

Elina Lätti

## Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet





Elina Lätti

# Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet

Opinnäytetyö 2/2016

Liikennevirasto  
Helsinki 2016

*Kannen kuva: Jani Luhtanen*

Verkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN 2343-1741  
ISBN 978-952-317-207-4

Liikennevirasto  
PL 33  
00521 HELSINKI  
Puhelin 0295 34 3000

**Elina Lätti: Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet.** Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. Helsinki 2016. Opinnäytetyö 2/2016. 132 sivua. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-207-4.

**Avainsanat:** betonimurske, asfalttirouhe, tiilimurske, lentotuhka, pohjatuhka, leijupetihiekka, jätteenpolton pohjakuona, lujuus, jäykkyys

## Tiivistelmä

Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaaniset ominaisuudet vaikuttavat merkittävästi niitä hyödyntäen rakennettujen rakenteiden kuormituskestävyyteen. Tämän työn tavoitteena oli selvittää vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaanisten ominaisuuksien määrittämisessä käytettävät testimenetelmät ja kuormituskestävyyden kannalta keskeisimpien mekaanisten ominaisuuksien, jäykkyyden ja lujuuden, tyypilliset lukuarvot seitsemän maarakennuskäytön kannalta tärkeän materiaalin osalta. Samalla tarkoituksena oli selvittää, mitä puutteita tai kehitettävää ominaisuustiedoissa ja testimenetelmissä on. Tutkimusaineistona hyödynnettiin pääsääntöisesti Euroopassa toteutettuja tutkimuksia, mutta myös muut tutkimukset huomioitiin siltä osin, kun ne materiaaleiltaan ja käyttötarkoituksiltaan vastasivat suomalaista tilannetta. Työ toteutettiin kirjallisuusselvityksenä ja on osa laajempaa valtakunnallista UUMA2-tutkimusohjelmaa.

Työssä on esitetty materiaalien lujuus- ja jäykkyysominaisuuksien tutkimisessa käytetyt laboratoriomenetelmät ja soveltuvat kenttämittaukset. Tavanomaisten maarakennusmateriaalien mekaanisten ominaisuuksien tutkimiseen käytetyt testimenetelmät soveltuvat pääosin myös vaihtoehtoisille materiaaleille, vaikka materiaalien ominaisuudet vaihtelevat huomattavasti. Olemassa olevia testimenetelmiä soveltamalla ja kehittämällä myös vaihtoehtoisten materiaalien mekaaniset ominaisuudet voidaan selvittää. Tulosten vertailukelpoisuuden varmistamiseksi tavanomaisia ja vaihtoehtoisia materiaaleja kannattaa tutkia samoilla testimenetelmillä.

Työssä on koottu tarkemmin betonimurskeen, asfalttirouheen, lentotuhkan, pohjatuhkan, tiilimurskeen, leijupetihiekan ja jätteenpolton pohjakuonan mekaanisten ominaisuuksien lukuarvoja. Materiaalien ominaisuusvaihteluiden havaittiin olevan suurempia kuin tavanomaisilla maarakennusmateriaaleilla, mikä on tärkeää ottaa huomioon, kun materiaalikohtaisia ominaisuusarvoja käytetään vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien rakenteiden suunnittelussa. Ominaisuusvaihtelut on huomioitava myös mitoitusarvojen määrittämisessä ja laadunvalvonnassa.

**Elina Lätti: Alternativa markbyggnadsmaterials mekaniska egenskaper.** Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2016. Lärdomsprov 2/2016. 132 sidor. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-207-4.

**Nyckelord:** krossad betong, krossad asfalt, krossad tegel, flygaska, bottenaska, panssand, bottenaska från avfallsförbränning, hållfasthet, styvhet

## Sammanfattning

De mekaniska egenskaperna hos alternativa markbyggnadsmaterial har stor inverkan på belastningshållbarheten för konstruktioner där man utnyttjat dessa material. Syftet med denna studie var att ta reda på vilka testmetoder som används för att fastställa de mekaniska egenskaperna hos alternativa markbyggnadsmaterial samt de typiska numeriska värdena för de med tanke på belastningshållbarheten viktigaste mekaniska egenskaperna, såsom styvhet och hållfasthet, för sju material som är viktiga inom markbyggnad. Samtidigt ville man ta reda på vilka brister eller utvecklingsbehov som finns i egenskapsuppgifterna och testmetoderna. Som undersökningsmaterial utnyttjades främst undersökningar som gjorts i Europa, men man beaktade också andra undersökningar till den del som de i fråga om material och användningssyfte motsvarade situationen i Finland. Undersökningen genomfördes som en litteraturstudie och utgör en del av det större, riksomfattande forskningsprogrammet UUMA2.

I studien presenteras de laboriemetoder och tillämpade fältmätningar som använts när man undersöker materials hållfasthets- och styvhetsegenskaper. De testmetoder som använts för att undersöka de mekaniska egenskaperna hos sedvanliga markbyggnadsmaterial, lämpar sig huvudsakligen också för alternativa material, även om materialens egenskaper varierar betydligt. Genom att tillämpa och utveckla befintliga testmetoder kan man också ta reda på de mekaniska egenskaperna hos alternativa material. För att säkerställa att resultaten är jämförbara lönar det sig att undersöka sedvanliga och alternativa material med samma testmetoder.

I arbetet har man noggrannare sammanställt numeriska värden för de mekaniska egenskaperna hos betongkross, recyclingmassa, flygaska, bottenaska, krossat tegel, virvelbäddssand och bottenlagg från avfallsbränning. Man kunde notera att materialens egenskaper varierade mera än hos sedvanliga markbyggnadsmaterial, vilket är viktigt att beakta när man använder egenskapsvärden för olika material vid planering av konstruktioner som innehåller alternativa markbyggnadsmaterial. Variationerna i egenskaperna ska beaktas också när dimensioneringsvärden slås fast samt inom kvalitetskontrollen.

**Elina Lätti: Mechanical properties of alternative earth construction materials.** Finnish Transport Agency, Technology and Environment. Helsinki 2016. Theses 2/2016. 132 pages. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-207-4.

**Keywords:** crushed concrete, reclaimed asphalt pavement, crushed brick, fly ash, furnace bottom ash, fluidized bed combustion residue, municipal solid waste incineration bottom ash, strength, stiffness

## Summary

The mechanical properties of alternative earth construction materials have a significant effect on the load bearing capacities of said materials. The aim of this thesis was to find out the test methods used to determine the mechanical properties, i.e. strength and stiffness, of alternative earth construction materials and to gather the typical numerical values of the properties which have the key influence on the bearing capacity of structure. In addition the purpose was to figure out the shortcomings of the used test methods and known material parameters. Also the need to develop new test methods was considered as well. Research data was collected mainly from Europe. Research executed elsewhere executed was also taken into account to the extent that the collected data and studied materials were suitable for the Finnish environment. The work was carried out as a literature study and is part of a wider national UUMA2-research program.

Test methods used in laboratory and field studies for determining the strength and stiffness characteristics were presented in the thesis. It was noted that the test methods developed for the research of mechanical properties of ordinary natural earth construction materials can also be utilized in the research of alternative materials even though properties of these materials vary considerably. By applying and developing the existing test methods it is possible to determine the mechanical properties of alternative earth construction materials. It is important to examine materials with same test methods to retain the comparability of ordinary and alternative materials.

Typical numerical values of the mechanical properties of crushed concrete, reclaimed asphalt pavement, fly ash, furnace bottom ash, crushed brick, fluidized bed combustion residue and municipal solid waste incineration bottom ash were gathered in this thesis. The variation of material properties among alternative earth construction materials was noted to be higher than variations in ordinary materials. This should be taken into account while determining design values and performing quality control measures.

## Esipuhe

Tämä tutkimus perustuu Elina Lätin Tampereen teknillisessä yliopistossa Rakennustekniikan laitoksella Maa- ja pohjarakenteiden yksikössä tehtyyn diplomityöhön. Työn ovat tilanneet ja rahoittaneet Liikennevirasto ja Helsingin kaupunki ja työn ohjaajana toimi Pauli Koli-soja Tampereen teknillisestä yliopistosta sekä Laura Pennanen Liikennevirastosta.

Työ on toteutettu osana valtakunnallista UUMA2-ohjelmaa ja tutkimusta, jonka tavoitteena on vaihtoehtoisia materiaaleja hyödyntäen rakennettujen rakenteiden kuormituskestävyyden mitoitusmenettelyjen kehittäminen.

Helsingissä tammikuussa 2016

Liikennevirasto  
Tekniikka ja ympäristö -osasto



# Sisällysluettelo

1	JOHDANTO .....	11
2	MAA-AINESTEN MEKAANISET OMINAISUUDET .....	13
2.1	Rakeiset ja kontinuumimateriaalit .....	13
2.2	Maamateriaalien jäykkyys ja sitä kuvaavat suureet.....	14
2.2.1	Lineaarisesti kimmainen materiaali .....	14
2.2.2	Epälineaarisesti käyttäytyvä materiaali.....	16
2.3	Maamateriaalien lujuus ja sitä kuvaavat suureet .....	20
2.3.1	Puristuslujuus .....	20
2.3.2	Leikkauslujuus .....	20
2.3.3	Vetolujuus.....	24
2.4	Maamateriaalien mekaaninen käyttäytyminen murtotilanteessa .....	26
3	LIIKENTEEN KUORMITTAMIEN TIE- JA KATURAKENTEIDEN TOIMINTATAPA JA VAURIOITUMISMEKANISMIT .....	28
3.1	Tien ja kadun rakennetyypit .....	28
3.1.1	Joustava päällysrakenne .....	28
3.1.2	Jäykät ja puolijäykät päällysrakenteet .....	29
3.2	Liikennekuormituksen vaikutus tie- ja katurakenteen käyttäytymiseen .....	31
3.2.1	Liikennekuormituksen ominaispiirteet .....	31
3.2.2	Liikennekuormituksesta aiheutuvat jännitykset ja muodonmuutokset.....	32
3.3	Tie- ja katurakenteiden vaurioituminen .....	35
3.3.1	Halkeilu .....	35
3.3.2	Urautuminen .....	38
3.3.3	Pituussuuntainen epätasaisuus .....	42
3.3.4	Muita vauriotyyppejä.....	42
3.4	Vaurioitumisen vaikutus rakenteen toimivuuteen .....	43
3.5	Vaihtoehtoisia materiaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden vaurioituminen.....	44
4	VAIHTOEHTOISTEN MAARAKENNUSMATERIAALIEN MEKAANISTEN OMINAISUUKSIEN MÄÄRITYSMENETELMÄT .....	46
4.1	Jäykkyysominaisuudet .....	46
4.1.1	Jäykkyysominaisuuksien määrittäminen laboratoriomittauksin .....	46
4.1.2	Jäykkyysominaisuuksien määrittäminen kenttämittauksin.....	50
4.1.3	Muita jäykkyysominaisuuksien määrittämissuunnitelmia .....	57
4.2	Lujuusominaisuudet .....	58
4.2.1	Puristuslujuuden määrittäminen .....	58
4.2.2	Leikkauslujuuden määrittäminen.....	58
4.2.3	Vetolujuuden määrittäminen .....	62
4.2.4	Muita lujuusominaisuuksien mittaussuunnitelmia.....	64
5	MEKAANISTEN OMINAISUUKSIEN TYYPILLISIÄ LUKUARVOJA .....	65
5.1	Betonimurske .....	65
5.1.1	Jäykkyys .....	65
5.1.2	Lujuus .....	74
5.1.3	Yhteenveto.....	78
5.2	Asfalttimurske ja -rouhe.....	79
5.2.1	Jäykkyys .....	80

5.2.2	Lujuus .....	84
5.2.3	Yhteenveto .....	85
5.3	Lentotuhka .....	86
5.3.1	Jäykkyys .....	87
5.3.2	Lujuus .....	90
5.3.3	Yhteenveto .....	93
5.4	Pohjatuhka .....	93
5.4.1	Jäykkyys .....	94
5.4.2	Lujuus .....	99
5.4.3	Yhteenveto .....	101
5.5	Tiilimurske .....	101
5.5.1	Jäykkyys .....	102
5.5.2	Lujuus .....	104
5.5.3	Yhteenveto .....	107
5.6	Leijupetihiekka .....	107
5.6.1	Jäykkyys .....	108
5.6.2	Lujuus .....	110
5.6.3	Yhteenveto .....	111
5.7	Jätteenpolton pohjakuona .....	112
5.7.1	Jäykkyys .....	113
5.7.2	Lujuus .....	118
5.7.3	Yhteenveto .....	120
6	PÄÄTELMÄT .....	121
	LÄHTEET .....	123

## Merkinnät ja lyhenteet

$\Delta\varepsilon_e$	palautuva suhteellinen muodonmuutos
$\Delta\sigma$	kuormituksen muutos tarkastelujaksolla 0,3 $\sigma_{\max}$ ...0,7 $\sigma_{\max}$
$\Delta\sigma_d$	deviatorisen jännityksen vaihteluväli
$\varepsilon$	venymä
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	muodonmuutokset pääjännitysten suunnissa
$\theta$	pääjännitysten summa ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \sigma_v + 2\sigma_h$ )
$\theta_o$	vertailujännitys
$\lambda$	Lamén vakio
$\nu$	Poissonin luku
$\rho$	märkäirtotiheys
$\rho_d$	kuivairtotiheys
$\rho_{d,\max}$	maksimi kuivairtotiheys
$\rho_o$	näytteen tiheys kokeessa
$\sigma$	jännitys
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	pääjännitykset
$\sigma_o$	kosketuspaine
$\sigma_h$	$\sigma_3$ , pienin pääjännitys
$\sigma_n$	normaalijännitys
$\sigma_T$	vetojännitys
$\sigma_v$	$\sigma_1$ , suurin pääjännitys
$\sigma_{\max}$	levykuormituskokeessa materiaalille määritetty maksimijännitys
$T_f$	leikkauslujuus
$\gamma_d$	kuivatilavuuspaino
$\gamma_{d,\max}$	maksimi kuivatilavuuspaino
$\varphi$	kitkakulma
$c', \sigma', \varphi'$	tehokkaat parametrit
$A$	kuormitettavan kappaleen poikkileikkauspinta-ala
$A_c, A_i$	koekappaleen poikkileikkauspinta-ala kokeen alussa
$a$	kuormituslevyn säde
$c$	koheesio
$D$	tiiviyssaste
$d$	kuormitettavan kappaleen halkaisija
$d_r$	taipuma etäisyydellä $r$ kuormituslevystä
$d_o$	taipuma kuormituslevyn alla
$d_1, d_2$	kappaleen sivujen mitat
$d_{50}$	rakeisuuskäyrän 50 % läpäisyä vastaava raekoko
$E$	kimmomoduuli
$E_A$	mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus
$E_p$	mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus
$E_r$	pintamoduuli
$E_o$	kantavuusarvo
$E_1, E_2$	muodonmuutosmoduulit ensimmäiselle ja toiselle kuormitusyhtälölle
$E_2^*$	levykuormituskoetta vastaava moduuli
$F$	kappaleeseen vaikuttava voima murtumistilanteessa
$G$	leikkausmoduuli
$H$	vaakasuuntainen leikkausvoima

$\Delta H$	koekappaleen korkeuden muutos
$H_i$	koekappaleen alkuperäinen korkeus ennen kuormitusta
$K$	tilavuusmoduuli
$K_1$	moduuliluku
$K_2$	moduuliekspONENTTI
$k$	kerroin, jonka arvo riippuu kuormituslevyn jäykkyydestä ja rakenteen Poissonin luvusta
$l$	kuormitettavan kappaleen pituus
$l$	kuormitustukien välimatka
$M$	kokoonpuristuvuusmoduuli
$M_r$	resilient-moduuli eli jäykkyyshmoduuli
$w_{opt}$	optimivesipitoisuus
$P$	koekappaleeseen kohdistuva pystysuora kuormittava voima
$p$	kosketuspaine
$p'$	keskimääräinen normaalijännitys, $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
$R$	vaadittava kuormitusnopeus
$R$	taipuman kaarevuussäde, joka on Ruotsissa käytössä pudotuspainomittausten tulosten ilmaisussa, ruots. krökninsgradie
$R_c$	puristuslujuus
$r$	kuormituslevyn jäykkyyttä kuvaava kerroin
$r$	taipuma-anturin etäisyys kuormituslevystä
$\Delta S$	tarkastelujaksolla tapahtunut painuma
$s$	painuma
$s$	jännityksen kasvunopeus
$w$	vesipitoisuus
$w_{\%opt}$	vesipitoisuus optimivesipitoisuudesta
AB	asfalttibetoni
ADR	hollantilainen kuivaerotustekniikka, engl. advanced dry recovery
BFB	kerrosleijukattila, engl. bubbling fluidized bed boiler
CFB	kiertoleijukattila, engl. circulating fluidized bed boiler
FWD	pudotuspainolaite, engl. Falling Weight Deflectometer
MARA	Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa (591/2006, muutokset 403/2009)
MB	Mass burn -polttolaitostyyppi
PAB	pehmeä asfalttibetoni
RDF	Refuse derived fuel -polttolaitostyyppi
UUMA	Uusiomateriaalien käyttöä maarakentamisessa edistävä hanke
VTI	Ruotsin tie- ja liikennetutkimuslaitos, ruots. Statens väg- och transportforskningsinstitut
ballistinen erotin	jätteen lajittelussa käytetty laite
RC-asfalttimassa	asfalttimassa, jonka valmistuksessa on hyödynnetty kierrätettyä asfalttia
sintraantuminen	partikkeleiden hitsaantuminen yhteen lämpötilan lähestyessä tuhkan sulamislämpötilaa
viskoelastisuus	materiaalin mekaaniset ominaisuudet riippuvat lämpötilasta ja kuormitusajasta

# 1 Johdanto

Suomessa käytetään kiviainesta vuosittain lähes 100 miljoonaa tonnia (Valtiovarainministeriö 2012, s. 7). Tästä kiviaineksesta suuri osa käytetään maarakentamisessa. Käyttökelpoisten kiviainesesiintymien jakaantuminen on alueellisesti epätasaista ja joitakin esiintymiä on jo käytetty loppuun. Erityisesti Etelä-Suomessa, jossa kiviaineksen tarve on laajasta rakentamisesta johtuen suurta, laadukkaan kiviaineksen saatavuus voi muodostua ongelmaksi. Hyvälaatuisen ja käyttökelpoisen kiviaineksen epätasainen sijoittuminen johtaa pitkiin kuljetusmatkoihin, jolloin kiviainesten käytön kustannukset nousevat. Neitseellisen kiviaineksen käyttöä tulisi vähentää, sillä kiviaines on uusiutumaton luonnonvara. Saatavuusongelmien ja neitseellisen kiviaineksen käytön vähentämiseksi on maarakentamisessa tutkittava vaihtoehtoisten materiaalien hyödyntämistä.

Vaihtoehtoisten materiaalien hyötykäyttöön ja käytön kehittämiseen kannustetaan tiukentuneen jätelainsäädännön ja teollisuuden sivutuotteille säädetyn jäteveron avulla (Jätelaki 2011, Jäteverolaki 2010). Jätteet pyritään tuotteistamaan, jolloin niiden käyttö helpottuu ja nopeutuu. Uusiomateriaalien käytöstä tiedetään vielä riittämättömästi ja puutteelliset tiedot materiaalien ominaisuuksista, riskeistä ja kustannuksista hidastavat uusiomateriaalien käytön lisääntymistä. Uusiomateriaalien ominaisuudet on tunnettava tarkasti ennen kuin niitä voidaan hyödyntää, sillä uusiomateriaalien ominaisuudet ovat monilta osin luonnonmateriaalien ominaisuusarvoista poikkeavia.

Tämä diplomityö toteutetaan osana tutkimusta, jonka tavoitteena on kehittää menetelyjä vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja hyödyntäen toteutettujen maarakenteiden, UUMA-rakenteiden, kuormituskestävyyden mitoittamiseen. Työssä kerätään tietoa maarakennusmateriaalien mekaanisista ominaisuuksista aiemmin toteutetuista hankkeista ja tutkimuksista. Materiaalitietämyksen lisääntymisen myötä vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja voidaan käyttää tehokkaammin, jolloin jätemäärät pienenevät ja vastaavat luonnonmateriaalit säästyvät.

Tämän työn päätavoitteina on selvittää vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien keskeisimpien mekaanisten ominaisuuksien määrittämisessä käytettävät testimenetelmät ja kuormituskestävyyden kannalta oleellisimpien mekaanisten ominaisuuksien tyypillisiä lukuarvoja. Alatavoitteena on selvittää, mitä puutteita ja kehitettävää materiaalien ominaisuustiedoissa ja testimenetelmissä on.

Tutkimuksessa käsitellään ensisijaisesti betonimurskeen, asfalttirouheen, lentotuhkan, pohjatuhkan, tiilimurskeen, leijupetihiekan ja jätteenpolton pohjakuonan lujuus- ja jäykkyysominaisuuksia sekä ominaisuuksien selvittämisessä käytettäviä testausmenetelmiä. Materiaalien ominaisuuksia tutkittaessa huomioidaan käyttö massiivirakenteena sekä sideaineenomainen käyttö. Stabiloitua maata käsitellään testausmenetelmien osalta, mutta sen lujuus- ja jäykkyysominaisuuksien lukuarvoja ei listata, sillä materiaalin ominaisuudet muuttuvat käsiteltävästä maa-aineksesta riippuen paljon. Työssä keskitytään lähinnä Euroopassa toteutettuihin tutkimuksiin, mutta myös muilla alueilla tuotetut tutkimustulokset hyödynnetään siltä osin kuin ne vastaavat materiaaleiltaan ja käyttökohteiden olosuhteiltaan suomalaista tilannetta.

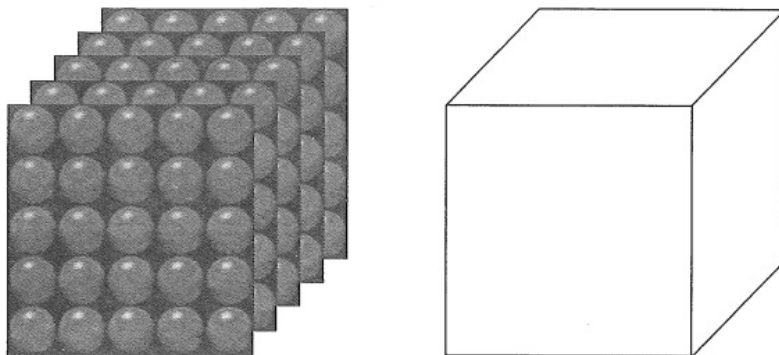
Luvussa 2 käsitellään maa-ainesten lujuus- ja jäykkyysominaisuuksiin liittyvät määritelmät ja suureet, joita näiden ominaisuuksien kuvaamiseen käytetään eri materiaaleilla. Luvussa 3 kerrotaan erilaisten infrarakenteiden toimintatavasta ja vaurioitumismekanismeista. Luvussa 4 käsitellään vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien testausmenetelmiä. Lukuun 5 kerätään lujuus- ja jäykkyysominaisuuksien tyypillisiä lukuaroja ominaisuuskohtaisesti kullekin tutkittavalle materiaalille.

Tutkimusmenetelmänä käytetään kirjallisuusanalyysiä. Kirjallisuusanalyysillä tutkitaan aiemmin tehtyjä tutkimuksia vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaanisesta käyttäytymisestä. Lujuus- ja jäykkyysominaisuuksien kuvaamiseen liittyviä suureita ja niiden määritelmiä sekä tietoa erilaisten infrarakenteiden toimintatavasta ja vaurioitumismekanismeista etsitään alan perusteoksista sekä aiemmin toteutetuista tutkimuksista.

## 2 Maa-ainesten mekaaniset ominaisuudet

### 2.1 Rakeiset ja kontinuumimateriaalit

Maarakennusmateriaalit voidaan karkeasti jakaa rakeisiin ja kontinuumimateriaaleihin niiden käyttäytymisen ja ominaisuuksien perusteella. Rakeiset materiaalit koostuvat yksittäisistä partikkeleista, joiden välinen huokostila on ilmalla, vedellä tai osittain molemmilla täyttynyt. Nämä partikkelit voivat olla täysin irrallisina toisistaan tai löyhästi toisiinsa sidottuna näennäisen koheesion vaikuttaessa osittain vedellä kylästyneessä maassa. Näennäisessä koheesiossa maapartikkelien kosketuspintojen välinen vesi puristaa pintajännityksellään rakeita yhteen, minkä seurauksena tehokas jännitys kasvaa ja maa saa lujuutta. Rakeisilla materiaaleilla yksittäisten partikkelien raekoko ja muoto vaikuttavat partikkelien kosketuskohtien lukumäärään ja siten materiaalin mekaanisiin ominaisuuksiin (RIL 157-1 1985, s. 86). Rakeisilla materiaaleilla ei ole ominaista lujuutta, vaan ne tarvitsevat ulkoista kuormitusta raekontaktien ja kitkan muodostumiseen (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 21). Rakeisen materiaalin mekaanisten ominaisuuksien tutkimiseen tarvitaan kolmiulotteinen jännitystila, sillä materiaalin jäykkyyttä ja lujuutta ei ole mahdollista määrittää materiaalia kuormittamalla ilman materiaaliin kohdistuvaa sivuttaistukea. Rakeisten materiaalien koostumuksen takia materiaaleilla ei ole myöskään vetolujuutta, sillä partikkelien välisten sidosten lujuus ja jäykkyys eivät ole riittäviä vetolujuuden aikaansaamiseksi.



*Kuva 1 Rakeisen materiaalin ja kontinuumimateriaalin periaatteellinen kuvaaminen (Kolisoja 1997, s. 7)*

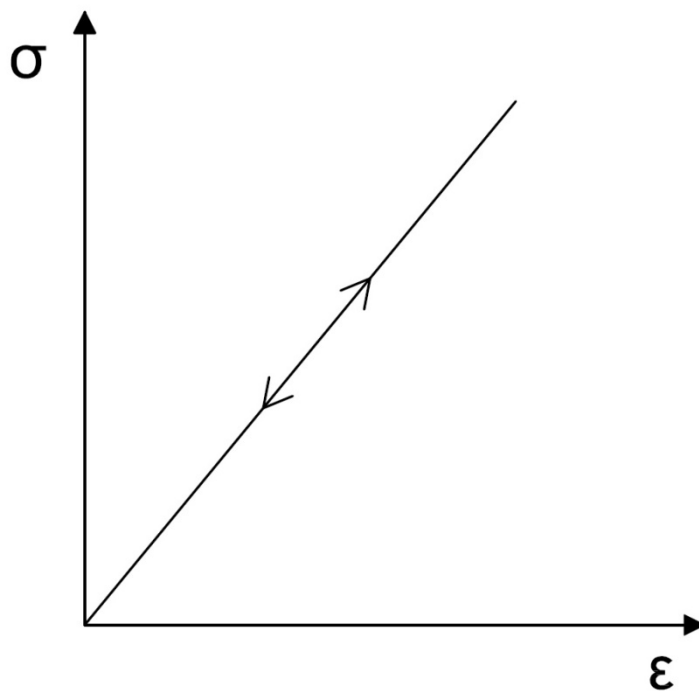
Toisin kuin rakeiset materiaalit, kontinuumimateriaalin ajatellaan koostuvan äärettömän tiheästi sijaitsevista ainepisteistä (kuva 1). Näin ollen kontinuumimateriaaleja voidaan pitää jatkuvana ja ne voidaan mallintaa jatkuvana massarakenteena. (RIL 157-1 1985, s. 223) Jotkin sivutuotemateriaalit luokitellaan kontinuumimateriaaleiksi, sillä osalla materiaaleista on sitoutumiskykyä. Näiden materiaalien sitoutumista voidaan lisätä tai varmistaa esimerkiksi bitumilla, kalkilla tai sementillä. (Liikennevirasto 2014, s. 10) Sitoutumiskykyä vuoksi näistä materiaaleista voidaan muotoilla kiinteitä, koossapysyviä kappaleita. Rakeisista materiaaleista poiketen kontinuumimateriaaleja voidaan kuormittaa myös yksiaksaalisesti ilman sivuttaistukea juuri niiden sitoutumisominaisuuksien ansiosta. Kuormitustilanteessa partikkelien välisten sidosten lujuus ja jäykkyys ovat materiaalin käyttäytymisen kannalta hallitsevimmat ominaisuudet, kun taas materiaalissa vallitsevan jännitystilän vaikutus ei ole yhtä keskeinen. Kontinuumimateriaaleilla on yleensä ainakin jossain määrin vetolujuutta.

## 2.2 Maamateriaalien jäykkyys ja sitä kuvaavat suureet

Maamateriaalien mekaanista käyttäytymistä kuvataan materiaalimallien avulla. Lineaarisesti kimmoiselle materiaalille ja epälineaarisesti käyttäytyvälle materiaalille sovelletaan eri malleja, sillä ne käyttäytyvät eri tavalla.

### 2.2.1 Lineaarisesti kimmoinen materiaali

Kimmoisuudella tarkoitetaan materiaalin kykyä pyrkiä takaisin entiseen muotoonsa ulkoisten kuormien poistamisen jälkeen. Kuorman poistamisen jälkeen täysin kimmoiseen materiaaliin ei jää pysyviä muodonmuutoksia. Lineaarisesti kimmoisella materiaalilla jännityksen ja venymän välinen suhde on lineaarinen ja tällöin materiaali noudattaa Hooken lakia. Hooken laki on yksinkertaisin tapa mallintaa materiaalin palautuvia muodonmuutoksia. Kuvassa 2 on esitetty lineaarisesti kimmoisen materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen.



Kuva 2 Lineaarisesti kimmoisen materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen

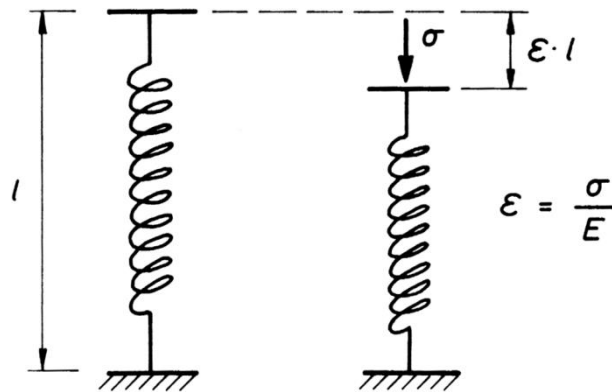


Linearisesti kimmoisen materiaalin yksiulotteista käyttäytymistä voidaan kuvata kimmoisella jousella, jossa jouseen kohdistuva jännitys ja jännityksestä aiheutuva muodonmuutos ovat suoraan verrannollisia (RIL 157-1 1985, s. 232–233). Kuvassa 3 on havainnollistettu jännityksen  $\sigma$  ja venymän  $\varepsilon$  suhdetta jousen venymän ja Hooken lain avulla. Kuvassa muuttuja  $l$  kuvaa jousen pituutta. Hooken laki esitetään usein muodossa

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (1)$$

missä

$\varepsilon$  on jousen venymä  
 $\sigma$  on jännitys  
 $E$  on kimmomoduuli



Kuva 3 Linearisesti kimmoisen materiaalin käyttäytyminen jousimallin avulla (RIL 157-1 1985, s. 233)

Yksiulotteisen tapauksen mallia yleistämällä saadaan yleistetty Hooken laki, joka pätee kolmiulotteisissa tapauksissa. Kolmiulotteisessa tapauksessa homogeenisen ja isotrooppisen materiaalin jännityksen ja muodonmuutoksen välisen yhteyden kuvaamiseen tarvitaan kaksi toisistaan riippumatonta kimmoparametria. Yleisesti kuvaamisessa on käytetty kimmomoduulia eli Youngin moduulia  $E$  ja Poissonin lukua  $\nu$ . (Kolisoja 1997, s. 7)

Yleistetystä Hooken laista voidaan kolmiulotteisessa tapauksessa kimmomoduulia ja Poissonin lukua hyödyntämällä johtaa yhtälöt:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (2)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3)] \quad (3)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (4)$$

missä

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  ovat muodonmuutokset pääjännitysten suunnissa  
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  ovat pääjännitykset  
 $E$  on kimmomoduuli  
 $\nu$  on Poissonin luku

Lineaarisesti kimmoista käyttäytymistä voidaan kimmomoduulin ja Poissonin luvun ohella kuvata myös muilla kimmoparametreilla. Kimmomoduuli ja Poissonin luku voidaan korvata leikkausmoduulilla  $G$  ja tilavuusmoduulilla  $K$ . Myös Lamén vakiota  $\lambda$  ja kokoonpuristuvuusmoduulia  $M$  voidaan käyttää (Kolisoja 1997, s.7). Isotrooppisen materiaalin kimmoparametrit voidaan ilmaista minkä tahansa kahden muun kimmoparametrin avulla. Esimerkiksi leikkaus- ja tilavuusmoduuli voidaan ratkaista yhtälöistä 5 ja 6, kun materiaalin kimmomoduuli ja Poissonin luku tunnetaan.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (6)$$

missä

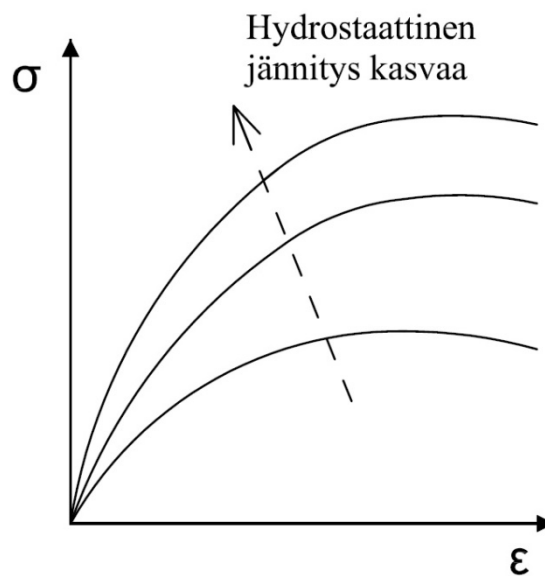
$G$	on leikkausmoduuli
$E$	on kimmomoduuli
$\nu$	on Poissonin luku
$K$	on tilavuusmoduuli

Leikkausmoduuli  $G$  kertoo leikkausjännityksen ja tätä vastaavan leikkausmuodonmuutoksen suhteen. Tilavuusmoduulin  $K$  avulla voidaan ilmaista tilavuusmuodonmuutoksen ja keskimääräisen jännityksen välinen yhteys muun muassa isotrooppisessa konsolidaatiokokeessa, jossa kappaleeseen kohdistuu kolmiulotteinen jännitystila. (RIL 157-1 1985, s. 235–236)

Maamateriaalit oletetaan usein laskennan helpottamiseksi lineaarisesti kimmoisiksi, sillä näin mallintaminen on yksinkertaista. Todellisuudessa maamateriaalit eivät yleensä käyttäydy lineaarisesti kimmoisesti. Maamateriaalit eivät ole homogeenisia, eikä lineaarisesti kimmainen materiaalmalli huomioi niiden rakeisuutta. Hooken lakia voidaan kuitenkin yleensä soveltaa maamateriaaleille rajoitetuilla jännitys- ja muodonmuutosalueilla (RIL 157-1 1985, s. 261).

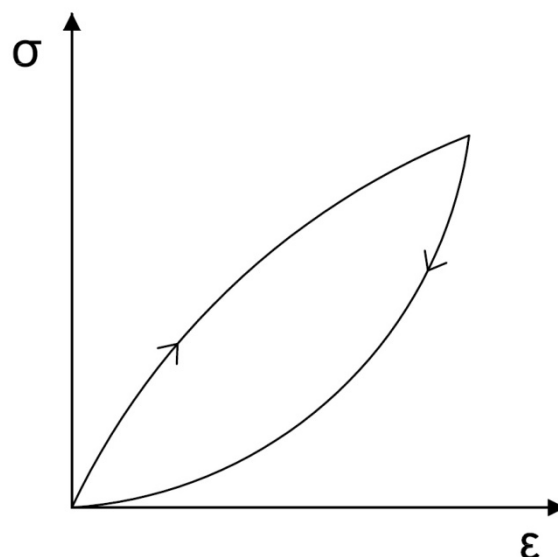
## 2.2.2 Epälineaarisesti käyttäytyvä materiaali

Kappaleessa 2.2.1 mainittiin, että maamateriaalien oletetaan käyttäytyvän lineaarisesti kimmoisesti, mutta todellisuudessa maarakennusmateriaalien käyttäytyminen on aina osittain epälineaarista erityisesti erillisistä partikkeleista koostuvilla materiaaleilla. Epälineaarisesti käyttäytyvällä materiaalilla jännityksen ja venymän suhde ei ole lineaarinen ja materiaaliin jännityksen vaikutuksesta syntyvät muodonmuutokset ovat yleensä ainakin jossain määrin pysyviä. Alhaisilla muodonmuutostasoilla materiaalin käyttäytyminen voidaan arvioida lineaariseksi, mutta muodonmuutostason kasvaessa materiaalin jäykkyys alenee (Liikennevirasto 2012a, liite 1 s. 23). Kuvassa 4 on esitetty epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin jännityksen ja venymän välinen periaatteellinen yhteys. Kuten kuvasta havaitaan, kuormituksesta aiheutuva jännitystila vaikuttaa materiaalin jäykkyyteen. Materiaalin jäykkyys pienenee, kun jännitystä kasvatetaan lähelle materiaalin murtoa (Werkmeister 2003, s. 2–3). Materiaalin jäykkyys riippuu muodonmuutostason lisäksi myös siihen kohdistuvan hydrostaattisen jännityksen suuruudesta. Jännitystason kasvaessa myös materiaalin jäykkyys kasvaa kuvan 4 mukaisesti.



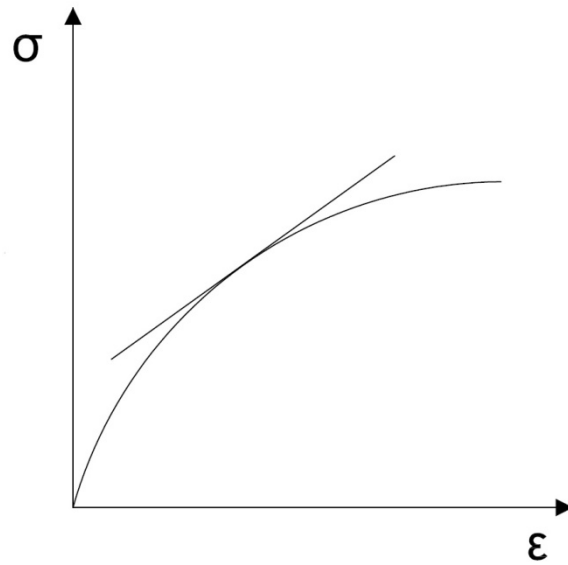
Kuva 4 Jännitystilän ja muodonmuutostason vaikutus epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin jäykkyyteen

Epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin muodonmuutos voi palautua samaa jännitys-muodonmuutospolkua kuin kuorman kasvaessa, mutta yleensä näin ei kuitenkaan tapahdu. Tavallisesti epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen muistuttaa kuvassa 5 esitettyä tilannetta.



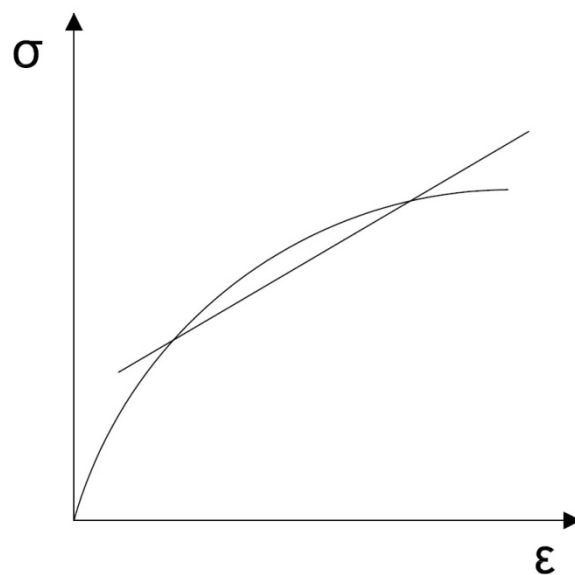
Kuva 5 Epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin muodonmuutoksen palautuminen

Epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin jännitys-muodonmuutuskäyttäytymistä voidaan kuvata erilaisten moduulisuuksien avulla. Moduuli voidaan esittää tangenttimoduulina ja sekanttimoduulina (RIL 157-1 1985, s. 117). Moduulit huomioivat materiaalin muodonmuutuskäyrän kulmakertoimen muuttumisen. Tangenttimoduuli kertoo materiaalin jännitys-muodonmuutokuvaajan kaltevuuden mistä tahansa jännityksen määräämässä pisteessä ja sen arvo muuttuu jännityksen muuttuessa. Kuvassa 6 on esitetty tangenttimoduulin määrittäminen jännitys-muodonmuutokuvaajasta.



Kuva 6 Tangenttimoduuli

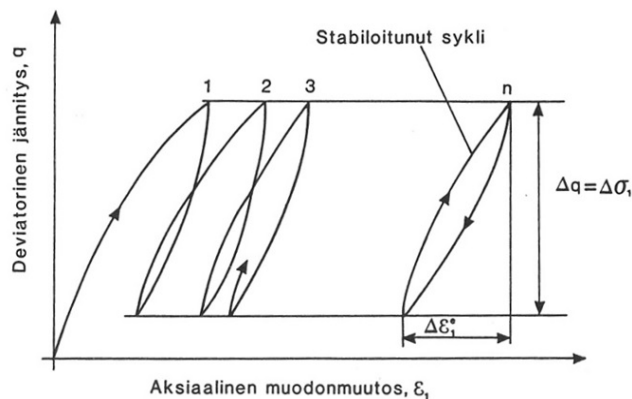
Sekanttimoduuli määritetään tietylle jännitysvälille kuvaajan kahden tarkastelupisteen välisenä lineaarisena approksimaationa. Kuvassa 7 on esitetty sekanttimoduulin määrittäminen epälineaarisesta jännitys-muodonmuutoskuvaajasta.



Kuva 7 Sekanttimoduuli

Kuten todettua, epälineaarisessa materiaalissa tapahtuvat muodonmuutokset ovat yleensä osittain palautuvia ja osin palautumattomia. Normaaleissa liikennekuormitusta vastaavissa toistokuormitustilanteissa palautuvaa muodonmuutosta tapahtuu materiaalissa huomattavasti enemmän kuin palautumatonta. Syntyvät muodonmuutokset riippuvat materiaalin kuormituksesta ja kuormitustavasta. Syklisessä toistokuormituksessa ensimmäisestä syklistä aiheutuva palautumaton muodonmuutos on normaalisti suurempi kuin seuraavissa. Toistokuormitus myös muuttaa materiaalin jäykkyyttä. Tietyn kuormitussyklimäärän jälkeen materiaalin jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen stabiloituu, jolloin materiaalissa tapahtuvat muodonmuutokset

ovat lähes yksinomaan palautuvia eli materiaalin käyttäytyminen on lähes kimmoista. Epälineaarisesti käyttäytyvän rakeisen materiaalin tyypillistä käyttäytymistä toistuvassa kuormituksessa on havainnollistettu kuvassa 8.



Kuva 8 Epälineaarisesti käyttäytyvän materiaalin resilient-moduulin määrittäminen (Kolisoja 1993, s. 28)

Stabiloitunut jännitys-muodonmuutossykli muodostaa hystereesissilmukan, josta voidaan määrittää materiaalin jäykkyyttä toistukuormitustilanteessa kuvaava resilient-moduuli. Suomalaisessa kirjallisuudessa resilient-moduulista käytetään toisinaan myös termiä jäykkyyshmoduuli (Juvankoski & Laaksonen 2011, s. 12). Resilient-moduuli voidaan määrittää kaavan 7 mukaisesti deviatorisen jännityksen vaihteluvälin ja palautuvan suhteellisen muodonmuutoksen suhteena:

$$M_r = \frac{\Delta\sigma_d}{\Delta\varepsilon_e} \quad (7)$$

missä

- $M_r$  on resilient-moduuli eli jäykkyyshmoduuli
- $\Delta\sigma_d$  on deviatorisen jännityksen vaihteluväli
- $\Delta\varepsilon_e$  on palautuva suhteellinen muodonmuutos.

(Kolisoja 1993 s. 28, Brecciaroli & Kolisoja 2006 s. 22–23)

Resilient-moduuli on jännitysriippuvainen, ja siksi se yleensä ilmaistaan jännityksen funktiona. Varsin usein resilient-moduulin jännitysriippuvuutta kuvataan K- $\theta$ -mallin mukaan kaavalla 8

$$M_r = K_1 \theta_0 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \quad (8)$$

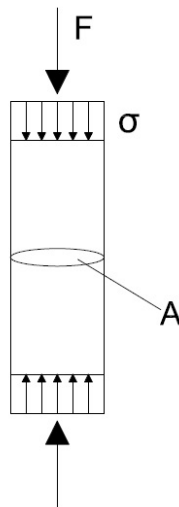
- $M_r$  on resilient-moduuli
- $K_1$  on moduuliluku
- $K_2$  on moduuliekspONENTTI
- $\theta$  on pääjännitysten summa
- $\theta_0$  on vertailujännitys.

(Kolisoja 1993, s. 28–29)

## 2.3 Maamateriaalien lujuus ja sitä kuvaavat suureet

### 2.3.1 Puristuslujuus

Puristuslujuudella ilmoitetaan se jännitys, jonka materiaali yksiaksaalisessa kuormitustilanteessa kestää murtumatta. Materiaalin puristuslujuus määritetään puristamalla kappaletta aksiaalisesti kunnes kappale murtuu. Puristuslujuuden määrittämisen periaate on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9 Kappaleen puristuslujuuden määrittäminen

Puristuslujuus määritetään voiman ja puristettavan kappaleen poikkileikkauspinta-alan perusteella yhtälön 9 mukaisesti

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (9)$$

missä

- $\sigma$  on puristusjännitys
- $F$  on kappaleeseen vaikuttava voima murtumishetkellä
- $A$  on kuormitettavan kappaleen poikkileikkauspinta-ala.

Puristuslujuus on suurin jännityksen arvo sillä hetkellä, kun murtuminen tapahtuu. Puristuslujuus voidaan määrittää vain kontinuumimateriaaleille, sillä sitomattomat rakeiset materiaalit eivät pysy koossa ilman sivuttaistukea.

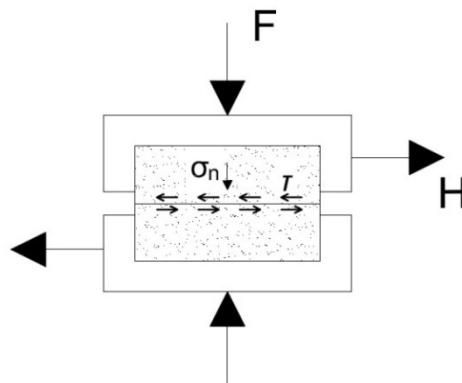
### 2.3.2 Leikkauslujuus

Materiaalin leikkauslujuus kuvaa materiaalin sisäistä kykyä vastustaa murtumista ja liukumia. Leikkauslujuus määritetään yleensä erillisistä partikkeleista koostuville materiaaleille, mutta se on määritettävissä myös kontinuumimateriaaleille. Rakeiden välinen kitka ja koheesio muodostavat materiaalin leikkauslujuuden. (Jääskeläinen 2011, s. 100) Eri materiaaleilla leikkauslujuus määräytyy eri tavalla materiaalin ominaisuuksista riippuen. Niin kutsutuilla kitkamaalajeilla leikkauslujuus aiheutuu pää-

sääntöisesti partikkelien välisistä kitkavoimista ja koheesiomaalajeilla taas partikkelien välillä vaikuttavasta koheesiosta. Niin kutsutuilla välimuotomaalajeilla sekä kitka että koheesio vaikuttavat leikkauslujuuden muodostumiseen (Jääskeläinen et al. 2008, s. 124).

Maan lujuus tai sitä kuvaavat parametrit eivät ole vakioita. Lujuus riippuu olosuhteista, kuormitushistoriasta ja ajasta. Lyhytaikaisen ja pitkäaikaisen kuormituksen parametrit ja mitoitusmenettelyt eroavat myös toisistaan. Siten materiaalilla ei ole yhtä tiettyä koheesiota tai kitkakulmaa eikä näin ollen myöskään vakioleikkauslujuutta. Kuormitustilanteessa maamateriaalissa tapahtuu käytännössä aina joko tilavuuden tai huokosvedenpaineen muutosta. Lyhytaikaisessa kuormituksessa materiaaliin kohdistuva kuormitus on niin nopeaa, että materiaalin tilavuus ei ehdi muuttua, joten kuormituksen seurauksena huokosvedenpaine muuttuu, yleensä kasvaa. Lyhytaikainen kuormitus tapahtuu näin ollen suljetussa tilassa. Pitkäaikaisessa kuormituksessa materiaalia kuormitetaan puolestaan niin hitaasti, että huokosvesi ehtii purkautua. Materiaalin huokosveden ei muodostu näin yli- tai alipainetta, vaan kuormitus aiheuttaa materiaaliin tilavuuden muutoksen. Pitkäaikainen kuormitus tapahtuu tällöin vastaavasti avoimessa tilassa. (Jääskeläinen 2011, s. 101–102)

Materiaalin leikkauslujuutta voidaan havainnollistaa rasialeikkauskokeen periaatekuvan 10 avulla. Maamateriaaliin kohdistuu pystysuuntainen puristus  $F$  ja vaakasuuntainen leikkaava voima  $H$ , jolloin kappaleeseen kohdistuu pystysuuntainen normaali-jännitys  $\sigma_n$  ja leikkauspintojen suuntainen leikkausjännitys  $\tau$ . Kun leikkausjännitys kasvaa leikkauslujuuden suuruiseksi, kappale murtuu.



Kuva 10 Materiaalin leikkauslujuus

Leikkauslujuus voidaan yleistilanteessa esittää Mohr-Coulombin yhtälöllä

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (10)$$

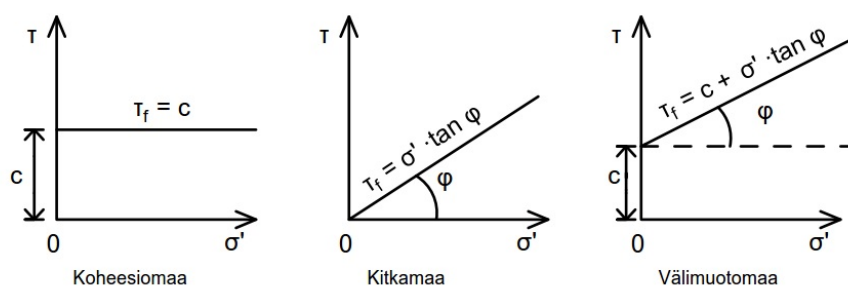
missä

- $\tau_f$  on leikkauslujuus
- $c$  on koheesio
- $\sigma$  on leikkauspinnassa vaikuttava normaalijännitys
- $\varphi$  on kitkakulma

Yhtälö 10 on yleiskaava leikkauslujuudelle ja se on voimassa, kun materiaalin rakeiden välillä on sekä kitkaa että koheesiota. Kyllästetyssä maassa leikkauspintaan vaikuttaa normaalijännityksen lisäksi huokosvedenpaine, jolloin on laskettava leikkauspintaan kohdistuva tehokas jännitys vähentämällä normaalijännityksestä huokosvedenpaine. Näin Mohr-Coulombin yhtälö (10) saadaan muotoon

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (11)$$

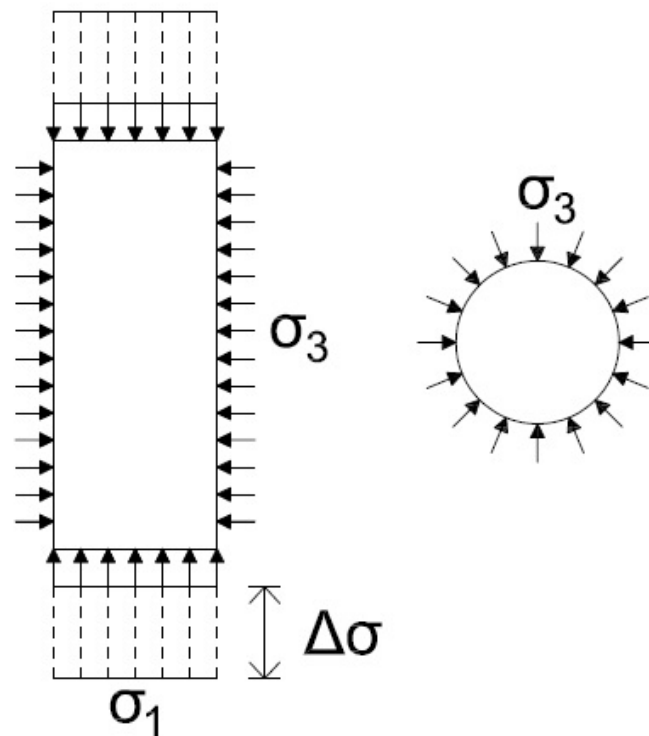
jossa käytetyt parametrit  $c'$ ,  $\sigma'$  ja  $\varphi'$  ovat tehokkaita parametreja. (Das & Sobhan 2014, s. 429–430) Kitkamaalle kaava supistuu muotoon  $\tau_f = \sigma' \tan \varphi'$  ja koheesiomaalle muotoon  $\tau_f = c$ . Kuvassa 11 on esitetty erityyppisten maamateriaalien käyttäytymistä ja leikkauslujuuden muodostumista jännityksen funktiona. Esitetyt suorat ovat niin sanottuja murtosuoria, jotka kuvaavat materiaalin leikkauslujuuden ja jännityksen välistä yhteyttä murtohetkellä. (Jääskeläinen 2011 s. 101–103) Kitkakulma ilmaisee siis materiaalin murtosuoran kaltevuuskulman ja koheesio vastaa murtosuoran ja pysty-akselin leikkauspistettä.



Kuva 11 Murtosuorat (Jääskeläinen 2011, s. 103. Muokattu.)

