

ANTTI KALLIAINEN
PAULI KOLISOJA

Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus

LOPPURAPORTTI



Antti Kalliainen, Pauli Kolisoja

Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus

Loppuraportti

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 33/2013

Liikennevirasto

Helsinki 2013

Kannen kuva: Antti Kalliainen

Verkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-298-3

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

Antti Kalliainen, Pauli Kolisoja: Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus. Liikennevirasto, infra- ja ympäristöosasto. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 33/2013. 85 sivua ja 2 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-298-3.

Avainsanat: Ratarakenne, alusrakenne, pengerialveys, luiskakaltevuus, pohjamaa, muodonmuutuskäyttäytyminen, palautuva muodonmuutos, pysyvä muodonmuutos, leikkausmuodonmuutos

Tiivistelmä

Ratapenkereen leveydellä ja luiskakaltevuudella on suuri taloudellinen vaikutus ratapenkereen investointikustannuksiin. Johtuen kylmästä ilmastosta ja kausittaisesta roudasta ratapenkereet joudutaan rakentamaan Suomessa suhteellisen paksuiksi. Kustannusten hallitsemiseksi penkereet olisi tarkoituksenmukaista rakentaa mahdollisimman kapeiksi ja jyrkkäluiskaisiksi. Suurimpien sallittujen liikennöintinopeuksien ja akselipainojen kasvaessa ratarakenne altistuu syklistä nopeammalle ja tasoltaan suuremmalle kuormitukselle, jolloin ratapenkereen optimaalisella leveydellä ja luiskakaltevuudella voidaan vaikuttaa ratarakenteeseen mobilisoiuviin pysyviin muodonmuutoksiin.

Tutkimuksen teoriaosuudessa esitellään lyhyesti karkearakeisten maamateriaalien (ratarakennemateriaalien) muodonmuutuskäyttämisen ja sen mallintamisen perusperiaatteet. Lisäksi käydään läpi karkearakeisten materiaalien muodonmuutuskäyttämiseen vaikuttavia tekijöitä.

Kokeellinen tutkimus on jakautunut neljään pääkohtaan: täysimittakaavaisiin havaintoratarapenkereisiin Kokemäki–Rauma-rataosalla, TTY:llä tehtyihin laboratoriomittakaavaisiin koepenkereisiin, elementtimenetelmään perustuvaan mallinnukseen sekä pengerialveyden mittaamiseen olemassa olevalla rataverkolla laserkeilaimen avulla.

Havaintoratarapenkereistä mitattujen pitkäaikaisten pysyvien muodonmuutosten seurannassa havaittiin pengerialveydellä ja luiskakaltevuudella olevan merkitystä ratapenkereeseen mobilisoiuvien pysyvien muodonmuutosten suuruuteen. Kapeammat penkereet levenivät enemmän kuin levein penger ja vastaavasti loivaluiskaisemmalla penkereellä oli parempi kyky vastustaa pysyviä muodonmuutoksia kuin vastaavanleveydellä jyrkkäluiskaisemmalla penkereellä.

Laboratoriomittakaavaisten kokeiden ja elementtimenetelmään perustuvien mallinnusten perusteella todettiin kuitenkin, että pengerialveyden merkitys on käytännössä hyvin pieni erittäin jäykällä pohjamaalla, kun taas pohjamaan joustavuuden lisääntyessä (pehmetessä) pengerialveyden ja luiskakaltevuuden merkitys penkereeseen mobilisoiuvassa muodonmuutostasossa kasvaa. Itse asiassa pohjamaan rooli on niin dominoiva, että se käytännössä määrää vaaditut pengerialveystasot, joilla pysyvien muodonmuutosten mobilisoituminen voidaan pitää hyväksyttävällä tasolla. FEM-mallinnuksen perusteella ilmiötä selittäväksi tekijäksi havaittiin penkereeseen mobilisoiuvien leikkausmuodonmuutosten suuruus.

Pohjamaan rooli todettiin merkittäväksi myös olemassa olevalla rataverkolla. Maatutkadan ja käytössä olleen pohjatutkimustiedon avulla onnittiin selvittämään Kokemäki–Raumarataosalla osuuksia, joissa pohjamaan jäykkyys vaihteli. Laserkeilainmittauksista laskettujen pengerialveyksien perusteella pystyttiin toteamaan ratapenkereen levinneen enemmän joustavilla pohjamailla kuin jäykillä pohjamailla.

Antti Kalliainen, Pauli Kolisoja: Bredden och släntlutningen av bankonstruktion. Trafikverket, infrastruktur och miljö. Helsingfors 201x. Trafikverkets undersökningar och utredningar 33/2013. 85 sidor och 2 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-298-3.

Nyckelord: Bankonstruktion, terrasskonstruktion, banvallsbredd, släntlutning, undergrund och deformationsbeteende, elastisk deformation, permanent deformation, skjuvning

Sammanfattning

Bredden på banvallen och släntlutningen har stor ekonomisk betydelse för investeringskostnaderna för en banvall. På grund av det kalla klimatet och den periodvisa tjälen måste man i Finland bygga banvallarna relativt tjocka. Med tanke på kostnaderna vore det ändamålsenligt att bygga banvallarna så smala och med så brant slänt som möjligt. I och med att de största tillåtna hastigheterna och axeltrycket ökar utsätts bankonstruktionen cykliskt för snabbare och större belastning. Då går det att med optimal bredd och släntlutning på banvallen påverka de permanenta deformationerna som mobiliseras i bankonstruktionen.

I den teoretiska delen av undersökningen presenteras i korthet huvudprinciperna för de grovkorniga jordmaterialens (bankonstruktionsmaterialens) deformationsbeteende och för modelluppställningen. Dessutom behandlas faktorer som inverkar på deformationsbeteendet hos grovkorniga material.

Den experimentella undersökningen är indelad i fyra huvuddelar: Fullskaliga observationsbanvallar på bansträckan Kumo–Raumo (på finska Kokemäki–Rauma), testbanvallar i laboratorieskala som gjorts på TTY (Tammerfors tekniska universitet), modeller med elementmetoden som utgångspunkt samt mätning av banvallsbredden i det existerande bannätet med laserskanner.

Vid uppföljningen av de långvariga permanenta deformationerna som mättes i observationsbanvallarna iaktogs att bredden på banvallen och släntlutningen har betydelse för storleken på de permanenta deformationer som mobiliseras i banvallen. De smalare banvallarna breddades mera än den bredaste banvallen och analogt hade en banvall med flackare slänt en bättre förmåga att motstå permanenta deformationer än en lika bred banvall med brantare slänt.

På basis av modeller utgående från experiment i laboratorieskala och enligt elementmetoden konstaterades dock att betydelsen av banvallens bredd i praktiken är mycket liten på mycket styv undergrund, medan däremot banvallsbreddens och släntlutningens betydelse för den deformationsnivå som mobiliseras i banvallen ökar i och med ökad elasticitet i undergrunden (mjukare jordar). I själva verket är undergrundens roll så dominerande, att den i praktiken bestämmer vilka dimensioner banvallen kräver för att hålla mobiliseringen av permanenta deformationer på en acceptabel nivå. På basis av FEM-modellen observerades att den faktor som förklarar fenomenet är storleken på de skjuvningsnivåer som mobiliseras i banvallen.

Undergrundens roll konstaterades vara betydande också för det existerande bannätet. Med hjälp av data från jordradar och informationen från grundundersökningar lyckades vi klarlägga sådana avsnitt på spårsträckan Kumo–Raumo där undergrundens styvhet varierade. På basis av de bredder på banvallen som beräknades utgående från mätningarna med laserskanner kunde vi konstatera att banvallen breddats mera på mjuk undergrund än på styv undergrund.

Antti Kalliainen, Pauli Kolisoja: Modelling of the effect of embankment dimensions on the mechanical behavior of railway track. Finnish Transport Agency, Infrastructure and the Environment. Helsinki 2013. Research reports of the Finnish Transport Agency 33/2013. 85 pages and 2 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-298-3.

Keywords: railway embankment, substructure, embankment width, slope angle, subgrade, deformation behavior, resilient strain, permanent strain, shear strain

Summary

The width and the slope angle of a railway embankment have great economical effect on the investment costs of the embankment. Due to the cold climate and the harmful effect of seasonal frost the railway embankments are typically built up with relatively thick structural layers in Northern regions. Meantime the embankments have traditionally fairly steep slopes in order to cut the construction costs. Introduction of higher allowable axle loads and traffic speeds is, however, exposing the embankment structures to continuously increasing intensity of repeated loading which also is increasing the rate of permanent deformations into the embankment structure. In practical terms the width and the slope angle of the embankment have an effect on the deformation behavior of the embankment.

In the theory part of this study the deformation behavior, and modeling of that behavior, of coarse grained granular materials is presented shortly. Different factors affecting the deformation behavior are also introduced.

The experimental part of the study is divided into four main aspects: the full-scale test embankment sections located in the southwestern part of Finland, the laboratory scale instrumented test embankments, FEM-modeling and evaluating the long term deformation behavior of railway track line based on laser scanner measurements.

The long term widening of the embankment measured at the full-scale test embankment section clearly indicated the important role of embankment dimensions in the deformation behavior of the railway embankment. Within two years monitoring period the wider embankments had greater resistance to accumulated permanent widening compared to the narrower embankment types. In addition reduction of slope angle ratio also decreased the accumulated permanent deformations effectively.

Both the laboratory scale test embankments and the FEM-models clearly indicated that the subgrade stiffness had a significant effect on the deformation behavior of the railway embankment. On very stiff subgrade conditions the accumulated rate of permanent deformation is relatively small and the embankment dimensions have only minor, if any, effect on the deformation behavior of the embankment. On the other hand, more flexible the subgrade is the greater role the embankment dimensions have. In fact, the subgrade stiffness practically governs the required embankment dimensions. Based on the FEM-model results, the mobilized amount of shear strains was observed as an explanatory factor on evaluating the deformation behavior of the railway embankment.

The subgrade stiffness was also discovered as an explanatory factor on full scale railway track line between the towns of Kokemäki and Rauma both located in the Western part of Finland. Based on GPR-scanning and geotechnical surveys the subgrades having different stiffnesses were divided into stiffness classes. Based on the calculations from laser scanner data railway embankments on flexible subgrade conditions were observed to more susceptible to widening during the life cycle compared to the embankments located on stiff subgrade.

Esipuhe

Kausittaisen roudan vuoksi radan alusrakennekerrokset joudutaan rakentamaan Suomessa verrattain paksuiksi. Koska routimattomien karkearakeisten materiaalien menekki tällöin kasvaa, on ratapenkereet vastavuoroisesti pyritty rakentamaan melko kapeiksi ja jyrkkäluiskaisiksi. Raideliikenteen kasvavat sallitut akselipainot ja ajonopeudet altistavat ratarakenteet aiempaan verrattuna tasoltaan suuremmalle ja tiheimmin toistuvalla kuormituksella, joka voi johtaa pitkällä aikavälillä ratapenkereiden pysyvien muodonmuutosten kasvuun ja penkereiden muodon latistumiseen. Kasvavan kuormitustason takia on siis ollut syytä tarkastella nykyisten ratapenkereiden dimensioiden riittävyttä suhteessa kasvavaan kuormitustasoon.

Ratahallintokeskus tilasi työn ensimmäisen vaiheen vuonna 2003. Tutkimus aloitettiin aihepiiriä koskevalla esiselvityksellä. Tämän vaiheen tulokset on esitetty Ratahallintokeskuksen julkaisusarjan raportissa A 9/2004 ”Ratapenkereitten leveys ja luiskakaltevuus. Esitutkimus”.

Tutkimuksen toisen vaiheen aluksi rakennettiin vuonna 2004 Kokemäki–Rauma-rataosalle täysimittakaavaisia havaintopenkereitä, joista seurattiin sekä pitkäaikaisia että junanylityksen aiheuttamia lyhytaikaisia muodonmuutoksia.

Toisena keskeisenä osatehtävänä tutkimuksen toisen vaiheen yhteydessä toteutettiin kirjallisuustutkimus, jonka tavoitteena oli tehdä yhteenveto ratapenkereille tyypillisten karkearakeisten materiaalien mekaaniseen käyttäytymiseen vaikuttavista tekijöistä ja materiaalien mekaanisen käyttäytymisen kuvaamiseen maailmalla käytetyistä materiaalimalleista. Tältä osin tutkimuksen tulokset raportoitiin Ratahallintokeskuksen julkaisusarjan englanninkielisessä raportissa A 5/2006 ”Deformation behaviour of railway embankment materials under repeated loading. Literature review”.

Ratapenkereen muodonmuutuskäyttäytymistä tarkasteltiin tarkemmin laboratoriomittakaavaisten, instrumentoitujen koepenkereiden avulla. Laboratoriomittakaavaisia penkereitä rakennettiin vuosina 2008 ja 2009.

Tutkimuksen kolmannessa vaiheessa kokeellisesti mitattuja havaintoja ja mittaustulosten taustalla olevia ilmiöitä tarkasteltiin elementtimenetelmään perustuvan mallinnuksen avulla. Tärkeimmät havainnot kolmen keskeisen tutkimusosion tuloksista verifioitiin vielä projektin viimeisessä vaiheessa uudelleen rataosatasolla laserkeilaimella vuonna 2010 mitattujen pengerialueiden avulla.

Tämän raportin ovat laatineet tutkija Antti Kalliainen ja professori Pauli Kolisoja Tampereen teknillisen yliopiston rakennustekniikan laitokselta. Työtä ovat ohjanneet tilaajan puolelta kunnossapitoyksikön päällikkö Matti Levomäki organisaation ollessa RHK ja aluepäällikkö Erkki Mäkelä Liikenneviraston aikana.

Helsingissä elokuussa 2013

Liikennevirasto
Infra- ja ympäristöosasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	9
2	RADAN ALUSRAKENTEEN MITOITUSPERUSTEET	11
2.1	Ratapenkereen leveys ja paksuus.....	11
2.2	Poikkileikkauksen muuttamisen materiaalimenekkieerot	14
3	RATAPENGERMATERIAALIEN MUODON-MUUTOSKÄYTTÄYTYMINEN	15
3.1	Karkearakeisen maamateriaalin muodonmuutoskäyttämisen mallintaminen	15
3.2	Palautuvan muodonmuutoskäyttämisen mallintaminen	17
3.3	Pysyvän muodonmuutoskäyttämisen mallintaminen	21
3.4	Karkearakeisen maamateriaalin muodonmuutoskäyttämiseen vaikuttavat tekijät.....	23
3.4.1	Jännitystaso	23
3.4.2	Jännityshistoria	23
3.4.3	Kuormituskertojen määrä.....	23
3.4.4	Materiaalin tiiviys.....	24
3.4.5	Materiaalin vesipitoisuus.....	24
3.4.6	Materiaalin rakeisuus	24
3.4.7	Rakeiden muoto.....	25
4	KOKEMÄKI-RAUMA-RATAOSAN HAVAINTO-PENKEREET	26
4.1	Pysyvien muodonmuutosten seurantamittaukset.....	26
4.2	Junanylityksen aikaisten dynaamisten muodonmuutosten mittaustulokset... 28	
5	LABORATORIOMITTAUKAANVAISET PENGERKOKKEET	32
5.1	Koepenkerien rakentaminen, instrumentointi ja kuormittaminen	32
5.2	Kuormituslevyistä tehdyt mittaukset	36
5.3	Venymäantureiden mittaustulokset.....	39
5.4	Maanpaineantureiden mittaustulokset	44
5.5	Kiihtyvyyssantureiden mittaustulokset	47
5.6	Pengerluiskien siirtymämittaukset	49
6	FEM-MALLINNUS	52
6.1	Mallin verifiointi.....	52
6.1.1	Rakennemalli ja valitut parametrit	53
6.1.2	Pohjamaan mallintaminen.....	54
6.1.3	Rakennekerrosten jäykkyys.....	54
6.1.4	Alusrakenteen lujuusparametrit.....	56
6.2	Tarkasteltavien tulospaarametrien valinta	57
6.3	Lujuuspaarametrien variointi	58
6.4	Pengerdimensioiden vaikutus.....	60
6.5	Pohjamaan vaikutus.....	63
7	RATAPENKEREEN LEVEYDEN MÄÄRITTÄMINEN LASERKEILAIMEN AVULLA.....	66
7.1	Kokemäki-Rauma-rataosan mittaustulokset.....	67
7.2	Kokemäki-Rauma-rataosan lasketut pengerleveydet.....	71

8	YHTEENVETO	80
8.1	Esitys tarvittavasta pengerveveydestä	81
8.2	Jatkotutkimustarpeet	84
	LÄHTEET	85

LIITTEET

Liite 1	Venymäantureiden mittaustulokset signaalimuodossa joustavalle alustalle rakennetussa pengertyypissä B. 4s.
Liite 2	Kiihtyvyyssantureilla laboratoriomittakaavaisissa pengerkokeissa mitatut palautuvat siirtymät. 12 s.

1 Johdanto

Ilmastollisten olosuhteiden ankaruus ja kausittainen routa ohjaavat voimakkaasti korkealuokkaisempien rataosuuksien suunnittelua ja rakentamista Suomessa. Radan rakennekerrospaksuudet ovat meillä huomattavan suuret verrattuna leudommilla alueilla sijaitseviin maihin. Rakennekerrosten paksuudesta johtuen ratapenkereet on perinteisesti rakennettu Suomessa suhteellisen kapeiksi ja jyrkkäluiskaisiksi rakentamiskustannusten kurissa pitämiseksi. Tästä johtuen ratapenkereissä tapahtuu toistuvan junakuormituksen alaisena vähittäistä ratapenkereen muodon latistumiseen johtavaa deformaatiota. Käytännön havaintojen lisäksi viitteitä deformaatiosta on saatu muun muassa Koriolla vuonna 1999 ja Toijalassa vuonna 2000 instrumentoiduista ratapenkereistä tehtyjen vaakasuuntaisten muodonmuutosten mittauksen yhteydessä (Brecciaroli & Kolisoja 2004).

Ratapenkereen optimaalisella leveydellä ja/tai luiskakaltevuudella on merkittävä taloudellinen vaikutus penkereen routasuojauksen eli käytännössä penkereen paksuuden takia. Pengerlevitys tai luiskan loiventaminen vaativat suhteessa huomattavan määrän maamateriaaleja kuin vastaavat matalammat penkereet. Toisaalta taas penkereen ollessa liian kapea tai jyrkkäluiskainen, junakuormituksesta aiheutuva vähitään kasvava deformaatio lisää merkittävästi kunnossapitokustannuksia radan elinkaaren aikana. Ratapenkereen leveyden ja luiskakaltevuuden merkitys korostuu entisestään rataosilla, joilla on tarvetta nostaa suurimpia sallittuja akselipainoja tai junien liikennöintinopeuksia, koska niiden voidaan otaksua kiihdyttävän ratapenkereissä tapahtuvaa deformaatiota.

Tämä raportti esittelee projektin aikana havainnoidut asiat yhteenvedonomaaisesti. Kustakin tutkimusmenetelmästä on olemassa tarkempaa tietoa projektia koskevissa muissa julkaisuissa ja jokaisen luvun alussa esitellään, mistä aihetta koskevaa tarkempaa informaatiota on tarvittaessa saatavilla. Projektin muista julkaisuista löytyy myös kattavampi kutakin osa-aluetta koskeva kirjallisuusviiteluettelo.

Tämän raportin yhteydessä esitetyt tutkimusmenetelmät perustuvat projektin ensimmäisessä vaiheessa tehtyihin kirjallisuusselvityksiin. Kirjallisuusselvitysten (Brecciaroli & Kolisoja 2004 ja Brecciaroli & Kolisoja 2006) perusteella tutkimusmenetelmiksi valikoituivat:

Ratarakenteiden mekaanisen toiminnan mallintaminen: Testattiin erilaisia toistokuormitetun ratapenkereen mekaanisen käyttäytymisen mallintamiseen soveltuvia työkaluja. Projektin esitutkimusraportissa (Brecciaroli & Kolisoja 2004) käytettyä PLAXIS-ohjelmistoa päätettiin käyttää myös projektin varsinaisessa tutkimusvaiheessa, koska esitutkimusraportin perusteella tiedettiin ohjelmistoa koskevat rajoitteet niin geometriselta kuin laskentatekniseltä kannalta. Näin ollen joitakin rajoitteita pystyttiin myös osin kompensoimaan mallin sisällä ja rakentamaan toistokuormitetun ratapenkereen toimintaa paremmin kuvaava malli.

Laboratoriotutkimukset: Projektin esitutkimusvaiheessa ehdotettiin ratapengermaateriaalien toistokuormituskokeita TTY:n suurimittakaavaisella kolmiakselialkoe-laitteistolla. Ideaa kuitenkin jatkajalostettiin paremmin penkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta koskevaan tutkimukseen soveltuvaksi. Lopputuotteena päätettiin rakentaa laboratorio-olosuhteissa toistokuormitettu ratapenger pienoiskoossa. TTY:n rakennushalliin rakennettiin koejärjestely, johon oli mahdollista rakentaa ratapenger

skaalattuna 1:4 reaalitylanteeseen verrattuna. Pengertä kuormitettiin viidellä hydraulisylinterillä liikkuvan junakuorman vaikutusta simuloivasti.

Kenttämittaukset: Esitutkimusraportissa ehdotettiin havaintorataosuuden rakentamista, mikä toteutettiin vuonna 2004. Havaintorataosuudella penkereiden levenemistä seurattiin vuosien 2004 ja 2007 välisenä aikana. Koska mittausmenetelmät ovat kehittyneet viime vuosina huomasti, haluttiin projektin yhteydessä tutkia myös mahdollisia uusia mittaustapoja, joiden avulla penkereiden pitkäaikaista muodonmuutokäyttäytymistä voitaisiin seurata rataverkkotasolla. Lähinnä mittaustiedon saatavuuden kannalta päädyttiin tutkimaan laserkeilaimella tehtyjä mittauksia.

2 Radan alusrakenteen mitoitusperusteet

2.1 Ratapenkereen leveys ja paksuus

Ratapenkereen leveydellä tarkoitetaan radan alusrakenteen, normaalisti välikerroksen, yläpinnan leveyttä. Raportin kirjoitusajankohtana voimassa olevan RATO 3-version mukaan ratapenkereen leveys määräytyy seuraavien tekijöiden perusteella (RATO 3):

- raiteiden lukumäärä
- alusrakenneluokka
- radan geometria
- tukikerroksen leveys
- raideväli
- mitoitusnopeus
- suurin sallittu akselipaino
- sillan läheisyys

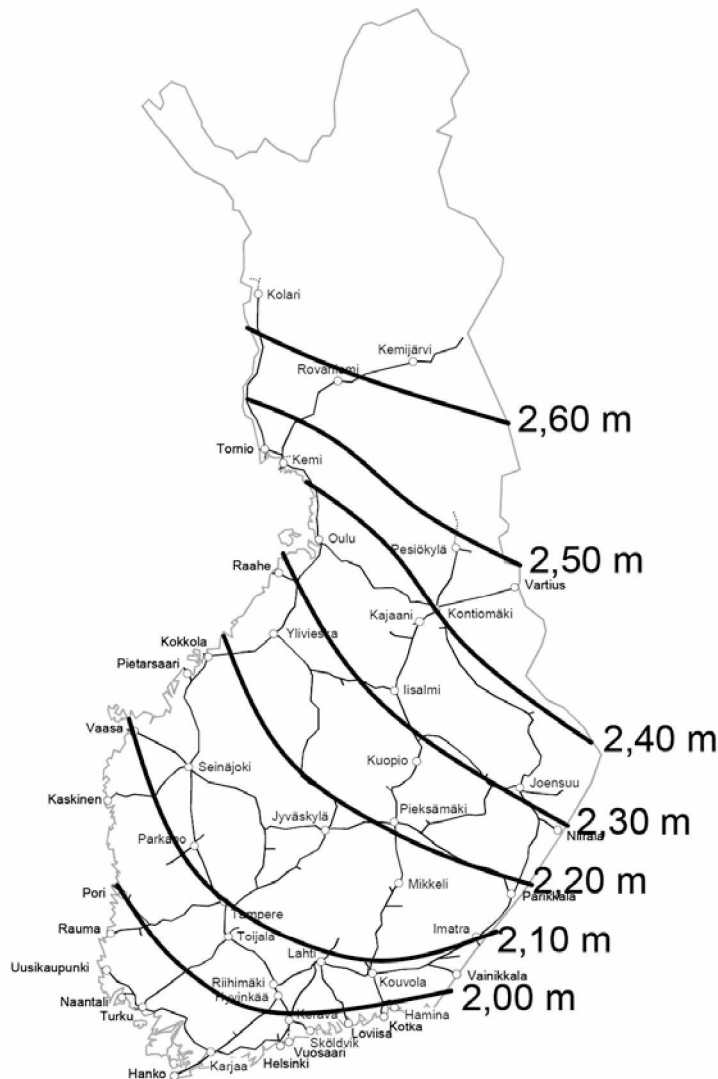
RATO 3 taulukossa 3.9:2 on esitetty Suomessa yksi- ja kaksiraiteisina rakennettavien ratojen pengerleveyden minimimitat edellä mainitut seikan huomioon ottaen (Taulukko 2.1). Tässä tutkimuksessa rajoitutaan käsittelemään yksiraiteisen suoralla rataosalla sijaitsevan penkereen tapausta.

Taulukko 2.1 Pengerleveyden minimimitat raiteiden lukumäärän, radan alusrakenneluokan, raidevälin, akselipainon ja mitoitusnopeuden perusteella (RATO 3).

Raiteiden lukumäärä ¹⁾	Radan alusrakenneluokka	Pengerleveys [m]		Raideväli [m]	Henkilöliikenteen suurin sallittu nopeus V [km/h]	Tavara-liikenteen suurin sallittu nopeus 225 kN akseli-painolla [km/h]	Tavara-liikenteen suurin sallittu nopeus 250 kN akseli-painolla [km/h]
		Suoralla	Kaar-teessa				
1	0	5,4 ⁶⁾	5,4 ⁶⁾	—	≤ 50	< 40	≤ 40
1	1	5,4 ⁶⁾	5,4 ⁶⁾	—	≤ 120	≤ 80	≤ 50
1	1	6,0 ⁶⁾	6,0 ⁶⁾	—	≤ 140	≤ 100	≤ 60
1	2	6,0 ⁶⁾	6,8 ^{2) 6)}	—	≤ 200	≤ 100	≤ 80
1	3	6,8 ⁶⁾	7,2 ^{3) 6)}	—	≤ 250	≤ 120	≤ 100
2	1	9,5	9,5	4,1	≤ 120	≤ 80	≤ 50
2	2	10,3	11,1 ⁴⁾	4,3	≤ 200	≤ 100	≤ 80
2	3	11,3	11,7 ⁵⁾	4,5	≤ 250	≤ 120	≤ 100
2	4	12,5	12,5	4,7	> 250	> 120	> 100

- 1) Kolme- ja useampiraiteisen radan poikkileikkaukset muodostetaan yksi- ja kaksiraiteisen radan normaalipoikkileikkauksista.
- 2) Pengerleveyttä 6,8 m käytetään ainoastaan kaarteissa, joiden $R < 5000$ m, jolloin pengerlevitys tehdään kokonaisuudessaan ulkokaarten puolelle. Pengerleveys 6,0 m on kaarteessakin riittävä silloin, kun radan rakenne rajoittuu kiinteään esteeseen (laiturit, kallioleikkaukset, sillat ja tunnelit).
- 3) Pengerleveyttä 6,8 m käytetään suoralla radalla ja 7,2 m pengerleveyttä kaarteissa, joiden $R < 5000$ m, jolloin 0,4 m epäsymmetrinen pengerlevitys tehdään ulkokaarten puolelle.
- 4) Pengerleveyttä 11,1 m käytetään ainoastaan kaarteissa, jolloin pengerlevitys tehdään kokonaisuudessaan ulkokaarten puolelle. Pengerleveys 10,3 m on kaarteessakin riittävä silloin, kun radan rakenne rajoittuu kiinteään esteeseen (laiturit, kallioleikkaukset, sillat ja tunnelit).
- 5) Pengerleveyttä 11,3 m käytetään suoralla radalla ja 11,7 m pengerleveyttä kaarteissa, jolloin 0,4 m epäsymmetrinen pengerlevitys tehdään ulkokaarten puolelle.
- 6) Siltojen päiden penkereen levennys on suunniteltava ratkaisuna, jossa pengerleveys ulottuu 4 metrin etäisyydelle reunimmaisen raiteen keskilinjasta 10 m matkalla alkaen sillan siipimuurin päästä ja se muuttuu radan poikkileikkauksen mukaiseksi seuraavan 5 m matkalla.

Ratapenkereen paksuus määräytyy käytettävän alusrakenneluokan ja routamitoituksen perusteella (RATO 3). Tässä raportissa ei käsitellä routaeristeiden käyttöä ratapenkereissä vaan puhuttaessa ratapenkereen paksuudesta tarkoitetaan aina routimattomista materiaaleista rakennettujen rakennekerrosten ja pengertäytteen kokonaispaksuutta. Uusilla radoilla ja rataoikaisuille routimattomista materiaaleista rakennettujen kerrosten kokonaispaksuuden on oltava aina vähintään kuvan 2.1 mukainen (RATO 3).



Kuva 2.1 Routimattoman radan rakennekerrosten kokonaispaksuus. (RATO 3)

Kuvan 2.1 mukainen penkereen kokonaispaksuus sisältää myös tukikerroksen, joten kuvan perusteella alusrakennekerrosten paksuusvaatimuksen voidaan todeta olevan noin 1,5–2,1 metriä. Suuresta pengerpaksuudesta johtuen penkereiden leveys on melko pieni ja luiskat kohtuullisen jyrkät verrattuna leudommilla alueilla sijaitseviin ratoihin. RATO 3:ssa esitettyjen penkereen tyyppipoikkileikkausten mukaisesti ratapenkereissä käytetään luiskakaltevuutta 1:1,5.

Tähän tutkimukseen valittiin neljä erilaista yksiraiteisen radan poikkileikkausta taulukon 2.2 mukaisesti. Kolmeen pengertyyppiin poikkileikkausten mitat valittiin RATO

3:ssa esitettyihin tyyppipoikkileikkauksiin perustuen. Neljännen tutkimukseen valikoituneen pengertyypin dimensiot perustuvat osin materiaalimenekin kohtuullisena pitämiseen ja osin esitutkimusvaiheen tietoihin muissa maissa käytetyistä pengermitoista. Tässä raportissa on käytetty tästä eteenpäin pengertyypeille taulukossa 2.2 esitettyjä tunnisteita.

Taulukko 2.2 Tutkimukseen valikoituneet pengertyypit.

Pengertyyppi	Penkereen leveys (m)	Luiskakaltevuus (-)
A	5,4	1:1,5
B	6,0	1:1,5
C	6,8	1:1,5
D	6,0	1:2

2.2 Poikkileikkauksen muuttamisen materiaali- menekierot

Tässä yhteydessä käsitellään ainoastaan radan poikkileikkauksen muuttamista alusrakenteen osalta. Luiskan loiventaminen kasvattaa materiaalimenekkiä luiskien osalta, mutta toisaalta alusrakenteen ollessa loivaluiskaisempi voidaan olettaa vaaditun pengerialueiden olevan pienempi. Taulukossa 2.3 on esitetty eri alusrakennepaksuuksilla pelkkään geometriaan perustuen materiaalimenekki-vertailuja tutkimukseen valikoituneille pengertyypeille.

Taulukko 2.3 Materiaalimenekki pengertyypeittäin erilaisilla alusrakenteen paksuuksilla.

Alusrakenteen paksuus (m)	Radan alusrakennekerrosten teoreettinen tilavuus (m ³ /ratametri)			
	Pengertyyppi			
	A	B	C	D
1,5	12,60	13,50	14,70	15,00
1,6	13,44	14,40	15,68	16,00
1,7	14,28	15,30	16,66	17,00
1,8	15,12	16,20	17,64	18,00
1,9	15,96	17,10	18,62	19,00
2,0	16,80	18,00	19,60	20,00
2,1	17,64	18,90	20,58	21,00

Taulukosta nähdään, että luiskan loiventaminen arvosta 1:1,5 arvoon 1:2 vastaa materiaalimenekiltään pengerialueiden kasvattamista noin metrillä. Näin ollen materiaalimenekin suhteen arvioituna luiskan loiventaminen ei ole kustannuksiltaan juuri kalliimpi toimenpide kuin radan laatutason nostaminen pengerialueyttä kasvattamalla. On kuitenkin muistettava, että luiskan loiventaminen aiheuttaa muitakin kustannuksia. Esimerkiksi kaksi metriä korkealla alusrakenteella penkereen alaosa levenee kaksi metriä verrattuna jyrkkäluiskaisempaan (1:1,5) ratapenkereeseen. Näin ollen jokaista ratametriä kohti tarvitaan kaksi neliometriä lisämaata. Tällöin rata-alueita voidaan joutua kasvattamaan penkereen luiskakaltevuuden muutoksen yhteydessä. Myös mahdollisen pengertäytteen menekki kasvaa 2 m² raidemetriä ja pengertäytteen paksuusmetriä kohti.

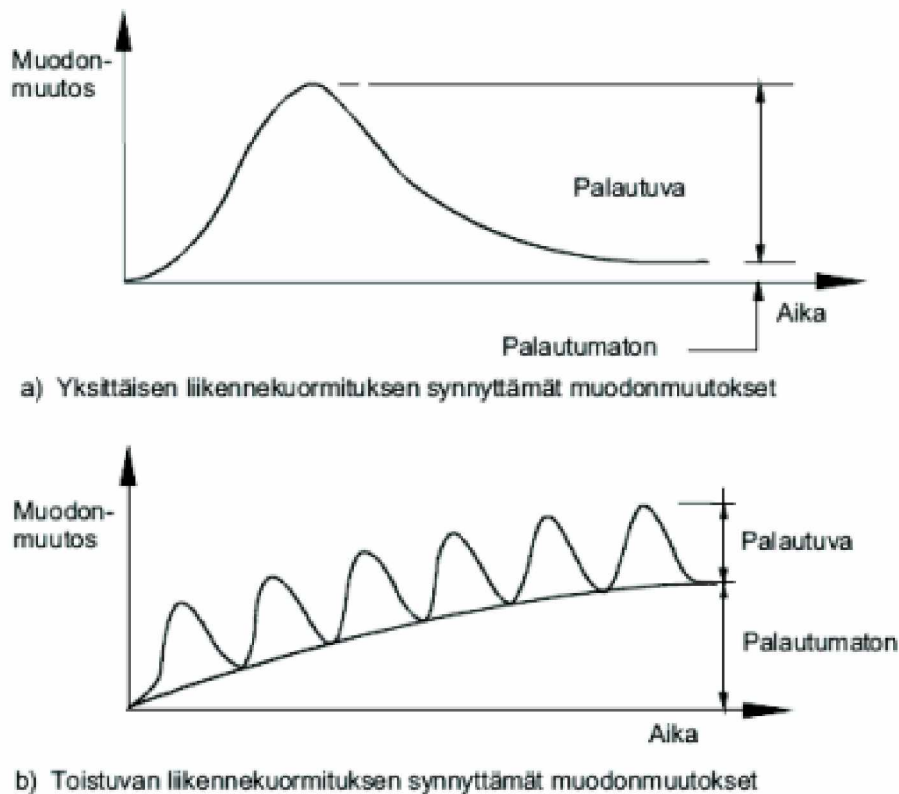
3 Ratapengermaateriaalien muodonmuutoskäyttäytyminen

Toistokuormitettujen ratapengermaateriaalien muodonmuutoskäyttäytymistä on tutkittu tämän projektin ensimmäisen vaiheen yhteydessä kirjallisuusselvityksen avulla. Tässä raportissa käydään läpi muutamia perusasioita liittyen toistokuormitettujen karkearakeisten materiaalien muodonmuutoskäyttäytymiseen ja sen mallintamiseen sekä esitellään oleelliset huomiot toistokuormitettujen maamateriaalien palautuvaan ja pysyvään muodonmuutoskäyttäytymiseen vaikuttavista tekijöistä. Erilaisia karkearakeisille maamateriaaleille soveltuvia materiaalimalleja sekä maamateriaaleja koskevaa muodonmuutoskäyttäytymisen teoriaa esitellään tarkemmin projektin väliraportissa ”Deformation behaviour of railway embankment materials under repeated loading” (Brecciaroli & Kolisoja 2006).

3.1 Karkearakeisen maamateriaalin muodonmuutoskäyttäytymisen mallintaminen

Karkearakeisten materiaalien käyttäytyminen kuormituksen alaisena on hyvin monimutkainen ilmiö johtuen materiaalien partikkelimaisesta luonteesta. Tällöin esim. ratapenkereestä muodostuu epähomogeeninen ja anisotrooppinen kokonaisuus, joka koostuu lukemattomasta määrästä toistensa kanssa kosketuksissa olevia yksittäisiä maapartikkeleita. Maamateriaalien muodonmuutoskäyttäytymisestä voidaan eritellä kaksi komponenttia, palautuva ja palautumaton, eli pysyvä muodonmuutoskäyttäytyminen. Palautuvat muodonmuutokset vaikuttavat ratapenkereen kykyyn kantaa ja jakaa kuormia, kun taas pysyvät muodonmuutokset vaikuttavat ratapenkereen muodon muuttumiseen pitkäaikaisen toistuvan kuormituksen alaisena.

Ratapenkereessä maamateriaali kohtaa elinkaarensa aikana jopa useita miljoonia kuormituskertoja. Jokaisella kuormituskerralla, tai akselinylityksellä, ratapenkereeseen muodostuu sekä palautuvaa että pysyvää muodonmuutosta kuvan 3.1 mukaisesti. Palautuvan muodonmuutoksen osuus on selvästi suurempi kuin pysyvän, mutta jokainen kuormituskerta aiheuttaa periaatteessa myös aina ainakin hyvin pienen määrän pysyvää muodonmuutosta. Kuormituskertamäärän kasvaessa kumulatiivisen pysyvän muodonmuutoksen määrä kasvaa kriittiseksi riippuen sallitusta pysyvän muodonmuutoksen määrästä.



Kuva 3.1 Ratarakennemateriaalien yleinen kuormitusmuodonmuutoskäyttäytyminen. (Brown 1993, Ehrola 1996)

Mallintaminen on erittäin tärkeää karkearakeisten maamateriaalien mekaanisten ominaisuuksien kuvaamisessa ja monet tutkijat ovatkin pyrkineet kehittämään erilaisia malleja, joiden avulla ennustetaan karkearakeisten materiaalien palautuvia ja pysyviä muodonmuutoksia. Valtaosa kehitetyistä malleista on tehty kuvaamaan palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä, sillä pysyvien muodonmuutosten kokeellinen havainnointi ja mallintaminen vaativat huomattavan paljon aikaa suuren kuormituskertamäärän johdosta. Lisäksi yhtä rakennettua näytettä pystytään käytännössä testaamaan yhdessä tai korkeintaan vain muutamassa eri jännitystilassa.

Erlaisia karkearakeisten materiaalien muodonmuutuskäyttäytymistä kuvaavia malleja on olemassa hyvin paljon. Tämä kertoo osaltaan ongelman monimutkaisuudesta, mutta myös siitä, että malleja kehittäneet tutkijat ovat säätäneet omat mallinsa vastaamaan saatuja tutkimustuloksia. Näin ollen tässä yhteydessä ei ole tarkoituksenmukaista pyrkiä esittelemään yksityiskohtaisesti erilaisia malleja, vaan seuraavissa kappaleissa käsitellään muutamia perusasioita liittyen karkearakeisten materiaalien palautuvaan ja pysyvään muodonmuutuskäyttäytymiseen.

3.2 Palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen mallintaminen

Yksinkertaisimmillaan karkearakeisten maamateriaalien palautuvaa muodonmuutoskäyttäytymistä voidaan kuvata Hooken lain avulla, mikäli materiaalin käyttäytyminen oletetaan täysin lineaarisesti kimmoiseksi. Tarvittavat parametrit ovat tällöin kimmoduuli E ja Poissonin luku ν tai vaihtoehtoisesti leikkausmoduuli G ja tilavuusmoduuli K . Toisaalta kuitenkin tiedetään, että karkearakeisten materiaalien palautuva muodonmuutoskäyttäytyminen ei ole lineaarista.

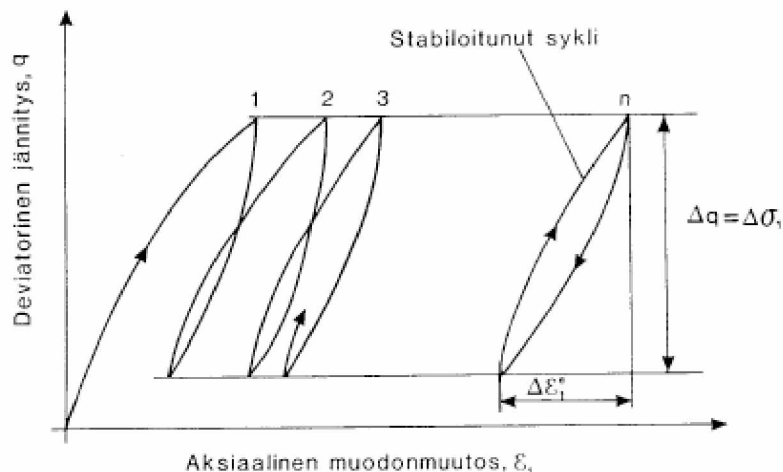
Yleensä palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen matemaattiseen mallintamiseen käytetään kahta erilaista lähestymistapaa. Ensimmäisessä menettelytavassa jännitys-muodonmuutossuhde annetaan jännityksestä riippuvan resilient-moduulin (merkitään tavallisesti M_r) ja joko jännityksestä riippuvan tai vakioarvon saavan Poissonin luvun avulla. Toinen vaihtoehto on kuvata jännitys-muodonmuutos-suhdetta jakamalla jännitykset ja muodonmuutokset tilavuudenmuutos- ja leikkausmuodonmuutoskomponentteihin.

Mikäli käytetään ensimmäistä lähestymistapaa, resilient-moduuli määritetään kuormituspulssin aiheuttaman deviatorisen jännityksen ja palautuvan muodonmuutoksen suhteena kaavan 3.1 mukaisesti. Moduulin määrittämisen periaate on esitetty myös kuvassa 3.2, josta voidaan havaita eräs karkearakeisille materiaaleille hyvin tyypillinen ilmiö. Palautumattomien muodonmuutosten osuus yleensä pienenee kuormituskertojen lisääntyessä. Tietyn kuormituskertamäärän jälkeen jännitys-muodonmuutossykli stabiloituu ja muodonmuutokset ovat lähes kokonaan palautuvia.

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon^e} \quad (3.1)$$

missä

M_r	on	resilient-moduuli
Δq	on	deviatorisen jännityksen muutos
$\Delta \varepsilon^e$	on	palautuva suhteellinen muodonmuutos



Kuva 3.2 Jännitys-muodonmuutossyklin stabiloituminen. (Kolisoja 1993)

Yleisesti käytetty resilient-moduulin ilmaisutapa on Brownin ja Pellin (1967) ensimmäisenä esittämä nk. K- θ -malli. Mallin mukaan resilient-moduuli riippuu pääjännitysten summasta kaavan 3.2 mukaisesti.

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \quad (3.2)$$

missä

θ	on	pääjännitysten summa, kun deviatorinen jännitys on maksimiarvossaan
K_1, K_2	ovat	materiaaliparametreja

Kaavan 3.2 mukainen esitystapa ei kuitenkaan ole mittayksikön suhteen korrekti, joten suositeltavampi esitystapa on kaavan 3.3 mukainen.

$$M_r = K_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \quad (3.3)$$

missä

θ_0	on	vertailujännitys, esim. 100 kPa
K_1	on	moduuliluku
K_2	on	jännityseksponentti

K θ -mallin on todettu soveltuvan hyvin resilient-moduulin määritelmän mukaisen kuormituksen suuntaisen palautuvan muodonmuutoksen mallintamiseen. Kuormitus-suuntaan nähden kohtisuoraa muodonmuutosta on tällöin usein mallinnettu olettamalla Poissonin luvulle vakioarvo, joka on tyypillisesti suuruudeltaan $\nu=0,35$. Oletuksen ja kuormituskokeiden mittaustulosten välisen korrelaation on kuitenkin todettu olevan huono. Poissonin luvun on todettu vaihtelevan deviatorisen jännityksen muutoksen ja keskimääräisen pääjännityksen suhteen mukaan. Suurilla jännityssuhteen $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_3$ arvoilla Poissonin luvun on todettu voivan saada jopa arvoja $\nu > 0,5$. Kuormitetussa materiaalissa tapahtuu tällöin elastista dilataatiota, materiaalin tilavuus siis kasvaa tilapäisesti kuormituspulssin aikana. Kun Poissonin luvun vaihtelu otetaan huomioon, kuormitetun materiaalin palautuva muodonmuutoskäyttäytyminen voidaan mallintaa myös tilavuuden- ja leikkausmuodonmuutosten osalta K θ -mallin avulla varsin tarkasti. (Kolisoja 1993)

K θ -mallissa kuvataan vallitsevaa jännitystasoa pääjännitysten summan avulla erottelematta erikseen deviatorista ja hydrostaattista jännityskomponenttia. Deviatorisen jännityksen suuruudesta riippuvalla leikkausmuodonmuutostasolla on kuitenkin vaikutusta karkearakeisen materiaalin muodonmuutoskäyttäytymiseen. Tämän perusteella edellä kuvattua kaavan 3.3 mukaista mallia on esitetty täydennettäväksi leikkausjännitystasoa kuvaavalla deviatorisen jännityksen tekijällä niin kutsutun Uzanin mallin (Uzan et. al. 1992) mukaisesti (kaava 3.4).

$$M_r = K_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \times \left(\frac{\tau_{oct}}{\theta_0} \right)^{K_3} \quad (3.4)$$

missä

M_r	on	resilient-moduuli
θ	on	pääjännitysten summa
θ_0	on	vertailujännitys
K_1, K_2, K_3	ovat	materiaalivakioita
τ_{oct}	on	oktaedrinen leikkausjännitys

Yleisessä kolmiulotteisessa tapauksessa oktaedrinen leikkausjännitys on muotoa (kaava 3.5):

$$\tau_{oct}^2 = \frac{1}{9} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \quad (3.5)$$

missä

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	ovat	pääjännitykset
--------------------------------	------	----------------

Mikäli käytetään mallinnustapaa, jossa jännitykset ja muodonmuutokset jaetaan tilavuudenmuutos- ja leikkausmuodonmuutoskomponentteihin, voidaan karkearakeisten materiaalien palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä mallintaa huomattavasti to-
tuudenmukaisemmin. Kun jaetaan sekä jännitykset että muodonmuutokset tilavuudenmuutos- ja leikkausmuodonmuutoskomponentteihin, saadaan jännityksiksi hydrostaattinen jännitys (kaava 3.6) ja deviatorinen jännitys (kaava 3.7).

