



Aalto-yliopisto
Insinöörیتieteiden
korkeakoulu

Dettenborn Taavi

Betonimurskerakenteiden pitkäaikaistoimivuus

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-
insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 27.02.2013

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: DI Juha Forsman, Ins. AMK Katja Lehtonen

Tekijä Taavi Dettenborn		
Työn nimi Betonimurskerakenteiden pitkäaikaistoimivuus		
Laitos Rakennustekniikka		
Professuuri Pohjarakennus ja maamekaniikka	Professuurikoodi Rak-50	
Työn valvoja Professori Leena Korkiala-Tanttu		
Työn ohjaajat: DI Juha Forsman, Ins. AMK Katja Lehtonen		
Päivämäärä 27.02.2013	Sivumäärä 110 + 36	Kieli Suomi

Työn tavoitteena oli tutkia betonimurskeen pitkäaikaiskäyttämistä 1990-luvulla ja 2000-luvun alussa rakennettujen tie- ja katurakenteiden havaintojen ja kirjallisuusselvityksen perusteella. Lisäksi työssä tutkittiin joidenkin käytössä olevien laskentamenetelmien (APAS, PLAXIS 3D Foundation, Odemark) soveltuvuutta betonimurskerakenteiden takaisinlaskentaan. Työn tutkimusosiossa analysoitiin Suomessa olevia betonimurskerakenteita kantavuusmittauksien avulla. Kantavuusmittauksista saatujen taipumasuppiloiden avulla takaisinlaskettiin rakennekerroksien E-moduuleja. Lisäksi työssä kehitettiin ”erotussuora-analyysi” laskentamenetelmä betonimurskerakennekerroksen lujittumisen havaitsemiseksi tierakenteessa.

Työssä tehtyjen havaintojen perusteella tien rakennekerrokset, joissa on käytetty 0/50 mm betonimursketta kantavassa tai jakavassa kerroksessa, saavuttavat 13 – 15 vuoden jälkeen rakentamisesta noin 15 - 25 %:a suuremman kantavuuden päällysteen pinnalta kuin tavallisella kiviaineksella rakennetut rakennekerrokset. Kantavuuden kehittymiseen vaikuttaa betonimurskeen lujittuminen, joka tapahtuu rakenteissa ajan myötä. Lujittuminen perustuu sitoutumattoman sementin murskauksessa syntyvien reaktiopintojen sitoutumiseen. Tässä työssä tutkittujen koekohteiden havaintojen perusteella betonimurskeen lujittuminen on suurinta ensimmäisten vuosien jälkeen rakentamisesta ja lujittuminen hidastuu noin 2-5 vuoden jälkeen rakentamisesta.

Avainsanat betonimurske, betoninkierrätys, kantavuus, betonimurskerakenteet, takaisinlaskenta

Author Taavi Dettenborn

Title of thesis Crushed concrete long-term behaviour

Department Civil and Structural Engineering

Professorship Soil Mechanics and Foundation Engineering

Code of professorship Rak-50

Thesis supervisor Professor Leena Korkiala-Tanttu

Thesis advisor(s): M. Sc. (Tech) Juha Forsman, M Eng. Katja Lehtonen

Date 27.02.2013

Number of pages
110+36

Language Finnish

The goal of this study was to examine the long-term behaviour of crushed concrete in pavement structures via analysis of full scale structures follow-up measurement results and a literature study. Additionally, the suitability of some backcalculation methods (APAS, PLAXIS 3D Foundation, Odemark) for determination of crushed concrete E-moduli were examined.

Analysed trial sections consisted of road to highway sections where crushed concrete has been used in road base and sub-base layers. Earliest trial sections which were studied were constructed in 1995, which enabled 17 years of follow-up study. E-moduli of pavement layers were determined using deflection data from falling weight deflectometer (FWD) measurements. Deflection data was back-calculated to layer E-moduli using PLAXIS 3D Foundation program. An analysing method was also developed in this study, with the aim of determining the increase of crushed concrete stiffness in pavement structure.

According to this study the sections consisting of 0/50 mm crushed concrete in sub or sub-base have gained 15 – 25 % larger bearing capacity after 13 – 15 years construction than the reference pavements that were constructed using crushed rock. The increase of the crushed concrete stiffness was faster in the first years following construction, and further increase was insignificant or not observed after 2-5 years from construction.

Keywords crushed concrete, recycled concrete aggregate, RCA, backcalculating

Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Aalto –yliopiston Rakenne- ja rakennustuotantotekniikan koulutusohjelmassa pohjarakennuksen- ja maamekaniikan oppituolille. Työn tilaajana on toiminut Rudus Oy, ja se on tehty yhteistyössä Ramboll Finland Oy:n kanssa.

Diplomityön tekemistä on ohjannut ohjausryhmä, johon ovat kuuluneet:

<i>Katja Lehtonen</i>	<i>Rudus Oy</i>
<i>Tuomo Joutsenoja</i>	<i>Rudus Oy</i>
<i>Juha Forsman</i>	<i>Ramboll Finland Oy</i>
<i>Janne Sikiö</i>	<i>Ramboll Finland Oy</i>
<i>Leena Korkiala-Tanttu</i>	<i>Aalto-yliopisto</i>

Haluan kiittää ohjausryhmää neuvoista, materiaalista ja kommenteista, joita olen työn aikana saanut. Lisäksi haluan kiittää Kirsi Koivistoa (Ramboll Finland Oy), joka on auttanut minua lähtötietojen hankinnassa ja Jani Pieksamästä (Rudus Oy) työni kommentoinnista.

Espoo 27.02.2013

Taavi Dettenborn

Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo	1
Merkinnät	3
Lyhenteet	4
1 Johdanto	5
2 Tien kuormitukset	7
2.1 Staattiset liikenteen aiheuttamat kuormat	7
2.1.1 Staattinen kuorma homogeenisessa puoliavaruudessa	7
2.1.2 Staattiset kuormat monikerrosmallissa	10
2.2 Liikkuvat liikennekuormat	11
2.3 Ympäristökuormitukset	15
2.3.1 Yleistä	15
2.3.2 Routa	16
2.3.3 Vesi	17
2.3.4 Lämpötila	18
2.3.5 Jäädytys-sulatusrasitus	18
3 Tierakenteiden mitoitus ja toiminnalliset vaatimukset	19
3.1 Tierakenteen suunnitteluprosessi	19
3.2 Tien rakennekerrokset	21
3.3 Tierakenteen kuormituskestävyys	23
3.4 Tierakenteen deformaatiot	24
3.4.1 Deformaation muodostuminen tierakenteessa	24
3.4.2 Sitomattomien materiaalien pysyvät muodonmuutokset	25
3.4.3 Deformaation hallinta suunnittelussa	27
4 Betonimurske rakennusmateriaalina	28
4.1 Betonin kiertokulku rakennetussa ympäristössä	28
4.2 Betonimurskeeseen vaikuttavat lainsäädännöt Suomessa	31
4.2.1 Eräiden jätteiden hyödyntäminen maarakentamisessa	31
4.2.2 Rakennustuotantoasetus ja CE-merkintä	31
4.3 Betonimurskeen käyttö ja kokemukset maissa	35
4.3.1 Betonimurskeen käyttö maailmanlaajuisesti	35
4.3.2 Suomi	36
4.3.3 Norja	37
4.3.4 Ruotsi	37
4.3.5 Yhdysvallat	37
4.3.6 Australia	39
5 Betonimurskeen mekaaniset ominaisuudet	39
5.1 Murskatun betonin alkuperän vaikutus betonimurskeen lujuuteen	39
5.2 Betonimurskeen lujuuden kehitys	41
5.3 Betonimurskeen pysyvät muodonmuutokset ja resilient-moduuli	47
5.4 Betonimurskekeoerakenteiden urautuminen ja tasaisuus	55

5.5	Betonimurskeen pitkäaikaiskäyttäytyminen tierakenteessa.....	56
6	Laskenta- ja tulkintamenetelmät	59
6.1	Odemarkin laskentamenetelmä	59
6.2	APAS monikerroslaskentamenetelmä.....	61
6.3	PLAXIS 3D FOUNDATION laskentamenetelmä.....	62
6.4	Pudotuspainolaitemittauksien analyysi	67
6.5	Laskentamenetelmien vertailu	68
6.6	Comsol Multiphysics module	69
7	Betonimurskekoerakenteet Suomessa.....	70
7.1	Yleistä	70
7.2	Lahdenperänkatu 1996, Tampere.....	71
7.2.1	Kohteen kuvaus ja rakentaminen	71
7.2.2	Mittaukset.....	72
7.2.3	Kantavuusmittauksien tulokset	73
7.3	Rusutjärvi-Paijala, Tuusula.....	73
7.3.1	Kohteen kuvaus ja rakentaminen	73
7.3.2	Mittaukset.....	75
7.3.3	Kantavuusmittauksien tulokset	77
7.4	VT 3, Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi	78
7.4.1	Kohteen kuvaus ja rakentaminen	78
7.4.2	Mittaukset.....	80
7.4.3	Kantavuusmittauksien tulokset	81
7.5	VT 4, Lahden moottoritie välillä Järvenpää – Mäntsälä 1998.....	82
7.5.1	Kohteen kuvaus ja rakentaminen	82
7.5.3	Kantavuusmittauksien tulokset	85
7.6	Lasikaari, Pirkkala.....	87
7.6.1	Kohteen kuvaus ja rakentaminen	87
7.6.2	Mittaukset.....	88
7.6.3	Kantavuusmittauksien tulokset	88
7.7	Lautasenkatu, Kuusimäenkatu ja Yli-Huikkaantie, Tampere	89
7.8	Keravan maankaatopaikka (aukikaiivu).....	89
7.9	Yhteenveto kantavuusmittauksien tuloksista	91
8	Koerakenteiden kantavuusmittaustuloksien analyysi	93
8.1	Taipumasuppilon ja taipuma-arvojen analyysi	93
8.2	Seurantakohteiden rakennekerroksien takaisinlasketut E-moduulit	95
9	Johtopäätökset	100
	Lähdeluettelo	103
	Liiteluettelo	109

Merkinnät

E	kimmomoduuli (Young's modulus), MPa
E_A	Odemarkin menetelmässä kerroksen alta saavutettava kantavuus, MPa
E_P	Odemarkin menetelmässä mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus, MPa
I	hitausmomentti, kgm^2
P	pistekuorma, kPa
a	kuormituspinnan säde, m
d_{50}	Läpäisyprosenttia 50 vastaava raekoko
f	Odemarkin menetelmässä käytettävä korjauskerroin
h	kerrospaksuus, m
h_e	Ekvivalentti kerrospaksuus, m
p	mean normal stress, kPa
q	tasainen pintapaine (Boussinesq'n laskentayhtälöissä), kPa
q	deviatorinen jännitys kolmiaksoalikoikeessa, kPa
r	vaakasuora etäisyys pistekuormasta, m
ν	Poisson-luku
w	pystysuora taipuma, m
w_{opt}	optimivesipitoisuus, %
z	laskentasyvyys, m
∇	Laplace yhtälö
\emptyset	Besselin jännitysyhtälö
γ_{max}	maksimitilavuuspaino, kg/m^3
ϵ	suhteellinen muodonmuutos
ϵ_r	säteittäinen vaakasuora muodonmuutos, m/m
ϵ_t	tangentiaalinen vaakasuora muodonmuutos, m/m
ϵ_z	pystysuora muodonmuutos, m/m
θ	pääjännitysten summa, kPa
σ	jännitys, kPa
σ_0	tasainen pintapaine, kPa
σ_r	säteittäinen vaakasuora normaalijännitys, kPa
σ_t	tangentiaalinen vaakasuora normaalijännitys, kPa
σ_z	pystysuora normaalijännitys, kPa
τ_{max}	suurin leikkaujännitys, kPa

Lyhenteet

BCI	Base curvature index
C&D waste	Construction & Demolition waste
C&DW	Construction and demolition waste
CRB	Crushed rock base
CSI	The Cement Sustainability Initiative
DDR	Dry density ratio
DTEI	The Department of Transport, Energy and Infrastructure
FEM	Finite element method
KOST	Komposiittistabilointi
LAM	Liikenteen automaattinen mittausasema
MDD	Maximum dry density
MDOT	Michigan Department of Transportation
MHST	Masuunihiekkastabilointi
OMC	Optimum moisture content
PPL	Pudotuspainolaite
RCA	Recycled concrete aggregate
RLTT	Repeated Load Triaxial Testing
RMC	Relative moisture content
SCI	Surface curvature index
SP %	Spreadability
STT	Sementtistabilointi
TKK	Teknillinen korkeakoulu
TNZ	Transit New Zeland
TxDOT	Texas Department of Transportation
VBST	Vaah Tobitumistabilointi
VTI	Statens väg- och transportforskningsinstitut
VTT	Valtion teknillinen tutkimuslaitos

1 Johdanto

Suomessa käytetään vuosittain noin 15 - 17 tonnia luonnonkiviainesta asukasta kohden, mikä vastaa kokonaiskäyttönä noin 80 - 90 miljoonaa tonnia. Kalliosta saatavan luonnonkiviaineksen osuus on viidentoista vuoden aikana kasvanut 20 %:sta 50 %:iin. Kalliokiviaineksen käyttöön siirtymiseen on kolme syytä, joista merkittävin syy on sora-variantojen ehtyminen rakentamisalueiden läheisyydessä sekä lupaehtojen kiristymisen sora-alueilla. Toinen syy on kiviaineksen parempi laatu ja sillä saatava lopputuotteen laatu. Kolmas syy on louhinta- ja murskaustekniikoiden kehittyminen. (Betoni 2012.)

Kesällä 2006 astui voimaan Valtioneuvoston asetus (VNa 591/2006) eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa eli ns. MARA-asetus, joka mahdollisti tuhkan ja betonimurskeen ohjeistetun käytön ilmoitusmenettelyllä tietyin reunaehdoin. Asetuksen soveltamisala käsittää seuraavat jätenimikkeet: betonimurske, kivihiili, turpeen ja puuperäisen aineksen polton lentotuhkat, pohjatuhkat sekä leijupetihiekat. Edellä mainittujen jätteiden käyttöön maarakentamisessa ei tarvita enää ympäristösuojelulain (86/2000) mukaista ympäristölupaa tiettyjen edellytysten täytyessä, asiasta on kuitenkin tehtävä ilmoitus valvontaviranomaisille. (VNa 591/2006)

Asetus mahdollisti aiemmin mainittujen jätteiden hyödyntämisen seuraavissa maarakentamiskohteissa:

1. yleiset tiet, kadut, pyörätiet ja jalkakäytävät sekä niihin välittömästi liittyvät, tienpitoa tai liikennettä varten tarpeelliset alueet, pois lukien meluesteet
2. pysäköintialueet
3. urheilukentät sekä virkistys- ja urheilualueiden reitit
4. ratapihat sekä teollisuus-, jätteenkäsittely- ja lentoliikenteen alueiden varastointikentät ja tiet

Vaikka luonnonkiviaines on uusiutumaton, sitä pidetään Suomessa käytännössä ehtymättömänä luonnonvarana. VNa 591/2006asetuksella pyritään vähentämään käytettävän luonnonkiviaineksen määrää korvaamalla se teknisesti käyttökelpoisilla uusiomateriaaleilla.

Tarkkaa tietoa Suomessa syntyvästä betonijätteen määrästä ei ole saatavilla, mutta arviolta betonijätettä syntyy vuosittain noin miljoona tonnia. Betonijätettä syntyy sekä betoni- ja rakennustuoteteollisuudesta että rakennusten ja rakenteiden purkamisesta ja kunnossapidosta. Betonijätteestä kierrätetään noin 80 %:a betonimurskeena, josta suurin osa hyödynnetään tierakentamisessa (Vakkuri 2011). Suuresta kierrätysprosentista huolimatta jalostettujen (CE-merkittyjen) betonimurskeiden hyödyntämisessä on edelleen suuria haasteita, joita ovat mm. tiedonpuute, virheelliset käsitykset betoni-

murskeesta, lainsäädäntö sekä betonimurskeen käytön huomioon ottamattomuus hankinta-asiakirjoissa.

Betonimurske soveltuu hyvin maarakentamiseen, sillä useat tutkimukset osoittavat betonimurskerakenteiden saavuttavan samanlaiset rakenteen ominaisuudet kuin kiviaineksella rakennettaessa. Käytettäessä kierrätettyä betonimursketta voidaan vähentää primääristen kiviainesten käyttöä. Muita etuja on myös betonimurskeen pienempi tilavuuspaino, joka tuo säästöjä kuljetuskustannuksissa. Betonimurskeen reagoimattoman sementin ansiosta betonimurskeella on uudelleenlujittumisominaisuus. (Greitschus 2012.)

Työn tavoite ja työmenetelmät

Tämän diplomityön tavoitteena oli tutkia betonimurskeen pitkäaikaiskäyttäytymistä tie- ja katurakenteissa, tehdä kirjallisuusselvitys tehdyistä betonimursketutkimuksista sekä tutkia käytössä olevien laskentaohjelmien soveltuvuutta takaisinlaskennassa. Yhtenä tavoitteena oli myös tarkistaa Tielaitoksen (2000) ja Suomen Kuntaliiton (2000) betonimurskeohjeessa esitetyt kimmomoduulit, jotka on määritetty 1990-luvulla betonimurskeohjeistusta Suomeen laadittaessa. Ko. parametrien määrittäminen on esitetty raportissa Betonimurskeen mitoitusparametrit (Viatek 1999).

Diplomityössä oli käytettävissä tutkimusaineistoa useista betonimurskekohteista. Osassa kohteita oli myös rakennettu vertailurakenneseos luonnonkiviaineksesta, minkä avulla voitiin verrata betonimurskerakenteen pitkäaikaiskäyttäytymistä tavanomaisilla kiviaineksilla rakennettuun rakenteeseen. Ensimmäiset tässä työssä tutkitut betonimurskekoerakenteet on rakennettu vuonna 1995, mikä mahdollisti jopa 17 vuoden seurantajakson.

Rakentamisen aikana koerakenteista oli dokumentoitu suunnitelmien mukaiset käytettävät materiaalit, tehty kantavuuskokeita ja kirjattu joistakin kohteista rakentamisen aikaisia havaintoja. Toteutuneita rakennepaksuuksia on mitattu ja dokumentoitu vähän. Rakenteen valmistumisen jälkeen seurantamittaukset suoritettiin pääasiassa pudotuspainolaitemittauksin. Vuonna 2012 osassa kohteista suoritettiin maatutkaluotaus rakennekerrosten paksuuksien määrittämiseksi. Maatutkaluotauksien avulla parannettiin olemassa olevaa tietoa rakennettujen rakenteiden kerrospaksuuksista.

Betonimurskerakenteiden pitkäaikaistoimivuutta tutkittiin pudotuspainolaitemittauksien avulla. Pudotuspainolaitemittauksien tuloksien avulla takaisinlaskettiin betonimurskeen kantavuusarvojen kehittyminen ajansuhteen. Takaisinlaskennassa hyödynnettiin laskentaohjelmia sekä tilastollisia menetelmiä.

2 Tien kuormitukset

2.1 Staattiset liikenteen aiheuttamat kuormat

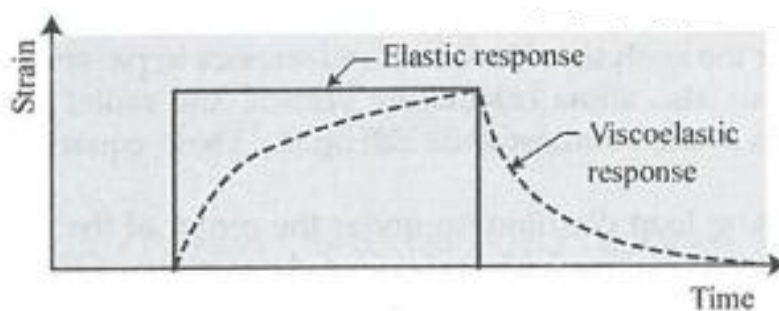
2.1.1 Staattinen kuorma homogeenisessa puoliavaruudessa

Liikennekuormien aiheuttamien jännitysten jakautuminen monikerroksisessa tierakenteessa on monimutkainen ongelma, joka käytännön syistä suunnittelussa voidaan yksinkertaistaa olettamalla rakennekerroksien materiaalin käyttäytyvän elastisesti. Täysin elastinen käyttäytyminen ei ole aikasidonnaista, joka mahdollistaa staattisten kuormien käyttämisen tierakenteissa. Yksiuolotteisen lineaarisen elastisuusteorian mukaan (Hooken laki) suhteellinen muodonmuutos ϵ elastisessa materiaalissa on suhteellinen sille kohdistettuun jännitykseen σ . Jännityksen ja muodonmuutoksen välinen suhteellisuusvakio määritetään kimmomoduulilla E (Young's modulus). (Dore & Zubeck 2009.) Hooken laki on esitetty yhtälössä 2.1.

$$\sigma = E\epsilon \quad (2.1)$$

missä	σ on	jännitys (kPa)
	ϵ	suhteellinen muodonmuutos (-)
	E	kimmomoduuli (Young's modulus) (kPa)

Toisin kuin materiaalin viskoelastisessa (ajasta riippuvassa elastisessa) käyttäytymisessä, elastisessa teoriassa jännitykset muodostuvat materiaaliin välittömästi ja pysyvät vakiona koko kuorman impulssin aikana. Viskoelastisessa teoriassa jännityksien muodostumiseen vaikuttaa aika ja materiaalin viskoosiset ominaisuudet. Molemmat käyttäytymismallit ovat esitetty kuvassa 2.1. (Dore & Zubeck 2009.)



Kuva 2.1. Materiaalin elastinen ja viskoelastinen käyttäytyminen, kun jännitys pysyy kuorman impulssin aikana vakiona. (Dore & Zubeck 2009)

Staattisen jännityksen analyysi (static stress analysis) mahdollistaa käytännöllisen lähestymistavan arvioida rakennekerroksien jännityksiä ja muodonmuutoksia. Tien rakennekerrokset jakavat jännityksiä pohjamaahan. Pohjamaahan kohdistuvien jännityk-

sien suuruuteen vaikuttavat materiaalikerrosten paksuus ja jäykkyys. (Dore & Zubeck 2009.)

Yksinkertainen matemaattinen esitys jännityksien jakautumisesta syvyyden suhteen on ranskalaisen matemaatikon Boussinesqin vuonna 1885 esittämä yhtälö lineaarisesti kimmoisessa homogeenisessä puoliavaruudessa, missä materiaali käyttäytyy isotrooppisesti. Tämän mukaan pistekuorman aikaansaama pystysuora jännitys voidaan laskea yhtälöiden 2.2 ja 2.3 avulla. (Ehrola 1996.)

$$\sigma_z = k \frac{P}{z^2} \quad (2.2)$$

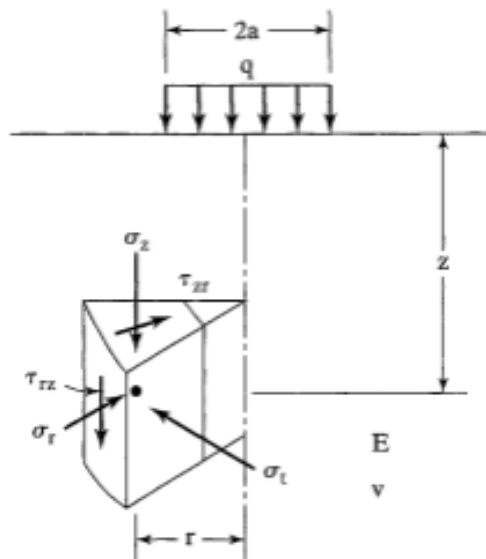
missä

$$k = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1+(\frac{r}{z})^2]^{5/2}} \quad (2.3)$$

missä	P on	pistekuorma (kPa)
	z	pystysuora etäisyys pistekuormasta (m)
	r	vaakasuora etäisyys pistekuormasta (m)

Boussinesqin yhtälöstä voidaan huomata, että jännityksien jakautuminen tässä tapauksessa on riippumaton puoliavaruuden kimmoisista ominaisuuksista (kimmomoduuli ja Poisson-luku). Jännityksien jakautuminen riippuu vain geometriasta. (Ehrola 1996.)

Boussinesq'n johtamasta pistekuorman laskentamallista voidaan integroimalla määrittää tasaisen kuormituksen aikaansaamat vasteet ympyrän muotoisen kappaleen symmetria-akselin alapuolella. Kuvassa 2.2 on esitetty jännitykset Boussinesq'n yksikerrosrakenteelle. Pysty- ja vaakasuorat jännitykset syvyydellä z voidaan laskea aksisymmetrisessä tapauksessa yhtälöillä 2.4 ja 2.5. (Doré & Zubeck 2009.)



Kuva 2.2. Jännitykset Boussinesqin yksikerrosrakenteelle. (Ehrola 1996)

$$\sigma_z = \sigma_0 \left[1 - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1,5}} \right] \quad (2.4)$$

$$\sigma_r = \sigma_t = \frac{\sigma_0}{2} \left[(1 + 2\nu) - \frac{2z(1+\nu)}{(a^2+z^2)^{0,5}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1,5}} \right] \quad (2.5)$$

missä	σ_z on	pystysuora normaalijännitys (kPa)
	σ_r	säteittäinen vaakasuora normaalijännitys (kPa)
	σ_t	tangentiaalinen vaakasuora normaalijännitys (kPa)
	σ_0	tasainen pintapaine (kPa)
	z	laskentasyvyys (m)
	ν	Poisson-luku (-)
	a	kuormitetun pinnan säde (m)

Jännityksien σ_z , σ_r ja σ_t avulla voidaan laskea laskentasyvydellä z vallitseva suurin leikkausjännitys τ_{max} aksisymmetrisessä mallissa yhtälöllä 2.6.

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_r) \quad (2.6)$$

Yhtälöiden 2.7 - 2.9 avulla voidaan laskea pystysuora-, säteittäinen vaakasuora- ja tangentiaalinen vaakasuora muodonmuutos sekä pystysuora taipuma. Muodonmuutokset ovat riippuvaisia kimmomoduulista ja Poisson –luvusta.

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)\sigma_0}{E} \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2+z^2)^{0,5}} - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1,5}} \right] \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_t = \frac{(1+\nu)\sigma_0}{2E} \left[1 - 2\nu - \frac{2z(1-\nu)}{(a^2+z^2)^{0,5}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1,5}} \right] \quad (2.8)$$

$$w = \frac{(1+\nu)\sigma_0 a}{E} \left\{ \frac{a}{(a^2+z^2)^{0,5}} + \frac{1-2\nu}{a} [(a^2+z^2)^{0,5} - z] \right\} \quad (2.9)$$

missä	ε_z on	pystysuora muodonmuutos (m/m)
	ε_r	säteittäinen vaakasuora muodonmuutos (m/m)
	ε_t	tangentiaalinen vaakasuora muodonmuutos (m/m)
	q	tasainen pintapaine (kPa)
	w	pystysuora taipuma (m)
	E	rakennekerroksen jäykkyyssmoduuli (MPa)
	ν	Poisson-luku
	a	kuormitetun pinnan säde

Laskentayhtälöitä 2.4 – 2.9 voidaan käyttää pyöräkuormien aikaansaamien vasteiden laskemiseen, kun pyörän kosketuspinnan oletetaan olevan ympyränmuotoinen. Todelisuudessa pyörän kosketuspinta on enemmän ovaalin muotoinen kuin ympyrän eikä

pintakuorma ole tasaisesti jakautunut. Käytännön syistä on yleisesti hyväksytty tasaisen ympyrän muotoisen pintapaineen kuvaavan riittävän tarkasti renkaan aiheuttamaa kuormitusta. Laskentayhtälöt 2.4- 2.9 soveltuvat vain homogeeniselle puoliavaruudelle eli tierakenteen tapauksessa vain homogeeniselle tierakenteelle. Käytännössä tilanne on aina paljon monimutkaisempi ja rakennekerroksia on useita. Usein tierakenteissa tilanne on sellainen, että alusrakenteen päällä on alusrakennetta jäykempiä materiaaleja, jotka pienentävät siihen kohdistuvaa painetta verrattuna Boussinesq'n kaavan mukaiseen jännityksen jakautumiseen homogeenisessä maaperässä. (Ehrola 1996.)

2.1.2 Staattiset kuormat monikerrosmallissa

Matemaatikko Burmister (1944) julkaisi laskentakaavat monikerrosmallille. Teoria on rajoittunut ja pitää sisällään seuraavia oletuksia:

- Jokainen rakennekerros on homogeeninen ja isotrooppinen
- Kerroksella on määrätty paksuus, mutta sen oletetaan olevan ääretön vaakasuunnassa
- Laskenta-alue on äärettömässä puoliavaruudessa, mikä tarkoittaa alimman kerroksen paksuuden olevan ääretön
- Kerroksien rajapinnat ovat täydellisiä
- Jatkuvuuden ehdot täyttyvät

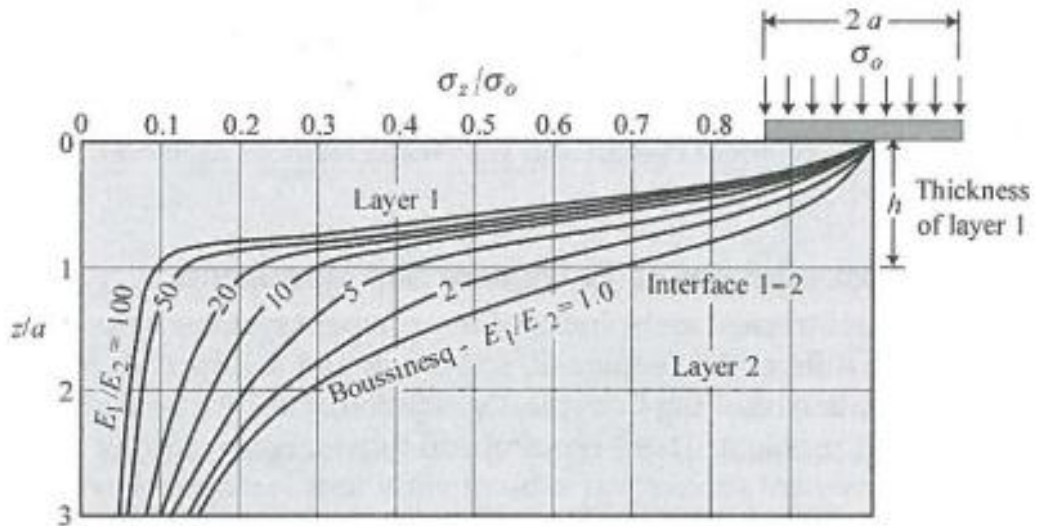
Lopputuloksena Burmisterin työ piti sisällään monimutkaisia matemaattisia laskentayhtälöitä, jotka mahdollistivat kuormituksen aiheuttamien jännitysten ja muodonmuutosten laskemisen monikerrosmallissa kaikissa laskenta-alueen pisteissä. Burmisterin laskentakaavoja pidettiin aikaansa nähden liian monimutkaisina ja työläinä laskea. Esimerkkinä Burmisterin kaavoista on esitetty laskentayhtälöt (2.10 ja 2.11) pystysuoran- ja vaakasuoranjännityksen laskemiseen. (Doré & Zubeck 2009.)

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad (2.10)$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[\nu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad (2.11)$$

missä	z on	laskentasyvyys (m)
	ν	Poisson-luku (-)
	∇	Laplace yhtälö (-)
	ϕ	Besselin jännitysyhtälö (-)
	σ_z	pystysuora normaali jännitys (kPa)
	σ_r	säteittäinen vaakasuora normaalijännitys (kPa)

Yhtälöistä tehtiin käytännön soveltamisen helpottamiseksi nomogrammeja. Kuvassa 2.3 on esitetty kaksikerrosmallin jännityksien jakautuminen rakennekerroksissa ympyränmuotoisen levyn (säde a) symmetria-akselin alapuolella (pintakuorma σ_0 , rakennekerroksien kimmomoduulit E_1 ja E_2). Käyrien muodot korostavat pintakerroksen jäykkyyden tärkeyttä jännitysten jakautumisessa laajemmalle alueelle. Mitä suurempi on E_1 ja E_2 välinen suhde, sitä laajemmalle alueelle jännitykset jakaantuvat. (Dore & Zubeck 2009.)

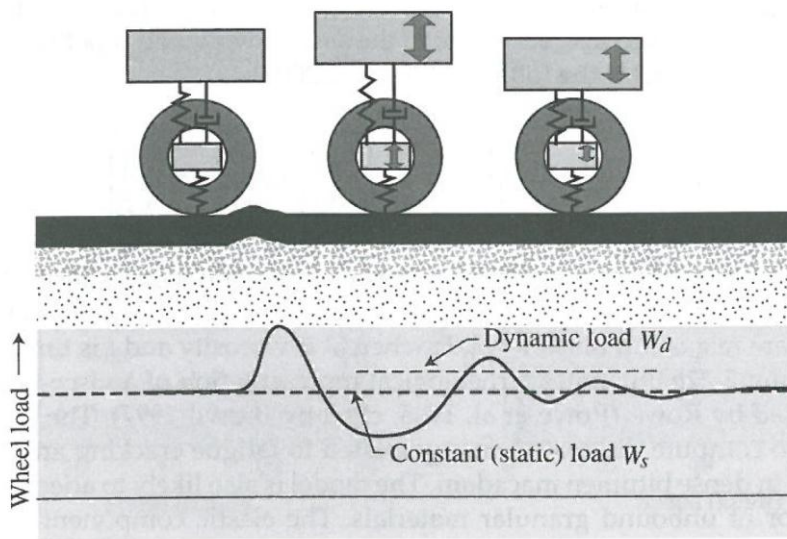


Kuva 2.3. Vertikaalisten jännitysten jakaantuminen kaksikerrosmallissa. Kaksikerrosmallissa erilaiset kimmomoduulit E_1 ja E_2 . (Dore & Zubeck 2009)

2.2 Liikkuvat liikennekuormat

Käytännöllisistä syistä liikennekuormien vaikutuksia tien rakennekerrokseen tutkitaan staattisissa olosuhteissa. Liikennekuormat ovat todellisuudessa monimutkainen ilmiö, joka vaatii myös dynaamisten kuormien huomioon ottamisen. Doren & Zubeckin (2009) mukaan dynaaminen kuormitus tierakenteessa voidaan jakaa kolmeen tarkasteltavaan osioon:

1. Jännityksien ja voimien kehitys tarkastelupisteessä liikkuvaan kuormaan nähden;
 2. Aikariippuvainen materiaalin käyttäytyminen;
 3. Tien epätasaisuudesta johtuva liikkuvan kuorman dynaaminen kuormitus.
- Kuormituksen periaate on esitetty kuvassa 2.4

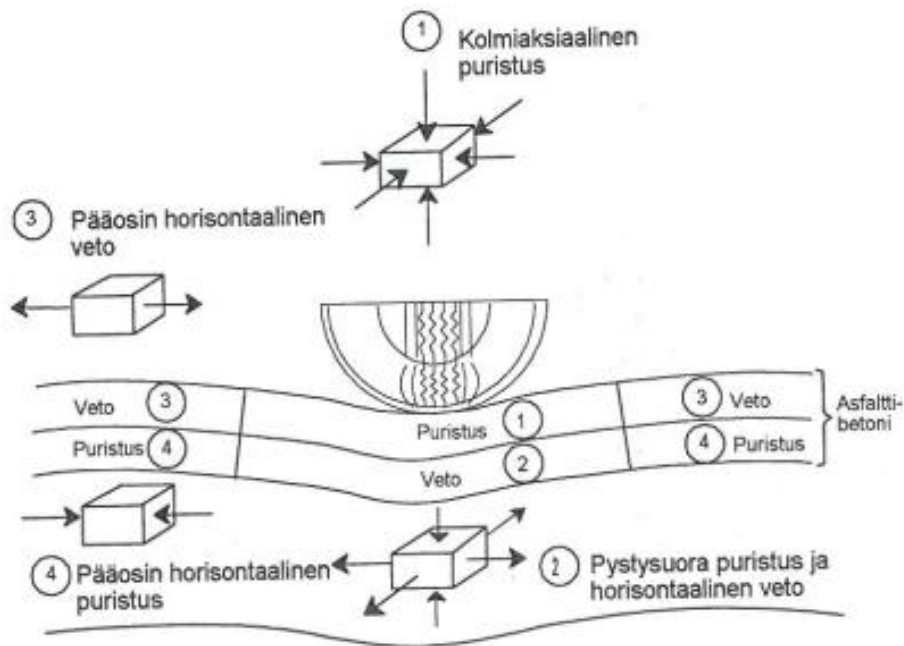


Kuva 2.4. Tien epätasaisuuden aiheuttama dynaaminen kuormitus tierakenteessa. (Dore & Zubeck 2009)

Kuormitettujen renkaiden alla tien pinta ja rakenne taipuvat, jolloin renkaiden vaikutusalueella rakenteisiin syntyy erilaisia jännityksiä. Ajoneuvon renkaiden kosketuspinta ja paine tienpinnassa saavat aikaan pystysuuntaisia puristusjännityksiä ja horisontaalisia leikkausjännityksiä. Horisontaalisia leikkausvoimia syntyy sekä renkaiden pituussuuntaan että poikkisuuntaan. Pituussuuntaiset leikkausvoimat aiheutuvat pyörivän renkaan deformaation ja deformaation ja deformaation välisen nopeuserojen synnyttämästä liukumisesta renkaiden kulkusuunnassa. Poikkisuuntaiset jännitykset rakenteisiin aiheutuvat renkaiden reunan ja pintakuvion välisen jäykkyyseron aiheuttamasta liukumisesta ja renkaiden pintakuvion kuroutumisesta kohtisuoraan renkaiden kulkusuuntaan nähden. (Ehrola 1996.)

Kuvassa 2.5 on esitetty Ehrolan (1996) esittämät asfalttipäällysteeseen kohdistuvat jännitykset renkaiden vaikutusalueella. Vaikutusalue voidaan jakaa neljään erilaiseen jännitysalueeseen seuraavasti:

- 1) Kolmiakselinen puristus päällysteen yläosassa renkaiden alapuolella.
- 2) Pituus- ja poikkisuuntainen (horisontaalinen) vetojännitys sekä pystysuuntainen puristus päällysteen alaosassa renkaiden alapuolella.
- 3) Pituus- ja poikkisuuntainen vetojännitys päällysteen yläosassa kuormituksen vaikutusalueen reunaosilla molemmin puolin rengasta. Pituussuuntainen vetojännitys renkaiden kulkusuunnassa ja poikkisuuntainen renkaiden sivuilla.
- 4) Pituus- ja poikkisuuntainen puristusjännitys päällysteen alaosassa kuormituksen vaikutusalueen reunaosilla molemmin puolin rengasta. Pituussuuntainen puristusjännitys renkaiden kulkusuunnassa ja poikkisuuntaisten renkaiden sivuilla.



Kuva 2.5. Kuormitetun renkaan alla tapahtuva tien pinnan taipuminen ja siitä syntyvät jännitykset tien päällysteessä. (Ehrola 1996)

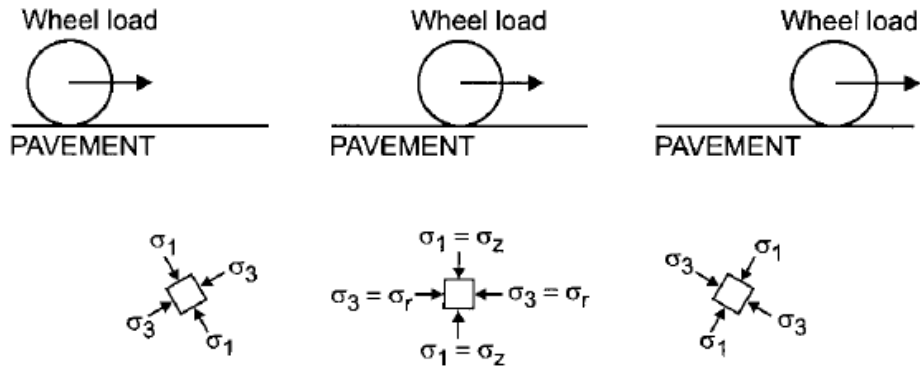
Kun ajoneuvon pyöräkuorma liikkuu tarkasteltavan elementin ohi, tapahtuu pääjännityksien kiertymistä liikkuvan kuorman sijainnin suhteen. Kuvasta 2.6 nähdään kuinka pääjännitykset σ_1 ja σ_3 tarkasteltavassa pisteessä kiertyvät pyöräkuorman sijainnin muuttuessa. Pyöräkuorman lähestyessä ja saavuttaessa tarkkailupisteen pääjännityksen suunta muuttuu vaakasuorasta pystysuoraksi ja edelleen vaakasuoraksi, kun pyöräkuorma etäännyttää tarkkailukohdasta. (Ehrola 1996.)

Kuvassa 2.7 on havainnollistettu normaali- ja leikkausjännityksien muutokset liikkuvan kuorman suhteen. Lekarpin (2000) mukaan rakenteisiin kohdistuu voimaimpulssi, joka koostuu vertikaali-, horisontaali- ja leikkausjännityksistä. Pyörän lähestyessä tarkkailupistettä tien päällysteeseen muodostuu aluksi vaakasuora vetojännitys, jonka jälkeen renkaan pyörän lähestyessä edelleen tarkkailupistettä, se muuttuu puristusjännitykseksi saavuttaen maksimijännityksen pyöräkuorman ollessa tarkkailupisteen yläpuolella. Pyöräkuorman etäännyttäessä tarkkailupisteestä muuttuu puristusjännitys jälleen vetojännitykseksi ennen kuormitusvaikutuksen poistumista. (Ehrola 1996.)

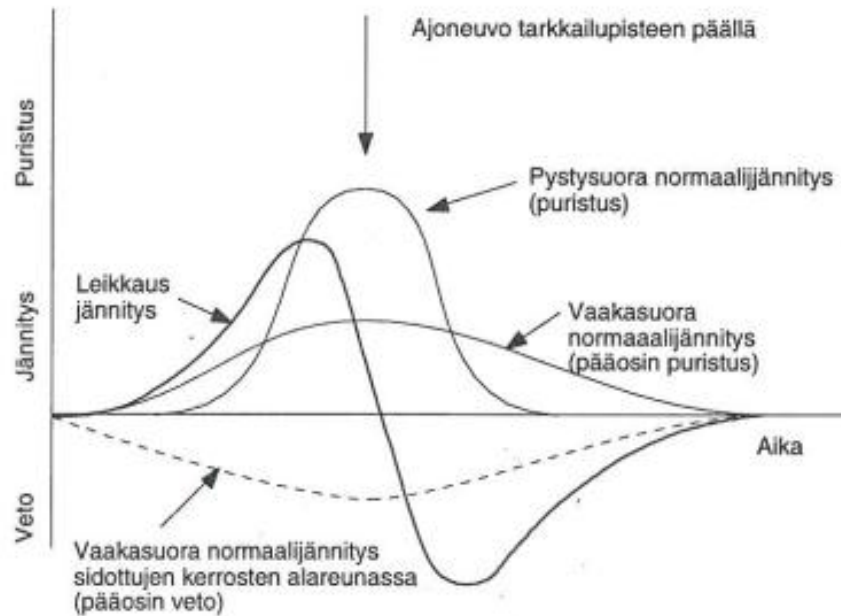
Leikkausjännitys on suurimmillaan renkaan ollessa jonkin matkan päässä tarkkailupisteestä. Leikkausjännitys vaihtaa suuntaa ja muuttuu negatiiviseksi pyöräkuorman liikkuessa pois päin tarkasteltavasta elementistä, koska jännitys σ_1 muuttuu kiertäväksi. Pysty- ja vaakasuorat normaali- ja leikkausjännitykset kasvavat pyöräkuorman liikkuessa kohti, saavuttaen maksimiarvot tarkastelupisteen kohdalla ja pienenevät peilikuvana kuorman liikkuessa pois päin tarkasteltavasta pisteestä. (Doré & Zubeck 2009.)

Kuvassa 2.8 on esitetty todellisen ajoneuvon aiheuttama taipumasuppilo tierakenteessa. Liikkuva kuorma-auto saa aikaan kiihtyvyyden tien pinnassa, minkä aiheuttama sig-

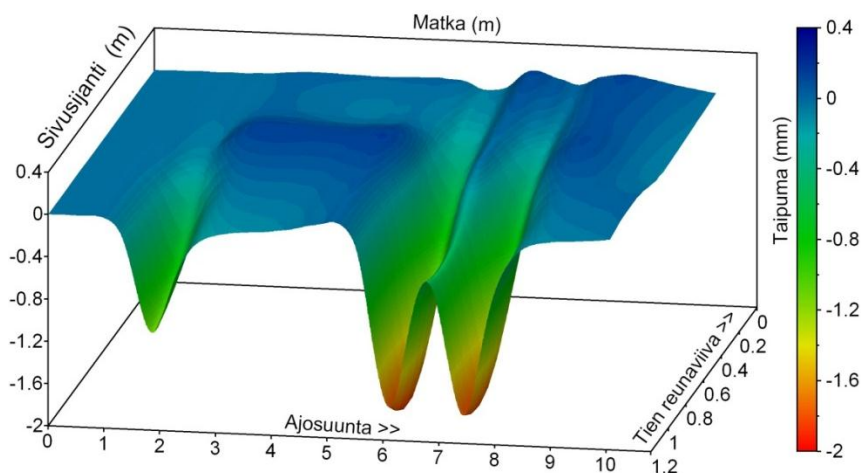
naali mitataan kiihtyvyyssantureilla. Kiihtyvyyssantureiden rekisteröimä signaali voidaan muuttaa muodonmuutokseksi. Ko. kuvasta voidaan huomata liikkuvan kuorman aiheuttavan negatiivisia ja positiivisia muodonmuutoksia tierakenteessa. Kuormituspinnan alapuolella muodonmuutokset ovat negatiivisia (painumia) ja jonkin matkan päässä muodonmuutokset ovat positiivisia (kohoamia). (Luomala & Kolisoja 2008.)



Kuva 2.6. Jännityksien kiertyminen liikkuvan kuorman sijainnin muuttuessa tarkastelupisteeseen nähden. (Lekarp et al. 2000)



Kuva 2.7. Normaalijännitys- ja leikkausjännitysten kulku tierakenteessa ajoneuvon pyörän lähestyessä ja ylittäessä tarkastelupisteen. (Ehrola 1996)

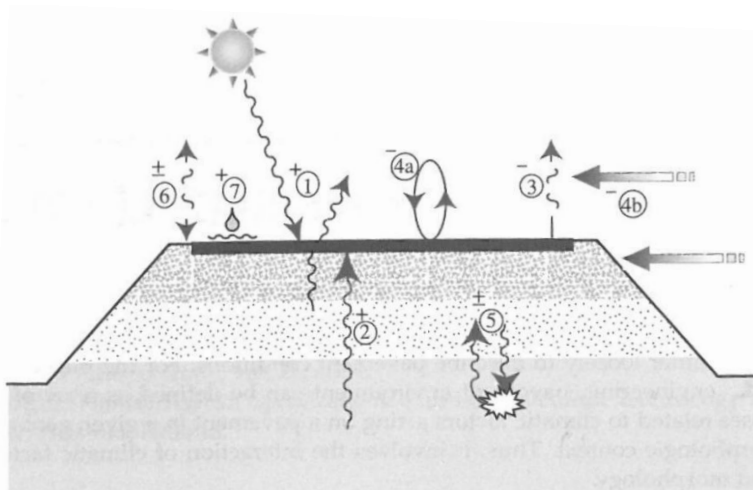


Kuva 2.8. Kiihtyvyyssantureilla määritetty tierakenteen taipuma. Kuva on jalostettu viiden kiihtyvyyssanturin mittaustuloksesta, jotka ovat mitanneet kolmiakselisen kuorma-auton ylityksen. (Luomala & Kolisoja 2008)

2.3 Ympäristökuormitukset

2.3.1 Yleistä

Rasituksia tienrakenteisiin syntyy vuodenaajoista johtuvista ympäristötekijöistä. Lämpötilanvaihteluista johtuvia tietä rasittavia tai kuormittavia ympäristötekijöitä ovat sade, lumi, lumen sulaminen, routa ja auringon säteily. Lisäksi ympäristötekijöiden kuormitusta lisäävät tien kunnossapitotoimenpiteet kuten suolaus (pakkas-suolarasitus) ja lumenpoisto. (Ehrola 1996.) Kuvassa 2.9 on esitetty tierakenteeseen kohdistuvia ympäristötekijöitä.



Kuva 2.9. Tierakenteeseen vaikuttavat ympäristötekijät. 1 - Auringon säteily 2 - Geoterminen lämpö 3 - Lämmön säteily 4 - Konvektio ja turbulenssi 5 - Rakenteen sulaminen ja jäätyminen 6 - Kondensaatio 7 - Sadannasta johtuva lämmön vaihtelu. (Doré & Zubeck 2009)

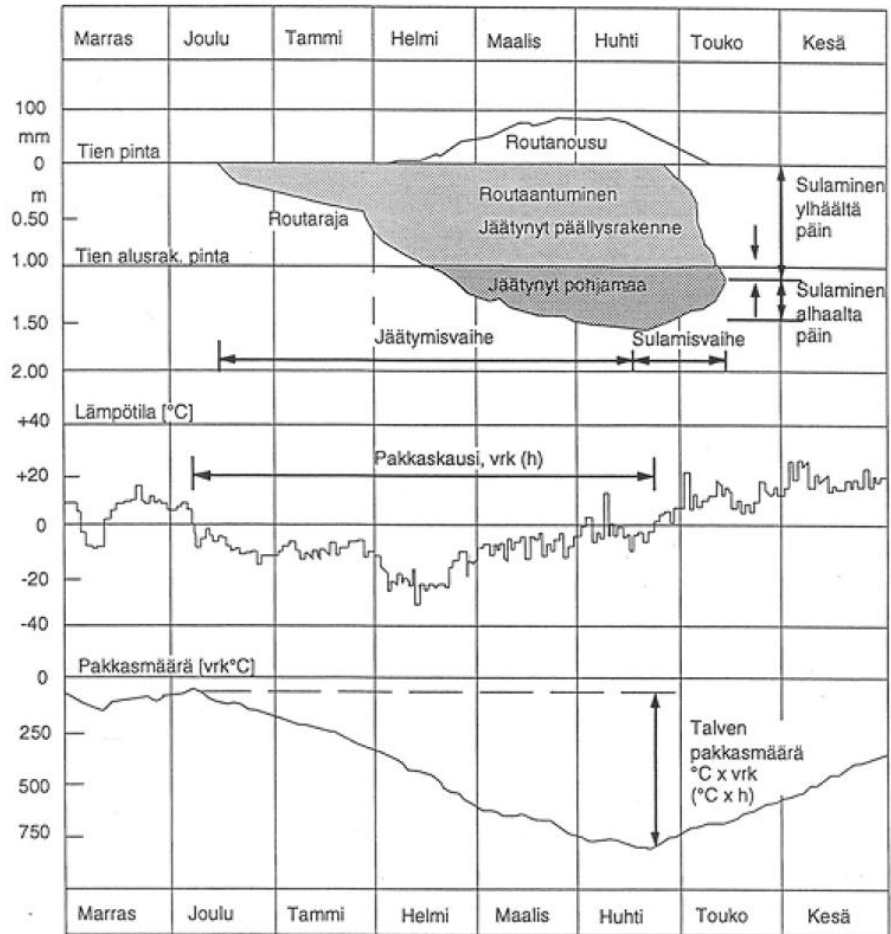
Ympäristöstä aiheutuvat kuormitukset voidaan jakaa Ehrolan (1996) mukaan kolmeen päätekijään:

- 1) Routa
- 2) Vesi
- 3) Lämpötila

Ympäristötekijöitä käsitellään erikseen sulan ajan ($> 0^{\circ}\text{C}$) ja routa-ajan olosuhteissa, jolloin vesi jäätyy. Lämpötilan suuruus ja sen vaihtelut vaikuttavat pääasiassa sidottuihin rakennekerroksiin. Tierakenteessa oleva vesi taas vaikuttaa pääasiassa rakennekerroksien sitomattomiin kerroksiin. Kosteus tien pinnalla vaikuttaa päällysteen toimintaan. (Ehrola 1996)

2.3.2 Routa

Routa on selvästi merkittävin ympäristökuormittaja tierakenteissa maapallon pohjoisilla alueilla. Väylärakenteen jäätyminen eli routaantuminen alkaa, kun tien päällysteen lämpötila laskee alle 0°C . Maan jäätymissyvyydellä ja routanousujen suuruudella (routimisen voimakkuudella) on keskeinen vaikutus teiden ja katujen rakennekerrospaksuuksiin ja –materiaaleihin (Mäkelä 1990). Routan vaikutus muodostuu päällysrakenteisiin pääasiassa sitomattomien rakennekerrosten ja alusrakenteen routimisen vuoksi. Kuvassa 2.10 on havainnollistettu routaan liittyvät peruskäsitteet routaantuminen, routaraja, roudan sulaminen, pakkaskausi, pakkasmäärä, routiminen ja routanousu sekä roudan jäätymis- ja sulamisvaihe. (Ehrola 1996)



Kuva 2.10. Routaan liittyviä peruskäsitteitä. (Ehrola 1996)

2.3.3 Vesi

Vesi on tien toimintaan vahingollisesti vaikuttava tekijä lähes kaikkialla. Tien pinnalla oleva vesi sekä tien rakennemateriaalien ja pohjamaan vesipitoisuudet vaikuttavat tien kestävyteen liikennekuormien ja ilmatorasitusten alaisena (Tiehallinto 2002b). Tierakenteissa vesi esiintyy kapillaariveden, sidotun veden, vapaan veden tai vesihöyryn muodossa. Suomessa vesikuormituksen primäärinen lähde on sadanta, joka Suomessa tulee lumena ja vetenä. (Ehrola 1996.)

Ehrolan (1996) mukaan suunniteltaessa tien rakennekerroksia on erityisesti otettava huomioon vapaa vesi, koska se liikkuu maassa painovoiman alaisena ja näin ollen siihen voidaan vaikuttaa. Vapaan veden lisääntyminen saa aikaan sitomattomien maa-ainemateriaalien moduulien pienenemisen. Enimmillään Tiehallinnon (2002b) ohjeiden mukaan sitomattomien maamateriaalien moduuli voi pienentyä 30 - 50 %:a.

2.3.4 Lämpötila

Lämpötilaolosuhteet ovat tasapainossa geotermisen lämpövirran ja rakenteista ympäristöön johtuvan energian määrän kanssa. Ylempien rakennekerroksien lämpötilavaihtelut vaihtelevat kesän kuumilta päiviltä talven alhaisiin lämpötiloihin. Päällysten alapuolella sitomattomassa kantavassa kerroksessa lämpötila vaihtelee +25°C: ja -10°C: välillä. Lämpötilavaihtelu pienenee syvyyden kasvaessa. Kolmen metrin syvyydessä vuotuinen lämpötilavaihtelu on +8°C ja +1°C välillä. Merkityksetön lämpötilan vaihtelu esiintyy 10 - 15 m syvyydellä. Tätä syvyyttä kutsutaan lämpötilavaihtelualueen rajaksi. Lämpötilavaihtelualueen rajalla maan lämpötila on hyvin lähellä paikkakunnan vuotuisesta ilman lämpötilan keskiarvoa. (Doré & Zubeck 2009, Ehrola 1996.)

Lämpötilan vaikutus tierakenteessa kohdistuu lähinnä sidottuihin ja kerrosstabiloituihin rakennekerrokseen, erityisesti asfalttipäällysteiden toimintaan (Tiehallinto 2007b). Ehrolan mukaan (1996) sitomattomien rakennekerrosten ja alusrakenteen käyttäytymiseen lämpötilalla ei ole suurta vaikutusta, lukuun ottamatta jäätymistä ja sulamista.

Lämpötilan vaihtelulla on välillinen vaikutus sitomattomien rakennekerroksien toimintaan. Esimerkiksi asfalttikerroksen kimmomoduulin (lämpötilan kasvaessa) pienentyessä sitomattomiin rakennekerrokseen kohdistuu suuremmat jännitykset, jotka voivat aiheuttaa muodonmuutoksia sitomattomissa rakennekerroksissa. (Korkiala-Tanttu 2008.)

Joustavien päällysrakenteiden sidottujen rakennekerroksien sideaineena käytetty bitumi käyttäytyy viskoelastisen materiaalin tavoin, jolloin materiaalin kuormituskäyttäytyminen riippuu lämpötilasta ja ajasta. Lämpötilan vaihtelut saavat aikaan asfalttipäällysteissä myös laajenemis- ja kutistumiskäyttäytymistä. (Ehrola 1996)

2.3.5 Jäädytys-sulatusrasitus

Sitomattomissa materiaaleissa routimisen riskiä kasvattaa tierakenteisiin pääsevä suola. Pääasiallinen suolan lähde on tiesuolaus. Suola pienentää veden pintajännitystä, jonka johdosta vesi pääsee kulkeutumaan helpommin huokosiin. Jäädytys-sulatuskestävyys ei riipu pelkästään materiaalin huokoisuudesta vaan siihen vaikuttava myös huokosten lukumäärä, koko sekä partikkelien lujuus. Arm (2003) huomauttaa, että ilmiö tapahtuu vain materiaaleissa, joissa vedellä on mahdollisuus päästä huokosiin eli kaikilla huokoisilla materiaaleilla ei ole automaattisesti huono jäädytys-sulatuskestävyys.

Varinin (2007) diplomityössä tehtiin jäädytys-sulatustestit betoni- ja tiilimurskeella lämpö- ja rapautuvuusominaisuuksien määrittämiseksi. Kokeet suoritettiin standardin SFS-EN 1367-1 mukaisesti, mutta standardista poikettiin siten, että näytteet nostettiin pois vedestä ennen jäädyttämistä. Menettelyllä pyrittiin saamaan aikaan ”luonnonkos-

tea” tila, joka on normaali tilanne tien päällysrakennekerroksissa. Kokeiden perusteella Varin (2007) toteaa, että betonimurskeen pakkasrapautuminen on vähäistä luonnonkosteassa tilassa, mutta pakkaskestävyys heikkenee merkittävästi, kun näyte kyllästetään vedellä. Varin (2007) huomauttaa, että mikäli testi olisi tehty lisäksi suolaliuoksella kyllästettynä, olisi odotettavissa todennäköisesti vieläkin merkittävämpää pakkasen aiheuttamaa vaurioitumista. Norjan tielaitoksen tutkimuksessa Petkovicin (2007) mukaan betonimurskeen jäädytys-sulatuskestävyyskokeisiin tulisi ottaa mukaan pakkas-suolarasituskoheet.

Ruotsissa Vägverket (2004) ohjeistaa toissijaisesti käyttämään betonimursketta kantavassa kerroksessa, koska betonimurske on altis suolan imeytymiselle. Betonimurskekerroksen päällä tulee käyttää tiiviistä sidottua rakennekerrosta, jotta voidaan vähentää suolan tunkeutumista rakenteeseen (Vägverket 2004). Tässä työssä tutkituissa betonimurskerakenteissa ei ole havaittu suolauksen tai jäätymis-sulamissykliin aiheuttamia ongelmia.