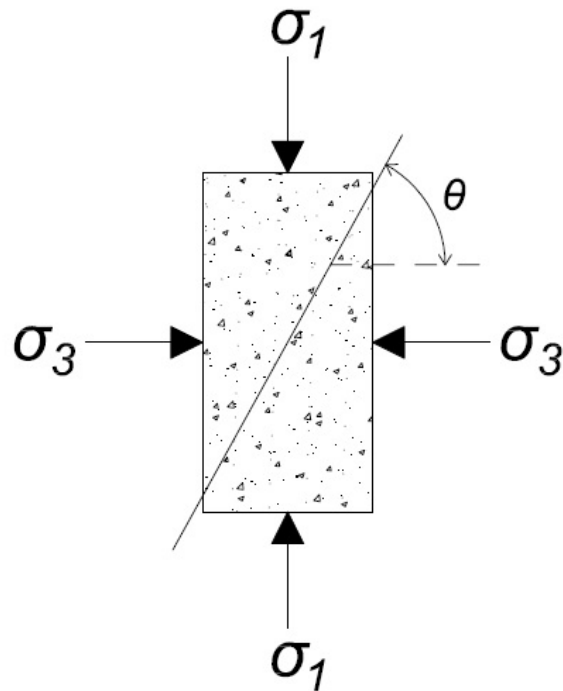
Kuten edellä todettiin, materiaalin leikkauslujuus ei ole vakio. Leikkauslujuus riippuu muun muassa materiaaliin kohdistuvien jännitysten suuruudesta ja tästä syystä lujuusparametrien määrittämiseksi on lujuusmäärittäviä yleensä tehtävä rinnakkaisille näytekappaleille eri jännitystasoilla. Jännitystasojen variointi tehdään useimmiten kolmiaksaalikokeella, jossa sylinterinmuotoista näytettä kuormitetaan aksiaalisymmetrisessä jännitystilassa. Kuvassa 12 on esitetty periaatteellisesti kolmiaksaalikokeen kuormitustilanne. Kokeessa sylinterimäistä näytettä kuormitetaan pystyjännitystä kasvattamalla leikkausmurtumiseen asti.





Kuva 12 Kolmiaksaalikokeen kuormitustilanne (Craig 2001, s. 107. Muokattu.)

Kuvassa 13 on esitetty leikkauspinnan muodostuminen kuormitettuun näytteeseen. Näytteeseen vaikuttavat näytettä vaakasuunnassa puristava pienempi pääjännitys  $\sigma_3$  ja suurin pääjännitys  $\sigma_1$ , joka koostuu pienemmän pääjännityksen ja näytteeseen kohdistetun pystysuoran lisäjännityksen  $\Delta\sigma$  yhteisvaikutuksesta. (Jääskeläinen 2011, s. 110) Näyte murtuu, kun pystysuora lisäjännitys saavuttaa suurimman arvonsa. Samasta pisteestä otetuille näytteille tehdään kokeita niin, että näytteeseen kohdistuvaa jännitystä  $\sigma_3$  muutetaan koekohtaisesti.



Kuva 13 Leikkauspinnan muodostuminen koenäytteessä (Das & Sobhan 2014, s. 450. Muokattu.)

Murtotilassa leikkauspinta muodostuu näytteessä kuvan 13 mukaisesti kulmaan  $\theta=45+\phi'/2$ , missä  $\phi'$  on tehollinen kitkakulma (Das & Sobhan 2014, s. 449).

### 2.3.3 Vetolujuus

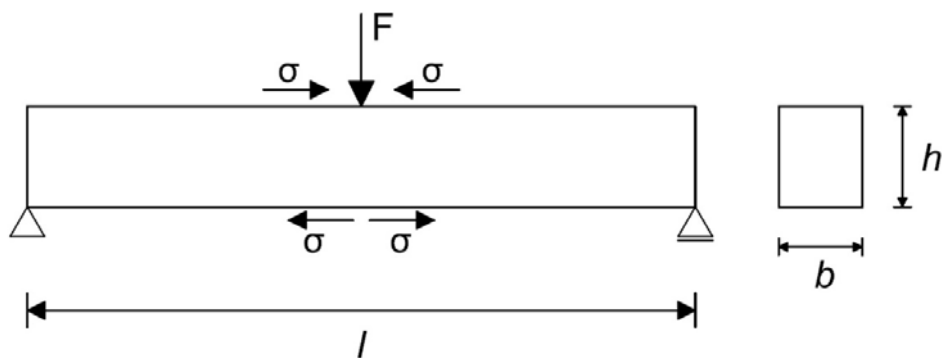
Vetolujuus kertoo materiaalin kyvystä kestää vastakkaisiin suuntiin vaikuttavaa vetojännitystä. Materiaalin koossapitäviin sisäisiin voimiin ja siten myös sen vetolujuuteen vaikuttavat lähinnä partikkelien väliset sidokset. Vetojännitysten muodostuminen edellyttää, että materiaali voi vastaanottaa vetoa. Sitomattomilla rakeisilla materiaaleilla ei käytännössä ole vetolujuutta, sillä rakeiden väliset vetovoimat ovat riittämättömiä. Tästä syystä vetolujuus on määritettävissä lähinnä kontinuumimateriaaleille. Rakeisilla materiaaleilla vetolujuuden muodostuminen edellyttää rakenteen sitomista tai stabilointia.

Maarakennusmateriaalin vetolujuus voidaan ilmaista taivutusvetolujuutena tai halkaisuvetolujuutena. Taivutusvetolujuusmäärittäminen yhden pisteen kuormituksessa on esitetty kuvassa 14. Kuormitettavan kappaleen poikkileikkausmitat on tunnettava. Kokeessa mitataan maksimivoimaa  $F$ , joka kappaleeseen vaikuttaa murtumishetkellä. Taivutusvetolujuusmäärittäminen vastaa jossain määrin materiaalin vetolujuuden mobilisoitumista tien tai kadun sidotussa rakennekerroksessa. Kuormituksessa kerroksen alapintaan muodostuvaa vetojännitystä on kuvassa 14 havainnollistettu nuolilla. Vastaavasti kappaleen yläpintaan muodostuu puristusta. Yhden pisteen kuormituksessa suurin taivutusjännitys muodostuu kuormittavan voiman kohdalle ja samasta pisteestä voidaan määrittää materiaalin taivutusvetolujuus murtumishetkellä. Vetolujuus voidaan määrittää kaavalla 12 (SFS-EN 12390-5)

$$\sigma_T = \frac{3Fl}{2bh^2} \quad (12)$$

missä

- $\sigma_T$  on vetojännitys  
 $F$  on kappaleeseen vaikuttava voima murtumishetkellä  
 $l$  on kuormitettavan kappaleen pituus  
 $b$  on kuormitettavan kappaleen poikkileikkauksen leveys  
 $h$  on kuormitettavan kappaleen poikkileikkauksen korkeus



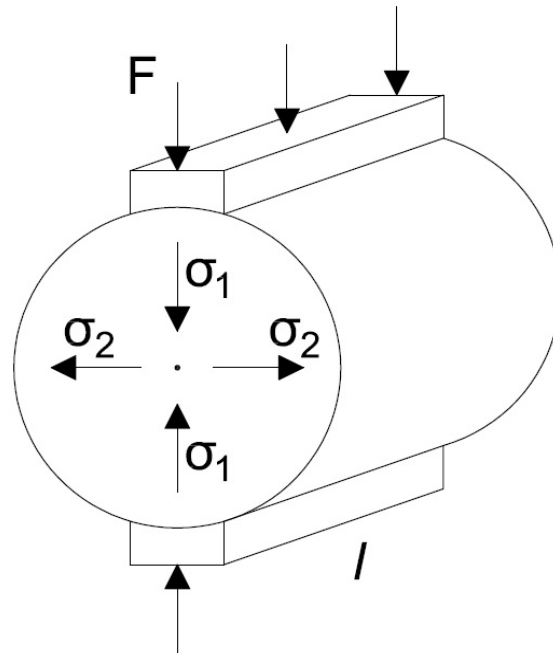
Kuva 14 Taivutusvetolujuuden määrittäminen

Halkaisuvetolujuutta määritettäessä on tiedettävä kuormitettavan kappaleen halkaisija ja kappaleen pituus. Kokeessa mitataan suurinta kappaletta kuormittavaa voimaa. Halkaisuvetolujuuden periaate on havainnollistettu kuvassa 15. Halkaisuvetolujuus voidaan määrittää kaavalla 13 (SFS-EN 12697-23)

$$\sigma_T = \frac{2F_{max}}{\pi dl} \quad (13)$$

missä

- $\sigma_T$  on vetojännitys  
 $F_{max}$  on kappaleeseen vaikuttava maksimivoima  
 $d$  on kuormitettavan kappaleen halkaisija  
 $l$  on kuormitettavan kappaleen pituus

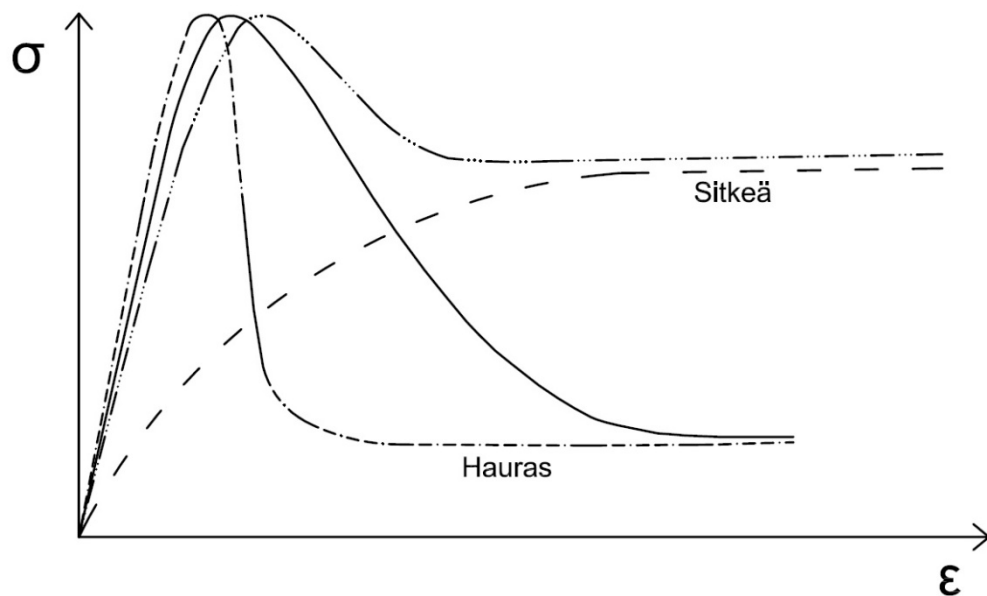


Kuva 15 Halkaisuvetolujuuden määrittäminen

Halkaisuvetolujuus kuvaa materiaalin vetolujuutta yksiakselisen kappaletta puristavan voiman vaikutuksesta. Kuvassa 15 vetojännitykset on merkitty symbolilla  $\sigma_2$  ja puristusjännitykset symbolilla  $\sigma_1$ .

## 2.4 Maamateriaalien mekaaninen käyttäytyminen murtotilanteessa

Materiaali kestää tiettyyn pisteeseen asti myötöpehmenemistä ennen kuin se murtuu. Murtuminen voi maamateriaalien ominaisuuksista riippuen olla hauras tai sitkeä. Hauraassa murtumisessa materiaaliin ei ehdi muodostua merkittäviä pysyviä muodonmuutoksia ja murto tapahtuu äkillisesti. Hauraasti murtuvalla materiaalilla jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen saattaa olla lineaarista lähes murtoon asti, jolloin materiaalin käyttäytymisestä on vaikea ennustaa murtumista. Sitkeästi murtuvalla materiaalilla jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen muuttuu tavallisesti epälineaariseksi ennen murtumista, jolloin materiaalin käyttäytyminen kuormituksen alla antaa viitteitä murtuman muodostumisesta. Kuvassa 16 on esitetty periaatteellisella tasolla materiaalien sitkeää ja haurasta jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä.



Kuva 16 Materiaalin sitkeä ja hauras jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen (Quinn 2009, s. 262. Muokattu.)

Kuvasta 16 havaitaan, miten materiaalien muodonmuutoskäyttäytyminen eroaa materiaalin murtotavasta riippuen. Erittäin sitkeää ja erittäin hauraasta materiaalia kuvaavat käyrät on nimetty kuvaan, mutta materiaalin käyttäytyminen voi ilmetä myös näiden välimuotona. Hauraalla materiaalilla myötöpehmenemistä ei juuri tapahdu ennen materiaalin murtumista, vaan murtotilan saavuttamisen jälkeen jännitys romahtaa ja murtuminen tapahtuu äkillisesti. Sitkeästi murtuvalla materiaalilla myötöpehmeneminen tapahtuu hitaammin kuin hauraasti murtuvalla materiaalilla.

Materiaalin käyttäytymiseen murtotilanteessa vaikuttaa muun muassa materiaalin laatu ja sen tiivysaste sekä kuormituksen nopeus. Savilla murtuminen on suljetussa tilassa usein hauras ja kitkamaalajeilla taas yleensä sitkeä. Hyvin tiivistettynä kitkamaalajienkin murto voi olla hauras. Esimerkiksi hiekalla hyvin tiivistetyn ja löyhän materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen eroaa merkittävästi.

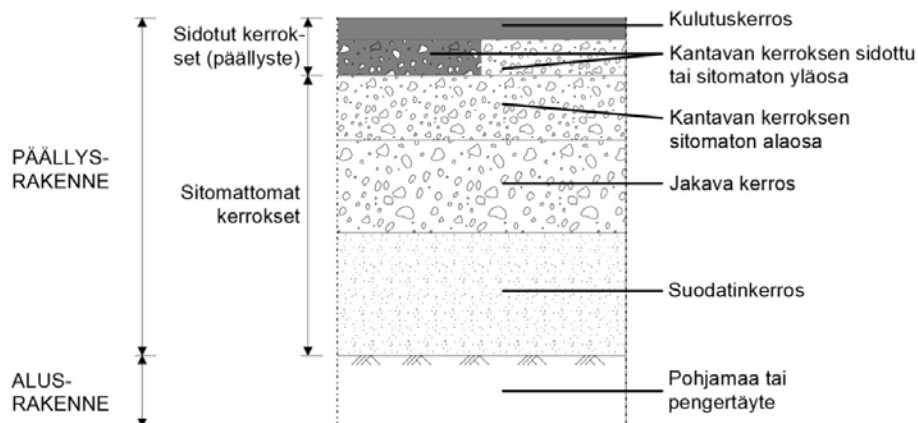
Murtorajan saavuttamisen jälkeen materiaalille jää jäännöslujuutta, joka vastustaa materiaalin lopullista murtumista. Hauraasti murtuvalla materiaalilla jäännöslujuus on huomattavasti murtumista edeltävää maksimijännitystä pienempi, kun taas hyvin sitkeästi murtuvalla materiaalilla jäännöslujuus vastaa jännityksen maksimiarvoa.

### 3 Liikenteen kuormittamien tie- ja katurakenteiden toimintatapa ja vaurioitumis- mekanismit

#### 3.1 Tien ja kadun rakennetyypit

##### 3.1.1 Joustava päällysrakenne

Tie- ja katurakenteet koostuvat alus- ja päällysrakenteesta. Päällysrakenne on kerroksellinen rakenne, jossa rakennekerrokset ja niiden ominaisuudet eroavat toisistaan. Kerroksellinen rakenne mahdollistaa erilaatuisten materiaalien käytön eri kerroksissa. Laadukkainta ja kestäväntä materiaalia tarvitaan vain ylimmissä kerroksissa, joihin liikennekuormituksen vaikutukset kohdistuvat raskaimpana. Suomessa tie- ja katurakenteissa on yleisimmin käytetty perinteistä joustavaa päällysrakennetta, joka koostuu sidotuista ja sitomattomista kerroksista. Tien tai kadun kulutuskerros muodostaa päällysrakenteen sidotun osan, sillä se on tavallisesti bitumisella sideaineella sidottu joustava päällyste. Myös kantavan kerroksen yläosa voi olla sidottu. Kantava kerros kokonaisuudessaan tai sen alaosa sekä jakava kerros ja suodatinkerros ovat sitomattomia kerroksia. Kuvassa 17 on esitetty joustavan päällysrakenteen rakennekerrokset.



Kuva 17 Perinteinen joustava päällysrakenne (Belt et al. 2001, s. 11)

Rakennekerrosten ominaisuudet vaikuttavat koko rakenteen toimivuuteen ja käyttäytymiseen. Jokaisella rakennekerroksella on oma tehtävänsä. Päällysteen yksi keskeinen tehtävä on suojata alapuolisia rakenteita ympäristörasituksilta, kuten sateelta ja rakenteen jäykimpänä osana ottaa vastaan suurimmat rakenteeseen kohdistuvat kuormat. Päällysteen tulee myös tarjota liikenteelle tasainen ja turvallinen alusta.

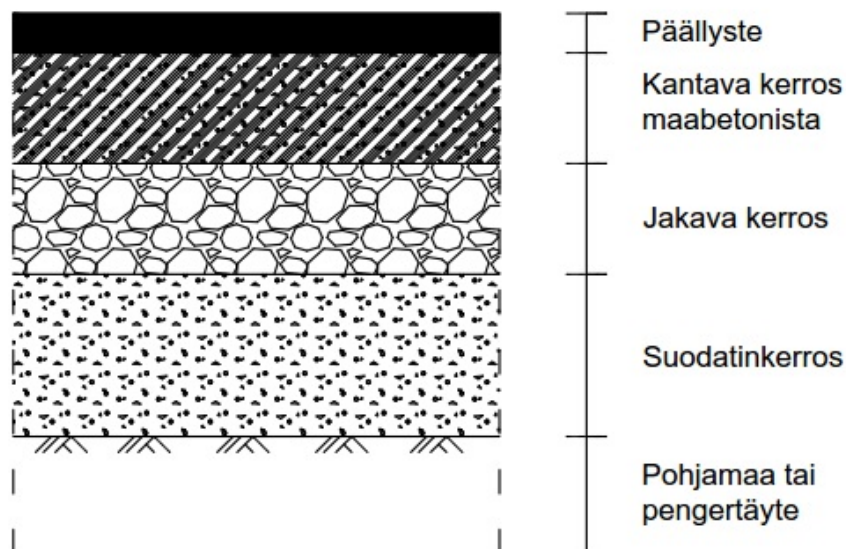
Jakavalla ja kantavalla kerroksella on osin samoja tehtäviä rakenteessa. Ne johtavat rakenteeseen yläpuolelta päätyneen veden pois rakenteesta, jotta rakenne ei kyllästy vedellä eikä jäätyessään roudi. Jakava ja kantava kerros jakavat liikennekuormituksesta aiheutuvat rasitukset niin, että alapuolisille kerroksille kohdistuvat rasitukset vaimenevat riittävän alhaiselle tasolle. Kerroksien on kestettävä niihin kohdistuvat rasitukset koko rakenteen käyttöiän ajan ilman, että rakenteen lujuus tai jäykkyys

muuttuu merkittävästi. Kerroksen on oltava riittävän jäykkä, jotta päällysteen alapintaan muodostuvat vetojännitykset eivät muodostu liian suuriksi. Kantava kerros on jakavaa kerrosta jäykempi, sillä sen pitää kestää suurempia kuormia kuin jakavan kerroksen.

Suodatinkerroksen tehtävä on estää päällysrakenteen ylempien rakennekerrosten sekoittuminen alusrakenteeseen. Se läpäisee vettä ja toimii siten rakennetta kuivattavana kerroksena. Suodatinkerros vähentää veden kapillaarista nousua rakenteeseen ja hidastaa roudan tunkeutumista pohjamaahan. (InfraRYL 2009)

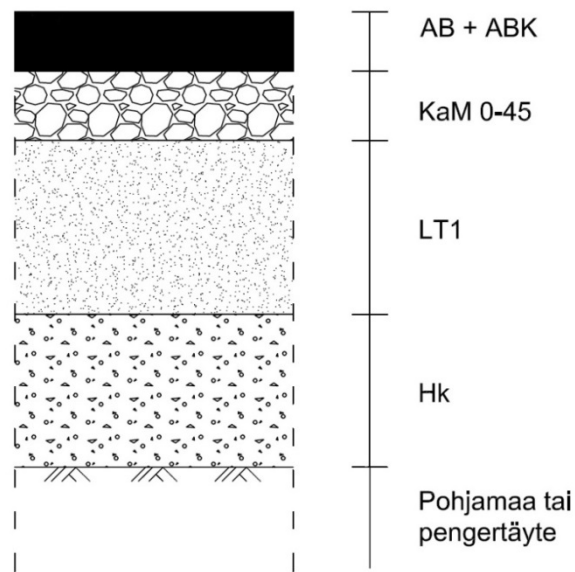
### 3.1.2 Jäykät ja puolijäykät päällysrakenteet

Puolijäykillä päällysrakenteilla sidotun päällysteen lisäksi yksi tai useampi rakennekerros, tavallisesti jakava tai kantava kerros, on sidottu hydraulisella sideaineella. Käytetty sideaine on tyypillisesti sementti. Suomessa sementillä sidotusta rakennekerroksesta käytetään tavallisesti nimitystä maabetoni (Ehrola 1996, s. 147). Kuvassa 18 on esitetty puolijäykkä päällysrakenne, jossa kantava kerros on sidottu sementillä.



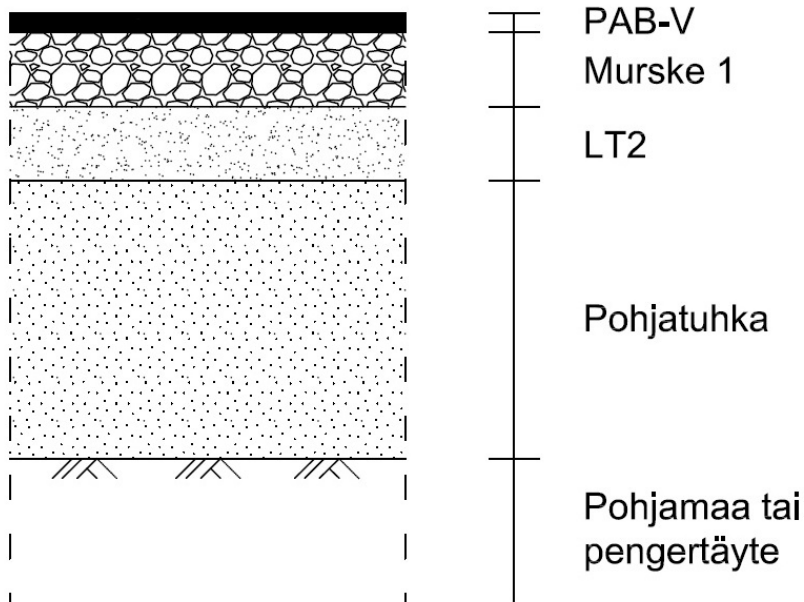
Kuva 18 Puolijäykkä päällysrakenne (Ehrola 1996, s. 147. Muokattu.)

Rakenne, jossa on voimakkaasti sitoutuvia tai sidottuja sivutuotemateriaaleja, käytäytyy myös puolijäykän päällysrakenteen tyypillisesti. Kuvassa 19 on esitetty lentotuhkarakenne, jossa jakava kerros on rakennettu luokan LT1 lentotuhkasta.



Kuva 19 Lentotuhkarakenne (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 23. Muokattu.)

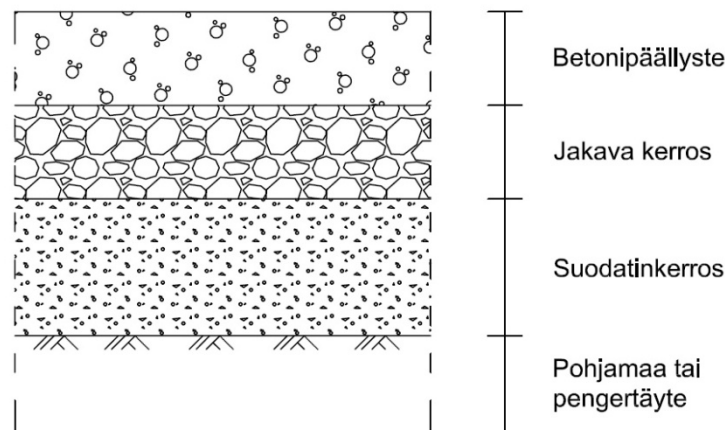
Vaihtoehtoisia materiaaleja voidaan hyödyntää kerralla myös useammassa kuin yhdessä rakennekerroksessa. Kuvassa 20 on esitetty lentotuhka-pohjatuhkarakenne, jossa jakava kerros on rakennettu luokan LT2 lentotuhkasta ja suodatinkerros pohjatuhkasta. Kuvien 19 ja 20 rakenteet eivät kuitenkaan täysin vastaa nykyisiä rakentamiskäytäntöjä, sillä tuhkat eivät lujitu nykytekniikalla riittävän luotettavasti ja sementillä sidottuihin tuhkarakenteisiin liittyy epävarmuustekijöitä, minkä vuoksi niitä ei käytetä teiden kantavassa tai jakavassa kerroksessa. (Valkeisenmäki 2015)



Kuva 20 Lentotuhka-pohjatuhkarakenne (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, liite 3)



Jäykillä päällysrakenteilla päällyste ja kantava kerros on korvattu betonilaatalla kuvassa 21 esitetyn rakenteen tapaan. Jakava kerros ja suodatinkerros rakennetaan kuitenkin joustavassa päällysrakenteessa. Betonipäällyste voi olla halkeamaraudoitettu, jatkuvasti raudoitettu, jännitetty, raudoittamaton ja saumateräksin varustettu, raudoittamaton, jyräbetonipäällyste tai asfaltilla pinnoitettu (Tielaitos 1993, s.15). Jäykkä päällysrakenne on herkkä muun muassa epätasaisista painumista ja routimisesta aiheutuville epätasaisuuksille.



Kuva 21 Jäykkä päällysrakenne (Ehrola 1996, s. 148. Muokattu.)

Suomessa jäykkiä päällysrakenteita ei juuri esiinny eikä niitä rakenneta. Betonipäällysteisiä kohteita on rakennettu, mutta ne eivät sovellu Suomeen huonon nastarengaskulutuskestonsa vuoksi. Betonipäällysteen kunnossapito ja korjaaminen on kallista, ja koekohteet on päällystetty myöhemmin asfaltilla (Repo 2006). Suomessa sidotut kerrokset ovat tavallisesti ohuempia kuin ulkomailla, missä betonitiet ja paksummat bitumilla sidotut kerrokset ovat yleisempiä. Puolijäykkiä päällysrakenteita esiinny lähinnä tierakenteissa, joiden kestävyyttä on parannettu stabiloimalla rakennekerroksia sideaineella. Tavallisesti stabilointiin on käytetty sementtiä, mutta myös muita sitoutuvia materiaaleja, kuten masuunihiekkaa, voidaan käyttää stabiloinnissa.

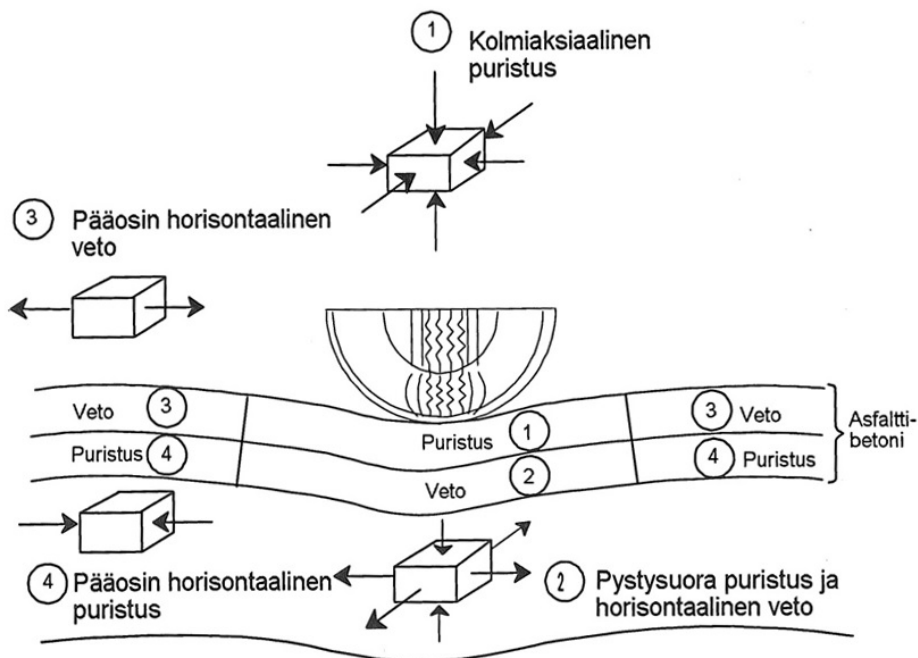
## 3.2 Liikennekuormituksen vaikutus tie- ja katurakenteen käyttäytymiseen

### 3.2.1 Liikennekuormituksen ominaispiirteet

Tie- ja katurakennetta kuormittavat rakenteen omapaino, erilaiset ympäristökuormitukset ja liikennekuormitus. Näistä kuormitustekijöistä liikennekuormitus on rakenteen vaurioitumisen ja kuormituskestävyyden kannalta merkitsevin. Kuorma-autojen massat ovat moninkertaisia henkilöautoihin verrattuna, ja siten myös raskaan liikenteen aiheuttamat rakenteeseen kohdistuvat rasitukset ovat suurempia. Henkilöautoista rakenteisiin aiheutuvat vauriot ovat pääasiassa nastarengaskulutukseen liittyviä. Liikennekuormitus eroaa muista kuormitustekijöistä, sillä se on lyhytkestoista. Liikenne rasittaa rakennetta toistuvasti, mutta yksittäiset kuormitusyksiöt ovat lyhyitä. Liikenteen aiheuttama kuormitus kohdistuu pienelle alueelle kerrallaan. Kuorman suuruuteen raskaalla liikenteellä vaikuttavat ajoneuvon massa, kuormausaste, jousitus, akselistorakenne ja rengastus.

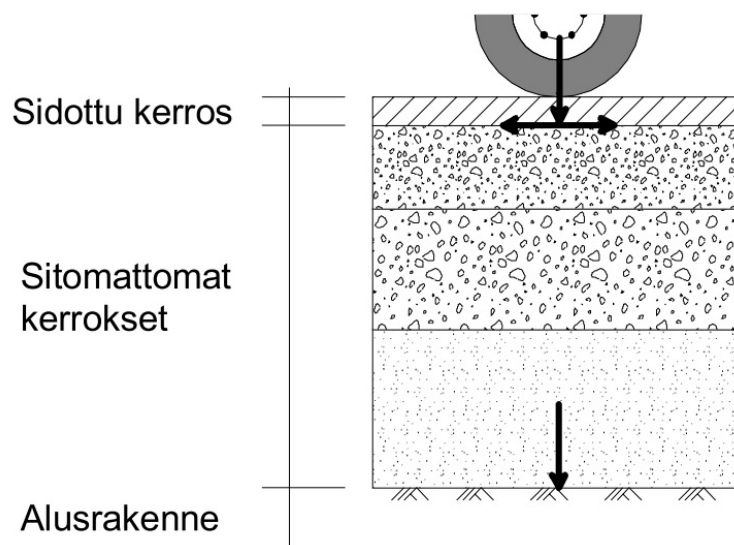
### 3.2.2 Liikennekuormituksesta aiheutuvat jännitykset ja muodonmuutokset

Liikennekuormitus siirtyy rakenteeseen renkaiden välityksellä dynaamisena kuormituksena. Jokainen renkaan ylityskerta aiheuttaa tierakenteeseen taipuman, joka muodostaa tierakenteeseen erilaisia jännityksiä. Liikennekuormituksen alaisena päällysteeseen kohdistuu erilaisia jännityksiä riippuen siitä, mistä kohdasta jännityksiä tarkastellaan suhteessa pyöräkuormaan. Kuvassa 22 on esitetty erilaisten jännitystilojen esiintyminen päällysteen eri osissa. Välittömästi renkaan alapuolella päällysteen yläosassa vaikuttaa kolmiakselialinen puristus ja päällysteen alaosassa sekä pystysuora puristus että horisontaalinen veto. Pyöräkuorman kuormitusalueen ulkopuolella vetojännitys muodostuu päällysteen yläpintaan ja päällysteen alaosaan syntyy horisontaalista puristusta. Kun pyöräkuorma on ylittänyt tietyn pisteen, muuttuvat pisteen jännitykset niin, että päällysteen yläpintaan muodostuu vetojännitystä ja alapintaan puristusta. Päällysteen vaurioitumisen kannalta päällysteeseen muodostuvat vetojännitykset ovat tavallisesti merkittävämpiä kuin puristusjännitykset.



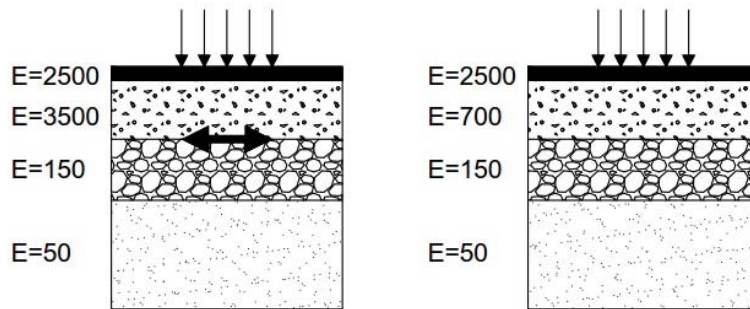
Kuva 22 Pyöräkuorman aiheuttamat jännitykset päällysteessä (Ehrola 1996, s. 40)

Sidotut kerrokset voivat ottaa vastaan veto- ja puristusjännityksiä, mutta sitomattomat kerrokset kestävät vain puristusta. Perinteisellä joustavalla päällysrakenteella kuormituskestävyyden kannalta kriittisimmät jännitykset ovat sidotun päällysteen ja sitomattoman kantavan kerroksen rajapinnassa, eli sidotun kerroksen alapintaan muodostuva vaakasuuntainen vetojännitys ja sitomattoman kerroksen yläpintaan kohdistuva pystysuuntainen puristusjännitys. Alusrakenteeseen vaikuttava pystysuuntainen puristusjännitys muodostuu merkittäväksi silloin, kun päällysrakenne on ohut. Näitä jännityksiä kutsutaan kriittisiksi rasituksiksi. Kriittiset rasitukset pyöräkuorman alla on esitetty kuvassa 23 nuolilla.



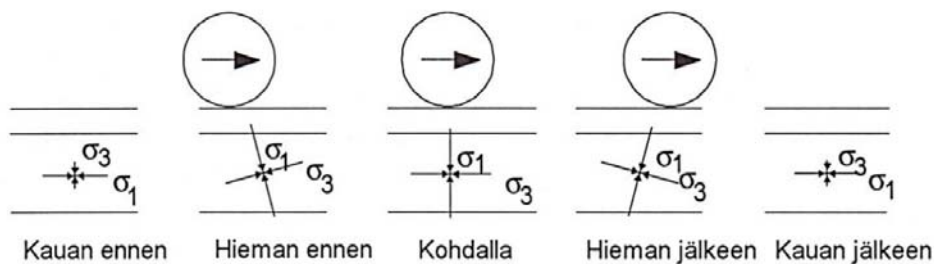
Kuva 23 Joustavaan päällysrakenteeseen kohdistuvat kriittiset rasitukset (Belt et al. 2002 s. 24)

Sidotun kerroksen alapintaan muodostuvan vetojännityksen suuruus riippuu sidotun ja sitomattoman kerroksen jäykkyyserosta. Vaihtoehtoisista maarakennusmateriaaleista rakennetut kerrokset voivat olla paksuja ja jäykkiä, jolloin rakenteet käyttäytyvät kappaleessa 3.1.2 esitettyjen jäykkien tai puolijäykkien rakenteiden tapaan. Rakenteessa, jossa on jäykkä kantava kerros, kriittinen vetojännitys siirtyy päällysteen alapinnasta kantavan kerroksen alapintaan, koska rakenteen suurin jäykkyysero on siellä. Kuvassa 24 on havainnollistettu päällysrakenteen rakennekerrosten jäykkyyseroista aiheutuvia vetojännityksiä. Vasemmanpuoleisessa rakenteessa kantavan ja jakavan kerroksen välinen jäykkyysero on liian suuri, joten jäykemmän kerroksen alapintaan muodostuu suuria vetojännityksiä. Oikeanpuoleisessa rakenteessa rakennekerrosten jäykkyydet on sovitettu keskenään hyvin, jolloin suuria vetojännityksiä ei muodostu. Liikenteen kuormituskestävyydestä tarkastelussa on ensisijaisen tärkeää tuntea ero rakenteen jäykkyyden ja kestävyuden välillä, sillä jäykkä rakenne ei välttämättä ole kestävä. Suuret erot rakennekerrosten jäykkyyksissä aiheuttavat rakenteeseen vetojännityksiä ja siten altistavat rakenteen vaurioitumiselle. Rakennekerrosten jäykkyydet tulisi sovittaa keskenään niin, että kerrosten välille ei muodostu merkittäviä jäykkyyseroja. Näin vetojännitykset eivät muodostu rakenteen vaurioitumisen kannalta merkittäviksi. Erityisesti sidottujen ja sitomattomien kerrosten rajapinnassa suuret jäykkyyserot ovat haitallisia.



Kuva 24 Rakennekerrosten jäykkyyden vaikutus jännityksiin (Kolisoja 2013. Muokattu.)

Liikkuva kuorma aiheuttaa tierakenteessa puristus- ja vetojännitysten muutosten lisäksi pääjännitysten kiertymistä. Jokaisella renkaan ylityksellä rakenteen maa-alkioiden pääjännitykset kiertyvät niin, että pääjännitykset vaihtavat suuntaansa pystysuunnasta vaakasuuntaan ja vaakasuunnasta pystysuuntaan. Kuvassa 25 on esitetty maa-alkioihin kohdistuvien pääjännitysten kiertyminen liikkuvan kuorman vaikutuksesta eri kuormitustilanteissa.



Kuva 25 Pääjännitysten kiertyminen liikennekuormituksen vaikutuksesta (Ehrola 1996, s. 290)

Pääjännitysten kiertymisen liikennekuorman vaikutuksesta on todettu vaikuttavan tierakenteessa muodostuviin pysyviin muodonmuutoksiin. Materiaali käyttäytyy eri tavalla kolmiaksisessa kuormituksessa kuin liikennekuorman alaisena juuri pääjännitysten kiertymisen seurauksena. Liikennekuormituksen aiheuttama jännitysten kiertyminen lisää materiaalin pysyviä muodonmuutoksia ja tämän seurauksena liikkuvan kuorman alla materiaalissa tapahtuu suurempia muodonmuutoksia kuin aksiaalisessa kuormituksessa. (Inam et al. 2012, p. 465–479, Dawson et al. 2000, p. 77)

Liikennekuormituksesta aiheutuvien jännitysten suuruus on siis materiaali- ja rakenne-kohtaista. Rakenteessa jännitykset voivat johtaa muodonmuutoksiin, joista osa on palautumattomia. Erityisesti palautumattomat muodonmuutokset edesauttavat rakenteen vaurioitumista.

## 3.3 Tie- ja katurakenteiden vaurioituminen

### 3.3.1 Halkeilu

Halkeilu on tie- tai katurakenteen näkyvää vaurioitumista. Halkeamat jaetaan eri tyyppisiin niiden ilmentymismuodon perusteella, mutta halkeaman muodosta ei välttämättä pystytä suoraan päättelemään vaurion aiheuttajaa. Tietyn tyyppisen halkeaman taustalla voi olla useita eri aiheuttajia ja halkeamat voivat kehittyä ajan myötä toisen tyyppiseksi. Liikennekuormitus on syklisen ja usein toistuvan luonteensa vuoksi yksi merkittävimmistä päällysteen halkeilun aiheuttajista. Kuten kappaleessa 3.2.2 esitettiin, jokainen pyöräkerran ylitys aiheuttaa tierakenteeseen taipuman ja taipumasta päällysteen ylä- ja alapintoihin kohdistuu vetojännityksiä. Riittävän usein toistuvat vetojännitykset aiheuttavat päällysteessä vaurioitumista, jota kutsutaan väsymiseksi. Päällysteen väsymishalkeilu johtuu bitumin viskoelastisuudesta eli mekaanisten ominaisuuksien kuormitusaika- ja lämpötilariippuvuudesta, jonka seurauksena bitumin murtolujuus ja murtovenymä pienenevät kuormituskertojen lisääntyessä (Ehrola 1996, s. 256). Päällysteen väsyminen alkaa rakenteessa tyypillisesti päällysteen alapinnassa ajourien pohjalla ohuina pitkittäisluontaisina hiushalkeamina, jotka etenevät kuormituskertojen kasvaessa näkyviksi halkeamiksi.

Liikennekuormituksesta aiheutuu päällysteeseen pitkittäisluontaista halkeilua. Pitkittäisluontaista halkeilua voi esiintyä ajouran pohjalla tai ajouran reunoilla riippuen siitä, onko vetojännitys ylittänyt päällysteen vetolujuuden päällysteen alapinnassa ajouran pohjalla ja edennyt alapinnasta päällysteen yläpintaan vähitellen, vai onko vetojännitys ylittänyt päällysteen pinnassa ajouran reunoilla edeten ylhäältä alas. Muodostuneesta halkeamasta vesi pääsee kulkeutumaan alempiin sitomattomiin rakennekerroksiin ja rakennekerrosten kyky vastaanottaa kuormitusta heikkenee merkittävästi kosteustilan kasvaessa. Päällysteessä halkeama muodostaa epäjatkuvuuskohdan. Rikkoutunut päällyste ei toimi enää laattana ja sen kyky välittää kuormia alemmille rakennekerroksille heikkenee (Belt et al. 2006, s. 10). Pitkittäisluontainen väsymishalkeilu voi edetä verkkohalkeiluksi, kun liikenne kuormittaa halkeillutta päällystettä. Pitkälle edennyt tiheä verkkohalkeilu voi johtaa päällysteen reikiintymiseen, sillä liikenne irrottaa nopeasti voimakkaasti verkkohalkeilleesta päällysteestä paloja. Kuvassa 26 on pahoin vaurioitunut tien sisäkaarre, jossa pitkittäisluontainen halkeilu on edennyt verkkohalkeiluksi. Päällysteen verkkohalkeilu on jatkunut niin pitkälle, että päällyste on reikiintynyt. Kuvasta havaitaan, että pahimpia reikiä on paikattu, mutta paikkauksilla ei voida enää pelastaa täysin rappeutunutta päällystettä.



Kuva 26 Verkkohalkeiluun edennyttä väsymishalkeilua (Elina Lätti 2015)

Pitkittäishalkeamien syynä voi päällysteen väsymisen ohella olla myös tien levennykset. Levennyksillä käytetyt materiaalit ja kerrospaksuudet saattavat olla erilaisia kuin alkuperäisessä rakenteessa. Olemassa olevan penkereen alapuolisessa pohjamaassa voi myös olla ajan mittaan tapahtunutta konsolidaatiopainumaa, mutta myöhemmin rakennetussa levennyksessä painuma on paljon suurempaa. Painumaerosta aiheutuu vetojännityksiä päällysteelle, jonka seurauksena pintaan muodostuu halkeama ja kaltevuus myöhemmin rakennetun levennyksen kohdalla muuttuu.

Tien pinnassa näkyvät halkeamat voivat johtua päällysteen alapuolisten rakenteiden halkeilusta, jossa halkeama lopulta etenee päällysteen pintaan asti. Tällaista halkeamaa kutsutaan heijastushalkeamaksi. Erityisesti puolijäykillä maabetonirakenteilla maabetonin kutistumishalkeilu johtaa heijastushalkeamien muodostumiseen. Heijastushalkeilua esiintyy kuitenkin myös uudelleen päällystyksien yhteydessä, kun vanhan päällysteen halkeama etenee uuteen päällysteeseen. (Belt et al 2002, s. 58–59)

Liikennekuormitus voi aiheuttaa päällysteeseen reunahalkeamia, jos päällysrakenteen sivuttaistuki on liian pieni suhteessa rakennetta rasittavaan kuormitukseen. Liian pieni sivuttaistuki johtaa siihen, että rakenne alkaa siirtyä sivulle ja luiska menettää stabiilitteettiaan. Rakenteen siirtyminen aiheuttaa päällysteen reunaan halkeaman. Reunahalkeamat ovat yleisiä erityisesti kapeilla ja jyrkkäliuskaisilla teillä. Reunahalkeamat voivat esiintyä paikallisesti, jos tierakenteen lujuus ja jäykkyys vaihtelevat. Paikalliset reunapainumat ja reunahalkeamat voivat aiheuttaa raskaalle liikenteelle akselinsuuntaista huojuntaa, joka altistaa rakenteen pituussuuntaisten epätasaisuuksien muodostumiselle. Kuvassa 27 on reunahalkeama, joka jatkuu tiepenkereen reunassa useiden metrien matkalla. Kuvasta havaitaan myös, että reunapalle estää tielle kertyvän veden ohjautumisen sivuojaan. Sivuoja on lähes umpeen kasvanut eikä siten toimi suunnitellun mukaisesti. Kyseisessä kohteessa kuivatusongelmat ovat todennäköisesti osasyynä halkeaman muodostumiseen.



Kuva 27 Reunahalkeama (Elina Lätti 2015)

Kaikki halkeamat eivät aiheudu pelkästään liikennekuormituksesta, vaan myös ympäristöstä aiheutuvilla kuormitustekijöillä on vaikutusta päällysteessä esiintyviin halkeamiin. Suomessa routa ja routiminen kuormittavat tierakenteita. Tierakenteen routiminen voi aiheuttaa päällysteeseen pituushalkeamia, kun päällysrakenteen rakennekerrokset eivät vastaa roudatonta syvyyttä. Pituushalkeama voi muodostua tien keskelle tai lähelle reunoja tien leveydestä riippuen. Tavallisesti routanousu on tien keskellä suurempaa kuin tien reunoilla, jos pohjamaan materiaali on routivaa. Routanousueron vuoksi tien keskelle päällysteen pintaan muodostuu vetojännityksiä, jotka ylittäessään päällysteen vetolujuuden muodostavat halkeaman tien keskelle. Kuvassa 28 routahalkeama on muodostunut tien keskikohdan tuntumaan. Päällystehalkeama on revennyt muutamien senttimetrien levyiseksi mutkittlevaksi juovaksi. Leveillä tierakenteilla pituushalkeama muodostuu lähelle tien reunoja, sillä leveillä teillä tien keskikohdan routanousut ovat tasaisia ja routanousuero muodostuu lähelle tien reunoja. Routimisen ohella myös lämpötilan muutokset voivat aiheuttaa halkeamia. Päällysteeseen muodostuu poikkihalkeamia, kun päällyste ja sen alapuoliset rakennekerrokset jäätyessään kutistuvat. Kutistuminen aiheuttaa päällysteeseen vaakasuuntaisia vetojännityksiä ja päällyste katkeaa.



Kuva 28 Routahalkeama tien keskellä (Elina Lätti 2015)

Liikennekuormituksen ja ympäristökuormitusten lisäksi halkeilua voi esiintyä myös päällysteen levityksen yhteydessä tapahtuneista työvirheistä. Tällöin syy halkeaman muodostumiseen ei johdu päällysteen alapuolisista kerroksista. Tierakenteessa voi esiintyä ajokaistojen välisessä saumassa saumahalkeama tien pituussuunnassa, jos saumaa ei tiivistetä kunnolla levitystyön yhteydessä eikä saumaa liimata bitumi-liimalla.

### 3.3.2 Urautuminen

Urautuminen on tierakenteen poikkisuuntaista epätasaisuutta. Urat keräävät vettä, lisäävät vesiliirron riskiä ja kuluttavat renkaita ja siten vähentävät ajomukavuutta ja liikenneturvallisuutta. Urat ovat epätoivottuja tierakenteessa. Urautumiseen johtaneet syyt on tunnettava, jotta urien muodostumiseen voidaan vaikuttaa. Näkyvän uran muodon perusteella voidaan usein saada viitettä urautumisen aiheuttajasta. Urautumisen taustalla voi olla päällysrakenteen tiivistyminen tai deformaatio, sitomattomien kerrosten deformaatio, pohjamaan deformaatio tai päällysteen kuluminen esimerkiksi nastarengaskulutuksen vuoksi.

Tierakenteeseen voi rakentamisen jälkeen muodostua uria tiivistymisen seurauksena. Levityksen yhteydessä huonosti tiivistetyssä päällysteessä esiintyy jälkitiivistymistä, kun tierakennetta rasittava liikennekuormitus tiivistää rakennetta lisää. Rakenteessa esiintyy aina jonkin verran tiivistymistä rakentamisen jälkeen siitä huolimatta, että se olisi rakentamisen yhteydessä tiivistetty hyvin. Tiivistymisen yhteydessä muodostuvat urat näkyvät tyypillisesti vain pieninä painaumuksina muuhun päällysteen pintaan nähden.

Tiivistymisen ohella päällysteen urautumista aiheuttavat päällysteen muodonmuutokset. Päällysteen deformaatioon vaikuttavat päällystemassan kiviaines, tyhjätila sekä käytetyn bitumin laatu ja määrä. Päällystemassan ominaisuuksien lisäksi lämpötila, liikenteen kuormitus ja nopeus vaikuttavat päällysteessä tapahtuviin muodonmuutoksiin. (Laaksonen et al. 2004, s. 15) Päällysteen deformaatiota voi esiintyä, jos käytetyn päällystemassan koostumus ja rakenne eivät sovellu käyttökohteeseen. Päällysteen muodonmuutoksista johtuvat urat ovat tyypillisesti jyrkkäreunaisia ja lii-



kennekuormituksen vaikutuksesta päällyste kohoaa uran vierestä. Pyöräkuorma työntää päällystemassaa uran pohjalta reunoille.

Heikkolaatuiset sitomattomat kerrokset päällysrakenteen yläosassa voivat aiheuttaa päällysteen urautumista. Liikennekuorman aiheuttamien leikkausjännitysten vaikutuksesta sitomattomissa kerroksissa voi tapahtua pysyviä muodonmuutoksia, jotka heijastuvat päällysteen pintaan. Pohjamaassa ei tällöin tapahdu välttämättä mitään muutoksia. Sitomattomien kerrosten muodonmuutoksissa materiaali painuu liikennekuorman vaikutuksesta rengaskuorman alapuolella. Painuva materiaali työntää vieressä olevaa maamateriaalia sivulle ja aiheuttaa materiaalin kohoamista uran reunoilta. (Belt et al 2006 s. 12–13) Sitomattoman kerroksen materiaalin painuminen ajourassa ja kohoaminen ajouran reunoilla näkyy myös päällysteeseen syntyvän uran muodossa. Muodostuneet urat ovat melko jyrkkäreunaisia. Kuvasta 29 on havaittavissa ero päällysteen liikennekuorman vaikutuksesta aiheutuneen jälkitiivistymisen ja sitomattomien kerrosten muodonmuutoksista aiheutuvien urien välillä. Tiivistyminen havaitaan kevyenä painanteena ajourien kohdilla. Kuvan keskiosassa syvempi ura on puolestaan seurausta tierakenteen sitomattomien kerrosten muodonmuutoksista. Kuvassa 30 on esitetty sitomattomien kerrosten muodonmuutoksista aiheutuvaa urautumista asfalttipintaisella rakenteella.



*Kuva 29 Kulutuskerroksen tiivistymisestä ja sitomattoman kerroksen deformaatiosta aiheutuvaa urautumista sorapintaisessa tierakenteessa (Roadex e-Learning)*



*Kuva 30 Sitomattomien kerrosten deformaatiosta aiheutuvaa urautumista (Roadex e-Learning)*

Aina urautumisen syy ei löydy tien tai kadun päällysrakenteesta, vaan se voi olla lähöisin alusrakenteesta. Heikolle pohjamaalle rakennettu tie voi urautua pohjamaassa tapahtuvien muodonmuutosten seurauksena koko tien poikkileikkauksen alalta. Päällysrakenteen materiaalit voivat kestää hyvin kuormitusta, mutta rakennetut kerros-paksuudet eivät riitä routivan pohjamaan päällä. Urautumistyyppissä päällysrakenne mukailee pohjamaassa muodostuvia painumia, mutta rakennekerrosten paksuudet eivät muutu. Pohjamaan deformaation seurauksena syntynyt ura on muodoltaan laakea. Ura on leveä ja sen reunat eivät ole teräväpiirteisiä. Kuvassa 31 on esitetty pohjamaan muodonmuutosten seurauksena syntynyt laakea ura. Tielle poikittain asennettu lauta havainnollistaa hyvin uran syvyyttä ja muotoa. Pohjamaan deformaatiosta aiheutuvia uria muodostuu tavallisesti keväällä roudan sulamisvaiheessa, kun pohjamaa on veden kyllästämää ja siten heikkoa liikenteen aiheuttamalle kuormalle.



*Kuva 31 Pohjamaan muodonmuutoksista aiheutuvaa laakeaa päällysteen urautumista (Saarenketo, 2014)*

Pohjamaan ja päällysrakenteen muodonmuutosten lisäksi myös päällysteen kulumisen aiheuttaa urautumista. Suomessa päällysteen kulumiseen suurin syy on ajoneuvojen nastarengaat. Talven lumitilanne vaihtelee paikallisestikin paljon ja nastarengaat kuluttavat erityisesti lumesta ja jäästä paljasta päällystettä. Nastarengaskulutuksen urat esiintyvät henkilöauton akselivälin etäisyydellä toisistaan ja urat ovat teräväpiirteisiä, kuten kuvassa 32. Kuvassa esiintyvät urat ovat todella syvät. Nastarengaskulutuksesta aiheutuvia uria esiintyy erityisesti päätteillä, joissa käytetään parempia päällysrakennemateriaaleja ja muita uria ei juuri muodostu.



*Kuva 32 Syvät nastarengasurat (Korpihalli 2015)*

Tierakenteessa voi esiintyä useampaa kuin yhtä urautumistyyppiä kerralla. Huonokuntoisilla tieosuuksissa muun muassa pohjamaan ja sitomattomien kerrosten deformaatiosta aiheutuvat urautumiset esiintyvät usein yhdessä. (Dawson & Kolisoja 2004, s. 17) Kuivatuksella voidaan vaikuttaa huomattavasti tie- ja katurakenteiden vaurioitumiseen. Erityisesti heikkolaatuisista materiaaleista rakennettu rakenne on alttiina ympäristörasituksille ja muutokset rakenteen kosteustilassa vaikuttavat koko rakenteen kuormituskäyttäytymiseen. Huonosti toimiva kuivatus nopeuttaa rakenteen vaurioitumista ja edistää urien muodostumista.

