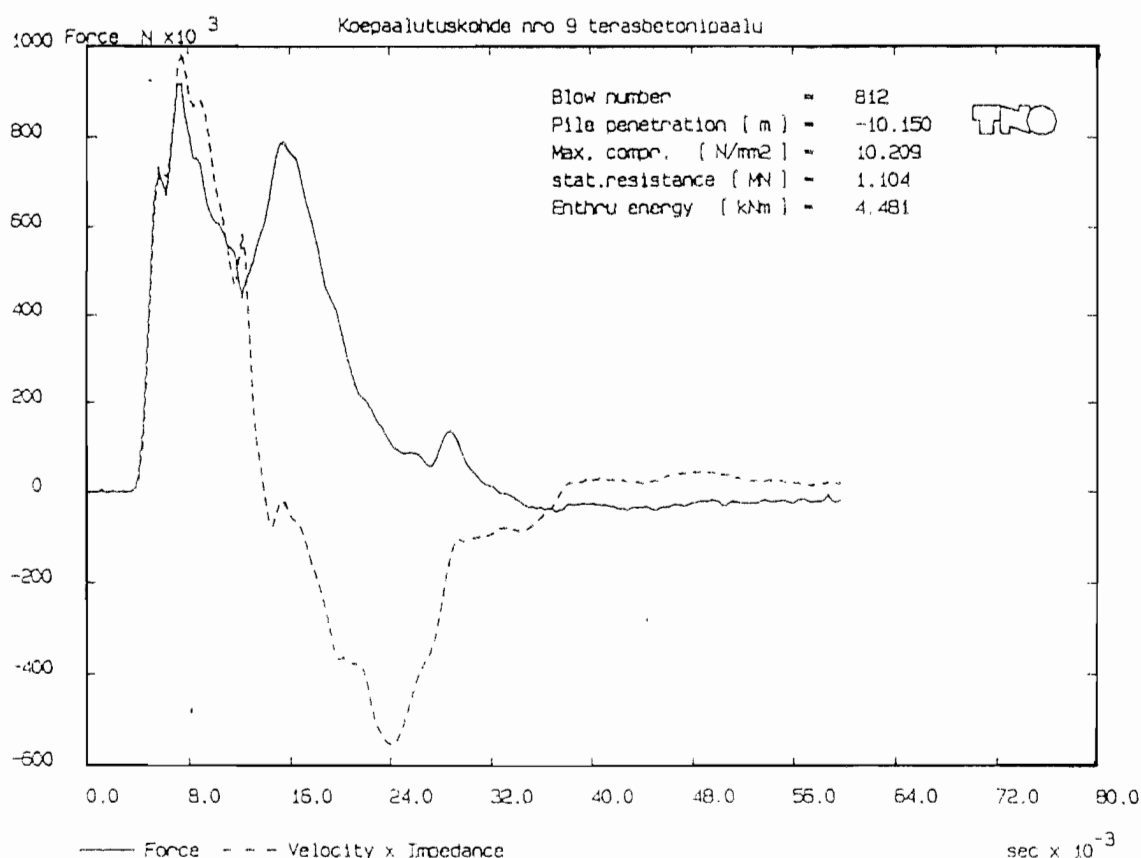


Helsingin kaupungin kiinteistövirasto

GEOTEKNINEN OSASTO



Mauri Saari & Osmo Korhonen

PAALUJEN DYNAAMINEN KOESTUS PDA - LAITTEISTOLLA

ALKUSANAT

Helsingin kaupungin alueella rakentaminen keskittyy pohjarakentamisen kannalta heikoille alueille. Tällaisia alueita ovat esimerkiksi lohkareiset täytealueet, joilla perinteisen paaluperustuksen käyttäminen voi olla ongelmallista.

Tässä tiedotteessa käsitellään paalujen dynaamista koekuormittamista, jolla voidaan selvittää erilaisien paalutyyppeiden rakenteellinen kelpoisuus vaikeissa olosuhteissa.

Tiedote perustuu DI Mauri Saaren diplomityöhön "Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistolla", joka on tehty professori Jorma Hartikaisen johdolla Tampereen teknillisessä korkeakoulussa. Tutkimuksessa selostetaan dynaamisen koestuksen perusteita ja siitä saa yleiskuvan menetelmästä ja sen käyttökelpoisuudesta erilaisissa olosuhteissa.

Tuloksia on saatu lukuisista Helsingin kaupungin alueella toteutetuista paalutuskohteista sekä Ruoholahden koepaalutuskohteesta. Ruoholahtea käsitellään tarkemmin geoteknisen osaston tiedotteessa no 54 "Ruoholahden koepaalutus".

Helsingissä, joulukuun 19. päivänä 1990

Usko Anttikoski
osastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Paalujen rakenteellinen kelpoisuus ja paalutuksen tekninen kehitys on helpoin varmistaa dynaamisella koekuormituslaitteistolla. Lisäksi paalutusta koskevat lyöntipaalutusohjeet (LPO-87) ja teräsputkipaalutusta koskevat ohjeet (TVH 723448) edellyttävät dynaamisen koekuormituksen suorittamista etenkin korkeammissa paalutusluokissa.

Tutkimuksen tarkoituksena oli laitteiston käyttökelpoisuuden toteaminen suomalaisissa pohjasuhteissa sekä mittausten suoritus- ja tulkintaohjeiden laatiminen. Tavoitteina oli mahdollisuuksien mukaan tehdä dynaamisia koekuormituksia monilla eri paalutuskalustoilla ja päätellä niiden soveltuvuus mittaukseen.

Tutkimus toteutettiin tekemällä dynaamisia koekuormituksia useissa käytännön sovelluskohteissa, joissa mittauslaitteiston käyttökelpoisuus tuli hyvin esille. Mittauksia tehtiin vaijeritoimisilla ja hydraulisilla pudotusjärkäleillä, paineilmavasaralla ja dieseljuntalla. Mittaussignaalien tulkintaohjeita on havainnollistettu esimerkeillä.

Dynaaminen koekuormituslaitteisto soveltuu tehtyjen koekuormitusten perusteella hyvin paalun kantavuuden, paaluun kohdistuneiden veto- ja puristusjännitysten, paalun ehjyyden ja paalutuskaluston tehokkuuden määrittämiseen. Saatujen kokemusten perusteella mittaus onnistuu hyvin pudotusjärkäleillä ja dieseljuntilla. Sen sijaan paineilmavasaralla tehty mittaus soveltuu huonosti. Mittausmenetelmistä SIT-mittauksella voidaan todeta pelkästään paalun ehjyys, kun taas PDA-mittauksella saadaan lisäksi paalun kantavuus, lyöntijännitykset ja paalutuskaluston tehokkuus.

Laitteistopakettiin kuuluvan software-paketin- lähinnä signal matching-ohjelmien - avulla voidaan maaperää ja paalua mallintaa ja näin saada enemmän tietoa paalun toimintatavasta. Softwaren avulla voidaan myös simuloida staattista koekuormitusta, jolloin paalun kuorma-siirtymäkäyrästä saadaan paalun staattinen murtokuorma. Työssä on esitetty käytännön esimerkki signal matching-ohjelman käytöstä sovelluskohteessa. Osaa laitteiston software-paketista voidaan käyttää muun muassa iskuaaltoteorian havainnollistamiseen esimerkiksi opetusmielessä.

Laitteiston käytännön sovelluskohteita ovat muun muassa loppulyöntiohjeiden laadinta ja paalupituuden minimointi etenkin kitkapaalukohteissa. Laitteiston käytöllä koepaalu- tuksen yhteydessä voidaan saavuttaa kustannussäästöjä paalutyyppin valinnan ja paalupituuden suhteen.

The structural quality of the piles and the technical development of pile driving are easily checked by the dynamic loading test equipment. Furthermore the Finnish instructions (LPO-87) concerning driven piles and (TVH 723448) concerning merely steel pipe piles require dynamic loading test especially when the quality control of pile driving is high.

The aim of the study was to research the usefulness of the dynamic loading test equipment in the typical Finnish soil conditions and also to compile the interpretation and measuring instructions.

Concerning usefulness of the equipment, goals were to perform dynamic loading tests as much as possible with different types of pile driving equipment and to make conclusions, how the different pile driving equipment apply to determining for example the bearing capacity of the piles.

The research was carried out by performing dynamic loading tests in practice, where the usefulness of the equipment was easily to be observed. As pile driving equipment, drop hammers, pneumatic hammers and diesel hammers were used. The interpretation of measured signals are illustrated by examples.

The dynamic loading test equipment applies on grounds of measurements to quality assurance in piling. Using the equipment one can easily determine the bearing capacity of the pile, compression and tension stresses during driving, integrity of the pile and the efficiency of the pile driving equipment by PDA-measurements. Using SIT-measurements one can only determine the integrity of the concrete piles. It was also observed that drop hammers and diesel hammers apply better than pneumatic hammers in dynamic loading tests.

Many software applications are included in dynamic loading test equipment. With the help of signal matching-programmes one can model pile and soil and gain more information about the bearing capacity of the pile. The simulation of static loading test is also available. By simulating the static loading test one obtains a load-settlement-curve and this way the bearing capacity of the pile.

One practical example of using the signal matching-programme is presented in this work. A part of the programmes can be used to illustrate the stress-wave theory as educational purposes.

The applications of the dynamic loading test equipment in practice are for example compiling the final blow criterias for piles and minimizing the pile length of friction piles.

Above all using the equipment in test piling one can achieve cost savings concerning pile type and pile length.

ESIMERKKILUETTELO

1. JOHDANTO	1
2. DYNAAMINEN KOEKUORMITUSLAITTEISTO	3
2.1. FPDS-2-laitteisto	4
2.1.1. Laitteistoon kuuluva software	6
2.1.2. Laitteistoon kuuluva hardware	9
2.2. Laitteiston soveltuvuus	10
2.3. Laitteiston kuljetus	10
2.4. Laitteiston tarjoamat tulostusoptiot	10
2.4.1. PDA- ja DLT-mittauksessa	10
2.4.2. SIT-mittauksessa	11
3. YKSIULOTTEINEN ISKUAALTOTEORIA	11
3.1. Fysikaalinen perusta	11
3.1.1. Newtonin II laki	11
3.1.2. Hooke'n laki	12
3.2. Liikkeyhtälön muodostaminen	12
3.3. Liikkeyhtälön yleinen ratkaisu	13
3.4. Partikkelinopeuden ja aksiaalivoiman määrittäminen liikkeyhtälöstä	14
3.5. Alas- ja ylöspäin kulkevien nopeus- ja voimakäy- rien välinen yhteys	14
3.6. Reuna- ja yhteensopivuusehtojen ottaminen huo- mioon iskuaaltoteoriassa	15
3.6.1. Yleistä	15
3.6.2. Paalun painuu	15
3.6.3. Paalun ei painu	18
3.6.4. Paalun poikkileikkauksen pieneneminen	20
3.6.5. Paalun poikkileikkauksen suureneminen	22
3.6.6. Vaippakitkan vaikutus	24
4. DYNAAMISEN KOEKUORMITUKSEN SUORITUS	25
4.1. PDA- ja DLT-mittaus	25
4.1.1. Yleistä	25
4.1.2. Paalun toimintatavan vaikutus	26

4.1.3.	Mittauksen vaatima työmaan kalusto	27
4.1.4.	Venymä- ja kiihtyvyyssantureiden kiinnitys	27
4.1.4.1.	Teräs- ja teräsputkipaalut	27
4.1.4.2.	Teräsbetonipaalut	28
4.1.5.	Lähtötiedoston teko	30
4.1.6.	Laitteiston säädöt	31
4.1.7.	Venymä- ja nopeussignaalien tarkkailu mittauksen aikana ja mahdolliset toimenpiteet	31
4.1.8.	Mittauksen jälkitoimenpiteet	32
4.2.	SIT-mittaus	33
4.2.1.	Yleistä	33
4.2.2.	SIT-mittausmenetelmän käyttörajoitukset	34
4.2.3.	SIT-mittauksen vaatima työmaan kalusto	34
4.2.4.	Lähtötiedoston teko	34
4.2.5.	Laitteiston säädöt	35
4.2.6.	Mittauksen jälkitoimenpiteet	35
5.	KANTAVUUDEN MÄÄRITYS CASE-MENETELMÄLLÄ	36
5.1.	Yleistä	36
5.2.	Kokonaislyöntivastuksen määrittäminen	36
5.3.	Staattisen murtokuorman määrittäminen	38
5.4.	Vaimennuskerroin J_c	39
5.5.	Muita suoria paalun kantavuuden mittausmenetelmiä	41
6.	SIT-MITTAUSTEN TULKINTA	43
6.1.	Yleistä	43
6.2.	Maaperän vaikutus mittauskäyriin	45
6.2.1.	Suuri vaippakitka	45
6.2.2.	Pieni vaippakitka	45
6.3.	Vertailu pohjatutkimuksiin	46
6.4.	Paalun ehjyyden toteaminen mittauskuvaajasta	48
6.4.1.	Ehjä paalu	48
6.4.2.	Paalussa pieniä halkeamia	48
6.4.3.	Rikkinainen paalu	49
6.5.	Low strain-menetelmän luotettavuus	50
7.	PDA- ja DLT-MITTAUSTEN TULKINTA SUORALLA ANALYSOINNILLA	52

7.1.Yleistä	52
7.2.Kuvaajien vaaka-akseli	52
7.3.Kuvaajien pystyakseli	53
7.4.Voima-ja nopeus x impedanssikuvaajat	53
7.4.1.Maaperän näkyminen mittauskuvaajissa	53
7.4.1.1.Suuri lyöntivastus	53
7.4.1.2.Pieni lyöntivastus	54
7.4.1.3.Vaippakitka	54
7.4.2.Jatkoksen näkyminen mittauskuvaajasta	55
7.4.3.Vaurion näkyminen mittauskuvaajasta	56
7.4.4.Vertailu pohjatutkimuksiin	56
7.5.Voimasygnaalikuvaajat	57
7.6.Nopeussignaali-kuvaajat	57
7.7.Paaluun siirtyneen energian kuvaaja	58
7.8.Alas-ja ylöspäin kulkevat iskuaalto-kuvaajat	59
7.8.1.Maaperän näkyminen mittauskuvaajissa	59
7.8.1.1.Suuri lyöntivastus	59
7.8.1.2.Pieni lyöntivastus	59
7.8.1.3.Vaippakitka	60
7.9.Siirtymäkuvaaja	61
7.10.Kiihtyvyysskuvaaja	61
7.11.PDA-ja DLT-mittausten luotettavuus	62
 8.DYNAAMISEN KOEKUORMITUKSEN KÄYTTÖ KÄYTÄNNÖN SOVEL- LUSKOhteissa	 64
8.1.Yleistä	64
8.2.Ruoholahden koepaaluutus,Helsinki	64
8.2.1.Yleiskuvaus	64
8.2.2.Dynaamiset koekuormitukset koepaaluutus- kohteessa 9	66
8.2.3.Kohteesta 9 tehdyt johtopäätökset	69
8.3.Ylistön silta ,Jyväskylä	69
8.3.1.Yleiskuvaus	69
8.3.2.Dynaamiset koekuormitukset	73
8.3.3.Kohteesta tehdyt johtopäätökset	77
8.4.Kiinteistö Oy Rekipelto,Helsinki	77
8.4.1.Yleiskuvaus	77

8.4.2.Dynaaminen koekuormitus	78
8.4.3.Kohteesta tehdyt johtopäätökset	82
8.5.Heinolan Tähtiniemensilta,Heinola	82
8.5.1.Yleiskuvaus	82
8.5.2.PDP-analyysi	88
8.5.3.Analyysin tulos	92
8.6.Kemi Oy:n tehtaant/Putkisilta,Kemi	92
8.6.1.Yleiskuvaus	92
8.6.2.Dynaamiset koekuormitukset	93
8.6.3.Kohteesta tehdyt johtopäätökset	96
8.7.Itikan silta,Seinäjoki	97
8.7.1.Yleiskuvaus	97
8.7.2.Dynaamiset koekuormitukset	100
8.7.3.Kohteesta tehdyt johtopäätökset	104
9.TNOWAVE-ohjelmisto	104
9.1.Yleistä	104
9.2.Ohjelmiston käyttö	105
9.3.Signal matching-ohjelmien rajoitukset	110
9.4.Käyttöesimerkki signal matching-tekniikasta sovelluskohteena Ylistön sillan paalu numero 10	111
9.5.Energiayhtälöiden käyttö	115
10.JOHTOPÄÄTÖKSET	120
LÄHDELUETTELO	123
LIITTEET	

a	= kiihtyvyys
A	= pinta-ala
A_p	= paalun poikkileikkausala
c_c	= betonin iskuaallonnopeus
c_p	= dilataatioaallonnopeus maassa
c_s	= teräksen iskuaallonnopeus
C	= vaimennus
D	= paalun ulkohalkaisija
E	= kimmomoduli
f_0	= tehokerroin
f_y	= murtojäännitys
$F(t)$	= voima tietyllä ajanhetkellä
F'	= ylöspäin kulkeva voima-aalto
F''	= alaspäin kulkeva voima-aalto
F_o	= ulkoinen aksiaalinen kuorma
G	= leikkausmoduli
H	= pudotuskorkeus
J_c	= vaimennuskerroin
k	= jousivakio
L	= anturin ja paalun kärjen etäisyys
L_{tot}	= paalun pituus
M, m	= paalun massa
N	= lyöntien lukumäärä / metri
O	= paalun piiri
Q	= paaluvoima (dynaaminen)
r	= paalun säde
R_s	= staattinen murtokuorma
R_T	= kokonaislyöntivastus
s	= pysyvä painuma
t	= aika
u	= siirtymä
U_q	= quake-arvo
$v(t)$	= nopeus tietyllä ajanhetkellä
v'	= ylöspäin kulkeva nopeusaalto
v''	= alaspäin kulkeva nopeusaalto
v_o	= ulkoisen aksiaalisen kuorman aiheuttama nopeus
W	= järkäleen paino
Z	= paalun impedanssi

η	= tehokerroin
ε	= venymä
ρ_s	= maan tiheys
ρ_p	= paalun tiheys
σ	= jännitys
σ_v	= tehokas pystysuora jännitys
δ_e	= jousto
γ	= Poisson'n vakio
$\tau_{\max}$	= maksimi leikkausjännitys
γ_p	= paalun tilavuuspaino

- Esimerkki 1. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on vakio ja paalu painuu. Sivu 16.
- Esimerkki 2. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on vakio ja paalu ei painu. Sivu 18.
- Esimerkki 3. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on pienentynyt. Sivu 21.
- Esimerkki 4. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on suurentunut. Sivu 23.
- Esimerkki 5. Vaippakitkan vaikutus nopeuskuvaajaan. Sivu 24.
- Esimerkki 6. Voimasygnaalien hyvä yhteensopivuus. Sivu 32
- Esimerkki 7. Voimasygnaalien huono yhteensopivuus. Sivu 32.
- Esimerkki 8. Kokonaislyöntivastuksen määrittäminen signaaleista. Sivu 37.
- Esimerkki 9. Suuri vaippakitka SIT-mittauskuvaajasta. Sivu 45.
- Esimerkki 10. Pieni vaippakitka SIT-mittauskuvaajasta. Sivu 46.
- Esimerkki 11. Ehjä paalu SIT-mittauskuvaajasta. Sivu 48.
- Esimerkki 12. Paalun halkeilu SIT-mittauskuvaajasta. Sivu 49.
- Esimerkki 13. Rikkonainen paalu SIT-mittauskuvaajasta. Sivu 49.
- Esimerkki 14. Suuri lyöntivastus voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä. Sivu 53.
- Esimerkki 15. Pieni lyöntivastus voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä. Sivu 54.
- Esimerkki 16. Vaippakitkan näkyminen voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä. Sivu 55.
- Esimerkki 17. Jatkosten näkyminen voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä. Sivu 55.
- Esimerkki 18. Vaurion näkyminen voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä. Sivu 56.
- Esimerkki 19. Voimasygnaalikuvaajat. Sivu 57.
- Esimerkki 20. Nopeussignaali kuvaajat. Sivu 58.
- Esimerkki 21. Paaluun siirtyneen energian kuvaaja. Sivu 58.
- Esimerkki 22. Suuri lyöntivastus alas- ja ylöspäin kulkevista iskuaalloista. Sivu 59.

Esimerkki 23. Pieni lyöntivastus alas- ja ylöspäin kulkevista iskuaalloista. Sivu 60.

Esimerkki 24. Vaippakitkan näkyminen alas- ja ylöspäin kulkevista iskuaalloista. Sivu 60.

Esimerkki 25. Siirtymäkuvaaja. Sivu 61.

Esimerkki 26. Kiihtyvyysskuvaaja. sivu 62.

Esimerkki 27. Mitatun ja lasketun nopeussignaalin yhteensopivuus signal matching-tekniikassa. Sivu 107.

Esimerkki 28. Kuorma-siirtymä-käyrä. Sivu 107.

1. JOHDANTO

Paalujen geoteknisen kantavuuden ja rakenteellisen kelpoisuuden toteaminen sekä paalutuksen teknisen kehityksen varmistaminen edellyttävät kehittyneitä mittauslaitteistoja. Dynaaminen koekuormitus on sopivin ratkaisu tähän asiaan. Lisäksi dynaamisen koekuormituksen suorittamista etenkin korkeammissa paalutusluokissa edellyttävät lyöntipaalutusohjeet (LPO-87) ja teräsputkipaalutusta koskevat ohjeet (TVH 723448).

Kun uusia paalutyyppejä kehitettäessä oli laitteistojen vähyiden ja vanhentuneisuuden vuoksi jouduttu turvautumaan mittausapuun kalliilla hinnalla aina Ruotsista saakka, päätti Geotekniikan laitos hankkia ajan tasalla olevan dynaamisen koekuormituslaitteiston. Hankintapäätökseen vaikutti myöskin tarve pysyä mukana kansainvälisessä kehityksessä sekä palvelututkimusmahdollisuuksien lisääntyminen.

Suomessa dynaamisia koekuormituslaitteistoja on Tampereen teknillisen korkeakoulun Geotekniikan laitoksen hankkiman FPDS-2-laitteiston lisäksi kaksi. Toinen on VTT:n Geotekniikan laboratoriossa ja toinen Lohja Oy:n Nummelan elementtitehtailla. Nämä ovat kuitenkin elektroniikaltaan vanhan aikaisempia kuin Geotekniikan laitoksen laitteisto.

FPDS-2-systeemi on paalutustyön laadunvalvontaan tarkoitettu dynaaminen koekuormituslaitteisto. Laitteiston valmistaja - TNO IBBC - on hollantilainen sovellettua teknistä tutkimusta harjoittava yhtiö, jolla on yli 20 vuoden kokemus dynaamisesta koestamisesta 20:ssä maassa. Tampereen teknillisen korkeakoulun Geotekniikan laitos hankki TNO IBBC:ltä FPDS-2-laitteiston toukokuussa 1989.

FPDS-2-laitteisto soveltuu yleisesti käytössä oleville paalutypeille ja laitteiston avulla voidaan määrittää muun muassa paalujen kantavuus, paaluun kohdistuvat lyöntijännitykset, paalun ehjyys ja paalutuskaluston tehokkuus. Mittaus antaa arvokasta tietoa muun muassa geoteknikoille, rakenne-suunnittelijoille ja paalutustyön suorittajille.

Mittauksesta saatu hyöty on monesti mitattavissa sekä ajassa että rahassa. Mittaus on nopea suorittaa eikä liioin häiritse varsinaista paalutustyötä ja tulosten tulkinta on joskus mahdollista jo työmaalla. Kustannussäästöjä voidaan saavuttaa esimerkiksi käyttämällä korkeampia paalutusluokkia, lyhentämällä paalupituutta tai helpottamalla loppulyöntivaatimuksia dynaamisen koekuormituksen avulla. Myöskin paalutuksen tekninen turvallisuus paranee, kun voidaan varmistaa etteivät lyöntijännitykset ylity ja paalut säilyvät ehjinä.

Tämän työn tarkoituksena on FPDS-2-systeemillä tehtävien dynaamisten koekuormitusten suoritus- ja tulkintaohjeiden laatiminen sekä laitteiston käyttökelpoisuuden toteaminen käytännön sovelluskohteissa. Työn tavoitteena on tutkia käytännön kohteissa mahdollisuuksien mukaan erilaisten paalutuskalustojen vaikutusta dynaamisessa koekuormituksessa.

Tulkintaohjeita esitetään esimerkein havainnollistamisen vuoksi. Mittauskuvaajat ovat käytännön sovelluskohteista. Mittauskuvaajien luotettavuudesta esitetään sekä kirjallisuuteen että mittauksista saatuihin kokemuksiin perustuvaa tietoa.

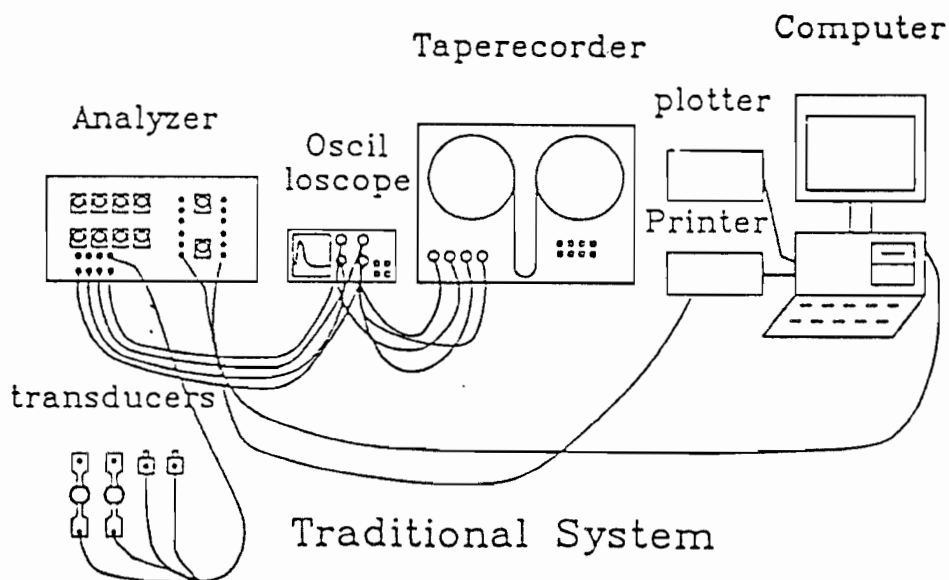
Työn lopussa havainnollistetaan lähinnä muutamien esimerkkien avulla FPDS-2-laitteiston ja TNOWAVE-ohjelmistopakettien soveltuvuutta käytäntöön.

2.DYNAAMINEN KOEKUORMITUSLAITTEISTO

Dynaaminen koe kuormituslaitteisto koostuu monista eri komponenteista, jotka ovat virta- ja sähköjohtimia hyväksikäyttäen yhdistetty toimivaksi kokonaisuudeksi. Komponentteina ovat muun muassa tietokone, piirturi, kirjoitin, nauhuri, oskilloskooppi, analysaattori sekä venymä- ja kiihtyvyyssanturit. Tämä laitteistomalli kuvaa niin sanottua perinteistä dynaamista koe kuormituslaitteistoa, joka on myös esitetty kuvassa 1.

Nykyaikaisen elektroniikan nopea kehittyminen on kuitenkin aikaansaanut sen, että komponenttien määrää on pystytty vähentämään ja siten vähentämään laitteiston mittauskuntoon tarvittavaa aikaa eli erilaisten säätöjen ja asennusten tarvetta on minimoitu.

Ohjelmatekninen kehitys on toisaalta myös aikaansaanut sen, että mittaussignaalien tulostaminen toimistossa on nopeutunut. Mittaussignaalit tulostetaan kovalevyltä suoraan piirturille, jolloin ei tarvita digitointia nauhalta.

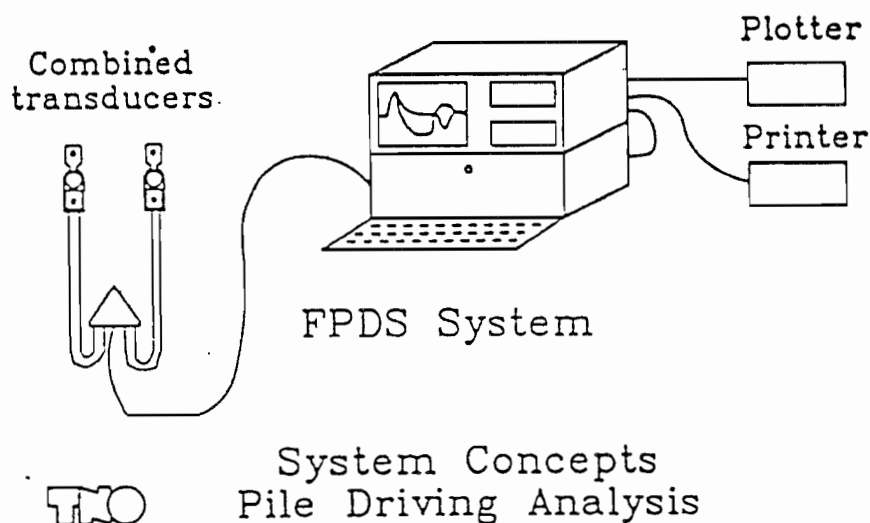


Kuva 1. Perinteisen dynaamisen koe kuormituksen kaaviokuva/23/.

2.1.FPDS-2-laitteisto /19/,/23/

Tämä dynaaminen koekuormituslaitteisto edustaa nykyaikaista elektroniikkaa, jossa on pyritty ottamaan huomioon työmaan tarpeita. Etuina perinteiseen dynaamiseen koekuormituslaitteistoon nähden ovat muun muassa vähemmän työmaalla sotkeutuvia johtimia ja vähemmän asennuksia. Myöskin tulosten tulkinta on useimmissa tapauksissa mahdollista jo työmaalla.

FPDS-2-laitteiston komponentit koostuvat FPDS-2-systeemissä piirturista, kirjoittimesta sekä venymä- ja kiihtyvyyssantureista. Kaaviokuva laitteistosta on esitetty kuvassa 2. FPDS-2-systeemi (kuva 3) koostuu puolestaan compaq-tietokoneesta sekä signaalin käsittely-yksiköstä, jonka avulla tehdään dynaamisten iskuaaltomittausten vaatimat säädöt.

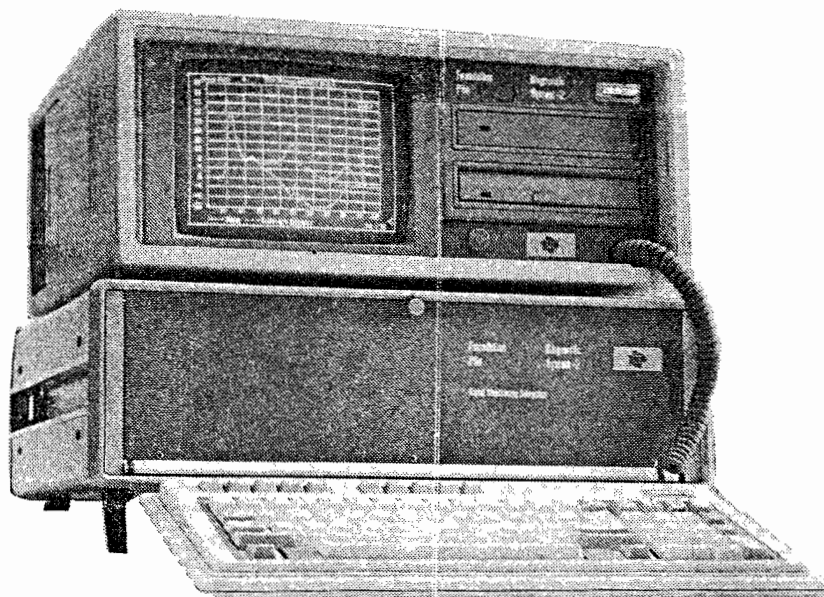


Kuva 2. FPDS-2-laitteiston kaaviokuva /23/.

Compaq-tietokone muodostaa systeemin ytimen - se on portaaton tietokone, jossa on 640 kilobitin muisti, liukupilkkuprosessori, 360 kilobitin levymuistiasema ja 20 megabitin kova-levyasema. Se on normaali IBM-PC-yhteensopiva tietokone, jossa on MS-DOS-käyttöjärjestelmä.

Signaalinkäsittely-yksikkö puolestaan käsittelee antureista lähtevät signaalit, joita compaq-tietokone käyttää hyväkseen. Signaalinkäsittely-yksikön toimintoja ovat muun muassa seuraavat:

- iskulaskuri
- antureiden tasapainotus
- signaalien vahvistus
- signaalien integrointi
- signaalien jälkivahvistus
- liikakuormitushälytín



Kuva 3. FPDS-2-systeemi /23/.

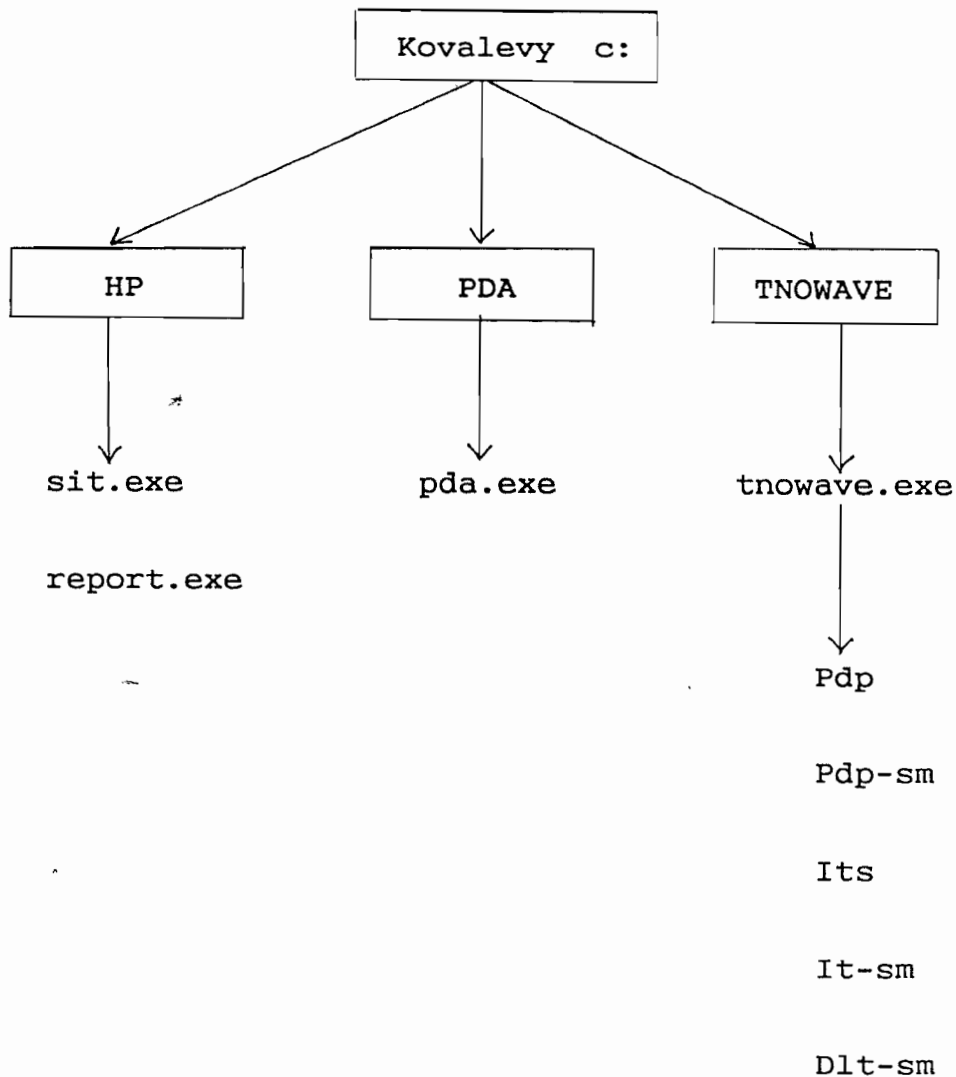
FPDS-2-systeemi on suunniteltu kenttäkäyttöön. Virtalähteenä voi olla vähintään 300 watin aggregaatti tai 220 voltin päävirtalähde. Valmistajan mukaan systeemiä voidaan huoletta käyttää +5 - +40 °C välillä. Tätä kylmemmissä olosuhteissa tulee järjestää riittävä lämmitys ja kuumemmissä olosuhteissa vastaavasti riittävä ilmastointi.

2.1.1. Laitteistoon kuuluva software

Tässä softwarella tarkoitetaan niitä ohjelmia , jotka ovat asennettu compaq-tietokoneen kovalevylle mittauksia sekä analyysjä varten. Nämä ohjelmat sijoittuvat kovalevylle eri hakemistoihin. Seuraavat software-paketit ovat tällä hetkellä käytettävissä:

- Sonic integrity test -paalun ehjyysmittaus
(Sit)
- Integrity testing signal matching - paalun ehjyysmittauksen mallinnusohjelma
(It-sm)
- Integrity testing simulation - paalun ehjyysmittauksen simulointiohjelma
(Its)
- Pile driving analysis / Dynamic load test
-paalun kantavuuden mittaus
(Pda / Dlt)
- Dynamic load test signal matching - paalun kantavuuden mallinnusohjelma
(Dlt-sm)
- Pile driving prediction - paalutustyön ennustusohjelma
(Pdp)
- Pile driving prediction signal matching - paalutustyön ennustuksen mallinnusohjelma
(Pdp-sm)

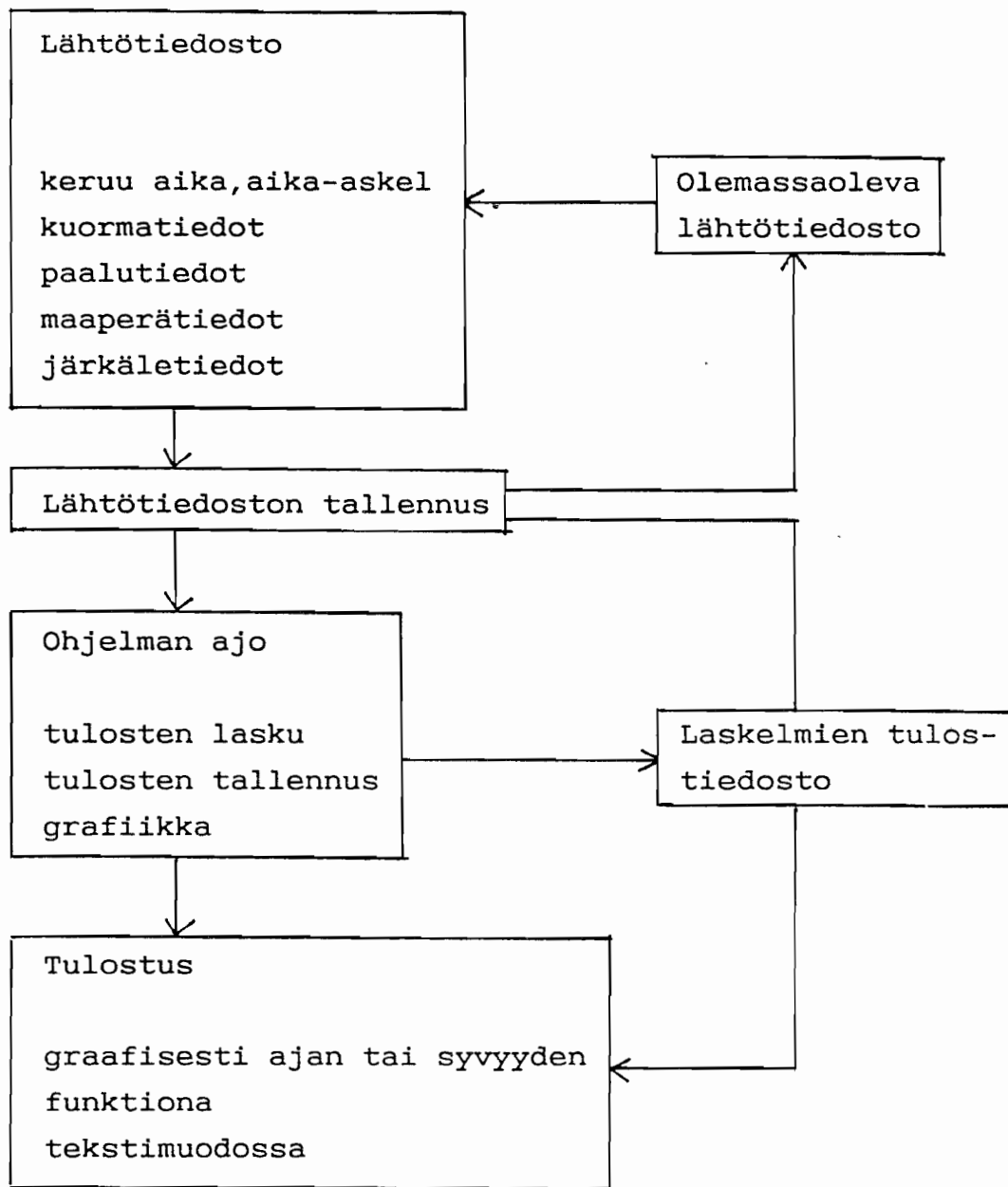
Näiden software-ohjelmien sijoittuminen compaq-tietokoneen kovalevylle on esitetty kuvassa 4. Mallina on käytetty normaalia MS-DOS-käyttöjärjestelmän hakemistopuuta.



Kuva 4. Softwaren hakemistopuu /23/.

Softwaresta mainittakoon, että itse mittausohjelmina toimivat sit.exe ja pda.exe, joista lähemmin dynaamisen koekuorituksen suorituksessa kappaleessa 4. Report.exe on puolestaan ohjelma, jolla voidaan tulostaa Sit-mittauskuvaajat piirturilla. Piirturitulostus tehdään yleensä toimistossa eikä työmaalla.

Käynnistämällä tnowave-simulointiohjelma (tnowave.exe) komentamalla tnowave, päädytään kuvan 4 osoittamaan tnowave.exe-ohjelman alaiseen valikkoon, josta voidaan sitten valita käytettävä simulointiohjelma. Tämän jälkeen ohjelman yleinen kulku on vuokaavioesityksenä kuvassa 5.



Kuva 5. Vuokaavioesitys TNOWAVE-ohjelman kulusta /23/.

Pile driving prediction-ohjelmaa voidaan käyttää työvälinä, kun halutaan ennustaa paalutustyön suoritusta. Tällöin voidaan pohjatutkimuksiin perustuen mallintaa maaperä ja siten saada tietoa muun muassa parhaiten paalutukseen soveltuvasta järkäleestä, odotettavista lyöntimääristä paalutuksen aikana (iskut / 25 cm), paalun maksimi veto- ja puristusjännityksistä sekä kantavuudesta paalutuksen aikana. Signal matching- ohjelmilla (Pdp-sm ja Dlt-sm) voidaan määrittää muun muassa staattinen murtokuorma, kuorma-siirtymäkäyrä sekä paalun vaippa -ja kärkivastuksen osuudet. Integrity testing signal matching-ohjelma (It-sm) ei sovellu paalun kantavuuden määrittämiseen, vaan sen avulla voidaan mallintaa maaperä ja paalu siten, että hyvä yhteensopivuus mitattujen ja ohjelmalla laskettujen signaalien välillä saavutetaan. Tuloksia voidaan käyttää tulokinnan apuna paalun ehjyyden määrittämisessä. Integrity testing simulation-ohjelma (Its) on simulointiohjelma, jolla voidaan mallintaa maaperä ja paalu ja näin saada selville vaippakitkan vaikutus SIT-mittauskäyriin. Ohjelmaa voidaan käyttää myös iskuaaltoteorian havainnollistamiseen opetusmielessä.

2.1.2. Laitteistoon kuuluva hardware

PDA- ja DLT-mittausten osalta :

- FPDS-2-pääyksikkö
- signaalinkäsittely-yksikkö
- 2 kappaletta 80 metrin johtokelaa
- 2 yhdistelmälaatikkoa
- 4 venymäanturia
- 4 kiihtyvyysanturia

SIT -mittauksen osalta :

- 2 kiihtyvyyden rekisteröintilaitetta
- 2 kaapeliliitintä
- 2 kappaletta 120 metrin johtokelaa
- 1 vasara
- 3 teflon-paalu (n.1.5 m pitkiä)

2.2.Laitteiston soveltuvuus

PDA-ja DLT-mittaukset soveltuvat käytettäväksi ainakin teräsbetonisille lyöntipaaluille, sekä suuri- että pieniläpimittaisille teräspalkkipaaluille, teräspaaluille ja suurpaaluille. Tällöin voidaan mittauksen perusteella saada tietoa muun muassa paalun kantavuudesta, paalun lyöntijännityksistä, paalun ehjyydestä ja paalutuskaluston tehokkuudesta. Suurpaalujen dynaaminen koekuormitus voidaan tehdä työputkesta ja valmiista paalusta. Saatuja mittauskokemuksia on muun muassa Franki-, Franki-Mixte- ja Vibrexpaaluista. Ongelmana suurpaalujen PDA-ja DLT-mittauksissa on lähinnä ollut se, että kärkevyydestä ei ole saatu täysin mobilisoitua, mikä on johtunut riittämättömästä lyöntienergiasta.

SIT-mittaukset soveltuvat käytettäväksi lähinnä teräsbetonisten lyöntipaalujen ehjyyden toteamiseen. Mittaus paljastaa muun muassa katkenneet paalut, suuret halkeamat paalussa sekä muutokset paalun poikkileikkauksessa. Paalun kantavuudesta ei saada kuitenkaan mitään tietoa.

2.3.Laitteiston kuljetus

Laitteiston kuljetus työmaalle käy parhaiten pakettiautolla. Tampereen teknillisen korkeakoulun hankkima Ford-Transit-pakettiauto on varusteltu lähinnä dynaamisia koekuormituksia varten. Tämä sen vuoksi, jotta työmaalla minimoitaisiin laitteiston mittauskuntoon tarvittava aika ja päästäisiin nopeammin itse mittaukseen.

2.4.Laitteiston tarjoamat tulostusoptiot

2.4.1.PDA-ja DLT-mittauksessa

- voimakuvaajat kanavista 3 ja 4
- nopeuskuvaajat kanavista 1 ja 2
- keskiarvovoimakuvaaja
- keskiarvonopeuskuvaaja
- voima ja nopeus x impedanssikuvaaja

- ylöspäin kulkevan iskuaallon kuvaaja
- alaspäin kulkevan iskuaallon kuvaaja
- paaluun siirtyneen energian kuvaaja
- kokonaislyöntivastuksen ja mobilisoidun staattisen vastuksen kuvaaja
- alas- ja ylöspäin kulkevien iskuaaltojen ja paalutuksen aikaisen vastuksen kuvaaja
- siirtymäkuvaaja
- kiihtyvyysskuvaaja

Edellä mainituista kuvaajista tärkeimpiä ovat kanavien 3 ja 4 voimakuvaajat ja kanavien 1 ja 2 nopeuskuvaajat. Näiden kuvaajien perusteella saadaan selville mittaussignaalien luotettavuus.

2.4.2.SIT-mittauksessa

SIT-mittauksessa ei saada tulostusta ajan funktiona. Tulosteena saadaan nopeuskuvaaja syvyyden funktiona, syvyysasteikko, alkuiskun nopeus ja paalun pituus.

3.YKSIULOTTEINEN ISKUAALTOTEORIA /23/

3.1.Fysikaalinen perusta

3.1.1.Newtonin II laki

Laki on saanut nimensä sen keksijän, Isaac Newtonin (1643-1727), mukaan. Newtonin II lain mukaan voima saadaan yhtälöstä (1.1) :

$$F = ma = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.1)$$

Tämä kaava on mekaniikan II peruslaki, joka on aksioman asemassa, koska sitä, samoin kuin mitään muutakaan aksiomaa, ei voida johtaa mistään aikaisemmasta tiedosta. Fysikaalisen oikeutensa tämä määritelmä on saanut kokemuksesta; tälle pohjalle rakennettu fysiikan järjestelmä ja tehdyt havainnot ovat yhtäpitäviä.