3 Tierakenteiden mitoitus ja toiminnalliset vaatimukset

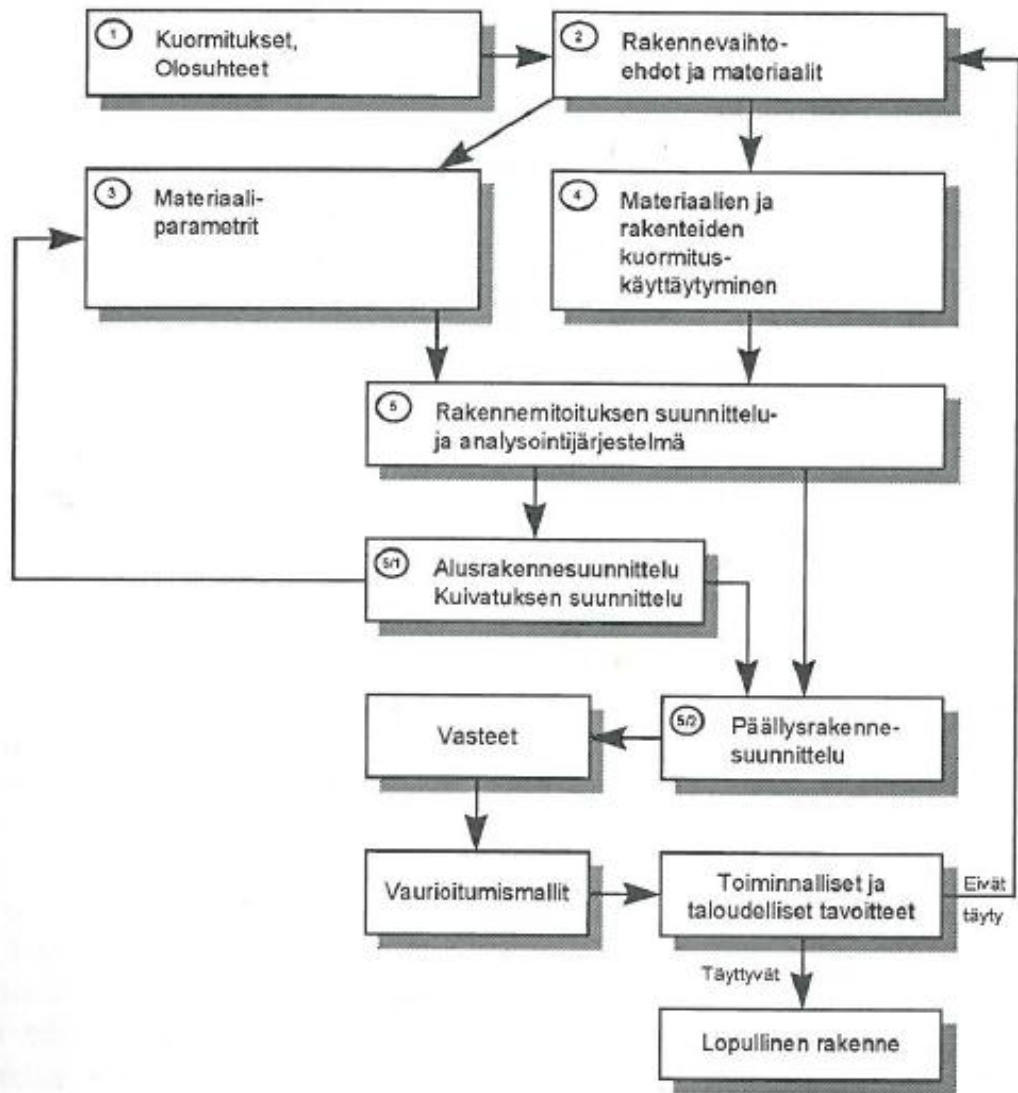
3.1 Tierakenteen suunnitteluprosessi

Varsinaisella liikenneväylän rakennesuunnittelulla on kaksi päätavoitetta. Tavoitteina on saada aikaan tien pintaprofiilin tasaisuus ja sen pysyvyys sekä pyrkiä rajoittamaan halkeama vaurioita. Tyypillisesti nämä kaksi tavoitetta tulisi toteuttaa mahdollisimman kustannustehokkaasti. Rakenteen tulisi olla kustannustehokas koko tien elinkaaren aikana. Tieliikenteen kokonaiskustannukset koostuvat tie- (tienrakennuskustannukset ja kunnossapitokustannukset) ja ajokustannuksista (ajoneuvokustannukset, aikakustannukset ja onnettomuuskustannukset). Kuvassa 3.1 on esitetty liikenneväylien rakennesuunnittelu prosessin pääpiirteet. (Ehrola 1996.)

Tierakenne mitoitetaan kestäväksi liikennekuormituksia ja ympäristötekijöistä aiheutuvia rasituksia. Tien rakennekerroksien tarkoituksena on vastaanottaa liikenteestä aiheutuvat kuormat ja rasitukset. Hyvin suunnitelluilla rakennekerroksilla ja materiaaleilla saadaan aikaan haluttu palvelutaso koko tien elinkaaren ajaksi. Tien elinkaaren pohjalla on tien käyttöikävaatimukset, joka rakenteen on täytettävä (esimerkiksi 50 v perustapauksessa pohjarakenteen osalta routakestävyys esimerkiksi 20...30 vuotta ja päällysteen suunnitteluikä esimerkiksi 20v) (Tiehallinto 2002). Tien käyttäjän palvelutasoon vaikuttavat seuraavat asiat:

- Tien pituussuuntainen ja poikkisuuntainen tasaisuus
- Päällysteen pinnan ominaisuudet
- Kevättalvella havaitut routaheitot tai painumaerot
- Pinnan suuri taipuma pyörän alla

Tien palvelutaso vaikuttaa tienkäyttäjien osalta liikenneturvallisuuteen, ajomukavuuteen, ajonopeuteen, melutasoon (tien käyttäjän ja lähistöllä asuvien) sekä tien kunnossapitokustannuksiin. Palvelutason muutokseen voidaan vaikuttaa tierakenteen materiaalivalinnoilla sekä kunnossapidolla. (Tiehallinto 2004b.)



Kuva 3.1. Liikenneväylien rakennesuunnittelu prosessin pääpiirteet. (Ehrola 1996)

Liikkuvat ajoneuvot ovat pääasiallinen kuormitus tierakenteelle. Merkittävimmät kuormitukset kestävyden ja rakenteellisten vaurioiden kannalta ovat raskaan liikenteen aiheuttamat rasitukset. Henkilöautoliikenteen aiheuttamat rasitukset näkyvät tiestöllä pääasiassa nastarenkaiden aiheuttamina päällysteen kulumisurina (Belt et al. 2002). Poikkeuksena taajamissa Heikkisen (2012) mukaan nastarenkaiden syytä katu- jen urautumiseen on yliarvioitu. Taajamaliikenteelle on ominaista liittymien, pysähdy- sien ja liikennetapahtumien suuri määrä. Tarkemmin tämä tarkoittaa sitä, että ajoneu- von liiketilan muutosten osuus on suuri liikkumiseen käytetystä ajasta ja matkasta.

Ajoneuvon liiketilan muuttuessa päällysteeseen aiheutuu renkaan kosketuspinnan kautta enemmän voimia kuin tasaisessa liikkeessä (vrt. maantiet), mikä aiheuttaa päällysteen kulumista.

Tiehallinto julkaisi vuonna 2004 ”Tierakenteen suunnittelu” ohjeen. Ohjetta käytetään laatuvaatimuksena tierakenteen mitoituksen osalta, kun takuu aika on niin lyhyt (alle 20 vuotta), että tierakenteen kestävyyttä ei voi todentaa takuuajan seurannan avulla. Ohje sisältää mitoituksen deformaatiota, sidottujen kerrosten väsymistä sekä routanousun aiheuttamia epätasaisuuksia ja halkeamia vastaan. Ohje ei pidä sisällään pehmeikön painumista, päällysteen kylmähalkeilua tai kulumista eikä olemassa olevien rakenteiden parantamista. (Tiehallinto 2004b.)

Tierakenteen mitoittamisessa on tärkeää, että mitoitus tapahtuu paikkakohtaisilla tiedoilla ja parametreilla: liikenne, ilmasto, pohjamaa ja käytettävät rakennusmateriaalit. (Tiehallinto 2002b). Tiehallinnon (2004b) ohjeen mukaan päällysrakenteen suunnittelu käsittää seuraavat osatehtävät:

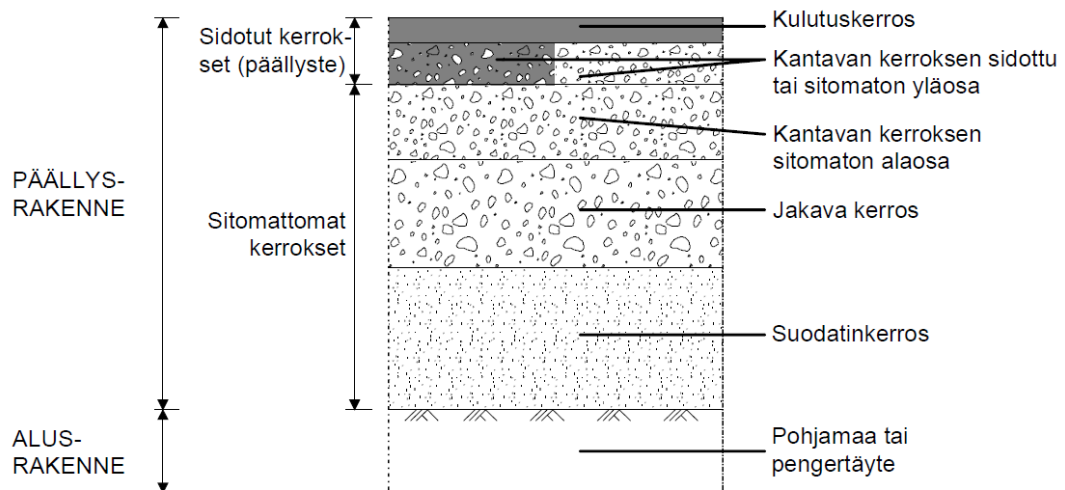
- 1) kuormituskestävyysmitoitus
- 2) routamitoitus laskennalliseen routanousuun perustuen
- 3) pohjamaan ja sitomattomien kerrosten deformatumisen hallinta
- 4) sidottujen kerrosten deformatumisen hallinta
- 5) päällysteen nastarengaskulutuksen hallinta
- 6) päällysteen pakkaskutistumisen hallinta

Tässä työssä tarkastellaan rakenteiden kuormituskestävyttä ja sitomattomien kerrosten deformatumisen hallintaa.

3.2 Tien rakennekerrokset

Tierakenne koostuu syvyysuunnassa kahdesta pääosasta; alusrakenteesta ja päällysrakenteesta. Alusrakenteen tarkoituksena on muodostaa tasalaatuinen, kantava ja painumaton alusta päällysrakenteelle. Päällysrakenne on alusrakenteen päälle tuleva rakenne, minkä tarkoituksena on ottaa vastaan liikenteen kuormitukset sekä rajoittaa ja pienentää routanousuja. Toimiva päällysrakenne jakaa liikenteen aiheuttamat kuormat mahdollisimman laajalle alueelle. (Tiehallinto 2002a)

Kuvassa 3.2 on esitetty Suomessa yleisimmin käytetty päällysrakennetyyppi, eli ns. joustava päällysrakenne (flexible pavement).



Kuva 3.2. Tavanomainen joustava päällysrakenne. (Tiehallinnon selvityksiä 2002a)

Kulutuserroksen toiminnallisina ja rakenteellisina tehtävinä on muodostaa pinta, joka on (Tiehallinto 2002a):

- turvallinen
- miellyttävä ja taloudellinen ajaa
- vettä pitävä katto rakenteelle
- jäykisteenä päällysrakenteen yläosassa

Kantavan ja jakavan kerroksen tehtävät ovat:

- muodostaa päällysteelle tarpeeksi kantava (jäykkä) alusta
- jakaa liikennekuormat tarpeeksi laajalle alueelle, jotta alusrakenteen rasitus ei muodostu liian suureksi
- jakavalla kerroksella pyritään lisäksi kuivattamaan kantavaa kerrosta.

Suodatinkerroksen tehtävät ovat:

- estää päällysrakenteen ja alusrakenteen materiaalien sekoittuminen keskenään
- katkaista veden kapillaarinen nousu alusrakenteesta ylempiin rakenekerroksiin
- kasvattaa ruotimatonta päällysrakennepaksuutta, mikä vähentää alusrakenteen routimisesta johtuvia routanousuja.

3.3 Tierakenteen kuormituskestävyys

Tien rakennekerroksien osien tehtävänä on yhdessä aikaansaada rakenne, joka vastustaa liikennesuhteita vaurioitumatta eli saavuttaa riittävä kuormituskestävyys. Riittävä kuormituskestävyys arvioidaan ennen rakentamista liikennemäärien ja olosuhteiden perusteella. Kuormituskestävyyden indikaattorina voidaan pitää pinnan jäykkyyttä eli kantavuutta. (InfraRYL 2010)

Kuormituskestävyyden laskemiseen käytetään vastaavuuskerroinmenetelmää. Vastaavuuskerroinmenetelmällä tarkoitetaan sitä, että kullakin akseli- tai ajoneuvoluokalla on oma vastaavuuskerroin. Vastaavuuskertoimen avulla tämän luokan liikennemäärä muutetaan vastaamaan standardiakselin (100 kN yksittäinen paripyöräakseli) ylityskertojen lukumäärää. Laskemalla yhteen ylityskertojen lukumäärä saadaan koko liikenteen aiheuttama kuormituskertaluku. Kertomalla päivittäinen kuormituskertaluku (KKL) tarkastelujakson pituudella saadaan kumulatiivinen kuormituskertaluku. Kumulatiivista kuormituskertalukua käytetään kuormituskestävyyden määrittämisen lähtöarvona. (Pihlajamäki 2001)

Tiehallinnon (2004b) tierakenteen suunnitteluohjeessa kuormituskertaluku lasketaan kaistakohtaisesti (KKL_{kaista}) ja kuormituskertaluku lasketaan 20 vuoden ajalta. Kaistakohtaista kuormituskertalukua laskettaessa käytetään seuraavia lähtötietoja, jotka ovat voimassa 10 vuoden kuluttua tien avaamisesta:

- tarkasteltavan tien keskimääräinen vuorokausiliikenne (KVL, ajon./vrk)
- ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa (KA_{YHD})
- muiden raskaiden ajoneuvojen määrä vuorokaudessa (KA_{MUU})
- täysien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa ($KA_{YHD.TÄYSI}$)
- tyhjien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa ($KA_{YHD.TYHJÄ}$)
- tien leveyskerroin (L), mikä saadaan Tiehallinnon taulukkoarvoista

Kuormituskertaluku lasketaan eri menetelmillä riippuen siitä, onko tie kaksikaistainen vai useampi kuin kaksikaistainen tie. Kuormitusluokat (taulukko 3.1) ja niitä vastaavat tavoitekantavuudet kantavuusmitoitusta varten valitaan päällystetyypin ja kuormituskertaluvun perusteella. Taulukossa 3.2 on esitetty esimerkki kuormitusluokkien soveltamisesta, kun kuormitusluokka on 10,0. (Tiehallinto 2004b.)

Taulukko 3.1. Kuormitusluokat. (InfraRYL 2010)

Kuormitusluokka	Käyttö		
	Leveydellä korjattu kaistan KKL _{20vuotta} akselia	Vastaa liikennemäärää molemmat suunnat yhteensä, ajon./vrk	Vastaa liikennemäärää kapealla jyrkkäluiskaisella (L-kerroin = 2,8) tai raaka-ainekuljetusten kuormittamalla tiellä molemmat suunnat yhteensä, ajon./vrk
0,1	alle 100 000	alle 150	alle 100
0,4	100 000...400 000	150...600	100...400
0,8	400 000...800 000	600...1 300	400...800
2,0	800 000...2 000 000	1 300...3 000	800...2000
6,0	2 000 000...6 000 000	3 000...8 000	2 000...6 000
		Vastaa liikennemäärää molemmat suunnat yhteensä, yksiajorataisella tiellä ajon./vrk	Vastaa liikennemäärää molemmat suunnat yhteensä, kaksiajorataisella tiellä ajon./vrk
10,0	6 000 000...10 000 000	8 000...14 000	12 000...20 000
25,0	10 000 000...25 000 000	yli 14 000	yli 20 000

Taulukko 3.2. Kuormitusluokan 10,0 (ent. 1) tavoitekantavuudet ja päällysteen vähimmäispaksuudet. Kuormitusluokkaa 10,0 käytetään, kun leveydellä korjattu kaistan KKL_{20vuotta} on 6,0...10,0 milj. akselia, mikä vastaa liikennemäärää 8000...14000 ajon./vrk molemmat suunnat yhteensä, kaksiajorataisella tiellä 12000...20000 ajon./vrk. (Tiehallinto 2004b)

KKL-luokka	10,0 AB	10,0 AB	10,0 AB
Vaiheen rakentamisajankohta			
Tavoitekantavuus (0...6 v.) ja päällysteen kokonaispaksuus	420 MPa 170 mm	380 ²⁾ MPa 150 mm	490 MPa 130 mm
Tavoitekantavuus (0...2 v.) ja päällysteen kokonaispaksuus	360 MPa 140 mm	325 MPa 120 mm	
Tavoitekantavuus (0 v.) ja päällysteen kokonaispaksuus	285 MPa 100 mm	270 MPa 90 mm	420 MPa 100 mm
Tavoite kantavan päältä (MPa)	160 MPa	160 MPa	265 MPa
Kantavan laatu	M tai MHST	BST	SST

3.4 Tierakenteen deformaatiot

3.4.1 Deformaation muodostuminen tierakenteessa

Päällysrakenteet mitoitetaan kestämiään kulumista, deformaatioita ja tiivistymistä. Deformaatioita tien rakennekerrokseen aiheutuu kuormituksesta, materiaalista, tilasta ja olosuhteista. Erilaisia kuormituksia ovat jännitystila, -taso, jännitysten kiertyminen, kuormituskertojen määrä sekä kuormitushistoria. Materiaalin deformaatioon vaikuttavia parametreja ovat rakeisuus, maksimiraekoko, hienoaines, lujuus, kuormituskertojen määrä, sideainetyyppi ja määrä. Tilasta ja olosuhteista johtuvia tekijöitä ovat tiivistytila/jälkitiivistyminen, kosteustila, lämpötila, jäätyminen ja sulaminen sekä rakenteen geometria. (Tiehallinto 2004a)

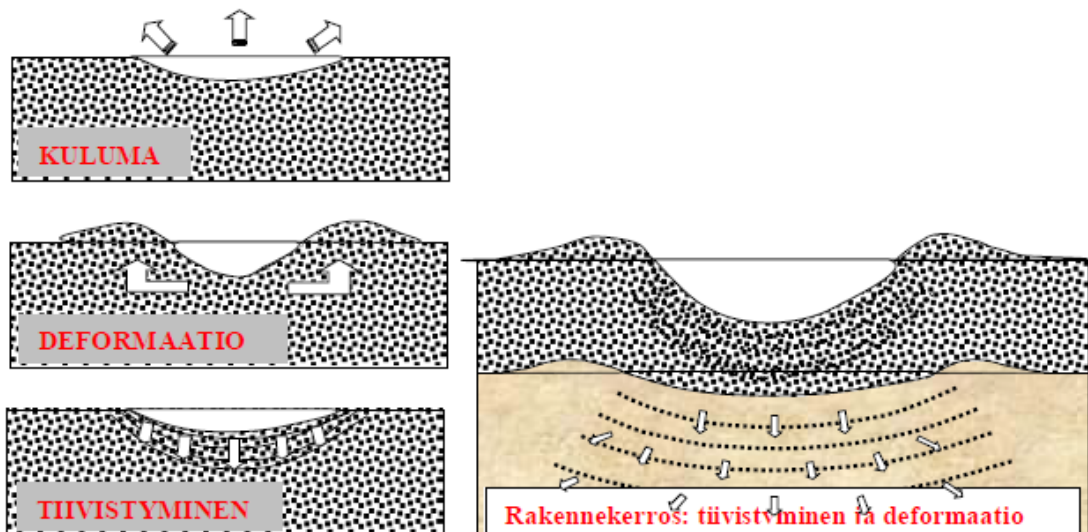
Taulukossa 3.3 on esitetty deformaation syntymekanismit sekä niihin vaikuttavat tekijät tien eri rakennekerroksissa. (Tiehallinto 2004a) Kuvassa 3.3 on hahmoteltu ko-

konaisuran jakautumista tierakenteen eri kerroksiin. Päällysteen urautuminen sisältää koko rakenteen yhteenlasketun deformaation. (Tiehallinto 2004a)

Taulukko 3.3. Deformaation aiheuttavat mekanismit ja siihen vaikuttavat tekijät. (Tiehallinto 2004a)

Tarkasteltava kerros	Deformaation aiheuttava mekanismi (vaikuttavat tekijät) ¹⁾
Kulutuskerros	Tiivistyminen, plastinen virtaus (kiviaines, bitumi, tiivistys, kuormitus, lämpötila, vesi)
Sidekerros	Tiivistyminen ja plastinen virtaus (kiviaines, bitumi, tiivistys, kuormitus, lämpötila, vesi)
Sidottu kantava	Tiivistyminen, leikkautuminen, murtuminen (kiviaines, sideaine, tiivistys, lämpötila, pysyvyys, kuormitus, vesi)
Sitomaton kantava	Tiivistyminen, leikkautuminen (kiviaines, tiivistys, kuormitus, rapautuminen, vesi, jäätyminen ja sulaminen)
Sitomaton jakava	Tiivistyminen, leikkautuminen (kiviaines, tiivistys, kuormitus, vesi, jäätyminen ja sulaminen)
Sitomaton suodatin	Tiivistyminen, leikkautuminen (kiviaines, tiivistys, kuormitus, vesi, jäätyminen ja sulaminen)
Penger	Tiivistyminen, leikkautuminen (kiviaines, tiivistys, kuormitus, vesi, jäätyminen ja sulaminen)
Pohjamaa	Tiivistyminen, leikkautuminen – routiminen ja konsolidaatio (pohjamaan tyyppi, olosuhteet: tiiveys, kosteus, lämpötila ja kuormitus)

¹⁾ nastarengaskulumaa ei tarkastella tässä yhteydessä



Kuva 3.3. Urautuminen, deformaatio ja tiivistyminen päällysteessä ja kantavassa kerroksessa. (Tiehallinto 2004a)

3.4.2 Sitomattomien materiaalien pysyvät muodonmuutokset

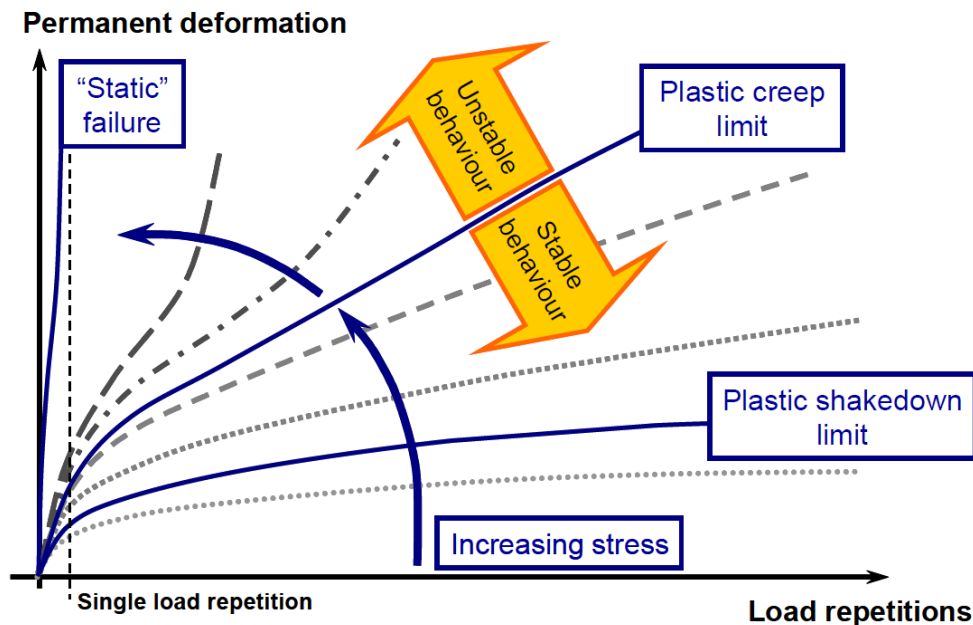
Plastinen muodonmuutos, eli pysyvä muodonmuutos kasvaa pienen lisäyksen jokaisen kuormituskerran johdosta. Pysyvien muodonmuutosten syntymisestä kiistellään. Joidenkin tutkijoiden mukaan pysyvät muodonmuutokset kasvavat jatkuvasti samalla vauhdilla ja eräät katsovat pysyvien muodonmuutoksien lisäyksen saavuttavan lasken-

nallisen ylärajan. Pysyvien muodonmuutoksien mittaamiseen soveltuu dynaaminen tai syklinen kolmiaksaalikoe. (Tiehallinto 2001.)

Sitomattomien materiaalien käyttäytymistä kuvataan ns. Shakedown –teorialla. (Werkmeister 2004) Kuvassa 3.4 on esitetty Shakedown teorian mukaiset muodonmuutospolut. Muodonmuutospoluille ei ole toistaiseksi suomenkielisiä vastineita.

1. Plastic shakedown limit
2. Plastic creep limit
3. "Static" failure

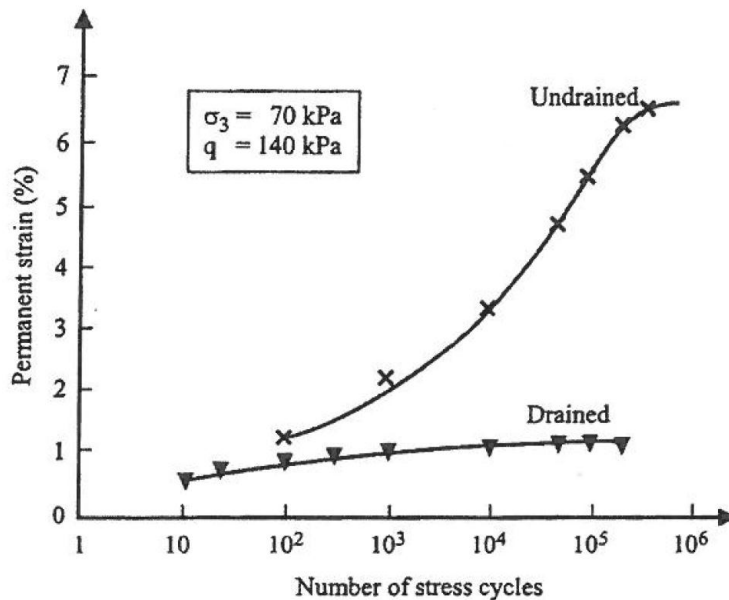
Ensimmäisessä "plastic shakedown limit"-polussa pysyvän muodonmuutoksen muutos lähestyy nollaa suurilla kuormituskertamäärillä. Pysyvä muodonmuutos lähestyy lopullista vakio arvoa suurella kuormituskertamäärällä. "Plastic shakedown limit"-polun ja "plastic creep limit" -polkujen väliin jäävällä alueella pysyvä muodonmuutos kasvaa kuormituskertojen kasvaessa. "Static failure"-polussa kuormituskertojen kasvaessa materiaalissa tapahtuu vähittäinen murtuma ja pysyvien muodonmuutoksien kasvu on eksponentiaalista. Tien rakennekerroksien suunnittelussa pyritään selvittämään materiaalin ja rakenteen "plastic shakedown" ja "plastic creep" -raja-arvot, joiden välisellä alueella materiaalin käyttäytyminen on vakaata. (Theyse et al. 2007.)



Kuva 3.4. Pysyvien muodonmuutoksien Shakedown –teoria sitomattomille materiaaleille. (Theyse et al. 2007)

Kosteustilalla on vaikutus karkearakeisten materiaalien muodonmuutosominaisuuksiin. Palautumattomien muodonmuutosten kriittisenä kyllästysasteen rajana pidetään sorilla ja murskeilla 80...85 %, jonka jälkeen palautumattomien muodonmuutosten lisääntymisriski kasvaa voimakkaasti. (Tiehallinto 2001.) Kuvassa 3.5 on esimerkki vesipitoi-

suuden vaikutuksesta pysyviin muodonmuutoksiin. Kokeen aloitushetkellä molempien materiaalien vesipitoisuus oli sama ja kokeen aikana toisen materiaalin annettiin kuivua (vesipitoisuuden laskea) ja toisen näytteen vesipitoisuus pidettiin samana. Kokeella mitattiin vesipitoisuuden vaikutusta pysyvien muodonmuutoksien syntymiseen. (Werkmeister 2004)



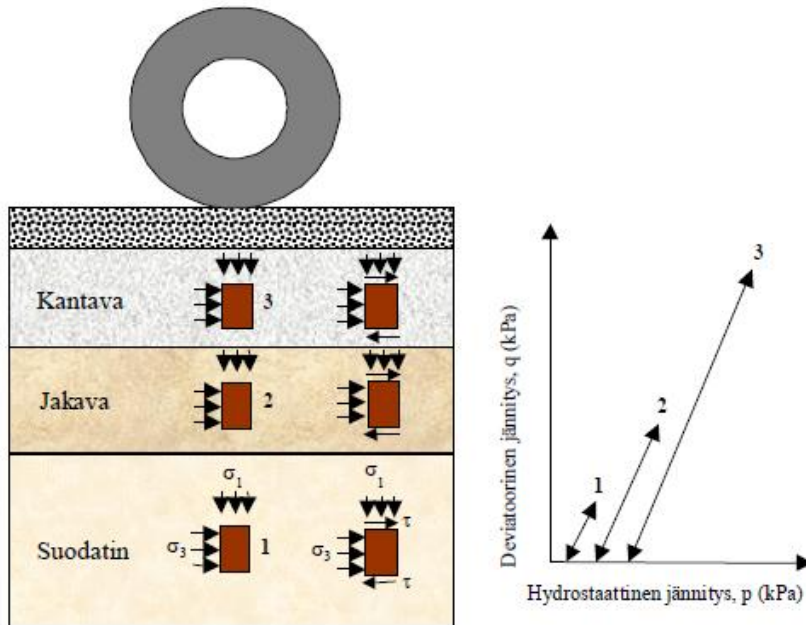
Kuva 3.5. Kuivatuksen vaikutus pysyvien muodonmuutoksien muodostumiseen. Kokeen alussa molempien näytteen vesipitoisuus oli sama ja kokeen aikana toisen näytteen annettiin kuivua. (Werkmeister 2004)

3.4.3 Deformaation hallinta suunnittelussa

Tiehallinnon (2004a) selvityksessä ”Deformaation hallinta tien rakennekerroksissa – Deformaation laskentatyökalun kehittäminen” tavoitteina oli kehittää mittaussuunnitelmat deformaation paikan ja määrän mittaamiseen maastossa, deformaatio-ominaisuuksien määrittäminen laboratorioissa, deformaatio-ominaisuudet tyyppimateriaaleille ja laskentatyökalu, jolla voidaan laskea syntyvä deformaatio sekä vertailla ja optimoida rakenteita.

Deformaatioita tien sitomattomissa ja sidotuissa kerroksissa voidaan vähentää tuotantotekniikan keinoin. Tiivistämisellä on tarkoitus ”esikuormittaa” sitomaton rakennekerros. Tiivistämällä rakennekerros yli sen jännitystilaa, joka rakenteeseen kohdistuu liikennekuormituksen vaikutuksesta ja onnistumalla aikaansaamaan esikuormitustiloja voidaan deformaatioita pienentää merkittävästi. Deformaatioita voidaan lisäksi pienentää optimoimalla tien rakennekerrosten materiaalit ja rakennekerrospaksuudet. Jäykemmät rakenteen yläosan kerrokset vähentävät alapuoliseen rakenteeseen kohdistuvia kuormituksia ja pienentävät siten pysyviä muodonmuutoksia.

Deformaation laskemista varten tien rakennekerrokset jaetaan useaan kerrokseen. Pyöräkuorman aiheuttama pystyjännitys pienenee rakenteessa alaspäin mentäessä hyvin nopeasti. Pyöräkuorman aiheuttaman jännitysmuutoksen suuruutta on havainnollistettu kuvassa 3.6.



Kuva 3.6. Pyöräkuorman aiheuttama jännitysmuutos eri kerroksissa. (Tiehallinto 2004a)

Deformaatioita voidaan laskea esimerkiksi VTT:n kehittämällä laskentamenetelmällä. Menetelmä ottaa huomioon kuormien suuruuden, ylityskertojen määrän, materiaalin muodonmuutuskapasiteetin ja jännitystilän. Menetelmällä lasketaan muodonmuutokset kerroksittain, joiden avulla voidaan laskea koko rakenteen pystysuuntainen kokoonpuristuma ja koko rakenteen urautuminen. Menetelmän toimivuus on osoitettu melko luotettavaksi kahden täyden mittakaavan kokeen avulla. (Korkiala-Tanttu 2008.)

4 Betonimurske rakennusmateriaalina

4.1 Betonin kiertokulku rakennetussa ympäristössä

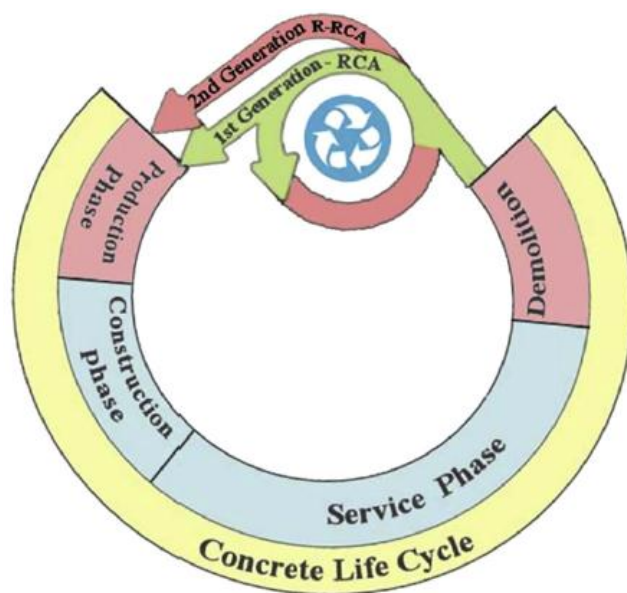
Betoni on maailman yleisimmin käytetty rakennusmateriaali. Betonia valmistetaan maailmassa vuodessa keskimäärin yksi tonni ihmistä kohden (Marie & Quiasrawi 2012). Betoni koostuu runkoaineesta, sementistä ja vedestä sekä mahdollisista lisä- ja seosaineista. Betonin tärkein osa-aine on sementti, joka toimii betonin sideaineena. Suomessa käytetään vuosittain noin 1,5 miljoonaa tonnia sementtiä, josta 80 - 90 %:a valmistetaan kotimaassa. Betonin runkoaineena käytetään pääasiassa murskattuja kallio- ja sorakiviaineksia, myös kierrätetyn betonimurskeen käyttäminen on mahdollista. Beto-

nin koostumuksesta riippuen runkoaineen osuus betonimassasta on 65 – 80 %:a. (Betonitekniikan oppikirja 2004, Betoni.com 2012)

Betonimurske valmistetaan murskatusta betonista. Murskatun betonin alkuperä vaihtelee rakennusjätteestä puhtaisiin ylijäämäbetoneihin. Rakennusmateriaalina betonin kiertokulkuun kuuluu Marien ja Quiasrawin (2012) mukaan viisi vaihetta:

- 1) betonin raaka-aineiden valmistus
- 2) rakentamisvaihe (betonin valmistus)
- 3) valmiin betonirakenteen käyttö
- 4) betonirakenteen purkaminen ja hajottaminen osiin
- 5) käytöstä poistaminen tai kierrätys

Betonin kiertokulku alkaa raaka-aineiden valmistuksella ja kiertokulku loppuu käytöstä poistamiseen tai kierrättämiseen. Betonin kiertokulussa ensimmäisellä ja viimeisellä vaiheella on suurin ympäristöllinen merkitys. Kuvassa 4.1 on esitetty kierrätetyn betonin kiertokulku. (Marie & Quiasrawi 2012.)



Kuva 4.1. Ensimmäisen ja toisen sukupolven kierrätysbetonin kiertokulku. (Marie & Quiasrawi 2012)

Greitschusin (2012) mukaan hyödyntämällä betonimursketta rakentamisessa saadaan aikaan ympäristöhyötyjä. Kierrättämällä betonia rakennusjätteen varastointitarve pienenee ja samalla myös luonnonkiviaineksen louhintatarve rakennuskäyttöön pienenee. Myös betonimurskeen pienempi tilavuuspaino vaikuttaa; samalla tonnimäärällä saadaan tehtyä enemmän rakenteita. Pienempi tilavuuspaino vaikuttaa myös kuljetuskustannuksiin.

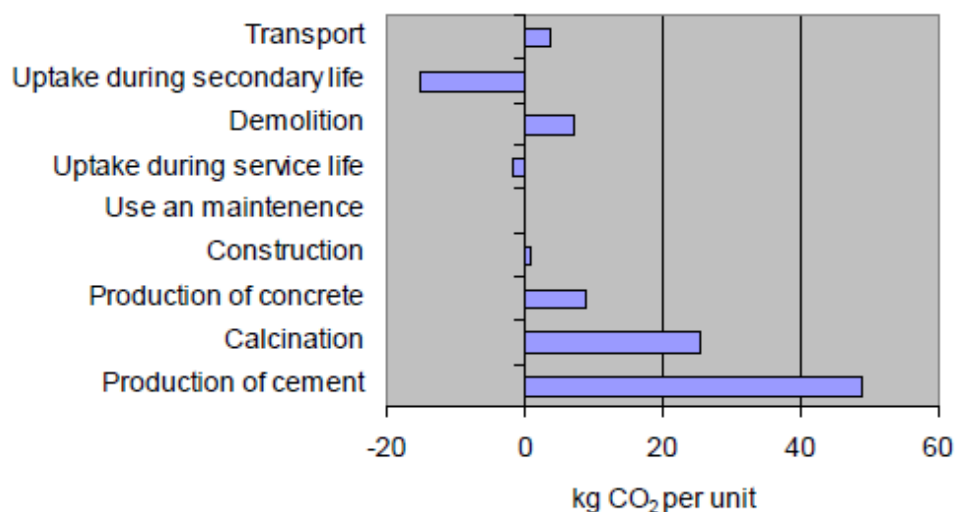
Betoni sitoo elinkaarensa aikana hiilidioksidia karbonisaatioreaktion avulla. Betonirakenteen saavuttaessa käyttövaiheen lopun se voidaan murskata. Betonin murskauksen

yhteydessä karbonisaatioreaktio kiihtyy, koska reagoitiin on käytettävissä enemmän vapaata pinta-alaa. (Pommer & Pade 2005)

Taulukossa 4.1 ja kuvassa 4.2 on esimerkki sillan betonisen reunapalkin hiilidioksidin muodostumisesta ja takaisinotosta betonin elinkaaren aikana. Hiilidioksidin muodostus on suurimmillaan sementin valmistuksen aikana. Esimerkin betonipalkissa on oletettu CaO määrän olevan 32,5 kg ja teoreettisesti tästä määrästä 75 %:a (25,5 kg) voi karbonisoidua. Karbonisoitunut määrä vastaa päästettyä hiilidioksidin määrää (25,5 kg). Pommerin ja Paden (2005) laskelmien perusteella hiilidioksidia voi reunapalkissa sitoutua suurimmillaan takaisin 19,2 kg. Hiilidioksidin talteenottolaskelmissa on huomioitu betonipalkin käyttöaika ja murskaus. Laskelmien perusteella 100 vuoden aikana 81 %:a hiilidioksidin talteenottopotentialista on käytetty. (Pommer & Pade 2005.)

Taulukko 4.1. Hiilidioksidin balanssi betonin elinkaaren aikana. (Pommer & Pade 2005)

	kg CO ₂ per unit	Acc kg CO ₂ per unit
3. Extraction of raw materials	1,685	1,685
4. Transport from extraction site to cement plant	0,229	1,913
5. Production of cement	72,653	74,566
6. Transport of materials to plant for concrete	1,194	75,760
7. Production of concrete	9,011	84,771
8. Transport from concrete plant to construction site	1,167	85,938
9. Construction	0,901	86,840
10. Use and maintenance	0,000	86,840
10 A Uptake of CO ₂ during service life	-1,761	85,079
11. Demolition and recycling	7,063	92,142
11 A. Uptake of CO ₂ after demolition	-14,128	78,014
12. Transport of demolished materials	1,337	79,350
In total	79,350	



Kuva 4.2. Sillan betonisen reunapalkin hiilidioksidielinkaari. (Pommer & Pade 2005)

4.2 Betonimurskeeseen vaikuttavat lainsäädännöt Suomessa

4.2.1 Eräiden jätteiden hyödyntäminen maarakentamisessa

Betonimurske määritellään Valtioneuvoston asetuksessa eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa eli ns. MARA-asetuksessa jätteenä, joka on valmistettu puretuista betonirakenteista tai uudisrakentamisen ja betoniteollisuuden betonijätteistä murskaamalla enintään 150 millimetrin kappalekokoon. Asetuksen mukaan murskattu betonijäte saa sisältää enintään 30 painoprosenttia tiilimursketta (591/2006). Usein betonimurske murskataan pienempään kappalekokoon kuin lain vaatima 150 millimetriä. Pienemmällä raekokojakaumalla saadaan betonimurskeelle paremmat mekaaniset ominaisuudet, kuten suurempi lujuus. (Rudus 2012.) Lisäksi pienemmällä raekokojakaumalla saadaan poistettua varmemmin lopputuotteeseen kuulumattomat raudat ja muut epäpuhtaudet.

Betonimurskeen ja uusiomateriaalien kierrätyksessä ja hyötykäytössä keskeistä on, että materiaalin hyödyntämisestä ei aiheudu haittaa terveydelle tai ympäristölle. Asetuksella on poistettu ympäristölupavelvollisuus, mikäli betonimurske ja käyttökohte täyttävät murskeelle ja käyttökohteelle asetet vaatimukset. Hyödyntäjän on osoitettava, että materiaalin haitallisten aineiden pitoisuudet ja liukoisuudet eivät ylitä asetuksessa asetettuja raja-arvoja. (Ympäristö 2009.)

MARA-asetus rajoittaa betonimurskeen käytön seuraaviin kohteisiin:

- 1) yleiset tiet, kadut, pyörätiet ja jalkakäytävät sekä niihin välittömästi liittyvät tienpitoa tai liikennettä varten tarpeelliset alueet, pois lukien meluesteet;
- 2) pysäköintialueet;
- 3) urheilukentät sekä virkistys- ja urheilualueiden reitit;
- 4) ratapihat sekä teollisuus-, jätteenkäsittely- ja lentoliikenteen alueiden varastointikentät ja tiet.

Näiden kohteiden lisäksi betonimursketta on mahdollista käyttää myös muissa kuin MARA-asetuksen mukaisissa kohteissa, jos käytölle haetaan ympäristölupa. (Tiehallinto 2007)

4.2.2 Rakennustuotoasetus ja CE-merkintä

Uusi rakennustuotoasetus astui voimaan 24.4.2012 ja sen siirtymäaika päättyi 1.7.2013. Rakennustuotoasetuksen tullessa voimaan CE-merkintä tulee pakolliseksi Suomessa kaikille niille markkinoille saatetuille rakennustuotteille, jotka kuuluvat harmonisoidun tuotestandardin soveltamisalaan. Standardit määrittelevät sen sovelta-

misalaan kuuluvien materiaalien tutkittavat tekniset ominaisuudet, ominaisuuksien ilmoitustavan ja laadunvalvonnan periaatteet. (Kuula-Väisänen 2012.)

Kun betonimursketta käytetään kiviaineksen tavoin tai kiviaineksen korvikkeena, tulee sillä olla CE-merkintä käyttötarkoituksen standardin mukaan. Rakennustuoteasetus koskee myös kierrätyskiviaineksia ja uusiomateriaaleja. CE –merkinnän ansiosta kierrätyskiviainekset ja uusiomateriaalit voidaan huomioida tasavertaisina materiaaleina perinteisten kiviainesten rinnalla.

CE-merkityn kiviaineksen merkinnän kiinnittämisestä (kiviainesten tapauksessa CE –merkintäasiakirjojen toimittamisesta tilaajalle) vastaa aina kiviaineksen valmistaja tai hänen valtuutettu edustaja. Kiviaineksen valmistajan on annettava vaatimustenmukaisuudesta vakuutus, joka oikeuttaa CE-merkinnän kiinnittämiseen. CE-merkityn kiviaineksen tuotannossa ja laadunvalvonnassa on noudatettava harmonisoituja tuotestandardia. Tuotannon aikaista laadunvalvontaa kutsutaan standardissa tuotannon sisäiseksi laadunvalvonnaksi, mikä kuuluu olennaisena osana CE-merkintään. (Kiviainestuotannon laadunvalvonnan CE-merkintää varten 2006.)

Kiviaineksen vaatimustenmukaisuuden osoittamismenettely eli AC-luokka on kansallisesti päätettävä asia. Kiviaineksen vaatimustenmukaisuuden osoittamismenettelyn luokkia ovat 2+ ja 4. Kuvassa 4.3 on esitetty vaatimustenmukaisuuden osoittamisessa käytettävät menetelmät ja AC-luokat. AC-luokat määrittelevät, tuleeko ilmoitettu laitos ottaa mukaan tehtaan sisäiseen laadunvalvonnan tarkastukseen ja valvontaan. Ilmoitettu laitos määrittää olevan Euroopan talousalueen jäsenvaltion hyväksymä, komissiolle ilmoittama ja tietyille tuoteryhmälle päteväksi todettu kolmannen osapuolen valvontaan valtuutettu testaus-, arviointi- tai tarkastuslaitos. Ilmoitetun laitoksen yhtenä tehtävänä on tehdä sopimus kiviaineksen valmistajan kanssa ja antaa todistus tehtaan sisäisestä laadunvalvonnan vaatimustenmukaisuudesta, kun AC-luokka on 2+. Ilmoitettua laitosta eli ts. kolmatta osapuolta ei tarvita AC-luokan 4 tuotteissa. (Kiviainestuotannon laadunvalvonnan CE-merkintää varten 2006.)

KONTROLLIKEINOT	VAATIMUSTENMUKAISUUSMENETTELY (AC-LUOKKA)							
	Ilmoitetun laitoksen todistus AC-luokissa 1+, 1, 2+ ja 2. Valmistajan vakuutus kaikissa.							
	1 +	1	2 +		2		3	4
Tuotteen tyyppitestaus	▲ Vtai L	▲ Vtai L	●	●	●	●	▲ L	●
Tehtaalta otettujen näytteiden testaus	●	●	●		●			
Tehtaalta, markkinoilta tai rakennuspaikalta otettujen näytteiden testaus	▲ Vtai L							
Tehtaan sisäinen laadunvalvonta	●	●	●	●	●	●	●	●
Tehtaan ja sen sisäisen laadunvalvonnan alkutarkastus	▲ Vtai T	▲ Vtai T	▲ Vtai T	▲ Vtai T	▲ Vtai T	▲ Vtai T		
Tehtaan sisäisen laadunvalvonnan jatkuva valvonta, arviointi ja hyväksyminen	▲ T	▲ T	▲ T	▲ T				



= valmistaja



= ilmoitettu laitos, joka suorittaa tuotteiden varmistamis-, tarkastus- ja/tai testaustehtäviä

V = varmentamiselin

T = tarkastuselin

L = testauslaboratorio

Kuva 4.3. Vaatimustenmukaisuuden osoittamisessa käytettävät menetelmät ja AC-luokat. (Kalamies 2013)

Kantavia rakenteita koskevien rakennusmääräysten B2 täydennyksessä (Ympäristöministeriön asetus 11.9.2003) on määritelty luvanvaraista rakentamista koskevat AC-luokka vaatimukset. Käytännössä kaikissa kantavissa rakenteissa käytettävien kiviainesten AC-luokka on 2+ ja ei-kantavissa on 4. Piha-alueilla käytettävät asfaltti- ja pintauskiviainekset ja sitomattomat tai hydraulisesti sidotut kiviainekset kuuluvat luokkaan 4. (Kiviainestuotannon laadunvalvonnan CE-merkintää varten 2006.)

Tiehallinnon päätöksen mukaan asfalttikiviaineksista niihin kiviaineksiin, joita käytetään asfalttipäällysteissä sellaisilla yleisillä teillä, joissa liikennemäärä on > 10 000 ajon/vrk (≤ 60 km/h) tai liikennemäärä > 5000 (> 60 km/h), sovelletaan menettelyä 2+. Samaan 2+ menettelyyn kuuluvat betonipäällysteiden kiviainekset ja fillerikiviainekset. Muissa päällysteissä ja rakennekerrosmateriaaleissa käytetään menettelyä 4. Tämä tarkoittaa, että betonimurskerakenne tienrakennekerroksissa kuuluu tyypillisesti menettelytapaan 4. (Kiviainestuotannon laadunvalvonta CE-merkintää varten 2006).

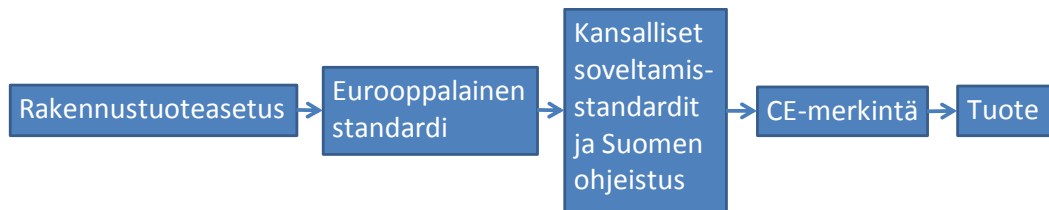
Mikäli harmonisoidun tuotestandardin piiriin kuuluvassa tuotteessa ei ole CE-merkintää määräaikaan mennessä, voidaan valmistaja velvoittaa poistamaan tuote markkinoilta ja mikäli CE-merkintää käytetään tuotteessa ilman sen käytön mukaisia edellytyksiä, voidaan tuotteen myynti tai sen käyttö rakentamiseen kieltää. CE-merkinnän käyttöä Suomessa valvova viranomaisena on Turvallisuus- ja kemikaalivirasto TUKES. (Kuula-Väisänen 2012)

Rakennustuoteasetuksen vaikutus tuotteistamiseen

Betonimurskeen hyödyntämistä maa- ja vesirakentamisessa ja tienrakenteissa koskee standardi SFS-EN 13242 ”Maa- ja vesirakentamisessa ja tienrakenteissa käytettävät sitomattomat ja hydraulisesti sidotut kiviainekset”. Standardissa määritellään materiaalin tutkittavat tekniset ominaisuudet, ominaisuuksien ilmoitustapa ja laadunvalvonnan periaatteet. Eurooppalaisen standardin lisäksi rakennekohtaisiin materiaalivaatimuksiin vaikuttavat kansalliset täydentävät soveltamisstandardit sekä kiviainesvaatimusten nykyohjeistus Suomessa. Suomalainen kiviainesvaatimusten nykyohjeistukseen vaikuttavat:

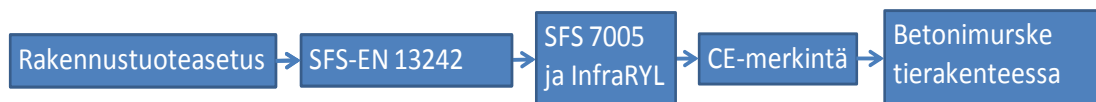
- Rakentamismääräyskokoelma
- Kiviaineksen tuotestandardit ja niihin liittyvät testausmenetelmästandardit
- Kansalliset soveltamisstandardit nk. SFS 7000-sarja
- InfraRYL
- Asfalttinormit
- Betonin kiviainesohjeet
- Hankekohtaiset vaatimukset

Kuvassa 4.4. on esitetty rakennustuoteasetuksen vaikutus tuotteistamiseen.



Kuva 4.4 Rakennustuoteasetuksen vaikutus tuotteistamiseen.

Kuvassa 4.5 on esitetty esimerkki betonimurskeen käytöstä tierakenteessa ja rakennustuoteasetuksen vaikutuksesta betonimurskeeseen rakennusmateriaalina. SFS-EN 13242 on eurooppalainen standardi ja SFS 7005 kansallinen soveltamisstandardi ”Sitomattomiin ja hydraulisesti sidottuihin materiaaleihin käytettäviltä kiviaineksilta maa- ja vesirakenteissa sekä tierakenteissa vaadittavat ominaisuudet ja niille asetetut vaatimustasot”



Kuva 4.5. Esimerkki rakennustuoteasetuksen vaikutuksesta betonimurskemateriaalin käyttöön tierakenteessa.

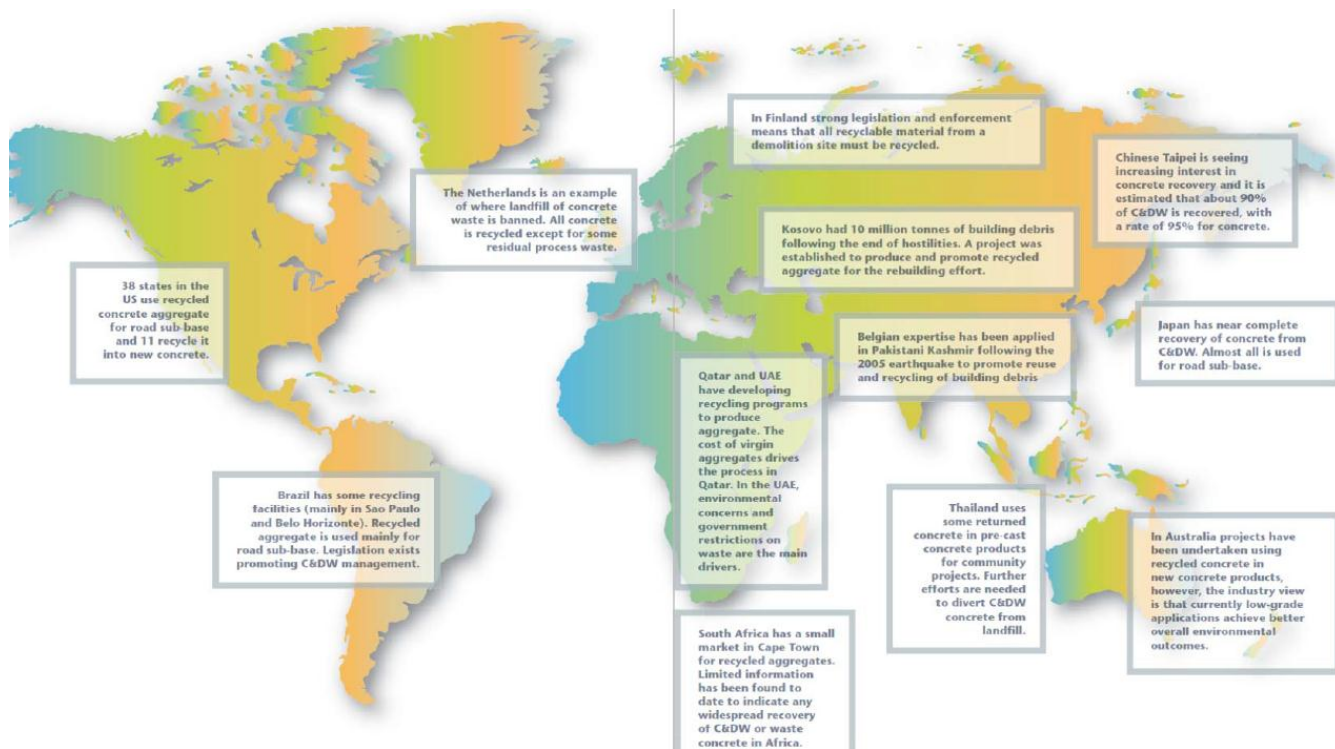
4.3 Betonimurskeen käyttö ja kokemukset maittain

4.3.1 Betonimurskeen käyttö maailmanlaajuisesti

The Cement Sustainability Initiative (CSI) on kerännyt maittain tietoja C&DW (construction and demolition waste) materiaalmäärien syntymisestä ja materiaalien kierrätysasteista. CSI määrittelee C&DW materiaalin sisältävän betonia, rautaa, lasia, tiiltä, kiveä, asfalttia ja muita materiaaleja, joita on talon, tien, sillan tai vastaavien rakenteissa. Taulukossa 4.2 on esitetty CSI raportin tuloksia. CSI (2009) on koonnut kuvaan 4.6 maailmalta esimerkkikohteita betonin kierrätyksestä. Yli 90 %:n kierrätysasteeseen päästään Sveitsissä, Alankomaissa ja Taiwanissa. Suomessa vastaava kierrätysaste on noin 80 %:a. Vaikka kuvassa 4.6 sanotaan, että Suomessa on tiukat määräykset ja kaikki rakennusjäte on kierrätettävä; on edelleen suuria haasteita, että kerätty rakennusjäte ja esimerkiksi siitä valmistetut betonimurskeet saataisiin käytettyä uudelleen. Jätteestä jalostettujen tuotteiden käyttöön liittyy edelleen haasteita joita ovat mm. tiedonpuute, virheelliset käsitykset betonimurskeesta ja lainsäädäntö sekä betonimurskeen käytön huomioon ottamattomuus hankinta-asiakirjoissa.

Taulukko 4.2. C&DW materiaalin syntyminen ja kierrätysasteet maittain. C&DW = Constuction & Demoliton waste. (WBCSD 2009)

Country	Total C&DW (Mt)	Total C&DW Recovery (Mt)	% C&DW Recovery
Australia ¹⁵	14	8	57
Belgium ¹⁶	14	12	86
Canada ¹⁷	N/A	8 (recycled concrete)	N/A
Czech Republic ¹⁸	9 (incl. 3 of concrete)	1 (recycled concrete)	45 (concrete)
England ¹⁹	90	46	50 – 90
France ²⁰	309	195	63
Germany ²¹	201	179	89
Ireland ²²	17	13	80
Japan ²³	77	62	80
Netherlands ²⁴	26	25	95
Norway ²⁵	N/A	N/A	50 – 70
Portugal	4	Minimal	Minimal
Spain ²⁶	39	4	10
Switzerland ²⁷	7 (incl. 2 of concrete)	2	Near 100
Taiwan ²⁸	63	58	91
Thailand ²⁹	10	N/A	N/A
US ³⁰	317 (incl. 155 of concrete)	127 (recycled concrete)	82



Kuva 4.6. Betonin kierrätys maailmalla CSI:n raportin (The Cement Sustainability Initiative) keräämien tietojen perusteella. (WBCSD 2009)

4.3.2 Suomi

Betoninkierrätystoiminta aloitettiin Suomessa 1980-luvun lopulla ontelolaattateollisuuden toimesta. Betonimurskaustoiminta aloitettiin Partek Betonilan Hyrylän tehtaisa, missä murskautettiin tehtaan ontelolaattapaloista muodostuva hukkatuotanto. Aluksi betonimursketta käytettiin ontelolaattatuotannossa pienimuotoisesti uuden betonin runkoaineena, mutta tämä kokeilu jäi lähinnä yksittäistapaukseksi. Vuonna 1992 aloitettiin betonimurskeen varsinainen kierrätys maarakentamisessa. (Määttänen 2000.)

Vuosina 1992-94 betonimurskeen tutkimuksissa keskityttiin materiaalin perusominaisuuksiin. Kehitystyötä ja perustutkimusta tehtiin mm. TKK:lla ja VTT:llä ja tutkimushankkeita rahoitettiin Ympäristöministeriön toimesta. Suomen ensimmäinen betoninkierrätyskeskus perustettiin Helsinkiin vuonna 1994. Vuoden 1994 jälkeen alkoi intensiivinen kehitystyö ja suuren mittakaavan koeteiden rakentaminen aloitettiin. Betonimurskeen kehityspuolella merkittävä askel oli vuosina 1995-99 toteutettu Tekesin tukema ympäristögeotekniikkaohjelma, jossa oli mukana kaksi betoninkierrätysprojektia. Ympäristögeotekniikkaohjelman avulla saatiin tärkeää tietoa betonimurskeen ominaisuuksista. Vuonna 1996 laadittiin Suomessa ensimmäiset betonimurskeita koskevat suunnitteluohjeet ja vuonna 1999 julkaistiin betonimurskeen mitoitusparametrit. (Määttänen 2000, Viatek 1999)

Vuosina 2000-2002 toteutettiin Ympäristöministeriön Eko-Infra –ohjelman tukema tutkimusprojekti ”Uusiomateriaalit yhdyskuntien liikenneväylien pehmeikkörakentamisessa”, jonka tavoitteena oli uusiomateriaalirakenteiden tekninen ja toiminnallinen kehittäminen. (Viatak 2002.)

