



Leena Korkiala-Tanttu ja Jouko Törnqvist

Syvästabiloinnin laadunvalvontamenetelmien kehittäminen

Tiehallinnon selvityksiä 25/2003



Leena Korkiala-Tanttu ja Jouko Törnqvist

Syvästabiloinnin laadunvalvontamenetelmien kehittäminen

Tiehallinnon selvityksiä 25/2003

ISSN 1457-9871
ISBN 951-803-062-6
TIEH 3200813

ISSN 1459-1553 (www.tiehallinto.fi)
ISBN 951-803-063-4 (www.tiehallinto.fi)
TIEH 3200813-v (www.tiehallinto.fi)

Edita

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
Telefaksi 0204 22 2652
E-mail: julkaisumyynti@tiehallinto.fi

TIEHALLINTO
Tekniset palvelut
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihde 0204 22 150

Leena Korkiala-Tanttu, Jouko Törnqvist. Syvästabiloinnin laadunvalvontamenetelmien kehittäminen. Helsinki 2003. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 25/2003. 58 s. + liitt. 26 s. ISSN 1457-9871, ISBN 951-803-062-6, TIEH 3200813.

Asiasanat: syvästabilointi, laadunvalvonta, dynaaminen kuormitus, tiivistys, tutkimusmenetelmät

Aiheluokka: 62

TIIVISTELMÄ

Keväällä 2002 käynnistyi PRIMA kehitysohjelmaan kuuluva syvästabiloinnin laadunvalvontamenetelmien kehittämiseen keskittynyt tutkimus: STALAMIT. Tutkimuksen tavoitteena oli kehittää dynaamisesta tiivistystarkkailumenetelmästä syvästabiloinnin laadunvalvontaan soveltuva menetelmä. Menetelmällä pyrittiin pienentämään syvästabiloinnin laadunvalvontaan liittyviä epävarmuuksia. Syvästabiloinnin ongelmana on ollut sen epähomogeenisuus sekä alueellisesti että pilarikohtaisesti. Laadunvalvontamenetelmää kehittämällä pyrittiin selvittämään erityisesti syvästabiloinnin alueellista onnistumista. Alueellisten tietojen perusteella voitaisiin sitten pilarikohtaiset tutkimukset - kuten pilarikairaukset - ohjata heikoimmin lujittuneille alueille.

Dynaaminen tiivistystarkkailumenetelmä on kehitetty tie- ja kenttärakenteiden tiivistystyön tarkkailuun. Menetelmässä sileävalssijyrän akseliin asennetaan kiihtyvyyssmittarit, joilla seurataan tiivistettävistä kerroksista saatavaa vastetta. Ulkomaissa tutkimuksissa on havaittu, että ratapengertä lujittavat sorapilarit olivat havaittavissa dynaamisen tiivistystarkkailun vastemittauksissa selvinä tiivistyksen huippukohtina. Tästä heräsi ajatus kehittää menetelmästä syvästabilointiin laadunvalvontaan soveltuva versio.

Tutkimus oli julkinen tavoitetutkimus, jota rahoittavat: Tekes, Helsingin, Espoo ja Turun kaupungit, Helsingin Vesi, Partek Nordkalk Oyj sekä Rakennus Oy Lemminkäinen. Koejyräyksissä käytetyn jyräskaluksen toimitti Rotator Oy. Tutkimus oli yksivuotinen ja se päättyi keväällä 2003. Projekti jakaantui seuraaviin osatehtäviin: esiselvitys dynaamisen tiivistystarkkailumenetelmästä, testausalueiden suunnitelmien laatiminen sekä koetiivistyksen instrumentointi, seuranta, mittaustulosten käsittely ja analysointi.

Dynaamisen tiivistystarkkailumenetelmän soveltuvuutta testattiin kolmessa koerakennuskohteessa. Kohteet olivat Kivikko Helsingissä, Perennakatu Turussa sekä Kirkkonummen Tolsan koepenger. Testattavissa kohteista Tolsassa ja Perennakadulla syvästabilointi on toteutettu pilarimaisena stabilointina. Kivikon kohteessa oli sekä massastabilointia että sen alla olevaa pilaristabilointia.

Testauskohteissa lujittuneiden pilarien tai massastabiloinnin päälle rakennettiin noin puolen metrin paksuinen murskekerros jyrän ajoalustaksi. Testauksessa käytettyyn jyräkaluun instrumentoitiin jyrän omien kiihtyvyyssanturien lisäksi VTT:n kiihtyvyyssanturit. Kaksoismittausta käytettiin, koska tiedettiin, että Bomagin omien mittarien tuottama tulos on käsiteltyä, eikä kiihtyvyyssmittausten alkuperäisiä kiihtyvyyssmittauksia ole käytettävissä. Testijyrällä ajettiin murskekerroksen päältä useampia kertoja samasta kohtaa. Eri ajoilla vaihdeltiin jyrän epäkeskon lyönnin pituutta, jolloin jyräyksen vaikutus muuttui. Mittausten tavoitteena pilaristabiloiduilla alueilla oli etsiä jyräsvasteesta pilareita (jyräsvasteen huippukohtia) ja verrata niitä keskenään. Massastabiloiduilla alueilla oli tavoitteena etsiä mittausten poikkeamia, eli heikommin lujittuneita alueita.

Tulosten analyysin perusteella näyttää, ettei Kirkkonummen koekohteessa ole havaittavissa pilareita. Tuloksissa havaittiin kyllä huippukohtia, mutta ne eivät näyttäisi osuvan pilarien kohdalle. Tämä tarkoittaa tietysti myös sitä, ettei pilarien laatua voida tuloksista arvioida. Käytetyn jyrän suuri koko/paino sekä mittausanturien sijainti jyrän omassa akselissa vaikuttivat siihen, että etsitty mittausvaste oli suhteessa liian pieni mobilisoituneisiin voimiin, jotta sitä olisi voitu luotettavasti erottaa muusta mittauksen kohinasta.

Turun kohteessa tulokset analysoitiin eri tavalla käyttämällä mm. Fourier muunnoksia. Näiden tulosten perusteella havaittiin pilaririvit, mutta yksittäisten pilarien lujuuksista ei voitu vetää johtopäätöksiä. Sekä Kirkkonummen että Turun kohteiden Bomagin mittaustuloksista oli havaittavissa alueellisia lujuusvaihteluita, joiden perusteella pilaritutkimuksia voidaan ohjata heikommin lujittuneille alueille.

Kivikon yhdistetystä massa- ja pilaristabilointikohteesta voitiin todeta, että pilareita ei voida havaita massastabiloinnin alta. Mittaustulokset kuvaavat pääasiassa massastabiloinnin (paksuus noin 2 metriä) laatua.

Turun koekohteessa instrumentoitiin yksi pilari, jotta jyräyksen syvyysvaikutusta voitaisiin arvioida. Näiden mittausten mukaan näyttää, että menetelmän syvyysvaikutus ei ole kovinkaan suuri, vaan se ulottui tuossa kohteessa noin 1,5 - 2,0 metrin syvyyteen maan pinnasta. Toisaalta pinnan lähellä olevista antureista mitattiin suurehkoja rasituksia. Menetelmää ei siis voitane parantaa ohentamalla työpetin paksuutta, koska tällöin on vaarana pilareiden yläpään tai massastabiloinnin yläosan rikkoontuminen.

Kivikon massastabilointikohteen analysointi osoitti, että tiivistyskoneen oman jäykkyyksivasteen Evib perusteella voidaan arvioida massastabiloinnin alueellista onnistumista. Tuloksissa havaitut epäjatkuvuuskohdat on tulkittu massastabilointimenetelmään liittyviin työsaumoihin. Massastabilointikohteissa menetelmän pienehkö syvyysvaikutuskaan ei liene este menetelmän soveltamiseen.

Tutkimuksen johtopäätöksenä voidaan todeta, että esitetty menetelmä soveltuu rajoitetusti pilaristabiloinnin laadunvalvontaan. Menetelmällä voidaan tutkia pilaristabiloinnin alueellista onnistumista, muttei yksittäisten pilarien lujittumista. Sitä vastoin massastabiloinnin laadunvalvontaan esitetty menetelmä voisi soveltua sellaisenaan ohjaamaan pisteittäisiä tutkimuksia huonommin lujittuneille alueille. Kaikissa sovellutuksissa ongelmana on menetelmän pienehkö syvyysvaikutus.

Lopuksi on esitetty lyhyt ehdotus menetelmän soveltamisesta stabilointikohteiden laadunvalvonnassa tässä tutkimuksessa saatujen kokemusten perusteella.

**Leena KORKIALA-TANTTU, Jouko TÖRNQVIST: Syvästabiloinnin laadunvavonta-
menetelmien kehittäminen.** [Development of quality control methods for deep stabilisation]
Helsinki 2003. Finnish Road Administration. Finnra Reports 25/2003. 58 p. +app. 26 p. ISSN
1457-9871, ISBN 951-803-062-6, TIEH 3200813.

Keywords: soil stabilisation, dynamic, compaction, quality assurance, test method

SUMMARY

A research project focusing on developing quality control methods for deep stabilisation, STALAMIT, began in spring 2002. The project is part of the PRIMA development programme. The research aims at developing a dynamic compaction control method to provide a suitable quality control method for deep stabilisation. The aim of using the method was to try to reduce the uncertainties related to deep stabilisation quality control. Deep stabilisation has suffered from problems with both local and column-specific homogeneity. The development of the quality control method is aimed at studying the local success of deep stabilisation, in particular. On the basis of local data, it could then be possible to direct column-specific studies, such as rotary boring, to less strengthened areas.

The dynamic compaction control method was developed for monitoring the compacting of road and field structures. In the method, accelerometers, measuring the response from the layers being compacted, are installed in the axle of a smooth roller. International studies have shown that gravel columns strengthening railway embankments could be observed in the response measurements of dynamic compaction control as definite peaks in compaction. This led to the idea of developing a version of the method that would be suitable for deep stabilisation quality control.

The research is a public target study funded by the National Technology Agency Tekes, the cities of Helsinki, Espoo and Turku, Helsinki Water, Partek Nordkalk Oyj and Rakennus Oy Lemminkäinen. The rolling equipment used in the test rolling was supplied by Rotator Oy. The one-year study ended in spring 2003. The project was divided into the following subtasks: a preliminary study of the dynamic compaction control method, drawing up the plans for the test sites and instrumenting the test compaction sites, monitoring, and processing and analysing the measurement results.

The suitability of the dynamic compaction control method was tested at three test sites: Kivikko in Helsinki, Perennakatu street in Turku and a test embankment in Tolsa in Kirkkonummi. Of the test sites, deep stabilisation was carried out as column stabilisation in Tolsa and Perennakatu. At the Kivikko site, both mass stabilisation and column stabilisation under it were used.

A crushed rock layer approximately half a metre thick was constructed on top of the strengthened columns or the mass stabilisation to provide a driving surface for the roller. In addition to the roller's own accelerometers, VTT's accelerometers were installed on the rolling equipment used in the tests. Double measurements were used, because it was known that the results provided by Bomag's own measuring instruments are processed and the original accelerometer readings are not available. The test roller was driven over the crushed rock layer several times over the same spot. The length of the roller's eccentric stroke was varied on different passes, thus

changing the impact of the rolling. The aim of the measurements on the column stabilised area was to look for columns in the rolling response (peaks in the response) and compare them with each other. On the mass stabilised areas, the aim was to look for deviations in the measurements, that is, less strengthened areas.

The analysis of the results show that no columns can be observed at the Kirkkonummi site. Although peaks were observed in the results, they do not seem to coincide with the columns. This naturally also means that the quality of the columns cannot be estimated from the results. The great size and weight of the roller used, as well as the position of the measuring instruments in the roller's axle, meant that the sought-for measuring response was too small in relation to the mobilised forces to be reliably discernible from other noise in the measurements.

The results from the Turku site were analysed differently, for instance by using Fourier transformations. The rows of columns were observed on the basis of these results, but no conclusions could be drawn as regards the strength of individual columns. There were local strength variations in the Bomag measuring results at both the Kirkkonummi and Turku sites. On the basis of these, it is possible to direct column surveys to the less strengthened areas.

At the combined mass and column-stabilised site in Kivikko, it became evident that the columns cannot be detected from under the mass stabilisation. The measuring results mainly reflect the quality of the mass stabilisation (thickness approximately 2 m).

One column was instrumented at the Turku site to estimate the depth impact of the rolling. These measurements showed that the depth impact of the method is not very extensive. Instead, at this particular site it reached only approximately 1.5-2.0 m from the surface. On the other hand, rather large stresses were measured by the sensors close to the surface. This means the method probably cannot be improved by making the crushed rock bed thinner, because that would risk breaking the upper end of the columns or the top part of the mass stabilisation.

Analysing the Kivikko mass stabilisation site shows, on the basis of the roller's stiffness response EVIB, that it is possible to estimate the local success of mass stabilisation. The discontinuity observed in the results has been interpreted as arising from the construction joints related to the mass stabilisation method. At mass stabilisation sites, the rather small depth impact of the dynamic compaction control method probably is no obstacle to applying the method.

In conclusion, it can be said that the method presented has limited application in the quality control of column stabilisation. The method can be used to study the local success of column stabilisation, but not the strength of individual columns. However, the method could be readily applicable to the quality control of mass stabilisation to direct spot checks to the less strengthened areas. The problem in all applications is the rather small depth impact of the method.

Finally, a brief suggestion is given for applying the method in the quality control of stabilisation sites in the light of the results gained in this study.

ESIPUHE

Syvästabiloinnin laadunvalvontamenetelmien kehittäminen tutkimusprojekti on osa INFRA teknologiaohjelmaan kuuluvaa pohjarakentamisen PRIMA-kehitysohjelmaa. Tutkimuksen rahoittajina toimivat TEKESin lisäksi Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Helsingin Vesi, Espoon ja Turun kaupungit, Nordkalk Oy sekä Rakennus OY Lemminkäinen. Tutkimus on tehty VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikassa. Projektin koerakennuskohteiden suunnitteluun ja valmisteluun osallistuivat Helsingin, Espoon ja Turun kaupungit sekä Tiehallinto. Rotator Oy toimitti ja käytti koejyräyksissä käytetyn Bomagin jyräkaluston.

Projektin ohjauksesta ja johtamisesta vastasi projektin johtoryhmä, johon kuuluivat:

Niina Puumalainen	Helsingin kaupunki, puheenjohtaja (vuoden 2002 syksyyn)
Osmo Korhonen	Helsingin kaupunki (vuoden 2002 syksystä)
Harri Tanska	Espoon kaupunki
Osmo Rasimus	TEKES
Risto Koivusalo	Turun kaupunki
Jouko Murto	Rakennus OY Lemminkäinen
Kari Kuusipuro	Nordkalk Oy
Pentti Salo	Tiehallinto

Tutkimuksen valmisteluun VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikasta osallistuivat Leena Korkiala-Tanttu sekä Jouko Törnqvist. Tutkimuksen projekti-päällikkönä toimi Leena Korkiala-Tanttu. Koekohteiden mittauksista vastaisi Ilkka Hakola apunaan Erkki Järvinen sekä Jouni Hietalahti. Ilkka Hakolan ryhmän esityöstettyjen tuloksien loppuanalysoinnista sekä analysoinnin raportoinnista vastasi Jouko Törnqvist.

Espoo, huhtikuu 2003

VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Sisältö

1	TUTKIMUKSEN TAUSTA JA TAVOITTEET	13
2	AINEISTO JA MENETELMÄT	14
2.1	Tiivistystarkkailumenetelmän esittely	14
2.2	Tutkimuksessa käytetty jyrä	16
2.3	Sovellettu testausmenetelmä	17
3	KOEKOHTEIDEN ESITTELY	20
3.1	Kirkkonummi, pilaristabilointi	20
3.1.1	Kohteen esittely	20
3.1.2	Kohteen pohjaolosuhteet ja stabilointitapa	21
3.2	Turku, pilaristabilointi	22
3.2.1	Kohteen esittely	22
3.2.2	Kohteen pohjasuhteet ja stabilointitapa	23
3.3	Helsinki, Kivikon teollisuusalue, Massa- ja pilaristabilointi	26
3.3.1	Kohteen esittely	26
3.3.2	Kohteen pohjasuhteet ja stabilointitapa	27
4	TUTKIMUSTULOKSET	29
4.1	Pilaristabilointi	29
4.2	Massastabilointi	30
5	TULOSTEN TARKASTELU	32
5.1	Teoria	32
5.2	Pilaristabilointikohteiden mittaustulosten analysointi.	34
5.2.1	Kirkkonummi	34
5.2.2	Turku	39
5.2.3	Kivikko: Massa ja pilaristabiloitu alue	45
5.3	Menetelmän syvyysvaikutus	49
5.4	Massastabilointikohteiden mittaustulosten analysointi.	52
6	JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET	54
7	MENETELMÄN SOVELTAMISTAPAEHDOTUS	56
8	KIRJALLISUUS	57
9	LIITTEET	58

1 TUTKIMUKSEN TAUSTA JA TAVOITTEET

Syvästabiloinnin merkittävänä ongelmana on ollut pilarien laadunvalvontamenetelmiin liittyvät epävarmuudet. Nämä epävarmuustekijät ovat johtaneet käytäntöön, jossa työn tulosta seurataan sekä työtapatarkkailulla että laadunvalvontakairauksin. Stabilointityön aikana pidetään ns. pilaripöytäkirjaa, johon tallennetaan työn aikaiset tapahtumat, erilaiset mittaustulokset jne. Lisäksi tehdään kairauksia yksittäisistä, satunnaisesti valituista pilareista (noin 2 - 5 %). Näin pienellä kairausmäärällä saadaan tietty satunnaisotos koko alueen lujittumisesta. Maapohjan paikalliset epähomogeenisuudet eivät siis välttämättä näy tuloksissa.

Ulkomaissa tutkimuksissa /H. Brandl and D. Adams 2000/ on havaittu, että ratapengertä lujittavat sorapilarit näkyvät penkereen tiivistysseurannoissa selvinä tiivistyksen huippukohtina. Kehittämällä tiivistystarkkailumenetelmää vastaava stabiloiduille pilareille soveltuva menettely, toivottiin, että tiivistystulosten perusteella voitaisiin arvioida stabiloinnin laajempaa alueellista onnistumista. Näiden tietojen perusteella tarkemmat tutkimukset voitaisiin ohjata löydettyihin heikompiin pilareihin tai huonommin lujittuneelle alueelle.

Tutkimuksen tavoitteena oli:

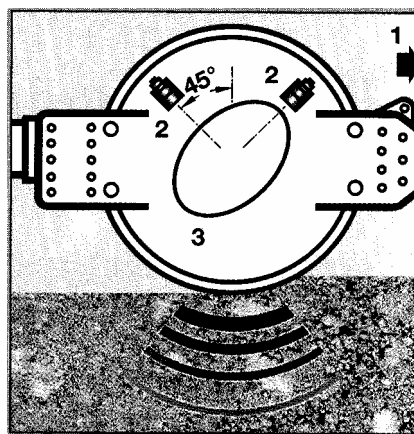
- Selvittää dynaamisen tiivistystarkkailumenetelmän soveltuvuutta syvästabiloinnin laadunvalvontamenetelmäksi - erityisenä kiinnostuksen kohteena oli pilarien yläpään toiminta.
- Laatia suunnitelma testausalueista, jossa dynaamiseen tiivistystarkkailun toimivuutta laadunvalvontamenetelmäksi käytännössä voitiin testata.
- Analysoida testausalueelta saadut laadunvalvontamittaukset ja arvioida menetelmän soveltuvuutta todellisissa kohteissa.

2 AINEISTO JA MENETELMÄT

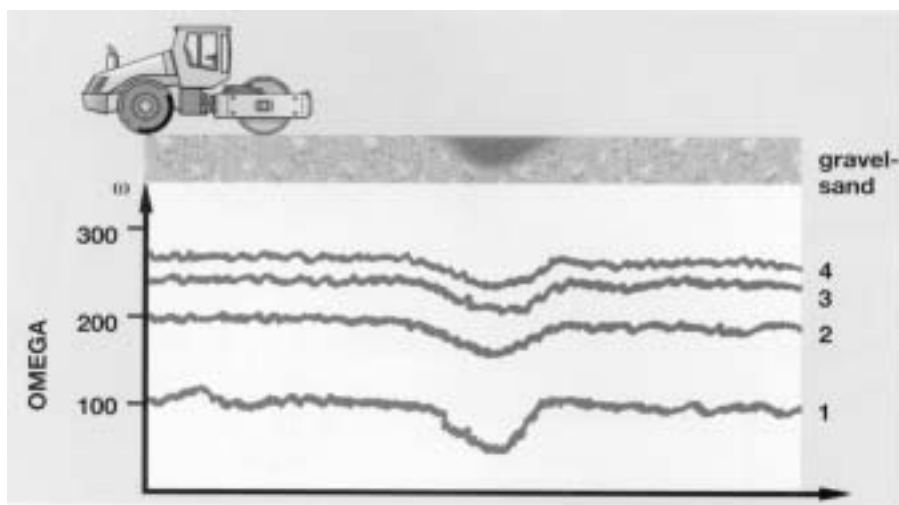
2.1 Tiivistystarkkailumenetelmän esittely

Maanrakenteiden laadun kannalta kriittinen tekijä on rakennekerrosten tiivistäminen oikeaan tiiviysasteeseen. Jatkuva dynaaminen tiivistystarkkailumenetelmä (DCC = Dynamic Compaction Control) on kehitetty vastaamaan tiukempia laatuvaatimuksia entisten pistemäisten laadunvalvontamenetelmien sijaan. Jatkuva dynaaminen tiivistystarkkailumenetelmä on kehitetty pääosin Saksassa ja Itävallassa. Menetelmän merkittäviä kehittäjiä ovat olleet esimerkiksi D. Adam /Adam 1996/ sekä R. Kirschner.

Jatkuvassa tiivistystarkkailumenetelmässä mitataan kahden, epäkeskoisen valssirumpuun 90° kulmassa toisiinsa nähden kiinnitetyn kiihtyvyyssanturin vasteita (kuva 2.1). Menetelmässä lasketaan värähtelevän rummun kiihtyvyyden ja tiivistettävän maan dynaamisen jäykkyyden suhdetta, joka yleensä kasvaa maan tiivistyessä. Mitatuista kiihtyvyyksistä lasketaan maan jäykkyyttä vastaava suure. Saatua 'jäykkyyssarvoa' voidaan kalibroida perinteisillä kantavuusmittauksilla (levykuormituskoe, pudotuspainolaite-mittaus). Jäykkyyttä voidaan laskea usealla eri tavalla mittausvasteista ja eri jyrävalmistajat ovatkin kehittäneet omat tapansa määrittää jäykkyyttä. Valmistajakohtaiset jäykkyyssarvot eivät siis ole suoraan verrattavissa toisiinsa numeroarvon perusteella. Kuitenkin kaikkien menetelmien pitäisi osoittaa samalla tavalla tiivistymisen ylityskertojen suhteen (kuva 2.2). Tässä tutkimuksessa käytettiin Bomagin jyräkalustoa, jonka dimensiotonta jäykkyyssarvoa nimetään Ome-gaksi.

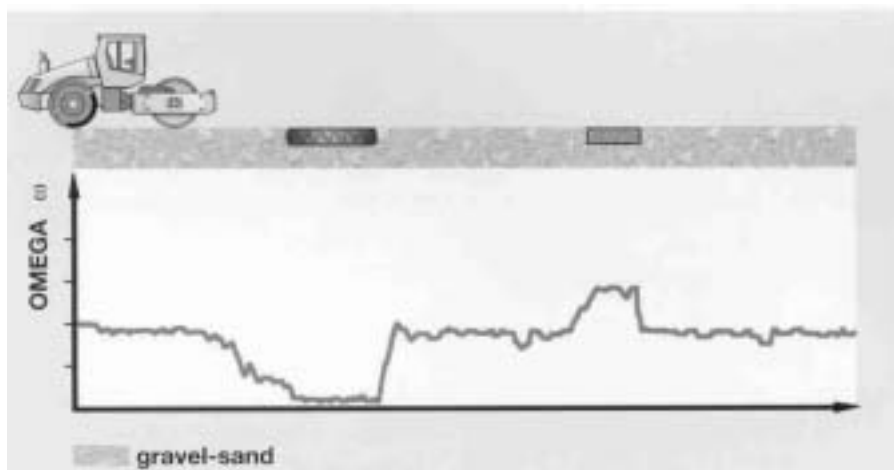


Kuva 2.1. Mittausanturien (2) sijainti epäkeskoisessa rummussa /Bomag 2002/.



Kuva 2.2 Maan Omega-arvon kasvaminen ylityskertojen suhteessa /Bomag 2002/.

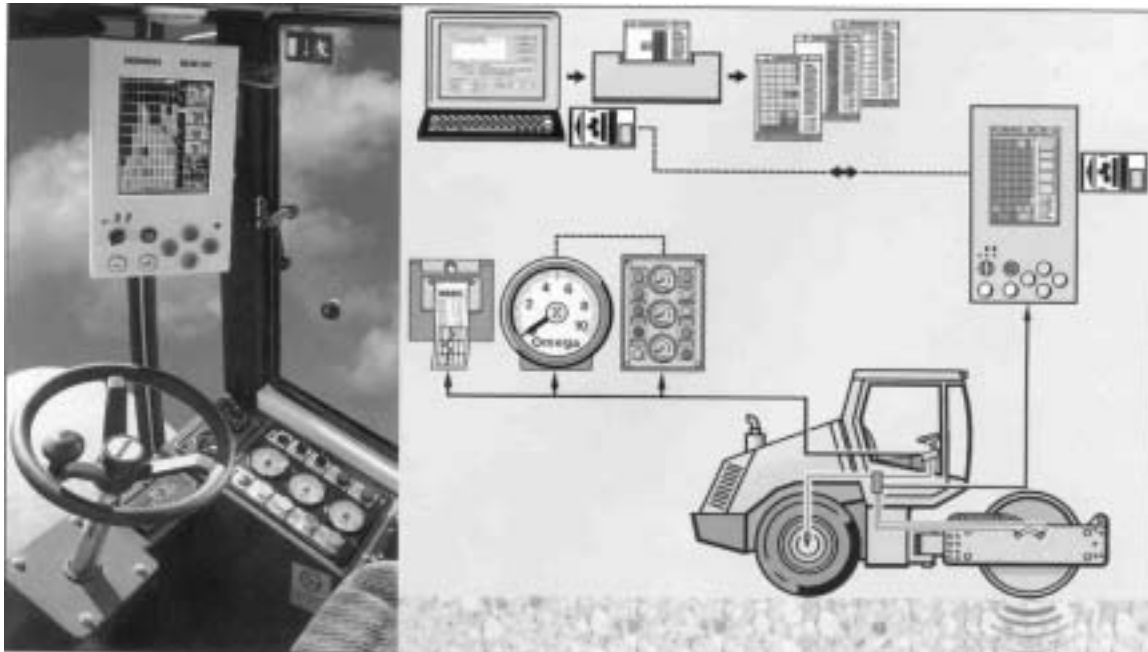
Kuvassa 2.3 on esitetty kuinka tiivistettävässä kerroksessa olevat eri jäykkyyden omaavat alueet on tunnistettavissa 'jäykkyydevasteessa'. Kuvan esimerkissä tiivistettävään kerroksen on haudattu hyvin elastinen kuorma-auton rengas sekä hyvin jäykkä teräskappale. Molemmat alueet erottuvat selvästi Omega-arvon minimi- ja maksimikohtina.



Kuva 2.3 Eri jäykkyyden alueiden erilaiset Omega-vasteet /Bomag 2002/.

DCC-menetelmä on kehitetty erityisesti tie-, katu-, rata- ja kenttärakenteiden rakennekerrosten tiivistymisen seurantaan. Menetelmän perusversiota voidaan käyttää jyräkuljettajan omaan työtapatarkkailuun, jonka perusteella hän voi lisätä tai vähentää ylityskertoja. Pidemmälle kehitetyissä sovellutuksissa jyrän sijainti voidaan tallentaa GPS-paikannusmenetelmään perustuen. Varsinaiset jyräystulokset paikkatietoineen voidaan tallentaa työn laatudokumenteiksi. Menetelmässä voidaan seurata sekä jyrän etenemissuuntaista keskimääräistä jäykkyyttä sekä jyrän leveysuuntaista jäykkyyttä, kun jyrän

leveys on jaettu noin kymmeneen määrämittaiseen segmenttiin. Kuvassa 2.4 on esitetty Bomagin mittausjärjestelmä, jolla voidaan tehdä sekä työtapa-tarkkailua että dokumentoida mittaustulokset.



Kuva 2.4. Bomagin mittausjärjestelmä /Bomag 2002/.

DCC-menetelmä on laajasti tässä käytössä sekä Saksassa että Itävallassa. Saksalaisten tie- ja ratarakennusvaatimuksissa edellytetään DCC-menetelmän käyttöä ja sen tulostamia laatudokumentteja. Suomessa menetelmää on toistaiseksi käytetty vain jyräkuljettajan omaan työn ohjaukseen, eikä mittaustuloksia ole toistaiseksi vaadittu esitettäväksi laatudokumentteina.

2.2 Tutkimuksessa käytetty jyrä

Tutkimuksessa käytettiin saksalaista Bomagin jyräkalustoa, jonka toimitti Rotator Oy. Kokeissa käytetty jyrä oli nimellispainoltaan 13 tonnin yksivalssi-jyrä tyyppiä Bomag Variocontrol (BVC) BW 213 DH-3 (kuva 2.5). Jyrän rummun leveys oli 2,13 m, tiivistyskoneen kokonaiskorkeus 2,97 m, kokonaispituus 5,61 m ja kokonaispaino oli 14,66 tonnia.

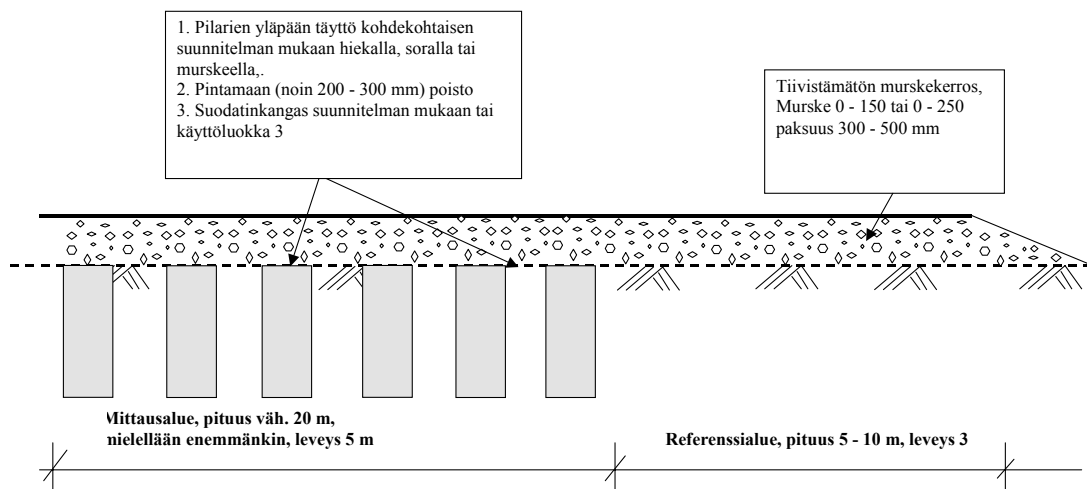


Kuva 2.5. Kokeissa käytetty Bomag BW 213 DH-3 jyrä.

Jyrän vakiokalustona oli dynaamisen tiivistystarkkailumenetelmän lisäksi Variocontrol-ohjausjärjestelmä, joka optimoi koko ajan tiivistystulosta. Variocontrol-menetelmällä jyrän oma ohjausjärjestelmä säättää automaattisesti tiivistystehoa tarpeen mukaan, eli jo havaitsemallaan tiiviillä alueilla se pienentää tiivistystehokuutta alentamalla iskun pituutta estämällä näin ylitiivistyksen. Suomen oloissa toimivaa GPS-paikannusjärjestelmää ei tutkimuksessa käytettyyn jyrään saatu.

2.3 Sovellettu testausmenetelmä

Testattavissa koekohteissa sovellettiin kaikissa samanlaista mittausmenetelmää. Jokaiseen kohteeseen oli rakennettu kuvan 2.6 mukainen koepenger, joka paksuus oli keskimäärin 500 mm. Koepenkereen pituus vaihteli kohteittain joistakin kymmenistä metreistä 200 metrin. Lisäksi koepenkereen päähän oli suunniteltu vähintään 5 metrin mittainen referenssialue, jonka alla ei ollut stabilointia. Kivikossa referenssialue oli rakennettu erikseen.



Kuva 2.6. Koepenkereen periaatekuva.

Ennen mittauksia jyrän rumpuun asennettiin kaksi VTT:n kiihtyvyyssanturia samalla tavoin 90 ° kulmaan toisiinsa nähden kuten jyrän omatkin anturit sijaitsivat. Lisäksi maahan lähelle mitattavaa aluetta asennettiin oma kiihtyvyyssanturinsa. Turun Perennakadulla instrumentoitiin yksi pilari ennen koepenkereen rakentamista siten, että siihen asennettiin kolme kiihtyvyyssanturia syvyyksiin 2,5, 1,5 ja 0,5 maan pinnasta alapäin. Näillä pilariin asennetuilla antureilla pyrittiin selvittämään tiivistysaallon etenemisen syvyysvaikutusta.