3.1.2. Hooken laki

Laki on saanut nimensä sen keksijän, Robert Hooken (1635-1693), mukaan. Hooken lain mukaan jännitys-venymä-käyrän alkuosalla on useimpien käytössä olevien rakennemateriaalien käyttäytyminen lineaarisesti kimmoista. Täten jännityksen ja venymän välillä vallitsee yhtälön (1.2) välinen yhteys :

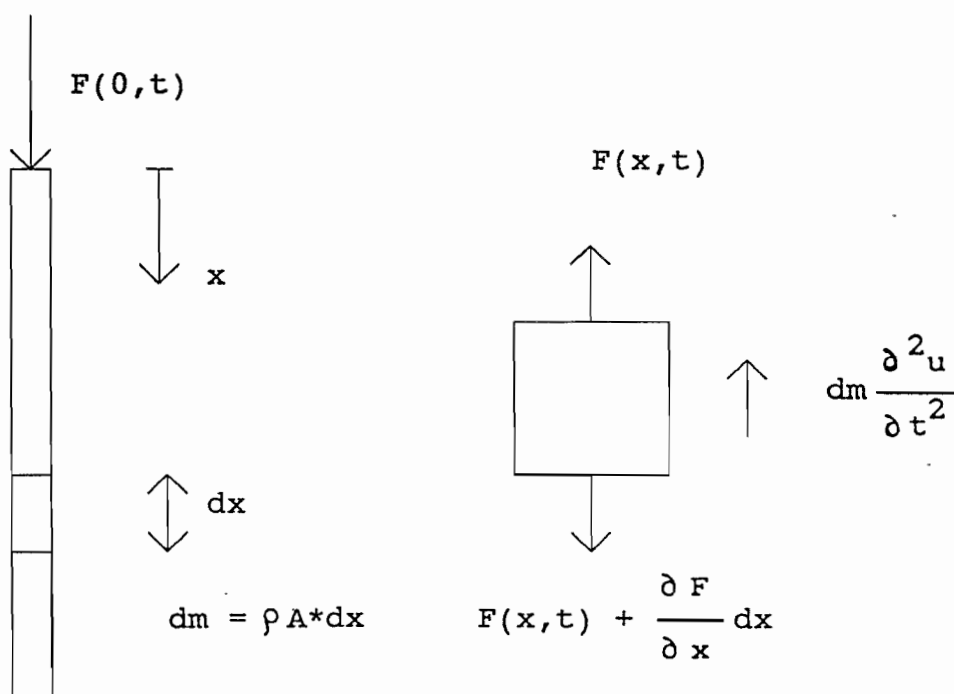
$$\sigma = E \xi \quad (1.2)$$

σ = jännitys
 E = kimmomoduli
 ξ = venymä

3.2. Liikkeyhtälön muodostaminen

Tarkastellaan kuvan 6 mukaista vapaata paalua, joka on kuormitettu yläpäästään voimalla F . Määritetään voiman vaikutus tietyssä paalun poikkileikkauksen osassa (dx :n suuruinen) ja muodostetaan tasapainoyhtälö paalun pituusakselin suuntaan, jolloin saadaan myös lähteen /6/ mukaan:

$$F(x, t) + dm \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = F(x, t) + \frac{\partial F}{\partial x} dx \quad (1.3)$$



Ottamalla huomioon Newtonin II laki, saadaan :

$$-\frac{\partial F}{\partial x} = \rho \cdot A \cdot dx \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.4)$$

Hooken lain perusteella saadaan :

$$F = -EA \frac{\partial u}{\partial x} \quad (1.5)$$

Yhdistämällä yhtälöt (1.4) ja (1.5) saadaan liikeyhtälö muotoon :

$$EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \cdot A \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.6)$$

Iskuaallon nopeus riippuu materiaalin kimmomodulista ja tiheydestä seuraavan yhtälön mukaan :

$$c^2 = E / \rho \quad (1.7)$$

Sijoittamalla yhtälö (1.7) yhtälöön (1.6), saadaan liikeyhtälö lopulliseen muotoon :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (1.8)$$

3.3. Liikeyhtälön yleinen ratkaisu

Yhtälö (1.8) on toisen asteen differentiaaliyhtälö, jonka yleinen ratkaisu löytyy esimerkiksi kirjallisuudesta ja on muotoa :

$$u = u^I(x-ct) + u^I(x+ct) \quad (1.9)$$

Ratkaisu siis muodostuu kahdesta iskuaallosta, jotka liikkuvat nopeudella c , mutta eri suuntiin. Pitkin viivoja $x=ct$ ja $x=-ct$ ovat u^l ja u^r arvot vakioita. Näitä viivoja kutsutaan ominaisviivoiksi.

3.4. Partikkelinopeuden ja aksiaalivoiman määrittäminen liikeyhtälöstä

Näiden määrittäminen onnistuu käyttämällä hyväksi yhtälöä (1.9). Nopeus saadaan derivoimalla siirtymä eli yhtälö (1.9) seuraavasti :

$$v = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u^l}{(x-ct)}(-c) + \frac{u^r}{(x+ct)}(c) = v^l + v^r \quad (1.10)$$

Vastaavasti käyttämällä hyväksi yhtälöitä (1.5) ja (1.9) saadaan voima seuraavasti :

$$F = -EA \frac{\partial u}{\partial x} = -EA \frac{u^l}{(x-ct)}(-c) - EA \frac{u^r}{(x+ct)}(c) = F^l + F^r \quad (1.11)$$

3.5. Alas- ja ylöspäin kulkevien nopeus- ja voimakäyrien välinen yhteys

Lähteen /22/ mukaan vertaamalla yhtälöitä (1.10) ja (1.11), voidaan myös voima ja nopeus tulkita ylös- ja alas-päin kulkevien iskuaaltojen summana, jolloin saadaan seuraavat peruskaavat :

$$F^l = Z v^l \quad \text{ja} \quad F^r = -Z v^r \quad (1.12)$$

,missä $Z = EA/c$

Suuretta Z kutsutaan paalun impedanssiksi ja se riippuu pelkästään paalun materiaaliominaisuuksista ja poikkileikkausalasta.

3.6.Reuna- ja yhteensopivuusehtojen ottaminen huomioon iskuaaltoteoriassa

3.6.1.Yleistä

Seuraavissa kohdissa on haluttu lähinnä havainnollistaa nopeuskomponenttien muuttumista eri tekijöiden vaikutuksesta. Kohdissa 3.6.2-3.6.5 on käytetty ideaalista mallia, toisin sanoen vain paalu ja siihen kohdistuva aksiaalinen kuormitus on otettu huomioon, ei paalua ympäröivää maata. Tämä sen vuoksi, jotta eri tekijöiden vaikutukset nopeuskomponentteihin olisivat selvemmin havaittavissa. Kohdassa 3.6.6 on puolestaan käytetty eräänlaista vaippakitkajakautumaa maa-mallina. Reunaehdot saadaan paalun yläpäästä ajanhetkellä $t=0$ ja alapäästä ajanhetkellä $t=L/c$ nopeus- ja voimakomponenttien avulla. Yhden jakson aika, toisin sanoen aika, joka aallolta kuluu liikkueessaan iskusta alas paalun kärkeen ja heijastuessaan takaisin yläpäähän, on $t=2L/c$. Täten kärjen informaatio saadaan hetkellä $t=L/c$. Yhteensopivuusehdot saadaan puolestaan soveltamalla voimakomponenttien tasapainoehtoja ja nopeuskomponenttien jatkuvuusehtoja tarkasteltavassa kohdassa.

3.6.2.Paalu painuu

Paalu, jonka poikkileikkaus on vakio, kuormitetaan yläpäästään aksiaalisella voimalla F , jolloin hetkellä $t=0$ ja asemassa $x=0$ saadaan seuraavanlaiset yhtälöt voimalle ja nopeudelle käyttämällä peruskaavoja, katso yhtälöt (1.10)-(1.12) :

$$\begin{aligned} F &= F^I + F^T = F_O \\ F^T &= 0 \rightarrow F^I = F_O \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_O &= v^I + v^T \\ v^T &= 0 \rightarrow v^I = F^I/Z = F_O/Z = v_O \end{aligned}$$

Vastaavasti paalun kärjessä saadaan seuraavanlaiset yhtälöt käyttäen hyväksi edellä mainittuja peruskaavoja.

Koska paalu painuu, niin kärjessä ($t=L/c$) reunaehtona on :

$$F = 0$$

$$F = F^{\downarrow} + F^{\uparrow} = 0$$

$$F^{\downarrow} = -F^{\uparrow}$$

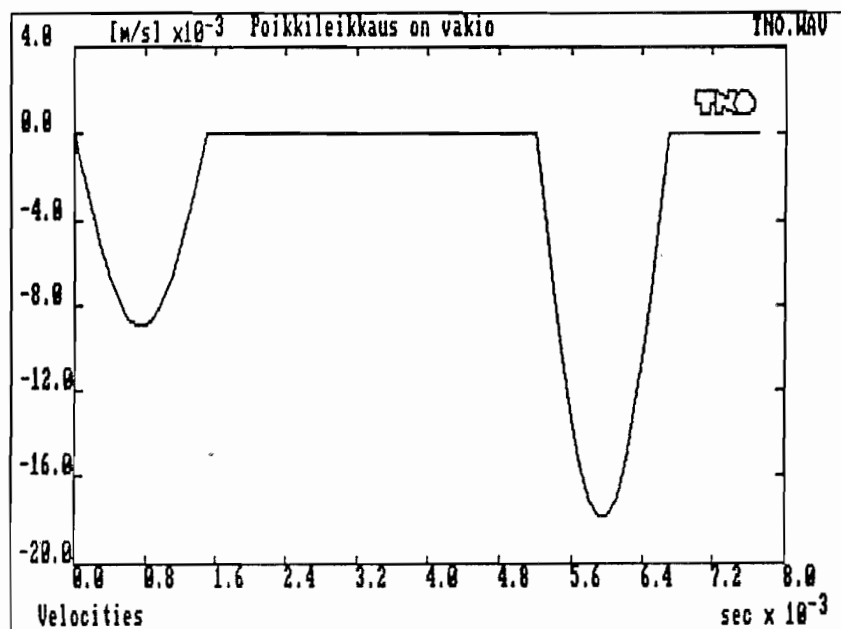
Joten

$$v^{\downarrow} = -F^{\downarrow}/Z = F^{\uparrow}/Z$$

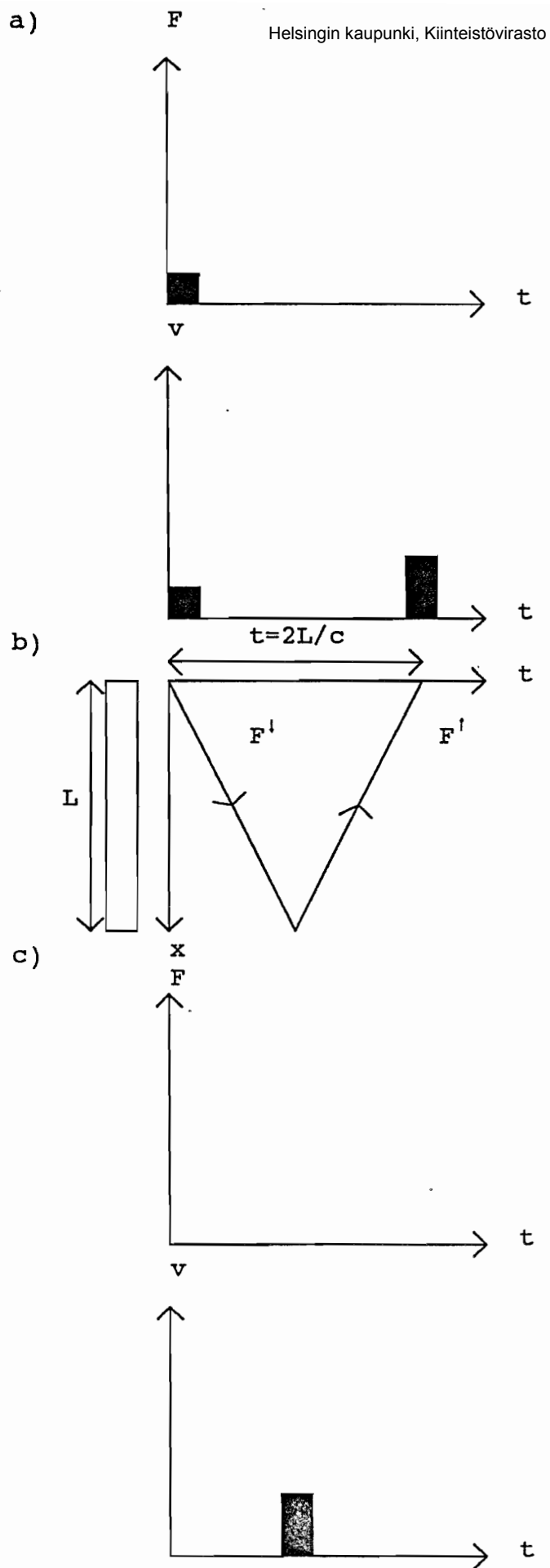
$$v = v^{\downarrow} + v^{\uparrow} = 2F^{\uparrow}/Z$$

$$v = 2F_0/Z = 2v_0$$

Toereettisen tuloksen mukaan kärjessä saadaan siis kaksi kertaa suurempi nopeus kuin alkunopeus, mikä myös näkyy Integrity testing simulation-ohjelmalla lasketusta tuloksesta. Tulos on alla olevassa esimerkissä 1. Kärjestä saatu aalto on vetoaalto. Käytännössä kuitenkin pätee, että $v < 2v_0$, johtuen paalumateriaalin ja maaperän vaimennuksesta. Kuvassa 7 on havainnollistettu voima- ja nopeuskuvaajia edellä mainituilla ajanhetkillä ja alas- ja ylöspäinkulkevia iskuaaltoja.



Esimerkki 1. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on vakio ja paalu painuu.



Kuva 7. a) Voima- ja nopeuskuvaajat hetkellä $t=0$ b) alas- ja ylöspäin kulkevat iskuaallot c) voima- ja nopeuskuvaajat hetkellä $t=L/c$. Geotekninen osasto julkaisu 53

3.6.3. Paalu ei painu

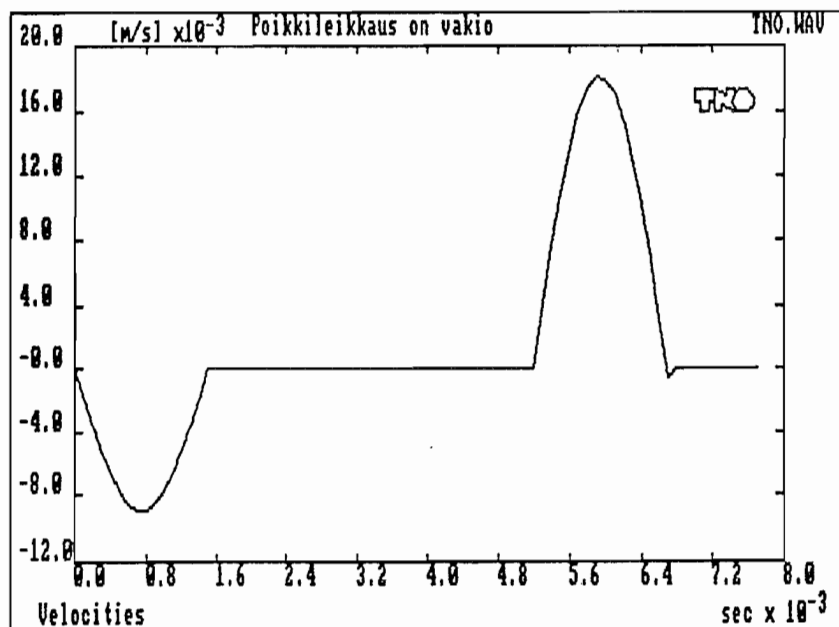
Paalu, jonka poikkileikkaus on vakio, kuormitetaan yläpäästään aksiaalisella voimalla F_0 , jolloin hetkellä $t=0$ ja asemassa $x=0$ saadaan seuraavanlaiset yhtälöt voimalle ja nopeudelle hyväksikäyttäen peruskaavoja; yhtälöt (1.10) - (1.12).

$$\begin{aligned} F &= F^I + F^{\text{I}} = F_0 \\ F^{\text{I}} &= 0 \rightarrow F^I = F_0 \\ v &= v^I + v^{\text{I}} \\ v^{\text{I}} &= 0 \rightarrow v^I = F^I / Z = F_0 / Z = v_0 \end{aligned}$$

Paalun kärjessä ($t=L/c$) saadaan reunaehdoksi $v = 0$, koska paalu ei painu ja yhtälömuodossa:

$$\begin{aligned} v &= 0 \\ v &= v^I + v^{\text{I}} \\ v^{\text{I}} &= -v^I \\ F^{\text{I}} &= -Zv^{\text{I}} = Zv = F^I \\ F &= F^I + F^{\text{I}} = 2F^I \\ F &= 2F_0 \end{aligned}$$

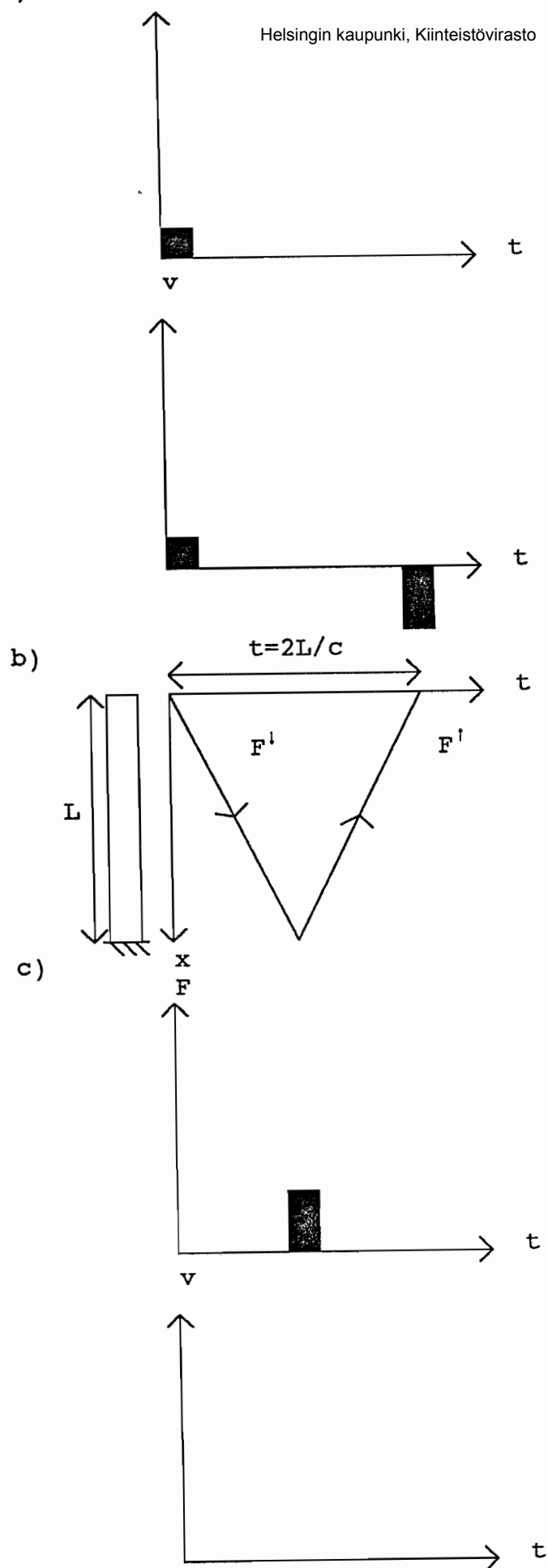
Tämän teoreettisen tuloksen mukaan kärjestä saadaan kaksi kertaa suurempi voima kuin alkuiskun aiheuttama voima. Vastaava ilmiö on todettavissa esimerkeistä 2. Asiaa on havainnollistettu myös kuvassa 8. Kärjestä saatu aalto on puristusaalto. Käytännössä kuitenkin pätee, että $F < 2F_0$, johtuen paalumateriaalin ja maaperän vaimennuksesta.



Esimerkki 2. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on vakio ja paalu ei painu.

a)

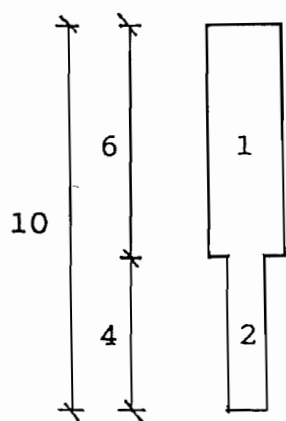
Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto



Kuva 8. a) Voima- ja nopeuskuvaajat hetkellä $t=0$ b) alas- ja ylöspäin kulkevat iskuaallot c) voima- ja nopeuskuvaajat hetkellä $t=L/c$. Geotekninen osasto julkaisu 53

3.6.4. Paalun poikkileikkauksen pieneneminen

Tarkastellaan teoreettisesti, mitä iskuaallolle tapahtuu poikkileikkauksen muutoskohdassa. Käytetään kuvan 9 mukaista paalumallia :



$$A_1 = 300\text{mm} \times 300\text{mm}$$

$$A_2 = 250\text{mm} \times 250\text{mm}$$

Kuva 9. Paalumalli.

Ratkaisu saadaan poikkileikkauksen muutoskohdassa voimien tasapainoyhtälöstä ja nopeuksien yhteensopivuusehdosta seuraavasti :

$$F_1^{\uparrow} = F_2^{\downarrow} - F_2^{\uparrow} \quad (1.13)$$

$$v_1^{\uparrow} = v_2^{\downarrow} - v_2^{\uparrow} \quad (1.14)$$

Perusyhtälöistä (1.10)-(1.12) saadaan :

$$v_1^{\uparrow} = \frac{-F_1^{\uparrow}}{Z_1} ; v_2^{\downarrow} = \frac{-F_2^{\downarrow}}{Z_2} ; v_2^{\uparrow} = \frac{F_2^{\uparrow}}{Z_2}$$

Sijoittamalla yllä olevat nopeuksien lausekkeet yhtälöön (1.14) ja muodostamalla yhtälöpari yhtälön (1.13) kanssa, saadaan kertolaskun jälkeen :

$$\begin{array}{rcl} -Z_2 F_1^{\uparrow} & = & Z_1 F_2^{\downarrow} + Z_1 F_2^{\uparrow} \\ F_1^{\uparrow} & = & F_2^{\downarrow} - F_2^{\uparrow} \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ * (-Z_1) \end{array}$$

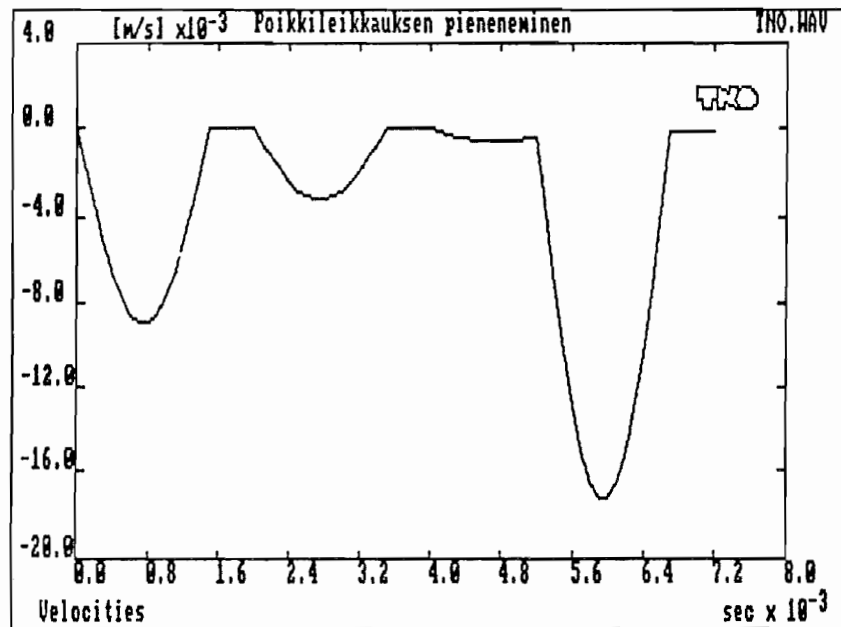
$$-(Z_1 + Z_2) F_1^{\uparrow} = 2 Z_1 F_2^{\uparrow}$$

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
Josta saadaan ratkaisuksi :

$$F_1^i = \frac{-2Z_1}{Z_1 + Z_2} F_2^i$$

$$F_2^i = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} F_2^i$$

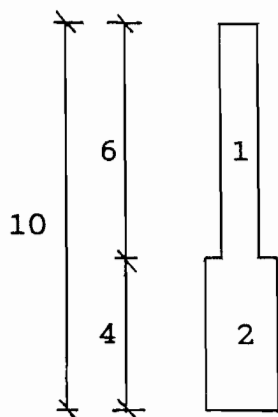
Tuloksista havaitaan, että F_1^i on negatiivinen ja myös F_2^i on negatiivinen. Näin poikkileikkauksen pieneneminen näkyy vetoaaltona. Molemmat aallot ovat havaittavissa myös esimerkiksi 3 Integrity testing simulation-ohjelmalla lasketussa tulosteessa. F_1^i hetkellä 2.8 millisekuntia ja F_2^i hetkellä 4.8 millisekuntia.



Esimerkki 3. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on pientynyt.

3.6.5. Paalun poikkileikkauksen suureneminen

Tehdään vastaavanlainen tarkastelu kuin edellisessä kohdassa ja käytetään kuvan 10 mukaista paalumallia :



$$A_1 = 250\text{mm} \times 250\text{mm}$$

$$A_2 = 300\text{mm} \times 300\text{mm}$$

Kuva 10. Paalumalli.

Ratkaisu saadaan poikkileikkauksen muutoskohdassa voimien tasapainoyhtälöstä ja nopeuksien yhteensopivuusehdosta seuraavasti :

$$F_1^{\uparrow} = F_2^{\uparrow} + F_2^{\uparrow} \quad (1.15)$$

$$v_1^{\uparrow} = v_2^{\uparrow} + v_2^{\uparrow} \quad (1.16)$$

Perusyhtälöiden (1.10) - (1.12) avulla saadaan :

$$v_1^{\uparrow} = \frac{-F_1^{\uparrow}}{Z_1}; \quad v_2^{\uparrow} = \frac{-F_2^{\uparrow}}{Z_2}; \quad v_2^{\uparrow} = \frac{F_2^{\uparrow}}{Z_2}$$

Sijoittamalla yllä olevien nopeuksien lausekkeet yhtälöön (1.16) ja muodostamalla yhtälöpari yhtälön (1.15) kanssa, saadaan kertolaskun jälkeen :

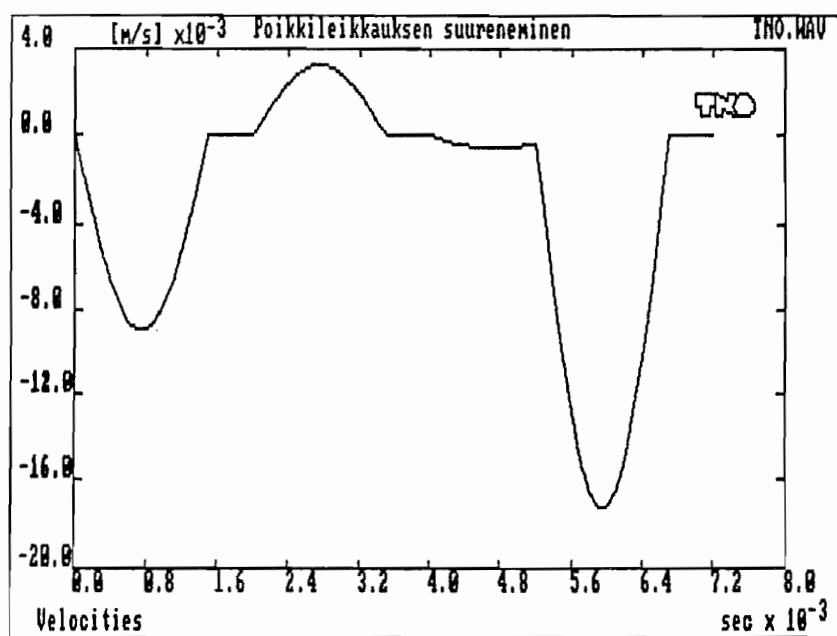
$$\begin{array}{rcl} -Z_2 F_1^{\uparrow} & = & Z_1 F_2^{\uparrow} - Z_1 F_2^{\uparrow} \\ F_1^{\uparrow} & = & F_2^{\uparrow} + F_2^{\uparrow} \quad | * (-Z_1) \\ \hline -(Z_1 + Z_2) F_1^{\uparrow} & = & -2Z_1 F_2^{\uparrow} \end{array}$$

Josta ratkaisuksi saadaan:

$$F_1^{\dagger} = \frac{2Z_1}{Z_1 + Z_2} F_2^{\dagger}$$

$$F_2^{\dagger} = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} F_2^{\dagger}$$

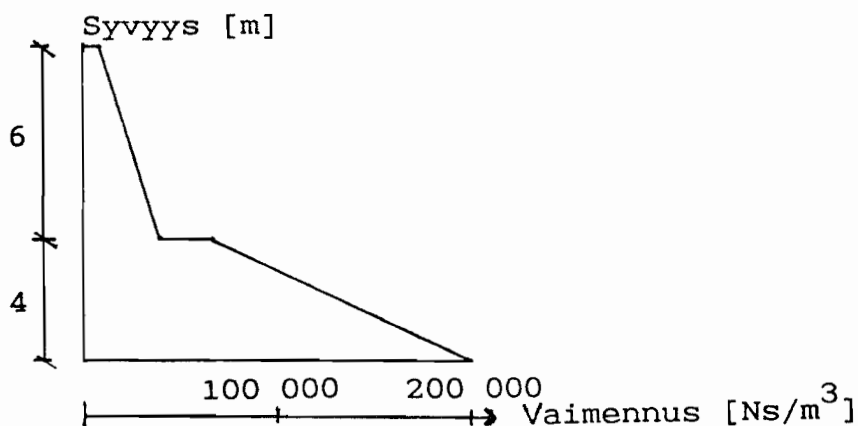
Tuloksista havaitaan, että $F_1^{\dagger}$ on positiivinen ja $F_2^{\dagger}$ on negatiivinen. Poikkileikkauksen suureneminen näkyy näin puristusaaltona. Vastaava ilmiö on näkyvissä myös esimerkin 4 Integrity testing simulation-ohjelmalla lasketusta tulostesta $F_1^{\dagger}$ hetkellä 2.8 millisekuntia ja $F_2^{\dagger}$ hetkellä 4.8 millisekuntia.



Esimerkki 4. Nopeuskuvaaja, kun paalun poikkileikkaus on suurentunut.

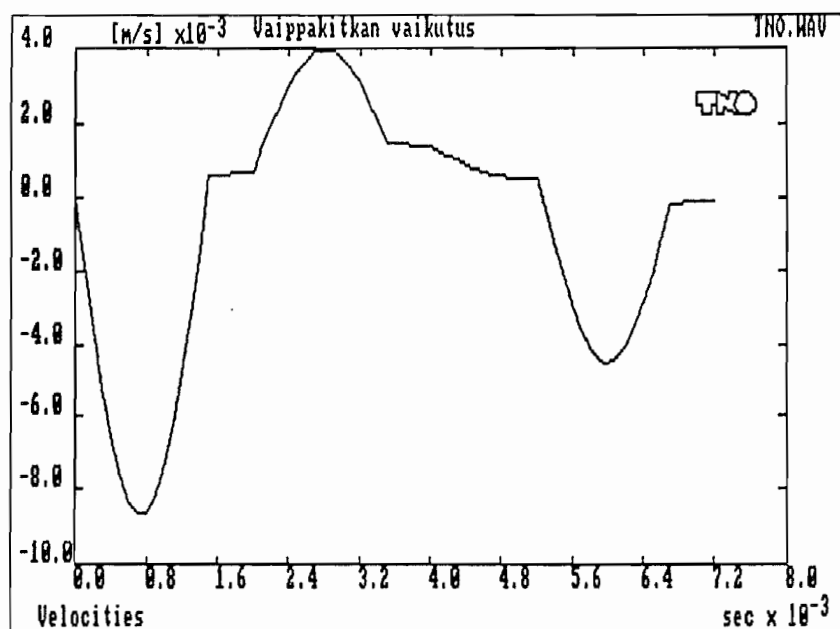
3.6.6. Vaippakitkan vaikutus

Vaippakitkan määrittäminen koko paalun matkalta laskemalla iskuaaltoteorian avulla on hyvin hankala tehtävä. Tämä siksi, koska lausekkeet monimutkistuvat huomattavasti. Täten ei ole syytä laskea käsin laskentamenetelmällä, vaan voidaan tyytyä tietokoneen laskemaan tulokseen. Vaippakitkan vaikutusta on tutkittu kohdan 3.6.5. paalumallin avulla ja vaippakitkamallina on käytetty kuvan 11 mukaista vaimennusmallia syvyyden funktiona.



Kuva 11. Vaimennusmalli.

Esimerkin 5 tulosteesta nähdään vaippakitkan vaikutus nopeuskuvaajaan. Siinä nopeuskuvaajien amplitudi pienenee vaimennuksen takia. Vaippakitkan ollessa hyvin suuri, voi olla, että kärjestä ei tällöin saada kunnan heijastusta.



Esimerkki 5. Vaippakitkan vaikutus nopeuskuvaajaan.

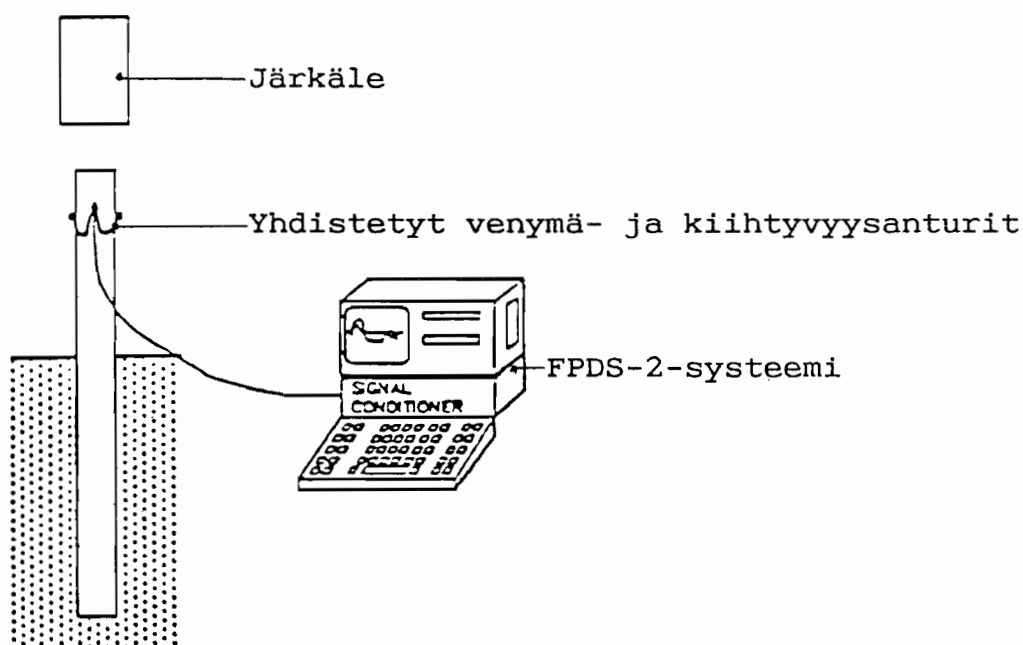
4.DYNAAMISEN KOEKUORMITUKSEN SUORITUS

4.1.PDA- ja DLT-mittaus

4.1.1.Yleistä

Dynaaminen koekuormitus on staattiseen koekuormitukseen verrattuna nopeampi ja halvempi paalun kantavuuden määrittäytystapa.Työsaavutus työvuorossa on noin 10 paalua.Tulosten tulkintaan kuluva aika riippuu täysin kohteen laajuudesta ja vaativuudesta.Mittaus voidaan tehdä joko jälkilyönneistä tai mittaamalla koko lyönnin ajan.Se kumpi mittaustapa kulloinkin valitaan, riippuu puolestaan mittauksen tarkoituksesta .Mittauksen suoritusperiaatetta on havainnollistettu kuvassa 12.

PDA- ja DLT-mittaus eroavat siinä suhteessa,että PDA-mittauksessa mitataan useampia signaaleja ja DLT-mittauksessa vain yksi signaali.Täten PDA-mittaus on käyttökelpoisempi.Dynaamista koekuormitusta tehtäessä on otettava huomioon, että antureiden tulisi jäädä maanpinnan yläpuolelle niiden rikkoutumisen estämiseksi.Mikäli kuitenkin joudutaan menemään syvemmälle ,kun kantavuus ei ole riittävä kyseisellä tasolla,täytyy maata kaivaa pois paalun ympäriltä koekuormituksen loppuunsaattamiseksi.



Kuva 12.Dynaamisen koekuormituksen suoritusperiaate /23/.

4.1.2. Paalun toimintatavan vaikutus

Mittauksessa on otettava huomioon paalun toimintatapa seuraavasti. Mikäli on kyseessä kitkapaalujen dynaaminen koe-kuormitus, niin on otettava huomioon, että paalujen lyönnin jälkeen varataan riittävä seisona-aika ennen dynaamista koe-kuormitusta, jotta maakerrokset ehtisivät saavuttaa lähes alkuperäisen lujuutensa. Taulukossa 1 on esitetty paalua ympäröivän maalajin ja seisona-ajan riippuvuus /10/.

Taulukko 1. Paalua ympäröivän maalajin ja seisona-ajan välinen riippuvuus /10/.

Paalua ympäröivä maalaji	Suosittelava seisona-aika vähintään
savinen siltti siltti	2 - 3 kk
hiekkainen siltti silttinen hiekka	noin 1 kk
hiekkava (hienoainespitoisuus alle 15 %)	2 - 14 vrk

Kitkapaalun lyöntienergian tulisi riittää mobilisoimaan paalun murtokuorma. Tarpeettoman suurta lyöntienergiaa tulisi välttää. Käytännössä riittävänä lyöntienergian mittana voidaan pitää paalun pysyvää painumaa. Paalun jouston mitta-va samoin kuin painuman mitta-va tulisi iskuaaltomittauk-ista huolimatta tehdä esimerkiksi siirtymien vertailua varten.

Tukipaalujen kohdalla tulee kiinnittää huomiota myös riit-tävän lyöntienergian aikaansaamiseen kantavuuden määrityk-sessä. Tukipaalujen kohdalla voidaan lyöntienergiaa kasvat-taa, kunhan ei kuitenkaan ylitetä paalumateriaalin sallittua dynaamista puristusjännitystä. Lyöntipaaluille sallitut dy-naamiset puristusjännitykset ovat lyöntipaalutusohjeissa LPO -87 /12/.

4.1.3. Mittauksen vaatima työmaan kalusto

PDA- ja DLT-mittausta tehtäessä tarvitaan mittauksen suorituksessa työmaalla normaalisti käytettävä paalutuskone. Erikoistapauksissa voidaan joutua käyttämään työmaalla muuta lyöntikalustoa riittävän lyöntienergian saamiseksi ja siten koko kärkivastuksen mobilisoimiseksi. Tämä tulee kyseeseen lähinnä frankipaalujen tai vastaavankokoisten teräsbetonipaalujen koekuormituksissa, kun mittaus tehdään valmiista paalusta, eikä työputkesta. Muuta työmaan kalustoa ei dynaaminen koekuormitus vaadi.

4.1.4. Venymä- ja kiihtyvyysantureiden kiinnitys

4.1.4.1. Teräs- ja teräspankipaalut

Anturit asennetaan paaluihin ruuveilla vähintään 2 kertaa paalun halkaisijan verran paalun yläpäästä paalun pituusakselin suuntaisesti vastakkaisille puolille (katso kuva 12). Asennuksessa tarvittavat välineet :

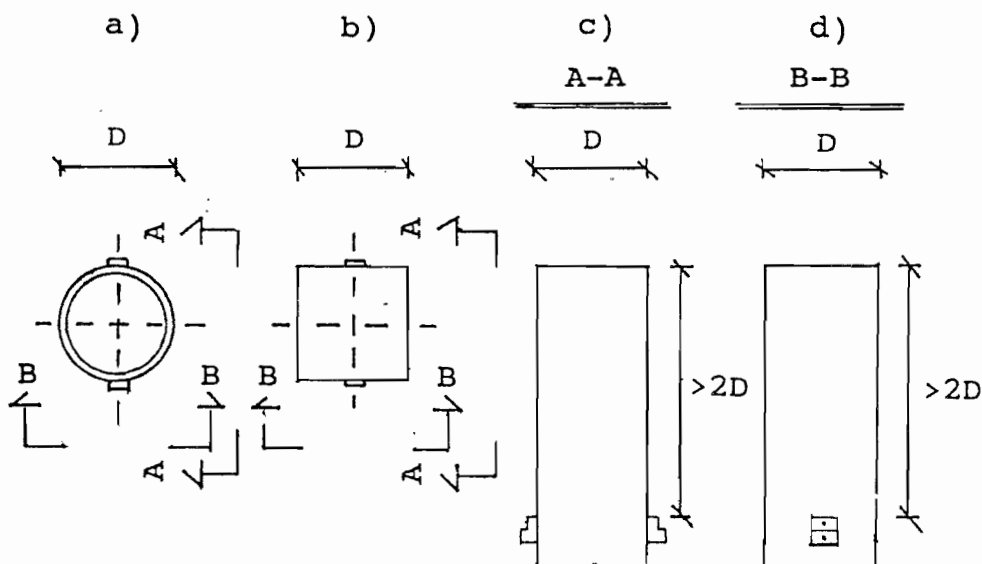
- mitta ja kynä
- virtalähde (aggregaatti)
- pora, porausterät 3.6 ja 7.2mm, kierteitysterä 8mm
- poraussapluuna
- kierteitysöljy
- ruuvit M8 8.8 x 20 (2 kpl), M8 8.8 x 40 (2 kpl)
- kiinnitysruuvi (koukullinen)
- aluslevyt t=1mm (4 kpl)
- kuusiokoloavain

Asennus tapahtuu seuraavasti :

- 1) mitataan ja merkitään anturin paikat paaluun
- 2) porataan alkureikä 3.6 mm:n terällä paaluun
- 3) porataan reikä isommaksi 7.2 mm:n terällä
- 4) tehdään kierteet 8 mm:n terällä
- 5) kiinnitetään poraussapluuna (asennuspaalun pituusakselin suuntaisesti)

- 6)porataan ^{Helsingin kaupunki Kiinteistövirasto} 7.2 mm:n terällä toisen ruuvien paikka
 7)otetaan sapluuna irti ja tehdään toinen reikä kohtien 2)-4) mukaan
 8)porataan yhdistelmälaatikon kiinnityskoukun paikka anturien väliin kohtien 2)-4) mukaan
 9)anturit kiinnitetään ruuveilla suojakotelot päällä ja ruuvien kiristämisen jälkeen poistetaan suojakotelot vetämällä
 10)kiinnitetään yhdistelmälaatikko ja yhdistetään tarpeelliset johdot

Dynaamisen koekuormituksen jälkeen asennetaan suojakotelot antureihin takaisin ja irroitetaan ruuvit ja johdot. Porattaessa on kiinnitettävä huomiota reiän suoruuteen parhaan kiinnityksen saavuttamiseksi.



Kuva 12. Anturien sijainnit paalussa : a) teräsputkipaalun tasokuva b) leikkaus A-A c) leikkaus B-B d) teräsbetonipaalun tasokuva

4.1.4.2. Teräsbetonipaalut

Etäisyydet kuten teräsputkipaalujen kohdalla (katso kuva 12.). Asennuksessa tarvittavat välineet :

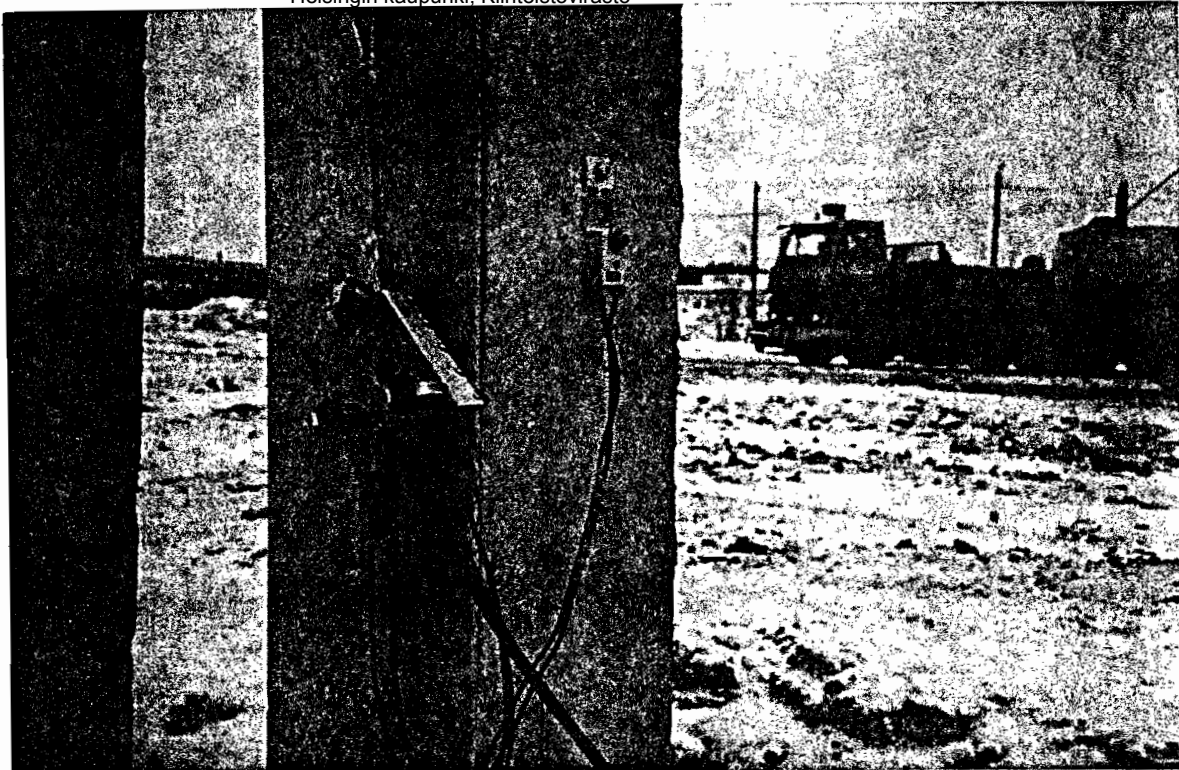
- mitta ja kynä
- virtalähde (aggregaatti)

- pora (Hilti),porausterä 10 mm,poraussapluuna
- ruuvit M8 8.8 x 20 (2 kpl),M8 8.8 x 40 (2 kpl)
- kinnitysruuvi (koukullinen)
- HKD M8-lyöntiankkurit (5 kpl / paalu); pituus 30 mm, sisäkierre 13 mm
- aluslevyt t=1mm (4 kpl)
- lyöntitappi ja vasara
- kuusiokoloavain

Asennus tapahtuu seuraavasti :

- 1)mitataan ja merkitään anturin paikat paaluun
- 2)porataan noin 30 mm syvä reikä 10 mm:n teräällä paaluun
- 3)lyödään lyöntiankkuri reikään
- 4)kiinnitetään poraussapluuna (asennus paalun pituusakselin suuntaisesti)
- 5)porataan 10 mm terällä toisen ruuvien reikä ja myös yhdistelmälaatikon kiinnityskoukun paikka antureiden viereiselle sivulle
- 6)otetaan sapluuna irti ja lyödään lyöntiankkurit reikiin
- 7)anturit kiinnitetään ruuveilla suojakotelot päällä ja ruuvien kiristämisen jälkeen poistetaan suojakotelot vetämällä
- 8)kiinnitetään yhdistelmälaatikko ja yhdistetään tarpeelliset johdot

Dynaamisen koekuormituksen jälkeen menetellään kuten teräsputkipaalujen kohdalla. Kuvassa 14 on esitetty anturin asennuksen lopputilanne .Samassa kuvassa näkyy myös venymä- ja kiihtyvyyssanturien johtojen yhdistäminen yhdistelmälaatikoon sekä pääkaapeli (musta paksu johto),jota myöten signaalit siirtyvät signaalinkäsittely-yksikköön ja siitä edelleen tietokoneelle.



Kuva 14. Anturin asennuksen lopputilanne Jyväskylässä kiinteistö Oy Vasarakadulla.

4.1.5. Lähtötiedoston teko

PDA-mittauksen vaatima lähtötiedosto tehdään seuraavasti :
siirrytään kovalevyltä pda-hakemistoon ja ladataan sieltä ajokelpoinen tiedosto pda.exe. Tällöin päädytään päämenuun, josta edelleen lähtötiedosto-valikkoon, joka koostuu muun muassa seuraavista tiedoista :

- testityyppi
- signaalien syöttö/tyypit/keräys/triggaus
- nopeussignaalit
- venymäsignaalit
- paalutiedot
- maaperätiedot (vaimennuskerroin)
- signaalien prosessointi/tietojen talletus
- kohdetiedot

Ohjelmalle syötetään tiedot kohdittain ja lopuksi tallennetaan valmis lähtötiedosto. Mittauksen ohjaus onnistuu liitteen 1 mukaisia kuvaruukurukäskyjä käyttämällä.

