

Eero Ruhanen

RADAN ERISTYS- JA VÄLIKERROKSEN LUONNONMATERIAALIN RAKEISUU- DEN VAIKUTUS KANTAVUUTEEN

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
TKT Heikki Luomala
Prof. Pauli Kolisoja
Maaliskuu 2021

TIIVISTELMÄ

Eero Ruhanen: Radan eristys- ja välikerroksen luonnonmateriaalin rakeisuuden vaikutus kantavuuteen

Diplomityö

Tampereen yliopisto

Rakennustekniikka

Maaliskuu 2021

Luonnonmateriaaleista rakennettaville radan eristys- ja välikerroksille on InfraRYL:ssä annettu sekä materiaalin rakeisuus- että rakenteen kantavuus- ja tiiviysvaatimuksia. Vaadittujen kantavuuksien saavuttaminen rakeisuudeltaan vaatimusten mukaisilla materiaaleilla ei ole usein ollut mahdollista. Rakeisuusjakautumaltaan ongelmallisia materiaaleja ovat sellaiset, joiden rakeisuuskäyrät ovat lähellä ohjealueen vasenta reunaa tai joiden rakeisuuskäyrät ovat muodoltaan epäjatkuvia, niin sanottuja hiekkapattirakeisuuskäyriä. Työn tarkoituksena on ollut selvittää, miten luonnonmateriaalin rakeisuus vaikuttaa rakenteen kantavuuteen. Toinen työssä tutkittava ilmiö on ajan ja vesipitoisuuden vaikutus kantavuuteen. Kantavuuden on havaittu kasvavan ajan kuluessa, vaikka rakenne on säilynyt tiivistämisen jälkeen lähes koskemattomana.

Ratarakenteesta tehdyillä pudotuspainolaitemittauksilla tutkittiin kantavuusarvojen todellista hajontaa ja ajan ja rakeisuuden vaikutusta kantavuuteen. Eri materiaaleista rakennetuilla koepenkereillä tutkittiin rakeisuuden, vesipitoisuuden ja tiivistystyön vaikutusta kantavuuteen ja tiiviuteen. Koepenkereille tehtiin levykuormituskokeita, pudotuspainolaitemittauksia ja Troxler-mittauksia. Sisätiloissa tehdyillä koerakenteella tutkittiin rakeisuuden sekä ajan ja vesipitoisuuden vaikutusta kantavuuteen ja tiiviuteen.

Rakeisuuden vaikutusta tutkittiin tavanomaisten näkökohtien lisäksi partikkelien pakkautumisteorian näkökulmasta. Työssä sovellettiin pakkautumisteoriaan perustuvaa laskentamenetelmää, jolla rakeisuuskäyrästä tunnistetaan ne lajitteet, jotka muodostavat kantavan raerungon ja lajitteet, jotka joko tukevat tai häiritsevät kantavaa raerunkoa. Materiaalin jäykkyys on suuri, kun kuormat välittyvät karkearakeisen raerungon kautta ja hienommat rakeet tukevat suurempia rakeita. Rakeisuuskäyrästä voidaan laskentamenetelmällä tunnistaa erilaisia kantavuuden kanssa korreloivia suureita. Tämän tutkimuksen tulosten perusteella määritettyjä empiirisiä yhtälöitä voidaan laskentamenetelmää käyttäen hyödyntää kantavuuden ennustamisessa rakeisuuskäyrän perusteella.

Kantavuuteen vaikuttaa suuresti materiaalin rakeisuuskäyrän sijainti ohjealueen sisällä. Karkearakeisilla materiaaleilla saavutetaan parempia kantavuuksia kuin hienorakeisemmilla materiaaleilla. Tämä ilmenee laskennallisesti 2 mm seulan läpäisyprosenttina. Kantavuutta voi alentaa kantavan raerungon katkeaminen, mikä ilmenee usein tietyn raekoon lajitteen vähäisenä määränä yli 2 mm rakeisuusalueella.

Ajan kuluessa ja rakenteen kuivuessa kantavuus kasvaa imupaineen eli näennäisen koheesion vaikutuksesta. Luonnonmateriaaleilla kantavuuden kasvu on suuruudeltaan merkittävä. Kantavuuden kasvu voidaan osittain kumota runsaalla kastelulla, mutta vähäinen rakenteen kastuminen ei vielä laske kantavuutta.

Avainsanat: Kantavuus, rakeisuus, luonnonmateriaali, eristyskerros, välikerros, ratarakenne

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Eero Ruhanen: The Effect of Grain Size Distribution of Natural Materials on the Bearing Capacity of Railway Frost Protection and Subballast layers

Master's thesis

Tampere University

Civil engineering

March 2021

For railway frost protection- and subballast layers, requirements are given for both the material grain size distribution and the bearing capacity and density of the structure. In many cases, the required bearing capacity has not been possible to be met with materials that fulfill the grain size distribution requirements. Materials with grain size distribution curves close to the fine end of the requirement zone and materials with excess amounts of sand grains have been noticed to be problematic. The goal of this thesis was to find out, how the grain size distribution of natural materials affects the bearing capacity. Another phenomenon studied in this thesis was the effect of time and water content on bearing capacity. Bearing capacity of a structure has been seen to increase as time passes even if the structure has remained mostly untouched.

Falling weight deflectometer tests on a railway structure were used to study the true distribution of bearing capacity values and the effect of time and grain size distribution on bearing capacity. Test embankments built from different materials were used to study the effect of grain size distribution, water content and compaction on bearing capacity and density. Tests conducted on the test embankments were plate load, falling weight deflectometer and Troxler test. The effect of grain size distribution, time and water content was also studied on a test structure indoors.

In addition to evaluating the effect of grain size distribution with traditional methods, it was studied from the point of view of particle packing theory. In this thesis, a particle packing based calculation method was applied in identifying those grain sizes, that form the load bearing, and the grain sizes, that either support or disturb the skeleton structure. The stiffness of granular material is great when loads are transferred through the skeleton of large particles and the fine materials are supporting the larger particles. The calculation method can be used to recognize parameters from the grain size distribution that correlate with bearing capacity. Empirical equations defined in this thesis can be used to estimate the bearing capacity from grain size distribution by using the calculation method.

The bearing capacity is affected greatly by the location of the grain size distribution curve inside the requirement zone. Higher bearing capacity can be reached with coarse materials than with fine materials. In the calculations, this shows up as the amount of materials that pass the 2 mm sieve. Bearing capacity can be lowered by a breaking of the skeleton structure. This shows as a low quantity of a specific grain size in the material.

Bearing capacity of a structure increases as time passes due to suction i.e. apparent cohesion. This increase is significant on natural materials. Heavy watering can partly cancel this effect, but small amount of water doesn't yet lower the bearing capacity.

Keywords: Bearing capacity, grain size distribution, natural material, frost protection layer, subballast, railway structure

ALKUSANAT

Tämä työ on tehty Väyläviraston tilaamana osana hanketta, jonka tavoitteena on Infra-RYL:n päivittäminen eristys- ja välikerrosten laatuvaatimusten osalta. Tämä tutkimus on tehty yhteistyössä Luumäki–Imatra-ratahankkeen kanssa. Kiitokset tältä osin kuuluvat hankkeen rakennuttaja Welado Oy:lle sekä urakoitsijoille GRK Infra Oy:lle ja NRC Group Finlandille ja heidän aliurakoitsijoilleen. Kiitokset kuuluvat myös Swerock Oy:lle ja Destia Oy:lle, joiden soranottoaikoilla saimme tehdä koerakenteita. Lisäksi kiitokset kuuluvat Väylävirastolle, ja erityisesti projektipäällikkö Joonas Hämäläiselle ja geoasiantuntija Panu Tollalle.

Tämä diplomityö ei olisi onnistunut ilman erinomaisia ohjaajiani, TkT Heikki Luomalaa ja professori Pauli Kolisojaa. Heidän tarjoama näkemys, kokemus ja sparraus auttoivat minua suuresti ja siitä haluan heitä suuresti kiittää. Kiitos kuuluu myös työn kokeellisessa osuudessa avustaneille Marko Hapolle ja Valtteri Pohjalle sekä laboratorioskokeissa avustaneelle GEOLA:n väelle. Lisäksi haluan kiittää tutkimuskeskus Terraa ja erityisesti ratatutkimusryhmä TerraRailia mukavasta ja kannustavasta työilmapiiristä.

Tampereella, 22.3.2021

Eero Ruhanen

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
2. LUONNONMATERIAALIT RADAN ERISTYS- JA VÄLKERROKSESSA	3
2.1 Ratarakenne	3
2.2 Ratarakenteeseen kohdistuvat kuormitukset	4
2.3 Luonnonmateriaalien rakeisuus ja raemuoto	6
2.4 Tiiviys ja tiivistyminen	9
2.4.1 Tiiviyn määrittely	9
2.4.2 Vesipitoisuuden vaikutus tiiviyteen	10
2.4.3 Rakeisuusjakautuman ja raemuodon vaikutus tiiviyteen	12
2.4.4 Tiivistystyö	15
2.5 Tiivysmittaukset	17
2.5.1 Säteilymittauslaite	17
2.5.2 Volymetrikoe	18
2.5.3 Itsemittaava jyvä	19
2.6 Luonnonmateriaalien mekaaninen käyttäytyminen	20
2.6.1 Kantavuus käsitteenä	20
2.6.2 Palautuva muodonmuutoskäyttäytyminen	21
2.6.3 Palautumaton muodonmuutoskäyttäytyminen	23
2.6.4 Jännitystilän vaikutus materiaalin jäykkyyteen	24
2.6.5 Tiiviyn vaikutus materiaalin jäykkyyteen	25
2.6.6 Raekokojakauman vaikutus materiaalin jäykkyyteen	26
2.6.7 Kosteustilan vaikutus materiaalin jäykkyyteen	27
2.6.8 Muita materiaalin jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä	30
2.6.9 Luiskan läheisyyden vaikutus kantavuuteen	31
2.6.10 Kantavuusarvojen laskennallinen käsittely	31
2.7 Materiaalin jäykkyyden mittaaminen laboratorioissa	32
2.7.1 Kolmiakselikoe	32
2.7.2 California Bearing Ratio (CBR)	33
2.7.3 Kiertotiivistyskoe	35
3. PARTIKKELIEN PAKKAUTUMINEN	37
3.1 Partikkelien pakkautumisteoria	37
3.2 Kantavuuden määrittäminen pakkautumisteorian perusteella	40
4. KANTAVUUDEN MITTAUS JA KANTAVUUSVAATIMUKSET	47
4.1 Kantavuuden kenttämittausmenetelmät	47
4.1.1 Kantavuuden mittaaminen levykuormituskokeella	47
4.1.2 Kantavuuden mittaaminen pudotuspainolaitteella	48
4.2 Eristys- ja välikerrosten laatuvaatimukset	50
4.2.1 InfraRYL:n mukaiset materiaalivaatimukset	50
4.2.2 InfraRYL:n mukaiset kantavuus- ja tiivysvaatimukset	52
4.2.3 Vaatimukset työmenetelmille	54
4.2.4 Ulkomaisia vaatimuksia	55
5. AIEMPIEN TUTKIMUSTEN KANTAVUUSMITTAUSHAVAINTOJA	59
5.1 Luumäki–Imatra RU2 koekentät, kevät 2020	59

5.1.1 Rauhan asema 1.....	59
5.1.2 Rauhan asema 2.....	60
5.1.3 Rauhan asema 3.....	60
5.2 Hipin koepenkereet.....	62
5.3 Kaitjärven liikennepaikka.....	65
6.KANTAVUUSMITTAUKSET KOERAKENTEISTA.....	69
6.1 Pudotuspainolaitemittaukset ratarakenteesta.....	69
6.2 Koepenkereet.....	73
6.3 Mittaukset ajouralta.....	87
6.4 Koerakenne Tampereen yliopiston rakennushallissa.....	88
6.5 Kiertotiivistyskokeet laboratoriossa.....	92
7.TULOSTEN ANALYSOINTI.....	95
7.1 Kantavuuteen vaikuttavat tekijät yleisesti.....	95
7.2 Rakeisuusparametrien vaikutus.....	99
7.3 Yidetin esittämän laskentamenetelmän soveltaminen.....	103
7.4 Kantavuuden arviointi laskentamenetelmällä.....	112
7.5 Laskentamenetelmän arviointi.....	114
8.YHTEENVETO.....	116
LÄHTEET.....	120

LYHENTEET JA MERKINNÄT

CBR	California Bearing Ratio
CMV	Compaction Meter Value, jäykkyyttä kuvaava suure mittaavalla jyrällä
DM	Disruptive Materials
DP	Disruption Potential
PS	Primary Structure
SS	Secondary Structure
VCA	Void Ratio of Coarse Aggregates, huokoisuus
a	kuormituslevyn säde
C_c	rakeisuuskäyrän muotoparametri
C_u	raekokosuhde
cn_{PS}	primäärirakenteen koordinaatioluku
D	tiivysaste
D_i	seulakoko
D_{max}	maksimiraekoko
D_r	suhteellinen tiiviys
$D_{w,avg}$	kahden peräkkäisen lajitteen raekoon painotettu keskiarvo
d_{50}	keskiraekoko
d	raekoko
d_n	läpäisyprosenttia n vastaava raekoko
d_r	painuma mittauspisteessä
$d_{w,avg}$	huokosten läpimitan painotettu keskiarvo
E_i	kantavuus
E_{vib}	jäykkyyttä kuvaava suure mittaavalla jyrällä
e	huokosluku
e_{max}	löyhintä tilaa vastaava huokosluku
e_{min}	tiiveintä tilaa vastaava huokosluku
e_s	raerungon huokoisuus
h	kerrospaksuus
K_i	materiaaliparametri

k_b	jäykkyyttä kuvaava suure mittaavalla jyrällä
M_r	jäykkyyssmoduuli eli resilient-moduuli
N	työkierrosten lukumäärä
n	rakeisuuskäyrän muotoa kuvaava parametri, huokoisuus
n_{PS}	primäärirakenteen huokoisuus
Omega	jäykkyyttä kuvaava suure mittaavalla jyrällä
P	läpäisyprosentti (Fullerin yhtälö)
p	aksaalinen paine, kosketuspaine
q	deviatorinen jännitys
R	rakeiden pyöreyttä kuvaava suure
R_{ij}	raekokojen suhde
r	kuormituslevyn jäykkyysskerroin, etäisyys
s	levyn keskipisteen painuma
V_{agg}	kiintoaineksen osuus tilavuudesta
$V_{>PS}$	ylisuurten rakeiden osuus tilavuudesta
V_{DM}^{SS}	disruptiivisten materiaalien osuus
V_{PS}	primäärirakenteen rakeiden osuus tilavuudesta
V_{free}^{PS}	primäärirakenteen sisäinen huokostilavuus
V_{SS}	sekundäärirakenteen rakeiden osuus tilavuudesta
V_{free}^{SS}	sekundäärirakenteen vapaa huokostilavuus
V_T	koko rakenteen tilavuus
V_{voids}	koko rakenteen huokostilavuus
w	vesipitoisuus
w_{opt}	optimivesipitoisuus
α	liikekulma
γ_d	kuivatilavuuspaino
γ_{dmax}	maksimikuivatilavuuspaino
ϵ_1	aksaalinen muodonmuutos
ϵ^e	palautuva muodonmuutos
θ	pääjännitysten summa
θ_0	vertailujännitys
ρ_d	kuivairtoteheys

ρ_s	kiintotiheys
ρ_w	märkäirtotiheys
σ	jännitys
σ_g	geometrinen normaalijakauma
ν	Poissonin luku
φ_i	lajitteen tilavuusosuus

1. JOHDANTO

Radan alusrakenteen toimivuus on edellytyksenä sujuvalle ja turvalliselle rautatieliikenteelle, minkä takia alusrakenteen on täytettävä erilaisia laatukriteereitä. Ratarakenteen eristys- ja välikerroksen tehtävänä on olla kantavana alustana päällysrakenteelle ja jakaa tukikerrokselta välittyvät kuormat maapohjalle. Eristyskerroksen tehtävänä on lisäksi estää rakennetta routimasta.

Eristys- ja välikerrokset voidaan rakentaa joko kalliomurskeesta tai luonnon maamateriaaleista, hiekasta tai sorasta. Materiaaleille on InfraRYL:ssä esitetty rakeisuusvaatimuksia. Eristys- ja välikerroksille on esitetty myös tiiviys- ja kantavuusvaatimuksia. Useiden ratahankkeiden yhteydessä on havaittu, että rakeisuusvaatimusten mukaisilla materiaaleilla ei ole oikein toteutetusta tiivistystyöstä huolimatta saavutettu kantavuusvaatimuksia. Puutteellinen kantavuus aiheuttaa sen, että riski rakenteen muodonmuutoksille päällysrakenteelta välittyvien junakuormien vaikutuksesta kasvaa. Kantavuuteen vaikuttaa materiaalin rakeisuuden lisäksi myös muita tekijöitä, kuten tiivistystyö ja vesipitoisuus. Tämän diplomityön tarkoituksena on tutkia, millä luonnonmateriaalien rakeisuusjakautumilla nykyiset kantavuusvaatimukset on mahdollista täyttää. Työssä tutkitaan myös rakeisuuden vaikutusta kantavuuteen partikkelien pakkautumisteorian näkökulmasta ja sovelletaan pakkautumisteoriaan perustuvaa laskentamallia kantavuuden arviointiin. Lisäksi tutkittavana kysymyksenä on, miten aika ja vesipitoisuus vaikuttavat luonnonmateriaalista tehdyn rakenteen kantavuuteen.

Työn teoriaosuudessa käsitellään ensin radan rakennetta ja eristys- ja välikerroksen toimintaa, jonka jälkeen käsitellään keskeisimmät luonnonmateriaalien ominaisuudet. Keskeisiä teoriaosuudessa käsiteltäviä asioita ovat tiiviys, sen mittaaminen ja siihen vaikuttavat tekijät. Tämän jälkeen käsitellään luonnonmateriaalien mekaaniseen käyttäytymiseen vaikuttavia tekijöitä ja materiaalin jäykkyyden mittaamista laboratoriossa. Luvun kaksi perusteoriaosuuden jälkeen luvussa kolme esitellään lyhyesti partikkelien pakkautumisteoria sekä siihen perustuva laskentamenetelmä. Neljännessä luvussa esitellään eristys- ja välikerrosten materiaaleille asetetut vaatimukset sekä eristys- ja välikerroksille asetetut kantavuus- ja tiiviysvaatimukset. Lisäksi esitellään lyhyesti erilaisia ulkomaalaisia vaatimuksia.

Viidennessä luvussa käydään läpi aiempia tutkimuksia, joista on saatavilla tämän tutkimuksen kannalta hyödyllisiä koetuloksia. Tämän työn yhteydessä tehtiin mittauksia valmiista ratarakenteesta, koepenkereistä ja sisätiloissa tehdystä koerakenteesta. Kuudennessa luvussa esitellään tämän työn yhteydessä saadut koetulokset.

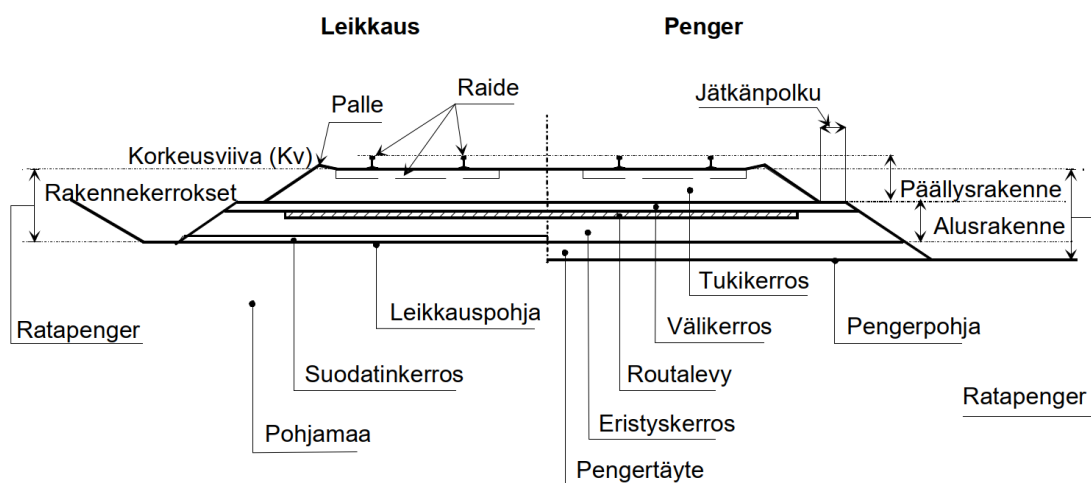
Seitsemännessä luvussa analysoidaan tämän ja aiempien tutkimusten tuloksia ja arvioidaan erilaisten tekijöiden vaikutusta kantavuuteen ja tiiviyteen. Tämän jälkeen pakkautumisteoriaan perustuvaa laskentamenetelmää sovelletaan kantavuuden arviointiin sekä arvioidaan menetelmän toimivuutta ja käyttökelpoisuutta.

2. LUONNONMATERIAALIT RADAN ERISTYS- JA VÄLIKERROKSESSA

2.1 Ratarakenne

Ratarakenne voidaan jakaa kahteen pääosaan, päällys- ja alusrakenteeseen. Päällysrakenne koostuu raiteesta ja tukikerroksesta. Tukikerroksen materiaalina on joko raideseppi tai -sora ja sen tehtävänä on toimia raiteen kantavana alustana ja pitää raidetta halutussa asennossa. Raiteeseen kuuluvat kiskot ja niitä paikallaan pitävät ratapölkkyt sekä niiden jatkos- ja kiinnitysosat. Raiteeseen kuuluvat myös vaihteet ja muut erikoisrakenteet. (Liikennevirasto 2018a)

Alusrakenteeseen kuuluvat väli- ja eristyskerrokset sekä tarvittaessa routasuojaus ja suodatinkerros. Alusrakenteen ylin osa on 300 mm paksuinen välikerros, joka toimii tukikerroksen kantavana alustana, välittää kuormat eristyskerrokselle ja estää tukikerroksen materiaalin sekoittumisen alempien kerrosten materiaaleihin. Välikerroksen alla on eristyskerros, jonka tehtävänä on estää alapuolista maata routimasta, välittää kuormat pohjamaalle ja estää veden kapillaarinen nousu ylempiin kerroksiin. Eristyskerroksen paksuus määräytyy routamitoituksen perusteella. Suodatinkerroksen tarkoituksena on estää eristyskerroksen materiaalin ja pohjamaan sekoittuminen. Hiekasta rakennettavan suodatinkerroksen sijaan nykyään käytetään usein suodatinkangasta. Routalevy parantaa rakenteen lämmöneristävyyttä ja siten routimisesta aiheutuvia ongelmia. Routalevyn materiaalina on XPS-eristelevy ja se voi sijaita välikerroksen ylä- tai alapuolella. (Liikennevirasto 2018a) Kuvassa 2.1 on esitetty radan rakenneosat ja niiden nimitykset tyypillisessä ratapoikkileikkauksessa.



Kuva 2.1: Radan rakenneosat ja niiden nimitykset (Liikennevirasto 2018a)

Ratapenkereellä tarkoitetaan kokonaisuutta pengertäytteen alapinnasta tukikerroksen yläpintaan.

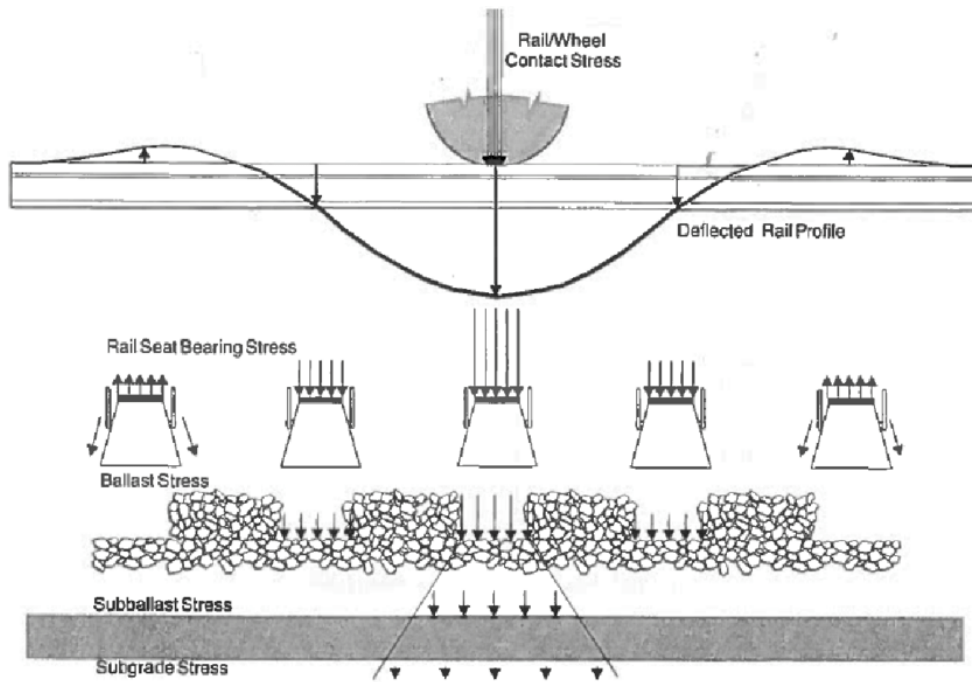
2.2 Ratarakenteeseen kohdistuvat kuormitukset

Merkittävin ratarakennetta kuormittava tekijä on kiskoilla liikkuva kalusto, josta aiheutuvat kuormitukset voivat olla radan pysty-, vaaka- tai pituussuuntaisia. Näiden kuormitusten lisäksi ratarakenteeseen kohdistuu ilmasto- ja ympäristökuormituksia. Suomen olosuhteissa roudan merkitys kuormittavana tekijänä on suuri. Routa voi kasvattaa alusrakenteen jäykkyyttä ja siten aiheuttaa sen, että päällysrakenteen komponenttien kautta välittyy rakenteelle suurempia jännityksiä. Roudan sulamisvaiheessa rakenteet ovat veden kyllästävässä tilassa, jolloin ne ovat alttiina pysyville muodonmuutoksille. (Kalliainen et al. 2014)

Liikkuvan kaluston aiheuttamien pystysuuntaisten kuormitusten lisäksi radan päällys- ja alusrakenteet kuormittavat niiden alapuolisia rakenteita ja pohjamaata. Liikkuvan kaluston aiheuttamat kuormat ovat sekä staattisia että dynaamisia. Pyörän kautta välittyvät pystysuuntaiset kokonaisvoimat koostuvat puolikkaan akselipainon aiheuttamasta voimasta, kaarteessa keskihakuvoiman pyörän kautta välittyvästä komponentista, tuulen aiheuttamasta voimasta ja dynaamisesta voimalisästä. Kvasistaattisiksi voimiksi kutsutaan akselipainon, keskihakuvoiman ja tuulen aiheuttamia voimia ilman dynaamista lisää. (Esveld 2001, Kalliainen et al. 2014 mukaan)

Dynaamista kuormituslisää arvioidaan laskennassa kertoimella, jota sanotaan sysäyslisäksi ja siihen vaikuttavat mm. junan nopeus, staattinen akselipaino, pyörän halkaisija, kaluston jousittamaton massa, kaluston kunto, radan kunto, rataluokka ja radan rakenekerrosten kunto (Indraratna et al. 2011, Kalliainen et al. 2014 mukaan)

Kuvassa 2.2 on havainnollistettu pyörältä välittyvän kuorman jakautumista kiskolle, rata-pölkyille, tukikerrokselle, alusrakenteelle ja pohjamaalle.



Kuva 2.2: Junakuormien jakautuminen (Selig & Waters 1994)

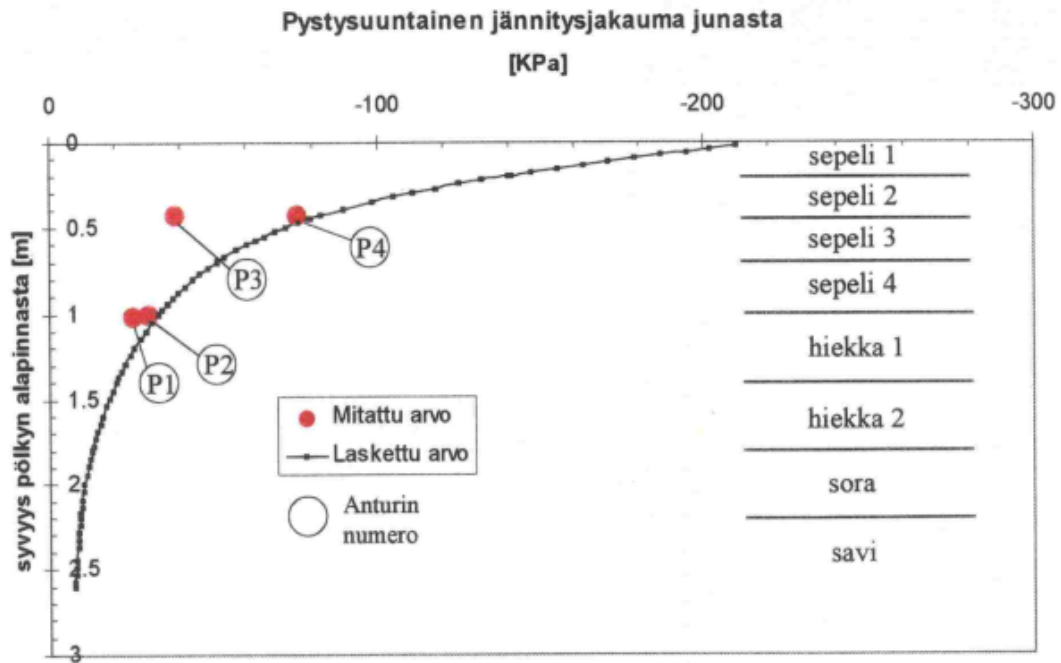
Suurin osa kuormista välittyy välittömästi pyörän alla olevan pölkyn kautta. Tämän kuorman osuus on noin puolet kokonaiskuormasta. Pystysuuntaista kuormaa välittyy myös viereisten pölkkyjen kautta. Kauempana sijaitseville pölkkyille välittyy kiskojen kautta kuvan 2.2 periaatteen mukaisesti pystysuuntainen nostava voima, joka pyrkii nostamaan pölkkyjä tukikerroksesta irti ja aiheuttaa siten tukikerrosta kuluttavan pumppausilmiön. (Selig & Waters, 1994, Kalliainen et al. 2014 mukaan)

Tukikerroksen kunto vaikuttaa merkittävästi jännitysten välittymiseen alapuolisille kerroksille. Huonokuntoisella raidesepellillä, jonka kitkakulma on hyväkuntoista pienempi, ratapölkyn alle muodostuva jännityspyramidi on jyrkempi ja jännitykset jakautuvat tukikerroksen alaosassa pienemmälle pinta-alalle. (Jernbanelverket 1998, Kolisoja et al. 1999 mukaan)

Todellisuudessa kuormat jakautuvat tukikerroksessa epätasaisesti. Tukikerroksen sepelissä kuormat välittyvät jännitysketjuja pitkin, minkä takia myös välikerrokselle kohdistuva kuormitus on mahdollisesti epätasaisesti jakautunutta. Tästä seurauksena voi olla tukikerroksen sepelin tunkeutuminen välikerrokseen, välikerroksen painuminen tai materiaalin jauhautuminen. (Kolisoja et al. 1999)

Suurimmat pystyjännitykset ratapenkereessä muodostuvat tukikerroksen yläpintaan. Kolisoja et al. (2000) tutkimuksessa mitattiin ratapenkereeseen muodostuvia pystyjännityksiä akselipainoltaan 250 kN olevien junavaunujen kulkiessa mittauskohteen yli. Mit-

taustuloksia verrattiin BISAR-kerrosrakenneohjelmistolla laskettuihin teoreettisiin jännitysten arvoihin mittauskohdetta vastaavalla rakennepoikkileikkauksella. Kuvassa 2.3 on esitetty tutkimuksessa mitatut jännitysten arvot sekä laskentaohjelmalla saadut jännitykset eri syvyyksillä.



Kuva 2.3: Mitattujen ja laskettujen pystyjännitysten vertailu (Kolisoja et al. 2000)

Pisteessä P3, joka sijaitsee rakenteessa 0,5 m syvyydellä sepelikerroksessa, mitattu pystyjännityksen arvo ei vastaa kerroslaskentaohjelmalla saatua arvoa samalla syvyydellä. Tämä johtuu siitä, että paineanturi on suurimpien sepelirakeiden kanssa samaa kokoluokkaa, mikä johtaa mittausteknisiin ongelmiin. Muissa pisteissä mitatut arvot vastaavat hyvin laskennallista jännitysjaakaumaa. (Kolisoja et al. 2000)

Pystykuormien lisäksi ratarakenteeseen kohdistuu poikki- ja pituussuuntaisia kuormituksia. Poikkisuuntaiset kuormat koostuvat pystykuormien kanssa osittain vastaavalla tavalla kaarteissa pyörän laipan ja ulkokiskon kontaktista, keskihakuvoimasta, tuulen vaikutuksesta ja dynaamisesta voimalisästä. Pituussuuntaisia kuormituksia aiheutuu liikkuvan kaluston kiihdytys- ja jarrutusvoimista sekä lämpötilan muutoksista johtuvista kiskojen veto- ja puristusjännityksistä. (Kalliainen et al. 2014)

2.3 Luonnonmateriaalien rakeisuus ja raemuoto

Maalajien rakeisuutta kuvataan rakeisuuskäyrällä, joka kertoo, kuinka paljon materiaalissa on massaprosentteina tiettyä raekokoa pienempiä rakeita. Rakeisuuskäyrä esite-

tään puolilogaritmisessa koordinaatistossa, jossa logaritmisella vaaka-akselilla on raekoko millimetreinä ja pystyakselilla prosentit lineaarisella asteikolla. Rakeisuuskäyrä määritetään karkearakeisille materiaaleille kuivaseulonnalla. Seulonnalla määritetään kullekin seulalle jääneiden lajitteiden osuudet koko materiaalista. Näin saadaan tietää, mikä osuus rakeista on tiettyä raekokoa suurempaa ja pienempää. Hienoaineksen, eli alle 0,063 mm läpimitaltaan olevien rakeiden osuuden tarkka määrittäminen ei onnistu kuivaseulonnalla. Pienillä, noin alle 10 % hienoainespitoisuuksilla, voidaan hienoainemäärän mittaamiseen käyttää pesuseulontaa. Hienoaineksen sisäisen raekokojakautuman määrittämiseen käytetään useimmiten areometrikoeetta. (Rantamäki et al. 2009)

Rakeisuuskäyrästä voidaan määrittää materiaalille erilaisia materiaalin raekokojakautumaa kuvaavia tunnuslukuja, joista usein käytettyjä ovat esimerkiksi hienoainespitoisuus, keskiraekoko d_{50} , raekokosuhte C_U , ja rakeisuuskäyrän muotoparametri C_C . Tunnuslukujen määrittämistä varten rakeisuuskäyrästä täytyy määrittää seulakoko, joka vastaa haluttua läpäisyprosenttia. InfraRYL (2020) liitteen 1 ohjeen mukaan läpäisyprosenttia n vastaava seulakoko d_n lasketaan kaavalla 1

$$d_n = 10^{\left(\log(a) + (n-c) \frac{\log(b) - \log(a)}{f-c}\right)}, \quad (1)$$

missä a suurin on seulakoko millimetreinä, jonka läpäisyprosentti on alle halutun läpäisyprosentin n , ja b on pienin seulakoko, jonka läpäisyprosentti on enemmän kuin läpäisyprosentti n . Kaavassa c on seulan a läpäisyprosentti ja f on seulan b läpäisyprosentti. (InfraRYL 2020)

Rakeisuuden jakautumisen arviointiin käytetään raekokosuhdetta C_U , joka määritellään kaavalla 2

$$C_U = d_{60} / d_{10} \quad (2)$$

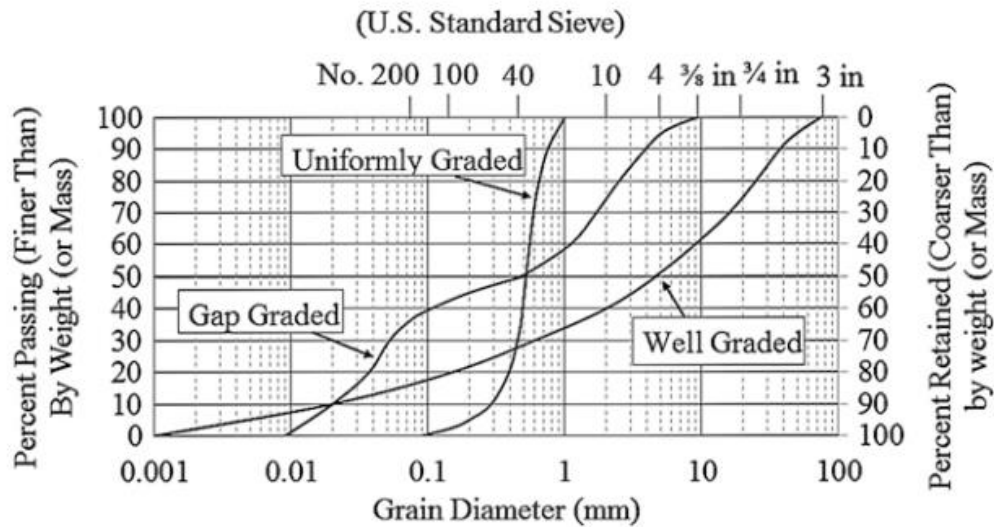
missä d_{60} on maanäytteen raekoko 60 % läpäisyn kohdalla ja d_{10} raekoko 10 % läpäisyn kohdalla. Materiaalia, jonka C_U on alle 5, kutsutaan tasarakeiseksi ja materiaalia, jonka C_U on välillä 5–15 sanotaan sekarakeiseksi. Kun C_U on yli 15, materiaali on suhteistunut. (Rantamäki et al. 2009)

Rakeisuuskäyrän muotoa kuvaava parametri C_C lasketaan kaavalla 3.

$$C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{10}d_{60}}, \quad (3)$$

Hyvin suhteistuneella materiaalilla C_C on välillä 1–3. (Craig 2004) Mitä pienempi materiaalin C_C on, sitä kuperampi rakeisuuskäyrä on muodoltaan. Vastaavasti, mitä suurempi C_C , sitä roikkuvampi rakeisuuskäyrä on.

Jos materiaalista puuttuu paljon tiettyjen raekokojen lajitteita, kyseessä on rakeisuus-
käyrältään epäjatkua (gap graded) materiaali. Kuvassa 2.4 on esitetty esimerkkirakei-
suuskäyrät suhteistuneesta (well graded), tasarakeisesta (uniformly graded) ja rakei-
suuskäyrältään epäjatkuvasta materiaalista. (Shakoor 2018)

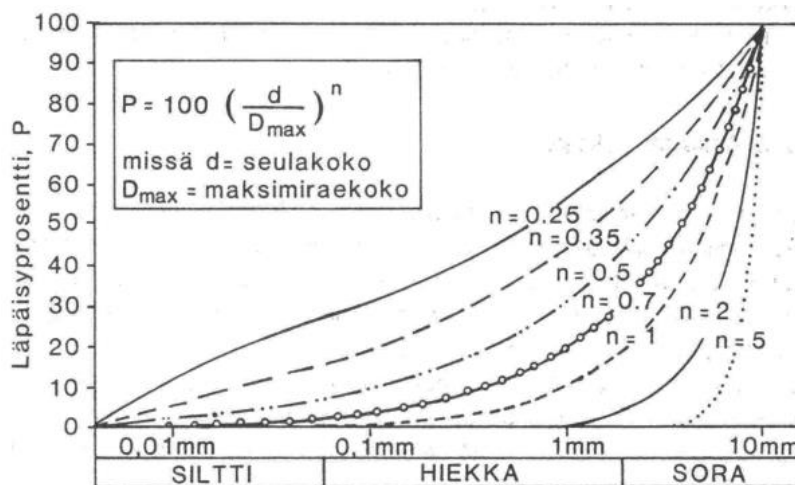


Kuva 2.4: Suhteistunut, tasarakeinen ja epäjatkua rakeisuuskäyrä (Shakoor 2018)

Rakeisuuskäyrän muodon arvioinnissa voidaan hyödyntää Fullerin yhtälöä (kaava 4)

$$P = 100 \left(\frac{d}{D_{\max}} \right)^n, \quad (4)$$

missä P on läpäisyprosentti, d raekoko, D_{\max} materiaalin maksimiraekoko ja n rakeisuus-
käyrän muotoa kuvaava parametri. Parametrin n ollessa pieni, materiaali on suhteistu-
nutta ja kun n on arvoltaan suuri, materiaali on tasarakeista. (Kolisjoja 1996) Kuvassa 2.5
on esitetty rakeisuuskäyriä parametrin n eri arvoilla.



Kuva 2.5: Rakeisuuskäyriä eri Fullerin yhtälön parametrin n arvoilla (Thom 1988, Ko-
lisoja 1993 mukaan)

Maamateriaalien keskeinen ominaisuus rakeisuuskäyrän lisäksi on raemuoto. Rakeet voivat olla karkeasti jaoteltuna joko vakioläpimittaisia, litteitä tai neulamaisia. Karkearakeisilla maalajeilla rakeet ovat usein vakioläpimittaisia, kun taas hienorakeisilla maalajeilla rakeet ovat usein litteitä. Neulamaiset rakeet ovat kahta muuta raemuotoa harvinaisempia. (Rantamäki et al. 2009) Kuvassa 2.6 on esitetty kolme eri raemuototyyppiä.



Kuva 2.6: Vakioläpimittainen, litteä ja neulamainen raemuoto (Rantamäki et al. 2009)

Raemuodon lisäksi rakeet voidaan jaotella niiden särmikkyyden perusteella. Kuvassa 2.7 on esitetty kolme eri särmikkyydsasteen raemuotoa.



Kuva 2.7: Rakeiden jaottelu särmikkyyden perusteella (Rantamäki et al. 2009)

Särmikkäitä rakeita esiintyy tyypillisesti moreenikerrostumissa. Pyöristyneet rakeet ovat tyypillisiä harju- ja rantamuodostumissa olevissa hiekka- ja soramateriaaleissa. (Rantamäki et al. 2009) Radan eristys- ja välikerroksessa käytettävät luonnonmateriaalit kuuluvat useimmiten jälkimmäiseen kategoriaan.

2.4 Tiiviys ja tiivistyminen

2.4.1 Tiiviuden määritelmä

Karkearakeisen maan lujuus- ja kantavuusominaisuuksia voidaan epäsuorasti arvioida sen tiiviuden perusteella. Maa koostuu kiinteästä maa-aineksesta sekä veden tai ilman täyttämästä huokostilavuudesta. Tiiviyteen vaikuttaa maan huokosluku e , jolla tarkoitetaan tutkittavan maan huokostilavuutta jaettuna kiinteän maa-aineksen tilavuudella. (Rantamäki et al. 2009)

Rakenteen tiivyyttä voidaan kuvata tiiviydsasteella D , joka kertoo mitattavan kohteen maan kuivatilavuuspainon suhteen materiaalin tiiveimmän mahdollisen tilan kuivatilavuuspai-

noon prosentteina (Rantamäki et al 2009). Materiaalin maksimikuivatilavuuspaino määritetään standardin SFS-EN 13286-2 mukaisella parannetulla Proctor-kokeella. InfraRYL:n mukaisena yhtenä maarakenteiden laatuvaatimuksena on rakenteen riittävä tiiviyssaste, jota mitataan esimerkiksi säteilymittauksella. Eri rakenteille on olemassa erilaisia tiiviyssvaatimuksia. (InfraRYL 2020)

Toinen tapa arvioida tiiviyttä on suhteellinen tiiviyys D_r , joka määritetään kaavalla 5

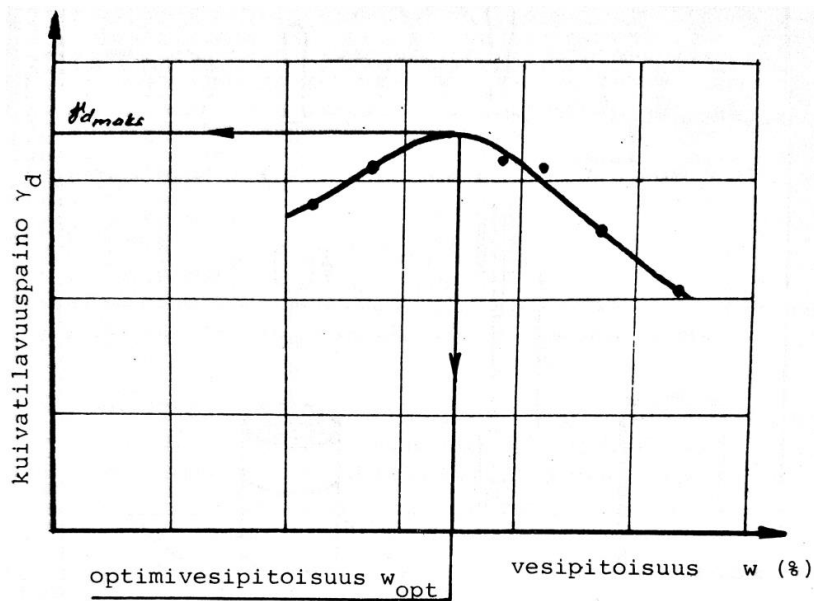
$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}, \quad (5)$$

missä e_{max} on materiaalin löyhintä tilaa vastaava huokosluku, e_{min} tiiveintä tilaa vastaava huokosluku ja e on tutkittavan materiaalin huokosluku. Suhteellinen tiiviyys voi vaihdella välillä 0 – 1, missä arvolla 0 maa on löyhimmässä mahdollisessa ja arvolla 1 tiiveimmässä mahdollisessa tilassa. Mitä pienempi huokosluku on, eli mitä vähemmän huokostilaa maassa on verrattuna kiinteän maa-aineksen määrään, sitä tiiviimmässä tilassa maa on. (Rantamäki et al. 2009) Tärkeimmät maarakenteen tiiviyteen vaikuttavat tekijät ovat maalaji, vesipitoisuus, tiivistysmenetelmä, tiivistystyön määrä ja pohjamaan kantavuus (Forssblad 2000).

Kiintotiheys ρ_s on maamateriaalin huokosettoman aineen tiheys, joka määräytyy kiviaineksen tiheyden mukaan. Kiintotiheys suomalaisilla kivennäismaalajeilla on tyypillisesti noin 2600–2800 kg/m³, mutta tyypillisin moreenimaalajien kiintotiheys on 2650 kg/m³. Tätä arvoa voidaan käyttää suomalaisen kivennäismaalajin kiintotiheyden vakioarvona. (Rantamäki et al. 2009)

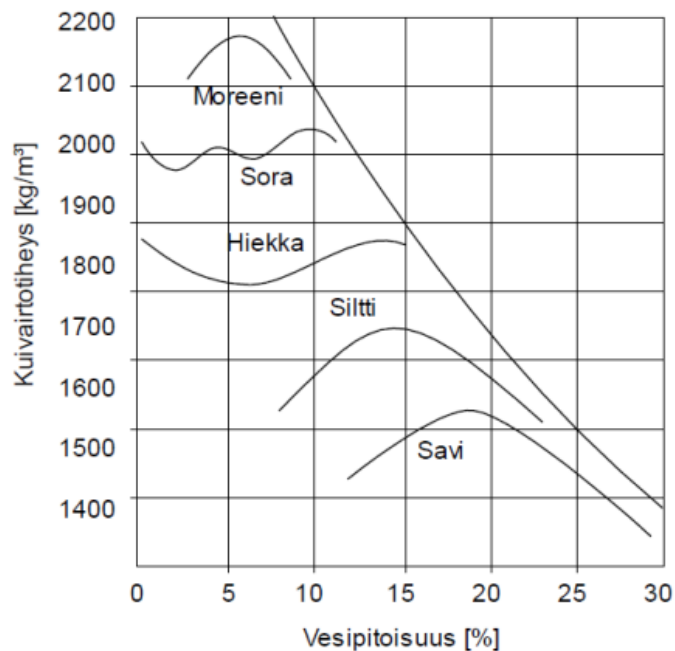
2.4.2 Vesipitoisuuden vaikutus tiiviyteen

Materiaalin tiivistymiseen vaikuttaa olennaisesti sen vesipitoisuus. Täysin vettyneellä tai kuivalla materiaalilla ei voida saavuttaa korkeimpia mahdollisia tiiviyssasteita. Veden on ajateltu toimivan rakeiden välisenä "voiteluaineena". Proctor-kokeessa maamateriaalia tiivistetään muotissa vakiotyömäärällä eri vesipitoisuuksissa, jolloin saadaan selville se vesipitoisuus, jolla suurin mahdollinen kuivatilavuuspaino saavutetaan. Tätä vesipitoisuutta kutsutaan optimivesipitoisuudeksi. (Rantamäki et al. 2009) Suurilla vesipitoisuuksilla vesi alkaa viedä suurempaa osaa kokonaistilavuudesta, jolloin kuivairtotiheyden arvo pienenee (Craig 2004). Optimivesipitoisuuden ja maksimikuivatilavuuspainon määrittäminen Proctor-kokeen tulosten perusteella on esitetty kuvassa 2.8.



Kuva 2.8: Proctor-kokeen tulokset (Rantamäki et al. 2009)

Vesipitoisuudella on Proctor-kokeen lisäksi olennainen merkitys käytännön rakentamisessa. Maarakenteen riittävän kantavuuden saavuttamiseksi tiivistystyö on tehtävä mahdollisimman lähellä optimivesipitoisuutta. (Rantamäki et al. 2009) Optimivesipitoisuuden arvo on matalampi ja kuivairtitiheyden maksimi-arvo on korkeampi suuremmalla tiivistystyömäärällä (Hartikainen 2000). Kuvassa 2.9 on esitetty vesipitoisuuden tyypillinen vaikutus eri materiaalien tiivistymiseen.



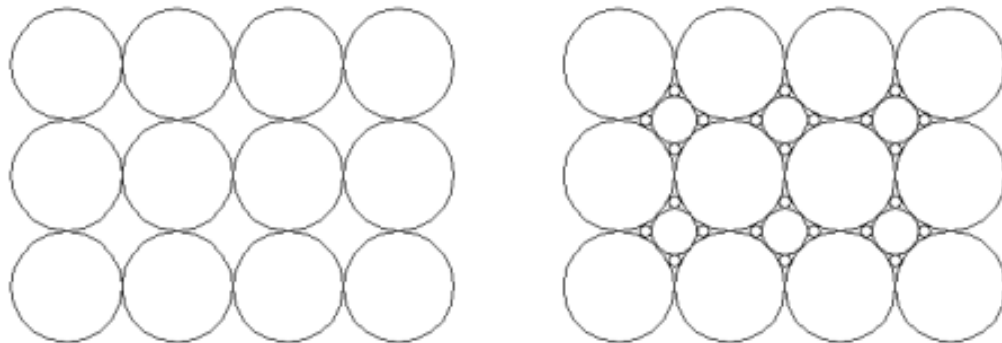
Kuva 2.9: Vesipitoisuuden vaikutus kuivairtitiheyteen eri materiaaleilla (Kalliainen et al. 2011)

Kuvasta nähdään, että hienorakeisemmillä maalajeilla optimivesipitoisuus on korkeampi ja kuivairtoteiheyden maksimiarvot ovat pienempiä. Kuvassa oikealla oleva käyrä kuvaa kyllästymispistettä, eli tilannetta, jossa kaikki huokokset ovat vedellä täyttyneitä.

Hiekka- ja soramateriaalit voidaan tiivistää melko korkeaan tiivyyteen millä vain vesipitoisuudella kuivan ja veden kyllästämisen tilan välissä, koska niillä kuvan 2.9 mukainen kuivairtoteiheyden kuvaaja on melko tasainen verrattuna moreeni-, siltti- ja savimateriaaleihin, joilla vesipitoisuus vaikuttaa suuresti tiivistyvyyteen. Kaikilla materiaaleilla, mutta erityisesti hienorakeisia lajitteita sisältävillä, huokosvesi sitoo kapillaarisesti partikkeleita toisiinsa, mikä vaikeuttaa niiden uudelleenjärjestäytymistä. Nämä voimat eivät vaikuta materiaalin ollessa veden kyllästämää tai täysin kuivaa. Hiekka- ja soramateriaaleilla on mahdollista saavuttaa korkea kuivairtoteiheys jopa täysin kuivassa tilassa. (Forsblad 2000)

2.4.3 Rakeisuusjakautuman ja raemuodon vaikutus tiivyyteen

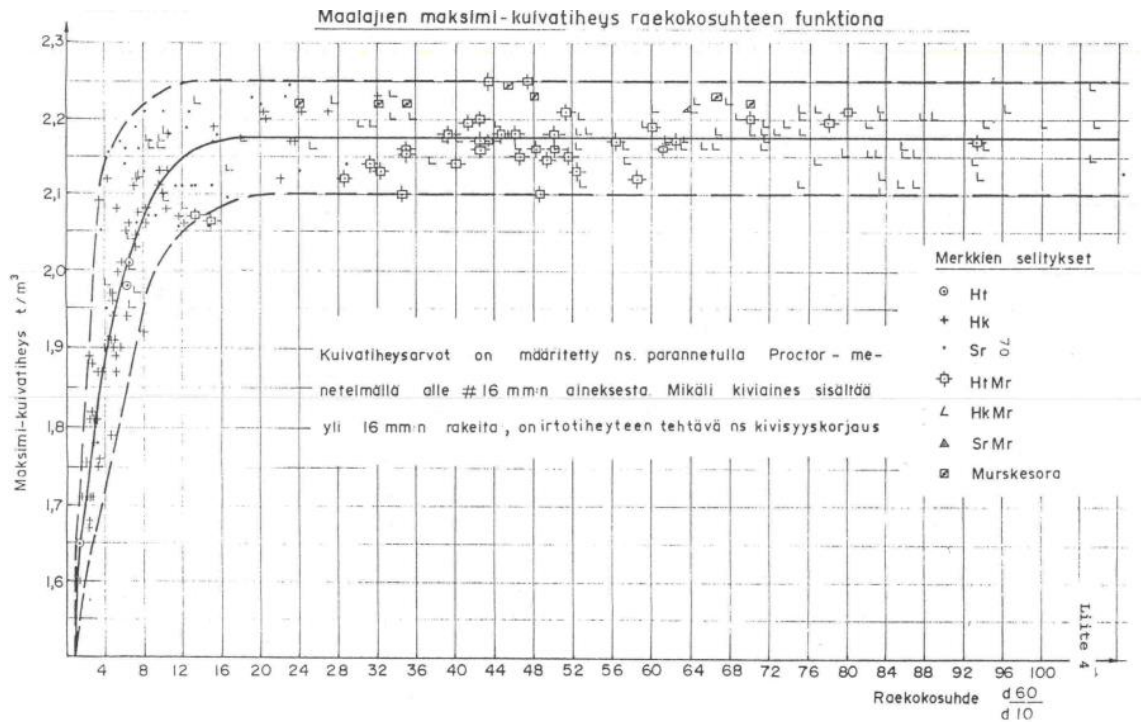
Sekarakeisella materiaalilla pienemmät rakeet täyttävät isojen rakeiden väliin jäävät raot paremmin, jolloin tyhjätilaa (huokosia) on vähemmän ja kuivatilavuuspaino on suurempi. Tasarakeisilla materiaaleilla huokostilaa jää aina rakeiden väliin. Kuvassa 2.10 on havainnollistettu raekokojakauman vaikutusta huokoslukuun. (Rantamäki et al. 2009)



Kuva 2.10: Tasa- ja sekarakeisen materiaalin tiiviys (Kalliainen et al. 2011)

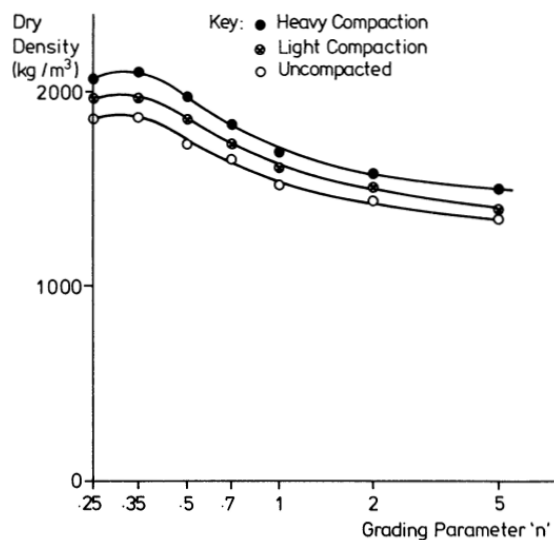
Kuvasta 2.10 nähdään kuinka pienemmät rakeet täyttävät suurempien väleihin jäävät raot ja siten pienentävät huokoslukua, vaikka suuremmat rakeet ovatkin järjestyneet kummassakin tapauksessa samalla tavalla.