Varsinaiset koemittaukset ajettiin ensin kolmella ylityskerralla manuaalisella ohjauksella (ilman Variocontrol-ohjausta). Kaikilla ylityskerroilla ajolinja oli sama. Jokaisella kerralla lisättiin tiivistysvaikutusta kasvattamalla epäkeskon iskun pituutta. Iskun pituudet olivat 0,68 mm, 1,56 mm ja 2,56 mm. Tämän jälkeen ajettiin vähintään yksi ylityskerta siten, että Variocontrol-ohjausjärjestelmä oli päällä ja käytetty iskun pituus oli 2,56 mm. Kirkkonummen koekohteesta tehtiin lisäksi muutama täydentävä ajo hieman eri ajolinjoilla. Kivikon kohteesta testattiin kahta eri aluetta: puhtaasti massastabiloitu alue sekä yhdistetty massa- ja pilaristabiloitu alue. Kokeen suoritusta on esitetty kuvassa 2.7.



Kuva 2.7. Kokeiden suoritus Kivikossa.

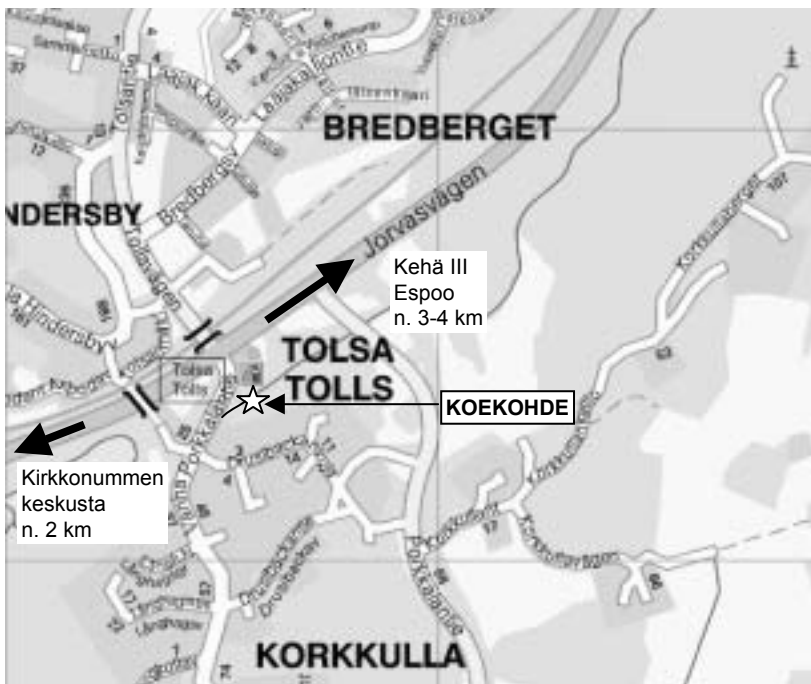
Testiajojen aikana tallennettiin VTT:n mittausanturien sekä jyrän antamat Omega- mittausvasteet. Myös Omega-tulosteiden printtinauhut tallennettiin. Omega-mittausdataa voidaan käsitellä edelleen Bomagin toimittamalla Windows-pohjaisella BCMWIN-käsittelyohjelmalla.

3 KOEKOHTEIDEN ESITTELY

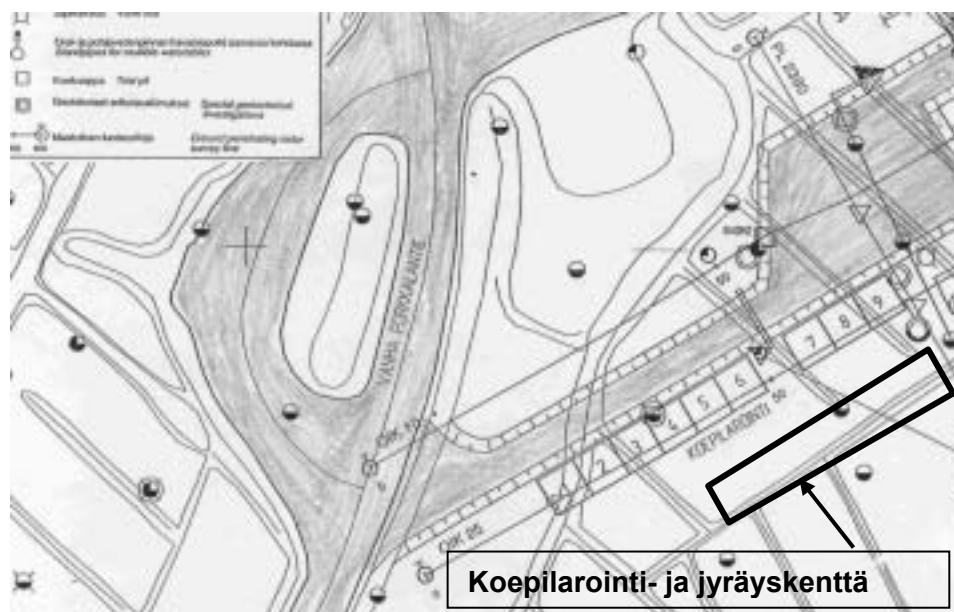
3.1 Kirkkonummi, pilaristabilointi

3.1.1 Kohteen esittely

Koerakennuskohte sijaitsee Kirkkonummella kantatien 51 välittömässä läheisyydessä lähellä Tolsan asemaa (kuva 3.1). Alueella on vuosina 1996 - 1997 rakennettu syvästabiloitu koepenger. Koerakentaminen liittyi Tien pohja- ja päällysrakenteet - tutkimusohjelmaan (TPPT) ja sen tuloksia on esitetty mm. Laaksonen J. ja Törnqvist J. raportissa /1996/. Ennen koepenkeren rakentamista tehtiin alueen työmaatien eteläpuolelle koepilarointikenttä, johon tuolloiset urakoitsijat tekivät omia näytepilareitaan. Tämä koepilarointikentän päälle rakennettiin uudet pengerrakenteet, jotta kenttää voitiin käyttää koejyräyksessä kuva 3.2 ja liite 1.



Kuva 3.1. Kirkkonummen koerakennuskohteen sijainti.



Kuva 3.2. Koepilarikentän sijainti.

3.1.2 Kohteen pohjaolosuhteet ja stabilointitapa

Kohteen tarkempi kuvaus on esitetty TPPT-väliraportissa /Laaksonen & Törnqvist 1996/. Koekohteen pohjaolosuhteet ovat hyvin pehmeät ja vetiset. Alkuperäisen maanpinnan korot vaihtelivat välillä +2.0 - +2.3, joten syntynyt pehmeikkö on suhteellisen 'nuori' eli se on noussut merenpinnan yläpuolelle vasta joitakin tuhansia vuosia sitten. Alueella on tehty paljon pohjatutkimuksia. Liitteessä 1 on esitetty kohteen pohjasuhteet koepenkereen koillis-/länsipäästä. Ylimpänä maakerroksena on 0,7 - 0,8 turvetta, jonka vesipitoisuus on useita satoja prosentteja. Sen alla on reilun kahdeksan metrin kerros savea, jonka yläosa on liejuista ja keskellä ja hieman alempana on kaksi hyvin ohutta tiiviimpää kerrosta. Savikerroksen alla on 6 - 8 metriä hiekkaa tai siltistä hiekkaa.

TPPT syvästabiloinnin koerakennuskohteessa oli kaksi stabiloitavaa aluetta: varsinainen koealue sekä tuotantotekniikoiden koealue. Tämän tutkimuksen koealueena käytettiin tuotantotekniikoiden koealuetta, joka oli jaettu urakoitsija- ja sideainekoekenttiin. Urakoitsijakentillä kolme urakoitsijaa olivat saaneet jokainen oman 3...4 x 4 pilarin alueensa, jossa käytetty sideaine ja sen määrä oli valittu samoiksi, mutta urakoitsijat olivat saaneet valita oman työtapansa ja kalustonsa. TPPT tutkimuksen tavoitteena oli aikaansaada mahdollisimman homogeenisia pilareita. Sideainekenttien urakoitsija valittiin arvalla. Valittu urakoitsija (Sillanpää) teki pilareita, joissa varioitiin sideainetta, sen määrää, nostonopeutta sekä syöttöpainetta (liite 1).

Stabilointien jälkeen pilarien laatua seurattiin sekä kairauksin että nostamalla ylös joitakin pilareita. Pilarien keskimääräiset lujuudet vaihtelivat merkittävästi alueittain vuonna 1996 tehtyjen tutkimusten perusteella. Pilarin yläpään puristuslujuuden vaihteluväli puristinkairausten perusteella sideainekentillä

oli 80 - 280 kPa. Urakoitsijakentillä vuonna 1996 näytteistä määritetyt puristuslujuusarvot vaihtelivat 68 - 148 kPa. Alueella ei tehty vuonna 2002 uusia lujuuskokeita, mutta pilareiden voidaan olettaa lujittuneen edelleen tämän kuuden vuoden aikana.

Syvästabilointi tehtiin noin 500 mm paksuisen työpetin lävitse vuonna 1996. Kesällä 2002 koestabilointikohteen pinta oli vesakoitunut ja jonkin verran painunut. Ennen koejyräystä alue raivattiin ja sitä poistettiin ylin 200 - 300 mm kerros. Samalla havaittiin, että osa pilareista, erityisesti alueen länsipäässä, ulottui selvästi työpetin puolelle. Länsipäässä oli 4 - 7 pilaririviä, joiden kohdalla pilarit ulottuivat tasoitetun työpetin pintaan asti.

Pilarit merkittiin ja niiden päälle rakennettiin uusi pengerrakennus kalliomurskeesta (KaM 0-55), jolloin pyrittiin kokonaispengerrakennuksen paksuuteen 500 - 600 mm. Uutta pengertä ei varsinaisesti tiivistetty, vaan se tasoitettiin tela-alustaisella kairakoneella. Alueen itäpäähän rakennettiin myös noin 5 metrin pituinen referenssipenger, jonka alla ei ollut pohjanvahvistuksia. Referenssipenger oli jonkin verran paksumpi kuin varsinainen pengerrakennus, arviolta 700 - 800 mm.

3.2 Turku, pilaristabilointi

3.2.1 Kohteen esittely

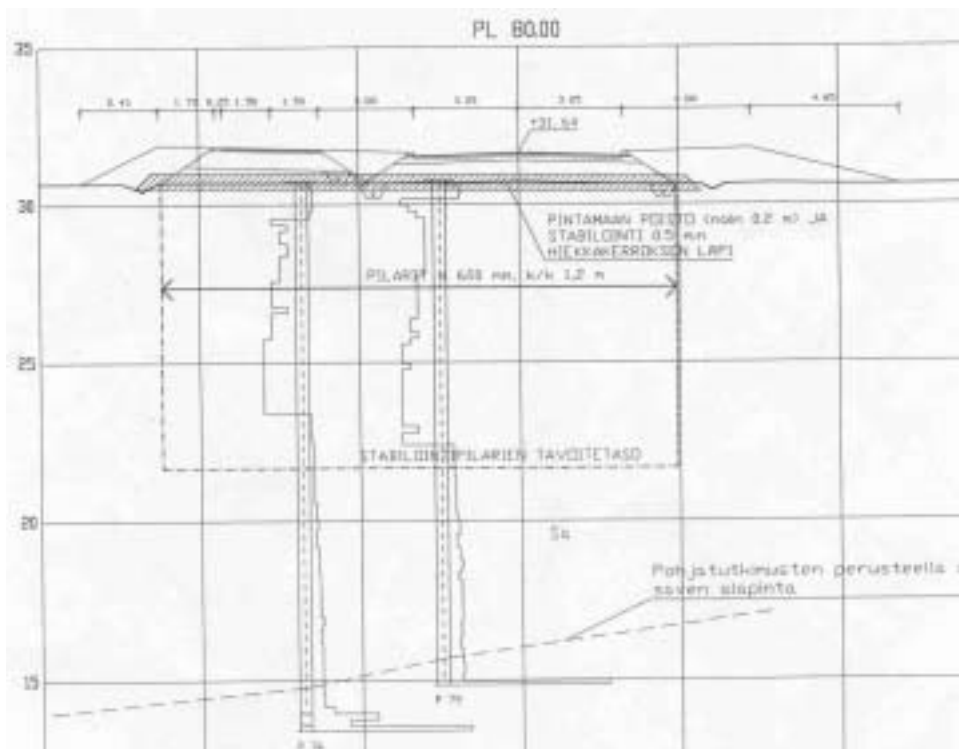
Turun koerakennuskohde sijaitsee Perennakadun uudisrakennustyömaalla. Perennakadulla vahvistettiin tulevan katupenkereen ja kevyen liikenteen väylän pohjaa määrämittäisellä pilaristabiloinnilla. Pilarointi ulottui myös kevyen liikenteen alikulun kehäsillan alle siten, että kehäsilta perustettiin koivaan pohjaan asti ulotettujen pilarien varaan. Kohteen syvästabiloinnin urakoitsijana toimi Rakennus OY Lemminkäinen. Kohteen sijainti on esitetty kuvassa 3.3. Kohteessa tehtiin pilarimaista syvästabilointia heinä-elokuussa 2002.



Kuva 3.3. Turun koerakennuskohteen sijainti.

3.2.2 Kohteen pohjasuhteet ja stabilointitapa

Maaperä on pääosin savea, jonka pinnalla melko vahva kuivakuorikerros noin 1,5 – 2,5 metrin syvyyteen. Savikerrostuma ulottuu 16 - 17 metrin syvyyteen maan pinnasta ja sen alla kairaukset on päätetty moreeniin. Leikkauslujuudet välittömästi kuivakuoren alapuolella ovat noin 15 kN/m² sekä syvemmällä yli 20 kN/m². Vesipitoisuus kuivakuoren kohdalla on noin 37 % sekä syvyydellä 3 – 8 m 60 – 70 %. Syvemmällä vesipitoisuus laskee tasaisesti ollen noin 40 % 14 m:n syvyydessä. Alueen pohjasuhteet, kadun poikkileikkaus sekä stabiloinnin tavoitetaso on esitetty kuvassa 3.4.

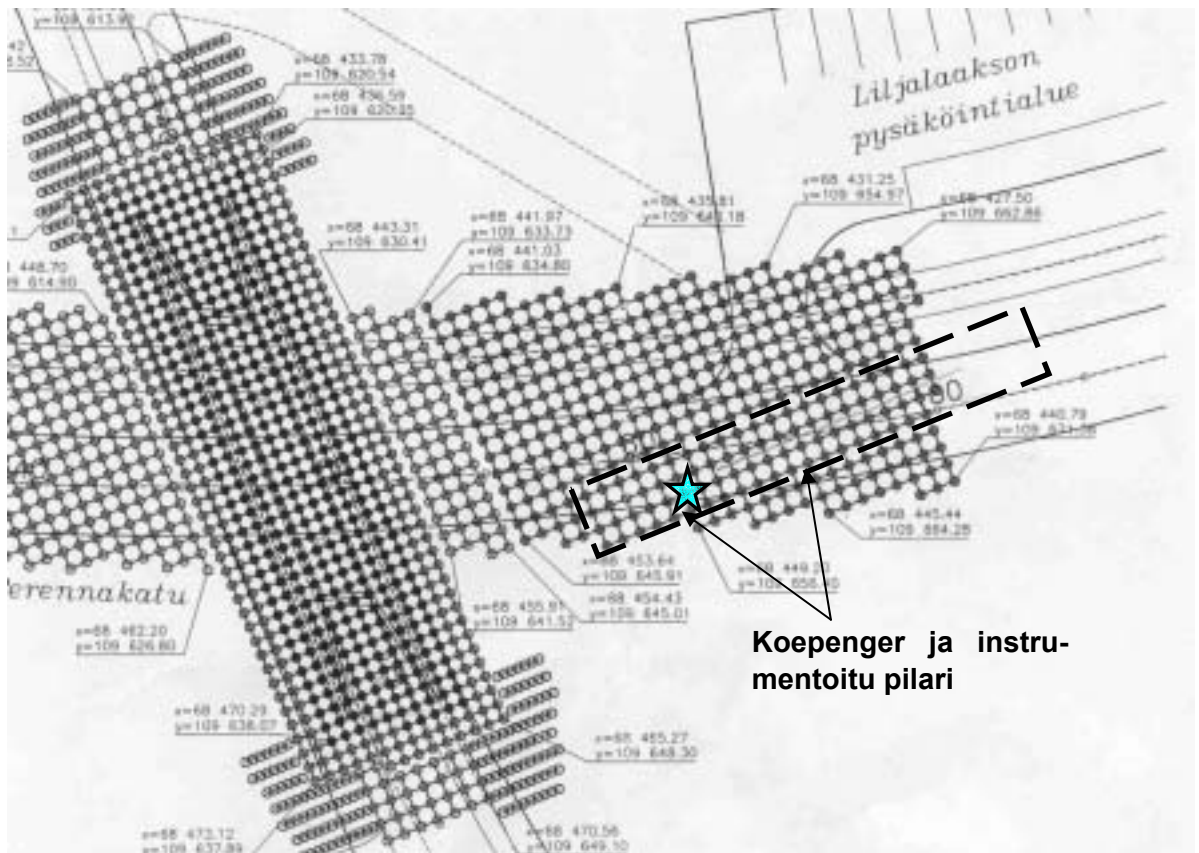


Kuva 3.4. Perennakadun poikkileikkaus.

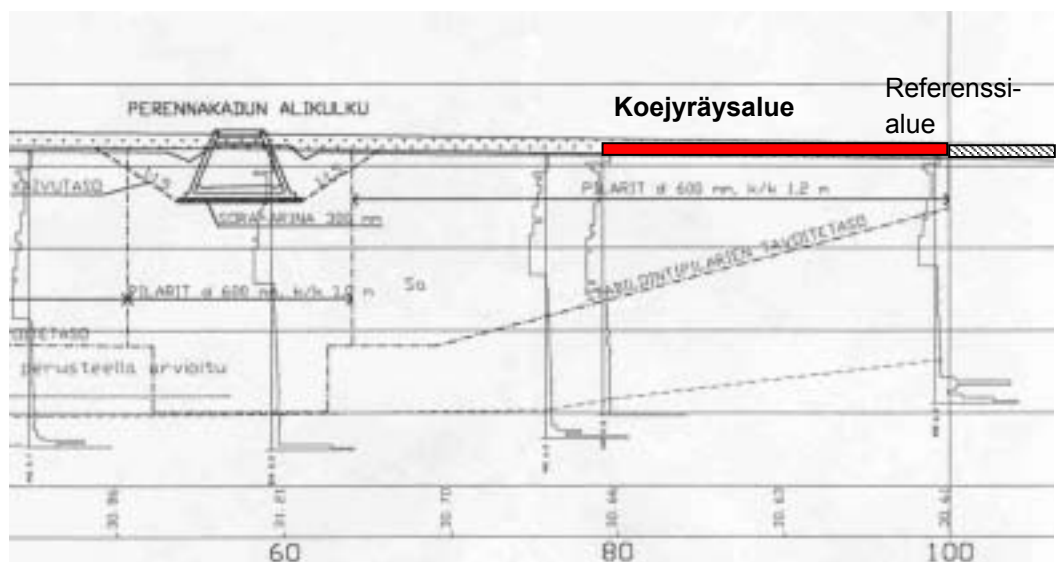
Katupenger perustettiin määrämittaisten syvästabilointipilarien varaan. Pilarien sideaineena käytettiin sementtipohjaista FTC:tä 34 kg pilarimetrille (vastaa 120 kg/m^3). Pilarien halkaisija oli 600 mm ja niiden välimatka koejyrättävällä alueella oli 1,2 metriä. Pilarien tavoiteleikkauslujuus oli 150 kPa.

Pilarien lujuutta tutkittiin noin neljän viikon ikäisinä kaksisiipisellä pilarikairalla, jonka kärjen pinta-ala oli 100 cm^2 . Pilarit olivat lujittuneet homogeenisesti ja kuivakuoren alapuolella saavutettu leikkauslujuus oli keskimäärin 230 - 400 kPa. Heikoimmin lujittuneella kohdalla syvyysvälillä 2 - 5 metriä leikkauslujuus oli keskimäärin 250 kPa. Yksittäisissä pilareissa ei havaittu osuuksia, joissa leikkauslujuus olisi alittanut 105 kPa (70 % vaaditusta 150 kPa lujuudesta). Pilarit olivat siis onnistuneet hyvin ainakin kuivakuoren alapuolelta osalta.

Alueen yksi pilari instrumentoitiin syvyys-suuntaan kolmella eri kiihtyvyyssanturilla. Mittausten tavoitteena oli selvittää täryaallon etenemissyvyyttä. Koejyräys suoritettiin koepenkereellä, joka oli rakennettu noin plv. 80 - 105 (kuva 3.5). Pilarien määräsyvyydet vaihtelivat kuvan 3.6 mukaisesti koepenkeren alla lyheten kohti paalua 100.



Kuva 3.5. Koejyräyspenkereen ja instrumentoidun pilarin sijainnit.

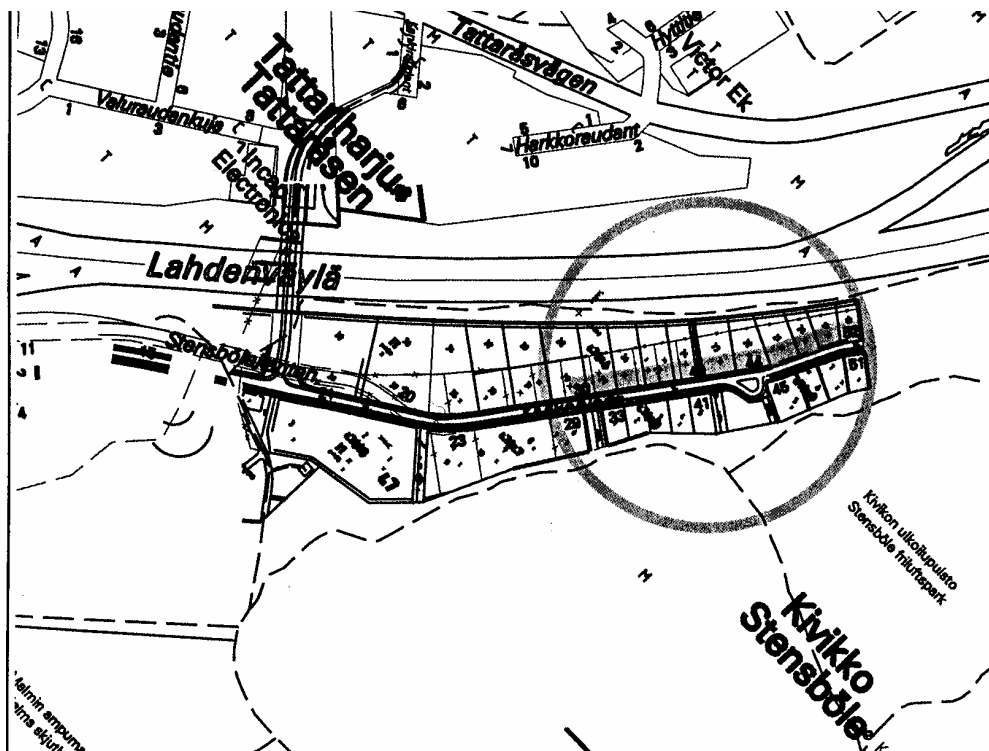


Kuva 3.6. Pilarien määräsyvyydet koepilarikentän alla. Pilarit lyhenivät suunnitelman mukaan 250 mm / pilaririvi.

3.3 Helsinki, Kivikon teollisuusalue, Massa- ja pilaristabilointi

3.3.1 Kohteen esittely

Koerakennuskohde sijaitsee Kivikon teollisuusalueen pohjoisosassa turve- ja savipehmeiköllä lähellä Kehä I:n ja Lahdentien liittymää. Kivikon teollisuusalueella on toteutettu useita erilaisia stabilointiratkaisuja, joista useat ovat olleet stabiloinnin kehittämiseen liittyviä koe kohteita. Näitä kehityshankkeita ovat olleet: EU-rahoitteinen Eurosoilstab, Helsingin kaupungin massastabilointikoe sekä Niska & Nyssönen Oy syvästabiloinnin konetekniikan ja laadunvalvonnan kehittämisprojekti. Alueen sijainti on esitetty kuvassa 3.7.



Kuva 3.7. Koerakennuskohteen sijainti.

Alue sijaitsee perustamisolosuhteiltaan hankalalla turve- ja savipehmeiköllä. Kaikki alueen kadut ja tontit esirakennetaan. Esirakentaminen käsittää massastabiloituja alueita sekä yhdistettyjä massa- ja pilaristabilointeja. Massa- ja pilaristabilointi on kehitetty pääosin turvekerrosten syvästabilointia varten. Siinä koko stabiloitava massa sekoitetaan kerralla ja siihen sekoitetaan sideaine. Kerralla käsiteltävät alueet on jaettu määrämittäisiin lamelleihin. Kun yksi lamellirivi on käsitelty, sen päälle levitetään noin metrin paksuinen kerros murskettä, jonka päältä kone jatkaa seuraavan lamellirivin stabilointia. Massastabiloinnin syvyys on yleensä 2 - 4 metriä.

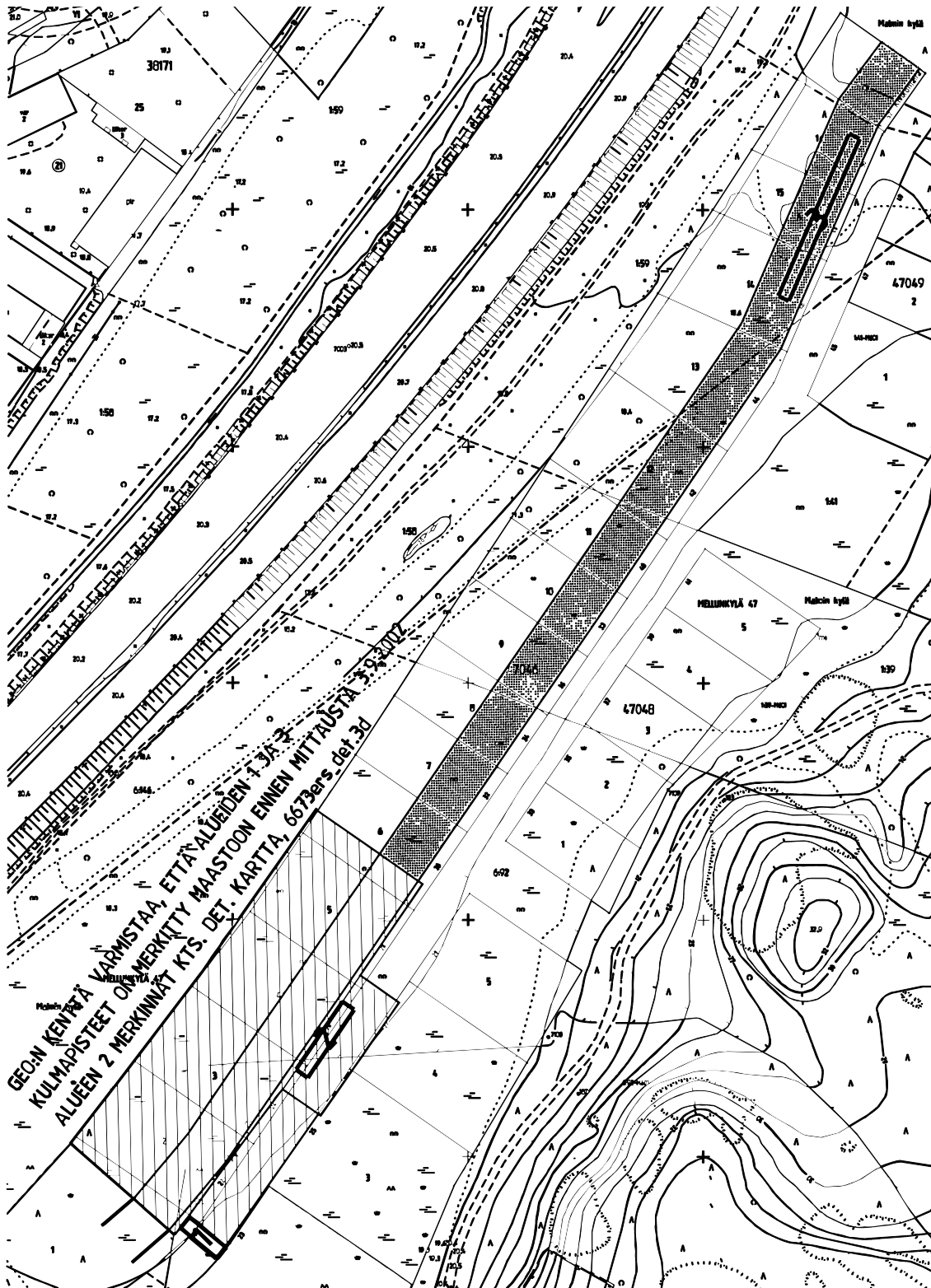
3.3.2 Kohteen pohjasuhteet ja stabilointitapa

Maanpinnan korkeusasema ennen stabilointia on ollut noin tasolla +17,1...+21. Päällimmäisenä maakerroksena on noin 2 metrin paksuinen turvekerrostuma, jonka vesipitoisuus vaihtelee 400... 1000 % kuivapainosta. Alueen pohjoisosalla maanpinta kohoaa, turvekerros ohenee ja muuttuu kuivemmaksi ja koealueen 3 alla on 10 - 15 metrin osuus, jossa ei ole lainkaan pehmeitä maakerroksia eikä massastabilointia (kts. liitteen 2 pituusleikkausta). Muualla turvekerroksen alla on 0 - 9,5 metrin paksuinen savikerros. Savikerros on pintaosistaan liejuista noin 0,5 - 2,0 metrin paksuudelta ja sen vesipitoisuus on 100...150 % kuivapainosta. Liejun alla olevan saven vesipitoisuus on 35...80 % kuivapainosta ja siipikairalla määritetty suljettu leikkauslujuus vaihtelee 4...14 kPa /Helsinki geo 2001/.

Savikerroksen halkaisee kaksi kovaa silttikerrosta. Näistä ylempi sijoittuu savikerroksen liejuiseen yläosaan noin 2,5...3,5 metrin syvyyteen maanpinnasta. Savea ja hiekkaa sisältävän silttikerroksen paksuus on 0,5...1 metriä ja vesipitoisuus 20...60 % kuivapainosta. Alempi kova silttikerros sijoittuu savikerroksen keskelle tai kerroksen alaosaan noin 7...8 metrin syvyyteen maanpinnasta. Kerroksen arvioitu paksuus on noin 1 metriä ja vesipitoisuus 25...40 % kuivapainosta.

Saven alla on silttiä ja tämän alla useita metrejä hiekkaa sekä alimmaisena moreenia. Pohjavedenpintaa ja orsivedenpintaa on mitattu pohjavesiputkista. Pohjavedenpinta on työmaatien eteläpäässä vaihdellut vuosina 1997 - 2001 välillä +17,2...+18,2 ja orsivedenpinta välillä +17,6...+18,3 maanpinnan ollessa tasolla +18,5. Alueen pohjoispäässä pohjavedenpinta on vuosina 1991-1992 vaihdellut välillä +17,3...+17,8 maanpinnan ollessa tasolla +21,0. Toisessa pisteessä vaihteluväli vuosina 2000-2001 on ollut +18,0 ...+18,5 maanpinnan ollessa tasolla +19,4 /Helsinki geo 2001/.

Alueen tehtiin koejyräys kahdella eri alueella: pelkästään massastabiloidun työmaatien alla (alue 3) sekä yhdistetty massa- ja pilaristabilointi (alue 2) tontin kohdalla. Lisäksi alueelle rakennettiin referenssipenger (alue 1). Alueen 3 massastabilointi on toteutettu vuonna 2001 ja sen paksuus on keskimäärin 1,5 metriä. Koejyrättävän alueen keskellä oli noin 30 metrin osuus, jolla ei ollut lainkaan massastabilointia, sillä tällä alueella silttikerrokset ulottuivat maan pintaan (liite 2). Massastabilointi oli toteutettu lamelleittain ja keskimääräinen etenemä yhden työvuoron aikana oli noin neljä metriä. Alueet 1 ja 2 on stabiloitu vuosina 1999 - 2001. Massastabiloinnin paksuus alueella 2 on ollut keskimäärin 2 metriä. Alueiden sijainnit toisiinsa nähden sekä stabiloidun alueen laajuus on esitetty kuvassa 2.8. Alueen 3 työmaatien pituusleikkaus kairauksineen on esitetty liitteessä 2.



Kuva 3.8. Kivikon eri koalueiden sijainnit (alue 1 referenssikohde, alue 2 yhdistetty pilari- ja massastabilointi ja alue 3 massastabilointi).

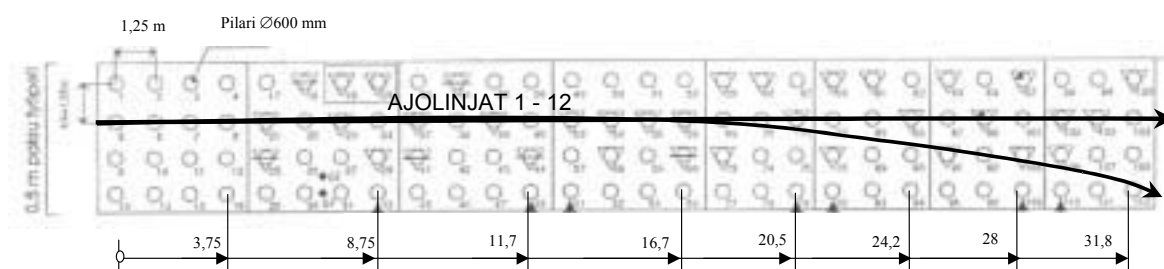
4 TUTKIMUSTULOKSET

4.1 Pilaristabilointi

Kt51, Kirkkonummi

Kirkkonummen kohteessa koejyräys aloitettiin referenssirakenteen päältä ja se ulottui koko koepenkereen yli. Kohteessa ajettiin ensin neljä ylitystä alkuperäisen suunnitelman mukaan. Lisäksi ajettiin lisäylytyksiä, joiden ajolinjat poikkesivat hieman alkuperäisestä pilarilinjosta kohtisuoraan olevasta linjasta (kuva 4.1). Taulukossa 4.1 on esitetty eri ajojen numerot, iskunpituudet (automaatti tarkoittaa automaattista iskunpituuden säätöjärjestelmää Variocontrol) sekä ajosuunnat. Bomagin omien Omega 'jäykkyysvasteiden' sekä VTT:n asentamien kiihtyvyyssanturien tulokset on esitetty liitteessä 3.