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.6)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3.7)$$

missä

p	on	keskimääräinen pääjännitys
q	on	deviatorinen jännitys
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	ovat	pääjännitykset

Vastaavat yhtälöt tilavuudenmuutos-(kaava 3.8) ja leikkausmuodonmuutoskomponenteille (kaava 3.9) ovat tällöin:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (3.9)$$

missä

ε_v	on	tilavuudenmuutoskomponentti
ε_s	on	leikkausmuodonmuutoskomponentti
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	ovat	suhteelliset muodonmuutokset pääjännitysten suunnassa

Jännitys suureiden p ja q avulla tilavuudenmuutos ja leikkausmuodonmuutos voidaan esittää yhtälöillä 3.10 ja 3.11.:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K} p \quad (3.10)$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3G} q \quad (3.11)$$

missä

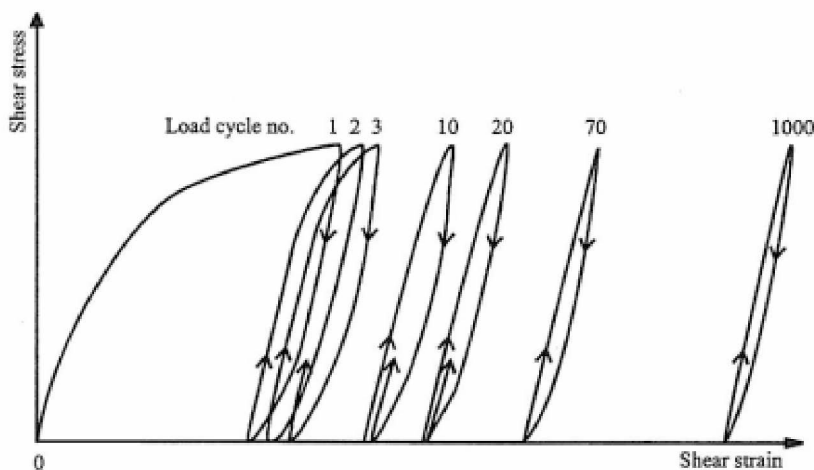
K on tilavuudenmuutosmoduuli
 G on leikkausmuodonmuutosmoduuli

Boyce (1980) on esittänyt moduulien lausekkeet analogisesti $K\theta$ -mallin kanssa muodossa (kaavat 3.12 ja 3.13):

$$K = K_1 p^{(1-n)} \quad (3.12)$$

$$G = G_1 p^{(1-n)} \quad (3.13)$$

Vaikka kaavoissa 3.12 ja 3.13 K ja G riippuvat pelkästään keskimääräisestä pääjännityksestä, voidaan todeta, että riippumatta matemaattisesta lähestymistavasta karkearakeisten materiaalien palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen mallintaminen palautuu lopulta aina samaan peruslähtökohtaan. Mallinnuksen avulla pyritään kuvaamaan maan antama kuormituksen alaisena antama vaste, tai jäykkyys, tavalla tai toisella. Sama voidaan havaita kuvasta 3.3. Kuva on analoginen kuvan 3.2 kanssa. Ainoastaan kuormituksen aiheuttama jännitys-muodonmuutossuhde on kuvattu eri tavalla.



Kuva 3.3 Karkearakeisen materiaalin tyypillinen muodonmuutoskäyttäytyminen toistokuormitustilanteessa (Lekarp 1997, Sweere 1990)

3.3 Pysyvän muodonmuutoskäyttäytymisen mallintaminen

Koska pysyvän muodonmuutoskäyttäytymisen mittaaminen on työlästä ja aikaa vievää, on pysyvän muodonmuutoskäyttäytymisen ennakointiin kehitetty erilaisia malleja, joiden avulla voidaan ennustaa erilaisissa kuormitustilanteissa karkearakeiseen materiaaliin mobilisoituvia pysyviä muodonmuutoksia suoraa mittaamista nopeammin ja helpommin toteutettavan kokeen avulla. Kuten palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen, myös pysyvän muodonmuutoskäyttäytymisen mallintamisessa on käytetty useita erilaisia lähestymistapoja.

Eri tutkijat ovat mallintaneet karkearakeisten materiaalien pysyvää muodonmuutoskäyttäytymistä perustuen mm. staattiseen kolmiakσιαalikokeeseen, palautuvaan muodonmuutoskäyttäytymiseen, kuormituskertamäärään jne. Tässä yhteydessä ei käydä kaikkia erilaisia malleja yksityiskohtaisesti läpi, koska erilaisia malleja on jo esitetty projektin väliraportissa (Brecciaroli & Kolisoja 2006).

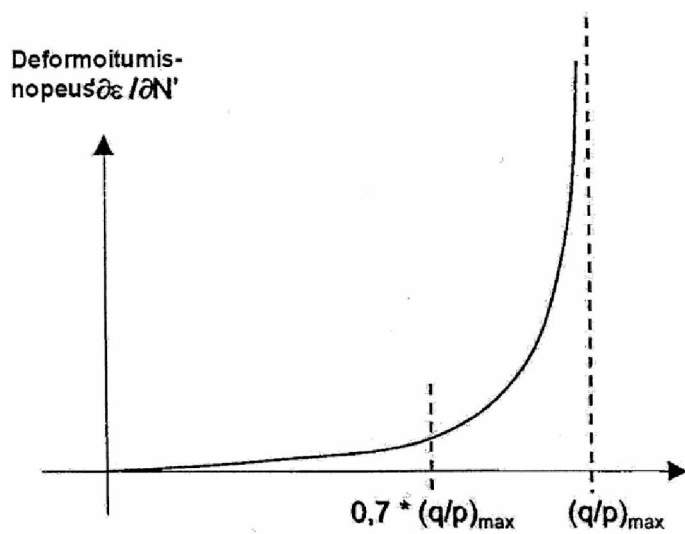
Pappin on vuonna 1979 esittänyt pysyvien leikkausmuodonmuutosten kuvaamiseksi yhtälön:

$$\varepsilon_{s,p} = f_n(N) \cdot l_r \left(\frac{q}{P} \right)_{\max}^{2,8} \quad (3.14)$$

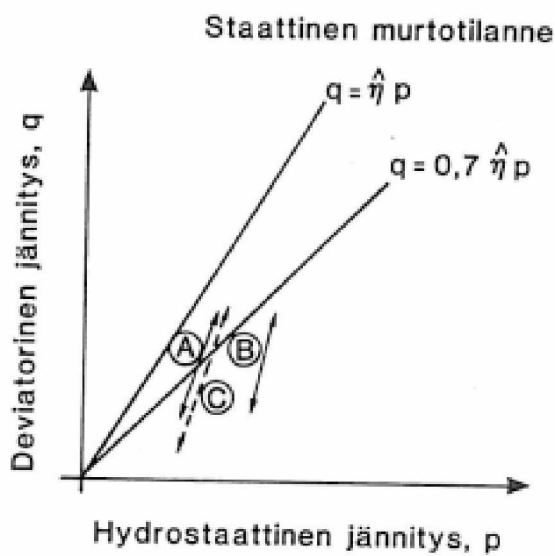
missä

$\varepsilon_{s,p}$	on	pysyvä leikkausmuodonmuutos
l_r	on	kuormitussykliä vastaavan jännityspolun pituus pq-tasossa
N	on	kuormituskertojen määrä

Jännityssuhteen q/p maksimiarvon käyttäminen mallissa korostaa ajatusta, että mobilisoituvien pysyvien muodonmuutosten määrä riippuu oleellisesti siitä, kuinka lähelle murtotilannetta materiaaliin kohdistetut jännitykset johtavat (kuva 3.4). Mallissa on mukana myös toistuvaa kuormitussykliä vastaavan jännityspolun pituus, jolla on niin ikään todettu olevan huomattava vaikutus syntyvien pysyvien muodonmuutosten suuruuteen (kuva 3.5). (Kolisoja 1993)



Kuva 3.4 Jännityssuhteen q/p periaatteellinen vaikutus pysyvien muodonmuutosten kertymisnopeuteen. (Kolisoja et. al. 2004)



Kuva 3.5 Karkearakeiseen materiaaliin mobilisoituvien pysyvien muodonmuutosten vertailu. (Kolisoja 1993)

Kuvasta 3.5 voidaan havaita, että jännityspolulla B muodonmuutokset ovat pieniä, kun taas jännityspoluilla A ja C ne ovat suuria. Koska jännityspolun C pituus on suurempi kuin jännityspolun A, ovat muodonmuutokset suurempia polulla C kuin polulla A.

3.4 Karkearakeisen maamateriaalin muodonmuutoskäyttäytymiseen vaikuttavat tekijät

3.4.1 Jännitystaso

Toistokuormitettujen karkearakeisten maamateriaalien palautuvaan muodonmuutoskäyttäytymiseen vaikuttaa eniten vallitseva jännitystaso. Maamateriaalin jäykkyyttä kuvaava nk. resilient-moduuli (jäykkyyssmoduuli) kasvaa selvästi pääjännitysten summan kasvaessa. Toisaalta ratapenger materiaaleille tyypillisellä jännitysalueella resilient-moduulin kasvu pääjännitysten kasvaessa on melko vähäistä olettaen, että samanaikaisesti merkittävää määrää pysyvää muodonmuutosta ei pääse syntymään.

Jännitystaso on yksi merkittävimmistä tekijöistä, jotka vaikuttavat pysyvien muodonmuutosten kehittymiseen karkearakeisessa materiaalissa toistuvan junakuormituksen alaisuudessa. Syntyvien pysyvien muodonmuutosten taso riippuu suuresti jännitystasosta ja kasvaa pääjännitysten eron kasvaessa ja hydrostaattisen jännityksen pienentyessä. Karkearakeisen materiaalin pysyvä muodonmuutoskäyttäytyminen riippuu siten pääasiassa jännityssuhteesta, joka koostuu pääjännityserosta ja hydrostaattisesta jännityksestä. Ratapenkereen tapauksessa leveämpi penger kasvattaa penkereen sisällä vallitsevaa hydrostaattista jännitystä ja näin ollen leveämpi penger pystyy vastaanottamaan suuremman pääjännityseron, ts. suuremman junakuorman ilman, että penkereeseen mobilisoituu merkittävää määrää pysyviä muodonmuutoksia verrattuna kapeampaan penkereeseen.

3.4.2 Jännityshistoria

Materiaalin jännityshistoria vaikuttaa merkittävästi karkearakeisen materiaalin pysyvään muodonmuutoskäyttäytymiseen. Materiaaliin mobilisoitua pysyvä muodonmuutos on merkittävästi pienempi, mikäli jännitystasoa kasvatetaan vaiheittain verrattuna tilanteeseen, jossa suurin jännitystaso kohdistuu kuormitettavaan materiaaliin välittömästi. Olemassa olevalla rataverkolla ilmiöllä ei liene käytännön merkitystä, koska historiansa aikana penkereisiin kohdistuneet jännitystasot ovat kasvaneet ajan kuluessa nykyisiin sallittuihin kuormitustasoihin. Sen sijaan suunniteltaessa uutta ratalinjaa nykyistä korkeammilla sallituilla akselipainoilla asialla saattaa olla merkitystä, koska aikaisempaa suurempi kuormitustaso saattaa aiheuttaa ainakin nykyisin käytettäviin penkereen tyyppipokkeleikkauksiin pysyviä muodonmuutoksia siinä määrin, että rakenteen elinkaaren alkuvaiheessa joudutaan mahdollisesti tekemään enemmän kunnossapitotöitä kuin on ajateltu.

3.4.3 Kuormituskertojen määrä

Kuormituskertojen määrä on yksi tärkeimmistä tekijöistä analysoitaessa ratapenkerisiin mobilisoituvia pysyviä muodonmuutoksia. Kuormituskertamäärän kasvu johtaa yleensä ratapenkereen vähittäiseen muodon latistumiseen. Tämä voidaan osoittaa karkearakeisille maalajeille esimerkiksi pitkäaikaisia muodonmuutoksia simuloivilla kolmiakksiaalikoikeilla.

Kuormituskertojen määrä on tärkeä tekijä myös ajateltaessa ratapenkereen käyttäytymisen mallintamista erilaisten ohjelmistojen avulla. Yleisesti voidaan todeta, että elasto-plastiset mallit kuvaavat toistokuormitustilannetta parhaiten. Samalla mallit kuitenkin olettavat, että kaikki plastinen muodonmuutos tapahtuu mallin sisällä en-

simmäisen kuormituksen aikana, mikäli kaikki ensimmäisen pulssin jälkeiset kuormitukset ovat ensimmäistä kuormitusta pienempiä. Yleisesti ottaen malleissa tilanne on tämä, sillä mikäli yhtä suuri kuormitus lisätään malliin toistamiseen, on sen vaikutus ensimmäistä kuormitusta pienempi johtuen ensimmäisen kuormituksen aiheuttamasta jännitystilän muutoksesta. Jännitystilän muuttuessa elasto-plastisissa malleissa kaikki ensimmäisen kuormituksen jälkeiset kuormituspulssit ovat täysin elastisia, mikäli käytetty kuormitustaso ei muutu. Tällöin malli ei kuvaa pitkäaikaista tilannetta oikein, mistä johtuen luotettavien tulosten saamiseksi on pyrittävä analysoimaan yksittäisessä kuormituksessa tapahtuvia pysyviä venymiä, joiden avulla voidaan indikoida mallin kuvaaman materiaalin käyttäytymistä pitkäaikaisesti.

3.4.4 Materiaalin tiiviys

Materiaalin resilient-moduuli kasvaa tiiviuden kasvaessa. Tällöin materiaalin tiivydellä on merkitystä materiaalin palautuvassa muodonmuutoskäyttäytymisessä. Tiiviuden kasvaessa materiaali antaa näin ollen jämäkemmän vasteen palautuville muodonmuutoksille.

Materiaalin tiiviys vaikuttaa keskeisesti karkearakeisen materiaalin pysyvään muodonmuutoskäyttäytymiseen ja näin ollen myös ratapenkereissä mobilisoituviiin pysyviin muodonmuutoksiin. Pysyvien muodonmuutosten vastustuskyky toistuvan kuormituksen alaisena olevassa materiaalissa paranee materiaalin tiiviuden kasvaessa.

3.4.5 Materiaalin vesipitoisuus

Resilient-moduuli pienenee vesipitoisuuden kasvaessa erityisesti korkeilla kyllästysasteilla. Fysikaalisesti tämä voidaan selittää veden voitelevalla vaikutuksella tai sillä, että paikalliset huokosveden alipaineet (nk. matriisi-imupaine), eli käytännössä rakeiden väliset kontaktivoimat, pienenevät korkeammilla vesipitoisuuksilla.

Kuormitettavan materiaalin korkean kyllästysasteen ja matalan vedenläpäisevyyden yhdistelmä aiheuttaa rakenteeseen huokosveden ylipainetta, mikä puolestaan alentaa tehokkaita jännityksiä ja materiaalin jäykkyyttä ja siten alentaa materiaalin kykyä vastustaa muodonmuutoksia. Huokosveden ylipaineen kehittymisen riski kasvaa sitä enemmän, mitä äkillisemmille kuormitusolosuhteiden muutoksilla materiaali altistetaan. Erityisesti toistokuormitustilanteessa huokosvedenpaineen riski kasvaa, kun veden kyllästävä raerunkoa kuormitetaan nopeassa, junaliikenteen kaltaisessa sykliissä.

3.4.6 Materiaalin rakeisuus

Karkearakeisen materiaalin rakeisuus vaikuttaa jonkin verran materiaalin jäykkyyteen. Vaikutus on luonnonmaamateriaaleilla lähinnä välillinen, sillä suhteistuneemmat materiaalit voivat potentiaalisesti olla tiiviimmässä tilassa, koska pienemmät rakeet täyttävät helpommin materiaalissa olevan huokostilan. Rakeisuudella voi olla merkitystä myös materiaalin vedenpidätyskykyyn, koska suhteistuneemmat materiaalit pidättävät huokosiinsa tehokkaammin vettä. Näin ollen rakeisuus kontrolloi epäsuorasti palautuvaa muodonmuutoskäyttäytymistä materiaalin tiiviuden ja vesipitoisuuden kautta.

Materiaalin hienoainespitoisuus vaikuttaa materiaalin kykyyn vastustaa pysyviä muodonmuutoksia. Materiaalin kasvava hienoainespitoisuus johtaa huomattavasti suurempaan alttiuteen pysyville muodonmuutoksille. Korkea hienoainespitoisuus in-

dikoi myös materiaalin routimisherkkyyttä. Pakkaskauden aikana liian korkean hienoainespitoisuuden omaavassa maassa muodostuu jäälinssejä jäätymisrintamaan, jolloin maarakenteessa on sulamiskauden aikana ylimäärin vettä, joka ei pääse poistumaan rakenteesta alapuolisen kerroksen ollessa yhä jäätyneenä. Tällöin rakenteen jäykkyys ja lujuus alenevat ja rakenteen kyky vastustaa sekä palautuvia että pysyviä muodonmuutoksia alenee merkittävästi.

3.4.7 Rakeiden muoto

Rakeiden muoto vaikuttaa epäsuorasti karkearakeisten materiaalien muodonmuutokseen, koska rakeiden muoto vaikuttaa maa-aineksen tiivistämiseen. Paljon hyvin liuskeisia tai pitkänomaisia rakeita sisältävä materiaali hienonee herkemmin tiivistettäessä. Tämän seurauksena hienoainespitoisuus voi kasvaa merkittävästi alkuperäisestä koostumuksesta, jolloin materiaalin kyky vastustaa pysyviä muodonmuutoksia heikkenee. Hienoainespitoisuuden lisääntymisen lisäksi rakeiden hienoneminen aiheuttaa rakeiden uudelleenjärjestymistä, joka myös lisää pysyviä muodonmuutoksia.

4 Kokemäki–Rauma-rataosan havaintopenkereet

Kesällä 2004 Kokemäki–Rauma-rataosalle, ratakilometrivalille km 286+500–286+800, on rakennettu havaintorataosuus. Osuudella on muunneltu ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta hallitusti. Osuus koostuu neljästä poikkileikkaustyyppistä. Poikkileikkaukset ovat pituudeltaan noin 50 metriä ja eri pengertyyppien välillä leveys ja luiskaltevuus muuttuvat noin 10–20 metrin matkalla. Perusteet pengerpoikkileikkausten valinnalle on esitetty tähän projektiin tehdyssä esitutkimusraportissa (Brecciaroli & Kolisoja 2004).

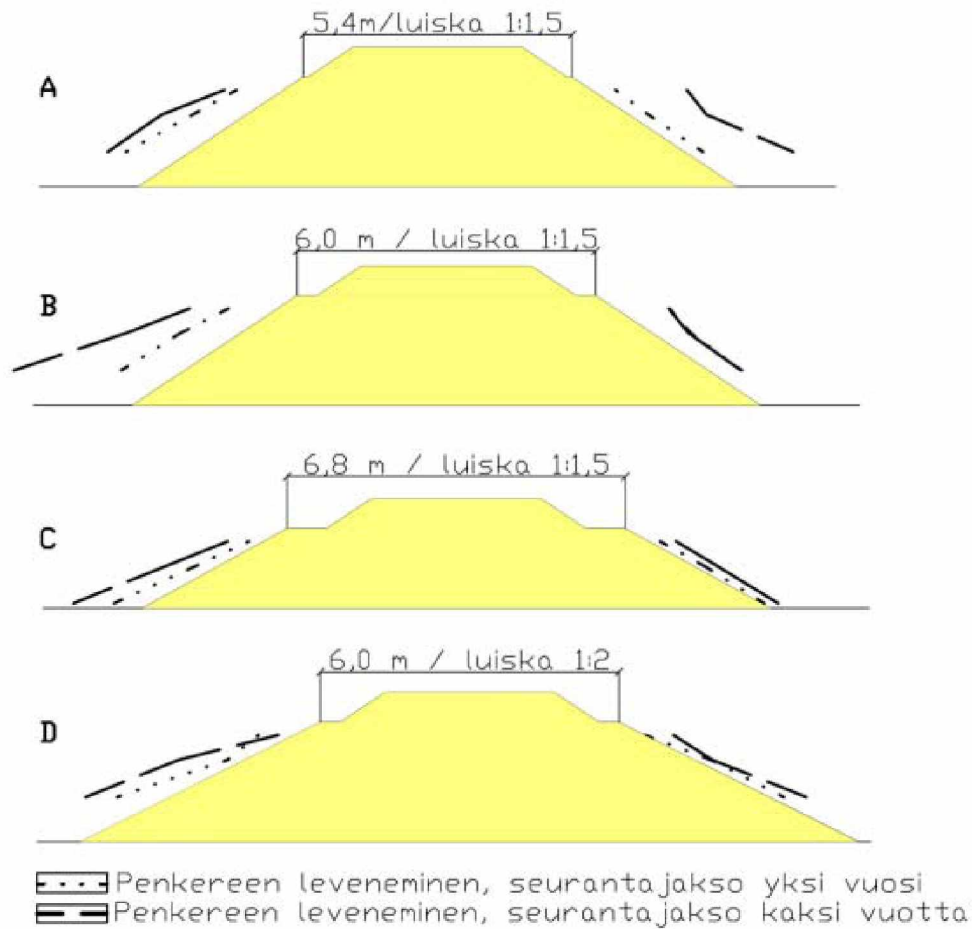
Havaintorataosuudella seurattiin penkereisiin mobilisoituvia pysyviä muodonmuutoksia noin kolmen vuoden ajan vuosina 2004–2007 noin kaksi kertaa vuodessa siten, että talven aikana tapahtuneet muodonmuutokset on mitattu alkukesästä roudan sulamisen jälkeen ja kesän aikana tapahtuneet muodonmuutokset on mitattu alkusyksystä. Lisäksi vuosina 2005 ja 2009 osuuksille on tehty kiihtyvyyssanturiteknikkaan perustuen junan ylityksen aikaisten muodonmuutosten seuranta. Mittausjärjestelyjä on kuvattu tarkemmin tämän projektin väliraportissa (Kalliainen & Kolisoja 2009). Seuraavissa kappaleissa esitellään oleelliset havainnot mittaustuloksista.

4.1 Pysyvien muodonmuutosten seurantamittaukset

Mittauksia tehtiin noin kolmen vuoden ajan. Mittaustuloksia käsiteltäessä kävi kuitenkin ilmi, että käytetty mittausjärjestely ei ollut enää kolmantena vuonna riittävän luotettava johtuen pengerluiskiin injektoitujen referenssitankojen kallistumisesta. Kuvassa 4.1 on esitetty penkereiden leveneminen vuoden ja kahden vuoden seurantajakson jälkeen. Kuvasta voidaan havaita, että kaksi kapeinta pengertyyppiä ovat levenneet seurantajakson aikana merkittävästi enemmän kuin levein ja loivaluiskaisempi pengertyyppi. Penkereiden leveneminen on esitetty kuvassa 50-kertaisena verrattuna mobilisoituneihin muodonmuutoksiin. Taulukossa 4.1 on esitetty kuvassa 4.1 esitetyt muodonmuutokset todellisena penkereen levenemänä.

Taulukko 4.1 Ratapenkereen leveneminen havaintorataosuudella kahden vuoden seurantaajan aikana.

Tunnus	Mittaustason korkeus- asema tukikerroksen ala- pinnasta (mm)	Ratapenkereen leveneminen (mm)	
		Mittausaika	
		1 vuosi	2 vuotta
Pengertyyppi A	-250	29	63
	-750	30	66
	-1500	34	78
Pengertyyppi B	-250	42	57
	-750	40	61
	-1500	40	83
Pengertyyppi C	-250	11	26
	-750	14	31
	-1500	17	39
Pengertyyppi D	-250	15	21
	-750	14	35
	-1500	28	50



Kuva 4.1 Havaintorataosuuden eri pengertyyppien leveneminen kahden vuoden seurantajakson aikana. Muodonmuutokset on esitetty 50-kertaisena.

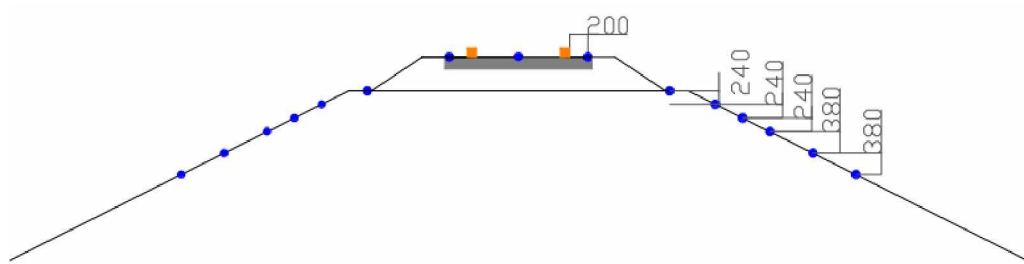
Näiden mittaustulosten perusteella voidaan perustellusti todeta, että ainakin kyseisessä kohteessa vallitsevissa pohjaolosuhteissa ratapenkereen dimensioilla on suuri vaikutus penkereen pysyvään muodonmuutokseen. Sekä penkereen levenäminen että pengerluiskan loiventaminen ovat pienentäneet selvästi mobilisoituneita pysyviä muodonmuutoksia havaintorataosuudella.

4.2 Junanylityksen aikaisten dynaamisten muodonmuutosten mittaustulokset

Mittauksia on tehty vuosina 2005 ja 2009. Vuoden 2005 mittausten jälkeen mittauksissa käytetty kiihtyvyyssanturitekniikka on kehittynyt varsin paljon, joten vuonna 2009 tehtiin uudet, kattavammat mittaukset. Vuoden 2005 mittaustulokset on esitetty tämän projektin väliraportissa (Kalliainen & Kolisoja 2009).

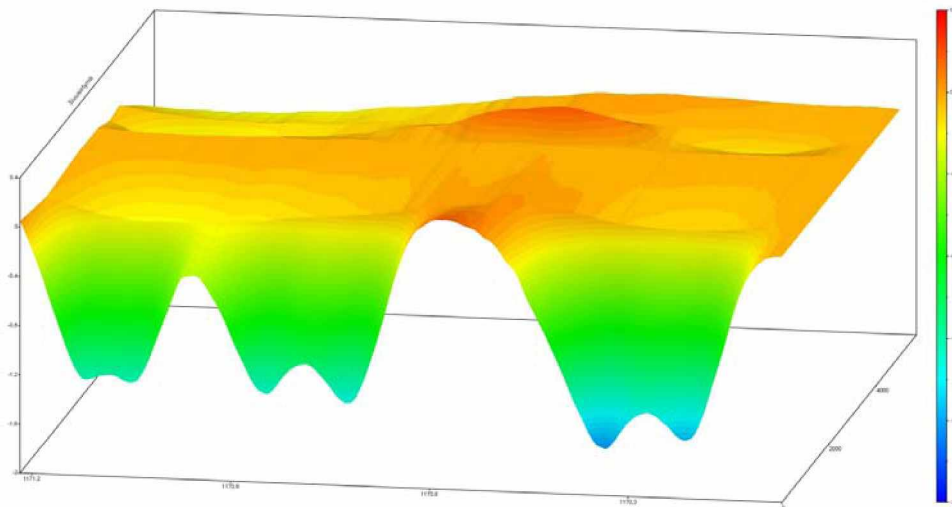
Vuoden 2009 mittauksissa penkereen dynaamista käyttäytymistä mitattiin jokaisesta poikkileikkaustyyppistä yhdestä poikkileikkauksesta. Molemmilla luiskilla oli kuudella tasolla pysty- ja vaakasuuntaista kiihtyvyyttä mittaava anturipari (kuva 4.2). Luiskiin asennetut anturit sijoitettiin samaan korkeusasemaan kaikissa neljässä penger-

tyypissä. Lisäksi instrumentoidun poikkileikkauksen kohdalta mitattiin ratapölkkyyn kohdistuvaa dynaamista muodonmuutosta pölkyn molemmista päistä ja keskeltä pölkkyä sekä instrumentoidun poikkileikkauksen molemmilta puolin kolmen ratapölkyn matkalta.

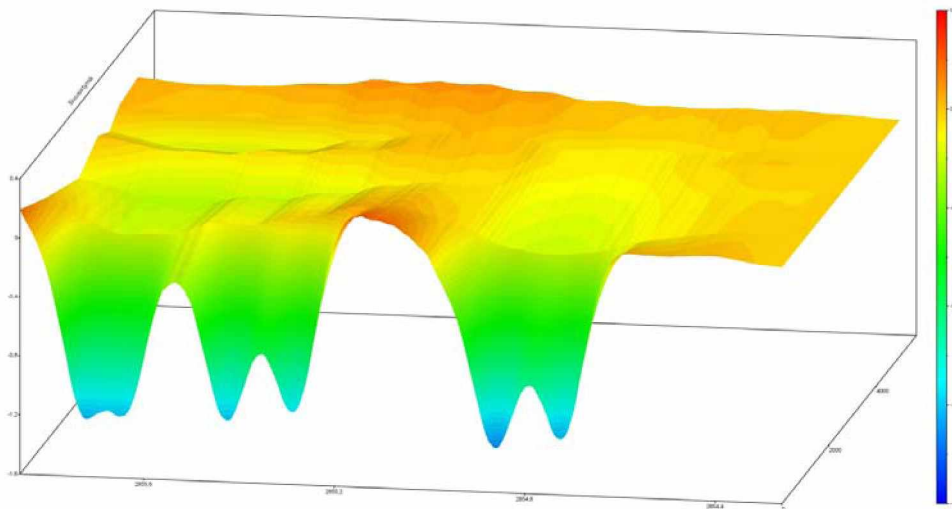


Kuva 4.2 Kiihtyvyyssantureiden avulla toteutettu instrumentointi pengerroikkileikkauksessa.

Kuvassa 4.3 on esitetty pengertyypistä A mitatut pystysuuntaiset junakuorman aiheuttamat palautuvat pystysiirtymät siten, että etualalla kuvassa näkyy ratapölkkyyn kohdistuva palautuva pystysiirtymä, ja syvyysuuntaan on levitetty pengerialuiska. Kuvassa 4.4 on esitetty vastaavat palautuvat pystysiirtymät pengertyypistä D. Kuvasta 4.3 voidaan havaita pengerialuiskan puolivälin tasolta mitattu systemaattinen pystysiirtymä ylöspäin, mikä indikoi penkereessä tapahtuvaa leikkausmuodonmuutosta. Kuvassa 4.4 samankaltainen ilmiö on juuri ja juuri havaittavissa myös loivaluiskaisemmasta penkereestä, mutta se on huomattavan pieni verrattuna kapeimmasta penkereestä mitattuun.

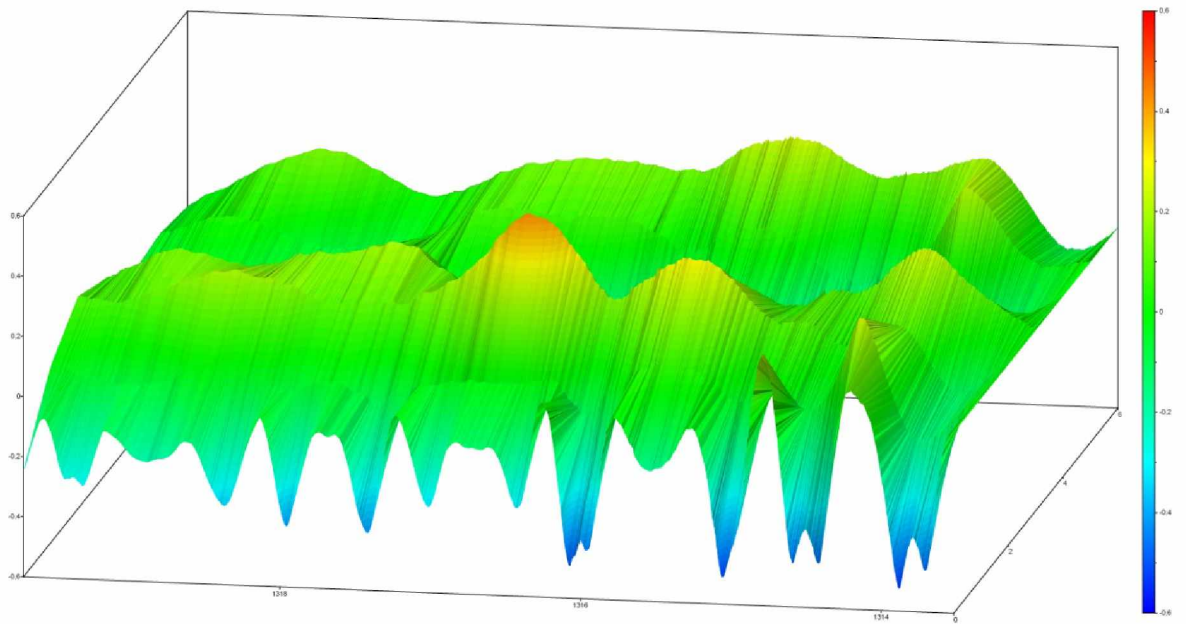


- 4.3 *Pengertyypistä B mitatut pystysuuntaiset junakuormituksen aiheuttamat pystysiirtymät. Kuvassa kaksi oikeanpuoleista taipumasuppiloa kuvaavat veturin akselipareja. Vasemmanpuoleinen suppilo kuvaa ensimmäisen tavaravaunun ensimmäistä teliä. Suurin kuormituksen aiheuttama pystysiirtymä on noin -1,5 mm. Luiskan keskivaiheilta erottuu myös kuormituksen aiheuttama siirtymä ylöspäin, joka voi indikoida penkereeseen mobilisoituvia leikkausmuodonmuutoksia junakuorman vaikutuksesta.*

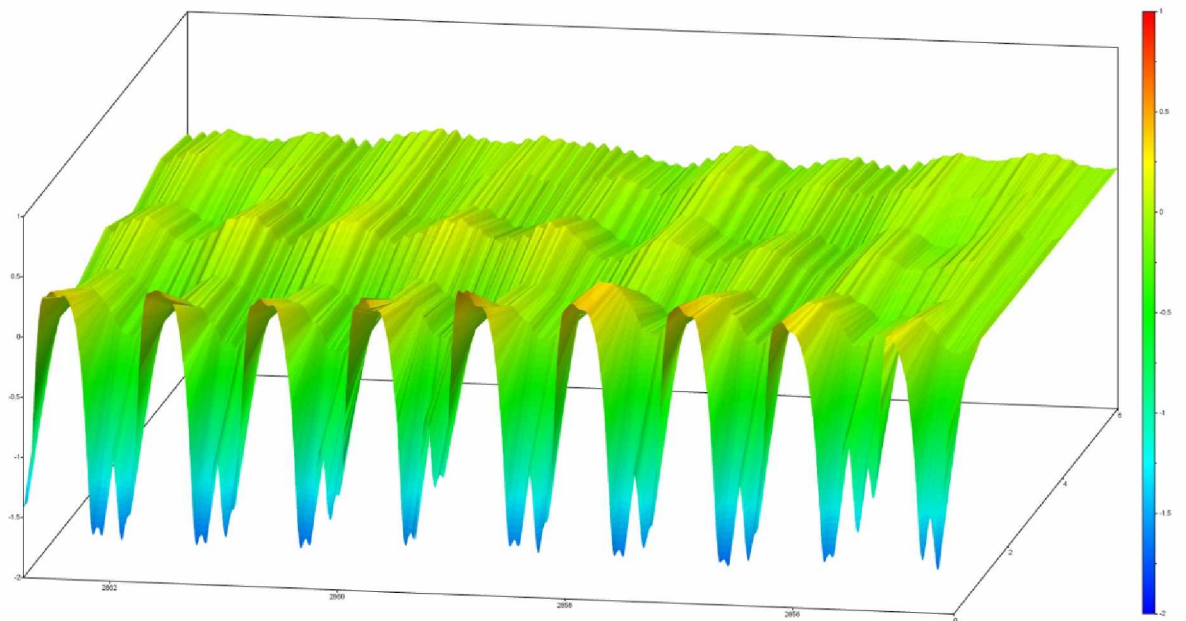


- 4.4 *Pengertyypistä D mitatut pystysuuntaiset junakuormituksen aiheuttamat pystysiirtymät. Kuvassa kaksi oikeanpuoleista taipumasuppiloa kuvaavat veturin akselipareja. Vasemmanpuoleinen suppilo kuvaa ensimmäisen tavaravaunun ensimmäistä teliä. Suurin kuormituksen aiheuttama pystysiirtymä on noin -1,2 mm.*

Leikkausmuodonmuutosta indikoivaa, ylöspäin suuntautuvaa palautuvaa pystysiirtymää tarkasteltiin myös pidemmältä kuormitusväliltä. Kuvissa 4.4 ja 4.5 on esitetty vastaavat pystysiirtymät kuin kuvissa 4.2 ja 4.3 veturin ja useamman tavaravaunun matkalta. Kuvasta 4.4 voidaan havaita ylöspäin suuntautuvan siirtymän jatkuvan pengertyypissä A. Pengertyypistä D mitatuissa siirtymissä vastaava ilmiö näyttää olevan selvästi pienempi, eikä varsinaista ylöspäin suuntautuvaa siirtymää tapahdu.



4.5 *Pengertyypistä A mitatut pystysuuntaiset junakuormituksen aiheuttamat pystysiirtymät.*



4.6 *Pengertyypistä D mitatut pystysuuntaiset junakuormituksen aiheuttamat pystysiirtymät.*

5 Laboriomittakaavaiset pengerkokeet

TTY:n rakennushallissa tehtiin vuosina 2008 ja 2009 koesarja, joka sisälsi yhteensä kahdeksan kuormitussarjaa. Kokeissa simuloitiin toistokuormitetun ratapenkereen käyttäytymistä laboratorio-olosuhteissa. Penkereet rakennettiin mittakaavassa 1:4 verrattuna todellisiin pengerdimensioihin. Penkereiden rakentamisesta on kerrottu tarkemmin projektin väliraportissa (Kalliainen & Kolisoja 2009). Kuvassa 5.1 on esitetty kollaasimuodossa pengerkokeiden järjestely.

5.1 Koepenkereiden rakentaminen, instrumentointi ja kuormittaminen

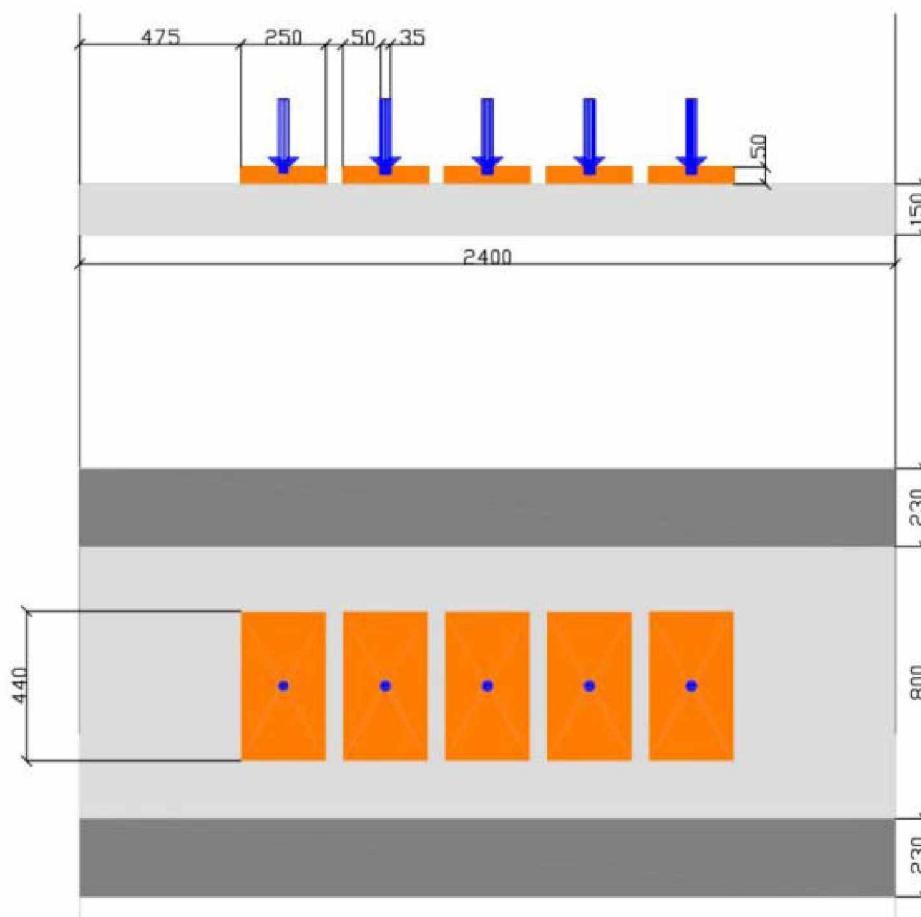


Kuva 5.1 Kuormitussarjojen koejärjestely. Vasemmalla ylhäällä: lopulliseen korkeuteensa rakennettu koepenger sekä ratapölkkyjä simuloineet teräslevyt. Vasemmalla alhaalla: etualalla mittauskalusto, takana kuormitus-sylintereiden hydraulikkajärjestelmä. Oikealla ylhäällä: Penkereet kuormitettiin viidellä hydraulisylinterillä liikkuvan junakuorman vaikutusta simuloivasti. Oikealla alhaalla: Kuormitusjärjestelyä varten asennettu teräspalkisto.

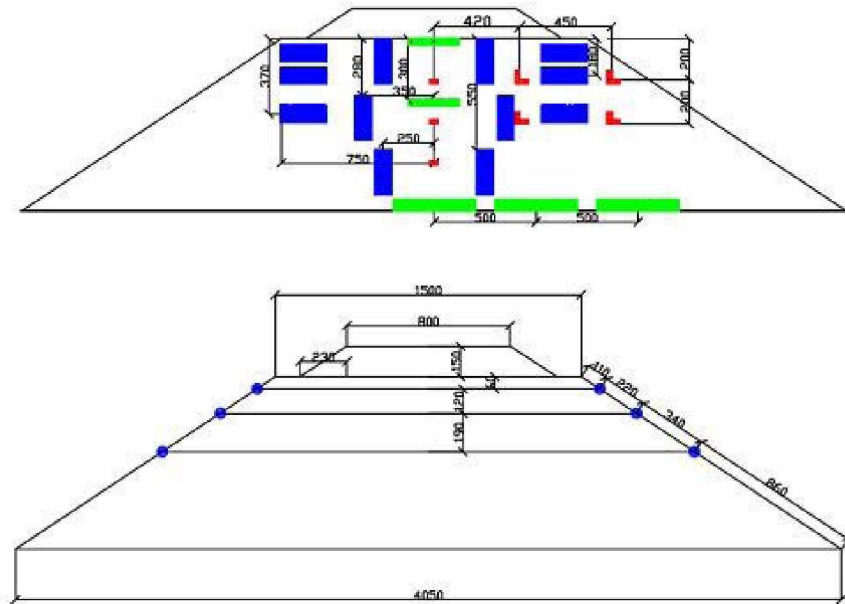
Seuraavassa luettelossa on kuvailtu penkereiden rakentaminen ja mittausjärjestely pääpiirteittäin.

- Pengermateriaalina käytettiin hiekkaa, joka soveltuu rakeisuuden perusteella eristyskerrokseen
- Tukikerroksena käytettiin 16/32 mm kalliomurskeetta
- Tukikerroksen päällä käytettiin teräslevyjä kuvaamaan ratapölkkyjä

- Penkereet suojattiin rakentamisen jälkeen muovipeitteellä, jotta penkereet eivät päässeet kuivumaan kuormitussarjojen aikana
- Penkereitä kuormitettiin kahdeksassa portaassa. Kuormitusta kasvatettiin kuormitusportaiden välissä. Yksi kuormitusporras koostui 20 000 kuormitus-syklistä. Kuormitusjärjestelynä käytettiin viittä samaan piiriin kytkettyä hydraulisylinteriä, joita kuormitettiin vuorotellen. Järjestelyllä simuloitiin liikkuvaa junakuormaa. Kuormitusjärjestelyn periaate on esitetty kuvassa 5.2.
- Penkereet rakennettiin noin 100–150 mm kerroksissa tiivistäen. Penkereen kokonaiskorkeus oli noin 1 000 mm koostuen noin 850 mm paksuisesta penkereestä ja noin 150 mm tukikerroksesta
- Penkereiden sisään instrumentoitiin venymä-, kiihtyvyy- ja maanpaineantureita penkereen keskikohdan poikkileikkaukseen (kuva 5.3)
- Pengerluiskista mitattiin muodonmuutoksia penkereen ylemmästä puolikaasta (kuva 5.3)
- Hydraulisylintereistä mitattiin kuormituspulssien suuruutta ja pengertä vasten lepäävien teräslevyjen pystysuuntaista siirtymää kuormituksen vaikutuksesta



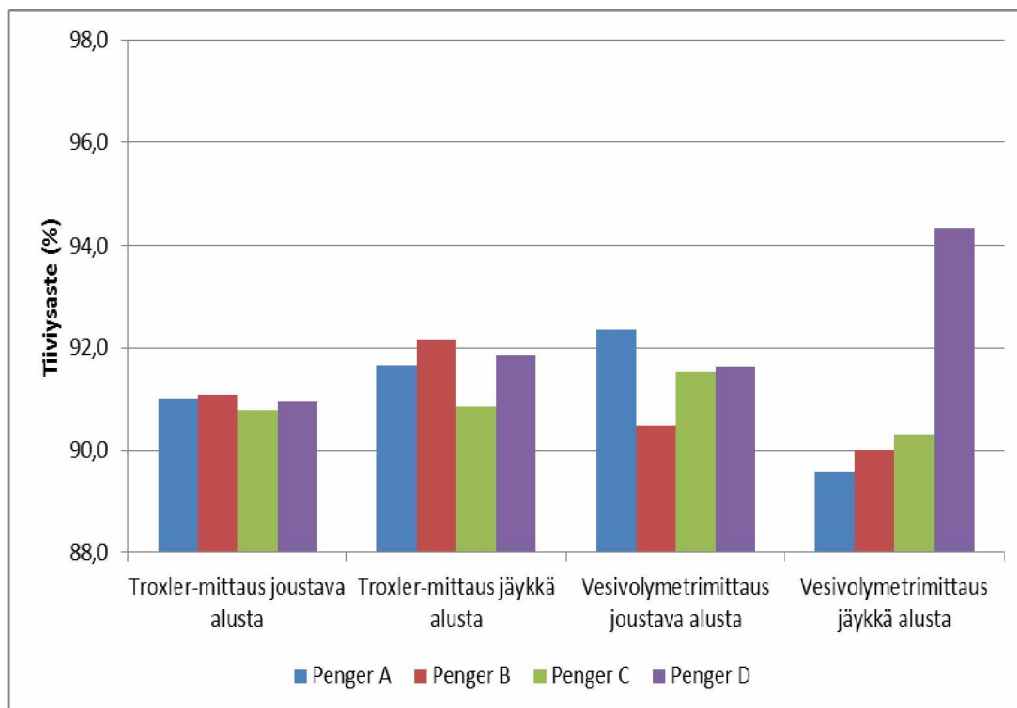
Kuva 5.2 Kuormitusjärjestelyn periaate.