Raekokosuhteen vaikutus parannetulla Proctor-kokeella saatavaan maksimikuivairtoteiheyteen eri materiaaleilla on esitetty kuvassa 2.11.



Kuva 2.11: Raekokosuhteen vaikutus eri maalajien maksimikuivairtitiheyteen (Kuskelin et al. 1994)

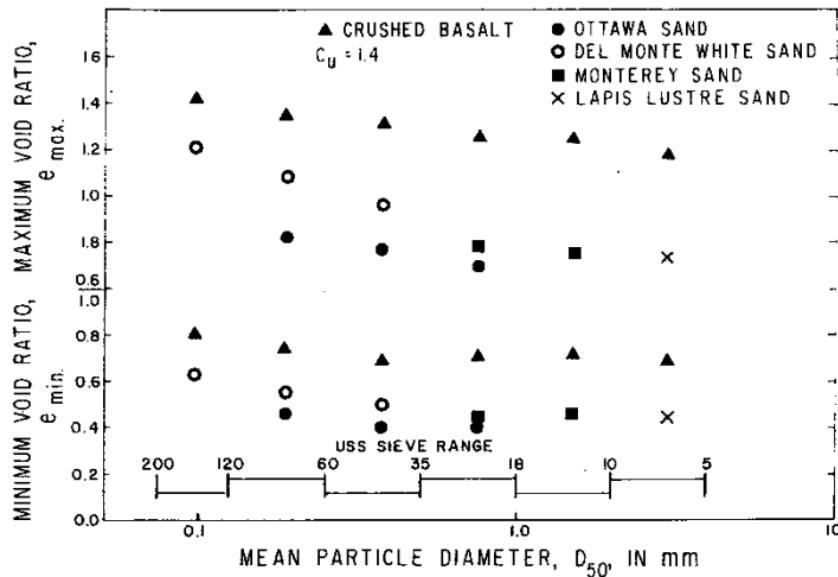
Kuvasta nähdään, että kun materiaalin raekokosuhte kasvaa ja materiaali muuttuu sekarakeisemmaksi, materiaalin huokoisuus pienenee. Kun raekokosuhte on suurempi kuin noin 16, sillä ei enää ole suurta vaikutusta tiivyyteen. Vastaava havainto on esitetty Thomin (1988) väitöskirjassa, missä tutkimusmateriaalina on ollut kuiva, maksimirae-kooltaan 10 mm dolomiittikalkkikivimurske. Suurimmat kuivairtitiheyden arvot saavutettiin materiaaleilla, joiden Fullerin parametrin n arvo on ollut noin 0,3. Kuvassa 2.12 on esitetty kuivairtitiheyden riippuvuus tiivistystyön määrästä ja parametrista n .



Kuva 2.12: Fullerin yhtälön parametrin n vaikutus dolomiittikalkkikivimurskeen tiivyyteen (Thom 1988)

Yleisesti ottaen sekarakeisemmillä materiaaleilla on päästy suurempiin kuivairtoteiheyksiin. Kuitenkin hyvin pienillä parametrin n arvoilla saavutettu kuivairtoteiheyys on hieman maksimiarvoa pienempi.

Keskiraekoko d_{50} vaikuttaa jossain määrin materiaalin tiivyyteen (Rantamäki et al. 2009). Kuvassa 2.13 on esitetty keskiraekoon vaikutus erilaisten hiekkamateriaalien tiiveintä ja löyhintä tilaa vastaaviin huokoslukuihin raekokosuhteen ollessa vakio.



Kuva 2.13: Keskiraekoon vaikutus tiivyyteen eri materiaaleilla (Youd 1973)

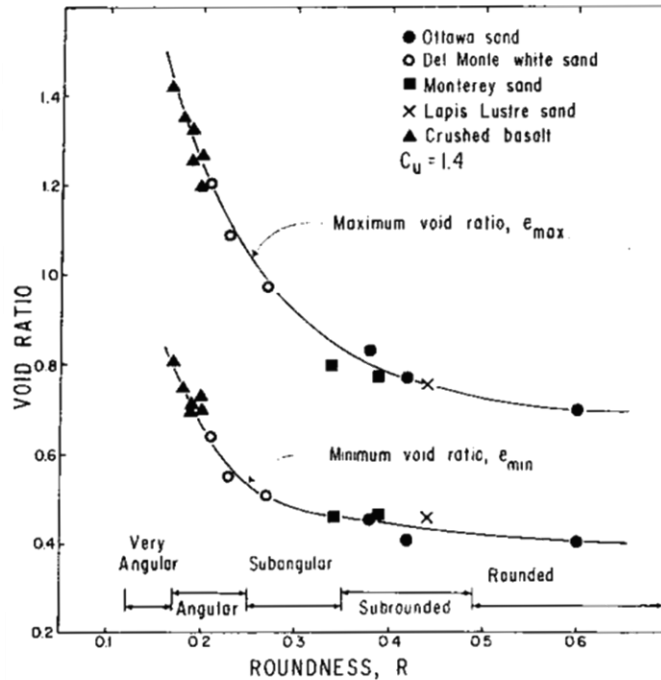
Kuvasta nähdään, että keskiraekoon vaikutus huokoisuuden ääriarvoihin on vähäinen, mutta joillakin materiaaleilla suurempi keskiraekoko johtaa hieman pienempiin huokoisuuksiin. Tämä oletettavasti johtuu siitä, että koemateriaalien karkeat rakeet olivat muodoltaan hieman hienoja rakeita pyöreämpiä.

Hiekan, hiekkaisen soran ja hiekkamoreenin tiivyyden arvioinnille on esitetty kokeellinen kaava 6

$$\gamma_{dmax} = 16,94 + 0,714 \ln d_{80} + 0,9124 \ln C_U, \quad (6)$$

missä Proctor-kokeella saavutettavaan maksimikuivatilavuuspainoon γ_{dmax} (kN/m^3) vaikuttavia tekijöitä ovat materiaalin raekokosuhte C_U ja 80 % läpäisyä vastaava raekoko d_{80} millimetreinä. (Tammirinne 1972, Rantamäki et al. 2009 mukaan) Yhtälö vastaa melko hyvin kuvassa 2.11 esitettyä raekokosuhteen ja kuivairtoteiheyden riippuvuutta.

Raemuodolla on keskeinen vaikutus materiaalin huokoisuuteen ja tiivyyteen. Kuvassa 2.14 on esitetty rakeiden pyöreäyden vaikutus huokosluvun ääriarvoihin hiekkamateriaaleilla, joiden kaikkien raekokosuhte C_U on 1,4.



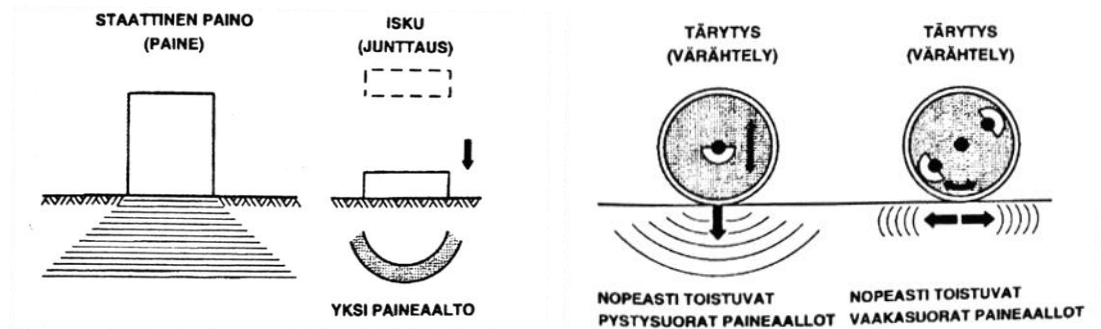
Kuva 2.14: Rakeiden pyöreiden vaikutus huokosluvun ääriarvoihin (Youd 1973)

Rakeiden pyöreyttä on Youdin (1973) tutkimuksessa kuvattu suurella R , jonka arvot ovat välillä 0–1. Arvolla 1 rakeet ovat lähes täysin pyöreitä ja arvolla 0 hyvin särmikkäitä. Kuvasta 2.14 nähdään, että hyvin särmikkäillä rakeilla huokosluku on kaikkein suurin ja se laskee rakeiden pyöreiden kasvaessa. Selkeimmin raemuoto vaikuttaa särmikkäillä ja hyvin särmikkäillä rakeilla, joilla pienellä pyöreysarvon R kasvulla huokosluku pienenee selvästi. Pyöreäsärmäisillä ja pyöreillä rakeilla pyöreysarvon muutoksella on pienempi vaikutus huokoslukuun.

2.4.4 Tiivistystyö

Tiivistystyömenetelmän ja kerralla tiivistettävän kerroksen paksuuden valinta on riippuvainen tiivistettävän materiaalin rakeisuudesta. Karkearakeisilla materiaaleilla riittää pienempi tiivistystyömäärä kuin hienorakeisilla, joilla veden poistuminen huokosista on hitaampaa. Hienorakeiset materiaalit on tiivistettävä ohuemmissa kerroksissa tai suuremmalla staattisella paineella. Tiivistettävän kerroksen alustan kantavuus vaikuttaa tiivistystyön onnistumiseen. Heikolla kantavuudella tiivistysenergia kohdistuu osittain alusrakenteeseen eikä tiivistä rakennettavaa kerrosta. Alusrakenteen vaurioiden välttämiseksi tiivistystehoa olisi heikolla pohjamaalla vähennettävä. (Hartikainen 2007)

Tiivistysmenetelmät ovat joko staattisia tai dynaamisia. Kuvassa 2.15 on esitetty neljä eri tiivistysvaikutusta, joista ensimmäinen on staattinen ja kolme muuta dynaamisia.



Kuva 2.15: Neljä erilaista tiivistysvaikutusta (Hartikainen 2007)

Staattisilla tiivistysmenetelmillä tarkoitetaan rakenteen tiivistämistä tiivistyskoneen oman painon avulla. Staattisia tiivistyskoneita ovat sileävalssi-, kumipyörä- ja sorkkajyrät. Tavallista täryjyriä voidaan käyttää ilman täryä staattisena menetelmänä. Staattinen sileävalssijyri tiivistää maata pystysuoralla puristusvaikutuksella. Se soveltuu ohuiden, noin 150–300 mm kitkamaakerrosten tiivistämiseen ja päällysteiden viimeistelyjyrykseen. Kumipyöräjyri tiivistää maata joustavalla puristuksella ja sullonnalla ja se aiheuttaa tiivistettävään kerrokseen pysty- ja vaakavoimia, jotka liikuttelevat kivirakeita sivusuunnassa. Suurten pyöräkuormien takia syvyysvaikutus on kumipyöräjyriä sileävalssijyriä isompi. Kumipyöräjyri soveltuu hyvin hienorakeisten materiaalien tiivistämiseen ja jossain määrin myös hiekan ja soran tiivistämiseen. Niitä käytetään joskus myös asfalttipäällysteen tiivistämiseen. Sorkkajyrän tiivistysvaikutus perustuu sorkkapiikkien päissä vaikuttaviin suuriin pintapaineisiin. Sorkkajyriä käytetään lähinnä savien ja muiden hienorakeisten materiaalien tiivistämiseen. Sileävalssi-, kumipyörä- ja sorkkajyrät voivat olla joko itsekulkevia tai vedettäviä. (Hartikainen 2007)

Dynaamiset tiivistyskoneet tiivistävät maata staattisen vaikutuksen lisäksi värähtelyn tai iskujen avulla. Tiivistyskoneen värähtely saadaan aikaan joko pyörivien epäkeskomassojen tai jaksollisesti värähtelevän massan vaikutuksesta. Pyörivän epäkeskon aiheuttaman voiman suuntautuessa ylöspäin kone irtoaa osittain maasta ja sen suuntautuessa alaspäin koneen paino muuttuu moninkertaiseksi. Värähtelyn vaikutuksesta maarakkeiden väliset normaali- ja kitkavoimat pienenevät, jolloin rakeet järjestäytyvät uudelleen tiiviimpään tilaan. Dynaamisen tiivistyksen syvyysvaikutus on staattisia menetelmiä parempi. (Hartikainen 2007)

Värähtelyä kuvaavia suureita ovat taajuus ja amplitudi, joilla on kummallakin vaikutusta tiivistystyön onnistumiseen. Taajuus dynaamisissa tiivistysmenetelmissä on pieni, yleensä noin 25–60 Hz. Varsinkin kitkamaat tiivistyvät parhaiten, kun tiivistystyön taajuus on vähintään materiaalin ominaistaajuuden suuruinen, joka on noin 18–28 Hz. Suuremmalla amplitudilla saavutetaan suurempi tiivistysteho ja syvyysvaikutus, mutta se voi

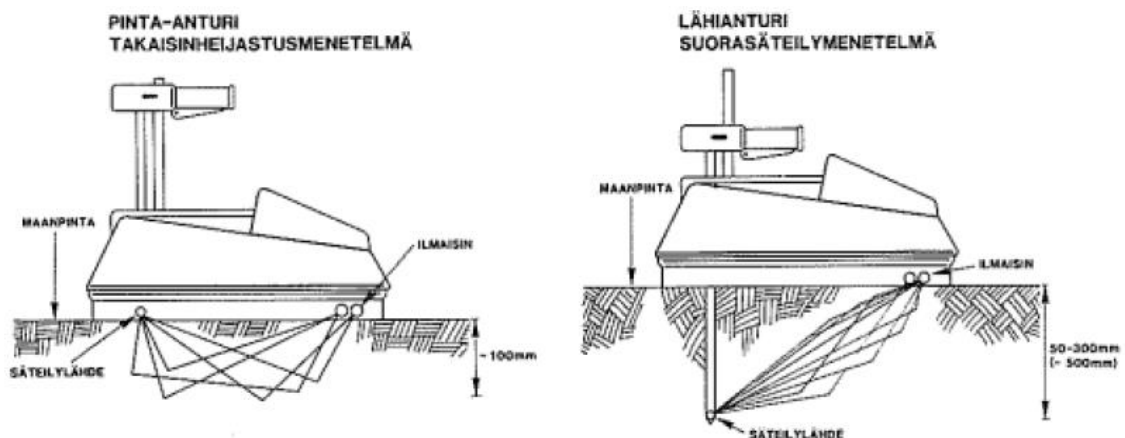
löyhdyttää tiivistettävän kerroksen pintaa. Hiekalle ja soralle sopiva amplitudi on usein 0,8–1,2 mm. Jos tiivistyksessä käytetään suurta amplitudia, taajuus jää silloin pieneksi. Vastaavasti taajuuden ollessa suuri, amplitudi jää pieneksi. Oskilloivassa tiivistyksessä tärytys suunnataan vaakasuorassa koneen kulkusuunnan suuntaisesti, jolloin värähtely vaikuttaa tiivistettävään kerrokseen tehokkaasti ja tiivistäen sitä tasaisesti. Myös haitalliset vaikutukset ympäristöön ja energiankulutus ovat pienempiä, kun käytetään oskilloivaa tiivistystä. (Hartikainen 2007)

Sileävalssitärjyrät soveltuvat karkearakeisten materiaalien tiivistämiseen hyvin ja niiden syvyysvaikutus voi jyrän painosta riippuen olla noin 0,5–0,6 m, mutta raskaimmilla jyrillä jopa 1,0 m. Tärysorkkajyrää voidaan käyttää saven tiivistämiseen sekä mahdollisesti myös talviolosuhteissa karkearakeisten maalajien tiivistämiseen. Tärylevyt soveltuvat ahtaampien kohteiden tiivistämiseen ja ne ovat massaltaan pienimmillään alle 120 kg ja enimmillään jopa 800 kg. (Hartikainen 2007)

2.5 Tiiviyksmittaukset

2.5.1 Säteilymittauslaite

Säteilymittauslaite lähettää radioaktiivista säteilyä tutkittavan kerroksen läpi laitteen säteilyn voimakkuutta mittaavaan vastaanottimeen, minkä perusteella voidaan määrittää väliaineen tiheys. Mittaus voidaan tehdä suoramittauksena työntämällä mittaustangon päässä sijaitseva säteilylähde rakenteen sisälle tai pintamittauksena, jolloin mittaustankoa ei työnnetä rakenteen sisälle. (Kalliainen et al. 2011) Säteilymittauslaite mittaa tiheyden lisäksi myös vesipitoisuutta, mutta pintamittauksella saatu arvo kuvaa ainoastaan pinnan vesipitoisuutta (InfraRYL 2020). Säteilymittauslaitteen toiminta pinta- ja suoramittauksessa on esitetty kuvassa 2.16.

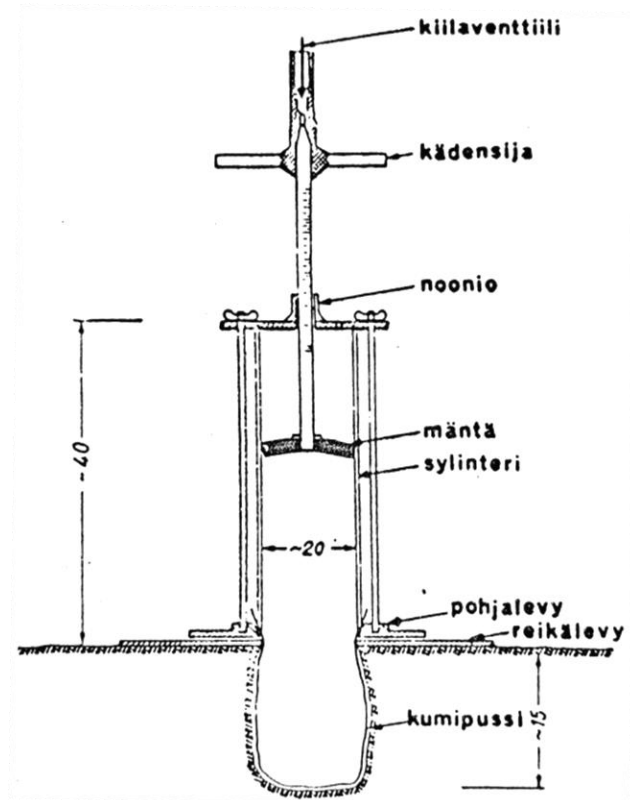


Kuva 2.16: Säteilymittauksen periaate pinta- ja suoramittauksessa (Hartikainen 2007)

InfraRYL:n (2020) ohjeen mukaan säteilymittaukset tulisi tehdä mittauspisteestä 100 mm ja 250 mm syvyyksiltä, joiden tuloksista laskettu keskiarvo on sen pisteen mittaustulos. Mitattavan kohdan tiiviytenä käytetään metrin välein sijaitsevien viiden mittauspisteen kolmen keskimmäisen tuloksen keskiarvoa. Menetelmä soveltuu materiaaleille, joiden maksimiraekoko on alle 63 mm.

2.5.2 Volymetrikoe

Vesivolymetri on tiivyyden kenttämittausmenetelmä. Kokeessa rakenteen pintaan kaivetaan kuoppa, jonka tilavuus mitataan asettamalla kuoppaan kumista tehty pussi, joka täytetään vedellä. Kuopan täyttämiseen vaaditun veden määrää verrataan kuopasta kaivetun maa-aineksen massaun, jolloin saadaan maan kuivairtitiheys. Koe suoritetaan asettamalla reiällinen pohjalevy rakenteen tasaiselle pinnalle, jonka jälkeen sen päälle asetetaan kumipussi ja volymetri. Volymetrilla luodaan pussiin 0,2 barin suuruinen paine ja mitataan volymetrin alkulukema. Tämän jälkeen reiän kohdalle kaivetaan kuoppa, jonka sisältämä maa-aines kuivataan ja punnitaan ja jonka tilavuus mitataan luomalla volymetrilla uudestaan 0,2 barin paine. Tästä lukemasta vähennetään alkulukema, jolloin saadaan kuopan tilavuus. Vesivolymetri ei sovellu hyvin karkearakeisten materiaalien tiivyyden mittaamiseen pienen näyttekoon ja jäykän kumikalvon takia. (Kalliainen et al. 2011) Vesivolymetrikokeen suorittamiseen käytettävän laitteiston periaatekuva on esitetty kuvassa 2.17.



Kuva 2.17: Vesivolymetrikokeen periaate (Rantamäki et al. 2009)

Vesivolymetrikokeen kaltainen koe on hiekkavolumetrikoe, jossa kaivettu kuoppa täytetään tasarakeisella hiekalla, jonka tilavuuspaino on tunnettu. Kuopan tilavuus saadaan käytetyn hiekkamäärän perusteella. Hiekkavolumetrikoe sopii vesivolymetria paremmin karkeiden materiaalien tiiviiden tutkimiseen. Riskinä siinä on kuitenkin hiekan karkaaminen tutkittavan materiaalin avonaisiin huokosiin, jolloin mitattu tiheys on todellista pienempi. (Kalliainen et al. 2011) InfraRYL:n (2020) mukaan joko vesi- tai hiekkavolumetrimittauksista voidaan käyttää materiaaleille, joiden enimmäisraekoko on 16 mm.

2.5.3 Itsemittaava jyrä

Itsemittaavaa jyrää voidaan käyttää sekä rakenteen tiivistämiseen että tiiviiden jatkuva-toimiseen tarkkailuun. Eri laitevalmistajilla rakenteen jäykkyyttä kuvaava suure on erilainen, mutta kaikki perustuvat valssin kiihtyvyyden mittaamiseen. Arvot kasvavat rakenteen jäykkyyden ja tiivistilän kasvaessa. Suureita ovat mm. CMV, Omega, E_{vib} ja k_b . Valssin kaksoishyppy voi aiheuttaa virheellisen mittaustuloksen rakenteen jäykkyyden ollessa suuri. Tämä tapahtuu silloin, kun valssi alkaa irrota maasta kaksoishyppynä, jolloin joka toinen hyppy on suurempi. (Kalliainen et al. 2011)

Itsemittaavien jyriä mittaustulokset on paikkatietoon sidottua, joten se voidaan tulostaa suunnitelmaportille. Mittaustulokset voidaan kalibroida vastaamaan kohteessa mitattuja

pistemäisiä kantavuusarvoja, jolloin jyrämittarin tuloksista saadaan arvio koko rakenteen kantavuudesta. Toinen menetelmä hyödyntää jatkuvatoimista mittausta tiivistystyössä on jatkaa tiivistystyötä niin kauan, että mittaesarvot eivät enää kasva. Mittarin mukaan heikoimmista kohdista voidaan mitata sitten kantavuudet muulla menetelmällä. Jos kantavuus heikoimmassa kohdassa on riittävä, voidaan koko rakenteen kantavuuden olettaa olevan myös riittävä. (Laukkanen et al. 2012)

2.6 Luonnonmateriaalien mekaaninen käyttäytyminen

2.6.1 Kantavuus käsitteenä

Rakenteen kuormituskestävyyttä arvioidaan etenkin tierakenteiden tapauksessa epäsuorasti kantavuuden kautta. Kantavuudella tarkoitetaan rakenteen kokonaisjäykkyyttä, jota mitataan joko levykuormituskokeella tai pudotuspainolaitteella. Kantavuuden lukuarvona käytetään muodonmuutosmoduulia eli E-moduulia, jonka yksikkönä on MPa. Kantavuutta arvioidaan ja mitataan palautuvien muodonmuutosten perusteella, mutta sitä käytetään silti epäsuorasti kuvaamaan rakenteen kykyä vastustaa pysyviä muodonmuutoksia. Menetelmä on havaittu toimivaksi arvioimaan luonnonmateriaaleista tehdyn rakenteen toimivuutta. (Kalliainen et al. 2011)

Kantavuuden lukuarvon määrittäminen perustuu levykuormituskokeessa käytettävän ympyränmuotoisen levyn keskipisteen painumaan. Kantavuus E saadaan laskettua levykuormituskokeesta kaavalla 7

$$E = r(1 - \nu^2) \cdot \frac{p \cdot a}{s}, \quad (7)$$

missä r on kuormituslevyn jäykkyydestä riippuva kerroin (jäykälle levyllä $r = \pi/2$ ja taipuilevyllä $r = 2$), ν on Poissonin luku, p on kosketuspaine, a kuormituslevyn säde ja s levyn keskipisteen painuma. Kaavan alkiosa $r(1 - \nu^2)$ voidaan ilmaista kertoimena k , joka käytännön mitoituksessa on yleensä 1,5. (Kalliainen et al. 2011) Levykuormituskokeetta on tarkemmin käsitelty kohdassa 4.1.1 Kantavuuden mittaus levykuormituskokeella.

Kantavuutta voidaan mitata ratarakenteissa eristys- tai välikerroksen pinnalta, jolloin pystytään tarkastelemaan koko alusrakenteen laatua. Kantavuusarvo riippuu koko rakenteen jäykkyydestä ja siihen vaikuttaa myös pohjamaan ominaisuudet. Paksuilla rakenteilla pohjamaan merkitys kantavuudelle on pienempi. Kantavuuden mittauksessa levykuormituskokeen ja pudotuspainolaitemittausten vaikutus ulottuu noin metrin syvyydelle. Ratarakennetta ei Suomessa mitoiteta kantavuuteen vaan routaan perustuen. Routamitoitus johtaa Suomen olosuhteissa aina suuriin rakennepaksuuksiin. Eristys- ja

välikerrosten kantavuuksille on InfraRYL:ssä kuitenkin annettu vaatimuksia, jotka liittyvät rakentamisen aikaiseen laadunvarmistukseen. (Kalliainen et al. 2011)

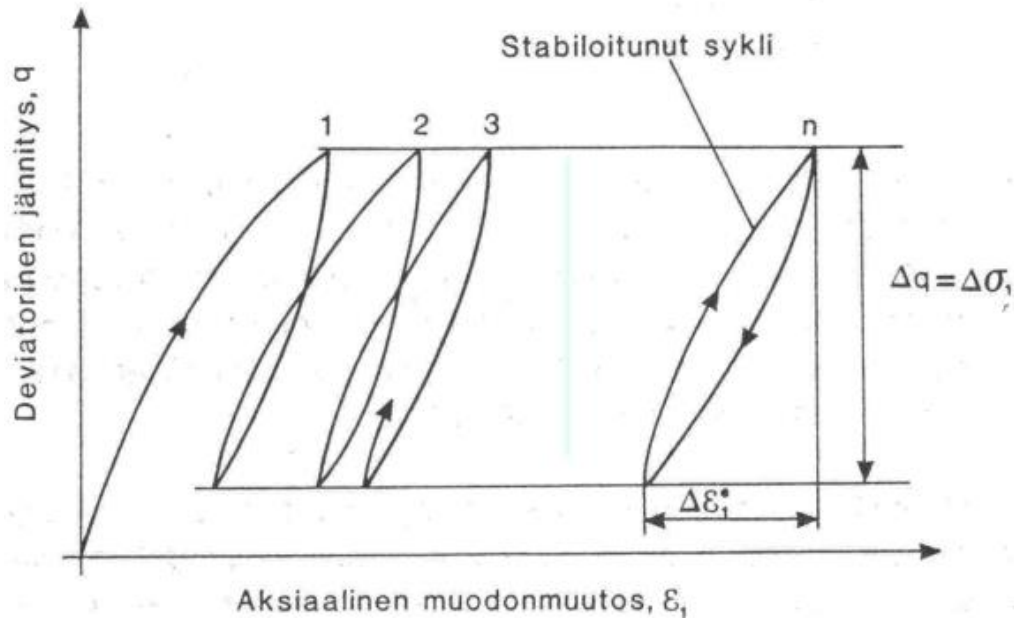
Maan mekaanisen käyttäytymisen mallinnuksessa maa ajatellaan homogeeniseksi kapaleeksi, jonka rakeista ominaisuutta ei oteta huomioon. Jännitysten ajatellaan jakautuvan tasaisesti materiaalissa. Todellisuudessa rakeiden välisissä kontaktikohdissa vaikuttaa keskimääräistä jännitystä selvästi suurempi jännitys. Jotkut rakeet saattavat olla myös täysin kuormittamattomia. Karkearakeisella maalla jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä ovat rakeiden kontaktikohdissa vaikuttavasta kitka, partikkelien kimmo-ominaisuudet ja niiden lujuus. Rakeiden kimmoiset muodonmuutokset ovat rakenteessa palautuvia. Rakeiden välisistä liukumista ja rakeiden murtumisesta johtuvat muodonmuutokset ovat palautumattomia. (Kolisaja 1996)

Maarakenteen jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä ovat jännitystila maassa, tiivystila, kosteustila, raekokojakauma, maksimiraekoko, hienoainesmäärä, rakeisuuskäyrän muoto, raemuoto, rakeiden pinnan karkeus, kiviaineksen kimmomoduuli ja lämpötila. (Kolisaja 1996)

2.6.2 Palautuva muodonmuutoskäyttäytyminen

Lineaarisesti kimmoisan materiaalin palautuvia muodonmuutoksia voi laskea Hooken lakiin perustuvalla mallilla. Sitomattomien materiaalien käyttäytyminen on kuitenkin todellisuudessa epälineaarista. Jos rakennekerroksien jäykkyyttä halutaan kuitenkin arvioida lineaarisen mallin mukaan, tulisi materiaalin E-moduuli määrittää todellista kuormitusta vastaavalle jännitysvälille. (Kolisaja 1993)

Resilient-moduulin M_r avulla voidaan paremmin arvioida sitomattoman materiaalin palautuvaa muodonmuutoskäyttäytymistä. Sen arvo voidaan määrittää syklistä kolmiak-siaalikoella, jonka periaate on tarkemmin kuvattu kohdassa 2.7.1. Kolmiak-siaalikoel-
Kokeessa syklisen kuormituksen edetessä materiaalin käyttäytyminen muuttuu kimmoi-saksi, kun siihen ei enää muodostu pysyviä muodonmuutoksia. Tästä stabiloituneesta syklistä määritetään resilient-moduulin arvo kuvan 2.18 mukaisesti.



Kuva 2.18: Resilient-moduulin määrittäminen toistokuormituskokeesta (Kolisoja 1993)

Syklisessä kolmiakiaalikoellessa määritetty resilient-moduulin arvo määritetään kaavalla 8

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon^e} \quad (8)$$

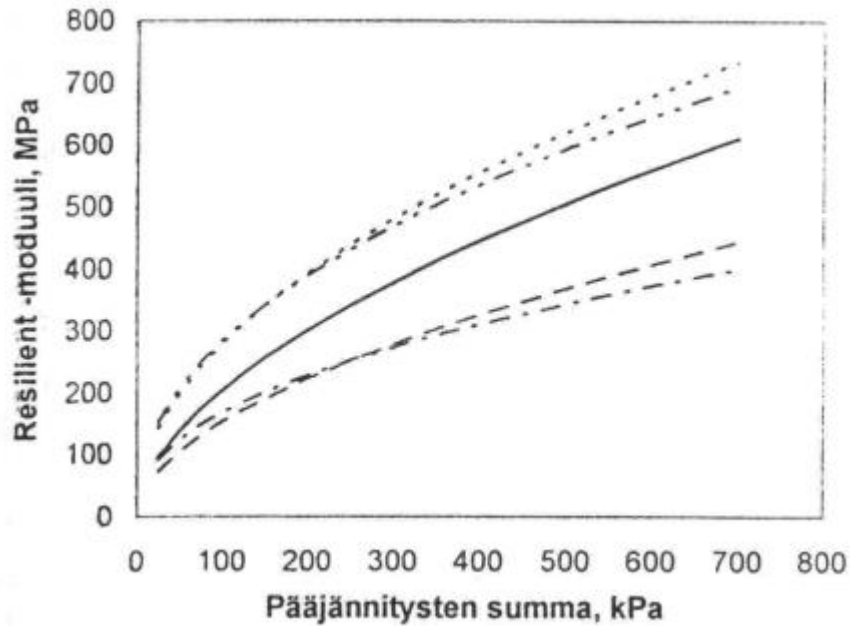
missä Δq on deviatorisen jännityksen vaihteluväli ja $\Delta \varepsilon^e$ on tätä vastaava palautuva suhteellinen muodonmuutos. Resilient-moduulin suuruus riippuu kuitenkin myös pääjännitysten suuruudesta. Pääjännitysten vaikutus resilient-moduuliin voidaan huomioida esimerkiksi K- θ -mallin mukaisella kaavalla 9

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \quad (9)$$

missä K_1 ja K_2 ovat materiaaliparametreja ja θ on pääjännitysten summa silloin, kun deviatorisen jännityksen q arvo on maksimissaan. Kaavan 9 mukainen yhtälö saadaan yksiköiltään toimivaksi käyttämällä vertailujännitystä θ_0 kaavan 10 mukaisesti.

$$M_r = K_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \quad (10)$$

Vertailujännityksen θ_0 suuruutena käytetään yleensä arvoa 100 kPa. (Kolisoja 1993) Kuvasssa 2.19 on esitetty pääjännitysten summan ja resilient-moduulin välinen yhteys tierakenteen eräillä kantavan kerroksen materiaaleilla.

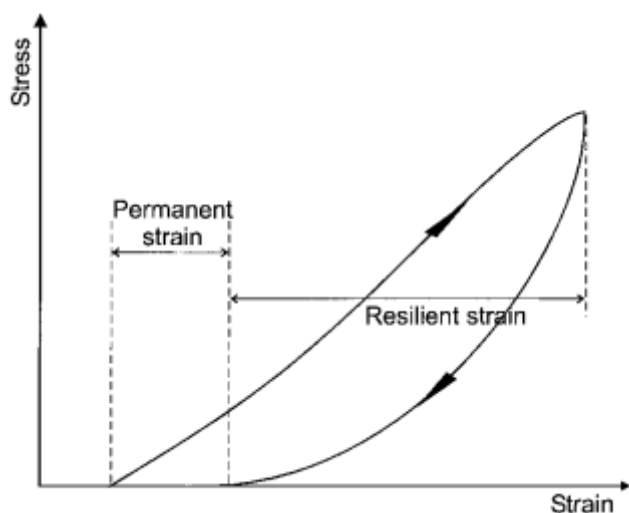


Kuva 2.19: Pääjännitysten ja resilient-moduulin yhteys tierakenteen eräillä kantavan kerroksen materiaaleilla (Kolisoja 1996)

Kuvasta havaitaan, että jännitystilän vaikutus resilient-moduuliin on suuri. Jännitystila ei kuitenkaan ole ainoa vaikuttava tekijä. Jännitystilaa ja muita sitomattoman materiaalin jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä käsitellään tarkemmin myöhemmin tässä luvussa.

2.6.3 Palautumaton muodonmuutoskäyttäytyminen

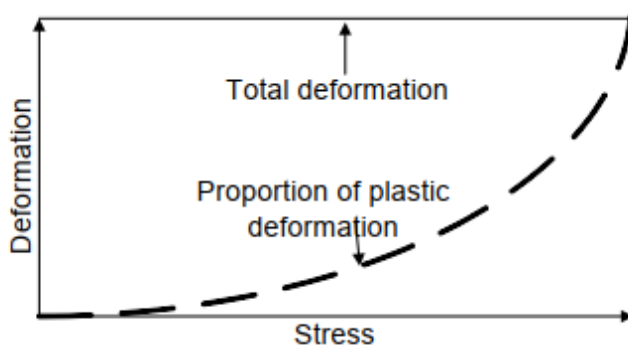
Rakenteen muodonmuutokset kuormituksen alla jakautuvat pysyviin (plastinen) ja palautuviin (elastinen) muodonmuutoksiin. Pysyvät muodonmuutokset voivat johtua materiaalin tiivistymisestä, leikkausmuodonmuutoksista, pohjamaan muodonmuutoksista tai rakeiden rikkoutumisesta. Tyypillisesti pysyvät muodonmuutokset koostuvat näiden eri mekanismien yhteisvaikutuksesta. (Korkiala-Tanttu 2008) Kuvassa 2.20 on esitetty periaatekuva rakenteen muodonmuutoksista yhden kuormituskerran aikana.



Kuva 2.20: Yhden kuormituskerran aikana syntyvät pysyvät ja elastiset muodonmuutokset (Lekarp et al. 2000)

Kuvasta nähdään kuinka kuormituksen aiheuttama muodonmuutos ei täysin palaudu takaisin. Alku- ja lopputilojen erotuksena saadaan pysyvä muodonmuutos.

Matalilla jännitystasoilla materiaalin käyttäytyminen on pääosin elastista ja pysyvät muodonmuutokset ovat vähäisiä. Jännitystason kasvaessa pysyvien muodonmuutosten osuus kokonaismuodonmuutoksista kasvaa kuvan 2.21 havainnollistamalla tavalla. (Korkiala-Tanttu 2008)



Kuva 2.21: Pysyvien ja palautuvien muodonmuutosten osuus jännitystason mukaan (Korkiala-Tanttu 2008)

2.6.4 Jännitystilän vaikutus materiaalin jäykkyyteen

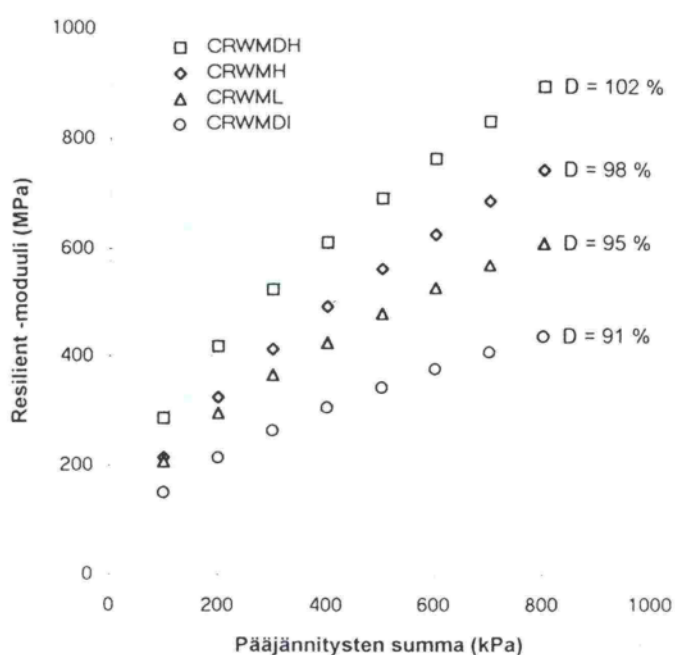
Suurin jäykkyyteen vaikuttava tekijä on tarkastelukohdassa vaikuttava jännitystila. Muodonmuutosmoduuli kasvaa pääjännitysten kasvaessa ja pienenee deviatorisen jännityksen kasvaessa. Jännitystilän vaikutusta resilient-moduuliin käsiteltiin kohdassa 2.6.2. Jännitystilän kasvu aiheuttaa partikkelien kontaktikohdissa olevien voimien kasvun, ja samalla myös partikkelien väliset kosketuspinta-alat kasvavat, mikä taas johtaa pienem-

piin muodonmuutoksiin. Partikkelien välinen kitkavoima voidaan määrittää kontaktikohdassa vaikuttavan normaalivoiman ja kitkakulman tangentin tulona. Jännitystilän kasvu johtaa normaalivoimien kasvuun, jolloin myös liukumista vastustava kitkavoima kasvaa. (Kolisjoja 1996)

Kun deviatorisen jännityksen kasvun seurauksena jännitys raekontaktissa ylittää tietyn raja-arvon, tapahtuu liukuma, jolloin rakenteessa tapahtuu uudelleenjärjestymistä eli pysyvä muodonmuutos. Uudelleenjärjestymisen seurauksena rakeiden välille muodostuu uusia kontaktipintoja, joissa deviatorinen jännitys voi aiheuttaa edelleen rakeiden liukumia, kunnes saavutetaan uusi tasapainotila, jossa liukumia ei enää tapahdu. Jos tasapainotilaa ei saavuteta vaan muodonmuutokset jatkavat kasvuaan vakiokuormituksella, rakenne murtuu. (Kolisjoja 1996)

2.6.5 Tiiviiden vaikutus materiaalin jäykkyyteen

Tiivistila on jännitystilän ohella tärkein muodonmuutosmoduuliin vaikuttava tekijä. Mitä tiiviimmässä tilassa rakenne on, sitä enemmän kontaktikohtia kullakin rakeella on ja voimat yksittäisissä kontaktipisteissä ovat pienempiä. Alhaisemmilla kontaktivoimilla rakeiden kimmoiset muodonmuutokset ovat pienempiä. Tiiviissä rakenteessa maapartikkeleilla on löyhää rakennetta vähemmän tilaa liikkua toistensa suhteen, jolloin uudelleenjärjestymistä ei pääse tapahtumaan yhtä helposti. (Kolisjoja 1996) Kuvassa 2.22 on esitetty resilienssi-moduulin riippuvuus jännitystilasta eri tiivistiloissa olevalla kalliomurskeella.



Kuva 2.22: Tiivistilan vaikutus resilienssi-moduuliin eräällä kalliomurskeella (Kolisjoja 1996)

Kuvan tutkimuksen koemateriaalilla tiiviysasteen kasvattaminen 91 %:sta 102 %:iin johti resilient-moduulin kaksinkertaistumiseen.

2.6.6 Raekokojakauman vaikutus materiaalin jäykkyyteen

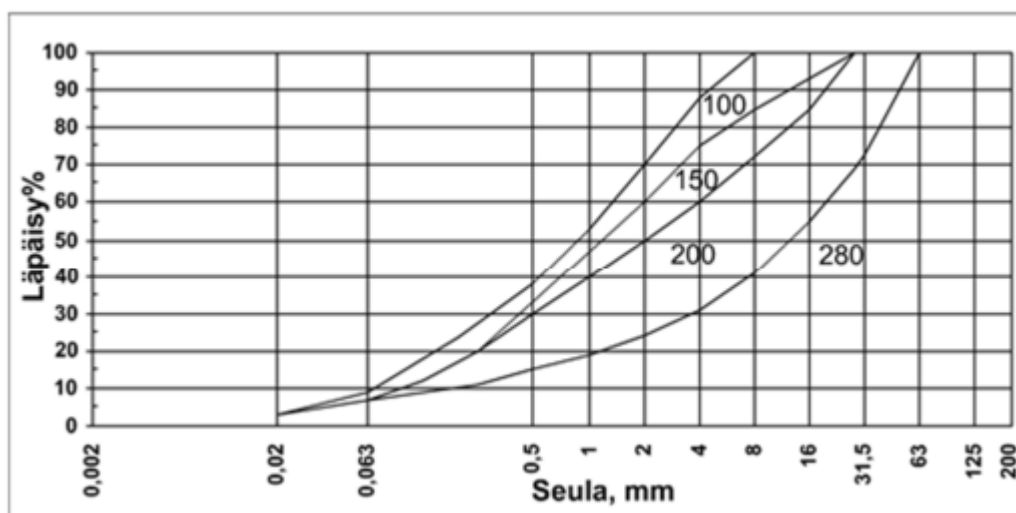
Rakeisuuden kannalta keskeisimmät materiaalin jäykkyyteen vaikuttavat tekijät ovat hienoaineksen määrä, maksimiraekoko ja rakeisuuskäyrän muoto. Karkearakeisilla materiaaleilla kuormat välittyvät isompien rakeiden muodostaman raerungon välityksellä ja hienompi aines on niiden välisissä huokosissa. Materiaali käyttäytyy sitä jäykemmin, mitä suurempien rakeiden kautta kuormat välittyvät. Hienoaines alentaa materiaalin jäykkyyttä, jos sen suuren pitoisuuden takia isommat rakeet eivät pysty olemaan kontaktissa toistensa kanssa. Tällöin raerungon jäykkyys alenee ja materiaalin käyttäytyminen on lähempänä hienorakeisen materiaalin käyttäytymistä. (Kolisoja 1996)

Hienoaines voi sen laadusta riippuen sitoa itseensä paljon vettä muodostaen vesivaippoja. Isompien rakeiden väleihin joutuessaan vesivaipat alentavat raerungon jäykkyyttä. Hienoaineksen vedenläpäisevyys on heikkoa, joten huokosvesi ei pääse nopeasti muuttuvan kuormituksen aikana poistumaan rakenteesta, jolloin muodostuu huokosveden ylipaine. Siitä seuraa tehokkaiden jännitysten laskeminen ja sitä kautta jäykkyyden aleneminen. (Kolisoja 1996)

Liian lajittuneella eli tasarakeisella materiaalilla hienompi aines on isompien rakeiden välissä löyhässä tilassa tiivistyksen jälkeenkin. Rakenteen tiheys ja sen seurauksena myös jäykkyys on tällöin alhaisempi kuin suhteistuneella materiaalilla. Hyvin suhteistuneella materiaalilla suuremmat rakeet muodostavat raerungon ja hienompi aines täyttää niiden välit, jolloin rakenteen tiheys on suuri. (Kolisoja 1996)

Tasarakeinen materiaali ei tiivisty yhtä hyvin kuin suhteistunut, minkä takia hyvin kantavassa materiaalissa eivät yksittäiset raekoot saisi olla ylliedustettuina. Luonnonmateriaaleilla tämä ongelma esiintyy esimerkiksi silloin, kun sorassa hiekkalajitteiden määrä on suuri. Sorarakeiden välissä oleva tasarakeinen hiekka tiivistyy huonosti. Hiekan suuri määrä aiheuttaa myös sen, että isommat rakeet eivät pysty muodostamaan jäykkää raerunkoa toistensa kanssa. (Kolisoja 1996)

Tierakenteen suunnitteluohjeessa (Liikennevirasto 2018b) on esitetty luonnonsorien ja soraisten hiekkojen E-moduulin arviontiin käytettävä ohjekäyrästä, joka on esitetty kuvassa 2.23.



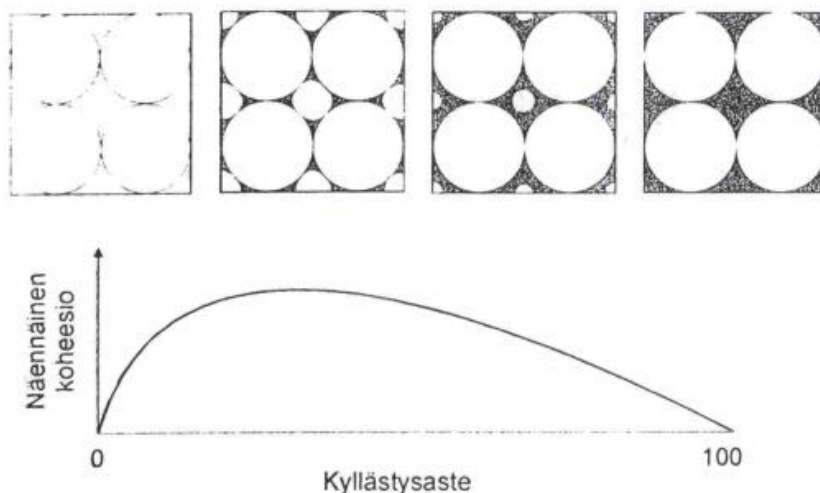
Kuva 2.23: Tierakenteen suunnitteluohjeessa esitetty E-moduulin arviointikäyrästä (Liikennevirasto 2018b)

Kuvasta nähdään, että karkearakeisilla materiaaleilla, joiden rakeisuuskäyrät ovat muodoltaan roikkuvia, saavutetaan parhaat E-moduulit. Materiaalin E-moduuli on alhaisempi, kun materiaali on hienorakeisempaa ja rakeisuuskäyrä on suurempi tai jopa ylöspäin kupera.

2.6.7 Kosteustilan vaikutus materiaalin jäykkyyteen

Kosteus vaikuttaa karkearakeisen maan jäykkyyteen näennäisen koheesion kautta, joka selittyy veden pinnan suuntaisesti vaikuttavalla veden pintajännityksellä. Kiviainesten hydrofiilisuuden takia huokosissa oleva vesi pyrkii levittäytymään kiviaineksen pinnalle. Pienillä vesipitoisuuksilla huokosissa oleva vesi hakeutuu rakeiden välisiin kontaktikohtiin huokoskulmavedeksi. Veden pintajännitys vaikuttaa pintaa vastaan kohtisuorassa, jolloin rakeiden välissä oleva huokoskulmavesi aiheuttaa rakeita toisiaan vastaan puristavan voiman. (Kolisoja 1996)

Täysin kuivassa maassa ei ole huokosvettä, eikä silloin myöskään näennäistä koheesiota. Vesipitoisuuden kasvaessa kasvaa aluksi myös näennäinen koheesio. Tietyn vesipitoisuuden ylittyessä huokoskulmavedet rakeiden väleissä yhdistyvät, jolloin niiden väliin muodostuu ilmakuplia. Ilman ja veden välille muodostuva pintajännityksestä johdettu vetovoima aiheuttaa rakeita toisiaan vasten vetävän alipaineen huokosveteen. Tietyn vesipitoisuuden ylittyessä ilmakuplat häviävät kokonaan, jolloin näennäisen koheesion vaikutus lakkaa kokonaan. Kuvassa 2.24 on havainnollistettu kyllästysasteen periaatteellista vaikutusta näennäiseen koheesioon.

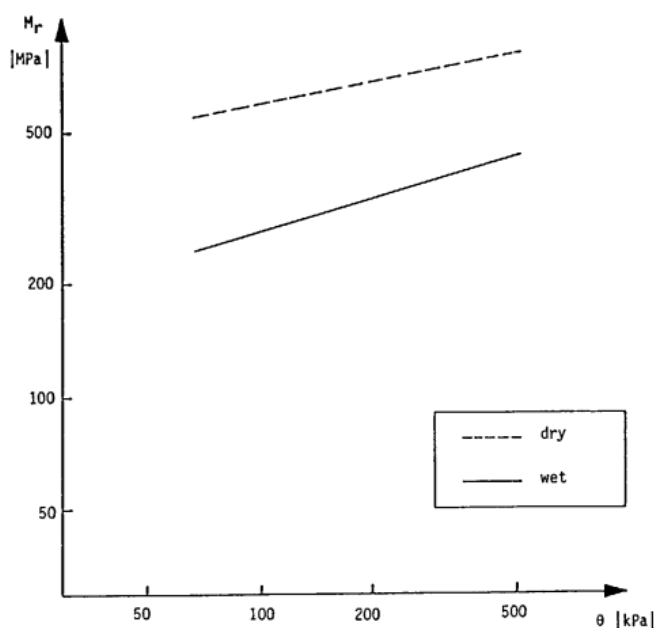


Kuva 2.24: Kyllästysasteen vaikutus näennäiseen koheesioon (Kolisoja 1996)

Kuvasta nähdään, kuinka näennäistä koheesiota ei ole silloin, kun materiaali on täysin kuiva tai täysin kyllästynyt. Suurimmillaan näennäinen koheesio on alle 50 % kyllästysasteella. Näennäinen koheesio voidaan teoriassa ottaa helposti mukaan muodonmuutosmoduulin arviointiin lisäämällä se kaavan 10 pääjännitykseen (Kolisoja 1996).

Kosteuden vaikutus jäykkyyteen riippuu kiviaineksen rakeisuudesta ja kosteuden määrästä. Vaikutus on suurempi paljon hienoainesta sisältäville materiaaleille. Karkearakeisille materiaaleille, joissa ei ole mukana hienoainesta, näennäisen koheesio vaikutus on käytännössä merkityksetön. Sekarakeiselle materiaalille vaikutusta ei voida yksiselitteisesti arvioida. (Kolisoja 1996) Materiaaleilla, joilla rasitukset välittyvät kantavan raerungon kautta, kosteuden vaikutus on pienempi kuin materiaaleilla, joilla rasitukset välittyvät hienoainematriisin kautta (Sweere 1990).

Hiekoilla jäykkyyden on Sweeren (1990) tutkimuksessa todettu kasvavan, kun niiden vesipitoisuus laskee materiaalin kuivuessa. Vesipitoisuuden vaikutus jäykkyyteen ei kuitenkaan ole hiekoilla yhtä suuri kuin paljon savilajitteita sisältävillä materiaaleilla. Soramateriaalilla, johon oli sekoitettu savilajitteita sisältävää materiaalia, havaittiin jäykkyyden merkittävä kasvu, kun vesipitoisuutta laskettiin 4,9 %:sta 1,6 %:iin. Jäykkyyden on havaittu kasvavan materiaalin kuivuessa myös kalliomurskeilla. Kuvassa 2.25 on esitetty resient-moduulin kuvaajat samalla kalliomurskeella noin 2 % ja alle 1 % vesipitoisuuksissa. (Sweere 1990)

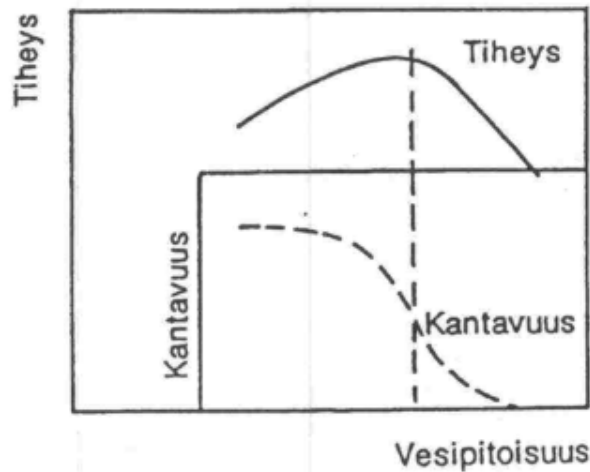


Kuva 2.25: Vesipitoisuuden vaikutus resilient-moduuliin kalliomurskeella (Sweere 1990)

Havaittu vaikutus jäykkyyteen on merkittävä siitä huolimatta, että materiaali on kalliomursketta, jonka hienoainespitoisuus on melko alhainen. Materiaalin hienoaineksen kuitenkin havaittiin sisältäneen savilajitteita, mikä selittää näennäisen koheesion vaikutusta. (Sweere 1990)

Vesipitoisuus voi vaikuttaa rakenteen kantavuuteen myös laskevasti. Täysin veden kylästävässä materiaalissa voi kehittyä ulkoisen kuormituksen alla huokosveden ylipaine silloin, kun materiaalin vedenläpäisevyys on pieni verrattuna kuormitusnopeuteen. Vesi ei pääse purkautumaan, jolloin huokosveden muodostuu ylipainetta. Huokosvedenpaineen kasvu johtaa tehokkaiden jännitysten laskemiseen. (Kolisoja 1996) Kuivatuksen toimiessa korkeimpana rakenteessa esiintyvänä vesipitoisuutena voidaan pitää parantulla Proctor-kokeella määritettyä optimivesipitoisuutta (Sweere 1990).

Kuvassa 2.26 on esitetty periaate vesipitoisuuden vaikutuksesta kantavuuteen hienorakeisilla materiaaleilla.



Kuva 2.26: Vesipitoisuuden vaikutus kantavuuteen ja tiiviyteen hienorakeisilla materiaaleilla (Kuskelin et al. 1994, muokattu)

Kuvasta nähdään, että vesipitoisuus, jossa materiaali saadaan tiivistettyä tiiviimpään tilaan, on korkeampi kuin vesipitoisuus, jossa saavutetaan paras kantavuus. Rakenteen kantavuus kasvaa sen kuivussa. Optimivesipitoisuutta suuremmilla vesipitoisuuksilla sekä saavutettava tiheys että kantavuus heikkenevät merkittävästi.

2.6.8 Muita materiaalin jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä

Muita materiaalin jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä ovat mm. raemuoto, rakeiden pinnan karkeus, kiviaineksen kimmo-ominaisuudet ja lämpötila. Raemuodon vaikutusta jäykkyyteen ei tarkkaan tunneta ilmiön mittaamisen vaikeuden takia. Raemuoto kuitenkin vaikuttaa rakenteen tiivistyvyyteen, minkä takia sillä on epäsuorasti vaikutus myös jäykkyyteen. Raemuoto ja raepintojen karkeus ovat tekijöitä, jotka selvästi erottavat luonnonmateriaalit murskatuista kiviaineksista. Raepintojen karkeus vaikuttaa materiaalin jäykkyyteen rakeiden pintakitkakulman kautta. Palautuvat muodonmuutokset johtuvat maarakenteessa kiviaineksen kimmoisista muodonmuutoksista, jolloin kiviaineksen kimmo-ominaisuudet suoraan vaikuttavat koko rakenteen toimintaan. Niiden tarkkaa vaikutusta on kuitenkin hyvin vaikea ottaa laskennallisesti huomioon. Lämpötilan vaikutus materiaalin jäykkyyteen on pieni lukuun ottamatta huokosissa olevan veden jäätyminen aiheuttamaa jäykkyyden merkittävää kasvua. (Kolisoja 1996)

Joillakin karkearakeisilla kiviaineksilla jäykkyyttä voi kasvattaa sementoitumisilmiö. Sementoitumisessa veden vaikutuksen alaisena olleeseen kiviainekseen muodostuu partikkelien välillä vaikuttavia jäykkyyttä ja lujuutta kasvattavia sidoksia. Ilmiön jäykkyyttä lisäävä vaikutus voi kadota yksittäisten kuormitusimpulssien vaikutuksesta. Oletettavasti sementoitumisilmiön vaikutus suomalaisten kiviainesten muodonmuutuskäyttäytymiseen on melko pieni. (Kolisoja 1993)

2.6.9 Luiskan läheisyyden vaikutus kantavuuteen

Kalliainen et al. (2011) tutkimuksessa tehtiin levykuormituskokeita 1 m, 2 m ja 2,7 m etäisyydellä ratapenkereen reunasta sekä penkereen keskilinjalta. Varsinkin kalliomurskeista rakennetuilla penkereillä tehtiin havainto, että läheltä penkereen reunaa tehdyissä levykuormituskokeissa tulokset ovat heikompia kuin keskeltä pengertä. Luonnonmateriaaleilla vaikutus oli selvästi vähäisempi.