Kirkkonummi



Kuva 4.1. Kirkkonummen ajolinjojen sijainnit.

Taulukko 4.1. Taulukko 4.1. Kirkkonummen testiajojen iskujen pituudet sekä kuvaus ajosta. Maaperäanturin sijainti n. 4 m tutkittavan ajolinjan reunasta pituussuuntaan sen keskikohdassa.

Kokeen tunnus	Iskun pituus	Ajosuunta
Ajo 1	0.68	itään
Ajo 2	1.51	itään
Ajo 3	1.51	itään
Ajo 4	2.5	itään
Ajo 5	2.5	itään
Ajo 6	2.5/automaatti	itään
Ajo 7	2.5/automaatti	itään
Ajo 8	0.68	itään, lopussa oik. reunaan
Ajo 9	1.51	itään, lopussa oik. reunaan
Ajo 10	2.51	itään, lopussa oik. reunaan
Ajo 11	1.51	itään, lopussa vasemmalle tietä pitkin
Ajo 12	1.51/automaatti	itään, lopussa vasemmalle tietä pitkin

Perennakatu, Turku

Perennakadulla aloitettiin koejyräykset instrumentoidun pilarin päältä ja edettiin kohti referenssirakennetta koko koepenkereen pituudelta. Koepenkeren toteutunut paksuus oli arviolta 700 mm. Omega 'jäykkyysovasteet' sekä VTT:n anturien mittaustulokset koko koepenkeren jyräyksistä on esitetty liitteessä 4. Taulukossa 4.2 on esitetty eri ajojen numerot, iskunpituudet (automaatti tarkoittaa automaattista iskunpituuden säätöjärjestelmää) sekä ajosuunnat.

Turun kohteessa yksi pilari on instrumentoitu kolmella erillisillä eri syvyyksillä sijainneilla kiihtyvyyssantureilla. Anturit sijaitsivat siten, että anturi 3 oli syvyydellä 2490 mm, anturi 2 syvyydellä 1590 mm ja anturi 1 syvyydellä 530 mm maanpinnasta pilarissa. Työpenkereen päältä laskettuina anturit olivat 1,2, 2,3 ja 3,2 metrin syvyydellä, olettaen, että työpenkereen paksuus oli noin 700 mm.

Taulukko 4.2. Perennakadun testiajojen iskujen pituudet sekä kuvaus ajosta. Maaperäanturin sijainti n. 2 tutkittavan ajoalueen reunasta (keskikohdassa). Päällä oli täyttöä n. 700 mm.

Kokeen tunnus	Iskun pituus	Ajosuunta
Vahvistus 0.5 V/g		
Testi 1	0.68	itään (referenssialue-instr. paalu)
Testi 2	0.68	itään
Testi 3	1.51	länteen
Testi 4	2.5	itään
Ajo 1	0.68	länteen
Ajo 2	1.51	itään
Ajo 3	2.5	länteen
Ajo 4	2.5 / automaatti	itään
Ajo 5	2.5 / automaatti	länteen
Vahvistus vaihdettu 1 V/g		
Ajo 6	2.5 / automaatti	itään
Ajo 7	1.5	länteen
Ajo 8	2.5	itään
Ajo 9	2.5 / automaatti	länteen
Ajo 10	0.68	itään

4.2 Massastabilointi

Kivikko

Kivikon alueen referenssirakenne sijaitsi esikuormitettavalla, mutta stabiloimattomalla alueella. Alueen esikuormituspenker oli kaivettu pois noin 500 mm kerrosta lukuun ottamatta. Alue oli kuitenkin mittaushetkellä hyvin vetinen ja heikko kantavuudeltaan, joten sitä ei voitu mitata. Mittaus aloitettiin massastabiloinnin alueelta (kuvan 2.8 alue 3). Mittausalueella oli noin 30 metrin pituinen vyöhyke, jossa ei ollut lainkaan massastabilointia, vaan 'kova

pohja' ulottui rakennekerrosten pohjaan asti. Alueella tehtiin neljä mittaus-ajoa (liite 5, ajot 1 - 4), sitten jyrä siirrettiin alueelle 2. Myös koko siirtomatkan ajalta tehtiin tiiviysmittauksia, joilla seurattiin, oliko massastabiloinnin taseisuudessa havaittavissa poikkeamia. Tämän ajon tietoja ei tallennettu. Ajon aikana ei havaittu vastaavia heikompia alueita kuten ajoissa 1 - 4.

Alueen 2 pintaosat oli massastabiloitu noin kahden metrin paksuudelta. Massastabiloinnin alla oli pilaristabiloitu alue, jossa pilareita oli eri tiheyksillä (k/k-väli 1,2 - 1,8 m). Alueella 2 ajettiin 4 koejyräystä, joiden mittaustulokset (ajot 5 - 8) on esitetty liitteessä 5. Taulukossa 4.3 on esitetty eri ajojen numerot, iskunpituudet (automaatti tarkoittaa automaattista iskunpituuden säätöjärjestelmää) sekä ajosuunnat.

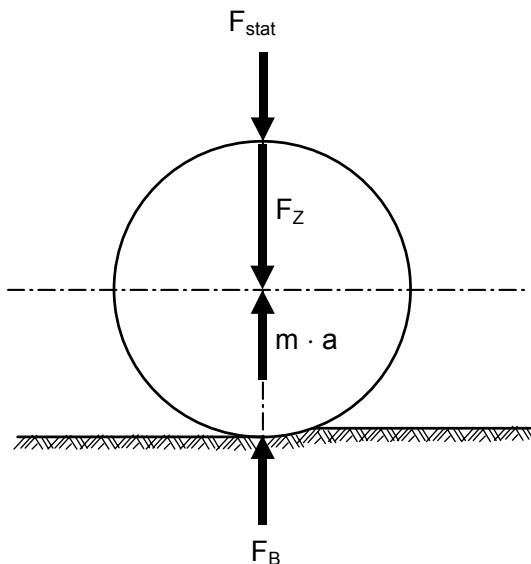
Taulukko 4.3. Kivikko, ajosuunnat ja iskun pituus. Maaperäanturin sijainti n. 5m tutkittavan ajoalueen reunasta ajolinjan puolivälissä.

Kokeen tunnus	Iskun pituus	Ajosuunta
Massastabilointialue		
Ajo 1	0.68	pohjoiseen
Ajo 2	1.51	pohjoiseen
Ajo 3	2.5	pohjoiseen
Ajo 4	2.5 / automaatti	pohjoiseen
	Siirtymisajo	etelään
Massa- ja pilaristabilointialue		
Ajo 5	0.69	etelään
Ajo 6	1.51	etelään
Ajo 7	2.5	etelään
Ajo 8	2.5 / automaatti	etelään

5 TULOSTEN TARKASTELU

5.1 Teoria

Mittausjärjestelmä perustuu tärisevän rummun ja tiivistystyön takia kasvavan maan dynaamisen jäykkyyden vuorovaikutukseen /Kirschner 1986/. Tiivistyksen aikana maahan siirtyvän energian suuruus voidaan määrittää rummun ja maan välisistä voimista sekä rummun liikkeistä (kuva 5.1) /Kloubert 1999/. Maan vastavoima F_B muodostuu rummun staattisesta painosta, epäkeskon aiheuttamasta keskipakovoimasta ja rummun kulmakiihtyvyydestä riippumattomasta hitausvoimasta (kaava 5.1).



Kuva 5.1. Rummun ja maan välisten voimatasapainon pystysuuntaiset komponentit /Kloubert 1999/.

$$F_B = F_{stat} + F_z - m \cdot a \quad 5.1$$

missä	F_B	maan vastavoima, kN
	F_{stat}	rummun staattinen paino, kN
	F_z	rummun keskipakovoima, kN
	m	rummun värähtelevän massan paino, kg
	a	kiihtyvyys, m/s^2

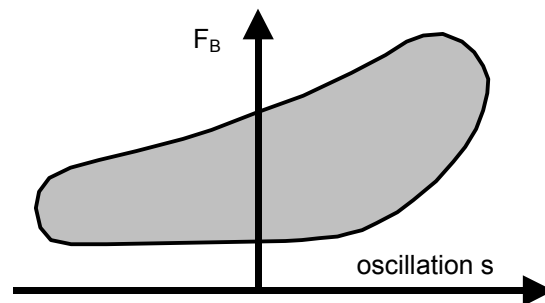
Värähtelevästä rummusta maahan siirtyvä energia määritetään kaavalla 5.2 ja sen teho (energia/aika) määritetään kaavalla 5.3. Energia on integraali maan vastevoimasta suhteessa värähtelyn amplitudiin yhden epäkeskon kierroksen aikana (kuva 5.2). Energian vaihto kasvaa tiivistyksen määrän ja maan jäykkyyden kasvaessa.

$$W_{eff} = \oint_s \vec{F}_B \cdot d\vec{s} \quad 5.2$$

$$P_{eff} = \frac{W_{eff}}{T} \quad P_{eff} = f \oint_T \vec{F}_B \cdot \vec{v} \cdot dt = f \oint_T (\vec{F}_{stat} + \vec{F}_Z - m \cdot \vec{a}) \cdot \vec{v} \cdot dt \quad 5.3$$

joissa	W_{eff}	tehokas energia, kJ
	s	siirtymä, m
	P_{eff}	teho, kW
	T	yhteen kierrokseen kuluva aika, s
	t	aika, s
	\vec{v}	värähtelyn nopeus, m/s
	f	= 1/T värähtelytaajuus 1/s

Mittausmenetelmässä mitataan kiihtyvyyttä kahdella rumpuun kiinnitetyllä kiihtyvyyssanturilla. Bomagin käyttämä dimensioton Omega-arvo on lasketaan kaavaa 5.2 /Adam 1996/ käyttäen mitatuista kiihtyvyyksistä integroimalla yhden täyden värähtelysyklin aikana. Omega-arvo kuvaa maapohjan dynaamista jäykkyyttä sekä tiivistämisellä aikaansaatuun kantavuuden muutosta.



Kuva 5.2. Energian määrittäminen suhteessa maan vastavoimaan ja siirtymään /Kloubert 1999/.

Kun samaa kohdetta tiivistetään, mittausjärjestelmään kuuluva tietokoneohjelma vertaa yksittäisten ylityskertojen mittauksia keskenään tietyillä mittausjaksolla ja rekisteröi keskimääräisen kasvun /Kloubert 1999/. Mittausjärjestelmään kuuluva kontrolliyksikkö ilmoittaa, kannattaako tiivistämistä jatkaa kyseisellä kalustolla vai onko tiivistämisen kasvu pienentynyt ja lähestynyt maksimiarvoa. Kun Omega-arvon kasvu ylityskerralla laskee alle 10 %:een, ei vastaavaa tiivistymisen lisääntymistä voida havaita enää tavanomaisilla mittausmenetelmillä. Ylitiivistämistä voidaan välttää myös iskun pituutta muuttamalla esim. Bomagin automaattinen ohjausjärjestelmä.

Kun tiivistettävä maapohja on kitkamaata, voidaan Omega-arvon ja pohjamaan jäykkyyden tai tiiviyssasteen suhde muuttua lineaariseksi yhteydeksi ja kalibroida mittausarvot tuon yhteyden suhteen. Lineaarinen vuorosuhde johtuu pääosin siitä, että kitkamaiden tiheys ja jäykkyys riippuvat suoraan toisistaan. Koheesiomaiden muodonmuutosominaisuudet riippuvat voimakkaasti

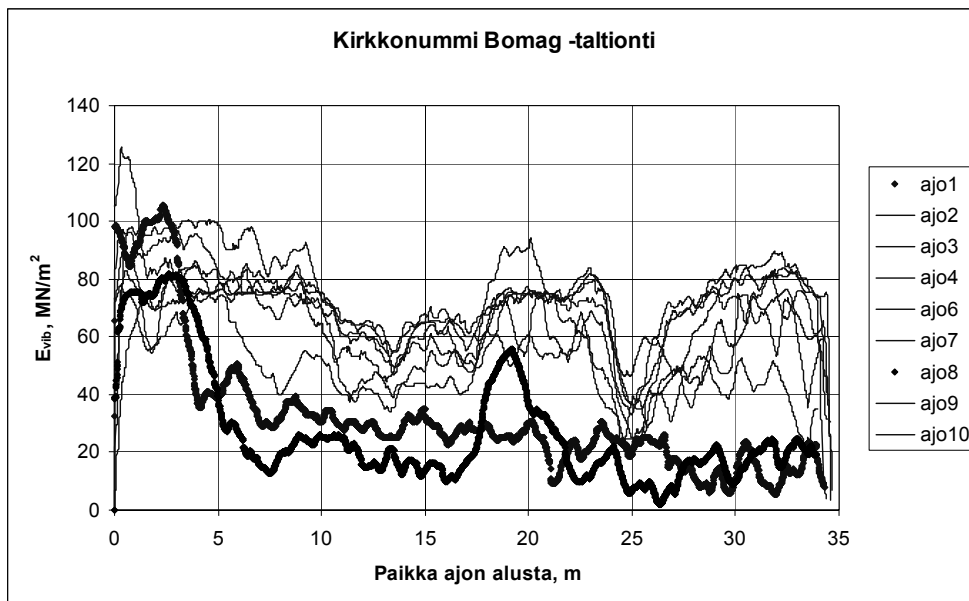
ja epälineaarisesti vesipitoisuudesta, siksi vastaavaa kalibrointia ei normaalisti voida tehdä.

Omega-arvoon vaikuttavat maapohjan lisäksi myös koneen ja työtavan parametrit. Siksi eri tyyppisillä koneilla mitattuja jäykkyyssarvoja ei voi suoraan verrata toisiinsa. Näitä muuttujia ovat: jyrän tyyppi (paino jne.), jyräysnopeus, jyräyssuunta, iskunpituus ja taajuus, myös tiivistettävän kerroksen pakkaus ja pohjamaa vaikuttavat merkittävästi tuloksiin /Kloubert 1999/.

5.2 Pilaristabilointikohteiden mittaustulosten analysointi.

5.2.1 Kirkkonummi

Pilaristabilointikohteista syvemmin analysointiin Kirkkonummen koekohte. Kuvaan 5.3 on koottu yhteen Kirkkonummen koekohteen eri ajojen Bomagin jäykkyyssvasteiden tulokset. Muissakin kohteissa havaittiin, että ensimmäinen ylityskerta (ajo 1) oli erilainen kuin muut mittaukset, siksi sitä ei jatkossa käsitelty eteenpäin.

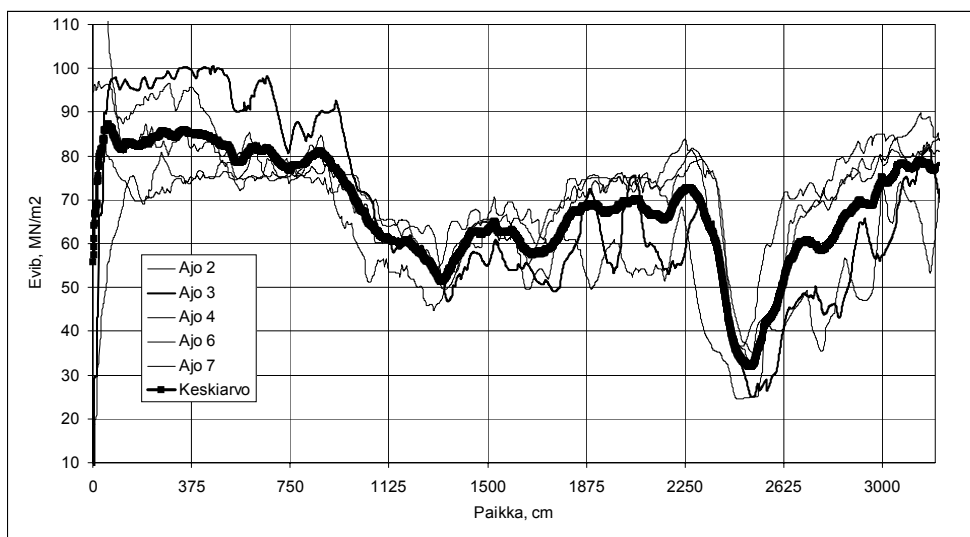


Kuva 5.3. Bomagin jäykkyyssvasteet kymmenellä ensimmäisellä yliajokerralla.

Kuvan 5.3 mittaukset ovat pilarikentässä alkaneet jossakin määrin eri paikoista, jolloin mittaustulokset eivät ole täysin päällekkäin. Voidaan todeta, että pääosalla havaintoja mitatun jäykkyyden perustaso on yleisesti samalla tasolla eri mittauksissa - kuvaajien muodot ovat keskenään samanlaiset. Poikkeuksen tekevät mittaukset 1 ja 8. Eräissä mittauksissa on havaittavissa lyhytjaksoista, lähes periodista vaihtelua, jonka voisi arvioida olevan peräisin pilareista.

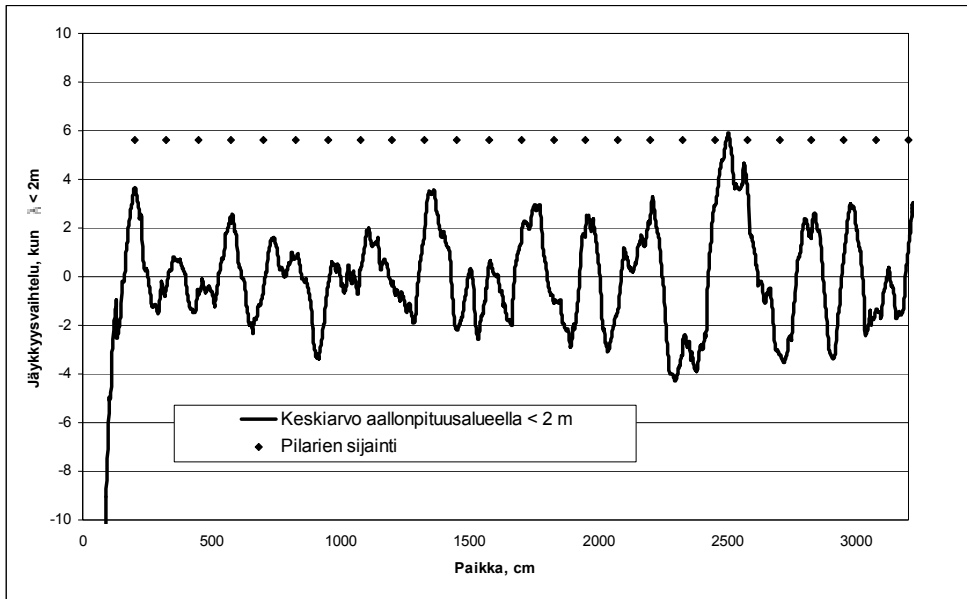
Kuvassa 5.4 on lähemmin tarkasteltu ajojen 2...6 mittaustuloksia. Eri mittaustulokset on kuvassa asetettu mahdollisimman hyvin sijainniltaan päällekkäin. Tämä on tehty valitsemalla ajo 3 perusmittaukseksi ja laskemalla kullekin muulle ajokerralle ajoa 3 vastaava sijainti siirtämällä tarkasteltavan ajon sijaintia asteittain ja määrittämällä erotusten pienin neliösumman. Minimiarvoa vastaava paikka edustaa vaihesiirtoa, jossa tarkasteltavan ajokerran tulos parhaiten vastaa ajokertaa 3.

Kuvaan 5.4 lasketusta keskiarvosta havaitaan, etteivät eräissä ajokerroissa havaittavat ja mahdollisesti pilareista johtuvat erot jäykkyysvasteissa sijoitu samoille kohdille. Mikäli näin olisi, myös keskiarvossa olisi nähtävissä pilarikohtaisia huippuja. Kuvassa on havaittavissa selviä alueellisia eroja jäykkyysvasteissa.



Kuva 5.4. Bomagin jäykkyysvasteet paikan täsmentämisen jälkeen valituilla ajokerroilla.

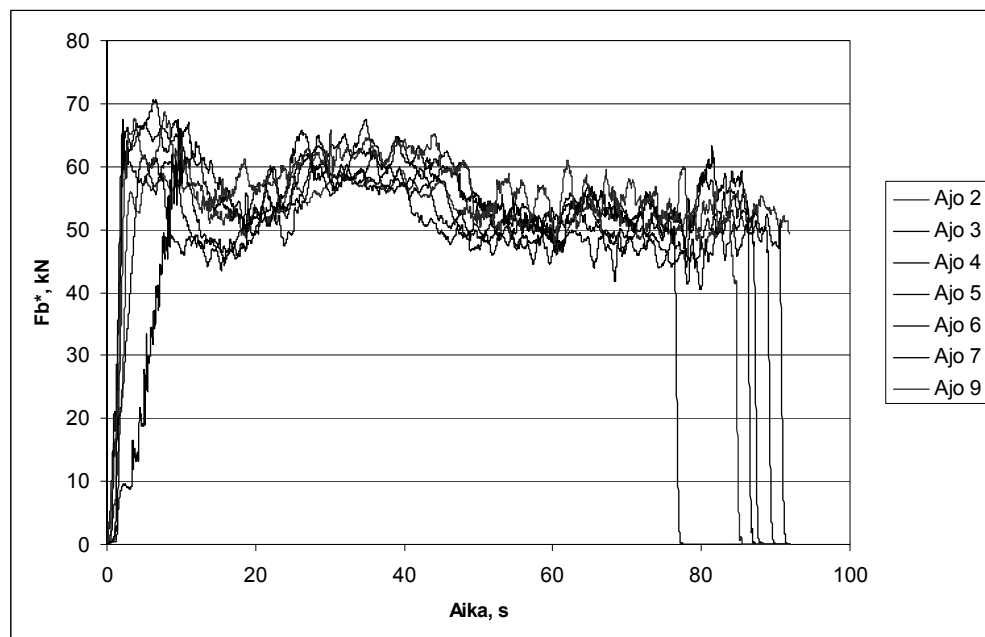
Koska tässä selvityksessä ollaan kiinnostuneita erityisesti siitä, onko ajokertojen mittauksista havaittavissakaan erillisiä pilareita, mittaustulokset edelleen suodatettiin matalista taajuuksista ja vertailu tehtiin ainoastaan aallonpituuksilla, jotka ovat lyhyempiä kuin 2 metriä. Jäykkyysvaihtelu (MN/m^2) on määritetty laskemalla mittaustulosten erotusten keskiarvo. Tulos on nähtävissä kuvasta 5.5. Kuvaan on lisäksi vertailun helpottamiseksi piirretty pisteitä 1,25 m välein, joka vastaa pilariitiheyttä Kirkkonummen mittauskohteessa.



Kuva 5.5. Bomagin jäykkyydvasteiden erotusten keskiarvot ajokerroista 2..7.

Kuvasta 5.5 havaitaan, ettei Bomagin omalla jäykkyydsmittauksella kyetty paikantamaan pilareita. Tiivistyskoneen oma tiedonkeruujärjestelmä ei siten kykene myöskään erottelemaan pilareita niiden laadun tai jäykkyyden osalta.

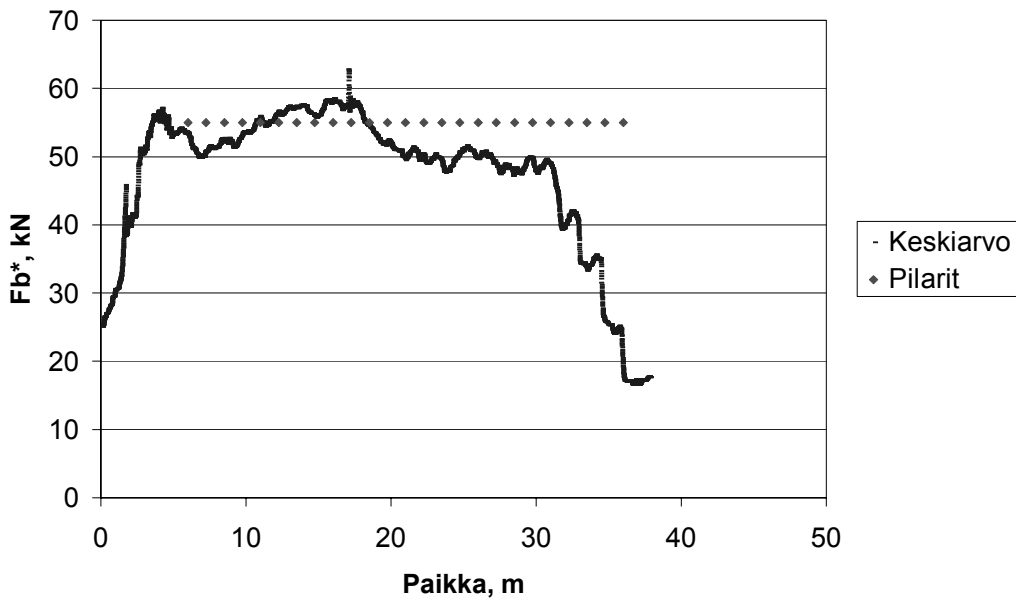
Tarkastelu tehtiin myös vertaamalla VTT:n omien kiihtyvyyssanturien tuloksista. Antureista mitatut kiihtyvyyssarvot muutettiin kaavan 5.1 mukaan maan vastavoimaksi F_B^* . Vastavoimasta on käytetty merkintää F_B^* koska kaavassa esiintyvä rummun värähtelevä massan suuruus on arvioitu. Vertailu aloitettiin samalla tavalla esittämällä kaikki tulokset yhdessä (kuva 5.6). Tuloksista karsittiin pois eripariset tulokset eli ajot 1 ja 8. Ongelmana VTT:n mittauksissa oli, että mittaukset ovat sidottu aikaan eikä etäisyyteen kuten Bomagin omassa järjestelmässä. Mittauksen tallennettiin vain jyrän keskimääräinen nopeus, ei hetkittäistä. Koska jyrän ajonopeus kuitenkin vaihteli mittausten aikana melko paljon, eri ajojen yhdistäminen vaati niiden paloittelua pienempiin tutkittaviin osuuksiin.



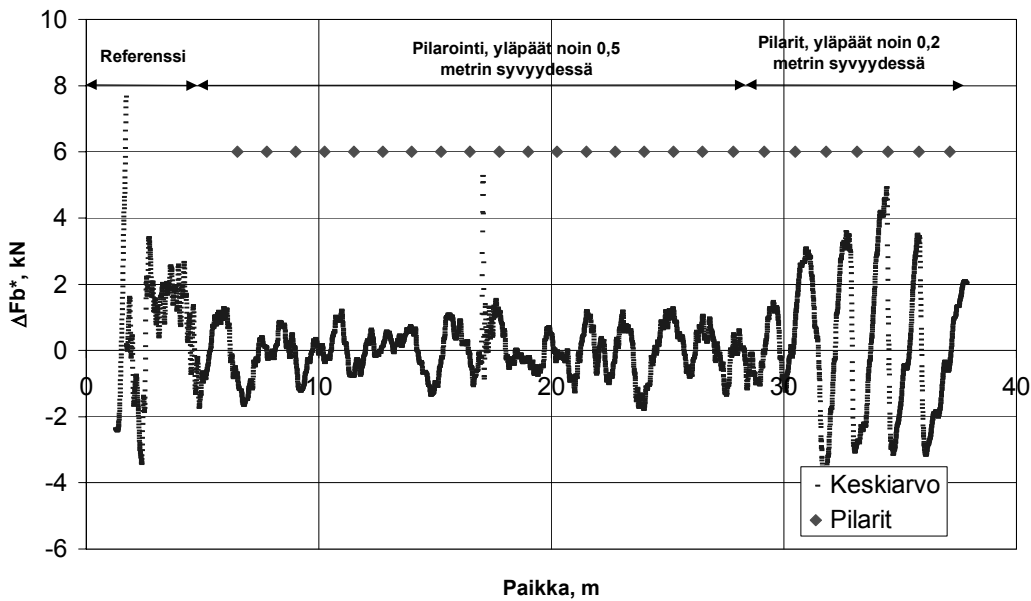
Kuva 5.6. VTT:n kiihtyvyyssanturien tuloksista lasketut vastavoimat ajojen 2-7 ja 9 aikana.

Eri mittaustulokset asetettiin mahdollisimman hyvin sijainniltaan päällekkäin. Tämä tehtiin kuten edellä, eli valitsemalla ajo 3 perusmittaukseksi ja laske- malla kullekin muulle ajokerralle ajoa 3 vastaava sijainti siirtämällä tarkastel- tavan ajon sijaintia asteittain ja määrittämällä erotusten pienin neliösumman. Minimiarvoa vastaava paikka edustaa vaihesiirtoa, jossa tarkasteltavan ajo- kerran tulos parhaiten vastaa ajokertaa 3. Vastavoimatuloksista laskettiin ajojen keskiarvo. Saatua keskiarvoa verrattiin pilarien sijaintitietoon (kuva 5.7). Ajojen alussa näkyy pilariton referenssialue. Keskiarvossa on havaitta- vissa vaihtelua, mutta varsinaisia tasavälistä signaalia, joka viittaisi pilareihin ei ole havaittavissa. Kuvassa 5.8 on esitetty vastavoiman erotuksen suu- ruus ΔF_b^* . Erotus on laskettu suhteessa mittausten keskiarvoon. Alussa nä- kyy stabiloimaton referenssialue, jonka pituus on noin 5 metriä. Paalun 30 m jälke- en on havaittavissa selviä vastavoiman erotuksen huippukohtia 5 pe- räkstäistä melko tasavälisesti. Huippukohtien väli on noin 1,3 metriä, joka on melko lähellä pilaririvien väliä 1,25 m. On todennäköistä, että nämä viisi huippukohtaa vastaavat loppupään pilaririvejä, sillä tällä alueella pilarit ulot- tuivat lähes alkuperäisen työpetin pintaan asti. Tässä tapauksessa pilarit siis erottuvat, mikäli pilarien päällä olevan murskekerroksen paksuus on ohuem- pi, arviolta noin 200 mm.

Ongelmat VTT:n kiihtyvyyssanturimittauksissa voivat johtua myös siitä, että anturit kiinnitettiin erikseen jyrän akseliin ulkopuolelta. Näin asennuksessa ja mittaustuloksissa ei voitu ottaa huomioon jyrän ominaisuuksia esimerkiksi poistaa jyrän oman taajuuden 27 Hz vaikutusta. Mittauksissa käytetty jyrä lienee ollut liian painava ja sen aiheuttama värinä lienee ollut liian voimakas- ta verrattuna pilareista palautuneeseen signaaliin. Pieni signaalivaste häviää mittauksen muihin kohinoihin niin tehokkaasti, että sitä ei voida mittauksissa havaita.



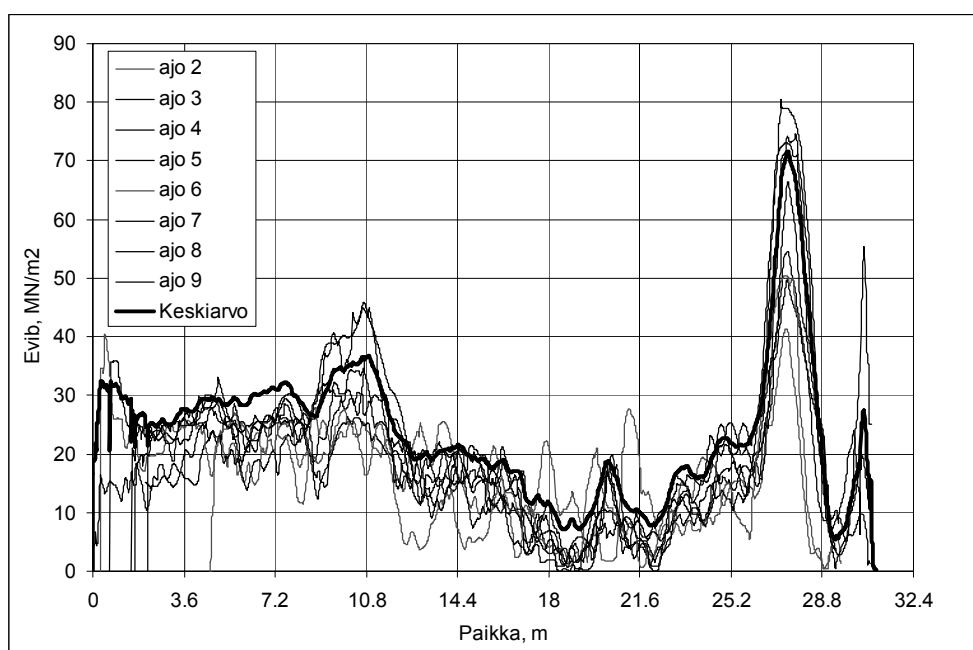
Kuva 5.7. VTT:n kiihtyvyyssanturien tuloksista lasketettujen vastavoimien keskiarvot suhteessa pilarien sijaintiin.