Kuva 5.3 Pengerpoikkileikkauksen instrumentointi. Ylemmässä kuvassa vihreällä värillä merkityt anturit ovat maanpaineantureita, sinisellä merkityt venymäantureita, jotka mittaavat palautuvia ja pysyviä muodonmuutoksia 100 mm matkalla ja punaisella merkityt kiihtyvyyssantureita. Alemmassa kuvassa merkityt siniset kohdat ovat pisteitä, joista mitattiin luiskan pysty- ja vaakasuuntaisia siirtymiä.

Pengerkokeissa tehtiin kaksi neljän kokeen kuormitussarjaa. Ensimmäinen kuormitussarja tehtiin jäykällä alustalla, penkereet rakennettiin betonilattian päälle. Toiseen kuormitussarjaan lisättiin 100 mm EPS-levyä betonilattian ja rakennettavan penkereen väliin. Tällä mallinnettiin joustavampaa pohjamaata. Laskennallisesti EPS-levy lisäsi joustavuutta siten, että vallitsevaa pohjasuhdetta voitiin verrata suhteellisen pehmeään, silttiseen/saviseen pohjamaahan.

Penkereiden rakentamisen aikana tarkkailtiin penkereen tiivyyttä ja vesipitoisuutta. Jokaisesta rakennetusta kerroksesta mitattiin rakenteen tiivys ja vesipitoisuus Troxler-säteilymittauslaitteella sekä vesivolymetrillä. Tällä pyrittiin varmistamaan rakennustyön tasalaatuisuus ja näin ollen eri kuormitussarjojen vertailukelpoisuus. Kuvassa 5.4 on esitetty rakenteista mitatut tiivysasteet painotettuna keskiarvona siten, että mittaustuloksista on huomioitu tulokset väliltä 25–75 % maksimiarvosta.



Kuva 5.4 Pengeristä mitatut tiivysasteet.

Taulukossa 5.1 on esitetty pengereistä rakentamisen aikana mitatut vesipitoisuuksien keskiarvot, jotka on laskettu vastaavalla tavalla kuin tiivysasteiden keskiarvotkin. Taulukossa on lisäksi kuormitussarjan jälkeen pengereistä otetuista näytteistä määritetty vesipitoisuus kaikkien näytteiden keskiarvona.

Taulukko 5.1 Pengeristä rakentamisen aikana ja koesarjan jälkeen mitatut vesipitoisuudet.

Jäykkä alusta	Troxler-laitteella mitattu vesipitoisuus (%)	Vesivolymetrikokeiden yhteydessä mitattu vesipitoisuus (%)	Koesarjan jälkeen otetuista näytteistä määritetty vesipitoisuus (%)
Pengertyyppi A	4,0	4,3	3,8
Pengertyyppi B	5,7	5,8	3,1
Pengertyyppi C	5,0	5,2	4,0
Pengertyyppi D	4,2	4,2	3,5
Joustava alusta			
Pengertyyppi A	4,2	4,4	3,8
Pengertyyppi B	4,3	4,6	4,0
Pengertyyppi C	4,7	4,8	4,1
Pengertyyppi D	5,0	5,1	4,2

Mittaustulosten tulokuvaaaja koskien on syytä huomioida, että kumulatiivisia muodonmuutoksia tarkasteltaessa yksi kuormitusporras käsittää 20 000 viiden hydraulisynterinin kuormitusyksiä. 20 000 syklin jälkeen kuormitustasoa nostettiin. Näin ollen penkereitä on kuormitettu kuormitusalueen jäykkyydestä ja pengertyypistä riippuen noin 105 000–160 000 kuormitusyksiä kullakin hydraulisynterillä.

5.2 Kuormituslevyistä tehdyt mittaukset

Kuormituslevyn pystysuuntaisia siirtymiä ja levyihin kohdistuvia voimia seurattiin hydraulitunkkeihin kiinnitetyillä siirtymä- ja voima-antureilla. Siirtymäantureista saatiin mitattua ratapölkkyä simuloivan teräslevyn kumulatiivinen pysyvä pystysiirtymä kokeiden aikana sekä yhden kuormituspulssein aiheuttama palautuva pystysiirtymä. Voima-antureiden avulla voitiin tarkkailla toteutuvaa kuormitustasoa.

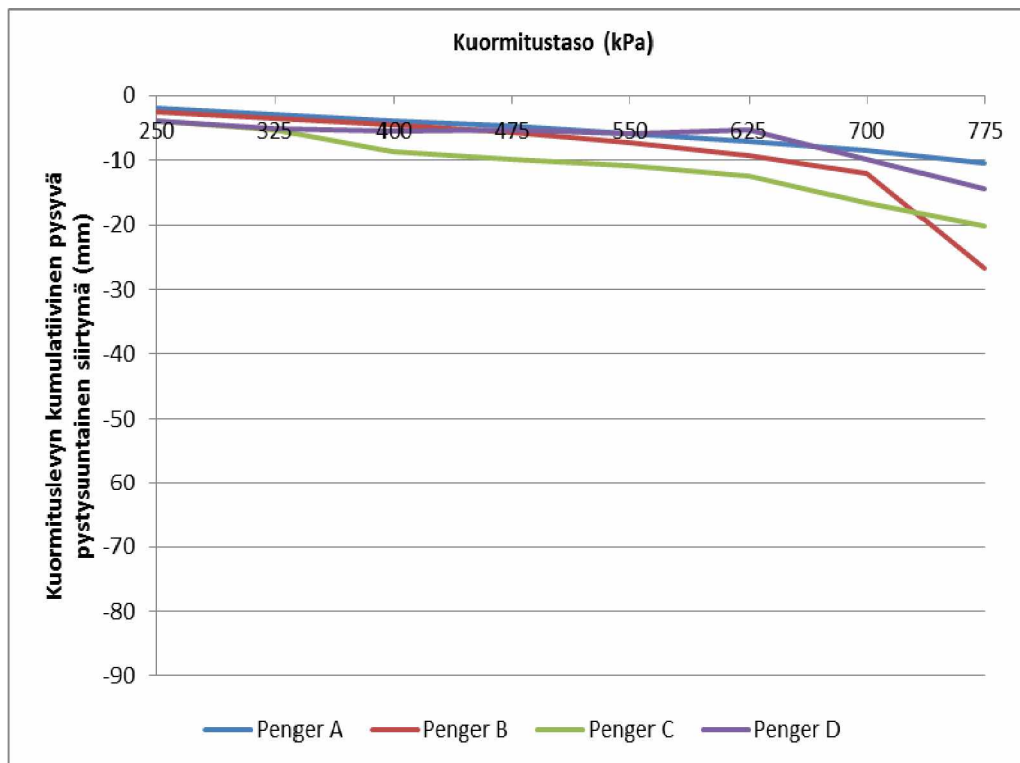
Voima-anturien mittaustuloksista laskettiin kuormitustaso keskimääräisenä paineena teräslevyn alapinnassa. Voima-anturien mittaustuloksissa esiintyi vain hyvin pientä vaihtelua koesarjojen välillä, joten eri koesarjat ovat myös kuormittamisen osalta vertailukelpoisia. Taulukossa 5.2 on esitetty jäykälle alustalle rakennetusta pengertyypistä B mitatut voimat sekä voimista lasketut teräslevyn pohjapaineet. Keskimäärin eri kuormitussarjojen välillä vaihtelu mitatuissa voimatasoissa kuormitusportaittain oli noin $\pm 0,5$ kN, joka tarkoittaa kuormituslevyn pohjapaineena noin ± 5 kPa. Näin ollen eri kuormitussarjoja voidaan pitää keskenään vertailukelpoisina kuormitustason suhteen. Taulukossa 5.2 esitettyjä kuormituksen tavoitetasoja käytetään tulokuvaaissa kuormitustasoina.

Taulukko 5.2 Jäykälle alustalle rakennetun pengertyypin B mitatut voimat ja lasketut teräslevyn keskimääräiset pohjapaineet. Kuormituslevyn ala oli 0,11 m².

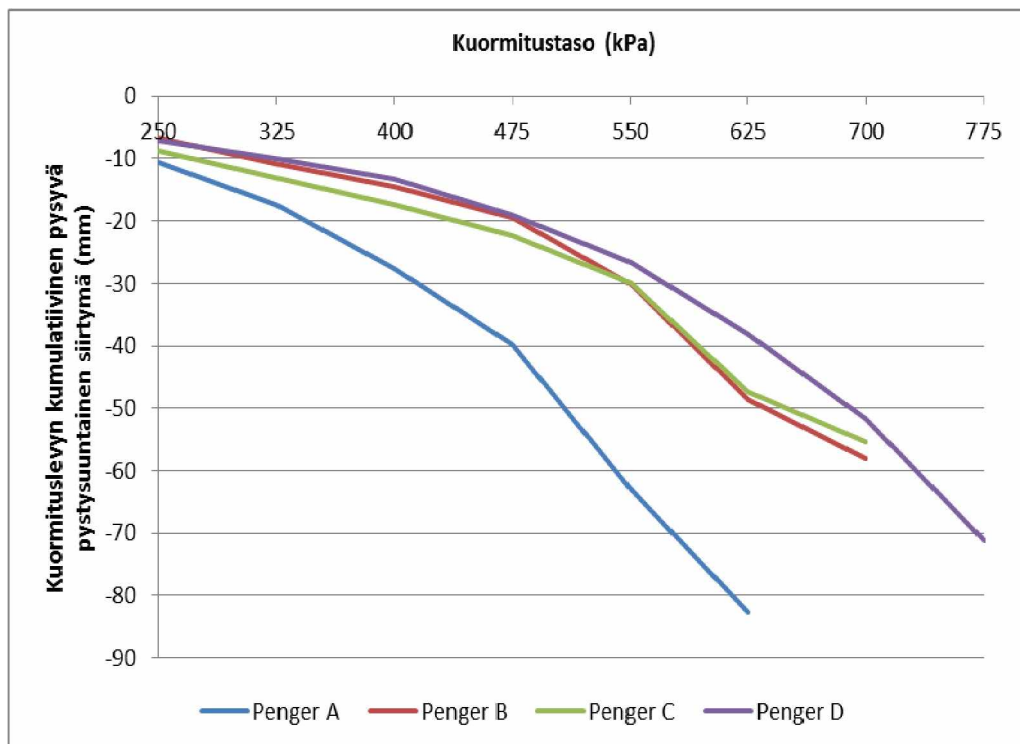
Kuormituksen tavoitetaso (kPa)	Mitattu voima (kN)	Paine kuormituslevyn alla (kPa)
250	27,3	248
325	36	327
400	44,2	402
475	52,3	475
550	61	555
625	68,6	624
700	77,4	704
775	85,9	781

Kuormitussarjojen penkereeseen aiheuttamista muodonmuutoksista käy ilmi selkeimmin kokeissa tehty merkittävin havainto. Pohjamaan laadulla näyttää kokeiden perusteella olevan merkittävä vaikutus penkereen muodonmuutuskäyttäytymiseen. Tämä havaitaan selvästi sekä mitatuista kuormituslevyjen pysyvistä siirtymistä ja kumulatiivisista penkereen kokonaismuodonmuutoksista että yhden kuormituspulssein aikana havaituista palautuvista siirtymistä. Kuvissa 5.5 ja 5.6 on esitetty kuormituslevystä mitattu kumulatiivinen pysyvä pystysiirtymä jäykälle ja joustavalle alustalle rakennetuilla penkereillä pengertyypeittäin. Jäykälle alustalle rakennettujen penkereiden kumulatiivinen pystysiirtymä on merkittävästi pienempi kuin joustavalle alustalle rakennettujen penkereiden. Lisäksi jäykälle alustalle rakennetuilla penkereillä pengertyyppien keskinäiset erot siirtymätasooissa ovat hyvin pieniä ja johtuvat todennäköisimmin lähinnä pienistä vesipitoisuuden ja tiivyyden vaihteluista eri pengertyyppien välillä. Joustavalle alustalle rakennetuilla penkereillä sen sijaan voidaan ha-

vaita myös penkereiden dimensioiden ilmeinen vaikutus penkereeseen mobilisoituviin siirtymiin.

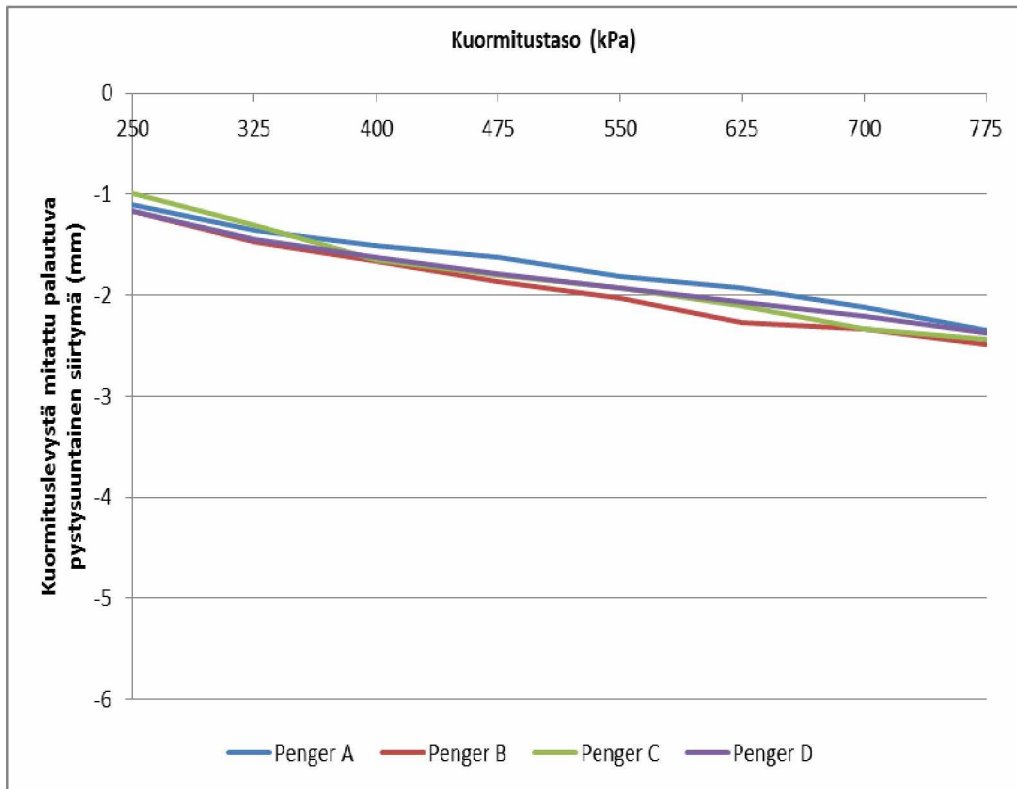


Kuva 5.5 Kuormituslevystä mitattu pysyvä pystysuuntainen siirtymä jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa.

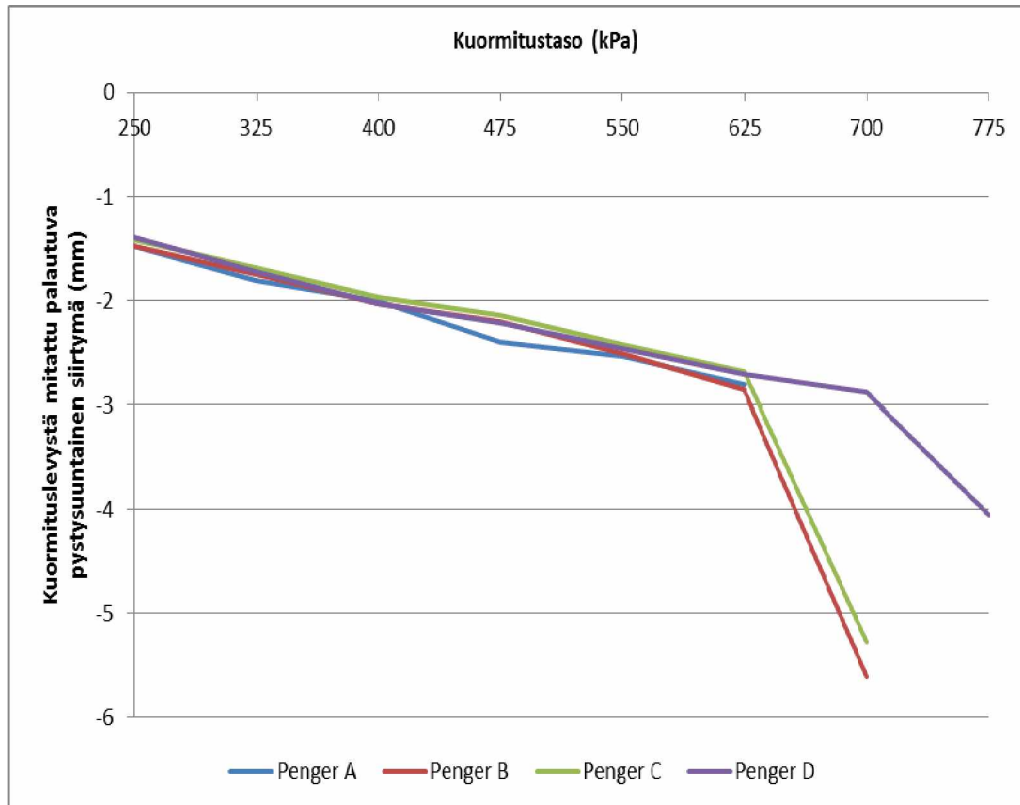


Kuva 5.6 Kuormituslevystä mitattu pysyvä pystysuuntainen siirtymä joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

Koko rakenteen kumulatiivisen pystysiirtymän lisäksi pohjamaan laadun vaikutus näkyy selvästi myös kuormituslevyistä mitatuista yhden kuormituspulssin aiheuttamista palautuvista pystysuuntaisista siirtymistä (kuvat 5.7 ja 5.8). Jäykällä alustalla palautuva muodonmuutos kasvaa tasaisesti kuormitustason kasvaessa. Joustavalla alustalla on sen sijaan havaittavissa selkeä muutos palautuvan siirtymän suuruudessa viimeisellä kuormitusportaalla penkereen murtuessa. Pengertyypissä A tätä ei kuitenkaan voida havaita. Tämä johtuu siitä, että pengertyypin A koesarjassa viimeisellä käytetyllä kuormitusportaalla (625 kPa) murtuminen tapahtui heti sarjan alussa eikä luotettavasti mitattavissa olevaa palautuvaa pystysiirtymää pystytty tällä kuormitustasolla havaitsemaan.



Kuva 5.7 Kuormituslevyistä mitattu palautuva pystysuuntainen siirtymä jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa.



Kuva 5.8 Kuormituslevystä mitattu palautuva pystysuuntainen siirtymä joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

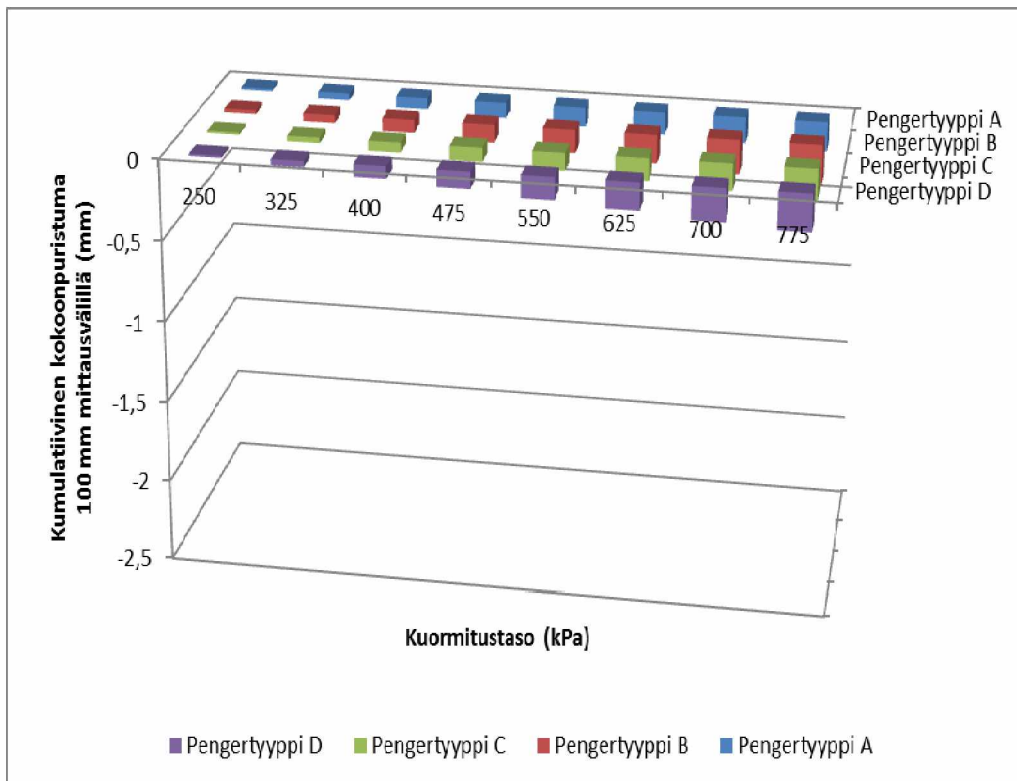
Koesarjoissa penkereeseen kohdistettua pystyjännitystä kasvatettiin verrattain suureksi suhteessa ratapölkyn alla todellisuudessa toteutuviin jännitystasoihin. Tästä syystä myös etenkin pysyvien pystysuuntaisten muodonmuutosten kertymisnopeus oli koesarjoissa melko suuri, vaikka kuormitusyhtymäolot olivat varsin vaatimattomia suhteessa junaliikenteestä vuosikymmenten aikana aiheutuviin kuormituskertamääriin. Tämäkin seikka huomioden voidaan silti todeta, että kuormitussarjojen avulla saatiin mittava määrä lisätietoa syistä, jotka altistavat pengerrakenteet pysyville muodonmuutoksille. Tästä syystä nyt tehtyjä koesarjoja voidaan pitää varsin onnistuneina.

5.3 Venymäantureiden mittaustulokset

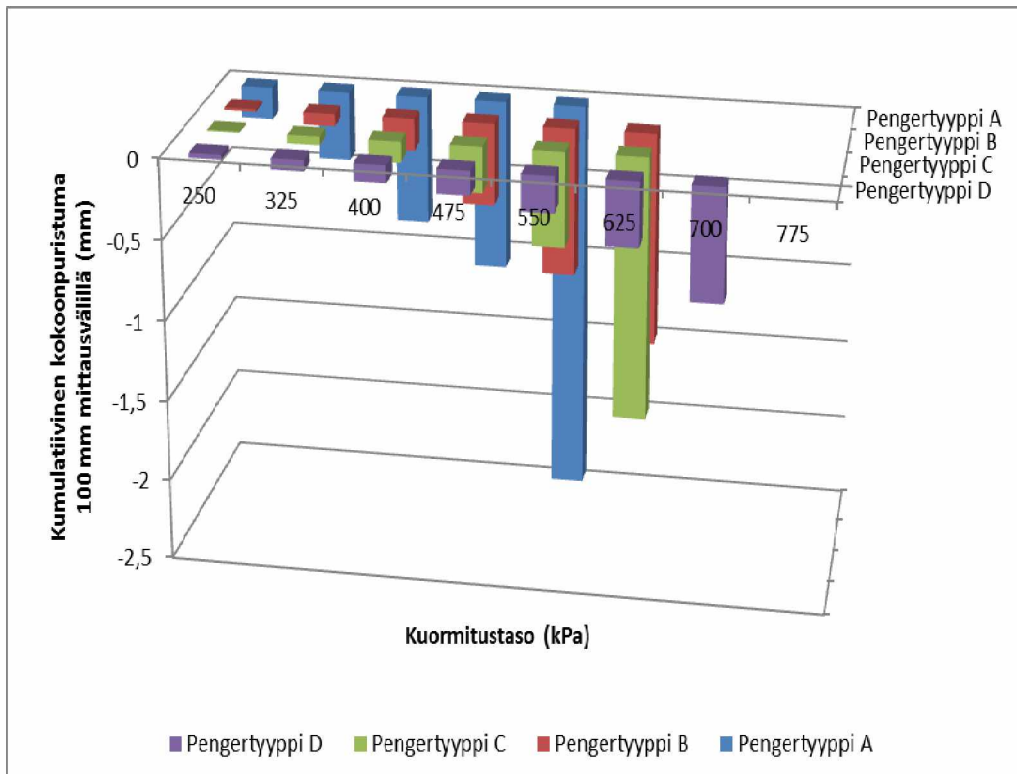
Koesarjoissa käytettiin TTY:llä kehitettyjä venymäantureita. Venymäantureilla voidaan mitata penkereen pysyviä siirtymiä sekä yhden kuormituspulssin aiheuttamaa palautuvaa muodonmuutosta 100 mm mittausvälillä. Venymäantureita instrumentoitiin penkereen sisälle yhteen poikkileikkaukseen kuusi anturia vaakasuuntaan ja kuusi anturia pystysuuntaan (kuva 5.3). Tämän kappaleen tulostuloksissa on esitetty pysty- ja vaakasuuntaiset siirtymät kahden mittausturinin keskiarvona käytetyiltä kolmelta mittaustasolta.

Kuvassa 5.9 on esitetty kumulatiivinen pystysuuntainen pysyvä siirtymä penkereen alimmassa kolmanneksessa jäykällä alustalla tehdyille kokeille. Kuvassa 5.10 on esitetty vastaava siirtymä joustavalla alustalla tehdyille kokeille. Kuvista voidaan huomata, että joustavalla alustalla pengertyyppien välillä voidaan havaita selkeitä eroja, kun taas jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa erot siirtymätasossa ovat lähestulkoon olemattomia. Tästä syystä muita jäykällä alustalla tehdyistä kokeista venymä antu-

reilla mitattuja siirtymiä ei käsitellä tarkemmin, vaan keskitytään joustavalla alustalla tehtyihin kokeisiin.



5.9 Penkereen alimmasta kolmanneksesta 100 mm matkalta mitatut kumulatiiviset pystysuuntaiset pysyvät siirtymät, eli venymäanturin kokoonpuristuma, jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa.

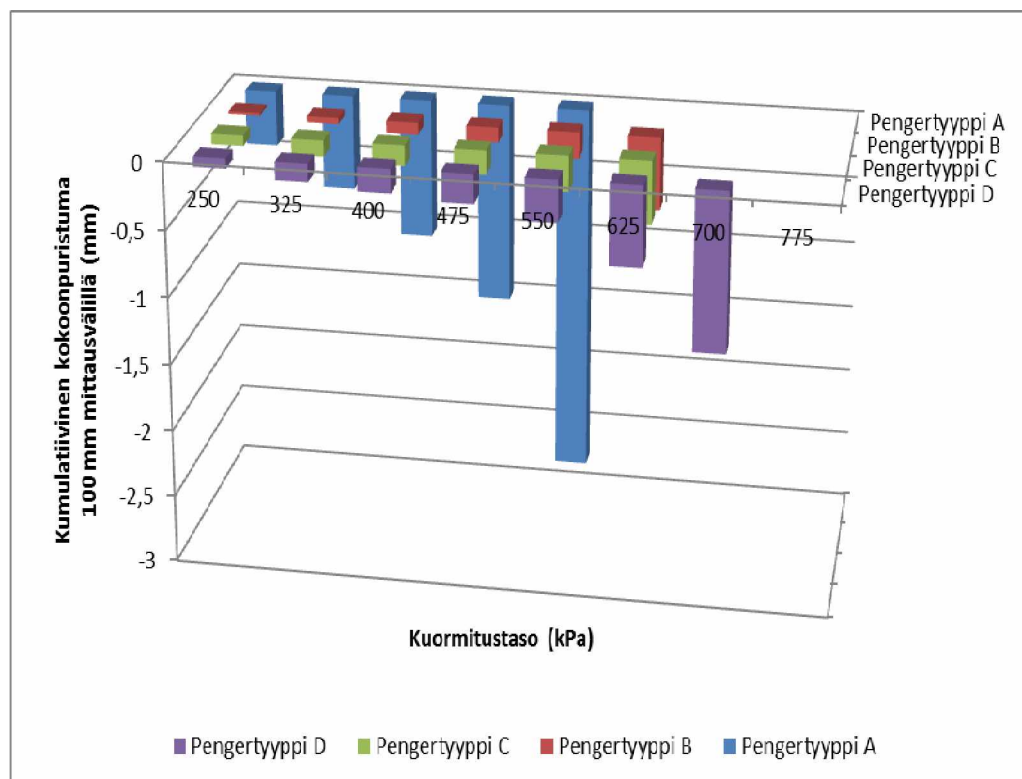


5.10 Penkereen alimmasta kolmanneksesta mitatut kumulatiiviset pystysuuntaiset pysyvät siirtymät, eli venymäanturin kokoonpuristuma, joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

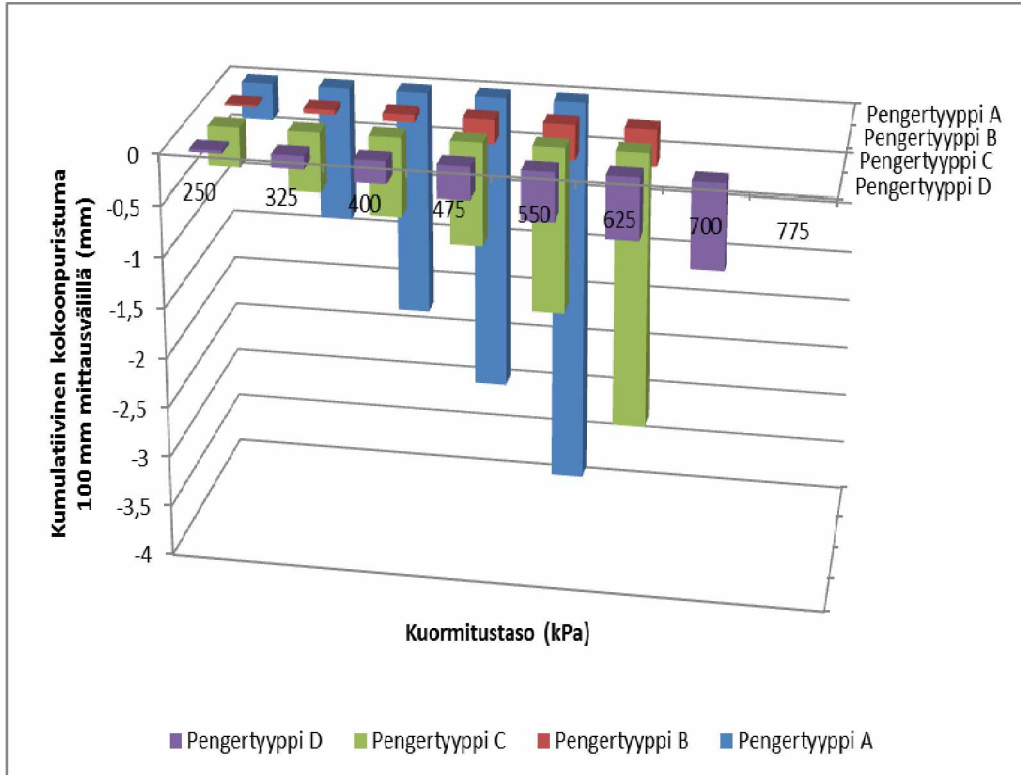
Kuvassa 5.11 on esitetty joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa mitatut kumulatiiviset pystysuuntaiset siirtymät penkereen keskimmaisessa kolmanneksessa. Kuvassa 5.12 on esitetty vastaavat muodonmuutokset penkereen ylimmässä kolmanneksessa. Mittaustuloksissa on jonkin verran hajontaa eri pengertyyppien välillä, koska suurimpien käytettyjen kuormitusportaiden osalta kuormituspulssimäärä vaihteli riippuen siitä, missä kohdin kuormitusporrasta pengeri murtui. Kuvissa on aina esitetty lopputilanne suurimmalla kuormituspulssimäärällä, vaikka kuormitusporras olisi jouduttu keskeyttämään ennenaikaisesti.

Venymäantureiden mittaustulosten perusteella saatiin myös penkereeseen toistokuormituksen alaisena mobilisoituvista leikkausmuodonmuutoksista. Leikkausmuodonmuutosilmiö käy ilmi liitteessä 1 esitetystä kuvasarjasta. Yksinkertaistettuna kyse on siitä, että lähestyttäessä mittauspistettä, etenkin viereiseen kuormituslevyyn kohdistettava kuormituspulssi löyhdyttää tarkasteltavan anturin mittausalueella olevaa materiaalia, jolloin mittaussignaali tapahtuu pysyvän siirtymän pienenemistä. Anturin kohdalle tuleva kuormituspulssi ei lyhyen keston takia täysin kompensoi tätä löyhtymistä muutoin kuin maamateriaalin täysin murtuessa.

Kaiken kaikkiaan venymäantureiden mittaustulosten perusteella pystysuunnassa tapahtuvissa siirtymissä trendi eri pengertyyppien välisestä käyttäytymisestä on yhtä selkeä kuin esim. kuormituslevyistä mitatuissa siirtymissä. Penkereen leventäminen tai luiskan loiventaminen vähentävät selvästi pysyviä pystysuuntaisia siirtymiä, kun pengeri on rakennettu joustavalle alustalle.

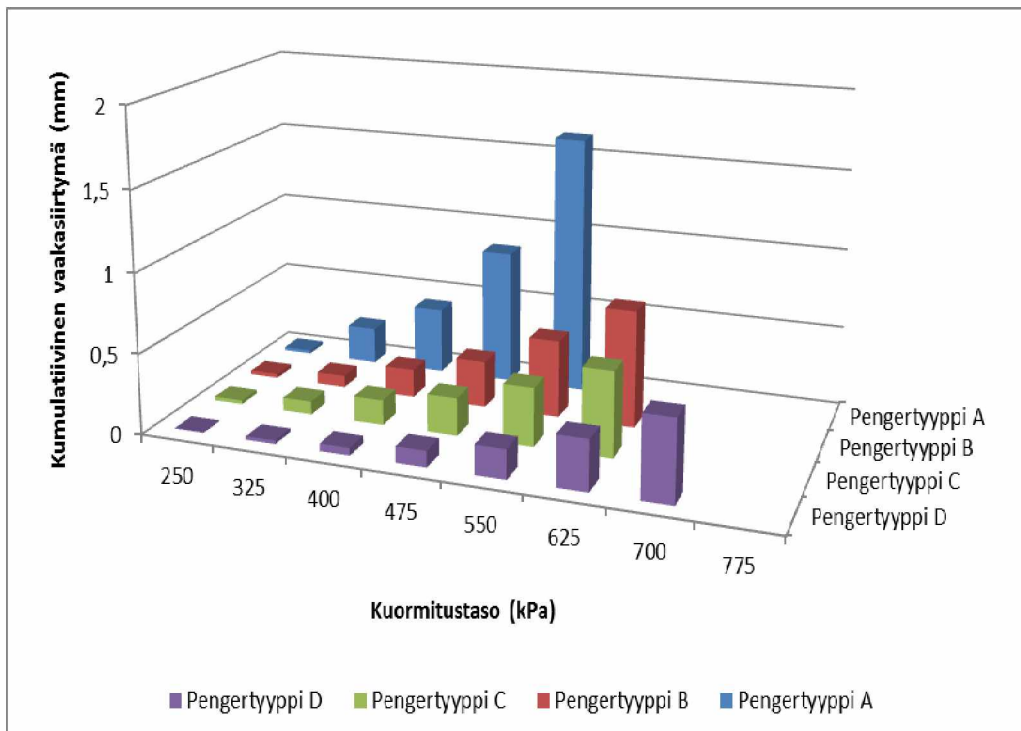


5.11 Penkereen keskimmaisesta kolmanneksesta mitatut kumulatiiviset pystysuuntaiset pysyvät siirtymät, eli venymäanturin kokoonpuristuma, joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

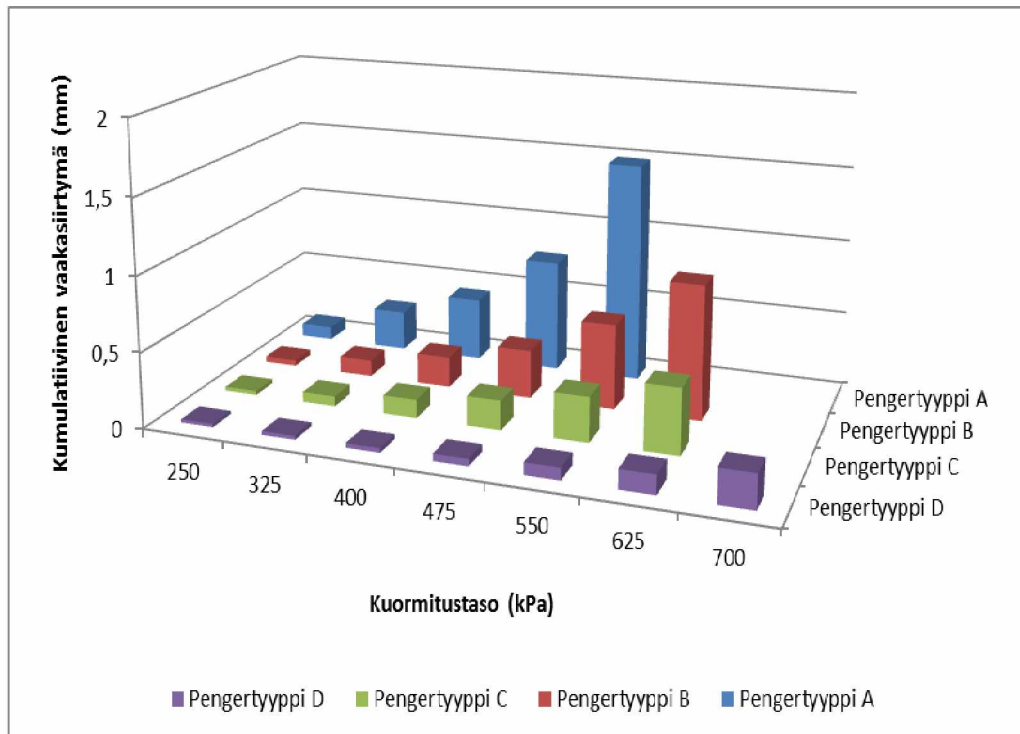


5.12 Penkereen ylimmästä kolmanneksesta mitatut kumulatiiviset pystysuuntaiset pysyvät siirtymät, eli venymäanturin kokoonpuristuma, joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

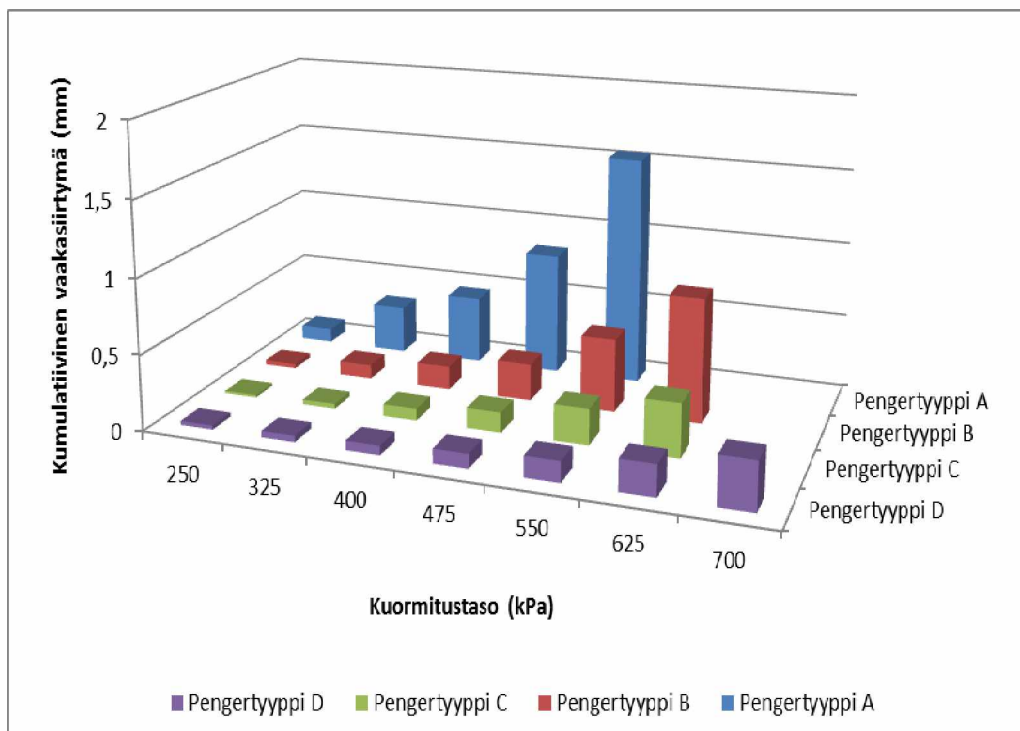
Kuvissa 5.13–5.15 on esitetty penkereen alimmasta, keskimmäisestä ja ylimmästä kolmanneksesta mitatut pysyvät vaakasuuntaiset siirtymät. Näissäkin trendi on hyvin selkeä. Myös vaakasuunnassa mobilisoituvia pysyviä siirtymiä voidaan vähentää pengertä levittämällä tai pengertä loiventamalla.



5.13 Penkereen alimmasta kolmanneksesta mitatut kumulatiiviset vaakasuuntaiset pysyvät siirtymät joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.



5.14 Penkereen keskimmäisestä kolmanneksesta mitatut kumulatiiviset vaakasuuntaiset pysyvät siirtymät joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

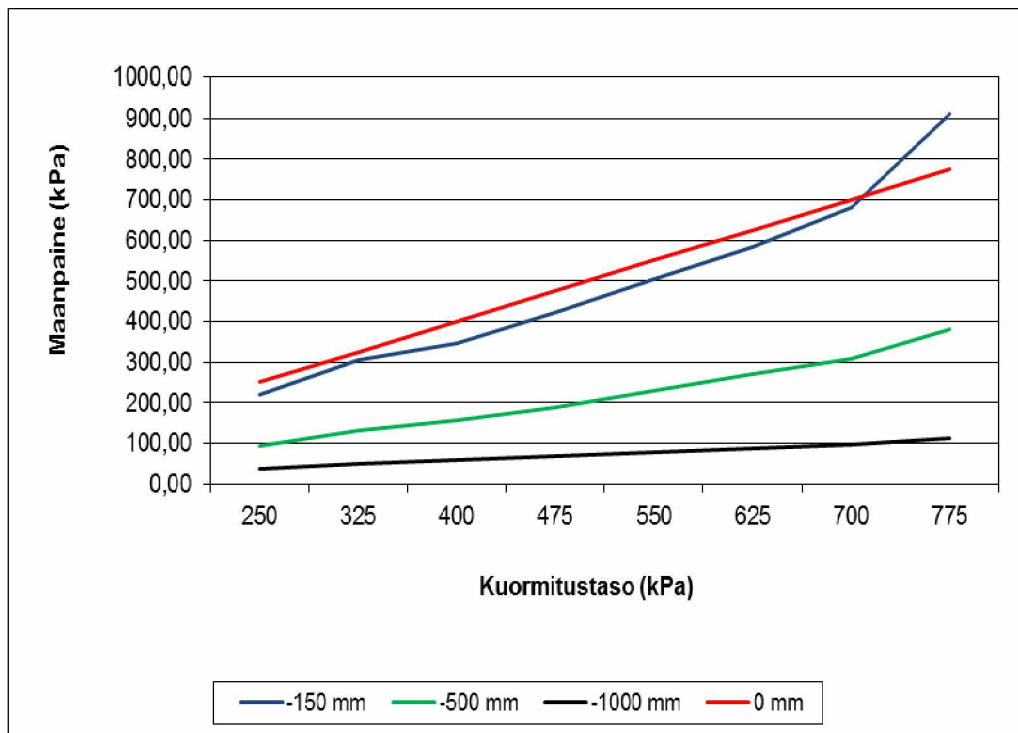


5.15 Penkereen ylimmästä kolmanneksesta mitatut kumulatiiviset vaakasuuntaiset pysyvät siirtymät joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

5.4 Maanpaineantureiden mittaustulokset

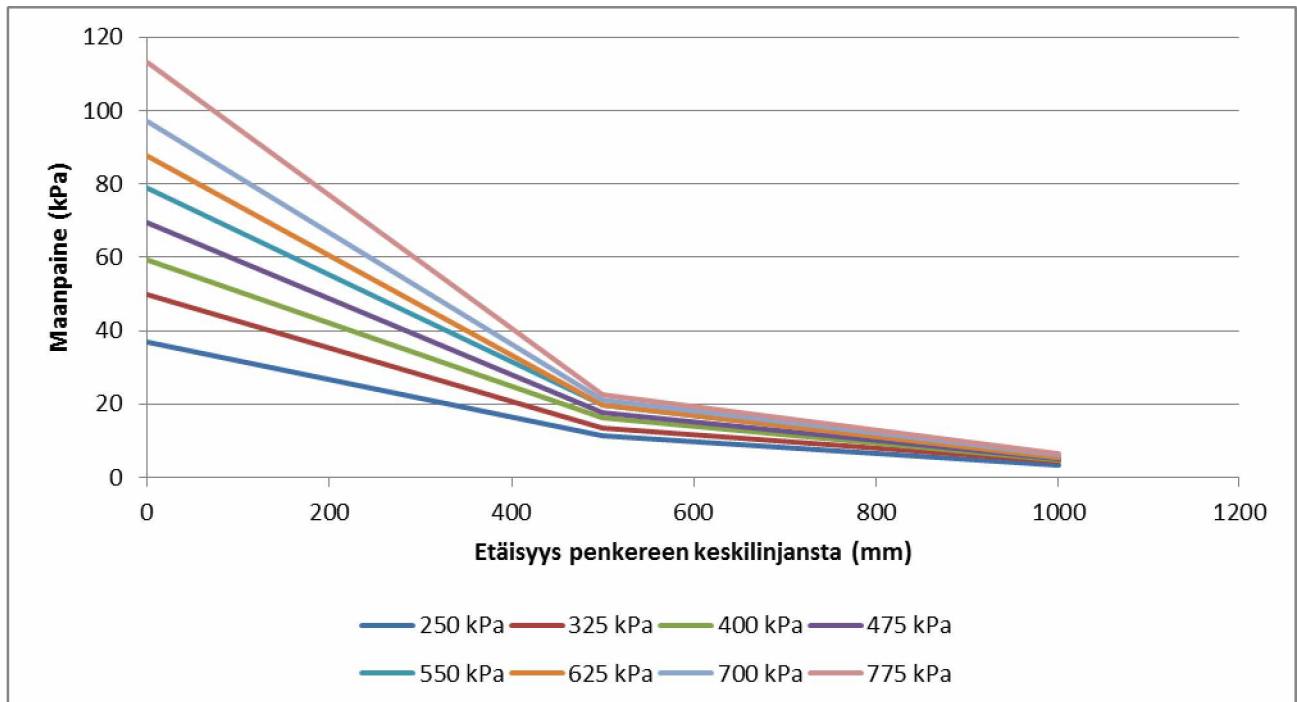
Penkereiden sisään asennettiin maanpaineantureita kolmeen korkeustasoon. Penkereen pohjalle asennettiin anturi poikkileikkauksen suunnassa kolmeen kohtaan. Tällä järjestelyllä pyrittiin selvittämään kuormituksen mobilisoitumista penkereessä ja pienialaisen kuormituksen jakaantumista penkereen poikkileikkauksessa. Lisäksi maanpaineen muutoksen ja venymäantureilla mitatun palautuvan siirtymän avulla voidaan laskea materiaalin jäykkyys kuormituksen aikana.