2.6.10 Kantavuusarvojen laskennallinen käsittely

Tierakenteen suunnitteluohjeessa (Liikennevirasto 2018b) kantavuusmitoitus tehdään Odemarkin kaavalla

$$E_Y = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{h}{0,15}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{h}{0,15}\right)^2 \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}}}, \quad (11)$$

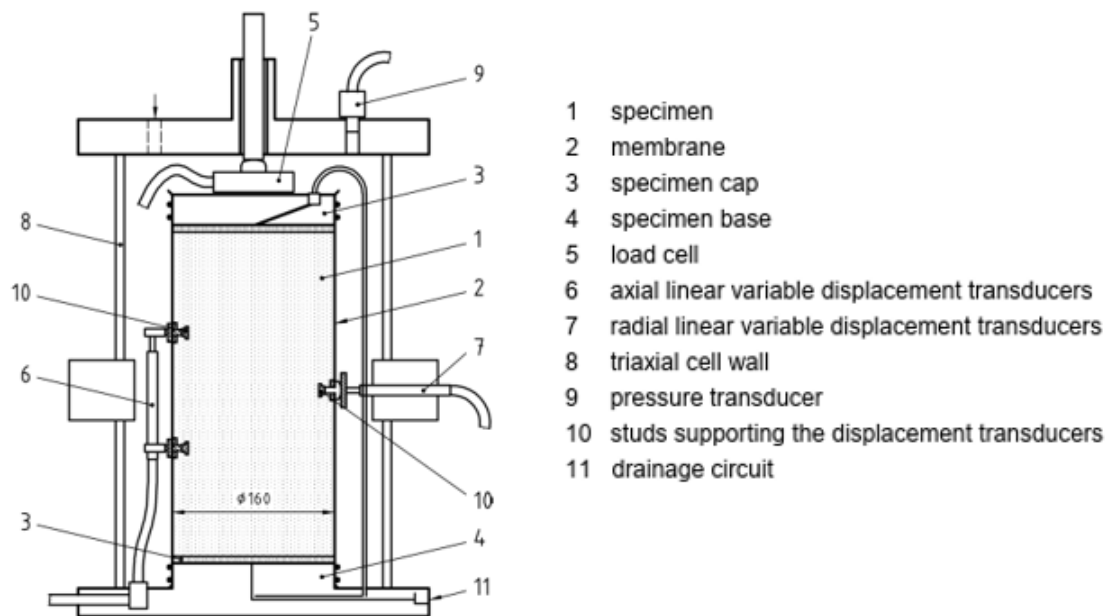
missä E_Y on mitoitettavan kerroksen yläpinnan kantavuus, E_A saman kerroksen alapinnan kantavuus, E kerroksen materiaalin jäykkyyttä kuvaava moduuliarvo ja h mitoitettavan kerroksen paksuus. Kaavassa arvo 0,15 tarkoittaa levykuormituskokeessa käytettävän kuormituslevyn sädettä metreinä, minkä oletetaan vastaavan tierakennetta kuormittavan pyörän kosketuspinnan sädettä. Mitoitus etenee kerroksittain siten, että ensimmäisen kerroksen alapinnan kantavuus on pohjamaan kantavuus. Seuraavan kerroksen alapinnan kantavuus on edellisen kerroksen yläpinnan kantavuus. Kerrospaksuuden täytyy mitoituksessa olla vähintään 150 mm ja enintään 300 mm. Tätä paksummat kerrokset jaetaan pienempiin osiin mitoituksessa. Mitoitusmenetelmän toimivuuden kannalta sitomattoman kerroksen E -moduuli saa olla enintään kuusi kertaa kerroksen alapinnan kantavuus E_A . (Liikennevirasto 2018b)

Tierakenteen mitoituksessa kerroksen päältä Odemarkin kaavalla saatavan kantavuuden oletetaan vastaavan levykuormituksesta saatua E_2 -moduulia. Mitoituksessa materiaalien E -moduuleille annetaan vakioarvot, vaikka todellisuudessa materiaalin jäykkyys on jännitystilasta riippuvainen. (Kolisjoja 1993)

2.7 Materiaalin jäykkyyden mittaus laboratoriossa

2.7.1 Kolmiaksaalikoe

Kolmiaksaalikokeessa maanäytettä kuormitetaan olosuhteissa, jotka pyritään luomaan mahdollisimman hyvin todellista kuormitustilannetta vastaaviksi. Karkearakeisille materiaaleille tehtävässä kokeessa näyte rakennetaan sylinterin muotoiseen muottiin ja tiivistetään kerroksittain. Näyte verhoillaan sivuilta vettä läpäisemättömällä kalvolla ja asetetaan koeselliin, missä näytteeseen kohdistetaan joka suunnassa yhtä suuret pääjännitykset näytettä ympäröivän ilman- tai nesteen paineella. Näytteeseen kohdistetaan pystysuora jännitys puristamalla sitä päätylevyjien välityksellä. Pystysuoran jännityksen suuruus on puristuksesta aiheutuvan jännityksen ja sellipaineen summa. Kokeessa voidaan lisäksi mitata näytteeseen muodostuvaa huokosvedenpainetta. (Rantamäki et al. 2009) Kolmiaksaalikokeen periaate on esitetty kuvassa 2.27.



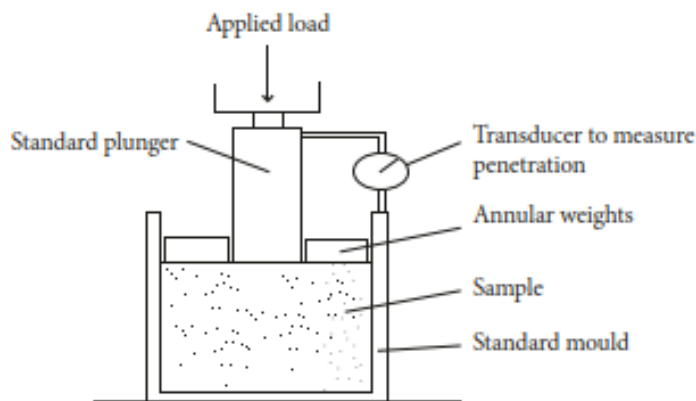
Kuva 2.27: Kolmiaksaalikoelaitteisto (SFS-EN 13286-7, muokattu)

Kolmiaksaalikoe voidaan tehdä staattisena tai syklisenä kokeena, joista syklinen koe on eniten käytetty laboratoriotutkimusmenetelmä karkearakeisten materiaalien muodonmuutosominaisuuksien tutkimiseen. Syklisessä kokeessa koekappaletta kuormitetaan syklisesti staattista kolmiaksaalikoetta suuremmalla kuormitusnopeudella. Mitattavia suureita ovat sellipaine, aksiaalinen kuormitus, aksiaalinen muodonmuutos, vaakasuuntainen muodonmuutos ja kyllästetyllä näytteellä huokosvedenpainetta ja mahdollinen takapaine. (Kolisoja 1993) Syklinen kolmiaksaalikoe voidaan tehdä joko vakio- tai muuttuva-

sellipainekokeena. Vakiosellipainekokeessa sellipaine pidetään koko kokeen aikana vakiona. Todellista maarakenteen kuormitusta paremmin vastaa muuttuasellipainekoe, missä aksiaalisen kuormituksen aikana sellipaine muuttuu. (Alkio et al. 2001)

2.7.2 California Bearing Ratio (CBR)

CBR on Kaliforniassa 1930-luvulla alun perin tiepenkereen ja tien rakennekerrosten kantavuuden arviointiin kehitetty empiirinen koemenetelmä. CBR on moneen muuhun koemenetelmään verrattuna nopea ja yksinkertainen tehdä, ja sitä voidaan soveltaa useille eri materiaaleille savesta soraan. Kokeessa pyöreää mäntää työnnetään muotissa olevaan häiriintymättömään tai tiivistettyyn maahan vakionopeudella 1 mm/min ja mitataan työntämiseen tarvittavaa voimaa. Männen halkaisija on 50 mm ja muotin 152 mm. (Head & Epps 2010) Kuvassa 2.28 on esitetty CBR-kokeen koejärjestelyn periaate.



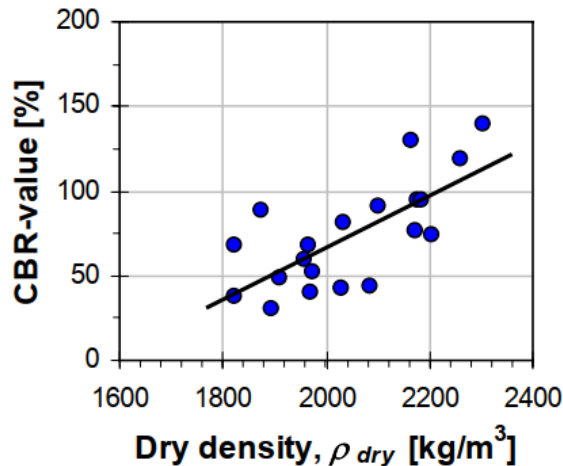
Kuva 2.28: CBR-kokeen periaate (Arshad, 2019)

Männen työntämiseen tarvittavaa voimaa verrataan standardivoimaan 2,5 mm ja 5,0 mm painumien kohdalla kaavan 12 mukaisesti.

$$CBR = \frac{\text{mitattu voima}}{\text{standardivoima}} 100 \%, \quad (12)$$

Standardivoima 2,5 mm painuman kohdalla on 13,2 kN ja 5,0 mm painuman kohdalla 20,0 kN. Korkeampi kahdesta suhdeluvusta on näytteen CBR-arvo. (Head & Epps 2010)

Kokeesta saatava tulos riippuu kullakin materiaalilla kuivairtitiheydestä, johon materiaali on tiivistetty sekä vesipitoisuudesta. Suuremmalla kuivairtitiheydellä päästään suurempiin CBR-arvoihin. Kuivairtitiheyden pysyessä vakiona, CBR-arvo laskee vesipitoisuuden kasvaessa etenkin optimivesipitoisuutta suuremmilla vesipitoisuuksilla. (Head & Epps 2010) Erlingssonin (2011) tutkimuksessa tyypillisille tien rakennekerrosmateriaaleille tehtyjen CBR-kokeiden perusteella havaittiin kuvassa 2.29 esitetty kuivairtitiheyden ja CBR-arvon yhteys.



Kuva 2.29: Kuivairtotiheyden vaikutus CBR-arvoon (Erlingsson 2011)

Yleensä CBR-koe pyritään tekemään kenttäolosuhteita vastaavassa tiiviys- ja kosteustilassa. Koe voidaan myös tehdä in-situ-kokeena, jossa mäntää työnnetään suoraan maahan. In-situ-kokeiden tulokset eivät ole täysin vastaavat laboratoriokokeiden tulosten kanssa. (Head & Epps 2010) Tulosten eroavaisuus johtuu erilaisesta sivuttaistuesta ja huokosveden ylipaineen erilaisesta purkautumisesta. Laboratorionäytteestä joudutaan myös poistamaan tiettyä raekokoa suuremmat rakeet, joilla on merkittävä vaikutus muodonmuutuskäyttäytymiseen. (Kolisoja 1993a)

CBR-arvon ja resilient-moduulin välille on esitetty erilaisia yhteyksiä. Etenkin karkearaeisilla materiaaleilla resilient-moduuli on riippuvainen jännitystasosta, mutta CBR-koe antaa materiaalille tulokseksi vakioarvon. Tästä syystä resilient-moduulia ei voida luotettavasti arvioida CBR:n perusteella. (Kolisoja 1993a)

Kaavoissa 13–16 on esitetty neljä ehdotettua yhteyttä CBR-arvon ja resilient-moduulin välille.

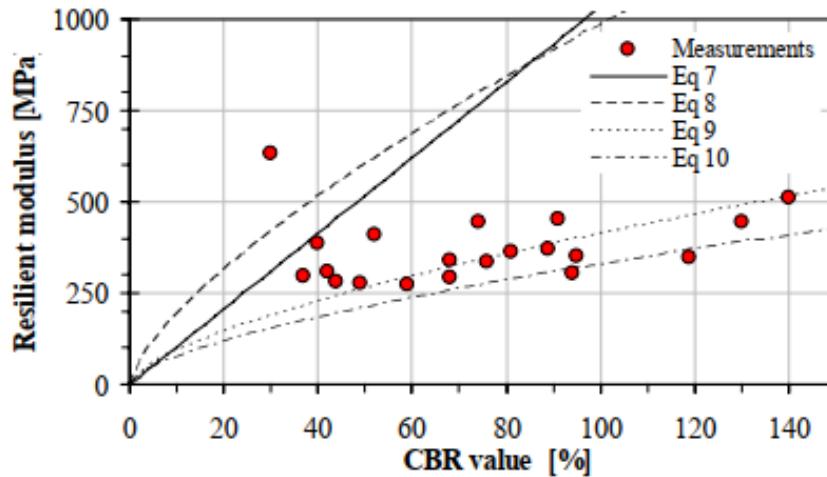
$$M_r = 10,35CBR \quad (13)$$

$$M_r = 37,3CBR^{0,711} \quad (14)$$

$$M_r = 20,7CBR^{0,65} \quad (15)$$

$$M_r = 17,25CBR^{0,64} \quad (16)$$

Kaavat ovat järjestyksessä seuraavien organisaatioiden kehittämiä: Shell Oil, U.S. Army corps of Engineers, South African Council on Scientific and Industrial Research ja Transport and Road Research Laboratory. (Witczak et al. 1995, Erlingsson 2011 mukaan) Kuvassa 2.30 on esitetty yhtälöiden mukaiset korrelaatiot sekä Erlingssonin (2011) tutkimuksessa määritetyt yhteydet, kun kolmiakiaalikokeen hydrostaattinen jännitys on ollut 250 kPa.

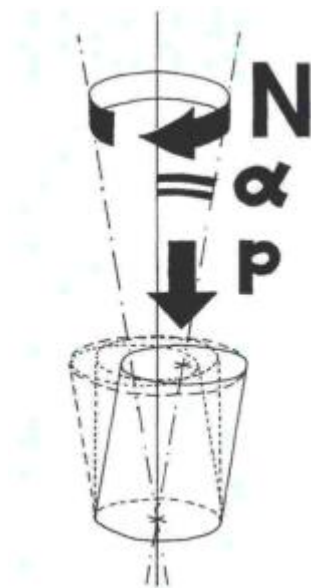


Kuva 2.30: CBR-arvon ja M_r :n välinen yhteys (Erlingsson 2011)

Kuvasta nähdään, että yhtälöiden mukaiset korrelaatiot ovat hyvin erilaisia keskenään. Koetulosten perusteella CBR-arvon ja resilient-moduulin välinen yhteys on heikko.

2.7.3 Kiertotiivistyskoe

Kiertotiivistinlaitteella eli ICT-laitteella (Intensive Compaction Tester) voidaan tutkia ra-keisten materiaalien tiivistymistä. Materiaalina voi olla myös side- tai lisääaineita sisältävä materiaali. Kokeessa näytesylinterissä olevaa materiaalia tiivistetään puristamalla näytettä kokoon toisiaan vastaan kohtisuorassa olevien päätylevyjen välityksellä. Tiivistyksen aikana sylinterin keskiakselia pyöritetään pohjalevyn keskinormaalien ympäri tietyssä kulmassa. Kiertotiivistyksen periaate ja kokeen parametrit on esitetty kuvassa 2.31. (Törnqvist & Jauhiainen 2001)



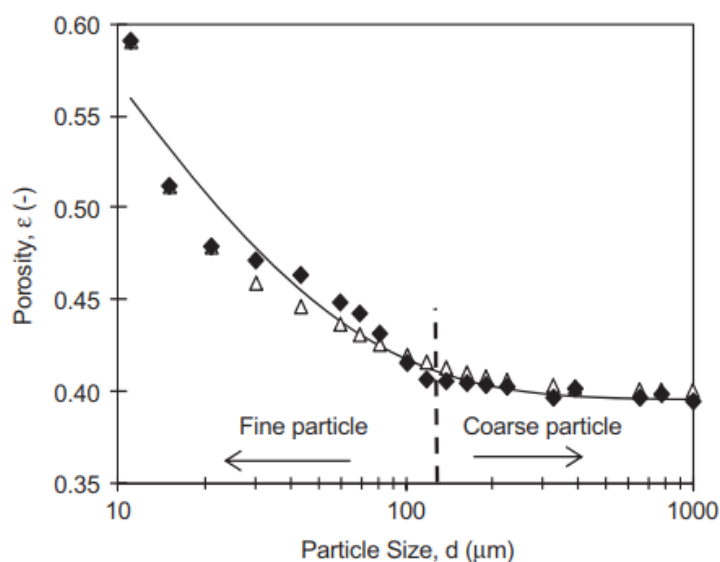
Kuva 2.31: Kiertotiivistyksen periaate ja suureet (Törnqvist & Jauhiainen 2001)

Kiertotiivistyskokeessa kokeen parametreja ovat liikekulma α , keskimääräinen aksiaalipaine p , työkierrosten lukumäärä N ja pyörintänopeus. Tiivistämisen aikana laite mittaa tehtyjen työkierrosten suhteen näytteen korkeutta, josta voidaan laskea näytteen tilavuus ja tiiviystila. Laite mittaa lisäksi kansilevyn liikettä vastustavaa momenttia, josta määritetään näytteen muodonmuutoksen leikkausvastus. (Törnqvist & Jauhiainen 2001) Kiertotiivistyskokeella ei voida mitata materiaalin jäykkyyttä, mutta tiiviystila on kuitenkin yksi kantavuuteen vaikuttavista tekijöistä, jota kokeella voidaan mitata.

3. PARTIKKELIEN PAKKAUTUMINEN

3.1 Partikkelien pakkautumisteoria

Hieno- ja karkearakeiset partikkelit pakkautuvat eri tavalla. Karkearakeisilla partikkeleilla painovoima on tärkein partikkeleihin vaikuttava voima. Partikkelikoon ollessa noin alle 0,1 mm, kyse on hienorakeisista partikkeleista, joihin vaikuttavat heikot voimat kuten van der Waalsin voima ja elektrostaattiset voimat. Myös kosteus vaikuttaa hienorakeisten partikkelien pakkautumiseen. Tasarakeisilla partikkeleilla pienin laskennallinen huokoisuus sattumanvaraisessa tiiviissä pakkautumisessa on 0,36. Hienorakeisilla partikkeleilla huokoisuudet ovat kuitenkin selvästi suurempia. Kuvassa 3.1 on esitetty raekoon vaikutus huokoisuuteen tasarakeisilla lasihelmillä. (Zou et al. 2011)

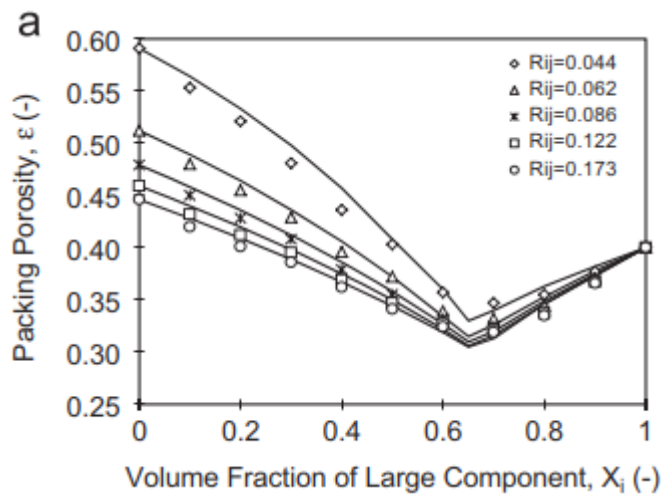


Kuva 3.1: Raekoon vaikutus huokoisuuteen (Zou et al. 2011)

Kuvassa 150 μm kohdalla oleva katkoviiva havainnollistaa kokoa, jota suuremmilla partikkeleilla raekoko ei enää merkittävästi vaikuta huokoisuuteen.

Kahden eri raekoon materiaalien sekoituksella voidaan oikealla sekoitussuhteella päästä pienempään huokoisuuden arvoon kuin kummallakaan yksittäisellä materiaalilla. Binäärisessä sekoituksessa huokoisuus on suurimmillaan hienojen partikkeleiden osuuden ollessa suuri. Huokoisuus pienenee, kun isojen partikkeleiden osuus kasvaa tiettyyn arvoon asti. Pienimmät huokoisuuden arvot saadaan sekoituksella, jossa on noin 60–80 % karkeaa materiaalia. Tätä suuremmilla karkean aineksen pitoisuuksilla huokoisuus jälleen kasvaa, koska hienoainesta ei ole enää riittävästi täyttämään karkeiden rakeiden väleihin jäänyttä tyhjättilaa. Vastaavalla tavalla pienimpään huokoisuuteen päästään

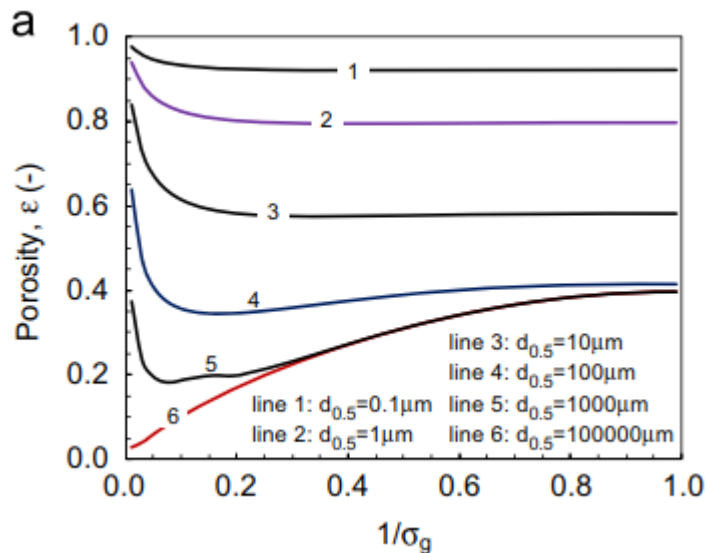
myös kahden eri keskiraekoon sekarakeisen materiaalin sekoituksella. Kuvassa 3.2 on esitetty huokoisuuden arvoja eri sekoitussuhteilla. Parametri R_{ij} tarkoittaa materiaalien raekokojen suhdetta. (Zou et al. 2011)



Kuva 3.2: Kahden tasarakeisen materiaalin sekoitussuhteen vaikutus huokoisuuteen (Zou et al. 2011)

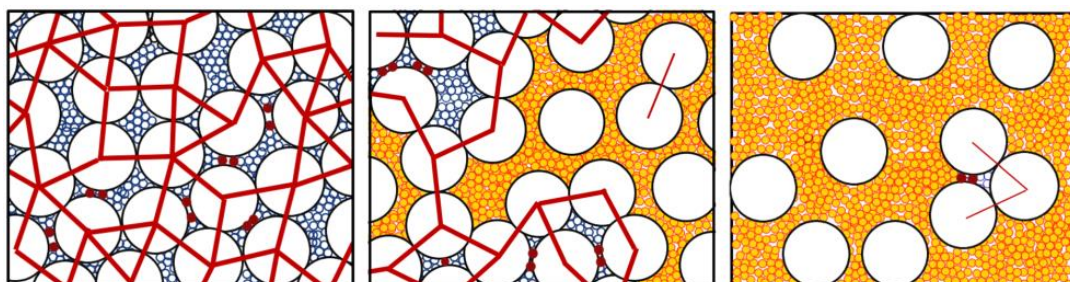
Zou et al. (2011) mukaan kolmen materiaalin sekoituksessa pienin huokoisuus saavutetaan sekoituksella, jossa keskimmäisiä raekokoja ei ole ollenkaan mukana. Tämä tarkastelu on tehty kuitenkin materiaaleilla, joiden raekojen väliset erot ovat pieniä ja rakeet pallonmuotoisia.

Karkeilla materiaaleilla raekokojakauman laajentaminen pienentää materiaalin huokoisuutta. Riittävän karkeilla materiaaleilla keskiraekoilla ei ole huokoisuuden kannalta merkitystä. Myös hyvin hienorakeisilla materiaaleilla raekokojakauman merkitys huokoisuudelle on vähäinen. Jos materiaalissa on sekä hienoja että karkeita rakeita, raekokojakauman laajentaminen pienentää huokoisuutta tiettyyn arvoon asti, jonka jälkeen huokoisuus jälleen kasvaa raekokojakauman laajentuessa. (Zou et al. 2011) Ilmiötä on havainnollistettu kuvassa 3.3, jossa käyrät kuvaavat eri keskiraekokoja. Parametri $1/\sigma_g$ kuvaa raekokojakaumaa siten, että arvolla 1 materiaali on täysin tasarakeinen.



Kuva 3.3: Keskiraekoon ja raekokojakauman vaikutus huokoisuuteen (Zou et al. 2011)

Kahden materiaalin sekoituksessa karkeiden rakeiden osuuden ollessa suuri, hienoaines on täyteenä isojen rakeiden välissä. Tässä tapauksessa rasiukset välittyvät isojen rakeiden muodostaman raerungon kautta. Hienoaineksen osuuden kasvaessa osa hienoista rakeista voi olla myös kiilautuneena karkeiden rakeiden väliin toimien osana raerunkoa. Jos hienoaineksen partikkelien raekoko on suurempi kuin isojen partikkeleiden väleihin jäävät huokokset, työntää hienoaines isoja partikkeleita erilleen löyhdyttäen raerunkoa. Karkeiden rakeiden osuuden ollessa pieni, ne ovat hienoaineksen seassa yksittäisinä rakeina tai pieninä rykelminä muodostamatta keskenään raerunkoa. Rasiukset välittyvät tällöin hienorakeisen materiaalin muodostaman verkoston kautta. Hienoaineksen osuuden ollessa noin 25–50 % sekoituksessa on silloin osittain sekä hienojen että karkeiden rakeiden muodostamat raerungot. (Chang & Deng 2017) Kuvassa 3.4 on esitetty karkeiden rakeiden muodostama raerunko, jonka välissä on hienoja rakeita täyteenä ja kiilautuneena (vasemmalla), yksittäiset karkeat rakeet ja rykelmät hienoaineksen seassa (oikealla) ja välimuototilanne, jossa on osittaiset karkean ja hienon materiaalin raerungot (keskellä).

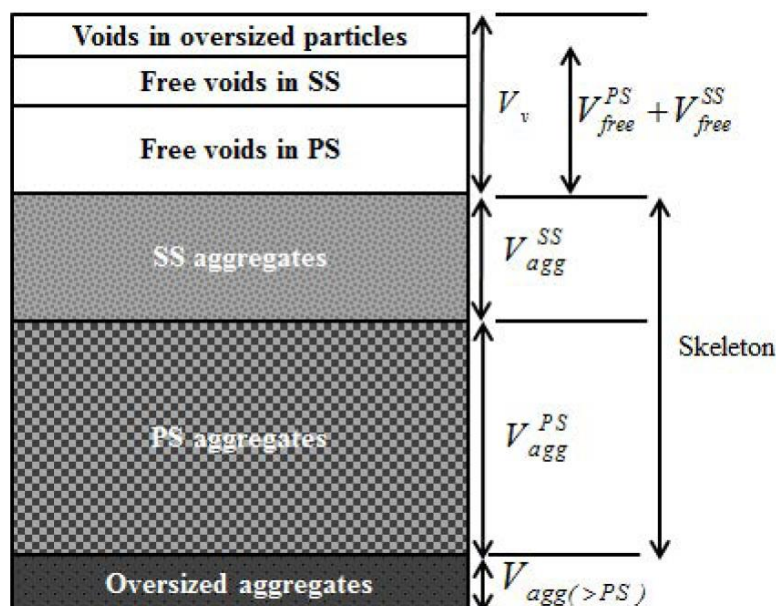


Kuva 3.4: Rasiusten välittyminen erilaisilla hieno- ja karkearakeisen materiaalien sekoituksilla (Chang & Deng 2017)

Kahden raekoon sekoitusten tarkastelu ei täysin vastaa tilannetta, jossa luonnonkiviainesten tapaan on useita eri raekokoja laajalla rakeisuusvälillä. Se toimii kuitenkin teoreettisena pohjana monimutkaisempien tilanteiden tarkastelulle.

3.2 Kantavuuden määrittäminen pakkautumisteorian perusteella

Kantavuuden ja muodonmuutoskestävyyden kannalta optimaalisessa materiaalissa karkeat rakeet muodostavat raerungon, jota tukee riittävä määrä hienorakeisempaa materiaalia. Yideti et al. (2013a) on esitellyt laskennallisen menetelmän, jossa rakeisuuden perusteella materiaalista tunnistetaan kuormia kantava karkeiden rakeiden raerunko eli primäärirakenne (primary structure, PS) ja kuormia heikommin kantava hienorakeinen osuus, sekundäärirakenne (secondary structure, SS). Jos sekundäärirakenteen osuus materiaalista on liian pieni, se tukee heikosti primäärirakennetta. Jos sekundäärirakenteen osuus on liian suuri, se työntää primäärirakenteen partikkeleita erilleen heikentäen sen rakeiden välisiä raekontakteja. Lisäksi materiaalissa voi olla mukana ylisuuria rakeita, jotka eivät vaikuta rakenteen käyttäytymiseen. (Yideti et al. 2013a) Kuvassa 3.5 on esitetty rakeisen materiaalin osatekijät.



Kuva 3.5: Rakeisen materiaalin osatekijät (Yideti et al. 2013c)

Materiaalin huokokset voidaan kuvan mukaisesti jakaa primäärirakenteen, sekundäärirakenteen ja ylisuurten rakeiden huokosiksi. Yideti et al. (2013a) esittämä laskentamalli perustuu pallonmuotoisten rakeiden pakkautumiseen. Tiiveimmässä mahdollisessa tilassa, joka on joko pintakeskinen kuutiollinen tai heksagoninen pakkautuminen, saman-

kokoiset pallot on mahdollista saada pakkautumaan tiivyyteen 0,74. Tiivydellä tarkoitetaan tässä yhteydessä kiintoaineksen tilavuusosuutta koko rakenteen tilavuudesta. Löyhimmässä mahdollisessa tilassa, joka on yksinkertainen kuutiollinen pakkautuminen, partikkelit ovat pakkautuneet tiivyyteen 0,52. Jos primäärirakenteen huokoisuus on yli 50 %, rakeiden välillä ei ole riittävää raekontaktia kantavan raerungon muodostamiseksi. Laskentamallissa materiaalista määritetään primäärirakenteeseen kuuluvat raekoot rakeiden halkaisijoiden ja painoprosenttien perusteella. Jos peräkkäisillä seuloilla olevien lajitteiden määrien ero on liian suuri, ei rakeiden välillä silloin ole riittävää vuorovaikutusta. Tavoitteena laskentamallissa on määrittää kahden peräkkäisen lajitteen huokosten läpimitan painotettu keskiarvo ja verrata sitä raekokojen perusteella määritettäviin ylä- ja alarajoihin. Jos huokosten koko on liian pieni, pienempi lajite on dominoiva ja vastaavasti jos huokosten koko on liian suuri, suurempi lajite on dominoiva. Kummassakaan tapauksessa raerungolle vaadittavaa vuorovaikutusta ei enää tapahdu. (Yideti et al. 2013a)

Ensin määritetään kahden peräkkäisen lajitteen raekoon painotettu keskiarvo $D_{w,avg}$ kaavalla 17

$$D_{w,avg} = D_1 D_2 \sqrt[3]{\frac{\varphi_1 + \varphi_2}{\varphi_1 D_2^3 + \varphi_2 D_1^3}} \quad (17)$$

missä D_1 on suurempi ja D_2 pienempi seulakoko. Lajitteiden vastaavat määrät φ_1 ja φ_2 ovat tilavuusosuuksia koko rakenteesta. Löyhimmässä pakkautumisessa, joka on yksinkertainen kuutiollinen pakkautuminen, huokosten läpimitta on 0,732 kertaa partikkelin läpimitta. Tätä suuremmalla läpimitalla partikkelien välillä ei enää ole kontaktia. Painotettu keskiarvo huokosten läpimitalle $d_{w,avg}$ saadaan kaavalla 18

$$d_{w,avg} = 0,732 D_{w,avg} \quad (18)$$

Huokosten läpimittaa verrataan kaavalla 19 määritettäviin ylä- ja alarajoihin.

$$\frac{1,1 D_1 D_2}{\sqrt[3]{D_2^3 + 2,36 D_1^3}} \leq d_{w,avg} \leq \frac{1,1 D_1 D_2}{\sqrt[3]{2,36 D_2^3 + D_1^3}} \quad (19)$$

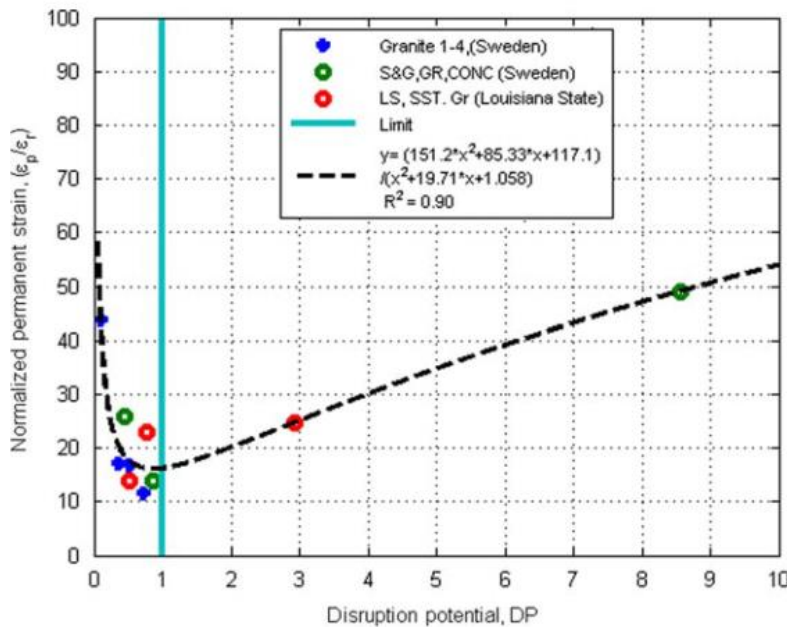
Menetelmällä tarkistetaan kaikki seulakoot suurimmasta alkaen 2 mm seulakokoon asti. Jos epäyhtälö ei toteudu jollain lajitteilla, pienempi lajite ei tällöin enää kuulu primäärirakenteeseen. Jos kaikki epäyhtälöt toteutuvat 2 mm asti, silloin kaikki yli 2 mm materiaali on osa primäärirakennetta. (Yideti et al. 2013a)

Primäärirakenteen määrittämisen jälkeen materiaalista on mahdollisuus päätellä erilaisia materiaalin käyttäytymiseen vaikuttavia parametreja, joita ovat mm. disruptiopotentiaali

(disruption potential DP), primäärirakenteen huokoisuus n_{PS} ja primäärirakenteen kordinaatioluku $c_{n_{PS}}$. DP määritetään kaavalla 20

$$DP = \frac{V_{DM}^{SS}}{V_{free}^{PS}}, \quad (20)$$

missä V_{DM}^{SS} on disruptiivisten materiaalien osuus ja V_{free}^{PS} on primäärirakenteen sisäinen huokostilavuus. Disruptiivisia materiaaleja ovat Yideti et al. (2013a) määritelmän mukaan kaikki sekundäärirakenteen lajitteet, joiden raekoko on vähintään 0,225 kertaa primäärirakenteen pienin raekoko. Primäärirakenteen sisäinen huokostilavuus on rakenteen huokostilavuuden osuus, joka vastaa primäärirakenteen osuutta koko rakenteesta. Disruptiiviset materiaalit voivat joko tukea tai häiritä primäärirakennetta. Kuvassa 3.6 on esitetty DP:n vaikutus syklistä kolmiakselikokeissa määritettyihin normalisoihin pysyviin muodonmuutoksiin.



Kuva 3.6: DP:n ja pysyvien muodonmuutosten välinen yhteys (Yideti et al. 2013a)

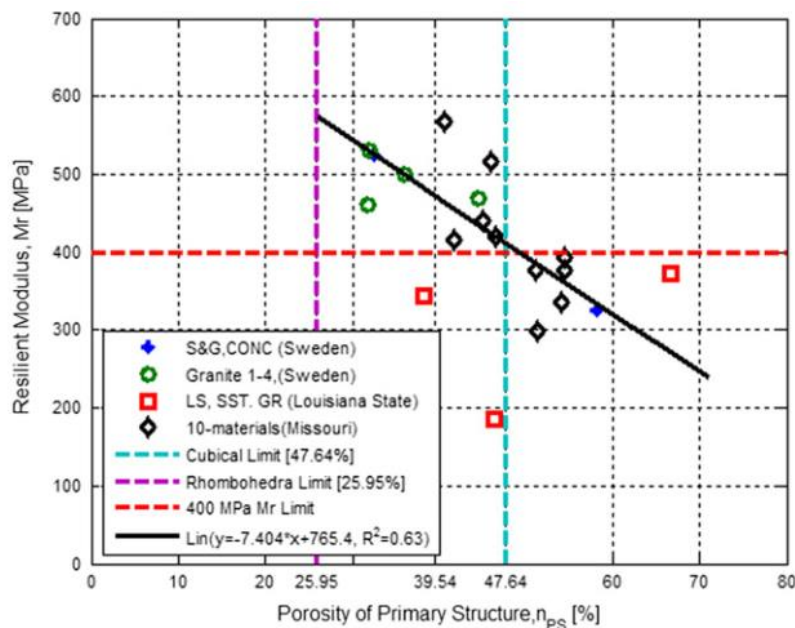
Yidetin et al. (2013a) mukaan DP:n ollessa välillä 0,5–1 pysyviä muodonmuutoksia tapahtuu vähän, koska tällöin hienompaa materiaalia on riittävästi tukemaan raerunkoa. DP:n ollessa alle 0,5 tai yli 1, materiaalin kyky vastustaa pysyviä muodonmuutoksia heikenee. Kun DP on alle 0,5, raerunko jää ilman riittävää tukea ja kun DP on enemmän kuin 1, materiaalissa on mukana liikaa raerunkoa häiritseviä raekokoja. Sekundäärirakenteen määrä on toinen pysyviin muodonmuutoksiin vaikuttava tekijä. Sen liian suuri tai liian pieni osuus heikentää materiaalin kykyä vastustaa pysyviä muodonmuutoksia. Optimimäärä sekundäärirakennetta antaa tukea primäärirakenteelle, jolloin pysyvät

muodonmuutokset ovat alhaisimmillaan. Optimimäärä sekundäärirakenteelle tutkimuksessa käytetyn aineiston perusteella on noin 25 %. (Yideti et al. 2013a)

Primäärirakenteen huokoisuus n_{PS} vaikuttaa mm. materiaalin resilient-moduuliin. Se määritetään kaavalla 21

$$n_{PS} = \frac{V_{SS} + V_{voids}}{V_T - V_{>PS}}, \quad (21)$$

missä V_{SS} on sekundäärirakenteen osuus rakenteen tilavuudesta, V_{voids} koko rakenteen huokostilavuus, V_T koko rakenteen tilavuus ja $V_{>PS}$ on ylisuurten rakeiden osuus tilavuudesta. Resilient-moduulin ja primäärirakenteen huokoisuuden välinen yhteys on esitetty kuvassa 3.7. (Yideti et al. 2013b)



Kuva 3.7: Resilient-moduulin ja n_{PS} :n välinen yhteys (Yideti et al. 2013b)

Kuvasta havaitaan, että mitä suurempi primäärirakenteen huokoisuus on, sitä heikompi resilient-moduuli. Resilient-moduulit on määritetty kolmiakσιαalikokeissa, joiden hydrostaattinen ja deviatorinen jännitys on ollut 150 kPa. Kuvassa on esitetty pystyviivoilla tiiveimmän ja löyhimmän samansuuruisen pallojen teoreettisen pakkautumisen huokoisuudet 25,95 % ja 47,64 %. (Yideti et al. 2013b)

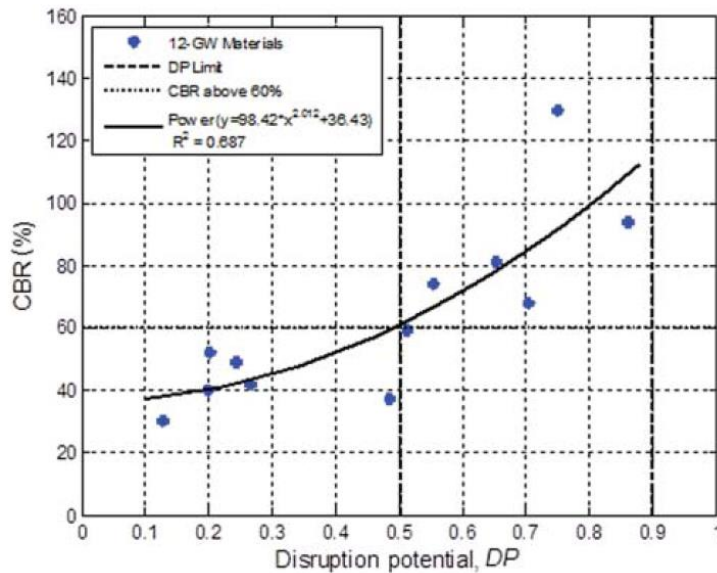
Primäärirakenteen huokoisuuden perusteella rakenteelle voidaan määrittää koordinaatioluku, jolla tarkoitetaan yhden partikkelin keskimääräistä partikkelikontaktien lukumäärää. Koordinaatioluvun ja primäärirakenteen huokoisuuden yhteys määritettiin Yidetin et al. (2013b) tutkimuksessa neljän eri teoreettisen partikkelien pakkautumisrakenteen pe-

rusteella, jotka olivat yksinkertainen kuutiollinen, tetragoninen, oktaedrinen ja romboedrinen pakkautuminen. Primäärirakenteen koordinaatioluku cn_{PS} voidaan määrittää kaavalla 22

$$cn_{PS} = 2,827 \left[\frac{n_{PS}}{100} \right]^{-1,069}, \quad (22)$$

missä n_{PS} on primäärirakenteen huokoisuus prosentteina. Koordinaatioluvun ollessa 6–12 materiaalilla on suhteellisen hyvä resilient-moduuli ja sen ollessa alle 6, raekontaktit välittävät heikosti kuormituksia. (Yideti et al. 2013b)

Yideti et al. (2013c) mukaan disruptiopotentiaali korreloi pysyvien muodonmuutosten lisäksi myös CBR-arvon kanssa. DP:n kasvaessa arvosta 0,1 arvoon 0,9 CBR-arvo kasvaa noin arvosta 40 noin arvoon 110. (Yideti et al. 2013b) Tämä kokeellisesti havaittu yhteys on esitetty kuvassa 3.8.

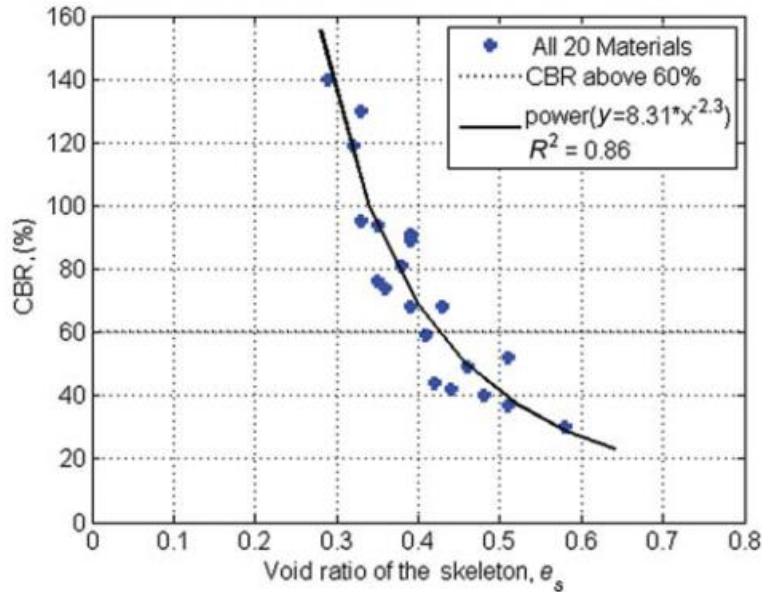


Kuva 3.8: CBR-arvon riippuvuus disruptiopotentiaalista (Yideti et al. 2013b)

CBR-arvo korreloi lisäksi myös primäärirakenteen vapaan huokostilavuuden V_{free}^{PS} sekä koko rakenteen raerungon huokoisuuden e_s kanssa. Raerungon huokoisuus e_s määritetään kaavalla 23

$$e_s = \frac{V_{free}^{PS} + V_{free}^{SS}}{V_{PS} + V_{SS}}, \quad (23)$$

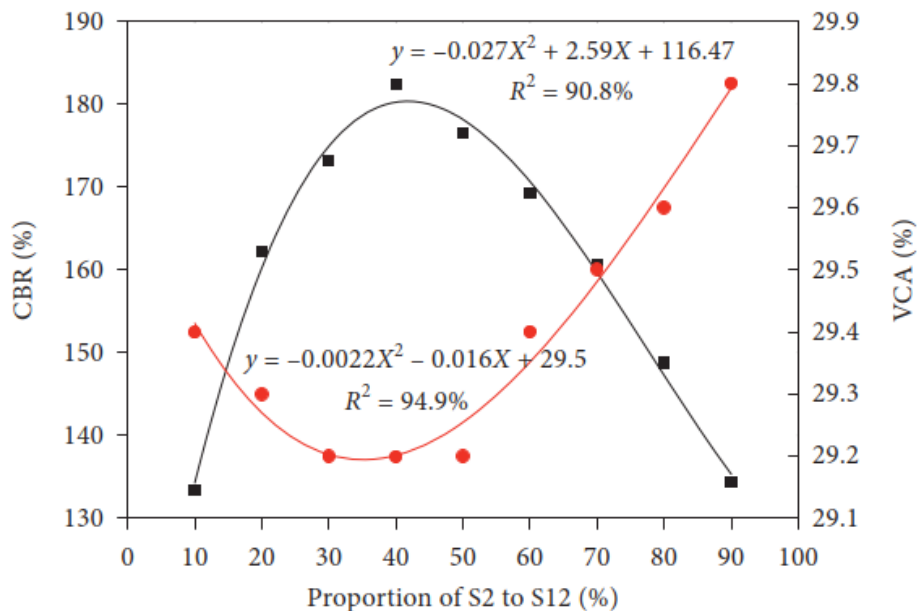
missä V_{free}^{SS} on sekundäärirakenteen vapaa huokostilavuus, V_{PS} primäärirakenteen rakeiden osuus rakenteen tilavuudesta ja V_{SS} sekundäärirakenteen rakeiden osuus koko rakenteen tilavuudesta. CBR-arvon ja e_s :n välinen yhteys on esitetty kuvassa 3.9. (Yideti et al. 2013c)



Kuva 3.9: CBR-arvon ja e_s :n välinen yhteys (Yideti et al. 2013c)

Kuvasta nähdään, että mitä pienempi raerungon huokoisuus, sitä parempi CBR-arvo.

Bao et al. (2019) tutkivat eri raekokojen sekoitusten ja sekoitussuhteiden vaikutusta CBR-arvoihin ja huokoisuuteen. Kokeissa käytettiin neljää eri raekoon kalliokiviainesta, jotka ovat raekokovälillä 4,75–16 mm. Kuvassa 3.10 on esitetty CBR-arvo ja huokoisuus (VCA) sekoitukselle, jossa 13,2–16 mm kiviainekseen sekoitetaan hienorakeisempaa 9,5–13,2 mm kiviainesta.



Kuva 3.10: Huokoisuuden vaikutus CBR-arvoon (Bao et al. 2019)

Kuvassa CBR-arvo on merkitty mustalla ja huokoisuus (VCA) punaisella. Kuvasta havaitaan, että sekoitussuhteella, jossa on noin 35 % hienorakeisempaa kiviainesta saavutetaan pienin huokoisuus. Samalla sekoituksella saavutetaan myös suurin CBR-arvo, eli huokoisuus ja CBR ovat kääntäen verrannollisia.

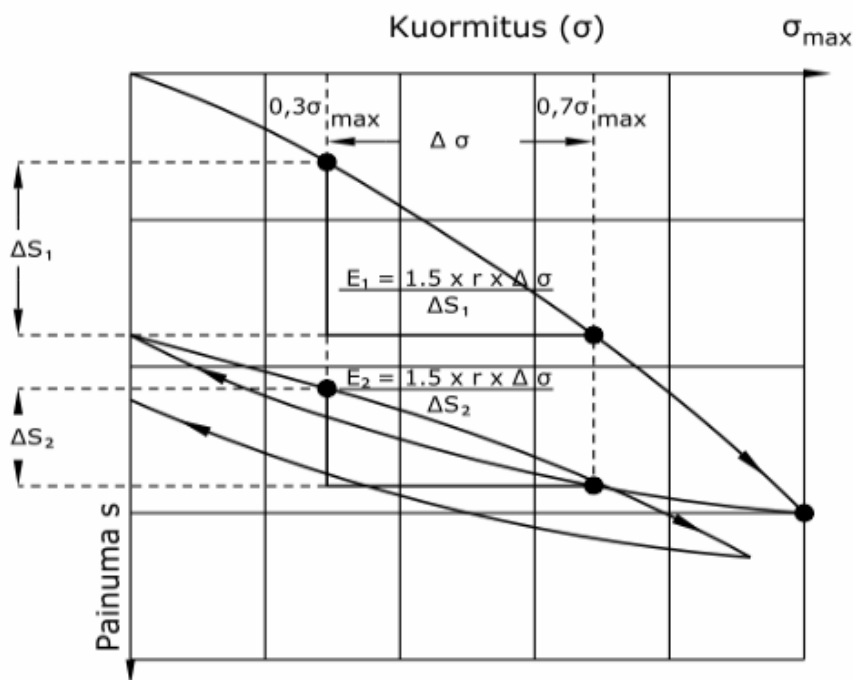
4. KANTAVUUDEN MITTAUS JA KANTAVUUS-VAATIMUKSET

4.1 Kantavuuden kenttämittausmenetelmät

4.1.1 Kantavuuden mittaus levykuormituskokeella

Levykuormituskokeessa mitataan painumaa 300 mm halkaisijaltaan olevan kuormituslevyn alla. Mittauksessa tehdään kaksi kuormituskertaa, joilla määritetään muodonmuutosmoduulit E_1 ja E_2 kaavan 7 perusteella. Painumat mitataan kolmella mittakellolla, jotka sijaitsevat 120° välein kuormituslevyn reunalla. Kuormituslevyä tunkataan vastapainoa vasten. Vastapainona voi olla esimerkiksi kaivinkone. Mittauksen aluksi tehdään 3,5 kN kuormalla esikuormitus, jonka jälkeen mittakellot nollataan. Painumia mitataan 10 kN välein 60 kN asti. Ennen kunkin mittatuloksen kirjaamista painumanopeuden on oltava alle 0,01 mm/min. Tulosten tulkinnassa lasketaan kullekin kuormitusportaalle mittakellojen mittaustulosten keskiarvo. Ensimmäisen kuormituskerran jälkeen kuorma poistetaan ja mittaus tehdään samasta pisteestä uudelleen, jolloin saadaan arvo E_2 . (Kalliainen et al. 2011)

InfraRYL:n (2020) mukaan kantavuudet E_1 ja E_2 tulee määrittää kuormitusväliltä 30 %...70 %, jotta mittaustulos ei vääristyisi mittauksen alkuvaiheen häiriöiden tai loppuvaiheessa rakenteen kimmoisuuden mahdollisen ylittymisen takia. Kuvassa 4.1 on esitetty levykuormituskokeen tyypillinen kuvaaja, sekä arvojen E_1 ja E_2 määrittäminen väliltä 30 %...70 %. (Kalliainen et al. 2011)



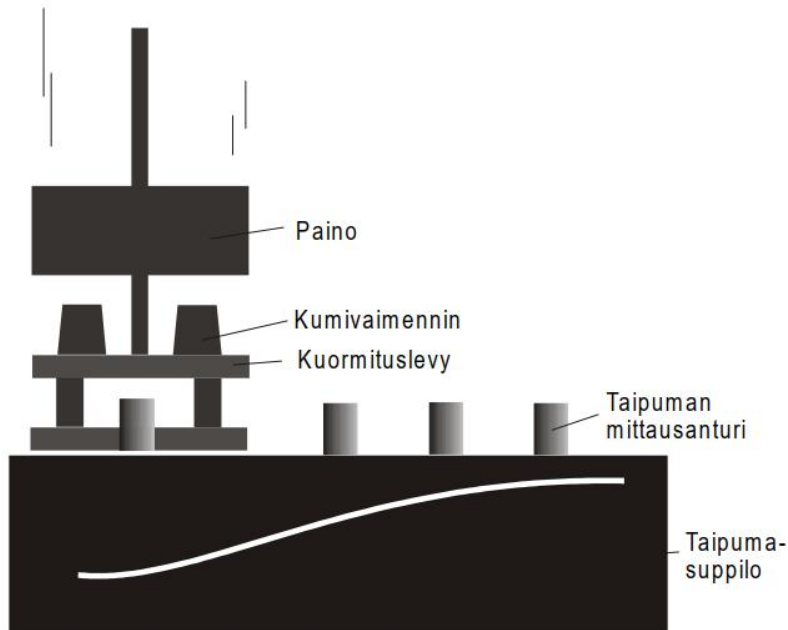
Kuva 4.1: Muodonmuutosmoduulien määrittäminen levykuormituskokeen perusteella (InfraRYL 2020)

Toisella kuormituskerralla rakenne on tiivistynyt ensimmäisen kuormituksen jäljiltä, jolloin mitatut painumat ovat pienempiä. Muodonmuutosmoduulien suhdetta E_2/E_1 kutsutaan tiiviyssuhteeksi, koska sen avulla pystytään arvioimaan rakenteen tiivistilaa. Suurempi tiiviyssuhde tarkoittaa sitä, että rakenne on ennen kuormitusta ollut löyhemmässä tilassa, koska kokeen tiivistävä vaikutus on ollut suuri. InfraRYL:ssä kantavuusvaatimukset on annettu sekä E_2 -arvolle että tiiviyssuhteelle. (Kalliainen et al. 2011)

4.1.2 Kantavuuden mittaus pudotuspainolaitteella

Pudotuspainolaitteella 300 mm halkaisijaltaan olevalle kuormituslevylle pudotettavalla painolla aiheutetaan dynaaminen kuormitus, jolla pyritään simuloimaan liikenteen aiheuttamaa kuormaa. Laitte mittaa kuormituksen aiheuttamaa taipumaa kuormituslevyn keskellä sekä useassa pisteessä kuormituslevyn ulkopuolella. Kuormitus aiheuttaa rakenteeseen taipumasuppilon, jonka muodon perusteella voidaan arvioida rakenteen ominaisuuksia. Takaisinlaskennalla voidaan selvittää rakennekerrosten jäykkyys. (Spoof & Petäjä, 2000)

Kuvassa 4.2 on esitetty pudotuspainolaitteen toimintaperiaate.