Kuva 5.8. VTT:n kiihtyvyyssanturien tuloksista lasketettujen vastavoimien keskiarvojen erotukset suhteessa pilarien sijaintiin.

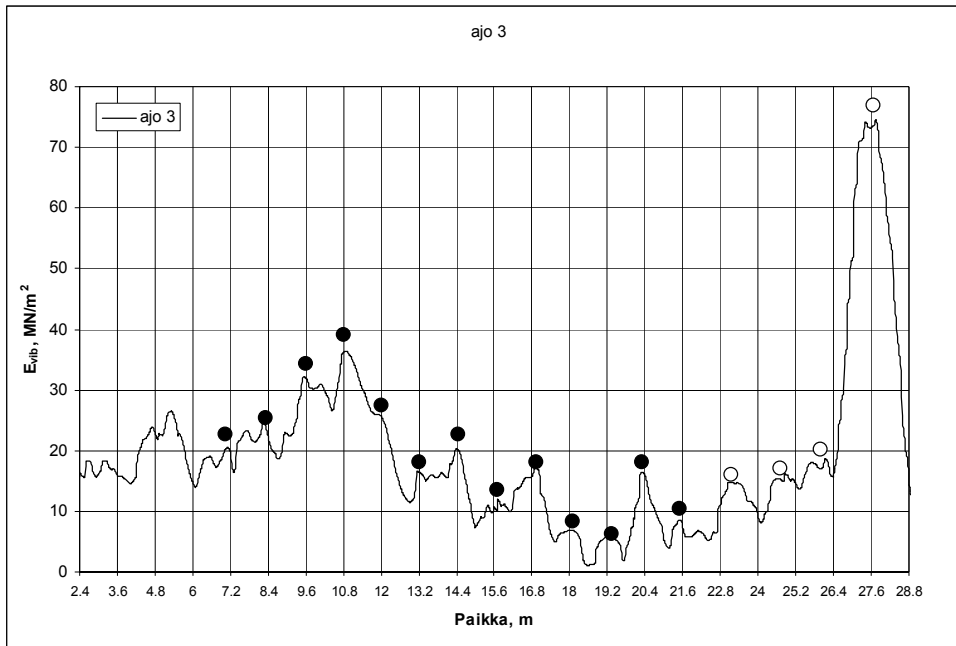
5.2.2 Turku

Turun kohteessa ajot oli suoritettu vuoroin itään päin ajaen vuoroin länteen päin ajaen. Kohteet on asetettu paikoilleen käyttäen hyväksi kaikissa mittauksissa havaittua suurta jäykkyysovastetta noin 27,3 m kohdalla. Kuvaan 5.9 on piirretty ajoja 2 ja 6 lukuun ottamatta muiden ajojen keskiarvo. Ajoissa 2 ja 6 mittaustulokset ovat selkeästi rauhattomampia kuin muissa ajoissa. Kuten kuvasta 5.9 havaitaan eri mittaustulokset poikkeavat toisistaan vain vähän. Voidaan siis todeta, että saadut mittaustulokset E_{vib} antavat varsin suurella tarkkuudella toisistaan riippumattoman tuloksen. Peräkkäisten ajokertojen korrelaatiokertoimet vaihtelevat välillä $R = 0.54 \dots 0.95$ ($N=2048$).



Kuva 5.9 Bomagin jäykkyysovasteet paikan täsmentämisen jälkeen valituilla ajokerroilla.

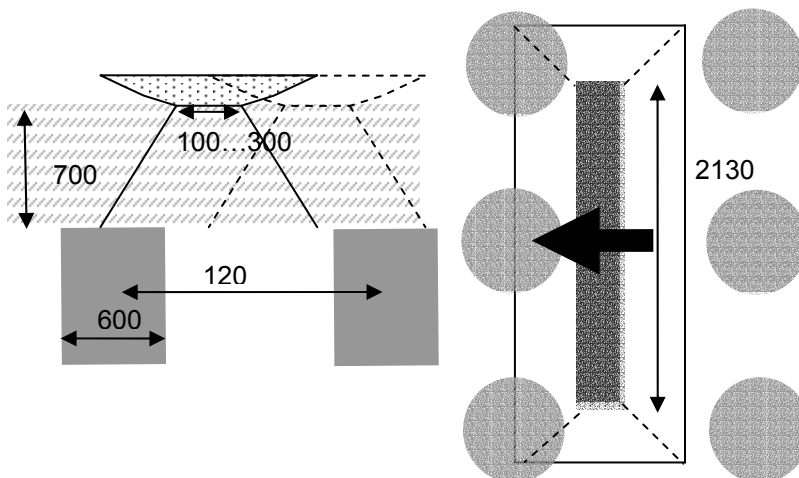
Kysymykseen siitä, onko mittauksin havaittavissa yksittäiset pilarit, vastaa kuva 5.10, jossa on tarkasteltu ajokerran 3 havaintoja ja verrattu niitä silmämääräisesti pilariväliin. Kohteessa tiivistyskoneen ja pilarien väli (työpetin paksuus) on noin 0,7 m ja pilarien keskinäinen etäisyys 1,2 m.



Kuva 5.10. Ajokerran 3 jäykkyysovaste verrattuna pilareiden välimatkaan 1,2m.

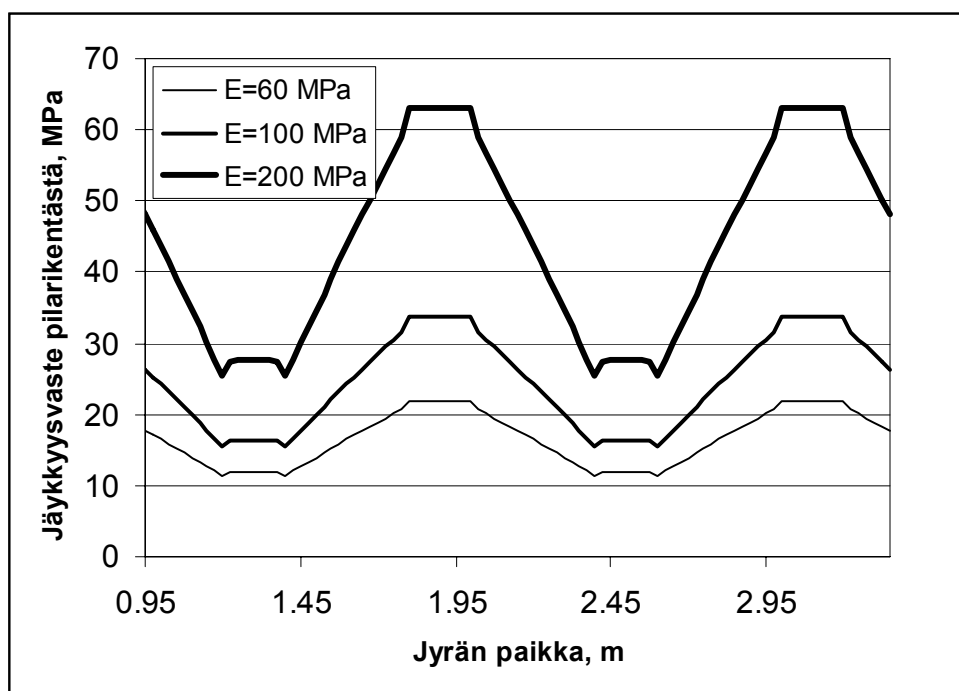
Kuvan 5.10 perusteella näyttäisi siltä, että tiettyjä huippuja mittaussignaalis- sa esiintyisi noin 1,2 m välein. Kuvaan 5.10 on mustilla pallukoilla esitetty ne kohdat, joita pidämme pilarien sijainnista johtuvana. Valkotäytteisillä pallu- koilla on merkitty puolestaan ne kohdat, joissa vaste on selvähkö, mutta pila- rien etäisyys ei vastaa lähtökohtaa eli 1,2 m väliä. Näyttäisi siis siltä, että pi- larit näkyisivät mittauksissa, mutta tiivistyskone mittaisi muutakin kuin pilarin jäykkyyttä, eli siis koko kentän jäykkyyttä.

Kun valssiyrä kulkee pitkin tiivistyvää pilarointityöalustaa, pilarikentän 3 – imensionaalisella luonteella on voimakas vaikutus saatavaan vasteeseen. Kuvaan 5.11 on havainnollistettu mittauksenaikaista tilannetta Turussa.



Kuva 5.11 Valssiyrän kulkiessa pilarikentän päällä jännitysten jakautuminen pilareille ja pilarien väliselle maapohjalle vaihtelee koko ajan jyrän kulkiessa.

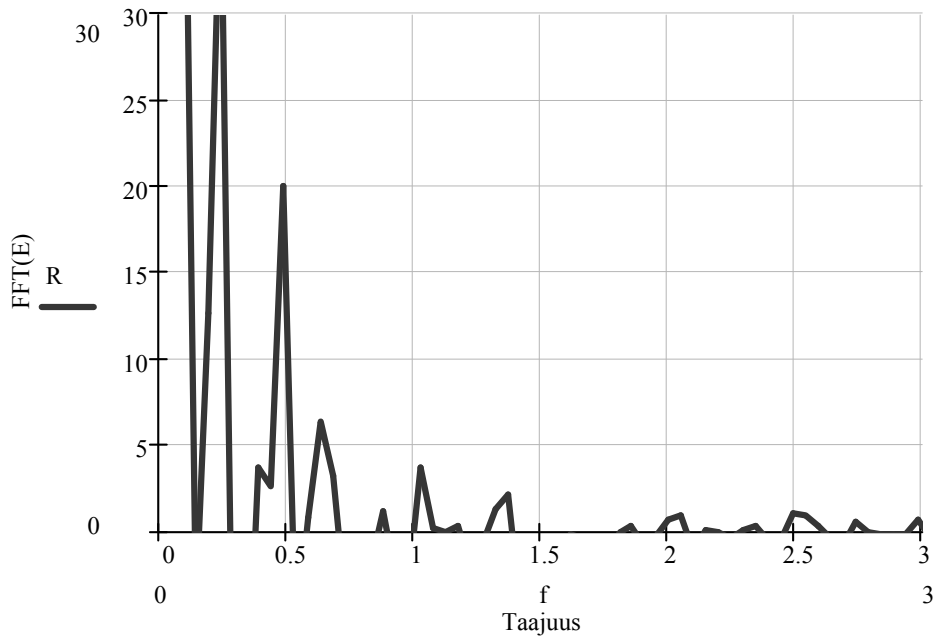
Kun oletetaan, että tiivistyspenger on kokoonpuristumaton, voidaan likimäärin tarkastella kuinka odotettavissa oleva jäykkyys vaihtelee eri jyrän etene-
misvaiheissa. Oletetaan, että jännitys jakautuu penkereen läpi siten, että
jännitys jakauman leviäminen noudattaa suhdetta 2:1. Tällöin – huomioimatta
itse pilarien yläpuolisen penkereen jäykkyysvaikutusta – saadaan tiivistysko-
neessa mitatuksi jäykkyydeksi kuvan 5.12 mukainen jakauma kolmella eri
pilarien jäykkyydellä ja olettamalla pilarien välisen maan jäykkyydeksi 6
MPa.



Kuva 5.12. Turun kohteen pilariväleillä ja pengerpaksuuksilla likimääräisesti laskettu jäykkyyssvaste eri pilarien jäykkyyksillä: 60, 100 ja 200 MPa.

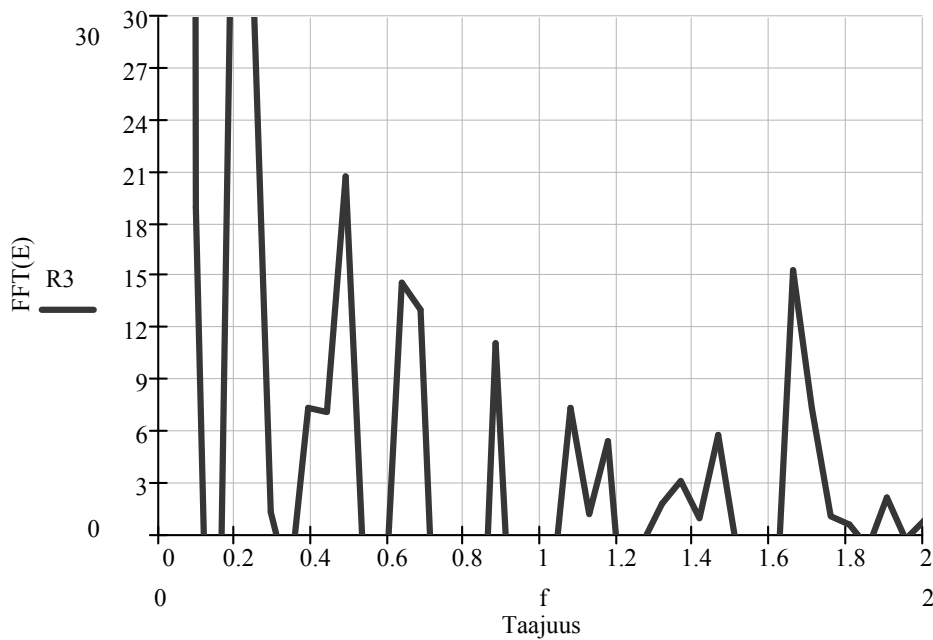
Vertaamalla kuvaa 5.12 mitattuun vasteeseen, esimerkiksi kuvaan 5.11 (Ajo 3), voidaan havaita, että mittauksen perustasonkin nousu onkin selitettävissä itse pilareiden jäykkyyksien muutoksilla. Penkereen paksuus suhteessa pilarien väliin on niin suuri, että jyrästä lähtevä voima jakautuu koko ajan aina jossakin määrin pilareille. Kun vielä huomioidaan, että kuvan 5.12 laskelmissa jännitys jakauma on äärimmilleen yksinkertaistettu – muista yhteyksistä on havaittu jännitystilän jakautuvan merkittävästi vielä suhteessa 1,5:1 – voidaan todeta, että mittaustulos kuvaa kuitenkin – myös perustasoltaan – pilarikentän jäykkyyttä.

Sitä löytyvätkö kaikki pilarit 1,2 m välein mittaustulosta, voidaan tarkastella ajokertakohtaisesti tekemällä mittaussignaalille Fourier – muunnos. Mikäli taajuus, joka vastaa pilarietäisyyttä 1,2 m tai sen monikertaa, nousee muunnoksessa esille, mittaa tiivistyskoneen tallennin pilareiden laatua. Kuvaa 5.13 on koottu ajokertojen 2...9 mittaussignaalien Fourier-muunnosten summat.



Kuva 5.13. Turku Bomag mittaustulosten mittaussignaalien Fourier-muutosten summa.

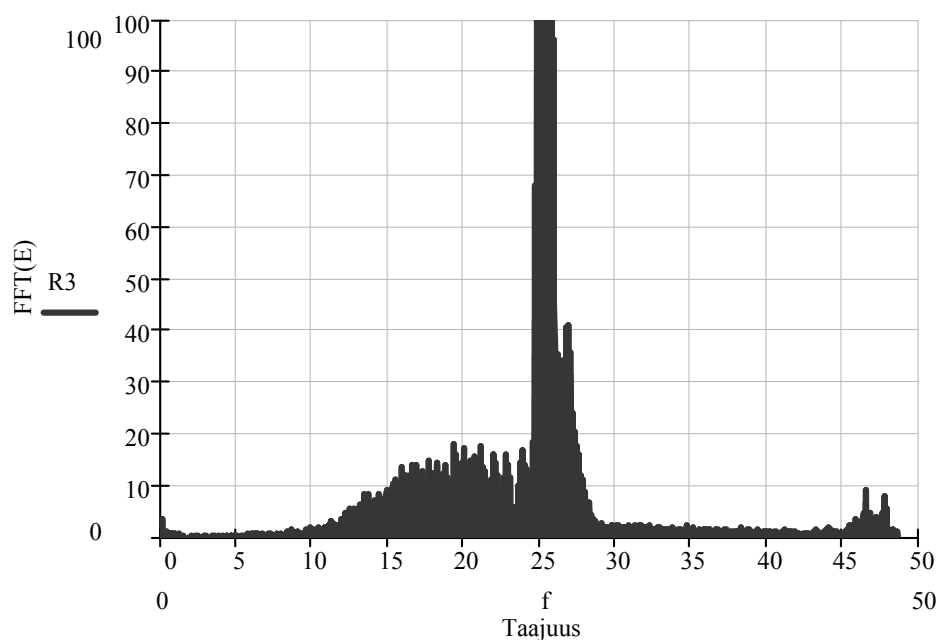
Kuten kuvasta 5.13 havaitaan, mitään erityistä huippua ei havaita 1.2 m välein (vastaa taajuutta $f=1/1.2 = 0.83$ Hz). Pelkästään ajokerran 3 vastaava Fourier –muunnos on vertailun vuoksi esitetty kuvassa 5.14.



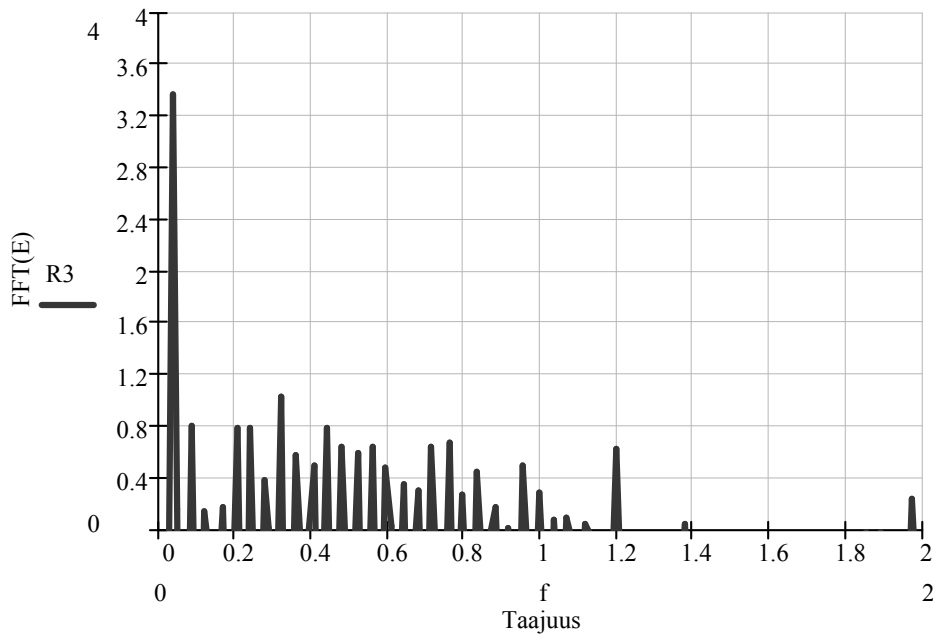
Kuva 5.14. Turku Bomag ajokerran 3 mittaussignaalin Fourier-muunnos.

Vaikka 0.87 Hz kohdalla (vastaa pilariväliä 1.15 m) onkin huippupiste, kyseinen kohta ei mitenkään merkittävästi poikkea muista huipuista. Toisaalta on havaittavissa esimerkiksi kuvasta 5.10 (ajokerta 3), että signaalin taustan suuri vaihtelu sekä pienpiirteiset huiput korkeilla taajuuksilla sotkevat Fourier-muunnoksen mahdollisuutta.

Kun tarkastellaan VTT:n tekemiä kiihtyvyydsmittauksia Fourier –muunnoksella, havaitaan, että valssin tärytystaajuus peittää alleen kaikki matalat taajuudet, kuvat 5.15 ja 5.16. VTT:n mittauksissa on huomioitava, ettei mittauksia ole sidottu paikkaan. Vain likimääräinen valssin liikenopeus oli tunnettu.

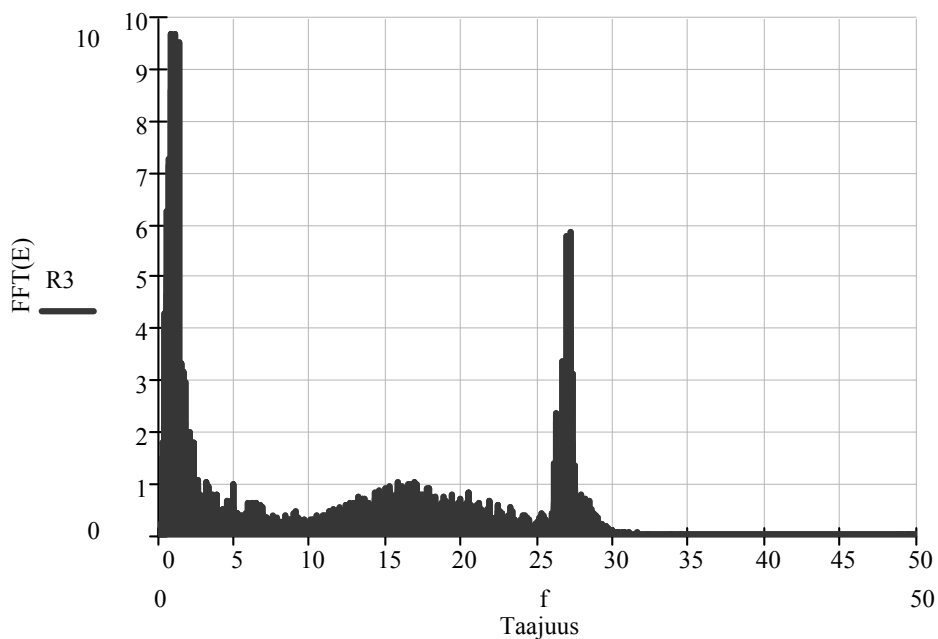


Kuva 5.15. Turku. Ajokerran 3 taltioitu kiihtyvyyden Fourier-muunnos, reaaliaikainen.

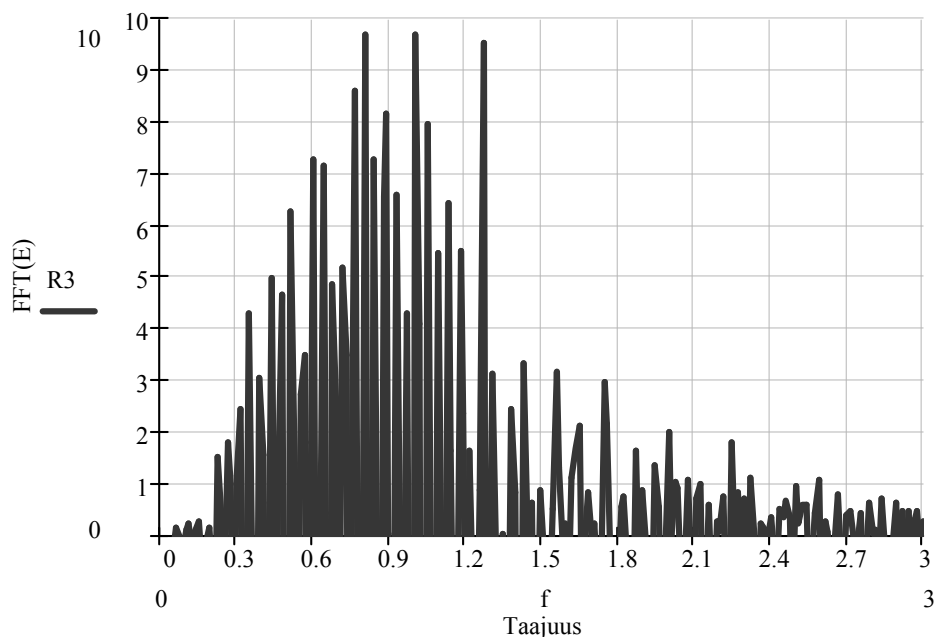


Kuva 5.16. Turku. Ajon 3 taltioitu kiihtyvyyden Fourier-muunnos, reaaliosa. Taajuusalue <2 Hz.

Jos tarkastelu kohdistetaan poikkeamaan, joka paremmin vastaa jäykkyyssvastetta saadaan muodostettua kuvat 5.17 ja 5.18. Poikkeama saadaan integroimalla kiihtyvyys kaksi kertaa. Havaitaan, että jyrän valssin siirtymään vaikuttavat matalatkin taajuudet merkittävästi.



Kuva 5.17. Turku. Ajon 3 taltioitu poikkeaman Fourier-muunnos, reaaliosa. Taajuusalue <50 Hz.



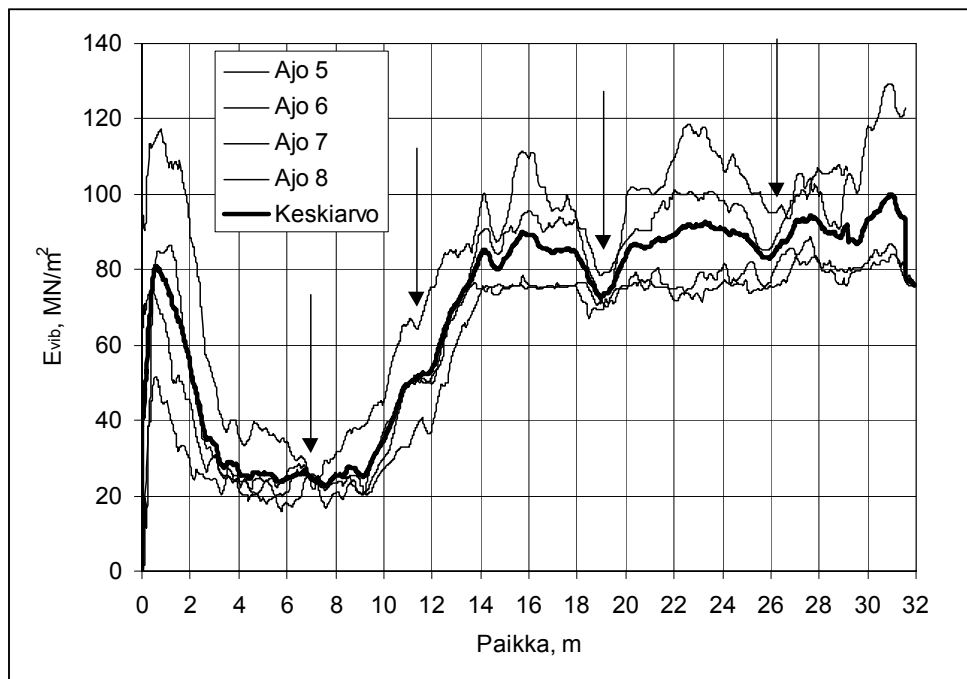
Kuva 5.18. Turku. Ajon 3 taltioitu poikkeaman Fourier-muunnos, reaalisosa. Taajuusalue <3 Hz.

Kuvan 5.18 perusteella on siis selkeästi muodostettavissa poikkeamamittauksen kanssa pilareihin reagoiva jäykkyystarkastelu. Maksimikohdan taajuus 0,8 Hz vastaa pilariväliä 1.25 m, jos täryttimen ajonopeudeksi oletetaan 3.7 km/h, mikä vastaisi myös koneen tärytystaajuutta 27 Hz. Suhteellisen laaja huippu on selitettävissä sillä, että tiivistuskoneen nopeus jossakin määrin vaihtelee ajokerran sisälläkin. Pilarit ovat siten Turun tapauksessa havaittavissa ja paikannettavissa.

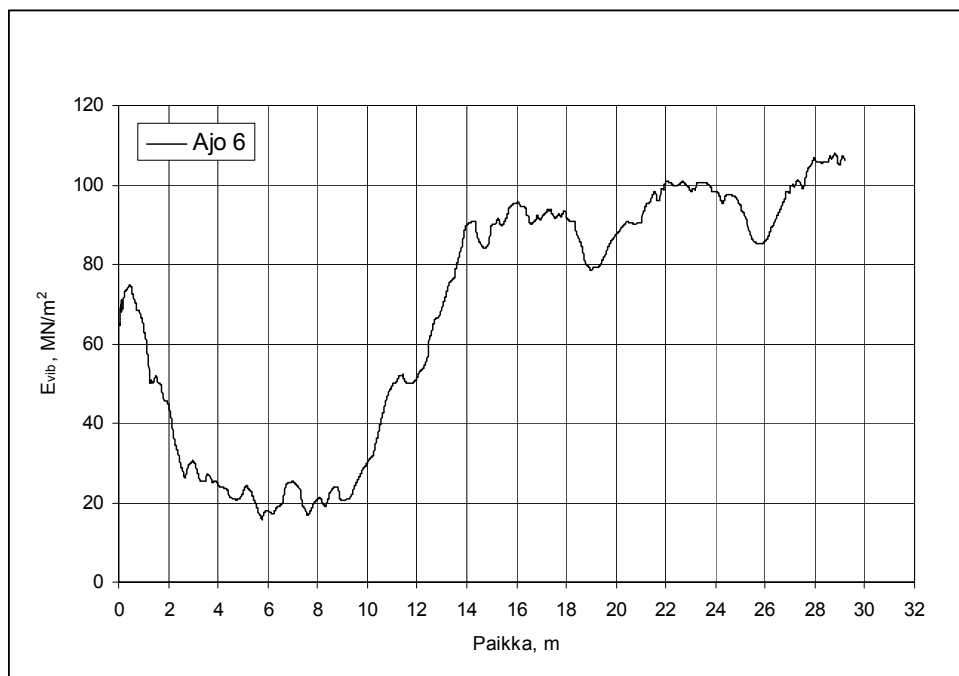
5.2.3 Kivikko: Massa ja pilaristabiloitu alue

Kohteessa ajot oli suoritettu kaikki samaan suuntaan ajaen. Kuvassa 5.19 on kaikki ajot sekä ajojen keskiarvo. Kuten kuvasta 5.19 havaitaan eri mittaus-tulokset poikkeavat toisistaan vain vähän. Voidaan siis todeta, että saadut mittaustulokset E_{vib} antavat varsin suurella tarkkuudella toisistaan riippumattoman tuloksen. Peräkkäisten ajokertojen korrelaatiokertoimet vaihtelevat välillä $R = 0.90 \dots 0.97$ ($N=2920$). Kuvasta on tulkittavissa neljä kohtaa, joissa tiiviysvaste on heikompi kuin ympäristössään. Kohdat sijoittuvat 4 - 7 metrin välein ja saattavat olla esimerkiksi massastabiloinnin työsaumoja.

Kysymykseen siitä, ovatko yksittäiset pilarit havaittavissa mittauksin, vastausta voi hakea kuvasta 5.20, jossa on tarkasteltu ajoa 6. Pilarien väleistä ei ole selkeää tietoa vaan ne vaihtelevat välillä 1,2...1,8 m. Massastabiloinnin paksuus pilarien päällä on ollut noin 2 metriä.

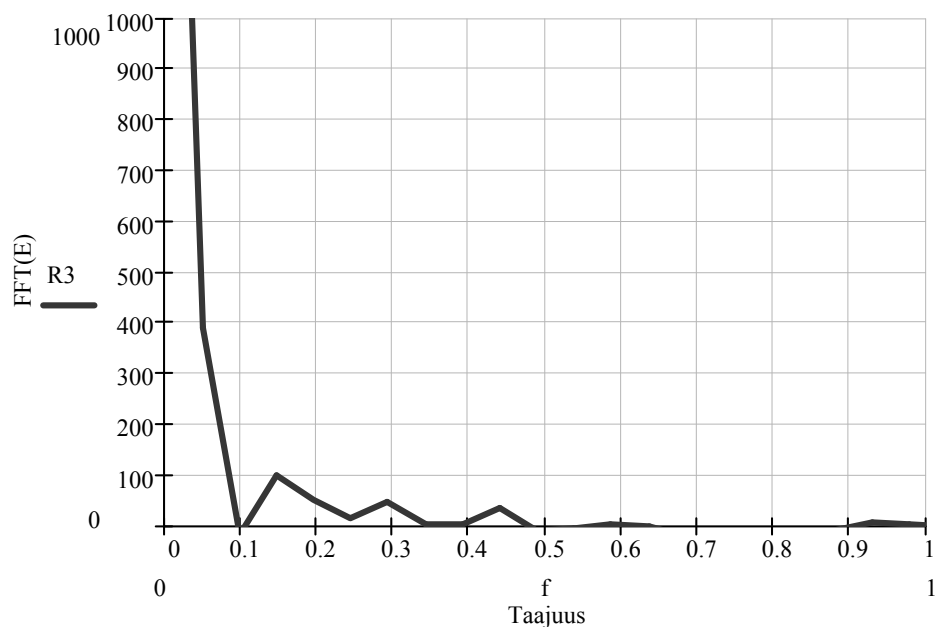


Kuva 5.19 Bomagin jäykkyysvasteet Kivikon massa- ja pilaristabiloidussa kentässä. Kuvaan piirrettyjen nuolien kohdilla saattaa sijaita massastabiloinnin työsaumat.