### 3.3.3 Pituussuuntainen epätasaisuus

Routiminen ja erityisesti epätasaiset routanousut sekä rakenteen oman painon aiheuttamat painumat ovat syy tierakenteen pituussuuntaiseen epätasaisuuteen. Pituussuuntainen epätasaisuus on tyypillistä ohuilla päällysrakenteilla, joissa routa tunkeutuu routivaan pohjamaan. Pohjamaa routii epätasaisesti ja muodostuu routaheittoja, jos materiaalivaihtelut ovat suuria. Kivisellä tai lohkaraisella pohjamaalla talvikaudella tai keväällä roudan sulaessa jäälinsien muodostuminen ja sulaminen vaihtelee ja aiheuttaa rakenteeseen epätasaisuutta. Materiaalien muutoskohdat ja tien alittavat rummut ovat todennäköisiä epätasaisuuksien esiintymiskohtia, mikäli riittävät siirtymärakenteet puuttuvat. Osa talvikaudella tai keväällä muodostuneista epätasaisuuksista palautuu jäälinsien sulaessa ja rakenteen kuivuessa samalla kun rakenne tiivistyy, mutta osa jää pysyviksi rakenteen epätasaisuuksiksi. (Belt et al. 2002, s. 49–51) Pituussuuntaista epätasaisuutta syntyy usein päällysteen epäjatkuvuuskohtien, kuten halkeamien ja reunapainumien yhteyteen raskaan liikenteen aiheuttaman dynaamisen lisäkuormituksen seurauksena. Päällysteen epäjatkuvuuskohdat saavat raskaan ajoneuvon sivuttais- tai pystysuuntaiseen huojuvaan liikkeeseen, joka aiheuttaa kuormituspulsseja rakenteelle. Rakenteen pituussuuntainen epätasaisuus tehostaa itseään yhdessä liikennekuormituksen kanssa.

### 3.3.4 Muita vauriotyyppejä

Rakenteen vaurioituminen voi olla lähtöisin myös yksinomaan päällysteestä. Päällysteen levitysvaiheessa tai kuljetuksen yhteydessä asfalttimassa voi lajittua, jolloin massassa on kohtia, joissa sideainetta on liian vähän. Tällöin päällystemassa ei tiivisty kunnolla. Päällysteen tiivistymiseen vaikuttaa myös päällystemassan lämpötila. Päällystemassa voi jäähtyä kuljetuksen aikana niin, että se ei ole enää riittävän lämmintä levitysvaiheessa. Myös ympäristö vaikuttaa päällystemassan lämpötilaan ja esimerkiksi sateella levitystyö on lähtökohtaisesti kiellettyä päällystemassan liian nopean jäähtymisen takia. Tiivistystyöt on aloitettava välittömästi päällystemassan levityksen jälkeen, sillä massa alkaa viilentyä heti rakenteen pinnassa ja kylmä massa tiivistyy huonosti. Huonosti tiivistynyt päällyste on alttiimpi kulumiselle ja jäätymis-sulamissykleille, joten se kuluu ja reikiintyy helposti. Päällysteen vaurioitumisen syy voi olla myös päällystesuunnittelussa, jos sideaineen määrä suhteessa kiviaineen määrään on liian suuri. Liian suuri sideainemäärä täyttää päällysteen tyhjätilan ja ylimääräinen bitumi nousee päällystemassan pintaan. Sideaineen pintaannousu näkyy päällysteen pinnassa kiiltävänä sileänä kerroksena. Pintaan noussut bitumi on liukas erityisesti sateella.

Päällysteen hajoamisvaurioita voi aiheutua päällystemassan vanhenemisestä. Päällyste on elinkaarensa aikana alttiina auringonvalolle ja UV-säteilylle, joka muuttaa päällystettä kemiallisesti. Aurinko lämmittää päällystettä ja edistää sideaineen hajoamista, jolloin bitumista haihtuu hiilivetyjä. UV-säteily vaikuttaa bitumin vanhenemiseen, ja bitumista tulee kovempaa ja se haurastuu. (Liu et al. 2010, s. 767–771) Bitumin haurastuminen heikentää päällystemassan ominaisuuksia, jolloin päällyste on altis vaurioille, kuten purkaantumiselle.

Päällystemassassa esiintyvien ongelmien lisäksi eroosio aiheuttaa tierakenteeseen vaurioita. Tyypillisiä eroosiovaurioita ovat tiepenkereen luiskien eroosio, jossa esimerkiksi sivuojassa virtaava vesi huuhtoo materiaalia mukanaan ja sorruttaa pengertä. Erityisesti silttisillä luiskilla luiska voi sortua ojaan ja täyttää sen, jolloin oja ei toimi ja vesi virtaa tierakenteeseen.

### 3.4 Vaurioitumisen vaikutus rakenteen toimivuuteen

Tierakenne toimii aina kokonaisuutena ja vaurio yhdessäkin kerroksessa vaikuttaa koko rakenteen toimintaan. Vauriot tehostavat toisiaan ja kehittyvät kiihtyvällä tahdilla, jos alkuperäistä vauriota ei korjata ajoissa. Vauriot, erityisesti halkeamat, altistavat rakenteen kosteudelle, joka alentaa rakenteen kuormituskestävyyttä. Päällysteen halkeilu voi johtaa urautumiseen ja edelleen muihin vaurioihin.

Tie ei aina vaurioituessaan menetä toimintakykyään täysin, jos olosuhteet ovat muuten hyvät. Avainasemassa tien toimintakyvyn säilyttämisessä on toimiva kuivatus. Kosteuspitoisuuden lisääntyminen sitomattomissa rakennekerroksissa ja alusrakenteessa alentaa rakenteen kuormituskestävyyttä ja tehostaa vaurioitumista, joten veden johtaminen pois rakenteesta on tärkeää. Toimiva kuivatus hidastaa vaurioiden muodostumista ja tien käyttöikä voi pidentyä huomattavasti. Toimiva kuivatus edellyttää jatkuvaa kunnossapitoa, jotta kuivatusjärjestelmä toimisi suunnitellun mukaisesti.

Tien vaurioituminen vähentää kuljettajien ajomukavuutta ja luo liikenneturvallisuusriskin. Pituussuuntaiset halkeamat ovat merkittävä riski erityisesti moottoripyöräilijöille ja voivat johtaa ajoneuvon hallinnan menetykseen. Päällysteen urautuminen lisää vesiliirron vaaraa. Ammattikuljettajille tien epätasaisuuksista aiheutuva tärinä on työturvallisuusriski.

Tien palvelutaso laskee nopeasti vaurioiden lisääntyessä ja korjauskustannukset nousevat. Jotta tienpito olisi taloudellista, olisi rakenteen kunnossapidosta huolehdittava hyvin. Tierakenteiden vaurioitumismekanismit on myös tunnettava, jotta osataan korjata näkyvän vaurion lisäksi vaurion aiheuttaja. Ongelmien syiden selvittäminen ja niiden korjaaminen on taloudellisempaa kuin pelkän näkyvän vaurion korjaaminen, sillä näin vältetään saman vaurion uusiutumiselta.

### 3.5 Vaihtoehtoisia materiaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden vaurioituminen

Vaihtoehtoisia materiaaleja hyödyntäen rakennetun tie- tai katurakenteen vaurioituminen voi erota tavanomaisista materiaaleista rakennetuista rakenteista. Materiaalien ominaisuudet ovat tavanomaisista poikkeavia ja voivat vaikuttaa materiaalien kuormituskäyttäytymiseen ja vaurioitumismekanismeihin. Materiaalit voivat olla hyvin epähomogeenisia ja niissä voi esiintyä suuriakin laatuvariaatioita. Saman materiaalin eri materiaalierillä voi olla erilaiset ominaisuudet, esimerkiksi tuhkillä käytetystä polttoaineesta riippuen, ja siten materiaali voi myös lujittua eri tavalla. (Tiehallinto 2007, s. 34)

Vaihtoehtoisilla materiaaleilla ominaisuuksien poikkeaminen tavanomaisista materiaaleista ei tarkoita sitä, että materiaalit olisivat välttämättä huonompia. Usein tavanomaisista materiaaleista poikkeavat ominaisuudet voivat olla hyviä. Esimerkiksi massiivisilla tuhkarakenteilla saadaan parempi lämmöneristävyys kuin tavanomaisilla materiaaleilla (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 22). Vaihtoehtoiset materiaalit voivat myös olla esimerkiksi tavanomaista joustavampia tai hauraampia, jolloin mekaaniset ominaisuudet vaikuttavat koko rakenteen käyttäytymiseen. Rakenteen vaurioitumismekanismit voivat vaihdella huomattavasti ja ilmentyä esimerkiksi päällysteeseen kohdistuvina venyminä. Tavanomaisista materiaaleista poikkeavat mekaaniset ominaisuudet voivat myös rajoittaa materiaalien käyttöä esimerkiksi kantavassa kerroksessa. Muun muassa tiilimurske on liian haurasta hyödynnettäväksi kantavaan kerrokseen ja se voi rapautua jäätyessään kosteana (Tiehallinto 2007, s. 48).

Usein vaihtoehtoiset materiaalit ovat kuitenkin jäykempiä ja hauraampia kuin vastaavat tavanomaisilla materiaaleilla rakennetut rakenteet tai rakennekerrokset. Tällöin rakenteen toimintatapa eroaa perinteisestä joustavasta päällysrakenteesta. Rakenne voi toimia kappaleessa 3.1.2 esitetyn puolijäykän (kuva 18) tai jäykän (kuva 21) päällysrakenteen tapaan ja esimerkiksi rakenteeseen kohdistuva kriittinen vetojännitys voi siirtyä kappaleen 3.2.2 kuvan 24 mukaisesti päällysteen alapinnasta kantavan kerroksen alapintaan. Rakenne voi halkeilla, jos se routii tai painuu. Lisäksi päällysteessä voi esiintyä väsymishalkeilua, jos alapuoliset rakenteet eivät ole riittävän jäykkiä. Rakenteen ja päällysteen halkeilu edesauttaa veden suotautumista rakenteen läpi, eivätkä materiaalit välttämättä toimi suunnitellusti korkeassa kosteuspitoisuudessa. Rakenteen läpi suotautuva vesi kuljettaa mukanaan myös talvikunnossapidon yhteydessä teille levitettyä suolaa. Suolan ja veden vaikutuksesta rakenteet heikkenevät nopeasti.

Materiaalin työstöllä rakennusvaiheessa voi olla merkittävä vaikutus rakenteen myöhempiin käyttäytymiseen ja mahdolliseen vaurioitumiseen. Esimerkiksi asfalttirouheella materiaalin ja ympäristön lämpötila levitysvaiheessa vaikuttavat saavutettuun tiivistystulokseen. Asfalttirouhe on vaikeasti tiivistettävää ja vaatii sopivan lämpötilan lisäksi riittävän raskaan tiivistyskaluston ja materiaalin riittävän vesipitoisuuden tiivistyäkseen kunnolla. Asfalttirouheen jälkitiivistyminen ja siitä aiheutuva urautuminen saattaa muodostua ongelmaksi rakenteessa, jossa asfalttirouhe on levitetty rakennekerrokseen kylmänä. Kriittisin ajanjakso urautumisen suhteen on suhteellisen pian levitystyön jälkeen. (Jacobson 2002a, s. 6–31)

Vaihtoehtoisilla materiaaleilla rakenteen kuivatuksen tärkeys korostuu entisestään. Eryityisesti tuhkarakenteilla materiaalin kuivana pysyminen on tärkeää. Esimerkiksi lentotuhka on vedelle herkkää ja imee huonosti kuivatetussa rakenteessa itseensä vettä, jolloin rakenne voi liettyä tai routia. Ylimääräinen kosteus ja alhainen lujittumislämpötila heikentävät materiaalin lujuudenkehitystä eikä rakenteesta välttämättä saavuteta sille suunniteltua jäykkyyttä, jolloin rakenne ei välttämättä kestä siihen kohdistuvia rasituksia. (Tiehallinto 2007, s. 34, 45)

Kaikkien vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien ominaisuuksia ja pitkäaikaiskäyttäytymistä ei vielä tunneta riittävästi eikä siten materiaalien vaurioitumiskäyttäytymistäkään voida täysin ennustaa. Batmunkh et al (2010, s. 2) mukaan betonimurskeen hydratoitumista eli uudelleen lujittumista ei ole vielä tutkittu tarpeeksi ja on olemassa riski, että hydratoitumisen seurauksena materiaalista tulee liian jäykkä ja hauras. Hydratoitumisen jatkuessa Batmunkh et al (2010) epäilevät, että betonimurskerakenteesta voi näin muodostua sidottu rakenne, jolloin koko rakenteen vaurioitumismekanismi muuttuu. Dettenbornin (2013, s. 46) mukaan Suomen pitkäaikaisseuratuissa betonimurskerakenteissa materiaalin hydratoitumisen ei ole havaittu jatkuvan näin pitkälle.

Vaihtoehtoisten materiaalien vaurioitumismekanismit vaikuttavat rakenteen kuormituskäyttäytymiseen ja ne on huomioitava rakenteiden mitoituksessa. UUMA2-hankkeen myöhemmässä vaiheessa vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja sisältävien tie- ja katurakenteiden vaurioitumista käsitellään tarkemmin toisessa opinnäytetyössä.

## 4 Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaanisten ominaisuuksien määrittäminen

### 4.1 Jäykkyysominaisuudet

#### 4.1.1 Jäykkyysominaisuuksien määrittäminen laboratoriomittauksin

Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien jäykkyysominaisuudet voidaan määrittää laboratorio-olosuhteissa aksiaalisella puristuskokeella ja kolmiaksaalikokeella. Aksiaalinen puristuskoe soveltuu vain kontinuumimateriaaleille, mutta kolmiaksaalikokeella voidaan määrittää myös rakeisten materiaalien jäykkyysominaisuuksia.

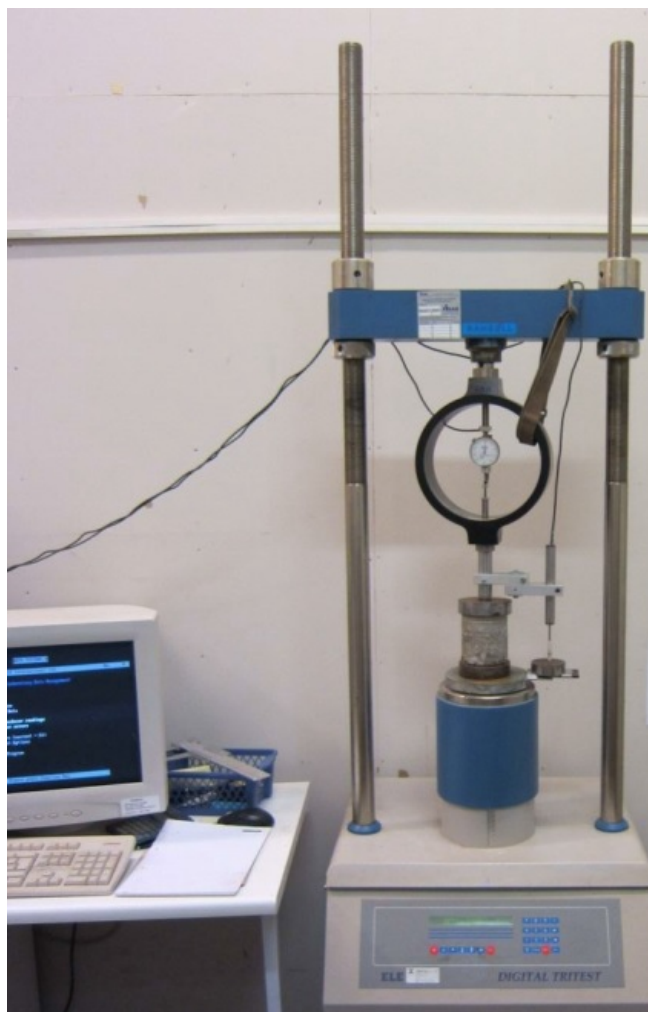
##### Aksiaalinen puristuskoe

Puristuskokeessa kuormitus tapahtuu kappaleen 2.3.1 kuvan 9 periaatteen mukaisesti vain pystysuunnassa, jolloin pääjännitykset  $\sigma_2$  ja  $\sigma_3$  ovat nollan suuruisia. Kuormitus tapahtuu suljetussa tilassa, sillä koe on niin nopea, että huokosvesi ei ehdi poistua materiaalissa rakeiden välistä (Jääskeläinen 2011, s. 106). Aksiaalinen puristuskoe voidaan hienorakeiselle maalle tehdä standardin CEN ISO/TS 17892-7 (2004) mukaisesti. Samaa menetelmää voidaan soveltaa muun muassa tuhkillle. Karkeammille materiaaleille voidaan soveltaa standardia SFS-EN 13286-41 (2003), joka on laadittu hydraulisesti sidottujen seosten puristuslujuuden määrittämiseen.

Standardin CEN ISO/TS 17892-7 mukaisesti puristuslujuus määritetään kuutiomaisesta tai sylinterimäisestä homogeenisesta näytteestä. Tutkitun materiaalin vedenläpäisevyyden on oltava alhainen, jotta näytekappale ei kuivu kokeen aikana liikaa. Kuormitettavan näytteen poikkileikkausalan tulee olla vähintään 1000 mm<sup>2</sup> eli näytteen halkaisijan on oltava vähintään 35,7 mm. Näytemateriaalin suurin raekoko saa olla enintään 1/6 näytteen halkaisijasta sylinterimäisellä näytteellä ja enintään 1/6 sivun pituudesta kuutiomaisella näytteellä. Näytteen korkeuden ja halkaisijan suhteen tulee olla 1,8–2,5 sylinterimäisellä näytteellä ja kuutiomaisella näytteellä korkeuden ja sivun pituuden välisen suhteen tulee olla 2,0–2,8. (CEN ISO/TS 17892-7)

Aksiaalisen puristuskokeen koelaitteisto koostuu kuormituslevyistä, kuormituskehästä, puristimesta, kuormaa mittaavasta laitteesta ja akselin suuntaisen puristuman mittalaitteesta. Koelaitteisto on esitetty kuvassa 33. Kuvan laitteisto on digitaalinen ja yhteydessä mittaustietokoneeseen, joka kerää mittaustietoa. Näyte asetetaan mitausta varten kuormituslevyjen väliin. Näytettä puristetaan halutulla nopeudella ja kokeen aikana voima ja siirtymä mitataan sopivin välein, kuitenkin vähintään kymmenen rinnakkaislukemaa jokaisen 1 % pystymuodonmuutoksen kohdalla ennen näytteen murtumaa. Levyjen nopeus valitaan siten, että näytekappale murtuu 2–15 minuutissa. (CEN ISO/TS 17892-7, s. 9)





Kuva 33 Aksiaalisen puristuskokeen koelaitteisto (Tarkkio 2014, s. 56)

Osa työssä käsiteltävistä vaihtoehtoisista materiaaleista on aikalujittuvia, joten puristuskokeita tehdään koekappaleille eripituisten lujittumisaikojen jälkeen. Esimerkiksi lentotuhkakappaleilla yksiakiaalinen puristuslujuus määritetään yleensä 28 ja 90 päivän kuluttua. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 16) Betonimurskeen puristuslujuudet määritetään yleensä 7 ja 28 päivän kuluttua (SFS 5884 2001, s. 5).

Kokeen aikana mitattujen voimien ja siirtymien perusteella lasketaan jokaista mittauksesta vastaava muodonmuutos ja jännitys kaavojen 14 ja 15 avulla (CEN ISO/TS 17892-7, s. 10).

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_i} \quad (14)$$

$$\sigma_1 = \frac{P(1-\varepsilon)}{A_i} \quad (15)$$

missä

- $\Delta H$  on koekappaleen korkeuden muutos
- $H_i$  on koekappaleen alkuperäinen korkeus ennen kuormitusta
- $P$  on koekappaleeseen kohdistuva pystysuora kuormittava voima
- $A_i$  on kuormitettavan näytteen poikkipinta-ala ennen kuormitusta

Voiman ja siirtymän avulla lasketuista jännityksistä ja muodonmuutoksista voidaan laatia jännitys-muodonmuutoskuvaaja, josta voidaan Hooken lakiin perustuen määrittää muodonmuutosmoduuli. Usein puristuskokeen tulosta kuvataan muodonmuutosmoduulilla  $E_{50}$ , joka vastaa materiaalin kuormittamista puolella murtotilannetta vastaavasta jännityksestä. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 16) Moduuli  $E_{50}$  määritetään näin ollen jännitys-muodonmuutoskuvaajasta sekanttmoduulina 0–50 prosentin jännitysväliltä (Tarkkio 2014, s. 58–59).

Standardin SFS EN 13286-41 (2003) mukainen määrittäminen eroaa edellä esitetyistä kuormitusnopeuden suhteen. SFS-EN 13286-41 mukaan kuormitusnopeus valitaan niin, että materiaalin murto tapahtuu 30–60 sekunnin kuluttua kuormituksen aloittamisesta. Kokeen aikana mitataan maksimivoima, jonka materiaali saavuttaa. Maksimivoiman ja kappaleen poikkipinta-alan perusteella voidaan määrittää puristuslujuus.

Betonimurskeelle on voimassa erikseen SFS standardi, jossa käsitellään betonimurskeen maarakennuskäytön laadunhallintajärjestelmää (SFS 5884, 2001). Standardin mukaan betonimurskeen puristuslujuuden määrittämisessä puristaminen tulee tehdä standardin SFS 4474 (1988) mukaisesti, mutta kyseinen standardi on kuitenkin kumottu jo vuonna 2003. Vanha kumottu standardi SFS 4474 (1988) eroaa standardista SFS-EN 13286-41 (2003) kuitenkin vain lähinnä puristusnopeuden suhteen, joten SFS-EN 13286-41 on käytökelpoinen myös betonimurskeelle.

### **Kolmiaksiaaliko**

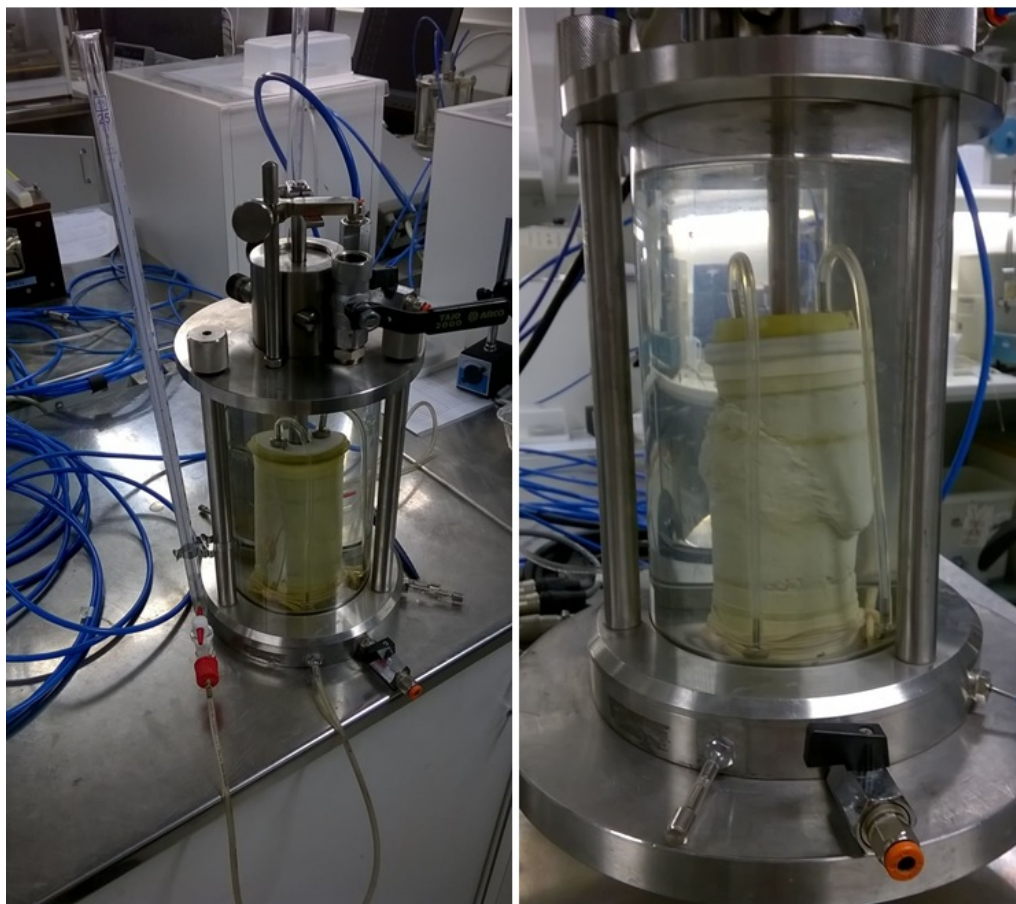
Kolmiaksiaalikoeksessa kuormitus vastaa todellista maassa tapahtuvaa kuormitustilannetta paremmin kuin yksiaksiaalinen puristuskoe, sillä kolmiaksiaalikoeksessa maapartikkeleihin kohdistuu jännitys jokaisesta kolmesta pääsuunnasta. Näin kuormitus saadaan paremmin vastaamaan luonnossa esiintyviä kuormitustilanteita. Kolmiaksiaalikoeta voidaan toteuttaa staattisena tai syklisenä. Kokeiden kuormitustavat eroavat toisistaan. Staattisessa kokeessa jännitystä nostetaan tasaisesti ja hitaasti, kun taas syklisessä kokeessa kuormitusnopeus on suurempi ja kuormitus tapahtuu syklisesti niin, että koekappaleeseen kohdistetaan pulssimaista kuormitusta, jossa deviatorista jännitystä vuoroin lisätään ja vuoroin poistetaan nopeina sykleinä. Sekä staattisessa että syklisessä kokeessa vaakasuuntainen kuormitus on yleensä staattista. Syklisiä kolmiaksiaalikoeta voidaan tosin tehdä myös muuttuvalla sellipaineella. Syklisen kolmiaksiaalikokeen kuormituksen on todettu vastaavan paremmin rakenteeseen kohdistuvan hitaasti etenevän pyöräkuorman vaikutusta kuin staattisen kolmiaksiaalikokeen. (Sweere 1990, s. 45–46) Syklisen kolmiaksiaalikokeen testimenetelmä on standardoitu sitomattomille kiviainesseoksille standardilla SFS-EN 13286-7 (2004).

Kolmiaksiaalikoeta voidaan tehdä avoimena tai suljettuna kokeena. Avoimen ja suljetun tilan kokeiden koejärjestelyt eroavat toisistaan kuormitusnopeuden ja kuormitettavassa näytteessä olevan huokosveden osalta. Suljetussa kokeessa huokosveden ei anneta poistua näytteestä kuormituksen aikana, kun taas avoimessa kokeessa huokosvesi poistuu vapaasti. Tavanomaisten maalajien tutkimisessa koheesiomaille on yleensä käytetty suljettua koetta ja kitkamaalajeilla avointa koetta.

Näytteet voidaan konsolidoida ennen kuormitusta, jotta näytteen jännitystilaa saadaan vastaamaan maassa vallitsevaa jännitystilaa tai muuta haluttua alkujännitystilaa. Hienorakeisilla materiaaleilla kokoonpuristuminen on konsolidoinnin aikana yleensä

suurempaa kuin karkearakeisilla materiaaleilla ja hienorakeisten materiaalien koonpuristuminen tapahtuu tavallisesti hitaammin. Siten hienorakeinen materiaali konsolidoituu vähittäin, kun taas karkearakeisen materiaalin konsolidoituminen on välitön tapahtuma. Konsolidoimattomalle näytteelle on voimassa standardi CEN ISO/TS 17892-8 (2004) ja konsolidoidulle näytteelle CEN ISO/TS 17892-9 (2004).

Kolmiakσιαalikokeen koelaitteisto koostuu painekammioista eli sellistä, sylinterimäisestä näytteestä, kuormituslaitteesta, paineantureista, voima-antureista, siirtymäantureista, kuormituslevyistä sekä mahdollisista huokoskivistä ja suodatinpapereista. Kuormituslevyjen eli niin sanottujen kuormitushattujen tarkoitus on tasata näytteen kohdistuva pystysuuntainen puristava voima tasaisesti koko näytteen poikkipinta-alalle. Koelaitteiston antureista mittaustulokset siirtyvät tavallisesti dataloggerin kautta tietokoneelle, joka kerää mittaustuloksia. Käytettävän koelaitteiston koko riippuu tutkittavan materiaalin maksimiraekoosta. Käytössä on perinteisiä pienen mittakaavan kolmiakσιαalikoelaitteistoja sekä suurimittakaavaisia laitteistoja. Kuvassa 34 on esitetty rakennetun näytteen konsolidointi vasemmalla ja kuvassa oikealla näyte avoimen kolmiakσιαalisen kuormituksen jälkeen.



*Kuva 34 Kolmiakσιαalikokeen näyte konsolidoitumassa ja leikkausvaiheen jälkeen (Tampereen teknillinen yliopisto, Joshua Fillion 2015)*

Kolmiakσιαalikokeessa sylinterimäisen näytteen korkeuden tulee olla kaksi kertaa sen halkaisijan suuruinen ja halkaisijan tulee olla vähintään viisinkertainen tutkittavan näytemateriaalin maksimiraekokoon nähden. Tästä syystä suurirakeisilla materiaaleilla myös koekappaleet ovat suuria. Rakeisella materiaalilla ja kontinuumimateriaalilla näytteen valmistelu eroavat toisistaan. Rakeisilla materiaaleilla näyte pitää ra-

kentaa sullomalla, kun taas kontinuumimateriaaleista näyte voidaan muotoilla häiriintymättömästi materiaalista. Rakennetun näytteen tiivistykseen voidaan käyttää eri menetelmiä, mutta tiivistyksen osalta oleellista on se, että näytteen tiheys ja vesipitoisuus vastaisivat mahdollisimman hyvin kenttäolosuhteita. Materiaalin vesipitoisuus ja tiiviyys vaikuttavat merkittävästi sen mekaanisiin ominaisuuksiin, joten tutkitavan näytteen vesipitoisuus ja tiheys on kirjattava ylös. Rakennetun näytteen tiivistämiseen voidaan käyttää ICT-kiertotiivistintä, mutta myös muun muassa tärypuristinta, Proctor-tiivistystä ja täryvasaraa voidaan hyödyntää. (SFS-EN 13286-7)

Kokeessa näyte sijoitetaan selliin, joka on täytetty vedellä tai muulla väliaineella, jonka avulla näytteeseen kohdistetaan kolmiaksaalisesti pääjännitys  $\sigma_3$ . Näytekappaleen kuormitetaan kappaleen leikkautumiseen asti pystysuoralla lisäjännityksellä. Kokeen aikana mitataan sellipainetta, aksiaalista kuormitusta, aksiaalista muodonmuutosta sekä kyllästetyllä näytteellä huokosvedenpainetta eri antureilla (Kolisoja 1993, s. 96).

Kolmiaksaalikoetta käytetään lähinnä materiaalin lujuusominaisuuksien määrittämiseen. Staattisella kolmiaksaalikokeella määritetään materiaalin koheesio ja kitkakulma. Myös sekanttimoduuli voidaan määrittää aksiaalisen puristuskokeen yhteydessä esitetyllä tavalla jännitys-muodonmuutoskuvaajasta. Lujuusominaisuuksien määrittäminen staattisella kolmiaksaalikokeella käsitellään myöhemmin lisää luvussa 4.2.2.

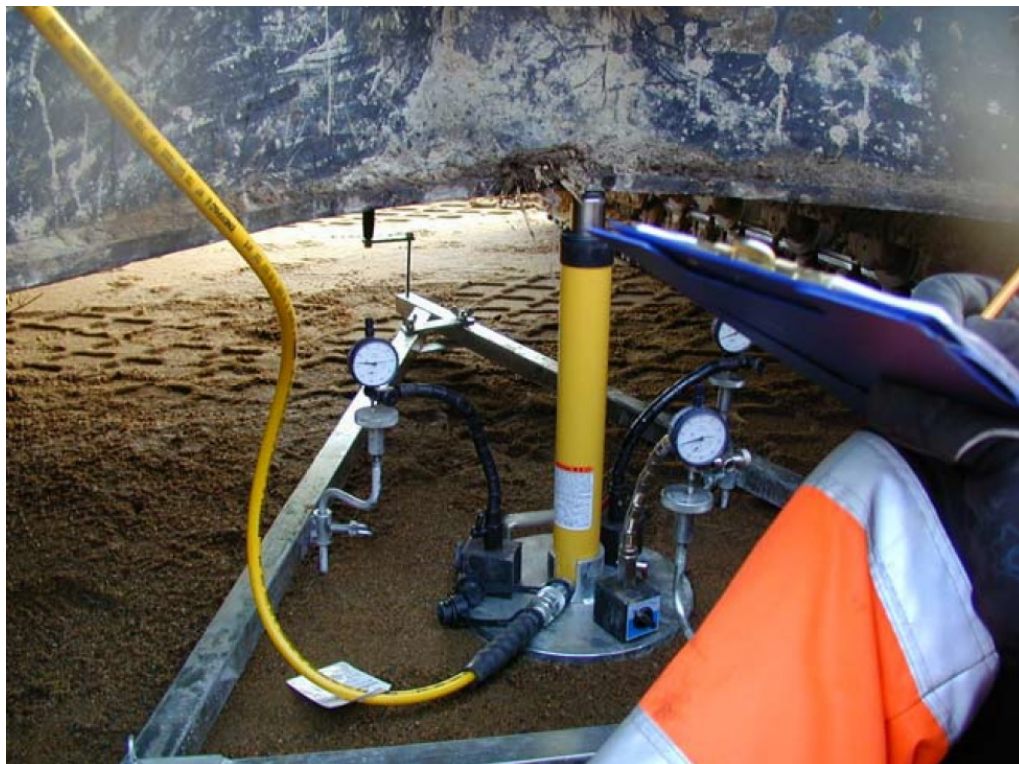
Syklisellä kolmiaksaalikokeella materiaalin jäykkyyttä kuvaava resilient-moduuli  $M_r$  määritetään toistokuormituksen jännitys-muodonmuutossykliden tasaannuttua deviatorisen jännityksen ja aksiaalisen muodonmuutoksen suhteena kappaleessa 2.2.2 esitetyn kaavan 7 mukaisesti jännitys-muodonmuutoskuvaajan sekanttimoduulina. Syklistä kolmiaksaalikoetta käytetään erityisesti jännitys-muodonmuutostason suhteen epälineaarisesti käyttäytyvillä materiaaleilla, sillä syklisen kuormituksen avulla havaitaan toistokuormituksen vaikutukset materiaalin käyttäytymiseen. Tästä syystä syklisissä kolmiaksaalikokeissa jäykkyyden määrittäminen toistetaan useille eri sellipaineen ja deviatorisen jännityksen yhdistelmille.

#### **4.1.2 Jäykkyysominaisuuksien määrittäminen kenttämittauksin**

Laboratoriomittausten ohella materiaalien jäykkyysominaisuuksia voidaan tutkia in-situ-kenttämittauksin. In-situ-mittaukset ovat tavallisesti ainetta rikkomattomia ja mittaukset edustavat siten rakenteen häiriintymätöntä tilaa. Rakenteen jäykkyyden määrittämiseen käytettäviä menetelmiä ovat muun muassa levykuormituskoe, pudotuspainomittaus ja kevyt pudotuspainomittaus. Levykuormituskokeen tai pudotuspainokokeiden koejärjestelyjä ja menetelmiä ei ole standardoitu.

##### **Levykuormituskoe**

Levykuormituskoea käytetään rakenteen muodonmuutos- ja tiiviysominaisuuksien määrittämiseen ja se on yleisesti käytetty koemenetelmä Pohjoismaissa. Levykuormituskokeessa käytetään jäykkää teräslevyä, joka asetetaan mitattavan kohdan päälle. Mitattava kohta tulee tasata tasaushiekalla, mikäli pinnassa on epätasaisuuksia, jotta kuormitus jakautuu mahdollisimman tasaisesti. Levykuormituslaitteisto koostuu kuormituslevyn lisäksi vastapainosta, painemittarista, tunkista ja mittarikellosta. Vastapainona voidaan hyödyntää muun muassa kuorma-autoa tai kaivinkonetta. Kuvassa 35 levykuormituskoe on käynnissä ja kokeenaikaisia mittarien lukemia kirjataan ylös.



Kuva 35 Levykuormituskoelaitteisto (Kalliainen et al. 2011, s. 28)

Kokeessa mitataan kuormituslevyn alapuolista staattisen voiman aiheuttamaa rakenteen pinnan painumaa. Kuormituslevyn halkaisija ja kuormitussarjat vaihtelevat maittain. Suomessa koe tehdään yleensä portaittain muuttuvalla kuormituksella 10 kN portailla maksimikuormaan 60 kN asti halkaisijaltaan 300 mm teräslevyllä. Kuormitus tehdään kahtena syklinä ja jälkimmäisen syklin muodonmuutosmoduuli  $E_2$  havaitaan toistokuormitusvaiheen kuormitus-muodonmuutoskuvaajan lineaariselta osalta tai sekanttmoduulina alkutilanteesta maksimikuormitukseen. Levykuormituskokeesta mitattujen arvojen avulla voidaan määrittää koko rakenteen muodonmuutosominaisuuksia kuvaava moduuli  $E$  yhtälöllä 16

$$E = r(1 - \nu^2) \cdot \frac{p \cdot a}{s} = k \cdot \frac{p \cdot a}{s} \quad (16)$$

missä

$E$	on kimmomoduuli
$r$	on kerroin, jonka arvo riippuu kuormituslevyn jäykkyydestä ja joka saa arvon $\pi/2$ , jos levyn oletetaan olevan jäykkä ja arvon 2, jos oletetaan levyn olevan taipuisa
$\nu$	on Poissonin luku
$p$	on kosketuspaine
$a$	on kuormituslevyn säde
$s$	on painuma
$k$	on kerroin, jonka arvo riippuu kuormituslevyn jäykkyydestä ja rakenteen Poissonin luvusta

Poissonin luku vaihtelee tavallisesti tierakenteessa välillä 0,3–0,5, jolloin kertoimen  $k$  arvo vaihtelee välillä 1,2–1,8. Mittauksissa kertoimelle  $k$  käytetään yleensä vaihteluvälin keskiarvoa 1,5. (Ehrola 1996, s. 202–203)

InfraRYL:n (2006) mukaisessa laskutavassa huomioidaan kuormitus vain väliltä 30–70 %, jotta mittaukseen epävarmuuksia mittaustapahtuman alussa ja lopussa saadaan eliminoitua. Muodonmuutosmoduulit  $E_1$  ja  $E_2$  määritetään kuvassa 36 esitetyllä tavalla jännitys-muodonmuutoskuvaajan kuormitusyhteisistä kaavoilla 17 ja 18

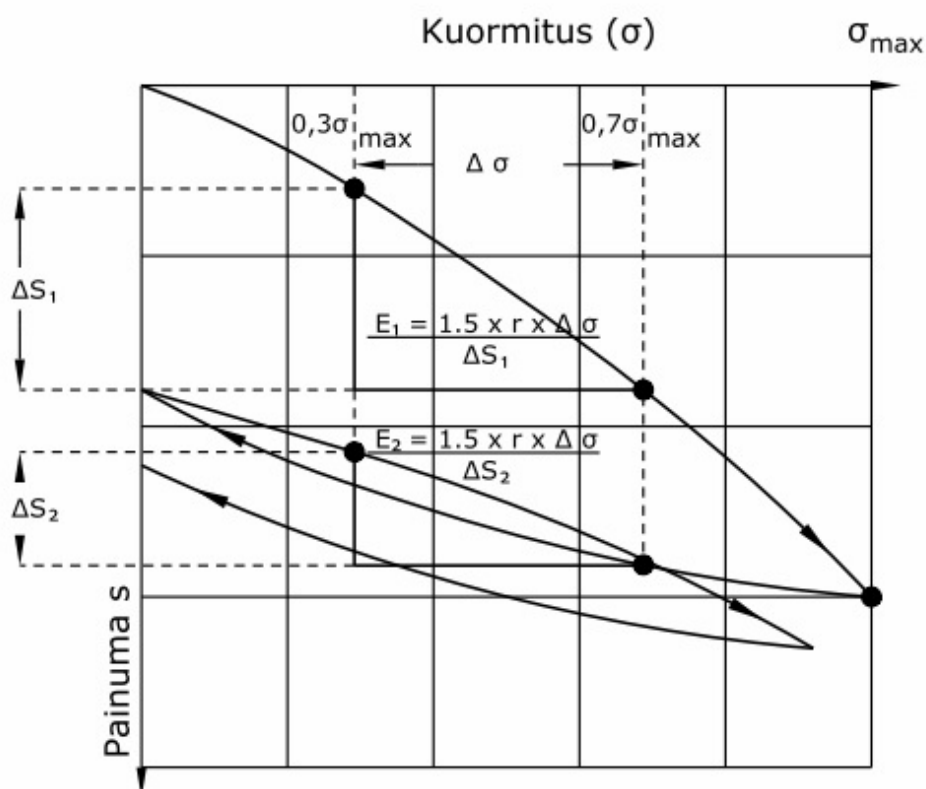
$$E_1 = \frac{1,5 \cdot r \cdot \Delta \sigma}{\Delta S_1} \quad (17)$$

$$E_2 = \frac{1,5 \cdot r \cdot \Delta \sigma}{\Delta S_2} \quad (18)$$

joissa

$E_1$  ja  $E_2$  ovat muodonmuutosmoduulit ensimmäiselle ja toiselle kuormitusyhteiselle  
 $r$  on kuormituslevyn säde  
 $\Delta \sigma$  on kuormituksen muutos tarkastelujaksolla  $0,3 \sigma_{\max} \dots 0,7 \sigma_{\max}$   
 $\Delta S$  on tarkastelujaksolla tapahtunut painuma

Maarakenteille esitetään tavallisesti vaatimukset muodonmuutosmoduulille  $E_1$  tai  $E_2$  sekä näiden suhteelle  $E_2/E_1$ .



Kuva 36 Moduuliarvon määrittäminen (Liite K7, InfraRYL 2010 osa 1)

Levykuormituskokeen tulosten tulkinnessa voidaan hyödyntää myös Odemarkin laskentakaavaa. Odemarkin laskentakaavalla (kaava 19) mittaustuloksista voidaan laskea E-moduuleja (Tiehallinto 2004, s. 33). Kaava esitetään muodossa

$$E_p = \frac{E_A}{1 - \frac{1}{\sqrt{1+0,81 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2}} \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1+0,81 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2} \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}} \quad (19)$$

missä

$E_p$	on mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus (MPa)
$E_A$	on mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus (MPa)
$E$	on mitoitettavan kerroksen E-moduuli (MPa)
$h$	on mitoitettavan kerroksen paksuus (m)
$a$	on kuormituslevyn säde, 0,15 (m)

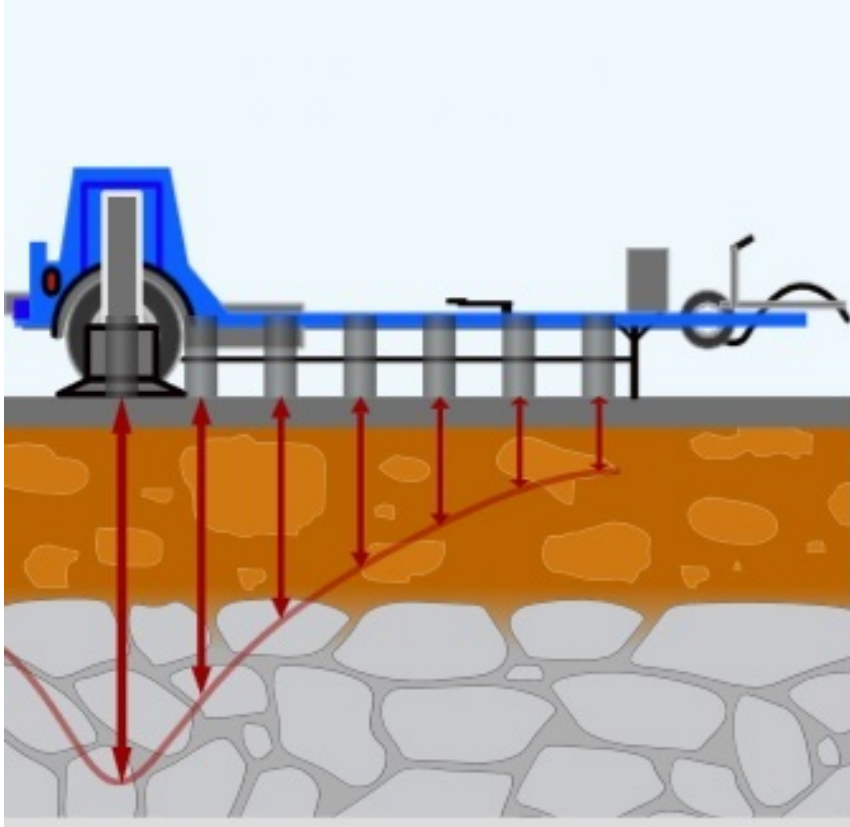
Odemarkin lasketakaavan käyttäminen edellyttää siis rakenteen pinnalta mitattuja taipumatuloksia sekä tietoa rakennekerrospaksuuksista ja rakennekerrosten materiaalien moduularvoista.

Levykuormituskoe tehdään tavallisesti rakenteen pinnasta, jolloin sen kuormitus vaikuttaa rakenteen ylimpiin kerroksiin noin 0,5–0,8 metrin syvyyteen. Syntyviin muodonmuutoksiin vaikuttavat heti kuormituslevyn alla olevan materiaalin ominaisuuksien lisäksi myös alempien kerrosten materiaalien ominaisuudet. Rakennekerrosten materiaalien ominaisuuksia ei siis voida määrittää suoraan levykuormituskokeella. Näin ollen kaavan 16 avulla levykuormituskoe tuloksista laskettu rakenteen muodonmuutosmoduuli ei kuvaa minkään yksittäisen materiaalin ominaisuuksia, vaan saatu moduuli kuvaa tien ylimpien rakennekerrosten muodostamaa kokonaisuutta.

Levykuormituskoe on herkkä materiaalin vaihtumiselle ja epähomogeenisuudelle. Koetuloksiin virhettä voivat aiheuttaa muun muassa rakenteessa olevat isot kivet, joita ei havaita yläpuolisista kerroksista silmämääräisesti. Kuormitettavan kohdan tulisi olla mahdollisimman tasainen, jotta kuormituslevystä kohdistuva kuormitus jakautuu mahdollisimman tasaisesti rakenteeseen. (Ehrola 1996, s. 202–204, Kolisoja 1993, s. 106–109)

### **Pudotuspainomittaus**

Pudotuspainomittaukset tehdään pudotuspainolaitteella (FWD; Falling Weight Deflec-tometer) ja menetelmä perustuu tien pinnan pystysiirtymien eli taipumien mittaamiseen. Mitattujen taipumien perusteella voidaan määrittää rakenteen jäykkyys. Menetelmä on kehitetty erityisesti päällystettyjen rakenteiden tutkimiseen, mutta sitä voidaan hyödyntää myös täysin sitomattomien rakenteiden tutkimisessa. Pudotuspainolaitteisto koostuu pudotuspainosta, kuormituslevystä, kumivaimentimista ja geofoneista tai kiihtyvyyssantureista. Laitteisto voidaan kytkeä esimerkiksi tavallisen henkilöauton perään ja on siten helposti liikuteltavissa. Mittauksessa pudotuspainon annetaan pudota tietyltä korkeudelta vapaasti kuormituslevylle, jonka tehtävä on jakaa siihen kohdistuvan kuorma tasaisesti kuormitusalueelle. Painon pudotus aiheuttaa rakenteeseen kuormituspulssin, jonka aiheuttama rakenteen pinnan pystysiirtymä eli taipuma mitataan kuormituslevyn alla sekä usealta eri etäisyydellä kuormituskeskipisteestä geofonien tai kiihtyvyyssanturien avulla. Eri pisteissä mitatut taipumat esitetään taipumasuppilona. Kuvassa 37 on esitetty mittauksen periaate ja taipumasuppilon muodostuminen.



Kuva 37 Pudotuspainolaitemittauksen tuloksena saatava taipumasuppilo (Roadex eLearning)

Käytetty paino ja pudotuskorkeus ovat säädettäviä, jolloin rakenteeseen kohdistuvan kuormituksen suuruutta voidaan säädellä. Pudotuspainon avulla aikaansaadulla kuormituspulssilla simuloidaan ohittavan raskaan ajoneuvon tierakenteen pintaan kohdistamaa kuormitusta. Simuloitava kuormitus voi vaihdella 20 ja 150 kN välillä, mutta tavallisesti käytetään 50 kN voimaa, sillä se vastaa kuorma-auton 10 tonnin akselipainoa. Mittauksessa käytettävä pyöreä kuormituslevy on tavallisesti halkaisijaltaan 300 mm. Kuormitusaika vaihtelee välillä 20–60 ms laitekohtaisesti. Pudotuspainomittauksissa mittapisteiden välinä suositellaan pidettävän enintään 50 metriä. (Spoof & Petäjä 2000, s. 4–5)

Taipumaa mitattaessa tulee pudotuspainolaitteessa käyttää vähintään kuutta geofonia, jotka mittaavat maanpinnan liikettä pudotuksien aikana. Taulukossa 1 on esitetty jakauma, josta geofonien etäisyydet kuormituslevystä tulee valita. Taulukossa jakauma-rivillä esitetyt tummennettuja etäisyyksiä on käytettävä aina. Taulukossa on esitetty myös Suomessa ja USA:ssa käytetyt jakaumat. Kuten taulukosta havaitaan, käytetyt jakaumat vaihtelevat maittain. USA:ssa ensimmäinen geofoni sijoitetaan mittaamaan kuormituslevyn toiselle puolelle. (Saarenketo 2014, Spoof & Petäjä 2000, s. 6).

Taulukko 1 Pudotuspainomittauksessa geofonien etäisyydet kuormituslevystä (Saarenketo 2014, Spoof & Petäjä 2000, s. 6)

	Geofonien etäisyydet kuormituslevystä (mm)											
<b>Jakauma</b>	-	0	200	300	450	600	900	1200	1500	1800	2100	2400
<b>Suomi</b>	-	0	200	300	450	600	900	1200	-	-	-	-
<b>USA</b>	-300	0	-	300	-	600	900	1200	1500	1800	-	-



Pudotuspainolaitteella eri etäisyyksille kuormituskeskipisteestä asetetut geofonit kuvaavat rakenteen käyttäytymistä eri syvyyksillä. Kuormituskeskipisteen taipuma kuvaa koko rakenteen taipumaa ja 300 mm etäisyydellä tapahtuva taipuma kuvaa taipumaa 300 mm syvyydellä, 900 mm etäisyyden taipuma kuvaa taipumaa 900 mm syvyydellä ja niin edelleen. (Spoof & Petäjä 2000, s. 13) Näin geofonit voidaan asettaa siten, että niillä mitattavat taipumat vastaavat rakennekerrosten rajapintoja, jolloin voidaan selvittää ainakin suuntaa antavasti eri kerrosten jäykkyudet. Mittauksen vaikutussyvyyden määräytyminen vaikuttaa siis geofonien asetteluun.

Pudotuspainolaitteen tulosten avulla voidaan määrittää rakennekerrosten moduuleja takaisinlaskennalla ja määrittää muodonmuutoksia suoraan mitatusta taipumasuppilosta. Taipumien ja taipumaerojen perusteella voidaan arvioida eri rakennekerrosten ominaisuuksia. Taipumasuppiloista voidaan laskea erilaisia taipumasuppiloindeksejä, joista tavallisesti käytetyimmät ovat SCI ja BCI-indeksit, joilla kuvataan päällysrakenteen yläosan (SCI) ja päällysrakenteen alaosan (BCI) kuntoa. Näiden indeksien määrittäminen edellyttää taipumien lämpötilakorjausta +20 °C vertailulämpötilaan. Muodonmuutosmoduulien takaisinlaskennassa käytetään alkuperäistä lämpötilakorjaamatonta taipumasuppiloa. (Spoof & Petäjä 2000, s. 11–12)

Takaisinlaskennassa voidaan hyödyntää monikerroslaskentaohjelmia sekä erilaisia laskentakaavoja. Pudotuspainomittauksista voidaan laskea myös pintamoduuli  $E_r$ , jonka avulla voidaan selvittää rakennekerrosten moduuleja ja siten rakenteen jäykkyys eri syvyyksillä. Pintamoduuli kuvaa muodonmuutosmoduulia etäisyyttä  $r$  vastaavalta syvyydeltä ja se voidaan määrittää kaavalla 20 (Spoof & Petäjä 2000, s. 13)

$$E_r = \frac{(1-v^2) \cdot \sigma_0 \cdot a^2}{r \cdot d_r} \quad (20)$$

missä

$E_r$	on pintamoduuli (MN/m <sup>2</sup> )
$v$	on Poissonin luku, $v = 0,35$
$\sigma_0$	on kosketuspaine (MN/m <sup>2</sup> )
$a$	on kuormituslevyn säde (m)
$r$	on taipuma-anturin etäisyys kuormituslevystä (m)
$d_r$	on taipuma etäisyydellä $r$ kuormituslevystä (m)

Pintamoduulin arvo  $E_0$  kuormituslevyn alla, eli kun  $r = 0$ , saadaan kaavalla 21

$$E_0 = \frac{2 \cdot (1-v^2) \cdot \sigma_0 \cdot a}{d_0} \quad (21)$$

missä

$E_0$	on kantavuusarvo (MN/m <sup>2</sup> )
$v$	on Poissonin luku
$\sigma_0$	on kosketuspaine (MN/m <sup>2</sup> )
$a$	on kuormituslevyn säde (m)
$d_0$	on taipuma kuormituslevyn alla (mm)

Pintamoduuleista voidaan laatia kuvaajia, joista voidaan tulkita eri rakennekerrosten ominaisuuksia. Pintamoduuli  $E_r$  voidaan määrittää kuitenkin vain rakenteelle, jossa on sidottu päällyste. Sitomattomissa rakenteissa pintamoduuli  $E_r$  ei täysin käyttäydy edellä esitetyn teorian mukaan. (Spoof & Petäjä 2000, s. 13–14, Kalliainen et al. 2011, s.118)

Pudotuspainomittaukseen käytetään rakenteen jäykkyyksmittauksissa paljon. Käytössä on useiden eri valmistajien laitteita, joiden kaikkien toimintaperiaate on sama, mutta säädöt ja siten myös saadut tulokset voivat hieman vaihdella. Verrattuna levykuormituskokeeseen pudotuspainomittaus on nopeampi toteuttaa eikä erillistä vastapainoa tarvita (Kalliainen et al. 2011, s. 28).