Kuva 4.2: Pudotuspainolaitteen toimintaperiaate (Spoof & Petäjä 2000)

Rakenteen jäykkyys kuormituslevyn alla saadaan laskettua kaavalla 24

$$E = \frac{2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot p \cdot a}{s}, \quad (24)$$

missä ν on Poissonin vakio (yleensä 0,35), p on kosketuspaine, a kuormituslevyn säde ja s painuma kuormituslevyn alla. Kaava on muilta osin sama kuin kaava 7, jolla lasketaan kantavuus levykuormituskokeesta, mutta kaavan 7 kerroin r on PPL-mittauksen tapauksessa taipuisalle levyille käytettävä arvo 2. Eri rakennekerrosten jäykkyyttä voidaan arvioida taipumasuppilon avulla. Pintamoduulit eli jäykkyydet voidaan laskea mittausanturien kohdilla kaavalla 25

$$E = \frac{(1 - \nu^2) \cdot p \cdot a^2}{r \cdot d_r}, \quad (25)$$

missä r on mittauspisteen etäisyys kuormituslevystä ja d_r painuma mittauspisteessä. (Spoof & Petäjä 2000)

Käytössä on myös pudotuspainolaitteita, jotka mittaavat taipumaa ainoastaan kuormituslevyn alla. AL-Engineering Oy:n kehittämä Heavy Loadman mittaa 50 kg:n painoisen pudotuspainon kuormituslevyyn aiheuttamaa kiihtyvyyttä, mikä integroidaan taipumaksi. Taipuman perusteella rakenteelle lasketaan kantavuusarvo. Suomessa käytössä on myös kannettava 10 kg pudotuspainolla varustettu kevyt pudotuspainolaite tuotenimeltään Loadman, joka mittaa tässäkin tapauksessa pudotuspainon aiheuttamaa kuormituslevyn kiihtyvyyttä ja sen perusteella rakenteen taipumaa. Loadmanilla pudotuksen aiheuttama kuormitus ei ylety syvälle rakenteeseen sen alhaisen painon takia. (Kalliainen et al. 2011)

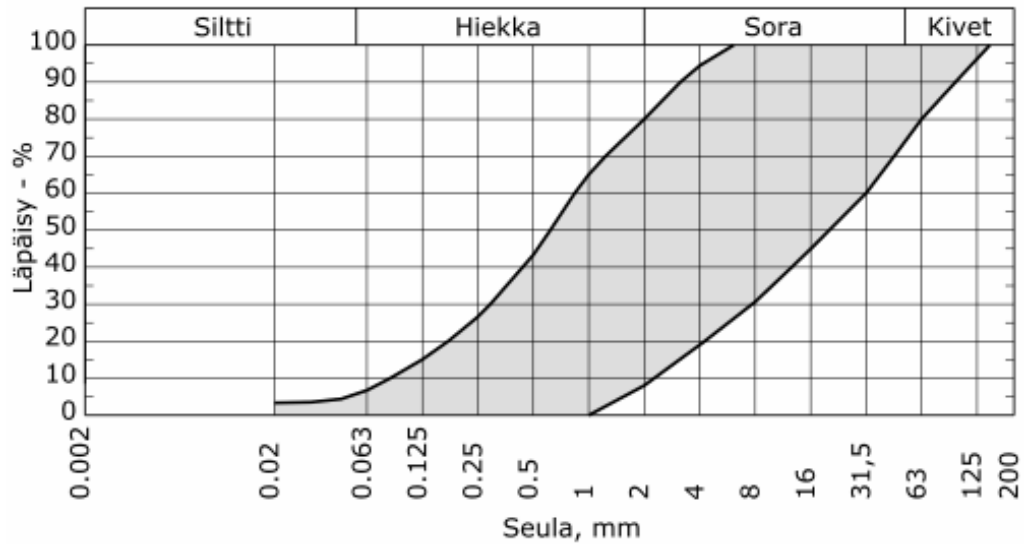
Koppanan (2018) diplomityössä on tutkittu raskaan pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen välisiä eroja jäykkyyden ja tiivistyssuhteiden mittaamisessa. Mittaustulosten eroavaisuuteen vaikuttaa mittauskohdan olosuhteet, kuten pohjamaa ja tiivistystyön laatu, eikä yksiselitteistä vakiokerrointa menetelmien välille voitu määrittää. InfraRYL:n ohjeen mukaisella levykuormituskokeen tulkinnalla saadaan noin 20 % - 25 % suurempia kantavuusarvoja kuin pudotuspainolaitteella. Jos levykuormituskokeen tulkinnassa käytetään InfraRYL:n ohjeesta poiketen koko kuormitusalueelta mitattuja painumia, saadaan levykuormituskokeella 5 % - 10 % pienempiä kantavuuksia kuin pudotuspainolaitteella. Tiivistyssuhteiden vertailussa vastaavasti tulokseksi saatiin, että levykuormituskokeella mitatut tiivistyssuhteet ovat 20 % - 27 % pienempiä kuin pudotuspainolaitteella mitatut. (Koppana 2018)

4.2 Eristys- ja välikerrosten laatuvaatimukset

Eristyskerroksen tehtävänä on olla kantavana alustana välikerrokselle ja jakaa kuormat pohjamaalle. Eristyskerroksen paksuus määräytyy kuitenkin routamitoituksen, ei kantavuuden perusteella. Välikerroksen tehtävänä on olla kantavana alustana tukikerrokselle ja estää tuki- ja eristyskerros materiaalien sekoittuminen. (Liikennevirasto 2018a) Eristys- ja välikerroksille on InfraRYL:ssä esitetty vaatimuksia sekä materiaalille että valmiille rakenteelle. (InfraRYL 2020)

4.2.1 InfraRYL:n mukaiset materiaalivaatimukset

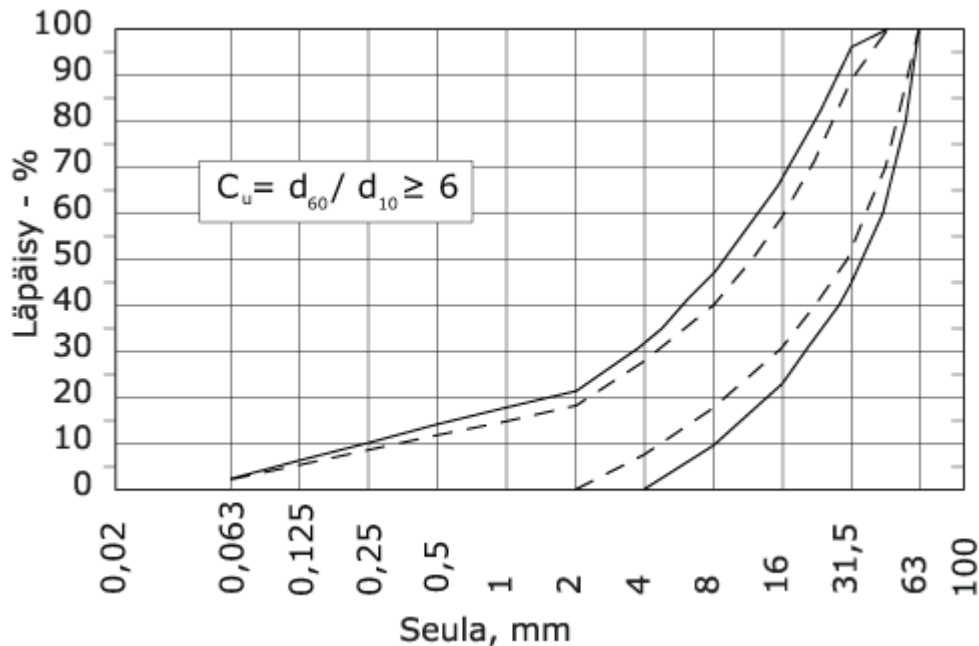
InfraRYL:ssä (2020) eristys- ja välikerroksen materiaaleille on esitetty rakeisuusvaatimukset erikseen luonnonmateriaaleille ja kalliomurskeelle. Kuvassa 4.3 on esitetty rakeisuusvaatimus eristys- ja välikerroksissa käytettävälle luonnonmateriaalille.



Kuva 4.3: Eristys- ja välikerrosten rakeisuusvaatimus luonnonmateriaalille (InfraRYL 2020)

Rakeisuusvaatimusten perusteella havaitaan, että materiaaliksi soveltuu maalajeista karkea hiekka, sora, sorainen hiekka ja hiekkainen sora. Hienoainespitoisuuden on oltava alle 4 %. Materiaalissa ei saa olla mukana eloperäistä ainesta, eikä sitä saa valmistaa keinotekoisesti sekoittamalla kahta tai useampaa eri lähteistä peräisin olevaa maainesta keskenään. Luonnonmateriaalin raekokosuhteelle ei ole annettu vaatimuksia, eikä luonnonkiviainekselle ole asetettu rapautumisherkkyys- tai lujuusvaatimuksia. (InfraRYL 2020)

Eristys- ja välikerroksissa käytettävälle kalliomurskeelle on rakeisuuden lisäksi esitetty vaatimuksia raekokosuhteelle, kiviaineksen mineraaleille ja kiviainesten lujuudelle. Kuvassa 4.4 on esitetty kalliomurskeen rakeisuusvaatimukset.



Kuva 4.4: Eristys- ja välikerrosten rakeisuusvaatimus kalliomurskeelle (InfraRYL 2020)

Käytettävän kalliomurskeen rakeisuuskäyrä ei saa ylittää yhtenäisiä viivoja ja 90 % materiaalinäytteistä on sijoitettava katkoviivojen väliselle alueelle. Hienoainespitoisuus saa olla enimmillään 2 %. Raekokosuhteelle C_U esitetty vaatimus tarkoittaa sitä, että 60 % läpäisyn kohdalla olevan raekoon tulee olla vähintään kuusi kertaa 10 % läpäisyn kohdalla olevan raekoon suuruinen. Vaatimuksen on täyttyvä vähintään 90 % näytteistä. Yksittäisissä näytteissä raekokosuhteen on oltava vähintään neljä. Rakeisuuskäyrän tulee laskea riittävän loivasti, mikä tarkoittaa sitä, että materiaalin on oltava riittävän suhteistunutta. (InfraRYL 2020)

Kalliomurskeessa ei saa olla haitallisia määriä rapautumisherkkiä mineraaleja. Kiviaineksen on oltava riittävän lujaa ja sen on oltava radan korkeusviivasta 1,5 m etäisyydellä Los Angeles -luokaltaan enintään 25 ja micro-Deval -luokaltaan enintään 15. Eristyskerroksen alaosalle yli 1,5 m etäisyydellä korkeusviivasta sallitaan alhaisempien kuormitus- tasojen takia hieman heikomman kiviaineksen käyttö. (InfraRYL 2020)

4.2.2 InfraRYL:n mukaiset kantavuus- ja tiiviysvaatimukset

Eristys- ja välikerrosten tiiviysasteiden on säteilymittauslaitteella mitattuna oltava keskimäärin vähintään 95 % ja yksittäisissä mittauspisteissä vähintään 92 %. Vaatimusten on täyttyävä kussakin eristyskerroksen kerralla tiivistettävässä kerroksessa. Tiiviysastetta ja kantavuutta voidaan mitata levykuormituskokeella tai pudotuspainolaitteella. Kantavuusvaatimukset luonnonmateriaalista tehdyille eristys- ja välikerroksille pudotuspaino-

laitteella ja levykuormituksella mitattuna on esitetty taulukossa 4.1. Kalliomurskerakenteille on käytössä arvoiltaan hieman eroavat tiiviys- ja kantavuusvaatimukset, joita tässä työssä ei käsitellä yksityiskohtaisemmin.

Taulukko 4.1: Luonnonmateriaaleista tehtyjen eristys- ja välikerrosten kantavuusvaatimukset (InfraRYL 2020)

Mittaustapa	Eristyskerros E_2 [MPa]		Välikerros E_2 [MPa]	
	Keskiarvo	Yksittäinen mitta	Keskiarvo	Yksittäinen mitta
Levykuormituskoe	130	110	160	140
Pudotuspainolaite	150	125	185	160

Kantavuuden lisäksi eristys- ja välikerrosten on täytettävä tiiviyssuhteelle asetetut vaatimukset, jotka ovat hieman eri pudotuspainolaitteella ja levykuormituksella tehdyille mitauksille. Taulukossa 4.2 on esitetty InfraRYL:n vaatimukset pudotuspainolaitteella ja levykuormituksella mitatuille eristys- ja välikerrosten tiiviyssuhteille.

Taulukko 4.2: Luonnonmateriaaleista tehtyjen eristys- ja välikerrosten tiiviyssuhdevaatimukset (InfraRYL 2020)

Kantavuus E_2 [MPa]	Eristyskerros E_2/E_1		Välikerros E_2/E_1	
	Levykuormituskoe	Pudotuspainolaite	Levykuormituskoe	Pudotuspainolaite
< 125	≤ 2,2	≤ 1,9	≤ 2,0	≤ 1,7
125...134	≤ 2,3	≤ 2,0	≤ 2,1	≤ 1,8
135...144	≤ 2,4	≤ 2,1	≤ 2,2	≤ 1,9
145...154	≤ 2,5	≤ 2,2	≤ 2,3	≤ 2,0
155...164	≤ 2,6	≤ 2,3	≤ 2,4	≤ 2,1
165...174	≤ 2,7	≤ 2,4	≤ 2,5	≤ 2,2
175...184	≤ 2,8	≤ 2,5	≤ 2,6	≤ 2,3
≥ 185	≤ 2,9	≤ 2,6	≤ 2,7	≤ 2,4

Tiiviyys- ja kantavuusvaatimusten täytyessä materiaalin rakeisuudelle sallitaan ohjealueesta poikkeava hienoainespitoisuus. Hienoainespitoisuus saa tässä tapauksessa olla 1,5 %-yksikköä ohjealueen mukaista enimmäisarvoa suurempi, 0,125–2 mm alueella läpäisy saa olla 2 %-yksikköä suurempi ja 4–63 mm alueella läpäisy saa olla 3 %-yksikköä suurempi. (InfraRYL 2020)

Eristys- ja välikerroksille tulee tehdä kantavuuden ja tiiviyden tarkkailua työmenetelmätarkkailuna ja laadunvarmistusmittauksin. Työmenetelmätarkkailussa ennen eristys- ja välikerrosten rakentamista selvitetään riittävään tiiviyden ja kantavuuden saavuttamiseen tarvittavat jyräskerrat ja kerralla tiivistettävän kerroksen paksuus koetiivistyksessä. Varsinainen tiivistystyö tehdään koetiivistyksessä selvitettyllä, rakennuskohteen

olosuhteisiin soveltuvalla periaatteella. Työn aikana on tarkkailtava pengermateriaalia ja sen vesipitoisuutta. Tiiviydentarkkailua voidaan tehdä joko tiiviysastetta mittaavalla säteilymittauksella tai kantavuutta ja tiiviyssuhdetta mittaavalla levykuormituksella tai pudotuspainolaitteella. Säteilymittaus soveltuu hyvin hienorakeiselle materiaalille ja levykuormitus ja pudotuspainolaite soveltuvat karkearakeisemmille materiaaleille. (InfraRYL 2020)

Säteilymittauslaitteella tulee mitata kunkin kerralla tiivistettävän kerroksen vesipitoisuus 150 m välein ennen kerroksen tiivistämistä. Tiiviyssmittauksia tulee tehdä kunkin raiteen alla 150 m välein ja 1,5 m etäisyydeltä penkereen reunasta 300 m välein. Mikäli käytössä on GPS-paikannuksella varustettu jatkuvasti mittaava täryjyrä, voidaan tiiviydentarkkailun mittauspisteväliä harventaa raiteen keskellä 400 metriin ja penkereen reunoilla 800 metriin. (InfraRYL 2020)

Eristys- ja välikerrosten materiaalia tulee tarkkailla näytteiden avulla. Näytteitä tulee ottaa 500 m välein jokaiselta raiteelta eristyskerroksen kahdesta ylimmästä kerralla tiivistettävästä kerroksesta ja välikerroksesta 2 m raiteen keskilinjan vierestä. Näytteenoton tulee alkaa kerroksen pinnasta ja kattaa 75 % kerroksen paksuudesta. Näytteistä mitataan rakeisuus ja hienoainespitoisuus ja niiden on täytettävä myös muut materiaalille asetetut laatuvaatimukset. (InfraRYL 2020)

4.2.3 Vaatimukset työmenetelmille

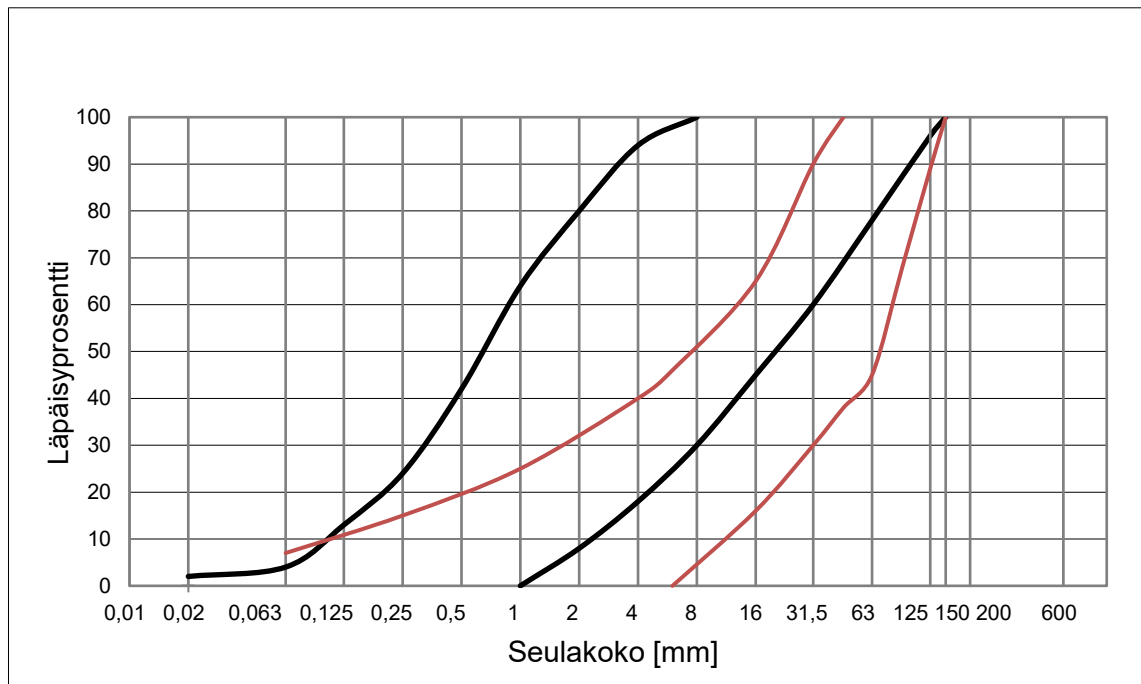
Infra RYL:ssä (2020) on esitetty tiivistyskertamäärän ohjearvot ja kerralla tiivistettävien kerrosten paksuudet tiivistyskoneiden ja tiivistettävien kerrosten mukaan. Taulukossa 4.3 on esitetty ohjeelliset tiivistyskertamäärät radan eristys- ja välikerrosten tiivistämiseen valssi- ja kumipyöräjyrille.

Taulukko 4.3: Eristys- ja välikerrosten tiivistyskertamäärät (InfraRYL 2020)

Tiivistyskone	Eristyskerros		Välikerros	
	0,25	0,5	0,25	0,4
Kerrospaksuus [m]				
1 täryvalssi	4	7	5	9
2 täryvalssia	3	4	3	5
Kumipyöräjyrä < 20 t	6	-	8	-
Kumipyöräjyrä > 20 t	4	8	6	12

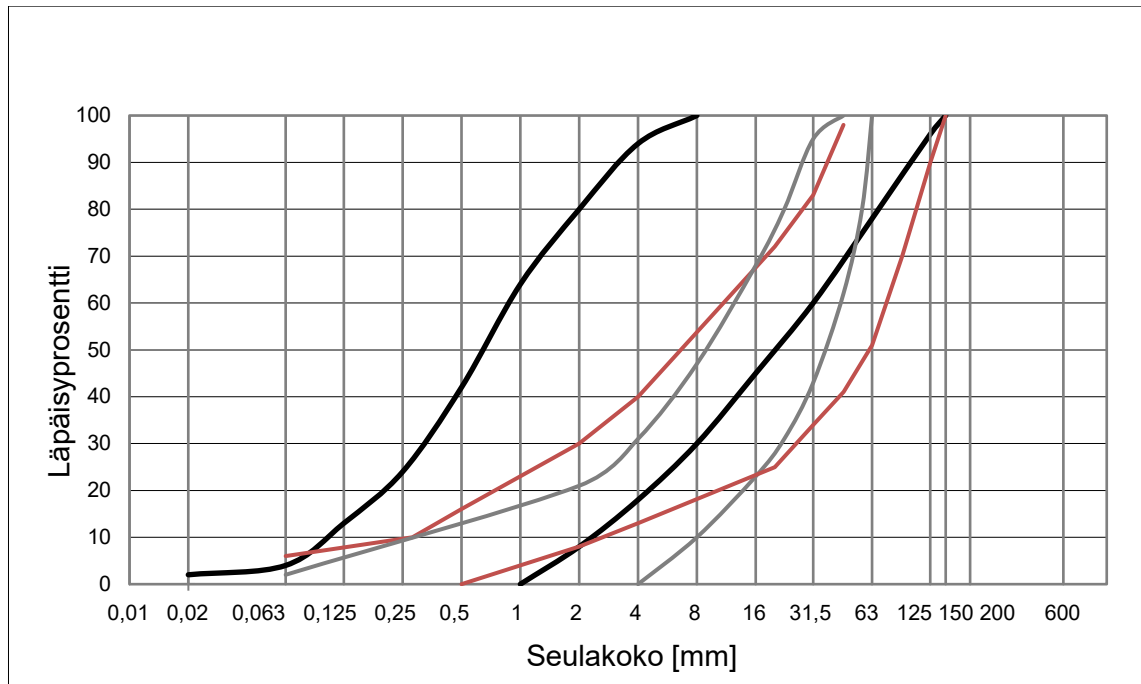
4.2.4 Ulkomaisia vaatimuksia

Ruotsissa eristys- ja välikerroksen (underballast) vaatimuksena 1990-luvun puoliväliin asti on ollut luonnonmateriaalin rakeisuusohjealue, jonka mukaan soveltuvia materiaaleja ovat hiekka, sorainen hiekka ja hiekkainen sora. 1990-puolivälissä vaatimusta päivitettiin siten, että materiaalissa saa olla selvästi aiempaa vähemmän hiekkalajitteita. (Dehlbom et al. 2018) Tämä päivitetty rakeisuusohjealue on esitetty kuvassa 4.5 punaisella. InfraRYL:n mukainen ohjealue on kuvassa mustalla.



Kuva 4.5: Ruotsalainen ohjealue eristys- ja välikerroksen luonnonmateriaalille (Dehlbom et al. 2018)

Ohjealueen mukainen materiaali on selvästi karkearakaisempaa kuin InfraRYL:n mukaisen vaatimuksen materiaali. 2000-luvun alusta lähtien kaikki uudet eristys- ja välikerrokset on rakennettu kalliomurskeesta, jonka rakeisuusohjealue on kuvan 4.6 mukainen. (Dehlbom et al. 2018) Kuvassa on harmaalla esitetty InfraRYL:n vaatimus eristys- ja välikerroksen kalliomurskeelle.



Kuva 4.6: Ruotsalainen vaatimus eristys- ja välikerroksen kalliomurskeelle (Dehlbom et al. 2018)

Kantavuusvaatimuksena Ruotsissa on eristys- ja välikerrokselle levykuormituskokeella mitattuna 120 MPa. Eristyskerroksen alapuolisen penkereen kantavuuden tulee olla vähintään 60 MPa. (Dehlbom et al. 2018)

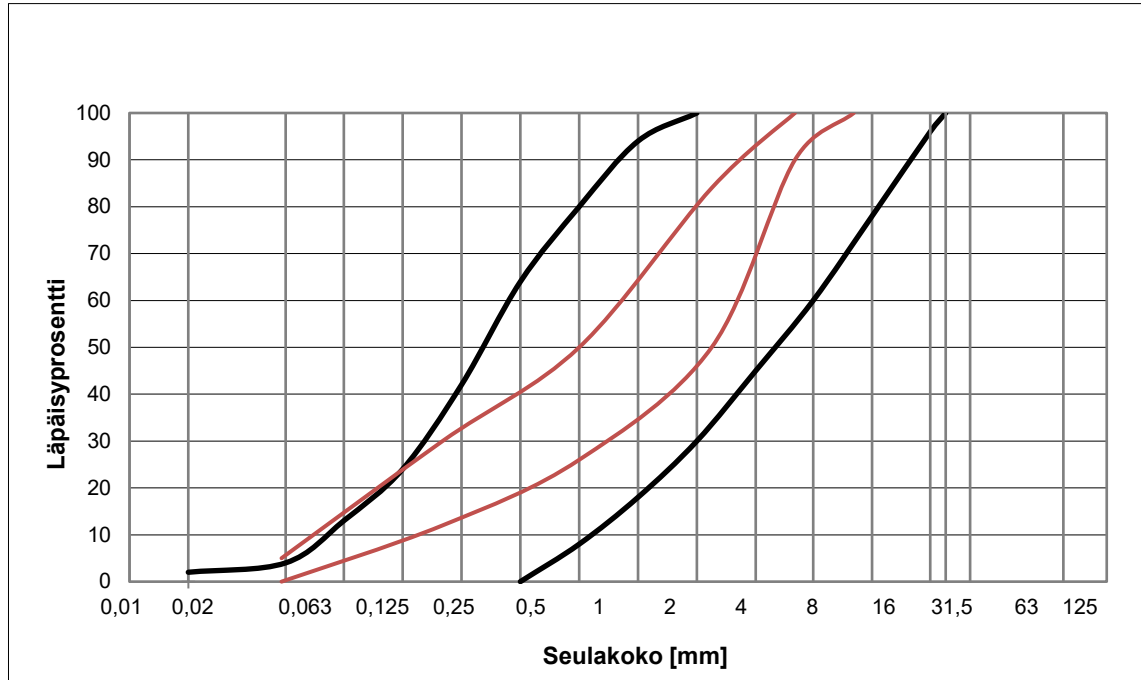
Saksalaisten vaatimusten mukaan radan tyyppin mukaan on asetettu erilaisia kantavuus- ja tiiviysvaatimuksia, jotka on esitetty taulukossa 4.4.

Taulukko 4.4: Ratapenkereen saksalaisia laatuvaatimuksia (Göbel et al. 1996, Kalliainen et al. 2011 mukaan)

Ratatyypit		Eristyskerros		Pohjamaa	
		E_{V2} (MN/m ²)	D_{PR}	E_{V2} (MN/m ²)	D_{PR}
Uusi rata	Pääradat	120	1,03	80	1,00
	Lähilinjat, 2.luokan radat	100	1,00	60	0,97
	Muut radat	80	0,97	45	0,95
Kunnos- tus Olema- sa oleva	$v > 160$ km/h	80	0,97	45	0,95
	$v \leq 160$ km/h	50	0,95	20	0,93

Tiiviysvaatimus on asetettu Proctor-kokeella määritettävälle maksimikuivairtoihedelle, joka ei täysin vastaa Suomessa käytettävällä parannetulla Proctor-kokeella määritettyjä arvoja. (Kalliainen et al. 2011)

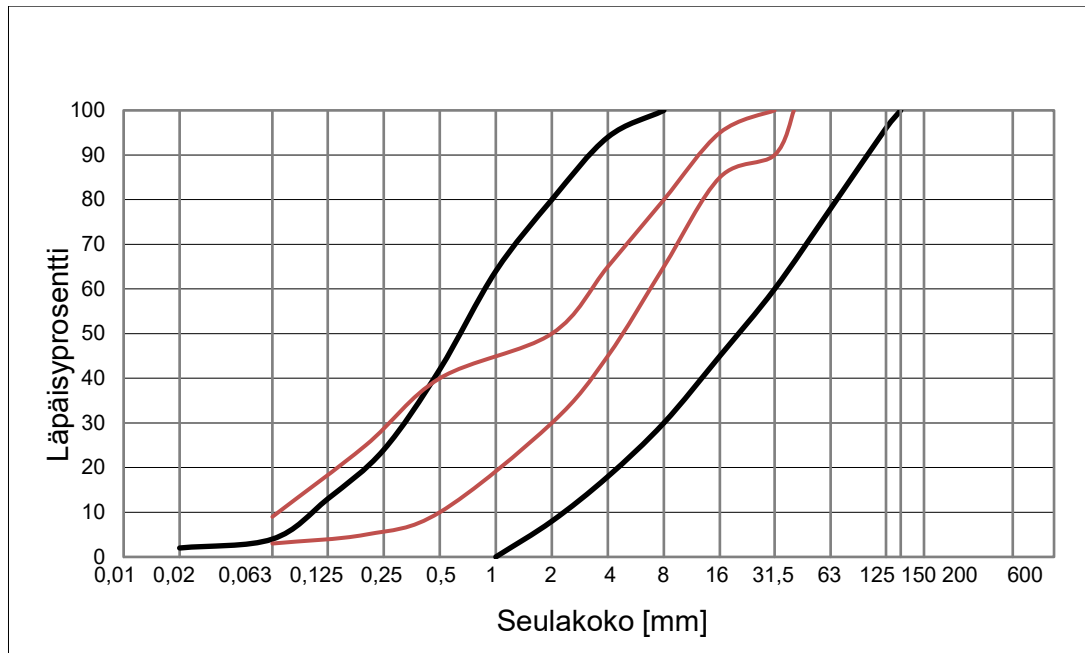
Yhdysvaltalaisen Union Pacificin (2020) suunnittelustandardin mukaan välikerrosta vastaava subballast-kerros rakennetaan kalliomurskeesta joko 6 tai 12 tuuman (152,4 mm tai 304,8 mm) paksuisena pohjamaan rakeisuudesta riippuen (UPRR Std. Dwg. 0013A). Kuvassa 4.7 on esitetty ohjealue subballast-kerrokselle.



Kuva 4.7: Välikerrosta vastaavan subballast-kerroksen rakeisuusvaatimus (UPRR Std. Dwg. 0010E)

Subballast-kerroksen tiivysasteen tulee olla 95 % California Test Method No. 216 -menetelmällä määritettynä (BART Facilities Standards (2018)). Koe on periaatteeltaan hie- man erilainen kuin parannettu Proctor-koe.

Espanjassa subballast-kerroksen on oltava hyvin suhteistunutta hiekkaista soraa, jonka rakeisuuskäyrä on kuvan 4.8 mukainen (Garcia-de-la-Oliva & Moreno-Robles 2019).



Kuva 4.8: Espanjalainen vaatimus subballast-kerroksen rakeisuudelle (Garcia-de-la-Oliva & Moreno-Robles 2019, muokattu)

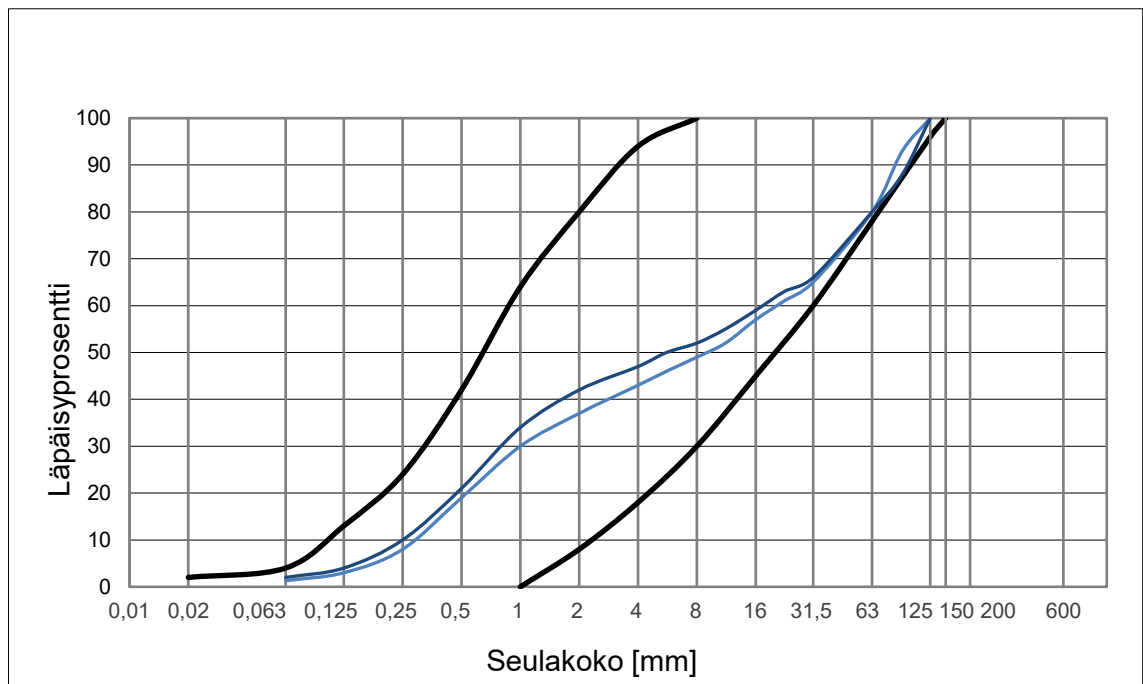
Kuvassa on esitetty suomalainen ohjealue mustilla ja espanjalainen punaisilla käyrillä. Levykuormituskokeella määritettävän E_2 -arvon tulee olla vähintään 120 MPa ja tiivisuhteen E_2/E_1 enintään 2,2. Espanjalaisen ohjeen mukaan kantavuus lasketaan vastaavasti kuin Suomessa kuormitusväliltä $0,3 \dots 0,7\sigma_{\max}$. (Garcia-de-la-Oliva & Moreno-Robles 2019)

5. AIEMPIEN TUTKIMUSTEN KANTAVUUSMITTAUSHAVAINTOJA

5.1 Luumäki–Imatra RU2 koekentät, kevät 2020

5.1.1 Rauhan asema 1

Rauhan aseman länsipäässä km-välillä 317+600 – 317+800 tehtiin 18.3.2020 kaksi 1,3 m korkuista koepengertä kuvan 5.1 mukaisista luonnonmateriaaleista.



Kuva 5.1: Rauhan asema 1:n koepenkereiden materiaalien rakeisuuskäyrät (Lankinen 2020, muokattu)

Rakeisuuskäyrät ovat materiaalitoimittajan ennakkoon toimittamia, joten rakeisuusjakaumat eivät välttämättä täysin vastaa todellisia koepenkereiden materiaaleja. Materiaalien vesipitoisuudet, keskiraekoot, raekokosuhteet C_U , rakeisuuskäyrän muotoa kuvaavat parametrit C_C ja hienoainespitoisuudet on esitetty taulukossa 5.1.

Taulukko 5.1: Rauhan asema 1:n koepenkereiden materiaaliparametrit

Näyte	w [%]	d_{50}	C_U	C_C	<0,063 [%]
206	3,2	8,9	72,6	0,17	1,3
210	4,0	5,6	69,6	0,15	2,0

Koepenkereiden 1 m paksuinen eristyskerros tiivistettiin kahdessa 500 mm osassa, ja jonka päälle tehtiin 300 mm välikerros. Tiivistystyö tehtiin 12 t yksivalssijyrällä. Kantavuudet mitattiin levykuormituskokeella 4, 6, 8 ja 10 jyrän ylityskerran jälkeen. Levykuormituskokeet tehtiin heti tiivistämisen jälkeen. Toinen koepenkereistä tiivistettiin käyttämällä lisäkastelua. Pohjamaan kantavuus E_2 oli 119 MPa kevyellä pudotuspainolaitteella mitattuna. (Lankinen, 2020)

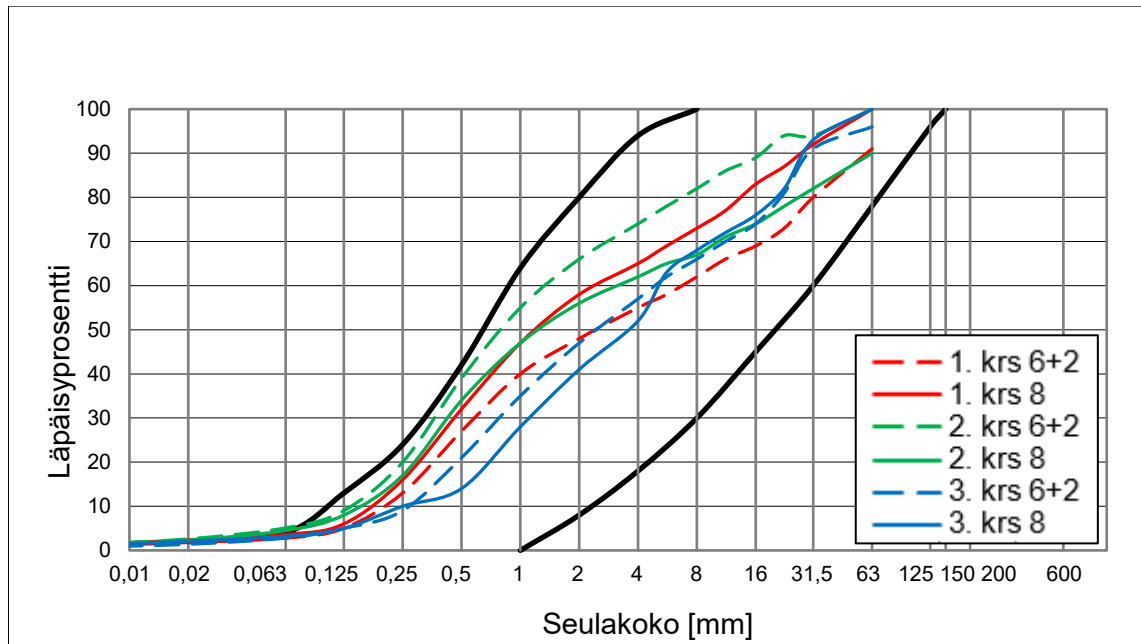
Ilman kastelua tehdyn koepenkereen paras kantavuus välikerroksen päältä saatiin 8 ylityskerran jälkeen. Kantavuuden arvoksi saatiin $E_2 = 67,72$ MPa ja tiiviyssuhteen arvoksi $E_2/E_1 = 3,94$. Kastellulla penkereellä paras kantavuus $E_2 = 92,45$ MPa ja tiiviyssuhde $E_2/E_1 = 5,34$ saavutettiin 6 ylityskerran jälkeen. Kantavuus ja tiiviyssuhde alittavat selvästi InfraRYL:n mukaiset vaatimukset. (Lankinen 2020)

5.1.2 Rauhan asema 2

Rauhan aseman länsipuolella tehtiin 23.3.2020 uusi koepenger samasta materiaalista kuin 18.3.2020. Koepenger tehtiin ilman lisäkastelua samalla tavalla kuin aiemmat. Tiivistämiseen käytettiin tällä kerralla kevyempää 7 t yksivalssijyrää. Penkereestä mitattiin 4, 6, 8 ja 10 tiivistyskerran jälkeen useasta pisteestä tiiviyssaste Troxler-mittauksella. Eristyskerroksen pinnalta parhaat tulokset saatiin 8 tiivistyskerran jälkeen, jolloin mittaustulosten keskiarvo oli 96,5 % ja heikoin yksittäinen tulos 94,1 %. Välikerroksen pinnasta 10 tiivistyskerran jälkeen mittaustulosten keskiarvo oli 94,8 % ja heikoin yksittäinen tulos 90,4 %. Eristyskerroksen mittaustulokset täyttävät InfraRYL:n mukaiset vaatimukset. (Lankinen 2020)

5.1.3 Rauhan asema 3

Rauhan aseman alueella tehtiin 7.-8.4.2020 koepenger, jonka eristyskerroksen materiaalina oli luonnonsora ja välikerroksen materiaalina kalliomurske. Penkereen eristyskerros rakennettiin kolmessa noin 400 mm paksuisessa kerroksessa. Penger jaettiin kahteen puoliskoon, joista toinen puoli tiivistettiin 7 t yksivalssijyrällä kahdeksalla ylityskerralla pitkällä iskulla ja toinen puoli tiivistettiin kuusi kertaa pitkällä ja kaksi kertaa lyhyellä iskulla. Eristyskerroksen ylin osa tiivistettiin kastelua käyttämällä. Koepenkereen jokaiselle kerrokselle tehtiin kummallekin puolelle kolme levykuormituskoeita ja kolme Troxler-mittausta. Jokaisen kerroksen kummaltakin puolelta määritettiin rakeisuus. (Björkqvist 2020) Rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 5.2.



Kuva 5.2: Rauhan asema 3:n koepenkeren eristyskerroksen materiaalien rakeisuudet (Björkqvist 2020, muokattu)

Kuvassa kahdeksan kertaa pitkällä iskulla tiivistettyjen osuuksien rakeisuudet on esitetty yhtenäisellä viivalla ja kuusi kertaa pitkällä ja kaksi kertaa lyhyellä iskulla tiivistettyjen osuuksien rakeisuudet on esitetty katkoviivalla. Kaikkien materiaalien rakeisuudet täyttävät vaatimukset lukuun ottamatta toisen kerroksen materiaalin hienoainespitoisuutta, joka ylittää vaatimuksen mukaisen arvon. Materiaalien vesipitoisuudet, keskiraekoot, raekokosuhteet, rakeisuuskäyrän muotoa kuvaavat parametrit ja hienoainespitoisuudet on esitetty taulukossa 5.2.

Taulukko 5.2: Koepenkeren eristyskerroksen materiaaliparametrit

Näyte	w [%]	d_{50}	C_u	C_c	<0,063 [%]
EK 1 (6+2)	2,2	2,4	34,7	0,27	2,8
EK 1 (8)	3,2	1,2	14,8	0,52	3,6
EK 2 (6+2)	3,8	0,8	10,3	0,71	5,1
EK 2 (8)	3,0	1,3	21,8	0,39	4,5
EK 3 (6+2)	3,3	2,5	18,5	0,47	2,8
EK 3 (8)	4,5	3,5	20,4	0,97	3,2

Taulukossa 5.3 on esitetty levykuormituskokeista saadut E_2 ja E_2/E_1 -arvot sekä Troxlermittausten perusteella saadut kuivairtotiheydet ja tiiviysasteet kolmen mittaustuloksen keskiarvoina.

Taulukko 5.3: Rauhan asema 3:n koepenkereen mittaustulokset

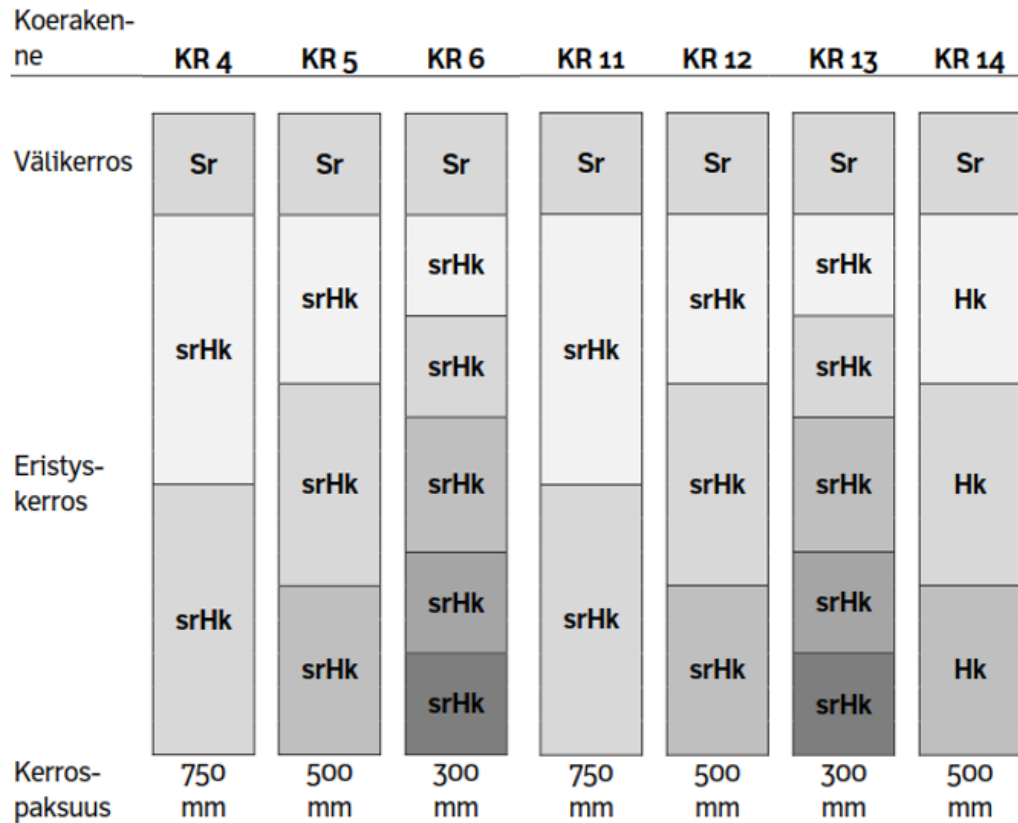
Näyte	E_2 [MPa]	E_2/E_1	ρ_d [kg/m ³]	Tiiviysaste [%]
EK 1 (6+2)	121,0	4,63	2027,7	95,9
EK 1 (8)	108,0	3,97	2019,0	96,5
EK 2 (6+2)	112,0	3,43	2063,3	98,7
EK 2 (8)	132,7	4,80	2074,0	99,2
EK 3 (6+2)	92,9	2,16	2136,3	102,1
EK 3 (8)	97,2	2,31	2128,3	100,9

Eristyskerrokselle asetetun kantavuusvaatimuksen 130 MPa täyttää toisen kerroksen kahdeksan kertaa pitkällä iskulla tiivistetty osuus, mutta tämä osuus ei täytä tiiviysvaatimusta. Mikään muu osuus ei täytä kantavuusvaatimusta. Kaikki osuudet täyttävät tiiviysastevaatimuksen 95 %.

5.2 Hipin koepenkereet

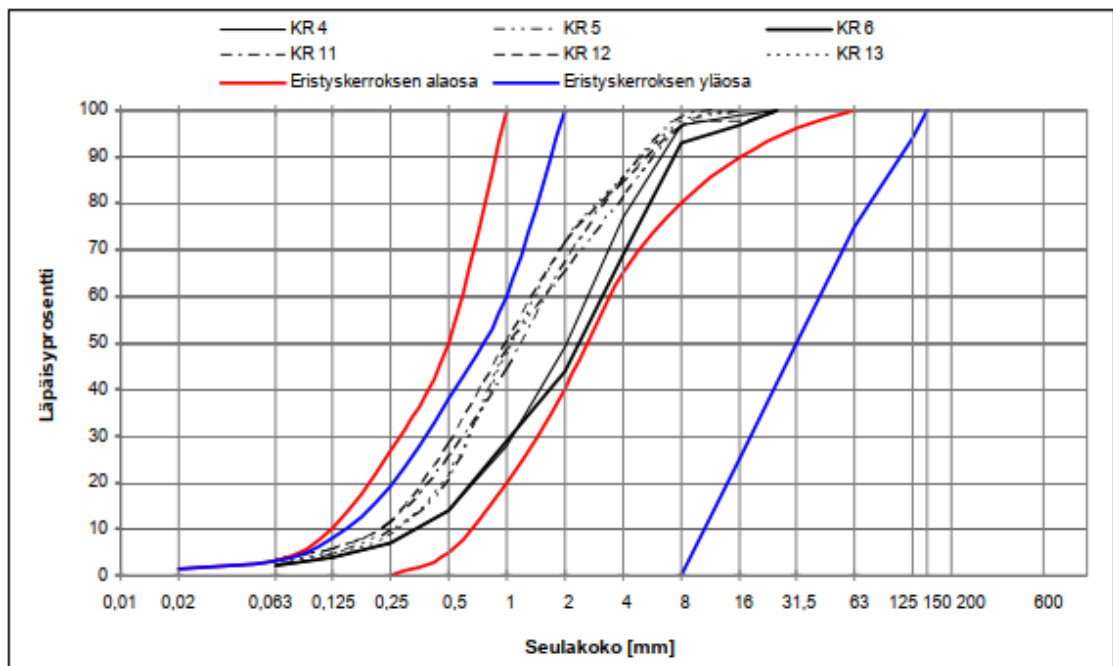
Syksyllä 2009 Seinäjoki–Ruha-rataosuudella rakennettiin kaksi lähes 200 m pituista koepengertä, joilla tutkittiin erilaisten materiaalien ja tiivistysmenetelmien vaikutusta kantavuuteen. Koepenkereille tehtiin levykuormituskokeita, pudotuspainolaitemittauksia, säteilylaitemittauksia, vesivolymetrimittauksia ja itsemittaavan jyrän tekemiä mittauksia. Koerakenteet 1–7 rakennettiin pehmeälle ja koerakenteet 8–14 hyvin kantavalle pohjamaalle. Pehmeän pohjamaan kantavuudeksi mitattiin levykuormituskokeilla noin 15–25 MPa ja kantavan pohjamaan kantavuudeksi mitattiin noin 100–120 MPa. Materiaalina koepenkereissä käytettiin erilaisia luonnonkiviaineksia ja kalliomurskeita. Eristyskerroksen kerralla tiivistettävän kerroksen paksuutta varioitiin. Yhteensä eristyskerros oli paksuudeltaan 1500 mm ja välikerros 300 mm. (Kalliainen et al. 2011)

Pehmeällä pohjamaalla sijaitsevista koerakenteista rakenteet 4–6 rakennettiin sorasta ja soraisesta hiekasta. KR 4:n eristyskerros rakennettiin 750 mm kerroksissa soraisesta hiekasta. KR 5:n eristyskerros rakennettiin 500 mm kerroksissa ja KR 6:n eristyskerros rakennettiin 300 mm kerroksissa. Kaikissa välikerros rakennettiin sorasta yhdessä 300 mm kerroksessa. Kantavalla pohjamaalla sijaitsevista koerakenteista rakenteet 11–14 rakennettiin luonnonmateriaaleista. Rakenteissa 11–13 eristyskerros rakennettiin soraisesta hiekasta ja rakenteessa 14 hiekasta. KR 11:n eristyskerros rakennettiin 750 mm kerroksissa, KR 12:n ja KR 14:n eristyskerros 500 mm kerroksissa ja KR 13:n 300 mm kerroksissa. Kuvassa 5.3 on esitetty luonnonmateriaaleista tehtyjen koerakenteiden periaatekuvat.



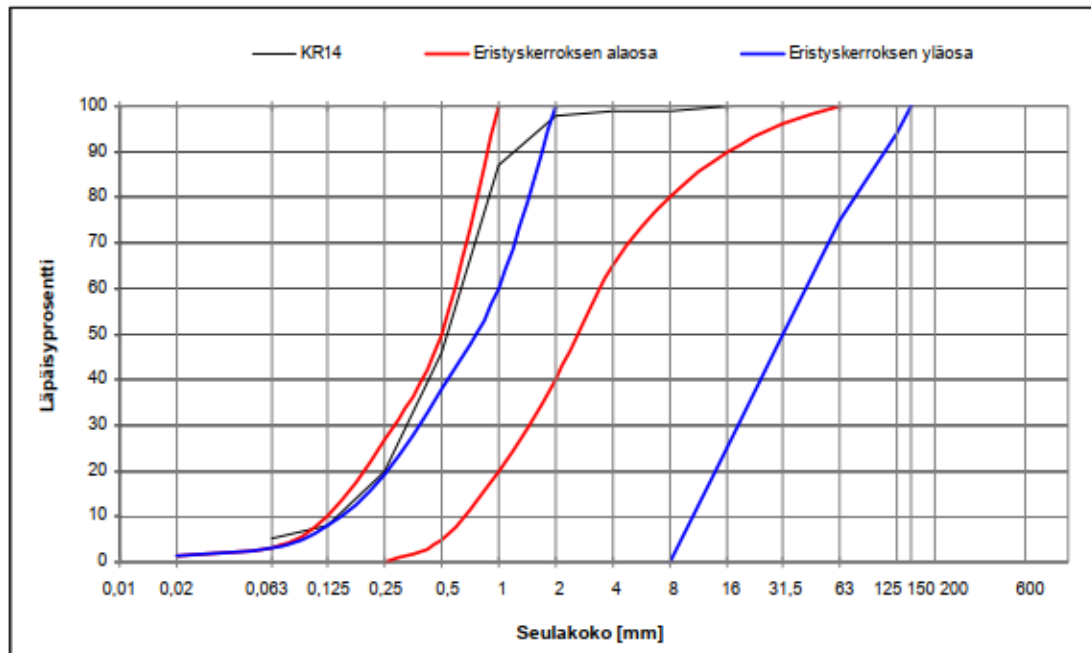
Kuva 5.3: Hipin koerakenteiden 4–6 (heikko pohjamaa) ja 11–14 (kantava pohjamaa) periaatekuvat (Kalliainen et al. 2011, muokattu)

Koerakenteiden 4–6 ja 11–13 eristyskerrosmateriaalien rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 5.4.



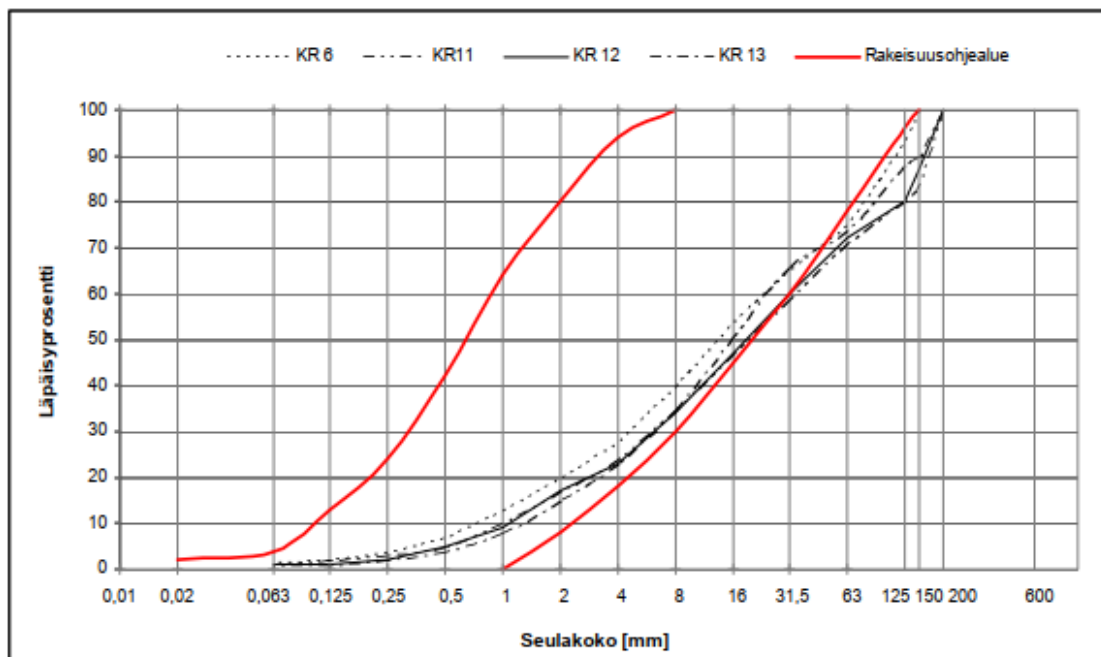
Kuva 5.4: Hipin koepenkerien KR 4–6 ja KR 11–13 eristyskerroksen materiaalien rakeisuuskäyrät (Kalliainen et al. 2011)

Kuvassa eristyskerroksen ala- ja yläosien rakeisuusalueet perustuvat aikaisempiin materiaalivaatimuksiin. Materiaalien rakeisuudet ovat myös nykyisten vaatimusten mukaisia. Koerakenne 14:n rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa 5.5.



Kuva 5.5: KR 14:n eristyskerroksen rakeisuuskäyrä (Kalliainen et al. 2011)

KR 14:n eristyskerroksen materiaali on rakeisuudeltaan liian hienorakeista täyttämään nykyiset rakeisuusvaatimukset. Koerakenteissa 6 ja 11–13 käytettyjen välikerrosmateriaalien rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 5.6.



Kuva 5.6: KR 6 ja KR 11 - 13 välikerrosten materiaalien rakeisuuskäyrät (Kalliainen et al. 2011)

Koerakenteiden välikerroksissa käytetyt materiaalit ovat rakeisuudeltaan selvästi karkeampia kuin eristyskerroksen materiaalit. Materiaalit ylittävät hieman ohjealueen karkealta puolelta. Taulukossa 5.4 on esitetty vesipitoisuudet 250 mm syvyydeltä, raekoko-
suhteet, hienoainespitoisuudet, kantavuudet E_2 , tiiviyssuhteet E_2/E_1 , kuivairtoteiheydet 250 mm syvyydeltä ja tiiviyssasteet KR 4–6 ja KR 11–14 eristys- ja välikerroksille.