Vuonna 2006 Valtioneuvoston asetus määritteli betonimurskeen hyödyntämisen maa-rakentamisessa. Asetuksella poistettiin betonimurskeen ympäristölupavelvollisuus, mikäli betonimurske ja käyttökohde täyttävät asetetut vaatimukset (591/2006). Vuonna 2007 Tiehallinto julkaisi ohjeen sivutuotteiden käytöstä tierakenteissa (Tiehallinto 2007c).

4.3.3 Norja

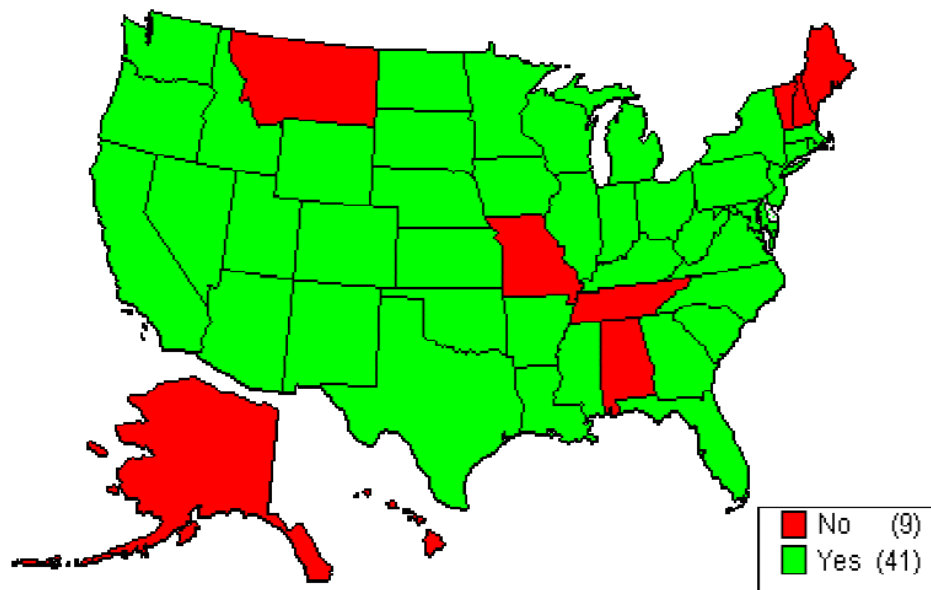
2000-luvun alussa Norjan eduskunta asetti suuret vaatimukset ympäristösuojelupolitiikalle. Yhtenä tavoitteena oli kierrätyksen lisääminen ja jätteiden vähentäminen. Norjan tavoitteena on kierrättää vuoteen 2012 mennessä 80 %:a kaikesta syntyvästä jätteestä. Vahvan yleisen ympäristösuojelupolitiikan avulla Norjan tielaitos (Statens vegesen) aloitti kierrätyksen tutkimusohjelman ”Gjenbruksprosjektet”, joka toteutettiin vuosina 2002-2005. Tutkimusohjelman päätarkoituksena oli edistää kierrätysmateriaalien turvallista käyttämistä tierakentamisessa sekä käydä läpi voimassa olevat ohjeet kierrätysmateriaaleilla rakentamiselle. Vuonna 2004 Norjan tielaitos lisäsi betonimurskeen tierakentamista koskevaan ohjeistukseen. (Petkovic 2007.)

4.3.4 Ruotsi

Ruotsissa on tutkittu betonimurskekoerakenteiden käyttäytymistä Ruotsin tie- ja liikenneinstituutin VTI:n (Väg- och transportforskninginstitutet) toimesta. Ruotsissa tehtiin betonimurskekoerakenteita maanlaajuisesti. Tulokset betonimurskeen käyttämisestä tien rakennekerroksissa olivat positiivisia. Betonimurske käyttäytyi yhtä hyvin tai paremmin kuin referenssikohteissa käytetyt tavanomaiset kiviainekset. Vuonna 2004 Ruotsin tielaitos Vägverket julkaisi kattavan ohjeen ”Krossad betong i vägkonstruktioner” betonimurskeen tierakennuskäytölle. Ohje pitää sisällään myös betonimurskeen parametrit. (Vägverket 2004).

4.3.5 Yhdysvallat

Yhdysvalloissa on käytetty kierrätettyä betonia tiesovelluksissa 1970-luvulta lähtien samoilla ympäristöllisillä periaatteilla mitä 2000-luvulla. Vuonna 2009 tehdyn selvityksen perusteella betonia kierrätetään tien rakennekerrokseen 41 osavaltiossa (kuva 4.7). Yhdysvalloissa tuotetaan vuosittain noin 140 miljoonaa tonnia murskattua betonia, jonka käyttö vaihtelee tien rakennekerroksista täyttöjen tekemiseen. (Dam et al. 2011.)



Kuva 4.7. Betonin kierrätys Yhdysvaltojen osavaltioissa. (FHWA 2004)

Taulukossa 4.3 on Michiganin tielaitoksen (MDOT Michigan Department of Transportation) esittämät soveltamiskohteet betonimurskeelle. Betonimurske (CCA) on jaoteltu rakeisuuden perusteella karkeaan (coarse) ja hienoon (fine). (Dam et al. 2011.)

Taulukko 4.3. Yhteenveto betonimurskeen soveltamiskohteista perustuen MDOT vuonna 2012 julkaisemaan standardiin ”MDOT Standard Specifications for Construction” PCC = Portland cement concrete, HMA = Hot mix asphalt Open-Graded = avoimeksi suhteitettu. (Dam et al. 2011)

Type of CCA	Fill/Subbase	Dense-Graded Aggregates	Open-Graded Aggregates	HMA	PCC
Coarse	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Fine	Yes	Yes	Yes	No	No

Yhdysvaltojen liikennevirasto julkaisi vuonna 1998 ohjeistuksen jätteiden ja sivutuotteiden hyödyntämiselle tierakentamisessa ”User Guidelines for Waste and By-Product Materials in Pavement Construction”. (U.S. Department of Transportation 1998)

MDOT julkaisi vuonna 2011 ohjeen käytännön soveltamiselle ”Using Recycled Concrete in MDOT’s Transportation Infrastructure – Manual of Practice”. Julkaisu pitää sisällään betonimurskeen valmistamisen, betonimurskeen ominaisuudet ja betonimurskeen soveltamisesta rakennusmateriaalina (Dam et al. 2011). Yhdysvalloissa myös muut osavaltiot tekevät aktiivisesti tutkimusta betonimurskeen hyödyntämisestä. Esimerkiksi Texasin osavaltiossa vuosittain säästetään noin miljoona tonnia luonnonkiviainesta kierrättämällä betonia (TxDOT 2008).

4.3.6 Australia

Vuosina 2008-2009 Australiassa muodostui 19 miljoonaa tonnia rakennusjätettä ja siitä kierrätettiin 55 %:a. Australian hallituksella ei ole suoranaista lainsäädäntöä rakennusjätteen käsittelylle, mutta tutkimusta rakennusjätteen soveltumisesta uusiomateriaaliksi tehdään aktiivisesti. Ympäristöasioiden hoidon vastuu on suurelta osin territorioiden hallituksilla ja osavaltioilla. (Construction and Demolition Waste Status Report 2011.)

Vuonna 2009 Austroads julkaisi ohjeen ”Austroads’ Guide to Pavement Technology Part 4E: Recycled Materials” kierrätettyjen materiaalien hyödyntämiseen tierakentamisessa. Austroads on Australian ja Uuden-Seelannin yhteinen tie- ja liikennevirasto. (Construction and Demolition Waste Status Report 2011.) Vuonna 2011 Queensland Department of Transport and Main Roads julkaisi luokituksen teknisille standardeille päällysrakenteissa käytettäville uusiomateriaaleille (Main Roads Technical Standard – MRTS35 – Recycled Materials for Pavements). (Greitschus 2012.)

Australiassa betonimursketutkimukset tehdään paikallisten kiviainesmurskeen normien mukaisesti. Tyypillisesti betonimurske murskataan nimelliseen 20 mm raekokoon (Jitsangiam et al. 2009). Raekoko on pienempi kuin Suomessa tehdyissä tutkimuksissa, mikä vaikeuttaa tulosten vertailua.

5 Betonimurskeen mekaaniset ominaisuudet

5.1 Murskatun betonin alkuperän vaikutus betonimurskeen lujuuteen

Sitomattoman materiaalin mekaanista kestävyyttä voidaan tutkia Los Angeles-, kuulumylly- ja haurausarvoilla. Testit perustuvat siihen, että materiaali altistetaan vakioidun suuruiselle mekaaniselle rasitukselle ja mitataan hienoainemäärän kasvua.

B. C. S. J.:n (2000) tutkimuksessa havaittiin Los Angeles –luvun (LA-luku) vaihtelevan 25,1 %:n ja 35,1 %:n välillä riippuen alkuperäisen betonin lujuusluokasta. Yoshikanen (taulukko 5.1) tutkimuksen koetuloksissa LA-luku pienenee betonin lujuuden kasvaessa, jossa LA-luku vaihtelee 20,1 %:n ja 28,7 %:n välillä riippuen alkuperäisen betonin lujuusluokasta. Ravindrarajah ja Tam (2005) raportoivat LA-luvun vaihtelevan betonin alkuperäisen puristuslujuuden mukaan 37,2 %:n ja 40,8 %:n välillä. Ulkomaisten tutkimusten perusteella voidaan sanoa, että betonin lujuusluokalla on vaikutusta Los Angeles –lukuun. (Perekh & Modhera 2011.)

Taulukko 5.1. Murskattavan betonin lujuuden vaikutus betonimurskeen Los Angeles –lukuun. (Yoshikane)

Sample	C	A	B	E	F	D
Compressive Strength MPa	15	16	21	30	38	40
L.A. Abrasion Loss Percentage	28.7	27.3	28.0	25.6	22.9	20.1

Vuonna 1994 Victorian teknillisessä korkeakoulussa (Victoria University of Technology) saatiin muista tutkimuksista poikkeavia tuloksia. Alkuperäisen betonin puristuslujuus kokeessa oli 32 MPa:a ja 80 MPa:a. Murskattujen näytteiden LA-luvuiksi saatiin 26 ja 27 %:a. Ko. koetuloksien perusteella voitiin sanoa, että betonin lujuudella on todennäköisesti vähäinen vaikutus betonimurskeen ominaisuuksiin. (Richardson & Jordan 1994)

Taulukossa 5.2 on koottu tuloksia mursketyypin vaikutuksesta haurausarvoon ja LA-lukuun. Taulukossa 5.3 on esitetty betonin puristuslujuuden vaikutusta kuulamylyarvoihin. Betonin puristuslujuudella ennen murskausta on vaikutus kuulamylyarvoon; puristuslujuuden kasvaessa kuulamylyarvo pienenee. (Viatak Oy 1999.)

Taulukko 5.2. Betonimurskeen mursketyypin vaikutus haurausarvoon ja Los Angeles-lukuun. (Viatak Oy 1999, Varin 2007, Aurstad 2009)

Mursketyyppi	Haurausarvo	Los Angeles - luku
Purkubetonimurske 0/55 (Viatak Oy 1998)	24,5	27,8
Purkubetonimurske 0/80 (Varin 2007)	-	36
Ontelolaattabetoni-murske 0/70 (Viatak Oy 1998)	21	23,4
Ontelolaattabetoni-murske 10/14 mm (Aurstad et al. 2009)	-	27,5
Ontelolaattabetoni-murske 31,5/50 mm (Aurstad et al. 2009)	-	25,7

Taulukko 5.3. Betonin puristuslujuuden vaikutus betonimurskeen kuulamylyarvoihin. (Viatak Oy 1999)

Betonin puristuslujuus ennen murskausta	Rakeisuus	Kuulamylyarvo	Tielaitoksen Lujuusluokka*
7 MPa	0/32	52,5	-**
30 MPa	0/32	36,6	-**
70 MPa	0/32	25,8	-**

* vaatimukset TIEL 2212809-95 mukaisesti
 ** ei täytä minkään luokan I...IV vaatimuksia (luokka IV ≤19 %)

Määttäsen (2000) mukaan Los Angeles –luku tai kuulamylyarvon perusteella määrätty lujuusluokka ei anna aina todellista kuvaa betonimurskeen lujuudesta rakenteeseen tiivistettyä, koska betonimurskeella on uudelleensitoutumisominaisuus. Määttäsen

mukaan lujuusominaisuuksien ja laatuluokitteluun paremmin sopiva menetelmä on koekappaleiden puristuslujuuden seuraaminen.

5.2 Betonimurskeen lujuuden kehitys

Betonimurskeen on huomattu lujittuvan rakenteessa ensimmäisten vuosien aikana. Ilmiö on huomattu useissa tutkimuksissa sekä kenttäkokeissa ympäri maailmaa (Varin 2007). Ulkomaisessa kirjallisuudessa on esitetty, että betonimurske tulisi käyttää mahdollisimman pian murskauksen jälkeen, jolloin sen sisältämä sementti olisi aktiivisimmillaan. Suomalaisten kokemusten perusteella murskeen säilytys ei ole vaikuttanut erityisen negatiivisesti murskeen ominaisuuksiin. (Viatek Oy 1999.)

Taulukoissa 5.4 ja 5.5 on esitetty erilaisten laatuluokkien betonimurskenäytteiden yksiaksiaalisia puristuslujuuksia 7 vrk:n ja 28 vrk:n ikäisinä. Betonimurskeen eri laatuluokissa lujittuminen ei ole yhtä voimakasta. Viatekin (2002b) sekä Varinin (2007) tutkimuksissa on näytteitä, joissa merkittävää lujittumista ei ole havaittavissa 28 vrk:n lujittumisajan jälkeen. Määttäsen (2000) mukaan korkealuokkainen betonimurske lujittuu pitkällä ajanjaksolla lähelle 3 MPa:a.

Taulukko 5.4. Betonimurskenäytteiden yksiaksiaalinen puristuslujuus. (Viatek 2002b)

Tutkija ja raportin pvm	Lajike ja murskauspaikka	Kohde	Menetelmä	Lujittumisaika ja koekappaleiden lkm.	Yksiaksiaalinen puristuslujuus [MPa]	
					vaihteluväli	keskiarvo
Lohja Rudus 9.2. ja 13.3.2001	BeM I (Hyrylä)	Haikala	ICT	7d (9 kpl)	2,0...3,3	2,5
				28d (12 kpl)	2,4...4,6	3,3
Lohja Rudus 10.10.2001	BeM II (Konala)	Parivaljakontie	ICT	7d (3 kpl)	0,9...1,3	1,1
				28d (4 kpl)	1,1...1,3	1,2
Lohja Rudus 4.3.2002	BeM II (Raisio)	Saramäki	ICT	7d (3 kpl)	0,7...0,8	0,73
				28d (4 kpl)	0,9...1,0	0,95

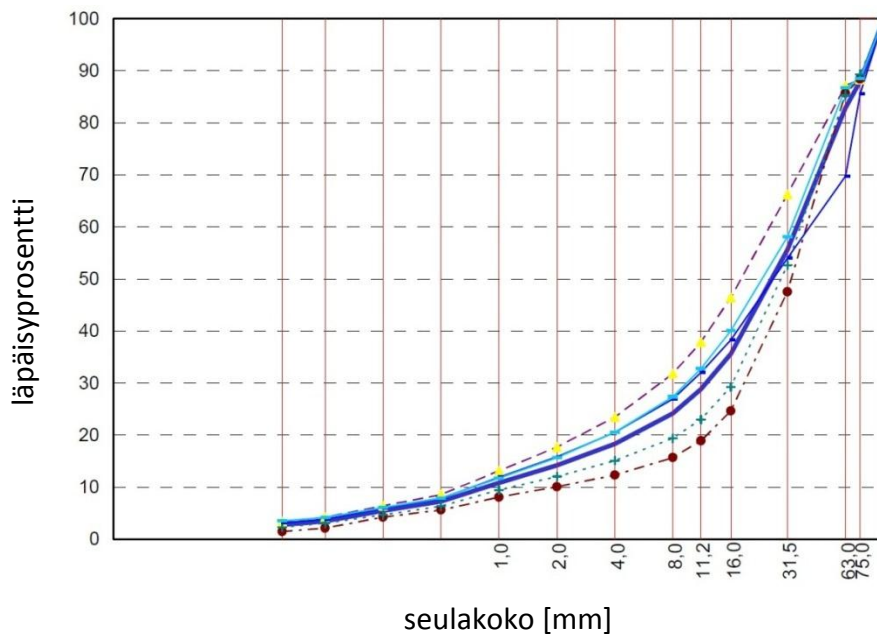
Taulukko 5.5. Laatuluokan II betonimurskeen yksiaksiaalinen puristuslujuus. Numerot 1, 2, 3, 4 ilmaisevat näytekappaleen numeroa. (Varin 2007)

5.9.2006 (7vrk)	puristusvoima [kN]	kappaleen poikkipinta-ala [m ²]	puristuslujuus [MPa]	keskiarvo [MPa]
BeM 1 (Laatuluokka II)	12,36	0,0177	0,70	0,98
BeM 2 (Laatuluokka II)	19,34	0,0177	1,09	
BeM 3 (Laatuluokka II)	20,19	0,0177	1,14	
25.9.2006 (28 vrk)	puristusvoima [kN]	kappaleen poikkipinta-ala [m ²]	puristuslujuus [MPa]	keskiarvo [MPa]
BeM 1 (Laatuluokka II)	20,43	0,0177	1,16	1,2
BeM 2 (Laatuluokka II)	21,26	0,0177	1,20	
BeM 3 (Laatuluokka II)	19,89	0,0177	1,13	
BeM 4 (Laatuluokka II)	23,34	0,0177	1,32	

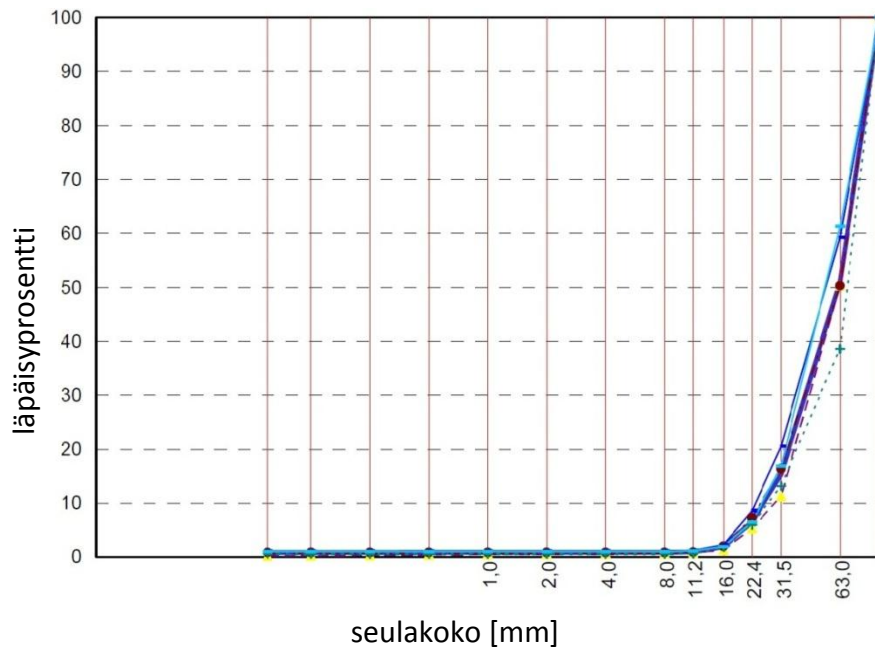
Norjassa hienoaikaisen vaikutusta betonimurskeen lujuuteen on tutkittu kolmiaksiaalikoikeilla, jotka on tehty betonimurskeella sekä kiviainesmurskeella. Kolmiaksiaalikoikeilla pyrittiin mallintamaan mahdollisimman hyvin todellista tilannetta, minkä seuraukse-

na koekappaleet tehtiin samoilla rakeisuuksilla, joita käytettiin Norjassa Melhus E6 koerakenteessa. Kuvissa on 5.1 ja 5.2 esitetty koerakenteessa käytettyjen betonimurskeiden rakeisuudet ennen tiivistämistä. (Aurstad et al. 2009.)

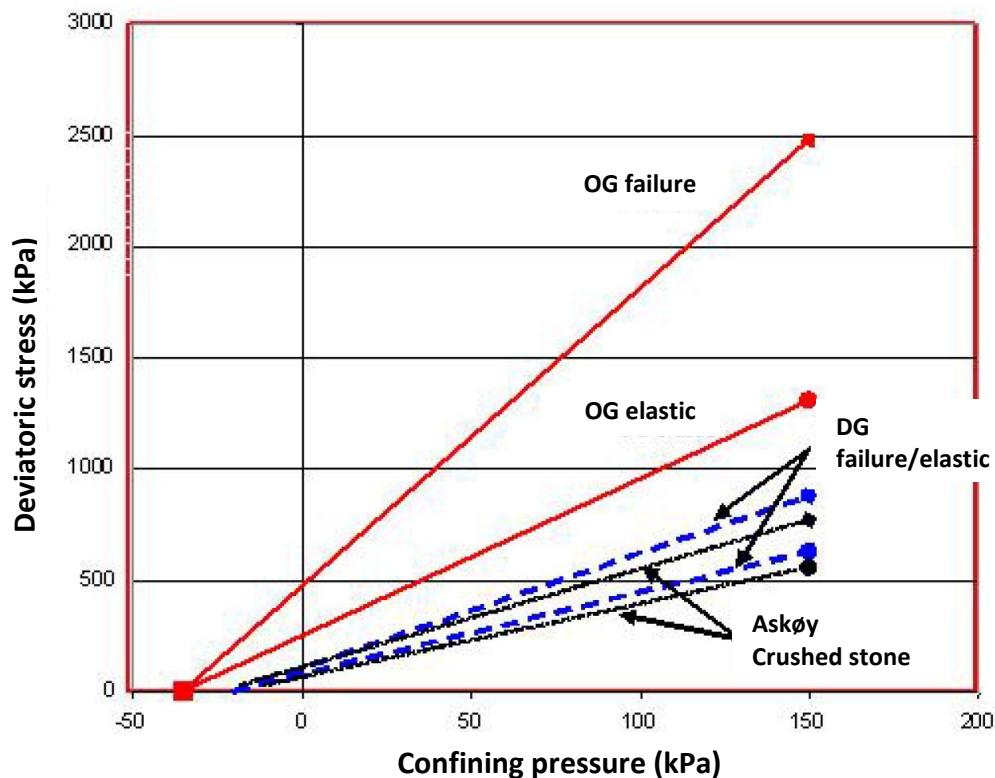
Ennen kolmiakσιαalikokeiden suorittamista rakeisuudet muutettiin pienemmäksi laboratorio-olosuhteisiin sopivaksi (laitteiston maksimi raekoko oli 60 mm). Kolmiakσιαalikokeissa käytetyt jännitykset vastasivat koerakenteessa jakavassa kerroksessa vallitsevia jännitystiloja. Kokeet suoritettiin EU standardin EN 13286-7 mukaisesti. Kolmiakσιαalikokeen tulokset on esitetty kuvassa 5.3.



Kuva 5.1. Open-Graded 10/100 mm betonimurskeen rakeisuus ennen tiivistämistä Melhus E6 koerakenteessa. (Aurstad et al. 2009)



Kuva 5.2. Dense-Graded 0/100 mm betonimurskeen rakeisuus ennen tiivistämistä Melhus E6 koerakenteessa. (Aurstad et al. 2009)



Kuva 5.3. Melhus E6 koerakenteen materiaaleille kolmiakselialikokeiden avulla määritetyt murto-suorat. Punainen ja sininen kuvaaja on betonimursketta ja musta kuvaaja on kiviainesmurske. Betonimurske koestettiin sitoutumattomana. OG: Open-graded (20/60 mm), DG: Dense-graded (0/60 mm), Askøy: Reference crushed stone material (high quality). (Aurstad et al. 2009)

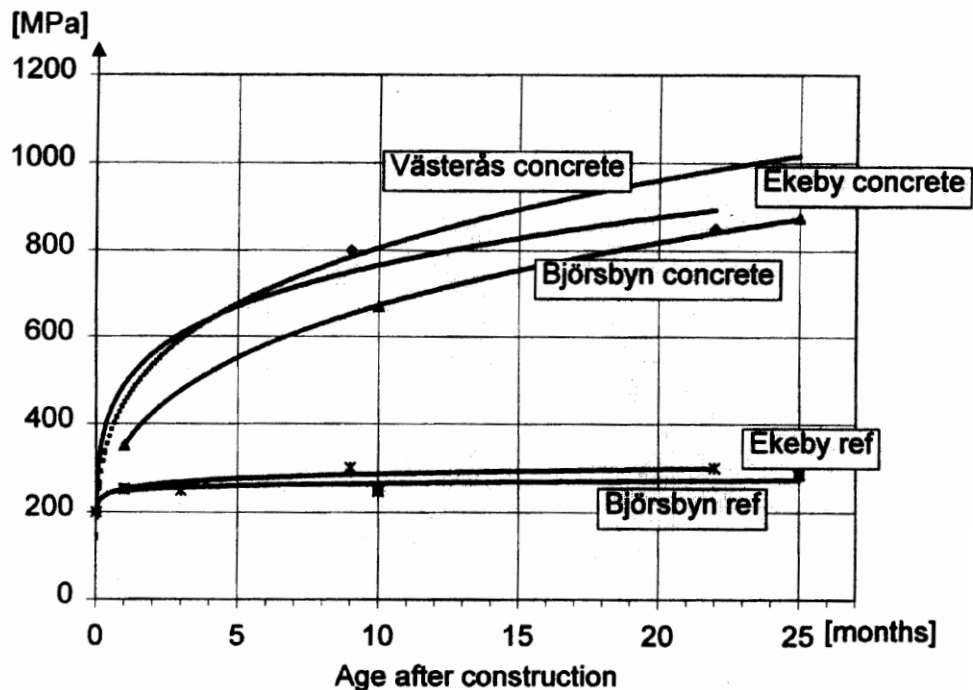
Kolmiakselialikokeiden perusteella betonimurske saavuttaa suuremman lujuuden kuin tavallinen kiviaines; betonimurskeista suuremman lujuuden saavuttaa OG (open-graded) rakeisuuskäyrän muodon 20/60 mm omaava betonimurske. Aurstadin (2009)

tekemällä kokeella ei pystytty selittämään hienoainemäärän vaikutusta betonin lujuuteen, mutta kenttäkokeet osoittavat hienoainesta sisältävän betonimurskeen saavuttavan suuremman kantavuuden Melhus E6 koerakenteessa lujittumisen aikana. Taulukossa 5.6 on esitetty Melhus E6 koerakenteen pudotuspainolaitemittauksista takaisinlasketut E-moduulit. Kuvassa 5.4 on esitetty Ruotsissa sijaitsevien koerakenteiden pudotuspainolaitemittauksista lasketut E-moduulit. (Dansk Vejtidskrift 2001)

Taulukko 5.6. Melhus E6 koerakenteista pudotuspainolaitemittauksien avulla takaisinlasketut E-moduulit. Kohde rakennettiin vuonna 2003. RCA = Recycled crushed concrete aggregate. (Aurstad et al. 2009)

	E-modulus (MPa)					
	2005			2008		
	Left line	Right line	Average	Left line	Right line	Average
Section 1 (RCA 0-100 mm)	904	875	889	1339	1037	1188
Section 2 (RCA 20-100 mm)	344	275	310	437	270	354
Reference sections (crushed rock 20-200 mm)	158	133	145	151	172	161

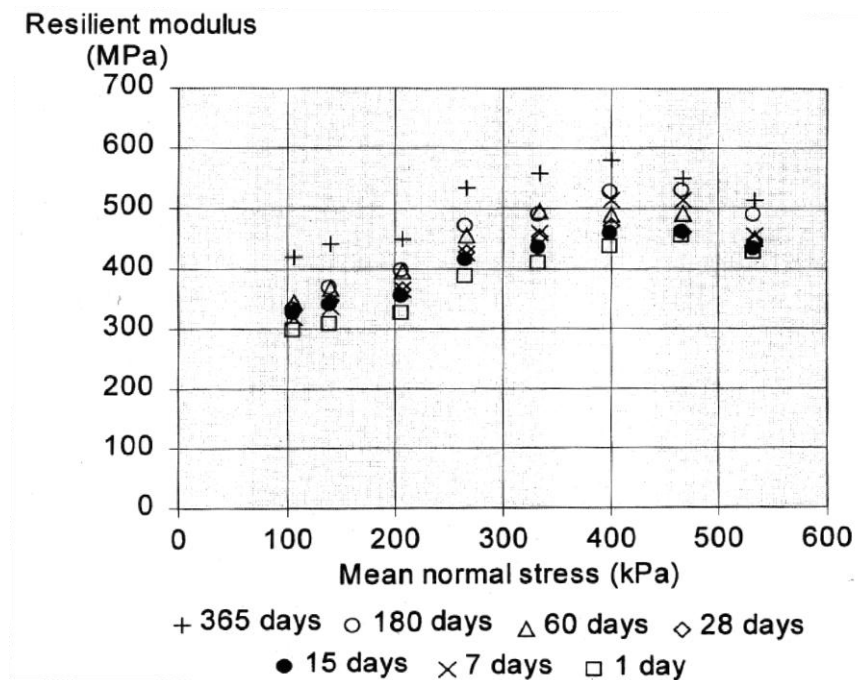
Layer modulus



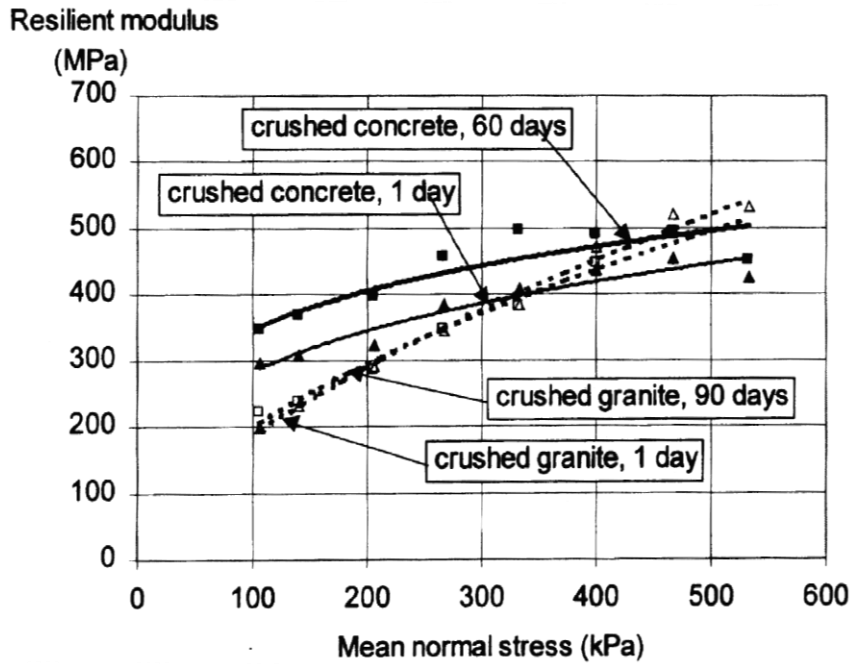
Kuva 5.4. Muutamien ruotsalaisten betonimurskekoerakenteiden kantavuuden kehitys ajansuhteen. Kolme ylintä kuvaajaa edustavat betonimurskerakenteita ja kaksi alinta ovat normaaleja kiviainesrakenteita. Kerrosmoduulit on takaisinlaskettu pudotuspainolaitemittauksien avulla. (Arm 2001)

Arm (2001) vertaili kolmiakselikokeiden avulla betonimurskeen käyttäytymistä tavalliseen kiviainekseen tiettyjen lujittumisaikojen jälkeen (kuva 5.5). Näytekallojen

vesipitoisuus oli 60 %:a optimivesipitoisuudesta ja näytekappaleet (h= 300 mm, d=150 mm) tiivistettiin yhdessä kerroksessa 97 %:n tiiveysasteeseen minkä jälkeen ne koestettiin 1, 7, 15, 28, 60, 180 ja 365 päivän ikäisinä. Näytteet säilytettiin sisätiloissa muoviin käärittynä. Kuvassa 5.6 Arm on vertaillut murskatun graniittikiviaineksen ja betonimurskeen moduulien kehittymistä ajansuhteen. Kuvasta 5.6 huomataan, että murskatulla graniittikiviaineksella ei ole havaittavissa samanlaista moduulin kasvua ajan suhteen kuin betonimurskeella. Kuvasta 5.6 nähdään myös betonimurskeen saavuttavan suuremman resilient-moduulin (toistuvan kuorman muodonmuutosmoduuli) pienimmillä jännitystasoilla. Osa betonimurskenäytteistä oli hauraampia korkeilla jännitystasoilla kuin luonnonkiviaines. (Arm 2001.)



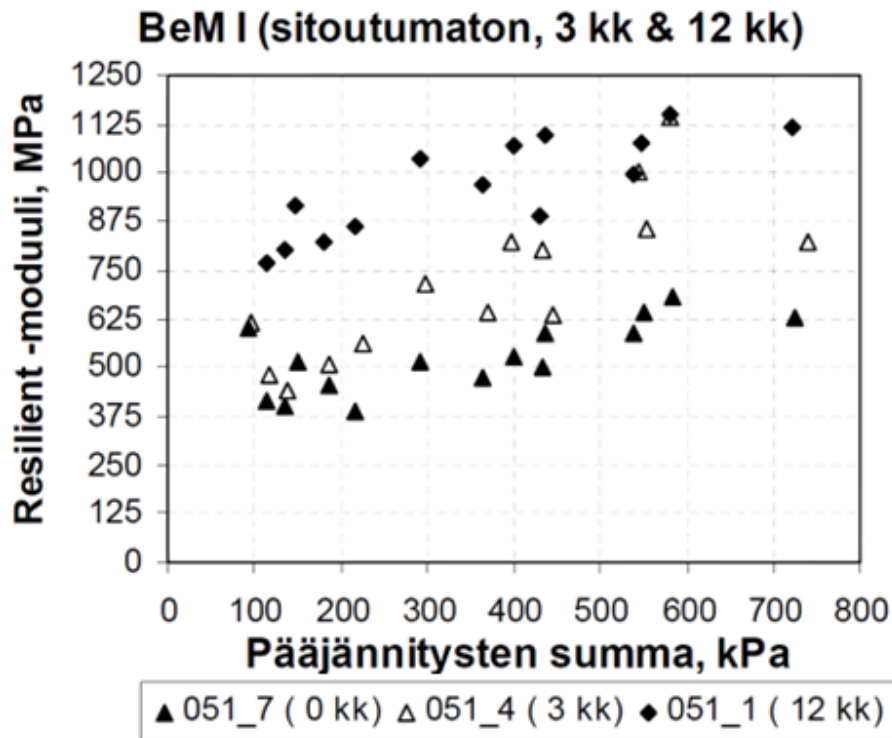
Kuva 5.5. Dynaamisen kolmiakselikokeen tulokset betonimurskeelle tiettyjen lujittumisaikojen jälkeen. Mean normal stress: $p = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$. (Arm 2001)



Kuva 5.6. Dynaamisilla kolmiakselikokeilla määritettyjen moduulien vertailu. Kokeet on tehty murskatulla graniittikiviaineksella ja betonimurskeella. Kaksi ylintä kuvaajaa esittävän betonimurskeen moduuleja 1 ja 60 päivän lujittumisajan jälkeen ja kaksi alinta kuvaajaa esittävät murskatun graniittikiviaineksen moduuleja 1 ja 90 päivän jälkeen. Mean normal stress: $p = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$. (Arm 2001)

Ekoinfra-projektissa (SCC Viatek 2002b) määritettiin kolmiakselikokeilla sitoutumattoman ja lujittuneen betonimurskeen resiliient –moduulit 0 kk, 3 kk ja 12 kk ikäisinä. Betonimurskeen resiliient –moduuli kasvaa betonimurskeen lujittumisen myötä. Ekoinfra-projektin tulokset on esitetty kuvassa 5.7.

Sementin uudelleen hydratoitumisen (lujittumisen) prosessi ei ole täysin selvitetty ilmiö ja on mahdollista, että materiaalista voi tulla liian jäykkää ja haurasta. Hydratoitumisen jatkuessa pitkään on riskinä, että betonimurskeesta tulee sidottu materiaali, minkä jälkeen päällysrakenteen vaurioitumismekanismi muuttuu (Batmunkh et al. 2010). Suomalaisissa pitkään seuratuissa betonimurskekohteissa kyseessä olevan riskin ei ole havaittu toteutuneen.



Kuva 5.7. Betonimurskeesta (BeM I) mitatut resilienssi-moduulit sitoutumattomalla, 3 kk ja 12 kk lujittuneilla näytteillä. Näytteiden tiiveysaste 93...95 %. Pääjännitysten summa $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$. (SCC Viatek 2002b)

5.3 Betonimurskeen pysyvät muodonmuutokset ja resilienssi-moduuli

Pysyvien muodonmuutoksien määrittämiseen Jitsangiam (2009) käytti tutkimuksissaan AUSTROADS menetelmää. Cameron & Gabr (2012) käyttivät tutkimuksessaan kolmea menetelmää: AUSTRORoads, DTEI (The Department of Transport, Energy and Infrastructure, South Australia) ja TNZ (Transit New Zealand).

AUSTROADS menetelmässä on kolme jännitystasoa. Jännitystasot kasvavat 10 000 kuormituskerran välein. Ensimmäinen kuormitustaso on 350 kPa:a kuormituskerroilla 0 - 10 000, toinen 450 kPa:a kuormituskerroilla 10 000 – 20 000 ja kolmas 550 kPa:a kuormituskerroilla 20 000 – 30 000. Kuormitus kohdistui koekappaleeseen dynaamisesti. Kokeessa vallitsee jatkuva 50 kPa:n sellipaine. (Jitsangiam et al. 2009.)

DTEI menetelmässä jännitystaso vaihtelee 25 kPa:n ja 460 kPa:n välillä sellipaineen ollessa koko ajan 196 kPa:a. Kokeessa näytettä kuormitetaan 50 000 kuormituskertaa. (Cameron & Gabr 2012.)

TNZ menetelmässä on kuusi jännitystasoa ja jokaisella jännitystasolla on 50 000 kuormituskertaa. TNZ menetelmässä vaihdellaan sellipainetta (σ_3) ja deviatorista jännitystä (σ_d) taulukon 5.7 mukaisesti. (Cameron & Gabr 2012.)

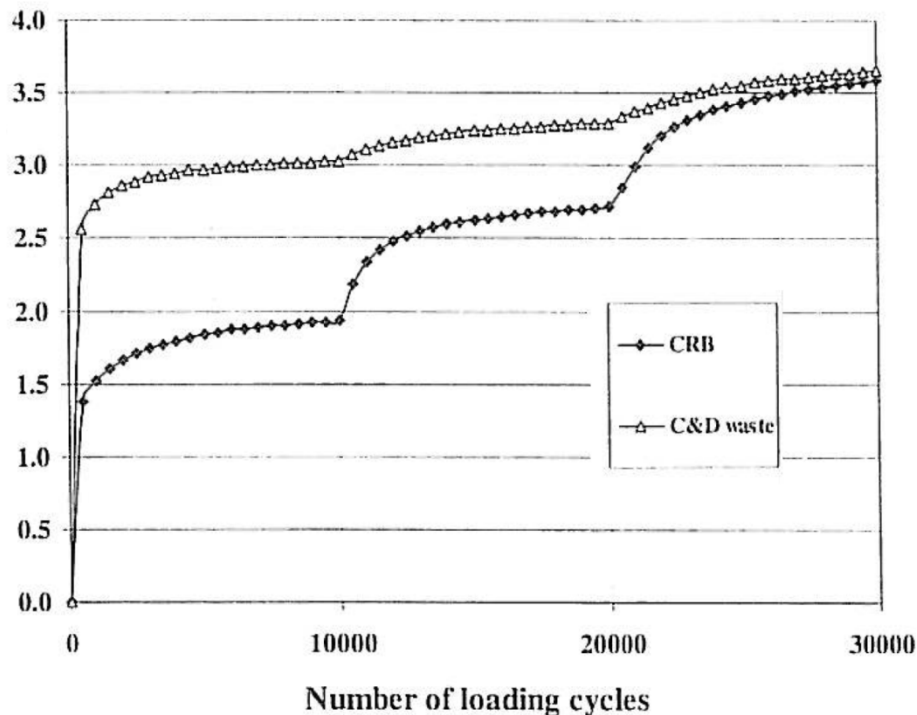
Taulukko 5.7. TNZ menetelmässä käytettävät jännitystasot. Jokaisella jännitystasolla on 50 000 kuormitusta. σ_3 = sellipaine ja σ_d deviatorinen jännitys. (Cameron & Gabr 2012)

Stress stage	1	2	3	4	5	6
σ_3 , kPa	120	66.7	41.7	90	140	110
σ_d , kPa	90	100	100	180	330	420

Jitsangiam et al. (2009) tutkimuksessa tutkittava materiaali on rakennusjätteestä murskattu betonimurske (C&D), josta on poistettu puu-, muovi- ja metallijäte. Vertailtava kiviainesmurske oli paikalliset (Main Roads Western Australia) määräykset täyttävää materiaalia.

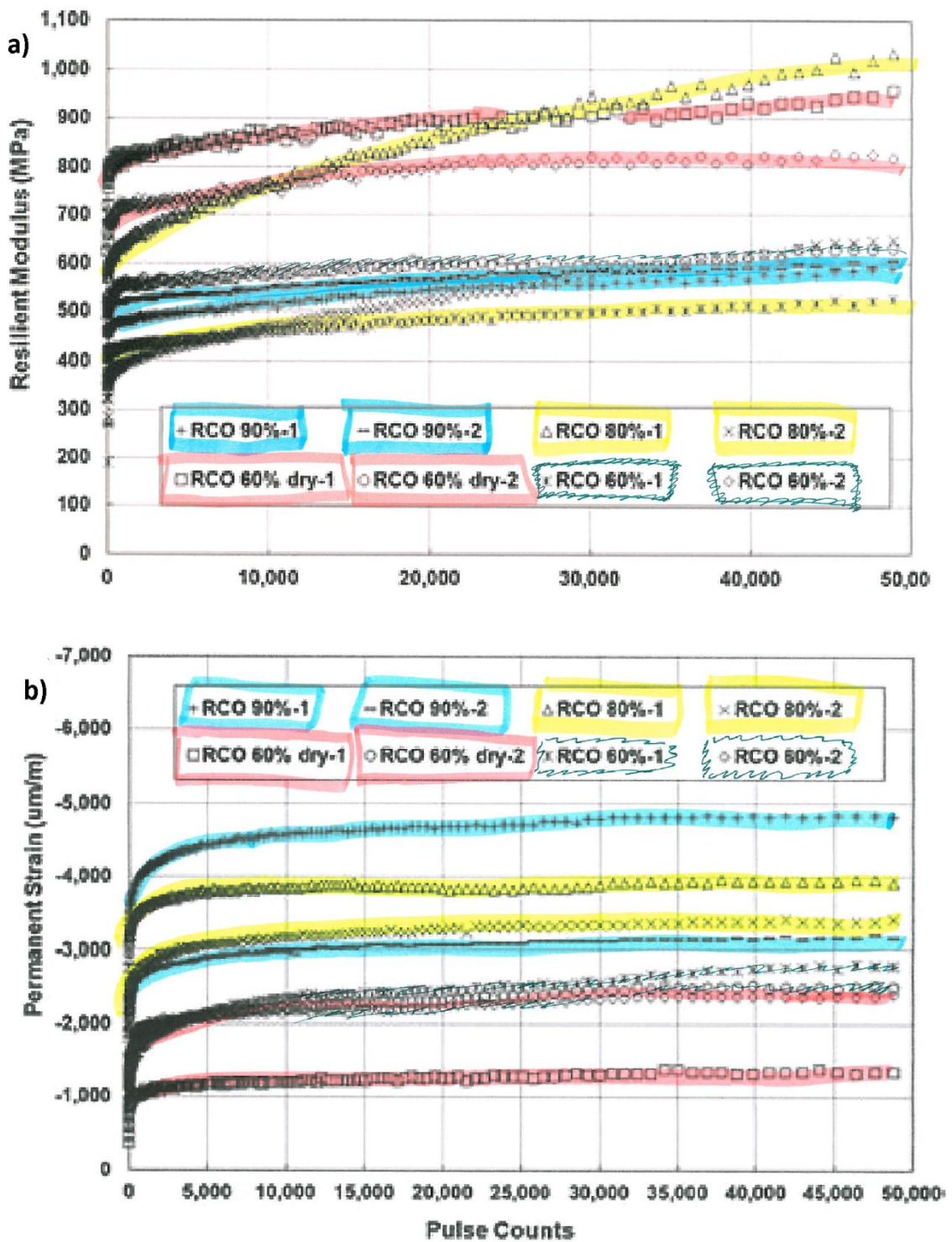
Kuvassa 5.8 on esitetty Jitsangiam et al. (2009) tutkimuksessa määritetyt betonimurskeen ja kiviainesmurskeen pysyvät muodonmuutokset. Betonimurskeen suurin irtotiheys $1,92 \text{ t/m}^3$ saavutettiin 13,5 %:n vesipitoisuudella. Näytekappaleet koestettiin optimivesipitoisuudessaan. Kuvassa 5.8 betonimurskeen muodonmuutos on suurempi kaikilla kuormituskertamäärillä kuin kiviaineksella. Huomattavaa tutkimuksessa on, että molempien murskeiden pysyvä muodonmuutos lopussa on lähes sama, 3,6 mm. Tuloksista huomataan myös, että betonimurskeen muodonmuutos jännitystasojen kasvun välillä on huomattavasti pienempi kuin kiviainesmurskeella.

Jitsangiamin et al. (2009) koetuloksissa betonimurskenäytteen tiivistys ei ole ollut välttämättä optimaalinen ja voidaan epäillä, että näytteessä on tapahtunut tiivistymistä kokeen alussa tai kyseessä on jokin muu virhe koejärjestelyissä. ”Alkutiivistymisen” jälkeen betonimurskeen lopullinen muodonmuutos on ollut alle puolet kiviainesmurskeen muodonmuutoksesta. Betonimurskeen muodonmuutos kokeen alussa oli lähes 70 %:a lopullisesta muodonmuutoksesta, kun vastaava arvo kiviainesmurskeella oli noin 40 %:a.



Kuva 5.8. AUSTROADS menetelmällä määritetyt pysyvät muodonmuutokset betonimurskeella (C&D waste) ja kiviainesmurskeella (CRB). Ensimmäinen kuormitustaso on 350 kPa kuormituskerroilla 0 -10 000, toinen 450 kPa kuormituskerroilla 10 000 – 20 000 ja kolmas 550 kPa kuormituskerroilla 20 000 – 30 000. Sellipaine on 50 kPa. Koe on tehty sitoutumattomalla betonimurskeella. (Jitsangiam et al. 2009)

Cameron & Gabr (2012) käyttivät kokeissaan näytteinä kahden eri valmistajan betonimursketta (ARR ja RCO) sekä kiviainesmursketta (VA). Näytteet koestettiin DTEI, AUSTROADS ja TNZ menetelmillä, joiden avulla määriteltiin betonimurskeen pysyvät muodonmuutokset sekä resilient-moduulit. DTEI menetelmässä havaittiin, että vesipitoisuuden laskiessa betonimurskeen resilient-moduuli kasvaa ja pysyvät muodonmuutokset pienenevät. Kuvassa 5.9 on esitetty DTEI menetelmällä eri vesipitoisuuksilla betonimurskeelle määritetyt resilient-moduulit ja pysyvät muodonmuutokset. Kokeessa materiaali koestettiin neljässä eri vesipitoisuudessa: 90 %, 80 %, 60 % ja 60 %-dry optimivesipitoisuudesta. 60 %-dry tarkoittaa, että näyte valmistettiin 80 % optimivesipitoisuuteen, jonka jälkeen näytteen annettiin kuivua 60 % optimivesipitoisuuteen. Betonimurskeen optimivesipitoisuus oli 11,0 %. DTEI menetelmällä tehdyissä kokeissa huomataan, että resilient-moduulin ja pysyvien muodonmuutosten muutos kuormituskertojen kasvaessa on vähäistä.



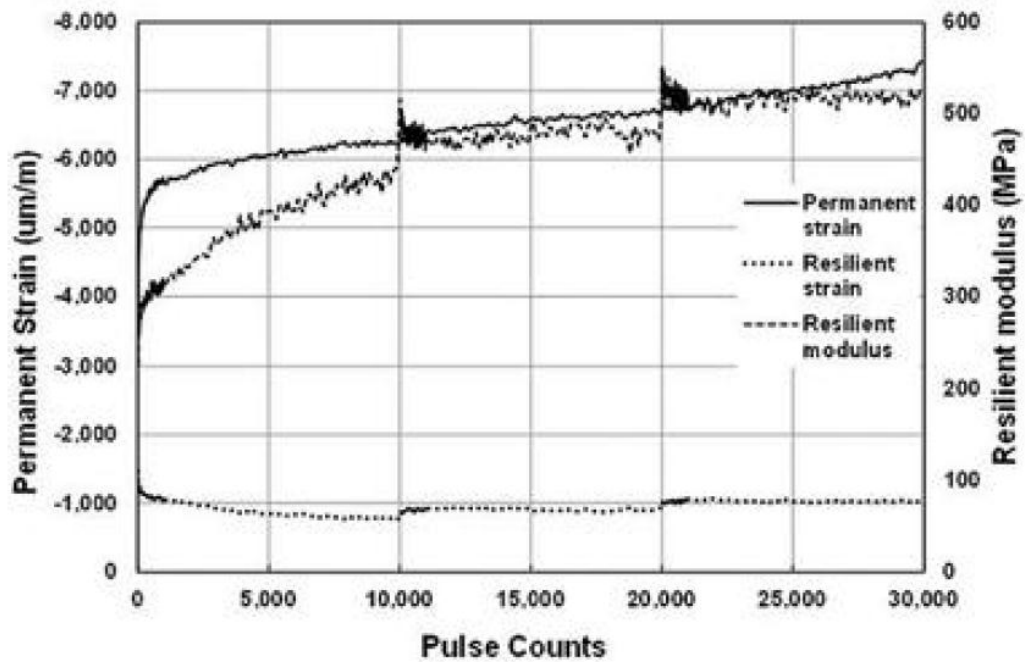
Kuva 5.9. DTEI menetelmällä määritetyt resilient-moduulit (a) ja pysyvät muodonmuutokset (b). Menetelmässä betonimurskeen pysyvät muodonmuutokset määritettiin neljällä eri vesipitoisuudella: 90 %, 80 %, 60 % ja 60 %-dry OMC. Betonimurskeen OMC oli 11,0 %. Kokeet tehty sitoutumattomalla betonimurskeella. (Cameron & Gabr 2012)

Taulukossa 5.8 on esitetty Cameronin ja Gabrin (2012) koetulosten yhteenvetotaulukko, jossa on esitetty AUSTROADS menetelmällä määritetyt pysyvät muodonmuutokset ja resilient-moduulit. Tuloksista huomataan, että betonimurskeen vesipitoisuuden las-
 kiassa muodonmuutokset pienenevät ja resilient –moduuli kasvaa. Kuvassa 5.10 on
 esitetty kuvaaja ARR betonimurskeen käyttäytymisestä. Kahden betonimurskeen ARR
 ja RCO välistä eroa Cameron ja Gabr eivät osaa selittää.

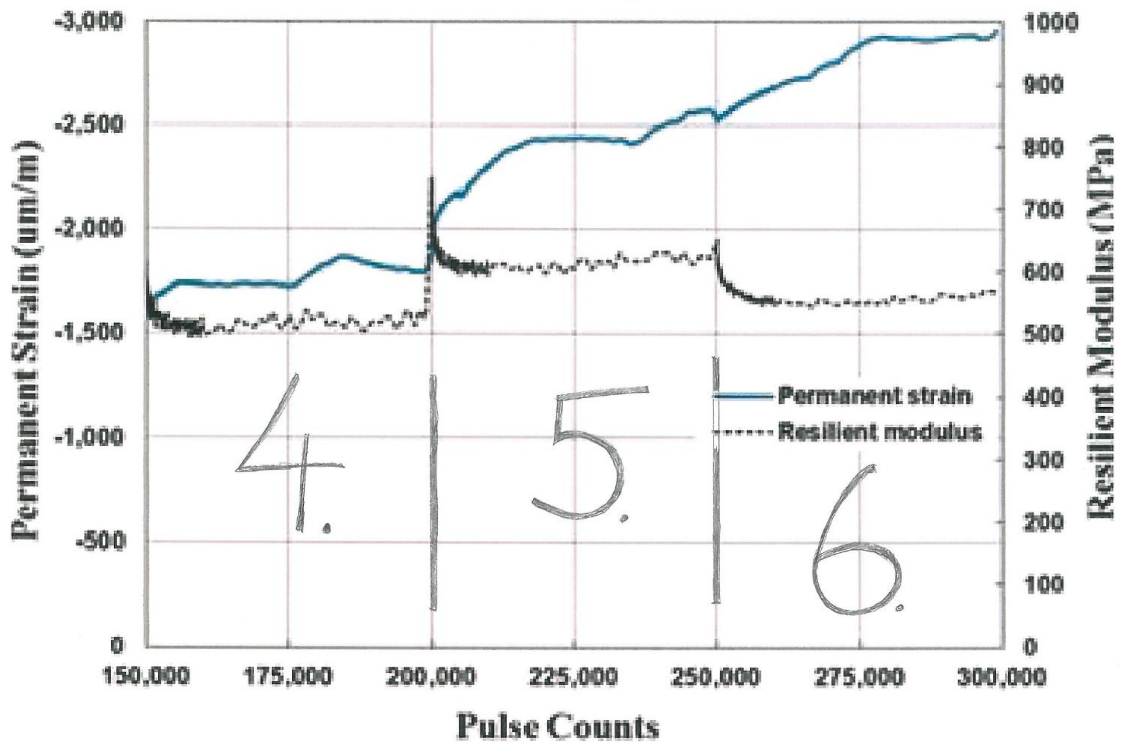
Kuvassa 5.11 on esitetty TNZ menetelmällä määritetyt pysyvät muodonmuutokset sekä
 resilient –moduulit. Tuloksista huomataan, että resilient –moduuli vaihtelee sellipai-
 neen (σ_3) vaihdellessa. Resilient –moduulin suuruus pysyy samassa suuruusluokassa
 koko jännitystason ajan, mikä tarkoittaa, että resilient –moduuli ei oleellisesti heikkene
 kuormituskertojen lisääntyessä. Deviatorisen jännityksen kasvaessa liian suureksi pysy-
 vien muodonmuutoksien kasvaminen kiihtyy.

**Taulukko 5.8. AUSTROADS menetelmällä lujittumattomalle betonimurskeelle (ARR ja RCO) ja
 kivimurskeelle (VA) määritetyt pysyvät muodonmuutokset ja resilient –moduulit erilaisissa vesipi-
 toisuuksissa. MDD = Maximum dry density (suurin kuivairtitiheys), OMC = Optimum moisture
 content (optimivesipitoisuus), DDR = Dry density suhteellinen kuivatiheys), RMC = Relative mois-
 ture content (suhteellinen kosteuspitoisuus). (Cameron & Gabr 2012)**

Material Sample No.	MDD t/m ³	OMC %	DDR %	RMC %	Incremental perma- nent strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)			Resilient modulus (MPa)			
					Stage			Stage			
					1	2	3	1	2	3	
ARR	90	1.92	11.5	97.1	95.0	4479	376	533	437	473	504
	80			97.3	84.6	2519	291	365	482	520	546
	60			97.6	60.0	2314	139	164	594	694	756
RCO	90	1.99	11.0	97.2	88.9	4493	2317	9708	371	378	366
	80			97.1	83.2	4186	1174	2681	383	389	388
	60			97.6	60.9	3621	135	267	568	653	745
VA	90	2.16	7.0	97.2	90.3	27586	26364	Failed	257	301	Failed
	80			97.2	79.2	10517	2908	6081	311	332	349
	60			97.7	59.1	6810	695	867	358	405	448

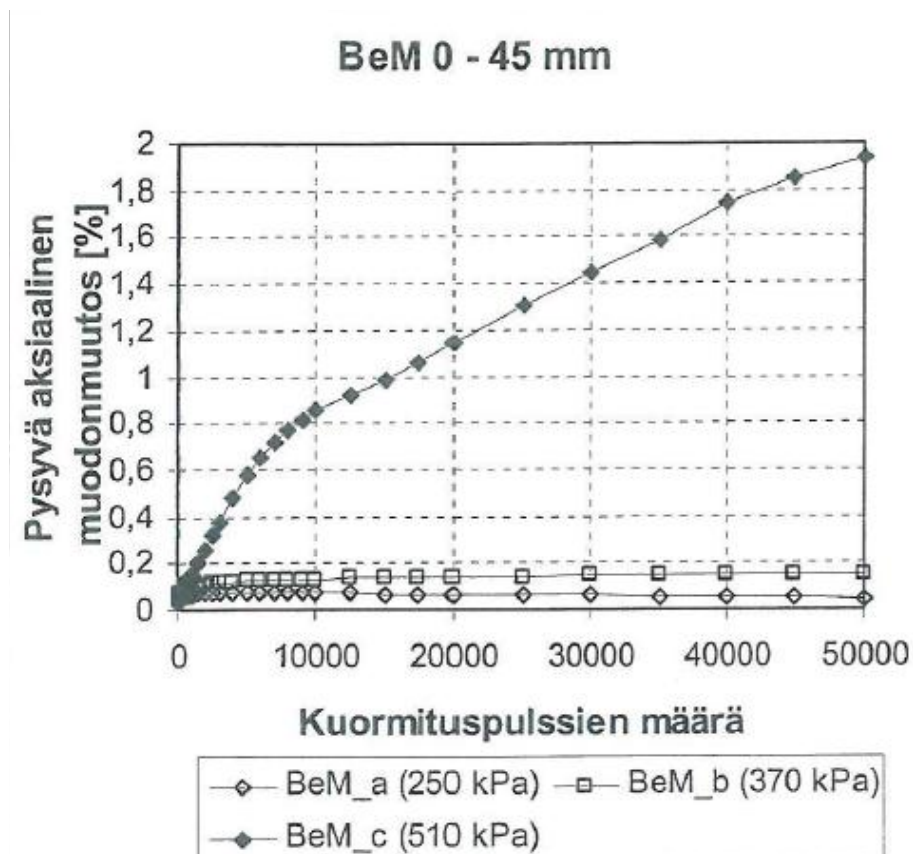


Kuva 5.10. AUSTROADS menetelmällä määritetyt pysyvät muodonmuutokset ja resilient-moduulit ARR betonimurskeella. Ensimmäinen kuormitustaso on 350 kPa kuormituskerroilla 0 - 10 000, toinen 450 kPa kuormituskerroilla 10 000 – 20 000 ja kolmas 550 kPa kuormituskerroilla 20 000 – 30 000. Sellipaine on 50 kPa. Kokeet on tehty sitoutumattomalla betonimurskeella. (Cameron & Gabr 2012)

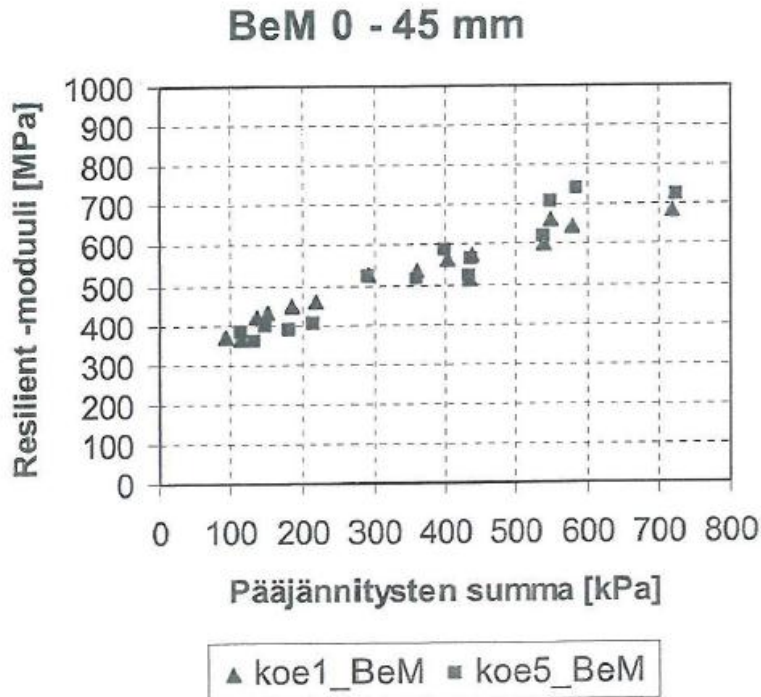


Kuva 5.11. TNZ menetelmällä betonimurskeelle määritetyt pysyvät muodonmuutokset ja resilient moduulit. Alue 4: $\sigma_3 = 90$ kPa, $\sigma_d = 180$ kPa, alue 5: $\sigma_3 = 140$ kPa, $\sigma_d = 330$ kPa, alue 6: $\sigma_3 = 110$ kPa, $\sigma_d = 420$ kPa. Kokeet on tehty sitoutumattomalla betonimurskeella. (Cameron & Gabr 2012)

Varinin (2007) diplomityössä mitattiin pysyviä muodonmuutoksia ja resilient -moduuleja syklisellä kuormitussarjalla kolmella deviatorisella jännityksen arvolla. Sellipaine oli jokaisessa kokeessa 50 kPa:a. Jokaisella jännitystasolla näytettä kuormitettiin 50 000 kertaa. Ensimmäinen kuormitustaso oli 250 kPa:a, toinen 370 kPa:a ja kolmas 510 kPa:a. Näyte tiivistettiin 4 %:n vesipitoisuudessa ja näytteen suhteellinen tiiveysaste vaihteli välillä 91 – 92 %:a. Kolmiaksaalikokeissa mitatut suhteelliset muodonmuutokset ja resilient –moduulit on esitetty kuvassa 5.12 ja 5.13. Kuvasta 5.12 huomataan betonimurskeen pysyvien muodonmuutoksien olevan alle 0,1 %:a deviatorisen jännityksen ollessa 250 kPa ja vastaava arvo 0,2 %:a jännityksen ollessa 370 kPa:a. Deviatorisen jännityksen ollessa 510 kPa:a betonimurskeen pysyvien muodonmuutoksien suuruus kasvaa. 50 000 kuormituspulssin jälkeen pysyvä aksiaalinen muodonmuutos on noin 1,95 %:a. Kuvasta 5.13 nähdään betonimurskeen resilient –moduulin olevan riippuvainen pääjännityksien summasta.