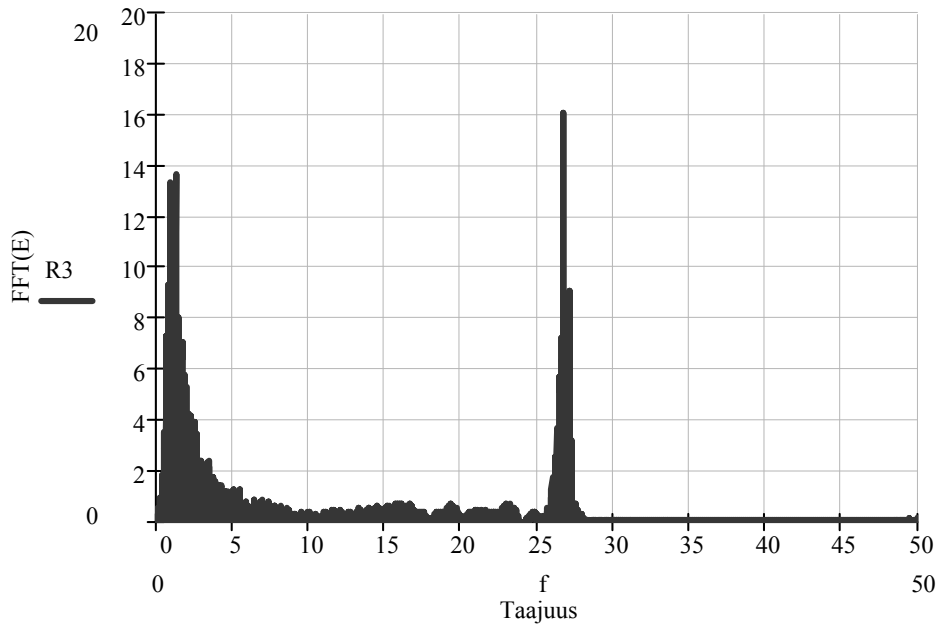
Kuva 5.20 Bomagin jäykkyysvaste Kivikon massa- ja pilaristabiloidussa kentässä ajokerralla 6.

Kohteen erittäin suuret vaihtelut johtunevat primaarisesti massastabiloinnin laadusta. Kuvaan 5.21 on esitetty ajokerran 6 Fourier-muunnoksen reaali-osa. Havaitaan, että Bomagin taltiointissa dominoivat vain matalat taajuu- det eli hyvin pitkät aallonpituudet, eikä yksittäisiä pilareita näy.

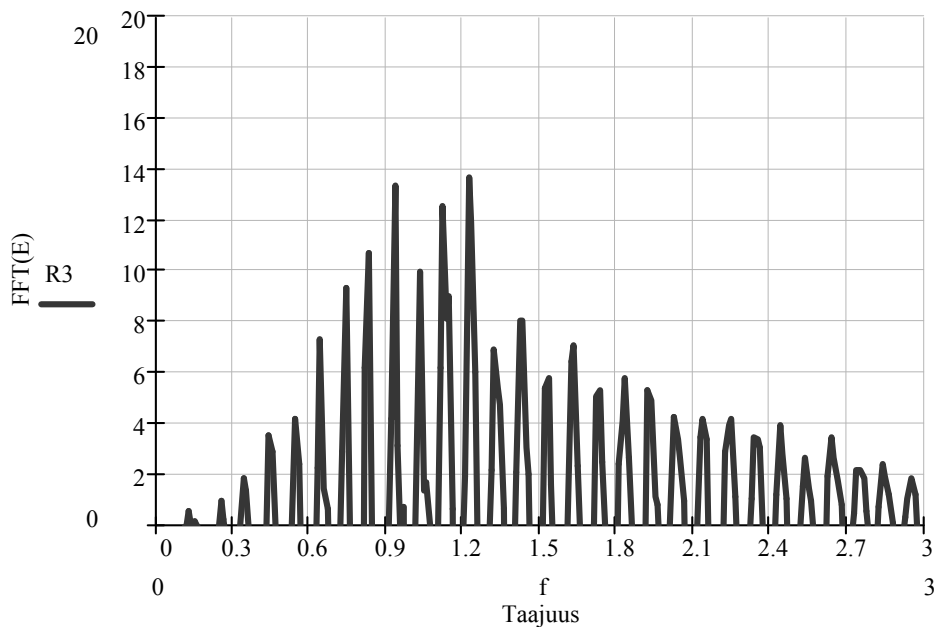


Kuva 5.21. Kivikko2. Bomag ajokerran 6 mittaussignaalin Fourier-muunnos.

Kun tarkastelu kohdistetaan VTT:n Bomagin akselista mittaamaan poikkeamaan, joka paremmin vastaa jäykkyysovastetta saadaan muodostettua kuvat 5.22 ja 5.23. Havaitaan, että jyrän valssin siirtymään vaikuttavat matalatkin taajuuudet merkittävästi.



Kuva 5.22. Kivikko 2. Ajokerran 6 taltioitu poikkeaman Fourier-muunnos, reaali-osa. Taajuusalue <50 Hz.

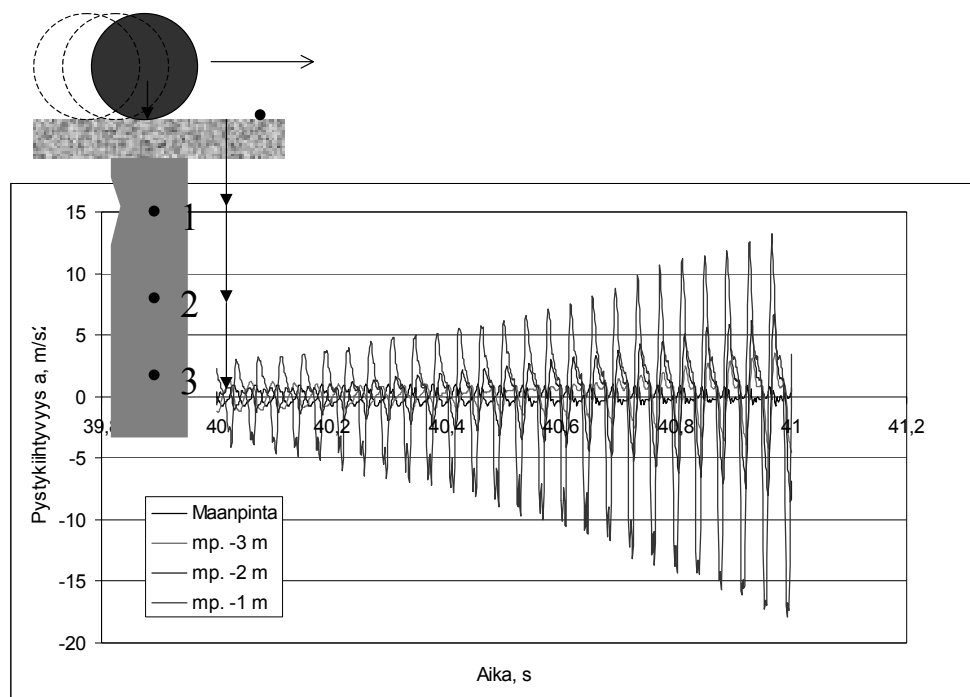


Kuva 5.23. Kivikko 2. Ajokerran 6 taltioitu poikkeaman Fourier-muunnos, reaali-osa. Taajuusalue <3 Hz.

Kuten kuvasta 5.23 nähdään Kivikko 2:ssa pilariväli – jos kyseessä on pilarivälin vaste – on noin 1 m välein. Turkuun verrattuna informaatio on kuitenkin varsin laakea ja epämääräinen. Johtopäätöksenä voidaan todeta, ettei massastabiloinnin alta pilareiden laatua voida erikseen todeta.

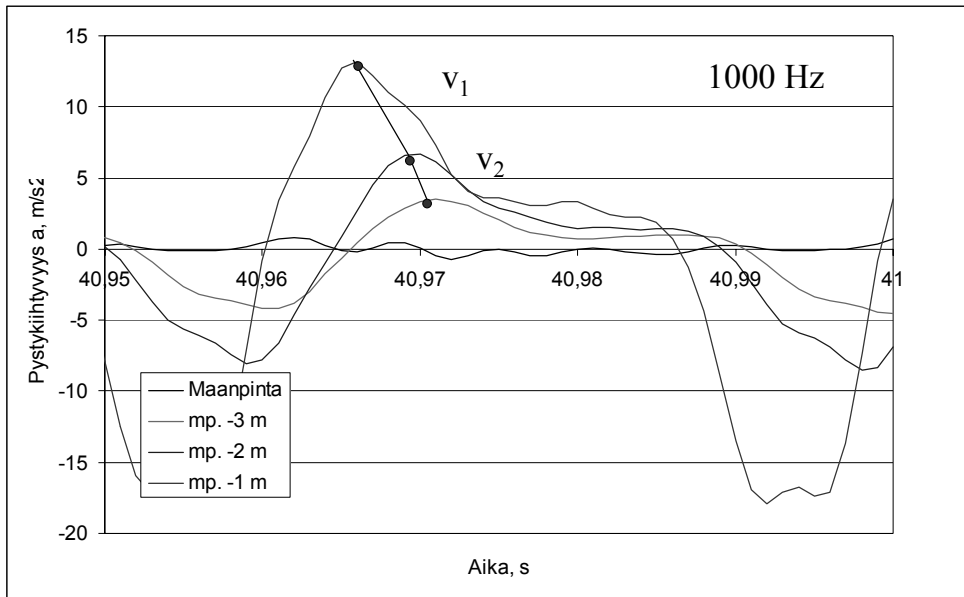
5.3 Menetelmän syvyysvaikutus

Menetelmän syvyysvaikutusta tutkittiin asentamalla Turun kohteeseen kiihtyvyyssantureita. Kuvassa 5.24 on esitetty pilariantureiden pystykihtyvyydet, kun jyrä lähestyy pilaria yhden sekunnin ajalta. Mittausvasteissa näkyy kiihtyvyyden selvä pieneneminen syvimmillä anturitasoilla.

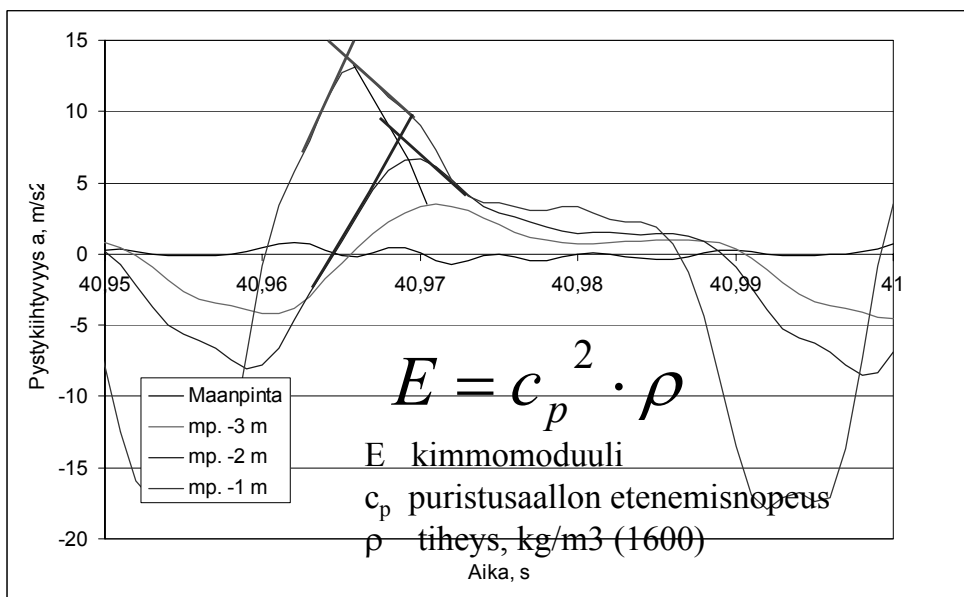


Kuva 5.24. Pystykihtyvyydet pilarin kiihtyvyyssantureissa 1 - 3 yhden sekunnin aikana, kun ajo lähestyy pilaria.

Kuvassa 5.25 on esitetty vastaavat pystykihtyvyydet 0,05 sekunnin aikaikkunassa. Kuvassa näkyy hyvin puristusaallon viive eri syvyyksillä (huippukohtien vaakasuuntainen ero). Kun anturien sijainnit tunnetaan, voidaan aikaeron perusteella laskea puristusaallon etenemisnopeus (v_1 ja v_2) eri anturiden välillä. Etenemisnopeudesta voidaan edelleen laskea pilarin kimmoduuli (kuva 5.26). Koska signaalien muoto on epämääräinen, eikä selvää huippukohtaa välttämättä ole havaittavissa, huippukohtien sijainti arvioitiin käyrän tangenteista (kuva 5.26).

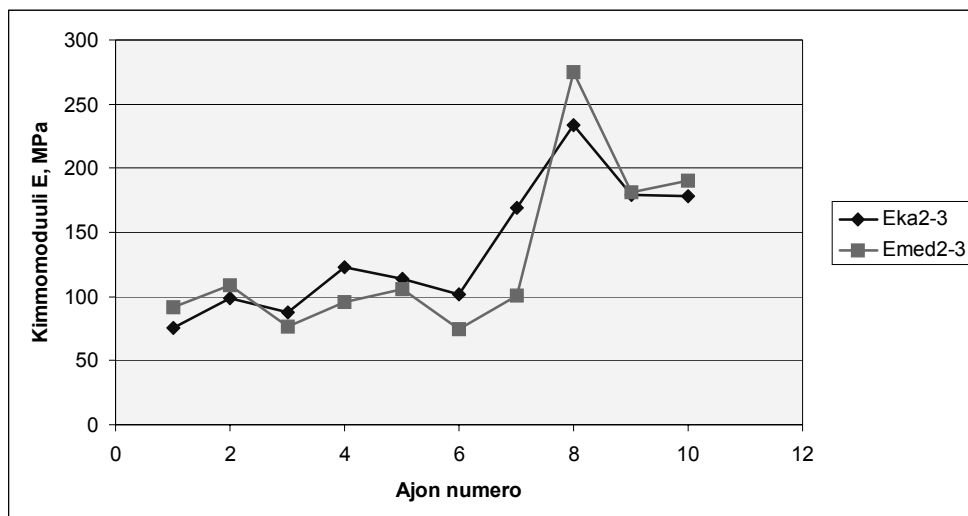


Kuva 5.25. Pystykiikkyvyksien aikaerot 0,05 sekunnin aikana.



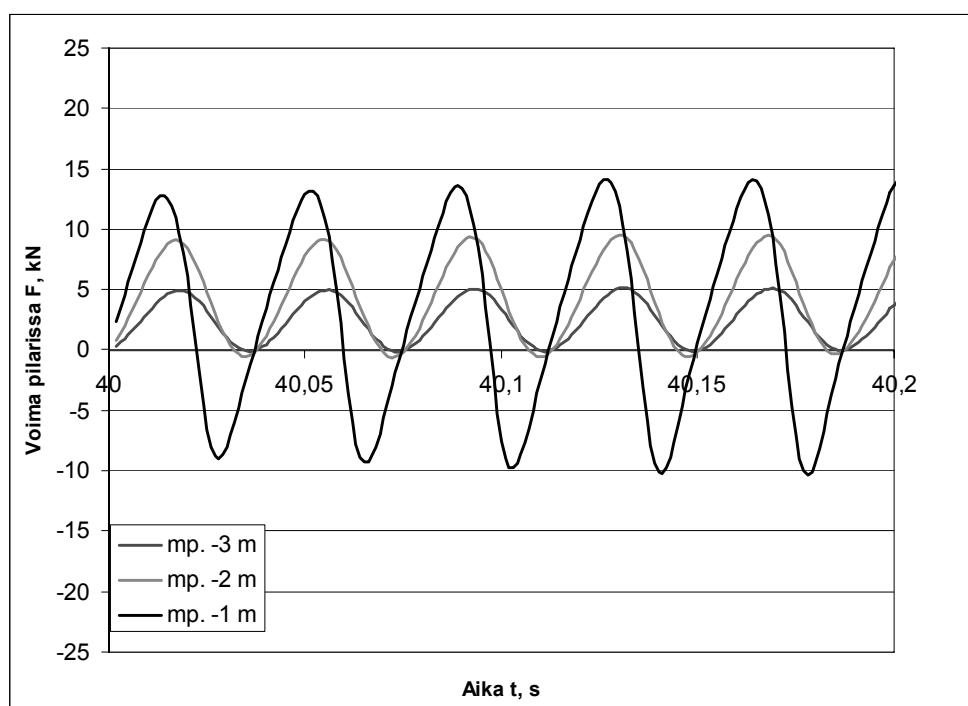
Kuva 5.26. Pilarin kimmomoduulin laskentaperiaate.

Pilarin kimmomoduuli laskettiin tällä periaatteella kummallekin anturivälille. Kuvassa 5.27 on esitetty kimmomoduuli anturivälillä 2 - 3. Alemmalla anturivälillä (2 - 3) kimmomoduulin arvo vaihteli välillä 75 - 275 MPa. Ylemmällä välillä (1 - 2) kimmomoduulin arvo vaihteli välillä 110 - 750 MPa, tosin yksi yksittäinen mittaus osoitti arvoa noin 2000 MPa. Pilarien tavoiteleikkauslujuus oli 150 kPa. Yleisesti on oletettu, että laskemissa voidaan käyttää muodonmuutosmoduulille arvoja, jotka vastaavat leikkauslujuutta kerrottuna 100...200. Näin laskien kimmomoduulin arvo pitäisi olla vähintään 15 MPa...30 MPa.

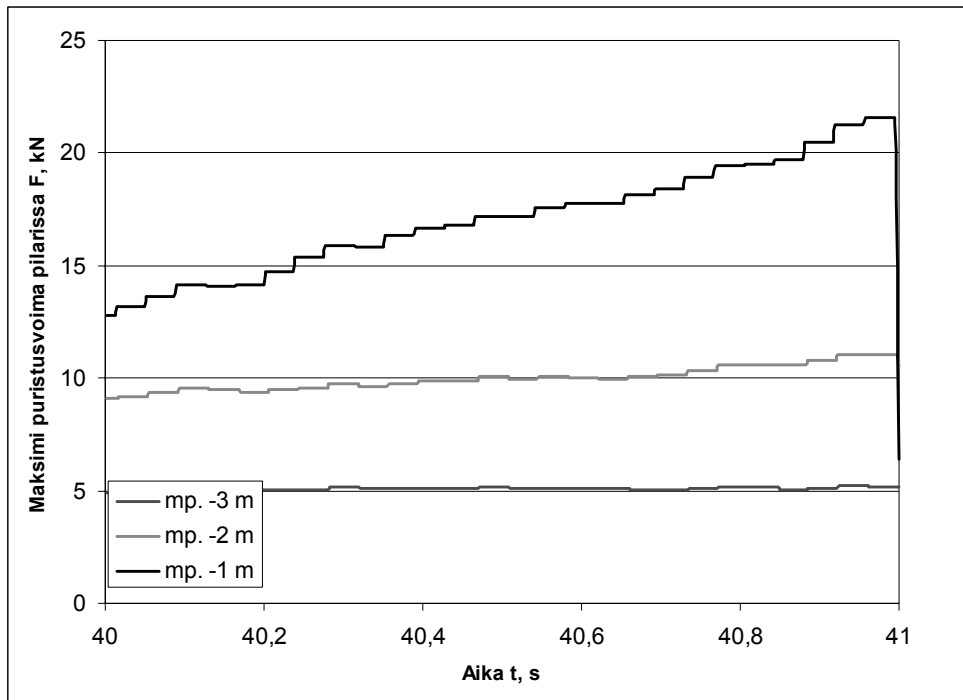


Kuva 5.27. Pilarin yläosan kimmomoduuli anturivälillä 2 - 3. Eka = kimmomoduulien keskiarvo, Emed = kimmomoduulien mediaani.

Kiihtyvyyssmittauksista arvioitiin myös pilariin mobilisoituvan puristusvoiman suuruutta. Kuvassa 5.28 on esitetty voimien suuruudet eri syvyyksillä 0,2 sekunnin aikana. On mielenkiintoista huomata, että 0,5 metrin syvyydellä pilariissa (kuvan 5.28 1,0 metriä) puristusvoima on myös negatiivinen (tarkoittaa vetoa). Syvemmällä olevissa antureissa (2 m ja 3 m) ei samaa havaittu, vaan voima on pääosin puristusta. Kuvassa 5.29 on esitetty pelkästään signaalien maksimiarvot. Kuvasta on havaittavissa, että ylimmän anturin maksipuristusvoiman arvo kasvaa noin 22 kN.



Kuva 5.28. Pilariin mobilisoituva puristusvoima eri syvyyksillä.

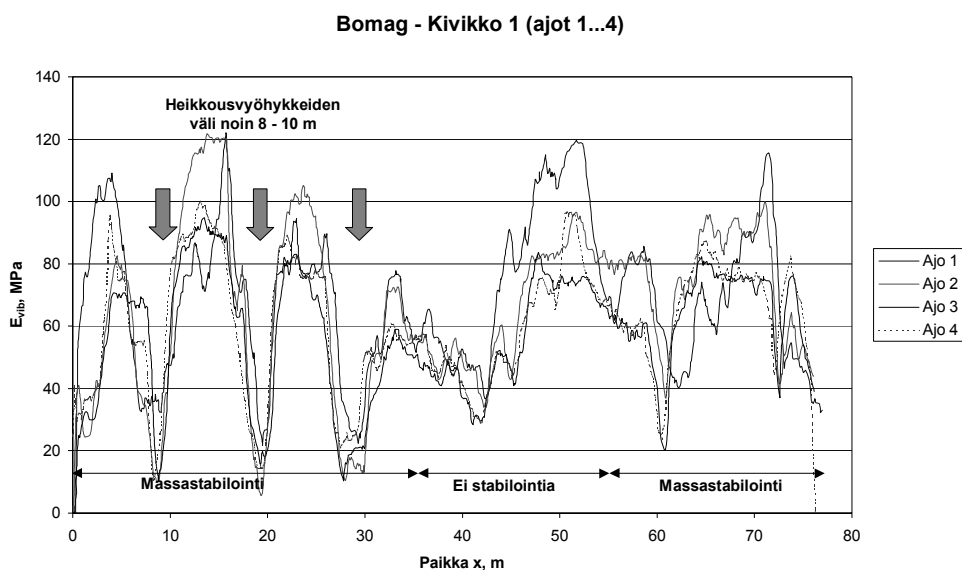


Kuva 5.29. Maksimi puristusvoima pilarissa eri anturitasoilla jyrän lähestyessä pilarin keskiosaa.

Kuvassa 5.29 on esitetty pelkästään signaalien maksimiarvot. Kuvassa on tarkasteltu tilannetta, jossa jyrä lähestyy pilaria ja on juuri ylittämässä sen keskikohtaa, kun aika on 41 sekuntia. Ylimmän anturin maksimi puristusvoiman arvo kasvaa noin 13 kN:sta 22 kN:iin juuri kun jyrä ylittää pilaria. Syvemmällä noin 2 metrin syvyydessä sijaitsevassa anturissa voiman kasvu on enää melko pientä 8,5 kN:sta 11,5 kN:iin. Syvimmässä anturissa ei havaittu juurikaan voiman kasvua. Tästä voidaan päätellä, että 3 metrin syvyydestä ei enää saada mittaustulosta. On myös epätodennäköistä, että 2 metrin syvyydeltä työpetin alta saataisiin kunnan vastetta. Voidaan siis arvioida, että tiivistystarkkailumenetelmällä voitaisiin saada luotettavia mittaustuloksia pila-reista noin 1,5...2 metrin syvyydeltä.

5.4 Massastabilointikohteiden mittaustulosten analysointi.

Kivikon massastabilointialueella ajettiin neljä peräkkäistä ajoa toistaen samaa ajolinjaa. Eri ajokerroilla vaihdeltiin epäkeskon iskunopeutta. Ajolinja sisälsi sekä massastabiloituja että stabiloimattomia alueita (kuva 5.30). Ajon alussa on havaittavissa kolme tiiviydeltään selvästi heikompaa aluetta. Alueiden leveys on noin 1 - 2 metriä ja ne toistuvat 8 - 10 metrin välein. Samat heikkousvyöhykkeet havaittiin kaikissa neljässä ajossa.



Kuva 5.30. Bomagin 'kantavuusarvot' alueella 3 ajojen 1 - 4 aikana.

Työmaapöytäkirjoista on selvitetty, että massastabilointi tällä alueella on toteutettu päivittäin 4 - 5 metrin leveinä kaistoina koko stabiloitavan alueen leveydeltä. Stabilointikone on liikkunut päivän aikana stabiloitavan alueen laidasta laitaan edeten edes takaisin. On siis mahdollista, että nämä havaitut heikkousvyöhykkeet liittyvät massastabiloinnin etenemisrytmiin sijaiten esimerkiksi kahden erillisen päivän työsaumassa. Näillä heikkousvyöhykkeillä ei ole tehty stabiloinnin laadunvalvontamittauksia, mutta on ajateltu toteuttaa myöhemmin. Vastaavia havaintoja ei tehty VTT:n omissa kiihtyvyyssanturimittauksissa.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET

Turun koerakennuskohteen tulosten perusteella pilarit ovat suhteellisen harhattomasti todettavissa, jos pilarien päällä olevan pengermassan paksuus ja laatu ovat homogeeniset. Pilarien laatua ei ole tässä tutkimuksessa yksiselitteisenä kyetty verifioimaan, mutta menettely edellyttäneen kuvan 5.12 mukaista laskentatapaa, joissa lähtötietona tulee olla pengermassan oma kimmomoduulin lisäksi olla myös pilarien välissä olevan maamassan kimmojäykkyys. Mikäli nämä hallitaan, saadaan pilarikentän laadusta kvantitatiivinen kuvaus. Jos halutaan selvittää yksittäisen pilarin laatua, menettely vaatii edelleen kehittelyä.

Kirkkonummen koe kohteen mittaustulosten perusteella näyttäisi, että vastaava alueellinen lujittuminen voidaan havaita (kuva 5.4). Yksittäisiä pilareita / pilaririvejä havaittiin selvimmin vain ajon loppuosasta, jossa pilarit ulottuivat yläpäästään työpetiin ja päällä olevan murskekerroksen paksuus oli vain noin 0,2 metriä.

Vaikka VTT:n tekemän erillisinstrumentoinnilla näytettiin saatavan poikkeamamittauksella suhteellisen hyvää informaatio pilarikentästä, näyttäisi Bomagin oma jäykkyysvasterekisteröinti olevan kuitenkin riittävä laajojen pilarikenttien alueellisen laadun toteutukseen. Tuntemalla pilarikentän alueellisen laadun vaihtelut voidaan pilarikohtaisia kairaustutkimuksia ohjata heikommin lujittuneille alueille. Mikäli kiihtyvyyssmittaukset tehdään vastaavalla tavalla kuin VTT:llä, niin tuloksena tulee tarkastella poikkeamia eli integraalia nopeudesta tai tuplaintegraalia kiihtyvyydestä. Eli erillismittaristo voidaan tehdä, mutta sen tulee (kestää) suorittaa automaattisignaalikäsittelyä reaaliajassa. Tulosten analysointia voidaan jatkaa, mikäli tunnetaan pohjamaan kimmomoduuli pilareiden välissä, työpetin paksuus (tasainen paksuus tai tieto vaihtelusta) sekä pilarivälin vaihtelualue, esim. 1...1.4 m (jos 1.2 oletusarvo); Tulostuksena tällöin saadaan pilarin yläosan kimmomoduuli E.

Ongelmana esitettyssä menettelyssä on se, että sillä saadaan informaatiota ainoastaan muutaman metrin syvyydeltä pilarin yläpäästä. Suhteellisesti merkityksellisimpänä mittausvasteisiin vaikuttaa aivan pilarin ylin osa 1,5...3 metriä. Esimerkiksi massastabiloinnin alla (1,5 metrin stabilointi) olevat pilarit eivät erottuneet lainkaan.

Tiivysmittausten suoraan tulosta (E_{vib}) voidaan käyttää sellaisenaan massastabilointikohteiden epäjatkuvuuskohtien tai heikkousalueiden selvittämiseen. Menettely soveltuu myös pilarikentän alueellisten lujuusvaihteluiden selvittämiseen.

Mahdollisissa stabilointisovelluksen jatkotutkimuksissa tulee tarkastella erityisesti tulosten verifiointia todellisiin stabiloinnin ominaisuuksiin.

Käytetty jatkuva tiivistystarkkailumenetelmä on näiden koeajojen perusteella toistettava, luotettava tiivyyden mittausmenetelmä. On erittäin toivottavaa, että sen käyttö Suomessa yleistyy. Erityisen hyvin em. menetelmä soveltuu alkuperäisiin tarkoituksiinsa eli teiden, katujen ratojen, pihojen ja kenttien ra-

kennekerrosten tiivyyden seurantaan. On hyvin todennäköistä, että jatkuvaa tiivistystarkkailumenetelmää voitaisiin soveltaa olemassa olevien teiden kunnan seurannassa mittamaan jatkuvana kantavuuden muutoksia esimerkiksi eri vuodenaikoina.

7 MENETELMÄN SOVELTAMISTAPAEHDOTUS

Tässä tutkimuksessa saatujen kokemusten perusteella jatkuvaa tiivistystarkkailumenetelmää voidaan käyttää stabilointien laadunvalvontatarkoituksiin. Ennen mittausten suorittamista stabiloidulle alueelle tulisi levittää noin 500 mm paksuinen työpeti esimerkiksi murskeesta, jonka päällä jyrä voi liikkua. Työpeti tasoitetaan. Se voidaan jättää tiivistämättä tai tiivistää kevyesti. Tämän tutkimuksen mukaan ensimmäisten ajojen tulokset eivät vastanneet muiden ajojen tuloksia, joten niiden käyttökelpoisuus on tarkistettava kohteittain.

On todennäköistä, että käyttämällä kevyempää jyrää stabiloinnin aiheuttama lujittuminen näkyisi tuloksissa selvemmin. Toisaalta syvyysvaikutus voi jäädä hieman pienemmäksi. Jyräkoon vaikutusta kannattaisi testata.

Sopiva ajomäärä olisi 3 - 4 ylitystä / ajolinja. Ehdottomana edellytyksenä menetelmän luotettavalle soveltamiselle on jyrässä oleva paikannusjärjestelmä, jolloin mittaukset ovat luotettavasti paikannettavissa. Paikannusjärjestelmän mittaustarkkuudeksi riittäneen noin 200 mm.

Varsinainen mittausten tulkinta olisi syytä suorittaa seuraavalla tavalla: saman ajolinjan mittaustulokset asetetaan päällekkäin siten, että mittaukset ovat kohdistettu toisiinsa. Selvästi poikkeavat ajot voidaan hylätä kokonaan tai osittain (esimerkiksi ensimmäinen ajo). Sekä massa- että pilaristabilointialueilta etsitään mittausten anomalioita eli poikkeamia. Mikäli poikkeama toistuu kaikissa hyväksytyissä mittauksissa, on sen aiheuttaja todennäköisesti joko stabilointikentän lujuuden vaihtelu tai työpedin paksuuden / laadun vaihtelu. Muut pisteettäiset laadunvalvontamenetelmät voidaan ohjata poikkeama-alueille, jotta poikkeamien syyt voidaan selvittää. Menetelmän syvyyssulottuvuus on melko pieni, mutta se voi silti olla riittävä esimerkiksi massastabilointien laadunvalvontaan.

Toinen mahdollisuus tulkita valittuja mittauksia olisi tehdä niistä taajuusanalyysiä Fourier-muunnoksella. Tällöin voitaisiin tutkia poikkeamien säännönmukaisuutta eli aallonpituutta.

8 KIRJALLISUUS

Adam D. Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen. Väitöskirja Technischen Universität Wien.1996. s. 267

Bomag. Compaction Control and Documentation Systems BTM 05, BCM 03. Esiteaineisto. 2002.

Brandl H. ja Adams D., Special Applications of Geosynthetics in Geotechnical Engineering, Proceedings of the second European Geosynthetics Conference, Eurogeo 2000, Vol. 1, p. 27-65

Kirschner R., Dynamic compaction control in earth work. Road construction and civil engineering vol. 6. 1986.

Kloubert H-J. Bomag. Quality assurance in earthworks with dynamic surface compaction control. p. 13. 1999.

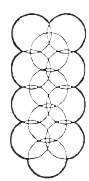
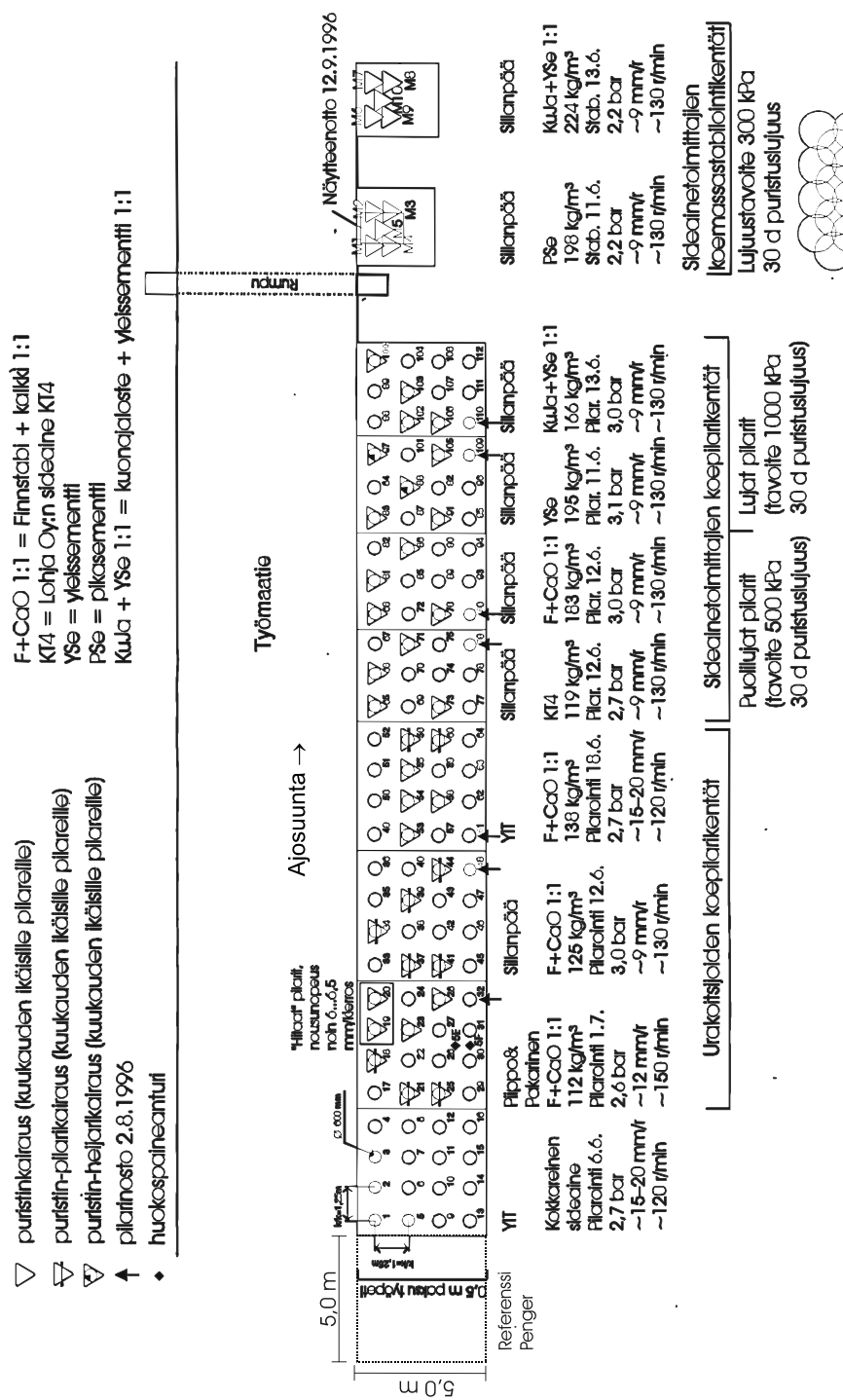
Helsinki Kiinteistövirasto Geotekniikka. Kivikon teollisuusalue. Massastabiloitu työmaatie. Pohjarakennussuunnitelma. 5.7.2001. GEO 10157.