Kokeissa ei havaittu merkittäviä muutoksia maanpaineantureiden mittaustuloksissa eri koesarjojen välillä kantavalla alustalla. Kuvassa 5.16 on esitetty kuormituspulssin aiheuttama maanpaineen muutos keskimmäisen kuormituslevyn alta eri syvyystasoissa pengertyyppissä A. Muiden pengertyyppien mittaustulokset olivat käytännössä identtisiä. Viimeisellä kuormitusportaalla penkereen yläosassa olevan anturin (-150 mm) mittaama tulos ylittää kuormituslevyn pohjasta mitatun kuormitustason (0 mm). Tämä johtuu todennäköisesti tukikerrosta simuloineen kalliomurskeen painumisesta kiinni anturiin, jolloin yksittäiset kivet saattavat aiheuttaa häiriötä anturin lukemaan. Todellisuudessa kuormituksen aiheuttaman maanpaineen muutoksen pitäisi seurata kuormitustasoa kuvaavaa viivaa kuten muillakin kuormitusportailla.



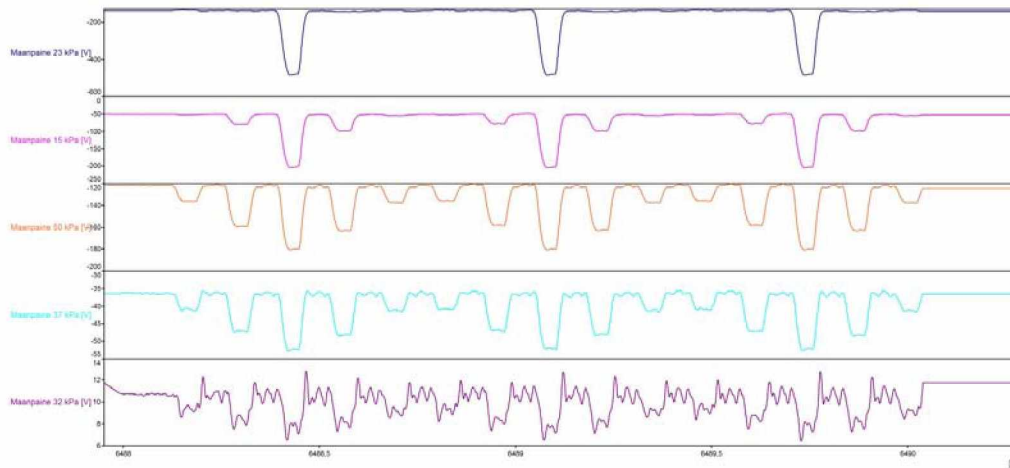
5.16 Kuormituksen aiheuttama maanpaineiden muutos kuormitustasoittain pengertyypille A jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa penkereen eri syvyystasoilla.

Kuvassa 5.17 on esitetty kuormituksen aiheuttaman maanpaineen muutokset jäykällä alustalla olevan penkereen pohjalla pengertyyppissä A. Kuvasta nähdään, että kuormitus jakautuu pengeroikkileikkauksessa sivulle päin siirryttäessä varsin selvästi.



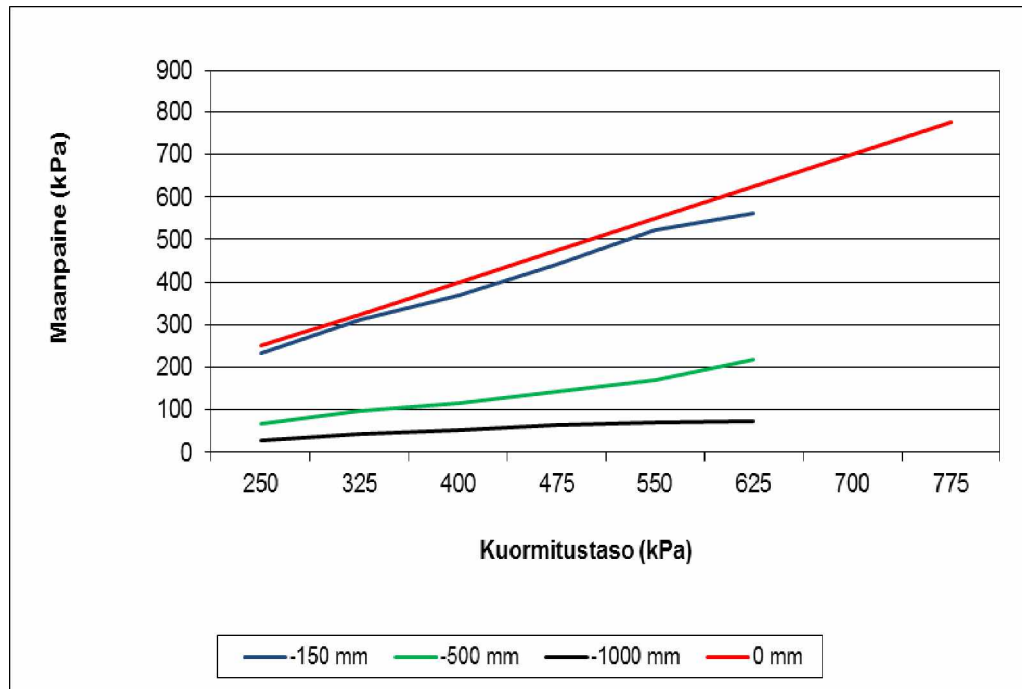
Kuva 5.17 Kuormituksen aiheuttama maanpaineiden muutos kuormitustasoittain pengertyypille A jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa penkereen pohjalta olevassa poikkileikkauksessa. Mittausanturit sijaitsivat vaakakselilla kohdissa 0 mm, 500 mm ja 1000mm.

Sama voidaan havaita kuvasta 5.18, jossa on esitetty signaalimuodossa yhden kuormitusyökin aiheuttama maanpaineen muutos kaikissa antureissa. Kuvasta on huomautettava, että mittaussignaalit eivät ole samassa mittakaavassa. Kuvassa ylimmäisenä on maanpaineanturin mittaussignaali tasolta -150 mm. Seuraavina kuvassa on esitetty signaalit tasoilta -500 mm ja -1000 mm. Kolmesta ylimmästä signaalista nähdään, että kuormitusvaikutus on sitä keskitetympi jokaisen kuormituslevyn alla, mitä lähempänä kuormituslevyä ollaan. Kolmesta alimmasta signaalista puolestaan voidaan havaita, että pengerpoikkileikkauksessa sivulle siirryttäessä kuormitus jakautuu huomattavasti. Keskellä pengertä oleva signaali on vielä melko selväpiirteinen (keskimmäinen signaali), kun taas lähellä pengerluiskaa (alin signaali) kuormituksen pulssimaisuus vielä näkyy, mutta kuormituksen suuruuden arviointi on jo huomattavasti vaikeampaa. Kuvasta voidaan myös osaltaan verifioida käytetyn kuormitusjärjestelyn tarkoituksenmukaisuus. Tuotettu dynaaminen toistokuormitus näyttää simuloivan luonteeltaan varsin hyvin todellista junakuormaa ja rakennettu penkereen pienoismalli jakaa kuormia todellisen kokaisen penkereen kaltaisesti.



Kuva 5.18 Kuormituksen aiheuttama maanpaineiden muutos syvyytasoittain (kolme ylintä signaalia) sekä penkereen pohjan tasolta sivuttaissuunnassa (kolme alinta signaalia) jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa signaalimuodossa. Signaalit eivät ole keskenään mittakaavassa.

Kuvassa 5.19 on esitetty vastaavat kuormituksen aiheuttamat maanpaineet joustavalle alustalle rakennetusta pengertyypistä A kuin kuvassa 5.16 jäykälle alustalle rakennetusta penkereestä. Kuvasta voidaan havaita, että penkereen yläosassa pohjamaan jäykkyydellä ei ole juuri merkitystä, mutta alaspäin mentäessä kuormituspulssin aiheuttama muutos maanpaineessa on jonkin verran pienempi joustavalla alustalla kuin jäykällä alustalla. Tämä selittyy sillä, että hyvin joustava pohjamaa pakottaa karkearakeisen pengermateriaalin jakamaan kuormitusta laajemmalle alueelle. Tämä on seurausta siitä, että pohjamaan taipuessa kuormituksen alla myös yläpuolinen pengerrakenne altistuu taipumilla. Tällöin karkearakeisen maamateriaalin lujuus- ja jäykkysominaisuudet eivät kaikella potentiaalillaan realisoidu pengerrakenteen pyrkinessä vastustamaan pysyviä muodonmuutoksia. Vastaavasti jäykempi pohjamaa antaa kantavamman alustan pengerrakenteelle, jolloin pengerrakenne itsessään pystyy antamaan jäykemmän vasteen kuormitukselle.

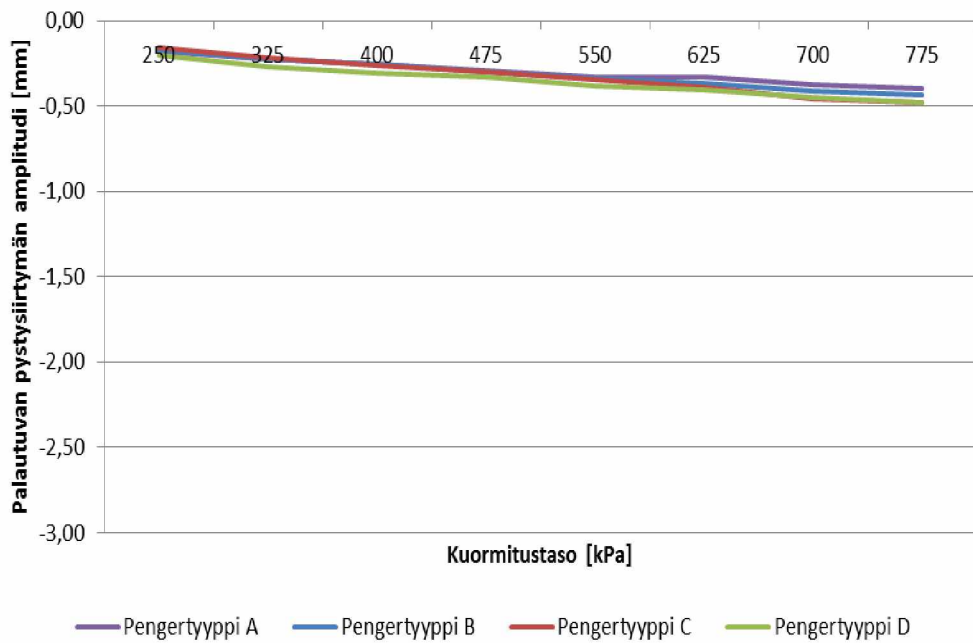


Kuva 5.19 Kuormituksen aiheuttama maanpaineiden muutos kuormitustasoittain joustavalle alustalle tehdyissä kokeissa penkereen eri syvyystasoilla.

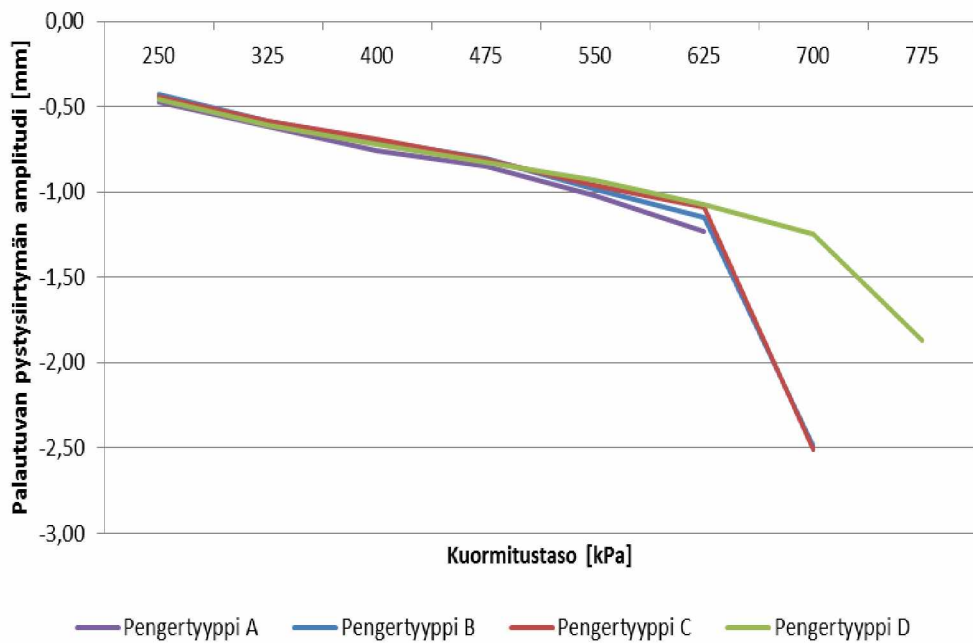
5.5 Kiihtyvyyssantureiden mittaustulokset

Kiihtyvyyssmittausten tuloksista saadaan laskettua yhden kuormituspulssin aiheuttaman palautuvan siirtymän amplitudi. Kiihtyvyyssantureita instrumentoitiin yhteen poikkileikkaukseen useille tasoille. Suoraan kuormituslevyn alapuolella asennettiin pystysuuntaista kiihtyvyyttä mittaavia antureita. Muihin osiin poikkileikkausta asennettiin yhteen mittauspisteeseen aina sekä pysty- että vaakasuuntaista kiihtyvyyttä mittaava anturipari. Tällöin palautuvan siirtymän amplitudin lisäksi näistä tuloksista voidaan piirtää siirtymävektoreita, joiden avulla voidaan arvioida penkereen käyttäytymisen muutosta eri kuormitustasoilla. Yksittäisten kiihtyvyyssanturien mittaustulokset on esitetty kokonaisuudessaan liitteessä 2.

Kuvissa 5.20 ja 5.21 on esitetty penkereen keskimmäisestä kolmanneksesta keskimmäisen kuormituslevyn alta mitatut palautuvat pystysuuntaiset siirtymät. Kuvasta 5.20 voidaan havaita, että jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa palautuva siirtymä kasvaa tasaisesti kuormitustason kasvaessa eikä eri pengertyyppien välillä ole merkittäviä eroja. Kuvasta 5.21 taas nähdään, että joustavalla alustalla palautuva siirtymä on suuruudeltaan huomattavasti suurempi ja kasvaa tasaisesti, kunnes eri pengertyypit saavuttavat kuormitustason, jossa ne murtuvat. Tällöin myös yksittäisen kuormituspulssin aiheuttama palautuva siirtymä kasvaa dramaattisesti.



Kuva 5.20 Kiihtyvyyssanturilla mitattu palautuvan pystysiirtymän amplitudin penkeroon keskiosassa keskimmäisen kuormituslevyn alla jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa.



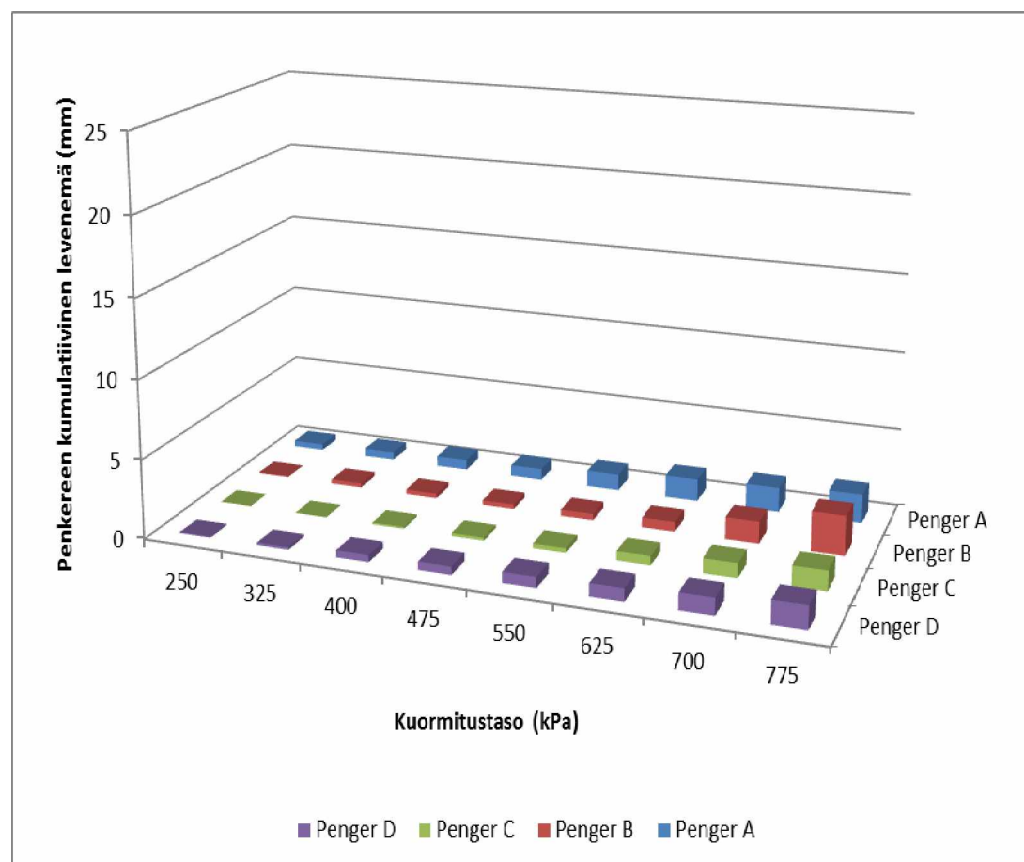
Kuva 5.21. Kiihtyvyyssanturilla mitattu palautuvan pystysiirtymän amplitudin penkeroon keskiosassa keskimmäisen kuormituslevyn alla joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

5.6 Pengerluiskien siirtymämittaukset

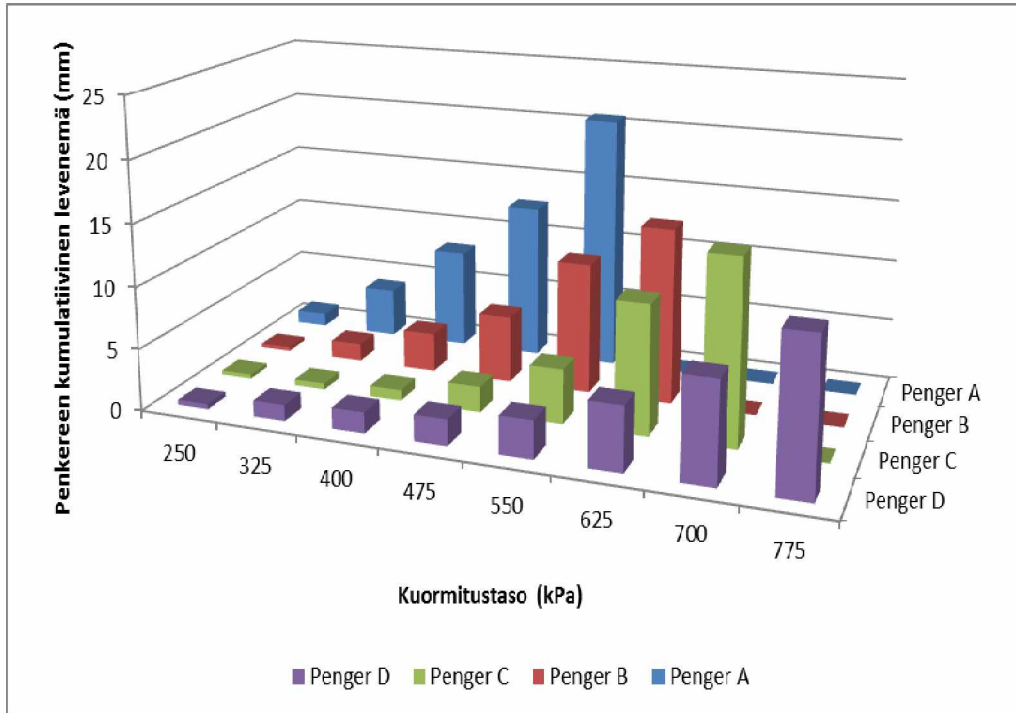
Pengerluiskiin instrumentoitiin molemmin puolin kolmelle tasolle pysty- ja vaakasuuntaista siirtymää mittaavat anturit. Pengerluiskista mitattujen siirtymien avulla voidaan arvioida erilaisten pengerdimensioiden vaikutusta ratapenkereen käyttäytymiseen toistokuormituksen alaisena.

Pengerluiskien mitatuista levenemisistä voidaan tehdä samat havainnot kuin muistakin pengerkokeiden mittauksista. Jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa ei myöskään pengerluiskaan juurikaan mobilisoidu vaakasuuntaisia pysyviä siirtymiä. Tämä oli oletettavaa, sillä myöskään penkereen sisällä olleisiin vaakasuuntaista siirtymää mitaaviin antureihin ei syntynyt kuormitussarjojen aikana käytännössä lainkaan pysyviä siirtymiä.

Sen sijaan joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa voidaan havaita selkeää penkereen leviämistä kuormitussarjojen aikana. Kapeimmalla pengertyypillä luiskiin saakka mobilisoituu kohtalainen määrä pysyviä siirtymiä jo pienillä kuormitustasoilla. Mitä leveämpi penger on, sitä suurempi kuormitustaso vaaditaan, jotta luiskiin mobilisoituva pysyvä siirtymä kasvaa merkittäväälle tasolle. Myös loivaluiskaisemmalla penkereellä näyttää kokeiden perusteella olevan verrattain suuri kyky vastustaa pysyviä muodonmuutoksia. Kuvissa 5.22 ja 5.23 on esitetty penkereen yläosasta mitatut kumulatiiviset penkereen levenemät kuormitustasoittain jäykällä ja joustavalla alustalla.

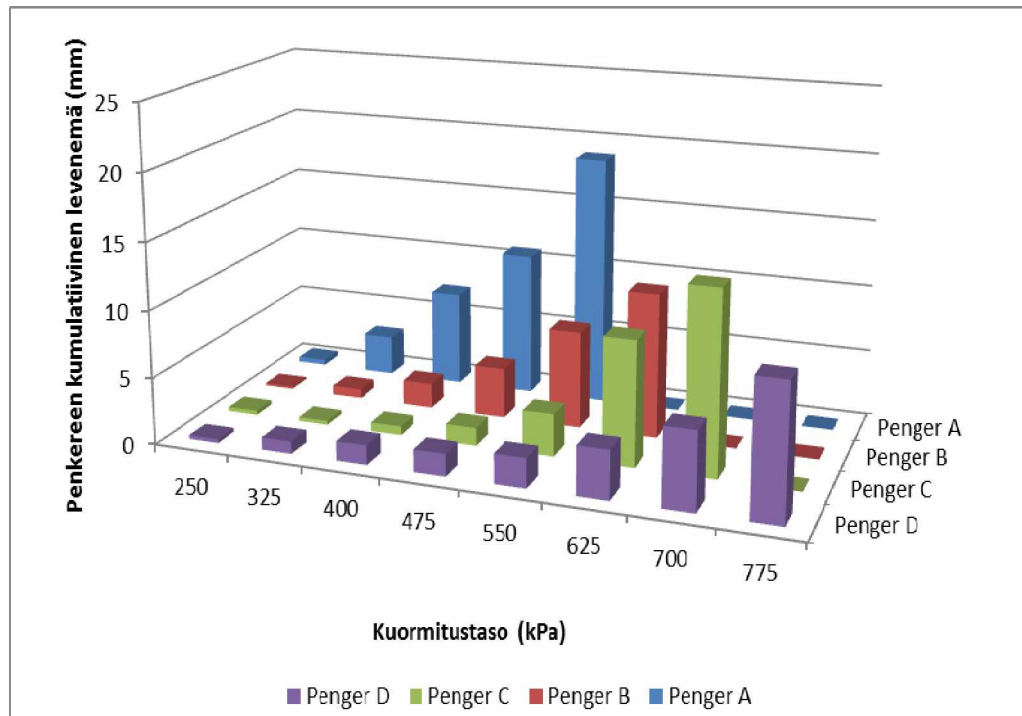


Kuva 5.22 Penkereen yläosasta, noin 100 mm hiekkakerroksen yläreunasta ("jätkänpolun" reunasta) mitattu kumulatiivinen pengerluiskan levenemä jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa.

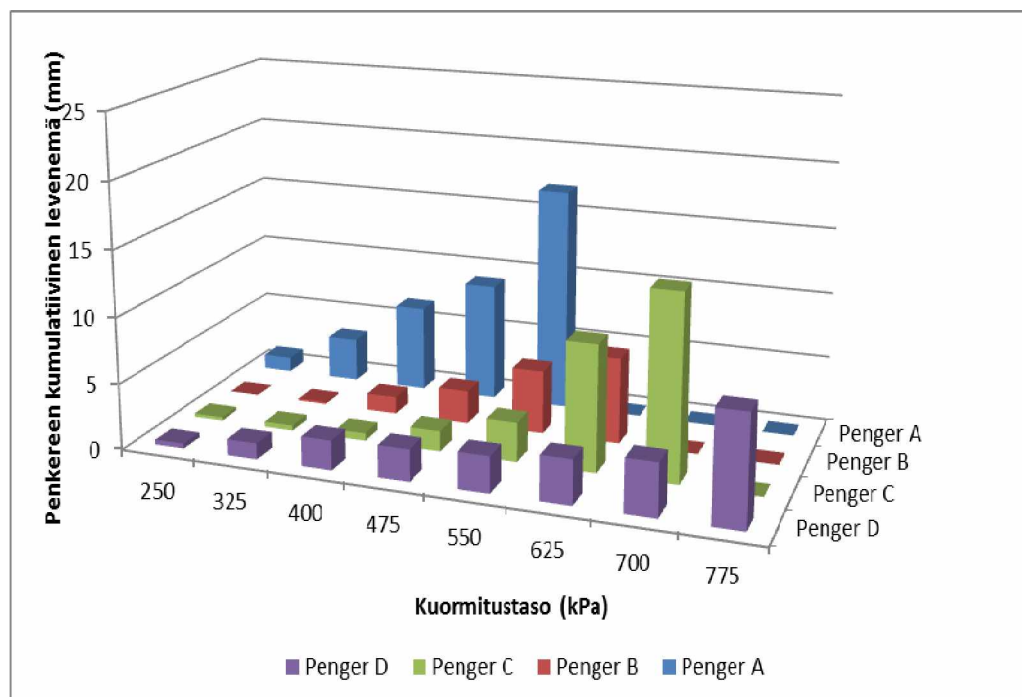


Kuva 5.23 Penkerein yläosasta, noin 100 mm hiekkakerroksen yläreunasta ("jätkänpolun" reunasta) mitattu kumulatiivinen pengerluiskan levenemä joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

Kuvassa 5.24 on esitetty penkerein ylimmästä kolmanneksesta mitattu pengerluiski- en kumulatiivinen levenemä kuormitustasoittain joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa. Kuvassa 5.25 on esitetty vastaava muodonmuutosten kertymä penkerein keskimmaisessä kolmanneksessa. Kuvista voidaan havaita, että penkerein leveneminen pienenee jonkin verran korkeusviivasta alaspäin mentäessä, mutta on silti varsinkin suurilla kuormitustasoilla merkittävää ottaen huomioon kuormitussykli- en määrä, joka on pengertyypistä riippuen noin 85 000–145 000 sykliä.



Kuva 5.24 Penkereen yläosasta, noin 300 mm hiekkakerroksen yläreunasta ("jätkänpolun" reunasta) mitattu kumulatiivinen pengerluiskan levenemä joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

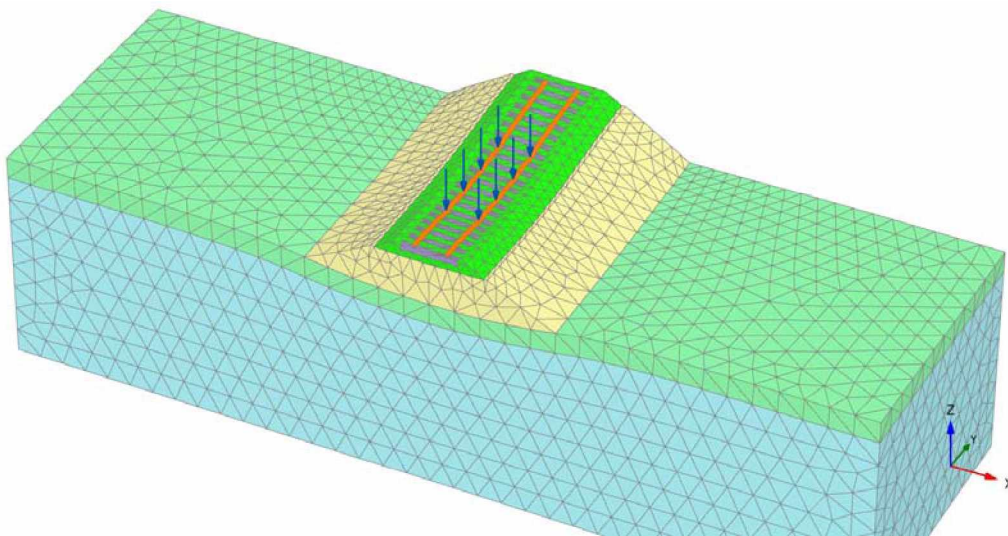


Kuva 5.25 Penkereen keskiosasta, noin 650 mm hiekkakerroksen yläreunasta ("jätkänpolun" reunasta) mitattu kumulatiivinen pengerluiskan levenemä joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa.

6 FEM-mallinnus

Projektin yhteydessä tehdyt mallinnustarkastelut on tehty Hollannissa kehitetyillä PLAXIS-ohjelmistoilla. Mallinnuksen lähtökohtana on käytetty projektin esitutkimusvaiheessa tehtyjä kaksiulotteisia pengermalleja, jotka on esitetty projektin esitutkimusraportissa (Brecciaroli & Kolisoja 2004). Projektin väliraportissa (Kalliainen & Kolisoja 2009) on käsitelty tarkemmin kaksiulotteisia malleja. Tässä yhteydessä käsitellään vain loppuvuodesta 2010 julkaistulla PLAXIS 3D-ohjelmistolla laskettuja kolmiulotteisia malleja.

3D-mallinnus poistaa useita epävarmuustekijöitä verrattuna perinteisempään kaksiulotteiseen mallinnukseen rataympäristössä. Päälysrakennetta mallinnettaessa kaksiulotteisissa malleissa joudutaan tekemään useita oletuksia mm. pölkkyjen ja kuormituksen mallintamiseen liittyen. Problematiikkaa on käsitelty tarkemmin projektin väliraportissa (Kalliainen & Kolisoja 2009). Kolmiulotteinen malli mahdollistaa ratapölkkyjen mallintamisen oikeissa dimensioissa sekä periaatteessa minkä tahansa kuormitusyhdistelmän käyttämisen, kun taas kaksiulotteisissa malleissa joudutaan muun muassa oletamaan keskimääräinen metrin matkalle tuleva pölkyn jäykkyys ja keskimääräinen metrin matkalla vaikuttava kuormitus. Kuvassa 6.1 on esitetty projektissa käytetyn 3D-mallin periaatekuva. Toki on muistettava, että myös 3D-malleissa joudutaan yhä tekemään joitakin oletuksia. Näitä oletuksia käsitellään tarkemmin seuraavassa kappaleessa.



Kuva 6.1 Tutkimuksessa käytetty radan 3D-rakennemalli.

6.1 Mallin verifiointi

PLAXIS 3D-ohjelmisto on kehitetty ensisijaisesti geoteknisten ongelmien mallintamiseen. Malli on staattinen, kun taas ratapenkereen muodonmuutoskäyttäytymisen kannalta oleellisin asia on liikenteen aiheuttama toistokuormitus ja sen aiheuttamat rasitukset radan rakennekerrokseen ja päälysrakenteen komponentteihin. Näin ollen ideaalitulanteessa käytettäisiin dynaamista mallia, johon voisi syöttää halutun kuormituskertamäärän. Projektin väliraportissa (Kalliainen & Kolisoja 2009) on käsitelty mallintamisen problematiikkaa kaksiulotteisten mallien osalta, mutta sama perusolettamus pätee myös kolmiulotteisten mallien osalta. Kuten 2D-malleissa, myös 3D-

malleissa on pyrittävä mallintamaan yksittäisen kuormituspulssin, tai tarkemmin sanottuna yhden akselinyliytyksen aiheuttamia rasituksia ja muodonmuutoksia.

6.1.1 Rakennemalli ja valitut parametrit

Tätä tutkimusta varten tehdyssä mallissa käytettiin alus- ja päällysrakennekerrosten osalta Plaxiksen Hardening Soil-materiaalimallia (HS-mallia). HS-malli on käyttökelpoinen ratapenkereeseen kohdistuvaa toistokuormitustilannetta ajatellen, koska HS-mallissa myötölujittuvan plastisuuden myötöpinta ei ole kiinteä pääjännitysten avaruudessa, vaan se voi laajentua plastisen muodonmuutoksen ansiosta. Tällöin voidaan erottaa kaksi erityyppistä myötölujittumistapaa, leikkausmyötölujittuminen ja kokoonpuristuvuus-myötölujittuminen. Leikkausmyötölujittumista käytetään mallintamaan pysyviä muodonmuutoksia, jotka johtuvat deviatorisesta pääjännityskomponentista. Kokoonpuristuvuus-myötölujittumista käytetään mallintamaan pysyviä muodonmuutoksia, jotka johtuvat päämuodonmuutoksista ödometrisessä kuormituksessa ja isotrooppisessa kuormituksessa. Taulukossa 6.1 on esitetty radan rakennekerroksissa peruslaskentatapauksessa käytetyt materiaali-parametrit.

Taulukko 6.1 Peruslaskentatapauksessa käytetyt radan rakennekerrosten materiaali-parametrit.

Kerros	Tukikerros	Alusrakenne	Yksikkö
Materiaalimalli	HS	HS	-
Materiaalin tyyppi	Drained	Drained	-
Tilavuuspainot			
γ_{unsat}	20	20	kN/m ³
γ_{sat}	23	23	kN/m ³
Vedenläpäisevyys			
K_x	1	1	m/day
K_y	1	1	m/day
Jäykkyyssparametrit			
E^{ref}_{50}	250000	150000	kN/m ²
$E^{\text{ref}}_{\text{oed}}$	160000	110000	kN/m ²
$E^{\text{ref}}_{\text{ur}}$	500000	300000	kN/m ²
Power	0,5	0,5	m
$\nu_{\text{ur}}(\text{nu})$	0,2	0,2	-
p^{ref}	100	100	kN/m ²
K_{onc}	0,2929	0,3843	-
Lujuusparametrit			
c_{ref}	20	5	kN/m ²
φ	45	38	°
ψ	5	5	°
$c_{\text{increment}}$	0	0	kN/m ³
y_{ref}	0	0	m
R_f	0,9	0,9	-

Pohjamaakerrosten osalta pyrittiin pitäytymään mahdollisimman yksinkertaisessa materiaalmallissa, ja näin ollen niille käytettiin lineaarielastista materiaalmallia. Myös ratapölkkyt mallinnettiin lineaarielastisina kappaleina, joille syötettiin käytännössä betonin K60 jäykkyys.

Ratakiskot mallinnettiin palkkielementteinä. Vaikka palkkielementit ovat PLAXIS3D-malleissa viivamaisia elementtejä, ne valittiin käytettäväksi elementtityypiksi, koska palkkielementeille on yksinkertaista syöttää mm. taivutusvastusten arvot. Ratakisko-tyyppinä käytettiin 60 E1-kiskoa.

Ratapölkkyjakona käytettiin 0,61 m ja rataa kuormittavina elementteinä käytettiin kuormakaavion LM71 pistekuormien osia, jossa pistekuormien välimatka radan suunnassa on 1,6 m. Mallia kuormittaa neljä akselia ja käytettäväksi kuormitukseksi valittiin staattinen 25 t akselipaino, eli jokainen pistekuorma on suuruudeltaan 125 kN.

6.1.2 Pohjamaan mallintaminen

Koska mallissa tutkitaan yksittäisen kuormituspulssin aiheuttamia rasituksia radan rakennekerroksille, ei pohjamaan saakka pitäisi näissä olosuhteissa mobilisoitua mainittavia pysyviä muodonmuutoksia. Tällöin pohjamaakerrokset pitäisi pystyä mallintamaan lineaarisesti elastisina. Lineaarisesti elastisessa materiaalmallissa asetetaan materiaalin jäykkyyttä kuvaaviksi lähtötiedoiksi vain kimmomoduuli E ja Poissonin luku ν . Lineaarisesti elastinen materiaalmalli on kuitenkin liian epätarkka, kun pyritään mallintamaan ohuita maakerroksia, mutta sen on todettu olevan tarkka, kun pyritään mallintamaan massiivisia elementtejä. Tässä tapauksessa pohjamaan rakennekerroksia voidaan pitää kohtuullisen massiivisina maakerroksina, ja lineaarisesti elastisen mallin käyttöä puoltaa tutkimuksen aikaisemmissa vaiheissa tehty havainto pohjamaan jäykkyyden merkittävästä roolista. Lisäksi tavoitteena on mallintaa yksittäisen kuormituspulssin aikainen tilanne eikä lineaarisesti elastisen mallin lähtöparametreiksi tarvita työläästi määritettäviä suljetun tilan lujuusparametreja.

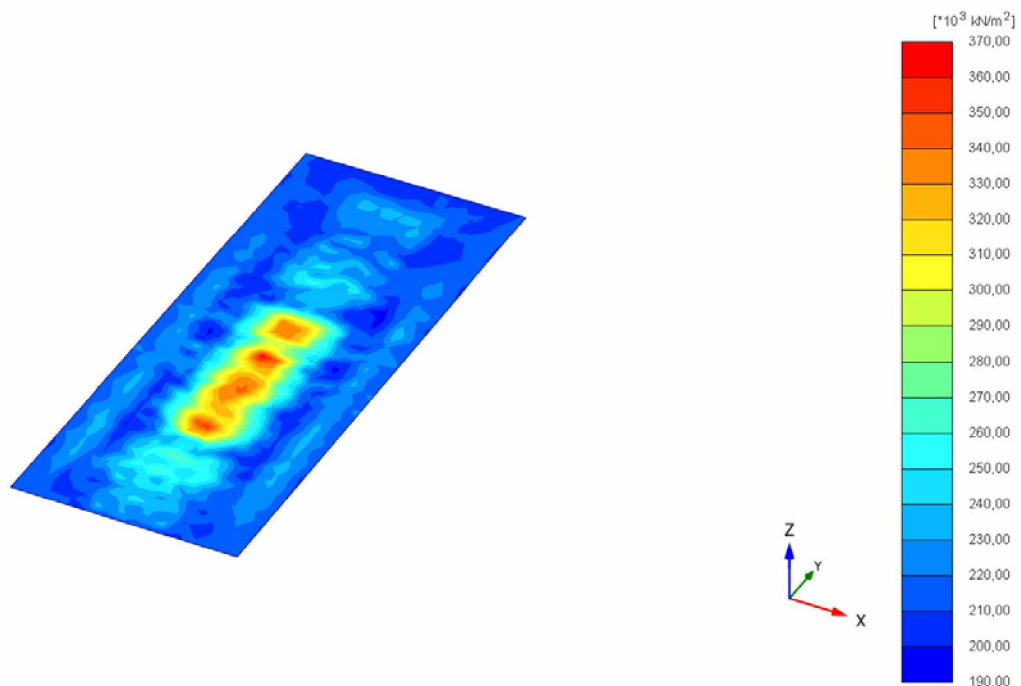
6.1.3 Rakennekerrosten jäykkyys

Jotta pystytään mallintamaan yhden akselinyllityksen aiheuttamat rasitukset rakenteeseen, suurin problematiikka liittyy mallien materiaaliparametrien valintaan. Koska toistokuormitustilanteessa rakenne antaa erilaisen vasteen yksittäiseen staattiseen kuormituskertaan verrattuna, on valittava materiaalien jäykkyydet siten, että ne vastaavat pengerrakenteen jäykkyyttä toistokuormitustilanteessa.

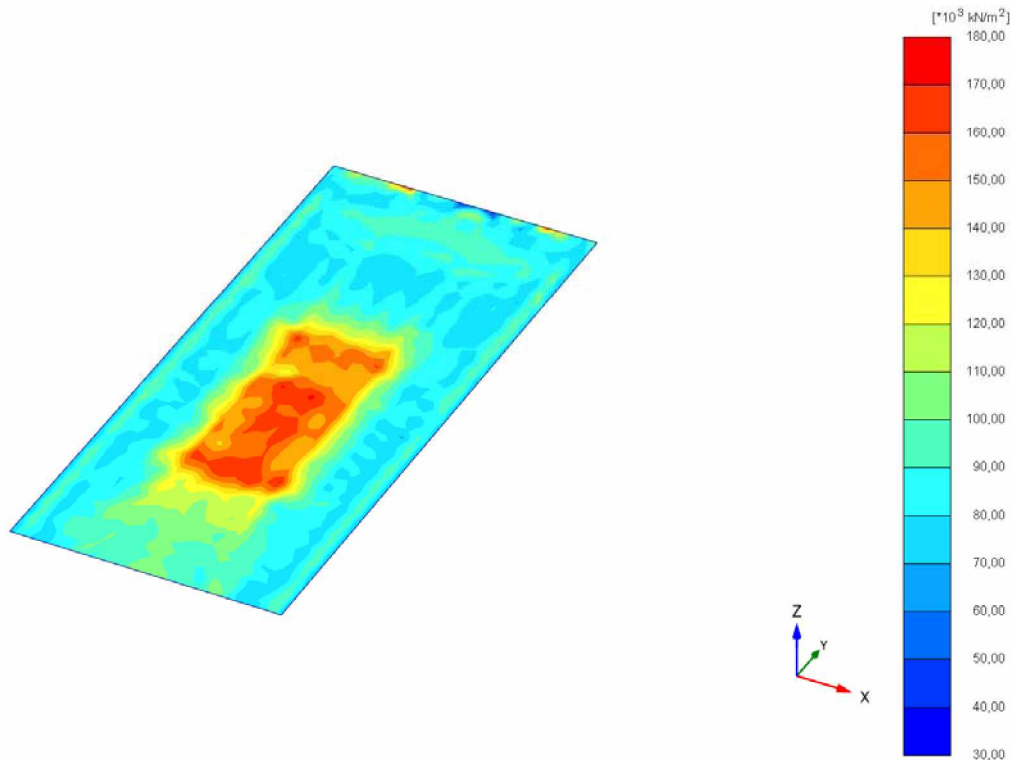
Mallinnuksessa käytettiin alus- ja päällysrakennekerroksille Hardening Soil-materiaalmallia. Materiaalille määritetään kolme jäykkyyssparametria, sekanttimoduuli E_{50} , toistokuormitustilanteen moduuli E_{ur} ja materiaalin kokoonpuristuvuutta kuvaava ödometrimoduuli E_{oed} . Mallinnuksen alkuvaiheessa jäykkyyssparametrien arvoja varioitiin, ja lopullisissa malleissa käytettiin rakennekerroksille vakiomoduuleja käyttäen variointivaiheessa hyväksi PLAXIS-laskentatulosohjelmassa olevaa State parameter E-optiota. E-parametri ilmoittaa maamateriaalin kimmomoduulin laskennan lopputilanteessa, joten tukikerroksen alaosaan sekä alusrakennekerrosten yläosaan pyrittiin saamaan materiaalien jäykkyyssparametreja muokaten haluttu jäykkyyden suuruusluokka laskennan lopussa.

