

Silke Savikurki

## Ratapenkereen stabiliteettiin liittyvät seurantamittaukset ja niiden prosessointi



Silke Savikurki

# Ratapenkereen stabiliteettiin liittyvät seurantamittaukset ja niiden prosessointi

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 40/2010

Liikennevirasto  
Helsinki 2010

*Kannen kuvat: Painumamittari suojaputkella (Destia Oy) ja Inklinometrimittausten käyttöperiaate penkereen alla olevassa maassa (Brecciaroli & Kolisoja)*

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

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-584-7

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373



**Silke Savikurki: Ratapenkereen stabiliteettiin liittyvät seurantamittaukset ja niiden prosessointi.** Liikennevirasto, rautatieosasto. Helsinki 2010. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 40/2010. 85 sivua ja 1 liite. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-584-7.

**Avainsanat:** seurantamittaus, painumaletku, painumalevy, inklinometri, huokospainemittaus, takymetri, laserkeilaus, valokuitumittaus, painuma, sivusiirtymä, huokospaine

## Tiivistelmä

Työn tavoitteena oli luoda yleiskuvaus radan stabiliteetin seurannassa käytetyistä mittausten menetelmistä ja niiden toimivuuteen liittyvistä tärkeimmistä tekijöistä. Lisäksi työssä käsiteltiin mitattavien suureiden merkitystä sortumavaaran indikaattoreina sekä mittausten ja mittaustulosten prosessihallintaan liittyviä näkökohtia. Aiheeseen tutus-tuttiin kirjallisuuden avulla ja saatuja tietoja täydennettiin asiantuntijahaastatteluilla.

Mittaussuureita tulisi arvioida niiden muutosten ja muutosnopeuden kannalta enemmän kuin absoluuttisen suuruuden kannalta. Sortumavaara on yhdistettävissä ratapenkereellä tapahtuviin stabiliteetin kannalta negatiivisiin olosuhdemuutoksiin, joita ovat junanopeuden, akselipainon tai pengerkorkeuden kasvatus, rumpujen tukiutumisen tai pohjavedenpinnan yleisen nousun aiheuttama vedenpinnan nousu sekä raiteeseen muodostuvat epätasaisuudet. Stabiliteetin kannalta ongelmallisimmat alueet voidaan selvittää pohjatutkimusten ja stabiliteettilaskentojen avulla. Todennäköisiä ongelma-alueita ovat radantarkastuksissa havaitut painumakohdat sekä dynaamisille kuormille herkät pohjamaat kuten sensitiiviset savet, löyhät siltit sekä ohuita siltti- tai hiekkakerroksia sisältävät savet.

**Silke Savikurki: Uppföljande mätningar förknippad med banvallens stabilitet och deras processing.** Trafikverket, Järnvägsavdelningen. Helsingfors 2010. Trafikverkets undersökningar och utredningar 40/2010. 85 sidor och 1 bilaga. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-584-7.

**Nyckelord:** uppföljande mätning, sättningsslang, sättningsplåt, inklinometer, portrycksmätning, takymeter, laser scan, ljusfiber mätning, sättning, vertikal sättning, portryck

## Sammanfattning

Syftet med arbetet var att skapa en översikt över mätningsmetoderna som används vid uppföljningen av banans stabilitet samt de viktigaste faktorerna som påverkar metodernas funktionalitet. Dessutom behandlades betydelsen av mätstorheterna som indikatorer på risk för jordskred samt vissa synpunkter kring processhanteringen av mätningarna och mätningsmetoderna. Ämnet studerades med hjälp av litteratur och den erhållna informationen kompletterades med expertintervjuar.

Mätstorheterna borde bedömas med tanke på förändringen och förändringshastigheten hos dem snarare än i absoluta tal. Risken för jordskred kan förknippas med vissa förändringar i omständigheterna på banvallen som negativt påverkar stabiliteten. Dessa är ökningen av tågets hastighet eller axelvikt, ökningen av bankhöjden, en stigning av vattennivån orsakad av blockeringen av trummorna eller stigningen av grundvattnet, samt ojämnheter i spåret. Markundersökningar och stabilitetskalkyler kan användas för att utreda vilka områden som är mest problematiska med tanke på stabiliteten. Troliga problemområden är bl. a. bucklor som upptäckts vid kontroll av spåren samt ställen med jord som är känslig för dynamisk belastning såsom sensitiv lera, lös silt, eller lermark som innehåller tunna lager av silt eller sand.

**Silke Savikurki: Monitoring measurements of railroad embankment stability and their processing.** Finnish Transport Agency, Railway Department. Helsinki 2010. Research reports of the Finnish Transport Agency 40/2010. 85 pages and 1 appendix. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-584-7.

**Keywords:** monitoring measurement, settlement hose, settlement plate, incli-nometer, pore pressure measurement, tachometer, laser scan, optical fiber measurement, settlement, vertical movement, pore pressure

## Summary

The aim of this thesis was to create a general description of monitoring measurements associated with railroad track stability and the most important factors related to the performance of those measurements. The thesis also deals with the meaning of the measurements as indicators of danger of slope failure and the aspects related to the processing of the measurements. The theme was studied through literature review and the information was supplemented by expert interviews.

Measured parameter values should be evaluated primarily by their rate of change rather than their absolute values. The danger of failure can be associated with stability related negative changes in embankment environment which are increase of train velocity, axle weight or height of railroad embankment, water level rise induced by culvert failures or general rise of ground water table and build up of discontinuities in track. The problem areas associated with stability can be determined by ground investigations and stability calculations. The most probable problem areas are settlement zones which are detected by track inspections and subsoils which are sensitive to dynamic load i.e. sensitive clays, loose silts and clays containing thin silt or sand layers.

## Esipuhe

Tämä julkaisu perustuu Silke Savikurjen tekemään diplomityöhön: ”Ratapenkereen stabiliteetin liittyvät seurantamittaukset ja niiden prosessointi”. Työssä käsitellään erilaisten mittaustapojen ominaisuuksien lisäksi mitattavien suureiden yhteyttä stabiliteettiin sekä olosuhteiden muutosten vaikutusta stabiliteettiin.

Työn valvojana toimi Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion professori Pauli Vepsäläinen ja ohjaajana diplomi-insinööri Jaakko Heikkilä Arcus Oy:stä. Lisäksi ohjausryhmän jäseniä olivat Erkki Mäkelä Liikennevirastosta sekä Kari-Matti Malmivaara WSP Finland Oy:stä.

Helsingissä joulukuussa 2010

Liikennevirasto  
Rautatieosasto

# Sisällysluettelo

MERKINNÄT .....	9
1 JOHDANTO .....	10
1.1 Taustaa .....	10
1.2 Tutkimusongelma .....	10
1.3 Tavoitteet .....	10
1.4 Menetelmät .....	11
1.5 Rakenne .....	11
2 MITTAUSTAVAT .....	12
2.1 Painumaletku .....	12
2.1.1 Yleiskuvaus .....	12
2.1.2 Mittaustarkkuus .....	13
2.1.3 Asentaminen ja menetelmävirheet .....	13
2.1.4 Hintataso .....	14
2.1.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset .....	14
2.2 Painumalevy .....	15
2.2.1 Yleiskuvaus .....	15
2.2.2 Mittaustarkkuus .....	16
2.2.3 Asentaminen ja menetelmävirheet .....	16
2.2.4 Hintataso .....	17
2.2.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset .....	17
2.3 Inklinometri .....	18
2.3.1 Yleiskuvaus .....	18
2.3.2 Mittaustarkkuus .....	21
2.3.3 Asentaminen ja menetelmävirheet .....	22
2.3.4 Hintataso .....	25
2.3.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset .....	25
2.4 Huokospainemittarit .....	26
2.4.1 Yleiskuvaus .....	26
2.4.2 Mittaustarkkuus .....	32
2.4.3 Asentaminen ja menetelmävirheet .....	32
2.4.4 Hintataso .....	33
2.4.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset .....	33
2.5 Takymetri .....	34
2.5.1 Yleiskuvaus .....	34
2.5.2 Mittaustarkkuus .....	34
2.5.3 Asentaminen ja menetelmävirheet .....	34
2.5.4 Hintataso .....	35
2.5.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset .....	35
2.6 Laserkeilaukset .....	35
2.6.1 Yleiskuvaus .....	35
2.6.2 Mittaustarkkuus .....	36
2.6.3 Asentaminen ja menetelmävirheet .....	36
2.6.4 Hintataso .....	37
2.6.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset .....	37
2.7 Valokuitumittaukset .....	37
2.7.1 Yleiskuvaus .....	37

2.7.2	Mittaustarkkuus.....	39
2.7.3	Asentaminen ja menetelmävirheet .....	40
2.7.4	Hintataso.....	40
2.7.5	Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset.....	41
2.8	Muita mittaustapoja .....	42
2.8.1	GPS-pohjaiset paikkamittaukset.....	42
2.8.2	Invarteräslanka-anturit .....	42
2.8.3	Mikroprosessoriohjattu maanvyöryjen varoitusjärjestelmä.....	43
2.8.4	Ekstensiometri .....	43
2.8.5	MDD-siirtymämittaus.....	43
3	MITATTAVAT SUUREET .....	45
3.1	Huokospaine .....	45
3.1.1	Yleistä .....	45
3.1.2	Huokospaineen kehittyminen murtotilaa lähestyttäessä .....	45
3.1.3	Huokospaineen vaikutus stabiliteetin laskentamenetelmiin .....	48
3.1.4	Lasketun ja mitatun huokosylipaineen vertailua.....	49
3.1.5	Murtoon asti kuormitetun huokospaineen kehitys Plaxiksen mukaan..	51
3.2	Vaakasiirtymät ja painumat.....	54
3.2.1	Yleistä .....	54
3.2.2	Mittausten analysointia.....	57
4	MITOITUSKUORMA JA KUORMITUKSEN DYNAAMISUUS.....	63
4.1	Mitoituskuorma.....	63
4.2	Leikkausaallon nopeus ja sen riippuvuus eri tekijöistä .....	63
4.3	Resonanssi .....	67
4.4	Winklerin alustamallin mukainen kriittinen nopeus. ....	67
4.5	Dynaamisuuden huomioonottaminen laskennassa .....	69
4.6	Dynaamisten vaikutusten mallintaminen elementtimenetelmälaskelmilla .....	70
5	RADAN STABILITEETTIA HEIKENTÄVÄT MUUTOKSET .....	72
5.1	Yleistä .....	72
5.2	Junan nopeuden kasvatus .....	72
5.3	Akselipainon nosto tai pengerkorkeuden kasvatus.....	72
5.4	Raitteen epätasaisuuden tai lovipyörän aiheuttamat paikalliset rasitukset .....	73
5.5	Rankkasade tai rummun tukkeutuminen.....	76
5.6	Junan pysähtyminen raiteelle.....	77
6	PROSESSINHALLINTA .....	78
6.1	Yleistä .....	78
6.2	Ongelmakohtien tunnistaminen .....	78
6.3	Seurantamittaukset.....	79
6.4	Vastuunjako .....	80
7	JOHTOPÄÄTÖKSET JA YHTEENVETO .....	81
	LÄHDELUETTELO .....	82

## LIITTEET

Liite 1 GeoCalc -laskentapoikkileikkaus Perniön sorrutuskoealueen keskellä.

# Merkinnät

## Latinalaiset

Symboli	Selite
$A$	penkereen poikkileikkausala
$B$	huokospaineparametri
$c$	sementaatio
$c'$	tehokas koheesio
$C_{cr}$	kriittinen nopeus
$C_s$	leikkausaallon nopeus
$e$	huokosluku
$E$	elastisuusmoduuli
$F_{kok}$	kokonaisvarmuusluku
$G$	leikkausmoduuli
$G_{max}$	leikkausmoduulin maksimiarvo
$I$	hitausmomentti
$L$	mittausväli
$N$	kuormituskertojen määrä
$OCR$	ylikonsolidaatioaste
$p$	paine
$Pl$	plastisuusluku
$q$	ulkoinen kuorma
$s$	painuma
$S_u$	suljettu leikkauslujuus
$t_g$	geologinen ikä
$u$	huokosvedenpaine
$w$	vesipitoisuus
$\Delta y_m$	maksimisivusiirtymä
$x$	inklinometrin vaakasiirtymä
$z$	korkeusasema, syvyys

## Kreikkalaiset

Symboli	Selite
$\gamma$	leikkausmuodonmuutos
$\gamma_c$	syklinen leikkausmuodonmuutos
$\gamma_L$	nesteen tilavuuspaino
$\theta$	kaltevuus
$\kappa$	alustamoduuli
$\xi$	vaimennuskerroin
$\rho$	tiheys
$\sigma'$	tehokas jännitys
$\phi'$	maan tehokas leikkauskestävyysskulma

# 1 Johdanto

## 1.1 Taustaa

Tämä diplomityö käsittelee ratapenkereen vakavuuteen liittyviä seurantamittauksia ja niiden prosessointia. Työ tehtiin Liikenneviraston rautatieosaston toimeksiannosta TKK:n Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Työn ohjaajana toimi Jaakko Heikkilä Arcus Oy:stä.

Suomen rataverkko on pääosin vanhaa (kuva 1) ja etenkin rannikolla usein paksuille pehmeiköille rakennettua. Akselipainojen kasvattamisen myötä on monin paikoin jouduttu tilanteeseen, jossa ratapenkereen kokonaisvarmuus ilman stabiliteettia vahvistavia toimenpiteitä on heikko. Kaikkien ongelmakohtien korjaaminen olisi kallista ja aikaa vievää.

Liikenneviraston rautatieosaston laatima ratateknisten ohjeiden osa 3 (RATO3) ohjaa radan rakenteen suunnittelua ja mitoitusta. Näiden ohjeiden perusteella olemassa olevilla radoilla voidaan kokonaisvarmuuden ollessa välillä  $F_{kok} = 1,30 \dots 1,50$  stabiliteetin parantamisen sijasta asettaa seurantamittaus. Seurantamittauksella tarkoitetaan tässä yhteydessä ratapenkereen pitkäaikaisen käyttäytymisen seuranta. Tarkempia ohjeita seurantamittauksien käytöstä ei kuitenkaan ole.

## 1.2 Tutkimusongelma

Seurantamittausten käytön ohjeistuksen puuttuessa työn lähtökohtana on sen suunnitelmien luominen. Tähän liittyen tarkastellaan seuraavia asioita:

Minkälaiset mittaustavat soveltuvat seurantaan?

Mitkä tekijät vaikuttavat seurantamittausten tarpeeseen?

Minkälainen prosessi seurantamittauksiin liittyy?

## 1.3 Tavoitteet

Työn tavoitteena on luoda yleiskuvaus käytettävistä seurantamittausmenetelmistä ja niiden toimivuuteen liittyvistä tärkeimmistä tekijöistä. Lisäksi työssä käsitellään yleisesti mitattavien suureiden merkitystä sortumisvaaran tunnistamisessa. Työn tarkoituksena on myös löytää prosessi mittausten ja mittaustulosten käsittelylle Liikenneviraston organisaatiossa.



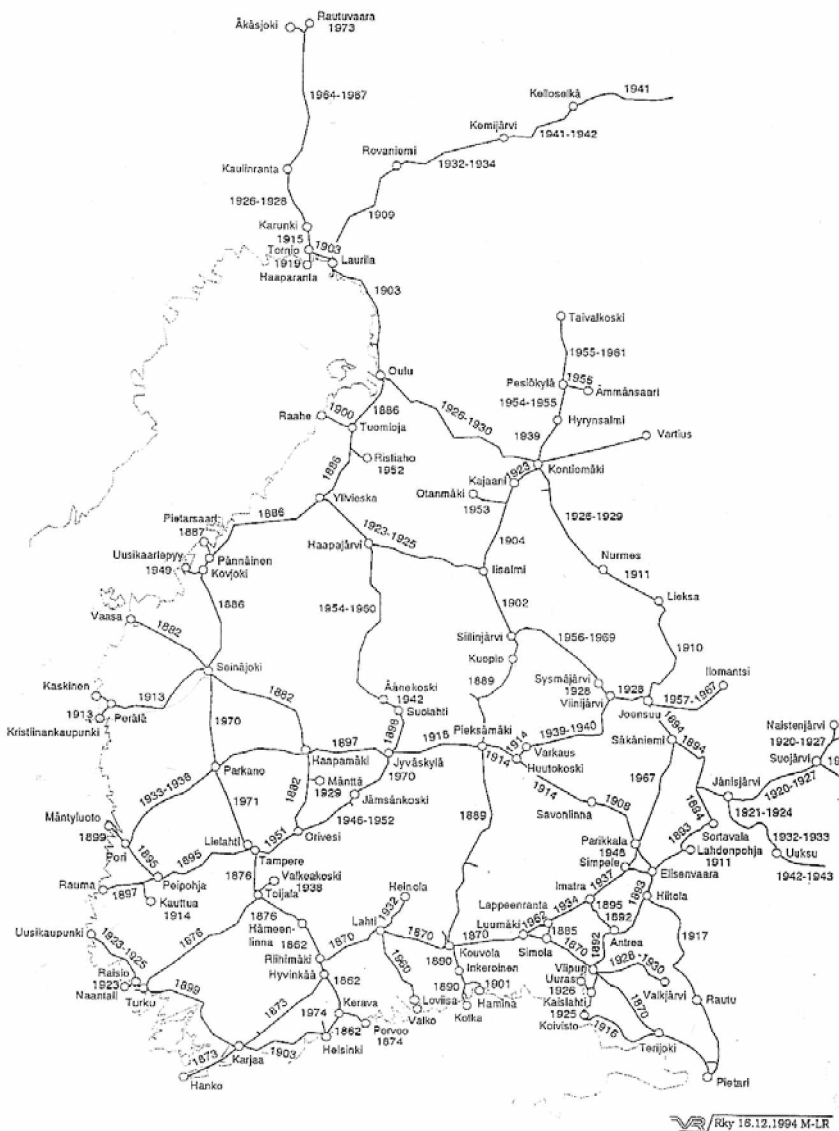
## 1.4 Menetelmät

Työn tutkimusmenetelmä on kirjallisuustutkimus, jota täydennetään asiantuntija-haastatteluilla.

## 1.5 Rakenne

Työ koostuu mittausmenetelmiä käsittelevästä osuudesta, yleiskuvauksesta mitattavista suureista sekä ehdotuksesta prosessinhallinnan rakenteelle.

### RATAVERKON KEHITYS



Kuva 1. Rataverkon ikä 1994 (VR Oy)

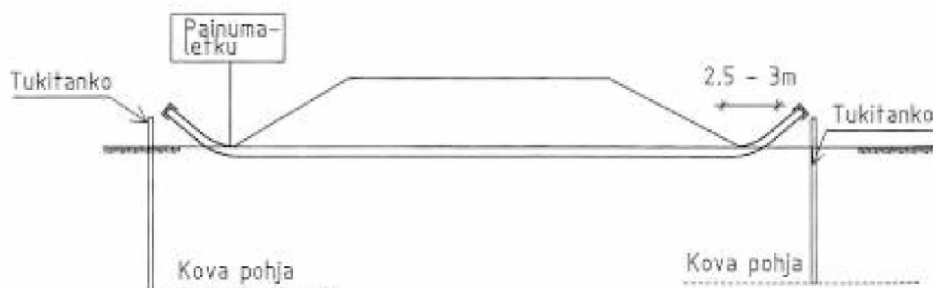
## 2 Mittaustavat

### 2.1 Painumaletku

#### 2.1.1 Yleiskuvaus

Mittaus painumaletkulla perustuu hydrostaattiseen paineeseen eli paineen lineaariseen kasvuun nesteessä syvyyden suhteen. Painumaletku asennetaan tarkasteltavan maapohjan varaan ja täytetään nesteellä (kuva 2). Syvyyssuuntaisia muutoksia mittauspisteessä seurataan mittaamalla paineanturilla painetaso suhteessa tunnettuun kiintopisteeseen. Yhteen letkuun voidaan asentaa useita kiinteisiin pisteisiin asennettuja paineantureita tai käyttää liikutettavaa anturia. (Luomala 2009) Paineanturin syvyys  $z$  nesteessä saadaan selville hydrostaattisen paineen  $p$  kaavan perusteella, kun nesteen tilavuuspaino  $\gamma_L$  tunnetaan (kaava 1):

$$p = \gamma_L \cdot z \quad (1)$$



Kuva 2. Periaatepiirros letkupainumamittarin sijoittamisesta. (Tielaitos 2000)

Painumaletkun merkittävin etu on, että käytettävät anturit voidaan vaihtaa painumaletkun sisälle letkun maahan asentamisen jälkeenkin (Luomala 2009). Lisäksi yhdellä painumaletkulla saadaan jatkuva painumakuvaaja pituus- tai poikkileikkauksessa. Mittausjärjestelyt eivät häiritse muuta toimintaa mittauskohteessa, kuten mahdollisia työkoneita tai työmaaliikennettä. Haittapuolena voidaan pitää letkujen vaurioitumismahdollisuutta, mikäli painumaerot ovat suuria. Perinteisellä liikutettavalla anturilla tehtyjen mittausten ei ole aina katsottu olevan täysin luotettavia. (Tielaitos 2000)

Perinteisesti painumaletkuissa käytetään tavallista paineanturia, joka mittaa painetta ilmanpaineen suhteen. Menetelmän hyvänä puolena on, että näin ilmanpaineen vaihtelun vaikutus nesteen paineeseen eliminoituu automaattisesti. Haittapuoli on kuitenkin, että ilmanpaineen järjestäminen paineanturille on kallista, sillä sitä varten on asennettava erillinen putki. Lisäksi tämä rajoittaa mittaускаapelin pituutta. Ilmanpaineen suhteen mittaavia antureita ei myöskään voida sijoittaa useita yhteen painumalletkuun. (Luomala 2009)

Absoluuttista painetta mittaavista antureista käyttökokemuksia on ainakin VTI Technologiesin valmistamista antureista. Anturit mittaavat paineen lisäksi lämpötilaa. Nämä anturit ovat digitaalisia, joten niitä voidaan lisätä yhteen kaapeliin rajattomasti.

Antureiden mittaustuloksista on kuitenkin vähennettävä mittaushetken ilmanpaineen suuruus jälkikäteen, jotta ilmanpaineen vaihtelut eivät vaikuta tuloksiin. (Luomala 2009)

Absoluuttipaineantureilla tehtävissä mittauksissa yksittäisen letkun maksimipituus on noin 500 metriä. Pituutta rajoittavat mittaustulosten lukemiseen liittyvä sarjaliikenteen toimivuusalue. Letkun pituuden kasvaessa myös lämpötilaeroja tasaavien virtausten aiheuttamat paine-erot kasvavat, mikä heikentää mittausten luotettavuutta. (Luomala 2010)

### 2.1.2 Mittaustarkkuus

Tiehallinnon tierakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset -ohjeen mukaan ilmanpaineen suhteen mittaavan anturin mittausrésoluutio on 1 mm ja mittaustarkkuus  $\pm 10$  mm. (Tielaitos 2000)

VTI:n absoluuttipaineantureiden mittausrésoluutio on 80 mm ilmapatsasta. 830 kertaa ilmaa raskaammassa vedessä résoluutio olisi näin ollen 0,1 mm. Näiden antureiden toimintaa testaavassa kokeessa Paimiossa mittaustarkkuuden havaittiin olevan pidemmällä aikavälillä 10 mm. Mittaustulosten hajonta oli suurimmillaan heti mittausten aloittamisen jälkeen. Myöhemmin asentamisen jälkeen tapahtumien muutosten mittaustarkkuus voi olla paljon parempi, ainakin jos lämpötilamuutokset eivät ole kovin jyrkkiä. Esimerkiksi toukokuussa tehtyjen vierekkäisten antureiden mittaustulosten hajonta oli alle 2 mm putken alkuosaa lukuun ottamatta. (Luomala 2009)

Paineanturit on kalibroitu valmiiksi tehtaalla. Paimion kokeessa käytetyt anturit kalibroitiin vielä ennen koetta putken sisällä paineilman ja alipaineen avulla. Kalibrointi osoitti, että paineen muutoskerroin on antureilla hyvin samanlainen, mutta nollakohta eroaa hieman anturista toiseen. (Luomala 2009, Luomala 2010)

Nopeat lämpötilanmuutokset voivat aiheuttaa muutamien millimetrien suuruisia mittausrévirheitä. Tämä perustuu nesteen tiheyden muutokseen. Pakkasjakson alussa neste kylmenee nopeammin putken alussa ilman läheisyydessä kuin maan alla olevissa osissa. Lämpötilaerosta johtuvat tiheyserot aikaansaavat nesteen virtauksen. Pitkässä putkessa virtausvastus aiheuttaa putken päiden välille paine-eron, joka vastaa muutamien millimetrin korkeuseroa. Lämpötilaeroista aiheutuvien virheiden korjaaminen vaatii tarkan analyysin ja eri antureiden lämpötila ja absoluuttinen korkeusasema on oltava tiedossa. (Luomala 2009)

### 2.1.3 Asentaminen ja menetelmävirheet

Liikutettavalla anturilla toimiva painumaletku voidaan asentaa esimerkiksi Tielaitoksen, joka on nykyisin osa Liikennevirastoa, vuonna 2000 laatiman ohjeen mukaisesti. Painumaletkumittauksissa letkussa ei saa olla jatkoksia, vaan sen tulee olla yhtenäistä muoviputkea. Letkuun vedetään nailonnaru, jolla mitta-anturia liikutetaan. Letku asennetaan mahdollisimman suoraan tasaiselle, kivettömälle maapohjalle, tarvittaessa letkun alle tehdään noin 100 mm paksu tasauskerros hiekasta. Letku ankkuroidaan maahan lyötävin harjateräskoukuin. 0-mittauksena letkun yläpinta vaaitaan määrävällein, yleensä 1 m välein. 0 -mittauksen jälkeen letku peitetään noin 200 mm paksuisella hiekkakerroksella varoen liikuttamasta letkua vaaituksen mukaisesta asemasta. Hiekkatäyttö suojataan 500 mm paksulla kivettömällä pengermaalla. Veden tai maan putkeen valumisen estämiseksi letkun päät nostetaan ylös maanpinnasta ja tulpataan

suojatulvilla, esimerkiksi puutapeilla. Letkun päät kiinnitetään kovaan pohjaan asti lyötävään tukitankoon, joka voi olla esim. metalliputki tai puupaalu. Tukitanko toimii mittausten peruskorkeutena. Tukitankojen korot vaaitaan jokaisen mittauksen yhteydessä, painumamittaukset tehdään samoista kohdista kuin o mittaukset on tehty. (Tielaitos 2000)

Edellä mainitulla tavalla suoritettussa asennuksessa on useita mahdollisuuksia mittausten virhelähteiksi. Letku voi liikkua vaaituksen jälkeen, mittaukset voivat kohdistua horisontaalisesti väärään kohtaan tai peruskorkeuden vaaitus voi epäonnistua. On mahdollista, että havainnot mittausten epäluotettavuudesta johtuvat näiden virheiden toteutumisista.

Painumaletkun toimivuutta tutkivassa kokeessa Paimiossa testattiin kiinteää, letkuun jätettävää 50 paineanturin piiriä. Kokeen mukaisesti asennus tehtiin seuraavalla tavalla. Anturit vedettiin halkaisijaltaan 40 mm suuruiseen vesijohtoputkeen vaijerin avulla signaalikaapelissa, johon ne oli kiinnitetty 3 m välein. Letku täytettiin öljyllä alapäästä alkaen, jotta ilma poistuisi letkusta. Öljyn käyttö letkussa suojaa paineantureita ja lisää mittaustarkkuutta veteen tai alkoholiliuokseen verrattuna. Letku asennettiin kaivinkoneella kaivettuun uraan noin 300 mm syvyydelle. Letku on myös mahdollista asentaa auraamalla tehtyyn uraan. Mittaustietokoneeseen muodostettiin etäyhteys liikkuvan laajakaistan välityksellä ja koneen suojaksi rakennettiin pieni mittauskoppi. Letkun korkeusasema määritettiin letkussa olevan paineen avulla ja letkun yläpää kiinnitettiin liikkumattomaan pisteeseen, jotta neste yläpinta pysyisi paikallaan. (Luomala 2009)

Antureiden paine-erot suhteessa ensimmäiseen mittaukseen paljastavat, kuinka paljon letku on anturin kohdalla painunut. Tarkkojen mittaustulosten vaatiman lämpötilakompensaation tekemiseksi tarvitaan kuitenkin tieto antureiden absoluuttisesta korkeusasemasta, mutta mitä syvemmälle letku asennetaan, sitä vähäisempi merkitys lämpötilamuutoksilla on mittausten suhteen. Syvä asennus myös seuraa penkereen liikkeitä matalaa luotettavammin, koska se estää pinnalta päin aiheutettujen liikkeiden näkymisen mittauksissa. (Luomala 2009)

#### **2.1.4 Hintataso**

Mittauksissa hyvin toimineet absoluuttipaineanturit maksavat noin 200 €/kpl. Painumaletkun asennusten konekustannukset ovat 600...800 € työvuorossa, rataympäristössä turvajärjestelyt tuplaavat hinnan. Yhdessä työvuorossa saadaan auraamalla asennettua noin 500 m letkua. Aloituskustannuksia lisäävät tarvittavat kytkennät sähkö- ja tietoverkkoihin sekä mittausten käynnistymisen varmistaminen. (Luomala 2010)

#### **2.1.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset**

Painumaletkun toimivuudesta saatiin Paimion kokeen perusteella seuraavanlaisia kokemuksia: Painumaletku toimi odotusten mukaisesti, eikä varsinaisia mittausten keskeyttäviä ongelmia esiintynyt. Mittaustarkkuus osoittautui olevan pitkällä aikavälillä noin 10 mm. Lyhyemmällä aikavälillä, esimerkiksi toukokuun aikana mittaustulosten vaihtelu oli vain pari millimetriä. Penkereen lämpötila vaikutti hieman mittaustuloksiin nesteen tiheyden muutosten takia. Vuorokausittainen painuman muutos eri syvyyksillä sijainneiden pisteiden välillä oli muutamia millimetrejä. Mittaustulokset olivat varsin luotettavia puolen vuoden aikajänteellä. Yksittäisiä virheellisiä mittaus-

tuloksia syntyi junan ylityksestä, jotka ovat suurimmillaan jopa parikymmentä millimetriä. Virhe aiheutui oletettavasti putkeen muodostuvista paineiskuista. Tästä syystä yksittäisen mittauksen tulokseen ei voi luottaa, vaan tarkasteluun kannattaa ottaa aina muutama mittaus. Junan ylitykseen kuluva aika on mittauskierrokseen nähden lyhyt eikä sama juna vaikuta kahteen peräkkäiseen mittaukseen. Tarkastelujakson aikana yksi mittausanturi lakkasi toimimasta oltuaan öljykylvyssä 5 kuukauden ajan. Anturi jatkoi toimintaansa muutaman päivän tauon jälkeen, mutta lopetti toimintansa uudelleen. Puolen vuoden kohdalla toinenkin anturi temppuili muutaman päivän ajan, mutta jatkoi jälleen toimivana. Painumaletkuun tehtiin 10.6.2009 tapahtuneen tarkastus- ja vaaituskäynnin yhteydessä pieniä siirtymiä lapiolla. Letku reagoi korkeusase-  
man muutoksiin odotetusti. Lähellä painumaletkun alkupäätä tehty nosto aiheutti odotetun kaltaisen muutoksen kyseiseen anturiin, mutta painumaletkun loppuosaa painui antureiden mukaan puolet tehdystä muutoksesta. Tämä aiheutui siitä, että nosto syrjäytti nestettä helpompaan suuntaan ja painetaso letkun loppuosalla nousi. Tilanne olisi luultavasti tasoittunut muutaman tunnin kuluessa, kun ylimääräinen neste olisi virrannut letkun alkupäässä olevaan tasausastiaan. (Luomala 2009)

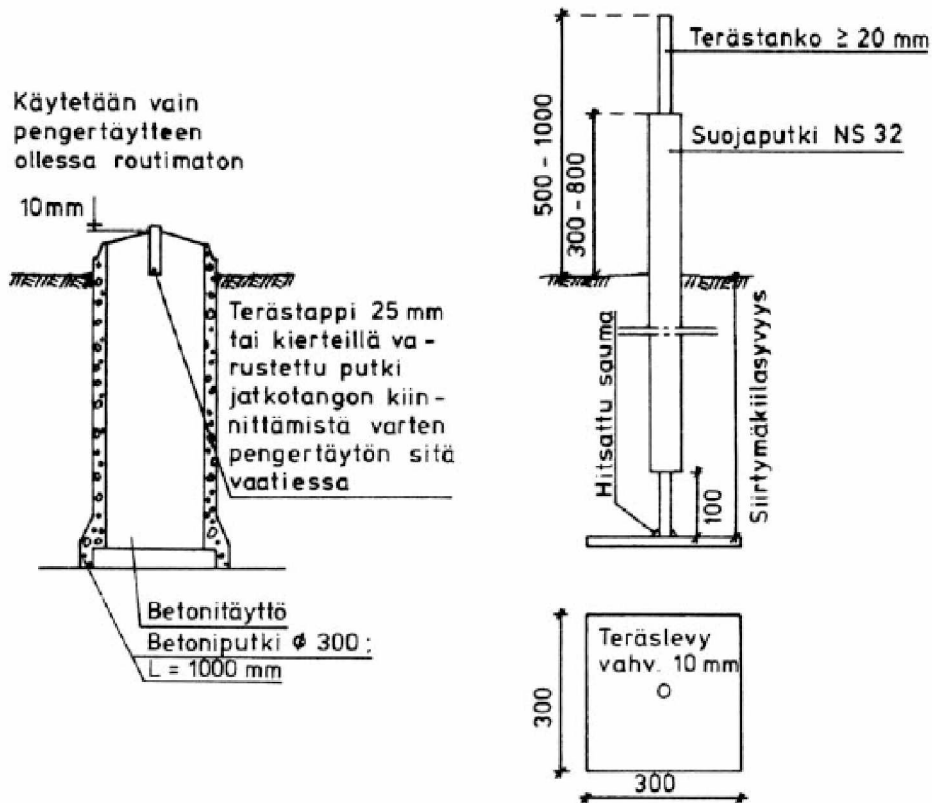
Perniön sorrutuskokeessa painumaletkut toimivat hyvin ja luotettavasti. Uudenmallisten 80 mittauksen keskiarvon laskevien antureiden satunnaisepätarkkuudeksi osoit-  
tautui vain 0,2 mm. Vain yhdessä anturissa havaittiin karkea virhe. Tarkkuuden lisäksi painumaletkun eduksi voidaan laskea sen edullisuus ja yksinkertaisuus. (Lehtonen 2010a)

## 2.2 Painumalevy

### 2.2.1 Yleiskuvaus

Painumalevy on hyvin yksinkertainen mittausväline, joka koostuu litteästä levystä ja siihen kiinnitetystä pitkästä mittaustangosta. Suojaksi täytömaan painumilta tanko ympäröidään putkella. Painumalevy asetetaan tarkkailtavalle pinnalle ja tangon ase-  
maa seurataan painuman aikana verrattuna kiinteään tukipisteeseen. (MacCulloch & Munro 2006)

Kuvassa 3 on esitetty routimattomassa maassa käyttöön soveltuva betoninen painu-  
matarkistin ja routivassa maassa käyttöön soveltuva teräksinen painumalevy.