Laaksonen Jouni ja Törnqvist Jouko. TPPT väliraportti: Kt51 Kirkkonummen koepenger, Koestabiloinnit 10.10.1996

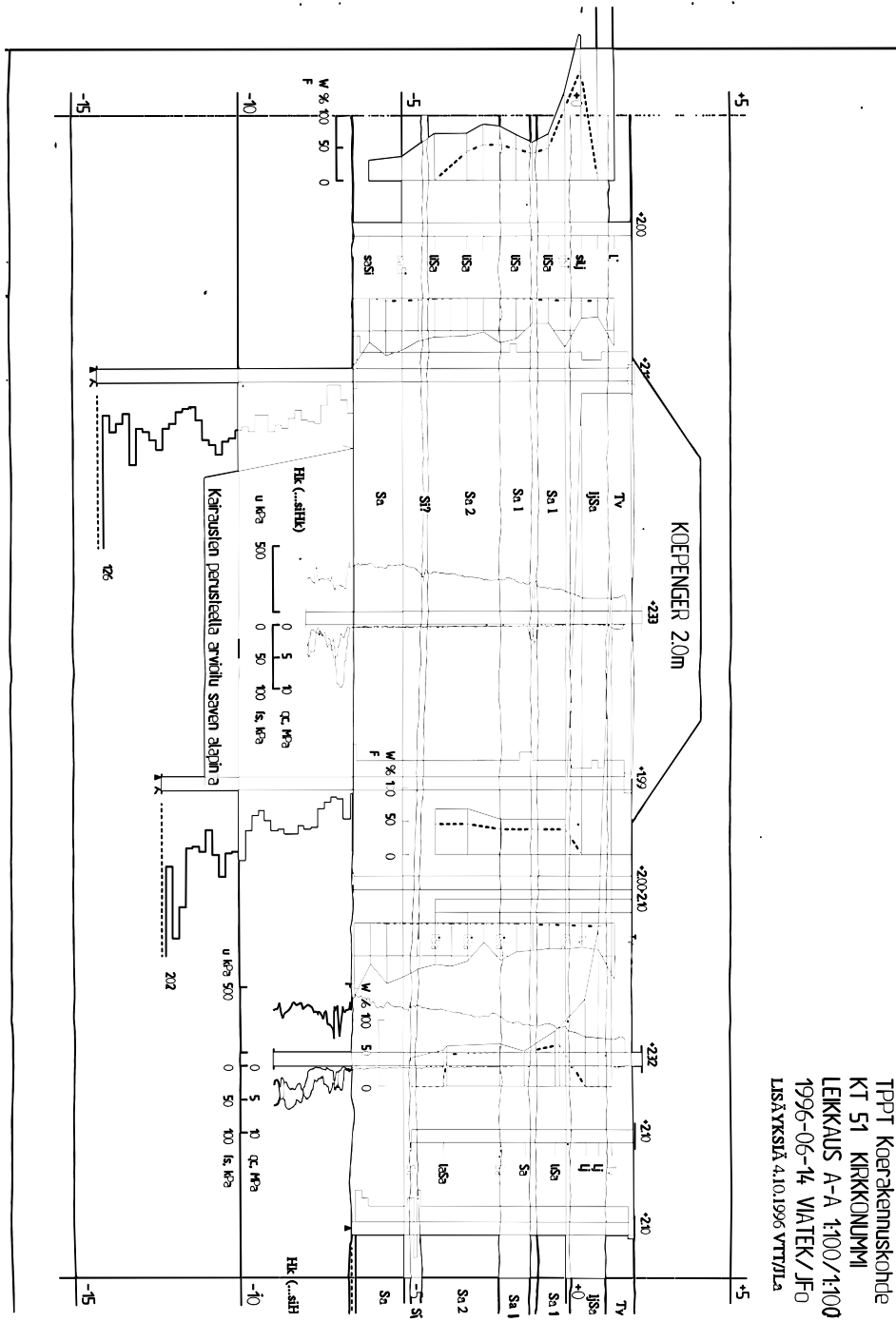
9 LIITTEET

- Liite 1: Kirkkonummen koepenger: suunnitelmapiirustus ja poikkileikkaus
- Liite 2: Kivikon koekohte: pituusleikkaus koealueelta 3
- Liite 3: Kirkkonummen koekohteen mittaustulosteet
- Liite 4: Perennakadun koekohteen mittaustulosteet
- Liite 5: Kivikon koekohteen mittaustulosteet

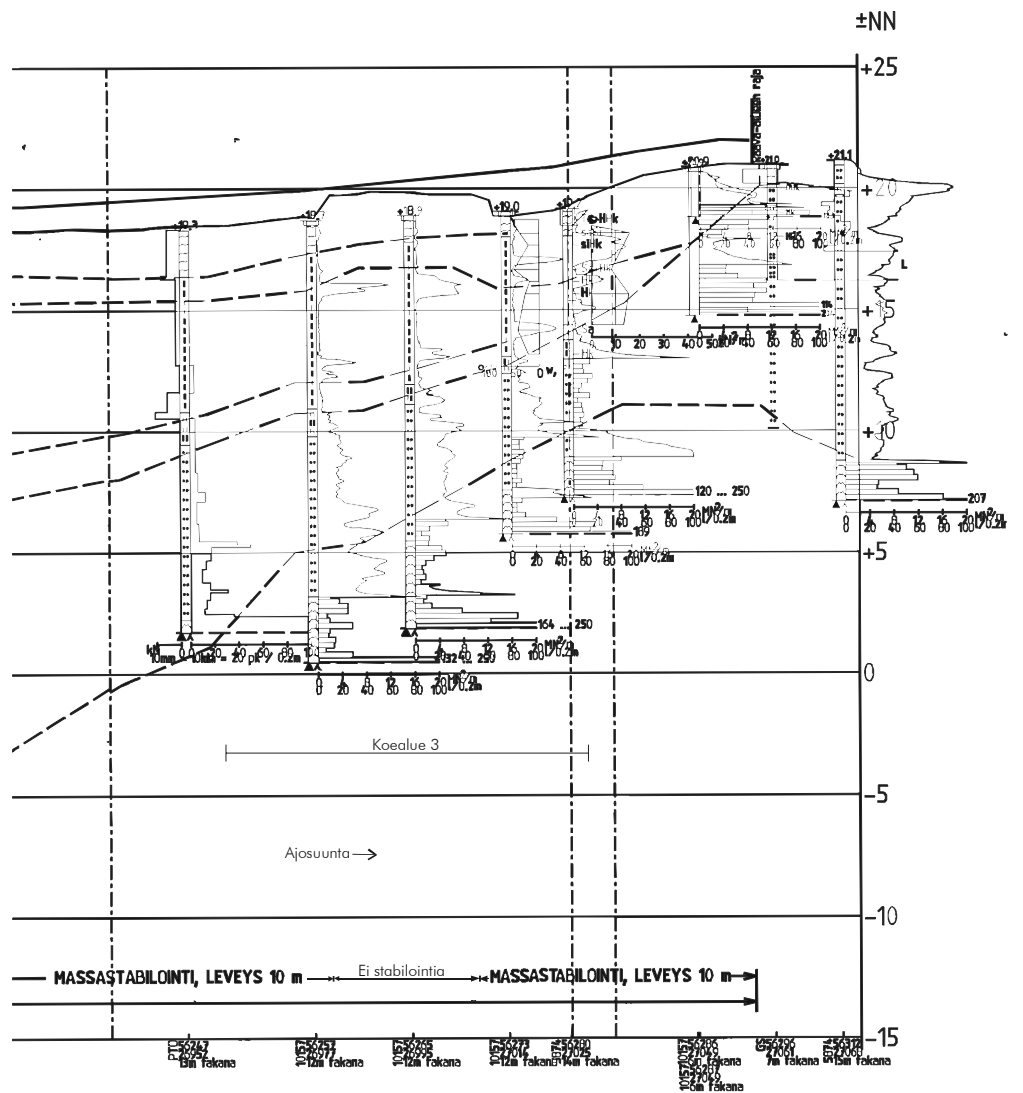
KIRKKONUMMEN KOEPENGER: SUUNNITELMAPIIRUSTUS JA POIKKILEIKKAUS



Kirkkonummen koepenger, poikkileikkaus



Kivikko pituusleikkaus



Kirkkonummen mittaustulosteet

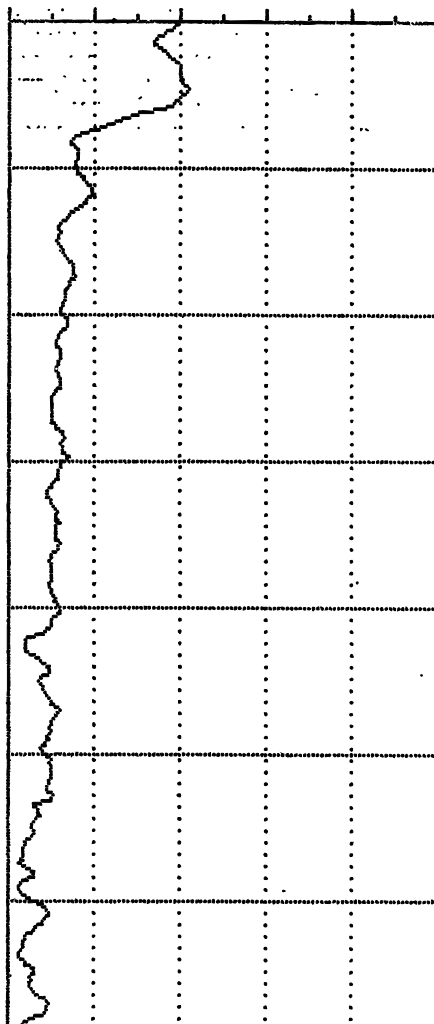
Ajo 1

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BM213DH Varioccontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm
Evib Max. = 105 MN/m²
Evib Min. = 7 MN/m²
Evib Mittelwert = 32 MN/m²
Evib Änderung = -- %
Frequenz = 27.0 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.4 km/h
Bahnlänge = 34.2 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



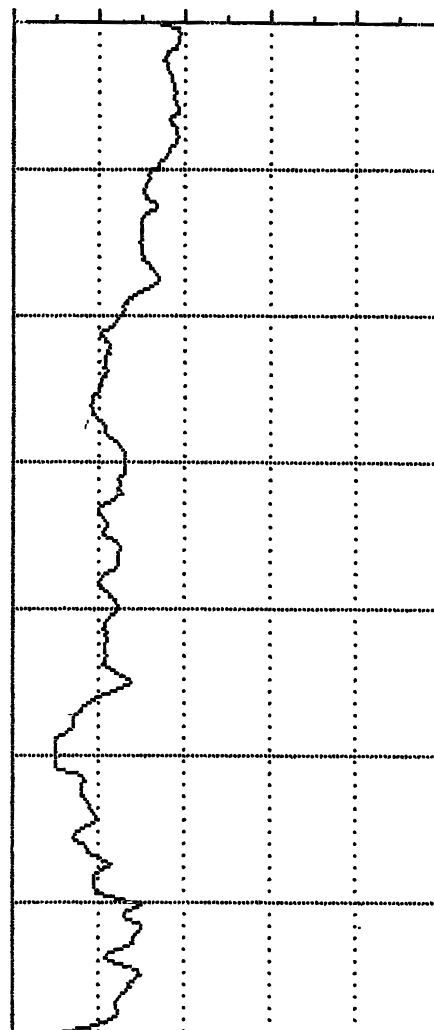
Ajo 2

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BM213DH Varioccontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm
Evib Max. = 98 MN/m²
Evib Min. = 25 MN/m²
Evib Mittelwert = 63 MN/m²
Evib Änderung = -- %
Frequenz = 26.2 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.4 km/h
Bahnlänge = 34.4 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



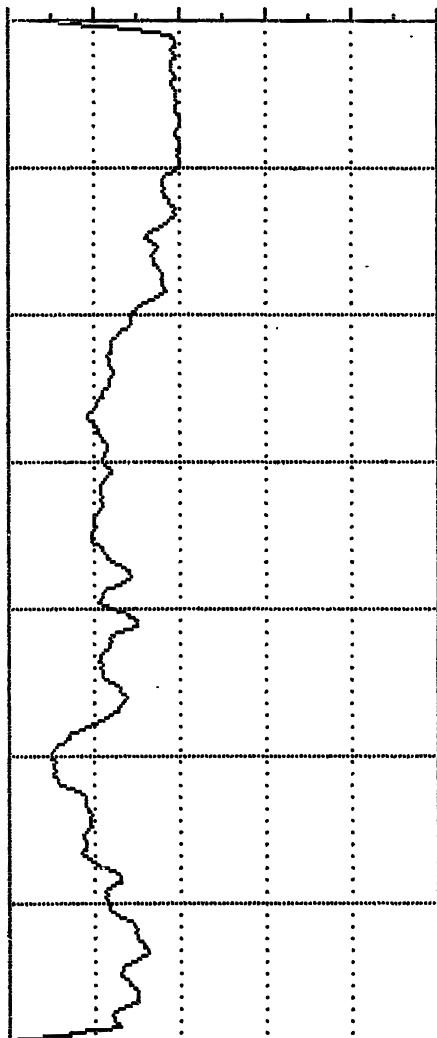
Ajo 3

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
 BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
 BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm
 Evib Max. = 101 MN/m²
 Evib Min. = 6 MN/m²
 Evib Mittelwert = 67 MN/m²
 Evib Änderung = -- %
 Frequenz = 26.0 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.4 km/h
 Bahnlänge = 34.6 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



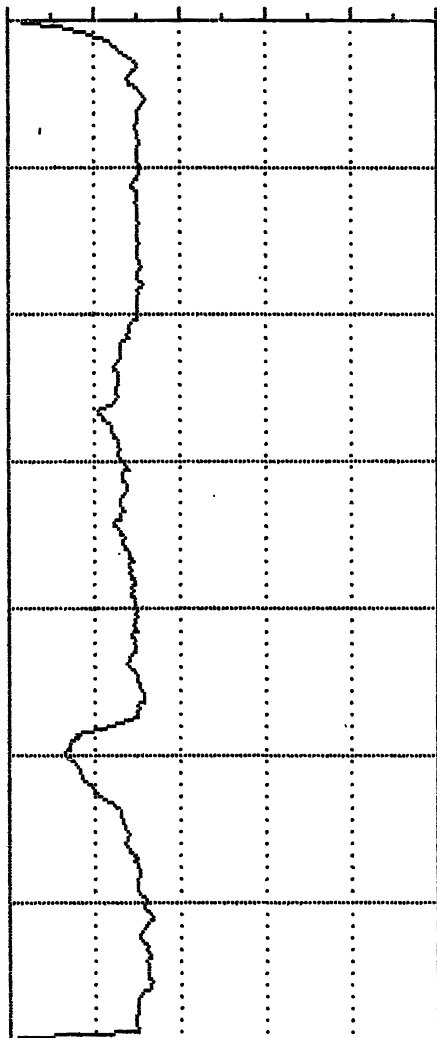
Ajo 4

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
 BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
 BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm
 Evib Max. = 84 MN/m²
 Evib Min. = 6 MN/m²
 Evib Mittelwert = 69 MN/m²
 Evib Änderung = -- %
 Frequenz = 24.7 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.4 km/h
 Bahnlänge = 34.6 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



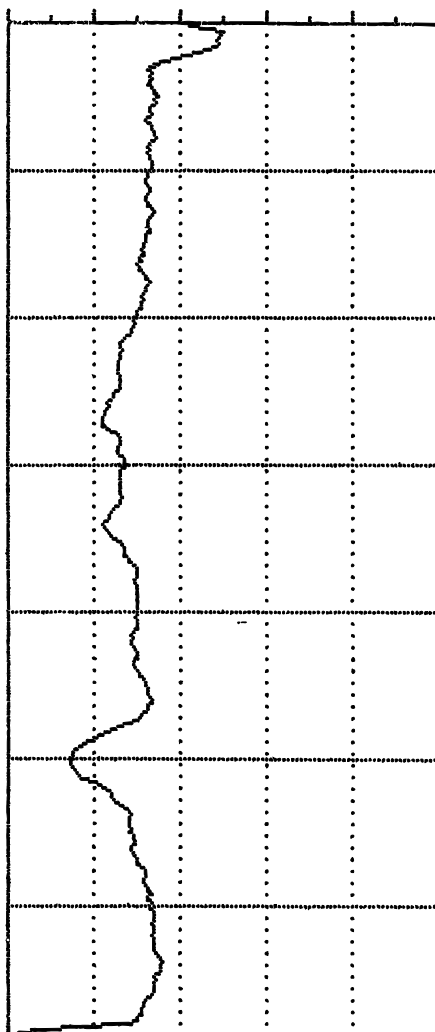
Ajo 6

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Variocontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Auto / max -
Evib Max. = 125 MN/m²
Evib Min. = 7 MN/m²
Evib Mittelwert = 74 MN/m²
Evib Änderung = --- %
Frequenz = 24.7 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.4 km/h
Bahnlänge = 34.3 m

Raster 5m → Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



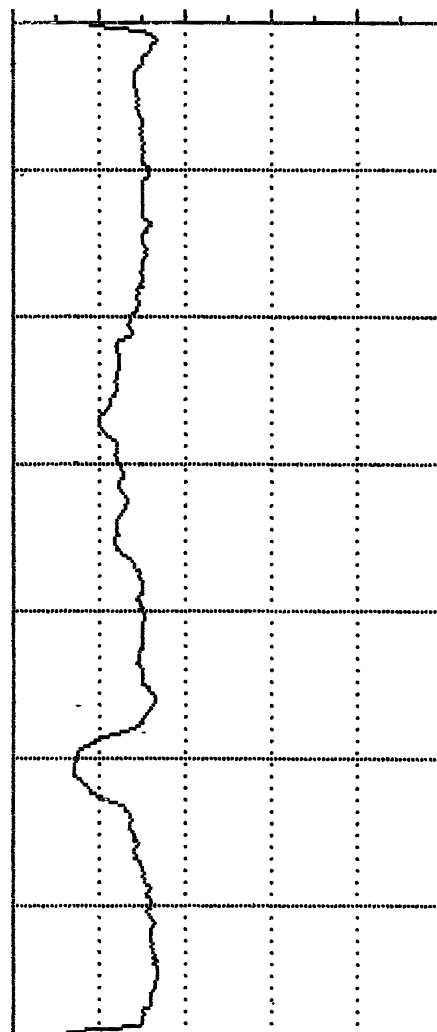
Ajo 7

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Variocontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Hand / 0.68 mm
Evib Max. = 84 MN/m²
Evib Min. = 32 MN/m²
Evib Mittelwert = 69 MN/m²
Evib Änderung = --- %
Frequenz = 24.8 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.7 km/h
Bahnlänge = 34.4 m

Raster 5m → Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



Ajo 8

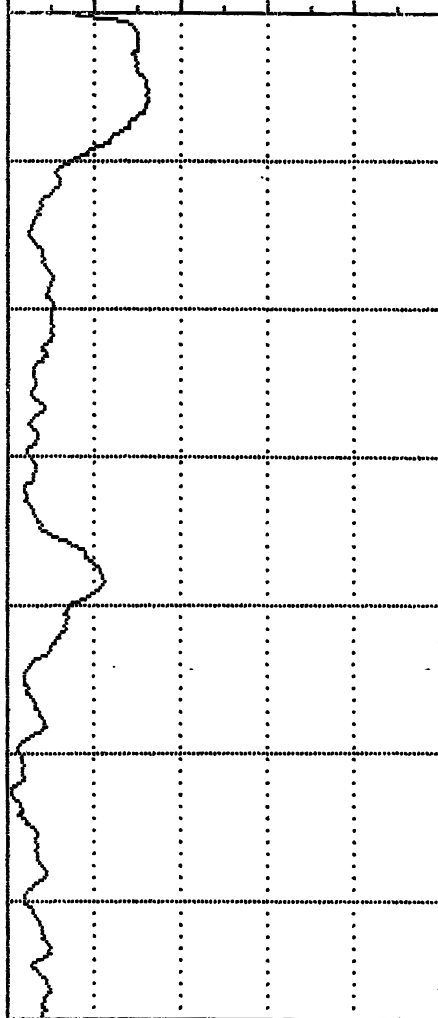
Ajo 9

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
 BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
 BU213DH Variocontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Hand / 0-00 mm
 Evib Max. = 82 MN/m²
 Evib Min. = 3 MN/m²
 Evib Mittelwert = 28 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.0 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.6 km/h
 Bahnlänge = 33.9 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250

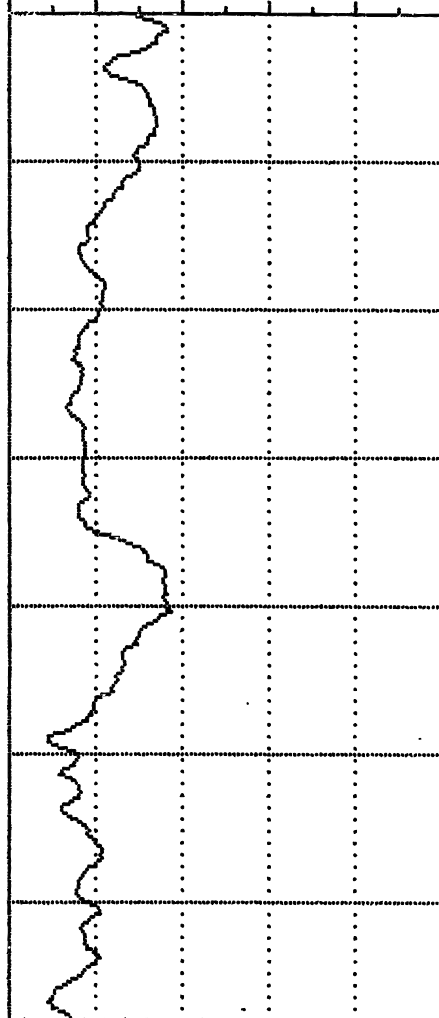


BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
 BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
 BU213DH Variocontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Hand / 1.51 mm
 Evib Max. = 94 MN/m²
 Evib Min. = 23 MN/m²
 Evib Mittelwert = 54 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.0 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.5 km/h
 Bahnlänge = 33.9 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



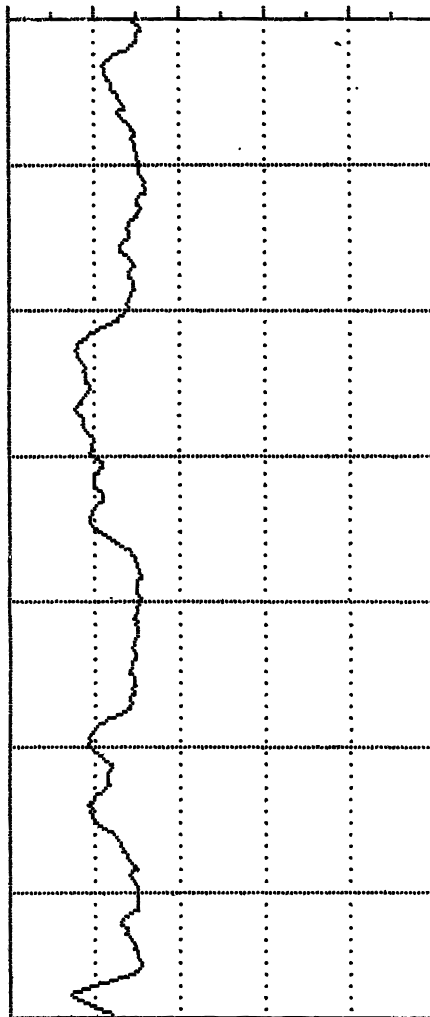
Ajo 10

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm
Evib Max. = 80 MN/m²
Evib Min. = 37 MN/m²
Evib Mittelwert = 63 MN/m²
Evib Änderung = --- %
Frequenz = 24.9 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.6 km/h
Bahnlänge = 34.2 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



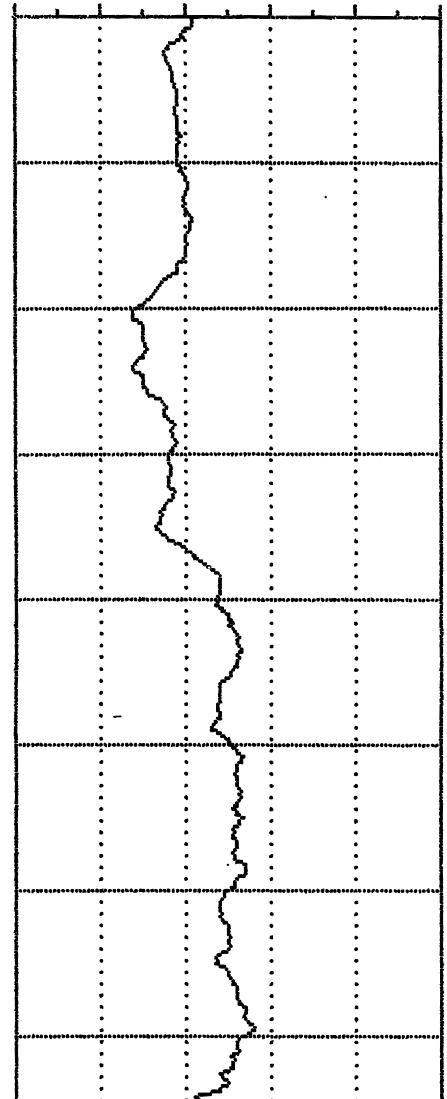
Ajo 11

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 2 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm
Evib Max. = 141 MN/m²
Evib Min. = 69 MN/m²
Evib Mittelwert = 109 MN/m²
Evib Änderung = +71.5 %
Frequenz = 25.8 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.3 km/h
Bahnlänge = 37.2 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



Ajo 13

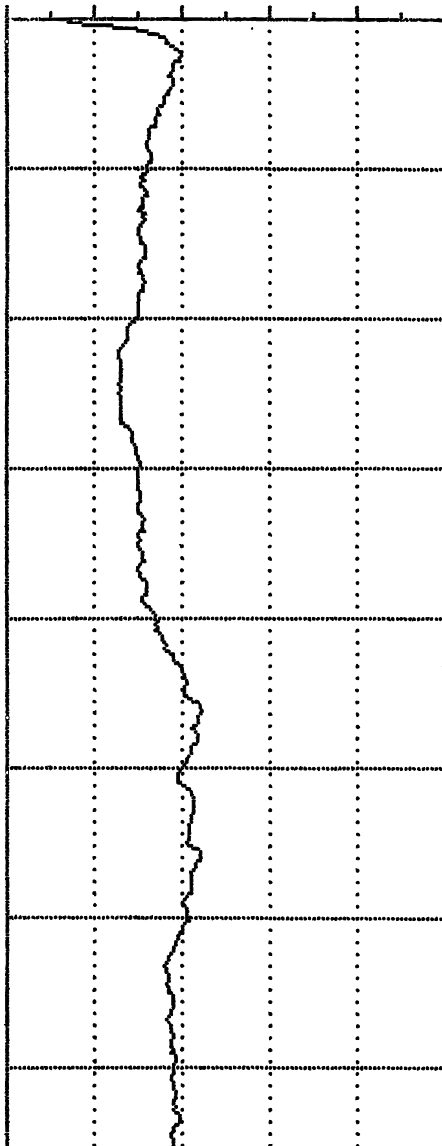
BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
 BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
 BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

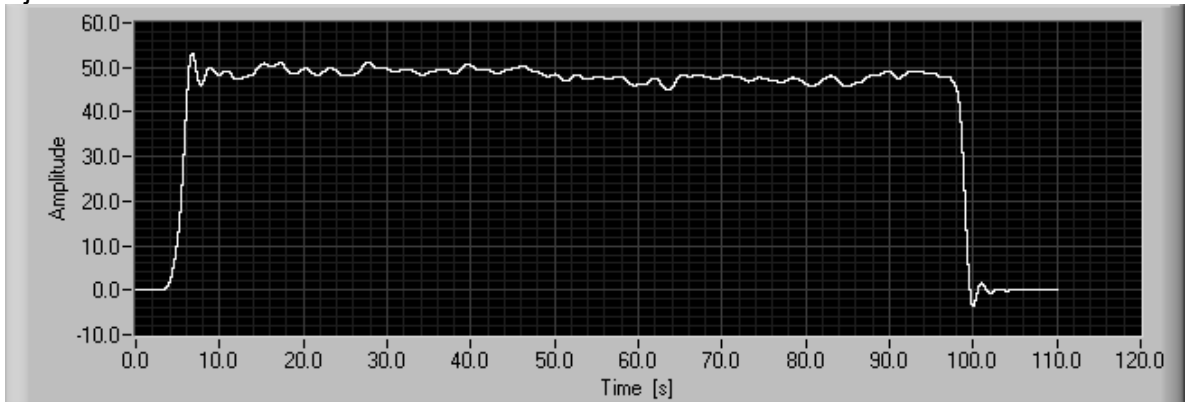
Einstellung : Auto / max

Evib Max. = 112 MN/m²
 Evib Min. = 35 MN/m²
 Evib Mittelwert = 88 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 23.9 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.8 km/h
 Bahnlänge = 37.7 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



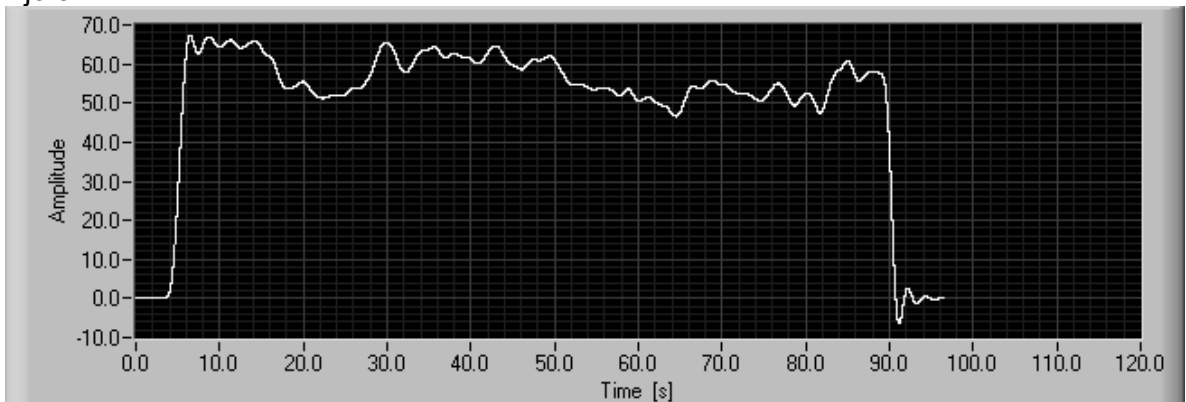
VTT:n kiihtyvyyssanturien käsittelemättömät mittaustulokset: Kirkkonummi
Ajo 1.



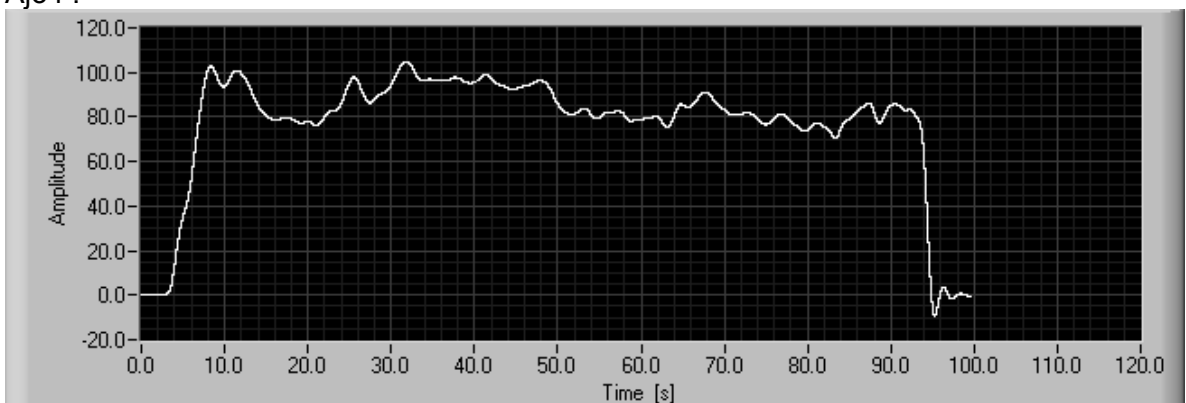
Ajo 2.