Junanylityksen aikaisia jännityksiä ja muodonmuutoksia on monitoroitu mm. Koriolla vuonna 2000 tehdyissä akselipainojen nostoon liittyvässä tutkimuksessa. Näistä mitaustuloksista (Kolisoja et. al. 2001) laskettiin radan resilient-moduulit. Tasolla Kv-0,7 m mitattu moduuliarvo oli noin 190–200 MPa. Vastaavasti tasolta Kv-1,3 m mitattiin 110–120 MPa:n suuruusluokkaa olevia moduuliarvoja.

Kuvissa 6.2 ja 6.3 on esitetty tasokuvana tukikerroksen alaosan ja alusrakennekerrosten yläosan kimmomoduuli E. Kuvasta 6.2 nähdään, että tukikerroksen alaosassa (Kv-0,5 m) jäykkyys on kuormitetulla osuudella pölkkyjen keskiosien alla noin 300–350 MPa. Vastaavasti alusrakennekerrosten yläosissa (Kv-0,65 m) jäykkyys vastaavissa kohdissa on noin 120–170 MPa. Moduuliarvo on hieman Koriolla mitattua moduulia alempi, mutta se katsottiin tarkoituksenmukaiseksi, koska alusrakennekerrokset mallinnettiin yhtenä kerroksena. Tällä tavalla saatiin keskimäärin koko alusrakenteelle todellista tilannetta kuvaava jäykkyys. Kuvista 6.2 ja 6.3 on myös syytä todeta, että kuvissa esiintyvä jäykkyyden vaihtelu tasossa on todellista. Tämä johtuu siitä, että kyseessä on elementtimenetelmään perustuva lähestymistapa, ei siis kerrosrakennemalli. Näin ollen jäykkyys vaihtelee eri elementeissä riippuen jännitystason muutoksista. Kun kyseessä on ratarakenne, altistuu ratapölkkyjen alapuolinen alue suuremmalle jännitystilan muutokselle, ja näin ollen myös maamateriaalien antama jäykkyydevaste ratapölkkyjen alapuolisella alueella kasvaa. Laskentamallissa käytetyt materiaalien jäykkyyssparametrit on esitetty edellä taulukossa 6.1.



Kuva 6.2 Tukikerroksen alapinnan tasolla olevan tukikerrosmateriaalin jäykkyyttä kuvaava kimmomoduulin E arvo laskennan lopussa.



Kuva 6.3 Alusrakenteen yläpinnan tasolla olevan eristys-välikerrosmateriaalin jäykkyyttä kuvaavan kimmomoduulin E arvo laskennan lopussa.

6.1.4 Alusrakenteen lujuusparametrit

Jäykkyyssparametrien lisäksi Hardening Soil-mallissa materiaalille annetaan maan mekaanista käyttäytymistä kuvaavat parametrit koheesio, kitkakulma ja dilataatiokulma. Kitkamaalajeille koheesio on perinteisesti ajateltuna nolla, mutta johtuen PLAXIS-ohjelmissa käytettävistä laskentamäärittelyistä, ei arvoa nolla kannata käyttää missään olosuhteissa. Tämän seikan lisäksi ratarakenteissa käytettävillä karkearakeisilla maalajeilla on syytä huomioida myös särmikkäiden rakeiden lukkiutumisen aiheuttavien kontaktivoimien ja osittain kyllästyneissä materiaaleissa vallitsevan nk. matriisi-imupaineen takia materiaaliin muodostuva näennäinen koheesio. Huonoissakin kuivatusolosuhteissa radan alusrakenteessa sallituilla materiaaleilla on ainakin jonkin verran näennäistä koheesiota, kun taas kuivatuksen toimiessa optimaalisesti saattaa näennäisen koheesio vaikutus olla jopa noin 20 kPa suuruusluokassa. Tässä raportissa on tutkittu koheesio vaikutusta mallinnustuloksiin 1–20 kPa suuruusluokassa.

Akselinylityksen aiheuttamat rasitukset aiheuttavat radan päällys- ja alusrakenteessa jännitystilän muutoksen. Jännitystilän muutoksesta johtuen myös materiaalin kitkakulman lukuarvo on tavanomaisissa staattisissa kuormitustilanteissa sovellettuihin arvoihin verrattuna jonkin verran korkeampi. Jos alusrakenteessa sallittavan hiekan kitkakulman arvo on perinteisesti ajateltuna minimissään noin 33–35° luokkaa, on toistokuormitustilanteessa toteutuvaksi arvoksi tässä yhteydessä arvioitu joitakin asteita suurempi, ehkä noin 38–40° suuruusluokkaa. Kuten näennäisen koheesio vaikutus koheesio lukuarvoon, myös kitkakulman lukuarvo riippuu mm. vallitsevista kuivatusolosuhteista ja näin ollen rakenteessa olevan veden määrästä. Tässä raportissa kitkakulman arvoja malleissa on varioitu 38 ja 45° välillä.

PLAXIS-käyttöohjeiden mukaan dilataatiokulmalle voidaan käyttää vakioarvoa kitkakulma $\varphi - 30^\circ$. Koska Hardening Soil-malleissa dilataatiokulman avulla käytännössä määritetään osin materiaalin leikkauskestävyys ja näin ollen vaikutetaan myös materiaaliin mobilisoituviin leikkausmuodonmuutoksiin, päädyttiin tämän raportin yhteydessä käyttämään dilataatiokulmalle ψ vakioarvoa 5° .

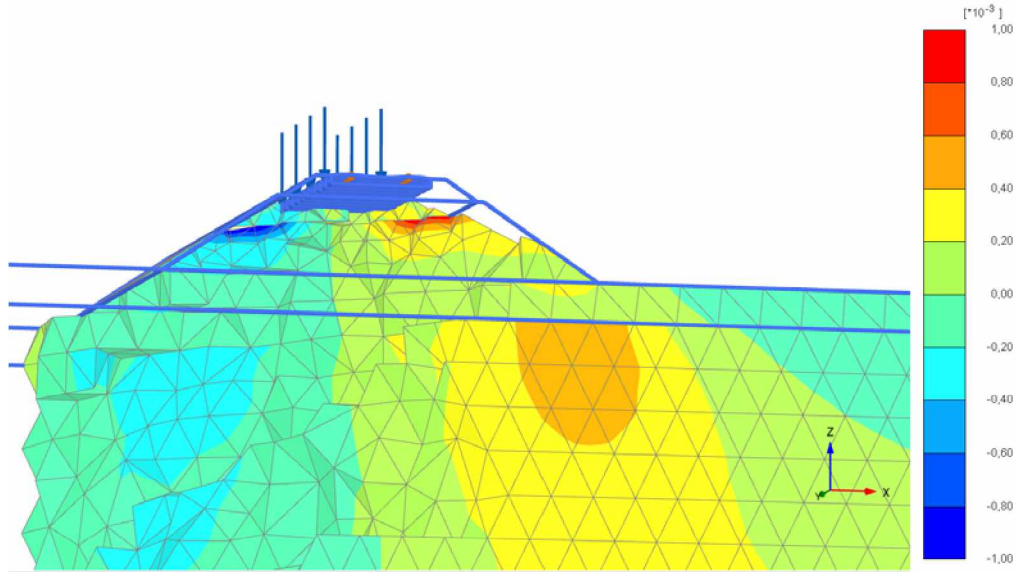
6.2 Tarkasteltavien tulosparametrien valinta

Jo 2D-mallin yhteydessä huomattiin, että pengerdimensioiden vaikutusta penkereen muodonmuutoskäyttäytymiseen ei pystytä arvioimaan kuormituksen aiheuttamien siirtymätasojen avulla. Vaikka penkereen leveys tai luiskakaltevuus vaihtuu, ei siirtymätasoissa ole olennaista eroa eri pengertyyppien välillä identtisillä lujuusparametreilla ja pohjasuhteilla mallinnettaessa. Sama ilmiö todennettiin myös 3D-mallien osalta. Taulukossa 6.2 on esitetty siirtymätasojen vertailu pengertyypeittäin erilaisilla jäykkyyksillä mallinnetuilla pohjamailla. Taulukon 6.2 malleissa pengermateriaalin lujuusparametreina on käytetty koheesiota 5 kPa ja kitkakulmaa 38° .

Taulukko 6.2 Laskentamallin antamien rakenteen kokonaispystysiirtymätasojen vertailu pengertyypeittäin pohjamaan jäykkyyden muuttuessa. Laskennassa on käytetty koheesion c arvona 5 kPa ja kitkakulman φ arvona 38° .

Pohjamaakerrosten jäykkyys (MPa)		Kuormituksen aiheuttama siirtymä (mm)			
Pohjamaa	Kuivakuori/ Pohjamaan pintaosa	Pengertyyppi A	Pengertyyppi B	Pengertyyppi C	Pengertyyppi D
10	50	5,102	5,007	4,802	4,940
10	100	4,737	4,653	4,438	4,567
40	100	2,283	2,244	2,130	2,230
120	120	1,400	1,391	1,390	1,389
480	480	0,918	0,898	0,893	0,892

Projektin väliraportissa (Kalliainen & Kolisoja 2009) esitettiin leikkausmuodonmuutostasojen käyttöä penkereen leviämisen indikaattorina. Leikkausmuodonmuutosta ilmiönä käsitellään myös tämän raportin luvussa 3. Myös 3D-malleissa käytettiin samaa lähestymistapaa. Tässä yhteydessä kuitenkin pitäydettiin yksinkertaistetussa tapauksessa ja leikkausmuodonmuutostasoja tarkasteltiin tarkemmin vain kuormitetun pölkyn kohdalla olevaa radan poikkileikkausta. 3D-mallilla on periaatteessa mahdollista tarkastella leikkausmuodonmuutoksia missä tahansa tasossa esimerkiksi kuvan 6.4 mukaisesti, mutta tässä yhteydessä katsottiin riittäväksi tutkia pelkästään penkereen poikkileikkausta, koska penkereen leveys ja luiskakaltevuus vaikuttavat ensisijaisesti penkereeseen mobilisoituviin muodonmuutostasoihin radan poikkileikkauksessa.



Kuva 6.4 PLAXIS-3D-mallin avulla voidaan tutkia haluttuja tulosparametreja vapaasti valittavista kohdista mallin sisältä.

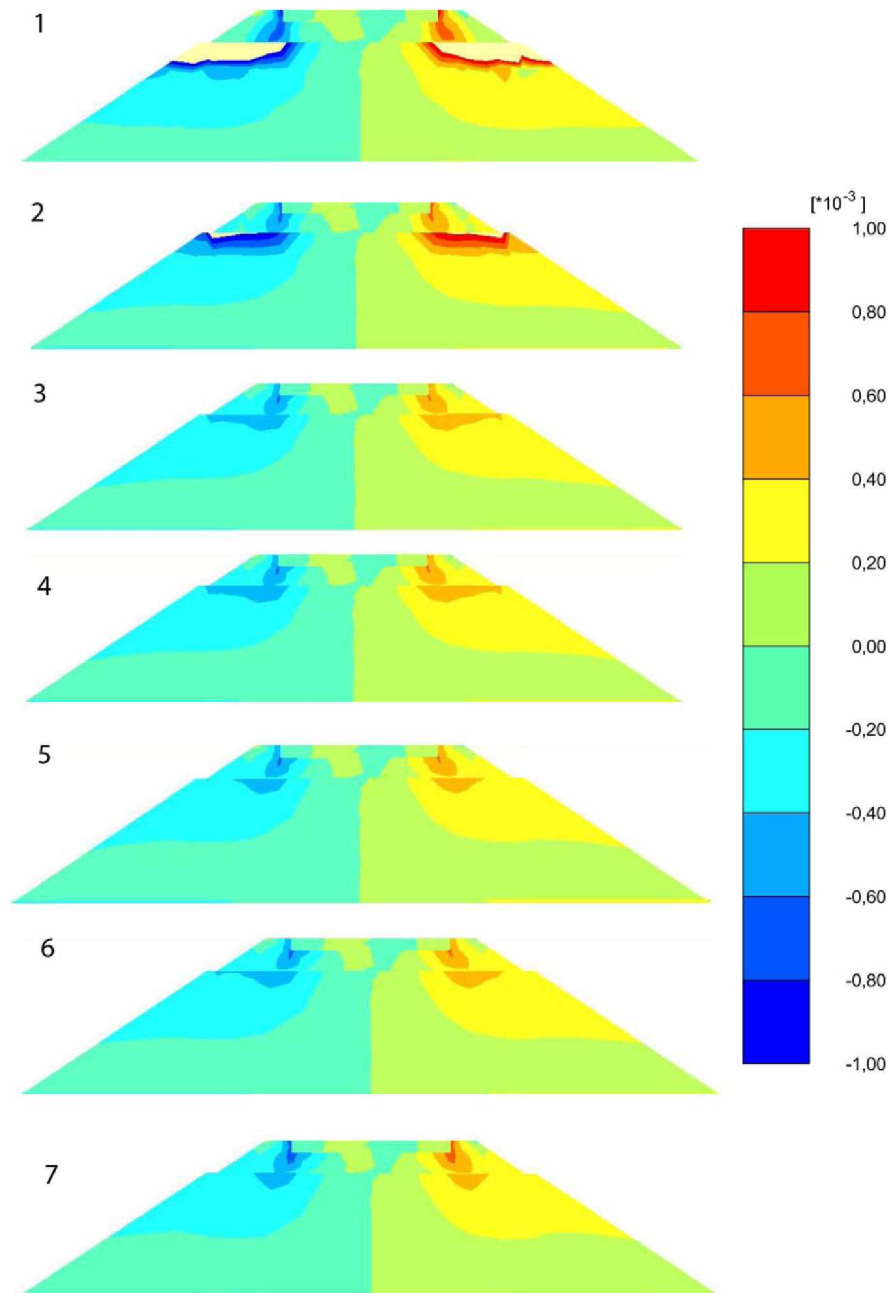
6.3 Lujuusparametrien variointi

Koheesion ja kitkakulman vaikutusta penkereeseen mobilisoituviin siirtymä- ja leikkausmuodonmuutostasoihin tarkasteltiin pysyville muodonmuutoksille todennäköisimmin altistuvan pengertyypin mallilla. Varioinnissa käytettiin pengertyyppiä A ja projektissa käytettyjä pehmeimpiä pohjasuhteita, eli pohjamaan moduularvo oli 10 MPa ja kuivakuorikerroksen 50 MPa. Taulukossa 6.3 on esitetty kuormituksen aiheuttamat pölkyn siirtymät eri alusrakennekerrosten lujuusparametreilla. Kuvassa 6.5 on esitetty vastaavat leikkausmuodonmuutostasot kuormitetun pölkyn kohdalta taulukossa esitetystä järjestyksessä.

Taulukko 6.3 Lujuusparametrien vaikutus penkereen kokonaispystysuirtymätasoihin, pengertyyppi A, pohjamaan moduularvo 10 MPa, kuivakuoren/ pohjamaan pintaosan moduularvo 50 MPa.

Lasketatapaus	c (kPa)	ϕ (°)	siirtymä (mm)
1	1	38	5,400
2	5	38	5,102
3	10	38	4,951
4	10	41	4,941
5	15	41	4,898
6	15	45	4,933
7	20	45	4,883

Sekä taulukosta 6.3 että kuvasta 6.5 voidaan havaita, että kitkakulman muutoksella on pienempi vaikutus lasketatuloksiin kuin koheesion muutoksella. Lisäksi lujuusparametrien kasvaessa niiden vaikutus tarkasteltaviin leikkausmuodonmuutostasoihin näyttää pienenevän ainakin malleissa käytetyllä kuormitustasolla.



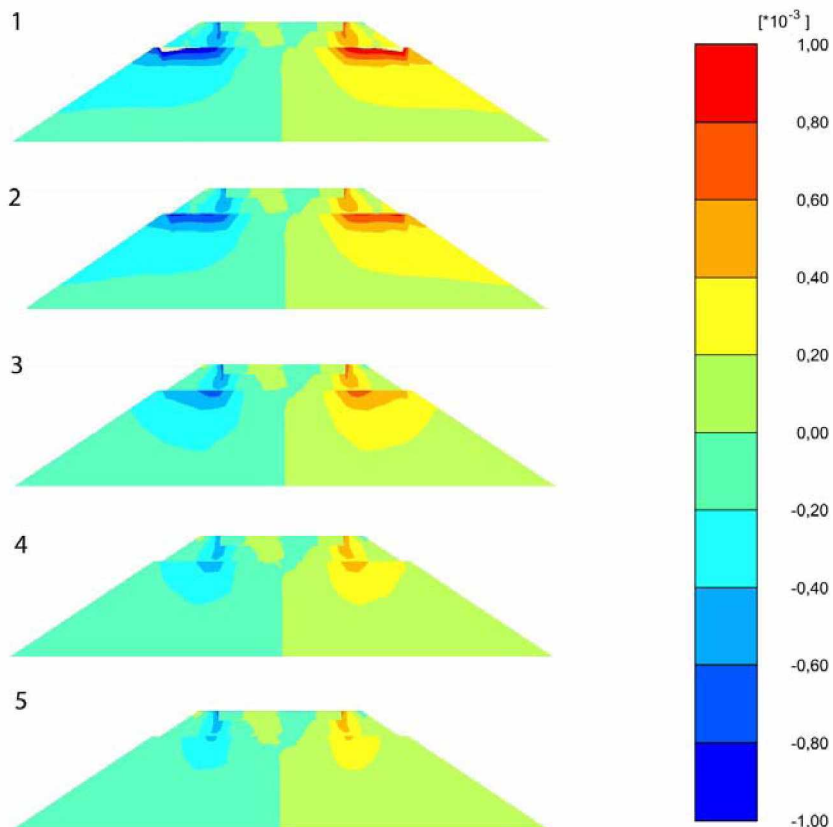
Kuva 6.5 Lujuusparametrien varioinnin vaikutus kuormitetun ratapölkyn kohdalta valitussa poikkileikkauksessa mobilisoituihin leikkausmuodonmuutostasoihin, pengertyyppi A, pohjamaan moduuli 10 MPa, kuivakuoren/pohjamaan pintaosan moduuli 50 MPa.

6.4 Pengerdimensioiden vaikutus

Pengerdimensioiden vaikutusta päädyttiin tutkimaan heikoimmilla käytetyillä lujuusparametreilla, koska rakenteen käyttöiän aikana on vähintään mahdollista, ehkä jopa todennäköistä, että jossain vaiheessa elinkaartaan ratapenkereen kuivatus ei toimi optimaalisesti johtuen sivuojen tukkeutumisesta, tai toisaalta jossain vaiheessa elinkaartaan ratapenger tulee kohtaamaan esim. runsaslumisen talven ja poikkeuksellisen nopeasti sulavan lumen vaikutuksesta poikkeuksellisia kosteusolosuhteita, vaikka rakenteen kuivatus sinällään toimisikin. Lujuusparametreiksi valittiin koheesio $c = 5$ kPa ja kitkakulma $\varphi = 38^\circ$. Kuvissa 6.6–6.9 on esitetty pengertyypeittäin leikkausmuodonmuutostasot yksittäisen kuormituspulssin vaikutuksesta erityyppisillä pohjamailla. Kuvissa esitetään taulukon 6.4 mukaisilla pohjamaan jäykkyyksillä mobilisoituvat leikkausmuodonmuutostasot taulukon mukaisessa järjestyksessä.

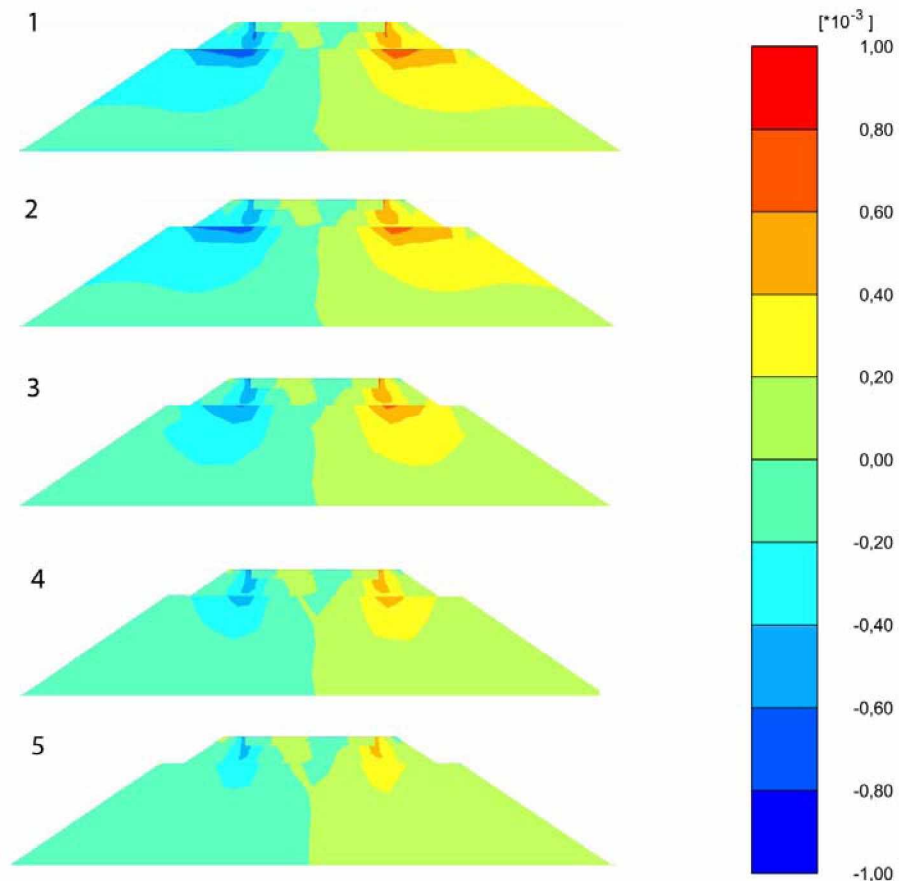
Taulukko 6.4 Pohjamaan jäykkyyssparametrit eri laskentatapauksissa. Mobilisoituneet leikkausmuodonmuutostasot on esitetty pengertyypeittäin kuvissa 6.6–6.9.

Laskentatapaus	Pohjamaan jäykkyys (MPa)	Kuivakuoren (1 m) jäykkyys (MPa)
1	10	50
2	10	100
3	40	100
4	120	120
5	480	480



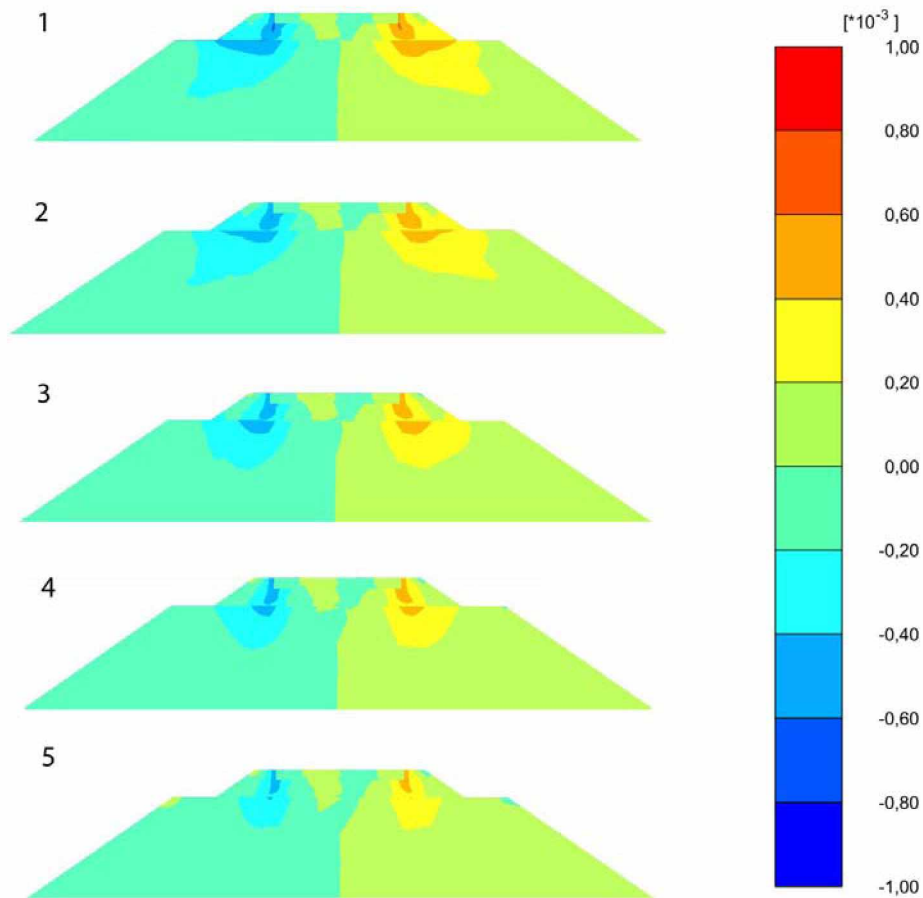
Kuva 6.6 Pengertyyppin A leikkausmuodonmuutostasot taulukon 6.4 mukaisissa pohjamaaolosuhteissa.

Kuvasta 6.6 huomataan, että pengertyyppi A on selvästi liian kapea pehmeillä pohjamailla. Toisaalta pohjamaan ollessa erittäin jäykkä, voitaisiin kapeampaa pengertä todennäköisesti käyttää myös nykyistä korkeammilla akselipainoilla. Kuvan 6.6 kaltaisen trendi on havaittavissa myös pengertyypin B kohdalla kuvassa 6.7. Hyvin pehmeissä pohjasuhteissa leikkausmuodonmuutoksia mobilisoiu jo yksittäisen kuormituspulssin aikana luiskaan asti, mutta pohjamaan ollessa jäykempi myös leikkausmuodonmuutostasot pysyvät varsin maltillisina.



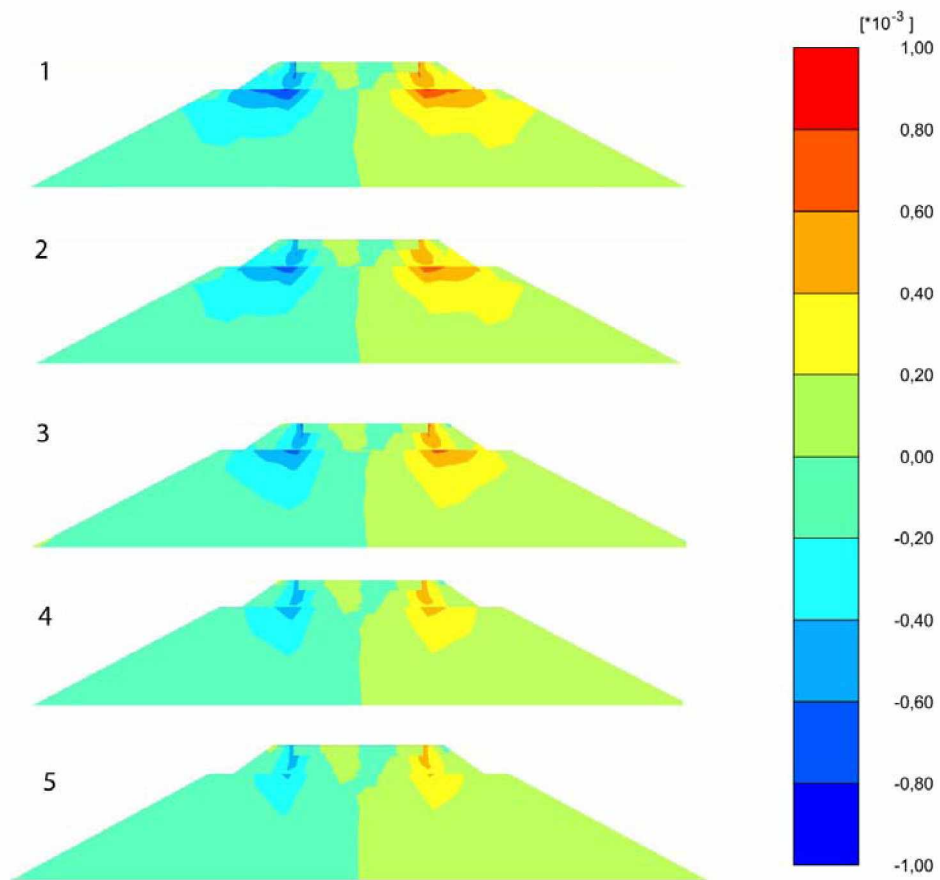
Kuva 6.7 Pengertyypin B leikkausmuodonmuutostasot taulukon 6.4 mukaisissa pohjamaaolosuhteissa.

Pengertyypin C tapauksessa (kuva 6.8) penkereen leveys alkaa kompensoida mobilisoiuvia leikkausmuodonmuutoksia myös hyvin heikoilla pohjamailla. Erot verrattuna pengertyyppeihin A ja B kuitenkin pienentyvät pohjamaan moduuliarvon kasvaessa.



Kuva 6.8 Pengertyypin C leikkausmuodonmuutostasot taulukon 6.4 mukaisissa pohjamaaolosuhteissa.

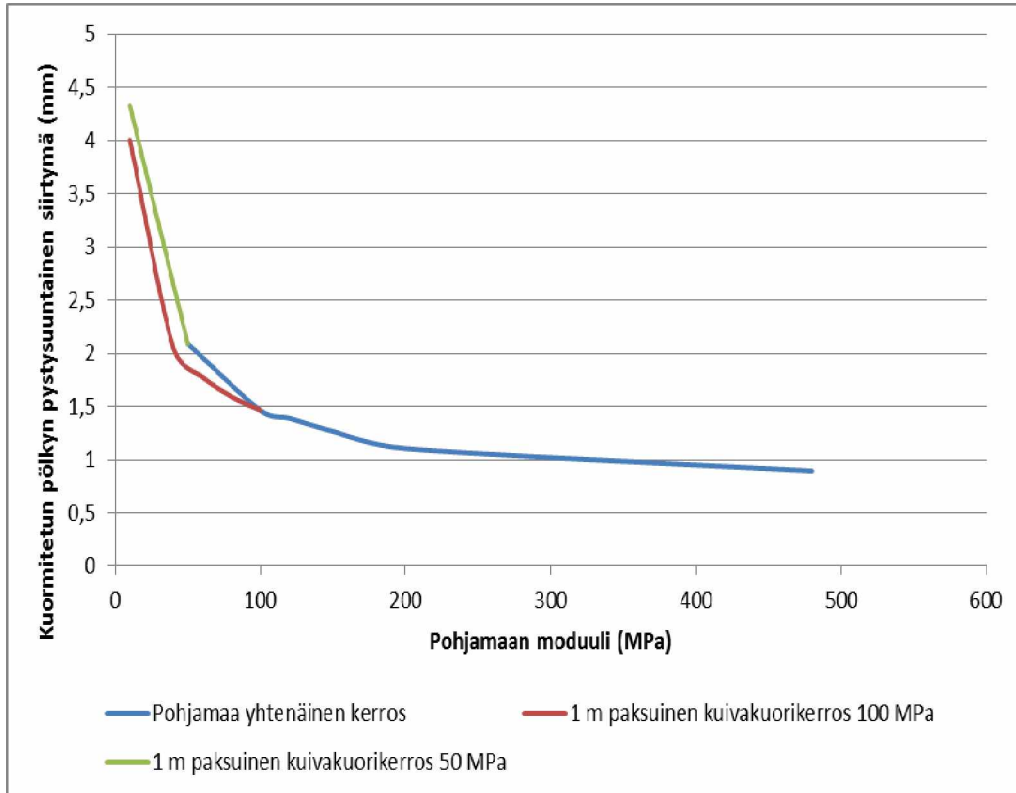
3D-malleissa pengertyyppi D (kuva 6.9) ei suoriutunut yhtä hyvin kuin esim. kentällä mitatuissa kokeissa ja laboratorioon rakennetuissa pienoismittakaavaisissa kuormituskokeissa. Kuitenkin voidaan todeta, että loivempiluiskainen pengertyyppi D jakaa kuormia yhtä leveää pengertyyppiä B paremmin, ja erot pengertyyppiin C ovat kohtuullisen pieniä. Tässä yhteydessä on syytä myös muistuttaa 3D-mallien alustavuudesta, eli kaikkia materiaaliparametrien variointeja ei ole vielä tehty, joten mitattujen tulosten valossa pengerialuiskin loiventamista voitaneen silti pitää ainakin lähes yhtä tehokkaana toimenpiteenä kuin penkereen leventämistä.



Kuva 6.9 Pengertyypin D leikkausmuodonmuutostasot taulukon 6.4 mukaisissa pohjamaaolosuhteissa.

6.5 Pohjamaan vaikutus

Koska mallinnussarjassa pohjamaan jäykkyys näytti korostuvan, tehtiin pengertyypille C vielä tarkempi analyysi pohjamaan vaikutuksesta mobilisoituihin siirtymä- ja leikkausmuodonmuutostasoihin. Kuvassa 6.10 on esitetty kuormitetun pölkyn pystysuuntainen siirtymä erityyppisissä pohjamaaolosuhteissa. Kuvasta nähdään, että pohjamaan moduularvon ollessa noin 100 MPa pölkyn pystysuuntainen siirtymä on noin 1,5 mm luokkaa. Jäykkyydeltään yli 100 MPa olevilla pohjamailla pohjamaan moduularvon kasvattaminen näyttää vaikuttavan huomattavasti vähemmän kuormituksen aiheuttamaan pölkyn siirtymätasoon.

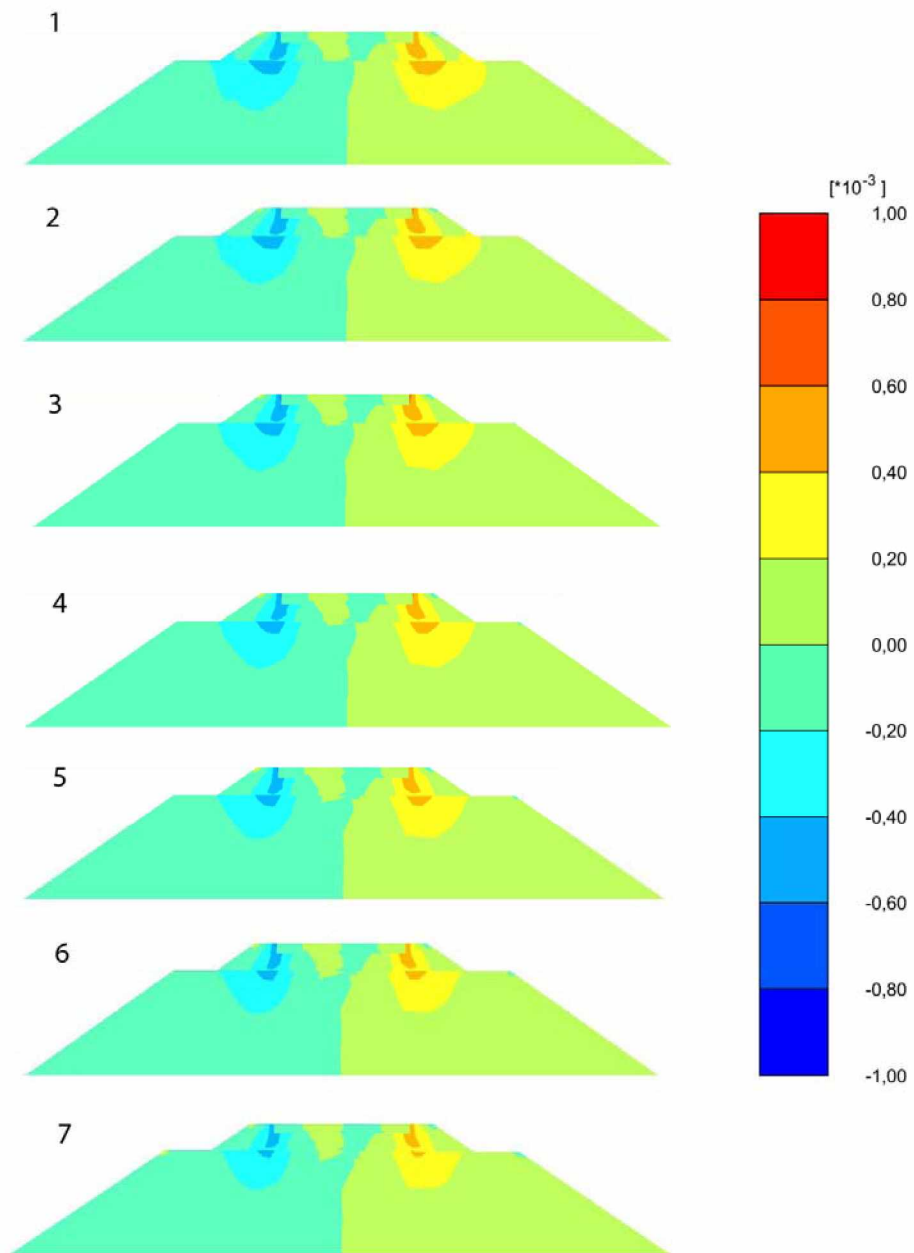


Kuva 6.10 Ratapölkystä mitattu pystysuuntainen siirtymä (koko rakenteen pystysuuntainen muodonmuutos) pengertyypille C erityyppisissä pohjamaolosuhteissa.

Kuvassa 6.11 on esitetty pengertyypin C leikkausmuodonmuutostasot kuormitetussa ratapenkereessä pohjamaan moduulin vaihtuessa. Taulukossa 6.5 on esitetty kuvaa 6.11 vastaavat moduuliarvot. Kuvasta 6.11 voidaan havaita, että pohjamaan jäykkyyden kasvaessa penkereeseen mobilisoituvat leikkausmuodonmuutokset pienenevät, mutta kuten siirtymienkin tapauksessa, pohjamaan moduuliarvon kasvaessa yli 100–150 MPa suuruusluokan vaikutus on pienempi. Näin ollen voidaan sanoa, että pohjamaan moduuliarvo on erittäin merkittävässä roolissa penkereeseen mobilisoituvien siirtymätasoihin ja muodonmuutoksiin. Näiden tulosten valossa tuntuisi perustellulta kytkeä kuormituksesta aiheutuva ratapölkyn palautuva siirtymä ratapenkereen vaadittavaan minimileveyteen.

Taulukko 6.5 Pohjamaan jäykkyyssparametrit eri laskentatapauksissa tarkemmassa pohjamaan jäykkyyden vaikutusten arviointianalyysissä pengertyypille C.

Laskentatapaus	Pohjamaan jäykkyys (MPa)	Kuivakuoren (1 m) jäykkyys (MPa)
1	40	100
2	60	100
3	80	100
4	100	100
5	120	120
6	150	150
7	200	200



Kuva 6.11 Pengertyypin C leikkausmuodonmuutostasot pohjamaan moduuli-
arvojen muuttuessa.

7 Ratapenkereen leveyden määrittäminen laserkeilaimen avulla

Projektin yhteydessä tehdyt kokeet sekä havaintopenkereiden mittaustulokset toivat selvästi ilmi pohjamaan merkittävän roolin ratapenkereiden muodonmuutoskäyttämismisessä. Myös elementtimenetelmään perustuvat mallinnukset tukivat mitattuja tuloksia. Kuitenkin olisi ensiarvoisen tärkeää, että nämä yksittäisten havaintopenkereiden ja pienoismittakaavaisten mallien tulokset pystyttäisiin siirtämään koko rataverkon tasolle. Tästä syystä pohdittiin, millä tavoin voitaisiin helposti mitata ratapenkereen muotoa ainakin rataosatasolla, jopa koko rataverkon tasolla. Menetelmäksi valikoitui laserkeilain, jota on käytetty yhdessä maatumkan kanssa Liikenneviraston toimeksiannosta tehdyssä ”Ratojen luokitus”-projektissa. Näin ollen mittaustietoa oli jo valmiina saatavilla, eikä massiivisia mittaustuloksia tarvittu.

Tässä yhteydessä tutkittiin kahta rataosaa, jotka valikoituivat tutkimukseen sellaisilta alueilta, missä pohjasuhteiden vaihtelu olisi mahdollisimman suurta ja toisaalta myös pohjatutkimustietoa olisi saatavissa. Tutkimukseen valikoituneet rataosat olivat:

- Toijala–Turku
- Kokemäki–Rauma

Toijala–Turku väliltä oli saatavilla kohtuullisen tuoretta suunnittelu- ja pohjatutkimustietoa, sillä Loimaa–Turku-rataosalla on tehty viimeisin perusparannus vuosina 2006–2008. Pohjatutkimustiedon perusteella rataosalla on useita laajahkoja pehmeikköalueita, joiden välissä on myös verrattain kantavalle pohjamaalle perustettua rataa. Tutkimuksessa kävi kuitenkin ilmi, että kantavan pohjamaan alueella olevat osuudet ovat keskimäärin hyvin matalilla penkereillä. Lisäksi rataosalla on käytetty routalevyjä, joiden vaikutusta penkereen muodonmuutoskäyttämiseen ei tunneta, mutta esimerkiksi tämän projektin yhteydessä tehdyissä laboratoriomittakaavaisissa kokeissa käytettiin joustavamman pohjamaan aikaansaamiseksi juuri routaeristettä, joka lisäksi sekä kuormituksesta aiheutuvaa palautuvaa muodonmuutosta että kasvatti merkittävästi penkereeseen mobilisoituneita pysyviä muodonmuutoksia. Edellä mainituista syistä laskettuihin pengerleveyksiin jäi melko paljon tulkinnanvaraisuutta, joten Toijala–Turku-rataosan tuloksia ei esitellä tässä yhteydessä tarkemmin.

Kokemäki–Rauma-rataosa valikoitui tutkimukseen pitkälti samoista syistä kuin Toijala–Turku-rataosa. Lisäarvona olivat myös rataosalla sijaitsevat, tämän projektin yhteydessä toteutetut, havaintoratapenkereet. Näiden avulla pystyttiin arvioimaan josain määrin mittaustulosten tarkkuutta, koska havaintopenkereistä oli myös muuta mittaustietoa saatavilla.

Laserkeilaimen mittaustuloksista ei suoraan pystynyt helposti tulkitsemaan ratapenkereen leveyttä mittauskohdalta, koska mittaustulokset olivat suoraan koordinaatteina. Pelkkien koordinaattien avulla tehty laskenta olisi ollut varsin työlästä, sillä laserkeilaimella mitattuja poikkileikkauksia saadaan keskimäärin yksi jokaiselta ratametritiltä. Lisäksi mm. kasvillisuus ja sähköratapylväät aiheuttavat mittaustuloksiin poikkeamia. Näiden seikkojen takia pengerleveyden laskentaa varten kehitettiin ohjelma, jonka laskentatulosten avulla on helpompi määrittellä ratapenkereen leveys mitatussa poikkileikkauksessa.

Laserkeileimellä mitatuissa tuloksissa penkereen poikkileikkauksen suunnassa mitta-
usväli oli vakio, 0,1 m. Tällöin voitiin määrittää jokaiseen poikkileikkaukseen lasken-
nallinen korkeusviiva siten, että mittauslinjan (ratapenkereen) keskilinjalta lukien
tarkasteltiin molempiin suuntiin 1,3 m osuutta. Näistä arvoista jätettiin huomiotta ne
arvot, jotka poikkesivat keskikohdan pystysuuntaisesta koordinaatista yli 50 mm
ylöspäin. Tällä tavalla saatiin eliminoitua kiskojen kohdat, sekä mahdollisesti rata-
pölkyn yläpinnan yläpuolella olleet yksittäiset sepelirakeet. Jäljelle jääneistä arvoista
laskettiin keskiarvo, jota käytettiin laskennan edetessä korkeusviivana.

Laskennallisen korkeusviivan määrittämisen jälkeen pengerluiskista alettiin laskea
ratapenkereen leveysmittoja pystysuunnassa 0,1 m välein alkaen tasosta Kv-0,3 m
aina tasoon Kv-3,0 m saakka. Laskennassa etsittiin aina koordinaatit, jotka ovat pys-
tysuunnassa yli 0,1 m alempana verrattuna aiempaan tarkastelutasoon. Koordinaat-
tien etsinnän jälkeen laskettiin ratapenkereen leveys halutussa korkeusviivatasossa-
ketut tulokset tulostettiin taulukkomuotoon, jotta niiden jatkokäsittely olisi mahdolli-
simman yksinkertaista.