### **Kevyet pudotuspainomittaukset**

Rakenteen jäykkyysominaisuuksia voidaan määrittää myös kevyemmällä laitteella, joiden liikuttaminen on levykuormituskoea ja pudotuspainolaitetta helpompaa. Kevyistä pudotuspainolaitteista muun muassa Suomessa kehitetty Loadman soveltuu jäykkyysominaisuuksien mittauksiin. Loadman on kannettava pudotuspainolaite, jossa rakenteen jäykkyyden määrittäminen perustuu laitteen sisällä olevan pudotuspainon aiheuttaman painuman mittaamiseen. Laite on 1180 mm pituinen alumiiniputki, joka koostuu elektroniikkaosasta, laipoista, kumivaimentimista, 10 kg pudotuspainosta ja halkaisijaltaan 132 mm olevasta kiinteästä pohjalevystä. Pudotuskorkeus on 800 mm. Laitteen pohjassa voidaan käyttää lisälevyjä, joiden halkaisijat ovat 200 mm ja 300 mm. (AL-Engineering Oy)

Mittauksessa laite asetetaan pystysuoraan mitattavan kohdan päälle. Mittapisteksi valitaan tasainen kohta ja laite hierretään mitattavalle pisteelle niin, että pohjalevy koskettaa koko alaltaan mittaustaikaa. Paino pudotetaan vapaasti jäykälle kuormituslevylle ja määritetään rakenteen painuma laitteeseen kiinnitetyn kiihtyvyyssanturin avulla. Laite määrittää painuman kiihtyvyyssignaalista lasketun maksimi-siirtymän perusteella. Samalle pisteelle tehdään useita mittauksia. Mittauksissa kirjataan ylös moduuliarvo  $E$  sekä käytetyn kuormituslevyn halkaisija.

Menetelmää voidaan käyttää sitomattomien ja ohuiden sidottujen rakennekerrosten jäykkyysominaisuuksien mittaamisessa. Mittausten vaikutussyvyys vaihtelee menetelmäkuormituksen mukaan välillä 200–500 mm, sillä käytetyn kuormituslevyn halkaisija vaikuttaa mittaussyvyyteen. (PANK-9001) Boussinesqin teorian mukaisesti pudotuspainolaitteen mittaussyvyys on noin 1,5 kertaa kuormituslevyn halkaisija. Kuitenkin erityisesti isolla kuormituslevyllä ( $d = 300$  mm) painon pudotuksen aiheuttama pintapaine jää varsin pieneksi, joten Loadmanilla saatavat mittaustulokset eivät vastaa esimerkiksi raskaammalla pudotuspainolaitteella (FWD) mitattuja tuloksia. Loadmanin rakenteeseen kohdistama pintapaine on huomattavasti pienempi kuin vastaavan kokoisella kuormituslevyllä mitattuna raskaan pudotuspainomittauksen.

Loadmanin ohella muita kannettavia kevyitä pudotuspainolaitteita ovat muun muassa LWD (Light weight deflectometer), joka vastaa mittauseräiltaan Loadmania, ja DCP (dynamic cone penetrometer). DCP-mittauksessa mitataan kartiomaisella kärjellä varustetun varren painumaa 8 kg pudotuspainon vaikutuksesta. Kärjen tunkeumasta eli DPI-arvosta voidaan arvioida rakenteen CBR-arvo (Californian bearing ratio), jota käytetään rakenteen jäykkyyden arviointiin muun muassa USA:ssa. (Sullivan)

Kannettavan pudotuspainolaitteen käyttö on helppoa sen vapaan liikuteltavuuden ansiosta ja laite mahdollistaa nopean mittaamisen myös pienessä tilassa. Keveytensä vuoksi mittaukseen liittyy myös haasteita. Kuten edellä jo todettiin, mittaus ei ulotu kovin syvälle, joten sillä saadaan tietoa vain rakenteen yläosan jäykkyydestä. Mittaus-tilanteessa mitattuun moduuliin voi myös aiheutua virhettä, mikäli laite heilahtaa mittauksen aikana. Tästä syystä mitattavan pinnan tulee olla aivan suora. Mittaukset tulee lisäksi tehdä aina täsmälleen samasta pisteestä, jotta mitatut tulokset ovat luotettavia. (Kalliainen et al. 2011, s. 86–87)

### Tulosten vertailukelpoisuus

Materiaalista kenttämittauksin selvitettyjen jäykkyyсарvojen yhteydessä on ilmoitettava, millä mittausmenetelmällä kyseiset arvot on saatu, sillä eri menetelmillä saadut tulokset vaihtelevat. Myös mittausajankohta vaikuttaa saatuihin tuloksiin, sillä materiaalin kosteuspitoisuus vaikuttaa sen jäykkyyteen kuten muun muassa Erlingsson & Salour (2014) ovat tutkimuksessaan osoittaneet. Spoof & Petäjä (2000, s. 7) esittävät, että pudotuspainomittausten tulisi olla kesämittausarvoja, eikä mittauksia saisi tehdä olosuhteissa, jotka poikkeavat merkittävästi kesäolosuhteista kuten edes osittain jäätyneelle rakenteelle tai useiden viikkojen sateiden jälkeen. Tämä ei kuitenkaan ole täysin yksiselitteistä, sillä pudotuspainomittauksista lasketut arvot voivat olla liiankin hyviä, jos mittaukset on suoritettu keskellä kuivaa kesää. Mittauksista ei siis välttämättä saada määritettyä materiaaleille absoluuttisia moduularvoja, vaan mittaamalla saadut tulokset on vahvasti sidottu mittausajan olosuhteisiin. (Roadex eLearning)

#### **4.1.3 Muita jäykkyyssominaisuuksien määrittämenetelmiä**

Edellä esitettyjen laboratorio- ja kenttämittausten lisäksi materiaalien jäykkyyssominaisuuksia voidaan tutkia muun muassa alhaisen muodonmuutostason mittausmenetelmillä resonant column ja bender element-laitteistoilla. Resonant column-laitteella sylinterimäistä kappaletta kuormitetaan taajuudeltaan muuttuvalla vääntöväärähtelyllä. Näytettä kuormitetaan vaihtelevalla herätetaajuudella, jotta näyte ja siihen kytketty mäntä saadaan värähtelemään niiden ominaistajuudella. Kokeella voidaan määrittää näytteen jäykkyyttä kuvaavan leikkausmoduulin maksimiarvo  $G_{max}$  näytteen tiheyden, korkeuden ja ominaistajuuden avulla. (Kolisaja 1993, s. 102–103) Bender element -menetelmässä pietsokeraamisesta materiaalista valmistettu elementti eli bender elementti asetetaan sylinterimäiseen koenäytteeseen. Näytteeseen lähetetään leikkausaalto elementin avulla ja leikkausaallon kulkunopeutta näytteessä mitataan havaitsemalla näytteen läpi kulkevan leikkausaallon saapuminen toisella, vastaanottimena toimivalla bender elementillä. Leikkausaallon kulkunopeuden ja näytteen irtotiheyden avulla voidaan nytkin määrittää leikkausmoduulin maksimiarvo  $G_{max}$ . (Kolisaja 1993, s. 104)

Jäykkyyssominaisuuksien määrittäksessä voidaan käyttää myös seismisiä menetelmiä in-situ-mittauksissa. Seismiset menetelmät perustuvat aaltoliikkeen nopeuden mittaamiseen väliaineessa. Rakenteen pintaan kohdistetaan energiaa esimerkiksi putoavalla painolla tai räjähteellä ja lähetetyn seismisen aallon nopeutta väliaineessa mitataan liikeanturien avulla. Seismisen aallon nopeus vaihtelee materiaaliakohtaisesti, joten aallonnopeuksien perusteella voidaan päätellä materiaalien ominaisuuksia. Yleisimmät seismiset mittaukset ovat taittumis- (refraktioluotaus) tai heijastusluotauksia (reflektioluotaus). (Oulun yliopisto 2011)

## 4.2 Lujuusominaisuudet

### 4.2.1 Puristuslujuuden määrittäminen

Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien puristuslujuus voidaan määrittää aksiaalisella puristuskokeella (CEN ISO/TS 17892-7, 2004). Aksiaalisen puristuskokeen koejärjestelyt ja näytteen valmistelu on käsitelty edellä kappaleessa 4.1.1. Standardin CEN ISO/TS 17892-7 (2004) mukaan yksiakiaalinen puristuslujuus  $q_u$  on suurin pystysuora jännitys, jonka sivutueton näyte voi saavuttaa tai 15 %:n pystysuuntaista muodonmuutosta vastaava pystysuora jännitys. Näytteen puristuslujuudeksi määrittyy edellä mainituista se, kumpi tapahtuu koetta tehtäessä ensin. Kappaleen 4.1.1 kaavoilla 14 ja 15 määritetään jokaiselle mittaukselle pystymuodonmuutos  $\epsilon$  ja pystyjännitys  $\sigma_1$ , joista näytteen puristuslujuus määritetään edellä mainitun mukaisesti suurimpana pystyjännityksen arvona tai 15 % muodonmuutosta vastaavana jännityksen arvona.

Standardin SFS-EN 13286-41 mukaisesti suoritetulla kokeella puristuslujuus määritetään suoraan kokeessa mitatun maksimivoiman ja näytekappaleen poikkipinta-alan avulla kaavalla 22

$$R_C = \frac{F}{A_C} \quad (22)$$

missä

$R_C$	on puristuslujuus (N/mm <sup>2</sup> )
$F$	on suurin mitattu voima kokeen aikana (N)
$A_C$	on koekappaleen poikkileikkauspinta-ala kokeen alussa (mm <sup>2</sup> ) (SFS-EN 13286-41, 2003, s. 7–8)

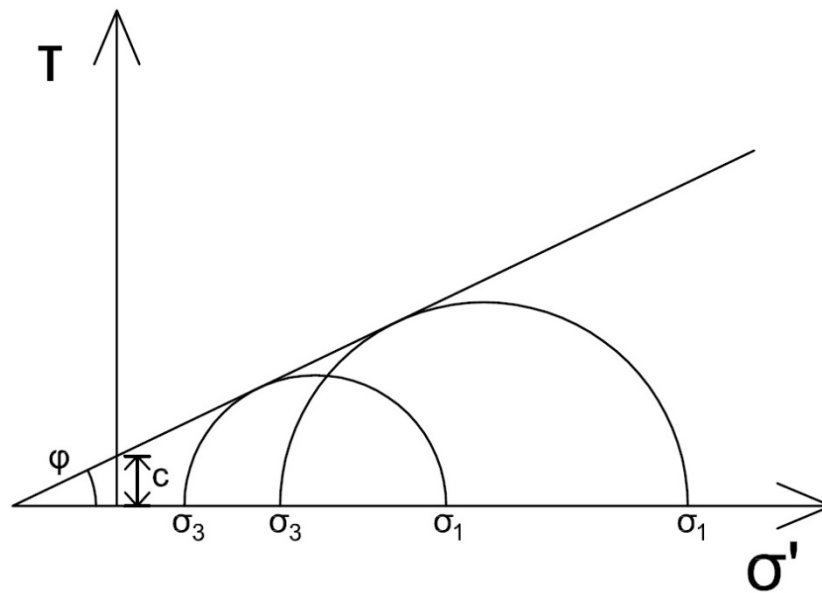
Puristuslujuuden lisäksi aksiaalisen puristuskokeen tuloksesta voidaan määrittää näytteen suljettu leikkauslujuus, joka on puolet yksiakiaalisesta puristuslujuudesta. (CEN ISO/TS 17892-7, 2004)

### 4.2.2 Leikkauslujuuden määrittäminen

Leikkauslujuuden määrittämiseen soveltuvat kolmiakiaalikoel ja rasialeikkauskoe.

#### Kolmiakiaalikoel

Kolmiakiaalikokeen koejärjestelyt ja näytteen valmistelu on esitetty kappaleessa 4.1.1 materiaalin jäykkyysoinaisuuksien määrittämisen yhteydessä. Kolmiakiaalikoel soveltuu materiaalin jäykkyysoinaisuuksien mittaamiseen, mutta yleisimmin sitä käytetään lujuusmäärittämisessä. Leikkauslujuuden määrittämismenetelmistä kolmiakiaalikoel kokeella saadaan tarkin tulos, sillä koel jäljittelee luonnossa kuormituksen aikana valitsevaa kolmiakiaalista jännitystilaa parhaiten. Staattisella kolmiakiaalikoel kokeella voidaan määrittää tehokkaat leikkauslujuusparametrit, kun koel tehdään konsolidoituna. Tehokkaiden leikkauslujuusparametrien selvittämiseksi on tehtävä useita koel ta samasta materiaalista tavallisesti kolmen kappaleen koesarjana. (Jääskeläinen 2011, s. 109–110) Koesarjassa kukin yksittäinen koel tehdään eri sellipaineella ja siten kullekin koel leelle saadaan murtotilanteessa vallinneiden jännitysten  $\sigma_1$  ja  $\sigma_3$  avulla kuvan 38 mukaiset Mohrin jännitysympyrät. (Jääskeläinen et al. 2008, s. 134–135)

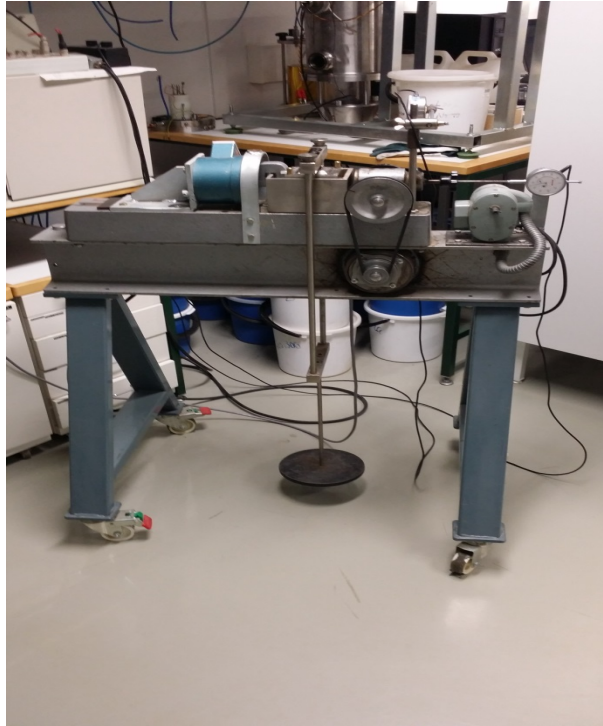


Kuva 38 Koheesion ja kitkakulman määrittäminen Mohrin jännitysympyröillä

Kolmiakselikokeen lujuusparametrit määritetään perinteisesti Mohrin jännitysympyröillä. Jännitysympyröiden yhteisestä tangenttisuorasta eli murto-suorasta voidaan määrittää materiaalille tehokas kitkakulma  $\phi'$  ja tehokas koheesio  $c'$ , kuten kuvassa 38 on esitetty.

### Rasialeikkauskoe

Maan tehokas leikkauslujuus voidaan määrittää rasialeikkauskokeella standardin CEN ISO/TS 17892-10 (2004) mukaisella koemenetelmällä. Rasialeikkauskoelaitteisto koostuu kahteen jäykkään puoliskoon vaakasuuntaisesti jaetusta suorakulmaisesta tai pyöreästä leikkausrasiasta, kuormituslevystä, huokoskivistä, voima-anturista, kuormitusraamista ja ulkopuolisesta astiasta, johon leikkausrasia asetetaan. Koelaitteisto on esitetty kuvassa 39. Leikkausrasia on jaettu puoliksi kahteen jäykkään osaan, joita voidaan liikuttaa vaakasuorassa suunnassa toisiinsa nähden. Leikkausrasia mahdollistaa vaakasuuntaiset muodonmuutokset ja siten näyte saadaan kokeen aikana leikkautumaan.



Kuva 39 *Rasialeikkauskoelaitteisto Tampereen teknillisessä yliopistossa (Elina Lätti 2015)*

Kontinuumimateriaalien leikkauslujuus määritetään häiriintymättömästä näytteestä kun taas rakeisten materiaalien näyte rakennetaan sullomalla materiaali laitteeseen haluttuun tilavuuspainoon. (Jääskeläinen 2011, s. 107) Näytteen valmistelun yhteydessä leikkausrasian ylä- ja alapuoliskot tulee kiinnittää toisiinsa niin, että näytteen valmistelun aikana näytteeseen ei muodostu siirtymiä. Koenäyte valmistetaan homogeenisesta materiaalista. Suorakulmaisen näytteen vähimmäisleveys on 60 mm ja sylinterimäisen näytteen vähimmäishalkaisija 70 mm. Koenäytteen vähimmäiskorkeus on 10 mm eikä näytteen maksimirakoko saa ylittää  $1/5$  koenäytteen korkeudesta. Näytteen korkeuden suhde halkaisijaan tai korkeuden suhde leveyteen on oltava alle  $1/3$ . Koenäyte punnitaan valmistelun jälkeen. Rasialeikkauskoe tehdään tavallisesti vähintään kolmelle rinnakkaisnäytteelle eri normaalijännityksiä käyttäen. (CEN ISO/TS 17892-10, 2004)

Rasialeikkauskokeessa muotoillun tai rakennetun näytteen ylä- ja alapuolelle laitetaan huokoskivet ja näyte asetetaan leikkausrasiaan, joka täytetään vedellä. Näytettä kuormitetaan pystysuuntaisella jännityksellä ja näytteen annetaan konsolidoitua. Kuormitus tulee lisätä tasaisesti ja mahdollisimman nopeasti. Kuvassa 40 leikkausrasia on asetettu astiaan. Leikkausrasian erilliset puolikkaat ovat näytteen valmistelun ja konsolidoinnin ajan kiinnitetty toisiinsa ruuveilla. Pystysuuntainen jännitys välittyy näytteeseen kuormitusraamista. Näytteen pystysuoraa muodonmuutosta mitataan ajan funktiona konsolidoinnin aikana.



Kuva 40 Leikkausrasia asetettuna koelaitteistoon (Elina Lätti 2015)

Ennen leikkausta leikkausrasian puoliskojen kiinnitys irrotetaan, jotta puoliskot pääsevät liikkumaan vapaasti toistensa suhteen. Leikkauspintaa vastaan kohtisuora normaalijännitys pidetään vakiona leikkauksen ajan. Normaalijännityksen lisäksi näyttöä kuormitetaan vaakasuuntaisella leikkaavalla voimalla, joka työntää leikkausrasian toista puoliskoa vakionopeudella. Leikkaava voima muodostaa näytteeseen vaakasuoran leikkausjännityksen  $\tau$  kappaleen 2.3.2 kuvan 10 mukaisesti. Leikkaus tehdään sellaisella nopeudella, että huokosvedenpaine ehtii purkautua näytteestä. Koe on siis avoin koe, joten normaalijännitykset ovat samalla tehokkaita normaalijännityksiä. Leikkauksen aikana mitataan näytteen korkeuden muutosta ja vaakasuuntaista leikkausvoimaa siten, että kirjataan vähintään 20 lukemaa maksimi leikkauslujuuteen saakka. Koetta jatketaan kunnes muodonmuutos maksimikuormalla on selvästi ylitetty tai vaakasuora muodonmuutos on saavuttanut 20 % pyöreän näytteen halkaisijasta tai suorakulmaisen näytteen leveydestä. Kokeen päätyttyä näyte siirretään pois muotista ja sen vesipitoisuus määritetään. (CEN ISO/TS 17892-10 2004)

Jokaisesta eri normaalijännityksellä tehdystä rinnakkaiskokeesta määritetään murtoleikkausjännitys kaavalla 23

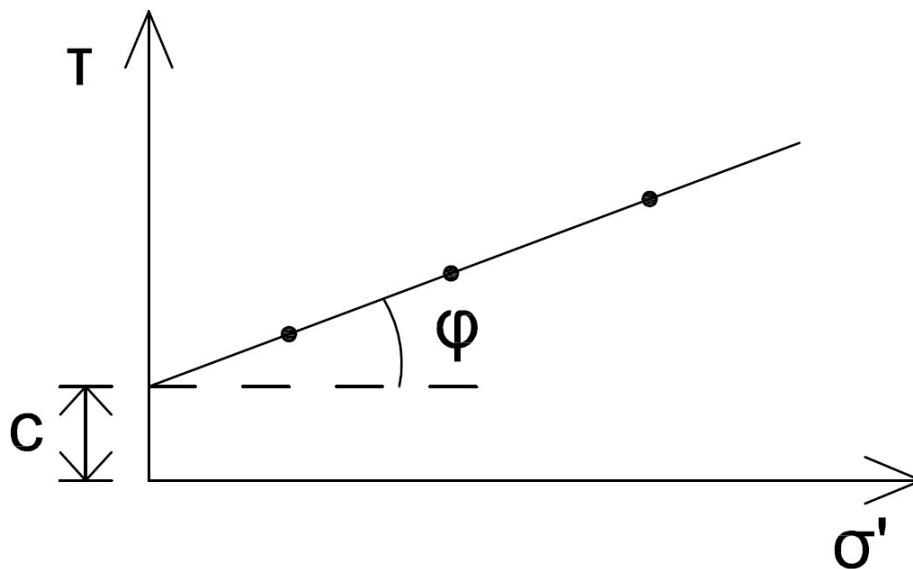
$$\tau = \frac{H}{A} \quad (23)$$

jossa

H on vaakasuuntainen leikkausvoima

A on näytteen alkuperäinen poikkipinta-ala. (CEN ISO/TS 17892-10 2004)

Lasketut rinnakkaiskokeiden murtoleikkausjännitykset sijoitetaan leikkausjännitystekohas normaalijännitys -kuvaajaan. Kuvaajaan piirretään näitä murtoleikkausjännityksiä mahdollisimman hyvin mukaileva suora kuvan 41 mukaisesti.



Kuva 41 Kitkakulman ja koheesion määrittäminen rasialeikkauskoetuloksista (Muokattu lähteestä Jääskeläinen et al. 2008, s. 138)

Rasialeikkauskokeen tuloksista voidaan määrittää koenäytteen tehokas kitkakulma murtoleikkausjännityksiä mukailevan suoran kaltevuuskulmana sekä tehokas koheesio suoran ja leikkausjännitys akselin leikkauspisteen lukuarvona.

#### 4.2.3 Vetolujuuden määrittäminen

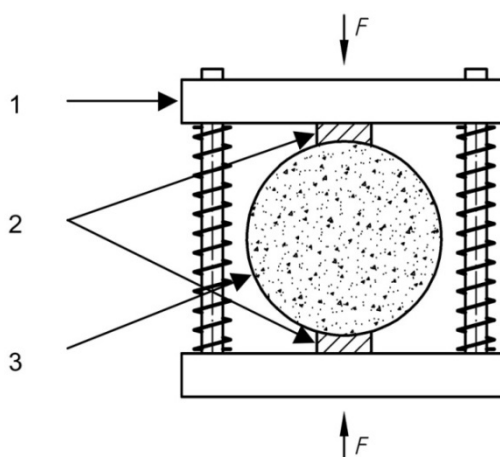
Kontinuumien vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien vetolujuus voidaan määrittää halkaisuvetolujuus- ja taivutusvetolujuuskokeilla.

##### Halkaisuvetolujuus

Koossa pysyvän kappaleen halkaisuvetolujuus voidaan määrittää asfalttinäytteille laaditun standardin SFS-EN 12697-23 (2004) mukaisesti. Koe tehdään sylinterimäiselle näytteelle, joka voidaan porata rakenteesta tai rakentaa laboratorioissa sylinterimäiseen muottiin isku- tai kiertotiivistintä hyödyntäen. Testinäytteen halkaisija voi olla 100, 150 tai 160 mm näytteen maksimiraekoosta riippuen ja näytteen korkeus valitaan väliltä 35–75 mm. Testinäyte temperoidaan haluttuun testilämpötilaan vesihauteessa tai lämpökaapissa. Lämpötila valitaan väliltä 5–25 °C. Halkaisuvetolujuuden määrittämistä varten tehdään vähintään kolme rinnakkaista näytettä. (SFS-EN 12697-23 2004)

Kappaleen halkaisuvetolujuus määritetään puristustestilaitteella (kuva 42). Kuvassa 42 on esitetty kuormitusleuka (1), kuormituspalkit (2) sekä näyte (3). Kokeessa näyte asetetaan kuormitusleukoihin alemman kuormituspalkin päälle ja näytettä kuormitetaan tasaisesti kappaleen murtoon saakka. Kokeen aikana kuormitusta mitataan, jotta saadaan selvitettyä huippukuormitus.





Kuva 42 Halkaisuvetolujuuskokeen koelaitteisto (SFS-EN 12697-23)

Kappaleen halkaisuvetolujuus voidaan määrittää kappaleessa 2.3.3 esitetyn kaavan 13 mukaisesti, kun huippukuormitus ja kappaleen halkaisija ja pituus ovat tiedossa.

### Taivutusvetolujuus

Taivutusvetolujuus on määritettävissä lähinnä stabiloiduille massarakenteille. Betonista valmistetun koekappaleen taivutuslujuuden määrittämiseksi on laadittu standardi SFS-EN 12390-5 (2009). Kyseistä standardia voidaan noudattaa kuormituslaitteiston ja -menettelyn osalta myös vaihtoehtoisten materiaalien tutkimiseen, mutta koenäytteen valmistelu eroaa standardista materiaalienkohtaisesti.

Standardin EN 12390-5 (2009) mukaisesti kuormitus voidaan suorittaa kahden tai yhden pisteen kuormitusmenetelmällä. Tässä työssä esitellään yhden pisteen kuormitus. Yhden pisteen kuormitustilanteesta on esitetty periaatekuva kappaleen 2.3.3 kuvassa 14. Koekappale on prisman muotoinen. Betonia koskevan standardin EN 12390-1 (2013, s. 8) mukaan kappaleen sivumitat voivat olla 100, 150, 200, 250 tai 300 mm pituiset ja kappaleen pituus vähintään 3,5 kertaa sivun pituus. Koetta varten valitaan tasainen kuormituksen kasvunopeus väliltä 0,04–0,06 MPa/s. Koekappaleta kuormitetaan aluksi maksimissaan 20 % voimalla murtokuormasta, jonka jälkeen kuormitus kohdistetaan koekappaleeseen tasaisesti valitulla vakionopeudella. Vaadittava kuormitusnopeus voidaan määrittää yhtälöllä 24

$$R = \frac{2 \cdot d_1 \cdot d_2 \cdot s}{3 \cdot l} \quad (24)$$

missä

R	on vaadittava kuormitusnopeus, N/s
s	on jännityksen kasvunopeus, MPa/s
d <sub>1</sub> ja d <sub>2</sub>	ovat kappaleen sivujen mitat, mm
l	on kuormitustukien välimatka, mm

Kappale kuormitetaan murtoon ja kokeen aikana kirjataan ylös suurin saavutettu kuorma. Kappaleen taivutusvetolujuus voidaan määrittää kappaleessa 2.3.3 esitettyllä yhtälöllä 12. (SFS-EN 12390-5 2009)

#### 4.2.4 Muita lujuusominaisuuksien mittausmenetelmiä

Edellä esitettyjen menetelmien lisäksi materiaalien lujuusominaisuuksia voidaan mitata esimerkiksi pilarisiipikairalla in-situ-mittauksena. Pilarisiipikairalla saadaan materiaalin leikkauslujuus suoraan kenttämittauksen tuloksena. Pilarisiipikairassa on neljä siivekettä, joiden koko määräytyy tutkittavan materiaalin lujuuden mukaan. Kairauksessa tutkittavaan maakerrokseen upotetaan kairatankojen avulla siiveke, jota väännetään halutulla syvyydellä akselinsa ympäri. Siivekkeen mukana pyrkii leikkautumaan sylinterimuotoinen maakappale, kun sitä väännetään. Murtohetkellä vallitsevan suurimman vääntömomentin ja siivekkeen mittojen perusteella voidaan laskea suoraan materiaalin leikkauslujuus. (Lahtinen & Parkkinen 1992, s. 22–23, Jääskeläinen 2008, s. 141–142)

Lujuusominaisuuksia voidaan määrittää myös epäsuorasti kairausvastukseen perustuen muilla kairausmenetelmillä. Kairausvastukseen perustuva leikkauslujuuden määrittäminen on likimääräinen ja siinä voidaan kairausvastuksen selvittämiseen hyödyntää muun muassa puristin-, paino- ja heijarikairaa. (Liikennevirasto 2012b, liite 3)

## 5 Mekaanisten ominaisuuksien tyypillisiä lukuarvoja

### 5.1 Betonimurske

Betonimurske valmistetaan betoniteollisuuden tai purkutyömaiden betonijätteestä murskaamalla. Betoniteollisuuden betonijäte voidaan murskata sellaisenaan, mutta purkutyömaiden betonijätteestä on eroteltava muu purkujäte, jotta valmistettavasta betonimurskeesta saadaan mahdollisimman tasalaatuista. Murskauksen yhteydessä purkubetonista erotetaan raudotteet magneettien avulla, jotta teräkset saadaan kierätettyä ja rengasrikkojen määrä levitystyössä minimoitua. Kevyiden partikkelien, kuten puun ja muovin, erotteluun voidaan käyttää ilmaerottelutekniikkaa. (Mäkelä & Höynälä 2000, s. 33, Arm 2003, s. 20)

Betonimurskeet jaotellaan Suomessa neljään luokkaan murskeen raaka-aineiden perusteella, sillä murskeen koostumus vaikuttaa merkittävästi sen mekaanisiin ominaisuuksiin ja esimerkiksi tiili ja orgaaniset epäpuhtaudet heikentävät betonimurskeen laatua. BeM I murske on puhdasta betonijätettä, joka on tavallisesti peräisin betoni-tuoteteollisuudesta. BeM II luokan murske on peräisin purkutyömaalta tai muualta. Myös luokkien BeM III ja BeM IV murskeet ovat purkutyömaiden betonijätettä, mutta luokan BeM III murskeen uudelleen lujittuminen on epävarmaan ja luokan BeM IV murske ei lujitu rakenteeseen tiivistettynä ja voi olla routivaa. Luokan BeM I betonimurske ei saa sisältää tiiltä, kun taas luokissa BeM II ja BeM III tiiltä saa olla 10 painoprosenttia ja luokassa BeM IV tiilen maksimimäärä on rajattu 30 painoprosenttiin. (Mäkelä & Höynälä 2000, s. 34)

Betonimurske lujittuu rakenteessa ensimmäisten vuosien ajan rakentamisen jälkeen, sillä murskauksessa betonista vapautuu kalsiumhydroksidia, joka muuttuu rakenteen sitoutumisen aiheuttavaksi kalsiumkarbonaatiksi. Lujittuminen rakenteessa hidastuu ensimmäisten vuosien jälkeen. (Varin 2007, s. 21) Tästä syystä betonimurskeen mekaaniset ominaisuudet tavallisesti muuttuvat ajan kuluessa. Lujittuminen ei myöskään ole yhtä suurta eri laatuluokissa.

Betonimurske hyödynnetään tavanomaisesti maarakentamisessa sitomattomana kerroksena. Sitä voidaan hyödyntää myös uuden betonin runkoaineena, mutta tämä on toistaiseksi kannattavaa vain maissa, joissa luonnonkiviaineksen saatavuus on rajallista. (Määttänen 2000, s. 55–60) Suomessa betonimursketta on käytetty tierakentamisessa vuodesta 1994 lähtien ja koekohteita on Suomessa lukuisia. Osa kohteista on ollut pitkäaikaisseurannassa. (Dettenborn 2013, Dettenborn et al 2015)

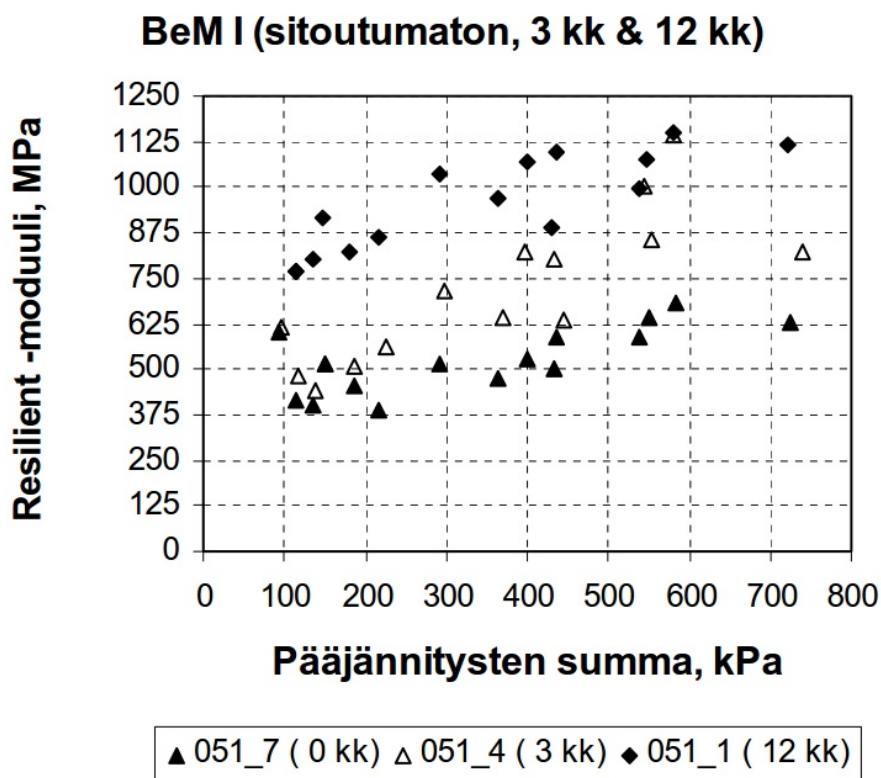
#### 5.1.1 Jäykkyys

ALT-MAT-projektissa tutkittiin muun muassa Tanskan Skibet Vejlessä betonimurskeesta rakennettua tietä. Tierakenteessa asfalttipäällyste oli 70 mm paksuinen, betonimurskeesta rakennettu kantava kerros 200 mm paksuinen ja hiekasta rakennettu jakava kerros 300 mm paksuinen. Rakenteen jäykkyyttä tutkittiin pudotuspainomittauksilla kahdeksan vuotta rakentamisen jälkeen. Kolmen pudotuspainomittauksen keskiarvon perusteella betonimurskeelle takaisinlaskettu E-moduuli on esitetty taulukossa 5. Koekohteen perusteella betonimurskeen käytöstä saatiin hyviä tuloksia.

Kahdeksan vuotta rakentamisen jälkeen betonimurskeella rakennetulta osuudelta saatiin jopa parempia tuloksia kuin referenssirakenteesta, joka oli rakennettu tavanomaisia materiaaleja käyttäen. (Reid et al. 2001, s. 109–110)

Ekoinfra-projektissa betonimurskeen jäykkyyttä tutkittiin eri lujittumisaikojen jälkeen sitoutumattomalle ja sitoutuneelle betonimurskeelle tehdyillä staattisilla kolmiakσιαalikokeilla. Betonimurskeelle tehtiin myös syklisiä kolmiakσιαalikokeita materiaalin resilient-moduulin selvittämiseksi. Staattisten kolmiakσιαalikokeiden perusteella määritetyt E50-moduulit ja syklisten kolmiakσιαalikokeiden perusteella määritetyt resilient-moduulit on esitetty taulukossa 2. (Forsman et al. 2002, s. 11–13) Syklisten kokeiden perusteella määritetyt resilient-moduulit on esitetty taulukon 2 lisäksi myös kuvassa 43 pääjännitysten summan funktiona.

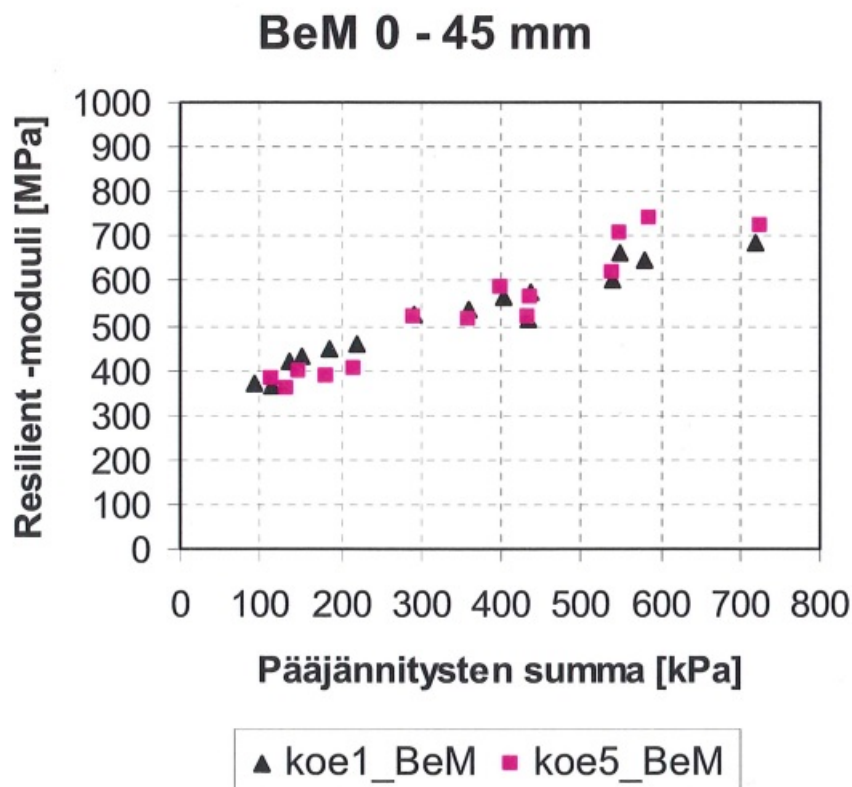
Laboratoriokokeiden lisäksi Ekoinfra-projektissa (Forsman et al. 2002) tutkittiin myös betonimurskeen käyttäytymistä koerakenteissa. Koerakenteiden jäykkyyksiä tutkittiin kenttämittauksin ja tuloksista takaisinlaskettiin E-moduuleja. Koekohteissa betonimurskekerros rakennettiin kalliomurske- ja masuunihiekkakerrosten päälle ohuena kerroksena (50–250 mm) ja paksuna kerroksena (350–1000 mm) rengasrouheen päälle. Ohuilla betonimurskekerroksilla takaisinlaskettu E-moduuli vaihteli välillä 500–1000 MPa ja paksuilla betonimurskekerroksilla välillä 175–390 MPa. Paksuilla betonimurskekerroksilta mitatut moduulit olivat alhaisia, sillä alla oleva rengasrouhekerros on joustava ja vaikuttaa siten määritettyihin moduuleihin. Takaisinlaskentojen yhteydessä havaittiin, että rengasrouheen päälle rakennettuna betonimurske lujittui paremmin suuremmilla kerrospaksuuksilla. (Forsman et al. 2002, s. 31–32)



Kuva 43

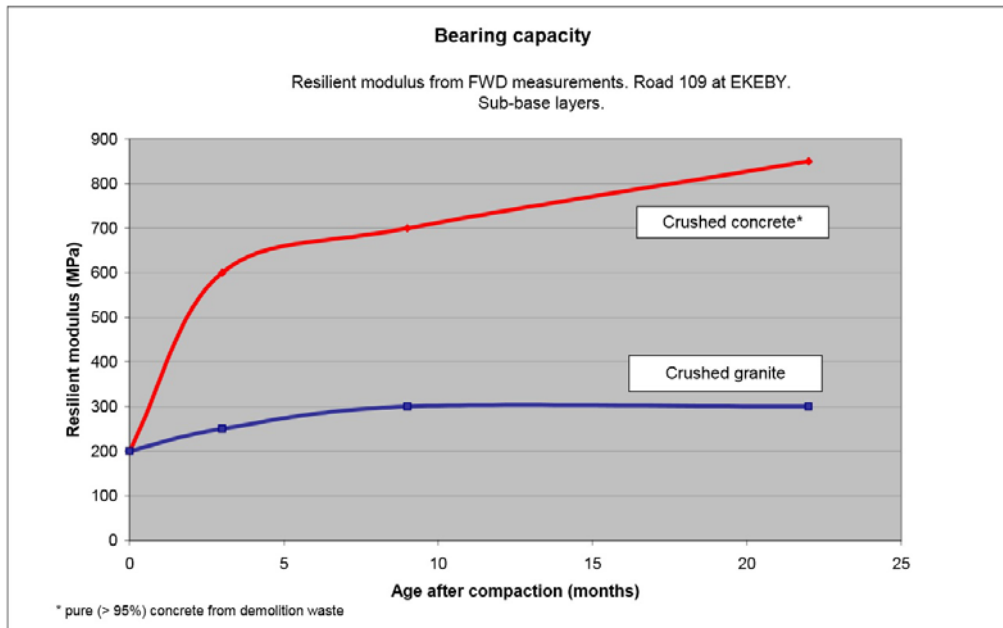
Betonimurskeen resilient-moduuleja sitoutumattomalle ja sitoutuneelle materiaalille (Forsman et al. 2002, s. 12)

Varin (2007) tutki betonimurskeen jäykkyysominaisuuksia laboratoriokeuin sekä koekentältä kenttämittauksin. Tutkittu betonimurske oli purkukohteesta murskattua. Ennen murskausta betoni ja tiili eroteltiin huolella, jotta tutkimuksia varten saatiin mahdollisimman tasalaatuista materiaalia. Laboratoriossa tehtiin syklisiä kolmiakσιαalikokeita puhtaalle betonimurskeelle sekä betonimurske-tiilimurskeseoksille. Seoksissa tiilipitoisuus oli 10 ja 30 %. Näytteet kuormitettiin heti niiden valmistamisen jälkeen. (Varin 2007) Kuvassa 44 on esitetty syklisillä kolmiakσιαalikokeilla puhtaalle betonimurskeelle määritetyt resilient-moduulit pääjännitysten summan funktiona. Puhtaan betonimurskeen resilient-moduulit on esitetty myös taulukossa 2. Betonimurske-tiilimurskeseoksien resilient-moduulit on esitetty taulukoissa 3 ja 4. Varinin (2007) koekohteena käytettiin liikekiinteistön pihaa, jossa betonimurskekerroksen paksuus oli 2 metriä ja asfalttipäällysteen paksuus 50 mm. Rakenteen jäykkyyttä tutkittiin KUAB-pudotuspainolaitteen avulla. Rakenteesta mitatut  $E_2$ -moduulit on esitetty taulukossa 5 arvojen vaihteluvälinä.



Kuva 44 Puhtaan betonimurskeen resilient-moduuli (Varin 2007, s. 67)

Arm (2003) tutki väitöstyössään betonimursketta tien sitomattomissa rakennekerroksissa. Betonimurskeen jäykkyyttä tutkittiin syklisillä kolmiakσιαalikokeilla sekä koekohteissa pudotuspainomittauksin. Pudotuspainomittausten tulosten perusteella materiaalille takaisinlaskettiin E-moduuliarvoja. Väitöstyötä varten tutkittujen betonimurskeiden kolmiakσιαalikokeilla määritetyt resilient-moduulit on esitetty yhteenvedona taulukossa 3. Kuvassa 45 on Ruotsin Skånessa Ekebystä länteen sijaitsevan tien 109 pudotuspainomittausten tulosten perusteella lasketut resilient-moduulit ilmoitettuna rakenteen iän suhteen betonimurskeelle sekä referenssirakenteen graniittimurskeelle. Tiellä 109 jakava kerros oli rakennettu betonimurskeesta, jonka rakeisuus oli 0–100 mm. Betonimurskeen havaittiin lujittuvan ajan myötä selvästi. Lujittuminen oli kenttämittauksissa huomattavasti suurempaa kuin laboratoriomittauksissa. (Arm 2003)



Kuva 45 Pudotuspainomittausten perusteella takaisinlasketut resilient-moduulit betonimurskeelle tiellä 109 (Arm 2003, liite 4 s.245 )

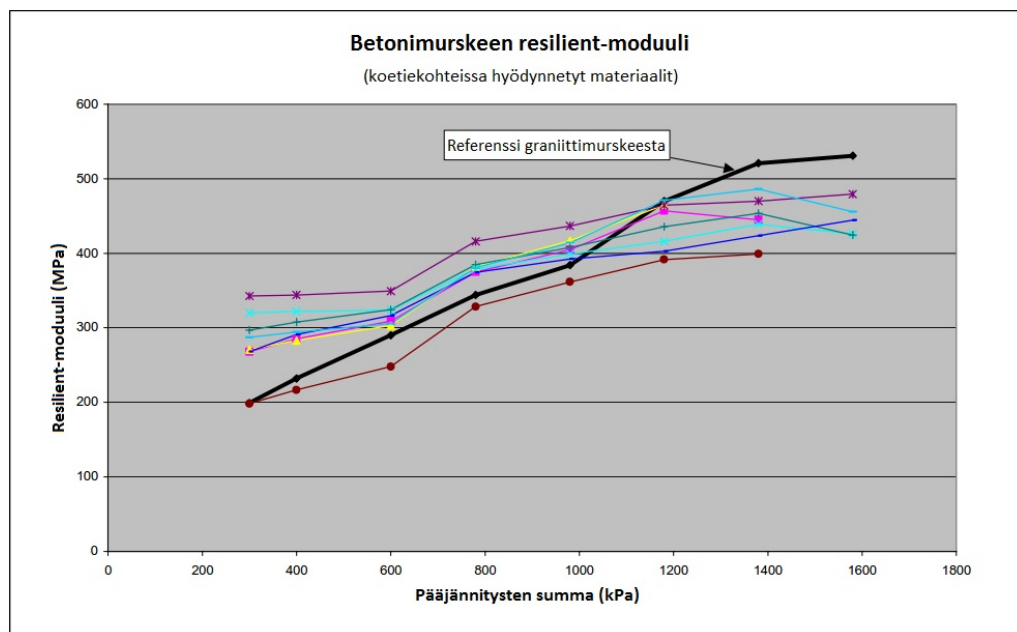
Arm (2003) tutki betonimurskeen ominaisuuksia myös Los Angeles-testein, mutta totesi niiden edustavan huonosti betonimurskeen käyttäytymistä. Yksittäisien rakeiden käyttäytymistä tutkivat testausmenetelmät eivät kerro materiaalin käyttäytymisestä rakennekerroksena.

Aurstad et al (2006 & 2009) tutkivat Norjan Melhusissa tietä E6, jossa jakava kerros oli rakennettu betonimurskeesta. Tierakenne oli suunniteltu suurille liikennemäärille ja rakennettiin vuosina 2003–2004. Rakenteessa käytettiin betonimurskelajitteita 0–100 mm ja 20–100 mm. Betonimurskeen jäykkyyttä tutkittiin pudotuspainomittauksilla rakenteesta ja syklisillä kolmiaksiaalikoikeilla laboratoriossa. Syklisiä kolmiaksiaalikoikeita varten materiaalista poistettiin 64 mm suuremmat rakeet ja kolmiaksiaalikoikeet tehtiin 0–63 mm ja 20–63 mm fraktioille. Materiaali sisälsi raudoitteen jäämiä. Koekappaleet pyrittiin tiivistämään siten, että niiden tiiviys ja vesipitoisuus vastasivat mahdollisimman hyvin koekohteesta mitattuja arvoja. Kolmiaksiaalikoikeiden perusteella määritetyt E-moduulit on esitetty taulukossa 4. (Aurstad et al. 2006)

Aurstad et al (2006 & 2009) tutkimassa koerakenteessa asfalttikerros oli 150 mm paksuinen, kalliomurskeesta rakennettu kantava kerros 200 mm paksuinen ja betonimurskeella rakennettu jakava kerros 450–650 mm paksuinen. Pudotuspainomittausten perusteella jakavalle kerrokselle takaisinlaskettiin kaistakohtaiset E-moduulit. Ensimmäisten pudotuspainomittausten perusteella sekä betonimurskeelle että referenssirakenteen kalliomurskeelle takaisinlaskettiin E-moduuliksi 150 MPa, mutta myöhemmät mittaukset osoittivat, että betonimurske lujittui rakenteessa hyvin. Eriyisesti 0–100 mm betonimurskeesta rakennetun kerroksen E-moduuli kasvoi huomattavasti suuremmaksi kuin ensimmäisten mittausten perusteella takaisinlaskettu E-moduuli. Taulukossa 5 on esitetty takaisinlasketut E-moduulit ajokaistojen mittaus tulosten keskiarvona vuosien 2005 ja 2008 mittauksista. (Aurstad et al 2009)

Hartlen et al. (1999) raportoivat betonimurskeen jäykkyysominaisuuksista koe-kohteista tehtyjen kenttämittausten ja laboratoriomittausten perusteella. Törringevägenillä rakenteen kuormituskestävyyttä testattiin levykuormituskokeilla. Rakenne koostui 130 mm paksuisesta päällysteestä, 80 mm paksuisesta kantavasta kerroksesta betonimursketta ja 465 mm paksuisesta jakavasta kerroksesta, joka oli betonimursketta tai kalliomursketta. Levykuormituskokeista laskettu viiden mittauksen keskiarvo jakavan kerroksen  $E_2$ -moduulille on esitetty taulukossa 5. Levykuormituskokeiden lisäksi kohteessa tehtiin pudotuspainomittauksia, joista takaisinlaskettiin jakavalle ja kantavalle kerrokselle yhteinen E-moduuli. E-moduulit laskettiin rakenteelle, jossa jakava ja kantava kerros oli rakennettu betonimurskeesta ja rakenteelle, jossa kantava kerros oli kalliomursketta ja jakava betonimursketta. Takaisinlasketut E-moduulit on esitetty taulukossa 5. (Hartlen et al. 1999, s. 32–44)

Ydrevik (2000) kokosi yhteen Ruotsissa tutkittujen betonimurskeiden ominaisuuksia. Tutkittujen betonimurskeiden resiliient-moduulit oli määritetty syklisillä kolmiaksaalikokeilla ja koekappaleet testattu vuorokauden kuluttua tiivistämisestä. Tutkittujen betonimurskeiden ja referenssimateriaalina käytetyn graniittimurskeen resiliient-moduulit on esitetty kuvassa 46. (Ydrevik 2000, s. 4–5)



Kuva 46 Eri koekohteissa käytettyjen betonimurskeiden ja referenssimateriaalin resiliient-moduulit (Ydrevik 2000, s. 5. Muokattu.)

Arulrajah et al (2013) määrittivät betonimurskeen jäykkyyttä syklisillä kolmiaksaalikokeilla. Koekappaleet testattiin kolmessa eri vesipitoisuudessa. Tavoitteena oli testata materiaalia siten, että materiaalin vesipitoisuus olisi 70 %, 80 % ja 90 % materiaalin optimivesipitoisuudesta, mutta asetetuista tavoitevesipitoisuuksista jäätin hieman. Syklisten kolmiaksaalikokeiden perusteella määritetyt resiliient-moduulit on esitetty taulukossa 4. (Arulrajah et al. 2013)

Taulukoihin 2–5 on koottuna betonimurskeen jäykkyysominaisuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä käytetyt koemenetelmät ja saatavilla olevat tiedot näyttemateriaalien muista ominaisuuksista. Tulokset on jaoteltu taulukoihin betonimurskeen tiilipitoisuuden perusteella. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla ja selitelaatikoissa on esitelty taulukoissa käytettyjen symbolien selitteet.