Ajo 3.



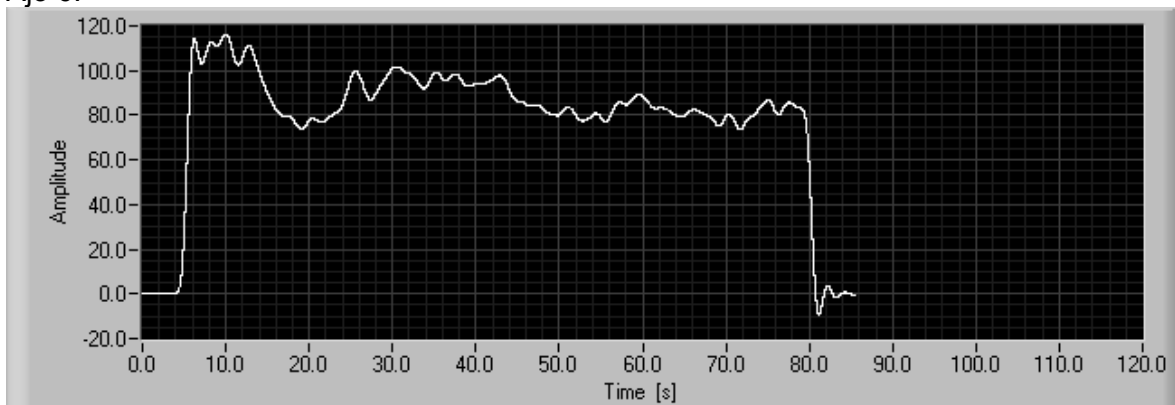
Ajo4 .



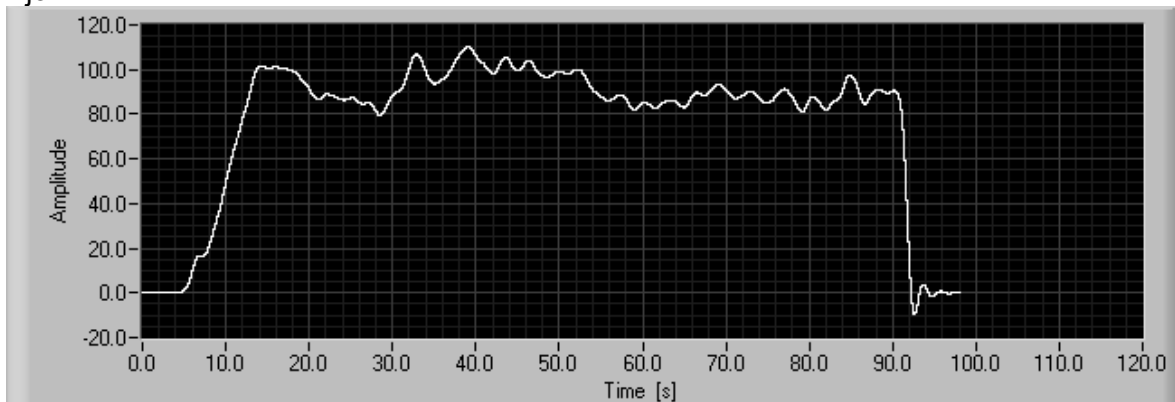
Ajo 5.



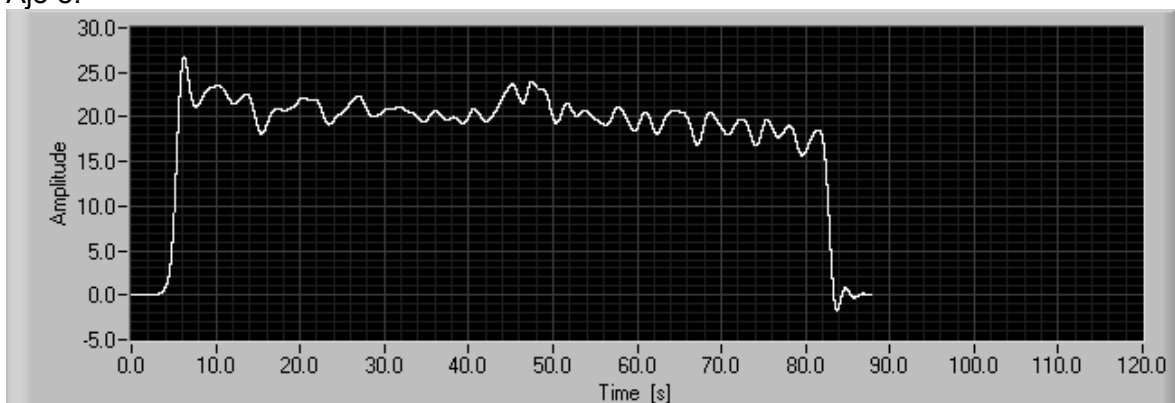
Ajo 6.



Ajo 7.



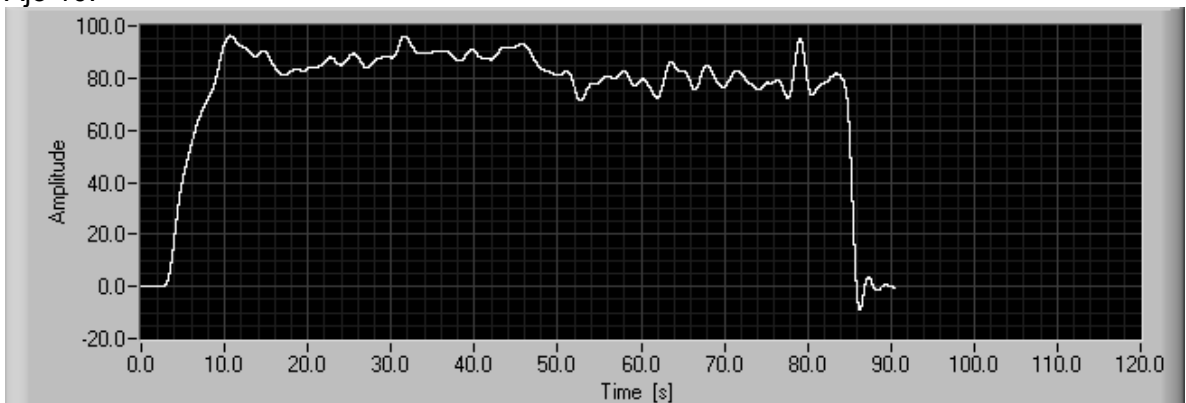
Ajo 8.



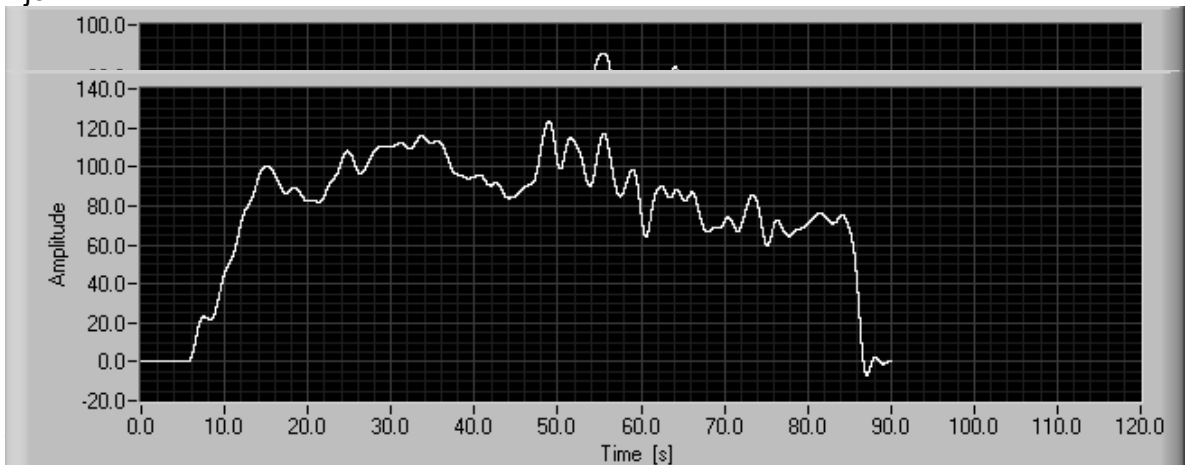
Ajo 9.



Ajo 10.



Ajo 11.



Perennakadun mittaustulokset

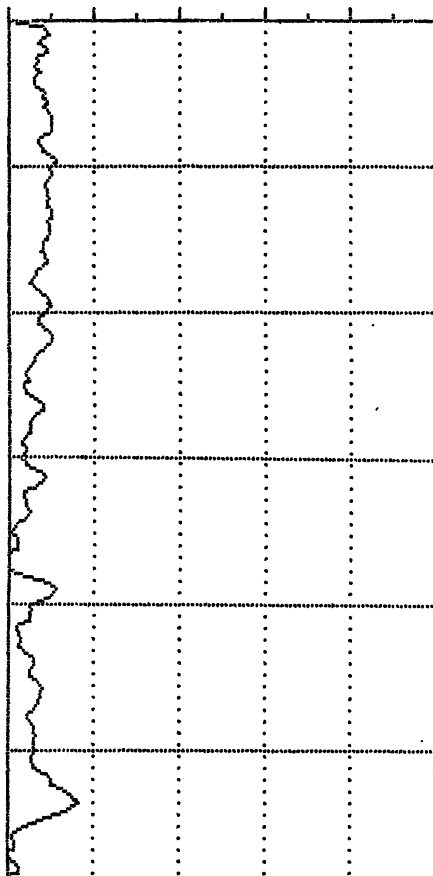
AJO 2 MANUAALI 1,57m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 RUE -
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BU213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm
 Evib Max. = 42 MN/m²
 Evib Min. = 0 MN/m²
 Evib Mittelwert = 16 MN/m²
 Evib Änderung = -- %
 Frequenz = 26.5 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.2 km/h
 Bahnlänge = 29.3 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



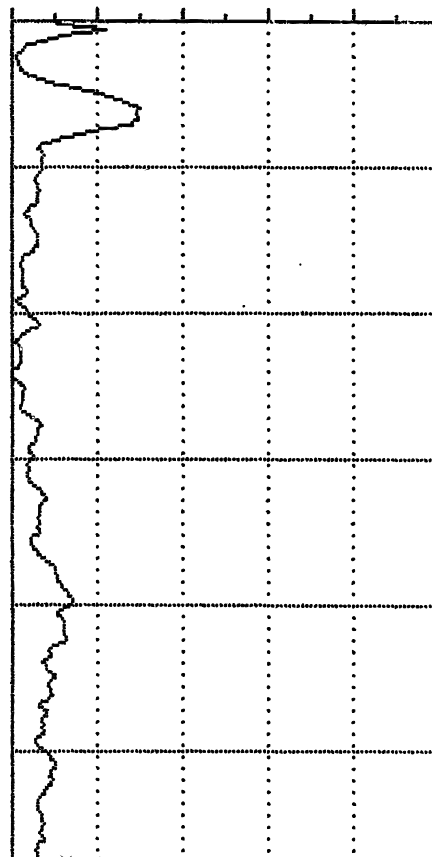
AJO 3, MANUAALI 2,5m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 2 VOR -
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BU213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 2.50 mm
 Evib Max. = 75 MN/m²
 Evib Min. = 1 MN/m²
 Evib Mittelwert = 19 MN/m²
 Evib Änderung = + 0.0 %
 Frequenz = 26.1 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.1 km/h
 Bahnlänge = 28.6 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



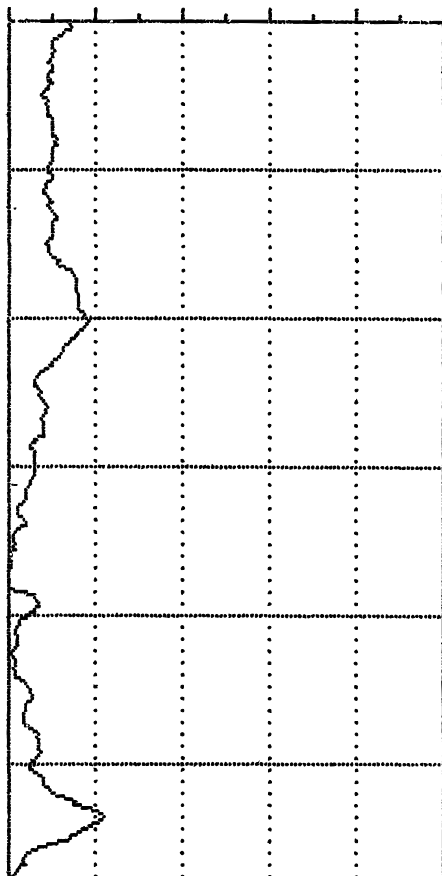
AJO 4, AUTOM. 2,5m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 RUE.
BOMAG BTM85 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BU213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Auto / max
 Evib Max. = 56 MN/m²
 Evib Min. = 0 MN/m²
 Evib Mittelwert = 20 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.0 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.3 km/h
 Bahnlänge = 28.8 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



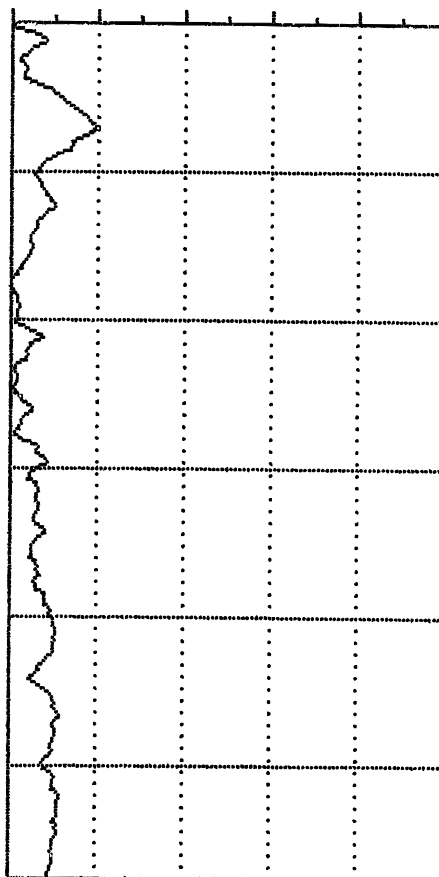
AJO 5 AUTOMATI 1,5m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM85 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BU213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 1.51 m
 Evib Max. = 51 MN/m²
 Evib Min. = 0 MN/m²
 Evib Mittelwert = 18 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.4 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.2 km/h
 Bahnlänge = 28.7 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



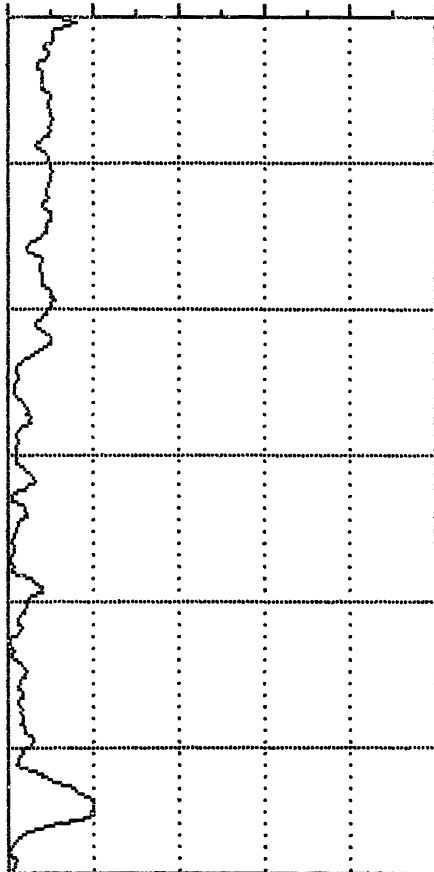
AJO 6, AUTOM, 1,5m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 RUE.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 mm 1,5%
 Evib Max. = 50 MN/m²
 Evib Min. = 1 MN/m²
 Evib Mittelwert = 16 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.6 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.2 km/h
 Bahnlänge = 29.2 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



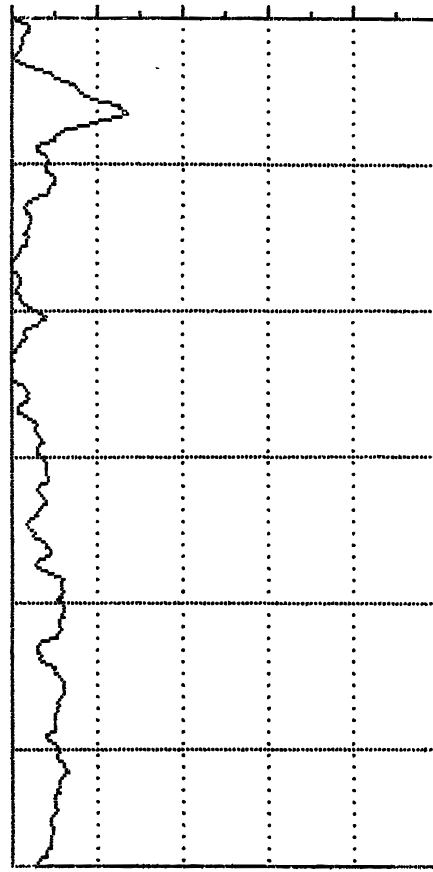
AJO 7, MANUALLY 1,5m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 1.51 mm
 Evib Max. = 60 MN/m²
 Evib Min. = 0 MN/m²
 Evib Mittelwert = 19 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.4 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.2 km/h
 Bahnlänge = 28.9 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



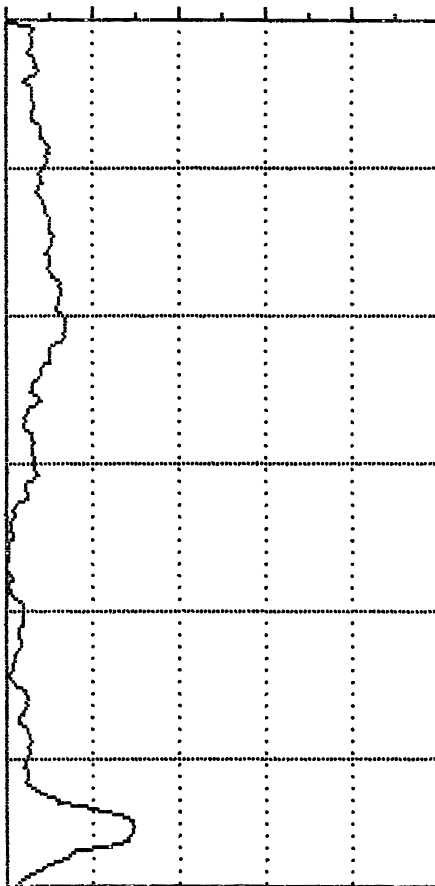
AJO 8, MANUAALI 2,5m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 RUE.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BU213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 2.50 mm
 Evib Max. = 74 MN/m²
 Evib Min. = 1 MN/m²
 Evib Mittelwert = 19 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.0 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.2 km/h
 Bahnlänge = 29.2 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



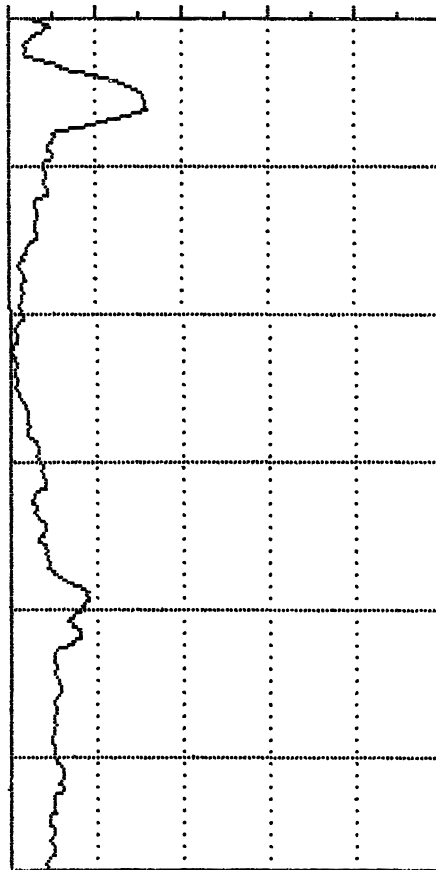
AJO 9, AUTOMA. 2,5m

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BU213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Auto / Max 2.5
 Evib Max. = 80 MN/m²
 Evib Min. = 1 MN/m²
 Evib Mittelwert = 23 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.0 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.2 km/h
 Bahnlänge = 28.7 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



AJO 10, MANUAL, 063

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 RUE.

BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB

BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.00 MN 0,68

Evib Max. = 105 MN/m²

Evib Min. = 28 MN/m²

Evib Mittelwert = 49 MN/m²

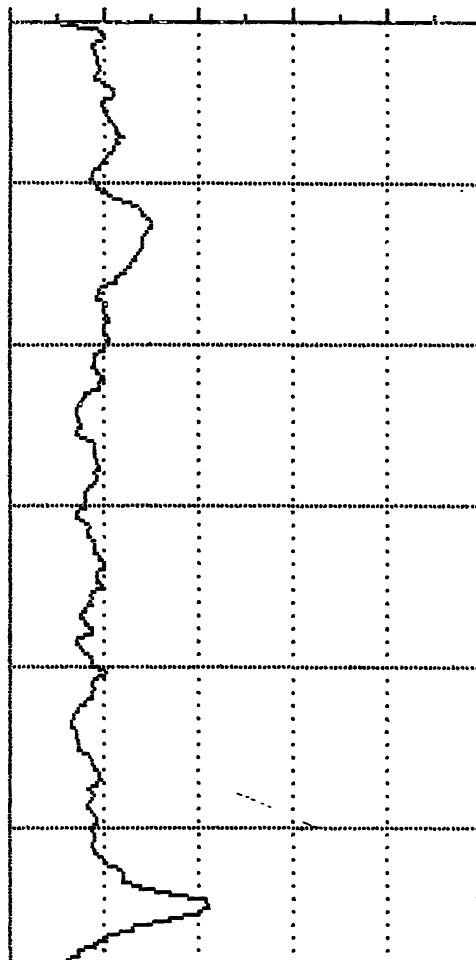
Evib Änderung = --- %

Frequenz = 27.0 Hz

Mittlere Fahrgeschw. = 1.1 km/h

Bahnlänge = 29.1 m

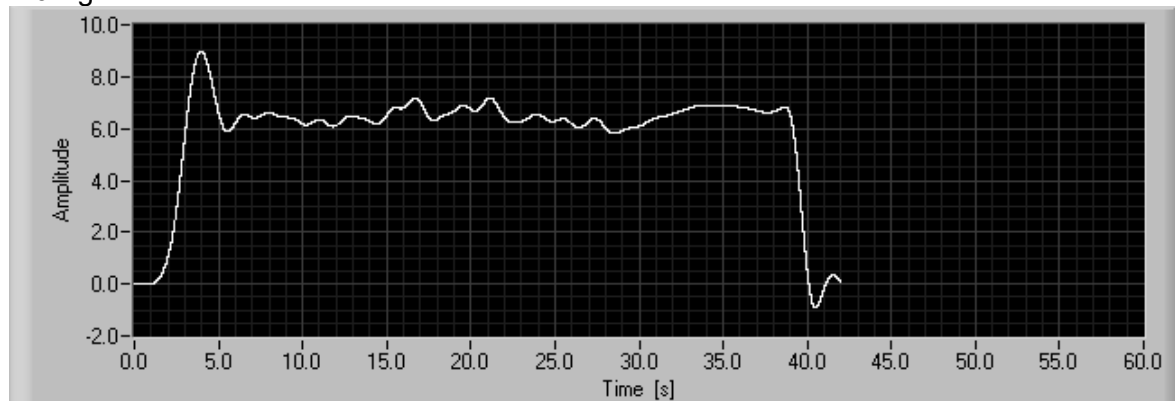
Raster 5m ---> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



Turku Perennakatu, VTT:n kiihtyvyyssanturien käsittelemättömät mittaustulokset. Alkupäässä on instrumentoitu paalu ja loppupäässä referenssialue.

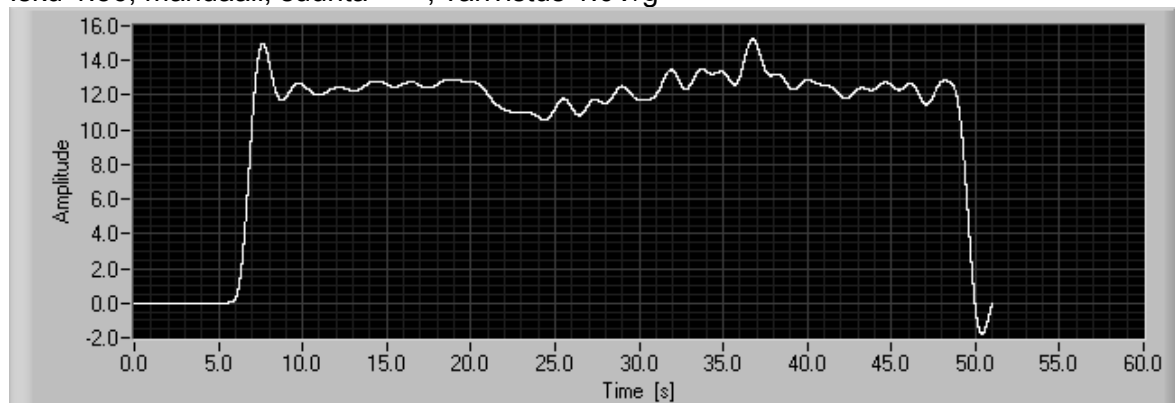
Ajo 1.

Isku 0.68, manuaali, suunta \leq (mittauspilari referenssialue), vahvistus 1.0V/g



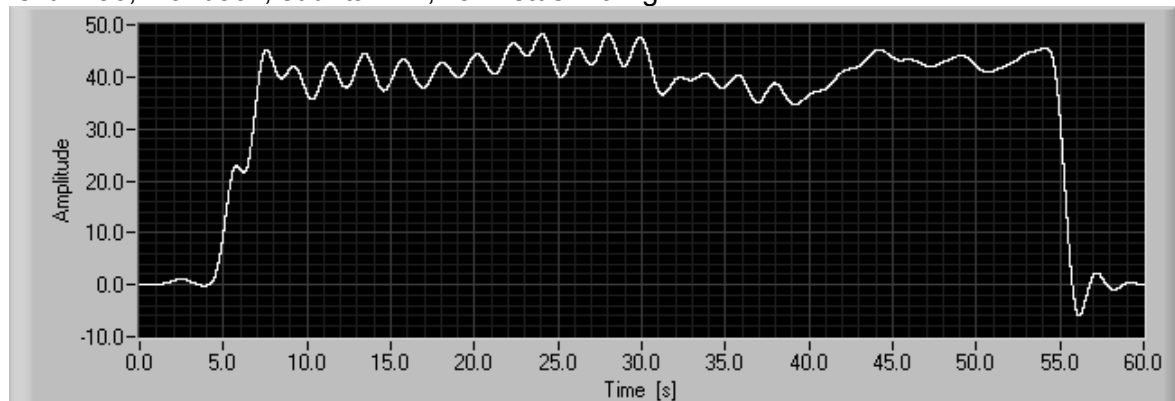
Ajo 2.

Isku 1.56, manuaali, suunta \Rightarrow , vahvistus 1.0V/g

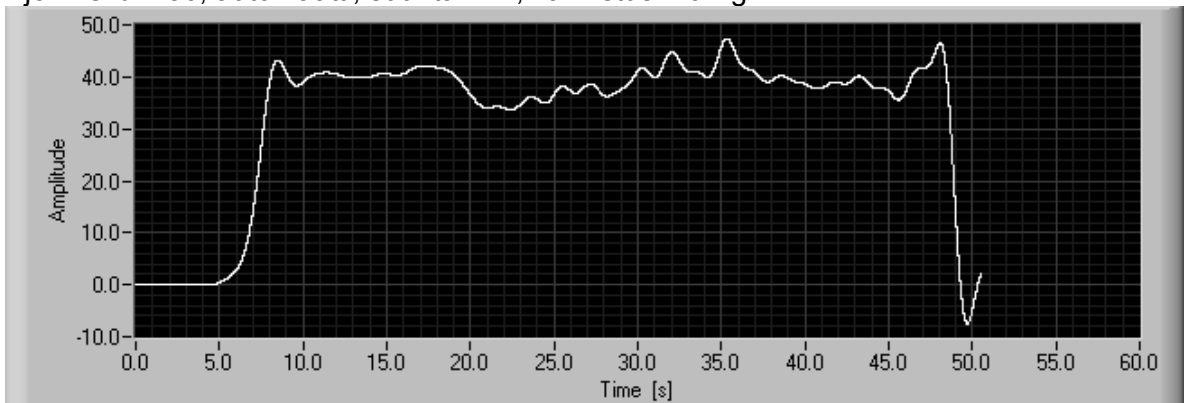


Ajo 3.