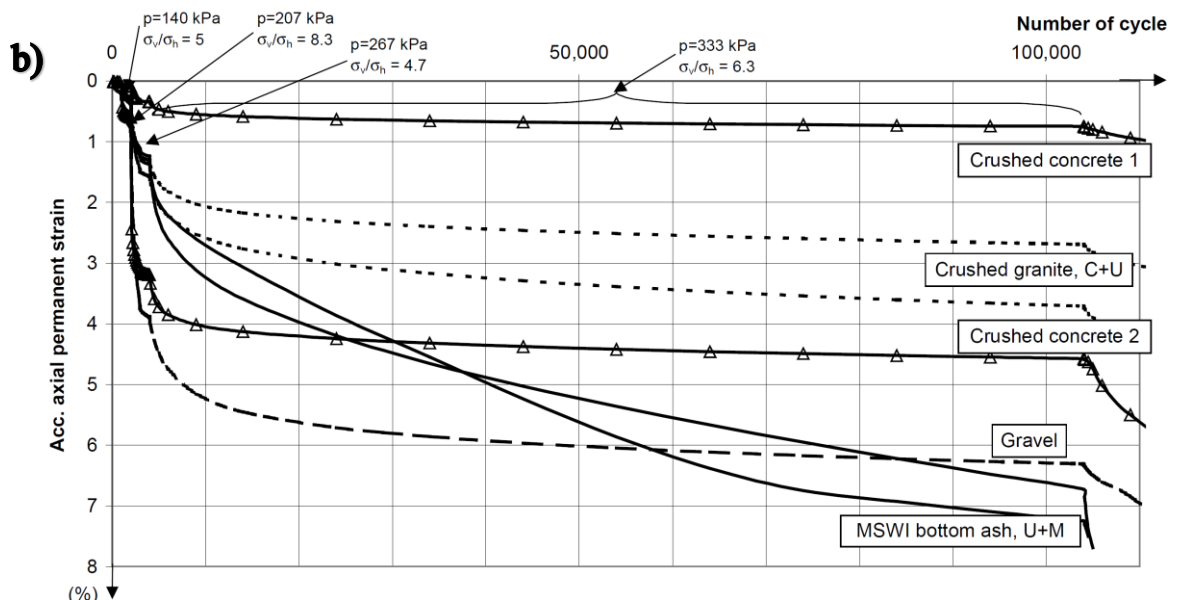
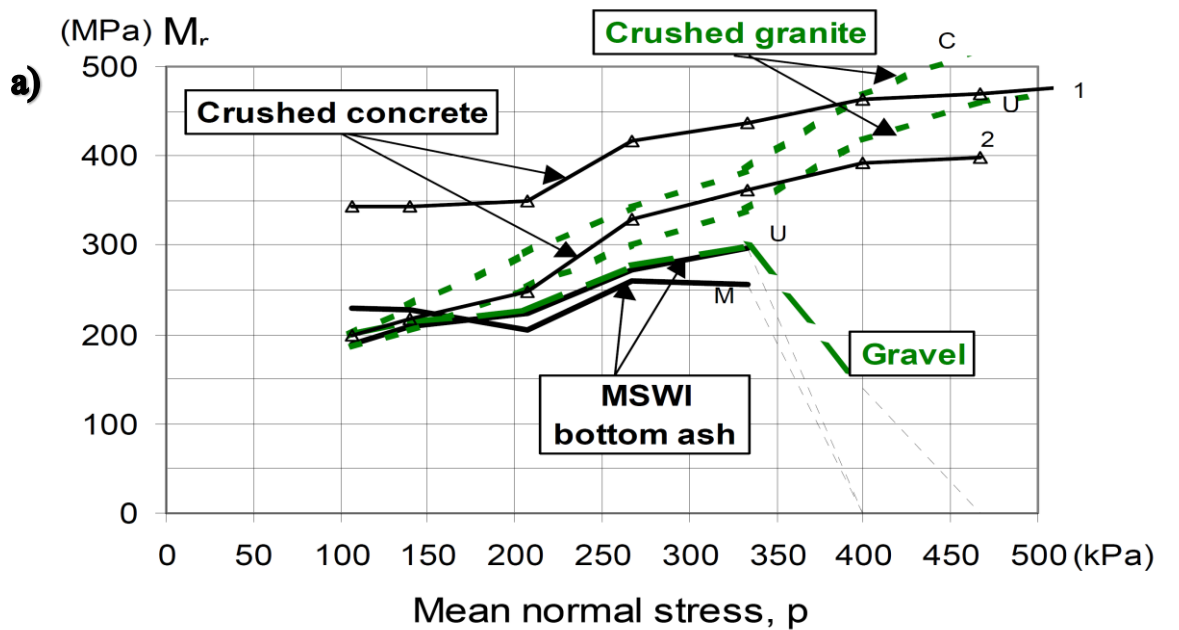


Kuva 5.12. Betonimurskeen pysyvät muodonmuutokset kolmella deviatorisen jännityksen arvolla. Sellipaine on 50 kPa:a ja koe suoritettiin sitoutumattomalla betonimurskeella. (Varin 2007)



Kuva 5.13. Betonimurskeen resilient – moduuli sitoutumattomalla betonimurskeella. Pääjännitysten summa $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$. (Varin 2007)

Kuvassa 5.14 Arm (2003b) on määritellyt resilient –moduulit ja pysyvät muodonmuutokset samoilla materiaaleilla. Kuvista huomataan resilient –moduulin vaikuttavan oleellisesti pysyvien muodonmuutoksien syntymiseen. Resilient –moduulin kasvaessa pysyvät muodonmuutokset pienenevät. Tärkeää on myös ymmärtää materiaalin suunniteltu käyttötarkoitus ja millaiseen jännitystilaan se joutuu tierakenteessa. Erityistä huomiota tulee kiinnittää materiaaleihin korkeissa jännitystiloissa, joissa voi esiintyä resilient –moduulin pienenemistä ja materiaalin hajoamista sekä pysyvien muodonmuutoksien suurta kasvua.

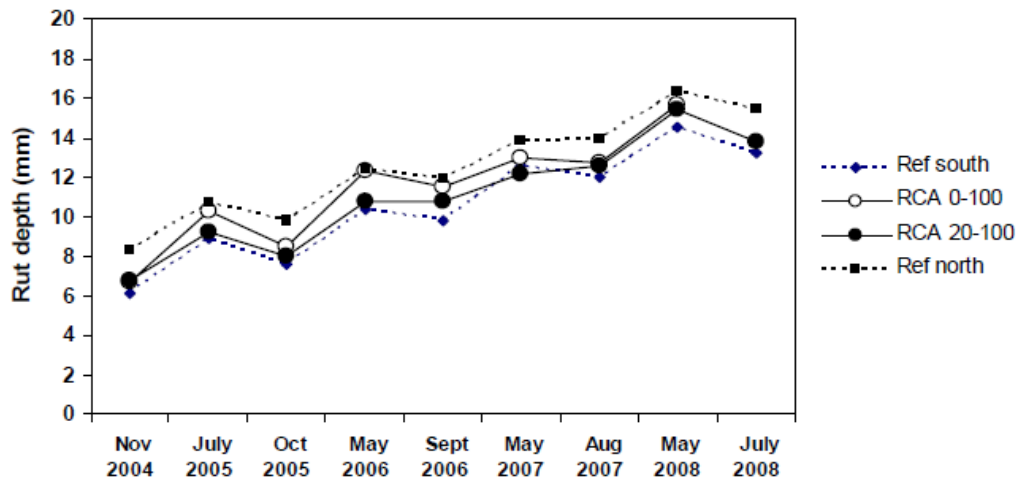


Kuva 5.14. Kolmiakselikokeiden avulla määritetyt a) resilient -moduulit ja b) pysyvät muodonmuutokset. Selitteet: Mean normal stress: $p = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$, σ_h = sellipaine, σ_v = vertikaalinen sykilinen kuorma, Crushed concrete = betonimurske, Crushed granite = graniittimurske, Gravel = sora, MSWI bottom ash = jätteenpolton pohjatuhka. (Arm & Ydrevik 2003).

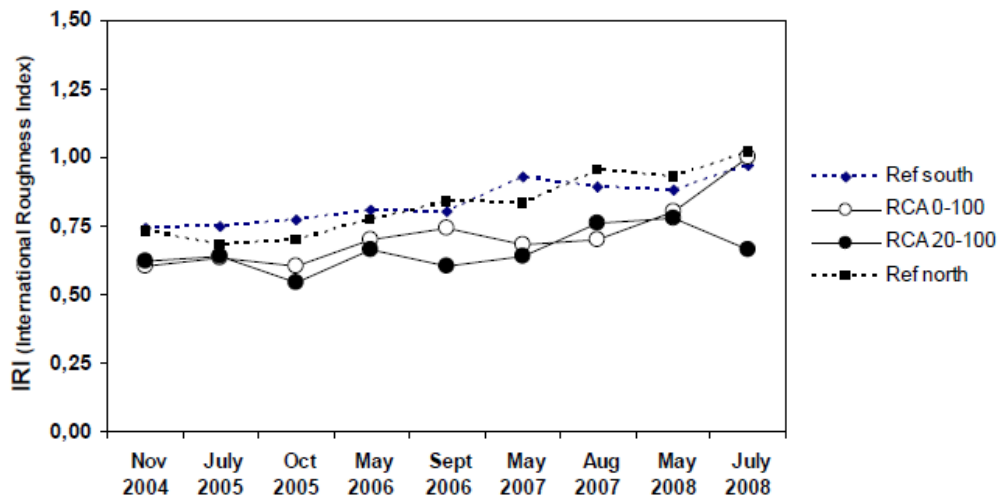
5.4 Betonimurskekoerakenteiden urautuminen ja tasaisuus

Riittämätön kantavuus tienrakennekerroksissa voi johtaa muodonmuutoksiin päällysteen pinnassa. Kuvissa 5.15 ja 5.16 on esitetty Melhus E6 koerakenteista mitattuja urautumisen ja IRI (International roughness index) arvoja. Urautuminen mitataan tien poikkisuuntaisena tasaisuutena ja IRI arvo tien pituussuuntaisena tasaisuutena. Kuvasta 36 huomataan, että betonimurskerakenteiden ja tavallisten kiviaines rakenteiden

urautumisessa ei ole merkittäviä eroja. Kuvasta 5.16 nähdään, että betonimurskerakenteen pituussuuntainen tasaisuus on koko koeosuudella parempi kuin tavallisella kiviainestiellä mitatut arvot. (Aurstad et al. 2009.)



Kuva 5.15. Melhus E6 koerakenne. Eri ajankohtana mitattu urasyvyys. RCA = betonimurske ja Ref = kiviaines. (Aurstad et al. 2009)



Kuva 5.16. Melhus E6 koerakenne. Eri ajankohtana mitatut IRI-arvot. RCA = betonimurske ja Ref = kiviaines. (Aurstad et al. 2009)

5.5 Betonimurskeen pitkäaikaiskäyttäytyminen tierakenteessa

Yleisen käsityksen mukaan deviatorisen jännityksen ollessa alle 70 %:a materiaalin murtolujuudesta pysyviä muodonmuutoksia ei juuri muodostu (Varin 2007). Betonimurskeen lujittuessa puristuslujuus ja resilienssi-suurenevat, mikä aikaansaa deviatorisen jännityksen ja murtolujuuden suhteen (kuormitusasteen) pienenemisen kuormituksen pysyessä vakiona.

Varinin (2007) diplomityössä kolmiaksaalikokeissa käyttämien jännitystasojen avulla voidaan arvioida betonimurskeen pysyviä muodonmuutoksia tierakenteessa muuttamalla koejärjestelyissä käytetyt jännitykset pääjännitysten summaksi. Tiehallinnon (2001) esimerkin tien rakennekerroksessa kantavan kerroksen yksittäispyöräkuormituksen tapauksessa pääjännityksien summat vaihtelevat 62...427 kPa:n välillä ja jakavassa kerroksessa vastaavat arvot ovat 37...103 kPa:a. Deviatorisen jännityksen ja pääjännitysten summan yhtälöt ovat 5.1 ja 5.2.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (5.1)$$

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (5.2)$$

missä	q on	deviatorinen jännitys [kPa]
	θ	pääjännitysten summa [kPa]
	σ_1	1. jännityskomponentti [kPa]
	σ_2	2. jännityskomponentti [kPa]
	σ_3	3. jännityskomponentti [kPa]

Varinin (2007) pysyvän muodonmuutoskuvaajan jännitystasot pääjännityksien summana on esitetty taulukossa 5.9. Taulukossa 5.9 on yhdistetty Varinin (2007) mittamat pysyvät muodonmuutokset ja Ekoinfra-projektissa (2002) mitatut puristuslujuudet. Taulukossa 5.10 on esitetty puristuslujuuden ja deviatorisen jännityksen suhdelu eri-ikäisille betonimurskeille. Sitoutumattomalla betonimurskeella suhdeluvun ollessa < 49 %:a ovat pysyvät muodonmuutokset < 0,1 %:a ja suhdeluvun ollessa < 72 %:a on vastaava arvo < 0,2 %:a. Tulokinnassa tulee ottaa huomioon, että Varin (2007) käytti diplomityössään 50 kPa:n sellipainetta pysyvien muodonmuutoksien määrittämiseen ja Ekoinfra-projektissa (2002) puristuslujuudet on määritetty 40 kPa:n ja 60 kPa:n sellipaineilla.

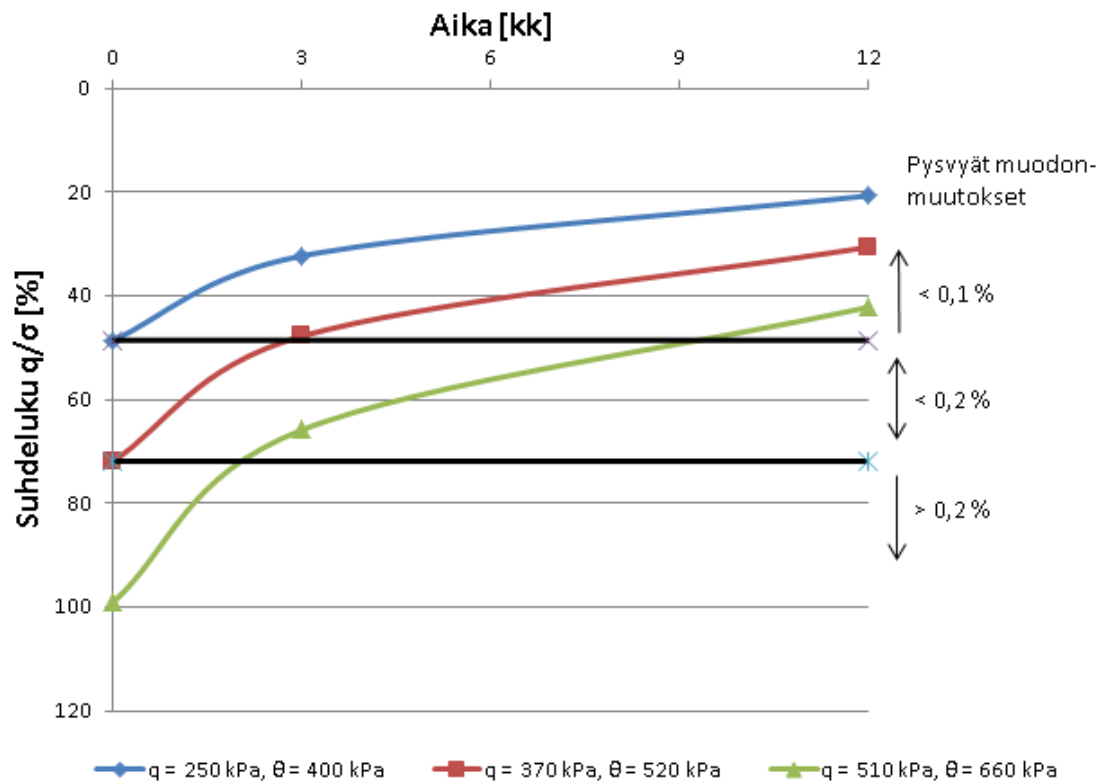
Kuvassa 5.17 on esitetty betonimurskeen lujittumisen vaikutus pysyvien muodonmuutoksien suuruuteen. Suhdeluvun pienentyessä pysyvät muodonmuutokset pienenevät. Pysyvien muodonmuutoksien raja-arvot on laskettu sitoutumattoman betonimurskeen muodonmuutuskokeiden perusteella. Kuvassa 5.18 on yksinkertaistettu esimerkki betonimurskeen lujittuessa tapahtuvasta kuormitusasteen pienentymisestä. Kuvassa 5.18 on myös esitetty kantavan kerroksen ja jakavan kerroksen jännitystasojen suuruuden vaihtelusta aiheutuva kuormitusasteen ero.

Taulukko 5.9. Pääjännityksien summa eri deviatoristen jännityksien arvoilla, kun sellipaine on 50 kPa:a.

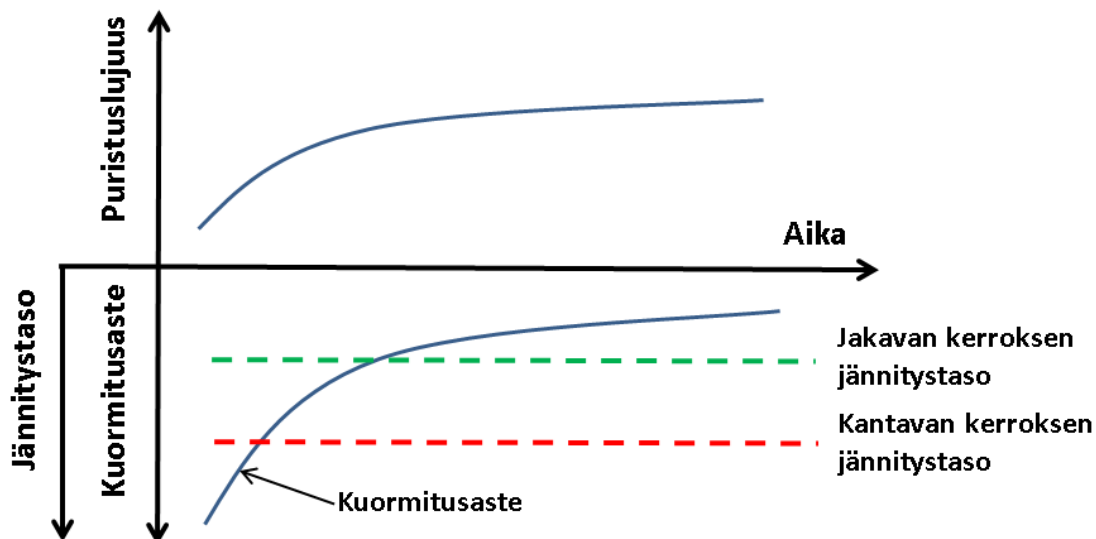
Deviatorinen jännitys [kPa]	250	370	510
Sellipaine [kPa]	50	50	50
Pääjännityksien summa [kPa]	400	520	660

Taulukko 5.10. Ekoinfra-projektissa (2002) mitattujen eri ikäisten betonimurskenäytteiden deviatorisen jännityksen ja puristuslujuuden suhde. Suhdeluvun ollessa pienempi kuin 49 %:a on pysyviä muodonmuutoksien suuruus alle 0,1 %:a. Suhdeluvun ollessa pienempi kuin 72 %:a on pysyviä muodonmuutoksien suuruus alle 0,2 %:a.

Ikä	Sellipaine	Puristuslujuus	Suhdeluku q/σ		
			250 kPa	370 kPa	510 kPa
[kk]	[kPa]	[kPa]	[%]	[%]	[%]
0	40	515	49	72	99
0	60	850	29	44	60
3	40	775	32	48	66
3	60	840	30	44	61
12	60	1210	21	31	42



Kuva 5.17. Betonimurskeen lujittumisen vaikutus pysyvien muodonmuutoksien suuruuteen. Suhdeluvun pienentyessä pysyvät muodonmuutokset pienenevät. Pysyvien muodonmuutoksien raja-arvot on laskettu sitoutumattoman betonimurskeen muodonmuutuskokeiden perusteella.



Kuva 5.18. Yksinkertaistettu esitys betonimurskeen lujittumisesta ja kuormitusasteen pienentymisestä.

Työssä laskettujen suhdelukujen perusteella betonimursketta käytettäessä tulee ottaa huomioon, mihin jännitystasoon (kuinka lähelle rakenteen pintaa) sitoutumaton betonimurske sijoitetaan ja kuinka kauan betonimurskeella on aikaa lujittua ennen rakenteen käyttöönottoa. Mikäli kuormitukset ovat hyvin suuria, on mahdollista, että sitoutumaton betonimurske ei kestä lähellä rakenteen pintaa siihen kohdistuvia rasituksia, mutta lujittuneen betonimurskeen ominaisuudet muuttuvat niin, että sitä voidaan käyttää samassa rakennekerroksessa vastaavissa kuormituksissa.

6 Laskenta- ja tulkintamenetelmät

6.1 Odemarkin laskentamenetelmä

Odemarkin (1949) menetelmä analyyttinen rakennemitoitusmenetelmä. Menetelmässä yksinkertaistetaan monikerrosrakenteen kaksikerrosrakenteeksi Burminsterin teorian mukaisesti. Jännitysten ja muodonmuutosten laskenta perustuu tällöin Boussinesqin elastiseen jännitysteoriaan. Odemarkin menetelmää voidaan myös kutsua ekvivalenttimenetelmäksi, missä kahdelle erilaiselle rakennekerrokselle pyritään löytämään niitä vastaava ekvivalenttimateriaali. Odemarkin kantavuusyhtälössä rakennekerrokset yhdistetään alhaalta ylöspäin ekvivalenttimenetelmällä. Menetelmässä sidotut kerrokset käsitellään yhtenä kerroksena. Sidotun kerroksen moduuli määräytyy sidottujen kerrospaksuuksien painotettuna keskiarvona. Ekvivalenttimenetelmä olettaa kerroksen jäykkyyden pysyvän samana kerroksien yhdistämisen jälkeen. Yhtälön 6.1 arvon pysyessä vakiona voidaan ekvivalentti kerrospaksuus muunnos tehdä I :n funktiona kerrospaksuuden suhteen yhtälöllä 6.2 tai 6.3 (Highways Department 2009.)

$$\frac{I x E}{(1-\nu^2)} \quad (6.1)$$

$$\frac{h_1^3 E_1}{1-\nu_1^2} = \frac{h_e^3 E_2}{1-\nu_2^2} \quad (6.2)$$

$$h_e = h_1 \left[\frac{E_1 (1-\nu_2^2)}{E_2 (1-\nu_1^2)} \right]^{1/3} \quad (6.3)$$

missä	I on	hitausmomentti (kgm ²)
	E	kerroksen jäykkyyshmoduuli (MPa)
	E ₁	1. materiaalin E-moduuli
	E ₂	2. materiaalin E-moduuli
	ν	Poissonin luku (-)
	ν ₁	1. materiaalin Poisson-luku
	ν ₂	2. materiaalin Poisson-luku
	h ₁	1. kerrospaksuus
	h _e	ekvivalentti kerrospaksuus

Koska Odemarkin menetelmä on likimääräinen, käytetään yhtälössä (6.4) korjauskerrointa f. Korjauskerroin f riippuu materiaalin paksuudesta, E-moduulien suhteesta, Poisson-luvusta sekä rakennekerrosten määrästä. Lisäksi Poissonin-luku voidaan olettaa olevan kaikille rakennekerrosten materiaaleille 0,35, jolloin yhtälö 6.3 supistuu yhtälöksi 6.4.

$$h_e = f h_1 \left[\frac{E_1}{E_2} \right]^{1/3} \quad (6.4)$$

missä f on korjauskerroin

Odemarkin mitoituskaavassa sitomattomien rakennekerrosten sopiva rakennepaksumuus on noin 150 ... 300 mm riippuen laskentaongelmasta. Tätä paksummat kerrokset on yleensä syytä jakaa useampaan osaan. (Tiehallinto 2004.)

Odemarkin kantavuusyhtälö on esitetty yhtälössä 6.5.

$$E_p = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+0,81\left(\frac{h}{a}\right)^2}} \right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1+0,81\left(\frac{h}{a}\right)^2} \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}} \quad (6.5)$$

missä	E _p on	mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus (MPa)
	E _A	mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus (MPa)
	E	mitoitettavan kerroksen materiaalin jäykkyyshmoduuli (MPa)
	h	mitoitettavan kerroksen paksuus (m)
	a	kuormituspinnan säde (m)

Odemarkin menetelmä ei ota huomioon kuormituksen aiheuttamia jännityksiä rakenteissa. Näin ollen menetelmä ei ota huomioon materiaalin moduulin jännitystilariippuvuutta eikä muodonmuutoksia. (Tiehallinto 2004b.) Odemarkin menetelmän avulla takaisinlaskettua E-moduulia voidaan kutsua ”tehokkaaksi E-moduuliksi”. ”Tehokas E-moduuli” kuvaa takaisinlasketun rakennekerroksen E-moduulin vaikutusta koko tierakenteessa. ”Tehokas E-moduuli” voi vaihdella laboratoriokokein määritetystä E-moduulista. (Highways Department 2009.)

6.2 APAS monikerroslaskentamenetelmä

Neste Oy alkoi vuonna 1991 kehittää analyyttistä PC-mitoitustyökalua ja ensimmäinen versio APAS ohjelmasta annettiin Tielaitokselle koekäyttöön vuonna 1994. Ensimmäisen version julkaisemisen jälkeen alkoi 10 vuotta kestänyt kehitystyö, minkä aikana julkaistiin APAS ver 2 testauskäyttöön. Vuonna 2004 VTT aloitti APAS_3 ohjelman jakelun ja käyttötuen. (Pienimäki 2004)

APAS ohjelmaa käytetään tierakenteiden kerrosten paksuuden mitoittamiseen. APAS ohjelmalla pystytään mitoittamaan tierakenteita, jotka koostuvat sidotuista, stabiloiduista tai sitomattomista rakennekerroksista. Ohjelman tietokantaan on syötetty Suomessa tyypillisesti käytettäviä tierakennemateriaaleja. (APAS_3 käyttöohje)

Ohjelma perustuu mekanistiseen laskentamalliin, jossa tierakenteen kestoikä määräytyy liikennekuormituksen aiheuttamien laskennallisten veto- ja puristusrasitusten perusteella. Ohjelma pystyy iteroimaan halutun kerrospaksuuden siten, että kokemusperiaisten kestoikämallien perusteella laskettu rakenteen kuormituskestävyys on sama kuin mitoittava kuormituskertaluku.

APAS mitoitusjärjestelmä koostuu kolmesta osakokonaisuudesta:

- Access –tietokanta
- vastelaskentaohjelma STRESS
- käyttöliittymään liitetty mitoituksen ohjaus

APAS ohjelman tietokanta koostuu kahdesta osasta, yleisestä osasta ja käyttäjän omasta osasta. Yleistä tietokantaa pidetään mitoituksen perustana ja sitä ei voi tavallinen käyttäjä muuttaa. Käyttäjän omaan tietokantaan voidaan määritellä omat kuormitukset, kohteet, rakenteet, materiaalit ja materiaaliominaisuudet. (APAS_3 käyttöohje)

Vastelaskentaohjelma STRESS laskee mitoituskuormituksen aiheuttamat tierakenteen rasitukset. STRESS on kimmoteoriaan perustuva monikerroksisen rakenteen laskentaohjelma. STRESS laskentaohjelman käyttämät lähtöoletukset:

- rakenne koostuu tasapaksuista, homogeenisista, vaakasuunnassa äärettömistä kerroksista
- rakennekerrokset käyttäytyvät kimmoisesti ja niiden jännitysmuodonmuutos-suhde on lineaarinen
- pohjamaa on ääretön vaaka- ja pystysuunnassa
- laskennassa rakenteet oletetaan isotrooppisiksi

Mitoituksen ohjauksella tarkoitetaan vastelaskentaohjelman STRESS ja tietokantojen yhdistämistä. APAS ohjelma hakee tietokannoista mitoituksessa tarvittavat lähtötiedot, siirtää ne STRESS laskentaohjelmaan ja suorittaa mitoituksen tietokannan kestävyysmallien perusteella. Ohjelmaa käytettäessä tulee ottaa huomioon, että laskentaohjelma ei pysty käsittelemään negatiivista jännitystä (vetoa). (APAS_3 käyttöohje.)

APAS 3 sisältää Tiehallinnon määrittelemät (Pienimäki 2004):

- materiaalien moduulit ja väsymismallit
- kaistakohtaisen KKL
- sitomattomien materiaalien jännitystilariippuvuuden
- liittymien alhaiset nopeudet ("liikennevalomitoitus")
- kerrosten välisen kantavuussuhdetarkistuksen

6.3 PLAXIS 3D FOUNDATION laskentamenetelmä

PLAXIS 3D foundation on kolmiulotteinen elementtilaskentaan perustuva mallinnusohjelma, joka on tarkoitettu geotekniseen suunnitteluun ja mallinnukseen. PLAXIS ohjelmien kehitys alkoi vuonna 1987 Hollannissa Delftin yliopistossa. Alkuperäinen tarkoitus oli kehittää hyvällä käyttöliittymällä oleva 2D mallinnusohjelma jokipenkereiden mallintamiseen pehmeillä. Vuosien saatossa siitä kehittyi työkalu kaikille geotekniikan osa-alueille. Vuonna 1998 julkaistiin ensimmäinen PLAXIS 2D laskentaohjelma ja pian tämän jälkeen vuonna 2001 julkaistiin PLAXIS 3D TUNNEL. PLAXIS 3D FOUNDATION on toinen yhtiön kehittämä kolmiulotteinen laskentaohjelma. (Brinkgreve & Broere 2006)

PLAXIS mallinnusohjelmalla voidaan ratkaista numeerisesti hyvin monimutkaisia geoteknisiä ongelmia käyttäen erilaisia materiaalimalleja. Käytössä olevista materiaalimalleista löytyy kattavat esitykset PLAXIS manuaalista. (Brinkgreve & Broere 2006.)

PLAXIS 3D FOUNDATION on Finite Element Method (FEM) ohjelma. FEM ohjelmat perustuvat kontinuumimekaniikkaan, missä elementille on oletettu tilavuus. Elementit koostuvat määrätystä määrästä solmuja. Jokaisella solmulla on tietty määrä vapausasteita, jotka vastaavat diskreettiä arvoa tuntemattomia tuntemattomalla rajapinnalla, riippuen mitä ongelmaa ratkaistaan. Muodonmuutosteoriassa vapausasteet ovat yhtä kuin muodonmuutoskomponentit. Esimerkiksi painuma laskettaessa vapausasteita

ovat muodonmuutoskomponentit sekä (huokos)vedenpaineet. Yksinkertaisin materiaalimalli PLAXIS ohjelmassa perustuu Hooken lakiin isotrooppisesta lineaarielastisesta käyttäytymisestä. Lineaarielastinen malli on perustana myös muille materiaalimalleille. Lineaarielastisessa mallissa on mahdollista kuvata moduulin jännitystilariippuvuutta syvyyden funktiona. (Plaxis 3D FOUNDATION - Material Models Manual version 1.5.)

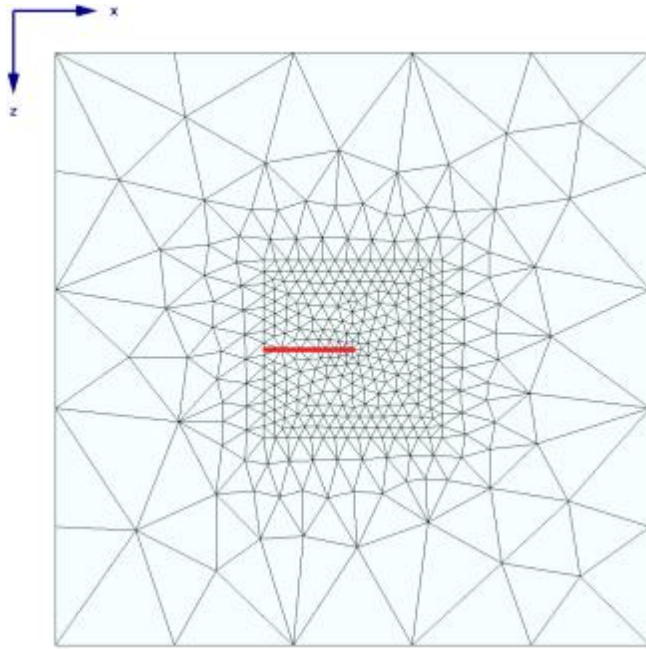
Tyypillisesti lineaarielastinen malli on huono mallintamaan hyvin epälineaarista maa- materiaalin käyttäytymistä, mutta sillä voidaan mallintaa rakenteellista käyttäytymistä. Lineaarielastisella mallilla voidaan mallintaa paksuja betoniseiniä tai laattoja, joissa materiaalien lujuusparametrit ovat huomattavan suuria. (Plaxis 3D FOUNDATION - Material Models Manual version 1.5.)

PLAXIS 3D FOUNDATION takaisinlaskenta

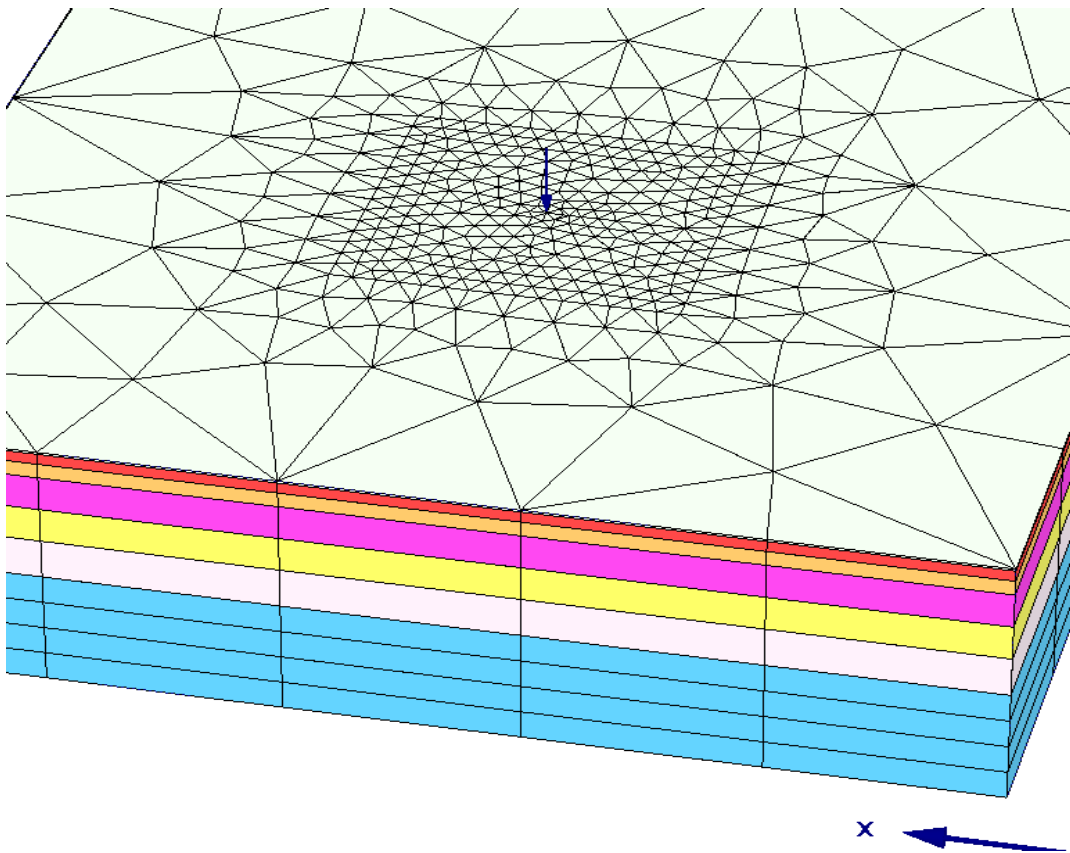
Seurantamittauskohteiden betonimurskekerroksen E-moduulit takaisinlaskettiin PLAXIS ohjelmalla. Takaisinlaskenta suoritettiin pudotuspainolaitemittauksista (PPL) saatujen lämpötilakorjaamattomien taipumasuppiloiden avulla. PLAXIS ohjelmalla mallinnettiin suunnitelmien mukaiset rakennekerrokset ja materiaaleille käytettiin lineaarielastisia materiaalimalleja. Kohteista tehtiin elementtiverkko, johon määriteltiin pudotuspainolaitemittauksien taipuma-anturien paikat. Esimerkki elementtiverkosta on esitetty kuvissa 6.1 ja 6.2. PLAXIS ohjelman avulla pyrittiin mallintamaan PPL mittauksen aiheuttamaa kuormitusta tien rakennekerroksissa. Kuvassa 6.3 on esitetty PLAXIS ohjelman tuloste pudotuspainolaitteen aiheuttamista muodonmuutoksista tien rakennekerroksissa. Materiaaliparametrit iteroitiin PLAXIS ohjelman laskentatuloksien perusteella vastaamaan PPL mittauksista saatuja taipumasuppiloita. Kuvassa 6.4 on esitetty esimerkki mitattujen pudotuspainolaitemittauksien sovittamisesta PLAXIS ohjelmasta saatuihin tuloksiin.

Takaisinlasketuista E-moduuleista pystytään osoittamaan betonimurskeen E-moduulin kasvu ajansuhteen. Betonimurskeen todellisen E-moduulin määrittäminen on kuitenkin haastavaa. Virheitä PLAXIS mallissa aiheuttavat:

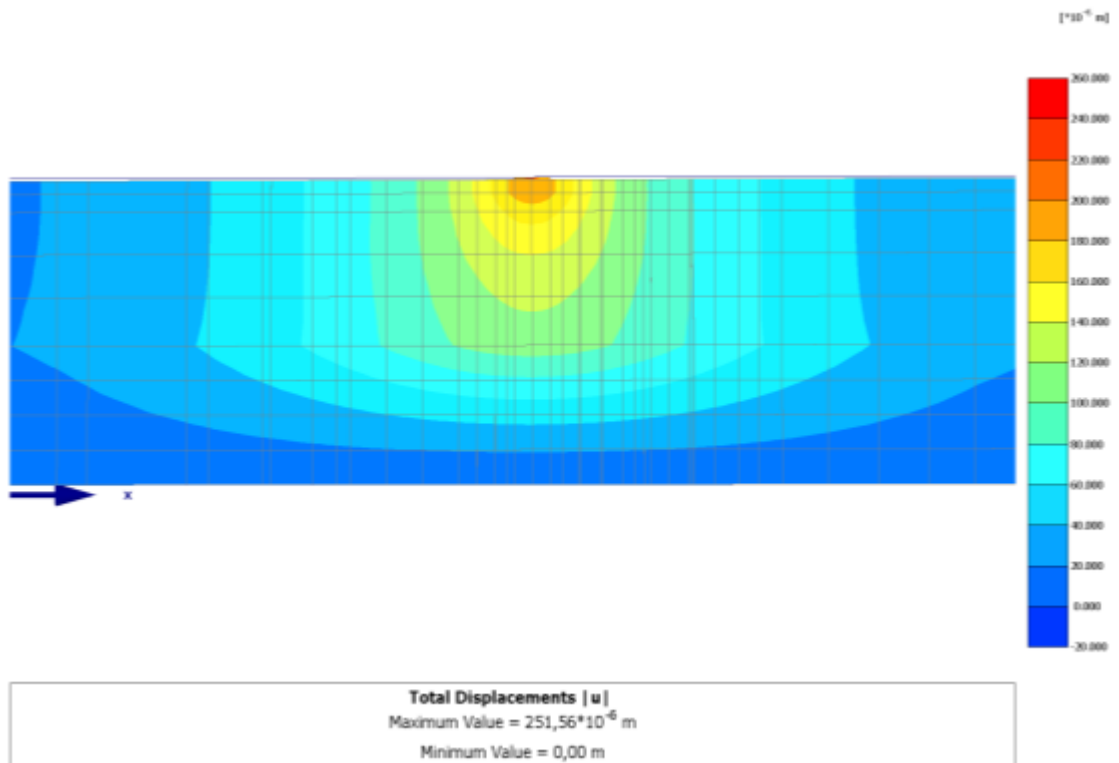
- Käytetty lineaarielastinen materiaalimalli. Tien rakennekerrokset eivät käyttäydy lineaarielastisesti. Mallista johtuen sitomattomiin rakennekerrokseen muodostuu epärealistisia vetojännityksiä. Lisäksi lineaarielastinen malli korostaa liiaksi rakennekerroksien yläpuolisten jännityksien suuruutta. Ongelma on havaittu erityisesti ohuilla päällystepaksuuksilla.
- Kohteiden rakentamisen jälkeiset korjaustoimenpiteet (asfalttikerroksen paksuus, aukikaivuut) eivät ole tarkasti tiedossa.



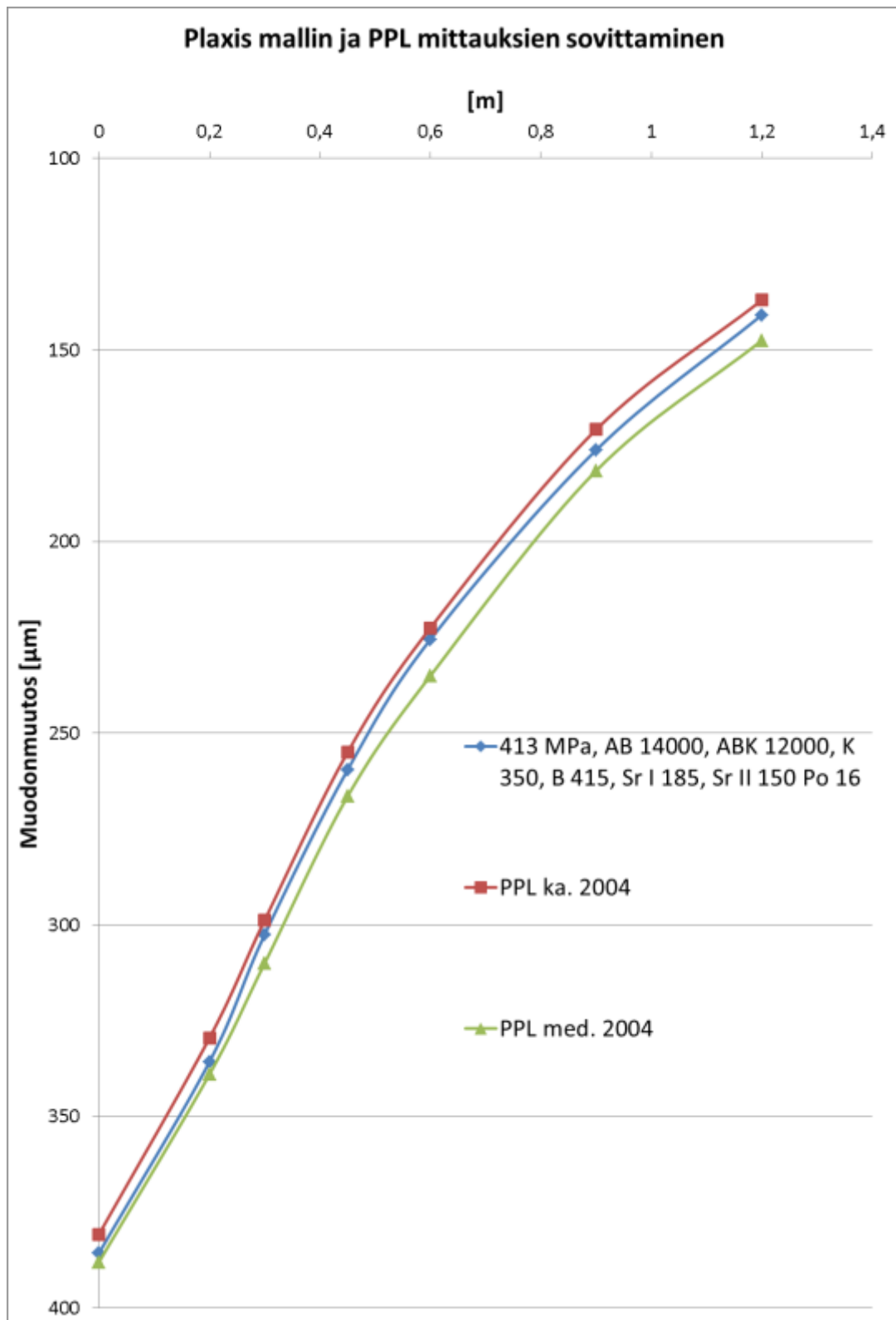
Kuva 6.1. PLAXIS 3D FOUNDATION. Elementtiverkko ylhäältä katsottuna. PPL mittauksien mallintamiseksi punaiselle viivalle on määritetty laskentapisteet, jotka vastaavat PPL mittausten taipuma-anturien sijaintia.



Kuva 6.2. Elementtiverkko PLAXIS 3D Foundation ohjelmassa. Mallin leveys on 10 x 10 m ja korkeus 2,5 m.



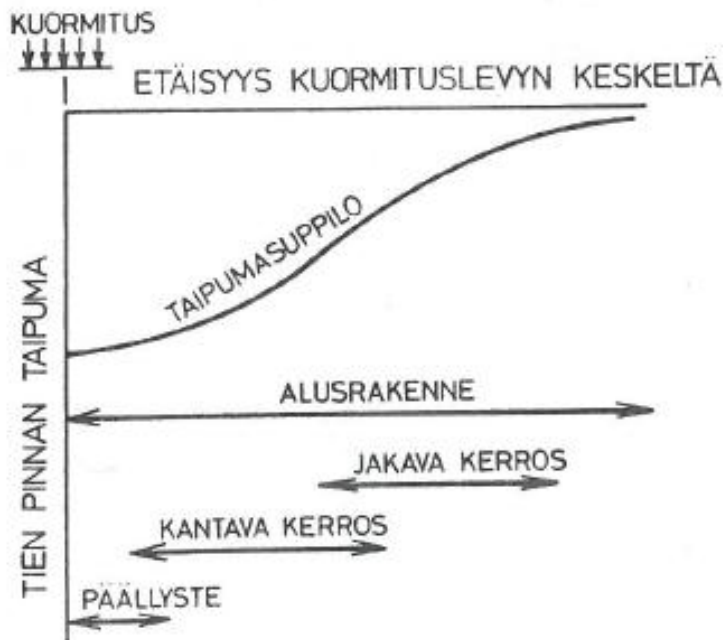
Kuva 6.3. Esimerkki PLAXIS 3D ohjelmasta. Kuvassa esitetty mallinnetun pudotuspainolaitemittauksen aiheuttamat muodonmuutokset. Mallin leveys on 10 m ja korkeus 2,5 m.



Kuva 6.4. Esimerkki Plaxis mallin ja PPL mittauksien sovittamisesta taipumasuppiloiden avulla. Sininen kuvaaja on Plaxis-ohjelman tuloste ja kuvaajan selitteessä on esitetty kantavuus [MPa] sekä laskennassa käytettyjen rakennekerroksien E-moduulit [MPa]. Punainen ja vihreä kuvaaja on PPL mittauksien lämpötilakorjaamaton keskiarvo tai mediaani.

6.4 Pudotuspainolaitemittauksien analyysi

Pudotuspainolaitteen aikaansaama kuormitus tien pinnassa saa aikaan taipuman eli taipumasuppilon. Taipumasuppilon muotoon vaikuttaa koko tierakenne. Karkeasti voidaan sanoa, että kuormituslevyä lähimmät taipuma-anturit kuvaavat tierakenteen yläosaa ja kauimpana rakenteen pohjamaata. Tien rakennekerroksien vaikutus taipumasuppilon muotoon on esitetty kuvassa 6.5. (Liimatta et al. 1989.)



Kuva 6.5. Tien rakennekerrosten vaikutus taipumasuppiloon. (Liimatta et al. 1989)

PPL mittauksille on kehitetty erilaisia tunnuslukuja taipumasuppiloiden perusteella. Taipumasuppilon tunnuslukujen perusteella voidaan arvioida tierakenteen kestävyyttä huomattavasti paremmin kuin pelkästään maksimitaipuman perusteella. Yleisesti käytettyjä tunnuslukuja ovat SCI (Surface Curvature Index), BCI (Base Curvature Index) ja SP% (Spreadability). (Tielaitos 1991.)

SCI määritetään maksimitaipuman ja tietyllä etäisyydellä kuormituslevyn keskeltä mitatun taipuman erotuksena. SCI on kääntäen verrannollinen kuormituksen aiheuttamaan tien pinnan taipumasäteeseen, mistä syystä se kuvaa päällysteen alapinnan vetojännityksiä. SCI arvoon vaikuttaa päällysteen paksuus sekä päällysteen ja alla olevan kerroksen E-moduulien suhde. Yhtälössä 6.6 on esitetty SCI 200 tunnusluvun laskeminen. (Tielaitos 1991, Liimatta et al. 1989) SCI luokittelussa (SCI 200):

- < 150 hyvä
- > 250 huono
- > 400 erittäin huono

$$SCI = D_0 - D_1 \quad (6.6)$$

missä D_0 on ensimmäinen taipuma-anturi
 D_1 toinen taipuma-anturi

BCI kuvaa taipumaeroa kahden viimeisen taipuma-anturin välillä. BCI arvoa voidaan hyödyntää paikantaessa pohjamaan ja kantavankerroksen ongelmakohtia. BCI 1200 tunnusluku lasketaan yhtälöllä 6.7. (Tielaitos 1991.) BCI luokittelussa (BCI 1200):

- < 20 hyvä
- > 40 ongelmia
- > 60 huono
- > 100 erittäin huono

$$BCI = D_{n-1} - D_n \quad (6.7)$$

missä D_n on viimeinen taipuma-anturi

SP % on keskimääräisen taipuman osuus prosentteina maksimitaipumasta ja se kuvaa päällysteen laattavaikutusta ja sen kykyä jakaa kuormituksia. Laattavaikutus lasketaan yhtälöllä 6.8. Kun laattavaikutuksen arvo on suuri, kuormitus siirtyy laajalle alueelle ja alusrakenteisiin kohdistuvat rasitukset pienentyvät. Laattavaikutuksen taipuma-arvon käyttö on rajoitettu hyvin ohuisiin päällysteisiin, koska niissä laattavaikutus ei ole merkittävä. (Tielaitos 1991.)

$$SP\% = \frac{\sum d(r)}{n_G d(0)} \times 100 \quad (6.8)$$

missä $d(r)$ etäisyydellä r kuormituslevyn keskeltä mitattu taipuma (mm)
 n_G geofonien lukumäärä (kpl)
 $d(0)$ maksimitaipuma (mm)

6.5 Laskentamenetelmien vertailu

Työssä tehtiin laskentaohjelmien ja laskentamenetelmien vertailu (APAS, PLAXIS ja Odemark). Pudotuspainolaitemittauksien avulla takaisinlaskettiin rakennekerroksien materiaalien E-moduulit. Vertailukohteena käytettiin Rusutjärvi-Paijala koekohdetta. APAS:in ja Odemark:in takaisinlaskenta on esitetty betonimurskeen ohjeistamisprojektissa "Betonimurskeen mitoituspärametrit" (Viatak 1999). Yhdistetyt tulokset on esitetty liitteessä 19.

Tuloksien perusteella Plaxis ohjelmasta saatavat E-moduulit ovat samaa suuruusluokkaa APAS-ohjelmasta saatavien kanssa, lukuun ottamatta asfalttikerroksen ja pohjamaan E-moduuleja. Plaxis –ohjelma yliarvioi asfalttikerroksen E-moduulit alhaisilla lämpötiloilla sekä paksuilla asfalttikerroksilla. Pohjamaan E-moduulin vaihtelut johtuvat ohjelmien käyttämästä lineaarielastisesta mallista. APAS ohjelma olettaa pohjamaan kerrospaksuuden olevan ääretön, kun PLAXIS ohjelmassa se on rajoitettu. Yleisesti PLAXIS ohjelma antaa pienempiä E-moduuleja kantavan- ja jakavan kerroksen materiaaleille.

6.6 Comsol Multiphysics module

COMSOL Multiphysics on monipuolinen ja toistaiseksi vielä tuntemattomampi FEM työkalu geotekniikassa. COMSOL yritys perustettiin vuonna 1986 ja ensimmäinen versio COMSOL Multiphysics julkaistiin vuonna 1998. Vuosien kehitystyön aikana COMSOL on laajentanut laskentamallien soveltamisaloja ja vuonna 2011 julkaistiin COMSOL Multiphysics ohjelmaan geomekaniikan laskentamoduuli. Laskentamoduuli pitää sisällään useita materiaalimalleja, kuten Drucker-Prager, Mohr-Coulomb ja Cam-Clay mallit.

COMSOL Multiphysics ohjelmalla on mahdollista tehdä myös dynaamista mallintamista. Ohjelma mahdollistaa liikkuvan elementtiverkon tekemisen. Teoriassa ohjelmalla olisi mahdollista simuloida liikkuvan kuorman vasteita tierakenteissa.

COMSOL Multiphysics ohjelman geotekniikan moduulin avulla on mahdollista laskea plastisia, elastoplastisia, viruvia ja viskoplastisia materiaalimalleja. Tämän työn puitteissa COMSOL multiphysics ohjelmaan ei pystytty paneutumaan riittävästi, mutta potentiaalia ohjelman käyttämiseen geotekniikan suunnittelutyökaluna on.

COMSOL Multiphysics ohjelmiston eduiksi voidaan katsoa kohtalaisen suuri käyttäjyyhteisö.

7 Betonimurskekoerakenteet Suomessa

7.1 Yleistä

Suomessa betonimursketta on käytetty lukuisissa kohteissa. Työssä käsitellyt betonimurskeseurantakohteet ovat:

- Lahdenperänkatu (Tampere 1996)
- Rusutjärvi-Paijala (Tuusula 1995)
- VT 3 (välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi 1996)
- VT 4 (Lahden moottoritie välillä Järvenpää – Mäntsälä 1998)
- Lasikaari (Pirkkala 2000)
- Lautasenkatu, Kuusimäenkatu ja Yli-Huikkaantie (Tampere 2000?)
- Keravan maankaatopaikka (Kerava 1998)

Lahdenperänkatu, Rusutjärvi-Paijala, VT 3 ja VT 4 ovat näistä kohteista tutkituimmat seurantakohteet. Betonimursketta on käytetty kantavassa kerroksessa ja osassa kohteita myös jakavassa kerroksessa. Koeteistä dokumentointiin rakentamisen aikana betonimurskeen rakentamiskokemukset ja tehtiin mittauksia työmaalla. Lisäksi kohteissa on tehty kantavuuden seurantamittauksia rakentamisesta lähtien ja 2012 mitattiin maatutkaluotauksien avulla rakennekerrosten paksuudet. Maatutkaluotauksen yhteydessä kohteista kuvattiin myös video. Videon avulla pystytään arvioimaan kohteiden kuntoa, tehtyjä korjaustoimenpiteitä sekä tulkitsemaan pudotuspainolaitemittauksien tulosten vaihtelevuuksia ja mahdollisia syitä.

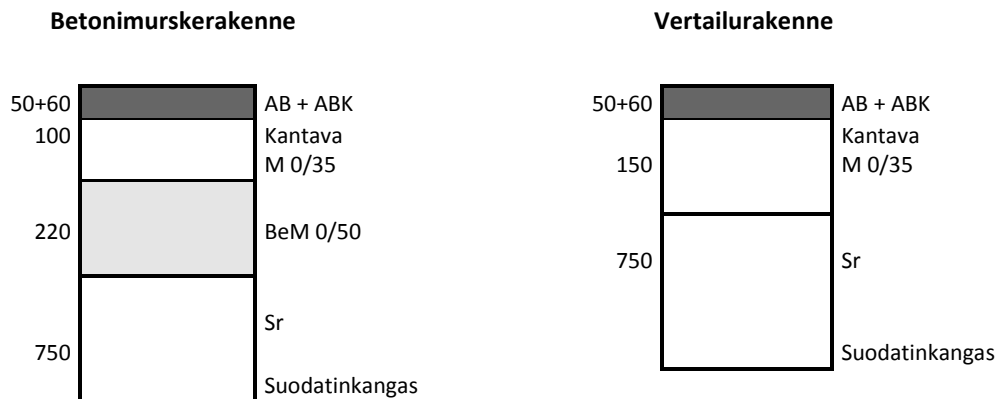
Lasikaari, Lautasenkatu, Kuusimäenkatu ja Yli-Huikkaantie ovat kaikki katukohteita ja rakennettu samoihin aikoihin. Näistä kohteista ainoastaan Lasikaaresta oli saatavilla tieto suunnitelluista rakennekerroksista. Kantavuuden kehitystä on seurattu pudotuspainolaitemittauksin. Lasikaaren rakennekerrokset mitattiin maatutkaluotauksien avulla vuonna 2012.

Keravan maankaatopaikalla kaatopaikan tiellä suoritettiin betonimurskerakenteiden aukikaivukokeilu, jonka tarkoituksena oli selvittää lujittuneen betonimurskeen kaivettavuus. Lisäksi tutkimuksessa tehtiin laboratoriokokeita (vesipitoisuus, rakeisuus, puristuslujuus) rakenteesta kaivetulla betonimurskeella. (SCC Viatek Oy 2001.)