Taulukko 5.4: Hipin koepenkereiden mittaustulokset (Kalliainen et al. 2011)

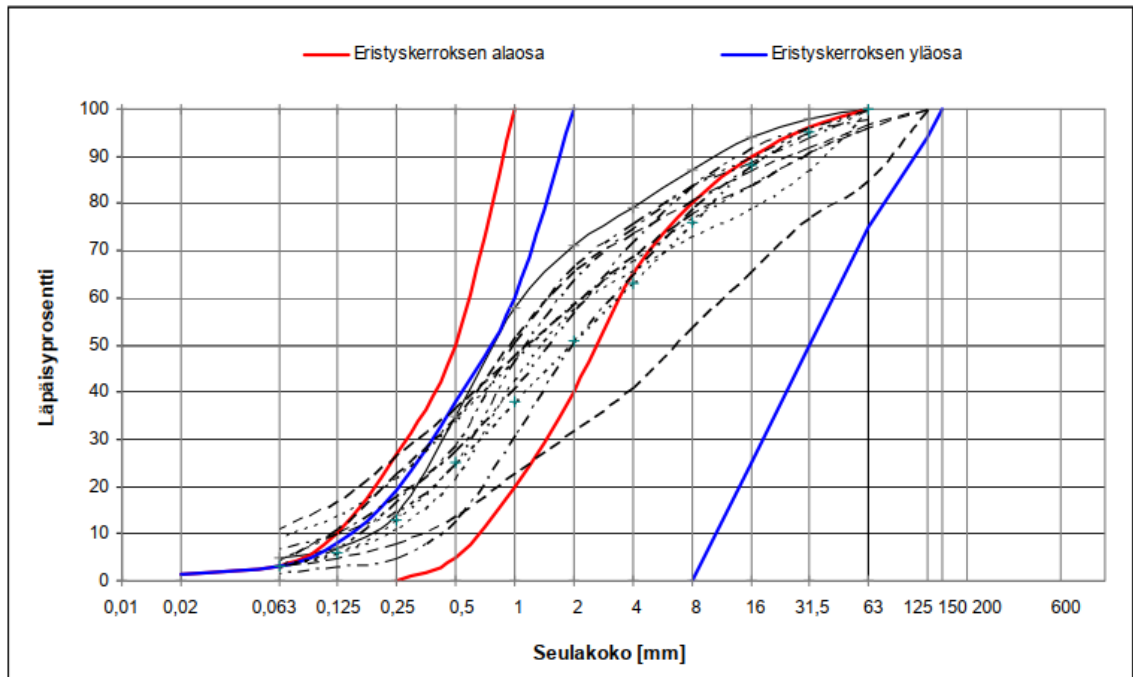
Penger	w [%]	C_u	<0,063 [%]	E_2 [MPa]	E_2/E_1	ρ_d [kg/m ³]	Tiiviyssaste [%]
KR 4 (EK)	5,9	7,9	2,1	90	4,83	1860	94,4
KR 5 (EK)	11,6	6,1	2,6	72	4,89	1784	90,6
KR 6 (EK)	7,2	9,5	2,2	98	4,72	1848	93,8
KR 11 (EK)	11,5	7,8	4,0	84	3,83	1801	91,4
KR 12 (EK)	5,3	7,0	3,5	89	4,02	1789	90,8
KR 13 (EK)	4,7	5,5	2,9	93	3,33	1753	89,0
KR 14 (EK)	3,0	4,9	4,6	84	6,86	1708	96,5
KR 4 (VK)	3,7	31,7	1,6	142	4,05	2087	99,4
KR 5 (VK)	3,4	31,7	1,6	162	3,89	2089	99,5
KR 6 (VK)	3,8	31,7	1,6	171	4,04	2100	100,0
KR 11 (VK)	3,3	34,3	1,1	187	3,00	2188	104,2
KR 12 (VK)	1,8	27,0	1,0	151	4,48	2083	99,2
KR 13 (VK)	1,9	19,0	0,9	141	4,23	2069	98,5
KR 14 (VK)	1,8	-	-	131	4,75	2099	100,0

Luonnonmateriaaleista rakennetut eristyskerrokset eivät täytä InfraRYL:n mukaisia vaatimuksia kantavuuden E_2 , tiiviyssuhteen ja tiiviyssasteen osalta lukuun ottamatta KR 14:n tiiviyssastetta. Välikerrokset täyttävät vaatimukset tiiviyssasteen osalta. Lisäksi KR 11 täyttää välikerroksen kantavuusvaatimuksen E_2 , mutta ei tiiviyssuhdevaatimusta. Muilla koerakenteilla kantavuus- ja tiiviyssuhdevaatimukset eivät täyty.

5.3 Kaitjärven liikennepaikka

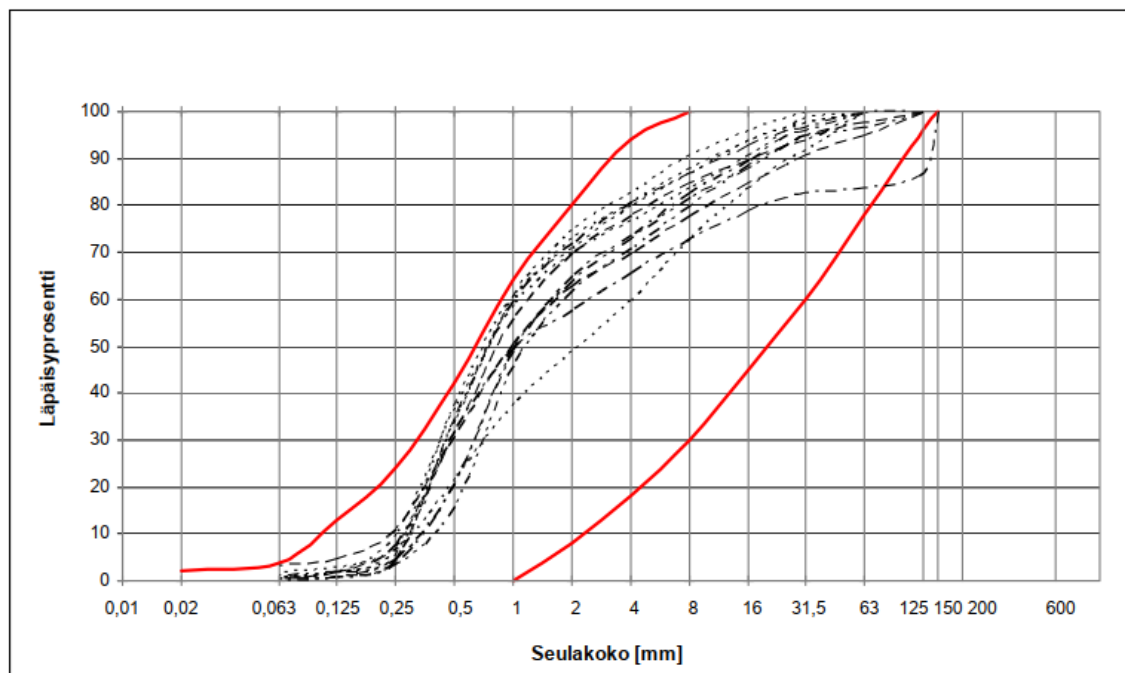
Kesäkuussa 2009 Kaitjärven liikennepaikalla tutkittiin rakenteilla olevan ratapengerlevennyksen tiiviyttä ja kantavuutta. Ratapengertä levitettiin kummallekin puolelle vanhaa pengertä. Välikerrokselle tehtiin Troxler-mittauksia ja vesivolymetrikoikeita ja kantavuusmittauksia levykuormituskokeella, Heavy Loadman-pudotuspainolaitteella ja kannettavalla pudotuspainolaitteella. Eristyskerrokselle tehtiin Troxler-mittauksia ja vesivolymetrikoikeita. Kummastakin kerroksesta otettiin koepisteistä maanäytteet, joista määritettiin rakeisuus. Tutkimuspisteet sijaitsivat vuorotellen vanhan raiteen pohjois- ja eteläpuolella 100 m välein. (Kalliainen et al. 2011) Pohjamaa on alueella hiekkaa ja hiekkaista soraa

noin 5–7 m kerroksena, jonka alla on moreenia (Erkkilä 2010). Kuvassa 5.7 on esitetty kootusti kohteen eristyskerroksen materiaalin rakeisuuskäyrät.



Kuva 5.7: Kaitjärven liikennepaikan eristyskerroksen rakeisuuskäyrät (Kalliainen et al. 2011)

Eristyskerroksen materiaaleista monilla hienoainespitoisuus ylittää selvästi vaatimusten mukaisen tason. Muilta osin rakeisuuskäyrät ovat pääosin vaatimusten mukaisia. Kuvassa 5.8 on esitetty kohteen välikerroksen materiaalin rakeisuuskäyrät.



Kuva 5.8: Kaitjärven liikennepaikan välikerroksen rakeisuuskäyrät (Kalliainen et al. 2011)

Välikerroksen materiaalit ovat rakeisuudeltaan vaatimusten mukaisia lukuun ottamatta yhden näytteen vaatimusta suurempaa 125–150 mm lajitepitoisuutta. Rakeisuuskäyrät eivät kuitenkaan ole ohjealueen rajakäyrien suuntaisia.

Taulukossa 5.5 on esitetty eristyskerroksen vesipitoisuudet, raekokosuhteet, hienoainespitoisuudet, kuivatilavuuspainot ja tiiviysasteet vesivolymetrilla mitattuna sekä tiiviysasteet Troxler-laitteella 250 mm syvyydeltä mitattuna. Troxler-mittausten tulokset ovat kolmen mittauksen keskiarvoja. (Kalliainen et al. 2011)

Taulukko 5.5: Kaitjärven liikennepaikan eristyskerroksen mittaustulokset (Kalliainen et al. 2011)

Rata-kilometri	w [%]	C _u	<0,063 [%]	ρ _d [kg/m ³]	Tiiviysaste [%] (vesivolymetri)	Tiiviysaste [%] (Troxler)
P 226+650	3,3	6,5	4,9	1850	91,1	83,4
E 226+750	5,1	41,9	8,5	1950	96,0	87,2
P 226+850	-	37,4	3,1	-	-	-
E 226+950	4,8	32,5	9,5	1870	90,8	85,8
P 227+050	2,6	11,3	4,5	1880	91,3	89,7
E 227+150	3,3	18,1	3,3	2060	100,0	97,6
P 227+250	2,2	13,7	6,8	1870	90,9	92,9
E 227+350	2,7	14,7	2,8	1780	87,7	94,0
P 227+450	3,2	10,3	3,7	1900	93,6	92,5
E 227+550	2,8	10,3	3,1	1920	94,7	98,0
P 227+650	3,0	18,5	3,6	1810	89,4	94,7
E 227+750	3,3	12,6	4,6	1890	93,0	89,3
P 227+850	4,0	8,1	1,8	1880	92,8	88,4

Taulukossa 5.6 on esitetty välikerroksen vastaavat parametrit.

Taulukko 5.6: Kaitjärven liikennepaikan välikerroksen mittaustulokset (Kalliainen et al. 2011)

Rata-kilometri	w [%]	C _u	<0,063 [%]	ρ _d [kg/m ³]	Tiivysaste [%] (vesivolymetri)	Tiivysaste [%] (Troxler)
P 226+650	0,7	5,4	3,4	1790	93,2	94,0
E 226+750	0,8	3,5	0,5	1700	88,4	98,1
P 226+850	0,7	3,4	0,7	1800	93,6	91,3
E 226+950	0,8	5,1	0,6	1690	88,1	89,4
P 227+050	0,4	5,2	0,7	1940	101,0	94,1
E 227+150	1,1	3,6	0,8	1730	90,2	89,6
P 227+250	0,8	8,2	0,6	1720	89,8	93,6
E 227+350	0,8	3,6	1,0	1660	86,2	93,3
P 227+450	3,4	4,3	0,9	1760	91,9	93,4
E 227+550	0,9	3,7	1,2	1730	89,9	93,4
P 227+650	4,2	6,1	0,8	1710	89,9	93,5
E 227+750	0,6	5,1	1,3	1750	91,2	92,4
P 227+850	4,2	13,7	2,1	1720	89,4	95,9

Kaitjärven liikennepaikalla välikerroksen päältä on tehty levykuormituskokeita, joiden tulokset on esitetty taulukossa 5.7.

Taulukko 5.7: Kaitjärven liikennepaikan välikerroksen levykuormituskoetulokset

Ratakilometri	E ₂ [MPa]	E ₂ /E ₁
E 226+664	74,1	4,46
P 226+754	121,8	2,76
E 226+840	59,0	3,94
P 226+938	103,9	3,90
E 227+058	62,8	4,35
P 227+162	108,3	3,02
E 227+250	131,9	7,16
P 227+362	113,0	2,05
E 227+488	120,6	3,42
P 227+582	134,8	2,47
E 227+683	126,6	4,33
P 227+794	126,1	3,71
E 227+883	115,6	3,29

Levykuormituskokeiden tuloksia ei voida tarkasti yhdistää taulukossa 5.6 esitettyihin mittaustuloksiin. Levykuormitustuloksista yksikään ei täytä InfraRYL:n mukaisia välikerroksen kantavuusvaatimuksia.

6. KANTAVUUSMITTAUKSET KOERAKENTEISTA

6.1 Pudotuspainolaitemittaukset ratarakenteesta

Rakennettujen eristys- ja välikerrosten kantavuutta tutkittiin Luumäki–Imatra-ratahankkeella (LUIMA) 28.9.2020. Valmiista eristys- ja välikerroksista tehtiin pudotuspainolaitemittauksia ja otettiin maanäytteitä, joista määritettiin rakeisuus. Eristys- ja välikerrokset oli mittausalueella tehty samasta materiaalista. Tutkittu osuus sijaitsi urakka-alueella 2 kaksoisraidetyömaalla km-välillä 322+500 – 323+600. Välikerrosta oli esillä 780 m ja eristyskerrosta 240 m. Tiivistystyö oli kaikille kerroksille tehty 13 t yksivalssijyrällä kuudella ylityskerralla, joista neljä ensimmäistä pitkällä iskulla ja kaksi viimeistä lyhyellä. Tiivistettävää kerrosta kasteltiin tiivistystyön yhteydessä. Välikerroksesta osuus km-välillä 322+505 – 323+000 oli tiivistetty noin kuukausi ennen mittauksia. Välikerros km-välillä 323+000 – 323+445 oli tiivistetty noin 10 päivää ennen mittauksia. Eristyskerrosta km-välillä 323+455 – 323+590 oli kasteltu ja tiivistetty mittauspäivänä. Kuvassa 6.1 näkyy osuus mittauspäivänä tiivistetystä eristyskerroksesta.



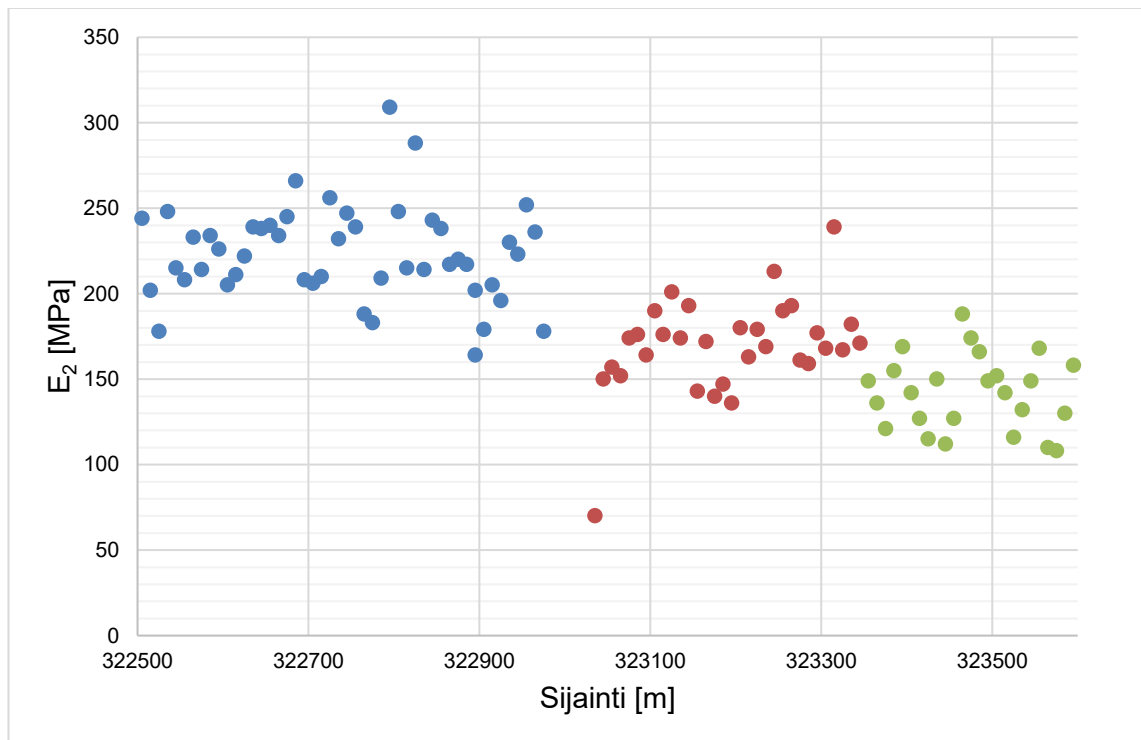
Kuva 6.1: Mittauspäivänä tiivistetty eristyskerros

Mittaukset tehtiin Kuab-pudotuspainolaitteella, joka on esitetty kuvassa 6.2.



Kuva 6.2: Kuab-pudotuspainolaite Luumäki–Imatra-ratahankkeella

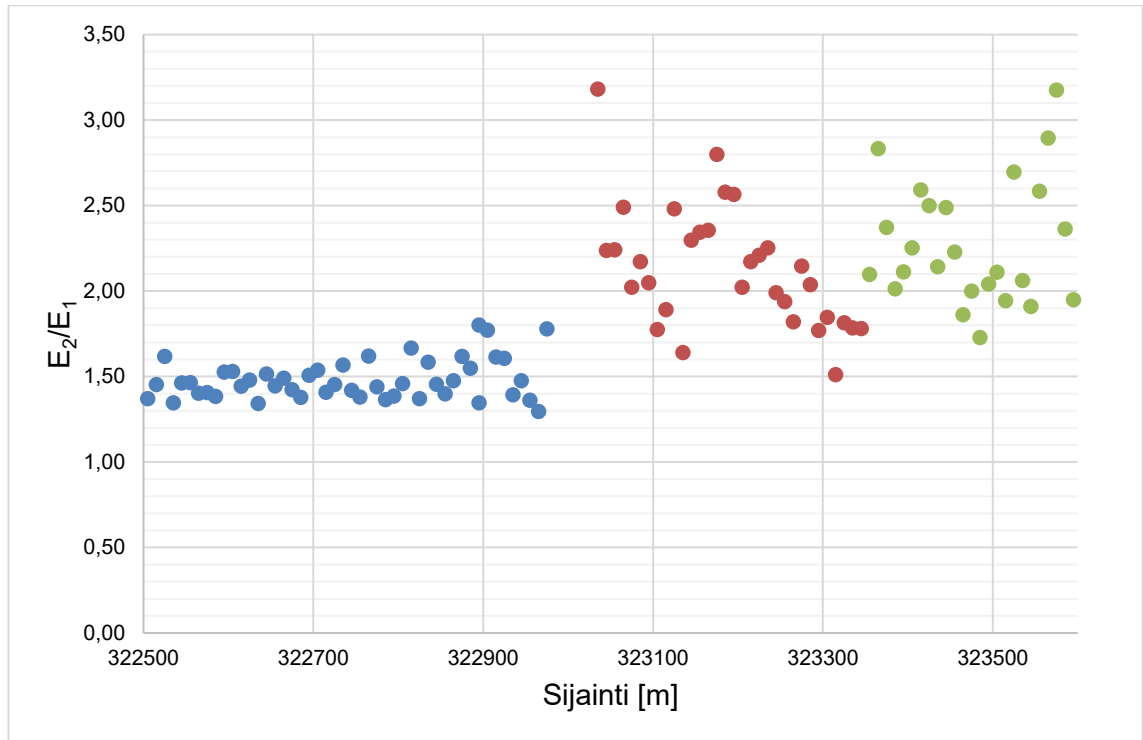
Mittaukset tehtiin rakenteesta 10 m välein ja yhteensä mittauspisteitä oli 106. Kuvassa 6.3 on esitetty mitatut kantavuuden E_2 -arvot.



Kuva 6.3: PPL-mittauksista saadut E_2 -arvot

Kuvassa sinisellä on merkitty km-välin 322+505 – 323+000 välikerroksen, punaisella km-välin 323+000 – 323+445 välikerroksen ja vihreällä km-välin 323+455 – 323+590 eristyskerroksen kantavuudet. Heikoin mittaustulos (70 MPa) mitattiin sillan päädyistä km 323+035 kohdasta, joka mittaushetkellä oli vielä tiivistämättä.

Kuvassa 6.4 on esitetty mitatut tiiviyssuhteet.



Kuva 6.4: PPL-mittauksista saadut tiiviyssuhteiden arvot

Mittaustulokset jakautuvat alueittain selvästi kolmeen osaan. Taulukossa 6.1 on esitetty mittaustulosten minimi- ja maksimiarvot sekä keskiarvot. Km 323+035 mittaustulos on jätetty keskiarvon laskennassa huomioimatta.

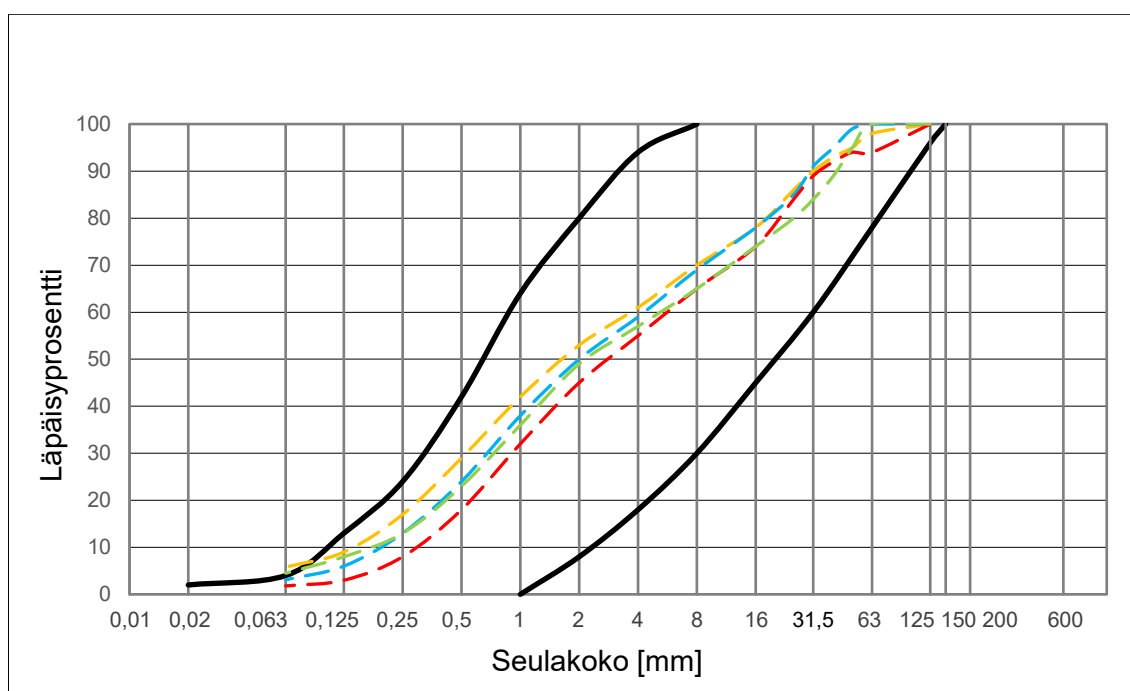
Taulukko 6.1: PPL-mittausten tulokset osuuksittain

Kilometriviäli	E_2 keskiarvo [MPa]	E_2 min [MPa]	E_2/E_1 keskiarvo	E_2/E_1 max
322+505 – 323+000	223,6	164	1,48	1,80
323+000 – 323+445	172,8	136	2,10	2,80
323+455 – 323+590	141,8	108	2,28	3,18

Km-välillä 322+505 – 323+000 tutkimukset täyttävät InfraRYL:n (2020) mukaisen välikerroksen kantavuuden vähimmäisvaatimuksen 160 MPa sekä keskiarvovaatimuksen 185 MPa. Myös tiiviyssuhde on jokaisessa pisteessä vaatimuksia parempi. Km-välillä

323+000 – 323+445 välikerroksen kantavuusarvojen keskiarvo ei täytä vaatimusta. Yksittäisten pisteiden kantavuusvaatimus alittui 8 pisteessä. Tiiviysuhdevaatimus alittuu 11 pisteessä. Km-välillä 323+455 – 323+590 eristyskerroksen kantavuusvaatimus 150 MPa mittausten keskiarvolle ei täyty. Yksittäisten pisteiden kantavuusvaatimus 125 MPa alittuu 6 pisteessä. Tiiviysuhdevaatimus alittuu 18 pisteessä.

Tutkitulta osuudelta otettiin neljä maanäytettä, joista määritettiin rakeisuudet. Näytteet otettiin kohdista km 322+967 (keltainen), 323+110 (sininen), 323+365 (punainen) ja 323+586 (vihreä). Rakeisuuskäyrät ja InfraRYL:n (2020) vaatimusten mukaisen eristys- ja välikerroksen luonnonmateriaalin rakeisuusohjealueen rajat on esitetty kuvassa 6.5. Kaikki tämän tutkimuksen seulontalomakkeet on esitetty työn liitteessä B.



Kuva 6.5: Valmiista rakenteesta otettujen maanäytteiden rakeisuudet

Neljä näytettä ovat rakeisuudeltaan samankaltaisia ja rakeisuuskäyrän muodoltaan melko suorita. Taulukossa 6.2 on esitetty materiaalien vesipitoisuudet, keskiraekoot, raekokosuhteet C_U , rakeisuuskäyrän kaarevuutta kuvaavat luvut C_C ja hienoainespitoisuudet.

Taulukko 6.2: Tutkitun rataosuuden materiaalin ominaisuudet

Ratakilometri	w [%]	d_{50} [mm]	C_U	C_C	<0,063 [%]
322+967	3,6	1,7	26,9	0,56	5,8
323+110	2,0	2,0	23,1	0,57	3,1
323+365	0,6	2,8	19,7	0,50	1,8
323+568	3,1	2,2	31,5	0,62	4,5

Näytteiden materiaalit sijoittuvat ohjealueelle lukuun ottamatta km 322+967 ja 323+568 otettujen näytteiden hienoainespitoisuuksia. Väli- ja eristyskerrosten hienoainespitoisuuden tulee InfraRYL:n (2020) mukaan olla alle 4 %, mutta 1,5 % ylitys sallitaan kantavuus- ja tiivysvaatimusten täytyessä.

Km 323+365 kohdalla materiaali oli pinnasta silmämääräisesti irtonaista. Tämä havainto selittyy materiaalin pienellä hienoainespitoisuudella ja vesipitoisuudella. Myös raekokosuhte C_U on muita näytteitä hieman alhaisempi. Kantavuserot johtuvat todennäköisesti ajan kuluessa tapahtuneesta lujittumisesta, koska rakeisuudeltaan materiaalit ovat melko samankaltaisia.

6.2 Koepenkereet

Luonnonmateriaaleista tehtyjen penkereiden kantavuuksia tutkittiin soranottoaikoilla tehdyillä kokeilla. Koepenkereet tehtiin erilaisista soranottoaikoilta löytyvistä materiaaleista, joiden rakeisuus arvion perusteella oli eristys- ja välikerrosten ohjealueella tai hieman sen ulkopuolella. Tavoitteena oli löytää kattavasti eri rakeisuuksien materiaaleja. Koepenkereille tehtiin levykuormituskokeita ja Troxler-mittauksia. Mitattavia suureita olivat kantavuus E_2 , tiivyssuhde E_2/E_1 , märkäirtotiheys ρ_w , kuivairtotiheys ρ_d , ja vesipitoisuus w . Penkereet tiivistettiin 13 t yksivalssijyrällä kastelua apuna käyttäen. Koepenkereiden tiivistämiseen käytetty valssijyrä on esitetty kuvassa 6.6.



Kuva 6.6: Koepenkereiden tiivistämiseen käytetty 13 t valssijyrä

Kuvassa 6.7 on esitetty koepenkereiden kasteluun käytetty kasteluvaunu.



Kuva 6.7: Kasteluun käytetty kalusto

Varsinaisten koepenkereiden lisäksi tutkittiin myös jyräyskertamäärän, kastelun, jyräpaimon ja kerralla tiivistettävän kerroksen paksuuden vaikutusta. Kokeita tehtiin myös ajouralta, jossa maa oli maansiirtoautojen tiivistämää. Pohjamaa oli kaikkien penkereiden alla tiivistä soraa.

Koepenkereet A, B ja C rakennettiin Swerock Oy:n omistamalla Saarlammen soranotto-paikalla 20.-22.10.2020. Penger B tehtiin välätystä materiaalista, jota on käytetty LUIMA-hankkeen radan rakennekerrokseen. Materiaalit A ja C olivat suoraan rintauksesta otettuja. Kuvassa 6.8 on esitetty penkereen A ensimmäinen tiivistetty kerros.



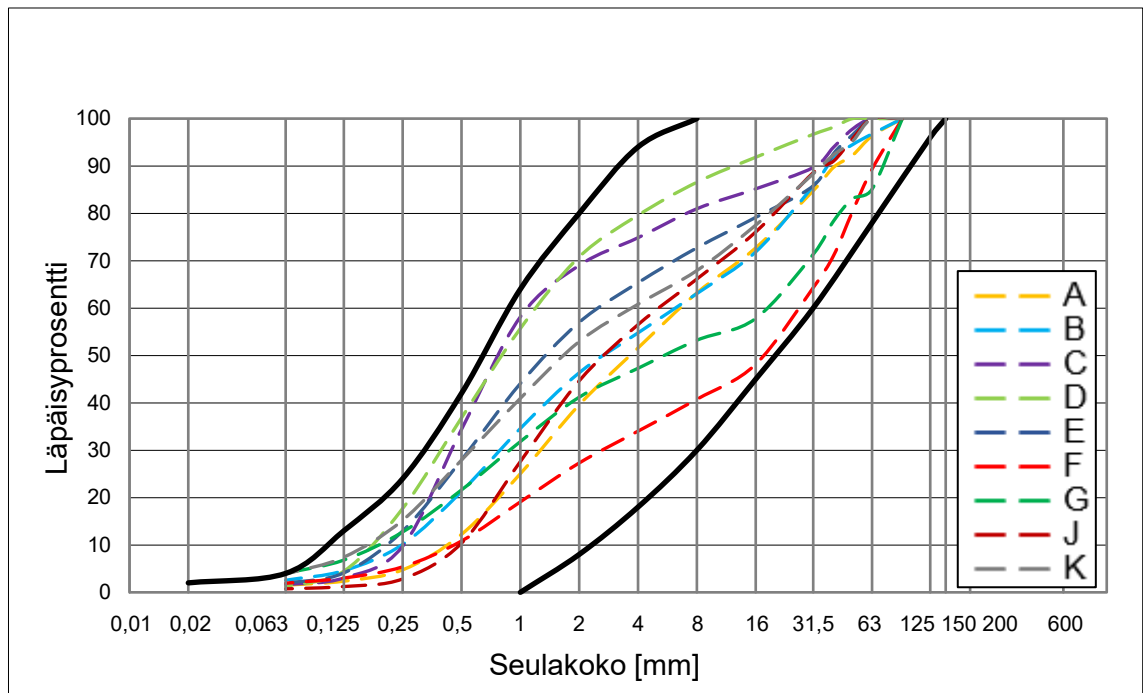
Kuva 6.8: Koepenkereen A ensimmäinen kerros

Kuvasta 6.8 nähdään penkereen A lisäksi Saarlammen soranottoaikan rintausta. Lähempänä maanpintaa olevissa kerroksissa on selvästi karkeampaa soraa kuin alemmissä. Rintauksessa näkyy myös hienorakeisempia ohuita silttikerroksia. Materiaali, jota vietiin LUIMA-hankkeen eristys- ja välikerrokseen, oli sekoitus näitä eri materiaaleja. Ylisuuret rakeet poistettiin välppämällä ja selvästi hyvin hienorakeisia hieikkoja oli siirretty sivuun. Koepenkeret D, E ja F rakennettiin Swerock Oy:n Karsturannan soranottoaikalla 26.-27.10.2020. Penkereet D ja E tehtiin kasoilla olevista materiaaleista, jotka oli aiemmin todettu heikosti radan eristys- ja välikerrokseen soveltuviksi. Penger F tehtiin karkearakeisesta sorasta, joka saatiin lähellä maanpintaa olevasta kerroksesta. Koepenkeret G, H, I, J ja K rakennettiin Destia Oy:n omistamalla Karsturannan soranottoaikalla 27.-28.10.2020, joka sijaitsee Swerock Oy:n soranottoaikan läheisyydessä. Penkereet G, J ja K olivat varsinaisia koepenkeriä. Penkereillä H ja I tutkittiin jyräskertamäärien, käytettävän jyrän ja kerralla tiivistettävän kerroksen paksuuden vaikutusta. Penkereet G, H ja I rakennettiin kasalla olevasta materiaalista, jota on käytetty radan eristys- ja välikerrokseen. Penkereet J ja K tehtiin rintauksesta otetuista luonnonmateriaaleista. Mittausten jälkeen penkereet jyrättiin kerran, jotta alusta olisi tasainen seuraavia pudotuspainolaitemittauksia varten. Taulukossa 6.3 on esitetty yhteenveto koepenkeriä.

Taulukko 6.3: Koepenkeret

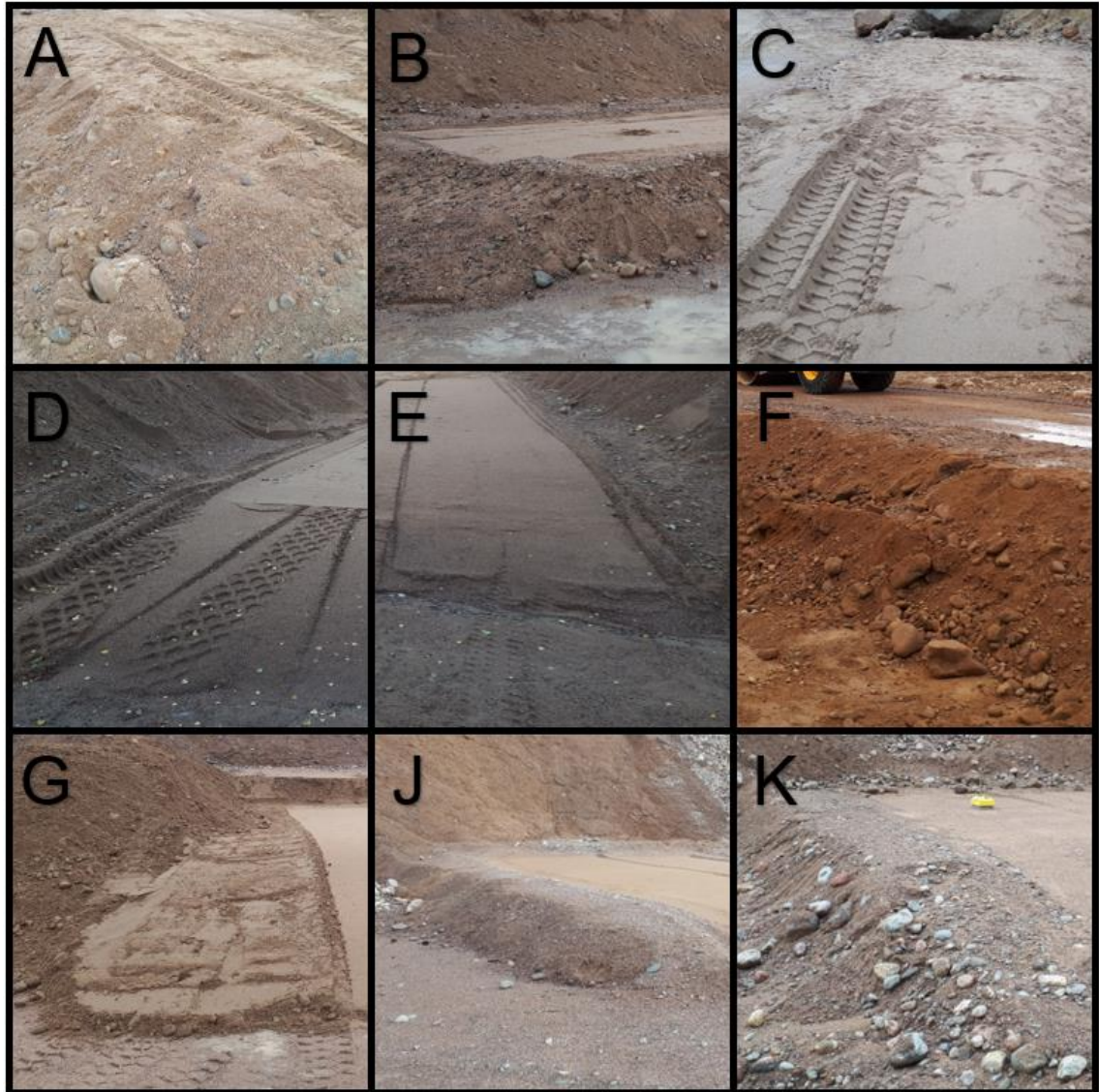
Penger	Sijainti	Ajankohta	Kerrokset	Jyrä	Huomioita
A	Saarlampi Swerock Oy	20.-22.10.	2 x 400 mm	13 t	
B	Saarlampi Swerock Oy	20.-22.10.	2 x 400 mm	13 t	
C	Saarlampi Swerock Oy	20.-22.10.	1 x 500 mm	13 t	
D	Karsturanta Swerock Oy	26.-27.10.	1 x 500 mm	13 t	
E	Karsturanta Swerock Oy	26.-27.10.	1 x 500 mm	13 t	
F	Karsturanta Swerock Oy	26.-27.10.	1 x 500 mm	13 t	
G	Karsturanta Destia Oy	27.-28.10.	1 x 500 mm	13 t	Jyräskertamäärän vaikutuksen tutkiminen
H	Karsturanta Destia Oy	27.-28.10.	1 x 500 mm	23 t	Jyräskertamäärän vaikutuksen tutkiminen
I	Karsturanta Destia Oy	27.-28.10.	1 x 1200 mm	23 t	Jyräyksen syvyysvaiku- tuksen tutkiminen
J	Karsturanta Destia Oy	27.-28.10.	1 x 500 mm	13 t	
K	Karsturanta Destia Oy	27.-28.10.	1 x 500 mm	13 t	

Kaikkien penkereiden materiaaleille tehtiin rakeisuusmääritykset pesuseulonnalla. Materiaalien rakeisuuskäyrät ja eristys- ja välikerrosten rakeisuusvaatimukset on esitetty kuvassa 6.9.



Kuva 6.9: Koepenkereiden materiaalien rakeisuuskäyrät

Koepenkeret ja niiden materiaalit näkyvät kuvassa 6.10.



Kuva 6.10: Koepenkereiden materiaalit

Kaikkien koemateriaalien rakeisuuskäyrä osuu ohjealueen sisäpuolelle. Näytteissä ei ollut mukana suurimpia kiviä, joten on mahdollista, että joidenkin materiaalien rakeisuus ylittää ohjealueen suurimman sallitun raekoon 150 mm. Taulukossa 6.4 on esitetty rakeisuuskäyrien muotoa kuvaavat parametrit C_C , raekokosuhteet C_U , keskiraekoot d_{50} ja hienoainespitoisuudet.

Taulukko 6.4: Koepenkereiden materiaalien rakeisuusparametrit

Penger	C _c	C _u	d ₅₀ [mm]	< 0,063 [%]
A	0,60	16,3	3,65	1,5
B	0,41	25,2	2,70	2,6
C	0,69	4,5	0,79	1,6
D	0,75	7,3	0,81	1,2
E	0,58	12,9	1,37	1,9
F	0,59	58,5	17,29	1,9
G	0,24	98,4	5,49	4,0
J	0,49	10,6	2,73	0,7
K	0,53	23,7	1,69	3,9

Penkereen A kohdalta mitattiin levykuormituskokeella pohjamaan kantavuus yhdessä pisteessä (A1). Kantavuudeksi saatiin $E_2 = 162,8$ MPa. Penkereet A ja B rakennettiin kahdessa noin 400 mm kerroksessa. Näillä penkereillä ensimmäinen kerros tiivistettiin ilman kastelua, jonka jälkeen tehtiin viisi levykuormituskoeita ja Troxler-mittaukset. Penkereiden A ja B toinen kerros tiivistettiin aluksi ilman kastelua, jonka jälkeen tehtiin levykuormituskokeet. Lopuksi penkereet tiivistettiin kastelua käyttäen, jonka jälkeen tehtiin levykuormituskokeet. Näille penkereille tehtiin vielä lisää mittauksia seuraavana päivänä.

Penger C rakennettiin yhdessä noin 500 mm kerroksessa ja tiivistettiin heti kastelua käyttäen. Rakeisuudeltaan pengermateriaali on ohjealueen vasemmassa reunassa. Levykuormituksia tehtiin kaksi, joista kummallakin suorituskerralla levy painui voimakkaasti ja pengeri alkoi murtua noin 40–50 kN kuormituksen kohdalla. Kuormituslevyn painuminen on esitetty kuvassa 6.11.



Kuva 6.11: Koepenkereen C levykuormituskoe

Riittävän suurten painumien jälkeen kuormitus saatiin nostettua tasolle 60 kN ja mittauksista saatiin tulokset.

Penkereet D, E ja F rakennettiin noin 500 mm paksuisiksi ja tiivistettiin ensin ilman kastelua. Kuiville penkereille tehtiin levykuormituskokeet ja Troxler-mittaukset, jonka jälkeen penkereet tiivistettiin uudelleen kastelua käyttäen. Penkereellä G testattiin jyräskertamäärän vaikutusta kuivairtoteiheyteen. Penger tiivistettiin ilman kastelua 13 t valssiyrällä kolmessa kaistaleessa. Ensimmäinen osa tiivistettiin kahdella ylityskerralla pitkällä iskulla, toinen osa tiivistettiin neljällä ylityskerralla pitkällä iskulla ja kolmas osa tiivistettiin kuudella ylityskerralla, joista neljä kertaa pitkällä ja kaksi kertaa lyhyellä iskulla. Kaistaleille tehtiin Troxler-mittaukset, joiden tulokset on esitetty taulukossa 6.5.

Taulukko 6.5: Ylityskertamäärän vaikutus tiiviuteen penkereellä G

Ylityskerrat	2	4	6
ρ_w [kg/m ³]	2105,8	2144,8	2186,0
ρ_d [kg/m ³]	2029,8	2060,8	2104,5
w [%]	3,8	4,1	4,1

Taulukossa esitetyt arvot ovat neljästä pisteestä tehtyjen Troxler-mittausten keskiarvoja. Tuloksista havaitaan, että kuuteen ylityskertaan asti rakenteen kuivairtoteiheys kasvaa. Ylityskertamäärän vaikutuksen tutkimisen jälkeen penger tiivistettiin kastelua käyttäen.

Penkereelle tehtiin levykuormituskokeet tiivistämistä seuraavana päivänä. Yöllä oli sataanut runsaasti, joten penkereen vesipitoisuus oli vielä korkea ja rakenteen pinta selvästi vetinen.

Penger H rakennettiin yhtenä noin 500 mm paksuisena kerroksena samasta materiaalista kuin penger G. Penkereellä testattiin jyräskertamäärän vaikutusta tiiviyteen 23 t yksivalssijyrällä. Penger jaettiin kolmeen kaistaleeseen, jotka tiivistettiin 1, 2 ja 3 kertaa ilman kastelua. Troxler-mittausten tulokset on esitetty taulukossa 6.6.

Taulukko 6.6: 23 t jyrän ylityskertamäärän vaikutus tiiviyteen penkereellä H

Ylityskerrat	1	2	3
ρ_w [kg/m ³]	2148,3	2172,3	2175,8
ρ_d [kg/m ³]	2066,3	2087,8	2089,8
w [%]	4,0	4,1	4,1

Painavammalla jyräskalustolla päästiin kevyempää vastaaviin tiiviytsarvoihin pienemmällä ylityskertamäärällä. Penkereellä I testattiin jyräyksen syvyysvaikutusta ja kerralla tiivistettävän kerroksen paksuutta. Penger rakennettiin 1,2 m korkuisena ja tiivistettiin 23 t jyrällä yhtenä kerroksena ilman kastelua. Tiivistämiseen käytetty 23 t jyrä on esitetty kuvassa 6.12.



Kuva 6.12: Penkereen I tiivistys 23 t valssijyrällä

Rakenteelle tehtiin neljä levykuormituskoeetta ja seitsemän Troxler-mittausta rakenteen pinnasta. Levykuormituskokeiden E₂ keskiarvoksi saatiin 99,8 MPa ja kuivairtotiheyden

keskiarvoksi 2175,7 kg/m³. Mittausten jälkeen penkereestä kaivettiin ylin 0,5 m pois. Kaivupohjasta tehtiin Troxler-mittaukset rakenteen pinnasta ja 250 mm syvyydeltä neljästä pisteestä. Pinnasta mitattu kuivairtoisuuden keskiarvo oli 1991,5 kg/m³ ja 250 mm syvyydeltä 2113,5 kg/m³. Mittausten jälkeen kaivupohja tiivistettiin uudelleen, jonka jälkeen rakenteesta tehtiin Troxler-mittaukset. Uudelleen tiivistetyn kaivupohjan pinnasta saatu kuivairtoisuuden keskiarvo oli 2235,5 kg/m³.

Penkereet J ja K rakennettiin yhdessä noin 500 mm kerroksessa ja ne tiivistettiin heti kastelua käyttämällä. Kummallekin tehtiin neljä levykuormituskoetta ja Troxler-mittaukset.

Jokainen taulukoissa esitetty levykuormituskokeen ja Troxler-mittauksen tulos on usean mittauksen keskiarvo. Yksityiskohtaiset mittaustulokset on esitetty työn liitteessä A. Ilman kastelua tiivistetyille penkereille tehtyjen levykuormituskokeiden tulokset sekä Troxler-mittauksilla mitatut kuivairtoisuudet ja vesipitoisuudet on esitetty taulukossa 6.7.

Taulukko 6.7: Ilman kastelua tiivistetyille penkereille tehtyjen mittausten tulokset

Penger	E ₂ [MPa]	E ₂ /E ₁	ρ _d [kg/m ³]	w [%]
A 1. krs	144,7	5,9	2058,6	2,7
A 2. krs	135,6	6,7	1936,6	2,3
B 1. krs	138,0	5,9	1993,0	4,7
B 2. krs	131,0	5,7	2028,8	3,3
D	80,9	8,3	1866,6	3,1
E	115,9	6,0	1901,4	4,2
F	229,7	5,8	2153,5	2,9

Kastelua käyttämällä tiivistettyjen penkereiden levykuormitus- ja Troxler-mittausten tulokset on esitetty taulukossa 6.8.

Taulukko 6.8: Kastelua käyttämällä tiivistetyille penkereille tehtyjen mittausten tulokset

Penger	E ₂ [MPa]	E ₂ /E ₁	ρ _d [kg/m ³]	w [%]
A	158,3	5,0	1948,2	5,0
B	164,7	4,3	2089,2	5,7
C	57,7	6,4	1803,6	6,7
D	70,2	9,7	1807,6	5,3
E	124,9	6,3	1935,8	6,2
F	276,3	5,3	2202,0	5,9
G	87,9	6,4	2144,8	5,2
J	97,8	10,6	1888,0	2,3
K	127,5	7,0	2085,5	4,3

Taulukoista 6.7 ja 6.8 huomataan, että kastelua käyttämällä on päästy korkeampiin kuivairtoteiheyden ja kantavuuden arvoihin pengertä D lukuun ottamatta. Selvästi heikommat kantavuudet on saavutettu ohjealueen vasemman reunan materiaaleilla, joita ovat C ja D. Kummallakin E_2 arvo on alle 80 MPa. Näillä penkereillä levykuormituskokeen kuormituslevy painui huomattavasti ennen vaaditun kuormitustason saavuttamista. Alle 100 MPa kantavuuksiin jäätiin penkereellä J (97,8 MPa), jonka materiaalin rakeisuuskäyrä on ohjealueen keskellä, mutta jossa karkean hiekan osuus on suuri ja hienoainesta on hyvin vähän. Alle 100 MPa kantavuuteen jäätiin myös penkereellä G (87,9 MPa), jonka materiaali on koepenkereistä toiseksi karkearakeisinta, mutta jonka rakeisuuskäyrä on muodoltaan ongelmallinen. Rakeisuuskäyrän muodon vaikutusta kantavuuteen käsitellään tarkemmin tulosten analysoinnin yhteydessä luvussa 7. Selvästi paras kantavuus saavutettiin penkereellä F, jonka materiaali on kaikkein karkearakeisinta. Penkereen F E_2 -arvo on 276,3 MPa, joka on reilusti eristys- ja välikerrosten vaatimuksia korkeampi. Eristyskerroksen kantavuuden keskiarvovaatimuksen 130 MPa täyttävät materiaalit A, B ja F. Lisäksi välikerroksen kantavuuden keskiarvovaatimuksen 160 MPa täyttävät materiaalit B ja F. Kaikilla penkereillä tiiviyssuhde E_2/E_1 jäi selvästi vaatimustasoa suuremmaksi.

Noin viikon päästä koepenkereiden rakentamisesta 3.11.2020 penkereille D–K tehtiin pudotuspainolaitemittauksia samalla kalustolla kuin 28.9.2020. Mittauspisteet sijaitsivat penkereiden keskilinjalla 1–2 m välein. Kuvassa 6.13 näkyy penkereen E pinta PPL-mittausten jälkeen.



Kuva 6.13: PPL-mittaukset penkereelle E

Mittauspisteiden tuloksista laskettiin keskiarvot, jotka on esitetty taulukossa 6.9.

Taulukko 6.9: Koepenkereille tehtyjen PPL-mittausten tulokset

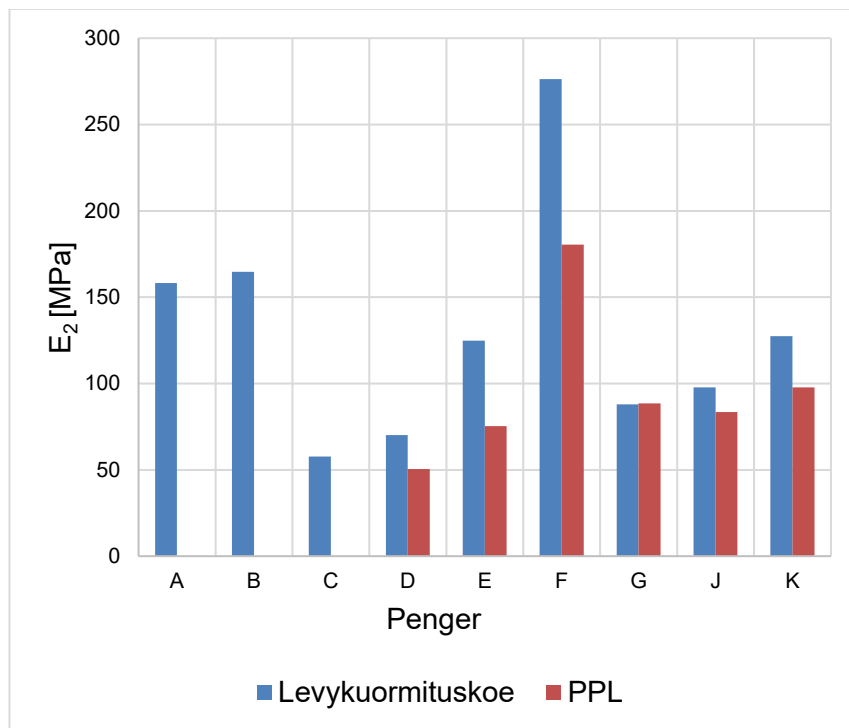
Penger	E_2 [MPa]	E_2/E_1
D	50,4	2,39
E	75,4	3,16
F	180,5	2,48
G	88,4	2,36
I kaivettu 0,5 m	86,3	2,38
I päältä	62,7	2,71
J	83,4	2,79
K	97,7	2,76

Pudotuspainolaitemittausten perusteella penkereistä F täyttää eristyskerrokselle asetettun E_2 -vaatimuksen 150 MPa, mutta ei välikerrokselle asetettua vaatimusta 185 MPa. Penger F täyttää myös eristyskerroksen tiiviyssuhteelle asetettun vaatimuksen, mutta ei välikerroksen vaatimusta.

Taulukossa 6.9 esitettyjen penkereelle I tehtyjen PPL-mittausten tuloksista nähdään, että kantavuus tiivistetyn kaivupohjan päältä on suurempi kuin saman penkereen päältä tehdyissä mittauksissa. Kaivupohjasta mitattu kantavuus on lähes sama, kuin samasta

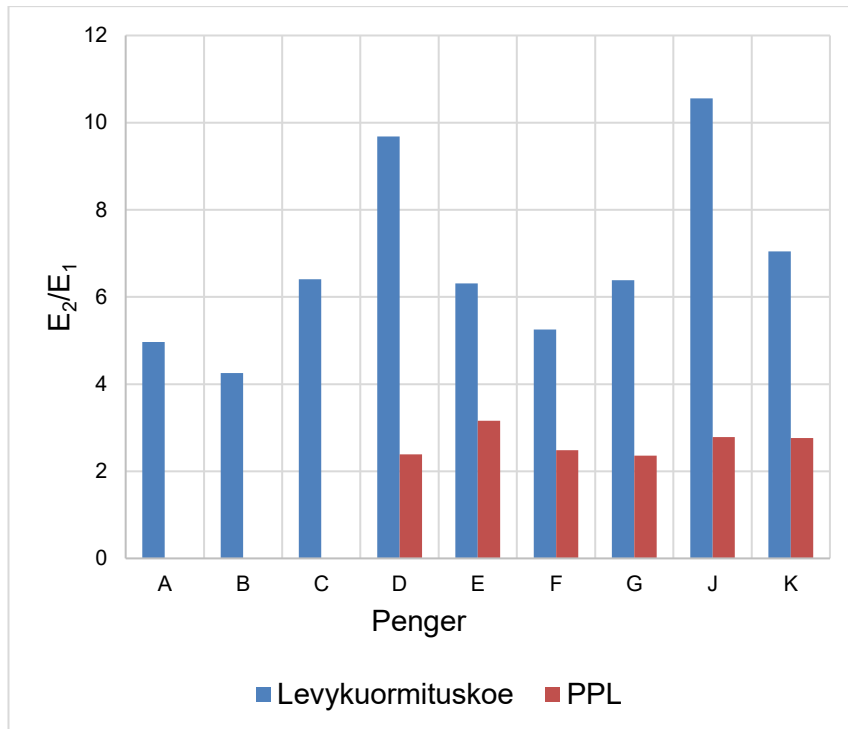
materiaalista rakennetun penkerein G päältä mitattu kantavuus. Penkerein päältä saatu heikompi kantavuus osoittaa sen, että koko pengeri on jäänyt hieman löyhempään tilaan, kun kerralla tiivistettävä kerros on ollut liian paksu.

PPL-tulokset ovat kokonaisuudessa samansuuntaiset kuin levykuormituskokeiden tulokset. Levykuormituskokeiden ja PPL-mittausten E_2 -arvojen vertailu on esitetty kuvassa 6.14.



Kuva 6.14: PPL-mittausten ja levykuormituskoe tulosten vertailu

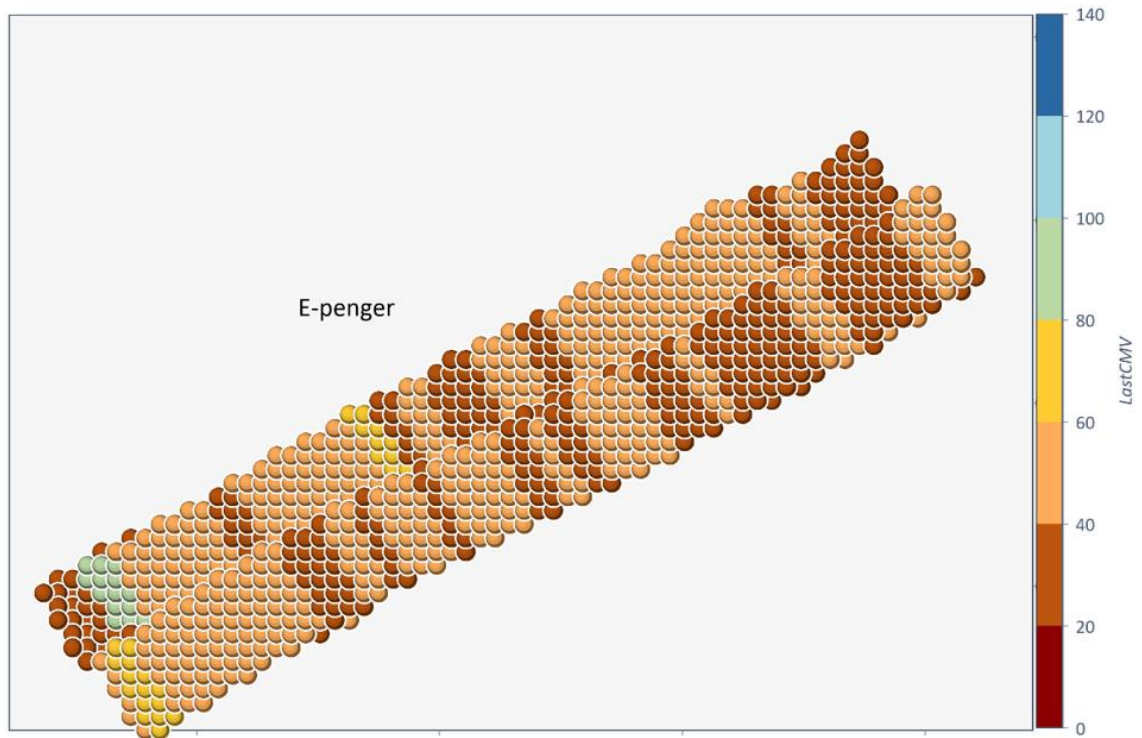
Kuvasta nähdään, että suuremmilla E_2 :n arvoilla levykuormituskokeen ja pudotuspainolaitteen ero on suurempi kuin pienillä kantavuuksilla. Tiiviyssuhteet levykuormituskokeiden ja PPL-mittausten perusteella on esitetty kuvassa 6.15.