Taulukko 2 Puhtaan betonimurskeen (0 % tiiltä) jäykkysominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviys	Rakeisuus	Lujittuminen	w (%)	$\theta$ (kPa)	Menetelmä	Sellipaine (kPa)	$M_r$ (MPa)	$E_{50}$ (MPa)
BeM I <sup>1)</sup>	D=93,1-95,1% $\rho_d=1,84-1,88$ t/m <sup>3</sup>		0 kk			Staattinen 3ax	15		100
BeM I <sup>1)</sup>			0 kk			Staattinen 3ax	40		110
BeM I <sup>1)</sup>			0 kk			Staattinen 3ax	60		265
BeM I <sup>1)</sup>			3 kk			Staattinen 3ax	15		220
BeM I <sup>1)</sup>			3 kk			Staattinen 3ax	40		195
BeM I <sup>1)</sup>			3 kk			Staattinen 3ax	60		170
BeM I <sup>1)</sup>			12 kk			Staattinen 3ax	60		235
BeM I <sup>1)</sup>	D=93,1-95,1% $\rho_d=1,84-1,88$ t/m <sup>3</sup>		0 kk			Syklinen 3ax		375-690	
BeM I <sup>1)</sup>			3 kk			Syklinen 3ax		440-870	
BeM I <sup>1)</sup>			12 kk			Syklinen 3ax		755-1160	
BeM <sup>2)</sup>	D=91-92 %	0-45	-	4,0	95-720	Syklinen 3ax		367-726	

1) Forsman et al. 2002

2) Varin 2007

D	= tiiviysaste
$\rho_d$	= kuivairtitiheys
$\theta$	= pääjännitysten summa



Taulukko 3 Betonimurskeen (10 % tiiltä) jäykkysominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviys	Rakeisuus	Vesipitoisuus	Tiili-%	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)	$\theta$ (kPa)	Menetelmä	$M_r$ (MPa)
BeM90 + TiiliM10 <sup>1)</sup>	D = 91-92 %	0-45	w = 4,0 %	10			95-720	Syklinen 3ax	333-505
BeM <sup>2)</sup>	$\rho_{d,max}=1,8-2,0$ t/m <sup>3</sup> D = 96 %	0-32	$w_{opt}=9,7-12,0$ % $w_{%-opt}=60-65$	$\leq 10$	200	60	320	Syklinen 3ax	220-450
BeM <sup>2)</sup>	$\rho_{d,max}=1,8-2,0$ t/m <sup>3</sup> D = 96 %	0-32	$w_{opt}=9,7-12,0$ % $w_{%-opt}=60-65$	$\leq 10$	560	120	800	Syklinen 3ax	320-470

1) Varin 2007

2) Arm 2003

D	= tiiviysaste
$\rho_{d,max}$	= maksimi kuivairtoteiheyden
$w_{opt}$	= optimivesipitoisuus
$w_{%-opt}$	= vesipitoisuus optimivesipitoisuudesta
$\theta$	= pääjännitysten summa, $\sigma_v+2\sigma_h, \sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$
$\sigma_v$	= suurin pääjännitys
$\sigma_h$	= pienin pääjännitys

Taulukko 4 Betonimurskeen (Varin 2007: 30 % tiiltä, muiden tutkimusten tiilipitoisuus ei ole tiedossa) jäykkysominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviys	Rakeisuus	Vesipitoisuus	$p'$ (kPa)	(kPa)	Menetelmä	$M_r$ (MPa)	E (MPa)
BeM70 + TiiliM30 <sup>1)</sup>	D= 91-92 %	0-45	w = 4,0 %		95- 720	Syklinen 3ax	249- 409	
BeM <sup>2)</sup>	$\gamma_{d,max}=19,13$ kN/m <sup>3</sup> D = 98 %	$\leq 20$	$w_{opt}= 11,0$ % $w_{\%opt}= 83$			Syklinen 3ax	239- 357	
BeM <sup>2)</sup>	$\gamma_{d,max}=19,13$ kN/m <sup>3</sup> D = 98 %	$\leq 20$	$w_{opt}=11,0$ % $w_{\%opt}=71$			Syklinen 3ax	487- 729	
BeM <sup>2)</sup>	$\gamma_{d,max}=19,13$ kN/m <sup>3</sup> D = 98 %	$\leq 20$	$w_{opt}=11,0$ % $w_{\%opt}= 60$			Syklinen 3ax	575- 769	
BeM, E6 Melhus 1 <sup>3)</sup>	$\rho = 2,17$ t/m <sup>3</sup>	0-63	w = 7,8 %	200		Syklinen 3ax		350
BeM, E6 Melhus 2 <sup>3)</sup>	$\rho = 2,16$ t/m <sup>3</sup>	0-63	w = 7,8 %	200		Syklinen 3ax		450
BeM, E6 Melhus 3 <sup>3)</sup>	$\rho = 1,81$ t/m <sup>3</sup>	20-63	w = 4,9 %	200		Syklinen 3ax		400
BeM, E6 Melhus 4 <sup>3)</sup>	$\rho = 1,82$ t/m <sup>3</sup>	20-63	w = 4,9 %	200		Syklinen 3ax		650

1) Varin 2007

2) Arulrajah et al. 2013

3) Aurstad et al. 2006

D	= tiiviysaste
$\gamma_{d,max}$	= maksimi kuivatilavuuspaino
$w_{opt}$	= optimivesipitoisuus
$w_{\%opt}$	= vesipitoisuus optimivesipitoisuudesta
$p'$	= keskimääräinen normaalijännitys
$\theta$	= pääjännitysten summa

Taulukko 5 Betonimurskeen (tiilipitoisuudet ei tiedossa) kenttämittausten perusteella selvitettyjä jäykkyysominaisuuksia ja käytetyt lähteet

Materiaali	Rakeisuus	Menetelmä	E (MPa)	E <sub>2</sub> (MPa)	E <sub>2</sub> (MPa) ka.
BeM <sup>1)</sup>		FWD	540		
BeM <sup>2)</sup>		Levykuormituskoe		117	
BeM <sup>2)</sup>		FWD	150		
BeM/KaM <sup>2)</sup>		FWD	100		
BeM, liikekiinteistön piha <sup>3)</sup>		FWD		240-355	309
BeM, Melhus, section 1, 2005 <sup>4)</sup>	0-100	FWD	889		
BeM, Melhus, section 1, 2008 <sup>4)</sup>	0-100	FWD	1188		
BeM, Melhus, section 2, 2005 <sup>4)</sup>	20-100	FWD	310		
BeM, Melhus, section 2, 2008 <sup>4)</sup>	20-100	FWD	354		

1) Reid et al. 2001

2) Hartlén et al. 1999

3) Varin 2007

4) Aurstad et al. 2009

Tiilimurskeen ja muiden epäpuhtauksien määrä vaikuttaa betonimurskeen mekaaniisiin ominaisuuksiin. Kaikista käytetyistä kirjallisuuslähteistä ei löytynyt tietoa betonimurskeen epäpuhtauksien osuudesta. Varinin (2007) tutkimuksista havaittiin, että tiilimurskeen osuuden kasvu alensi materiaalin resilient-moduulia. Kokeissa betonimurske testattiin kolmella eri tiilipitoisuudella siten, että kokeissa jännitystilat vastasivat toisiaan. Esimerkiksi 160 kPa jännitystilassa puhtaan betonimurskeen resilient-moduuliksi saatiin yli 400 MPa, kun vastaavassa jännitystilassa 10 % tiilimursketta sisältäneen betonimurskeen resilient-moduuli oli noin 280 MPa. (Varin 2007, s. 66) Yhteenvetona kaikista taulukoiduista resilient-moduuleista havaittiin sama tiilipitoisuuden vaikutus tuloksiin. Puhtailla betonimurskeilla resilient-moduuli vaihteli jännitystasosta ja lujittumisajasta riippuen välillä 367–1160 MPa, 10 % tiilipitoisuudessa välillä 220–505 MPa ja 30 % tiilipitoisuudessa välillä 249–409 MPa. Arulrajah et al (2013) tutkimuksista materiaalin tiilipitoisuus ei ollut tiedossa. Näissä tutkimuksissa resilient-moduuli vaihteli välillä 239–769 MPa.

Betonimurskeen jäykkyys riippuu melko voimakkaasti jännitystilasta. Armin (2003, s. 37) mukaan betonimurskeen resilient-moduuli ei kuitenkaan ollut yhtä jännitystilarippuvainen kuin kalliomurskeen. Forsman et al (2002), Varinin (2007) ja Ydrevikin (2000) resilient-moduulien kuvaajista (kuvat 43, 44 ja 46) jännitystilarippuvuus havaitaan selvästi. Sama riippuvuus havaitaan kuvasta 43 myös eri lujittumisaikojen

jälkeen, mutta jännitystilän vaikutus betonimurskeen jäykkyyteen on 12 kk lujittuneella materiaalilla suhteellisesti pienempi kuin lujittumattomalle betonimurskeelle.

Betonimurskeen pudotuspainomittauksista takaisinlasketun E-moduulin vaihteluväliksi saatiin taulukon 5 mukaan 100–1188 MPa. Pienimmät arvot kirjattiin Hartlen et al (1999) mittauksista, mutta tutkimuksessa todettiin pienten moduularvojen johtuvan koekohteen päällysteen alhaisesta moduulista, joten tulokset eivät välttämättä kuvaa käytettyä betonimursketta hyvin. Norjan Melhusissa tiellä E6 tehtyjen pudotuspainokokeiden perusteella havaittiin, että 0–20 mm fraktioiden seulominen pois alensi materiaalin jäykkyyttä merkittävästi. Varinin (2007) levykuormituskokeiden perusteella betonimurskeen  $E_2$ -moduulin keskiarvo oli 309 MPa. Taulukossa 4 syklisten kolmiak-siaalikokeiden perusteella määritetty E-moduuli vaihteli välillä 350–650 MPa, kun keskimääräinen jännitys oli 200 kPa.

Taulukon 5 Aurstad et al (2009) takaisinlasketut pudotuspainomittausten E-moduulit rakeisuudeltaan 0–100 mm betonimurskeelle vastaavat Tiehallinnon (Tien päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit ja kestävyysmallit, 2005) hyväksymistä uusiomateriaalien Odemarkin moduuleista luokan BEM I materiaalia, jolle E-moduulin mitoitusparametrina on annettu 700 MPa. Reid et al (2001) takaisinlaskettu E-moduuli (540 MPa) vastaa mitoitusparametrien mukaan luokan BEM II betonimursketta, jonka E-moduuliksi on mitoitettu 500 MPa. Varinin (2007) pudotuspainokokeiden perusteella käytetty materiaali vastaisi luokkaa BEM III, jonka E-moduuli on 280 MPa. Hartlen et al (1999) kenttämittausten alhaiset E-moduulit eivät vastaa Tiehallinnon (2005) Odemarkin mitoitusparametreja. Syklisten kolmiak-siaalikokeiden perusteella materiaaleille määritetyt resilienssi-moduulit vastaavat melko hyvin Tiehallinnon (2005) analyttisen mitoitusmenetelmän moduuleja.

### 5.1.2 Lujuus

Varin (2007) tutki edellisessä kappaleessa 5.1.1 esitettyjen betonimurskeen jäykkysominaisuuksien lisäksi betonimurskeen puristuslujuutta laboratoriomittauksin. Myös puristuslujuuden osalta materiaalin tiilipitoisuuden vaikutusta tutkittiin lisäämällä puhtaan betonimurskeen sekaan tiilimursketta. Koekappaleet valmistettiin ICT-kiertotiivistimellä, säilytettiin 20 °C lämpötilassa ja testattiin 7 ja 28 vuorokauden ikäisinä. Eri sitoutumisajoilla ja tiilipitoisuuksilla rinnakkaisnäytteitä tutkittiin kolme. Taulukossa 6 on esitetty Varinin (2007, s. 55–56) laboratorioskokeissa määritetyt puristuslujuudet puhtaalle betonimurskeelle sekä taulukossa 8 puristuslujuudet betonimurske-tiilimurskeseokselle, jossa puhtaaseen betonimurskeeseen oli sekoitettu 10 prosenttia tiilimursketta. Myös rinnakkaisnäytteiden puristuslujuuksien keskiarvot on taulukoitu. (Varin 2007)

Forsman & Korjus (2000) arvioivat Tielaitoksen mitoitus- ja työohjeessa lujittuneen betonimurskeen puristuslujuuksien vaihteluvälejä rajallisen tutkimusmäärän perusteella luokkien BeM I ja BeM II betonimurskeille 7 ja 28 päivän lujittumisen jälkeen. Puristuslujuuksien arvot BeM I -luokan betonimurskeelle on esitetty taulukossa 6 ja BeM II-luokan betonimurskeelle taulukossa 8. Ohjeessa mainitaan myös, että lujittumattoman betonimurskeen kitkakulma on yleensä 40°.

Ekoinfra-projektissa (Forsman et al. 2002) tutkittiin kappaleessa 5.1.1 esitettyjen betonimurskeen jäykkysominaisuuksien lisäksi betonimurskeen lujuutta. Puristuslujuutta ja leikkauslujuutta tutkittiin puristuslujuuskokeilla sekä staattisilla kolmiak-siaalikokeilla. Puristuslujuuskokeissa koekappaleita testattiin 7 ja 28 päivän ikäisinä.

Kolmiakσιαalikokeilla tutkittiin sitoutumattomia sekä 3 ja 12 kuukautta lujittuneita sitoutuneita koekappaleita. Puristuslujuuskokeiden tulokset BeM I -luokan betonimurskeelle on esitetty taulukossa 6 ja BeM II -luokan murskeelle taulukossa 8. Staattisten kolmiakσιαalikokeiden tulokset on esitetty taulukossa 7. (Forsman et al. 2002, s. 11–12)

Taulukoihin 6–9 on koottuna betonimurskeen lujuusominaisuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä käytetyt koemenetelmät ja saatavilla olevat tiedot koenäytteiden tiiveydestä ja vesipitoisuudesta. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla ja taulukossa esiintyvät symbolit ovat selitelaatikossa.

*Taulukko 6 Puhtaan betonimurskeen (0 % tiiltä) puristuslujuuskokeiden tulokset, käytetyt lähteet ja selitteet*

Materiaali	$\gamma_{d,max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	Lujittumis-aika (vrk)	Menetelmä	Puristuslujuus (MPa)	Puristuslujuus ka.
BeM <sup>1)</sup>			7	Puristuslujuuskoe	0,7	0,98
BeM <sup>1)</sup>			7	Puristuslujuuskoe	1,09	
BeM <sup>1)</sup>			7	Puristuslujuuskoe	1,14	
BeM <sup>1)</sup>			28	Puristuslujuuskoe	1,16	1,2
BeM <sup>1)</sup>			28	Puristuslujuuskoe	1,2	
BeM <sup>1)</sup>			28	Puristuslujuuskoe	1,13	
BeM <sup>1)</sup>			28	Puristuslujuuskoe	1,32	
BeM I <sup>2)</sup>	18-20	8-10	7	Puristuslujuuskoe	1,2-1,3	
BeM I <sup>2)</sup>	18-20	8-10	28	Puristuslujuuskoe	2,0-2,1	
BeM I, Hyrylä <sup>3)</sup>	19,36 18,76	11,50 10,55	7	Puristuslujuuskoe	2,0-3,3	2,5
			28		2,4-4,6	3,3

1) Varin 2007

2) Forsman & Korjus 2000

3) Forsman et al. 2002

$\gamma_{d,max}$  = maksimi kuivatilavuuspaino

$w_{opt}$  = optimivesipitoisuus

Taulukko 7 Puhtaan betonimurskeen (0 % tiiltä) staattisilla kolmiakσιαalikoikeilla määritetyt puristuslujuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviyys	Lujittumisaika (kk)	Sellipaine (kPa)	Menetelmä	Puristuslujuus (MPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)
BeM I <sup>3)</sup>	D = 93,1-95,1 % $\rho_d = 1,84-1,88 \text{ t/m}^3$	0	15	Staattinen 3ax	0,390	56	30
BeM I <sup>3)</sup>		0	40	Staattinen 3ax	0,515		
BeM I <sup>3)</sup>		0	60	Staattinen 3ax	0,850		
BeM I <sup>3)</sup>		3	15	Staattinen 3ax	0,790	23	252
BeM I <sup>3)</sup>		3	40	Staattinen 3ax	0,775		
BeM I <sup>3)</sup>		3	60	Staattinen 3ax	0,840		
BeM I <sup>3)</sup>		12	60	Staattinen 3ax	0,121		

3) Forsman et al. 2002

D	= tiiviyysaste
$\rho_d$	= kuivairtoteihs

Taulukko 8 Betonimurskeen (10 % tiiltä) puristuslujuuskokeiden tulokset, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	$Y_{d,max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	Lujittumisaika	Tiili-%	Menetelmä	Puristuslujuus (MPa)	Puristuslujuus k.a.
BeM 90/ TiiliM 10 <sup>1)</sup>			7	10	Puristuslujuuskoe	0,64	0,82
BeM 90/ TiiliM 10 <sup>1)</sup>			7	10	Puristuslujuuskoe	0,96	
BeM 90/ TiiliM 10 <sup>1)</sup>			7	10	Puristuslujuuskoe	0,86	
BeM 90/ TiiliM 10 <sup>1)</sup>			28	10	Puristuslujuuskoe	0,91	0,9
BeM 90/ TiiliM 10 <sup>1)</sup>			28	10	Puristuslujuuskoe	0,83	
BeM 90/ TiiliM 10 <sup>1)</sup>			28	10	Puristuslujuuskoe	0,81	
BeM 90/ TiiliM 10 <sup>1)</sup>			28	10	Puristuslujuuskoe	1,07	
BeM II <sup>2)</sup>	17,5-20,5	8-12	7	$\leq 10$	Puristuslujuuskoe	0,3-1,1	
BeM II <sup>2)</sup>	17,5-20,5	8-12	28	$\leq 10$	Puristuslujuuskoe	0,6-1,3	
BeM II, Konala <sup>3)</sup>	18,22	12,60	7	$\leq 10$	Puristuslujuuskoe	0,9-1,3	1,1
			28	$\leq 10$		1,1-1,3	1,2
BeM II, Raisio <sup>3)</sup>	17,9	12,42	7	$\leq 10$	Puristuslujuuskoe	0,7-0,8	0,73
			28	$\leq 10$		0,9-1,0	0,95

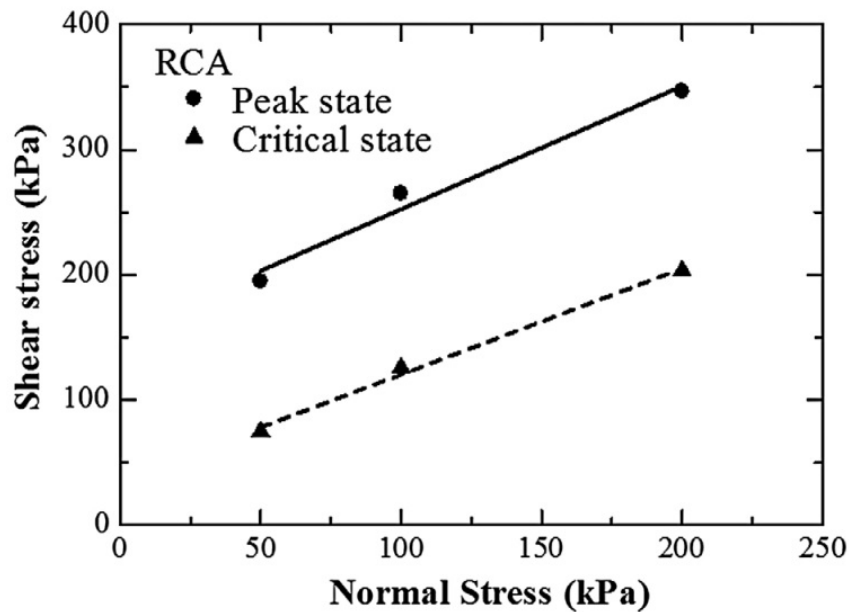
1) Varin 2007

2) Forsman & Korjus 2000

3) Forsman et al. 2002

$Y_{d,max}$	= maksimi kuivatilavuuspaino
$w_{opt}$	= optimivesipitoisuus

Arulrajah et al (2014) tutkivat betonimurskeen lujuutta staattisilla kolmiakσιαalikokeilla, rasialeikkauskokeilla ja yksiakσιαalisilla puristuslujuuskokeilla. Staattisten kolmiakσιαalikokeiden ja rasialeikkauskokeiden perusteella määritettiin betonimurskeen kitkakulmaa ja koheesiota. Kuvassa 47 on esitetty rasialeikkauskokeiden perusteella materiaalille määritetty murtosuora. Kokeiden perusteella määritetyt kitkakulmat, koheesiot ja puristuslujuudet on esitetty taulukossa 9. Kitkakulmalle ja koheesiolle on ilmoitettu huippu- ja kriittisen tilan arvot taulukossa. Huipputilan arvot on merkitty taulukkoon tähdellä.



Kuva 47 Betonimurskeen rasialeikkauskokeiden perusteella määritetyt murtosuorat huippu- (peak state) ja kriittiselle tilalle (critical state) (Arulrajah et al. 2014, s. 251)

Arulrajah et al (2013) tutkivat betonimurskeen jäykkyyden lisäksi sen leikkauslujuutta konsolidoiduilla staattisilla kolmiakσιαalikokeilla. Rinnakkaisnäytteitä tutkittiin eri jännitystasoilla ja kokeissa sellipaine vaihteli välillä 50–200 kPa. Staattisten kolmiakσιαalikokeiden perusteella materiaalille määritettiin kitkakulma ja koheesio, jotka on esitetty taulukossa 9. Myös Bennert & Maher (2005) tutkivat betonimurskeen lujuutta staattisilla kolmiakσιαalikokeilla. Kokeiden perusteella materiaalille määritetty koheesio ja kitkakulma on esitetty taulukossa 9. Taulukkoon 9 kirjattujen betonimurskenäytteiden lujittumisaikoja ei ollut eritelty lähteissä, joten näytteet on mitä luultavimmin kuormitettu heti valmistamisen jälkeen.

Taulukko 9 Betonimurskeen (tiilipitoisuus ei tiedossa) lujuusominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Rakeisuus	Tiiviys	$W_{opt}$ (%)	Sellipaine (kPa)	Menetelmä	Puristuslujuus k.a.	$\phi$ (°)	c (kPa)
BeM <sup>1)</sup>	0-20	$Y_{d,max}=19,13$ kN/m <sup>3</sup> D=98 %		50-200	Staattinen 3ax		49	44
BeM <sup>2)</sup>					Staattinen 3ax		53	24,1
BeM <sup>3)</sup>	0-20	D= 98 % $\rho_{max}=1,96$ t/m <sup>3</sup>	12	50, 100, 200	Staattinen 3ax		53* 47	0* 0
BeM <sup>3)</sup>	0-20	$\rho_{max}=1,96$ t/m <sup>3</sup>	12		Rasialeikkaukoe		45* 40	154* 36
BeM <sup>3)</sup>	0-20	$\rho_{max}=1,96$ t/m <sup>3</sup>	12		Puristuslujuuskoe	0,310- 0,378		

1) Arulrajah et al. 2013

2) Bennert & Maher 2005

3) Arulrajah et al. 2014

$W_{opt}$	= optimivesipitoisuus
$Y_{d,max}$	= maksimi kuivatilavuuspaino
$\rho_{d,max}$	= maksimi
D	= tiivysaste
*	= huipputilan arvo

Betonimurskeen lujittumiseen vaikuttaa betonimurskeen puhtaus ja laatuluokka. Betonimurskeen lujuusominaisuudet on jaoteltu taulukoihin 6, 7, 8 ja 9 betonimurskeen tiilipitoisuuden perusteella. Taulukoitujen tulosten perusteella puhtaan betonimurskeen puristuslujuus 7 vuorokauden kuluttua on 0,7–3,3 MPa ja 28 vuorokauden kuluttua 1,2–4,6 MPa. Vastaavasti 10 % tiilimursketta sisältäneen betonimurskeen puristuslujuus 7 vuorokauden kuluttua on 0,3–1,3 MPa ja 28 vuorokauden kuluttua 0,8–1,3 MPa. Lujittumattoman betonimurskeen kitkakulma taulukon 7 perusteella on 56 astetta ja koheesio 30 kPa. Vastaavasti 3 kk lujittuneella näytteellä kitkakulmaksi on saatu 23 astetta ja koheesio 252 kPa. Taulukon 9 perusteella kitkakulman huippuarvojen vaihteluväliksi saadaan 45–53 astetta ja koheesioksi 154–0 kPa.

### 5.1.3 Yhteenveto

Betonimursketta on käytetty maarakentamisessa pitkään ja sen käytöstä on saatu hyviä kokemuksia. Betonimurskeen mekaanisia ominaisuuksia on tutkittu paljon ja koerakenteita on ollut pitkäaikaisseurannassa. Betonimurske sitoutuu rakenteessa, jos olosuhteet lujittumiselle ovat suotuisat. Materiaalin sitoutumiskyky vaihtelee laatuluokittain ja kaikilla betonimurskeilla sitoutuminen ei ole yhtä suurta. Betonimurskeen laatu vaihtelee sen mukaan, onko murskattu betoni peräisin betoniteollisuudesta vai purkutyökohteista. Betoniteollisuuden betonijätteestä murskattu betonimurske on tasalaatuisempaa ja puhtaampaa kuin purkutyökohteiden betonimurske. Purkutyökohteilla murskattava materiaali sisältää usein betonin lisäksi epäpuhtauksia ja jos murskattavaa materiaalia ei lajitella kunnolla, epäpuhtaudet päätyvät betonimurskeeseen.



Betonimurske on rakeinen materiaali, joka vastaa ominaisuuksiltaan lähinnä kalliomursketta. Sillä voidaan korvata tie- ja katurakenteissa muun muassa jakava ja kantava kerros. Betonimurske voi lujittumisensa ansiosta kuitenkin saavuttaa rakenteessa suuremman jäykkyyden kuin tavanomaiset maarakennusmateriaalit ja sen jäykkyys kasvaa ensimmäisten vuosien aikana rakentamisesta. Tähän työhön kootut betonimurskeet vastasivat ominaisuuksiltaan varsin hyvin Tiehallinnon (2005) hyväksymiä betonimurskeen mitoitusparametreja. Betonimurskeen jäykkyyttä voidaan laboratoriossa tutkia suurimittakaavaisilla syklisillä kolmiaksiaalikojeilla. Lujuusominaisuuksia voidaan selvittää staattisilla kolmiaksiaalikojeilla, rasialeikkauskokeilla ja aksiaalisilla puristuskokeilla.

## 5.2 Asfalttimurske ja -rouhe

Asfalttimurske ja asfalttirouhe koostuvat pääasiassa kiviaineksesta ja bitumista. Ne ovat verrattavissa luonnonkiviainekseen, mutta asfalttimurskeessa ja -rouheessa hienoaines on sitoutuneena bitumiin, joten materiaalin vedenherkkyys on pienempi kuin vastaavien luonnonmateriaalien. (Tiehallinto 2007, s. 14) Asfalttirouhetta syntyy päällystejyrsinnässä, kun taas asfalttimursketta syntyy, kun vanhoja päällystettyjä teitä puretaan ja puretut asfalttilaatat murskataan. Asfalttirouheen ja asfalttimurskeen koostumukset eroavat toisistaan. Tavallisesti jyrityssä asfalttirouheessa sideainepitoisuus on suhteellisen suuri ja sitoutumattoman kiviaineen osuus pieni, kun taas murskatuista laatoista valmistetun asfalttimurskeen sideainepitoisuus on suhteellisen pieni ja sitoutumattoman kiviaineksen osuus suuri. Tämä johtuu siitä, että murskatut päällystelaatat ovat tavallisesti peräisin vanhoista purettavista tai korjattavista teistä, jolloin päällystemassa on vanhempaa. Asfalttimurskeen joukkoon sekoittuu purkuvaiheessa myös jonkin verran alla olevan sitomattoman rakenteen materiaalia. (Jacobson 2002, s. 13) Asfalttirouheen ja -murskeen laatu siis riippuu paljon murskatun päällysteen ominaisuuksista.

Asfalttirouhetta kierrätetään usein uuden päällysteen raaka-aineena, sillä se on suhteellisen suuren bitumipitoisuutensa vuoksi järkevää hyödyntää näin. Myös asfalttimursketta voidaan käyttää uuden asfaltin valmistuksessa. Asfalttiin käytettävä kiviaines on laadukasta ja mekaanisesti kestävä. Juuri laadukkaan kiviaineksen ja bitumin takia vanhan asfaltin kierrättäminen uuden asfaltin raaka-aineeksi on hyödyllisintä. (Tiehallinto 2007, s. 37) Uuden asfalttimassan valmistuksen ohella asfalttirouhetta ja -mursketta voidaan kuitenkin hyödyntää myös sellaisenaan tien rakennekerroksissa, jos kertymät ovat suuria. Asfalttimurskeen ja -rouheen sitoutumista voidaan parantaa lisäämällä bitumia (Tiehallinto 2007, s. 50). Niitä voidaan käyttää myös sekoitettuna luonnonkiviainekseen, mutta tässä työssä keskitytään pelkän asfalttimurskeen ja -rouheen ominaisuuksiin.

Asfalttimurskeen ja -rouheen lujuus- ja jäykkyysominaisuuksien lukuarvojen vertailussa on tärkeää muistaa, että asfalttimurskeen ja -rouheen ominaisuuksiin vaikuttavat sideainepitoisuuden ja rouheen rakeisuuden lisäksi myös osin käytetyn kiviaineksen lujuus. Suomessa kallioperä on vanhempaa kuin monissa muissa Euroopan maissa ja siten myös osin kestävämpää. Tuloksien vertailussa onkin otettava huomioon myös maa, jossa tutkimukset on tehty.

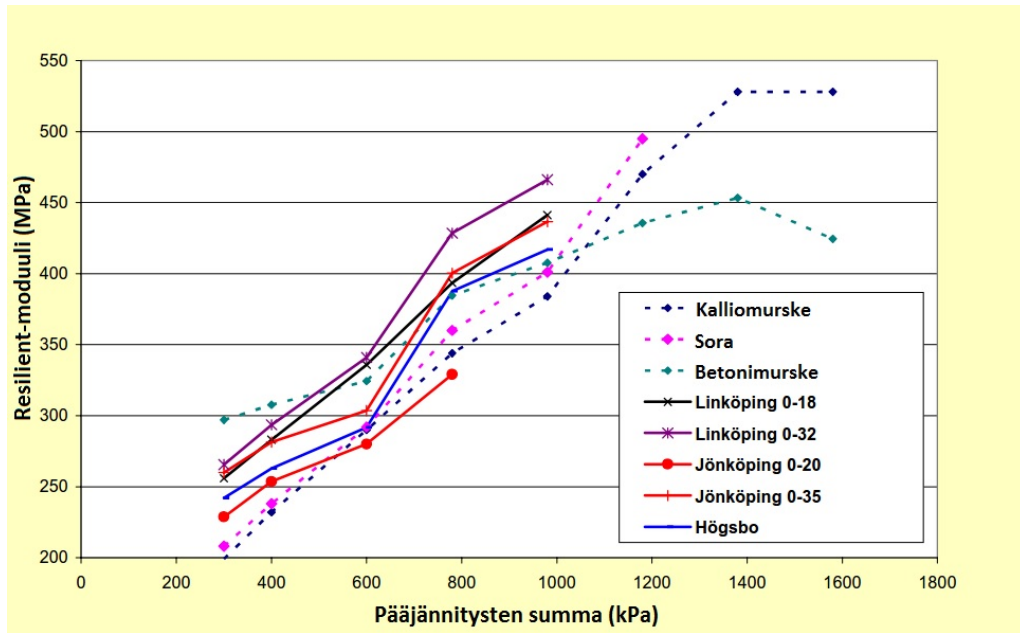
### 5.2.1 Jäykkyys

Jacobson (2002a) tutki asfalttimurskeen jäykkyyden perusteella sen soveltuvuutta kantavaan ja jakavaan kerrokseen sekä perinteisten koemenetelmien soveltuvuutta asfalttimurskeen tutkimiseen. Asfalttirouheen ja -murskeen optimivesipitoisuuden selvittämiseksi tehtiin tiivistyksiä modifioidulla Proctorilla sekä ICT-tiivistimellä ja tutkittujen materiaalien perusteella optimivesipitoisuudeksi määritettiin 4–6 %. Asfalttimurskeen jäykkyyttä tutkittiin dynaamisilla kolmiakσιαalikokeilla. Koenäytteiden vesipitoisuuden tavoitearvo oli 60 % optimivesipitoisuudesta, eli noin 3,0–3,4 paino-%, ja tavoitetiivysaste oli 97 %. Asfalttimurske osoittautui kuitenkin vaikeasti tiivistyväksi materiaaliksi, joten toteutuneet tiiviudet olivat hieman alhaisempia. Taulukossa 10 on esitetty testattujen asfalttimurskeiden toteutuneet vesipitoisuudet, maksimi kuivairtoteiheydet määritettynä sekä modifioidulla Proctor-kokeella että tärypuristimella ja materiaalien tiivysasteet. Koekappaleiden valmistukseen käytetyt materiaalit olivat huoneenlämpöisiä (23 °C). Tutkittujen asfalttimurskeiden sideainepitoisuus oli keskimäärin 3,8 %. (Jacobson 2002a, s. 15, 20–28)

Taulukko 10 Tutkittujen asfalttirouheiden vesipitoisuudet ja tiiviudet (Jacobson 2002a, s. 28)

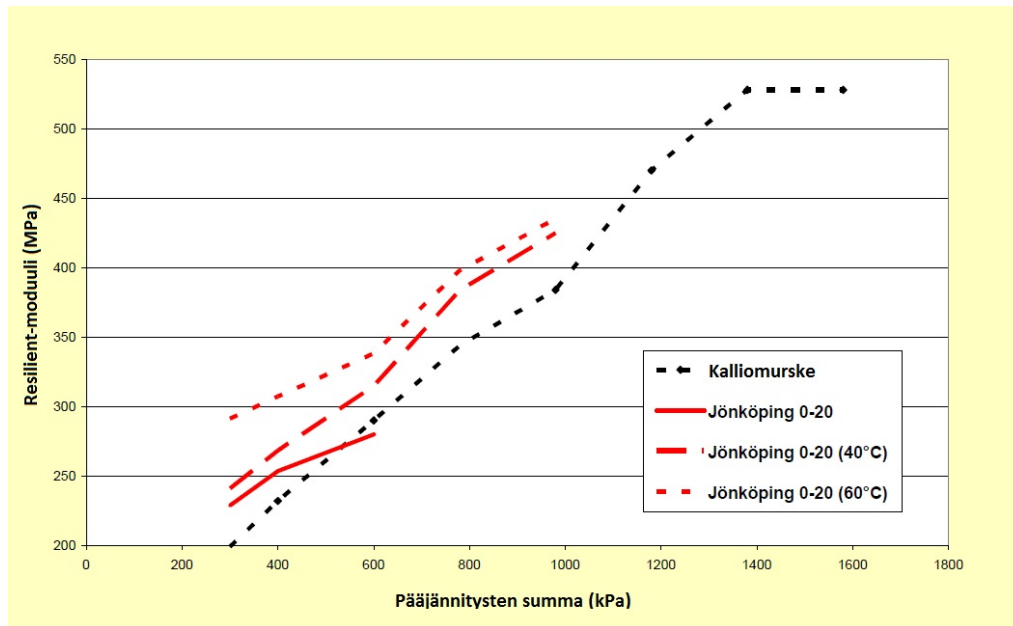
Koemateriaali	Vesipitoisuus (paino-%)	Maksimi kuivairtoteiheys (mod. Proctor) (kg/dm <sup>3</sup> )	Maksimi kuivairtoteiheys (Tärypuristin) (kg/dm <sup>3</sup> )	Tiivysaste (%)
Linköping 0-18	3,3	2,019	1,930	95,6
Linköping 0-32	2,3	2,026	1,899	93,7
Jönköping 0-20	3,2	2,032	1,874	92,2
Jönköping 0-35	2,4	2,081	1,956	94,0
Högsbo	2,7	2,099	1,921	91,5

Referenssimateriaaleina tutkittiin myös kalliomursketta, soraa ja betonimursketta. Koekappaleet testattiin heti valmistamisen jälkeen. Kuvassa 48 on esitetty eri kohteista kerättyjen asfalttimurskeiden sekä referenssimateriaaleina tutkittujen kalliomurskeen, soran ja betonimurskeen kolmiakσιαalikokeilla määritetyt resilientmoduulit pääjännitysten summan funktiona.



Kuva 48 Asfalttimurskeen ja referenssimateriaalien resilient-moduulit pääjännitysten summan funktiona (Jacobson 2002a, s. 29. Muokattu.)

Tutkimuksen (Jacobson 2002a) tulosten perusteella havaittiin, että asfalttimurskeen resilient-moduuli oli pääasiallisesti suurempi kuin soran tai kalliomurskeen moduuli ja osin jopa suurempi kuin betonimurskeen resilient-moduuli. Kolmiaksaalikokeiden yhteydessä havaittiin materiaalin tiivistyslämpötilan vaikuttavan saavutettuun tiiviyasteeseen ja siten myös kolmiaksaalikokeen tulosten perusteella määritettyihin resilient-moduuliarvoihin. Tutkimuksessa saatiin 40 °C asteessa ja edelleen 60 °C asteessa tiivistetyille koekappaleille paremmat resilient-moduuliarvot kuin koekappaleella, jossa asfalttirouhe oli tiivistetty huoneenlämpöisenä. Erityisesti suuren sideainemäärän asfalttimurskeilla ja -rouheilla lämpötilan vaikutus materiaalin tiivistymiseen on suuri. Kolmiaksaalikokeet tehtiin samassa lämpötilassa kaikille tutkituille näytteille. Kuvassa 49 on esitetty tiivistyslämpötilan vaikutus Jönköpingin asfalttimurskeen resilient-moduuliin. (Jacobson 2002a, s. 36–38)



Kuva 49 Tiivistyslämpötilan vaikutus asfalttimurskeen resilient-moduuliin (Jacobson 2002a, s.36)

Myös materiaalin vesipitoisuuden ja varastointiajan havaittiin vaikuttavan resilient-moduuliin. Vesipitoisuuden kasvattaminen nosti materiaalin tiivysastetta, jolloin resilient-moduuli kasvoi. Korkeammassa vesipitoisuudessa tiivistetyn näytteen annettiin kuivua ja sitä varastoitettiin kuukausi ennen kolmiakσιαalikoetta. Näytteen varastointi kasvatti resilient-moduulia merkittävästi. (Jacobson 2002a, s. 39–41)

Kondratjeff (1998) tutki murskatun asfalttirouheen kuormituskestävyyttä koerakenteiden perusteella sekä laboratoriomittauksien avulla sen soveltuvuutta kadunrakentamiseen. Koekohteen mitoituksessa käytettävän asfalttirouheen moduuliarvon selvittämiseksi rakennettiin koekenttä, jossa verrattiin asfalttirouheen ja referenssirakenteen ominaisuuksia. Kondratjeffin (1998, s.24) mukaan referenssirakenteessa käytettiin asfalttirouhekerrosta vastaava paksuus sepeliä, mutta tässä yhteydessä sepelillä tarkoitettiin luultavasti tavanomaisia kadun rakennekerroksia. Koekentän levykuormituskoetulosten perusteella asfalttimurskeen E-moduuliksi arvioitiin 500 MPa. Varsinaisessa koekohteessa katu ja kevyen liikenteen väylä rakennettiin vanhan betonilaiturin päälle ja päällysrakenteessa käytettiin vain murskattua asfalttirouhetta. Levykuormituskokeet tehtiin kevyen liikenteen väylältä, jossa asfalttirouhekerros oli paksuimmillaan 550 mm. Levykuormituskokeiden tulokset on esitetty taulukossa 11. Taulukossa on myös koekohteen asfalttirouheesta uutto- ja polttomenetelmällä määritetyt sideainepitoisuudet ja toteutuneiden asfalttirouhemäärien mukaan lasketut tilavuuspainot rakenteessa. Tutkimuksessa (Kondratjeff 1998) todettiin koekohteelta mitattujen  $E_2$  arvojen olevan pieniä teoreettiseen tavoitteeseen nähden, mutta koerakenteen todettiin tästä huolimatta kestävän hyvin raskaitakin liikennekuormia. Tutkimusten perusteella ei saatu tietoa asfalttirouheen pitkäaikaisominaisuuksista, sillä seurantamittaukset kestivät pisimmilläänkin vain kolme kuukautta. (Kondratjeff 1998)

Taulukko 11 Asfalttimurskeen levykuormituskokeiden tulokset (Kondratjeff 1998)

Kohde	Sideaine (%)	Tilavuuspaino (kN/m <sup>3</sup> )	Rakeisuus	E <sub>1</sub> (MPa)	E <sub>2</sub> (MPa)	E <sub>2</sub> /E <sub>1</sub>
Koekenttä 10.6.				60	118	1,96
Koekenttä 10.6.				50	107	2,13
Koekenttä 10.6.				53	119	2,26
Koekenttä 5.8.				52	109	2,08
Koekenttä 5.8.				60	108	1,80
Koekenttä 5.8.				81	155	1,91
Koekohde 30.10.	4,88/5,01	14,7	0-20	48	145	3,02
Koekohde 30.10.	4,88/5,01	14,7	0-20	29	113	3,89
Koekohde 30.10.	4,88/5,01	14,7	0-20	33	92	2,80
Koekohde 30.10.	4,88/5,01	14,7	0-20	26	86	3,31

Asfalttirouheen käyttäytymistä ei voida täysin verrata kiviainekseen, sillä erityisesti suuren bitumipitoisuuden rouheilla partikkelikoko voi muuttua rakeiden sitoutumisen ja myös yhteen liittyneiden rakeiden irtoamisen seurauksena. Asfalttirouheen viskoelastisuuden vuoksi materiaalin kuormituskäyttäytymiseen vaikuttavat kuormitusaika ja lämpötila. (Jacobson 2002a, s. 18) Korkeassa lämpötilassa pysyviä muodonmuutoksia syntyy enemmän kuin matalassa. Materiaalin viskoelastisuus näkyy selvästi myös hitaan levykuormituskokeen tuloksissa. Pudotuspainomittauksissa kuormitus on dynaamista ja nopeampaa kuin staattisilla levykuormituskokeilla, joten samalta kohteelta pudotuspainolaitteella mitatut ja takaisinlasketut moduuli-arvot voivat olla suurempia kuin levykuormituskokeella määritetyt arvot.

Jacobson (2002b) tutki asfalttirouheen ominaisuuksia laboratorioskokeiden (2002a) lisäksi myös kenttämittauksin. Asfalttirouhe kovettuu ajan myötä rakenteessa ja siten materiaalin jäykkyysominaisuudet voivat parantua. Laboratoriomenetelmillä tämä ei välttämättä tule esiin, joten kenttämittaukset voivat antaa luotettavampia tuloksia. Koekohteiden jäykkyyttä tutkittiin pudotuspainomittauksin. Pudotuspainomittauksien tulokset on tutkimuksessa esitetty taipuman kaarevuussäteen avulla (krökningsradie, R), joka kuvaa rakenteen ylimpien kerrosten jäykkyyttä syvyydeltä 0–300 mm. (Jacobson 2002b, s. 10, 22–46) Tulosten kuvaustapa ei kuitenkaan ole yleisesti muualla käytössä, joten tuloksia ei raportoida tässä työssä tarkemmin.

Asfalttimurskeen ja -rouheen jäykkyysominaisuuksien on havaittu vastaavan hyvin luonnonmateriaaleja. Asfalttirouheen ja kiviaineksen seoksia tutkittaessa on havaittu, että asfalttirouheen määrän kasvaessa seoksen resilient-moduuli kasvaa, mutta samalla myös materiaalin pysyvät muodonmuutokset lisääntyvät. Luonnonmateriaalien lisäämisen on havaittu parantavan materiaalin kykyä vastustaa pysyviä muodonmuutoksia ja tästä syystä asfalttirouheen joukkoon voidaan sekoittaa kiviainesta. Muun muassa Yhdysvalloissa asfalttirouheen kuormituskestävyyttä parannetaan usein näin. (Tutumluuer 2013, s. 30 & Jacobson 2002a) Yhdysvalloissa asfalttirouheen ja -murskeen määrää tierakenteiden sitomattomissa kerroksissa on rajoitettu osavaltiokohtaisesti. Yleisesti asfalttirouhe on rajattu 50 prosenttiin tai sen alle. (McGarrah 2007, s. 25) Myös Bennert & Maher (2005) havaitsivat tutkimuksissaan kiviaineksen sekoittamisen parantavan asfalttirouheen laatua ja tulosten perusteella suosittelivat kiviainesseosten suurimmaksi sallituksi asfalttirouheen määräksi 50 prosenttia.

Asfalttirouheen resilient-moduuli kasvaa melko lineaarisesti jännityksen kasvaessa, joten materiaalin käyttäytyminen on jännitystilariippuvaista. Kondratjeffin (1998) levykuormituskokeiden perusteella asfalttimurskeen  $E_2$ -moduuli vaihteli välillä 85,6–155,3 MPa. Jacobsonin (2002a) tutkimusten mukaan asfalttimurskeen resilient-moduuli vaihteli suuruusluokaltaan välillä 250–450 MPa jännitystasosta riippuen.

Tiehallinnon (2005) analyttisen mitoituksen mitoituspparametrien mukaan bitumiemulsiostabiloidun päällysrakennemateriaalin laskennallisina E-moduuleina käytetään 1000 ja 1500 MPa. Asfalttirouheen sideainepitoisuus voi vastata bitumiemulsiostabiloidun materiaalin sideainepitoisuutta, mutta asfalttirouhekerroksen jäykkyys ei vastaa bitumiemulsiostabiloitua kerrosta, sillä asfalttirouheen huokostila on suurempi ja siitä rakennettu kerros on löyhempi. Bitumistabiloitu kerros on sidottu kerros, kun taas asfalttirouheesta rakennettu kerros käytännössä sitomaton, joten ne eivät käyttäydy vastaavasti.

### 5.2.2 Lujuus

Arulrajah et al (2013) tutkivat asfalttirouheen leikkauslujuutta staattisilla kolmiaksaalikoikeilla konsolidoiduilla näytteillä. Rinnakkaisnäytteitä tutkittiin eri jännitystasoilla ja kokeissa sellipaine vaihteli välillä 50–200 kPa. Kokeiden perusteella määritetty koheesio ja kitkakulma on esitetty taulukossa 12.

Bennert & Maher (2005) tutkivat Yhdysvalloissa New Jerseyyn Piscatawavissa kantavan ja jakavan kerroksen materiaalien ominaisuuksia. Perinteisten rakeisten luonnonmateriaalien lisäksi myös asfalttirouhetta tutkittiin. Asfalttirouheen leikkauslujuutta tutkittiin staattisella kolmiaksaalikoikeella. Koekappaleet tiivistettiin materiaalin optimikosteuspitoisuudessa. Koetulosten perusteella asfalttirouheen kitkakulmaksi määritettiin  $44,5^\circ$  ja koheesioksi 7,2 kPa. (Bennert & Maher 2005, s.28–32) Tulokset on esitetty myös yhteenvetotaulukossa 12.

Arulrajah et al. (2014) tutkivat asfalttirouheen soveltuvuutta tierakenteiden sitomattomaan kantavaan ja jakavaan kerrokseen laboratorioissa kolmiaksaalikoikeilla, rasialeikkauskokeilla ja puristuskokeilla. Tutkittu asfalttimurske oli peräisin Victorian osavaltiosta Australiasta ja sen maksimiraekoko oli 20 mm. Tutkimuksen tulokset on esitetty taulukossa 12.

Taulukkoon 12 on koottuna asfalttimurskeen lujuusominaisuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä käytetyt koemenetelmät ja saatavilla olevat tiedot koenäytteiden tiiveydestä ja vesipitoisuudesta. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla ja taulukossa esiintyvät symbolit ovat selitelaatikossa.

Taulukko 12 Asfalttirouheen lujuusominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviys	Rakeisuus	Vesipitoisuus	Menetelmä	$\phi$ (°)	c (kPa)	Puristuslujuus (kPa)
Asfalttimurske <sup>1)</sup>		0-20		Staattinen 3ax	37,0	53,0	
Asfalttimurske <sup>2)</sup>			$w_{opt}$	Staattinen 3ax	44,5	17,2	
Asfalttimurske <sup>3)</sup>	$\rho_{d,max} = 2$ t/m <sup>3</sup> D = 98 %	0-20	$w_{opt} = 8,1$ %	Staattinen 3ax	43,0	0,0	
Asfalttimurske <sup>3)</sup>	$\rho_{d,max} = 2$ t/m <sup>3</sup>	0-20	$w_{opt} = 8,1$ %	Rasialeikkaukoe	51,0	0,0	
Asfalttimurske <sup>3)</sup>	$\rho_{d,max} = 2$ t/m <sup>3</sup>	0-20	$w_{opt} = 8,1$ %	Puristuslujuuskoe			100-117

1) Arulrajah et al. 2013

2) Bennert & Maher 2005

3) Arulrajah et al. 2014

D = tiiviysaste

$w_{opt}$  = optimivesipitoisuus

$\rho_{d,max}$  = maksimi kuivairtoiheys

Taulukkoon 12 kirjatut tulokset eivät välttämättä edusta Suomessa käytettäviä asfalttimurskeita, sillä tutkimukset on tehty Australiassa ja Yhdysvalloissa, joissa asfalttiin käytetty kiviaines eroaa Suomessa käytetystä ja asfalttimassan suunnittelu voi muutenkin olla erilaista. Tutkimuksista ei selvinnyt tutkittujen materiaalien sideainepitoisuuksia, jotka myös osaltaan vaikuttavat materiaalin lujuusominaisuuksiin. Taulukkoon koottujen tulosten perusteella asfalttimurskeen kitkakulman vaihteluväliksi saadaan 37–51 astetta. Koheesio puolestaan vaihtelee välillä 0–53 kPa. Saavutettu puristuslujuus on suuruusluokaltaan vain 0,1 MPa, joten tutkitun asfalttimurskeen voidaan olettaa käyttäytyvän sitomattoman materiaalin tapaan. Sideainepitoisuus vaikuttaa kuitenkin asfalttimurskeen ja -rouheen ominaisuuksiin, joten suurilla sideainepitoisuuksilla materiaalin sitoutumiskyky voi kasvaa.

### 5.2.3 Yhteenveto

Asfalttimurskeen ja -rouheen maarakennuskäytöstä on saatavilla melko vähän tutkimustuloksia, sillä asfalttimurske ja -rouhe hyödynnetään ensisijaisesti asfalttimassojen valmistuksessa. Erityisesti luotettavia kenttämittauksia on saatavilla niukasti. Tie- ja katurakenteiden kannalta pudotuspainomittaukset antaisivat asfalttirouheen viskoelastisen luonteen vuoksi materiaalin jäykkyydestä ja käyttäytymisestä dynaamisen liikennekuorman alla luotettavamman tuloksen kuin levykuormituskokeet. Staattisissa levykuormituskokeissa kuormitus on pitkäkestoista, jolloin kuormitettavassa materiaalissa voi tapahtua virumista, joka vaikuttaa materiaalin ominaisuuksiin. Määritetty moduuliarvo ei siten vastaa materiaalin käyttäytymistä dynaamisessa liikennekuormituksessa.

Asfalttirouheen laatu riippuu siitä, onko se jyrstetty asfalttipäällysteestä vai murskattu vanhoista puretuista asfalttilaatoista. Asfalttirouheen laatuun ja sitoutumiskykyyn vaikuttaa materiaalien sideainepitoisuus, joka puolestaan riippuu siitä, onko asfalttirouhe jyrstettyä vai laatoista murskattua. Myös päällysteeseen käytetty kiviaines vaikuttaa asfalttirouheen laatuun ja kuormituskestävyyteen. Asfalttirouheesta rakennettu kerros on sitomattoman kerroksen ja asfalttipäällysteen välimuoto. Se vastaa tavallisesti sitomatonta kerrosta, mutta jopa suhteellisen pienen sideainepitoisuuden asfalttirouheet voivat sitoutua. Sitoutuminen rakennekerroksessa edellyttää riittävän suuria liikennemääriä. (Jacobson 2002a, s. 18)

Asfalttirouheen mekaanisia ominaisuuksia voidaan laboratoriossa tutkia syklisillä ja staattisilla kolmiaksaalikokeilla, rasialeikkauskokeilla sekä aksiaalisilla puristuslujuuskokeilla, jos materiaalin sideainepitoisuus mahdollistaa koossapysyvän koekappaleen valmistuksen. Materiaalia voidaan tutkia myös halkaisuvetolujuuskokeilla, mikäli asfalttirouherakenne on tiivistynyt niin hyvin, että siitä saadaan porattua yhtenäinen koossapysyvä koekappale tai asfalttirouheesta pystytään laboratoriossa rakentamaan ja tiivistämään koossapysyvä kappale. Asfalttirouhe, jolla on pieni sideainepitoisuus vastaa mekaanisilta ominaisuuksiltaan lähinnä kalliomursketta, mutta pelkän rakeisuuden perusteella materiaaleja ei voida vertailla keskenään.

## 5.3 Lentotuhka

Lentotuhkaa syntyy muun muassa kivihiilen, turpeen ja puuperäisen aineksen poltossa. Näiden ainesten poltossa muodostuvat lentotuhkat kuuluvat MARA-asetuksen piiriin. Lentotuhkalla tarkoitetaan materiaalia, joka erotetaan poltossa syntyvistä savukaasuista mekaanisesti tai sähköisesti. (VNa 403/2009) Lentotuhkan, kuten muidenkin tuhkien, mekaaniset ominaisuudet riippuvat polttoprosessista ja käytetyn polttoaineen koostumuksesta. Kivihiilen polton lentotuhka vastaa rakeisuudeltaan suurelta osin silttiä, kun taas turpeen ja puun seospoltossa syntyvä lentotuhka on kivihiilen lentotuhkaa karkeampaa ja vastaa tavallisesti rakeisuudeltaan hiekkaista silttiä tai silttistä hiekkaa. (Eskola et al. 1999, s. 32)

Lentotuhkat jaotellaan käyttöluokkiin tuhkan teknisten ominaisuuksien perusteella ja nämä käyttöluokat määrittävät tuhkien soveltuvuuden eri käyttökohteisiin. Suomessa lentotuhkalla on massiivirakenteiden osalta neljä käyttöluokkaa: LT1, LT2, LT3 ja LT4. Käyttöluokan määräytymiseen vaikuttaa materiaalilla saavutettava yksiaksaalinen puristuslujuus 28 vuorokauden varastoinnin jälkeen sekä materiaalin routivuus ja lujittuminen. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 16–17)

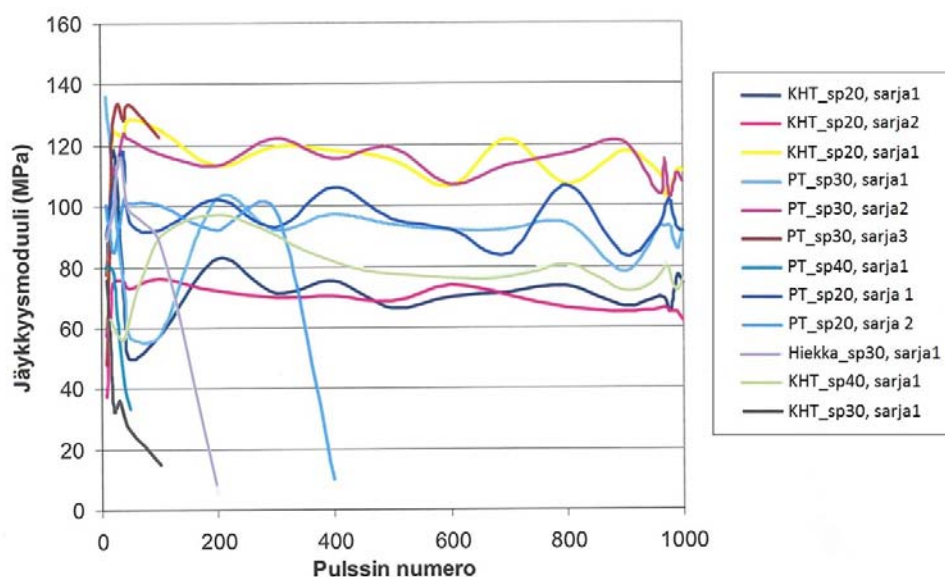
Lentotuhka lujittuu, kun siihen lisätään vettä ja se tiivistetään, sillä lentotuhkan sisältämä vapaa kalkki muodostaa veden kanssa lujittuvia yhdisteitä (Korpijärvi et al 2009, s. 15). Varastointitapa vaikuttaa sen myöhempään lujuudenkehitykseen. Tuhkaa voidaan varastoida varastosiiloihin ja kasoihin. Kuivana varastoitu lentotuhka lujittuu ajan myötä ja sitä voidaan käyttää myös sideaineena. Suojaamattomana läjitetty lentotuhka puolestaan käyttää kaiken sisältämänsä vapaan kalkin varastoaikaiseen lujittumiseen, jolloin tuhka ei uudelleen levitettyinä rakenteessa enää juuri lujitu. (Liikennevirasto 2014, s.8) Tuhkia tuotetaan pääasiassa talvella, joten varastoiminen on välttämätöntä vähäisen maarakennuskäytön vuoksi. Tuhkia varastoidaan useimmiten ulkona, jolloin materiaalin sitoutumiskyky myöhemmin rakenteessa vähenee ja on olemassa liettymisen riski. (Tiehallinto 2007, s. 32)



Lentotuhkaa voidaan käyttää maarakentamisessa stabiloimattomana tai stabiloituna massiivirakenteena, jolloin sideaineena voidaan hyödyntää esimerkiksi sementtiä. Lentotuhkan ominaisuuksia voidaan parantaa myös lisäämällä tuhkaan esimerkiksi kalkkia, masuunikuonaa, reaktiivisia tuhkia tai rikinpoiston lopputuotetta (Lahtinen 2001, s. 37). Lentotuhkaa voidaan hyödyntää myös huonolaatuisen maan stabiloinnissa sideaineena tai sorateiden kunnostuksessa. Asfaltin täyteaineena ja betonin raaka-aineena kivihiilen polton lentotuhkia on käytetty pitkään. Tekesin rahoittamassa TUULI-hankkeessa on pyritty kehittämään uusia menetelmiä tuhkien hyötykäyttöpotentiaalin ja laadunhallinnan parantamiseksi modifioimalla tuhkia (Österbacka 2015, s. 24–25). Tässä työssä keskitytään lentotuhkan käyttöön stabiloimattomana massiivirakenteena.