7.2 Lahdenperänkatu 1996, Tampere

7.2.1 Kohteen kuvaus ja rakentaminen

Kohde sijaitsee Lahdenperänkadulla Koivistonkylässä Tampereella (liite 1). Seurattava katuosuus rajoittuu Viinikankadun ja Jokipohjantien väliselle Lahdenperänkatuosuudelle. Lahdenperänkadun betonimurskekoerakenteet rakennettiin 8-11/1996. Kohteessa käytettiin Tampereen urheilutalosta peräisin olevaa seulottua ja seulomatonta purkubetonia. Seulomattoman purkubetonin rakeisuus oli 0/80 mm (plv. 50...220) ja seulotun purkubetonin rakeisuus oli 0/50 mm (plv. 220...470). Kohteen suunnitellut betonimurskekoerakenteet sekä vertailurakenne on esitetty kuvassa 7.1. Kohde rakennettiin painuvalle savi- ja silttipohjalle syksyllä hyvissä sääolosuhteissa. (SCC Viatek 2002a.) Alueen geologinen kartta on esitetty liitteessä 2.



Kuva 7.1. Lahdenperänkatu 1996. a) Betonimurskekoerakenteen (BeM 0/50 ja BeM 0/80) ja b) vertailurakenteen poikkileikkaukset. (SCC Viatek 2002a)

Vuonna 2007 päällysteen paksuudeksi mitattiin 110-120 mm. Taulukossa 7.1 on esitetty maatutkaluotauksien avulla arvioidut keskimääräiset kerrospaksuudet. Maatutkaluotauksilla arvioitu 160 – 170 mm päällysteen paksuus on noin 40 - 60 mm suurempi kuin suunniteltu paksuus. Päällysteen lisäämisen ajankohtaa yritettiin selvittää Tampereen kaupungilta, mutta ko. tietoa ei löytynyt. Betonimurskerakenteiden paksuudet ovat 40 – 60 mm paksumpia kuin suunnitellut rakennekerrospaksuudet. Betonimurskekerroksen suurempi paksuus voi johtua siitä, että betonimurskekerros on rakennettu suunniteltua paksumpana tai jakavan kerroksen ja betonimurskeen alaosa ovat tiivistyneet niin, että maatutkaluotaus ei havaitse niiden välillä rajapintaa. Maatutkaluotauksien tarkemmat tilastollisen analyysin tunnusarvot on esitetty liitteessä 18.

Taulukko 7.1. Lahdenperänkatu, Tampere. Vuoden 2012 maatumalkaluotauksien avulla määritetyt rakennekerrospaksuudet.

Paaluväli	Päällysteen keskimääräinen paksuus	Kantavan kerroksen keskimääräinen paksuus	Jakavan kerroksen (BeM) keskimääräinen paksuus	Tierakenteen alapinnan keskimääräinen syvyys päällysteen yläpinnasta
	[m]	[m]	[m]	[m]
plv 50 - 220	0,16	0,11	0,26	1,13
plv 220 - 470	0,17	0,12	0,28	1,03
plv 470 -	0,17	0,22		1,05

Rakentaminen

Betonimurskeen levitys tehtiin tiehöylällä ja tiivistys suoritettiin 11 t valssitäryjyrällä yhtenä kerroksena viidellä yliajokerralla. Betonimurske kasteltiin ensimmäisen kerran kuormauksen yhteydessä ja rakennettaessa kastelu suoritettiin arkipäivittäin kuukauden ajan sitoutumisen varmistamiseksi. Kuukauden kastelun ja sitoutumisen jälkeen rakennettiin kalliomurskekerros betonimurskekerroksen päälle. (SCC Viatek 2002a.)

7.2.2 Mittaukset

Kohteessa on rakentamisen aikana ja jälkeen suoritettu kantavuusmittauksia. Rakentamisen aikana tehtiin kantavuusmittauksia levykuormituskokeilla sekä pudotuspainolaitemittauksilla. Rakentamisen jälkeen kadun kantavuutta on seurattu pudotuspainolaitemittauksin. Pudotuspainolaitemittauspisteiden sijainnit on esitetty kartalla liitteessä 2 ja mittauksien ajankohdat taulukossa 7.2. (SCC Viatek 2002a.)

Taulukko 7.2. Lahdenperänkatu, Tampere. Tehtyjen kantavuusmittausten ajankohdat.

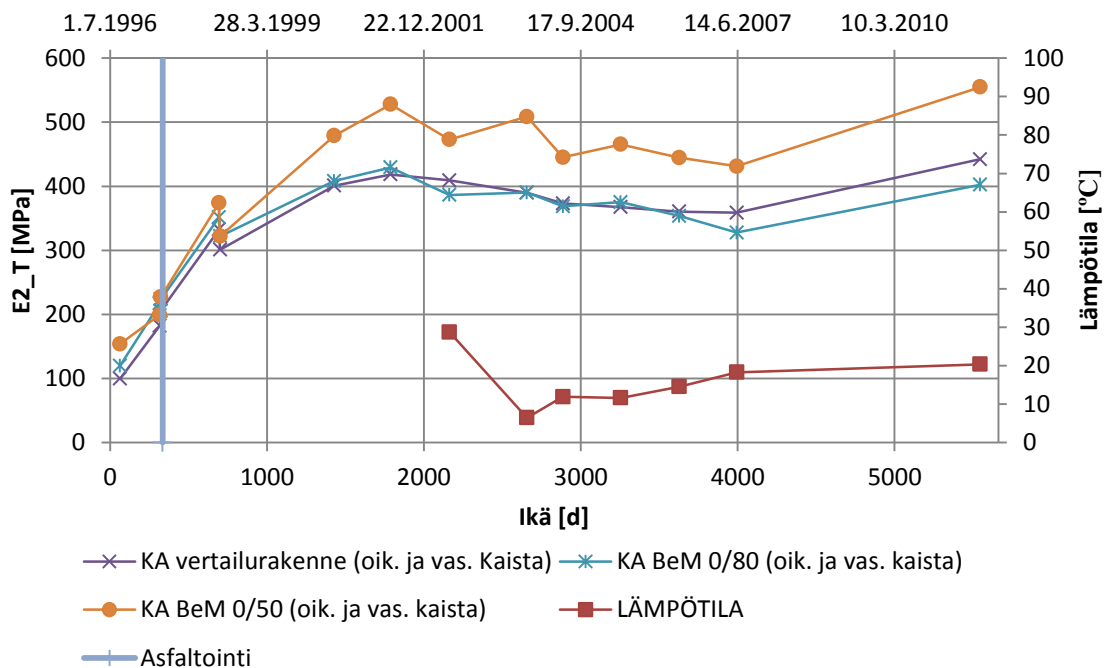
Ikä	Ajankohta	Kerros	Menetelmä
0,5 kk	S/96*		Loadman
1 kk	S/96*		Levykuormituskoe, Pudotuspainokoe
2 kk	2.9.1996*	KaM	Levykuormituskoe
2,5 kk	1.9.1996*	ABK	Loadman, Levykuormituskoe
≈6...8 kk	16.4.–30.5.1997*	ABK	6 × Loadman, 3 × levykuormituskoe
12 kk	8.9.1997*	AB**	Levykuormituskoe
18 kk	26.5.1998*	AB	Levykuormituskoe
18 kk	2.6.1998*	AB	Levykuormituskoe
42 kk	29.5.2000*	AB	Pudotuspainokoe
54 kk	23.5.2001*	AB	Pudotuspainokoe
67 kk	3.6.2002*	AB	Pudotuspainokoe
83 kk	10.10.2003	AB	Pudotuspainokoe
90 kk	26.5.2004	AB	Pudotuspainokoe
102 kk	30.5.2005	AB	Pudotuspainokoe
114 kk	6.6.2006	AB	Pudotuspainokoe
126 kk	8.6.2007	AB	Pudotuspainokoe
177 kk	7.9.2011	AB	Pudotuspainokoe

* SCC Viatek 2002a

** AB levitetty 6/97

7.2.3 Kantavuusmittauksien tulokset

Kuvassa 7.2 on esitetty pudotuspainolaitemittausten (PPL) lämpötilakorjatut tulokset. Tuloksista huomataan 0/50 mm betonimurskerakenteen kantavuuden kehittyvän suuremmaksi kuin vertailurakenteen kantavuuden. Betonimurskerakenteita vertailtaessa tulee ottaa huomioon, että 0/80 mm betonimurskekerros on keskimäärin 20 mm paksumpi ja rakenteen kokonaispaksuus 100 mm suurempi verrattuna 0/50 betonimurskerakenteeseen. Suurimman kantavuuden saavuttaa koerakenne, jossa on käytetty 0/50 mm betonimurskettä. Yksi syy tähän voi olla suurempi hienoainesmäärä, joka mahdollistaa tehokkaamman sementin uudelleen hydratoitumisen ja näin ollen betonimurskekerroksen paremman lujittumisen.



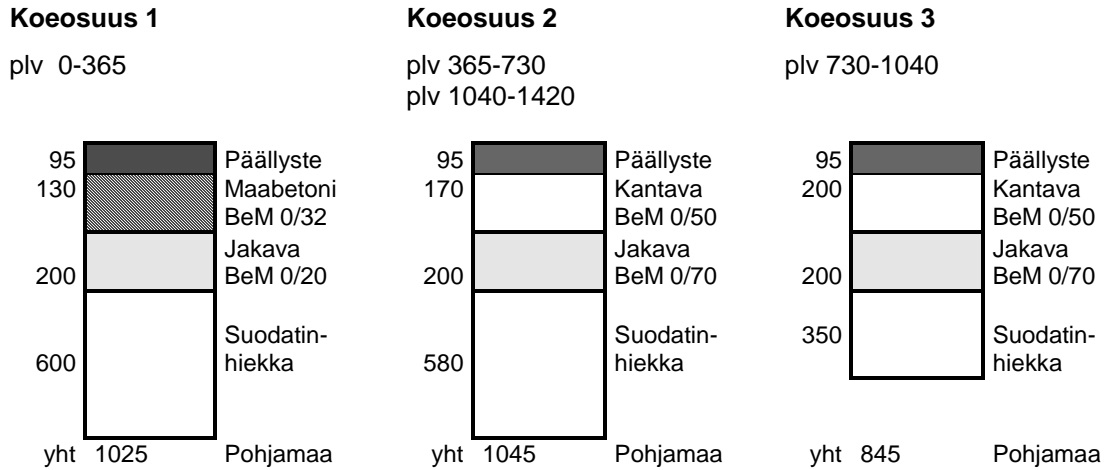
Kuva 7.2. Lahdenperänkatu, Tampere. Pudotuspainolaitemittauksilla päällysteen päältä mitatut kantavuudet (lämpötilakorjatut). Vuosien 2007 ja 2011 mittausten välillä on lisätty asfalttia.

7.3 Rusutjärvi-Paijala, Tuusula

7.3.1 Kohteen kuvaus ja rakentaminen

Rusutjärvi - Paijala tiellä eli Nummenväylällä ja Paijalantiellä Tuusulassa (liite 3) käytettiin betonimurskettä, joka oli murskattu elementtitehtaan ontelolaattajätteestä (BeM I). Koeosuuden pituus on 1420 metriä ja betonimurskerakenteet rakennettiin 7-8/1995. Kohteen rakenteet on esitetty kuvassa 7.3. Betonimurske murskattiin kolmeen eri rae-kokoon 0/32 mm, 0/50 mm ja 0/70 mm. Lisäksi koeosuudella 1 käytettiin maabetonia,

jossa sementtimäärä oli 3,5 % runkoaineen kuivapainosta. (SCC Viatek 2002, Viatek 1995). Pohjamaa koeosuudella vaihtelee. Suurimmaksi osaksi kohteen pohjamaana on hiekkaa tai hienoa hietaa. Koeosuudella esiintyy myös moreenia ja karkeaa hietaa. Koeosuuden geologinen kartta on esitetty liitteessä 4.



Kuva 7.3. Rusutjärvi - Paijala 1995. Betonimurskekoerakenteiden (BeM 0/20, BeM 0/50 ja BeM 0/70) suunnitellut rakennekerrokset. (SCC Viatek 2002a)

Taulukossa 7.3 on esitetty maatumaluuotauksien avulla arvioitujen rakennekerrosten paksuudet. Maatumaluuotauksien tilastollisen analyysin tunnusarvot on esitetty liitteessä 18. Päälyste paksuus on noin 20-30 mm suurempi kuin suunniteltu paksuus, lukuun ottamatta plv 730 – 1040, missä asfalttikerroksen paksuus on lähellä suunniteltua. Maatumaluuotauksien perusteella havaitut rakenteiden rakennepaksuudet ovat lähellä suunniteltuja, ottaen huomioon maatumaluuotauksien $\pm 5\%$:n virhemarginaalin.

Taulukko 7.3. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula. Vuoden 2012 maatumaluuotauksien avulla määritetyt rakennekerrospaksuudet.

Paaluväli	Päälysteen keskimääräinen paksuus	Kantavan kerroksen keskimääräinen paksuus	Jakavan kerroksen keskimääräinen paksuus	Tierakenteen alapinnan keskimääräinen syvyys päälysteen yläpinnasta
	[m]	[m]	[m]	[m]
plv 0-365	0,12	0,17	0,23	1,14
plv 365-730	0,12	0,22	0,23	1,18
plv 730-1040	0,09	0,23	0,19	1,13
plv 1040-1420	0,13	0,20	0,20	0,98

Rakentaminen

Koetien rakentaminen ei työtekniisesti juurikaan eronnut normaalikäytännöstä. Merkittävin eroavuus oli kosteuden ylläpitäminen betonimurskerakenteessa, jossa betonimurskeen lujittumisen haluttiin tapahtuvan toivotulla tavalla. Kastelu suoritettiin tiivistämisen jälkeen päivittäin säiliöautolla. (Viatek 1995.)

Paaluvälillä 1040 – 1420 rakentaminen oli vanhan tien peruskorjausta ja se tehtiin kais-ta kerrallaan. Suodatinkerroksen päälle ajettu betonimurskekerros kesti hyvin ajoneu-voliikenteen rasituksen. Osuudelle plv. 0 – 365 suoritettiin maabetonointi kantavaan kerrokseen, mikä onnistui hyvin. Paaluvälillä 0 – 120 tien keskilinjan kohdalla jakavasta (0/20 mm) betonimurskekerroksesta tuli suunniteltua paksumpi (n. 350 mm), jotta saatiin tiehen oikeanlainen kallistus (Viatek 1995). Tien pinnalle levitettiin ABK-kerros 22.9.1995 ja ensimmäinen AB-kerros levitettiin 5.-6.6.1996. (SCC Viatek 2002a.)

Rakentamisen yhteydessä tehtiin rakentamisen laadunvalvontaa, joka sisälsi seuraavia tutkimuksia (Viatek 1995):

- Ennakkokokeet, joilla määritettiin betonimurskeiden rakeisuus, optimivesipitoisuus ja maksimitiiveys (maksimikuivatilavuuspaino). Lisäksi määritettiin maabe-tonissa käytettävän sementin määrä.
- Murskauksen valvonta
- Laadunvalvonta tietyömaalla: kosteuspitoisuus ja tiiveysmittaukset TROXLER-laitteella; levityksen ja tiivistyksen valvonta; optimaalisen tiivistysmäärän määrittäminen; kantavuusmittaukset LOADMAN-pudotuspainolaitteella ja levykuormituskokein rakentamisen aikana ja yhden kuukauden ikäisistä rakenteista. Lisäksi tehtiin koekappaleet puristuslujuuskokeita varten.
- Instrumentointi: betonimurskerakenteeseen pl 807.50 asennettiin seurantamittausjärjestelmä, joilla on seurattu tierakenteen lämpötila-, kosteus- ja routivuuskäyttäytymistä.

Kohteen alkupään eteläpuolelle rakennettiin asuntomessualue ja messut olivat kesällä 2000. Messujen yhteydessä on tien alkuosan liikennejärjestelyjä mahdollisesti muutettu ja samalla mahdollisesti on lisätty päällystekerroksia. Siten alkuosan kantavuusmit-taukset eivät välttämättä ole täsmälleen samoilta kohdilta vuoden 2000 jälkeen. (SCC Viatek 2002a.)

7.3.2 Mittaukset

Taulukossa 7.4 on esitetty kohteessa tehdyt kantavuusmittaukset ja liitteessä 18 seu-rantapisteiden sijainnit. Pudotuspainomittaukset teki Tielaitos/Tieliikelaitos/Destia vuosina 1995 – 2003. Vuonna 2012 mittaukset teki Finn-Raj Oy. Lisäksi kohteessa on

suoritettu poikkihalkeamien vauriokartoitus vuosina 1998, 1999 ja 2002. Vuonna 2012 kohteessa suoritettiin maatulkuutus ja kohteen videokuvaus.

Taulukko 7.4. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula. Tehtyjen kantavuusmittausten ajankohdat .

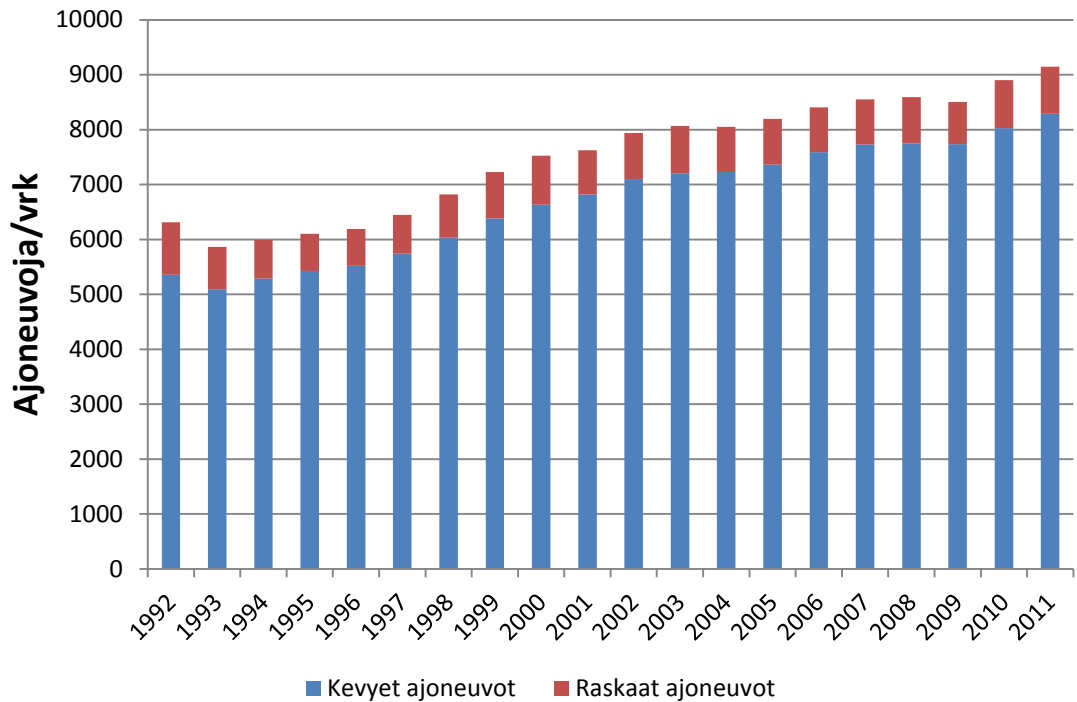
Ikä	Ajankohta	Menetelmä
1 kk	9/95*	Loadman
2 kk	10/95*	Pudotuspainokoe
9 kk	31.5.1996*	Pudotuspainokoe
38 kk	14.10.1998*	Pudotuspainokoe
44 kk	24.5.1999*	Pudotuspainokoe
56 kk	18.5.2000*	Pudotuspainokoe
69 kk	7.5.2001*	Pudotuspainokoe
81 kk	7.5.2002*	Pudotuspainokoe
97 kk	23.9.2003	Pudotuspainokoe
205 kk	01.10.2012	Pudotuspainokoe

* SCC Viatek 2002a
 ABK-kerros 22.9.1995
 AB kerros 5.5.1996

Kohteessa suoritettiin vuosina 2006-2007 pudotuspainolaitemittaukset, mutta GPS-tietojen perusteella mittausten sijainti oli virheellinen.

Liikennemäärät

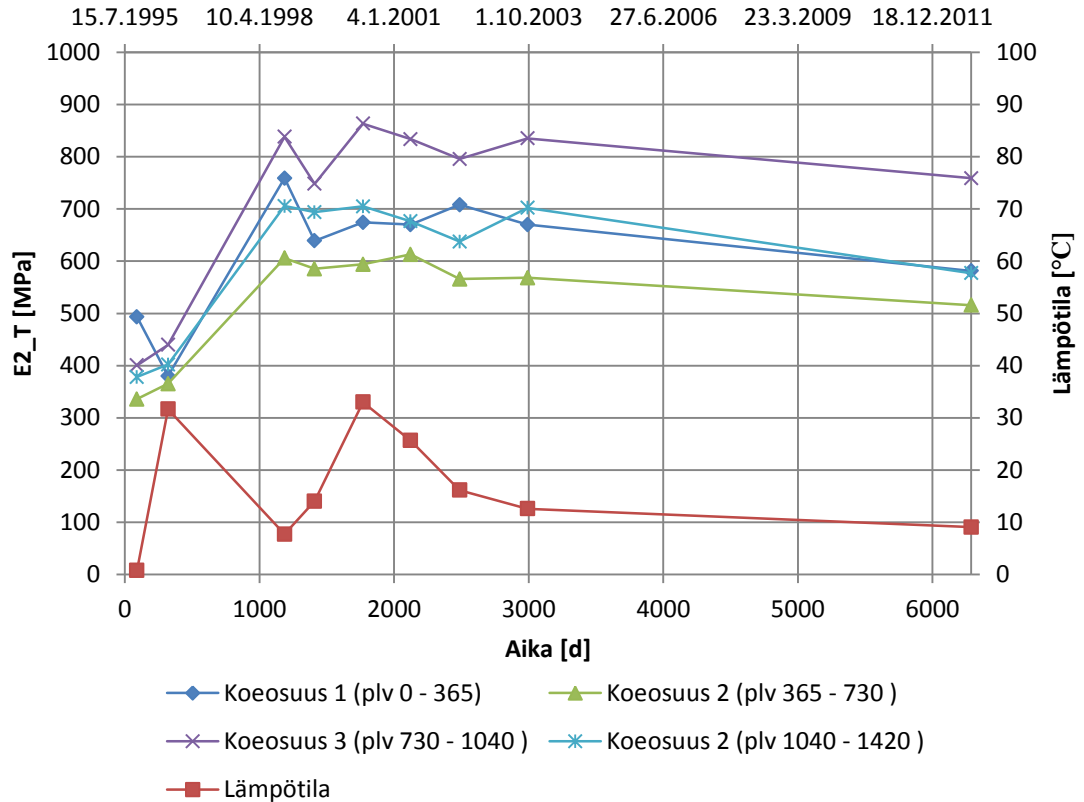
Rusutjärvellä sijaitsee liikenteen automaattinen mittausasema (LAM). Rusutjärven mitauspiste on perustettu 01.01.1992. Kuvassa 7.4 on esitetty Rusutjärven LAM-pisteen liikenteen kehitys vv. 1992-2011. Vuonna 2011 LAM pisteen ohitti yli 9000 ajoneuvoa/vrk. Vuonna 2011 kohteen rakentamisen jälkeen seurantapisteen oli ohittanut n. 50 miljoonaa ajoneuvoa, mistä raskaiden ajoneuvojen osuus oli n. 10 %:a. Tieräkisterin tietojen mukaan vuonna 2011 kuormituskertaluku oli noin 11 000 ja kumulatiivinen kuormituskertaluku seurantakohteessa (1996 – 2011) oli noin 136 000. LAM-pisteen tarkemmat tiedot ja sijainti on esitetty liitteessä 5. (LAM-kirja 2005, LAM-kirja 2011, Liikennevirasto 2012)



Kuva 7.4. Rusutjärvi, LAM-piste. Liikenteen kehitys vv. 1992-2011 (Rusutjärvi Kt 45, tieosa 6, etäisyys 3360). (Liikennevirasto 2012)

7.3.3 Kantavuusmittauksien tulokset

Pudotuspainolaitemittauksilla on mitattu suurimmat kantavuudet koeosuudella 3 päällysteen päältä seurantajakson aikana. Koeosuuden 2 rakenne esiintyy kahdella paaluvälillä, 364 – 730 ja 1040 – 1420. Paaluvälillä 1040 – 1420 kantavuudet ovat säännöllisesti noin 100 MPa suuremmat kuin paaluvälillä 365 – 730. Mahdollinen syy kantavuuksien eroavaisuudelle voi olla parempi pohjamaa tai ko. osuuden betonimurskerakenteen suurempi lujittuminen.



Kuva 7.5. Rusutjärvi – Paijala, Tuusula. Pudotuspainolaitemittauksilla päällysteen päältä mitatut kantavuudet (lämpötilakorjatut).

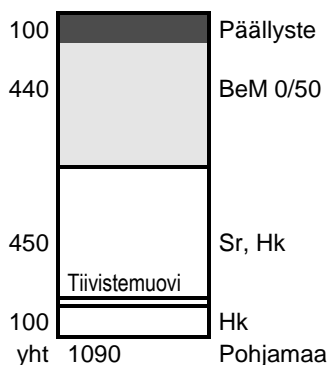
7.4 VT 3, Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi

7.4.1 Kohteen kuvaus ja rakentaminen

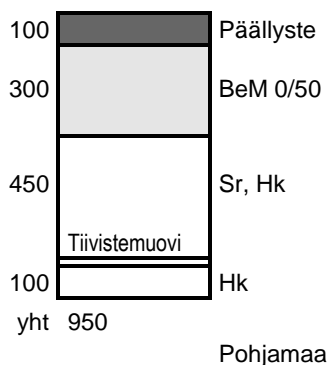
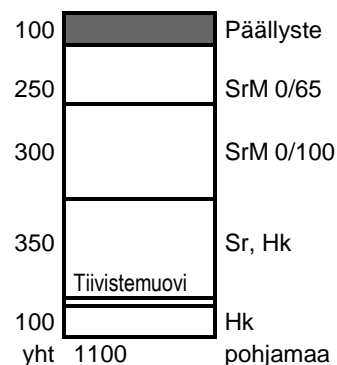
Vt 3:n levennyksessä välillä Sasi – Metsäkylä (liite 6) käytettiin betonimurskettä, joka oli murskattu elementtitehtaan ontelolaattajätteestä (plv. 14 820 - 15 400) ja betonista ratapölkkyistä (plv. 13 700 - 14 820). Vertailurakenteen sijainti on paaluvälillä 13 700 - 15 400. Betonimurskerakenteet rakennettiin 8-9/1996. Murskatun betonin rakeisuus oli 0/50 mm. Kohteen betonimurskerakenteet ja vertailurakenne on esitetty kuvassa 7.6. (SCC Viatek 2002a.) Kohteen pohjamaa on pääosin hiekkaa. Alueen geologinen kartta on esitetty liitteessä 7.

Ontelolaattamurske

plv 14 820...15 400

**Ratapölkkykurske**

plv 13 700...14 820

**Vertailurakenne**

Kuva 7.6. Vt 3, välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Betonimurskerakenteet (BeM 0/50 onteloaattamurske ja BeM 0/50 Ratapölkkykurske) ja vertailurakenne tien levennyksessä. (SCC Viatek 2002a)

Taulukossa 7.5 on esitetty maatutkaluotauksien avulla mitattujen rakennekerrosten paksuudet. Asfalttikerroksen paksuus on 20 – 30 mm suurempi kuin suunniteltu. Maatutkaluotauksen avulla määritetyt muiden kerrosten paksuudet ovat suurusluokaltaan samoja kuin suunnitellut rakennekerrospaksuudet. Maatutkaluotauksen tilastollisen analyysin tunnusarvot on esitetty liitteessä 18.

Taulukko 7.5. Vt 3, välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Vuoden 2012 maatutkaluotauksien avulla määritetyt rakennekerrospaksuudet.

Paaluväli	Päälysteen keskimääräinen paksuus	BeM/Kantavan kerroksen paksuus	Jakavan kerroksen keskimääräinen paksuus	Tierakenteen alapinnan keskimääräinen syvyys päälysteen yläpinnasta
Koerakenne	[m]	[m]	[m]	[m]
13700 - 14820	0,13	0,32	0,59	1,04
14820 - 15400	0,12	0,41	0,68	1,21
Vertailurakenne				
13700 - 15400	0,13	0,21	0,74	1,08

Rakentaminen

Olosuhteet rakentamisen aikana olivat pääosin erinomaiset (aurinkoista, ei sadetta). Betonimurske levitettiin traktorin eteen kiinnitettävällä sivukuljettimella ja tasaavalla sivulevyllä varustetulla laitteella. Tiivistys tehtiin kahdessa kerroksessa 6 t sileällä 2-valssisella jyrällä. Ontelolaattamurske tiivistettiin 12-14 yliajokerralla, ratapölkkykurske 12 yliajokerralla. Murske kasteltiin ennen tiivistämistä. Betonimurskeen ala-

puolinen hiekkakerros tiivistettiin ensimmäisen betonimurskekerroksen päältä.
(VTT/MUK-3 1997)

Työteknisesti materiaali oli käytettävissä normaaleita materiaaleja vastaten. Vaikka tiiviysvaatimusta ei ontelolaattamurskeella saavutettu, rakenteen kantavuustavoite saavutettiin jo kahdessa kuukaudessa, tosin suunniteltua paksummalla materiaalikerroksella. (VTT/MUK-3 1997)

Rakentamisen yhteydessä betonimurskeelle suoritettiin materiaalien ennakkokokeet, missä selvitettiin rakeisuuden d_{50} arvo, maksimikuivatilavuuspaino γ_{max} ja optiivisipitoisuus w_{opt} . Rakentamisen aikana laadunvalvontaa tehtiin tiiviysaste- ja vesipitoisuusmäärytyksien sekä Loadman kantavuuskokeiden avulla. (VTT/MUK-3 1997)

7.4.2 Mittaukset

Taulukossa 7.6 on esitetty kohteessa tehdyt kantavuusmittaukset ja liitteessä 8 seurantapisteiden sijainnit. Vuonna 2007 kohteessa mitattiin päällystepaksuudet kahdesta kohtaa. Paaluluvuilla 13950 ja 15100 päällysten paksuudeksi mitattiin 10 cm. Lisäksi kohteessa suoritettiin vuonna 2012 maatutkaluotaus ja kohteen videointi.

Taulukko 7.6. Vt 3, välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Tehtyjen kantavuusmittausten ajankohdat

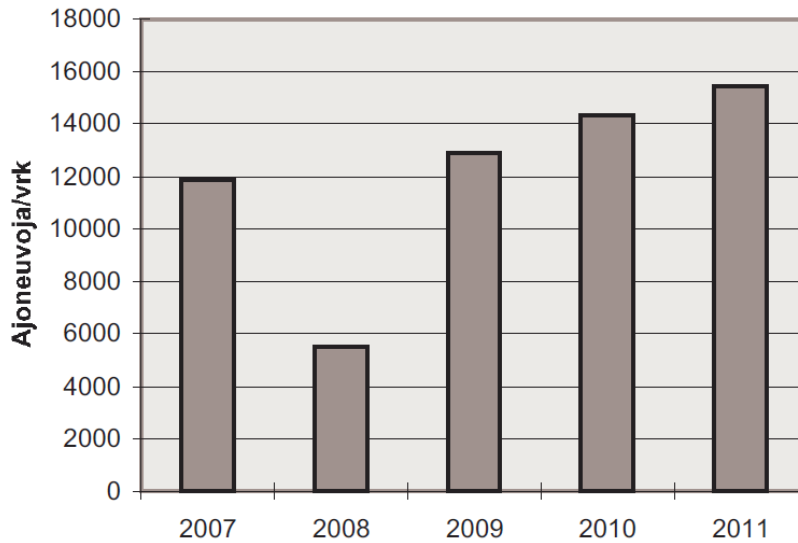
Ikä	Ajankohta	Menetelmä
1 kk	S/96*	Loadman
1...2 kk	14.10.1996*	Pudotuspainokoe
7...8 kk	27.5.1997*	Pudotuspainokoe
10...12 kk	5.9.1997*	Pudotuspainokoe
22 kk	29.5.1998*	Pudotuspainokoe
26 kk	1.10.1998*	Pudotuspainokoe
46 kk	29.5.2000*	Pudotuspainokoe
58 kk	23.5.2001*	Pudotuspainokoe
71 kk	3.6.2002*	Pudotuspainokoe
80 kk	9.3.2003	Pudotuspainokoe
94 kk	26.5.2004	Pudotuspainokoe
107 kk	10.6.2005	Pudotuspainokoe
119 kk	6.6.2006	Pudotuspainokoe
131 kk	8.6.2007	Pudotuspainokoe
182 kk	8.9.2011	Pudotuspainokoe

* SCC Viatek 2002a

Liikennemäärät

Liikennemäärän kehitys on ollut nousujohteista vv. 2007 - 2010, lukuun ottamatta vuotta 2008, jolloin liikennemäärä laski yli 50%:a. LAM-pisteen liikenteen kehitys on esitetty kuvassa 7.7. Koerakennetta lähin oleva LAM-piste on perustettu vuonna 2004, joten liikenteen historiaa ei ole saatavilla koko koerakenteen olemassaolon ajalta. Tie rekisterin tietojen mukaan vuonna 2011 kohteen kuormituskertaluku oli noin 0,4 miljoonaa ja kumulatiivinen kuormituskertaluku välillä 1995 - 2011 oli noin 5,9 miljoonaa.

Tarkempi LAM-pisteraportti ja pisteen sijainti on esitetty liitteessä 9. (LAM-kirja 2005, LAM-kirja 2011, Tieräkisteri 2011.)



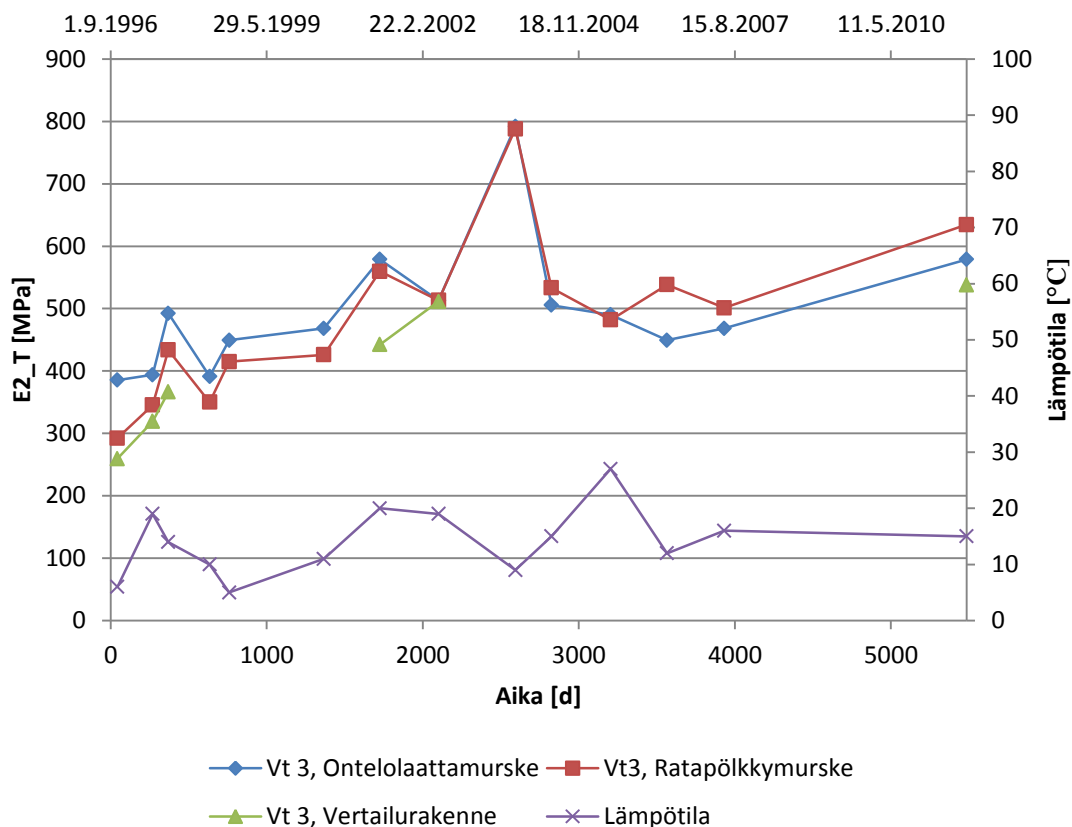
Kuva 7.7. LAM-piste. Liikenteen kehitys vv. 2007-2011 (Vt 3, tieosa 139, etäisyys 1406). (LAM-kirja 2011)

7.4.3 Kantavuusmittauksien tulokset

VT 3 kohteessa tehtyjen pudotuspainolaitemittauksien lämpötilakorjatut kantavuusarvot on esitetty kuvassa 7.8. Kantavuuksista huomataan ontelolaattamurskerakenteen saavuttaneen suuremman kantavuuden kuin ratapölkky murskerakenne välittömästi rakentamisen jälkeen. Vuoden 2002 (n. 71 kk rakentamisen jälkeen) mittauksien jälkeen ratapölkky murskerakenteista on mitattu suuremmat kantavuudet. Vuoden 2003 mitatut kantavuudet ovat poikkeuksellisen suuria muihin kantavuuksiin verrattuna. Syyt suuriin kantavuuksiin vuonna 2003 ovat sääolosuhteet ennen PPL mittauksia. Päivälämpötilat eivät ole nousseet yli +1 asteen ja lämpötilat ennen mittauksia ovat vaihdelleet viikon aikana Tampereen alueella -18...-1 asteen välillä. Näin ollen rakenteet ovat olleet vielä osin jäässä mittausajankohtana.

Tuloksia vertailtaessa tulee ottaa huomioon seuraavat asiat:

- Vertailurakenteen kantavuus on mitoitettu 65 MPa pienemmäksi kuin betonimurskerakenteiden.
- Ontelolaattamurskekerros rakennettiin suunniteltua paksummaksi.
- Ratapölkky murskekerros rakennettiin suunniteltua ohuemmaksi.



Kuva 7.8. Vt 3, välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Pudotuspainolaitemittauksilla päällysteen päältä mitatut kantavuudet (lämpötilakorjatut).

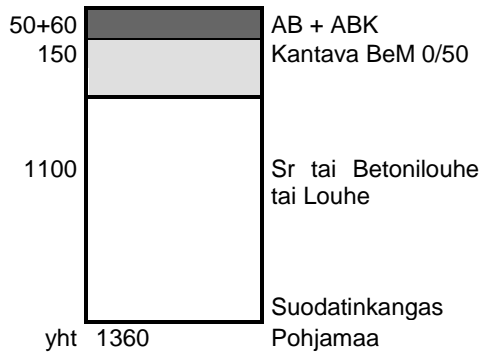
7.5 VT 4, Lahden moottoritie välillä Järvenpää – Mäntsälä 1998

7.5.1 Kohteen kuvaus ja rakentaminen

Kohde sijaitsee Lahden moottoritien välillä Järvenpää – Mäntsälä. Kohteen sijainti on esitetty liitteessä 10. Kohteessa käytettiin 0/50 mm betonimurskettä, joka oli murskattu Hyrylän elementtitehtaan betonijätteestä. Betonimurskerakenteet rakennettiin kesällä 1998 saviselle maaperälle (SCC Viatek 2002a.). Kohteen geologinen kartta on esitetty liitteessä 11.

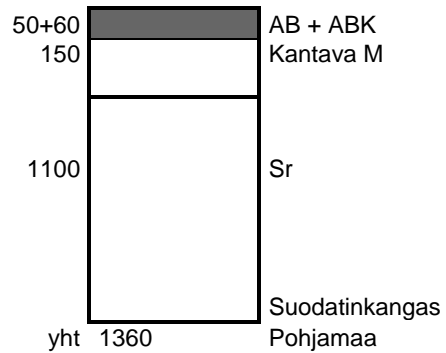
Kuvassa 7.9 on esitetty kohteeseen suunnitellut betonimurskerakenteet. Kuvassa 7.9 on myös kiviainesrakenne, jota kohteessa käytettiin betonimurskerakenteen vertailurakenteena. (SCC Viatek 2002a.)

a) Betonimurskerakenteet



b) Vertailurakenne

plv. 37930...39920



Kuva 7.9. Vt 4, Lahden moottoritie. a) Betonimurskerakenteiden (BeM 0/50) ja b) vertailurakenteen suunnitellut poikkileikkaukset. (SCC Viatek 2002a)

Taulukossa 7.7 on esitetty kohteen rakennekerrokset paaluväleittäin.

Taulukko 7.7. Vt 4, Lahden moottoritie. Kohteen rakennekerrokset paaluväleittäin

plv.	rakenne
36720 – 37080 ja 37660 – 37920	betonimurske kantavassa kerroksessa sorapenkeren päällä
37100 – 37500	betonimurske kantavassa kerroksessa louhepenkeren päällä
37500 – 37650	betonimurske kantavassa kerroksessa betonilouhepenkeren päällä
37930 – 39920	vertailurakenne

Päällysteen paksuuden arvioitiin olevan vuonna 2002 noin 16 cm. Taulukossa 7.8 on esitetty maatumkaluotauksien avulla arvioitujen rakennekerrosten paksuudet. Päällystepaksuus on 100 – 110 mm suurempi kuin suunniteltu. Maatumkaluotauksen perusteella betonimurskerakenteiden muut rakennekerrosten paksuudet ovat lähellä suunniteltuja. Vertailurakenteen kokonaiskerrospaksuus on 360 mm suunniteltua paksumpi. Maatumkaluotauksen tarkemmat tilastollisen analyysin tunnusarvot on esitetty liitteessä 18.

Taulukko 7.8. Vt 4, Lahden moottoritie. Vuoden 2012 maatutkaluotauksien avulla määritetyt rakennekerrospaksuudet.

Paaluväli	Päällysteen keskimääräinen paksuus	BeM/Kantavan kerroksen paksuus	Tierakenteen alapinnan keskimääräinen syvyys päällysteen yläpinnasta
Koerakenne	[m]	[m]	[m]
36720-37080	0,21	0,16	1,28
37100-37500	0,21	0,16	1,58
37500-37650	0,22	0,19	1,32
37760-37920	0,21	0,16	1,27
Vertailurakenne			
37930-39920	0,21	0,17	1,72

Taulukossa 7.9 on esitetty kohteessa tehdyt kantavuusmittaukset ja liitteessä 12 on esitetty pudotuspainolaitemittauspisteiden sijainnit. Lisäksi kohteessa suoritettiin vuonna 2012 maatutkaluotaus ja kohteen videointi.

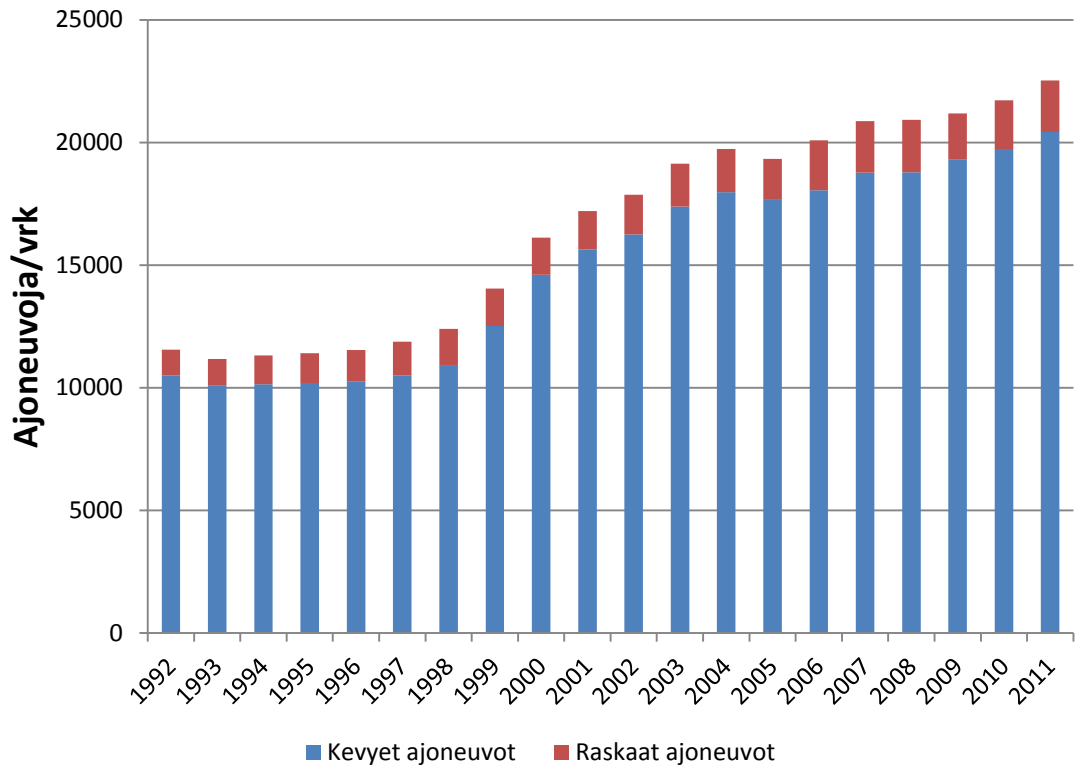
Taulukko 7.9. Vt 4, Lahden moottoritie. Tehtyjen kantavuusmittausten ajankohdat

Ikä	Ajankohta	Kerros	Menetelmä
0 kk	kesä/98*	kantava	Levykuormituskoe, heti tiivistämisen jälkeen
3 kk	10/98*	AB	Heavy-Loadman
23 kk	21.5.2000*	AB	Pudotuspainokoe
35 kk	9.5.2001*	AB	Pudotuspainokoe
47 kk	6.5.2002*	AB	Pudotuspainokoe
63 kk	29.9.2003	AB	Pudotuspainokoe
159 kk	8.9.2011	AB	Pudotuspainokoe

* SCC Viatek 2002a

Liikennemäärät

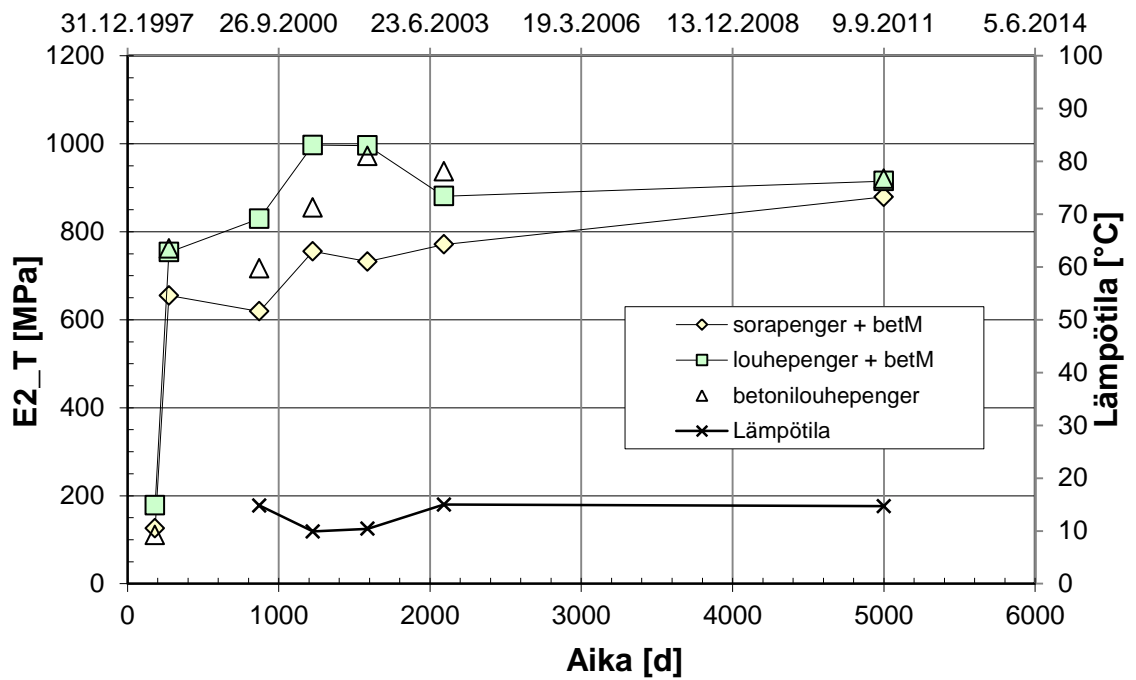
Liikenteen määrä Lahden moottoritieellä on kaksinkertaistunut LAM-pisteen perustamisen jälkeen. Vuonna 2011 LAM-pisteen ohitti 22 500 ajoneuvoa/vrk, kun kohteen rakentamisvuonna (1998) vastaava määrä oli 13 500 ajoneuvoa/vrk. Rakentamisen jälkeen LAM-pisteen on ohittanut noin 96 miljoonaa ajoneuvoa, joista raskaiden ajoneuvojen osuus on noin 9 miljoonaa. Tierestikieristä saatavan tiedon perusteella vuonna 2011 tien kuormituskertaluku oli 0,5 miljoonaa ja kumulatiivinen kuormituskertaluku välillä 1998 - 2011 oli 6,2 miljoonaa. Kuvassa 7.10 on esitetty liikennemäärän kehitys LAM-pisteen tietojen mukaan. (LAM-kirja 2011, LAM-kirja 2005, Liikennevirasto 2012)



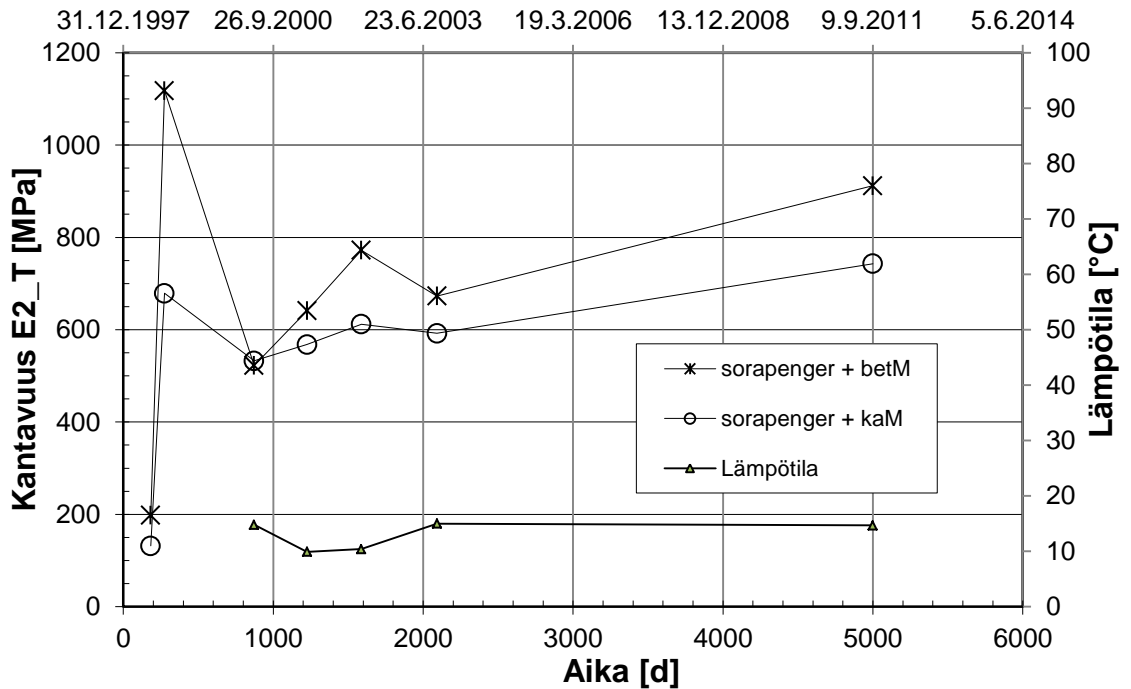
Kuva 7.10. Vt 4, Hollala, LAM-seurantapiste. Liikenteen kehitys vv. 1992-2011 (Hollolla Vt 4, tieosa 119, etäisyys 3557). (Liikennevirasto 2012)

7.5.3 Kantavuusmittauksien tulokset

Kuvissa 7.11 ja 7.12 on esitetty VT 4 kantavuusmittausten lämpötilakorjatut tulokset. Suurimmat kantavuudet ensimmäisten vuosien aikana saavutettiin rakenteissa, joissa on käytetty betonimurskettä louhe- tai betonilouhepenkereen päällä (kuva 7.11). Koh-teessa vertailtiin myös betonimurskettä ja kiviainesmurskettä sorapenkereen päällä (kuva 7.12). Betonimurskerakenteet sorapenkereen päällä saavuttivat suuremman kantavuuden verrattuna kiviainesmurskerakenteisiin.



Kuva 7.11. Vt 4, Lahden moottoritie. Päällysteen päältä mitatut kantavuudet (lämpötilakorjatut). Ensimmäinen (kesä 1998) mittaus suoritettiin kantavan kerroksen päältä levykuormituslaitteella. Toinen mittaus (10/1998) tehtiin heavy loadman kantavuusmittauksena. Vuoden 2000 mittauksista eteenpäin mittaukset on suoritettu pudotuspainolaitteella.

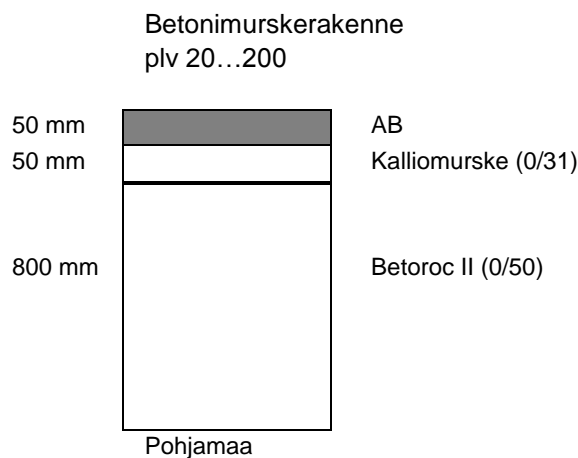


Kuva 7.12. Vt 4, Lahden moottoritie. Päällysteen päältä mitatut kantavuudet (lämpötilakorjatut). Ensimmäinen (kesä 1998) mittaus suoritettiin kantavan kerroksen päältä levykuormituslaitteella. Toinen mittaus (10/1998) tehtiin heavy loadmanilla. Vuoden 2000 mittauksista eteenpäin mittaukset on suoritettu pudotuspainolaitteella.

7.6 Lasikaari, Pirkkala

7.6.1 Kohteen kuvaus ja rakentaminen

Pirkkalan Lasikaari rakennettiin talvella 2000-2001. Kohteen sijainti on esitetty liitteessä 13. Kohteessa käytettiin 0/50 mm Betoroc II betonimurskettä jakavassa kerroksessa. Kantava kerros rakennettiin 0/31 mm kalliomurskeesta. Kohde rakennettiin geologisen kartan perusteella moreenipohjalle (liite 14). Rakentamisen jälkeen tiellä oli työmaaliikennettä talvella ja keväällä. Lasikaari päällystettiin syksyllä 2002 50 mm asfalttikerroksella. Lasikaaren suunnitellut rakennekerrokset on esitetty kuvassa 7.13. (SCC Viatek 2002a.)



Kuva 7.13. Lasikaaren betonimurskerakenteen suunnitellut rakennekerrokset (SCC Viatek 2002a)

Taulukossa 7.10 on esitetty maatumaluuotauksien avulla arvioitujen rakennekerrosten paksuudet. Maatumaluuotauksien tarkemmat tilastollisen analyysin tunnusarvot on esitetty liitteessä 18. Maatumaluuotauksien perusteella asfalttikerroksen paksuus on pysynyt samana rakentamisen jälkeen. Maatumaluuotaus arvioi kantavan kalliomurskekerroksen olevan 0,1 metriä paksumpi kuin suunniteltu. Kantavan kerroksen suurempi paksuus voi johtua siitä, että kalliomurskekerros on rakennettu suunniteltua paksumpana tai kalliomurskeen ja betonimurskeen yläosa ovat tiivistyneet niin, että maatumaluuotaus ei havaitse niiden välillä rajapintaa.

Taulukko 7.10. Lasikaari, Pirkkala. Maatumaluuotauksien avulla 2012 määritetyt rakennekerrospaksuudet.

Paaluväli	Päällysteen keskimääräinen paksuus	Kantavan kerroksen paksuus	BeM kerroksen keskimääräinen paksuus	Tierakenteen alapinnan keskimääräinen syvyys päällysteen yläpinnasta
Koerakenne	[m]	[m]	[m]	[m]
50 - 220	0,06	0,14	0,71	0,92

7.6.2 Mittaukset

Taulukossa 7.11 on esitetty kohteessa tehdyt kantavuusmittaukset ja liitteessä 14 seuranta pisteiden sijainnit. Lisäksi kohteessa suoritettiin vuonna 2012 maatumkaluotaus ja kohteen videointi.

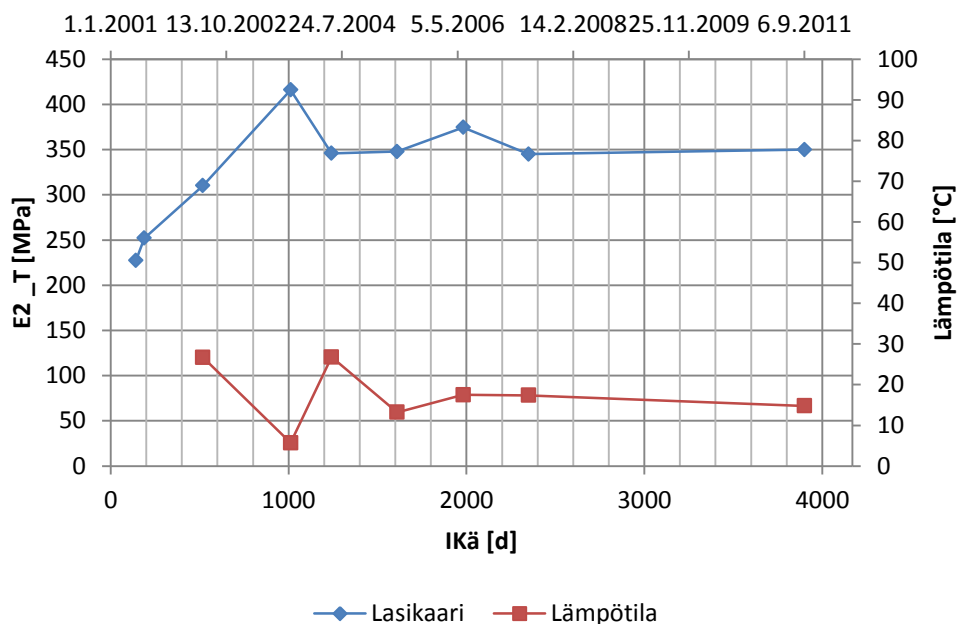
Taulukko 7.11. Lasikaari, Pirkkala. Tehtyjen kantavuusmittausten ajankohdat

Ikä	Ajankohta	Kerros	Menetelmä
n. 5...6 kk	23.5.2001*	Kantava	Pudotuspainokoe
n. 7...8 kk	9.7.2001*	Kantava	Pudotuspainokoe
20 k	3.6.2002*	Kantava	Pudotuspainokoe
36 kk	10.10.2003	AB	Pudotuspainokoe
45 kk	26.5.2004	AB	Pudotuspainokoe
57 kk	30.5.2005	AB	Pudotuspainokoe
69 kk	6.6.2006	AB	Pudotuspainokoe
81 kk	8.6.2007	AB	Pudotuspainokoe
153 kk	7.9.2011	AB	Pudotuspainokoe

* SCC Viatek 2002a
AB-kerros levitettiin syksyllä 2002.

7.6.3 Kantavuusmittausten tulokset

Kuvassa 7.14 on esitetty PPL mittauksien lämpötilakorjatut tulokset. Kohteen kantavuus on kasvanut ensimmäisten vuosien aikana, jonka jälkeen kantavuusarvot ovat asettuneet 350 MPa:in tasolle.