Kuva 6.15: Tiiviyssuhteiden vertailu

Tiiviyssuhteiden mittaustuloksissa on suuri ero levykuormituskokeiden ja pudotuspainolaitemittausten tuloksissa. Kaikki PPL-mittaustulokset ovat välillä 2–3, kun taas levykuormituskokeiden tulokset vaihtelevat välillä 4–11. Tulokset ovat myös osittain erisuuntaisia. Levykuormituskokeiden perusteella korkein E_2/E_1 on penkereellä J, kun taas PPL-mittausten perusteella korkein E_2/E_1 on penkereellä E. Mahdollisena eron syynä on esikuormitus, joka tehdään kummallakin mittaustavalla ennen varsinaista mittausta. Levykuormituskokeessa esikuormituksen suuruus on 3,5 kN varsinaisen kuormituksen ollessa 60 kN. PPL-mittauksessa esikuormituksen suuruus on 1462 kg kun sen varsinaisen kuormituksen suuruus on 5000 kg. PPL-mittauksessa esikuormitus on suhteessa varsinaiseen mittaukseen selvästi suurempi kuin levykuormituskokeessa.

Koepenkereiden tiivistämiseen käytettävässä jyrässä oli mukana jatkuvatoiminen GPS-paikannuksella varustettu tiivistyksen tarkkailulaite. Kaikkia koepenkereitä tiivistettiin siihen asti, kunnes jyrän mittarin mukainen tiiviyttä kuvaava CMV-arvo ei enää kasvanut. Kuvassa 6.16 on esitetty penkereen E CMV-arvot viimeiseltä jyrän ylityskerralta. Työn liitteessä C on esitetty kaikkien koepenkereiden jyrämittaritulokset.



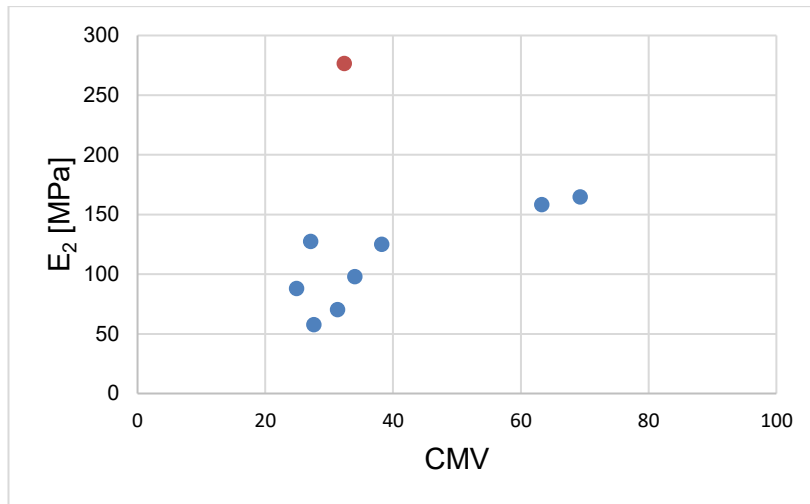
Kuva 6.16: Penkereen E CMV-arvot

Penkereen E CMV-arvo on keskimäärin välillä 40–60, mutta yksittäisiä tästä poikkeavia arvoja on useassa kohdassa. Taulukossa 6.10 on esitetty kaikkien koepenkereiden CMV-arvot, kantavuudet E_2 ja tiiviyssuhteet E_2/E_1 .

Taulukko 6.10: Koepenkereiden CMV-arvot ja levykuormituskokeiden tulokset

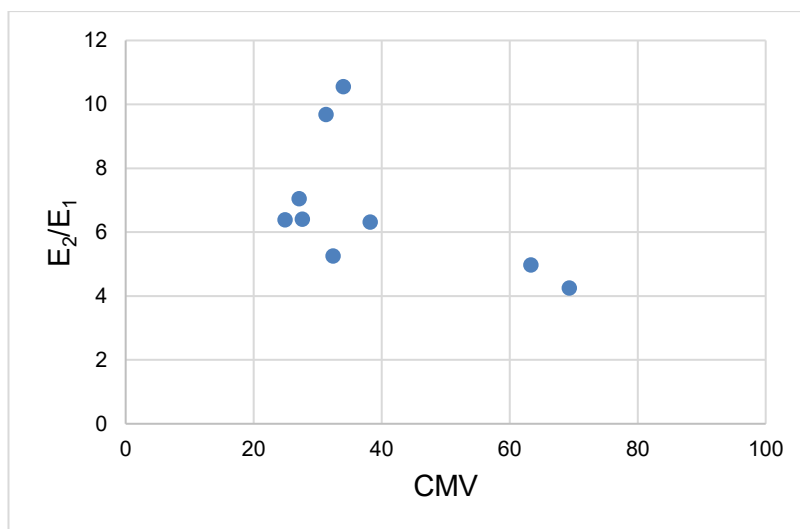
Penger	CMV	E_2 [MPa]	E_2/E_1
A	63,3	158,3	5,0
B	69,3	164,7	4,3
C	27,6	57,7	6,4
D	31,3	70,2	9,7
E	38,2	124,9	6,3
F	32,4	276,3	5,3
G	24,9	87,9	6,4
J	34,0	97,8	10,6
K	27,1	127,5	7,0

Penkereillä, joilla CMV-arvo on matala, on joissain tapauksissa matala kantavuus ja korkea tiiviyssuhde. Suurimpana poikkeuksena on pengeri F, jonka kantavuus on selvästi suurin, mutta CMV-arvo on vain 32,4. Tämä johtuu oletettavasti siitä, että viimeisillä ylitserroilla pengeri on ollut niin jäykkä, että valssi on alkanut värähtelemään kaksoishyppyjä. Kaksoishyppyjen tapauksessa mittarin ilmoittama CMV-arvo on virheellinen. Kuvasssa 6.17 on esitetty kantavuuden riippuvuus CMV-arvosta. Penkereen F virheellinen mittaustulos on esitetty punaisella pisteellä.



Kuva 6.17: Kantavuuden riippuvuus CMV-arvosta koepenkereillä

Yleisesti ottaen koepenkereiden kantavuus kasvaa CMV-arvon kasvaessa, mutta kantavuuden tarkka arviointi ei sen perusteella ole mahdollista. Penkereen F mittaustulos näkyy selvästi muista poikkeavana pisteenä. Kuvassa 6.18 on esitetty vastaava yhteys tiiviyssuhteen ja CMV-arvon välille.



Kuva 6.18: Tiiviyssuhteen riippuvuus CMV-arvosta koepenkereillä

Korkeilla CMV-arvoilla koepenkereiden tiiviyssuhteet ovat kaikkein matalimpia. CMV-arvon ollessa välillä 20–40, sen vaikutusta tiiviyssuhteeseen ei voida havaita koetuloksista. Yleisesti ottaen yhteys on vastaava kuin kantavuuden ja CMV-arvon välinen yhteys.

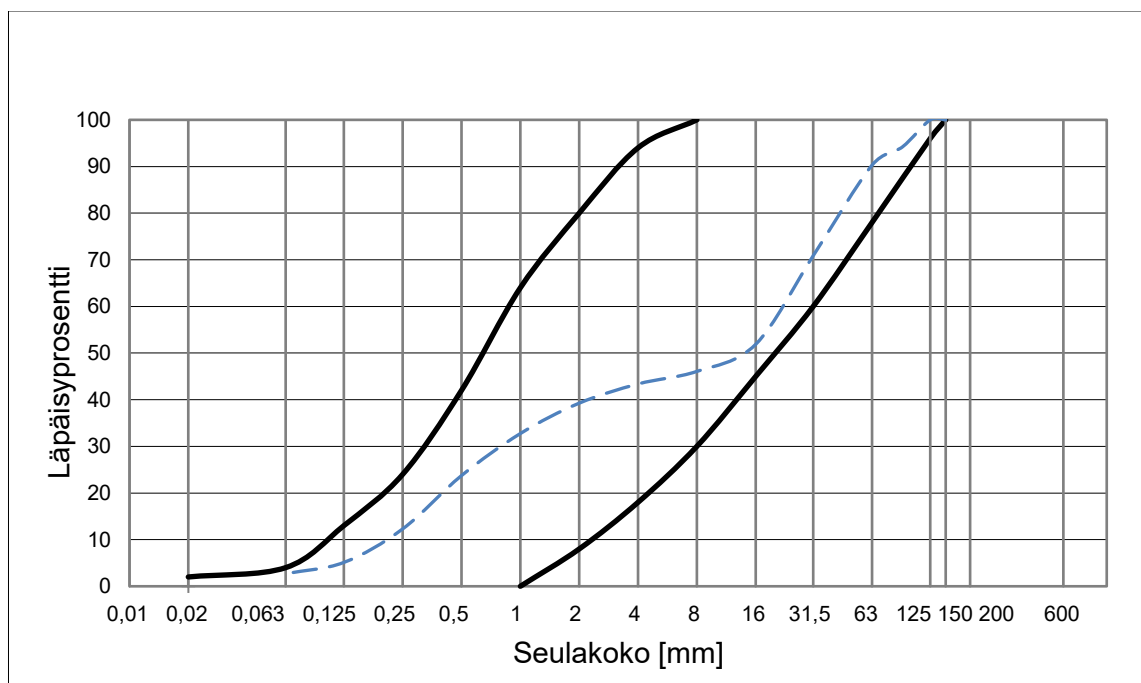
6.3 Mittaukset ajouralta

Saarlammen soranotto paikalla tehtiin varsinaisten koepenkereiden lisäksi levykuormituskokeita aktiivisessa käytössä olleelta ajouralta. Mittauksen tarkoituksena oli löytää vertailukohta sille, kuinka korkeaan kantavuuteen koemateriaaleja vastaavalla soralla on

mahdollista päästä. Materiaali mittauskohdassa oli silmämääräisesti arvioituna hieman karkeampaa kuin penkereen A materiaali. Uralta tehtiin kaksi levykuormituskoetta, joiden keskiarvona saatiin E_2 -arvoksi 297,7 MPa ja tiiviyssuhteeksi 2,1. Kokeiden jälkeen kohta jyrättiin 13 t yksivalssijyrällä usealla ylityskerralla ja mittaukset toistettiin. Uusien levykuormituskokeiden tuloksena E_2 -arvoksi saatiin 152,8 MPa ja tiiviyssuhteeksi 3,7. Tiivistämisen jälkeinen kantavuus on lähellä penkereen A kantavuutta. Kokeesta voidaan päätellä, että jyrääminen häiritsi kohdetta minkä seurauksena kantavuus putosi noin puoleen. Pitkän ajan kuluessa tapahtuvan liikennekuormituksen seurauksena voidaan päästä selvästi suurempiin kantavuus- ja tiiviyssarvoihin kuin mitä välittömästi jyrällä tiivistämisen jälkeen päästään.

6.4 Koerakenne Tampereen yliopiston rakennushallissa

Tampereen yliopiston Hervannan kampuksen rakennushallissa tehtiin 21.-22.1.2021 koerakenne, jolla tutkittiin rakeisuuden vaikutusta kantavuuteen ja tiiviyteen kuten muilla tämän tutkimuksen koepenkereillä. Lisäksi koerakenteella tutkittiin ajan ja vesipitoisuuden vaikutusta kantavuuteen. Koepenkereen materiaali oli hankittu Kangasalta Tampereen Autokuljetuksen omistamalta soranotto paikalta. Materiaalin rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa 6.19.



Kuva 6.19: Tampereen yliopiston rakennushallin koerakenteen rakeisuuskäyrä

Materiaalin keskiraekoko d_{50} on 12,71 mm, hienoainespitoisuus 4,7 %, raekokosuhte C_U 106,7 ja rakeisuuskäyrän muotoparametri C_C 0,15. Rakeisuuskäyrässä on selvästi nähtävissä hiekkamateriaalin ja karkean soran osuus, mutta 2–16 mm rakeita siinä on vain vähän.

Koerakenne rakennettiin sisätiloissa olevaan neliönmuotoiseen koekuoppaan, jonka sivun pituus oli 2,5 m. Koekuoppa oli syvyydeltään noin 4 m ja se oli tutkimuksen aikana täynnä tiivistä hiekkää. Koekuoppa ennen koerakenteen rakentamista on esitetty kuvassa 6.20.



Kuva 6.20: Koerakenteen alusta ja tiivistämiseen käytetty tärylevy

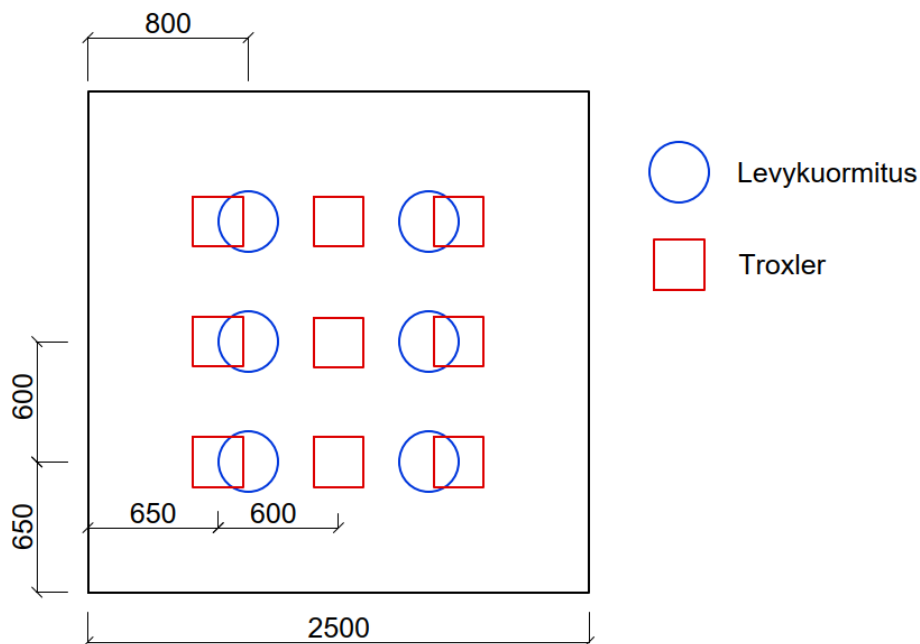
Alusrakenne tiivistettiin kastelua käyttäen ennen koerakenteen tekemistä ja sen päältä tehtiin kaksi levykuormituskoetta, joiden tuloksena kantavuudeksi E_2 saatiin 220,2 MPa ja tiiviyssuhteeksi 3,10.

Koerakenne rakennettiin alusrakenteen päälle 500 mm paksuisena kerroksittain tiivistäen kolmessa kerroksessa. Jokaisen kerroksen tiivistämisessä käytettiin kastelua. Kastelun jälkeen veden annettiin imeytyä rakenteeseen ennen tiivistämistä. Tiivistyskalustona oli sähkökäyttöinen noin 100 kg tärylevy. Valmis koerakenne on esitetty kuvassa 6.21.



Kuva 6.21: Valmis koerakenne

Valmiille koerakenteelle tehtiin yhteensä 9 Troxler-mittausta rakenteen pinnasta ja 6 levykuormituskoetta. Kuvassa 6.22 on esitetty mittauspisteiden sijainnit koerakenteessa.



Kuva 6.22: Koerakenteen mittauspisteiden sijainnit

Rakenteen kantavuudeksi E_2 saatiin 142,2 MPa, tiiviyssuhteeksi E_2/E_1 3,01 ja kuivairtotiheydeksi ρ_d 2255,3 kg/m³. Korkea kuivairtotiheys johtuu oletettavasti osittain koe-kuopan laitojen tuomasta hyödystä tiivistystyölle. Laidat estävät materiaalin leviämisen sivuille ja siten auttavat tehokkaammin kohdistamaan tärylevyn tiivistävän vaikutuksen

tiivistettävään rakenteeseen. Vesipitoisuudeksi saatiin Troxler-mittausten keskiarvona 4,2 %, mutta rakenteesta otetun näytteen mukaan vesipitoisuus oli 5,3 %.

Ensimmäisten mittausten jälkeen koerakenteen pintaa rikottiin lapiolla ja sen päältä ajettiin kaksi kertaa tärylevyllä, jotta levykuormituskokeiden tiivistävä vaikutus saatiin kumottua tulevia mittauksia varten. Seuraavat kokeet tehtiin kolme viikkoa ensimmäisten kokeiden jälkeen 12.2.2021.

Kuivuneelle rakenteelle tehtiin yhdeksän Troxler-mittausta ja kolme levykuormituskoeetta. Kantavuudeksi saatiin 205,9 MPa, tiiviyssuhteeksi 2,67 kuivairtoteheydeksi 2117,9 kg/m³ ja vesipitoisuudeksi 1,9 %. Kantavuusarvo kasvoi kolmen viikon aikana selvästi ja vesipitoisuus laski. Kuivairtoteheys oli myös matalampi kuin ensimmäisissä mittauksissa. Mittausten jälkeen rakenne kasteltiin noin 10–20 mm vesimäärällä. Kastelun jälkeen veden annettiin imeytyä noin puoli tuntia, jonka jälkeen tehtiin uudestaan yhdeksän Troxler-mittausta ja kolme levykuormituskoeetta rakenteen toisesta reunasta. Tämän jälkeen kantavuudeksi saatiin 204,6 MPa, tiiviyssuhteeksi 2,75 kuivairtoteheydeksi 2162,2 kg/m³ ja vesipitoisuudeksi 4,1 %. Kantavuus ja tiiviyssuhde pysyivät kastelun jälkeen samana. Vesipitoisuuden arvo kasvoi kastelun seurauksena 2,3 %-yksikköä ja kuivairtoteheys kasvoi hieman vaikka rakennetta ei tiivistetty välissä.

Koerakenteelle tehtiin mittauksia vielä tätä seuraavalla viikolla 19.2.2021. Ennen näitä mittauksia rakennetta kasteltiin runsaasti kolmena edeltävänä päivänä sekä mittauspäivän aamuna. Koerakenteelle tehtiin edellisten mittauskertojen tapaan 9 Troxler-mittausta ja 3 levykuormituskoeetta. Levykuormituskoeepisteet sijaitsivat rakenteen keskilinjalla. Mittausten tuloksena kantavuudeksi saatiin 166,8 MPa, tiiviyssuhteeksi 2,85 kuivairtoteheydeksi 2127,6 kg/m³ ja vesipitoisuudeksi 3,9 %. Troxler-laite mittaa pintamittauksessa vesipitoisuutta ainoastaan rakenteen pinnasta, minkä takia vesipitoisuus oli vastaava kuin aiemmissa mittauksissa, vaikka rakennetta oli kasteltu runsaasti. Kantavuus laski hieman runsaan kastelun seurauksena. Rakennushallin koerakenteen kaikki tulokset on kootusti esitetty taulukossa 6.11.

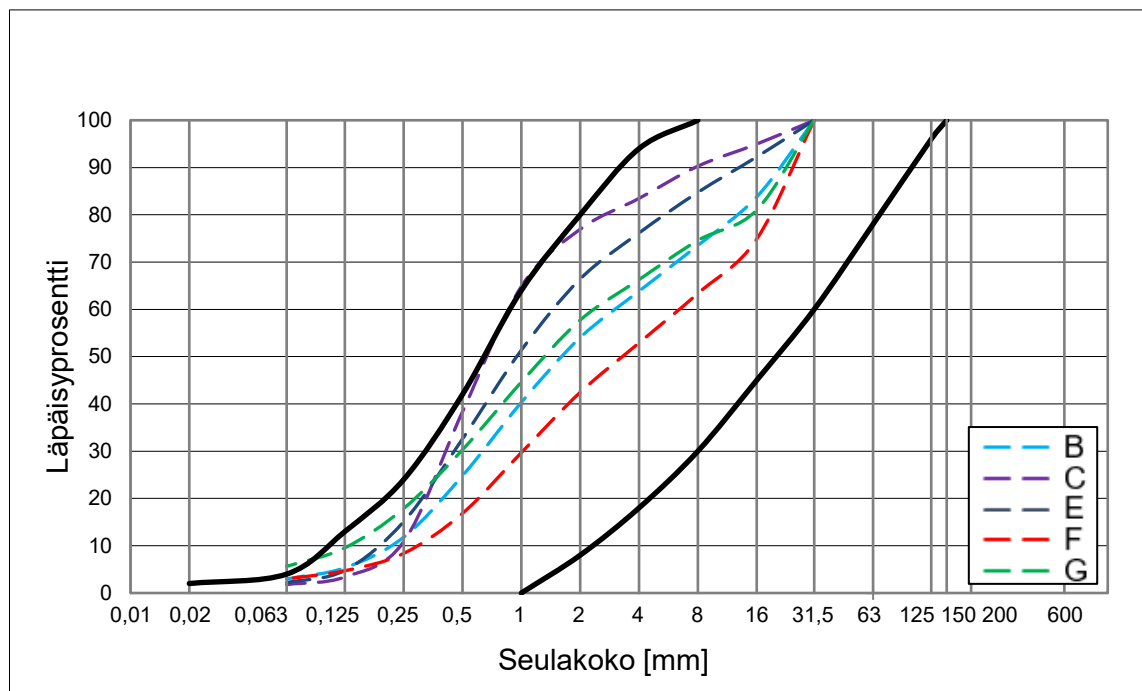
Taulukko 6.11: Rakennushallin koepenkeren mittaustulokset

	E₂ [MPa]	E₂/E₁	ρ_d [kg/m³]	w [%]
22.1.2021	142,2	3,01	2255,3	4,2
12.2.2021	205,9	2,67	2117,9	1,9
12.2.2021 kasteltu	204,6	2,75	2162,2	4,1
19.2.2021 runsaasti kasteltu	166,8	2,85	2127,6	3,9

Tuloksista nähdään, että rakenteen kantavuus parani ajan kuluessa ja se pysyi samana myös heti rakenteen kastelun jälkeen. Runsas kastelu useana päivänä johti kantavuuden alenemiseen. Kantavuus jäi kuitenkin ensimmäisiä mittauksia hieman korkeammaksi.

6.5 Kiertotiivistyskokeet laboratoriossa

Koepenkereiden B, C, E, F ja G materiaaleille tehtiin laboratoriossa kiertotiivistyskokeita. Kokeilla tutkittiin materiaalien tiivistymistä ja sitä, että voiko leikkausvastusta hyödyntää materiaalin kantavuuden arvioinnissa. Kokeissa 6000 g näytemateriaalia tiivistettiin 150 mm halkaisijaltaan olevassa sylinterissä. Kiertokulma oli 40 mrad, aksiaalipaine 400 kPa ja kierroslukumäärä 80. Koepenkereistä otetut näytteet säilytettiin suljetuissa astioissa ja näytteitä ei kuivattu ennen laboratorioskokeita, joten näytteiden vesipitoisuudet olivat koepenkereitä vastaavat. Kokeita varten näytteistä poistettiin yli 31,5 mm rakeet. Katkaistujen näytteiden rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 6.23.



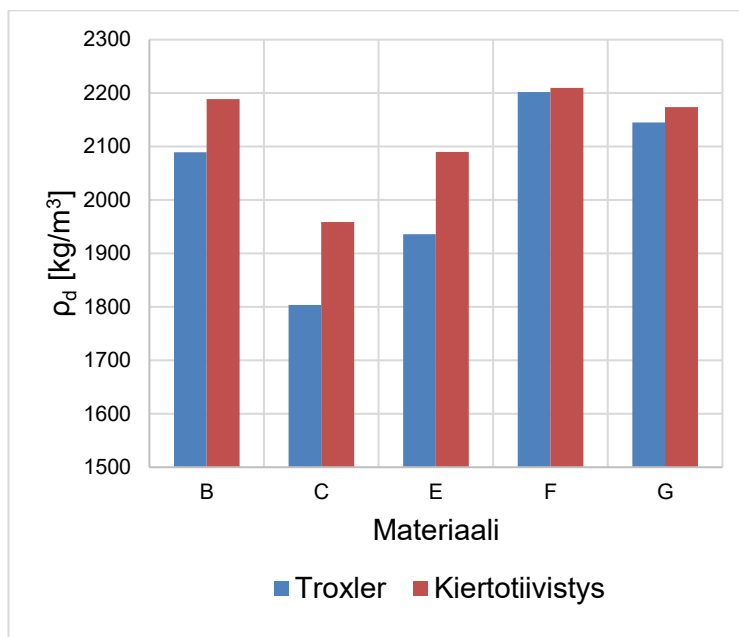
Kuva 6.23: Kiertotiivistyskokeen näytteiden rakeisuuskäyrät

Taulukossa 6.12 on esitetty koemateriaalien vesipitoisuudet, saavutetut kuivairtoteiheydet ja leikkausvastuksen huippuarvot.

Taulukko 6.12: Kiertotiivistyskokeiden tulokset

Materiaali	w [%]	ρ_d [kg/m ³]	Leikkausvastus max [kN/m ²]
B	4,69 %	2189	312
C	4,86 %	1959	256
E	7,64 %	2090	272
F	4,61 %	2210	287
G	6,59 %	2174	298

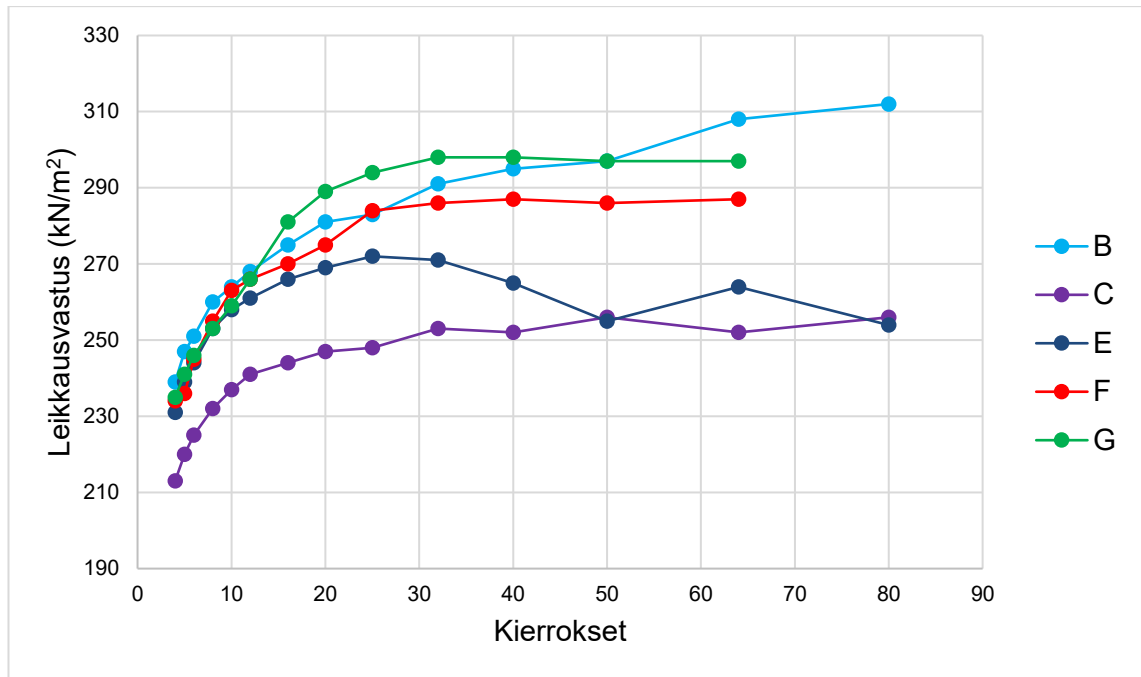
Kokeissa saavutetut kuivairtitiheydet sekä vastaavien materiaalien Troxler-laitteella koepenkereistä mitatut kuivairtitiheydet on esitetty kuvassa 6.24.



Kuva 6.24: Koepenkereistä ja kiertotiivistyskokeista saatujen kuivairtitiheyksien vertailu

Kiertotiivistyskokeissa saavutettiin keskimäärin 4,6 % korkeammat kuivairtitiheydet. Tii-
viimmillä materiaaleilla saavutettujen kuivairtitiheyksien ero oli pienempi kuin löyhim-
millä materiaaleilla.

Leikkausvastuksen kehittyminen kierrosten suhteen kullakin näytteellä on esitetty ku-
vassa 6.25.



Kuva 6.25: Leikkausvastuksen kehittyminen kiertotiivistyskokeen aikana

Materiaaleista E saavutti leikkausvastuksen huippuarvon noin 25 kierroksen kohdalla, jonka jälkeen se alkoi laskea. Mahdollinen syy vastuksen alenemiselle on materiaalin hienoneminen. Materiaalit G, F ja C saavuttavat leikkausvastuksen huippuarvon noin 30–40 kierroksen kohdalla, jonka jälkeen se pysyy lähes samana. Materiaalilla B leikkausvastus on huipussaan kokeen lopussa ja olisi mahdollisesti voinut saavuttaa huippuarvonsa yli 80 kierroksella. Materiaaleilla F ja G koelaitteisto ei tulostanut leikkausvastusta 80 kierroksen kohdalla.

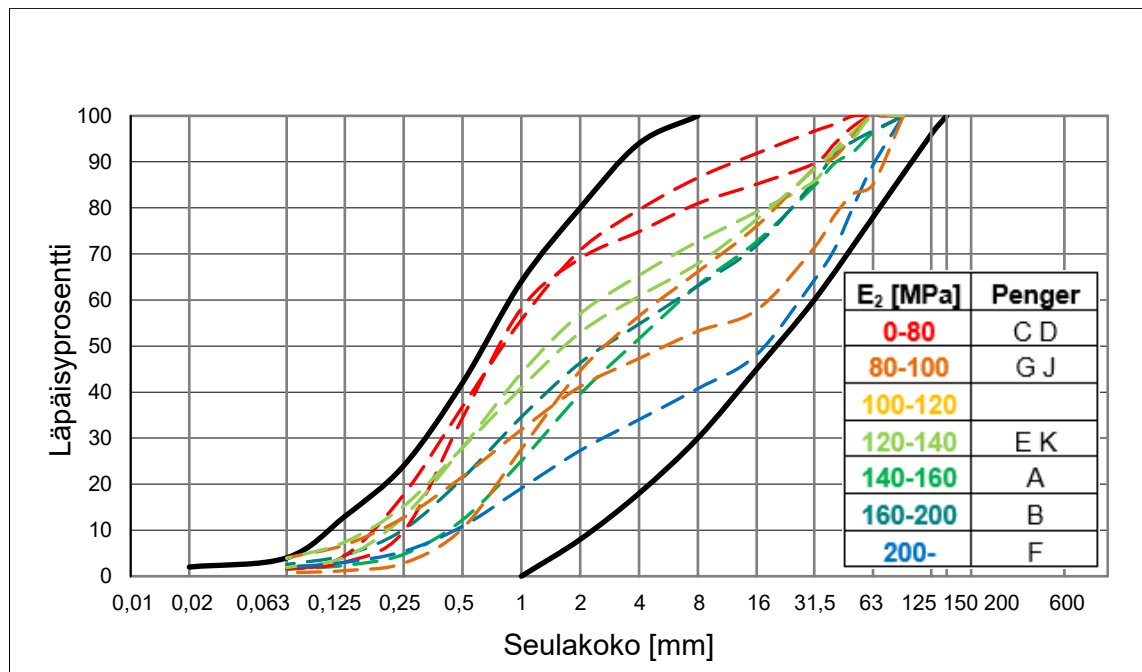
Materiaalilla C sekä koepenkeren kantavuus että kiertotiivistyskokeen leikkausvastus olivat heikoimpia tutkituista materiaaleista. Vastaavasti taas materiaalilla F koepenkeren kantavuus oli selvästi korkein, mutta leikkausvastus oli heikompi kuin materiaaleilla G ja E. Koekappaleiden leikkausvastukset ja vastaavien koepenkeren kantavuudet eivät vastaa toisiaan, joten kiertotiivistyskokeita ei tehty tässä tutkimuksessa lisää. Mahdollisena syynä tuloksien erolle on, että koenäytteistä poistetaan kaikki yli 31,5 mm rakeet, jotka ovat materiaalin käyttäytymisen kannalta hyvin olennaisessa roolissa.

7. TULOSTEN ANALYSOINTI

7.1 Kantavuuteen vaikuttavat tekijät yleisesti

Koepenkereistä saatujen mittaustulosten perusteella kantavuuteen keskeisesti vaikuttavia tekijöitä ovat rakenteen tiiviys, materiaalin rakeisuus ja rakeisuuskäyrän muoto. Muita kantavuuteen vaikuttavia tekijöitä ovat mm. kosteusila, raemuoto, rakeiden pinnankarkeus ja hienoainespitoisuus. Kantavuuteen vaikuttaa myös pohjamaa sekä penkereen paksuus ja leveys. Pohjamaa oli samanlainen kaikilla koepenkereillä. Pengerpaksuuden vaikutusta arvioitiin rakentamalla penkereet A ja B kahdessa kerroksessa. Levykuormituskokeiden tulokset olivat kummassakin kerroksessa vastaavat, joten noin 500 mm kerroksen todettiin olevan riittävä luotettavien mittaustulosten saamiseksi. Pengerleveyden vaikutusta pyrittiin hallitsemaan rakentamalla kaikki penkereet vähintään kahden valssiyrän levyisiksi ja tekemällä mittaukset penkereen keskilinjalta.

Rakeisuuden vaikutusta kantavuuteen on havainnollistettu kuvassa 7.1, jossa rakeisuuskäyrän värillä ilmaistaan kyseisestä koepenkereestä levykuormituskokeella saatua E_2 -arvoa.

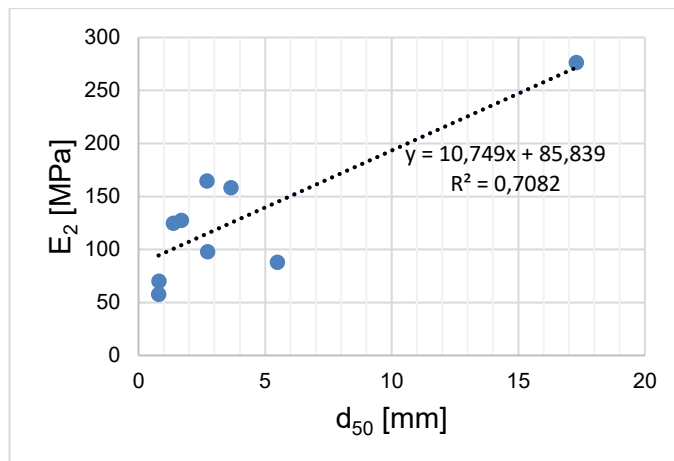


Kuva 7.1: Koepenkereiden kantavuudet rakeisuuskäyrien mukaan

Ohjealueen vasemmassa reunassa olevat, paljon hiekkalajitteita sisältävät materiaalit ovat selvästi kantavuudeltaan heikoimpia. Näiden materiaalien käyttäytyminen määräy-

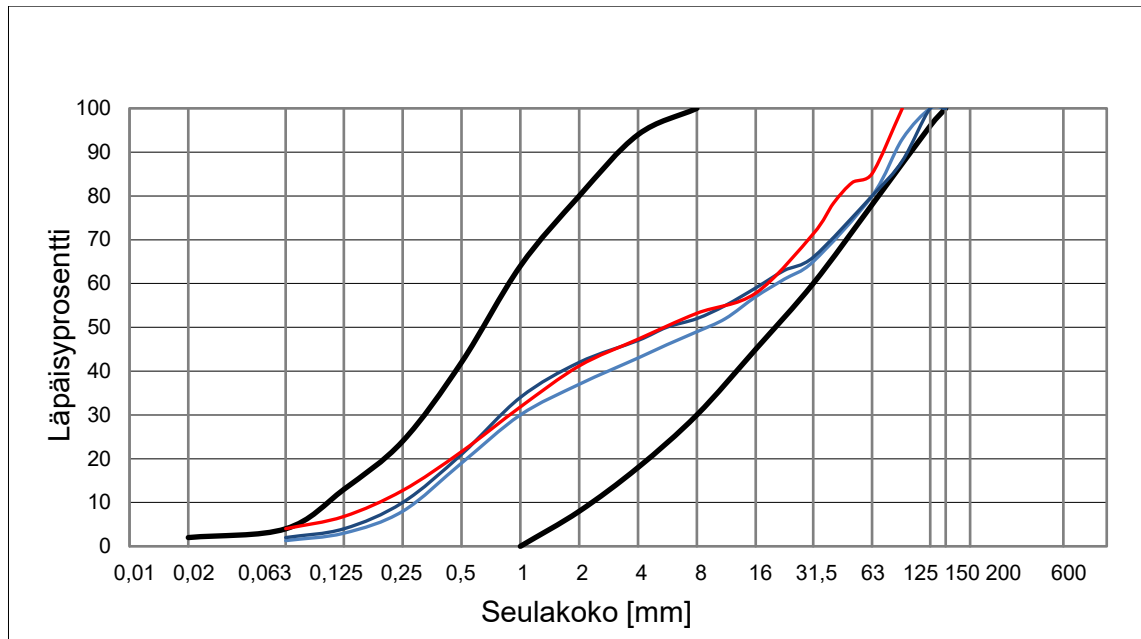
tyy suurilta osin hiekkalajitteiden mukaan, koska karkeiden rakeiden osuus materiaaleista on pieni. Seinäjoki–Ruha-ratahankkeen Hipin koepenkereiden eristyskerroksen eri materiaalit ovat myös rakeisuudeltaan lähellä ohjealueen vasenta reunaa ja niistä saadut kantavuusarvot olivat välillä 72–98 MPa. Myös Kaitjärven liikennepaikan välikerros- materiaalien rakeisuuskäyristä useat ovat ohjealueen vasemmassa reunassa ja niistä saadut kantavuusarvot olivat välillä 42–92 MPa. Tulosten perusteella voidaan päätellä, että ohjealueen vasemman reunan materiaaleilla ei ole mahdollista päästä eristys- ja välikerroksille asetettuihin kantavuusvaatimuksiin.

Yleisesti ottaen kantavuusarvot ovat sitä parempia, mitä lähempänä ohjealueen oikeaa reunaa rakeisuuskäyrä sijaitsee. Koepenkeren F materiaalissa oli runsaasti karkeita rakeita ja sillä saavutettiin vaatimukset reilusti ylittävä kantavuus. Ohjealueen keskellä sijaitsevilla rakeisuuskäyrillä päästiin ääripäiden välissä oleviin kantavuusarvoihin. Keskirakoon vaikutus kantavuuteen koepenkereillä on esitetty kuvassa 7.2.



Kuva 7.2: Keskirakoon vaikutus kantavuuteen

Kuvasta nähdään, että keskirakoon voi olla vaikutusta kantavuuteen, mutta monessa tapauksessa se ei riitä selittämään kantavuuksien välisiä eroja. Penkeren G materiaalin rakeisuuskäyrä sijaitsee lähellä alueen oikeaa reunaa, mutta sillä saavutettiin heikko kantavuus. Heikon kantavuuden todennäköisimpänä syynä on rakeisuuskäyrän muoto. Materiaalissa noin 4–16 mm lajitteiden osuus on suhteellisen pieni, mikä johtaa jo aiemmin ongelmaksi havaittuun ”hiekkapattiin”. Penkeren G rakeisuuskäyrä muistuttaa muodoltaan Rauhan asema 1:n koepenkereiden materiaaleja. Kuvassa 7.3 on esitetty penkeren G rakeisuuskäyrä punaisella ja Rauhan asema 1:n koepenkereiden materiaalien materiaalitoimittajan määrittämät rakeisuuskäyrät sinisellä.



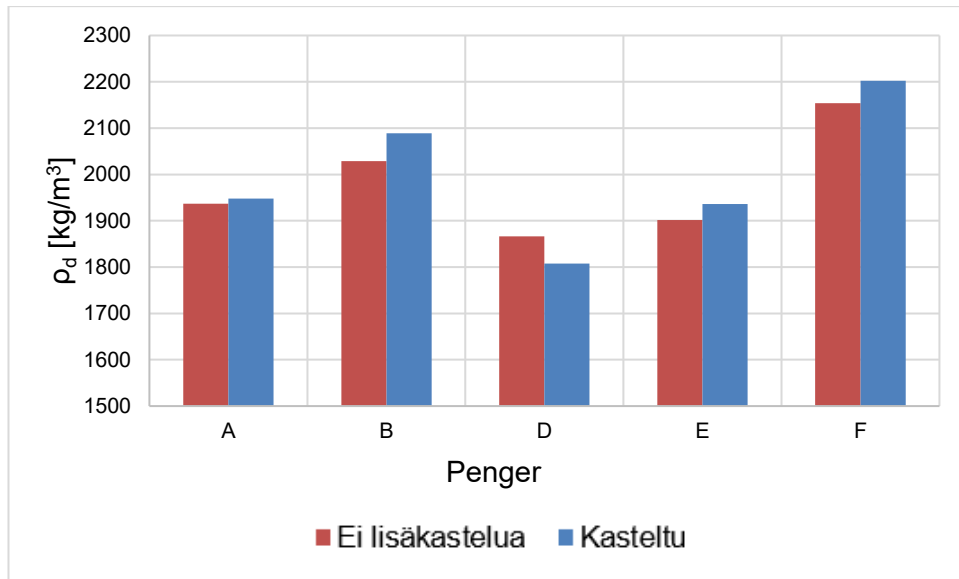
Kuva 7.3: Penkereen G ja Rauhan asema 1:n koepenkereiden rakeisuuskäyrien vertailu

Penkereellä G saavuttiin kantavuus $E_2 = 87,9$ MPa ja tiiviyssuhde 6,4. Rauhan aseman koepenkereellä päästiin kantavuuteen $E_2 = 92,45$ MPa ja tiiviyssuhteeseen 5,34. Rakeisuuskäyrien muodot ja kantavuusarvot vastaavat hyvin toisiaan.

Penkereellä J kantavuus jäi myös huonoksi. Tämän penkereen materiaalissa 0,5–2 mm lajitteiden osuus on merkittävä ja hienoainespitoisuus pienin kaikista koepenkereiden materiaaleista.

Koepenkereiden materiaalien hienoainespitoisuudet ovat välillä 0,7–4,0 %. Hienoainespitoisuudella ei havaittu olevan vaikutusta tämän tutkimuksen koepenkereistä mitattuihin kantavuuksiin. Näitä selvästi suuremmilla pitoisuuksilla hienoaines voi kuitenkin olla merkittävämpi kantavuuteen vaikuttava tekijä.

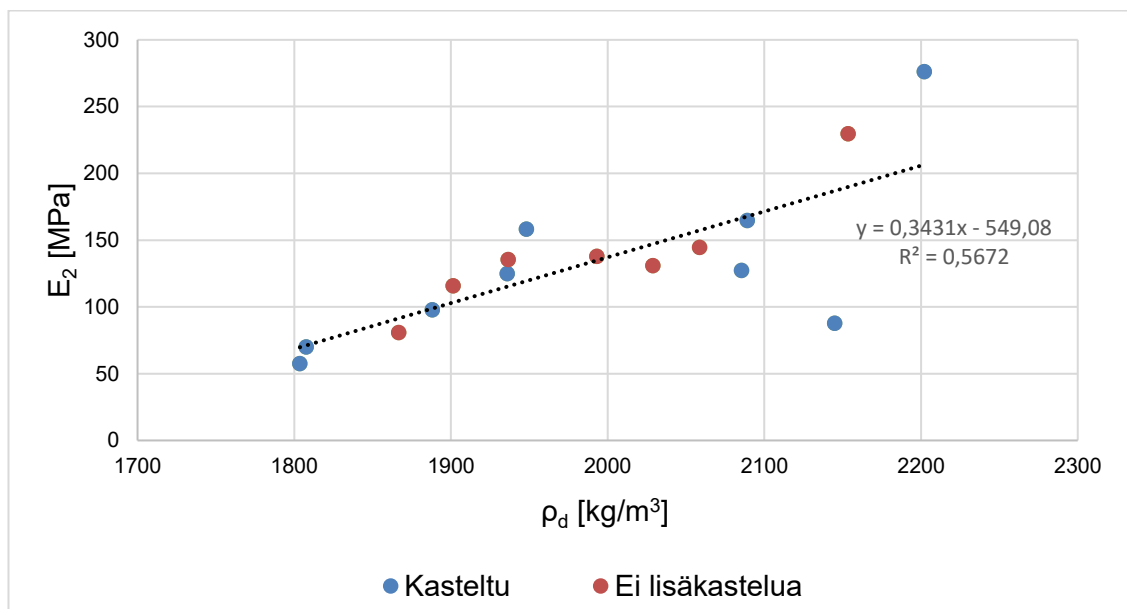
Vesipitoisuudella havaittiin olevan merkittävä vaikutus siihen, mihin kuivairtotiheyteen penger on mahdollista tiivistää. Penkereet A, B, D, E ja F tiivistettiin aluksi ilman kastelua, jonka jälkeen niille tehtiin levykuormituskokeet ja Troxler-mittaukset. Tämän jälkeen penkereet kasteltiin ja tiivistettiin uudelleen. Kuvassa 7.4 on esitetty tiivistettyjen penkereiden kuivairtotiheydet ennen kastelua ja sen jälkeen.



Kuva 7.4: Koepenkereiden kuivairtitiheydet ilman kastelua ja kastelun avulla tiivistettyinä

Penkereillä A, B, E ja F saavutettiin 0,6–3,0 % korkeampi kuivairtitiheys kastelun jälkeen. Penkereellä D kuivairtitiheys oli kastelun jälkeen 3,2 % matalampi.

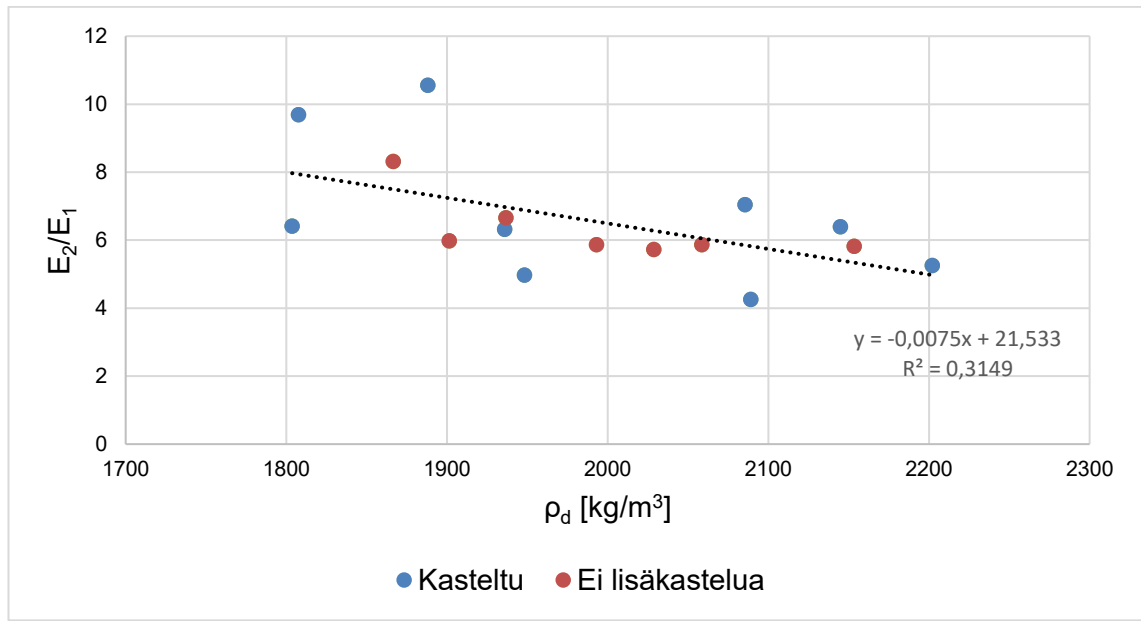
Yksi merkittävimmistä kantavuuteen vaikuttavista tekijöistä oli se, mihin kuivairtitiheyteen penger pystyttiin tiivistämään. Kuvassa 7.5 on esitetty E_2 :n suhde kuivairtitiheyteen.



Kuva 7.5: Kuivairtitiheyden vaikutus kantavuuteen

Kuvassa 7.5 on punaisella merkittynä ilman kastelua ja sinisellä kastelua käyttämällä tiivistettyjen koepenkereiden mittaustulokset. Kuvasta nähdään, että mitä suurempaan

kuivairtoteiheyden arvon päästään, sitä parempi kantavuus yleensä saavutetaan. Kuivairtoteiheyden avulla voidaan tehdä suuntaa antavia arvioita kantavuudesta esimerkiksi Troxler-mittausten perusteella. Kuivairtoteiheys ei kuitenkaan ole ainoa vaikuttava tekijä, koska esimerkiksi penkereellä G saavutettiin korkea kuivairtoteiheys (2144,8 kg/m³), mutta matala kantavuus (87,9 MPa). Kuvassa 7.6 on esitetty kuivairtoteiheyden yhteys tiiviyssuhteeseen.

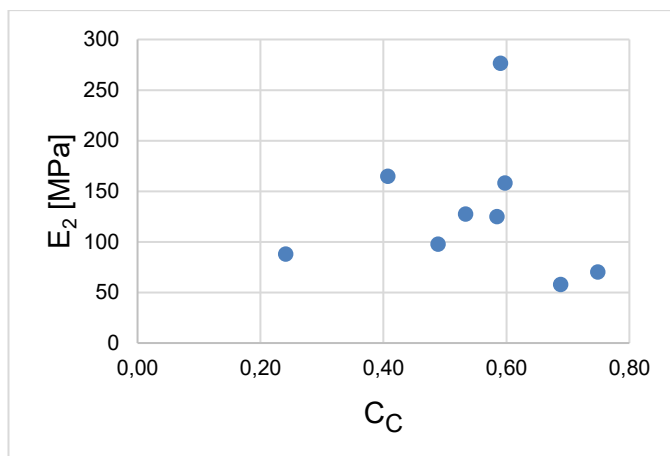


Kuva 7.6: Kuivairtoteiheyden vaikutus tiiviyssuhteeseen

Kuvasta nähdään, että tiiviyssuhde on osittain yhteydessä kuivairtoteiheyteen. Korkeilla kuivairtoteiheyksillä tiiviyssuhde on keskimäärin matalampi kuin matalan kuivairtoteiheyden rakenteilla.

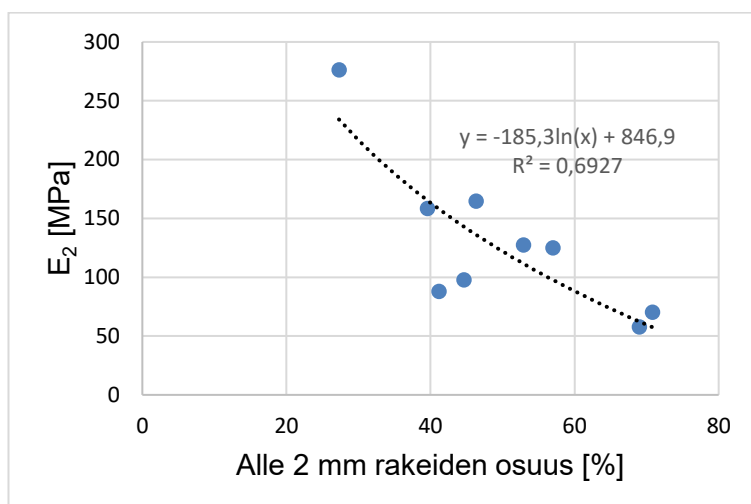
7.2 Rakeisuusparametrien vaikutus

Koepenkereiden mittaustulosten perusteella voidaan tutkia erilaisten rakeisuuskäyristä määritettävien parametrien yhteyttä kantavuuteen ja tiiviyteen. Rakeisuuskäyrän muotoa kuvaavaa parametria C_c , joka on esitelty työssä aiemmin kappaleessa 2.3 Luonnonmateriaalien rakeisuus ja raemuoto, ei koetulosten perusteella voi käyttää ennustamaan kantavuutta. Tutkittavat rakeisuuskäyrät ovat melko suorilla välillä d_{10} – d_{60} . Mahdollisesti selvästi enemmän koverilla tai kuperilla rakeisuuskäyrillä C_c :n ja kantavuuden välillä voisi olla yhteys. Koepenkereiden kantavuudet C_c :n suhteen esitetty kuvassa 7.7.



Kuva 7.7: Koepenkereiden kantavuuden ja rakeisuuskäyrän muotoparametrien välinen yhteys

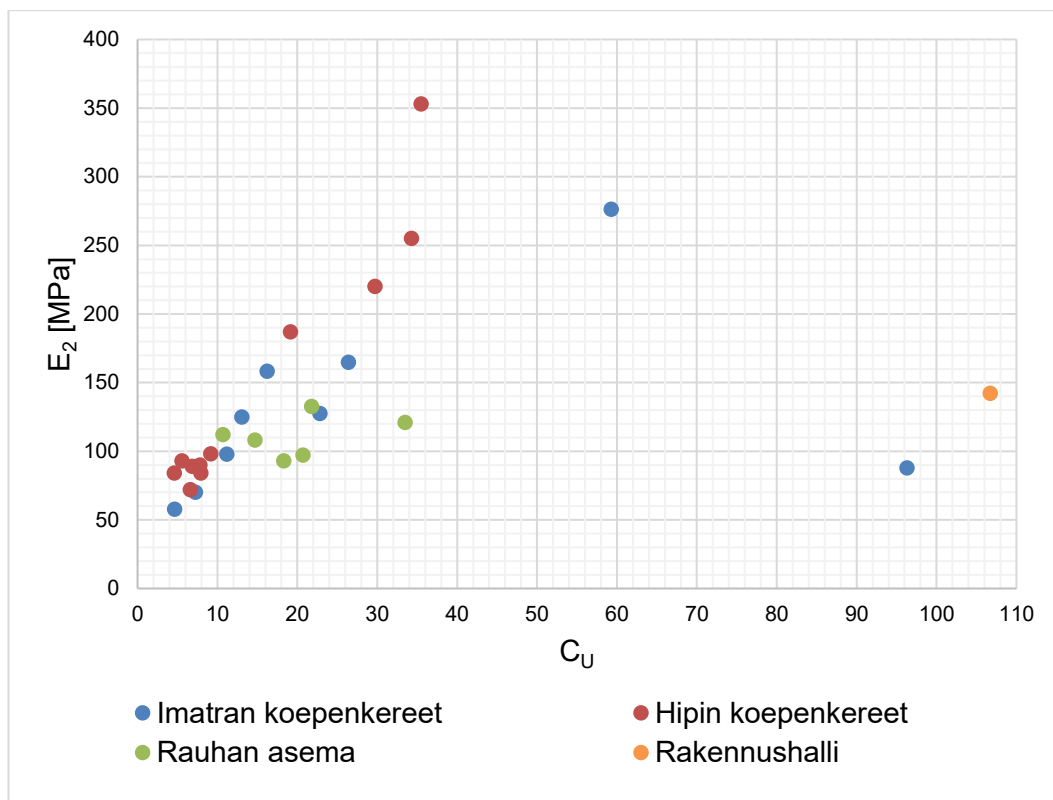
Koetuloksista tehtiin havainto, että 2 mm raekokoa vastaava läpäisyprosentti on yhteydessä rakenteen kantavuuteen kuvassa 7.8 esitetyllä tavalla.



Kuva 7.8: Kantavuuden riippuvuus alle 2 mm rakeiden osuudesta koepenkereillä

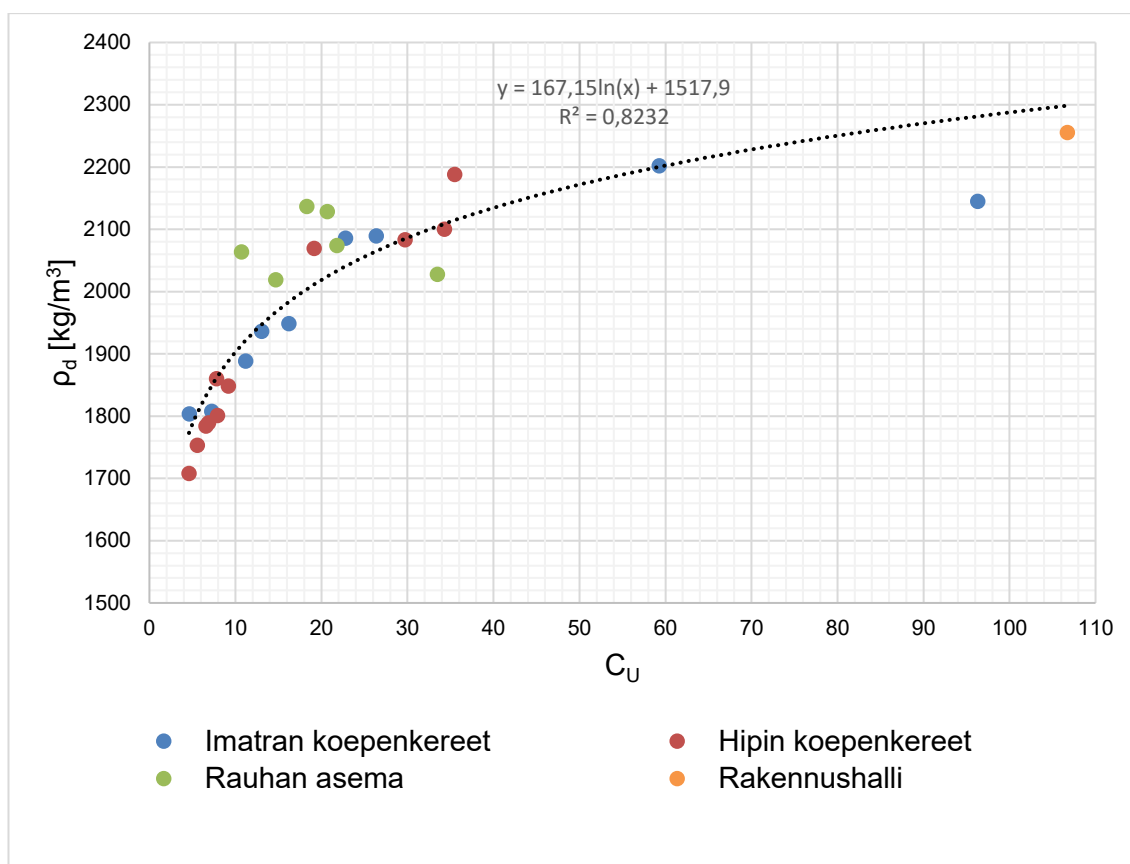
Tämä havainto on linjassa sen kanssa, että Yidetin et al. (2013a) esittämässä laskentamenetelmässä 2 mm on primäärirakenteen alaraja. Sovitekäyrän alapuolelle jääneet pisteet ovat koepenkereiden G ja J mittaustulokset. Nämä materiaalit todettiin myös aiemmin esitettyjen tulosten perusteella ongelmallisiksi.