### 5.3.1 Jäykkyys

Kari (2005) tutki kivihiilen ja puun poltossa syntyneiden lentotuhkien käyttöä tie- rakentamisessa laboratoriokokeiden avulla sekä analysoimalla rakennettuja koekohteita, joissa Tielikelaitos oli ollut osallisena. Kasavarastoidun kivihiilen ja puun polton lentotuhkan jäykkyyttä tutkittiin dynaamisilla kolmiakσιαalikokeilla jäädytys-sulatussyklin läpi käyneistä lentotuhkanäytteistä. Koekappaleiden tavoiteltu tiiviyys oli 92 %, mutta tätä ei saavutettu. Kivihiilen lentotuhkilla tiiviyysaste vaihteli välillä 83–87 % ja puun polton lentotuhkilla välillä 74–78 %. Jäädytys-sulatussyklin jälkeen näytteitä esikuormitettiin 10 kPa kuormalla 12 tuntia ennen varsinaisen kuormituksen aloitusta. Kuvassa 50 on esitetty tutkittujen materiaalien kolmiakσιαalikokeilla määritetyt resilienssi-moduulit kuormituspulssien suhteen. Kuvassa tunnus sp kertoo kuormituksessa käytetyn sellipaineen suuruuden. Kivihiilen polton lentotuhka on merkitty kuvassa 50 tunnuksella KHT ja puun polton lentotuhka tunnuksella PT. Osa näytteistä hajosi pian kuormituksen aloittamisen jälkeen. Nämä näkyvät kuvassa 50 lyhyinä viivoina. Tutkittujen lentotuhkien jäykkyyssmoduulit vaihtelivat välillä 65–120 MPa. (Kari 2005, s. 112–115)



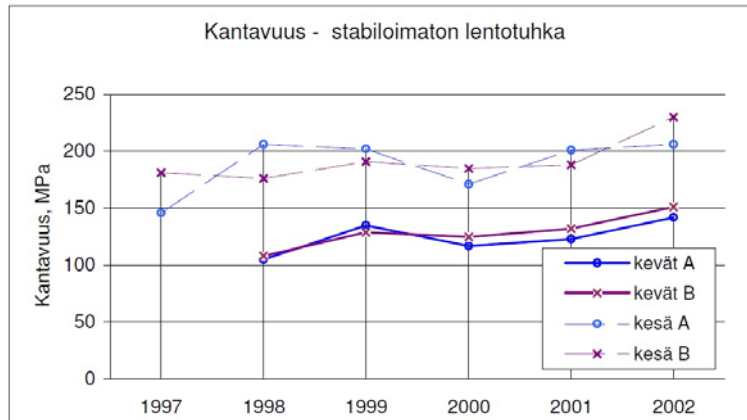
Kuva 50 Kivihiilen polton lentotuhkan (KHT) ja puun polton lentotuhkan (PT) sekä referenssimateriaalina käytetyn suodatinhiekan jäykkyyssmoduulit (Kari 2005, s. 115)

Lentotuhkan jäykkyyttä rakennetuissa koekohteissa oli tutkittu pudotuspainomittauksin. Osassa koekohteista oli käytetty stabiloimatonta ja osassa stabiloitua lentotuhkaa. Stabiloimattomana lentotuhkaa oli hyödynnetty Kristiinankaupungissa maanteillä 662 ja 6620, Vaasan satamassa ja Valkeakoskella Veistämöntiellä. Kristiinankaupungissa maantiellä 662 rakenne koostui 50 mm paksuisesta AB-päällysteestä, 150 mm paksuisesta bitumistabiloinnista, 400 mm paksuisesta jakavasta kerroksesta ja kivihiilituhkapenkereestä. Kristiinankaupungin maantie 6620 koerakenne koostui 60 mm paksuisesta PAB-päällysteestä, 120 mm paksuisesta asfalttimurskekerroksesta, 480 mm paksuisesta jakavasta kerroksesta ja kivihiilituhkapenkereestä. Valkeakoskella koerakenne koostui 50 mm paksuisesta öljysorapäällysteestä, 250 mm paksuisesta kalliomurskekerroksesta ja 200 mm paksuisesta kerroksesta siilovarastoitua puutuhkaa. Valkeakosken ja Kristiinankaupungin koekohteiden pudotuspainomittausten perusteella takaisinlasketut stabiloimattomien tuhkien E-moduulit on esitetty taulukossa 13. (Kari 2005, s. 130–135)

Tuhkat hyötykäyttöön -projektissa (Viatak 2003) tutkittiin lentotuhkan käyttöä massiivirakenteissa. Sipoossa Knuters-Östersundom välillä oli pitkäaikaisseurannassa koekohte, jossa tierakenteen rakennekerroksissa on käytetty lentotuhkaa. Koekohteessa tutkittiin pelkän lentotuhkan lisäksi myös lentotuhkan ja rikinpoistolopputuotteen seosta sekä kasavarastoitua sementtistabiloitua lentotuhkaa. Pelkällä stabiloimattomalla lentotuhkalla tehtiin kaksi osuutta, 3A ja 3B, joissa lentotuhkakerroksen paksuus vaihteli. Molemmissa rakenteissa oli 50 mm paksuinen sorapinta ja kalliomurskelajitetta 0/50 100 mm paksuudelta. Rakenteessa 3A lentotuhkakerros oli 500 mm, kun taas rakenteessa 3B se vaihteli välillä 800–1100 mm. Rakenteessa 3A lentotuhkakerroksen alla oli vielä 0–1400 mm kalliomursketta pengertäytteenä. Koekohte on rakennettu vuonna 1997. (Viatak Oy 1998 & 2003) Vuoden 1998 pudotuspaino- ja levykuormituskoetulosten perusteella takaisinlasketut E-moduulit sekä yksiaksiaalilla puristuskokeella määritetty E<sub>50</sub>-moduuli on esitetty taulukossa 13. (Viatak Oy 1998)

Myös Rambollin (2008) UUMA -inventaarissa analysoitiin Knuters-Östersundom koerakennetta. Rakenteen jäykkyyttä tutkittiin pudotuspainomittauksin vuosittain rakentamisen jälkeen keväällä roudan sulamisajankohtana ja kesällä. Kuvassa 51 on esitetty pudotuspainomittausten perusteella rakenteelle määritetyt kantavuudet. Kuvassa A ja B viittaavat koerakenteisiin 3A ja 3B. (Ramboll 2008, s. 10–14)

Taulukkoon 13 on koottuna stabiloimattoman lentotuhkan jäykkyyksominaisuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä käytetyt koemenetelmät ja muut saatavilla olevat tiedot. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla.



Kuva 51 Stabiloimattoman lentotuhkarakenteen jäykkyys (Ramboll 2008, s. 14)

Taulukko 13 Lentotuhkan jäykkyysominaisuudet ja käytetyt lähteet

Materiaali	Polttoaine	Varastointi	Lujittuminen	Menetelmä	E (MPa)	E (MPa) ka.	E <sub>50</sub> (MPa)
Kristiinankaupunki Mt 662, paaluväli 1250-1450 <sup>1)</sup>	Kivihiili	Kasa		FWD	100-520	263	
Kristiinankaupunki Mt 662, paaluväli 3225-3450 <sup>1)</sup>	Kivihiili	Kasa		FWD	70-240	138	
Kristiinankaupunki Mt 6620, plv 2800-2880 <sup>1)</sup>	Kivihiili	Kasa		FWD	250-300	265	
Kristiinankaupunki Mt 6620, plv 4475-4600 <sup>1)</sup>	Kivihiili	Kasa		FWD	90-190	138	
Valkeakoski, Veistämöntie <sup>1)</sup>	Puu			FWD	55-160	85	
Lentotuhka, Salmisaaren tuhkapenger <sup>2)</sup>			1 kk	FWD	120-140		
Lentotuhka, Knuters, 3A <sup>2)</sup>	Kivihiili	Siilo	11 kk	FWD	400-520		
Lentotuhka, Knuters, 3A <sup>2)</sup>	Kivihiili	Siilo	11 kk	Levykuormituskoe	450-500		
Lentotuhka, Knuters, 3B <sup>2)</sup>	Kivihiili	Siilo	11 kk	FWD	265-360		
Lentotuhka, Knuters, 3B <sup>2)</sup>	Kivihiili	Siilo	11 kk	Levykuormituskoe	420		
Lentotuhka, Knuters <sup>2)</sup>	Kivihiili	Siilo		Puristuslujuuskoe			38

1) Kari 2005

2) Viatak Oy 1998

Taulukon 13 perusteella kenttämittauksista kivihiilen lentotuhkalle takaisinlasketuksi E-moduuliksi saadaan 70–500 MPa. Puun polton lentotuhkalle takaisinlaskettu E-moduuli vaihteli välillä 55–160 MPa, joten kivihiilen polton lentotuhka oli näiden tutkimusten perusteella jäykempää. Ruduksen (2008) Lentotuhkaohjeessa kasavarastoidulle kivihiilen lentotuhkalle on esitetty E-moduuli 50–150 MPa, joten tämän otannan perusteella puun polton lentotuhkan E-moduuli vastaa Ruduksen (2008) Lentotuhkaohjeessa määritettyä kasavarastoitua kivihiilen lentotuhkaa jäykkyydeltään. Ruduksen (2008) Lentotuhkaohjeessa siilovarastoidulle, rakenteessa lujittuneelle kivihiilen lentotuhkalle annetaan E-moduuli 150–350 MPa. Taulukkoon 13 kootut kivihiilen lentotuhkalle kenttäkokeiden perusteella määritetyt E-moduulit ovat paikoin jopa suurempia kuin mitä Lentotuhkaohje (Rudus 2008) antaa siilovarastoidulle, rakenteessa lujittuneelle kivihiilen lentotuhkalle. Kuvasta 51 havaitaan selvästi keväällä ja kesällä mitattujen pudotuspainimittausten välinen ero. Keväällä rakenteesta on mitattu alhaisempia moduuleja.

### 5.3.2 Lujuus

Lahtisen (2001) väitöstyössä on koottu tutkimustuloksia suomalaisten kivihiilen, puun, turpeen ja seospolton lentotuhkien lujuusominaisuuksista. Lujittumista tutkittiin puristuslujuuskokeilla näytteistä 28 vuorokauden varastoinnin jälkeen. Stabiloimattomien lentotuhkien puristuslujuuskokeiden tulokset on esitetty taulukossa 14 mittaustulosten vaihteluvälinä tai usean mittauksen keskiarvona. Stabiloimattomien tuhkien lisäksi väitöstyössä tutkittiin eri sideaineiden vaikutusta lentotuhkan ominaisuuksiin. (Lahtinen 2001, s. 32–34)

Lentotuhkan puristuslujuutta tutkittiin ennakkokokein ennen edellisessä kappaleessa 5.3.1 esitetyn Knuters-Östersundom koekohteen rakentamista. Koekappale tiivistettiin 92 % tiiviysasteeseen ja varastoitiin kuukausi ennen mittauksia. Puristuslujuuskokeen tulos stabiloimattomalle siilovarastoidulle lentotuhkalle on esitetty taulukossa 14 Rakentamisen jälkeen tierakenteesta otettiin materiaalia koekuopista vuosina 1998 ja 1999. Koekuopista otetuista näytteistä tiivistettiin Proctor-muotissa koekappaleet, joista määritettiin yksiaksiaaliset puristuslujuudet. Puristuslujuuskokeiden perusteella määritetyt puristuslujuudet on esitetty taulukossa 14 Näytteet on otettu vuosina 1998 ja 1999 samoilta paaluilta. Taulukossa on esitetty vuoden 1998 ja sitten vuoden 1999 tulokset allekkain. (Viatak 2003, s. 18–19)

Taulukkoon 14 on koottuna lentotuhkan puristuslujuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä muut saatavilla olevat ominaisuustiedot. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla ja taulukossa esiintyvät symbolit selitetty selitelaatiossa.

Taulukko 14 Lentotuhkan puristuslujuuskokeiden tulokset, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Vuosi	Varas- ras- tointi	D (%)	Tiiviys	Lujittu- minen	d <sub>50</sub>	Vesipitoi- suus	Puristus- lujuus (MPa)
Kivihiilen lentotuhka <sup>1)</sup>		Siilo	100	$\rho_d=720-850$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_{d,max}=1120-$ 1310 kg/m <sup>3</sup>	28 d	0,01 - 0,02	W <sub>opt</sub> = 22-27 %	0,64 - 1,31
		Siilo	90					0,38
		Kasa	90					0,11
Kivihiilen lentotuhka <sup>1)</sup>		Siilo	100	$\rho_d=740-1090$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_{d,max}=1290-$ 1580 kg/m <sup>3</sup>	28 d	0,01 5 - 0,03 5	W <sub>opt</sub> = 13-26 %	0,31 - 1,66
		Siilo	90					0,62
		Kasa	90					0,2
Kivihiilen lentotuhka <sup>1)</sup>		Siilo	100	$\rho_d=630-920$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_{d,max}=1180-$ 1360 kg/m <sup>3</sup>	28 d	0,01 5 - 0,04	W <sub>opt</sub> = 21-29 %	0,33 - 1,36
		Siilo	90					0,19
		Kasa	90					0,18
Turpeen polton lentotuhka <sup>1)</sup>		Siilo		$\rho_d=590-1500$ kg/m <sup>3</sup>	28 d		W <sub>opt</sub> = 20-79 %	0,3 - >9,0
Puun polton lentotuhka <sup>1)</sup>		Siilo		$\rho_d=1000-1300$ kg/m <sup>3</sup>	28 d		W <sub>opt</sub> = 30-45 %	1,6 - >8,0
Seospolton lentotuhka <sup>1)</sup>		Siilo		$\rho_d=800-1600$ kg/m <sup>3</sup>	28 d		W <sub>opt</sub> = 18-57 %	0,3 - >10
Lentotuh- ka,Knuters, kivihiili <sup>2)</sup>		Siilo	92	$\gamma_{d,max}=1170$ kg/m <sup>3</sup>	1 kk		W <sub>opt</sub> = 27 %	0,44
Lentotuhka, Knu- ters, 3A, syv. 0,2- 0,4 <sup>2)</sup>	1998 1999		84,2 96,6	$\rho_d=985$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_d=1130$ kg/m <sup>3</sup>	1 kk		w = 53,8 % w = 40,6 %	0,292 0,117
Lentotuhka, Knu- ters, 3A, syv 0,5- 0,65 <sup>2)</sup>	1998 1999		95,7 98,7	$\rho_d=1120$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_d=1155$ kg/m <sup>3</sup>	1 kk		w = 42,5 % w = 39,3 %	0,642 0,221
Lentotuhka, Knu- ters, 3B, syv 0,15- 0,35 <sup>2)</sup>	1998 1999		91,9 102,1	$\rho_d=1075$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_d=1195$ kg/m <sup>3</sup>	1 kk		w = 45,1 % w = 39,9 %	0,355 0,127
Lentotuhka, Knu- ters, 3B, syv 0,6-0,8 <sup>2)</sup>	1998 1999		89,7 98,3	$\rho_d=1050$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_d=1150$ kg/m <sup>3</sup>	1 kk		w = 46,3 % w = 36,5 %	0,268 0,156
Lentotuhka, Knu- ters, 3B, syv 0,9-1,1 <sup>2)</sup>	1998 1999		83,8 98,7	$\rho_d=980$ kg/m <sup>3</sup> $\rho_d=1155$ kg/m <sup>3</sup>	1 kk		w = 50,2 % w = 37,6 %	0,229 0,146

1) Lahtinen 2001

2) Viatek Oy 2003

D	= tiiviysaste
$\rho_d$	= kuivairtoteihs
$\rho_{d,max}$	= maksimi kuivairtoteihs = rakeisuuskäyrän 50 % läpäisyä vastaava
d <sub>50</sub>	raekoko

Finnaon (2005) metsäteollisuuden tuhkien suunnittelu- ja mitoitusohjeessa käsiteltiin metsäteollisuuden energiantuotannossa syntyvien kasavarastoitujen lentotuhkien ominaisuuksia. Ohjeessa kasavarastoidulle lentotuhkalle määritetyt kitkakulman ja koheesion vaihteluvälit on esitetty taulukossa 15. (Finnao 2005, s. 7–8) Tuhkarakentamisen käsikirjassa (2012, s. 12) on esitetty eri lähteistä koostetut viitteelliset vaihteluvälit lujittumattoman ja lujittuneen lentotuhkan kitkakulmalle ja koheesiolle. Nämä vaihteluvälit on koottu taulukkoon 15. Kuten taulukosta havaitaan, lentotuhkan lujittuminen vaikuttaa merkittävästi materiaalin kitkakulmaan ja koheesioon. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 12–14) Myös Mäkelä & Höynälän (2000) julkaisussa esitetty lujittuneen kivihiilen lentotuhkan kitkakulman vaihteluväli on listattu taulukkoon 15.

Taulukko 15 Lentotuhkan leikkauslujuusominaisuudet ja käytetyt lähteet

Materiaali	Varastointi	Tiiviysaste (%)	Menetelmä	$\phi$ (°)	c (kPa)
Lentotuhka, lujittumaton <sup>1)</sup>				28-36	23-47
Lentotuhka, lujittunut <sup>1)</sup>				49-77	64-490
Lentotuhka, metsäteollisuus <sup>2)</sup>	Kasa	90-95	Staattinen 3ax	30-45	40-60
Lentotuhka, lujittunut näyte <sup>3)</sup>			Staattinen 3ax	50-55	

1) Tuhkarakentamisen käsikirja 2012

2) Finnao 2005

3) Mäkelä & Höynälä 2000

Taulukkoon 14 kirjattujen puristuslujuuksien perusteella havaitaan, että siilovarastoitettu kivihiilen lentotuhka lujittuu paremmin kuin kasavarastoitettu lentotuhka. Kasavarastoidulla lentotuhkalla puristuslujuuden vaihteluväliksi on saatu 0,11–0,2 MPa, kun vastaavasti siilovarastoidulle lentotuhkalle on saatu vaihteluväli 0,19–1,66 MPa. Turpeen, puun ja seospolton tuhilla puristuslujuuksien vaihtelu on suurempaa, sillä materiaali ei ole yhtä tasalaatuista kuin kivihiili. Taulukon 15 mukaan lentotuhkan kitkakulma voi vaihdella välillä 28–77 astetta riippuen siitä, onko tuhka lujittunut vai ei.

Lentotuhkan jäykkyys ja lujuus paranevat huomattavasti, kun sitä stabiloidaan sementillä. Myös muun muassa rikinpoistotuotteen lisäämisen on havaittu parantavan tuhkan puristuslujuutta (Lahtinen 2001). Sideainepitoisuutta varioimalla stabiloidun lentotuhkan mekaanisiin ominaisuuksiin voidaan vaikuttaa. Tähän työhön ei kuitenkaan sisällytetty erilaisten lentotuhka-sideaineseosten ominaisuuksia, sillä variaatioita on lukuisia ja seosten ominaisuudet riippuvat täysin seossuhteista ja käytetystä sideaineesta.

### 5.3.3 Yhteenveto

Lentotuhka on hienorakeinen materiaali, jolla on lujittumisominaisuuksia. Sen laatuun vaikuttavat käytetty polttoaine ja tuhkan varastointitapa. Siilovarastoitu, kuiva lentotuhka lujittuu rakennettaessa paremmin kuin kasavarastoitu, varastoinnin aikana kostunut lentotuhka. Lentotuhka voi sitoutua rakenteessa, jos se tiivistetään oikeassa vesipitoisuudessa ja rakenteen kuivatus toimii suunnitellusti.

Lentotuhkaa voidaan laboratoriossa tutkia sykliisillä ja staattisilla kolmiakσιαalikokeilla, rasiialeikkaukskokeilla ja puristuslujuuskokeilla. Halkaisu- ja taivutusvetolujuuskokeet soveltuvat vain stabiloidulle lentotuhkalle. Stabiloimattoman lentotuhkan käytöstä on saatavilla melko vähän tietoa, sillä usein lentotuhkaa stabiloidaan jollakin sideaineella, jotta sen mekaaniset ominaisuudet paranevat. Stabiloimattomalle lentotuhkan leikkauslujuusominaisuuksista ei löytynyt suoria tutkimustuloksia, vaan taulukon 5.3.3 tulokset on kerätty käsikirjoista.

## 5.4 Pohjatuhka

Pohjatuhkaa syntyy polttoprosessin palamistuotteena kattilan pohjalle. Pohjatuhkat voidaan jakaa käytettyjen polttoaineiden perusteella kivihiilen, seospolton ja rinnakkaispolton pohjatuhkiin. Seospoltolla tarkoitetaan tavanomaisten polttoaineiden, eli puun, turpeen ja kivihiilen seospolttoa. Rinnakkaispoltoissa polttoaineena käytetään tavanomaista polttoainetta ja jätettä. (Pajukallio et al. 2011, s. 67) Tässä kappaleessa keskitytään kivihiilen, puun ja turpeen pohjatuhkiin. Jätteenpolton pohjakuona esitellään myöhemmin kappaleessa 5.7. Kivihiilen, puun ja turpeen polton pohjatuhkat kuuluvat MARA-asetuksen (VNa 403/2009) soveltamisalaan.

Pohjatuhkan muodostumismäärä ja ominaisuudet riippuvat käytetystä polttotekniikasta. Yleisimmin käytetään arina- ja leijupolttoa. Arinapoltoissa pohjatuhkaa muodostuu huomattavasti enemmän kuin leijupoltossa ja polttoprosesseissa syntyvät pohjatuhkat eroavat ominaisuuksiltaan toisistaan. Arinapolton pohjatuhka on hienorakeisempaa kuin leijupetipolton tuhka. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 8–9) Leijupoltossa muodostuva pohjatuhkaa eli leijupetihiekkaa käsitellään myöhemmin kappaleessa 5.6.

Pohjatuhkat vastaavat teknisiltä ominaisuuksiltaan luonnonhiekkaa ja soraa (Korpjärvi et al. 2009 s. 16). Kivihiilen pohjatuhka on suhteellisen stabiilia eikä se sitoudu (Tiehallinto 2007, s. 46). Yleisestikin pohjatuhkien lujittuvuusominaisuudet ovat melko vähäisiä. Kivihiilen pohjatuhka on laadultaan tasaisempaa kuin metsäteollisuuden tuhkat ja sisältävät vähemmän palamatonta hiiltä (Laine-Ylijoki et al. 2002, s. 11).

Tuhkat jaetaan käyttöluokkiin niiden käyttösoveltuvuuden perusteella. Pohjatuhkilla luokkia on kaksi: PT1 ja PT2. Käyttöluokan PT1 rakeisuusvaatimukseksi on asetettu InfraRYLin mukainen suodatinhiekkan rakeisuus. Tuhkarakentamisen käsikirjan (2012) mukaan luokan PT1 tuhkaa voidaan hyödyntää tie- ja katurakenteiden päällysrakenteissa suodatinkerroksessa, kun taas PT2-luokan pohjatuhkaa voidaan käyttää penkereisiin ja täyttöihin. (Tuhkarakentamisen käsikirja 2012, s. 16–17)

### 5.4.1 Jäykkyys

Arvidsson & Loorents (2005) kokosivat yhteen ja analysoivat Ruotsin VTI:n pitkään keräämää tutkimustietoa tuhkien ominaisuuksista. VTI:ssa on tutkittu tuhkien mekaanisia ominaisuuksia syklisillä kolmiakσιαalikokeilla. Tutkimukseen koottiin tietoa muun muassa kivihiilen polton pohjatuhkan ja puun polton pohjatuhkan ominaisuuksista. VTI käyttää kolmea eri kolmiakσιαalikoetyyppiä, jotka on nimetty tien sitomatomien rakennekerrosten mukaan. Koetyypeissä näytekappaleen koko ja kuormitus vaihtelevat taulukon 16 mukaisesti. VTI:n menetelmä eroaa hieman EN 13286-7 (2004) standardista kuormituksen osalta. VTI:n koemenetelmässä muuttuvan syklisen kuorman suhde sellipaineeseen saa suurempia arvoja kuin EN-standardin mukaisessa menetelmässä. Tästä syystä suurempien jännitystasojen moduulit eivät kohoa samalla tavoin kuin EN-standardin mukaisessa menetelmässä. (Arvidsson 2006) Arvidsson & Loorents (2005) koonnissa puun ja kivihiilen polton pohjatuhkat oli testattu taulukon 16 viimeisen sarakkeen mukaisesti (Skyddslagertest), eli kolmiakσιαalikokeissa tutkitun materiaalin rakeisuus oli 0/32 mm, dynaaminen kuormitus 10–150 kPa ja kokeen sellipaineena käytettiin alussa 10 kPa ja lopussa 20 kPa. Kokonaisuudessaan näytettä kuormitetaan 223 000 pulssilla (taulukossa ack antal pulser).

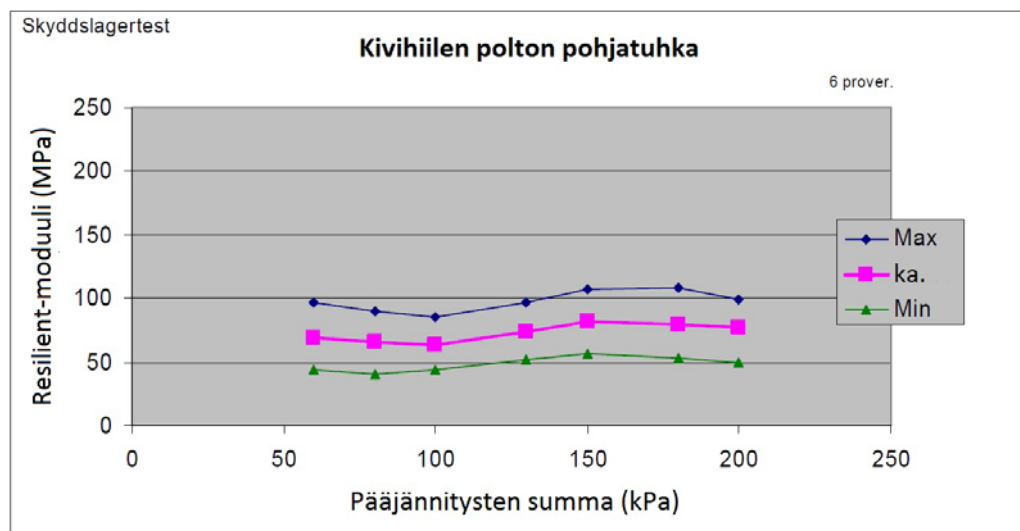
Taulukko 16 VTI:n käyttämien kolmiakσιαalikoetyyppien testitiedot (Arvidsson & Loorents 2005, s. 6)

	Bärlagertest		Förstärkningslagertest		Skyddslagertest	
Största sten	32 mm		63 mm		32 mm	
Dimensioner, mm	Ø=150, h=300		Ø=300, h=600		Ø=150, h=300	
Volym, dm <sup>3</sup>	5,3		42,4		5,3	
Packas i antal lager	1		6		1	
Statisk last, kPa	20		20		20	
Lastpuls/vilopuls/ frekvens	0,1 s/0 s/10 Hz		0,1 s/0,1 s/5 Hz		0,1 s/0 s/10 Hz	
Lastfall	Dynamisk last/ kammartryck	Antal pulser/ ack antal pulser	Dynamisk last/ kammartryck	Antal pulser/ ack antal pulser	Dynamisk last/ kammartryck	Antal pulser/ ack antal pulser
1.	100/60	1000/ 1000	1000/60	1000/ 1000	10/10	1000/ 1000
2.	200/60	1000/ 2000	200/60	1000/ 2000	30/10	1000/ 2000
3.	400/60	1000/ 3000	400/60	1000/ 3000	50/10	1000/ 3000
4.	400/120	1000/ 4000	400/120	1000/ 4000	50/20	100000/ 103000
5.	600/120	100000/ 104000	600/120	100000/ 104000	70/20	100000/ 203000
6.	800/120	100000/ 204000			100/20	10000/ 213000
7.	1000/120	10000/ 214000			150/20	10000/ 223000
8.	1200/120	10000/ 224000				

Syklisten kolmiakσιαalikokeiden tutkimustuloksista koottiin materiaaliikohtaiset kuvaajat resilient-moduuleille. Kuvassa 52 on esitetty kivihiilen polton pohjatuhkan ja kuvassa 53 puun polton pohjatuhkan resilient-moduulit pääjännitysten summan suhteen. Kivihiilen polton pohjatuhkan kuvaaja esittää kuuden erillisen kokeen tulokset ja puun polton pohjatuhka kymmenen kokeen. Kokeissa havaittu suurin resilient-

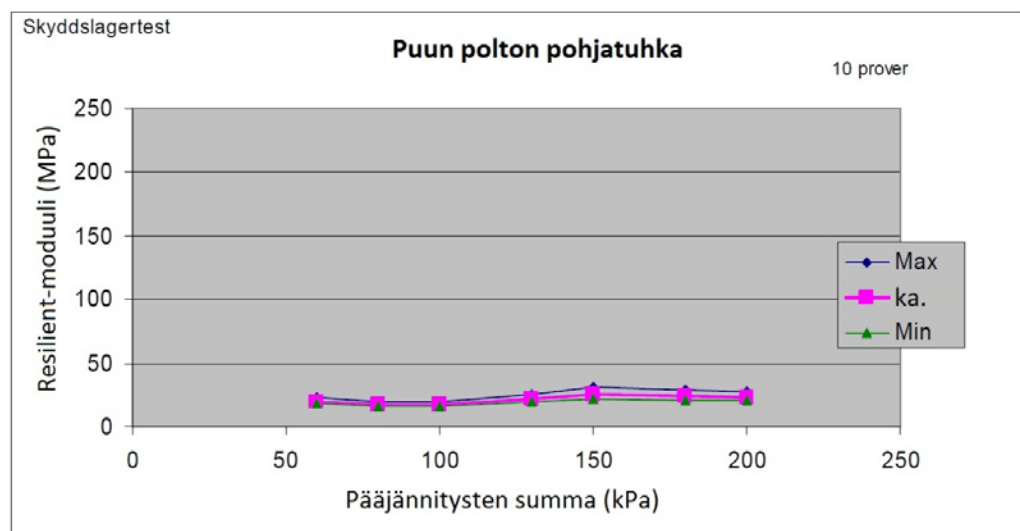


moduulin arvo on merkitty kuviin 52 ja 53 sinisellä, pienin arvo vihreällä ja tulosten keskiarvo punaviolettilla. (Arvidsson & Loorents 2005, s. 6–19)



Kuva 52 Kivihiilen polton pohjatuhkan resilienssi-moduuli (Arvidsson & Loorents 2005, s. 17)

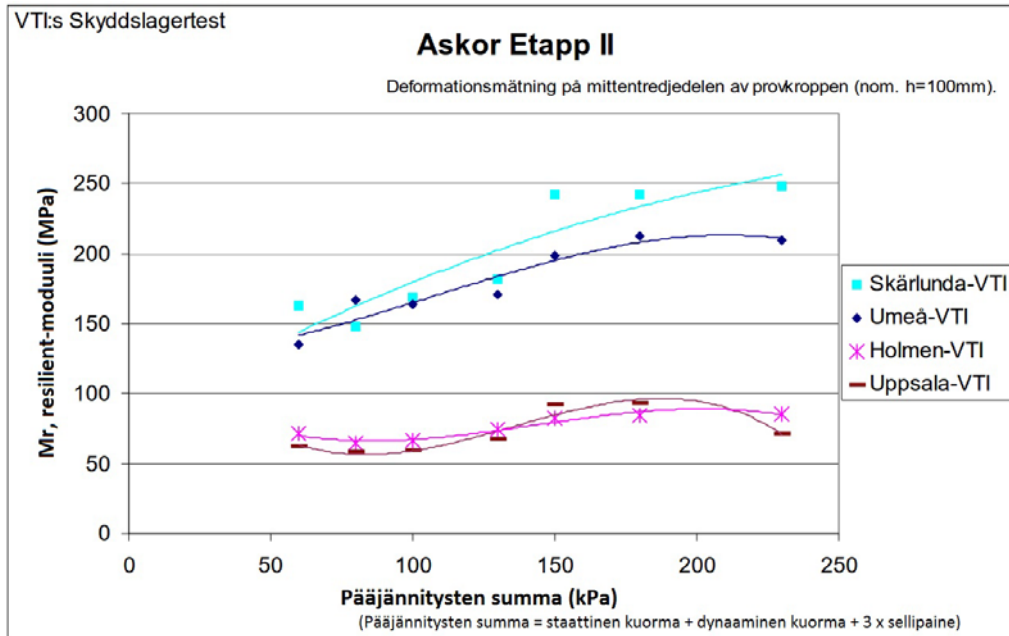
Kuvista 52 ja 53 havaitaan, että puun pohjatuhkan resilienssi-moduuli on kivihiilen pohjatuhkaa alhaisempi.



Kuva 53 Puun polton pohjatuhkan resilienssi-moduuli (Arvidsson & Loorents 2005, s. 19)

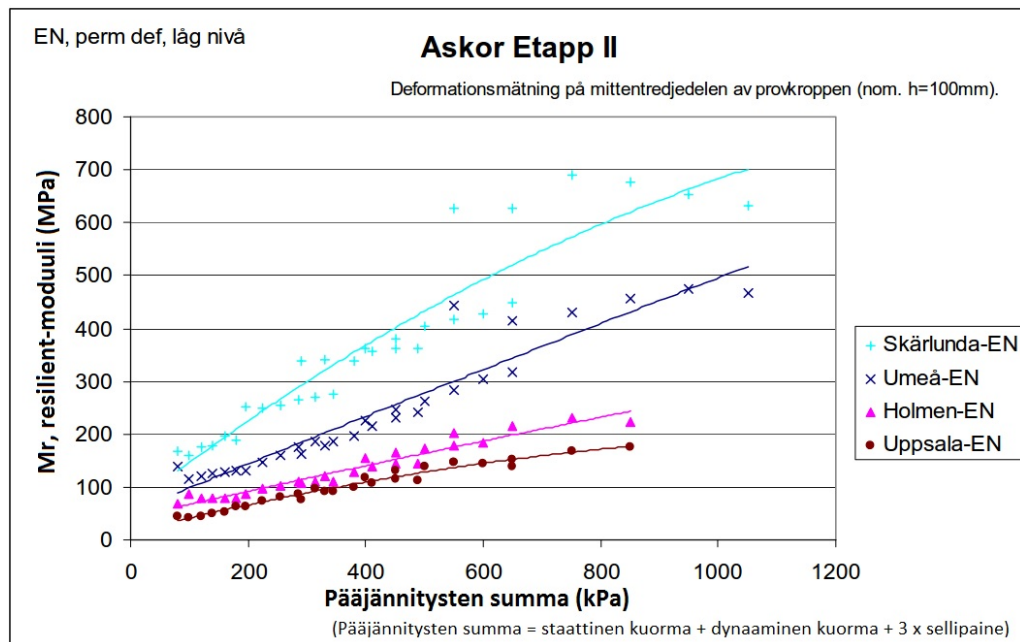
Von Bahr et al (2006) tutkivat turpeen polton pohjatuhkaa sekä prosessituhkaa, joka on kaarnan, kierrätyspaperin ja puuhankkeen polton pohjatuhkaa. Pohjatuhkan jäykkyyttä tutkittiin laboratoriossa dynaamisilla kolmiakselialikokeilla. Turpeen polton pohjatuhkasta tehtyjen koekappaleiden keskimääräinen irtotiheys oli 1,46 t/m<sup>3</sup> ja tiiviyssaste 95 %. Materiaalin optimivesipitoisuus oli 24 %. Prosessituhkasta valmistettujen koekappaleiden irtotiheys oli keskimäärin 1,12 t/m<sup>3</sup> ja tiiviyssaste 87 %. Materiaalin optimivesipitoisuus oli 28 %. Koekappaleet tiivistettiin optimivesipitoisuudessa. Dynaamiset kolmiakselialikokeet tehtiin taulukon 16 viimeisen sarakkeen mukaisesti VTI:n menetelmällä ja standardin EN 13286-7 mukaisesti, jotta näiden kahden eri menetelmän välisiä eroja voitiin vertailla. Kuvassa 54 on esitetty VTI:n menetel-

mällä määritetyt resilient-moduulit ja kuvassa 55 EN 13286-7 mukaisesti matalilla jännitystasoilla määritetyt arvot. Kuvajissa turpeen polton pohjatuhka on merkitty selitteellä Uppsala ja prosessituhka selitteellä Holmen. Kuvajissa Skärlundan käyrä kuvaa referenssimateriaalina tutkitun kalliomurskeen käyttäytymistä ja Umeå jätepolton pohjakuonaa. (von Bahr et al. 2006, s. 8–31)



Kuva 54 VTI:n menetelmällä pohjatuhkalle määritetty resilient-moduuli (von Bahr et al 2006, s. 28. Muokattu.)

Turpeen polton pohjatuhkan E-moduuli oli 66 MPa EN 13286-7 standardin mukaan määritettynä ja 93 MPa VTI:n menetelmällä, kun pääjännitysten summa oli 180 kPa. Vastaavasti prosessituhkan E-moduuli oli EN-standardin mukaisesti 80 MPa ja VTI:n menetelmän mukaan 85 MPa, kun pääjännitysten summa oli 180 kPa. (von Bahr et al. 2006, s. 30)



Kuva 55 Standardin EN 13286-7 mukaisesti määritetty pohjatuhkan resilient-moduuli (von Bahr et al 2006, s.29. Muokattu.)

Hakari (2007) tutki kivihiilen polton pohjatuhkan jäykkyyttä laboratorio- ja kenttämittausten avulla. Kenttämittauksen tehtiin Viikin ja Hyvinkään koerakenteilla. Viikissä pohjatuhkaa käytettiin kerrostalotontilla talon vierustäyttöön, piha-alueen kentälle ja putkikaivantoihin. Pohjatuhkakerroksen paksuus vaihteli tutkituilla koekentillä välillä 0,3–0,7 m ja 1,0–3,5 m. Viikin koekentässä käytettiin kasavarastoitua pohjatuhkaa Martinlaakson ja Suomenojan voimalaitoksista. Koerakenteen jäykkyyksominaisuuksia selvitettiin Heavy Loadman -pudotuspainolaitteella. Tuloksista laskettiin levykuormituskoetta vastaava  $E_2$ -moduuli kappaleessa 5.6.1 esitetyllä kaavalla 25. Hyvinkäällä koerakenteet rakennettiin jätteenkäsittelyalueelle, toinen suoraan jätetäytön päälle ja toinen betonimurskekentälle. Koekentillä pohjatuhkakerroksen paksuus vaihteli välillä 0,1–0,35 m ja 0,35–0,65 m. Hyvinkään koerakenteen mittaukset tehtiin Loadman-pudotuspainolaitteella. Viikin ja Hyvinkään koerakenteiden pudotuspainomittausten ja Martinlaakson pohjatuhkan staattisten kolmiaksaalikokeiden tulokset on esitetty taulukossa 17. Viikin koerakenteen Martinlaakson pohjatuhkan tulokset on esitetty kolmen ja Suomenojan pohjatuhkan neljän mittauksen keskiarvona. Hyvinkään koerakenteen  $E$ -moduuli on takaisinlaskettu  $E_2$ -arvosta ja esitetty kolmen mittauksen keskiarvona. (Hakari 2007)

Tuhkat hyötykäyttöön -projektissa tutkittiin pohjatuhkasta rakennetun tuhkapenkeeseen tiivistyvyyttä Salmisaassa. Rakenteessa louhepenkereen päälle oli tiivistetty 0,1–0,4 m paksuinen kerros pohjatuhkaa. Tuhkapenkereelle tehtiin pudotuspainomittauksia kuukausi rakentamisen jälkeen. Pudotuspainomittausten perusteella rakennemoduulit laskettiin APAS- ja KUAB-laskentaa käyttäen. Pohjatuhkalle takaisinlasketut  $E$ -moduulien vaihteluvälit on esitetty taulukossa 17. (Viatak 1998, s. 5–17)

Taulukko 17 Pohjatuhkan jäykkyysominaisuudet, selitteet ja käytetyt lähteet

Materiaali	Poltto- aine	Varas- tointi	Tiivys	w (%)	Menetelmä	Moduulit
Pohjatuhka, Salmi- saaren tuhkapenger 1)					FWD APAS	E=40-90 MPa
Pohjatuhka, Salmi- saaren tuhkapenger 1)					FWD KUAB	E=44-70 MPa
Pohjatuhka, Martin- laakso 2)	Kivihiili		$\rho_d = 0,80-0,87$ t/m <sup>3</sup> $\rho_o = 1,46-$ 1,52 t/m <sup>3</sup>	68,3	Staattinen 3ax $\sigma_3=50$ kPa	E <sub>50</sub> =63 kPa
Pohjatuhka, Martin- laakso 2)	Kivihiili		$\rho_d = 0,80-0,87$ t/m <sup>3</sup> $\rho_o = 1,46-$ 1,52 t/m <sup>3</sup>	75,14	Staattinen 3ax $\sigma_3=75$ kPa	E <sub>50</sub> =83 kPa
Pohjatuhka, Martin- laakso 2)	Kivihiili		$\rho_d = 0,80-0,87$ t/m <sup>3</sup> $\rho_o = 1,46-$ 1,52 t/m <sup>3</sup>	69,7	Staattinen 3ax $\sigma_3=100$ kPa	E <sub>50</sub> =163 kPa
Pohjatuhka, Martin- laakso, Viikin koe- rakenne 2)	Kivihiili	kasa	$Y_{d,max} = 10,7$ kN/m <sup>3</sup> D = 81,7 %	33,7	Heavy Loadman	E <sub>1</sub> =78 MPa E <sub>2</sub> =86 MPa E <sub>2</sub> /E <sub>1</sub> =1,1 E <sub>2</sub> *=74 MPa
Pohjatuhka, Suo- menoja, Viikin koe- rakenne 2)	Kivihiili	kasa	$Y_{d,max} = 10,0$ kN/m <sup>3</sup> D = 70,6 %	43,1	Heavy Loadman	E <sub>1</sub> =80 MPa E <sub>2</sub> =91 MPa E <sub>2</sub> /E <sub>1</sub> =1,1 E <sub>2</sub> *=79 MPa
Pohjatuhka, Martin- laakso, Hyvinkään koerakenne 2)	Kivihiili			30,7- 39,7	Loadman	E=39 MPa

1) Viatek Oy 1998

2) Hakari 2007

$\rho_d$	= kuivairtoteihs
$\rho_o$	= näytteen tiheys kokeessa
$Y_{d,max}$	= maksimi kuivatilavuuspaino
D	= tiivysaste
$\sigma_3$	= sellipaine
E <sub>2</sub> *	= levykuormituskoetta vastaava moduuli

Kivihiilen pohjatuhkan laatuvahtelut ovat pienempiä kuin turpeen ja puun polton tuhilla. Muun muassa Suomessa ja Ruotsissa poltetaan usein turvetta muun puupe-  
räisen materiaalin joukossa ja tuhkan laadussa voi siten olla merkittäviä eroja eri  
maiden ja eri polttolaitosten välillä. Kirjallisuudesta löytyneiden tulosten perusteella  
kivihiilen polton pohjatuhkan E-moduuli vaihtelee välillä 39–90 MPa. Mäkelä & Höy-  
nälän (2000, s. 55) Tekes-julkaisun mukaan kivihiilen pohjatuhkan E-moduuli vaihte-  
lee välillä 50–100 MPa ja taulukkoon 17 kootut tulokset osuvat lähelle vaihteluväliä.  
Kivihiilen pohjatuhkan resilient-moduuli vaihteli välillä 50–100 MPa, kun pääjännitys-  
ten summa vaihteli välillä 50–200 kPa. Puun polton pohjatuhkan resilient-moduuli jäi

samoilla jännitystasoilla noin 25 MPa suuruusluokkaan. Turpeen polton ja prosessituhkan resilient-moduuli oli kivihiilen pohjatuhkan tasoa. Kuvaajien 52–55 perusteella pohjatuhkan jännitystilarippuvuus on vähäisempi kuin muilla rakeisilla materiaaleilla tyypillisesti. Osittain tämä kuitenkin johtuu käytetystä koemenetelmästä.

#### 5.4.2 Lujuus

Hakari (2007) tutki kenttämittausten lisäksi kivihiilen polton pohjatuhkan puristuslujuutta ja leikkauslujuutta laboratoriokeihin. Pohjatuhkan kitkakulmaa ja koheesiota määritettiin staattisilla kolmiakσιαalikokeilla ja rasialeikkauskokeilla. Kolmiakσιαalikokeita varten valmistettiin neljä koekappaletta, joista kolme tehtiin avoimina kokeina sellipaineilla 50, 75 ja 100 kPa ja yksi suljettuna kokeena sellipaineella 50 kPa. Rasialeikkauskokeissa materiaali testattiin luonnollisessa kosteustilassa eli kasavarastoidun kivihiilituhkan vesipitoisuudessa. Kokeita tehtiin sekä löyhille että tiiviille näytteille. Puristuslujuuskokeita varten Martinlaakson ja Suomenohjan pohjatuhkista valmistettiin kummastakin kolme koekappaletta, jotka kuormitettiin 7, 28 ja 91 vuorokauden ikäisinä. Puristuslujuuskokeiden perusteella havaittiin, että Martinlaakson pohjatuhkien lujittuminen oli vähäistä ja Suomenohjan pohjatuhkat eivät varastoinnin aikana lujittuneet lisää. Puristuslujuudet, koheesiot ja kitkakulmat on esitetty taulukossa 18. (Hakari 2007, s. 59–81)

Södergren (2001) tutki perinteisten testausmenetelmien soveltuvuutta vaihtoehtoisille maarakennusmateriaaleille. Projektin tarkoitus oli löytää sopivimmat menetelmät materiaalien tutkimiseen, jotta vaihtoehtoisia materiaaleja voidaan verrata tavanomaisiin materiaaleihin. Kivihiilen polton pohjatuhkan kitkakulma määritettiin rasialeikkauskokeella alle 50 kPa jännityksillä löyhälle materiaalille. Tulos on esitetty taulukossa 18. (Södergren 2001, s. 27–28)

Taulukko 18 Pohjatuhkan lujuusominaisuudet, selitteet ja käytetyt lähteet

Materiaali	Polttoaine	Lujittuminen	Tiiviys ja vesipitoisuus	Menetelmä	$\varphi$ (°)	c (kPa)	Puristuslujuus (MPa)
Pohjatuhka, Martinlaakso <sup>1)</sup>	Kivihiili		$\rho_d = 0,80-0,87$ t/m <sup>3</sup> $\rho_o = 1,46-1,52$ t/m <sup>3</sup> w=68-85 %	Staattinen $3\alpha x$ $\sigma_3=50, 75, 100$ kPa	41,5	13,0	
Pohjatuhka, Martinlaakso, löyhä näyte <sup>1)</sup>	Kivihiili		$Y_d = 6,3$ kN/m <sup>3</sup> w=34,9 %	Rasialeikkauskoe $\sigma_n=15, 30, 60$ kPa	39,0	0	
Pohjatuhka, Martinlaakso, tiivis näyte <sup>1)</sup>	Kivihiili		$Y_d = 10,5$ kN/m <sup>3</sup> w=34,9 %	Rasialeikkauskoe $\sigma_n=15, 30, 60$ kPa	44,4	9,6	
Pohjatuhka, Suomenoja, löyhä näyte <sup>1)</sup>	Kivihiili		$Y_d = 6,0$ kN/m <sup>3</sup> w=49,5 %	Rasialeikkauskoe $\sigma_n=15, 30, 60$ kPa	37,0	0,7	
Pohjatuhka, Suomenoja, tiivis näyte <sup>1)</sup>	Kivihiili		$Y_d = 10,1$ kN/m <sup>3</sup> w=49,5 %	Rasialeikkauskoe $\sigma_n=15, 30, 60$ kPa	44,6	16,1	
Pohjatuhka, Martinlaakso <sup>1)</sup>	Kivihiili	7 d 28 d 91 d	$Y_d = 11,5$ kN/m <sup>3</sup> D = 88,6 % w=15,9 %	Puristuslujuuskoe			0,19 0,29 0,31
Pohjatuhka, Suomenoja <sup>1)</sup>	Kivihiili	7 d 28 d 91 d	$Y_d = 9,3$ kN/m <sup>3</sup> D = 86,9 % w=31,6 %	Puristuslujuuskoe			0,25 0,27 0,25
Pohjatuhka <sup>2)</sup>	Kivihiili		$\rho_d = 0,90$ t/m <sup>3</sup> D = 90 % w=17,0 %	Rasialeikkauskoe $\sigma_n < 50$ kPa	37,0		

1) Hakari 2007

2) Södergren 2001

$\rho_d$	= kuivairtoteihs
$\rho_o$	= näytteen tiheys kokeessa
$Y_{d,max}$	= maksimi kuivatilavuuspaino
D	= tiivysaste
$\sigma_3$	= sellipaine
$\sigma_n$	= normaalijännitys

Taulukon 18 perusteella kivihiilen pohjatuhkan puristuslujuus on suuruusluokaltaan 0,2–0,3 MPa. Pohjatuhkalla lujittuminen on niin vähäistä, että sen voidaan olettaa käyttäytyvän sitomattoman materiaalin tapaan. Kivihiilen pohjatuhkan kitkakulmalle taulukosta saadaan vaihteluväli 37,0–44,6 astetta. Vastaavasti koheesio vaihtelee välillä 0–16,1 kPa.

### 5.4.3 Yhteenveto

Pohjatuhka on rakeista ja sitoutumatonta materiaalia. Sen laatu riippuu käytetystä polttoaineesta ja polttoasteesta. Kivihiihen polton pohjatuhkilla laatuvaihtelut ovat pienempiä kuin turpeen ja puun polton tai seospolton pohjatuhkilla. Tähän työhön koottujen tutkimusten perusteella kivihiihen pohjatuhkaa on tutkittu enemmän kuin puun, turpeen ja seospolton tuhkia. Puun ja turpeen polton pohjatuhkien leikkauslujuusominaisuuksista ei löytynyt tutkimustuloksia.

Ruotsalaisissa tutkimuksissa on käytetty VTI:n testimenetelmää, jolla saatavat moduulit eroavat hieman EN 13286-7 (2004) standardin mukaisesta testimenetelmästä. VTI:n testimenetelmällä saatavat moduulit ovat hieman suurempia kuin EN-standardin testimenetelmällä saadaan vastaavilla jännitystasoilla, mutta jännitystason kasvun vaikutus näkyy niissä EN-standardin mukaista testimenetelmää lievempänä. Testimenetelmäkohtaiset erot on huomioitava tulosten vertailussa. Pohjatuhkan mekaanisia ominaisuuksia voidaan laboratoriossa tutkia syklistä ja staattisilla kolmiaksaalikokeilla sekä rasialeikkauksilla. Kivihiihen polton pohjatuhka vastaa mekaanisilta ominaisuuksiltaan lähinnä hiekkaa ja sitä voidaan hyödyntää korvaamaan hiekkaa suodatinkerroksessa.

## 5.5 Tiilimurske

Tiilimurske valmistetaan tiilirakennusten purkujätteestä murskaamalla. Se koostuu pääsääntöisesti tiilestä ja laastista, mutta sen seassa voi olla myös betonia, terästä ja muita rakennusjätteitä, mikäli purkujätettä ei ole lajiteltu huolellisesti ennen murskausta. (Mäkelä & Höynälä 2000, s. 40) Suomessa tiiliteollisuuden tiilen valmistusprosessin aikana syntyvät hylkytuotteet käytetään uuden tiilimassan ainesosana (Tiileri 2015, s. 2), joten toisin kuin betonimurskeella, kaikki tierakentamiseen hyödynnettävä tiilimurske on peräisin purkutyömailta.