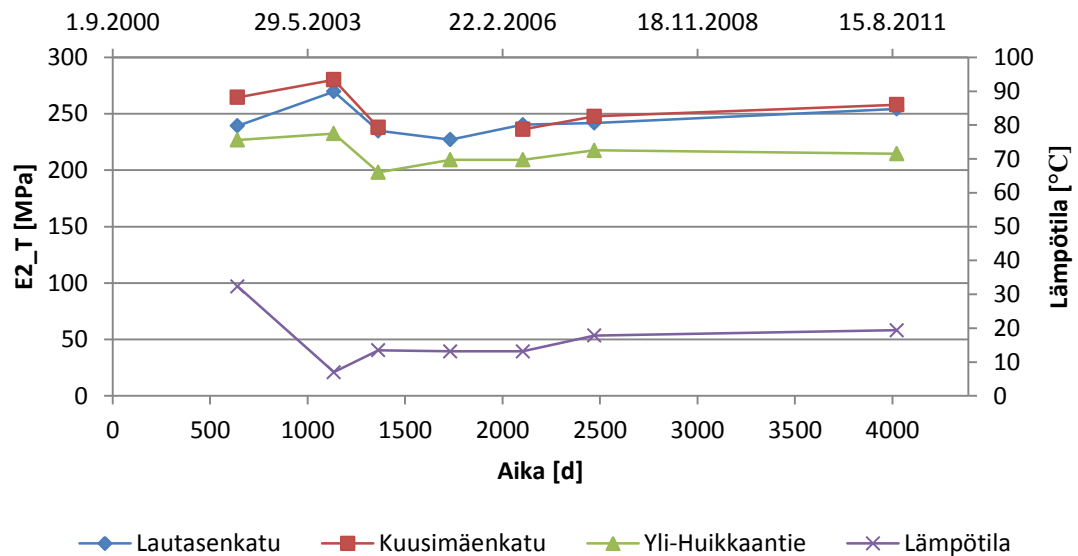


Kuva 7.14. Lasikaari, Pirkkala. Pudotuspainolaitemittauksilla päällysteen päältä mitatut kantavuudet (lämpötilakorjatut).

7.7 Lautasenkatu, Kuusimäenkatu ja Yli-Huikkaantie, Tampere

Kohteet sijaitsevat Tampereella Lautasenkadulla, Kuusimäenkadulla ja Yli-Huikkaantiellä. Kohteiden sijainnit on esitetty liitteessä 15. Kohteiden pohjamaa on pääosin savea. Alueen geologinen kartta on esitetty liitteessä 16.

Tätä työtä tehdessä kohteista ei ollut tiedossa suunniteltuja rakennekerroksia eikä rakentamisajankohta, joten tarkempia analyysejä ei voitu suorittaa. Työtä tehdessä käytettävissä oli vain kantavuusmittaustulokset. Kuvassa 7.15 on esitetty PPL mittauksien lämpötilakorjatut tulokset.



Kuva 7.15. Lautasenkatu, Kuusimäenkatu ja Yli-Huikkaantie, Tampere. Pudotuspainolaitemittauksilla päällysteen päältä mitatut kantavuudet (lämpötilakorjatut).

7.8 Keravan maankaatopaikka (aukikaivuu)

Keravalle Karhuntutuntien läheisyyteen (liite 17) rakennettiin maankaatopaikan tie vuonna 1998-99 Keravan kaupungin toimesta. Tien kantavassa ja jakavassa kerroksessa käytettiin betonimurskettä. Tien pinnalle betonimurskekerroksen päälle levitettiin bitumimurskettä kulutuskerrokseksi. Rakenteessa oleva betonimurske tiivistettiin rakentamisvaiheessa pelkästään tela-alustaisella kaivinkoneella. Tämän jälkeen maankaatopaikalle kulkenut liikenne on tiivistänyt betonimurskekerroksen. Rengasurien kohdalla betonimurske oli tiivistynyt poikkeuksellinen kovaksi. (SCC Viatek Oy 2001.)

Maankaatopaikan tiellä suoritettiin betonimurskerakenteiden aukikaivukokeilu, jonka tarkoituksena oli selvittää lujittuneen betonimurskeen kaivettavuus. Lisäksi tutkimuksessa tehtiin laboratoriokokeet (vesipitoisuus, rakeisuus, puristuslujuus) rakenteesta pois otetuille betonimurskenäytteille. Rakenteessa käytettävän betonimurskeen (BeM I)

rakeisuus oli 0/50 mm ja se lujittui laboratoriossa vähintään 1,2 MPa lujuuteen (+20°C, 28 vrk). (SCC Viatek Oy 2001.)

Lujittuneen betonimurskeen kaivu voitiin tehdä kynsikauhalla tai hydraulisesti kallistuvalla luiskakauhalla vaikeuksitta (7.16). Betonimurske irtosi täysin rakeisena (suuria lujittuneita betonimurskekokkareita ei havaittu) ja sen palauttaminen kuoppaan ja tiivistäminen tapahtui ongelmitta. Koekuopista kaivetun materiaalin puristuslujuus ensimmäisen tiivistämisen (IC-testerillä) jälkeen oli 0,8 MPa, eli 67 % alkuperäisestä puristuslujuudesta. (SCC Viatek Oy 2001.)

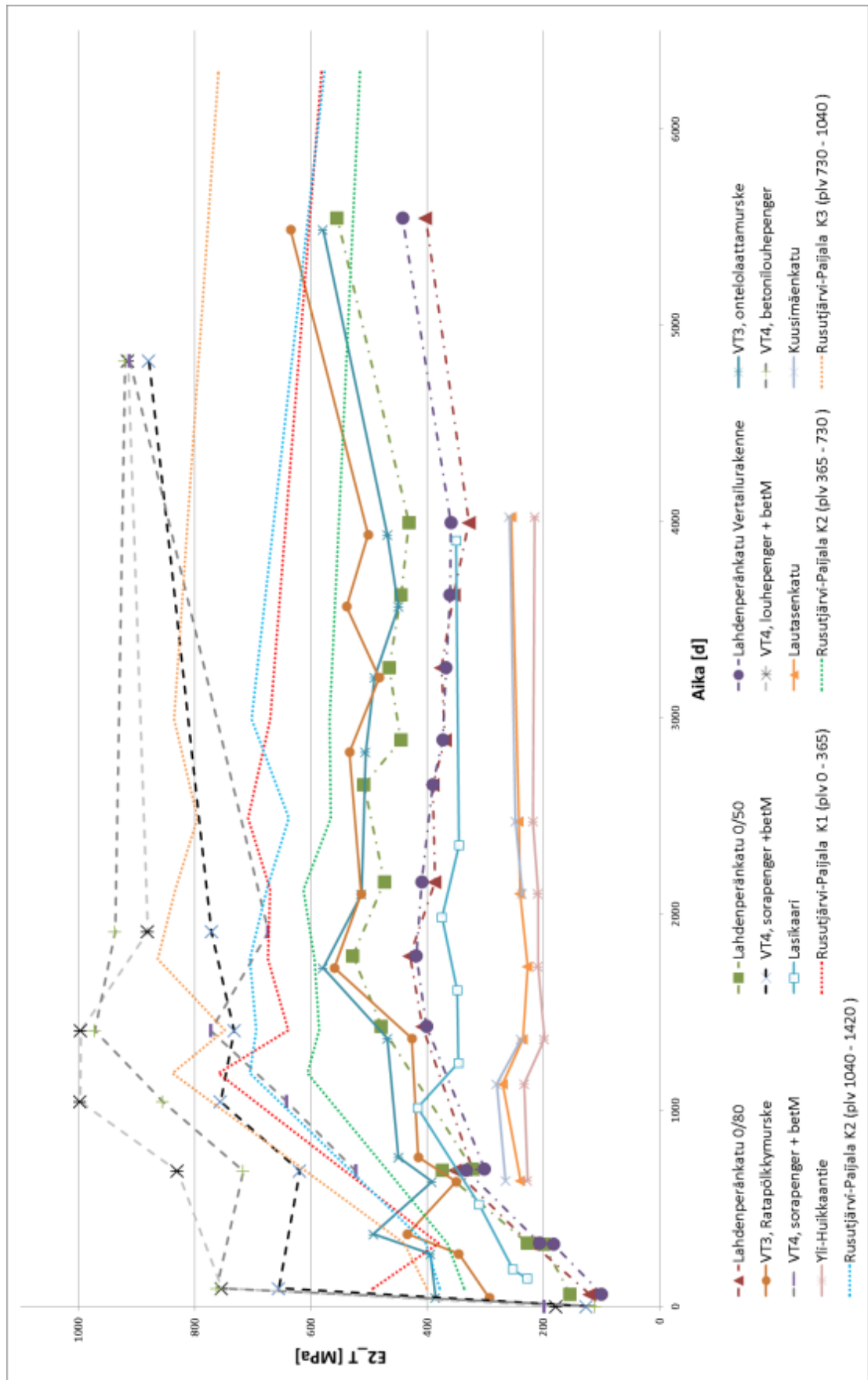
Tehtyjen kenttä- ja laboratoriotutkimusten perusteella rakenteesta kaivettu betonimurske voidaan käyttää kaivannon täyttöön uudelleen ja odotettavissa on, että uudelleen tiivistetty materiaali tulee saavuttamaan yli 70 %:a lujuudesta, joka oli materiaalilla ennen aukikaivua. (SCC Viatek Oy 2001.)



Kuva 7.16. Betonimurskerakenteen kaivu kynsikauhalla. (SCC Viatek Oy 2001)

7.9 Yhteenveto kantavuusmittauksien tuloksista

Tutkimusten perusteella tierakenne, jossa on käytetty 0/50 mm betonimursketta kantavassa tai jakavassa kerroksessa, saavuttaa keskimäärin 13 – 15 vuoden jälkeen rakentamisesta noin 15 - 25 %:a suuremman kantavuuden päällysteen pinnalta kuin tavallisella kiviaineksella rakennettu tierakenne. Koekohteiden havaintojen perusteella betonimurskeen lujittuminen on suurinta ensimmäisten vuosien jälkeen rakentamisesta. Kuvassa 7.17 on esitetty työssä tutkittujen kohteiden yhteenveto-kuvaaja lämpötilakorjatuista päällysteen päältä mitatuista kantavuuksista. Kuvaajasta on jätetty pois kantavuusarvot, jotka mitattiin osittain jäätyneestä rakenteesta 2003 vuoden alussa. Kuvaajasta huomataan betonimurskeen lujittumisen hidastuvan noin 2-5 vuoden kulluttua rakentamisesta.



Kuva 7.17. Yhteenvedo -kuvaaja. Pudotuspainolaitemittauksilla päällysteen päältä lämpötilakorjatut kantavuudet rakentamisen jälkeisen ajan suhteen esitettynä.

8 Koerakenteiden kantavuusmittaustuloksien analyysi

8.1 Taipumasuppilon ja taipuma-arvojen analyysi

Pudotuspainolaitemittauksista saatava tieto analysoitiin käyttäen taipumasuppilon taipuma-arvoja. Taipumasuppiloiden taipuma-arvojen avulla havaittiin betonimurskerakenteiden saavuttavan yleensä paremman SCI (yhtälö 6.6) ja SP % (yhtälö 6.8) taipuma-arvon kuin tavallisella kiviaineksella rakennettu tierakenne.

Lahdenperänkatu, Tampere

Taulukossa 8.1 on vertailtu betonimurskerakenteiden ja vertailurakenteen taipuma-arvojen suhteellisia eroja eri mittauksissa. Taulukosta huomataan suurimman prosentuaalisen vaihtelun tapahtuvan taipuma-arvossa SCI. Betonimurskerakenteilla on kaikissa mittauksissa vähintään 15 %:a parempi SCI:n arvo kuin vertailurakenteella. Suurimmat erot ovat 0/50 mm betonimurskeosuudella, jossa koeosuuden SCI taipuma-arvot ovat vertailurakennetta 22 – 68 %:a pienemmät. Laattavaikutuksen SP % taipuma-arvon suhteellinen ero vertailurakenteeseen pysyy lähes samana kaikissa mittauksissa. Vertailurakenteen laattavaikutus on keskimäärin 88 – 95 %:a betonimurskerakenteiden laattavaikutuksesta. Taipumasuppiloista määritetyt taipuma-arvot on esitetty liitteessä 20.

Taulukko 8.1. Lahdenperänkatu, Tampere. Taipuma-arvojen SCI ja SP % suhteellinen vertailu vertailurakenteeseen.

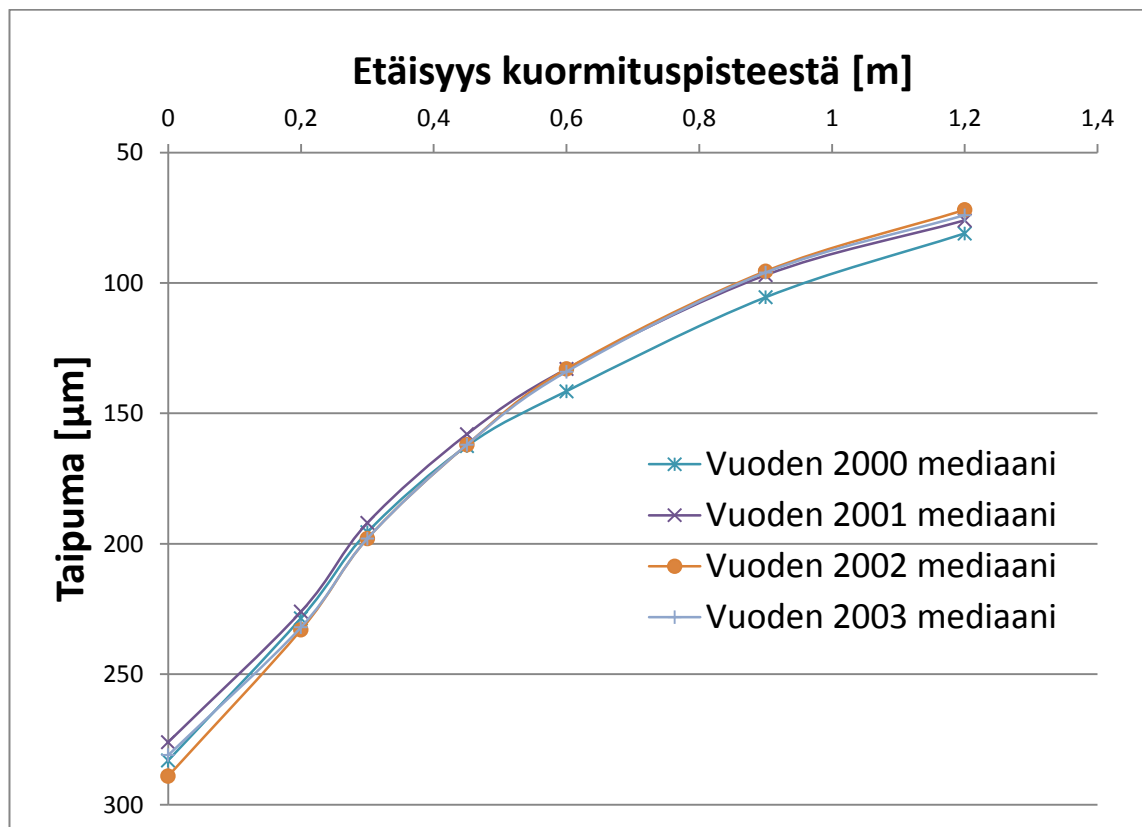
		SCI 0/80 - SCI vert.	SCI 0/50 - SCI vert.	SP % 0/80 - SP % vert.	SP % 0/50 - SP % vert.
	[°C]	[%]	[%]	[%]	[%]
3.6.2002	28,7	115	122	89	95
10.10.2003	6,5	153	168	88	92
26.5.2004	11,9	143	149	87	91
30.5.2005	11,6	154	156	87	92
6.6.2006	14,5	149	129	88	93
8.6.2007	18,3	115	141	89	91
7.9.2011	20,4	111	168	91	90

Rusutjärvi-Paijala, Tuusula

BCI (pohjamaata kuvaava taipuma-arvo) taipuma-arvolla on suuri merkitys taipumasuppiloista laskettuun lopulliseen kantavuuteen päällysrakenteen päältä. Rusutjärvi-Paijala koeosuudella on nähtävissä hyvin BCI taipuma-arvon merkitys lopulliseen kantavuuteen. Ilmiö voidaan havaita vertaamalla koeosuuksia 1 ja 3. Koeosuuden 3 taipuma-arvoja vertailtaessa koeosuuden 1 arvoihin huomataan eron olevan taipuma-arvoissa, jotka kuvaavat rakenteen ylä- (SCI ja SP %) ja alaosa (BCI). Koeosuudella 3 on

keskimäärin 30 %:a pienempi BCI taipuma-arvo, mutta 50 %:a suurempi SCI taipuma-arvo ja 15 %:a pienempi SP % taipuma-arvo. Huonommista rakenteen yläosaa kuvaavista taipuma-arvoista huolimatta koeosuudella 3 on keskimäärin 16 %:a suurempi kantavuus koeosuuteen 1 verrattuna. Johtopäätöksenä Rusutjärven-Paijalan taipuma-arvoista voidaan tehdä johtopäätös, että taipumista lasketuilla kantavuuden arvoilla ei voida tehdä ko. kohteessa tarkkoja arvioita yksittäisen rakennekerroksen toiminnasta.

Rusutjärvi-Paijala seurantakohteessa taipumasuppilon muodon perusteella voidaan havaita 0/70 mm betonimurskeen saavuttavan paremman E-moduulin kuin 0/50 mm betonimurske. 0/70 mm betonimurskeen parempi lujittuminen on havaittavissa taipumasuppilon taipuman äkillisenä pienentymänä antureiden 0,2 - 0,4 m välillä. Vastaava taipumasuppilon muoto on havaittavissa myös muilla koeosuuksilla, jossa käytettiin 0/70 mm betonimursketta. Kuvassa 8.1 on esitetty lämpötilakorjaamattomat taipumasuppilot koeosuudelta 2 (plv 365 – 730).

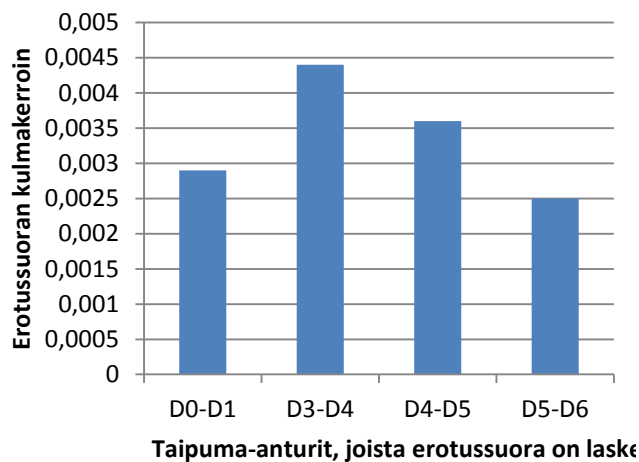


Kuva 8.1. Rusutjärvi – Paijala, Tuusula. Koeosuuden 2 (plv. 365 -730) pudotuspainolaitemittauksilla mitatut lämpötilakorjaamattomat mediaani taipumasuppilot vuosilta 2000-2003.

VT 3, Ylöjärvi

VT 3 seurantakohteen ontelolaattamurskeosiolle tehtiin taipuma-anturoiden "erotussuora-analyysi" (kyseessä on tässä työssä kehitetty analyysitapa). Erotussuora-analyysissä vertaillaan vierekkäisten taipuma-antureiden (esimerkiksi D0 – D1) mittaustulosten eron muutoksen kehittymistä. Taipuma-antureiden erotus tehdään kaikille

mittauksille, jonka jälkeen saaduista arvoista piirretään erimittauksien taipuma erojen muodostama suora ajan suhteen. Erotussuorien kulmakertoimen avulla voidaan arvioida, missä kohdassa rakennetta tapahtuu ajan myötä kantavuuden (moduulien) muutos. Erotussuora-analyysin tulokset on esitetty kuvassa 8.2 ja laskennat liitteessä 21. Erotussuorien perusteella voidaan todeta taipumien muutoksen olevan voimakkainta rakenteen keskiosassa, jossa sijaitsee betonimurskerakennekerrokset. Suurin taipumien muutos tarkoittaa suurinta moduulin kasvua ko. kerroksessa, mikä aiheutuu betonimurskeen lujittumisesta.



Kuva 8.2. Yhteenveto vierekkäisten taipuma-antureiden erotussuorien kulmakertoimista. Taipuma-antureiden erotus on laskettu koko seuranta-ajanjakson ajalle, jonka jälkeen on piirretty erotussuora. Antureiden etäisyydet kuormituslevyn keskipisteestä: D0 = 0 m, D1 = 0,20 m, D2 = 0,30 m, D3 = 0,45 m, D4 = 0,60 m, D5 = 0,90 m, D6 = 1,2 m.

Lasikaari, Pirkkala

Lasikaari, Pirkkala kohteessa käytettiin betonimursketta jakavassa kerroksessa. Seurantakohteen muut rakennekerrokset ovat ohuita, mikä mahdollistaa betonimurskekerroksen paremman analyysin. Koska kohteessa ei ole lisätty asfalttikerroksen paksuutta, voidaan SCI luvun muutoksen arvioida aiheutuvan pääosin betonimurskekerroksen lujittumisesta rakenteessa. Seurantakohteen taipuma-arvot on esitetty liitteessä 18.

8.2 Seurantakohteiden rakennekerroksien takaisinlasketut E-moduulit

Koekohteiden rakennekerroksien takaisinlaskennassa käytettiin PLAXIS FOUNDATION 3D ohjelmaa. Takaisinlaskennassa havaittiin PLAXIS ohjelman yliarvioivan asfalttikerroksen E-moduulia. Asfalttikerroksen E-moduulin yliarviointi on nähtävissä kaikissa kohteissa; erityisesti niissä, joissa asfalttikerroksen alapuolella on hyvin jäykkä raken-

nekerros (esimerkiksi sementtistabiloitu rakennekerros, Rusutjärvi-Paijala, koeosuus 1). Lahdenperäkadun, Rusutjärvi-Paijalan, VT 3, VT 4 ja Lasikaaren seurantakohteiden rakennekerroksien pudotuspainolaitemittauksien perusteella takaisinlasketut E-moduulit on esitetty liitteessä 22.

Työssä esitettyjä rakennekerroksien E-moduuleja ei pidä verrata suoraan laboratorio-kokein määritettyihin E-moduuleihin. Esitetyt E-moduulit ovat laskettu takaisin taipumasuppiloista, joihin vaikuttavat koko tierakenteen rakennekerrokset. Rakennekerroksille voidaan antaa numeerinen arvo, jonka muutosta voidaan seurata. E-moduulien avulla pystytään arvioimaan rakennekerroksien mekaanisten ominaisuuksien muutoksia paremmin, kuin pelkän taipumasuppilon avulla. Tuloksien tulkinnessa tulee ottaa myös huomioon materiaalien E-moduulien jännitystilariippuvuus. Esimerkiksi vaihtelua E-moduulien suuruudessa voi vaikuttaa asfalttikerroksen lämpötila. Alhaisilla lämpötiloilla asfaltin E-moduuli kasvaa, tällöin kuormitus jakaantuu laajemmalle alueelle. Kuormituksen jakaantuessa laajemmalle alueelle alapuolisiin rakennekerrokseen kohdistuva kuormitus pienenee, jolloin ko. kantavuuskokeen perusteella takaisinlaskettu alapuolisten rakennekerrosten E-moduuli pienenee.

Tässä työssä laskettuja E-moduuleja ei voida suoraan verrata muilla menetelmillä laskettuihin E-moduuleihin, koska takaisinlaskentaan vaikuttaa paljon ohjelman ja käyttäjän tekemät oletukset (esimerkiksi mallin dimensiot). Tässä työssä esitetyt E-moduulit on laskettu kaikki samanlaisella menetelmällä ja samoilla oletuksilla, joten seurantakohteiden E-moduuleja voidaan verrata keskenään.

Lahdenperäkatu, Tampere

Lahdenperäkadun koeosuudella betonimursketta käytettiin jakavan kerroksen yläosassa. Takaisinlasketuista E-moduuleista huomataan betonimurskeen saavuttavan 1,16 – 3 kertaa suurempia E-moduuleja kuin vertailurakenteen jakavan kerroksen soraan. Kuusi vuotta rakentamisen jälkeen 0/80 mm betonimurskeen E-moduuli vaihtelee rakenteessa välillä 380 – 600 MPa:a ja 0/50 mm betonimurskeella vastaava vaihteluväli on 290 – 600 MPa:a.

Rusutjärvi-Paijala, Tuusula

Rusutjärvi-Paijala koerakenteissa käytettiin betonimursketta kantavassa ja jakavassa kerroksessa. Lisäksi koeosuudella 1 käytettiin sementtistabilointia (maabetonia) kantavassa kerroksessa. Sementtistabiloinnin mallintaminen osoittautui haastavaksi PLAXIS Foundation 3D ohjelman avulla. Ongelma pyrittiin ratkaisemaan lisäämällä rakennekerroksien lukumäärää koeosuudella 1, jolloin taipumasuppilon sovitukseen oli käytettävissä useampia muuttujia.

Rusutjärvi-Paijalan koerakenteissa 0/50 mm betonimurskeen E-moduulin vaihteluväli koeosuudella 2 oli 430 – 750 MPa:a ja koeosuudella 3 600 – 900 MPa:a. 0/70 mm be-

tonimurskeen E-moduulin vaihteluväli koeosuudella 2 oli 430 – 800 MPa:a ja koeosuudella 3 600 – 2800 MPa:a. Koeosuuden 3 0/50 mm betonimurskeen E-moduuli oli keskimäärin 1,5 kertaa suurempi kuin koeosuuden 2 betonimurskeen E-moduuli ja vastavasti koeosuuden 3 0/70 mm betonimurskeen E-moduuli oli keskimäärin 1,8 kertaa suurempi kuin koeosuuden 2 betonimurskeen E-moduuli. Syy huomattavasti suurempaan betonimurskeen E-moduuliin voi johtua paremmasta pohjamaasta (pienemmän BCI arvot).

Vertailtaessa Lahdenperänselän ja Rusutjärvi-Paijalan (koeosuus 2) 0/50 mm betonimurskerakenteita keskenään, havaitaan takaisinlasketun E-moduulin vaihteluvälin olevan samaa suuruusluokkaa. Rusutjärvi-Paijalan betonimurskekerros saa odotetusti hieman suurempia E-moduulin arvoja, koska betonimurske sijaitsee kantavassa kerroksessa (läheemmällä pintaa), missä jännitystilat ovat suuremmat.

VT 3, Ylöjärvi

VT 3 seurantakohteessa käytettiin ratapölkky mursketta ja ontelolaattamursketta tien kantavassa kerroksessa. Betonimurskerakenteiden vertailua hankaloittavat rakennekerroksien erilaiset paksuudet. Ratapölkky murskekerros rakennettiin 140 mm ohuempana kuin ontelolaattamurskekerros. Ohuemmasta rakennekerroksesta huolimatta ratapölkky murskerakenteessa on havaittavissa suurempi E-moduulin kehittyminen. Ontelolaatta- ja ratapölkky murskeen E-moduulien keskinäinen vertailu on esitetty taulukossa 8.2. Taulukosta huomataan, että ontelolaattamurske saavuttaa paremman E-moduulin rakentamisen jälkeen, mutta ratapölkky murske näyttäisi lujittuvan rakenteessa paremmin ja myöhemmin saavuttavan suuremman E-moduulin.

Ratapölkky murskeen E-moduuli vaihtelee rakentamisen jälkeen 150 – 655 MPa:a. Ontelolaattamurskeen E-moduuli vaihtelee 220 – 520 MPa:n välillä. Vuonna 2011 betonimurskerakenteiden E-moduuli oli noin 1,5 kertaa suurempi kuin vertailtavan kiivaieksen.

Taulukko 8.2. Vt 3, Ylöjärvi. Ontelolaatta- ja ratapölkky murskeen E-moduulien suhde. Taulukossa esitetyt E-moduulit on yhdistetty laskennoissa käytetyistä kahdesta rakennekerroksesta.

	10/1996	5/1997	9/1997	5/1998	10/1998	6/2002
Ontelolaattamurske [MPa]	223	325	480	213	398	483
Ratapölkky murske [MPa]	145	263	330	170	313	480
Ontelolaatta- ja ratapölkky murskeen E-moduulien suhde	1,5	1,2	1,5	1,3	1,3	1,0

	5/2004	6/2005	6/2006	6/2007	9/2011
Ontelolaattamurske [MPa]	463	428	430	430	515
Ratapölkky murske [MPa]	375	493	628	560	650
Ontelolaatta- ja ratapölkky murskeen E-moduulien suhde	1,2	0,9	0,7	0,8	0,8

VT 4, Lahden moottorite

VT 4 seurantakohteessa käytettiin betonimurskettä tien kantavassa kerroksessa. Betonimurskeen kannalta mielenkiintoiset koeosuudet ovat sorapenkereen päälle rakennetut betonimurske- (plv 36720 – 37080 ja 37660 – 37920) ja kiviainesrakenteet (plv 37930 – 39920). Kiviainesrakenteen rakennekerrostenpaksuus on noin 450 mm paksuumpi kuin betonimurskerakenteen. Ohuemmasta kokonaisrakennekerrospaksuudesta huolimatta betonimurskerakenne saavuttaa päällysteen päältä suuremman kantavuuden. Takaisinlasketut E-moduulit betonimurskeelle vaihtelevat kohteessa välillä 250 – 650 MPa:a, lukuun ottamatta betonimurskerakennetta betonilouhepenkereen päällä, jossa betonimurskeen moduuli vaihtelee 500 – 1200 MPa:in välillä. Vastaavasti kiviainesrakenteen kantavan kerroksen E-moduuli vaihtelee 250 - 320 MPa:in välillä.

Lasikaari, Pirkkala

Lasikaaren seurantakohteen betonimurskerakenteet rakennettiin 0/50 mm BeM II luokan betonimurskeesta. Ensimmäiset takaisinlaskennat suoritettiin 2 vuotta vanhalle rakenteelle. Työssä tehtyjen havaintojen perusteella betonimurskeen lujittuminen rakenteessa hidastuu ensimmäisten vuosien jälkeen. Takaisinlaskennassa betonimurskeen E-moduuli rakenteessa vaihteli 300 – 400 MPa:in välillä.

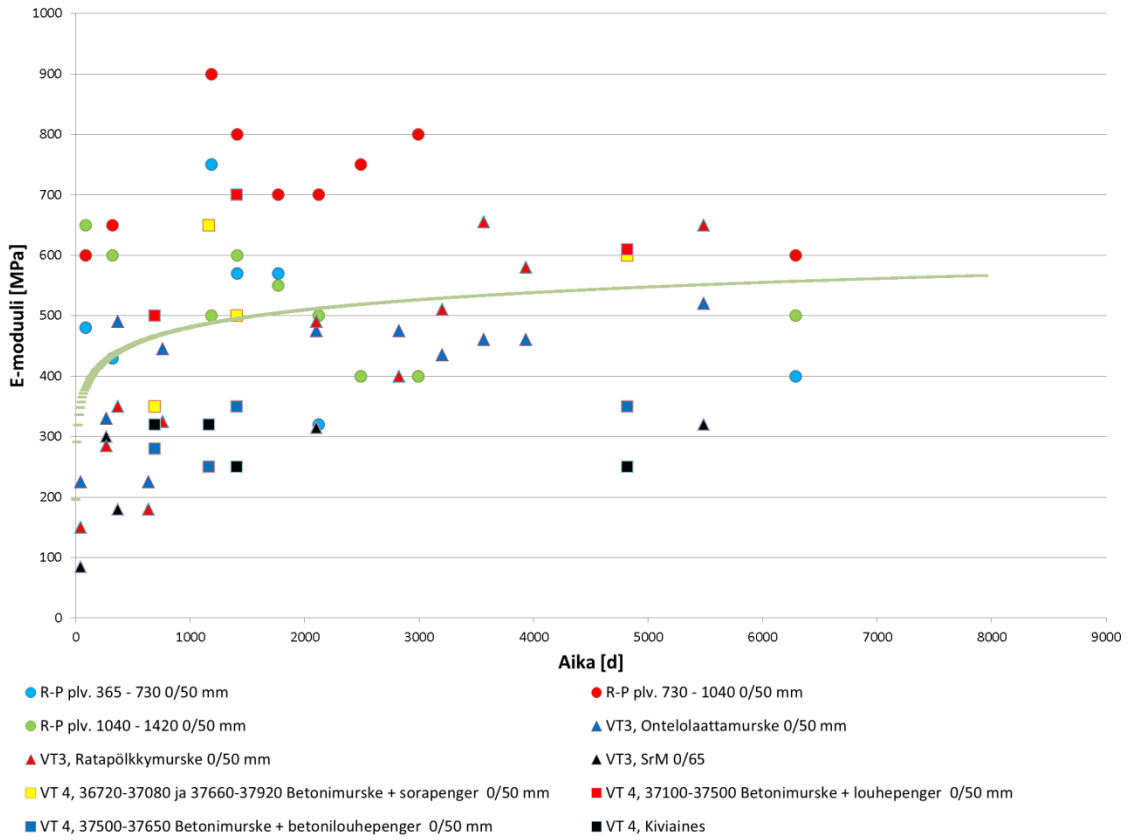
Yhteenveto-kuvaajat takaisinlasketuista E-moduuleista

Kuvissa 8.3 ja 8.4 on esitetty yhteenveto-kuvaajat kantavan- ja jakavankerroksen betonimurskeen ja kiviaineksen takaisinlasketuista E-moduuleista. E-moduuleja tulkittaessa tulee ottaa huomioon seurantakohteissa vaihteleva lämpötila mittaajankohdalla, asfaltti- ja rakennekerrosten paksuudet sekä betonimurskeen sijainti rakenteessa. Kuvasta 8.3 huomataan E-moduulien vaihtelevan paljon, mutta betonimurskeen lujuu- denkehittyminen on havaittavissa ensimmäisten vuosien aikana.

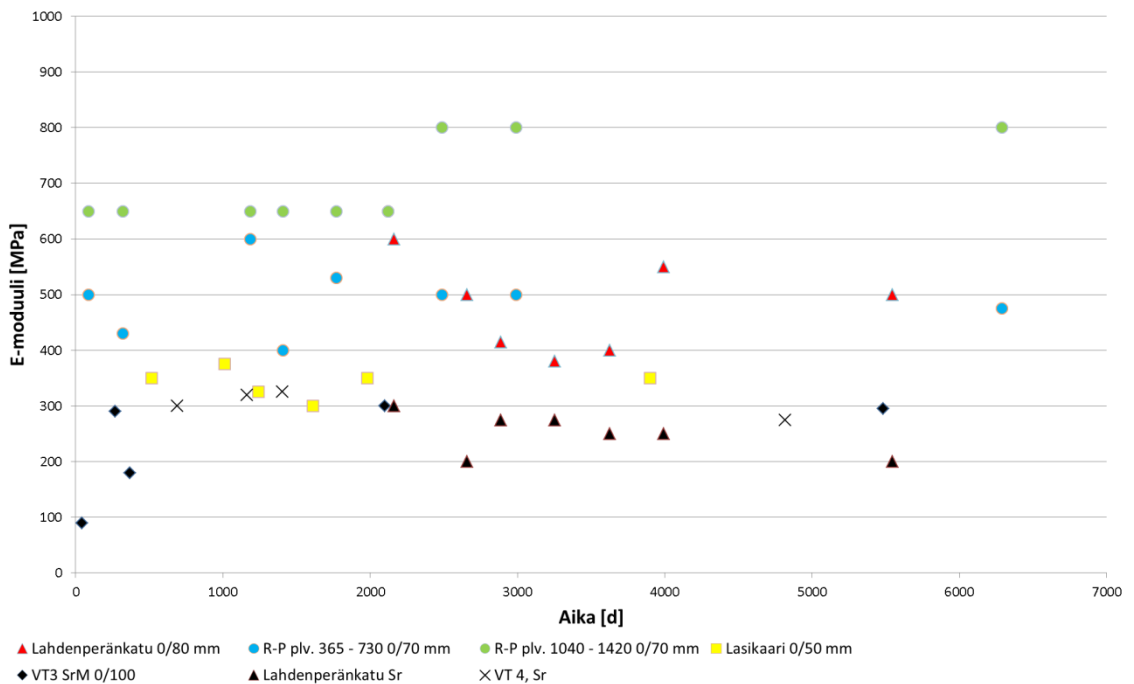
Betonimurskeen kantavankerroksen E-moduulin kehittyminen näyttäisi pysähtyvän noin 2000 päivän (n. 5 vuoden) jälkeen. Betonimurskeen ”lujittunut” E-moduuli laskelmien perusteella on noin 400 – 600 MPa:a. Vertailtavan kiviaineksen E-moduuli kantavassa kerroksessa on noin 300 MPa:a, joka on 25...50 %:a pienempi kuin betonimurskeen E-moduuli. Vertailtaessa kiviainesta ja ”lujittunutta” betonimurskettä huomataan kiviaineksen E-moduulin maksimiarvojen olevan pienempiä kuin ”lujittuneen” betonimurskeen miniarvot.

Jakavan kerroksen betonimurskeen E-moduuleissa (kuva 8.4) ei ole havaittavissa yhtä selvää betonimurskeen lujittumista, koska jännitystilat ovat pienemmät. Jakavan kerroksen betonimurskeen ”lujittunut” E-moduuli on noin 350 – 500 MPa:a. Jakavan kerroksen kiviaineksen E-moduuli on noin 200 – 300 MPa:a, joka on noin 40 %:a pienempi kuin ”lujittuneen” betonimurskeen E-moduuli. Jakavan kerroksen kiviaineksen maksimi

E-moduularvot ovat pienempiä kuin "lujittuneen" betonimurskeen E-moduulin minimiarvot.



Kuva 8.3. Betonimurskeen ja kiviaineksen takaisinlasketut E-moduulit kantavassa kerroksessa. Takaisinlaskenta tehty PLAXIS Foundation 3D ohjelmalla. R-P = Rusutjärvi-Paijala.



Kuva 8.4. Betonimurskeen takaisinlasketut E-moduulit jakavassa kerroksessa. Takaisinlaskenta tehty PLAXIS Foundation 3D ohjelmalla. R-P = Rusutjärvi-Paijala.

9 Johtopäätökset

Tien rakennekerrokset, joissa on käytetty 0/50 mm betonimursketta kantavassa tai jakavassa kerroksessa, saavuttavat 13 – 15 vuoden jälkeen rakentamisesta keskimäärin noin 15 – 25 %:a suuremman kantavuuden päällysteen pinnalta kuin tavallisella kiviaineksella rakennetut rakennekerrokset. Kantavuuden kehittymiseen vaikuttaa betonimurskeen lujittuminen, joka tapahtuu rakenteissa ajan myötä. Lujittuminen perustuu sitoutumattoman sementin murskauksessa syntyvien reaktiopinnojen sitoutumiseen. Koekohteiden havaintojen perusteella betonimurskeen lujittuminen on suurinta ensimmäisten vuosien jälkeen rakentamisesta ja lujittuminen hidastuu noin 2-5 vuoden jälkeen rakentamisesta.

Käytettäessä betonimursketta tien rakennekerroksissa on suunnittelussa otettava huomioon, mihin jännitystasoon (kuinka lähelle rakenteen pintaa) sitoutumaton betonimurske sijoitetaan ja kuinka kauan betonimurskeella on aikaa lujittua ennen rakenteen käyttöönottoa. Mikäli kuormitukset ovat hyvin suuria, on mahdollista, että sitoutumaton betonimurske ei kestä lähellä rakenteen pintaa siihen kohdistuvia rasituksia, mutta lujittuneen betonimurskeen ominaisuudet muuttuvat niin, että sitä voidaan käyttää samassa rakennekerroksessa vastaavissa kuormituksissa.

Rakennekerroksessa betonimurskeen ominaisuuksiin ja kestävyYTEEN vaikuttavat siihen kohdistuva jännitystaso sekä lujittumisaika, vesipitoisuus ja tiiveys. Betonimurskeella tehtyjen laboratorikokeiden mukaan betonimurskeen resilient-moduuli kasvaa tiettyyn jännitystasoon asti, minkä jälkeen resilient-moduuli alkaa pienentyä suuremmilla jännitystasoilla. Samassa tutkimuksessa havaittiin sitoutumattoman betonimurskeen saavuttavan vertailukohteena olevaan graniittimursketta suuremman resilient-moduulin alle 900 kPa:n pääjännitystasoilla. Betonimurskeen suurempi resilient-moduuli kiviainekseen verrattuna mahdollistaa ohuemmat rakennekerrokset tai suuremman kantavuuden.

Resilient-moduulin suuruudella ja materiaalin vesipitoisuudella on yhteys pysyvien muodonmuutoksien muodostumiseen. Resilient-moduulin kasvaessa betonimurskeen pysyvät muodonmuutokset pienenevät. Jännitystasojen kasvaessa liian suuriksi pysyvien muodonmuutoksien muodostuminen kiihtyy ja lopulta tapahtuu materiaalin rakennekerroksen hajoaminen ”shakedown” –mallin (katso sivu 26) mukaan.

Betonimurskeen takaisinlaskettujen E-moduulien suuruuteen vaikuttaa betonimurskeen sijainti tienrakennekerroksessa. Lisäksi siihen vaikuttaa asfalttikerroksen paksuus, lämpötila, muut rakennekerrokset ja laskentamenetelmä. Takaisinlaskentamenetelmä ei ole tarkka menetelmä ominaisuuksien määrittämiseksi, mutta sillä on mahdollista löytää trendejä ja ominaisuuksien muutoksia aiempiin, jos laskelmat tehdään aina samalla periaatteella.

Kantavan kerroksen betonimurskeen takaisinlaskettu ”lujittunut” E-moduuli on noin 400 – 600 MPa:a, kun vertailtavan kiviaineksen vastaava E-moduuli kantavassa kerroksessa on noin 300 MPa:a, joka on noin 25...50 %:a pienempi kuin betonimurskeen E-moduuli. Jakavassa kerroksessa ”lujittuneen” betonimurskeen E-moduulin vaihteluväli on noin 350 – 500 MPa:a, kun vertailtavan kiviaineksen E-moduuli jakavassa kerroksessa on 200 – 300 MPa:a. Vertailtavan kiviaineksen E-moduuli on noin 40 %:a pienempi kuin betonimurskeen E-moduuli jakavassa kerroksessa.

Jatkotutkimukset

Seurantakohteiden pudotuspainolaitemittauksia tulee jatkaa, koska kohteet ovat Suomen (maailman?) pisimpään seurattuja betonimurskekohteita ja antavat poikkeuksellisen arvokasta tietoa betonimurskeen pitkäaikaiskäyttymisestä. Työtä tehdessä betonimurskeesta ei ollut saatavilla yhtään tutkimusta, jotka käsittelisivät betonimurskeen lujittumisen vaikutusta pysyviin muodonmuutoksiin. Lujittumisen vaikutusta pysyviin muodonmuutoksiin voitaisiin tutkia syklistä kolmiakselialikokeilla.

On esitetty epäilyksiä, että betonimurskerakenteet eivät kestäisi esimerkiksi liikenteen aiheuttamia kuormia tai Suomen talviolosuhteista aiheutuvia rasituksia. Näihin rasitukseen liittyvien materiaaliominaisuuksien testaamiseen laboratoriossa käytettävät iskunkestävyys- sekä jäätymis-sulamistestit antavatkin esimerkiksi betonimurskeiden osalta korkealaatuisia kiviaineksia huonompia tuloksia. Tässä työssä pitkään seurattujen kohteiden betonimurskerakenteissa ei ole kuitenkaan havaittu mitään sellaista, joka indikoisi sitä, että betonimurskerakenteet tien kantavassa tai jakavassa rakennekerroksessa eivät kestäisi liikenteen aiheuttamia kuormituksia tai Suomen talviolosuhteita. Näin ollen luonnonkiviainekselle soveltuvien laboratoriokokeiden soveltuvuutta betonimurskeen mekaanisen ominaisuuksien määrittämiseen tulisi tutkia. Luonnonkiviainekselle tehtävät laboratoriokokeet eivät myöskään huomioi betonimurskeen lujittumisominaisuuksia ajan myötä.

Koekohteissa, joissa on vertailurakenne (Lahdenperänkatu, VT 3 ja VT 4), voidaan mitata tienpinnan tasaisuutta kuvaava IRI-arvo ja urasyvyys. Kansainvälisissä tutkimuksissa betonimurskerakenteiden IRI-arvon on havaittu olevan hieman pienempi kiviainesrakenteisiin verrattuna.

Lasikaaren seurantamittaukset voitaisiin ulottaa yhtä laajalle alueelle kuin vuonna 2012 tehdyt maatutkaluotaukset, joissa paaluväli oli 0 – 300. Näin mittaukset ulottuisivat betonimurskerakenteiden ulkopuolelle ja seurantakohteeseen saataisiin 80 m mittainen vertailurakenne.

Betonimurskeen lujittumista rakenteessa arvioitiin työssä kehitetyllä ”erotussuora-analyysillä” pudotuspainolaitteen taipumasuppiloista. Erotussuora-analyysi tehtiin vain osalle rakenteista. Menetelmä vaikuttaa lupaavalta ja sitä tulisi kokeilla laajemmalle havaintoaineistolle sekä muuntotyypisille lujittuville rakennemateriaaleille. Tavoitteena

olisi selvittää onko kyseisellä laskentatavalla mahdollista arvioida erilaisten lujittuvien materiaalien lujuudenmuutoksia tierakenteessa.

Lähdeluettelo

APAS_3 –mitoitussuunnitelman käyttöohje. Tiehallinto.

Arm, M. 2001. Self-cementing properties of crushed demolished concrete in unbound layers: results from triaxial tests and field tests. Waste Management 21. 2001. Linköping. ss. 235-239

Arm, M. 2003. Mechanical Properties of Residues as Unbound Road Materials - experimental tests on MSWI bottom ash, crushed concrete and blast furnace slag. Stockholm. ISBN 91-7283-562-1

Arm, M. & Ydrevik, K. 2003. Assessment of the deformation behaviour of alternative unbound road materials, by means of results from cyclic load triaxial tests.

B. C. S. J. 2000 Study on Recycled Aggregate and Recycled Aggregate Concrete. Building Contractors Society of Japan, Committee on Disposal and Reuse of Conc Const Waste.

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, NZ. 2010

Belt, J., Lämsä, V.-P., Savolainen, M. & Ehrola, E. 2002. Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto (Abstract: Road Deterioration and Condition of the Road Network). Tiehallinnon selvityksiä 15/ 2002.

Betoni. 2012. Paikallista kotimaista raaka-ainetta. [Viitattu 15.11.2012]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/tietoa-betonista/betoni-ja-kestava-kehitys/kiviaines>

Betoni.com. 2012. Betoniteollisuus määrinä ja euroina. [Viitattu 17.12.2012]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/betoniteollisuus-maarina-ja-euroina>

Betonitekniikka oppikirja. 2004. Helsinki. Suomen betonitieto. 570 s. ISBN: 978-952-67169-3-0

Brinkgreve, R. B. J. & Broere, W. 2006. PLAXIS – 3D FOUNDATION, version 1.5. Netherlands. 2006. ISBN-10: 9076016011

Burmister, D. M. 1944. The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. I* Journal of Applied Physics, vol 16, 89 (1945). doi 10.1063/1.1707558

Construction and Demolition Waste Status Report. 2011. Construction and Demolition Waste Status Report. Melbourne, Hyder Consulting Pty Ltd.

Dam, T., Smith, K., Truschke, C. & Vitton, S. 2011. Using Recycled Concrete in MDOT's Transportation Infrastructure - Manual of Practice. Report Number RC-1544 – Final report. Michigan. 2011.

Dansk Vejtidskrift. 2001. Krossad betong i vägar – erfarenheter från Sverige. 5/2001. s 22- 24.

Doré, G., & Zubeck, H. K. 2009. Cold Regions Pavement Engineering. 1st ed. ISBN 978-0-07-160088-0

Ehrola, E. 1996. Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Rakennustieto Oy. ISBN 951-682-338-6

FHWA. 2004. Transportation Applications Of Recycled Concrete Aggregate. FHWA State of the Practice National Review. September 2004.

Greitschus, J. 2012. The use of recycled crushed concrete as a road base material. Advances in Transportation Geotechnics II. ss. 105-109. London, Taylor & Francis Group.

Hansen, T, C. 1986. Recycled aggregates and recycled aggregate concrete second state-of-the-art report developments 1945-1985. RILEM technical committee-37-DRC. 1986. 45 s.

Heikkinen. 2012. Nastarenkaat vain yksi syy väylien urautumiseen taajamissa. Liikenteen suunta. [verkkolehti]. Vol 3/2012 [viitattu 19.11.2012]. Saatavissa: <http://www.liikenteensuunta.fi/fi/artikkelit/tk/nastarenkaat-vain-yksi-syy/>

Highways Department. 2009. Guidance notes on backcalculation of layer moduli and estimation of residual life using falling weight deflectometer test data. Research & Development Division.

InfraRYL 2010. Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset. 21100.2 Katurakenteen toimivuusvaatimukset

Jitsangiam, P., Nikraz, H., & Sisipun, K. 2009. Construction and demolition (C&D) waste as a road base material for western Australia roads. Australian Geomechanics Vol 44 No 3, ss. 57-62.

Kalamies, U. 2013. EU:n rakennustuoteasetus astuu voimaan 1.7.2013 – CE –merkkintä ja kansalliset tuotehyväksynät. Ruukin Teräspaalupäivä 2013, Helsinki 17.1.2013.

Kiviainestuotannon laadunvalvonta CE-merkkintää varten. 2006. Mallikäsikirja, joka on laadittu kiviaineksen tuotestandardien SFS-EN 12620, SFS-EN 13043, SFS-EN 13242 ja SFS-EN 13450 mukaisesti.

Korkiala-Tanttu, L. 2008. Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials [Tierakenteen sitomattomien materiaalien pysyvien muodonmuutosten laskentamenetelmä]. Espoo 2008. VTT Publications 702. 92 p. + app. 84 p.

Kuula-Väisänen, P. 2012. Mikä muuttuu kiviaines alalla 1.7.2013. Esitys: CE-merkintätilaisuus Vaasa 8.10.2012. Saatavilla: http://www.infrary.fi/files/4273_CE-MerkinttilaisuusVaasa8.10.2012.pdf

LAM-kirja 2005. Liikennevirasto, Tietilastot. Saatavilla: <http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/f/aineistopalvelut/tilastot/tietilastot/lam-kirja>

LAM-kirja 2011. Liikennevirasto, Tietilastot. Saatavilla: http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/f/aineistopalvelut/tilastot/tietilastot/lam-kirja/lam2011_0.pdf

Lekarp, F., Isacsson, U. & Dawson, A. 2000. State of art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering January/February 2000, pp. 66–75.

Liikennevirasto. 2012. Liikennevirastosta saatu LAM-pisteiden 127 ja 427 liikennemäärä data. Tiedot lähetetty Liikennevirastosta 28.11.2012.

Liimatta, L., Belt, J. & Ehrola, E. 1989. Pudotuspainolaitteen käyttö tien rakenteellisen toiminnan arvioinnissa ja parantamistarpeen suunnittelussa. Oulu 1989. Oulun yliopiston tie- ja liikennetekniikan laboratorion julkaisuja 2. 85 s. + liitt. ISBN 951-42-2773-5

Luomala, H. & Kolisoja, P. 2008. Effects of seasonal frost on pavement stiffness in Finland according to a pavement monitoring system. TRB 87th Annual Meeting, Transportation Research Board of the National Academies, January 13-17, 2008, Washington, D.C. 2008. s. 15.

Marie, I. & Quiasrawi, H. 2012. Closed-loop recycling of recycled concrete aggregates. Journal of Cleaner Production. Vol 37. S 243-248.

Mäkelä, E. & Kolisoja, P. 2002. FEM –selvitys tierumpuja ympäröivästä jännitysja-kaumasta. Tiehallinto. Sisäisiä julkaisuja 39/3002. Multiprint Oy Vaasa 2003. ISSN 1457-991X. TIEH 4000350.

Mäkelä, H. 1990. Jäätäneen maan fysiikka ja mekaniikka. RIL 157-2-1990 Geomekaniikka II. Helsinki. ISBN 951-758-213-7. s. 271

Määttänen, A. 2000. Betonin kierrätys ja betonimurskeen käyttö maarakenteissa. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Rakennetekniikan laitos, rakennusgeologia. Tampere. s. 129

Odemark, N. 1949. Undersökning av elasticitetsegenskaperna hos olika jordarter samt teori för beräkning av beläggningar enligt elasticitetsteorin. Stockholm, Statens väginstitut, Meddelande 77.

Perekh, D, N. & Modhera, C,D. 2011. Characterization of recycled aggregate concrete. Internation Journal of Andvanced Engineering Technology. Research Article. E-ISSN 0976-3945.

Petkovic, G., Mehus, J. & Myren, S. A. Recycled concrete aggregate – Durability Aspects. Saatavilla: www.vegvesen.no/_attachment/110432/binary/192515

Pienimäki, M. 2004. APAS –ohjelman tilanne ja käyttö. Esitys Tie- ja geotekniikan teemapäivillä. Saatavilla: <http://alk.tiehallinto.fi/tiejageo/pdf/mpienimakiapas2.pdf>

Pihlajamäki, J. 2001. Liikennesuorituksen laskeminen. Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma 1994-2001. TPPT menetelmäkuvaus.

PLAXIS – 3D FOUNDATION – Material Models Manual, version 1.5. Saatavilla: http://www.terrasol.com/sites/default/files/logiciels/fichiers_associes/Materials_Manual_3DFoundationv15.pdf

Pommer, K. & Pade, C. 2005. Guidelines – Uptake of carbon dioxide in the life cycle inventory of concrete. Danish Tehcnological Institute. ISBN 87-7756-757-9

Ravindrarajah, R. & Tam C., T. (2005). Properties of Concrete made with Crushed Concrete as Coarse Aggregate. Magazine of Conc Research – 37(130). ss 29 – 38.

Richardson, B. & Jordan, D. 1994. Use of recycled concrete as a road pavement material within Australia. 17th ARRB Conference. Queensland. ss. 14-19

Rudus Oy. 2008. Betoroc-murskeohje – Käyttöohje rakentamiseen ja suunnitteluun. Helsinki, 2008.

Rudus. 2012. Betoni & Kivi. 1/2012. Betonimurske vähensi luonnonkiven käyttöä, s. 10. Helsinki, Rudus Oy.

SCC Viatek Oy. 2001. Betonimurskeen aukikaivaminen. Raportti 9.11.2001. Lohja Rudus Oy. 16 s.

SCC Viatek Oy. 2002a. Betonimurskekohteiden kantavuusmittausten raportointi. Kantavuusmittaukset 2002 kohteissa: Rusutjärvi-Paijala, Lahdenperäntäti, vt 3 – Sasi-Metsäkylä, Lahden moottoritie vt 4, Knaapilantie, Keravan kaatopaikka, Lasikaari, Tampereen kohteet. Raportti 31.12.2002. 9 s. + 31 s. liitt.

SCC Viatek . 2002b. Ekoinfra-projekti: ”Uusiomateriaalit yhdyskuntien liikenneväylien pehmeikkörakentamisessa”. Loppuraportti 31.10.2002.

Suomen Kuntaliitto. 2000. Betonimurske kadun päällysrakenteissa 2000. Suunniteluohje, Työselostus. 28s. ISBN 951-755-390-0

Theyse, H.L., Legge, F.T.H., Pretorius, P.C. and Wolff, H. 2007. A Yield Strength Model for Partially Saturated Unbound Granular Material. Road and Pavement Materials, Vol. 8. No. 3/2007, July–September, pp. 423–448.

Thom, N. 2008. Principles of pavement engineering. London, Thomas Telford Publishing. ISBN 978-0-7277-4070 0

Tiehallinto. 2001. Tien rakennekerrosten materiaalit. Tiehallinnon selvityksiä 66/2001. Helsinki, Edita Oyj. ISSN 1457-9871

Tiehallinto. 2002a. Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto. Tiehallinnon selvityksiä 15/2002. Helsinki, Edita Prima Oy. ISBN 951-726-881-5

Tiehallinto. 2002b. Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus - TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus. Tiehallinnon selvityksiä 7/2002. Helsinki, Oy Edita Ab 2002. ISSN 145-9871.

Tiehallinto. 2002c. Selvitys Kemi-Tornio moottoritien epätasaisuuden syistä. Tiehallinnon selvityksiä 44/2002. ISSN 1457-9871, ISBN 951-726-928-5, TIEH 3200775.

Tiehallinto. 2004a. Deformaation hallinta tien rakennekerroksissa – Deformaation laskeutustyökalun kehittäminen. Tiehallinnon selvityksiä 57/2004. ISBN 951-803-392-7.

Tiehallinto. 2004b. Tierakenteen suunnittelu. Helsinki, Edita Prima Oy. ISBN 951-803-402-8

Tiehallinto. 2007a. Pääteiden parantaminen – tuloksia Tiehallinnon strategia projektista (S12) Saatavilla: http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf2/s12-proj_yhteenvedo.pdf

Tiehallinto. 2007b. Kerrosstabilointien käyttöiän arvioinnin ja tuotehyväksynnän kehittäminen. Helsinki 2007. Tiehallinto, Tietekniikka. Tiehallinnon selvityksiä 46/2007, 58 s. + liitt. 7 s. ISSN 1459-1553, ISBN 978-951-803-965-8, TIEH 3201072-v

Tiehallinto. 2007c. Sivutuotteiden käyttö tierakenteissa. Helsinki 2007. ISSN 978-951-803-632-9

Tiehallinto. 2009. Tieverkon elinkaarikustannusten hallinnan nykytila ja kehitystarpeet. Tiehallinnon sisäisiä julkaisuja 53/2009. ISSN 1459-1561. Saatavilla: http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf2/4000728-v-tate_elinkaarikust_raportti.pdf

Tielaitos. 1993. Pääväylät kaupunkialueella. 2. painos. Helsinki, Oy Edita Ab. ISBN 951-47-6976-7

Tielaitos 2000. Betonimurskeen käyttö tien päällysrakennekerroksissa. Mitoitus- ja työohjeet. Helsinki, Oy Edita Ab. ISBN 951-726-603-0

- TxDOT. 2008. Recycled Concrete Aggregates Make Cents. Published as needed by the Construction and Bridge Divisions – September 2008.
- U.S. Department of Transportation. 1998. User Guidelines for Waste and By-Product Materials in Pavement Construction. Report No. FHWA-RD-97-148. Virginia, 1998.
- Vakkuri, R. 2011. Betoni 2/2011. Purkubetoni hyödynnetään, mutta vielä yksipuolisesti. s. 46-51.
- Varin, P. 2007. Betoni- ja tiilimurskeet maarakenteiden materiaaleina. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan osasto, Maa- ja pohjarakenteiden laitos. Tampere. 83 s
- WBCSD. 2009. The Cement sustainability initiative. World Business Council for Sustainable Development – WBCSD. ISBN 978-3-940388-49-0
- Werkmeister, S. 2004. Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions. Dissertation, Heft 12, TU Dresden. 150 p.
- Viatek. 1995. Betonimurskeen käyttö koetiessä – Paikallistie 11591 välillä Rusutjärvi – Paijala. Raportti 19.9.1995. Lohja Rudus Oy Ab, Ympäristöteknologia.
- Viatek Oy. 1999. Betonimurskeen mitoitusparametrit. Betonimurskeen ohjeistamisprojekti 1998–1999. Lohja Rudus Ympäristöteknologia.
- VNa 591/2006. 2006. Valtioneuvoston asetus eräiden jätteiden hyödyntämisestä maarakentamisessa. Ympäristöministeriö.
- Vägverket. 2004. Krossad betong i vägkonstruktioner – Allmän teknisk beskrivning. Publikation 2004:11. ISSN 1401-9612
- VTT/MUK-3 1997. Betonimurske tierakenteen levennyksessä, Vt 3, väli Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Tiivistetty koerakentamisraportti. Ympäristögeotekniikkaohjelma, Uusiomateriaalikeskus. 13s
- Ympäristö.fi. 2009. Jätteiden hyödyntäminen maarakentamisessa ilmoitusmenettelyllä laajenee. Saatavilla: <http://www.ymparisto.fi/default.asp?contentid=326248&lan=FI>
- Yoshikane T., "Present Status of Recycling Waste Cement Concrete in Japan", (Private Cir), Taiyu Kensetsu Co Ltd, Japan.