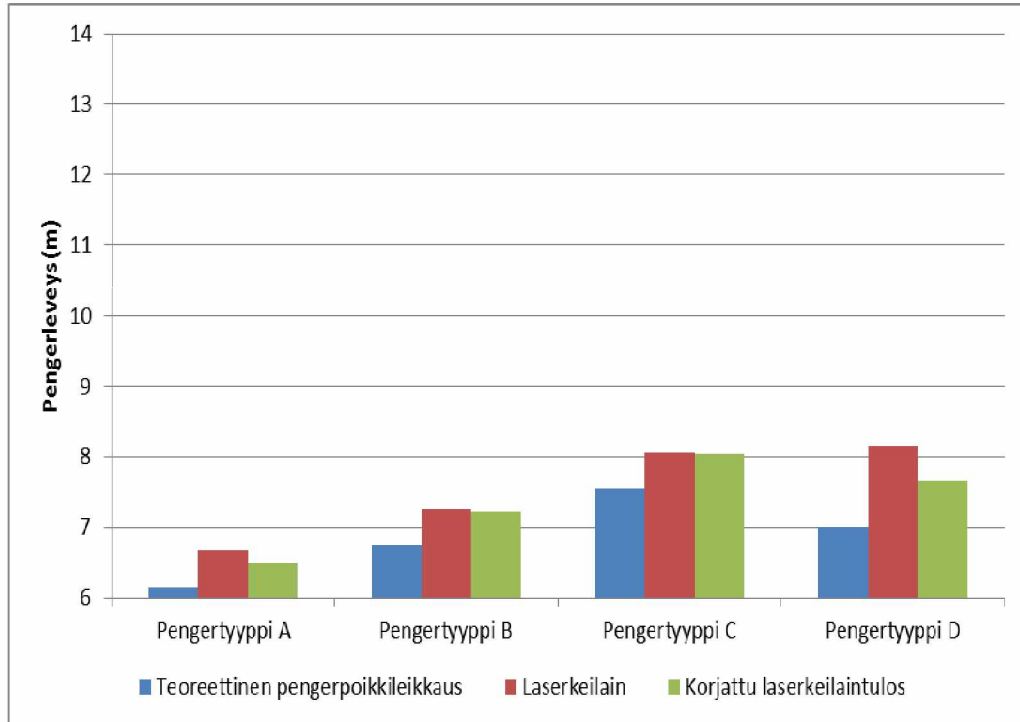
7.1 Kokemäki–Rauma-rataosan mittaustulokset

Laserkeilaimen mittaustarkkuutta pyrittiin arvioimaan ensimmäisessä vaiheessa
tutkimalla mittaustulokset kilometrivälillä 286+500-286+800 sijaitsevien havainto-
penkereiden kohdilta. Laserkeilainmittaukset on tehty keväällä 2010. Pitkäaikaisista
muodonmuutoksista on luotettavaa seurantatietoa vuosien 2004–2006 väliltä, johon
perustuen aikavälillä 2006–2010 penkereiden oletettiin levinneen samaa vauhtia kuin
vuosina 2004–2006. Lisäksi mittaustuloksia arvioitaessa tulee huomioida pengerluis-
kien päälle vuosien aikana muodostunut kasvillisuus. Koska laserkeilainmittaukset on
tehty keväällä, ei varsinaista kasvukaudenaikaista kasvillisuutta juurikaan esiintynyt
(kuva 7.1). Lisäksi mittaustulosten käsittelyä varten kehitetty ohjelma poistaa kasvus-
tosta aiheutuvat yksittäiset poikkeavat mittauspisteet.

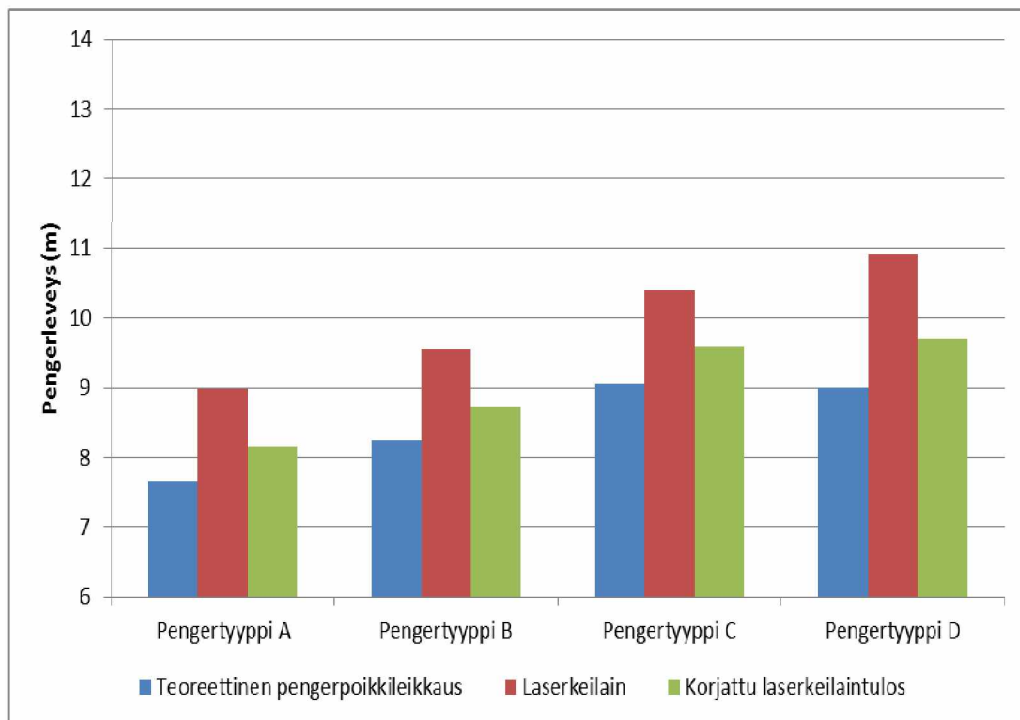


Kuva 7.1 Kokemäki–Rauma-rataosan havaintopenkereen D kohdalta RailwayDoctorista kaapattu kuva laserkeilainmittausten ajankohtana. Pengerluiskissa on havaittavissa jonkin verran pintakasvillisuutta, mutta varsin vähän varsinaista vuosittaisen kasvukauden aikana muodostuvaa kasvillisuutta.

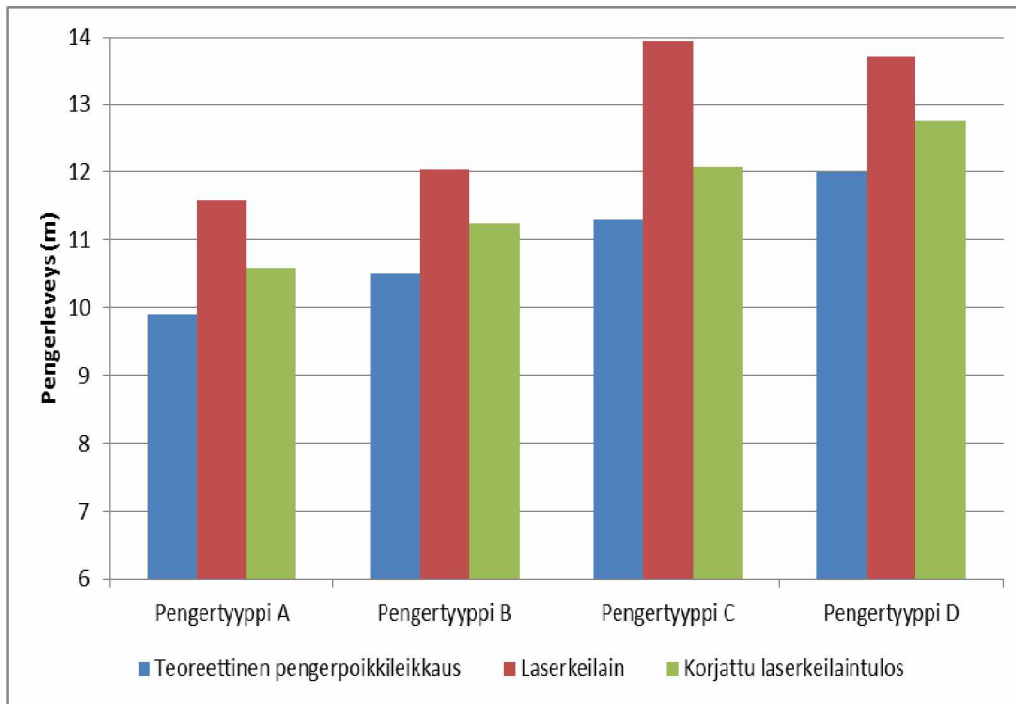
Havaintopenkereet ovat noin 50 m pituisia osuuksia. Laskentaan otettiin huomioon jokaisesta pengertyypistä 40 m pituinen osuus. Näin pyrittiin eliminoimaan mahdolliset pienet poikkeamat radan suunnassa eri menetelmillä mitattaessa. Kuvissa 7.2–7.4 on esitetty rakentamisen jälkeinen teoreettinen poikkileikkaus, laserkeilainmittaustuloksista lasketut pengervelevydet sekä pitkäaikaisten muodonmuutosten seurannasta laskettu penkereen leveys niiltä tasoilta, joilta pitkäaikaisia muodonmuutoksia on seurattu vuosina 2004–2006. Pitkäaikaismittauksista lasketut arvot on laskettu siten, että alkutilanne on oletettu teoreettisen poikkileikkauksen suuruiseksi. Laskennallinen leviäminen on laskettu perustuen kahden vuoden seurantajaksoon, ja mitattuaaraisesti vuoden 2010 tasolle. Lisäksi arvossa on otettu huomioon aluskasvillisuuden kehittyminen, joka on oletettu 0,1 m paksuksi kerrokseksi koko pengerveleiskan matkalla.



Kuva 7.2 Havaintopenkereiden kohdalta eri menetelmillä lasketut pengerleveydet pengertyypeittäin tasolta Kv -0,8m.



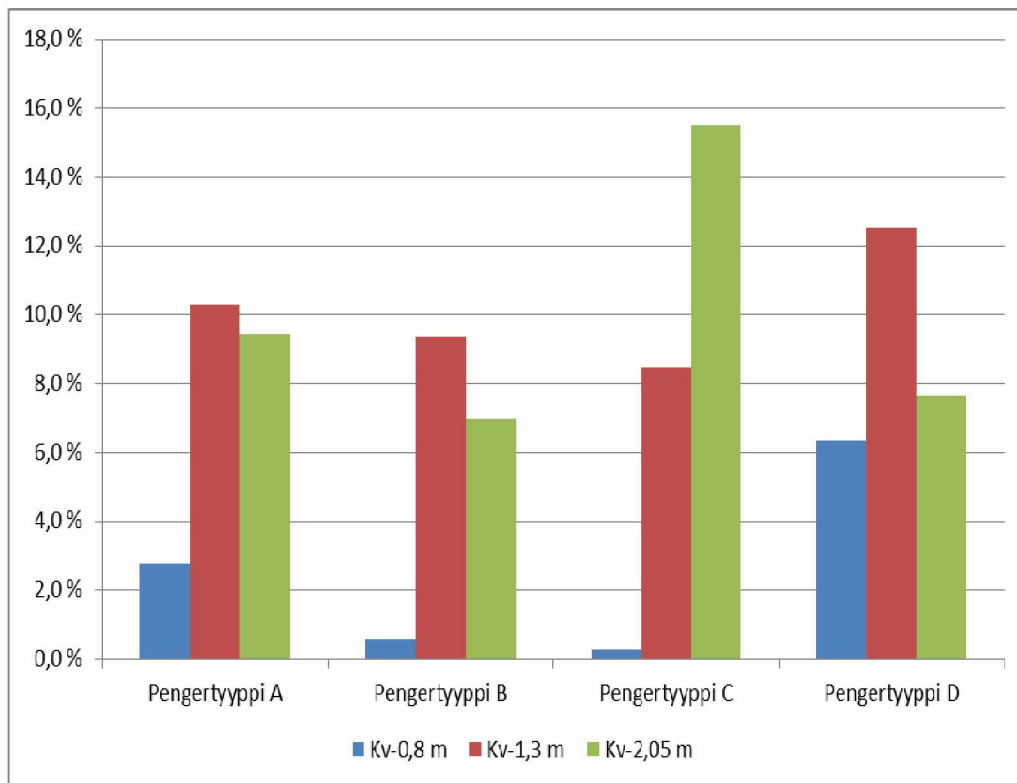
Kuva 7.3 Havaintopenkereiden kohdalta eri menetelmillä lasketut pengerleveydet pengertyypeittäin tasolta Kv -1,3m.



Kuva 7.4 Havaintopenkereiden kohdalta eri menetelmillä lasketut pengerleveydet pengertyypeittäin tasolta Kv -2,05m.

Kuvassa 7.5 on esitetty kuvien 7.2–7.4 datojen keskinäinen erotus. Kuvan 7.5 perusteella voidaan todeta mittausmenetelmän sinänsä olevan riittävän tarkka ainakin pengerluiskan yläosassa, joka on myös penkereen pitkäaikaisen muodonmuutokäyttäytymisen kannalta mielenkiintoisin. Tarkkuus näyttää kuitenkin huonontuvan, kun siirrytään laskennallisesta korkeusviivasta alaspäin. Tämä johtuu todennäköisesti laserkeilaimen mittausdatan luonteesta. Keilain tallentaa koordinaatit 20 m matkalta molemmille sivuille penkereen keskilinjalta riippumatta korkeuskoordinaatista. Laskentaohjelma etsii kuitenkin ainoastaan riittävästi korkeusviivan alapuolella olevat pisteet ja laskee penkereen leveyden niiden avulla. Kuitenkin läheskään koko radan pituusprofiililla penkereen korkeus maanpinnasta ei ole yli 2 metriä. Tällöin laskennallisesti poikkileikkauksista saadaan vähemmän arvoja alemmilla korkeustasoilta ja keskiarvoja laskettaessa yksittäisen mittaustuloksen rooli kasvaa. Tämä lisää myös virheriskiä, kun yksittäinen mittaustulos saa suhteessa suuremman painoarvon.

Myös laskentaohjelmassa oleva teoreettinen korkeusviivan laskenta näyttää tehtyjen vertailujen perusteella toimivan riittävällä tarkkuudella. Näin ollen laskettujen pengerleveyksien avulla päätettiin tarkastella pengerleveyden muutoksia myös koko Kolemäki–Rauma-rataosan kattavasti.



Kuva 7.5 Havaintopenkereistä laserkeilaimella mitattujen ja penkereen pitkäaikaisten muodonmuutosten seurantaan perustuneiden laskentojen välinen erotus pengertyypeittäin eri tasoilla suhteessa laskennalliseen korkeusviivaan.

7.2 Kokemäki–Rauma-rataosan lasketut pengerleveydet

Jotta pystyttäisiin todentamaan pohjamaan dominoiva vaikutus ratapenkereen pitkäaikaiseen levenemiseen myös rataosatasolla, tulee rataosa jakaa pohjasuhteiltaan mahdollisimman tasalaatuisiin osuuksiin. Tässä tapauksessa jouduttiin kuitenkin pitiäytymään varsin karkeassa jaossa, johtuen vähäisestä käytössä olleen pohjatutkimustiedon määrästä. ”Ratojen luokitus”-projektin yhteydessä on eroteltu erikseen pehmeiköt. Nämä tiedot olivat käytössä, ja pehmeikköosuuksia käytettiin mahdollisuuksien mukaan joustavan pohjamaan osuuksina. Kaikkia pehmeikköosuuksia ei voitu käyttää, sillä osaan on rakennettu suhteellisen lähelle korkeusviivaa ulottuvia vastapenkereitä. Tällöin ei luonnollisesti ole relevanttia tutkia ratapenkereen levenemistä.

Kantavan, tai jäykän, pohjamaan osuuksia etsittiin käytössä olleiden pohjatutkimusten sekä laserkeilainmittausten yhteydessä kuvatun videokuvan alueella. Jäykän pohjamaan alueiksi tulkittiin lähinnä osuuksia, joissa rata nousi mäelle, ja esim. ojien läheisyydestä oli havaittavissa kiviä, jolloin osuus voidaan kohtuullisen luotettavasti tulkita moreenin päälle perustetuksi, eli jäykäksi.

Keskimääräisesti kantavien pohjamaiden osuuksiin luokiteltiin kohteita, joissa ympärillä oli jonkin verran kostean näköistä ympäristöä, kuten kuusi- ja koivumetsää. Metsätyyppin lisäksi tarkkailtiin erityisesti ojia ja osuudet luokiteltiin keskimääräisesti kantaviksi, jos ojissa oli paljon vettä.

Taulukossa 7.1 on esitetty Kokemäki–Rauma-rataosalta tarkempaan analyysiin valikoituneet osuudet ja niiden luokittelu. Luokittelu on tehty edellä kuvatun mukaisesti kolmeen jäykkyydeltään erilaiseen pohjamaaluokkaan.

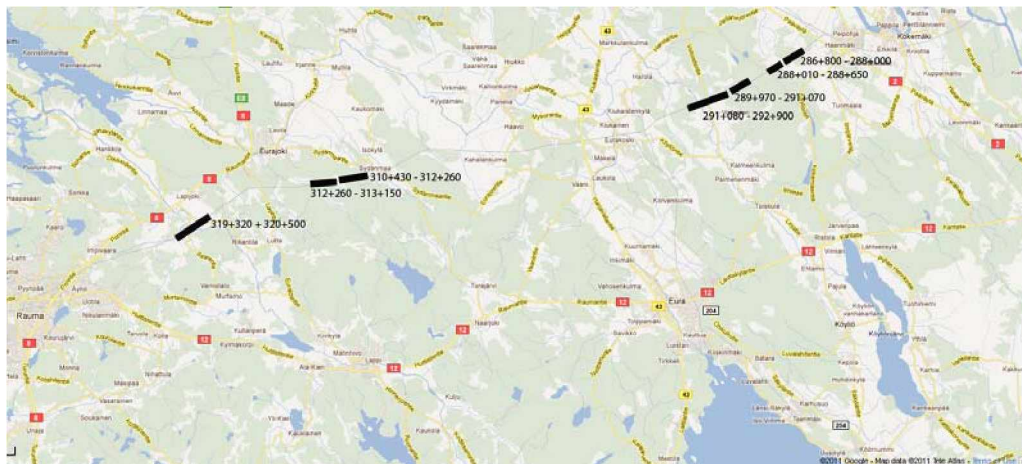
Taulukko 7.1 Tarkempaan analyysiin valikoituneet kohteet Kokemäki–Rauma-rataosalla. Pohjamaa on luokiteltu kolmeen jäykkyydeltään erilaiseen alueeseen; vihreä = jäykkä pohjamaa, keltainen = jäykkyydeltään keskimääräinen pohjamaa ja punainen = joustava (pehmeä) pohjamaa.

Ratakilometrin alku	Ratakilometrin loppu	Pohjamaan tyyppi
286+800	287+050	Keltainen
287+060	287+350	Keltainen
287+360	287+500	Vihreä
287+510	287+830	Vihreä
287+840	288+000	Punainen
288+010	288+100	Punainen
288+130	288+240	Punainen
288+250	288+470	Punainen
288+480	288+650	Punainen
289+970	290+130	Vihreä
290+160	290+340	Keltainen
290+350	290+580	Keltainen
290+590	290+760	Vihreä
290+780	291+070	Punainen
291+080	291+660	Vihreä
291+660	291+770	Keltainen
291+780	292+430	Punainen
292+510	292+900	Punainen
310+430	310+540	Vihreä
310+550	310+770	Punainen
310+780	311+370	Keltainen
311+400	312+260	Keltainen
312+260	312+540	Keltainen
312+560	312+920	Keltainen
312+960	313+150	Keltainen
319+320	319+700	Vihreä
319+700	319+940	Keltainen
319+950	320+240	Punainen
320+250	320+500	Punainen

Pohjamaiden luokittelun jälkeen koko rataosuus jaettiin 10 m pituisiin osuuksiin, ja osuuksilta laskettiin pengerleveyden keskiarvo. Keskiarvoja tutkimalla poistettiin datasta selkeät mittausvirheet ja nämä osuudet jätettiin analyysin ulkopuolella. Havaintopenkereiden datan analysoinnissa huomattiin, että mittauksen tarkkuus näytti erinäistä syistä huononevan penkereen alaosissa. Tämän vuoksi keskityttiin tarkastelemaan ainoastaan penkereen yläosaa, ja tarkempaan analyysiin valikoituivat tasot Kv -0,6 m -Kv -1,2 m 0,2 m välein tarkasteltuna. Tämä oli tarpeen myös siksi, että kantavam-

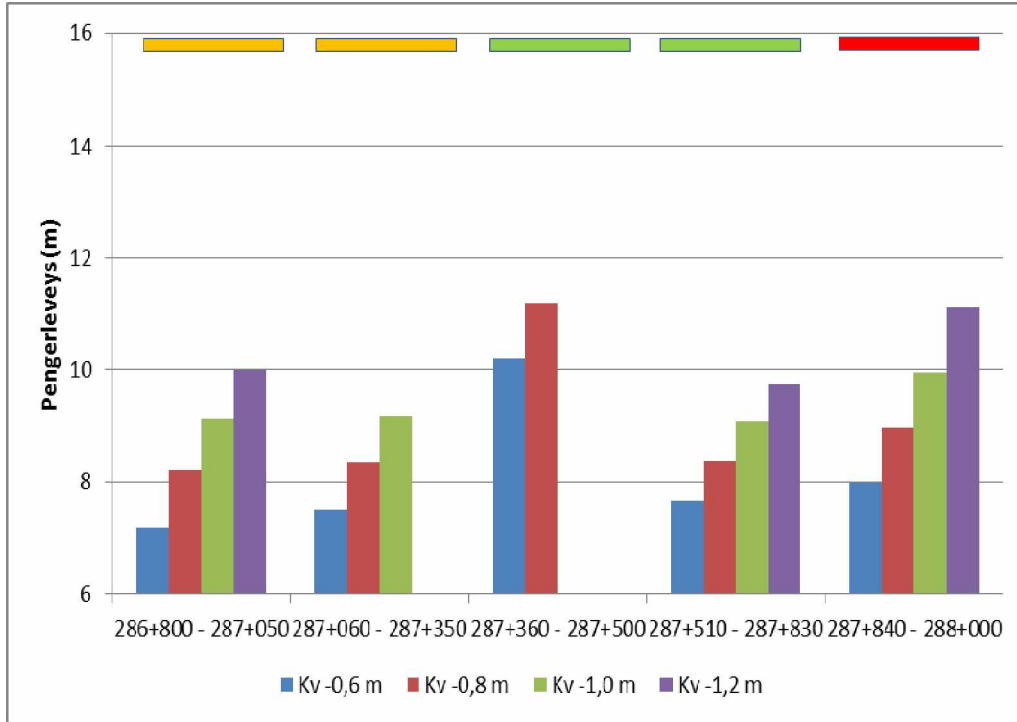
maksi luokiteltujen pohjamaiden alueella ratapenkereen maanpäällinen pengeri on monin paikoin vain jonkin verran yli metrin korkuinen johtuen siitä, että tutkitulla rataosuudella kantavien pohjamaiden alueet sijaitsivat lähes poikkeuksetta mäkin päällä, jolloin rata on rakennettu useimmiten ennemminkin leikkaukseen kuin varsinaisesti penkereelle.

Verrattaessa erityyppisiä pohjamaita keskenään pyrittiin kulloiseenkin analyysiin aina valitsemaan kohtia, jotka olivat mahdollisimman lähellä toisiaan, jotta tiedossa olemattomat tekijät, kuten aiemmin tehdyt ratalinjauksen muutokset eliminoituisivat ja analyysin ulkopuolisten tekijöiden vaikutus jäisi muutoinkin mahdollisimman pieneksi. Kuvassa 7.6 on esitetty tarkempaan analyysiin valikoituneet kohteet kartalla likimääräisinä sijainteina. Kohteiden tarkempi analyysi on esitetty kuvissa 7.7–7.13.



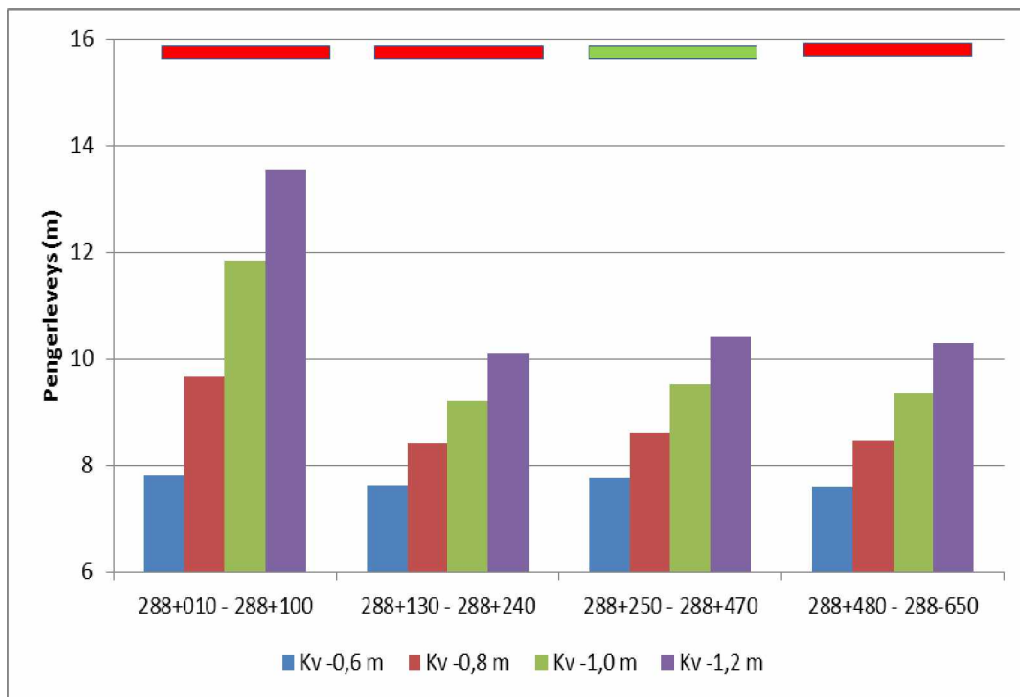
Kuva 7.6 Tarkempaan analyysiin valikoituneet kohteet Kokemäki–Rauma-rataosalla. (Tele-Atlas 2011)

Kuvassa 7.7 on esitetty lasketut pengerleveydet kilometriväliltä 286+800 – 288+000. Kaksi ensimmäistä osuutta sijaitsevat jäykkyydeltään keskimääräisen pohjamaan alueella, kaksi seuraavaa osuutta jäykän pohjamaan alueella ja viimeinen osuus pehmeän pohjamaan alueella. Tutkitulla alueella on tehty kairauksia paaluilta 287+400, 287+500 ja 287+800. Kaikki kairaukset ovat jäykäksi tulkitun pohjamaan alueella ja kaikissa näissä kairauksissa pohjamaa on hiekkaa tai soraista hiekkaa. Kuvasta voidaan nähdä, että pengerleveys on ensimmäisellä jäykän pohjamaan alueella pienin. Kuitenkin toisen jäykän pohjamaan alueella leveys on vastaavasti suurin. Tämä johtuu kuitenkin siitä, että osuus 287+360–287+500 sijaitsee leikkauksessa, jolloin pengerleveyden tutkiminen ei ole relevanttia. Kuvasta voidaan kuitenkin myös havaita pohjamaan merkittävä rooli ratapenkereen muodonmuutostäyttymisessä. Jäykällä pohjamaalla, silloin kun ollaan penkereellä, pengerleveys on pienin ja pehmeän (joustavan) pohjamaan alueella vastaavasti suurin. Näin ollen jäykällä pohjamaalla oleva penger on levinnyt elinkaarensa aikana vähemmän kuin joustavalla pohjamaalla oleva penger. Keskimääräisesti jäykän pohjamaan alueella olevat osuudet ovat näiden kahden ääripään välissä.



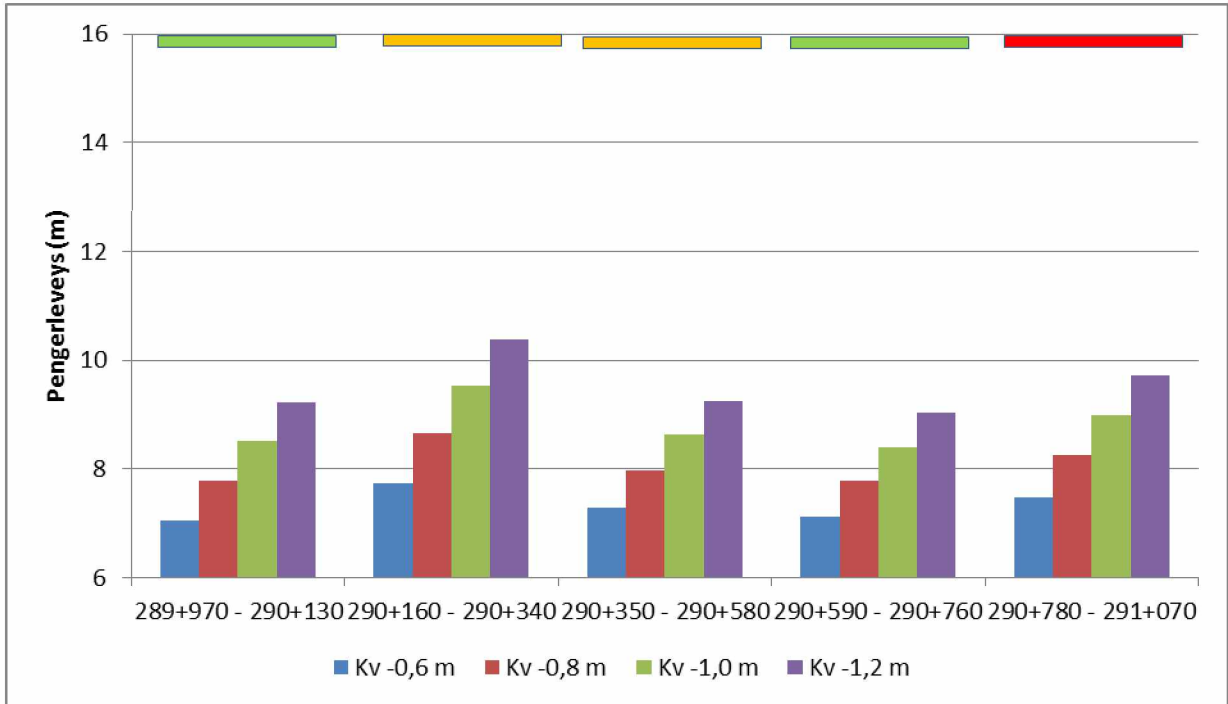
Kuva 7.7 Lasekeilaindatasta lasketut pengerleveydet kilometrivälillä 286+800 – 288+000.

Kuvassa 7.8 on esitetty lasketut pengerleveydet osuiksittain kilometriväliltä 288+010-288+650. Osuus sijaitsee kokonaisuudessaan pellolla, joka on myös luokiteltu pehmeiköksi. Pengerleveys pysyy osuudella melko lailla vakiona korkeusviivatasoittain lukuun ottamatta ensimmäistä osuutta, joka on selvästi levein. Tämä johtuu kuitenkin siitä, että ensimmäisen osuuden kohdalla on korkea vastapenger. Muualla vastapenkereet ovat matalampia. Kuvan 7.8 perusteella voidaan osaltaan verifioida käytetyn menetelmän luotettavuus. Voidaan myös todeta, että pohjasuhteiden pysyessä ainakin lähestulkoon vakioina, ratapenger myös deformoituu saman verran eri osuuksilla.



Kuva 7.8 Lasekeilaindatasta lasketut pengerleveydet kilometriviivillä 288+010 – 288+650.

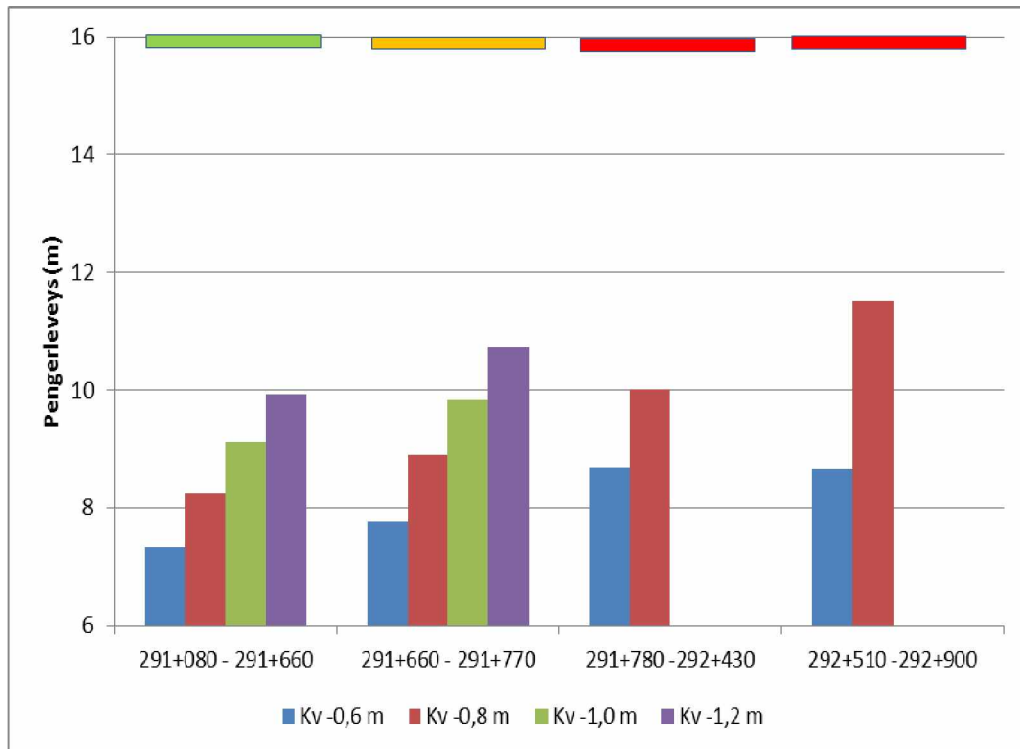
Kuvassa 7.9 on esitetty lasketut pengerleveydet osuuksittain kilometriviililtä 289+970-291+070. Ensimmäinen osuus sijaitsee jäykän pohjamaan alueella, kaksi seuraavaa keskimääräisen pohjamaan alueella, neljäs jälleen jäykällä pohjamaalla ja viimeinen osuus pehmeiköllä. Tällä alueella kairauksia on tehty paaluilta 290+480 ja 290+670. Pohjamaa on molemmissa tapauksissa hiekkaa. Vaikka pohjamaa on kairauksen perusteella jäykäksi luokiteltavaa, voi alue silti olla määritetty keskimääräisesti jäykäksi esim. puutteellisen kuivatuksen takia. Kuvasta voidaan tehdä samankaltainen havainto kuin kuvasta 7.7 eli jäykän pohjamaan alueella sijaitsevat osuudet ovat levinneet vähemmän kuin muut. Kuvassa 7.9 on kuitenkin yksi keskimääräisesti jäykän pohjamaan osuus, joka on levinnyt enemmän kuin pehmeiköksi luokiteltu osuus. On ilmeistä, että tällä tarkkuustasolla menetelmään jää epävarmuustekijöitä, mutta kuitenkin jo näiden tulosten valossa voidaan todeta, että projektin muissa osissa tehty havainto pohjamaan dominoivasta roolista ratapenkereen muodonmuutoskäyttäytymisessä näyttää pitävän paikkaansa.



Kuva 7.9 Lasekeilaindatasta lasketut pengerleveydet kilometriviivillä 289+970 – 291+070. Pohjamaiden jäykkyysluokat on kuvattu kunkin palkkiryhmän yläpuolella.

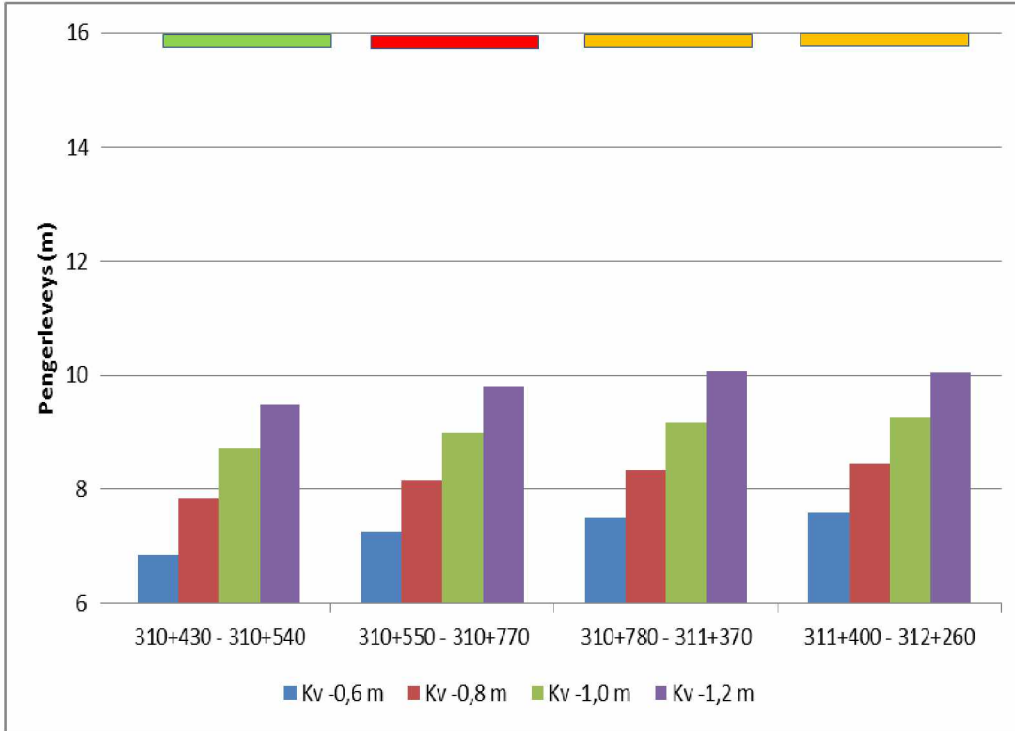
Kuva 7.10 vahvistaa hypoteesia edelleen. Kuvassa on esitetty lasketut pengerleveydet ratakilometriviiviltä 291+080 – 292+900. Kuvassa ensimmäisenä on jäykän pohjamaan osuus, toisena keskimääräisen pohjamaan osuus ja kaksi viimeistä ovat pehmeikköosuuksia. Osuudella on tehty kairauksia paaluilta 291+200, 291+700, 292+300 ja 292+600. Kaikissa tapauksissa pohjamaa on tulkittu kairauksen perusteella erityyppisiksi hiekoiksi. Pehmeikköosuuksiksi luokitelluilla kairauspisteillä pohjamaa on luokiteltu routivaksi silttiseksi hiekaksi. Mikäli pohjamaa pääsee talvikauden aikana jäätymään, voidaan kevätkauden roudan sulaessa otaksua pohjamaa hyvin huonosti kantavaksi. Tällöin pohjamaan alhainen kuormituskestävyys kasvattaa myös ratapengerrakenteen pysyviä muodonmuutoksia.

Pehmeiköille on tässä rakennettu vastapenkereet, mutta näyttää siltä, että vastapenkereiden avulla ei välttämättä voida vaikuttaa radan muodonmuutuskäyttäytymiseen ainakaan vastapenkereiden yläpuolisen osan osalta.



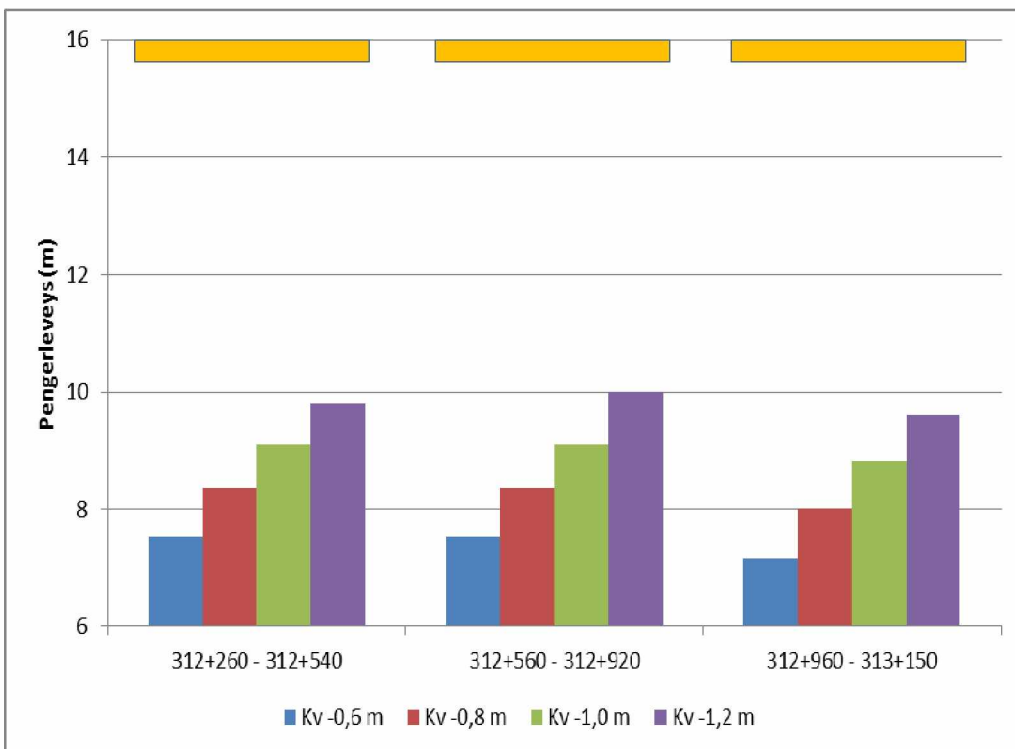
Kuva 7.10 Lasekeilaindatasta lasketut pengerleveydet kilometriviälillä 291+080 – 292+900.

Kuvassa 7.11 on esitetty pengerleveydet ratakilometriviäliltä 310+430-312+260. Kuvassa ensimmäisenä on jäykän pohjamaan osuus, kaksi seuraava ovat keskimääräisen pohjamaan osuuksia ja viimeinen on luokiteltu pehmeikköosuudeksi. Osuuksilla ei tästä eteenpäin ollut käytettävissä minkäänlaista pohjatutkimustietoa, joten jako eri pohjamaatyyppeihin on tehty pelkästään ympäristötarkkailuun perustuen. Kuvasta voidaan havaita, että hyvin vähäiseen tietoon perustuen tehty pohjamaatyypien luokitus ei aina toimi täydellisesti. Keskimääräisiksi luokiteltujen pohjamaiden osuuksilla saattaa olla mahdollisesti lyhyitä pätkiä, jotka kuuluisivat pehmeikköluokittelun alueelle. Toisaalta on myös mahdollista, että keskimääräisten pohjamaiden alueella saattaa olla osuuksia, joissa joustava maakerros on suhteellisen ohut. Tällöin on mahdollista, että junakuormituksen aiheuttama palautuva muodonmuutos heijastuu ohuen joustavan kerroksen alla olevasta jäykemmästä kerroksesta takaisin, jolloin jouston amplitudi tässä ohuessa kerroksessa kasvaa. Tämä kasvattaa pitkällä aikavälillä myös ratapenkereeseen mobilisoituvia muodonmuutoksia. Kuvasta on kuitenkin havaittavissa edellisten kuvien kaltainen trendi; jäykällä pohjamaalla sijaitseva rata-penger on deformoitunut vähiten.



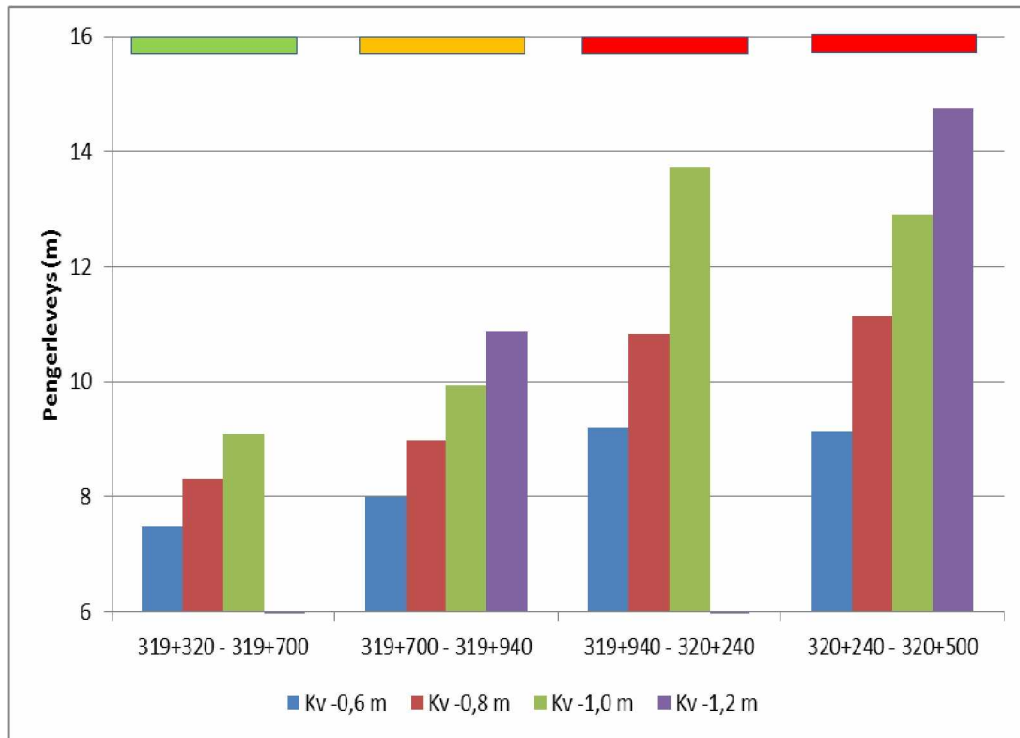
Kuva 7.11 Lasekeilaindatasta lasketut pengerleveydet kilometrivälillä 310+430 – 312+260.

Kuvassa 7.12 on esitetty lasketut pengerleveydet ratakilometriväliltä 312+260-313+150. Kaikki osuudet sijaitsevat keskimääräisesti kantavan pohjamaan alueella. Pengerleveyksissä ei ole suuria eroja, ja kuvan tulokset osaltaan vahvistavat kuvassa 7.8 esiintyneen analogian. Samankaltaisten pohjasuhteiden päälle perustettu rata deformoituu suurin piirtein yhtä paljon elinkaarensa aikana.



Kuva 7.12 Lasekeilaindatasta lasketut pengerleveydet kilometrivälillä 312+260 – 313+150.

Kuvassa 7.13 on esitetty lasketut pengerialueiden leveydet ratakilometriväliltä 319+320-320+500. Kuvassa ensimmäisenä oleva osuus sijaitsee jäykällä pohjamaalla, toinen osuus keskimääräisesti kantavalla pohjamaalla ja kaksi viimeistä osuutta joustavalla pohjamaalla (pehmeiköllä). Kuvasta voidaan havaita jo edellä useaan otteeseen todettu trendi. Jäykällä pohjamaalla sijaitseva ratapenger leviää vähemmän elinkaarensa aikana kuin joustavammilla pohjamailla sijaitsevat penkereet.



Kuva 7.13 Lasekeilaindatasta lasketut pengerialueiden leveydet kilometrivälillä 319+320 – 320+500.