Kuva 3. Betoninen ja teräksinen painumatarkistin (Tielaitos 2000)

### 2.2.2 Mittaustarkkuus

Koska painumalevyn painumaa seurataan tangon liikkeen perusteella, painumalevyn mittaustarkkuus on tangon korkeusaseman vaaiutustarkkuus. Parhaimmillaan tarkkuus on siis alle 1 mm. Käytännössä mittaustarkkuus tuskin on aivan näin hyvä. Mittauksessa on epävarmuuslähteitä, joita ovat esimerkiksi tangon tai levyn taipuminen ja laitteiston vaikutus itse mittauspintaan.

### 2.2.3 Asentaminen ja menetelmävirheet

Painumalevy asetetaan tasatun pohjamaan, rakennekerroksen tai pystyjoituskohteessa ojituserroksen päälle ja levyn päälle rakennetaan suojapenger. Mittaustangon ympärille asennetaan suojaputki, tankoa ja putkea jatketaan tarvittaessa vaiheittain pengerkorkeuden kasvaessa. Jos painumaseuranta halutaan tehdä pengertämisen alkaessa, tankoa jatketaan kierteisten tappien avulla. Täyttö tehdään siten, ettei tanko väänny tai taivu. (Tielaitos 2000)

Valmiilla penkereillä, joita vanha ratapenkeret ovat, käyttöön soveltuvat painumamittarit, jotka voidaan kiertää maahan kairan tavoin (kuva 4). Näissä mittareissa 30 cm halkaisijaltaan oleva metallilevy on halkaistu niin, että se pureutuu maahan. Levyn varsi on tehty kairatangosta, jonka päässä olevan kierteen avulla kairaus tapahtuu. Jos maaperä sisältää isoja kiviä, tällainen kairatanko tosin väänny käytännössä helposti. (Sanaksenaho 2010)



Kuva 4. Kierrettäviä painumamittareita (Destia Oy)

#### 2.2.4 Hintataso

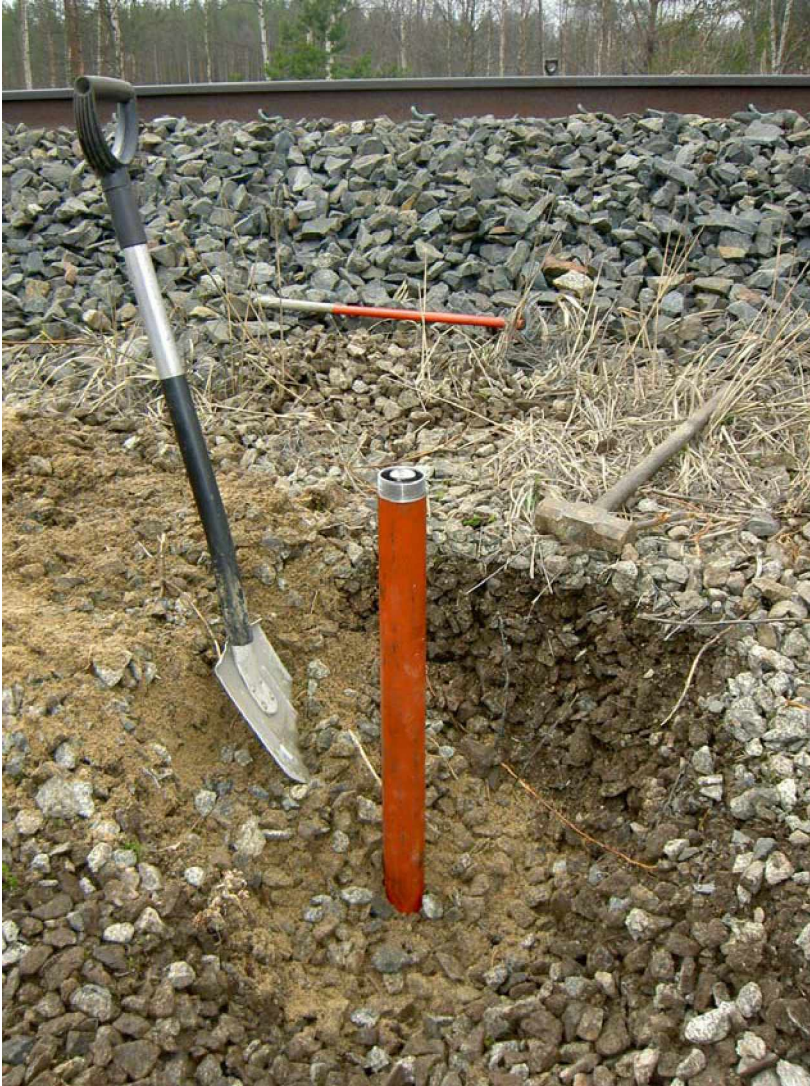
Painumalevyn asennuksessa työvuoron hinta vaihtelee 500...1000 € välillä. Asennusnopeuteen vaikuttavat olosuhteet ja vaatimukset. (Jokela 2010)

#### 2.2.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset

22 painumalevyä asennettiin Tampere–Seinäjoki-rataosuudelle. Kohteen painumista seurattiin kahden kuukauden välisillä mittauksilla kahden vuoden ajan. Ratapenkeereet ovat lähes poikkeuksetta kivisiä, joten asennuskohdan kivettömyys tuli varmistaa tangon vääntymisen estämiseksi. Varmistus tapahtui kaivamalla alkukuoppa lapiolla ja sen jälkeen lyömällä metallitanko tavoitesyvyyteen. Varmistuksen jälkeen mittarit kierrettiin maahan käsikäyttöisellä kääntövarrella. Työ oli melko haastavaa. Mittarit katkaistiin yläpäästä kulmahiomakoneella, jolloin mittauskohhta oli tasainen vaakatasossa oleva putken pää. Mittarin yläpää suojattiin pohjavesiputkella, jossa oli kierreet metalliselle suojahatulle (kuva 5). Suojaus toimi hyvin ja mittarit pysyivät hyvässä kunnossa. Suojaputki asennettiin huolellisesti siten, että putki ei paina mittaria mihinkään suuntaan. (Sanaksenaho 2010)

Mittareiden korkeus vaaittiin Leican DNA 03 elektronisella vaaituskoneella, jolla korkeusmittauksen keskivirhe on 0,3 mm 1 km edestakaisessa vaaituksessa. Tulokset olivat johdonmukaisia ja vaikuttivat luotettavilta. Muutamiin mittareihin tuli selviä häiriöitä yhden mittauskerran välillä, koska mittareita oli tönitytty kaapelikourun asennustöiden yhteydessä. Mittarit asettuivat kuitenkin tämän jälkeen lähes liikkumattomiksi. (Sanaksenaho 2010)





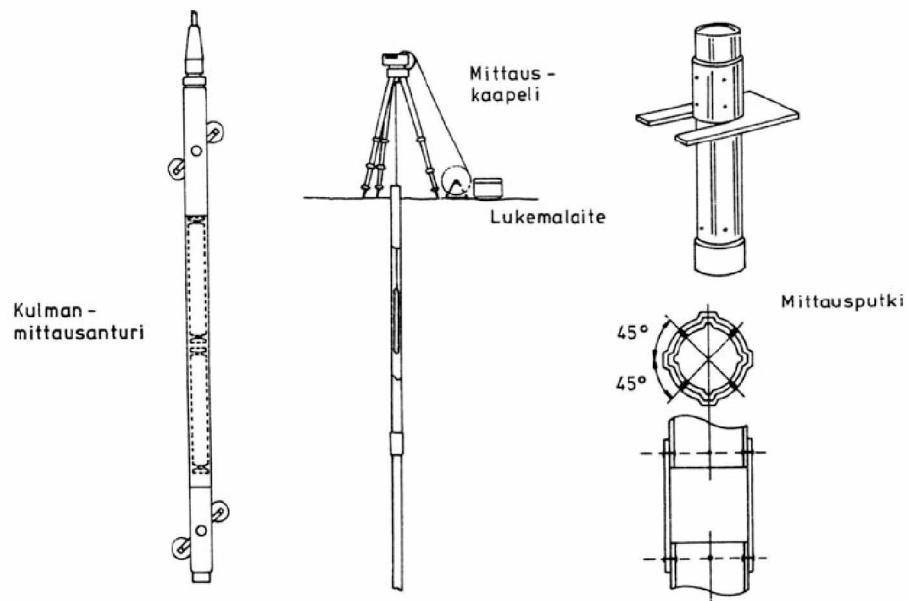
Kuva 5. Painumamittari suoja-putkella (Destia Oy)

## 2.3 Inklinometri

### 2.3.1 Yleiskuvaus

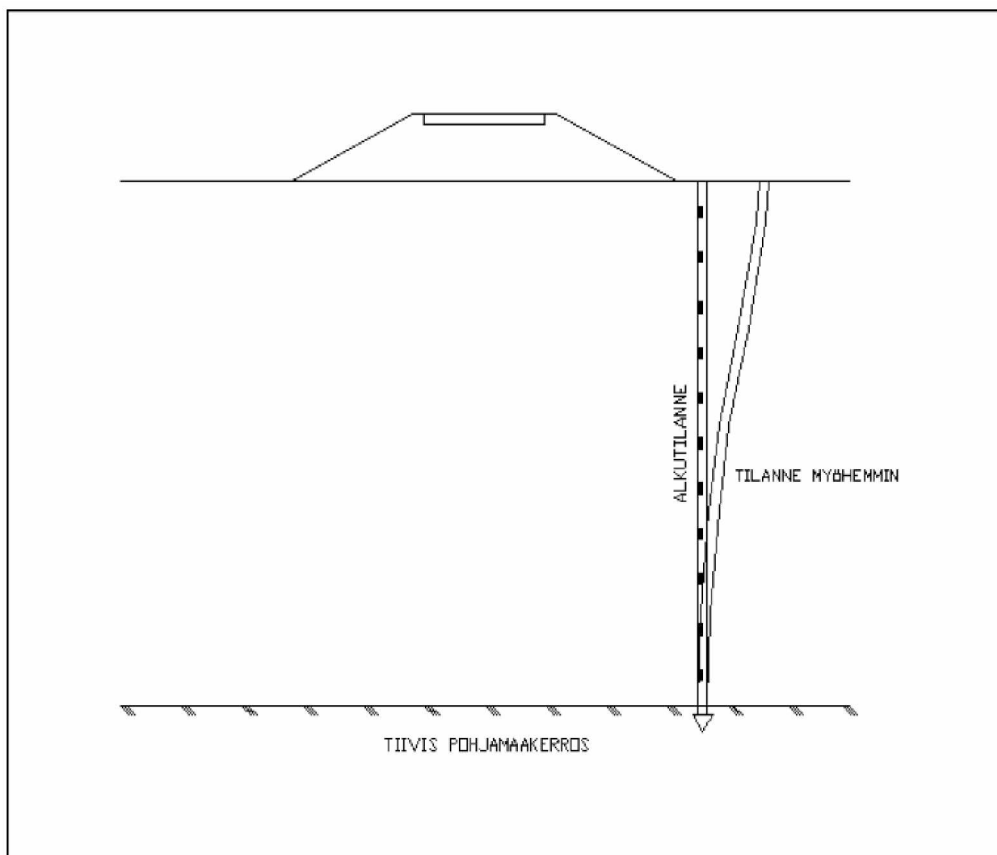
Inklinometri on kulma-anturi, joka mittaa laitteen asennon suhteessa maan vetovoimaan. Anturi sijoitetaan inklinometriputkeen, josta mittaus tehdään. (Luomala 2009) Kuvassa 6 on esitetty inklinometrilaitteistoa.





Kuva 6. Inklinometrimittauksessa tarvittava välineistö (Tielaitos 2000)

Inklinometriputki asennetaan tavallisimmin pystysuorasti oletettujen liikeyöhykkeiden lävitse (kuva 7). (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

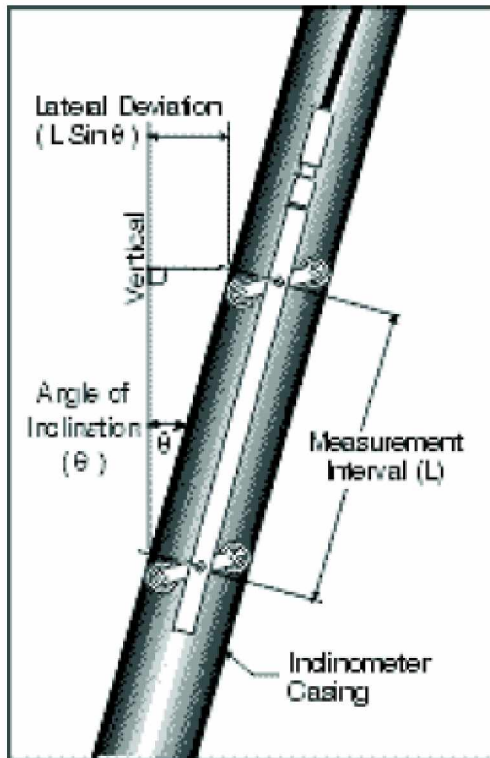


Kuva 7. Inklinometrimittausten käyttöperiaate penkereen alla olevassa maassa (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Mittaustulosten perusteella määritetään putken taipumaviiva mittaushetkellä. Putken ja sen ympärillä olevan maamassan liike voidaan määrittää mittaushetkien välisten taipumaviivojen erojen perusteella. (Tielaitos 2000)

Kuten kuva 8 havainnollistaa saadaan putken vaakasiirtymä  $x$  mittausvälillä  $L$  kaltevuuden  $\theta$  perusteella kaavan 2 mukaisesti:

$$x = L \cdot \sin \theta \quad (2)$$



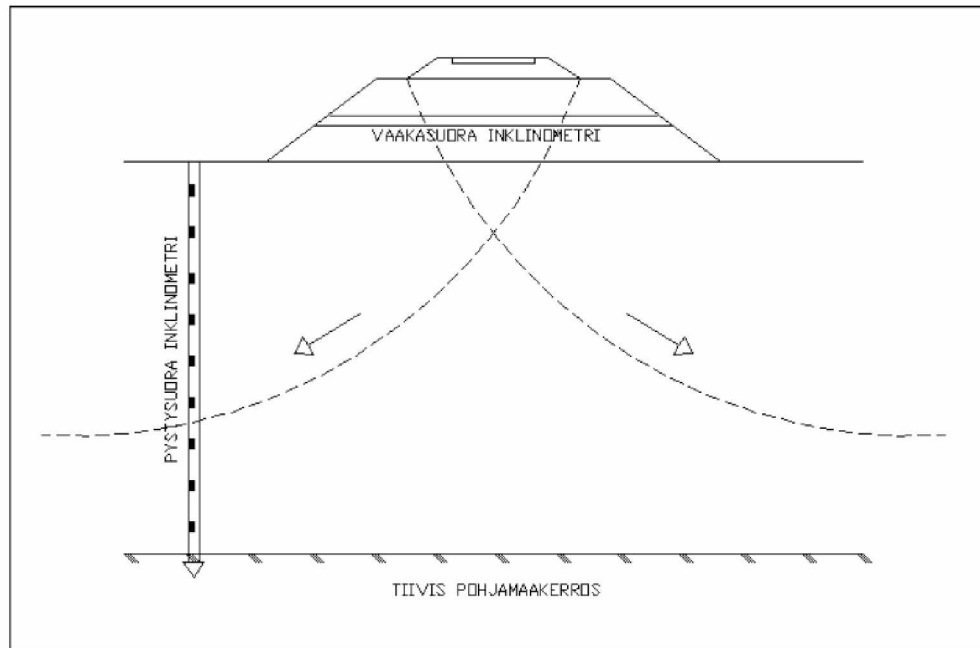
Kuva 8. Kaltevuusmittaukset muutetaan sivupoikkeamiksi (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Koska yksi mittaus voi tuottaa useita satoja datapisteitä, data tiivistetään ja visualisoidaan tietokoneohjelmalla. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Mittaustavan etuna on sen ominaisuus paljastaa kaikkien maakerrosten liikkeet (Luomala 2009). Niillä voidaan arvioida kehittyvän liukupinnan sijaintia, jonka ansiosta stabiliteettilaskelmien luotettavuutta voidaan parantaa korjaustoimenpiteitä suunniteltaessa (Lehtonen 2010a). Inklinometrillä saadaan kuvaa myös liikkeen kiihtyvyydestä, ja näin ollen korjaavien toimenpiteiden tarpeen lisäksi tietoa niiden onnistumisesta. Toisaalta mittaustapa on horisontaalisesti pistemäinen, eikä esimerkiksi penkereen oikealle puolelle sijoitettu inklinometri välitä tietoa edes vasemmalla puolella alkavista siirtymistä. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Maan painumien ja kohoumien profiilien mittaus onnistuu vaakasuoraan asennetulla inklinometriputkella (kuva 9). Menetelmää käytetään penkereiden lisäksi myös mm. varastosäiliöiden, patojen ja kaatopaikkojen alla. Vaakasuorassa mittauksessa käytetään vaakasuoraa sondia, jota liikutellaan ohjauskaapelilla putken päästä päähän.

Mittaustapa on samanlainen kuin pystysuorassakin mittauksessa, ts. nollamittauksen jälkeen tapahtuneet muutokset kiihtyvyyssmittarin antamissa kaltevuuksissa indikoivat putken liikkuneen, eli maan painuneen tai nousseen. Penkereeseen vaakasuoraan poikittain asennettu inklinometriputki ennakoii alkavaa sortumaa penkereen molemmiin puolin, toisin kuin pystysuoraan asennettu inklinometriputki. (Brecciaroli & Koloisoja 2004)



Kuva 9. Vaakasuora inklinometri (Brecciaroli & Koloisoja 2004)

### 2.3.2 Mittaustarkkuus

Perniön sorrutuskokeessa 2009 käytettyjen inklinometrien mittausrésoluutio oli noin 0,03 astetta (Lehtonen 2010). Jos mittaukset tehdään puolen metrin välein, tarkoittaa tämä alle 0,3 mm siirtymän mittaustarkkuutta mittaussvälillä.

Erään valmistajan omilla laitteillaan tekemien mittausten perusteella inklinometrin epätarkkuus on 0,3 tuumaa 100 jalkaa kohti eli noin 7,5 mm 30 metrillä. Arvioon on päädytty kokeellisesti laajan mittaussaineiston perusteella. Edellytyksenä on, että putki on alle 3 asteen kulmassa pystysuorasta ja mittaukset tehdään huolellisesti kahden jalan välein. (Durham Geo 2010)

Tielaitoksen vuodelta 2000 peräisin olevassa ohjeesta saa kuvan siitä, kuinka paljon mittaussputken asennuksen onnistuminen vaikuttaa mittaustuloksiin. Ohjeen mukaan mittapään mittaustarkkuuden on havaittu olevan noin 2 mm. Käytännössä mittaustarkkuuden on tällöin havaittu vaihtelevan 2...5 mm välillä, jos inklinometriputken alaosa on hyvin kiinnitetty esimerkiksi kallioon tai tiiviiseen moreeniin tukeutuen. Mikäli kiinnitys on huonompi, ja putken alaosa pääsee liikkumaan vähän, on mittaustarkkuus 10...30 mm. (Tielaitos 2000). Putken pituudet ovat ohjeen laatimisen aikaan olleet yleisesti 10...20 m (Salo 2010).

Mitä paksumpien maakerrosten läpi inklinometriputki asennetaan, sitä useamman kaltevuusmittauksen perusteella siirtymä putken yläpäässä lasketaan. Siten mittaukset ovat sitä epätarkempia mitä syvempi pehmeikkö on. (Luomala 2009)

Liian lähelle rataa sijoitettu inklinometri voi saada siirtymiä junien liikkeistä. Penkereen todellisten liikkeiden erottaminen junan suoraan putkeen aiheuttamista liikkeistä voi tällöin olla hankalaa. (Ratahallintokeskus 2005b) Mittausten tarkkuuteen vaikuttavat myös mm. lämpötilaerot, tuulisuus, mittalaitteen jännite-erot, inklinometriputken valmistustoleranssit sekä putken kaltevuus. Mittaukset ovat myös tarkempia pyöräparin suunnassa kuin sitä vasten kohtisuorassa suunnassa. Numeerista mittaus-tuloksista mahdolliset poikkeamat pystyy havaitsemaan selkeämmin kuin graafisista tuloksista, jolloin virheelliset tulokset on helpompi suodattaa pois. (Immonen 2010)

Edellä lueteltujen virheiden lisäksi sähköisissä mittauksissa voi syntyä bittivirheitä. Perniön sorrutuskokeessa tehdyissä inklinometrimittauksissa havaittiin satunnaisia mittaus-tuloksia, jotka olivat selkeästi muista tuloksista poikkeavia ja aina noin -1,86 asteen suuruisia. Virheiden arvellaan liittyneen lämpötilakorjauksiin. Koska kulmat muuttuivat muuten hyvin hitaasti, voitiin virheet korjata hyvällä varmuudella. Ilman korjauksia virheelliset mittaus-tulokset olisivat vaikuttaneet laskennallisiin mittaus-tuloksiin ylempien anturien kohdalla noin 16,2 mm suuruisena, sillä mittausväli oli 500 mm. (Lehtonen 2010a)

### 2.3.3 Asentaminen ja menetelmävirheet

Inklinometriputki painetaan maahan tai asennetaan kairaus- tai porausreikään. (Luomala 2009) Tarvittaessa voidaan käyttää myös suojaputkea. Inklinometriputken tulee olla materiaaliltaan taipuisaa (esimerkiksi alumiinia), jotta putki pääsee liikkumaan ympäröivien maamassojen mukaisesti. (Tielaitos 2000)

Useimmiten mittauksia tekevät yritykset käyttävät putkea, jolla on pieni halkaisija. Pieni putki voidaan asentaa pienellä 90 mm porakalustolla helpommin ja nopeammin kuin isompaa kalustoa vaativat putket. Putken on todettu riittävän Suomen olosuh-teissa, koska taipumat eivät yleensä ole niin suuria, että ne estäisivät anturin liikku-misen pienessäkin putkessa. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Asennusputkea nostettaessa ei inklinometriputkea saa pyörittää. Pyöritys saattaa aiheuttaa inklinometriputken kiertymistä, jolloin mittaus-suuntaa ei enää tosiasiallisesti tiedetä. Asennusputkea käytettäessä huuhtelu tulee tehdä huolellisesti. Jos huuhtelu on huolimaton, voi asennusputkea nostettaessa inklinometriputki nousta mukana tai katketa. Huuhtelu on kuitenkin tehtävä siten, ettei putken ympärille tehdä tyhjää tilaa. Putki tulee asentaa mahdollisimman pystysuoraan, koska mittaus-tarkkuus on pystysuorassa putkessa vinoa putkea parempi. (Immonen 2010) Putken penkereen yläpuolelle jäävä vapaasti liikkuva osa tulee pitää mahdollisimman lyhyenä (Ratahal-lintokeskus 2005b).

Yleensä inklinometrimittaukset tehdään putken alapään suhteen, jolloin inklinometri-putki on asennettava kovaan pohjaan asti, jotta pohja olisi liikkumaton (Luomala 2009). Asennussyvyys tulee suunnitella etukäteen esim. paino- tai heijarikairaustu-loksen perusteella. Kallioon putki kiinnitetään esimerkiksi 0,5 m syvään porattuun reikään. Asentajan tulee varmistaa, että putki ulottuu suunniteltuun syvyyteen. Put-ken kiinnittymisen ympäröivään maahan voi varmistaa testaamalla, muuttuuko inkli-

nometrin mittaama lukema, jos putken yläpäätä taivutetaan käsin. Jos lukema muuttuu, putki on todennäköisesti irti ympäröivästä maasta. (Immonen 2010)

Mittaus voidaan suorittaa myös putken yläpään aseman perusteella. Siinä tapauksessa yläpään asema on kuitenkin määriteltävä aina ennen mittausta esimerkiksi takymetrillä. Jos putkeen voi kertyä vettä, on sen jäätyminen estettävä pakkasasteilla. (Tielaitos 2000)

Yläpään suhteen tehtyjen mittausten tarkkuus on kuitenkin heikompi kuin alapään suhteen tehtyjen mittausten. Koska mittalaitteen tarkkuus on pyöräparin suunnassa tarkempi kuin sitä vasten kohtisuorassa suunnassa, tulee ensisijainen siirtymien havainnointisuunta määrittää ja putki asentaa siten, että pyörien urat ovat päähavaintosuunnan suuntaisesti. Jos putkia jatketaan, on luonnollisesti varmistettava, että liitokset kestävät putken arvioidut siirtymät. Putken jatkos- ja lyhennyspituudet on myös tiedettävä, jotta uudet mittaukset voidaan kohdistaa tarkkaan samoihin paikkoihin kuin vanhat mittaukset. (Immonen 2010)

Mittaukset voidaan tehdä joko automaattisesti tai käsin. Automaattisissa mittauksissa luetaan pysyvästi inklinometriputkessa olevien antureiden kallistumat, käsin mittattaessa käytetään siirrettävää sondia.

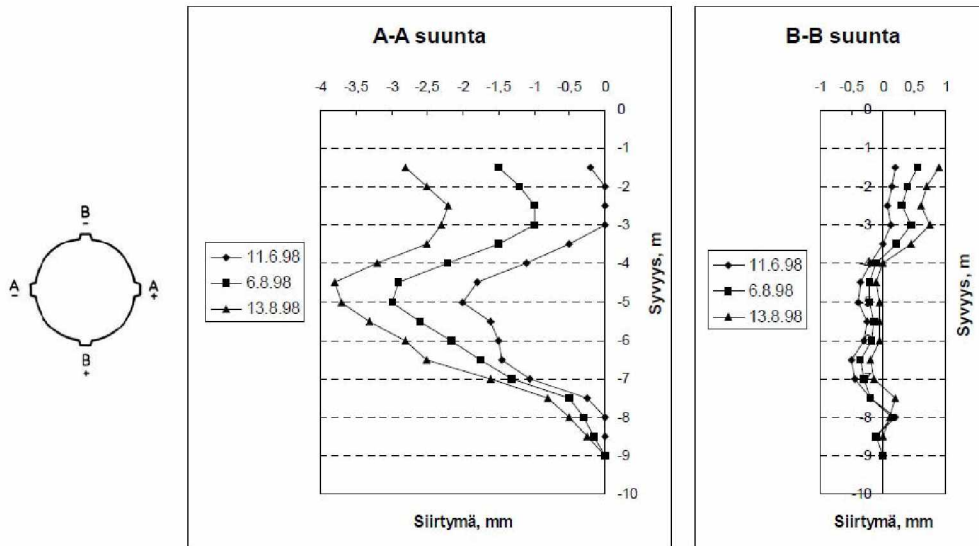
Käsin tehtävässä mittauksessa anturi syötetään kaapelin avulla putken pohjalle ja annetaan anturin lämpötilan tasaantua putken lämpötilan suuruiseksi. Anturia nostetaan ylöspäin ja mittaus suoritetaan määrävälein, yleensä metrin tai puolen metrin välein. Ensimmäinen tutkimus tuottaa putken alkuprofiilin, ja se tulee suorittaa mahdollisimman pian putken asentamisen jälkeen. Seuraavilla mittauskerroilla tapahtuneet muutokset osoittavat, mikäli liikettä on tapahtunut. (Tielaitos 2000)

Käsin tehtävät mittaukset tehdään siirrettävän mittaussondin ja digitaalisen lukemalaitteen avulla (kuva 10). Koska lukemat tallentuvat nykyään elektroniseen muistiin, inhimillisiä kirjoitusvirheitä ei synny. Mittausdata siirretään lopuksi tietokoneelle käsittelemään varten. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)



Kuva 10. Siirrettävä inklinometrinen sondi ja mittari (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Putkessa mittaus voidaan tehdä kahdessa suunnassa (kuva 11). Mittaus tehdään samalta suunnalta kahteen kertaan siten, että toisella kertaa anturia käännetään 180 astetta ennen kuin anturi lasketaan takaisin putken pohjalle. Tuloksena käytetään saatujen lukemien itseisarvojen keskiarvoa. Toinen putken suunnista mitataan tämän jälkeen saman periaatteen mukaisesti. Tulokset piirretään molemmista suunnista. Eri mittauskertoja vertailemalla havaitaan putken ja siten maan siirtyminen eri siirtymäsuunnissa ja syvyyksissä. (Tielaitos 2000)



Kuva 11. Inklinometrimittauksen tulokset kahdessa suunnassa (Tielaitos 2000)

Tavallisesti inklinometriputki on suora, mutta spiraalimaista inklinometriputkea suositellaan, jos maapohja on hyvin paksu tai tavalliset inklinometrimittaukset ovat osoittaneet liikettä epätodennäköisessä suunnassa. Mittaukset spiraaliputkesta tehdään spiraalianturilla, joka korjaa putkesta saatavan mittausdatan. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Automaattisia mittauksia on tehty automatisoidun anturia liikuttavan mekaniikan avulla. Helpoiten ja varmimmin mittaukset toteutetaan kuitenkin käyttämällä inklinometriputkessa useita samassa paikassa pysyviä antureita, jotka lähettävät mittausdataa jatkuvasti. Tällainen laiteratkaisu löytyy esimerkiksi FinMeas Oy:ltä, jonka mittalaite käyttää hyvin vähän sähköä ja toimii akun avulla noin vuoden kerrallaan. Digitaalinen laitteisto mahdollistaa jatkuvan seurannan, mikä on suuri etu ainakin rataympäristössä.