Liiteluettelo

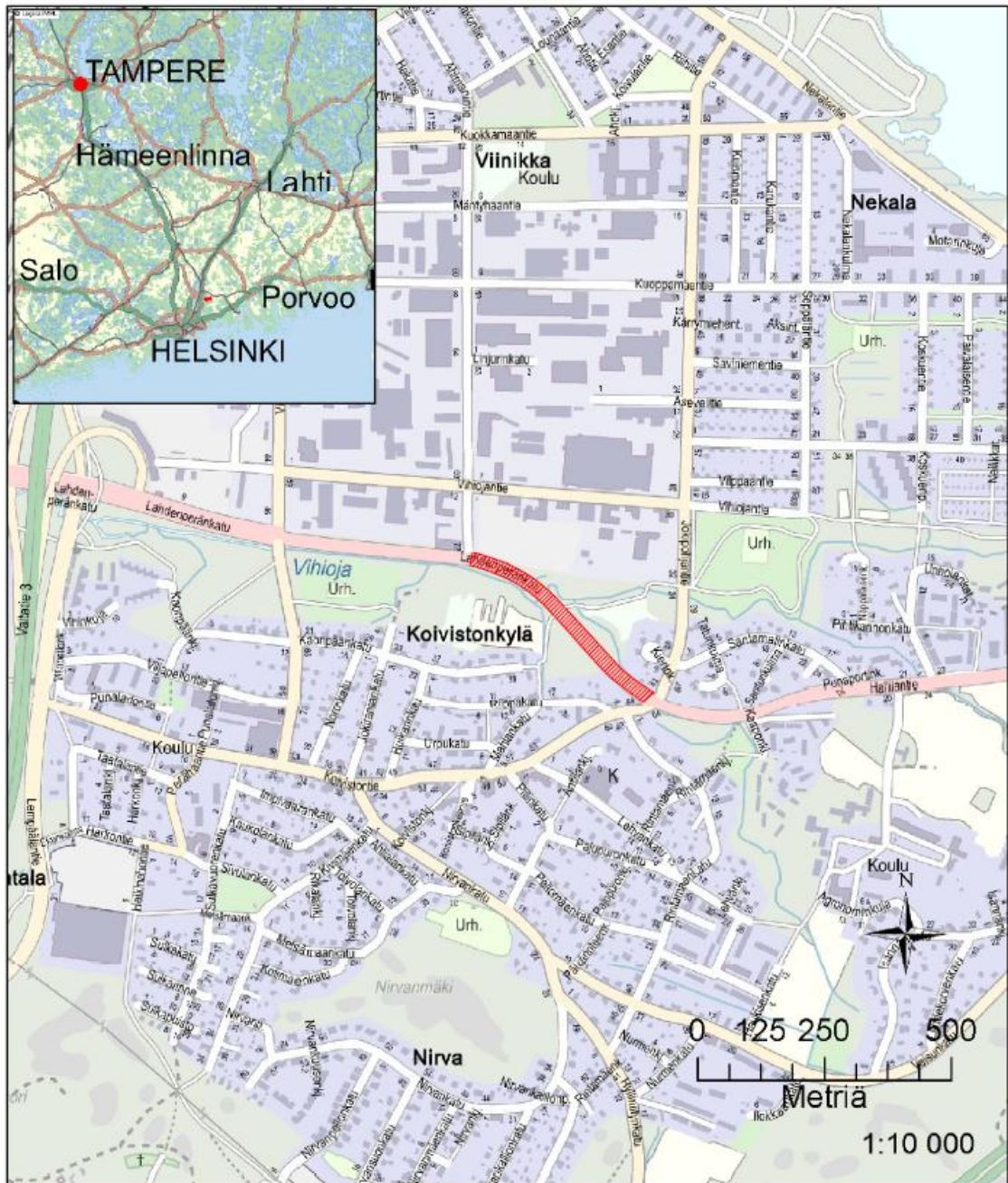
- Liite 1. Lahdenperäkatu, Tampere, sijainti. 1 sivu.
- Liite 2. Lahdenperäkatu, Tampere, Pudotuspainolaite-mittauksien sijainti ja geologinen kartta. 1 sivu.
- Liite 3. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula, sijainti. 1 sivu.
- Liite 4. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula, pudotuspainolaite-mittauksien sijainti ja geologinen kartta. 1 sivu.
- Liite 5. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula, LAM-piste 2001-2011 ja LAM-pisteen sijainti. 3 sivua.
- Liite 6. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, sijainti. 1 sivu.
- Liite 7. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, Geologinen kartta. 1 sivu.
- Liite 8. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, pudotuspainolaitemittauksien sijainti. 1 sivu.
- Liite 9. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, LAM-piste ja LAM-pisteen sijainti. 2 sivua.
- Liite 10. VT 4, Lahden moottoritie, sijainti. 1 sivu.
- Liite 11. VT 4, Lahden moottoritie, geologinen kartta. 1 sivu.
- Liite 12. VT 4, Lahden moottoritie, Pudotuspainolaitemittauksien sijainti. 3 sivua.
- Liite 13. Lasikaari, Pirkkala, sijainti. 1 sivu.
- Liite 14. Lasikaari, Pirkkala. Pudotuspainolaitemittauksien sijainti ja geologinen kartta. 1 sivu.
- Liite 15. Yli-Huikkaantie, Lautasenkatu ja Kuusimäenkatu, Tampere. Sijainti. 1 sivu.
- Liite 16. Yli-Huikkaantie, Lautasenkatu ja Kuusimäenkatu, Tampere. Geologinen kartta. 1 sivu.
- Liite 17. Kerava, maankaatopaikka, sijainti. 1 sivu.
- Liite 18. Tilastolliset tunnusluvut maatutkaluotaustuloksille. 3 sivua.
- Liite 19. PLAXIS ohjelman vertailu APAS ohjelmaan ja Odemark laskentamenetelmään. 4 sivua.

Liite 20. Lämpötilakorjaamattomista taipumasuppiloista määritetyt taipuma-arvot SCI, BCI ja SP %. 2 sivua.

Liite 21. Erotussuora-analyysi, laskelmat. 2 sivua.

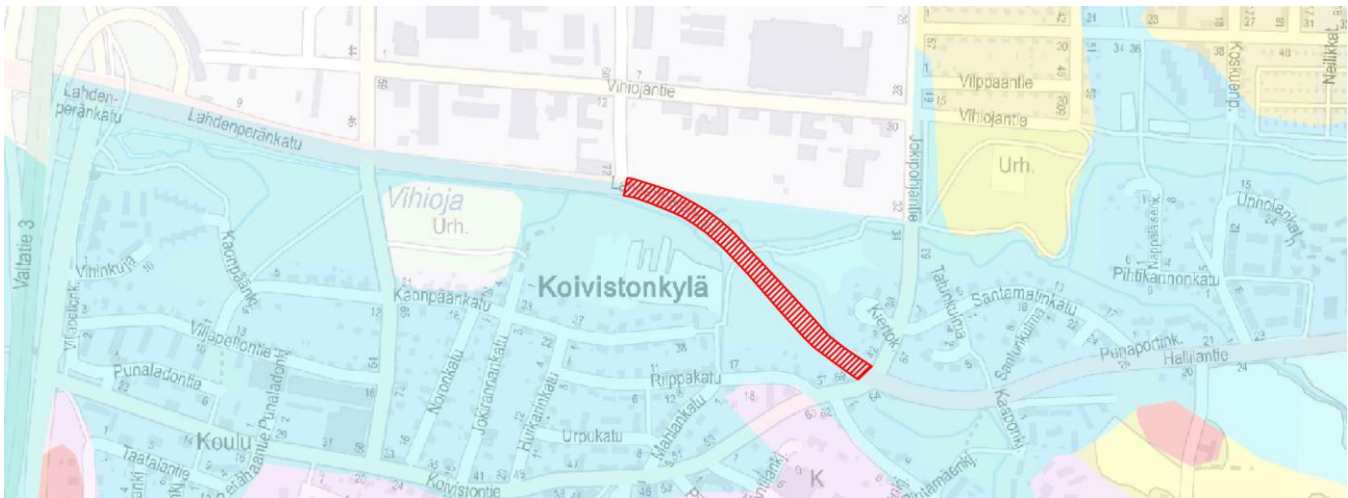
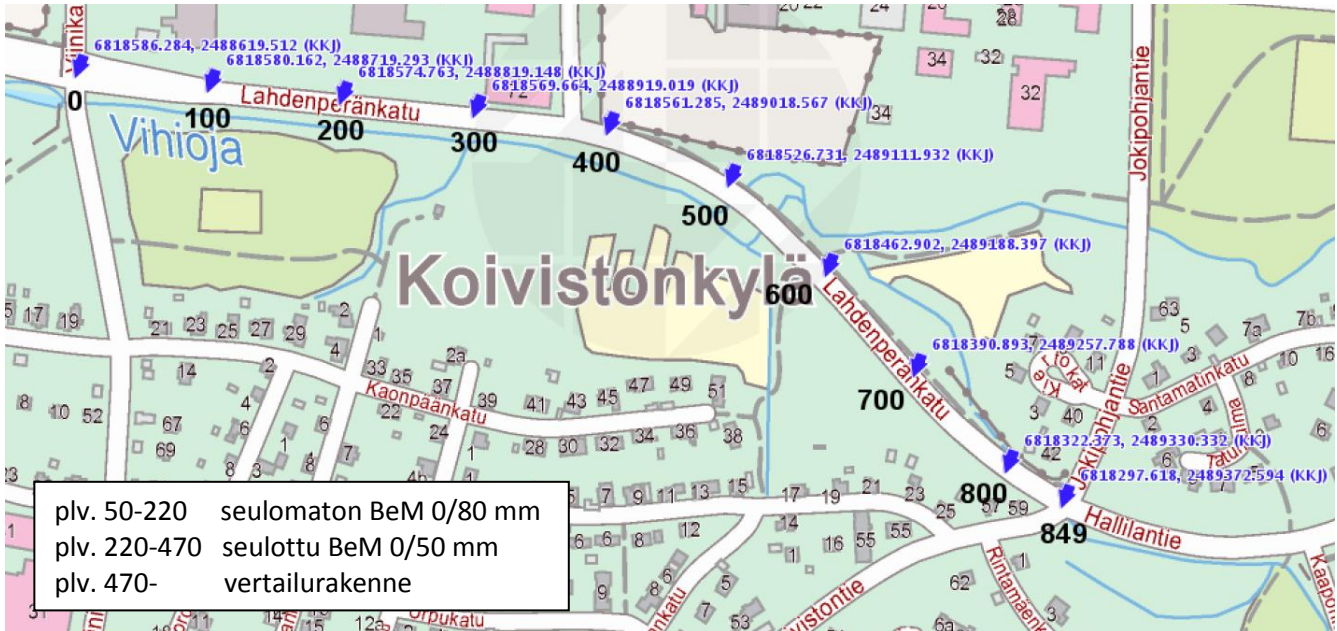
Liite 22. Plaxis 3D FOUNDATION ohjelmalla takaisinlasketut rakennekerroksien E-moduulit. 4 sivua.

Liite 1. Lahdenperäkatu, Tampere, sijainti



Lahdenperäkatu,
Tampere

Liite 2. Lahdenperäkatu, Tampere, Pudotuspainolaite- mittauksien sijainti ja geologinen kartta

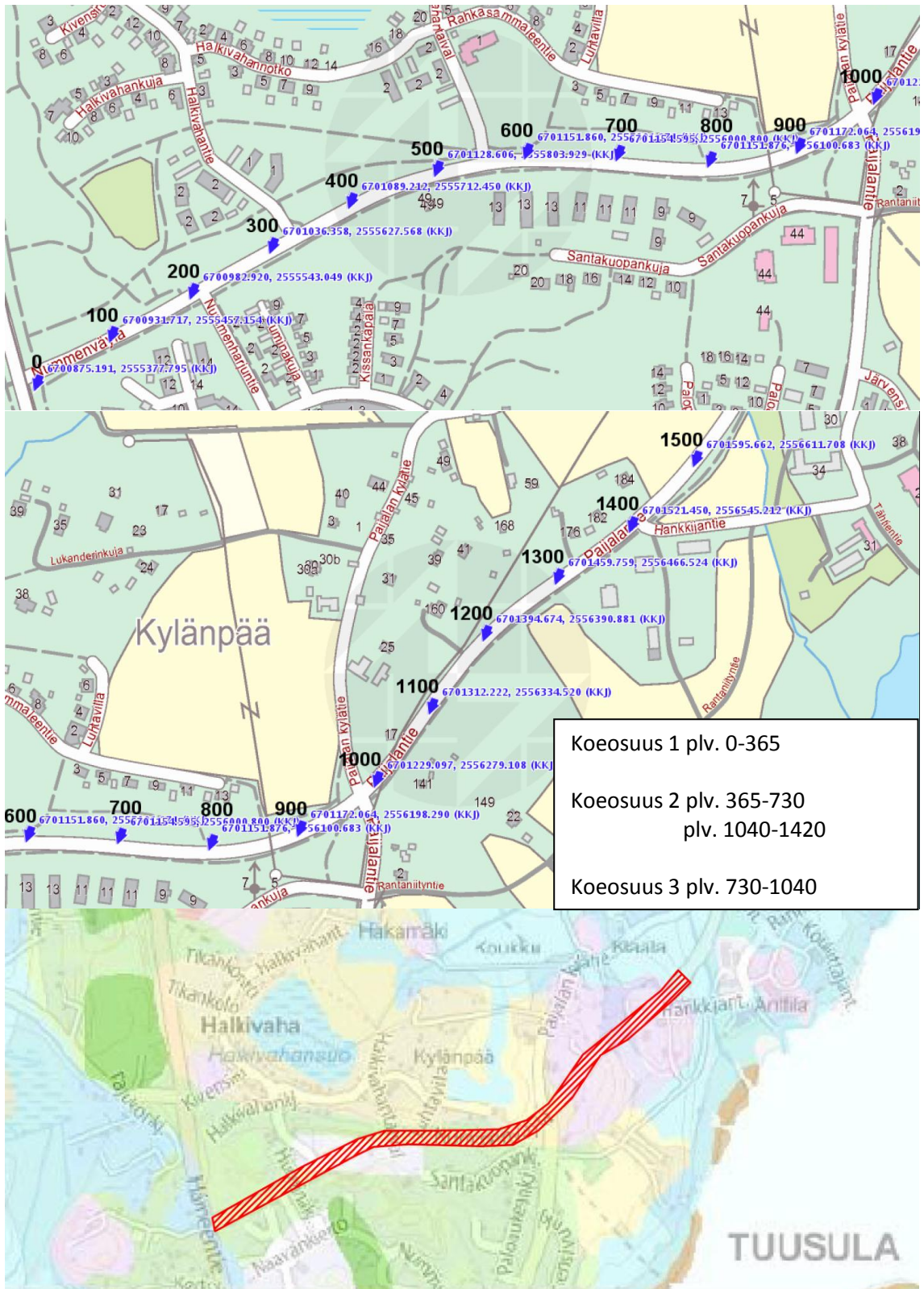


 Kallio	 Karkea hieta	 Rahkaturve
 Moreeni; Moreenimuodostuma	 Hieno hieta	 Saraturve
 Sora	 Hiesu	 Lieju
 Hiekka	 Savi	Turvetuotantoalue; Täytemaa; Kartoittamaton; Vesi

Liite 3. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula, sijainti



Liite 4. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula, pudotuspainolaite- mittauksien sijainti ja geologinen kartta



Koeosuus 1 plv. 0-365
 Koeosuus 2 plv. 365-730
 plv. 1040-1420
 Koeosuus 3 plv. 730-1040

Liite 5. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula, LAM-piste 2001-2011

127 RUSUTJÄRVI

Kt 45

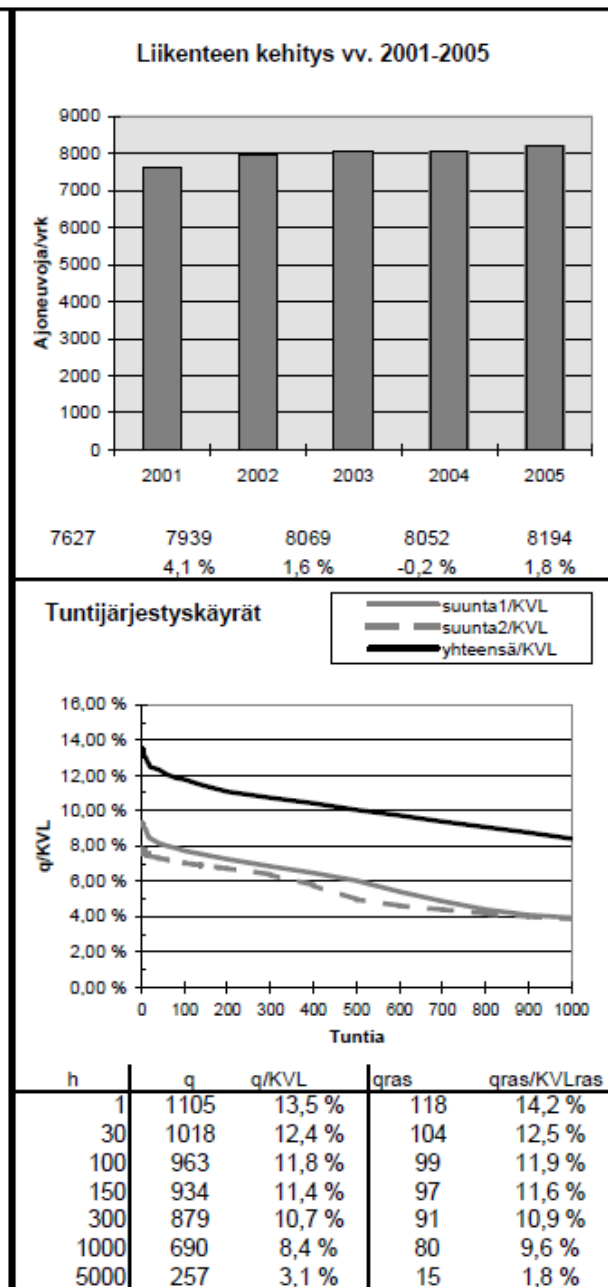
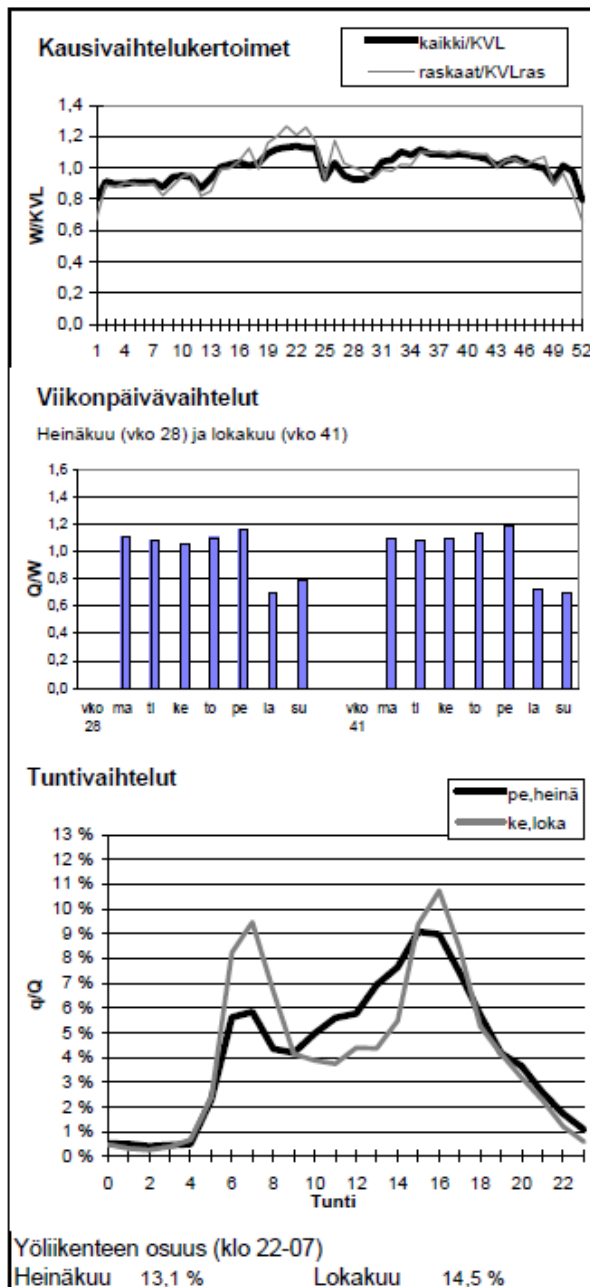
Perustettu 01.01.1992

Vuoden 2005 liikennemäärät:

KVL	8194	KVLras	834	Tieosa =	6	Suunta1 =	Hyvinkää
KAVL	9052	KAVLras	1143	Etäisyys =	3360	Suunta2 =	Vantaa
KKVL	8441	KKVLras	878	Kaistoja =	2		

Liikenteen koostumus:

	Ha	Ha+pk	Ha+av	La	Kaip	Kapp	Katp	Kevyet	Raskaat
Arkiliikenne	85,6 %	1,4 %	0,3 %	0,5 %	5,1 %	1,6 %	5,4 %	87,4 %	12,6 %
Koko vuosi	87,9 %	1,6 %	0,4 %	0,4 %	4,2 %	1,2 %	4,3 %	89,8 %	10,2 %



127 RUSUTJÄRVI

Kt 45

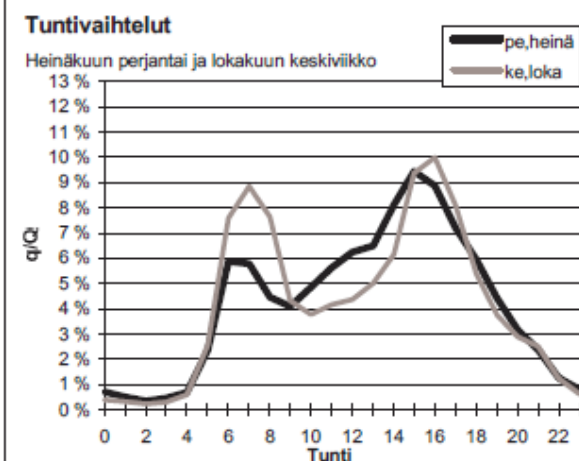
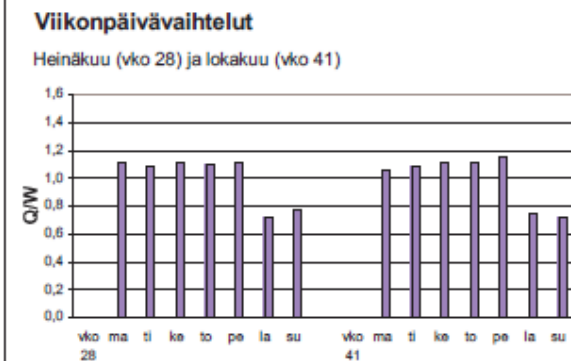
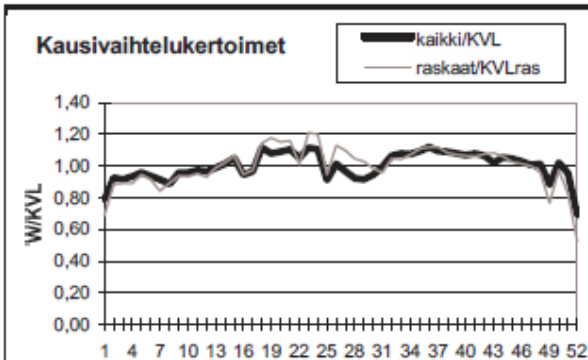
Perustettu 01.01.1992

Vuoden 2011 liikennemäärät:

KVL	9148	KVLras	858	Tieosa =	6	Suunta1 =	Hyvinkää
KAVL	10240	KAVLras	1175	Etäisyys =	3360	Suunta2 =	Vantaa
KKVL	9277	KKVLras	912	Kaistoja =	2		

Liikenteen koostumus:

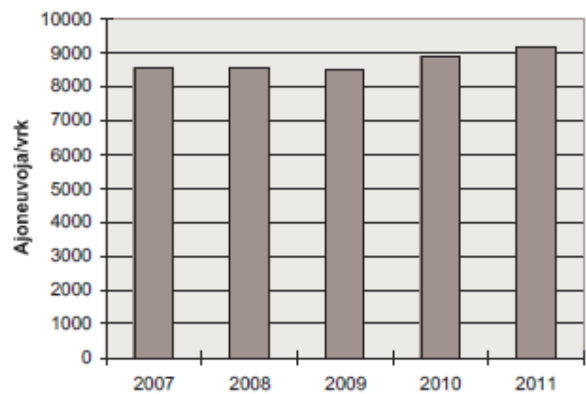
	Ha	Ha+pk	Ha+av	La	Kaip	Kapp	Katp	Kevyet	Raskaat
Arkiliikenne	86,9 %	1,4 %	0,3 %	0,3 %	4,3 %	2,1 %	4,7 %	88,5 %	11,5 %
Koko vuosi	88,8 %	1,6 %	0,2 %	0,3 %	3,6 %	1,7 %	3,8 %	90,6 %	9,4 %



Yöliikenteen osuus (klo 22-07)

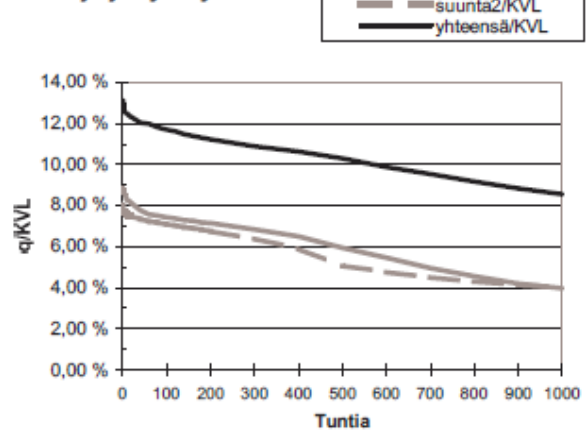
Heinäkuu	13,0 %	Lokakuu	13,8 %
----------	--------	---------	--------

Liikenteen kehitys vv. 2006-2010



2007	2008	2009	2010	2011
8552	8592	8506	8901	9148
	0,5 %	-1,0 %	4,6 %	2,8 %

Tuntijärjestyskäyrät

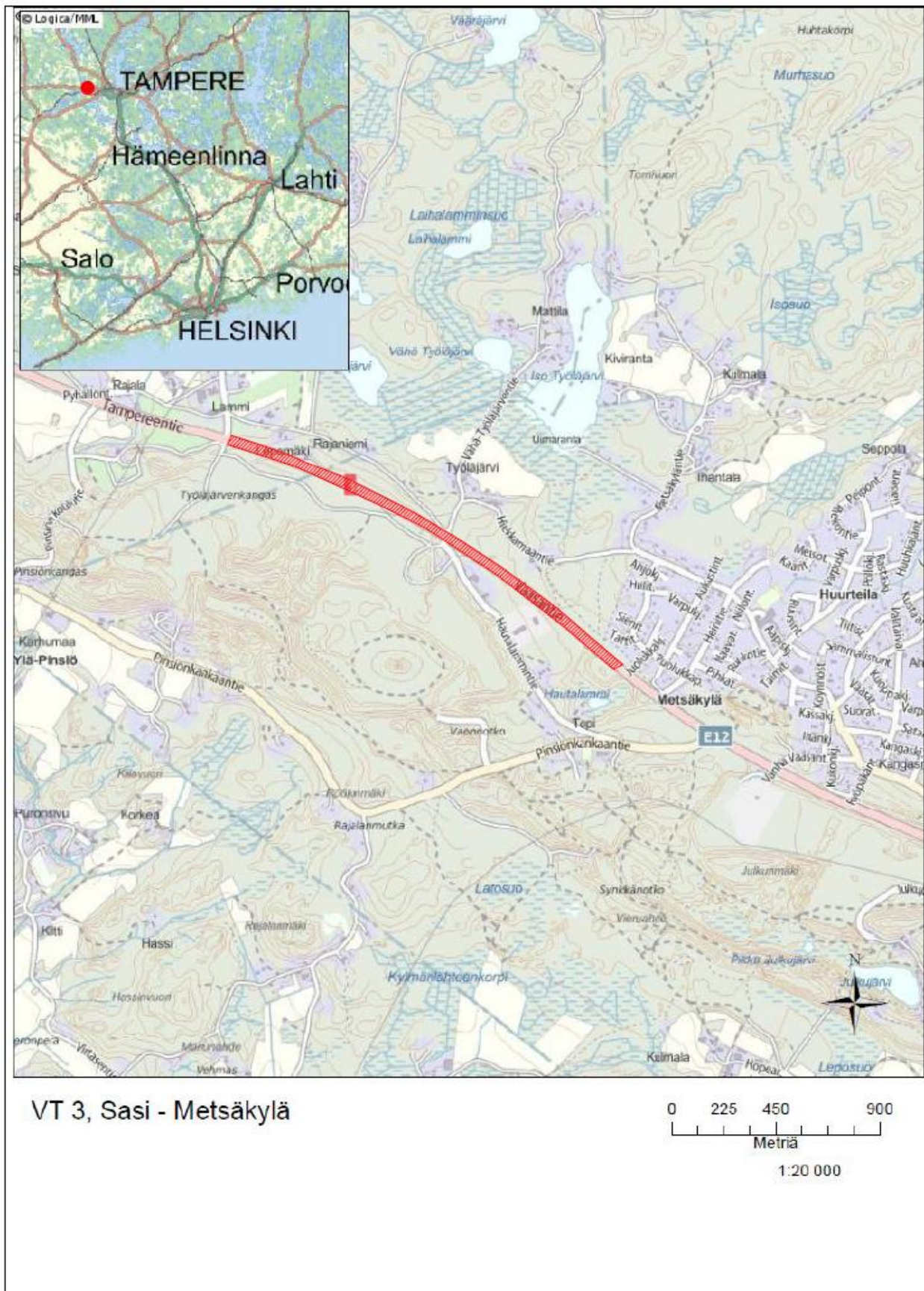


h	q	q/KVL	qras	qras/KVLras
1	1202	13,1 %	124	14,5 %
30	1115	12,2 %	106	12,4 %
100	1069	11,7 %	99	11,5 %
150	1047	11,4 %	97	11,3 %
300	995	10,9 %	92	10,7 %
1000	782	8,5 %	81	9,4 %
5000	283	3,1 %	17	2,0 %

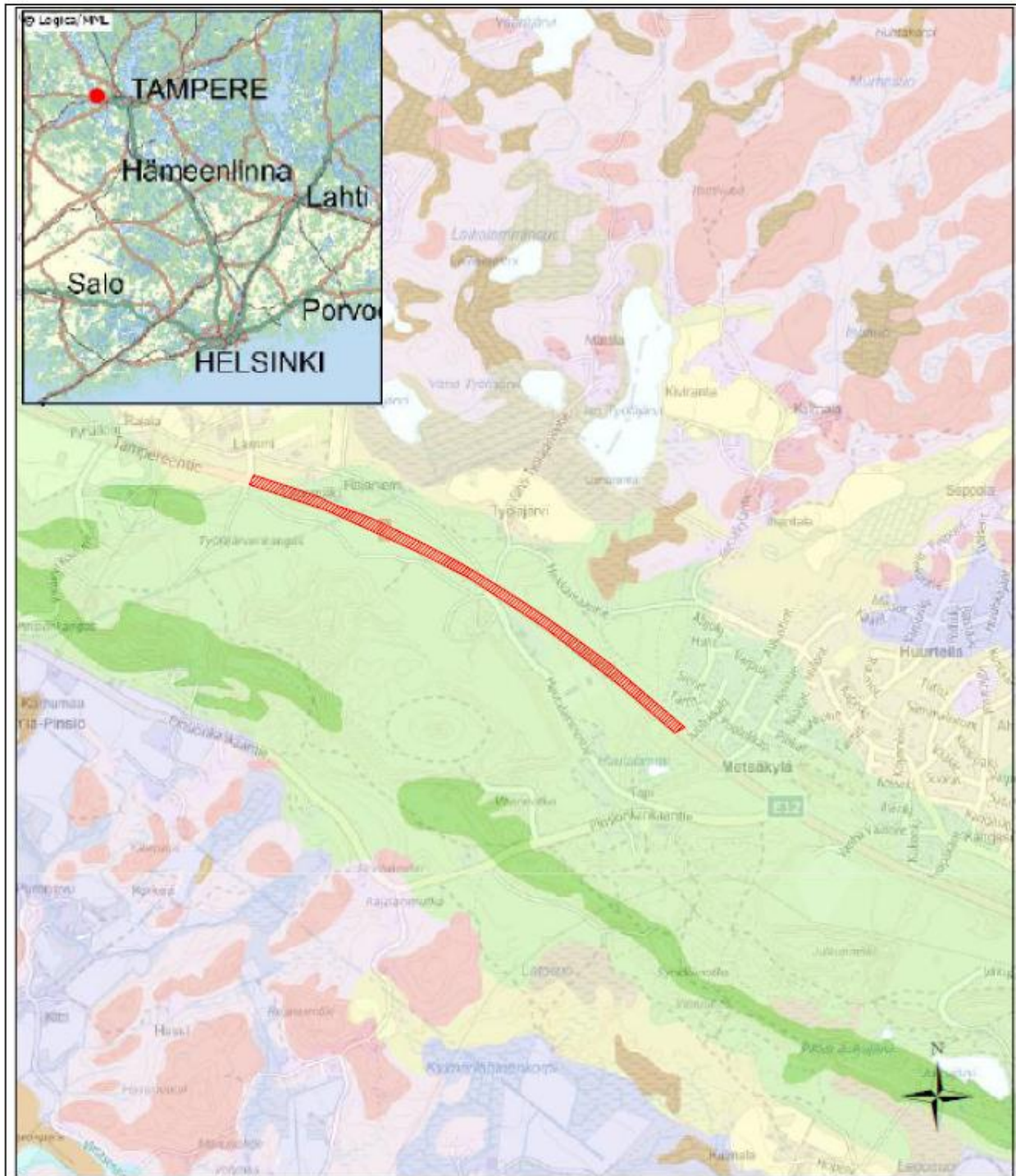


Lam-pisteen sijainti.

Liite 6. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, sijainti



Liite 7. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, Geologinen kartta














VT 3, Sasi - Metsäkylä

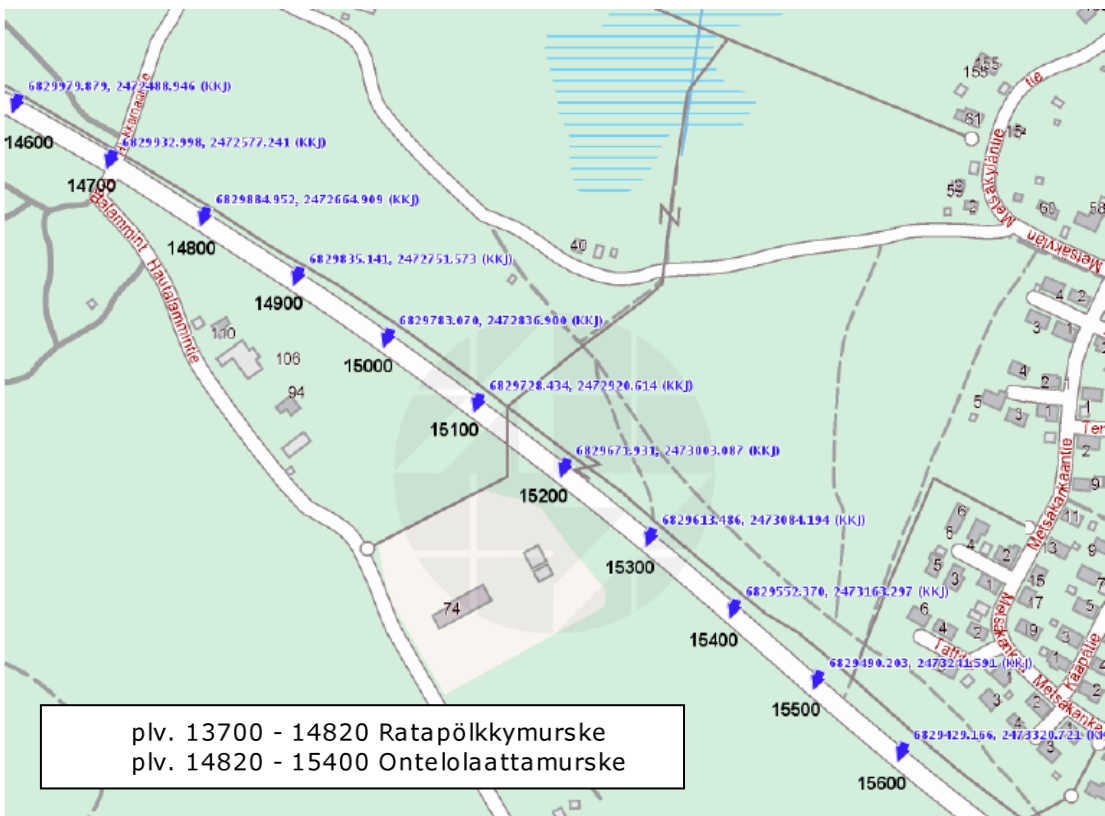
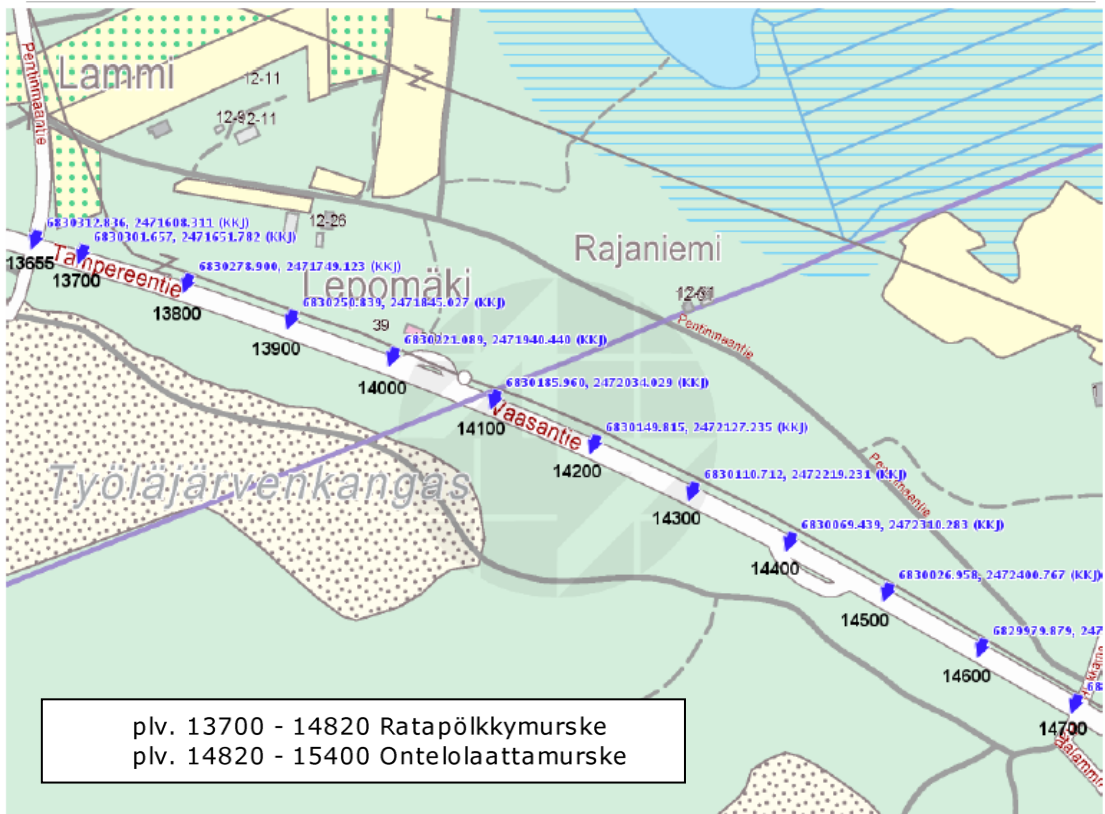
0 225 450 900
Metriä

1:20 000

Legend

	Kallio		Karkea hieta		Rahkaturve
	Moreeni; Moreenimuodostuma		Hieno hieta		Saraturve
	Sora		Hiesu		Lieju
	Hiekka		Savi	Turvetuotantoalue; Täytemaa; Kartoittamaton; Vesi	

Liite 8. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, pudotuspainolaitemittauk- sien sijainti



Liite 9. Vt 3, Sasi-Metsäkylä, LAM-piste ja sijaint

450 TRE_MYLLYP_VT3
Vt 3

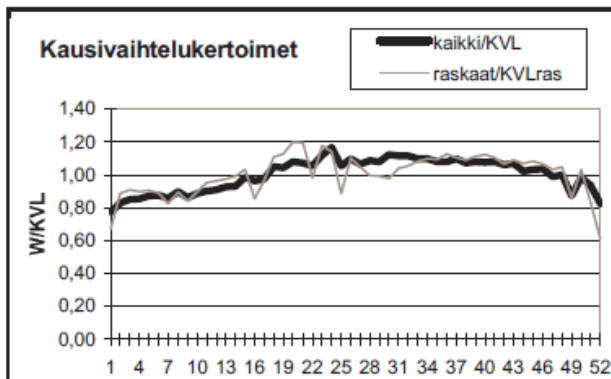
Perustettu 28.06.2004

Vuoden 2011 liikennemäärät:

KVL	15470	KVLras	1385	Tieosa =	139	Suunta1 =	Ylöjärvi
KAVL	16445	KAVLras	1836	Etäisyys =	1406	Suunta2 =	Nokia
KKVL	16986	KKVLras	1450	Kaistoja =	4		

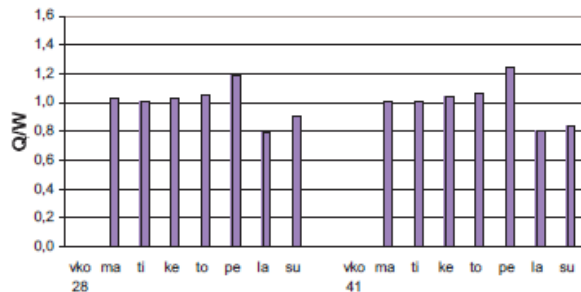
Liikenteen koostumus:

	Ha	Ha+pk	Ha+av	La	Kaip	Kapp	Katp	Kevyet	Raskaat
Arkiliikenne	86,1 %	2,3 %	0,4 %	0,1 %	4,5 %	2,2 %	4,3 %	88,8 %	11,2 %
Koko vuosi	88,0 %	2,6 %	0,4 %	0,2 %	3,6 %	1,7 %	3,4 %	91,0 %	9,0 %



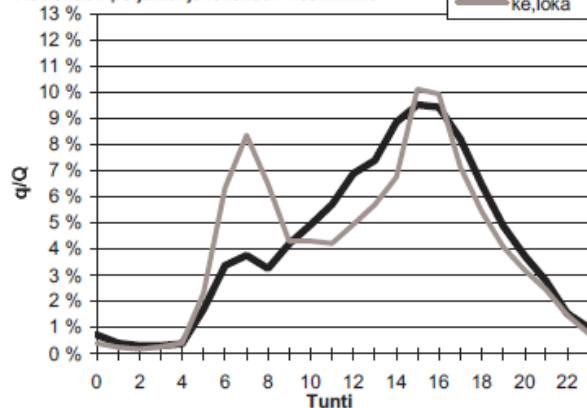
Viikonpäivävaihtelut

Heinäkuu (vko 28) ja lokakuu (vko 41)



Tuntivaihtelut

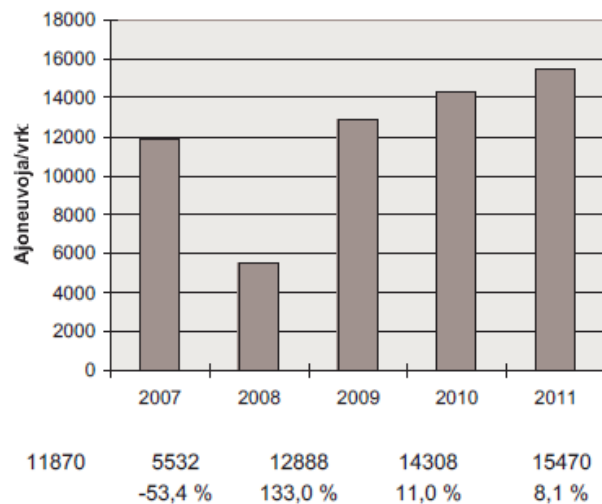
Heinäkuun perjantai ja lokakuun keskiviikko



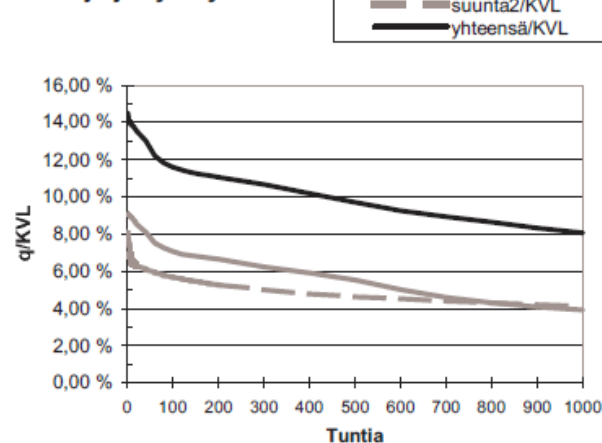
Yöliikenteen osuus (klo 22-07)

Heinäkuu	9,8 %	Lokakuu	12,5 %
----------	-------	---------	--------

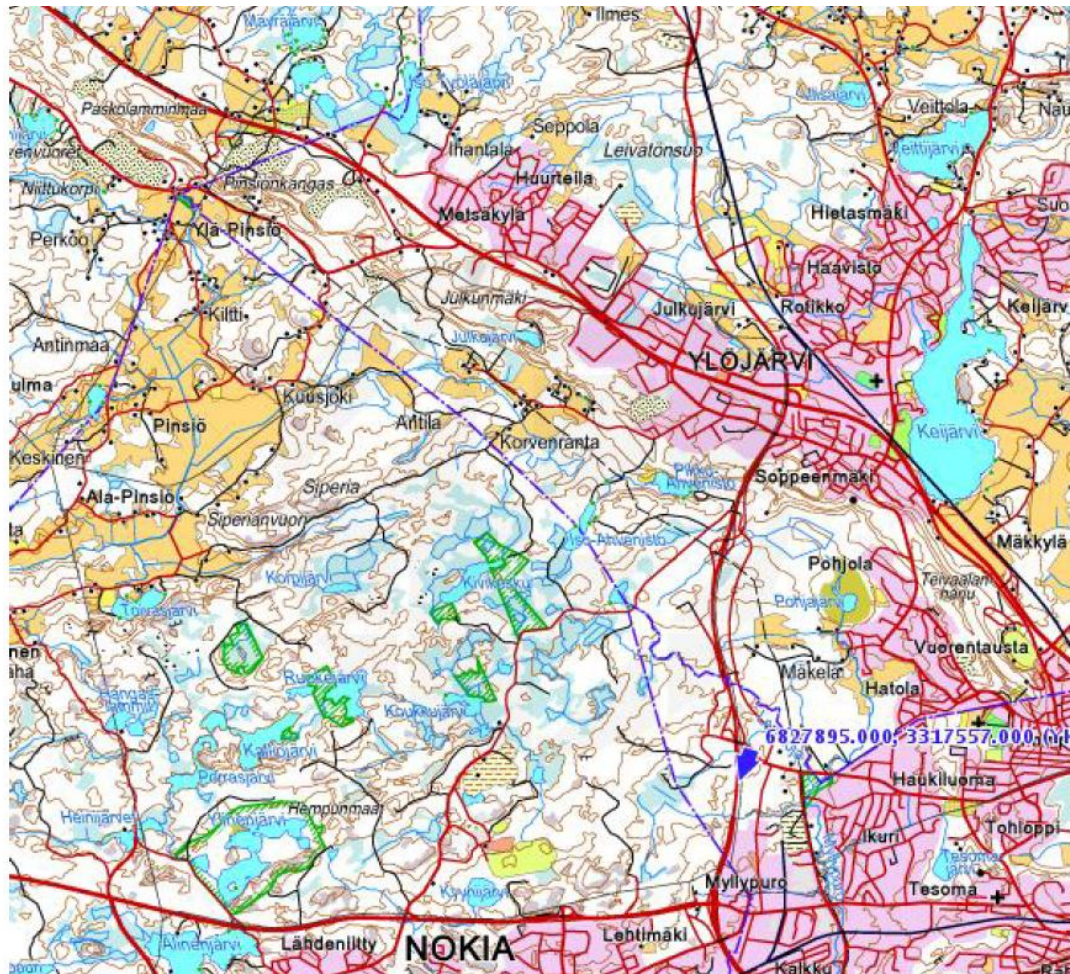
Liikenteen kehitys vv. 2006-2010



Tuntijärjestyskäyrät

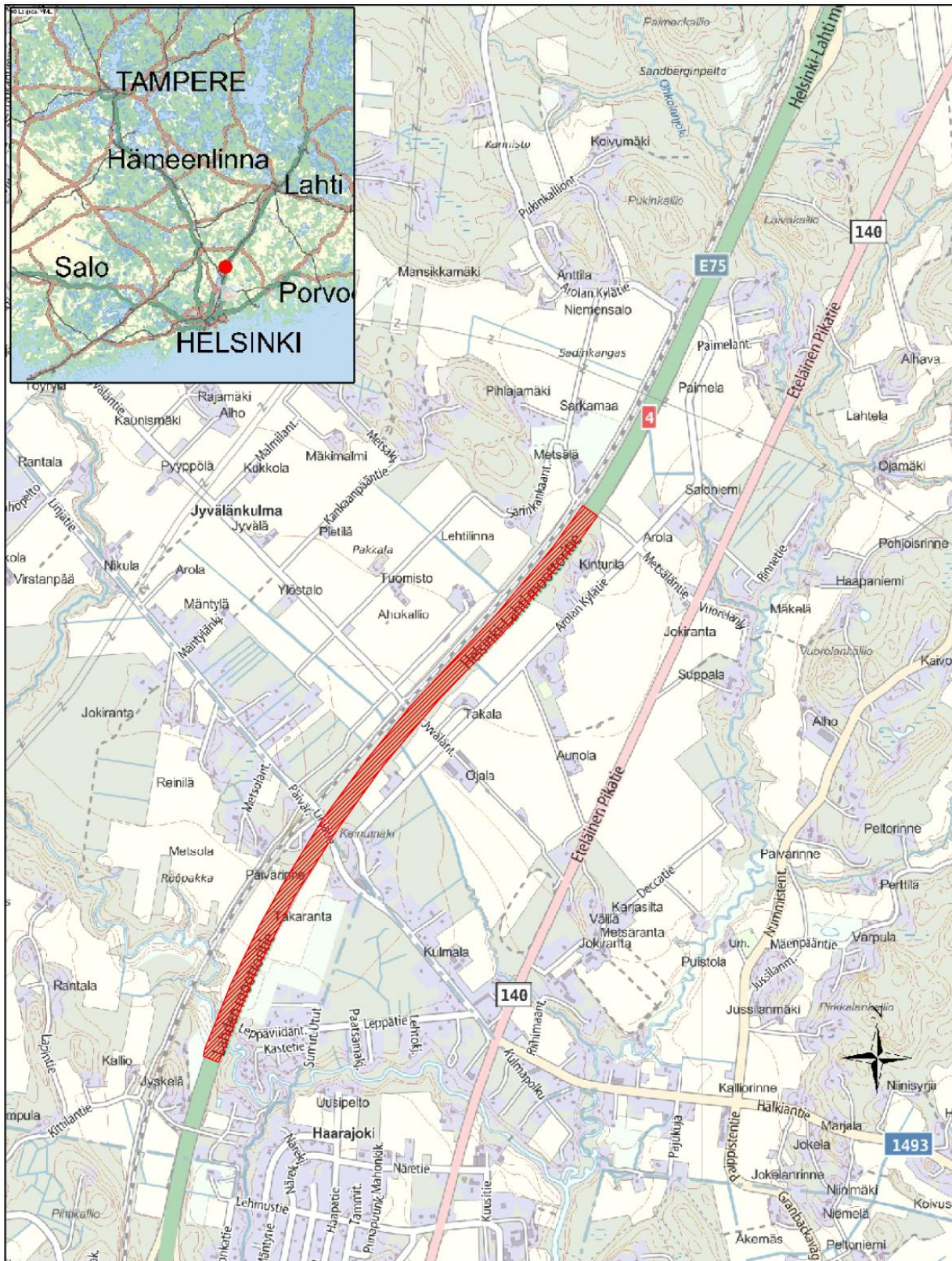


h	q	q/KVL	qras	qras/KVLras
1	2247	14,5 %	188	13,6 %
30	2053	13,3 %	163	11,8 %
100	1794	11,6 %	154	11,1 %
150	1741	11,3 %	150	10,8 %
300	1650	10,7 %	143	10,3 %
1000	1248	8,1 %	124	9,0 %
5000	478	3,1 %	34	2,5 %

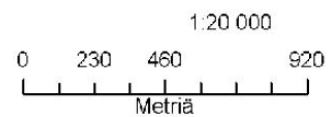


Lam-pisteen sijainti.