Yhteenvertaamalla laserkeilainmittaustuloksista lasketuista pengerialueiden leveyksistä voidaan todeta, että pengerialueiden leveyksien laskenta sinänsä onnistuu hyvin. Lisäksi on mahdollista vertailla erityyppisille pohjamailla perustetuilla radoilla mobilisoituneita muodonmuutoksia ainakin pengerialueiden yläosasta. Mitä lähempänä maanpintaa ollaan, sitä vaikeammaksi analysointi muuttuu johtuen kasvillisuudesta. Edes laskentaa varten kehitetty ohjelma ei täysin korjaa tilannetta, sillä laskettuja arvoja saadaan läheltä maanpintaa vähemmän jolloin yksittäisten mittaustulosten suhteellinen painoarvo kasvaa. On myös todettava, että pengerialueiden leveyksien vertailu onnistuu vain paikallisesti vertaamalla pengerialueiden leveyksiä suhteessa toisiinsa. Absoluuttiarvoilla tehty vertailu ei ole järkevää, sillä ulkopuoliset tekijät vaikuttavat analyysiin huomattavasti. Ratapenkereet on voitu rakentaa samalla rataosallakin erilevyisinä ja erilaisista materiaaleista. Lisäksi aikojen kuluessa on saatettu tehdä pieniä paikallisia oikaisuja tai geometrian muutoksia.

Tärkeimpänä seikkana nyt tehdyn analyysin pohjalta on nostettava esiin seikka, joka on käynyt ilmi kaikissa muissa tutkimuksen osissa. Pohjamaan jäykkyys on käytännössä määräävä tekijä ratapenkerien pitkäaikaisessa muodonmuutokseen käyttäytymisessä. Laserkeilainmittauksista laskettujen pengerialueiden leveyksien avulla tämä pystyttiin osoittamaan toteutuvaksi ilmiöksi myös olemassa olevalla rataverkolla.

8 Yhteenveto

Merkittävin projektin aikana tehty havainto liittyy pohjamaan rooliin ratapenkereen pitkäaikaisessa muodonmuutuskäyttäytymisessä. Pohjamaan jäykkyys on käytännössä dominoivassa roolissa arvioitaessa ratapenkereen pitkäaikaista muodonmuutuskäyttäytymistä. Joustavalla, tai pehmeällä, pohjamaalla ratapenkereeseen mobilisoi-tuu pysyviä muodonmuutoksia riippumatta käytetystä pengerialueesta. Kokeiden, mittauksien ja mallintamisen avulla pystyttiin kuitenkin osoittamaan, että nykyi-sin käytössä olevat suurimmat pengerialueet riittävät ainakin kohtuullisesti vastus-tamaan pysyviä muodonmuutoksia myös joustavilla pohjamailla. On tietysti olemassa myös sellaisia pohjamaatyyppejä, joilla mikään pengerialue ei riitä vastustamaan pysyvien muodonmuutosten syntymistä, mutta tämäntyyppisille pohjamailla ei voida muistakaan syistä perustaa rataa maanvaraisesti mm. suurien painumien takia.

Toisaalta jäykille pohjamailla perustetuilla radoilla myös nykyisin käytetyt kapeam-mat pengerialueet todettiin riittäviksi, sillä jäykälle pohjamaalle perustet-tuun rataan ei näytä mobilisoituvan merkittävää määrää pysyviä muodonmuutoksia. Näin ollen nykyisin käytössä olevassa ohjeistuksessa on olemassa päivitystarve, jossa lähestymistapaa muuttamalla voidaan saavuttaa merkittäviä materiaali- ja kustan-nussäästöjä.

Palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisen osalta voidaan todeta, että ratapenkereen leveydellä ei näytä olevan merkittävää vaikutusta kuormitetun radan palautuvien muodonmuutosten suuruuteen. Toisaalta tiedetään myös, että palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisen perusteella voidaan arvioida pysyviä muodonmuutoksia. Myös palautuvan muodonmuutoksen suuruus kuormitetulla radalla näyttää riippuvan voi-makkaasti pohjamaan jäykkyydestä. Erittäin jäykällä pohjamaalla nykyisten sallittu-jen junakuormitusten aiheuttama palautuva muodonmuutos on noin 0,5 mm luokkaa. Tällöin palautuva muodonmuutos syntyy käytännössä kokonaan radan rakenneker-rostien osalla. Pohjamaan muuttuessa jäykästä joustavammaksi myös kuormitetun ratapenkereen palautuvan muodonmuutoksen suuruus kasvaa. Tällöin palautuvaa muodonmuutosta syntyy myös pohjamaan jouston takia. Mikäli rata perustettaisiin erittäin pehmeälle pohjamaalle, esim. turpeelle, voi koko ratarakenteen palautuva muodonmuutos olla useiden millimetrien suuruusluokkaa, josta valtaosa tapahtuu pohjamaan alueella. Toki tällöin myös radan rakennekerrostien osalla tapahtuva pa-lautuva muodonmuutos kasvaa 0,5 mm arviolta hieman yli 1 mm:n. Tämä johtuu siitä, että joutaessaan pohjamaa ei anna pengerialueen kannalta riittävää vastetta, vaan penkereessä tapahtuu kuormituksen vaikutuksesta haitallinen määrä leikkausmuodonmuutoksia. Toistokuormitustilanteessa mobilisoituvat, pengerialueen kan-nalta liian suuret leikkausmuodonmuutokset kasvattavat paitsi palautuvan muodonmuutoksen suuruutta, lisäävät myös merkittävästi pysyvien muodonmuutosten syn-tymisen riskiä.

Elementtimenetelmään perustuvan mallintamisen avulla todettiin, että penkereeseen syntyvien leikkausmuodonmuutosten avulla voidaan arvioida ratapenkereen pitkäai-kaista muodonmuutuskäyttäytymistä. Tämä on erittäin merkittävä havainto, sillä oh-jelmistot ovat kehittyneet viime vuosina hyvin nopeassa tahdissa. Nykyisin onkin jo tarjolla ohjelmistoja, joilla pystytään mallintamaan aidosti kolmiulotteisia ongelmia. Luultavasti jo lähitulevaisuudessa ongelmia on mahdollista mallintaa myös dynaami-sina, eikä pelkästään staattisina ongelmia. Kuitenkin jo nykyisellään staattisten las-kentojen ja niiden tuloksena saatavien leikkausmuodonmuutosten avulla voidaan var-

sin luotettavasti arvioida ratapenkereen pitkäaikaista muodonmuutoskäyttäytymistä mallintamalla yksittäisen kuormituspulssin aiheuttamaa kuormitustilannetta.

8.1 Esitys tarvittavasta pengerialueesta

Nykyisessä RATO₃:ssa ratapenkereen vaadittu leveys riippuu alusrakenneluokasta. Alusrakenneluokka puolestaan määräytyy käytännössä suurimman sallitun akselipainon ja ajonopeuden mukaan. Näin ollen nykyisin useimmissa tapauksissa käytetään yksiraiteiselle radalle pengerialueita 6,8 m suoralla radalla ja 7,2 m kaarteissa. Projektin aikana tehdyt havainnot kuitenkin kiistatta osoittavat, että vaadittu pengerialue riippuu ensisijaisesti pohjamaan jäykkyydestä. Näin ollen jäykällä pohjamaalla ei ole tarpeen rakentaa niin leveitä penkereitä kuin nykyohjeistuksen mukaan tehdään.

Pohjamaan jäykkyyden mittaaminen on kuitenkin varsin työlästä ja siitä voi aiheutua olemassa olevalla rataverkolla myös haittaa liikenteelle. Näin ollen pohjamaan jäykkyyttä pitäisi voida arvioida jollakin muulla tavalla kuin mittaamalla suoraan. Kuten edellä jo todettiin, pohjamaan jäykkyys näyttää tutkimustulosten perusteella olevan merkittävin tekijä myös palautuvien muodonmuutosten suuruudelle. Näin ollen mittaamalla koko radan palautuvan muodonmuutoksen suuruus voidaan luotettavasti arvioida myös pohjamaan jäykkyys ja näin ollen myös vaadittava ratapenkereen leveys.

Ehdotus uudeksi toimintatavaksi ratapenkereen vaadittavan minileveyden määrittämisessä on seuraava:

Ohjeistus koskee olemassa olevia ratoja ja se on laadittu 25 t sallitulle akselipainolle.

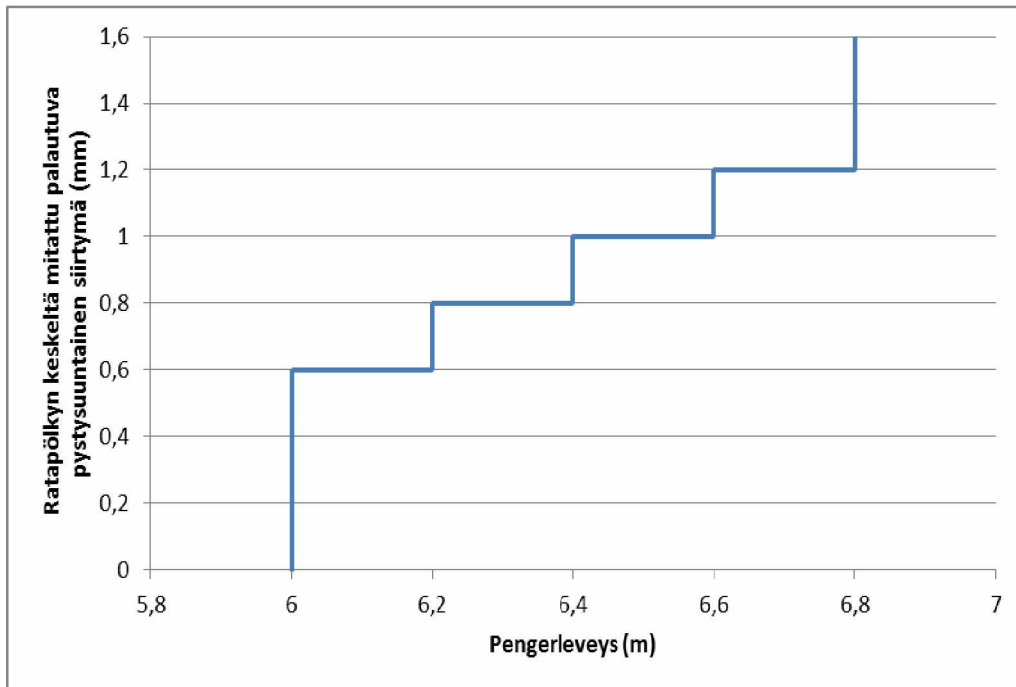
Koska nykyisin suunniteltavien toimenpiteiden lopputuloksena tavoitellaan useimmiten 25 t akselipainoa ja vähintään 200 km/h ajonopeutta, tulisi RATO₃:n taulukko 3.9.2. muuttaa näiltä osin, käytännössä siis alusrakenneluokkien 2 ja 3 osalta. Alempiin alusrakenneluokkiin ei ehdoteta tehtäväksi muutoksia.

Alusrakenneluokkien 2 ja 3 osalta vaadittu pengerialue voidaan määrittää mittaamalla junanylityksen aikainen koko ratarakenteen palautuva muodonmuutos. Mittaaminen voidaan toteuttaa seuraavasti:

- Maastokartoitusten perusteella pohjamaa tulee jakaa homogeenisiin osuuksiin ja jaon jälkeen tulee mitata junanylityksen aikana tapahtuvat palautuvat muodonmuutokset. Homogeenisiin alueisiin jakamalla voidaan vähentää mitaustarvetta etenkin jäykempien (karkearakeisten) pohjamaiden alueilla.
- Ratapenkereen pystysuuntaista siirtymää tarkkaillaan Sr₂-tyyppisen veturin ylityksen aikana ja veturin aiheuttama paikallinen palautuva pystysuuntainen siirtymä mitataan. Mikäli Sr₂-tyyppinen veturi ei tule kysymykseen (esim. sähköistämättömät radat), voidaan mittaaminen tehdä Sr₂-veturin akselipainoa vastaavista muista akseleista
- Mittaukset tulee tehdä kesäkauden aikana (kesä-syyskuu)
- Mittaus voidaan tehdä esim. kiihtyvyyssantureilla, tai siirtymäantureilla siten, että siirtymäanturi kiinnitetään kovaan pohjaan asti asennettuun kairatankoon.

- Mittaukset tulee tehdä ratapölkyn keskeltä. Tällä tavoin voidaan suurimmalta osin eliminoida erilaisten tuentatilanteiden vaikutukset mittaustuloksiin. Lisäksi voidaan ainakin jossain määrin eliminoida kaarteiden vaikutusta mittaustuloksiin.
- Mittaukset tulee tehdä viidestä ratapölkystä viiden ratapölkyn välein
- Mittaustuloksista lasketaan määräävä palautuva pystysuuntainen siirtymä siten, että kolmen keskimmäisen mittaustuloksen arvot huomioidaan, ja näistä lasketaan keskiarvo. Tällä tavoin voidaan eliminoida mahdollisia paikallisia vaihteluita mittaustuloksissa sekä mahdollisia mittausrvirheitä.
- Mittaustulokset arkistoidaan ja dokumentoidaan

Mittaustulosten perusteella määritetään vaadittu yksiraiteisen radan pengerveveys (luiskakaltevuus 1:1,5) kuvassa 8.1 esitetyn nomogrammin ja seuraavien ohjeiden perusteella:



Kuva 8.1 Ratapenkereen vaadittavan minimileveyden määrittäminen alusrakenneluokissa 2 ja 3 yksiraiteisella suoralla radalla.

- Pengerleveyttä 6,0 m voidaan käyttää, mikäli ratapölkyn keskeltä mitattu palautuva pystysuuntainen muodonmuutos $\leq 0,6$ mm
- Pengerleveyttä 6,2 m käytetään, kun ratapölkyn keskeltä mitattu palautuva pystysuuntainen muodonmuutos $> 0,6$ mm mutta $\leq 0,8$ mm
- Pengerleveyttä 6,4 m käytetään, kun ratapölkyn keskeltä mitattu palautuva pystysuuntainen muodonmuutos $> 0,8$ mm mutta $\leq 1,0$ mm
- Pengerleveyttä 6,6 m käytetään, kun ratapölkyn keskeltä mitattu palautuva pystysuuntainen muodonmuutos $> 1,0$ mm mutta $\leq 1,2$ mm
- Pengerleveyttä 6,8 m käytetään, kun ratapölkyn keskeltä mitattu palautuva pystysuuntainen muodonmuutos $> 1,2$ mm

Koska myös pengerialuiskun loiventaminen näytti tutkimustulosten perusteella pienentävän ratapenkereeseen mobilisoituvia pysyviä muodonmuutoksia, pengerialueveyttä 6,0 m luiskakaltevuudella 1:2 voidaan käyttää korvaavana vaihtoehtona pengerialueveyksille 6,2–6,8 m (luiskakaltevuus 1:1,5) mikäli se muista syistä arvioidaan mahdolliseksi tai tarkoituksenmukaiseksi.

Kaarreleivitykset voidaan tehdä taulukon 8.1 mukaisesti:

Taulukko 8.1 Ratapenkereen vaadittu minimileveys alusrakenneluokissa 2 ja 3 suoralla radalla ja kaarteissa.

Pengerleveys [m]	
Suoralla	Kaarteissa
6,0 ²⁾	6,4 ¹⁾²⁾
6,2 ²⁾	6,6 ¹⁾²⁾
6,4 ²⁾	6,8 ¹⁾²⁾
6,6 ²⁾	7,0 ¹⁾²⁾
6,8 ²⁾	7,2 ¹⁾²⁾

- 1) Kaarreleivitystä käytetään ainoastaan kaarteissa, joiden $R < 3000$ m, jolloin pengerialuevitys tehdään kokonaisuudessaan ulkokaarten puolelle. Pengerleveys ilman kaarreleivitystä on $R < 3000$ m kaarteessakin riittävä silloin, kun radan rakenne rajoittuu kiinteään esteeseen (laiturit, kallioleikkaukset, sillat ja tunnelit).
- 2) Siltojen päiden penkereen levennys on suunniteltava ratkaisuna, jossa pengerialueveys ulottuu 4 metrin etäisyydelle reunimmaisen raiteen keskilinjasta 10 m matkalla alkaen sillan siipimuurin päästä ja se muuttuu radan poikkileikkauksen mukaisesti seuraavan 5 metrin matkalla.

Kaksiraiteisen radan osalta toimitaan kuten yksiraiteisella radalla. Mittaukset tulee tehdä kaarteissa ulommaiselta raiteelta. Kaksiraiteiselle radalle lisätään vastaavat poikkileikkaukset (vrt. RATO3 taulukko 3.9.2.) kuin yksiraiteiselle edellisen taulukon mukaan, riippuen vaaditusta raidevälistä.

Mikäli halutaan tutkia mahdollisuutta akselipainojen nostoon 25 tonnista ylöspäin, tulee sallittua Sr2-veturin aiheuttamaa palautuvaa muodonmuutosta skaalata seuraavan esimerkin mukaisesti:

Akselipainon nosto 25 t → 30 t; eli korotus 20 %

Sallitun pystysuuntaisen siirtymän raja-arvoa tulee tällöin pienentää vastaavasti 20 %.

Siis 6,8 m leveä pengerialue tarvitaan, jos pystysuuntainen siirtymä $> 0,8 * 1,2 \text{ mm} \approx 0,95 \text{ mm}$

Uusien ratojen osalta voidaan toimia seuraavasti:

- Lisäraiteen rakentamisen yhteydessä toimitaan kuten olemassa olevilla radoilla siten, että mittaukset tehdään olemassa olevalta raiteelta

- Kokonaan uudella ratalinjalla voidaan käyttää pengerleveyttä 6,0 m (luiskakaltevuus 1:1,5) mikäli pohjamaa on karkearakeisten pohjamaiden (Hk, Sr, Mr) alueella. Muissa tapauksissa käytetään pengerleveyttä 6,8 m (luiskakaltevuus 1:1,5).
- Mikäli uudelle linjaukselle joudutaan tekemään pohjanvahvistuksia, voidaan tiivistetyn massanvaihdon ja paalulaatan alueella käyttää pengerleveyttä 6,0 m (luiskakaltevuus 1:1,5)

8.2 Jatkotutkimustarpeet

Nyt tehdyn tutkimuksen perusteella voidaan todeta, että radan kuormituskestävyydestä ei tiedetä riittävästi. Näin ollen olisi järkevää pyrkiä ymmärtämään junakuormituksen aiheuttamia rasituksia rakenteeseen entistä tarkemmin. Tämän tutkimuksen yhteydessä kehitetyn PLAXIS 3D-mallin avulla pystytään selvittämään myös eri tekijöiden vaikutusta ratapenkereen muodonmuutuskäyttäytymiseen. Näin ollen olisikin ensiarvoisen tärkeää jatkaa tutkimusta kehittämällä nykyistä 3D-mallia edelleen. Tällöin voitaisiin arvioida myös eri radan komponenttien kunnon muuttumisesta aiheutuvat lisärasitukset ratarakenteen eri komponentteihin. Tällä tavalla pystyttäisiin paremmin arvioimaan mm. radan elinkaarikustannuksia. Mallin avulla voitaisiin esim. arvioida tukikerroksen kunnon muuttumisen vaikutusta alusrakenteeseen kohdistuviin jännitys- ja muodonmuutostasoihin tai tutkia pohjaimien tai routalevyjen vaikutuksia ratapenkereen muodonmuutuskäyttäytymiseen.

Koska ratarakenne vaatii korkealaatuisia karkearakeisia materiaaleja, joita on jo nykyisellään paikallisesti huonosti saatavilla, tulisi radan kuormituskestävyyttä tutkia myös tältä kannalta. Nykyisin ratapenkereen mitoitus tapahtuu käytännössä routamitoituksen kautta. On kuitenkin selvää, että osa nykyisestä rataverkosta sijaitsee routimattomalla pohjamaalla, routimatonta pohjamaata vastaavalla korkealla (louhe) penkereellä tai paalulaatan päällä, jolloin routamitoituksen ei tarvitsisi olla määräävä tekijä radan rakennekerrosten mitoituksessa. Vastaavasti kuten jäykkien pohjamaiden osalta pengerleveyden suhteen, olisi säästöjä tätä kautta saatavissa myös tarvittavan pengerkorkeuden suhteen routimattomilla pohjamailla. Kehittämällä kuormituskestävyytemitoitusta voidaan myös tähän ongelmaan löytää parempia menetelmiä nykytilaan verrattuna.

Lähteet

Boyce, H.R. 1980. A non-linear model for the elastic behavior of granular materials under repeated loading. Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading. 7.-11. January. Swansea, UK. Volume 1. 2.285-294.

Brecciaroli, F & Kolisoja, P. 2006. Deformation behavior of railway materials under repeated loading. Literature review. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A5/2006. Helsinki 2006.

Brown, S. F., Pappin, J. W. (1985) Modelling of Granular Materials in Pavements. Transportation Research Record 1022. Analysis and Testing of Granular Bases and Subbases. Washington D.C. ss. 45-51.

Brown, S. F., Pell, P.S. 1967. An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. Proceedings of the Second International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. University of Michigan, Ann Arbor, USA. S.487-504.

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

Kalliainen, A., Kolisoja, P. 2009. Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus. VäliRaportti. Saatavilla

http://dspace.cc.tut.fi/dpub/bitstream/handle/123456789/20720/kalliainen_kolisoja_ratapenkereiden_lev_eys.pdf?sequence=3

Kolisoja, P. (1993). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet. Tielaitoksen selvityksiä 38/1993. 147 s.

Kolisoja, P., Vuorimies, N. & Saarenketo, T. (2004). Assessment of the effect of seasonal variations on the unbound materials of low volume roads by laboratory testing. Proceedings of the 6 th International Symposium on Pavements Unbound (Unbar 6), 6-8 July, 2004, Nottingham, England. Edited by Andrew R. Dawson.

Lekarp, F. 1997. Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. Licentiate Thesis, kungl Tekniska Högskolan. Tukolma, Ruotsi.

Pappin, J. F. (1979). Characteristics of a granular material for pavement analysis. Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham. 162 s.

RATO3. 2008. Ratatekniset ohjeet osa 3. Radan rakenne. Ratahallintokeskus. Helsinki. 2008.

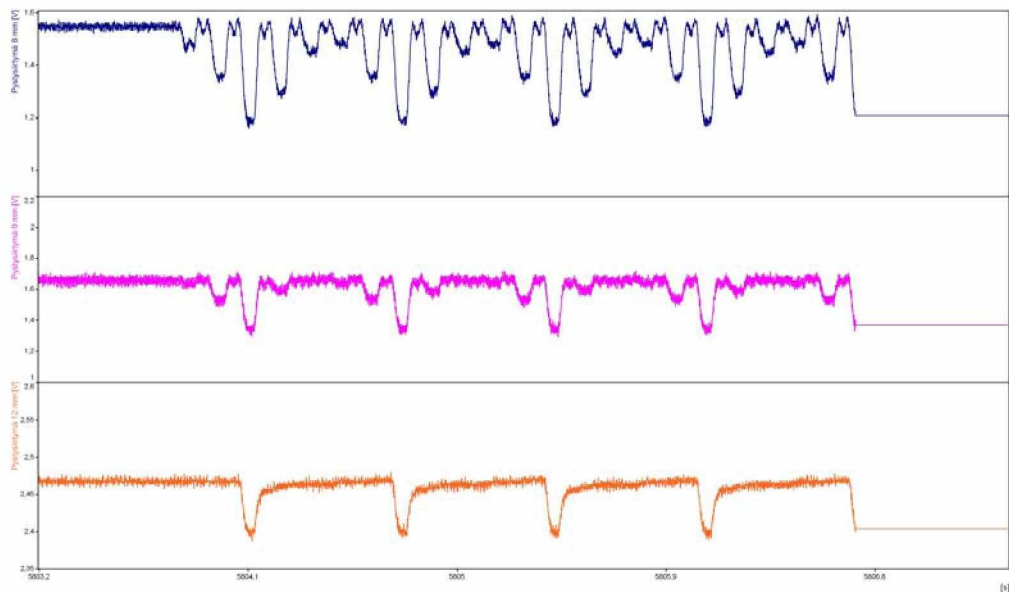
Tele-Atlas 2011. Google Maps-kuva Kokemäki-Rauma-rataosalta. 2011.

Yksityiskohtaisempi lähdeluettelo kustakin projektin osaraportista on esitetty ko. raportin yhteydessä.

Venymäantureiden mittaustulokset signaali- muodossa joustavalle alustalle rakennetussa pengertyypissä B

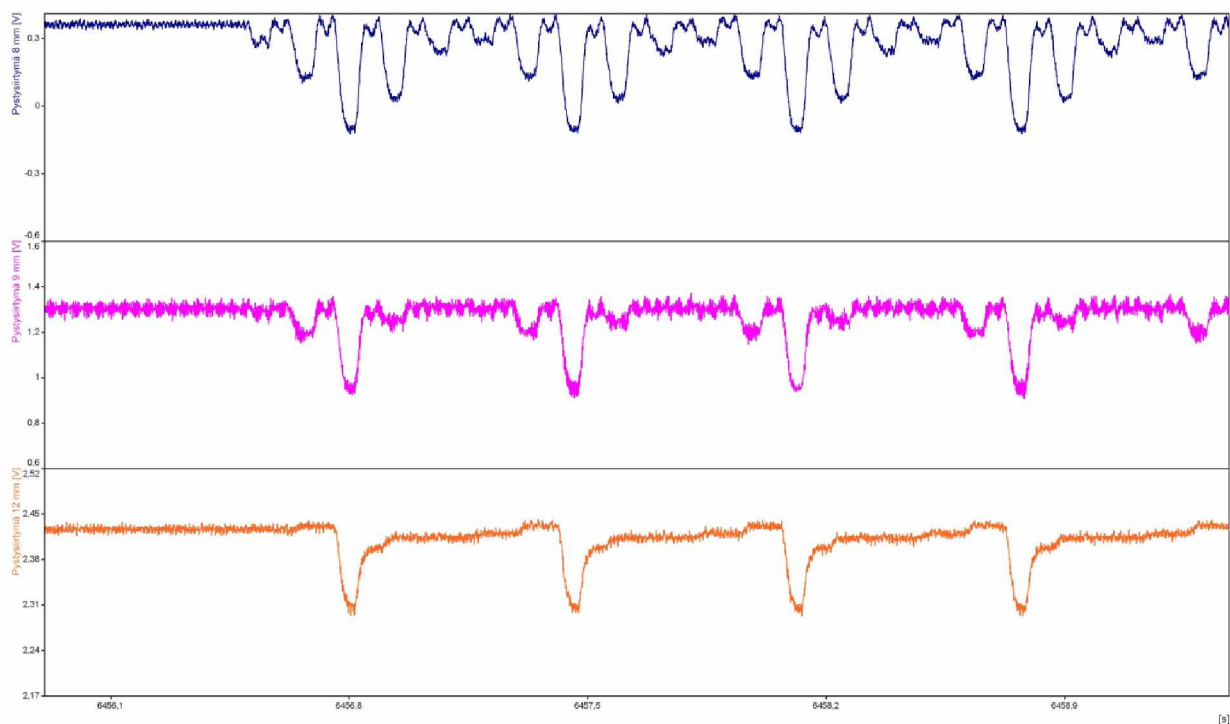
Kuvissa ylimmäisenä signaalina on esitetty penkereen alimmasta kolmanneksesta mitattu kolmen kuormitusyökin aiheuttama muodonmuutos. Keskimmäisenä signaalina ovat esitetty penkereen keskimmäisen kolmanneksen mittaustulokset ja alimmaisena penkereen ylimmäisen kolmanneksen mittaustulokset.

Kuvasarjasta voidaan havaita penkereeseen kuormitustason kasvaessa syntyvä leikkausmuodonmuutos. Varsinkin penkereen ylimmässä kolmanneksessa (kuvissa alin signaali) kuormitustason kasvaessa näkyy ennen mittauskohdan päällä olevaa kuormituspulssia viereisen kuormituslevyn aiheuttama maakerroksen löyhtyminen anturin mittausalueella. Löyhtymistä kuvaa siirtymä ylöspäin, joka puolestaan indikoi penkereen leikkautuvan liikkuvan kuorman vaikutuksesta. Vastaavaa voidaan nähdä penkereen keskiosissa (kuvissa keskimäinen signaali) voidaan havaita vastaavaa ilmiötä varsinaisen kuormituskohdan jälkeisessä kuormituspulssissa. Tämä vahvistaa tehtyä havaintoa, sillä kuormituksen edetessä syvemmälle rakenteeseen näyttää myös leikkausmuodonmuutos etenevän kauemmas penkereen korkeusviivasta.

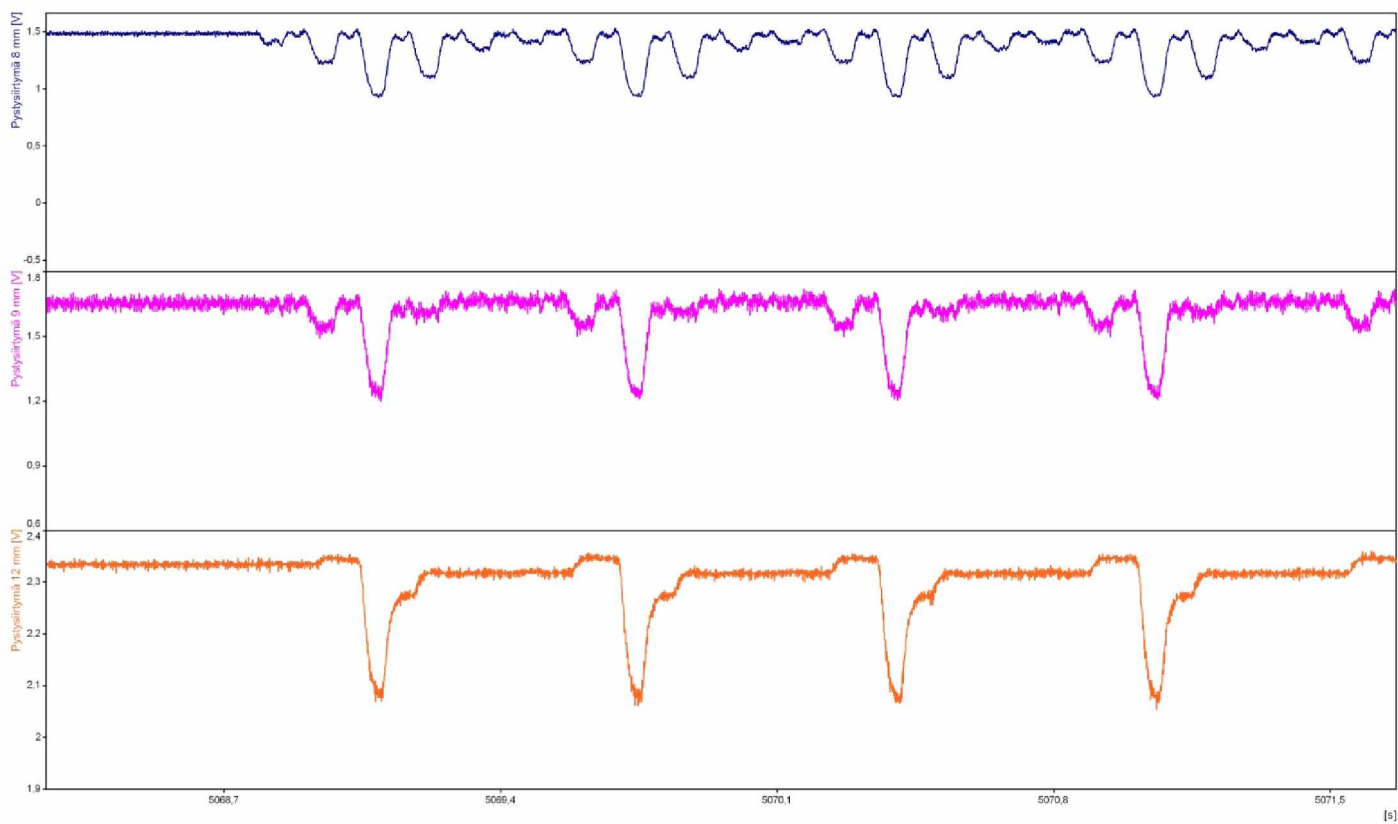


Kuva 1. Kuormitustaso 250 kPa

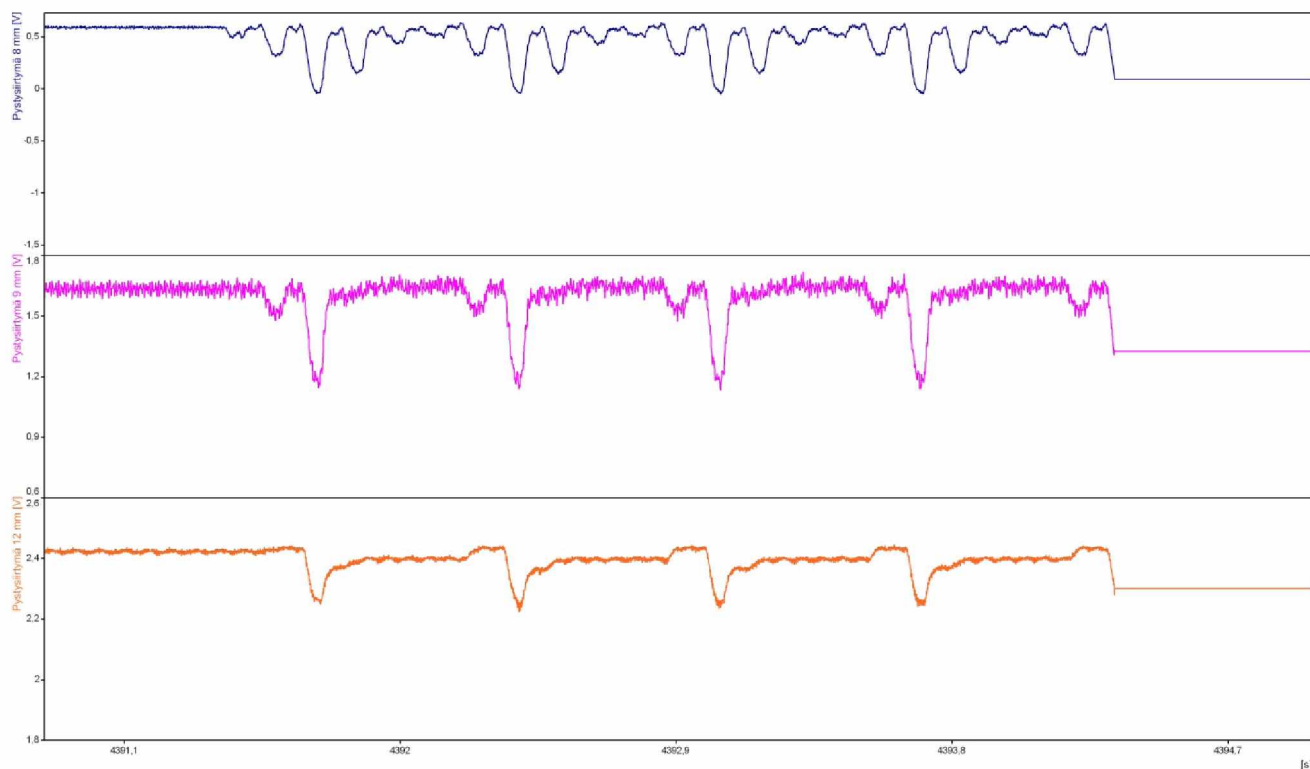
Liite 1 / 2 (4)



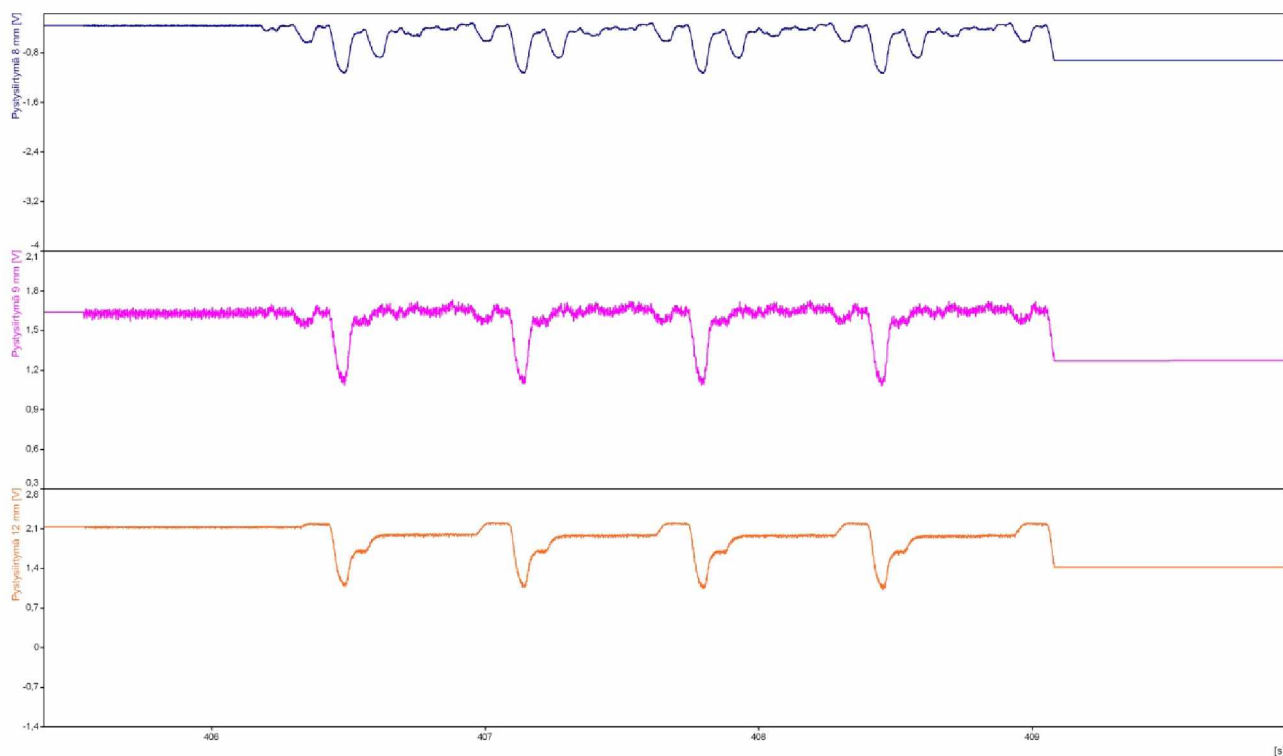
Kuva 2. Kuormitustaso 325 kPa.



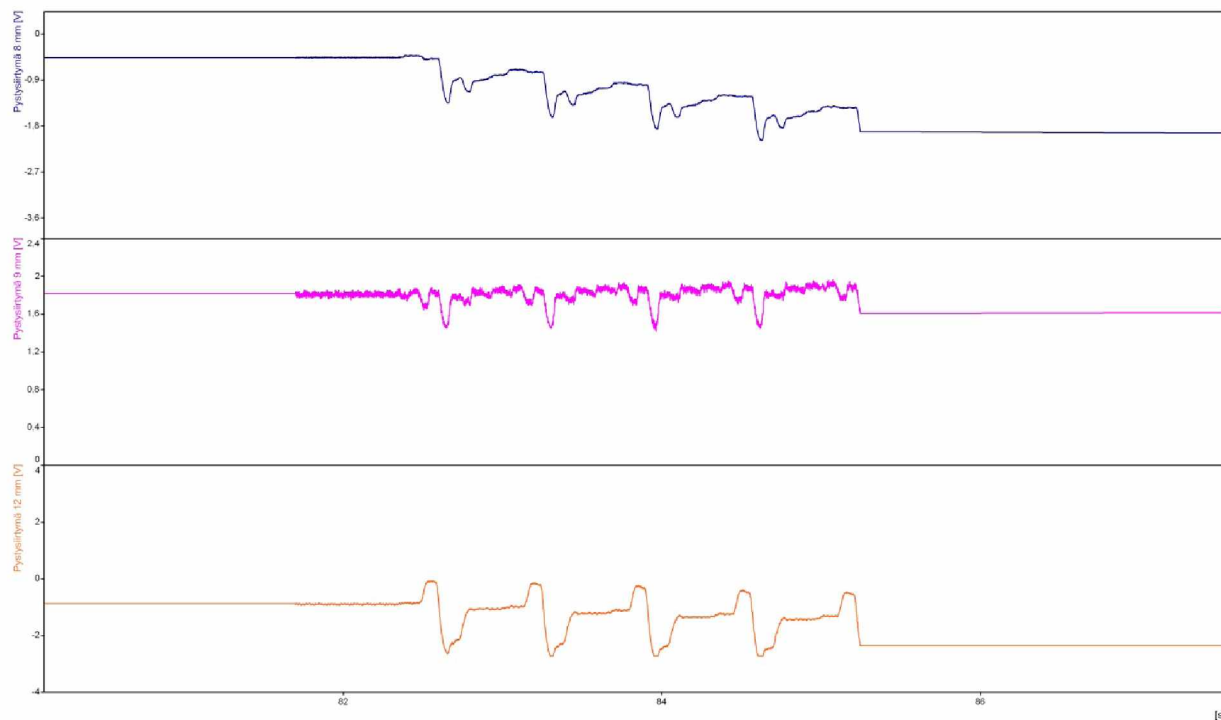
Kuva 3. Kuormitustaso 400 kPa.



Kuva 4. Kuormitustaso 475 kPa.



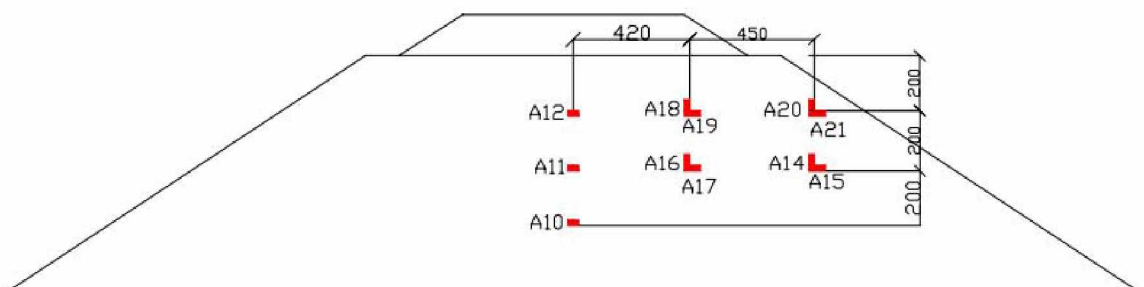
Kuva 5. Kuormitustaso 550 kPa.



Kuva 6. Kuormitustaso 625 kPa.

Kiihtyvyyssantureilla laboratoriomitta- kaavaisissa pengerkokeissa mitatut palautuvat siirtymät

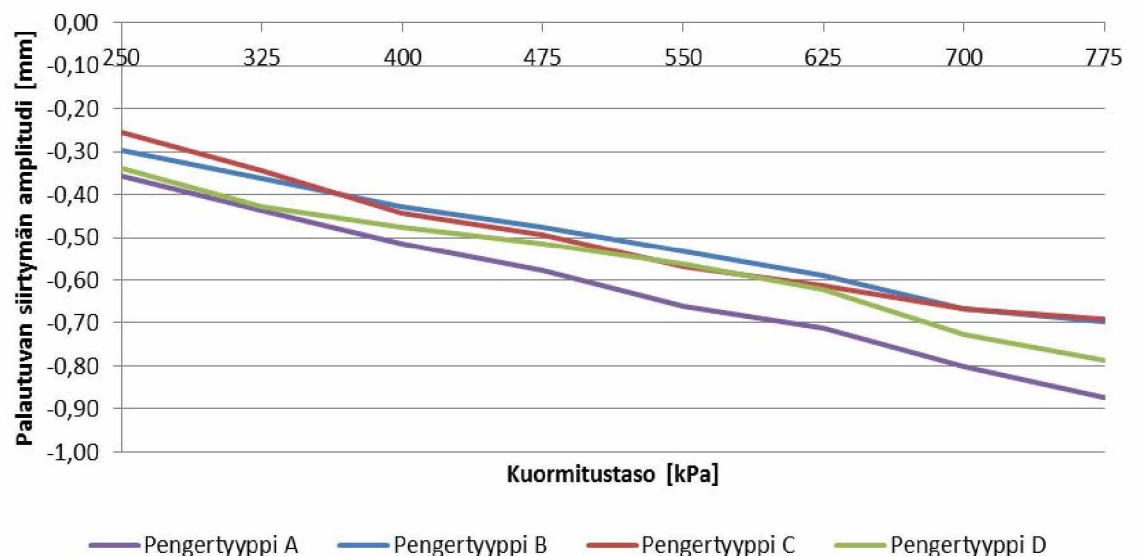
Kuvassa 1 on esitetty anturien sijainnit pengerroikkileikkauksessa. Joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa käytettiin enemmän kiihtyvyyssantureita, mutta niiden tuloksia ei tässä esitellä tarkemmin. Kuvissa 2–12 on esitetty kiihtyvyyssantureilla mitatut palautuvan siirtymän amplitudit jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa.



Kuva 1. Kiihtyvyyssanturien sijoittelu pengerroikkileikkauksessa.