Automaattisten inklinometrien mittaustuloksissa on joskus havaittu virheitä, joiden syyksi on usein arveltu putken liikkumista porareian suhteen, jolloin kaikki mitatut kallistumat eivät ole olleet todellisia (Luomala 2009). Riihimäki-Lahti-rataosuudella Tikkakallion kohdalla km 122+575 sijaitsevien automaatti-inklinometrien epäluotettavien mittaustulosten syyksi taas on esitetty tavallista runsaampia määriä valuma- ja suotautuvaa vettä keväisin ja syksyisin. Vesi aiheuttaa ongelmia sopivasti sijaitseville sähköisille mittausantureille sähköradasta maan kautta kulkevan hajavirran takia. (Ratahallintokeskus 2009)

FinMeasilla on oma verkkopalvelunsa, josta palveluun käyttöoikeuden saaneet ihmiset voivat seurata mittaustietoja. Lisäksi palvelussa on mahdollista määrittää hälytysrajat kohteittain (Luomala 2009)

#### 2.3.4 Hintataso

Yhden tai kahden pisteen pidempään kestävässä reaaliaikaisessa seurantamittauksessa, on automaattinen inklinometri tällä hetkellä edullisin vaihtoehto. (Luomala 2009)

Yhden FinMeasin toteuttaman 10 metrisen inklinometriputken hinta on noin 5 700 €. Hintaan sisältyy asennus, serveripalvelu, hälytysjärjestelmä ja tiedonsiirtokulut. Ensimmäisen vuoden jälkeen serveri- ja hälytyspalvelun hinta on 85 € / kk ja tiedonsiirron 10 €/kk. (Ylönen 2010)

Siirrettävä inklinometrisondi on varsin taloudellinen tapa tuottaa dataa monesta pisteestä, sillä se voidaan kantaa pisteestä toiseen. Toisaalta pidempiaikaisessa seurannassa kustannukset nousevat mittauskertojen kasvaessa. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Käsintehdyissä inklinometrimittauksissa kustannuksia syntyy jokaiselta mittauskierrokselta erikseen. Yhden putken lukemisen veloitus on työvuoron luokkaa. Jos putkia sijaitsee lähemmäs enemmän, ehditään yhdessä työvuorossa lukea useampia putkia. Työn hinta on noin 700...800 €/tv. (Huttunen 2010)

Mittauspisteen asennushintaan vaikuttaa pehmeikön paksuus. Mitä pidempi mittausputki on, sitä kalliimpi mittauspisteestä tulee. (Luomala 2009) Myös maaperäsuhteet vaikuttavat asennushintaan, koska kairauskaluston valinta riippuu niistä. Kevyen monitoimikairan hinta on noin 500...700 €/tv. Keskiraskaalla kalustolla hinta on noin 700...1000 €/tv ja raskaalla 900...1300 €/tv. (Jokela 2010)

Yhdessä työvuorossa 10 m pituisia putkia voidaan asentaa 5...10 kpl. Hintaa lisäävät aloitus- ja lopetustyöt, jotka kestävät yleensä 2...8 tuntia. (Jokela 2010) Erittäin vaikeissa olosuhteissa, esim. louheisessa maassa voi putken asennus olla niin hidasta, että työvuorossa voidaan asentaa vain yksi 10 m pitkä putki. Itse inklinometriputki maksaa 50 €/m. (Immonen 2010)

#### 2.3.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset

Inklinometri on tarkka ja herkkä mittauslaite. Virheiden välttämiseksi koko mittausketju tulisi raportoida nykyistä paremmin. Asennusvaiheesta tulisi tehdä suunnitelma, jonka asiantuntija tarkastaa. Alkumittauksessa tulisi tehdä riittävästi toistomittauksia. Mittausten toistettavuuserojen perusteella nähdään heti, kuinka pieniä siirtymiä putkesta voidaan ylipäänsä seurata. Myös muutokset mittauspisteen ympärillä tulee raportoida. Esimerkiksi putken läheisyyteen varastoitu teräsbetonipaalupino ja mittauspaikan takana tehdyt lyöntipaalutukset ovat selittäneet havaittuja epäloogisia siirtymiä. (Immonen 2010)

Perniön sorrutuskokeessa inklinometrien muutosten mittausväli oli 2...3 minuuttia, mikä oli kyseisen analyysin kannalta riittävää. Juuri ennen sortumaa tosin olisi tiheämmästäkin mittausvälistä ollut hyötyä. Inklinometrit paljastivat hyvin syvällä maassa tapahtuvia siirtymiä, jotka olivat suurempia kuin pinnalla havaittavat siirty-

mät. Siirtymien absoluuttisten suuruuksien mittaaminen oli kuitenkin kokeessa epävarmaa, mikä voitiin havaita inklinometrillä ja takymetrillä mitattujen siirtymien eroissa maan pinnalla. Syynä oli todennäköisesti asennus, tarkemmin sanottuna an-turien kiertosuunnan poikkeama suunnitellusta ja putken liike maahan porattuun rei-kään nähden. (Lehtonen 2010a)

## 2.4 Huokospainemittarit

### 2.4.1 Yleiskuvaus

Pohjavesimittaukset tehdään joko avoimella tai suljetulla järjestelmällä. Avoimet jär-jestelmät soveltuvat pohjavesikerroksiin, joissa maan vedenläpäisevyys on hyvä. Avoimessa järjestelmässä pietsometrini putkesta mitattu vedenpinnan korkeus vastaa pohjaveden pinnan korkeutta suodattimen alueella. (Jalasjärven koulutuskeskus 2010)

Hienorakeisissa maissa, kuten savissa ja siltissä, maan vedenläpäisevyys on huono. Näistä maalajeista ei voida määrittellä pohjaveden pintaa, vaan veden paineolosuhteita kuvataan huokospaineen käsitteellä. (Suomen geoteknillinen yhdistys ry 1975)

Huokosvedenpaine mitataan suljetulla järjestelmällä. Paine voidaan mitata hydraulisella, pneumaattisella tai sähköisellä mittausjärjestelmällä. Sähköiset järjestelmät soveltuvat parhaiten huokosvedenpaineen nopeiden muutosten mittauksiin ja jatkuvaan tallentamiseen. (Jalasjärven koulutuskeskus 2010)

Huokospainemittauksia tehdään yleisesti savisten luiskien ja penkereiden vakavuuden osaselvityksenä. Lisäksi mittauksia tehdään mm. penkereen alle jäävän savi- tai silttikerroksen tiivistymisen ja silttimaassa paalutuksen aiheuttaman huokosvedenpaineen kasvun seuraamiseksi. (Tielaitos 2000)

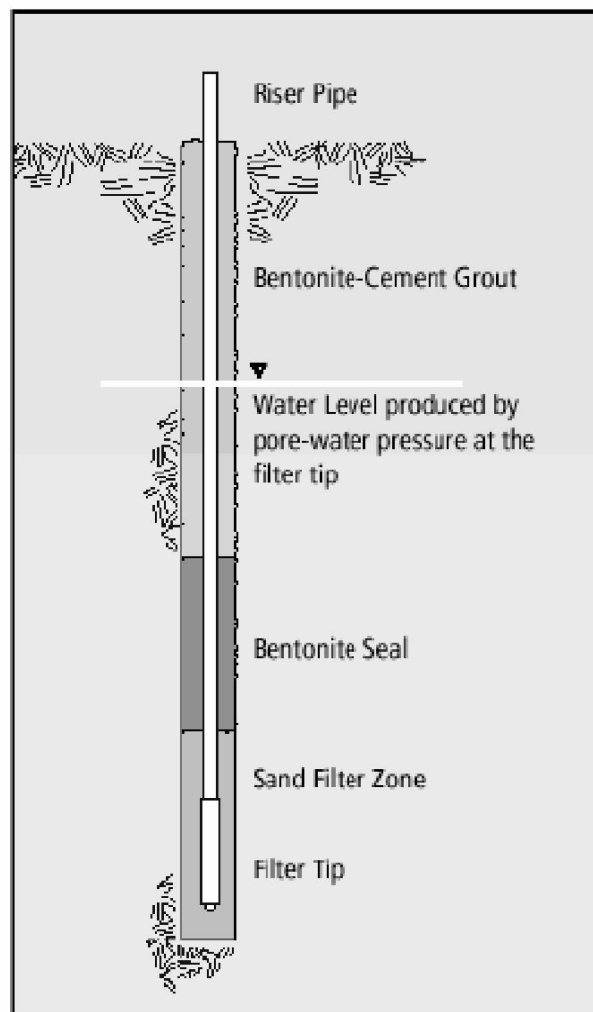
Seuraavaksi esitellään erityyppisiä huokospaineen mittaustapoja.

#### **Standpipe (Casagrande piezometer):**

Standpipe -huokospainemittaria käytetään luiskien ja penkereiden stabiliteetin monitorointiin. Se on käytössä halvempi ja helpompi kuin painemuuntimet. Sillä ei kuitenkaan pysty seuraamaan huokosvedenpaineen nopeita muutoksia. Lisäksi se soveltuu mekaanisena laitteena huonosti jatkuvaan monitorointiin. (Brecciaroli & Kolisoja 2004) Menetelmä sopiikin pitkäaikaiseen huokosvedenpaineen seurantaan erityisesti silttisissä maalajeissa (Tielaitos 2000). Saviseen maalajiin menetelmä ei sovellu.

Standpipe -huokospainemittari koostuu nousuputkesta ja siihen kiinnitetystä suodatinpäästä. Kuvassa 12 nousuputki on asetettu porausreikään. Porausreiän ja nousuputken välinen tila täytetään pintaan asti bentoniitti-injektointilaastilla, jotta vesi ei kulkeudu pystysuoraan suodatinpäähän. Vedenkorkeus mitataan sondilla, joka laske-taan mittakaapelin tai -nauhan varassa vedenpintaan saakka. Sondin osuminen vedenpintaan aiheuttaa valomerkin ja kaapelikelassa summerin ääneen. Lukemat saa-daan mittakaapelilla tai -nauhalla. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

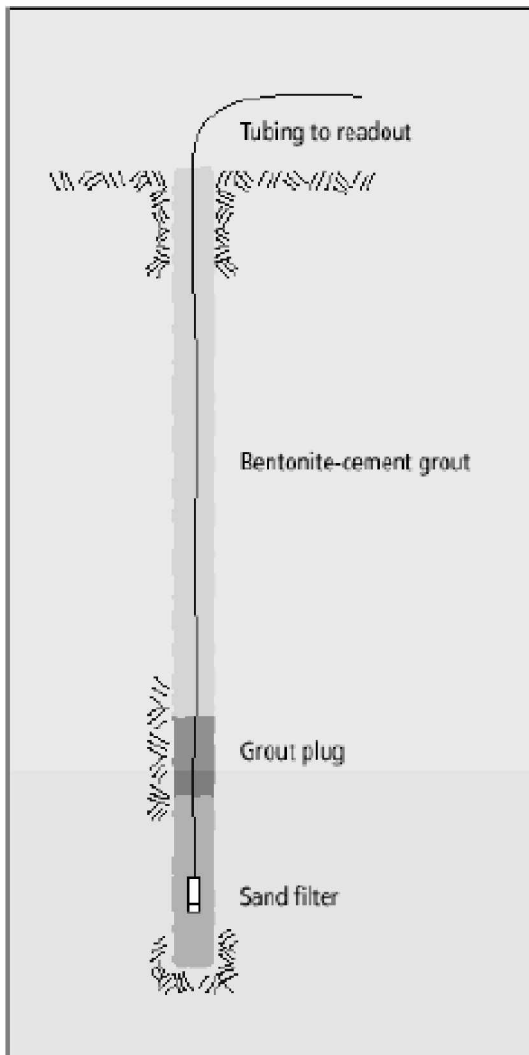




Kuva 12. Maahan asennettu standpipe-huokospainemittari (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

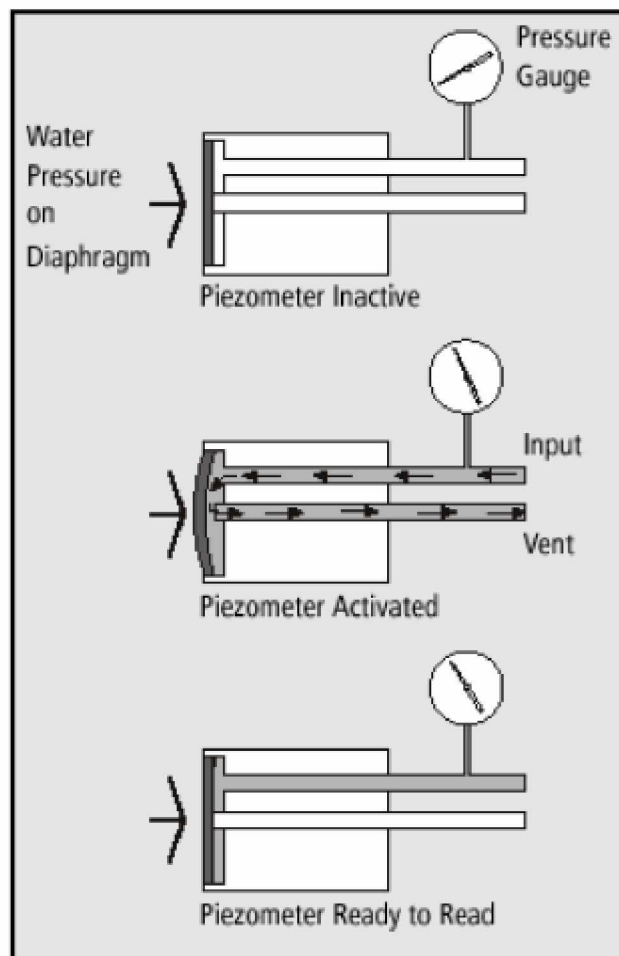
### Pneumaattinen huokospainemittari:

Pneumaattinen huokospainemittari soveltuu huokospaineiden tutkimiseen luiskissa, maapadoissa ja penkereissä. Kuvassa 13 on esitetty pneumaattisen huokospainemittarin tyypillinen asennus.



Kuva 13. Pneumaattinen huokospainemittari (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Pneumaattinen mittari on kahden putken välityksellä kiinni maanpinnalla olevassa pääteasemassa. Mittari on mahdollista asentaa tiivistettyyn porausreikään tai upottaa maahan. Mittarin toiminta perustuu taipuisaan välikalvoon, jonka toisella puolella vaikuttaa kaasunpaine ja toisella vedenpaine. Kun huokospaineen suuruus halutaan mitata, kytketään pneumaattinen mittari kaksoisputkiin tai putkiin yhdistettyyn pääteasemaan. Kaasua syötetään menoputkeen kunnes sen paine ylittää vedenpaineen ja pakottaa välikalvon putken suulta. Kun purkuputkesta havaitaan kaasuvirta, lopetetaan kaasun syöttö. Veden- ja kaasunpaineen ollessa yhtä suurina on kalvo tasapainoasemassa, ja kaasun tulo loppuu purkuputkesta. Sen jälkeen huokosvedenpainetta vastaava kaasunpaine voidaan lukea pneumaattisesta mittarista. Toimintaperiaate on kuvan 14 mukainen. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)



Kuva 14. Pneumaattisen mittarin toimintaperiaate (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

### Huokospaineanturi

Sähköisinä mittareina huokospaineanturit soveltuvat jatkuvaan monitorointiin. Huokospaineantureilla tapahtuvan mittausten perusteella huokosveden ylipaineen määrittäminen on yksinkertaista, mutta melko kallista. Huokospainekärkien sisällä on kalvo, joka taipuu paineen vaikutuksesta. Taipuman suuruus mitataan kalvoon kiinnitetyillä venymäliuskoilla. Venymä muunnetaan huokosvedenpaineeksi kalibroitikaavan avulla, jokainen anturi tulee kalibroida ennen mittausta. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Myös Suomessa hyvin yleisesti käytetty GeoSystems Ab:n valmistama BAT-huokospainemittari perustuu taipuvaan kalvoon. (Torstenssen 2010)

BAT-huokospainemittari koostuu mittapäästä ja suodatinpäästä. Mittapää (kuva 15) sisältää anturin lisäksi AD-muuntimen, mikroprosessorin, kellon, verkko-ohjaimen ja muistipiirin. Mittapäässä anturiin on siis liitetty myös signaalinkäsittely. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)



Kuva 15. BAT-mittapää (BAT 2010)

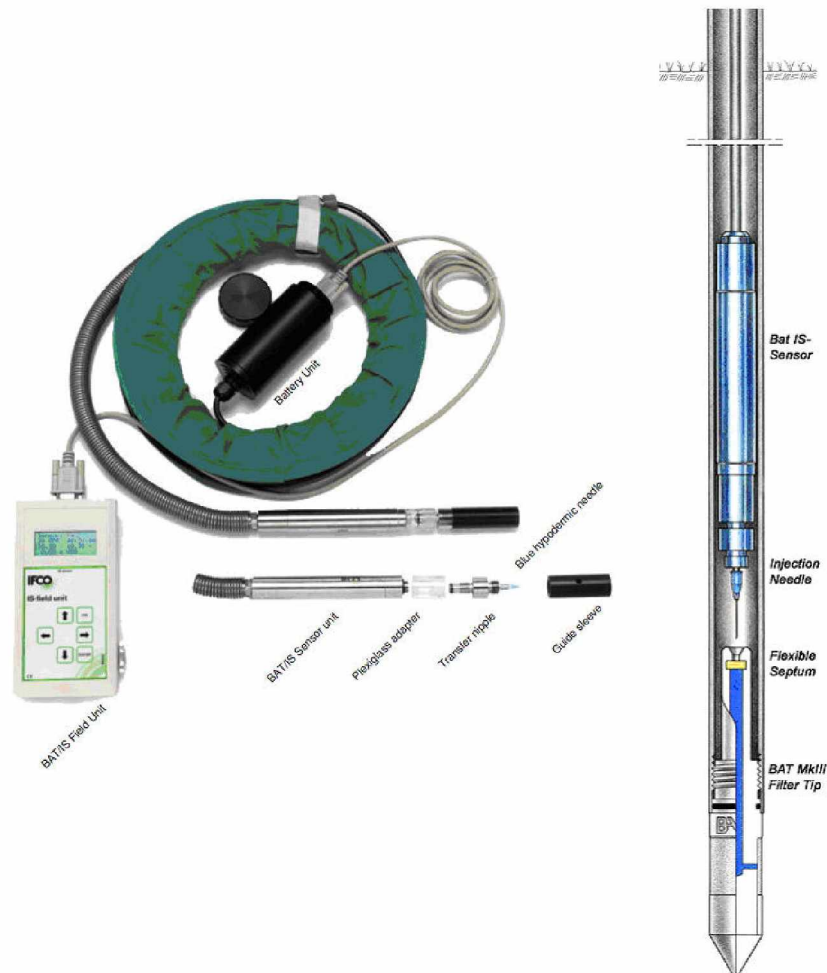
BAT-suodatinpään perusmalli (kuva 16) on valmistettu polyasetaalimuovista ja suodatinosa huokoisesta polyetyleenistä. Suodatinpää asennetaan maaperään pysyvästi halutulle syvyydelle. Suodatinpäässä on kiinnitettynä putki, johon anturipää laskeaan mittauksen yhteydessä. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)



Kuva 16. BAT-suodatinpää, perusmalli (BAT 2010)

Mittaukset voidaan suorittaa joko manuaalisesti tai jatkuvasti. Manuaalisessa mittauksessa BAT-mittapää lasketaan suodatinpäähän yhdistettyä putkea pitkin alas ja yhdistetään suodatinpäähän pikaliittimellä (kuva 17). Kun mittausarvo on vakiintunut, se voidaan lukea kenttälukijalla (IS Field Unit). Vakiintuminen kestää muutamasta sekunnista kymmeneen minuuttiin. Mittapää nostetaan mittauksen jälkeen ylös, jonka jälkeen se on mittausvalmiina seuraavaan paikkaan. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Jatkuvassa mittauksessa mittapää jätetään suodatinpäähän pidemmäksi aikaa. Mittapäässä on vakiona sisäänrakennettu tiedonkeruulaite, josta mittausdata voidaan ladata jaksoittain havaintolaitteella tai muuntimen avustuksella tietokoneella. Anturi-ryhmä voidaan myös yhdistää kaapeliin, jolloin kaikki data voidaan lukea yhdessä keskuspaikassa. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)



Kuva 17. Siirrettävä mittalaite ja periaatekuva huokospaineputkesta (BAT 2010)

#### Värähdyslankahuokospainemittari (vibrating wire piezometer):

Värähdyslankaan perustuva huokospainemittari on sähköinen mittausanturi, joten se soveltuu hyvin jatkuvaan monitorointiin. Laitetta käytetään mm. maapatojen ja luiskien stabiiliteetin tutkimiseen. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Mittarissa vedenpaine muutetaan taajuussignaaliksi välikalvon, jännitteisen teräslangan ja sähkömagneettikelan avulla. Välikalvoon kohdistuva painemuutos muuttaa teräslangan jännitystä. Sähkömagneettikelan virittämä lanka värähtelee ominaistajuudellansa ja aiheuttaa taajuussignaalin. Signaali käsitellään näyttölaitteessa, joka ilmoittaa kalibroitukertoimien avulla paineen halutussa yksikössä. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

### 2.4.2 Mittaustarkkuus

Oikein kalibroitujen sähköisten antureiden mittaustarkkuus on erittäin hyvä.

Kyowan toimittamien huokospainemittareiden mittaustarkkuus on valmistajan mukaan 0,5 % mittaustuloksesta. (Kyowa 2010)

BAT-huokospaineanturin mittausrésoluutio on 0,1 Pa ja mittaustarkkuus on 0,1 % täydestä mitta-asteikosta (Torstenssen 2010). 0...5 bar (0...500 kPa) maksimimittaustaloudella tämä tarkoittaa 0,5 kPa mittaustarkkuutta.

### 2.4.3 Asentaminen ja menetelmävirheet

Huokospainemittareita asennettaessa on etukäteen suoritettava maaperätutkimus, ellei pohjaolosuhteita tunneta etukäteen. Eri vesikerrostumien väliin asennuksen aikana mahdollisesti avautuvat hydrauliset yhteydet on suljettava sopivilla tiivisteillä ennen mittauksia. Pintaveden valuminen järjestelmään on estettävä sulkemalla maanpinta tiiviisti. (Jalasjärven koulutuskeskus 2010)

Pohjaveden nousuputkeen perustuvassa mittauksessa on mittauskärjestä nousevan putken oltava ohut. Muuten huonosti vettä johtavassa maaperässä eivät mittaustulokset ole oikeita. Myös huokoskärjen suodattimen tulee olla maalajiin sopiva. Mittauksessa käytetty putki tai letku johdetaan suoraan maanpinnalle ja sen yläpää suojataan mekaaniselta vaurioitumiselta. (Tielaitos 2000)

Huokoskärki ja siihen liittyvät letkut on täytettävä ennen asennusta ilmattomalla vedellä. Hienorakeisesta huokoskärjestä, esim. sähköisistä huokosvedenpainekärjistä, ilma poistetaan huokoskivistä keittämällä sitä yli 10 minuuttia. Kärkikappale pidetään upotettuna vesiämpäriin ja muoviputki kiinnitetään paikoilleen veden alla. Karkearakeiseen huokoskärkeen liitettävä muoviputki voidaan imeä vettä täyteen esimerkiksi lappoperiaatteella. Kahdella letkulla varustettujen mittareiden täyttäminen vedellä tapahtuu parhaiten pumppaamalla vettä kärjen läpi. (Tielaitos 2000)

TTY:n geotekniikan laboratoriossa huokoskärjen ilmaukseen kehitettiin järjestely, jossa anturi asennetaan vedellä täytettyyn messinkiputkeen. Putkeen imetään vesihanaan asennetun venturiputken avulla tyhjiö, joka ainakin ilmauslaitteeseen asennetun alipainemittarin mukaan oli lähes täydellinen. (Lehtonen 2010a)

Huokospainekärjen ilmauksen onnistumisella on suuri vaikutus huokospainemittauksen onnistumiseen osittain kyllästyneessä tilassa. Osittain kyllästyneessä tilassa huokospaineen pieneneminen aiheuttaa huokospainekärjessä ilmankuplien laajenemisen, jolloin huokosveden paineen muutokset eivät välity mittausturiniin. Huokospainekärjen tehokkaaseen ilmaamiseen on ehdotettu kärjen upottamista silikoniöljyyn. Ajatus perustuu siihen, että ilma liukenee öljyyn yhdeksän kertaa paremmin kuin ilmaan. Tästä syystä ilman poistamiseen öljyyn upotetusta huokoskärjestä tarvitaan pienempää painetta kuin ilmaan upotetusta. Silikoniöljyn käytön huonona puolena ovat pienet mittaustuloksesta, jotka johtuvat öljyn ja veden vuorovaikutuksesta rajapinnalla. (Aw 2007)

Huokosvedenpainetta mittaavat anturit tulee kalibroida ennen kuin mittausturini asennetaan maahan. Asentamisen jälkeen kalibroinnin tarkistaminen ei yleensä ole mahdollista. (Jalasjärven koulutuskeskus 2010)

Asennuksen alkaessa kärki laitetaan vedellä täytettyyn muovipussiin, joka lähtee kärjen päältä pois maahan painettaessa. Huokoskärjen tulee olla asennuksen aikana koko ajan veden alla. Tätä varten maahan voidaan tehdä alkureikä esim. kierrekairalla, joka täytetään vedellä. Tarvittaessa käytetään työputkea, jos vesi ei pysy reiässä. (Tielaitos 2000)

Huokospaineanturi voidaan asentaa penkereeseen työntämällä se asennussyvyyteen suoraan tai esiporauksen jälkeen. (Jalasjärven koulutuskeskus 2010) Asennustapa valitaan pohjaolosuhteiden ja asennussyvyyden perusteella. Suomessa kärjet asennetaan yleensä pehmeään maaperään, jolloin anturit voidaan työntää suoraan maahan. (Jokela 2010)

Huonosti vettä läpäisevissä maa-aineksissa työntäminen saattaa aiheuttaa merkittävää paikallista huokosylipainetta. Sähköisissä järjestelmissä, joissa huokospaine vaikuttaa suoraan membraaniin, anturit saattavat kuormittua liikaa ja esimerkiksi nolakohta voi siirtyä palautumattoman venymisen takia. (Jalasjärven koulutuskeskus 2010) Jotta anturi ei kuormitu liikaa, huokoskärki tulee painaa maahan hitaasti ja tasaisella nopeudella. Asennusputken lyöminen on ehdottoman kiellettyä, eikä putkea saa kiertää asentamisen jälkeen. (Tielaitos 2000)

Huokospaineet mitataan joko absoluuttisena arvona tai suhteessa ilmanpaineeseen. Jos mittaustapa on absoluuttinen, tulee ilmanpaine mitata erikseen, jotta sen vaikutus voidaan korjata. Muuten mittaustulosten vaihtelu johtuu osittain ilmanpaineen vaihtelusta, ja tutkimustulokset vääristyvät.

#### 2.4.4 Hintataso

Syksyllä 2009 tehdyn kyselyn mukaan Japanilaisten valmistajien toimittamat sähköiset huokospaineanturit maksoivat 700...900 €. (Luomala 2010)

Huokospainejärjet voidaan asentaa maahan työntämällä kevyellä monitoimikairalla, jonka työvuorohinta on 500...700 €. Yhdessä työvuorossa kärkiä voidaan työntää 10 m syvyyteen 5...10 kpl. Itse mittaus kestää yhtä kärkeä kohti noin 10 minuuttia. (Jokela 2010)

BAT-laitteille saatiin keväällä 2010 seuraavat hinta-arviot: BAT-mittapää 1137 €, kenttälukija (IS Field unit) 1543 € ja suodatinpään perusmalli 148 €. Ruostumattomasta teräksestä tehty suodatinpää maksaa 295 €. (Torstensson 2010)

#### 2.4.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset

Huokospainemittaukset ovat hyvin virheherkkiä. Esim. huokoskärjen ilmauksen epäonnistuminen, anturin ylikuormittuminen asennuksessa tai eri vedenpaineerosten sekoittuminen asennusreiän välityksellä pilaavat mittaukset. Eri mittareiden sijainnin sekoittuminen on joskus selittänyt epäloogisia tuloksia.

Perniön sorrutuskokeessa käytetyistä huokospaineantureista suurin osa toimi hyvin. Hyvän maadoituksen ansiosta ei häiriöitä tai kohinaa juuri esiintynyt. (Lehtonen 2010a)

## 2.5 Takymetri

### 2.5.1 Yleiskuvaus

Takymetrimittaukset ovat siirtymämittauksia. Mittalaitteella mitataan tiettyyn mittauspisteeseen asennetun prisman liikkeitä kolmen koordinaatin suunnassa. Takymetrejä ja mittaushenkilöitä on myös kohtalaisen paljon saatavilla. (Luomala 2009)

Mittaus voidaan tehdä automaattisesti ja reaaliaikaisesti robottitakymetrillä. Laitteita tarvittavine ohjelmistoineen markkinoivat muun muassa Leica ja Geotrim. (Luomala 2009)

Penkereen stabiliteetin valvontaan takymetrimittaukset soveltuvat lähinnä muiden mittaustyyppien avuksi, koska mittaukset tuottavat vain pistemäistä tietoa maan pinnalta.

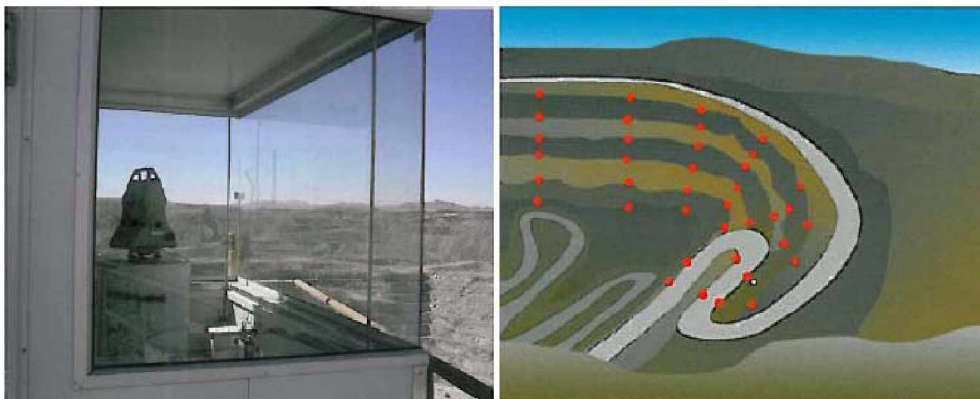
### 2.5.2 Mittaustarkkuus

Automaattitakymetrillä voidaan mitata jopa alle 1 mm liikkeitä. Hyvissä olosuhteissa mittausten menetelmä antaa erittäin tarkan mittaustuloksen. (Luomala 2009)

Myös manuaalisten laitteiden mittaustarkkuus on parhaimmillaan erittäin hyvä. Esimerkiksi TopGeon myymällä TopCon GPT-7500:lla mittaustarkkuus prismaan on 2 mm + 2 ppm (Topgeo Oy 2010). Leican TS30:n takymetrin mittaustarkkuudeksi luvataan 0,6 mm + 1 ppm (Leica 2010b).

### 2.5.3 Asentaminen ja menetelmävirheet

Mittausjärjestelyissä mittauspisteisiin asennetaan prismat, joiden sijainti määritetään takymetrillä. Automaattisissa mittauksissa robottitakymetri asennetaan kiinteästi liikkumattomaan paikkaan, ja mittalaite mittaa prismojen sijainnin halutuin väliajoin (kuva 18). Takymetriltä on oltava esteetön näkyvyys mittauspisteisiin. (Luomala 2009)



Kuva 18. Avolouhoksen seinien liikkeiden valvontaa robottitakymetrillä Etelä-Afrikassa (Luomala 2009)



Suomen olosuhteissa mittausmenetelmän puutteita on, että lumi ja jää huonontavat prismojen näkyvyyttä. Prismat saattavat vaurioitua myös ilkvallan seurauksena. Jatkuvässä mittauksessa automaattitakymetrjä tulee olla kaksi, jotta säännöllisesti toistettävien takymetrin huoltojen yhteydessä toinen laitteista takaa mittauksen jatkuvuuden. (Luomala 2009)

#### 2.5.4 Hintataso

Automaattisissa takymetrimittauksissa mittalaite maksaa yli 20 000 €. Jatkuvässä mittauksissa tarvitaan aina kaksi laitetta mittauksen jatkuvuuden takaamiseksi, joten mittausjärjestelyn kustannukseksi tulee yli 40 000 €. (Luomala 2010)

Käsin tehtynä takymetrimittaukset ovat hyvä ja halpa ratkaisu, jos mittauskertoja ei ole monia. Seurantamittauksissa tarvittavalla toistuvuudella ne kuitenkin muodostuvat jo lyhyen ajan kuluessa hintaviksi. (Luomala 2009)

Käsintehdyissä mittauksissa mittauspisteitä voidaan mitata työvuorossa maasto-olosuhteista riippuen 5...80 kpl. Mittauksen työvuorohinta on kalustosta riippuen 600...1200 € välillä. (Jokela 2010)

#### 2.5.5 Tehtyjen työmaamittauksen analysointi ja käyttökokemukset

Perniön sorrutuskokeessa takymetrit osoittautuivat tekniikaltaan toimiviksi. Mittaus-etäisyydet vaihtelivat 12...73 m välillä ja mittauksen satunnaispätarkkuus oli sekä pysty- että vaakasuunnassa 0,2...0,9 mm. Ongelmaksi mittauksissa muodostui takymetriin liikkuminen huolellisesta pystytyksestä huolimatta. Liikkumisen olisi voinut kompensoida melko hyvin referenssimittauksilla, mutta tarkistuksen väli oli 1 tunti, joka osoittautui liian pitkäksi. (Lehtonen 2010a)

## 2.6 Laserkeilaukset

### 2.6.1 Yleiskuvaus

Laserkeilaus on koordinaattien mittausmenetelmä, jolla mitataan kolmiulotteinen pistepilvi. Mittalaite mittaa kohteen etäisyyden joko valosignaalin keilaimesta kohteeseen ja takaisin kulkeman ajan tai vaihe-eron perusteella. Etäisyyden ja lasersäteen lähtökulman perusteella voidaan jokaiselle mitatulle pisteelle laskea koordinaatit. (Joala 2006)

Penkereen stabiliteetin valvonnan suhteen laserkeilauksen rajoitukset ovat samat kuin takymetrimittauksilla. Koska mittaukset tuottavat tietoa vain maan pinnalta, soveltuu se lähinnä muiden mittaustyyppien avuksi. Laserkeilauksen etuna takymetreihin verrattuna on kuitenkin, että keilaus ei ole pistemäinen vaan sen avulla saadaan tietoa koko maanpinnasta. Toisaalta juuri tämä ominaisuus tekee tiedosta raskaasti käsiteltävää.

### 2.6.2 Mittaustarkkuus

Mittaustarkkuus riippuu mittauasetäisyydestä ja käytetystä mittalaitteesta. Laserkeilaimet voidaan jakaa tämän perusteella kolmeen pääluokkaan (Joala 2006):

- Mittausmatkoille 1...300 m käytettyjen maalaserkeilainten mitaustarkkuus on alle 2 cm.
- Alle 30 metrin etäisyydeltä voidaan pieniä kohteita mitata alle millimetrin tarkkuudella niin sanotuilla teollisuuslaserkeilaimilla.
- Kaukokartoituskeilaimia käytetään esimerkiksi helikoptereista. Mittauasetäisyys on 100 metristä 100 kilometriin ja mitatun pisteen tarkkuus tyypillisesti yli 10 cm.