Raekokosuhte C_U vaikuttaisi olevan jossain määrin yhteydessä kantavuuteen. Kuvassa 7.9 on esitetty tämä yhteys tämän tutkimuksen, Rauhan asema 3:n ja Seinäjoki–Ruuhankkeen Hipin koepenkereiden ja rakennushallin koerakenteen tutkimustuloksissa.



Kuva 7.9: Koepenkereiden kantavuuden ja raekokosuhteen välinen yhteys

Riittävän pienillä C_U :n arvoilla vaikuttaisi tulosten perusteella siltä, että kantavuus kasvaa C_U :n kasvaessa. Koemateriaaleista vain yksi Imatran koepenkereen materiaali ja rakennushallin materiaali olivat erittäin sekarakeisia, joten tulosten perusteella ei voi päätellä, kuinka kantavuus riippuu raekokosuhteesta silloin, kun raekokosuhte on suuri. Tämän tutkimuksen, Rauhan asema 3:n, Seinäjoki–Ruha-hankkeen Hipin koepenkereiden ja rakennushallin koerakenteen mittaustulosten perusteella nähdään, että raekokosuhte vaikuttaa etenkin alle 40:n arvoilla selvästi kuivairtitiheyteen. Kuvassa 7.10 on esitetty raekokosuhteen ja kuivairtitiheyden yhteys.



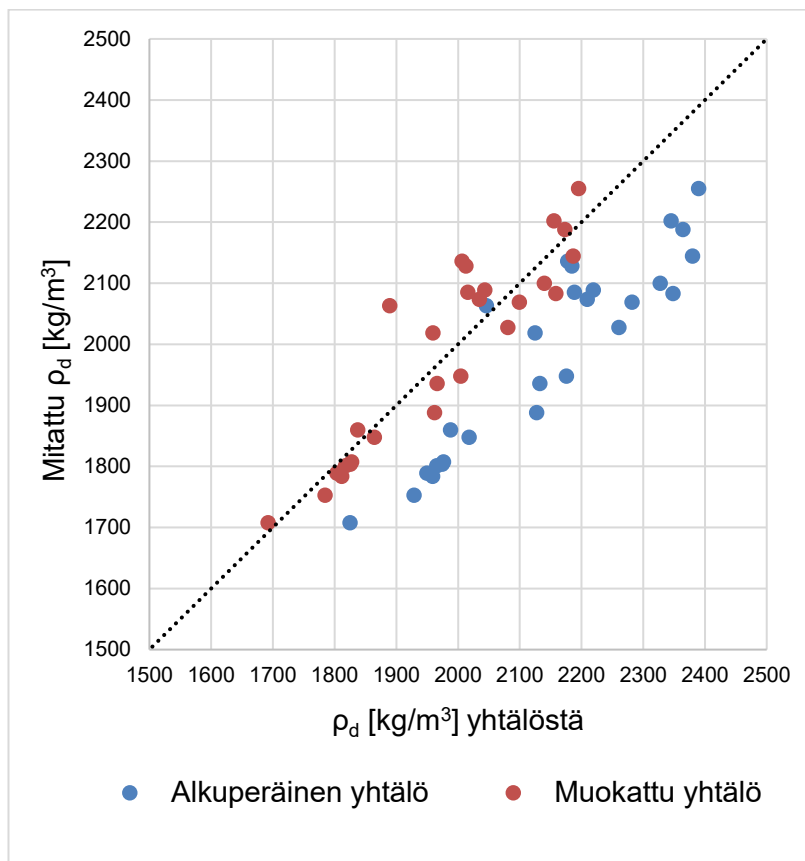
Kuva 7.10: Kuivairtitiheyden riippuvuus raekokosuhteesta

Kuvassa 7.9 esitetty riippuvuus vastaa melko hyvin kuvassa 2.11 esitettyä Proctor-kokeella määritetyn maksimikuivairtitiheyden ja raekokosuhteen välistä riippuvuutta. Havainto on linjassa Zou et al. (2011) esittämän pakkautumisteorian mukaisen periaatteen kanssa, missä karkearakeisilla materiaaleilla raekokojakauman laajentuessa huokoisuus pienenee. Ilmiötä, jossa huokoisuus alkaa jälleen kasvaa hyvin sekarakeisilla materiaaleilla, ei voida koetuloksista havaita. Koemateriaaleja, joiden raekokosuhte on yli 40 on vain vähän, joten hyvin sekarakeisten materiaalien käyttäytymisestä on hankala tehdä varmoja johtopäätöksiä. Havaittu yhteys on vastaava kuin Proctor-kokeella määritettävän maksimikuivatilavuuspainon yhtälö (kaava 6), jossa muuttujina ovat raekokosuhte ja läpäisyprosenttia d_{80} vastaava raekoko. Proctor-kokeella määrittävät kuivairtitiheydet ovat kuitenkin järjestelmällisesti hieman kenttäolosuhteissa mitattavia tiiviyyksiä suurempia.

Yhtälöä (kaava 6) muokataan siten, että sitä voidaan hyödyntää eristys- ja välikerroksen luonnonmateriaalin kuivairtitiheyden arviointiin rakeisuuskäyrän perusteella. Yhtälön luonnollisten logaritmien kertoimien painoarvo pidetään samana kuin alkuperäisessä yhtälössä kertomalla kumpikin kertoimella 0,89. Tällä kertoimella mittaustulokset saadaan parhaimmin vastaamaan yhtälöllä laskettuja arvoja. Lisäksi vakiota 1694 kg/m^3 lasketaan arvoon 1575 kg/m^3 , jolloin saadaan kaava 26.

$$\rho_d = 1575 + 63,546 \ln d_{80} + 81,2036 \ln C_U \quad (26)$$

Alkuperäinen yhtälö on esitetty maksimikuivairtotehtytenä, mutta muokatussa kaavassa suureena on kuivairtotehtyys. Kuvassa 7.11 on esitetty alkuperäisellä ja muokatulla yhtälöllä lasketut kuivairtotehtyden arvot verrattuna mitattuihin arvoihin.



Kuva 7.11: Kuivairtotehtyys alkuperäisen ja muokatun yhtälön perusteella

Korjatulla yhtälöllä lasketut arvot vastaavat enimmäkseen hyvin rakenteesta mitattuja arvoja. Yhtälöä käytetään kuivairtotehtyden ennustamiseen Yidetin et al. (2013a) esittämän laskentamenetelmän soveltamisessa kantavuuden ennustamiseen.

7.3 Yidetin esittämän laskentamenetelmän soveltaminen

Yidetin et al (2014) väitöskirjassa ja siihen liittyvissä artikkeleissa (2013a, 2013b, 2013c) esiteltiin laskentamenetelmä, jolla rakeisuuskäyrästä pääteltiin erilaisia parametreja, jotka korreloivat kokeellisesti mitattujen suureiden kanssa. Tutkittuja suureita olivat resilienssi-moduuli, CBR ja pysyvät muodonmuutokset. Tässä työssä tutkitaan, onko rakeisuuskäyrästä määritettävien parametrien ja levykuormituskokeella määritettävän E_2 -arvon välillä riippuvuussuhdetta.

Laskentamenetelmä perustuu lajitteiden osuuksiin kokonaistilavuudesta. Koepenkeistä on tiedossa Troxler-mittauksilla määritetyt kuivairtoteiheydet, joiden lisäksi kiviaineksen tilavuusosuuden määrittämiseen tarvitaan kiviaineksen kiintoteiheyden. Penkereistä A–F ja rakennushallin koerakenteesta määritettiin Troxler-mittauksilla huokoisuus, jonka perusteella voidaan laskea materiaalin kiintoteiheyden. Huokoisuuden määrittäminen Troxler-mittauksen perusteella ei ole tarkka menetelmä, mutta se antaa suuntaa antavia tuloksia. Kiintoteiheydet eri penkereiden materiaaleilla vaihtelevat välillä 2630–2676 kg/m³. Kiintoteiheyden on suurin hienorakeisimmalla materiaalilla D ja alhaisin karkeimmalla materiaalilla F. Kiintoteiheyksien keskiarvo on 2660 kg/m³, jota käytetään muiden penkereiden materiaalien kiintoteiheydenä sekä myöhemmin kiintoteiheyden vakioarvona laskentamenetelmän soveltamisessa. Jos kiviaineksen kiintoteiheyden on selvästi tästä vakioarvosta poikkeava, tulee laskelmissa käyttää tätä poikkeavaa arvoa. Kiintoteiheyden ja kuivairtoteiheyden avulla koepenkereille voidaan määrittää kiviaineksen tilavuusosuus V_{agg} prosentteina ja huokoisuus, jonka tunnuksena Yidetin et al. (2013a) menetelmässä on V_{voids} . Huokokset ovat joko ilmalla tai vedellä täyttyneitä.

Primäärirakenteen V_{PS} määrittämistä varten ensin tulee määrittää seulakokoja vastaavat ylä- ja alarajat huokosten läpimitan painotetulle keskiarvolle $d_{w,avg}$ kaavalla 19. Taulukossa 7.1 on esitetty standardiseulakokoja vastaavat rajat.

Taulukko 7.1: $d_{w,avg}$ ala- ja ylärajat standardiseuloille

seula [mm]	$d_{w,avg}$ min [mm]	$d_{w,avg}$ max [mm]
125	-	-
63	51,14	63,46
31,5	25,58	31,79
16	12,98	16,09
8	6,50	8,07
4	3,25	4,04
2	1,62	2,02

Kaavalla 17 määritetään kahden peräkkäisen seulakoon lajitteiden tilavuusosuuksilla painotettu keskiarvo $D_{w,avg}$. Sen perusteella kaavalla 18 määritettyä huokosten läpimitan painotettua keskiarvoa $d_{w,avg}$ verrataan ylä- ja alarajoihin 2 mm seulakokoon asti. Disruptiivisiin materiaaleihin (DM) kuuluvat sekundäärirakenteen lajitteet, joiden raekoko on enemmän kuin 0,225 kertaa primäärirakenteen pienin raekoko. Taulukossa 7.2 on esitetty penkereen A rakeisuuskäyrälle tehtyjen laskelmien tulokset.

Taulukko 7.2: Primäärirakenteen ja DM:n määrittäminen penkereen A materiaalille

Seula [mm]	Seulalle jäänyt [%]	$D_{w,avg}$ [mm]	$d_{w,avg}$ [mm]	$d_{w,avg}$ min [mm]	$d_{w,avg}$ max [mm]
125	0				
		63,00	46,12	51,14	63,46
63	3,67				
		34,09	24,96	25,58	31,79
31,5	11,54				
		19,24	14,08	12,98	16,09
16	12,07				
		10,01	7,33	6,50	8,07
8	9,51				
		4,73	3,46	3,25	4,04
4	11,62				
		2,41	1,77	1,62	2,02
2	12,00				
1	14,53				
0,5	12,80				
0,25	7,49				
0,125	2,39				
0,063	0,85				
< 0,063	1,51				

Taulukossa on vihreällä esitetty rajojen sisällä olevat $d_{w,avg}$ arvot ja punaisella rajojen ulkopuolelle jäävät arvot. Sinisellä pohjalla ovat ne raekoot, jotka kuuluvat primäärirakenteeseen ja oranssilla pohjalla on merkitty DM:n raekoot. Penkereen A materiaalista 3,67 % on ylisuuria rakeita, 56,75 % on primäärirakennetta ja 39,58 % sekundäärirakennetta. Disruptiivisia materiaaleja ovat kaikki 0,5–2 mm lajitteet, joiden osuus on yhteensä 27,34 %. Taulukossa 7.3 on esitetty kaikkien tämän tutkimuksen, Rauhan asema 3:n, Seinäjoki–Ruha-hankkeen Hipin koepenkereiden ja rakennushallin koerakenteen materiaalien kuivairtotehdet ρ_d , kiintotehdet ρ_s , kiviaineksen määrät V_{agg} , huokoisuudet V_{voids} , primäärirakenteen ja DM:n raekokoalueet, primäärirakenteen osuudet koko tilavuudesta V_{PS} , sekundäärirakenteen osuudet V_{SS} , ylisuurten rakeiden osuudet $V_{>PS}$, ja DM:n osuudet V_{DM} .

Taulukko 7.3: Koepenkereille määritetyt parametrit

Penger	ρ_d [kg/m ³]	ρ_s [kg/m ³]	V_{agg} (%)	V_{voids} (%)	PS (mm)	DM (mm)	V_{PS} (%)	V_{SS} (%)	$V_{>PS}$ (%)	V_{DM} (%)
Tämän tutkimuksen koepenkereet										
A	1948	2668	73,0	27,0	63–2	2–0,5	41,4	28,9	2,7	20,0
B	2089	2663	78,5	21,5	63–2	2–0,5	39,6	36,4	2,5	19,7
C	1804	2668	67,6	32,4	63–2	2–0,5	20,9	46,7	0	23,4
D	1808	2678	67,5	32,5	63–2	2–0,5	19,7	47,8	0	22,9
E	1936	2654	72,9	27,1	63–2	2–0,5	31,4	41,6	0	21,2
F	2202	2630	83,7	16,3	63–2	2–0,5	51,9	22,9	8,9	13,8
G	2145	2660	80,6	19,4	90–16	16–4	34,0	46,6	0	8,5
J	1888	2660	71,0	29,0	63–2	2–0,5	39,3	31,7	0	24,3
K	2086	2660	78,4	21,6	63–2	2–0,5	36,9	41,5	0	19,6
Rauhan asema 3										
EK 1 (6+2)	2028	2660	76,2	23,8	90–2	2–0,5	39,6	36,6	0	21,0
EK 1 (8)	2019	2660	75,9	24,1	63–2	2–0,5	31,9	44,0	0	26,0
EK 2 (6+2)	2063	2660	77,6	22,4	63–2	2–0,5	26,4	51,2	0	27,0
EK 2 (8)	2074	2660	78,0	22,0	90–2	2–0,5	34,3	43,7	0	22,0
EK 3 (6+2)	2136	2660	80,3	19,7	31,5–2	2–0,5	35,3	37,7	7,2	26,0
EK 3 (8)	2128	2660	80,0	20,0	31,5–2	2–0,5	41,6	32,8	5,6	27,0
Hipin koepenkereet, eristyskerros										
KR 4	1860	2660	69,9	30,1	8–2	2–0,5	33,6	34,3	2,1	35,0
KR 5	1784	2660	67,1	32,9	8–2	2–0,5	20,8	44,3	2,0	45,0
KR 6	1848	2660	69,5	30,5	8–2	2–0,5	34,0	30,6	4,9	30,0
KR 11	1801	2660	67,7	32,3	8–2	2–0,5	21,0	46,0	0,7	42,0
KR 12	1789	2660	67,3	32,7	8–2	2–0,5	16,8	48,4	2,0	43,0
KR 13	1753	2660	65,9	34,1	8–2	2–0,5	17,1	47,4	1,3	50,0
KR 14	1708	2660	64,2	35,8	4–2	2–0,5	0,6	62,9	0,6	52,0
Hipin koepenkereet, välikerros										
KR 4	2100	2660	78,9	21,1	125–2	2–0,5	57,6	15,8	5,5	13,2
KR 11	2188	2660	82,3	17,7	150–2	2–0,5	70,2	12,1	0	10,9
KR 12	2083	2660	78,3	21,7	125–2	2–0,5	49,3	13,3	15,7	12,0
KR 13	2069	2660	77,8	22,2	150–2	2–0,5	64,6	13,2	0	12,0
Rakennushallin koerakenne										
-	2255	2647	85,2	14,8	150–2	16–4	41,0	44,2	0	8,5

Kaikilla tämän tutkimuksen koepenkereillä pengertä G lukuun ottamatta primäärirakenne koostuu yli 2 mm lajitteista. Penkereillä A, B ja F yli 63 mm lajitteiden osuus on melko pieni, joten ne lasketaan ylisuuriksi rakeiksi. Penkereellä G 8–16 mm rakeiden osuus on

vain 4,6 %, joten sen ja 16–32 mm rakeiden välillä ei ole riittävää vuorovaikutusta. Tästä syystä primäärirakenteeseen kuuluvat vain yli 16 mm lajitteet.

Primäärirakenteen huokostilavuus V_{free}^{PS} lasketaan kertomalla huokostilavuus primäärirakenteen osuudella kiintoaineksesta. Vastaavalla tavalla lasketaan myös sekundäärirakenteen huokostilavuus V_{free}^{SS} . Disruptiopotentiaali DP lasketaan primäärirakenteen huokostilavuuden ja disruptiivisten materiaalien osuuden V_{DM} avulla kaavan 20 mukaisesti. Esitettyjen parametrien perusteella voidaan laskea myös primäärirakenteen huokoisuus n_{PS} , koordinaatioluku cn_{PS} ja raerungon huokoisuus e_s kaavojen 21, 22 ja 23 mukaisesti. Lasketut arvot on esitetty taulukossa 7.4.

Taulukko 7.4: Koepenkereiden rakeisuuksien perusteella määritetyt suureet

Penger	V _{free} ^{PS} [%]	V _{free} ^{SS} [%]	DP	n _{PS}	cn _{PS}	e _s
Tämän tutkimuksen koepenkereet						
A	15,3 %	10,7 %	1,30	57 %	5,12	0,37
B	10,9 %	10,0 %	1,81	59 %	4,93	0,27
C	10,0 %	22,4 %	2,33	79 %	3,63	0,48
D	9,5 %	23,0 %	2,42	80 %	3,57	0,48
E	11,6 %	15,4 %	1,82	69 %	4,23	0,37
F	10,1 %	4,4 %	1,37	43 %	6,97	0,19
G	8,2 %	11,2 %	1,04	66 %	4,41	0,24
J	16,1 %	13,0 %	1,51	61 %	4,82	0,41
K	10,2 %	11,4 %	1,93	63 %	4,62	0,28
Rauhan asema 3						
EK 1 (6+2)	12,4 %	11,4 %	1,70	60 %	4,85	0,31
EK 1 (8)	10,1 %	14,0 %	2,57	68 %	4,26	0,32
EK 2 (6+2)	7,6 %	14,8 %	3,54	74 %	3,92	0,29
EK 2 (8)	9,7 %	12,3 %	2,27	66 %	4,43	0,28
EK 3 (6+2)	8,7 %	9,3 %	3,00	62 %	4,72	0,25
EK 3 (8)	10,4 %	8,2 %	2,60	56 %	5,26	0,25
Hipin koepenkereet, eristyskerros						
KR 4	14,4 %	14,7 %	2,42	66 %	4,43	0,43
KR 5	10,2 %	21,7 %	4,41	79 %	3,65	0,49
KR 6	15,0 %	13,4 %	2,01	64 %	4,54	0,44
KR 11	10,0 %	22,0 %	4,20	79 %	3,64	0,48
KR 12	8,2 %	23,6 %	5,25	83 %	3,46	0,49
KR 13	8,9 %	24,6 %	5,64	83 %	3,47	0,52
KR 14	0,4 %	35,1 %	145,29	99 %	2,85	0,56
Hipin koepenkereet, välikerros						
KR 4	15,4 %	4,2 %	0,86	39 %	7,74	0,27
KR 11	15,1 %	2,6 %	0,72	30 %	10,30	0,22
KR 12	13,7 %	3,7 %	0,88	42 %	7,24	0,28
KR 13	18,4 %	3,8 %	0,65	35 %	8,57	0,29
Rakennushallin koerakenne						
-	7,1 %	7,7 %	1,20	59 %	4,97	0,17

Hipin koepenkereiden paksuudeltaan 0,3 m olevien välikerrosten kantavuuksiin vaikuttaa merkittävästi alapuolisen eristyskerroksen päältä saatava kantavuus. Välikerrosten levykuormituskokeiden tulosten hyödyntämistä varten niiden tarkempaa kantavuutta arvioidaan Odemarkin mitoitusmenettelyllä tehtävällä takaisinlaskennalla. Tarkoituksena

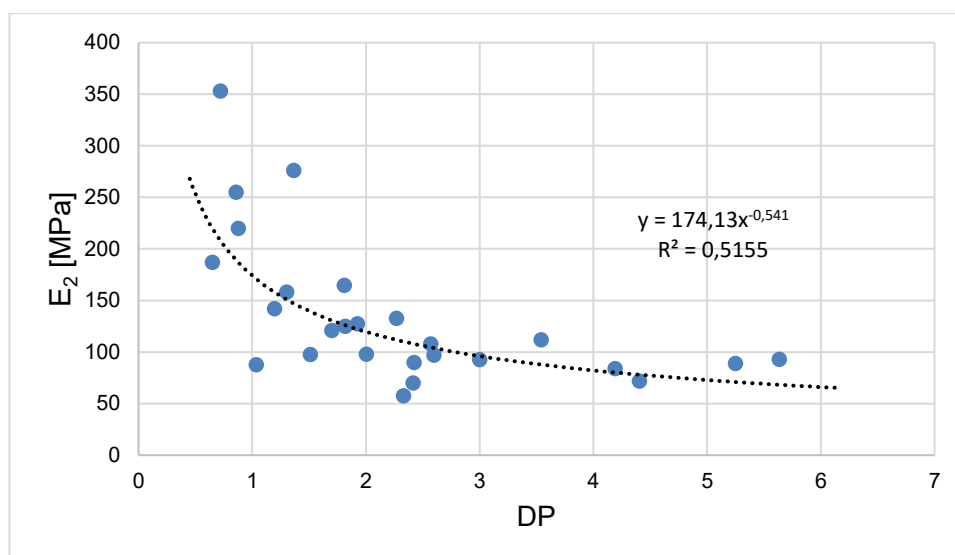
menettelyllä on löytää kantavuudet, jotka voitaisiin saavuttaa pelkästään välikerrosma-
teriaalista rakennettavilla penkereillä. Taulukossa 7.5 on esitetty välikerrosten päältä mi-
tattu kantavuus, alapuolisen eristyskerroksen päältä mitattu kantavuus sekä välikerrok-
sen moduularvo, jolla rakenteesta saadaan mitattu kantavuus.

Taulukko 7.5: Odemarkin mitoitusmenettelyllä korjatut Hipin koerakenteiden väliker-
rosten kantavuudet

Koerakenne	E ₂ mitattu [MPa]	E ₂ eristyskerros [MPa]	Välikerroksen E-moduuli [MPa]
KR 4	171	98	255
KR 11	187	84	353
KR 12	151	89	220
KR 13	141	93	187

Taulukossa esitettyjä korjattuja arvoja käytetään tulosten analysoinnissa Hipin koeraken-
teiden välikerrosten kantavuuksina.

Yideti et al. (2013a) esitti, että disruptiopotentiaalin ja pysyvien muodonmuutosten välillä
on yhteys. DP:n arvoilla 0,5–0,9 pysyvien muodonmuutosten pitäisi olla pienimmillään.
Tätä suuremmilla tai pienemmällä arvoilla pysyvät muodonmuutokset noudattavat kas-
vavaa trendiä. Kuvassa 7.12 on esitetty levykuormituskokeista määritetyn E₂-arvon ja
DP:n välinen yhteys.

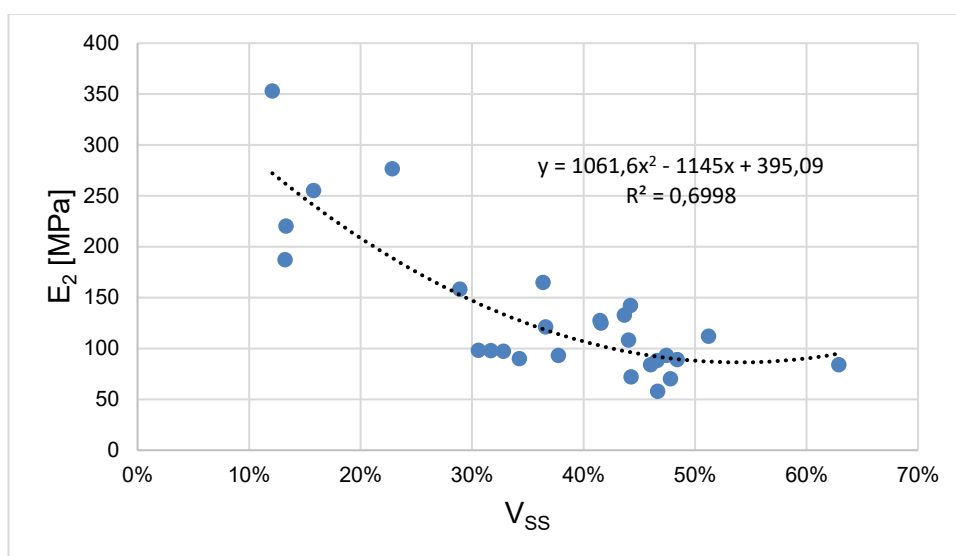


Kuva 7.12: Kantavuuden riippuvuus disruptiopotentiaalista

Tuloksista on jätetty pois Hipin koerakenne 14:n eristyskerroksen DP, joka on 145,29, ja
jonka kantavuudeksi on mitattu 84 MPa. Tutkimustuloksista on osittain havaittavissa Yi-
detin et al. (2013a) havaintoja vastaava yhteys. E₂-arvo laskee DP:n kasvaessa noin
arvosta 0,5 ylöspäin. Kantavuuden alenemista DP:n ollessa alle 0,5 ei tutkimustuloksista

voida päätellä. Yidetin et al. (2013c) mukaan myös CBR-arvo kasvaa DP:n kasvaessa välillä 0,1–1,0, mutta vastaavaa yhteyttä ei voida tämän tutkimuksen tuloksista havaita DP:n ja E_2 -arvon välillä.

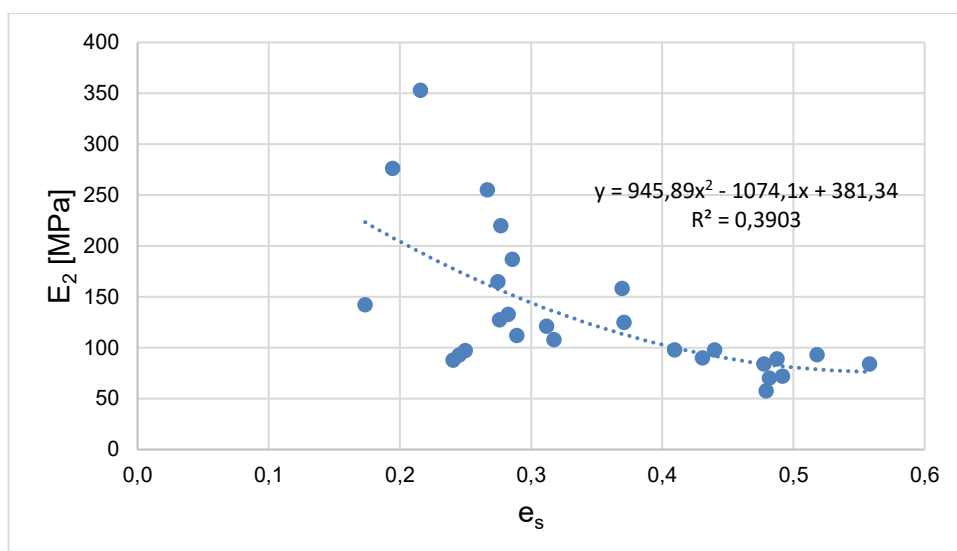
Yidetin et al. (2013a) artikkelissa esitettiin, että pysyvät muodonmuutokset ovat riippuvaisia sekundäärirakenteen määrästä. Sekundäärirakenteen osuuden vaikutus kantavuuteen on esitetty kuvassa 7.13.



Kuva 7.13: Sekundäärirakenteen osuuden vaikutus kantavuuteen

Optimimäärää suuremmilla tai pienemmillä määrillä sekundäärirakennetta pysyvät muodonmuutokset ovat suurempia (Yideti et al. 2013a). Koeaineistossa ei ole mukana matalan, alle 12 % V_{SS} :n materiaaleja. Kantavuuden laskemista matalilla V_{SS} :n arvoilla ei siksi voida havaita.

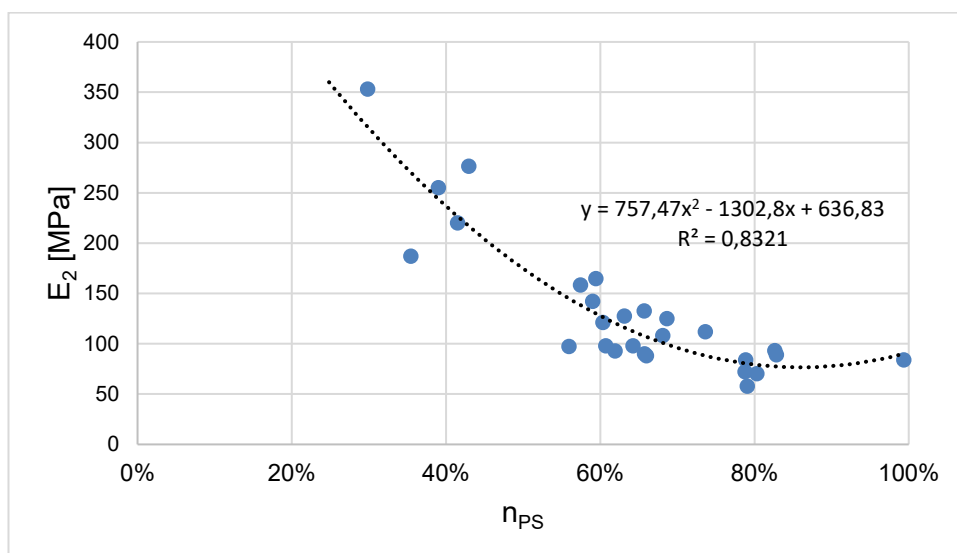
Raerungon huokoisuus e_s on Yidetin et al. (2013c) mukaan CBR-arvoon vaikuttava tekijä. Kuvassa 7.14 on esitetty koepenkereiden E_2 -arvojen riippuvuus raerungon huokoisuudesta.



Kuva 7.14: Raerungon huokoisuuden vaikutus kantavuuteen

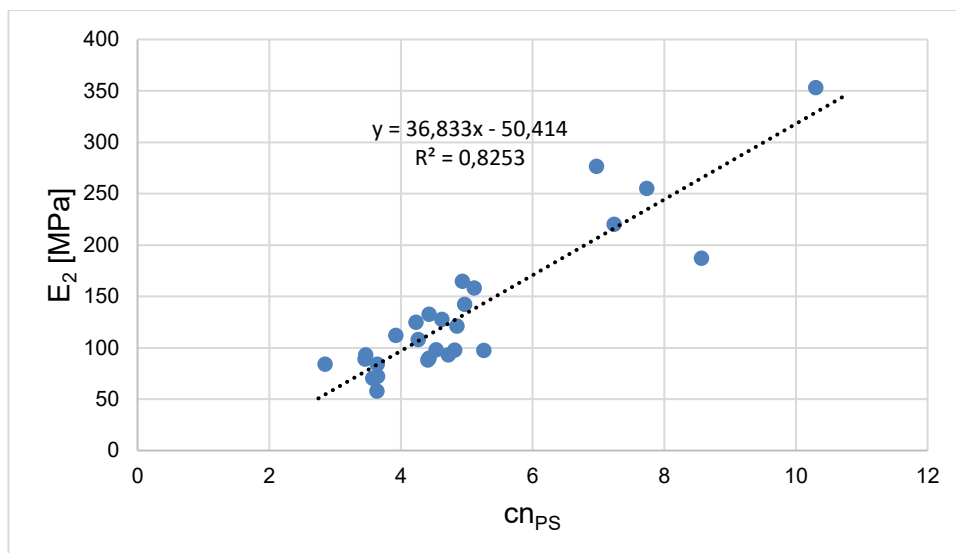
Kuvasta nähdään, että raerungon huokoisuuden kasvaminen heikentää kantavuutta. Yhteys ei kuitenkaan ole yhtä johdonmukainen kuin Yidetin et al. (2013c) esittämä e_s :n korrelaatio CBR-arvon kanssa.

Primäärirakenteen huokoisuus n_{PS} on Yidetin et al. (2013b) mukaan resilient-moduulin kanssa korreloiva tekijä. Resilient-moduuli laskee lineaarisesti n_{PS} :n kasvaessa noin 30:sta 70 %:iin. Koepenkereiden mittaustuloksissa on havaittavissa vastaava yhteys, jossa E_2 laskee n_{PS} :n kasvaessa noin 30 %:sta 100 %:iin. Tämä yhteys on esitetty kuvassa 7.15.



Kuva 7.15: Primäärirakenteen huokoisuuden vaikutus kantavuuteen

Primäärirakenteen huokoisuuden avulla määritettävä primäärirakenteen koordinaatioluku cn_{PS} on tutkimusaineiston perusteella n_{PS} :n ohella selvimmin kantavuuteen vaikuttava tekijä. Tämä yhteys on esitetty kuvassa 7.16.



Kuva 7.16: Koordinaatioluvun vaikutus kantavuuteen

Koemateriaalien primäärirakenteen koordinaatioluvut ovat välillä 2,8–10,3. Tällä välillä kantavuus kasvaa cn_{PS} :n kasvaessa. Korrelaation perusteella määritettyä yhtälöä voidaan mahdollisesti hyödyntää eristys- ja välikerrosten rakeisuusohjealueella tai lähellä sitä sijaitsevien luonnonmateriaalien kantavuuden arviointiin kaavan 27 mukaisesti.

$$E_2 = 36,833cn_{PS} - 50,414, \quad (27)$$

Yhtälö on esitetty yksiköttömässä muodossa. Tuloksena saatavan E_2 :n yksikkönä on MPa. Koordinaatioluvun kaavasta 22 pienin mahdollinen saatava cn_{PS} on 2,827 silloin, kun primäärirakenteen huokoisuus n_{PS} on 100 %, joten pienin mahdollinen kaavalla 27 saatava E_2 on 53,7 MPa.

7.4 Kantavuuden arviointi laskentamenetelmällä

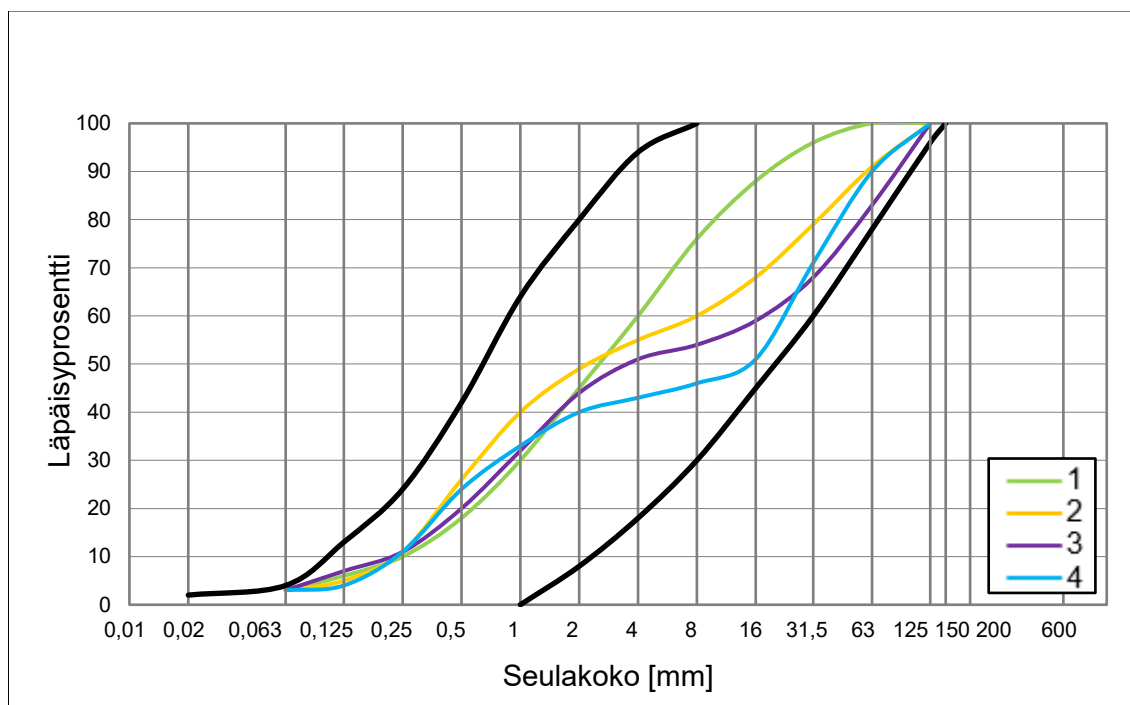
Esitellyn laskentamenetelmän hyödyntämisessä kantavuuden arviointiin tulee ensin määrittää raekokosuhte C_U ja läpäisyprosenttia d_{80} vastaava raekoko rakeisuuskäyrästä. Kaavalla 26 saadaan arvio siitä, mihin kuivairtitiheyden materiaali on mahdollista tiivistää C_U :n ja d_{80} :n perusteella. Kiviaineksen kiintotiheyden ja lasketun kuivairtitiheyden avulla voidaan määrittää kiviaineksen ja huokosten osuudet tiivistetystä rakenteesta. Tässä työssä kiintotiheyden arvona käytetään Troxler-mittauksilla määritettyä koepenkereiden materiaalien kiintotiheyksien keskiarvoa 2660 kg/m^3 .

Rakeisuuskäyrästä tunnistetaan seuraavaksi primäärirakenteen, sekundäärirakenteen ja ylisuurten rakeiden raekokoalueet ja määritetään niiden osuudet koko rakenteen tilavuudesta. Kaavalla 21 määritetään sekundäärirakenteen osuuden V_{SS} , huokoisuuden V_{voids} ja ylisuurten rakeiden osuuden $V_{>PS}$ avulla primäärirakenteen huokoisuus n_{PS} , jonka avulla lasketaan kaavalla 22 primäärirakenteen koordinaatioluku cn_{PS} . Kaavalla 27

voidaan lopuksi määrittää arvio levykuormituksella mitattavasta E_2 -arvosta c_{nPS} :n perusteella.

Laskentamenetelmää voidaan arvioida soveltamalla sitä erilaisille kokeellisille rakeisuuskäyrille. Soveltamalla menetelmää rakeisuuskäyrälle, joka vastaa eristys- ja välikerroksen materiaalin ohjealueen alarajaa (vasen reuna) kantavuudeksi E_2 saadaan 54 MPa. Materiaalilla primäärirakenteen osuus on 0 % ja sekundäärirakenteen 100 %, joten kantavuus on heikoin mahdollinen laskentamenetelmällä saatava arvo. Vastaavasti ohjealueen ylärajan (oikea reuna) mukaiselle rakeisuuskäyrälle kantavuudeksi saadaan 329 MPa. Tällä rakeisuuskäyrällä primäärirakenteen osuus on 88 %, sekundäärirakenteen osuus 8 % ja ylisuurten rakeiden osuus 4 %. Koordinaatiluku c_{nPS} tällä rakeisuuskäyrällä on 10,31.

Eristyskerroksesta levykuormituskokeella mitattujen kantavuusarvojen keskiarvovaatimus on InfraRYL:n mukaan 130 MPa. Rakeisuuskäyrät 1, 2, 3 ja 4 ovat esimerkkejä rakeisuuskäyristä, joilla laskentamallin mukaan saavutetaan tämä kantavuus. Kaikilla rakeisuuskäyrillä hienoainespitoisuus on 3 %. Rakeisuuskäyrät 1–4 on esitetty kuvassa 7.17.



Kuva 7.17: Kokeelliset rakeisuuskäyrät 1–4

Rakeisuuskäyrä 1 on ohjekäyrien suuntainen ja suunnilleen niiden puolivälissä. Tällä rakeisuuskäyrällä primäärirakenne koostuu kaikista yli 2 mm lajitteista. Rakeisuuskäyrillä 2–4 on eri muotoinen "hiekkapatti". Rakeisuuskäyrä 2:lla kaikki yli 2 mm lajitteet kuuluvat

primäärirakenteeseen. Rakeisuuskäyrä 3:lla 2–4 mm lajitetta on liian suuri määrä suhteessa 4–8 mm lajitteeseen, joten primäärirakenteeseen kuuluvat kaikki yli 4 mm lajitteet. Rakeisuuskäyrä 4:llä primäärirakenteen muodostavat kaikki yli 16 mm lajitteet. Tässä materiaalissa 8–16 mm osuus on liian pieni 16–31,5 mm osuuteen verrattuna. Rakeisuuskäyrillä 2–4 karkearakeinen osuus on selvästi suurempi kuin käyrällä 1, mutta laskennallinen kantavuusarvo on sama rakeisuuskäyrien epäedullisten muotojen takia. Taulukossa 7.6 on esitetty laskentamenetelmässä käytettävät rakeisuuskäyrästä tunnistettavat parametrit ja arvioitu kantavuusarvo.

Taulukko 7.6: Kokeellisilla rakeisuuskäyrillä saadut parametrit ja kantavuudet

Rakeisuuskäyrä	ρ_d [kg/m ³]	V_{agg} [%]	V_{voids} [%]	PS [mm]	V_{PS} [%]	V_{SS} [%]	$V_{>PS}$ [%]	n_{PS} [%]	$c_{n_{PS}}$	E_2 [MPa]
Alaraja	1796	67,5	32,5	-	0,0	67,5	0,0	100,0	2,83	54
Yläaraja	2056	77,3	22,7	2-125	68,0	6,2	3,1	29,8	10,31	329
1	1947	73,2	26,8	2-63	40,3	32,9	0,0	59,7	4,90	130
2	2089	78,5	21,5	2-125	40,0	38,5	0,0	60,0	4,88	130
3	2187	82,2	17,8	4-125	40,3	41,9	0,0	59,7	4,91	130
4	2186	82,2	17,8	8-125	40,3	41,9	0,0	59,7	4,90	130

7.5 Laskentamenetelmän arviointi

Laskentamenetelmällä on mahdollista saada parempia arvioita luonnonmateriaaleista rakennettujen penkereiden kantavuuksista kuin muilla arviointimenetelmillä, kuten ohjekäyrästäöillä tai rakeisuuskäyrästä määritettävillä yksinkertaisilla tunnusluvuilla. Kantavuuteen vaikuttaa olennaisesti rakeisuuskäyrän sijainti ohjealueella, eli se kuinka hieno- tai karkearakeista materiaali on. Lähellä vasenta reunaa olevilla materiaaleilla saavutetaan heikkoja kantavuuksia ja lähellä oikeaa reunaa olevilla materiaaleilla korkeita kantavuuksia. Menetelmä ottaa tämän huomioon ensisijaisesti primääri- ja sekundäärirakenteiden osuuksilla, joiden rajaksi on asetettu 2 mm. Menetelmällä tunnistetaan myös ylisuuret rakeet, jotka eivät juurikaan vaikuta materiaalin käyttäytymiseen.

Toinen kantavuuteen merkittävästi vaikuttava tekijä on rakeisuuskäyrän muoto. Menetelmällä on mahdollista tunnistaa tilanteet, jossa tiettyä lajitetta on joko liikaa tai liian vähän suhteessa viereisten raekokojen lajitteisiin. Näissä tapauksissa kyseinen lajite ei toimi osana kantavaa raerunkoa. Käytännössä tämä tulee kyseeseen silloin, kun rakeisuuskäyrässä on selvästi muuta rakeisuuskäyrää loivempi tai jyrkempi osuus yli 2 mm rakeisuusalueella. Alle 2 mm alueella rakeisuuskäyrän muodon merkitys ei ole enää yhtä suuri.

Menetelmää voi tässä työssä esitetyillä empiirisillä yhtälöillä soveltaa ainoastaan eristys- ja välikerrosten ohjealueen luonnonmateriaaleille. Kaikki koeaineiston materiaalit ovat lisäksi peräisin harjuista tai reunamuodostumista ja ne ovat raemuodoltaan pääasiassa pyöreähköjä. Partikkelien pakkautumismalli on kuitenkin laadittu täysin pyöreille partikkeleille, mikä ei täysin vastaa luonnonmateriaaleja. Laskentamenetelmää voi olla mahdollista soveltaa esimerkiksi moreenimaalajeille tai kalliomurskeille, mutta niitä varten tulisi määrittää uudet empiiriset korrelaatiot.

Mahdollisesti merkittävin menetelmän heikkous on se, että se voi joissain tapauksissa olla herkkä pienillekin lajitteiden prosentiosuuksien muutoksille. Pienikin muutos voi vaikuttaa siihen, kuuluuko jokin raekoko primääri- vai sekundäärirakenteeseen ja siten vaikuttaa merkittävästi ennustettuun kantavuuteen. Todellisuudessa jonkin lajitteen osuuden kasvattaminen tai laskeminen prosentilla vaikuttaa kantavuuteen laskentamenetelmään verrattuna selvästi vähemmän. Tämä ongelma koskee vain joitain rakeisuuskäyriä.

Tutkimuksen tausta-aineistossa on hyvin vähän karkearakeisia materiaaleja, joiden rakeisuuskäyrä on lähellä ohjealueen oikeaa reunaa. Kantavuuden ja koordinaatioluvun c_{nPS} välinen yhteys ei tästä syystä ole yhtä varma kuin alemman koordinaatioluvun ($c_{nPS} < 6$) materiaaleilla. Tutkimusaineistossa ei myöskään ole mukana materiaaleja, joiden rakeisuuskäyrä sijoittuisi selvästi ohjealueen ulkopuolelle.

Laskentamenetelmä ei huomioi hienoainespitoisuuden vaikutusta kantavuuteen, vaikka se todellisuudessa on yksi kantavuuteen vaikuttavista tekijöistä. Ohjealueen luonnonmateriaaleilla hienoainespitoisuus saa vaihdella välillä 0–4 %. Tällä vaihteluvälillä vaikutus kantavuuteen on oletettavasti kuitenkin melko pieni. Yhdelläkään tutkimuksen materiaaleista hienoainespitoisuus ei ollut nolla.

Yidetin et al. (2013a) mukaan liian alhainen sekundäärirakenteen osuus aiheuttaa sen, että primäärirakenne ei saa riittävästi tukea ja kantavuus on alhaisempi kuin ideaalitalanteessa. Tutkimuksessa ei ollut mukana materiaaleja, joilla olisi laskennallisesti havaittu tämä ilmiö. Materiaali J:n käyttäytymisessä mahdollisesti kuitenkin oli havaittavissa hienoaineksen puuttumisen vaikutus kantavuuteen, mutta sen tapauksessa kyse oli alle 0,5 mm lajitteiden vähäisestä määrästä. Luonnonmateriaalit, joilla alle 2 mm lajitepitoisuudet ovat hyvin alhaisia, lienevät harvinaisia.

8. YHTEENVETO

Tämän työn keskeisimpänä tarkoituksena oli selvittää luonnonmateriaalin rakeisuuden vaikutus radan eristys- ja välikerroksen kantavuuteen. Nykyisiin InfraRYL:n (2020) vaatimusten mukaisiin kantavuuksiin ei ole ollut mahdollista päästä kaikilla rakeisuusvaatimukset täyttävillä luonnonmateriaaleilla. Vaatimuksia heikompiin kantavuuksiin jäätin silloin, kun materiaalin rakeisuuskäyrä on ollut lähellä ohjealueen vasenta reunaa tai kun materiaalissa on ollut suhteessa muihin lajitteisiin liian pieni osuus keskikokoisia lajitteita. Jälkimmäisessä tapauksessa on kyse jo aiemmin ongelmalliseksi havaitusta hiekkapatirakeisuuskäyrästä. Tässä työssä tutkittiin lisäksi ajan ja vesipitoisuuden vaikutusta luonnonmateriaalista rakennetun eristys- ja välikerroksen kantavuuteen.

Koerakenteiden perusteella tehdyt havainnot

Luonnonmateriaalin rakeisuuden vaikutusta kantavuuteen tutkittiin koepenkerillä ja Tampereen yliopiston rakennushallissa tehdyllä koerakenteella. Lisäksi käytössä oli aiempien tutkimusten tuloksia, joissa pystyttiin yhdistämään levykuormituskokeella mitattu kantavuus materiaalin rakeisuuskäyrään. Koepenkerille tehtyjen Troxler-mittausten, levykuormituskokeiden sekä rakeisuusmääritysten perusteella tehtiin seuraavia havaintoja:

- Rakenteesta mitattu kuivairtoteiheyden on kantavuuteen vaikuttava tekijä. Osalla koepenkeristä kantavuus jäi kuitenkin alhaisemmaksi kuin mitä kuivairtoteiheyden perusteella olisi voinut olettaa, mikä johtui materiaalin rakeisuuskäyrän ongelmallisesta muodosta
- Rakenteen kuivairtoteiheyteen vaikuttaa tiivistettävän materiaalin ominaisuuksien lisäksi tiivistystyö. Kastelua käyttämällä päästiin suurempiin kuivairtoteiheyden arvoihin ja siten myös parempiin rakenteen kantavuuksiin kuin ilman kastelua tiivistetyillä rakenteilla.
- Painavammalla jyrällä tiivistämiseen riittää pienempi ylityskertamäärä. Tiivistämällä rakenne 23 t jyrällä päästiin pienemmällä ylityskertamäärällä samaan kuivairtoteiheyteen kuin kevyemmällä 13 t jyrällä.
- Kuivairtoteiheyden on riippuvainen tiivistystyön lisäksi myös materiaalin raekokosuhteesta ja 80 % läpäisyä vastaavasta raekoosta.

Proctor-kokeella määritettävän maksimikuivatilavuuspainon ennustamiseen käytettävää yhtälöä muokattiin vastaamaan kenttäolosuhteissa saavutettavaa luonnonmateriaalin

kuivairtoteiheyttä. Tätä yhtälöä hyödynnettiin myöhemmin kantavuuden arviointiin käytetävän laskentamenetelmän soveltamisessa.

Kaikki tämän tutkimuksen koepenkereiden materiaalit olivat Salpausselän reunamuodostumasta peräisin olevia raemuodoltaan pyöreähköjä materiaaleja. Rakennushallin koerakenteen materiaali oli harjasta otettua ja raemuodoltaan pyöreähköä. Raemuodon ja rakeiden pinnankarkeuden vaikutusta kantavuuteen ei tässä työssä tutkittu. Se on kuitenkin yksi kantavuuteen vaikuttavista tekijöistä.

Pakkautumisteoriaan perustuvan laskentamenetelmän soveltaminen

Työssä sovellettiin Yidetin esittämää partikkelien pakkautumisteoriaan perustuvaa laskentamenetelmää, jossa rakeisuusjakautumasta tunnistetaan primääri- ja sekundäärirakenne. Primäärirakenne on materiaalin karkearakeinen osuus, jonka kautta rakenteeseen kohdistuvat rasitukset pääasiassa välittyvät. Sekundäärirakenteeseen kuuluvat kaikki primäärirakenteen lajitteita pienemmät lajitteet. Sekundäärirakenteen osuuden ollessa liian suuri se häiritsee primäärirakennetta ja laskee siten rakenteen kantavuutta. Jos sen osuus taas on liian pieni, se ei anna riittävästi tukea primäärirakenteelle.

Yidetin väitöskirjassa rakeisuusjakautumasta tunnistettujen suureiden (DP , n_{PS} , cn_{PS} , e_s) osoitettiin korreloivan resiliient-moduulin, CBR-arvon ja pysyvien muodonmuutosten kanssa. Tässä työssä havaittiin, että materiaalin primäärirakenteen koordinaatioluku cn_{PS} korreloi melko hyvin levykuormituskokeella määritettävän E_2 -arvon kanssa. Suuremmilla materiaalin koordinaatioluvun arvoilla saatiin suurempia kantavuuksia. Korrelaation perusteella määritettyä yhtälöä käytettiin kantavuuden ennustamiseen rakeisuusjakautuman perusteella.

Työssä käytetyn laskentamallin analysoinnin perusteella tehtiin kantavuuteen vaikuttavista tekijöistä mm. seuraavat päätelmät:

- Kantavuuteen vaikuttaa vahvasti 2 mm läpäisyprosentti, joka Yidetin mukaan on primäärirakenteen pienin mahdollinen raekoko. Rakeisuuskäyrien ollessa toistensa kanssa samansuuntaiset ja -muotoiset, saavutettavat kantavuudet alenevat 2 mm läpäisyprosentin kasvaessa.
- Kantavuuteen voi vaikuttaa laskevasti tietyn lajitteen liian suuri tai pieni määrä suhteessa sen viereisiin lajitteisiin. Käytännössä tämä ilmenee rakeisuuskäyrässä lähes vaakasuorana osuutena yli 2 mm alueella. Tietyn lajitteen puuttuminen aiheuttaa kuormitukset kantavan primäärirakenteen katkeamisen ja siten heikentää koko rakenteen kantavuutta. Tämä ilmiö on havaittavissa esimerkiksi koepenkereellä G.

- Sekundäärirakenteen liian pieni määrä alentaa kantavuutta. Ennakoitua alhaisempi penkereen J kantavuus johtui oletettavasti alle 0,5 mm lajitteiden liian pienestä määrästä.

Ajan ja vesipitoisuuden vaikutus kantavuuteen

Luumäki–Imatra-ratahankkeella tehtiin valmiista radan eristys- ja välikerroksista PPL-mittauksia noin kilometrin pituiselta osuudelta. Kohteessa materiaali oli samaa koko mittausalueella, eikä rakenteen päällä ollut juurikaan ollut työmaaliikennettä. Tuloksista havaittiin, että mitä pidempi aika oli kulunut rakenteen tiivistämisestä, sitä parempi kantavuus ja matalampi tiiviyssuhde sillä oli.

Ajan ja vesipitoisuuden vaikutusta kantavuuteen tutkittiin lisää rakennushallissa tehdyllä koerakenteella. Heti rakentamisen jälkeen mitattu kantavuus oli 142,2 MPa. Kolmen viikon päästä ensimmäisistä mittauksista rakenteen kantavuus oli kasvanut arvoon 205,9 MPa eikä rakenteen kastelu laskenut kantavuutta. Kun rakennetta seuraavalla viikolla kasteltiin runsaasti kolmena päivänä ja mittauspäivän aamuna, sen kantavuus laski arvoon 166,8 MPa. Ajan ja vesipitoisuuden vaikutuksesta tehtiin seuraavat päätelmät:

- Ajan kuluessa ja vesipitoisuuden laskiessa rakenteen kantavuus kasvaa ja tiiviyssuhde alenee.
- Vähäinen rakenteen kastuminen ei vaikuta kantavuuteen, mutta runsas kastelu laskee kantavuutta selvästi.

Jatkotutkimustarpeet

Tämän työn yhteydessä tuli ilmi useita jatkotutkimustarpeita. Työssä käytetty laskentamalli soveltuu melko hyvin kantavuuden arviointiin, mutta joillakin materiaaleilla laskennallinen ja rakenteesta mitattu kantavuus eroavat enemmän kuin toisilla. Malli ei huomioi alle 0,5 mm lajitteiden alhaisen määrän aiheuttamaa matalampaa kantavuutta, mikä oletettavasti oli syynä penkereen J melko heikolle kantavuudelle. Kantavuuden arvioinnissa ei ole myöskään huomioitu raemuodon vaikutusta eikä hienoainespitoisuuden vaikutusta tarkemmin. Näiden asioiden huomiointi voi edellyttää uusien empiiristen kokeiden lisäksi myös käytetyn laskentamallin kehittämistä pakkautumisteorian näkökulmasta. Työssä käytetty malli perustui täysin pyöreiden rakeiden pakkautumiseen. Jatkotutkimustarpeena tältä osin on pakkautumisteoriaan perustuvan mallin soveltaminen erilaisille materiaaleille, jotka eroavat luonnonmateriaaleista sekä raemuodon että rakeisuusjakautuman osalta.