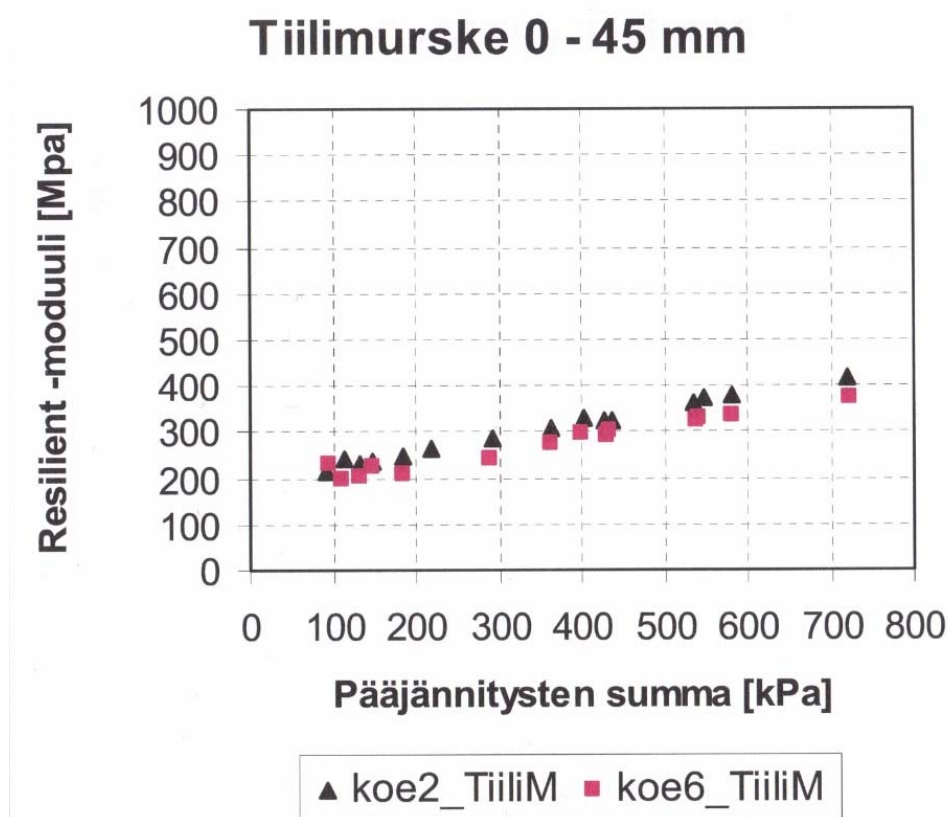
Tiilimurskeen laatuun vaikuttaa epäpuhtauksien ja muun rakennusjätteen määrän lisäksi myös murskatun tiilen ominaisuudet ja huokoisuus. Suomessa rakentamiseen on käytetty poltettuja tiiliä ja kalkkihiekkatiiliä. Poltettujen tiilien pääraaka-aineita ovat savi ja hiekka, kun taas kalkkihiekkatiilien valmistuksessa käytetään poltettua kalkkia ja kvartsipitoista hiekkaa. Poltetut tiilet valmistetaan polttamalla tiilimassaa riittävän korkeassa lämpötilassa, jotta keraamisia sidoksia muodostuu. Poltetuissa tiilissä on ilmatäytteisiä kapillaareja ja huokosia. Kalkkihiekkatiilet valmistetaan puristamalla ja lujitetaan höyrykarkaisulla. (RT 35–11136, RT 35–10840) Muurauslaasti koostuu yleensä sementistä ja hiekasta.

Tiilimursketta on Suomessa käytetty muun muassa kevyen liikenteen väylien ja pihojen jakavissa kerroksissa sekä kunnallistekniikan kaivantojen täytemateriaalina, mutta käytöstä ei ole vielä paljon kokemusta. Tiiltä voidaan murskaamisen lisäksi kierrättää uudelleen rakennustiileksi. Tiilimurske saattaa rapautua jäätyessään kosteana ja se on todettu liian heikoksi teiden päällysrakenteisiin. (Tiehallinto 2007, s. 48)

### 5.5.1 Jäykkyys

Arulrajah et al (2011) tutkivat tiilimurskeen jäykkyyttä syklisillä kolmiakσιαalikokeilla. Tiilimurskenäytteet kerättiin murskauspaikalta, jossa tiilimurskeessa voi olla jopa 30 % epäpuhtauksia, kuten asfalttia, betonia ja kiviä, joita ei lajittelun yhteydessä ole poistettu. Kolmiakσιαalikokeiden perusteella määritetyt resilient-moduulit on esitetty taulukossa 19.

Varin (2007) tutki betonimurskeen lisäksi tiilimurskeen jäykkyyttä syklisillä kolmiakσιαalikokeilla. Kuvassa 56 on Varinin puhtaalle tiilimurskeelle määrittämät resilient-moduulit pääjännitysten summan suhteen ja taulukossa 19 on esitetty samojen kokeiden tulosten vaihteluväli.



Kuva 56 Tiilimurskeen resilient-moduuli (Varin 2007, s. 68)

Ruotsissa Hartlen et al (1999) tutki tiilimurskeen jäykkyyttä Malmön Törringevägenillä suoritetun kenttämittausten perusteella. Tiilimursketta oli käytetty koerakenteen jakavaan kerrokseen. Tiilimurskerakenteen kantava kerros oli betonimursketta tai kalliomursketta. Koerakenteessa jakava kerros oli 465 mm, kantava 80 mm ja asfalttipäällyste 130 mm paksuinen. Koekohteessa rakenteen jäykkyyttä tutkittiin staattisilla levykuormituskokeilla sekä pudotuspainomittauksilla. Levykuormituskokeilla määritetyt  $E_2$ -moduularvot ja pudotuspainomittauksista takaisinlasketut E-moduulit on esitetty taulukossa 19. Takaisinlasketut E-moduulit on laskettu jakavalle ja kantavalle kerrokselle. Taulukossa ilmoitetut arvot ovat suoritetun mittauksen keskiarvoja. Koerakenteen asfalttipäällysteen alhainen E-moduuli vaikutti myös jakavan ja kantavan kerroksen E-moduularvoihin. (Hartlen et al. 1999, s. 32–44) Mäkelä & Höynälän (2000, s. 40) julkaisun mukaan tiilimurskeen staattiseksi E-moduuliksi on määritetty muutaman koerakenteen perusteella 70–100 MPa.



Taulukkoon 19 on koottu tiilimurskeen jäykkyysominaisuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä saatavilla olleet tiedot näitä vastaavien näytemateriaalien muista ominaisuuksista. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla ja taulukossa esiintyvät symbolit ja lyhenteet ovat selitelaatikossa.

Taulukko 19 Tiilimurskeen jäykkyysominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	D (%)	Rakeisuus	Vesipitoisuus	Epäpuhtaudet	Menetelmä	$M_r$ (MPa)	$E_2$ (MPa)	E (MPa)
Tiilimurske <sup>1)</sup>		0-20	$w_{opt} = 10,7$ % $w_{%-opt} = 84$	$\leq 30$ %	Syklinen $3ax$	301-319		
Tiilimurske <sup>1)</sup>		0-20	$w_{opt} = 10,7$ % $w_{%-opt} = 80$	$\leq 30$ %	Syklinen $3ax$	303-361		
Tiilimurske <sup>1)</sup>		0-20	$w_{opt} = 10,7$ % $w_{%-opt} = 65$	$\leq 30$ %	Syklinen $3ax$	280-519		
Tiilimurske <sup>2)</sup>	91-92	0-45	$w = 4$ %	0	Syklinen $3ax$ $\theta = 95-720$ kPa	216-417		
Tiilimurske <sup>3)</sup>					Levykuormituskoe		58,8	
Tiilimurske/ betonimurske <sup>3)</sup>					Levykuormituskoe		56,2	
Tiilimurske/ kalliomurske <sup>3)</sup>					Levykuormituskoe		60,8	
Tiilimurske <sup>3)</sup>					FWD			50
Tiilimurske <sup>3)</sup>					FWD			80

1) Arulrajah et al. 2011

2) Varin 2007

3) Hartlén et al. 1999

D = tiivysaste

$w_{opt}$  = optimivesipitoisuus

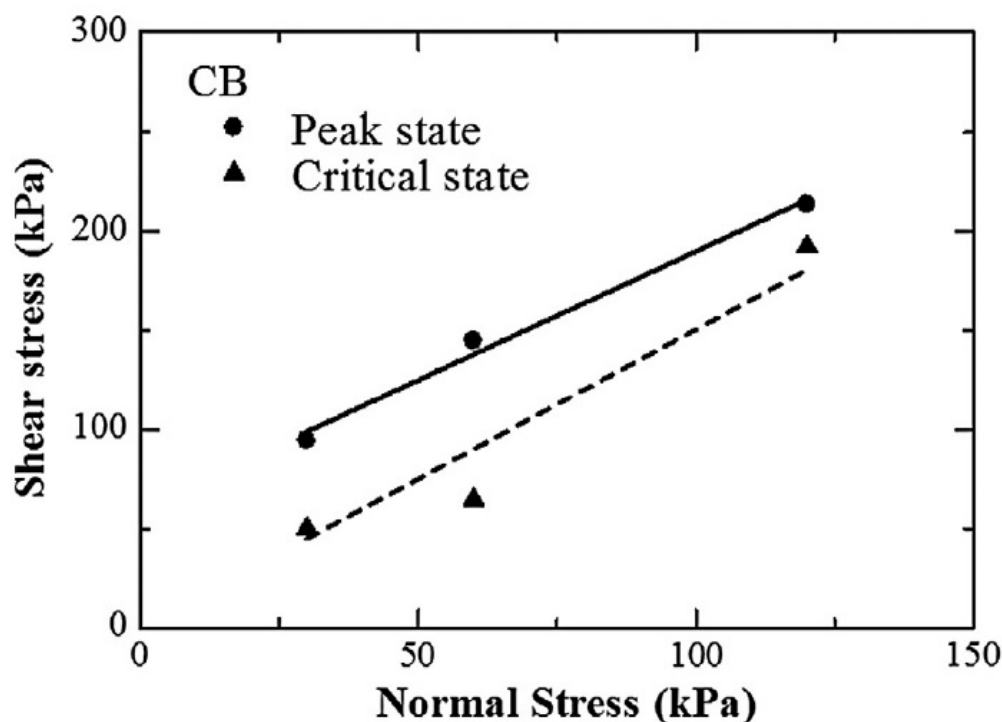
$w_{%-opt}$  = vesipitoisuus optimivesipitoisuudesta

$\theta$  = pääjännitysten summa

Taulukkoon 19 kerättyjen tulosten perusteella tiilimurskeelle syklisillä kolmiaksaalikoikeilla määritetyt resilient-moduulit vaihtelevat välillä 216–519 MPa jännitystilasta riippuen. Kuvassa 19 esitetystä tiilimurskeen resilient-moduulista havaitaan moduulin ja jännityksen välinen lähes lineaarinen riippuvuus. Kenttäkokeiden perusteella tiilimurskeen E-moduuli vaihtelee välillä 50–80 MPa. Mäkelä & Höynälän (2000) Tekes-julkaisun perusteella tiilimurskeen staattinen E-moduuli vaihtelee välillä 70–100 MPa ja taulukon 19 kenttäkokeet ovat melko lähellä tätä väliä. Julkaisun mukainen moduulin vaihteluväli on määritetty muutaman koerakenteen perusteella. (Mäkelä & Höynälä 2000, s. 40)

### 5.5.2 Lujuus

Arulrajah et al (2014) tutkivat tiilimurskeen soveltuvuutta tien sitomattomiin rakennekerrokseen sen lujuuteen perustuen. Leikkauslujuuden selvittämiseksi materiaalille tehtiin kolmiakiaalikoje, puristuslujuuskoe ja rasialeikkauskoe. Tutkittu tiilimurske oli peräisin murskauspaikalta, jossa tiilimurskeen seassa on tyypillisesti jopa 30 % epäpuhtauksia, kuten asfalttia, betonia ja kiviä. Rasialeikkauskokeessa näytteet tiivistettiin optimivesipitoisuudessa maksimi kuivairtotiheyttä vastaavaan tiiviyteen. Näytettä konsolidoitiin 12 tunnin ajan ennen leikkauksen käynnistämistä. Kokeessa näytettä kuormitettiin 0,05 mm/min nopeudella kunnes saavutettiin 75 mm siirtymä. Kuvassa 57 on esitetty rasialeikkauskokeiden huippu- ja kriittisen tilan tulokset leikkauslujuus-normaalijännityk kuvaajana. (Arulrajah et al. 2014, s. 247–251)



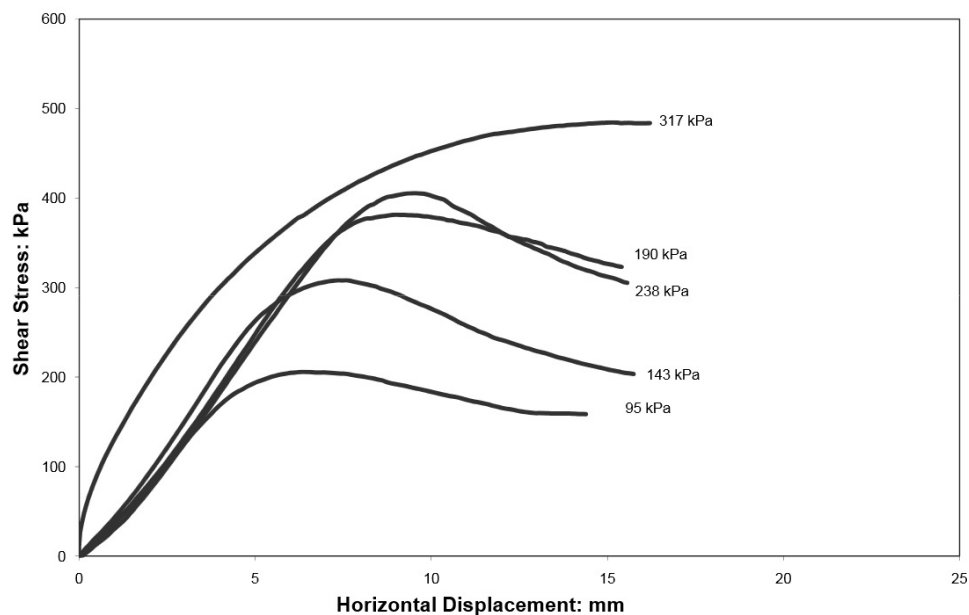
Kuva 57 Tiilimurskeen rasialeikkauskokeiden murtosuorat huippu- (peak state) ja kriittiselle tilalle (critical state) (Arulrajah et al. 2014, s. 251)

Kolmiakiaalikojeen näyte tiivistettiin optimivesipitoisuudessa 98 % tiiviyteen ja kokeissa sellipaineina käytettiin 50, 100 ja 200 kPa ja nopeutena 0,01 %/min. Puristuslujuuskokeita varten tiilimurskekoekappaleet tiivistettiin käyttäen modifioitua Proctor-sullontaa. Kokeessa kuormitusnopeutena käytettiin 0,5 %/min. (Arulrajah et al. 2014, s. 247) Taulukossa 20 on esitetty tutkimuksessa määritetyt koheesiot ja kitkakulmat sekä puristuslujuus. Kitkakulmille ja koheesioille on ilmoitettu sekä huippu- että jäännöskitkakulmat.

Aatheesan (2011) tutki väitöstyössään tiilimursketta ja tiilimurske-betonimurske- sekä tiilimurske-kalliomurskeseoksia ja niiden soveltuvuutta tierakenteiden jakavaan kerrokseen. Indeksiominaisuuksien lisäksi pelkän tiilimurskeen lujuutta tutkittiin staattisilla kolmiakiaalikojeilla ja rasialeikkauskokeilla. Tutkitut tiilimurskeet olivat peräisin kahdesta eri kohteesta (site 1 ja site 2). Rasialeikkauskokeet tehtiin kolmella eri normaalijännityksellä: 30 kPa, 60 kPa ja 120 kPa. Kolmiakiaalikojeissa selli-

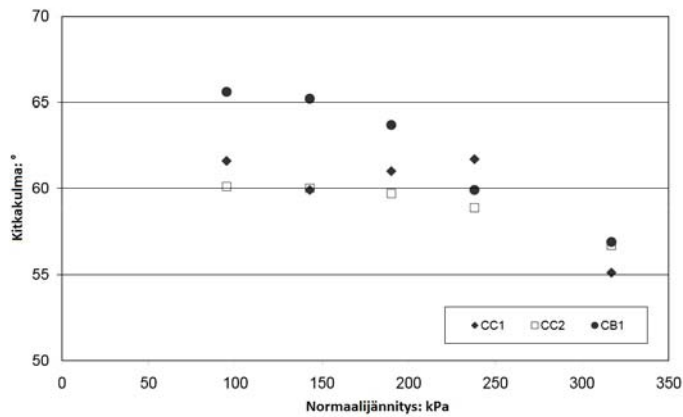
paineina käytettiin 50 kPa, 100 kPa ja 200 kPa. Rasialeikkaus- ja kolmiakiaalikoekiden perusteella määritetyt koheesiot ja kitkakulmat on esitetty taulukossa 20.

Chidiroglou et al (2009) tutki tiilimurskeen lujuutta ja leikkausjännityksen ja muodonmuutoksien välistä yhteyttä rasialeikkauskokeilla. Näytteet testattiin luonnollisessa vesipitoisuudessaan. Rasialeikkauskokeissa kuormitusnopeus oli 0,125 mm/min ja normaalijännitys vaihteli välillä 95–317 kPa. Kuvassa 58 on esitetty rasialeikkauskokeiden perusteella tiilimurskeelle mitattu jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen viidellä eri normaalijännityksellä. (Chidiroglou et al. 2009) Rasialeikkauskokeiden perusteella materiaalille määritetty kitkakulma ja koheesio on esitetty taulukossa 20.



Kuva 58 *Tiilimurskeen leikkausjännitys-muodonmuutoskuvaaja (Chidiroglou et al. 2009, liite s. 7)*

Arulrajah et al (2011) mukaan Sivakumar et al. (2005) havaitsi rasialeikkauskokeissa, että toistokuormitus aiheutti tiilimurskeen hienonemista. Toistokuormituksessa materiaalin kitkakulma aleni 43 asteesta 39 asteeseen (Arulrajah et al. 2011, p. 1445). Chidiroglou et al (2009) puolestaan havaitsi rasialeikkauskokeissa materiaalin kitkakulman laskevan normaalijännityksen kasvaessa (kuva 59). Kuvassa 59 tiilimurskeen kitkakulmat on esitetty ympyröillä (CB1).



Kuva 59 Normaalijännityksen vaikutus tiilimurskeen (CB1) kitkakulmaan (Chidiroglou et al 2009, liite s. 10)

Taulukkoon 20 on kirjattu edellä esiteltujen tutkimusten perusteella selvitettyt lujuusominaisuudet sekä saatavilla olleet tiedot materiaalien tiivyydestä ja vesipitoisuudesta. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla ja taulukossa esiintyvät symbolit ja lyhenteet ovat selitelaatikossa.

Taulukko 20 Tiilimurskeen lujuusominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Rakeisuus	Tiivys ja vesipitoisuus	Menetelmä	$\varphi$ (°)	c (kPa)	Puristuslujuus (kPa)
Tiilimurske <sup>1)</sup>	0-20	$\rho_{d,max} = 2,02$ t/m <sup>3</sup> D = 98 % W <sub>opt</sub> =10,7%	Staattinen 3ax	52/49	0	
Tiilimurske <sup>1)</sup>	0-20	$\rho_{d,max} = 2,02$ t/m <sup>3</sup> W <sub>opt</sub> =10,7%	Rasialeikkauskoe	52/56	60/0	
Tiilimurske <sup>1)</sup>	0-20	$\rho_{d,max} = 2,02$ t/m <sup>3</sup> W <sub>opt</sub> =10,7%	Puristuslujuuskoe			86-130
Tiilimurske <sup>2)</sup>	0-20	$\rho_{d,max} = 2,02$ t/m <sup>3</sup> D = 98 % W <sub>opt</sub> =10,7%	Rasialeikkauskoe	52,3	61,1	
Tiilimurske, site 1 <sup>2)</sup>	0-20	$\rho_{d,max} = 2,02$ t/m <sup>3</sup> D = 98 % W <sub>opt</sub> =10,7%	Staattinen 3ax	48,8	41,1	
Tiilimurske, site 2 <sup>2)</sup>	0-20	$\rho_{d,max} = 2,02$ t/m <sup>3</sup> D = 98 % W <sub>opt</sub> =10,7%	Staattinen 3ax	44,6	65,5	
Tiilimurske <sup>3)</sup>	0-37,5	$\rho_d = 1,76-$ 1,84 t/m <sup>3</sup> w=1,8-2,2 %	Rasialeikkauskoe	57	0	

1) Arulrajah et al. 2014

2) Aatheesan 2011

3) Chidiroglou et al. 2009

D = tiivysaste  
 $\rho_{d,max}$  = maksimi kuivairtoteihs  
 $\rho_d$  = kuivairtoteihs  
W<sub>opt</sub> = optimivesipitoisuus

Tiilimurskeen lujuusominaisuuksien vertailussa tulee huomioida, että tulokset ovat Australiasta (Arulrajah et al 2014, Aatheesan 2011) ja Iso-Britanniasta (Chidiroglou et al. 2009), joten tutkitut tiilimurskeet eivät välttämättä edusta täysin Suomessa valmistettavaa tiilimursketta. Taulukon 20 perusteella tiilimurskeen kitkakulman vaihteluväliksi saadaan 44,6–57,0 astetta. Kirjallisuuslähteistä listatut koheesioiden arvot puolestaan vaihtelevat enemmän. Arvoja on kirjattu väliltä 0–65,5 kPa. Kitkakulman ja koheesion vertailuissa tulee kuitenkin huomioida, että samaan lujuustasoon päästään useilla eri yhdistelmillä, joten kitkakulmaa ja koheesiota ei pidä tarkastella erikseen vaan lujuusparametrien yhteisvaikutuksen kautta. Sama leikkauslujuus voidaan saavuttaa useilla eri koheesion ja kitkakulman yhdistelmillä. Arulrajah et al (2014) määrittivät tutkimalleen tiilimurskeelle myös puristuslujuuden. Saavutetut puristuslujuudet ovat pieniä, suuruusluokaltaan 0,08–0,13 MP. Tiilimurske ei ole itselujittuva materiaali, joten siitä valmistetun koekappaleen ei käytännössä pitäisi pysyä kasassa. Saavutetut puristuslujuudet ovat niin pieniä, että materiaalin voidaan katsoa käyttäytyvän sitomattoman materiaalin tapaan.

### 5.5.3 Yhteenveto

Tiilimurskeen käyttöä tie- ja katurakenteissa on tutkittu melko vähän, sillä se on hauras materiaali ja hienontuu helposti kuormituksessa. Tiilimurske on materiaalina kevyttä ja huokoista. Se ei sitoudu rakenteessa ja toimii siten rakeisen materiaalin tapaan. Tiilen valmistustekniikka ja käytetyt raaka-aineet voivat vaihdella maittain, mikä voi vaikuttaa tiilen ominaisuuksiin, kuten huokoisuuteen, ja siten myös tiilimurskeen ominaisuuksiin. Murskeen seassa voi olla myös epäpuhtauksia, jos sitä ei lajitella huolellisesti. Tiilimurskeen mekaanisia ominaisuuksia vertaillen nämä mahdolliset laatuvariaatiot on huomioitava.

Tiilimurskeen mekaanisia ominaisuuksia voidaan laboratoriossa tutkia syklisillä ja staattisilla kolmiakselialikokeilla sekä rasiroleikkauskokeilla. Ennen tiilimurskeen käyttöä sen routivuutta on myös hyvä tutkia, jos tiilimurskeen epäillään rakenteessa olevan alttiina routimiselle.

## 5.6 Leijupetihiekka

Leijupetihiekka on leijupetitekniikkaa hyödyntävän voimalaitoksen polttoprosessissa poistettavaa hiekkapetimateriaalia tai poltossa hienontunutta hiekkapetimateriaalia, joka erottuu savukaasusta joko kattilassa tai savukaasujen puhdistuksessa. Leijupetihiekka kuuluu MARA-asetuksen piiriin. (VNa 403/2009) Leijupetipoltossa hiekan ja tuhkan muodostamaa kerrosta eli leijupetiä leijutetaan kerroksen alapuolelta puhallettavan ilmavirran avulla. Polttoaine syötetään tulipesään leijupedin yläpuolelle. Leijukerroksen lämpötila vaihtelee välillä 750–950 °C siten, että lämpötila ei ylitä käytetyn polttoaineen tuhkan pehmenemislämpötilaa. Leijupolttokattiloiden polttotekniikat vaihtelevat hieman käytetyn kattilan perusteella. Leijupetilaitoksissa voidaan käyttää kerrosleijukattilaa (BFB) tai kiertoleijukattilaa (CFB). Kerrosleijukattilassa hiukkaset ja petimateriaali pysyvät leijukerrossa. Kiertoleijukattilassa hiukkaset ja petimateriaali puolestaan kulkevat pois leijutusstilasta ja ne palautetaan takaisin syklonin ja palautusputken avulla. Kerrosleijupoltossa leijutusmateriaalin keskiraekoko on noin 1 mm, kun taas kiertoleijupoltossa leijutusmateriaali on yleensä rakeisuudeltaan alle 0,5 mm. (Raiko et al. 2002, s. 490–491)

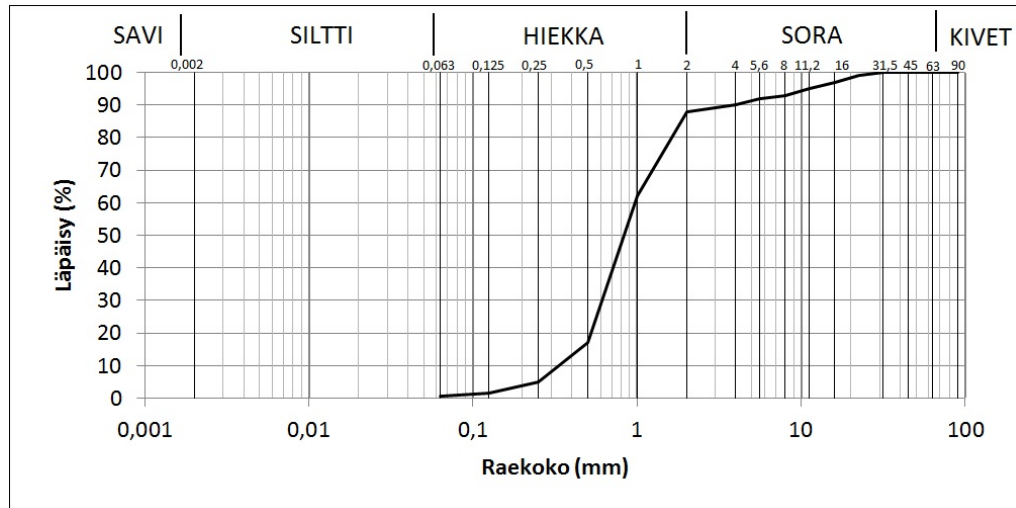
Leijupetiteknikkaa voidaan hyödyntää kiinteille polttoaineille, kuten esimerkiksi kivihiilelle, jätteille, puulle ja turpeelle. Kerrosleijupoltto soveltuu myös märille polttoaineille (Raiko et al. 2002, s. 491). Leijupetiteknikka mahdollistaa hyvinkin erilaisten polttoaineiden käytön samassa kattilassa siitä huolimatta, että polttoaineiden laadun-vaihtelut voivat olla suuria ja nopeita. (Jalovaara et al. 2003, s. 33) Polttoprosessissa petihiekkapartikkeleihin kertyy haitta-aineita, metalleja ja epäpuhtauksia poltettavasta materiaalista. Partikkelien ympärille kertyneet yhdisteet kasaavat partikkeleita toisiinsa ja siten kasvattavat yksittäisten rakeiden kokoa. Liian karkeaksi muovautunut petimateriaali voi tukkia polttoilmasuuttimia ja siten heikentää polttotulosta. Petimateriaalia pitää vaihtaa aika ajoin, jotta leijupetikerros toimii hyvin. Käytetty polttoaine vaikuttaa siihen, kuinka usein petimateriaali pitää vaihtaa. Pelkkää puuta poltettaessa petimateriaali voi sintraantua eli hitsautua yhteen suurikokoisiksi rakeiksi, kun lämpötila lähestyy tuhkan sulamislämpötilaa. (Hämäläinen & Makkonen 2003 & Nieminen 2013, s. 26)

Leijupetihiekan ominaisuudet vaihtelevat hieman sen mukaan mitä materiaalia on poltettu, millä tekniikalla ja mitä leijupetimateriaalia on käytetty. Leijupetihiekka eli pohjahiekka koostuu suurimmilta osin luonnonhiekkasta ja siten sen käyttäytyminen vastaa melko hyvin luonnonhiekkaa. Leijupetihiekasta käytetään myös nimityksiä leijupetihukka ja pohjahiekka (Hakari 2007, Fortum 2015c). Tekesin rahoittamassa TUULI-hankkeessa havaittiin, että kevyellä jauhatuksella voidaan parantaa leijupetihukien laatua (Österbacka 2015).

Leijupetihiekan käyttöä tierakentamisessa ja materiaalin mekaanisia ominaisuuksia on tutkittu vasta vähän. Esimerkiksi Yhdysvalloissa leijupetihiekka on sivutuotteena melko uusi, eikä sen käyttöä ole tutkittu tierakentamisessa (Stroup-Gardiner & Wattenberg-Komas 2013, p. 1–3).

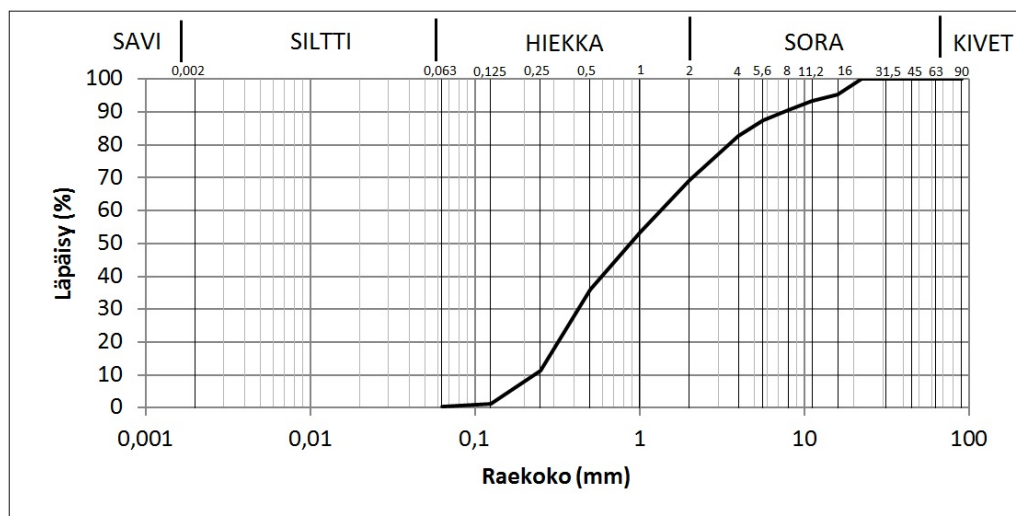
### 5.6.1 Jäykkyys

Leijupetipolton pohjahiekkaa syntyy Suomessa muun muassa Fortumin Joensuun, Järvenpään ja Suomenojan voimalaitoksilla. Joensuun voimalaitoksen pääpolttoaineita ovat puu ja turve, mutta myös biokaasua poltetaan. Järvenpäässä käytetään lähinnä metsätähdehaketta ja metsäteollisuuden sivutuotteita, tarvittaessa myös turvetta ja maakaasua voidaan polttaa. Suomenojalla kahdessa tuotantoyksikössä käytetään polttoaineena kivihiiltä ja kolmessa maakaasua. (Fortum 2015a) Kuvassa 60 on esitetty Fortum Power and Heat Oy:n Joensuun voimalaitoksen tuottaman pohjahiekan tyyppirakeisuuskäyrä. (Fortum 2015b)



Kuva 60 Joensuun voimalaitoksen pohjahiekan tyyppirakeisuuskäyrä (Luenta-tarkkuuden puitteissa piirretty uudelleen lähteestä Fortum 2015b)

Kuvassa 61 on esitetty Suomenojan voimalaitoksen pohjahiekan tyyppikäyrä. Joensuun ja Suomenojan voimalaitosten rakeisuustyyppikäyristä havaitaan, että voimaloiden pohjahiekat eroavat toisistaan. Molemmissa voimaloissa käytetyn koostekiviaineksen raekoko on 0–16 mm. (Fortum 2015c)



Kuva 61 Suomenojan voimalaitoksen pohjahiekan rakeisuuden tyyppikäyrä (Piirretty uudelleen lähteestä Fortum 2015c)

Joensuun voimalaitoksen CE-merkityn pohjahiekan E-moduuliksi tuoteselosteessa (Fortum 2015b) ilmoitetaan 70 MPa ja kiintotiheydeksi 2,66 t/m<sup>3</sup>. Tuoteselosteessa (Fortum 2015b) määritetty E-moduuli perustuu todennäköisesti vain raekokojakautumaan eikä siten ole varsinainen mittaustulos.

Hakari (2007) tutki Suomenojan leijupetituhkan jäykkyysominaisuuksia Viikin kohteella tehtyjen koekenttämittausten perusteella. Viikin tuhkakoerakenne rakennettiin kerrostalotontille talon vierustäyttöön, piha-alueen kentälle ja putkikaivantoihin. Koekentällä pohjamaa oli savea, jonka päällä oli 200 mm kalliomursketta. Koekentällä käytettiin leijupetituhkan lisäksi myös kahta eri pohjatuhkaa. Koekohteessa mittaukset tehtiin Heavy Loadman -pudotuspainolaitteella. Tuhkakerroksen kokonaispaksuus

koekentällä vaihteli välillä 1–3,5 m, josta leijupetituhkaa oli 0,6–1,6 m pudotuspainolaitemittausten suorituskohdissa. (Hakari 2007, s. 31–36) Heavy Loadman -pudotuspainolaitteella mitatuista E-moduuleista oli laskettu levykuormituskoetta vastaavat  $E_2$ -moduulit kaavalla 25

$$E_2 = 0,87 \cdot E_p \quad (25)$$

missä

$E_2$  on levykuormituskokeen kantavuuslukema  $E_2$

$E_p$  on Heavy Loadmanilla mitattu tulos (Hakari 2007, s. 39)

Hakarin (2007, liite 10) raportoimat leijupetihiekan koekentällä tehtyjen pudotuspainomittausten tulokset on esitetty taulukossa 21.

Taulukko 21 Leijupetihiekan jäykkyysominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviys	w (%)	Menetelmä	$E_1$ (MPa)	$E_2$ (MPa)	$E_2/E_1$	$E_2^*$ (MPa)	E (MPa)
Suomenojan leijupetituhka, kivihieksen poltto	$Y_{d,max} = 15,4 \text{ kN/m}^3$ D = 88,2 %	8,6	Heavy Loadman	81	88	1,09	77	88
Suomenojan leijupetituhka, kivihieksen poltto	$Y_{d,max} = 15,4 \text{ kN/m}^3$ D = 88,2 %	8,6	Heavy Loadman	80	89	1,11	77	89
Suomenojan leijupetituhka, kivihieksen poltto	$Y_{d,max} = 15,4 \text{ kN/m}^3$ D = 88,2 %	8,6	Heavy Loadman	81	86	1,06	75	91

Hakari 2007

$E_2^*$	= levykuormituskoetta vastaava moduuli
$\rho_d$	= kuivairtitiheys
$Y_{d,max}$	= maksimi kuivairtitiheys

Hakarin (2007) kenttämittausten perusteella leijupetihiekan E-moduuli on keskimäärin 90 MPa. Materiaalin jäykkyydestä ei kuitenkaan vielä tämän perusteella voi muodostaa selvää kuvaa, sillä tuloksia löytyi vain yhdellä koekentällä tehdyistä mittauksista.

## 5.6.2 Lujuus

Hakari (2007) tutki Suomenojan leijupetituhkan jäykkyysominaisuuksien lisäksi sen lujuutta laboratorioskokein. Materiaalin kitkakulma ja koheesio määritettiin rasialeikkauskokeilla ja koekappaleiden puristuslujuudet 28 ja 91 päivän ikäisinä kasavarastoidusta leijupetituhkasta. Tulokset on esitetty taulukossa 22.

Eriksson (2001) tutki biopolton leijupetituhkan soveltuvuutta kaivantojen täyttömateriaalina. Tutkittu leijupetituhka oli rakeisuudeltaan 0–6 mm. Tutkitun materiaalin staattisilla kolmiakselikokeilla sellipaineilla 50, 100 ja 150 kPa määritetyt kitkakulma ja koheesio on esitetty taulukossa 22. (Arm & Tiberg 2010, s. 19, Eriksson 2001, s. 33–34)



Virossa Arro et al (2009) tutkivat öljyliuskeen eli palavan kiven polttotekniikan vaikutusta syntyvän tuhkan ominaisuuksiin. Tutkimuksessa käsiteltiin leijupetipolttota ja syntyneen leijupetihiekan puristuslujuutta. Suomessa öljyliusketta ei esiinny eikä polttoprosessin leijupetihiekka luultavasti vastaa ominaisuuksiltaan kivihiilen tai puuperäisten polttoainesten poltossa muodostuvaa leijupetihiekkaa, joten tuloksia ei tässä työssä esitellä tarkemmin.

Taulukko 22 Leijupetihiekan lujuusominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviys ja vesipitoisuus	Menetelmä	$\varphi$ (°)	c (kPa)	Puristuslujuus (MPa)
Suomenojan leijupetihiekka, löyhä näyte, kivihiilen poltto <sup>1)</sup>	$Y_d = 13,1 \text{ kN/m}^3$ $w = 7,1 \%$	Rasialeikkauskoe $\sigma_n = 15, 30, 45 \text{ kPa}$	41,9	0,8	
Suomenojan leijupetihiekka, tiivis näyte, kivihiilen poltto <sup>1)</sup>	$Y_d = 14,2 \text{ kN/m}^3$ $w = 7,1 \%$	Rasialeikkauskoe $\sigma_n = 15, 30, 45 \text{ kPa}$	53,2	3,5	
Suomenojan leijupetihiekka, kivihiilen poltto <sup>1)</sup>	$Y_d = 15,29 \text{ kN/m}^3$ $D = 103 \%$ $w = 15,7 \%$	Puristuslujuuskoe			0,22 (28 d)
Suomenojan leijupetihiekka, kivihiilen poltto <sup>1)</sup>	$Y_d = 15,36 \text{ kN/m}^3$ $D = 103 \%$ $w = 15,7 \%$	Puristuslujuuskoe			0,19 (91 d)
Leijupetihiekka, biopoltto <sup>2)</sup>	$Y_d = 16,4 \text{ kN/m}^3$	Staattinen 3ax	38,4	13,6	

1) Hakari 2007

2) Eriksson 2001

$\sigma_n$	= normaalijännitys
$Y_d$	= kuivatilavuuspaino
D	= tiiviysaste

Suomenojan leijupetihiekan puristuslujuusmittauksista havaittiin, että leijupetihiekka ei lujittunut käytännössä lainkaan. Materiaalista pystyttiin valmistamaan puristuslujuus-koekappaleita, mutta varastointi ei lisännyt materiaalin puristuslujuutta (Hakari 2007, s. 81). Pienen puristuslujuuden perusteella voidaan päätellä materiaalin käyttäytyvän kuten sitomattomat materiaalit. Leijupetihiekan kitkakulma vaihtelee taulukkoon 22 kirjattujen tulosten perusteella välillä 38,4–53,2 astetta. Kitkakulman arvoon vaikuttaa muun muassa palamattoman aineksen määrä tuhkassa eli käytännössä materiaalin rakeisuus. Hakarin (2007) ja Erikssonin (2001) määrittämät koheesion arvot eroavat suurusluokaltaan toisistaan, mutta ne on määritetty eri menetelmiä käyttäen.

### 5.6.3 Yhteenveto

Leijupetihiekka on rakeinen materiaali, joka ei sitoudu. Se koostuu petimateriaalina käytetystä hiekasta sekä siihen tarttuneesta pohjatuhkasta. Leijupetihiekan laatu vaihtelee käytetyn polttoaineen ja petimateriaalin mukaan. Käytetty petimateriaali ja polttoaine vaikuttavat syntyvän leijupetihiekan rakeisuuteen. Puun polton leijupetihiekassa voi olla suurikokoisia, yhteen hitsautuneita partikkeleita. Leijupetihiekan käytöstä maarakentamisessa löytyy vain vähän dokumentoitua tietoa, joten taulukoitujen arvo ei pystytty vertailemaan ja siten tulosten luotettavuudesta ei ole varmuutta.

Leijupetihiekan mekaanisten ominaisuuksien tutkimiseen laboratorioissa soveltuvat sykliset ja staattiset kolmiakσιαalikokeet sekä rasialeikkauskokeet. Se vastaa mekaanisilta ominaisuuksiltaan luonnonmateriaaleista hiekkaa, sillä sitä materiaali lähinnä onkin. Petihiekkaan tarttuu polttoprosessissa epäpuhtauksia, joten mekaanisten ominaisuuksien lisäksi materiaalin ympäristökelpoisuus tulee selvittää ennen materiaalin hyödyntämistä.

## 5.7 Jätteenpolton pohjakuona

Jätteenpolton pohjakuonaa syntyy yhdyskuntajätteen poltossa noin 20–30 % poltettavan jätteen painosta. Se on koostumukseltaan heterogeenistä ja sisältää metalleja, kuonaa, palamatonta epäorgaanista ainesta ja palamatonta orgaanista ainesta. (Kaartinen et al. 2010, s. 22) Polttoprosessissa syntyvän pohjakuonan laatuun vaikuttaa oleellisesti polttoon syötettävän jätteen laatu. Huonosti kierrätetty jäte voi sisältää suuria määriä lasia ja metalleja, jotka eivät pala muun jätteen mukana. Orgaanisen aineksen määrä vaikuttaa materiaalin mekaanisiin ominaisuuksiin. Materiaalin koostumus voi vaihdella myös eri polttolaitosten välillä, sillä laitosten polttokattiloiden tyyppi ja tekniikka vaihtelevat (Arm 2004). Jätteenpoltossa voidaan käyttää muun muassa arinatekniikkaa, leijupetipolttoa ja rumpu-uunia (Laine-Ylijoki et al. 2005, s. 15). Arinatekniikalla polttoprosessin yhteydessä syntyvää pohjakuonaa nimitetään arinakuonaksi. Jätteenpolttolaitoksille on laadittu jätteenpolttoasetus (VNa 151/2013), joka määrittää laitoksilta vaadittavaa polttotasoa. Asetuksessa säädetään pohjatuhkan ja -kuonan orgaanisen hiilen kokonaismääräksi alle kolme prosenttia tai niiden hehkutushäviöksi alle 5 prosenttia aineksen kuivapainosta. Asetuksella pyritään tasaamaan laatuvaihtelua eri polttolaitosten polttotason välillä.

Polttoprosessin yhteydessä syntynyt kuona ei yleensä ole suoraan sellaisenaan hyötykäyttökelpoista, vaan se vaatii prosessointia. Prosessointi jaotellaan märkään ja kuivaan käsittelyprosessiin. Käsittelyn yhteydessä pohjakuona murskataan, seulotaan ja siitä erotellaan magneettiset ja ei-magneettiset metallit. Käsittelyssä kuona jaotellaan erikokoisiin fraktioihin mahdollisimman suuren ei-rautametallien saannon vuoksi. (Kaartinen et al. 2010) Kuivaan käsittelyprosessiin voidaan hyödyntää muun muassa uutta hollantilaista ADR -kuivaerotustekniikkaa. Menetelmä eroaa muista kuivaerotelutekniikoista siten, että kostea hienoaines erotellaan partikkeleiden pinnalta ballistisella erottimella, jolloin ei-rautametallien saanto paranee. Erottelussa pohjakuona jakautuu 0–2, 2–5, 5–12 ja 12–50 mm fraktioihin. Suomessa menetelmää on käytetty muun muassa Ilmajoella. (Sormunen & Rantsi 2015, de Vries & Rem 2013)

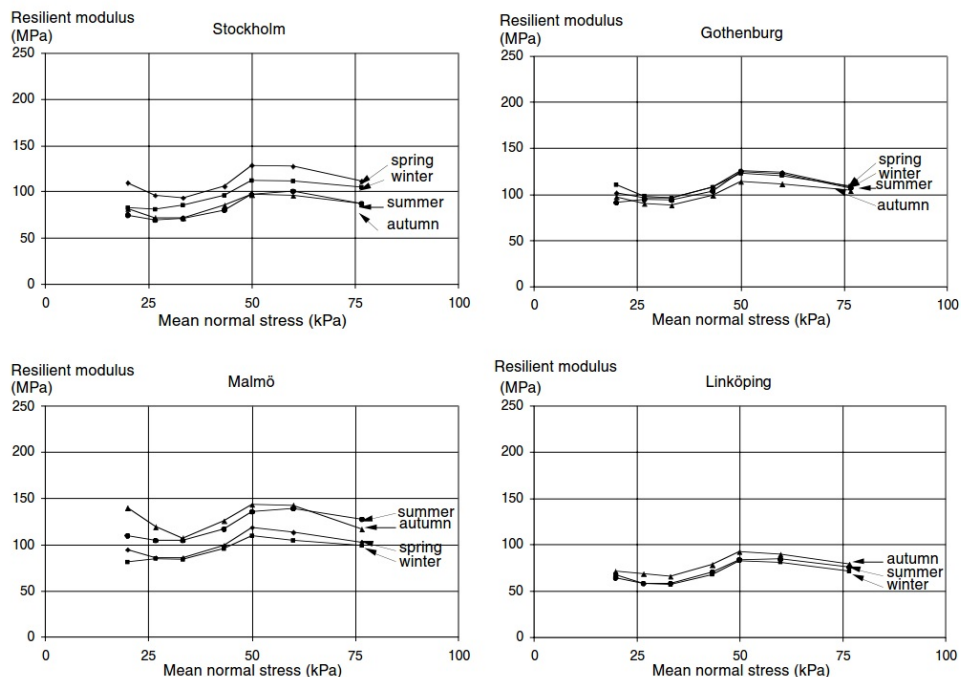
Virallista yhtenevää terminologiaa jätteenpolton pohjakuonalle ei vielä löydy. Suomessa tätä jätteen polttoprosessissa kattilan pohjalta kerättyä materiaalia kutsutaan yleensä pohjakuonaksi, mutta maailmalla pohjakuonaa (bottom slag) kutsutaan useimmiten pohjatuhkaksi (bottom ash).

### 5.7.1 Jäykkyys

Sweere (1990) tutki jätteenpolton pohjakuonan soveltuvuutta tierakenteen sitomattomaan kantavaan kerrokseen Hollannissa jo yli 20 vuotta sitten. Laboratorioissa tehtyjen indeksikokeiden perusteella materiaali oli melko hyvänlaatuista, mutta sen jäykkyys osoittautui alhaiseksi, joten materiaalin käyttäytymistä ei tutkittu enempää. Syklisellä kolmiaksaalikokeella määritetty materiaalin resilient-moduuli on esitetty taulukossa 23. (Sweere 1990, s. 128, 158–163) Myöhemmin pohjakuonan soveltuvuutta on tutkittu lähinnä jakavaan kerrokseen.

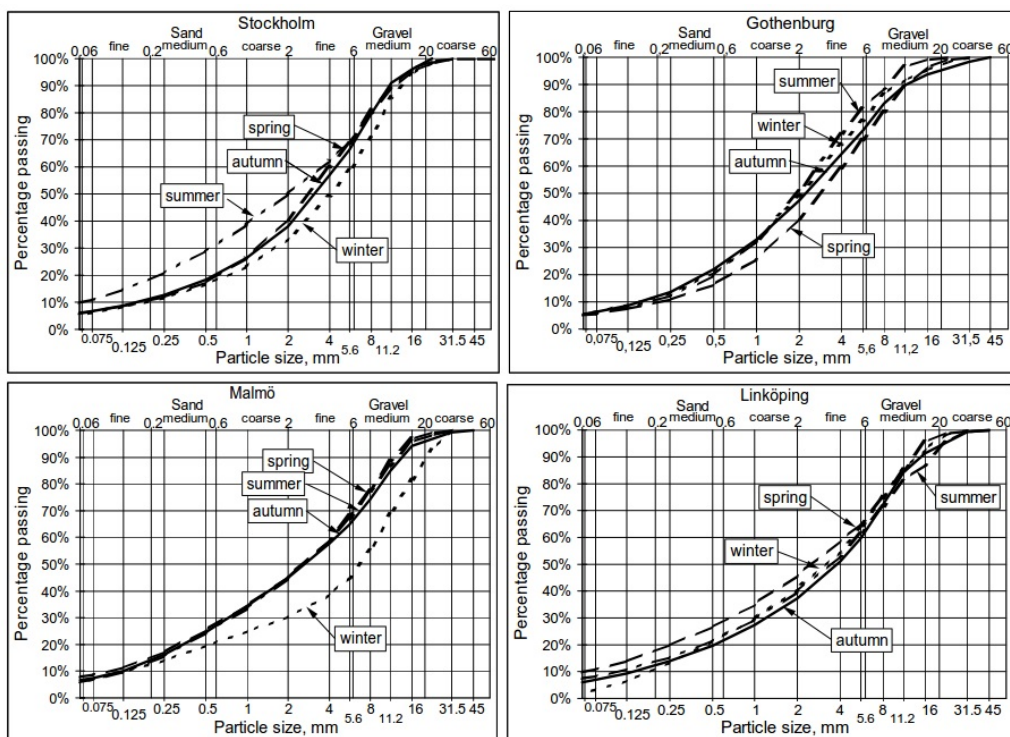
ALT-MAT-tutkimusprojektin mukaan Tanskan Skælskørrissa jätteenpolton pohjakuonan käytöstä tien jakavassa kerroksessa on saatu hyviä tuloksia. Tie oli vilkkaasta liikenteestä huolimatta suhteellisen hyvässä kunnossa viisi vuotta rakentamisen jälkeen. Jätteenpolton pohjakuonan pudotuspainomittausten tulokset eivät kuitenkaan olleet yhtä hyviä kuin vastaavan rakeisen luonnonmateriaalin. Rakenteesta, jossa jakava kerros oli pohjakuonaa ja kantava kerros soraa, mitattiin pudotuspainolaitteella sitomattomien kerrosten E-moduuliksi 241 MPa viisi vuotta tien rakentamisen jälkeen. Referenssirakenteessa jakava kerros oli hiekkaa ja sitomattomien kerrosten E-moduuliksi mitattiin 344 MPa. (Reid et al. 2001, s. 113–159, Reid 2000, s. 5–6) Kohhteessa pohjamaa oli moreenia. Pelkälle pohjakuonalle takaisinlaskettu E-moduuli on esitetty taulukossa 24.

Arm (2004) tutki pohjakuonan ominaisuuksien vaihtelua Ruotsissa neljän eri polttolaitoksen välillä ja samalla pohjakuonan keräysajankohdan vaikutusta sen ominaisuuksiin. Polttolaitoksilla poltettiin sekä yhdyskuntajätettä että teollisuusjätettä. Resilient-moduuli on sitomattomilla materiaaleilla jännitysriippuvainen ja siksi se ilmaistaan yleensä jännityksen funktiona. Kuvasta 62 on esitetty Tukholman, Göteborgin, Malmön ja Linköpingin polttolaitosten eri ajanjaksoina kerättyjen pohjakuonien resilient-moduulit.



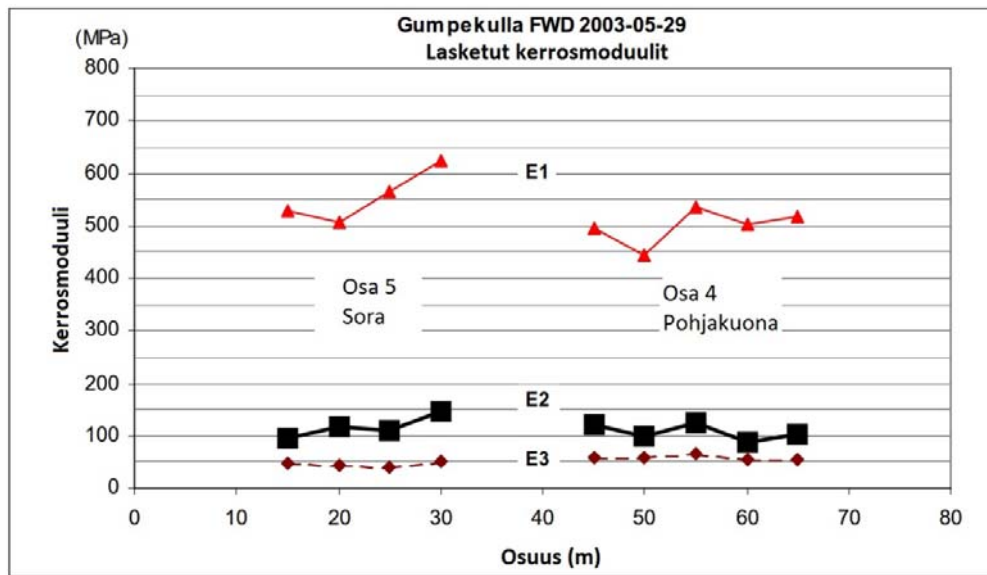
Kuva 62 Neljän eri jätteenpolttolaitoksen pohjakuonien resilient-moduulit jännityksen funktiona eri ajanjaksoina (Arm 2004, s. 1039)

Kaikkien eri polttolaitosten pohjakuonien todettiin noudattavan keskenään samankaltaista heikkoa jännitysriippuvuutta. Orgaanisen aineksen on yleisesti todettu heikentävän rakeisen materiaalin jäykkyyttä ja Arm (2004) osoitti tämän pätevän myös pohjakuonalle. Linköpingin pohjakuonasta tutkituista näytteistä jokaisessa pohjakuonan orgaanisen aineksen määrä ylitti 5 % ja oli keskimäärin 7,7 %, kun muiden laitosten pohjakuonissa orgaanista ainesta oli alle 5 %. Linköpingin pohjakuonan resilientmoduuli olikin selvästi muita pohjakuonia alhaisempi. Orgaanisen aineksen osuus vaihteli koenäytteillä välillä 2,6–9,2 %. Tutkitut polttolaitosten pohjakuonat oli jaoteltu märkäerottelumenetelmällä 0–50 mm fraktioihin. Pohjakuonien raekokojakaumat tälle fraktiolle on esitetty kuvassa 63. (Arm 2004, s. 1038–1041) Tutkimuksen (Arm 2004) tulokset on esitetty taulukossa 23 neljän polttolaitoksen ja 16 näytteen koetulosten vaihteluvälinä. Taulukkoon on listattu myös Armin väitöskirjatutkimuksen (2003) tulokset.