Kuvassa 19 on Leica HDS6100 laite, jonka mitaustarkkuus on 1 mm 25 metrillä 90 % heijastuksessa ja 2 mm 25 metrillä 18 % heijastuksessa. (Leica Geosystems 2010a)



Kuva 19. HDS6100-laserkeilain (Leica Geosystems 2010a)

### 2.6.3 Asentaminen ja menetelmävirheet

Laserkeilainten suurin etu on niiden nopeus, vaihe-erokeilaimet mittaavat jopa 500 000 pistettä sekunnissa, joten itse keilaus on erittäin nopea suorittaa. (Joala 2006)

Yhden pisteen keilaukseen meneekin aikaa vain muutama minuutti. Kun keilausta valmistellaan, pitää uuden keilauspisteen sijainti mitata takymetrillä. Myös tähyksiä pitää lisätä, jos niitä ei ole valmiina. (Lehtonen 2010b)

Eri pistepilvet voidaan yhdistää tarkimmin käyttämällä yhteisiä tähyksiä, joiden avulla pistepilvet kootaan samaan koordinaatistoon. Jotta tämä onnistuisi, mitatuista pistepilvistä tulee löytyä ainakin kolme yhteistä tähyistä. Tähyksien keskipisteet voidaan mitata myös takymetrillä, jolloin pistepilvet voidaan siirtää tarvittavaan koordinaattijärjestelmään. Parhaimmillaan pistepilvien yhdistämisen tarkkuus on 1...3 mm. Pis-

tepilviä yhdistämällä saadaan tietoa yhdestä mittauspisteestä piiloon jäävistä alueista. (Joala 2006)

Pistepilviä voidaan yhdistää myös käyttäen yhteisiä mallinnettuja kohteita tai pistepilvien yhteisten alueiden avulla. Isoimmista projekteissa mitatut pistepilvet yhdistetään usein edellä mainittujen menetelmien kombinaationa. (Joala 2006)

Pistepilvien pisteiden keskinäinen välimatka vaikuttaa mallintamisen laatuun, sillä pistepilven tiheys heikkenee matkan funktiona. Tiheällä pistepilvellä saadaan mallinnettua myös esimerkiksi putkistoja ja reunoja. Tiheästäkin pistepilvestä ei ole hyötyä, jos mitattujen pisteiden tarkkuus on huono. Mittaussäteen osumiskulma kohteeseen vaikuttaa mitattujen pisteiden hajontaan. Mallinnettaessa kohteita on tärkeää seurata jäännösvirheiden suuruutta. (Joala 2006)

#### 2.6.4 Hintataso

Yhden mittapisteen keilaus kestää vain muutaman minuutin, mutta kohteen valmisteluun voi mennä olosuhteista riippuen kymmenestä minuutista puoleen päivään. Käytetty aika riippuu mm. siitä, onko mittauspisteiden sijainnin määrittäville takymetrille olemassa kiintopisteet valmiina. (Lehtonen 2010b)

Aineiston käsittely muodostuu helposti itse mittauksia suuremmaksi kustannuseräksi. Syksyllä 2009 toteutetussa Perniön sorrutuskokeessa tehtyjen yhden keilauksen käsittely maksoi 420 €. Käsiteltäviä keilauksia oli kolme kappaletta, joista kahdessa mittauspisteitä oli neljä ja yhdessä kuusi kappaletta. (Lehtonen 2010b)

#### 2.6.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset

Perniön sorrutuskokeessa keilauksia tehtiin kokeen alussa ja sen aikana neljällä keilauspisteellä. Sortuman jälkeen tehtyihin keilauksiin lisättiin kaksi keilauspistettä. Koska pisteisiin asennettiin oma kolmijalka pakkokeskistysjalustoineen, keilainta ei tarvinnut tasata erikseen ennen jokaista keilauksen toistoa. Käytetty laite oli tyypiltään Leica HDS6000. (Lehtonen 2010a)

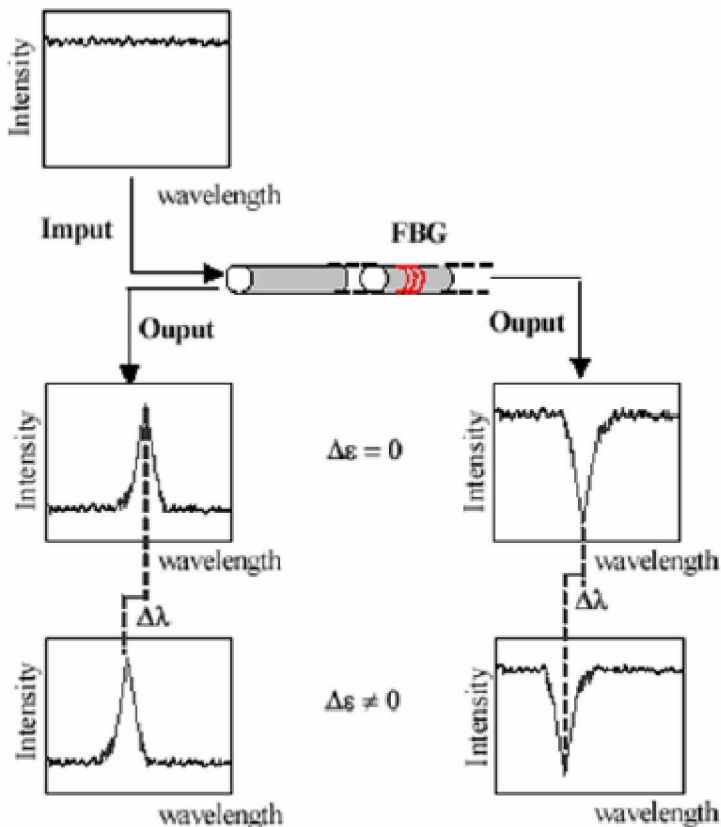
Keilauksista muodostettiin maastomallit 0,2 m verkolla ja lisäksi viimeisestä keilauksesta myös 0,05 m verkolla. Aineistosta muodostetut maastomallit olivat melko puutteellisia ja epätarkkoja. Keilauksissa ei lopulta saatu riittävää peittoa ja koealueella sijainneet putket ja kepit jättivät malliin virheellisiä kumpuja. Myös ojan kohdalla mallissa oli huomattavasti virheitä. Useammalla keilauspisteellä toteutetun viimeisen keilauksen malli oli muita malleja huomattavasti tarkempi (Lehtonen 2010a).

## 2.7 Valokuitumittaukset

### 2.7.1 Yleiskuvaus

Ratapenkereen liikkeitä havainnoivat valokuitumittaukset perustuvat valokuidun venymään. Mittaukset voidaan suorittaa joko valon kulkuaikaan tai Brillouin takaisinsirontaan perustuen. Molemmilla mittausavoilla yhdestä anturikaapelista voidaan tehdä useita havaintoja kaapelin matkalta. (Luomala 2009)

Brillouin sirontaan perustuvalla venymämittauksella venymä tulkitaan suoraan normaalista valokaapelista Brillouin -tutkalla. Valon kuluaikaan perustuvassa mittauksessa anturikaapeliin lähetetään valopulssi, josta osa heijastuu takaisin kaapeliin määrävälillä asennetuista heijastimista. (Luomala 2009) Kuidun pituuden muutokset muuttavat heijastimien välimatkoja, mikä puolestaan muuttaa heijastuvan valon aallon vaihetta (kuva 20). Jos heijastimilla on tyypillinen aallonpituutensa, jonka se heijastaa takaisin, voidaan eri paikoissa olevat sensorit tunnistaa ja yksilöidä käyttämällä eri aallonpituuksia. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

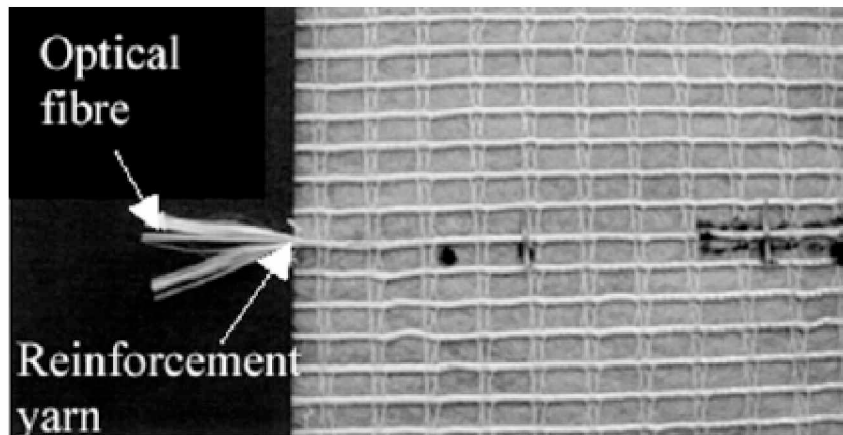


Kuva 20. Venymän vaikutus heijastimen (Braggin hila, FBG) heijastamaan aallonvaiheeseen (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Maahan asennettavan valokuidun ongelma on, että kaapelin venymää ei voida muuttaa suoraan siirtymäksi, koska liikkuvan penkereen osan pituutta ja liikkeen suuntaa ei tiedetä. Myös kuidun hauraus asettaa mittauksille haasteensa. Kuitu on suojattava vaipoilla ja vedonpoistoilla, mutta suojaukset heikentävät kuidun kykyä toimia anturina. Mittauksen oletuksena kuitenkin on, että penkereen liikkeen seurauksena mittauskaapeli venyy. (Luomala 2009)

Valokuitutekniikkaan yksi sovellutus ovat geotekstiilit, joihin on integroitu valokuituja (kuva 21). Geotekstiili vahvistaa rakennetta samalla kuin valokuitujen venymät indikoivat maaperän siirtymiä. Valmistusprosessissa valokuidut asennetaan geotekstiilin sisään samaan aikaan vahvistelankojen lisäyksen kanssa. Tämän ansiosta valokuidulle tyypillisiä kuidun hauraudesta johtuvia asennusongelmia ei synny. Valokuitujen vedenpitävyys taataan joustavalla vaipalla. Samalla vaippa suojaa laitetta salaman iskuilta, syöpymiseltä, sähkömagneettisilta häiriöiltä ja säteilyltä, eikä laite aiheuta

kipinäriskin myötä räjähdysvaaraa. Järjestelmän asentaminen uusille rataosuuksille voi osoittautua järkeväksi. Vanhoilla rataosuuksilla järjestelmän käyttöä hankaloittaa asennuksen vaikeus. Geotekstiilin kestävyys on sepelikerroksessa huono, joten se olisi asennettava penkereen sisään ainakin 50 cm etäisyydelle sepelikerroksesta. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)



Kuva 21. Geotekstiili ja valokuidut (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Optimon Oy toimittaa valokuituun perustuvaa OSMOS-seurantajärjestelmää. Staattisten pitkäaikaisten muodonmuutosten lisäksi optiset kuidut rekisteröivät dynaamiset muodonmuutokset jotka aiheutuvat junan ohituksesta. Mittauksia voidaan tehdä jopa 100 Hz taajuudella. Mittaustulosten perusteella voidaan tehdä päätelmiä penkereen tilasta. Samanlaisilla vaunutyypeillä penkereen muodonmuutoksen tulisi olla samanlainen. Mikäli sekä muodonmuutosten amplitudi kasvaa että osa muodonmuutoksista jää palautumatta, on sortuman riski välitön. Vastaavasti rakenne on täysin kunnossa, jos muodonmuutokset ovat pieniä ja palautuvat täysin. Päätelmät perustuvat yli 20 vuoden kenttäkokemuksiin. Järjestelmässä on myös mahdollisuus asettaa hälytysrajat, jos muodonmuutokset ovat historian perusteella määritellyjä rajoja suu-rempiä. (Optimon 2009)

### 2.7.2 Mittaustarkkuus

Venymän välittymistä yksittäiseen valokaapeliin hiekassa testattiin laboratoriossa 10 m pitkän taivutettavan puulaatikon avulla. Kokeessa hiekkapatjan päälle sijoitettu valokaapeli peitettiin 150 mm paksulla hiekkakaapelilla ja täyttö tiivistettiin. Kokeessa valokuidun venymät olivat mittausten mukaan vain alle 2 mm suuruisia, kun hiekkapatjan siirtymä oli 40 mm. Mittauksissa valon kulkema matka oli mahdollista määrittää 1 mm tarkkuudella, tarkkuus on riippuvainen ajan mittaustarkkuudesta. Tällä mittaustarkkuudella alle 20 mm siirtymää ei ole mahdollista havaita suoralla valokuidulla. Mittauksen herkkyys paranee, kun anturikaapeli asennetaan hieman vinoon oletettua liikesuuntaa kohti. (Luomala 2009)

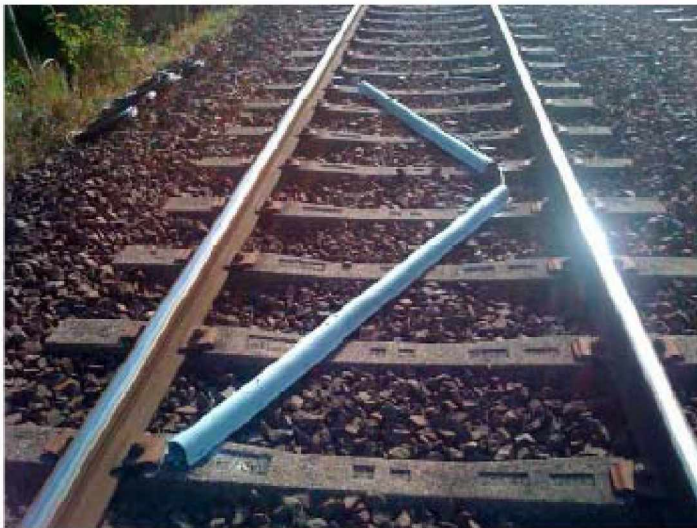
Yksittäisen maahan asennettavan valokuitukaapelin kyky seurata maan siirtymiä on siis kokeiden perusteella melko heikko. Kuitukankaaseen ommeltuna maassa tapahtuvat siirtymät välittyvät todennäköisesti paremmin myös valokuituun. Kenttäkokeen perusteella ainakin kuidun venymän perusteella mitatut siirtymät ja numeerinen malli vastasivat toisiaan hyvin (Briçon et al. 2005). Kuidun muutokset voidaan mitata 0,001 % tarkkuudella (Brecciaroli & Kolisoja 2004).

OSMOS-järjestelmässä voidaan mitata ratapenkereen monitoroinnista tehdyn esimerkkiraportin mukaan (Optimon 2010) alle 0,01 mm muutoksia. Horisontaalisia muutoksia mitattaessa valokuitu on kiinnitettynä ratapölkkyihin, joten rakenteen siirtymä välittyy varmasti myös kuituun.

### 2.7.3 Asentaminen ja menetelmävirheet

Geotekstiilin kestävyys on sepelikerroksessa huono, joten se olisi asennettava penkereen sisään ainakin 50 cm etäisyydelle sepelikerroksesta. Tällöin mitattavat siirtymät johtuvat pohjamaanmuodonmuutoksista eikä liikenteestä johtuvista siirtymistä. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

OSMOS -järjestelmässä horisontaalinen mittaus toteutetaan asentamalla ratapölkkyihin optiset anturit sekä yksi mittalaite (kuva 22). Teräksellä suojattu valokuitu voidaan asentaa myös pystysuorasti porattuihin reikiin. Tällöin valokuitumittaus toimii kuten ekstensiometri. Kuitujen asentamisen yhteydessä tulee asentaa lämpötilanmittaus. (Optimon 2010)



Kuva 22. Horisontaalinen valokuitumittaus asennettuna ratapölkkyihin (Optimon 2010)

Koska valokuitu venyy lämpötilan kasvaessa, tulee mittauksien yhteydessä lämpötilat mitata lämpötilakorjausta varten. Korjaus voidaan tehdä myös referenssikaapelin avulla. Referenssikaapeli tulee asentaa anturikaapelin kanssa samaan lämpötilaan siten, että siihen ei kohdistu penkereen liikkeistä aiheutuvaa venymää. Lämpötilavaihtelua voidaan kompensoida myös peräkkäisten kaapeleiden keskinäisen vertailun avulla. (Luomala 2009)

### 2.7.4 Hintataso

Brillouin tutkan hinta-arvio on noin 200 000 €, joten se ei sovellu pieniin mittaustarpeisiin (Luomala 2010, Pyrhönen 2010).

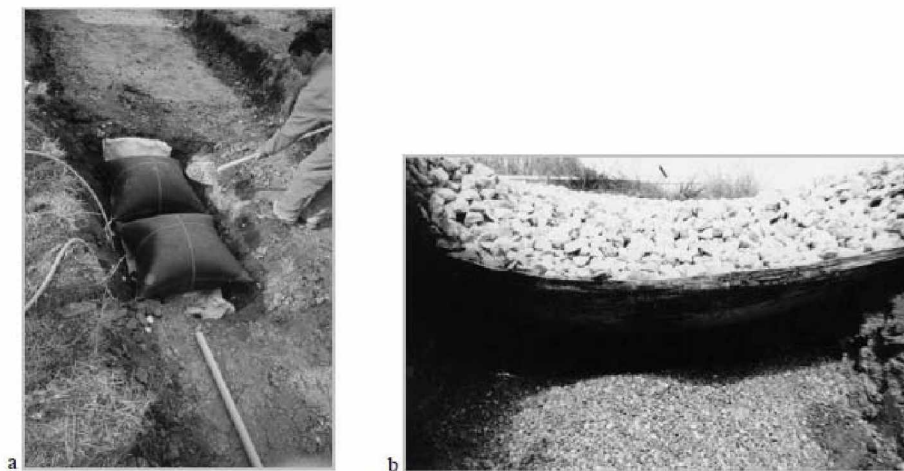
OSMOS-järjestelmän peruspaketti maksaa asennuksineen Etelä-Suomessa 26 000 €. Paketti sisältää mittalaitteen sekä 4 optista 2 m pitkää anturia. Häntäkaapelin pituus on 30 m, joten mittauksia voidaan suorittaa 60 m alueella. Hinta nousee muutamilla

tuhansilla euroilla, jos asennuspaikka on erityisen vaikea tai sijaitsee kaukana Etelä-Suomesta. Järjestelmän raportointipalvelu maksaa viikossa 500 €. Lisäksi hintaa lisäävät tiedon tallennus- ja siirtokulut, vuodessa noin 1 500 €. Järjestelmä on myös mahdollista vuokrata lyhyeksi aikaa, tosin suurin osa hinnasta muodostuu asennuskuluista. (Pyrhönen 2010)

### 2.7.5 Tehtyjen työmaamittausten analysointi ja käyttökokemukset

Geodetect Systemin valmistajan mukaan geotekstiileihin ommeltuihin valokuitukaapeleihin perustuva järjestelmä on selvinnyt laboratorio-olosuhteissa vaativista testeistä. Prosessin käyttökelpoisuus on varmennettu valokuitujen integrointitesteillä ja muodonmuutostesteissä on osoitettu, että valokuidut voivat kestää jopa geotekstiiliin kohdistuvan 5...6 % muodonmuutoksen. Järjestelmän toiminta suuren jännityksen alaisena on osoitettu leikkauskoelaitteistolla. Järjestelmä on toiminut myös kemiallisesti aggressiivisessa ympäristössä ja sortumissimulaatioissa. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

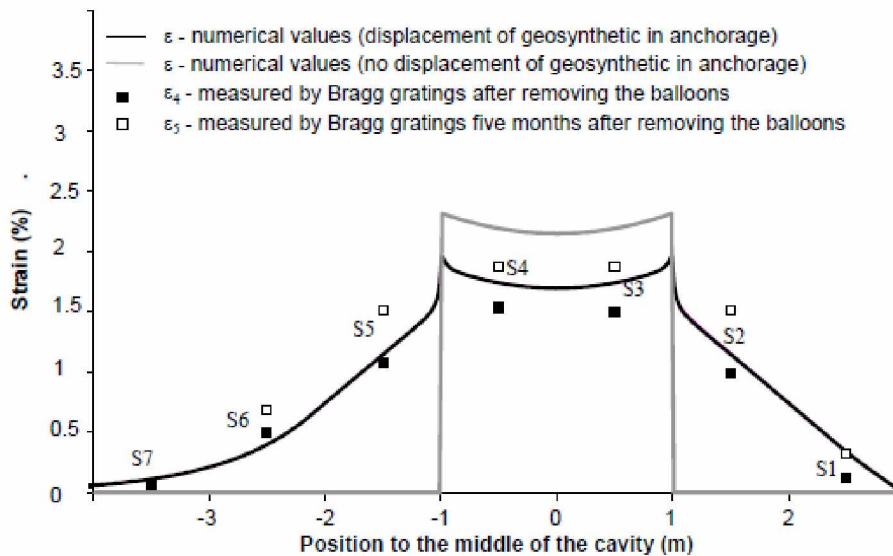
Järjestelmää testattiin myös kenttäkokeella. Kokeessa geotekstiilin alle asennettiin palloja, jotka tyhjentämällä saatiin aikaan paikallisia sortumia (kuva 23). Tekstiili peitettiin 0,25 m paksulla sorapatjalla, joka tiivistettiin. Koeasennuksen perusteella voidaan sanoa, että havaintojärjestelmä ei vaurioidu normaaleissa olosuhteissa. (Briçon et al. 2005)



Kuva 23. Geotekstiilin alle asennettavat pallo (Briçon et al. 2005)

Sortumien aiheuttamat muodonmuutokset laskettiin sekä numeerisesti että tekstiiliin asennettujen valokuitukaapelien venymän avulla. Havaittu korrelaatio oli hyvä erityisesti silloin, kun numeerinen malli laskettiin sallimalla ankkuroidun geotekstiilin liikkuminen pallojen poistamisen avulla saatujen kuoppien reunoilla. Kuvassa 24 on esitetty laskettu ja valokuidun avulla mitattu muodonmuutos, x-akselin nollakohta on muodostuneen kuopan keskilinjalla. (Briçon et al. 2005)





Kuva 24. Lasketut ja havaitut sortumien aiheuttamat muodonmuutokset (Briançon et al. 2005)

## 2.8 Muita mittaustapoja

### 2.8.1 GPS-pohjaiset paikkamittaukset

GPS-paikkamittaus perustuu satelliittien lähettämään signaaliin, jonka mittauspisteessä oleva mittalaite vastaanottaa.

GPS-mittaus toimii kaikkina vuodenaikoina. Sääolosuhteet eivät vaikuta mittauksiin, edes lumipyry ei estä niitä. Mittaukset voidaan myös automatisoida. Haastavin osa mittauksissa on mittalaitteen sijoittaminen maastoon siten, että se pysyy penkereen suhteen paikallaan. Vastaanottimen antenni on kooltaan melko suuri, sen halkaisija on noin 20 cm. Antennit saattavat myös joutua ilkeiden kohteeksi. Lisäksi mittalaitteelle tulee järjestää sen tarvitsema sähkö, mikä nostaa mittausjärjestelyn kustannuksia. Mittauksia voidaan tehdä jopa senttimetrin tarkkuudella. (Luomala 2009)

GPS-mittausten laitteistot ovat vielä niin harvinaisia, että edes myyntiedustajatakaan eivät osaa tarkkaan hinnoitella mittauksia. Laajassa mittauksessa yhden mittauspisteen hinnan arvioidaan olevan muutamia tuhansia euroja. (Luomala 2009)

GPS-paikkamittauksilla automaattisesti valvottavia kohteita ei tiedetä olevan Suomessa. Ulkomailta ainakin Iranissa valvotaan massiivisen Karkhehin voimalaitospadon liikkeitä automaattisilla GPS -laitteistoilla. (Luomala 2009)

### 2.8.2 Invarteräslanka-anturit

Invarteräslanka-anturilla voidaan mitata pistemäisesti maan liikkeitä. Liikkumattomaan maaston kohtaan kiinnitetyn mittalaitteen kelalle kierretty mittalanka kiinnitetään mittauskohteeseen. Kohteen liike aiheuttaa kelan pyörimistä, jonka suuruus mitataan. Käytetyn invarteräkseen lämpölaajeneminen on hyvin vähäistä, joten lämpötilanmuutokset eivät vaikuta tulokseen merkittävästi. Anturin hinta on noin 2 000 €. (Luomala 2009)



### 2.8.3 Mikroprosessoriohjattu maanvyöryjen varoitusjärjestelmä

Mikroprosessoriohjattu maanvyöryjen varoitusjärjestelmä perustuu siirtymämittaukseen. Se on kehitetty Singaporessa Ngee Ann Polytechnicissä. Maanvyöryille alttiiden maamassojen lisäksi se voi olla soveltuva ratarakenteiden stabiliteetin monitorointiin. Koska signaalit ovat digitaalisessa muodossa, tietojen käsittely helpottuu. Varoitusjärjestelmä koostuu yksinkertaisista antureista, vahvistimista, modulaattorista, lähettimestä, vastaanottimesta, rajoittimesta, analogia-digitaali-muuntimesta, näyttöstä ja mikroprosessorista. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Havainnointiin käytetään kolmen tyyppisiä antureita: muodonmuutosliuskoja, kuormitusantureita ja värinäantureita. Muodonmuutosliuskat ovat resistanssimuutosherkkiä, ts. jännityksen kohdistuessa liuskaan sen resistanssi muuttuu. Tästä syntynyt analoginen sähköinen signaali digitoidaan ja lähetetään eteenpäin. Liuskojen suurin etu on, etteivät ne ole herkkiä lämpötilamuutoksille. Kuormitusanturit toimivat samaan tapaan kuin muodonmuutosliuskat. Sellin pintaan kohdistuva voima aiheuttaa taipuman, joka mitataan neljällä muodonmuutosliuskalla. Voiman vaikutussuunta ei vaikuta sellin tapauksessa mittaustulokseen. Värinäantureiden käytön rataympäristössä estää junaliikenteen aiheuttama värinä. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Anturit asennetaan kohdealueelle havaitsemaan maaperän liikkeitä. Koska antureiden antosignaali on pieni, vahvistetaan se erikoisvahvistimella. Vahvistettu signaali moduloidaan digitaalisella modulaattorilla. Signaalit lähetetään radioteitse keskusasemaan, jossa signaaleille suoritetaan demodulointi. Vastaanottimen ylikuormitus estetään rajoittimella. Lopuksi digitalisoidut signaalit luetaan tietokoneella analogia-digitaali-muuntimen tulosteesta. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Antureiden häiriötön toiminta pitkäaikaisessa asennuksessa lienee vielä ongelma. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

### 2.8.4 Ekstensiometri

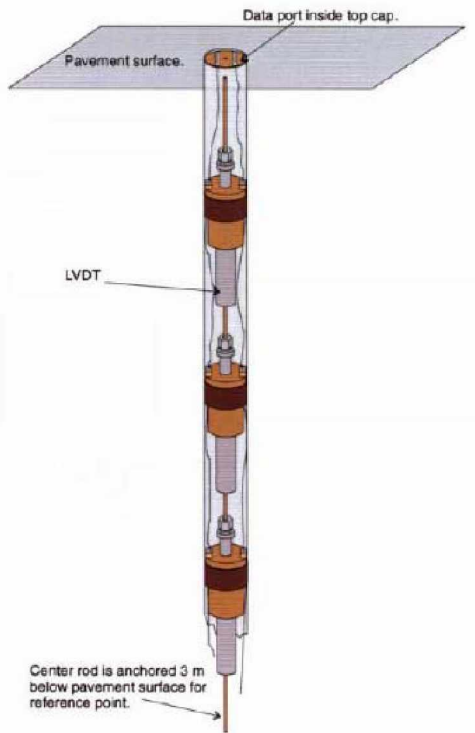
Ekstensiometri koostuu liikkumattomasta referenssitangosta ja siihen kiinnitetystä mittaustangosta. Mittaustanko ankkuroidaan maahan, jolloin maan liike saa aikaan sen liikkeen referenssitangon suhteen. Liike voidaan lukea manuaalisesti tai sähköisesti liikkeen aiheuttaman magneettikentän muutoksen perusteella. Geometrik Ab:n mittalaitteissa manuaalisen mittauksen tarkkuus on 0,01 mm ja sähköisen 0,05 mm. Mittausalue on manuaalisella mittauksella 0...150 mm ja sähköisellä mittauksella 0...50 mm. (Geometrik 2010)

Suuret värähtelyt voivat saada aikaan referenssitangon liikkeen maan suhteen aiheuttaen mittausrvirheitä. Muita virhelähteitä ovat kitka ja kontaktiongelmat (Hall 2000)

### 2.8.5 MDD-siirtymämittaus

Multi-Depth Deflektometri eli MDD on siirtymän mittaukseen perustuva järjestelmä, jota käytetään tien päällysrakennekerrosten muodonmuutosmittauksissa ja tehollisen kimmomoduulin määrittämisessä. MDD tulee asettaa pohjavedenpinnan yläpuolelle, sillä vesi saattaa haitata järjestelmän pitkäaikaista toimintaa. Periaatteessa MDD voi toimia ratarakenteessa samoin tavoin kuin tierakenteessa. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Järjestelmä koostuu siirtymäantureista, Linear Variable Differential Tranformer -moduuleista (LVDT), jotka kiinnitetään mittausreiän seinään ja vertailutankoon. Vertailutanko ankkuroidaan tiiviiseen pohjamaakerrokseen ja LVDT -moduuli mittaa rakenteen siirtymää suhteessa ankkuroituun tankoon (kuva 25). (Brecciaroli & Kolisoja 2004)



Kuva 25. LVDT-moduulit ja ankkurointitanko (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Vertailutanko asetetaan tiiviiseen pohjaan asti porattavaan, halkaisijaltaan 39 mm suuruiseen, vuorattuun reikään. Moduulit ankkuroidaan mittausreiän seinään kiinnitettyjen teräspallojen avulla. Samaan reikään eri syvyyksille voidaan asettaa enintään kuusi LVDT-moduulia. Reiän pää suljetaan korkilla, joka sisältää liittimen tiedonkeruujärjestelmään. Asennusprosessi kestää tavallisesti kahdesta kolmeen päivään. Asennuksen jälkeen moduulit on kalibroitava ennen kuin mittaukset voidaan aloittaa. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

## 3 Mitattavat suureet

### 3.1 Huokospaine

#### 3.1.1 Yleistä

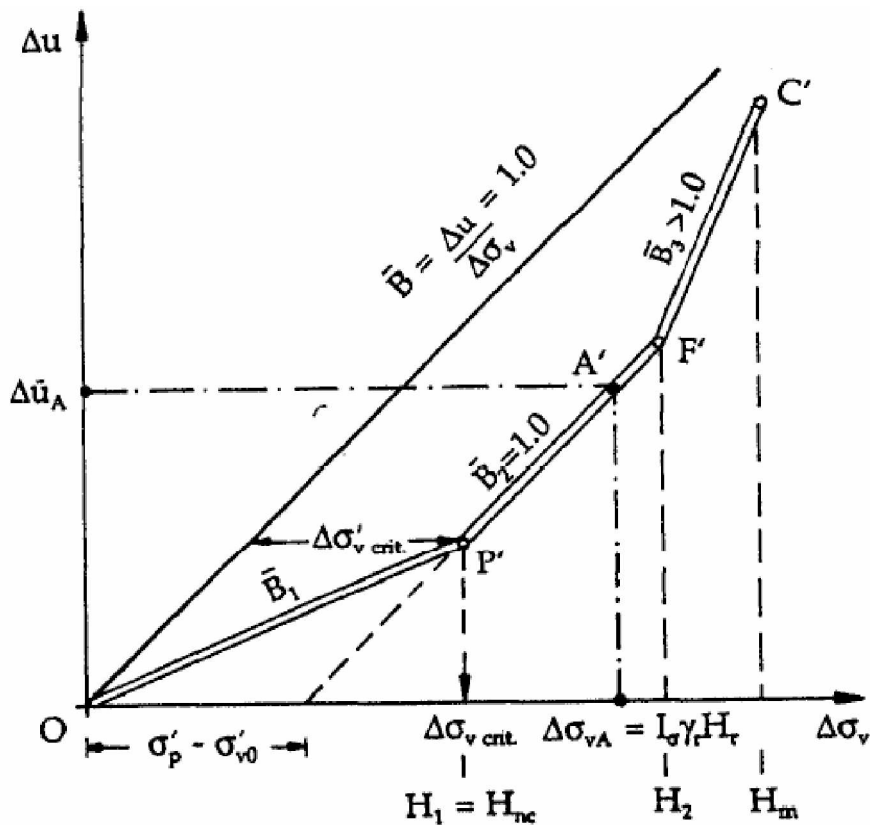
Huokospaineella  $u$  on maan vakavuuden kannalta suuri merkitys. Muutokset maakerrosten kuormituksessa aiheuttavat muutoksia huokospaineissa. (Brecciaroli & Kollisoja 2004)

Jos kuormitusmuutos on pysyvä, hakeutuu paineellinen vesi kohti uutta tasapainotilaa. Käytännössä tämä tarkoittaa maan tilavuuden pienenemistä, yleensä konsolidatiivipainumaa. (Malmivaara 2004)

#### 3.1.2 Huokospaineen kehittyminen murtotilaa lähestyttäessä

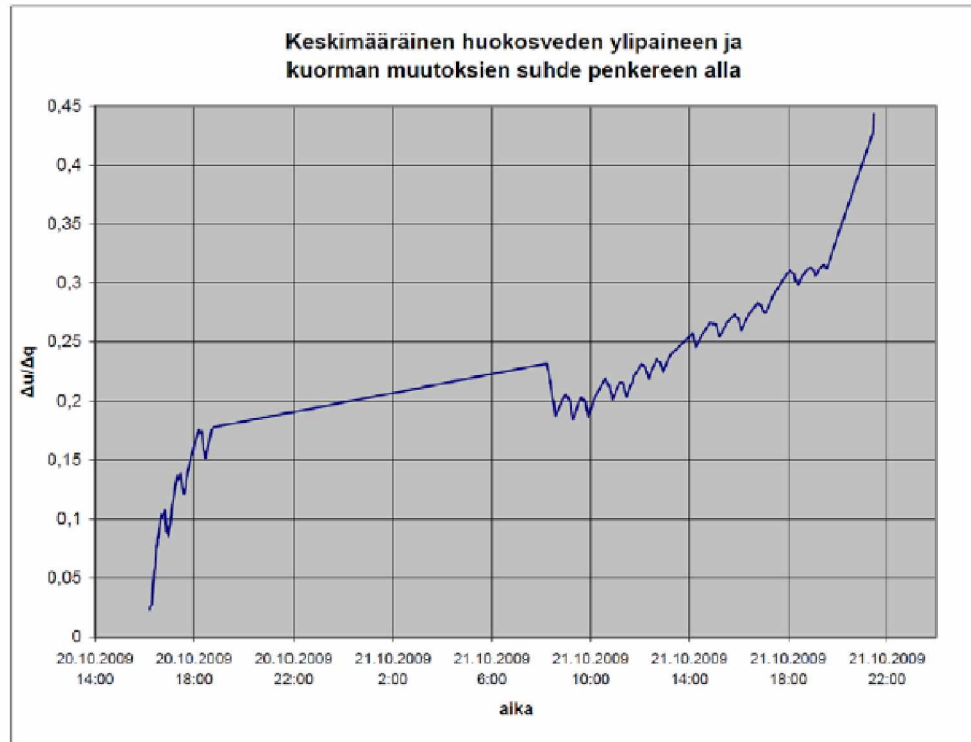
Kuvassa 26 on usein esitetty tutkimus huokospaineen kehittymisestä ylikonsolidoituneen maan varaan penkereen rakentamisen seurauksena. Kuvaajasta on erotettavissa kolme vaihetta:

- Ylikonsolidoituneella osuudella  $O-P'$  huokospaine kehittyy hitaammin kuin pystyjännitys
- Normaalikonsolidoituneella osuudella  $P'-F$  huokosylipaine kehittyy yhtä suurena kuin pystyjännityksen lisäys
- Osuudella  $F'-C'$  huokosylipaine kehittyy nopeammin kuin pystyjännitys. Tällä osuudella yksittäiset maa-alkiot ovat jo murtotilassa ja maa myötöpehmenee. Koko penger on lähellä murtotilaa ( $F = 1,0 \dots 1,4$ ). Jos murtotilassa olevat maa-alkiot muodostavat yhtenäisen murtuman mahdollistavan pinnan, penger sortuu. (Ratahallintokeskus 2006)



Kuva 26. Huokospaineen kehittyminen ylikonsolidoituneen maan varaan hitaasti rakennetun penkereen alla (Ratahallintokeskus 2006)

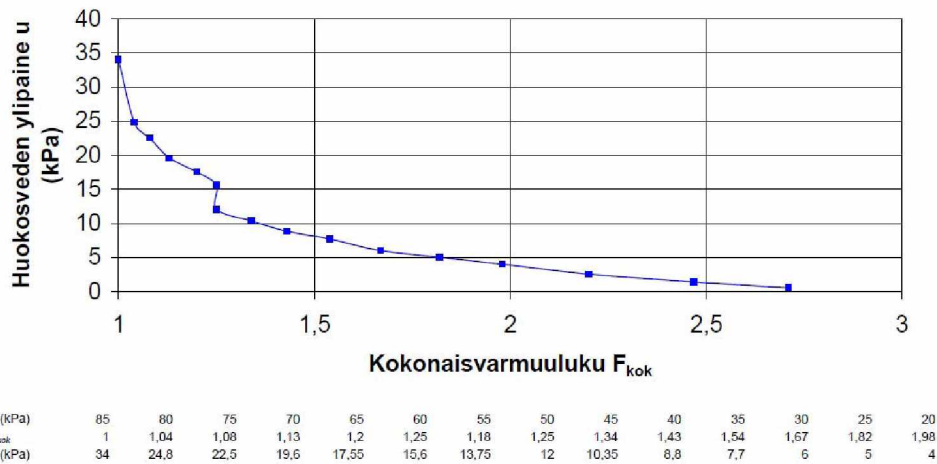
Perniössä tehdyn sorrutuskokeen ja mitattujen huokospaineiden ja ulkoisen kuorman muutoksen suhde penkereen alla on esitetty kuvassa 27. Ennen huomattavan myöden alkamista suhde oli alle 0,3. Boussinesqin teoriateen perusteella tehdyn jakautumistarkastelun mukaan yksinkertainen ja tasainen nauhakuorma vaikuttaa penkereen alla kertoimella 0,3...0,6  $q$  liukupinnan syvyydestä riippuen. Mittaustulokset ovat siis melko hyvin linjassa yllä olevan teoriateen kanssa, jonka mukaan huokospainelisäys on suljetussa tilassa likimain pystysuoran kuormituslisäyksen suuruinen. (Lehtonen 2010a)



Kuva 27. Mitattujen huokospaineiden ja ulkoisen kuorman muutoksen suhde penkereen alla Perniön sorrutuskokeessa (Lehtonen 2010a)

Tämä vahvistaa ajatusta, että huokosvedenpaineen kasvu penkereen alla jännityksen kasvun suuruisena on vahva indikaattori penkereen tulevalle sortumiselle. Tämän tilanteen havaitsemiseksi on kuitenkin ensiarvoisen tärkeää paitsi huokosvedenpaineiden mittaamisen onnistuminen myös jännitysjakautuman oikea määrittäminen. Huokospaineantureiden sijoittelu tulisi tehdä mahdollisimman lähelle liukupintaa, koska huokosvedenpaineen kasvu sijoittuu ensisijaisesti liukupinnan kohdalle. Toisaalta Perniön sorrutuskokeessa havaittiin jopa huokosvedenpaineen laskua kuormauksen loppuvaiheessa, mikä luultavimmin johtui aktiivipaineen kehittymisestä jyrkästi laskevan liukupinnan osalle, kun ojan puoleinen maaperä alkoi siirtyä ojaa kohti (Lehtonen 2010a). Näistä syistä johtuen huokospainemittauksia tehtäessä yksittäisten antureiden antamia tuloksia ei voida mitenkään pitää kokonaisuutta kuvaavana.