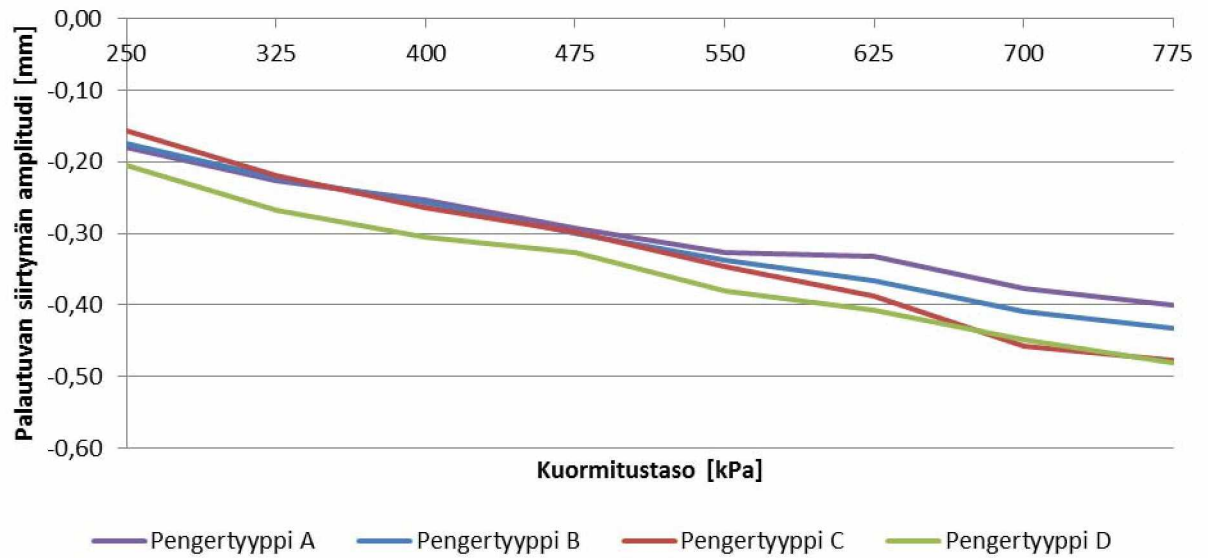
Kuvista 2–12 voidaan selvästi havaita, että erot palautuvan siirtymän amplitudeissa eri pengertyyppien välillä ovat varsin pieniä. Anturiparien A14 ja A15 sekä A20 ja A21 tuloksista voidaan myös selvästi havaita, että kuormituksen eteneminen lähelle luisukan pintaa on hyvin pientä. Näissä tuloksissa myös hajonta eri pengertyyppien välillä näyttää suurimmalta, mutta absoluuttitasot ovat niin pieniä, että erot eivät ole merkittäviä, vaan selittyvät pääasiassa mittaustarkkuuden ja mittaussignaalin tulkinnan eroilla.

A12_jäykkä



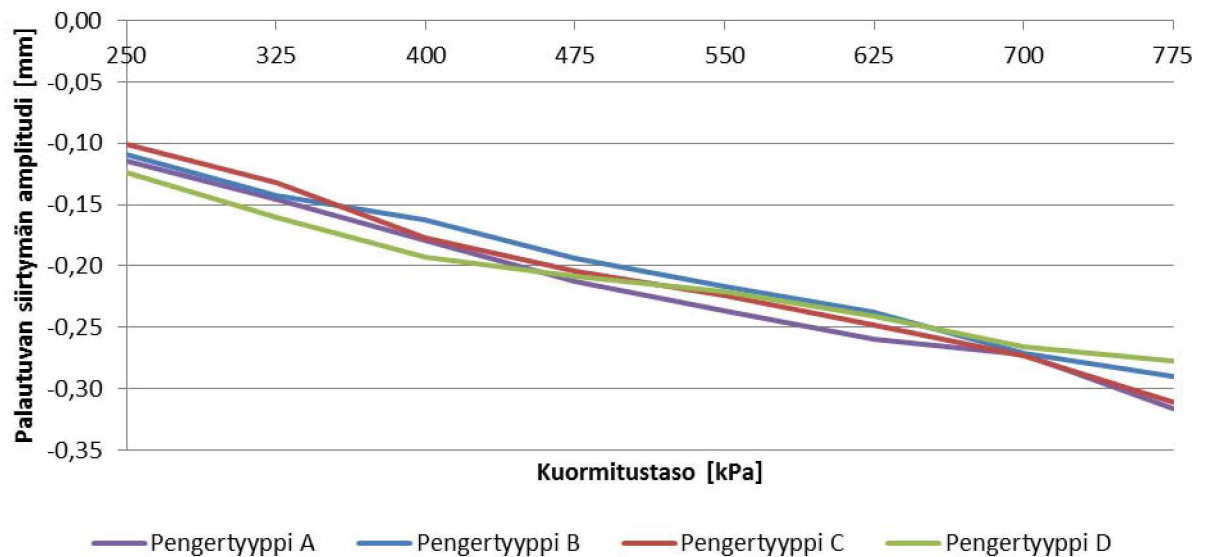
Kuva 2. Anturin A 12 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A11_jäykkä



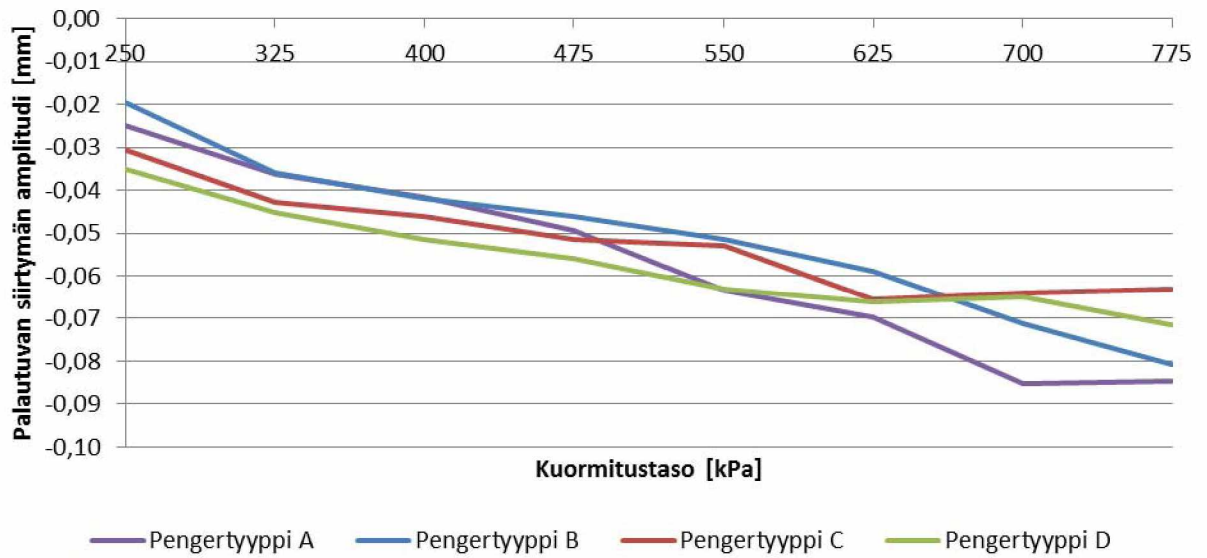
Kuva 3. Anturin A 11 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A10_jäykkä



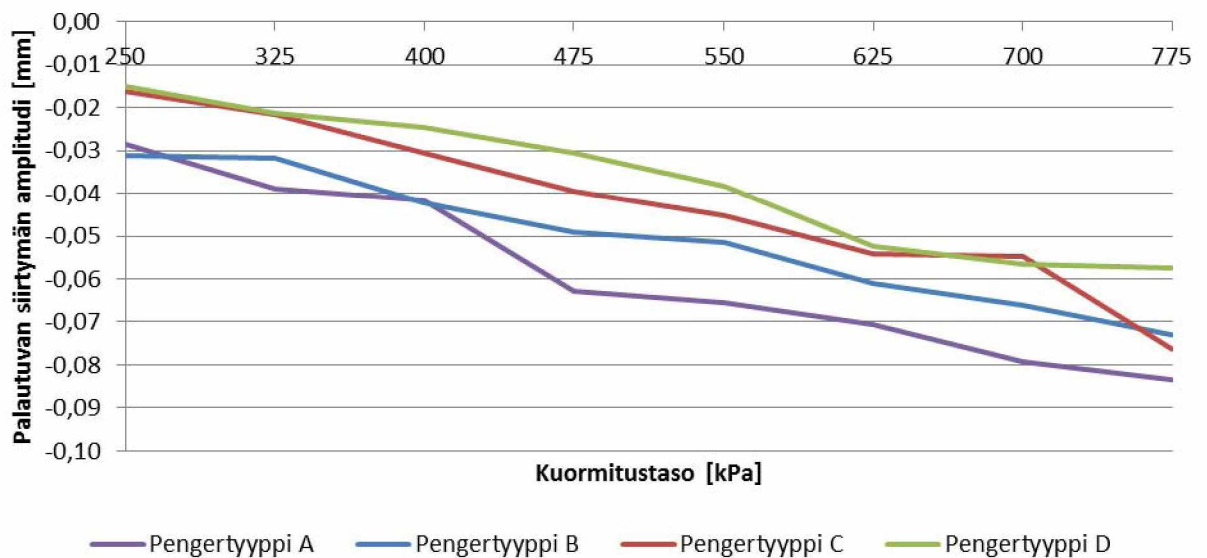
Kuva 4. Anturin A 10 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A14_jäykkä



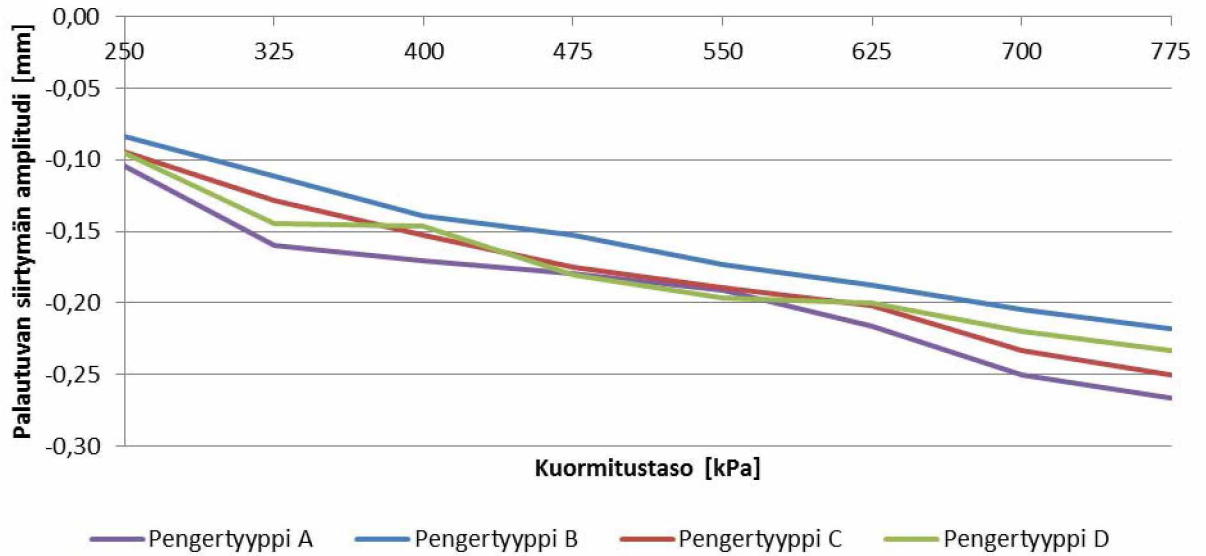
Kuva 5. Anturin A 14 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A15_jäykkä



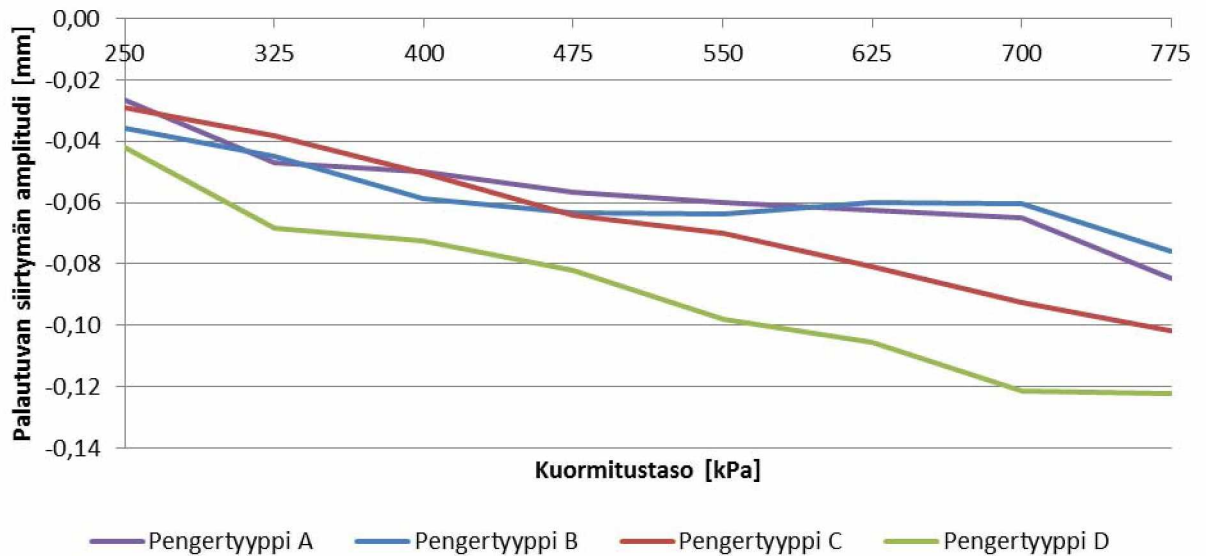
Kuva 6. Anturin A 15 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A16_jäykkä



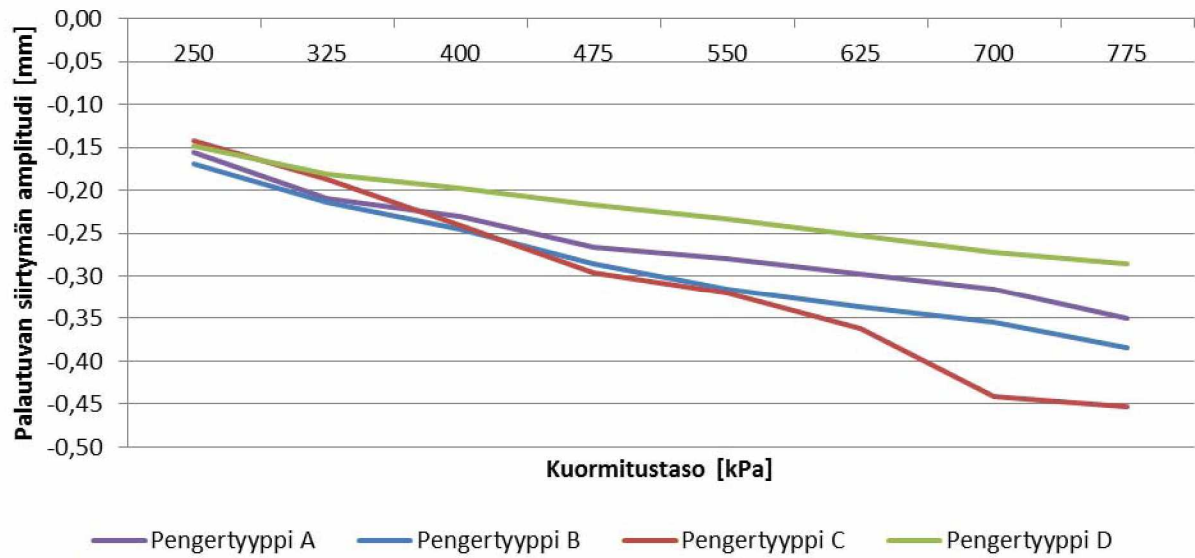
Kuva 7. Anturin A 16 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A17_jäykkä



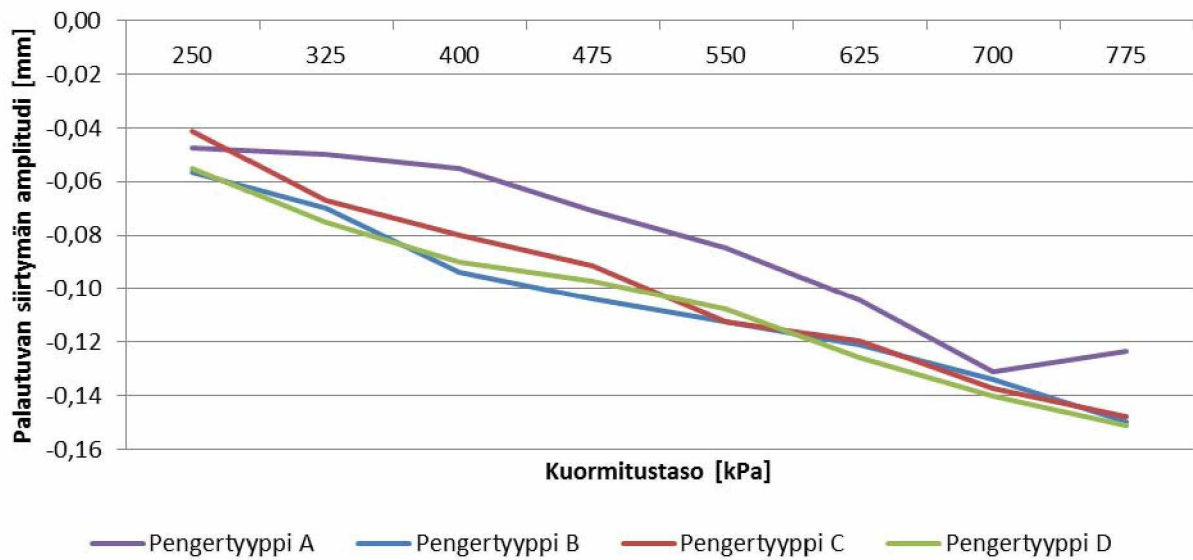
Kuva 8. Anturin A 17 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A18_jäykkä



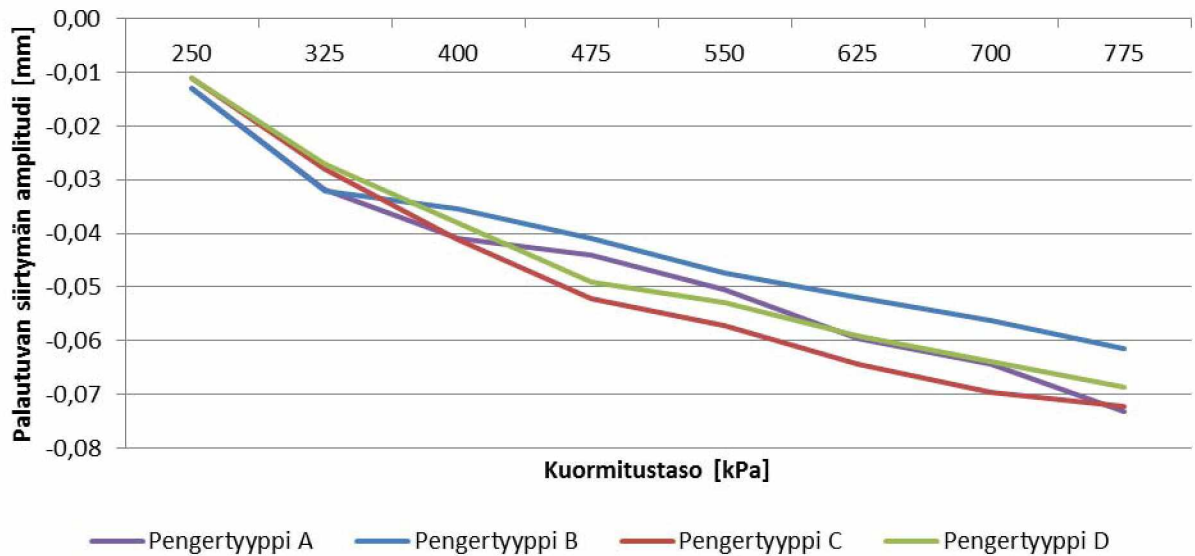
Kuva 9. Anturin A 18 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A19_jäykkä



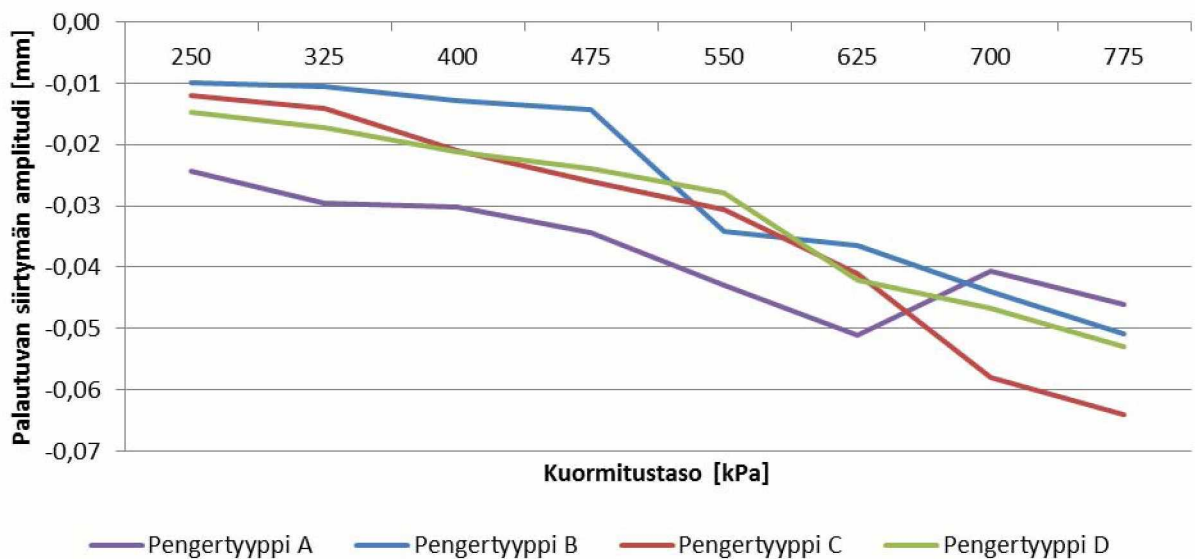
Kuva 10. Anturin A 19 mittaustulokset jäykällä alustalla.

A20_jäykkä



Kuva 11. Anturin A 20 mittaustulokset jäykällä alustalla.

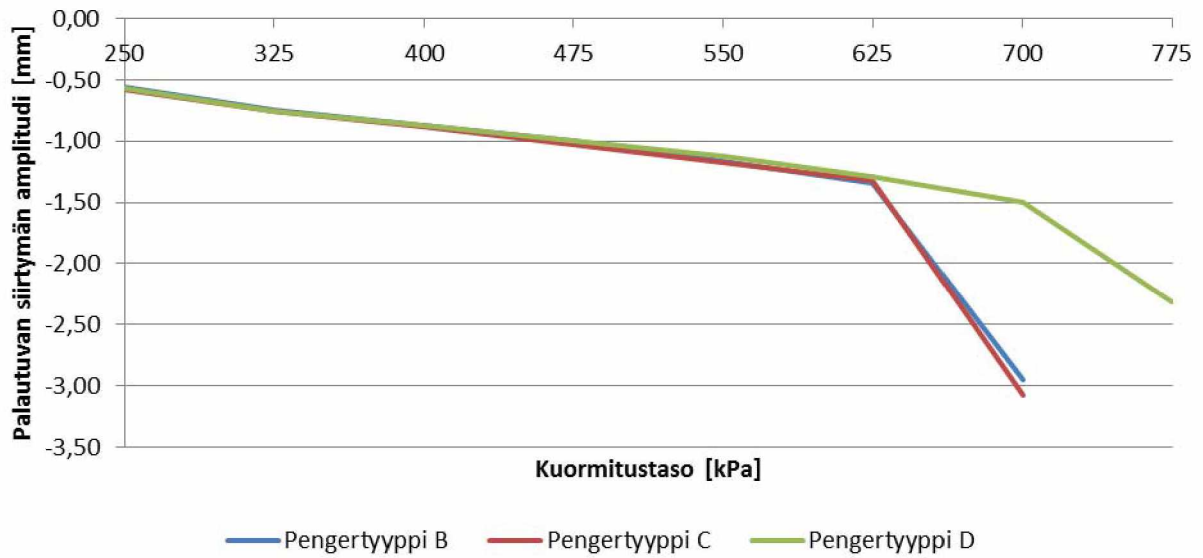
A21_8



Kuva 12. Anturin A 21 mittaustulokset jäykällä alustalla.

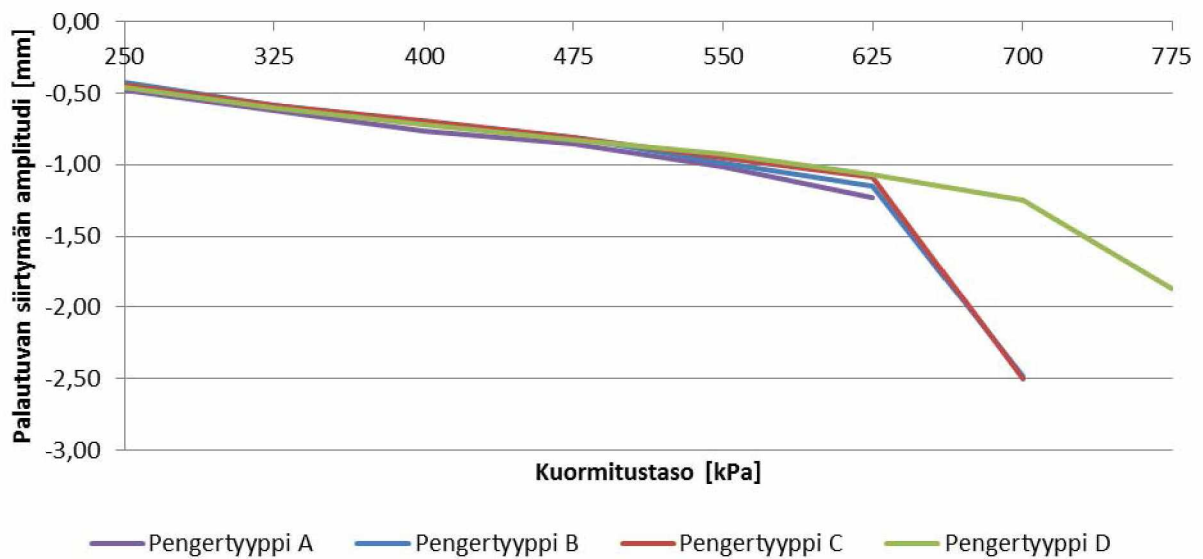
Kuvissa 13–23 on esitetty kuvia 2–12 vastaavat palautuvan siirtymän amplitudit joustavalla alustalla tehdyssä koesarjassa. Anturin A12 mittaustuloksista puuttuu pengertyypin A mittaustulos rikkiäisen anturin takia. Joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa palautuvan siirtymän amplitudin taso on luonnollisesti kauttaaltaan suurempi kuin jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa. Lisäksi on syytä huomata, että penkereen murtumisvaiheessa tapahtuu penkereen keskiosassa selvä tason muuttuminen pystysuuntaisissa siirtymissä. Mentäessä penkereen keskikohdasta luiskan suuntaan pystysuuntaisissa siirtymissä ei yhtä selkeää vastaavaa tason muuttumista tapahdu. Sen sijaan vaakasuuntaisissa siirtymissä vastaava tason nousu on havaittavissa keskimmaisessä mittauskohdassa, eli noin puolivälissä penkereen keskeltä luiskaan päin mentäessä.

A12_joustava



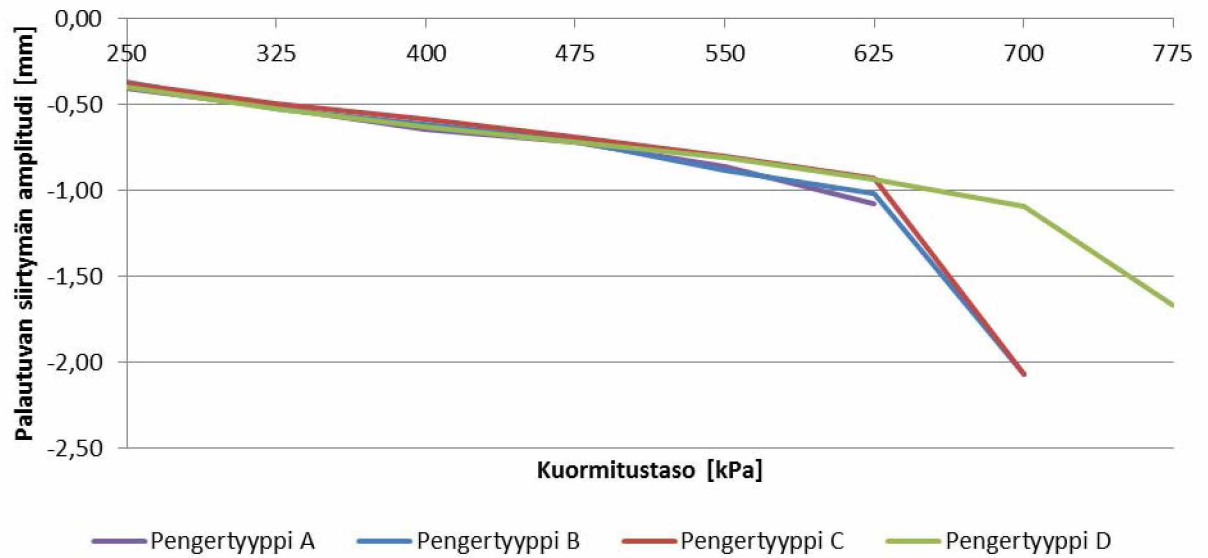
Kuva 13. Anturin A 12 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A11_joustava



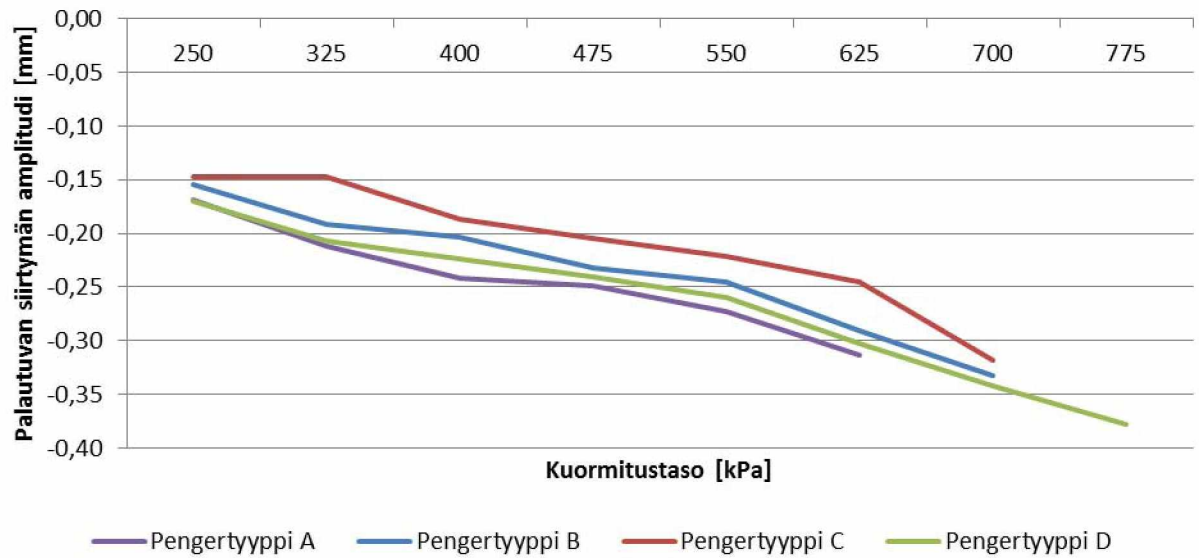
Kuva 14. Anturin A 11 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A10_joustava



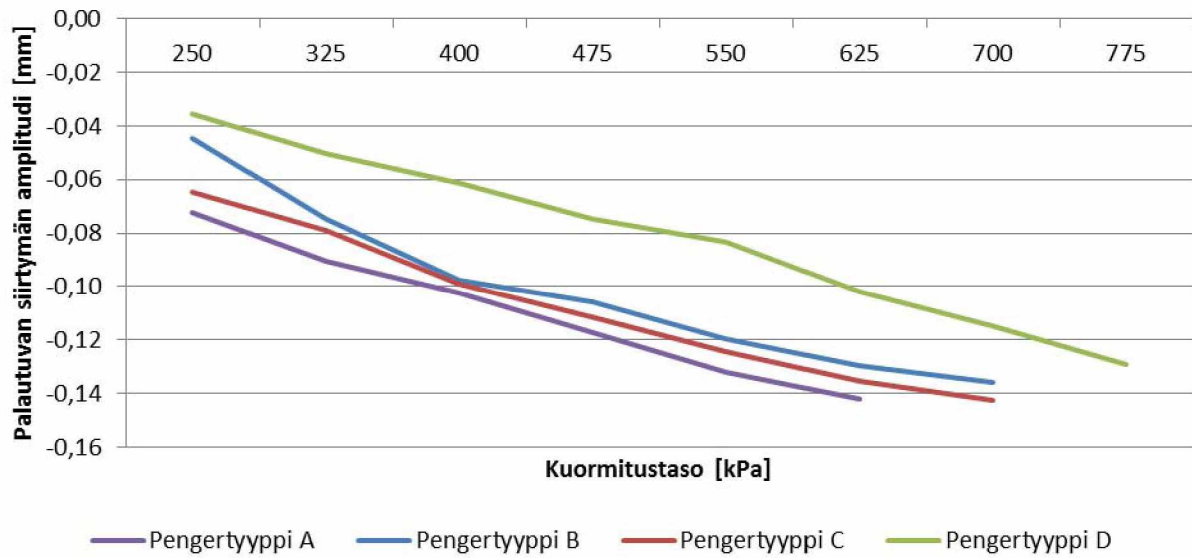
Kuva 15. Anturin A 10 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A14_joustava



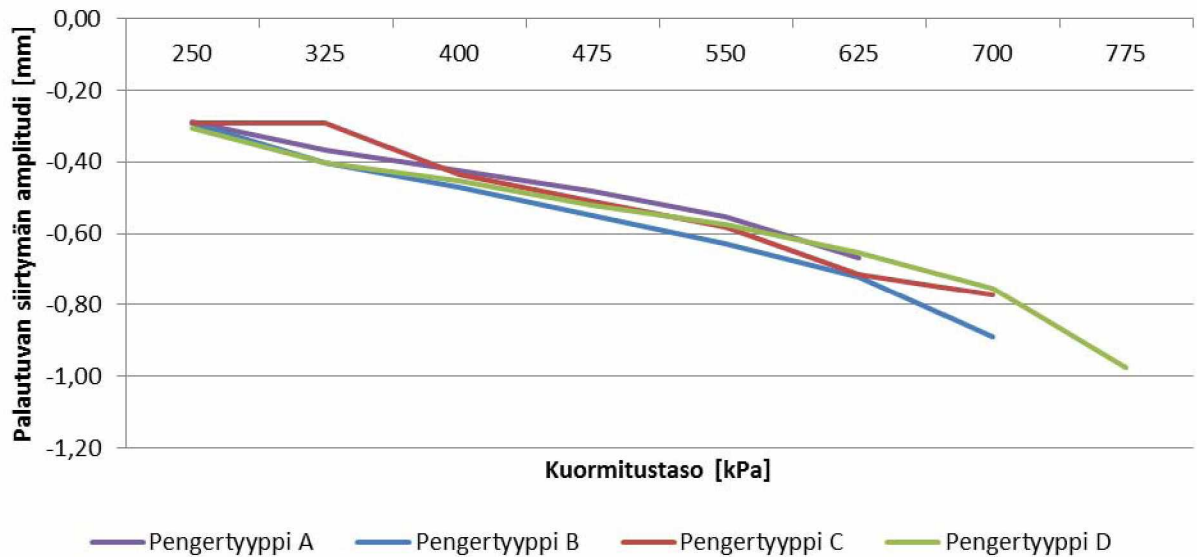
Kuva 16. Anturin A 14 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A15_joustava



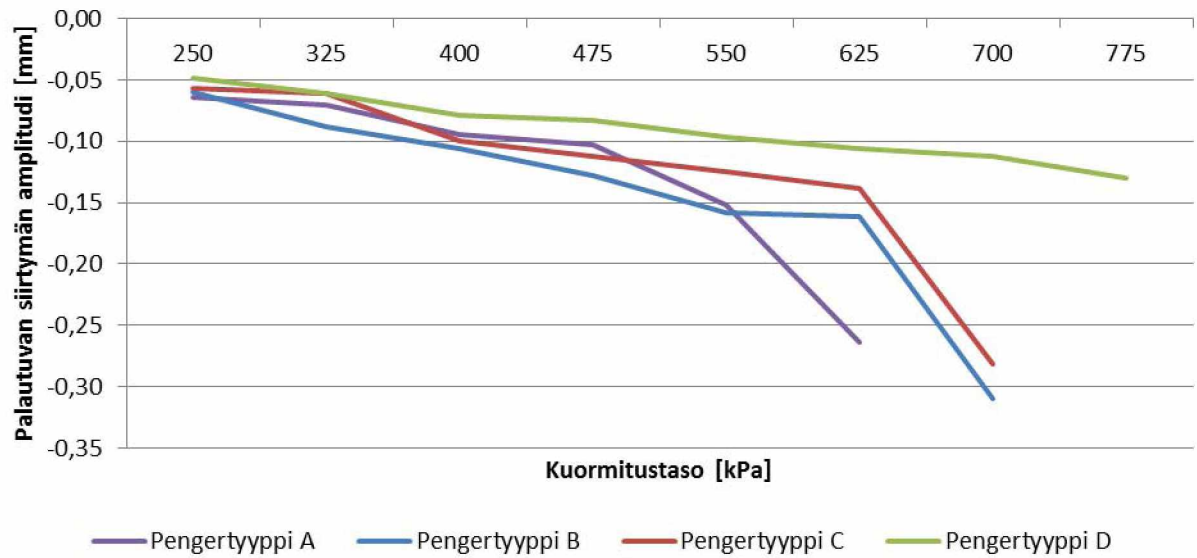
Kuva 17. Anturin A 15 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A16_joustava



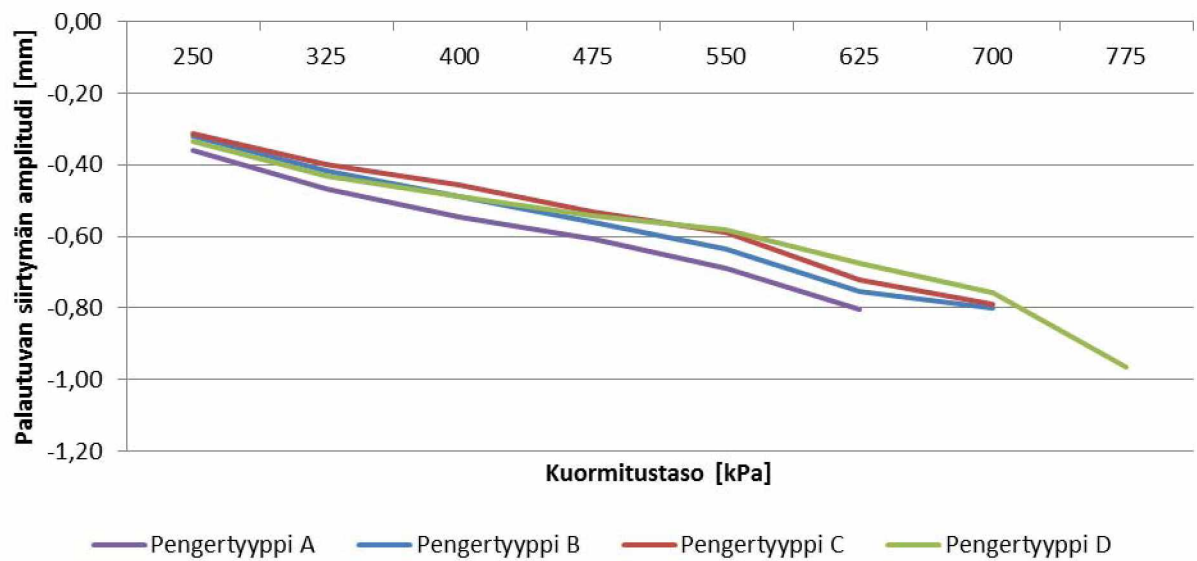
Kuva 18. Anturin A 16 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A17_joustava



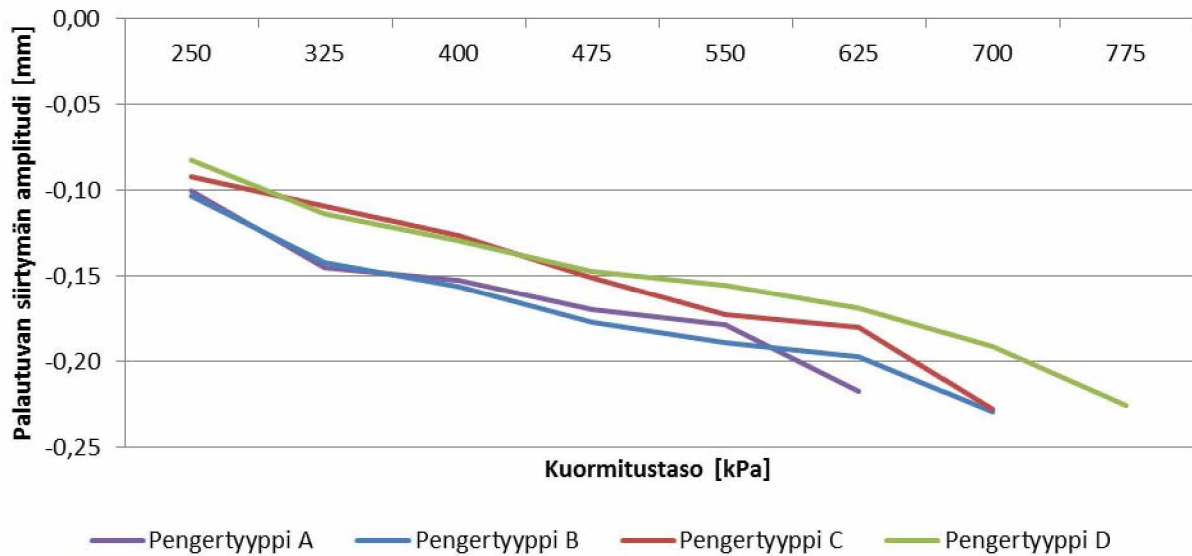
Kuva 19. Anturin A 17 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A18_joustava



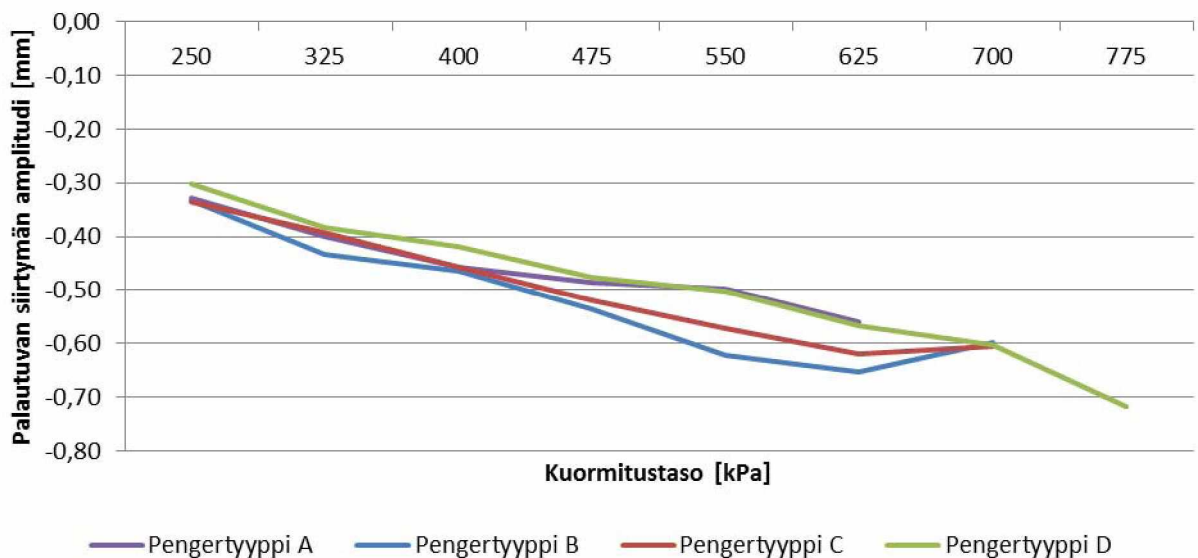
Kuva 20. Anturin A 18 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A19_joustava



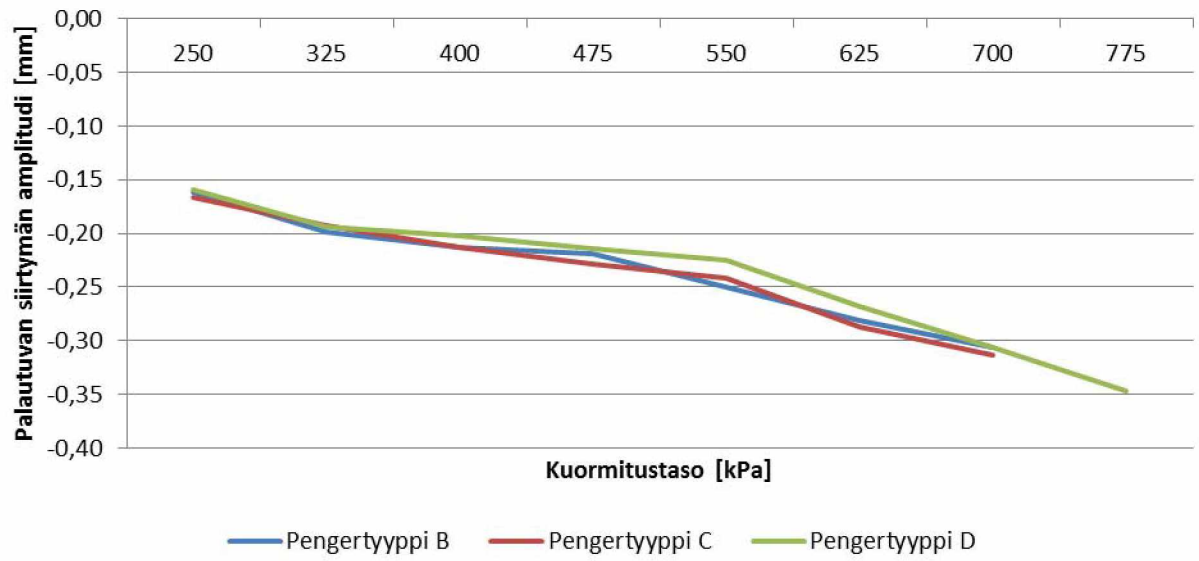
Kuva 21. Anturin A 19 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A20_joustava



Kuva 22. Anturin A 20 mittaustulokset joustavalla alustalla.

A21_joustava



Kuva 23. Anturin A 21 mittaustulokset joustavalla alustalla.