4.1.6. Laitteiston säädöt Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto

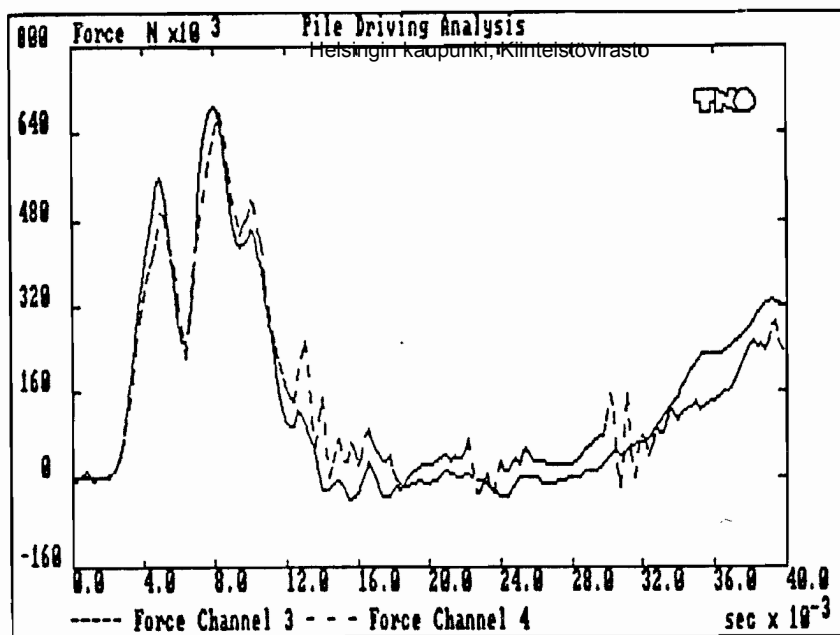
Laitteiston säädöt tehdään anturien asennuksen jälkeen. Tällöin tasapainoitetaan sekä venymä- että kiihtyvyyssanturit kyseisille valituille vahvistuksille. Kokemuksen perusteella ollaan saatu selville, että mitattaessa teräsbetonisia lyöntipaaluja tulisi käyttää venymäantureille 250-kertaista vahvistusta ja kiihtyvyyssantureille 50-kertaista vahvistusta. Vastaavasti teräsputkipaaluille venymäantureiden osalta 50-kertaista vahvistusta ja kiihtyvyyssantureiden osalta 10-kertaista vahvistusta.

Antureiden tasapainoituksen jälkeen valitaan käytettävä triggaustaso. Triggaus vaikuttaa antureiden rekisteröintiherkkyyteen siten, että mitä suurempi triggaustaso on, sitä herkemmin anturit rekisteröivät signaalin.

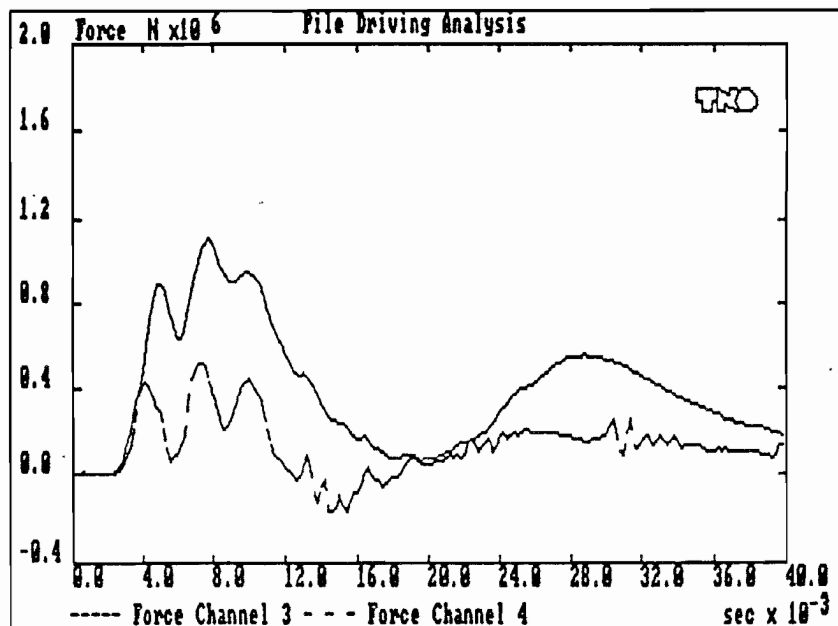
Käytettäessä tarpeettoman suurta triggaustasoa, voi käydä niin, että anturi rekisteröi signaalin jo pienestäkin liikkeestä, esimerkiksi tärinästä, eikä itse iskusta. Täten on syytä käyttää mahdollisimman pientä triggaustasoa huonojen signaalien eliminoimiseksi. Triggaustason on oltava kuitenkin niin suuri, että anturi rekisteröi iskun, mikä on käytännössä kokeiltava tapauskohtaisesti. Mittauksen ohjaus onnistuu liitteen 2 mukaisia kuvaruutukäskyjä käyttämällä.

4.1.7. Voima- ja nopeussignaalien tarkkailu mittauksen aikana ja mahdolliset toimenpiteet

Varsinkin voimasignaalien kohdalla on havaittu kanavien 3 ja 4 välillä huonoa yhteensopivuutta. Tämä on johtunut joko siitä, että lyönti ei ole ollut riittävän keskeinen, vaan on osunut liiaksi toiseen reunaan tai sitten venymäantureissa on ollut jotain vikaa. Kuitenkin isku tulisi keskittää siten, että hyvä yhteensopivuus voimasignaalien välillä saavutettaisiin. Esimerkissä 6 on esitetty voimasignaalien hyvä yhteensopivuus ja esimerkissä 7 puolestaan huono yhteensopivuus. Nopeussignaalit ovat yleensä olleet hyviä. Kiihtyvyyssanturit ovat osoittautuneet käytännössä luotettavammiksi kuin venymäanturit, joten ne eivät ole aiheuttaneet toimenpiteitä.



Esimerkki 6. Voimasignaalien hyvä yhteensopivuus.



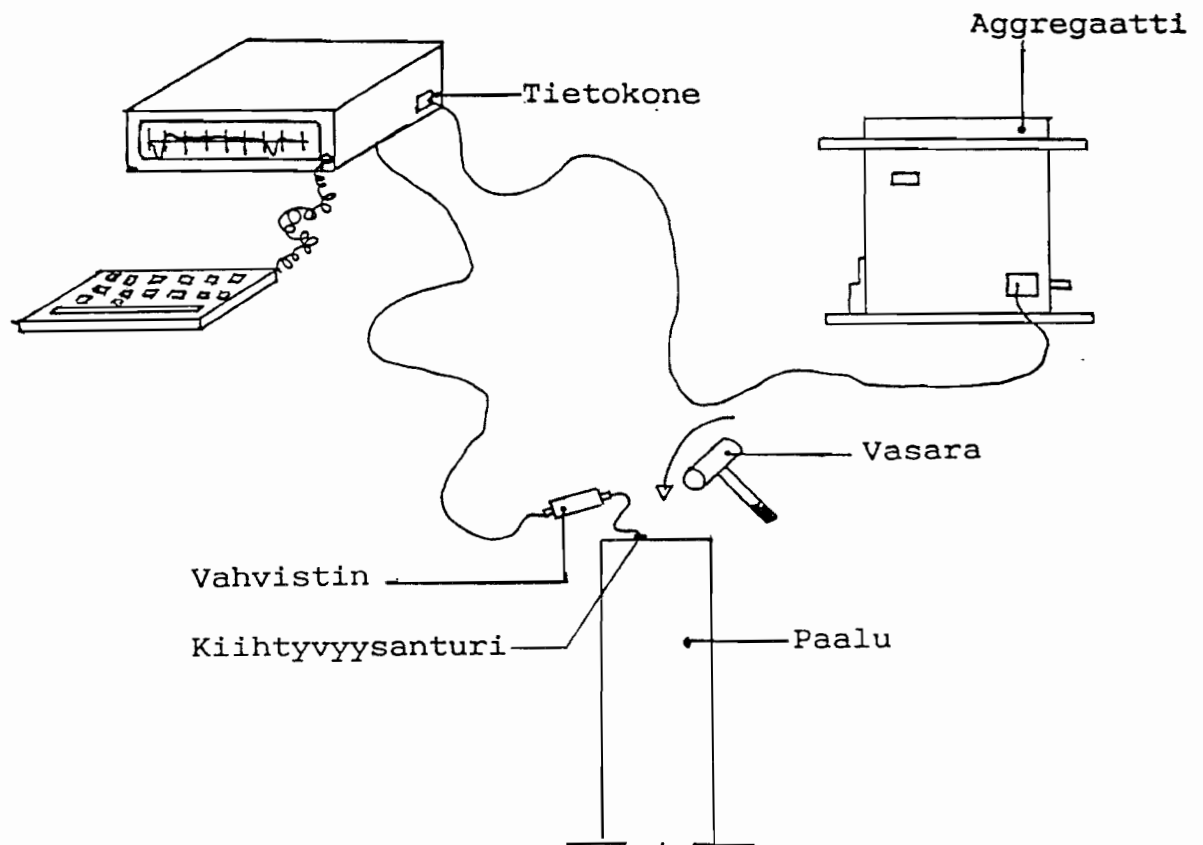
Esimerkki 7. Voimasignaalien huono yhteensopivuus.

4.1.8. Mittauksen jälkitoimenpiteet

Mittauksen jälkeen olisi syytä tehdä varmuuskopiot mittaus-signaaleista levykkeelle. Tämä sen vuoksi, jos kovalevy, jonne mittaustulokset automaattisesti tallettuvat, sattuisi hajoamaan, esimerkiksi kuljetuksen aikana, ja näin tuhoaisi tärkeät mittaustulokset. Toimistossa tehdään normaali tulostus ja raportti.

4.2.1.Yleistä

Mittauksen suoritus koostuu muun muassa lähtötiedoston teosta ja tarpeellisista säädöistä, joita on käsitelty seuraavissa kappaleissa yksityiskohtaisemmin. SIT-mittauksen etuna paalujen ehjyyden toteamisessa on mittauksen nopeus -työvuorossa noin 100 paalua. Tämän perusteella voidaan vähin kustannuksin tutkia isonkin paaluperustuksen paalujen kunto. Mittaustulosten tulkinta-aika riippuu kohteen laajuudesta ja vaativuudesta. Mittauksen haittapuolia on käsitelty kohdassa 4.2.2. Mittaus soveltuu lähinnä teräsbetonisille paaluille. Mittauksen suorituksen kannalta tulisi mitattavien paalujen päiden olla näkyvillä ja paalun pään tulisi olla puhdistettu ja mahdollisimman tasainen. Mittauksen suoritusperiaate on esitetty kuvassa 15.



Kuva 15. SIT-mittauksen suoritusperiaate /23/.

4.2.2.SIT-mittausmenetelmän käyttörajoitukset

Kokemuksen perusteella on havaittu, että paalun kärjestä ei saada kunnon kärkiheijastusta mikäli paalu on pitkä ja vaippavastus on suuri. Käytännössä ollaan kuitenkin saatu luotettavia tuloksia aina 13 metriin asti. Yleensä SIT-mittaus soveltuu hyvin aina 10 metriin saakka, mutta tätä syvemmälle mentäessä tulee mittaussignaalien luotettavuus tarkistaa tapauskohtaisesti.

Muina käytännön rajoituksina voidaan pitää sitä, että mittausten menetelmä ei anna tietoa paalun kantavuudesta, paalun käyryydestä eikä myöskään paljasta sitä, onko paalu kalliossa vai ei.

4.2.3.SIT-mittauksen vaatima työmaan kalusto

Tehtäessä low strain-mittaus ei tarvita työmaan kalustoa apuna, vaan isku aiheutetaan pienellä vasaralla (kuva 15.). Mikäli tehdään high strain-mittaus, tarvitaan työmaalla normaalisti käytettävä paalutuskone. FPDS-2-pakettiin ei kuulu SIT-mittaukseen high-strain-mittausmenetelmänä, joten se ohitetaan tässä työssä maininnalla. Siten SIT-mittauksella tarkoitetaan tässä työssä low strain-menetelmää.

4.2.4.Lähtötiedoston teko

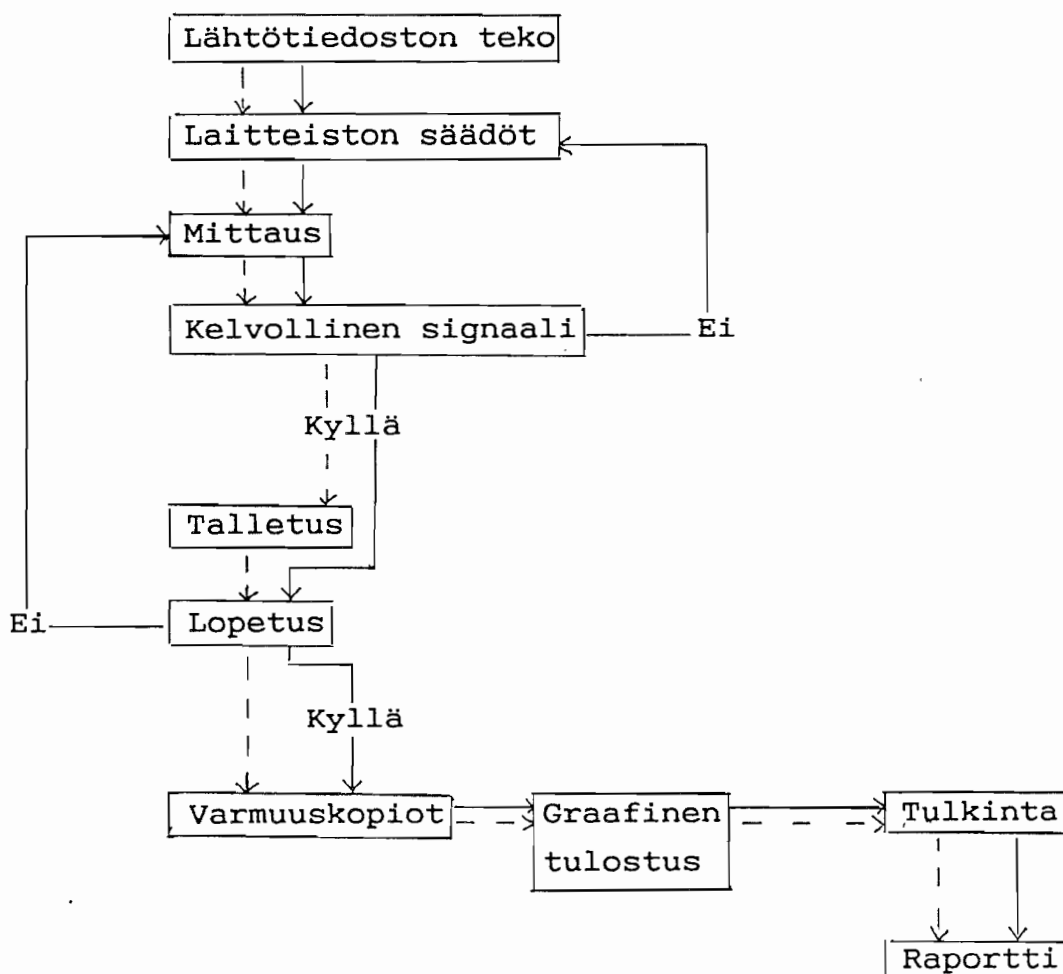
Lähtötiedoston teko on huomattavasti helpompi verrattuna PDA-mittauksen lähtötiedoston tekoon. Lähtötiedoston teko onnistuu seuraavasti : siirrytään kovalevyllä hp-hakemistoon ja ladataan siellä ajokelpoinen tiedosto sit.exe. Tällöin päästään päämenuun ,josta edelleen itse lähtötiedosto-valikkoon.

Tässä kohdin syötetään rakennuspaikan nimi, paalupituus tai arvio siitä, aineen ominainen iskuaallonnopeus ja signaalin vahvistustyyppi. Nimestä muodostuu hp-hakemistoon alihakemisto, johon mittaustulokset automaattisesti tallentuvat. Mittauksen suorituksen ohjaus onnistuu tämän jälkeen liitteen 2 mukaisia kuvaruutukäskyjä hyväksikäyttäen.

Mittausta tehtäessä tulee tarkistaa, että mittausoptiona on sr eli shift rotate pystysuorassa ja vinossa mittauksessa ja ro eli rotate vaakasuorassa mittauksessa. Kyseisen mittausoption vaihto käy kuvaruutukäskyllä "C" (liite 2). Signaaleita joudutaan käsittelemään muuttamalla vahvistuseksponenttia e parhaan mahdollisen erotuskyvyn saavuttamiseksi. Signaalin vahvistustyyppi on joko eksponentiaalinen tai lineaarinen.

4.2.6. Mittauksen jälkitoimenpiteet

SIT-mittaussignaaleista tulisi tehdä varmuuskopiot heti mittauksen jälkeen levykkeelle. Toimistossa tehdään normaali tulostus ja raportti. Kuvassa 16 on esitetty PDA -ja SIT-mittauksen suorituksen yleinen kulku vuokaaviona.



Kuva 16. Mittauksen yleinen kulku - PDA (—) ja SIT (- - -).

5. Kantavuuden määrittäminen CASE-menetelmällä

5.1. Yleistä

Dynaamisessa koekuormituksessa on Suomessa tavallisimmin käytetty CASE-menetelmää paalun kantavuuden määrittämiseen. Menetelmä on kehitetty Yhdysvalloissa 1970-luvulla. CASE-menetelmässä paalun kantokyvyn mittausta tapahtuu rekisteröimällä tulo- ja heijastusiskuaallon aiheuttama voima ja partikkelinopeus kahtena ajanhetkenä t_1 ja t_2 , jotka ovat etäisyydellä $2L/c$ toisistaan [12]. Paalun staattinen kantokyky saadaan sijoittamalla havaitut arvot kaavaan 5.2 ja vähentämällä siitä dynaaminen osuus vaimennuskerrointa J_c hyväksikäyttämällä sekä jakamalla tulos varmuuskertoimella. Mikäli menetelmän käyttökelpoisuus tunnetaan esimerkiksi aikaisempien kokemusten perusteella, niin suositeltava kokonaisvarmuuskerroin on olosuhteista riippuen $F = 2-2,5$. Staattisen murtokuorman määrittästä mittaus tuloksista on käsitelty esimerkkien avulla seuraavissa kohdissa.

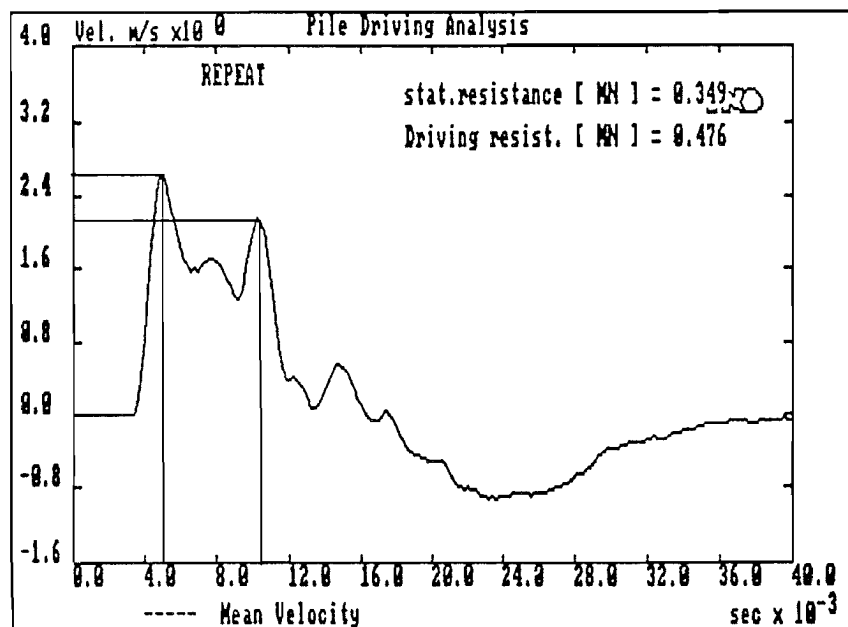
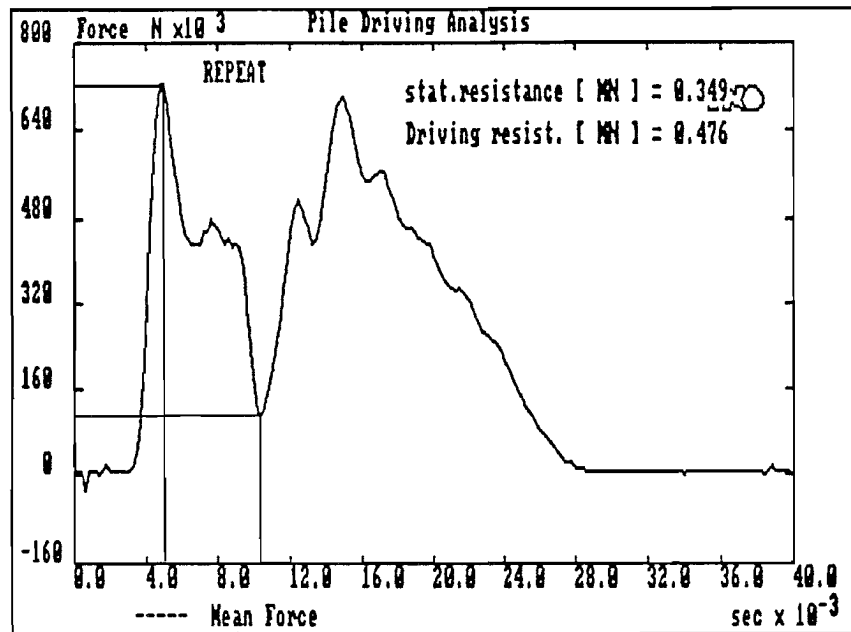
5.2. Kokonaislyöntivastuksen määrittäminen

Kokonaislyöntivastus muodostuu staattisesta kantokyvystä ja kuormituksen nopeuden aiheuttamasta kantavuuden lisäyksestä seuraavasti :

$$R_T = \frac{F(t_1) + F(t_2)}{2} + \frac{M \cdot c}{2L} * [(v(t_1) - v(t_2))] \quad (5.1)$$

Kaavan (5.1) jälkimmäinen termi saadaan ottamalla huomioon yhteys $Z = EA/c$ ja $c^2 = E/\rho$ sekä se, että paalun kärjen nopeus saadaan nopeuksien erotuksen keskiarvona. Koska paalun impedanssi on suoraan verrannollinen dynaamiseen lyöntivastukseen, saadaan :

$Z = EA/c = c^2 \rho A / c$ Neingia kaupuri, Kiinteistövirasto ρA on paalun massa pituussyksikköä kohden, jolloin voidaan kirjoittaa $Z = Mc/L$. Koska myös paalun kärjen nopeus on suoraan verrannollinen dynaamiseen lyöntivastukseen, saadaan tällöin kaavan (5.1) jälkimmäinen termi.



Esimerkki 8. Kokonaislyöntivastuksen määrittäminen signaaleista.

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
 Esimerkkitapauksen mittaussignaalit ovat 14 metriä pitkää teräsputkipaalusta, jonka ulkohalkaisija on 184,5 mm ja seinämäpaksuus 11,5 mm. Mittausanturien etäisyys paalun yläpäästä oli 60 senttimetriä. Mittaamalla käyristä voiman ja nopeuden arvot hetkillä t_1 ja t_2 sekä laskemalla muut suureet, saadaan :

$$F(t_1) = +730 \text{ kN}$$

$$F(t_2) = +110 \text{ kN}$$

$$v(t_1) = +2.6 \text{ m/s}$$

$$v(t_2) = +2.1 \text{ m/s}$$

$$M = A \cdot L_{\text{tot}} \cdot \rho = 0.0019895 \text{ m}^2 \cdot \pi \cdot 14 \text{ m} \cdot 7800 \text{ kg/m}^3$$

$$= 682.5 \text{ kg}$$

$$L = 13.40 \text{ m}$$

$$c_s = 5100 \text{ m/s}$$

Sijoittamalla yllä mainitut arvot yhtälöön 5.1, saadaan täten kokonaislyöntivastukseksi :

$$R_T = 420 \text{ kN} + 65 \text{ kN} = 485 \text{ kN} = 0.485 \text{ MN}$$

Ohjelma laskema ja kuvaruutuun tulostama "driving resistance"-arvo vastaa kokonaislyöntivastusta (katso esimerkki 8). Pieni ero tulosten välillä johtuu käsinlaskentamenetelmän pyöristysvirheistä.

5.3. Staattisen murtokuorman määrittäminen

Staattinen murtokuorma määritetään kokemusperäistä vaimennuskerrointa J_C apuna käyttäen seuraavan yhtälön 5.2 mukaisesti. Esimerkkitapauksen dynaamisessa koekuormituksessa J_C oli 0.15.

$$R_S = R_T - J_C [(2F(t_1) - R_T)] \quad (5.2.)$$

Sijoittamalla kaavaan tarvittavat arvot, saadaan :

$$R_S = 0.485 \text{ kN} - 0.15 [1.46 - 0.485] = 0.339 \text{ MN}$$

Ohjelman laskema ja dynaaminen tulostama "static resistance"-arvo vastaa staattista murtokuormaa (katso esimerkki 8). Tulosten pieni ero johtuu käsinlaskentamenetelmän pyöristysvirheistä.

5.4. Vaimennuskerroin J_c

Vaimennuskertoimen suuruus riippuu paalun kärkivyöhykkeen maalajista. Kirjallisuudessa /10/, /12/, /23/ on esitetty vaimennuskertoimelle seuraavanlaisia taulukon 2 mukaisia arvoja :

Taulukko 2. Vaimennuskertoimen ja paalun kärkivyöhykkeen maalajin välinen riippuvuus /10/, /12/, /23/.

Maalaji paalun kärkivyöhykkeessä	Vaimennuskerroin J_c
Hiekka	0 - 0.15
Hiekkainen siltti	0.15 - 0.25
Silttinen savi	0.45 - 0.70
Savi	0.90 - 1.20

Lähteen /12/ mukaan staattisia ja dynaamisia koekuormituksia verrattaessa saadut kokemukset ovat osoittaneet, että vaimennuskertoimen tulee olla silttipitoisissa maalajeissa usein suurempi kuin edellä mainitut taulukkoarvot, esimerkiksi hiekkaisessa siltissä 0.40 - 0.70.

Vaimennuskerroin J_c riippuu lähteen /8/ mukaan myös paalumateriaalista. Lähteen mukaan voidaan vaimennuskertoimen suuruus laskea yhtälöstä (5.3.) seuraavasti :

$$J_c = \frac{\rho_s \cdot c_p \cdot A}{\rho_p \cdot c \cdot A_p} \quad (5.3)$$

,missä

ρ_s = maan tiheys

ρ_p = paalun tiheys

c_p = dilataatioaallonnopeus maassa
 c = paalumateriaalin iskuaallonnopeus
 A_p = paalun poikkileikkausala
 A = tasopinta-ala

Täten voidaan esimerkiksi laskea teräsbetoni- ja teräspu-
kipaalulle vaimennuskertoimen J_c arvo. Taulukkoon 3 on las-
kettu poikkileikkausalaltaan neliönmuotoisen teräsbetoni-
paalun ($c_c = 3600$ m/s, $\rho_p = 2400$ kg/m³) vaimennuskertoimen
arvot eri maan tiheys ja eri dilataatioaallonnopeuksille.
Vastaavasti taulukkoon 4 on laskettu kärjestään suljetun
teräspuikipaalun ($D = 508$ mm, $t = 20$ mm, $c_s = 5000$ m/s, $\rho_p =$
7800 kg/m³) vaimennuskertoimen arvot.

Taulukko 3. Vaimennuskertoimen J_c arvot neliönmuotoiselle te-
räsbetonipaalulle kimmoisen ratkaisun mukaan /8/.

Concrete pile					
c_p [m/s]	ρ_s [kg/m ³]	1500	1700	1900	2100
1400		0.467	0.529	0.591	0.653
1000		0.333	0.378	0.422	0.467
600		0.200	0.227	0.253	0.280
200		0.067	0.076	0.084	0.093

Taulukko 4. Vaimennuskertoimen J_c arvot kärjestä suljetulle
teräspuikipaalulle ($D = 508$ mm, $t = 20$ mm) kimmoisen ratkai-
sun mukaan /8/.

Steel pile					
c_p [m/s]	ρ_s [kg/m ³]	1500	1700	1900	2100
1400		0.714	0.806	0.899	0.998
1000		0.509	0.575	0.641	0.714
600		0.304	0.344	0.383	0.430
200		0.099	0.112	0.126	0.145

Taulukoita 3 ja 4 vertaamalla nähdään, että teräspuikipaa-
luilla on suurempi vaimennuskerroin kuin teräsbetonipaa-
luilla. Tämä johtuu siitä, että teräksen kimmomoduli on beto-
nin kimmomodulia suurempi, jolloin jousto on myös suurempi.

Taulukkoon 5 on koottu lisäksi eri maalajien tyypillisimpiä tiheysarvoja ja dilataatioaaltonnopeuksia /8/.

Taulukko 5. Eräiden maalajien tyypillisimpiä tiheysarvoja ja dilataatioaaltonnopeuksia /8/.

Soil	ρ_s [kg/m ³]	c_p [m/s]
moist clay	1800	1500
loess at natural moisture	1670	800
dense sand and gravel	1700	480
fine-grained sand	1650	300

5.5. Muita suoria paalun kantavuuden mittausmenetelmiä

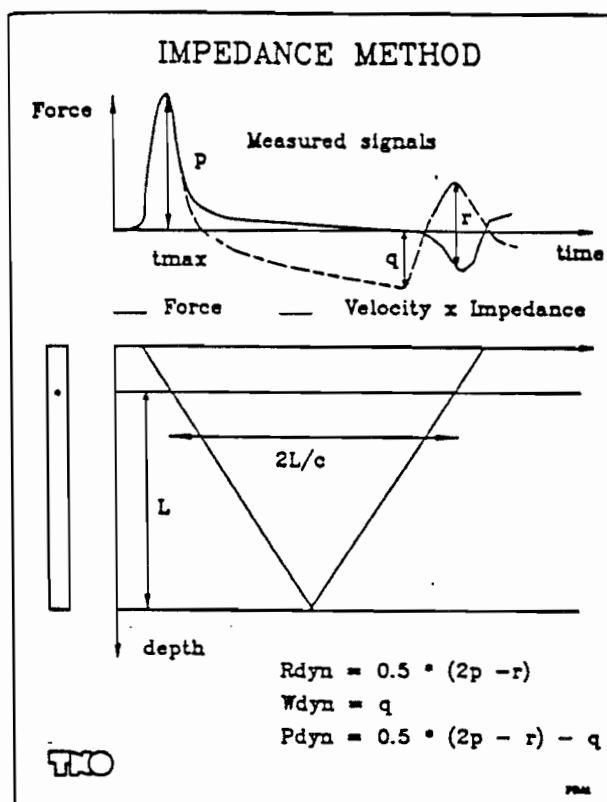
CASE-menetelmän lisäksi voidaan paalun kantavuus määrittää suorasti myös impedanssi- ja TNO-menetelmällä.

Impedanssimenetelmässä joudutaan lähtötietoina ohjelmaan syöttämään Smithin vaimennus, yksikkönä [s/m]. Lähteen /23/ mukaan riippuu Smithin vaimennuksen suuruus paalun toimintatavasta ja maalajista taulukon 6 mukaan :

Taulukko 6. Smithin vaimennuksen suuruus paalun toimintatavasta ja maalajista riippuen /23/.

Kärjellä kantava paalu	Smithin vaimennus [s/m]
Hiekka	0.0 - 0.5
Savi	0.2 - 0.6
Vaipalla kantava paalu	
Hiekka	0.0 - 0.1
Savi	0.1 - 0.3

Kuvassa 17 on esitetty impedanssimenetelmällä suoritettun mittauksen periaate.

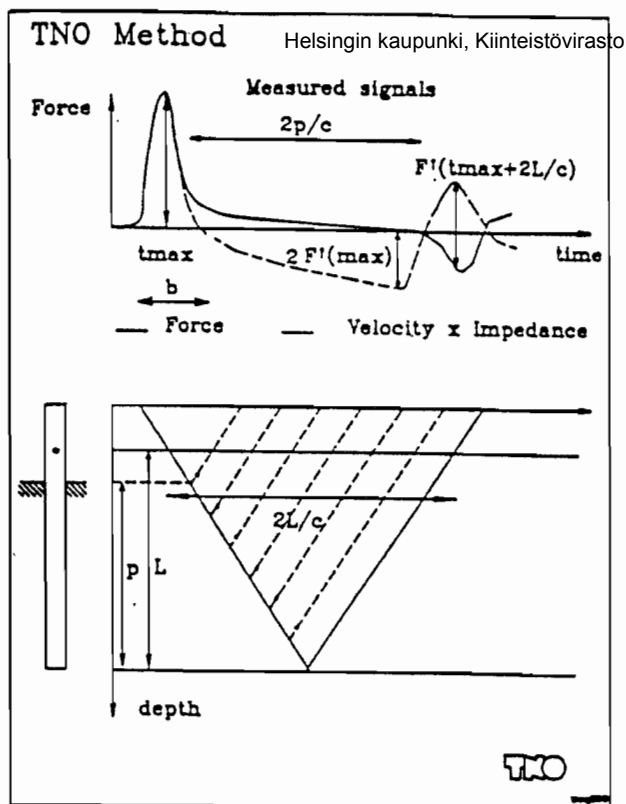


Kuva 17. Impedanssimenetelmällä tehtävän mittauksen periaate /23/.

Kuvan merkinnät ovat :

- R_{dyn} = kokonaislyöntivastus
- W_{dyn} = kokonaisvaippavastus (dynaaminen)
- P_{dyn} = kokonaiskärkivastus (dynaaminen)
- p = anturissa mitattu maksimivoima
- q = vaippavastuksen maksimiarvo
- r = kärkivastuksen maksimiarvo

Sen sijaan TNO-menetelmässä joudutaan lähtötietoina ohjelmaan syöttämään vaipan ja kärjen vaimennus, yksikkönä $[Ns/m^3]$. TNO-menetelmällä tehtävän mittauksen periaatetta on esitetty kuvassa 18.



Kuva 18. TNO-menetelmällä tehtävän mittauksen periaate /23/.

Tähänastiset dynaamiset iskuaaltomittaukset on tehty pelkästään CASE-menetelmällä, koska menetelmä on yleisimmin käytössä.

Jatkossa on tarkoitus käyttää CASE-menetelmän lisäksi myös impedanssi- (sivu 42 kuva 17) ja TNO-menetelmää ja tätä kautta selvittää kahden viimeksimainitun menetelmän käyttökelpoisuus paalun suorassa kantavuuden määrittämisessä.

6. SIT-MITTAUSTEN TULKINTA

6.1. Yleistä

Mittaustulosten tulkinnan kannalta on hyvä tietää, mitkä ilmiöt voivat aiheuttaa heijastuksia SIT-mittaussignaaleissa. Tällaisia ilmiöitä ovat muun muassa : paalun kärki, halkeamat, jatkos, muutokset poikkileikkauksessa, muutokset betonin laadussa ja muutokset maan jäykkyydessä. Muutamien edellä mainittujen ilmiöiden havaitseminen mittaussignaaleista vaatii kokemusta ja täten tulkitusajalta edellytetään seuraavaa /13/ ja /23/ :

- ymmärtää paalutuksen suunnitteluun liittyvä maa-
mekaniikka
- ymmärtää paalujen valmistusmenetelmät ja niiden
mahdolliset vaikutukset paalun muotoon
- noudattaa perustulkintaohjeita
- omata kokemusta epäilyttävien paalujen ylöskaiva-
misesta
- ymmärtää syyt, miksi paalut voivat mennä rikki
- varata aikaa asiaanliittyvien tietojen tutkimi-
seen
- käyttää hyväksi vaikeissa tapauksissa kokeneen
tulkitsijan asiantuntemusta eikä arvella

Tekstissä mainituilla perustulkintaohjeilla tarkoitetaan
muun muassa seuraavia asioita :

- päätellään mittaussignaalin ominaismuoto
- verrataan mittaussignaalin ominaismuotoa pohja-
tutkimuksiin ja pyritään selittämään mahdolliset
poikkeukset
- yritetään määrittää paalun pituus
- tulkitaan jokainen mittaussignaali - vertaus omi-
naismuotoon
- käytetään hyväksi kaikkea asiaankuuluvaa tietoa

Asiaankuuluvaksi tiedoksi mittaussignaalien tulkinnessa
voidaan lukea :

- paalutustyön seuranta
- pohjatutkimukset
- kokemus vastaavista pohjasuhteista
- saman alueen muiden paalutestien mittaustulokset
- jatkotutkimusten tulokset

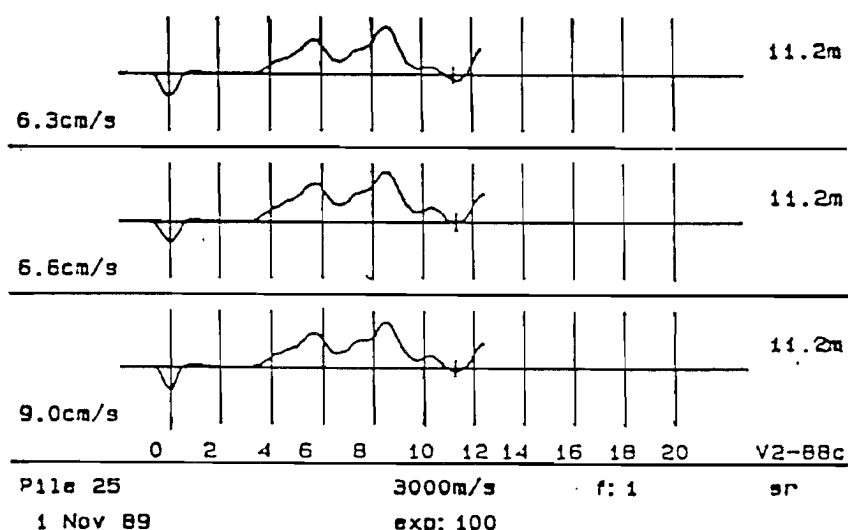
Seuraavissa kohdissa esitetään tyypillisimpien ilmiöiden
esiintymistä mittaussignaaleissa esimerkkien avulla.

6.2. Maaperän vaikutus mittauskäyriin

Maaperän vaikutus mittaussignaaleissa ilmenee vaippakitkana. Vaippakitka näkyy mittaussignaaleissa vaakasuoran nollatasoviivan yläpuolella. Onko vaippakitkan suuri vai pieni voidaan päätellä mittaussignaalin voimakkuuden perusteella. Vaippakitkan muutokset mittaussignaaleissa puolestaan indikoivat yleensä maakerrosrajojen vaihtumista ja siten tekevät mahdolliseksi vertaamisen pohjatutkimuksiin.

6.2.1. Suuri vaippakitka

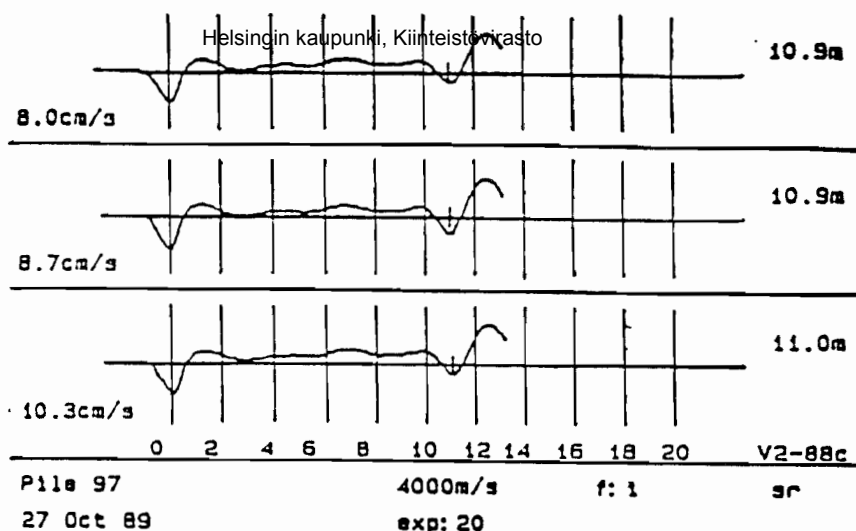
Esimerkissä 9 on esitetty yhden teräsbetonisen lyöntipaalun SIT-mittaustulos, jossa on hyvin havaittavissa suuri vaippakitka. Suurta vaippakitkaa ilmenee paalussa 4 - 9 metrin välillä.



Esimerkki 9. Suuri vaippakitka SIT-mittauskuvasta.

6.2.2. Pieni vaippakitka

Esimerkissä 10 on esitetty yhden teräsbetonisen lyöntipaalun SIT-mittaustulos, jossa on hyvin havaittavissa pientä vaippakitkaa koko paalun pituudella.

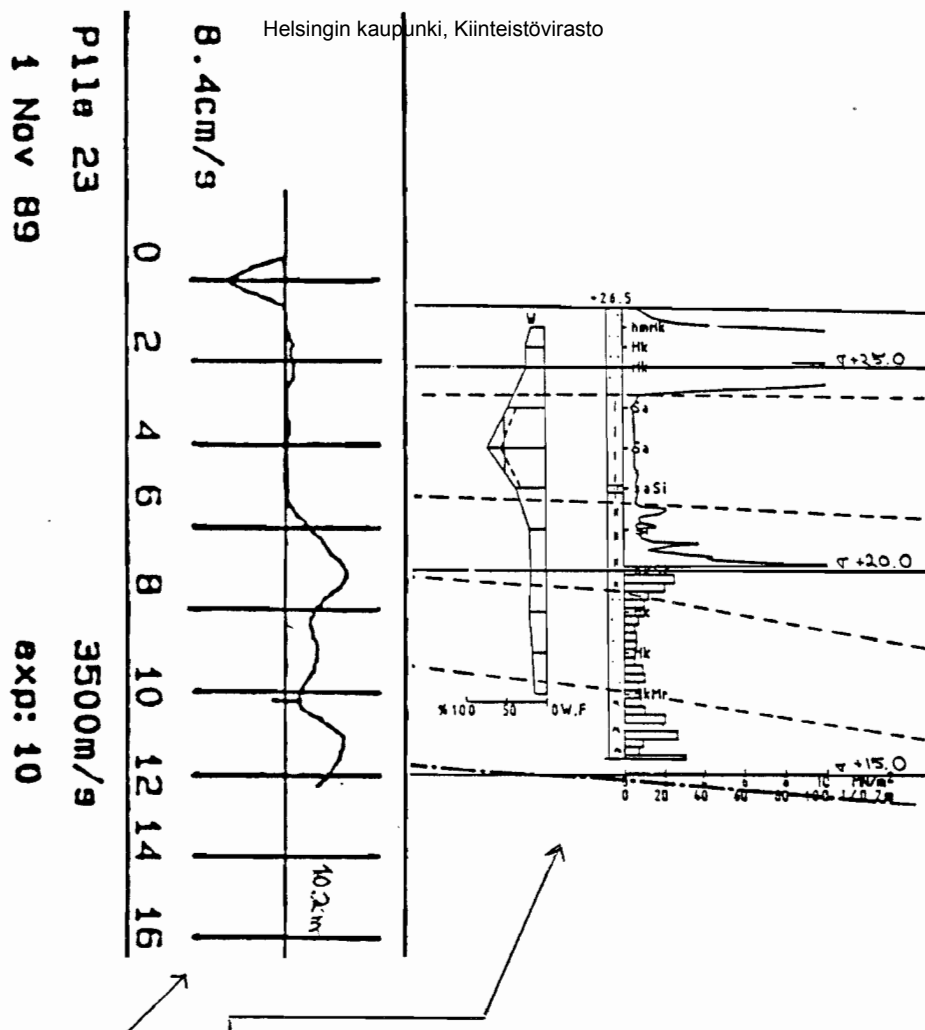


Esimerkki 10. Pieni vaippakitka SIT-mittauskuvaajasta.

6.3. Vertailu pohjatutkimuksiin

Vertailun tarkoituksena on saada asianomaisille henkilöille mahdollisimman selvä kuva mittaussignaalin luotettavuudesta. Täten vertailu pohjatutkimuksiin tulisi mahdollisuuksien mukaan tehdä aina. Vertailu esimerkiksi paino-, heijari- tai puristin-heijarikairauksiin on havainnollisin.

Seuraavalla sivulla kuvassa 19 on esitetty yhden kohteen SIT-mittaustulos teräsbetonisesta lyöntipaalusta ja kuvassa 20 puolestaan puristin-heijarikairausdiagrammi sekä siipikairaus tulos mahdollisimman läheltä paalua.



Kuvat 19 ja 20.SIT-mittaukset ja puristin-heijarikairaus-
ja siipikairaukset.

Yhteys kairausdiagrammista saatuihin maakerrosrajoihin on ilmeinen. Päällimmäisen hiekkakerroksen, jonka kerrospaksuus on noin 2.5 metriä löyhyydestä johtuen on mittaussignaalis- sa havaittavissa vähäistä vaippakitkaa. Saven ja savisen siltin kohdalla ei noin 3 metrin matkalla vaippakitkaa ole ollenkaan. Hiekkaisen siltin kohdalla on mittauskäyrässä ha- vaittavissa selvä vaippakitkan kasvu. Hiekkainen silttiker- ros on vajaan 2 metriä paksu. Mittaussignaalin loppuosa, noin 2.5 metriä, koostuu hiekan ja hiekkamoreenin aiheuttamasta vaippakitkasta.

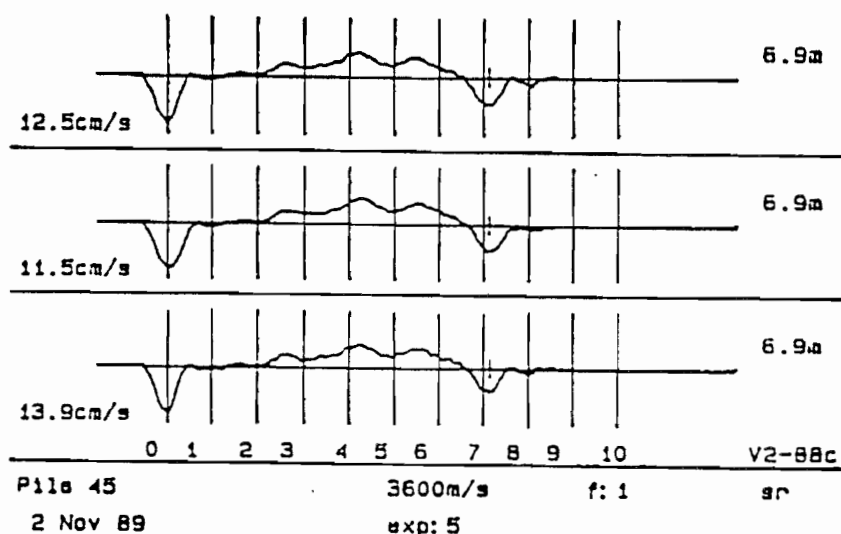
Mittaussignaalin kärkiheijastuksesta voidaan päätellä, että paalu on lyöty tiukkaan. Koska ohjelma tulostaa myös paalun pituuden mittaussignaalin viereen (kuva 19), niin pohjatutkimuksen perusteella paalun kärki on moreenissa. Kyseessä olevaa mittaussignaalia voidaan pitää edellä esitetyn perusteella luotettavana.

6.4. Paalun ehjyyden toteaminen mittauskuvaajasta

Paalun ehjiys saadaan selville, koska halkeamista tai poik-
kimenosta näkyy mittauskuvaajissa selvä heijastus. Paalun
rikkoutumisaste selviää heijastuksen amplitudin suuruudesta
- mitä suurempi amplitudi, sitä suurempi halkeama paalussa
on. Ehjyyden toteamista on käsitelty tarkemmin esimerkkien
avulla.

6.4.1. Ehjä paalu

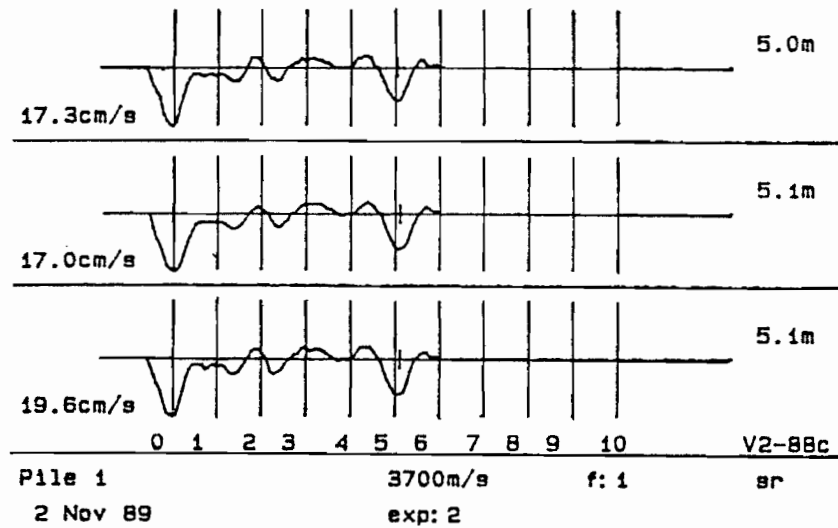
Ehjä paalu on tulostettu esimerkkeihin 9, 10 ja 11 sekä ku-
vaan 19. Niissä heijastuksia alaspäin aiheuttavat vain mit-
tauksen vaatima isku ja paalun kärki.



Esimerkki 11. Ehjä paalu SIT-mittauskuvaajasta.

6.4.2. Paalussa pieniä halkeamia

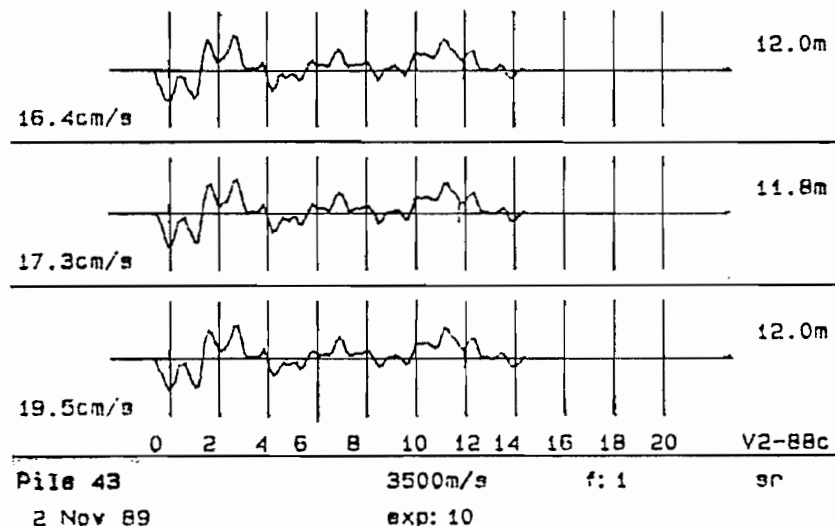
Tällaisen tapauksen mittaussignaali on esitetty esimerkissä
12. Esimerkistä havaitaan, että halkeilua esiintyy noin 1.5
metrin ja 2.5 metrin syvyydessä, koska alaspäin heijastuksia
näkyy kyseisillä syvyyksillä. Koska alaspäin heijastukset
ovat amplitudiltaan pieniä suhteessa iskun amplitudiin ja
kärkiheijastus on erittäin selvä, voidaan paalua pienistä
halkeamista huolimatta pitää kelvollisena. Halkeaman suuruu-
den arviointi on hyvin hankalaa ja vaatii lisätutkimuksia.



Esimerkki 12. Paalun halkeilua SIT-mittauskuvaajasta.

6.4.3. Rikkonainen paalu

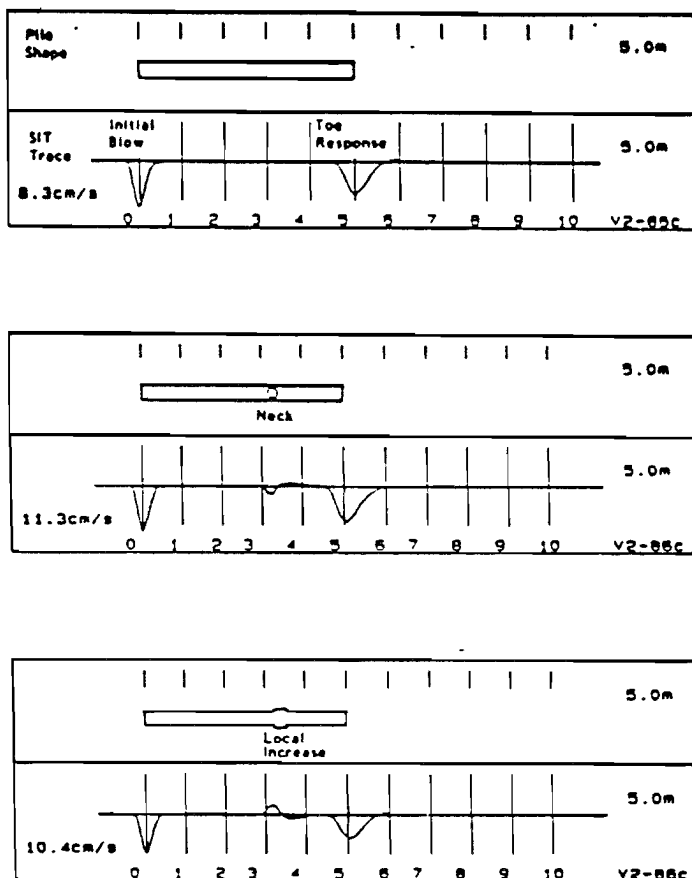
Esimerkissä 13 on esitetty rikkonaisen paalun mittaussignaali. Esimerkistä havaitaan, että mittaussignaali on hyvin epämääräinen. Tämä johtuu siitä, että paalussa on hyvin paljon halkeilua. Toisaalta myös paalusta ei saada kunnon kärkiheijastusta, joten paalua ei voida pitää kelvollisena.



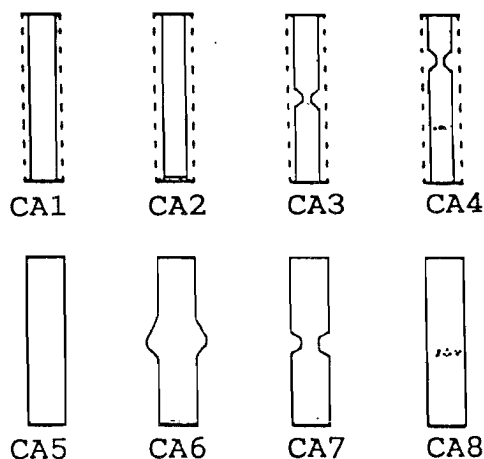
Esimerkki 13. Rikkonainen paalu SIT-mittauskuvaajasta.

6.5.Low strain-Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto menetelmän luotettavuus /13/,/21/

Torontossa tutkittiin SIT-mittaussignaalien luotettavuutta kolmella teflon-paalulla /21/. Mittaussignaalit ja paalut on esitetty kuvassa 21. SIT-mittausten luotettavuutta tutkittiin myös kahdella erilaisella kaivinpaaluryhmällä, joissa oli 8 varta vasten viallisesti konstruoitua kaivinpaalua (kuva 22) sekä 335:llä paikallavaletulla augerpaalulla (CFA-paalu).



Kuva 21. Teflon-paalujen SIT-mittaustulokset /21/.



Kuva 22. Konstruoidut kaivinpaalutyypit /21/.

Kaivinpaalujen osalla pohjasuhteet olivat seuraavanlaiset :
päällimmäisenä noin 0.50 metrin kerros hienoa hiekkaa, jonka jälkeen silttistä hiekkaa aina 4.3 metriin saakka. Silttisen hiekan alla oli savista silttimoreenia aina 9.5 metriin saakka, jonka alla puolestaan tiivis hiekka aina 11.5 metriin saakka. Neljän kaivinpaalun (CA1-CA4) pituus vaihteli 7-7.3 metrin välillä ja halkaisijan suuruus kaikilla oli 460 mm. Lopuilla neljällä kaivinpaalulla (CA5-CA8) pituus vaihteli 9.3-9.65 metrin välillä ja halkaisijan suuruus kaikilla oli 810 mm.

Tehtyjen mittausten perusteella löydettiin kyseisten kaivinpaalujen epäjatkuvuuskohdat ± 10 prosentin tarkkuudella. Tämä SIT-mittaus osoitti, että epäjatkuvuuskohdat paljastuvat myös käytännön mittaustuloksista ja vielä melko tarkasti. Lisäksi käytettiin integrity testing signal matching-ohjelmaa epäjatkuvuuskohtien suuruuden määrittämiseen SIT-mittaussignaaleista, jolloin tehtyjen analyysien mukaan epäjatkuvuuskohtien suuruus paljastui ± 15 prosentin tarkkuudella.

Augerpaalujen osalla pohjasuhteet olivat seuraavanlaiset :
päällimmäisenä 2 metrin löyhä, vedellä kyllästetty täyte. Täytteen alla oli pääasiassa tiivistä silttiä. Tehtyjen augerpaalujen halkaisija oli 600 mm ja pituus 6 metriä. Koska augerpaalujen valmistuksen takia normaalit reikätehystysmenetelmät eivät olleet mahdollisia ehjyyden kontrollointiin, niin SIT-mittausta käytettiin tähän tarkoitukseen.

Tutkimuksen mukaan osoittautui 328 augerpaalua SIT-mittauksen perusteella ehjäksi, viidessä esiintyi jonkin verran halkeilua ja kaksi oli rikki tai syöpyneitä. Kahden viimeksi mainitun augerpaalun esiinkaivu osoitti, että paalut olivat syöpyneet.

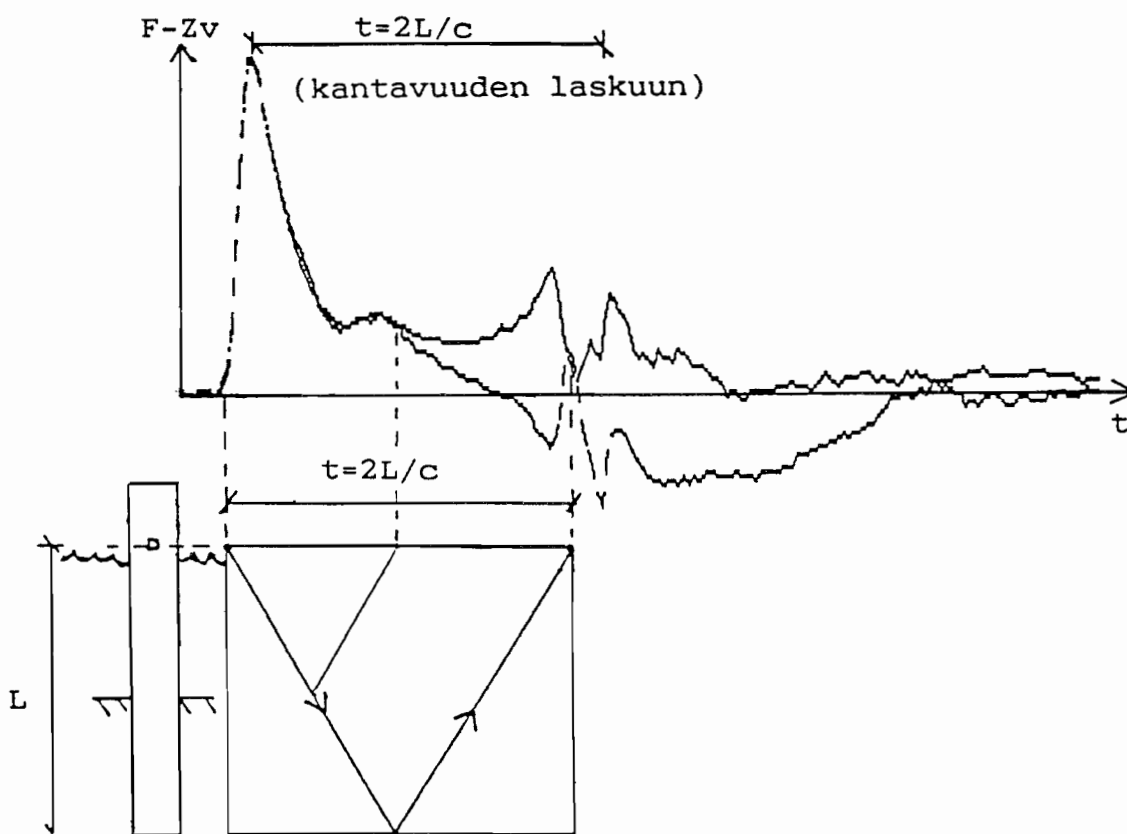
Käytännössä täysin varma tieto SIT-mittaussignaalin luotettavuudesta saadaan kaivamalla paalu esiin, mutta useimmissa tapauksissa voidaan mittaussignaaleja pitää sinänsä varsin luotettavina.

7.1.Yleistä

Mittauksesta saatava informaatio voidaan pääasiassa selvittää voima- ja nopeus $\times$ impedanssikuvaajien sekä alas- ja ylöspäin kulkevien iskuaaltojen avulla. Koska tulkinta pohjautuu yleensä käytännön kokemukseen, on havainnollisinta esittää eri kuvaajista saatava informaatio esimerkkien avulla.

7.2.Kuvaajien vaaka-akseli

Vaaka-akseli ilmaisee ajan, joka iskuaallolta kuluu etenemiseen paalussa. Ajan yksikkönä on millisekunti [ms]. Paalun pituuden ja iskuaallonnopeuden (c) välillä on yhteys $t = 2L/c$, missä L on paaluun kiinnitettyjen anturien ja paalun kärjen välinen etäisyys. Kuvassa 23 on asiaa havainnollistettu. Iskuaallonnopeus puolestaan riippuu paalumateriaalista. Käytännössä käytetään teräspaaluille $c_s = 5000 - 5100$ m/s ja teräsbetonipaaluille $c_c = 3000 - 4000$ m/s.



Kuva 23. Iskuaallon toteaminen mittauskäyristä.

7.3. Kuvaajien pystyakseli

Kuvaajien pystyakselilla kuvataan tiettyä mittaussuuretta, esimerkiksi voima, nopeus ja lyöntienergia. Pystyakselilla kuvattavat suureet selviävät esimerkkien avulla seuraavista kohdista.

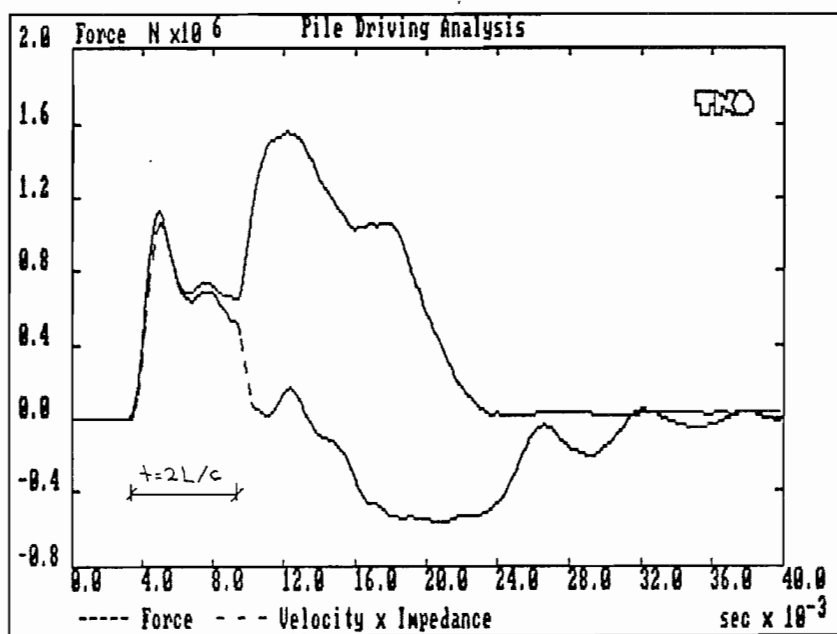
7.4. Voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat

7.4.1. Maaperän näkyminen mittauskuvaajissa

7.4.1.1. Suuri lyöntivastus

Esimerkissä 14 on esitetty suuren lyöntivastuksen aikaansaama voima -ja nopeus x impedanssikäyrä. Käyrästä havaitaan, että $2L/c$:n jälkeen voiman arvo on suuri ja vastaa- vasti nopeus x impedanssin arvo puolestaan pieni.

Tällöin paalun pysyvä painuma on pieni ja paalussa vaikuttaa puristusjännityksiä.

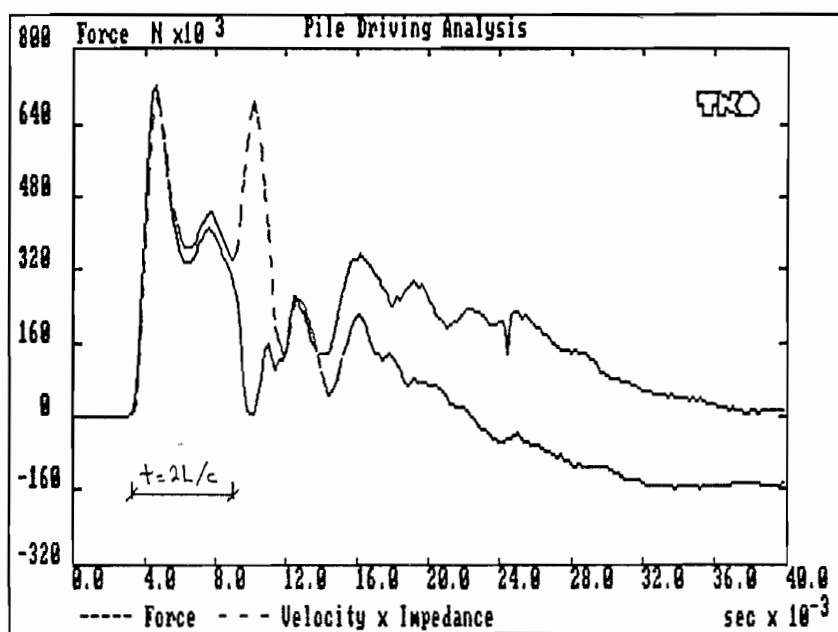


Esimerkki 14. Suuri lyöntivastus voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä.

7.4.1.2. Pieni lyöntivastus Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto

Pienen lyöntivastuksen aikaansaama voima- ja nopeus x impedanssikäyrä on esitetty esimerkissä 15. Käyrästä havaitaan, että $2L/c$:n jälkeen voiman arvo on pieni ja vastaavasti nopeus x impedanssin arvo on suuri.

Tällöin paalun pysyvä painuma on suuri ja paalussa vaikuttaa vetojännityksiä.

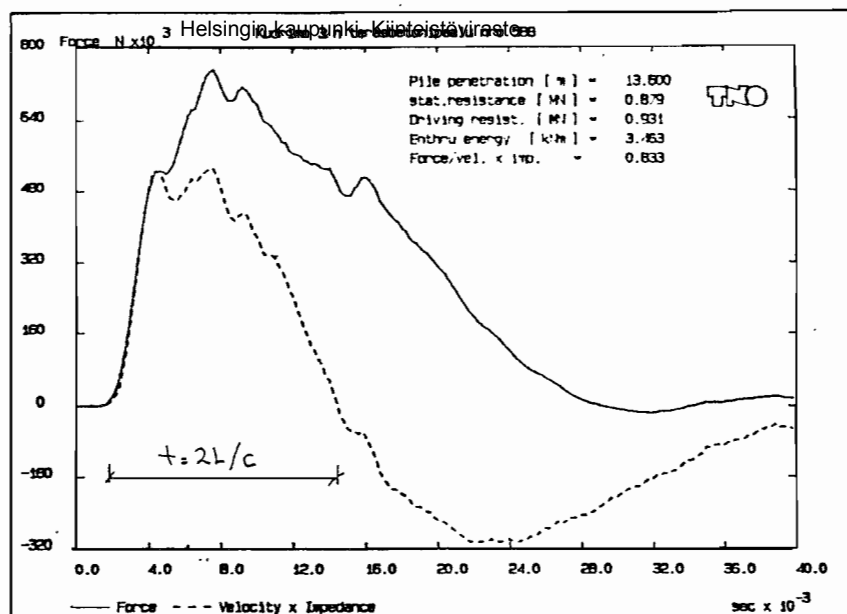


Esimerkki 15. Pieni lyöntivastus voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä.

7.4.1.3. Vaippakitka

Vaippakitka nähdään mittauskäyrästä, koska paalun vaippapinnan ja maan välinen kitkavoima saa aikaan paalun siirtymän myötä ylöspäin kulkevan puristusvoimaimpulssin ja myös alaspäin kulkevan vetovoimaimpulssin, joka summautuu alaspäin kulkevaan iskuaaltoon.

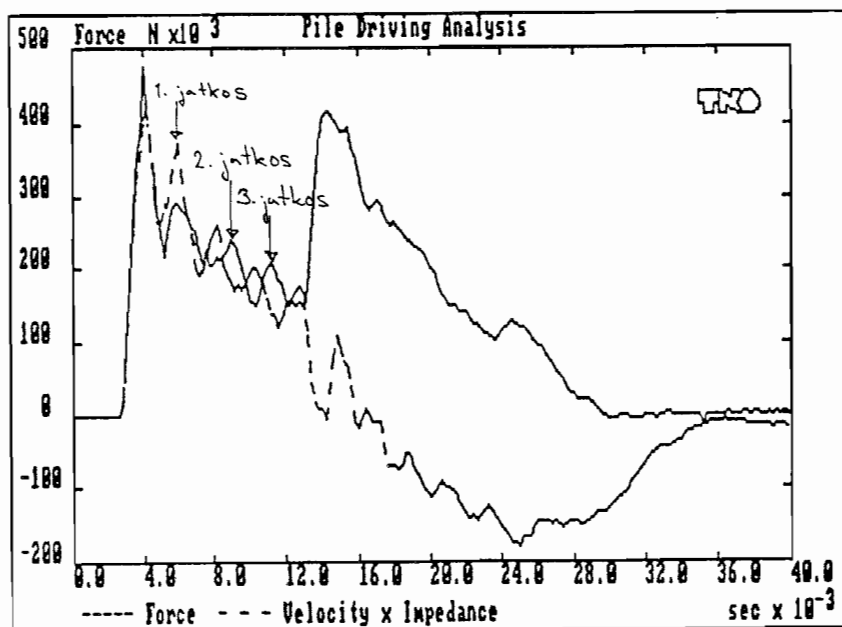
Vaippakitkan näkyminen voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä esitetty esimerkissä 16. Vaippakitkan näkyminen havaitaan mittauskäyrästä siitä, että voimakäyrän arvot kasvavat ja nopeus x impedanssikäyrän arvot puolestaan pienenevät ennen $2L/c$:tä.



Esimerkki 16. Vaippakitkan näkyminen voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä.

7.4.2. Jatkoksen näkyminen mittauskuvaajasta

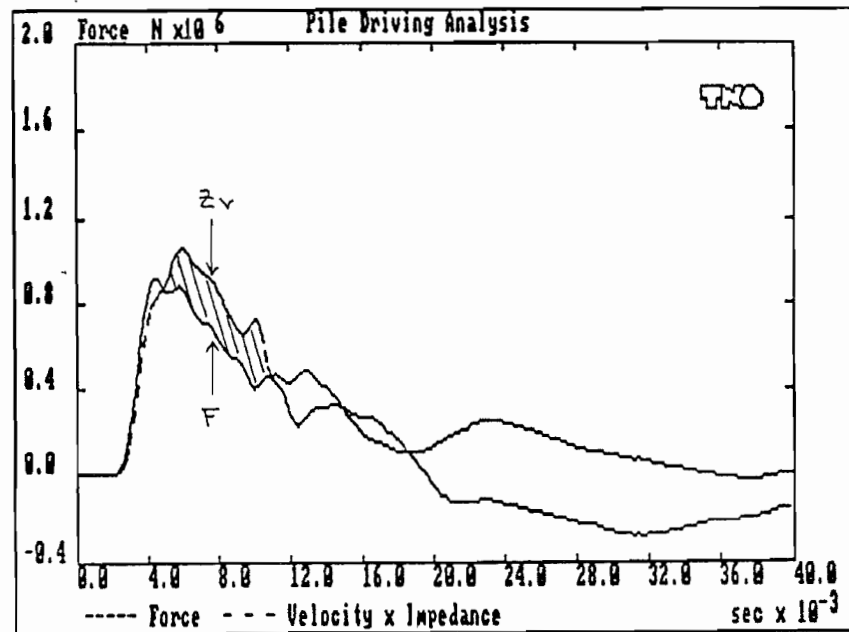
Jatkoksen näkyminen mittauskäyrästä havaitaan vetoaaltona. Mittauskäyrästä tämä ilmiö havaitaan siitä, että nopeus x impedanssikäyrä käy voimakäyrän yläpuolella. Esimerkki 17 havainnollistaa tätä.



Esimerkki 17. Jatkoksen näkyminen voima- ja nopeus x impedanssikäyrästä.

7.4.3. Vaurion näkyminen mittauskuvajasta

Vaurio näkyy mittauskuvajasta niin ikään vetoaaltona. Tämä johtuu siitä, että ennen raon umpeentumista heijastuu osa alaspäin kulkevasta iskuaallosta ylöspäin kulkevaksi vetoaallosi. Mittauskäyristä tämä näkyy siitä, että nopeus $\times$ impedanssikäyrä käy tai pysyy voimakäyrän yläpuolella. Nopeus $\times$ impedanssikäyrän pysyessä voimakäyrän yläpuolella, on kysymys hyvin suuresta halkeilusta. Esimerkissä 18 on esitetty vaurion näkyminen mittauskäyrästä viivoituksella.

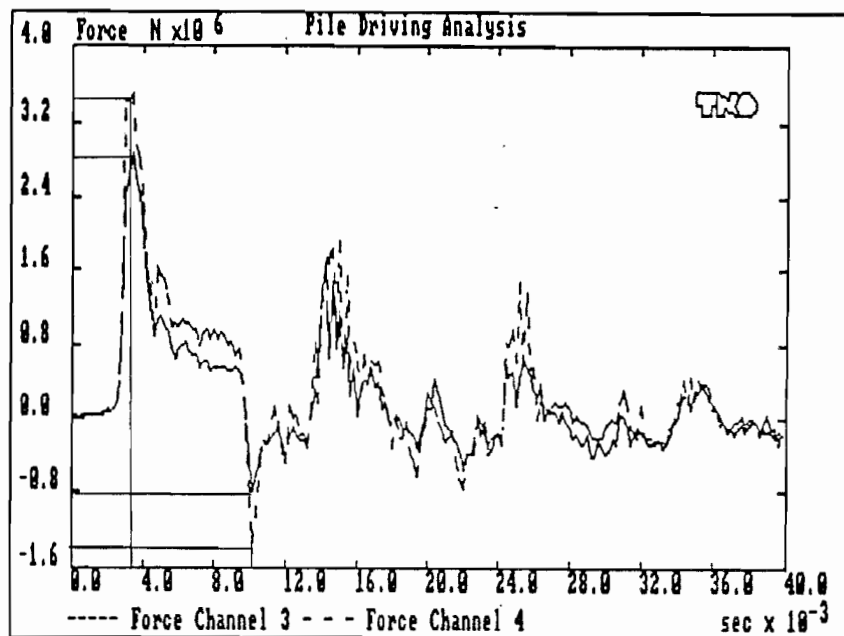


Esimerkki 18. Vaurion näkyminen voima- ja nopeus $\times$ impedanssikäyrästä.

7.4.4. Vertailu pohjatutkimuksiin

Vertailu pohjatutkimuksiin voidaan laitteistolla tehdä seuraavasti. Mitataan paalua koko lyönnin ajan ja syötetään ohjelmalle paalun tunkeumat aina 25 senttimetriä kohti. Iskulaskurin ja syötettyjen 25 senttimetrin tunkeumien avulla ohjelma laskee lyöntimäärät aina 25 senttiä kohti. Tulostamalla graafisesti lyöntimäärät 25 senttimetriä kohti syvyyden funktiona, voidaan saatua diagrammia verrata esimerkiksi kohteessa tehtyihin paino- tai heijarikairausdiagrammeihin. Suomalaiset ohjeet edellyttävät tosin lyöntimäärää aina 20 senttimetriä kohti, mutta likimainen vertailu voidaan tehdä.

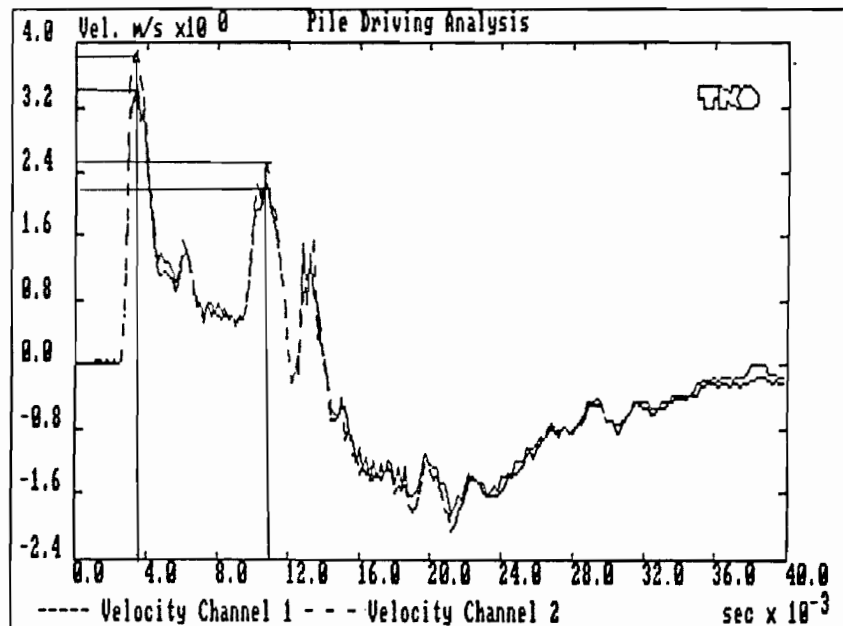
Kuvaajista voidaan päätellä muun muassa voimasignaalien yhteensopivuus, mitattu maksimivoiman suuruus ja arvio lyöntivastuksesta. Esimerkkitaipauksesta nähdään, että mitatut voimasignaalit ovat yhteensopivia, mitattu maksimivoima on noin 3 MN ja kärjestä heijastuneen iskuaallon perusteella on kyseessä pieni lyöntivastus ja kärjestä mitatun voiman suuruus on noin 1.1 MN. Maksimivoiman ja kärjestä heijastuneen voiman suuruus saadaan kanavien 3 ja 4 voimien keskiarvona kyseisillä ajanhetkillä. Voimasignaali-kuvaajat ovat esitetty esimerkissä 19.



Esimerkki 19. Voimasignaali-kuvaajat.

7.6. Nopeussignaali-kuvaajat

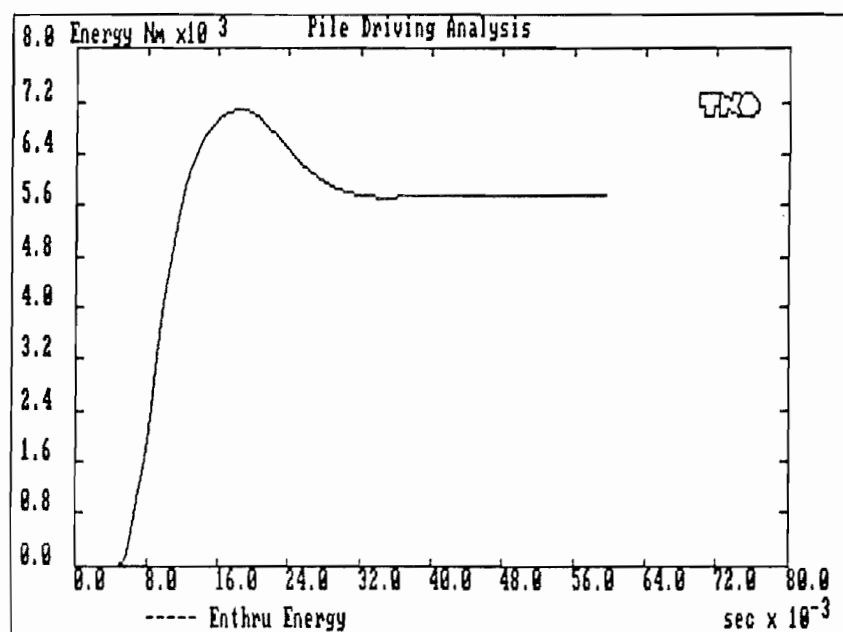
Nopeussignaali-kuvaajista voidaan muun muassa päätellä mitaussignaalien yhteensopivuus ja arvio lyöntivastuksesta sekä mitatun alkunopeuden maksimi-arvo. Esimerkin 20 kuvaajista nähdään, että mitatut nopeussignaalit ovat yhteensopivia, kärjestä heijastuneen iskuaallon perusteella on kyseessä pieni lyöntivastus, mitatun alkunopeuden maksimi-arvo on noin 3.8 m/s ja kärjestä mitatun nopeuden arvo on puolestaan noin 2.4 m/s. Nopeuden maksimi-arvo ja kärjestä heijastuneen nopeuden arvo saadaan kanavien 1 ja 2 nopeuksien keskiarvona kyseisinä ajanhetkinä.



Esimerkki 20. Nopeussignaalkuvaajat.

7.7. Paaluun siirtyneen energian kuvaaja

Tällä kuvaajalla saadaan tieto paaluun siirtyneestä maksimienergiasta ja sitä vastaavasta ajanhetkestä. Esimerkissä 21 on esitetty paaluun siirtyneen energian kuvaaja yhdelle teräsbetoniselle lyöntipaalulle. Esimerkkitapauksesta voidaan päätellä, että maksimienergian suuruus on noin 7 kNm hetkellä 20 ms.



Esimerkki 21. Paaluun siirtyneen energian kuvaaja.

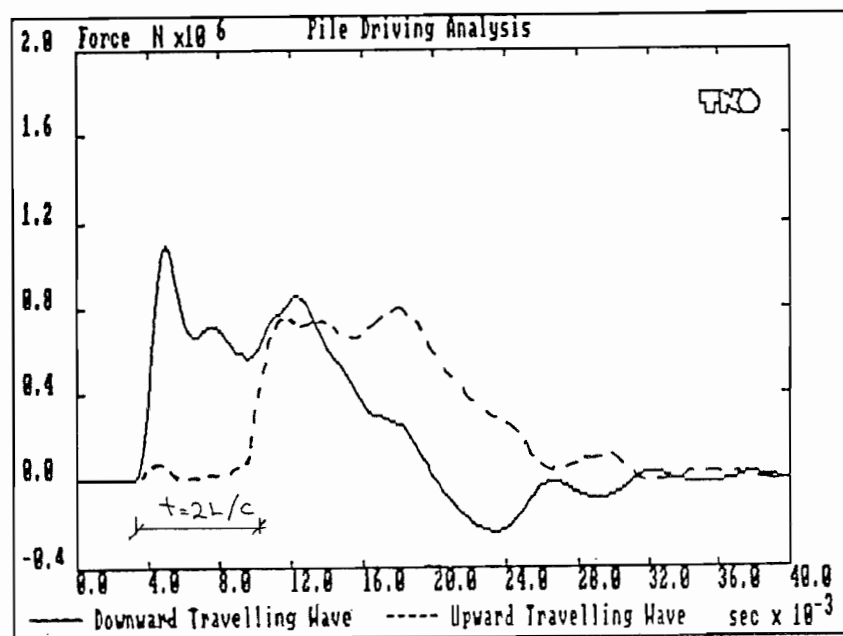
7.8. Alas- ja ylöspäin kulkevat iskuaaltokuvaajat

7.8.1. Maaperän näkyminen mittauskuvaajissa

7.8.1.1. Suuri lyöntivastus

Suuri lyöntivastus näkyy mittauskuvaajissa siitä, että ylöspäin kulkeva iskuaalto on $2L/c$:n jälkeen yleensä alaspäin kulkevan iskuaallon yläpuolella. Tätä havainnollistaa esimerkki 22.

Saatu ylöspäin kulkeva iskuaalto on puristusaalto. Kärjestä saadulla ylöspäin kulkevalla iskuaallolla on suuri positiivinen arvo.

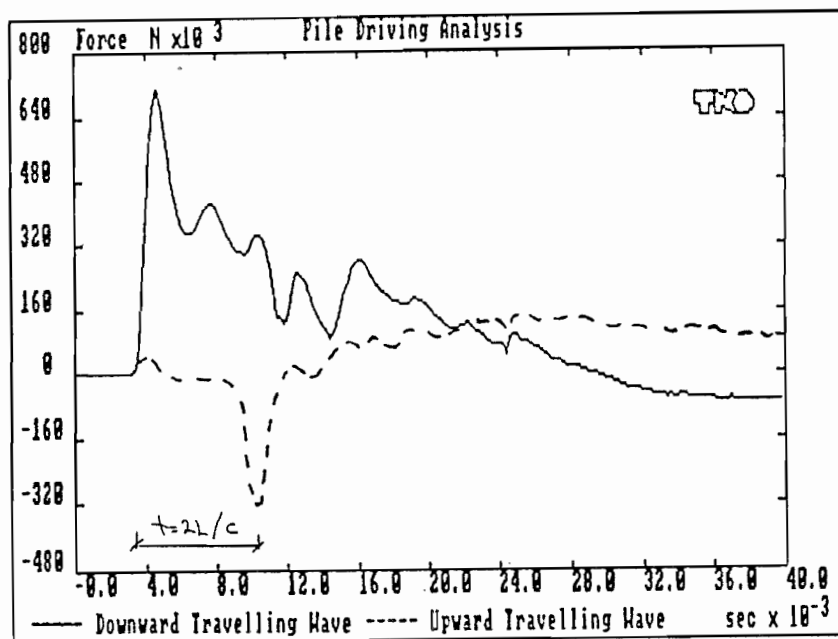


Esimerkki 22. Suuri lyöntivastus alas- ja ylöspäin kulkevista iskuaalloista.

7.8.1.2. Pieni lyöntivastus

Pieni lyöntivastus näkyy mittauskuvaajissa siitä, että ylöspäin kulkeva iskuaalto on $2L/c$:n jälkeen yleensä alaspäin kulkevan iskuaallon alapuolella. Tätä havainnollistaa esimerkki 23.

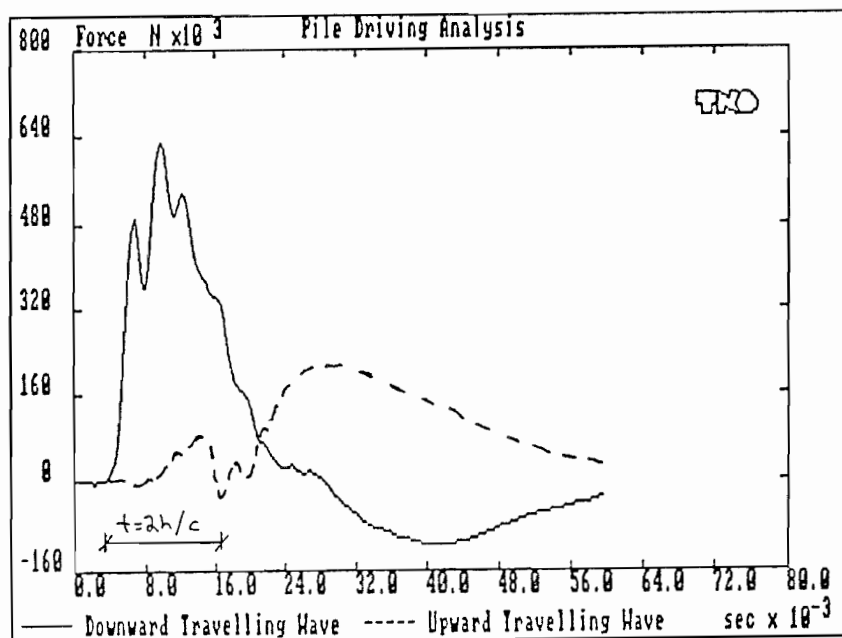
Saatu ylöspäin kulkeva iskuaalto on vetoaalto. Kärjestä saadulla ylöspäin kulkevalla iskuaallolla on suuri negatiivinen arvo.



Esimerkki 23. Pieni lyöntivastus alas- ja ylöspäin kulkevista iskuaalloista.

7.8.1.3. Vaippakitka

Vaippakitka näkyy mittauskäyrästä pääasiassa siitä, että ylöspäin kulkevan iskuaallon arvot ovat positiivisia ennen $2L/c$:tä. Tätä havainnollistaa esimerkki 24.



Esimerkki 24. Vaippakitkan näkyminen alas- ja ylöspäin kulkevista iskuaalloista.

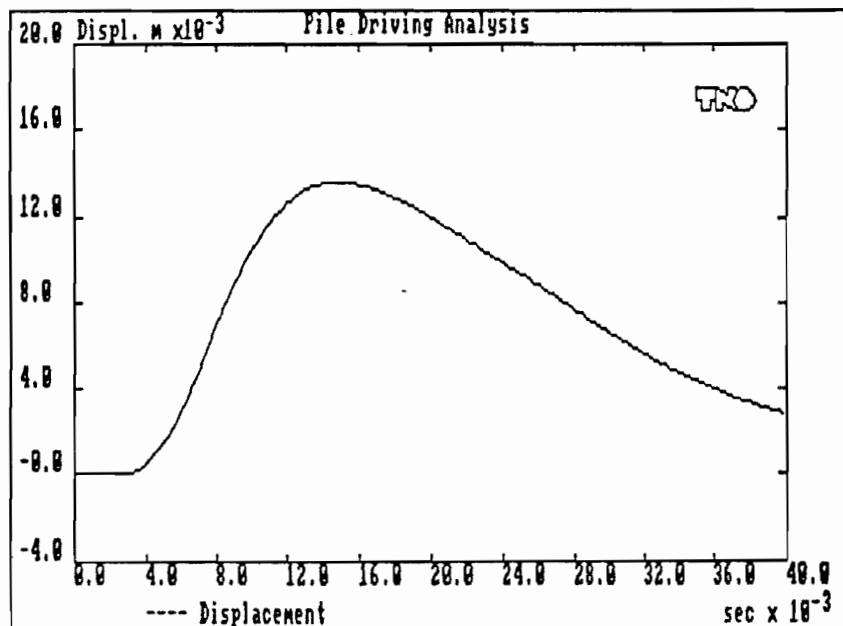
7.9.Siirtymäkuvaaja

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto

Tästä nähdään paalun yläpään siirtymä ja vastaava ajanhetki sekä joskus myös pysyvän painuman osuus. Paalun yläpään siirtymä ($S_{\max}$) muodostuu pysyvästä painumasta (S_p) ja joustosta kaavan (7.1) mukaan.

$$S_{\max} = S_p + \text{jousto} \quad (7.1)$$

Kun pysyvä painuma on mitattu loppulyönneistä, voidaan jousto laskea. Esimerkin 25 tulosteesta nähdään, että paalun yläpään siirtymä on 14 mm, josta pysyvän painuman osuus noin 3 mm ja jousto täten noin 11 mm. Kuvaajan ilmoittaman pysyvän painuman suuruuteen tulee suhtautua varovaisesti ja kontrollimittaus tulisi tehdä vaaitsemalla tarkkuuden selvittämiseksi.

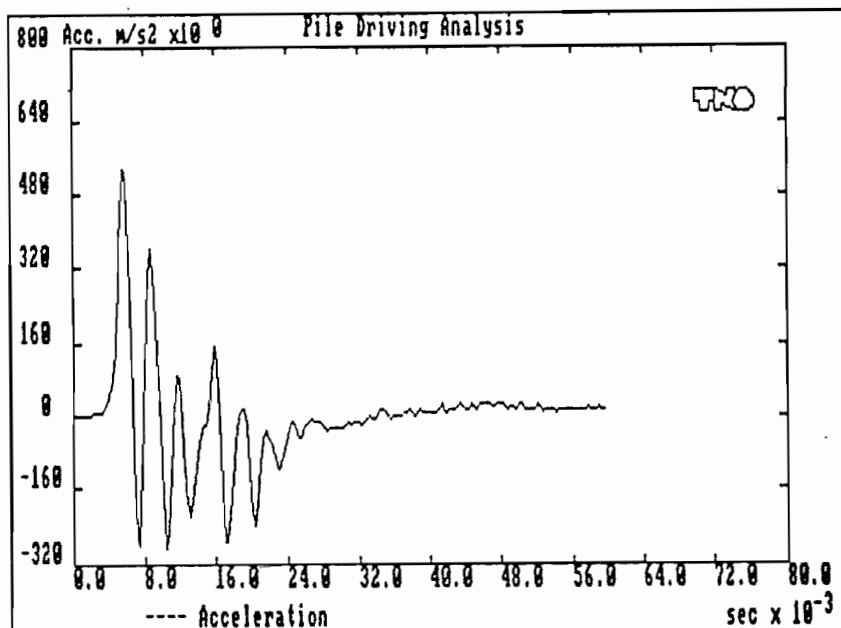


Esimerkki 25.Siirtymäkuvaaja.

7.10.Kiihtyvyysskuvaaja

Kiihtyvyysskuvaajasta saadaan selville iskun aiheuttaman kiihtyvyyden maksimiarvon suuruus ja ajanhetki.

Esimerkin 26 tulosteesta nähdään, että noin 6 millisekunnin kohdalla on mitattu kiihtyvyyden maksimiarvoksi noin 540 m/s^2 .



Esimerkki 26. Kiihtyvyysskuvaaja.

7.11. PDA- ja DLT-mittausten luotettavuus

Edellytyksenä luotettaville tuloksille ovat luotettavat signaalit. Signaalien luotettavuus on hyvä, kun sekä voima- että nopeussignaalit edustavat hyvää yhteensopivuutta (malliesimerkkeinä 6, 19 ja 20).

Dynaaminen koekuormitus on luotettavimmillaan, kun mitataan karkearakeiseen maakerrokseen tai kallioon ulottuvien paalujen kantavuutta /12/. Paalun dynaaminen kantavuus on tällaisissa olosuhteissa likimäärin yhtä suuri tai pienempi kuin staattinen kantavuus.

Sen sijaan savi- ja silttimaalajeissa dynaamisiin mittaustuloksiin tulee suhtautua varovaisemmin ja staattisia koekuormituksia tarvitaan yleensä tueksi, mikäli dynaamisen koestuksen käyttökelpoisuudesta asianomaisissa pohjasuhteissa ei ole riittävästi kokemusta.

Staattisten koekuormitusten määrää voidaan kuitenkin vähentää käyttäen hyväksi joko TNO-WAVE- tai CAPWAP-analyysiä. Analyysien avulla saadaan kokonaispaaluvoima jaettua vaippa- ja kärkivoimiin paalun toimintatavan selvittämiseksi. Analyysin rinnalla tulisi kuitenkin kohteessa tehdä muutamia staattisia koekuormituksia luotettavuuden toteamiseksi.

Dynaamisessa koekuormituksessa (CASE-menetelmällä) käytettävän kokonaisvarmuuskertoimen suuruuden määrää lähinnä se, miten luotettavasti vaimennuskerroin J_c on arvioitavissa. Vähimmäiskokonaisvarmuuskerroin on $F = 2.0$, kun vaimennuskerroin on luotettavasti arvioitavissa joko staattisten tai TNOWAVE signal matching-tekniikalla saatujen murtokuormien perusteella.

Myös TNOWAVE signal matching-tekniikalla saatu tulos riippuu monista tekijöistä - muun muassa maaperätiedoista ja käyttäjän kokemuksesta - tulisi kokonaisvarmuuskertoimena käyttää vähintään $F \geq 2.0$.

Pohjarakennusohjeiden mukaan kokonaisvarmuusluvun minimiarvo on 2,0 määritettäessä paalun kantavuus dynaamisella koekuormituksella /25/.

Toisaalta käytännön mittaustulokset ovat osoittaneet, esimerkiksi Ruoholahden koepaalutus, että todellinen varmuuskerroin on luokkaa 1,7...1,9. Tämän perusteena on se, että esimerkiksi teräsbetonipaalujen kohdalla loppulyöntikriteerit olivat lyöntipaalutusohjeiden edellyttämiä tiukemmat ja silti lyöntipaalutusohjeiden edellyttämää kantavuutta ei saavutettu käytettäessä mittaukselle kokonaisvarmuuskerrointa $F = 2,0$.

8.DYNAAMISEN KOEKUORMITUKSEN KÄYTTÖ KÄYTÄNNÖN SOVELLUSKOHTEISSA

8.1.Yleistä

Dynaamista koekuormitusta voidaan käyttää muun muassa seuraaviin tarkoituksiin :

- paalun kantavuuden määrittämiseen
- teräsbetonisen paalun ehjyyden toteamiseen
- tarkoituksenmukaisen lyöntisyvyyden ja lyöntiohjeen suunnitteluun
- paalutuskaluston tehokkuuden selvittämiseen
- paalupituuden minimointiin kitkapaalujen kohdalla

Käytännön sovelluskohteissa saadaan hyvin dynaamisen koekuormituksen käyttökelpoisuus selville.Seuraavassa esitetään muutamia esimerkkejä FPDS-2-laitteiston käytöstä eri kohteissa.

8.2.Ruoholahden koepaalutus,Helsinki

8.2.1.Yleiskuvaus

Rakennuttajana tässä uudisrakennuskohteessa on Helsingin kaupunki.Paalutusurakoitsijoina kohteessa toimivat E.M.Pekkinen Oy,Oy Kreuto Ab ja Pohjavahvistus Oy.

Kohteessa tutkittiin eri paalutyyppeiden kantavuutta,ehjyyttä sekä soveltuvuutta rakennuspaikalle.Paalutyyppejä oli neljä : Franki-,Vibrex-,teräsputki-ja teräsbetonipaalu.Käytettyjen teräsbetonipaalujen koko oli 300 mm x 300 mm,teräsputkipaalut olivat RR-putkipaaluja,joiden ulkohalkaisija oli 184,5 mm ja ainepaksuus 11,5 mm.Franki-paalujen teossa käytettiin ulkohalkaisijaltaan 520 mm:n teräsputkea ja Vibrex-paalujen teossa puolestaan 508 mm:n teräsputkea.

Teräsbetonipaalut lyötiin Åkerman H 14 LC Banut-paalutuskoneella,jossa järkäleen massa oli 4 tonnia.Teräsputkipaalut lyötiin Lokomo 24-paalutuskoneella,jossa järkäleen massa oli 2 tonnia.

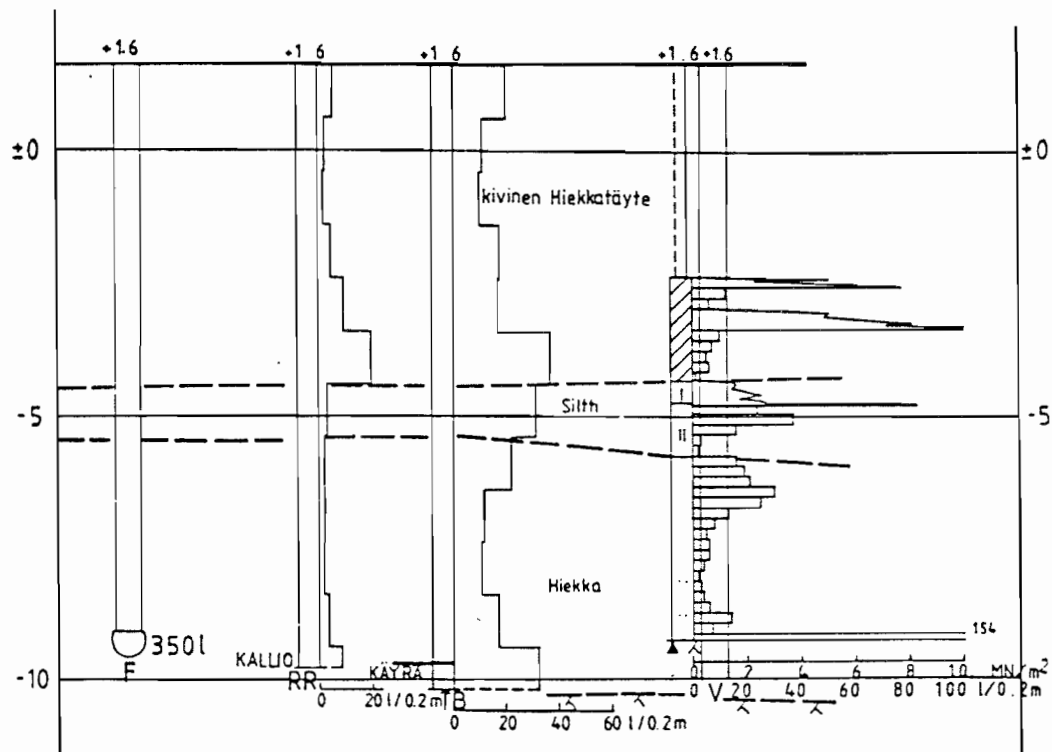
Franki-paalujen työputki upotettiin Franki-paalutuskoneella ja Vibrex-paalujen työputki puolestaan Delmag 30-dieseljuntalla. Koepaalutus tehtiin rakennuspaikalla kymmenessä eri kohteessa, jotka oli valittu täytteen laadun ja paksuuden mukaan.

Koepaalutuksesta on laadittu yksityiskohtainen raportti, joka liitteineen on noin 50 sivua eikä sitä liitetä tähän työhön. Sen sijaan tässä tyydytään tarkastelemaan koepaalutuskohdetta numero 9.

Koepaalutuskohteessa numero 9 tehtiin paino- ja puristin-heijarikairauksia sekä koekuoppa.

Pohjatutkimusten mukaan ylimpänä on 6 metrin paksuinen kivinen hiekkatäyte. Kivisen hiekkatäytteen alapuolella on noin metrin vahvuinen silttikerros, jonka alapuolella on viiden metrin paksuinen hiekkakerros.

Eri paalutyypeillä saavutetut tasot ja pohjatutkimustulokset ovat kuvassa 24. Kuvassa vasemmalta lukien ovat Franki-paalu, jossa on 350 litran antura, Rautaruukin teräsputkipaalu, teräsbetonipaalu, joka on vähän käyrästynyt alapäästään ja Vibrex-paalu. Rautaruukin paalun kohdalle on piirretty lyöntivastusdiagrammi, kun taas teräsbetoni- ja Vibrex-paalun kohdalla ovat kohteen kairausdiagrammit.

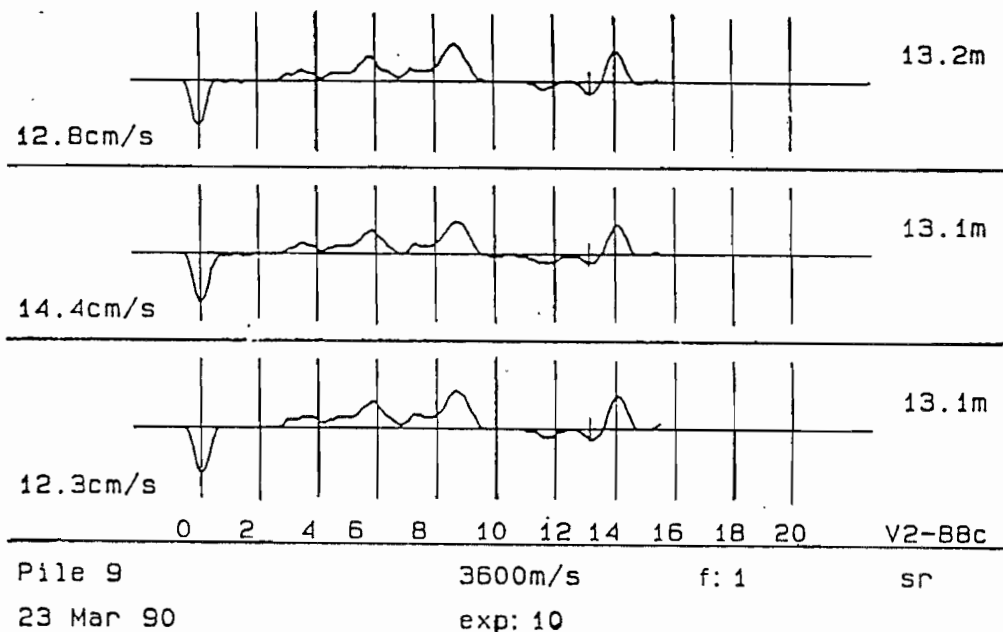


Kuva 24. koepaalutuskohteessa 9 eri paalutyypeillä saavutetut tasot ja pohjatutkimustulokset /26/.

8.2.2.Dynaamiset koekuormitukset koepaalutuskohteessa numero 9

Mittaus tapahtui seuraavasti. Teräsbetonipaalun kohdalla käytettiin lyöntikorkeutena LPO:n mukaista 27 senttimetriä /12/. Mittausta tehtiin koko lyönnin ajan, jolloin pystytettiin seuraamaan paalun ehjyyttä lyönnin aikana. Loppulyönneissä oli pudotuskorkeutena noin 30 senttimetriä. Lyönti lopetettiin niin ikään LPO:n mukaisilla loppulyönneillä. Kantavuus määrättiin loppulyöntien mukaan CASE-menetelmällä.

Paalun ehjyys tarkastettiin PDA-mittauksen jälkeen SIT-mittauksella. SIT-mittaustulos on kuvassa 25.



Kuva 25. Teräsbetonipaalun SIT-mittaustulos.

Teräsputkipaalun kohdalla mittaus tehtiin koko lyönnin ajan. Pudotuskorkeus lyönnin aikana oli 1 metri. Loppulyöntien osalla käytettiin 2 - 2,5 metrin pudotuskorkeutta. Loppulyöntien osalta määrättiin paalun kantavuus CASE-menetelmällä.

Vibrex-paalun kohdalla mittaus tehtiin jälkilyönneistä työputkesta ja Franki-mixte-paalun kohdalla mittaus tehtiin valmiista paalusta. Franki-mixte-paalu koestettiin 5 tonnin järkäleellä.

CASE-menetelmän ^{Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto} vaimennuskerroksena mittauksissa oli 0.10, koska kyse oli tukipaaluista, joista monet tukeutuivat aina kallioon asti.

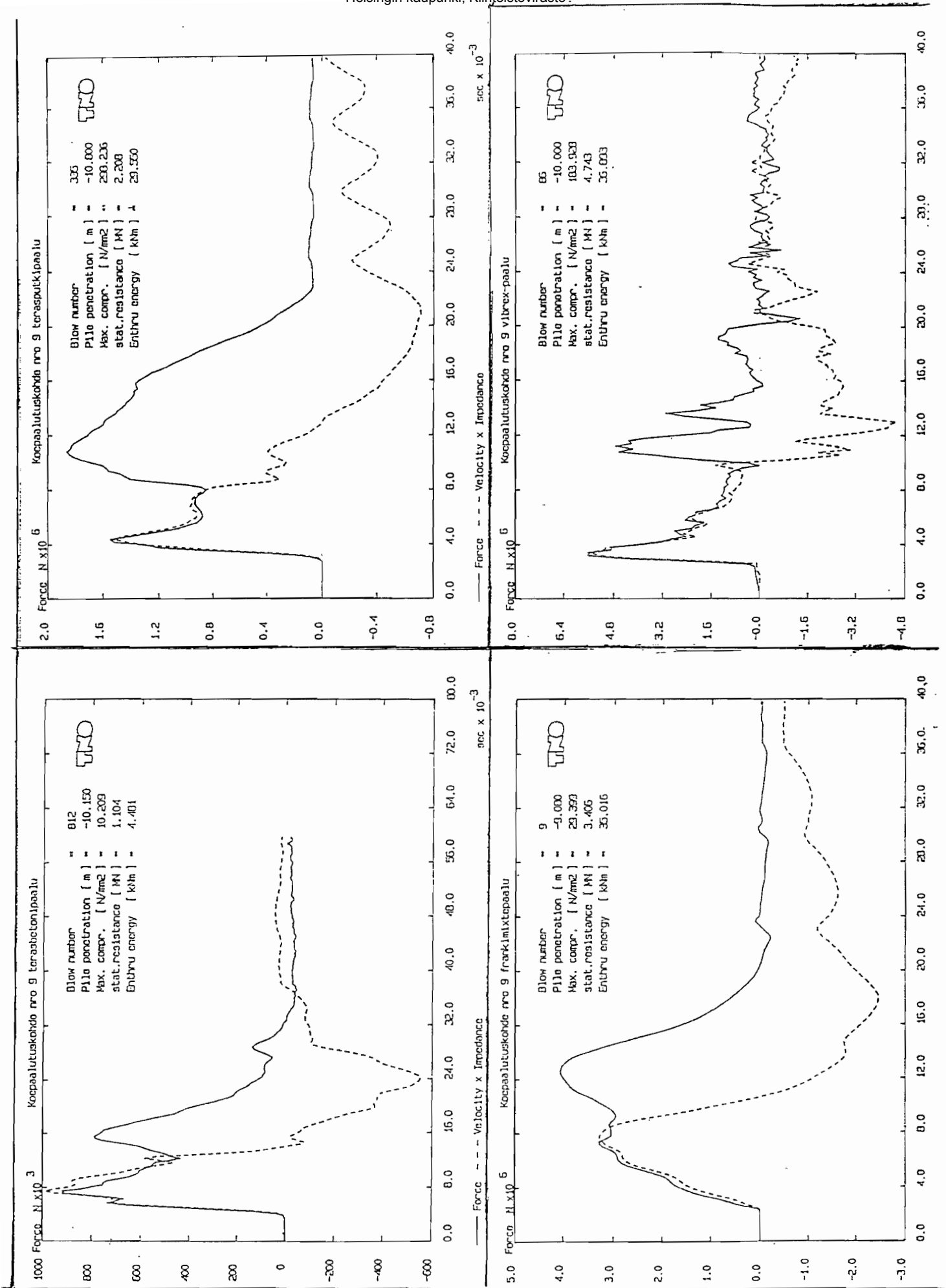
Koepaalutuskohte numero 9 dynaamisten koekuormitusten tulokset sekä myös paalujen pysyvät painumat loppulyöntien osalta on esitetty taulukossa 7. Vastaavasti paalujen voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat ovat kuvassa 26.

Taulukossa käytetyt merkinnät :

$F(t=0)$ = anturissa mitattu maksimivoima
 $v(t=0)$ = anturissa mitattu maksiminopeus
 $E(\max)$ = paaluun siirtynyt maksimienergia
Taso = paalun kärjen taso
 $R(\max)$ = CASE-menetelmällä määrätty staattinen murtokuorma
 J_c = vaimennuskerroin
 $S(\max)$ = suurin siirtymä

Taulukko 7. Dynaamisten koekuormitusten tulokset.

	Franki-Mixte	Vibrex	Teräsbetoni	Teräsputki
$F(t=0)$ [MN]	3.0	5.6	0.9	1.6
$v(t=0)$ [m/s]	2.5	4.1	1.2	6.0
$E(\max)$ [kNm]	35.0	37.0	4.5	30.0
Taso [m]	-9.08	-10.00	-10.15	-10.80
$R(\max)$ [MN]	3.4	4.7	1.1	2.2
J_c	0.1	0.1	0.1	0.1
$S(\max)$ [mm]	12.0	10.0	6.0	24.0
Loppulyönnit:				
pysyvä painuma mm/10sarja	14,10,6		11,9,7,5,4	2,1,1,1,0
pysyvä painuma mm / 30 s		30,20,10		
jousto [mm]	10,5...11,5	7,0...9,0	5,0...5,5	24.0



Kuva 26. Koepaalutuskohteen 9 eri paalutyyppeiden voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat.

8.2.3.Kohteesta 9 tehdyt johtopäätökset

Teräsbetonisen lyöntipaalun kohdalla SIT-mittauskuvaajasta nähdään, että paalu on ehjä. Staattiseksi murtokuormaksi mittauksen perusteella saatiin 1,1 MN. Lyöntipaalutusohjeet /12/ sallivat paalun geotekniseksi kantavuudeksi paalutusluokassa II 7 MPa, joka vastaa 630 kN. Täten varmuuskerroin staattisen murtokuorman suhteen jää tässä tapauksessa alle 2,0.

Teräsputkipaalun staattiseksi murtokuormaksi mittauksen perusteella saatiin 2,2 MN. Vibrex-paalun staattiseksi murtokuormaksi saatiin puolestaan 4,7 MN ja Franki-mixte-paalun 3,4 MN.

Se, miksi Vibrex-paalun staattinen murtokuorma on suurempi kuin Franki-mixte-paalun, johtuu siitä, että mittauksia tehtäessä on käytetty samaa vaimennuskerrointa. Kuitenkin teräsputkipaalujen jousto on suurempi kuin teräsbetonipaalujen, jolloin myös vaimennuskertoimen tulisi olla vastaavasti suurempi (sivu 40).

Edellä mainittujen tulosten ja mittauskuvaajien perusteella voitiin tehdä se johtopäätös, että kaikki käytetyt paalutyypit olivat kohteeseen soveltuvia.

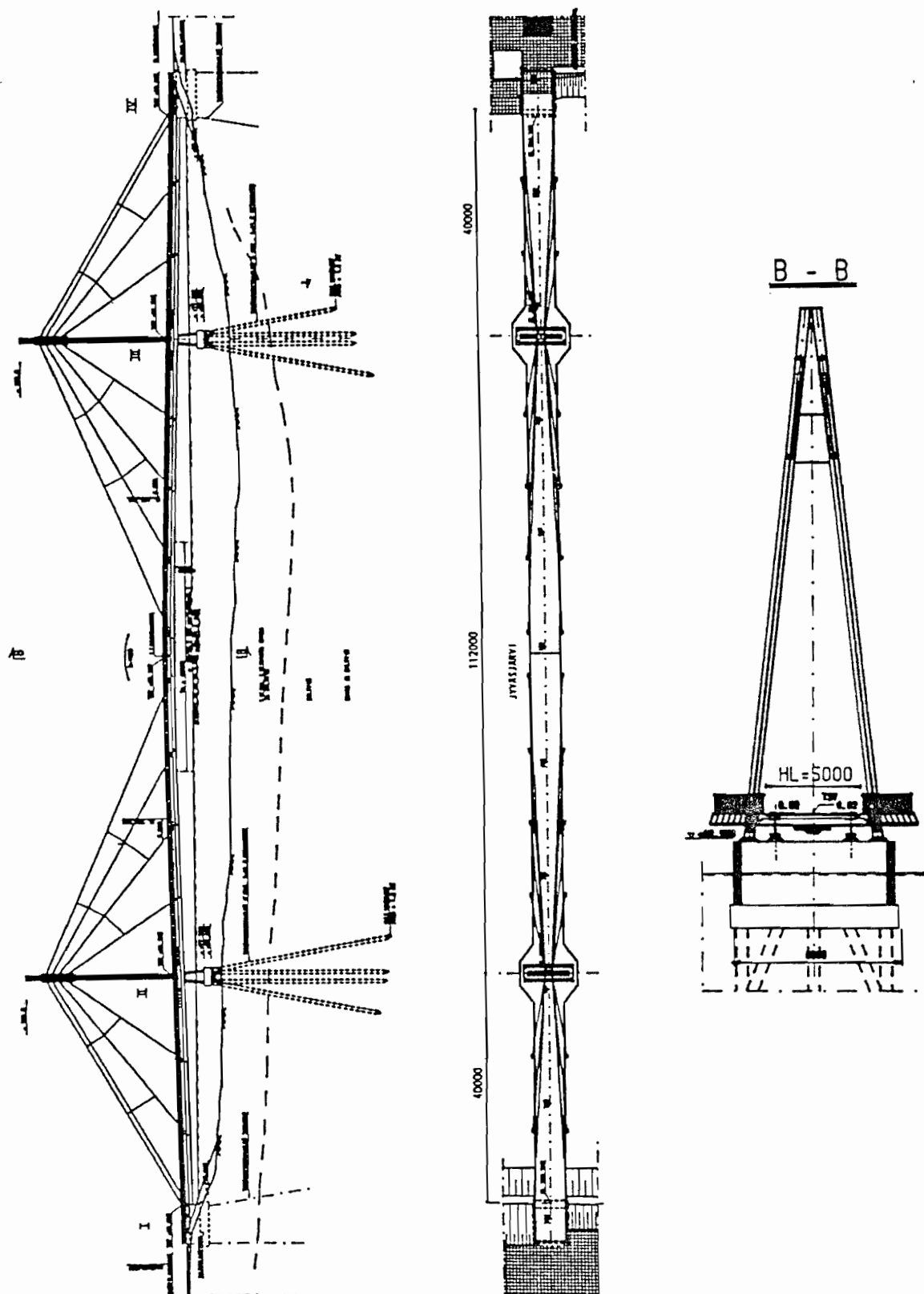
Lisäksi tehdyn mittauksen perusteella voidaan laatia myös loppulyöntiohjeet sille paalutyypille, joka lopullisesti valitaan kohteeseen.

8.3.Ylistön silta, Jyväskylä

8.3.1.Yleiskuvaus

Tässä siltakohteessa dynaamisen koekuormituksen tarkoituksena oli paalun kantavuuden määrittäminen, loppulyöntiohjeiden mahdollinen tarkennus sekä lyöntikaluston tehokkuuden selvittäminen. Kohteessa toimi paalutusurakoitsijana maa- ja vesirakennus Tuominiemi Ky.

Kyseessä oleva silta on tyypiltään kevyen liikenteen kolmiaukkoinen kaksipyiloninen vinoköysisilta. Sillan jännemitat ovat 40.0 + 112.0 + 40.0 metriä ja sillan hyötyleveys on 5.0 metriä. Sillan kokonaispituus on 208.0 metriä. Sillan sivukuva, tasokuva ja leikkaus on esitetty kuvassa 27.



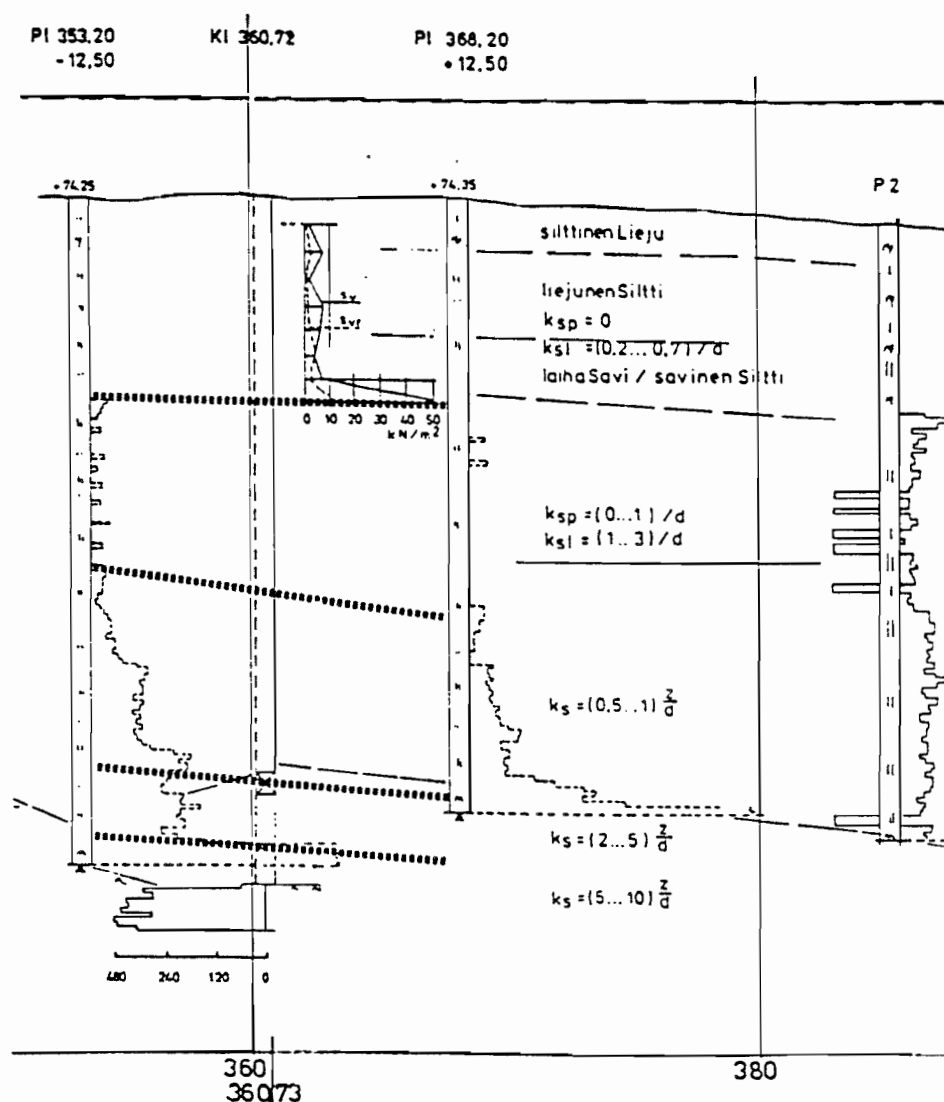
Kuva 27. Ylistön kolmiaukkoisen kaksipyilonisen vinoköysisil-
lan sivukuva, tasokuva ja leikkaus.

Pohjatutkimuksina siltapaikalla oli aiemmin tehty 6 painokairausta sekä käytössä oli myös muutamia Jyväskylän kaupungin suorittamia painokairauksia.

Täydentävinä pohjatutkimuksina tehtiin lisäksi 7 porakonekairausta kalliopinnan varmistamiseksi, 14 heijarikairausta, yksi painokairaus ja 4 siipikairausta.

Häiriintyneitä maanäytteitä otettiin neljästä ja häiriintymättömiä maanäytteitä yhdestä pisteestä, yhteensä 55 kappaletta.

Mitatun välituen II kohdalla on vesisyvyys 3.5-4 metriä. Ylimpänä on 3-5 metriin silttistä liejua. Liejukerroksen alla on löyhää savista silttiä 15-20 metriä, jonka alla on puolestaan 3-4 metrin paksuinen moreenikerros, jonka jälkeen on saavutettu kallionpinta. Välituen II pohjatutkimustuloksia on kuvassa 28.



Kuva 28. Ylistön sillan välituen II pohjatutkimustuloksia /27/.

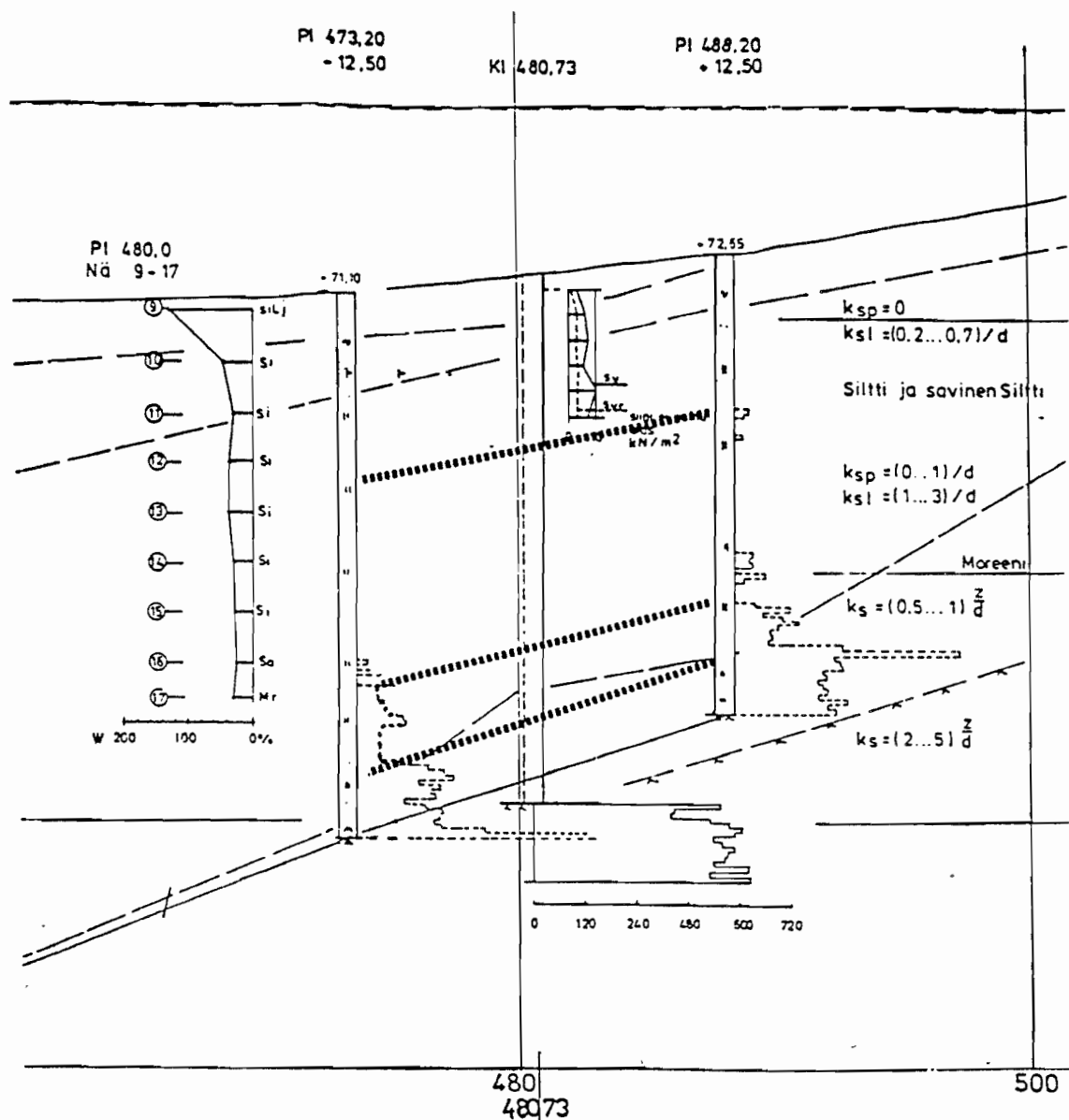
Mitatun välituen III kohdalla on vesisyvyys 6-7 metriä. Ylimpänä maakerroksena on 3-5 metriä silttistä liejua. Liejukerroksen alla on löyhää savista silttiä 15-20 metrin paksuinen kerros. Moreenikerroksen paksuus on noin 2-3 metriä, jonka jälkeen on saavutettu kallionpinta. Välituen III pohjatutkimustuloksia on kuvassa 29.

Kuvissa 28 ja 29 on esitetty myös maan vaakasuorien alustalukujen ala- ja ylärajat. Käytetyt merkinnät ovat :

k_s = kitkamaan vaakasuora alustaluku

k_{sl} = koheesiomaan lyhytaikainen vaakasuora alustaluku

k_{sp} = koheesiomaan pitkäaikainen vaakasuora alustaluku



Kuva 29. Ylistön sillan välituen III pohjatutkimustuloksia /27/.

Maatuet I ja IV perustettiin tukipaaluina toimivien teräs-betonisten siltapaalujen 300 x 300 mm² varaan.

Välituet II ja III perustettiin tukipaaluina toimivien teräsputkipaalujen (D = 610 mm ja t = 11.5 mm) varaan. Teräsputkipaalujen määrä välitukea kohti oli 10 kappaletta ja teräsputkipaalujen pituus vaihteli 31-41 metrin välillä. Vi-
nojen paalujen suunniteltu kaltevuus oli 4:1.

Mittaukset tehtiin sillan välitukien II ja III teräsputki-paaluista, joiden ulkohalkaisija oli 610 mm ja ainevahvuus 11,5 mm. Lyönnin ohjaamiseksi oli lautalle hitsattu putki-palkeista ohjauskehikko. Paalujen jatkamiset tehtiin työ-maalla hitsaamalla. Paalujen lyöntiä varten oli laadittu alustava lyöntiohje, jota piti noudattaa. Lyöntiohjeessa oli muun muassa edellytetty 60 kNm lyöntienergiaa.

8.3.2. Dynaamiset koekuormitukset

Dynaamiset iskuaaltomittaukset tehtiin kohteessa PDA-mit-tauksena käyttäen viiden tonnin järkälettä ja 1 metrin pu-dotuskorkeutta. Tällöin havaittiin, että paalun kantavuus ei ollut riittävä ja toisaalta mittauksessa saavutettiin paa-luun siirtyneeksi energiaksi keskimäärin 30 kNm. Taulukossa 8 on esitetty kohteesta otettu tulostus, josta selviää muun muassa paaluun siirtyneen energian suuruus.

Taulukko 8. Paaluun siirtynyt energia (5 tonnin järkäle).

blowno	penetr	blcount	blrate	enthru	tenmax	commax	excent	for/vel	time
	[m]	bl/25cm	bl/min	[kNm]	[N/mm2]	[N/mm2]	%		[h:m:s]
82	30.50	0.0	-1.0	26.8	24.2	110.9	0.90	1.05	11:06:
83	30.50	0.0	3.2	28.5	27.2	122.0	0.88	1.08	11:06:
85	30.50	0.0	30.0	29.8	31.1	123.7	0.98	1.05	11:06:
87	30.50	0.0	24.0	29.9	29.3	122.5	1.02	1.06	11:06:
89	30.50	0.0	30.0	29.1	27.7	120.5	0.98	1.08	11:06:
91	30.50	0.0	24.0	29.2	28.4	115.3	1.03	1.04	11:06:
93	30.50	0.0	24.0	29.4	30.5	119.0	0.98	1.05	11:06:
95	30.50	0.0	24.0	29.0	28.5	118.1	0.94	1.03	11:07:
97	30.50	0.0	30.0	29.6	28.9	120.0	0.95	1.04	11:07:
99	30.50	0.0	0.0	29.4	29.8	121.0	0.88	1.06	11:07:
101	30.50	0.0	-1.0	29.2	27.5	115.0	1.06	1.03	11:07:

Helsingin kaupunki Kiinteistövirasto

Seuraavaksi vaihdettiin 5 tonnin järkäle 7 tonnin järkäleeseen, mutta lyöntienergian suuruus ei oleellisesti muuttunut. Pudotuskorkeus oli 1 metri. Täten vika ilmeni iskutyynyn rakenteesta. Seuraavalla kerralla iskutyyny oli vaihdettu, samoin lyöntikone. Lyöntikorkeutena dynaamisessa mittauksessa käytettiin 1,1 metriä ja järkäleen massa oli 6 tonnia. Paaluun siirtynyt energia kasvoi oleellisesti tämän jälkeen. Lyöntienergiana oli keskimäärin 45 - 50 kNm. Taulukossa 9 on tulostus tästä.

Taulukko 9. Paaluun siirtynyt energia (6 tonnin järkäle).

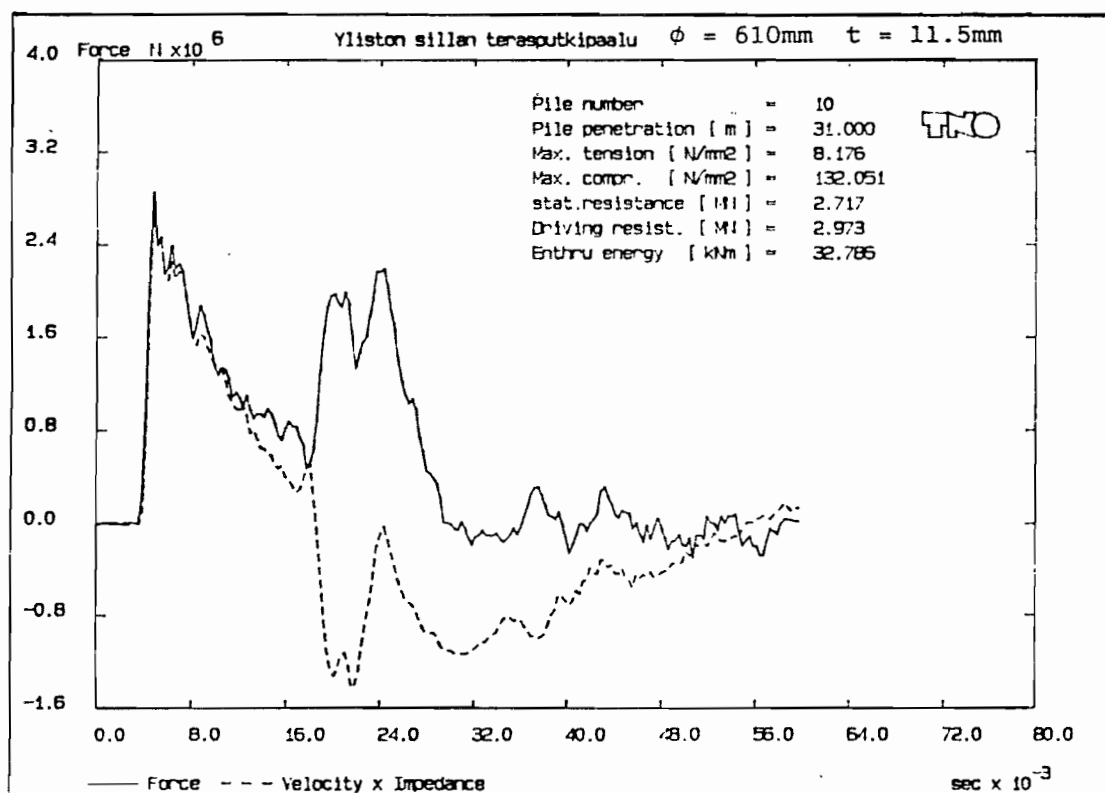
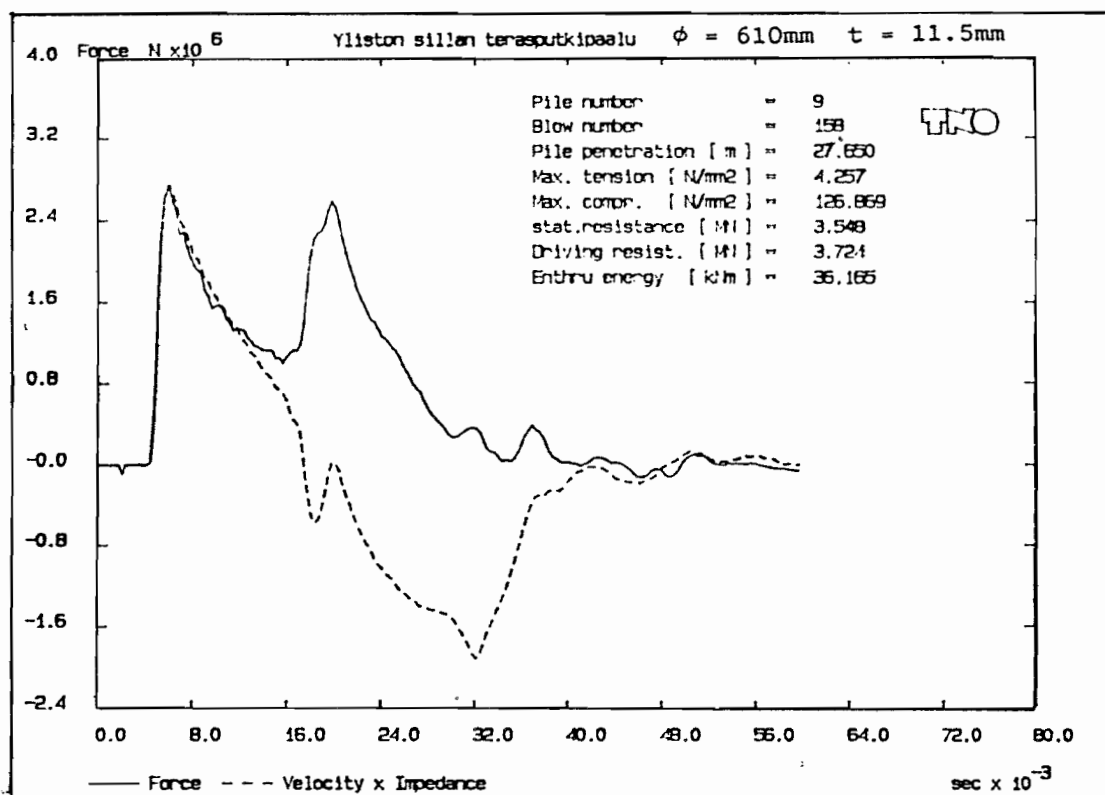
blowno	penetr	blcount	blrate	enthru	tenmax	commax	excent	for/vel	time
	[m]	bl/25cm	bl/min	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	%		[h:m:s]
1	27.50	0.0	0.0	40.6	5.5	132.4	0.58	1.05	12:40:
2	27.50	0.0	0.0	40.5	6.0	130.2	0.61	1.04	12:40:
3	27.50	0.0	0.0	41.9	6.7	132.1	0.61	1.03	12:40:
4	27.50	0.0	0.0	45.0	5.5	139.2	0.61	1.05	12:40:
5	27.50	0.0	0.0	48.6	7.6	142.9	0.61	1.04	12:40:
6	27.50	0.0	0.0	46.9	7.2	141.9	0.62	1.05	12:40:
8	27.50	0.0	0.0	47.4	7.0	143.6	0.61	1.06	12:41:
9	27.50	0.0	0.0	47.6	7.9	143.9	0.61	1.06	12:41:

Taulukoiden 8 ja 9 lyhenteet ovat :

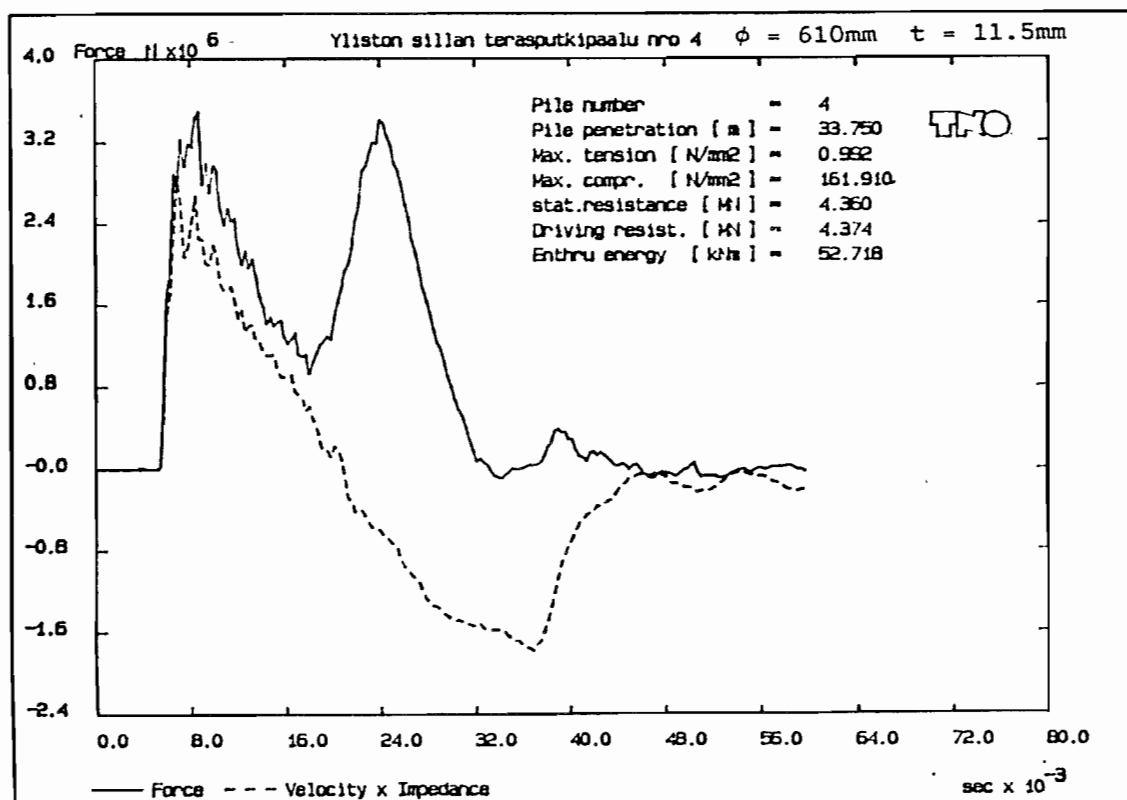
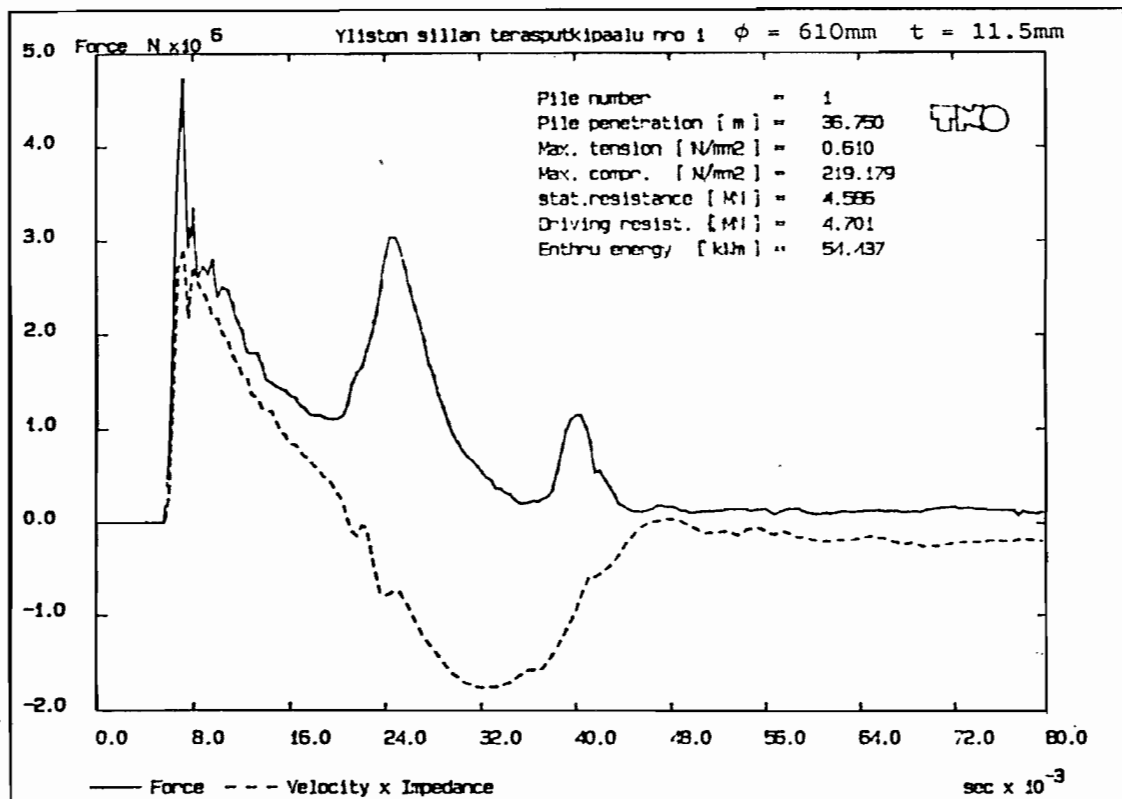
blowno = iskunumero
 penetr = tunkeuma
 blcount = lyöntimäärä/25cm
 blrate = iskutiheys minuutissa
 enthru = paaluun siirtynyt energia
 tenmax = paaluun kohdistunut maksimivetojännitys
 commax = paaluun kohdistunut maksimipuristusjännitys
 excent = epäkeskisyyss
 for/vel = voima- ja nopeussignaalin suhde
 time = aika

Kantavuuden määrittäminen tapahtui kohteessa CASE-menetelmällä. Välituen II teräsputkipaalujen 9 ja 10 dynaamisista mittauksista on esitetty voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat kuvassa 30. Välituen III teräsputkipaalujen 1 ja 4 dynaamisista mittauksista on esitetty voima- ja nopeus x impedanssikäyrät kuvassa 31.

Teräsputkipaalut 9 ja 10 edustavat mittaustulosta vanhalla lyöntikalustolla ja teräsputkipaalut 1 ja 4 puolestaan mittaustulosta uusitulla lyöntikalustolla.



Kuva 30. Ylistön sillan välituen II teräsputkipaalujen 9 ja 10 voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat.



Kuva 31. Ylistön sillan välituen III teräsputkipaalujen 1 ja 4 voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat.

8.3.3. Kohteesta tehty johtopäätökset

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto

PDA-mittausten perusteella havaittiin lyöntikaluston tehotomuus ja iskutyynyn sekä lyöntikoneen vaihdon jälkeen saavutettiin riittävä lyöntienergia ja suunnittelukuormaan nähden riittävä kantavuus.

Mittauksen jälkeen laadittiin lopuille teräsputkipaaluille dynaamisten iskuaaltomittausten perusteella uusi lyöntiohje /28/.

8.4. Kiinteistö Oy Rekipelto (talo DE), Helsinki

8.4.1. Yleiskuvaus

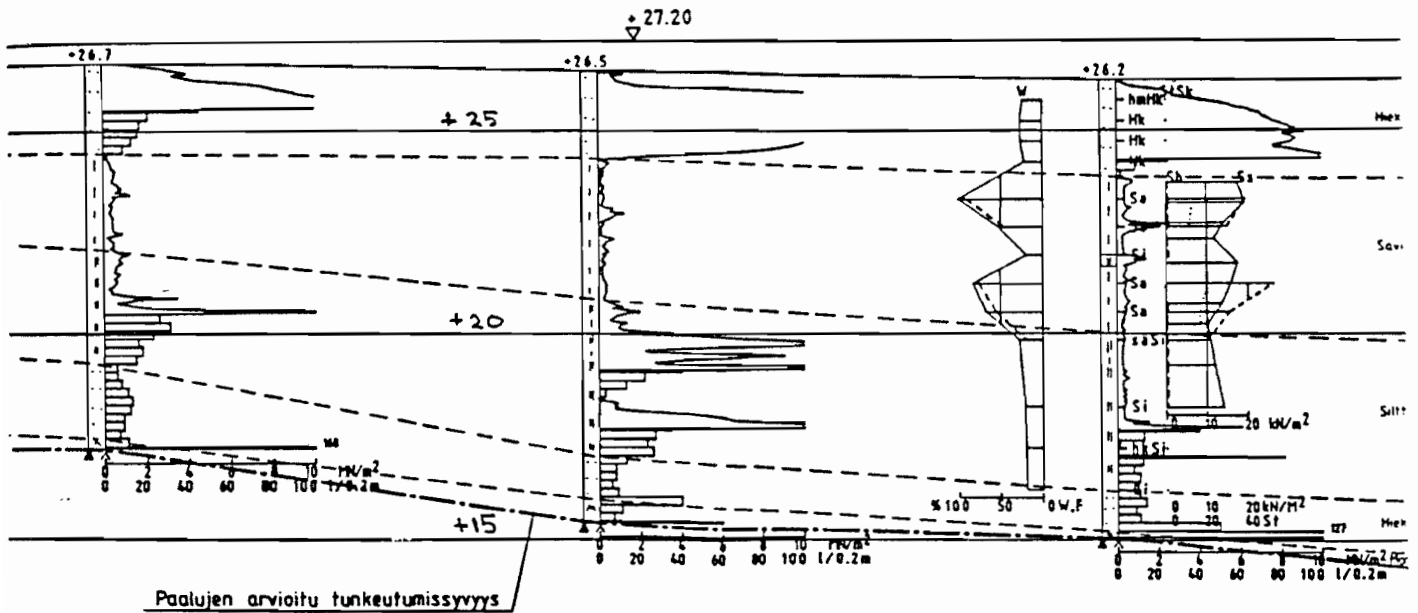
Tässä kohteessa dynaamisen koekuormituksen tarkoituksena oli teräsbetonisten lyöntipaalujen (300 mm x 300 mm) ehjyyden mittaus. Kohteessa toimi rakennuttajana Helsingin kaupunki. Paalutusurakoitsijana oli Pohjavahvistus Oy.

Pohjatutkimuksia tontilla tehtiin Helsingin kaupungin geoteknisen osaston toimesta. Tutkimukset on tehty puristin-heijarikairauksina.

Lisäksi on tehty siipikairaus saven ja siltin leikkauslujuuden määrittämiseksi sekä otettu muutama näyte eri paikoista ja eri syvyyksistä maakerrosten rakenteen ja maalaajien geoteknisten ominaisuuksien määrittämiseksi.

Pohjasuhteet tontilla olivat seuraavanlaiset : humusmaakeroksen alapuolella on hiekkaa 2 - 2,5 metrin syvyyteen maanpinnasta. Tämän jälkeen on savea, jossa on silttisiä välikerroksia. Saven alapuolella on silttiä ja hiekkaa sekä alimpana moreenia.

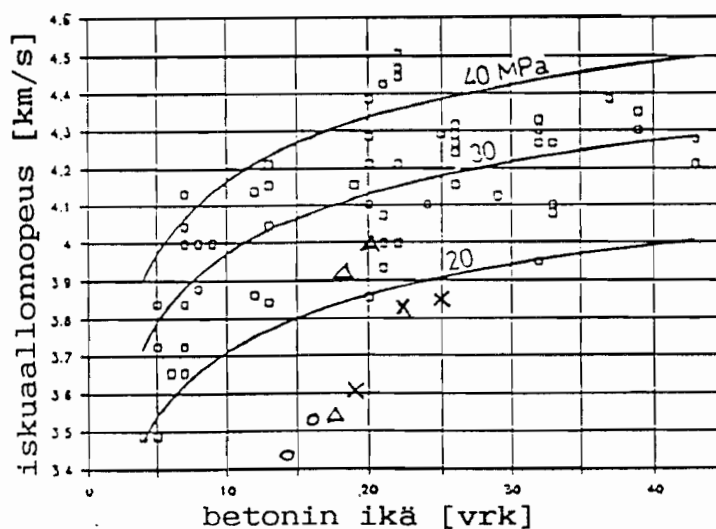
Maaperä on kokonaisuutena ottaen routivaa. Pohjavesi on vaihdellut 21.10.1988 - 21.2.1989 välisenä aikana 1,3 - 1,5 metrin syvyydessä maanpinnasta. Osa pohjatutkimustuloksista on esitetty seuraavalla sivulla kuvassa 32.



Kuva 32.Osa talon DE pohjatutkimuksista kiinteistö Oy Reki-
pellolla /29/.

8.4.2.Dynaaminen koekuormitus

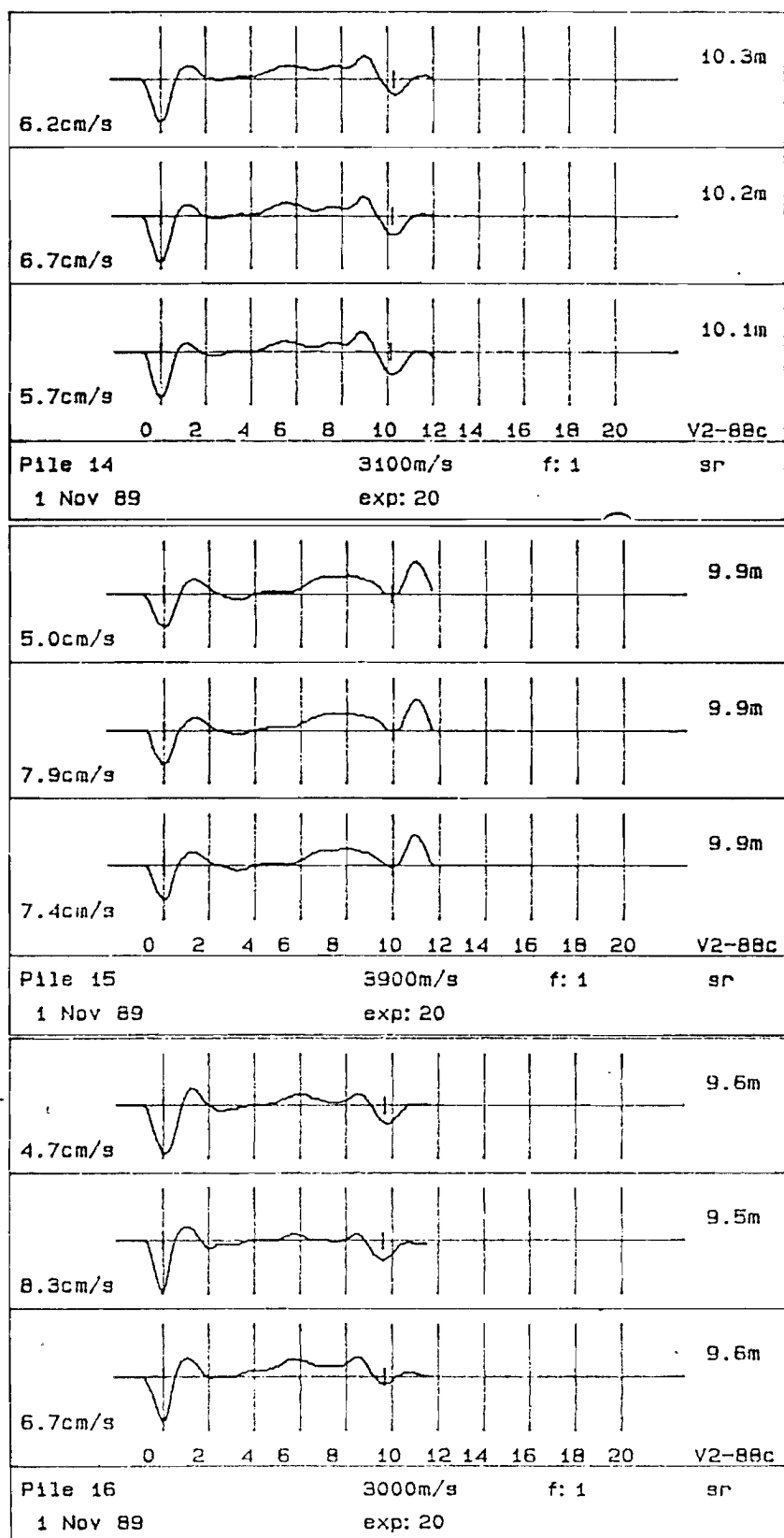
Mittaus tehtiin SIT-mittauksena.Paalutuspöytäkirjojen perusteella otettiin paalun pituus ja tämän perusteella määrättiin betonin iskuaallonnopeus c_c kokeellisesti.Kuvassa 33 on esitetty kokeellinen tutkimus SIT-laitteella betonin iskuaallonnopeuden riippuvuudesta betonin iästä ja lujuusluokasta /1/ sekä muutamia suomalaisia mittaustuloksia eri kohteista,jotka ovat myös merkitty kuvaan.



x = Mäkikuja
o = Lakalaiva
Δ = Reki-
pellon

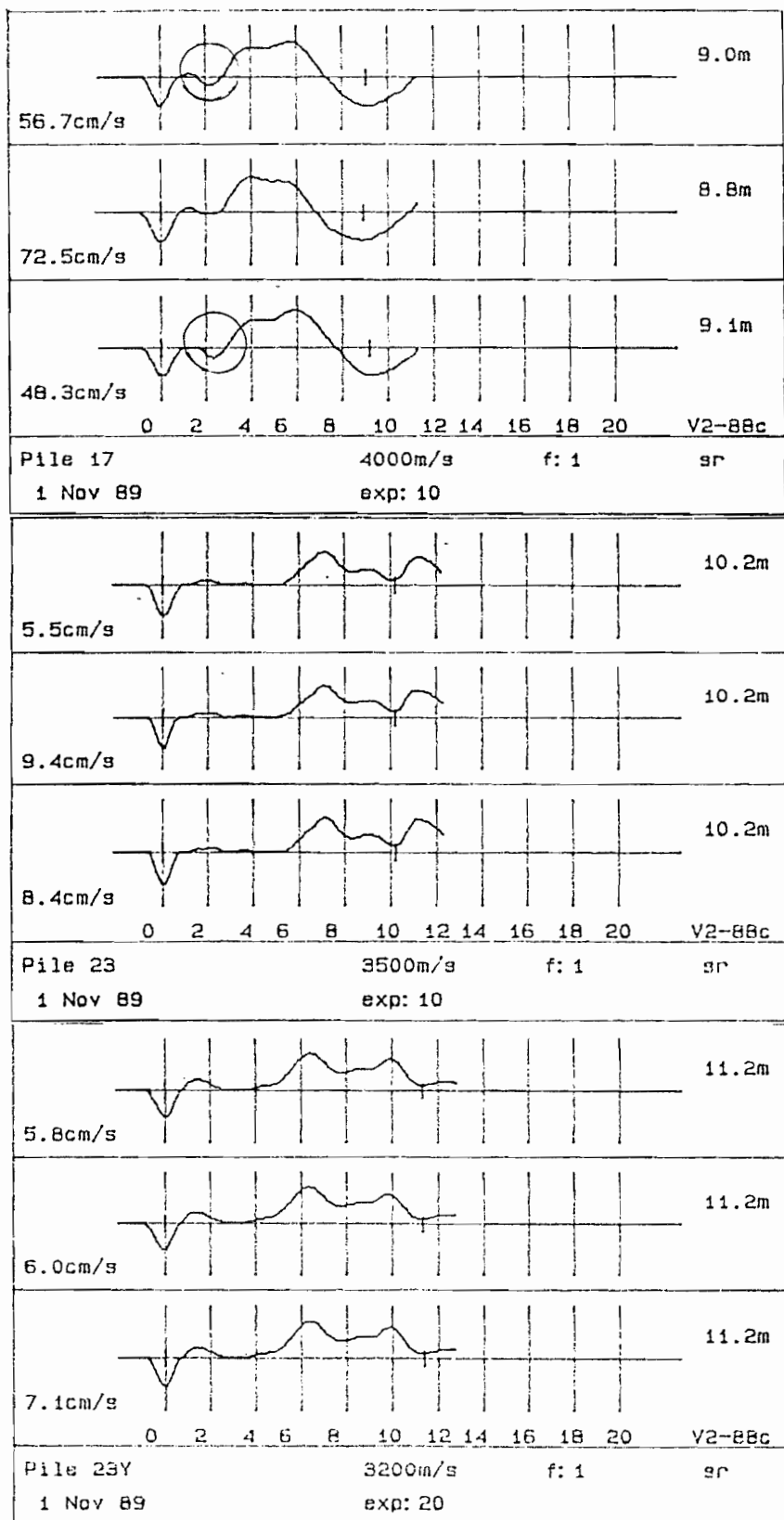
Kuva 33.Betonin iskuaallonnopeuden riippuvuus betonin iästä
ja lujuusluokasta /1/.

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
Seuraavaksi joukko kohteen tyypillisimpiä SIT-mittaustuloksia. Kuvassa 34 on paalujen 14, 15 ja 16 mittaustulokset.



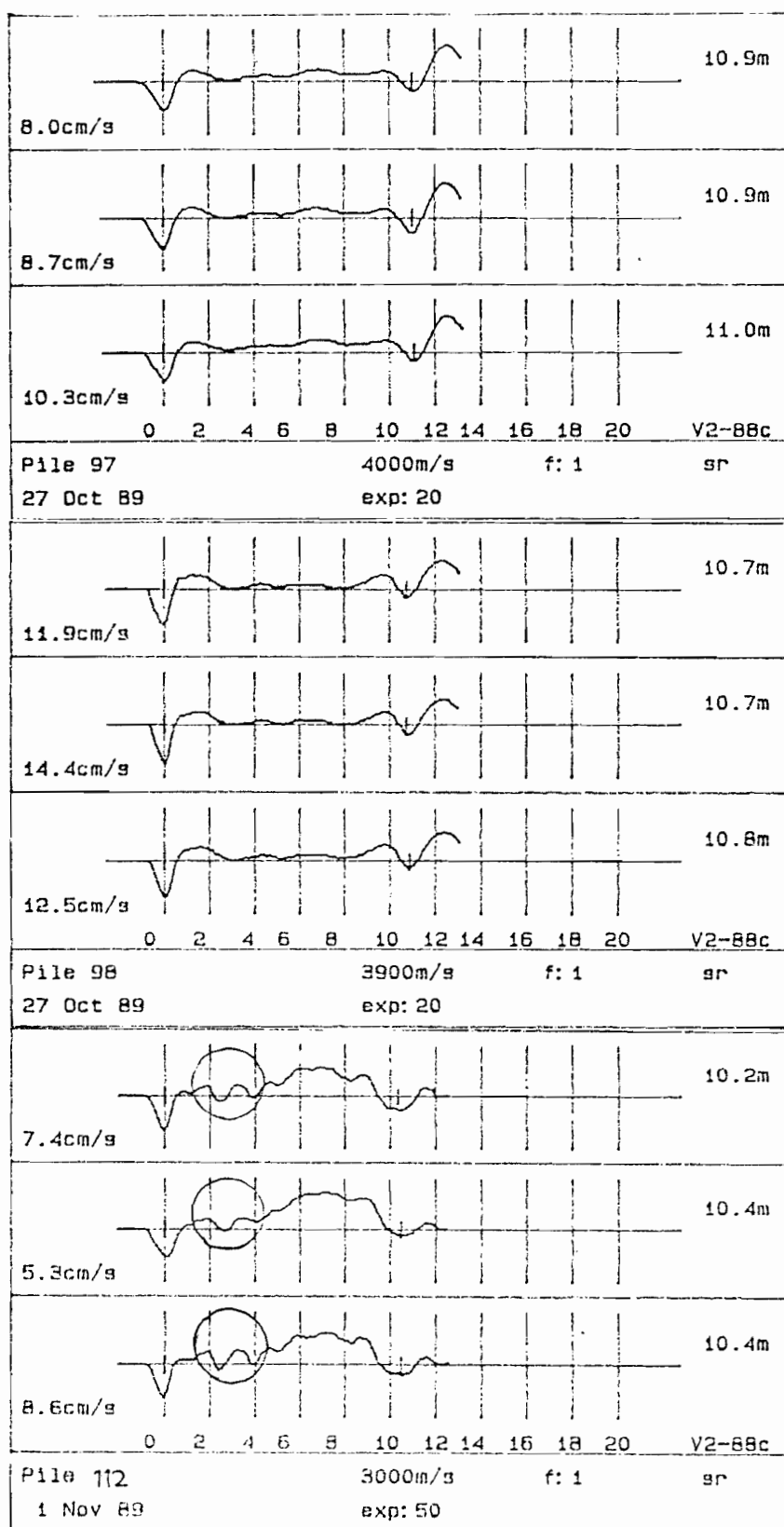
Kuva 34. SIT-mittaustulokset teräsbetonipaaluista numerot 14, 15 ja 16.

Kuvassa 35 on Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
 Kuvassa 35 on paalu 17, 23 ja 23Y SIT-mittaustulokset.



Kuva 35. SIT-mittaustulokset teräsbetonipaaluista numerot 17, 23 ja 23Y.

Kuvassa 36 on paalujen 97, 98 ja 112 SIT-mittaustulokset.



Kuva 36. SIT-mittaustulokset teräsbetonipaaluista numerot 97, 98 ja 112.

8.4.3. Kohteesta tehty johtopäätökset

Helsingin kaupunki, Kiertäjävirasto

Kohteessa mitattiin yhteensä 19 paalua, joista tähän työhön on liitetty 9 paalun mittauksiloket. SIT-mittauksen perusteella havaittiin teräsbetonisissa lyöntipaaluissa numerot 17 ja 112 2-4 metrin syvyyksillä hieman halkeilua, jota on havainnollistettu ympyröimällä ne SIT-mittauksiloksiin. Paaluja voitiin kuitenkin pitää kelvollisina. Muut mitatut paalut kohteessa olivat ehjiä.

Tulostettujen SIT-mittauksilosten perusteella nähdään, että sekä vahvistuseksponentti e että iskuaallonnopeus c_c vaihtelevat jonkin verran. Vahvistuseksponentin e vaihtelu johtuu maaperän tiiviiden muuttumisesta. Yleensä vahvistus on sitä suurempi, mitä tiukempi maakerros on kyseessä.

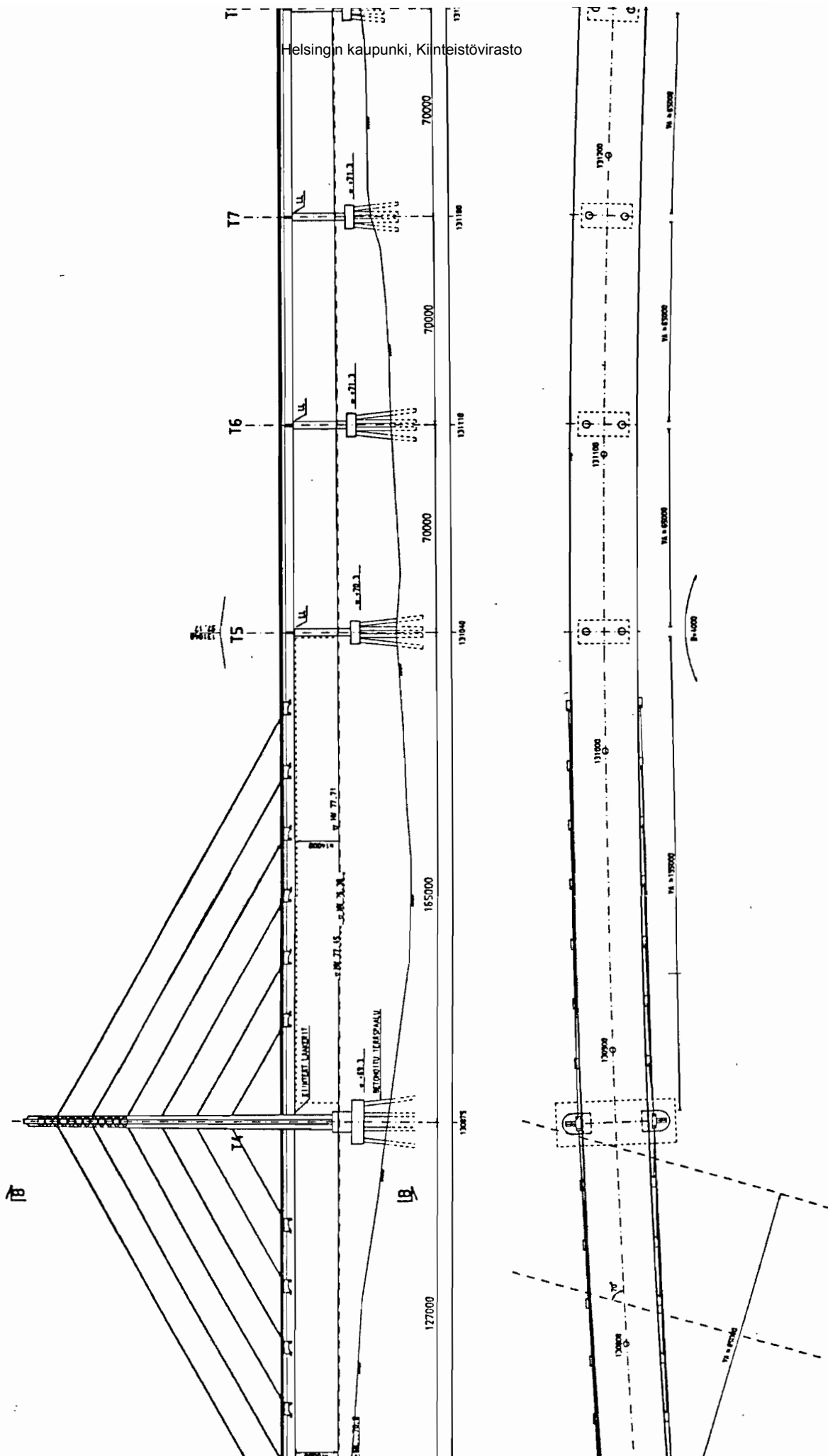
Iskuaallonnopeus c_c määrätään paalukohtaisesti paalun pituuden perusteella. Se, miksi iskuaallonnopeus c_c vaihtelee, johtuu paitsi maaperästä, niin myös betonin lujuudenkehityksestä. Esimerkiksi hyvin nuorella betonilla iskuaallonnopeus c_c on alhainen verrattaessa normaalisti kovettuneeseen betoniin (28 vrk). Suuri osa kohteessa lyödyistä teräsbetonipaaluista ei ollut normaalisti kovettunut.

8.5. Heinolan Tähtiniemen silta, Heinola

8.5.1. Yleiskuvaus

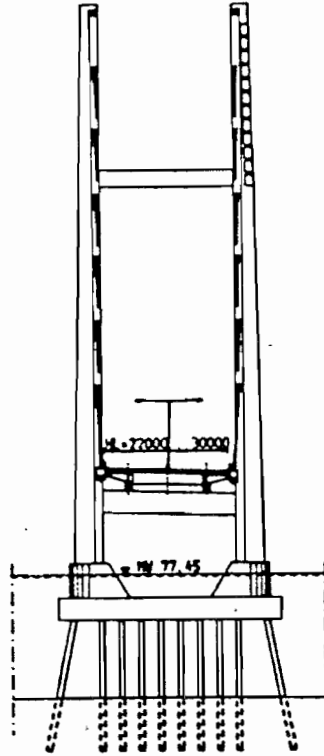
Tässä kohteessa on tarkoitus tehdä vuoden 1990 lopulla dynaamisia koekuormituksia PDA-mittauksena paalujen kantavuuden toteamiseen, loppulyöntiohjeiden laadintaan ja lyöntienergian kontrollointiin. Rakennuttajana kohteessa tulee toimimaan paikallinen tiepiiri. Kohteen urakoitsijaa ei ole vielä päätetty.

Kyseessä oleva moottoritiesilta on tyypiltään 12 aukkoinen liittorakenteinen vinoköysisilta. Sillan jännemitat ovat 56.0 + 63.0 + 127.0 + 165.0 + 70.0 + 70.0 + 70.0 + 70.0 + 63.0 + 63.0 + 49.0 + 35.0 metriä ja sillan hyötyleveys on 22 metriä leventyen toisesta päästä 30 metriin. Sillan kokonaispituus on 901 metriä. Kuvassa 37 on esitetty paalutettavien tukien osalta sillan taso- ja sivukuva.



Kuva 38. Heinolan Tähtiniemen sillan sivu- ja tasokuva paalutettavien tukien kohdalta.

Kuvassa 38 on esitetty sillan poikkileikkaus.



Kuva 38. Heinolan Tähtiniemen liittorakenteisen vinoköysisillan poikkileikkaus /32/.

Sillan pohjasuhteiden selvittämiseksi on siltapaikalla tehty muun muassa paino- ja porakonekairauksia sekä otettu näytteitä.

Sillan pohjasuhteet ja tukien perustamistavat paalutettavien tukien kohdalla ovat seuraavat :

Pylonituella T4 on pehmeä 2.5-5.8 metriä paksu savikerrostuma, joka syvemmällä muuttuu silttiseksi. Savikerrostuman alapuolella on 1.5-1.8 metriä paksu silttikerrostuma, joka sisältää hiekkalinssejä. Tämän kerroksen alapuolella on tiiviydeltään vaihtelevaa ja syvemmällä kivistä hiekkamoreenia. Kallion pinta sijaitsee porakonekairausten perusteella 10.6-16.6 metrin syvyydessä vesistön pohjasta. Kairausten perusteella on odotettavissa kaltevia kallionpintoja. Vesisyvyys on 13-21 metriä.

Pylonituki perustetaan kallioon tukeutuvien liittorakenteisten teräspalkkipaalujen varaan.

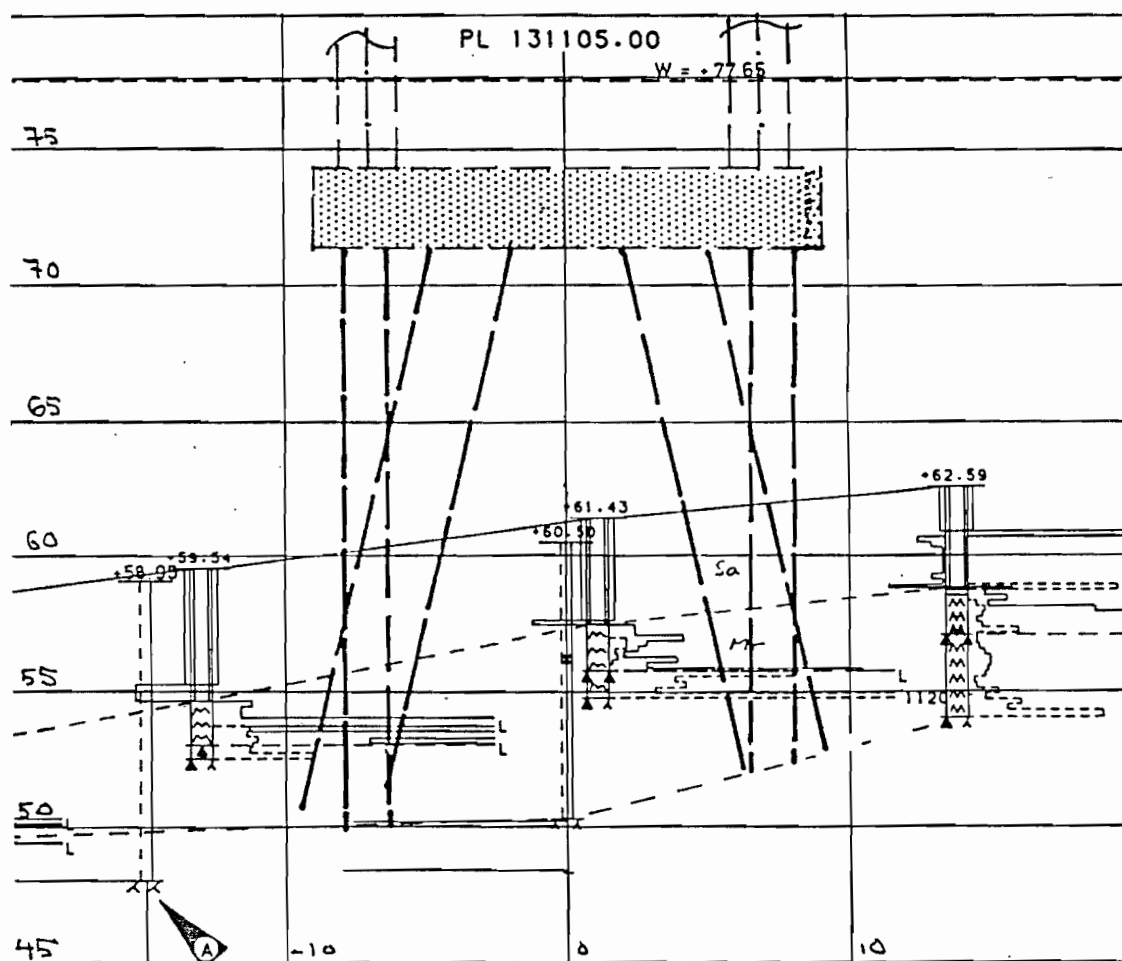
Välituella T5 on aluksi ^{Helsingin laiturin pohjasta}pehmeä, noin 6 metriä paksu savikerrostuma, joka muuttuu syvemmällä silttiseksi. Savikerrostuman alapuolella on tiiviydeltään vaihtelevaa, kivistä hiekkamoreenia. Kallion pinta sijaitsee porakonekairausten perusteella noin 10 metrin syvyydessä vesistön pohjasta. Vesisyvyys on 19-20 metriä.

Välituki perustetaan kallioon tukeutuvien liittorakenteisten teräsputkipaalujen varaan.

Välituella T6 on aluksi pehmeä, 4-5 metriä paksu savikerrostuma ja sen alapuolella tiiviydeltään vaihtelevaa, kivistä hiekkamoreenia. Kallion pinta sijaitsee porakonekairausten perusteella noin 10-11 metrin syvyydessä vesistön pohjasta. Vesisyvyys on 13-19 metriä.

Välituki perustetaan kallioon tukeutuvien liittorakenteisten teräsputkipaalujen varaan.

Välituen T6 pohjasuhteet on esitetty kuvassa 39.



Kuva 39. Välituen T6 pohjasuhteet /30/.

Välituella T7 on ^{Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto} 0.2-5.8 metriä paksu savikerrostuma. Savi-kerroksen alapuolella on löyhä, kivinen hiekkamoreenikerrostuma, joka rajoittuu kallioon. Kallion pinta sijaitsee kairausten perusteella 1.8-8.2 metriä vesistön pohjasta. Vesisyvyys on 14-23 metriä.

Välituki perustetaan kallioon tukeutuvien liittorakenteisten teräsputkipaalujen varaan.

Välituella T8 on aluksi 0-5.5 metriä paksu savi- ja silttikerrostuma. Tämän alapuolella on tiiviydeltään vaihtelevaa, syvemmällä kivistä ja lohkareista soramoreenikerrostumaa. Kallion pinta sijaitsee porakonekairausten perusteella 8-9.7 metrin syvyydessä vesistön pohjasta. Vesisyvyys on 4-11 metriä.

Välituki perustetaan kallioon tukeutuvien liittorakenteisten teräsputkipaalujen varaan.

Paalutyyppinä kohteessa on kalliokärjellä varustettu teräsputkipaalu (Fe 52 D), jonka ulkohalkaisija on 813 mm ja ainepaksaus on 14,2 mm, josta 4 mm on ulkopuolen korroosiovaraa. Paalujen jatkos tehdään hitsaamalla käyttäen hitsausluokkaa WC U. Paalutuksessa sovelletaan paalutusluokan IA vaatimuksia.

Kalliokärkien kärkitapit ovat reiällisiä. Kalliokärkien tulee kestää käyttötilanteessa 5 MN kuorma ja lyöntitilanteessa 9 MN lyöntirasitus. Lyönnin rasitusten kestämiseksi tulee reiät olla täytetty esimerkiksi betonilla. Itse teräsputkipaalu betonoidaan lyönnin jälkeen liittorakenteeksi.

Paalutuskaluston vaadittu lyöntienergia on suuruusluokaltaan noin 200 kNm.

Paalut lyödään nosteen kumoamiseksi vedellä täytettyinä. Kalliota vasten lyötäessä on vapaapudotteiselle hitaalle juntalle asetettu maksimi pudotuskorkeus järkäleen koosta riippuen seuraavasti :

Vapaapudotteinen hidas juntta	Suurin pudotuskorkeus [m]
* 150 kN järkäle	1,5
* 120 kN järkäle	2,0

Iskutyynyn rakenne teräsputkipaaluohjeiden /22/ mukainen. Lähteen mukaan iskutyynyn sopiva materiaali on Azobe-puu ja iskutyynyn poikkileikkausala on oltava sama kuin järkäleessä. Sopiva iskutyynyn pituus on 300 - 800 mm.

Koska PDP-ohjelman käytöstä ei ole vielä olemassa käytännön sovellusesimerkkiä, on tässä työssä esitetty sellainen. PDP-ohjelmalla on laadittu ennuste paaluun kohdistuvasta maksimilyöntijännityksestä ja paalun kantavuudesta sekä vaippa-
kitkan ja kärkivastuksen osuudesta.

Esimerkkitapauksena on Heinolan Tähtiniemen sillan tuen 6 paalulukeman 131105.00 keskilinjasta 8 metriä vasemmalle tuleva paalu. Tuen 6 pohjatutkimukset on esitetty edellä kuvassa 39.

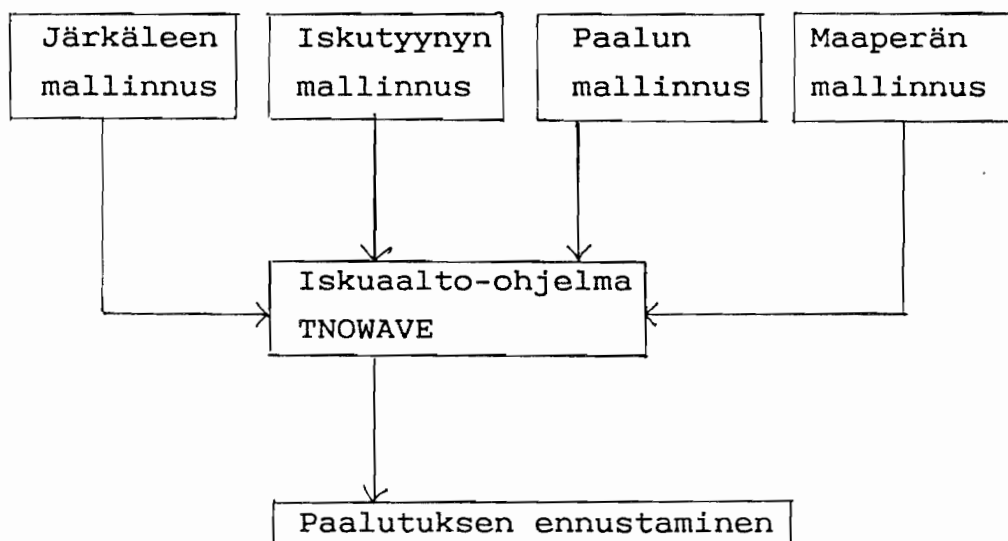
Sillasta on laadittu PDP-analyysit myös tuilta T7 ja T8, mutta niitä ei ole liitetty tähän työhön, koska ennustetut kantavuudet olivat samaa luokkaa kuin tuella T6.

8.5.2.PDP-analyysi

Pile driving prediction- ohjelmassa mallinnetaan järkäle, iskutyyny, paalu ja maaperä. Tehdyn mallinnuksen jälkeen ajetaan TNOWAVE-ohjelma, jolloin tuloksena saadaan tietoa paalutustyön ennustuksesta.

Paalutustyön ennustuksen tarkkuus riippuu paitsi käyttäjän kokemuksesta ja myös pohjatutkimuksista. Kuvassa 40 on havainnollistettu PDP-ohjelman kulkua. Vertaa kuvat 4 ja 5.

Pile driving prediction-ohjelman luotettavuudelle saadaan kriteeri, kun kohteesta saadaan varsinainen mitattu signaali PDA-mittauksella.



Kuva 40.PDP-ohjelman kulku /23/.

PDP-analyysissä on laskettu iskuaaltoteorian maaparametrit perustuen Randolph ja Simonin malliin.

Tällöin vaippakitkan jousivakio saadaan (ympyränmuotoiselle poikkileikkaukselle) kaavasta :

$$k = G\pi / O \quad (8.1)$$

k = vaipan jousivakio [N/m^3]
 G = maan leikkausmoduli [kPa]
 O = paalun piiri [m]

ja jousen quake-arvo kaavasta :

$$U_q = 2r\tau_{\max} / G \quad (8.2)$$

U_q = jousen quake-arvo [m]
 $\tau_{\max}$ = maksimi leikkausjännitys [kPa]
 r = paalun säde [m]

Vaimennus vaippakitkan osalla saadaan kaavasta :

$$C = 2\pi D(G\rho)^{0.5} / O \quad (8.3)$$

C = vaimennus [Ns/m^3]
 D = paalun ulkohalkaisija [m]
 ρ = maan tiheys [kg/m^3]

Kärkivastuksen osalta kärjen jousen arvo saadaan kaavasta :

$$k_p = 4Gr / (1 - \nu) \quad (8.4)$$

k_p = kärjen jousivakio [kN/m]

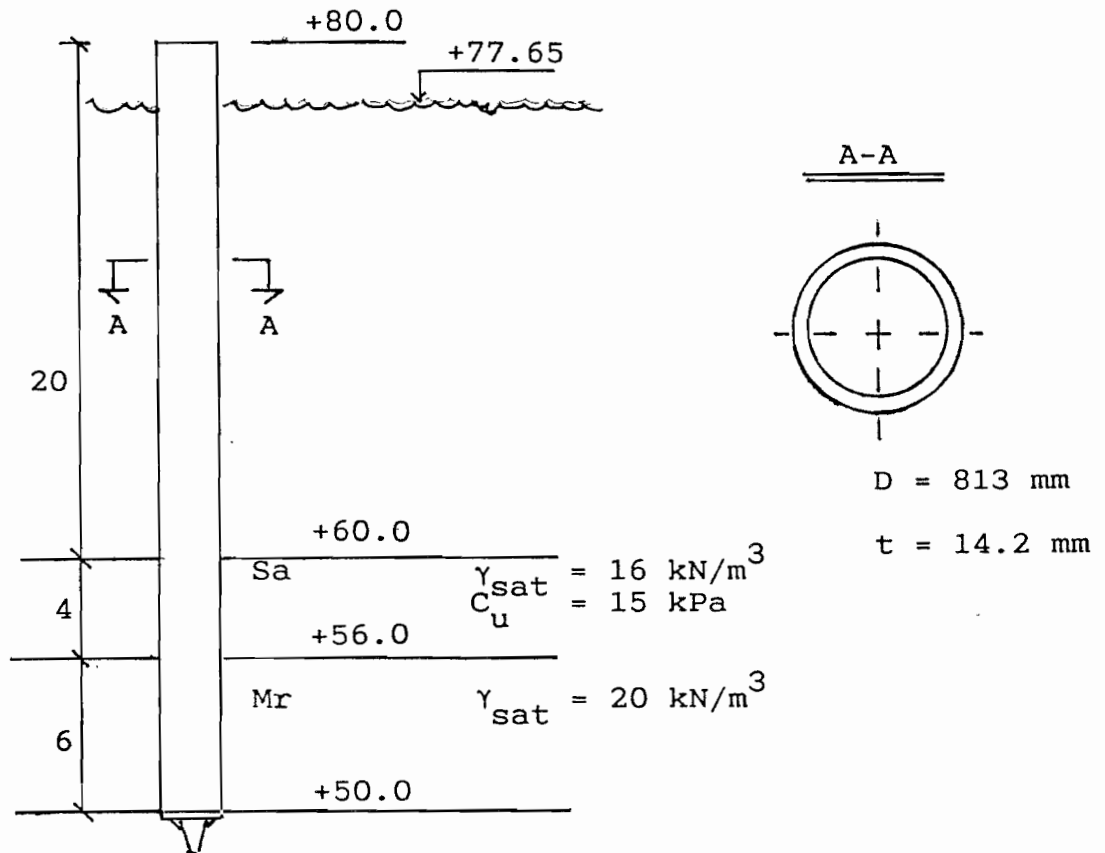
ν = Poisson'n vakio

ja vaimennus puolestaan kaavasta :

$$C_p = 3.4D^2(\rho G)^{0.5} / (A(1 - \nu)) \quad (8.5)$$

$$A_p = \text{paalun kärjen pinta-ala}$$

Kuvassa 41 on esitetty tuen 6 maa- ja paalumalli.



Kuva 41. Tuen 6 maa- ja paalumalli.

Lasketaan tehokkaat pystysuorat jännitykset :

$$\sigma_v' (+60.0) = 0$$

$$\sigma_v' (+56.0) = 16 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m} - 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 24 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v' (+50.0) = 24 \text{ kPa} + (20 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 6 \text{ m} = 84 \text{ kPa}$$

Kerroksen 1 iskuaaltoteoreettiset maaparametrit vaipalle :

$$\tau_{\max} = 0.6 C_u = 0.6 \cdot 15 \text{ kPa} = 9 \text{ kPa}$$

$$G = 200 C_u = 200 \cdot 15 \text{ kPa} = 3000 \text{ kPa}$$

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
Kaavoihin (8.1) - (8.3) sijoittamalla saadaan savelle :

$$k = 3000 \text{ kPa} \cdot \pi / \pi \cdot 0.813 \text{ m} = 3700 \text{ kN/m}^3$$

$$U_q = 0.813 \text{ m} \cdot 9 \text{ kPa} / 3000 \text{ kPa} = 0.0024 \text{ m}$$

$$f_y = 3700 \text{ kN/m} \cdot 0.0024 \text{ m} = 8.9 \text{ kPa}$$

$$C = \frac{2\pi \cdot 0.813 \text{ m} \cdot (3000000 \text{ N/m}^2 \cdot 2000 \text{ kg/m}^3)^{0.5}}{\pi \cdot 0.813 \text{ m}} = 160\,000 \text{ Ns/m}^3$$

Kerroksen 2 iskuaaltoteoreettiset maaparametrit vaipalle :

$$\tau_{\max} = 0.4 \cdot \sigma_v' = 0.4 \cdot 84 \text{ kPa} = 33.6 \text{ kPa}$$

$$G = 70 \cdot \sigma_v' = 70 \cdot 84 \text{ kPa} = 5880 \text{ kPa}$$

Kaavoihin (8.1) - (8.3) sijoittamalla saadaan moreenille :

$$k = 5880 \text{ kPa} \cdot \pi / \pi \cdot 0.813 \text{ m} = 7230 \text{ kN/m}^3$$

$$U_q = 0.813 \text{ m} \cdot 33.6 \text{ kPa} / 5880 \text{ kPa} = 0.0046 \text{ m}$$

$$f_y = 7230 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.0046 \text{ m} = 33.3 \text{ kPa}$$

$$C = \frac{2\pi \cdot 0.813 \text{ m} \cdot (5880000 \text{ N/m}^2 \cdot 2000 \text{ kg/m}^3)^{0.5}}{\pi \cdot 0.813 \text{ m}} = 216\,900 \text{ Ns/m}^3$$

Paalun kärkivastuksen osalta saadaan iskuaaltoteoreettinen maaparametri kaavaan (8.4) sijoittamalla :

$$k_p = 4 \cdot 4700 \text{ MPa} \cdot 0.4065 \text{ m} / (1 - 0.2) = 9\,550 \text{ MN/m}$$

$$A_p = \pi \cdot 0.813^2 / 4 = 0.519 \text{ m}^2$$

$$k = 9\,550 \text{ MN/m} / 0.519 \text{ m}^2 = 18\,400 \text{ MN/m}^3$$

$$U_q = 0.001 \text{ m}$$

$$f_y = 18\,400 \text{ MN/m}^3 \cdot 0.001 \text{ m} = 18.4 \text{ MPa}$$

Vaimennus kärjessä saadaan kaavaan (8.5) sijoittamalla :

$$C_p = \frac{3.4 \cdot 0.813^2 \text{ m}^2 \cdot (2000 \text{ kg/m}^3 \cdot 4700000000 \text{ N/m}^2)^{0.5}}{(0.519 \text{ m}^2 \cdot 0.8)} = 16\,600\,000 \text{ Ns/m}^3$$

Liitteissä 3 ja 4 on esitetty ohjelman tulostama tiedosto annetuista lähtötiedoista. Lasketun vaimennusarvon (C) perusteella ohjelma on tulostanut vaimennuskertoimien (J_c) arvot samaan tiedostoon. Vastaavantyyppinen laskentamalli on myös tehtävä käytettäessä signal matching-ohjelmia.

8.5.3. Analyysin tulos

Analyysin tuloksena saatiin ennustettua seuraavaa. Lyöntienergia on noin 170 kNm käytettäessä 11.7 tonnin järkälettä ja pudotuskorkeutta 1.5 m (liite 5).

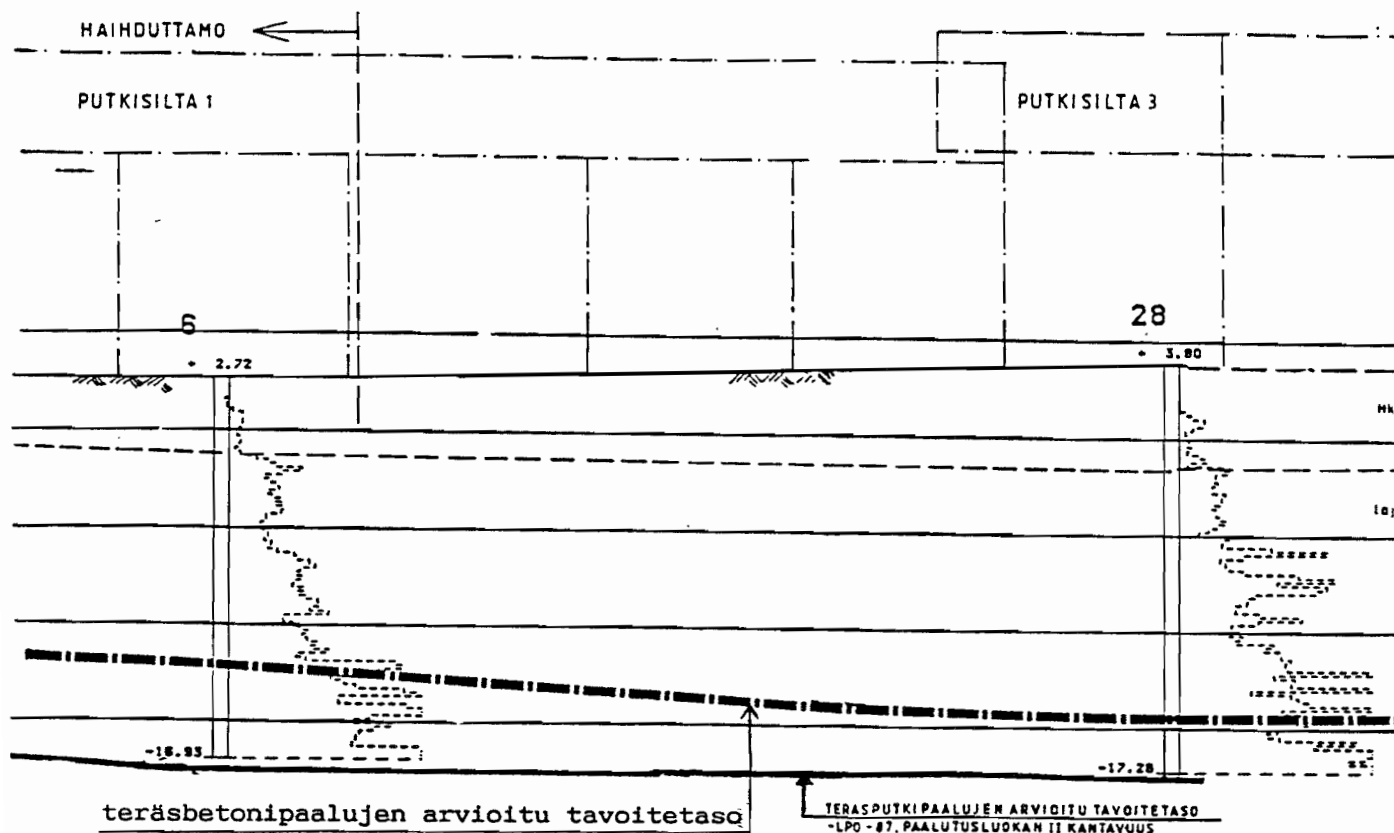
Lisäksi kyseessä olevan sillan tuen 6 teräsputkipaalun staattinen murtokuorma on 10.1 MN, josta vaipan osuus 0.55 MN ja kärjen 9.55 MN sekä maksimipuristusjännitys lyönnin aikana noin 180 MPa (liite 6). Mikäli paalun tuenta lyönnin aikana ei ole riittävä, tulee paalun nurjahdus tarkastaa lyöntipaalutusohjeiden mukaan /12/.

8.6. Kemi Oy:n tehtaat / Putkisilta, Kemi

8.6.1. Yleiskuvaus

Kohteena oli soodakattilan (SK1) kuljetin. Kyseessä oleva kuljetin perustetaan Rautaruukin teräsputkipaalujen RR 139.7 x 10 varaan. Rakennuttajana oli Kemi-yhtiöt. Urakoitsijana kohteessa toimi Pohjavahvistus Oy. PDA-mittauksen tarkoituksena oli RR-paalujen kantavuuden määrittäminen.

Kohteessa oli suoritettu muun muassa painokairauksia pohjasuhteiden selvittämiseksi. Pohjasuhteet mitattavalla osalla olivat seuraavat: maanpinta on tasolla +2.70 - +3.80. Ylimpänä on noin 5-5.5 metriä hiekkaa, joka sisältää myös silttiä. Silttisen hiekan alapuolella on lajittunutta moreenia noin 15-15.5 metriä. Kairaus on merkitty päättyneeksi kiveen tai kallioon tasolle -17.26. Kairauspisteet 6 ja 28 edustavat mitatun kohteen pohjatutkimuksia (kuva 42).



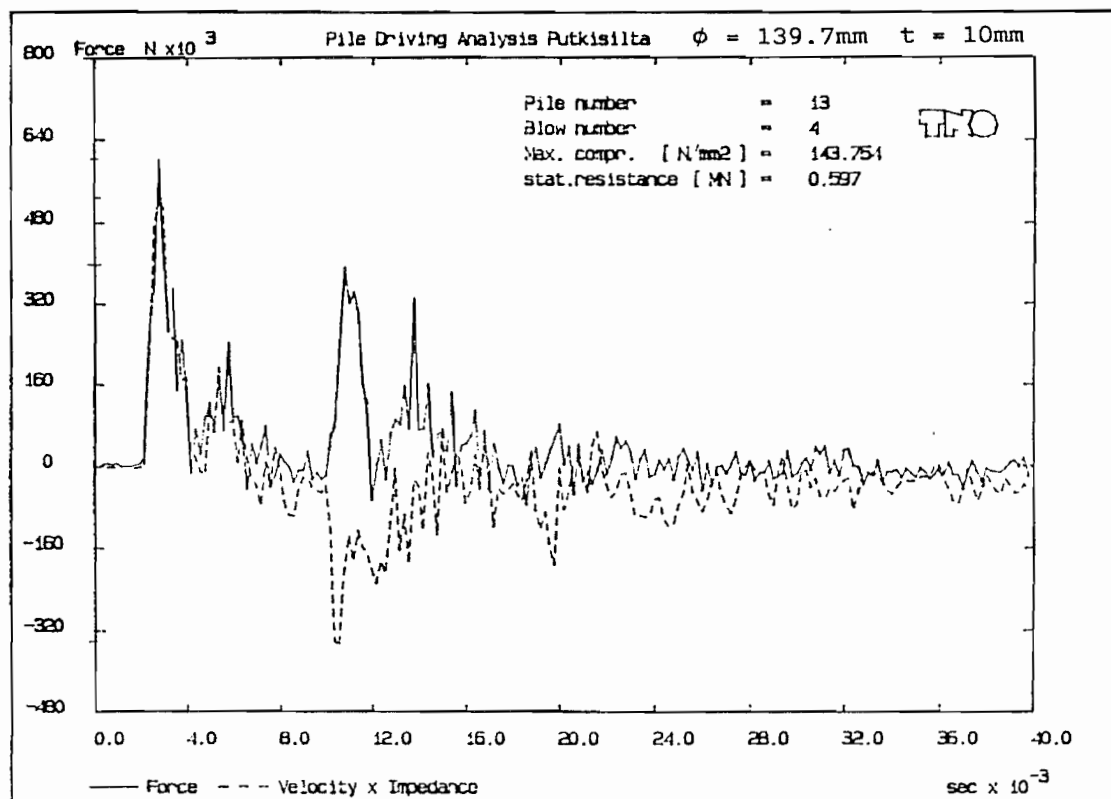
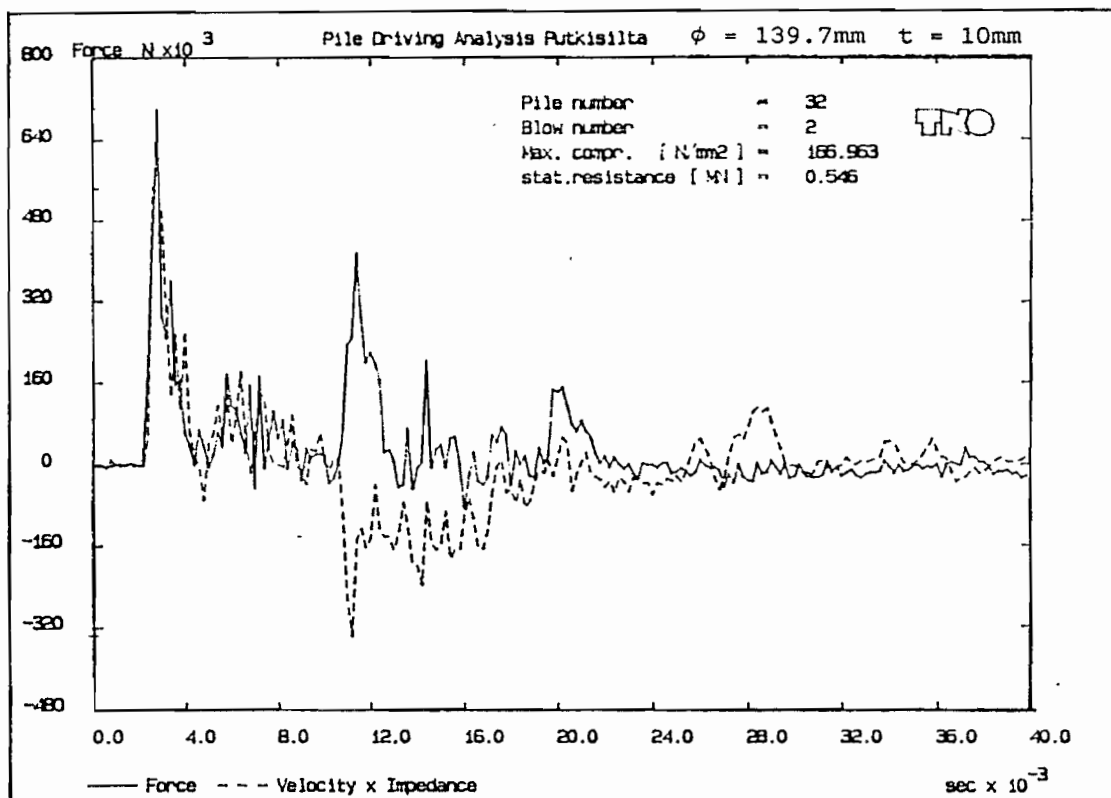
Kuva 42. Soodakattilan kuljettimen pohjatutkimustulokset kairauspisteistä 6 ja 28 /31/.

8.6.2. Dynaamiset koekuormitukset

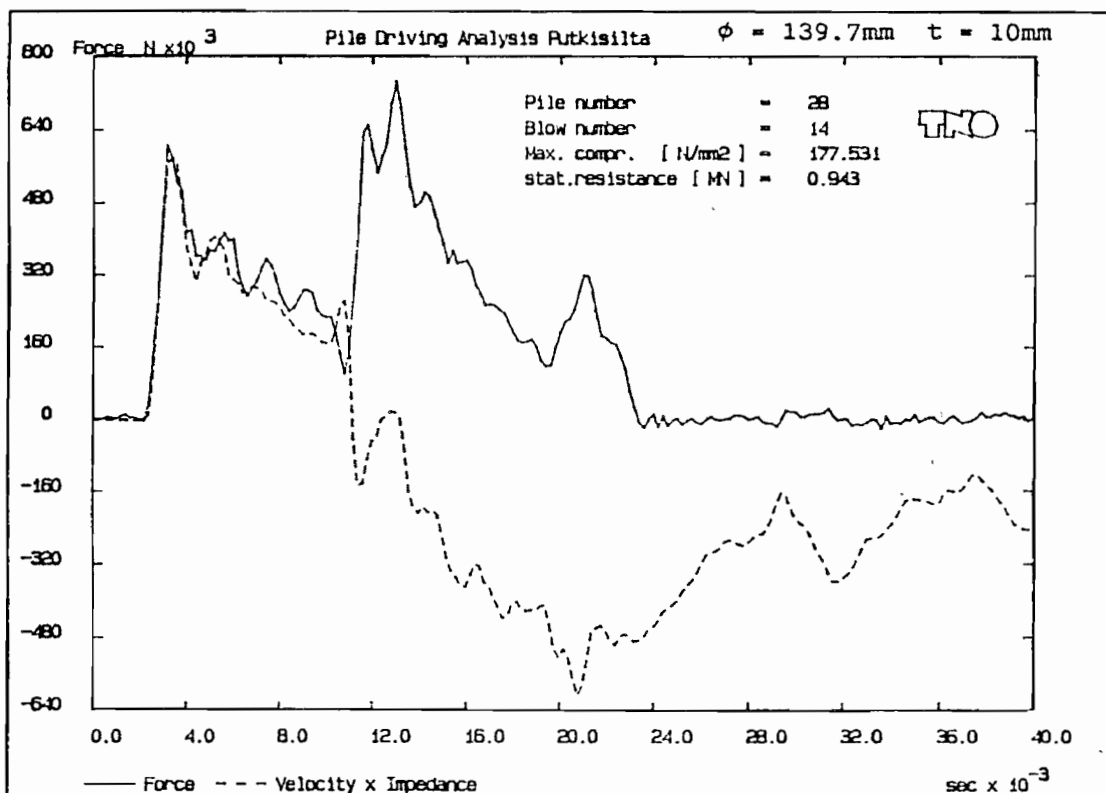
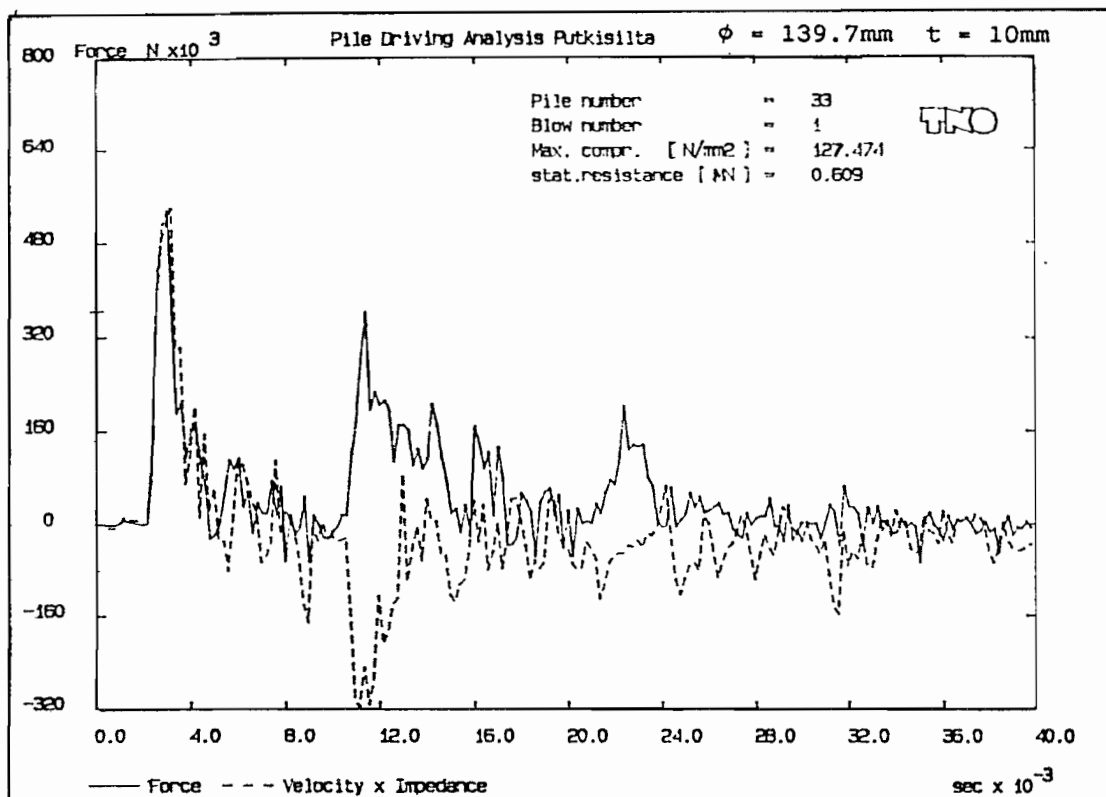
Dynaamiset koekuormitukset suoritettiin sekä pudotusjärkäle- että paineilmavasarakalustolla (BSP 600).

Pudotusjärkäleen massa oli 1.2 tonnia ja pudotuskorkeus vaihteli 1-1.5 metriä. BSP 600-paineilmavasarakalustolla mitattaessa käytettiin suurinta mahdollista painetta. Kantavuuden määrittäminen tehtiin CASE-menetelmällä.

Tyypillisimpiä kohteesta mitattuja tuloksia on esitetty kuvissa 43 ja 44. Teräsputkipaalujen numerot 13,32 ja 33 dynaaminen koestus on tehty BSP 600-kalustolla ja teräsputkipaalun numero 28 puolestaan pudotusjärkälekalustolla.



Kuva 43. Teräsputkipaaluja (RR 139.7 x 10) voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat paaluista 13 ja 32 (BSP 600).



Kuva 44. Teräsputkipaalujen (RR 139.7 x 10) voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat paalusta 33 (BSP 600) ja 28 (Pudotus-järkäle).

8.6.3. Kohteesta ^{Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto} tennyt johtopäätökset

Pudotusjärkälekalustolla mitatuille teräsputkipaaluille saadaan mittauksen perusteella suunnittelun edellyttämä sallittu paalukuorma riittävällä varmuudella. Kokonaisvarmuuskertoimeksi voidaan ottaa $F = 2.0$.

Sen sijaan paineilmavasarakalustolla mitatuille teräsputkipaaluille ei saavuteta mittauksen perusteella riittävällä varmuudella sallittua paalukuormaa.

BSP 600-kalustolla mitatuista signaaleista voidaan kuitenkin päätellä kyseessä olevan hyvin suuri lyöntivastus. Paalut ovat todennäköisesti tunkeutuneet kallioon asti.

Vertaamalla mittauksesta saatuja tuloksia paalutuspyötkirjoihin, niin BSP 600-kalustolla lyötyjen paalujen painumat viidellä viimeisellä iskusarjalla [mm/30s] ovat olleet luokkaa 1-2 mm. Tämä tulos vastaa edellä otaksuttua hyvin suurta lyöntivastusta.

Lisäksi BSP 600-kalustolla saatiin tuloksena paaluun siirtyneeksi energiaksi noin 1 kNm. Lyöntipaalutuohjeiden mukaan BSP 600-kaluston iskuenergia on noin 3.4 kNm /12/. Täten tehokerroin on luokkaa 0,3.

8.7. Itikan silta, Seinäjoki

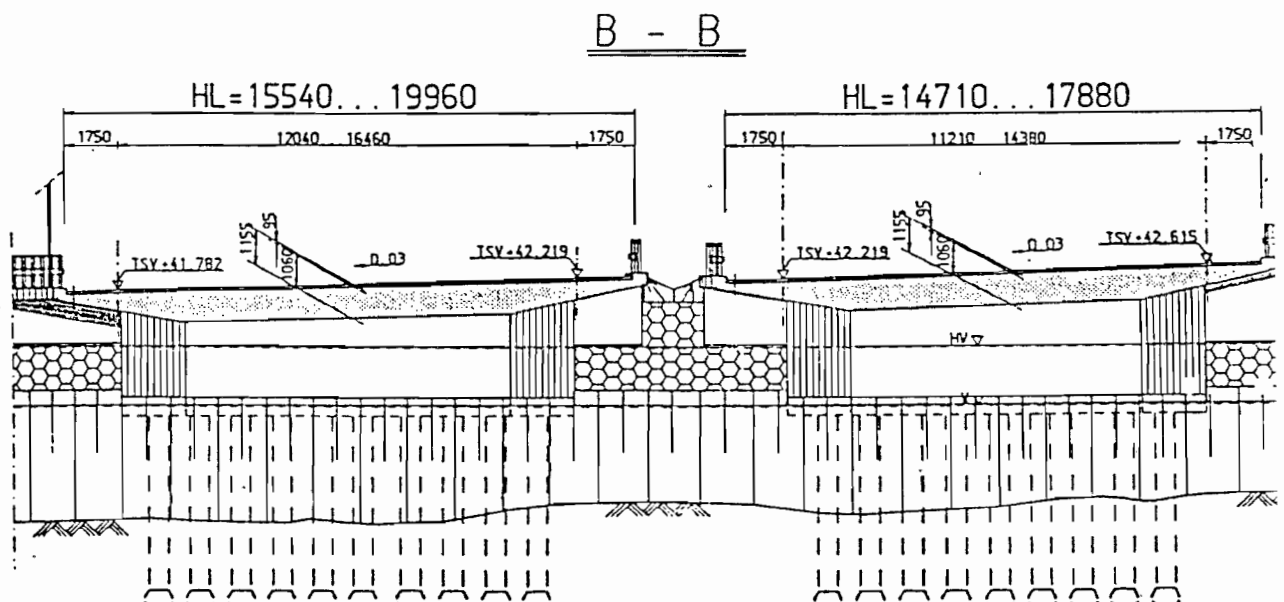
8.7.1. Yleiskuvaus

Tässä kohteessa dynaamisen koekuormituksen tarkoituksena oli suuriläpimittaisten teräsputkipaalujen - joissa oli Franki-paalun antura -kantavuuden määrittäminen. Rakennuttajana kohteessa oli Vaasan tiepiiri. Urakoitsijana toimi Oy Kreuto Ab.

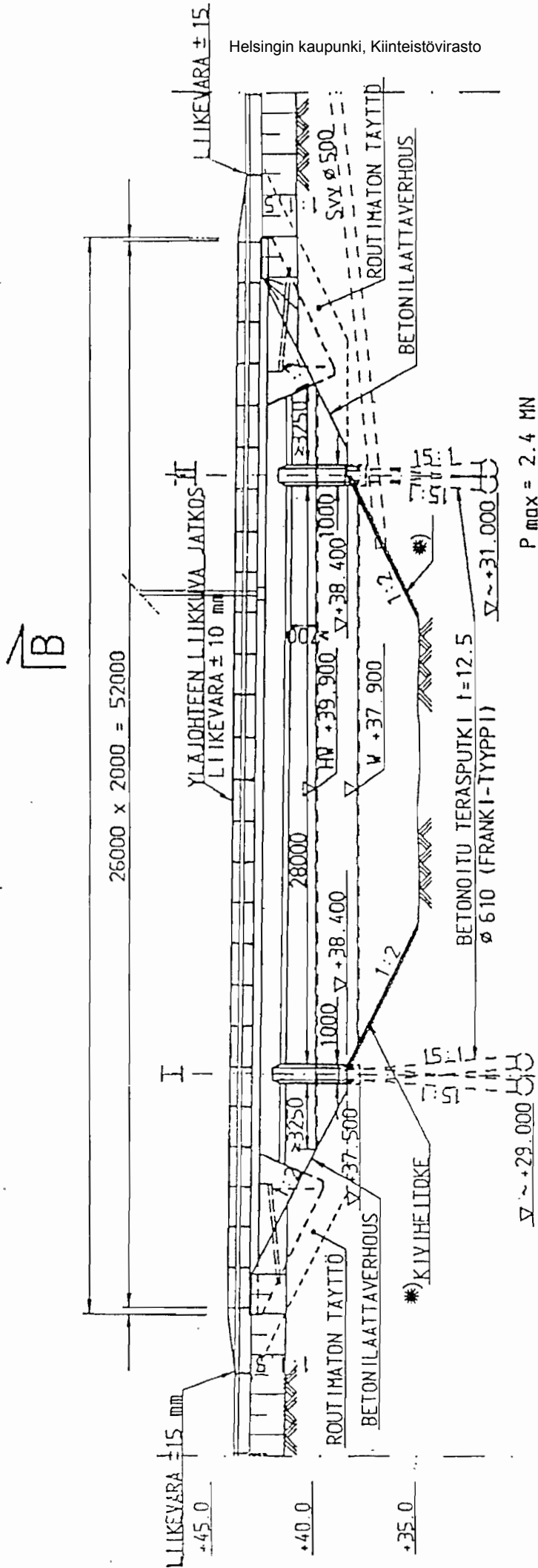
Kyseessä oleva silta on tyypiltään ulokkeellinen jännitetty laattakehäsilta. Sillan jännemitta on 29 metriä ja sillan hyötyleveys on 15-20 metriä leveten toisesta päästä. Sillan kokonaispituus on 52 metriä.

Poikkileikkaus sillasta on esitetty alla olevassa kuvassa 45. Sillan sivukuva on esitetty seuraavalla sivulla kuvassa 46.

Pohjatutkimuksina siltapaikalla on tehty muun muassa porakone- ja painokairauksia, siipikairauksia sekä on otettu muutamia näytteitä. Tuella II ovat pohjasuhteet seuraavanlaiset: ylimpänä on noin 4 metrin savikerros, jonka alapuolella on noin 2 metrin paksuinen silttikerros. Silttikerroksen alla on pohjatutkimusten mukaan hiekka- tai moreenikerros. Vessyvyys joessa on noin 3 metriä vedenpinnan ollessa tasolla +37.90. Mahdollisen tulvan vuoksi voi vedenpinta nousta tasolle HW = +39.90.

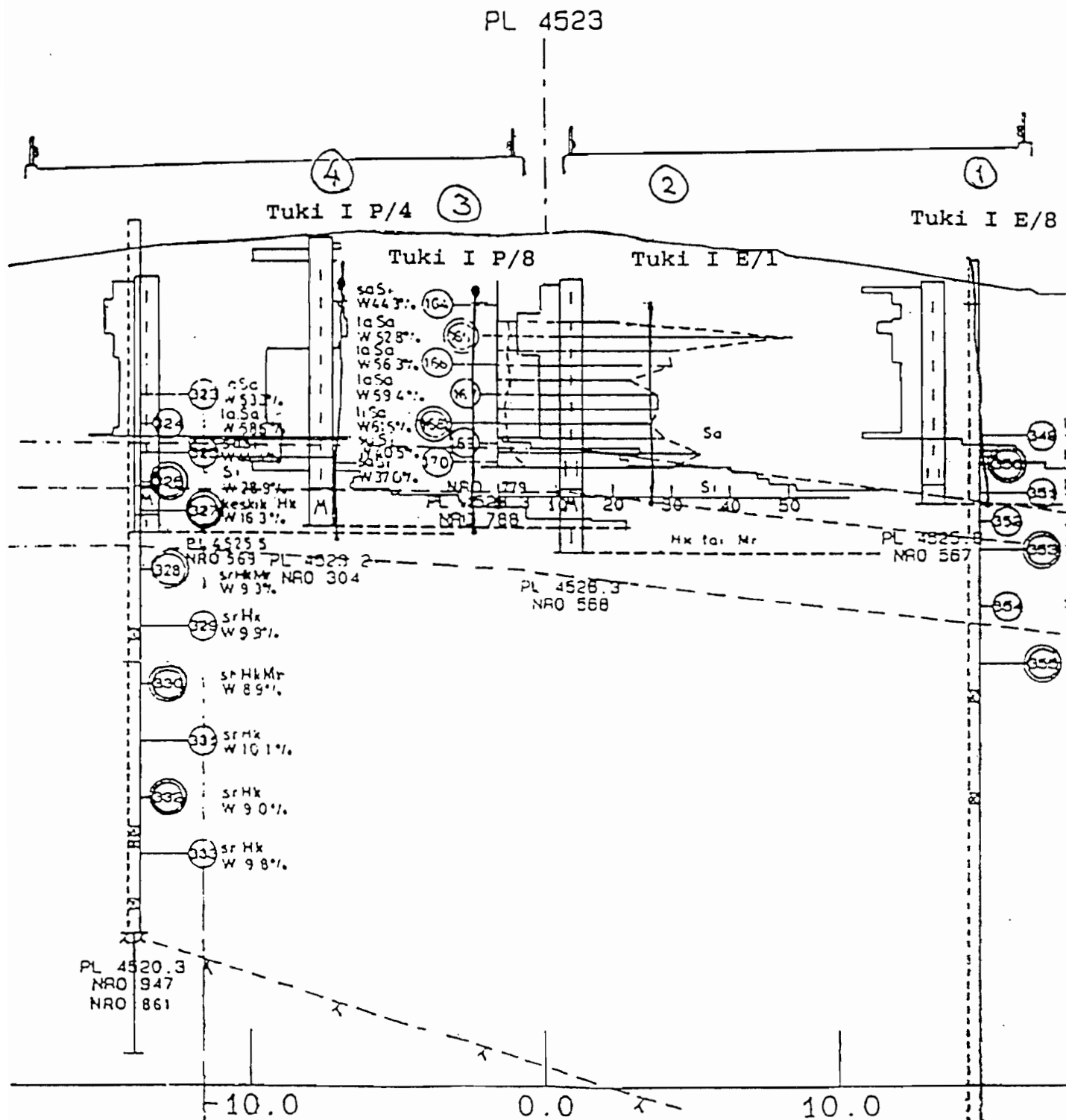


Kuva 45. Poikkileikkaus Itikan laattakehäsilta /32/.



Kuva 46. Itikan tiokkeen laattakehäsilän sivukuva /32/.

Tuella I ovat pohjasuhteet seuraavanlaiset (kuva 47) :
ylimpänä on laihaa savea 6-7 metriä, jonka alapuolella on
noin metrin paksuinen silttikerros. Silttikerroksen alla on
pohjatutkimusten mukaan hiekka- tai moreenikerros. Kallion
pinta on noin 25-30 metriä maanpinnasta.



Kuva 47. Tuen I pohjatutkimustulokset.

Dynaamiset koekuormitukset suoritettiin PDA-mittauksena. Iskuaaltomittaukset tehtiin tuen I paaluista E/8, E/1, P/8 ja P/4 (kuva 47).

Kyseinen paalutyyppe oli teräsputkipaalu - ulkohalkaisijaltaan 610 mm ja ainevahvuudeltaan 12.5 mm - jossa oli Franki-paalun antura. Paalujen pituudet olivat noin 8.6 metriä. Mittaus tehtiin teräsputkesta.

Lyöntikalustona oli Franki-paalutuskone, johon oli asennettu 5 tonnin järkäle. Iskutyyny koostui noin 200 mm:n pituisesta koivupuusta ja 80 mm:n paksuisesta teräslevystä.

Pudotuskorkeutena dynaamisessa koestuksessa oli 3 metriä paalujen E/8, E/1 ja P/8 osalla. Paalun P/4 osalla pudotuskorkeus oli 1.5 metriä.

Pudotuskorkeus oli paalun P/4 osalla puolta pienempi, koska iskutyyny rakennelma vioittui kolmen ensimmäisen paalun koestuksessa ja koivupuuta otettiin pois. Lyönti tehtiin siis "rauta rautaa vasten". Koska saadut mittaustulokset paalusta P/4 eivät ole luotettavia, ei niitä ole myöskään liitetty tähän työhön.

Paalujen kantavuus määrättiin CASE-menetelmällä käyttäen vaimennuskertoimena $J_c = 0.2$.

Mittauksen tulokset ovat taulukossa 10. Taulukossa on käytetty seuraavanlaisia merkintöjä :

Taso = paalun kärjen syvyys (maanpinta oletettu tässä +0.0)

E = paalun kimmomoduli

c = paalun iskuaaltonopeus

F_{max} = suurin mitattu voima anturissa

v_{max} = suurin mitattu nopeus anturissa

S_{max} = suurin mitattu siirtymä (jousto + pysyvä painuma)

E_{max} = suurin paaluun siirtynyt energia

h_{max} = suurin käytetty pudotuskorkeus

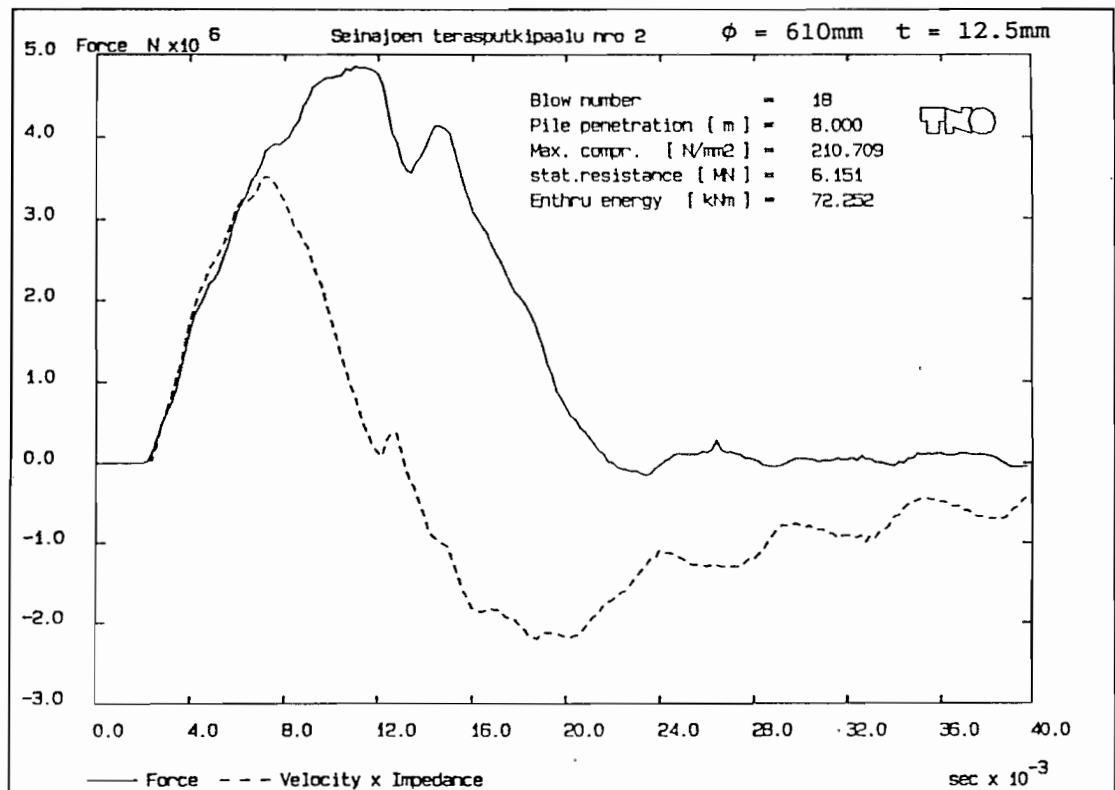
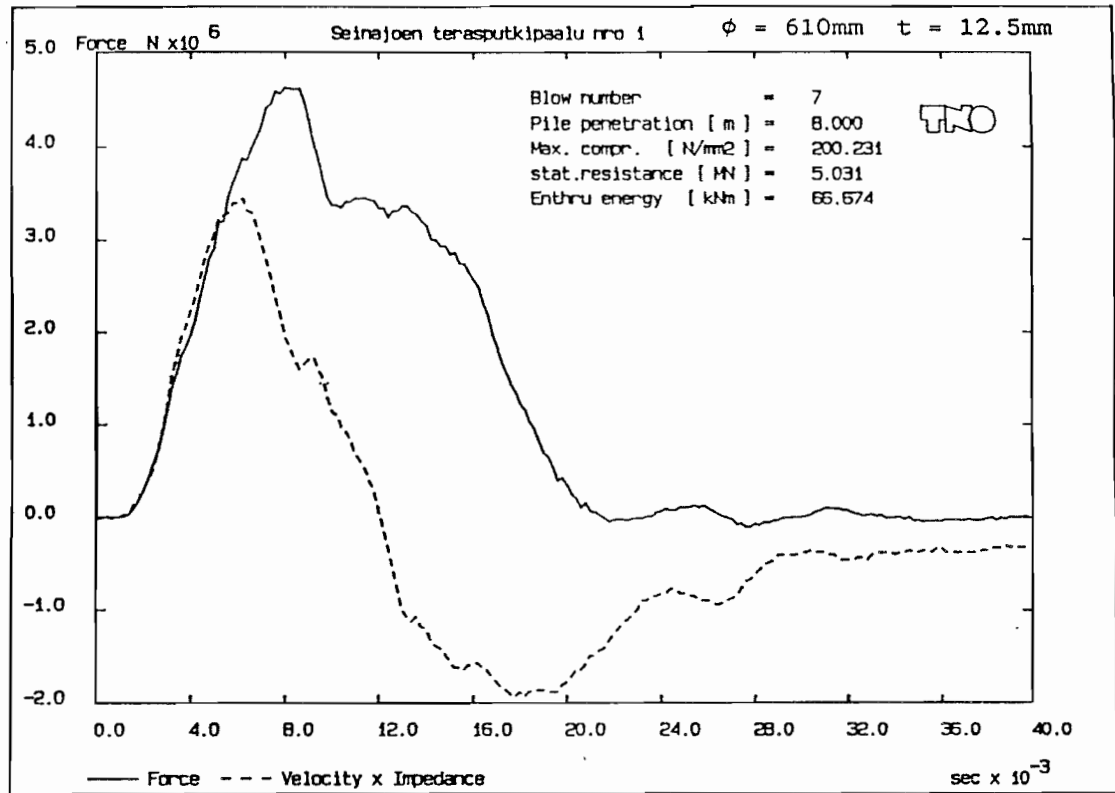
R_{stat} = CASE-menetelmällä määrätty paalun staattinen murto kuorma

Taulukko 10. Dynaamisen koekuormituksen tulokset.

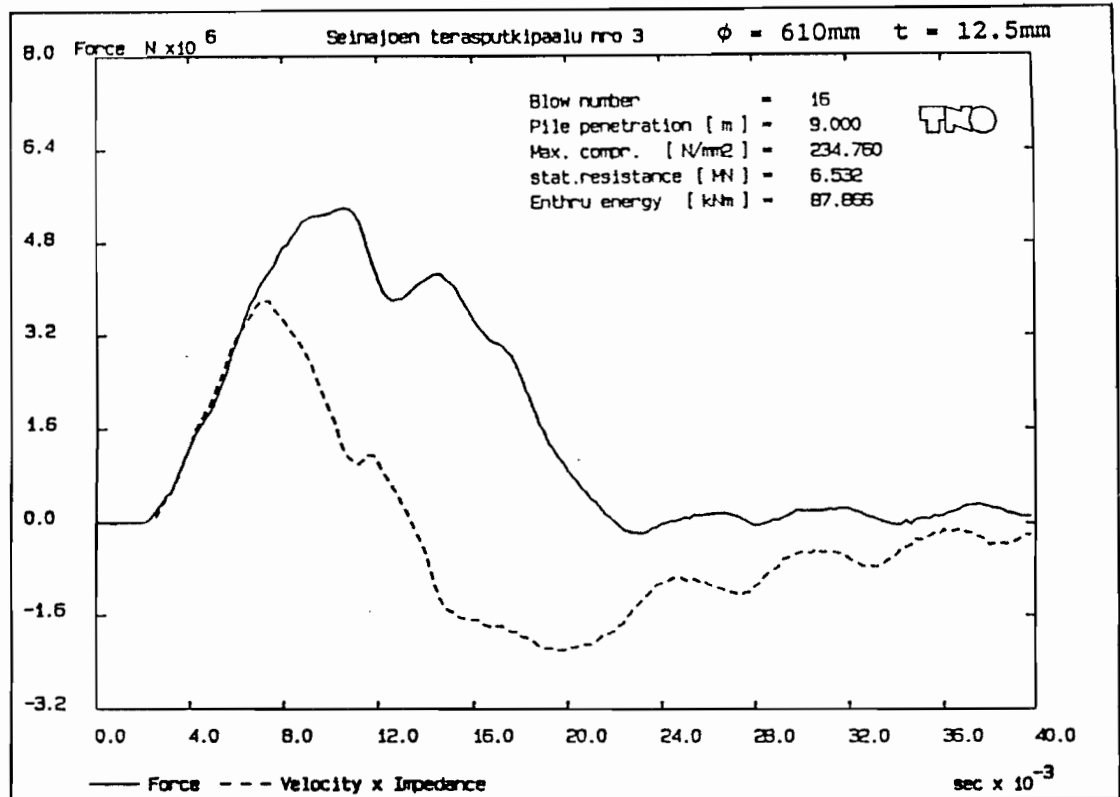
	Paalu1	Paalu2	Paalu3
Taso[m]	-8.0	-8.0	-9.0
E [MPa]	210000	210000	210000
c [m/s]	5100	5100	5100
F _{max} [MN]	4.5	4.8	5.5
v _{max} [m/s]	3.6	3.7	4.0
D _{max} [mm]	20	20	23
E _{max} [kNm]	66	72	87
h _{max} [m]	3	3	3
R _{stat} [MN]	5.0	6.1	6.5

Mittauksen voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat ovat esitetty seuraavilla sivuilla kuvissa 48 ja 49.

Kuvassa 48 on paalujen E/8 (1) ja E/1 (2) voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat ja kuvassa 49 on paalun P/8 (3) voima- ja nopeus x impedanssikuvaaja.



Kuva 48. Paalujen E/8 (1) ja E/1 (2) voima- ja nopeus x impedanssikuvaajat.



Kuva 49. Paalun P/8 (3) voima- ja nopeus x impedanssikuvaaja.

8.7.3.Kohteesta tehdyt johtopäätökset

PDA-mittauksen kokonaisvarmuuskertoimeksi voidaan mittauksen perusteella ottaa $F = 2.0$.

Tällöin voidaan määrittää mitattujen paalujen sallitut kuormat seuraavasti :

Paalu E/8 (1) : $P_{sall} = 2.5 \text{ MN}$

Paalu E/1 (2) : $P_{sall} = 3.1 \text{ MN}$

Paalu P/8 (3) : $P_{sall} = 3.3 \text{ MN}$

Mittauksessa tosin jouduttiin varomaan teräsputken ja betonianturan välisen liitoksen rikkoutumista, koska betonianturat olivat kovettuneet vasta 1-2 viikkoa.

Mittaussignaaleista voidaan päätellä, että koestuksen jälkeen liitos on kunnossa, koska kärkiheijastus on hyvin suuri ja vetoaaltoa ei esiinny.

9.TNOWAVE-ohjelmisto

9.1.Yleistä

TNOWAVE on yksiulotteiseen iskuaaltoteoriaan perustuva simulointiohjelmisto. Ohjelmiston avulla voidaan analysoida PDA-, DLT- ja SIT-mittaustuloksia.

PDA- ja DLT-mittausten osalta tämä perustuu siihen, että paalua ympäröivä maa, paalu, järkäle ja iskutyyny mallinnetaan käyttäen lineaarisia tai kimmo-plastisia jousia sekä lineaarisia tai eksponentiaalisia vaimentimia. Tämän jälkeen tehdään tietokoneella iskuaaltoteoreettiset laskelmat ja verrataan PDA-mittauksesta saatua signaalia mallista saatuun signaaliin. Signaalien hyvä yhteensopivuus kertoo sen, että kehitetty maamalli on hyvä. Mikäli yhteensopivuus on huono, parannetaan maamallia ja tehdään uudet tietokonelaskelmat ja verrataan signaaleja keskenään. Näin jatketaan kunnes hyvä yhteensopivuus saavutetaan.

Tuloksena analyysistä saadaan muun muassa paalun kantavuus, paalun toimintatapa ja kuorma-siirtymä-käyrä. Vastaavasti SIT-mittausten osalta voidaan maa ja paalu mallintaa erilaisin jousin ja vaimentimin parhaan mitatun ja mallinnetun signaalin aikaansaamiseksi. Tuloksena tästä analyysistä saadaan paalun ehjyys ja vaimennusmalli.

9.2. Ohjelmiston käyttö

Ohjelmistoa voidaan käyttää myös kitka- ja koheesiopaalujen staattisen murtokuorman määrittämiseen. Mikäli staattisia koekuormituksia on saatavilla, saadaan analyysin luotettavuus myös selville.

Vastaavanlaisten simulointiohjelmien (esimerkiksi CAPWAP) käyttö kitkapaalujen staattisen murtokuorman määrittämisessä on osoittautunut käyttökelpoiseksi.

TNOWAVE-ohjelmistoa voidaan käyttää myös kitka- ja koheesiopaalujen osalla riittävän paalupituuden määrittämiseen. Tällöin saadaan kohteessa aikaan kustannussäästö paalupituuden lyhenemisen vuoksi.

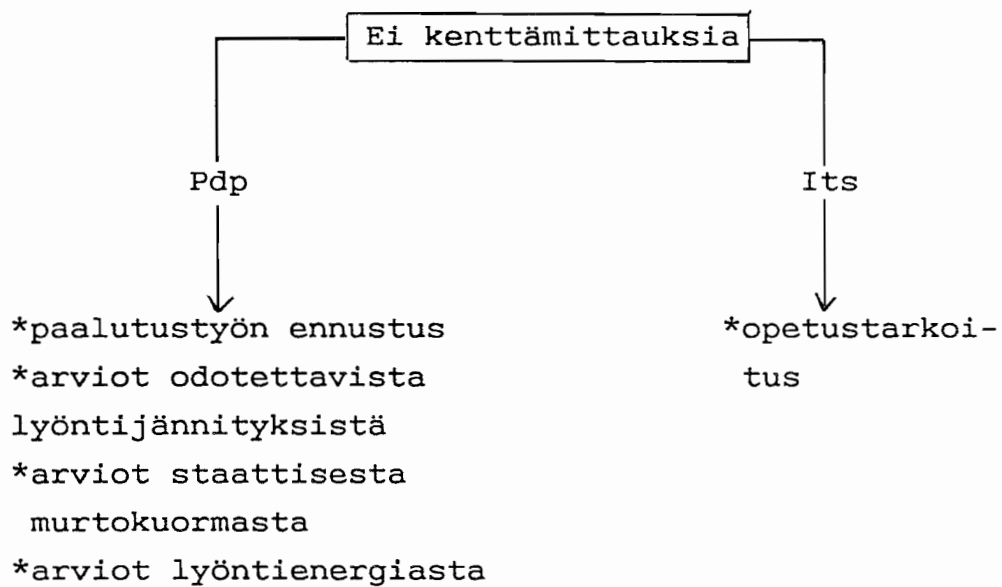
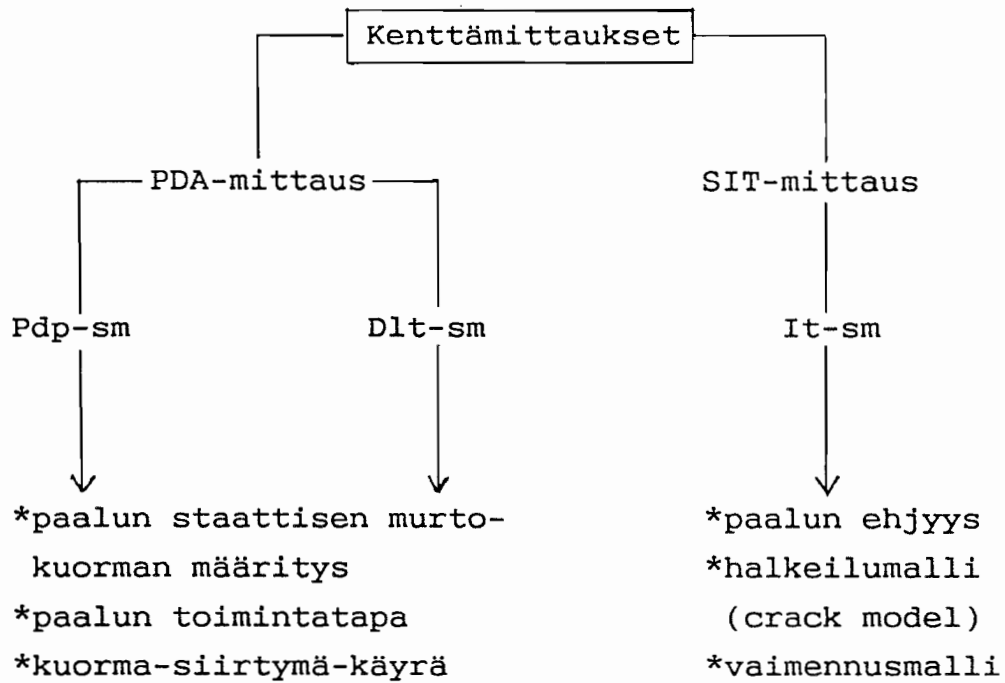
Käytännössä joudutaan järjestämään kohteessa koepaalu, jossa paalut lyödään pohjatutkimuksiin perustuen tietyille tasoille. Lyönnin jälkeen odotetaan muutamia päiviä, jotta maakerrokset ehtisivät saavuttaa ainakin osittain alkupeiräisen lujuutensa. Tehdään paaluille PDA-mittaukset ja saadut signaalit mallinnetaan TNOWAVE-ohjelmistolla käyttäen dynamic load test-signal matching-ohjelmaa.

Konstruoidun maamallin avulla, jonka mitattujen ja mallinnettujen signaalien yhteensopivuus on hyvä, saadaan selville paalun vaippa- ja kärkivastuksen osuus ja täten paalun toimintatapa. Määrätään käytettävän varmuuskertoimen suuruus ja tehdään johtopäätökset riittävästä paalupituudesta.

Lisäksi voidaan käyttää hyväksi staattista koekuormitusta simuloivaa TNOSTAT-ohjelmaa. Tämän ohjelman avulla saadaan tulostettua paalun kuorma-siirtymä-käyrä.

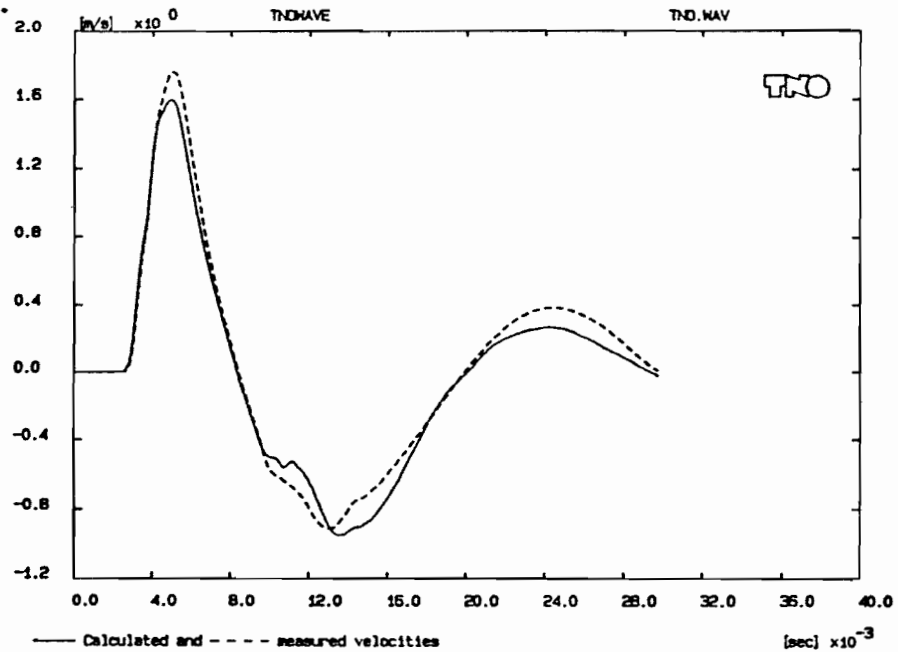
Tukipaalujen kantavuuden määrittämisessä dynamic load test-signal matching-ohjelman käyttö ei välttämättä ole tarpeen, mutta kitka- ja koheesiopaalujen kantavuuden määrittämisessä ohjelman käyttö on tarpeen.

Kuvan 50 tarkoituksena on havainnollistaa TNOWAVE-ohjelmia, niiden soveltuvuutta ja niiden vaatimaa mittauksia.



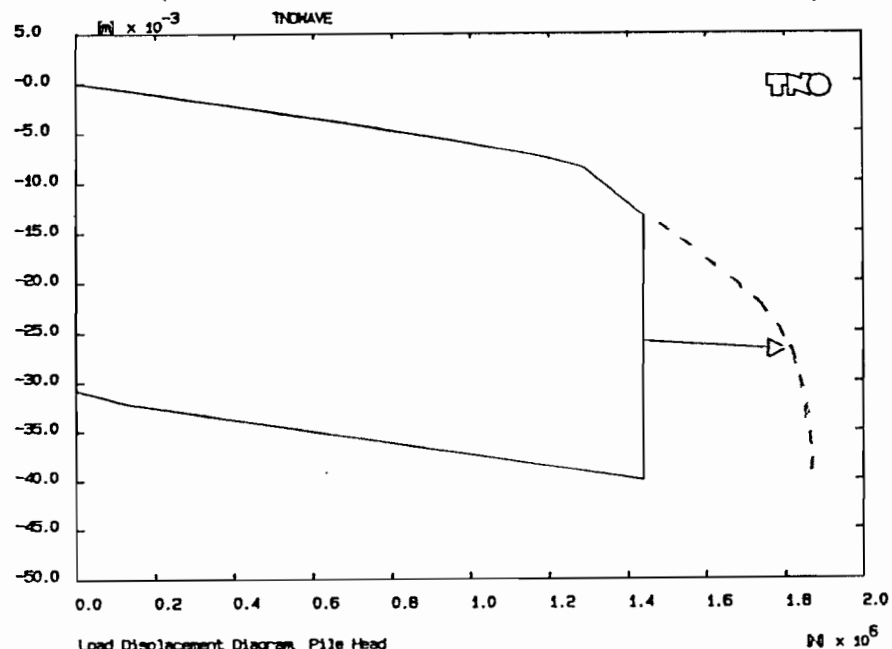
Kuva 50. TNOWAVE-ohjelmistojen soveltuvuus /23/.

Esimerkissä 27 on havainnollistettu yhden paikalla valetun teräsbetonipaalun mitatun signaalin ja dynamic load test-signal matching-ohjelmalla lasketun signaalin yhteensopivuutta.



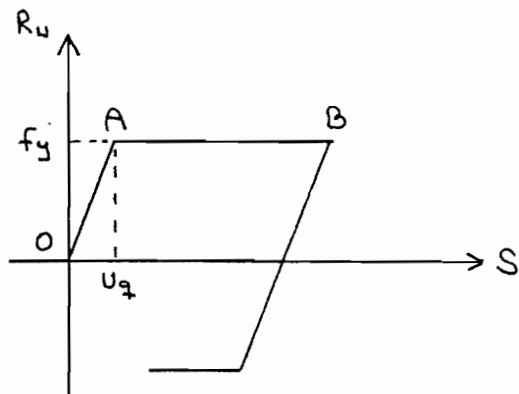
Esimerkki 27. Mitatun ja lasketun nopeussignaalin yhteensopivuus signal matching-tekniikassa.

Esimerkissä 28 on havainnollistettu puolestaan saman paalun kuorma-siirtymä-käyrä. Tämä esimerkki kuvaa tilannetta, jossa koko kärkivastusta ei ole saatu mobilisoiduksi. Käyrän muodon tulisi olla staattisesta koekuormituksesta saadun käyrän muotoinen (havainnollistettu katkoviivalla).



Esimerkki 28. Kuorma-siirtymä-käyrä.

Kuvan 51 tarkoituksena on selittää, miksi paalun staattisesta murtokuormasta saadaan tässä tapauksessa varmallalla puolella oleva tulos (alaraja-arvio). Koska paalun pysyvä painuma on ollut olematon ($S_{pys} < U_q$), niin kuvasta havaitaan, että ollaan tällöin lineaarisella osalla jossain pisteiden O-A välillä. Täten ei olla saavutettu murtotilaa (plastinen tila-väli A-B).



Kuva 51. Maan ideaalinen kimmo-plastinen jousimalli /23/.

Staattisen koekuormituksen tulosta voidaan verrata TNOWAVE-analyysistä saatuun tulokseen signal matching-menetelmän luotettavuuden toteamiseksi.

Kitkapaalun murtokuorman määrittäminen staattisista koekuormituksista voidaan tehdä käyttämällä kriteerinä ruotsalaisen paalukomitean (IVA) ehdotusta, jonka mukaan murtokuormaa vastaava paalun yläpäähän siirtymä on /2/, /10/:

$$\delta_s = 20 + \frac{D}{20} + \frac{PL}{EA} \quad [\text{mm}] \quad (9.1)$$

EA = paalun vetojäykkyys

P = pilarikuorma

L = paalun pituus

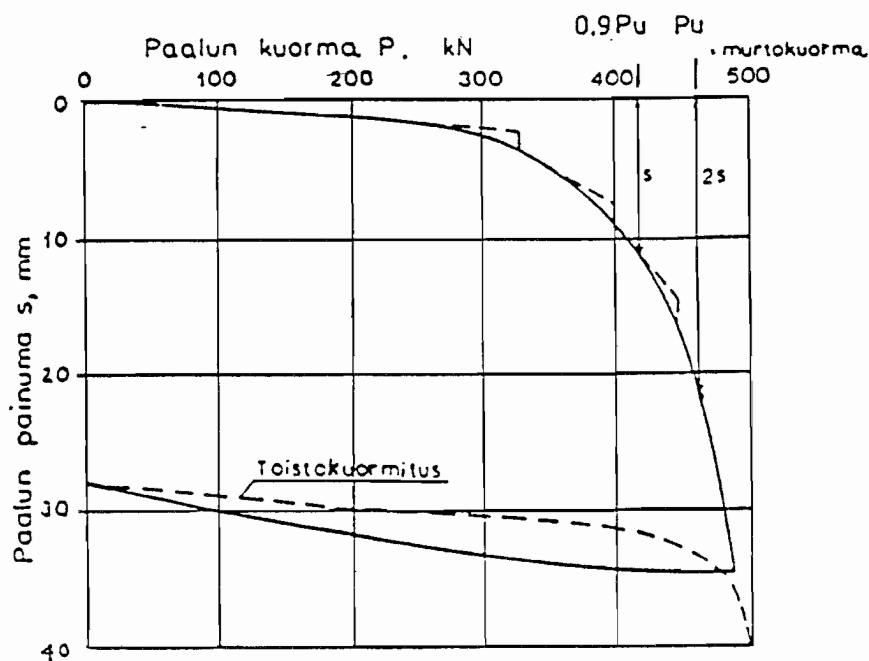
D = paalun halkaisija tai 1,13 x sivumitta

Tanskalaisen ohjeen mukaan umpikärkisen paalun murtosiirtymä on 10 % kärjen halkaisijasta, jolloin murtotilaa vastaava paalun yläpäähän siirtymä on /3/, /10/:

$$\delta_u = \frac{PL}{EA} + \frac{D}{10} \quad [\text{mm}]$$

(9.2)

Kuorma-painuma-käyrän muotoon perustuvia murtokuorman määritysmenetelmiä ovat muun muassa 80 % ja 90 % säännöt /3/, /10/. 90 (80 %) säännön mukaan murtokuorma on kuorma, jonka aiheuttama painuma on kaksinkertainen verrattuna painumaan, jonka 90 % (80 %) tästä kuormasta aiheuttaa. Kuvassa 52 on havainnollistettu tätä.



Kuva 52. Kitkapaalun murtokuorman määrittäminen 90 % säännöllä /10/.

Kohteessa tehtävien staattisten koekuormitusten määrää voidaan vähentää käyttämällä signal matching-tekniikkaa. Mikäli dynaamisen koekuormituslaitteiston käyttökelpoisuus kyseessä olevissa pohjasuhteissa on todettu aikaisempaa kokemusta hyväksikäyttämällä, voidaan paalun murtokuorma määrätä signal-matching-tekniikan avulla lähes staattisen koekuormituksen varmuudella. Lähteessä /20/ on esitetty staattisista ja dynaamisista paalutuskaavoista sekä staattisista koekuormituksista saatujen murtokuormien vertailua.

9.3.Signal matching-ohjelmien rajoitukset

Signal matching-ohjelmilla saatu tulos ei seuraavissa tapauksissa ole riittävän tarkka :

*mitatut ja lasketut nopeus-tai ylöspäinkulkevan aallon kuvaajat eivät ole yhteensopivia, jolloin vika ei välttämättä ole ohjelman käyttäjässä, vaan kyseessä voi olla esimerkiksi käyrästynyt paalu tai antureissa on voinut olla mittauksen aikana vikaa

*paalu painuu liian vähän, jolloin kaikki maanvastus ei mobilisoidu (esimerkki 28)

*lyötäessä paalua kovaan maaperään, ei vaippakitkaa voida riittävän tarkasti määrittää, koska paalun kärjen tuntumassa ei pystytä erottamaan kärki- ja vaippavastuksen osuutta

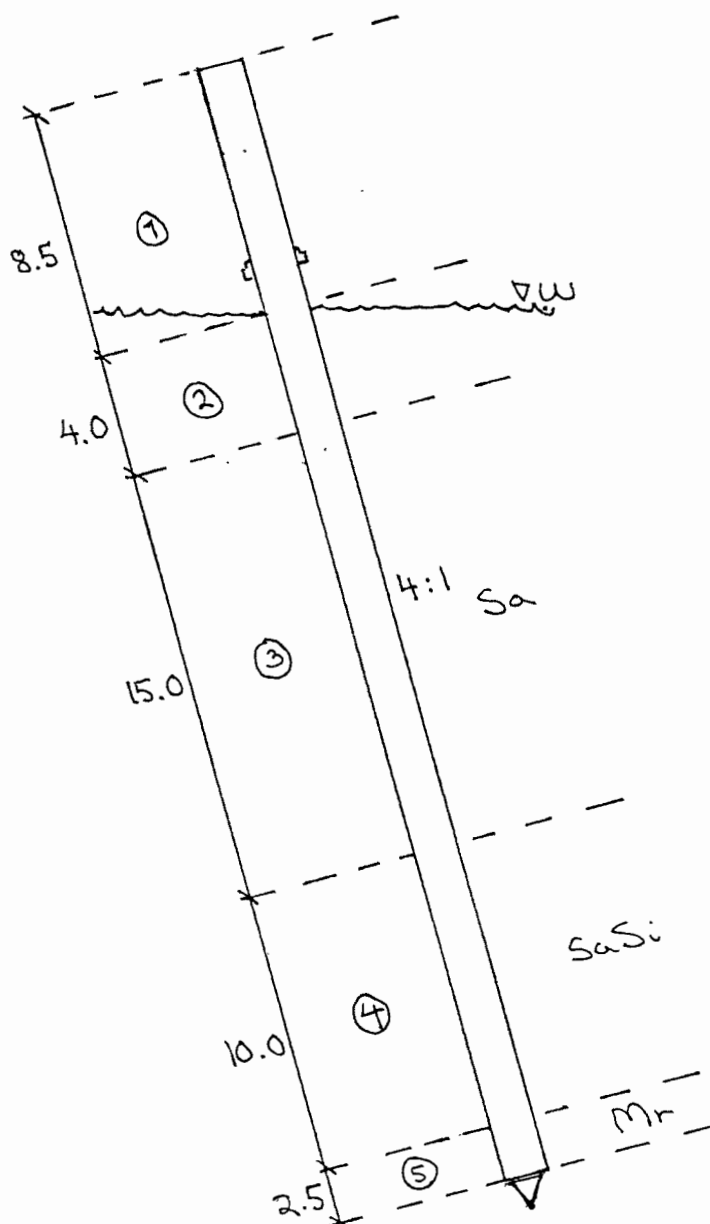
Signal matching-ohjelman tulos riippuu myös ohjelman käyttäjän kokemuksesta. Ohjelman käyttö edellyttää yleisimpien maamallien, esimerkiksi Smith'n maamalli ja Randolph & Simonin maamalli, tuntemusta /4/, /14/, /15/, /16/.

9.4.Käyttöesimerkki signal matching-tekniikasta - sovelluskohteena Ylistön sillan paalu numero 10

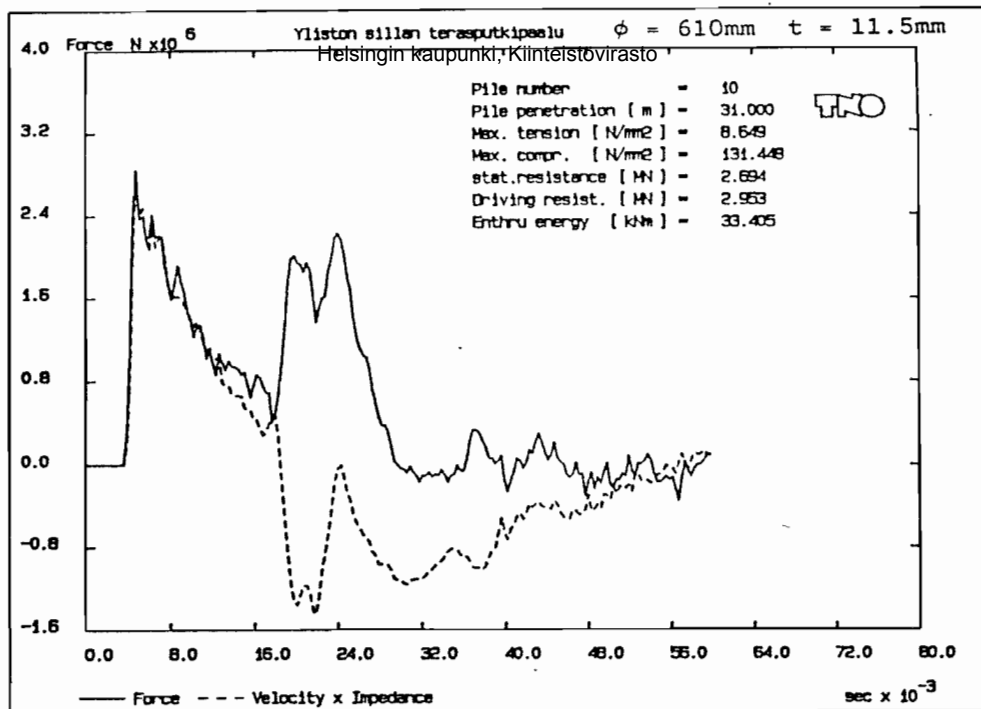
Mitatun teräspalkkipaalun ulkohalkaisija oli 610 mm ja ainepaksuus 11.5 mm. Paalun kokonaispituus oli 40 metriä ja ankurit oli asennettu 7.25 metrin päähän paalun yläpäästä.

CASE-menetelmällä saadun tuloksen mukaan paalun staattiseksi murtokuormaksi saatiin 2.7 MN käyttäen vaimennuskerrointa $J_c = 0.1$.

Mitatun paalun maa- ja paalumalli on kuvassa 53 ja CASE-menetelmällä mitattu signaali kuvassa 54.



Kuva 53. Paalu numero 10 - maa- ja paalumalli.



Kuva 54. CASE-menetelmällä mitattu signaali.

Paalulle käytetty maamalli on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 11. Paalun numero 10 maamalli.

SKIN FRICTION SPRING DATA

Layer no		f_y [N/mm^2]	U_q [mm]
3	start	0	0
	end	0.005	4
4	start	0.01	4
	end	0.01	4
5	start	0.095	4
	end	0.095	4

SKIN FRICTION DAMPER DATA

Layer no		S [N/mm^2]	C [Ns/m^3]	J_c
3	start	-	1000	0.00219
	end	-	1000	0.00219
4	start	-	1e+004	0.0219
	end	-	1e+004	0.0219
5	start	-	5e+004	0.109
	end	-	5e+004	0.109

TOE RESISTANCE SPRING DATA

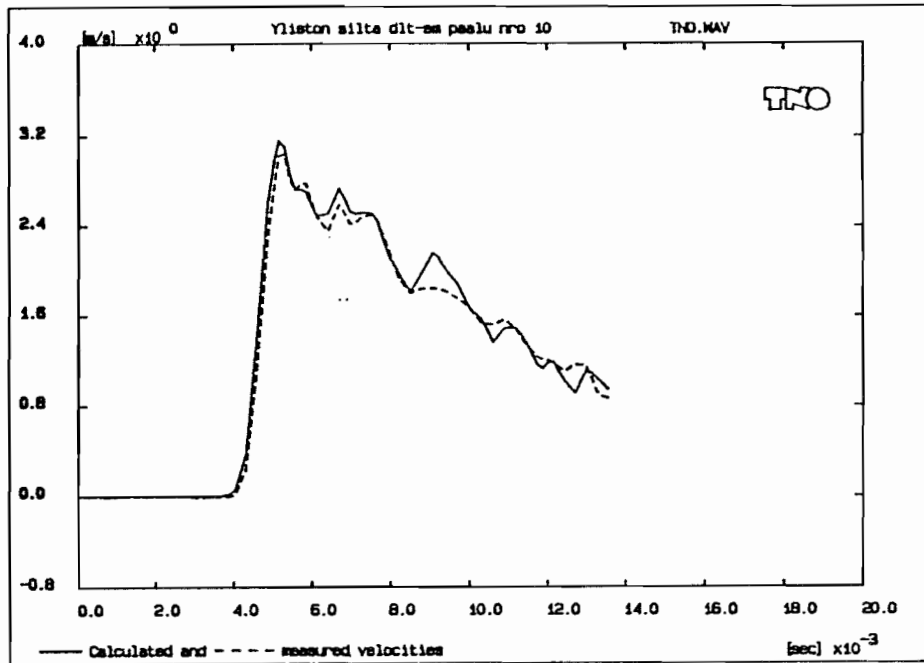
Toe	f_y [N/mm^2]	U_q [mm]
	7.2	1

TOE RESISTANCE DAMPER DATA

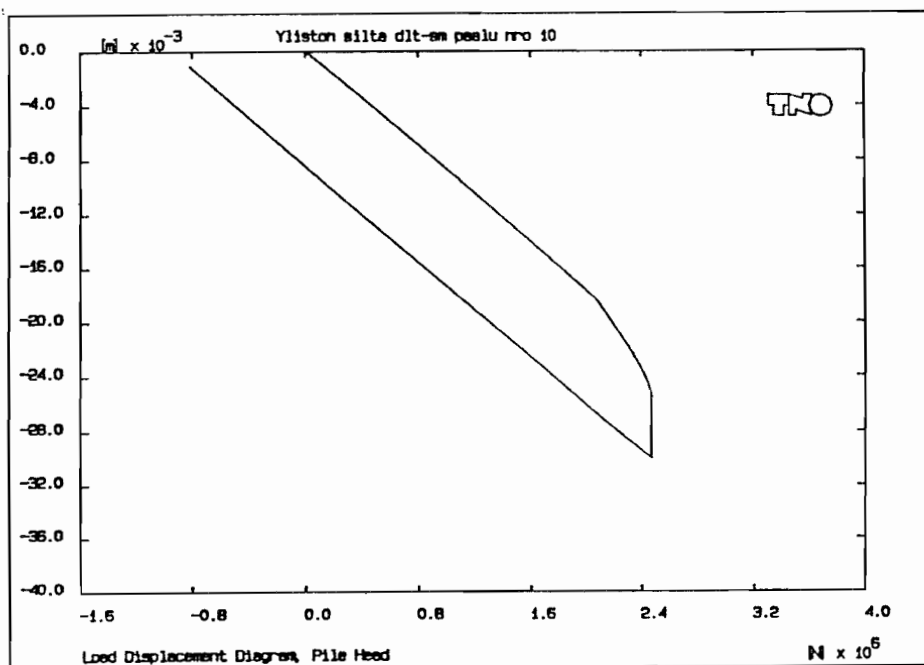
Toe	S [N/mm^2]	C [Ns/m^3]	J_c
	-	4.05e+006	0.1

Tehdyn maamallin perusteella ohjelma laskee mallin perusteella mitatun ja mallinnetun signaalin yhteensopivuuden (kuva 55).

Simuloimalla staattista koekuormitusta (TNOSTAT-ohjelma), saadaan paalun kuorma-siirtymä-käyrä (kuva 56).



Kuva 55. Paalun numero 10 mitatun ja lasketun signaalin yhteensopivuus.



Kuva 56. Paalun numero 10 kuorma-siirtymä-käyrä.

Verrattaessa CASE-menetelmän ja staattista koekuormitusta simuloivan TNOSTAT-ohjelman tulostamia staattisen murto-kuorman arvoja, havaitaan, että ne ovat lähes samat, CASE-menetelmällä 2.7 MN ja TNOSTAT-ohjelmalla 2.5 MN.

Vastaavasti dynamic load test-signal matching-tekniikalla saatu staattisen murtokuorman arvo on 2.9 MN (taulukko 12).

Taulukko 12. Paalun numero 10 staattinen murtokuorma signal matching-menetelmällä.

Yliston silta dlt-sm paalu nro 10

STATIC SOIL RESISTANCE

Static skin friction					
Layer no	Thickness [m]	Skin Friction [N]			
1	8.5	0			
2	4	0			
3	15	8e+004			
4	10	3.13e+005			
5	2.5	3.97e+005			
Total static skin fr. =		7.9e+005 ⁺	7.9e+005	[N]	
Toe Resistance =			2.1e+006	[N]	
Total Resistance =			2.89e+006 ⁺	[N]	

Signal matching-menetelmällä saatu arvo on oikeaan osuvin, koska se perustuu rakennuspaikalla mitatun signaalin ja mallinnetun signaalin hyvään yhteensopivuuteen.

Sen sijaan staattista koekuormitusta simuloiva TNOSTAT-ohjelman luotettavuutta ei voi täysin määrittää, koska vertailua staattisiin koekuormituksiin ei ole.

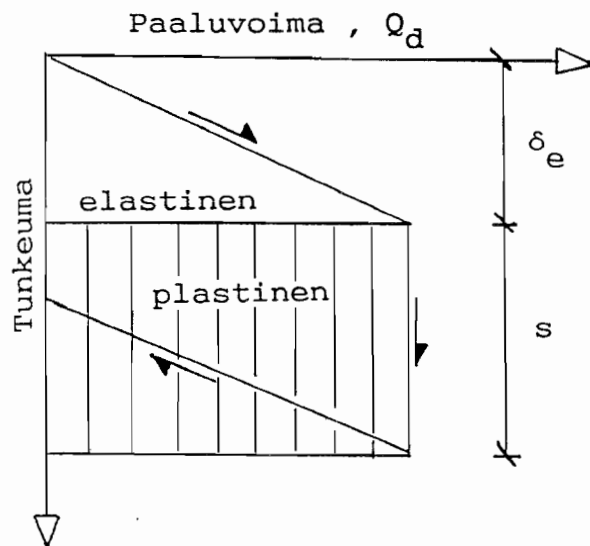
Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
 9.5. Energiayhtälöiden käyttö

Dynaaminen koekuormituksen lisäksi voidaan laatia arvioit paalun tunkeutuvuudesta ja jännityksistä myös energiayhtälöihin ja iskuaaltoteoreettisiin yhtälöihin perustuen. Energiayhtälön mukaan saadaan ideaaliolosuhteissa seuraava vanlainen kaava /7/, /9/, /17/, /24/ :

$$\eta WH = Qs + 1/2 Q\delta_e \quad (9.3)$$

η = tehokerroin
 W = järkäleen paino
 H = pudotuskorkeus
 δ_e = jousto
 s = pysyvä painuma
 Q = paaluvoima

Idealisoitu energiadiagrammi on esitetty kuvassa 57. Siitä selviää hyvin kimmoisen ja plastisen energian osuus. Joust ilmenee kimmoisena ja pysyvä painuma plastisena.



Kuva 57. Idealisoitu energiadiagrammi pudotusjärkälettä käytettäessä /9/, /11/, /17/, /24/.

Kaavasta (9.3) saadaan dynaaminen paaluvoima Q_d laskettua :

$$Q_d = \frac{\eta WH}{s+1/2 \delta_e} \quad (9.4)$$

Mikäli paalun pysyvä painuma ja jousto mitataan, voidaan dynaaminen paaluvoima laskea.

Paalutuskaavasta saadaan dynaaminen paaluvoima selville yhtälön (9.5) mukaisesti /9/ :

$$Q_d = \frac{2 \eta WH}{s + \sqrt{s^2 + 2a \eta WHL/EA}} \quad (9.5)$$

EA = paalun vetojäykkyys

a = voiman jakautumiskerroin

s = pysyvä painuma iskua kohti

Voiman jakautumiskertoimena voidaan kärjellä kantaville paaluille käyttää $a = 1,0$ ja $a = 0,5$, kun kärkivastus on mitätön.

Esimerkkitapaus offshore-kohteen teräsputkipaalusta, jolle on, $D = 1,5$ m, $L = 100$ m, $a = 0,8$, $EA = 40\,000$ MN, $\eta WH = 0,5$ MNm ja $s = 0,005$ m/isku.

Kaavaan (9.5) sijoittamalla saadaan dynaamiseksi paaluvoimaksi :

$$Q_d = 20 \text{ MN.}$$

Mikäli paalutetaan kallioon tai hyvin tiukkaan ($s = 0$), niin kaavan (9.5) avulla saadaan :

$$Q_d = 22,4 \text{ MN.}$$

Täten tässä tapauksessa saavutetaan vain maksimissaan noin 10 % kasvu dynaamisessa paaluvoimassa, mikäli pyritään vähentämään painumaa 5mm/isku < 1mm/isku.

Vastaavasti onshore-kohteen teräsbetonipaalu, jolle on, $D = 0.28\text{m}$, $L = 20\text{m}$, $EA = 2\,200\text{ MN}$, $\eta_{WH} = 15\text{kNm}$, $a = 1.0$ ja $s = 0.01\text{ m/isku}$.

Kaavaan (9.5) sijoittamalla saadaan :

$$Q_d = 1.02\text{ MN}.$$

Mikäli paalutetaan kallioon tai hyvin tiukkaan ($s = 0$), niin kaavan (9.5) avulla saadaan :

$$Q_d = 1.82\text{ MN}.$$

Täten tässä tapauksessa saavutetaan maksimissaan noin 78 % kasvu dynaamisessa paaluvoimassa, mikäli pyritään vähentämään painumaa 10 mm/isku < 1mm/isku.

Vaaditun lyöntienergian (WH) arviointi onnistuu käyttäen yhtälöä (9.6) /9/ :

$$\eta_{WH} = \frac{Q_d}{N} + \frac{Q_d^2 L}{2EA} \quad (9.6)$$

N = lyöntien lukumäärä metriä kohti

Esimerkkitapaus offshore-paalusta, jolle on vaadittu $Q_d = 25\text{ MN}$ ja $EA = 40\,000\text{ MN}$, $L = 100\text{m}$ sekä $N = 250\text{ iskua/m}$. Käyttäen kaavaa (9.6) saadaan :

$$\eta_{WH} = (0.10 + 0.78) = 0.88\text{ MNm}.$$

Esimerkin perusteella selvittää, että 89 % energiasta kimmooi-
sesti absorptoituu, kun vain noin 11 % kuluu pysyvään pai-
numaan.

Esimerkkitapaus teräsbetonipaalusta, jolle on vaadittu $Q_d =$
1 MN ja $EA = 2\,200\text{ MN}$, $L = 20\text{ m}$ sekä $N = 150$ iskua/m.

Kaavasta (9.6) saadaan :

$$\eta_{WH} = (6.7 + 4.6)\text{ kNm} = 11.3\text{ kNm/isku}$$

Tässä tapauksessa tehokkaaseen tunkeutumiseen kuluva ener-
gia on noin 60 %, kun taas 40 % kuluu kimmoiseen absorp-
tioon.

Offshore-paalujen kohdalla esimerkin perusteella on melko
yleistä, että kimmoinen energia (joka häviää) on suurin.
Kaavaan (9.6) perustuen voidaan täten laatia alustavia ar-
vioita tarvittavan lyöntienergian suuruudesta.

Lyöntijännitykset voidaan määrittää likimain energia -ja
iskuaaltoteoriaan perustuen /5/, /9/.

Energiayhtälön mukainen maksimilyöntijännitys on :

$$\sigma_{do} = \sqrt{\frac{2\eta}{a} \frac{W}{W_p} \gamma_p^{HE}} \quad (9.7)$$

W_p = paalun paino

W = järkäleen paino

H = pudotuskorkeus

γ_p = paalun tilavuuspaino

Vertaamalla iskuaaltoteoriaan saadaan lyöntijännitykselle kaavaksi :

$$\sigma_o = f_o \sqrt{\gamma_p H E} \quad (9.8)$$

$$f_o = \text{tehokerroin (0.5 - 1.0)}$$

sekä

$$\sigma_{\max} < 2\sigma_o \quad (9.9)$$

Esimerkkitapauksena teräsbetonipaalu, jolle $\gamma_p = 24 \text{ kN/m}^3$, $E = 30\,000 \text{ MPa}$, $W_p = 30 \text{ kN}$, $W = 40 \text{ kN}$, $H = 0.25 \text{ m}$, $\eta = 0.55$, $a = 1$ ja $f_o = 0.75$.

Sijoittamalla kaavoihin (9.7) - (9.9), saadaan lyöntijännityksiksi :

$$\begin{aligned} \sigma_{do} &= 16.2 \text{ MPa} && (\text{energiayhtälö}) \\ \sigma_o &= 10.1 \text{ MPa} && (\text{iskuaaltoteoria}) \\ \sigma_{\max} &= 20.2 \text{ MPa} && (\text{iskuaaltoteoria}) \end{aligned}$$

Energiayhtälöön ja iskuaaltoteoriaan perustuvat menetelmät poikkeavat melko paljon toisistaan.

Janbu pitää haittana sitä, että iskuaaltoteorian yksinkertaisinkaan versio ei sisällä energiyhtälön sisältämää painosuhdetta $(W/W_p)/9$.

Dynaaminen koekuormitus PDA-mittauksena soveltuu ensisijaisesti lyöntipaaluille. Dynaamisen koekuormituslaitteiston soveltuvuus on todettu tämän työn yhteydessä muun muassa seuraaville paalutyypeille : teräsbetonipaalu, pieni- ja suuriläpimittaiset teräsputkipaalu, Franki- ja Franki-mixte-paalu sekä Vibrex-paalu.

Kaivinpaalujen dynaamisessa koestuksessa voi tulla ongelmia riittävän lyöntienergian mobilisoimisessa mitattavaan paaluun. Mikäli paalun kärkivastusta ei saada mobilisoitua, saadaan signal matching-tekniikan avulla kyseessä olevan paalun staattisen murtokuorman alaraja-arvo. Tulos on toisin sanoen varmalla puolella.

Paalun kantavuus on dynaamisissa iskuaaltomittauksissa määritetty yleensä CASE-menetelmällä, joka tukipaalujen kohdalla antaa varsin luotettavan tuloksen. Sitä vastoin kitkapaalujen kohdalla CASE-menetelmä ei aina anna luotettavaa tulosta, vaan tällöin on käytettävä signal matching-ohjelmaa. Analyysin tuloksena saadaan muun muassa paalun vaippa- ja kärkivastuksen osuudet sekä paalun staattinen murtokuorma.

Lyöntilaitteistolla on usein suuri merkitys dynaamisessa koestuksessa. Mittauskokemuksia on saatu sekä vaijeritoimisista että hydraulisista pudotusjärkäläistä, dieseljuntasta ja paineilmavasarausta.

Yleensä lyöntilaitteen ja iskutyynyn vaikutus nähdään mitaussignaaleista, esimerkiksi voimassa signaaleista, alkuiskuaallon maksimikohdan ajanhetkestä. Mitä terävämpi mitatun signaalin muoto on, sekä mitä aikaisemmin alkuiskuaallon maksimiarvo saavutetaan, sitä kovempi on iskutyyny.

Paalujen dynaaminen koestus vaijeritoimisilla ja hydraulisilla pudotusjärkäläillä on osoittautunut paineilmavasaraa luotettavamaksi vaihtoehdoksi mitattaessa paalun kantavuutta. Paineilmavasarakalustoa joudutaan kuitenkin käyttämään paalutettaessa ahtaissa tiloissa.

Esimerkkikohteena on esitetty pieniläpimittaisten teräsputkipaalujen dynaaminen iskuaaltomittaus BSP 600-paineilmavasaraalla ja 1.2 tonnin Fiskars-pudotusjärkäleellä. Vertailumittauksessa samasta paalusta saatiin pudotusjärkäleellä lyötyessä yleensä suurempi CASE-menetelmällä määritetty kantavuus. Tämä johtunee siitä, että BSP 600-paineilmavasaran männän massa on pieni. Tällöin venymäantureissa ei mitata suurta voimaa, joka on CASE-menetelmässä kantavuuden määrittämisessä hyvin oleellinen suure. BSP 600-kalustolla mitatuista signaaleista voidaan kuitenkin päätellä onko paalu kalliolla vai ei.

Paaluun lyönnin aikana kohdistuvat veto- ja puristusjännitykset voidaan määrittää dynaamisella koekuormituksella. Tämä on tärkeää, koska sen perusteella voidaan tarkentaa paalun lyöntiohje siten, että kussakin maakerroksessa käytetään sellaista lyöntikorkeutta, että varmistetaan paalun säilyminen ehjänä.

Pohjarakennussuunnittelijan olisi laadittava pohjarakennussuunnitelmassa esitettävä paalun loppulyöntiohje siten, että paaluun kohdistuu kantavuuden saavuttamiseksi riittävä lyöntienergia, mutta paalua lyönnin aikana rasittavat veto- ja puristusjännitykset eivät riko paalua. Tähän voidaan käyttää apuna TNOWAVE-analyysin pile driving prediction-ohjelmaa silloin, kun lähtötiedot paalutuskalustosta ja maaperästä ovat hyvät.

Paaluun siirtyneen energian määrittämisessä FPDS-2-laitteisto laskee integraalin voiman ja nopeuden tulosta ajan yli kaavasta $E = \int_0^t Fv dt$, mikä on saatujen käyttökokemusten myötä varsin luotettava määrittämenetelmä. Edellytyksenä luotettavalle lyöntienergian määrittämiselle on kuitenkin keskeinen lyönti, jolloin saadaan yhteensopivat voima- ja nopeussignaalit. Lyönnin tehokkuus ja keskisyys saadaan vertaamalla mitattua lyöntienergiaa teoreettiseen energiaan $E_t = WH$. Tehokkuuden perusteella voidaan päätellä paalutuskaluston kunto ja siten vaikuttaa paalutuskalustojen kehittymiseen.

Paalun ehjyyden toteaminen onnistuu FPDS-2-laitteistolla sekä PDA- että SIT-mittausten perusteella. PDA-mittauksissa vaurio on saatu luotettavasti esille voima- ja nopeus $\times$ impedanssikäyristä. Myös SIT-mittauksessa on vauriot saatu selville luotettavasti. Halkeamien suuruuden määrittäminen heijastuksen perusteella on hyvin vaikeaa. Tätä varten olisi järjestettävä tarkoituksenmukaisia koemittauksia.

Pohjarakennussuunnittelussa suoritetaan paalun geotekninen ja rakenteellinen mitoitus siten, että sille saadaan haluttu geotekninen ja rakenteellinen kantavuus. Dynaamisilla koekuormituksilla määritetään geotekninen kantavuus ja todetaan rakenteellinen ehjyys. Dynaamisista koekuormituksista saatava hyöty riippuu siitä, missä vaiheessa mittauksia voidaan tehdä. Paalutuksen suunnitteluun voidaan vaikuttaa eniten, mikäli on mahdollista tehdä erillinen koepaalutus ennen paalutuksen suunnittelua. Tällöin dynaamisilla koekuormituksilla voidaan valita kohteeseen soveltuvin paalutyyppi ja sille soveltuva lyöntikalusto sekä määrittää haluttua geoteknistä kantavuutta vastaava paalupituus ja laatia lyöntiohje. Esimerkkitapauksena on suoritettu dynaamisia koekuormituksia Ruoholahden koepaalutuskohteessa, joista on laadittu erillinen koepaalutusraportti.

Yleisimmin koepaalutus sisällytetään paalutusurakkaan ja suoritetaan paalutustyön alussa. Dynaamisia koekuormituksia edellyttävät paalutusluokan IA tai IB käyttö, uudet paalutyyppit, esimerkiksi suuriläpimittaiset teräsputkipaalut tai vaativat paalutusolosuhteet.

Usein dynaamisia koekuormituksia joudutaan suorittamaan paalutustyön aikana, vaikka kohteen työselityksessä ei edellytetä dynaamisia koekuormituksia. Tarve voi ilmetä, jos epäillään paalun kantavuutta tai paalutuskaluston kuntoa esimerkiksi, kun loppulyöntejä ei saavuteta tavoitetasossa. Mikäli epäillään paalun ehjyyttä, voidaan se tarkistaa myös PDA-mittauksin. Useimmiten siihen soveltuu kuitenkin paremmin SIT-mittaus.

SIT-mittauksia olisikin suoritettava aina paalujen ehjyyttä epäiltäessä. Työselityksessä olisi syytä edellyttää SIT-mittauksia aina paalutusolosuhteissa, joissa paalujen rikkoutumisvaara on suuri, kuten esimerkiksi kalliopinnan viettäessä voimakkaasti, pohjamaan ollessa kivistä tai lohkareista tai lyötäessä paaluja täytteen läpi. SIT-mittauksilla on koekoh-teissa voitu määrittää paalujen ehjyys 13 metrin syvyyteen asti.

Tämä työ on laadittu opastamaan pohjarakennussuunnittelijoita ja paalutusurakoitsijoita PDa- ja SIT-mittausten suunnittelussa, suorituksessa ja tulkinnessa.

- /1/ Amir, J.M., Wave velocity in young concrete. Third International Conference on the application of stress-wave theory to piles. Ottawa, 1988. S.19-32.
- /2/ Anvisningar för provpålning med efterföljande provbelastning. Ingenjörsvetenskapsakademien (IVA), pålkommissionen. Rapport 59. Stockholm, 1980.
- /3/ Bergdahl, U., Hult, G., Provb Belastning av friktionspålar - en studie av olika provningsmetoder. Ingenjörsvetenskapsakademien (IVA), pålkommissionen. Rapport 56. Stockholm, 1979.
- /4/ Bernardes, G.P., Dynamic and static testing of large model piles in sand. Doktor ingenioravhandling, Norges Tekniske Hogskole. Trondheim, 1989.
- /5/ Bowles, J.E., Foundation analysis and design. 4th edition. Mc Graw-Hill, 1988.
- /6/ Grande, L.O., Samvirke mellan pel og jord. Norges Tekniske hogskole. Trondheim, 1976.
- /7/ Handboken Bygg. Geoteknik. Grundläggning med pålar. Stockholm, 1984. S.322-372.
- /8/ Iwanowski, T., Bodare, A., On soil damping factor used in wave analysis of pile driving. Third International Conference on the application of stress-wave theory to piles. Ottawa, 1988. S.343-352.
- /9/ Janbu, N., Simple pile foundation analysis. The Norwegian Institut of Technology. S.179-210.
- /10/ Komulainen, H., Paalujen dynaamisen koekuormituksen käyttö. Valtion teknillinen tutkimuskeskus. Geotekniikan laboratorio. Tiedote 1039. Espoo, 1989.

- /11/ Lango, H., Janbu, N., Bernardes, G., Tjelta, T.I., Driveability of large pipe piles analysed by case records. Norwegian Institute of Technology, bulletin 24. Trondheim, 1989.
- /12/ Lyöntipaalausohjeet -87. Suomen geoteknillinen yhdistys ry. Helsinki, 1987.
- /13/ Middendorp, P., Reiding, F.J., Determination of discontinuities in piles by TNO testing and signal matching techniques. Second International conference on the application of stress-wave theory on the piles. Stockholm, 1984. S.33-43.
- /14/ Middendorp, P., van Brederode, P.J., Skin friction models for sand from static and dynamic laboratory tests. Second International conference on the application of stress-wave theory on the piles. Stockholm, 1984. S.210-220.
- /15/ Mitwally, H., Novak, M., Pile driving analysis using shaft models and FEM. Third international conference on the application of stress-wave theory to piles. Ottawa, 1988. S.455-466.
- /16/ Nguyen, T.T., Dynamic and static behaviour of driven piles. Statens geotekniska institut. Report 33. Linköping, 1987.
- /17/ Peleveledningen, Den Norske pelemekomite i samarbeid med Norges Byggstandardiseringsråd. Pelers baereevne. Oslo, 1987. S.7.01-7.22.
- /18/ Reiding, F.J., Middendorp, P., Van Brederode, P.J., A digital approach to sonic pile testing. Second international conference on the application of stress-wave theory on piles. Stockholm, 1984. S.85-93.

- /19/ Reiding, F.J., Middendorp, P., Schoenmaker, R.P., Middeldorp, F.M., Bielefeld, M.W., The FPDS-2, a new generation of foundation pile diagnostic equipment. Third international conference on the application of stress-wave theory to piles. Ottawa, 1988. S.123-134.
- /20/ Selby, K.G., Devata, M.S., Payer, P., Dundas, D., Ultimate capacities determined by load test and predicted by the pile analyser. Proceedings on the XII international conference on soil mechanics and foundation engineering. volume 2. Rio de Janeiro, 1989. S.1179-1182.
- /21/ Starke, W.F., Janes, M.C., Accuracy and reliability of integrity testing. Third international conference on the application of stress-wave theory to piles. Ottawa, 1988. S.19-32.
- /22/ Teräsputkipaalut. Tie -ja vesirakennushallitus. Sillansuunnittelu. TVH 723448. Helsinki, 1989.
- /23/ TNO manuals: Integrity testing, TNOWAVE, Integrity testing signal matching, Pile driving analysis, Dynamic load testing, TNOWAVE signal matching. Delft, 1989.
- /24/ Veiledning ved pelefundamentering. Norges Geotekniska Institut. Oslo, 1973.
- /25/ Pohjarakennusohjeet RIL 121. Suomen rakennusinsinöörien liitto. 1988.
- /26/ Helsingin kaupunki. Ruoholahden koepaalutuskohte numero 9 pohjarakennuspiirustus GEO 4513.117.
- /27/ Insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy. Ylistön sillan pohjatutkimuspiirustus GEO 13368.3.

- /28/ GT-Geotieto Oy:n laatima lyöntiohje.
Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
- /29/ Helsingin kaupunki. Kiinteistö Oy Rekipellon (Talo DE) pohjarakennuspiirustus GEO 3944.106.
- /30/ Insinööritoimisto Y-suunnittelu. Heinolan Tähtiniemen sillan S12 pohjatutkimukset R15 / S12-15
- /31/ Insinööritoimisto PSV Oy. Soodakattilan (SK1) kuljettimen pohjatutkimuspiirustus 954041.2.
- /32/ Insinööritoimisto Suunnittelu Kortes Oy. Heinolan Tähtiniemen sillan yleispiirustus R15 / 12650 a-1.

LIITE 1	PDA-mittauksen kuvaruutukäskyt
LIITE 2	SIT-mittauksen kuvaruutukäskyt
LIITE 3	Heinolan Tähtiniemen sillan tuen 6 paalun vaippakitkamallin lähtötiedot
LIITE 4	Heinolan Tähtiniemen sillan tuen 6 paalun kärkivastusmallin lähtötiedot
LIITE 5	Heinolan Tähtiniemen sillan tuen 6 paalun järkele- ja paalutiedot
LIITE 6	Heinolan Tähtiniemen sillan tuen 6 paalun staattinen murtokuorma ja maksimi lyönti- jännitys

b = Change blow number
 c = change TRIGGER settings (WORKS ONLY IN TRIGGER MODE)
 c = change stress wave velocity
 d = Change penetration reading
 e = Change calculation type for energy
 f = Change number of smoothing values for strains.
 g = Position GAIN knobs for acceleration and strain
 h = List available monitoring commands.
 i = Pause for monitoring. (Press any key to continue)
 l = Change pile length.
 m = Return to MAIN MENU.
 n = Change number of periods (total sampling time).
 o = Choice for continuous printer output during monitoring.
 Choice for screen output.
 p = Print graph.
 q = Storage of digitized (RAW) signals on disk.
 r = Change pretrigger period.
 s = Show signal with trigger level (ONLY IN TRIGGER MODE)
 t = Change sample time.
 v = Change number of smoothing values for accelerations
 or velocities.
 w = Write or do not write selected MONITORING RESULTS on screen.
 x = Change signal processing data
 y = Trigger level adjustment.
 z = Change time of zero velocity.
 A = Alarm sound ON or OFF.
 C = Storage of digitized (PROCESSED) signals on disk.
 F = Change sign of force signal.
 H = List available monitoring commands as grouped items.
 J = Change damping value(s).
 L = List/change status of alarms and warnings.
 M = Choice for MONITORING RESULTS on screen/graphs.
 P = Plot graph
 Q = Storage of TNOWAVE signals for Signal Matching
 R = Repeat analysis with the same signal. Press R to stop
 T = Show toe reflection location etc. Press T to cancel.
 V = Change sign of velocity signal.
 W = Warnings ON or OFF.
 X = Fast monitoring mode ON or OFF.
 1 = Graph of Force signals.
 2 = Graph of Velocity or Acceleration signals
 3 = Graph of mean Force signals
 4 = Graph of mean Velocity or Acceleration signals
 5 = Graph of Force and Velocity x Impedance
 6 = Graph of Upward Travelling Wave
 7 = Graph of Downward Travelling Wave
 8 = Graph of Enthru Energy
 9 = Graph of Driving Resistance + Static Resistance
 0 = Graph of Downw. + Upw. Tr. Wave + Driving Resistance
 - = Graph of Displacement or Velocity.
 = = Graph of Acceleration or Displacement.
 ! = Use no Strain Channels.
 @ = Do not use Strain Channel 4.
 # = Do not use Strain Channel 3 .
 \$ = Use NO Velocity or Acceleration Channels.
 % = Do not use Velocity or Acceleration Channel 2.
 ^ = Do not use Velocity or Acceleration Channel 1.
 & = Use 2 Strain Channels.
 * = Use 2 Velocity or Acceleration channels.
 + = List 4 graphs in fast mode
 <CTRL-C> = Stop waiting for blow.
 left arrow = Decrease pile length with 2.5 percent
 right arrow = Increase pile length with 2.5 percent
 up arrow = Add 25 cm or 1 ft to penetration.
 down arrow = Subtract 25 cm or 1 ft from penetration.

a	change amplification mode
m	pile test, one signal (not available in VIEW option)
M	pile test, three signals (n.a. in VIEW option)
<SP>	select trace (space bar)
123a<CR>	pile number 123a
<ESC>a3<CR>	pile number a3
x	magnify
f10	smooth, window 10 (1 - 15)
	in- or decrease expansion
w	take average
W	show average
< >	move left cursor
<- ->	move right cursor
p	print screen
i	back to data input part
v	view acceleration signals (n.a. in VIEW option)
?	length marker on/off
C	compensation (default sr)
c	change velocity
s	store
S	store in diagnostic format
r	read back, use stored settings
R	read back, use current settings
d	delete file
l	list directory contents
-	show less of pile
+	show more of pile
z	add this pile to site average
X	magnify current trace together with site average
Z	store site average
A	read stored site average
^c	quit program
h	show this screen

During a test all signals are stored in a subdirectory of the HP directory. The name of the subdirectory is the sit name from the data input screen. The same directory name should again be used for reading back the files with HP (sit) or VIEW, or for reporting with REPORT.

LOAD DATA

File loaded on top by modelled hammer.

Timestep = 100.000 [microsec]

SOIL DATA

SKIN FRICTION

SKIN FRICTION SPRING DATA

Layer		fy	Uq
no		[N/mm2]	[mm]
2	start	0	0
	end	0.0089	2.4
3	start	0.0336	4.6
	end	0.0336	4.6

SKIN FRICTION DAMPER DATA

Layer		S	C	Jc
no		[N/mm2]	[Ns/m3]	
2	start	-	1.6e+005	0.283
	end	-	1.6e+005	0.283
3	start	-	1.6e+005	0.283
	end	-	2.2e+005	0.39

LAYER DATA

Layer no	Thickness [m]	
1	20	Input data for PILE modelling
2	4	Input data for PILE modelling
3	6	Input data for PILE modelling

TOE RESISTANCE

TOE RESISTANCE SPRING DATA

Toe	fy [N/mm ²]	Uq [mm]
	18.4	1

TOE RESISTANCE DAMPER DATA

Toe	S [N/mm ²]	C [Ns/m ³]	Jc
	-	1.66e+007	0.41

Partno	Length	Diameter start	Diameter end	Cross section type
	[m]	[m]	[m]	
1	1.5	1	1	Solid square

Impact velocity hammer = 5.400e+00 [m/s]

Impact energy of hammer = 170.586e+03 [Nm]

Total mass of hammer = 11.700e+03 [kg]

PILE PROPERTIES

Partno	Length	Diameter start	Diameter end	Wall Thickness	Cross section type
	[m]	[m]	[m]	[mm]	
2	30	0.813	0.813	14.2	Hollow circular close

Modulus of elasticity pile material = 210.000e+09 [N/m²]

Density pile material = 7.800e+03 [kg/m³]

Total mass of pile = 8.339e+03 [kg]

Total length of pile = 30.000e+00 [m]

GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET
Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto
22.1.91

1	Anttikoski, U.	Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen	Suomi	1973
2	Anttikoski, U.	Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1973 *
3	Anttikoski, U.	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1974 *
4	Mäkinen, R.	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	Suomi	1974 *
5	Saarela, M.	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	Suomi	1974 *
6	Saarela, M.	Kitkapaalujen kantavuus	Suomi	1976
7	Petäjä, J.	Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen	Suomi	1977
8	Raudasmaa, P.	Metrotunneleiden injektointi	Suomi	1977 *
9	Anttikoski, U.	Kalliotunneleiden käyttö varastointiin	Suomi	1977 *
10	Tikkanen, H.	Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa	Suomi	1978
11	Arkima, O.	Kluuvin ruhjeen jäädytys	Suomi	1978 *
12	Raudasmaa, P.	Puiset perustusrakenteet	Suomi	1979
13	Havukainen, J.	Voimalalaitostuhtan ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	Suomi	1979
14	Vähäaho, I.	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	Suomi	1979 *
15	Raudasmaa, P.	Pohjavesitarkkailu -80	Suomi	1980
16	Anttikoski, U.	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	Suomi	1979 *
17	Roinisto, J.	Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneleihin	Suomi	1981
18	Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa	Suomi	1981 *
19	Roinisto, J.	Yhteiskäyttötunneleiden teknis-taloudellinen selvitys	Suomi	1981
20	Vuola, P.	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	Suomi	1981
21	Havukainen, J. & Korhonen, O.	Tonttialueiden maarakenteet	Suomi	1981
22	Havukainen, J.	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-ainena ja energianlähteenä	Suomi	1981
23	Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa	Suomi	1982
24	Latvala, A.	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	Suomi	1982
25	Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Sulamäki, A.	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista maarakentamisessa	Suomi	1982
26	Halkola, H.	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparinmäessä	Suomi	1982 *
27	Paavola, P.	Kunnallistekniikan tunneleiden louhintakustannus selvitys	Suomi	1982
28	Vähäaho, I.	Maarakennusta koskeva mallityöselitys	Suomi	1982 *
29	Gulin, K.	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa	Suomi	1982
30	Halkola, H.	Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	Suomi	1982
31	Havukainen, J.	Kivihiilituhtien käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	Suomi	1983
32	Havukainen, J.	Användning av stenkolsaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar	Svenska	1983
33	Havukainen, J.	The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines	English	1983
34	Salmelainen, J.	Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	Suomi	1983
35	Havukainen, J.	Matkakertomus kivihiilituhtien ympäristövaikutuskonferenssista	Suomi	1983
36	Hytti, P.	Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiakirjoissa	Suomi	1984
37	Leinonen, J.	Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa	Suomi	1984
38	Pirinen, J.	Kelluvan rantapenkereen rakentaminen	Suomi	1984 *
39	Latvala, A.	Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti	Suomi	1984
40	Korpela, J. & Schuller, M.	Jäykkien liitosjohtojen pohjarakennus selvitys (Jäli-selvitys)	Suomi	1984
41	Lahtinen, E-R.	Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti)	Suomi	1985
42	Korpi, J.	In Situ-kuormituskoe painumien määrittämiseksi	Suomi	1985
43	Havukainen, J.	Esirakentamisen kehittäminen	Suomi	1985
44	Vähäaho, I.	Jäähdytysmenetelmän käyttö	Suomi	1987
45	Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Latvala, A.	Kivihiilituhtien käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	Suomi	1987
46	Julkunen, A.	Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa	Suomi	1987
47	Hutri, K-L.	Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin	Suomi	1988
48	Melander, K.	Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä	Suomi	1989
49	Leppänen, M.	Vahvisinkankaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa	Suomi	1989
50	Vähäaho, I. & Ryhänen, H.	Sulamiskondolidaation vaikutukset savessa	Suomi	1989
51	Vähäaho, I.	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	English	1989
52	Koskela, P.	Routastabiloinnin vaikutus ruoppausmassaan	Suomi	1989
53	Saari, M. & Korhonen, O.	Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistolla	Suomi	1990
54	Saari, M. & Volanen, O.	Ruoholahden koepaalu	Suomi	1990

Hinnat:	1 kpl	80 mk
	2-3 kpl	70 mk
	4-6 kpl	60 mk
	7- kpl	55 mk