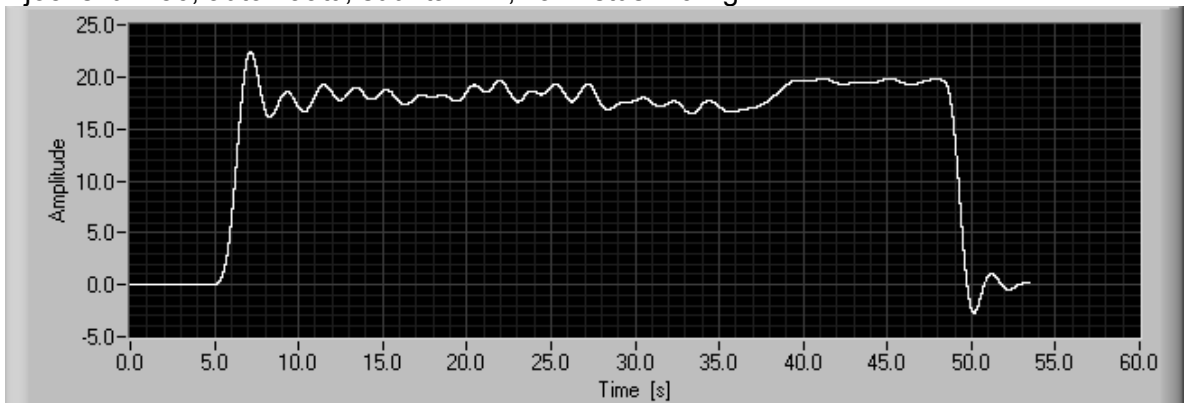
Isku 2.56, manuaali, suunta \leq , vahvistus 1.0V/g



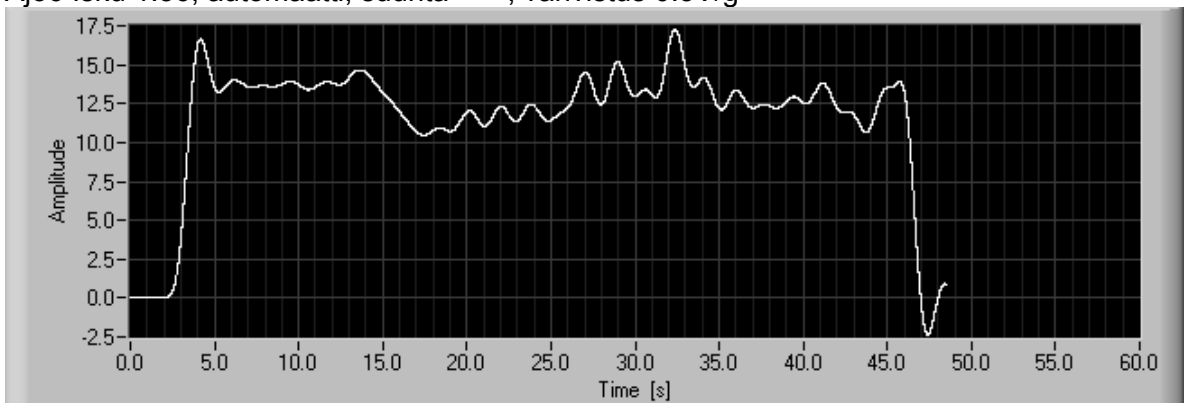
Ajo4 .Isku 2.56, automaatti, suunta => , vahvistus 1.0V/g



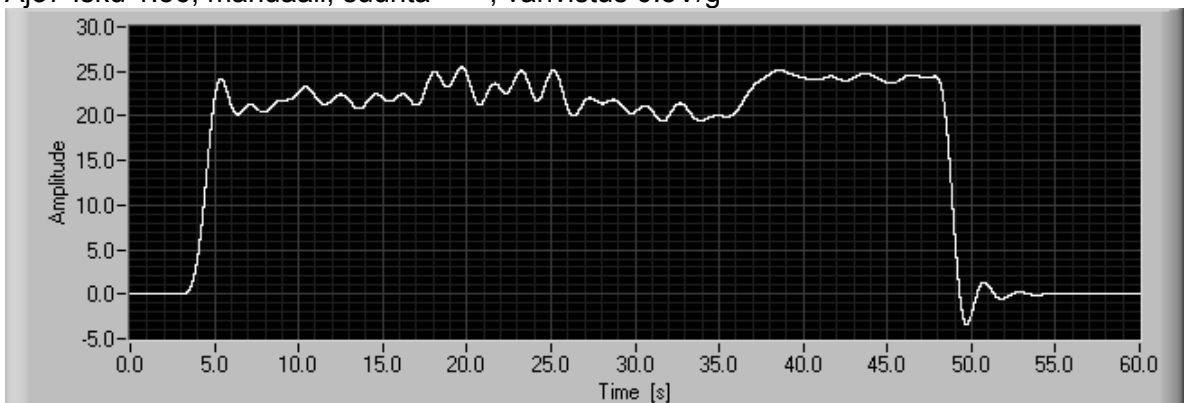
Ajo5 Isku 1.56, automaatti, suunta <= , vahvistus 1.0V/g



Ajo6 Isku 1.56, automaatti, suunta => , vahvistus 0.5V/g

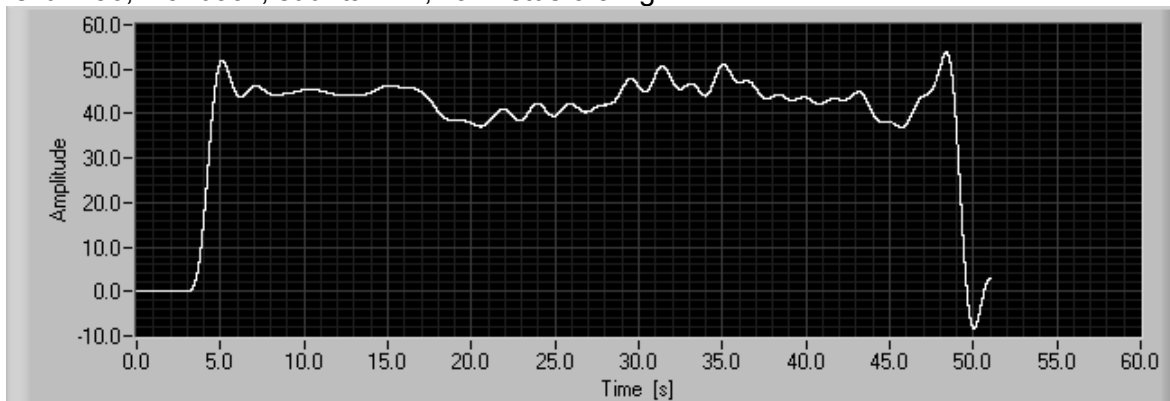


Ajo7 Isku 1.56, manuaali, suunta <= , vahvistus 0.5V/g



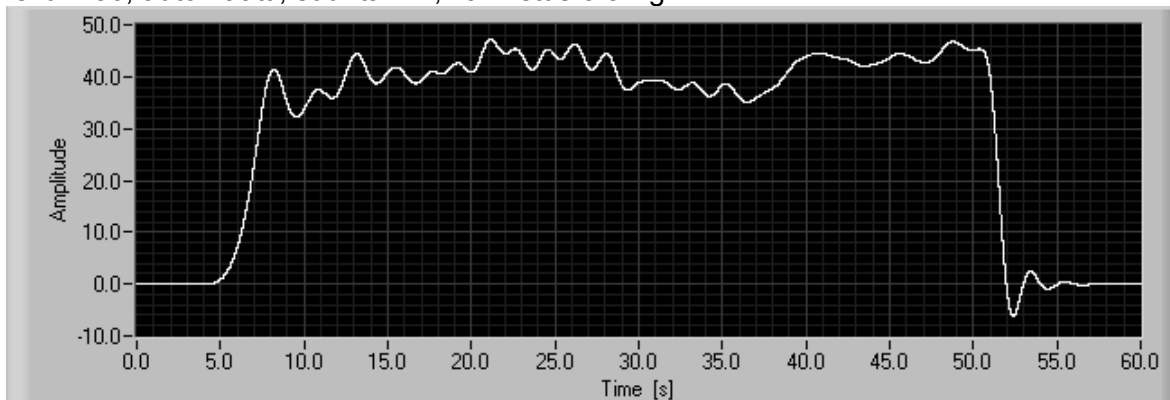
Ajo8

Isku 2.56, manuaali, suunta => , vahvistus 0.5V/g



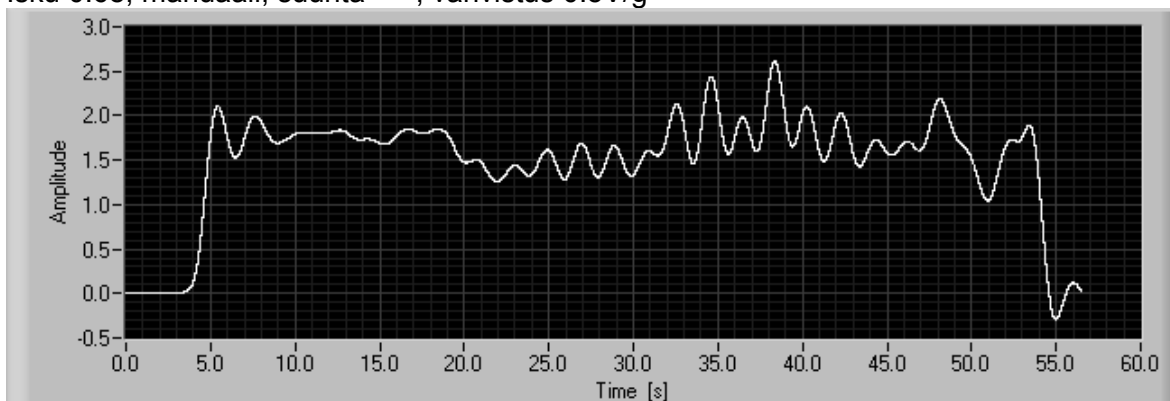
Ajo9

Isku 2.56, automaatti, suunta <= , vahvistus 0.5V/g



Ajo10

Isku 0.68, manuaali, suunta => , vahvistus 0.5V/g



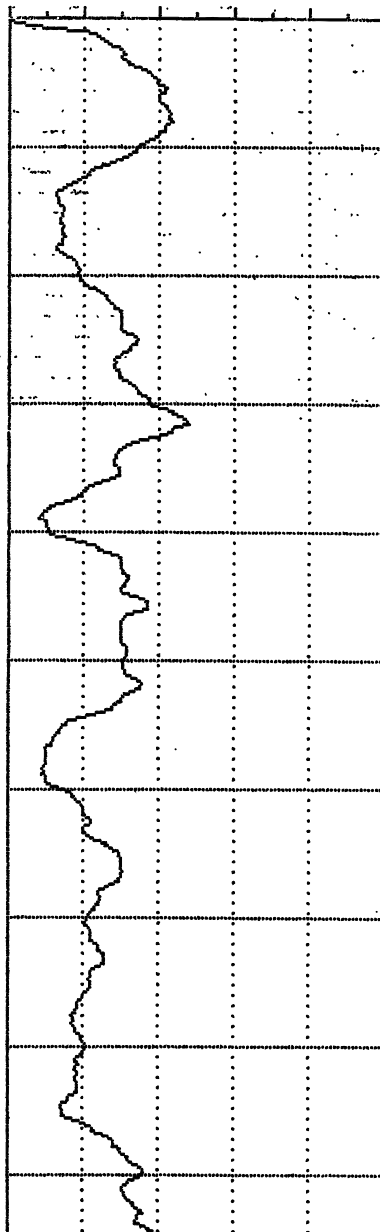
Kivikon mittaustulosteet

AJO 1 / Kivikeläsi
BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BM213DH Variocontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Hand / 0.68 mm
Evib Max. = 120 MN/m²
Evib Min. = 0 MN/m²
Evib Mittelwert = 69 MN/m²
Evib Änderung = --- %
Frequenz = 26.0 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.9 km/h
Bahnlänge = 76.9 m

Raster 5m → Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250

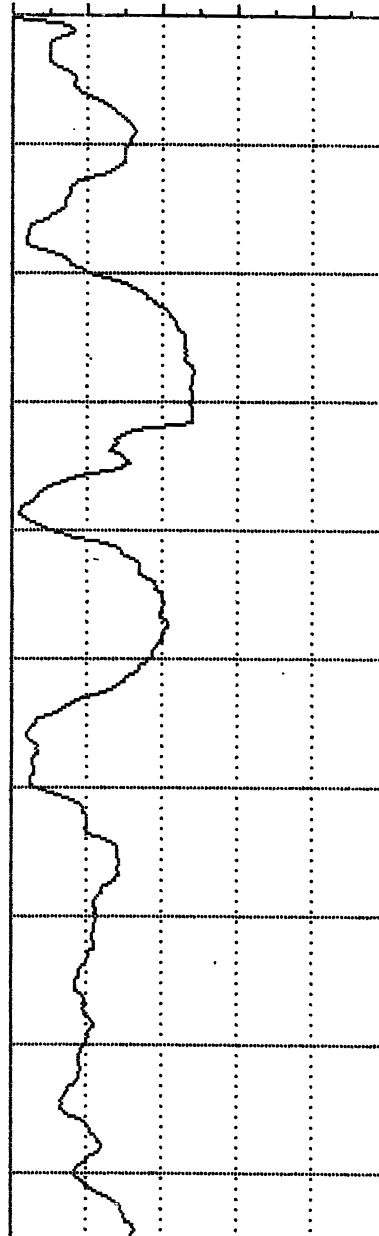


AJO 2 / Kivikeläsi
BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BM213DH Variocontrol 101 580 93 1053

Einstellung : Hand / 1.51 mm
Evib Max. = 122 MN/m²
Evib Min. = 0 MN/m²
Evib Mittelwert = 66 MN/m²
Evib Änderung = --- %
Frequenz = 26.1 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.6 km/h
Bahnlänge = 76.1 m

Raster 5m → Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



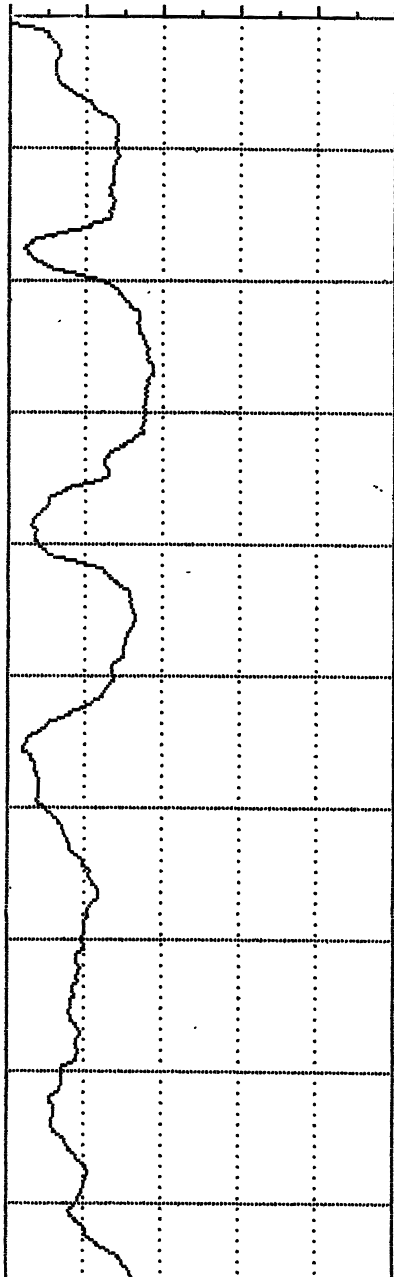
AJOS / KIVIKKO I

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 2.50 mm
Evib Max. = 94 MN/m²
Evib Min. = 1 MN/m²
Evib Mittelwert = 57 MN/m²
Evib Änderung = -- %
Frequenz = 25.0 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.9 km/h
Bahnlänge = 76.1 m

Raster 5m --> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



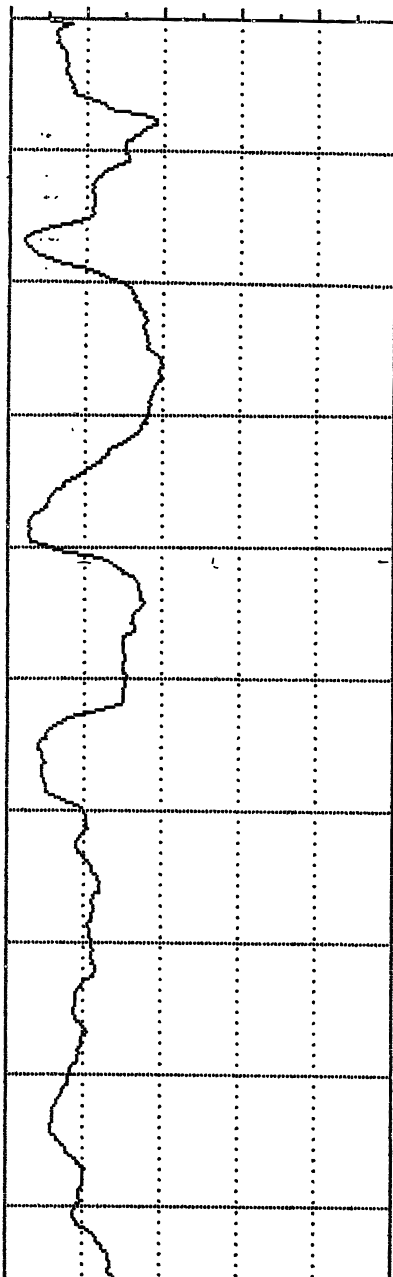
AJ04 / KIVIKKO I

BOMAG VARIOCONTROL

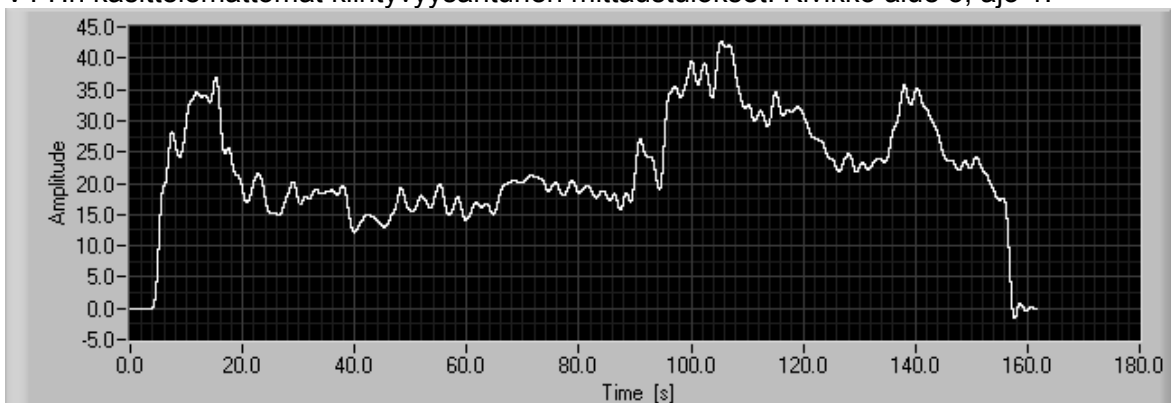
UEBERGANG 1 VOR.
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Auto / max
Evib Max. = 100 MN/m²
Evib Min. = 2 MN/m²
Evib Mittelwert = 60 MN/m²
Evib Änderung = -- %
Frequenz = 25.2 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.8 km/h
Bahnlänge = 76.3 m

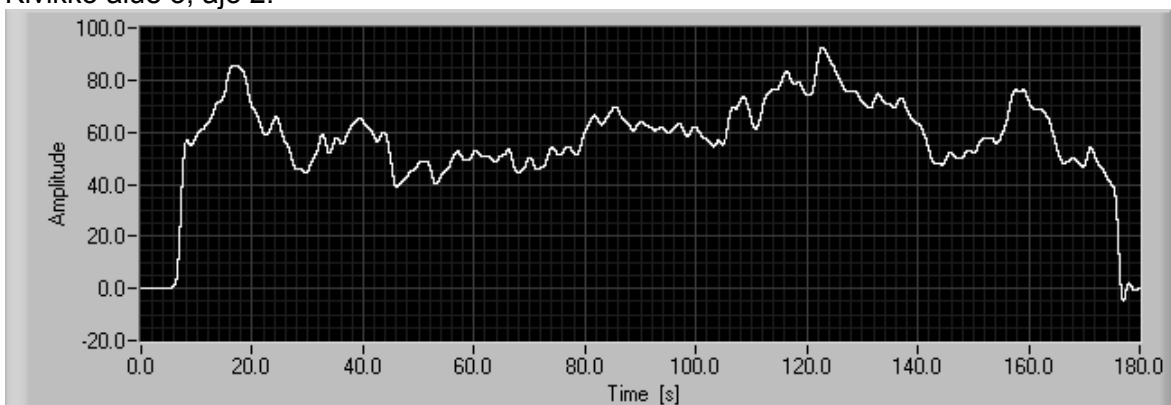
Raster 5m --> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



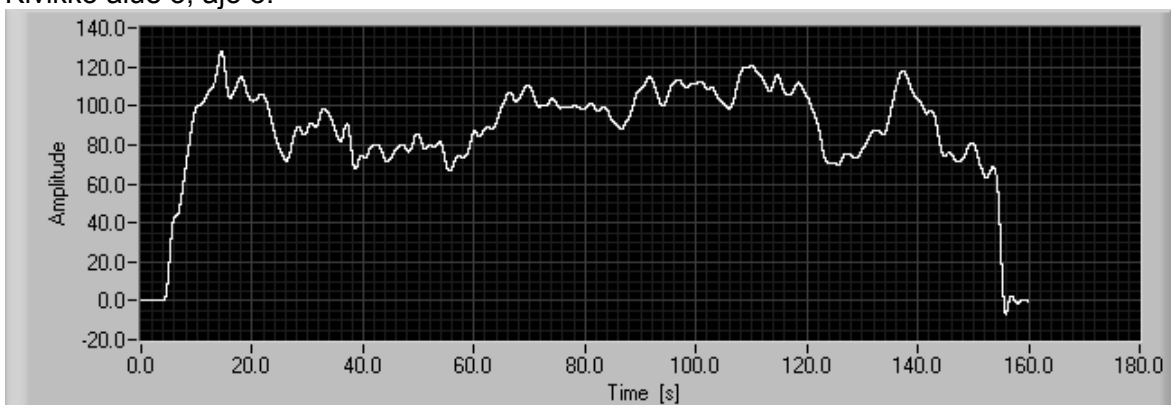
VTT:n käsittelemättömät kiihtyvyyssanturien mittaustulokset. Kivikko alue 3, ajo 1.



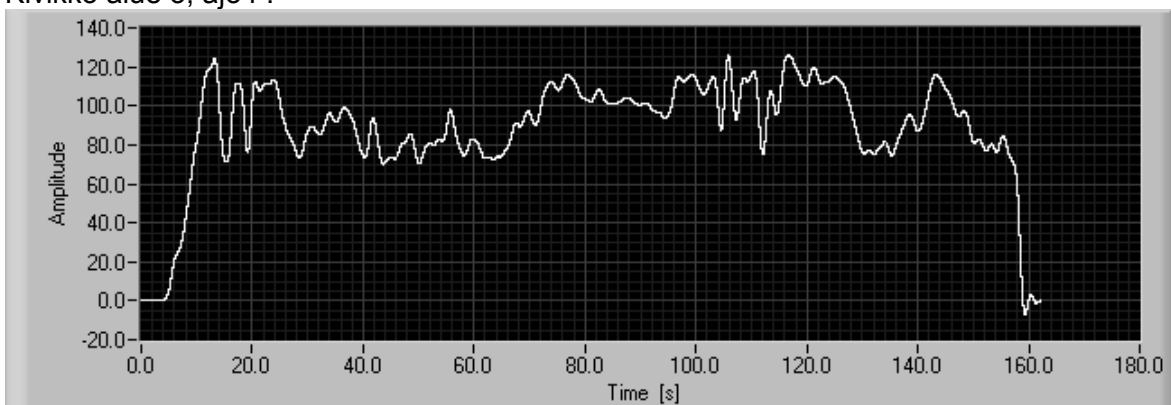
Kivikko alue 3, ajo 2.



Kivikko alue 3, ajo 3.



Kivikko alue 3, ajo4 .



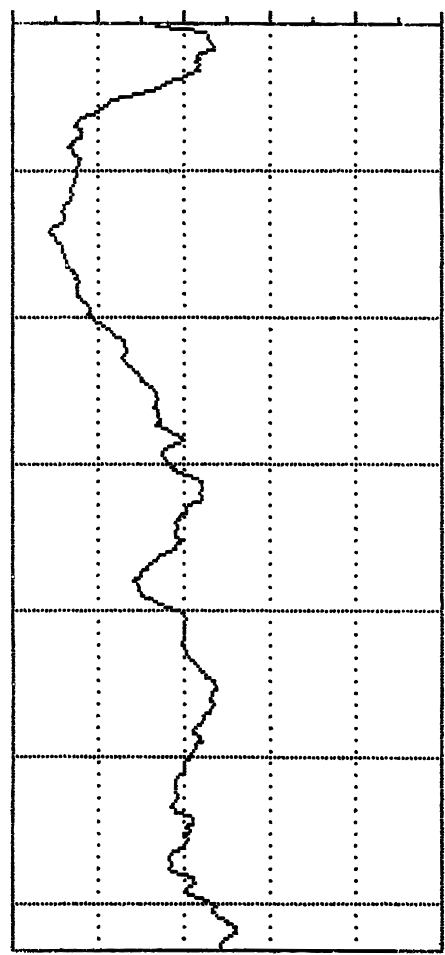
Ajo 5

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
 BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
 BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 0.68 mm
 Evib Max. = 131 MN/m²
 Evib Min. = 22 MN/m²
 Evib Mittelwert = 83 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 26.7 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.3 km/h
 Bahnlänge = 31.5 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



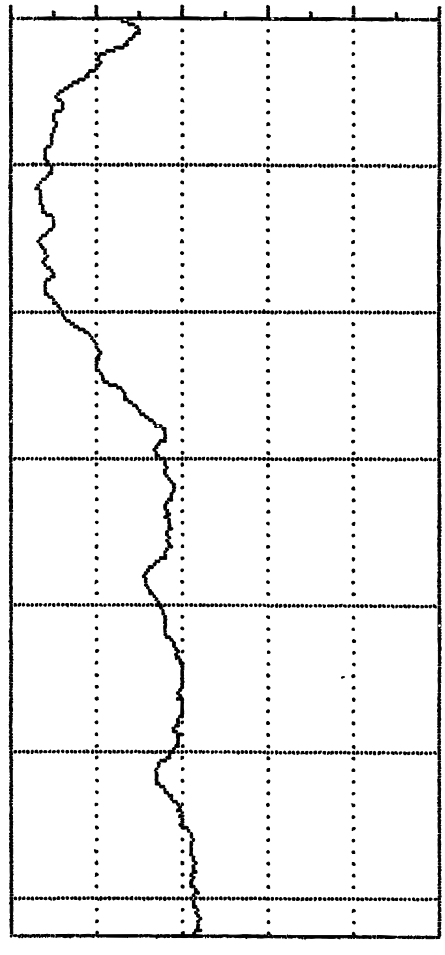
Ajo 6

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR.
 BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
 BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 1.51 mm
 Evib Max. = 110 MN/m²
 Evib Min. = 16 MN/m²
 Evib Mittelwert = 70 MN/m²
 Evib Änderung = --- %
 Frequenz = 25.9 Hz
 Mittlere Fahrgeschw. = 1.6 km/h
 Bahnlänge = 31.2 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
 0 50 100 150 200 250



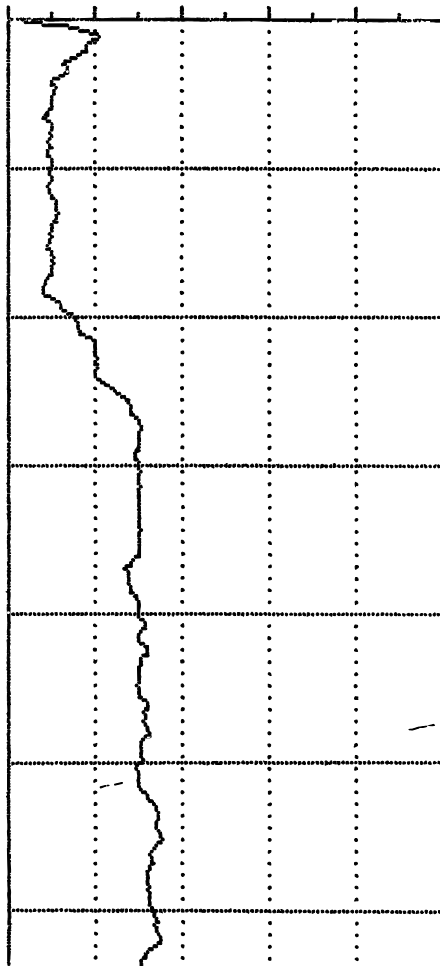
Ajo 7

BOMAG VARIOCONTROL

UEBERGANG 1 VOR-
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Hand / 2.50 mm
Evib Max. = 89 MN/m²
Evib Min. = 10 MN/m²
Evib Mittelwert = 60 MN/m²
Evib Änderung = --- %
Frequenz = 24.9 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.3 km/h
Bahnlänge = 31.9 m

Raster 5m ---> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



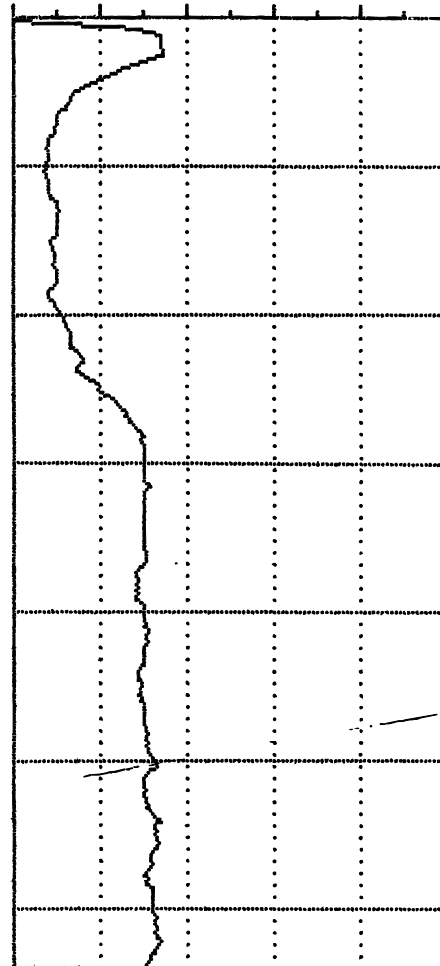
Ajo 8

BOMAG VARIOCONTROL

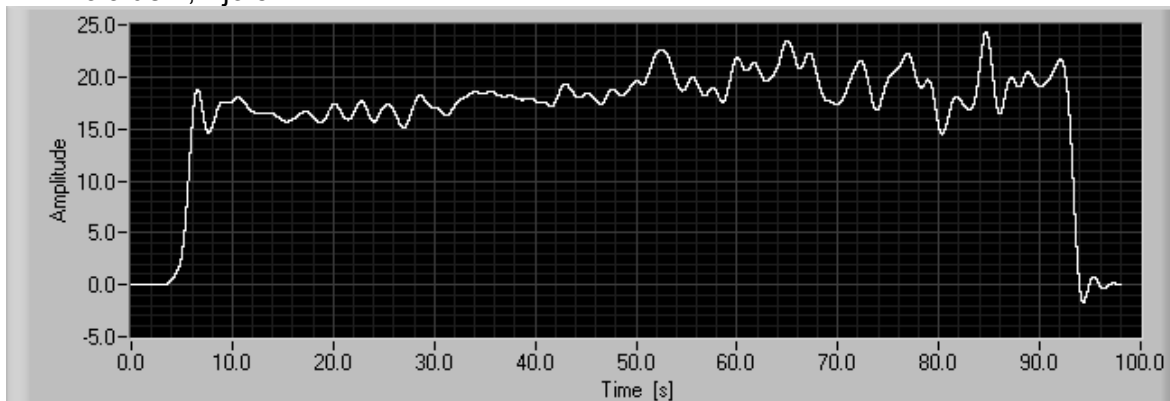
UEBERGANG 1 VOR-
BOMAG BTM05 + BTM-E REV 0065 + EVIB
BW213DH Varioccontrol 101 500 93 1053

Einstellung : Auto / max
Evib Max. = 87 MN/m²
Evib Min. = 1 MN/m²
Evib Mittelwert = 60 MN/m²
Evib Änderung = --- %
Frequenz = 24.9 Hz
Mittlere Fahrgeschw. = 1.5 km/h
Bahnlänge = 31.9 m

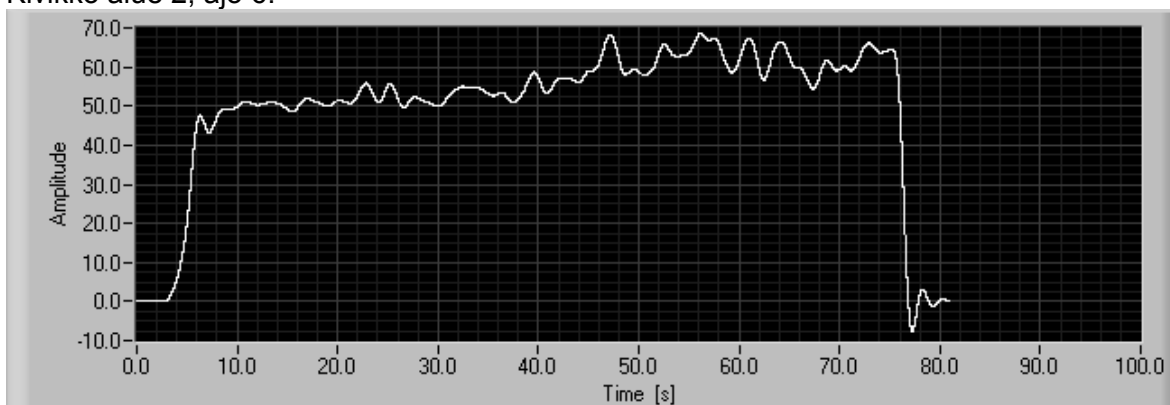
Raster 5m ---> Evib / MN/m²
0 50 100 150 200 250



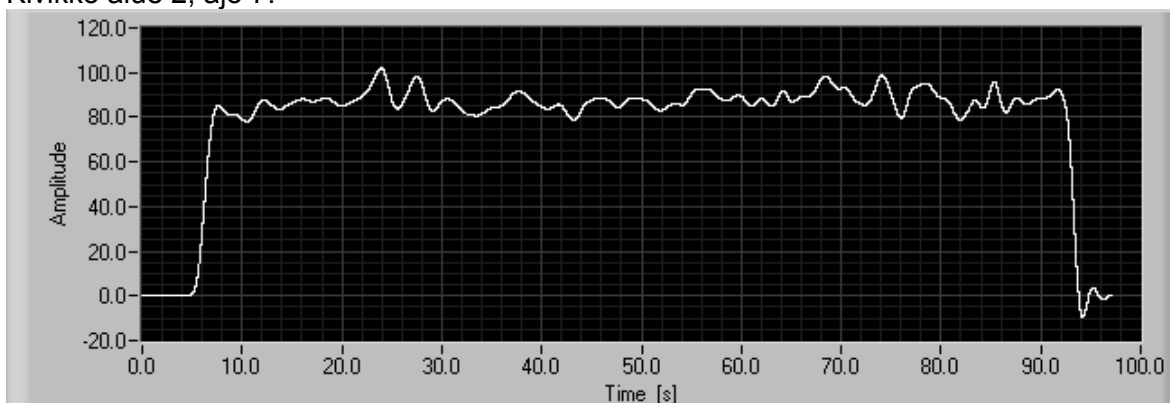
VTT:n kiihtyvyyssanturien käsittelemättömät mittaustulokset,
Kivikko alue 2, Ajo 5.



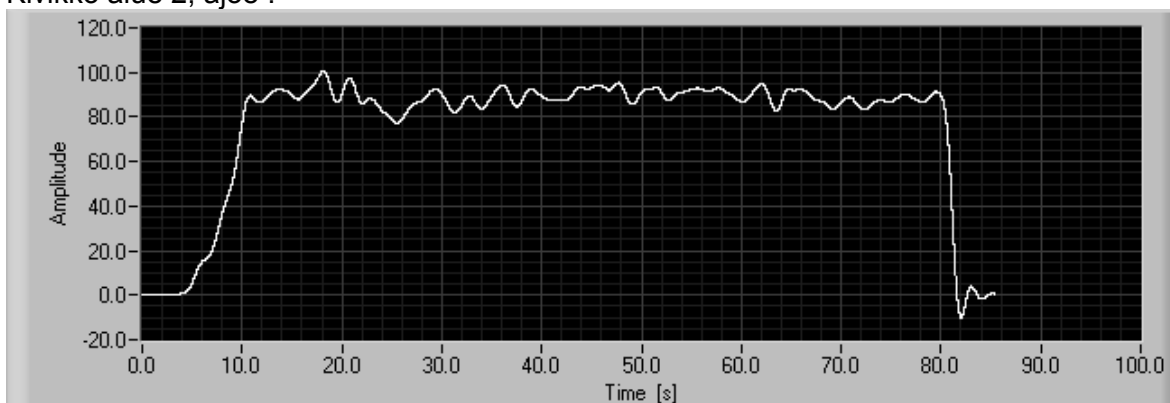
Kivikko alue 2, ajo 6.



Kivikko alue 2, ajo 7.



Kivikko alue 2, ajo8 .



ISSN 1457-9871
ISBN 951-803-062-6
TIEH 3200813