Kuva 63 Neljän eri jätteenpolttolaitoksen pohjakuonien rakeisuusjakaumat (Arm 2004, s. 1037)

Benz et al. (2006) tutkimuksessa jätteenpolton pohjakuonan jäykkyyttä tutkittiin laboratoriossa dynaamisilla kolmiakiaalikojeilla ja pudotuspainomittauksilla. Kolmiakiaalikojeiden koekappaleet porattiin koetiestä, jotta kokeessa näyte vastaisi mahdollisimman hyvin rakenteessa ollutta tiiveyttä. Tutkimuksessa määritetyt resilientmoduulit on esitetty taulukossa 23. Koetiellä jakava kerros oli korvattu pohjakuonalla. Pudotuspainomittauksia tehtiin pohjakuonarakenteelle sekä referenssirakenteelle, jossa oli käytetty kiviainesta. Kuonarakenteen ja referenssirakenteen kerrospaksuudet ja käytetyt materiaalit olivat samat jakavaa kerrosta lukuun ottamatta. Kuvassa 64 on esitetty referenssi- (kuvassa vasemmalla, osa 5) ja pohjakuonarakenteen (kuvassa oikealla, osa 4) mittaustuloksista takaisinlasketut kerrosten E-moduulit. Kuvassa käyrä E1 esittää päällysteen ja kantavan kerroksen kerrosmoduulia, E<sub>2</sub> jakavaa kerrosta ja E<sub>3</sub> pohjamaata. Laskettujen moduulien perusteella havaittiin, että koerakenteen ja referenssirakenteen jakavan kerroksen moduulit olivat varsin hyvin toisiaan vastaavat. (Benz et al. 2006)



Kuva 64 Pudotuspainomittauksista takaisinlasketut kerrosmoduulit (Bendz et al. 2006, s. 36. Muokattu.)

Hartlén et al. (1999) tutkivat pohjakuonan E-moduulia koekohteesta levykuormitus- ja pudotuspainokokeilla. Mittaukset tehtiin tierakenteelle, jossa jakava kerros oli pohjakuonaa ja kantava kerros betonimurskettä tai kalliomurskettä. Jakava kerros oli 465 mm, kantava kerros 150 mm ja asfalttipäällyste 130 mm paksuinen. Mittaukset suoritettiin huhtikuussa, kun routa oli sulanut päällysrakenteesta ja sademäärä pienentynyt. Asfalttipäällysteeseen sahattiin levykuormituskokeita varten aukkoja ja mittauksia tehtiin sekä kantavan että jakavan kerroksen päältä. Pudotuspainomittaukset samalle koekohteelle tehtiin kesäkuussa. Tuloksista takaisinlaskettiin jakavalle ja kantavalle kerrokselle yhteinen E-moduuli. Levykuormituskokeilla määritetyt E<sub>2</sub>-moduulit ja pudotuspainomittauksista takaisinlaskettu E-moduuli on esitetty taulukossa 24. Ilmoitetut levy-kuormituskokeiden tulokset ovat viiden mittauksen keskiarvoja. Pudotuspainomittauksesta takaisinlaskettuun moduuliin vaikutti osaltaan päällysteen matala E-moduuli (1500 MPa), jonka uskottiin osaltaan johtuneen päällystemassan epäsuotuisista levitysolosuhteista. (Hartlen et al. 1999, s. 32–44)

Taulukoihin 23 ja 24 on koottu jätteenpolton pohjakuonan jäykkyysominaisuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä saatavilla olleet tiedot näitä vastaavien näytemateriaalien muista ominaisuuksista. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla ja taulukossa esiintyvät symbolit ja lyhenteet ovat selitelaatikossa.

Taulukko 23 Jätteenpolton pohjakuonan jäykkyysominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Tiiviyys ja vesipitoisuus	Rakeisuus	Vesipitoisuus	Menetelmä	$M_r$ (MPa)	$E_{50}$ (MPa)
Pohjakuona <sup>1)</sup>	$\rho_{d,max}=1,43-1,73$ t/m <sup>3</sup> D = 83-89 %	0/30	$w_{opt} = 9,0-20,5$ % $w_{%-opt} = 100-108$	Syklinen 3ax	60-140	
Pohjakuona <sup>2)</sup>	$\rho_{d,max} = 1,81$ t/m <sup>3</sup>	0/20	$w_{opt} = 12,7$ %	Staattinen 3ax $p' = 100-600$ kPa		60-180
Pohjakuona <sup>3)</sup>				Syklinen 3ax $\sigma_v = 10-150$ kPa $\sigma_h = 10-20$ kPa $p' = 17-70$ kPa	60-93	
Pohjakuona <sup>3)</sup>				Syklinen 3ax $\sigma_v = 100-400$ kPa $\sigma_h = 60-120$ kPa $p' = 80-220$ kPa	91-178	
Pohjakuona <sup>4)</sup>				Syklinen 3ax $\sigma_v = 90$ kPa $\sigma_h = 20$ kPa	70-110	
Pohjakuona <sup>4)</sup>				Syklinen 3ax $\sigma_v = 200$ kPa $\sigma_h = 60$ kPa	210-230	
Pohjakuona <sup>4)</sup>				Syklinen 3ax $\sigma_v = 560$ kPa $\sigma_h = 120$ kPa	260-300	
Pohjakuona <sup>5)</sup>		0/22,4		Syklinen 3ax $\theta = 50 / 500$ kPa	98 / 167	
Arinakuona 7d <sup>6)</sup>	D = 84,5 % $\rho_d = 1,59$ t/m <sup>3</sup>	0/32	w = 16,6 %	Syklinen 3ax $\theta = 90-220$ kPa	113-185	
Arinakuona 7d <sup>6)</sup>		0/16		Puristuslujuuskoe		12
Arinakuona 28d <sup>6)</sup>		0/16		Puristuslujuuskoe		4

1) Arm 2004

2) Becquart et al. 2009

3) Bendz et al. 2006

4) Arm 2003

5) Sweere 1990

6) Lehtonen 2010

$\rho_{max}$	=	maksimi kuivairtoteihs
$\rho_d$	=	kuivairtoteihs
$w_{opt}$	=	optimivesipitoisuus
$w_{%-opt}$	=	vesipitoisuus optimipitoisuudesta
$p'$	=	keskimääräinen normaalijännitys
$\sigma_v$	=	$\sigma_1$ , suurin pääjännitys
$\sigma_h$	=	$\sigma_3$ , pienempi pääjännitys
$\theta$	=	pääjännitysten summa
D	=	tiivysaste

Taulukko 24 Jätteenpolton pohjakuonan kenttäkokein määritetyt jäykkyysominaisuudet ja käytetyt lähteet

Materiaali	Menetelmä	E (MPa)	E <sub>2</sub> (Mpa)
Pohjakuona <sup>1)</sup>	Levykuormituskoe		93,0
Pohjakuona / betonimurske <sup>1)</sup>	Levykuormituskoe		67,7
Pohjakuona / kalliomurske <sup>1)</sup>	Levykuormituskoe		73,9
Pohjakuona / betonimurske <sup>1)</sup>	FWD	80	
Pohjakuona / kalliomurske <sup>1)</sup>	FWD	80	
Pohjakuona <sup>2)</sup>	FWD	128	

1) Hartlén et al. 1999

2) Reid 2000

Lehtonen (2010) määrittä pohjakuonan E<sub>50</sub>-moduulin puristuslujuuskokeen avulla. Puristuslujuuskokeita varten tehtiin vain yksi koekappale jokaista tutkittavaa lujittumisaikaa kohti, joten tulosten luotettavuudessa on puutteita. Puristuslujuuden E<sub>50</sub> arvo putosi kolmannekseen, kun näytteen lujittumisaika pitenei seitsemästä päivästä 28 päivään. Tutkimuksessa oli tarkoitus testata myös 91 vuorokauden ikäisen kappaleen puristuslujuutta, mutta koekappale hajosi säilytyksen aikana. Seuraavassa luvussa 5.7.2 Lehtosen (2010) puristuslujuuksista havaitaan sama lujuuden aleneminen. Tulosten perusteella pohjakuona ei lujitu varastoinnin aikana. (Lehtonen 2010, s. 60) Koekappaleiden E<sub>50</sub>-moduulien aleneminen varastointiajan kasvaessa voi johtua näennäisen koheesion katoamisesta. Becquart et al. (2009) määrittivät E<sub>50</sub>-moduulin staattisella kolmiakσιαalikokeella ja sai huomattavasti suuremman arvon kuin Lehtonen (2010). Tulokset eivät kuitenkaan ole vertailukelpoisia, sillä ne on saatu eri koemenetelmillä. Taulukossa listatut resiliient-moduulit vaihtelevat välillä 60–300 MPa jännitystasosta riippuen.

Taulukkoon 23 listattujen syklisten kolmiakσιαalikokeiden perusteella jätteenpolton pohjakuonan resiliient-moduuli vaihteli välillä 60–300 MPa. Bendz et al (2006) sekä Armin (2003) kokeiden perusteella matalilla jännityksillä saatiin pienempiä resiliient-moduulin arvoja kuin suurilla jännityksillä. Arm (2004) totesi jätteenpolton pohjakuonan noudattavan heikkoa jännitystilarippuvuutta, joka voidaan havaita kuvasta 62, jossa kaikkien neljän polttolaitoksen resiliient-moduulien käyrät noudattivat samaa muotoa. Taulukossa 24 esitetyt pudotuspainomittausten perusteella takaisinlaskettujen E-moduulien arvot vaihtelivat välillä 80–128 MPa. Levykuormituskokeista mitatut E<sub>2</sub>-moduulit vaihtelivat välillä 68–93 MPa. Bendz et al (2006) pudotuspainokokeiden perusteella pohjakuonasta rakennetulle jakavalle kerrokselle lasketut E-moduulit (kuva 63) vaihtelivat 100 MPa molemmin puolin.

Taulukossa 23 esiintyvien E<sub>50</sub>-moduulien arvot eivät ole keskenään vertailukelpoisia, sillä ne on määritetty eri menetelmillä. Staattisessa kolmiakσιαalikokeessa koekappaleeseen kohdistuu myös sivuttaissuuntainen tuki, jota yksiakσιαalisessa puristuksessa ei ole. Siten kolmiakσιαalikokeella määritetty E<sub>50</sub>-moduuli on huomattavasti suurempi.

Jätteenpolton pohjakuonan jäykkyysominaisuuksien on havaittu paranevan muun muassa lisäämällä siihen lentotuhkaa tai betonimurskettä (Lehtonen 2010) tai stabiloimalla sitä sementillä (Becquart et al. 2009). Erilaiset seokset ja stabiloitu pohjakuona rajattiin kuitenkin tämän työn ulkopuolelle niiden moninaisista variaatioista johtuen.

### 5.7.2 Lujuus

Becquart et al. (2009) saivat jätteenpolton pohjakuonalle suuria kitkakulman arvoja, sillä materiaali sisälsi kulmikkaita lasipartikkeleita. Avoimella ja suljetulla syklistä kolmiakσιαalikokeella määritetyt kitkakulmien arvot on esitetty taulukossa 5.7.3. Kitkakulma määritettiin sekä huippu- että jäännöskitkakulmana, joista molemmat on tässä järjestyksessä taulukossa. Myös Arm (2003) mainitsi, että jätteenpolton pohjakuonan suuri sisäinen kitkakulma johtuu materiaalin sisältämistä särmiikkäistä partikkeleista (Arm 2003, s.54).

Lehtonen (2010) tutki arinakuonan puristuslujuutta eri-ikäisillä koekappaleilla. Tulokset on esitetty taulukossa 25. Muista tutkimuksista ei löytynyt tuloksia jätteenpolton pohjakuonan puristuslujuudesta, joten tuloksille ei ole vertailuarvoja.

Wiles & Shepherd (1999) tutkivat kahden eri polttomenetelmän, MB (mass burn) ja RDF (refuse derived fuel), vaikutusta jätteenpolton pohjakuonan lujuusominaisuuksiin. MB-laitoksissa jätteestä poistetaan vain kookkaat partikkelit ja muut materiaalit, joita ei voida prosessoida laitoksilla, ja jäte poltetaan sellaisenaan. RDF-laitoksilla jätteestä poistetaan palamatonta materiaalia ja jäte silputaan tasalaatuisemmaksi. Sekä MB- että RDF-laitosten pohjatuhkalle tehtiin kolmiakσιαalikokeita, joista määritettiin materiaalien kitkakulma ja koheesio. (Wiles & Shepherd 1999, s. 1–2) Tutkimuksen tulokset on esitetty taulukossa 24. Muhunthan et al. (2004) tutki pohjakuonan lujuutta lähellä materiaalin optimivesipitoisuutta (taulukossa 25 OPT) ja sellaisena kuin pohjakuona toimitettiin laitokselta (taulukossa 25 AR). Sellaisenaan testattu pohjakuona oli hyvin kuivaa.

Taulukkoon 25 on kerätty jätteenpolton pohjakuonan lujuusominaisuuksien tyypillisiä kirjallisuudesta löytyneitä lukuarvoja sekä käytetyt koemenetelmät ja saatavilla olevat tiedot koenäytteiden tiiveydestä ja vesipitoisuudesta. Käytetyt lähteet on merkitty värikoodien avulla.



Taulukko 25 Pohjakuonan lujuusominaisuudet, käytetyt lähteet ja selitteet

Materiaali	Ra- kei- suus	Tiiviys	w (%)	D (%)	Menetelmä	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	Puristus- lujuus (MPa)
Pohjakuona, avoin koe <sup>1)</sup>	0/20	$\rho_d=1,81 \text{ t/m}^3$			Staattinen 3ax	58,9/55,4		
Pohjakuona, suljettu koe <sup>1)</sup>	0/20	$\rho_d=1,81 \text{ t/m}^3$			Staattinen 3ax	55,8/53,3		
Arinakuona, 7d <sup>2)</sup>	0/16				Puristus- lujuuskoe			0,2
Arinakuona, 28d <sup>2)</sup>	0/16				Puristus- lujuuskoe			0,13
Arinakuona, 7d <sup>2)</sup>	0/32	$\rho_d=1,589 \text{ t/m}^3$	16, 6	84, 5	Staattinen 3ax	45,9	69,3	
Pohjakuona MB <sup>3)</sup>	< 4,75	$Y_d=18,1$ $\text{kN/m}^3$		100	Staattinen 3ax	50	27,6	
Pohjakuona MB <sup>3)</sup>	< 4,75	$Y_d=14 \text{ kN/m}^3$		95	Staattinen 3ax	48	27,6	
Pohjakuona MB <sup>3)</sup>	< 4,75	$Y_d=16,5$ $\text{kN/m}^3$		90	Staattinen 3ax	44	27,6	
Pohjakuona RDF <sup>3)</sup>	< 4,75	$Y_d=15,4$ $\text{kN/m}^3$		100	Staattinen 3ax	45	27,6	
Pohjakuona RDF <sup>3)</sup>	< 4,75	$Y_d=14,8$ $\text{kN/m}^3$		95	Staattinen 3ax	42	27,9 6	
Pohjakuona RDF <sup>3)</sup>	< 4,75	$Y_d=13,8$ $\text{kN/m}^3$		90	Staattinen 3ax	38	13,8	
Pohjakuona MB <sup>3)</sup>	<2,36	$Y_d=16,7$ $\text{kN/m}^3$		100	Staattinen 3ax	42	13,8	
Pohjakuona MB <sup>3)</sup>	<2,36	$Y_d=15,9$ $\text{kN/m}^3$		95	Staattinen 3ax	39	13,8	
Pohjakuona MB <sup>3)</sup>	<2,36	$Y_d=14,6$ $\text{kN/m}^3$		90	Staattinen 3ax	30	13,8	
Pohjakuona RDF <sup>3)</sup>	<2,36	$Y_d=13 \text{ kN/m}^3$		100	Staattinen 3ax	41	13,8	
Pohjakuona RDF <sup>3)</sup>	<2,36	$Y_d=12,3$ $\text{kN/m}^3$		95	Staattinen 3ax	35	13,8	
Pohjakuona RDF <sup>3)</sup>	<2,36	$Y_d=11,7 \text{ kN/m}^3$		90	Staattinen 3ax	24	13,8	
Pohjakuona, OPT <sup>4)</sup>		1,43	25, 3		Rasialeikkaus- koe	50,7	7,7	
Pohjakuona, AR <sup>4)</sup>		1,02	1,9 2		Rasialeikkaus- koe	50,2	9,6	

Becquart et al. 2009

Lehtonen 2010

Wiles &amp; Shepherd 1999

Muhunthan et al. 2004

MB = mass burn, polttotekniikka

RDF = refuse derive fuel, polttotekniikka

OPT = testattu lähellä optimivesipitoisuutta

AR = as received, testattu sellaisenaan

Kuten edellä jätteenpolton pohjakuonan jäykkyyttä käsittelevässä kappaleessa 5.7.1 todettiin, polttoprosessit ja polton teknologia ovat kehittyneet vuosien saatossa ja pohjakuonassa esiintyy laatuvaihteluita laitoskohtaisesti. Myös lujuusominaisuuksien osalta nämä on otettava huomioon tuloksia tarkasteltaessa.

Taulukosta 24 havaitaan, että määritettyjen kitkakulman ja koheesion arvojen vaihtelu on melko suurta. Kitkakulman osalta Becquart et al. (2009), Lehtonen (2010) ja Muhunthan et al. (2004) saivat samansuuntaisia arvoja vaihteluvälillä 45,9–58,9 astetta. Laine-Ylijoki et al. (2005) mukaan Italiassa kolmiakσιαalikokeilla jätteenpolton pohjakuonalle oli määritetty kitkakulmaksi 43 astetta, USA:ssa 40–45 astetta ja Tanskassa 44 astetta. Nämä ovat vielä melko lähellä edellä mainittujen tutkimusten tuloksia. Wiles & Shepherd (1999) tutkivat pohjakuonasta seulotun suhteellisen hienorakeisen lajitteen kitkakulmaa, joten materiaali oli tasalaatuisempaa eikä siten sisältänyt suurempia särmikkäitä partikkeleja, jotka mahdollisesti muilla materiaaleilla nostivat kitkakulman arvoja. Wiles & Shepherdin (1999) tutkimuksesta havaitaan myös tiiveysasteen vaikutus kitkakulmaan. Kitkakulma aleni, kun materiaalin tiiviyssaste pieneni. Taulukoiduissa koheesion arvoissa on huomattavia eroja eri tutkimuksista kerättyjen tulosten välillä. Määritetyt koheesion arvot vaihtelevat välillä 0–69,3 kPa. Lehtosen (2010) tutkiman pohjakuonan 28 päivän puristuslujuus jäi arvoon 0,2 MPa. Kirjallisuudesta koottujen lujuusominaisuuksien perusteella jätteenpolton pohjakuona käyttäytyy sitomattoman materiaalin tapaan.

### 5.7.3 Yhteenveto

Jätteenpolton pohjakuona on rakeinen materiaali, joka ei sitoudu rakenteessa itsensä. Sen ominaisuudet riippuvat poltetun jätteen laadusta ja polttotekniikasta. Myös eri fraktioiden ominaisuudet ja koostumukset voivat vaihdella paljon. Jätteenpolton polttotekniikat kehittyvät jatkuvasti energiatehokkaampaan suuntaan ja myös materiaalien lajittelu ja palamattoman materiaalin erottelu kehittyvät ajan saatossa, joten eri vuosikymmeniltä saadut tulokset eivät ole täysin vertailukelpoisia keskenään. Tekniikoiden kehittyessä myös polttoprosessissa tuotetun pohjakuonan laatu muuttuu. Tuotetun pohjakuonan laadussa voi esiintyä vaihtelua saman maan sisällä laitoksesta ja polttotekniikasta riippuen. Siten on myös todennäköistä, että eri maiden välillä esiintyy pohjakuonan laatuvaihtelua. Maakohtaisesti yhdyskuntajätteen lajittelussa voi olla eroja ja tuotetun teollisuusjätteen laatu riippuu harjoitettavasta teollisuudesta. Tulosten vertailussa on otettava nämä asiat huomioon.

Laboratoriossa jätteenpolton pohjakuonan mekaanisia ominaisuuksia voidaan tutkia lähinnä syklisillä ja staattisilla kolmiakσιαalikokeilla sekä rasialeikkauskokeilla. Jätteenpolton pohjakuona vastaa mekaanisten ominaisuuksiensa puolesta lähinnä rakeisuudeltaan vastaavaa luonnonmateriaalia. Jätteenpolton pohjakuonan ympäristökelpoisuutta on tutkittu paljon muun muassa pohjakuonan kemiallisen koostumuksen perusteella, mutta materiaalin mekaanisia ominaisuuksia on kuitenkin tutkittu vielä verrattain vähän.

## 6 Päätelmät

Vaihtoehtoisia maarakennusmateriaaleja ja niiden soveltuvuutta tie- ja katurakentamiseen on tutkittu pitkään. Ne mahdollistavat uusiutumattomien neitseellisten kiviainesten käytön vähentämisen ja niiden maarakennuskäyttö tarjoaa samalla keinon hyödyntää sivutuotteita ja purkujätteitä tehokkaammin. Materiaalien hyödyntäminen edellyttää niiden tarkkaa tutkimista ja ominaisuuksien tuntemista. Tämän tutkimuksen tavoitteena oli selvittää kirjallisuuslähteitä hyödyntäen valittujen vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaanisten ominaisuuksien tutkimisessa käytettävät testimenetelmät ja kuormituskestävyyden kannalta oleellisimpien mekaanisten ominaisuuksien tyypillisiä lukuarvoja.

Vaihtoehtoisten materiaalien mekaanisten ominaisuuksien tutkimisessa käytettävistä testimenetelmistä havaittiin, että

- Tavanomaisten materiaalien tutkimiseen kehitetyt menetelmät soveltuvat pääosin hyvin myös vaihtoehtoisille materiaaleille materiaalieroista huolimatta.
- Standardoiduista testimenetelmistä voidaan joutua poikkeamaan esimerkiksi näytteen valmistelun ja kuormitusnopeuden suhteen.
- Olemassa olevia menetelmiä soveltamalla materiaalien mekaaniset ominaisuudet voidaan selvittää.
- Materiaaleja halutaan usein verrata vastaaviin tavanomaisiin materiaaleihin, joten vertailukelpoisuuden säilymiseksi materiaaleja kannattaa tutkia samoilla menetelmillä.
- Vaihtoehtoisille materiaaleille ei välttämättä kannata kehittää omia testimenetelmiä, vaan soveltaa ja kehittää olemassa olevia menetelmiä tarkoitukseenmukaisemmiksi.

Tutkimuksessa tarkasteltujen vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien osalta havaittiin, että

- Betonimurskeen ominaisuuksista löytyy melko hyvin tutkittua tietoa sekä lujuuden että jäykkyyden osalta. Kootut tulokset vastaavat hyvin suunnitteluohjeissa annettuja mitoitusparametreja.
- Asfalttimurskeesta ja -rouheesta löytyy tutkimustuloksia vähän, sillä se käytetään ensisijaisesti uuden päällysteen valmistuksessa. Asfalttirouheen koe-rakenteista on saatu hyviä tuloksia. Se ei kuitenkaan vastaa ominaisuuksiltaan bitumistabiloitua kerrosta, vaikka niissä olisi sama bitumipitoisuus.
- Lentotuhkaa on tutkittu täysin stabiloimattomana melko vähän, vaikka stabiloimatonkin lentotuhka lujittuu rakenteessa, jos se on varastoitu siten, että tuhka ei saa kosteutta.
- Pohjatuhkan osalta kivihiilen tuhkaa on tutkittu enemmän kuin puun- tai seospolton tuhkia, sillä se on tasalaatuisempaa.
- Tiilimurske on materiaalina hauras ja se hienontuu kuormituksessa, joten sitä ei voida sijoittaa rakenteessa kantavaan kerrokseen. Huonon mekaanisen kestävyytensä takia tiilimursketta on tutkittu melko vähän.
- Leijupetihiekasta on saatavilla vain vähän tutkittua tietoa. Koottujen ominaisuustietojen perusteella se vastaa lähinnä hiekkaa.
- Jätteenpolton pohjakuonan laatu vaihtelee jätteen laadun perusteella, joten vanhemmat tutkimustulokset eivät välttämättä vastaa nykyään syntyvää pohjakuonaa. Ominaisuuksiltaan jätteenpolton pohjakuona vastaa lähinnä saman rakeisuuden luonnonmateriaaleja.

Vaihtoehtoisten maarakennusmateriaalien mekaanisia ominaisuuksia tutkittaessa tulee ottaa huomioon, että vaihtoehtoiset materiaalit eivät aina ole yhtä tasakoosteisia kuin vastaavat tavanomaiset materiaalit. Tästä syystä materiaalien ominaisuudet voivat vaihdella merkittävästi saman materiaaliryhmänkin alla. Tässä työssä kirjattiin ylös materiaalien mekaanisten ominaisuuksien tyyppillisiä lukuarvoja, jotta ominaisuuksien suuruusluokista saadaan käsitys. Käytettävät materiaalit on kuitenkin tutkittava tapauskohtaisesti ennen maarakennuskäyttöä, sillä ominaisuusvaihtelut ovat suurempia kuin tavanomaisilla materiaaleilla.

## Lähteet

Aatheesan, T, (2011), Engineering Properties and Applications of Recycled Brick Rubble, PhD Thesis, Swinburne University of Technology, 428 p.

AL-Engineering Oy, Loadman, kannettava pudotuspainolaite. Saatavissa (viitattu 14.6.2015): <http://www.al-engineering.fi/>

Arm, M., (2003), Mechanical Properties of Residues as Unbound Road Materials - experimental tests on MSWI bottom ash, crushed concrete and blast furnace slag. Doctoral Thesis. Stockholm, Sweden. 66 s. + liitt. 58 s.

Arm, M., (2004), "Variation in deformation properties of processed MSWI bottom ash: Results from triaxial tests", Waste Management, vol. 24, no. 10, pp. 1035-1042.

Arm, M. & Tiberg, C., (2010), Handbok, Bottenaskor från kol-, torv- och biobränsleeldning i väg- och anläggningsarbeten. Statens geotekniska institute, Information 18:6, Linköping 2010, 29 s. + liitt. 12 s.

Arro, H., Pihu, T., Prikk, A., Rootamm, R. & Konist, A., (2009), Comparison of ash from PF and CFB boilers and behaviour of ash in ash fields, Proceedings of the 20th International Conference on Fluidized Bed Combustion, pp. 1054–1060.

Arulrajah, A., Disfani, M.M., Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C. & Prongmanee, N., (2014), Physical properties and shear strength responses of recycled construction and demolition materials in unbound pavement base/subbase applications, Construction and Building Materials, vol. 58, pp. 245-257.

Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M. M. & Bo, M. W., (2013), Geotechnical and Geoenvironmental Properties of Recycled Construction and Demolition Materials in Pavement Subbase Applications, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 25, no. 8, pp. 1077-1088.

Arulrajah, A., Piratheepan, J., Aatheesan, T. & Bo, M.W., (2011), Geotechnical Properties of Recycled Crushed Brick in Pavement Applications, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 23, no. 10, pp. 1444–1452.

Arvidsson, H. & Loorents, K-J., (2005), Miljöriktig användning av askor 930, Askors materialtekniska funktion – VTI:s materialdatabas, Värmeforsk Service AB, Stockholm, 34 s. + litt. 20 s.

Arvidsson, H., (2006), Dynamiska treaxialförsök på VTI, Jämförelse mellan VTI-metoder och EN 13286-7, VTI notat 21-2006, 32 s. + liitt. 13s.

Aurstad J., Aksnes J., Berntsen G., Dahlhaug J., Petkovic G. & Uthus N., (2006), Unbound crushed concrete in high volume roads, A field and laboratory study, 5th International Conference on Research and Practical Applications Using Wastes and Secondary Materials in Pavement Engineering, 22–23 February 2006, John Moore University, Liverpool, UK, 12 p.

Aurstad, J., Dahlhaug, J.E. & Berntsen, G., (2009), "Unbound crushed concrete in high volume roads – evaluation of field behavior and structural performance", Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields - Proceedings of the 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, pp. 1177.

Batmunkh, N., Siripun, K., Jitsangiam, P. & Nikiraz, H., (2010), Sustainable use of crushed concrete waste as a road base material, Proceedings of the 4th International Conference on Sustainability Engineering and Science, Auckland, New Zealand, 10 p.

Becquart, F., Bernard, F., Abriak, N.E. & Zentar, R., (2009), "Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction", Waste Management, vol. 29, no. 4, pp. 1320-1329.

Belt, J., Kolisoja, P., Alatyppö, V. & Valtonen, J., (2006), Tierakenteen rappeutuminen ja kunnan ennustaminen, Oulun yliopisto, Rakentamisteknologian tutkimusryhmä, julkaisu n:o 2, Oulu, 43 s., Verkkojulkaisu, Saatavissa: <http://herkules oulu.fi/isbn9514280520/isbn9514280520.pdf>

Belt, J., Lämsä, V.-P., Savolainen, M. & Ehrola, E., (2002), Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto, Tiehallinnon selvityksiä 15/2002, 72 s.

Bendz, D., Arm, M., Flyhammar, P., Westberg, G., Sjöstrand, K, Lyth, M. & Wik, O., (2006), Projekt Vändöra: En studie av långtidsegenskaper hos en väg anlagd med bottenaska från avfallsförbränning, Värmeforsk service AB, Stockholm, 86 s.

Bennert, T. & Maher, A., (2005), The Development of a Performance Specification for Granular Base and Subbase Material, Final report 1/2003-2/2005, New Jersey Department of Transportation, USA, 55 p. Saatavissa: <http://www.state.nj.us/transportation/refdata/research/reports/FHWA-NJ-2005-003.pdf>

Brecciaroli, F. & Kolisoja, P., (2006), Deformation behaviour of railway embankment materials under repeated loading, Finnish Rail Administration A 5/2006, 201 p. + app. 10 p.

CEN ISO/TS 17892-7, (2004), Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokokeet. Osa 7: Hienorakeisen maan yksiakσιαalinen puristuskoee, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Tiehallinto, 12 s.

CEN ISO/TS 17892-8, (2004), Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil. Part 8: Unconsolidated undrained triaxial test, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Tiehallinto, 13 s.

CEN ISO/TS 17892-9, (2004), Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokokeet. Osa 9: Konsolidoidut kolmiakσιαalikokeet (vedellä kyllästetty näyte) ja sen soveltaminen Suomessa, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Tiehallinto, 24 s.

CEN ISO/TS 17892-10, (2004), Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 10: Direct shear tests, Suomen Standardisoimisliitto SFS.14 s.

Chidioglou, I., O'Flaherty, F. & Goodwin, A., (2009), Shear behavior of crushed concrete and bricks, Author deposited version, 17 p. + App. 11 p. Saatavissa: [http://shura.shu.ac.uk/3054/1/09\\_Shear\\_behaviour\\_of\\_crushed\\_concrete\\_and\\_bricks\\_%28pre-pub%29.pdf](http://shura.shu.ac.uk/3054/1/09_Shear_behaviour_of_crushed_concrete_and_bricks_%28pre-pub%29.pdf)

Craig, R.F., (2001), Soil Mechanics, Sixth edition, Department of Civil Engineering, University of Dundee UK, 485 p.

Das, B. M. & Sobhan, K., (2014), Principles of geotechnical engineering, 8th edition, Cengage Learning, USA, 705 p. + app. 16 p.

Dawson, A., Isacsson, U. & Lekarp, F., (2000), State of the art II: Permanent strain response of unbound aggregates, Journal of Transportation Engineering, vol. 126, no. 1., pp. 76–83

Dawson, A. & Kolisoja, P., (2004), Permanent deformation, Roadex II, Verkkojulkaisu, 47 p. Saatavissa: [http://www.roadex.org/wp-content/uploads/2014/01/2\\_1-Permanent-Deformation\\_L.pdf](http://www.roadex.org/wp-content/uploads/2014/01/2_1-Permanent-Deformation_L.pdf)

Dettenborn, T., (2013), Betonimurskerakenteiden pitkäaikaistoimivuus, diplomityö, Aalto-yliopisto, Rakennustekniikka, Pohjarakennus ja maamekaniikka, Espoo, 110 s. + liitt. 36 s.

Dettenborn, T., Forsman, J. & Korkiala-Tanttu, L., (2015), Crushed concrete in road structures – two decades of experience, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 8 p.

de Vries, W. & Rem, P. C., (2013), ADR – a classifier for fine moist materials, In: Gente V and La Marca F (eds) Separating Pro-Environment Technologies for Waste Treatment, Soil and Sediments Remediation, Sharjah UAE: Bentham Science Publishers, pp. 43–58.

Ehrola, E., (1996), Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet, Helsinki 1996, Rakennustieto Oy. 365 s.

Eriksson, M., (2001), Alternativa fyllningsmaterial till ledningsgravar för VA – en jämförelse mellan nya och traditionella material, Examensarbete 2001:26, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm. 52 s. + liitt. 4 s.

Erlingsson, S. & Salour, F., (2014), Impact of groundwater level on the mechanical response of a flexible pavement structure, A case study at the Torpbrusk test section along country road 126 using a Falling Weight Deflectometer, Linköping, Sweden, VTI, VTI rapport 808A, 51 p.

Eskola, P., Mroueh, U-M., Juvankoski, M. & Ruotoistenmäki, A., (1999), Maarakentamisen elinkaariarviointi, VTT tiedotteita 1962, Espoo, 111 s. + liitt. 16 s.

Finncao Oy, (2005), Metsäteollisuuden lentotuhkien käyttö tie-, katu- ja kenttä-rakenteissa, suunnittelu- ja mitoitusohje, 22 s. + liitt. 2 s.

Forsman, J., Koivisto, K., Hautalahti, P. & Haatainen, M., (2002), Ekoinfra-projekti: ”Uusiomateriaalit yhdyskuntien liikenneväylien pehmeikkörakentamisessa”. Loppuraportti 31.10.2002, SCC Viatek, 38s. + liit. 13 s.

Forsman, J. & Korjus, H., (2000), Betonimurskeen käyttö tien päällysrakennekerroksissa, Mitoitus ja työohjeet. Tielaitoksen selvityksiä 5/2000, 25 s. + liit. 3s.

Fortum, (2015a), Sähkön ja lämmön yhteistuotanto Suomessa, 30.3.2015. Saatavissa (viitattu 28.9.2015): <https://www.fortum.fi/fi/energiantuotanto/s%C3%A4hk%C3%B6n-ja-l%C3%A4mm%C3%B6n-yhteistuotanto/suomessa/pages/default.aspx>

Fortum, (2015b), Tuoteseloste, CE-merkitty pohjahiekka, Joensuun voimalaitos. Fortum Power and Heat Oy.

Fortum, (2015c), Tuoteseloste, Leijukerrospolton pohjahiekka, Suomenojan voimalaitos, Fortum Power and Heat Oy.

Hakari, M., (2007), Sivutuotteiden maarakennuskäytön ohjeistus – Betonimurske ja pääkaupunkiseudun kivihiilituhkat, Diplomityö. Espoo, Teknillinen Korkeakoulu. 126 s. + liit. 69 s.

Hartlén, J., Grönholm, R., Nyström, T. & Schultz, J., (1999), Projektet nya sten- och grusmaterial, Återanvändning av sekundära material inom anläggningområdet, Slutrapport, Swedish Environmental Protection Agency, 93 s.

Hämäläinen, J. & Makkonen, P., (2003), Leijupolttoteknologia: vihreää energiaa, VTT 8.1.2003, 6 s.

Inam, A., Ishikawa, T. & Miura, S., (2012), Effect of principal stress axis rotation on cyclic plastic characteristics of unsaturated base course material, *Soils and Foundations*, Volume 52, Issue 3, June 2012, 465–480 pp.

InfraRYL 2009/2, 21100 Päällysrakenne.

InfraRYL, (2010), Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset, Osa 1: Väylät ja alueet, Rakennustieto Oy.

Jacobson, T., (2002a), Återvinning av krossad asfalt som bär- och förstärkningslager. Del 1 – Karakterisering och egenskaper genom laboriestudier, VTI notat 31-2002, Väg- och transportforskningsinstitutet, 47 s.

Jacobson, T., (2002b), Återvinning av krossad asfalt som bär- och förstärkningslager. Del 2 – Erfarenhet från fältstudier, VTI notat 32-2002, Väg- och transportforskningsinstitutet, 50 s.

Jalovaara, J., Aho, J., Hietamäki, E. & Hyytiä, H., (2003), Paras käytettävissä oleva tekniikka (BAT) 5–50 MW polttolaitoksissa Suomessa, Suomen ympäristökeskus, 126 s.



Juvankoski, M. & Laaksonen, R., (2001), Sitomattomat tien rakennekerrosten materiaalit, Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä, Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma 1994–2001, Espoo, VTT Rakennus ja yhdyskuntateknikka, 72 s. + liit. 29 s. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/22-sitomattmateriaalit.pdf>

Jätelaki, 17.6.2011/646. Saatavissa (viitattu 3.2.2015):  
<http://www.finlex.fi/fi/laki/ajantasa/2011/20110646>

Jäteverolaki, 17.12.2010/1126. Saatavissa (viitattu 3.2.2015):  
<http://www.finlex.fi/fi/laki/ajantasa/2010/20101126>

Jääskeläinen, R., Rantamäki, M. & Tammirinne, M., (2008), Geotekniikka, Espoo, Otatieto, Hakapaino Oy, 307 s.

Jääskeläinen, R., (2011), Geotekniikan perusteet, Tammertekniikka, 2011 Bookwell, Tampere, 387 s.

Kaartinen, T., Laine-Ylijoki, J., Koivuhuhta, A., Korhonen, T., Luukkanen, S., Mörsky, P., Neitola, R., Punkkinen, H. & Wahlström, M., (2010), Pohjakuonan jalostus uusiomateriaaliksi, VTT tiedotteita 2567, 98 s. + liit. 8 s.

Kalliainen, A., Luomala, H., Jäniskangas, T., Nurmikolu, A. & Kolisoja, P., (2011), Radan eristys- ja välikerrosten tiiviys- ja kantavuustutkimus, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2011, 152 s. Saatavissa: [http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf3/lts\\_2011-10\\_radan\\_eristys\\_web.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2011-10_radan_eristys_web.pdf)

Kari, S., (2005), Kivihillen ja puun poltossa syntyvät lentotuhkat tierakenteiden materiaaleina, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 153 s. + liitt. 33 s.

Kolisoja, P., (2013), RAK-22310 Tie- ja katurakenteen suunnittelu, Luentomateriaali, Tampereen teknillinen yliopisto, Maa- ja pohjarakenteiden laitos.

Kolisoja, P., (1997), Resilient deformation characteristics of granular materials, Tampere University of Technology, Publication 223, 1997, 188 p. + liit.13 p.

Kolisoja, P., (1993), Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikan laitos, julkaisu 24, 147 s.

Kondratjeff, J., (1998), Murskatun asfalttirouheen hyötykäyttö kadunrakentamisessa, Insinööriyö, Turun kaupunki, Kunnallistekninen osasto, 56 s. + liitt. 12 s.

Korpihalla, T., (2015), Iisalmen sanomat 8.4.2015, Verkkojulkaisu, Saatavissa (viitattu 21.5.2015): <http://www.iisalmensanomat.fi/news/kunnossapitomestari-edess-katastrofi-josteit-ei-korjata/>

Korpijärvi, K., Mroueh, U-M., Merta, E., Laine-Ylijoki, J., Kivikoski, H., Järvelä, E., Wahlström, M. & Mäkelä, E., (2009), Energiantuotannon tuhkien jalostaminen maa- rakennuskäyttöön, VTT tiedotteita 2499, Edita Prima Oy, Helsinki. 75 s. + litt. 19 s.

Laaksonen, R., Kivikoski, H., Pienimäki, M., Korkiala-Tanttu, L. & Törnqvist, J., (2004), Deformaation hallinta tien rakennekerroksissa, Deformaation laskentatyökalun kehittäminen, Tiehallinnon selvityksiä 57/2004, Helsinki, 63 s. + liitt. 34 s.

Lahtinen, P., (2001), Fly ash mixtures as flexible structure materials in low-volume roads, Doctoral thesis, Finnish road administration, Finnra reports 70/2001, 95p. + app. 55p.

Lahtinen, P. & Parkkinen, E., (1992), Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje, Tielaitoksen selvityksiä 46/1992, 53 s.

Laine-Ylijoki, J., Wahlström, M., Peltola, K., Pihlajaniemi, M. & Mäkelä, E., (2002), Seospolton tuhkien koostumus ja ympäristölaadunvarmistusjärjestelmä, Espoo 2002, VTT Tiedotteita 2141, 51 s. + liitt. 59 s.

Laine-Ylijoki, J., Mroueh, U.-M., Vahanne, P., Wahlström, M., Vestola, E., Salonen, S. & Havukainen, J., (2005), Yhdyskuntajätteen termisen käsittelyn kuonista ja tuhista hyötykäytettäviä ja loppusijoitettavia tuotteita, VTT tiedotteita 2291, Espoo 2005, 83 s. + liitt. 4 s.

Lehtonen, M., (2010), Jätevoimalan arinakuonan hyötykäyttö, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 129 s. + liitt. 25 s.

Liikennevirasto, (2014), Uusiomateriaaliopas – luonnos, 51 s. + liitt. 19 s. Saatavissa (viitattu 18.2.2015):

<http://www.uuma2.fi/sites/default/files/Uusiomateriaaliopas%20%20E2%80%93%20Luonnos%2028.2.2014%20%20E2%80%93%20Liikennevirasto%202014.pdf>

Liikennevirasto, (2012a), Liikenneviraston ohjeita 10/2012, Tien geotekninen suunnittelu. 40 s. + liitt. 37 s.

Liikennevirasto (2012b), Liikenneviraston ohjeita 11/2012, Sillan geotekninen suunnittelu, Sillat ja muut taitorakenteet, 49 s. + liitt. 40 s.

Liu, G., Pang, L., Wu, S. & Zhu, J. (2010), Laboratory Study on Ultraviolet Radiation Aging of Bitumen, J. Mater. Civ. Eng. 22, Special issue: Asphalt and Modified Asphalt Materials, pp. 767–772.

McGarrah, E.J., (2007), Evaluation of Current Practices of Reclaimed Asphalt Pavement/Virgin Aggregate as Base Course Material, University of Washington, Seattle, 2007, 33 p.

Muhunthan, B., Taha, R. & Said, J., (2004), Geotechnical engineering properties of incinerator ash mixes, Journal of the Air and Waste Management Association, vol. 54, no. 8, pp. 985-991.

Mäkelä, H. & Höynälä, H., (2000), Sivutuotteet ja uusiomateriaalit maarakenteissa, Materiaalit ja käyttökohteet, Teknologiakatsaus 91/2000, Tekes, 97 s.

Määttänen, A., (2000), Betonin kierrätys ja betonimurskeen käyttö maarakentamisessa, Diplomityö, Tampereen teknillinen korkeakoulu, 124 s. + liitt. 5s.

Nieminen, J., (2013), Biomassaa polttavan kerrosleijukattilan tulipesän kuonaantumisen mallintaminen, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 105 s.

Oulun yliopisto, Fysiikan laitos, Seismiset menetelmät, (päivitetty 12.9.2011). Saatavissa (viitattu 3.8.2015): <http://www oulu.fi/fysiikka/node/521>

Pajukallio, A-M., Wahlström, M. & Alasaarela, E., (2011), Maarakentamisen uusiomateriaalit, Ympäristökelpoisuuden osoittaminen ja tuotteistaminen, Ympäristöministeriön raportteja 11/2011, Helsinki 2011, Ympäristöministeriö, 106 s.

PANK-9001, (2002), Kantavuuden mittaus, Loadman, Päällystealan neuvottelukunta, 4 s.

Quinn, P. E., (2009), Large landslides in sensitive clays in eastern Canada and the associated hazard and risk to linear infrastructure, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, 2009, 430 p. + liit.7 p.

Raiko, R., Saastamoinen, J., Hupa, M. ja Kurki-Suonio, I., (2002), Poltto ja palaminen (2. painos), IFRF – Suomen kansallinen osasto, Jyväskylä, 750s.

Ramboll, (2008), UUMA-inventaari, PT 11636 plv. 3300-3580 Knusters-Östersundom (Sipoo), Lentotuhka massiivirakenteena, 23 s. + liitt. 13 s.

Reid, J. M., (2000), The use of alternative materials in road construction, International Symposium on Unbound Aggregates in Roads-UNBAR, Vol. 5, 2000, 8 p.

Reid, J.M., Evans, R.D., Holnsteiner, R., Wimmer, B., Gaggl, W., Berg, F., Pihl, K.A., Milvang-Jensen, O., Hjelmar, O., Rathmeyer, H., Francois, D., Raimbault, G., Johansson, H.G., Håkansson, K., Nilsson, U. & Hugener, M., (2001), ALT-MAT: Alternative materials in road construction, Final report for publication, 190 s.

Repo, H., (2006), Betonitiet jäivät Suomessa kokeiluksi, Tekniikka & talous 17.8.2006. Saatavissa (viitattu 13.4.2015): <http://www.tekniikkatalous.fi/rakennus/betonitiet+jaivat+suomessa+kokeiluksi/a37721>

RIL 157-1 Geomekaniikka I, (1985), Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Espoo, Otapaino, 479 s.

Roadex e-Learning, kurssi 1: Pysyvät muodonmuutokset. Saatavissa (viitattu 21.5.2015): <http://www.roadex.org/fi/e-learning/kurssit/pysyvat-muodonmuutokset/3-pysyvat-muodonmuutokset-urautumisen-luokittelu/>

RT 35-11136, (2013), Poltetut tiilet, Muuraustarvikkeet, Rakennustieto Oy.

RT 35-10840, (2005), Kalkkihiekkatiilet, Muuraustarvikkeet, Rakennustieto Oy.

Rudus Oy, (2008), Lentotuhkaohje, Käyttöohje rakentamiseen ja suunnitteluun, 1/2008, 11 s.

Rudus Oy, (2008), Pohjatuhkaohje, Käyttöohje rakentamiseen ja suunnitteluun, 1/2008, 11 s.

Saarenketo, T., (2014), RAK-23340 Tien rakenteen parantaminen ja kunnossapito. Luentomateriaali. Roadscanners Oy.

SFS-EN 13286-7, (2004), Sitomattomat ja hydraulisesti sidotut seokset. Osa 7: Syklinen kolmiaksaalikoe sitomattomia kiviainesseoksia varten, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Tiehallinto, 37 s.

SFS-EN 12697-23, (2003), Asfalttimassat. Testausmenetelmät. Osa 23: Asfalttinäytteen halkaisuvetolujuuden määrittäminen. Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 23: Determination of the indirect tensile strength of bituminous specimens, Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, 21 s.

SFS-EN 12390-5, (2009), Kovettuneen betonin testaus. Osa 5: Koekappaleiden taivutuslujuus. Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Rakennustuote-teollisuus RTT ry, 8 s.

SFS-EN 12390-1, (2013), Testing hardened concrete. Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds, Helsinki, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, Rakennustuote-teollisuus RTT ry, 13 p.

Sivakumar, V., McKinley, J.D. & Ferguson, D., (2005), Reuse of construction waste: performance under repeated loading, Geotechnical Engineering, Proc., Institution of Civil Engineers UK, 157, London, pp. 91–96

Sormunen, A. & Rantsi, R., (2015), To fractionate municipal solid waste incineration bottom ash: Key for utilisation? Waste Management & Research, 10 p.

Spoof, h. & Petäjä, S. (2000). Pudotuspainolaitemittaus (PPL-mittaus), TPPT Menetelmäkuvaus, Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma 1994–2001, VTT Yhdyskuntatekniikka, 15 s. + liitt. 2 s.

Stroup-Gardiner, M. & Wattenberg-Komas, T., (2013), Recycled Materials and By-products in Highway Applications, Volume 2: Coal Combustion Byproducts, NCHRP synthesis 435, Transportation research board, Washington D.C., 48 p. + app. 4 p.

Sullivan, R. H., Minnesota department of transportation, Office of Minnesota Road Research User guide to the dynamic cone penetrometer, 18 p. Saatavissa: [http://www.dot.state.mn.us/materials/researchdocs/User\\_Guide.pdf](http://www.dot.state.mn.us/materials/researchdocs/User_Guide.pdf)

Sweere, G. T. H., (1990), Unbound granular bases for roads, Dissertation, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 384 p.

Södergren, I., (2001), Provningsmetoder för alternativa material till vägunderbyggnad - Undersökning av rosteldad kolbottenaska, slaggrus och krossad betong, Vägverket 2001:34, 60 s. Saatavissa: [http://www.energiaskor.se/pdf-dokument/rapporter-geotekniska%20applikationer/2001\\_34\\_Provningsmetoder\\_for\\_alternativa\\_material\\_till\\_vagunderbyggnad.pdf](http://www.energiaskor.se/pdf-dokument/rapporter-geotekniska%20applikationer/2001_34_Provningsmetoder_for_alternativa_material_till_vagunderbyggnad.pdf)

Tarkkio, T, (2014), Lentotuhkan pitkäaikaistoimivuus teiden ja kenttien päällysrakenteissa, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 138 s. + liitt. 4s.

Tiehallinto, (2000), Betonimurskeen käyttö tien päällysrakennekerroksissa, mitoitus- ja työhöjeet, Helsinki, Tielaitoksen selvityksiä 5/2000, 25 s. + liitt. 3 s.

Tiehallinto, (2004), Tierakenteen suunnittelu, Suunnitteluvaiheen ohjaus, 69 s.

Tiehallinto, (2005), Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D, Tien päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit ja kestävyysmallit, 13s. Saatavissa:  
<http://alk.tiehallinto.fi/thohje/tts71d.pdf>

Tiehallinto, (2007), Sivutuotteiden käyttö tierakenteissa, Suunnitteluvaiheen ohjaus, Helsinki 2007, verkkojulkaisu, 68 s. + liitt. 7s. Saatavissa:  
<http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2100041-v-07-sivutuoteohje.pdf>

Tielaitos (1993), Betonipäällysteen valinta ja talous, Tielaitoksen selvityksiä 56/1993, Helsinki, 47 s.

Tiileri, (2015), Tekninen opas II, 12s. Saatavilla:  
[http://www.tiileri.fi/tiedostot/tekninen\\_opas\\_II\\_2015.pdf](http://www.tiileri.fi/tiedostot/tekninen_opas_II_2015.pdf)

Tuhkarakentamisen käsikirja, (2012), Energiantuotannon tuhkat väylä-, kenttä- ja maarakenteissa, verkkojulkaisu, 65s. + liitt. 18s. Saatavissa:  
[http://energia.fi/sites/default/files/tuhkarakentamisen\\_kasikirja.pdf](http://energia.fi/sites/default/files/tuhkarakentamisen_kasikirja.pdf)

Tutumluuer, E., (2013), Practices for Unbound Aggregate Pavement Layers, NCHRP Synthesis 445, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2013, 181 p.

Valkeisenmäki, A., (2015), Destia Oy, sähköpostikeskustelu 8.12.2015.

Valtioneuvoston asetus jätteen polttamisesta. 151/2013. Helsinki 14.2.2013

Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa annetun valtioneuvoston asetuksen liitteiden muuttamisesta, 403/2009. Helsinki 4.6.2009

Valtiovarainministeriö, (2012), Maa-ainesvero, Selvitys maa-ainesveron käyttöönoton mahdollisuuksista ja tarkoituksenmukaisuudesta. Saatavissa (viitattu 5.6.2015):  
[http://www.2014.vm.fi/vm/fi/04\\_julkaisut\\_ja\\_asiakirjat/03\\_muut\\_asiakirjat/20120308Maaain/Maa-ainesveroselvitys060312\\_NETTI.pdf](http://www.2014.vm.fi/vm/fi/04_julkaisut_ja_asiakirjat/03_muut_asiakirjat/20120308Maaain/Maa-ainesveroselvitys060312_NETTI.pdf)

Varin, P., (2007), Betoni- ja tiilimurskeet maarakenteiden materiaaleina, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan osasto, Maa- ja pohjarakenteiden laitos, Tampere, 83 s. + liitt. 8 s.

Viatek Oy, (1998), Tuhkarakenteiden rakennemuodulien ja lämmönjohtavuuden määrittäminen mittaustuloksista takaisinlaskemalla., Teknillinen korkeakoulu, tielaboratorio, Espoo, 47 s. + liitt. 30 s.

Viatek Oy, (2003), Paikallistie PT 11636, PLV 3200-3580, Sipoo, (Entinen Knuters-Östersundom yksityistie), Tuhkakoerakenteet, Loppuraportti, Seurantamittaus-tulokset 1997–2002, Tuhkat hyötykäyttöön –projekti, Finergy, Tiehallinto. 38 s.

von Bahr, B., Arvidsson, H., Ekvall, A. & Loorents, K-J., (2006), Kvalitetskriterier för bottenaskor till väg- och anläggningsbyggnad, Etapp II – Bottenaskors tekniska egenskaper, Värmeforsk Service AB, Stockholm. 69 s. + liitt. 64 s.

Werkmeister, S., (2003), Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement construction, Dissertation, Dresden, Germany, 133 p. + liitt.36 p.

Wiles, C. & Shepherd, P. (1999), Beneficial use and recycling of municipal waste combustion residues – a comprehensive resource document, National renewable energy laboratory, 127 p.

Ydrevik, K., (2000), Hållfasthetstillväxt hos ballast av krossad betong, Erfarenhet från laboratoriemätningar och provvägsförsök i Sverige, VTI notat 69-2000, Väg- och transportforskningsinstitutet, 17 s. Saatavissa:

<http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:669980/FULLTEXT01.pdf>

Österbacka, J., (2015), TUULI lisää tuhkien jalostusosaamista, Uusiouutiset 5/2015. s. 24–25. Saatavissa:

<http://www.tekes.fi/globalassets/global/ohjelmat-ja-palvelut/ohjelmat/green-growth/aineistot/juttuja-mediassa/uu515ekokem.pdf>



ISBN 978-952-317-207-4  
ISSN 2343-1741  
[www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi)

Liik  
enne  
vira  
sto