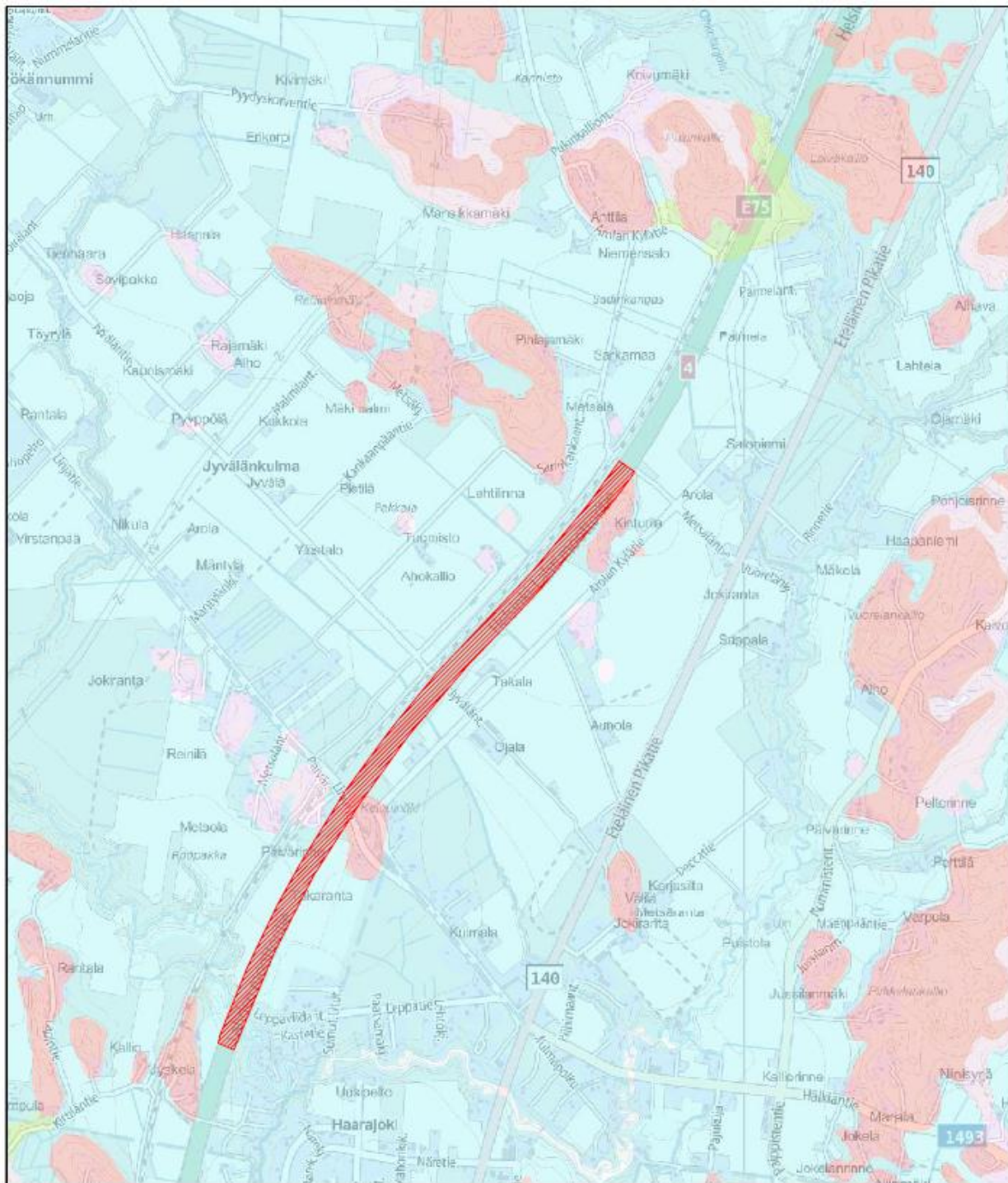
Liite 10. VT 4, Lahden moottoritie, sijainti



VT 4, Lahden moottoritie
(välillä Järvenpää – Lahti)



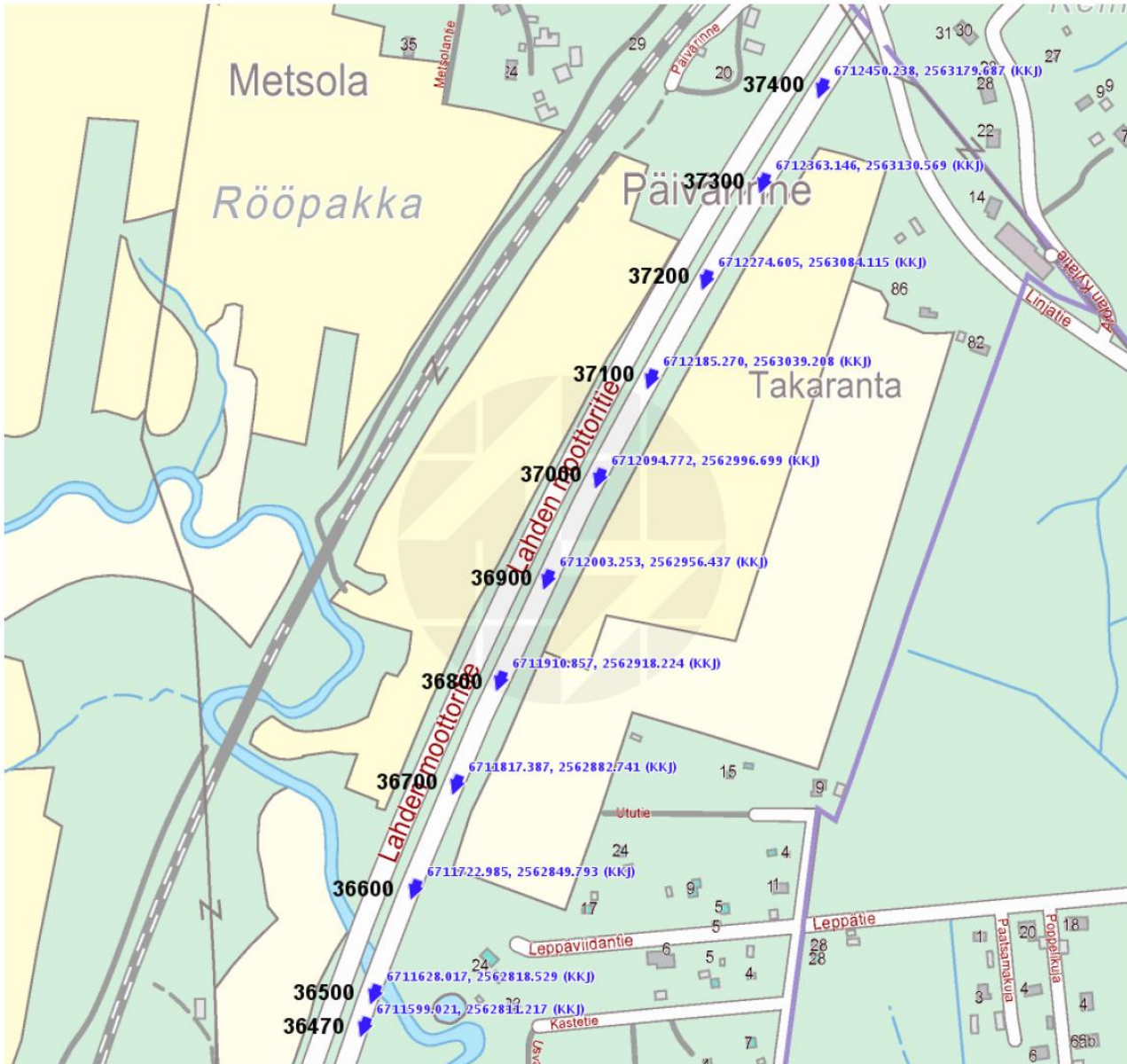
Liite 11. VT 4, Lahden moottoritie, geologinen kartta



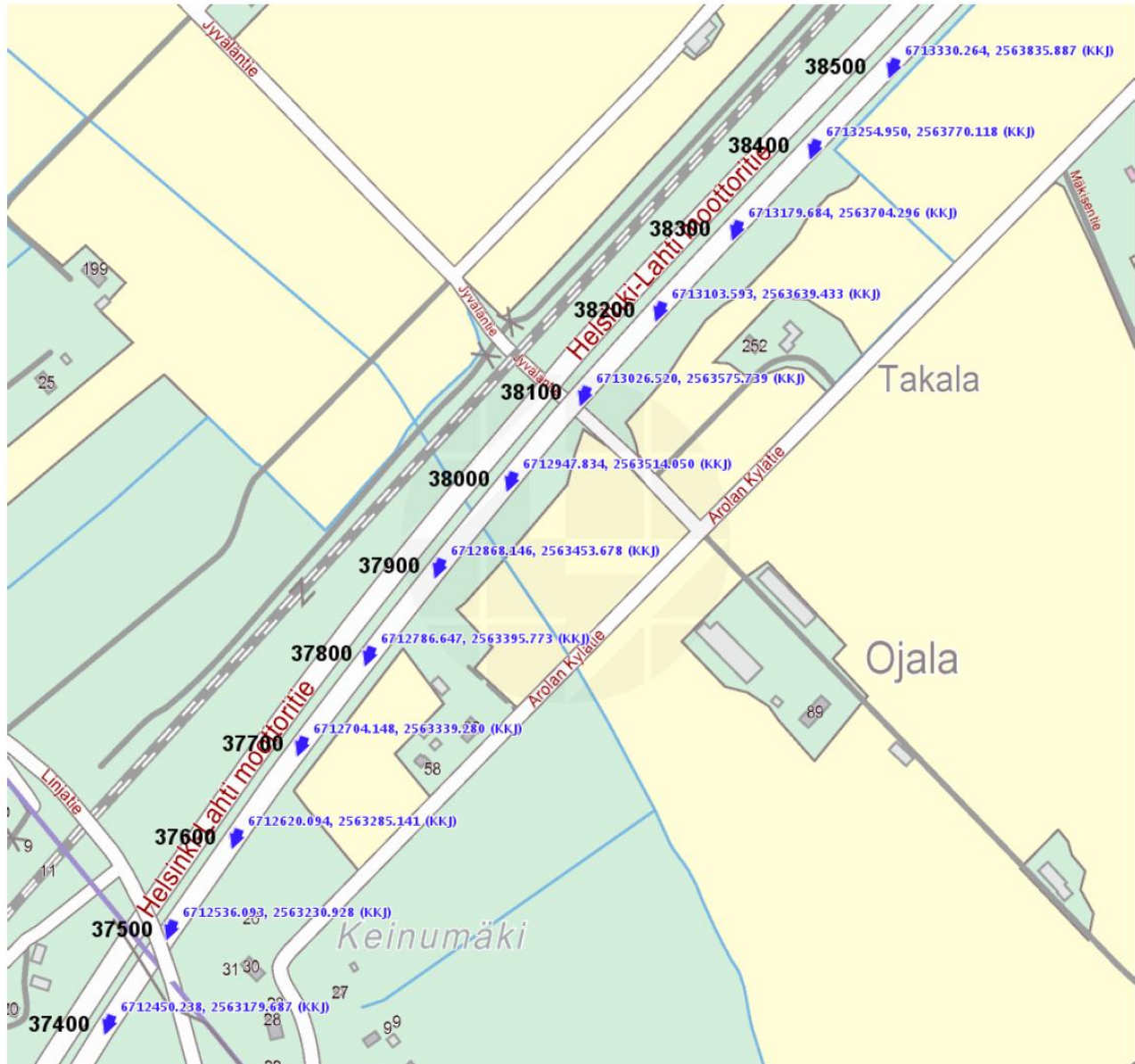
Legend

- | | | |
|--|---|--|
| Kallio | Karkea hiehta | Rahkaturve |
| Moreeni; Moreenimuodostuma | Hieno hiehta | Saraturve |
| Sora | Hiesu | Turvetuotantoalue; Täytemaa; Kartoittamaton; Vesi |
| Hiekka | Savi | |

Liite 12. VT 4, Lahden moottoritie, Pudotuspainolaite- mittauksien sijainti



- plv. 36720-37080, 37760-37920 Betonimurske + Sorapenger
 plv. 37100-37500 Betonimurske + louhepenger
 plv. 37500-37650 Betonimurske + betonilouhepenger
 plv. 37930-39920 kiviainesmurske + sorapenger

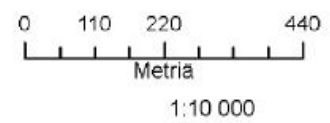
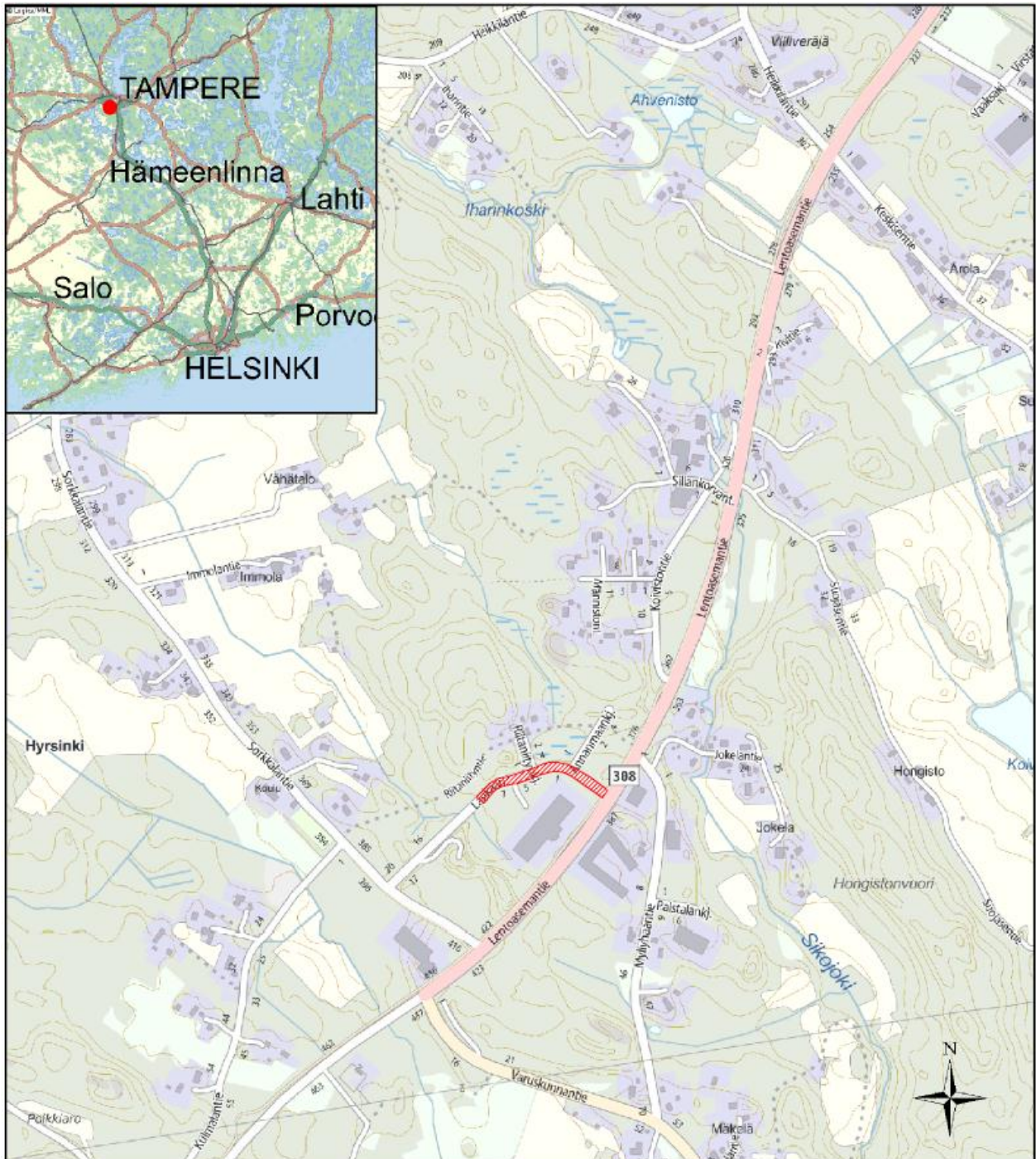


- plv. 36720-37080, 37760-37920 Betonimurske + Sorapenger
- plv. 37100-37500 Betonimurske + louhepenger
- plv. 37500-37650 Betonimurske + betonilouhepenger
- plv. 37930-39920 kiviainesmurske + sorapenger

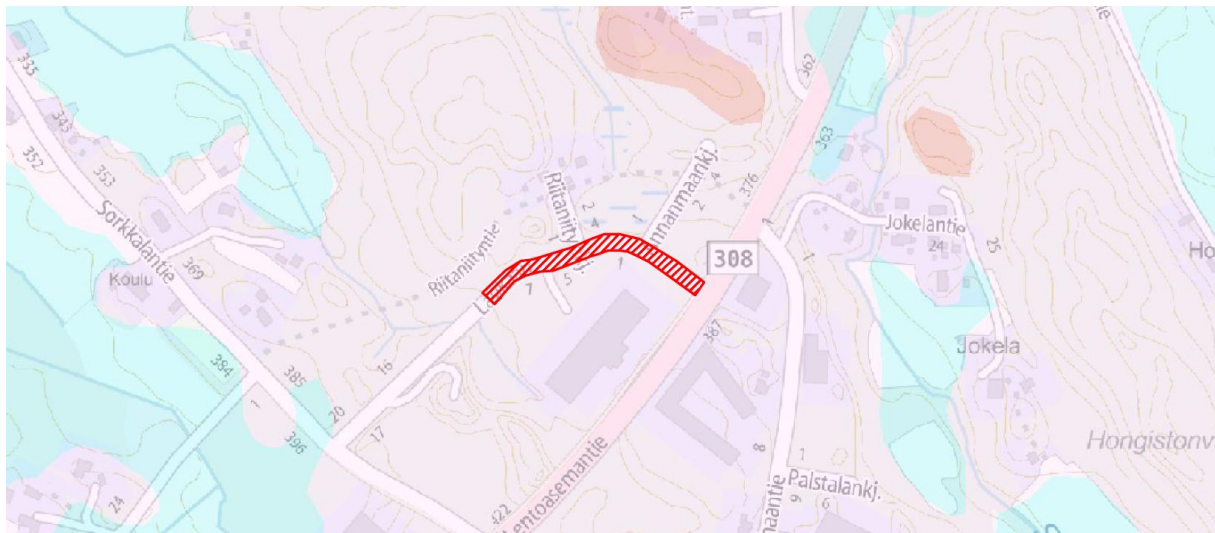


- plv. 36720-37080, 37760-37920 Betonimurske + Sorapenger
 plv. 37100-37500 Betonimurske + louhepenger
 plv. 37500-37650 Betonimurske + betonilouhepenger
 plv. 37930-39920 kiviainesmurske + sorapenger

Liite 13. Lasikaari, Pirkkala. Sijainti



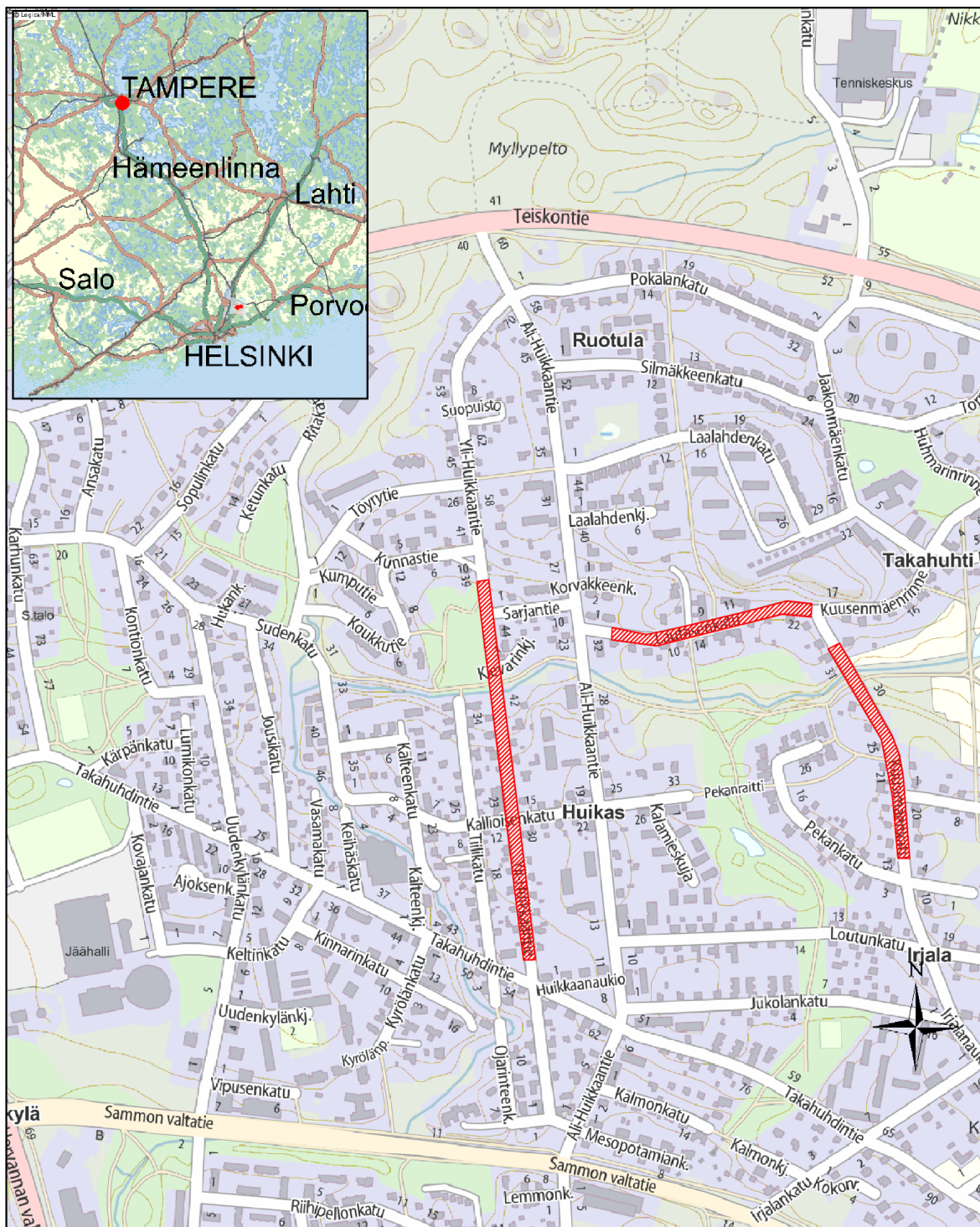
Liite 14. Lasikaari, Pirkkala. Pudotuspainolaitemittauk- sien sijainti ja geologinen kartta



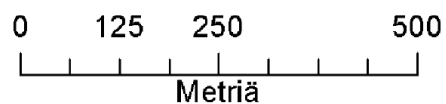
Legend

Kallio	Karkea hieta	Rahkaturve
Moreeni; Moreenimuodostuma	Hieno hieta	Saraturve
Sora	Hiesu	Lieju
Hiekka	Savi	Turvetuotantoalue; Täytemaa; Kartoittamaton; Vesi

Liite 15. Yli-Huikkaantie, Lautasenkatu ja Kuusimäenkatu, Tampere. Sijainti



Yli-Huikkaantie, Lautasenkatu ja Kuusimäenkatu
Tampere



1:7 500

Liite 16. Yli-Huikkaantie, Lautasenkatu ja Kuusimäenkatu, Tampere. Geologinen kartta

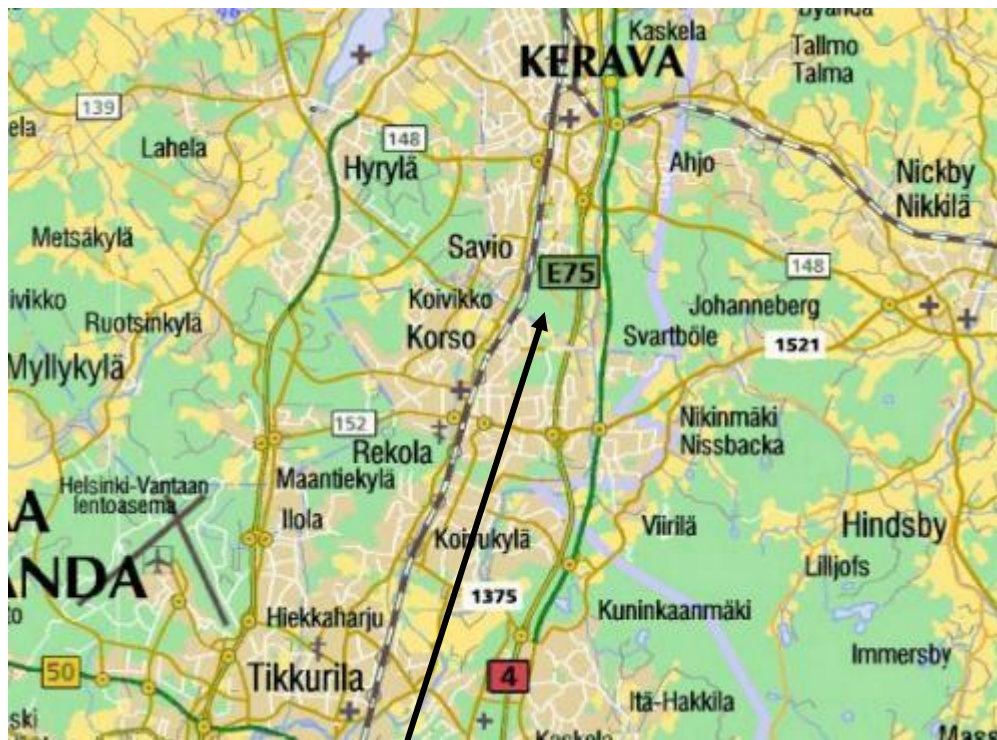


Yli-Huikkaantie, Lautasenkatu ja Kuusimäenkatu Tampere

Legend

 Kallio	 Karkea hieta	 Rahkaturve
 Moreeni; Moreenimuodostuma	 Hieno hieta	 Saraturve
 Sora	 Hiesu	 Lieju
 Hiekka	 Savi	Turvetuotantoalue; Täytemaa; Kartoittamaton; Vesi

Liite 17. Kerava, maankaatopaikka, sijainti



Betonimurskerakenteen aukikaivamiskokeilu



Liite 18. Tilastolliset tunnusluvut maatumkaluotaustuloksille

Taulukko 1. Lahdenperänkatu, Tampere. Tilastolliset tunnusluvut maatumkaluotaustuloksille.

Descriptive Statistics								
	N	Range	Minimum	Maximum	Mean		Std. Deviation	Variance
	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Std. Error	Statistic	Statistic
Päälysteen_paksuus_50...220	287	,10	,09	,19	,1562	,00140	,02374	,001
Kantava_50...220	287	,18	,04	,22	,1130	,00262	,04444	,002
Jakava_Bem_50...220	287	,31	,07	,38	,2637	,00382	,06463	,004
Koko_rakenne_50...220	287	,68	,90	1,58	1,1329	,00853	,14457	,021
Päälysteen_paksuus_220...470	498	,06	,14	,20	,1687	,00059	,01321	,000
Kantava_220...470	498	,27	,06	,33	,1184	,00142	,03178	,001
Jakava_Bem_220...470	498	,20	,14	,34	,2670	,00186	,04159	,002
Koko_rakenne_220...470	498	,46	,73	1,19	1,0342	,00415	,09254	,009
Päälysteen_paksuus_470	760	,09	,12	,21	,1704	,00060	,01642	,000
Kantava_470	760	,31	,10	,41	,2232	,00312	,08595	,007
Jakava_Bem_470	0							
Koko_rakenne_470	760	1,05	,68	1,73	1,0578	,00733	,20208	,041
Valid N (listwise)	0							

Taulukko 2. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula. Tilastolliset tunnusluvut maatutkaluotaustuloksille.**Descriptive Statistics**

	N	Range	Minimum	Maximum	Mean		Std. Deviation	Variance
	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Std. Error	Statistic	Statistic
Päälystepaksuus_0...365	722	,15	,07	,22	,1194	,00087	,02335	,001
Kantavan_kerroksen_paksuus_0...365	722	,18	,08	,26	,1698	,00094	,02517	,001
Jakavan_kerroksen_paksuus_0...365	722	,15	,14	,29	,2321	,00086	,02309	,001
Tienrakenteen_alapinta_0...365	722	,35	1,03	1,38	1,1392	,00259	,06951	,005
Päälystepaksuus_365...730	731	,11	,07	,18	,1212	,00103	,02794	,001
Kantavan_kerroksen_paksuus_365...730	731	,16	,13	,29	,2178	,00125	,03367	,001
Jakavan_kerroksen_paksuus_365...730	731	,23	,12	,35	,2376	,00191	,05158	,003
Tienrakenteen_alapinta_365...730	731	,45	,93	1,38	1,1826	,00343	,09274	,009
Päälystepaksuus_730...1040	604	,07	,07	,14	,0965	,00070	,01730	,000
Kantavan_kerroksen_paksuus_730...1040	604	,23	,12	,35	,2221	,00156	,03840	,001
Jakavan_kerroksen_paksuus_730...1040	620	,30	,00	,30	,1970	,00193	,04794	,002
Tienrakenteen_alapinta_730...1040	604	1,43	,00	1,43	1,1293	,00543	,13349	,018
Päälystepaksuus_1040...1420	776	,17	,06	,23	,1321	,00118	,03274	,001
Kantavan_kerroksen_paksuus_1040...1420	776	,22	,11	,33	,2035	,00141	,03923	,002
Jakavan_kerroksen_paksuus_1040...1420	776	,22	,09	,31	,2053	,00127	,03535	,001
Tienrakenteen_alapinta_1040...1420	776	,49	,70	1,19	,9874	,00364	,10135	,010
Valid N (listwise)	604							

Taulukko 3. VT3, välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Tilastolliset tunnusluvut maatutkaluotaustuloksille.**Descriptive Statistics**

	N	Range	Minimum	Maximum	Mean		Std. Deviation	Variance
	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Std. Error	Statistic	Statistic
Paallysteen_kerrospaksuus_13700...14820	1121	,10	,09	,19	,1282	,00071	,02383	,001
BeM_kerroksen_alapinta_13700...14820	1121	,16	,26	,42	,3219	,00056	,01869	,000
Tierakenteen_alapinta_13700...14820	1121	,76	,71	1,47	1,0431	,00547	,18299	,033
Paallysteen_kerrospaksuus_14820...15400	580	,09	,08	,17	,1249	,00056	,01341	,000
BeM_kerroksen_alapinta_14820...15400	580	,10	,37	,47	,4185	,00056	,01353	,000
Tierakenteen_alapinta_14820...15400	580	,98	,69	1,67	1,2107	,00970	,23358	,055
Vertailurakenne_Paallyste_13700...15400	1946	,13	,08	,21	,1259	,00043	,01905	,000
Vertailurakenne_Kantava_13700...15400	1946	,27	,11	,38	,2115	,00119	,05255	,003
Vertailurakenne_Jakava_13700...15400	1946	,44	-,08	,36	,1752	,00224	,09881	,010
Vertailurakenne_tierakenne_13700...15400	1946	2,24	,00	2,24	1,0765	,00525	,23147	,054
Valid N (listwise)	580							

Taulukko 4. VT 4, Lahden moottoritie, Tuusula. Tilastolliset tunnusluvut maatutkaluotaustuloksille.

Descriptive Statistics								
	N	Range	Minimum	Maximum	Mean		Std. Deviation	Variance
	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Std. Error	Statistic	Statistic
Päällysteen_p_36720... 37080	359	,08	,17	,25	,2050	,00089	,01679	,000
Kantavan_p_36720... 37080	359	,09	,14	,23	,1639	,00061	,01157	,000
Tierakenteen_p_36720_3 7080	359	,70	1,07	1,77	1,2840	,00872	,16531	,027
Päällysteen_p_37100... 37500	399	,06	,18	,24	,2124	,00059	,01174	,000
Kantavan_p_37100... 37500	399	,05	,14	,19	,1629	,00033	,00666	,000
Tierakenteen_p_37100... 37500	399	,47	1,28	1,75	1,5750	,00493	,09851	,010
Päällysteen_p_37500... 37650	149	,10	,17	,27	,2161	,00228	,02782	,001
Kantavan_p_37500... 37650	149	,09	,14	,23	,1873	,00229	,02794	,001
Tierakenteen_p_37500... 37650	149	,27	1,22	1,49	1,3177	,00546	,06669	,004
Päällysteen_p_37760... 37920	159	,04	,19	,23	,2114	,00074	,00938	,000
Kantavan_p_37760... 37920	159	,03	,14	,17	,1619	,00040	,00509	,000
Tierakenteen_p_37760... 37920	159	,39	1,15	1,54	1,2743	,00739	,09324	,009
Päällysteen_p_37930... 39920	1285	,12	,17	,29	,2052	,00049	,01742	,000
Kantavan_p_37930... 39920	1285	,42	-,19	,23	,1703	,00092	,03292	,001
Tierakenteen_p_37930... 39920	1285	2,22	,00	2,22	1,7234	,00835	,29924	,090
Valid N (listwise)	149							

Taulukko 5. Lasikaari, Pirkkala. Tilastolliset tunnusluvut maatutkaluotaustuloksille.

Descriptive Statistics								
	N	Range	Minimum	Maximum	Mean		Std. Deviation	Variance
	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Statistic	Std. Error	Statistic	Statistic
Päällyste	402	,06	,03	,09	,0607	,00071	,01428	,000
Kantava	402	,21	,05	,26	,1424	,00234	,04683	,002
Bem	402	,31	,54	,85	,7152	,00265	,05322	,003
Koko	402	,19	,83	1,02	,9175	,00198	,03966	,002
Valid N (listwise)	402							

Liite 19. PLAXIS ohjelman vertailu APAS ohjelmaan ja Odemark laskentamenetelmään

Rusutjärvi plv 0-365 10/-95

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	13000	13000	20000	0,05
Maabetoni	5300	5450	6000	0,13
Betonimurske 0-20mm	550	700	600	0,2
Hk	115	100	170	0,6
Pohjamaa Hk	140	16	40	1,52*
Koko rakenne				0,98/2,5*
Lämpötila [°C]				1

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 0-365 5/-96

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	1500	1500	16000	0,05
Maabetoni	2100	3400	1400	0,13
Betonimurske 0-20mm	550	800	270	0,2
Hk	100	100	150	0,6
Pohjamaa Hk	130	10	39	1,52*
Koko rakenne				0,98/2,5*
Lämpötila [°C]				32

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 0-365 10/-98

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	6000	6000	**	0,1
Maabetoni	7500	7800	**	0,13
Betonimurske 0-20mm	1200	950	**	0,2
Hk	95	100	150	0,6
Pohjamaa Hk	180	16	43	1,47*
Koko rakenne				1,03/2,5*
Lämpötila [°C]				9

*Vain PLAXIS ohjelmassa

**ei pystytty iteroimaan taipumasuppilon muotoa.

Rusutjärvi plv 365-730 10/-95

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	13000	13000	15000	0,05
Betonimurske 0-50mm	500	580	480	0,17
Betonimurske 0-70mm	500	500	500	0,2
Hk	110	100	145	0,58
Pohjamaa Hk	140	15	43	1,5*
Koko rakenne				1/2,5*
Lämpötila [°C]				2

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 365-730 5/-96

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	1500	1500	8500	0,05
Betonimurske 0-50mm	550	900	430	0,17
Betonimurske 0-70mm	500	870	430	0,2
Hk	100	100	145	0,58
Pohjamaa Hk	150	10	48	1,5*
Koko rakenne				1/2,5*
Lämpötila [°C]				33

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 365-730 10/-98

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	6000	6000	35000	0,1
Betonimurske 0-50mm	1200	1550	750	0,17
Betonimurske 0-70mm	950	1100	600	0,2
Hk	100	100	150	0,58
Pohjamaa Hk	200	16	56	1,45*
Koko rakenne				1,05/2,5*
Lämpötila [°C]				10

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 730-1040 10/-95

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	13000	13000	16000	0,05
Betonimurske 0-50mm	700	860	600	0,2
Betonimurske 0-70mm	620	800	600	0,2
Hk	100	100	200	0,35
Pohjamaa Hk	160	20	52	1,7*
Koko rakenne				0,8/2,5*
Lämpötila [°C]				0

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 730-1040 5/-96

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	1500	1500	13500	0,05
Betonimurske 0-50mm	800	1200	650	0,2
Betonimurske 0-70mm	800	1150	700	0,2
Hk	100	100	200	0,35
Pohjamaa Hk	160	20	50	1,7*
Koko rakenne				0,8/2,5*
Lämpötila [°C]				0

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 730-1040 10/-98

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	6000	6000	60000	0,1
Betonimurske 0-50mm	1700	2500	900	0,2
Betonimurske 0-70mm	1150	2000	900	0,2
Hk	100	100	150	0,35
Pohjamaa Hk	220	20	60	1,6*
Koko rakenne				0,85/2,5*
Lämpötila [°C]				10

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 1040-1420 10/-95

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	13000	13000	1600	0,05
Betonimurske 0-50mm	700	870	650	0,17
Betonimurske 0-70mm	500	700	650	0,2
Hk	105	100	170	0,58
Pohjamaa Hk	180	10	54	1,5*
Koko rakenne				1/2,5*
Lämpötila [°C]				0

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 1040-1420 5/-96

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	1500	1500	10000	0,05
Betonimurske 0-50mm	750	1350	600	0,17
Betonimurske 0-70mm	750	1200	650	0,2
Hk	160	100	120	0,58
Pohjamaa Hk	200	10	50	1,5*
Koko rakenne				1/2,5*
Lämpötila [°C]				32

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Rusutjärvi plv 1040-1420 10/-98

Materiaali	APAS	ODEMARK	PLAXIS	Paksuus [m]
	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	E-moduuli [MN/m ²]	
AB(120)	6000	6000	50000	0,1
Betonimurske 0-50mm	1100	1800	150	0,17
Betonimurske 0-70mm	1050	1400	1200	0,2
Hk	100	100	320	0,58
Pohjamaa Hk	250	10	56	1,45*
Koko rakenne				1,05/2,5*
Lämpötila [°C]				10

*Vain PLAXIS ohjelmassa

Liite 20. Lämpötilakorjaamattomista taipumasuppiloista määritetyt taipuma-arvot SCI, BCI ja SP %

Taulukko 1. Lahdenperänkatu, Tampere. Taipuma-arvot SCI, BCI () ja SP % () lämpötilakorjaamattomille taipumasuppiloille. SCI = päällysrakenteen yläosaa kuvaava taipuma-arvo, BCI = pohjamaata kuvaava taipuma-arvo, SP % =päällysrakenteen yläosan rakennekerroksien laattavai-
kutusta kuvaava taipuma-arvo.

	[°C]	Plv 50-220 0-80 mm			Plv 220-470 0-50 mm			plv 470 - vertailurakenne		
		SCI	BCI	SP %	SCI	BCI	SP %	SCI	BCI	SP %
3.6.2002	28,7	72,7	30,9	64,5	68,6	24,2	60,4	83,9	28,5	57,2
10.10.2003	6,5	34,6	36,0	72,7	31,6	29,6	69,4	53,0	36,9	63,9
26.5.2004	11,9	49,1	36,1	69,2	47,4	32,0	66,6	70,5	33,3	60,5
30.5.2005	11,6	46,0	35,9	69,8	45,2	27,8	66,0	70,6	33,3	60,5
6.6.2006	14,5	50,6	35,9	68,1	58,4	29,0	64,3	75,3	33,5	60,0
8.6.2007	18,3	77,6	37,7	64,7	63,4	26,6	63,2	89,5	32,6	57,6
7.9.2011	20,4	47,3	34,4	69,9	31,2	26,4	70,6	52,5	32,4	63,7

Taulukko 2. Rusutjärvi – Paijala, Tuusula. Taipuma-arvot SCI, BCI () ja SP % () lämpötilakorjaamattomille taipumasuppiloille. SCI = päällysrakenteen yläosaa kuvaava taipuma-arvo, BCI = pohjamaata kuvaava taipuma-arvo, SP % =päällysrakenteen yläosan rakennekerroksien laattavai-
kutusta kuvaava taipuma-arvo.

	[°C]	Koeosuus 1 Plv 0 - 365			Koeosuus 3 plv 730 - 1040		
		SCI	BCI	SP %	SCI	BCI	SP %
12.10.1995	0,8	45,1	25,1	63,9	100,7	22,8	50,9
31.5.1996	31,6	85,8	37,0	57,3	110,3	22,2	49,9
14.10.1998	7,7	7,6	25,1	73,3	19,8	19,0	63,4
24.5.1999	14,0	31,0	24,1	67,5	36,7	16,5	61,3
18.5.2000	33,0	32,1	25,4	68,7	46,2	15,8	58,6
7.5.2001	25,7	28,0	24,0	67,6	36,3	15,7	61,5
7.5.2002	16,2	29,7	21,6	68,2	42,9	14,6	58,3
23.9.2003	12,6	33,4	22,0	67,6	35,3	15,2	60,2
1.10.2012	9,1	50,5	29,5	66,6	45,8	16,0	58,1
		Koeosuus 2 Plv 365 - 730			Koeosuus 2 plv 1040 - 1420		
	[°C]	SCI	BCI	SP %	SCI	BCI	SP %
12.10.1995	0,8	110,3	26,7	50,9	104,4	24,5	49,0
31.5.1996	31,6	129,8	28,9	49,3	122,6	25,9	47,5
14.10.1998	7,7	33,3	23,5	60,7	28,1	21,4	58,6
24.5.1999	14,0	47,1	22,4	60,5	43,1	20,4	58,0
18.5.2000	33,0	59,8	25,3	59,3	57,1	20,6	55,6
7.5.2001	25,7	46,9	22,4	60,2	42,7	22,8	56,2
7.5.2002	16,2	49,7	24,5	59,3	46,3	24,1	56,9
23.9.2003	12,6	49,8	22,4	60,1	46,3	20,1	56,2
1.10.2012	9,1	51,6	30,3	62,7	60,3	27,7	56,4

Taulukko 3 . Vt 3, välillä Sasi-Metsäkylä, Ylöjärvi. Taipuma-arvot SCI , BCI () ja SP % () lämpötilakorjaamattomille taipumasuppiloille. SCI = päällysrakenteen yläosaa kuvaava taipuma-arvo, BCI = pohjamaata kuvaava taipuma-arvo, SP % =päällysrakenteen yläosan rakennekerroksien laattavaikutusta kuvaava taipuma-arvo.

Päivämäärä	[°C]	Ontelolaattamurske			Ratapölkky murske			Vertailurakenne		
		SCI o	BCI o	SP% o	SCI r	BCI r	SP% r	SCI v	BCI v	SP% v
14.10.1996	6	77	41	55,2	72	44,5	56,7	103	47	52,7
27.5.1997	19	93,5	26,5	54,0	96	31	53,1	112	29	51,7
5.9.1997	14	59	20,5	58,9	78	29	55,2	73,5	36	54,9
29.5.1998	10	77	41	55,2	77	41	55,2			
1.10.1998	5	58	26,5	58,5	54	29	57,8			
3.6.2002	11	63	21	58,4	58,5	21	58,2	66,5	26	57,5
26.5.2004	20	61,5	22	60,3	50	22	60,8			
10.6.2005	19	70,5	24,5	58,9	70	25	58,1			
6.6.2006	12	56	21	61,8	47	21	62,6			
8.6.2007	16	75,5	22	56,7	66	23	57,3			
8.9.2011	15	55,5	20,5	60,3	45	19	59,9	58	25	58,3

Taulukko 4. Vt 4, Lahden moottorite. Taipuma-arvot SCI , BCI () ja SP % () lämpötilakorjaamattomille taipumasuppiloille. SCI = päällysrakenteen yläosaa kuvaava taipuma-arvo, BCI = pohjamaata kuvaava taipuma-arvo, SP % =päällysrakenteen yläosan rakennekerroksien laattavaikutusta kuvaava taipuma-arvo.

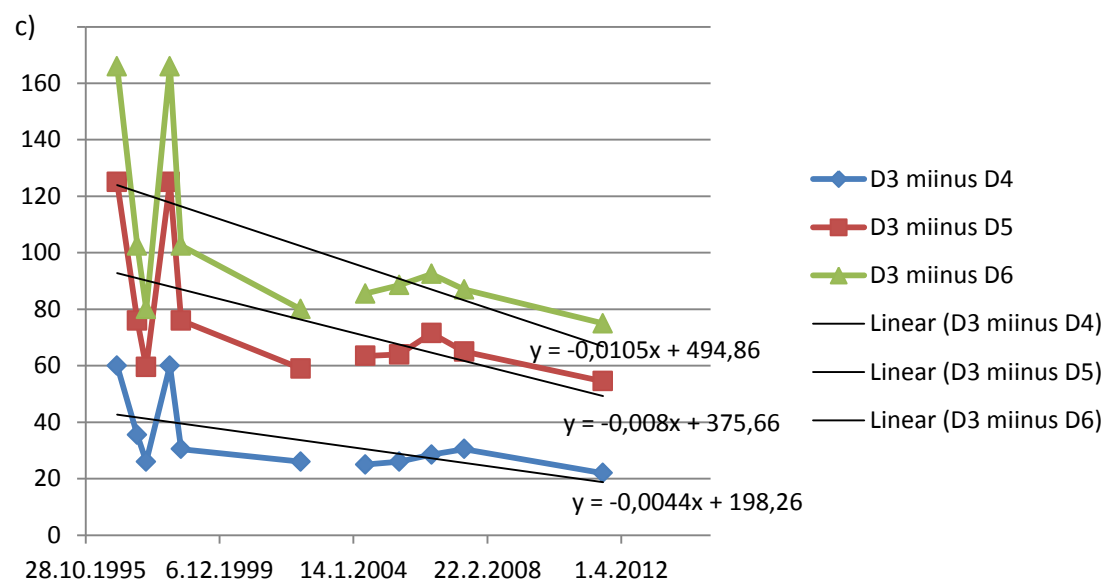
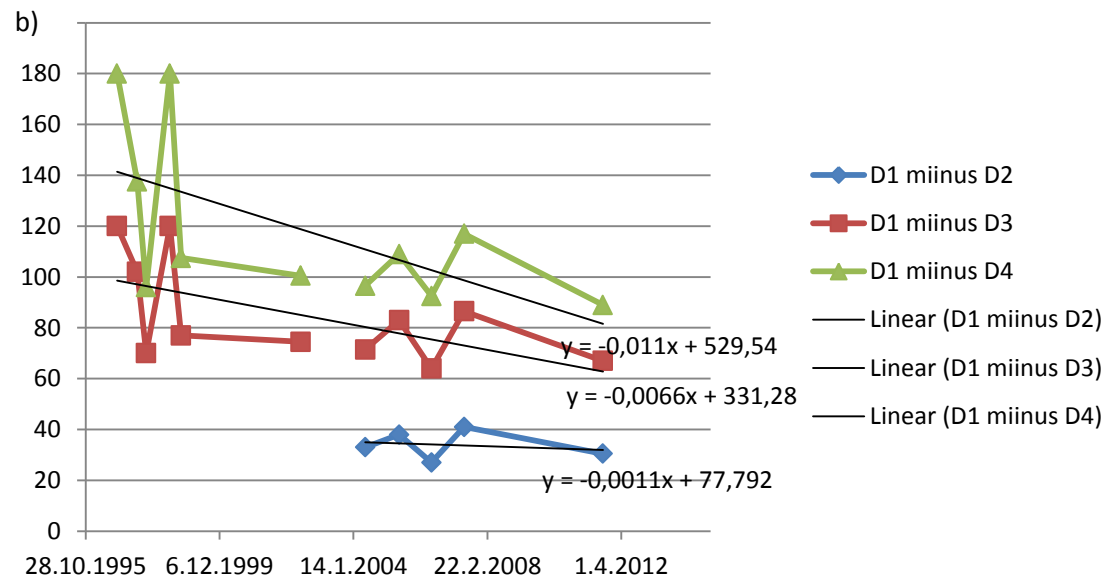
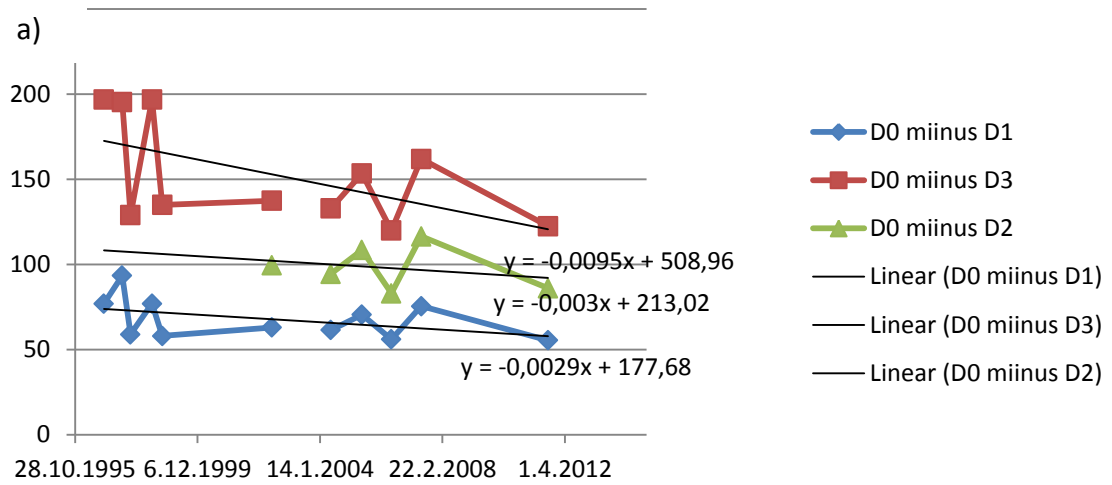
	36720-37080, 37760-37920 Betonimurske + Sorapenger			37100-37500 Betonimurske + louhepenger		
	SCI	BCI	SP %	SCI	BCI	SP %
20.5.2000	49,0	17,9	65,1	34,7	12,4	64,4
5.9.2001	31,5	14,3	68,0	24,6	9,9	67,6
6.5.2002	29,6	15,0	67,9	23,2	11,3	68,8
8.9.2011	17,7	12,9	72,3	15,8	9,1	74,1

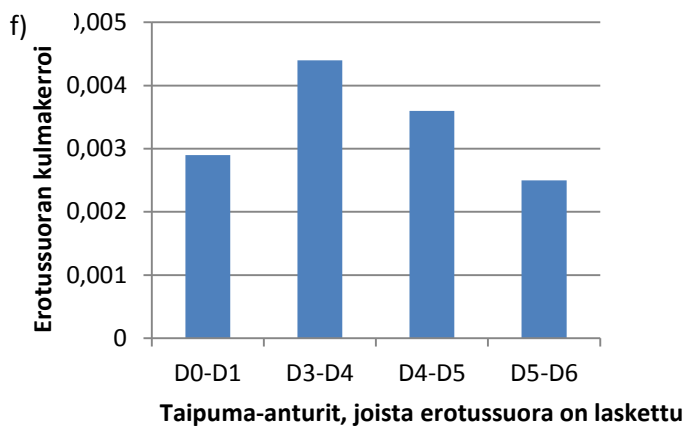
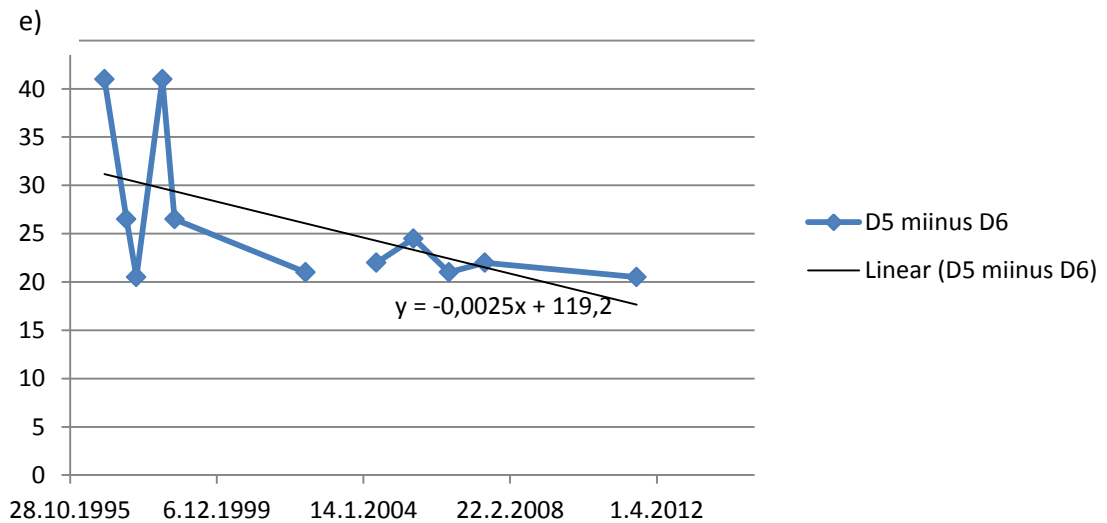
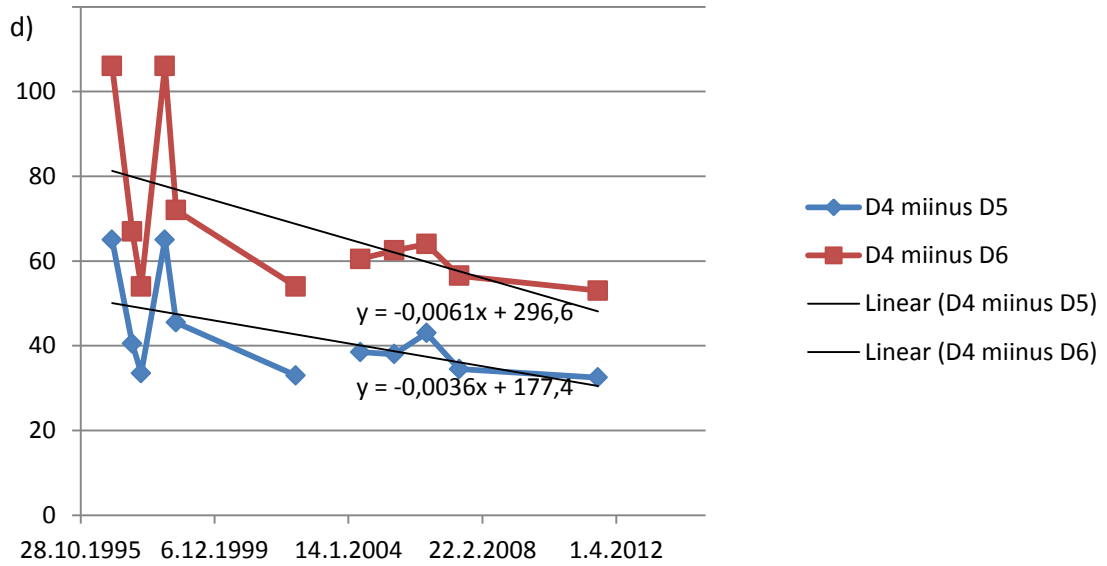
	37500-37650 Betonimurske + betonilouhepenger			37930-39920 kiviainesmurske + sorapenger		
	SCI	BCI	SP %	SCI	BCI	SP %
20.5.2000	46,8	11,5	58,2	50,3	20,2	62,2
5.9.2001	33,0	9,7	60,3	40,0	18,3	64,0
6.5.2002	27,8	7,3	62,4	32,6	19,0	68,1
8.9.2011	17,5	5,3	65,1	22,5	17,6	72,4

Taulukko 5. Lasikaari, Pirkkala. Taipuma-arvot SCI , BCI () ja SP % () lämpötilakorjaamattomille taipumasuppiloille. SCI = päällysrakenteen yläosaa kuvaava taipuma-arvo, BCI = pohjamaata kuvaava taipuma-arvo, SP % =päällysrakenteen yläosan rakennekerroksien laattavaikutusta kuvaava taipuma-arvo.

	[°C]	SCI	BCI	SP %
3.6.2002	26,7	212,0	17,2	36,3
10.10.2003	5,7	131,3	13,7	40,2
26.5.2004	26,8	199,1	15,5	36,5
30.5.2005	13,2	167,7	13,4	38,6
6.6.2006	17,5	155,8	15,2	39,6
8.6.2007	17,4	187,6	14,0	37,0
7.9.2011	14,8	152,5	12,5	37,7

Liite 21. Erotussuora-analyysi, laskelmat





Kuvissa a – e on esitetty taipuma-antureiden erotussuorat. Kuvaajissa a-e pystyakselina on taipuma [μm] ja vaaka-akselina aika. Kuvassa f on tehty yhteenveto vierekkäisten taipuma-antureiden erotussuorien kulmakertoimista. Mitä enemmän kulmakerroin muuttuu, sitä suurempi muutos ko. anturita edustavan kerroksen E-moduulissa tapahtuu. ("-" -merkkinen kerroin tarkoittaa, että ko. kerros lujittuu)

Liite 22. Plaxis 3D FOUNDATION ohjelmalla takaisinlasketut rakennekerroksien E-moduulit

Taulukko 1. Lahdenperänkatu, Tampere. Lämpötilakorjaamattomien taipumasuppiloiden perusteella takaisinlasketut E-moduulit Plaxis Foundation 3D ohjelmalla.

	Kerros- paksuus [mm]	E-moduulit [MPa]						
		6/2002	10/2003	5/2004	5/2005	6/2006	6/2007	9/2011
Lämpötila		28,7	6,5	11,9	11,6	14,5	18,3	20,4
Plv 50 - 220 seuluttu BeM 0/80								
Asfaltti	50							11000
Asfaltti	50	7000	22000	13000	17000	15000	8000	9000
Asfaltti	60	6000	20000	11000	15000	12000	6000	5000
Kantava	100	350	450	350	200	200	300	350
BeM 0/80	220	600	500	415	380	400	550	500
Sr 1	350	220	160	185	230	240	200	220
Sr 2	400	160	140	150	185	200	130	160
Pohjamaa	1320	13	12	13	11,5	10	12	11
Plv 220 - 470 seuluttu BeM 0/50								
Asfaltti	50							12000
Asfaltti	50	7000	22000	14000	17000	20000	9000	10000
Asfaltti	60	6000	20000	12000	15000	16000	7000	6000
Kantava	100	350	500	350	200	200	400	350
BeM 0/50	220	600	600	415	380	290	400	500
Sr 1	350	220	120	185	230	220	230	220
Sr 2	400	160	100	150	185	160	180	160
Pohjamaa	1320	20	25	16	20	16	20	17
Vertailurakenne plv 470 -								
Asfaltti	50							9500
Asfaltti	50	7000	20000	12000	10000	9000	7000	6500
Asfaltti	60	6000	18000	10000	9000	8000	6000	4500
Kantava	150	400	250	350	350	295	295	220
Sr 1	200	300	200	275	275	250	250	200
Sr 2	200	275	200	200	200	200	200	190
Sr 3	350	230	175	175	175	175	175	185
Pohjamaa	1490	30	31	31	31	28,5	31	31

Taulukko 2. Rusutjärvi-Paijala, Tuusula. Lämpötilakorjaamattomien taipumasuppiloiden perusteella takaisinlasketut E-moduulit Plaxis Foundation 3D ohjelmalla.

Lämpötila [°C]	Paksuus [mm]	E-Moduulit [MPa]								
		10/1995	5/1996	10/1998	5/1999	5/2000	5/2001	5/2002	9/2003	10/2012
		0,8	31,6	7,7	14,0	33,0	25,7	16,2	12,6	9,1
Koosuuks 1 plv. 0 - 365										
Asfaltti	50	20000	16000							
STT	130	6000	1400							
BeM 0/20	200	600	270							
Hiekka	600	170	150							
Pohjamaa	1470	40	39							
Koosuuks 1 plv. 0 - 365										
AB	100				30000	33000	40000	40000	37000	37000
STT 1	65				800	1000	1000	1000	800	800
STT 2	65				500	500	500	500	500	500
BeM 0/20	200				500	500	500	500	500	500
SR 1	200				300	300	375	375	300	300
SR 2	200				250	250	300	300	250	250
SR 3	200				250	250	300	300	250	250
Pohjamaa	1470				36,5	30,5	29	33	36,5	33
Koosuuks 2 plv. 365 - 730										
Asfaltti	100/50*	15000*	8500*	35000	18000	18000	23000	20000	22000	22000
BeM 0/50	170	480	430	750	570	570	320	400	400	400
BeM 0/70	200	500	430	600	400	530	650	500	500	475
Hiekka	580	145	145	150	190	170	210	230	230	200
Pohjamaa	1500	43	48	56	54	46	49	47	47	37
Koosuuks 3 plv. 730 - 1040										
Asfaltti	100/50*	16000*	13500*	60000	23000	23000	23000	26000	26000	26000
BeM 0/50	200	600	650	900	800	700	700	750	800	600
BeM 0/70	200	600	700	900	1700	2500	2500	2200	2300	2800
Hiekka	350	200	200	150	250	320	320	250	360	400
Pohjamaa	1700	52	50	60	57	50	50	50	51	51
Koosuuks 2 plv. 1040 - 1420										
AB	100/50*	16000*	10000*	30000	20000	15000	20000	50000	40000	40000
BeM 0/50	170	650	600	500	600	550	500	400	400	500
BeM 0/70	200	650	650	650	650	650	650	800	800	800
Hiekka	580	170	120	200	200	200	250	260	260	150
Pohjamaa	1500	54	50	60	60	60	60	39	35	35

Taulukko 3. VT 3, Ylöjärvi. Lämpötilakorjaamattomien taipumasuppiloiden perusteella takaisinlasketut E-moduulit Plaxis Foundation 3D ohjelmalla.

		E-Moduulit [Mpa]											
		10/1996	5/1997	9/1997	5/1998	10/1998	6/2002	5/2004	6/2005	6/2006	6/2007	9/2011	
Lämpötila [°C]	Paksuus [mm]	6	19	14	10	5	19	15	19	12	16	15	
Ontelolaattamurske													
AB	100	17500	7500	12500	10000	14000	11000	12000	10000	13500	8300	12000	
Ont. I	220	225	330	490	225	445	475	475	435	460	460	520	
Ont. II	220	220	320	470	200	350	490	450	420	400	400	510	
Sr 1	225	230	245	280	120	200	295	230	230	245	260	280	
Sr 2	225	170	235	300	110	185	230	230	220	280	280	300	
Hiekka	100	100	115	130	50	100	110	110	110	110	110	130	
Pohjamaa	1410	30	30	29	47	36	34	34	32	31	32	31	
Ratapölkkykurske													
AB	100	11500	7500	9500	10000	13000	12000	12000	9200	14000	9900	17500	
Rata I	150	150	285	350	180	325	490	400	510	655	580	650	
Rata II	150	140	240	310	160	300	470	350	475	600	540	650	
Sr 1	225	130	220	260	220	240	330	250	242	242	280	367	
Sr 2	225	110	160	220	180	230	275	230	260	316	316	318	
Hiekka	100	90	130	140	100	140	140	115	150	140	170	173	
Pohjamaa	1550	41	41,5	41,5	44	41	44	35	42	44	45	48	
Vertailurakenne													
AB	100	9000	5700	10000			12500					12800	
SrM 0/65	250	85	300	180			315					320	
SrM 0/100	300	90	290	180			300					295	
Sr	350	245	250	190			220					200	
Hiekka	100	270	210	150			100					85	
Pohjamaa	1400	37	34	37,5			49					50	

Taulukko 4. VT 4, Lahden moottoritie. Lämpötilakorjaamattomien taipumasuppiloiden perusteella takaisinlasketut E-moduulit Plaxis Foundation 3D ohjelmalla.

	Kerros-paksuus [mm]	E-Moduulit [MPa]			
		20.5.2000	5.9.2001	6.5.2002	8.9.2011
Lämpötila	[°C]	15	10	10	15
36720-37080 ja 37660-37920 Betonimurske + sorapenger					
Asfaltti	110/160*/210**	18000	20000	18000*	23000**
Betonimurske	150	350	650	500	600
Sr 1	350	300	400	375	400
Sr 2	350	350	400	425	425
Sr 3	400	350	475	430	430
Pohjamaa	1140/1090*/1040**	16	13	12*	12**
37100-37500 Betonimurske + louhepenger					
Asfaltti	110/160*/210**	22000	23500	23000*	23500**
Betonimurske	150	500	1200	700	600
Louhe 1	350	600	700	700	600
Louhe 2	350	600	600	550	700
Louhe 3	400	550	550	500	500
Pohjamaa	1140/1090*/1040**	14	16	16*	12**
37500-37650 Betonimurske + betonilouhepenger					
Asfaltti	110/160*/210**	15000	25000	16500*	23000**
Betonimurske	150	280	250	350	350
Blouhe 1	350	620	850	1200	1100
Blouhe 2	350	580	1000	1400	1500
Blouhe 3	400	530	800	1100	1100
Pohjamaa	1140/1090*/1040**	19	20	15*	24**
37930-39920 Kiviainesmurske + sorapenger					
Asfaltti	110/160*/210**	16000	20000	20000*	20000**
kiviaines	150	320	320	250	250
Sr 1	350	300	320	325	275
Sr 2	350	275	300	325	275
Sr 3	760	170	190	350	350
Pohjamaa	780/730*/680**	12	12	7*	7**

Taulukko 5. Lasikaari, Pirkkala. Lämpötilakorjaamattomien taipumasuppiloiden perusteella takaisinlasketut E-moduulit Plaxis Foundation 3D ohjelmalla.

	Rak. [mm]	E-moduuli [MPa]					
		6/2002	10/2003	5/2004	5/2005	6/2006	9/2011
Lämpötila		26,7	5,7	26,8	13,2	17,5	15
AB	50	4000	13500	4250	10000	9500	12000
Kant	50	230	325	230	235	230	230
Bem 1	200	350	375	325	300	350	350
Bem 2	250	275	285	285	225	275	300
Bem 3	350	300	320	325	330	300	400
Pohjamaa	1650	115	135	115	115	110	120