Vertailun vuoksi laskettiin myös Novapoint GeoCalc-ohjelmalla kokonaisvarmuuden suhde huokosveden ylipaineeseen. GeoCalc-laskennassa maan suljetun lujuuden parametreja muokattiin siten, että 85 kPa ulkoisella kuormalla  $q$  saatiin kokonaisvarmuusluku  $F_{kok} = 1$ . Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit on esitetty liitteessä 1. Laskennan perusteella piirretystä kuvaajasta nähdään, että huokosvedenpaineen kasvunopeus suurenee kokonaisvarmuuskertoimen ollessa noin 1,25 (kuva 28). Tämä vastaa  $q$ :n arvoja 50...60 kPa. GeoCalc-laskennassa saatiin 55 kPa kuormalla heikompi varmuuskerroin kuin 60 kPa kuormalla. Tämä epärealistiselta vaikuttava arvo on poistettu kuvaajasta.



Kuva 28. Kokonaisvarmuusluvun ja huokosveden ylipaineen suhde.

### 3.1.3 Huokospaineen vaikutus stabiliteetin laskentamenetelmiin

Radan stabiliteetin laskentaa koskeissa ohjeissa todetaan jako käytettävien laskentamenetelmien välillä savipitoisuudesta riippuen. Jos maalajin savipitoisuus on alle 35 % tehokkailla lujuusparametreilla  $c'$  ja  $\phi'$  tapahtuvat laskenta on käyttökelpoinen. Savipitoisuuden ollessa vähintään 25 %, on suljetulla leikkauslujuudella  $s_u$  tapahtuva laskenta vastaavasti käyttökelpoinen. Mikäli savipitoisuus on yli 35 % ja laskenta suoritetaan tehokkailla lujuusparametreilla, on laskelmat tarkastettava elementtimenetelmällä kaarevalla myötöpinnalla varustettua materiaalimallia käyttäen (esim. Modified Cam Clay). (Ratahallintokeskus 2005a)

Huokospaineella on tehokkain parametrein laskettavissa vakavuustarkasteluissa tärkeä merkitys, joten vaatimus on aiheellinen huokosvedenpaineen huomioon ottamisen kannalta. Huokospaineen arviointiin on kehitetty erilaisia laskennallisia menetelmiä, joista tunnetuimpia ovat Skemptonin, Henkel-Scottin ja Janbun yhtälöt. (Mansikkamäki 2009) Laskennallinen määrittäminen on kuitenkin käytännössä epätarkkaa, koska huokospaineen suuruuteen vaikuttavat tekijät kuten jännitykset, vedenläpäisevyys ja kokoonpuristuvuus muuttuvat painuvalla penkereellä ajan funktiona. (Ratahallintokeskus 2006)

On todettu, että kehittyneinkin menetelmin tehdyt vakavuuslaskelmat ovat epävarmalla pohjalla, jos huokospainetta ei ole luotettavasti mitattu. Tästä epätarkkuudesta johtuen usein suositellaan, että  $c'$ - $\phi'$ -laskelman tulisi perustua mitattuun huokospaineeseen. vain osittain kyllästyneessä maassa huokospaineen määrittäminen mittamalla on kuitenkin vaikeaa. Onnistuneessakin mittauksessa saadaan tieto vain hetkellisestä huokospaineen suuruudesta. (Ratahallintokeskus 2006)

Kun tehokkailla parametreilla laskettaessa käytetään mitattuja huokospaineita, ei huokospaineen kasvu murtoon asti tule huomioiduksi liukupintalaskelmissa (Salokangas, J-P. 2008). Laskennan kannalta olisi kuitenkin oleellista tietää huokospaine, kun juna kuormittaa pengertä tai pengeri on murtotilassa. Tämän takia huokospainetta joudutaan määrittämään käytännössä laskennallisesti. (Ratahallintokeskus 2006) Huokosvedenpaineen kasvua ja sen vaikutusta murtotilanteessa pystytään mallintamaan esimerkiksi elementtimenetelmillä (Mansikkamäki 2009).

Suljetut leikkauslujuudet ovat esimerkiksi siipikairalla murtotilassa mitattuja arvoja, joihin sisältyy murtotilassa vaikuttava huokospaine. Saven pysty- ja vaakasuuntaisten ominaisuuksien erojen, eli anisotropian, kasvaessa siipikairalla määritetyn suljetun leikkauslujuuden todellinen kuvaavuus kuitenkin huononee. Siipikairalla mitataan pääasiallisesti pystysuuntaista lujuuutta. Normaalikonsolidoituneilla savilla anisotropia on yleensä pientä, mutta kuormituksen vaikutuksesta se kasvaa. Redusoidun siipikairaustuloksen on kuitenkin yleisesti todettu ennustavan hyvin keskimääräistä lujuuutta leikkauspinnalla. (Ratahallintokeskus 2006)

Jukka-Pekka Salokankaan diplomityössä (Salokangas, J-P. 2008) tehdyissä vertailulaskelmissa tehokkailla huokosrajatilan mukaisilla lujuusparametreilla laskettaessa saatiin 22...44 % suurempia varmuuslukuja kuin suljetun tilan parametreilla. Juho Mansikkamäen diplomityön (Mansikkamäki 2009) vertailulaskelmissa päädyttiin rataväleillä Kotka-Kouvola ja Turku-Uusikaupunki tehdyissä laskennoissa samankaltaisiin eroihin. Sen sijaan ratavälillä Tampere-Seinäjoki tehdyssä laskennassa saatiin suljetuilla parametreilla laskettaessa yhtä suuria, tai jopa suurempia, kokonaisvarmuuksia kuin tehokkailla parametreilla.

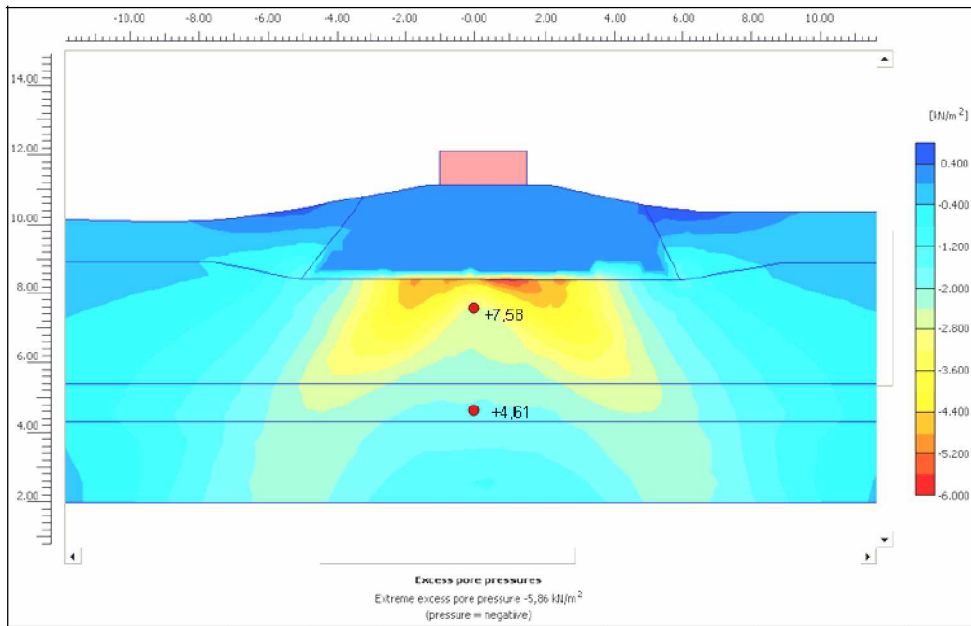
Tampere-Seinäjoki kohteessa maan savipitoisuus on laboratoriokeiden mukaan suurimmaksi osaksi alle 30 % (Ratahallintokeskus). Tämä tekee laskentatuloksista järjeviä, sillä siltillä tehokkaat parametrit antavat oikean tuloksen. (Heikkilä 2010)

#### **3.1.4 Lasketun ja mitatun huokosylipaineen vertailua**

Juho Mansikkamäen (2009) diplomityössä verrattiin rataosuudella Turku-Uusikaupunki (km 222+600) mitatun ja lasketun huokosylipaineen eroja pysähtyneen junan aiheuttaman kuorman alla. Junan aiheuttama huokosylipaine oli 13 kPa ja se mallinnettiin samansuuruisen paineen aiheuttavana betonilaatikkona. Laskennassa käytettiin Soft Soil -mallia ja laskelmat suoritettiin leikkauskestävyyskulman mukaan sovitetulla M-parametrilla. (Mansikkamäki 2009)

Radan keskilinja on tasolla +11.14. Lähellä penkereen alapintaa tasolla +7.58 mitattu huokosylipaine oli suurimmillaan 4,0 kPa, jonka vastaavuus oli hyvä suhteessa laskettuun ylipaineeseen (suurin laskettu arvo tasolla on 4,39 kPa). Syvemmillä pohjamaassa tasolla +4.61 mitattu ylipaine oli 6,3 kPa, mikä oli selvästi laskettua arvoa (suurimmillaan 2,41 kPa) suurempi. Tässä mittauspisteessä myös ylipaineen vaihtelu on ollut herkempää ja paine on sekä kehittynyt että laskenut nopeammin kuin laskennassa. (Mansikkamäki 2009)

Lasketut huokosvedenpaineet on esitetty kuvassa 29. Laskenta-arvot saavuttavat maksiminsa heti penkereen alapuolella, mikä ei ole mittaustulosten perusteella todellisuutta vastaavaa. (Mansikkamäki 2009)



Kuva 29. SS -mallilla laskettu huokosveden ylipaine 13 kPa kuormituksella rataosuudella Turku-Uusikaupunki (km 222+600) (Mansikkamäki 2009)

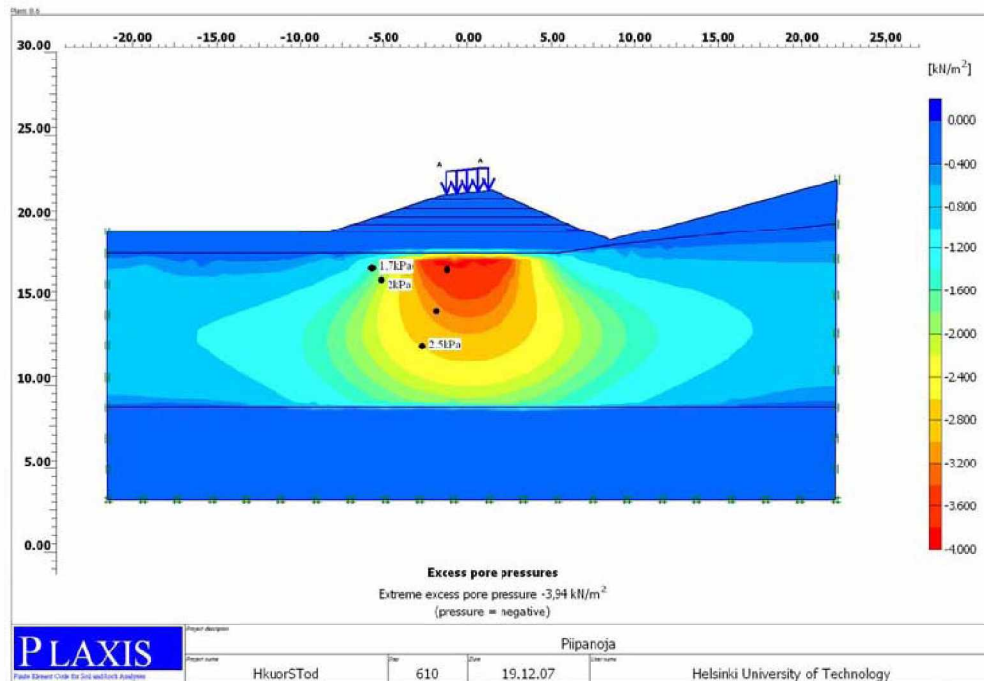
Samanlainen vertailu on tehty myös Jukka-Pekka Salokankaan (Salokangas, J-P. 2008) diplomityössä rataosuudella Turku-Toijala (km 269+640). Huokospaineen kasvun mittausta varten pysäytettiin tavarajuna raiteelle noin 15 minuutiksi. Tavarajunan ollessa paikallaan huokospaineet kasvoivat tasaisesti aina junan lähtöön saakka. Huokospaineet eivät kuitenkaan ehtineet saavuttaa huippuaan lyhyen pysähdysajan aikana. Paineiden tasaantuminen kesti junan lähdön jälkeen tunnin.

Pysäytetyn tavarajunan kokonaispaino oli 3 208 t. Pysäytetyn junan viivakuorma (46,7 kN/m) muutettiin ratapölkyn levyiseksi tasaiseksi kuormaksi (noin 18 kPa). (Salokangas, J-P. 2008)

Keskilinjalla 7 m syvyydessä olevan mittauskärjen suurimmaksi ylipaineeksi mitattiin 2,5 kPa. Keskilinjalta 4 m sivussa 3,4 m syvyydessä olevan mittauskärjen suurimmaksi ylipaineeksi mitattiin 1,7 kPa. Keskilinjalta 2,7 m sivussa 4 m syvyydessä olevan mittauskärjen suurimmaksi ylipaineeksi mitattiin 2 kPa. (Salokangas, J-P. 2008)

Huokosveden ylipaineen jakauma laskettiin Soft Soil Creep -mallilla (SSC), ja se vastasi todella hyvin mitattuja arvoja, jotka esitetään mustina pisteinä kuvassa 30. Myös Mohr-Coulomb ja Hardening Soil -malleilla lasketut arvot vastasivat mitattuja arvoja melko hyvin. (Salokangas, J-P. 2008)





Kuva 30. SSC mallilla laskettu huokosylipainejakauma noin 18 kPa kuormituksella rataosuudella Turku–Toijala (km 269+640). Tummat pisteet kuvaavat mitattuja arvoja. (Salokangas, J-P. 2008)

Laskelmien perusteella Plaxiksella voidaan ennustaa melko hyvin huokosvedenpaineen kasvua pysähtyneellä kuormalla ainakin penkereen alaosassa.

### 3.1.5 Murtoon asti kuormitetun huokospaineen kehitys Plaxiksen mukaan

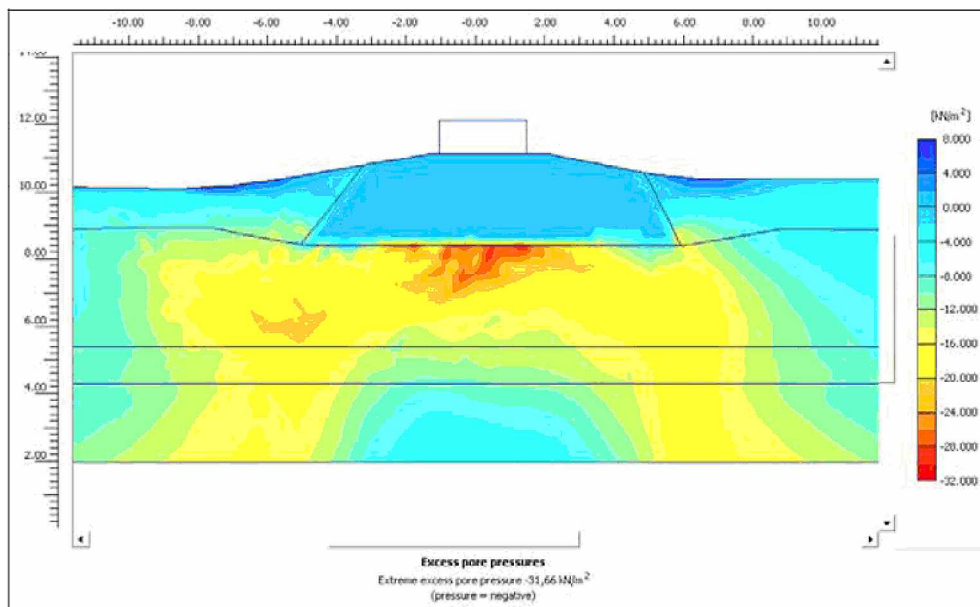
Juho Mansikkamäen (Mansikkamäki 2009) diplomityössä laskettiin myös ratapenkereiden huokospaineen kehittymistä murron tapahtuessa. Tässä esitellään rataosuudella Turku–Uusikaupunki (km 222+600) tehdyt laskelmat. Murrotilan saavuttamiseksi käytettiin kahta menetelmää, joista seuraavassa lyhyt kuvaus.

Plaxis-ohjelmalla laskettaessa huokospaineen kasvu pystytään huomioimaan vain myötölujenevilla materiaalimalleilla. Maan lujuusparametreja automaattisesti pienentävä SRM-menetelmä (Strength Reduction Method) toimii kuitenkin ohjelmassa vain yksinkertaisella Mohr-Coulomb-materiaalimallilla, joka ei pysty mallintamaan huokosveden ylipaineen nousun vaikutusta laskentatuloksiin. Ongelma on kuitenkin mahdollista kiertää muuttamalla mallin maakerroksia manuaalisesti heikommiksi, jolloin SRM -menetelmää voidaan hyödyntää myös kehittyneemmällä Soft Soil -mallilla. Tällöin laskenta on kuitenkin huomattavasti automaattista menetelmää työlämpi. (Mansikkamäki 2009)

Laskenta voidaan myös suorittaa GIM-menetelmällä (Gravity Increase Method) eli kasvattamalla painovoimaa. Menetelmässä käytettävä kuormituksen kasvu simuloi myös murtotilaan siirtymistä realistisemmin kuin lujuuden pienentäminen. Menetelmän haittapuolena on, ettei ole tarkasti määritetty, mihin osaan geometriaa tilavuuspainon kasvattaminen tulisi ulottaa. Mahdollisuuksia on koko mallin tilavuuspainon kasvatus, ulkoisen kuorman ja penkereen tilavuuspainon kasvatus tai pelkän ulkoisen kuorman kasvatus. Huokosvedenpaineen kasvun mallintamiseen koko mallin tilavuuspainon kasvattaminen ei sovellu. Lisäkuormituksen myötä huokosvedenpaine

kasvaksi silloin kauttaaltaan, mikä ei ole realistista. Huokosvedenpaineen sisältäviin laskentoihin toimii parhaiten GIM -menetelmän variaatio (GIM2), jossa koko mallin tilavuuspainon kasvattamisen sijasta kasvatetaan penkereen ja junakuorman arvoja. Laskentaohjelmassa ei ole kuitenkaan automaattista proseduuria osittaiseen tilavuuspainon kasvattamiseen, joten tämäkin laskenta on työläs. (Mansikkamäki 2009)

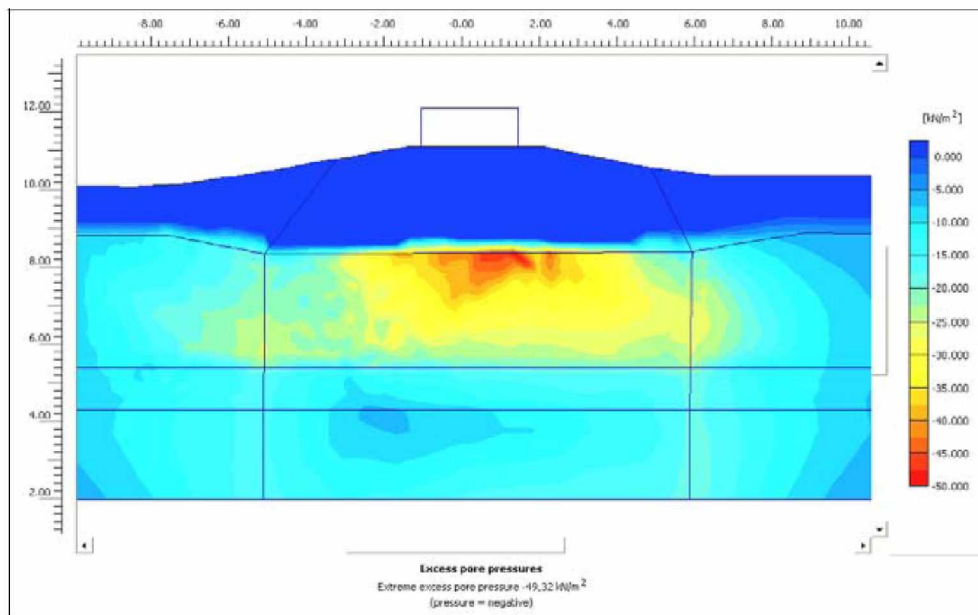
SRM-menetelmällä SS-mallilla lasketut huokosveden ylipaineet penkereen sortuessa on esitetty kuvassa 31. 40 kPa junakuormalla suurin ylipaineen arvo on 31,7 kPa. Suurin kuorma sijoittuu pohjamaan pintaan junakuorman alle, mutta laskennan perusteella ylipainetta kehittyy merkittävästi pohjamaassa koko sortumapinnan matkalle. Koko liukupinnan matkalla pohjamaassa vallitsee sortumatilanteessa 10...30 kPa suuruinen huokosveden ylipaine. Näin ollen malli poikkeaa olennaisesti lamellimenetelmästä. Siinä ylipaine mallinnetaan junakuorman alle 40 kPa suuruisena, jolloin ylipaineen vaikutus on paljon pienempi ja paikallisempi. (Mansikkamäki 2009)



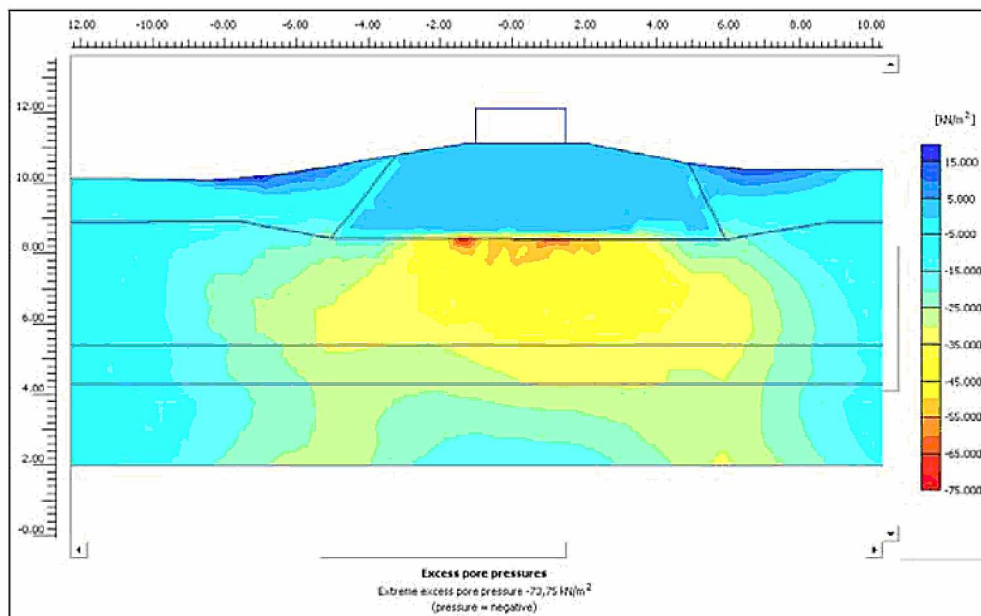
Kuva 31. SRM -menetelmällä lasketut huokosveden ylipaineet SS -mallilla penkereen sortuessa rataosuudella Turku-Uusikaupunki (km 222+600). (Mansikkamäki 2009)

GIM2-menetelmällä lasketut huokosveden ylipaineen arvot eivät ole suoraan vertailukelpoisia SRM-menetelmällä laskettujen arvojen kanssa. Tämä johtuu siitä, että GIM2 menetelmässä tehtävä pohjamaan yläpuolisen kuorman kasvattaminen kasvattaa huokosveden ylipainetta. Menetelmällä saadaan kuitenkin kuva, kuinka laajalla alueella huokosylipaine kehittyy pohjamaassa. (Mansikkamäki 2009)

Seuraavissa kuvissa on esitetty huokosvedenylipaineen jakautuminen GIM2-menetelmällä laskettuna Mohr-Coulombin-mallilla huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja käyttäen (kuva 32) ja SS-mallilla murtotilan lujuusparametreja käyttäen (kuva 33). Myös tällä menetelmällä laskettaessa huokosylipaine kehittyy laajalle alueelle pohjamaassa. (Mansikkamäki 2009)



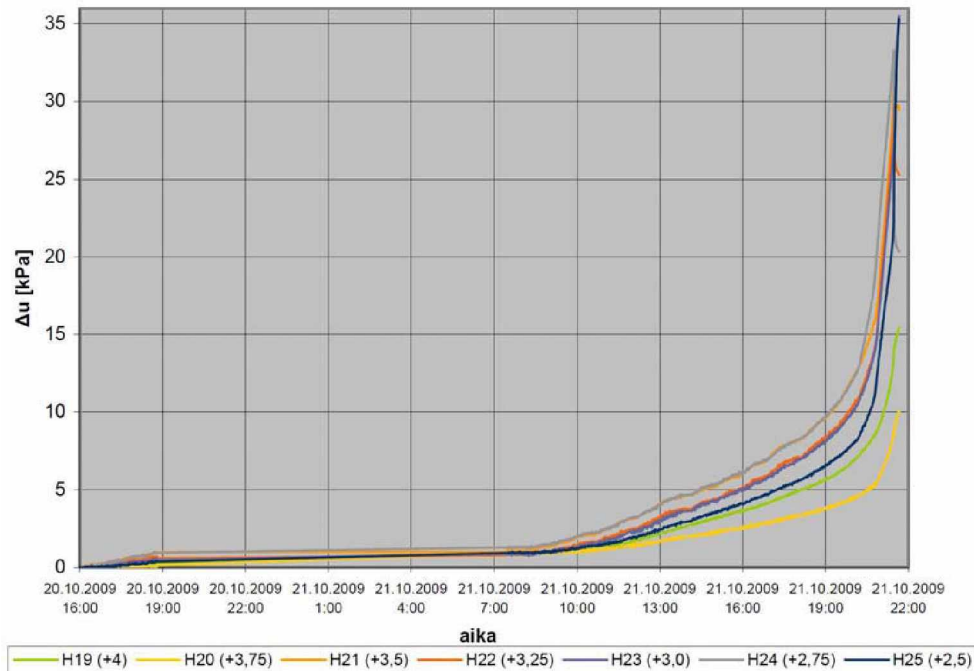
Kuva 32. GIM2-menetelmällä lasketut huokosveden ylipaineet MC-mallilla penkereen sortuessa rataosuudella Turku-Uusikaupunki (km 222+600). (Mansikkamäki 2009)



Kuva 33. GIM2-menetelmällä lasketut huokosveden ylipaineet SS-mallilla penkereen sortuessa rataosuudella Turku-Uusikaupunki (km 222+600). (Mansikkamäki 2009)

Yleensä maaperän vedenjohtavuus on suurempi vaakasuunnassa kuin pystysuunnassa. Tästä syystä huokospaine kasvaa penkerettä kuormitettaessa myös penkereen sivuilla. Huokospaineen kehittyminen ei tapahdu samanaikaisesti penkereen alla ja sivuilla, jonka seurauksena vakavuuden heikkeneminen saattaa jatkua pitkän aikaa kuorman lisäämisen jälkeen. (Mansikkamäki 2009)

Perniön sorrutuskokeen huokospainemittausten tulokset vahvistavat, että huokospaine kasvaa myös penkereen sivussa, ainakin kuivakuorikerroksen jakaessa kuormitusta. Huokospaineiden kasvu alkoi kiihtyä ensin penkereen lähellä ja myöhemmin ojan lähellä. Kuvassa 34 on esitetty huokospaineen kasvu ajan funktiona. Mittauspiste on penkereen ja ojan välissä, oja on liukupinnan päättymiskohta. (Lehtonen 2010a)



Kuva 34. Perniön sorrutuskokeessa mitattu huokospaineen kasvu penkereen ja ojan välissä. Mittauspisteiden korkeusasema on eroteltu värien mukaan. (Lehtonen 2010a)

Myötöpehmeneminen ja viruma voivat leikkausjännitysten lisäksi kasvattaa huokospainetta. Monissa tutkimuksissa on myös havaittu, että nopeasti kuormitetulla savella leikkauslujuus on hitaasti kuormitettua suurempi. (Ratahallintokeskus 2006)

Edellä kuvailuista syistä johtuen penkereen vakavuus on paitsi kuorman, myös kuormitusnopeuden ja -ajan funktio.

## 3.2 Vaakasiirtymät ja painumat

### 3.2.1 Yleistä

Epätasainen kuormitus aiheuttaa pehmeissä maakerroksissa vaakasiirtymiä kuormituksen muutosvyöhykkeellä. Suurimman kuormituksen kohdalla maa painuu ja kuormittamattomalla alueella maa nousee. (Toroi 2007)

Pitkäaikaisessa monitoroinnissa voi olla haastavaa erottaa toisistaan konsolidatiopainuma ja heikosta stabiliteetista johtuva painuma. Heikosta stabiliteetista johtuva painuma kuitenkin todennäköisesti kiihtyy ennen sortumaa. Penkereen ulkopuolel-

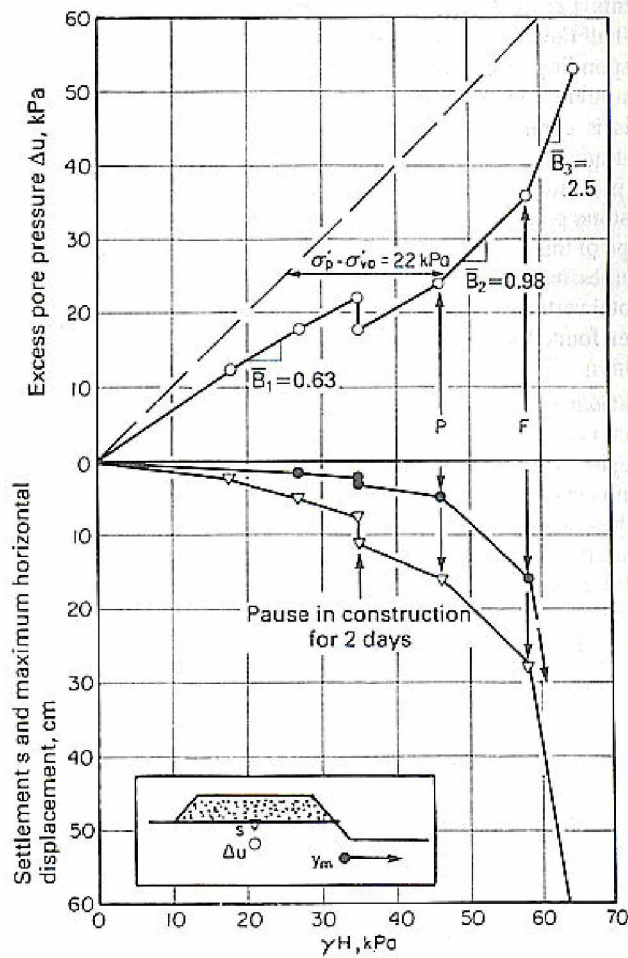
la maan nousua harvoin tapahtuu muiden tekijöiden vaikutuksesta, joten sitä voidaan pitää hyvänä stabiliteetin indikaattorina. (Lehtonen 2010a)

Siirtymien mittaus on hyvin perinteinen seurantamittauksen tapa. Suurimmat sallitut siirtymät voidaan usein määrittää rakenteiden vaurioitumisriskin perusteella. Siirtymien kehittymistä voi myös simuloida laskentaohjelmilla. Kuitenkin tavallisesti siirtymien hälytysrajat määritellään kokemuksen mukaan, jota suurempia siirtymiä ei yksinkertaisesti uskalleta sallia. (Immonen 2010)

Penkereen ylittäessä niin kutsutun kriittisen korkeuden muuttuu pohjamaan savi ylikonsolidoituneesta normaalikonsolidoituneeksi ja savi on tämän jälkeen lähes suljetussa tilassa. 12 penkereellä tehtyjen mittausten havaintojen perusteella maksimisivusiirtymät  $\Delta y_m$  ovat tällöin lähes painuman  $s$  suuruisia (kaava 3). Kriittisen korkeuden jälkeen pengerkorkeutta yhä nostettaessa tapahtuu savessa paikallisia murtumia ja painumien ja siirtymien kasvu nopeutuu entisestään. (Leroueil et al. 1990)

$$\Delta y_m = 0,91\Delta s \quad (3)$$

Kalixissa Ruotsissa rakennetun koepenkereen mittaustulokset ovat esimerkki edellä kuvailusta käyttäytymisestä (kuva 35). Kun savi on normaalikonsolidoituneessa tilassa ja huokospaineen ja suurimman pystyjännityksen muutosten suhde, huokospaine parametri  $\bar{B} \approx 1$ , painumien ja sivusiirtymien nopeus kasvaa verrattuna ylikonsolidoituneessa savessa tapahtuviin siirtymiin. Kun penkereen rakentamista on jatkettu kohti murtoa ( $\bar{B} > 1$ ) kiihtyy painumien ja siirtymien muutosnopeus aiemmin mitattuihin muutoksiin verrattuna. (Leroueil et al. 1990)



Kuva 35. Kalixin koepenkereen painumat ja sivusiirtymät (Leroueil et al. 1990)

Kahdeksalla koepenkereellä, jotka sijaitsivat Ranskassa, Norjassa ja Kanadassa, jatkettiin mittauksia penkereen rakentamisen jälkeen. Maksimisivusiirtymän ja painuman välinen suhde pysyi konsolidaatiovaiheessa vakiona ja oli kaavan 4 mukainen. Sivusiirtymät olivat nyt huomattavasti pienempiä kuin painumat. Suhde  $\Delta y_m / \Delta s$  vaihtelee geometrian mukaan. Mitä suurempi on penkereen varmuus, sitä pienempi on suhde. (Leroueil et al. 1990)

$$\Delta y_m = (0,16 \pm 0,02)\Delta s \quad (4)$$

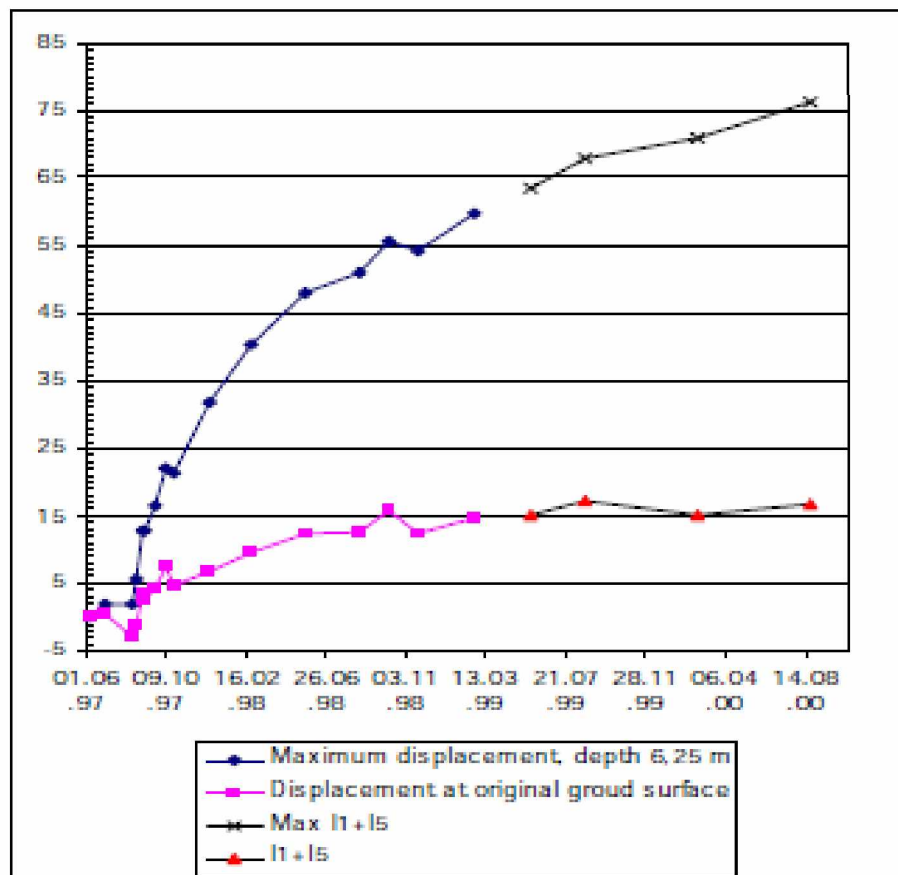
Hitaasti rakennetuilla maapenkereillä tehdyistä mittauksista ei voi vetää suoria johtopäätöksiä ratapenkereen käytöksestä, sillä ratapenkereeseen kohdistuu toistuvia lyhytaikaisia suuria kuormia. On kuitenkin varsin mahdollista, että riskikohteena pidetyllä penkereellä havaittu  $\Delta y_m / \Delta s$ -suhteen pysyvä suureneminen indikoi sortuman riskin suurenemista ja vastaavasti suhteen pieneneminen riskin pienenemistä. Ratapenkereen kannalta kriittisin tilanne syntyy, kun juna kuormittaa pengertä. Näin ollen  $\Delta y_m / \Delta s$ -suhteen seuraaminen olisi hyödyllistä varsinkin, jos junan ohituksen aiheuttamat suljetun tilan muutokset penkereessä voidaan erottaa kuormittamattomassa penkereessä tapahtuvasta konsolidaatiosta.



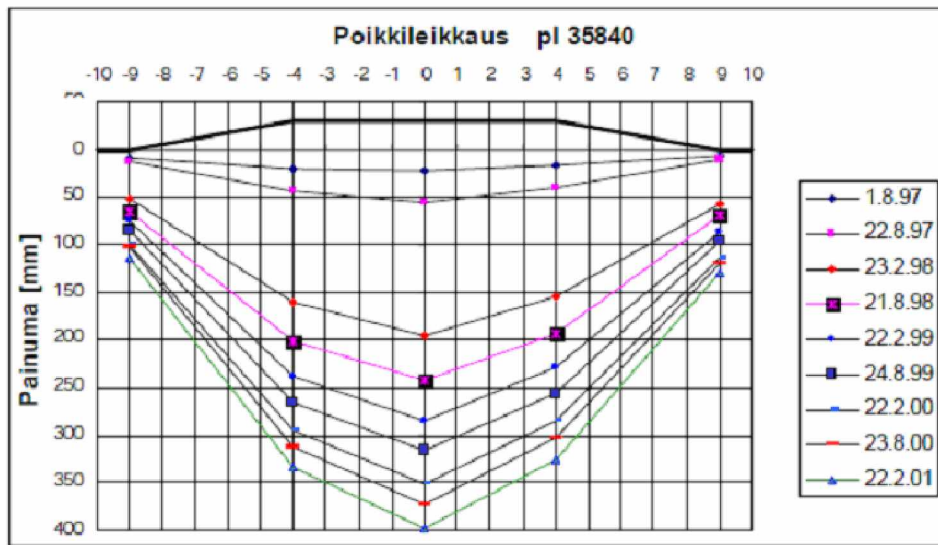
### 3.2.2 Mittausten analysointia

Sivusiirtymiä on seurattu jonkin aikaan heikoilla ratapenkereillä Liikenneviraston tilauksesta inklinometriputkilla. Suurin raportoitu siirtymä on yli 4,5 vuoden mittausaikavälillä havaittu 140 mm siirtymä kohdassa Raisionlahti km 207+840. Nopeita siirtymiä on tapahtunut Tampere-Seinäjoki rataosuudella (km 320+360), jossa siirtymä on ollut 20 mm viidessä kuukaudessa. Näissä kohteissa on siirrytty automaattinklinometrimittauksiin. (Ratahallintokeskus 2009)

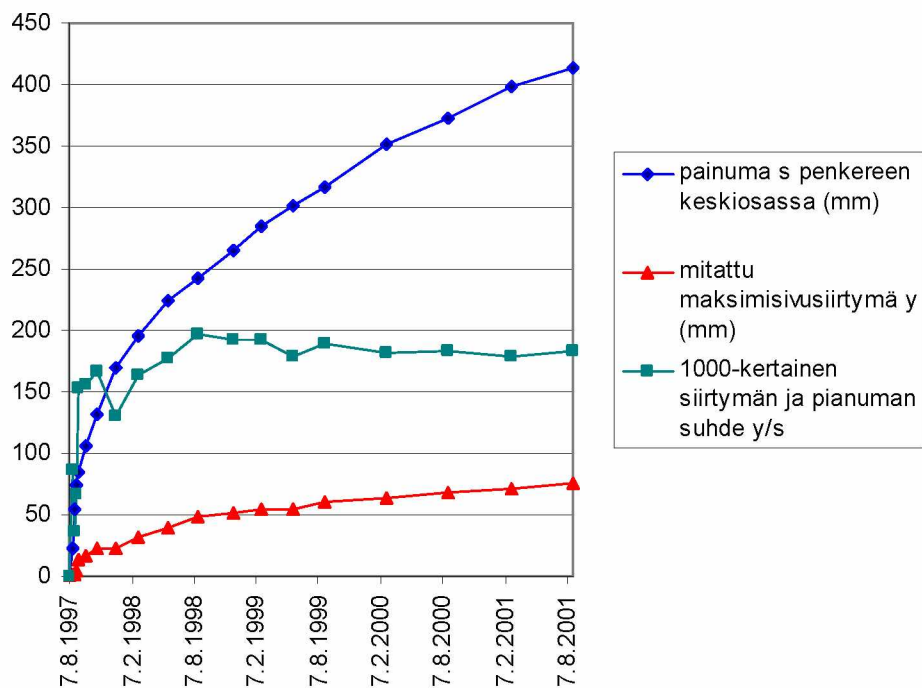
Haarajoen koepenkereellä tehdyissä mittauksissa suurin havaittu vaakasiirtymä maanvaraisen penkereen osuudella oli yli 75 mm kaksi vuotta kestäneiden mittausten jälkeen (kuva 36). Tämä mittaustulos on vuodelta 2000, eikä pengere ole ainakaan vielä sortunut. Maanvaraisen penkereen mitatut painumat olivat suurimmillaan melkein 400 mm (kuva 37). Kuvassa 38 on esitetty samassa kuvaajassa maksimisiirtymä ja painuma penkereen keskilinjalla sekä niiden suhde. Siirtymät ovat kuvasta 36 luettuja likimääräisiä arvoja ja painumien arvot ovat lähdeaineistosta saatuja lukuarvoja. Siirtymän ja painuman suhde on kuvaajassa selkeyden vuoksi kerrottu tuhannella. Suhde saavuttaa maksimiarvonsa ( $\Delta y_m / \Delta s \approx 0,2$ ) noin vuoden penkereen rakentamisen jälkeen, jonka jälkeen se pysyy likimäärin vakiona ehkä hienoisesti laskien ( $\Delta y_m / \Delta s \approx 0,18 \dots 0,19$ ). Suhdeluku on melko lähellä kaavan 4 mukaista konsolidatiivivaiheen suhdetta.



Kuva 36. Haarajoen maanvaraisen koepenkeren mitatut siirtymät (Tiehallinto 2001)



Kuva 37. Haarojen koepenkeren maanvaraisen penkereen painumahavainnot (Tiehallinto 2001).

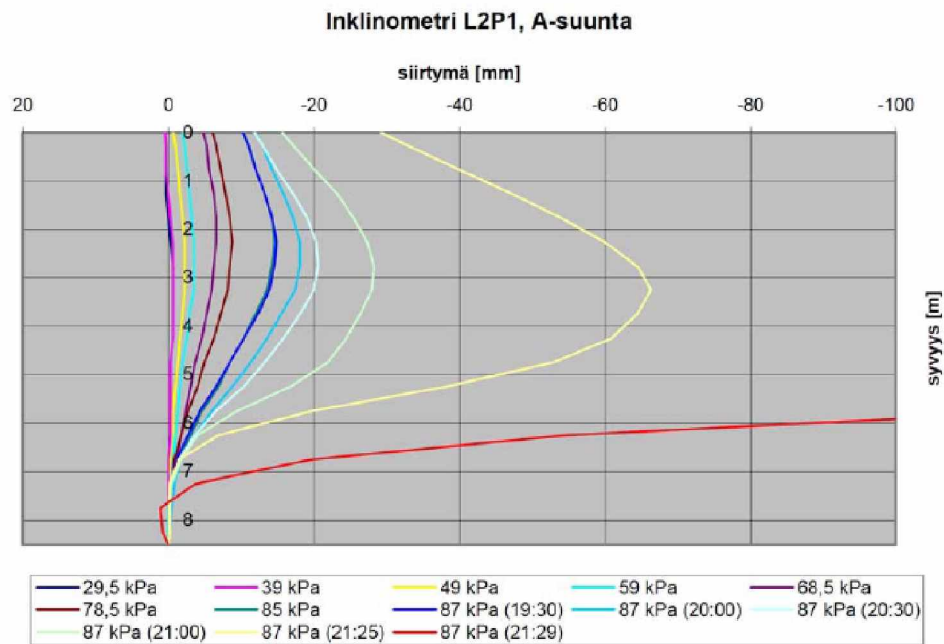


Kuva 38. Maksimisivusiirtymä, -painuma ja niiden 1 000-kertainen suhde Haarojen maanvaraisella koepenkerellä.

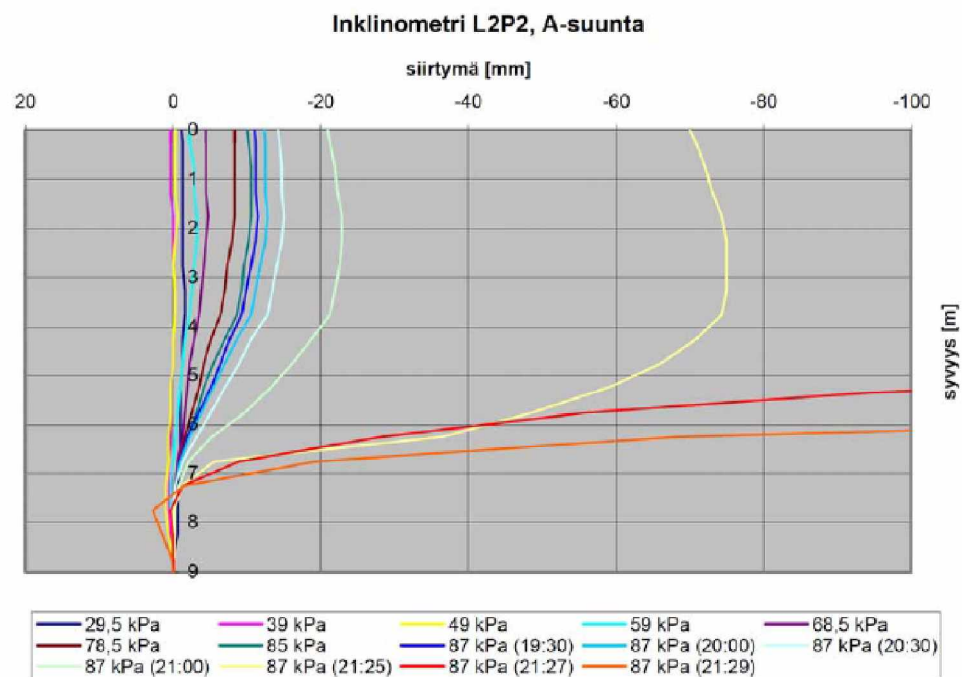
Edellisten eri kohteissa mitattujen muutosten perusteella suuretkin siirtymät ja painumat ovat mahdollisia ilman, että pengeri sortuu. Varsinkin plastisilla savilla voi tapahtua suuria muodonmuutoksia ennen murtumaa. Itse siirtymien suuruuksien sijaan kiinnostus tulisi olla liikkeen kiihtyvyydessä sekä sivusiirtymän ja painuman suhteessa. Seuraavissa kuvissa (kuva 39, kuva 40 ja kuva 41) on esitetty Perniön sorruskokeessa inklinometrillä mitatut poikisuuntaiset siirtymät koalueen keskellä. Inklinometrit oli sijoitettu raidetta vastaan kohtisuoraan. Kuvaajista havaitaan selvästi,



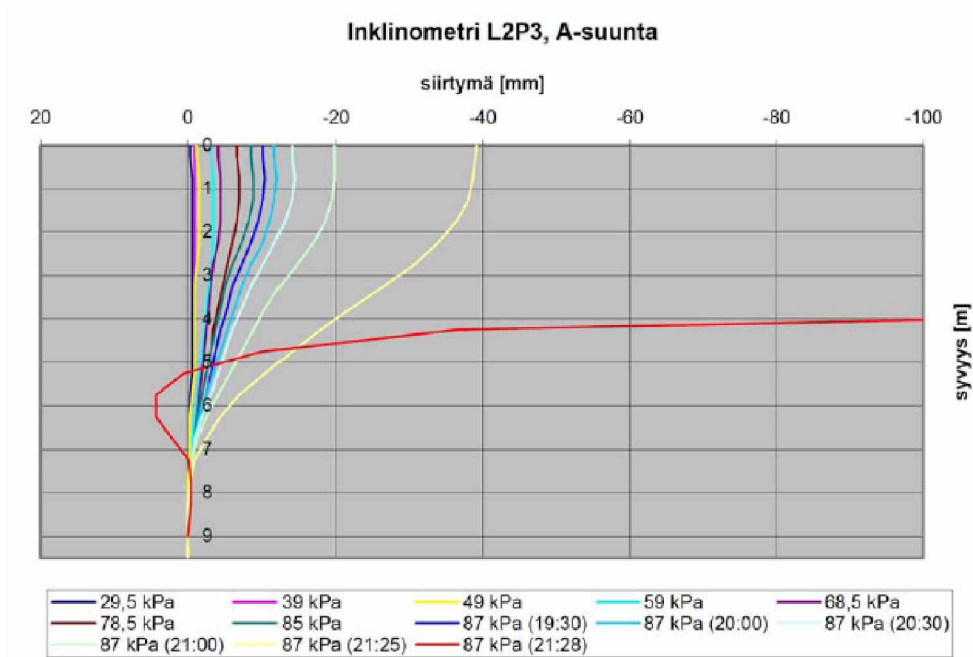
että siirtymien kasvu on kiihtynyt tuntia ennen sortumaa, vaikka kuormaa ei ole enää lisätty. Kuvaajissa eri kuorman arvoja vastaavat tilanteet ovat niiltä ajankohdilta, jolloin keskimmaisissa vaunuissa on saavutettu kyseinen kuorma.



Kuva 39. Perniön sortutuskokeessa inklinoetrillä mitattuja siirtymiä koalueen keskellä (Lehtonen 2010a)

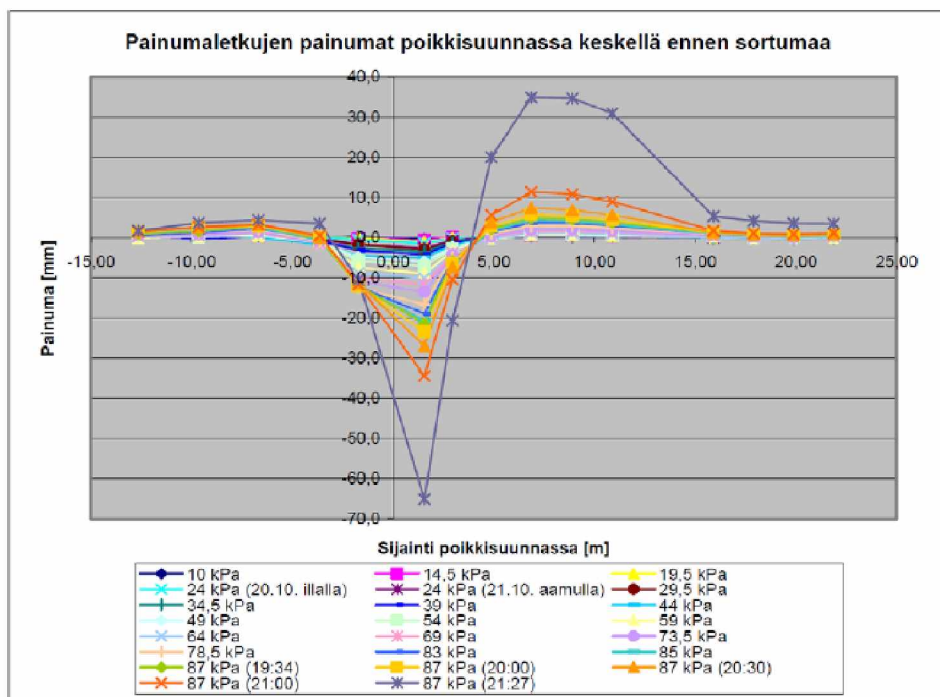


Kuva 40. Perniön sortutuskokeessa inklinoetrillä mitattuja siirtymiä koalueen keskellä (Lehtonen 2010a)



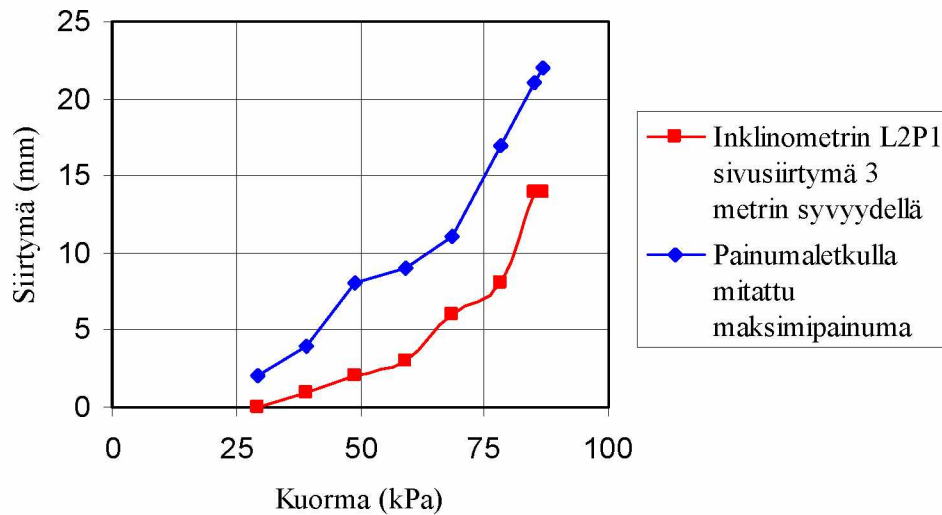
Kuva 41. Perniön sorrutuskokeessa inklinoimetrillä mitattuja siirtymiä koalueen keskellä (Lehtonen 2010a)

Samanlainen muutosten kiihtyminen on havaittavissa myös painumaletkun kuvaajasta, sekä penkereen keskellä tapahtuvana painumana että penkereen sivussa maan nousuna (kuva 42). Kuvassa y-akseli sijoittuu penkereen keskilinjalle. Penkere sortui klo 21:28, joten viimeinen painuman mittauskierros kuvaajassa on hetkeltä juuri ennen sortumaa.



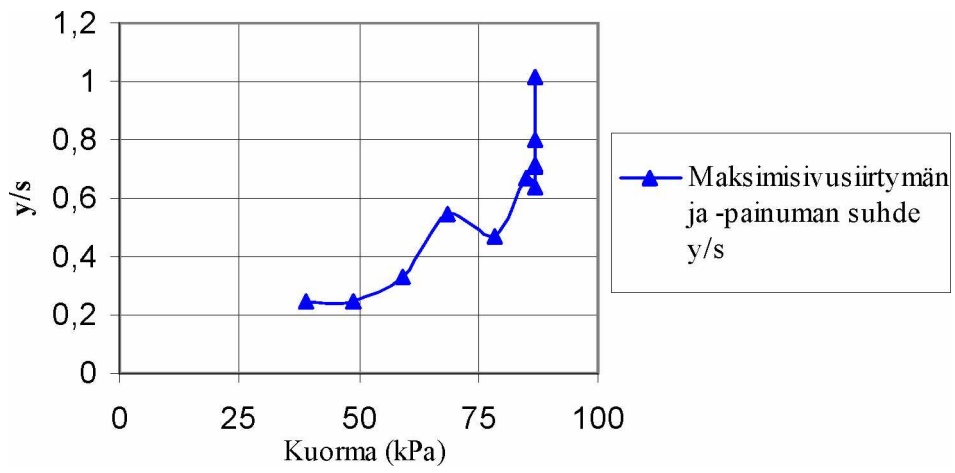
Kuva 42. Perniön sorrutuskokeessa poikkisuuntaisella painumaletkulla mitatut painumat koalueen keskellä (Lehtonen 2010a)

Kuvassa 43 on esitetty mitatun maksimisivusiirtymän ja -painuman kehitys kuorman suhteen. Kuvaaja on piirretty inklinometriä L2P1 ja painumaletkua esittävien kuvien perusteella silmämääräisesti saatujen arvojen perusteella. 87 kPa kuorman mittaustuloksista on edustettuna vain klo 19:34 mitattu arvo. Kuvaajan perusteella siirtymien muutosnopeudella on kasvava trendi, josta on mahdollista erottaa taitepiste noin 70 kPa suuruisen kuorman kohdalla.



Kuva 43. Maksimisivusiirtymän ja -painuman kehitys kuorman funktiona Perniön sortutuskokeessa.

Ennen Perniön penkereen sortumaa ovat sekä maksimipainumat että -sivusiirtymät olleet yli 60 mm ja suurin mitattu sivusiirtymä on jopa painumia suurempi. Sen sijaan pienemmillä kuormitustasoilla ovat painumat olleet sivusiirtymiä suurempia. 10 mm painuma on saavutettu 64 kPa kuormalla. Samansuuruisen sivusiirtymän aiheuttamiseksi ei 78,5 kPa kuorma ole riittänyt. Tätä kehitystä on havainnollistettu seuraavassa kuvaajassa, jossa on esitetty edelliseen kuvaajan sivusiirtymien ja painumien suhde kuorman funktiona (kuva 44). Kuvaajaan on otettu myös kaikki 87 kPa kuormalla tehdyt mittaustulokset. Kuvaajan perusteella suhde  $\Delta y_m / \Delta s$  kasvaa kuormituksen noustessa ja sortuman lähestyessä kasvu kiihtyy.



Kuva 44. Maksimisivusiirtymän ja -painuman suhde kuorman funktiona Perniön sorrutuskokeessa.

## 4 Mitoituskuorma ja kuormituksen dynaamisuus

### 4.1 Mitoituskuorma

Penkereiden vakavuuslaskennassa mitoittava tilanne on pysähtynyt juna ja sysäyskertoimen arvo on 1,0. Laskelmat suoritetaan käyttäen tasaista nauhakuormaa, joiden arvot saadaan taulukosta rataosuudella sallitun akselipainon perusteella (taulukko 1). (Ratahallintokeskus 2008)

*Taulukko 1. Kaluston sallittua akselipainoa vastaavan mitoituskuormakaavion tunnuksiset sekä vastaavat staattiset nauhakuormien ja akselikuormien arvot. (Ratahallintokeskus 2008)*

Kaluston sallittu akselipaino [kN]	Mitoituskuormakaavion tunnus	Mitoituskuormakaavion nauhakuorma, $q_{vk}$ [kN/m]	$\Delta q_{vk}$ [kN/m]	Mitoituskuormakaavion akselikuormat, $Q_{vk}$ [kN]
170	LM71-17	60	58	188
225	LM71-22,5	80	76	250
250	LM71-25	88	84	275
300	LM71-30	106	102	333
350	LM71-35	120	111	370

Todellisuudessa junasta aiheutuva kuormitus on useimmiten lyhytaikaista dynaamista kuormitusta. Kriittisin tilanne syntyy kuitenkin yleensä pysähtyneestä junasta. Pidempiaikaisessa kuormituksessa maan leikkauslujuuden arvo on pienempi. Lisäksi penkereen stabiliteettia heikentävän huokosveden ylipaineen kehittymiseen kuluu aikaa. (Ratahallintokeskus 2006)

Pysähtyneellä junalla mitoittaessa rajataan pois tilanteet, joissa tapahtuu dynaamista vahvistumista. Junanopeus on silloin yli 0,6-kertainen maan leikkausaallon nopeuteen nähden. (Ratahallintokeskus 2006)

### 4.2 Leikkausaallon nopeus ja sen riippuvuus eri tekijöistä

Leikkausaallon etenemisnopeus vaihtelee tyypillisesti välillä 40...140 m / s, kun maalaji on pehmeä ja muodonmuutokset pieniä (<10<sup>-4</sup> %). (Ratahallintokeskus 2006) Kilometreinä tunnissa tämä nopeus on 144...504 km / h.

Leikkausaallon nopeuden  $C_s$  voi laskea myös kaavalla 5 leikkausmoduulin  $G$  ja maan tiheyden  $\rho$  perusteella (Hall 2000):

$$\Delta y_m = (0,16 \pm 0,02)\Delta s \quad (5)$$

tai savissa, joiden vesipitoisuus  $w$  on välillä 30...120 % likimäärin kaavalla 6 (Ratahallintokeskus 2008):

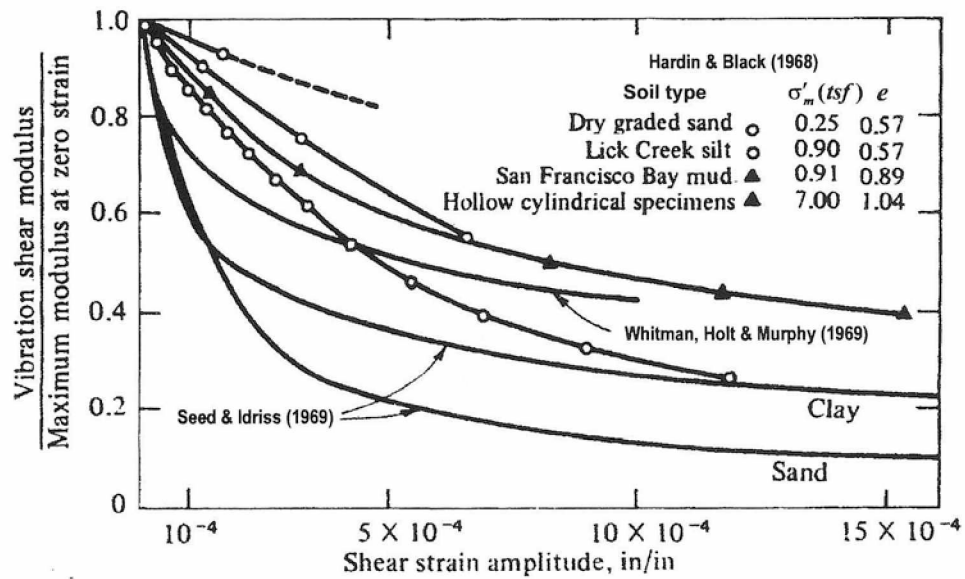
$$C_s = 135 - 0,75w \quad (6)$$

Nopeus voidaan myös määrittää maastossa mittaamalla suoraan leikkausaallon etenemisnopeus down-hole, cross-hole tai surface refraction -metodeilla. (Hall 2000, Ratahallintokeskus 2006)

On kuitenkin syytä huomioida, että leikkausaallon nopeus ei ole vakio vaan muodonmuutostasosta riippuvainen. Kun maan jäykkyys laskee kuormituksesta johtuvien muodonmuutoksien kasvaessa, laskee myös leikkausaallon etenemisnopeus. Esimerkiksi maastomittaukset tehdään yleensä kuormittamattomassa tilassa olevassa maapohjassa, eli kun penkereeseen ei kohdistu dynaamisia junakuormia. (Ratahallintokeskus 2006) Tällöin saadaan selville vain leikkausaallon etenemisen maksiminopeus.

Kaavan 5 mukaisesti leikkausaallon nopeus on verrannollinen leikkausmoduulin neljösjuureen. Leikkausmoduuli alkaa pienentyä jo pienillä, alle  $10^{-2}$  suuruksilla, leikkausmuodonmuutoksilla  $\gamma$  (Ratahallintokeskus 2006). Kuvassa 45 on esitetty, kuinka leikkausmoduuli  $G$  on havaittu pienenevän leikkausmuodonmuutoksen kasvaessa eräillä maa-aineksilla.

Pehmeissä maissa voi tapahtua suuria muodonmuutoksia, joiden seurauksina leikkausmoduuli voi vähentyä pahimmillaan neljäsosaan pienten muodonmuutosten aikaiseen leikkausmoduuliin verrattuna. Tämä tarkoittaa leikkausaallon nopeuden pienehmistä puoleen siitä, mitä se olisi pienillä muodonmuutoksilla (Andréasson 2002).



Kuva 45. Leikkausmoduulin pienentyminen muodonmuutoksen funktiona. (Hall 2000)

Alle  $10^{-4}$  suuriset muodonmuutokset ovat laboratorioskokeiden mukaan useimmilla maa-aineksilla täysin elastisia. Kun muodonmuutostasot ovat suurusluokaltaan  $10^4 \dots 10^{-2}$ , on maan käytös elasto-plastista, ja peruuttamattomia muodonmuutoksia syntyy. Vielä suuremmilla muodonmuutoksilla syntyy murtumia ja suuria muodonmuutoksia ilman, että leikkausjännitys kasvaa. (Hall 2000)

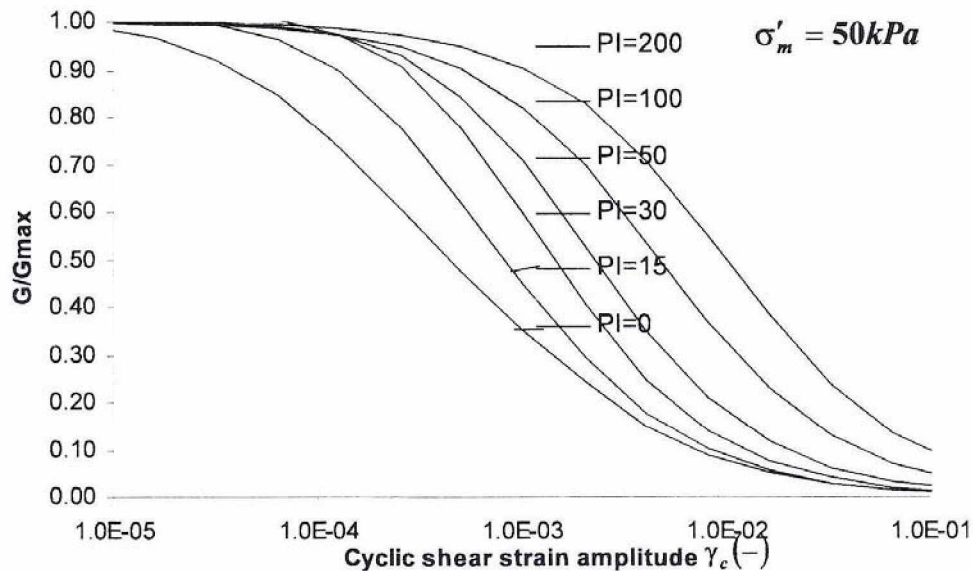
Leikkausmoduulin maksimisuuruuteen  $G_{max}$  ja kuormituksen alaiseen suuruuteen vaikuttaa myös mm. maan plastisuusluku  $Pl$ . Taulukossa 2 on esitetty, minkälainen vaikutus eri tekijöiden kasvulla on leikkausmoduulin arvoihin.



Taulukko 2. Eräiden tekijöiden kasvun vaikutus maksimileikkausmoduuliin sekä kuormituksen alaisen leikkausmoduulin ja maksimimoduulin suhteeseen. (Hall 2000)

Tekijä	$G_{max}$	$G / G_{max}$
Vallitseva tehokas jännitys $\sigma'$	Kasvaa	Kasvaa
Huokosluku $e$	Pienenee	Kasvaa
Geologinen ikä $t_g$	Kasvaa	Voi kasvaa
Sementaatio $c$	Kasvaa	Voi kasvaa
Ylikonsolidaatioaste $OCR$	Kasvaa	Ei vaikutusta
Plastisuusluku $Pl$	Kasvaa, jos $OCR > 1$ Ei vaikutusta, jos $OCR = 1$	Kasvaa
Syklinen leikkausmuodonmuutos $\gamma_c$	-	Pienenee
Syklisen muodonmuutoksen frekvenssi	Kasvaa plastisissa maissa, muuten ei vaikutusta	Ei vaikutusta
Kuormituskertojen määrä $N$	Pienenee savessa tietyn kuormituskertamäärän jälkeen suurilla $\gamma_c$ arvoilla, mutta palautuu ajan kanssa. Kasvaa hiekoilla.	Pienenee savessa suurilla $\gamma_c$ :n arvoilla. Hiekoilla voi kasvaa avoimissa ja pienentyä suljetuissa olosuhteissa.

Mitä plastisempi maalaji on, sitä vähemmän sen leikkausmoduuli pienenee muodonmuutoksien kasvaessa. (Hall 2000) Kuvan 46 perusteella syklisellä leikkausmuodonmuutostasolla  $10^{-3}$  on leikkausmoduuli alentunut hienorakeisella maalla vain noin 10 % maksimistaan, kun plastisuusluku  $Pl = 200$ .



Kuva 46. Leikkausmoduulin riippuvaisuus plastisuusluvusta (Hall 2000)



## 4.3 Resonanssi

Junaliikenteen aiheuttama värähtely on yleensä matalataajuisia (0...20 Hz). Suuritaajuisia pulseja syntyy mm. raiteen ja pyörien vioista. Niillä on merkitystä sepelin ja maapohjan pitkäaikaisen kestävyuden kannalta. Ne saattavat myös aiheuttaa penkereen vakavuuden pienenemistä. (Hall 2000)

Eri maalajeilla ominaistajuus vaihtelee 18...30 Hz välillä. (Hartikainen O-P. 1990, Hartikainen, J. 1990). Homogeenisen maakerroksen, jonka paksuus on  $H$ , ominaistajuuden voi myös arvioida karkeasti kaavalla 7. Jos maalajin ominaistajuus on sama kuin junaliikenteen aiheuttama värähtelytaajuus, syntyy resonanssi. Resonanssitaajuudella värähtelykasvaa suureksi. Suurimmillaan vahvistus on alimmalla ominaistajuudella, eli kun kertaluku  $n = 0$ . (Hall 2000)

$$f_n = (2n + 1) * \frac{C_s}{H} \quad (7)$$

Tarkempi kuva ratapenkereen resonanssitaajuudesta junan ohituksen aikana saadaan laskemalla se koneperustuksia koskevien periaatteiden mukaan. Resonanssitaajuudella liikkuva juna aiheuttaa pystysuuntaisten liikkeiden vahvistumista erityisesti, kun juna on pitkä ja sisältää samanlaisia vaunuja (Ratahallintokeskus 2006).

Koska maa ei ole täysin elastinen materiaali, osa värähdysenergiasta absorboituu maahan (Hall 2000). Värähdysenergian maahan absorboituminen eli materiaalivaimennus estää amplitudin kasvamisen äärettömästi. Mitä suurempi vaimennuskerroin  $\xi$  on, sitä vähäisempi on liike resonanssissakin. (RIL 2010)

Vaimennuskerroin vaihtelee pienillä muodonmuutostasoilla ( $\gamma < 10^{-3}$ ) välillä 2...6 %. Kerroin on yleensä pienempi savella ja suurempi kitkamaalajeilla. Muodonmuutosten kasvaessa vaimennuskerroin suurenee. (Hall 2000)

## 4.4 Winklerin alustamallin mukainen kriittinen nopeus.

Täysin elastiselle Winklerin alustalle saadaandynaamisen ratkaisun perusteella kriittinen nopeus, jolloin dynaamisen kuorman aiheuttamat vaikutukset ovat elastisella alustalla äärettömiä. Kriittinen nopeus voidaan laskea kaavalla 8. Kriittinen nopeus  $C_{cr}$  syntyy, kun kuorman nopeus on yhtä suuri kuin etenemisaaltojen nopeus alustassa. Silloin energia ei säteile pois päin kuormasta vaan muodostuu sen läheisyydessä. (Hall 2000)

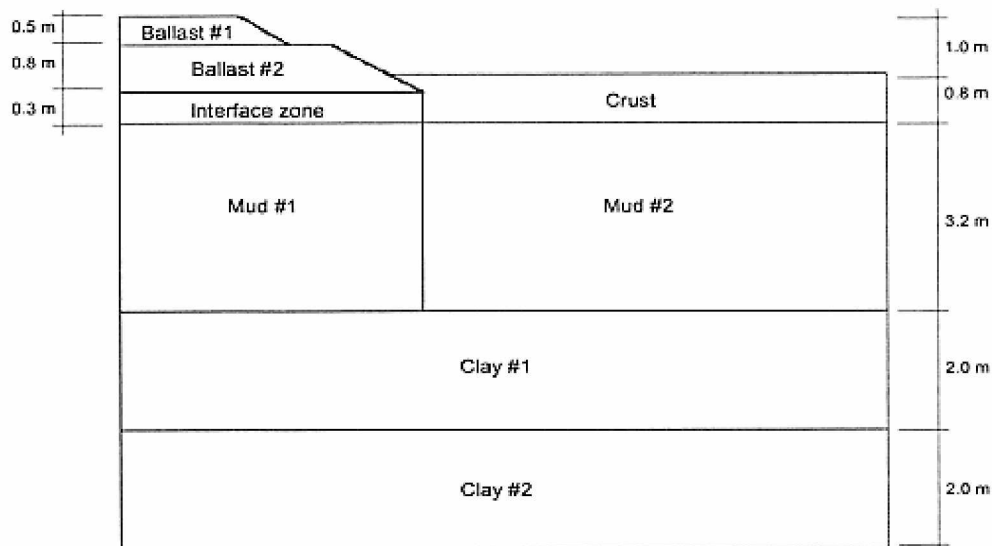
$$C_{cr} = \left( \frac{4\kappa EI}{\rho^2 A^2} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (8)$$

missä

$\kappa$	alustamoduuli
$E$	elastisuusmoduuli
$I$	hitausmomentti
$\rho$	tiheys
$A$	penkereen poikkileikkaus ala

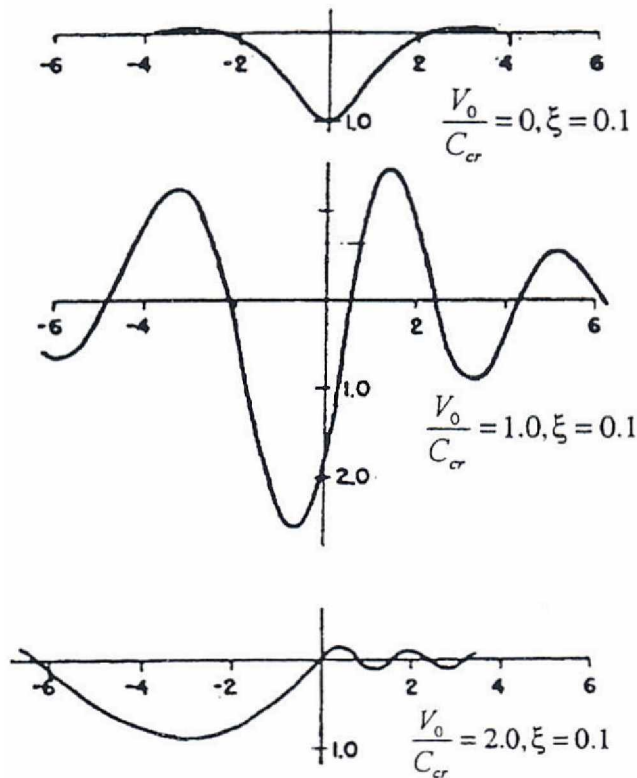
Vertaamalla staattisen ja dynaamisen ratkaisun eroja Winklerin alustalukumallille voidaan ratkaista, kuinka suurella nopeudella staattinen ratkaisu antaa hyväksyttävän tuloksen. Mikäli staattiselle ratkaisulle sallitaan 15 % ero dynaamiseen ratkaisuun verrattuna, voidaan todeta, että kuormanopeuden ollessa alle puolet kriittisestä nopeudesta staattinen ratkaisu on riittävä. Sen jälkeen liikkuvan kuorman dynaamisuudesta aiheutuvat vaikutukset tulevat merkitseviksi. (Hall 2000)

Hall esittelee väitöskirjassaan junan eri ohitusnopeuksien mitattuja vaikutuksia testi-penkereeseen Ledsgårdissa, Ruotsissa. Penkereen poikkileikkaus on kuvan 47 mukainen. 70 km/h kulkeneen junan mittauservojen perusteella manipuloitiin staattisen Winklerin alustalukuratkaisun parametreja siten, että mittauservot ja mallin ratkaisu olisivat yhteneviä Näitä parametreja ( $EI = 100\text{MNm}^2$  ja  $\kappa = 8\text{MPa}$ ) laskennassa käyttämällä, koko penkereen kriittinen nopeus olisi 209 km / h ja ylimmän sepeliosan kriittinen nopeus 414 km/h. Koska malli on erittäin yksinkertainen, tarvittaisiin luotettavampien tulosten saamiseksi edistyneempää mallia. Laskelmien perusteella kuitenkin kriittinen nopeus olisi Ledsgårdin alueella 209 km / h tai suurempi. (Hall 2000) Tämän perusteella kuorman dynaamisuudesta johtuvia vaikutuksia Ledsgårdin kaltaisella ratapenkereellä alkaisi esiintyä jo nopeudesta 105 km / h alkaen.



Kuva 47. Ledsgårdin penkereen poikkileikkaus. Ratapenkereen alla on 3,2 m paksu mutakerros, jonka alla on savea (Hall 2000)

Kuvassa 48 on esitetty Winklerin alustamallin dynaaminen ratkaisu alustan vasteelle eri nopeuksilla. Kuvan perusteella kriittisessä nopeudessa vaste, kuten esimerkiksi siirtymien suuruus, yli kaksinkertaistuu penkereessä paikallaan olevaan kuormaan nähden vaimennuskertoimen ollessa melko suuri, eli 10 %. Mitä pienempi vaimennuskertoimen on, sitä suurempi on alustan vaste.



Kuva 48. Kriittisessä nopeuden vaikutus alustan dimensiottomaan vasteeseen.  $V_0 / C_{cr}$  on liikkuvan kuorman ja kriittisen nopeuden suhde. (Hall 2000)

## 4.5 Dynaamisuuden huomioonottaminen laskennassa

Junan nopeuden lähestyessä kriittistä nopeutta voi tapahtua suuria muodonmuutoksia, jotka voivat olla vaarallisia junalle ja rakenteen yhtenäisyydelle aiheuttaen kustannuksia radan huollossa. (New & Woldringh 1999). Materiaalin kuormittaminen monta kertaa suuria muodonmuutoksia aiheuttaen voi heikentää sitä, jolloin jokainen uusi kuormitus pienentää sen lujuusparametreja. Tästä voi seurata pohjamaan stabiiliteettiongelmia. Usein materiaalin heikkenemisen yhteydessä huokosveden paine kasvaa. Kun Ledsgårdissa aloitettiin 200 km/h nopeudella liikkuvan junan liikennöinti, mitattiin yli 10 kertaa suurempia värähdyksiä kuin aiemmin oli mitattu raskaan junaliikenteen aiheuttamana. (Andréasson 2002)

Junaliikenteen dynaamisuuden aikaansaama huokosvedenpaineen kasvu otetaan vakavuuslaskennoissa huomioon, jos se penkereen alapinnassa on yli 4 kPa. Kertyvän huokospaineen voi arvioida nomogrammien avulla. Mikäli pohjamaa on pehmeää savea tai silttiä, voi raskas liikenne saada aikaan huokosvedenpaineen kumulatiivista

kasvua junan ylityksen aikana. Näin voi käydä uusilla tai sellaisilla perusparannetuilla osuuksilla, joissa penkereen painoa on lisätty, sekä vanhalla ratapenkereellä aiempaa korkeamman akselipainon käyttöönoton yhteydessä. (Ratahallintokeskus 2005a)

Tavarajunien kohdalla ei nopeuseroilla ole suurta merkitystä huokosvedenpaineen kasvun suuruuteen. Jos maapohjan leikkauslujuus ylittää arvon 15..20 kPa ja penkereen paksuus ylittää arvon 1,5 m, ei huokospaine kasva liikenteen dynaamisuuden takia merkittävästi. Dynaamisen huokospaineen merkitys myös pienenee ajan mittaan huokosylipaineen purkautuessa riittävän monta kertaa. (Ratahallintokeskus 2005a)

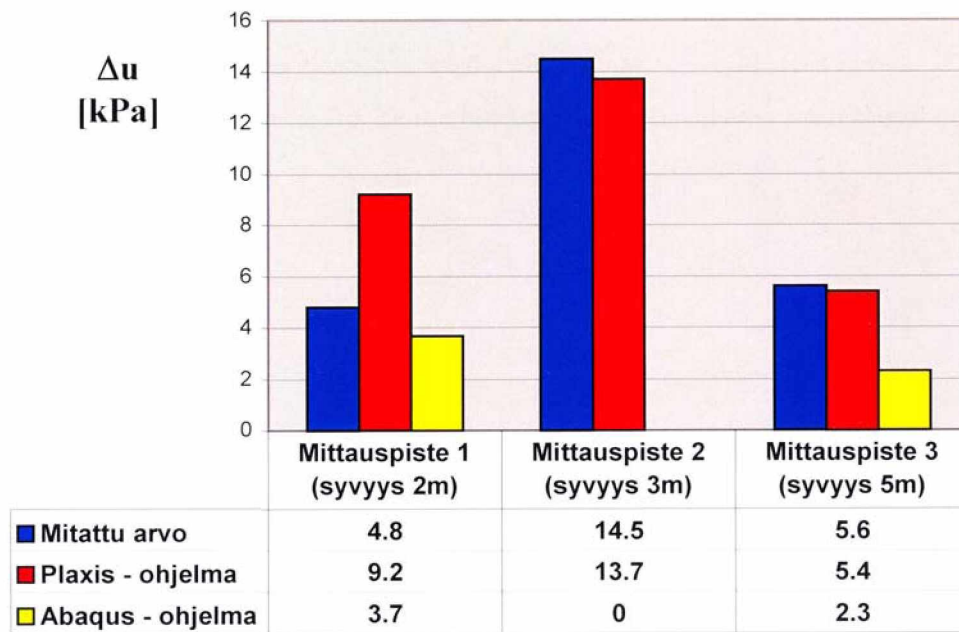
Seisovan junan aiheuttamaan kuormitukseen perustuvilla laskentamenetelmillä ei voida ennustaa nopeiden henkilöjunien aikaansaamaa pengervärähtelyriskiä. Henkilöjunien nopeuden ylittäessä 160 km/h saattaa dynaaminen analyysi olla laskentaohjeiden (Ratahallintokeskus 2005a) mukaan tarpeellinen seuraavissa tapauksissa:

- Penkereen ja tiiviin tai lujan penkereen alapuolisen maakerroksen yhteenlaskettu paksuus raiteen kohdalla on alle 2,5 m sekä näiden alla on pehmeä, vähintään 1 m paksu turve- taikka liejukerros.
- Penkereen ja tiiviin tai lujan penkereen alapuolisen maakerroksen yhteenlaskettu paksuus raiteen kohdalla on alle 2,5 m sekä näiden alla on savikerros, joka on a) paksuudeltaan vähintään 2 m ja jonka suljettu leikkauslujuus on keskimäärin alle 20 kN/m<sup>2</sup>, taikka b) paksuudeltaan on yli 4 m ja suljetulta leikkauslujuudeltaan keskimäärin alle 30 kN/m<sup>2</sup>.

Lähempi tarkastelu tehdään määrittelemällä leikkausaallon etenemisnopeus, jonka tulee olla vähintään 1,4-kertainen verrattuna henkilöjunan suurimpaan nopeuteen raiteella. (Ratahallintokeskus 2008)

## 4.6 Dynaamisten vaikutusten mallintaminen elementtimenetelmälaskelmilla

Myös dynaaminen junakuorma voidaan mallintaa elementtimenetelmäohjelmilla. Malmivaaran (2004) diplomityössä laskettiin dynaamisen junakuorman aiheuttamat huokospaineen lisäykset sekä Plaxis- että Abaqus-ohjelmilla. Plaxis-ohjelmalla laskenta suoritettiin siten, että staattiset viivakuormat laitettiin värähtelemään harmonisesti. Värähtelytaajuudeksi valittiin maastomittauksissa havaittu taajuus 2,8 Hz. Abaqus-ohjelmalla elementin solmut laitettiin pakkosiirtymään viivakuorman mukana. Abaqus-ohjelmalla ei voida suoraan arvioida huokosvedenpainetta dynaamisessa kuormituksessa vaan kuorman vaikutuksen perusteella on tehtävä huokospaineanalyysi. Ohjelmilla saatuja arvoja verrattiin mittausarvoihin (kuva 49). Lasketut arvot vastasivat kohtuullisella tarkkuudella mitattuja arvoja.



Kuva 49. Mitatut ja lasketut huokospaineet (Malmivaara 2004)

## 5 Radan stabiliteettia heikentävät muutokset

### 5.1 Yleistä

On hyvin epätodennäköistä, että vanha ratapenger sortuisi vuosien käytön jälkeen normaaleissa olosuhteissa, jos ongelmia ei ole havaittu aikaisemmin. Sortuman syntymisen edellytyksenä on olosuhteiden muuttuminen heikompaan suuntaan. Seuraavaksi tarkastellaan lähemmin erilaisia ajateltavissa olevia stabiliteettia heikentäviä muutoksia.

### 5.2 Junan nopeuden kasvatus

Kuten kappaleessa 4 yksityiskohtaisemmin tarkastellaan, on junan nopeuksilla suuri vaikutus leikkausmuodonmuutoksiin, kun junan nopeus lähestyy ns. kriittistä nopeutta. Edelleen leikkausmuodonmuutosten kasvu laskee maan jäykkyyttä ja vähentää stabiliteettia sekä leikkausaaltojen etenemisnopeutta. Nopeudesta johtuvat dynaamiset vaikutukset rataa alkavat Winklerin mallin mukaan näkyä, kun junan nopeus on puolet kriittisestä nopeudesta. Nopeuden kasvu lisää myös junan aiheuttamia korkeita taajuuksia maassa ja siten resonanssin riskiä.

### 5.3 Akselipainon nosto tai pengerkorkeuden kasvatus

Akselipainon nosto vähentää penkereen stabiliteettia suoraan, koska stabiliteettia pienentävä kuorma kasvaa. Suhteellisesti kuormituksen kasvu on suurempaa matalilla kuin korkeilla penkereillä, joissa maamassan oma tilavuuspaino on suurempi. Pengerkorkeuden nostolla on vastaava merkitys stabiliteettiin kuin akselipainon nostolla kuormituksen lisäyksen suhteen. Pengerkorkeuden kasvatus tosin myös hieman lisää stabiliteettia, koska liukupinnan pituus penkereessä kasvaa.

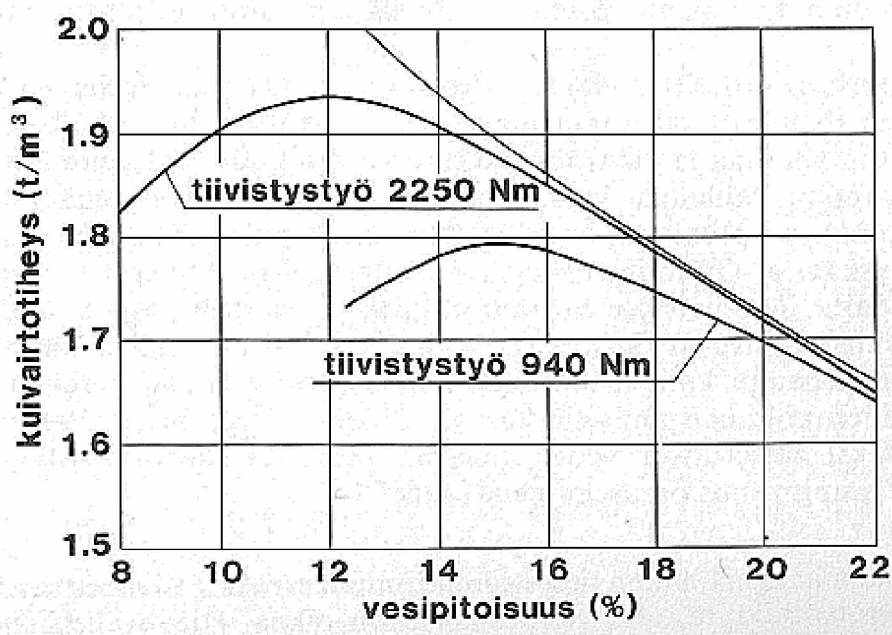
Oulun pohjoispuolisilla rataosilla tutkittiin yhteensä 17 tyyppilliseksi arvioitujen kohteiden stabiliteettia. Tarkastelu perustui olemassa oleviin pohjatutkimustietoihin. Laskelmat tehtiin RATO 3:n mukaisesti nauhakuormiksi muutetuilla akselipainoilla. Tuloksien perusteella akselipainon nostaminen 22,5 tonnista 35 tonniin huononsi kokonaisvarmuuskerrointa  $F_{\text{kok}}$  alle 2,5 metrin korkuisilla penkereillä 10...20 %. Yli 4 m korkeilla penkereillä vaikutus oli 1...10 %. Kokonaisvarmuuskertoimen yksikköinä ilmoitettuina nämä prosenttiluvut vastasivat varmuuskertoimen pienenemistä 0,15...0,4 ja 0...0,15 yksikköä. (Siira & Vanhoja 2008)

Pohjois-Amerikassa akselikuormien kasvun on havaittu aiheuttavan ongelmia dynaamisten voimien rasittamille osille, kuten eristysjatkoille, vaihteille ja raideristeyksille. Ongelmia syntyy myös vaurioituneiden pyörien aiheuttamana. Koeradalla kunnossapitotöiden havaittiin lisääntyvän 72 %, kun akselipainot kasvoivat 29,8 tonnista 35,7 tonniin kokonaisliikennemäärän säilyessä samana. Näitä tuloksia ei kuitenkaan

voi suoraan yleistää Suomen olosuhteisiin, koska USA:ssa tukikerros voi olla asennettu suoraan pohjamaan päälle. (Kolisoja et al. 2009)

Hallin väitöskirjassa (2000) Winklerin alustalukumallille tehdyn parametrimuutosten perusteella akselikuorma vaikuttaa lineaarisesti partikkeleiden suurimpaan siirtymään ja siirtymänopeuteen. Taajuusjakaumaan kuorman suurenemisella ei sen sijaan ollut vaikutuksia. Näitä mallin mukaisia havaintoja ei kuitenkaan testattu käytännön kokeissa.

Iskun tai staattisen paineen suuruudella on vaikutuksensa maan tiivistymiseen. Maan tiivistymistä voidaan kasvattaa tehoa kasvattamalla (kuva 50). Kun maa tiivistyy, huokospaine nousee. Tällöin maan tehokas leikkauslujuus pienenee, kunnes ylimääräinen huokosvedenpaine ehtii purkautua. (Hartikainen, O-P. 1990)



Kuva 50. Tehon vaikutus tiivistystyöhön (Hartikainen, O-P 1990)

## 5.4 Raiteen epätasaisuuden tai lovipyörän aiheuttamat paikalliset rasitukset

Paikallaan oleva juna aiheuttaa staattisen pyöräkuorman. Ainoastaan kvasistaattisia eli staattisen kaltaisena tarkasteltavia voimia esiintyy junan liikkuesssa tasaisella nopeudella ideaaliraiteella, jonka kaarresäde, raiteen kallistus ja kitka ovat vakioita. Todellisuudessa epäjatkuvuuskohdat aiheuttavat dynaamisia voimia. Dynaaminen pystysuuntainen kuorma syntyy pyörän pystysuuntaisen liikkeen takia. (Kiuru 2007)

Pyörän aiheuttamalla kuormituksella on kaksi dynaamista päätyyppiä. Matalataajuinen kuormitus johtuu kosketuspisteen siirtymisestä eteenpäin junan nopeudella. Korkeataajuinen kuormitus johtuu kiskon ja pyörän epäsäännöllisyyksistä, joista merkittävin on pyörässä oleva lovi. (Kiuru 2007)

Junan lovipyörällä tarkoitetaan pyörää, jonka kosketuspintaan on lukkiutuneen pyörän liukumisen seurauksena syntynyt tasainen kohta. Lovipyörä lisää tärinää hyväkuntoiseen pyörään verrattuna ja aiheuttaa kisko-, kuorma- ja kalustovaurioita. Kiskoilla edetessä lovipyörä aiheuttaa jatkuvan kuormituksen satunnaisissa kohdissa. Kuormituksen suuruus kasvaa loven syvyyden, junan nopeuden ja ratarakenteen jäykkyyden kasvaessa. (Salokangas 2008a)

Pyörien ja raiteen vioista syntyvillä suuritaajuisilla pulsseilla on merkitystä sepelin ja maapohjan pitkäaikaisen kestävyuden kannalta. Ne saattavat myös aiheuttaa penkereen vakavuuden pienenemistä. (Hall 2000)

Paikallinen huokospaineen nousu saattaa johtaa osittaiseen tai täydelliseen nesteytymiseen ja siten penkereen sortumiseen (Ratahallintokeskus 2006). Esimerkiksi kiskoviasta johtuva taajuuden suureneminen yli maan ominaistaajuuden nostaa juoksettumisen riskiä. Juoksettuminen edellyttää huonosti vettä johtavaa maalajia kuten esimerkiksi löyhää tai hiekkaista silttiä. Mitä huonommin maa johtaa vettä, sitä todennäköisempää on, että kuormituksen aiheuttama huokosvedenpaine ei ehdi purkautua ennen uutta kuormituskertaa.

Maahan kohdistuva täryliike pienentää rakeiden välistä kitkaa ja lisää huokospainetta tehokkaimmin silloin, kun täryliikkeen värähdystaajuus on vähintään tiivistettävän materiaalin ominaistaajuuden suuruinen. Silloin kimmoisiin aaltoliikkeisiin häviää mahdollisimman vähän energiaa. Tietty määrä kuormituskertoja aiheuttaa huokospaineen nousun kokonaisjännityksen suuruiseksi, jolloin tehokas jännitys tulee nolaksi ja maa juoksettuu. (Hartikainen, J. 1990)

Taajuuden kasvamisesta aiheutuvan juoksettumien riski on suurin itse radassa olevissa epäjatkuuskohdissa. Selvityksen mukaan dynaamisen kuorman suuruuteen ja taajuuteen vaikuttavat seuraavat asiat (Kiuru 2007):

- Raiteen kunto, kuten
  - kiskoviat ja raiteen geometria
  - yksittäiset kiskon epäjatkuuskohdat, kuten esim. hitsausjatkokset
  - jaksolliset epäsäännöllisyydet kuten kiskon kulkupinnan aaltoilu ja ratapölkyt (rata hiukan jäykempi pölkyn kohdalla)
- Satunnaiset vaihtelut radan pituussuunnassa (pinnan korkeuden vaihtelu, painumat) ja radan alusrakenteen pituussuuntaisessa jäykkyydessä
- Sillat, rummut ja kerrospaksuuksien vaihtumiskohdat (epäjatkuuskohdat)
- Junan nopeus
- Vaunun kunto, kuten pyöräviat; pyörän epäkeskeisyys ja lovipyörät
- Vaunun rakenne ja ominaisuudet, kuten telirakenteet, jousitus ja jousittamattomat massat

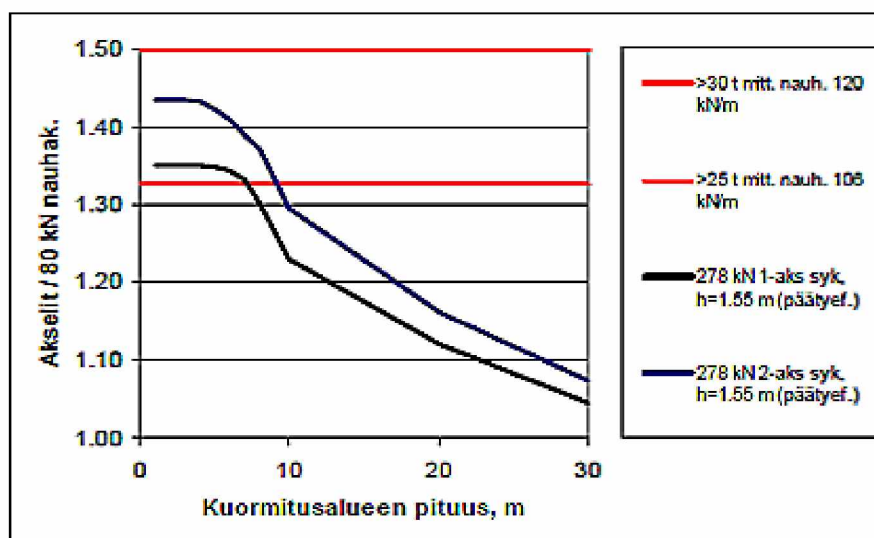
Epäjatkuuuksien merkitystä penkereen kuormituksen suuruuteen on tarkasteltu Ratahallintokeskuksen selvityksessä Ratarakenteen kuormituksen määrittäminen stabiiliteettitarkasteluihin. Selvityksessä laskettiin sen viivakuorman suuruutta, joka mahdollisimman tarkkaan vastaisi niitä leikkausrasituksia, joita todellinen junakuorma saa aikaan. Jännitystila laskettiin Boussinesqin pistekuorman jännitysten leviämisteoriaan pohjautuen. (Juvankoski 2007)

Sykäysten vaikutusta verrattuna tasaiseen kuormitusotaksumaan tarkasteltiin kuormituksella, joka oli antanut suurimman suhteen mitoituskuormaan nähden staattisel-



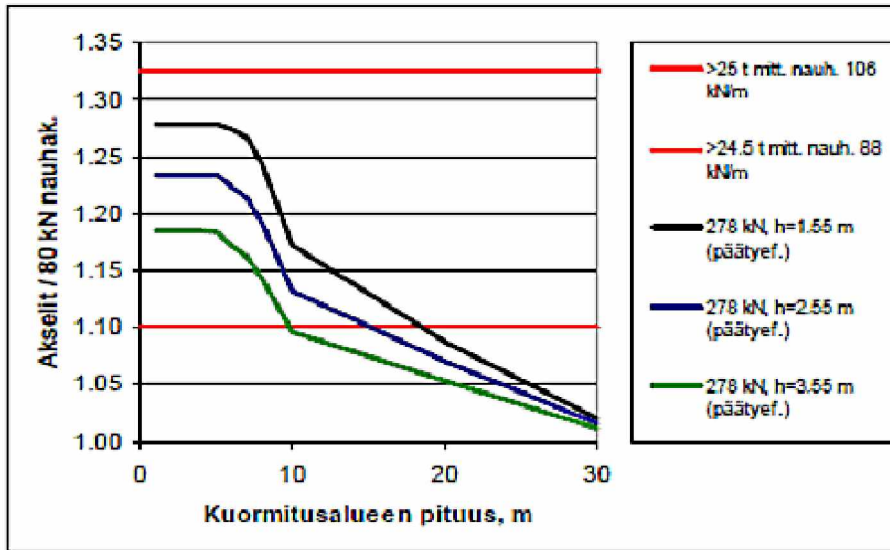
la kuormitustavalla laskettuna. Laskennassa akselikuorma oli 287,5 kN ja pengerkorkeus 1,55 m. Pohjamaaksi valittiin 5 m paksu pehmeä savikko ja sykäyskertoimeksi 1,25, joka on RATO 3:n perusteella suurin mahdollinen sykäyslisä, jota mitoituksissa käytetään. Voiman jakaumafunktiosta on poimittu 1 m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m, 6 m, 7 m, 8 m, 10 m, 20 m ja 30 m mittaisten alueiden keskiarvojen maksimi-arvot (Juvankoski 2007)

Kuvasta 51 nähdään, että lyhyen liukupinnan tapauksessa päätyefekti huomioiden kuormituslisä 25 % sykäyslisällä ylittää yli >25 t akselipainolla käytettävän RATO 3:n mukaisen mitoitusnauhakuorman suuruuden sekä lovipyörän (kuormitustapaus S1) että radassa esiintyvän heiton (kuormitustapaus S2) tapauksissa. Ero mitoituskuormaan on huonoimmassa tapauksessa (S2) noin 10 %.



Kuva 51. Yhteen ja kahteen akseliin kohdistuvien akselikuormien ja tasaisen kuormitusotaksuman mukaisen nauhakuorman päätyvaikutusefektillä korjatut suhteet liukupinnan radansuuntaisen pituuden funktiona. (Juvankoski 2007)

Kuva 52 esittää saman laskentatapauksen ilman sykäyslisää. Kuorman suhde 80 kN akselikuormaan on noin 1,28, mikä alittaa yli 25 t akselipainoa vastaavan mitoitusnauhakuorman arvon.



Kuva 52. Akselikuorman 278,5 kN aiheuttamat päätyvaikutusefektillä korjatut ra-situkset. (Juvankoski 2007)

Tarkasteltavassa vaunuyhdistelmässä oli Sr2 sähköveturin ohella neljä akselikuorman ja nauhakuorman osalta muutettua Vok-korkealaitaista avovaunua. Taulukossa 3 on esitetty veturin ja vaunujen ominaisuuksia:

Taulukko 3. Kuorman laskennassa käytetyn veturin ja vaunujen ominaisuudet. (Juvankoski 2007)

Veturi- ja vaunu tiedot	Sr2	Korkealaitainen Vok-avovaunu (muutoksin)
Akseleita / teli (kpl)	2	2
Teliväli (m)	11,00	8,65
Pyöräväli (m)	2,80	1,80
Puskumatka telikeskiöstä (m)	3,85	2,64
Pyöräkuorma (kN)	102,03	111,60
Akselikuorma (kN)	204,05	278,54
Telikuorma (kN)	408,1	446,4
Nauhakuorma (kN / m)	43,67	80,00
Pituus (m)	18,69	13,92

## 5.5 Rankkasade tai rummun tukkeutuminen

Pohjoisamerikkalaisiin kokemuksiin perustuvassa selvityksessä todetaan, että tehokain menetelmä pengervaurioiden välttämiseksi, on järjestää riittävä kuivatus. Rummut tulisi mitoittaa siten, että ne eivät patoa kerran 25 vuodessa esiintyvää tulvaa. Kaikki rummut tulisi tarkistaa vähintään kerran viidessä vuodessa sekä aina suurten tulvien ja valumien jälkeen. Rumpujen seurantatuloksista tulee pitää rekisteriä ja riskirummut kartoittaa. (Wuorenjuuri 2009)

Suomessa rummut tarkastetaan joka vuosi. Rumpujen seuraamista varten on luotu hallintajärjestelmä ja riskirummut ovat tiedossa. Rummut eivät kuitenkaan täytä mitoiltaan yllä olevia suosituksia, esimerkiksi Tornio–Kolari-rataosalla melkein kaikki rummut ovat liian pieniä ja padotusta tapahtuu lähes vuosittain. (Wuorenjuuri 2009)

Puutteellinen kuivatus on ollut todennäköinen syy ainakin Riihimäki–Lahti-rataosuudella Tikkakallion kohdalla km 122+575 tapahtuneille sortumille. Viimeisin sortuma on tapahtunut vuonna 2004, jonka jälkeen pengertä vahvistettiin reunapaalutuksella. Kohteessa on voimakkaasti oikealle viettävä rinne, ja vasemman puolen kuivatuksen puutteellisuuden takia vesi suotautuu penkereen läpi. (Ratahallintokeskus 2009)

Ilmastonmuutoksella voi tulevaisuudessa olla vaikutusta vedenpinnan noususta aiheutuvien ongelmien lisääntymiseen. On arvioitu, että Suomen sademäärä nousee vuoteen 2040 mennessä 5...10 %. Pohjaveden pinnan tasot nousevat lisääntyvien sademäärien seurauksena. Myös erilaiset ääri-ilmiöt kuten rankkasateet ja niiden aiheuttamat tulvat lisääntyvät. (Tiehallinto 2009)

## 5.6 Junan pysähtyminen raiteelle

Stabiliteetin kannalta kielteisenä olosuhdemuutoksena voidaan pitää myös junan pysähtymistä raiteille. Normaaleilla seurantamittauksilla ei voida havaita pysähtyneen junan vaikutuksia, koska junan pysähtyminen radalle on suhteellisen harvinaista. Kuitenkin stabiliteettiin vaikuttava huokosvedenpaineen kasvu on hidasta ja kuormituksen kestoajasta riippuvaista. Siten seurantamittausten tuloksista on vaikea päätellä radan stabiliteettia mitoitettavassa tilanteessa eli pysähtyneen junan alla, ellei erikseen tehdä mittauksia kyseisessä tilanteessa.

## 6 Prosessin hallinta

### 6.1 Yleistä

Ratahallintokeskuksen (nykyisin Liikenneviraston rautatieosasto) laatima ratateknisten ohjeiden osa 3 (RATO3) ohjaa radan rakenteen suunnittelua ja mitoitusta. Näiden ohjeiden perusteella olemassa olevilla radoilla voidaan kokonaisvarmuuden ollessa välillä  $F_{\text{kok}} = 1,30 \dots 1,50$  stabiliteetin parantamisen sijasta asettaa seurantamittaus. Seurantamittauksella tarkoitetaan tässä yhteydessä ratapenkereen pitkäaikaisen käyttäytymisen seurantaa. Tarkempia ohjeita seurantamittauksien käytöstä ei kuitenkaan ole.

Seurantamittaukset kannattaa kohdentaa vain stabiliteetiltaan heikoimpiin ratakohtiin. Usein on kuitenkin ennakolta vaikeata tietää, missä stabiliteetiltaan vaarallisin paikka ratalinjalla sijaitsee. Ongelmallisimpien paikkojen tunnistaminen edellyttää pohjatutkimuksia. Pitkillä rataosuuksilla tulos voi olla mittavienkin tutkimusten jälkeen epävarma. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

Stabiliteetiltaan heikkoja kohtia voidaan periaatteessa tunnistaa myös radantarkastusmittausten tulosten perusteella. Stabiliteetiltaan kriittiset ratapenkereet - esitutkimuksessa ei kuitenkaan löydetty yhteneväisyyttä mittausten ja pohjasuhteiden perusteella ongelmallisiksi ajateltujen paikkojen kanssa. Syynä saattoivat olla ongelmallisilla kohdilla tehdyt kunnossapitotoimenpiteet. Kunnossapitotoimenpiteiden toteumatiedot voisivat auttaa riskikohtien tunnistamisessa tarkastusmittauksia enemmän. (Brecciaroli & Kolisoja 2004)

### 6.2 Ongelmakohtien tunnistaminen

Vakavuuden kannalta ongelmakohtia ovat ilmiselvästi paikat, joissa stabiliteetin laskentatulokset antavat heikon varmuuden. Riskikohtia ovat myös kohdat, joissa on puutteellinen kuivatus tulvien aikaan. Tämän lisäksi ratakohdat, joilla painumat aiheuttavat jatkuvaa tuentatarvetta, ovat stabiliteetin kannalta todennäköisiä ongelmakohtia. Tämä siksi, että painumat ovat seurausta pehmeästä pohjamaasta.

Syklisille junakuormille herkäät pohjamaalajit ovat mahdollisia ongelmakohtia juna-nopeuden, akselikuorman tai pengerkorkeuden noston yhteydessä. Ne voidaan jakaa seuraavasti (Ratahallintokeskus 2006):

- Sensitiiviset, muodonmuutosherkät savet, joissa progressiivisen murron riski kasvaa leikkauskapasiteetin ylittyessä paikallisesti
- Löyhät silttikerrokset pohjavedenpinnan alapuolella vähintään puolta pengerveyyttä vastaavaan syvyyteen asti
- Löyhä savi, jossa on ohuita siltti- tai hiekkakerroksia, joihin voi kehittyä huokospainetta syklisen kuormituksen johdosta

Muita mahdollisia syklisen kuorman ongelma-alueita ovat paikat, joissa juna tulee kovalta pehmeälle pohjamaalle. Korkealla oleva pohjaveden pinta tai veden arteesinen ylipaine lisää syklisen kuormien vaikutusta. Lujuuden alenimiseen vaikuttaa

myös kuormituksen suunta. Kaarteessa, jossa juna kuormittaa pengertä sekä pystyettä vaakasuuntaisesti, aiheutuu suurempi alenema kuin pelkästä pystykuormasta. Yleisesti vakavuustarkastelun kannalta olennaisena pidetään huokospaineen kumuloitumista syklisille kuormille herkillä maalajeilla. Vakavuuden kannalta kriittisin hetki voi syntyä vasta junan ohituksen jälkeen. Ohituksen jälkeen huokospaine voi jatkaa kasvuaan leikkausmuodonmuutoksista johtuen tai paine jakautua uudelleen, jolloin voi muodostua ensin paikallinen ja sitten progressiivisesti leviävä murtotila. (Ratahallintokeskus 2006)

Dynaamisen huokospaineen merkitys pienenee ajan mittaan huokosylipaineen purkautuessa riittävän monta kertaa (Ratahallintokeskus 2005a). Esimerkiksi savista silttiä laboratoriossa testattaessa havaittiin, että maan ominaisuuden paranivat, kun huokospaineen annettiin purkautua syklisjaksojen välillä. Tämän jälkeen edellisen kuormituksen aikaansaaman huokospaineen ja leikkausmuodonmuutoksen aiheuttamiseksi tarvittiin kasvava määrä kuormitusyklejä. (Ratahallintokeskus 2006)

## 6.3 Seurantamittaukset

Jos kuntotarkastuksissa havaitaan jatkuvia painumien tai siirtymien aiheuttamia ongelmia tietyissä kohdissa, on näillä kohdilla syytä aloittaa seurantamittaukset. Mikäli pohjatutkimustiedot ovat puutteelliset, kannattaa pohjatutkimuksia tehdä mahdollisten maaperän heikkousvyöhykkeiden selvittämiseksi.

Akselipainoja ja ratapenkerettä korotettaessa pitää stabiliteetti laskea luonnollisesti uudestaan. Seurantamittauksia kannattaa tehdä paikoissa, joissa vakavuus on laskelmien mukaan heikoin. Jos dynaamisen kuormituksen aiheuttamaa huokosvedenpaineen lisäystä pidetään mahdollisena, voidaan huokospainemittauksilla varmistaa, ettei mitoitettu paineen lisääntyminen ei alita todellista tilannetta. Junan nopeuden kasvatuksen yhteydessä kannattaa seurantamittaukset kohdentaa syklisille kuormille herkille maalajeille.

Seurantamittauspaikoilta kannattaa tehdä stabiliteetilaskelmat. Näiden perusteella voi määrittää maksimihuokospaineen ennen sortumista ja määrittää sen perusteella raja-arvoja esimerkiksi nopeusrajoituksille tai liikenteen katkaisulle. Ratateknisten ohjeiden osassa 3 (Ratahallintokeskus 2008) pohjarakennustöissä hälytysrajaksi annetaan puolet huokosveden ylipaineen etukäteen arvioidusta vaaran aiheuttavasta arvosta, jonka jälkeen stabiliteettia turvaaviin toimenpiteisiin tulee valmistautua. Työt tulee keskeyttää välittömästi, kun suunnittelun perusteena oleva ylipaineen arvo saavutetaan.

Siirtymien ja painumien osalta luonteva hälytysraja on muutosnopeuden kiihtyminen, jonka jälkeen pengeri tulee antaa asiantuntevan geoteknikon tarkempaan seurantaan.

Laskelmia voi täydentää elementtimalleilla, joilla voidaan ennustaa huokospaineen kehittymisen lisäksi siirtymien ja painumien suuruuksia. Jos mallien tuottama data aliarvioi muutoksia suhteessa mittaustuloksiin, on mahdollista, että stabiliteetti on penkereessä laskettuakin heikompi. Silloin kannattaa tehdä lisää pohjatutkimuksia, jotta varmistetaan, että stabiliteetilaskennassa käytetyt maaperätiedot ovat oikeita.

Jos pengeri on perustettu savelle, on tarkoituksenmukaista tehdä seurantamittaukset inklinometreillä ja painumaletkuilla huokospainemittauksiin yhdistettynä. Huokos-

painemittaukset ovat periaatteessa erittäin käyttökelpoisia, koska huokospaineiden kasvu indikoi selvästi epäedullisten muutosten tapahtumista penkereessä. Ongelmana on kuitenkin, että mittauksen pistemäisyyden takia kattavan aineiston saamiseksi mittareita pitää asentaa monia ja mittaukset tulevat kalliiksi. Inklinometri- ja painumamittauksissa tulee seurata liikkeen kiihtyvyyttä sekä maksimisiirtymän suhdetta painumaan. Jos suhde alkaa kasvaa, on penkereen stabiliteetti heikentymässä.

Maalajit joilla on juoksettumisriski tarvitsevat seurantaan huokospaineantureita. Huokospainemittausten rinnalla dynaamiset mittaukset optisilla antureilla ovat korkeilemisenarvoisia, sillä muutokset maan ominaisuuksissa saadaan ainakin valmistajan mukaan selville dynaamisten värähtelyamplitudien muutoksia seuraamalla, vaikkei varsinaisia siirtymiä tai painumia vielä olisi tapahtunut.

Seurantamittaukset voidaan lopettaa, mikäli usein vaurioituvan kohteen vaurioitumisen syy on selvitetty ja korjattu. Jos seurantamittaukset on käynnistetty olosuhdemuutosten takia, voidaan mittaukset lopettaa, kun olosuhdemuutoksesta on kulunut riittävästi aikaa ja seurattavissa suureissa tapahtuu myönteistä kehitystä. Edellinen tarkoittaa huokospaineiden laskua, siirtymien ja painumien hidastumista sekä siirtymän ja painuman suhteen pienenemistä.

## 6.4 Vastuunjako

Seurantamittausten aloittamisesta ja lopettamisesta olisi hyvä olla vastuussa yksi taho, joka myös säilyttää ja käsittelee kaiken mittaustiedon. Sama taho voisi tarkastaa radantarkastuslomakkeet ja pitää kirjaa havaituista painumista ja siirtymistä sekä korjaustoimenpiteistä, koska stabiliteetin kannalta heikot osuudet varmasti vaurioituvat normaalia useammin ja ovat siten löydettävissä. Myös rumpujen kuntoa ja mahdollisia pohjavedentason nousua tulee seurata.

Itse seurantamittaukset voi antaa niihin erikoistuneiden yritysten hoitoon. Yrityksillä on oltava riittävä laadunvarmistus ja toimivat menettelyohjeet mittausten suorittamiseen. Seurantamittausten tuloksista on järkevää laatia vakiomuotoinen tulostusformaatti eri mittaustyypeille, jotta mittaustuloksia on helppo käsitellä ja analysoida.

## 7 Johtopäätökset ja yhteenveto

Seurantamittaustapoja on lukuisia ja niillä kaikilla on etunsa ja haittansa. Järkevintä onkin tehdä mittauksia monen mittaustavan kombinaationa. Kaikissa mittauksissa on omat virhelähteensä, joten asennukset tulee tehdä huolellisesti ja asentajan on oltava tietoinen mittaustavan yleisestä toiminnasta. Myös mittaustulosten tulkitsijalta edellytetään asiantuntemusta, jotta karkeat virheet saadaan poistettua tuloksista.

Perinteisiä seurantamittausten mittaussuureita ovat olleet huokospaineen, painuman ja siirtymän kehitys keskipitkällä tai pitkällä aikavälillä. Huokospaineiden kasvu on aina merkki penkereen stabiliteetin heikkenemisestä. Painuma- ja siirtymämittauksissa huomio tulee kohdentaa muutosten kiihtyvyyteen sekä siirtymän ja painuman suuruuden suhteen muutoksiin.

Junan ylityksen aiheuttamat lyhytaikaiset siirtymät ja siirtymänopeuden amplitudin vaihtelun riippuvaisuus rakenteen kunnosta on mielenkiintoinen teoria, jota kannattaa testata myös Suomen olosuhteissa. Vastaavia dynaamisten amplitudien muutoksiin perustuvia mittauksia voidaan mahdollisesti tehdä myös ekstensiometreillä, invarteräslanka antureilla, MDD-mittauksilla ja jopa kiihtyvyyssantureilla, kun mittaustaajuus nostetaan tarpeeksi suureksi.

Stabiliteetin kannalta heikkoja ratapenkereitä on Suomessa paljon, joten seurantamittaukset kannattaa kohdentaa alueille, joissa on havaittu painumien tai siirtymien aiheuttamia ongelmia radankunnossa. Tätä varten radantarkastuslomakkeista tulee poimia tällaiset ratakohdat ja pitää niistä rekisteriä. Stabiliteettia voivat heikentää entisestään tietyt muutokset, kuten junan nopeuden, akselipainon tai pengerkorkeuden nosto, raidevauriot sekä pohjavedenpinnan nousu yleisesti tai rummun tukkeutumisen vaikutuksesta. Tällaisten muutosten yhteydessä seurantamittausten asettaminen stabiliteetiltaan ennestään heikoille kohdille on järkevää. Mittauksia kannattaa kohdentaa myös syklisille kuormille herkille pohjamaa-alueille, joita ovat sensitiiviset savet, löyhät sillit sekä löyhä savi, jossa on ohuista sillti- ja hiekkakerroksia.

## Lähdeluettelo

Andréasson, B. 2002. Mitigation of Track and Ground Vibrations by High Speed Trains at Ledsgård, Sweden. Lillköping, Ruotsi: Swedish Deep Stabilization Research Centre. 58 s. Saatavissa: <http://www.swedgeo.se/sd/pdf/SD-R10.pdf>. ISSN 1402-2036.

Aw, E. 2007. Low cost monitorin system to diagnose problematic rail bed: Case study at a mud pumping site. [Verkkodokumentti]. Väitöskirja. Massachusetts Institute of Technology, Civil and Environmental Engineering. Cambridge, MA, USA. 199 s. + liit. 16 s. [Viitattu 23.3.2010] Saatavissa: <http://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/42051/230938066.pdf?sequence=1>.

BAT 2010. <http://www.bat-gms.com/>. Käyty: huhtikuu 2010.

Brecciaroli, F. & Kolisoja, P. 2004. Stabilitteetiltan kriittiset ratapenkereet. Esitutkimus. Helsinki: Ratahallintokeskus. 107 s. + liit 32 s. Saatavissa: <http://rhk-fi-bin.directo.fi/@Bin/f7b816e46f3c0dcf3a0f2e2d7bc0a376/1257506758/application/pdf/32208/Rhk-a804.pdf>. ISSN 1455-2604. ISBN 952-445-113-1.

Briançon, L. et al. 2005. Development of geodetect: a new warning system for the survey of reinforced earth constructions. [Verkkodokumentti] 12 s. [Viitattu 21.3.2010] Saatavissa: <http://www.tencate.com/TenCate/Geosynthetics/documents/Geodetect/DEVELOPMENT%20OF%20GEODETECT.pdf>.

Durham Geo 2010. <http://www.slopeindicator.com/pdf/course%20material/accuracy.pdf>. Käyty: huhtikuu 2010.

Geometrik 2010. <http://www.geometrik.se/upl/files/6597.pdf>. Käyty: maaliskuu 2010.

Hall, L. 2000. Simulations and analyses of train induced ground vibrations. Väitöskirja. Royal Institue of Technology. Department of Civil and environmental Engineering. Tukholma, Ruotsi. 198 s. ISSN 1400-1284.

Hartikainen, J. 1990. Vahvistetun maan mekaniikka. Teoksessa: Korhonen, K-H. et al. RIL 157-2 Geomekaniikka II. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 227-268. ISBN 951-758-213-7.

Hartikainen, O-P. 1990. Maarakennustekniikka. 4. painos. Hämeenlinna: Karisto Oy. 192 s. ISBN 951-672-091-9.

Heikkilä, J. 2010. Arcus Oy. Haastattelu: kevät 2010.

Huttunen, J. 2010 VR-Rata Rautatiesuunnitelu. Haastattelu: kevät 2010.

Immonen, J. 2010. Destia Oy. Haastattelu: kevät 2010.

Jalasjärven koulutuskeskus. 2010. Pohjatutkijoiden pätevyitymiskoulutus 15.1.2010, luentomoniste.



Joala, V. 2006. Laserkeilauksen perusteita ja mittauksen suunnittelu. [Verkkodokumentti] 7 s. [Viitattu 21.3.2010] Saatavissa: [http://www.leica.fi/Geo/Lisatietoa/HDS\\_Laserkeilaus/pdf/Laserkeilauksenperusteita.pdf](http://www.leica.fi/Geo/Lisatietoa/HDS_Laserkeilaus/pdf/Laserkeilauksenperusteita.pdf).

Jokela, R. 2010. Jalasjärven koulutuskeskus. Haastattelu: kevät 2010.

Juvankoski, M. 2007. Ratarakenteen kuormituksen määrittäminen stabiliteettitarkasteluihin. Helsinki: Ratahallintokeskus. 48 s. + liit 33 s. Saatavissa: [http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan\\_julkaisut/?x37651=1702154](http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan_julkaisut/?x37651=1702154). ISBN 978-952-445-183-3 (painettu). ISBN 978-952-445-184-0 (sähköinen).

Kiuru, T. 2007. Akselipainon noston tekniset edellytykset ja niiden soveltuminen Luumäki-Imatra-rataosuudelle. Helsinki: Ratahallintokeskus. 100 s. + liit. 36 s. Saatavissa: [http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan\\_julkaisut/?x37651=1568711](http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan_julkaisut/?x37651=1568711). ISBN 978-952-445-177-2 (painettu). ISBN 978-952-445-178-9 (sähköinen).

Kolisoja, P. et al. 2009. Esiselvitys akseli- ja metrikuormien korotuksen yleisestä teknis-taloudellisuudesta ja case-tarkastelu Kemi-Kolari-rataosalla. Helsinki: Ratahallintokeskus. 32 s. + liit 295 s. Saatavissa: [http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan\\_julkaisut/?x37651=2944658](http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan_julkaisut/?x37651=2944658). ISSN 1455-2604, ISBN 978-952-445-288-5 (painettu). ISSN 1797-6995, ISBN 978-952-445-289-2 (sähköinen).

Kyowa 2010. <http://www.kyowa-ei.co.jp/english/products/civil/pdf/7-23.pdf>. Käyty: huhtikuu 2010.

Leica Geosystems 2010a. [http://www.leica.fi/Geo/HDS\\_laserkeilaus.html](http://www.leica.fi/Geo/HDS_laserkeilaus.html). Käyty: maaliskuu 2010.

Leica Geosystems 2010b. [http://www.leicanet.fi/Tuotteet/TAKYMETRIT/TS30/Leica\\_TS30\\_Bro\\_DIN\\_18\\_fi\\_screen.pdf](http://www.leicanet.fi/Tuotteet/TAKYMETRIT/TS30/Leica_TS30_Bro_DIN_18_fi_screen.pdf). Käyty: maaliskuu 2010.

Lehtonen, V. 2010a. Ratapenkereen sorrutuskokeen instrumentointi ja analysointi. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma. Tampere. 160 s. + liit 17 s.

Lehtonen, V. 2010b. Tampereen teknillinen yliopisto. Haastattelu: kevät 2010.

Leroueil, S. et al. 1990. Embankments on soft clays. Chichester, Iso-Britannia: Ellis Horwood Limited. 360 s. ISBN 0-13-275836-2.

Luomala, H. 2009. Ratapenkereiden monitorointi. Tutkimusraportti. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto. 80 s. Julkaisematon raportti.

Luomala, H. 2010. Tampereen teknillinen yliopisto. Haastattelu: kevät 2010.

MacCulloch, F. & Munro, R. 2006. Turpeesta aiheutuvien ongelmien hallinta vähäliikenteisillä teillä, tiivistelmä. 34 s. [Viitattu 23.3.2010] Saatavissa: [http://www.roadex.org/Publications/docs-RII-S-FI/Roads%20on%20Peat\\_Finnish.pdf](http://www.roadex.org/Publications/docs-RII-S-FI/Roads%20on%20Peat_Finnish.pdf).

Malmivaara, K-M. 2004. Saven huokospainekäyttäytymisen ja tärinän mallintaminen. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, rakennus- ja ympäristötekniikan osasto. Espoo. 68 s.

Mansikkamäki, J. 2009. Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä. Helsinki: Ratahallintokeskus. 134 s. + liit 30 s. Saatavissa: [http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan\\_julkaisut/?x37651=3076983](http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan_julkaisut/?x37651=3076983). ISSN 1455-2604, ISBN 978-952-445-297-7 (painettu). ISSN 1797-6995, ISBN 978-952-445-298-4 (sähköinen).

New, B. & Woldringh R. 1999. Embankment design for high speed trains on soft soils. [Verkkodokumentti] 10 s. [Viitattu 24.4.2010] Saatavissa: [http://www.cofra.sk/files/documents/technicke\\_spravy/highspeedtrain.pdf](http://www.cofra.sk/files/documents/technicke_spravy/highspeedtrain.pdf).

Optimon 2009. Info-guide railway roadbed safety. 37 s.

Optimon 2010. Esimerkkiraportti, rautatien pohjarakenteen monitorointi. 11 s.

Ratahallintokeskus. 2005a. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Helsinki: Ratahallintokeskus. 27 s + liit 7 s. Saatavissa: <http://www.rhk.fi/@Bin/32559/Rhk-b15.pdf>. ISBN 952-445-119-0. ISSN 1456-1204.

Ratahallintokeskus. 2005b. Tampere-seinäjoki, nopeuden nosto, koerakennuskohde n:o 90 (km 320+400-320+700) laadunvalvonta- ja asiantuntijatyön raportti. 34 s. Saatavissa: <http://rhk-fi-bin.directo.fi/@Bin/ae0c62ce87dcdd042f99397bd149b5ad/1273067061/application/pdf/43353/koekohde90-raportti.pdf>.

Ratahallintokeskus. 2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Helsinki: Ratahallintokeskus. 319 s. Saatavissa: [http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan\\_julkaisut/?x37651=1562557](http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan_julkaisut/?x37651=1562557). ISBN 952-445-165-4 (painettu). ISBN 952-445-166-2 (sähköinen).

Ratahallintokeskus. 2008. Ratatekniset ohjeet, osa 3 radan rakenne. 50 s + liit 39 s. Saatavissa: [http://rhk-f-bin.directo.fi/@Bin/c3e58783d73a25de5b8d91eedeb42c12/1257507983/application/pdf/2070438/RATO%203%202008\\_06%20web.pdf](http://rhk-f-bin.directo.fi/@Bin/c3e58783d73a25de5b8d91eedeb42c12/1257507983/application/pdf/2070438/RATO%203%202008_06%20web.pdf).

Ratahallintokeskus 2009. Inklinometriputkien asiantuntijatehtävät 2009. Yhteenvetoraportti. 16 s.

RIL 2010. [http://www.ril.fi/web/files/t\\_liite\\_1.pdf](http://www.ril.fi/web/files/t_liite_1.pdf). Käyty: maaliskuu 2010.

Pyrhönen 2010. Optimon Oy. Haastattelu: kevät 2010.

Salo, P. 2010. Liikennevirasto. Haastattelu: kevät 2010.

Salokangas, A. 2008. Rautateiden liikkuvan kaluston kunnan valvonta runkoverkolla. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, Rakennus ja ympäristötekniikan koulutusohjelma. Espoo. 71 s. + liit. 31 s.

Salokangas, J-P. 2008. Ratapenkereen mallinnus ja vakavuuden vertailulaskelmat. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, Rakennus ja ympäristötekniikan koulutusohjelma. Espoo. 102 s.

Sanaksenaho, T. 2010. WSP Finland Oy. Haastattelu: kevät 2010.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry. 1975. Kairausopas IV. Espoo: Otatieto Oy. 38 s.

Siira, H. & Vanhoja, A. 2008. Raskaiden junien edellytysten esiselvitys – Stabiliateetti. Rataosat Oulu-Laurila-(Ajos)-Kolari-(Äkäsjoki) ja Laurila-Kellosekä. Teoksessa: Kolisoja, P. et al. 2009. Esiselvitys akseli- ja metrikuormien korotuksen yleisestä teknis-taloudellisuudesta ja case-tarkastelu Kemi-Kolari-rataosalla. Helsinki: Ratahallintokeskus. Liite: 6 41 s. Saatavissa: [http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan\\_julkaisut/?x37651=2944658](http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan_julkaisut/?x37651=2944658). ISSN 1455-2604, ISBN 978-952-445-288-5 (painettu). ISSN 1797-6995, ISBN 978-952-445-289-2 (sähköinen).

Tiehallinto 2001. Haarajoen koepenkereen painumalaskentakilpailu. Loppuraportti. Helsinki: Tiehallinto. 51 s. Saatavissa: [http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/haarajoki\\_loppuraportti.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/haarajoki_loppuraportti.pdf). ISSN 1457-9871. ISBN 951-726-803-3.

Tiehallinto. 2009. Ilmastonmuutoksen vaikutus tiestön hoitoon ja ylläpitoon. Helsinki: Tiehallinto. 68 s + liit 8 s. Saatavissa: [http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf2/3201122-v-ilmastonmuutoksen\\_vaikutus\\_kunnossapitoon.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf2/3201122-v-ilmastonmuutoksen_vaikutus_kunnossapitoon.pdf). ISSN 1459-1553, ISBN 978-952-221-172-9 (sähköinen).

Tielaitos. 2000. Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset TYLT: Yleiset perusteet - Leikkaukset, kaivannot ja avo-ojarakenteet – Penger- ja kerrosrakenteet. –Lisäykset ja muutokset vuonna 2000. Helsinki: Tielaitos 62 s. Saatavissa: [http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/lisaykset\\_yleiset\\_2000-4000.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/lisaykset_yleiset_2000-4000.pdf).

Toroi, S. 2007. Mertakadun koerakenteen seurantamittaukset. Insinööritö. Tampereen ammattikorkeakoulu, Rakennustekniikan koulutusohjelma. Tampere. 82 s. +liit 16 s.

Torstenssen, S. 2010. BAT Gms. Haastattelu: kevät 2010.

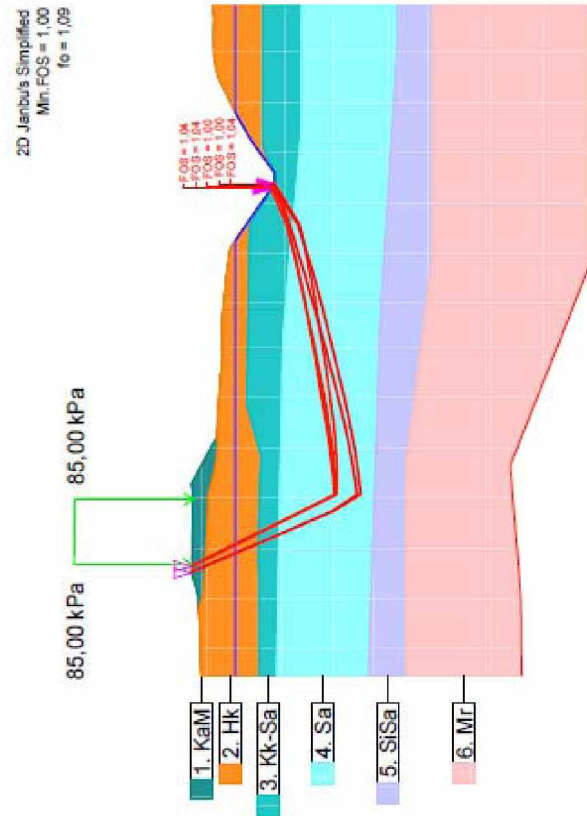
Topgeo Oy 2010. [http://www.topgeo.fi/index.php?option=com\\_content&task=view&id=84&Itemid=92](http://www.topgeo.fi/index.php?option=com_content&task=view&id=84&Itemid=92). Käyty: maaliskuu 2010.

Wuorenjuuri, J. 2009. Kommentit Pohjois-Amerikan ja Ruotsin silta- ja rumpuhavaintoihin. Lausunto. Teoksessa: Kolisoja, P. et al. 2009. Esiselvitys akseli- ja metrikuormien korotuksen yleisestä teknis-taloudellisuudesta ja case-tarkastelu Kemi-Kolari-rataosalla. Helsinki: Ratahallintokeskus. Liite 2C 4s. Saatavissa: [http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan\\_julkaisut/?x37651=2944658](http://www.rhk.fi/tietopalvelu/julkaisut/a-sarjan_julkaisut/?x37651=2944658). ISSN 1455-2604, ISBN 978-952-445-288-5 (painettu). ISSN 1797-6995, ISBN 978-952-445-289-2 (sähköinen).

Ylönen, S. 2010. Finmeas Oy. Haastattelu: maaliskuu 2010.



# GeoCalc-laskentapoikkileikkaus Perniön sorrutuskoealueen keskellä



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kPa]	$\phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq
1	KaM	19,50	-999,00	0,00	37,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Hk	18,00	-999,00	0,00	32,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Kk-Sa	16,00	-999,00	58,00	0,00	-40,00	0,00	Dependent on layer depth	0,00	0,00
4	Sa	15,50	-999,00	8,00	0,00	1,50	0,00	Dependent on depth (GL)	0,00	0,00
5	SiSa	16,00	-999,00	17,00	0,00	20,00	0,00	Dependent on layer depth	0,00	0,00
6	Mr	19,00	-999,00	0,00	35,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00





Liik  
enne  
vira  
sto

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-584-7

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