Toinen selvä jatkotutkimustarve liittyy kantavuuden kasvuun ajan kuluessa ja sen muuttamiseen vesipitoisuuden vaikutuksesta. Ilmiön tarkempi teoreettinen kuvaaminen on

edellytyksenä sille, että sen vaikutusta kantavuuteen pystytään arvioimaan. Tutkittavana kysymyksenä voi olla myös se, tuleeko rakenteen käytön aikaisena kantavuutena pitää välittömästi tiivistystyön jälkeen mitattua vai myöhemmin mitattua kantavuutta.

Tässä työssä havaittiin usealla penkereellä varsinkin levykuormituskokeella mitattuna heikkoja tiiviyssuhteiden arvoja. Jatkotutkimussuosituksena tämän perusteella on tiiviyssuhteeseen vaikuttavat tekijät ja tiiviyssuhteen vaikutus rakenteen käyttäytymiseen etenkin tilanteissa, joissa kantavuus on kuitenkin riittävä.

LÄHTEET

- Alkio, R., Juvankoski, M., Korkiala-Tanttu, L., Laaksonen, R., Laukkanen, K., Petäjä, S., Pihlajamäki, J., Spoof, H. (2001). Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille. Tiehallinnon selvityksiä 66/2001, Tiehallinto, Helsinki. 139 s. + liitt. 2 s.
- Arshad, M. (2019). Development of a Correlation between the Resilient Modulus and CBR Value for Granular Blends Containing Natural Aggregates and RAP/RCA Materials. *Advances in Materials Science and Engineering*. 16 s.
- Bao, D., Jiaqi, C., Wang, H., Liu, H., Zhang, J. (2019). Characterizing Skeleton Structure and Stacking Properties of Continuous and Gap Graded Aggregate Mixtures. *Advances in Civil Engineering*. 14 s.
- BART Facilities Standards (2018). Section 34 11 27. Ballasted Track. 14 s.
- Björkqvist, A. (2020) RU2 EV-kerroksen koekenttä raportti. GRK Infra Oy. 2 s. + liitt. 65 s.
- Chang, C. S., Deng, Y. (2017). A particle packing model for sand–silt mixtures with the effect of dual-skeleton. *Granular Matter*. 15 s.
- Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics*. Spon Press. 448 s.
- Dehlbom, B., Håkansson, S., Berggren, E. (2018). Förbättring av bärighet hos befintliga järnvägsanläggningar. Teori och praktik. Statens geotekniska institut, Linköping. 179 s. + liitt. 86 s.
- Erkkilä, J. (2010). Radan alusrakenteen kantavuus- ja tiiviys selvitys. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma. 107 s. + liitt. 7 s.
- Erlingsson, S. (2011). On Forecasting the Resilient Modulus from the CBR Value of Granular Bases. *Road Materials and Pavement Design*. s. 783-797.
- Esveld, C. (2001). *Modern Railway Track*. Delft University of Technology, MRT-Productions. 654 s.
- Forsblad, L. (2000). *Packning*. Svensk Byggtjänst, Stockholm. 108 s.
- García-de-la-Oliva, J. L., Moreno-Robles, J. (2019) Granular sub-ballast compaction control methods in high-speed railway lines. Spanish experience. *Transportation Geotechnics*. s. 135-145.
- Hartikainen, O-P. (2007). *Maarakennustekniikka*. Otatieto, Helsinki. 196 s.

- Head, K. H., Epps, R. J. (2010). *Manual of Soil Laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. Whittles Publishing. 512 s.
- Indraratna, B., Salim, W., Rujikiatkamjorn, C. (2011). *Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track*. CRC Press, The Netherlands. 414 s.
- InfraRYL (2020). *Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset*. Rakennustieto Oy.
- Juvankoski, M., Laaksonen, R. (2001). *Sitomattomat tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä. Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma*, VTT Rakennus- ja yhdyskuntateknikka. 72 s. + liitt. 30 s.
- Kalliainen, A., Luomala, H., Jäniskangas, T., Nurmikolu, A., Kolisoja, A. (2011). *Radan eristys- ja välikerrosten tiiviys- ja kantavuustutkimus. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2011*, Liikennevirasto, Helsinki. 152 s.
- Kalliainen, A., Kolisoja, P., Nurmikolu, A. (2014). *radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014*, Liikennevirasto, Helsinki. 174 s.
- Kolisoja, P. (1993). *Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet. Kirjallisuusselvitys. Tielaitoksen selvityksiä 38 /1993*, Tielaitos, Helsinki. 147 s.
- Kolisoja P. (1996). *Sitomattomien materiaalien moduulit. Muodonmuutosmoduulin arviointimenettely. Tielaitoksen selvityksiä 44/1996*, Tielaitos, Helsinki. 84 s.
- Kolisoja, P., Levomäki, M., Mäkelä, E., Niskanen, P. (1999). *Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 6/1999*, Ratahallintokeskus, Helsinki. 135 s.
- Kolisoja, P., Järvenpää, I., Mäkelä, E., Levomäki, M. (2000). *Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 5/2000*, Ratahallintokeskus, Helsinki. 137 s. + liitt. 15 s.
- Koppana, T. (2017). *Pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen vertailu. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma*. 118 s.
- Korkiala-Tanttu, L. (2008). *Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials. VTT Publications 702*, Espoo. 92 s. + liitt. 84 s.
- Kuskelin, A., Orama, R., Pouttu, P. (1994). *Rakentamisen laadunvarmistus. Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset. Tielaitos, Geokeskus, Helsinki*. 41 s. + liitt. 122 s.
- Lankinen, M. (2020) *Eristys- ja välikerrosten koekenttäraportti (RU 2)*. GRK Infra Oy, Imatra. 15 s.

Lekarp, F., Isacsson, U., Dawson, A. (2000). State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering*. s. 66-75

Liikennevirasto (2018a). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3. Radan rakenne. Liikenneviraston ohjeita 13/2018, Liikennevirasto, Helsinki. 38 s. + liitt. 56 s.

Liikennevirasto (2018b). Tierakenteen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 38/2018, Liikennevirasto, Helsinki. 127 s. + liitt. 7 s.

Rantamäki, R., Jääskeläinen, R., Tamminne, M. (2009). *Geotekniikka*. Otatieto, Helsinki. 307 s.

Selig, E. T., Waters, J. M. (1994). *Track Geotechnology and Substructure Management*. Thomas Telford, Lontoo. 463 s.

SFS-EN 13286-7 (2004). Sitomattomat ja hydraulisesti sidotut seokset. Osa 7: syklinen Kolmiaksaalikoe sitomattomia kiviainesseoksia varten. Suomen standardoimisliitto SFS. 37 s.

SFS-EN 13286-2 (2011). Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 2: test methods for laboratory reference density and water content. Proctor compaction. Suomen standardoimisliitto SFS. 29 s.

Shakoor, A. (2018) Characterization of Soils. In: Bobrowsky P.T., Marker B. (eds) *Encyclopedia of Engineering Geology*. Encyclopedia of Earth Sciences Series. Springer, Cham.

Spoof, H., Petäjä, S., (2000). Pudotuspainolaitemittaus. Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma, VTT Yhdyskuntatekniikka. 15 s. + liitt. 2 s.

Sweere, G. (1990). *Unbound granular bases for roads*. Delft University of Technology. 384 s. + liitt. 48 s.

Thom, N. (1988). *Design of Road Foundations*. University of Nottingham. 307 s. + 45 s.

Törnqvist, J., Jauhiainen, P. (2001). ICT-koe tien rakennekerros materiaalien deformaatioherkkyyden määrittämisessä. Tiehallinnon selvityksiä 63/2001, Tiehallinto, Helsinki. 47 s. + liitt. 14 s.

Union Pacific (2020). *Union Pacific Railroad Industrial Track Specifications*. 26 s.

UPRR Std. Dwg. 0010E (2011). *Ballast & Subballast Gradation Table*. Union Pacific Railroad.

UPRR Std. Dwg. 0013A (2006). *Grain Size Distribution for Subgrade Soils*. Union Pacific Railroad.

Yideti, T. F., Birgisson, B., Jelagin, D. & Guarin, A., (2013a). Packing theory-based framework to evaluate permanent deformation of unbound granular materials. *International Journal of Pavement Engineering*. s. 309-320.

Yideti, T. F., Birgisson, B., Jelagin, D. & Guarin, A., (2013b). Packing theory-based framework for evaluating resilient modulus of unbound granular materials. *International Journal of Pavement Engineering*. s. 689-697

Yideti, T. F., Birgisson, B., Jelagin, D. & Guarin, A., (2013c). Influence of aggregate packing structure on California bearing ratio values of unbound granular materials. *Road Materials and Pavement Design*. s. 102-113

Yideti, T. F. (2014). *Packing theory-based Framework for Performance Evaluation of Unbound Granular Materials*. KTH Royal Institute of Technology, Stockholm. 59 s.

Youd, T. L. (1973). *Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sands*. ASTM STP 525, American Society for Testing and Materials. s. 98-112.

Zou, R. P., Gan, M. L., Yu, A. B. (2011). Prediction of the porosity of multi-component mixtures of cohesive and non-cohesive particles. *Chemical Engineering Science*. s. 4711-4721.

LIITE A: Koepenkereiden mittaustulokset**Koepenger A (Swerock Saarlampi)**

Pohjamaa

Piste	A1
E2	162,8

Kerros 1, kuiva

Piste	A2	A3	A4	A5	A6	KA
E2	161,2	153,6	114,5	156,8	137,4	144,7
E2/E1	5,53	6,16	6,16	5,79	5,68	5,9
WD 250m	2173	2010	2192	2115	2010	2100,0
DD	2117	1964	2137	2065	2010	2058,6
W%	2,7	2,3	2,6	2,4	3,3	2,7

Kerros 2, kuiva

Piste	A7	A8	A9	A10	A11	KA
E2	153,2	125,6	252,4	127,9	201	135,6
E2/E1	8,7	5,18	17,3	6,09	14,6	6,7
WD 250m	1960	2054	1916	1987	1993	1982,0
DD	1912	1994	1875	1951	1951	1936,6
W%	2,5	3,0	2,2	1,8	2,2	2,3

Kerros 2, kasteltu

Piste	A7	A8	A9	A10	A11	KA
E2	168,8	175,2	161,6	157,8	127,9	158,3
E2/E1	4,34	5,32	5,97	4,93	4,26	5,0
WD 250m	2116	1935	2046	2058	2072	2045,4
DD	2003	1822	1965	1988	1963	1948,2
W%	5,6	6,2	4,1	3,5	5,5	5,0

Kerros 2, seuraava päivä, tiivistetty lisää

Piste	A7	A8	A9	A10	A11	KA
WD 250m	2010	2071	2074	1987	2033	2035,0
DD	1938	1995	2003	1899	1956	1958,2
W%	3,7	3,8	3,5	4,6	4,0	3,9

Koepenger B (Swerock Saarlampi)

Kerros 1, kuiva

Piste	B5	B4	B3	B2	B1	KA
E2	175,8	155,5	114,6	491,8	106,2	138,0
E2/E1	7,5	5,11	4,78	26,14	6,06	5,9
WD 250m	2117	2142	2066	2050	2057	2086,4
DD	2033	2071	1906	1958	1997	1993,0
W%	4,2	3,4	8,4	4,7	3,0	4,7

Kerros 2, kuiva

Piste	B6	B7	B8	B9	B10	KA
E2	133,1	128,6	115,9	148,8	128,8	131,0
E2/E1	5,63	5,57	5,88	5,45	6,08	5,7
WD 250m	2147	2088	2056	2118	2098	2101,4
DD	2071	1941	2055	2071	2006	2028,8
W%	3,3	3,0	3,1	3,4	3,6	3,3

Kerros 2, kasteltu

Piste	B6	B7	B8	B9	B10	KA
E2	157,8	180,5	156,5	162,5	166,3	164,7
E2/E1	4,32	3,76	4,19	3,99	4,99	4,3
WD 250m	2256	2198	2194	2232	2121	2200,2
DD	2156	2081	2095	2116	1998	2089,2
W%	4,6	5,7	6,7	5,5	6,2	5,7

Kerros 2, kasteltu, seuraavan päivän mittaus

Piste	B6-7	B8-9	KA
E2	170,8	163,9	167,4
E2/E1	4,43	3,95	4,2

Kerros 2, kasteltu, seuraavan päivän mittaus

Piste	B6	B7	B8	B9	B10	KA
WD 250m	2192	2149	2198	2169	2196	2180,8
DD	2098	2030	2081	2030	2090	2065,8
W%	4,4	5,9	5,7	6,8	5,0	5,6

Koepenger C (Swerock Saarlampi)

Kasteltu

Piste	C1	C2	C3	C4	C5	KA
E2	54,3	61,1				57,7
E2/E1	2,41	10,4				6,4
WD 250m	1948	1900	1846	1939	1990	1924,6
DD	1816	1787	1735	1806	1874	1803,6
W%	7,3	6,3	6,4	7,4	6,2	6,7

Koepenger D (Swerock Karsturanta)

Kuiva

Piste	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	KA
E2		75,9		85,8				80,9
E2/E1		8,73		7,89				8,3
WD 250m	1903	1926	1881	1903	1895	1905	1866	1897,0
DD	1857	1855	1979	1861	1849	1847	1818	1866,6
W%	2,5	3,8	4,7	2,3	2,5	3,1	2,6	3,1

Kasteltu

Piste	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	KA
E2	74	82,4	80,5	54,3	59,6			70,2
E2/E1	8,42	11,28	9,32	8,25	11,14			9,7
WD 0mm	1849	1900	1934	1897	1899	1924	1917	1902,9
DD	1765	1826	1842	1799	1808	1794	1819	1807,6
W%	4,8	4,0	5,0	5,4	5,0	7,2	5,4	5,3

Koepenger E (Swerock Karsturanta)

Kuiva

Piste	E1	E2	E3	E4	E5	E6	KA
E2		122		109,7			115,9
E2/E1		6,23		5,72			6,0
WD 250m	1934	1989	1970	1994	1994	1954	1972,5
DD		1880	1905	1931	1927	1864	1901,4
W%		5,8	3,4	3,3	3,5	4,8	4,2

Kasteltu

Piste	E1	E2	E3	E4	E5	E6	KA
E2	123	124,2	127,6	109,8	139,9		124,9
E2/E1	5,61	6,36	5,36	6,46	7,78		6,3
WD 0mm	2087	2075	2114	2029	2004	2023	2055,3
DD	1984	1941	1991	1873	1906	1920	1935,8
W%	5,2	6,9	6,2	8,4	5,1	5,4	6,2

Koepenger F (Swerock Karsturanta)

Kuiva

Piste	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	KA
E2	261,1	232,9		195,2					229,7
E2/E1	6,06	5,57		5,82					5,8
WD 0mm	2212	2141	2284	2397	2216	2160	2183	2139	2216,5
DD	2135	2052	2211	2352	2162	2105	2117	2094	2153,5
W%	3,6	4,3	3,3	1,9	2,5	2,6	3,1	2,1	2,9

Kasteltu

Piste	F1	F2	F3	F4	F5	F6	KA
E2	194,6	344,1	313,1	252,4	277,5		276,3
E2/E1	5,93	5,4	5,28	4,72	4,93		5,3
WD 0mm	2277	2281	2353	2396	2350	2330	2331,2
DD	2128	2148	2221	2266	2231	2218	2202,0
W%	7,0	6,2	5,9	5,7	5,3	5,1	5,9

Koepenger G (Destia Karsturanta)

Kasteltu

Piste	G1	G2	G3	G4	G5	KA
E2	97,4	85,3	85,3	82,4	89,1	87,9
E2/E1	6,82	7,09	5,56	6,01	6,45	6,4
WD 0mm	2150	2231	2371	2258	2273	2256,6
DD	2032	2124	2284	2130	2154	2144,8
W%	5,8	5,0	3,8	6,0	5,5	5,2

Kuiva, jyrätty 2krt pitkä isku

Piste	G1	G2	G3	G4	KA
WD 0mm	2128	2213	2010	2072	2105,8
DD	2057	2136	1934	1992	2029,8
W%	3,5	3,6	3,9	4,0	3,8

Kuiva, jyrätty 4krt pitkä isku

Piste	G1	G2	G3	G4	KA
WD 0mm	2108	2112	2157	2202	2144,8
DD	2034	2028	2074	2107	2060,8
W%	3,6	4,1	4,0	4,5	4,1

Kuiva, jyrätty 4krt pitkä isku + 2krt lyhyt

Piste	G1	G2	G3	G4	KA
WD 0mm	2119	2270	2164	2191	2186,0
DD	2048	2193	2078	2099	2104,5
W%	4,1	4,0	3,8	4,5	4,1

Koepenger J (Destia Karsturanta)

Kasteltu

Piste	J1	J2	J3	J4	KA
E2	103,5	101,9	104,8	80,9	97,8
E2/E1	7,75	11,21	10,72	12,54	10,6
WD 250m	1930	1959	1951	1885	1931,3
DD	1885	1916	1906	1845	1888,0
W%	2,4	2,3	2,4	2,2	2,3

Kasteltu

WD 0mm	1877	1842	1880	1910	KA
DD	1833	1793	1833	1869	1832,0
W%	2,4	2,7	2,6	2,2	2,5

Koepenger K (Destia Karsturanta)

Kasteltu

Piste	K1	K2	K3	K4	KA
E2	141,6	137,1	125,2	105,9	127,5
E2/E1	5,26	5,39	12,37	5,15	7,0
WD 0mm	2142	2207	2187	2166	2175,5
DD	2056	2103	2108	2075	2085,5
W%	4,2	4,9	3,7	4,4	4,3

Tiepohja (Swerock Saarlampi)

Piste	T1	T2	KA
E2	298,4	296,9	297,7
E2/E1	1,98	2,28	2,1

Tiepohja jyrätty (Swerock Saarlampi)

Piste	T1	T2	KA
E2	145,2	160,3	152,8
E2/E1	3,62	3,79	3,7

H-penger (Destia Karsturanta)

Jyrätty 23t jyrällä, 1 ylitys

Piste	H1	H2	H3	H4	KA
WD 0mm	2137	2187	2105	2164	2148,3
DD	2049	2110	2028	2078	2066,3
W%	4,3	3,6	3,8	4,1	4,0

Jyrätty 23t jyrällä, 2 ylitystä

Piste	H1	H2	H3	H4	KA
WD 0mm	2144	2200	2169	2176	2172,3
DD	2057	2116	2089	2089	2087,8
W%	4,3	4	3,9	4,2	4,1

Jyrätty 23t jyrällä, 3 ylitystä

Piste	H1	H2	H3	H4	KA
WD 0mm	2218	2184	2169	2132	2175,8
DD	2131	2106	2083	2039	2089,8
W%	4,1	3,7	4,1	4,6	4,1

Jyrätty 23t jyrällä, max tiivistys

Piste	H1	H2	H3	H4	KA
WD 0mm	2249	2184	2176	2240	2212,3
DD	2163	2093	2087	2147	2122,5
W%	4	4,4	4,3	4,3	4,3

Koepenger I (Destia Karsturanta)

1,2 m pengertä tiivistetty kuivana yhdessä kerroksessa

Piste	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7	KA
E2	105,4	86		100,4		107,5		99,8
E2/E1	7,1	6,11		7,04		5,99		6,6
WD 0mm	2131	2150	2133	2159	2224	2227	2206	2175,7
DD	2059	2076	2065	2077	2147	2156	2132	2101,7
W%	3,5	3,5	3,3	4	3,6	3,3	3,4	3,5

Ylin 0,5 m kaivettu pois

Piste	I8	I9	I10	I11	KA
WD 0mm	2003	2112	1896	1955	1991,5
DD	1951	2081	1865	1885	1945,5
W%	2,7	1,5	1,7	3,7	2,4

Ylin 0,5 m kaivettu pois

Piste	I8	I9	I10	I11	KA
WD 250m	2031	2116	2134	2173	2113,5
DD	1979	2078	2066	2112	2058,8
W%	2,6	1,8	3,3	2,9	2,7

Ylin 0,5 m kaivettu pois, tiivistetty uudelleen

Piste	I8	I9	I10	I11	KA
WD 0mm	2278	2212	2237	2215	2235,5
DD	2187	2108	2144	2126	2141,3
W%	4,2	4,9	4,3	4,2	4,4

Koepenger Rakennushalli Pohjamaa

Piste	1	2	KA
E2	208,3	232,0	220,2
E2/E1	3,34	2,86	3,10

Koepenger Rakennushalli 22.1.2021

Piste	1	2	3	4	5	6	KA
E2	118,0	135,1	145,6	148,6	136,7	169,0	142,2
E2/E1	3,19	3,07	2,98	3,19	2,71	2,95	3,01

Koepenger Rakennushalli 22.1.2021

Piste	1	2	3	4	5	6	7	8	9	KA
WD 0mm	2257	2260	2322	2424	2390	2452	2329	2290	2430	2350,4
DD	2168	2169	2230	2320	2279	2347	2234	2198	2353	2255,3
W%	4,1	4,2	4,2	4,5	4,9	4,5	4,2	4,2	3,3	4,2

Koepenger Rakennushalli 12.2.2021, kuiva

Piste	1	2	3	KA
E2	187,9	248,0	181,9	205,9
E2/E1	2,69	2,75	2,57	2,67

Koepenger Rakennushalli 12.2.2021, kuiva

Piste	1	2	3	4	5	6	7	8	9	KA
WD 0mm	2232	2185	2198	2135	2051	2188	2084	2109	2237	2157,7
DD	2182	2141	2160	2097	2009	2148	2047	2071	2206	2117,9
W%	2,2	2	1,8	1,8	2,1	1,9	1,8	1,8	1,4	1,9

Koepenger Rakennushalli 12.2.2021, kasteltu

Piste	4	5	6	KA
E2	188,8	209,5	215,4	204,6
E2/E1	2,97	2,82	2,45	2,75

Koepenger Rakennushalli 12.2.2021, kasteltu

Piste	1	2	3	4	5	6	7	8	9	KA
WD 0mm	2161	2272	2371	2372	2174	2270	2167	2273	2201	2251,2
DD	2046	2177	2285	2306	2083	2182	2087	2183	2111	2162,2
W%	5,6	4,4	3,8	2,9	4,4	4	3,9	4,1	4,2	4,1

Koepenger Rakennushalli 19.2.2021

Piste	4	5	6	KA
E2	157,4	174,7	168,3	166,8
E2/E1	2,45	3,28	2,84	2,85

Koepenger Rakennushalli 19.2.2021

Piste	1	2	3	4	5	6	7	8	9	KA
WD 0mm	2194	2120	2140	2322	2199	2147	2210	2334	2227	2210,3
DD	2105	2032	2061	2257	2107	2052	2127	2252	2155	2127,6
W%	4,2	4,3	3,9	2,9	3,8	4,6	3,9	3,7	3,4	3,9

LIITE B: Seulontalomakkeet

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

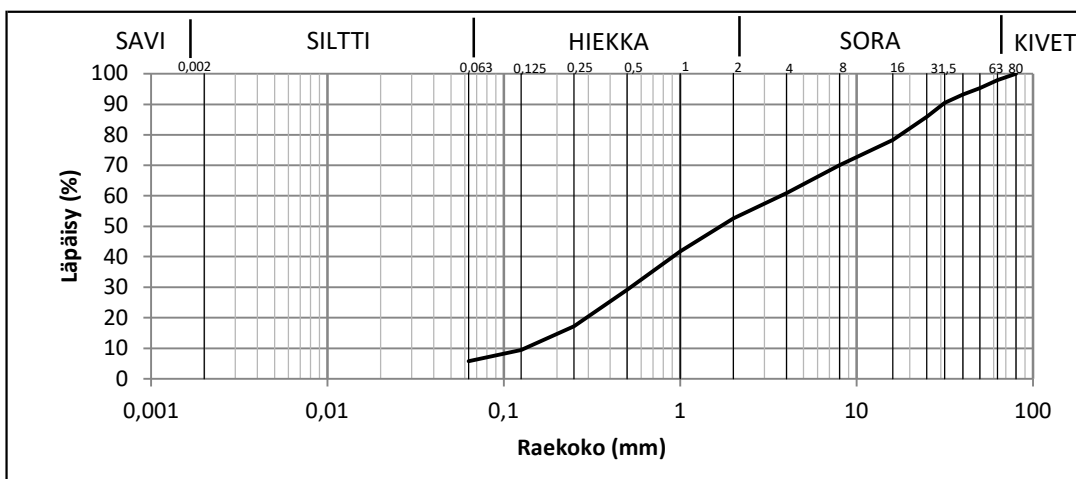
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte LUIMA 322+967

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 30.9.2020

Näytteen massa kuivana	17615,1
Näytteen massa pesun jälkeen	16785,7
Pesutappio	829,4

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
80	0,0	0,0	100
63	371,7	2,1	98
50	459,6	2,6	95
40	368,8	2,1	93
31,5	476,8	2,7	90
25	800,9	4,5	86
16	1349,2	7,7	78
8	1459,4	8,3	70
4	1605,8	9,1	61
2	1457,7	8,3	53
1	1914,9	10,9	42
0,5	2209,4	12,5	29
0,25	2106,9	12,0	17
0,125	1385,7	7,9	9
0,063	636,8	3,6	5,8
POHJA	193,1		
POHJA+PESUTAPPIO	1022,5	5,8	
YHTEENSÄ	17626,3		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

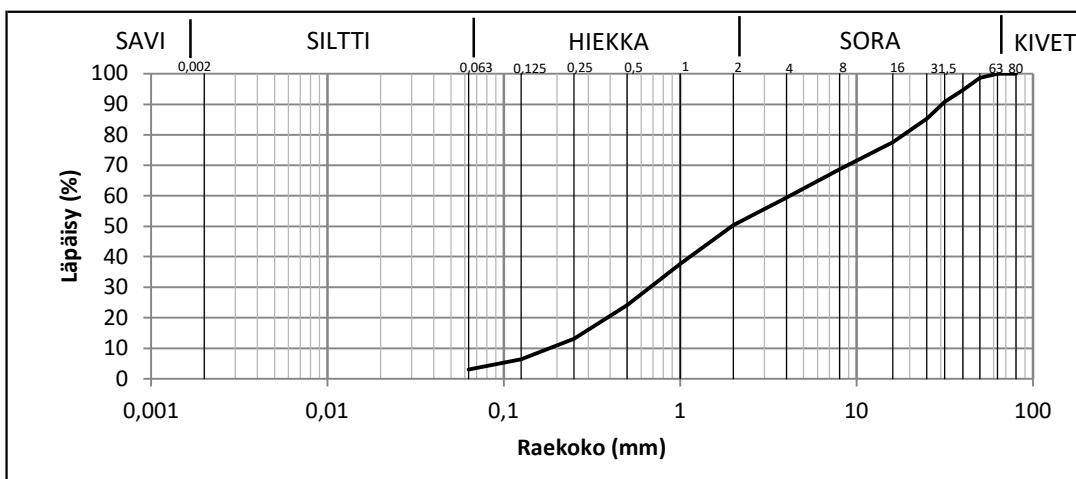
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte LUIMA 323+110

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 30.9.2020

Näytteen massa kuivana	16321,7
Näytteen massa pesun jälkeen	15909,7
Pesutappio	412,1

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
80	0,0	0,0	100
63	0,0	0,0	100
50	223,0	1,4	99
40	639,5	3,9	95
31,5	630,0	3,9	91
25	905,9	5,5	85
16	1255,0	7,7	78
8	1468,7	9,0	69
4	1503,6	9,2	59
2	1483,8	9,1	50
1	2072,9	12,7	38
0,5	2218,7	13,6	24
0,25	1785,6	10,9	13
0,125	1089,2	6,7	6
0,063	552,4	3,4	3,1
POHJA	90,4		
POHJA+PESUTAPPIO	502,4	3,1	
YHTEENSÄ	16330,8		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

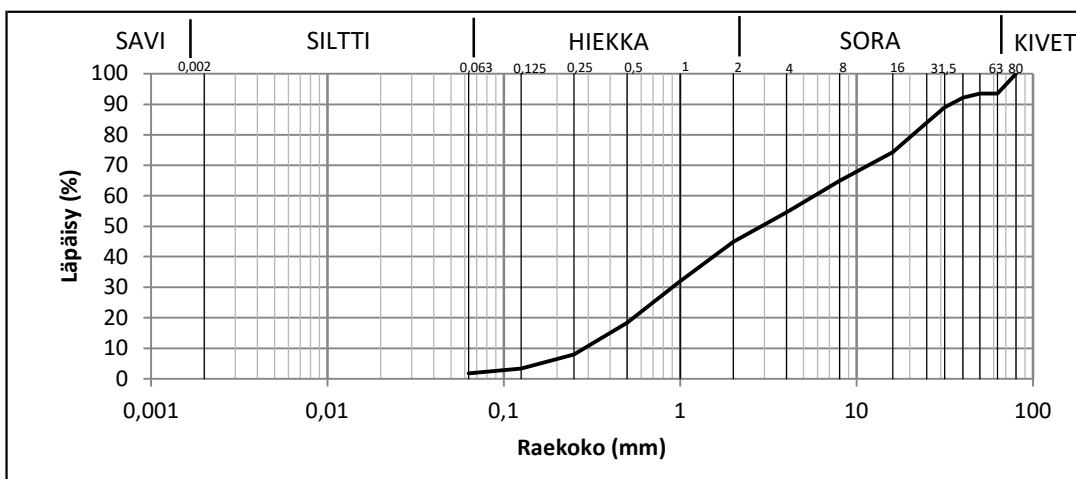
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte LUIMA 323+365

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 1.10.2020

Näytteen massa kuivana	15021,4
Näytteen massa pesun jälkeen	14780,3
Pesutappio	241,1

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
80	0,0	0,0	100
63	973,4	6,5	94
50	0,0	0,0	94
40	204,1	1,4	92
31,5	477,8	3,2	89
25	739,3	4,9	84
16	1452,5	9,7	74
8	1423,6	9,5	65
4	1534,6	10,2	55
2	1445,8	9,6	45
1	1938,7	12,9	32
0,5	2058,1	13,7	18
0,25	1562,1	10,4	8
0,125	682,5	4,6	3
0,063	234,5	1,6	1,8
POHJA	30,2		
POHJA+PESUTAPPIO	271,3	1,8	
YHTEENSÄ	14998,3		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

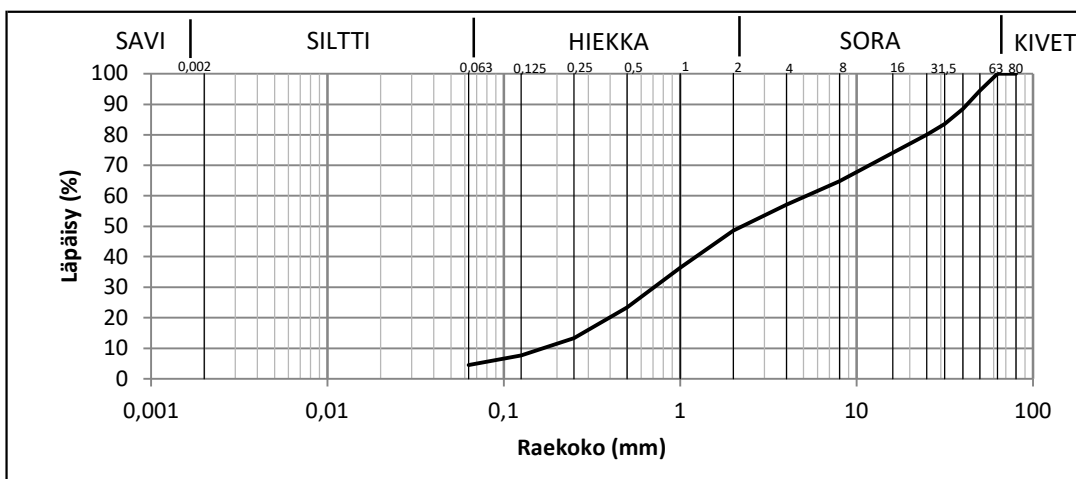
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte LUIMA 323+568

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 1.10.2020

Näytteen massa kuivana	12899,5
Näytteen massa pesun jälkeen	12362,9
Pesutappio	536,6

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
80	0,0	0,0	100
63	0,0	0,0	100
50	703,9	5,5	95
40	773,7	6,0	89
31,5	636,6	4,9	84
25	447,2	3,5	80
16	773,2	6,0	74
8	1203,8	9,3	65
4	989,8	7,7	57
2	1097,4	8,5	49
1	1574,8	12,2	36
0,5	1671,0	13,0	23
0,25	1308,6	10,1	13
0,125	717,4	5,6	8
0,063	415,0	3,2	4,5
POHJA	44,8		
POHJA+PESUTAPPIO	581,4	4,5	
YHTEENSÄ	12894,0		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

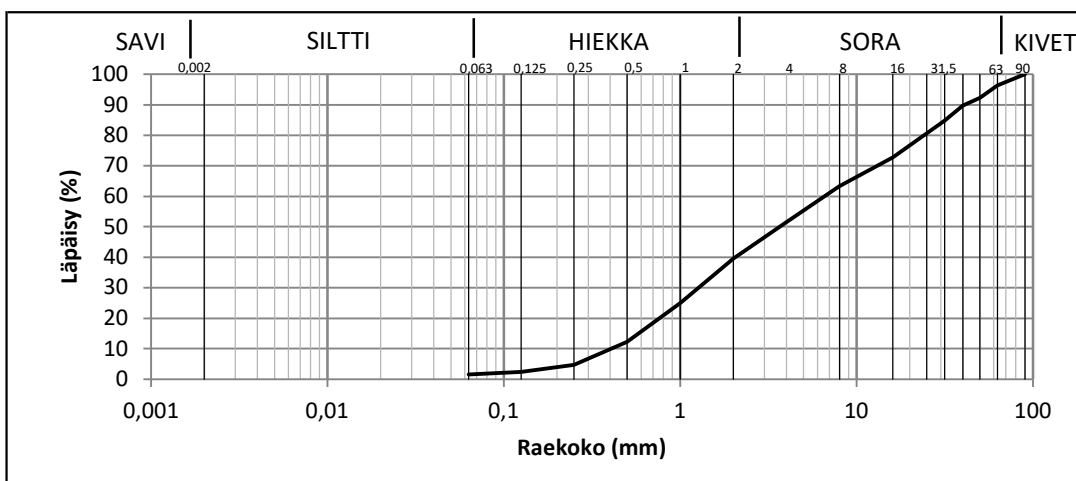
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte A8 Swerock Saarlampi

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	14731,3
Näytteen massa pesun jälkeen	14526,8
Pesutappio	204,5

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	540,9	3,7	96
50	603,2	4,1	92
40	373,5	2,5	90
31,5	723,3	4,9	85
16	1778,0	12,1	73
8	1400,7	9,5	63
4	1711,3	11,6	52
2	1767,6	12,0	40
1	2140,5	14,5	25
0,5	1885,4	12,8	12
0,25	1103,1	7,5	5
0,125	352,7	2,4	2
0,063	124,7	0,8	1,5
POHJA	18,2		
POHJA+PESUTAPPIO	222,7	1,5	
YHTEENSÄ	14727,7		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

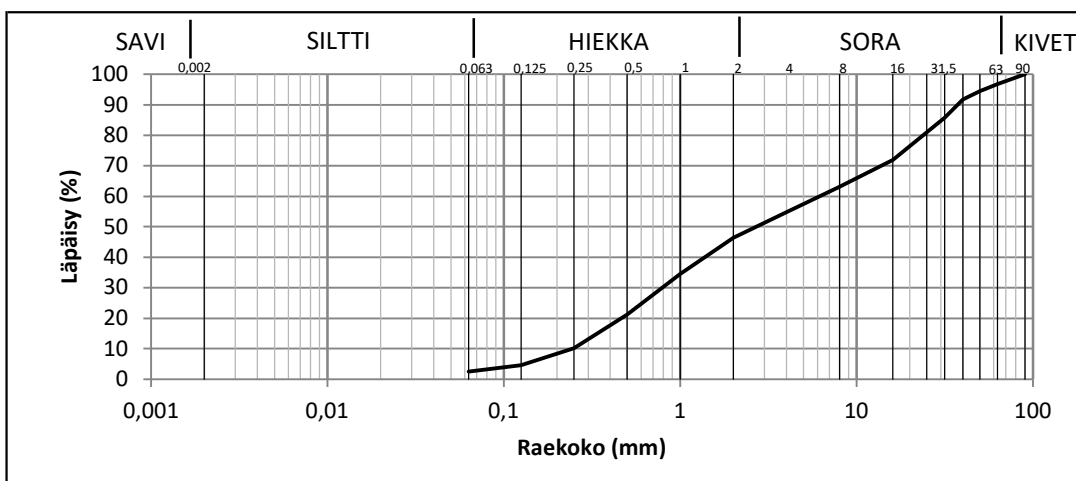
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte B8 Swerock Saarlampi

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	15488,8
Näytteen massa pesun jälkeen	15139,7
Pesutappio	349,1

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	501,4	3,2	97
50	352,6	2,3	94
40	430,5	2,8	92
31,5	919,0	5,9	86
16	2154,0	13,9	72
8	1362,8	8,8	63
4	1284,9	8,3	55
2	1305,3	8,4	46
1	1821,0	11,8	35
0,5	2061,8	13,3	21
0,25	1727,1	11,2	10
0,125	858,5	5,5	5
0,063	314,4	2,0	2,6
POHJA	46,5		
POHJA+PESUTAPPIO	395,6	2,6	
YHTEENSÄ	15488,8		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

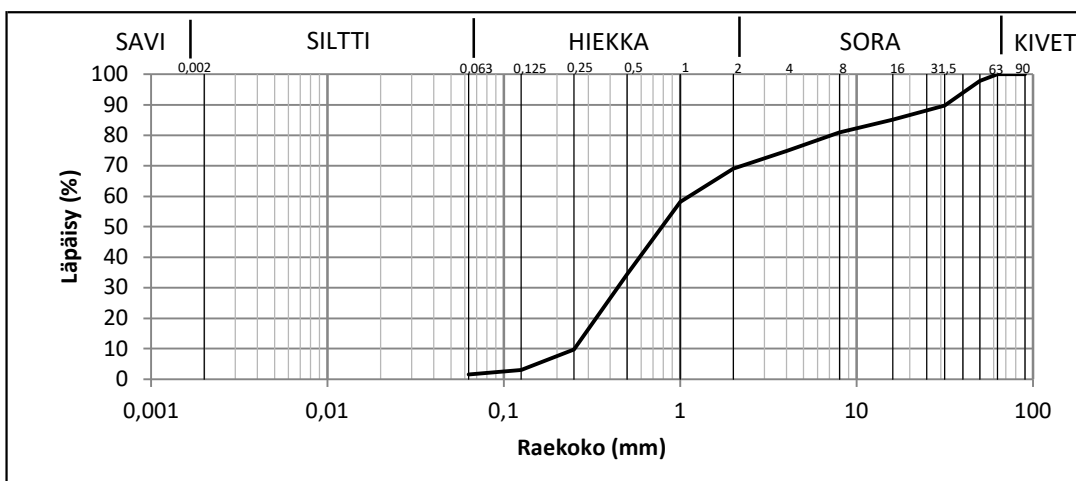
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte C4 Swerock Saarlampi

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	12449,8
Näytteen massa pesun jälkeen	12262,6
Pesutappio	187,2

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	0,0	0,0	100
50	276,0	2,2	98
40	477,9	3,8	94
31,5	529,9	4,3	90
16	561,5	4,5	85
8	522,7	4,2	81
4	760,0	6,1	75
2	727,1	5,8	69
1	1351,8	10,9	58
0,5	2953,8	23,7	34
0,25	3069,6	24,7	10
0,125	831,5	6,7	3
0,063	178,9	1,4	1,6
POHJA	11,8		
POHJA+PESUTAPPIO	198,9	1,6	
YHTEENSÄ	12439,6		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

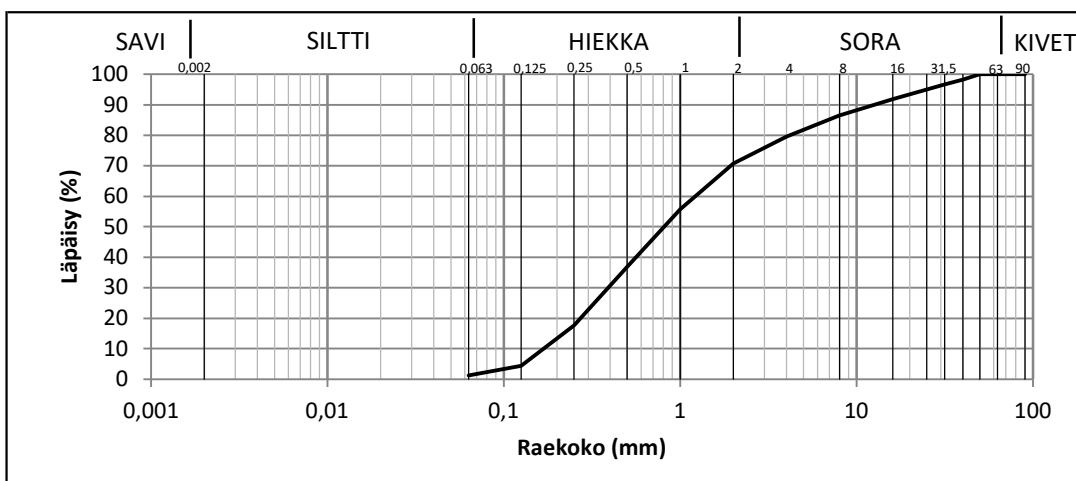
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte D4 Swerock Karsturanta

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	13306,4
Näytteen massa pesun jälkeen	13171,2
Pesutappio	135,2

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	0,0	0,0	100
50	0,0	0,0	100
40	241,7	1,8	98
31,5	200,3	1,5	97
16	643,2	4,8	92
8	702,8	5,3	87
4	927,8	7,0	80
2	1169,5	8,8	71
1	2011,2	15,1	56
0,5	2508,9	18,9	37
0,25	2545,9	19,1	18
0,125	1762,6	13,2	4
0,063	432,9	3,3	1,2
POHJA	25,9		
POHJA+PESUTAPPIO	161,1	1,2	
YHTEENSÄ	13307,8		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

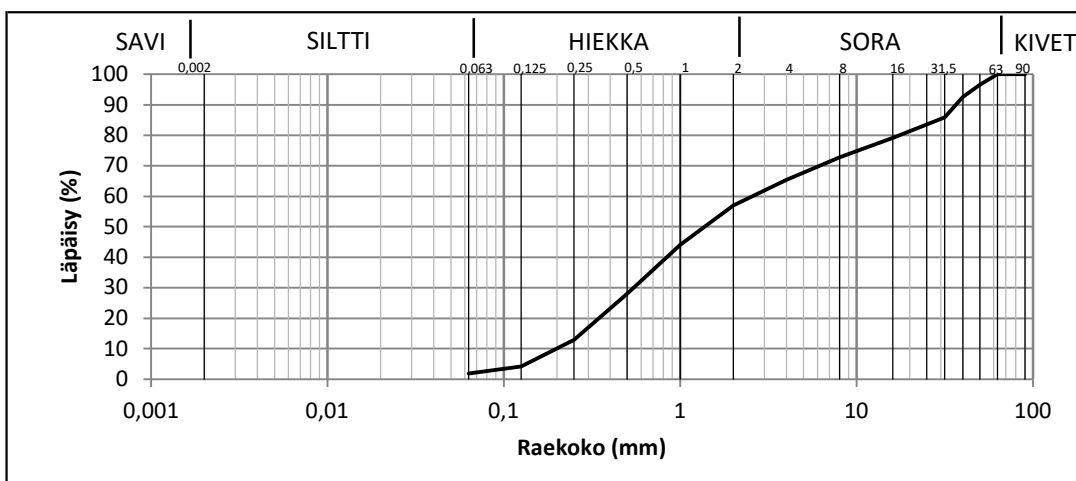
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte E4 Swerock Karsturanta

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	14716,6
Näytteen massa pesun jälkeen	14488,0
Pesutappio	228,6

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	0,0	0,0	100
50	508,7	3,5	97
40	582,7	4,0	93
31,5	997,7	6,8	86
16	979,2	6,7	79
8	946,8	6,4	73
4	1085,0	7,4	65
2	1230,0	8,4	57
1	1900,9	12,9	44
0,5	2370,0	16,1	28
0,25	2212,2	15,0	13
0,125	1301,2	8,8	4
0,063	328,0	2,2	1,9
POHJA	48,2		
POHJA+PESUTAPPIO	276,8	1,9	
YHTEENSÄ	14719,2		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

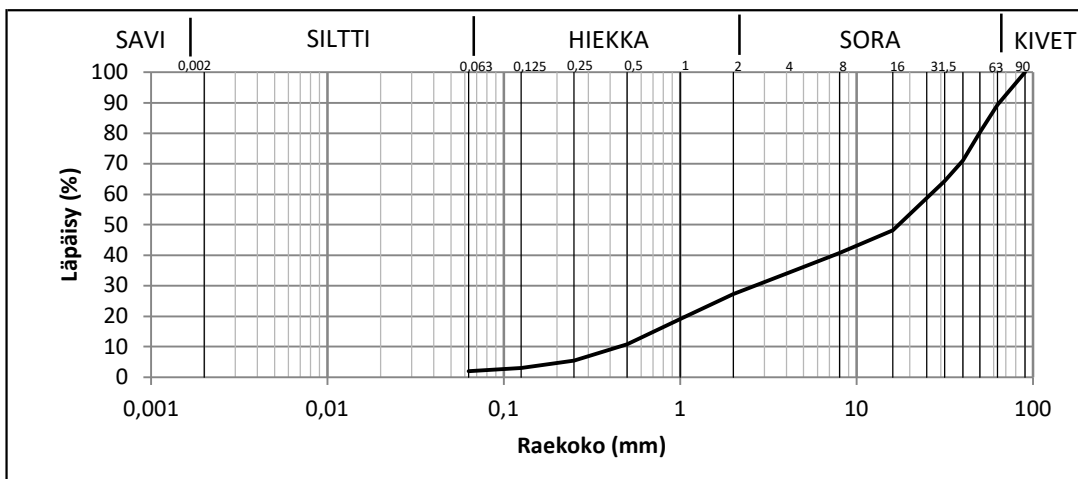
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte F3 Swerock Karsturanta

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	15605,1
Näytteen massa pesun jälkeen	15340,1
Pesutappio	265,0

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	1665,1	10,7	89
50	1398,7	9,0	80
40	1455,4	9,3	71
31,5	1050,5	6,7	64
16	2522,6	16,2	48
8	1154,5	7,4	41
4	1049,7	6,7	34
2	1049,4	6,7	27
1	1279,8	8,2	19
0,5	1289,7	8,3	11
0,25	850,8	5,5	5
0,125	368,5	2,4	3
0,063	171,2	1,1	1,9
POHJA	35,8		
POHJA+PESUTAPPIO	300,8	1,9	
YHTEENSÄ	15606,8		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

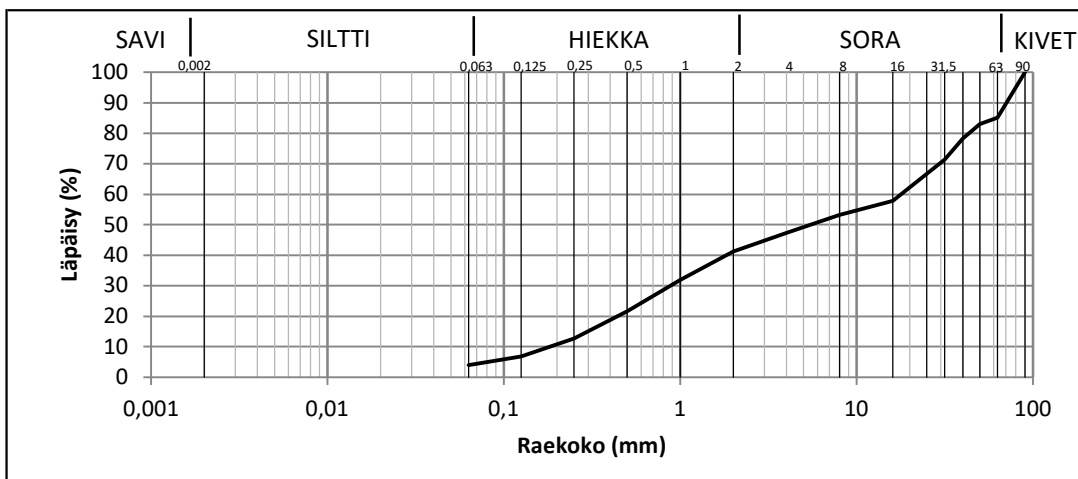
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte G3 Destia Karsturanta

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	15864,5
Näytteen massa pesun jälkeen	15286,3
Pesutappio	578,2

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	2364,9	14,9	85
50	318,8	2,0	83
40	750,6	4,7	78
31,5	1111,4	7,0	71
16	2147,5	13,5	58
8	729,1	4,6	53
4	939,6	5,9	47
2	968,5	6,1	41
1	1485,5	9,4	32
0,5	1620,0	10,2	22
0,25	1406,9	8,9	13
0,125	941,9	5,9	7
0,063	443,0	2,8	4,0
POHJA	59,5		
POHJA+PESUTAPPIO	637,7	4,0	
YHTEENSÄ	15865,4		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

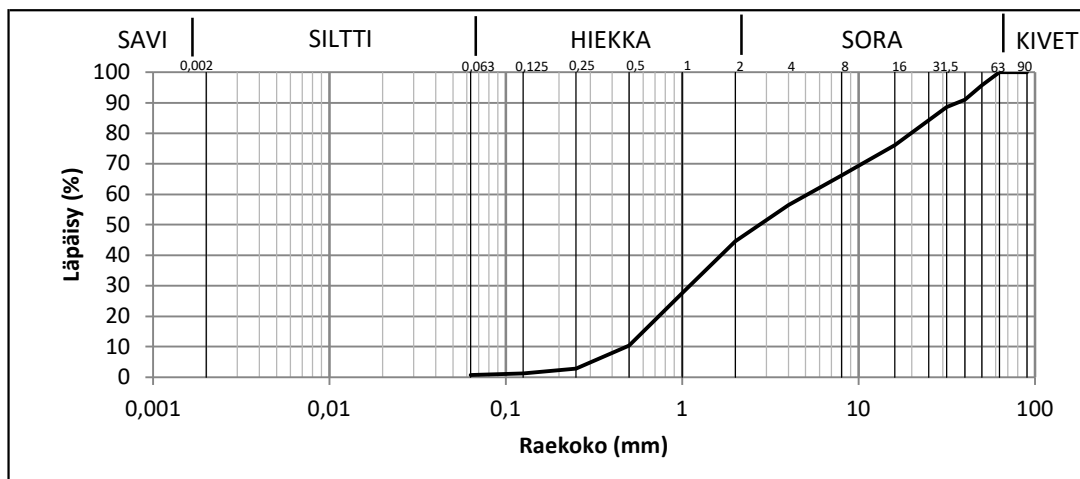
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte J3 Destia Karsturanta

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	14663,8
Näytteen massa pesun jälkeen	14567,0
Pesutappio	96,8

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	0,0	0,0	100
50	627,9	4,3	96
40	690,1	4,7	91
31,5	356,3	2,4	89
16	1834,6	12,5	76
8	1456,2	9,9	66
4	1412,6	9,6	57
2	1740,0	11,9	45
1	2497,9	17,0	28
0,5	2527,5	17,2	10
0,25	1106,1	7,5	3
0,125	235,3	1,6	1
0,063	72,4	0,5	0,7
POHJA	10,4		
POHJA+PESUTAPPIO	107,2	0,7	
YHTEENSÄ	14664,2		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

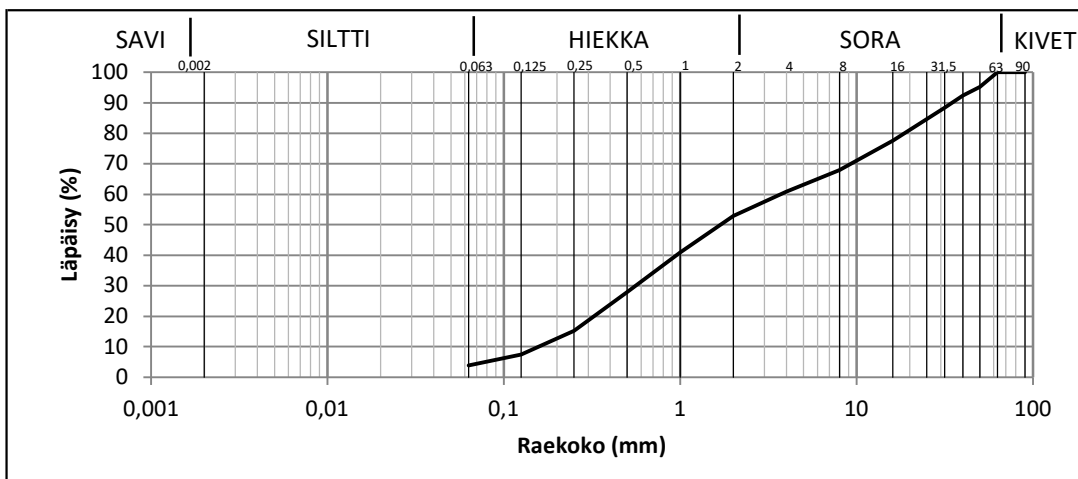
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte K2 Destia Karsturanta

Tutki: Eero Ruhanen
pvm: 9.11.2020

Näytteen massa kuivana	13675,6
Näytteen massa pesun jälkeen	13268,6
Pesutappio	407,0

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	0,0	0,0	100
63	0,0	0,0	100
50	664,4	4,8	95
40	392,4	2,8	92
31,5	552,7	4,0	88
16	1495,3	10,8	78
8	1324,4	9,6	68
4	982,4	7,1	61
2	1088,6	7,9	53
1	1655,2	12,0	41
0,5	1799,5	13,0	28
0,25	1752,5	12,7	15
0,125	1076,7	7,8	7
0,063	492,4	3,6	3,9
POHJA	126,6		
POHJA+PESUTAPPIO	533,5	3,9	
YHTEENSÄ	13810,0		



HUOM:

Tampereen yliopisto
Maa-, pohja- ja ratarakenteet

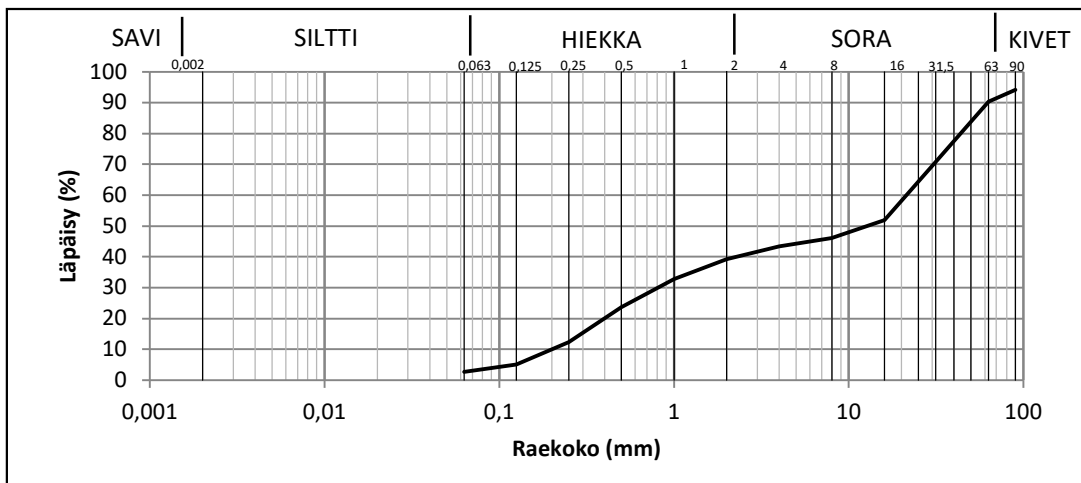
Pesuseulonta SFS-EN 933-1:2012 (+Liite A)

Näyte Rakennushalli koerakenne

Tutki: Valtteri Pohja
pvm: 27.1.2021

Näytteen massa kuivana	16460,3
Näytteen massa pesun jälkeen	16214,7
Pesutappio	245,6

Seula (mm)	Seulalle jäi (g)	Seulalle jäi (%)	Läpäisy (%)
90	957,4	5,8	94
63	640,5	3,9	90
31,5	3193,2	19,4	71
16	3122,3	19,0	52
8	955,6	5,8	46
4	442,7	2,7	43
2	677,2	4,1	39
1	1071,4	6,5	33
0,5	1482,3	9,0	24
0,25	1880,5	11,4	12
0,125	1181,9	7,2	5
0,063	397,4	2,4	2,7
POHJA	197,9		
POHJA+PESUTAPPIO	443,5	2,7	
YHTEENSÄ	16446,0		



HUOM:

