

BETONIPAALUPERUSTUSTEN POHJARAKENNESUUNNITELMA JA POHJARAKENNUSTYÖ

Ville Holopainen
Osmo Korhonen
Kalevi Lammi



Julkaisu 88/2004

BETONIPAALUPERUSTUSTEN POHJARAKENNESUUNNITELMA JA POHJARAKENNUSTYÖ

**Ville Holopainen
Osmo Korhonen
Kalevi Lammi**

ALKUSANAT

Tämä tutkimus perustuu tekn.yo. Ville Holopaisen diplomityöhön, joka on tehty Helsingin ja Tampereen kaupunkien rahoittamana. Valvontaryhmään kuuluivat Jorma Hartikainen Tampereen Teknilliseltä Yliopistolta, Kalevi Lammi, Timo Toivo, Milko Tietäväinen, Aki Hyrkkönen ja Kari Hietala Tampereen kaupungilta, sekä Osmo Korhonen ja Ilkka Vähäaho Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekniseltä osastolta.

Hannu Jokiniemi Rautaruukki Oy:stä on avustanut iskuaaltomittauksiin liittyvissä asioissa. Paalujen rakenteellisessa mitoituksessa on avustanut Jari Hietala Tampereen Teknillisestä Yliopistosta.

Helsingissä 27.4.2004

Ilkka Vähäaho
osastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Teräsbetonisilla lyöntipaaluilla tehtävät perustukset ovat varsin yleisiä Suomessa. Paalutuskoneet ja menetelmät ovat vakiintuneet, mutta suunnittelu ja myöskin työn suoritus on kärsinyt ylikilpailuttamisesta. Betonipaalujen edullinen, jopa halpa hinta, on johtanut niiden käytön laajenemiseen myös kohteisiin, joihin ne eivät välttämättä sovellu. Ilahduttavaa on havaita, että myös teräsbetonisten lyöntipaalujen valmistuksessa on alettu tehdä totista tuotekehitystä.

Suunnittelijoiden suoranainen riistäminen tiukalla kilpailuttamisella on johtanut siihen, että kaikessa mennään siitä, missä aita on matalin. Pohjatutkimuksiin ei enää panosteta riittävästi. Voimassa olevien Lyöntipaalutusohjeiden (LPO-87) loppulyöntiohjeet ovat korvanneet geoteknisen mitoituksen. Kappaleessa 3 esitetään teräsbetonipaaluperustoille suositeltavat pohjatutkimusmenetelmät. Kappaleessa 4 keskitytään paalujen geotekniseen mitoittamiseen mm. esimerkkilaskelmien avulla. Kantavuuskaavoja on vertailtu PDA-mittauksiin. Yleensä saadut tulokset vastaavat hyvin toisiinsa. Suunnitelmien esittämistä käsittelevässä kohdassa 4.6 käydään myös lävitse suunnitelmien juridista asemaa paalutusurakassa.

Urakka-aikojen kiristyminen ja hintojen lasku on johtanut välinpitämättömyyteen työmailla. Paalujen käsittely työmailla on erittäin huonoa. Urakoitsijoiden tulisi panostaa enemmän paalujen varastointiin ja käsittelyyn työmailla. Kappaleessa 5 keskitytäänkin urakoitsijan toimintaan työmaalla.

Kiristyneet aikataulut näkyvät myös urakka-asiakirjojen laadussa. Monilta riidoilta vältyttäisiin, mikäli kaikki osapuolet hallitsisivat sopimusjuridiikan perusteet. Rakennuttajilla on kova kiire päästä työmaalle, jolloin liian usein joudutaan riitelemään heikoista suunnitelmista. Tämä vaikeuttaa valvonnan toimintaa työmaalla.

Kappaleessa 7 on lyhyesti käyty lävitse, mitä uusi rakennus- ja maankäyttölaki merkitsee paalutustyön dokumentoinnille. Siinä on myös esitetty ehdotus työaikaisten paalutusasiakirjojen arkistoinnista.

Dynaamiset koekuormitukset (PDA-mittaukset) ovat saaneet Suomessa liiankin merkittävän aseman paalujen geoteknisen murtokapasiteetin määrittämisessä. Tilajaat eivät aina ymmärrä, mitä PDA-mittauksella ja muilla iskuaaltoteoriaan perustuvilla analyyseillä pystytään tekemään. Kappaleessa 8 esitetään PDA- ja ehjyysmittauksiin liittyviä rajoitteita ja suosituksia mittauksen suoritukselta teräsbetonisia lyöntipaaluja käytettäessä.

Kappaleessa 9 on simuloitu paaluun upotuksen aikana syntyviä jännityksiä. Simuloinnit liittyvät Lyöntipaalutusohjeen (LPO-2004) laatimistyöhön. Tehtyjen simulointien perusteella on määritetty lyöntipaalutusohjeeseen (LPO-2004) tulevia paalujen rakenteellisia vaatimuksia. Kappaleessa 4.5 on esitetty paalujen käsittelyn ja upottamisen paalujen rakenteelle asettamia vaatimuksia.

Liitteissä on esitetty käytetyn tutkimusaineiston lisäksi esimerkkilomakkeet pohjatutkimusohjelman ja koepaalutussuunnitelman laatimiseksi. Lisäksi on esitetty uudet loppulyöntitaulukot sekä ehdotus II-luokan loppulyöntivaatimusten varmistamiseksi dynaamisella paalutuskaavalla. Muina liitteinä ovat paalutuksen työ- ja laatusuunnitelmamalli sekä mallit paalutuksen tarkastusasiakirjasta ja paalutuspöytäkirjasta.

ABSTRACT

The pre-cast concrete pile foundations are quite general in Finland. The piling machines and methods have been established, but planning and also the performance of the work has suffered from the unhealthy price competition. The advantageous cheap price of concrete piles has led to the expansion of their use also to the sites, which they are not necessarily suitable. Delightful is to notice that in the fabricating of the pre-cast concrete piles has been begun serious product development.

The obvious wrenching of designers with the tight competing has led to the fact that in everything they go over where the fence is the lowest. The ground surveys are not sufficiently. The driving end criteria of valid piling norms of Finland (LPO-87) have replaced geotechnical calculations. In paragraph 3 is presented the recommended ground surveying methods. Chapter 4 is concentrated on the geotechnical calculations of piles, with the help of examples. The carrying capacity formulas have been compared with PDA measurements. The obtained results are quite well linear. The judicial position of plans in the piling contract is also gone through at section 4.6, which deals with the presenting of plans.

The tightening of contract times and the decrease of the prices has led to the indifference on the work sites. The handling of piles at the sites is extremely bad. The contractors should invest more in the storage and handling of the piles at construction sites. Chapter 5 is concentrated to the contractor's action on the site.

The tightened schedules are seen also in the quality of the contract documents. From many quarrels should be avoided, if all the parties do understand the basics of the agreement jurisprudence. Contractors have a big hurry to get to the site in which case one has to quarrel about weak plans too often. This makes the operation of the supervision on the site very difficult.

Chapter 7 has been briefly visited through what the new Building and Land Use Act means to documentation of the piling work. In the chapter has also been presented proposal for the filing of work-time piling documents.

The dynamic test loads (the PDA measurements) have got too important role in Finland in the determination of the geotechnical break-in capacity of the piles. The clients do not always understand what it is possible to do with the PDA measuring and other analyses, which are based on the shock wave theory. Limitations, which are related to the dynamic test loads, and recommendations on the performance of measurements when using pre-cast concrete piles, are presented in paragraph 8.

In chapter 9 have been simulated tensions, which are created to the pile during the driving. Simulations are connected to the ongoing work of renewing the Finnish standard for pre-cast concrete piles (LPO-2004). The target of simulations was to determine the structural demands of piles, which come to the new norms (LPO-2004). In paragraph 4.5 it has been presented the demands to the structure of the piles set by the handling and driving the piles.

In the appendices have been presented the used research material, the example forms for ground surveying program and test piling program. Furthermore, the new end of drive criteria and suggestion to secure the capacity of class II piling with the dynamic piling formulas have been presented. Other appendices are examples for work and quality plan for the piling, the inspection document and piling log.

SISÄLLYSLUETTELO

ALKUSANAT	1
TIIVISTELMÄ	2
ABSTRACT	3
KÄYTETYT TERMIT	7
KÄYTETYT MERKINNÄT JA LYHENTEET	15
1 JOHDANTO	19
1.1 Teräsbetonisen lyöntipaalutuksen ja sen ohjeistuksen historiaa Suomessa.....	19
1.2 Tutkimuksen tausta.....	19
1.3 Tavoitteet.....	20
1.4 Rajaukset.....	21
1.5 Työn toteutus.....	21
2 AINEISTO JA MENETELMÄT	22
2.1 Suomalaiset teräsbetonipaalut.....	22
2.1.1 Yleistä.....	22
2.1.2 Paalujen mitat ja rauditus	22
2.1.3 Paalujen varusteet.....	24
2.1.4 Paalujen valmistusmenetelmät.....	26
2.2 Paalutuskoneet ja -laitteet.....	27
2.2.1 Paalutuskoneet.....	27
2.2.2 Paalutuksen apuvälineet	31
2.3 Suunnittelujärjestelmät.....	32
2.3.1 Yleistä.....	32
2.3.2 Geotekninen vaativuusluokitus.....	34
2.4 Tutkimuskohteet	35
2.4.1 Yleistä.....	35
2.4.2 Vihilahti, Tampere.....	37
2.4.3 Vilusenkangas, Tampere	38
2.4.4 Arabianranta, Helsinki	39
2.4.5 Herttoniemenranta, Helsinki	40
2.4.6 Tilanhoitajankaaren alue, Helsinki	41
3 POHJATUTKIMUKSET	43
3.1 Ohjeet ja määräykset.....	43
3.1.1 Päämäärä.....	43
3.1.2 Tutkimusmenetelmät ja -määrät	43
3.1.3 Pohjatutkimusmenetelmät paaluilla perustettaessa.....	45
3.2 Kohteissa tehty pohjatutkimukset	46
3.2.1 Pohjatutkimusten pisteytys	46
3.2.2 Kohteiden pohjatutkimusten arviointi pisteytyksen perusteella.....	48
3.3 Pohjatutkimusten esittäminen	49
3.3.1 Yleistä.....	49
3.3.2 Tutkimuskohteiden pohjatutkimusten esitystapa ja suosituksia	50
3.4 Johtopäätökset pohjatutkimuksista	50
4 PAALUPERUSTUKSEN SUUNNITTELU	52
4.1 Ohjeet ja määräykset.....	52
4.1.1 Suunnittelijoiden pätevyudet.....	52
4.1.2 Suunnittelun kulku	53
4.2 Paalutyypin ja paalutuskaluston valinta	54

4.3	Paalun geotekninen kapasiteetti.....	54
4.3.1	Ohjeet ja määräykset	54
4.3.2	Paalun loppulyöntiohjeen määrittäminen	55
4.3.3	Paalun geoteknisen kantavuuden määrittäminen mitoituslaskelmin	66
4.4	Paalujen pystysuuntaiset siirtymät	84
4.4.1	Yleistä	84
4.4.2	Paalun kimmoinen kokoonpuristuma ja viruma.....	85
4.4.3	Maakerrosten kokoonpuristuma kimmoteoriaan perustuen.....	87
4.4.4	Maakerrosten kokoonpuristuman arviointi tangenttimoduulimenetelmän avulla.....	91
4.4.5	Paalujen pystysuuntaisten siirtymien arviointi kuorma-siirtymäkäyrien avulla.....	92
4.4.6	Kitkapaaluryhmien pystysuuntaiset siirtymät.....	94
4.4.7	Johtopäätöksiä paalujen pystysuuntaisista siirtymistä	95
4.5	Teräsbetonipaalun rakenteellinen kantavuus	95
4.5.1	Yleistä	95
4.5.2	Paalun nurjahdus	95
4.5.3	Mitoitukset paalujen nostoille ja siirroille	101
4.6	Suunnitelmien esittäminen	103
4.6.1	Yleistä	103
4.6.2	(Pohja)rakennusselostus.....	107
4.6.3	Paalutussuunnitelma.....	108
4.6.4	Pohjatutkimukset.....	110
4.6.5	Mitoituslaskelmat	110
4.7	Tutkimuskohteisiin laaditut suunnitelmat	111
4.7.1	Tutkimuskohteiden pohjasuhteet geoteknisen mitoituksen kannalta.....	111
4.7.2	Geotekniset mitoituslaskelmat	111
4.7.3	Tavoitetasojen tai arvioitujen tukeutumistasojen määritykset.....	112
5	PAALUTUSTYÖN SUORITUS	117
5.1	Työ- ja laatusuunnitelmat	117
5.1.1	Yleistä	117
5.1.2	Työ- ja laatusuunnitelman laatiminen.....	117
5.2	Paalutustyö.....	119
5.2.1	Yleistä	119
5.2.2	Paalutustyönjohtaja.....	119
5.2.3	Paalujen varastointi ja käsittely työmaalla.....	119
5.2.4	Upotuksenaikaiset jännitykset.....	120
5.3	Paalutuksen dokumentointi	122
5.3.1	Paalutuspöytäkirja.....	122
5.3.2	Paalutuksen tarkastusasiakirja.....	123
5.4	Paalujen sijaintipoikkeamat tutkimuskohteissa	123
5.4.1	Fraktiili, frekvenssi ja trendi.....	123
5.4.2	Paalujen sijaintipoikkeamat.....	124
5.5	Paalujen katkeamiset tutkimuskohteissa	126
5.6	Johtopäätökset paalutustyöstä	128
6	PAALUTUSTYÖN VALVONTA	129
6.1	Ohjeet ja määräykset	129
6.1.1	Yleistä	129
6.1.2	Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma	130
6.1.3	Paalutustyön valvonta (PRV-84).....	130
6.2	Työn tarkastusasiakirja.....	136

6.3	Toteutumapiirustus	136
6.4	Johtopäätökset valvonnasta	136
7	PAALUTUSTYÖN DOKUMENTOINTI	137
7.1	Ohjeet ja määräykset	137
7.2	Asiakirjojen arkistointi	137
7.2.1	Viranomaisen arkistointivelvoite	137
7.2.2	Rakennuksen tai rakenteen omistajien arkistointivelvoite	137
7.2.3	Suunnittelijoiden ja urakoitsijoiden arkistointivelvoite	138
7.3	Johtopäätökset dokumentoinnista ja arkistoinnista	138
8	PDA- JA EHYYSMITTAUKSET PAALUJEN LAADUNVALVONTAMITTAUKSINA.....	139
8.1	Yleistä	139
8.2	PDA-mittaukset	139
8.2.1	CASE-menetelmän estimaatit	139
8.2.2	Paalun geotekninen murtokapasiteetti ja PDA-mittaustulos.	140
8.2.3	Vaimennuskertoimen J_c arvon valinta ja herkkyystarkastelu	141
8.2.4	PDA-mittausten jälkianalysointi Signal matching tekniikalla.	141
8.3	Paalujen ehjyysmittaukset	142
8.4	Johtopäätelmiä paalujen kantavuus- ja ehjyysmittauksista	143
9	PAALUJEN UPOTUKSENAIKAISET JÄNNITYKSET	145
9.1	Yleistä	145
9.2	Empiiriset kaavat upotuksenaikaisten jännityksien määrittämiseksi	145
9.3	Paalujen sallitut veto- ja puristusjännitykset	145
9.4	GRLWEAP-simuloinnit	146
9.4.1	Yleistä	146
9.4.2	Lähtötiedot	148
9.4.3	Simuloinnit 50mm iskusuojalla	149
9.4.4	Iskusuojan paksuuden vaikutus	152
9.4.5	Paalun poikkileikkauksen vaikutus	152
9.4.6	Iskuaallon dynamiikka	153
9.5	Paaluista mitatut upotuksenaikaiset jännitykset	156
9.6	Johtopäätökset	157
10	YHTEENVETO JA JATKOTUTKIMUSTARPEET	159
LIITTEET		
Liite 1	Tutkimuskohteista käytössä olleet asiakirjat	1
Liite 1.1	Vihilahti	1
Liite 1.2	Vilusenkangas	7
Liite 1.3	Tilanhoitajankaari	9
Liite 1.4	Herttoniemenranta	12
Liite 1.5	Arabianranta	13
Liite 2	Kantavuuskaavojen ja dynaamisten koekuormitusten vertailu	15
Liite 3	Pohjatutkimusohjelma	19
Liite 4	Paalutuksen pohjarakennesuunnitelma	21
Liite 4.1	Koepaalutussuunnitelma	21
Liite 4.2	Uuden LPO:n loppulyöntitaulukot	23
Liite 5	Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma	26
Liite 6	Paalutustyön dokumentointi	28
Liite 6.1	Paalutustyön tarkastusasiakirja	28
Liite 6.2	Paalutuspöytäkirja	29

KÄYTETYT TERMIT

Alustava rakennusselostus. Rakennusluvan hankintaa varten laadittava rakennusselostus, joka täydentyy suunnitelmien tarkentumisen myötä rakennusselostukseksi. Alustavaa rakennusselostusta ei pidä sekoittaa ”rakennustapaselitykseen”, joka on puolestaan asuntokauppa-asetuksen mukainen kuvaus asuintalossa käytettävistä materiaaleista ja rakenneratkaisuista. *Suunnitteluasiakirja*

Apupaalu. Lyönnin aikana käytettävä jatkososa, jonka avulla paalun pää voidaan lyödä paalutuskoneen työtason alapuolelle. *Paalutuksen apuväline*

Arvioitu tukeutumistaso on suunnitelmissa esitetty paalun kärjen tunkeutumistaso jossa tukipaalun loppulyöntivaatimusten oletetaan täyttyvän. *Korkeustaso*

Dynaaminen koekuormitus (PDA-mittaus) on koe, jossa paalua lyömällä aikaansaadu iskuaalto mitataan muun muassa paalun geoteknisen kantokyvyn, lyöntijännitysten ja ehjyyden selvittämiseksi. *Laadunvalvontamittaus*

Ehjiyskoe. Asennetulle paalulle tehtävä koe, jolla arvioidaan paalun ehjyyttä. *Laadunvalvontamittaus*

Esireikä. Paalun aiheuttaman maan syrjäyttämisen vähentämiseksi, esteiden poistamiseksi ja vaurioiden välttämiseksi ennen paalun lyöntiä tehty reikä. *Työsuorite*

Geotekninen kantavuus tarkoittaa mitoitusarvoa, joka on saatu ottamalla huomioon sekä varmuus maapohjan murtumista vastaan että sallitut painumat. *Laskennallinen suure*

Geotekninen maakerros. Kerros, jonka sisällä geoteknisten ominaisuuksien perusteella määritetyt laskentaparametrien ominaisarvot ovat samat. *Suunnittelun lähtötieto*

Geotekninen suunnittelija on geotekniikan asiantuntija, joka toimii kohteen vastaavan pohjarakennesuunnittelijan valvonnassa, mutta voi toimia pätevyysriittäessä myös kohteen vastaavana pohjarakennesuunnittelijana. Geotekninen suunnittelija vastaa myös pohjatutkimustulosten perusteella määritettävistä maakerrosrajoista ja maan geoteknisistä mitoitusarvoista. *Luonnollinen henkilö*

In-situ-mittauksilla tarkoitetaan pohjatutkimusten yhteydessä maakerroksessa suoritettavia mittauksia, kuten esimerkiksi siipi- tai huokospainekairauksia. *Työsuorite*

Iskuaalto. Ulkopuolisen iskun paaluun aiheuttama pitkittäinen aaltoliike, joka etenee paalussa sen materiaalin ominaisuuksista riippuvalla nopeudella. *Fysikaalinen ilmiö*

Iskuenergia. Järkäleen lyönnistä paaluun siirtynyt energia. *Mitattava suure*

Iskuluku. Järkäleen lyöntien lukumäärä minuutissa. *Mitattava suure*

Iskun nopeus. Järkäleen liikkuvan osan nopeus sen kohdatessa iskutyynyn yläosan. *Mitattava suure*

Iskusarja. Paalua lyödään tavallisesti yhtäjaksoisesti useilla peräkkäisillä iskuilla, jotka muodostava iskusarjan. Iskusarja käsittää yleensä 10 lyöntiä. *Työsuorite*

Iskusuoja. Iskutyynyn paalun päähän kosketuksessa oleva osa, jonka kautta iskuenergia välittyy paaluun. Yleensä kehyksen sisällä oleva puukappale. *Laitteen osa*

Iskutyyny (lyöntityyny). Järkäleen liikkuvan osan ja paalun pään välissä oleva kappale, joka suojaa paalun päätä ja jakaa iskuvoiman tasaisesti paalun päähän. Iskutyyny koostuu kehyksestä, jousto-osasta ja iskusuojasta. *Laitteen osa*

Jatkoskappale. Paalun osaan kiinnitetty liitoselin. *Paalun varuste*

Jatkos. Kahden jatkoskappaleen muodostama liitos. *Paalun varuste*

Jousto. Järkäleen iskun aiheuttama maan ja paalun kimmainen (palautuva) painuma eli paalun suurimman painuman ja pysyvän painuman erotus. *Mitattava suure*

Jousto-osa. Iskutyynyn muovista tai puusta valmistettu osa, johon järkäleen liikkuva osa iskee, *Laitteen osa*

Järkäle. Peruskoneeseen tai kaivinkoneeseen liitetty iskevä laite. *Laite*

Järkäleen liikkuva osa. Se järkäleen osa, jota nostamalla ja pudottamalla aikaansaadaan paalua maahan upottava voima. *Laitteen osa*

Jäykkäjatkos. Teräsbetonipaalun jatkos, joka kestää taivutusta ja vetoa vähintään yhtä paljon kuin paaluelementti. *Paalun varuste*

Kairaus. Pohjatutkimusmenetelmä, jossa maahan tungetaan tankoja joko dynaamisesti tai staattisesti kuormittamalla. Tunkemisen yhteydessä rekisteröidään vastusta tunkeutuman funktiona. *Työsuorite*

Kairauspiste. Maastossa sijaitseva tarkasti mitattu koordinaattipiste, jossa on tehty kairaus. *Maantieteellinen koordinaattipiste*

Kalliokärki. Paalun kärkikappale, jonka tarkoituksena on kallioon luotettavasti ja keskeisesti tukeutumalla estää paalun kärjen liukuminen sivusuunnassa ja keskittää paalun kärkivastus. *Paalun varuste*

Kantavuus. Paalun mitoitusarvo, jonka määrää joko geotekninen tai rakenteellinen kantavuus. *Laskennallinen suure*

Kantokyky. Mitoitusarvo, joka on saatu ottamalla huomioon varmuus paalurakenteen ja maapohjan tai kallion murtumista vastaan, mutta ei painumia. *Laskennallinen suure*

Katkaisutaso. Paalun yläpään taso katkaisun jälkeen. *Korkeustaso*

Kehys on iskutyynyn teräksinen kehikko, johon kiinnittyvät jousto-osa ja iskusuoja. *Laitteen osa*

Kerrosraja. Eri geoteknisten maakerrosten rajapinta. *Korkeustaso*

Keskeinen puristusjännitys. Keskeinen, aksiaalinen puristusvoima jaettuna paalun poikkileikkauksen pinta-alalla. *Laskennallinen suure*

Kitkapaalu. Paalu, joka siirtää pääosan kuormasta maakerrokseen vaippapinnalla vaikuttavan kitkan välityksellä. *Määritelmä*

Koekuormitus. Paalun kuormituskoe, joka suoritetaan paalun kantokyvyn ja siirtymien selvittämiseksi. *Laadunvalvontamittaus*

Koekuormituspaalu. Paalu, jota kuormittamalla selvitetään paalun kantokyky sekä painuman riippuvuus kuormituksesta tutkittavissa maakerroksissa. *Paalu*

Koepaalu. Ennen varsinaista paalutustyötä tehtävä paalu, jonka tarkoituksena on varmistaa valitun paalutyyppin soveltuvuus kohteeseen. *Paalu*

Koheesiopaalu. Paalu, joka siirtää kuorman maakerrokseen vaippapinnalla vaikuttavan adheesion välityksellä. *Määritelmä*

Kokeilupaalu. Ennen rakentamista tehtävä paalu, jonka avulla voidaan arvioida paalutusmenetelmän käyttökelpoisuutta ja soveltuvuutta tiettyyn kohteeseen. *Paalu*

Laboratoriotutkimus on pohjatutkimuksen osa ja sillä tarkoitetaan maakerroksista otettujen näytteiden tutkimista laboratoriossa. *Tutkimusvaihe*

Laskentakuorma. Kuorma, jota käyttäen voimasuureet lasketaan tarkasteltavana olevassa rajatilassa. Laskentakuorma saadaan kertomalla ominaiskuorma asianomaisella kuorman osavarmuuskertoimella. *Laskennallinen suure*

Loppulyönnit. Paalun lyönnin viimeiset iskusarjat, joiden painuma-arvojen perusteella tukipaalun lyönti lopetetaan. *Työsuorite*

Lyöntikorkeus. Matka, jonka verran järkäleen liikkuvaa osaa nostetaan iskuenergian aikaansaamiseksi. *Pituusmitta*

Lyöntipaalu on maata syrjäyttävä paalu, joka upotetaan maahan lyömällä sitä jollakin iskevällä laitteella kuten järkäleellä. *Määritelmä*

Maakerros. Geologinen kerrostuma. *Korkeustasoväli*

Maakärki. Rakenne, joka vahvistaa ja suojaa paalun kärkeä tai muodostaa paalun kärjen. *Paalun varuste*

Maastotutkimuksilla (kenttätutkimuksilla) tarkoitetaan pohjatutkimuksia varten tutkimuskohteessa tehtäviä mittauksia, kairauksia, näytteenottoja ja in-situ-mittauksia. *Työsuorite*

Maata syrjäyttävä paalu. Paalu, joka upotetaan maahan painamalla, täryttämällä, ruuvaamalla tai lyömällä sitä jollakin iskevällä laitteella kuten järkäleellä. *Määritelmä*

Negatiivinen vaippahankaus. Paalun ja ympäröivän maakerroksen välisistä kitka- ja adheesiovoimista paalulle siirtyvä kuorma, joka rasittaa paalua silloin, kun maaperä painuu enemmän kuin paaluperustus. *Laskennallinen suure*

Näytteenotto on maastotutkimusten yhteydessä tehtävää maanäytteiden ottamista joko kaivamalla tai näytteenottoputkia maahan tunkemalla. *Työsuorite*

Näytteenottopiste on maastossa sijaitseva piste, jonka kohdalta on maastotutkimusten yhteydessä otettu näytteitä laboratoriotutkimuksia varten. *Maantieteellinen koordinaattipiste*

Ominaiskuorma. Kuorma, jota ei määrätyllä todennäköisyydellä ylitetä rakenteen käyttöaikana tavallisessa käytössä. *Laskennallinen suure*

Paalu. Hoikka, yhdestä tai useammasta osasta muodostuva rakenne, joka siirtää kuormia kallioon tai kantavaan maakerrokseen tai estää rakenteiden siirtymiä. *Määritelmä*

Paalun mittapoikkeama. Paalun poikkileikkauksen todellisten mittojen ja suunniteltujen mittojen ero tai paalun käyryys. *Mitattava suure*

Paalun sijaintipoikkeama. Paalun suunnittelun ja toteutuneen sijainnin vaakapoikkeama katkaisutasolla sekä suunta- ja kaltevuuspoikkeama. *Mitattava suure*

Paalun kuorma. Eri kuormien paaluperustukselle muodostama kuormituksen paalu-kohtainen osuus. *Laskennallinen suure*

Paalun kärjen taso (tunkeutumistaso) Paalun alapään taso upotuksen jälkeen. *Korkeustaso*

Paalun kärki. Paalun alapää. *Määritelmä*

Paalun kärkiosa. Useilla lyöntipaalutyypeillä paalun alapäähän kärjen vahvistamiseksi ja suojaamiseksi kiinnitetty osa kuten maa- tai kalliokärki. *Määritelmä*

Paalun osa. Jatkoskappaleella varustettu paalu. Osia ovat ala-, ylä- tai välipaalu. *Määritelmä*

Paalun pää. Paalun yläosa. *Määritelmä*

Paalun vaippa. Paalun suuntainen ulkopinta. *Määritelmä*

Paalun tilauspituus. Paalutuksen pohjarakennesuunnitelmissa esitettävä pituus. Se on arvioidun tukeutumisen- tai tavoitetason ja työskentely- tai katkaisutason erotus. *Laskennallinen suure*

Paalutuskenttä on alue missä paalutustyötä tehdään. *Maantieteellinen alue*

Paalutuskone. Työkone, jolla paalu lyödään maahan ja joka käsittää järkeen ja tarpeelliset lisälaitteet sekä peruskoneen, johon ne kiinnitetään. *Laite*

Paalutusluokat I – III. Paalutustyöt jaetaan paalutusluokkiin paaluille sallitun geoteknisen kantavuuden perusteella. Sallitun kantavuuden suuruus riippuu paaluperustuksen suunnittelua, paalujen laatua, paalutustyön suoritusta ja valvontaa koskevista vaatimuksista. *Määritelmä*

Paalutusselostus. Pohjarakennusselostusta paalutustyön osalta tarkentava teksti. *Urakka-asiakirja*

Paalutussuunnitelma. Ne suunnitteluasiakirjat joiden perusteella paalutus toteutetaan. *Suunnitteluasiakirjaryhmä*

Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelman työsuunnitelmaosassa rakentaja esittää paalutuksen suorittamisen yksityiskohtaisesti ja laatusuunnitelmaosassa laadun varmistamiseksi tehtävät valvontaraportit ja suorituspöytäkirjat sekä mittaukset sisältäen mittaustavat, mittaustarkkuuden ja mittausten määrät. *Työsuunnitelma*

Perustamistaso. Taso missä rakenteista tulevat kuormat siirtyvät kokonaan tason alapuolisten geoteknisten kerrosten kannettaviksi. Perustamistaso on siis tukipaaluja käytettäessä paalun kärjen taso. *Korkeustaso*

Perustuspaalu. Paalu, joka toimii perustuksena tai perustuksen osana. *Määritelmä*

Pienpaalu. Teräspaalu, jonka halkaisija on vähintään 60 mm ja enintään 300 mm. *Määritelmä*

Perustamistapalausunto ~ pohjarakennusehdotus, pohjarakennusluonnos vanhentunut termi. Näitä esiintyy vielä valitettavan usein jopa paalutustyön ohjeena työmail-la. *Käytöstä poistettu termi.*

Pohjarakennesuunnitelma sisältää kohteen pohjarakennusselostuksen ja/tai laatuvaatimukset sekä niihin liittyvät pohjatutkimus- ja pohjarakennepiirustukset sekä geotekniset ja rakenteelliset mitoituslaskelmat. *Suunnitteluasiakirjaryhmä*

Pohjarakennusselostus. Pohjarakennesuunnitelman tekstiosa, joka muodostaa varsinaisen rakennusselostuksen luvut D ja E. *Urakka-asiakirja*

Pohjarakennesuunnittelija tekee sekä perustuksen kantavien rakenteiden että niihin liittyvän geoteknisen mitoituksen. Yleensä pohjarakennesuunnittelu jaetaan geoteknisen suunnittelijan ja kantavien rakenteiden rakennesuunnittelijan kesken. *Yritys tai yhteisö*

Pohjarakennesuunnittelu. On maan ja kallion käyttäytymisen mitoitettua yhteensovittamista pohjarakenteiden kanssa siten, että myös yläpuoliset rakenteet toimivat suunnitellulla tavalla ja että rakennus tai rakenne ei vaurioidu tai tule käyttökelvottomaksi esimerkiksi roudan, kosteuden tai haitallisten aineiden vaikutuksesta. *Työsuorite*

Pohjarakennusehdotus, Teknistaloudellisten vertailujen perusteella valitaan kohteeseen soveltuva pohjarakenneratkaisu, jonka periaatteet esitetään pohjarakennusehdotuksessa. Pohjarakennusehdotus kirjataan alustavan rakennusselostuksen lukuihin D ja E. *Suunnitteluasiakirja.*

Pohjarakennusluonnos = pohjarakennusehdotus. *Suunnitteluasiakirja.*

Pohjarakentaminen (pohjarakennustyö) käsittää rakennuksen ja rakenteiden perustusten ja maanpinnan alapuolisten tilojen tarkoituksenmukaiseksi ja turvalliseksi rakentamiseksi tarvittavat kaivu-, louhinta-, tuenta-, kuivanapito-, tiivistys-, lujitus- ja muut rakennustyöt sekä pysyvien pohjarakenteiden rakennustyöt. *Työsuorite*

Pohjarakentamisen työ- ja laatusuunnitelman työsuunnitelmaosassa rakentaja esittää pohjarakenteiden rakentamisen yksityiskohtaisesti ja laatusuunnitelmaosassa laadun varmistamiseksi tehtävät valvontaraportit ja suorituspöytäkirjat sekä mittauk-

set sisältäen mittaustavat, mittaustarkkuuden ja mittausten määrät. Laadunvarmistus selvitys esitetään rakennusvalvonnalle sen mukaisesti, kun siitä on aloituskokouksessa päätetty (RakMK A1). *Työsuunnitelma*

Pohjarakenteet (pohjarakenne) ovat joko pysyviä, kuten rakennuksen tai rakenteiden perustukset, maanvastaiset seinä- ja lattiarakenteet, kuivanapitorakenteet, routa- ja muut suojausrakenteet tai työnaikaisia, kuten kaivantojen tuenta-, pohjaveden alennus- sekä työnaikaiset suojausrakenteet. *Työn tulos*

Pohjatutkija on tarvittavat kenttä- ja laboratoriokokeet suorittava yritys tai yksikkö. Toimii vastaavan pohjarakennesuunnittelijan ohjauksessa. *Yritys tai sopimusosapuoli*

Pohjatutkimus. Tarvittavat toimenpiteet, joilla saadaan kohteesta sekä määritettyä, että esitettyä geotekniset maakerrokset ja pohjavedenpinta vaihtelurajoihin sekä rakentamisen kannalta tärkeät maa- ja kallioperän geotekniset ominaisuudet. Pohjatutkimuksen ohjelmoinnista vastaa kohteen vastaava pohjarakennesuunnittelija ja sen tekee pohjatutkija. *Työsuorite.*

Pohjatutkimusasiakirjat käsittävät maasto- ja laboratoriotutkimusten perusteella laaditut piirustukset ja pohjatutkimusselostuksen. Pohjatutkimusasiakirjojen perusteella pohjarakennesuunnittelija laatii kohteen edellyttämän pohjarakennesuunnitelman. *Suunnitteluasiakirja.*

Pohjatutkimusohjelma on vastaavan pohjarakennesuunnittelijan laatima tai hänen valvonnassaan laadittu suunnitelma kohteessa tehtävistä maasto- ja laboratoriotutkimuksista. Pohjatutkimusohjelman on oltava niin yksityiskohtainen, että sen perusteella voidaan tarvittaessa järjestää urakkakilpailu kohteen pohjatutkimuksista sekä tehdä kohteen pohjatutkimukset, joiden määrä, laatu ja sijainti on pohjatutkimusohjelman mukainen ja laatia pohjatutkimusasiakirjat. *Sopimusasiakirja*

Pohjatutkimusraportti = pohjatutkimusasiakirjat.

Pohjatutkimusselostus. Pohjatutkimusasiakirjojen (-raportin) kirjallinen yhteenveto, jossa selostetaan tehdyt tutkimukset ja niiden perusteella määritetyt maakerrosrajat sekä maakerrosten ominaisuudet. *Suunnitteluasiakirja.*

Portaittainen kuormituskoe. Staattinen kuormituskoe, jossa paalun kuormitusta lisätään vaiheittain pitäen jokaista kuormitusporrasta vakiona vähintään tietyn ajan. Kuormitusta ylläpidetään kuitenkin vähintään niin kauan, että paalun painumisnopeus on pienempi kuin asetettu raja. *Laadunvalvontamittaus*

Puristettu paalu. Paalu, joka ottaa vastaan aksiaalisia puristuskuormia. *Määritelmä*

Rakennuttaja. Rakennushankkeeseen ryhtyvän eli tilaajan kohteeseen nimittämä organisaatio tai henkilö, jonka tehtävänä on valvoa tilaajan etuja hankkeen toteutuksen aikana. *Sopimusosapuoli*

Rakennusselostus. Rakennuksen osien kirjallinen kuvaus, jota täydennetään suunnitelmapiirustuksilla. Selostuksessa kerrotaan rakennuksen osille ja materiaaleille asetettavat tekniset vaatimukset. Rakennusselostuksen ensimmäisissä luvuissa D ja E kuvataan sekä nykyiset, että rakennettavat maa- ja pohjarakenteet. Juridisesti rakennusselostus on määräävämpi kuin muut suunnitelmat. Niin ollen rakennusselos-

tuksessa on viitattava piirustuksiin, jotta niiden juridinen sitovuus vastaa rakennusselostusta. *Urakka-asiakirja*.

Rakenteellinen kantavuus. Paalun rakenteellisella kantavuudella tarkoitetaan mitoitussarvoa, joka on saatu ottamalla huomioon varmuus sekä paalun rakenteellista murtumista vastaan että sallitut muodonmuutokset. *Laskennallinen suure*

Sivukuorma. Paaluperustukseen kohdistuvista kuormista paalulle tuleva vaakakuorma ja maan vaakasuuntaisen siirtymän seurauksena maasta paaluun kohdistuva kuorma. *Laskennallinen suure*

Sivuvastus. Vaakasuuntaisen kuormituksen paaluun aiheuttaman siirtymän seurauksena maasta paalun vaippaan kohdistuva (vastustava) voima. *Laskennallinen suure*

Staatinen kuormituskoe. Kuormituskoe, jossa paalua kuormitetaan aksiaalisella ja/tai vaakakuormalla paalun kuorma-siirtymä –vuorosuhteen ja/tai murtorajatilan kapasiteetin selvittämiseksi. *Laadunvalvontamittaus*

Suurpaalu. Yleisnimitys paaluille, joiden kantavuus on noin 1,5 MN tai suurempi ja joiden läpimitta on paalutyypistä riippuen vähintään 300 – 500 mm. *Määritelmä*

Tarkastusasiakirjaa pidetään työmaalla ja siihen tehdään merkinnät katselmuksista, viranomaisten toimittamista tarkastuksista sekä suunnittelijoiden tai muiden työn valvojiksi nimettyjen vastattaviksi määrätyistä tarkastuksista. Tarkastusasiakirjaan koottaan toteutumapiirustukset sekä suorituspöytäkirjat, mm. paalutuspöytäkirjat ja valvontaraportit rakennuttajan ja rakennusvalvonnan edellyttämässä laajuudessa (RakMK A1). *Valvonta-asiakirja*

Tarkastusputki. Paaluun valmistusvaiheessa asennettu pituussuuntainen putki, jonka avulla paalun suoruus ja ehjyys on tarkastettavissa upotuksen jälkeen. *Paalun varuste*

Tavoitetaso on suunnitelmissa esitetty paalun kärjen tunkeutumistaso, johon lyötynä kitkapaalu kantaa sille suunnitellun paalukuorman. *Korkeustaso*

Tilaaaja eli rakennushankkeeseen ryhtyvä on rakennustyön maksaja. *Sopimusosapuoli*

Toteutumapiirustus on pohjatutkimuspiirustus, johon on merkitty rakentamisen aikana havaitut maakerrokset tai pohjarakennepiirustus, jossa on esitetty rakennetut pohjarakenteet sijainti- ja mittapoikkeamineen. *Valvonta-asiakirja*

Tukipaalu. Paalu, joka siirtää pääosan kuormista kärjen välityksellä kallioon tai maakerrokseen. *Määritelmä*

Tunkeutumistaso on paalun kärjen korkeustaso upotuksen jälkeen. *Korkeustaso*

Tutkimuspiste on maastossa oleva tarkasti mitattu koordinaattipiste jossa on suoritettu maastotutkimuksia, kuten kairauksia tai näytteenottoa. *Maantieteellinen koordinaattipiste*

Urakoitsija on työn tilaajan laskuun suorittava henkilö tai yritys. *Sopimusosapuoli*

Vaikeasti ohitettava este. Luonnon tai ihmisen tekemä este, joka voi olla lohcare tai siihen verrattava vaikeasti poistettava tai ohitettava este. *Lähtötieto*

Vaippavastus. Paalun vaipalla vaikuttava kitka ja/tai adheesio. *Laskennallinen suure*

Vakionopeudella tehtävä kuormituskoe. Staattinen kuormituskoe, jossa paalu painetaan maahan vakionopeudella ja voima mitataan. *Laadunvalvontamittaus*

Vastaava pohjarakennesuunnittelija. Pohjarakennesuunnittelu jaetaan yleensä geoteknisen suunnittelijan ja kantavien rakenteiden rakennesuunnittelijan kesken, jotta riittävä geotekniikan ja pohjarakenteiden asiantuntemus tulee varmistettua. Tällöin toinen nimetään vastaavaksi pohjarakennesuunnittelijaksi. Jos kohde on geoteknisesti niin helppo, ettei erillistä geoteknistä suunnittelijaa tarvita, niin pohjarakennesuunnittelu on kohteen vastaavan rakennesuunnittelijan vastuulla *Luonnollinen henkilö*

Vastaava rakennesuunnittelija vastaa kohteen rakenteiden yhteistoiminnasta ja varmuudesta ja niihin liittyvien eri osasuunnittelutehtävien kuten pohjarakenteiden ja kantavien rakenteiden yhteistoiminnan, rakennuspaikan kuivatuksen, rakenteiden rakennusfysikaalisen toiminnan ja käyttöikämitoituksen sekä palonkestävyyden yhteensovittamisesta. *Luonnollinen henkilö*

Vedetty paalu. Paalu, joka ottaa vastaan aksiaalisia vetokuormia. *Määritelmä*

Vinopaalu. Pystytasoon nähden kaltevasti asennettava paalu. *Määritelmä*

KÄYTETYT MERKINNÄT JA LYHENTEET

A	poikkileikkauspinta-ala [m^2 , mm^2]
A_b	paalun kärjen poikkileikkausala [m^2 , mm^2]
A_H	järkäleen liikkuvan osan poikkileikkauspinta-ala [m^2 , mm^2]
A_k	kairausstiheys, eli yhden kairauspisteen edustama pinta-ala [m^2], laske- taan jakamalla rakennuksen pohjan ala kairauspisteiden lukumäärällä
A_{k0}	vertailukairausstiheys [m^2]
A_p	paalun poikkileikkauspinta-ala [m^2 , mm^2]
A_R	kohteen rakennuspohjan ala [m^2]
A_{si}	paalun vaipan ala maakerroksessa i [m^2]
D_p	paalun sivumitta [m , mm]
E	kimmomoduli [N/mm^2 ; MN/m^2] energia [$kN\cdot m$; $t\cdot m$]
E_d	maan avoimen tilan kimmomoduuli [N/mm^2 ; MN/m^2]
E_k	kineettinen energia [kJ ; $kN\cdot m$, $ton\cdot m$]
E_{plp}	paalun taivutusjäykkyys [kNm^2]
F	kokonaisvarmuusluku [-]
F	voima [kN]
$F_{\downarrow}$	paalussa alaspäin kulkevan aallon voima [kN]
$F_{\uparrow}$	paalussa ylöspäin kulkevan aallon voima [kN]
G	leikkausmoduli [N/mm^2 ; MN/m^2 ; $kg/(m\cdot s^2)$]
H	korkeus, pystysuora etäisyys [m] järkäleen liikkuvan osan pudotuskorkeus [m]
H_a	paalun kärjen korkeustaso upotuksen jälkeen [m]
H_k	paalun katkaisutaso [m]
H_m	moreenin yläpinta paalun kohdalla [m]
H_y	paalun yläpään korkeus upotuksen jälkeen [m]
H_t	paalun tavoitetaso pohjatutkimuksista [m]
J	vaimennuskerroin [-]
J_c	CASE- vaimennuskerroin [-]
L	pituus [m]
L_c	paalun kriittinen nurjahduspituus [m]
L_p	paalun pituus [m]
L_k	paalun kannon pituus $H_y - H_k$ [m]
M_H	järkäleen liikkuvan osan massa [kg]
M_p	paalun massa [kg]
N_q	paalun kärjen kantavuuskerroin [-]
P	voima [kN] paalukuorma [kN] pistemäärä [-]
P_{cr}	suoran paalun kriittinen nurjahduskuorma [kN]
P_{crb}	taipuneen paalun kriittinen nurjahduskuorma [kN]
P_k	pohjatutkimuksen pistemäärä kairauksista [-]
P_{k-m^2}	sallittu paalukuorma rakennuksen kerrosneliömetriä kohden [-]
P_n	pohjatutkimuksen pistemäärä in-situ kokeista ja laboratoriomäärittämisistä [-]
P_{PDA}	dynaamisella koekuormituksella määritetty paalun kantavuus [kN/MN]
P_{sall}	sallittu paalukuorma [kN]
P_u	paalun kapasiteetti paalutuskaavojen perusteella [kN]

P_T	pohjatutkimuksen kokonaispistemäärä $P_k+P_n+P_w$ [-]
P_W	pohjatutkimuksen pistemäärä pohjavedenpinnan määrittämisestä [-]
Q_H	järkäleen liikkuvan osan paino Krügerin kaavassa [kN]
Q_h	järkäleen kehyksen paino Krügerin kaavassa [kN]
R	paalun oletettu kaarevuussäde [m]
R_b	paalun kärjen geotekninen murtokapasiteetti [kN]
R_c	paalun geotekninen murtokapasiteetti [kN]
R_{cs}	paalun geotekninen murtokapasiteetti pysyviä kuormia vastaan [kN]
R_s	paalun vaipan geotekninen murtokapasiteetti [kN]
R_{ss}	paalun vaipan geotekninen murtokapasiteetti pysyviä kuormia vastaan [kN]
W	paino [kN]
W_H	järkäleen liikkuvan osan paino [kN]
W_p	paalun paino [kN]
Z	impedanssi [kg/s]
a	kiihtyvyys [m/s ²] adheesio maan ja paalun välillä [N/m ²] aputermi
b	leveys [mm; m] aputermi
c	jousto [mm] koheesio [N/m ²] raudoitusta suojaava betonipeite [mm]
c_i	iskuaallon etenemisnopeus [m/s]
c_{pz}	paalun poikkileikkauksen piiri syvyydellä z [m]
g	pysyvä kuorma [kN/m]
$k\text{-}m^2$	rakennuksen kerrosala [m ²]
k_s	maan vaakasuora alustalukukerroin [kN/m ³]
m	massa [kg] maan moduuliluku [-]
n	kappalemäärä [kpl], järjestysnumero [-]
n_B	kohteessa katkenneiden paalujen lukumäärä [kpl]
n_d	suunniteltu paalumäärä [kpl]
n_k	niiden paalujen lukumäärä, joiden yläpää on jäänyt yli 2,5m katkaisutason yläpuolelle. [kpl]
n_s	0,1...0,5m katkaisutason alapuolelle sukeltaneiden paalujen määrä. [kpl]
n_{ss}	yli 0,5m katkaisutason alapuolelle sukeltaneiden paalujen määrä. [kpl]
n_r	pohjatutkimuspisteiden määrä kohteessa [kpl]
n_t	kohteessa toteutunut paalumäärä [kpl]
n_Δ	yli 200mm suunnitellusta sijainnistaan poikkeavien paalujen lukumäärä [kpl]
p_{ma}	maan sivuvastuksen murtoarvo [kN/m ²]
q_b	paalun kärkivastus pinta-alayksikköä kohden [kN/m ²]
q_c	puristinkairauksen kärkivastus [kN/m ²]
q_{cz}	on puristinkairausvastuksen kärkivastus syvyydellä z
q_{si}	paalun vaippavastus pinta-alayksikköä kohden maakerroksessa i . [kN/m ²]
q_{sz}	paalun vaippavastuksen maksimiarvo syvyydellä z [MN/m ²]
s	paalun pysyvä painuma iskua kohden [mm]
s_{10}	paalun pysyvä painuma 10 iskun sarjalla [mm]
s_b	paalun kärjen painuma [mm]

s_s	paalua ympäröivän maan painuma varren matkalla [mm]
s_u	maan suljettu leikkauslujuus [kN/m ²]
t	aika [ms; s; h; d]
t_1	paalun vastuksen laskennassa käytettävä ensimmäinen ajanhetki [ms]
t_2	paalun vastuksen laskennassa käytettävä toinen ajanhetki $=t_1+2L/c_i$ [ms]
v	nopeus [m/s]
w_k	halkeaman ominaisleveys [mm]
z	syvyys maanpinnasta [m]
α_p	paalutyypistä riippuva kerroin määritettäessä paalun kapasiteettia puristinkairausdiagrammien avulla [-]
α_s	maalajista paalutyypistä ja syvyydestä riippuva kerroin määritettäessä paalun kapasiteettia puristinkairausdiagrammien avulla [-]
β	jännitysekspONENTTI laskettaessa painumia tangenttimodulimenetelmällä [-]
β	paalun pään muodon huomioon ottava kerroin määritettäessä paalun kapasiteettia puristinkairausdiagrammien avulla [-]
γ	maan tilavuuspaino [kN/m ³]
γ'	maan tehokas tilavuuspaino [kN/m ³]
δ_0	paalun oletettu alkutaipuma nurjahduspituudella [m]
Δ	siirtymä [mm; m]
	paalun sijaintipoikkeama suunnitellusta [mm; m]
Δ_s	suunnitelmissa esitetty paalun sallittu sijaintipoikkeama [mm; m]
Δ_x	paalun sijaintipoikkeama suunnitellusta koordinaatiston x-suunnassa [mm; m]
Δ_y	paalun sijaintipoikkeama suunnitellusta koordinaatiston y-suunnassa [mm; m]
ΔH_a	vierekkäisten paalujen kärkien korkeusero upotuksen jälkeen [mm; m]
ΔH_m	paalujen tunkeutuminen moreeniin [m]
ΔL	pituuden muutos, kokoonpuristuma [mm]
Φ	teräksen halkaisija [mm]
ε	suhteellinen kokoonpuristuma tai venymä [-, ‰]
ε_s	raudoituksen suhteellinen kokoonpuristuma tai venymä [-, ‰]
ξ	paalun geoteknisen kapasiteetin ominaisarvon laskennassa käytettävä kerroin [-]
ρ	suhteellinen raudoituspinta-ala [%]
σ	jännitys [N/mm ²] keskihajonta
σ_{sall}	paalun sallittu normaalijännitys [MN/m ²]
σ_v'	maan tehokas pystyjännitys [kN/m ²]
σ_v	vertailujännitys laskettaessa painumia tangenttimodulimenetelmällä [kN/m ²]
LPO	Lyöntipaalutusohjeet
PDA	Pile Dynamic Analysis, paalujen dynaaminen koekuormitus
PDI	Pile Dynamics Inc. laitevalmistaja
PET	Pile Echo Testing. Piletest C.o. valmistaman paalujen ehjyysmittauslaitteen kauppanimi
PIT	Pile Integrity Testing, PDI:n valmistaman paalujen ehjyysmittauslaitteen kauppanimi
PRV-84	Pohjarakennustöiden valvontaohjeet 1984
RakMk	Suomen rakentamismääräyskokoelma

SIT	Sonic Integrity Testing. TNO:n kauppanimi paalujen ehjyysmittaukselle.
SPO	Suurpaalutusohjeet
TNO	Netherlands Organization for Applied Scientific Research, Suomen VTT:tä vastaava Hollantilainen laitos
TPO-83	Talonrakennuksen pohjatutkimusohjeet 1983
TTY	Tampereen teknillinen yliopisto
TTY-PML	Tampereen teknillisen yliopiston Pohja- ja Maarakenteiden laboratorio

1 JOHDANTO

1.1 Teräsbetonisen lyöntipaalutuksen ja sen ohjeistuksen historiaa Suomessa

Suomen ensimmäiset lyöntipaalutukset teräsbetonipaaluilla on tehty vuonna 1904 /1/ tai 1911 /2/ Helsingissä. Tällöin paalut valettiin työmaalla määrämittäisinä. Juuri paalujen valmistaminen työmaalla sekä jatkosten puuttuminen viivästyttivät teräsbetonisten lyöntipaalujen (jäljempänä betonipaalu tai teräsbetonipaalu ja betonipaalutus) käytön yleistymistä Suomessa.

1950-luvulla alkoi betonipaalujen valmistus elementtitehtaissa. Paalujen käsittely helpottui 1960-luvun alkupuolella yleistyneiden paalujen holkkijatkosten myötä. Samaan aikaan alkoivat mekaanisten kaivinkoneiden päälle rakennetut paalutuskoneet ilmestyä markkinoille.

Tämän jälkeen on betonipaalujen käyttö lisääntynyt Suomessa, siten että vuonna 1981 niitä lyötiin noin 779 000 m /3/ ja vuonna 2001 noin 1 369 000 m /4/. Samalla paalutuksen hinta suhteessa muihin perustustapoihin on laskenut. Myöskin paalujen käyttökohteet ovat monipuolistuneet.

Vuonna 1964 julkaistiin ”Pohjarakennuksen normit 1964”, joissa ensimmäisen kerran annettiin ohjeita paalutukseen.

Ensimmäiset lyöntipaalutusohjeet julkaistiin 1972 /5/. Tällöin määriteltiin paalutusluokat I, II ja III.

Lyöntipaalutusohjeita uudistettiin vuonna 1979 /6/, niissä betonipaalujen sallittuja kuormia kasvatettiin paalutusluokassa II nykyiselle tasolle, sekä tarkennettiin lyhyiden paalujen käyttöä ja mitoitusta koskevia ohjeita.

Tällä hetkellä noudatettavat paalutusohjeet ovat vuodelta 1987 (LPO-87, kolmas painos, 1991) /7/. Ohjeiden uusiminen on käynnissä ja työn pitäisi olla valmis vuonna 2004.

1.2 Tutkimuksen tausta

Tiivistyvistä kaupunkirakenteesta johtuen paaluja joudutaan lyömään enenevässä määrin täyttöalueille, joissa on tunkeuduttava erittäin vaihtelevien ja usein vaikeasti läpäistävien kerrosten läpi. Edullisesta hinnastaan johtuen betonipaaluja käytetään nykyisin usein myös kohteissa, joihin ne eivät välttämättä sovellu. Tähän on osaltaan syynä urakoitsijoiden kova kilpailu ja toisaalta rakennuttajien halu säästää rakennusinvestoinneissa. Usein vaaditaan suunnittelijaa muuttamaan kohde betonipaaluilla perustettavaksi tai palkataan toinen suunnittelija, joka suostuu muutoksen tekemään. Samoin lähdetään kokeilemaan betonipaalutuksen onnistumista pohjasuhteista piittaamatta. Nykyisissä ohjeissa ei juurikaan oteta kantaa kohteessa käytettävän paalutyyppin valintaan.

Työn suorituksen kannalta ongelmallisinta on pohjatutkimusten vaihteleva taso. Usein tuntuu siltä, että halvin tapa kovan pohjan määrittämiseksi on hakata paalua

niin pitkään kunnes kovaa tulee vastaan. Suurin syy tähän on nykyinen ”ylikilpailuttaminen”, jossa ei haeta kokonaistaloudellisesti edullisinta rakennetta ja rakennustapaa, vaan kaikki osa-alueet: pohjatutkimukset, suunnittelu, rakentaminen ja rakennuttaminen, kilpailutetaan erikseen ja valinnan määrää ensisijaisesti hinta. Tällöin pohjatutkimukset saa tehtäväkseen yritys, joka uskaltaa tarjota vähiten tutkimuspisteitä ja halvimpia tutkimusmenetelmiä. Suunnittelutyön puolestaan suorittaa se yritys joka lupaa tehdä työn vähimmällä vaivalla ja nopeimmalla aikataululla. Toivoo sopii, että tällaisesta rakennuttamisesta oltaisiin vähitellen pääsemässä eroon.

Paalujen käsittely työmailla on erittäin huonoa. Näin paaluja rikotaan liian paljon kuljetuksen, varastoinnin, käsittelyn ja lyönnin aikana. Onko kyse siitä, ettei tiedetä kuinka arka rakenne betonipaalu on? Jos paalut taipuvat varastoinnissa tai käsittelyssä, niin tilannetta voi verrata vääntyneen naulan lyömiseen. Usein kuulee myös tapauksista, joissa pohjatutkimus- ja pohjarakennussuunnitelma-asiakirjat eivät ole paaluttajan käytettävissä. Tällöin työn tekijöillä ei ole minkäänlaista tietoa paalutusluokasta tai loppulyönti-vaatimuksista.

Myös valvojen kokemuksessa on joskus toivomisen varaa. Vaikka betonipaalu ei juurikaan kestä taivutusta, vaaditaan paalua väännettäväksi keilillä oikeaan asemaan paalun lähtiessä kääntymään pois suunnitellusta kaltevuudesta tai sijainnista. Tällöin paalu varmasti katkeaa. Samoin on vaadittu lyömään paalut tasopiirustuksessa esitettyihin tavoitetasoihin lyönnin tiukkuudesta piittaamatta. Myöskään LPO-87 loppulyöntitaulukoita ja niihin liittyviä rajoituksia ja ohjeita ei ole täysin sisäistetty.

Oikein suunniteltuna ja huolellisesti tehtynä betonipaalutus on hyvä ja taloudellinen perustamistapa monissa Euroopan ja varsinkin Pohjois-Euroopan pohjasuhteissa.

1.3 Tavoitteet

Tutkimuksen tarkoituksena on palvella lyöntipaalutuksen osalta suunnittelijoita, rakentajia ja rakennusvalvontaa. Kun tutkimus tehdään yhtä aikaa Lyöntipaalutusohjeiden uudistamisen kanssa, se myös edesauttaa hyvän suunnittelu- ja rakentamista sisällyttämistä uudistettaviin Lyöntipaalutusohjeisiin.

Tutkimuksen tavoitteena on laatia selkeät ohjeet lyötävien betonipaaluperustusten:

- pohjatutkimuksille ja pohjatutkimusasiakirjoille
- perustusten suunnittelun geotekniselle osalle
- perustusten suunnittelun rakenteelliselle osalla
- paalujen liittämiselle ylärakenteeseen tai paaluanturaan
- suunnitelma-asiakirjoille
- työ- ja laatusuunnitelmalle
- paalutustyölle ja suorituspöytäkirjoille
- paalutustyön valvonnalle ja valvontamittauksille
- paaluanturan rakentamiselle

➤ tarkastusasiakirjalle

Tehtävän diplomityön liitteissä pyritään esittämään selkeä suositus ainakin edellä mainittujen asioiden sisällöstä.

1.4 Rajaukset

Työssä tullaan käsittelemään tukipaaluina toimivia suomalaisia 250*250mm² sekä 300*300mm² teräsbetonipaaluja ensisijaisesti talonrakennuskohteissa. Lyöntikaluston osalta rajoitetaan tarkastelemaan pudotusjärkeillä varustettuja junttia.

1.5 Työn toteutus

Tutkimus tehdään kirjallisuustutkimuksena sekä tutkimuskohteista saatavien dokumenttien analysointina. Kohteiden pohjatutkimustietojen perusteella tehdään esimerkkilaskelmia paalujen kapasiteeteista ja painumista.

Työn aluksi luodaan yleiskatsaus Suomessa käytettäviin teräsbetonipaaluihin sekä paalutuskoneisiin.

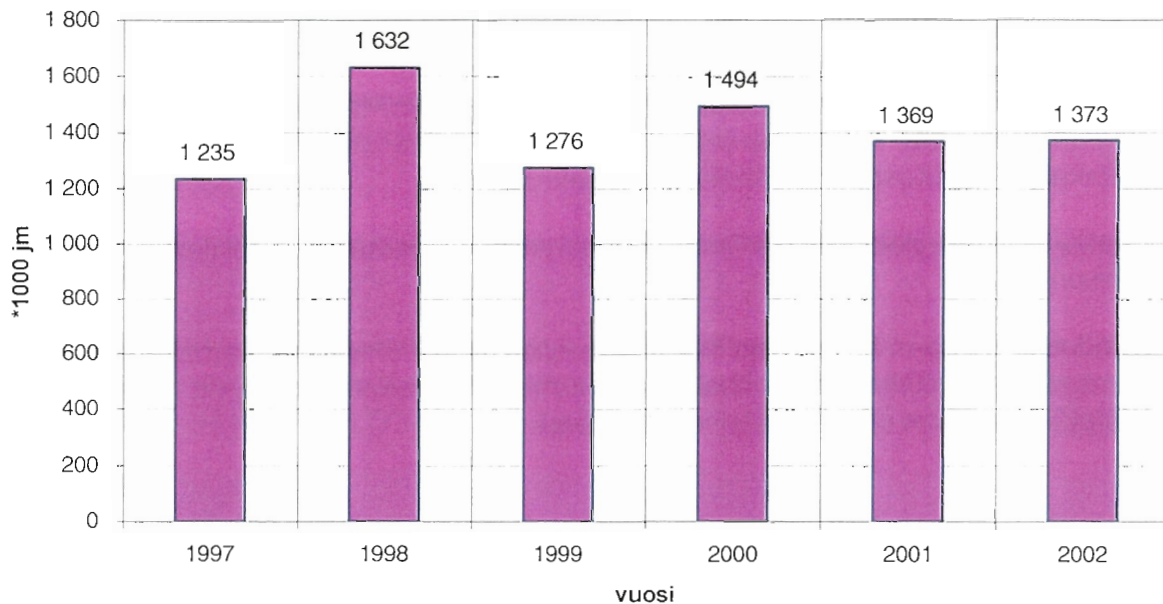
Kohdetiedoista pyritään hakemaan hyvät ja huonot toteutustavat vertaamalla toteutusta annettuihin ohjeisiin ja arvioimalla onnistumista osa-alueittain. Hyviä toteutustapoja käytetään pohjina suositusten laatimisessa.

2 AINEISTO JA MENETELMÄT

2.1 Suomalaiset teräsbetonipaalut

2.1.1 Yleistä

Teräsbetonipaalujen valmistusmäärät Suomessa 1997-2002 1000 m

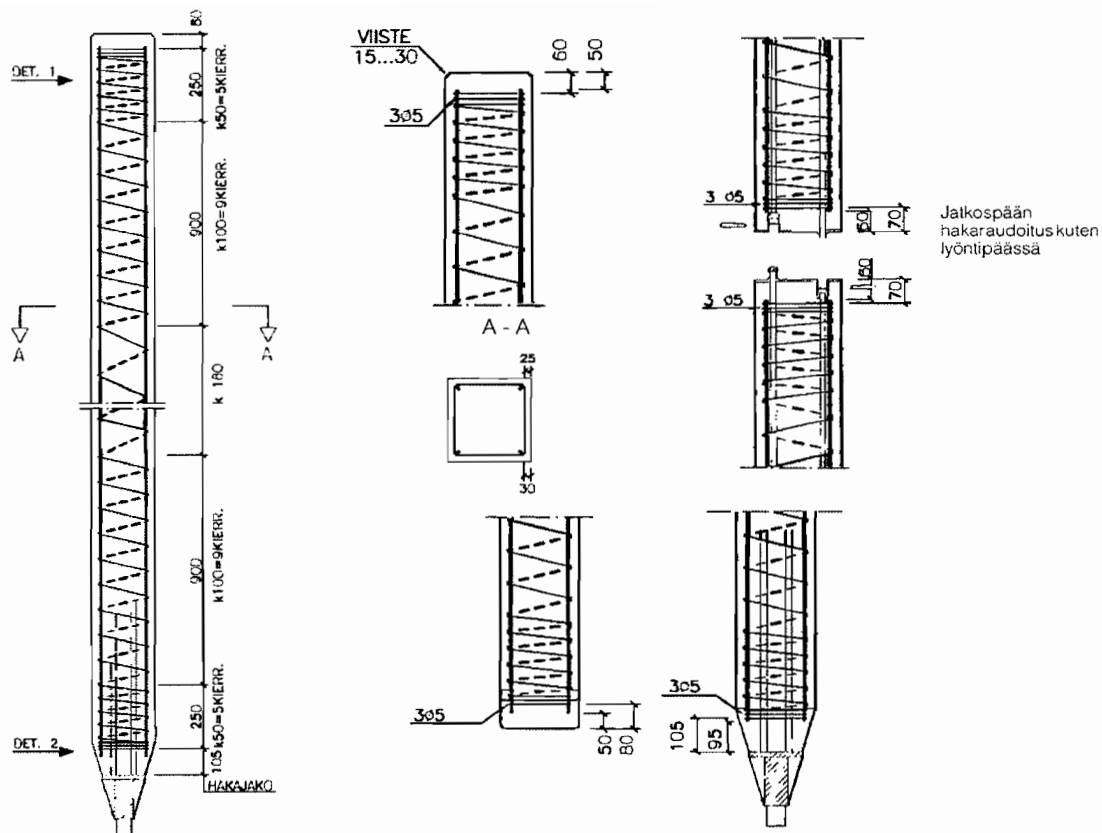


Kuva 2-1 Teräsbetonisten lyöntipaalujen valmistusmäärät suomessa 1997-2002 (Lähde Rakennusteollisuus RT ry.)

Vuonna 2002 Suomessa valmistettiin betonipaaluja 9 eri tehtaalla kuuden eri yrityksen toimesta. Yrityksistä viisi oli Rakennusteollisuusliiton (RT) jäseniä, jotka omistivat tehtaista 8 kpl. RT:n jäsenyritykset valmistivat yhteensä 1373 km paaluja, joista noin 40% oli 250*250 mm², noin 55% 300*300 mm² ja noin 5% 350*350 mm² paaluja. 250*250 mm² paalujen osuus tuotannosta on viime vuosina jatkuvasti laskenut, ja 350*350 mm² paalujen valmistusmäärien odotetaan jatkossa merkittävästi kasvavan.

2.1.2 Paalujen mitat ja raudoitus

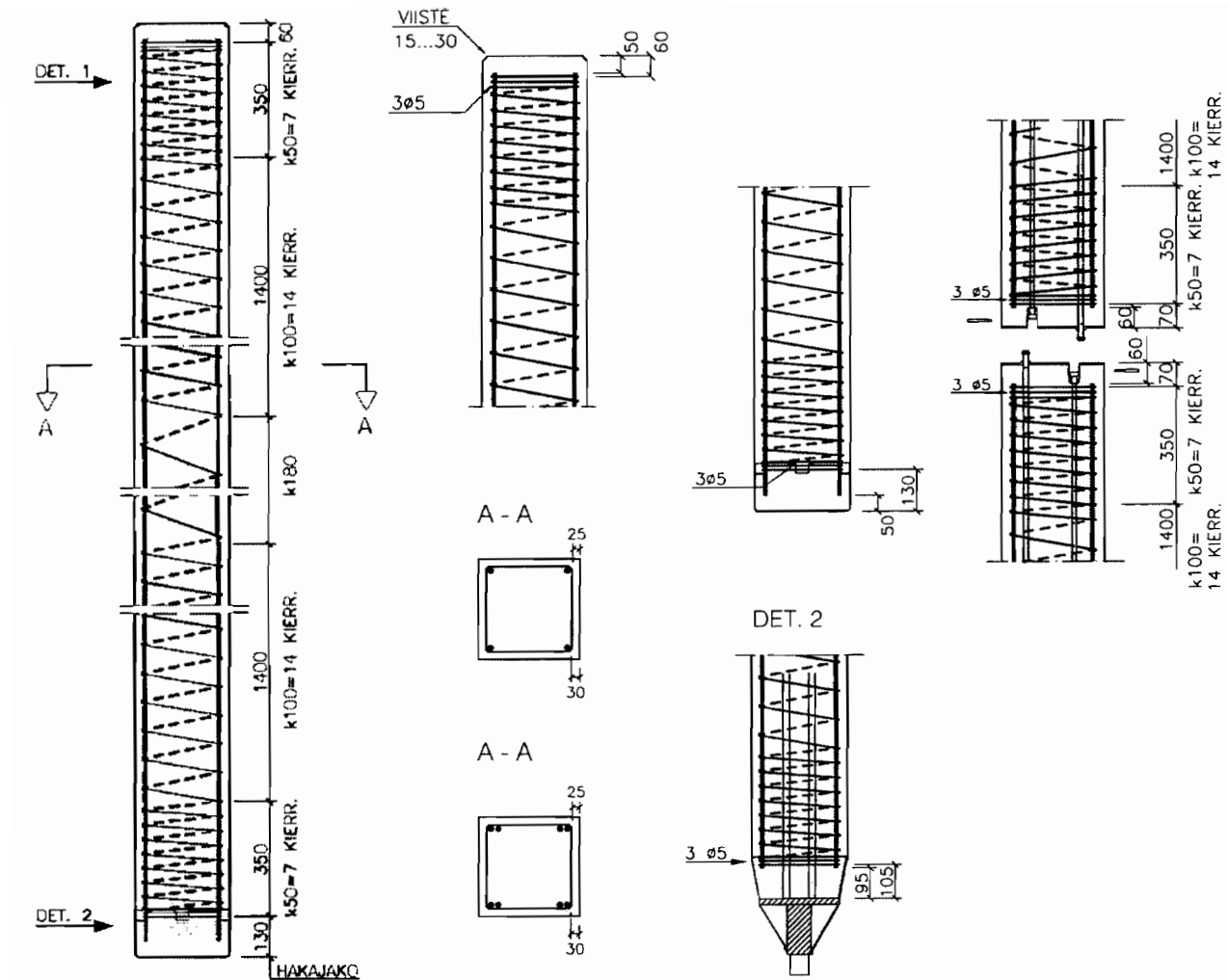
Suomessa käytetään pääasiassa poikkileikkaukseltaan neliönmuotoisia teräsbetonipaaluja. Useampikulmaisia tai pyöreitä paaluja on käytetty joissain erikoiskohteissa. Ne ovat olleet ulkomaista tuotantoa.



Kuva 2-2 RT:n tuotelehden mukainen Abetoni Oy:n 250*250/300*300 mm² paalu /8/

250*250 mm² ja 300*300 mm² paalut valmistetaan pääosin RT tuotelehden "Teräsbetoninen lyöntipaalu" /9/ mukaan. Lisäksi A-betoni Oy valmistaa tyyppihyväksytyjä paaluja näissä poikkileikkauskooissa, jotka poikkeavat raudoituksestaan jonkin verran tuotelehden normaalipaluista.

Poikkileikkaukseltaan 350*350 mm² ja suuremmat paalut valmistetaan kunkin valmistajan omien suunnitelmien mukaisesti. Paalut on suunniteltu kestämään LPO-87 /7/ määritetyt rasitukset. Kuva 2-3 on Abetoni OY:n paalutusluokan II mukaisen 350*350 mm² teräsbetonipaalun piirustus



Kuva 2-3 Abetoni Oy:n 350*350mm² normaalipaalu /8/

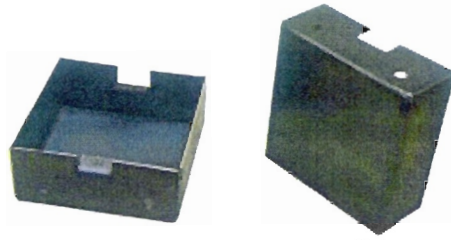
Paalujen pääterästen poikkipinta-alan on oltava vähintään 0,6% paalun poikkileikkaus-
 alasta /7/. Lisäksi yli 12 m pitkissä paaluissa on teräsmäärää kasvatettava upo-
 tuksen yhteydessä paaluun mahdollisesti syntyvien vetoaaltojen , sekä paalun käsit-
 telykestävyyden takia. Teräslaatuina käytetään A500 ja A700 luokan hitsattavia te-
 räksiä.

Vielä hyväksymättömässä LPO-2004 /10/esiversiossa paalujen minimiraudoitusta on kasvatettu. Paalujen pääterästen vähimmäismäärän on oltava ohjeen mukaan paalutusluokassa II vähintään 0,7%, ja paalutusluokassa IB vähintään 1,2% paalun poikkileikkausalaasta. Raudoitemäärän kasvu johtuu paaluihin työmaalla kohdistuvista rasituksista.

2.1.3 Paalujen varusteet

2.1.3.1 Maakärki

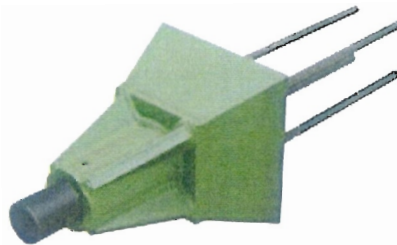
Paalut varustetaan normaalisti maakärjillä, jotka valmistetaan vähintään 4mm teräslevystä taivuttamalla ja hitsaamalla. Maakärjen tarkoitus on suojata paalun kärkeä maahan tunkeutumisen yhteydessä. Maakärjestä käytetään myös nimityksiä levykenkä, laatikkokärki ja paalukenkä.



Kuva 2-4 Leimet Oy:n maakärki /11/

2.1.3.2 Kalliokärki

Mikäli on odotettavissa, että paalu tukeutuu kallioon tai kiviseen maakerrokseen, on paalu varustettava kalliokärjellä. Kalliokärkien käyttö on suositeltavaa myös tapauksissa, jolloin halutaan tunkeutua karkeiden täyttöjen läpi, eikä koko kerrosta voida läpistä esirei'ityspiikillä. Kalliokärjen tulee olla tyyppihyväksytty. Tyyppihyväksynnän edellytyksenä on kestävyyskokeet, joissa kärjen tulee täyttää lyöntipaalutusohjeissa määritetyt taivutus- ja vetolujuusvaatimukset. Tyyppihyväksytyjä kalliokärkiä valmistavat tällä hetkellä Suomessa Leimet Oy, Markku Kaukkila Ky ja Emeca Oy.

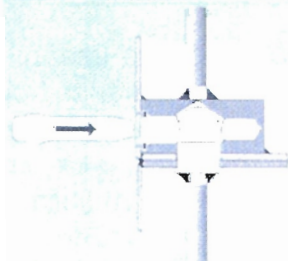
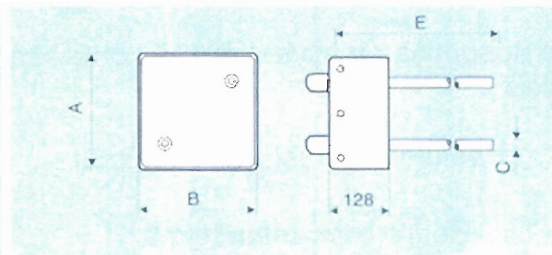


Kuva 2-5 Leimet Oy:n kalliokärki /11/

2.1.3.3 Jatkoskappale

Teräsbetonisia lyöntipaaluja valmistetaan yksimittaisina 13-15m pituuteen saakka. Tätä pidemmät paalut tehdään kahdesta tai useammasta osapaalusta, jotka liitetään toisiinsa ns. jäykkäjatkoksina. Jäykkäjatkoksen periaatteena on, että se kestää vähintään yhtä suuret normaalivoima- ja taivutusrasitukset kuin paalu. Paaluissa käytettävien jatkosten tulee olla tyyppihyväksytyjä. Tyyppihyväksytyjä jatkoksia valmistavat tällä hetkellä Suomessa Abetoni Oy, Leimet Oy, Markku Kaukkila Ky sekä Emeca Oy.

PAALUKOKO	A	B	C	E
	mm			
235x235	232	232	16	700
250x250	247	247	16	700
270x270	267	267	20	770
300x300	297	297	20	770
350x350	347	347	20/25	770
400x400	397	397	25/32	850

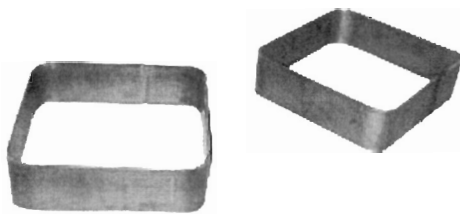


Kuva 2-6 Leimet Oy:n jatkoskappaleen mitat ja jatkoksen kiinnitys/11/

Leimet – jatkos on itse asiassa sama jatkos kuin Ruotsissa ABB- nimellä myytävä jatkos. Leimet on aikoinaan hankkinut kyseisen jatkostyyppin valmistuslisenssin ruotsalaiselta AB Betong yritykseltä ja patentin rauettua vuonna 1991 valmistus on jatkunut vapaana

2.1.3.4 Sidevanne

Kaikki paalutusluokan 1 paalut varustetaan paalun yläpään betonin sisään asennettavalla sidevanteella. Sidevanteen tarkoituksena on estää paalun yläpään lohkeamista paalun upotuksen aikana. Sidevanteiden käyttöä suositellaan myös paalutusluokassa II, varsinkin kun käytetään kalliokärkiä. Sidevanteen sijasta paalun pää voidaan vahvistaa maakärjellä.



Kuva 2-7 Leimet Oy:n sidevanne /11/

2.1.3.5 Tarkastusputki

Paalun sisään voidaan valmistusvaiheessa asentaa pituussuuntainen putki, josta voidaan tarkistaa paalun suoruus upotuksen jälkeen. Putket asennetaan yleensä keskeisesti paaluun. Jotta putki pysyisi suorana paalun valamisen aikana, niin sen täytyy olla suhteellisen jäykkä ja se on tuettava riittävän tiheästi paalun raudoitukseen.

Keskeisesti asennettu tarkastusputki nostaa betonipaalun valmistushinnan niin korkeaksi, ettei niiden käyttäminen kaikissa paaluissa ole taloudellisesti kannattavaa. Tarkastusputkien yleistymiseksi olisikin tehtävä jossain määrin tuotekehitystyötä. Putken asentaminen hakaraudoitukseen kiinnitettynä paalun jollekin sivulle tai jopa paalun yhden pääteräksen korvaaminen tarkastusputkella voisi mahdollistaa taloudellisesti kilpailukykyisen ja upotuksen jälkeen helposti tarkastettavissa olevan betonipaalun valmistamisen

Tarkastusputkia on syytä käyttää kohteissa joissa maapohjan siirtymiset ovat todennäköisiä.

2.1.4 Paalujen valmistusmenetelmät

2.1.4.1 Perinteinen menetelmä

Paalut valmistetaan pääosin kiinteissä useita kymmeniä metrejä pitkissä ja usean paalun levyisissä teräsmuottikentissä. Eri paalukooille on omat muottikenttensä, joihin asennetaan raudoitukset ja varusteet sekä päätytopparit valmistettavien paalujen pituuksien mukaisesti. Valu suoritetaan pudotusvaluna notkealla massalla, joka siirretään muottiin erityisillä vaunuilla. Valu tiivistetään joko sauva- tai muottitäryttimillä, minkä jälkeen nostolenkit asennetaan paikoilleen ja niiden ympäristö hierretään. Muottikenttiä lämmitetään sähköllä tai vedellä, jotta lujuudenkehitys alkuvaiheessa olisi mahdollisimman nopeaa. Paalut nostetaan muotista varastoalueille yleensä vuo-

rokauden kuluttua valusta. Noston helpottamiseksi muotit ovat yläpinnastaan noin 5mm leveämpiä kuin pohjasta.

Menetelmässä jälkihoitoaika jää varsin lyhyeksi. Ainoastaan muotissa olevia paaluja kastellaan tai niiden pintaan levitetään jälkihoitoainetta tai peitteitä. Varastoalueella paaluja ei enää jälkihoideta. Varusteiden asennustarkkuudessa on puutteita, joita ei ole kokonaan saatu ratkaistua.

Muotista nosto on kenties suurin rasitus, mikä paalulle tulee. Siksi muotista nosto betonin ollessa vasta osittain kovettunut on betonipaalujen laatua merkittävästi huonontava tekijä.

2.1.4.2 Lujabetoni Oy:n kehittämä menetelmä

Lujabetoni Oy on kehittämässä parhaillaan uudentyyppistä valmistusmenetelmää. Valmistusta varten on rakennettu tuotantolinja, jossa pohjalevyn päälle asennetaan n. 15 m pitkä paalukoon mukainen muotti. Muotissa on irtoamisen helpottamiseksi riittävä päästö. Muottiin on koneistettu paaluvarusteille asennuspaikat, joiden avulla varusteiden asennustarkkuus perinteiseen valmistusmenetelmään verrattuna paranee. Varusteiden asennuksen yhteydessä muottiin asennetaan erillisellä koneella valmistetut raudoite-elementit. Täysin varusteltu paalumuotti etenee tuotantolinjalla valuyksikköön, jossa se täytetään erillisten täyttö- ja tiivistysvaiheiden avulla. Betonina käytetään erittäin jäykkää ja alhaisen vesisementtisuhteen omaavaa massaa. Kun kaikki massa on muotissa, muotti etenee lopputiivistykseen, jossa muottia täytetään ja massa tiivistetään lopulliseen tiiveyteen. Seuraavassa vaiheessa muotti nostetaan paalun päältä pois takaisin kiertoa ja paalu siirretään pohjalevyn päällä kovettumistilaan noin 2 d ajaksi. Kovettumisvaiheessa paalu on suojattu mahdollisimman hyvin, jolla estetään kosteuden haihtuminen paalusta. Kovettumisen jälkeen paalu siirretään aluslevyn päältä vielä erilliseen huonesäilytykseen noin 2 d ajaksi ennen siirtoa ulko-varastoon.

Menetelmässä on hyvin paljon etuja perinteiseen valmistusmenetelmään verrattuna. Paalujen jälkihoito paranee, lujuuden kehittymisen olosuhteet ovat vakioituneet ja lujuuden kehitystä voidaan seurata hyvin. Varhaisen lujuuden kehittymisen aikaiset nostoräskäykset jäävät kokonaan pois. Näin ollen paalun ei tule halkeamia valmistusvaiheessa. Myös paaluvarusteiden asemointi paaluun tarkentuu koneistettujen muottien ansiosta. Lisäksi nopea muottikierto tekee valmistuksesta joustavampaa ja erikoispaalujen kuten kiilapaalujen teko helpottuu, mikäli niille valmistetaan omat muottinsa.

Laitoksen prototyyppi on vasta koekäytössä, joten jäämme mielenkiinnolla odottamaan lopullisia työvuorosaavutuksia ja valmistuksen tarkkuuden kehitystä. Kovettumisvaiheen varaston koko mitoittaa laitoksen valmistuskapasiteetin.

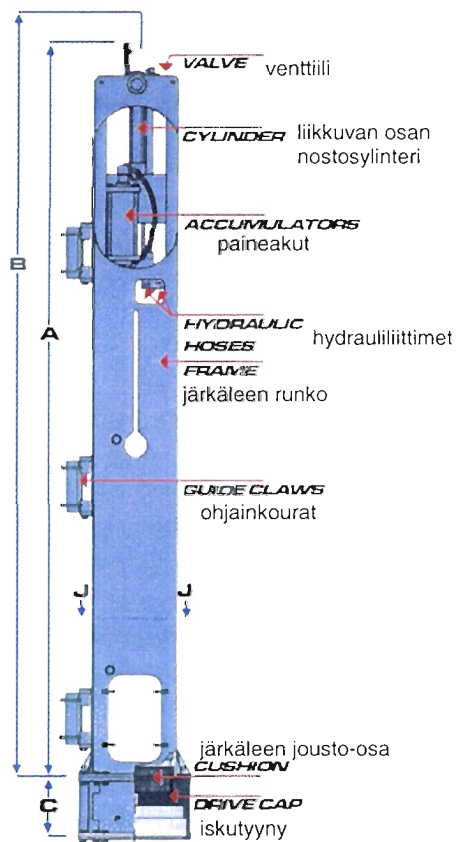
2.2 Paalutuskoneet ja -laitteet

2.2.1 Paalutuskoneet

2.2.1.1 Junttan – paalutuskoneet.

Suuri osa Suomessa tehtävistä teräsbetonipaaluista upotetaan Junttan Oy:n valmistamalla hydraulijärkäleillä. Betonipaalujen upotukseen käytettävissä järkäleissä liikkuvan osan massa vaihtelee 3-7 tonnin välillä. Järkäleistä pääosa on vielä kiihdyttämät-

tömiä, mutta kaluston jatkuvasti uusiutuessa kiihdytettyjen järkäleiden osuus jatkuvasti kasvaa.



Kuva 2-8 Junttan HHK-A sarjan hydraulisen järkäleen rakenne ja paalutuskonerunko PM20 varustettuna Junttan HHK-4A järkäleellä.

Junttan – järkäleitä on asennettuina erilaisille kaivinkone – alustoille sekä Junttanin omille paalutuskonerungoille PM16, 20, 23, 25, 26 ja 30. Junttan Oy:n laiterekisterin tietojen perusteella Suomessa oli kesällä 2003 käytössä 25 Junttan paalutuskonetta.

2.2.1.2 Muut paalutuskoneet.

Joitakin hydraulitoimisia Banut - järkäleitä on myös käytössä, ja onpa vielä toiminnassa useita vaijerijärkäleellä varustettuja Lokomo-, Jussi-Åkerman- sekä Teräsmiesmerkkisiä paalutuskoneita. Viimeksi mainittuja käytetään kuitenkin lähinnä työnaikaisen rakenteiden kuten telinepaalujen ja tukiseinien ponttiprofiilien lyöntiin. Näiden koneiden määrästä ei ole tarkkaa rekisteriä. Suomen maarakentajien keskusliiton rekisterissä on kirjattuna 8kpl Lokomo-, 3kpl Åkerman-, 2-kpl Teräsmies- ja yksi Hitachi-merkinen paalutuskone. Tämä tuskin vastaa koneiden todellista määrää. Varsinkin suuremmat urakoitsijat eivät ilmoita koneitaan SML:n rekisteriin, koska ne eivät ole vuokrattavina, vaan omassa käytössä. Tampereen teknillisen yliopiston Pohja- ja maarakenteiden laboratorion (TTY-PML) tietojen mukaan Suomessa on ainakin 3kpl Banut-järkäleitä käytössä.

2.2.1.3 Paalutuskoneiden tehot.

Lyöntipaalutusohjeissa on annettu vuodesta 1972 lähtien teräsbetonisille tukipaaluille loppulyöntiohjeita eri paalutusluokissa. Loppulyöntiohjeet ovat vaikuttaneet erittäin kielteisesti paalutussuunnittelun kehittymiseen Suomessa. Loppulyöntiohje on suun-

nitteluhintojen laskettua 1990-luvun alkupuolella saanut korvata sekä pohjatutkimukset että paalujen geoteknisen kantavuuden mitoituksen. Vaikkakin ohjeissa mainitaan taulukon soveltuvan ”käytettäväksi lähinnä puhtaita tukipaaluja lyödessä”, on siitä muodostunut aikojen kuluessa niin vahva ”standardi”, että muuta mitoitusta ei ole enää pidetty tarpeellisena.

Toinen suuri epäkohta loppulyöntiohjeissa on ollut laitteistojen yleistäminen samantehoisiksi laitteen valmistajan kehityspanoksista tai laitteiston huollon ja kunnossapidon laadusta riippumatta. Tämä mahdollistaa laitteiston valitsemisen urakkamuodon mukaan. Näin ollen metrihinnalla lyödessä urakoitsijan kannattaa valita hyvin tehokas laitteisto, jonka upotuskyky on suuri. Vastaavasti kokonaishinnalla urakoitaessa voitaisiin valita mahdollisimman tehoton laitteisto, jolla loppulyönnit on saavutettavissa ylemmällä tunkeutumistasolla ja paalujen vaurioitumisriski on pienempi. Onneksi kuitenkin tällaisista ohjeen hyväksikäytöistä ei ole selviä merkkejä näkyvissä.

Laitteistojen tehoissa on TTY-PML:n tekemien PDA-mittausten perustella suuria eroja. Jopa samalle laitteelle eri ajankohtina tehdyt mittaukset antavat erilaisia tuloksia, riippuen mm. siitä, milloin laite on viimeksi ”viritetty” tai mikä on ilman lämpötila. Hydraulitoimisten järkäleiden erot johtuvat myös niiden rakenteista ja toimintatavoista. Banut-järkäleissä ja vanhemmissa Junttan järkäleissä on ongelmana hydraulinesteiden poisvirtauksen hitaus, jonka johdosta varsinkin suurilla lyöntikorkeuksilla tehtävät iskut jäävät tehokkuudeltaan pieniksi.

Näin ollen ohjetta tulisi muuttaa vähintään siten, että loppulyönneille ei annettaisi iskun korkeutta, vaan paaluun siirtyvä energiamäärä. Paalutusurakoitsijoiden pitäisi mittauttaa järkäleidensä energiat tietyin väliajoin tai varustaa laitteisto energiamittareilla. Tällöinkin olisi syytä laatia korjaustaulukko eri lyöntikorkeuksille, koska mittauksissa on todettu energiamittarien antavan varsinkin korkeammilla lyöntikorkeuksilla suurempia energiamääriä kuin paalusta on PDA-mittauksella mitattu. Tämä johtuu puisen iskusuojan plastisoitumisesta suurilla jännityksillä.

2.2.1.3.1 Paalutuskoneen energiamittari

Ainakin Junttan – järkäleisiin on asennettavissa energiamittari, joka säätää lyöntikorkeuden halutun iskuenergian mukaiseksi. Energiamittari mittaa järkäleen nopeuden ja laskee sen perusteella järkäleen kineettisen energian iskuhetkellä. Nopeus mitataan kahdella läheisyyskytkimellä, jotka sijaitsevat 50 ja 100mm järkäleen joustosan yläpuolella. Järkäleen liikkuvan osan kytkimien väliseen matkaan käyttämä aika mitataan. Kun niiden välimatka tunnetaan, niin liikkuvan osan nopeus iskuhetkellä v_0 voidaan laskea kaavalla:

$$v_0 = \frac{\Delta l}{\Delta t} \quad (2.1)$$

Jossa

Δl on läheisyyskytkimien välimatka (50mm)

Δt on liikkuvan osan kytkimien väliseen matkaan käyttämä aika

Energia lasketaan kaavalla:

$$KE = \frac{1}{2} M_H \times v_0^2 \quad (2.2)$$

Jossa

KE on liikkuvan osan kineettinen energia

 M_H on järkäleen liikkuvan osan massa

Nopeuden mittausta tapahtuu 50 mm iskukohdan yläpuolella, joten liikkuvan osan todellinen nopeus on iskuhetkellä suurempi kuin energian laskennassa käytettävä nopeus. Toisaalta energiamittaria käytettäessä energian laskennassa ei oteta huomioon iskutyynyn aiheuttamia energiahäviöitä.



Kuva 2-9 Junttan paalutuskoneen energiamittari

2.2.1.4 Paalutuksen rekisteröintilaitteisto.

Suomessa yhden paalun upotuksesta kirjataan ylös paalutuspöytäkirjoihin viiden viimeisen iskusarjan tunkeutumien. Tunkeutumien mittausta tehdään piirtämällä paalun viereen maata vasten tuetulla puu- tai terästangolla paalun kylkeen viiva 10 iskun välein. Mittaus aloitetaan, kun paalutuskoneen kuljettajan tai apumiehen mielestä paalu alkaa olla lähellä loppulyöntitunkeutusta. Tunkeutumien kirjaamisessa on monenlaista käytäntöä. On jopa tapauksia joissa loppulyöntitunkeutumia ei ole kirjattu lainkaan työmaalla ja ne on lisätty rakennuttajalle luovutettaviin pöytäkirjoihin puhtaaksikirjoitusvaiheessa.

Ulkomailla on käytössä paalutuksen rekisteröintilaitteistoja, jotka keräävät tietoa koko paalun upotuksen matkalta. Yksi tällainen järjestelmä on Englantilaisen Cementation Skanskan kehittämä "Driven piling instrumentation"/12/. Paalutuskoneen keihin yläpäähän asennetaan lasermittalaite ja järkäleeseen heijastimet. Näiden avulla laitteisto mittaa jokaisen iskun korkeuden ja paalun tunkeutuman iskulla. Kerätystä tiedosta saadaan tulostettua koko paalun lyöntihistoria paalun kärjen syvyyden funktiona joko graafisessa tai numeerisessa muodossa. Laitteistolla voidaan myös kerätä tiedot työmaalla käytetyistä paaluista ja työsaavutuksista. Laitteisto on ohjelmoitavissa raportoimaan halutut tiedot pääkonttorille työpäivän tai -viikon päättyessä.

Mittauksen tarkkuus on ± 1 mm. Laitteisto ei huomioi paalutuskoneen heilumista lyön-
nin aikana, mutta käytettäessä hydraulijärkäleitä, jotka tukeutuvat paalun päähän, ei
heiluminen varsinkaan loppulyöntien rekisteröinnin yhteydessä ole kovinkaan suurta.
Paalutustiedot rekisteröidään upotussyvyyden mukaan, joten työmaalla suoritettavat
paalujen sijainti- ja korkeustasomittaukset joudutaan suorittamaan erikseen.

Käytetyn laser-etäisyysmittarin mittaustaajuus on enimmillään 10 mittausta sekunnis-
sa, joten dynaamisissa paalutuskäytöissä (4.3.2) tarvittavaa joustoa ei laitteistolla
pystytä mittaamaan. Uusimmat etäisyysmittarit pystyvät jo sataan mittaukseen se-
kunnissa, joten teknisesti jouston rekisteröimisen lisääminen on mahdollista, mikäli
se katsotaan niin tarpeelliseksi, että se vastaa kehitystyöstä aiheutuvia kustannuksia.

Laitteiston tuottamaa tietoa voidaan hyödyntää myös pohjatutkimustietojen tarkista-
misessa. Tarkka rekisteröinti koko upotuksen ajalta vastaa heijarikairausta, kairatan-
ko vain on hieman järeämpi. Varsinkin koepaalujen osalta tällainen rekisteröinti olisi
erittäin hyödyllistä lisäinformaatiota paalutusta varten. Voitaisiin jopa ajatella kehitet-
täväksi pohjatutkimusmenetelmä ”PDT” (Pile Driveability Test), jossa empiirisen tie-
don keraantuessa päästäisiin kehittämään vastaavanlaiset kärki- ja vaippakanta-
vuuksia kuvaavat käyrästöt kuin heijarikairausvastuksillekin. Vaippavastus tuottaisi
jonkin verran ongelmia, mutta mikäli rekisteröintilaitteeseen liitetään vielä energiamit-
tarin tulokset, olisi saatava informaatio jopa heijarikairausta luotettavampaa?

Cementation Skanska on ostanut useita Junttan – paalutuskoneita ja niihin kaikkiin
on asennettu kyseinen laitteisto. Junttan on useita vuosia kehittänyt vastaavaa lait-
teistoa, mutta tuotantoon saakka eivät laitteet ole päässeet. Käytössä olevissa lait-
teistoissa on esiintynyt joissain määrin kestävyysongelmia. Kehitystyön vauhdittami-
seksi tilaajien tulisi vaatia nykyistä tarkempaa paalujen upotuksen rekisteröintiä.

2.2.2 Paalutuksen apuvälineet

2.2.2.1 Piikki

Paalutettaessa kivisten tai lohkaristen täyttökerrosten tai talviaikana jäätyneen pin-
takerroksen läpi, on tehtävä esireikä näiden kerrosten läpi. Esireikä voidaan tehdä
kotelorakenteisella paalun kokoisella teräspiikillä, jonka kärkenä on yleensä kaivin-
koneen kauhan kynsi. Piikkejä on eri mittaisia ja niitä voidaan valmistaa kohteen mu-
kaan.

Piikin poikkileikkauksen tulee olla suurempi kuin käytettävän paalun, ettei paalu
väännä poikki kärjen kohdatessa ensimmäisen esteen.

2.2.2.2 Apupaalu eli ”Poika”

Paalutettaessa katkaisutason yläpuolelta tai lyötävän paalun pituuden jäädessä sa-
tunnaisesti liian lyhyeksi käytetään apupaalua paalun pään lyömiseksi maanpinnan
alapuolelle. Apupaalun alapäässä on paalun pään kokoinen kehys, jonka sisällä on
iskusuoja. Apupaalua käytettäessä on otettava huomioon sen aiheuttamat iskuener-
gian häviöt. Betonipaaluja lyötäessä on teräksisen apupaalun poikkileikkausalan ol-
tava vähintään $\frac{1}{4}$ paalun poikkileikkausala $\frac{1}{7}$. Tällöin apupaalun impedanssi on
yhtäsuuri tai suurempi kuin betonipaalun impedanssi, joten energiahäviöt ovat pieniä
ja johtuvat pääosin iskutyynystä sekä järkäleen ja apupaalun iskusuojista.



Kuva 2-10 Apupaalu

Apupaalun käyttöä on syytä välttää. Paalun vaurioitumisriski kasvaa, koska paalun ollessa maanpinnan alapuolella, ei apupaalun suuntaa pystytä muuttamaan paalun mahdollisen kallistumisen mukaan. Tästä aiheutuu epäkeskeinen isku paalun yläpäähän.

2.3 Suunnittelujärjestelmät

2.3.1 Yleistä

Lähdettäessä mitoittamaan pohjarakenteita ja valitsemaan suunnittelujärjestelmää, on syytä ensimmäiseksi pohtia seuraavaa eurocoden kappaletta ja sen sisältöä.

”Geoteknisessä suunnittelussa tietämys pohjaolosuhteista riippuu pohjatutkimusten laajuudesta ja laadusta. Geotekninen tietämys ja ammattitaidon hallinta ovat perusvaatimusten täyttymisen kannalta merkittävämpiä kuin laskentamallin ja osavarmuuslukujen tarkkuus” /14/

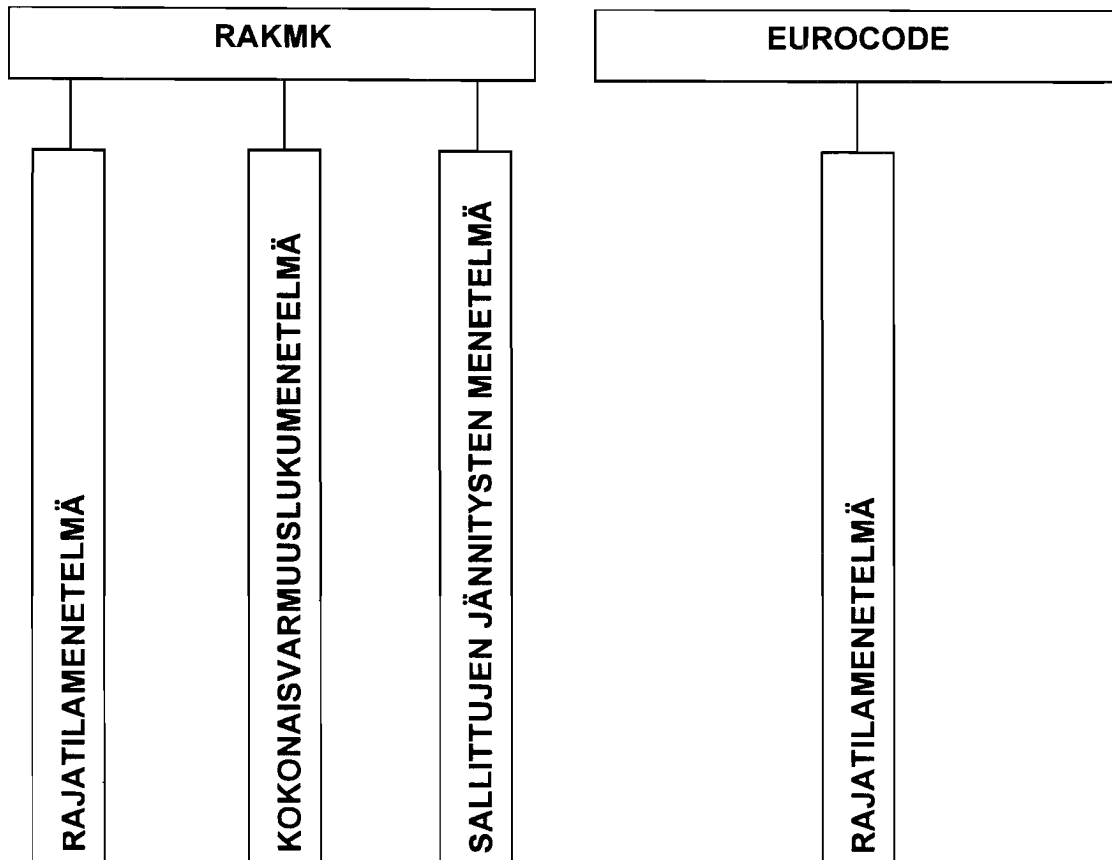
Eli suurimmat virheet geoteknisessä mitoituksessa tehdään käyttämällä puutteellisia lähtötietoja tai sitten tulkitsemalla riittävät lähtötiedot virheellisesti.

Suomessa voidaan käyttää pohjarakenteiden mitoittamisessa joko rakentamismääräyskokoelmaan perustuvaa kansallista suunnittelujärjestelmää tai Eurocodeihin ja niiden kansalliseen soveltamisohjeeseen (NAD-FIN) perustuvaa järjestelmää. Rakentamismääräyskokoelmaan perustuva järjestelmä on kuvattu julkaisussa RIL121-1988, Pohjarakennusohjeet 1988 /13/ ja eurocodeen perustuvan suunnittelujärjestelmän pohjarakennusosa on puolestaan esitetty julkaisussa RIL 207-1998, Geotekninen suunnittelu, euronormi /14/.

Rakentamismääräyskokoelman osa B3 ”Pohjarakennus, Määräykset” /15/ on juuri uusittu ja astuu voimaan 1.3.2004 /16/. Samalla uusitaan myös Pohjarakennusohjeet /13/. Uudet Lyöntipaalutusohjeet /10/ tulevat edelleen perustumaan Rakentamismääräyskokoelmaan.

Periaatteena on, että koko rakennus suunnitellaan yhtä mitoitusjärjestelmää käyttäen. Eli jos runko suunnitellaan eurocodien mukaan, niin myös paalujen kantavuudet olisi tarkastettava eurocodien mukaan, jolloin lyöntipaalutusohjeen tai muidenkaan rakentamismääräyskokoelmaan perustuvien suunnitteluohjeiden käyttö suunnittelun ohjeena ei olisi sallittua.

Kansallinen rajatilamenetelmämme poikkeaa monilta osiltaan eurocoden rajatilamenetelmästä, joten niitä ei saa käyttää ristiin.



Kuva 2-11: Suunnittelujärjestelmät ja niissä käytettävät mitoitusmenetelmät.

Kansallinen suunnittelujärjestelmämme sallii mitoitusta tehtäväksi joko rajatila-, kokonaisvarmuusluku- tai sallittujen jännitysten menetelmällä. Näistä rajatilamenetelmä soveltuu hyvin betoni- ja teräsrakenteiden mitoittamiseen, kokonaisvarmuuslukumenetelmä pohjarakenteisiin. Sallittujen jännitysten menetelmää ei juurikaan enää käytetä lukuun ottamatta työnaikaisten puu- ja teräsrakenteiden tarkasteluja.

Eurocodet esittävät rajatilamenetelmän ainoana mitoitusapana kaikille rakenteille.

Kokonaisvarmuuslukumenetelmässä rakenteen kapasiteetin on oltava vähintään ominaiskuormista tulevat rasitukset kerrottuna varmuusluvulla.

Sallittujen jännitysten menetelmässä ominaiskuormien aiheuttamat rasitukset ja muodonmuutokset eivät saa ylittää rakenteelle sallittavia jännityksiä ja muodonmuutoksia.

Rajatilamenetelmässä rasitukset kerrotaan ja materiaaliominaisuudet jaetaan järjestelmän mukaisilla osavarmuuskertoimilla. Rakenteen murtokapasiteetin on oltava suurempi kuin kuormituksista aiheutuvat rasitukset. Lisäksi tarkastellaan käyttörajati-

lassa ominaiskuormilla että rakenteen muodonmuutokset ja siirtymät pysyvät sallituissa rajoissa.

Vaikkakin nykyisissä ohjeissa jo esitetäänkin rajatilamitoituksen käyttämistä myös paalujen ja muiden pohjarakenteiden mitoittamisessa on kokonaisvarmuuslukumenetelmän käyttö suositeltavaa. Tähän on muutama hyvä syy. Kohteissa tehtävät pohjatutkimukset ovat yleensä niin vähäisiä, ettei mitään rajatilamenetelmän edellyttämää tilastollista jakaumaa eri maaparametreille pystytä määrittämään. Toisekseen mitoittamisesta tulee turhankin hankalaa, kun sama mitoitustilanne joudutaan tarkastelemaan useammilla varmuuskertoimilla. Maapohja ei ymmärrä näitä erilaisia kertoimia, vaan suunnittelijan on ymmärrettävä kuinka hyvät lähtötiedot hänellä on kohteesta. Tällöin on helpompaa mieltää yksi varmuuskerroin, jonka vaikutuksen tuntee, kuin käyttää tapauskohtaisesti muuttuvia kertoimia, joiden yhteisvaikutus voi olla aika arvaamaton ja vaikeasti hahmotettavissa. Ja onhan varsin vaativiakin pohjarakenteita pystytty mitoittamaan jo vuosikymmenien ajan kokonaisvarmuuslukumenetelmällä!

Tästä johtuen rajatilamenetelmän käyttökelpoisuus ja sen tuoma lisäarvo geotekniiseen mitoittamiseen on niin vähäistä, että laskuesimerkeissä tullaan käyttämään kokonaisvarmuuslukumenetelmää. Myös uusittava Lyöntipaalutusohje (LPO-2004) ja uusittu B3 perustuvat kokonaisvarmuuslukumenetelmään.

Betonirakenteiden mitoittamisessa on käytännöllisempää ja järkevämpääkin käyttää rajatilamitoitusta. Onhan kyseessä rakenteet, joiden materiaaliominaisuudet pystytään hyvin määrittämään toisin kuin maapohjasta. Rajatilamitoituksella on betonirakennepuolella myös pitkät perinteet ja osavarmuuskertoimista vallitsee suhteellisen suuri yksimielisyys.

2.3.2 Geotekninen vaativuusluokitus

Kohteet luokitellaan erilaisiin vaativuusluokkiin rakenteiden monimutkaisuuden ja geoteknisen vaativuuden mukaan. Jaotteluina voidaan käyttää joko Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa A2/17/ esitettyä tai Euronormien /14/ mukaista luokitusta. Jaotteluissa on huomattava, että vaatimusluokkien numeroinnit kulkevat vastakkaisiin suuntiin. Suomalaisessa jaottelussa erittäin vaativat rakenteet ovat AA (1) luokassa, kun taas euronormeissa numeron kasvaessa myös rakenteen vaikeusaste kasvaa. Euronormin jaottelu on kansallisessa soveltamisasiakirjassa muutettu vastaamaan rakentamismääräyskokoelmassa esitettyä jaottelua.

Taulukko 2-1 Geotekniset vaativuusluokat

Rakennetyyppi	RAKMK A2	ENV1997-1 NAD (FIN)
Suuri tai rakenteiltaan monimutkainen rakennus tai rakenne, jonka rakennuspaikka sijaitsee eloperäisten tai hienorakeisten maalajien alueella. Rakenteen suuruuden ja monimutkaisuuden lisäksi pohjarakentamisen erityistä vaativuutta lisääviä tekijöitä ovat mm. epätavalliset kuormitukset ja pohjarakennusmenetelmät, vaikeat ja vaihtelevat pohjasuhteet sekä naapurirakennuksen vaikutus suunnitteluun. Erittäin vaativia pohjarakennuskohteita voivat olla mm. Seuraavat tapaukset: • rakennus perustetaan eloperäisen maaperän varaan; • rakennuksessa on pohjavedenpinnan tai naapurirakennusten perustusten alapuolelle ulottuvia tiloja; • rakenteisiin kohdistuu dynaamisia tai muuten poikkeuksellisia kuormia tai niille asetetaan erityisiä vaatimuksia; • rakenteisiin käytetään uusia suunnittelumenetelmiä tai materiaaleja taikka käytetään muita kuin tavanomaisia pohjarakennusmenetelmiä; • rakenteet perustetaan tätä tarkoitusta varten suunnittelemattomalle täytteelle tai täytteelle, jota ei ole tiivistetty kerroksittain; • rakennuksen perustuksia vahvistetaan tai korjataan tai • rakennus suunnitellaan rakennuspaikalle, jonka maaperä sisältää pilaantuneita maa-aineksia tai jossa on maaperän sortuman vaara.	AA (1)	3
Suuri tai rakenteiltaan vaativa rakennus tai rakenne, jonka rakennuspaikka sijaitsee kallio- tai moreenialueella tai karkearakeisten maalajien alueella. Kooltaan ja rakenteiltaan tavanomainen rakennus tai rakenne, jonka rakennuspaikka sijaitsee hienorakeisten maalajien alueella.	A (2)	2
Kooltaan ja rakenteiltaan tavanomainen tai pienehkö rakennus tai rakenne, jonka rakennuspaikka sijaitsee kallio- tai moreenialueella tai karkearakeisten maalajien alueella.	B (3)	1

Euronormien keskeneräisyyden, sekä suomalaisen luokituksen pitkän käyttöhistorian, vuoksi on suositeltavaa käyttää RAKMK A2 mukaista vaativuusluokitusta ja –luokitusmerkintöjä.

2.4 Tutkimuskohteet

2.4.1 Yleistä

Tutkimuskohteista saatiin käyttöön paalukartat ja perustuspiirustukset sekä osa rakennepiirustuksista. Lisäksi käytettävissä olivat pohjatutkimukset ja paalutuspyötkirjat sekä suoritettut PDA-mittaukset. Osa aineistosta saatiin paperikopioiden lisäksi

sähköisessä muodossa käsittelyn helpottamiseksi. Kaikki tutkimuksessa käytetyt asiakirjat on esitetty liitteessä 1.

Osasta kohteista saatiin lisäksi paalutusten rakennelaskelmat. Kaikki saadut laskelmat olivat ainoastaan paalujen keskinäisten etäisyyksien määrittämiseen tähtääviä laskelmia, jotka oli tehty määrittämällä anturalinjoille tulevat kuormat. Laskelmissa ei oltu tutkittu mitään paalujen rakenteellisia tai kantavuuteen ja upotussyvyyteen liittyviä mitoituksia.

Kohteista selvitettiin aineistosta keräämällä tai muita lähteitä käyttäen seuraavat paalukohtaiset tiedot :

- 1 Paalujen valmistuspäivä ja upotuspäivä ja näiden perusteella paalun ikä upotettaessa.
- 2 Paalun upotuksessa ja loppulyönneissä käytetty laitteisto
- 3 Paalun loppulyöntien pudotuskorkeus H
- 4 Paalujen tunkeutuma viimeisellä loppulyöntisarjalla s_{10}
- 5 Paalun pään taso upotuksen päätyttyä H_y sekä paalun pituus L ja niiden perusteella paalun kärjen taso H_a ja sen ero pohjatutkimuksissa esitettyyn tavoitetasoon H_t . Tavoitetaso kunkin paalun kohdalla määritettiin paperikopiona saaduista pohjatutkimusleikkauksista ja tasopiirustuksista lineaarisesti interpoloimalla suhdeviivainta apuna käyttäen. Mikäli aineisto oli saatu sähköisessä muodossa, piirrettiin tasokuvaan leikkauspiirustusten perusteella korkeuskäyrästä vetäen suorat linjat leikkausten välille. Tasot määritettiin 0,5 m portain. Herttoniemen ja Arabianrannan kohteissa oli tavoitetasojen korkeuskäyrät jo valmiiksi piirretty.
- 6 Paalun katkaisutaso H_k ja jääneen kannon pituus L_k .
- 7 Paalujen sijaintipoikkeamat Δ_x , Δ_y , ja Δ sekä sijaintipoikkeamien Δ jakaumat.
- 8 PDA-mittauksilla saadut paalujen kantavuudet P_{PDA} , mikäli mittauksia oli kohteessa paalulle tehty.
- 9 Kohteessa katkenneiden paalujen lukumäärä n_B
- 10 $\geq 0,5$ m katkaisutason alapuolelle sukeltaneiden paalujen määrä n_{ss}
- 11 Korkeiden kantojen määrä n_k , eli niiden paalujen lukumäärä, joiden yläpää on jäänyt $\geq 2,5$ m katkaisutason yläpuolelle.
- 12 Paalutuksella saavutettu kantavuus kerrosneliömetriä kohden. Laskettu kertomalla P_{sall} suunnitellulla paalumäärällä n_d , ja jakamalla saatu kantavuus rakennuksen kerrosneliömäärällä $krSA$.

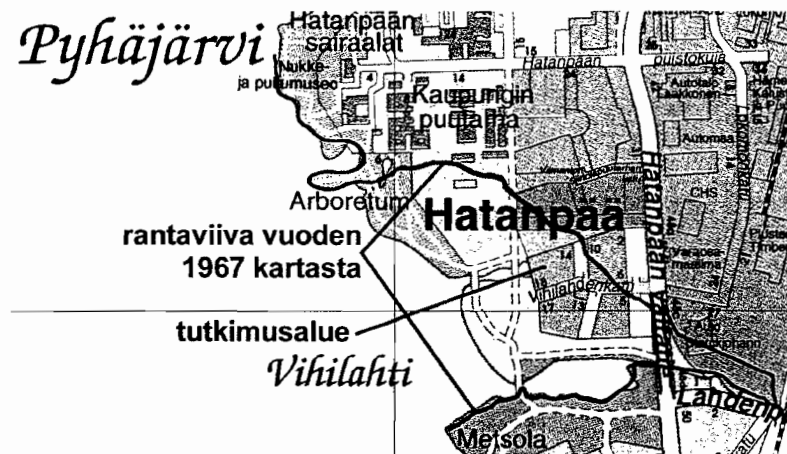
Suunnitelmista kerättiin lisäksi tiedot kohteiden rakennesuunnittelijoista, pohjatutkijoista sekä paalutustyön suorittajista.

Kaikkien kohteiden pohjasuhteissa tai tekotavassa on sellaisia piirteitä, että niiden katsotaan kuuluvan geotekniseen vaativuusluokkaan AA (ks. kpl 2.3).

2.4.2 Vihilahti, Tampere

Vihilahti on Tampereen Hatanpäälle Pyhäjärven rantaan vuosina 1995-2000 rakennettu asuntoalue. Alue muistuttaa ulkonäöltään hyvin paljon Helsingissä vastaavana aikana toteutettuja Ruoholahden ja Herttoniemen asuntoalueita.

Alue on suurelta osalta vanhaa Pyhäjärven pohjaa, joka on täytetty muualta kaupungin alueelta saaduilla ylijäämämailla. Täyttäminen on aloitettu 1930-luvulla, ja jatkunut aina 1990-luvulle eli rakentamiseen saakka. Oheisessa kuvassa on näytetty tutkimuskohteen sijainti sekä rantaviivan kehitys alueella.



Kuva 2-12. Vihilahden tutkimusalue ja sen rantaviivat v.1967 ja v.2002

Pihat on alueella rakennettu yleisesti tasolle +80...+81, eli noin 2-3m Pyhäjärven pinnan yläpuolelle. Täyttökerroksen vahvuus alueella vaihtelee 0-13m välillä, ollen yleisesti 3-5m paksu. Täyttökerroksen alla on vaihtelevan paksuisesti vanhaa järvenpohjaa, pääosin liejuista silttiä. Silttikerrosten alla on paksuudeltaan ja tiiviydeltään erittäin vaihteleva moreenikerros. Kallionpintaa alueella ei ole saatujen pohjatutkimustietojen perusteella varmistettu porakonekairauksilla, mutta yleisesti pohjatutkimuksissa on sen arveltu sijaitsevan tasolla +60...+78, nousten etelästä pohjoiseen.

Täytöistä on otettu näytteitä, joista on tehty raskasmetalli- ja hiilivetyanalyysejä. Tehdyissä kokeissa näytteistä ei ole löytynyt raja-arvoja ylittäviä näytteitä.

Kohteesta oli tutkimuksen alkuvaiheessa käytettävissä seuraavien rakennusten pohjatutkimukset, paalutus- ja rakennesuunnitelmat, sekä paalutuspöytäkirjat:

- korttelista 511, tontit 16 25, 26, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36 (vaiheet 6 ja 7), 37 sekä tontti 40.
- korttelista 516, tontit 19, 20, 21, 22, ja tontti 23.

Kohteen kaikki asiakirjat saatiin paperikopioina. Alueelta valittiin tarkempaan analyysiin kohteita, joissa oli eri suunnittelijoiden lisäksi jossain määrin poikkeamia paalu-

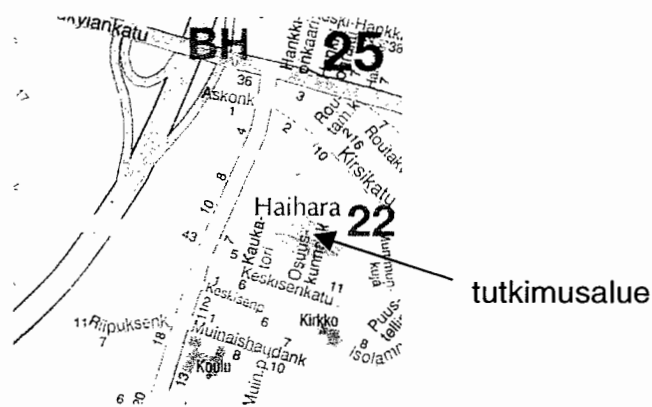
tuksen onnistumisissa ja pohjatutkimusten toteutustavoissa. Tutkimusta jatkettiin korttelin 511 tonttien 31, 32, 35, 36, 37, ja 40 tiedoilla. Valituissa kohteissa oli suoritettu PDA-mittauksia ja lisäksi tontin 37 paalutuksille oli tehty GRLWEAP-analyysi.

Alueen paalutuksissa käytettiin rakentamisen alkuvaiheessa 250*250 mm² betoni-paaluja, joille sallittiin paalutusluokan II mukaiset kuormat. Loppulyöntivaatimukset olivat suoraan LPO-87 mukaisia. Paalutuspyytäkirjoista voidaan havaita, että paaluja meni tällöin varsin paljon poikki joten alueen rakentamisen edetessä paalukoko vaihdettiin 300*300 mm² ja loppulyöntivaatimuksia alettiin selvittää tarkemmin. Korttelin 511 tontilla 37 on kymmenen iskun sarjalla 200 mm loppulyöntipainumaan jätetystä 300*300 mm² paalusta saatu mitattua 1440 kN kantavuus!

Tutkituissa kohteissa on yhteensä 1469 kpl 250*250 mm² ja 1218 kpl 300*300 mm² betonipaalua. Näistä paaluista on kerätty sijaintipoikkeamatiedot sekä tiedot katkenneista paaluista ja yläpään tasoista. Tarkempaan analyysiin otetuissa kohteissa on yhteensä 520 kpl 250*250 mm² ja 266 kpl 300*300 mm² betonipaalua.

2.4.3 Vilusenkangas, Tampere

Vilusenkangas on Tampereen Kaukajärvelle nousevan uuden kerrostaloalueen työnimi. Alueella on aikaisemmin sijainnut soranottoalue, joka on sittemmin maisemoitu. Maisemointi on tehty täyttämällä sorakuoppa sekalaisella täytemaalla. Näytteiden perusteella täyte koostuu savisista silteistä ja sorasta. Soranotto on aikoinaan ylittänyt tasolle +82 saakka. Maanpinta on tällä hetkellä tasolla +95...101 eli täytemaakerrosten paksuus on 15...20 m. Täytemaakerrosten alla maapohja on soraa. Pohjavedenpinnasta ei ole tehty havaintoja, mutta sen oletetaan olevan syvällä sorakerroksissa. Täyttöjen yläpinnasta on tutkittu terveydelle vaaralliset aineet, mutta niitä ei ole otetuista näytteistä havaittu. Radonin esiintymiseen alueella on varauduttu rakenteiden suunnittelussa.



Kuva 2-13. Vilusenkankaan alue Tampereen Kaukajärvellä

Alueelta tutkimuksessa oli mukana korttelin 5848 tontit 21, 23, ja 24. Asiakirjoista käytettävissä olivat rakennepiirustukset, mahdolliset paalujen kuormituslaskelmat, pohjatutkimukset sekä kohteissa suoritettujen PDA-mittausten tulokset. Asiakirjoista oli käytettävissä paperikopiot.

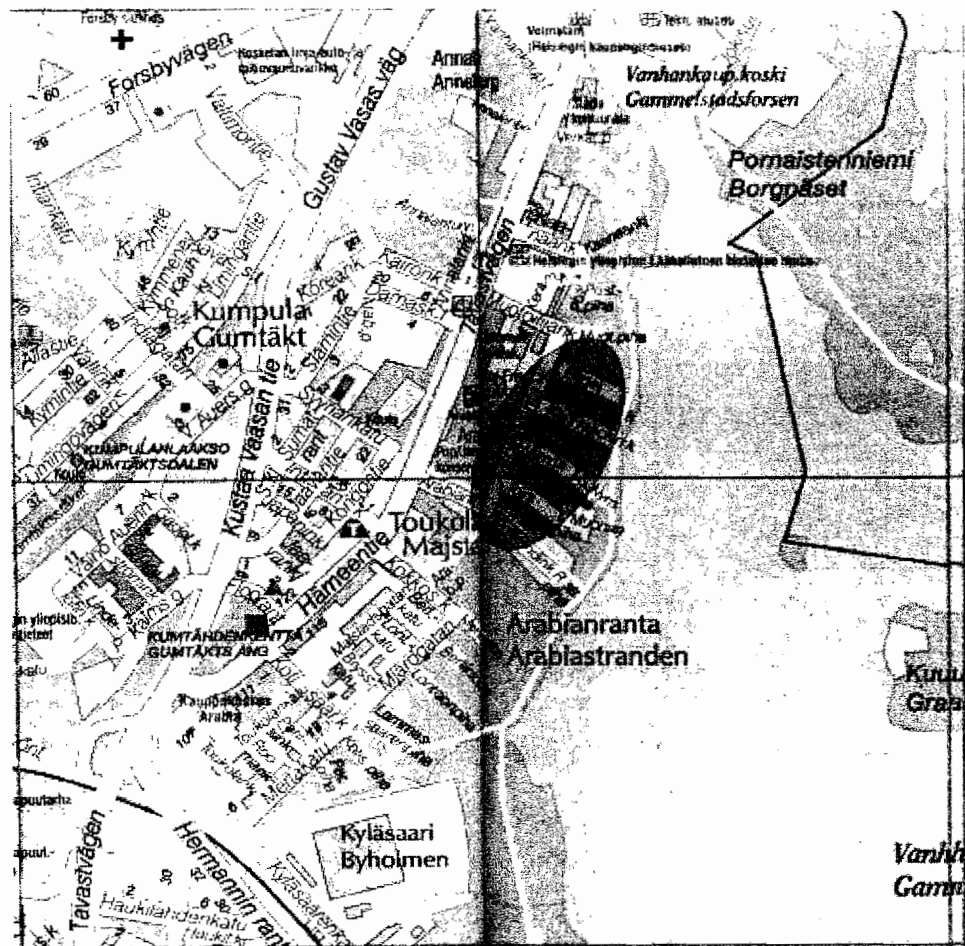
Alueen pohjatutkimukset ovat tutkituista kohteista kaikkein suppeimmat. Ensimmäisiä kairauksia lukuun ottamatta kaikki kairaukset on päätetty selvästi tavoitetaso yläpuolelle. Tähän on varmaankin syynä alueen sekalainen täyttö. Jopa vanhoja autonromuja lienee peitetty alueen täyttöihin.

Tutkimuskohteissa on yhteensä 356 kpl 300*300 mm² teräsbetonipaalua.

2.4.4 Arabianranta, Helsinki

Kyseessä on erittäin mittava puhdistus- ja esirakentamiskohde Helsingin keskustan tuntumassa. Alueelle nousee Helsingin uudenaikaisin asunto- ja työpaikka-alue; ADC Helsinki.

Kohteen maaperä sisältää liijyllä ja sinkillä pilaantuneita maakerroksia, jotka saadaan ympäristöluvan mukaisesti jättää paikoilleen. Maanpinnassa on 1...5 m paksuinen täyttökerros. Täyttökerros on tehty eri vaiheissa ja koostuu sekä ylijäämämaista että paikalla toimineen teollisuuden ylijäämämateriaaleista. Täytön alla on 0...15 m paksuinen liejuinen savikerros joka paksunee rantaan päin mentäessä. Kallion päällä on vielä noin 5 m vahvuinen silteistä, hiekasta ja moreenista muodostunut kerrostuma, jonka alapintaan paalujen on suunniteltu tukeutuvan.



Kuva 2-14 Arabianrannan tutkimusalue, laatat 6, 7 ja 8

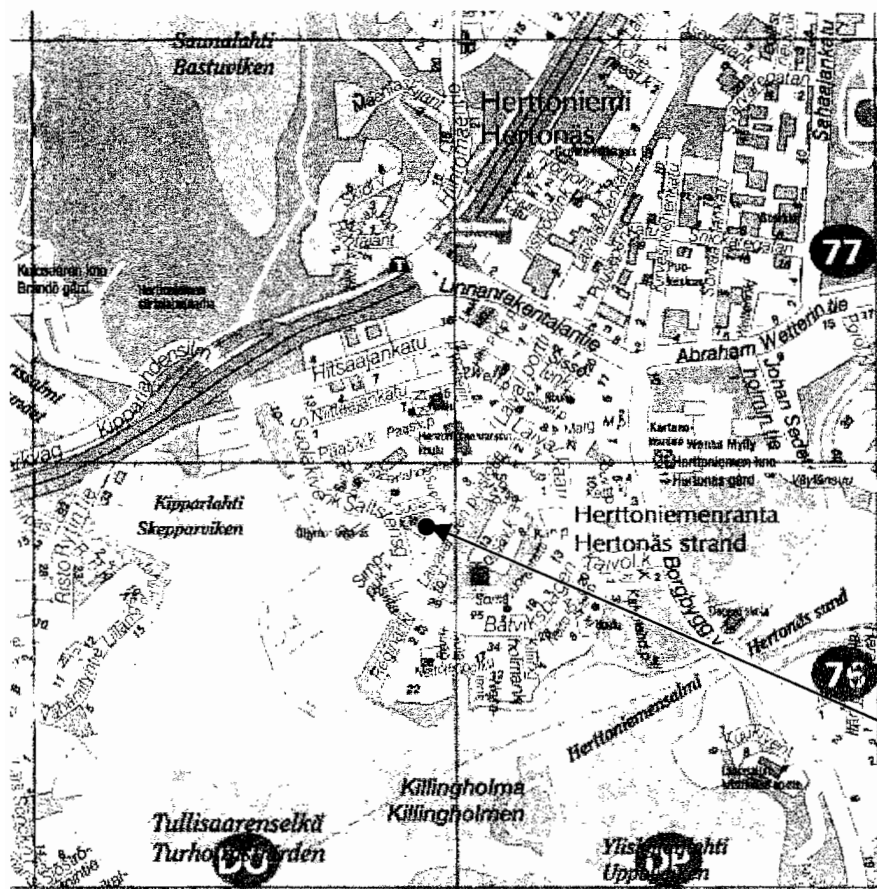
Maapohjan puhdistaminen kovaan pohjaan saakka ei olisi ollut kustannusten vuoksi mahdollista. Liejuisen savikerroksen ollessa epästabiili ja heikosti kantava, on koko alue päätetty rakentaa teräsbetonipaalujen varaan. Katu- ja piha-alueet rakennetaan paalulaattojen varaan, jotka estävät maamassojen sekoittumisen ja alueiden painumat.

Rantaviivan tuntumaan on rakennettu salpaseinäjä syvästabiloimalla. Salpaseinämän tarkoituksena on pienentää alueella jatkuvasti tapahtuvan leikkausdeformoitumisen paaluille aiheuttamia vaakakuormia.

Alueelta tutkimuskohteiksi valittiin esirakentamisvaiheen III paalulaatat 6, 7 ja 8. Laattojen alla on yhteensä 1006 kpl 300*300 mm² ja 466 kpl 350*350 mm² betonipaalua. Kohteen asiakirjoista oli käytettävissä paperikopioiden lisäksi myös sähköiset versiot paalutuspytäkirjoista ja paalukartoista sekä pohjatutkimuksista. Pohjatutkimuspiiritystä lukuunottamatta kaikki tutkimukseen liittyvät määritykset tehtiin sähköisiä tiedostoja käyttäen.

2.4.5 Herttoniemenranta, Helsinki

Alueelta tutkimuskohteeksi saatiin korttelin 43273 tontilla 4 sijaitseva As. Oy Itämeren tytär. Kohde valittiin mukaan teräsbetonipaalutuksen kannalta erittäin hankalien pohjasuhteittensa vuoksi. Rakennuspaikka sijaitsee mereltä vuonna 1973 vallatulla alueella, jonka täytöt on tehty yläosaltaan 2...2,5 m paksuudelta louheella. Louheen alapuolella on 10...13 m syvyyteen asti muita täytteitä, mm. voimalaitostuhkaa ja rakennusjätteitä. Paikka paikoin täytteiden raskasmetallipitoisuudet ylittävät Samase-ohjearvot. Täytteen alla on savea, jonka lävitse täyte on suurelta osaltaan painunut. Savikerroksen alapuolella on hiekka- ja moreenikerrostumat, joissa on paikoin silttiä suurina pitoisuuksina. Kerrosten kairausvastuksissa on suuria eroja kairauspisteittäin. Kairaukset on tehty pääosin porausvastusta rekisteröivinä porakonekairauksina.



Herttoniemi kortteli
43273, tontti 4. As Oy
Itämeren tytär

Kuva 2-15 Herttoniemenrannan tutkimuskohteen sijainti

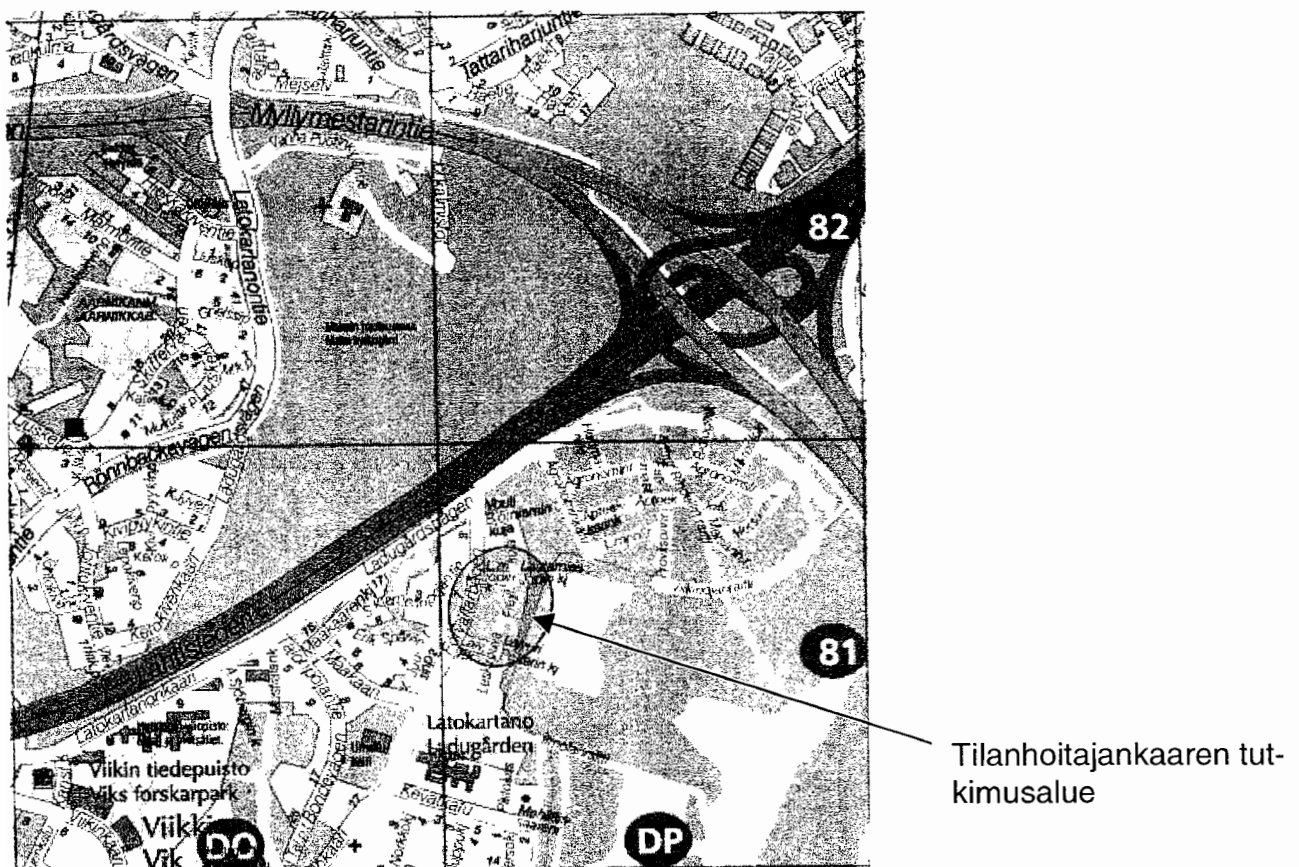
Kohteen paalutus on suoritettu tekemällä paaluja varten esireiät täyterokoksen läpi kalliokärjellisellä 600 mm työputkella. Putki upotettiin 7 tonnin kiihdyttävällä järkäleellä ja vedettiin ylös vinssillä. Ylösnostoa helpotettiin täryttämällä putkea iskien järkäleellä erittäin pienellä lyöntikorkeudella. Auki jääneet reiät täytettiin löyhästi hiekalla ennen paalujen lyöntiä. Kohteeseen oli määritetty vaihtoehtoiseksi paaluksi Ø100 mm sydänteräksellä ja Ø139 mm suoja-putkella varustettu porapaalu, mikäli betoni-paalulle ei saataisi tehtyä esireikää. Yhtään porapaalua ei kohteessa kuitenkaan tehty.

Kohteessa on kolmen rakennuksen alla yhteensä 238 kpl 300*300 mm² teräsbetonista lyöntipaalua. Paalut on lyöty LPO-87 paalutusluokan 1 mukaiseen tiukkuuteen, ja niille on sallittu 810 kN pystykuorma.

Kohteen asiakirjat saatiin paperikopioina.

2.4.6 Tilanhoitajankaaren alue, Helsinki

Tutkimuskohde sijaitsee Helsingin Viikin kaupunginosassa. Mukana olivat korttelin 36216 tonttien 1 ja 2, korttelin 36217 tontin 2 ja korttelin 36221 tontin 1 rakennukset. Tutkimuskohteessa on yhteensä 8 asuinrakennusta, joihin liittyy pysäköintikatoksia. Rakennuksista osa on kerrostaloja, ja osa kaksikerroksisia rivitaloja.



Kuva 2-16 Tilanhoitajankaaren tutkimusalueen sijainti

Rakennuspohja on vanhaa viljelysmaata. Tontit on esikuormitettu vuonna 2000 murskeesta tehdyllä 2...3 m paksuisella painopenkereellä. Painopenkereen alla on savea enimmillään 15 m alueen itäosassa. Länsipuolella kallio nousee lähelle maan pintaa. Saven alla on 2...10 m vahvuudella löyhiä siltti- ja hiekkakerroksia ennen ti-

vistä ja kivistä moreenikerrosta. Alueen länsireunassa Tilanhoitajankaaren alla kerrosten paksuus pienenee kalliopinnan kohotessa lähemmäs maanpintaa ja lähellä tontin rajaa moreenikerrosta ei ole.

Alueen paalutukset on suunniteltu LPO-87 luokan II mukaisille paalukuormille ja loppulyöntitiukkuuksiin. Pihojen rakentamisenjälkeisien painumien on kohteessa arvioitu olevan 100...300 mm. Tästä johtuen on oletettu paaluille kehittyvän negatiivista vaippahankausta 150 tai 200 kN/paalu. Vaippahankaus on huomioitu mitoituksessa vähentämällä se suoraan sallituista paalukuormista.

Kaikki kohteen tiedot pohjarakennussuunnitelman tekstiosaa lukuun ottamatta saatiin myös sähköisessä muodossa. Kaikki tutkimuksessa esitetyt tiedot on kerätty sähköistä aineistoa käyttäen.

Kohteessa on kaikkiaan 1640 kpl 300*300 mm² betonipaalua.

3 POHJATUTKIMUKSET

3.1 Ohjeet ja määräykset

3.1.1 Päämäärä

Pohjatutkimuksien tarkoituksena on määritelmän mukaan saada kohteesta sekä määritettyä, että esitettyä geotekniset maakerrokset ja pohjavedenpinta vaihtelurajoi-
neen sekä rakentamisen kannalta tärkeät maa- ja kallioperän geotekniset ominai-
suudet. Teräsbetonisilla lyöntipaaluilla perustettaessa tämä tarkoittaa seuraavien tie-
tojen selvittämistä ja esittämistä /18,29/:

- maanpinnan korkeus kaikissa tutkimuspisteissä sidottuna johonkin tunnet-
tuun korkeusjärjestelmään,
- pehmeiden, löyhien ja häiriintymisalttiiden maakerrosten sijainnit ja ominai-
suudet,
- jokaisen mahdollisen kantavan kerrostuman sijainnit ja paksuudet,
- tiedot suurista kivistä, lohkareista, tai muista paalutustyötä vaikeuttavista
eteistä, jotka voivat vaatia erityisiä työkaluja läpäisyyn tai poistamiseen,
- sellaisten maakerrosten, jotka ovat herkkiä paalutustyön syrjäyttävästä, tii-
vistävästä ja täristävästä vaikutuksesta johtuvalle häiriintymiselle tai huo-
kosvedenpaineen kohoamiselle, sijainnit, laajuudet ja paksuudet
- orsi- ja pohjavedenpintojen eri tasot vaihtelurajoi-
neen sekä tiedot paineelli-
sesta pohjavedestä,
- tiedot erityisen vettäjohtavista kerroksista,
- selvitys maaperän tai pohjaveden aggressiivisuudesta, mikäli on epäiltä-
vissä, että se on poikkeuksellisen suurta, ja voi siten vaikuttaa haitallisesti
paalujen betoniin tai teräksiin,
- kallion pinnan syvyys ja kaltevuus,
- tiedot jätetäytöistä tai saastuneista maakerroksista,
- alueelliset vakavuusriskit

Pohjatutkimusten avulla on voitava varmistua siitä, että paalujen suunnitellun tunkeu-
tumistason alapuolella ei ole sellaista pehmeää maakerrostumaa, johon paalut saat-
taisivat tunkeutua ja siten menettää kantavuutensa tai joka saattaisi puristua kokoon
ja aiheuttaa paalujen painumia.

3.1.2 Tutkimusmenetelmät ja -määrät

Kenttä- ja laboratoriotutkimuksien määrät ja käytettävät menetelmät on nykyisissä
ohjeissa jätetty suurelta osin pohjarakennesuunnittelijan päätettäväksi. Tämä on var-
sin ymmärrettävää, koska tarvittavat tutkimukset ovat kovin kohdekohtaisia. Maape-
räsuhteet voivat olla hyvinkin yksinkertaisia ja vaihtelu rakennuspaikalla erittäin vä-
häistä. Toisaalla taas kantavien kerrosten yläpinnan vaihtelut voivat olla hyvinkin
jyrkkiä ja maakerrokset erittäin vaihtelevia. Tästä johtuen ohjeissa on annettu vain
hyvin yleispiirteisiä ohjeita tutkimuspisteiden väleistä ja näytteenotto on jätetty täysin
suunnittelijan harkintaan.

Onkin erittäin tervetullutta, että ollaan ottamassa käyttöön suunnittelijoiden pätevyys-
vaatimukset ja että niissä on korostettu suunnittelijan käytännön kokemusta. Tällöin

pohjatutkimusten ohjelmointi on aina ammattihenkilön vastuulla ja tutkimusten laadun pitäisi näin ollen parantua viimeaikaisiin suorituksiin nähden.

Suomalaisissa ohjeissa viitataan pohjatutkimusten osalta yleisesti Talonrakennuksen pohjatutkimusohjeisiin TPO-83 /19/. Lähteen mukaan maakerrokseen tukeutuvilla paaluilla perustettaessa sopiva tutkimuspisteiden väli on 5-15 m. Tarvittaessa tutkimuspisteiden väliä on pienennettävä, erityisesti eri perustamistapojen rajakohdissa. Perustamistason alapuolisten kerrosten maalajit, kerrosrajat ja tiiviydet on luotettavasti määritettävä. Luotettava määrittäminen edellyttää kairausten ulottamista perustamistason alapuolelle sekä näytteenottoa kerroksista.

Euronormi 7:ssä sopivaksi tutkimuspisteiden väliksi annetaan 20...40 metriä. Pisteiden väli ei normissa ole riippuvainen perustamistavasta. Vaativimmassa 3-luokassa (2.3) on normin mukaan usein tarpeen tehdä täsmällisempiä lisätutkimuksia.

Taulukossa 3-1 on esitetty ohjeiden antamia vähimmäisvaatimuksia kairausmäärille paaluilla perustettaessa:

Taulukko 3-1 Vähimmäisvaatimuksia pohjatutkimuksille

	ENV 1997-1 NAD (FIN)	TPO-83
Tutkimuspisteiden väli	20...40 m	5...15m
Tutkimuspisteiden syvyys	5 x paalun halkaisija tavoitetason alapuolelle	Tavoitetason alapuolelle
Kalliopinnan varmistus	Poraus kolme metriä kallioon	Porakonekairauksin
Tutkimusalueen laajuus	Paalun pituuden verran rakennuksen reunojen ulkopuolelle	Alue- ja tonttitutkimusten yhteydessä.

Euronormeissa esitetyt tutkimuspisteiden välit ovat varmaankin hyvin sopivia Itämeren eteläpuolisten alueiden pohjatutkimuksiin. Suomessa pohjasuhteiden vaihtelu voi olla hyvinkin jyrkkäpiirteistä johtuen maastamme myllertäneistä jääkausista. Täten TPO-83 mukainen tutkimustiheys on varsin oikeaa suuruusluokkaa.

Maakerrosten varmennus näytteenotoilla ja maan geoteknisten mitoitusarvojen määrittäminen laboratorio- tai in situ-kokeiden perusteella on paalutuksen kunnollisen suunnittelun suorittamiseksi välttämätöntä. Ilman mitoitusarvojen luotettavaa määrittämistä paalujen loppulyöntiohjeen laskeminen ja tunkeutumissyvyyden määrittäminen varsinkin häiriintyvissä moreenikerroksissa jää koepaalutuksen ja PDA-mittausten varaan.

Suomalaiset ohjeet eivät anna minkäänlaisia vähimmäisvaatimuksia laboratoriomäärittämiselle. TPO-83 mainitsee kuitenkin, että jokaisessa tutkimusvaiheessa tarvitaan maanäytteiden otto mitoitusarvojen määrittämiseksi. Euronormi 7, Osa 2: Laboratoriomenetelmät geoteknisessä suunnittelussa /20/ sisältää minimilukumäärät maakerroksesta tutkittaville maanäytteille eri mitoitusarvojen luotettavaa määrittämistä varten. Normissa annetut näytemäärät tulisi ottaa ja tutkia jo hanke- ja tonttitutkimusvaiheissa, jolloin rakennuksen paikka ja perustamistapa pääsääntöisesti määräytyy.

Nykyisin aivan liian usein pohjatutkimukset jätetään minimivaatimustason alapuolelle. Voisikohan syynä olla LPO-87:ssä esitetyt loppulyöntivaatimukset ja niillä saavutettavat geotekniset kantavuudet, joihin tukeudutaan lähes joka kohteessa, eikä nähdä

tarpeelliseksi määrittää paalujen kantavuuksia sen tarkemmin. Kuitenkin monessa kohteessa olisi saavutettavissa tutkimuskustannuksiin nähden huomattavia työnäikaisia säästöjä, mikäli kantavuuksia eri tunkeutumissyvyyksillä tarkasteltaisiin esimerkiksi kairausvastuksiin perustuvilla kantavuuskaavoilla, ja saadut tulokset varmennettaisiin huolellisesti suunnitellulla koepaalutuksella.

3.1.3 Pohjatutkimusmenetelmät paaluilla perustettaessa.

3.1.3.1 Yleistä

Kohteen pohjasuhteiden selvittämiseksi on rakennuspaikalla suoritettava maastotutkimuksia sekä tehtävä laboriomiäärityksiä kohteesta otetuille maanäytteille. Maastotutkimusten tarkoituksena on selvittää maakerrosten kerrosrajat ja laboratoriotutkimuksilla sekä in-situ kokeilla määrittää maakerrosten geotekniset ominaisuudet.

3.1.3.2 Maastotutkimusmenetelmät

Suomessa käytettävät maastotutkimusmenetelmät on kuvattu Suomen geoteknillisen yhdistyksen julkaisemissa kairausoppaissa:

- Kairausopas I /21/
 - Painokairaus
 - Tärykairaus
 - Heijarikairaus
- Kairausopas II /22/
 - Siipikairaus
- Kairausopas III /23/
 - Maanäytteiden ottaminen geoteknillisiä tutkimuksia varten
- Kairausopas IV /24/
 - Pohjavedenpinnan ja huokosvedenpaineen mittaaminen
- Kairausopas V /25/
 - Porakonekairaus
- Kairausopas VI /26/
 - CPTU/Puristinkairaus
 - Puristin – heijarikairaus.

Ulkomailla yleisesti käytössä oleva maastotutkimusmenetelmä SPT-kairaus (Standard Penetration Test) ei ole Suomessa saanut kunnollista jalansijaa. Syynä tähän on menetelmän maittain vaihtelevat laitteistot sekä suoritus- ja tulkintaohjeet, joita ei yrityksistä huolimatta ole saatu yhtenäistettyä. Meillä myös pohjavesi on yleisesti varsin ylhäällä, jolloin menetelmän vaatiman esireiän pysyminen avonaisena vaatisi lähes aina suojaputken käyttämistä. Hyvänä puolena menetelmästä voisi mainita kairauksen yhteydessä saatavien näytteiden suuren määrän.

3.1.3.3 Laboratoriotutkimukset

Maastosta otetuille näytteille tehdään pohjatutkimusohjelman mukaiset laboratorio-kokeet. Laboratoriokokeilla pyritään selvittämään maakerrosten geotekniset ominaisuudet. Laboratoriotutkimusten suoritusta ja tulosten tulkintaohjeita on esitetty julkai-

ussa Geotekniset laboratorio-ohjeet GLO-85 /27/. Eurocode7 Osa 2 /20/ sisältää viitteitä erilaisille laboratoriotutkimuksille eri maissa hyväksytyihin standardeihin.

3.1.3.4 Suositeltavat kairausmenetelmät teräsbetonisilla lyöntipaaluilla perustettaessa.

Ohjeissa ei ole määrätty, mitä tutkimusmenetelmiä kulloinkin tulisi käyttää. Joitain ohjeita on annettu parhaiten soveltuvista menetelmistä. TPO-83 /19/ mukaan maakerrokseen tukeutuvia paaluperustuksia varten tutkimukset tehdään yleensä paino- puristin- ja heijarikairauksin. Kallioon tukeuduttaessa käytetään porakonekairauksia kallio-pinnan varmistamiseksi. Puristinkairaus soveltuu erittäin hyvin kitka- ja koheesiopaalujen geoteknisen kapasiteetin mitoitukseen.

Betonipaaluilla perustettaessa paras kairausmenetelmä on ehdottomasti puristin – heijarikairaus. Yhdellä kairausmenetelmällä saadaan tällöin selvitettyä sekä kerrosraajat että tavoitetasot. Verrattuna painokairaukseen pehmeiden kerrosten rajat saadaan määritettyä yhtä luotettavasti ja kitkamaalajien kerrosrajat ovat jopa tarkemmin määritettävissä. Pelkällä heijarikairauksella ei pystytä juurikaan määrittämään pehmeiden kerrosten kerrosrajoja tai tiiveyksiä. Puristinkairalla (CPT) ei puolestaan päästä tunkeutumaan tiiviisiin kitkamaakerrokseen tai moreeniin. Vaikkakin CPT-kairauksessa vastusten mittaus tapahtuu kärjestä, niin sillä saavutetusta suuremmasta tarkkuudesta ei ole juurikaan hyötyä paalutuksen suunnittelussa.

Aina ei kuitenkaan ole mahdollista käyttää puristin – heijarikairausta. Laitteistoja ei maassamme ole riittävästi, että ne kerkiäisivät suorittamaan kaikki paalutuskohteiden kairaukset. Tällöin on syytä käyttää paino- tai puristinkairausta pehmeiden kerrosten kerrosrajojen määrittämiseen ja heijarikairausta tavoitetason määrittämiseen.

Painokairaukset porakonekairauksilla tehdyillä kallionpinnan määrittämisillä täydennettyinä soveltuvat hyvin kohteisiin, joissa kallio-pinnan päällä ei ole tiiviitä maakerroksia, joihin paalut voisivat tukeutua. Myös kohteissa, joissa pehmeiden kerrosten alla olevan moreenikerroksen yläpinta on erittäin tiivis, on syytä varmistaa tiiviin kerroksen paksuus porakonekairauksin.

3.1.3.5 Suositeltavat laboratoriotutkimusmenetelmät ja in-situ-kokeet teräsbetonisilla lyöntipaaluilla perustettaessa.

Mitään erityisesti suositeltavia laboratoriokoemenetelmiä ei paalulla perustettaessa ole. Kuitenkin on syytä määrittää kunkin kerroksen maalaji vähintään silmämääräisesti sekä kerroksen vesipitoisuus. Kantavista kerroksista tulisi määrittää lisäksi rakeisuus, jolloin maalajin häiriintymisherkkyttä ja sen vaikutusta paaluttamiseen voidaan arvioida. Määrittämällä kerrosten kitkakulmat voidaan paalun kantavuus laskea myös staattisia kantavuuskaavoja käyttäen.

3.2 Kohteissa tehdyt pohjatutkimukset

3.2.1 Pohjatutkimusten pisteytys

Kohteiden pohjatutkimuksien vertailua varten pohjatutkimusasiakirjoista laskettiin seuraavat tiedot:

1. Kairauspisteiden määrät kairausmenetelmittäin [kpl]

2. Kairausten päättämisen syy ja selvästi tavoitetason yläpuolelle jätettyjen kairausten lukumäärä. [kpl]
3. Siipikairauspisteiden, pohjaveden havaintoputkien sekä huokospainekairausten lukumäärät. [kpl]
4. Näytteenottopisteiden määrä, sekä otetuille näytteille tehtyjen maalaji-, vesipitoisuus-, hienousluku-, rakeisuus- humuspitoisuus- ja kartiokoemääritysten lukumäärä. [kpl]

Koska mitään olemassa olevaa kaavaa ja pisteytysjärjestelmää ei pohjatutkimusten arvioimiseksi ole käytettävissä, niin kohteiden vertailua varten laadittiin pisteytysjärjestelmä. Pisteitä annetaan käytetyn kairausmenetelmän, tehtyjen laboratoriomääritysten ja in-situ kokeiden sekä pohjavesihavaintojen mukaan. Saadut pisteet kerrotaan kohteen vaativuuden mukaan määräytyvällä vertailukairaustiheyden, A_{k0} , ja kohteen rakennuspohjan alan, A_R , suhteella.

Tutkimuskohteissa vertailukairaustiheydeksi, A_{k0} , valittiin 50 m^2 , joka vastaa noin 7 m pisteväliä. Kyseinen väli on valittu TPO-83:ssa esitetyn paaluille perustettavien kohteiden suositellun pistevälin 5-15 m perusteella. Pisteväli valittiin lähelle suosituksen pienintä pisteväliä, koska kohteet kuuluvat geotekniseen vaativuusluokkaan AA (2.3).

Tutkimuskohteissa kairauksista voi saada enintään 5 pistettä, jos paalujen tunkeutuvuus on parhaalla mahdollisella tavalla selvitetty kairaamalla tiheydellä kairauspiste/ A_{k0} .

Näytteenotolla varmistetuista maakerroksista ja näytteistä ja in-situ-kokeista määritetyistä maaparametreista voi saada enintään 15 pistettä, jos kaikki paalutuksen kannalta merkittävät maaparametrit on määritetty tiheydellä näytteenottopiste ja/tai in-situ-mittauspiste/ $4A_{k0}$, eli neljää kairausta kohden olisi yksi näytteenotto/in-situ-mittauspiste.

Pohjavesiputkista tehdyistä niin pitkäaikaisista pohjavesihavainnoista, että niillä voidaan selvittää keskimääräiset pohjavesipinnat ja niiden vaihtelurajat, voi saada enintään 2,5 pistettä, mikäli pohjavesitarkkailu on tehty tiheydellä pohjavesiputki/ $10 \cdot A_{k0}$, eli kymmentä kairauspistettä kohden olisi yksi pohjavesiputki.

Jos pohjatutkimuksia on tehty tiheämmin enimmäispisteet ovat kuitenkin $5+15+2,5 = 22,5$ pistettä/ A_{k0} .

3.2.1.1 Kairausten pisteytys P_k :

Jokaisesta suoritetusta kairauksesta annetaan menetelmän mukainen pistemäärä seuraavasti:

- Painokairaus 2 pst
- Porakonekairaus paalujen tunkeutumistason alapuolelle kantavaan kerrokseen tai kallioon 1 pst (Herttoniemenrannan kohteessa käytetty kairausvastuksen rekisteröivistä porakonekairauksista annettu heijarikairausta vastaava pistemäärä 3 pst.)
- Puristinkairaus 2 pst. (Ei oltu käytetty missään kohteessa)
- Puristin – heijarikairaus 5 pst.

- Heijarikairaus 4 pst.
- Lyöntikairaus tai porakonekairaus, joka ei ulotu paalujen tavoitetason alapuolelle tai kallioon 0 pst.
- Koekuoppa, mikäli on määritetty kivisyys ja lohkareisuus 2 pst., muutoin 0 pst.
- Mikäli kairaus on päätetty selkeästi paalujen tavoitetason yläpuolelle, vähennetään kustakin tällaisesta kairauksesta 1 pst.

3.2.1.2 Näytteiden pisteytys P_n :

Näytteenotosta ja geoteknisten mitoitussarvojen määrittämisestä pisteitä annetaan seuraavin perustein:

- Pintakerroksen läpäistävyyden (kivisyyden ja lohkareisuuden) määrittäminen 0-3 pst. Maksimipisteet saa, kun pintakerroksen rakeisuuskäyrä ja kivisyys ja lohkareisuus määritetty syvyysuunnassa <2 m välein otetuista näytteistä tai riittävän syvästä koekuopasta
- Pehmeiden kerrosten maalajien ja vesipitoisuuden määrittäminen ja määrittämissä väli 0-3 pst. 3 pistettä saa, kun vesipitoisuus on määritetty syvyysuunnassa <2 m välein.
- Pehmeiden kerrosten hienousluvun ja rakeisuuden määrittäminen ja määrittämissä väli 0-3 pst. Maksimipisteet saa, kun molemmat määrittäykset suoritettu <2 m välein syvyysuunnassa. Hienouslukujen määrittämisestä saa pisteen ja rakeisuuskäyrästä 2 pst.
- Siipikairaus rinnastetaan laboratoriomäärittäykseen. Siipikairauksen perusteella saadaan varsin hyvät tiedot pehmeiden kerrosten ominaisuuksista ja siitä annetaan enimmillään sama pistemäärä kuin kahdesta edellisestä 6 pst, mikäli se on tehty <2 m välein syvyysuunnassa koko pehmeiden kerrosten korkeudelta.
- Kantavan kerroksen näytteenotto rakeisuuden ja vesipitoisuuden määrittäminen 0-6 pst. Maksimipisteet saa, kun moreenikerroksesta on otettu näyte siitä on määritetty vesipitoisuus ja rakeisuus.

3.2.1.3 Pisteet pohjavesihavainnoista P_w :

Mikäli kohteeseen on asennettu pohjavesiputki ja pohjavedestä on yksi havainto, niin siitä saa yhden pisteen. Mikäli on tehty havaintoja pidemmällä aikavälillä, ja tiedossa on pohjaveden alimmat ja ylimmät tasot, sekä pohjavedenkeskitaso, niin pisteitä tulee maksimissaan 2,5.

3.2.2 Kohteiden pohjatutkimusten arviointi pisteytyksen perusteella

Taulukossa 3-2 on esitetty yhteenvetona edellä esitetyn pisteytysjärjestelmän perusteella kohteille saadut kokonaispistemäärät $P_T = P_k + P_n + P_w$.

Taulukko 3-2: Tutkimuskohteiden saamat pistemäärät, suurimmat ja pienimmät arvot vahvennettu. Taulukossa on esitetty myös tutkimuskohteiden rakennuspohjien alat A_R sekä kairausstiheydet A_k

		Tontti/		kairaus-						$P_T \cdot A_{k0}$ $P_k \cdot A_{k0}$		
kohde	kortteli	R:no	A_R	pisteitä	A_k	P_k	P_n	P_w	P_T	A_R	A_R	
Vihilahti	511	31	855 m ²	8	107 m ²	15			15	0,88	0,88	
	511	32	750 m ²	6	125 m ²	12			12	0,80	0,80	
	511	35	1275 m ²	25	51 m ²	67	44		111	4,35	2,63	
	511	36/6	750 m ²	13	58 m ²	36			36	2,40	2,40	
	511	36/7	675 m ²	11	61 m ²	31			31	2,30	2,30	
	yhteensä		4305 m ²	63	68 m ²							
Vilusenkangas	5848	24	400 m ²	4	100 m ²	7	20		27	3,38	0,88	
	5848	23	440 m ²	9	49 m ²	16	12		28	3,18	1,82	
	5848	21	350 m ²	1	350 m ²	1			1	0,14	0,14	
	yhteensä		1190 m ²	14	85 m ²							
Tilanhoitaja	36221	1/2	610 m ²	6	102 m ²	30			30	2,46	2,46	
	36221	1/1	580 m ²	6	97 m ²	30	54	1	85	7,33	2,59	
	36217	2	600 m ²	7	86 m ²	35			35	2,92	2,92	
	36216	1/2	515 m ²	5	103 m ²	22	20		42	4,08	2,14	
	36216	3/3	430 m ²	6	72 m ²	30			30	3,49	3,49	
	36216	3/2	475 m ²	8	59 m ²	30	12		42	4,42	3,16	
	36216	1/1	1820 m ²	18	101 m ²	83	84		167	4,59	2,28	
	36216	3/1	920 m ²	11	84 m ²	39	16		55	2,99	2,12	
	yhteensä		5950 m ²	67	89 m ²	299	186	1	486	4,08	2,51	
Herttoniemi	43/43273	4/A-B	682 m ²	31	22 m ²	67	88		155	11,36	4,91	
	43/43273	4/C	326 m ²	25	13 m ²	47	24		71	10,88	7,20	
	43/43273	4/D	280 m ²	10	28 m ²	20	32		52	9,29	3,57	
	43/43273	4/E-F	832 m ²	29	29 m ²	47	80		127	7,63	2,82	
	Yhteensä		2120 m ²	95	22 m ²	181	224	0	405	9,55	4,27	
Arabia	laatat	6	4290 m ²	89	48 m ²	157	104		261	3,04	1,83	
	laatat	7	4688 m ²	90	102 m ²	141	212		353	3,76	1,50	
	laatat	8	5126 m ²	30	171 m ²	92	64		156	1,52	0,90	
	yhteensä		14104 m ²	165	85 m ²	390	380	0	770	2,73	1,38	
kaikki kohteet yhteensä			27669 m ²	404	68 m ²	1055	866	1	1922	3,47	1,91	

Helsingin kaupungin kohteita on syytä käsitellä kokonaisuuksina, koska niissä pohjatutkimukset on tehty koko kohdetta varten saman pohjatutkijan toimesta ja pohjatutkimukset on esitetty yhdessä pohjatutkimusraportissa. Sen sijaan Tampereen kaupungin kohteissa jokainen yksittäinen rakennus on erillinen projekti, johon on laadittu omat pohjatutkimusasiakirjat.

3.3 Pohjatutkimusten esittäminen

3.3.1 Yleistä

Pohjatutkimusten esittämisestä ja merkinnöistä on annettu ohjeita ja suosituksia julkaisuissa /13/ ja "PRP-84, Pohjarakennuspiirustusohjeet" /28/. Julkaisussa /28/ esitetyt piirustusmerkinnät ovat joiltain osin vanhentuneet.

3.3.2 Tutkimuskohteiden pohjatutkimusten esitystapa ja suosituksia

Tutkituissa kohteissa oli pohjatutkimusten esitystapa melko lailla samantyyppinen. Yleensä kaikki kairauspisteet oli esitetty poikkileikkauksissa, mutta joissakin pitkälti automaattisesti tehdyissä asiakirjoissa sama kairauspiste saattoi esiintyä perättäisissä samansuuntaisissa leikkauksissa. Poikkileikkauksia ei oltu vaakasuunnassa ”kutistettu”, jolloin tulkintavirheet vähenevät.

Mittakaavat ja merkinnät oli osattu valita siten, että kuvat olivat luettavissa. Osassa kohteista mittakaavat olivat jopa tarpeettomankin suuria, jolloin piirustuksista tulee hankalasti käsiteltäviä. Tutkimuskohteiden perusteella suositellaan piirustuksissa käytettäväksi yleisesti mittakaavaa 1:200. Pohjatutkimusmerkinnät ovat tällöin vielä varsin hyvin luettavissa sekä karttapiirroksista, että leikkauksista. Laajempien kohteiden karttapiirroksia voidaan kutistaa jopa mittakaavaan 1:500, mikäli tutkimuspisteiden tiheys ei ole kovin suuri.

Varsinaisia pohjatutkimusselostuksia kohteista ei ollut käytettävissä. Niitä ei joko oltu arkistoitu, tai sitten pohjatutkimusten toimeksiannot olivat olleet niin vahvasti kytköksissä pohjarakennesuunnitteluun, että kohteista on laadittu ainoastaan perustamistapaehdotukset tai pohjarakennusselostukset.

Pohjatutkimusselostuksesta tulisi käydä selville vähintään seuraavat seikat:

- kohteen yksilöintitiedot
- suoritettujen tutkimusten määrä, käytetyt laitteistot ja menetelmät,
- tutkimusten suoritusajankohta
- aiemmat tutkimukset, joiden tietoja on käytetty hyväksi,
- käytetty korkeusjärjestelmä ja kiintopiste,
- kohteen yleistopografia ja kasvillisuus,
- alueen geologiset muodostumat,
- pohjavesiolosuhteet,
- maakerrosten yleiskuvaus,
- kalliotopografia ja kallion laatu ,
- selvitys maaperän tai pohjaveden aggressiivisuudesta,
- tiedot jätetäytöistä tai saastuneista maakerroksista,
- pohjatutkimuspiirustusten piirustusluettelo.

Pohjatutkimusselostukseen tulisi jatkossa kiinnittää enemmän huomiota. Vaikka asiakirjalla on rakentamisessa vähäinen juridinen merkitys, ellei sitä ole siirretty tai liitetty pohjarakenneselostukseen, niin eri suunnitteluosapuolille se olisi erittäin hyödyllinen tiivistelmä kohteen pohjasuhteista.

3.4 Johtopäätökset pohjatutkimuksista

Kohteille pisteytysmenetelmällä saatiin 0,14...9,55 pistettä/ A_{k0} , painotetun keskiarvon ollessa 3,47. Hyvänä tasona kirjallisuudessa mainittuihin suosituksiin verraten voitaisiin alustavasti pitää 10...20 pistettä/ A_{k0} . Näin ollen kohteissa tehdyt pohjatutkimukset vaikuttavat riittämättömiltä.

Kun verrataan tutkimuskohteiden pohjatutkimuksia yleiseen suomalaiseen tasoon niin täytyy todeta, että muutamaa kohdetta lukuun ottamatta tehdyt pohjatutkimukset ovat hyvää kansallista keskitasoa. Olisikin siis aihetta tutkia laajemmin Suomessa, kuinka korkeilla pistemäärillä ja millaisilla vertailukairaustiheyksillä saadaan riittävät

tiedot paalutusta varten. Tällöin pitäisi kiinnittää huomiota erityisesti paalujen tilauspi-
tuuksien tarkkuuksiin ja paalujen ehjänä säilymiseen lyönnin aikana.

Jotta pisteytyksestä saataisiin kunnollinen työkalu pohjatutkimusten laadun vertai-
luun, olisi siihen otettava mukaan myös pohjarakennesuunnittelijasta ja kohteesta
riippuvia kertoimia. Näihin vaikuttavia tekijöitä ovat mm. pohjarakennesuunnittelijan
paikallistuntemus ja pohjasuhteiden vaihtelevuus sekä lähialueella toteutetuista koh-
teista saatavissa olevat tiedot. Pohjasuhteiden vaihtelevuus ja alueelta saadut koke-
mukset voidaan ottaa huomioon vertailukairaustiheyttä vaihtelemalla. Suunnittelijan
kokemuksen huomioonottavan kertoimen määrittäminen vaatii todellista tietoa suun-
nittelijan ammattitaidosta.

Pisteytyksen kehittäminen auttaisi erityisesti rakennuttajia kokonaistaloudellisesti
edullisimman pohjatutkimustarjouksen valinnassa.

4 PAALUPERUSTUKSEN SUUNNITTELU

4.1 Ohjeet ja määräykset

Varsinaisesti betonipaaluja ja muita lyöntipaaluja käsitellään eurooppalaisessa standardissa EN 12699 "Execution of special geotechnical work. Displacement piles" /29/. Kyseinen standardi on käännetty suomen kielelle ja se tullaan julkaisemaan standardina "SFS-EN12699 Pohjarakennustyöt. Maata syrjäyttävät paalut". Standardi on hyvin yleisluontoinen kokoelma niistä tekstinpätkistä mistä standardin laatijat ovat päässeet yksimielisyyteen. Viisainta onkin suunnittelussa turvautua Suomessa aikaisemmin julkaistuihin ohjeisiin sekä eri euronormien kansallisiin soveltamisasiakirjoihin. Standardissa on kuvattu hyvin pohjatutkimuksissa selvittävät asiat.

4.1.1 Suunnittelijoiden pätevyudet

Rakennuslaki edellyttää suunnittelijalta pätevyyttä suunnitella kohde. Kohteen suunnittelijoiden ja rakentajien pätevyysvaatimukset riippuvat kohteen vaativuusluokasta. Kohteeseen nimettävien vastaavien suunnittelijoiden tulee täyttää luokan asettamat pätevyyskriteerit, jotka on esitetty Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa A2 /17/. Näin ollen paaluille perustettaessa vastaavan pohjarakennesuunnittelijan tulee täyttää seuraavat vaatimukset

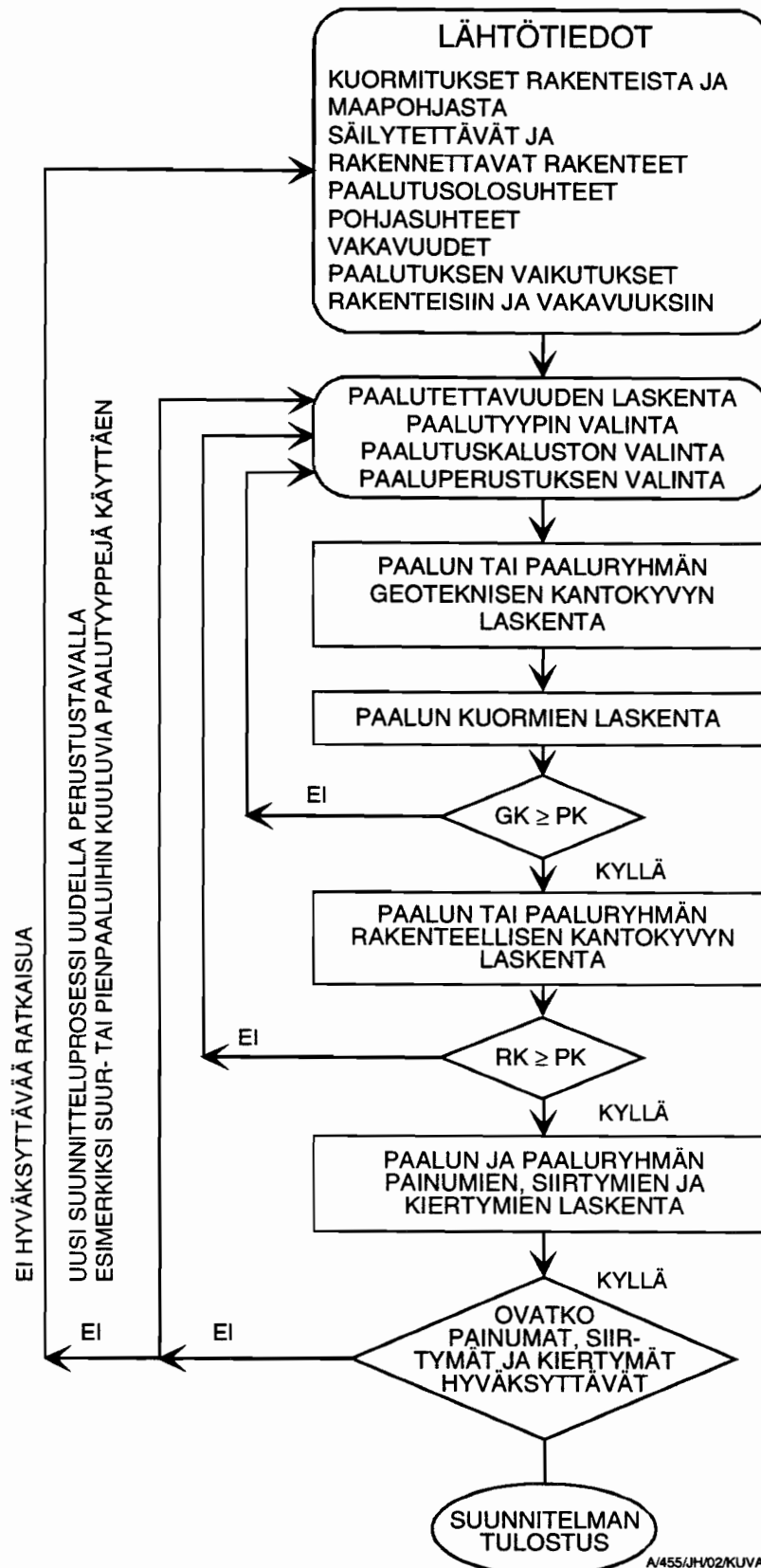
Taulukko 4-1 Geoteknisen suunnittelijan pätevyysvaatimukset /17/

AA (1)	A (2)
Suorittanut vähintään oppimäärän, johon kuuluu: pääainetason opinnäytteet maamekaniikassa ja pohjarakennuksessa, sisältäen maarakennuksen ja ympäristötekniikan opintosuoritukset, sekä sivuainetason opinnot rakenteiden mekaniikassa ja rakenteiden suunnittelussa. Suunnittelukokemusta yleensä vähintään 4 vuotta ja näyttöä 1(AA)-vaativuusluokan pohjarakenteiden geoteknisestä suunnittelusta.	Suorittanut vähintään oppimäärän, johon kuuluu: riittävät opinnäytteet maamekaniikassa ja pohjarakennuksessa (yhteensä vähintään 10 ov) sekä rakenteiden mekaniikassa ja rakenteiden suunnittelussa (yhteensä vähintään 10 ov). Suunnittelukokemusta yleensä vähintään 2 vuotta ja näyttöä pohjarakenteiden geoteknisestä suunnittelusta.

Lähes kaikki paalutettavat kohteet kuuluvat AA-luokkaan lukuun ottamatta ohuehkon täytön lävitse suhteellisen homogeeniseen maaperään tehtäviä paalutuksia kovan pohjan korkeusvaihteluiden ollessa pieniä.

4.1.2 Suunnittelun kulku

Paaluperustuksen toteutussuunnittelun kulku tullaan esittämään uudessa lyöntipaalutusohjeessa /10/ seuraavanlaisena. (Kuva 4-1)



A/455/JH/02/KUVA10_050304

Kuva 4-1 Paaluperustuksen suunnittelun kulku /10/. PK tarkoittaa paalulle laskettua kuormitusta, GK paalun geoteknistä kantavuutta ja RK paalun rakenteellista kantavuutta.

Suunnittelusta vastaa kohteen vastaava pohjarakennesuunnittelija hankkien tarvitsemansa tiedot kohteen muilta suunnittelijoilta.

Paalun geoteknisen ja rakenteellisen kantavuuden laskennalla ei tarkoiteta LPO-87 loppulyöntiohjeeseen viittaamista, kuten nykyisin valitettavan usein on tapana. Tarkemmalla geoteknisellä mitoituksella voitaisiin saavuttaa huomattavia säästöjä lyhyempinä paalunpituuksina. Tämä tarkoittaa suunnitteluun ja pohjatutkimuksiin käytetävän ajan lisäämistä mikä väistämättä merkitsee myös suunnittelukustannusten nousua. Eli rakennuttajien tulisi siirtyä halvimmän vaihtoehdon laskemisesta kokonaistaloudellisesti edullisimman rakenteen etsimiseen. Tällöin ei pelkillä rakentamistalouden opinnoilla pärjätä, vaan on oltava syvällisempää ammattitaitoa ja näkemystä koko rakentamisesta.

Uuden maankäyttö- ja rakennuslain mukaan kohteen vastaava pohjarakennesuunnittelija vastaa kohteen geoteknisestä mitoittamisesta. Vastaava pohjarakennesuunnittelija vastaa myös siitä, että mitoittamiseen on olemassa riittävät lähtötiedot. Tämä on kuitenkin ristiriidassa sen kanssa, että rakennuttaja kilpailuttaa pohjatutkimukset erikseen. Jos rakennuttajat pitävät jatkossakin kukkaronnyörejään yhtä tiukalla kuin nyt, niin vastaavan pohjarakennesuunnittelijan vaikutusmahdollisuudet lähtötietojen hankkimiseen ovat hyvin rajalliset. Tällöin vastuun säilyttäminen hänelle aiheuttaa yleisesti älyttömän suuria varmuustasoja.

4.2 Paalutyypin ja paalutuskaluston valinta

Paalutyypin ja paalutuskaluston valintaan ei Suomessa juurikaan kiinnitetä huomiota. Paalutuskaluston osalta tämä ei kuitenkaan ole suuri puute, koska käytössämme oleva kalusto on maailman huippuluokkaa. Yleisohjeena voitaisiin mainita, että mitä suurempi järkäle, sitä nopeampi upotus. 3 t. järkäleitä ei juurikaan enää käytetä ja paalun pituuden ylittäessä 25 m olisi syytä käyttää 5 t. järkälettä.

Paalutyypin valinnassa ollaan viime aikoina annettu markkinoiden ja hinnan määrätä liian paljon. Pieni pelko on olemassa, että johtaako tämä ”Turun tautiin” laajemminkin Suomessa. Onhan Turun talojen painumien suurin syy 60-luvun kustannustehokkuus, jolloin puupaalujen pitkäaikaiskestävyyteen ei kiinnitetty tarpeeksi huomiota.

Betonipaaluja käytettäessä ollaan paalujen koossa menossa järkevämpään suuntaan. 300*300 mm² paalujen osuus tuotannosta on jo suurempi kuin 250*250 mm² paalujen. Nykyisenlaisten 250*250 mm² betonipaalujen käyttö on järkevää vain kohteissa, joissa paalut upotetaan täysin kivettömän savi-, siltti-, tai hiekkakerroksen lävitse pinnastaan tiukkaan moreenikerrokseen tai niitä käytetään tilapäisrakennusten perustamiseen. Paalujen pituus olisi myös syytä rajata alle 30 metriin, mieluummin alle 12 m pitkiin yksimittaisiin paaluihin. 250*250 mm² tai sitä pienempien betonipaalujen käyttöä ei kuitenkaan tulisi kokonaan kieltää. Tämä voisi vaikeuttaa uusien innovaatioiden käyttöönottoa ja siten vähentää yritysten kiinnostusta tuotekehitykseen. Ja kuten sanottua, niin oikea paalu oikeaan paikkaan.

4.3 Paalun geotekninen kapasiteetti

4.3.1 Ohjeet ja määräykset

LPO-87 /7/ antaa hyvin niukasti ohjeita sellaiseen paalun geotekniseen mitoittukseen, johon ei tarvita työmaamittauksia kuten staattisia tai dynaamisia koekuormituksia.

Ohjeessa on annettu loppulyöntitaulukon lisäksi ns. Krügerin paalutuskaava kitka-paalujen kantavuuden määrittämiseksi loppulyöntien tunkeutuman ja jouston perusteella. LPO-87 ei tietenkään kiellä muiden, kuten kairausvastukseen perustuvien, kantavuuskaavojen käyttöä paalujen geoteknisessä mitoituksessa, mutta viittaukset kaavoihin tai laskentatapoihin puuttuvat. Yhtenä syynä viittausten puuttumiseen on varmaankin ollut muiden ohjeiden puuttuminen LPO-87 valmistumisvaiheessa. Tämänkin vuoksi ohjeen päivittäminen on ajankohtaista.

Oikeimmaksi todettu kantavuuden laskentatapa on kairausvastusten perusteella laskettu kantavuus. Kyseiset laskelmat voidaan tehdä esimerkiksi Suurpaalutusohjeen (SPO-2001) /18/ ohjeen mukaan.

SFS-ENV 1997-3 /30/ liitteissä on esitetty paalun kantokyvyn laskenta puristin-kairausvastuksen ja pressometrikokeen perusteella. Näistä jälkimmäinen on Suomessa sen verran harvoin käytetty koemenetelmä, että kyseisellä laskentamenetelmällä ei liene tällä hetkellä suurtakaan merkitystä suomalaisille paalusuunnittelijoille.

Paalun geotekninen kapasiteetti määritetään yleensä yksiselitteisenä arvona. On kuitenkin tärkeää erottaa maaperän erilaiset toimintatavat kuormituksen nopeuden suhteen. Maan ja paalun välinen adheesio ottaa hyvin vastaan lyhytaikaisia kuormituksia, kun taas pysyviä kuormia vastaan se ajan mittaan lakkaa toimimasta. Kitkavoimat ottavat vastaan sekä lyhyt- että pitkäaikaiset kuormat likimain yhtä hyvin. Paaluilla on siis yleisesti suurempi geotekninen murtokapasiteetti lyhytaikaisille kuin pitkäaikaisille kuormille.

Kohteen vastaava pohjarakennesuunnittelija vastaa paalujen geoteknisen kapasiteetin määrittämisestä. Määrittäminen tulisi tehdä vähintään kahdella eri menetelmällä, joiden luotettavuutta voidaan keskenään vertailla. Mikäli pohjasuhteet ovat senkaltaiset, että tukipaalujen tukeutumistaso voidaan helposti määrittää, niin pelkkä loppulyöntiohjekin yksinään riittää. Muissa tapauksissa on tehtävä mitoituslaskelmia, joita sitten voidaan verrata esimerkiksi koekuormitusten avulla saataviin vastuksiin. Seuraavissa kappaleissa on esitetty eri menetelmiä paalun geoteknisen kapasiteetin määrittämiseksi. Kappaleessa 4.3.2 esitetään eri tapoja loppulyöntiohjeen määrittämiseksi tukipaaluille ja tukipaalun kapasiteetin määrittämistä loppulyöntipainumien ja joustojen perusteella. Kappale 4.3.3 puolestaan käsittelee varsinaisia geoteknisiä mitoituslaskelmia, joiden avulla kitkapaalujen kapasiteetti eri tunkeutumistasoilla voidaan määrittää.

4.3.2 Paalun loppulyöntiohjeen määrittäminen

4.3.2.1 LPO-87 loppulyöntiohje.

Hannu Jokiniemi on lisensiaatintutkimuksessaan /31/ pyrkinyt jäljittämään LPO-87 loppulyöntiohjeiden (taulukko 5.5622b) määrittämisperusteita ja päätenyt siihen, että ne on määritetty vapaasti putoaville (hydrauli)järkeleille seuraavan iskuaaltoteoriaan perustuvan kaavan avulla:

$$s = \frac{25M_H \times (60\sqrt{H} \times 0,995^{L_p} - F \times \sigma_{sall})^2}{2E_p A_p \rho_p \sqrt{H} \times 0,995^{L_p}} \quad (4.1)$$

jossa M_H liikkuvan osan massa [kg]
 H liikkuvan osan pudotuskorkeus [m]

L_P	paalun pituus [m]
F	kokonaisvarmuuskerroin
σ_{sall}	sallittu geotekninen kantavuus [MPa] (IB lk:9 MPa; II lk: 7 MPa ja III lk:5 MPa)
E_P	paalumateriaalin kimmomoduli [MPa]
A_P	paalun poikkileikkauspinta-ala [m ²]
ρ_P	paalun tiheys [kg/m ³]
s	pysyvä painuma iskulla [mm]

Kaavassa oletetaan, että paalu kantaa ainoastaan kärjellään ja että kärkivastus on ideaaliplastinen. Iskuaallon oletetaan vaimenevan 0,5% paalun pituusmetriä kohden.

Lisäksi on iskuaaltomittausten perustella arvioitu, että iskusta aiheutuu paalun yläpäähän seuraavanlainen maksimijännitys /Broms/:

$$\sigma^* = 30\sqrt{H} \quad [\text{MPa}], \quad [H] = [\text{m}] \quad (4.2)$$

Kaava (4.2) perustuu 250*250 mm² ja 300*300 mm² betonipaaluille 1960-luvulla ja 1970 luvun alussa tehtyihin iskuaaltomittauksiin. Paalun poikkileikkausmittojen kasvaessa maksimijännitys pienenee, mikäli järkäleen paino ja pudotuskorkeus pysyvät samoina. Iskuaaltoteoriaa hyväksikäyttäen voidaan osoittaa, että järkäleen painolla on vähäinen vaikutus paaluun syntyvään maksimijännitykseen. Maksimijännitys riippuukin pääasiassa liikkuvan osan nopeudesta ja iskutyynyn pehmikkeiden jäykkyydestä. Liikkuvan osan massan kasvattaminen pidentää iskun kestoa, jolloin paaluun iskusta siirtyvän energian määrä suurenee ja tämän johdosta paalu tunkeutuu maahan suuremmalla järkäleellä paremmin. Lyönnin aiheuttaman iskuaallon pituutta voidaan arvioida kaavasta /Broms/:

$$\lambda = 3 \times \frac{M_H}{A_P \rho_P} \quad [\text{m}] \quad (4.3)$$

Pidempikestoinen iskuaalto voi johtaa siihen, että sama iskuaalto kulkee useampia kertoja paalun poikkileikkauksessa jolloin jännitys voi kertaantua. Kaavalla (4.3) laskettaessa 250*250 mm² paalulle aiheutuu 4 t. järkäleestä noin 75 m pituinen, ja 7 t. järkäleestä noin 135 m pituinen iskuaalto. Eli 4 t. järkäleellä lyötäessä 10m pituista paalua voi saman iskun aallon häntä summutua alaspäin menevään iskuaaltoon jopa 4 kertaa ja 7 t. järkäleellä jopa 7 kertaa. Iskuaalto kuitenkin vaimenee koko ajan edetessään sekä paalun, että paalua ympäröivän maan vaikutuksesta Yleensä järkäleen painon kasvattaminen tonnilla lisää maksimijännitystä noin 5-10%, kun pudotuskorkeus on sama.

Vaijeriripusteisille järkäleille LPO-87 taulukko (5.5622a) on laadittu siten, että kaavalla (4.1) hydraulijärkäleille laskettuja pudotuskorkeuksia on kasvatettu 20%, ja pyöristetty seuraavaan 50 millimetriin.

Ratkaisemalla kaavasta (4.1) kokonaisvarmuuskerroin F LPO-87 taulukossa 5.5622b esitettyjen loppulyöntivaatimusten ja pudotuskorkeuksien arvoilla, huomataan niiden vaihtelevan eri paalutusluokissa seuraavasti:

$$F = \frac{60\sqrt{H} \times 0,995^{L_p} - \sqrt{\frac{2E_p \times A_p \times \rho_p \times \sqrt{H} \times 0,995^{L_p} \times s}{25M_H}}}{\sigma_{sall}} \quad (4.4)$$

- IB	2,38...2,52
- II	2,53...2,95
- III	2,67...3,27

Varmuustasojen vaihtelu johtuu siitä, että taulukko on pyritty pitämään mahdollisimman yksinkertaisena eli sama painumaehto kattaa kaikki paalunpituudet ja toisaalta järkäleen massasta riippumatta iskunpituus on sama. Tällainen yksinkertaistus johtaa siihen, että taulukon optimointi kaikilla paalunpituuksilla ja järkälekooilla lähelle tiettyä varmuuskerrointa on hyvin vaikeaa.

Paalun kantavuus lasketaan varmuuskertoimen, sallitun geoteknisen kantavuuden ja paalun pinta-alan perusteella seuraavalla kaavalla:

$$P_u = F \times \sigma_{sall} \times A_p \quad (4.5)$$

Sijoittamalla kaava (4.5) kaavaan (4.4) saadaan paalun kantavuus laskettua tunkeuman, pudotuskorkeuden, järkäleen painon ja paalun pituuden perusteella seuraavasti

$$P_u = F \times \sigma_{sall} \times A_p = \left(60\sqrt{H} \times 0,995^{L_p} - \sqrt{\frac{2E_p \times A_p \times \rho_p \times \sqrt{H} \times 0,995^{L_p} \times s}{25M_H}} \right) \times A_p \quad (4.6)$$

Poistamalla paalun sisäistä vaimennusta kuvaava termi $0,995^{L_p}$ kaavasta (4.6), saadaan seuraavanlainen kaava paalun kantavuudelle:

$$P_u = F \times \sigma_{sall} \times A_p = \left(60\sqrt{H} - \sqrt{\frac{2E_p A_p \rho_p \sqrt{H} s}{25M_H}} \right) \times A_p \quad (4.7)$$

Ja vastaavasti loppulyöntiohjeen määrittämiseksi saadaan kaava:

$$s = \frac{25M_H \times (60\sqrt{H} - F \times \sigma_{sall})^2}{2E_p A_p \rho_p \sqrt{H}} \quad (4.8)$$

Kaavat antavat negatiivisia murtokapasiteetin arvoja viimeisen sarjan painuman ylitäessä ~100...400 mm. Lisäksi kaavan perusteena olevat oletukset maksimi lyöntijännityksistä ja iskuaallon pituudesta eivät ole yleispäteviä paalutuslaitteille, vaan iskuaallon muoto ja voimakkuus voivat vaihdella paljonkin iskutyynyn pehmikkeiden vaikutuksesta.

4.3.2.2 Loppulyöntiohjeen laskenta Krügerin paalutuskaavalla

LPO-87 /7/ antaa kitkapaalujen loppulyöntiohjeen määrittämistä varten seuraavanlaisen murtokuorman laskentakaavan:

$$P_u = 0,8 \times \frac{k \times h}{s + \frac{c}{2}} \times Q_H \times \left(1 - 0,1 \frac{Q_p}{Q_H} \right) \quad (4.9)$$

jossa	P_u	paalun murtokuorma
	k	korjauskerroin, $k=1,0$ jos järkäle putoaa täysin vapaasti (hydrauliijärkäleet) ja $0,8$ mikäli järkäle on kiinni yksinkertaisella vaijerilla
	h	järkäleen pudotuskorkeus
	Q_H	järkäleen paino (massa $\times$ kiihtyvyys g) [kN]
	Q_p	paalun paino iskutyynyn ja mahdollisen apupaalun paino mukaanluettuina [kN]
	s	pysyvä painuma keskimäärin iskua kohti viimeisellä loppulyöntisarjalla [mm]
	c	maan, paalun ja mahdollisen apupaalun jousto [mm]

Mikäli joustoa ei voida jostain syystä mitata (esim. paalutusta suunniteltaessa), voidaan sen suuruus arvioida seuraavanlaisella kaavalla, kun paalutuskalusto tunnetaan:

$$c = \frac{P_u \times L_E \times 10^3}{A_p \times E_p} + \frac{P_u \times L_a \times 10^3}{A_a \times E_a} \quad (4.10)$$

jossa	c	maan, paalun ja mahdollisen apupaalun jousto [mm]
	P_u	paalun murtokuorma
	L_E	$Q_H/W_p \leq L_p$ (W_p = paalun paino pituusmetriä kohden [kN]) ekvivalentti paalunpituus jolla oletetaan olevan sama jousto kuin maalla ja paalulla yhteensä.
	A_p	paalun poikkileikkausala [mm ²]
	E_p	paalumateriaalin kimmomoduli [kN/mm ²]
	L_a	apupaalun pituus
	A_a	apupaalun poikkileikkausala [mm ²]
	E_a	apupaalun materiaalin kimmomoduli [kN/mm ²]

Koska suunnitteluvaiheessa joustoa ei voida mitata, niin alustavan loppulyöntiohjeen laskemiseksi sijoitetaan jouston kaava (4.10) Krügerin kaavaan (4.9), ja muodostetaan aputermit:

$$a = \left(\frac{L_E \times 10^3}{A_p \times E_p} + \frac{L_a \times 10^3}{A_a \times E_a} \right) / 2 \quad (4.11)$$

$$b = 0,8 \times k \times H \times Q_H \times \left(1 - 0,1 \times \frac{Q_p}{Q_H} \right) \quad (4.12)$$

Ratkaisemalla näin saatavan 2. asteen yhtälön positiiviset arvot, saadaan murtokuorman kaava muotoon:

$$P_u = \frac{-s + \sqrt{s^2 + 4ab}}{2a} \quad (4.13)$$

Vastaavasti loppulyöntiehto voidaan laskea kaavalla:

$$s = \frac{b}{P_u} - aP_u \quad (4.14)$$

LPO-87 mukaan kaavaa käytettäessä

- Paalun loppulyöntipainumat saavat olla enintään neljä kertaa niin suuret kuin samaisen ohjeen taulukossa 5.5622 on esitetty.
- Sallittu paalukuorma saa olla enintään yhtä suuri kuin vastaavan tukipaalun geotekninen kantavuus.
- Varmuuskertoimen kaavalla saatavan murtokuorman suhteen täytyy olla vähintään kolme.

Sijoittamalla kaavaan LPO-87 taulukon 5.5622b mukaiset painumat ja lyöntikorkeudet sekä käyttämällä Junttan HHK-sarjan järkäleiden ja kehysten massoja saadaan taulukon 4-2 geotekniset murtokapasiteetit ja sallitut paalukuormat eri paalunpituuksille.

Taulukko 4-2: Krügerin kaavalla lasketut paalujen murtokapasiteetit ja sallitut paalukuormat LPO-87 taulukon 5.622b mukaisille loppulyöntivaatimuksille.

Paalu luokka	Paalu koko [cm²]	s ₁₀ 5ton	P _u						P _{sall} =P _u /3					
			5 m	10 m	15 m	25 m	35 m	50 m	5 m	10 m	15 m	25 m	35 m	50 m
IB	25*25	13	2310	1791	1545	1247	1165	1212	770	597	515	416	388	404
	30*30	10	2802	2154	1846	1582	1610	1647	934	718	615	527	537	549
II	25*25	25	1845	1510	1337	1127	1046	1093	615	503	446	376	349	364
	30*30	20	2235	1813	1595	1396	1425	1463	745	604	532	465	475	488
4ton			5 m	10 m	15 m	25 m	35 m	50 m	5 m	10 m	15 m	25 m	35 m	50 m
IB	25*25	10	2118	1624	1392	1114	1146	1181	706	541	464	371	382	394
	30*30	7	2598	1965	1669	1568	1580	1589	866	655	556	523	527	530
II	25*25	20	1708	1379	1212	1010	1025	1061	569	460	404	337	342	354
	30*30	15	2105	1674	1455	1381	1396	1407	702	558	485	460	465	469
3ton			5 m	10 m	15 m	25 m	35 m	50 m	5 m	10 m	15 m	25 m	35 m	50 m
IB	25*25	7	1890	1429	1214	1085	1117	1130	630	476	405	362	372	377
	30*30	-												
II	25*25	15	1541	1223	1063	979	993	1008	514	408	354	326	331	336
	30*30	10	1943	1504	1354	1358	1347	1310	648	501	451	453	449	437

Taulukossa 4-2 on esitetty lihavoituna arvot, joilla paalun sallittu kuorma olisi yhtäsuuri tai suurempi kuin kyseisen luokan tukipaalulle samoilla loppulyöntiehdolla sallittu kuorma.

Taulukko 4-2 osoittaa, että laskettaessa kaavalla loppulyöntitaulukon mukaisesti lyötyjen paalujen kantavuutta, ei LPO-87 mukaista kokonaisvarmuutta $F \geq 3$ saavuteta kuin kaikkein lyhyimmillä paaluilla. Tämä tarkoittaa sitä, että pitkät kitkapaalut tulisi lyödä tiukempaan kuin tukipaalut, jotta niille voitaisiin sallia samansuuruiset kuormat kuin samanpituisten tukipaaluille. Lyhyet kitkapaalut voitaisiin jättää samanpituisten tukipaaluja löyhempään. Maalaisjärjellä ajateltuna ei kuulosta kovin loogiselta.

Kaava on yleisen dynaamisen paalutuskaavan muotoa (ks. 4.3.2.3), mutta siihen on lisätty vaimennusta ja paalun painoa huomioiva lisäkerroin, joka kitkapaalujen laskennassa toimii täysin päinvastaiseen suuntaan kuin olisi järkevää.

Kitkapaaluille ei tulisi lainkaan antaa loppulyöntivaatimusta, vaan pelkästään tavoite-taso ja kenties matka, jonka paalun täytyy tunkeutua tietyllä lyöntivastuksella (is-kua/0,5m), jolloin voidaan varmistua sen riittävästä tunkeutumasta haluttuun kerrok-seen. Vaippavastushan kehittyy paaluun vasta upotuksen päättymisen jälkeen ja sen kehittymisaika ja lopullinen suuruus ovat voimakkaasti riippuvaisia maalajista. Näin ollen upotuksen aikana mitattujen loppulyöntipainumien ja joustojen käyttäminen kit-kapaalun lopullisen kapasiteetin laskentaan ei tunnu kovin järkevältä.

Kitkapaalujen mitoittamisessa pohjasuhteiden tuntemus nousee suureen rooliin. Mitä paremmat tiedot maakerrosten ominaisuuksista on, niin sitä pienempää kokonais-varmuuskerrointa suunnittelussa uskaltaa käyttää.

Kun puolestaan verrataan Krügerin kaavan antamia tuloksia suoraan PDA-mittauksen perusteella saataviin tuloksiin, voidaan päätellä kaavan jossain määrin aliarvioivan paalujen kantavuuksia. Kohdassa 4.3.2.4 on vertailtu eri kaavoilla ja PDA-mittauksilla kohteissa lyödyille paaluille saatuja kantavuuksia.

4.3.2.3 Loppulyöntiohjeen laskenta dynaamisella paalutuskaavalla

Pasi Korkeakoski on esittänyt lisensiaatintyössään ”RR-Teräsputkipaalutus /32/ seu-raavan muotoisen dynaamisen paalutuskaavan:

$$P_u = K \frac{E_{mx}}{s + \frac{1}{2}c} \quad (4.15)$$

jossa	P_u	paalun murtokuorma [kN]
	K	paalun kärjen tukeutumiskerroksen tiiveydestä riippuva ker-roin; $K=0,65 \dots 0,8$ kun paalun kärki on maakerroksessa, $K=0,8 \dots 1,0$, kun paalun kärki on kalliossa
	E_{mx}	paaluun iskusta siirtynyt energia [kN-mm]
	s	paalun kyljestä mitattu pysyvä painuma iskulla [mm]
	c	paalun kyljestä mitattu jousto iskulla [mm]

Iskusta paaluun siirtyvää energiaa voidaan arvioida kaavalla:

$$E_{mx} = k_1 \times k_2 \times W_H \times H \quad (4.16)$$

jossa	k_1	järkäletyypistä johtuva kerroin 0,6 vaijeriripusteisille järkäleille 0,85 hydraulijärkäleille 1,0 kiihdytetyille hydraulijärkäleille
	k_2	Iskutyynyn ja –suojan vaikutukset huomioiva kerroin, yleen-sä 0,9
	W_H	järkäleen paino [kN]
	H	iskunpituus [mm]

Jos kohteesta on jo käytettävissä PDA-mittaustietoa samankokoisista paaluista, niin lyönnin energiamäärät voidaan määrittää saatujen tehokkuuslukujen perusteella.

Koska myös jousto on tuntematon suunnitteluvaiheessa, voitaisiin sen suuruutta ar-vioida kaavan (4.10) avulla. Sijoittamalla murtokuorman laskentakaavaan jouston laskentakaava päädytään seuraavanlaiseen murtokuorman yhtälöön:

$$P_u = \frac{K \times E_{mx}}{s + \frac{1}{2} P_u \times \left(\frac{L_E}{A_p \times E_p} + \frac{L_a}{A_a \times E_a} \right)} \quad (4.17)$$

Käyttämällä hyväksi kohdassa 4.3.2.2 muodostettua aputermiä a , saadaan murtokuorma ratkaisemalla muodostuvan toisen asteen yhtälön positiiviset arvot seuraavasti:

$$P_u = \frac{-s + \sqrt{s^2 + 4aKE_{mx}}}{2a} \quad (4.18)$$

vastaavasti loppulyöntiehto voidaan laskea kaavasta:

$$s = \frac{K \times E_{mx}}{P_u} - aP_u \quad (4.19)$$

4.3.2.4 Kaavojen vertailu kohteissa tehtyihin PDA-mittauksiin

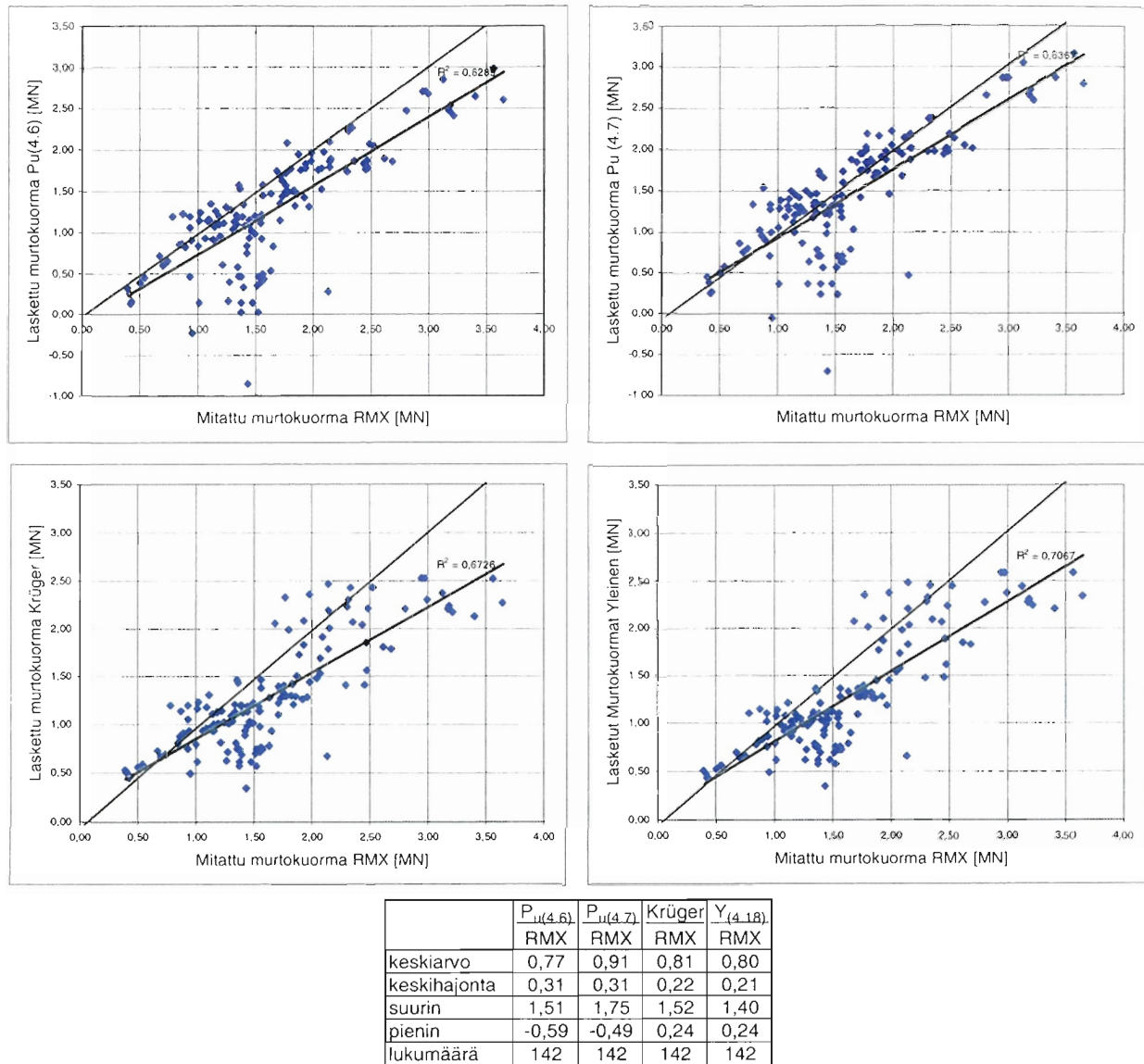
Tutkimuskohteissa PDA – mitattuja paalujen staattisia vastuksia verrattiin samoista paaluista kaavoilla (4.6), (4.7), (4.9), ja (4.18) laskemalla saataviin murtokapasiteetteihin. Kaavoilla laskettaessa käytettiin paalutuspöytäkirjoihin merkittyjä iskunpituuksia ja loppulyöntipainumia. Jousto arvioitiin tarvittaessa kaavan (4.10) avulla. Tutkimuskohteiden lisäksi vertailussa on mukana Oikorata Kerava – Lahti SRU2, Pukinkallion ratasillan välituille tehtyjen PDA – mittausten ja kaavoilla saatavien kantavuuksien vertailua. Oikoradan osalta tiedot on kerätty Tampereen teknillisen yliopiston paalutusmittausraporteista 030609V, 030624M, 030707T ja 030709V.2, sekä paalun T5/1 ensimmäisen kuormituksen osalta mittauspöytäkirjasta.

Eri kohteista mitatut PDA-tulokset ja kaavoilla saadut murtokapasiteetit on esitetty liitteen 2 taulukoissa.

Krügerin kaavan k -kertoimen arvona on käytetty vapaasti putoavalle järkäleelle suositeltua arvoa 1.

Yleisen dynaamisen paalutuskaavan K -kertoimena on käytetty tiukkaan moreeniin tukeutuvalle paalulle soveltuvaa arvoa 0,8. Järkäletyypin mukaisena kertoimena k_1 on käytetty kiihdytetyillä A-sarjan järkäleillä arvoa 1, ja muilla järkäleillä arvoa 0,85. Isku-tyynyn ja -suojan vaikutukset huomioivalle kertoimelle k_2 on käytetty arvoa 0,9.

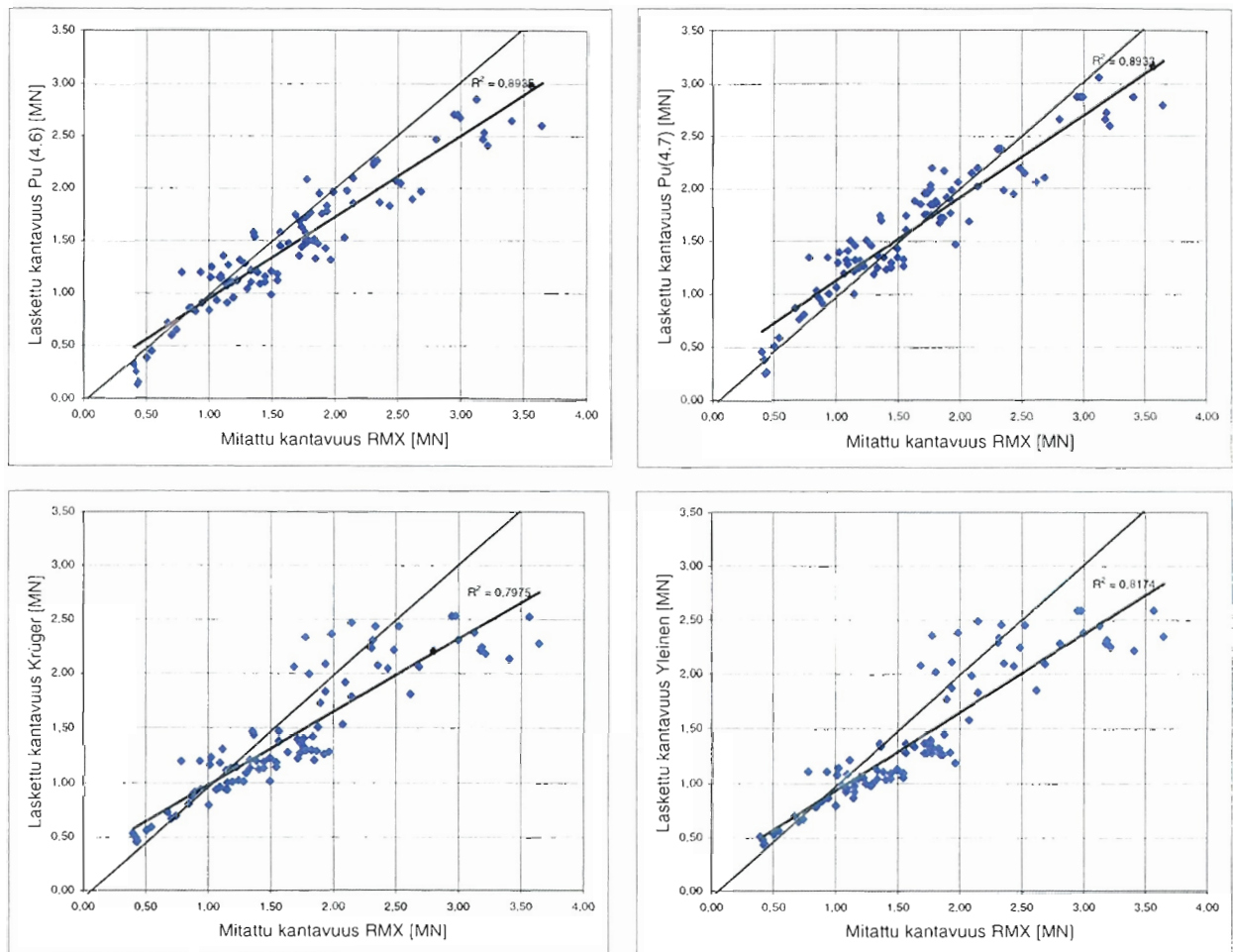
Kuvassa 4-2 on esitetty eri kantavuuskaavojen perusteella laskettujen murtokuormien ja PDA-mitattujen murtokuormien suhde. Kuvaajista on jätetty pois niiden paalujen tulokset, joissa PDA-mittauksen yhteydessä paaluun syntynyt jännitys ylittää LPO-87/7/ paalulle lyönnin aikana sallitun jännityksen vähintään 15%, eli $\sigma_{dc} = RMX/A_p \geq 115\% \cdot \sigma_{dcsall}$.



Kuva 4-2: Kaavoilla laskettujen murtokuormien suhteet PDA-mitattuihin RMX-murtokuormiin

Kuvaajista on havaittavissa, että RMX-murtokuorman arvoilla välillä 1-2MN on kaavoilla saatu huomattava määrä RMX-kantavuutta pienempiä tuloksia. Nämä tulokset ovat paaluista, joiden set-up-aika on huomattavan pitkä, jolloin niille on upotuksen jälkeen todennäköisesti kehittynyt vaippavastusta, jota ei vielä upotuksen loppuvaiheessa ole ollut, joten se ei ole päässyt vaikuttamaan kantavuuskaavojen lähtötietoihin.

Kun kuvaajista jätetään pois niiden paalujen tulokset, joissa set-up aika on pidempi kuin 7d, PDA-mittaustulosten ja laskettujen kapasiteettien korrelaatiot paranevat. (Kuva 4-3)



	$P_u(4.6)$	$P_u(4.7)$	Krüger	$Y_{(4.18)}$
	RMX	RMX	RMX	RMX
keskiarvo	0,89	1,02	0,89	0,87
keskihajonta	0,17	0,17	0,18	0,16
suurin	1,51	1,70	1,52	1,40
pienin	0,31	0,60	0,62	0,60
lukumäärä	95	95	95	95

Kuva 4-3: Kaavoilla laskettujen murtokuormien suhde PDA-mitattuihin RMX-murtokuormiin, kun set-up aika $\leq 7d$

On huomattava, että PDA-mitattu kantavuus on saatu yleensä huomattavasti pidemmällä iskulla, kuin mitä loppulyönneissä on käytetty. Näin ollen kaavojen ja PDA –mittausten lähtöarvot ovat erilaiset joten tulokset eivät ole suoraan keskenään vertailukelpoisia. Vertailun tarkoituksena on tutkia kaavojen käyttökelpoisuutta loppulyöntiöihin määrittämisessä.

Taulukoista ja kuvaajista voidaan havaita, että kaavat korreloivat varsin hyvin PDA –tulosten kanssa, varsinkin kun mittaus suoritetaan pian upotuksen jälkeen. Kaikilla kaavoilla saadut murtokapasiteetin arvot ovat pääsääntöisesti PDA-mitattuja staattisia vastuksia pienempiä. Kun PDA-mitattu RMX-estimaatti ylittää 1,62 MN, joka on sama kuin IB-luokan 300*300 mm² murtokapasiteettivaatimus, niin paalutuskaavojen ja PDA-mitatun kapasiteettiin korrelaatio heikkenee. Tämä johtunee PDA-mittauksen

suorituksesta. Kun riittävä kapasiteetti on saavutettu, niin paalusta ei ole mitattukaan maksimivastusta, vaan on tyydytty sallittuun kuormaan nähden kaksinkertaiseen vastukseen. Toinen vastaavanlainen rykelmä, jossa kaavoilla saatavat kapasiteetit ovat PDA-mitattuja kapasiteetteja suurempia, on noin 0,9 MN kohdalla. Tällöin ovat kyseessä II-luokan 250*250 mm² paalut, tai 300*300 mm² III-luokan paalut, joiden sallitut kuormat ovat 437,5 kN ja 450 kN.

Kaavan (4.7) tuloksista on suuri osa suurempia kuin PDA – mitatut staattiset vastukset. Lisäksi kaavan antamien tulosten keskiarvo on ainoana kaavoista PDA-mitattuja tuloksia suurempi, kylläkin vain hieman.

Set-up ajan pidetessä eivät kaavat enää toimi. Tällöin kaavoilla saadut tulokset jäävät huomattavasti pienemmiksi kuin PDA – mittauksen RMX-vastus (Vihilahti tontit 18 ja 36-6). Tämä ei ole mitenkään yllättävää, onhan kaavoissa käytettävät lähtöarvot mitattu upotuksen loppuvaiheessa. Painuman ollessa kovin suuri ja set – up – ajan ollessa pitkä, on kohteessa haettu paaluille vaippakantavuutta eli paalut ovat alkaneet toimia enemmän kitkapaaluina. Tällöin kaavoissa pitäisi käyttää loppulyöntipainumien sijaan set-up ajan kuluttua jälkilyönneistä mitattuja arvoja. Tämäkään ei anna välttämättä oikeaa tulosta, koska kantavuuskaavat soveltuvat parhaiten tuki-paaluille.

Varsinkin iskuaaltoteoriasta johdetuilla kaavoilla (4.6) ja (4.7) geotekninen murtokapasiteetti laskee nopeasti loppulyöntipainumien kasvaessa. Näin ollen niitä käytettäessä tulisi pitäytyä 10...50 mm loppulyöntiehdossa. Toisaalta, kun kyseessä on tukipaalu, ei 50 mm suurempia loppulyöntipainumia muutoinkaan pitäisi sallia. Paalukoon 350*350 mm² (Arabianranta laatta 7) murtokapasiteettisuhteissa ei ole havaittavissa eroa 300*300 mm² kokoon, vaikka teorian mukaan maksimijännitystä kuvaavaa termiä ($30\sqrt{H}$) pitäisi pienentää, jolloin kaavoilla saatavat kantavuudet pienenisivät.

Edellä tehtyjen vertailujen perusteella voidaan kuitenkin päätellä vertailtujen kaavojen ja niille suositeltujen kertoimien toimivan varsin hyvin ainakin Junttan – HHK- sarjan järkäleille ja paalukokoon 350*350 mm² asti.

4.3.2.5 Loppulyöntiehtojen määrittäminen paalutuskaavoilla

Kaavoilla saadut kapasiteetit ovat pääsääntöisesti jonkin verran pienempiä, kuin paaluista on PDA-mittauksissa saatu mobilisoitua. Otos on kuitenkin suppea (4kohdetta), joten tämän otoksen perusteella ei voida vielä päätyä saman varmuuskertoimen käyttöön paalutuskaavoilla laskettaessa ja PDA – mitattaessa. PDA-mittaukset tehdään upotetusta paalusta, jolloin todelliset olosuhteet tulevat esille. Järkäleen tehokkuus ja maan vastus pystytään mittaamaan oikeanlaisena. Vaikka iskuaaltomittauksissakin on epävarmuustekijöitä, erityisesti mittaajan ammattitaitoon ja kokemukseen liittyviä, voidaan niitä kuitenkin pitää vähäisempinä, kuin paalutuskaavoihin liittyviä epävarmuustekijöitä. Paalutuskaavojen käytön yhteydessä onkin syytä pitäytyä Pohjarakennusohjeissa 1988 /13/ suositellussa kokonaisvarmuusluvussa 2,2.

LPO-87 loppulyöntiohjeet eivät enää herätä paaluttajissa kunnioitusta. Yleisesti on todettu loppulyöntiehtojen olevan liian tiukkoja. Kun kaikille paalunpituuksille ja järkäleille käytetään samaa varmuuskerrointa, niin päästään jonkin verran väljempiin loppulyöntivaatimuksiin. Taulukossa 4-3 on esitetty eri paalutuskaavoilla lasketut loppulyöntiehdot 300*300 mm² betonipaaluille ja Junttan HHK-4 ja HHK-5 järkäleille. Kaikissa kaavoissa on käytetty kokonaisvarmuuslukuna $F=2,2$. Iskun- ja paalunpituudet ovat LPO-87 taulukon 5.5622b mukaiset.

Taulukosta on jätetty pois paalutusluokka III. Kyseinen luokka tulee jäämään pois uudessa LPO-2004:ssä.

Taulukko 4-3: Paalutuskäyttöä saatavat loppulyöntiehdot LPO-87 mukaisilla paalun- ja iskunpituuksilla $F=2,2$

Paalu						Järkäle			Dyn. kertoimet			s_{10}			LPO 87
koko	L_p	Lk	E_p	σ_{sall}	P_u	H	M_H	Q_H	k_1	k_2	K	(4.1)	Krüger	$Y_{(4.19)}$	
						Junttan HHK-4									7
300*300	5	IB	35355	9	1,782	0,25	4000	30	0,85	0,9	0,8	12	26	20	
300*300	10	IB	35355	9	1,782	0,27	4000	30	0,85	0,9	0,8	12	14	9	
300*300	15	IB	35355	9	1,782	0,29	4000	30	0,85	0,9	0,8	13	2	-2	
300*300	25	IB	35355	9	1,782	0,32	4000	30	0,85	0,9	0,8	13	-5	-6	
300*300	35	IB	35355	9	1,782	0,35	4000	30	0,85	0,9	0,8	13	-4	-2	
300*300	50	IB	35355	9	1,782	0,40	4000	30	0,85	0,9	0,8	12	-4	5	
						Junttan HHK-4									15
300*300	5	II	33541	7	1,386	0,24	4000	30	0,85	0,9	0,8	24	38	31	
300*300	10	II	33541	7	1,386	0,26	4000	30	0,85	0,9	0,8	26	29	23	
300*300	15	II	33541	7	1,386	0,28	4000	30	0,85	0,9	0,8	27	20	15	
300*300	25	II	33541	7	1,386	0,31	4000	30	0,85	0,9	0,8	27	15	14	
300*300	35	II	33541	7	1,386	0,34	4000	30	0,85	0,9	0,8	26	16	19	
300*300	50	II	33541	7	1,386	0,39	4000	30	0,85	0,9	0,8	26	17	28	
						Junttan HHK-5									10
300*300	5	IB	35355	9	1,782	0,25	5000	37	0,85	0,9	0,8	14	37	29	
300*300	10	IB	35355	9	1,782	0,27	5000	37	0,85	0,9	0,8	15	25	18	
300*300	15	IB	35355	9	1,782	0,29	5000	37	0,85	0,9	0,8	16	14	8	
300*300	25	IB	35355	9	1,782	0,32	5000	37	0,85	0,9	0,8	16	-4	-7	
300*300	35	IB	35355	9	1,782	0,35	5000	37	0,85	0,9	0,8	16	-2	-2	
300*300	50	IB	35355	9	1,782	0,40	5000	37	0,85	0,9	0,8	15	1	6	
						Junttan HHK-5									20
300*300	5	II	33541	7	1,386	0,25	5000	37	0,85	0,9	0,8	33	54	44	
300*300	10	II	33541	7	1,386	0,27	5000	37	0,85	0,9	0,8	34	46	37	
300*300	15	II	33541	7	1,386	0,29	5000	37	0,85	0,9	0,8	35	37	30	
300*300	25	II	33541	7	1,386	0,32	5000	37	0,85	0,9	0,8	35	24	20	
300*300	35	II	33541	7	1,386	0,35	5000	37	0,85	0,9	0,8	35	27	26	
300*300	50	II	33541	7	1,386	0,40	5000	37	0,85	0,9	0,8	34	30	37	

Kaavalla (4.1) laskettuna, kokonaisvarmuuskerrointa $F=2,2$ käyttäen, loppulyöntiehdot jäävät väljemmiksi kuin LPO-87:ssä. Saadut loppulyöntiehdot ovat kuitenkin varsin hyvin linjassa TTY-PML:n tekemien iskuaaltomittausten kanssa. Paalutusluokassa IB dynaaminen paalutuskaava antaa huomattavasti erilaisia tuloksia, kuin iskuaaltoteoriaan pohjautuva paalutuskaava. Osassa tapauksista paalun riittävän kapasiteetin savuttamiseksi paalun tulisi nousta jopa ylöspäin. Tämä johtuu yksinkertaisesti siitä, että paalutuskaavan antama tulos on suoraan riippuvainen iskuenergiasta, eikä kaavalla voida "ekstrapoloida" kantavuutta suurempaa iskunpituutta vastaavaksi. Loppulyöntitaulukon mukaisilla iskunpituuksilla ei siis dynaamisia paalutuskaavoja käytettäessä päästä kuin tietyn suuruisiin kapasiteetteihin. Paalutusluokassa II eri kaavojen tulokset ovat lähempänä toisiaan.

Iskuaaltoteoriaan pohjautuva paalutuskaava antaa varsin samansuuruisia loppulyöntiehtoja kussakin paalutusluokassa paalunpituudesta riippumatta. Tämä on varsin luonnollista, onhan LPO-87 loppulyöntitaulukko laadittu juuri tähän kaavaan perustuen, ja iskunpituudet eri paalunpituuksille valittu siten, että loppulyöntiehto olisi sama kaikille paalunpituuksille.

4.3.2.6 Johtopäätöksiä paalutuskaavoista

Vaimennuksen vaikutuksen poistaminen iskuaaltoteoriaan pohjautuvasta paalutuskaavasta (4.1) johtaa kokonaisvarmuuden liialliseen pienenemiseen PDA-mittauksiin nähden. Näin ollen kaava (4.7) lienee syytä jatkossa unohtaa.

Aineiston perusteella voitaisiin suositella paalutusluokan II tukipaaluille, jotka upotetaan Junttan – HHK sarjan järkäleillä, loppulyöntiehdon määrittämistä kaavalla (4.1) käyttäen kokonaisvarmuuslukuna $F=2,2$. Yli 50 mm ja alle 10 mm loppulyöntiehtoja ei kuitenkaan tulisi kaavojen perusteella antaa. Tulos tulee varmistaa työmaalla tehtävin painuma- ja joustomittauksin, joiden perusteella kapasiteetti lasketaan käyttämällä kaavaa (4.15). Dynaamista paalutuskaavaa käytettäessä on syytä mitata painuma ja jousto pidemmällä iskulla kuin loppulyöntitaulukoissa on annettu. Mikäli käytetään muunlaista järkälettä, on syytä tukeutua LPO – loppulyöntitaulukoihin.

Paalutusluokassa IB voidaan alustava loppulyöntiohje määrittää joko LPO-87 taulukon 5.5622 mukaan tai kaavan (4.1) avulla. Loppulyöntiehdot on varmistettava kohteen alkaessa joko dynaamisin tai staattisin koekuormituksin. Käytetyn aineiston ja laskelmien perusteella dynaamisilla paalutuskaavoilla saadaan varsinkin pitkille IB luokan paaluille ”ylitiukkoja” loppulyöntiehtoja, jolloin myöskin painuma- ja joustomitauksen perusteella laskettavat kapasiteetit jäävät pienemmiksi kuin PDA-mitatut staattiset vastukset. Dynaamisia paalutuskaavoja käytettäessä loppulyöntiehtojen määrittämiseksi olisikin käytettävä suurempia iskunpituuksia. Tämä ei kuitenkaan ole suotavaa paalun kestävyyskannalta.

Paalutuskaavoilla saatavien tulosten suhde todelliseen kapasiteettiin riippuu hyvin paljon paalutuslaitteen iskuenergian oikeasta arvioinnista. Kuten aikaisemmin on todettu, niin eri valmistajien laitteilla on toimintatavasta johtuen hyvinkin erilaiset tehokkuusluvut. Tämän lisäksi tehokkuuteen vaikuttavat myös laitteen huolto, ja iskusuojan kunto. Jotta suunnittelijoilla ja valvojilla olisi oikeaa ja puolueetonta tietoa kohteessa käytettävän järkäleen tehokkuudesta, niin olisi syytä perustaa erillinen paalutuskonerekisteri. Rekisteriin tallennettaisiin tehtyjen PDA-mittausten perusteella jokaisen suomalaisen paalutuskoneen tehokkuusluvut eri lyöntikorkeuksilla, jolloin urakoitsijavalinnan jälkeen voitaisiin loppulyöntiehdot tarkistaa juuri sille laitteistolle, joka kulloinkin on käytössä. Sopiva ylläpitäjä tällaiselle rekisterille voisi olla joko SML tai SGY tai TTY:n Pohja- ja maarakenteiden laboratorio.

Loppulyöntiehdon määrittäminen kitkapaaluille on käytännössä mahdotonta. Loppulyöntiehdon sijasta olisi syytä määrittää kullekin paalulle upotustaso ja lisäksi upotustiukkuus, joka täytyy ylittyä tietyllä matkalla upotuksen loppuvaiheessa. Näin toimimalla pystytään varmistumaan paalun tukeutumisesta oikeaan maakerrokseen. Upotustiukkuuden määrittäminen vaatii vielä jonkin verran jatkotutkimusta, jotta saataisiin tietoa paalun käyttäytymisestä erityyppisissä maakerroksissa upotuksen aikana.

4.3.3 Paalun geoteknisen kantavuuden määrittäminen mitoituslaskelmin

Kohteissa, joissa on paksuja ja häiriintyneitä kitkamaakerroksia, ei ole järkevää määrittää paalun geoteknistä kapasiteettia loppulyöntitunkeutuman perusteella. Mikäli moreeni sisältää silttiä 15% tai enemmän, niin se häiriintyy upotuksen aikana siinä määrin, että upotustiukkuus ei juurikaan muutu upotussyvyyden kasvaessa. Myöskään PDA-mittauksilla ei yleensä saada mobilisoitua suuria vastuksia heti upotuksen pää-

tyttyä. Kun odotetaan 1...7 d ennen mittausten suorittamista, niin paalun staattinen vastus voi olla jopa useita kertoja upotuksenaikaista vastusta suurempi.

Tästä syystä onkin kitkapaalun geotekninen kapasiteetti syytä laskea kairausvastusten perusteella tai staattisin kantavuuskaavoin. Yleisesti voidaan todeta, että heijarikairausvastuksien perusteella saadut tulokset jonkin verran aliarvioivat paalun geoteknistä murtokuormaa. Staattisella kantavuuskaavalla saatu murtokapasiteetti puolestaan on erittäin herkkä käytettäville maaparametrien arvoille (tehokas tilavuuspaino, kitkakulma). Mikäli maaparametrit on määritetty luotettavasti, niin tällöin staattisella kantavuuskaavalla saadaan jonkin verran todellista suurempia geoteknisiä murtokuormia.

4.3.3.1 Paalun kapasiteetin laskenta heijarikairausvastuksen perusteella

Heijarikairausvastuksen perusteella paalujen kapasiteetit voidaan laskea käyttäen apuna SPO-2001 /18/ kohta 7.3.6. Sen mukaan paalun murtokapasiteetti lasketaan seuraavasti:

$$R_c = R_b + R_s \quad (4.20)$$

jossa R_c on paalun murtokapasiteetti
 R_b on paalun kärjen kapasiteetti ja
 R_s on paalun vaipan kapasiteetti

Sallittu paalukuorma lasketaan kokonaisvarmuusmenetelmää käytettäessä seuraavasti:

$$P_{sall} = \frac{R_c}{F} \quad (4.21)$$

jossa P_{sall} on sallittu paalukuorma
 R_c on paalun murtokapasiteetti
 F on laskentatavasta riippuva kokonaisvarmuuskerroin

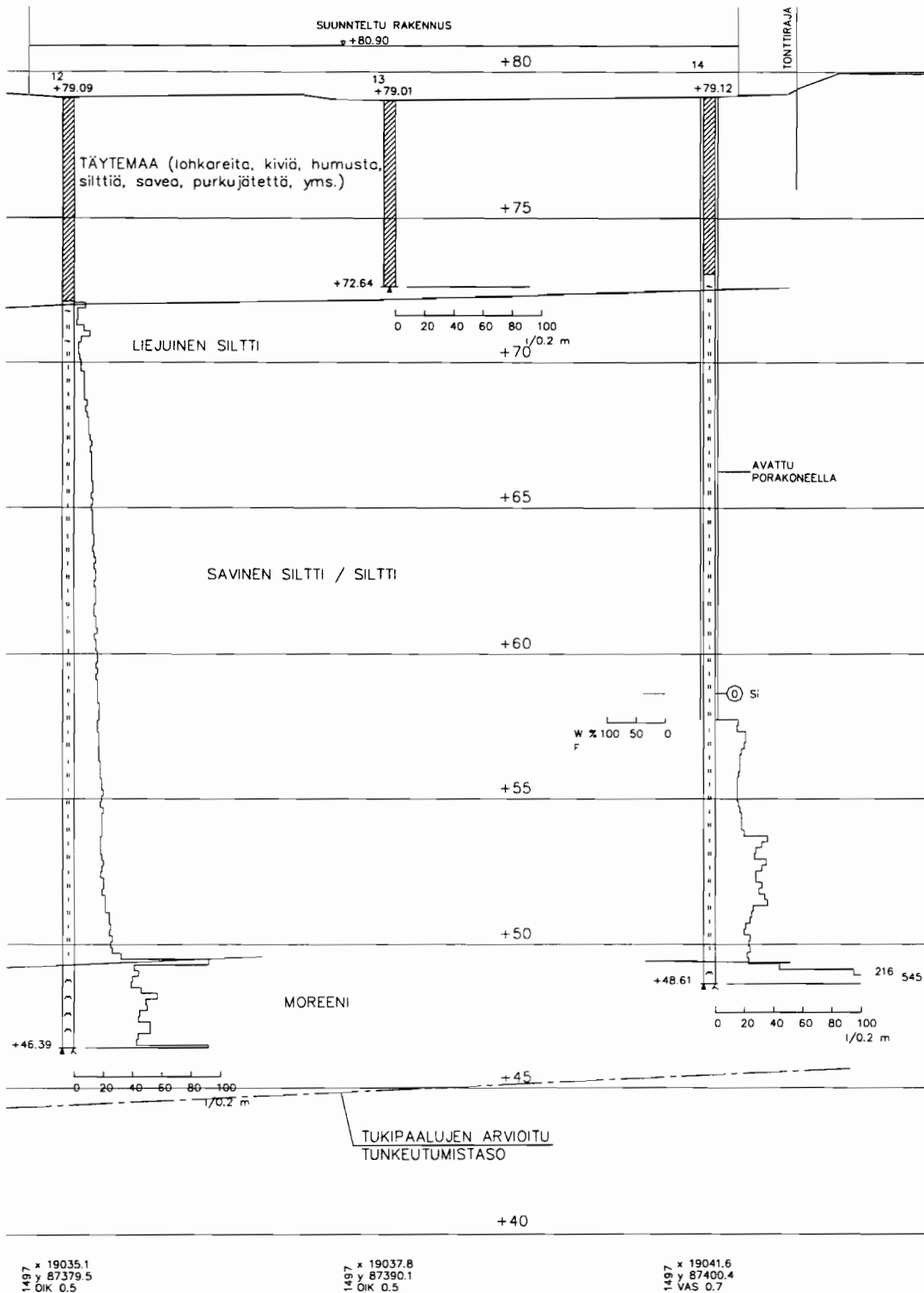
4.3.3.1.1 Paalun murtokapasiteetin ja sallitun paalukuorman laskenta Vihilahden korttelin 511 tontin 37 alueella 1

Kohde on GRLWEAP – analyysiä tehtäessä jaettu kahteen alueeseen, joista toisessa paalut toimivat pääosin tukipaaluina ja toisessa kitkapaaluina. Alueen maanpinta on noin tasolla +79,00. Moreenin yläpinta vaihtelee tasojen +46...54 välillä. GRLWEAP-analyysi on tehty siten, että paalut tunkeutuvat pisimmillään tasolle +50. Mikäli moreenikerroksen yläpinta on tämän tason yläpuolella, niin paalut kantavat pääosin kärjellään ($R_b > R_s$ Alue 2), muutoin vaipallaan ($R_b < R_s$ Alue 1). Moreenikerroksen yläpuolisten kerrosten heijarikairausvastukset eivät alueiden välillä poikkea toisistaan. Maaperä on löyhää tai keskitiivistä savista silttiä $N_{20} < 20$ tasolle +55 asti, jonka alapuolella $N_{20} > 20$. Moreenikerroksen yläpinta on hyvin tiivis, suurin osa kairauksista on päättynyt heti siihen. Pisteessä 18 on päästy tunkeutumaan noin 5m moreenikerrokseen, ja kairausvastus moreenissa on ollut keskimäärin $N_{20} = 70$.

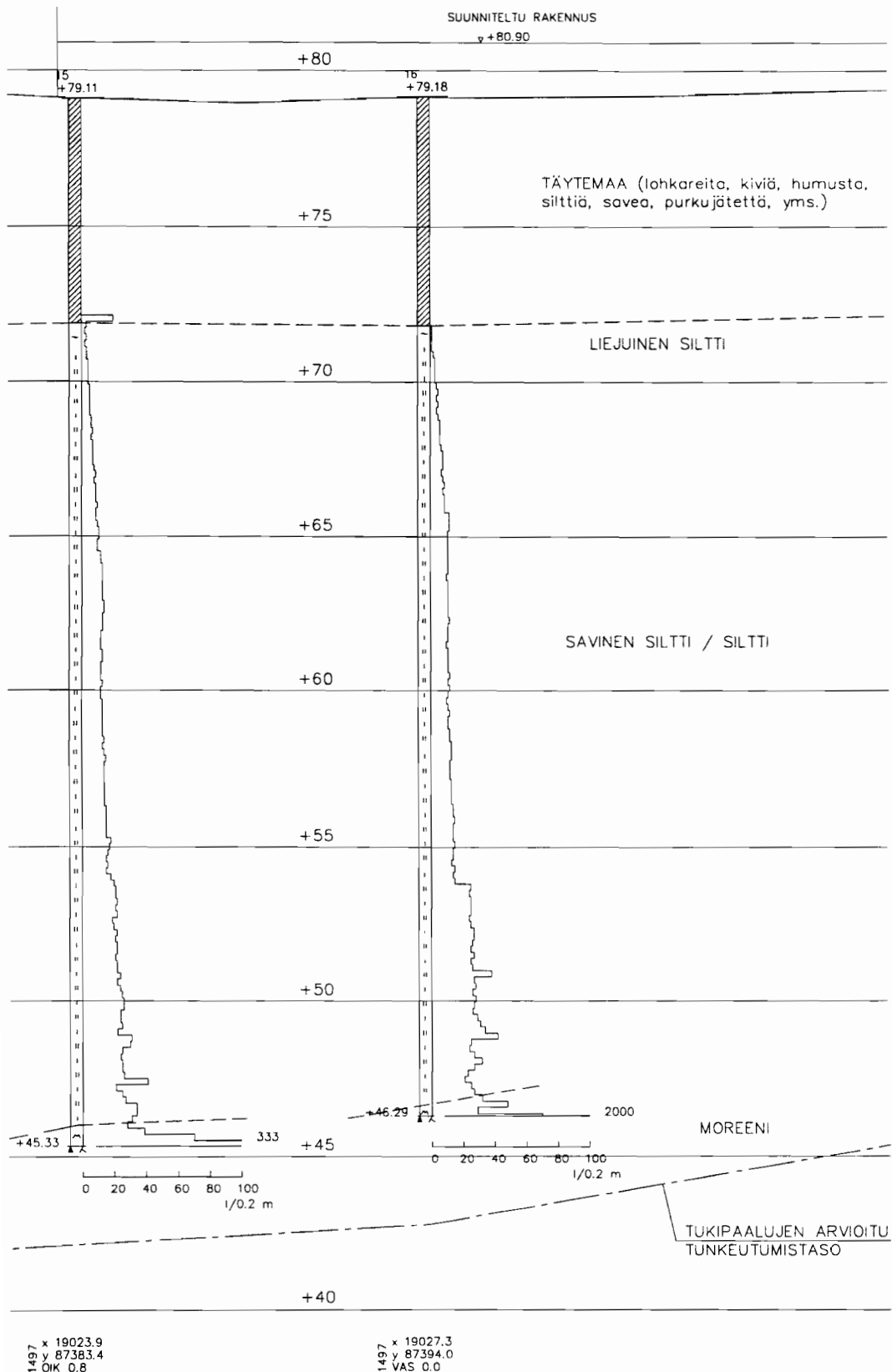
Tutkitaan heijarikairausvastusten perusteella alueen 1 paaluille saatavat geotekniset murtokapasiteetit. Mitoitus tehdään kokonaisvarmuuslukumenetelmää käyttäen, koska pysyvien ja muuttuvien kuormien osuutta kokonaiskuormituksesta ei tunneta.

Myös kohteeseen tehty GRLWEAP – analyysi on laadittu siten, että kokonaisvarmuudeksi saadaan $F \geq 2$.

Kuvissa 4-4 ja 4-5 on esitetty laskennan lähtötietoina käytetyt pohjatutkimusleikkaukset kairauspisteistä 12-16.



Kuva 4-4: Vihilahden korttelin 511 tontin 37 kairauspisteet 12, 13 ja 14



Kuva 4-5: Vihilahden korttelin 511 tontin 37 kairauspisteet 15 ja 16

Paalun koko on 300*300 mm², jolloin $D=0,3$ m, $A_i=1,2$ m² ja $A_b=0,09$ m². Paalut on GRLWEAP analyysin perusteella suunniteltu tunkeutumaan tasolle +50 saakka, eli noin 29 m maanpinnan alapuolelle

Täyttökerroksen vaippavastusta ei huomioida, koska sen alla on hienorakeisia maakerroksia. Myöskään liejuisen silttikerroksen vaippavastusta ei lasketa, vaan vaippavastukset huomioidaan alkaen tasolta +67, jossa kairausvastus ylittää arvon $N_{20}=10$. Tästä alaspäin tasolle +55 saakka savisen silttikerroksen vaippavastus lasketaan käyttäen arvoa $N_{20}=15$. Tason +55 alapuolella käytetään vaippavastuksen laskentaan arvoa $N_{20}=20$.

Paalun vaippavastus lasketaan seuraavasti

$$R_s = \sum_{i=1}^n A_i \times q_{si} \quad (4.22)$$

jossa R_s on paalun vaippavastus
 A_i on paalun vaipan ala maakerroksessa i
 q_{si} on paalun vaippavastus pinta-alayksikköä kohden maakerroksessa i (SPO-2001 kuva 9a).

Vaippavastus ylemmästä kerroksesta (+67...+55).

Paalun vaippavastuksen arvo kairausvastuksella $N_{20}=15$ luetaan SPO-2001 kuvasta 9a. $q_{si}(N_{20}=15)=0,05 \text{ MN/m}^2$

$$\Rightarrow R_{sy} = (1,2\text{m} * (67\text{m} - 55\text{m})) * 0,05\text{MN/m}^2 = 0,72\text{MN}$$

Vaippavastus alemmasta kerroksesta (+55...+50)

Paalun vaippavastuksen arvo kairausvastuksella $N_{20}=20$ luetaan SPO-2001 kuvasta 9a. $q_{si}(N_{20}=20)=0,065 \text{ MN/m}^2$

$$\Rightarrow R_{sa} = (1,2\text{m} * (55\text{m} - 50\text{m})) * 0,065\text{MN/m}^2 = 0,39\text{MN}$$

Vaippavastus yhteensä

$$\Rightarrow R_s = R_{sa} + R_{sy} = 0,39\text{MN} + 0,72\text{MN} = \underline{\underline{1,11\text{MN}}}$$

WEAP-analyysin perusteella paalun vaippavastukseksi oli saatu määritettyä 779 kN, eli jonkin verran vähemmän.

Kärkivastus määräytyy kärkivyöhykkeen kairausvastusten perusteella. Kärkivyöhyke ulottuu SPO-2001 mukaan $5*D$ paalun kärjen yläpuolelle ja $3*D$ alapuolelle, eli on tasojen +49,1...+51,5 välissä. Kärkivastus lasketaan kairauspisteiden 12, 14, 15 ja 16 piirustuksista määritettyjen kairausvastusten keskiarvona.

Paalun kärkivastus lasketaan seuraavasti.

$$R_b = A_b \times q_b \quad (4.23)$$

jossa R_b on paalun kärkivastus
 A_b on paalun kärjen poikkileikkausala
 q_b on paalun kärkivastus pinta-alayksikköä kohden (SPO-2001 kuva 9a).

Lasketaan kairauspisteiden 12, 14, 15 ja 16 N_{20} keskiarvot tasoväleillä +49,1...+51,5. Laskenta suoritettu Excel taulukkolaskennan avulla seuraavasti:

	N_{20} arvot kairauspisteittäin eri tasoilla				
taso\piste	12	14	15	16	
+51,5...+51,3	20	36	20	28	
+51,3...+51,1	20	26	22	26	
+51,1...+50,9	24	25	22	27	
+50,9...+50,7	25	24	24	38	
+50,7...+50,5	26	21	21	28	
+50,5...+50,3	24	20	24	29	
+50,3...+50,1	26	24	25	27	
+50,1...+49,9	25	23	26	29	
+49,9...+49,7	26	24	26	28	
+49,7...+49,5	32	22	24	27	
+49,5...+49,3	92	23	24	29	N_{20} arvo
+49,3...+49,1	41	44	25	31	laskenta
keskiarvo	32	26	24	29	28

Kaikkien arvojen keskiarvon perusteella SPO-2001 kuvasta 9a) luetaan kärkivastuksen arvo $q_b(N_{20}=28) = 6 \text{ MN/m}^2$

$$\Rightarrow R_b = 0,09 \text{ m}^2 \times 6 \text{ MN/m}^2 = \underline{\underline{0,54 \text{ MN}}}$$

WEAP-analyysin perusteella paalun kärkivastukseksi oli saatu määritettyä 529 kN eli käytännössä tulokset ovat yhtä suuret.

Paalun kokonaisvastus saadaan sijoittamalla lasketut arvot kaavaan (4.20). Tällöin paalun kokonaisvastukseksi saadaan:

$$\Rightarrow \underline{\underline{R_c}} = R_s + R_b = 1,11 \text{ MN} + 0,54 \text{ MN} = \underline{\underline{1,65 \text{ MN}}}$$

WEAP-analyysin perusteella paalun kokonaisvastukseksi oli saatu määritettyä 1308 kN. Ero syntyy vaippavastuksen osuudella.

Pohjarakennusohjeissa vuodelta 1988 /13/ taulukossa 7 suositellaan kokonaisvarmuusluvun minimiarvoksi 2,2, kun paalun kantavuus lasketaan ”sekä koepaalutuksen että kairausvastuksen tai leikkauslujuuden perusteella”. Näin ollen paalun sallittu kuorma voidaan määrittää sijoittamalla yllä lasketut arvot kaavaan (4.21)

$$\Rightarrow \underline{\underline{P_{sall}}} = \frac{1,65 \text{ MN}}{2,2} = 0,75 \text{ MN} = \underline{\underline{750 \text{ kN}}}$$

Eli paalun kapasiteetti on riittävä paalutusluokan II sallituille kuormille.

Lasketun kapasiteetin ja WEAP-analysoidun kapasiteetin eron syitä ei voida kuin arvailla, koska WEAP-analyysi oli sinä määrin kevyesti dokumentoitu, ettei mitään tuloksen kannalta olennaista tietoa oltu siinä esitetty. Todennäköisesti kyseessä on kuitenkin laskennassakin havaittu vaippavastusten ero, joka johtunee WEAP analysoijan konservatiivisemmasta suhtautumisesta paalun vaippakapasiteettiin.

4.3.3.2 Paalun kapasiteetin laskenta puristinkairausvastuksen perusteella

Eurocode 7 osan 3 /30/ liitteessä B.4 on esitetty yksittäisen paalun maksimikantokyvyn laskenta puristinkairausvastuksen perusteella. Lasketa tehdään kuten heijarikairausvastukseen perustuva kapasiteetin laskenta. Vaippa- ja kärkivastusten suuruudet lasketaan nyt vain puristinkairautuloksista.

Paalun kärkivastus lasketaan puristinkairauksen kärkivastuksen suuruuden perusteella seuraavalla kaavalla:

$$q_b = \alpha_p \times \beta \times s \times 0,5 \times \left(\frac{q_{clk} + q_{cllk}}{2} + q_{clllk} \right) \leq 15 \text{MPa} \quad (4.24)$$

jossa q_b on paalun kärkivastuksen maksimiarvo [MN/m²]
 α_p on paalutyypistä riippuva kerroin taulukosta 4-4
 β on paalun pään muodon huomioon ottava kerroin [-]
 s on paalun kärjen muodon huomioon ottava kerroin [-]
 (kuva 4-6)
 q_{clk} on qc-arvojen keskiarvo paalun pohjan syvyydeltä tasolle d_{crit} , joka on vähintään 0,8 ja enintään 4 kertaa paalun ekvivalenttia kärjen halkaisijaa D_{eq} syvemmällä. Kriittisellä syvyydellä d_{crit} q_c saavuttaa minimin. [MN/m²]

$$q_{clk} = \frac{1}{d_{crit}} \int_0^{d_{crit}} q_{cl} dz \quad (4.25)$$

q_{cllk} on qc-arvojen minimipolun keskiarvo väliltä kriittinen syvyys-paalun kärki. [MN/m²]

$$q_{cllk} = \frac{1}{d_{crit}} \int_{d_{crit}}^0 q_{cl} dz \quad (4.26)$$

q_{clllk} on qc-arvojen minimipolun keskiarvo syvyysväliltä paalun pohja – $8D_{eq}$ paalun kärjestä ylöspäin. [MN/m²]

$$q_{clllk} = \frac{1}{d_{crit}} \int_0^{-8D_{eq}} q_{cll} dz \quad (4.27)$$

D_{eq} on ekvivalentti paalun halkaisija, joka lasketaan kaavalla:
 $D_{eq} = 1,13 a/(b/a)$ [m]

jossa a on kärjen pienimmän sivun pituus [m]

b on suurin sivu [m]

Paalun kärjen geotekninen murtokapasiteetti voidaan laskea sijoittamalla saatu arvo kaavaan (4.23).

Paalun vaippavastus lasketaan puristinkairauksen kärkivastuksen suuruuden perusteella seuraavalla kaavalla:

$$q_{sz} = \alpha_s * q_{cz} \quad (4.28)$$

jossa q_{sz} on paalun vaippavastuksen maksimiarvo syvyydellä z [MN/m²]
 α_s on paalutyypistä maalajista ja syvyydestä riippuva kerroin taulukosta 4-4 tai 4-5

q_{cz} on puristinkairausvastuksen kärkivastus syvyydellä z jos $q_{cz} \geq 15 \text{ MN/m}^2$ jatkuvalla vähintään 1m syvyysvälillä, niin $q_{cz} = 15 \text{ MN/m}^2$ tällä syvyysvälillä.
kun syvyysväli, jolla $q_{cz} > 12 \text{ MN/m}^2$, on pienempi kuin 1m, niin $q_{cz} = 12 \text{ MN/m}^2$ tällä syvyysvälillä.

Paalun vaipan geotekninen murtokapasiteetti voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$R_s = \int_{L_p} c_{pz} \times \alpha_{sz} \times q_{cz} dz \quad (4.29)$$

jossa R_s on paalun vaipan geotekninen murtokuorma [MN]
 L_p on paalun pituus
 c_{pz} on paalun poikkileikkauksen piiri syvyydellä z
 α_{sz} on kerroin taulukon 4-4 tai 4-5 mukainen kerroin syvyydellä z [-]

Taulukko 4-4: SFS-ENV 1997-3 taulukko B.2 /30/

Taulukko B.2 α_p :n ja α_s :n maksimiarvot hiekoille ja soraisille hiekoille

Paaluluokka tai tyyppi	α_p	α_s ¹⁾
Maata syrjäyttävät paalut, halkaisija > 150mm		
- esivalmistetut lyöntipaalut	1,0	0,010
- paikalla valetut paalut, jotka on tehty lyömällä suljettu teräsputki. Putki nostetaan ylös betonoinnin aikana	1,0	0,014
Maata korvaavat paalut, halkaisija > 150mm		
- CFA-paalut	0,8	0,006 ²⁾
- kaivetut paalut (kairauslietteellä)	0,6	0,005

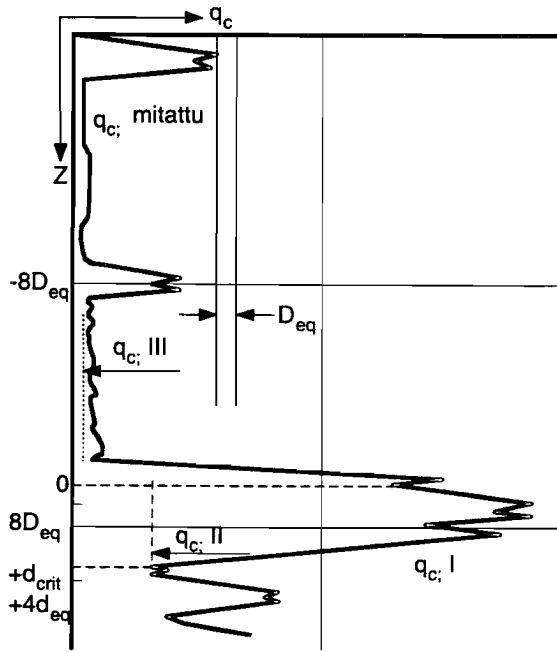
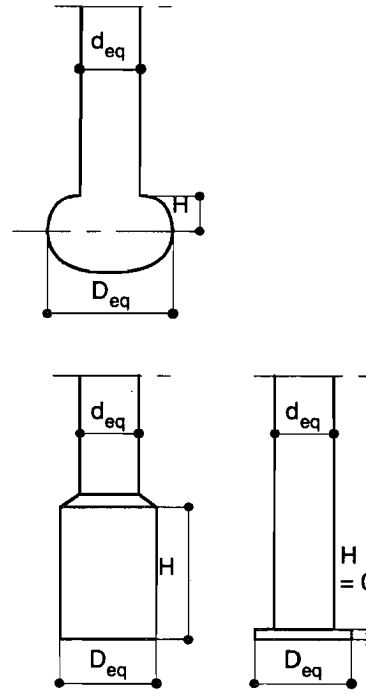
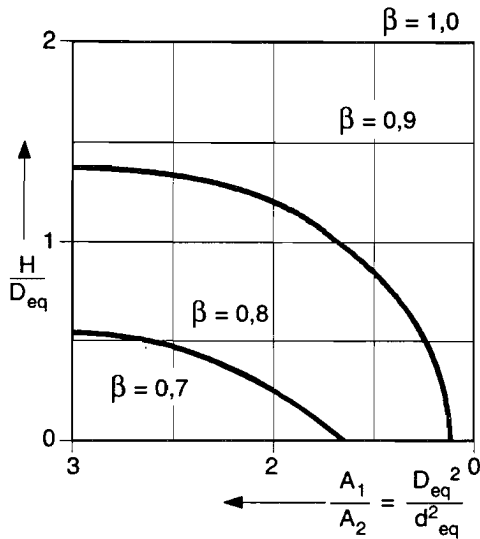
¹⁾Arvot pätevät hienoille ja karkeille hiekoille. Erittäin karkeille hiekoille vähennyskerroin 0,75, soralle vähennyskerroin 0,5
²⁾Tätä arvoa käytetään, kun sovelletaan CPT-tuloksia, jotka on tehty ennen paalun asentamista. Kun käytetään CPT-tuloksia, jotka on tehty CFA-paalujen läheisyydessä as voidaan nostaa 0,01:een

Taulukko 4-5: SFS-ENV 1997-3 taulukko B.3 /30/

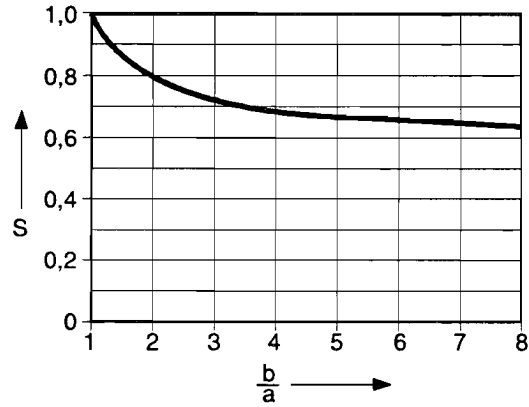
Taulukko B.3 α_s :n maksimiarvot savelle, siltile ja turpeelle

Maatyyppi	suhteellinen syvyys z/d_{eq}	α_s
savi/siltti ($q_c \leq 1 \text{ MN/m}^2$)	$5 < z/d_{eq} < 20$	0,025
savi/siltti ($q_c \leq 1 \text{ MN/m}^2$)	$z/d_{eq} \geq 20$	0,055
savi/siltti ($q_c > 1 \text{ MN/m}^2$)	ei sovelleta	0,035
turve	ei sovellu	0

d_{eq} ekvivalentti paaluvaipan halkaisija, lasketaan kuten D_{eq}

a) q_{cI} , q_{cII} ja q_{cIII} selityksetb) paalun kärjen muoto-
kertoimeen vaikuttavat mitat

c) Paalun kärjen muotokerroin



d) s:n arvot

Kuva 4-6: Kaavoissa (4.24) - (4.27) käytetyt merkinnät /30/

Suomessa on hyvin vähän käytetty puristinkairaus, jossa kärkivastusta ja vaippavastusta mitataan kairan kärkikappaleessa olevilla antureilla. Sitä vastoin mm. Helsingin kaupungin kiinteistövirasto tekee vuosittain lukuisia pohjatutkimuksia puristinheijarikairausmenetelmää käyttäen. Tässä menetelmässä puristusvoima määritetään maanpinnan tasolla olevan kairauslaitteen hydraulipaineista tai sähköisillä venymäliuska-antureilla. Menetelmä on kuvattu kairausoppaassa VI /26/.

Koska puristin-heijarikairauksen puristinkairausosuus poikkeaa varsin merkittävästi CPT-kairauksesta, niin puristin heijarikairauksesta tuloksena saatavia q_c arvoja ei voida suoraan käyttää ym. kaavoissa, vaan sen sijasta on käytettävä nettokärkivastusta q_n . Rantala ja Halkola ovat tutkineet CPT-kärkivastuksen suhdetta puristin – heijarikairauksen nettokärkivastukseen. Tutkimus on julkaistu Kiinteistöviraston geoteknisen osaston julkaisusarjassa vuonna 1997 /33/.

4.3.3.2.1 Paalun murtokapasiteetin ja sallitun paalukuorman laskenta puristinkairausvastuksen perusteella

Lasketaan paalun kantavuus kuva 4-7 puristinkairausvastuksesta. Kyseessä on itse asiassa Tilanhoitajankaaren yhden pisteen puristin-heijarikairausvastuskuvaaja, mutta käyköön se tässä esimerkklaskelmassa CPT-kuvaajasta. Kohteessa ei oltu joko lainkaan rekisteröity tai sitten kiertomomenttikuvaajaa ei oltu tallennettu tietokantaan. Täten nettokärkivastuksen laskeminen Rantalan ja Halkolan /33/ mukaisesti ei ole mahdollista. Esimerkki on siis tietoisesti laskettu kärkivastusta redusoimatta. Tutkimuskohteissa ei ollut esitetty puristin-heijarikairausdiagrammeja, joissa olisi esitetty kiertomomentteja.

Paalun oletetaan olevan 300*300 mm² teräsbetoninen lyöntipaalu. Paalun kärki upotetaan tasolle –15,00, eli noin alimman hiekkakerroksen puoleenväliin.

Aloitetaan laskemalla ekvivalentit paalun pohjan ja paaluvaipan halkaisijat:

$$\underline{\underline{D_{eq} = d_{eq} = 1,13 \times 0,3 \times (0,3 / 0,3) = 0,339m}}$$

Määritetään paalun kärkivyöhykkeen rajat sekä muut tarvittavat termit kuvan 4-6 avulla:

$$\underline{\underline{0,7 * D_{eq} = 0,7 \times 0,339m = 0,2373m}}$$

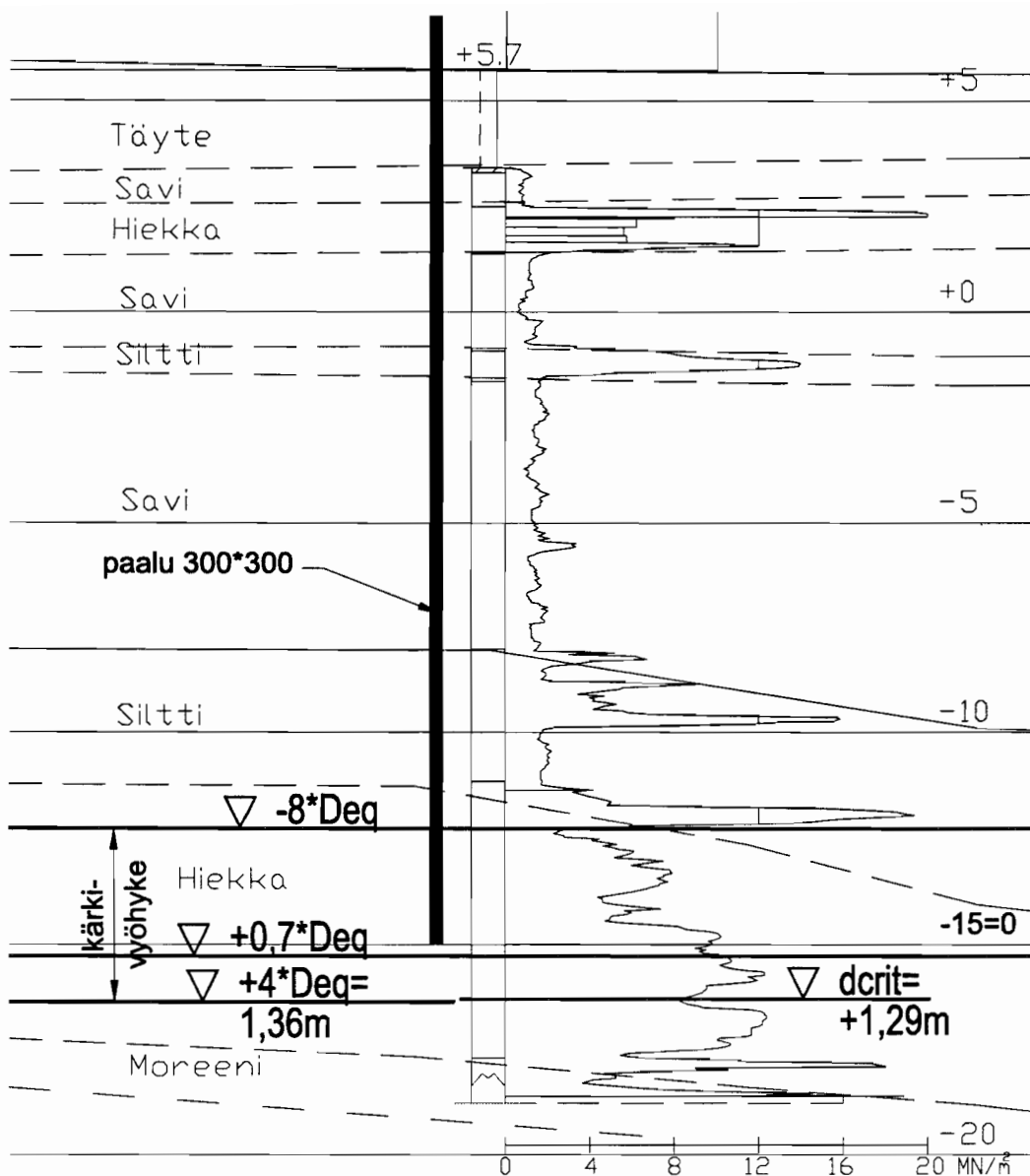
$$\underline{\underline{4 * D_{eq} = 4 \times 0,339m = 1,356m}}$$

$$\underline{\underline{-8 * D_{eq} = -4 \times 0,339m = -2,712m}}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{0,3}{0,3} = 1 \Rightarrow \underline{\underline{s = 1}}$$

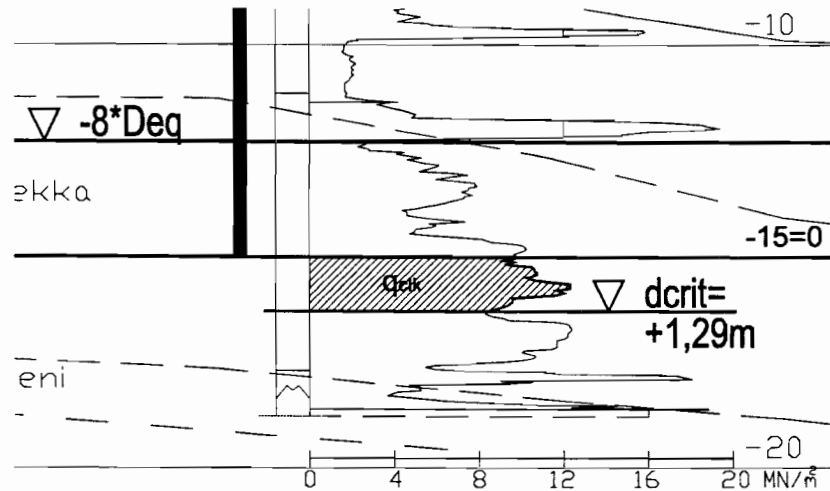
$$D_{eq} = d_{eq} \Rightarrow \underline{\underline{\beta = 1}}$$

Seuraavassa kuvassa on esitetty puristinkairauskuvaaja johon on lisätty edellä määritetyt kärkivyöhykkeen rajat.



Kuva 4-7: Paalun kapasiteetin määrittäminen puristinkairausvastuksen q_c perusteella, lähtötiedot ja kärkivastuksen laskentaan vaikuttavat maakerrokset. Kuvassa esitetty laskentaan mukaan otettavan vyöhykkeen rajat. kärkivyöhykkeen alapinta $d_{crit}=1,29m$.

Kaavoissa (4.25), (4.26) ja (4.27) esitetyt integraalilausekkeet ovat itse asiassa pintaaloja $\Delta I \cdot q_{cl,II,III}$. Näin ollen integraalilausekkeiden arvot voidaan määrittää laskemalla integraalivälin pinta-alat. Tämä voidaan tehdä joko hieman yksinkertaistamalla q_c -kuvaajaa, tai käyttämällä tietokoneohjelmia apuna.



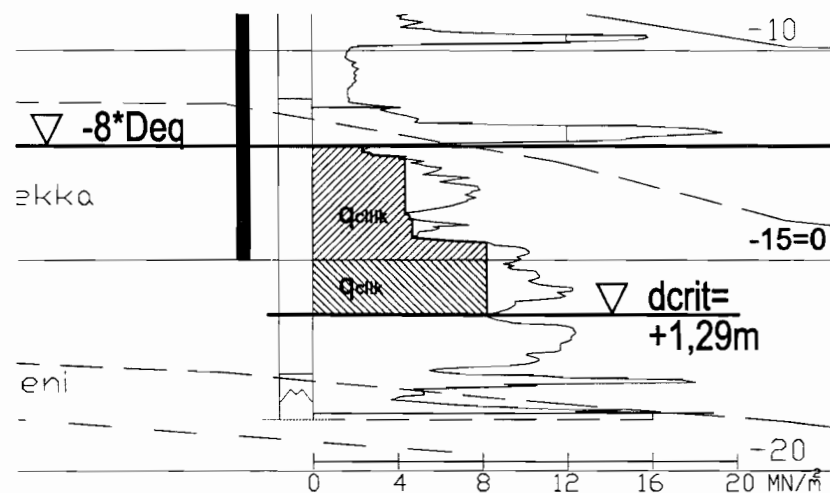
Kuva 4-8: q_{clk} lausekkeen integraalin tarkoittama pinta-ala

Kuvasta 4-8 huomataan, että q_{clk} :n laskennassa on syytä käyttää soveltuvaa tietokoneohjelmaa. Autocad-LT 2001 ohjelman pinta-alan laskevaa apuohjelmaa apuna käyttämällä saadaan integraalilausekkeen arvoksi määritettyä:

$$\int_0^{d_{crit}} q_{cl} dz = 13,33 \text{ MN/m}$$

Sijoittamalla integraalin ja d_{crit} :n q_{clk} :n lausekkeeseen (4.25), saamme:

$$q_{clk} = \frac{1}{1,29\text{m}} \times 13,33 \text{ MN/m} = 10,3 \text{ MN/m}^2$$



Kuva 4-9: q_{clk} ja q_{clik} lausekkeiden integraalien tarkoittamat pinta-alat. Kuvasta selviää samalla hyvin minimipolun merkitys.

Termin q_{clik} määrittäminen on tässä tapauksessa hyvin yksinkertaista. Kuvasta 4-9 havaitaan, että minimipolku kulkee koko ajan $q_c = 8,2 \text{ MN/m}^2$ linjalla, joten:

$$\underline{\underline{q_{clik} = \frac{1}{1,29\text{m}} \times 1,29\text{m} \times 8,2 \text{ MN/m}^2 = 8,2 \text{ MN/m}^2}}$$

Termin q_{clllk} määrittäminen voitaisiin suorittaa kuvasta skaalatikun avulla mittaamalla. Mutta koska puristinkairausvastuksen kuva on jo siirrettynä Autocad-ohjelmaan, niin käytetään sitä. Integraalilausekkeen arvoksi saadaan Autocad-ohjelmalla:

$$\int_0^{-8D_{eq}} q_{clllk} dz = 13,55 \text{ MN/m}$$

Sijoittamalla integraalin ja $-8D_{eq}$ arvot q_{clllk} :n lausekkeeseen, saamme:

$$\underline{q_{clllk}} = \frac{1}{2,712 \text{ m}} \times 13,54 \text{ MN/m} = \underline{5 \text{ MN/m}^2}$$

Silmämääräisesti arvioiden skaalatikun avulla olisi päästy hyvin lähelle näitä arvoja. Pääasia edellä esitetyssä onkin eri termien muodostumisen perusteiden läpikäynti.

Paalun kärkivastus lasketaan sijoittamalla edellä määritetyt termit kaavaan (4.24):

$$\underline{q_b} = 1 \times 1 \times 1 \times 0,5 \times \left(\frac{10,3 + 8,2}{2} + 5 \right) = \underline{7,125 \text{ MN/m}^2}; \leq 15 \text{ MPa}$$

Ja kärjen murtokapasiteetti saadaan sijoittamalla vastuksen arvo kaavaan (4.23):

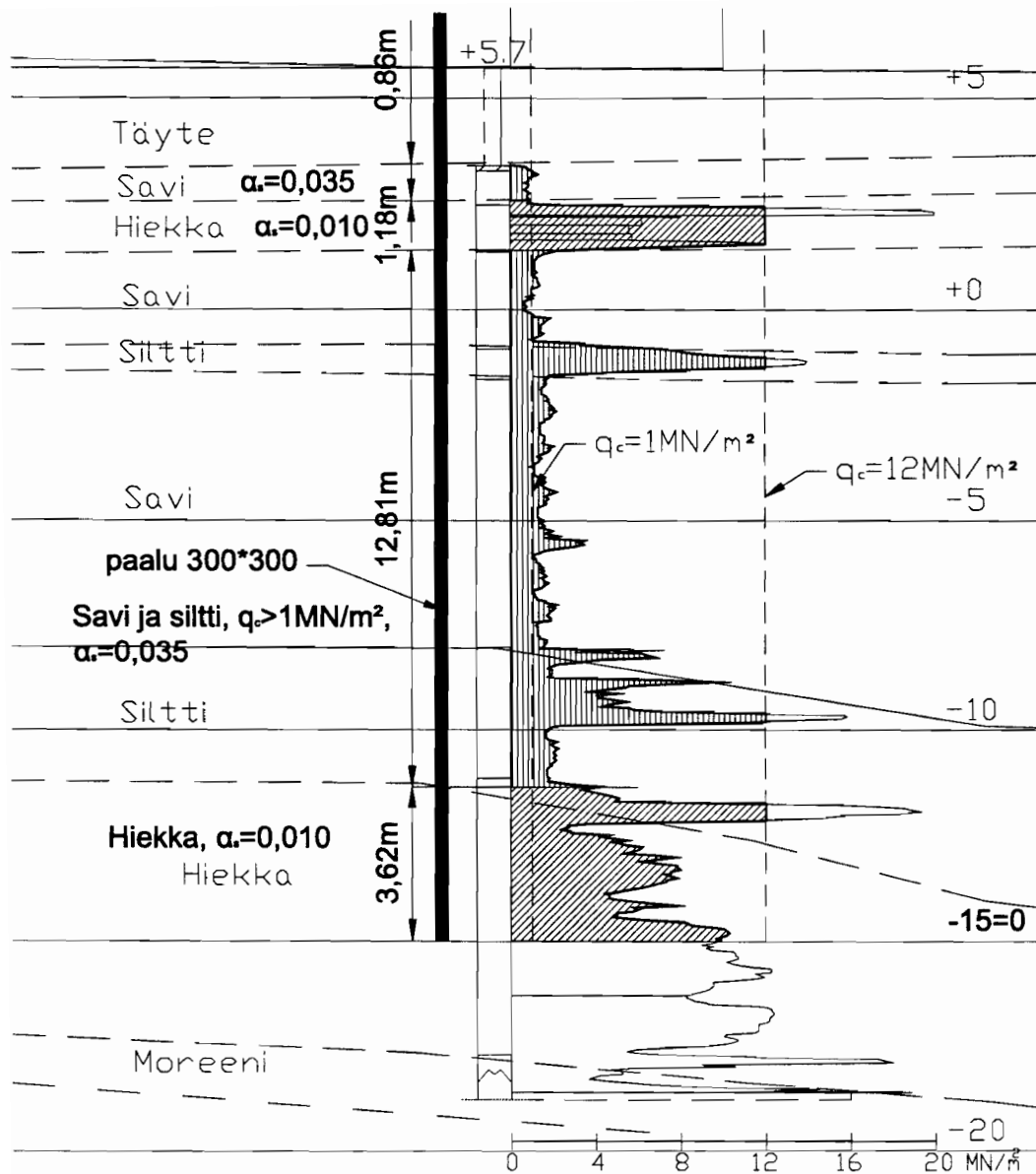
$$\underline{R_b} = A_b \times q_b = 0,3 \text{ m}^2 \times 7,125 \text{ MN/m}^2 = 0,64125 \text{ MN} = \underline{641 \text{ kN}}$$

Paalun vaipan murtokapasiteetti lasketaan kaavalla (4.29). Koska kyseessä on paalu, jonka poikkileikkaus ja siten myös piiri pysyvät vakiona koko paalun pituudella, voidaan kaava kirjoittaa muotoon:

$$R_s = c_p \times \int_{L_p} \alpha_s \times q_{cz} dz \quad (4.30)$$

jossa L_p on paalun upotussyvyys kantaviin maakerrokseen
 c_p on paalun poikkileikkauksen piiri = 1,2 m

Kuvassa 4-10 on esitetty α_s arvot paalun varren alueella oleville maakerroksille. Vinoviivoitetut osuudet ovat hiekkakerroksia, ja pystyviivoitetut osuudet savi- tai siltti-kerroksia.



Kuva 4-10: Paalun kapasiteetin määrittäminen puristinkairausvastuksen q_c perusteella, lähtötiedot vaippavastuksen laskentaa varten. Kuvassa on esitetty laskentaan mukaan otettavat maakerrokset, ja niiden parametrit sekä integraalilausekkeen tarkoittamat pinta-alat. Heijarikairausvastuksia ei huomioida, vaan ylimmälle hiekkakerrokselle on otettu puristinkairauksen kärkivastuksen arvoksi (ohjeen mukainen) 12 MN/m^2 .

Kuvan perusteella integraalilauseke voidaan nyt kirjoittaa muotoon:

$$R_s = 1,2\text{m} \times \left[\left(0,010 \times \int_0^{3,62} q_{cz} dz \right) + \left(0,035 \times \int_{3,62}^{16,43} q_{cz} dz \right) + \left(0,010 \times \int_{16,43}^{17,61} q_{cz} dz \right) + \left(0,035 \times \int_{17,61}^{18,47} q_{cz} dz \right) \right]$$

Ratkaistaan kuvasta graafisesti rajattujen integraalien arvot:

$$\int_0^{3,62} q_{cz} dz = 24,426 \text{ MN/m}$$

$$\int_{3,62}^{16,43} q_{cz} dz = 31,426 \text{ MN/m}$$

$$\int_{16,43}^{17,61} q_{cz} dz = 11,830 \text{ MN/m}$$

$$\int_{17,61}^{18,47} q_{cz} dz = 0,685 \text{ MN/m}$$

Sijoittamalla arvot lausekkeeseen saadaan paalun vaipan murtokapasiteetti seuraavasti:

$$\begin{aligned} R_s &= 1,2 \text{ m} \times [0,24426 + 1,09991 + 0,1183 + 0,02398] \text{ MN/m} = \\ &1,2 \text{ m} \times 1,48645 \text{ MN/m} = 1,784 \text{ MN} = \underline{\underline{1784 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

Paalun murtokapasiteetti saadaan laskemalla vaipan ja kärjen murtokapasiteetit yhteen:

$$R_c = R_b + R_s = 641 \text{ kN} + 1784 \text{ kN} = \underline{\underline{2425 \text{ kN}}}$$

Tästä murtokapasiteetista 60% on paalun varren ja maan välistä adheesiota, 14% varren ja maan välistä kitkaa ja 26% kärkivastusta.

Hollantilaisissa normeissa paalujen kapasiteetti määritetään mitoitettujen paalujen keskiarvona. Saatua keskiarvo kerrotaan rakenteessa olevien paalujen ja laskentaan käytettyjen CPT-kairauksen lukumäärien perusteella määräytyvällä kertoimella $\xi / 34$. Kun rakenteessa on yksi paalu ja laskenta suoritetaan yhden kairauksen perusteella, tulee murtokapasiteetti kertoa arvolla 0,75. Mikäli sekä rakenneosan paalumäärä, että laskennassa käytettyjen puristinkairauksien määrä on yli 10, niin kerroin olisi 0,92.

Useissa julkaisuissa suositellaan kokonaisvarmuusluvun 2,5 käyttämistä laskettaessa paalun murtokapasiteetti puristinkairausdiagrammien perusteella. Näin ollen paalun sallituksi kuormaksi saataisiin (4.21):

$$\Rightarrow \underline{\underline{P_{sall}}} \leq \frac{0,75 \times 2425 \text{ kN}}{2,5} = \underline{\underline{727,5 \text{ kN}}}$$

Tämä sallittu paalukuorma toimii lyhytaikaisissa kuormitustapauksissa. Kapasiteettiin on laskettu mukaan pehmeiden kerrosten adheesio sekä niiden yläpuolella olevan hiekkakerroksen kapasiteetti. Näiden kerrosten osuutta murtokapasiteetista ei voida käyttää hyväksi pitkäaikaisille kuormille.

Paalun geotekninen murtokapasiteetti pitkäaikaisille kuormituksille lasketaan tässä tapauksessa paalun kärkikapasiteetin sekä alimman hiekkakerroksen vaippakapasiteetin (kitkan) summana:

$$\underline{\underline{R_{cs}}} = R_b + R_{ss} = 641 \text{ kN} + 1,2 \text{ m} \times 244 \text{ kN/m} = \underline{\underline{934 \text{ kN}}}$$

R_{cs} on paalun murtokapasiteetti pitkäaikaisia kuormia vastaan
 R_{ss} on paalun vaipan murtokapasiteetti pitkäaikaisia kuormia vastaan

Paalun sallituksi pitkäaikaiskuormaksi saadaan siis:

$$\Rightarrow \underline{P_{sall}} \leq \frac{0,75 \times 934 \text{ kN}}{2,5} = \underline{280 \text{ kN}}$$

Koska kyseessä on talonrakennuskohde, joissa pysyvien kuormien osuus on yleisesti 80-90% kokonaiskuormasta, niin paalujen kapasiteetti ei todennäköisesti ole riittävä II-luokan sallituille kuormille.

Mikäli paalutus kuitenkin haluttaisiin toteuttaa laskennassa esitetyle upotussyvyydelle (millä ei kuitenkaan saataisi kovinkaan paljon säästöä) tulisi pitkäaikaisen paalukuorman osuus rajoittaa R_{cs} :ää ja kokonaisvarmuuslukua vastaavaksi.

Kuten aiemmin on todettu niin pohjatutkimuksesta saaduille puristin-heijarikairausvastuksien q_c arvoista ei ole voitu laskea nettokärvivastusta.

4.3.3.3 Paalun kapasiteetin laskenta staattisella kantavuuskaavalla.

4.3.3.3.1 *Paalun murtokapasiteetin ja sallitun paalukuorman laskenta staattisella kantavuuskaavalla*

Suurpaalutusohjeissa /18/ on esitetty maakerrokseen tukeutuvan paalun kantavuuden laskenta staattisella kantavuuskaavalla. Staattisen kantavuuskaavan tulos on erittäin herkkä käytettyjen maaparametrien (kitkakulma, maan tehokas tilavuuspaino) suhteen. Kohteissa tehdyt pohjatutkimukset eivät ole sillä tasolla, että paalun kapasiteetteja voitaisiin luotettavasti määrittää staattisilla kantavuuskaavoilla.

LPO-2004:n esiversiossa on taulukko, jossa on annettu eri kairausvastuksia ja maa-lajeja vastaavia kitkakulman arvoja. Lasketaan vertailun vuoksi kappaleen 4.3.3.2.1 mukaisen paalun geotekninen murtokapasiteetti pitkäaikaiskuormille staattisella kantavuuskaavalla.

Pohjavedenpinta oletetaan olevan täytteen alapinnassa. Oletetaan täyttö- ja maakerroksille seuraavat tilavuuspainot:

- Täyte (kuiva) $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Savi- ja silttikerrokset $\gamma' = 5 \text{ kN/m}^3$
- Hiekkakerros $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$

Paalun kärkivastus lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$q_b = \sigma'_v \times N_q \quad (4.31)$$

jossa σ'_v on tehokas pystysuora jännitys paalun kärjen tasolla
 N_q on paalun kärjen kantavuuskerroin (SPO-2001 /18/)

Tehokas pystysuora jännitys paalun kärjen tasolla voidaan laskea kuvan 4-10 avulla. SPO-2001 mukaan pystysuoran jännityksen laskentaan voidaan ottaa huomioon

10D_P paksuinen maakerros. Tämä rajoitus koskee kuitenkin vain suurpaaluja, joissa paalun halkaisija on noin 1m luokkaa. Paalun sivumitan ollessa 0,3 m, jäisi huomioonotettava maakerros niin ohueksi, että kaava aliarvioisi paalun kapasiteettia. Laskennassa käytettäväksi tehokkaaksi pystysuoraksi jännitykseksi saadaan:

$$\sigma'_v = 2,5\text{m} \cdot 18\text{kN/m}^3 + (0,86 + 12,81)\text{m} \cdot 5\text{kN/m}^3 + (1,18 + 3,62)\text{m} \cdot 9\text{kN/m}^3 = 157\text{kN/m}^2$$

Kantavuuskertoimen valinnassa on käytettävä paalun kärkivyöhykkeen keskimääräistä kitkakulmaa. Paalun kärkivyöhyke ulottuu 5*D_P paalun kärjen yläpuolelle ja 3*D_P alapuolelle. Kyseisellä välillä maalaji on hiekka, jonka puristin-heijarikairausvastus vaihtelee välillä 4...12 MN/m². Kuvasta 4-9 silmämääräisesti arvioituna vastuksen graafinen keskiarvo on noin 8 MN/m². LPO-2004 esiversion /10/ taulukon 7.1 mukaan maalajin ollessa hiekka on se kairausvastuksen perusteella keskitiivistä jolloin sen kitkakulma on 36°. Kantavuuskertoimen arvoksi saadaan tällöin SPO-2001 kuvaa 6 käyttäen N_q=85. Kantavuuden maksimiarvo on syytä rajata 15 MPa:han kuten euronormeissa puristinkairausvastuksen perusteella laskettaessa. Sijoittamalla arvot kaavaan (4.31) saadaan paalun kärkivastuksen arvoksi:

$$q_b = \sigma'_v \times N_q = 157\text{kN/m}^2 \cdot 85 = 13,345\text{MN/m}^2 \leq 15\text{MPa}$$

Puristinkairausvastuksen perusteella paalun kärkivastukseksi saatiin 7,125 MN/m².

Paalun kärjen geotekninen murtokapasiteetti lasketaan kaavalla (4.23) kärjen pinta-alan ja kärkivastuksen tulona:

$$R_b = A_b \times q_b = 0,3\text{m}^2 \times 13,345\text{MN/m}^2 = \underline{\underline{1201 \text{ kN}}}$$

Puristinkairausvastuksen perusteella suoraan laskettuna kärjen geotekniseksi murtokapasiteetiksi saatiin 641 kN.

Paalun vaippavastus kitkamaakerroksessa lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$q_{si} = \sigma'_v \times K_s \tan \Phi_a \quad (4.32)$$

jossa q_{si} on vaippavastus maakerroksessa i
 σ'_v on tehokas pystysuora jännitys laskentatasolla
 $K_s \tan \Phi_a$ on paalun vaippavastuskerroin laskentatasolla.

Käytetään laskennassa hiekkakerroksen keskimääräisiä arvoja. Tehokkaan pystyjännityksen arvo hiekkakerroksen keskellä saadaan vähentämällä hiekkakerroksen puolikkaan paino kärjen tasolta vallitsevasta jännityksestä:

$$\sigma'_v = 156,55\text{kN/m}^2 - \frac{3,62\text{m}}{2} \times 9\text{kN/m}^3 = 140\text{kN/m}^2$$

Kuvasta 4-10 silmämääräisesti arvioituna keskimääräinen puristinkairausvastus hiekkakerroksessa on noin 7 MN/m². Käyttämällä LPO-2004 esiversion taulukkoa 7.1 päädytään kitkakulman arvoon 36°. SPO-2001 kuvan 7a perustella saadaan $K_s \tan \Phi_a = 0,5$. Paalun vaippavastuksen arvoksi kaavalla (4.32) saadaan:

$$q_{si} = \sigma'_v \times K_s \tan \Phi_a = 140\text{kN/m}^2 \times 0,5 = 70\text{kN/m}^2$$

Sijoittamalla arvo kaavaan (4.22), saadaan vaipan geotekniseksi murtokapasiteetiksi pitkäaikaisia kuormituksia vastaan:

$$\underline{R_{ss}} = 3,62\text{m} * 1,2\text{m} * 70\text{kN/m}^2 = \underline{304\text{kN}}$$

Paalun geotekninen murtokapasiteetti pitkäaikaisille kuormille on vaipan ja kärjen geoteknisten murtokapasiteettien summa (4.20), eli:

$$\underline{R_{cs}} = R_b + R_{ss} = 1201\text{kN} + 304\text{kN} = \underline{1505\text{kN}}$$

Paalun sallittu kuorma määritetään kaavalla (4.21) käyttäen LPO-2004 esiversiossa suositeltua pienintä kokonaisvarmuuslukua $F \geq 2,5$

$$\underline{P_{sall}} = \frac{1505\text{kN}}{2,5} = \underline{602\text{kN}}$$

Puristinkairausvastuksen perusteella suoraan laskettuna paalun sallituksi pitkäaikaiskuormaksi saatiin 280 kN eli staattisella kantavuuskaavalla saadaan siihen nähden yli kaksinkertainen arvo.

4.3.3.4 Johtopäätöksiä paalujen kapasiteettien laskennasta.

Useissa tutkimuksissa on todettu kairausvastuksiin perustuvilla kaavoilla saatavan hyvin paaluista mitattavien murtokapasiteettien kanssa korreloivia tuloksia.

Heijarikairausvastukseen perustuva paalun murtokapasiteetin laskenta on todettu käytännössä erittäin luotettavasti paalujen murtokapasiteettia estimoivaksi menetelmäksi. Tämä onkin varsin ymmärrettävää, onhan heijarikairaus tapahtumana melko lailla paalutustyön kaltainen, dimensiot ovat vain pienemmät.

Sama pätee myös puristinkairausvastuksen perusteella määritettävään paalun murtokapasiteettiin. Puristinkairaustulosten perusteella laskettu kapasiteetti kuvaa jopa jonkin verran heijarikairauksen perustella laskettua paremmin paalun lopullista kapasiteettia, koska maaperän häiriintyminen staattisella sondilla on vähäisempää kuin dynaamisella menetelmällä. Lisäksi CPT-kairauksen tulokset ovat suoraan kappaleen maahan tunkeutumista vastustavien kärki- ja vaippavastuksen arvoja pinta-alayksikköä kohden.

Eslami ja Fellenius ovat tutkineet 102 paalun CPT-vastuksien perusteella laskettujen kapasiteettien suhdetta staattisten koekuormitusten tuloksiin /35/. Tutkimuksen perusteella on myös kehitetty CPTu-kairaukseen perustuva kapasiteettien laskentamenetelmä.

Staattisien kantavuuskaavojen on useissa vertailuissa todettu korreloivan huomattavasti kairausvastukseen perustuvia menetelmiä heikommin paalun geoteknistä murtokapasiteettia. Mutta mikäli käytössä ei ole puristin-, heijari-, tai puristin-heijarikairaustuloksia, niin on syytä käyttää staattisia kantavuuskaavoja kapasiteetin laskentaan. Tuloksen tarkkuus riippuu paljon lähtötietoaineiston tarkkuudesta. Staattisia kantavuuskaavoja käytettäessä on syytä tarkkaan tuntea kantavien kerrosten kitkakulmat ja ominaispainot sekä rakeisuudet.

On huomattava, että muutaman asteen poikkeama käytetyn kitkakulman arvossa muuttaa staattisen kantavuuskaavan laskentatulosta huomattavasti. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa /36/ ja uuden LPO-2004:n esiversio /10/ antavat ohjeellisia kitkakulman arvoja eri kairausvastuksille. Taulukoissa kitkakulmien vaihteluvälit ovat 2...5°, joten riippuen valitusta arvosta voidaan saada 50...100% toisistaan poikkeavia murtokapasiteetteja.

Kappaleissa 4.3.3.2.1 ja 4.3.3.3.1 tehtiin samalla pohjatutkimusaineistolla paalun sallitun kuorman määrittäminen käyttäen kairausvastuksiin ja lujuusarvoihin perustuvia laskentamenetelmiä. Lujuusarvoihin perustuvalla menetelmällä paalun sallittu kuorma on yli kaksinkertainen kairausvastuksen perusteella laskettuun verrattuna. Mikäli maakerrosten ominaisuuksia ei ole tarkkaan määritetty, niin staattisilla kantavuuskaavoilla laskettaessa on syytä käyttää kokonaisvarmuuslukua $F \geq 3$. SPO-2001:ssä oleva rajoitus $10D_p$ paksuisen kerroksen ottamisesta pystysuoran jännityksen laskentaan mukaan ei ole tarpeen laskettaessa betonipaalujen murtokapasiteetteja.

4.4 Paalujen pystysuuntaiset siirtymät

4.4.1 Yleistä

Maaperän plastiset muodonmuutokset ovat tuki- ja kitkapaaluilla perutettaessa niin pieniä, ettei niitä tarvitse ottaa laskennassa huomioon /39/. Näin ollen siirtymämitoitukset voidaan tehdä kimmoteorian perusteella.

Pitkäaikaisia painumia laskettaessa ei oteta huomioon pehmeiden kerrosten kantavuuksia eikä niiden kokoonpuristumista.

Paalun omaa painoa ei oteta laskelmissa huomioon, koska siitä aiheutuvan painuman oletetaan muodostuneen kokonaan ennen paalun kuormittamista. Olettamus toimii, kun paalu tukeutuu hyvin vettä läpäiseviin kerroksiin, joita kitkamaakerrokset yleisesti ovat.

Paalujen pystysuuntaiset siirtymät voidaan laskea yksinkertaisesti Hooken lain perusteella käyttäen maan muodonmuutosmoduulia. Mikäli paalut tukeutuvat kallioon voidaan kallion kimmoinen kokoonpuristuma jättää huomioimatta. Myös tapauksissa, joissa kohteen paalut ovat hyvin samanpituisia, voidaan tarkemmat painumalaskelmat tukipaaluilla jättää tekemättä.

Pystysuuntaisia siirtymiä voidaan arvioida myös kuorma-siirtymäkuvaajien avulla. Kun paalun murtokapasiteetti ja paalulle tulevat pystykuormat tunnetaan, voidaan sen perusteella arvioida paalun pystysuuntainen siirtymä kuorma-siirtymäkuvaajien avulla. Paalun varren kimmoinen kokoonpuristuma on mukana kuorma-siirtymäkäyrällä, viruma ei.

Betonipaalun kutistumaa ei tarvitse ottaa huomioon, koska paalut ovat hyvin kosteissa olosuhteissa. Tällöin betonista ei juurikaan poistu kosteutta ja suurin kutistuma jää syntymättä.

Paalujen painumien sallitut raja-arvot riippuvat ylärakenteesta ja erityisesti sen rakennusmateriaaleista. Ohjeellisia raja-arvoja painumille on annettu julkaisuissa "Pohjarakennusohjeet 1988" /13/ tai "Geotekninen suunnittelu, euronormi" /14/. Kummassakin julkaisussa esitetyt raja-arvot ovat seuraavat:

Taulukko 4-6: Painumien ja kiertymien ohjeelliset raja-arvot erilaisille ylärakennetyypeille

Rakennetyyppi	Kokonaispainuman enimmäisarvojen vaihteluväli [mm]	Kulmakiertymän enimmäisarvojen vaihteluväli	
		Kitkamaa	Koheesioma
Massiiviset jäykät rakenteet	100...150	1/250...1/200	1/250...1/200
Staattisesti määrätty rakenteet	100...150	1/400...1/300	1/300...1/200
Staattisesti määräämättömät rakenteet			
- Puurakenteet	100...150	1/400...1/300	1/300...1/200
- Teräsrakenteet	80...100	1/500...1/200	1/500...1/200
- Muuratut rakenteet	40...80	1/1000...1/600	1/800...1/400
- Teräsbetonirakenteet	60...100	1/1000...1/500	1/700...1/350
- Teräsbetonielementtirakenteet	40...80	1/1200...1/700	1/1000...1/500
- Teräsbetonikehärakenteet	30...60	1/2000...1/1000	1/1500...1/700

Erilaiset painumarajat kitka- ja koheesiomaille johtuvat painuman syntymisnopeudesta. Koska koheesiomaiden muodonmuutokset tapahtuvat hitaammin, niin rakenteet ehtivät jossain määrin virumaan painumisen aikana. Teräsrakenteet eivät viru, joten niille painumarajat ovat samat maalajista riippumatta.

Painumarajat ovat erittäin väljät, joten kohteen vastaavan rakennesuunnittelijan on määritettävä tapauskohtaisesti rakenteelle sallittavat raja-arvot.

4.4.2 Paalun kimmoinen kokoonpuristuma ja viruma.

Paalun kimmoinen kokoonpuristuma voidaan laskea Hooken lain perusteella seuraavasti:

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L \quad (4.33)$$

jossa L on tarkasteltava pituus
 ε on suhteellinen kokoonpuristuma:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (4.34)$$

jossa σ on poikkileikkauksen normaalijännitys
E on poikkileikkauksen materiaalin kimmomoduli

Pitkäaikaiskuormituksilla tulee huomioida betonin viruma. Betonirakenneohjeiden /37/ mukaan viruman vaikutus lasketaan seuraavasti:

$$\varepsilon_{cc} = \phi \varepsilon_c \quad (4.35)$$

jossa ε_{cc} on betonin loppuviruma
 ε_c on betonin hetkellinen muodonmuutos kaavalla (4.34)
 ϕ on virumaluku

Virumaluku määritetään ympäristön kosteuden, rakenteen tehollisen paksuuden ja kuormituksen alkaessa olevan betonin kypsyysasteen perusteella seuraavasti:

$$\phi = k_t k_{ch} \phi_0 \quad (4.36)$$

jossa ϕ_0 on virumaluvun perusarvo betonirakenneohjeiden /37/ taulukosta 2.6
 k_{ch} on rakenteen muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin betonirakenneohjeiden /37/ taulukosta 2.7
 k_t on $(2,5-1,5 \cdot K_j/K) \geq 1$, missä K on betonin nimellislujuus ja K_j betonin puristuslujuus kuormituksen alkaessa.

Rakenteen muunnettu paksuus h_e lasketaan jakamalla poikkileikkauksen pinta-ala piirin puolikkaalla. Poikkileikkauksen ollessa neliö, muunnettu korkeus on sivumitan puolikas.

Virumaluvut voidaan laskea seuraavilla lähtötiedoilla:

- Paalu on vedessä $\Rightarrow \phi_0=1$
- Paalun muunnettu korkeus $250 \times 250 \text{ mm}^2$ paalulla $125 \text{ mm} \Rightarrow k_{ch}=0,9625$
- Paalun muunnettu korkeus $300 \times 300 \text{ mm}^2$ paalulla $150 \text{ mm} \Rightarrow k_{ch}=0,925$
- Paalu poistettu muotista 1 d ikäisenä, jolloin $K_j/K \approx 0,8 \Rightarrow k_t = 1,3$

$$\Rightarrow \phi_{250} = k_t k_{ch} \phi_0 = 1,3 \cdot 0,9625 \cdot 1 = 1,25$$

$$\Rightarrow \phi_{300} = k_t k_{ch} \phi_0 = 1,3 \cdot 0,925 \cdot 1 = 1,20$$

Rauditus vähentää virumaa kertoimen $(1-10p)$ verran, jossa p on suhteellinen teräsmäärä (A_s/A_c). Suuruusluokan suuremmin kärsimättä voimme olettaa suhteellisen teräsmäärän olevan paaluilla 1%. Samoin molemmille poikkileikkauksille voidaan käyttää $250 \times 250 \text{ mm}^2$ paalun virumalukua: Sijoitetaan virumaluku kaavaan (4.35), ja käytetään betonin kimmomodulien arvoina paalutusluokkien minimilujuuksien perusteella kaavalla (10.1) (Liite 2) saatavia arvoja:

Taulukko 4-7: Paalun varren kokoonpuristuma ja viruma eri paalutusluokkien sallituilla jännityksillä

Lk	σ_{sall}	E_c	$\epsilon_{cc} \%$
I	9	35355	0,286
II	7	33541	0,235

Siten I-luokan paalu, jonka pituus on 25 m , puristuu kokoon käyttöikänsä aikana (4.33):

$$\Delta L = L \cdot \epsilon_{cc} = 25 \text{ m} \cdot 0,288\% = 7,2 \text{ mm}$$

Kuten yllä olevasta voidaan todeta, niin betonipaalujen rakenteellisella kokoonpuristumalla ei ole juurikaan merkitystä ylärakenteiden siirtymille ja kiertokulmille. Jotta edellä laskettu 7 mm painuma tulisi määrääväksi niin se tarkoittaisi tilannetta jossa 14 m ($7 \text{ mm} \cdot 1/2000$) matkalla siirryttäisiin painumattomasta kallioperustuksesta 25 metristen paalujen varaan teräsbetonikehä rakenteeseen. Ylärakenteeseen tulee jo mittavirheistä enemmän tasoeroja kuin paalun kokoonpuristumasta.

Kitkapaaluilla paalun kokoonpuristuma jää vieläkin pienemmäksi, koska kuormitus siirtyy paalun vaipan kautta ympäröiviin maakerroksiin, ja näin paalun jännitys pienenee koko ajan syvemmälle mentäessä

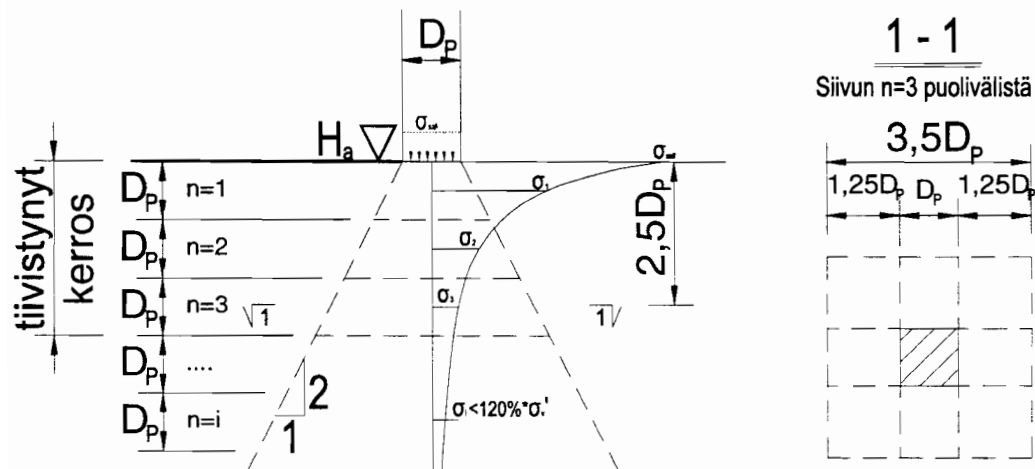
4.4.3 Maakerrosten kokoonpuristuma kimmoteoriaan perustuen.

Paalun kärjestä tulevan rasituksen oletetaan jakaantuvan alapuolisiin maakerroksiin molemmissa suunnissa kaltevuudella 2:1.

Uuden lyöntipaalutusohjeen /10/ mukaan maan tiivistymisvaikutus voidaan ottaa huomioon enintään $3 \cdot D_p$ syvyydelle kärjen alapuolella. Kyseisen kerroksen kimmodulina voidaan käyttää hiekalla ja soralla 1000...2000 MPa ja moreenilla 1000...3000 MPa.

Muiden kerrosten osalta voidaan käyttää esimerkiksi julkaisun Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa /36/ taulukossa 1 esitettyä karkearakeisten maalajien arviointitaulukkoa tai "Pile foundation analysis and design" /38/ avulla. Luonnollisesti paras tapa maaperän kokoonpuristuvuusominaisuuksien määrittämiseksi olisi riittävä näytteenotto ja niille tehty kolmiaksaalikokeet.

Julkaisussa RIL166 "Pohjarakenteet" /39/ luvun 8.645.6 kuvan 59 /Zeevaert/ mukaan tukipaalun kärjen alapuolisten kerrosten painuma lasketaan neljä kertaa paalun halkaisijan (D_p) syvyyden kerroksen matkalla. Jokaisen kerroksen paksuus on D_p , ja kerroksen kokoonpuristumaa aiheuttavaksi jännitykseksi oletetaan kerroksen puolivälissä vaikuttava paalukuorman aiheuttama jännitys. Ohjeen mukaan ylimmän kerroksen kokoonpuristumaa ei lasketa, ja näin otetaan huomioon paalutuksen tiivistysvaikutus.



Kuva 4-11: Tukipaalun sallitun paalukuorman jakaantuminen kärjen alapuolisiin kerroksiin

Käytettäessä LPO-2004 ehdotuksen mukaista kimmomoduulia tiivistyneelle kerrokselle ($3 \cdot D_p$) jäisi tiivistymättömän kerroksen paksuudeksi Zeevaartin mukaan vain D_p . Euronormeissa /14/ suositellaan painumalaskennan ulottamista syvyyteen jossa perustuksen kuorma lisää maan tehokasta normaalijännitystä yli 20%. Kun käytetään euronormin suositusta voidaan laskennan alaraja ratkaista kaavalla:

$$120\% \cdot (\sigma_v' + \gamma' \cdot x) \leq \frac{\sigma_{sall} \cdot D_p^2}{(x + D_p)^2} \quad (4.37)$$

jossa x on painumatarkasteluun paalun kärjen alapuolelta mukaan otettavan maakerroksen paksuus [m].
 σ_v' on tehokas normaalijännitys kärjen tasolla ennen paalutusta [kN/m²]

γ on maan tehokas tilavuuspaino paalun kärjen alapuolella
[kN/m³]

σ_{sall} on paalutusluokan mukainen paalulle sallittu keskeinen
puristusjännitys [kN/m²]

D_p on paalun sivumitta [m]

Käsiteltäessä kärjen alapuolisia maakerroksia paalun sivumitan paksuisina siivuina ja numeroimalla siivut järjestyksessä ylhäältä alaspäin käyttäen järjestysnumerosta merkintää n voidaan jokaisen siivun keskitasolla vallitseva paalun kuormasta tuleva jännitys laskea seuraavasti:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_{sall}}{(n + 0,5)^2} \quad (4.38)$$

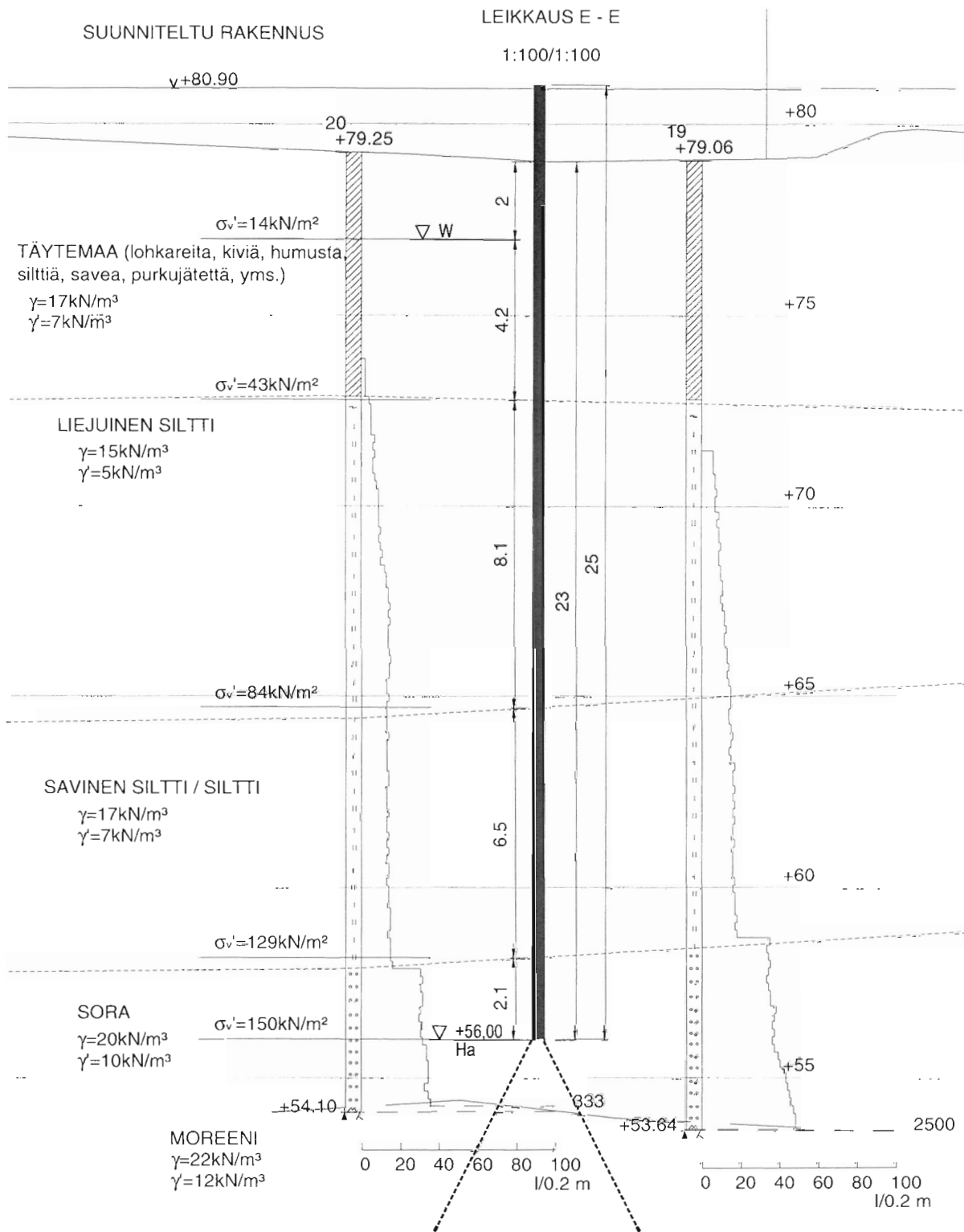
jossa σ_n on siivun n keskikohtaan paalun kuormasta syntyvä pystyjännitys

Paalun kärjen alapuolisten maakerrosten painuma voidaan siis laskea seuraavanlaisella kaavalla, kun käytetään muodonmuutosmoduuleja :

$$s_b = \frac{D_p}{E_{dt}} * \sum_{n=1}^3 \frac{\sigma_{sall}}{(n + 0,5)^2} + \frac{D_p}{E_d} * \sum_{n=4}^i \frac{\sigma_{sall}}{(n + 0,5)^2} \quad (4.39)$$

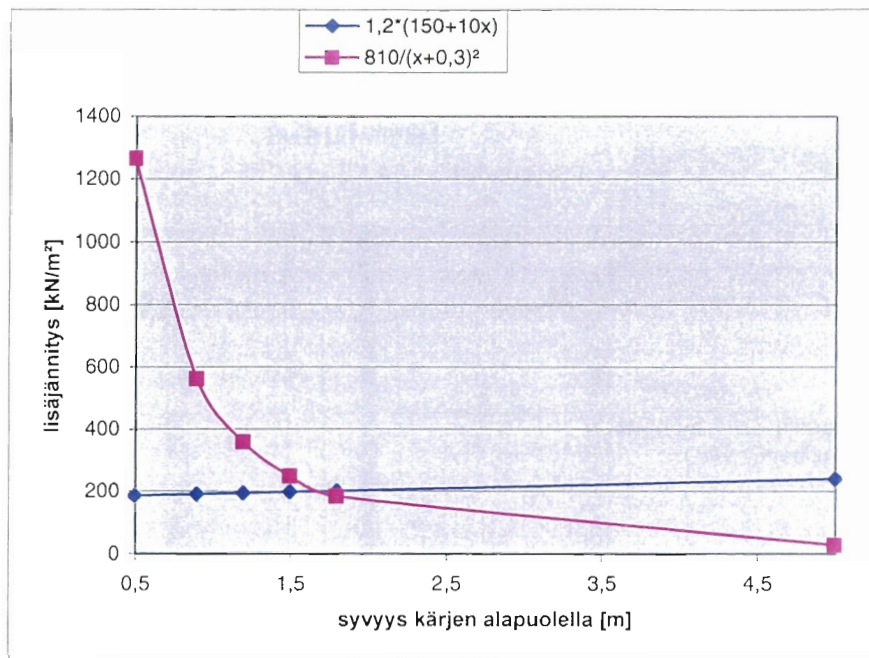
jossa s_b on paalun kärjen pystysuuntainen siirtymä
 E_{dt} on tiivistyneen maakerroksen kimmomoduli.
 E_d on tiivistyneiden kerrosten alapuolella olevan maan muodonmuutosmoduuli
 i on yhtälön (4.37) avulla saatava siivujen lukumäärä.

4.4.3.1.1 Esimerkki: paalun kärjen alapuolisten kerrosten kokoonpuristuma hiekka- tai sorakerroksessa.



Kuva 4-12: Painumalaskentaesimerkin lähtötiedot, paalu 300*300 mm², paalutusluokka IB.

Ratkaistaan aluksi painumalaskentaan mukaan otettavan kerroksen syvyys. Kaavan (4.37) mukainen 3-asteen epäyhtälö on helpointa ratkaista graafisesti. Kuvassa 4-13 on esitetty ratkaisu kuvan 4-12 mukaiselle tilanteelle, kun $\sigma_v' = 150 \text{ kN/m}^2$, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\sigma_{\text{sall}} = 9000 \text{ kN/m}^2$ (I-luokan paalu), ja $D_p = 0,3 \text{ m}$ ($0,3 \text{ m}^2 \cdot 9000 \text{ kN/m}^2 = 810 \text{ kN}$).



Kuva 4-13: Kaavan (4.37) graafinen ratkaisu.

Syvyys valitaan lähinnä paalun sivumitan kerrannaista, eli tässä tapauksessa painuma lasketaan 1,8 m (6*0,3 m) paksuiselle kerrokselle. Mikäli σ_v' olisi ollut pienempi, ts. paalu olisi jäänyt ylemmäs tai maakerrosten tehokkaat tilavuuspainot olisivat olleet pienemmät, niin painumalaskennassa huomioitava kerros olisi ollut paksumpi.

Käyttämällä kaavan (4.37) mukaisia merkintöjä voidaan tiivistyneen kerroksen kokoonpuristuma laskea seuraavanlaisella kaavalla:

Lasketaan tiivistyneen kerroksen kokoonpuristuma s_{bdt} käyttäen kimmomoduulin arvona LPO-2004 mukaista sorakerroksen arvoa 1000 MPa:

$$s_{bdt} = \frac{D_p}{E_{dt}} * \sum_{n=1}^3 \left(\frac{\sigma_{sall}}{(n+0,5)^2} \right) = \frac{300\text{mm}}{1000\text{MN/m}^2} * \left(\frac{9\text{MN/m}^2}{2,25} + \frac{9\text{MN/m}^2}{6,25} + \frac{9\text{MN/m}^2}{12,25} \right)$$

$$= \frac{300\text{mm} * (4 + 1,44 + 0,734)\text{MN/m}^2}{1000\text{MN/m}^2} = \underline{\underline{1,852\text{mm}}}$$

Tiivistyneen kerroksen alapuolisten maakerrosten kokoonpuristumista voidaan arvioida esimerkiksi julkaisun Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa /36/ taulukon 2 arvojen avulla. Paalu on upotettu kerrokseen, jossa heijarikairausvastus $N_{20} > 30$. Laskennassa muodonmuutosmoduulin (kimmomoduulin) arvona käytetään taulukon maksimiarvoa 90 MPa.

Lasketaan maakerrosten kokoonpuristuma tiivistyneen kerroksen alapuolella s_{bd} . Tiivistymättömän kerroksen paksuus on 1,8-0,9 m=0,9 m=3D_p:

$$s_{bd} = \frac{D_p}{E_d} * \sum_{n=4}^6 \left(\frac{\sigma_{sall}}{(n+0,5)^2} \right) = \frac{300\text{mm}}{90\text{MN/m}^2} * \left(\frac{9\text{MN/m}^2}{20,25} + \frac{9\text{MN/m}^2}{30,25} + \frac{9\text{MN/m}^2}{42,25} \right)$$

$$= \frac{300\text{mm} * (0,44 + 0,3 + 0,21)\text{MN/m}^2}{90\text{MN/m}^2} = \underline{\underline{3,17\text{mm}}}$$

Kärjen alapuolisten kerrosten painuma on kimmomoduuleilla laskettuna:

$$s_b = s_{bdt} + s_{bd} = 1,85\text{mm} + 3,17\text{mm} = \underline{\underline{5\text{mm}}}$$

4.4.4 Maakerrosten kokoonpuristuman arviointi tangenttimoduulimenetelmän avulla.

Tiivistyneen kerroksen alapuolisten kerrosten painumaa voidaan arvioida myös tangenttimoduulimenetelmän avulla. Jännityseksponentin arvolla $\beta=0,5$ ja vertailujännityksen arvolla $\sigma_v=100$ kPa Ohde-Janbun kaava on muotoa /36/:

$$\varepsilon_z = \frac{0,2}{m_z} * (\sqrt{\sigma_z} - \sqrt{\sigma_{cz}}) \quad (4.40)$$

jossa ε_z on suhteellinen kokoonpuristuma syvyydellä z [-] (julkaisussa /36/ on annettu virheellinen yksikkö [%])
 m_z on moduuliluku syvyydellä z
 σ_z on paalukuorman ja maan omanpainon aiheuttama tehokas normaalijännitys syvyydellä z [kPa]
 σ_{cz} on esikuormituksesta aiheutuva tehokas normaalijännitys syvyydellä z [kPa]

4.4.4.1.1 Esimerkki: paalun kärjen alapuolisten kerrosten kokoonpuristuma hiekkatai sorakeroksessa tangenttimoduulimenetelmällä laskettuna.

Käytetään kuvan 4-12 mukaisia lähtötietoja ja lasketaan esikuormituksen aiheuttamat tehokkaat normaalijännitykset siivujen puoliväleissä tasoilla $H_a-3,5*D_p$, $H_a-4,5*D_p$ ja $H_a-5,5*D_p$

$$\sigma_{c(H_a-3,5D_p)} = \sigma_{cH_a} + 3,5 * D_p * \gamma' = 150\text{kN/m}^2 + 3,5 * 0,3\text{m} * 10\text{kN/m}^3 = 161\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{c(H_a-4,5D_p)} = \sigma_{c(H_a-3,5D_p)} + D_p * \gamma' = 161\text{kN/m}^2 + 3\text{kN/m}^2 = 164\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{c(H_a-5,5D_p)} = \sigma_{c(H_a-4,5D_p)} + D_p * \gamma' = 164\text{kN/m}^2 + 3\text{kN/m}^2 = 167\text{kN/m}^2$$

Lasketaan paalukuormasta tulevat lisänormaalijännitykset samoilla tasoilla kaavan (4.38) avulla:

$$\Delta\sigma_{H_a-3,5D_p} = \sigma_4 = \frac{9000\text{kN/m}^2}{(4 + 0,5)^2} = 444\text{kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{H_a-4,5D_p} = \sigma_5 = \frac{9000\text{kN/m}^2}{5,5^2} = 298\text{kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{H_a-5,5D_p} = \sigma_6 = \frac{9000\text{kN/m}^2}{6,5^2} = 213\text{kN/m}^2$$

Lasketaan paalutuksen ja maan oman painon aiheuttamat tehokkaat normaalijännitykset samoilla tasoilla:

$$\sigma_{(H_a-3,5D_p)} = \sigma_{c(H_a-3,5D_p)} + \Delta\sigma_{(H_a-3,5D_p)} = 161\text{kN/m}^2 + 444\text{kN/m}^2 = 605\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{(H_a-4,5D_p)} = \sigma_{c(H_a-4,5D_p)} + \Delta\sigma_{(H_a-4,5D_p)} = 164\text{kN/m}^2 + 298\text{kN/m}^2 = 462\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{(H_a-5,5D_p)} = \sigma_{c(H_a-5,5D_p)} + \Delta\sigma_{(H_a-5,5D_p)} = 167\text{kN/m}^2 + 213\text{kN/m}^2 = 380\text{kN/m}^2$$

Määritetään suhteelliset kokoonpuristumat siivuille kaavalla (4.40) käyttäen julkaisun "Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa" /36/ taulukon 1 heijarikairausvastusta $N_{20} > 20$ tai $N_{20} > 25$ vastaavaa soran tai hiekan moduuliluvun arvoa 600:

$$\varepsilon_{(H_a-3,5D_p)} = \frac{0,2}{600} * (\sqrt{605} - \sqrt{161}) = \frac{0,2}{600} * (11,9) = 0,004$$

$$\varepsilon_{(H_a-4,5D_p)} = \frac{0,2}{600} * (\sqrt{462} - \sqrt{164}) = \frac{0,2}{600} * (8,68) = 0,003$$

$$\varepsilon_{(H_a-5,5D_p)} = \frac{0,2}{600} * (\sqrt{380} - \sqrt{167}) = \frac{0,2}{600} * (6,57) = 0,002$$

Lasketaan tiivistymättömän maakerroksen kokoonpuristuma:

$$s_{bd} = 300\text{mm} * (0,004 + 0,003 + 0,002) = \underline{\underline{2,7\text{mm}}}$$

Eli tangentialmoduulimenetelmällä tiivistymättömien kerrosten painuma jää jonkin verran pienemmäksi.

4.4.5 Paalujen pystysuuntaisten siirtymien arviointi kuorma-siirtymäkäyrien avulla

4.4.5.1 Hollantilainen approksimaatio

Hollantilaisissa standardeissa /34/ paalun painuma lasketaan olettamalla paalun vaipan geotekninen murtokapasiteetti saavutettavan, kun paalun yläpään siirtymä on 10mm. Paalun kärjen murtokapasiteetti puolestaan saavutetaan kun siirtymä on $D_p/10$. Lähtökohtana raja-arvoille on Terzaghin (1942) esittämä paalun murtokapasiteetin määrittäytapa. Approksimaatio soveltuu parhaiten suhteellisen löyhään jätetyille (kitka)paaluille.

Kuormitus-siirtymäkuvaajien oletetaan olevan kolmannen asteen käyriä. Olettamuksen perustella saatavista painumista tulee jonkin verran suurempia kuin todellisuudessa. Tämä johtuu siitä, että todellisten kuormitus-siirtymäkuvaajien muoto on lähempänä eksponenttifunktiota ($1-\exp(x)$) kuin kolmannen asteen käyrää.

Paalun kimmoinen kokoonpuristuma on mukana kuormitus-siirtymäkuvaajassa, joten sitä ei tarvitse erikseen laskea.

Vaipalla ja kärjessä tapahtuvat painumat oletetaan yhtä suuriksi jakamalla paalu-kuorma vaipalle ja kärjelle kertoimilla a ja b seuraavan yhtälöryhmän mukaisesti:

$$\begin{cases} s = 0,1 * D_p \left(\frac{a * R_b}{R_b} \right)^3 \\ s = 10\text{mm} * \left(\frac{b * R_s}{R_s} \right)^3 \\ P = a * R_b + b * R_s \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} s = 0,1 * D_p * a^3 \\ s = 10\text{mm} * b^3 \\ P = a * R_b + b * R_s \end{cases}$$

a on kärjen painuman kuormituskerroin

b on vaipan painuman kuormituskerroin

P on paalukuorma

Sieventämällä päädytään seuraaviin approksimaatioihin:

$$s = 0,1 * D_p \left(\frac{P}{R_b + 0,215 \sqrt[3]{D_p R_s}} \right)^3, \text{ kun } 0 < s \leq 10 \text{ mm} \quad (4.41)$$

$$s = 0,1 * D_p \left(\frac{P - R_s}{R_b} \right)^3, \text{ kun } 10 \text{ mm} < s \leq 0,1 * D_p \quad (4.42)$$

4.4.5.1.1 Esimerkki: Paalun painuma kappaleessa 4.3.3.2 määritetylle geotekniselle murtokapasiteetille pitkäaikaiskuormia vastaan hollantilaisten normien mukaan.

Puristinkairausvastuksen perusteella määritetyt kapasiteetit:

$$R_b = 641 \text{ kN}$$

$$R_s = 293 \text{ kN}$$

Lasketaan paalun painuma kaavalla (4.41) olettaen pysyväksi kuormaksi 934 kN/2=467 kN:

$$s = 0,1 * 300\text{mm} * \left(\frac{467}{641 + 0,215 * \sqrt[3]{300 * 293}} \right)^3 = 30 * 0,085 = 2,54\text{mm}$$

4.4.5.2 SPO-2001 approksimaatio

Paalun kuormitus-siirtymäkäyrille on annettu lähteessä /18/ seuraavat approksimaatiot:

paalun vaippa:

$$s_s = \frac{3F_s \cdot D}{E_s}; \quad \text{kun } F_s \leq R_s \quad (4.43)$$

paalun kärki:

, jossa s_s on kuormituksesta aiheutuva paalun vaipan siirtymä
 F_s on paalun vaipalle tuleva kuormitus
 D on paalun ulkohalkaisija tai sivumitta
 E_s on paalua ympäröivän maan painumamoduulin ominaisarvo

paalun kärki:

$$s_b = \frac{0,6 \cdot R_{b\max} \cdot F_b}{D_b^2 \cdot E_b \cdot (R_{b\max} - F_b)} \quad (4.44)$$

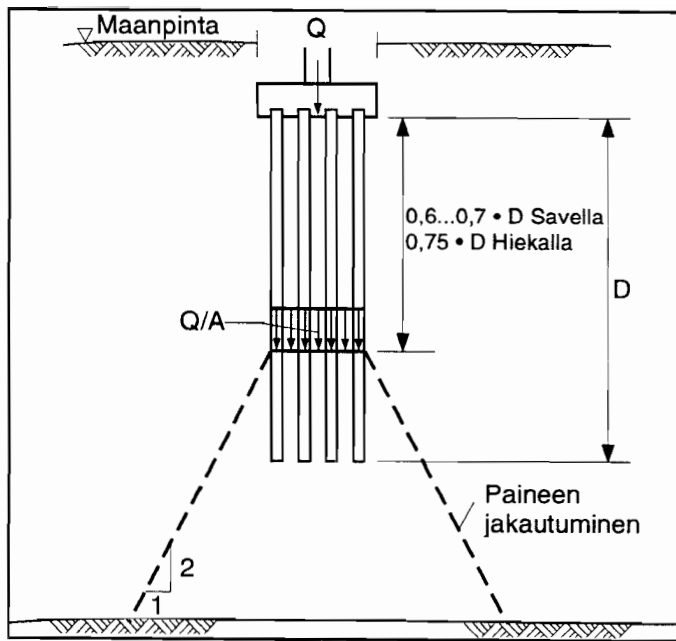
, jossa s_b on kuormituksesta aiheutuva paalun kärjen siirtymä
 F_b on paalun kärjen kuormitus
 D_b^2 on paalun kärjen poikkileikkausala
 E_b on paalun kärjen alapuolisen maan kimmomoduli

Kaavojen käytön ehtona on, että maakerrosten ominaisuudet ovat samat koko paalupituudella. Todellisessa mitoituksessa tällainen tilanne tulee hyvin harvoin paalun vaipan osalta eteen. Suurta virhettä ei tehdä, mikäli paalun vaipan kimmomodulina käytetään kimmomodulin graafista keskiarvoa.

Mikäli käytössä ei ole kohteesta tehtyjä kolmiaksaalikokeita, voidaan kimmomodulleja arvioida esimerkiksi julkaisujen /36/ tai ”Pile foundation analysis and design” /40/ avulla.

4.4.6 Kitkapaaluryhmien pystysuuntaiset siirtymät

Kitkapaaluille perustettaessa paaluryhmän painuma on yleisesti suurempi kuin yksittäisen paalun painuma. Kitkapaaluryhmän painumaa on syytä arvioida luonnontilaisen maan kimmomodulien avulla. Paaluryhmän kuormitus oletetaan jakaantuvan seuraavan kuvan mukaisesti.



Kuva 4-14: Kitka- ja koheesiopaaluryhmän painuman laskeminen /39/

4.4.7 Johtopäätöksiä paalujen pystysuuntaisista siirtymistä

Esimerkkilaskelmien lähtötiedot pyrittiin valitsemaan "vaarallisimman" mukaan. Kun verrataan esimerkkilaskelmien tuloksia taulukossa 4-6 esitettyihin raja-arvoihin, voidaan todeta yksittäisten tukipaalujen siirtymien olevan Suomalaisissa olosuhteissa yleisesti niin pieniä, ettei painumista ole haittaa rakenteelle.

Kitkapaaluryhmien painumat ovat yleisesti huomattavasti yksittäisten paalujen painumia suurempia.

4.5 Teräsbetonipaalun rakenteellinen kantavuus

4.5.1 Yleistä

Teräsbetonipaalun rakenteellisen kantavuuden mitoittaa paalun nurjahdus. Lisäksi on tarkistettava, että paalu kestää siirtojen, nostojen ja upotuksen aikaiset rasitukset.

TTY:n talonrakennustekniikan laboratoriossa on LPO-2004 kirjoitustyöhön tehty teräsbetonipaalun rakenteellisia mitoituslaskelmia. Jari Hietala on selvittänyt paalun nurjahdusta erilaisilla maan sivuvastuksen arvoilla sekä paalun kestävyyttä nostojen ja siirtojen aikaisia rasituksia vastaan. Seuraavissa kappaleissa on lyhyesti esitetty Hietalan tekemien laskelmien sisältö ja tulokset.

4.5.2 Paalun nurjahdus

4.5.2.1 Teoria

Suoran teräsbetonisen lyöntipaalun kriittinen nurjahduskuorma voidaan laskea kaavalla (Granholm):

$$P_{cr} = 2\sqrt{k_s D_P E_P I_P} \quad (4.45)$$

jossa P_{cr} on paalun kriittinen nurjahduskuorma [kN]
 k_s on maan vaakasuora alustalukukerroin [kN/m³].
 Alustalukukertoimen määrittämisestä on ohjeet mm. julkaisuissa /7, 10, 18/
 D_p on paalun halkaisija tai sivumitta [m]
 E_{Ip} on paalun taivutusjäykkyys [kNm²]

Teräsbetonipaalun taivutusjäykkyys lasketaan seuraavasti

$$E_{Ip} = 0,15 \cdot E_b I_b + E_s I_s \quad (4.46)$$

$E_b I_b$ on paalun betonin taivutusjäykkyys ($E_b \cdot D_p^4 / 12$)

$E_s I_s$ on paalun raudituksen taivutusjäykkyys.

Kaavassa ei lainkaan ole mukana paalun pituutta. Tämä johtuu siitä, että paalun nurjahdusmuodon oletetaan noudattavan siniaallon muotoa. Nurjahduspituus (L_c) on tällöin yhden siniaallon puolikas. Nurjahduspituus voidaan laskea paalun jäykkyyden ja maan vaakasuoran alustaluvun perusteella. Mikäli paalu on lyhyempi kuin yksittäinen puolialto, eli:

$$L_p \leq L_c = \pi \sqrt{\frac{E_{Ip}}{k_s D_p}} \quad (4.47)$$

niin paalun kriittinen nurjahduskuorma on suurempi kuin kaavalla (4.45) saatu nurjahduskuorma. Kaavassa (4.47) maan vaakasuora alustalukukerroin on nurjahduspituudella vaikuttavien kertoimien keskiarvo.

Mikäli paalu on upotettaessa käyristynyt, niin käyryys pienentää kriittistä nurjahduskuormaa. Koska teräsbetonisen lyöntipaalun käyryyttä ei voida upotuksen jälkeen mitata, on sen käyryys oletettava. LPO-2004 esiversiossa on esitetty paalujen oletetut kaarevuudet. (Taulukko 4-8)

Taulukko 4-8: Paalujen oletetut kaarevuussäteet [m]

Paalukoko	I-luokka	II-luokka
250*250	500-700	300-500
300*300	600-900	400-700
350*350	800-1200	600-1000

Paalun taipuma nurjahduspituuden matkalla voidaan laskea paalun nurjahduspituuden ja kaarevuussäteen perusteella seuraavasti:

$$\delta_0 = \frac{L_c^2}{8R} \quad (4.48)$$

jossa δ_0 on paalun taipuma nurjahduspituudella [m]
 L_c on paalun nurjahduspituus kaavasta (4.47) [m]
 R on oletettu kaarevuussäde taulukosta 4-8 [m]

Taipuneen paalun kriittinen murtokuorma P_{crb} voidaan laskea kaavalla:

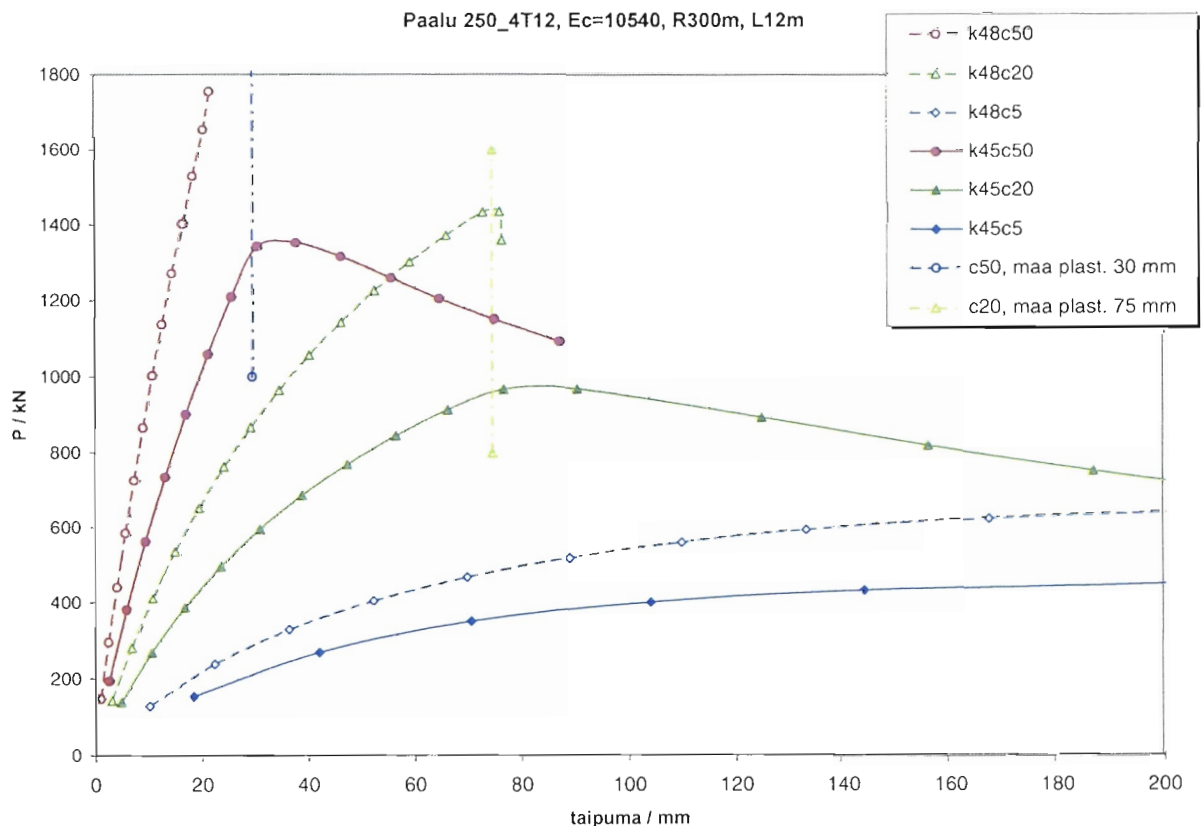
$$P_{crb} = \frac{P_{cr}}{1 + \frac{k_s \delta_0}{P_{ma}}} \quad (4.49)$$

jossa P_{cr} on suoran paalun kriittinen nurjahduskuorma kaavalla (4.45) laskettuna [kN]
 ρ_{ma} on maan paineen murtoarvo ($6 \dots 9 s_u$) [kN/m²]

4.5.2.2 LPO-2004 varten tehdyt vertailulaskelmat

Laskelmissaan Hietala on vertaillut kaavan (4.49) tuloksia DIANA 7.2 elementtimenetelmäohjelmistolla saataviin paalun maksimikapasiteetteihin. Elementtimenetelmällä saadut maksimikapasiteetit on määritetty kuorma-taipumakäyristä. Laskelmat suoritettiin käyttäen maan vaakasuorana alustalukukertoimena 50, 20 ja $5 \cdot s_u/D_p$, ja suljettuina leikkauslujuuksina 8 ja 5 kN/m². Elementtimenetelmässä annettiin maajousille maanpaineen murtoarvoa vastaava yläraja-arvo $6s_u$. Alustalukukertoimen arvolla $50 \cdot s_u/D_p$ maa plastisoituu vaakasuuntaisen siirtymän ollessa noin 30 mm. Arvolla $20 \cdot s_u/D_p$ plastisoituminen tapahtuu paalun taipuman ollessa noin 75 mm. Elementtimenetelmässä paalun betonin kimmokertoimen arvona on käytetty $E_c = E/3$, jossa E on kaavan (10.1) mukainen paalun kimmomoduuli. (Kuva 4-15)

Paalun nurjahduskuorma laskettiin 12 m pitkälle 250*250mm² teräsbetonipaalulle, jonka alkukäyrrydeksi oletettiin $R=300$ m. Betonilaatuina käytettiin K40 ja K50 betoneita. K40 teräsbetonipaalun nurjahduskuorma tutkittiin käyttäen paalun suhteellisenä teräsmääränä $\rho=0,72\%$. K50 paalun nurjahduskuorma laskettiin $\rho=0,72\%$ ja $1,28\%$ suhteellisilla teräsmäärillä. Materiaaliparametreina on käytetty käyttörajatilan parametreja (f_{ck} , f_{yk}).

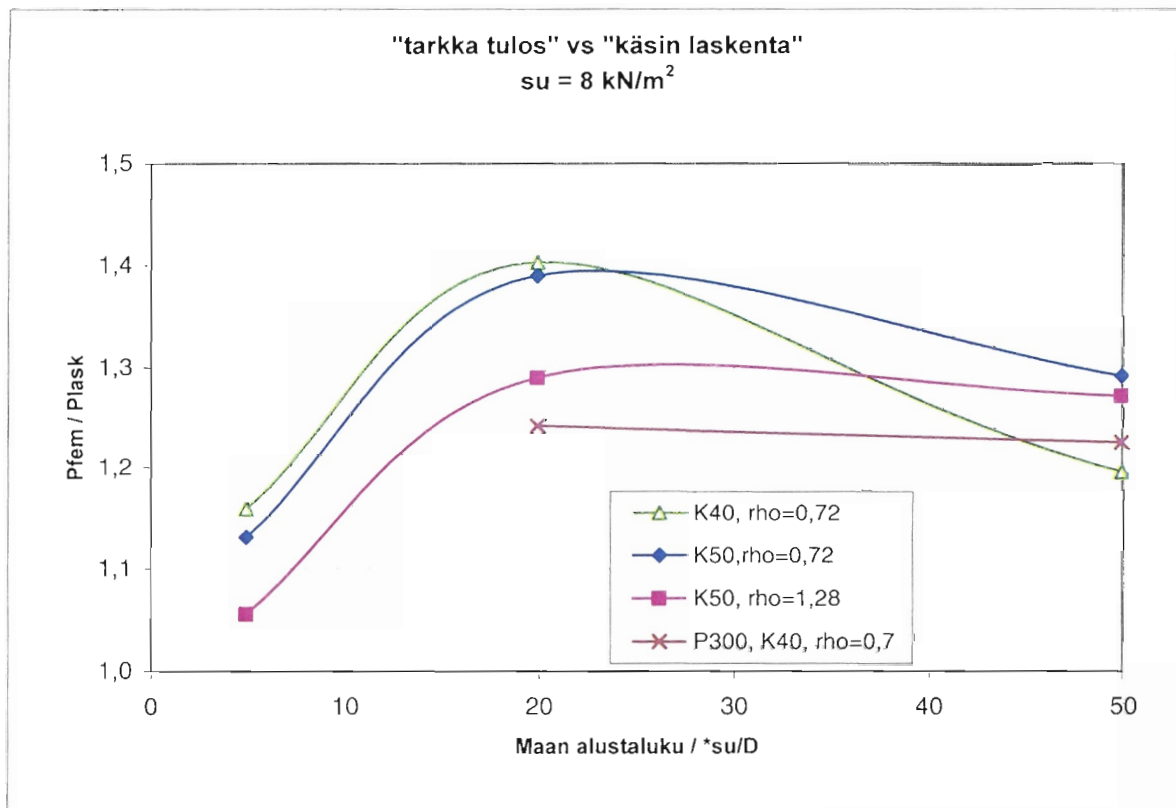


Kuva 4-15: Paalun keskipisteen taipuma betoni K40, $\rho=0,72\%$. (Jari Hietala) Selitteessä k4 tarkoittaa Betonia K40, seuraava numero saven suljettua leikkauslujuutta (8 tai 5 kN/m²) ja cNN maan vaakasuoran alustaluvun laskennassa käytettyä kerrointa (50, 20 tai 5).

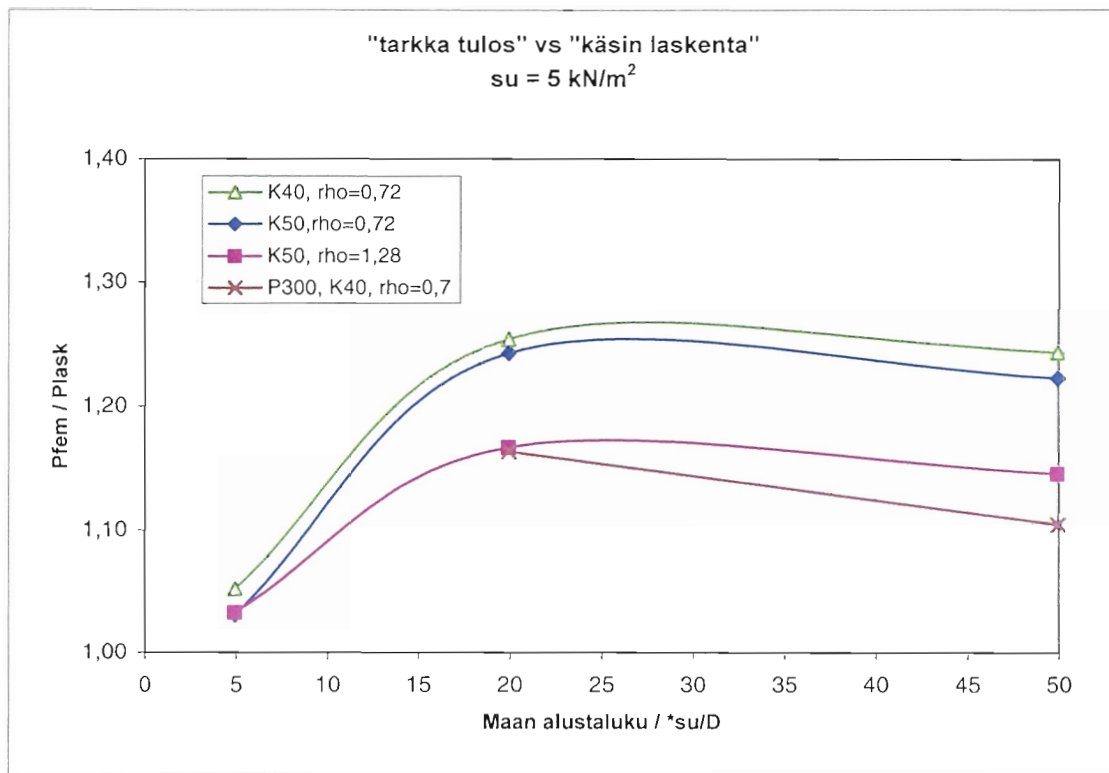
Lasketaan kaavalla (4.49) käyrää k48c20 vastaavan paalun nurjahduskuorma.

$$\begin{aligned}
 k_s &= 20 \times \frac{8 \text{ kN/m}^2}{0,25 \text{ m}} = 640 \text{ kN/m}^3 \\
 E_p I_p &= 0,15 \cdot E_b I_b + E_s I_s = 1544 \text{ kNm}^2 + 718 \text{ kNm}^2 = 2262 \text{ kNm}^2 \\
 \Rightarrow P_{cr} &= 2 \sqrt{640 \text{ kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} \times 2262 \text{ kNm}^2} = 1203 \text{ kN} \\
 \Rightarrow L_c &= \pi \sqrt[4]{\frac{2262 \text{ kNm}^2}{640 \text{ kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m}}} = 6,09 \text{ m} \\
 R = 300 \Rightarrow \delta_0 &= \frac{6,09^2 \text{ m}^2}{8 \times 300 \text{ m}} = 0,1546 \text{ m} \\
 p_{ma} &= 6 \times 8 \text{ kN/m}^2 = 48 \text{ kN/m}^2 \\
 \Rightarrow \underline{\underline{P_{crb}}} &= \frac{1203 \text{ kN}}{1 + \left(\frac{640 \text{ kN/m}^3 \times 0,1546 \text{ m}}{48 \text{ kN/m}^2} \right)} = \underline{\underline{1144 \text{ kN}}}
 \end{aligned}$$

Kuvasta 4-15 luettuna k48c20 nurjahduskuorma on ~1410 kN, joten kaavan (4.49) tulos on varmalla puolella FEM-mallilla laskettuun nähden ($P_{fem}/P_{lask} \sim 1,25$). Muiden mallinnettujen ja käsinlaskettujen nurjahduskuormien suhteet on esitetty kuvissa 4-16 ja 4-17.

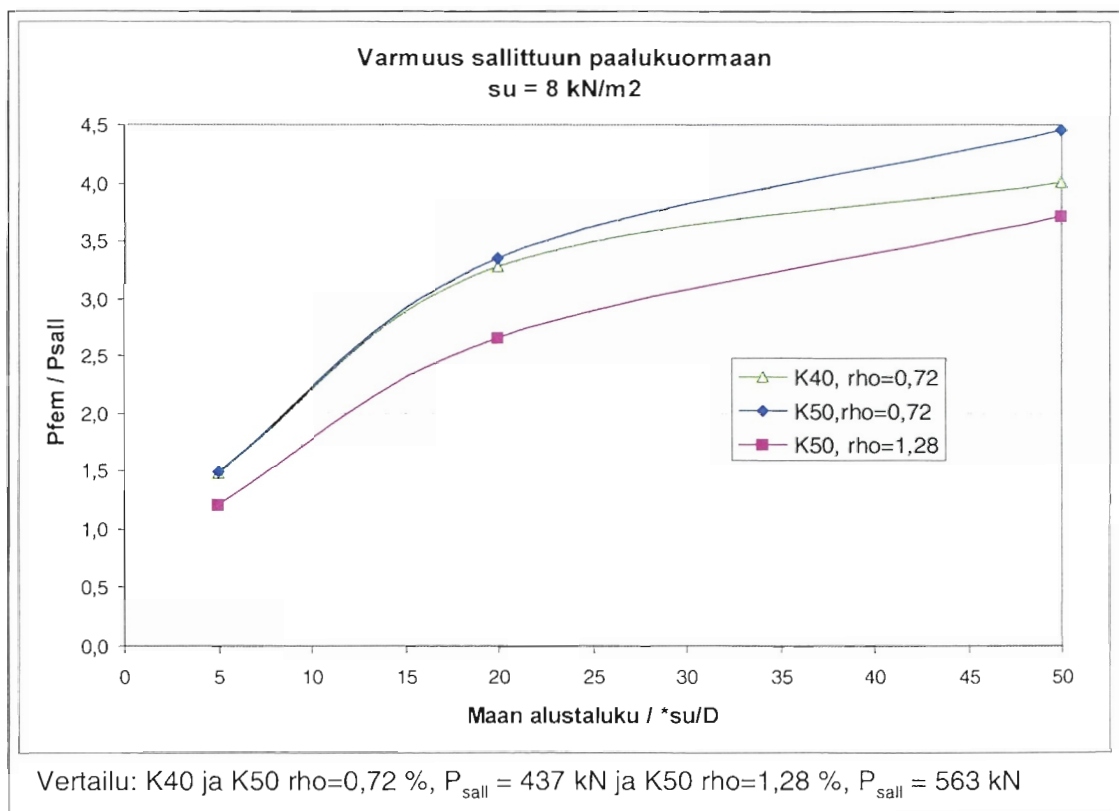


Kuva 4-16: Elementtimenetelmällä (Pfem) ja kaavalla (4.49) (=Plask) laskettujen nurjahduskuormien suhde eri alustaluvun kertoimilla kun $s_u=8 \text{ kN/m}^2$. (Hietala-Holopainen)

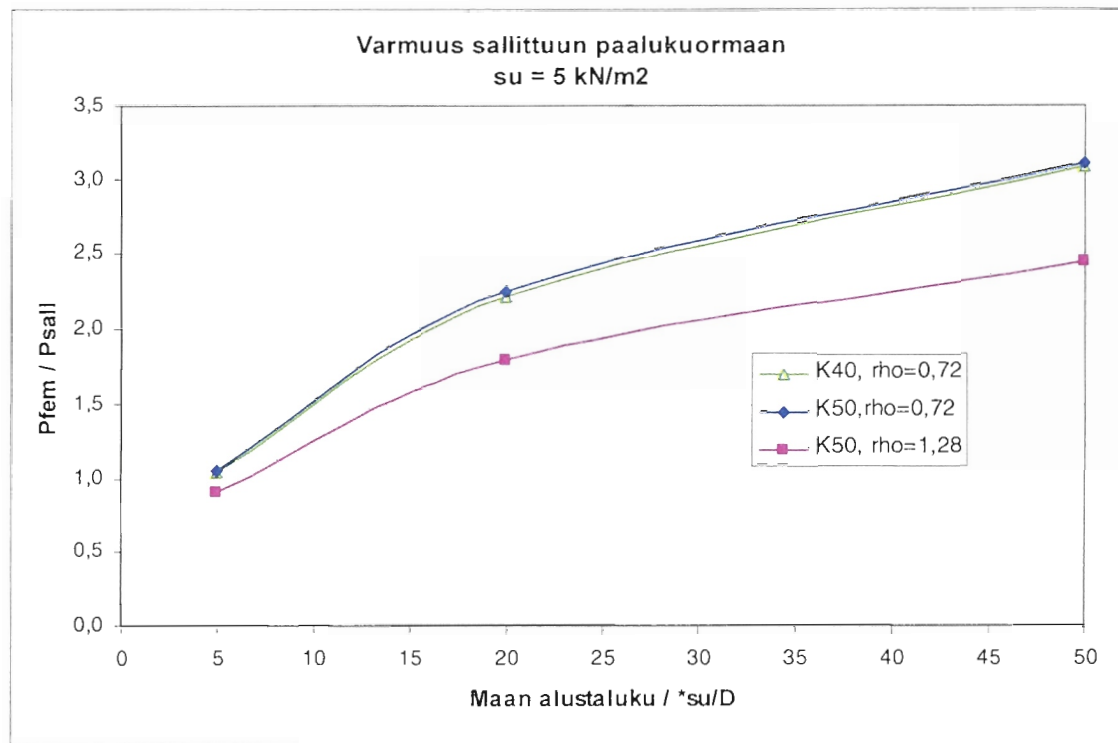


Kuva 4-17: Elementtimenetelmällä (Pfem) ja kaavalla (4.49)=(Plask) laskettujen nurjahduskuormien suhde eri alustaluvun kertoimilla kun $s_u=5 \text{ kN/m}^2$. (Hietala-Holopainen)

Lisäksi Hietala on verrannut FEM-laskennalla saatavia nurjahduskuormia paalujen sallittuihin kuormiin. Suhteet on esitetty kuvissa 4-18 ja 4-19



Kuva 4-18: Elementtimenetelmällä lasketun nurjahduskuorman suhde sallittuun paalukuormaan, kun $s_u=8 \text{ kN/m}^2$. (Hietala)



Kuva 4-19: Elementtimenetelmällä lasketun nurjahduskuorman suhde sallittuun paalukuormaan, kun $s_u=5\text{ kN/m}^2$. (Hietala)

4.5.2.3 Johtopäätöksiä nurjahdustarkasteluista.

Tarkastelu tehtiin vain $250 \times 250 \text{ mm}^2$ teräsbetonipaaluille käyttäen taulukon 4-8 mukaista suurinta mahdollista alkukäyryyttä $R=300 \text{ m}$. Maan vaakasuora alustaluku määritettiin kertoimilla 5, 20 ja 50. Suurpaalutusohjeen (SPO-2001) mukaan kertoimien arvoina voidaan käyttää pitkäaikaisilla kuormituksilla välillä 20...50 ja lyhytaikaisilla kuormituksilla välillä 50...150 olevia arvoja.

FEM-laskennalla saatujen nurjahduskuormien varmuus sallittuun paalukuormaan nähden suljetun leikkauslujuuden arvolla 8 kN/m^2 ja kertoimella 20 on yli 2,5. Suljetun leikkauslujuuden arvolla 5 kN/m^2 kertoimen arvolla 20 on varmuus $F \sim 1,7$ I-luokan, ja $F \sim 2,2$ II-luokan $250 \times 250 \text{ mm}^2$ paaluilla. Eli kun käytetään SPO-2001 mukaisia vaakasuoran alustaluvun kertoimia, niin paalun nurjahdus ei muodostu määrääväksi mitoistekijäksi, mikäli maakerroksen leikkauslujuus on vähintään 8 kN/m^2 . Kun leikkauslujuus on 5 kN/m^2 aletaan pitkäaikaiskuormitustapauksessa ($k_s=20 \cdot s_u/D_p$) olla liian alhaisella varmuustasolla, varsinkin IB-luokan paalulla.

Kaava (4.49) antaa yleisesti FEM-laskentaan verrattuna varmalla puolella olevia nurjahduskuorman arvoja. Kaavaa voidaan siis käyttää elementtimenetelmän sijasta paalun nurjahdustarkasteluissa. Paalun nurjahduskuorma ei IB ja II-luokissa muodostu mitoittavaksi tekijäksi suljetun leikkauslujuuden ollessa $\geq 8 \text{ kN/m}^2$. Kaavan varmuustaso FEM-laskentaan nähden pienenee suljetun leikkauslujuuden pienentyessä, joten LPO-2004 mukainen rajoitus kaavan käytöstä vain suljetun leikkauslujuuden ollessa yli 5 kPa on paikallaan.

Maakerrokset joiden suljettu leikkauslujuus on pienempi kuin 5 kPa ovat yleensä humuspitoisia maita tai alikonsolidoituneita vesijättömaita. Niissä ei yleensä esiinny kui-

vakuorikerroksia, joten paaluttaminen suoraan maan pinnalta ilman esirakennustöidenpiteitä ei yleensä onnistu.

Pehmeän kerroksen paksuus vaikuttaa nurjahdusmitoitukseen. Mikäli kohteessa on erittäin pehmeitä kerroksia ($s_u < 8 \text{ kN/m}^2$) joiden paksuus on suurempi kuin kaavalla (4.47) laskettu kriittinen nurjahduspituus, on paalulle tehtävä nurjahdustarkastelu, tai paalu on mitoitettavana sivutukemattomana pilarirakenteena.

4.5.3 Mitoitukset paalujen nostoille ja siirroille

4.5.3.1 Yleistä

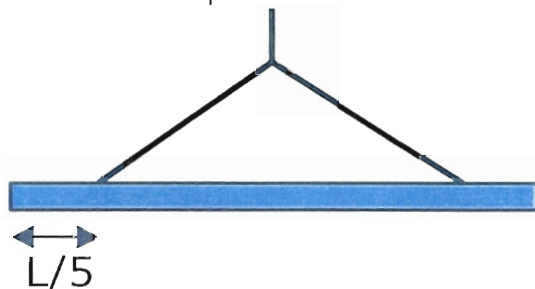
Paalun nostaminen pystyyn $0,3L_P$ etäisyydeltä paalun päästä aiheuttaa vaikeuksia varsinkin pidemmillä paaluilla. Paalun yläpään saaminen järkäleen pesään ei onnistu, vaan paalu pyrkii liukumaan paalutuskoneen päälle. Tästä johtuen paalut nostetaan pystyyn varsin läheltä nostolenkkiä eli $0,2L_P$ paalun päästä.

LPO-2004 kehitystyöhön liittyen Hietala on tutkinut muotista noston ja paalun pystyynnoston yhteydessä paaluun syntyviä rasituksia. Seuraavissa kappaleissa esitetään laskelmien sisältö ja johtopäätökset.

4.5.3.2 Paalujen rasitukset nostoissa ja siirroissa

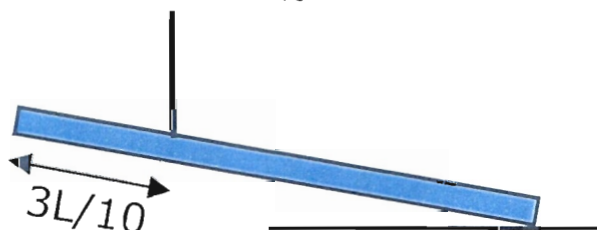
Paalujen nostolenkit on sijoitettu $0,2L_P$ paalun päistä. Kahdesta pisteestä nostettuna optimaalinen nostokohta on hyvin lähellä nostolenkkien paikkoja. Pystyynnostokohdasta $0,3L_P$ on samoin määritetty statiikan perusteella.

Paalun nostoista aiheutuu paaluun seuraavanlaisia taivutusrasituksia (Hietala)



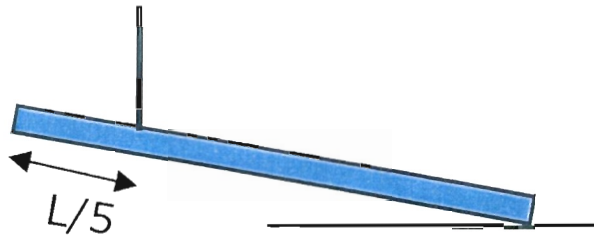
Paalun nosto muotista ja kuorman purkaminen

$$M_{\max} = \frac{gL^2}{40} \quad (4.50)$$



Paalun pystyynnosto $0,3L_P$ paalun päästä

$$M_{\max} = \frac{gL^2}{22} \quad (4.51)$$



Paalun pystyynnosto $0,2L_P$ paalun päästä

$$M_{\max} = \frac{gL^2}{14} \quad (4.52)$$

kun g on paalun omapaino kerrottuna sysäyslisällä 1,35

Suurin momentti paaluun syntyy kun paalua nostetaan pystyyn nostolenkin kohdalta. Paalun taivutuskapasiteetti riittää syntyville jännityksille, mutta halkeamanleveydet kasvavat vaarallisen suuriksi, mikäli rauditusmääriä ei nosteta.

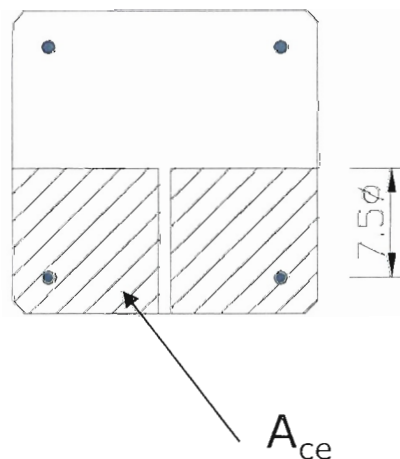
4.5.3.3 Halkeaman leveyden tarkastelu pystyynnostolle

Halkeaman leveyden tarkastelu tehdään RakMk B4 mukaisesti. Suurimpana sallittuna halkeaman leveytenä pidetään $w_k=0,3$ mm.

$$w_k = \varepsilon_s(3,5c + k_w\Phi/\rho_r) \quad (4.53)$$

jossa

- w_k on halkeaman leveyden ominaisarvo [mm]
- ε_s on raudituksen suhteellinen venymä [%]
- c on betonipeite [mm], teräsbetonipaaluilla 30 mm
- k_w on tartuntakerroin [-] 0,085 (harjateräs)
- Φ on teräksen halkaisija [mm]
- ρ_r vedetyn puolen suhteellinen raudituspinta-ala A_s/A_{ce} [%]



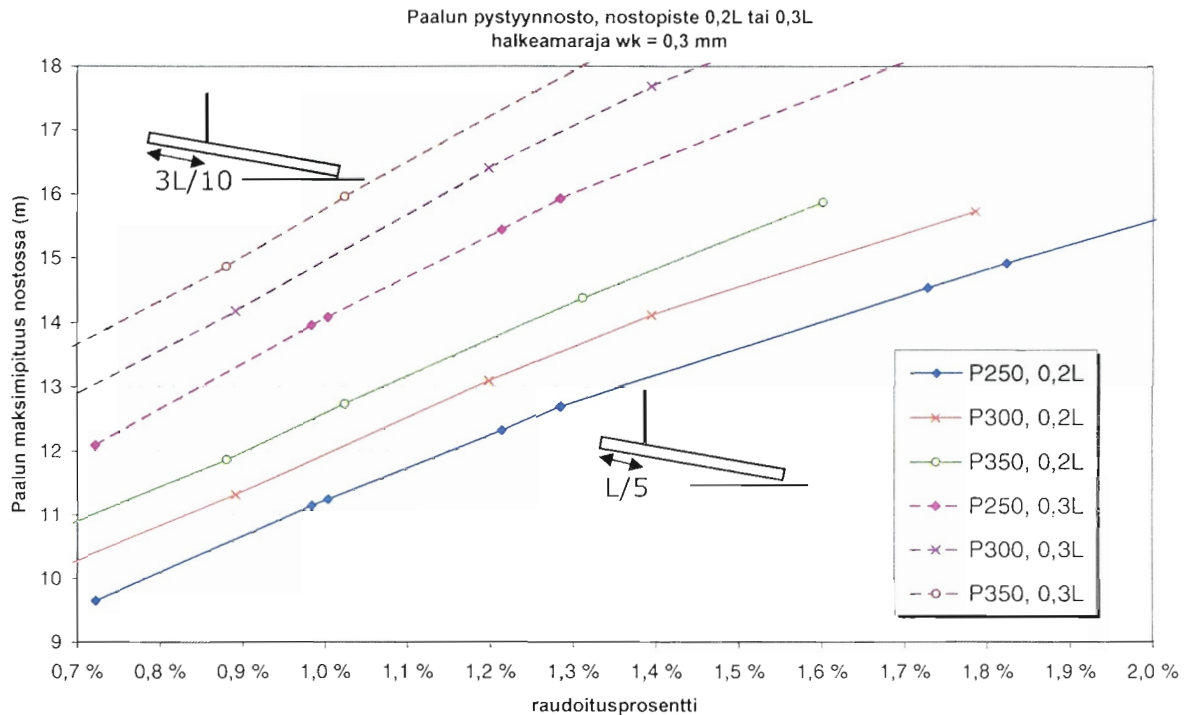
Kuva 4-20: Suhteellisen raudituspinta-alan määrittäminen betonipaaluissa (Hietala)

RakMk B4 mukaan sallittua halkeaman leveyttä saa korottaa todellisen suojaetäisyyden ja pienimmän sallitun suojaetäisyyden suhteella $c/c_{\min} = 30/25 = 1,2$

$\Rightarrow \varepsilon_s = \sim 1,0 \text{ ‰}$ (210 MPa), kun $w_k = 1,2 \cdot 0,2 \text{ mm} = 0,24 \text{ mm}$

$\Rightarrow \varepsilon_s = \sim 1,5 \text{ ‰}$ (315 MPa), kun $w_k = 1,2 \cdot 0,3 \text{ mm} = 0,36 \text{ mm}$

Edellisten perusteella on laadittu seuraavanlainen käyrästä paalun suhteellisille raudoitusmäärille, kun paalun pituus ja pystyynnostokohta vaihtelevat.



Kuva 4-21: Paalun raudoitusmäärä eri pystyyn nosto tapauksissa. (Hietala)

4.5.3.4 Johtopäätöksiä paalujen nostojen ja siirtojen aikaisista rasituksista

Paalut ovat elementtirakenteita, jotka on normien ja ohjeiden mukaan mitoitettava myös käsittelyn aikaisille rasituksille. Paalujen pystyyn nostokohta on käytännön syistä läheltä nostolenkkiä, ja paalujen raudoitukset on mitoitettava tätä vastaaville rasituksille.

Mitoitustapauksissa ei ole otettu huomioon järkeleän vaikutusta rasituksiin. Mikäli paalua nostetaan nopeammin kuin järkeleä niin paalu taipuu. Taipumisesta tulee lisärasituksia, jotka voivat olla jopa suurempia kuin paalun omasta painosta pystyyn nosto vaiheessa aiheutuvat rasitukset. Tämän vuoksi on järkevää nostaa paalu pystyyn nostolenkin kohdalta, jolloin epätahtisesta nostosta tulevat rasitukset jäävät pienemmiksi kuin jos nostettaisiin $0,3L_P$ etäisyydeltä.

4.6 Suunnitelmien esittäminen

4.6.1 Yleistä

Rakennushankkeen vaiheisiin liittyviä eri osapuolten tehtäviä ja niihin liittyviä asiakirjoja on esitetty seuraavassa taulukossa.

Taulukko 4-9: Rakennushankkeen vaiheisiin liittyvät eri osapuolten tehtävät ja asiakirjat.

Rakennushankkeen vaiheet		RAKENNUSSUUNNITTELU		RAKENTAMINEN	KÄYTTÖ
		Luonnossuunnittelu	Toteutussuunnittelu		
Rakennuslupavaihe	Tehtävät	Rakennusluvan käsittely	Suunnitelmien ja luvan yhtämittaisuuden tarkistaminen	Suunnitelmien ja toteutuksen yhtämittaisuuden valvonta	Rakennuslupapiirustusten arkistointi
	Laadittavat dokumentit	Rakennuslupa	Suunnitelmien leimaus	Hyväksymismerkinnät	
Urakoitsijavaihe	Tehtävät			Rakentaminen	Takuuajan korjaukset
	Työsuunnitelma-asiakirjat			Suunnitelmakatselmus Laadunvalvonta Pohjarakentamisen työ- ja laadunvarmistussuunnitelma Työmaapäiväkirja Laatudokumentit	Takuukorjausten työ- ja laadunvarmistussuunnitelmat Laatudokumentit Rakennuksen käyttö- ja huoltokirja
Rakennushankkeen seuranta	Tehtävät	Rakennusluvan hankinta Suunnittelijoiden valinta	Rahoitus	Urakoitsijan valinta Työn valvonta ja vastaanotto	Takuuajan korjausten valvonta Vastuiden ja vakuuksien valvonta
	Laadittavat dokumentit	Suunnittelusopimukset	Suunnittelusopimukset	Urakkasopimus Työmaakokouspöytäkirjat Vastaanottokatselmus- pöytäkirja	
Vastaava rakennusvalvontapäällikkö	Rakennesuunnittelun tehtävät	Rakenteiden teknistaloudellinen vertailu	Rakenteiden suunnittelun vetäminen	Asiantuntijavalvonta	Asiantuntijavalvonta
	Rakennesuunnitelma-asiakirjat	Alustava rakennusselostus	Suunnitelmien tarkastaminen Rakennesuunnitelma Rakennusselostus	Lisä- ja muutossuunnittelu Lisä- ja muutossuunnitelmat	
Pohjarakennesuunnittelija	Pohjarakennesuunnittelun tehtävät	Pohjarakenteiden teknistaloudellinen vertailu Yleispiirteisen pohja-tutkimuksen ohjelmointi	Pohjarakenteiden suunnittelu	Asiantuntijavalvonta Lisä- ja muutossuunnittelu Täydentävien pohja-tutkimusten ohjelmointi	Asiantuntijavalvonta Tarkkailututkimusten ohjelmointi
	Pohjarakennesuunnittelun asiakirjat	Pohjarakennusehdotus Pohjatutkimusohjelma	Pohjarakennesuunnitelma Pohjarakenteiden rakennusselostus Pohjatutkimusohjelma	Lausunnot Lisä- ja muutossuunnitelmat	Lausunnot Korjaussuunnitelmat Tutkimusohjelmat
Pohjatutkimus	Pohjatutkimukset	Yleispiirteinen pohjatutkimus	Yksityiskohtainen pohjatutkimus Täydentävät pohjatutkimukset	Pohjatutkimusohjelmat	Tarkkailututkimukset
	Pohjatutkimusasiakirjat	Pohjatutkimusselostus Tutkimuspiirustukset	Pohjatutkimusselostus Tutkimuspiirustukset	Pohjatutkimusselostus Tutkimuspiirustukset	Tutkimusraportit

Kuten taulukosta selviää, niin pohjarakennesuunnittelijan ja pohjatutkijan tehtävät eivät rajaudu pelkästään suunnitteluvaiheeseen, vaan toimeksiantoon saattaa sisältyä myös rakentamisen ja käytön aikaisia tehtäviä. Pääosa pohjatutkijan ja pohjarakennesuunnittelijan työpanoksesta sisältyy suunnitteluvaiheeseen, mutta mikäli tässä vaiheessa on hutiloitu, niin se näkyy lisääntyneenä työ määränä rakentamisen ja käytön aikana. Tarkempia tutkimuksia aiheesta ei ole tehty, mutta yleistykseenä voitaisiin sanoa, että mitä enemmän suunnitteluvaiheessa säästää, sitä enemmän rakentamisesta maksaa.

Jäljempänä keskitytään toteutussuunnitteluvaiheessa laadittaviin asiakirjoihin.

Vastaava pohjarakennesuunnittelija koordinoi suunnitelma-asiakirjojen laatimisen. Suunnitelmat laaditaan työn suorittamista varten. Töiden suorittamiseksi laaditaan urakkasopimus ja suunnitelmat muodostavat sopimuksen tekniset asiakirjat. Vaikka-kin Suomessa vielä rakennetaan pääosin insinööri- ja teknikkojohtoisesti eikä juristin avulla, niin asiakirjojen pätevyysjärjestys on syytä pitää mielessä suunnitelmia laadittaessa. Pätevyysjärjestys on määritetty rakennusurakan yleisissä sopimusehdoissa, YSE-1998 /41/ seuraavasti.

- A. Kaupalliset asiakirjat
 - a) urakkasopimus;
 - b) urakkaneuvottelupöytäkirja;
 - c) nämä yleiset sopimusehdot;
 - d) tarjouspyyntö ja ennen tarjouksen antamista annetut kirjalliset lisäselvitykset;
 - e) urakkaohjelma tai muut sopimuskohtaiset urakkaehdot;
 - f) urakkarajaliite;
 - g) tarjous;
 - h) määrä- ja mittaluettelot;
 - i) muutostöiden yksikköhintaluettelo.
- B. Tekniset asiakirjat
 - j) työkohtaiset laatuvaatimukset ja selostukset
 - k) sopimuspiirustukset
 - l) yleiset laatuvaatimukset ja työselostukset

Suunnitelmat kuuluvat teknisiin asiakirjoihin ja niiden juridinen asema on näennäisesti pieni. Tarjouspyyntöön sisältyneet suunnitelmat ovat kuitenkin koko sopimuksen perustana, jolloin suunnitelmien asema todellisuudessa huomattavasti korostuu. Ristiriitatilanteissa kirjalliset selostukset ovat aina piirustuksia määräävämpiä, ja piirustuksissa tarkin mittakaava on juridisesti määräävin. Selostuksissa sovelletaan samaa mittakaavaperiaatetta, eli työkohtainen työselostus menee rakennusselostuksen edelle.

Suomessa sovelletaan asiakirjojen tulkinnassa ns. laatijan vastuuta. Sillä tarkoitetaan sitä, että mikäli jokin asia on epäselvästi tai ristiriitaisesti sanottu, niin se tukitaan kirjoittajan vastapuolelle edullisimmalla tavalla.

Taulukko 4-10: Paalutuksen pohjarakennesuunnitelmassa esitettävät asiat

	asiakirja	(pohja-) rakennus- selostus	paalutuspiirustus			paalutus- selostus	koepaalu- tussuun- nitelma
esitettävät asiat							
Yleiset asiat							
● paalutussuunnitelman asiakirjaluettelo		●	○			○	
● suunnittelijoiden yhteystiedot		○	●	●	●	●	
Paalutiedot							
● paalujen materiaalit			○	○	●	○	
● paalujen koko		○	○	○	●	○	
● paalutusluokka tai paalun sallittu kuorma		○	○	○	●	○	
○ suurin paalukuorma			●			○	
● paalujen kärjet		○	○	○	●	○	
○ paalujen jatkosten tyyppi			○	○	●	○	
○ paalujen muut varusteet		○	○	○	●	○	
Rakenne							
● maakerrosrajat ja -kerrosten ominaisuudet		○		●		○	
● paaluilla perustettavien rakenteiden ääriiivat			●	●			
○ olemassaolevien rakenteiden ääriiivat			●	●			
● paalujen ja paaluryhmien paikat			●				
● paalujen tunnuksot			●		●		
● paalujen kaltevuus			●	●	●		
● paalujen katkaisutasot ja tartunnat			○	○	●		
● tavoitetasot tai arvioidut tukeutumistasot			○	●	●		
● paalujen tilauspituudet					●		
● anturan rakenne ja alapinnan korkeusasema			○	●			
● paalujen kiinnitys anturaan ja ylärakenteisiin			○	●	○	○	
○ paalujen toimintatapa			●			○	●
Työ- ja laatuvaatimukset							
● ohjeet paalutuspöytäkirjan pitämisestä		●	○			○	●
● koordinaatistot ja korkeusjärjestelmä			●	○		○	
● sallitut sijaintipoikkeamat			●		○	○	
● paalutuskalusto			●			○	●
● loppulyöntiohje			●		○	○	●
○ työjärjestys			●	○	○	○	
○ koepaalut			●		○	○	●
○ kantavuus- ja ehjyysmittaukset			○		●	○	●
○ tärinöiden ja sivusiirtymien tarkkailu						●	○
○ haittojen estämiseksi tarvittavat toimenpiteet			○			●	
○ täytemaan läpäisemistoimenpiteet			○	●	○	○	○
○ routasuojaus			○			●	

merkkien selitykset ● laaditaan/esitetään aina
○ laaditaan/esitetään tarvittaessa

Kohteesta laaditaan pohjarakennesuunnitelma, joka paaluilla perustettaessa tarkoittaa seuraavien asiakirjojen laatimista ja täydentämistä:

- Paaluperustuksen pohjarakennesuunnitelma
 - (pohja)rakennusselostus
 - paalutussuunnitelma
 - paalutuspiirustus
 - selostukset ja muut täydentävät asiakirjat
 - pohjatutkimukset
 - tutkimuskartta
 - poikkileikkaukset

Samaa asiaa ei ole syytä esittää kovin monessa asiakirjassa. Mikäli suunnitelmaan tulee muutoksia, niin asiaa ei tarvitse moneen paikkaan korjata. Kussakin kohteessa on tapauskohtaisesti ratkaistava vaatimusten esittäminen, muistaen asiakirjojen juridinen pätevyysjärjestys.

Myös asiakirjojen luettavuus olisi suotavaa. Pääsääntönä voitaisiin pitää, että mikäli kaikki tiedot vain suinkin saataisiin sovitettua paalutuspiirustukseen, niin hyvä. Mikäli tarvitaan paalutusselostus, niin on syytä tehdä siitä niin täydellinen, että piirustuksissa esitettäisiin ainoastaan paalujen sijainnit. Tätä puoltaa myös se, että juridiikassa kirjalliset selostukset menevät aina piirustusten edelle.

Piirustuksissa noudatetaan PRP-84 /28/ annettuja ohjeita. Suositeltava mittakaava paalukartalle on 1:50. Pienempää mittakaavaa kuin 1:100 ei saa käyttää. Poikkileikkaus voidaan esittää mittakaavassa 1:200. Detaljit esitetään 1:10 tai suuremmassa mittakaavassa.

4.6.2 (Pohja)rakennusselostus

Pohjarakennusselostus laaditaan MaaRYL 2000 /42/ ohjeiden mukaisesti. Paalutuksia käsitellään erityisesti rakennusosien kohdissa D45, E61, sekä työnosissa kohdassa 142.

Pohjarakennusselostus muodostaa rakennusselostuksen luvut D ja E. Rakennusselostus on urakan juridisesti sitovin tekninen asiakirja. Rakennusselostuksessa tulee olla suorat viittaukset muihin suunnitelma-asiakirjoihin, jotta ne olisivat juridisesti päteviä.

Rakennusselostuksessa kerrotaan lopputuloksen laatuvaatimukset. Siinä voidaan määrätä tiukempia tai väljempiä toleransseja toteutukselle. Lisäksi voidaan asettaa materiaali- ja tekotapavaatimuksia eri rakenneosille. Nykykäytännön mukaisesti ja risitiirittaisuuksien välttämiseksi ei rakennusselostukseen kirjoiteta esiin muissa asiakirjoissa olevia ohjeita, vaan niihin viitataan. Viittauksissa on syytä pyrkiä mahdollisimman suureen tarkkuuteen, etteivät eri asiakirjoissa annetut toisistaan poikkeavat ohjeet aiheuttaisi sekaannusta.

Mikäli paalutustyö aloitetaan ennen varsinaisen pohjarakennusselostuksen valmistumista, niin urakkasopimus tehdään pohjarakennusluonnokseen perustuen. Luonnosta täydennetään paalutussuunnitelmalla.

4.6.3 Paalutussuunnitelma

Paalutuksen suorittamista varten laaditaan aina paalutuspiirustus. Paalutuspiirustus sisältää aina paalukartan, poikkileikkaukset ja paaluluettelon. Poikkileikkaukset ja paaluluettelo voidaan laatia myös erillisinä asiakirjoina.

Pohjasuhteiltaan tai muuten monimuotoisissa kohteissa voidaan piirtää tarpeellinen määrä muita piirustuksia ymmärrettävyyden parantamiseksi.

Lisäksi voidaan laatia erikseen paalutusselostus, koepaalutussuunnitelma ym. selvittäviä asiakirjoja ja suunnitelmia. Mikäli asiakirjoja on enemmän kuin yksi, on paalutuspiirustuksessa oltava asiakirjaluettelo.

Nykyisissä suunnitelmissa on varsin usein laiminlyöty mm. paaluluettelon laatiminen. Onko kyseessä vastuiden tietoinen hämärtäminen, vai suunnittelijan ajan puute? Reiluinta olisi, että rakennuttaja ottaa vastuun kohteen paalujen tilauspituuksista, koska se on päättänyt myöskin niiden pohjatutkimusten laadusta, joiden perusteella pituudet määritetään.

Paalujen tilauspituudet paaluluettelossa määritetään seuraavaan täyteen metriin. Mikäli paalutustyö tullaan suorittamaan lopullista katkaisutasoa ylemmältä tasolta, on paalujen tilauspituuksien riitettävä työskentelytason yläpuolelle. Tilauspituuksissa on myös huomioitava koekuormitusten vaatimat lisäpituudet. Dynaamisia koekuormituksia varten tulee paalun yläpää olla vähintään 3D_p maanpinnan yläpuolella. Staattisilla koekuormituksilla paalua tulee olla näkyvissä vähintään 2D_p verran jottei kaivutöitä mittausten vuoksi tarvitsisi tehdä.

Apupaalua käytetään vain yksittäisten sukellusten yhteydessä. Mikäli paalun kärjen taso poikkeaa kovin paljon viereisten paalujen kärkien tasosta, on paalu todennäköisesti katkennut, jolloin se on korvattava uudella paalulla.

Myöskin loppulyöntiohjeet on kirjattava tarkasti paalutussuunnitelmaan. LPO-87 ja myös uuden lyöntipaalutusohjeen loppulyöntitaulukot ja niihin liittyvät lisäohjeet antavat mahdollisuuden hyvinkin erilaisiin tulkintoihin loppulyöntisarjojen määristä ja lyöntikorkeuksista. Suunnittelijan on tunnettava pohjasuhteet niin hyvin, että hän voi kirjata yksiselitteisen loppulyöntiohjeen. Toki apuna voi käyttää lyöntipaalutusohjeita, mutta pelkkä viittaus taulukon numeroon ei riitä.

4.6.3.1 Paaluille sallittavat sijaintipoikkeamat

Paalutustyössä on kohtuutonta olettaa nollatoleranssin toteutumista missään olosuhteissa. Niinpä on hämmästyttävää kuinka monessa tutkimuskohteista oli anturan leveys suunniteltu täsmälleen LPO-87 esitettyjen minimireunaetäisyyksien ja paalun sivumitan summana. Tämähän tarkoittaa jo paalutuksen nollatoleranssin toteutuessa muutoksia rakenteissa, koska paalu voidaan lyödä hieman vinottain, jolloin sen leveys anturan poikkisuunnassa on suurempi kuin paalun sivumitta. Rakenteellisesti tällainen tilanne tuskin aiheuttaa mitään ongelmia, mutta valvonnan kannalta on jokseenkin tylsää ja turhauttavaa selvittää mikä on määräävämpää, LPO:n reunaetäisyydet vaiko jokin muu.

Jäljempänä kappaleessa 5.4.2 on esitetty tutkimuskohteista lasketut paalujen sijaintipoikkeamien jakaantumukset, sekä niiden suhde annettuihin toleransseihin. Tulosten pe-

rusteella voitaisiin suositella seinäanturan minimileveydeksi, kun käytetään suoraan linjaan lyötyä paaluriiviä, seuraavan kaavan mukaista leveyttä:

$$b_{\min} = 2,41 \cdot D_p + 2 \cdot \Delta_s + 100\text{mm} \quad (4.54)$$

jossa $b_{\min}$ on anturan minimileveys [mm]
 D_p on paalun sivumitta [mm]
 Δ_s on sallittu sijaintipoikkeama [mm]

Tällöin 100mm toleranssilla saadaan anturan minimileveyksiksi eri paalukooilla:

$$300 \cdot 300\text{mm}^2 : b_{\min} = 2,41 \cdot 300 + 2 \cdot 100 + 100 = 1023 \approx 1000\text{mm}$$

$$250 \cdot 250\text{mm}^2 : b_{\min} = 2,41 \cdot 250 + 2 \cdot 100 + 100 = 903 \approx 900\text{mm}$$

Vielä suositeltavampaa olisi palata takaisin vanhaan käytäntöön, jossa paalut aseteltiin anturan alle sik-sak-kuvioon. Paalut sijoiteltaisiin vuorotellen vähintään 50mm keskilinjan molemmin puolin. Tällöin anturan leveyttä tulisi kasvattaa vähintään porrastuksen, eli 50 mm verran.

Anturan leveyden kasvattaminen lisää jonkin verran kustannuksia lisääntyneinä betoni- ja teräsmäärinä. Vastaavasti säästöjä tulee muutosten vähentymisenä. Tällöin työnjohdon resursseja vapautuu tähdellisimpiin tehtäviin laudoitus- ja raudoitusporukoiden ohjaamisesta. Samoin suunnittelijan työmäärä toteutuspiirustusten osalta vähenee.

4.6.3.2 Koepaalutukset

Ei ole mitään niin turhauttavaa kuin olla työmaalla tekemässä PDA-mittauksia koepaaluille, kun kukaan ei oikein tiedä mitä varten koepaalutuksia tehdään. Ei ole myöskään helppoa olla valvomassa työmaata, saati tekemässä itse urakkaa, kun koepaalutuksen tavoitteet eivät ole selvillä.

Paalutuksen pohjarakennesuunnitelmissa koepaalutukset kuitataan yleensä lauseella: ”Kohteen suoritus aloitetaan lyömällä nn kpl koepaaluja.”. Joissain tapauksissa voidaan lisäksi mainita että paaluille suoritetaan joko dynaamisia tai staattisia koekuormituksia. Kun tällainen lausahdus papereissa lukee, niin urakoitsija yleensä soittaa PDA-mittaajalle ja kysyy, että mihin kohti ja mihin tiukkuuteen ja syvyyteen paalua lyödään. Ei ole PDA-mittaajan eikä urakoitsijan tehtävä laatia koepaalutussuunnitelmaa ja asettaa sen tavoitteita. Mikäli suunnittelija ei tiedä, mikä on koepaalutuksen tarkoitus, niin koepaalutus on syytä jättää tekemättä.

Jos koepaalutus halutaan tehtäväksi, on suunnittelijan mietittävä ja esitettävä seuraavat asiat koepaalutussuunnitelmassa:

- koepaalutuksen tarkoitus
 - tunkeutumistason varmistaminen
 - loppulyöntiohje
 - hajalleen eri puolille paalutuskenttää
 - koekuormitukset eivät ole välttämättömiä
 - loppulyöntiohjeen määrittäminen tukipaaluille
 - useita loppulyöntiohjeita eri puolella kenttää oleville paalupareille
 - paalun kantavuuden varmistaminen vaippakantaville paaluille
 - eri upotussyvyyslähekkäisille paaluille

- muutamia koepaalityhmiä eri puolille paalutuskenttää
- riittävä set-up aika ennen koekuormitusta (0...7 d)
- paalutuslaitteistolle asetettavat vaatimukset
- koepaalityspöytäkirjan pitäminen
 - pelkän upotussyvyyden ja viiden viimeisen loppulyöntisarjan kirjaaminen
 - tunkeutumistasojen määrittämisessä yleensä riittävä
 - koko upotustapahtuman seuranta
 - lyöntimäärät /0,5 m
 - tunkeutuma/10 tai 50 lyönnillä
 - paalutuksen rekisteröintilaitteiston käyttäminen
 - ei ole vielä laitteistoja Suomessa
- koepaaluina lyötävät paalut
 - paalujen tunnuksot
 - loppulyöntiehdot tai tunkeutumistasot kullekin paalulle erikseen

Liitteessä 4 on esitetty malli koepaalityssuunnitelmasta. Kyseinen malli ei välttämättä sovellu sellaisenaan kaikkien kohteiden koepaalityssuunnitelmaksi. Jokainen kohde vaatii omanlaisensa suunnitelman. Esitystapa on sivuseikka, kunhan se on ymmärrettävä.

4.6.4 Pohjatutkimukset

Pohjatutkimukset ovat paalutustyössä kohteen tärkeää lähdeaineistoa. Paalujen tavoitetasot tulee olla merkittynä paalutuspöytäkirjaan. Pohjatutkimukset tulee kuitenkin liittää urakka-aineistoon, jotta urakoitsijalla olisi mahdollisuus kokonaisvaltaisesti arvioida hankkeeseen sisältyviä riskejä. Joskus urakoitsijoilta jopa löytyy henkilöitä, jotka pystyvät havaitsemaan pohjatutkimuksista jotain sellaista, mikä on kokeneelta-kin pohjarakennesuunnittelijalta jäänyt huomaamatta.

4.6.5 Mitoituslaskelmat

Vaikkakaan kohteen urakka-asiakirjoihin ei liitetä suunnittelijan tekemiä geoteknisiä ja rakenteellisia mitoituslaskelmia, on ne kuitenkin tehtävä ja dokumentoitava.

Tiehallinnon geokeskus on laatinut teiden suunnittelemista koskevan ohjeen ”Geotekniset laskelmat” /43/ jota voidaan soveltaa myös talonrakennuskohteissa tehtävien geoteknisten laskelmien tekemiseen, esittämiseen ja arkistointiin. Julkaisun mukaan paaluperustuksen geotekniset laskelmat sisältävät seuraavat toimenpiteet:

- paalujen geoteknisen kantavuuden määrittäminen paalujen tavoitesyvyyden määrittämiseksi, ainakin vaativissa tapauksissa vähintään kahdella menetelmällä,
- paalujen lyöntiin tarvittavan paalutuskaluston lyöntitehon ja lyöntiohjeiden määrittäminen,
- lyötävien paalujen lyöntijännitysten tarkistaminen
- paalun vetokapasiteetin määrittäminen tarvittaessa

Teräsbetonisten lyöntipaalujen osalta ohjeessa mainitaan vielä, että mikäli pohjatutkimuksista on havaittavissa selväpiirteinen kova pohja, voidaan arvioitu tunkeutumistaso määrittää kokemukseräisesti. Loppulyöntiohjeena voidaan käyttää LPO loppulyöntiohjeita ilman tarkempia selvityksiä.

Kitkapaaluja käytettäessä on tavoitetaso määritettävä sekä kairausvastukseen perustuvilla että staattisilla kantavuuskaavoilla. Ohjeen /43/ mukaan kitkapaalujen lyöntioh-

jeet olisi vielä tarkistettava dynaamisilla paalutuskäynteillä. Kappaleessa 4.3.2 esitettyjen vertailujen perusteella tämä ei ole järkevää. Kitkapaalun kantavuus ei ole luotettavasti määritettävissä paalun upotustiukkuudesta, koska paalun kantavuus kehittyy vasta jonkin ajan kuluttua upotuksen jälkeen.

4.7 Tutkimuskohteisiin laaditut suunnitelmat

4.7.1 Tutkimuskohteiden pohjasuhteet geoteknisen mitoituksen kannalta.

Kummankin kaupungin kohteet ovat pohjasuhteiltaan keskenään hyvin samankaltaisia. Tampereen alueella on tyypillistä kalliopinnan sijaitseminen paksujen ja suhteellisen löyhien moreenikerrosten alla, kun taas Helsingin kohteissa moreenikerrokset ovat hyvin ohuita ja tiiviitä. Näin ollen Helsingin kohteissa ei paalupituuksia ja kantavuuksia olisi juurikaan saatu muutettua tarkoillakaan geoteknisillä laskelmilla, kuten myös kappaleen 4.3.3.2 laskentaesimerkki osoittaa. Tampereella tarkemmilla geoteknisillä tarkasteluilla saatava hyöty olisi voinut olla varsinkin kohteiden aloitusvaiheessa varsin suuri mitoitukseen sidottaviin resursseihin nähden. Täytyy kuitenkin huomata, että työmailta saadut kokemukset varsinkin Vihilahden kohteessa on käytetty varsin hyvin hyödyksi, ja siten kohteen valmistuksen edetessä myöskin yltiöpäinen paalujen katkominen on huomattavasti vähentynyt. Tämä ei kuitenkaan ole suoranaisesti näkynyt suunnitelmien ”tasossa”, tai pohjatutkimusten ja niihin liittyvien laskelmien tarkkuudessa.

4.7.2 Geotekniset mitoituslaskelmat

Kohteissa ei oltu tehty paalujen kantavuuden määrittämiseksi mitään geoteknisiä laskelmia. Ainoastaan Vihilahden korttelin 511 tontin 37 paalujen kantavuutta oli laskettu käyttäen GRLWEAP-ohjelmaa. Käsitteilytapa on kuitenkin täysin väärä, koska kyseisellä ohjelmalla ei pystytä laskemaan paalun kantavuutta tietyllä syvyydellä, vaan ainoastaan arvioimaan saavutettavia kantavuuksia paalun loppulyöntipainuman perusteella. Tuloksina esitetyt kantavuudet, sekä vaippa- ja kärkikantavuuksien osuudet annetaan ohjelmaan lähtötietoina.

Käytännössä kyseinen GRLWEAP – analyysin teko on ollut turhaa. Samaan tulokseen oltaisiin päästy heijarikairausvastuksen perusteella tehtävillä laskelmilla, kuten kappaleessa 4.3.3.1 on todettu.

Kaikissa muissa kohteissa oli luotettu joko LPO-87 loppulyöntitaulukkoon, tai kapasiteetin varmistamiseen PDA-mittauksin.

4.7.2.1 Paaluille tulevat kuormat

Tutkimuskohteissa oli pääsääntöisesti määritetty paalujen kuormat jakamalla rakenteista tulevat ja hyötykuormat tasan aukkojen molemmiin puoliin oleville anturalinjoille. Poikkeuksena oli luonnollisesti Arabianrannan paalulaatat, joissa kuormien määrittäminen oli muutoinkin muista kohteista poikkeava.

Tutkimuksessa mukana olleille talonrakennuskohteille määritettiin paalujen kantavuus kerrosneliömetriä kohden (taulukko 4-11). Tämä toteutettiin yksinkertaisesti, eli kerrottiin sallitut paalukuormat suunniteltujen paalujen lukumäärillä, ja jaettiin saatu kantavuus kohteen kerrosneliömäärällä. Kerrosneliömäärät saatiin kaupunkien rakennusvalvontavirastojen tietokannoista.

Kohteiden paalutuksilla saavutetaan hyvinkin erilaisia kantavuuksia kerrosneliölle. Tilanhoitajankaaren aluetta lukuun ottamatta sallittu kerrosneliökuorma on 20 kN suuruusluokkaa. Kaikki kohteet ovat betonielementtirakenteisia kerrostaloja, joten Tilanhoitajankaaren muita kohteita suuremmat kapasiteetit herättävät hämmennystä. Käytössä olleiden laskelmien perusteella (kortteli 36216, tontti/r.no 3/1) näyttäisi siltä, että paalutusta ei ole suunniteltu lasketuilla paaluväleillä. Paalukko muodostuu jonkin muun rakenteellisen vaatimuksen perusteella tiheydeltään noin puolitoista – kaksinkertaiseksi laskettuun nähden.

Taulukko 4-11: Paalujen kantavuus kerrosneliömetriä kohden (P_{k-m^2})

kohde	kortteli	Tontti/ R:no	A_R	paalutiedot			kantavuus	
				koko	P_{sall}	n_d	$k-m^2$	P_{k-m^2}
Viluskangas	5848	24	400 m ²	300*300	630	104	2340	28
	5848	23	440 m ²	300*300	450	116	2148	24
	5848	21	350 m ²	300*300	430	134	2749	21
Vihilahti	511	31	855 m ²	250*250	438	159	3400	20
	511	32	750 m ²	250*250	370	137	2800	18
	511	35	1275 m ²	250*250	430	224	4608	21
	511	36/6	750 m ²	300*300	450	165	3065	24
	511	36/7	675 m ²	300*300	450	101	2700	17
Tilanhoitaja	36221	1/2	610 m ²	300*300	430	163	1891	37
	36221	1/1	580 m ²	300*300	430	146	1843	34
	36217	2	600 m ²	300*300	430	155	1867	36
	36216	1/2	515 m ²	300*300	430	109	872	54
	36216	3/3	430 m ²	300*300	430	94	979	41
	36216	3/2	475 m ²	300*300	430	112	1028	47
	36216	1/1	1820 m ²	300*300	430	282	5749	44
					480	273		
	36216	3/1	920 m ²	300*300	480	280	3332	40
Herttoniemi	43/43273	4/A-B	682 m ²	300*300	810	78	3410	19
	43/43273	4/C	326 m ²	300*300	810	45	1958	19
	43/43273	4/D	280 m ²	300*300	810	36	1400	21
	43/43273	4/E-F	832 m ²	300*300	810	67	2600	21

Betonielementtirakenteisissa talonrakennuskohteissa olisi syytä tarkistaa paalukon järkevyys seuraavalla kaavalla:

$$\frac{P_{sall} \cdot n_d}{k - m^2} \approx 20 \dots 30 \text{ kN/m}^2 \quad (4.55)$$

jossa P_{sall} on sallittu paalukuorma [kN]
 n_d on paalukoon suunniteltu paalumäärä [-]
 $k-m^2$ on kohteen kerrosala [m²]

Mikäli tulos poikkeaa kovin paljon oletetusta, niin on syytä suunnitella paalukko uudelleen tai selvittää syyt, miksi kantavuus poikkeaa oletetusta.

4.7.3 Tavoitetasojen tai arvioitujen tukeutumistasojen määitykset

Tavoitetaso termiä käytetään jokseenkin väljästi suunnitelmissa ja myöskin kirjallisuudessa. Tavoitetaso termi viittaa kitkapaaluihin, jotka on erittäin tärkeä upottaa tietyn pituuden verran tiettyyn kitkamaakerrokseen, jotta riittävä kapasiteetti saavutet-

taisiin. Tukipaaluilla puolestaan on tärkeämpää savuttaa tietty upotustiukkuus, jolloin termi ”arvioitu tukeutumistaso” kuulostaa oikeammalta. Tällä välttyttäisiin myös työmailla esiintyneet sekaannukset siitä, että kumpaa oikein noudatetaan: tavoitetasoa vai loppulyöntiohjetta. Tukipaaluilla noudatetaan aina loppulyöntiohjetta. Kitkapaaluilla noudatetaan tavoitetasoa, ellei paalu sitä aikaisemmin täytä tukipaaluille asetettuja loppulyöntivaatimuksia. Toisinpäin sanottuna: kitkapaalua ei tarvitse upottaa tavoitetason alapuolelle, mutta tukipaalut tarvitsee, mikäli loppulyöntiehto ei sitä ennen täyty.

Paalujen tavoitetasot ja arvioidut tukeutumistasot oli tutkimuskohteissa esitetty pääosin pohjatutkimuspiirustuksien poikkileikkauksissa. Muutamassa kohteessa oli tyydytty varovaiseen kirjalliseen arvioon paalujen tunkeutumisesta moreenikerrokseen. Arabianrannan ja Herttoniemen kohteissa oli arvioidut tavoitetasot piirretty korkeuskäyrästönä paalukarttoihin. Yhdessäkään kohteessa ei oltu laadittu paaluluetteloa, josta olisi käynyt ilmi paalujen tilauspituudet.

4.7.3.1 Korrelaatio ja lineaarinen regressio

Paalujen lopullisia tunkeutumistasoja vertailtiin suunnitelmissa esitettyihin tasoihin. Vertailu tehtiin määrittäen suunnitelmista 0,5m tarkkuudella paalun tavoite- tai arvioitu tukeutumistaso ja vertaamalla sitä paalutuspöytäkirjoihin kirjattuun paalun kärjen tasoon. Kärkien tasojen riippuvuutta suunnitelmissa esitettyihin tasoihin tutkittiin määrittämällä niiden keskinäinen korrelaatiokerroin ρ . Käytetään lineaarista korrelaatiota, jolloin korrelaatiokerroin lasketaan kovarianssimatriisin ja keskihajontojen avulla. Mitä suurempi on korrelaatiokertoimen itseisarvo, sitä tiiviimmin muuttujaparin (x,y) arvot osuvat lineaarisen regressioanalyysin perusteella määritetyn suoran ympärille. Korrelaatio on voimakasta, mikäli korrelaatiokertoimen itseisarvo on suurempi kuin 0,8. Positiivinen korrelaatiokerroin osoittaa arvojen olevan toisistaan suoraan riippuvaisia ja negatiivinen korrelaatiokerroin merkitsee arvojen käänteistä riippuvuutta toisistaan.

$$\rho = \text{corr}(x, y) = \frac{\text{Cov}(X, Y)}{\sigma_x \sigma_y} \quad (4.56)$$

jossa x on paalun kärjen taso
 y on paalun tavoite- tai arvioitu tukeutumistaso
 $\text{Cov}(X, Y)$ on tavoitetasomatriisien kovarianssi

$$\text{Cov}(X, Y) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)(y_i - \mu_y), \quad (4.57)$$

jossa μ_x on keskiarvo matriisin X alkioista
 μ_y on keskiarvo matriisin Y alkioista
 σ_x on paalujen kärkien tasojen otoskeskihajonta
 σ_y on tavoite- tai arvioitujen tunkeutumistasojen otoskeskihajonta

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{n \sum x^2 - (\sum x)^2}{n(n-1)}} \quad (4.58)$$

σ_y lasketaan vastaavasti paalun tavoitetasojen otoksista

Korrelaatiokertoimet määritetään Microsoft® Excel 2000-ohjelman KORRELAATIO-funktion avulla

Lineaarinen regressio määritetään ratkaisemalla yhtälön (4.59) kulmakerroin (m) ja vakio (b) siten että y-arvojen ja suoran välisten etäisyyksien neliöiden summa ($\sum \varepsilon_y^2$) on mahdollisimman pieni.

$$y = mx + b + \varepsilon_y \quad (4.59)$$

jossa m on regressiosuoran kulmakerroin
b on vakio, (kärjen tason ja tavoitetason erotus kärjen tason ollessa 0)
 ε_y kohtisuora etäisyys y-arvon ja suoran välillä

Lineaarisen regressiosuoran yhtälö on siis:

$$y = mx + b \quad (4.60)$$

Ratkaisemme lineaarisen regressiosuoran funktion termit (m) ja (b) Microsoft® Excel 2000-ohjelman LINREGR-funktion avulla.

Parhaiten pohjatutkimuksissa esitettyjen tasojen ”oikeellisuutta” voidaan arvioida lineaarisen regressiosuoran kulmakertoimen (m) ja vakion (b) avulla. Kulmakertoimen tulisi olla lähellä yhtä ja vakion b lähellä nollaa. Mikäli kulmakerroin on suurempi kuin 1, niin todelliset tunkeutumistasot vaihtelevat enemmän kuin suunnitelmissa on esitetty ja päinvastoin. Vakio (b) osoittaa regressiosuoran eron nollatasosta, kun tavoite-taso on nolla. Vakioon (b) ei pidä kiinnittää kovin paljon huomiota. Sen itseisarvo suurenee mitä enemmän kulmakertoimen (m) arvo poikkeaa arvosta yksi. Korrelaatiokerroin kuvaa puolestaan hyvin toteutuneiden tunkeutumistasojen hajontaa tavoite-tasoista.

Vilusenkankaan alueella on kunkin talon osalta tavoitetaso jokaiselle paalulle sama. Tällöin ei otokselle pystytä määrittämään regressiosuoraa. Kyseisessä kohteessa tavoitetasojen onnistumisia tutkitaankin toteutuneiden tukeutumistasojen ja tavoiteta-son erotuksien keskiarvojen ja keskihajontojen avulla.

4.7.3.2 Ylipitkien kantojen ja sukeltaneiden paalujen määrä

Ylipitkinä kantoina voidaan pitää tapauksia, joissa paalun yläpää jää yli 2,5 m työskentelytason yläpuolelle. Tällöin paalun katkaiseminen varsinkin vinopaaluilla hankaloituu, ja paaluille mahdollisesti tehtävät ehjyysmittaukset vaativat joko paalun katkaisua ennen ehjyysmittausta, tai telineiden tekoa. Tutkimuskohteissa työskentelytasot olivat yleisesti hyvin lähellä paalujen katkaisutasoja, joten ylipitkien kantojen lukumäärä (n_k) voitiin laskea suoraan katkaisutason perusteella.

Sukeltaneiksi paaluiksi laskettiin kaikki paalut, joiden yläpää oli uponnut yli 0,5 m katkaisutason alapuolelle. Alle 0,5 m sukeltaneet paalut on vielä verrattain yksinkertaista jatkaa, eikä paalujen teräksiä tarvitse välttämättä paljastaa. Tätä syvemmälle meneissä paaluissa jatkamisen työmäärä lisääntyy merkittävästi. Sukeltaneiden paalujen lukumäärät (n_{ss}) on laskettu kaikista kohteista.

Lisäksi kohteista on laskettu keskimääräiset kantojen pituudet.

4.7.3.3 Toteutuneiden tunkeutumistasojen vertailu suunnitelmiin

Taulukossa 4-12 on esitetty tutkimuskohteiden paalujen suunnitelmissa esitettyjen tavoitetasojen ja toteutuneiden tunkeutumistasojen erotukset. Taulukossa on myös esitetty kappaleessa 3.2.1 lasketut pisteluvut suoritetuista pohjatutkimuksista P_T . Taulukossa on käytetty seuraavia merkintöjä:

P_T	Pohjatutkimuksen kokonaispistearvo kappaleen 3.2.1 mukaan [-]
A_{k0}	Pohjatutkimuksen vertailuala (50 m ²) kappaleen 3.2.1 mukaan
A_R	Rakennuspohjan ala [m ²]
$\overline{H_a-H_t}$	Paalujen kärkien ja tavoitetasojen erotuksen keskiarvo [m]
$\sigma_{H_a-H_t}$	Paalujen kärkien ja tavoitetasojen erotuksen keskihajonta [m]
ρ	Tavoitetason ja tunkeutumistason välinen korrelaatio [-]
m	regressiosuoran kulmakerroin
b	regressiosuoran vakio
$\overline{L_k}$	Keskimääräinen paalun kanto [m]
n_k	yli 2,5 m korkeiden kantojen lukumäärä
n_{ss}	yli 0,5 m sukeltaneiden kantojen lukumäärä

Taulukko 4-12: Paalujen tunkeutumistasojen vertailu suunnitelmissa esitettyihin tavoitetasoihin.

kohde	kortteli	Tontti/ R:no	$P_T \cdot A_{k0}$ $P_k \cdot A_{k0}$			Tunkeutumistaso			yläpään taso		
			P_T	A_R	A_R	$\overline{H_a-H_t}$	$\sigma_{H_a-H_t}$		$\overline{L_k}$ [m]	n_k	n_{ss}
Vilusen kangas	5848	24	28	3,50	1,00	3,47	1,38		2,11	40 kpl	0 kpl
	5848	23	28	3,18	1,82	2,08	1,37		2,43	47 kpl	0 kpl
	5848	21	1	0,14	0,14	1,64	1,74		1,97	42 kpl	1 kpl
						ρ	m	b	$\overline{L_k}$ [m]	n_k	n_{ss}
Vihilahti	511	31	15	0,88	0,88	0,61	0,41	37,03	1,13	14 kpl	1 kpl
	511	32	12	0,80	0,80	0,90	1,08	-3,86	1,52	16 kpl	0 kpl
	511	35	111	4,35	2,63	0,28	0,12	50,31	4,87	120 kpl	1 kpl
	511	36/6	36	2,40	2,40	0,82	1,22	-15,95	0,86	17 kpl	0 kpl
	511	36/7	31	2,30	2,30	0,71	0,57	23,77	1,41	9 kpl	0 kpl
Tilanhoitaja	36221	1/2	30	2,46	2,46	0,73	1,03	-0,13	1,20	4 kpl	0 kpl
	36221	1/1	84	7,24	2,59	0,41	0,29	-13,57	1,38	14 kpl	0 kpl
	36217	2	35	2,92	2,92	0,49	0,16	-18,18	1,15	8 kpl	1 kpl
	36216	1/2	42	4,08	2,14	0,93	0,92	-1,89	1,26	3 kpl	0 kpl
	36216	3/3	30	3,49	3,49	0,93	0,85	-3,26	1,50	9 kpl	1 kpl
	36216	3/2	42	4,42	3,16	0,98	1,09	0,09	1,46	6 kpl	0 kpl
	36216	1/1	167	4,59	2,28	0,94	1,02	-0,36	1,09	14 kpl	5 kpl
						0,92	0,92	-1,50	1,17	18 kpl	2 kpl
	36216	3/1	55	2,99	2,12	0,96	0,82	-1,35	1,28	12 kpl	0 kpl
yhteensä			485	4,08	2,51	0,83	0,98	0,99	1,25	88 kpl	9 kpl
Herttoniemi	43/43273	4/A-B	155	11,364	4,91	0,48	0,65	-4,45	1,80	16 kpl	0 kpl
	43/43273	4/C	71	10,876	7,20	0,48	0,24	-7,45	2,95	25 kpl	0 kpl
	43/43273	4/D	52	9,29	3,57	0,91	0,78	-3,89	2,95	27 kpl	0 kpl
	43/43273	4/E-F	127	7,63	2,82	0,80	0,98	-1,15	1,62	14 kpl	1 kpl
	Yhteensä		405	9,55	4,27	0,85	0,75	-3,94	2,17	82 kpl	1 kpl
Arabia	laatat	6	261	3,04	1,83	0,98	0,91	-1,11	1,03	18 kpl	1 kpl
	laatat	7	353	3,76	1,50	0,91	0,85	-1,58	1,08	27 kpl	1 kpl
	laatat	8	156	1,52	0,90	0,99	1,03	0,09	0,69	5 kpl	8 kpl
	yhteensä		770	2,73	1,38	0,98	0,97	-0,65	0,92	50 kpl	10 kpl

Parhaiten tavoitetasojen määritykset ovat onnistuneet Arabianrannan kohteessa. Sekä korrelaatiokerroin, että regressiosuoran kulmakerroin ovat hyvin lähellä ykköstä. Lisäksi regressiosuoran poikkeama tavoitetasosta on vain 0,65 m. Lisäksi keskimääräinen paalun kannonpituus on ainoana kohteista alle 1 m.

Parhaat pohjatutkimuksen suorituspisteet saanut Herttoniemen kohde menestyi Helsingin kohteista heikoiten tässä vertailussa. Silmiinpistävintä on kuitenkin heikoimman tavoitetason ja tunkeutumistason korrelaatiot Vihilahden tontilla 35. Kohteen pohjatutkimuksen suorituspisteet ovat kuitenkin selkeästi Tampereen kohteista parhaimmat. Tämä osoittaa sen, että aiemmin esitettyihin pohjatutkimuspisteytyksiin tulee lisätä kertoimet tai vakiot, joilla otetaan huomioon pohjatutkijan ammattitaito ja paikallistuntemus. Kohteessa oli tavoitetasoja korjattu koepaalutuksen perusteella, mutta paalut oli todennäköisesti ehditty tilaamaan ennen tavoitetasojen korjaamista, kun keskimääräinen paalun kanto kohteessa on 4,87 m.

Sukeltaneiden paalujen pieni määrä ei ollut mikään suuri yllätys. Onhan paalun jatkaminen huomattavasti työläämpää kuin paalujen katkaisu.

Mitään selkeätä yhteneväisyyttä pohjatutkimuspisteytyksen ja tavoitetasojen määrittämisen onnistumisen kesken ei kohteissa ole havaittavissa. Arabianrannan ja Tilanhoitajankaaren muita kohteita paremmat onnistumiset tavoitetasomäärittelyissä johtuvat osittain myös pohjasuhteista. Pehmeiden kerrosten alla on hyvin selkeä paalun pysäyttävä tiiviimpi kerros, johon paalujen tavoitetasot on helppo määrittää. Vaikkakin kairaustiheys kohteissa oli noin kairaus/100 m², niin tiivis pohja saatiin suhteelliseen tarkasti kartoitettua. Muissa kohteissa paalujen tavoitetasojen tai arvioitujen tukeutumistasojen määrittäminen on tukipaaluja käytettäessä ollut huomattavasti vaikeampaa.

5 PAALUTUSTYÖN SUORITUS

5.1 Työ- ja laatusuunnitelmat

5.1.1 Yleistä

Ennen paalutustyön suorittamista on laadittava paalutustyön työ- ja laatusuunnitelma. Työsuunnitelmassa esitetään miten työ tehdään. Laatusuunnitelma kertoo miten laatu todetaan.

”Laatu” sanasta on viimeisen parin vuosikymmenen aikana tullut kirosana varsinkin suorittavassa portaassa. LVR-urakoinnin hakiessa muotoaan tuli ”lipuista ja lapuista” enemmänkin itsetarkoituksia kuin työskentelyn apuvälineitä. Vielä tälläkin hetkellä tilanne on valitettavasti se, että yritysten laatu/kehitys/tuotantoinsinöörit kehittelevät työkalujaan, joiden tarkoitusta työmailla ei aina ymmärretä. Kyse on tällöin siitä, että joko yritys on laatinut liian yksityiskohtaisen laatukäsikirjan hakiessaan laatusertifikaattia. Tällöin siihen on kirjattu ”lupauksia”, joita ei ole järkevää täyttää, tai sitten kehitysinsinöörin laatusuunnitelmapohja on laadittu erittäin yleispäteväksi ja työmaalla ei ymmärretä karsia sitä kohteeseen sopivaksi. Tällaiset esivalmistetut lomakkeet ovat haitallisia, koska ne tappavat luovaa ajattelua. Muistilistoina käytettynä ne toimivat varsin hyvin.

Tällä hetkellä betonipaalutusta koskevissa voimassaolevissa ohjeissa ja yleisissä laatuvaatimuksissa /7,41/ ei vaadita laatusuunnitelmaa, mutta työsuunnitelma vaaditaan. Urakkatarjouspyynnöissä ja sopimuksissa vaatimus tai tarjouksissa lupaus laatusuunnitelmasta on kuitenkin yleisesti viime vuosina ollut. Vaatimus tulee sisällyttämään myös uuteen LPO-2004:een.

5.1.2 Työ- ja laatusuunnitelman laatiminen

Työ ja laatusuunnitelman laatimisessa työsuunnittelun osuus tulisi keskittyä lähinnä paalujen varastointipaikkojen suunnitteluun eri työvaiheissa. Tätäkään ei ole syytä kovin tarkasti suunnitelmassa kuvata. Varastoinnista on olemassa selkeät ohjeet LPO:ssa. Kun työmaalla tilanteet vaihtuvat hyvin nopeasti, mitään karttoja ei normaalitytilanteessa kannata suunnitelmaan piirrellä. Tärkeämpää on päästä muiden urakoitsijoiden kanssa sopuun paalujen varastointialueista ja sopia pääurakoitsijan kanssa niiden esittämisestä työmaan aluesuunnitelmassa.

Mikäli työjärjestyksellä on jotain väliä tai paalutus tulee suorittaa ympäröivien rakenteiden vuoksi jotenkin erityisesti, niin näiden asioiden suunnittelu ja esittäminen kuuluvat paaluperustuksen pohjarakennesuunnitelmaan (kappale 4.6.1). Urakoitsijan on kuitenkin syytä kirjoittaa itselleen selkeä yhteenveto pohjarakennesuunnitelman vaatimuksista jo kohteen urakkalaskentavaiheessa. Tällöin mahdolliset ongelmakohtat selviävät ja säästytään monilta ikäviltä yllätyksiltä suoritusvaiheessa. Tilaaja pystyy työsuunnitelman perusteella varmistumaan siitä, että urakoitsija tietää mihin on ryhtymässä ja suunnitelmissa esitetyt asiat on ymmärretty oikein.

Laatusuunnittelussakin on syytä ymmärtää ettei pyörää tarvitse keksiä uudelleen, ja että kaikki osapuolet tietävät minkälainen pyörä työmaalla pyörii. Loppujen lopuksi normaali kohteissa on kyseessä hyvin rutiininomainen työ, jonka vaiheet etenevät

työmaalta toiselle hyvin samankaltaisina. Ensin merkitään paalujen paikat takymetrillä ja lyödään merkkien kohdille paalut. Upotuksen aikana seurataan paalun uppoamista silmämääräisesti ja korvakuulolla, kunnes uppoamisnopeus alkaa hidastumaan vaadittuun tiukkuuteen. Tämän jälkeen mitataan loppulyöntipainumia, kunnes vaadittu loppulyöntiehto tulee täytettyä. Painumat kirjataan pöytäkirjaan. Mikäli upotuksen aikana ja varsinkin loppulyöntivaiheessa paalun uppoamisnopeus yllättäen kiihtyy ja iskun ääni muuttuu, on syytä epäillä paalun katkenneen. Katkeamiset ilmoitetaan välittömästi sovitulle henkilölle, joka selvittää korvaavan paalun sijainnin, ja ilmoittaa sen paalutushenkilöstölle. Mittamies vaaitsee paalun yläpään ja merkitsee paalun katkaisutason. Paalu katkaistaan ja sen lopullinen sijainti mitataan. Tiedot kirjataan paalutuspöytäkirjaan, jonka perusteella suunnittelija laatii toteutumapiirustuksen toleranssit ylittävistä paaluista.

On aivan turhaa kirjailla työsuojeluasioita, työmaateitä, mittaustiheyksiä ja erinäisiä vastuuhenkilöitä eri mittauksille. Työ- ja laatusuunnitelman allekirjoittaa paalutustyönjohtaja, joka vastaa kaikista paalutusurakkaan kuuluvista töistä.

Työ- ja laatusuunnitelmassa on tarpeellista käsitellä seuraavat asiat:

- tiedot tilaajasta ja työkohteesta
- suunnittelijoiden yhteystiedot
- aliurakoitsijoiden yhteystiedot; mittaus, katkaisut
- asiakirjaluettelo, jonka perusteella paalutusta tehdään
- paalutusluokka tai paalun sallittu kantavuus tai suurin ja pienin paalukuorma
- paalutuskalusto
- loppulyöntiohjeet
- paalujen materiaalit
- paalujen koko
- paalujen kärjet
- paalujen jatkosten tyyppi
- paalujen muut varusteet
- paalujen katkaisutapa
- ohjeet paalutuspöytäkirjan pitämisestä
- toimintaohjeet paalujen vaurioitumisen tai toleranssin ylittävän sijaintipoikkeaman varalta.
- sallitut sijaintipoikkeamat

Tarvittaessa voidaan käsitellä myös seuraavia asioita

- koordinaattijärjestelmä ja kiintopisteet
- koepaalut
- ympäristöhaittojen tarkkailu ja estäminen
- työjärjestys
- täytemaan läpäisemistoimenpiteet
- paalujen toimintatapa
- kantavuus- ja ehjyysmittaukset
- paalujen kuljetukset ja varastointi

Kaikkein tärkeimmät kirjattavat asiat ovat asiakirjaluettelo sekä toimintaohje paalun vaurioitumisen varalta. Tällöin pystytään jälkikäteen osoittamaan, minkä revision perusteella työ- ja laatusuunnitelma on tehty. Heti työmaan alkuvaiheessa pystytään

nopeasti reagoimaan poikkeamiin. Kaikki muu tieto on löydettävissä paaluperustusten pohjarakennesuunnitelmasta tai työmaan aluesuunnitelmasta. Yksi esimerkki paalutuksen työ- ja laatusuunnitelmasta on liitteessä 5. Siihen pätee sama kuin kaikkiin muihinkin liiteasiakirjoihin: se on kohtuullinen muistilista. Orjallinen mallin seuraaminen voi tuottaa huonomman lopputuloksen kuin omilla aivoilla ajattelu. Paalutustöiden vaatimukset poikkeavat toisistaan kohdekohtaisesti siinä määrin, ettei mitään yleispätevää lomaketta voida laatia.

Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelman laatii ja allekirjoittaa paalutustyönjohtaja. Rakennuttajan tai tilaajan edustajan ei ole PRV-84:stä /44/ ja LPO-87:sta poiketen syytä tarkastaa ja hyväksyä tai hyväksyttää kyseistä ohjetta, ellei siihen ole erityistä tarvetta. Tällainen tarve syntyy esimerkiksi silloin, kun urakoitsija on huomannut saamisensa suunnitelmissa ristiriitaisuuksia tai virheitä ja esittää työ- ja laatusuunnitelmassa niihin liittyviä korjauksia. Tällöinkin juridisesti paras tapa toimia olisi korjata suunnitelmat ja laatia niiden perusteella uusi työ- ja laatusuunnitelma. Täten menetellen ei jälkikäteen tule kiistaa siitä kenen suunnitelmilla työtä tehtiin ja mitkä ovat vastuu- ja maksuvelvoitteet.

Työ- ja laatusuunnitelman tarkoituksena on toimia urakoitsijan omana työohjeena. Valvonta voi pyytää suunnitelman nähtäväkseen, jotta voidaan varmistaa urakoitsijan olevan tehtäviensä tasalla. Urakkatarjouspyynnössä ja sopimuksessa on esitetty tilaajan asettamat vaatimukset ja niistä pidetään kiinni puolin ja toisin.

5.2 Paalutustyö

5.2.1 Yleistä

Paalutustyö tulee luonnollisesti suorittaa urakkasopimuksen mukaisesti ja hyvää rakennustapaa noudattaen. Lisäksi on noudatettava työ- ja laatusuunnitelmaa, eihän sen laatimisesta muutoin mitään hyötyä ole. Joten jätetään ihmeessä sieltä työ- ja laatusuunnitelmasta pois kaikki ylimääräiset korulauseet ja lupaukset, joita yrityksen tuotanto/laatuinsinöörit ovat sinne kehilleet, ellei niitä tosissaan meinata toteuttaa.

5.2.2 Paalutustyönjohtaja

LPO-87:ssä on esitetty aivan kohtuulliset vaatimukset paalutustyönjohtajasta ja sijaisesta. Käytännössä työmaalla on jatkuvasti läsnä paalutustyönjohtajan sijainen eli paalutuskoneen kuljettaja. Mitään erillistä työnjohtajan sijaista ei tarvita, eikä niitä ole työmaalla tähänkään saakka ollut. Paalutuskoneenkuljettajalle kuuluu paalutuspöytäkirjan pitäminen paalujen pituuksien, valmistuspäivämäärien ja loppulyöntien osalta. Se kirjoitetaanko paalutuspöytäkirja vielä erikseen puhtaaksi vai jatkavatko paalutustyönjohtaja ja mittamies saman paperin täyttämistä, on urakoitsijan oman päätätävällän alla.

5.2.3 Paalujen varastointi ja käsittely työmaalla

Paalujen saapuminen työmaalle on yleisesti hyvin vaikeasti hallittava prosessi. Tämä johtuu pääasiassa siitä, että paalutustyönjohtaja, jolle paalujen vastaanotto kuuluu, on yleisesti hyvin vähän työmaalla. Paalutustyönjohtajien aika kuluu pääasiassa työmailta toisille kulkemisessa tai sitten paalutustyönjohtajaksi on nimetty työmaan vastaava mestari, jolla on monta muutakin rautaa tullessa samanaikaisesti. Paalutustyön-

johtajan sijaisella eli paalutuskoneen kuljettajalla ei puolestaan yleensä ole aikaa kunnollisesti paneutua paalujen purkuun ja varastointiin upotuksen välissä.

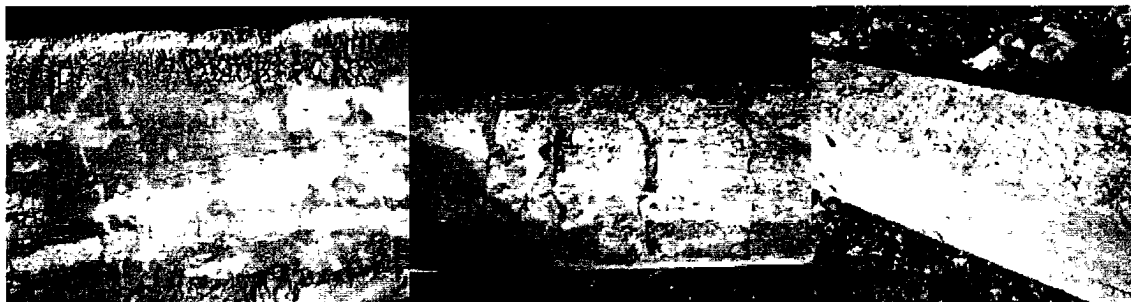
Työmaalla on yleensä erittäin vähän tilaa, ja vastaavasti paalut vievät erittäin paljon tilaa. Hyvin yleistä onkin, että paalut puretaan ojanpohjalle tai maaläjän päälle. Ja jos paalut saataisiinkin fiksusti purettua, niin viimeistään pystyyn nostovaiheessa paalu väännetään, jos jonkinlaiselle mutkalle.

Hyvin usein paalutusten työ- ja laatusuunnitelmissa puhutaan paalujen vastaanotto-tarkastuksista. Käytännössä tällaista ei kuitenkaan tehdä, vaan paalurekan kuljettaja saa omin nokkinensa purkaa kuorman minne haluaa (mahtuu), jonka jälkeen hän kuittaa itse kuormakirjansa ja jättää sen paalukasan päälle. Koska paalut kuitenkin pyritään saamaan työmaalle juuri ennen tarvetta, niin eipä tällaiselle vastaanottotarkastukselle ole juuri aikaakaan, ellei erillinen paalutustyönjohtaja sattumoisin ole työmaalla paalukuorman saapuessa. Meillä rakentajilla on nykyisin niin kova kiire tehdä sutta, jota voidaan jälkikäteen kiireettä kalliisti korjailla.

LPO-87 varastointi- ja käsittelyohjeet perustuvat yksinkertaisesti statiikkaan. Paalujen teräsmäärät ovat sellaisia etteivät ne kerta kaikkiaan kestä kuin juuri sen mukaisesti varastoituna ja käsiteltynä. Mikäli muutoin toimitaan, niin paalu voi vielä näyttää hyvältä, mutta on kovasti täynnä halkeamia.

Uudessa lyöntipaalutusohjeessa on tiedostettu uusien järkäleiden syvenemistä pesistä aiheutuvat ongelmat nostokohdille, ja niinpä niissä onkin minimiteräsmääriä hie-man lisätty. Betonipaalun suurimittaisempi käyttö on vielä suhteellisen nuorta, joten herää kysymys: Onko betonipaaluilla odotettavissa Turun puupaalujen tapainen korjaustarve muutaman vuosikymmenen kuluttua. Suurin riski on siinä, että ongelma on Turun puupaaluihin verrattuna paljon laajempi.

Pitkän aikaa maassa olleissa paaluissa on havaittavissa halkeamia, kuten seuraavasta kuvasta voidaan havaita. Kyseessä on Arabianrannassa vuonna 1968 upotetut paalut, jotka nostettiin ylös maaliskuussa 2003. Keskimmaisessä kuvassa olevat halkeamat ovat todennäköisesti auenneet noston aikana, mutta ovat todennäköisesti olleet olemassa koko paalun eliniän ajan. Paaluja on tutkittu VTT:n toimesta ja tuloksia on esitelty Betoni-lehden numerossa 04/2003 /45/.



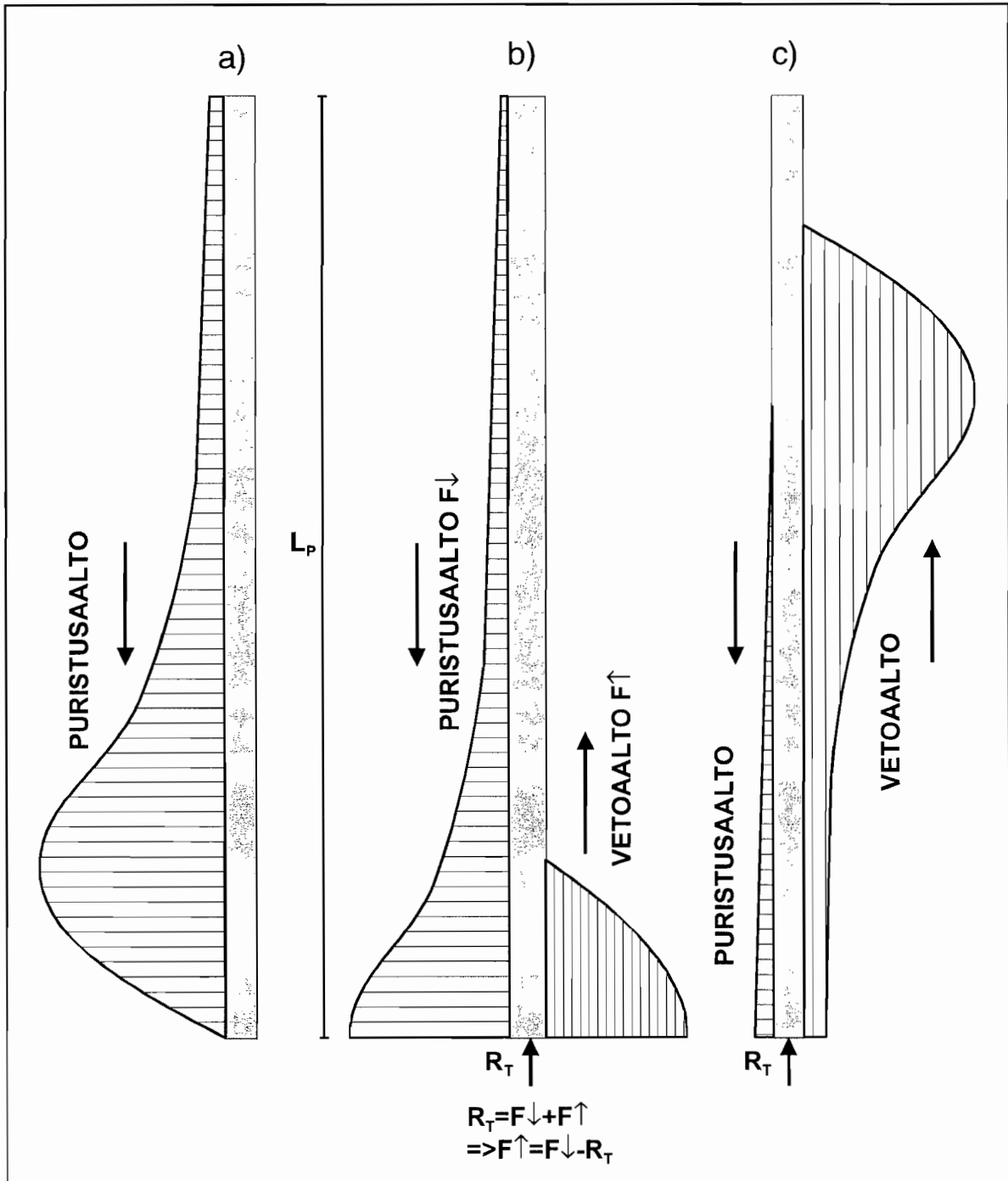
Kuva 5-1: Arabianrannassa ylösnostettuja paaluja.

5.2.4 Upotuksenaikaiset jännitykset

Kuva 5-2 esittää iskuaallon etenemistä paalussa. Mikäli paalun kärki on erittäin pehmeässä kerroksessa ts. kärkivastus $R_t \approx 0$, niin iskuaalto heijastuu kärjestä samansuuruisena vetoaaltona takaisin. Vetojännitystä ei paalun kärkeen kuitenkaan synny, koska siellä vaikuttaa samanaikaisesti vähintään yhtäsuuri iskuaallon aiheuttama pu-

ristusjännitys b). Vetojännityksen kannalta ongelmallisin paikka on siinä kohden paalun vartta, missä iskuaallon häntä ja -aallon huippu kohtaavat toisensa c).

Mikäli kärkivastus on erittäin suuri voi iskuaalto heijastua kärjestä samansuuruisena tai jopa suurempana puristusaaltona. Tällöin paalun kärkeen voi teoriassa syntyä initiaaliaaltoon nähden jopa yli kaksinkertainen puristusjännitys. Ympäröivän maan ja paalun välinen tartunta kuitenkin heijastaa osan iskuaallosta takaisin ennen kuin se saavuttaa paalun kärjen, joten tämänkaltaisen puristusjännitys voi esiintyä vain kaikkein lyhimmillä kallioon tukeutuvilla paaluilla.



Kuva 5-2: Jännitysten muodostuminen paaluun iskuaallosta

Kaavan (4.3) perusteella iskuaalto pitenee järkäleen liikkuvan osan massan kasvaessa tai paalun poikkileikkauksen pienentyessä. Kaavan (4.2) perusteella järkäleen liikkuvan osan massalla ei ole vaikutusta initiaaliaallon aiheuttamaan maksimipuristusjännitykseen. Todellisuudessa järkälekoon kasvattaminen neljästä tonnista viiteen tonniin lisää initiaaliaallon intensiteettiä ja maksimipuristusjännitystä noin 10%. Samalla paaluun syntyvä vetojännitys pienenee. Siispä pudotuskorkeuden ja paalun pysyessä samanlaisina aiheutuu pienemmän järkäleen iskusta suurempia vetojännityksiä paaluun kuin suuremmalla järkäleellä lyötäessä!

Yleisesti paaluun syntyy merkittäviä vetojännityksiä, kun paalun pituus on yli puolet iskuaallon pituudesta. Paaluihin syntyviä jännityksiä on analysoitu GRLWEAP-ohjelmalla. Analyysit ja tulokset esitetään kappaleessa 9.4.

5.3 Paalutuksen dokumentointi

5.3.1 Paalutuspöytäkirja

Paalutuspöytäkirja on sinänsä täydellinen raportti paalutuksesta. Siinä on yhdistettynä työn laatuasiakirja sekä poikkeamaraportointi. LPO-87 paalutuspöytäkirjamallit ovat olleet ahkerassa käytössä työmailla ja osoittaneet toimivuutensa. Joillain urakoitsijoilla on omat pöytäkirjamallinsa, joihin on lisätty peruslomakkeesta puuttuvia sarakkeita mm. osapaalujen valmistuspäivämäärille. Oikoradalla on käytössä pöytäkirjalomake, jossa on mahdollisuus kirjata myöskin paalun jousto loppulyönnellä. Jouston mittaaminen normaalilla loppulyöntikorkeudella on kuitenkin varsin turhaa. Kuten taulukko 4-3 osoittaa, niin käytettäessä loppulyöntitaulukon mukaisia pudotuskorkeuksia, ei dynaamisilla paalutuskäyttöillä saada kunnollista kapasiteettia lasketua. Tämä johtuu liian pienestä iskuenergiasta, ei niinkään paalun puutteellisesta kapasiteetista.

Täydellistä lomaketta jota voitaisiin käyttää kaikissa betonipaalutuskohdeissa ei pystytä laatimaan. Näin ollen kohteen vastaavan pohjarakennesuunnittelijan onkin mielestäni tarkkaan harkittava työ- ja laatuvaatimuksissa esittämänsä ohjeet paalutuspöytäkirjan pitämisestä. Mikäli paalun kapasiteettia halutaan erikseen tarkastella dynaamisilla paalutuskäyttöillä, on loppulyöntiohjeeseen annettava erikseen lyöntikorkeus jolla jousto ja painuma mitataan. Kirjaaminen voidaan suorittaa yksinkertaisesti paalun tietoja seuraavalle riville paalutuspöytäkirjaan, kunhan ei välitetä sarakejaosta.

Nykyisin voitaisiin tallentaa huomattavasti enemmän tietoa paalun upottamisesta kuin mitä pöytäkirjalomakkeisiin mahtuu. Tallennusmuoto

Useammasta osapaalusta koostuvassa paalussa kirjaamisessa on tärkeintä, että tiedot kirjataan paalujen upotusjärjestyksessä. Esimerkiksi jatkopaaluja ja Suomen Geoteknillisen yhdistyksen paalutuspöytäkirjalomaketta 3 /7/ käytettäessä on yksinkertaisinta täyttää jokaiselle osapaalulle oma rivinsä. Paalun tunnus merkitään ensimmäiselle riville alimmaiseksi lyötävän osapaalun tietojen kanssa. Seuraaville riveille täytetään muiden paalujen mitat ja valmistuspäivämäärät. Ylimmän osapaalun kanssa samalle riville kirjataan loppulyönnit.

Tarkastamisen helpottamiseksi on syytä työn päättyessä kirjata paalutuspöytäkirjat numerojärjestykseen. Tämä helpottaa myös toteutumapiirustusten laatimista.

5.3.2 Paalutuksen tarkastusasiakirja

Paalutuksen päätteeksi on syytä kuitata homma tehdyksi kaikkia osapuolia tyydyttävällä tavalla. Tätä varten on syytä täyttää erillinen tarkastusasiakirja, josta ilmenee mitä tehtiin ja miksi. Tarkastusasiakirjasta tulisi käydä ilmi seuraavat asiat:

- tiedot työkohteesta
- tiedot paalutusurakoitsijasta
- paalutustyön aikana saadut täydentävät ohjeet, joita ei ole mainittu paalutuksen työ- ja laatusuunnitelmassa
- yhteenveto katkenneista paaluista ja toleranssin ylittävistä sijaintipoikkeamista
- paalutoimittajat, ja nuorimmat paalut toimittajittain
- yhteenveto suoritetuista paalujen kantavuus- ja ehjyysmittauksista
- paalutusurakoitsijan kommentit paalutustööhön ja suunnitelmiin
- paalutusurakoitsijan allekirjoitus paikka ja päivämäärä
- vastaavan pohjarakennesuunnittelijan tai asiantuntijavalvojan kommentit paalutustööhön ja suunnitelmiin
- vastaavan pohjarakennesuunnittelijan tai asiantuntijavalvojan paalutuksen hyväksymiskuitaus
- liiteluettelo: paalutuspöytäkirjat, tarkastusasiakirjat, täydentävät työohjeet

Tarkastusasiakirjan laatii kohteen paalutustyönjohtaja. Tarkastusasiakirja toimii paalutuksen laaturaportin etusivuna. Paalutuspöytäkirjat, paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma ja kantavuus- ja ehjyysmittaus- sekä muista ulkopuolisista tarkastuksista laaditut raportit liitetään tarkastusasiakirjaan.

Tarkastusasiakirjan perusteella voidaan kohteesta laatia toteutumapiirustus. Toteutumapiirustuksen laatiminen kuuluu tilaajan vastuulle, ellei toisin ole urakkasopimuksessa sovittu.

Tarkastusasiakirjamalli on esitetty liitteessä 6.

5.4 Paalujen sijaintipoikkeamat tutkimuskohteissa

5.4.1 Fraktiili, frekvenssi ja trendi

Fraktiililla tarkoitetaan suuruusjärjestykseen järjestetyn tilastollisen aineiston sitä arvoa, jonka alle tietty osa (fraktiili) otoksesta jää. Järjestämällä paalujen sijainnit järjestykseen pienemmästä suurempaan saadaan fraktiili määritettyä seuraavalla kaavalla:

$$n_r = \frac{r(n+1)}{100\%} \quad (5.1)$$

jossa n_r on järjestysnumero, eli kuinka mones otosalkio on halutun fraktiilin kohdalla
 r on haluttu fraktiili [%]
 n on otosten lukumäärä

tämän jälkeen fraktiilin arvo voidaan suoraan määrittää otosten kertymäfunktioista $F(n_r)$.

Fraktiili määritetään Microsoft® Excel 2000-ohjelman prosenttipiste-funktion avulla. Prosenttipiste-funktio interpoloi kertymäfunktion arvon, mikäli n_r ei ole arvon $1/(n-1)$ kerrannainen.

Frekvenssi puolestaan kuvaa samaa asiaa toisinpäin, eli kuinka suuri osa otoksista jää tietyille arvovälille. Eli havaintojen lukumäärä muuttujan luokassa. Tässä tapauksessa käytämme jakauman tutkimiseen prosenttisummafrekvenssiä P_i , joka voidaan määrittää seuraavasti

$$P_i = \frac{E_i}{n} * 100\% \quad (5.2)$$

jossa E_i on arvon i alittavien havaintojen lukumäärä
 n on otosten lukumäärä

Prosenttisummafrekvenssi määritetään Microsoft® Excel 2000-ohjelman prosenttijärjestys-funktion avulla. Prosenttijärjestys-funktio interpoloi prosenttisummafrekvenssin arvon, mikäli i ei vastaa otosmatriisin yksittäistä alkia.

Trendillä kuvataan sitä kuinka sijaintipoikkeamat kehittyvät työn edetessä. Trendi lasketaan lineaariseen regressioon perustuen. (kappale 4.7.3.1) Tässä tapauksessa tutkitaan lineaarisen regressiosuoran kulmakerrointa, jonka tulisi olla lähellä nollaa, jolloin sijaintipoikkeama pysyy samanlaisena läpi paalutustyön.

5.4.2 Paalujen sijaintipoikkeamat

Käytettävissä olleesta aineistosta tutkittiin paalujen sijaintipoikkeamat, sekä niiden 95% fraktiili sekä prosenttisummafrekvenssit 20, 50, 100, 150, 200 ja 300mm sijaintipoikkeamille. (Taulukko 5-1) Sijaintipoikkeamat $[\Delta]$ laskettiin suoraksi etäisyydeksi suunnitellusta sijainnista Pythagoraan lauseen mukaisesti paalutuspöytäkirjojen x- ja y-suunnan poikkeamista.

Suurimmassa osassa kohteista sallittu sijaintipoikkeama eli toleranssi $[\Delta_s]$, oli annettu yksiselitteisenä lukuna mihin tahansa suuntaan. Joissain kohteissa sijaintipoikkeamalle oli eri vaatimukset anturalinjojen pituus- ja poikkisuunnassa. Anturan pituus-suuntainen sijaintitarkkuusvaatimus on luonnollisesti poikkisuuntaista väljempi. Tällaisissa tapauksissa vertailutoleranssi laskettiin annettujen lukujen keskiarvona. Yleisesti asiakirjoista puuttuivat sijaintipoikkeamien ilmoittamisessa käytettävät koordinaatit.

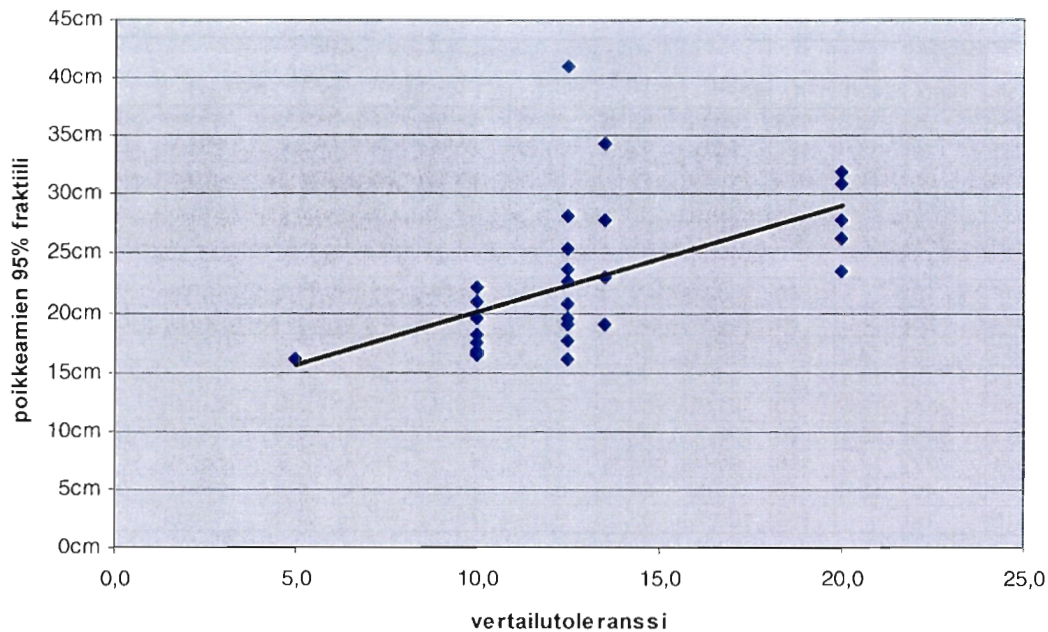
Lisäksi määritettiin sijaintipoikkeamien kehitys työn etenemisen suhteen. Tällä haluttiin tutkia mittaustyön laatua ja paalujen sijaintimerkintöjen sidontaa. Sijaintipoikkeamien määrittämisessä ei ole huomioitu korvaavien paalujen sijaintipoikkeamia. Tämä olisi vääristänyt tuloksia.

Taulukko 5-1: Paalujen sijaintipoikkeamien jakautumat ja trendit

kohde	kortteli	Tontti/ R.no	Δ_s vert.	n	toteutuneet summafrekvenssit [cm]						F($n_{95\%}$)	m
					$\Delta < 30$	$\Delta < 20$	$\Delta < 15$	$\Delta < 10$	$\Delta < 5$	$\Delta < 2$		
Vihilahti	511	31	12,5	148	99 %	93 %	83 %	64 %	24 %	4 %	21cm	-0,085 cm/tv
	511	32	12,5	137	98 %	93 %	87 %	66 %	30 %	4 %	23cm	-0,039 cm/tv
	511	35	20,0	217	99 %	91 %	82 %	63 %	26 %	7 %	26cm	-0,001 cm/tv
	511	36/6	12,5	158	97 %	90 %	78 %	46 %	15 %	3 %	24cm	0,017 cm/tv
	511	36/7	12,5	101	98 %	97 %	92 %	79 %	35 %	5 %	16cm	-0,164 cm/tv
Vihilahti kohteet joissa tutkittu ainoastaan sijainti- poikkeamat	511	16		65	100 %	100 %	97 %	75 %	37 %	9 %	15cm	-0,094 cm/tv
	511	25		88	100 %	100 %	99 %	81 %	23 %	3 %	12cm	-0,111 cm/tv
	511	26	12,5	107	98 %	97 %	90 %	69 %	28 %	7 %	18cm	0,104 cm/tv
	511	33	12,5	80	96 %	95 %	93 %	79 %	36 %	14 %	19cm	-0,442 cm/tv
	511	34A	12,5	70	91 %	80 %	77 %	56 %	27 %	6 %	41cm	2,312 cm/tv
	511	34B	12,5	70	100 %	97 %	91 %	60 %	20 %	4 %	16cm	0,246 cm/tv
	511	37	12,5	108	95 %	88 %	78 %	57 %	19 %	2 %	26cm	-0,145 cm/tv
	511	40	12,5	77	96 %	83 %	65 %	36 %	5 %	3 %	28cm	0,944 cm/tv
	516	19		153	100 %	97 %	90 %	76 %	27 %	3 %	18cm	0,345 cm/tv
Vilusen- kangas	5848	24	12,5	104	100 %	96 %	86 %	61 %	18 %	4 %	20cm	0,660 cm/tv
	5848	23	5,0	115	100 %	98 %	93 %	68 %	31 %	5 %	16cm	0,552 cm/tv
	5848	21	20,0	134	94 %	85 %	75 %	55 %	12 %	3 %	32cm	-0,039 cm/tv
Tilan- hoitaja	36221	1/2	10,0	163	99 %	94 %	79 %	50 %	12 %	1 %	21cm	-0,052 cm/tv
	36221	1/1	10,0	147	99 %	97 %	89 %	65 %	24 %	3 %	18cm	-0,106 cm/tv
	36217	2	10,0	151	99 %	93 %	78 %	55 %	14 %	1 %	21cm	-0,039 cm/tv
	36216	1/2	10,0	110	99 %	98 %	92 %	79 %	29 %	5 %	17cm	-0,004 cm/tv
	36216	3/3	10,0	94	100 %	95 %	88 %	64 %	29 %	4 %	20cm	-0,072 cm/tv
	36216	3/2	10,0	110	100 %	98 %	90 %	70 %	30 %	4 %	17cm	-0,080 cm/tv
	36216	1/1	10,0	277	100 %	97 %	91 %	66 %	22 %	2 %	17cm	0,036 cm/tv
			10,0	271	99 %	90 %	70 %	45 %	11 %	2 %	22cm	-0,052 cm/tv
	36216	3/1	10,0	276	99 %	97 %	92 %	68 %	22 %	3 %	18cm	0,045 cm/tv
Arabia	laatat	6	20,0	414	94 %	83 %	66 %	38 %	14 %	2 %	31cm	0,003 cm/tv
	laatat	7	20,0	491	96 %	87 %	69 %	44 %	11 %	2 %	28cm	0,051 cm/tv
	laatat	8	20,0	550	99 %	89 %	78 %	52 %	18 %	3 %	24cm	0,010 cm/tv
Hertto- niemi	43273	4/A-B	13,5	77	99 %	86 %	74 %	55 %	12 %	4 %	23cm	-0,655 cm/tv
	43273	4/C	13,5	48	96 %	83 %	75 %	25 %	10 %	8 %	28cm	-0,617 cm/tv
	43273	4/D	13,5	35	97 %	94 %	89 %	63 %	17 %	3 %	19cm	0,043 cm/tv
	43273	4/E-F	13,5	67	88 %	72 %	51 %	30 %	10 %	4 %	34cm	-0,103 cm/tv
					<30cm	<20cm	<15cm	<10cm	<5cm	<2cm	95%<	TRENDI
yhteensä				5213	97,9 %	91,4 %	80,5 %	57,0 %	19,6 %	3,4 %	22,7 cm	0,048 cm/tv

Noin 65-70% paaluista pysyy annettujen toleranssien sisällä. Eli jos yläpuolisten rakenteiden mitat on suunniteltu tarkalleen toleranssien mukaisesti, niin muutoksia joudutaan tekemään melkoisesti. Poikkeamat pysyvät samanlaisina päivästä toiseen (trendi 0,5mm/tv), joten voitaneen päätellä, ettei työmaamittauksissa ole ollut suuria puutteita. Paalutusmiehistöllä on merkinnät yleisesti pysyneet tallessa. Mitään muita sidontoja merkinnöille kun viereisten paalujen merkit ei paalutustyömaille yleensä käytetä, eikä näyttäisi olevan tarpeellistakaan.

Kun piirretään sijaintipoikkeamien 95% fraktiilit suunnitelmien vertailupoikkeamien funktiona, niin kuvio on kuvan 5-3 mukainen.



Kuva 5-3: Sijaintipoikkeamien 95%fraktiili annetun toleranssin funktiona

Eli paalujen sijaintipoikkeamien 95%fraktiili näyttäisi kasvavan suoraan verrannollisesti annettuun toleranssiin. 95%fraktiili on tutkimuskohteissa keskimäärin 100mm suurempi kuin annettu toleranssi. Voidaan siis päätellä, että annetulla toleranssilla on merkitystä paalutustyön suoritukseen. Näin ollen suunnittelijoiden kannattaa antaa tiukempi toleranssi kuin liittyvä rakenne sallii, jolloin suurempi osa paaluista saadaan pysymään todellisten rakenteiden sisäpuolella ilman muutoksia liittyvissä rakenteissa (vrt. kaava(4.54)).

5.5 Paalujen katkeamiset tutkimuskohteissa

Paalujen upotuksenaikainen katkeaminen tutkimuskohteissa oli suhteellisen vähäistä. Ainoastaan Vihilahden alueella ensimmäisissä kohteissa paaluja oli katkennut kohtuuttoman paljon. Tästä päästiin kuitenkin jatkossa eroon suurentamalla paalukokoa 250*250mm²:sta 300*300mm²:iin. Lisäksi sallittuja paalukuormia pienennettiin ja paalujen tavoitetasoja nostettiin ylöspäin.

Paalujen upotuksenaikaiset katkeamiset eivät yleisesti johdu paalujen käsittelystä, vaan kohteeseen soveltumattomasta paalutyypistä. Toinen merkittävä tapa vähentää paalujen katkeamisia varsinkin täyttöalueilla on riittävä esirei'itys. Herttoniemenrannan tutkimuskohteessa tässä oli menty jo ehkä liiallisuusiinkin. Kohteessa olisi kenties ollut järkevämpää hieman harventaa paaluväliä, ja täyttää esireiät betonilla. Ylärakenteen mitoitus muodostuu tällöin hieman konstikkaammaksi kuin talonrakennuskohteissa on yleensä totuttu.

Taulukossa 5-2 on esitetty tutkimuskohteiden katkenneiden paalujen määrät ja osuudet suunnitellusta paalumäärästä.

Taulukko 5-2: Katkenneiden paalujen määrä kohteissa

kohde	Tontti/ kortteli R:no		Paaluja				
			n_d	koko	P_{sall}	n_B	n_B/n_d
Vilusen kangas	5848	24	104	300*300	630	0 kpl	0,0 %
	5848	23	116	300*300	450	1 kpl	0,9 %
	5848	21	134	300*300	430	1 kpl	0,7 %
Yhteensä			354			2 kpl	0,6 %
Vihilahti	511	31	159	250*250	438	8 kpl	5,0 %
	511	32	137	250*250	370	0 kpl	0,0 %
	511	35	224	250*250	430	9 kpl	4,0 %
	511	36/6	165	300*300	450	2 kpl	1,2 %
	511	36/7	101	300*300	450	2 kpl	2,0 %
Yhteensä			786			21 kpl	2,7 %
Vihilahti kohteet joissa tutkittu ainoastaan sijainti- poikkeamat	511	16	71	250*250	500	5 kpl	7,0 %
	511	25	99	250*250	438	11 kpl	11,1 %
	511	26	117	250*250	438	10 kpl	8,5 %
	511	29/A	70	250*250	438	10 kpl	14,3 %
	511	29/B	70	250*250	438	7 kpl	10,0 %
	511	33	58	250*250	370	1 kpl	1,7 %
			23	300*300	570	0 kpl	0,0 %
	511	34A	74	250*250	370	4 kpl	5,4 %
	511	34B	74	250*250	370	4 kpl	5,4 %
	511	37	123	300*300	630	1 kpl	0,8 %
	511	40	78	300*300	450	1 kpl	1,3 %
	516	19	154	300*300	630	5 kpl	3,2 %
Yhteensä			1011			59 kpl	5,8 %
Tilanhoitaja	36221	1/2	163	300*300	430	0 kpl	0,0 %
	36221	1/1	146	300*300	430	0 kpl	0,0 %
	36217	2	155	300*300	430	3 kpl	1,9 %
	36216	1/2	109	300*300	430	0 kpl	0,0 %
	36216	3/3	94	300*300	430	0 kpl	0,0 %
	36216	3/2	112	300*300	430	2 kpl	1,8 %
	36216	1/1	282	300*300	430	5 kpl	1,8 %
			273	300*300	480	2 kpl	0,7 %
	36216	3/1	280	300*300	480	3 kpl	1,1 %
Yhteensä			1614			15 kpl	0,9 %
Herttoniemi	43/43273	4/A-B	78	300*300	810	3 kpl	3,8 %
	43/43273	4/C	45	300*300	810	3 kpl	6,7 %
	43/43273	4/D	36	300*300	810	2 kpl	5,6 %
	43/43273	4/E-F	67	300*300	810	4 kpl	6,0 %
Yhteensä			226			12 kpl	5,3 %
Arabia	laatat	6	418	300*300	810	4 kpl	1,0 %
	laatat	7	26	300*300	810	0 kpl	0,0 %
			465	350*350	1103		
	laatat	8	554	300*300	810	4 kpl	0,7 %
Yhteensä			1463			8 kpl	0,5 %
Kaikki kohteet yhteensä			5454			117 kpl	2,1 %

Paaluja on yleisesti katkennut kohtuullinen määrä (<5%) suunnitellusta paalumäärästä. Ainoastaan Vihilahden alueen aloitusvaiheessa, kun on käytetty 250*250 mm² paalukokoa ja paalutusluokan II mukaisia sallittuja paalukuormia on poikkimenneiden paalujen määrä normaalia suurempi. Taulukossa Vihilahden kohteet eivät ole aikajärjestyksessä, mutta suoritusajankohta on suoraan pääteltävissä paalukoosta ja salli-

tuista paalukuormista. Alkuvaiheessa on koetettu selvittää pelkällä paalukuorman pientämisellä, mutta jatkossa on päädytty 300*300 mm² paalukoon käyttöön.

5.6 Johtopäätökset paalutustyöstä

Paalujen sijaintipoiikkeaman 95% fraktiili on yleensä 100 mm suurempi kuin sallittu sijaintipoiikkeama.

Paalujen varastointi ja käsittely työmaalla on paikoin luokatonta. Toivoa vain sopii, ettei tämä ole johtanut paaluperustusten käyttöä alenemiseen. Toisaalta betoni sitoutuu hyvin pitkän ajan, joten paaluihin syntyneet halkeamat voivat maan alla riittävässä kosteudessa sitoutua uudelleen kiinni.

Erillisen paalutustyönjohtajan jatkuva läsnäolo työmaalla parantaa paalujen varastointia ja vähentää paalujen siirtotarvetta paalutustyömailla.

Paalujen suoranaiset katkeamiset työmaalla varastoinnin ja pystyynnoston aikana ovat erittäin harvinaisia. Toisaalta paalutuspöytäkirjoista ei näin katkenneiden määrää voida suoraan päätellä. Tulevassa Lyöntipaalutusohjeessa on paalujen minimiteräsmääriä aiheellisesti kasvatettu. Paalujen pystyynnostosta nykyisellä kalustolla syntyy paaluun suurempia rasituksia kuin nykyiset paalut kohtuullisesti halkeillen kestävät.

250*250 mm² paalut soveltuvat vain erittäin helposti paalutettaviin kohteisiin. Paalujen pituus olisi syytä rajata alle 30 metriin ja mieluummin alle 12 m pitkiin yksimittaisiin paaluihin. Tämä vähentäisi paalun vaurioitumisriskiä sekä työmaalla käsittelyn etä upotuksen aikana.

TKK:lla on Hannu Kemppaisen toimesta tekeillä tutkimustyö eri paalutyypin soveltuvuudesta erilaisiin maaperäolosuhteisiin. Tutkimus keskittyy betonipaaluihin, joihin on kehitelty erilaisia kärkiä. Tutkimuksen alustava valmistumisajankohta on keväällä 2004.

6 PAALUTUSTYÖN VALVONTA

6.1 Ohjeet ja määräykset

6.1.1 Yleistä.

Valvojan ensisijainen työ on valvoa, että työn tulos vastaa urakkasopimuksessa esitettyjä vaatimuksia. Työtavat vaihtelevat urakoitsijakohtaisesti ja niihin ei ole valvojalta valtuuksia tai oikeutta puuttua, ellei toiminta ole urakkasopimuksen vastaista. Valvoja ei siis ole työmaalla valvomassa itse työtä, vaan työn tulosta! Täytyy kuitenkin muistaa, että paalutustyössä työn tulokseen vaikuttaa suurelta osin työn suoritustapa.

Valvoja valvoo ainoastaan niitä urakoitsijoita, joihin tilaaja on suorassa sopimussuhteessa. Valvojalla ei ole oikeutta tai velvollisuutta suoraan puuttua aliurakoitsijoiden toimintaan työmaalla, vaan kaikki kanssakäyminen perustuu sopimussuhteisiin. Mikäli sopimussuhteessa oleva urakoitsija teettää jotain urakan osaa aliurakoitsijalla, niin hän myös vastaa aliurakoitsijan toimista ja tekemisistä valvojalle.

Valvoja on palveluammattissa. Nykyiset urakka-ajat ovat niin kireitä, että pienet muutokset ja poikkeamat pohjasuhteissa vaativat nopeita ratkaisuja työmaalla. Valvojalla tulee olla riittävä ammattitaito, jotta hän voi yhteistyössä ammattitaitoisen urakoitsijan kanssa tehdä suunnittelijalle ratkaisuehdotuksia suunnitelmista poikkeavien olosuhteiden ilmetessä. Myös kommunikointi suunnittelijan ja valvojan välillä on helppoa, kun molemmat ymmärtävät, mistä on kysymys.

Valvojen ja työmaan välille olisi toivottavaa saada nykyistä enemmän yhteistyöhenkeä. Tähän ehkä auttaisi jossain määrin siirtyminen hintakilpailusta enemmänkin laatu- ja kilpailuun. Tällöin rakennuttaja voisi valita itselleen sopivan urakoitsijan, jolla varmasti on resursseja ja ammattitaitoa suorittaa urakka. Tällöin ei työmaalla enää tarvitsisi keskustella niinkään urakan suorittamisesta, vaan valvoja voisi keskittyä yllättävien ongelmien ratkaisuun. Suunnittelun kilpailuttaminen samalla periaatteella vähentäisi yllättävien ongelmien määrää.

Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa A1 /46/ on käsitelty valvonnan tehtävät koko rakennusprojektissa.

PRV-84 /44/ sisältää hyvin seikkaperäiset ohjeet paalutustyön valvonnasta. Mutta mikäli kaikki siinä esitetyt tarkistus- ja hyväksymisvaiheet käydään lävitse, niin työmaa-aikataulun mukaan anturat on jo valettu ennen ensimmäisenkään paalun lyöntiä. PRV-84 ei ole kovin yleisessä käytössä, mikä voi paalutustöiden kannalta olla hyväkin asia.

Seuraavissa kappaleissa käsitellään osin kriittisesti PRV-84 kappaleen 4.5.2 ”Lyöntipaalaus” sisällään pitämät ohjeet. On huomioitava, että kyseinen ohje koettaa pitää sisällään kaikki erilaiset paalutuskohdet ja ohjeet kattavat kaikenlaiset paalutusolosuhteet. Ohjeissa ei erotella pieniä ja tavanomaisia paalutuksia suurista ja erittäin vaativista paalutuksista.

6.1.2 Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma

Kuten kohdassa 5.1.2 on mainittu, niin paalutuksen työ- ja laatusuunnitelman hyväksyminen valvojan toimesta ei ole järkevää, vaikka PRV-84 /44/ näin määrääkin tehtäväksi. Työ- ja laatusuunnitelman pyytäminen nähtäväksi on kuitenkin erittäin tervettä. Näin pystytään työn alkuvaiheessa varmistamaan että urakoitsija on tilanteen ja tehtävien tasalla. Työ- ja laatusuunnitelmaa tulee ensisijaisesti verrata urakkasopimuksessa esitettyihin vaatimuksiin.

Työ- ja laatusuunnitelman tarkistaminen ja hyväksyminen veisi joka tapauksessa urakka-aikaakin liikaa. Jos paalutuksen osalta paperi kierrätettäisiin suunnittelijalla saakka, niin siinä hukkuu äkkiä pari työpäivää. Tässä vaiheessa noin sadan paalun paalutuskohde olisi jo valmis.

Kohteissa, joissa on esimerkiksi vakavuusongelmia, tai muista syistä on paalutustyön suoritusjärjestykselle asetettu erityisiä vaatimuksia, on valvottava urakkasopimuksen liiteasiakirjoina olevissa paalutussuunnitelmissa mainittujen työjärjestysten ja erityistoimenpiteiden kuten tärinämittausten noudattamista. Tämäkään ei kuitenkaan aiheuta mitään erityistä vaatimusta työ- ja laatusuunnitelman hyväksymiseen. Kuten kohdassa 4.6.3 on sanottu, niin tällaisiin seikkoihin puututaan ensisijaisesti paalutussuunnitelmassa, ei niinkään paalutuksen työ- ja laatusuunnitelmassa.

6.1.3 Paalutustyön valvonta (PRV-84).

6.1.3.1 Valvontatoimenpiteet ennen lyöntiä

Valvoja tarkistaa, että paalutustyönjohtaja täyttää paalutustyönjohtajalle asetetut vaatimukset, jotka on esitetty LPO:ssa. Tämä ei ole välttämätöntä kaikissa kohteissa. Mikäli paalutusurakka on ostettu aliurakkana, niin tällöin pääurakoitsijan vastaava mestari toimii myös paalutustyönjohtajana valvojan suuntaan ja vastaa siitä, että työmaalla on ammattitaitoinen paalutustyönjohtaja. Rakennuttajalla ei ole sopimussuhdetta aliurakoitsijaan!

Paalutustyönjohtajan apulainen on käytännössä paalutuskoneen kuljettaja. Ei ole syytä nimetä mitään muita henkilöitä. Tosiasia on, että paalutuskoneenkuljettajat ovat ammattilaisia jotka ymmärtävät paalutusta riittävästi voidakseen toimia paalutustyönjohtajan apulaisena.

Pohjarakennustöiden aloituskokouksessa paalutustyönjohtajan läsnäolo on suotavaa jo paalujen varastointialueiden sopimista varten. Muita aloituskokouksessa betoni-paalutukseen liittyviä käsiteltäviä kohtia ovat:

- Paalujen katkaisulupien myöntäminen
- Koepaalutusjärjestelyt
- Toiminta paalun katketessa tai siirtyessä
- Paalutuspöytäkirjojen käsittely
- Yhteys- ja vastuuhenkilöiden nimeäminen

Koepaalutuksista tulee olla paalutussuunnitelmassa tarkat ohjeet. PRV-84 koepaalutusohjeita ei saa käyttää koepaalutuksen suoritusohjeena.

6.1.3.2 Paalujen laadunvalvonta

PRV-84:ssä puhutaan paalulähteyksen mukana tulevista laatutodistuksista jotka valvojan tulisi tarkastaa. Käytännössä kuormien mukana tulee ainoastaan kuormakirjat ja laatutodistuksen saa erikseen pyydettäessä. Valvojan ei ole tarpeen tarkistaa laatutodistuksia, vaan urakoitsija luovuttaa laatutodistukset yhdessä paalutuspöytäkirjojen kanssa. Mikäli on syytä epäillä paalujen laatua, voidaan lujuus tarkistaa esimerkiksi kimmovasaran avulla. Ohjeita kimmovasaran käytöstä betonin lujuuden arvioinnissa on annettu Tiehallinnon julkaisussa ”Kimmovasaran käyttäjän ohje” /47/.

Tutkimuskohteissa oli joitain paaluja lyöty jopa 4 vuorokauden ikäisinä, mikä ei kyllä ole yhteensopivaa minkään voimassa olleen normin tai tyyppihyväksynnän kanssa. Paalujen ikävaatimukset tullaan jättämään pois uudesta lyöntipaalutusohjeesta. Tilalle tulee lujuusvaatimukset. On toivottavaa, että paaluja ei jatkossa toimitettaisi tehtailta ennen riittävän lujuuden kehittymistä.

Paalujen suoruus ja halkeamat voidaan tarkastella silmämääräisesti. Mikäli käyrystymiä, vinoutumia tai halkeamia on havaittavissa, niin paaluille voidaan tehdä tarkistusmittauksia langan, suorakulman ja luupin avulla. Ulkopuolisen mittaaajan suorittamat tarkistusmittaukset maksaa väärässä ollut osapuoli.

Teräkset paljastavat lohkeamat johtavat automaattisesti paalujen hylkäämiseen. Paikkaamiset eivät kestä upotuksenaikaisia rasituksia. Mikäli lohkeama jää lopullisen katkaisutason yläpuolelle tai on upotuksen jälkeen paikattavissa, niin paalun käyttöä voidaan harkita.

Paalun yläpinnan karheuden vaikutus paalun kallistumaan on jokseenkin olematonta. Lisäksi tarkempia määräyksiä karheudesta ei ole olemassa, niin tästä väittely aiheuttaa vain turhaa riitaisuutta. Viisainta jättää karheudesta keskustelu paalujen tilaajan ja toimittajan väliseksi asiaksi. Paalujen sallitut kaltevuuspoikkeamat tulisi olla esitetyinä urakka-asiakirjoissa, joten ainoastaan paalujen lopullinen kallistuma kiinnostaa valvontaa.

Mikäli paalumateriaali kuuluu rakennuttajan toimitukseen, niin luonnollisesti kaikki paalujen laadunvalvontatoimenpiteet kuuluvat tällöin valvojan toimenkuvaan. Tällöin on syytä noudattaa PRV-84 ohjeita.

Jos valvoja havaitsee paaluissa virheitä, joiden perusteella paalu tulisi hylätä, on hänen viisainta yhdessä työmaan vastaavan mestarin tai paalutustyönjohtajan kanssa käydä merkitsemässä hylättävät paalut kappaleessa 6.1.3.3 esitetyllä tavalla. Yksinään yön pimeydessä merkityt paalut aiheuttavat vain turhaa riitaisuutta. Täytyy kuitenkin muistaa, että hylkäämiselle täytyy olla ristiriidattomat perusteet urakkasopimuksessa. Koska Suomessa hyvä rakennustapa on paalutustöissä viime aikoina hieman lipsunut, niin pohjarakennusselostuksessa on hyvä korostaa vaatimuksia.

6.1.3.3 Paalujen käsittelyn valvonta työmaalla

Paalujen käsittelyn ja varastoinnin osalta on ote päässyt lipsumaan kautta linjan, mikä aiheuttaa paaluihin turhia vaurioita. Paluu hyviin rakennustapoihin näiltä osin tulee varmasti olemaan vaikeaa ja vaatii linjan tiukentamista kaikilla työmailla. Paalutustöiden osalta paalujen käsittelyn valvonta on valvonnan tärkein tehtävä työmaalla, ja erillisten paalutustyönjohtajien palaaminen työmaalle varmaankin auttaisi hyvien rakennustapojen noudattamisessa. Urakkasopimukseen tulisi kirjata tehokkaammat työ-

kalut paalujen käsittelyn valvontaa ajatellen. Vaikkakin lyöntipaalutusohjeessa on ohjeet paalujen käsittelystä, niin mitään selkeitä hylkäämisrajoja ei ole kirjattu mihinkään. Pohjarakennusselostukseen voitaisiin kirjata esimerkiksi seuraavat vaatimukset:

- Paalut tulee varastoalueella tukea nostolenkkien kohdilta aluspuita käyttäen.
- Paalut saavat tukeutua vain aluspuihin.
- Mikäli paaluja varastoidaan useampaan kerrokseen (pinoon), tulee jokaisen kerroksen välissä olla $\geq 125 \times 125 \text{ mm}^2$ välipuut nostolenkkien vieressä.
- Vain samanmittaisia paaluja saa varastoida samaan pinoon.
- Pinon missään kerroksessa ei saa olla useampia paaluja kuin sitä alemmissa kerroksissa.
- Paalut tulee nostaa pinosta alas molemmista nostolenkeistä tasaisesti nostaen. Myös laskukohdassa tulee käyttää aluspuita.
- Kun paalua aletaan vetämään pystyyn paalutuskoneen nostovaijerilla tulee paalujen yläpää olla paalutuskonetta kohti suunnattuina $\pm 5^\circ$ tarkkuudella.
- Paaluja saa vetää paalutuskoneen nostovaijerilla korkeintaan 30m matkan, mikä on paalun yläpään etäisyys paalutuskoneesta.
- Paaluja ei saa vetää paalutuskoneelle toisten paalujen välistä. Pinosta alas laskettaessa paalujen väliin tulee jättää vähintään paalun sivumittan suuruinen väli pystyynvetoa varten.
- Paalu voidaan vetää paalutuskoneen viereen nostolenkistä, kunhan paalun yläpää ei vetovaiheen aikana nouse yli 2m korkeuteen ympäröivän maan pinnasta. Pystyynnosto on suoritettava paaluun merkitystä pystyynnostokohdasta.

Mikä tahansa poikkeama edellisistä vaatimuksista johtaa automaattisesti paalun hylkäämiseen. Valvoja merkitsee hylätyn paalun pohjarakennustöiden aloituskokouksessa sovitulla tavalla. Urakoitsija poistaa hylätyt paalut työmaalta kahden seuraavan työpäivän aikana.

Edellä esitetyn tapainen kirjaus selkeyttää paalujen käsittelyvaatimuksia ja poistaa urakoitsijan selittelymahdollisuuksia. Se voi jonkin verran nostaa urakkahintoja, mutta niin sen pitäisikin. Mikäli vaatimuksiin kirjattaisiin vielä vaatimus erillisestä paalutus-työnjohtajasta, joka voisi samalla hoitaa paalujen mittaustyöt, niin myös valvonnan työ voisi helpottua.

Pystyyn nostokohta on yleisesti merkitty muovilätkällä. Pystyyn nosto merkitystä nostokohdasta ei varsinkaan pitkällä paaluilla onnistu, vaan paalun pää pyrkii liukumaan keilin ohitse. Muun muassa tämän vuoksi on uudessa Lyöntipaalutusohjeessa paalujen mitoitusohjeita tarkennettu.

Uudessa lyöntipaalutusohjeessa tullaan antamaan selkeät ohjeet mitoitusperusteista, joilla paalut on mitoitettava. Tällöin paaluvalmistajat voivat tarvittaessa muuttaa paalun rakennetta käytettävien materiaalien ja paalutuslaitteiden mukaan.

6.1.3.4 Paalujen sijainnin ja kaltevuuden merkitsemisen valvonta

Tämä osuus ei tarvitse valvontaa lainkaan, vaan urakoitsija saa tehdä sen niin kuin mieli tekee. Työmailla ei yleisesti käytetä muita sidontoja kuin viereiset paalumerkit. Kaltevuus näkyy nykyisin paalutuskoneen ohjaamossa olevista valvontalaitteista tai

apumies asettaa sen pitkällä vatupassilla. Tutkimuskohteissa paalut ovat osuneet kohtuullisen hyvin annettujen toleranssien sisään, joten voidaan päätellä nykykäytännön toimivan riittävällä tarkkuudella. Paalutuspöytäkirjoista selviää kuinka hyvin työ onnistuu, ja sitä kautta voi hakea sopimuksenmukaisia arvonaleluksia.

6.1.3.5 Paalujen lyöntijärjestyksen valvonta

Paalutussuunnitelmissa tulee olla niin selkeät ohjeet, ettei niitä tarvitse työmaalla enää pohtia tai suuremmin valvoa (vrt. 6.1.2). Luonnollisesti on hyvä aloitusvaiheessa tarkistaa, että työ lähtee oikeasta nurkasta käyntiin.

6.1.3.6 Paalutuskoneen kelpoisuuden tarkistaminen

Valvonnan ei ole järkevää puuttua paalutuskoneen kokoamiseen, pystytykseen tai paalutuskoneen kuntoon muilta osin kuin mitä urakkasopimuksessa on mainittu. Paalutuskoneurakoitsija vastaa laitteensa toimintakunnosta. Tietenkin jos on havaittavissa työturvallisuusriskejä, on jokaisen henkilön välittömästi ilmoitettava niistä kohteen työsuojeluvastaavalle.

Valvonnan on syytä keskittää huomionsa paalutuskoneen tehokkuuteen. Mikäli on epäiltävissä ettei paalutuslaitteen energia riitä paalujen upottamiseen, on syytä pyytää PDA-mittajat paikalle. Tässäkin on huomioitava, että ellei tehokkuusvaatimusta ole urakkasopimusasiakirjoissa, niin valvonta maksaa mittauksen. Kappaleessa 4.3.2.6 esitetty paalutuskonerekisteri auttaisi myös valvontaa paalutuslaitteiden tehokkuuksien arvioinnissa.

TTY:n pohja- ja maarakenteiden laboratorion tekemien PDA-mittausten perusteella Suomessa käytettävät $\geq 4t$ pudotusjärkäleillä varustetut paalutuskoneet ovat riittävän tehokkaita betonipaalujen upotukseen. Mikäli on tarvetta tehdä dynaamisia koekuorituksia, niin on syytä vaatia Junttan HHK-sarjan järkäleiden käyttämistä.

6.1.3.7 Valvontatoimenpiteet lyöntivaiheessa

Kuten aikaisemmin on mainittu, niin paalutuspöytäkirjojen pitäminen on Suomessa jokseenkin retuperällä. Tämä ei ole yksistään paaluttajien syytä, vaan johtuu suurelta osin LPO-87 liian tiukoista loppulyöntivaatimuksista. Paaluttajat ovatkin käytännössä jossain määrin realisoineet uudet loppulyöntiohjeet, mutta kirjoittaneet pöytäkirjoihin LPO-87 vaatimukset täyttäviä lukuja.

Uuden Lyöntipaalutusohjeen tullessa voimaan on viisainta lopettaa tämä käytäntö. Luonnollisesti uudetkin loppulyöntitaulukot tulevat olemaan joissain kohteissa liian kiireitä, mutta niiden löysentämiseen on annettu mahdollisuus riittävillä PDA-mittauksilla. Tämä mahdollisuus on myös nykyisissä LPO-87 mukaisissa loppulyöntiohjeissa.

Ei ole tärkeää tai tarkoituksenmukaista lähettää paalutuspöytäkirjoja geotekniselle suunnittelijalle tarkastettavaksi katkaisuluvan saamiseksi. Parempi tapa on tarkistaa, että paalujen kyljissä on loppulyöntien mittauksia osoittavat viivat. Kun vielä pistokeilla tarkastetaan, että viivojen etäisyydet ja pöytäkirjamerkinnot vastaavat toisiaan, sekä ovat loppulyöntiohjeen mukaiset, niin paalujen katkaisu on sallittavissa. Mikäli paalujen kannot jäävät niin lyhyiksi, ettei painumamittauksia voida suorittaa paalujen kyljistä, on luotettava pelkkiin pöytäkirjamerkintöihin.

Muu yhteydenpito geotekniseen suunnittelijaan työn aikana on suotavaa ja PRV:ssä esitettyjen poikkeavuuksien vuoksi välttämätöntä. Kyseisiä asioita on myös syytä pohtia jo ennen paalutustyön aloittamista, esim. pohjarakennustöiden aloituskokouksessa. Geoteknisen suunnittelijan kanssa on myös syytä selvittää paalujen toimintatapa, eli ovatko suunnitelmissa esitetyt arvioidut paalujen kärkien tasot tavoitetasoja vai arvioituja tukeutumistasoja. Loppuyöntiohjeen tarkistaminen työn aikana tulee usein kysymykseen. Myös paalujen upotuksenaikaiset katkeamiset vaativat geoteknisen- tai rakennesuunnittelijan välitöntä reagointia korvaavien paalujen sijainnin määrittämiseksi.

Lyönninaikainen valvonta jää todellisuudessa ajan puutteen vuoksi hyvinkin vähäiseksi. Mitään jatkuvaa PRV-84 mukaista valvontaa ei ole järkevää suorittaa. Nykyisillä aikatauluilla ja resursseilla sekä LVR-urakoinnin hengen mukaisti lähtökohtana on että urakoitsija osaa työnsä. Valvojan on hyvä olla paikalla paalutuksen aloitusvaiheessa seuraamassa urakoitsijan otetta työhönsä. Tällöin voidaan varmistua, että urakoitsijalla on homma hanskassa.

150mm tunkeutuma yksittäisellä iskulla vaikuttaa liian suurelta. Varsinkin jatkopaaluilla voi tällöin paaluun syntyä suuria vetojännityksiä. Kappaleessa 9.4 esitetyt simulatiot viittaisivat ennemminkin noin 50mm maksimitunkeutumaan. Paalun kokonaispituuden ollessa alle 14m voidaan sallia 100mm tunkeutuma yksittäisellä iskulla. Vetojännitysten syntyminen on kuitenkin riippuvainen niin monesta eri tekijästä, että jo näitäkin pienemmillä yksittäiseen lyönnin tunkeutumilla voi paaluun syntyä kestävästi kestämättömän suuria vetojännityksiä.

Aiemmin lyötyjen paalujen nousujen ja painumien seuranta on tärkeätä suorittaa varsinkin työn aloitusvaiheessa. Katkaisuluvan myöntäminen paaluille edellyttää vähintään viiden vierekkäisen paalun yläpäiden vaaitsemista välittömästi upotuksen jälkeen, sekä kolmen viereisen paalun upotuksen loputtua. Mikäli mitään nousua tai painumaa ei paaluissa havaita, voidaan seuranta tämän jälkeen lopettaa, jos paalutuskohteen pohjasuhteet pysyvät samankaltaisina.

Mikäli vierekkäisten tukipaalujen kärjet tunkeutuvat toisistaan poikkeaville tasoille, on syytä varmistaa syvemmälle tunkeutuneen paalun ehjyys, tai suorittaa tarkentavia pohjatutkimuksia. Mikäli syvemmälle tunkeutunut paalu todetaan ehjäksi, on ylemmälle tasolle jääneen paalun upotusta jatkettava.

Mikäli vierekkäisten tukipaalujen tukeutumistasojen ero ei täytä seuraavaa vaatimusta, niin poikkeaman syy on selvitettävä.

$$\Delta H_v = |\Delta H_{a1} - \Delta H_{a2}| \leq (d + 1m)$$

jossa

ΔH_{a1} on 1. paalun kärjen ja arvioidun tukeutumistason erotus eli $\Delta H_{a1} = H_{a1} - H_{T1}$ [m].

ΔH_{a2} on 2. paalun kärjen ja arvioidun tukeutumistason erotus eli $\Delta H_{a2} = H_{a2} - H_{T2}$ [m].

H_{Tn} on paalulle suunnitelmissa esitetty arvioitu tukeutumistaso

d on paalujen keskinäinen etäisyys paalun keskeltä keskelle [m]

Apupaalua käytettäessä iskusuojan poistaminen järkäleen pesästä ei ole välttämätöntä. LPO-87 määäämä 15% pudotuskorkeuden nosto riittää kompensoimaan pesässä olevan iskusuojan energiahäviöt.

6.1.3.8 Erityistoimenpiteet

Erityistoimenpiteet eivät vaadi sen enempää valvontaa kuin muukaan paalutustyö. Urakkasopimusasiakirjoissa on määritetty erityistoimenpiteet ja valvoja valvoo, että niitä noudatetaan.

Katselmukset ovat erittäin tärkeitä. Hyvä käytäntö on ottaa ulkopuolinen katselmukseen erikoistunut konsulttitoimisto tekemään katselmukset. Samalta toimistolta on syytä tilata myös työnaikaiset tärinä- ja siirtymämittaukset. Tällaisilla konsulteilla on myös yleensä paljon kokemusta erilaisista vaurioista ja korvausvaatimuksista. Heillä on siis yleensä ammattitaitoa tulkita vaurioiden syitä. Katselmukset on syytä kirjata jo urakkasopimuksessa urakoitsijan vastuulle. Valveutunut urakoitsija toki suorittaa katselmuksia ja seurantamittauksia ilman urakkasopimuksissa olevia vaatimuksiakin, mikäli katsoo sen tarpeelliseksi.

6.1.3.9 Paalutuksen kelpoisuus

Kelpoisuudella tarkoitetaan luonnollisesti sitä, että työ on tehty urakkasopimuksen mukaisesti. Kelpoisuuden toteaa kohteen vastaava pohjarakennesuunnittelija paalutuksen tarkastusasiakirjan (vrt. 5.3.2) ja sen liitteiden perusteella.

6.1.3.10 Paalutustöissä todettuja virheitä

PRV-84:ään on kirjattu oikein hyvä muistilista, jossa yleisimmät virheet tai poikkeamat on käyty lävitse. Seuraaviin kohtiin kun työmaalla kiinnittää huomionsa, niin suurin osa ongelmista jää toteutumatta /44/:

- Puutteelliset pohjatutkimukset tai virheet pohjatutkimusten tulkinnassa
 - > Heijarikairausten tai puristin-heijarikairausten puuttuessa on syytä suorittaa koepaalutus arvioitun tukeutumistason ja paalujen tilauspi-tuuksien varmistamiseksi
 - > Mikäli on syytä epäillä moreenikerroksen olevan silttipitoista on syytä suorittaa koepaalutus tavoitetason varmistamiseksi
 - > Mikäli maakerrokset ovat kivisiä tai lohkaraisia, on syytä suorittaa kokeilupaalutuksia eri paalutyypeillä ennen varsinaista paalutustytö-tä.
- Puutteellisesta työnsuunnittelusta johtuvat penger- ja kaivantoluiskien sortumat ja siirtymät
- Paalutuskoneen alustan puutteellisesta kantavuudesta ja varomattomasta paalujen käsittelystä johtuvat paalu- ja henkilövahingot
- Liian nuorten tai muuten heikkolaatuisten paalujen käyttö
- Tunnoton lyönti liian suurella pudotuskorkeudella
- Paalujen suunnasta poikkeavat, epäkeskeiset järkäleen iskut paalun päähän
 - > Apupaalun käyttö upotuksen aikana
- Puutteellisen tyynyn, varsinkin epätasaisen iskusuojan käyttö

- Tukipaalujen loppulyöntiohjeiden liian kaavamainen käyttö, jolloin ei oteta huomioon todellisia olosuhteita
- Tarkastus- ja jälkilyöntitarpeen seuraamisen laiminlyönti.

6.2 Työn tarkastusasiakirja

Kappaleessa 5.3.2 sekä liitteen 6 tyyppisen tarkastusasiakirjan laatiminen kuuluu paalutusurakoitsijalle. Mikäli paalutusurakka on aliurakkana, niin pääurakoitsija luovuttaa tarkastusasiakirjan tilaajalle. Se, laatiiko tarkistusasiakirjan pääurakoitsija vai aliurakoitsija, riippuu aliurakkasopimuksesta.

Valvoja toimittaa tarkastusasiakirjan kohteen geotekniselle suunnittelijalle, joka tarkistaa sen ja palauttaa valvojalle mahdollisin kommentein ja allekirjoituksin varustettuna. Äkkiä ajatellen voisi tässä kohden syntyä ristiriitaisuus, koska edellä esitetyn (6.1.3.7) mukaisesti valvoja antaa katkaisuluvat paaluille ja geotekninen suunnittelija hyväksyy koko kohteen. Työnaikaisen yhteydenpidon pitää olla erittäin tiivistä ja hyvin dokumentoitua, ettei valvonta jäisi hankalaan välikäteen.

6.3 Toteutumapiirustus

Lähtökohtana on, että tilaaja vastaa toteutumapiirustuksen laadinnasta. Tätä puoltaa jo sekin, että tilaajalla on valmis sopimussuhde kohteen suunnittelijaan. Samalla tulee tarkistettua sijaintipoikkeamien ja katkenneiden paalujen vaikutus yläpuolisiin rakenteisiin.

Toteutumapiirustus laaditaan paalukartan muutoksena. Muutos revisioidaan normaaliin tapaan ja revision nimeksi annetaan ”Toteutunut paalutus”. Poikkileikkauksia ei normaalisti päivitetä. Paaluluetteloon tehdään muutokset yleensä vain hylättyjä paaluja korvaavien paalujen osalta.

6.4 Johtopäätökset valvonnasta

Valvonnan roolia betonipaaluilla perustettaessa vaikeuttaa viime vuosien aikana tapahtunut hyvän rakennustavan unohtuminen. Paalujen varastointi ja käsittely on erittäin huonoa. Kurinpalautukseen on aihetta ja se onnistuu vain tiukoilla otteilla. Tiukkaus on tuotava esille jo urakkakyselyissä, vaatimukset on kirjattava selkeästi esimerkiksi paalutuksen pohjarakenneselostukseen. Erillisen paalutustyönjohtajan jatkuvan läsnäolon vaatiminen auttaisi varastoinnin ja siirtojen järjestelyissä.

PRV-84 ohjeita ja määräyksiä ei kannata sellaisenaan soveltaa jokaiselle työmaalle. Eniten huomiota vaativat asiat on kirjattu kohtaan ”Paalutustöissä todettuja virheitä”. Niistä kannattaa pitää kiinni.

Yhteistyö sekä geoteknisen suunnittelijan että urakoitsijan kanssa on pyrittävä säilyttämään mahdollisimman pitkälle. Avoin toiminta, myös puutteidensa tunnustaminen, antaa valvojalle hyvät eväät projektin läpiviemiseksi. Tiukka pitää olla, mutta johdonmukaisesti ja sopimuksen puitteissa. Sopimusteksti ja siinä esiintyvät ristiriitaisuudet ovat aina kirjoittajan vastuulla, joten niiden laadintaan kannattaa panostaa.

Valvonnan tulee olla ammattitaitoista ja vastuullista. Hyvä valvoja on henkilö, jolla on riittävästi kokemusta ja ammattitaitoa jotta hän voisi itse toimia työmaapäällikkönä valvomassaan projektissa.

7 PAALUTUSTYÖN DOKUMENTOINTI

7.1 Ohjeet ja määräykset

Maankäyttö- ja rakennusasetus velvoittaa pitämään rakennustyöstä tarkastusasiakirjaa. Tarkempia ohjeita tarkastusasiakirjan pitämisestä on RakMk A1:ssä /46/. Määräyksen mukaan rakennusvalvontaviranomaisen arkistoon tallennetaan yhteenvedo tarkastusasiakirjasta. Varsinaisen tarkastusasiakirjan arkistoinnista ei anneta mitään määräyksiä, vaan se jää tilaajan haltuun ja sen arkistointi on tilaajan päätettävissä. Myöskään yhteenvedon muodosta ja laajuudesta ei anneta kovin tarkkoja ohjeita, vaan se on paikallisen rakennusvalvontaviranomaisen päätettävissä.

Rakennuksesta on myös laadittava käyttö- ja huolto-ohjeet RakMk A4 /48/ mukaisesti. Sen mukaan ”Käyttö- ja huolto-ohje sisältää rakennuksen ja sen rakennusosien kunnossapidon sekä hoidon ja huollon lähtötiedot, tavoitteet, tehtävät ja ohjeet omistajalle ja ylläpito-organisaatioille sekä asukkaille ja tilojen käyttäjille annettavat ohjeet.” Vaikka paaluperustukset eivät oikein tehtyinä vaadi mitään huoltoa rakennuksen käyttöiän aikana, on käyttö- ja huolto-ohjeeseen liitettävä tiedot myös rakennuksen paalutuksista. Rakennuksen käyttötarkoitus voi perustusten käyttöiän aikana jonkin muuttua. Tällöin perustamistietoja voidaan käyttää muutossuunnittelussa hyväksi.

7.2 Asiakirjojen arkistointi

Koska tarkempia ohjeita asiakirjojen arkistoinnista ei ole muissa yhteyksissä laadittu, suositellaan seuraavanlaista arkistointivelvoitetta eri osapuolille.

7.2.1 Viranomaisen arkistointivelvoite

Paalutusten osalta on rakennusvalvontaviranomaisen arkistoitava seuraavat asiakirjat:

- Rakennusselostus
- Paalutuksen pohjarakennussuunnitelma
 - > paalukartasta revisio ”toteutunut paalutus” tai uudempi
 - > pohjatutkimukset
- Paalutuksen tarkastusasiakirja ilman liitteitä. (tarkastusasiakirjan yhteenvedon osa)

Asiakirjojen arkistointiaika 100v tai rakennuksen purkamiseen saakka. Tarkastusasiakirjan yhteenvedoon on kirjattava tieto rakennusaikaisten asiakirjojen arkistointipaikasta.

7.2.2 Rakennuksen tai rakenteen omistajien arkistointivelvoite

Käyttö- ja huolto-ohjeeseen tulee sisällyttää tieto rakennusaikaisten asiakirjojen arkistointipaikasta. Paalutuksen osalta käyttö- ja huolto-ohjeen mainitsemaan paikkaan arkistoidaan rakennuksen purkamiseen saakka seuraavat asiakirjat.

- Rakennusselostus

- Paalutuksen pohjarakennussuunnitelma
 - > paalukartasta revisio ”toteutunut paalutus” tai uudempi
 - > pohjatutkimukset
 - > mitoituslaskelmat
- Paalutuksen tarkastusasiakirja liitteineen
 - > paalutuspöytäkirjat
 - > kantavuus- ja ehjyysmittausraportit
 - > paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma

Asiakirjat on syytä arkistoida rakennuksen väestönsuojaan, lämmönjakohuoneeseen tai muuhun vastaavaan tilaan, joka on lukittu siten, että vain rajallisella määrällä ihmisiä on mahdollisuus päästä sinne. Asiakirjoille olisi syytä hankkia erillinen lukittava laatikko tai kaappi. Säilytyspaikkaa koskevat vaatimukset on syytä kirjata urakkasopimukseen, tai rakennusselostukseen.

Korjaus- ja muutostöiden yhteydessä käyttö- ja huolto-ohje päivitetään. Mikäli asiakirjojen säilytystila tällöin muuttuu, niin se päivittyy samalla.

7.2.3 Suunnittelijoiden ja urakoitsijoiden arkistointivelvoite

Kohteen suunnittelijoilla ja urakoitsijoilla on luonnollisesti velvoite säilyttää asiakirjoja 10v ajan.

7.3 Johtopäätökset dokumentoinnista ja arkistoinnista

Nykyisellään paalutustyön dokumentointi on riittävää. Dokumenttien arkistointi ei ole täysin suunniteltua. Onkin suositeltavaa siirtyä edellä esitetyn mukaiseen käytäntöön asiakirjojen arkistoinnissa. Käytäntöä tulisi soveltaa myös muiden rakennusaikaisten asiakirjojen osalta. Tämänkaltaisen rakennuksen omistajalle kuuluva arkistointivelvoite tulisi kirjata kuntien rakennusjärjestyksiin. Siitä on myös syytä olla maininta urakkasopimuksessa tai rakennusselostuksessa.

8 PDA- JA EHYYSMITTAUKSET PAALUJEN LAADUNVALVONTAMITTAUKSINA

8.1 Yleistä

PDA- ja ehjyysmittausten teoriaa ei tässä julkaisussa kovin tarkasti käsitellä. Aiheesta on useita Suomenkielisiäkin julkaisuja mm. Jokiniemen lisensiaatintutkimuksessa /31/, sekä Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisen osaston tiedotteesta 53 ”Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistolla” /49/. Lisäksi aiheista on olemassa myöskin Tampereen teknillisen yliopiston Pohja- ja maarakenteiden laboratorion julkaisut 33 ”Paalujen laadunvalvonta Low Strain-menetelmällä (SIT)” /50/ ja /47/ ”Teräsputkipaalujen iskuaaltomittaus ja lyönnin simulointi”/51/.

Seuraavassa keskitytään paalujen kantavuus- ja ehjyysmittauksien valvonnan kannalta tärkeisiin kohtiin.

8.2 PDA-mittaukset

PDA-mittauksilla on Suomessa hyvin korkea status paalujen geoteknisen murtokapasiteetin määrittämisessä. PDA-mittauksiin sovelletaan kokonaisvarmuuslukua $F=2,0$ tai pienempää, kun se muualla maailmassa on yleisesti suurempi kuin 2,2.

8.2.1 CASE-menetelmän estimaatit

CASE-menetelmä laskee paalun staattisen vastuksen seuraavan kaavan mukaan:

$$R_s = (1 - J_c) * F_{\downarrow t_1} + (1 + J_c) * F_{\uparrow t_2} \quad (8.1)$$

jossa R_s on paalun staattinen vastus koekuormitusiskulla [kN]
 J_c on CASE-vaimennuskerroin [-]
 $F_{\downarrow t_1}$ on alaspäin kulkevan aallon voima ajanhetkellä t_1 [kN]
 $F_{\uparrow t_2}$ on ylöspäin kulkevan aallon voima ajanhetkellä t_2 [kN]

Koska ylös- ja alaspäin kulkevien aaltojen voimat lasketaan mittaussignaalien ja paalun impedanssin perusteella, voidaan kaava kirjoittaa myös muotoon:

$$R_s = \frac{1}{2}(1 - J_c) * [F_1 + Zv_1] + \frac{1}{2} * (1 + J_c) * [F_2 - Zv_2] \quad (8.2)$$

jossa R_s on paalun staattinen vastus koekuormitusiskulla [kN]
 J_c on CASE-vaimennuskerroin [-]
 F_1 on antureiden tasolta mitattu voima ajanhetkellä t_1 [kN]
 F_2 on antureiden tasolta mitattu voima ajanhetkellä t_2 [kN]
 Z on paalun impedanssi ($=E_p A_p / c_i$) [kNm/s]
 v_1 on antureiden tasolta mitattu nopeus ajanhetkellä t_1 [m/s]
 v_2 on antureiden tasolta mitattu nopeus ajanhetkellä t_2 [m/s]

Mittausraporteissa yleisesti mittauksen tekijästä riippumatta tulostetaan F-Zv kuvaaja. Tästä voi valvoja halutessaan laskea viivoittimen ja laskukoneen avulla kaavaa (8.2) käyttäen staattisen vastuksen suuruusluokan.

CASE-menetelmällä laskettaessa tulos on riippuvainen mitattujen arvojen lisäksi käytettävästä vaimennuskertoimesta, ja siitä mitkä ajanhetket valitaan laskentaa varten lähtöarvoiksi. Näiden ajanhetkien keskinäinen väli on $2L/c_i$, eli aika joka iskuaallolta menee kulkea antureiden tasolta paalun kärkeen ja takaisin. Tällöin laskennassa on mukana sekä järkäleen iskusta paaluun siirtyneet voimat, että paalun vaipalta ja kärjestä takaisin heijastuneet voimat. Yleisimmät estimaatit, ja niiden laskentaan käytettävät ajanhetket ovat seuraavat:

1. RMX: t_1 ja $t_2 (=t_1+2L/c_i)$ siten, että saadaan laskettua mahdollisimman suuri vastus. Ajanhetki t_1 ei välttämättä ole ensimmäisen $2L/c_i$ aikana. Yleisimmin Suomessa ja myös maailmalla paalun vastuksen laskentaan käytettävä estimaatti.
2. RSP: t_1 ensimmäisen tai toisen F-Zv huipun kohdalta. Ei juurikaan enää käytössä, mutta ohjeissa annetut vaimennuskertoimien ohjearvot kuten SPO-2001:ssa esitetty koskevat tätä estimaattia.
3. RSU: t_1 ensimmäisen tai toisen F-Zv huipun kohdalta. Soveltuu paaluille, joilla suuri vaippavastus, ja nopeus laskee jo $2L/c_i$ aikana negatiiviseksi. Tällöin paalun yläpää on liikkeessä ylöspäin ennen kärkivastuksen mobilisoitumista, ja paalun yläosan vaippavastus jäisi muuten pois laskennasta. Samat vaimennuskertoimen arvot kuin RSP-estimaatilla.

Muita mahdollisia estimaatteja ovat RAU, RMN ja RA2. Tarkempia kuvauksia eri estimaateista ja niiden laskennasta on julkaisussa /31/

8.2.2 Paalun geotekninen murtokapasiteetti ja PDA-mittaustulos.

Nämä käsitteet on syytä erottaa toisistaan. PDA-mittaustulos on paalusta koekuormitusiskulla mobilisoitunut staattinen vastus, jota estimoidaan yleisesti CASE-menetelmän RMX-estimaatin avulla. PDA-mittaustulos vastaa vain harvoin paalun geoteknistä murtokapasiteettia. Syynä eroon on yleensä koekuormitusiskun riittämättömän energia, eli paalua ei saada lyötyä ”irti” maasta, ja osa vastuksesta jää mobilisoitumatta. Betonipaalujen dynaamisessa koekuormituksessa iskunpituus määräytyy paaluun syntyvien jännitysten perusteella. Paalusta ja järkäleestä riippuen suurin mahdollinen iskunpituus on 0,5...1,0 m.

Varsinkin voimakkaasti vaipallaan kiinnittyneillä pitkillä betonipaaluilla paalusta mitattu RMX-vastus voi olla huomattavasti pienempi kuin paalun todellinen geotekninen murtokapasiteetti. Tällöin voidaan käyttää murtokapasiteetin arviointiin RSU-estimaattia, mutta senkin antama vastus voi olla konservatiivinen arvio geoteknisestä murtokapasiteetista, mikäli paalun kärkivastusta ei saada täydellisesti mobilisoitua. Toisaalta RSU-estimaatin laskema lisävastus on paalun yläosan vaippavastusta. Mikäli kyseiset kerrokset ovat hienorakeisia, on kyseenalaista käyttää niistä saatavaa kantavuutta hyväksi paalun pitkäaikaiskapasiteetin määrittämisessä (vrt. 4.3.1).

Toinen seikka mikä vaikuttaa paljon CASE-menetelmällä saatavaan tulokseen, on mittaajan ammattitaito ja vaimennuskertoimen valinta. RMX-estimaatti voi olla hyvin herkkä käytettävän vaimennuskertoimen suhteen. Vaimennuskertoimen arvoa pienentämällä voidaan saman mittaussignaalin RMX-estimaattia kasvattaa jopa kaksinkertaiseksi. Mittauslaitteiden valmistaja Pile Dynamics Inc. (PDI) suosittelee lait-

teiston käyttöohjeessa /52/ RMX-estimaatin vaimennuskertoimen arvoina käytettäväksi vähintään 0,2-yksikköä suurempia arvoja kuin RSP-estimaatille, jotka on esitetty SPO-2001 /18/ taulukossa 4. Lisäksi on suositeltu, ettei arvo saisi olla pienempi kuin 0,4.

Erityisesti kitkapaaluilla PDA-mittaustulos riippuu myös hyvin paljon upotuksen ja mittauksen väliin jäävästä ajasta (set-up-aika). Yleisesti paaluista mitattava vastus on sitä suurempi, mitä pidempi set-up-aika on. On kuitenkin myös tapauksia, joissa paalun kärkivöhykkeessä tapahtuu löyhtymistä paalun upotuksen jälkeen, jolloin odotusajan jälkeen myös mitattu vastus on pienempi.

PDA-mittaustulos ei siis ole absoluuttinen ja yksiselitteinen paalun geoteknisen murtokapasiteetin arvo. Lähtökohtana PDA-mittauksissa on se, että PDA-mittaaja mittaa paalun staattisen vastuksen koekuormitusiskulla. Kohteen geotekninen suunnittelija määrittää PDA-mittausraportin ja muiden pohjatutkimustulosten perusteella paalun geoteknisen murtokuorman, tai paalulle sallittavan maksimikuorman.

8.2.3 Vaimennuskertoimen J_c arvon valinta ja herkkyystarkastelu

TTY-PML:n tekemien PDA-mittausten perusteella erittäin tiiviisiin maakerroksiin tai kallioon tukeutuvilla paaluilla voidaan käyttää myös vaimennuskertoimen arvoa 0,3. Tällöin RMX-estimaatin herkkyys vaimennuskertoimen suhteen on oltava erittäin pieni.

TTY:n pohja- ja maarakenteiden laboratorion paalutusmittausohjeessa /53/ on annettu seuraava ohje mittaustuloksen herkkyystarkasteluun ja käytettävän vaimennuskertoimen määrittämiseen:

”Vaimennuskertoimen arvoksi annetaan 0,3 ja 0,6 ja verrataan arvoilla saatuja RMX-estimaatin arvoja keskenään.

- Mikäli kantavuuksien RMX-estimaatit eri vaimennuskertoimien arvoilla poikkeavat toisistaan enintään 10% on mittauksessa käytetty arvo hyväksyttävissä.
- Jos arvot poikkeavat toisistaan yli 20% on mittauksessa käytettävä vaimennuskertoimen arvoa 0,6 ja raportissa suositeltava tulosten varmistamista Signal matching analyysillä.”

Ohjeessa jätetään vaihteluväli 10%-20% avoimeksi. Tämä johtuu siitä, että yleensä tällaisia eroja ei esiinny, vaan tulos on joko erittäin herkkä tai sitten hyvin vähän herkkä vaimennuskertoimen suhteen.

PDA-mittausraporteissa tulisi olla esitettynä tulosten herkkyys vaimennuskertoimen suhteen. Mikäli herkkyystarkastelusta ei ole mainintaa ja kohteessa on käytetty pienempää vaimennuskertoiminta kuin 0,4, on mittauksista syytä pyytää herkkyystarkastelua.

8.2.4 PDA-mittausten jälkianalysointi Signal matching tekniikalla.

Paalujen vastusjakautuman määrittämiseksi ja vaimennuskertoimen arvon kalibroimiseksi voidaan PDA-mittaussignaalit jälkianalysoida Signal matching tekniikalla. Tällöin signaali siirretään ohjelmaan, jossa pyritään mallintamaan paalu ja sitä ympäröivät

maakerrokset siten, että paalun ja maan simuloidulla mallilla saataisiin samanlaiset F-Zv kuvaajat kuin PDA-mitattaessa. Yleisimmin tähän tarkoitukseen käytetty ohjelma on Pile Dynamics Inc. (PDI) markkinoima CAPWAP.

Ohjelmalla ei pystytä simuloimaan iskutapahtumaa kuten jäljempänä kappaleessa 9.4 esitetyllä GRLWEAP-ohjelmalla. Sillä ei niin ollen voida myöskään mallintaa paalusta voimakkaammalla iskulla mahdollisesti mobilisoituvaa vastusta. Eli minkäänlainen mitatun kapasiteetin ekstrapolointi ei ole mahdollista. CAPWAP-ohjelmasta ei myöskään saada sellaista tietoa, jota voitaisiin käyttää GRLWEAP-ohjelman lähtötietoina kapasiteetin laskentaan suuremmalla iskulla. CAPWAP antaa tuloksena iskulla mobilisoituneet vastukset, ei suurinta mahdollista vastusta. Niinpä GRLWEAP-ohjelmalla saatavat kapasiteetit olisivat yhtäsuuret. Kun vielä muistetaan, että iskunpituus määräytyy paaluun syntyvistä jännityksistä, ja koekuormitusiskuilla yleensä jännitykset ovat hyvin lähellä sallittuja, niin ei ole mielekäästä yrittää mallintaa iskua, jolla paalun vaurioitumisriski on suuri.

8.3 Paalujen ehjyysmittaukset

Paalujen ehjyysmittaukseen käytetään Suomessa kolmen eri valmistajan laitteita, kaupanimitään PET, PIT ja SIT. Kaikissa mittaus perustuu paalun nopeusvasteen mittaukseen. Paalun yläpäähän asetetaan kiihtyvyyssanturi jonka jälkeen paalun päähän kohdistetaan iskuja yleensä kovakumisella vasaralla. Mittaussignaali rekisteröidään yleensä vähintään kolmen iskun ryhmissä, joista lasketaan keskiarvosignaali. Keskiarvosignaalin perusteella arvioidaan paalun ehjyyttä. Paaluista voidaan ottaa useampia iskuryhmiä eri kohdilta poikkileikkausta. Tämä on tarpeen varsinkin heti upotuksen jälkeen mitattaessa, jolloin upotuksessa syntyneet mikrohalkeamat aiheuttavat heijastumia signaaliin.

Laitteet ja systeemi on alun alkaen kehitetty korvaamaan suurpaalujen ultraäänimittauksia. Laittevalmistajat ilmoittavatkin ”peukalosääntönä”, että testattavan paalun pituus ei saisi olla suurempi kuin $30 \cdot D_p$. Suomalaisilla teräsbetonipaaluilla tämä tarkoittaisi siis 7,5 m ($250 \cdot 250 \text{ mm}^2$) ja 9 m ($300 \cdot 300 \text{ mm}^2$) maksimipituutta! TTY:n Pohja- ja maarakenteiden laboratorion tekemien PIT-mittausten perusteella on kuitenkin pääteltävissä, että TB-paaluilla pituusrajana olisi noin 30m, eli $100 \dots 120 D_p$. Tätä pidemmistä paaluista ei kärkeä ole löytynyt kuin poikkeustapauksissa. Tällöinkin kyseessä lienee ollut jonkin aikaisemman heijastuman kerrannainen, joka on virheellisesti tulkittu paalun kärjeksi.

Useammasta osapaalusta koostuvissa paaluissa ei yleensä saada mitattua kuin ylimmän osapaalun ehjyys. Tällöinkin on syytä koettaa lyödä useampaan kohtaan paalua, josko iskuaalto löytäisi tiensä jatkoksesta lävitse. Myös nostolenkkien kohdilla olevat mahdolliset harvavalut aiheuttavat ylimääräisiä heijastumia, jotka voivat vaikeuttaa tulkintaa.

TTY:n pohja- ja maarakenteiden laboratoriolle on käytössä taulukon 8-1 mukainen ehjyysluokitus /53/:

Taulukko 8-1: Betonipaalujen ehjyysluokitus

LUOKKA	TULKINTA
A	HYVÄKSYTTÄVÄT PAALUT
A1	Paalun kärki näkyy. Mittauskäyrässä ei ole havaittavissa merkkejä vaurioista. Mittauskäyrän poikkeamat vastaavat nostolenkkejä tai maakerrosrajoja.
A2:M	Paalujatkos näkyy M-metrin etäisyydellä paalun yläpäästä. Paalun kärkeä ei voida havaita. Yläpaalun mittauskäyrän poikkeamat vastaavat nostolenkkejä tai maakerrosrajoja.
A3	Muu erikseen ilmoitettava syy.
B	HARKITTAVAT PAALUT
B1:M	Paalussa on lievä vaurio M – metrin etäisyydellä paalun yläpäästä. Paalun kärki on havaittavissa vauriokohdan kerrannaisesta poikkeavassa kohdassa.
B2	Paalulla ei ole selkeää kärkiheijastusta , mutta ei ole myöskään selkeitä vetoaaltoja, jotka viittaisivat pahoihin vaurioihin.
B3	Paalulla on epäilyttävän suuri tai pieni aallonnopeus verrattuna kohteen muihin paaluihin.
B4	Paalun yläpää on vaurioitunut eikä paalusta saada kunnon pulssia. Paalun yläpää voidaan katkaista vaurion alapuolelta ja mittaus uusia.
B5	Muu erikseen ilmoitettava syy.
C	HYLÄTTÄVÄT PAALUT
C1:M	Paalu on selkeästi poikki M – metrin etäisyydellä paalun yläpäästä. Paalulla ei ole kärkiheijastusta.
C2	Paalu on pahoin vaurioitunut koko matkalta.
C3	Muu erikseen ilmoitettava syy.

Luokitus perustuu Kerava-Lahti oikoradalla käytössä olevaan luokitukseen, joten se on tuttu kaikille muillekin ehjyysmittausta suorittaville toimistoille. A1 ja A2 luokkiin on tehty pieniä tarkennuksia oikoradalla käytössä olleeseen luokitukseen nähden. Myös aiemmin käytössä ollut A3 luokka on yhdistetty A1 luokkaan. Muutoin luokitus on käytännössä osoittautunut toimivaksi.

Jatkopaalujen luokittelu A2 luokkaan tavallaan samanarvoiseksi ehjien paalujen kanssa hieman kyseenalaista. Lähtökohtana luokittelussa onkin yleinen oikeusperiaate: epäilty on syytön kunnes syyllisyys on aukottomasti todistettu. Jos jatkopaalun ylimässä osa paalussa ei ole merkkejä vaurioista, ja alemmista osista ei voida sanoa mitään, niin näyttö on puutteellinen.

8.4 Johtopäätelmiä paalujen kantavuus- ja ehjyysmittauksista

PDA-mittausten tuloksille annetaan liian suuri painoarvo paalujen kapasiteetin määrittämisessä. Kairausvastuksiin perustuvilla kantavuuskaavoilla tulisi olla mahdollista osoittaa paalun geotekninen murtokapasiteetti niissä tapauksissa, kun PDA-mittausten tulos selkeästi aliarvioi paalun geoteknistä murtokapasiteettia. Myös PDA-

mittaustuloksiin, jotka ovat selkeästi suurempia kuin muilla tavoilla lasketut kapasiteetit tulisi suhtautua kriittisesti ja selvittää erojen syyt.

Paalujen ehjyysmittauksien tulkinnessa on syytä siirtyä yhtenäiseen luokitusjärjestelmään. Uusiin lyöntipaalutusohjeisiin voitaisiin kirjata taulukon 8-1 mukainen luokitusjärjestelmä.

Jatkettujen betonipaalujen ehjyyden tarkastaminen on nykyisillä menetelmillä puutteellista ja epävarmaa. Betonipaaluvalmistajien tulisi alkaa vakavissaan kehittämään paalujen ehjyyden tarkistukseen soveltuvia laitteita ja välineitä.

Paalujen upotuksen ja mittauksen väliin tulisi jättää riittävän pitkä aika, esimerkiksi 7d. PDA-mittauksissa paalua ympäröivä maa ehtisi tällöin jonkin verran rauhoittua ja paalun staattiseen vastukseen vaikuttavat tekijät, eli kärjen alapuolisten kerrosten löyhtyminen tai rauhoittuminen sekä vaippavastus, saataisiin paremmin selville. Ehjyysmittausta haittaavat mikrohalkeamat ehtisivät ainakin osittain sitoutumaan.

Korostetaan vielä, että PDA-mittaaja vastaa vain PDA-mittaustuloksesta. Paalujen geoteknisen kapasiteetin ja loppulyöntiohjeet tai tavoitetaso määrittää kohteen vastaava pohjarakennesuunnittelija, ei PDA-mittaustulos.

9 PAALUJEN UPOTUKSENAIKAISET JÄNNITYKSET

9.1 Yleistä

Uuden lyöntipaalutusohjeen kirjoittamiseen liittyen tehtiin GRLWEAP-simulointeja 300*300 mm² betonipaalujen upottamisesta erilaisiin maaperäolosuhteisiin. Maaperäolosuhteet olivat täysin kuvitteellisia, mutta parametrit valittiin sellaisiksi, että vastaavien olosuhteiden esiintyminen olisi täysin mahdollista Suomessa.

Simulointien tarkoituksena oli määrittää suurin mahdollinen paaluun syntyvä upotuksenaikainen vetojännitys.

9.2 Empiiriset kaavat upotuksenaikaisten jännityksien määrittämiseksi

Kappaleessa 4.3.2.1 on esitetty kaava (4.2) maksimi(puristus)jännityksen arviointiin ja kaava (4.3) iskuaallon pituuden arvioimiseksi:

Yleisesti on esitetty, että paaluun voi syntyä vetojännityksiä pehmeään maahan lyötäessä, kun paalun pituus ylittää puolet iskuaallon pituudesta. Maksimivetojännityksen on yleisesti arvioitu olevan suuruudeltaan noin 40% maksimipuristusjännityksestä.

Kun lasketaan kaavalla (4.3) niin 4000 kg järkäleellä upotettaessa 300*300 mm² teräsbetonipaaluihin syntyy iskusta vetoa, kun paalun pituus ylittää:

$$L_i \geq 0,5 * \lambda = 0,5 * 3 * \frac{4000 \text{ kg}}{0,09 \text{ m}^2 * 2500 \text{ kg/m}^3} \approx 27 \text{ m}$$

Initiaaliaallon amplitudi on kuitenkin jo varsin pieni ajanhetkellä $t=0,5 * \lambda/c$, jolloin todellisuudessa merkittävien vetoaaltojen syntymisen riski kasvaa pehmeään maahan lyötäessä, kun paalun pituus ylittää 13...14 m.

9.3 Paalujen sallitut veto- ja puristusjännitykset

LPO-87 /7/ mukaan teräsbetonipaaluille sallitaan upotuksen aikana seuraavanlaiset dynaamiset puristus- ja vetojännitykset:

$$\sigma_{\text{dcsall}} \leq 0,4K + \rho \sigma_{\text{dssall}} \quad (9.1)$$

$$\sigma_{\text{dtsall}} \leq 0,9 * \sigma_{\text{dssall}} \quad (9.2)$$

jossa	K	on betonin puristuslujuus (nimellislujuus)
	σ_{dssall}	on pääteräksen sallittu dynaaminen jännitys $\sigma_{\text{dssall}} = 0,7 * \sigma_{\text{sa}}$
	σ_{sa}	on pääteräksen alempi myötöraja tai 0,2 raja A500HW: $\sigma_{\text{sa}} = 500 \text{ MPa}$
	ρ	on pääterästen ja betonin pinta-alojen suhde poikkileikkauksessa

Taulukossa 9-1 on laskettu eri paaluille kaavojen (9.1) ja (9.2) mukaan sallittavat upotuksenaikaiset jännitykset (MPa). Laskennassa on käytetty jatkopaalujen teräsmääriä.

Taulukko 9-1: Paaluille sallittavat veto- ja puristusjännitykset

	koko	250*250		300*300		350*350	
paalutyyppi	betoni	σ_{dcsall}	σ_{dtsall}	σ_{dcsall}	σ_{dtsall}	σ_{dcsall}	σ_{dtsall}
TPII	K- 40	20,83	4,34	20,38	3,94	22,93 4,43	
NPII	K- 45	22,83		22,38			
NPII kalliokärki	K- 50	24,83		24,38			
SPII	K- 45	25,04	6,33	22,89	4,40		
SPII kalliokärki	K- 50	27,04		24,89			
NPIB	K- 50	26,31		26,70			
SPIB	K- 50			26,26	5,63	29,43 4,89	
NPIA	K- 60						
NPIB	K- 55						
SPIB35	K- 55					28,43	5,79

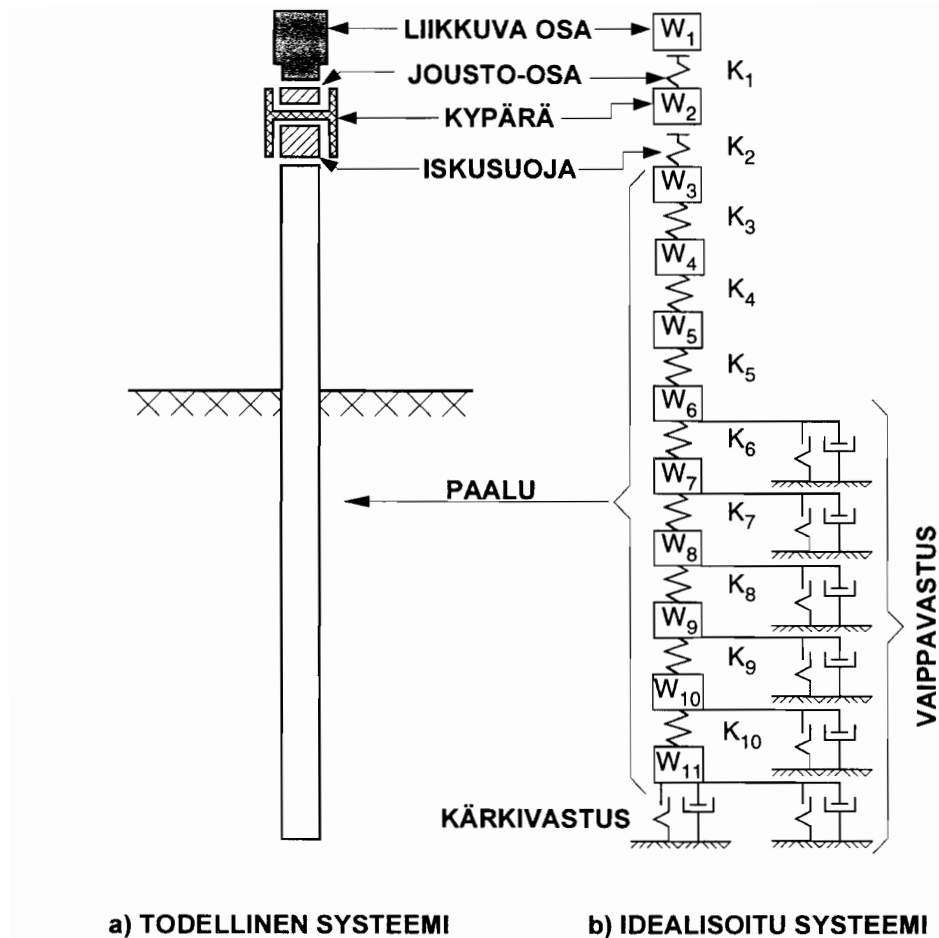
9.4 GRLWEAP-simuloinnit

9.4.1 Yleistä

GRLWEAP – ohjelma on Smithin laskenta-algoritmiin perustuva paalutuksen simulointiohjelma, jolla on mahdollista mallintaa koko paalutustapahtuma.

Paalu ja järkäleen liikkuva osa mallinnetaan ns. ”keskitettyjen massojen mallia” käyttäen, jolloin kahta peräkkäistä massapistettä yhdistää lineaarinen jousi. Paalun osalta jousivakio saadaan materiaaliominaisuuksien ja poikkileikkauspinta-alan avulla. Pehmikkeiden jousivakiot lasketaan pehmikkeiden ominaisuuksien ja dimensioiden avulla.

Paalua ympäröivä maa mallinnetaan elastoplastisilla jousilla ja lineaarisilla vaimentimilla erikseen paalun vaipan ja kärjen osalta. (Kuva 9-1)



Kuva 9-1: Smithin idealisointi paalulle /31/

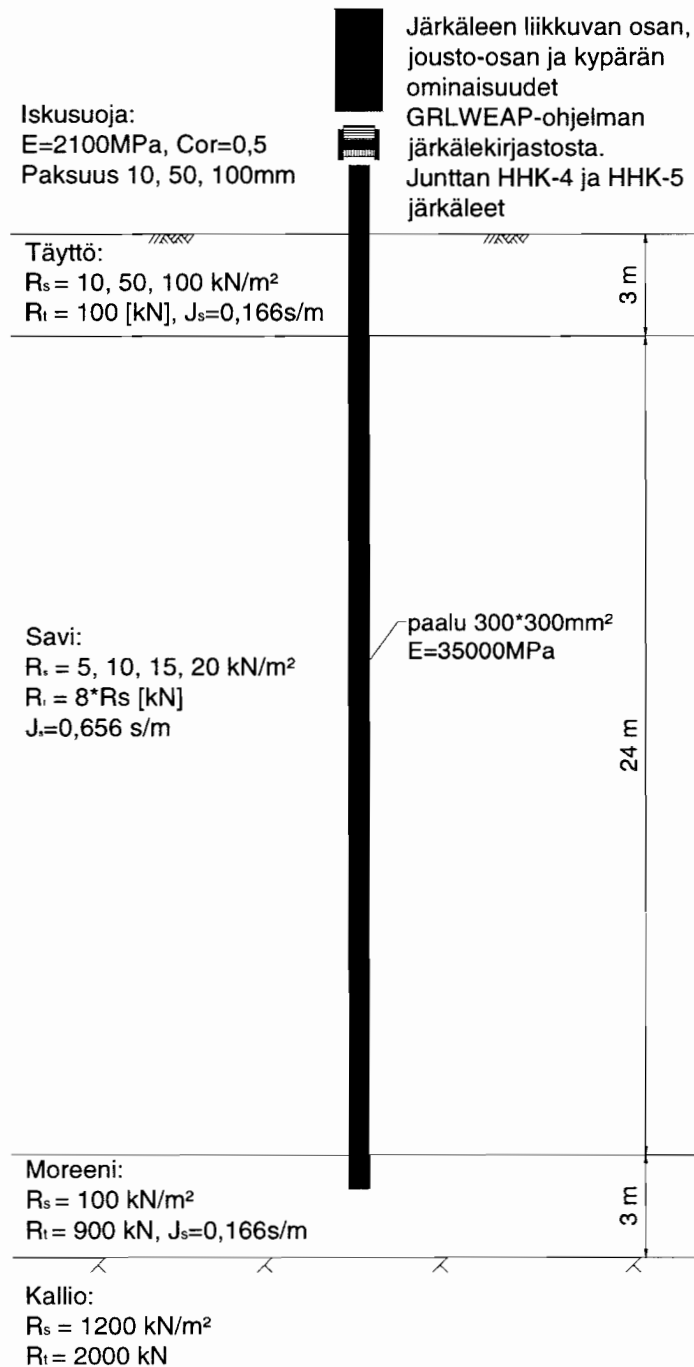
Elastoplastisen jousen parametrit ovat murtokuorma ja quake (jousen kimmainen alue [mm]). Huomattavaa on, että molemmat tiedot on ohjelman käyttäjän syötettävä ohjelmaan, jolloin paalun kapasiteetti on täysin käyttäjän määritettävissä. Ohjelmalla ei siis voida "laskea" paalun murtokuormaa, vaan se annetaan lähtötietoina.

Mikäli käytettävissä on luotettavaa pohjatutkimustietoa, niin ohjelmalla voidaan määrittää loppulyöntiehtoja eri kapasiteeteille. Täytyy kuitenkin muistaa, että tässäkin tapauksessa loppulyöntiehdot määräytyvät täysin ohjelmaan annettujen lähtötietojen perusteella. Onkin suositeltavaa tarkistaa vähintään kairausvastukseen perustuvilla kantavuuslaskelmilla voiko saatu kapasiteetti olla likimainkaan oikea.

GRLWEAP-ohjelmalla saadaan paalulle sama geotekninen murtokapasiteetti kuin kairausvastukseen perustuvilla kantavuuskaavoilla, mikäli maakerrosten vastuiksi syötetään kairausvastuksen perusteella lasketut kantavuudet.

9.4.2 Lähtötiedot

Jännityksiä simuloidaan kuvan 9-2 ja taulukon 9-2 mukaisilla lähtötiedoilla:



Kuva 9-2: Simuloinnin oletukset

Järkäleen liikkuvan osan, jousto-osan ja kypärän ominaisuudet otetaan suoraan GRLWEAP-ohjelman järkälekirjastosta. Iskusuojan eli kypärän sisällä olevan puun paksuutta vaihdellaan.

Maakerrosten vastukset ovat upotuksenaikaisia vastuksia. Paalun lopullista kantavuutta ei pyritä hakemaan.

Täyttökerroksen kärkivastuksen arvolla ei ole merkitystä simuloinnissa. Arvon täytyy olla kuitenkin sen verran pieni, että paalu tunkeutuu sen lävitse.

Taulukko 9-2: Simuloinnissa käytettävät parametrit

Järkäletyypit	Junttan	HHK-4	HHK-5
Iskusuojan paksuus [mm]		10	50 100
Täyttökerroksen upotusvastukset	Rs [kN/m ²] Rt [kN]	10 50 100 100	
Savikerroksen upotusvastukset	Rs [kN/m ²] Rt [kN]	5 10 15 20 40 80 120 160	
Moreenikerroksen upotusvastukset	Rs [kN/m ²] Rt [kN]	100 900	

Simuloinnit tehdään kaikille eri maa- ja järkälekombinaatioille 50mm iskusuojaalla. Tulosten perusteella tehdään lisäanalyysyjä, ainakin iskusuojan paksuuden vaikutus lyöntijännityksiin tutkitaan.

Moreenikerroksen tiukkuus on valittu siten, että paalu pysähtyy siihen, eikä saavuta kalliota.

Paalu on 300*300 mm² betonipaalu ja se koostuu kahdesta 15 m osapaalusta, jolloin sen kokonaismitaksi tulee 30 m. Paalu jatketaan, kun sen kärki on upotettu 14 m syvyyteen. Paalun jatkokseen ei mallinneta lainkaan välystä, vaan sen oletetaan toimivan täysin muun paalun varren kaltaisesti. Betonin kimmokertoimen arvona on käytetty 35000 MPa, ja tiheytenä 2500 kg/m³.

Maasta paaluun kohdistuvan dynaamisen vastuksen osuutta kokonaisvastuksesta arvioidaan vaimennuskertoimilla. Simulointi suoritetaan käyttäen Smithin vaimennusmallia, jossa dynaamisen vastuksen osuus kokonaisvastuksesta lasketaan seuraavasti:

$$R_{Di} = J_{si} * R_i * v_i \quad (9.3)$$

jossa R_{Di} = elementin i dynaaminen vastus
 J_{si} = elementin i Smith-vaimennuskerroin
 R_i = elementissä i laskentahetkellä mobilisoitunut vastus
 v_i = elementin i nopeus laskentahetkellä

Kärjen dynaaminen Smith-vaimennuskerroin J_T on kaikissa kerroksissa 0,5s/m

Järkäleen tehokkuuslukuna Eff käytetään upotuksessa 95%. Pudotuskorkeus valitaan LPO-87 loppulyöntitaulukosta paalun lopullisen pituuden mukaiseksi. Tässä tapauksessa upotuskorkeus on siis 0,35 m. Kaavan (4.2) perusteella laskettu maksimi(puristus)jännitys on tällöin 17,5 Mpa ja vastaava vetojännitys olisi 40% puristusjännityksestä eli 7,1 Mpa. Tämä on jo enemmän kuin mitä LPO-87 mukaan paaluille voi sallia. (taulukko 9-1)

9.4.3 Simuloinnit 50mm iskusuojaalla

Paalujen upotuksen simuloinnin perusteella saadut paalujen maksimi veto- ja puristusjännitykset on esitetty taulukoissa 9-3...9-7. Taulukoissa on käytetty seuraavia merkintöjä:

n:o	Simuloinnin numero.
Järkäle:	Junttan järkäleen tyyppi
R_{st} :	Simuloinnissa käytetty täytön vaippavastuksen arvo [kN/m ²]
R_{ss} :	Simuloinnissa käytetty savikerroksen vaippavastuksen arvo [kN/m ²]
R_{ts} :	Simuloinnissa käytetty savikerroksen kärkivastuksen arvo [kN]. Arvo laskettu kerroksen vaippavastuksen arvosta kaavalla $9 * R_{ssavi} * 0,9 \text{ m}^2 \approx 8 \text{ m}^2 * R_{ssavi}$.
Tmax:	Suurimman vetojännityksen parametrit
Cmax:	Suurimman puristusjännityksen parametrit
d:	Paalun upotussyvyys maksimijännityksen syntyessä [m]
Lp:	Paalun pituus maksimijännityksen syntyessä [m]
i:	Paalun elementin numero jossa maksimijännitys vaikuttaa. Elementit ovat metrin mittaisia, joten numero vastaa etäisyyttä paalun yläpäästä [-, m]
MPa	Maksimijännitys paalun poikkileikkauksessa [MPa]
t:	Ajanhetki jolloin maksimijännitys syntyy elementtiin [ms]. Iskuaallon ensimmäisen huipun ajanhetki on asetettu $t_0 = 4 \text{ ms}$.
Tmax/ Cmax	GRLWEAP simuloinnin maksimivetojännityksen suhde maksimipuristusjännitykseen
Cmax/ (4.2)	GRLWEAP simuloinnin maksimipuristusjännityksen suhde kaavalla (4.2) laskettuun puristusjännitykseen
Tmax:	5 t. järkäleellä syntyvän maksimivetojännityksen suhde samoilla H5/4 maaparametrien arvoilla 4 t. järkäleellä syntyvään maksimivetojännitykseen.
Cmax: H5/4	5 t. järkäleellä syntyvän maksimipuristusjännityksen suhde samoilla maaparametrien arvoilla 4 t. järkäleellä syntyvään maksimipuristusjännitykseen.
h_s	Iskusuojan paksuus

Taulukko 9-3: Simuloitujen kombinaatioiden maksimi veto- ja puristusjännitykset

kombinaatio					Tmax					Cmax					Tmax/	Cmax/	Tmax	Cmax
n:o	järkälä	R _{st}	R _{ss}	R _{ts}	d	Lp	i	MPa	t	d	Lp	i	MPa	t	Cmax	(4.2)	H5/4	H5/4
1	HHK-4	10	5	40	14	30	12	8,890	20	29	30	29	20,85	14	43 %	119 %		
2	HHK-4	10	10	80	14	30	11	6,635	20	29	30	29	18,67	14	36 %	107 %		
3	HHK-4	10	15	120	14	30	11	4,643	20	29	30	28	16,86	14	28 %	96 %		
4	HHK-4	10	20	160	14	30	15	3,014	48	29	30	27	15,30	14	20 %	87 %		
5	HHK-4	50	5	40	27	30	12	9,015	20	29	30	29	19,26	14	47 %	110 %		
6	HHK-4	50	10	80	27	30	12	6,285	20	29	30	28	17,27	14	36 %	99 %		
7	HHK-4	50	15	120	27	30	12	3,936	20	14	30	17	15,85	11	25 %	91 %		
8	HHK-4	50	20	160	20	30	11	3,214	36	14	30	17	16,02	11	20 %	92 %		
9	HHK-4	100	5	40	27	30	11	9,602	20	29	30	28	17,39	14	55 %	99 %		
10	HHK-4	100	10	80	26	30	11	6,897	20	14	30	17	16,70	11	41 %	95 %		
11	HHK-4	100	15	120	25	30	11	4,598	20	14	30	17	16,88	11	27 %	96 %		
12	HHK-4	100	20	160	17	30	14	4,393	36	14	30	17	17,05	11	26 %	97 %		
13	HHK-5	10	5	40	14	30	12	8,176	20	29	30	29	22,28	15	37 %	127 %	92 %	107 %
14	HHK-5	10	10	80	14	30	12	5,758	20	29	30	28	20,03	15	29 %	114 %	87 %	107 %
15	HHK-5	10	15	120	14	30	12	3,626	20	29	30	27	18,25	14	20 %	104 %	78 %	108 %
16	HHK-5	10	20	160	3	15	4	3,035	14	29	30	27	16,67	14	18 %	95 %	101 %	109 %
17	HHK-5	50	5	40	27	30	13	8,179	20	29	30	29	20,82	15	39 %	119 %	91 %	108 %
18	HHK-5	50	10	80	27	30	13	5,207	20	29	30	27	18,77	14	28 %	107 %	83 %	109 %
19	HHK-5	50	15	120	2	15	4	2,960	14	29	30	27	17,13	14	17 %	98 %	75 %	108 %
20	HHK-5	50	20	160	2	15	4	2,960	14	14	30	17	17,05	12	17 %	97 %	92 %	106 %
21	HHK-5	100	5	40	27	30	12	8,586	21	29	30	28	19,02	15	45 %	109 %	89 %	109 %
22	HHK-5	100	10	80	27	30	12	5,744	21	29	30	2	17,78	8	32 %	102 %	83 %	106 %
23	HHK-5	100	15	120	14	15	5	4,369	18	29	30	2	17,91	8	24 %	102 %	95 %	106 %
24	HHK-5	100	20	160	14	30	17	4,222	42	17	30	17	18,08	12	23 %	103 %	96 %	106 %

Kaikissa taulukon 9-3 mukaisissa simuloinneissa paaluja täytyy lyödä koko upotuksen ajan. Pienimmillään lyöntimäärä/m on simuloinnissa 13, jossa lyöntimäärä on 15...20 lyöntiä/m. Todellisuudessa on kuitenkin tilanteita, joissa paalu uppoaa pelkästään oman- ja järkälän painon vaikutuksesta. Tehdään simulointiryhmä, jossa savikerroksen kärki- ja vaippavastukset pudotetaan arvoihin 2 kN/m² ja 16 kN. Täytökerroksen ominaisuudet pidetään ennallaan.

Taulukko 9-4: Lisäsimulaatiot paaluille erittäin löyhässä savessa.

kombinaatio					Tmax					Cmax					Tmax/	Cmax/	Tmax	Cmax
n:o	järkälä	R _{st}	R _{ss}	R _{ts}	d	Lp	i	MPa	t	d	Lp	i	MPa	t	Cmax (4.2)	H5/4	H5/4	
25	HHK-4	10	2	16	27	30	12	10,558	20	29	30	29	22,22	14	48 % 127 %			
26	HHK-4	50	2	16	27	30	12	10,870	20	29	30	29	20,59	14	53 % 118 %			
27	HHK-4	100	2	16	27	30	11	11,390	20	29	30	29	18,60	14	61 % 106 %			
28	HHK-5	10	2	16	27	30	13	9,980	20	29	30	28	23,19	14	43 % 133 %	95 %	104 %	
29	HHK-5	50	2	16	27	30	13	10,210	20	29	30	29	22,22	15	46 % 127 %	94 %	108 %	
30	HHK-5	100	2	16	27	30	7	10,595	19	29	30	29	20,31	15	52 % 116 %	93 %	109 %	

Paalut eivät vieläkaan uppoa omalla painolla muutoin kuin kombinaatioissa, joissa pintakerroksen vaippavastus on 10 kPa. Tällöinkin vain jonkin matkaa jatkamisen jälkeen. Mutta mikäli pintakerroksen vaippavastusta vielä pienennetään alle 10 kPa, niin vetojännitykset eivät enää suurene. Tämä johtuu siitä, että paalua ei tarvitse lyödä ennen kuin paalu on saavuttanut tiukemman kerroksen.

Simulaatioiden 5, 9, 17 ja 21 tuloksista on havaittavissa vetojännityksen jatkuvasti kasvavan syvemmälle mentäessä. Vetojännitykset ovat maksimissaan juuri ennen kuin paalu tavoittaa moreenikerroksen yläpinnan. Suurempien vetojännityksien tutki-

miseksi simulaatioita 9, 21, 5 ja 17 kehitellään siten, että muut parametrit pidetään ennallaan, mutta savikerroksen vahvuus paksunnetaan 34 metriin. Samalla paalu muutetaan 15+13+13 m = 41 m pitkäksi. Paalu jatketaan 14 m ja 27 m upotussyvyyksissä

Taulukko 9-5: Lisäsimulaatiot pitkille paaluille.

kombinaatio				Tmax						Cmax						Tmax/ Cmax/	Tmax	Cmax
n:o	järkälä	R _{st}	R _{ss}	R _{ts}	d	Lp	i	MPa	t	d	Lp	i	MPa	t	Cmax	(4.2)	H5/4	H5/4
31	HHK-4	100	5	40	32	41	13	10,90	26	14	28	15	16,50	10	66 %	94 %		
32	HHK-5	100	5	40	34	41	14	10,56	26	40	41	39	17,83	18	59 %	102 %	97 %	108 %
33	HHK-4	50	5	40	34	41	14	10,17	25	40	41	40	17,99	17	57 %	103 %		
34	HHK-5	50	5	40	35	41	14	9,84	26	40	41	40	19,51	18	50 %	111 %	97 %	108 %

Simulaatioissa 31...34 ei huomioitu LPO-87 loppulyöntitaulukon mukaista iskunpituuden muutosta paalun pituuden muuttuessa. Tehdään vielä simulaatiot, joissa pudotuskorkeutena käytetään 28 m pituuteen saakka 0,35 m. Kun paalu on jatkettu 41 m pituiseksi, käytetään 0,4 m pudotuskorkeutta. Kaavalla (4.2) laskettu vertailujännitys kasvaa tällöin 19 MPa:n suuruiseksi.

Taulukko 9-6: Lisäsimulaatiot pitkille paaluille kun iskunpituus kasvatettu LPO-87 mukaiseksi

kombinaatio				Tmax						Cmax						Tmax/ Cmax/	Tmax	Cmax
n:o	järkälä	R _{st}	R _{ss}	R _{ts}	d	Lp	i	MPa	t	d	Lp	i	MPa	t	Cmax	(4.2)	H5/4	H5/4
35	HHK-4	100	5	40	32	41	13	11,62	26	40	41	40	17,50	17	66 %	92 %		
36	HHK-5	100	5	40	34	41	14	11,25	26	40	41	40	19,17	18	59 %	101 %	97 %	110 %
37	HHK-4	50	5	40	34	41	14	10,86	25	40	41	40	19,30	17	56 %	102 %		
38	HHK-5	50	5	40	35	41	14	10,49	26	40	41	39	20,61	17	51 %	108 %	97 %	107 %

9.4.4 Iskusoijan paksuuden vaikutus

Edellä tehdyistä analyyseistä valitaan iskusoijan paksuuden vaikutuksen tutkimiseen analyysi numerot 4, 16, 37 ja 38. Näissä kombinaatioissa tulee siten mallinnettua molempien järkäliden pienimmät ja suurimmat vetojännitykset. Simuloinneista 27, 35 ja 36 saataisiin jonkin verran suurempia vetojännityksiä, mutta käytännössä 100 kPa vaippavastuksen esiintyminen upotuksen aikana ei ole kovin todennäköistä.

Taulukko 9-7: Iskusoijan paksuuden vaikutus jännityksiin

kombinaatio				Tmax						Cmax						Tmax/ Cmax/	Cmax/
n:o	järkälä	h _s	R _{st}	R _{ss}	R _{ts}	d	Lp	i	MPa	t	d	Lp	i	MPa	t	Cmax	(4.2)
4-10	HHK-4	10	10	20	160	2	15	11	7,12	4	14	15	2	18,84	4	38 %	108 %
4-100	HHK-4	100	10	20	160	15	30	14	2,43	48	17	30	17	13,73	12	18 %	78 %
16-10	HHK-5	10	10	20	160	2	15	4	6,80	11	28	30	3	20,68	4	33 %	118 %
16-100	HHK-5	100	10	20	160	2	15	5	2,73	15	19	30	15	14,70	12	19 %	84 %
37-10	HHK-4	10	50	5	40	34	41	11	13,56	23	40	41	40	20,76	16	65 %	109 %
37-100	HHK-4	100	50	5	40	34	41	14	9,48	26	40	41	40	16,53	18	57 %	87 %
38-10	HHK-5	10	50	5	40	37	41	8	14,02	24	40	41	2	22,57	4	62 %	119 %
38-100	HHK-5	100	50	5	40	38	41	15	8,81	26	40	41	40	17,98	19	49 %	95 %

9.4.5 Paalun poikkileikkauksen vaikutus

Paalun poikkileikkauksen pienentyessä iskuaallon kesto pitenee, ja suurentuessa iskuaallon kesto lyhenee. Tästä johtuen samanpituksilla paaluilla poikkileikkauksen

pienentyessä myös paaluun iskuaallosta syntyvät vetojännitykset pienenevät mikäli paalutusjärkälle ja pudotuskorkeudet pysyvät samoina. Paalun puristusjännitykset puolestaan kasvavat.

Tehdään lisäsimulaatio 13-25, jossa muutetaan paalun poikkileikkaus 250*250mm²:ksi, ja pidetään muut lähtötiedot ennallaan.

Taulukko 9-8: Paalun poikkileikkauksen vaikutus jännityksiin

kombinaatio					Tmax					Cmax					Tmax/ Cmax/
n:o	järkäle	R _{st}	R _{ss}	R _{ts}	d	Lp	i	MPa	t	d	Lp	i	MPa	t	Cmax (4.2)
13-25	HHK-5	10	5	40	14	15	7	7,05	19	29	30	26	25,80	14	27 % 147 %

9.4.6 Iskuaallon dynamiikka

Paalun kestävyys iskuaalloista tulevia jännityksiä vastaan ei ole tämän tutkielman aiheena. On kuitenkin syytä hieman selvittää, minkä luontoinen kuormitus on kyseessä ja mitä se vaikuttaa mitoittamiseen.

Betoni on sen verran ”hidas” materiaali, että erittäin nopeissa kuormitusmuutoksissa se ei ehdi rikkoutua. Tästä johtuen on kehitelty erilaisia kuormituksen muutosnopeudesta riippuvia kertoimia sekä betonin puristus, että vetokapasiteeteille. Vetojännityksiin betoni ”reagoi hitaammin” kuin puristusjännityksiin, joten betonin vetokapasiteetti erittäin nopeilla jännityksen muutosnopeuksilla voi olla jopa kymmenkertainen betoninormeissa esitettyyn pitkäaikaiskapasiteettiin nähden. Laskentamenetelmiä on esitetty mm julkaisussa /54/. Julkaisun lähdeluettelo on erittäin kattava, joskin jotkin lähdejulkaisut ovat jo hieman vanhentuneita. Tutkimuksissa on ollut tarkoituksena selvittää betonin käyttäytymistä sotilastarkoituksissa, eli lähinnä ammusten aiheuttamia kertaluonteisia iskuja vastaan.

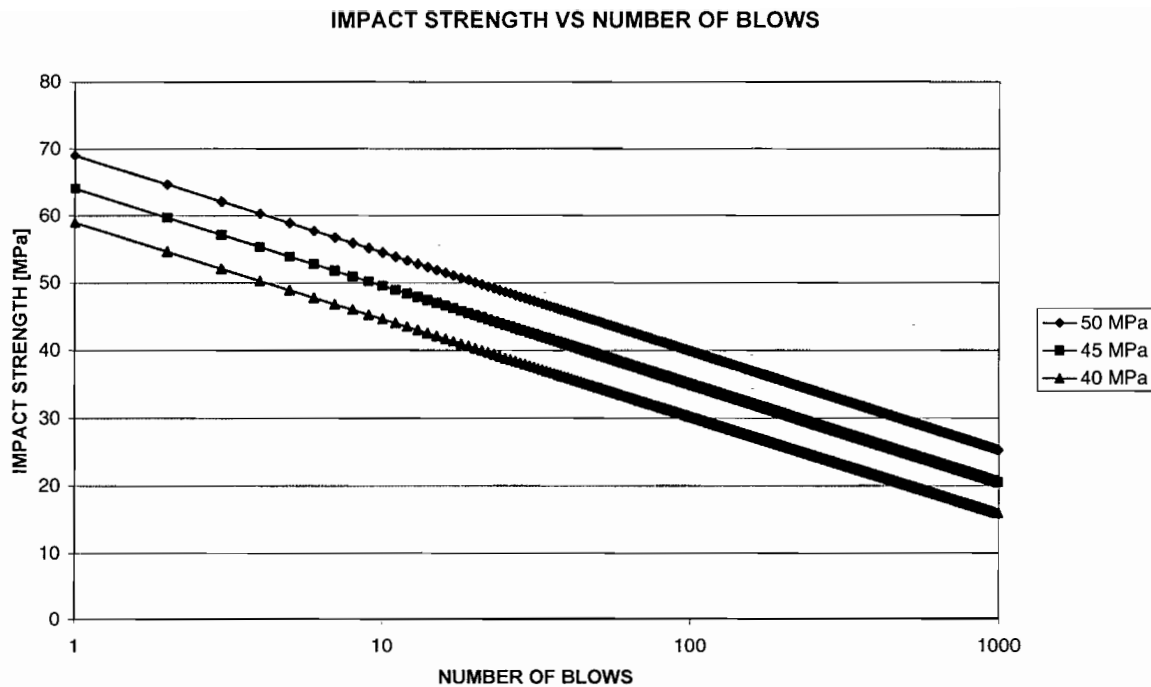
Paalun käsittelystä johtuen on syytä olettaa, että paalun betoni on ainakin jossain määrin halkeillut siirtojen ja pystyyn noston aikana. Vetojännitykset kohdistuvat tällöin teräksiin. Myös teräs kestää nopeita kuormituksia jonkin verran paremmin kuin pysyviä kuormituksia. Kapasiteetin kasvu on kuitenkin huomattavasti betonia konservatiivisempaa, lähteestä ja teräslaadusta riippuen 10-40%.

Lisäksi on huomattava, että lasketut jännitykset vaikuttavat paalussa maapohjasta ja paalutuslaitteesta riippuen satoja, ellei tuhansia kertoja peräkkäin upotuksen aikana. Toistuvat kuormitusyhdöt suurilla jännityksillä aiheuttavat betonin ja teräksen lujuuksien alenemaa, joka on myös otettava mitoituksessa huomioon. Lähteessä /55/ on käsitelty asiaa betonin puristuslujuuden osalta, ja todettu sen pienenevän seuraavan kaavan mukaisesti:

$$\sigma_s^n = 4,925 * f_c * (1 - (0,50 - 3,63 * 10^{-2} f_c^{0,53}) \log n) \quad (9.4)$$

jossa σ_s^n on betonin lujuus iskukuormitusta vastaan n:nellä iskulla
 f_c on betonin nimellisljuuus (K-luku)
 n on betoniin kohdistettujen iskujen määrä

Seuraavassa kuvassa on esitetty kaavalla saatavat betonin lujuudet iskukuormitusta vastaan 1-1000 lyönnille. Betonin iskuvetolujuutta ei oltu tutkittu, mutta voitaneen olettaa, ettei se kovinkaan paljon poikkea iskupuristuslujuuden kehittymisestä.



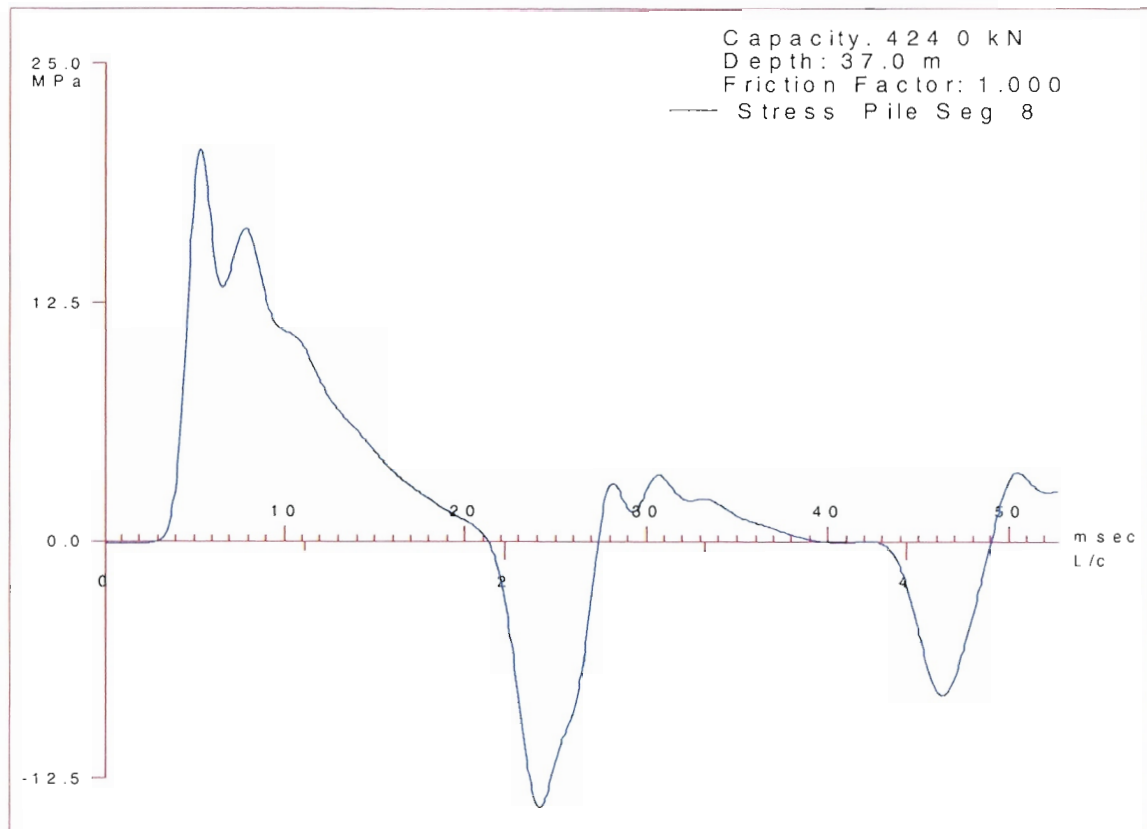
Kuva 9-3: Betonin iskupuristuslujuuden kehittyminen toistuvilla kuormitusykykeillä lähteen /55/ mukaan

Iskupuristuslujuuden alenema ei välttämättä tarkoita betonin puristuslujuuden alenemaa. Betonipaalut tulevat olemaan lopun käyttöikästään hyvin kosteissa olosuhteissa, joten ainakin jonkinasteista jälksitoutumista paaluissa tulee tapahtumaan. Myös paaluille sallitut keskeiset puristusjännitykset ovat huomattavasti pienempiä kuin betonin iskupuristuslujuus tuhannen lyönnin jälkeen. Kaavalla (9.4) laskettuna K50 betonin lujuus alittaisi arvon 9 MPa noin 13000 lyönnin jälkeen, ja K40 betonin lujuus putoaisi alle 7 MPa noin 4200 lyönnin kohdalla, joten paalun sallittuun kuormaan ei iskupuristuslujuuden alenemalla ole vaikutusta.

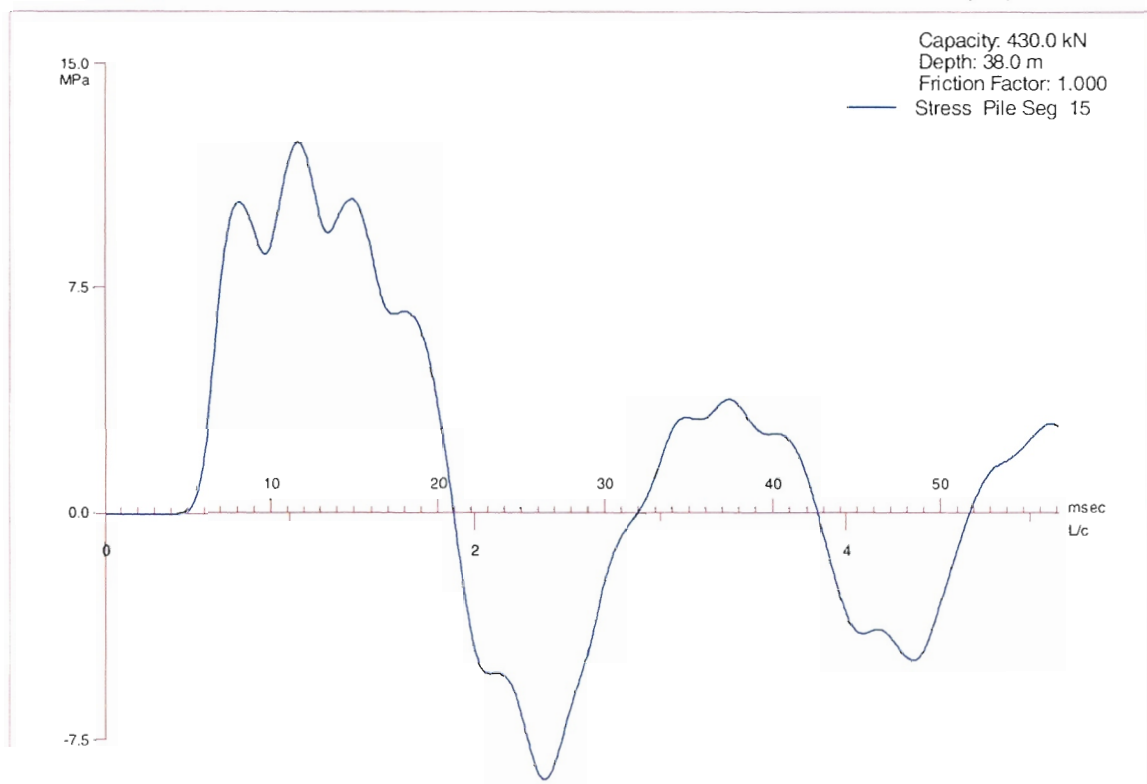
Kaavassa (9.1) käytetään paalun nimellislujuudelle kerrointa 0,4 sallittua puristusjännitystä laskettaessa. Tämä vastaa betonin iskupuristuslujuutta noin 1000...2300 lyönnin jälkeen (kuva 9-3). On todennäköistä, että kaava (9.1) on laadittu lähteen /55/ perusteella. Toteutetuissa kohteissa on laskettu yli 3500 lyöntiä/paalu. Paljon lyöntejä vaativien paalujen vaurioitumisriski on suuri jo taulukkoa 9-1 pienemmillä jännityksillä.

Kuva 9-4 esittää simuloinnin 38-10 perusteella elementtiin 8 syntyvät jännitykset ajan funktiona. Maksimivetojännitys 13,56 MPa vaikuttaa ajanhetkellä 24 ms. Vetojännitys kehittyä aikavälillä 21-24ms, eli 3ms aikana. Kuvaajasta on selkeästi havaittavissa iskuaallon kimpoaminen kärjestä takaisin vetoaaltona. Koska kyseessä on 8m paalun yläpäästä oleva elementti, niin siitä on tällöin matkaa paalun kärkeen $41-8\text{m}=33\text{m}$. Iskuaallon edetessä 3600m/s, edestakainen matka paalun kärkeen ja takaisin kestää 18,3ms. Iskuaalto saavuttaa ensimmäisen kerran elementin noin 4ms kohdalla, ja vetoaalto tulee elementtiin ajanhetkellä 21ms

Kuva 9-5 esittää simulaation 38-100 jännityskuvaajan elementissä 15. Kyseessä on muutoin samoilla parametreilla tehty simulaatio, mutta iskusuojan paksuus on 100mm. Kuvaajasta huomataan että iskuaallosta aiheutuu huomattavasti pienemmät jännitykset ja jännityksen muutosnopeus on myöskin hitaampi.



Kuva 9-4 : Analyysin 38-10 jännityskuvaaja paalusegmentille i=8



Kuva 9-5: Maksimivetojännityksen kehittymisnopeus 100mm iskusuojalla

9.5 Paaluista mitatut upotuksenaikaiset jännitykset

Toisin kuin muualla maailmassa, Suomessa ei juurikaan tehdä paalujen iskuaaltomittauksia paalun upotuksen aikana. Muualla maailmassa PDA-laitteistoja käytetään hyvin paljon juuri upotuksenaikaisten jännitysten seurantaan.

Ruoholahdessa vuonna 1990 tehdyissä koepaaluutuksissa mitattiin paaluihin syntyviä vetojännityksiä myös upotuksen aikana. Mittaustulokset on esitetty Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisen osaston julkaisussa ”Ruoholahden koepaaluutus” /56/. Paalujen iskuaaltoja mitattiin yleisesti koko upotuksen ajan, ja maksimi vetojännitykset vaihtelivat seuraavan taulukon mukaisesti:

Taulukko 9-9: Ruoholahden koepaaluista mitatut upotuksenaikaiset jännitykset /56/. Tmax = vetojännitys, Cmax= puristusjännitys. Depht=paalun kärjen syvyys maanpinnasta jännityksen vaikuttaessa.

koepaalu		Tmax		Cmax		huom
n:o	L	MPa	Depht	MPa	Depht	
1	11	8,3	3,2	12	5	
2	11	9,3	2,5	13	7,5	
3	12	8,4	7	18,5	11	
4	14	10,4	8,5	14	8,5	
5	13	8,5	4,2	14	6,3	
6	14	7,2	3,5	12	5	
7	14	8,4	3	12	7,2	
8	15	2,5	10,5	12	10,5	mittaus aloitettu 10m syvyydessä
9	13	7	8,5	10,5	7	
10	8	8	0,5	12	3	

Taulukossa olevat arvot ovat kerätty silmämääräisesti tutkimuksen liitteenä olevista kuvaajista. Paalujen upotus suoritettiin 4 tonnin Banut järkäleellä 0,25...0,3 m pudotuskorkeutta käyttäen. Paaluille 1-4 oli tehty esireiitys teräspaalulla 7-8 m syvyyteen. Paalut 1, 8 ja 10 ovat katkenneet ja paalut 2, ja 6 ovat mahdollisesti katkenneet upotuksen aikana.

Mitatut vetojännitykset vastaavat simuloituja tuloksia. Puristusjännitykset puolestaan jäävät simuloituja tuloksia pienemmiksi. Tämä johtuu pienemmästä pudotuskorkeudesta. Myös kaavaan (4.2) verraten puristusjännitykset ovat hieman pienempiä. Suurin vetojännitys syntyy paaluun 4 kun paalun kärki on täyteen alapuolisessa silttikeroksessa, juuri esireiän pohjassa. Tällöin paaluun on nähtävästi lyöty yksi hieman suurempi isku, jonka seurauksena paalu lienee painunut useamman sentin.

Mitään suurta eroa esireiitettyjen ja esireiättömien paalujen vetojännitysten välillä ei ole. Vetojännitykset ovat yleisesti suurempia kuin 40% puristusjännityksestä.

9.6 Johtopäätökset

Seuraavassa taulukossa on yhdistetty taulukoista 9-3 ja 9-8 suurimmat veto- ja puristusjännitykset.

Taulukko 9-10: Paalun koon, paalun pituuden ja iskusuojan paksuuden merkitys paaluihin syntyviin jännityksiin

kombinaatio							Tmax					Cmax					Tmax/ Cmax/	
n:o	koko	järkäle	h _s	R _{st}	R _{ss}	R _{ts}	d	Lp	i	MPa	t	d	Lp	i	MPa	t	Cmax	(4.2)
4	300*300	HHK-4	50	10	20	160	14	30	15	3,014	48	29	30	27	15,30	14	20 %	87 %
4-10	300*300	HHK-4	10	10	20	160	2	15	11	7,120	4	14	15	2	18,84	4	38 %	108 %
4-100	300*300	HHK-4	100	10	20	160	15	30	14	2,429	48	17	30	17	13,73	12	18 %	78 %
5	300*300	HHK-4	50	50	5	40	27	30	12	9,015	20	29	30	29	19,26	14	47 %	110 %
37	300*300	HHK-4	50	50	5	40	34	41	14	10,86	25	40	41	40	19,30	17	56 %	102 %
37-10	300*300	HHK-4	10	50	5	40	34	41	11	13,56	23	40	41	40	20,76	16	65 %	109 %
37-100	300*300	HHK-4	100	50	5	40	34	41	14	9,48	26	40	41	40	16,53	18	57 %	87 %
9	300*300	HHK-4	50	100	5	40	27	30	11	9,602	20	29	30	28	17,39	14	55 %	99 %
35	300*300	HHK-4	50	100	5	40	32	41	13	11,62	26	40	41	40	17,50	17	66 %	92 %
13	300*300	HHK-5	50	10	5	40	14	30	12	8,176	20	29	30	29	22,28	15	37 %	127 %
13-25	250*250	HHK-5	50	10	5	40	14	15	7	7,050	19	29	30	26	25,80	14	27 %	147 %
16	300*300	HHK-5	50	10	20	160	3	15	4	3,035	14	29	30	27	16,67	14	18 %	95 %
16-10	300*300	HHK-5	10	10	20	160	2	15	4	6,800	11	28	30	3	20,68	4	33 %	118 %
16-100	300*300	HHK-5	100	10	20	160	2	15	5	2,730	15	19	30	15	14,70	12	19 %	84 %
17	300*300	HHK-5	50	50	5	40	27	30	13	8,179	20	29	30	29	20,82	15	39 %	119 %
38	300*300	HHK-5	50	50	5	40	35	41	14	10,489	26	40	41	39	20,61	17	51 %	108 %
38-10	300*300	HHK-5	10	50	5	40	37	41	8	14,020	24	40	41	2	22,57	4	62 %	119 %
38-100	300*300	HHK-5	100	50	5	40	38	41	15	8,806	26	40	41	40	17,98	19	49 %	95 %
21	300*300	HHK-5	50	100	5	40	27	30	12	8,586	21	29	30	28	19,02	15	45 %	109 %
36	300*300	HHK-5	50	100	5	40	34	41	14	11,25	26	40	41	40	19,17	18	59 %	101 %

Tehtyjen simulaatioiden perusteella voidaan päätellä ettei pintakerroksen tiukkuudella ole niin suurta vaikutusta paaluun syntyviin upotuksenaikaisiin maksimivetojännityksiin kuin voisi luulla. Huomattavasti enemmän syntyviin vetojännityksiin vaikuttavat pehmeän kerroksen ominaisuudet ja paksuus. Myös iskusuojana käytettävän puun pakkautuminen ja kuluminen kasvattaa merkittävästi paalun vetojännityksiä.

Tehtyjen simulointien ja paaluissa upotuksen aikana tehtyjen mittausten perusteella voidaan Bromsin kaavaa (4.2) käyttää sellaisenaan paaluun syntyvän maksimipuristusjännityksen arviointiin kun käytetään 4 t. järkälettä ja 300*300 mm² teräsbe-tonipaalua, iskusuojan paksuuden ollessa 50 mm. Järkäleen koon kasvattaminen neljästä viiteen tonniin lisää maksimipuristusjännitystä noin 10%. Vastaavasti poikkeileikkauksen pienentäminen 300*300 mm²:sta 250*250 mm²:iin lisää puristusjännitystä noin 15%. Puristusjännitykset pysyvät yleisesti LPO-87 raja-arvojen alapuolella (taulukko 9-1). LPO-87 raja arvoissa (kaava (9.1)) on todennäköisesti huomioitu kuvan 9-3 mukaiset betonin iskupuristuslujuuden alenemat 1000...2500 lyöntiin saakka. Simuloinneissa suurimmat puristusjännitykset syntyvät paalun kärjen läheisyyteen ohuimmilla iskusuojilla tehtyjä simulointeja lukuunottamatta. Rikkoutumisriski paalun kärjen läheisyydessä kasvaa huomattavasti upotukseen käytettävien lyöntimäärien noustessa yli 1000 iskun.

Vetojännitysten osalta 40% "säätö" näyttäisi toimivan kohtuullisen hyvin. Paalukoon pienentäminen 300*300 mm²:sta 250*250 mm²:iin pienentää vetojännityksiä 15%. Simuloidut vetojännitykset ovat kautta linjan suurempia kuin paaluille LPO-87 ja raudoitusten mukaan voisi sallia.

Paaluihin syntyy merkittäviä vetojännityksiä myös silloin, kun paalun pituus on pienempi kuin kaavalla (4.3) määritetty iskuaallon pituuden puolikas. Simulaatiossa 23 vetojännitys ylittää normaali- ja tyyppipaaluille sallittavat vetojännitykset 15m paalunpituudella. Ohuemmalla iskusuojalla (10 mm) vetojännitykset kasvavat jo merkittävästi suuremmiksi kuin paalulle sallittaisiin. Iskuaallon pituus on riippuvainen myös iskusuojan ominaisuuksista. Kuvista 9-4 ja 9-5 vertaamalla huomataan, että pehmeämmällä iskusuojalla initiaaliaalto on intensiteetiltään pienempi, mutta pitkäkestoisempi. 10 mm iskusuojalla iskuaalto kokonaisuudessaan on noin 20 ms mittainen. Eli iskuaalto on yleisesti pidempi kuin kaavalla (4.3) laskettaessa.

10 YHTEENVETO JA JATKOTUTKIMUSTARPEET

Tutkimuksen tulos ei täysin vastaa asetettuja tavoitteita. Tutkimustyöllä on joskus tapana kuljettaa tutkijaa ajopuun tavoin tiedon virran vietävänä. Tutkimuksen pääpainoalueeksi muodostuivatkin paalujen geotekniset mitoituslaskelmat sekä tukipaalun kapasiteetin määrittäminen paalun loppulyöntitunkeutuman perusteella. Tämä on viime vuosina ollut työmailla erittäin paljon keskusteltu aihe, joten siihen kenties olikin syytä panostaa aiottua enemmän.

Haastattelututkimukset urakoitsijoiden ja suunnittelijoiden kanssa jäivät ajanpuutteen vuoksi tekemättä. Tämä on valitettavaa, mutta johonkin on pakko vetää rajat. Keskusteluun saadaan kenties jonkin verran lisäpontta tässä tutkimuksessa esitetyistä asioista. Mistään norsunluutornissa tehdystä tutkimuksesta tässä ei kuitenkaan ole kysymys. Jatkuvasti kirjoitustyön rinnalla on tehty PDA-mittauksia, joiden yhteydessä on saanut olla kosketuksissa itse paalutustyöhön ja suunnittelijoihin.

Työn tekeminen yhtäaikaaisesti Lyöntipaalutusohjeen uusimisen kanssa hyödytti varmasti molempia työryhmiä.

Suomalaiset paalutuskoneet ovat maailman huippuluokkaa. Paalutuksen upotuksen aikaisen rekisteröinnin vaatimien laitteiden kehitys on viime vuosina polkenut paikoiltaan. Tilaajien pitäisi vaikuttaa kehitystyöhön vaatimalla tarkempaa upotuksenaikaisen tapahtumien kirjaamista.

Lyötävien betonipaalujen poikkileikkausmitat ovat viime vuosina kasvaneet. Tämä on tervetullutta kehitystä. Myös valmistusmenetelmiä on alettu kehittämään. Kun vielä saadaan ratkaistuksi hinnaltaan edullisen tarkastusputken rakenne, niin betonipaalutuksen epämääräinen maine tulee poistumaan.

Luvussa 3.2.1 esitetystä pohjatutkimuksen pisteytyksestä pitäisi hankkia kokemuksia ja kehittää sitä eteenpäin, jotta siitä saataisiin kunnollinen työkalu tarjousten vertailuun. Pisteytyksen kehittäminen kunnolliseksi työkaluksi on vähintään yhden diplomi-työn arvoinen asia. Pohjatutkimusten kilpailuttaminen täytyy tulevaisuudessa tapahtua ensisijaisesti laadun perusteella.

Myös perustusten suunnittelussa on viime vuosina kärsitty ylikilpailusta. Suunnitelmiensa tason lasku työllistää lisääntyvän joukon huippukalliita rakennusalan riidoilla rikkaita juristeja.

Paalujen geoteknisen kapasiteetin laskentaan on olemassa erittäin hyviä ja luotettavia menetelmiä. Työssä mitoituksista on tehty muutamia esimerkkilaskelmia, jotta selkeästi näytettäisiin, miten kukin mitoitusarvo muodostuu. Tätä varten, sekä eri laskentamenetelmien vertailemiseksi, on tässä tutkimuksessa esitetty paalun geoteknisen murtokapasiteetin laskenta varsin yksityiskohtaisesti useiden eri menetelmien avulla.

Erilaisten kantavuuskaavojen ja PDA-mittausten vertailun perusteella saatiin määritettyä uuden Lyöntipaalutusohjeen (LPO-2004) loppulyöntiehtot tukipaaluille. Loppulyöntitaulukko on laadittu kokonaisvarmuuslukua $F_{\geq 2,2}$ käyttäen. IB luokan paalutuksissa on loppulyönnit edelleen varmistettava PDA-mittauksin. II luokan paalutuksissa loppulyöntiohjeet varmistetaan joko dynaamisen paalutuskäävän avulla tai PDA-

mittauksin. Eli loppulyöntitaulukon painumaehdon täyttyminen ei yksinään riitä paalun upotuksen lopettamisen perusteeksi. Upotustiukkuuden lisäksi on tarkistettava jouston vaikutus paalun kapasiteettiin.

Nykyisellä tietämyksellä on mahdotonta antaa kitkapaaluille vastaavanlaisia loppulyöntiehtoja kuin tukipaaluille. Paksuihin häiriintyviin kerroksiin upotettavien paalujen kapasiteetti on luotettavimmin määritettävissä kairausvastuksiin perustuvilla kantavuuskaavoilla. Mikäli pohjatutkimuksiin ei voida käyttää puristin- tai heijarikairausausta, niin kantavuus voidaan määrittää staattista kantavuuskaava käyttäen. Staattisella kantavuuskaavalla laskettaessa on luotettavan tuloksen saamiseksi kerrosten ominaisuudet tunnettava erittäin tarkasti. Tämä edellyttää näytteenottoa, joka varsinkin moreenikerroksista on erittäin hankalaa ja kallista. Tiukasti vaipallaan kantavien paalujen dynaaminen koekuormittaminen ei myöskään ole ongelmattonta eikä tulosten tulkinta yksiselitteistä. Paalun koko kapasiteettia ei yleensä saada näissä tapauksissa mobilisoitua. Mikäli mittaus suoritetaan hyvin pian upotuksen jälkeen, niin paalua ympäröivä maa ei ole ehtinyt rauhoittumaan, jolloin mitattu vastus on lopullista vastusta pienempi. Jos taas mittaus suoritetaan riittävän rauhoittumisajan jälkeen, niin yleensä betonipaaluun ei voida lyödä riittävän voimakasta iskua, jotta paalun kärkivastus saataisiin kunnolla mobilisoitua.

Paalujen varastointi ja käsittely työmaalla on paikoitellen karmeaa katsottavaa. Tähän pitää tulevaisuudessa puuttua tiukemmin. Perustusten suunniteltu käyttöikä on 100v eikä paaluperustuksien uusiminen ole mitään halpaa touhua. Hälläväliä mentaali- teetista työmailla päästään eroon vain tiukemmilla sopimuksilla, joita noudattavat kaikki rakennuttajat. Myös paalutusurakoitsijoiden omien paalutustyönjohtajien paltuttaminen työmaille on välttämätöntä. Varsinkin kohteissa, joissa paalutuksen kesto on pidempi ja joissa paaluja tulee useissa erissä työmaan jatkuvasti muuttaessa muotoaan, on paalujen vastaanotto ja varastointi erittäin vaikeasti hallittava prosessi.

Myös paalutuksen tilaajien on osaltaan kannettava vastuu paalujen huonosta käsittelystä työmaalla. Paalutusurakoitsijalle on aina pystyttävä osoittamaan kelvolliset paalujen purku- ja varastointipaikat. Millään laatujärjestelmillä ei pystytä paalujen varastointipaikkoja tasaamaan ja työmaata järjestämään. Kyllä siihen koneita ja miehiä sekä työnjohtoa tarvitaan.

Paalutustyön valvonnassa pitää keskittyä olennaisiin kohtiin, joissa on yleisimmin todettu poikkeamia. Valvojan ammattitaidon pitäisi olla vähintään samalla tasolla kuin urakoitsijan, jolloin vaikka roolien vaihtaminen kesken urakan onnistuisi kivuttomasti.

Rakentamisen dokumentointi ja rakentamisaikaisten dokumenttien arkistointi on Suomessa hyvin väljästi ohjattua. Pohjarakenteita koskeviin määräyksiin ja ohjeisiin pitäisi kirjata arkistointivelvoite rakennuksen tai rakenteen käyttäjälle vähintään rakennuksen käyttöä ajaksi.

Dynaamiset koekuormitukset ovat saaneet liian merkittävän aseman paalujen geoteknisen murtokapasiteetin määrittämisessä. Usein on kohteita, joissa ei syystä tai toisesta pystytä paalun geoteknistä murtokapasiteettia mittaamaan PDA-mittauksilla. Kuten kaikkiin laskentamenetelmiin, niin myös PDA-mittaukseen, liittyy jossain määrin epävarmuustekijöitä. Näin ollen muista laskentatavoista suuresti poikkeaviin PDA-tuloksiin tulee suhtautua varauksella. Pitkien kitkapaalujen PDA-tulokset yleensä aliarvioivat paalun geoteknistä murtokapasiteettia.

Paaluihin upotuksen aikana syntyviä jännityksiä tutkittiin LPO-2004 kirjoitustyöhön liittyen. Paaluihin syntyi yllättävän suuria vetojännityksiä. Ne eivät kuitenkaan määränneet jatkamattomien paalujen raudoitusta. Vielä määräävämmiksi nousivat paalujen pystyyn noston aikaiset rasitukset. Paalujen pystyyn nostokohta on käytännössä noin 0,2*L paalun päästä, optimaalisen nostopisteen ollessa 0,3*L paalun päästä.

Liitesivuilla on esitetty mallipohjat pohjatutkimuksen ohjelmoinnin, koepaalutussuunnitelman, paalutuksen työ- ja laatusuunnitelman sekä betonipaalutuksen tarkastusasiakirjan ja paalutuspöytäkirjan laatimista varten. Toivottavasti niistä on hyötyä betonipaalujen suunnittelijoille ja tekijöille. Kuitenkin luovan ajattelun ja kohdekohtaisten vaatimusten huomioimista on korostettava eri asiakirjojen laadinnassa.

-
- /1/ **Slunga Eero.** 1986. *Geotekniikan kehitys*. In: *Suomen geoteknillinen yhdistys 1951-1986*, Suomen geoteknillinen yhdistys r.y ja Rakentajain Kustannus Oy, s.18-26.
 - /2/ **Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.** 1986. *Pohjarakenteet*. RIL 166. 597s.
 - /3/ **Slunga Eero**, 1982, *Lyöntipaalujen valmistus ja käyttö Suomessa vuonna 1981*, Valtion teknillinen tutkimuskeskus, 17s.
 - /4/ **Suomen betoniyhdistys**, 11.7.2002
www.betoni.com/docs/ylhteenveto.xls
 - /5/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1972. *Lyöntipaalutusohjeet 1972*. LPO-72. Otaniemi 1972. 71s.
 - /6/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1980. *Lyöntipaalutusohjeet 1979*. LPO-79. (7. uudistettu painos). 91 s. :liitel.
 - /7/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1991. *Lyöntipaalutusohjeet*. LPO-87. (kolmas korjattu painos). 120s.
 - /8/ **Abetoni Oy**, *Tuotelehdet 3-42, 3-43, 3-44, 3-45, 3-46, 3-47, Teräsbetoninen lyöntipaalu*
 - /9/ **RTT Rakennustuoteteollisuus**, 1999, *Tuotelehti, teräsbetoninen lyöntipaalu* 8s.
 - /10/ **Hartikainen Jorma, Heikkilä Jaakko, Lotvonen Sakari**, 2003, *Lyöntipaalutusohje 2004 (LPO-2004)*, versio 28.01.2004, 66s.

-
- /11/ **Leimet Oy**, 24.3.2003, *www.leimet.fi*
- /12/ **M. England**, DFI 1994, Belgium, *The role of driven pile instrumentation*, 3-14, 5s.
- /13/ **Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.** 1988. *Pohjarakennusohjeet 1988*. RIL 121-1988. 77s, liites.
- /14/ **Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.** 1998. *Geotekninen suunnittelu, euronormi*. RIL 207. 193s.
- /15/ **Sisäasiainministeriö** 1975, *Pohjarakennus, määräykset Suomen rakentamismääräyskokoelma B3*, 2s
- /16/ **Ympäristöministeriö** 2003, *Pohjarakenteet, määräykset ja ohjeet Suomen rakentamismääräyskokoelma B3*, 35s.
<http://www.ymparisto.fi/raken/rakmk/B3.2003.pdf>
- /17/ **Ympäristöministeriö** 2002, *Rakennuksen suunnitelmat ja suunnittelijat Suomen rakentamismääräyskokoelma A2*, 27s.
- /18/ **Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.** 2001. *SPO-2001 Suurpaalutusohje 2001*. RIL 212. 150s.
- /19/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1983. *TPO-83 Talonrakennuksen pohjatutkimusohjeet..* 64s.
- /20/ **Suomen standardisoimisliitto SFS ry.** 2001. *Eurocode 7: Geotekninen suunnittelu, Osa2: Laboratoriomenetelmät geoteknisessä suunnittelussa*, SFS-ENV 1997-2. 92s.
- /21/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1980, *Kairausopas I, Painokairaus, tärykairaus, heijarikairaus*, 40s. liites.
- /22/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1999, *Kairausopas II, Siipikairaus*, toinen painos, 20s. liites.
- /23/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1984, *Kairausopas III, Maanäytteiden ottaminen geoteknillisiä tutkimuksia varten*, 36s. liites.

-
- /24/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1987, *Kairausopas IV, Pohjavedenpinnan ja huokosvedenpaineen mittaaminen*, 52s. liites.
 - /25/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1987, *Kairausopas V, Pora-konekairaus*, 54s.
 - /26/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 2001, *Kairausopas VI, CPTU/puristinkairaus, puristin – heijarikairaus, versio 1.00, 7.6.2001*, 91s
 - /27/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1985, *GLO-85 Geotekniset laboratorio-ohjeet, 1. luokituskokeet*, 91s
 - /28/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1984, *PRP-84, Pohjarakennus-piirustusohjeet*, 65s
 - /29/ **CEN/TC 288**, 2000, *Execution of special geotechnical work. Displacement piles*. EN 12699:2000, 46s
 - /30/ **Suomen standardisoimisliitto SFS ry.** 2001. *Eurocode 7: Geotekninen suunnittelu, Osa3: Kenttäkokeet geoteknisessä suunnittelussa*, SFS-ENV 1997-3. 137s.
 - /31/ **Jokiniemi Hannu**, 1997, *Paalun lyönnin tehokkuuden mallintaminen Junttan HHK-järkäleille*, Lisensiaatintutkimus TTY, Pohja- ja maarakenteiden laboratorio julkaisu n:o 38 205s. + 43 liites.
 - /32/ **Korkeakoski Pasi**, 2002, *RR-Teräsputki-paalutus*, Lisensiaatintutkimus TTY, pohja- ja maarakenteiden laboratorio 95s.+Liites.
 - /33/ **Rantala Kalle, Halkola Hannu**, 1997 *Paalun kantavuuden arviointi puristin – heijarikairalla*, Helsingin kaupunki, kiinteistövirasto, geotekninen osasto julkaisu 74/1997
 - /34/ **Everts H. J., Luger H.J.** 1997, *Dutch national codes for pile design, Design of Axially loaded piles-European Practice, Proceedings of the ERTC3 seminar Brussels/Belgium/17-18 April 1997*, ss 243-265
 - /35/ **Eslami A. Fellenius B**, 1997 *Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories*, Canadian Geotechnical journal, vol. 34 (1997), ss. 886-904

-
- /36/ **Tiehallinto, Siltayksikkö**, 1999, *Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa*, TIEL 2172068-99, 71s.
 - /37/ **Ympäristöministeriö**, 2001, *Betonirakenteet, ohjeet 2001*, Suomen rakentamismääräyskokoelma B4 55s.
 - /38/ **Poulos H. G., Davis E. H.**, 1980, *Pile foundation analysis and design*, John Wiley & Sons Inc. 397s.
 - /39/ **Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.** 1986. *Pohjarakenteet*. RIL 166. 597s.
 - /40/ **Poulos H. G., Davis E. H.**, 1980, *Pile foundation analysis and design*, John Wiley & Sons Inc. 397s.
 - /41/ **Rakennustieto Oy** 1998 *Rakennusurakan yleiset sopimusehdot*, YSE1998, RT-ohjetiedosto 16-10660 19.s
 - /42/ **Rakennustieto Oy**, 1997, *Rakennustöiden yleiset laatuvaatimukset 2000, Talonrakennuksen maatyöt*, MaaRYL 2000, 269s.
 - /43/ **Tiehallinto, Geokeskus**, 1996, *Geotekniset laskelmat*, TIEL 2180002, 311s..
 - /44/ **Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.** 1984, *PRV-84, Pohjarakennustöiden valvontaohjeet*, 107s., liites.
 - /45/ **Törnqvist Jouko** 2003, *Teräsbetonipaaluilla pitkäikäisiä perustuksia*, Suomen betonitieto oy Betoni-lehti 4/2003 ss27-29,
 - /46/ **Ympäristöministeriö** 2000, *Rakennustyön valvonta* Suomen rakentamismääräyskokoelma A1, 21s.
 - /47/ **Tiehallinto, Siltayksikkö**, 2001, *Kimmo- ja kunnossapitovälineiden käyttäjän ohje*, Tiehallinnon selvityksiä 60/2001, TIEH 3200706, 11s. liites.
 - /48/ **Ympäristöministeriö** 2000, *Rakennuksen käyttö- ja huolto-ohje* Suomen rakentamismääräyskokoelma A4, 7s.

-
- /49/ **Saari Mauri, Korhonen Osmo**, 1990 *Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistolla*, Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisen osaston tiedote 53, 127s, liites.
- /50/ **Nirhamo Jarmo, Jokiniemi Hannu, Heinonen Juha** 1996, *Paalujen laadunvalvonta Low Strain-menetelmällä (SIT)*, TTY, Pohja- ja maarakenteiden laboratorio julkaisu n:o 33 35s.
- /51/ **Viljakainen Jarmo**, 1998, *Teräspalkkipaalujen iskuaaltomittaus ja lyönnin simulointi*, TTY, Pohja- ja maarakenteiden laboratorio julkaisu n:o 47 109s, liites..
- /52/ **Pile Dynamics, Inc.** April 2000, *Pile Driving Analyzer Manual, PDA-W*
- /53/ **Holopainen Ville, Riihimäki Teemu, Hartikainen Jorma**, 2003 *Paalutusmittausohje ver 2.2*, Työ ja laatusuunnitelma 8.1.2001, 21s. liites.
- /54/ **Malvar Javier L., Crawford John. E.**, 1998, *Dynamic increase factors for concrete*, Twenty-Eight DDESB seminar, Orlando FL, August 98.
- /55/ **Fagerlund, Larsson**, 1979 *Betongs slaghållsfastighet*, CBI report 4:79, Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- /56/ **Saari Mauri, Volanen Niilo**, 1990 *Ruoholahden koepaalutus*, Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisen osaston tiedote 54, 8s, liites.

LIITTEET**Liite 1 Tutkimuskohteista käytössä olleet asiakirjat**

Tutkimuskohteista oli käytössä seuraavat asiakirjat

Liite 1.1 Vihilahti

Vihilahden asiakirjat saatiin Tampereen kaupungin rakennusvalvontaviraston arkistosta. Seuraavissa liitteissä on luetteloitu tutkimuksessa käytetyt asiakirjat:

Liite 1.1-1 Vihilahden tutkimuskohteen korttelin 511 tontin 31 asiakirjaluettelo

Vihilahti	kortteli	511	tontti/r:no	31	lupa	97-168	
Rakennesuunnittelija		A-insinöörit					
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o			rev
Perustukset/paalukartta		1:50	19.5.1997	RAK	3845	4	A
Paalun jatkos		1:20	11.3.1997	RAK	3845	5	
Rakenneleikkaukset		1:20	11.3.1997	RAK	3845	6	
Seinälinjan yksittäisen paalun sijaintipoikkeamien aiheuttamat muutokset		1:20	5.5.1997	RAK	3845	9	
Paalujen sijaintipoikkeamien aiheuttamia muutoksia		1:20	19.5.1997	RAK	3845	10	
Geotekninen suunnittelija		Geohelovuo					
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o			rev
Perustamistapalausunto			18.2.1997	GEO	2079		
Kartta		1:500	18.2.1997	GEO	2079	1	
Leikkaukset A ja B		1:200/1:200					
Leikkaukset C ja D		1:200/1:200	19.5.1997	GEO	2079	2	
Paalutusurakoitsija		Pirkan Paalutustyö Oy					
asiakirja		sivut	päiväys				
Paalutuspöytäkirja		1-8	2.5.1997				
Paalutuspöytäkirja		9-12	16.5.1997				
Muut asiakirjat							
Paalutuspöytäkirjojen 1. sivun taakse on kirjattu geoteknisen suunnittelijan lausunto ja hyväksyntä paalutuksesta							
Paalutuspöytäkirjan 1. sivun ylälaitaan on kirjattu rakennesuunnittelijan tarkastusmerkintä 19.5.1997							
Tampereen teknillisen yliopiston PDA-mittausraportti 970428/2 28.4.4.1997							

Liite 1.1-2 Vihilahden tutkimuskohteen korttelin 511 tontin 32 asiakirjaluettelo

Vihilahti	kortteli	511	tontti/r:no 32		lupa	97-833
Rakennesuunnittelija		A-insinöörit				
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev
Perustukset/paalukartta	1:50	20.10.1997	RAK	3873	4	A
Paalun jatkos sivut 1-2	1:20	29.8.1997	RAK	3873	5	
Seinälinjan yksittäisen paalun sijaintipoikkeamien aiheuttamat muutokset	1:20	29.8.1997	RAK	3873	6	
Rakenneleikkaukset	1:20	29.8.1997	RAK	3873	7	
Geotekninen suunnittelija		Geohelovuo				
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev
Perustamistapalausunto		24.6.1997	GEO	2072		
Kartta	1:500	25.6.1997	GEO	2072	1	
Leikkaukset	1:200/1:200	25.6.1997	GEO	2072	2	
Paalutusurakoitsija		Pirkan Rakentajapalvelu Oy				
asiakirja				sivut	päiväys	
Paalutuspöytäkirja				1-11	17.10.1997	
Paalutuspöytäkirja koepaalujen jälkilyönneistä					17.10.1997	
Paalutuspöytäkirja puupaaluista					17.10.1997	

Liite 1.1-3 Vihilahden tutkimuskohteen korttelin 511 tontin 35 asiakirjaluettelo

Vihilahti	kortteli	511	tontti/r.no	35	lupa	97-135	
Rakennesuunnittelija		Insinööritoimisto Esa Salo					
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o		rev	
Kaivuu- ja perustusohje (Periaate)		1:500 1:50	5.12.1996	RAK	25	1	
Talo A Paalukartta ja perustukset		1:50	26.5.1997	RAK	25	2	B
Talo B Paalukartta ja perustukset		1:50	19.6.1997	RAK	25	3	B
Talo C Paalukartta ja perustukset		1:50	16.6.1997	RAK	25	4	C
Perustusleikkaukset a-a...d-d		1:20	15.5.1997	RAK	25	5	A
Perustusleikkaukset e-e...i-i		1:20	15.5.1997	RAK	25	6	A
Perustusleikkaukset x-x...å-å		1:20	9.6.1997	RAK	25	25	A
Perustusleikkaukset ä-ä...ö-ö		1:20	10.6.1997	RAK	25	26	A
Perustusleikkaukset bc-bc		1:20	16.6.1997	RAK	25	27	B
Väestönsuoja, Anturat		1:50	16.6.1997	RAK	25	31	A
Viemäriiliittymän kannatus		1:50, 1:20	5.6.1997	RAK	25	54	
Geotekninen suunnittelija		Tampereen Viatek Oy / Tampereen IPT					
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o		rev	
Salaojasuunnitelma, Perustusten maarakenteet, Putkilinjojen perustaminen		1:200	12.12.1996	GEO	1457	S2	
Pohjatutkimus ja perustamistapalausunto			12.12.1996	GEO	1457	I	
Paalutusohje			29.4.1997	GEO	1457	IV	
Tutkimuskartta		1:200	29.4.1997	GEO	1457	1	a
Leikkaus A-A		1:100/1:100	12.12.1996	GEO	1457	2	
Leikkaus B-B		1:100/1:100	12.12.1996	GEO	1457	3	
Leikkaus C-C		1:100/1:100	12.12.1996	GEO	1457	4	
Leikkaus D-D		1:100/1:100	12.12.1996	GEO	1457	5	
Leikkaukset E-E ja F-F		1:100/1:100	12.12.1996	GEO	1457	6	
Paalutusurakoitsija		Pirkan Rakentajapalvelu Oy					
asiakirja				sivut		päiväys	
Paalutuspyytäkirja viemäripaaluista				1		17.6.1997	
Paalutuspyytäkirjat (SGY paalutuspyytäkirjalomake 4)				256		28.4-17.6.97	
Pyytäkirja paalujen jälkilyönneistä						26.5.1997	
Muut asiakirjat							
Paalutuspyytäkirjojen tarkastusasiakirja 1sivu. Geosuunnittelijan kuittaus 3.7.1997							
Rakennesuunnittelijan kuittaus 4.7.1997							
Paalutusohjeen liitteenä TTKK:n PDA-mitausraportti 970428/1 28.4.1997							

**Liite 1.1-4 Vihilahden tutkimuskohteen korttelin 511 tontin 36 rakennusvaiheen 6 asiakirjaluet-
telo**

Vihilahti	kortteli	511	tontti/r.no	36	lupa	97-1066
Rakennesuunnittelija		A-insinöörit	Vaiheen 6 asiakirjat			
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o		rev
Perustukset/Paalukartta Salaojasuunnitelma		1:50	3.12.1997	RAK	3867	001 B
Rakenneleikkauksia Perustusleikkauksia-1. krsn		1:20	30.10.1997	RAK	3867	002 A
Väestönsuojan rauditus rakenneleikkaukset A...F		1:20	30.10.1997	RAK	3867	003 A
Rakenneleikkauksia 11-14		1:20	30.10.1997	RAK	3867	012
Seinälinjan yksittäisen paalun aiheuttamat muutokset		1:20	3.12.1997	RAK	3867	015
Geotekninen suunnittelija		Tampereen Viatek Oy / Tampereen IPT				
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o		rev
Pohjatutkimus ja perustamistapalausunto			3.6.1997	GEO	1483	I
Paalutusohje			28.10.1997	GEO	1483	II
Pinnantasaussuunnitelma		1:200	27.6.1997	GEO	1483	S1
Tutkimuskartta		1:200	3.6.1997	GEO	1483	1
Leikkas A-A		1:100/1:100	3.6.1997	GEO	1483	2
Leikkas B-B		1:100/1:100	3.6.1997	GEO	1483	3
Leikkas E-E		1:100/1:100	3.6.1997	GEO	1483	4
Leikkas C-C		1:100/1:100	3.6.1997	GEO	1483	5
Leikkas D-D		1:100/1:100	3.6.1997	GEO	1483	6
Leikkas F-F		1:100/1:100	3.6.1997	GEO	1483	7
Paalutusurakoitsija		Pirkan Rakentajapalvelu Oy				
asiakirja				sivut	päiväys	
Koepaalutuspöytäkirjat (SGY pöytäkirjalomake 4)				20	21.11.1997	
Paalutuspöytäkirjat (SGY pöytäkirjalomake 3)				11	21.11.1997	
Muut asiakirjat						
Paalutuspöytäkirjojen 1. sivuilla rakennesuunnittelijan kuittaus 3.12.1997						
Paalutusohjeen liitteenä Lohja Abetoni Oy:n PDA-mitauksraportti 27.10.1997						

Liite 1.1-5: Vihilahden tutkimuskohteen korttelin 511 tontin 36 rakennusvaiheen 7 asiakirjaluetelo

Vihilahti	kortteli	511	tontti/r:no	36	lupa	97-1035
Rakennesuunnittelija		A-insinöörit	Vaiheen 7 asiakirjat			
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o		rev
Perustukset/Paalukartta		1:50	5.2.1998	RAK	3886	01 D
Rakenneleikkauksia Perustustaso-1. krs.		1:20	22.1.1998	RAK	3886	07 B
Seinälinjan yksittäisen paalun aiheuttamat muutokset		1:20	16.12.1997	RAK	3886	10
Rakenneleikkauksia 11-11... Perustustaso- 1. krs.		1:20	5.2.1998	RAK	3886	12 A
Geotekninen suunnittelija		Tampereen Viatek Oy				
asiakirja		mk	päiväys	piir. n:o		rev
Pohjatutkimus ja perustamistapalausunto			29.9.1997	GEO	1484	I
Paalutusohje			9.1.1998	GEO	1484	II
Tutkimuskartta		1:200	29.9.1997	GEO	1484	1
Leikkaus A-A		1:100/1:100	29.9.1997	GEO	1484	2
Leikkaus B-B		1:100/1:100	29.9.1997	GEO	1484	3
Leikkaukset C-C ja D-D		1:100/1:100	29.9.1997	GEO	1484	4
Leikkaus E-E		1:100/1:100	29.9.1997	GEO	1484	5
Leikkaus F-F		1:100/1:100	29.9.1997	GEO	1484	6
Koepaalutuksen perusteella arvioidut paalujen tunkeutumistasot		1:200	9.1.1998	GEO	1484	
Paalutusurakoitsija		Pirkan Rakentajapalvelu Oy				
asiakirja				sivut		päiväys
Koepaalutuspyytäkirjat (SGY pöytäkirjalomake 4)				10		3.2.1998
Paalutuspyytäkirjat (SGY pöytäkirjalomake 3)				10		3.2.1998
Muut asiakirjat						
Suomen IP-Tekniikka Oy:n PDA-mittausraportti 8.1.1998						

Liite 1.1-6: Vihilahden tutkimuskohteen korttelin 511 tontin 37 asiakirjaluettelo

Vihilahti	kortteli	511	tontti/r.no	37	lupa	98-139	
Rakennesuunnittelija		A-insinöörit					
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev	
Perustukset/Paalukartta osa 1 Rakenneleikkausten paikannus	1:50	15.4.1998	RAK	3888	001/1	B	
Perustukset/Paalukartta osa 2 Rakenneleikkausten paikannus	1:50	15.4.1998	RAK	3888	001/2	B	
Rakenneleikkaukset 1-...10-	1:20	23.3.1998	RAK	3888	002		
Väestönsuojan rauditus rakenneleikk. 11-11...15-15	1:20	20.3.1998	RAK	3888	003		
Rakenneleikk. 16-16 ja 17-17	1:20	15.4.1997	RAK	3888	010		
Rakenneleikkaukset 18-...24-	1:20	23.3.1998	RAK	3888	013		
Geotekninen suunnittelija		Tampereen Viatek Oy					
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev	
Pohjatutkimus ja perustamistapalausunto		4.11.1997	GEO	1497	II		
Tutkimuskartta	1:200	4.11.1997	GEO	1497/II	1		
Leikkaus A-A	1:100/1:100	4.11.1997	GEO	1497/II	2		
Leikkaus B-B	1:100/1:100	4.11.1997	GEO	1497/II	3		
Leikkaus C-C	1:100/1:100	4.11.1997	GEO	1497/II	4		
Leikkaus D-D	1:100/1:100	4.11.1997	GEO	1497/II	5		
Leikkaus E-E	1:100/1:100	4.11.1997	GEO	1497/II	6		
Paalutussuunnittelija		Suomen IP-Tekniikka Oy					
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev	
WEAP- analyysi		16.2.1998					
PDA-tulostus		17.3.1998					
Paalujen pituudet ja loppulyöntiehdot osalla A	1:100	26.3.1998	GEO	17148	S1		
Paalujen pituudet ja loppulyöntiehdot osalla B	1:100	26.3.1998	GEO	17148	S2		
Paalutusurakoitsija		Pirkan Rakentajapalvelu Oy					
asiakirja				sivut	päiväys		
Koepaalutuspöytäkirjat (SGY pöytäkirjalomake 4)				16	6.4.1998		
Paalutuspöytäkirjat (SGY pöytäkirjalomake 3)				8	6.4.1998		
Viemäripaalutuspöytäkirja (SGY pöytäkirjalomake 3)				1	6.4.1998		

Lisäksi korttelin 511 tonttien 16, 25, 26, 29, 33, 34 ja 40 sekä korttelin 516 tontin 19 paalutuspöytäkirjoista koottiin tiedot paalujen sijaintipoikkeamista ja kantojen pituuksista.

Liite 1.2 Vilusenkangas

Vihilahden asiakirjat saatiin Tampereen kaupungin rakennusvalvontaviraston arkistosta. Seuraavissa liitteissä on luetteloitu tutkimuksessa käytetyt asiakirjat:

Liite 1.2-1: Vilusenkankaan tutkimuskohteen korttelin 5848 tontin 24 asiakirjaluettelo

Vilusenkangas kortteli		5848	tontti/r:no 24		lupa		02-612
Rakennesuunnittelija		Insinööritoimisto Jorma Jääskeläinen					
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev	
Perustukset/paalukartta	1:50	26.8.2002	RAK	01210	1	A	
Perustus- ja VSS leikkaukset	1:20	19.4.2002	RAK	01210	13	A	
Geotekninen suunnittelija		Insinööritoimisto Geotesti					
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev	
Alustava perustamistapaselvitys		29.5.2001					
Pohjarakennussuunnitelma		28.9.2001					
Asemapiirros	1:200	28.9.2001	GEO	010201	1		
Leikkaus A-A	1:100	28.9.2001	GEO	010201	2		
Paalutusurakoitsija		Pirkan Paalutustyö Oy					
asiakirja	sivut	päiväys					
Paalutuspöytäkirja	1+7	23.8.2002					
Muut asiakirjat							
Paalutuspöytäkirjojen kansisivu kohtuullisen hyvä pohja tarkastusasiakirjaksi							
Suomen IP-tekniikan PDA-mittausraportti 27.8.2002 (työnumero 17149)							

Liite 1.2-2: Vilusenkankaan tutkimuskohteen korttelin 5848 tontin 23 asiakirjaluettelo

Vilusen kangas kortteli		5848	tontti/r.no 23		lupa		02-569
Rakennesuunnittelija		Tampereen Juva Oy					
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev	
Paalukartta	1:50	9.8.2002	RAK	TA7140	01	A	
Perustukset	1:50	9.8.2002	RAK	TA7140	02	B	
Anturalinja B1-B2	1:20	16.8.2002	RAK	TA7140	16		
Perustusleikkaukset	1:20	26.6.2002	RAK	TA7140	101	A	
Geotekninen suunnittelija		Insinööritoimisto Geotesti					
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev	
Alustava perustamistapaselvitys		20.5.2002		020175			
Pohjarakennussuunnitelma		20.5.2002		020175			
Pintavaaitus ja asemapiirros	1:200	20.5.2002	GEO	020175	1		
Leikkaus A-A	1:100	20.5.2002	GEO	020175	2		
Leikkaus B-B	1:100	20.5.2002	GEO	020175	3		
Leikkaus C-C	1:100	20.5.2002	GEO	020175	4		
Pintatasaussuunnitelma	1:200	20.5.2002	GEO	020175	100		
Paalutusurakoitsija		Pirkan Paalutustyö Oy					
asiakirja	sivut	päiväys					
Paalutuspöytäkirja	1+7	6.8.202					
Muut asiakirjat							
Paalutuspöytäkirjojen kansisivu kohtuullisen hyvä pohja tarkastusasiakirjaksi							
Tampereen teknillisen korkeakoulun PDA-mittausraportti 020730 (30.7.2002)							

Liite 1.2-3: Vilusenkaan tutkimuskohteen korttelin 5848 tontin 21 asiakirjaluettelo

Vilusenkangas kortteli		5848	tontti/r:no 21	lupa		02-164
Rakennesuunnittelija		Insinööritoimisto Tamratek				
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev
Laskelmat s. 1-13		25.2.2002				
Paalukartta ja perustukset	1:50	7.2.2002	RAK	345	1	D
Perustusleikkaukset 1-4	1:20	11.3.2002	RAK	345	3	
Perustusleikkaukset 5-8	1:20	11.3.2002	RAK	345	4	B
Perustusleikkaukset 9-13	1:20	11.3.2002	RAK	345	5	B
Anturaraudoitukset A1-A4	1:50	11.3.2002	RAK	345	6	B
Perustusleikkaukset	1:20	26.6.2002	RAK	TA7140	101	A
Geotekninen suunnittelija		Geohelovuo				
asiakirja	mk	päiväys	piir. n:o			rev
Perustamistapalausunto		15.2.2002		2571		
Kartta, Leikkaus A	1:200 1:200/1:200	19.2.2002	GEO	2571		
Paalutusurakoitsija		Pirkan Paalutustyö Oy				
asiakirja	sivut	päiväys				
Paalutuspöytäkirja	1+8	16.5.2002				
Muut asiakirjat						
Paalutuspöytäkirjojen kansisivu kohtuullisen hyvä pohja tarkastusasiakirjaksi						
Suomen IP-tekniikan PDA-mittausraportti 14.5.2002 (työnumero 17148)						

Liite 1.3 Tilanhoitajankaari

Tilanhoitajankaaren asiakirjat saatiin käyttöön Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisen osaston kautta. Myös sähköisessä muodossa olleet asiakirjat tulivat sähköpostilla Osmo Korhoselta.

Liite 1.3-1: Tilanhoitajankaaren tutkimuskohteen geotekniset asiakirjat

Tilanhoitajankaari						
Geotekniset asiakirjat						
Geotekninen suunnittelija Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Geotekninen osasto						
asiakirja	mk	päiväys	suunn. n:o		rev	
Pohjarakennussuunnitelma		30.5.2001	GEO	10145		
Leikkaus A-A	1:200	30.5.2001	GEO	10145	101	
Leikkaus B-B	1:200	30.5.2001	GEO	10145	102	
Leikkaus C-C	1:200	30.5.2001	GEO	10145	103	
Leikkaus D-D	1:200	30.5.2001	GEO	10145	104	
Leikkaus E-E	1:200	30.5.2001	GEO	10145	105	
Leikkaus F-F	1:200	30.5.2001	GEO	10145	106	
Leikkaus G-G	1:200	30.5.2001	GEO	10145	107	
Leikkaus H-H	1:200	30.5.2001	GEO	10145	108	
Leikkaus I-I	1:200	30.5.2001	GEO	10145	109	
Leikkaus J-J	1:200	30.5.2001	GEO	10145	110	
Leikkaus K-K	1:200	30.5.2001	GEO	10145	111	
Leikkaus L-L	1:200	30.5.2001	GEO	10145	112	
Leikkaus M-M	1:200	30.5.2001	GEO	10145	113	
Leikkaus N-N	1:200	30.5.2001	GEO	10145	114	
Leikkaus O-O	1:200	30.5.2001	GEO	10145	115	
Leikkaus P-P	1:200	30.5.2001	GEO	10145	116	
Kartta	1:500	30.5.2001	GEO	10145	117	
Kaikista geoteknisistä piirustuksista oli käytössä myös autocad-formaatissa olleet sähköiset versiot						

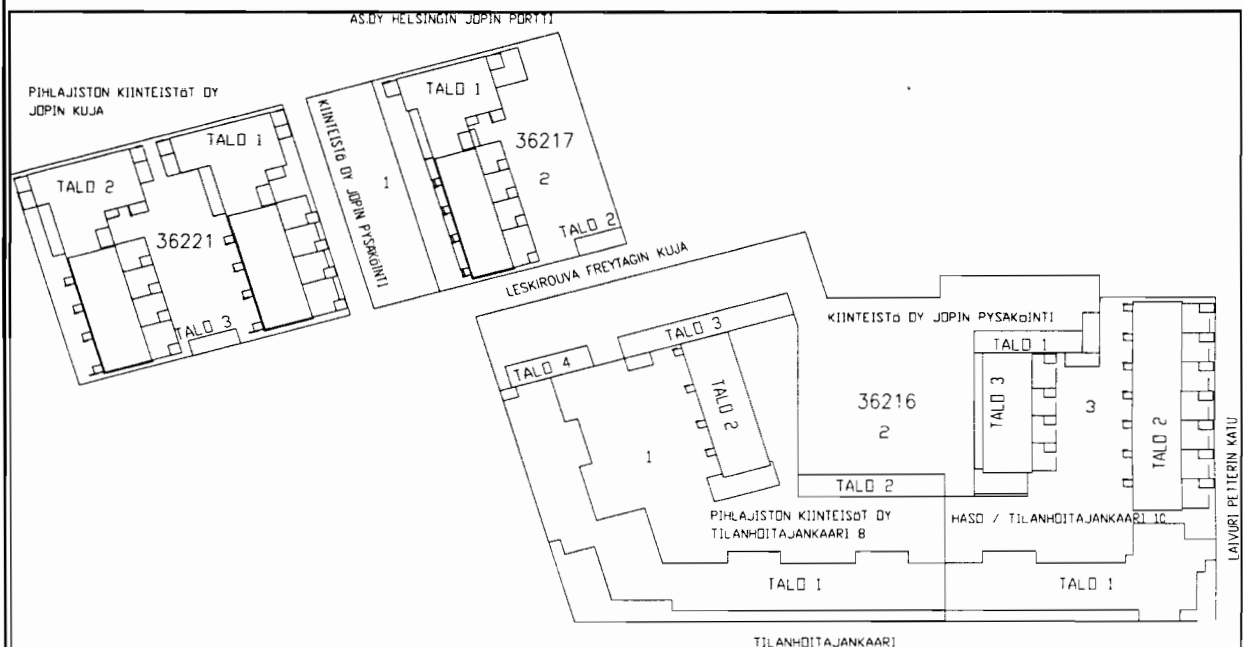
Liite 1.3-2: Tilanhoitajankaaren tutkimuskohteen rakennesuunnitelma-asiakirjat.**Rakennesuunnitelma-asiakirjat**

Rakennesuunnittelija Finnmap Consulting Oy

Kohteen rakennepiirustukset saatiin sähköisessä muodossa 18.12.2002

Saadut autocad tiedostot olivat seuraavan nimisiä:

nimi	muokattu	sisältö
rm1x1_alapohja.dwg	12.11.2002	korttelin 36216 tontin 1 ja tontin 2 talo 1
rm321_PE+AP.dwg	13.11.2002	korttelin 36216 tontin 3 talot 1 ja 3
rm221_pe+AP.dwg	13.11.2002	korttelin 36216 tontin 3 talo 2
rm121_perustus+AP.dwg	7.11.2002	korttelin 36216 tontin 1 talot 2 ja 3
rm311_perustus+ap.dwg	15.10.2002	korttelin 36217 tontin 2 talo 1
rm421_perustus+ap.dwg	22.10.2002	korttelin 36221 tontin 1 talo 2
rm411_pe+ap.dwg	19.9.2002	korttelin 36221 tontin 1 talo 1

Talojen sijainnit

Lisäksi oli käytössä tilanhoitajankaari 10/talo 1:n (kortteli 36216 tontit 1 ja 3 , talo 1) paalujakoa varten tehdyt laskelmat. Laskelmien saatelehti oli päivätty 6.9.2002

Liite 1.3-3: Tilanhoitajankaaren tutkimuskohteen paalutuspöytäkirjat.

Paalutuspöytäkirjat					
Paalutusurakoitsija		Junttapojat Oy			
Myös kohteen paalutuspöytäkirjat saatiin sähköisessä muodossa Exel-taulukkoina.					
Paalutuspöytäkirjat oli laatinut Mittapiha Oy					
Tiedostoihin oli merkitty seuraavat laatimis- ja editointipäivämäärät:					
kortteli	Tontti/ RN:o	rev	pvm	editointi päivämäärä	
36221	1/2	B	22.4.2002	28.6.2002	paalut 1-163
36221	1/1	B	18.04.02	28.6.2002	paalut 200-345
36217	2	B	1.2.2002	28.6.2002	paalut 400-554
36216	1/2	B	14.3.2002	3.6.2002	paalut 600-708
36216	3/3		1.2.2002	30.5.2002	paalut 800-893
36216	3/2		1.2.2002	16.5.2002	paalut 1000-1111
36216	1/1	A	15.2.2002	30.5.2002	paalut 1200-1481
36216	1/1	A	21.2.2002	16.5.2002	paalut 1500-1772
36216	3/1	B	07.03.2002	30.5.2002	paalut 1800-2079

Liite 1.4 Herttoniemenranta

Herttoniemenrannan tutkimuskohteesta saatiin asiakirjat Helsingin kaupungin kiinteistöviraston Geotekniseltä osastolta.

Liite 1.4-1: Herttoniemenrannan tutkimuskohteen asiakirjat

Herttoniemenranta		Kortteli	43273	tontti 4	lupa 43-1166-00-A		
Geotekniset asiakirjat							
Geotekninen suunnittelija		Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, Geotekninen osasto					
asiakirja		mk	päiväys	suunn. n:o			rev
Pohjarakennussuunnitelma			9.5.2000	GEO	5930		
Leikkaus A-A		1:200	9.5.2000	GEO	5930	101	
Leikkaus B-B		1:200	9.5.2000	GEO	5930	102	
Leikkaus C-C		1:200	9.5.2000	GEO	5930	103	
Leikkaus D-D		1:200	9.5.2000	GEO	5930	104	
Leikkaus E-E		1:200	9.5.2000	GEO	5930	105	
Leikkaus F-F		1:200	9.5.2000	GEO	5930	106	
Leikkaus G-G		1:200	9.5.2000	GEO	5930	107	
Leikkaus H-H		1:200	9.5.2000	GEO	5930	108	
Leikkaus I-I		1:200	9.5.2000	GEO	5930	109	
Leikkaus J-J		1:200	9.5.2000	GEO	5930	110	
Leikkaus K-K		1:200	9.5.2000	GEO	5930	111	
Leikkaus L-L		1:200	9.5.2000	GEO	5930	112	
Leikkaus M-M		1:200	9.5.2000	GEO	5930	113	
Kartta		1:200	9.5.2000	GEO	5930	114	
Porapaalun rakenne		1:2	9.5.2000	GEO	5930	115	
Rakennesuunnitelma-asiakirjat							
Rakennesuunnittelija		ins.tsto Gabrielsson & Pietiläinen Oy					
asiakirja		mk	päiväys	suunn. n:o			rev
Portaat A ja B perustukset ja paalutussuunnitelma	(pienennös)	1:50	2.7.2000	RAK	0001	11	a
Porras C perustukset ja paalutussuunnitelma	(pienennös)	1:50	2.7.2000	RAK	0001	19	b
Porras D perustukset ja paalutussuunnitelma	(pienennös)	1:50	12.7.2000	RAK	0001	28	a
Portaat E ja F perustukset ja paalutussuunnitelma	(pienennös)	1:50	18.8.2000	RAK	0001	36	a
Lisäksi oli yksi kopio paalujen kuormituslaskelmista paalujaon määrittämiseksi. Kopiossa ei ollut päiväystä.							
Paalutuspöytäkirjat							
Paalutusurakoitsija		Terramare Oy					
Kohteen paalutuspöytäkirjat oli toimitettu suunnittelijalle, joka oli laatinut niille kansisivut ja leimauttanut ne helsingin kaupungin rakennusvalvontavirastossa.							
asiakirja			päiväys	suunn. n:o			rev
Paalutuspöytäkirjat, Sivut 1-7, 13 ja 14			2.7.2000	RAK	0001	53	
Paalutuspöytäkirjat, Porras D			12.7.2000	RAK	0001	54	
Paalutuspöytäkirjat, Porras E, F			25.8.2000	RAK	0001	55	
Muut asiakirjat							
Suomen IP-tekniikan SIT-mittausraportit 3.7.2000 (3kpl)							

Liite 1.5 Arabianranta

Arabianrannan asiakirjojen paperikopiot saatiin Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekniseltä osastolta. Sähköiset asiakirjat saatiin suoraan asiakirjojen laatijoilta.

Liite 1.5-1: Arabianrannan tutkimuskohteen suunnitelma-asiakirjat.

Arabianranta, Osa-alue 3, paalulaatat 6, 7 ja 8						
Geotekniset asiakirjat						
Geotekninen suunnittelija Fundus Oy						
asiakirja	mk	päiväys	suunn. n:o			rev
Paalulaatta	1:200	16.8.2002	GEO	10199	101	3
Salpaseinä S4	1:200	28.6.2002	GEO	10199	102	2
Paalutus	1:200	28.6.2002	GEO	10199	103	2
Maan kerrosrakenne, Alueen täyttövaihe	1:200	10.6.2002	GEO	10199	104	1
Pohjarakennusleikkaus 1-1	1:200	28.6.2002	GEO	10199	111	2
Pohjarakennusleikkaus 2-2	1:200	28.6.2002	GEO	10199	112	2
Pohjarakennusleikkaus 3-3	1:200	28.6.2002	GEO	10199	113	2
Pohjarakennusleikkaus 4-4	1:200	28.6.2002	GEO	10199	114	2
Pohjarakennusleikkaus 5-5	1:200	28.6.2002	GEO	10199	115	2
Pohjarakennusleikkaus 6-6	1:200	28.6.2002	GEO	10199	116	2
Pohjarakennusleikkaus 7-7	1:200	16.8.2002	GEO	10199	117	3
Pohjarakennusleikkaus 8-8	1:200	16.8.2002	GEO	10199	118	3
Pohjarakennusleikkaus 9-9	1:200	16.8.2002	GEO	10199	119	3
Pohjarakennusleikkaus A-A	1:200	28.6.2002	GEO	10199	120	2
Pohjarakennusleikkaus B-B	1:200	28.6.2002	GEO	10199	121	2
Pohjarakennusleikkaus C-C	1:200	16.8.2002	GEO	10199	122	2
Pohjarakennusleikkaus D-D	1:200	16.8.2002	GEO	10199	123	2
Pohjarakennusleikkaus E-E	1:200	16.8.2002	GEO	10199	124	2
Kaikista geoteknisistä piirustuksista oli käytössä myös autocad-formaatissa olleet sähköiset versiot. Pohjatutkimuksien pisteytykseen tarvittavat tiedot kerättiin paperikopioista, muiden tietojen keräämiseen käytettiin sähköisiä tiedostoja						
Rakennesuunnitelma-asiakirjat						
Rakennesuunnittelija Suunnittelukide Oy						
Kohteen rakennepiirustukset saatiin sähköisessä muodossa 18.12.2002						
Autocad kuvat tulivat 5.2.2003 sähköpostilla Suunnittelukide Oy:n Tapani Palomaalta.						
Saadut autocad tiedostot olivat seuraavan nimisiä:						
nimi						muokattu
Arabia III, osat 6 ja 7, paalukartta tarkkeineen.dwg						7.10.2002
Arabia III, osa 8, paalukartta tarkkeineen.dwg						5.2.2003
Lisäksi oli käytössä 27.6.2002 päivätyt paalulaattojen rakennelaskelmat. Laskelmissa oli mitoitettu ainoastaan paalulaatan rakennetta ja paalujakoa.						

Liite 1.5-2: Arabianrannan tutkimuskohteen rakennusaikaiset dokumentit.

Paalutuspöytäkirjat	
Paalutusurakoitsija YIT Rakennus Oy, Infrapalvelut	
Kohteen paalutuspöytäkirjat saatiin sähköisessä muodossa. Tiedot tulivat suoraan YIT:n Markku Lappalaiselta sähköpostilla 7. ja 10.2.2003 Saadut tiedostot olivat seuraavan nimisiä:	
nimi	muokattu
Arabia III.Laatta 6.1.TXT	7.2.2003
Arabia III.Laatta 6.2.TXT	7.2.2003
Arabia III.Laatta 6.3.TXT	7.2.2003
Arabia III.Laatta 6.4.TXT	7.2.2003
Arabia III.Laatta 6.5.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 6.6.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 6.7.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 7.1.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 7.2.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 7.3.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 7.4.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 7.5.TXT	10.2.2003
Arabia III.Laatta 8.1.TXT	7.2.2003
Arabia III.Laatta 8.2.TXT	7.2.2003
Arabia III.Laatta 8.3.TXT	7.2.2003
Arabia III.Laatta 8.4,8.5 ja 8.6.TXT	7.2.2003
Lisäksi saatiin koepaaluista 1-26 24-25.6.2002 laaditut paalutuspöytäkirjat paperikopioina	
Muut asiakirjat	
Helsingin kaupungin rakennusviraston "Arabianranta-Projekti, Osa-alue 2, Suunnitteluohjeet talonrakentamista varten"	
Suomen IP-tekniikan PDA-mittauspöytäkirjat kohteesta:	päiväys
PDA-Tulostus, Paalut 1-12,14,16-25	24.6.2002
PDA-Tulostus, Paalut 6075, 6083, 6087, 6099, 6101	18.7.2002
PDA-Tulostus, Paalut 8008, 8073, 8235, 8297, 8304, 8362, 8368, 8426, 8433, 8476, 8520, 8528, 8544, 8574	15.8.2002
PDA-Tulostus, Paalut 6367, 6374, 6401, 7310, 7321, 7338, 7339, 7343, 7346, 7353, 7384, 7427, 7429, 7463	12.8.2002

Liite 2 Kantavuuskaavojen ja dynaamisten koekuormitusten vertailu

Kappaleessa 4.3.2.4 esitettyihin kapasiteettivertailuihin liittyvät taulukot.

Taulukoissa on esitetty kohteissa PDA-mitatuista paaluista viimeisen sarjan painumat ja lyöntikorkeudet, paaluista mitatut RMX-kapasiteetit, sekä loppulyöntikirjausten perusteella kaavoja (4.6), (4.7), (4.9), ja (4.18) käyttäen lasketut murtokapasiteetit.

Kaavoilla laskettaessa paalumateriaalin tiheydeksi on oletettu 2500 kg/m^3 . Kimmo-moduli on laskettu paalutusluokan mukaisessa normaalipaalussa käytetyn betonin lujuusluokan perusteella käyttäen Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4 /57/ esitettyä kaavaa:

$$E = 5000 \cdot \sqrt{K} \quad (10.1)$$

jossa E betonin kimmomoduli $[\text{MN/m}^2]$
 K betonin nimellislujuus (lujuusluokka)

Krügerin kaavan k-kertoimen arvona on käytetty vapaasti putoavalle järkäleelle suositeltua arvoa 1.

Yleisen dynaamisen paalutuskaavan K-kertoimena on käytetty tiukkaan moreeniin tukeutuvalle paalulle soveltuvaa arvoa 0,8. Järkäletyyppin mukaisena kertoimena k_1 on käytetty kiihdytetyillä A-sarjan järkäleillä arvoa 1, ja muilla järkäleillä arvoa 0,85. Iskutyynyn ja -suojan vaikutukset huomioivalle kertoimelle k_2 on käytetty arvoa 0,9.

On huomattava, että PDA-mitattu kantavuus on saatu yleensä huomattavasti pidemmällä iskulla, kuin mitä loppulyönneissä on käytetty. Näin ollen kaavojen ja PDA –mittausten lähtöarvot ovat erilaiset, ja tulokset eivät ole suoraan keskenään vertailukelpoisia. Vertailun tarkoituksena on tutkia kaavojen käyttökelpoisuutta loppulyöntiohjeen määrittämisessä.

$$P_u = F \cdot \sigma_{\text{sall}} \cdot A_p = \left(60\sqrt{H} \cdot 0,995^{L_p} - \sqrt{\frac{2E_p \cdot A_p \cdot \rho_p \sqrt{H} \cdot 0,995^{L_p} \cdot s}{25M_H}} \right) \cdot A_p \quad (4.6)$$

$$P_u = F \cdot \sigma_{\text{sall}} \cdot A_p = \left(60\sqrt{H} - \sqrt{\frac{2E_p A_p \rho_p \sqrt{H} s}{25M_H}} \right) \cdot A_p \quad (4.7)$$

$$P_u = 0,8 \cdot \frac{k \cdot h}{s + \frac{C}{2}} \cdot Q_h \cdot \left(1 - 0,1 \frac{Q_p}{Q_H} \right) \quad (\text{Krüger}) \quad (4.9)$$

$$P_u = \frac{-s + \sqrt{s^2 + 4aKE_{\text{mx}}}}{2a} \quad (4.18)$$

Liite 2-1: Helsingin Arabianrannassa tehtyjen paalujen PDA-mittausten vertailu kantavuuskaavoilla loppulyöntikirjauksista laskettuihin paalujen kantavuuksiin

Arabianranta			Junntan HHK-5A				kantavuudet [MN]					P _{u(4,6)}	P _{u(4,7)}	Krüger	Y _(4,18)	set-up
laatta	paalu	koko	Lk	H	S ₁₀	L _P	RMX	P _{u(4,6)}	P _{u(4,7)}	Krüger	Y _(4,18)	RMX	RMX	RMX	RMX	aika
6.1	6020	300*300	IB	0,25	0	8	3,40	2,59	2,70	2,66	2,68	0,76	0,79	0,78	0,79	5
6.1	6042	300*300	IB	0,25	5	8	2,15	2,10	2,19	2,47	2,48	0,98	1,02	1,15	1,16	5
6.1	6075	300*300	IB	0,25	8	8	3,26	1,96	2,06	2,36	2,38	0,60	0,63	0,72	0,73	0
6.1	6083	300*300	IB	0,25	6	8	2,53	2,05	2,14	2,43	2,45	0,81	0,85	0,96	0,97	0
6.1	6087	300*300	IB	0,25	7	8	2,87	2,01	2,10	2,40	2,41	0,70	0,73	0,84	0,84	0
6.2	6099	300*300	IB	0,25	5	9	1,78	2,08	2,19	2,33	2,35	1,17	1,23	1,31	1,32	1
6.2	6101	300*300	IB	0,25	2	9	2,34	2,27	2,38	2,43	2,45	0,97	1,02	1,04	1,05	1
6.2	6112	300*300	IB	0,25	10	10	2,36	1,87	1,98	2,07	2,10	0,79	0,84	0,88	0,89	5
6.2	6118	300*300	IB	0,25	2	10	2,32	2,25	2,38	2,31	2,33	0,97	1,03	0,99	1,00	5
6.3	6186	300*300	IB	0,25	3	10	4,00	2,18	2,31	2,27	2,30	0,55	0,58	0,57	0,57	5
6.3	6192	300*300	IB	0,25	2	10	3,02	2,25	2,38	2,31	2,33	0,75	0,79	0,76	0,77	5
6.4	6239	300*300	IB	0,25	5	9	4,06	2,08	2,19	2,33	2,35	0,51	0,54	0,57	0,58	5
6.5	6264	300*300	IB	0,25	13	10	1,81	1,77	1,88	1,99	2,02	0,98	1,04	1,10	1,11	-
6.5	6270	300*300	IB	0,25	11	10	2,44	1,83	1,95	2,04	2,07	0,75	0,80	0,84	0,85	-
6.5	6282	300*300	IB	0,25	6	11	3,47	2,01	2,14	2,08	2,11	0,58	0,62	0,60	0,61	-
6.5	6288	300*300	IB	0,25	7	11	2,69	1,97	2,10	2,06	2,09	0,73	0,78	0,77	0,78	-
6.5	6300	300*300	IB	0,25	10	13	1,94	1,83	1,98	1,83	1,87	0,95	1,02	0,94	0,96	5
6.5	6320	300*300	IB	0,25	8	14	2,62	1,90	2,06	1,81	1,85	0,72	0,79	0,69	0,71	-
6.5	6321	300*300	IB	0,25	12	14	1,90	1,76	1,91	1,73	1,77	0,93	1,01	0,91	0,93	-
6.5	6323	300*300	IB	0,25	20	15	2,08	1,53	1,68	1,53	1,58	0,73	0,81	0,74	0,76	5
6.5	6325	300*300	IB	0,25	9	14	2,15	1,86	2,02	1,79	1,83	0,86	0,94	0,83	0,85	-
6.7	6366	300*300	IB	0,25	5	10	2,49	2,07	2,19	2,21	2,24	0,83	0,88	0,89	0,90	5
6.7	6367	300*300	IB	0,25	14	9	1,69	1,75	1,85	2,06	2,08	1,04	1,09	1,22	1,23	3
6.7	6374	300*300	IB	0,25	13	9	1,94	1,78	1,88	2,08	2,10	0,92	0,97	1,07	1,08	3
6.7	6401	300*300	IB	0,25	8	8	1,99	1,96	2,06	2,36	2,38	0,99	1,03	1,19	1,19	3
7.3	7060	350*350	IB	0,25	3	10	5,19	2,89	3,05	2,61	2,67	0,56	0,59	0,50	0,51	4
7.3	7116	350*350	IB	0,25	1	10	3,81	3,14	3,31	2,69	2,75	0,83	0,87	0,71	0,72	4
7.3	7144	350*350	IB	0,25	2	11	4,06	2,98	3,17	2,52	2,58	0,73	0,78	0,62	0,64	4
7.4	7195	350*350	IB	0,25	2	11	3,57	2,98	3,17	2,52	2,58	0,84	0,89	0,71	0,72	4
7.4	7236	350*350	IB	0,25	3	12	4,09	2,85	3,05	2,37	2,44	0,70	0,75	0,58	0,60	4
7.4	7280	350*350	IB	0,25	3	13	4,01	2,84	3,05	2,28	2,35	0,71	0,76	0,57	0,59	4
7.4	7298	350*350	IB	0,25	5	14	3,41	2,65	2,87	2,13	2,21	0,78	0,84	0,62	0,65	4
7.4	7310	350*350	IB	0,25	5	12	4,33	2,68	2,87	2,31	2,37	0,62	0,66	0,53	0,55	5
7.4	7321	350*350	IB	0,25	4	12	4,35	2,76	2,95	2,34	2,41	0,63	0,68	0,54	0,55	5
7.4	7336	350*350	IB	0,25	2	13	4,90	2,95	3,17	2,31	2,38	0,60	0,65	0,47	0,49	4
7.4	7338	350*350	IB	0,25	7	12	3,19	2,53	2,72	2,24	2,31	0,79	0,85	0,70	0,72	5
7.4	7339	350*350	IB	0,25	6	12	3,65	2,60	2,79	2,27	2,34	0,71	0,76	0,62	0,64	5
7.4	7343	350*350	IB	0,25	8	12	2,81	2,47	2,66	2,21	2,28	0,88	0,94	0,79	0,81	5
7.4	7344	350*350	IB	0,25	5	12	3,00	2,68	2,87	2,31	2,37	0,89	0,96	0,77	0,79	4
7.4	7346	350*350	IB	0,25	4	12	3,98	2,76	2,95	2,34	2,41	0,69	0,74	0,59	0,61	5
7.4	7353	350*350	IB	0,25	13	10	2,31	2,23	2,38	2,23	2,29	0,96	1,03	0,97	0,99	0
7.5	7384	350*350	IB	0,25	3	12	3,13	2,85	3,05	2,37	2,44	0,91	0,97	0,76	0,78	6
7.5	7427	350*350	IB	0,25	5	10	2,98	2,71	2,87	2,53	2,58	0,91	0,96	0,85	0,87	6
7.5	7429	350*350	IB	0,25	8	12	3,18	2,47	2,66	2,21	2,28	0,78	0,83	0,69	0,72	6
7.5	7463	350*350	IB	0,25	9	12	3,22	2,41	2,59	2,18	2,24	0,75	0,81	0,68	0,70	6
7.5	7464	350*350	IB	0,25	18	12	2,10	1,98	2,15	1,91	1,98	0,94	1,02	0,91	0,94	4
7.5	7479	350*350	IB	0,25	5	10	2,95	2,71	2,87	2,53	2,58	0,92	0,97	0,86	0,88	4
8.1	8008	300*300	IB	0,25	10	9	3,30	1,88	1,98	2,17	2,19	0,57	0,60	0,66	0,66	9
8.1	8073	300*300	IB	0,25	10	9	3,06	1,88	1,98	2,17	2,19	0,61	0,65	0,71	0,72	9
8.1	8544	300*300	IB	0,25	10	9	3,57	1,88	1,98	2,17	2,19	0,53	0,56	0,61	0,61	9
8.1	8574	300*300	IB	0,25	13	8	2,15	1,79	1,88	2,19	2,21	0,83	0,88	1,02	1,03	9
8.2	8235	300*300	IB	0,25	9	11	2,16	1,89	2,02	2,01	2,04	0,88	0,93	0,93	0,94	9
8.3	8297	300*300	IB	0,25	10	12	2,86	1,85	1,98	1,90	1,94	0,65	0,69	0,66	0,68	9
8.3	8304	300*300	IB	0,25	11	15	2,08	1,78	1,95	1,69	1,73	0,86	0,94	0,81	0,83	9
8.3	8362	300*300	IB	0,25	9	13	2,47	1,87	2,02	1,85	1,89	0,76	0,82	0,75	0,77	9
8.3	8368	300*300	IB	0,25	9	14	2,69	1,86	2,02	1,79	1,83	0,69	0,75	0,66	0,68	9
8.4	8426	300*300	IB	0,25	10	18	2,48	1,78	1,98	1,56	1,62	0,72	0,80	0,63	0,65	9
8.4	8433	300*300	IB	0,25	9	23	2,46	1,76	2,02	1,41	1,48	0,72	0,82	0,57	0,60	9
8.4	8476	300*300	IB	0,25	10	22	2,30	1,74	1,98	1,41	1,48	0,76	0,86	0,61	0,64	9
8.4	8520	300*300	IB	0,25	6	16	3,12	1,96	2,14	1,73	1,78	0,63	0,69	0,55	0,57	9
8.4	8528	300*300	IB	0,25	10	20	2,05	1,76	1,98	1,48	1,54	0,86	0,97	0,72	0,75	9

**Liite 2-2: Tampereen Vihilahdessa tehtyjen paalujen PDA-mittausten vertailu kantavuuskaavoi-
la loppulyöntikirjauksista laskettuihin paalujen kantavuuksiin**

Vihilahti 511		Junttan HHK-4					kantavuudet [MN]					P _{u(4.6)}	P _{u(4.7)}	Krüger	Y _(4.18)	set-up
tontti	paalu	koko	Lk	H	S ₁₀	L _P	RMX	P _{u(4.6)}	P _{u(4.7)}	Krüger	Y _(4.18)	RMX	RMX	RMX	RMX	aika
18	2	300*300	II	0,30	100	30	1,48	0,14	0,37	0,61	0,62	0,10	0,25	0,42	0,42	21
18	7	300*300	II	0,30	200	30	1,44	-0,85	-0,70	0,35	0,35	-0,59	-0,49	0,24	0,24	20
18	9	300*300	II	0,30	75	30	1,53	0,47	0,72	0,75	0,76	0,30	0,47	0,49	0,49	21
18	13	300*300	II	0,30	110	30	1,53	0,03	0,24	0,57	0,58	0,02	0,16	0,37	0,38	21
18	20	300*300	II	0,30	100	30	1,38	0,14	0,37	0,61	0,62	0,10	0,27	0,45	0,45	20
18	28	300*300	II	0,30	85	30	1,40	0,33	0,57	0,69	0,70	0,24	0,41	0,49	0,50	20
18	39	300*300	II	0,30	33	30	1,34	1,17	1,47	1,11	1,12	0,87	1,10	0,83	0,83	21
18	47	300*300	II	0,30	110	30	1,38	0,03	0,24	0,57	0,58	0,02	0,18	0,41	0,42	20
18	53	300*300	II	0,30	75	30	1,36	0,47	0,72	0,75	0,76	0,34	0,53	0,55	0,56	20
18	58	300*300	II	0,30	25	30	1,40	1,34	1,66	1,20	1,21	0,96	1,19	0,86	0,86	20
18	73	300*300	II	0,30	80	30	1,28	0,40	0,64	0,72	0,72	0,31	0,50	0,56	0,57	20
18	92	300*300	II	0,30	70	30	1,64	0,54	0,79	0,78	0,79	0,33	0,48	0,48	0,48	20
18	115	300*300	II	0,30	80	30	1,56	0,40	0,64	0,72	0,72	0,26	0,41	0,46	0,46	20
18	120	300*300	II	0,30	40	30	1,32	1,03	1,32	1,03	1,04	0,78	1,00	0,78	0,79	20
Junttan HHK-4																
31	53	250*250	II	0,18	27	13	0,90	0,83	0,91	0,91	0,83	0,92	1,01	1,01	0,93	7
31	77	250*250	II	0,18	23	16	0,87	0,86	0,96	0,88	0,81	0,99	1,10	1,01	0,94	6
31	79	250*250	II	0,18	20	15	0,95	0,91	1,00	0,93	0,86	0,96	1,05	0,98	0,91	6
31	88	250*250	II	0,18	20	15	1,15	0,91	1,00	0,93	0,86	0,79	0,87	0,81	0,75	5
Junttan HHK-3																
35	5	250*250	II	0,30	80	20	0,51	0,39	0,51	0,56	0,53	0,76	0,99	1,10	1,04	5
35	6	250*250	II	0,30	106	21	0,44	0,16	0,27	0,46	0,44	0,36	0,62	1,05	0,99	4
35	18	250*250	II	0,30	72	22	0,55	0,45	0,59	0,59	0,56	0,82	1,07	1,07	1,02	4
35	19	250*250	II	0,30	47	22	0,68	0,72	0,87	0,73	0,70	1,06	1,28	1,07	1,03	4
35	37	250*250	II	0,30	12	23	1,16	1,26	1,45	1,00	0,97	1,09	1,25	0,86	0,84	4
35	39	250*250	II	0,30	18	22	1,09	1,15	1,32	0,95	0,92	1,05	1,21	0,87	0,84	4
35	48	250*250	II	0,30	85	23	0,40	0,33	0,46	0,53	0,51	0,81	1,15	1,33	1,27	4
35	54	250*250	II	0,30	93	23	0,42	0,26	0,39	0,50	0,48	0,61	0,92	1,19	1,14	4
35	64	250*250	II	0,30	18	26	1,16	1,12	1,32	0,94	0,92	0,96	1,14	0,81	0,79	4
35	76	250*250	II	0,30	52	23	0,75	0,65	0,81	0,69	0,67	0,87	1,08	0,92	0,89	4
35	83	250*250	II	0,30	35	24	0,85	0,86	1,03	0,80	0,78	1,01	1,21	0,95	0,92	4
35	92	300*300	II	0,30	35	27	1,07	0,93	1,19	0,94	0,97	0,87	1,11	0,88	0,91	4
35	113	250*250	II	0,30	108	23	0,43	0,13	0,26	0,45	0,43	0,31	0,60	1,05	1,00	4
35	120	250*250	II	0,30	56	24	0,71	0,60	0,76	0,67	0,64	0,85	1,07	0,94	0,91	4
35	133	250*250	II	0,30	33	31	1,01	0,84	1,06	0,79	0,79	0,83	1,05	0,79	0,79	4
35	146	250*250	II	0,30	14	30	1,10	1,17	1,41	0,96	0,95	1,06	1,28	0,87	0,87	4
35	197	250*250	II	0,30	12	21	1,29	1,28	1,45	1,01	0,97	0,99	1,13	0,78	0,75	4
35	210	250*250	II	0,30	10	23	1,25	1,31	1,51	1,02	0,99	1,05	1,21	0,82	0,79	4
Junttan HHK-4																
36-6	11	300*300	II	0,30	2	27	2,44	2,24	2,59	1,55	1,55	0,92	1,06	0,64	0,63	29
36-6	6	300*300	II	0,30	135	27	0,96	-0,23	-0,05	0,50	0,49	-0,24	-0,05	0,52	0,51	29
36-6	1	300*300	II	0,30	85	27	1,52	0,35	0,57	0,70	0,70	0,23	0,38	0,46	0,46	29
36-6	17	300*300	II	0,30	47	27	1,56	0,93	1,18	0,98	0,97	0,59	0,76	0,63	0,62	29
36-6	41	300*300	II	0,30	58	26	1,43	0,75	0,99	0,89	0,88	0,52	0,69	0,62	0,61	29
36-6	33	300*300	II	0,30	35	27	1,72	1,15	1,43	1,10	1,09	0,67	0,83	0,64	0,64	29
36-6	49	300*300	II	0,30	100	27	1,27	0,16	0,37	0,63	0,62	0,13	0,29	0,49	0,49	29
36-6	57	300*300	II	0,30	52	27	1,43	0,84	1,09	0,93	0,93	0,59	0,76	0,65	0,65	28
36-6	64	300*300	II	0,30	80	25	1,58	0,44	0,64	0,74	0,72	0,28	0,41	0,47	0,46	29
36-6	68	300*300	II	0,30	70	24	1,35	0,58	0,79	0,81	0,79	0,43	0,59	0,60	0,58	28
36-6	99	300*300	II	0,30	92	25	2,14	0,28	0,48	0,67	0,66	0,13	0,22	0,31	0,31	28
36-6	143	300*300	II	0,30	75	26	1,57	0,50	0,72	0,77	0,76	0,32	0,46	0,49	0,48	28
36-6	147	300*300	II	0,30	55	22	1,66	0,83	1,04	0,93	0,90	0,50	0,63	0,56	0,54	29
36-6	131	300*300	II	0,30	50	22	1,14	0,92	1,13	0,98	0,94	0,80	0,99	0,86	0,83	29
36-6	114	300*300	II	0,30	35	22	1,19	1,20	1,43	1,13	1,09	1,01	1,20	0,95	0,92	29
36-6	117	300*300	II	0,30	42	22	0,94	1,06	1,28	1,05	1,02	1,13	1,36	1,12	1,08	29
36-6	126	300*300	II	0,30	34	22	1,56	1,22	1,45	1,14	1,10	0,78	0,93	0,73	0,71	29
36-6	122	300*300	II	0,30	38	22	1,32	1,14	1,36	1,10	1,06	0,86	1,03	0,83	0,80	29
Junttan HHK-4																
36-7	60	300*300	II	0,30	100	30	1,02	0,14	0,37	0,61	0,62	0,14	0,36	0,60	0,61	14
36-7	32	300*300	II	0,30	65	30	1,22	0,61	0,87	0,82	0,82	0,50	0,71	0,67	0,67	15
36-7	29	300*300	II	0,30	40	30	1,47	1,03	1,32	1,03	1,04	0,70	0,90	0,70	0,71	15
36-7	55	300*300	II	0,30	45	30	1,45	0,93	1,22	0,98	0,99	0,64	0,84	0,68	0,68	15
36-7	53	300*300	II	0,30	75	30	1,38	0,47	0,72	0,75	0,76	0,34	0,52	0,54	0,55	15
36-7	100	300*300	II	0,30	8	30	1,99	1,87	2,23	1,44	1,45	0,94	1,12	0,72	0,73	15
36-7	82	300*300	II	0,30	75	30	0,94	0,47	0,72	0,75	0,76	0,50	0,76	0,80	0,80	15
36-7	101	300*300	II	0,30	30	30	0,88	1,23	1,54	1,14	1,15	1,40	1,75	1,30	1,31	15

Liite 2-3: Tampereen Vilusenkankaalla tehtyjen PDA-mittausten vertailu kantavuuskaavoilla loppulyöntikirjauksista laskettuihin paalujen kantavuuksiin

Vilusenkangas			Junttan HHK-5				kantavuudet [MN]					P _{u(4.6)}	P _{u(4.7)}	Krüger	Y _(4.18)	set-up
tonntti	paalu	koko	Lk	H	s ₁₀	L _p	RMX	P _{u(4.6)}	P _{u(4.7)}	Krüger	Y _(4.18)	RMX	RMX	RMX	RMX	aika
23	4	300*300	III	0,25	50	15	1,31	1,04	1,18	1,09	1,00	0,80	0,90	0,83	0,76	5
23	3	300*300	III	0,25	45	15	1,55	1,12	1,26	1,14	1,05	0,72	0,81	0,74	0,68	5
23	116	300*300	III	0,25	31	15	1,12	1,35	1,50	1,31	1,21	1,21	1,34	1,17	1,08	5
23	17	300*300	III	0,25	44	14	1,10	1,14	1,28	1,18	1,08	1,04	1,16	1,07	0,98	4
23	111	300*300	III	0,25	43	14	1,45	1,16	1,29	1,19	1,09	0,80	0,89	0,82	0,75	4
23	109	300*300	III	0,25	40	14	1,50	1,21	1,34	1,23	1,13	0,80	0,89	0,82	0,75	4
23	114	300*300	III	0,25	40	15	0,79	1,20	1,34	1,20	1,11	1,51	1,70	1,52	1,40	1
23	39A	300*300	III	0,25	40	15	0,94	1,20	1,34	1,20	1,11	1,27	1,43	1,28	1,18	0
21	21	300*300	III	0,25	37	15	1,03	1,25	1,39	1,23	1,14	1,21	1,35	1,20	1,11	7
21	29	300*300	III	0,25	41	15	1,55	1,18	1,33	1,19	1,10	0,76	0,85	0,77	0,71	7
21	25	300*300	III	0,25	45	15	1,23	1,12	1,26	1,14	1,05	0,91	1,02	0,93	0,86	6
21	31	300*300	III	0,25	39	15	1,34	1,21	1,36	1,21	1,12	0,91	1,01	0,90	0,83	6
21	63	300*300	III	0,25	46	15	1,19	1,10	1,24	1,13	1,04	0,93	1,05	0,95	0,88	3
21	77	300*300	III	0,25	47	15	1,41	1,09	1,23	1,12	1,03	0,77	0,87	0,80	0,73	3
21	113	300*300	III	0,25	46	15	1,45	1,10	1,24	1,13	1,04	0,76	0,86	0,78	0,72	3
21	111	300*300	III	0,25	43	15	1,02	1,15	1,29	1,16	1,07	1,13	1,27	1,14	1,05	0
21	126	300*300	III	0,25	46	15	1,34	1,10	1,24	1,13	1,04	0,82	0,93	0,84	0,78	0
21	128	300*300	III	0,25	48	15	1,15	1,07	1,21	1,11	1,02	0,93	1,05	0,97	0,89	0
24	1	300*300	III	0,25	40	15	1,39	1,20	1,34	1,20	1,11	0,86	0,97	0,86	0,80	4
24	6	300*300	III	0,25	33	15	1,97	1,32	1,47	1,28	1,19	0,67	0,74	0,65	0,60	4
24	83	300*300	III	0,25	20	15	1,36	1,58	1,74	1,46	1,37	1,16	1,28	1,08	1,00	4
24	58	300*300	III	0,25	20	15	1,57	1,58	1,74	1,46	1,37	1,01	1,11	0,93	0,87	3
24	16	300*300	III	0,25	22	15	1,37	1,53	1,69	1,44	1,34	1,12	1,24	1,05	0,98	3
24	54	300*300	III	0,25	23	15	1,84	1,51	1,67	1,42	1,32	0,82	0,91	0,77	0,72	1
24	51	300*300	III	0,25	26	15	1,57	1,45	1,61	1,38	1,28	0,92	1,02	0,88	0,82	1

Liite 2-4: Oikorata Kerava – Lahti SRU2, Pukinkallion ratasillalla tehtyjen PDA-mittausten vertailu kantavuuskaavoilla loppulyöntikirjauksista laskettuihin paalujen kantavuuksiin

Oikorata SRU2			Junttan HHK-4				kantavuudet [MN]					P _{u(4.6)}	P _{u(4.7)}	Krüger	Y _(4.18)	set-up
lohko	paalu	koko	Lk	H	s ₁₀	L _p	RMX	P _{u(4.6)}	P _{u(4.7)}	Krüger	Y _(4.18)	RMX	RMX	RMX	RMX	aika
T6	8	300*300	IB	0,28	14	38	1,64	1,47	1,88	1,28	1,34	0,90	1,15	0,78	0,81	0
T6	1	300*300	IB	0,28	35	38	1,20	0,96	1,31	1,01	1,06	0,80	1,09	0,84	0,88	0
T9	3	300*300	IB	0,28	15	32	1,83	1,50	1,85	1,30	1,32	0,82	1,01	0,71	0,72	0
T9	8	300*300	IB	0,28	15	32	1,79	1,50	1,85	1,30	1,32	0,84	1,03	0,73	0,74	0
T9	40	300*300	IB	0,28	10	27	1,77	1,72	2,03	1,41	1,40	0,97	1,15	0,79	0,79	0
T9	57	300*300	IB	0,28	19	23	1,87	1,47	1,72	1,29	1,26	0,79	0,92	0,69	0,68	0
T9	64	300*300	IB	0,28	12	23	1,72	1,69	1,95	1,40	1,37	0,98	1,14	0,81	0,79	0
T10	64	300*300	IB	0,28	18	29	1,74	1,44	1,75	1,27	1,28	0,83	1,01	0,73	0,73	0
T10	57	300*300	IB	0,28	12	29	1,74	1,63	1,95	1,36	1,37	0,94	1,12	0,78	0,79	0
T10	8	300*300	IB	0,28	11	38	1,77	1,57	1,99	1,33	1,38	0,89	1,13	0,75	0,78	0
T10	1	300*300	IB	0,28	18	38	1,72	1,35	1,75	1,22	1,28	0,79	1,02	0,71	0,74	0
T10	40	300*300	IB	0,28	19	38	1,85	1,33	1,72	1,21	1,26	0,72	0,93	0,65	0,68	0
T5	1	300*300	IB	0,28	30	47	1,50	0,99	1,43	1,01	1,12	0,66	0,95	0,68	0,75	0
T8	1	300*300	IB	0,28	15	32	1,77	1,50	1,85	1,30	1,32	0,85	1,04	0,73	0,75	0
T8	8	300*300	IB	0,28	18	32	1,93	1,43	1,77	1,26	1,28	0,74	0,91	0,65	0,67	0
T8	57	300*300	IB	0,28	7	18	1,88	1,95	2,17	1,50	1,45	1,04	1,15	0,80	0,77	0
T8	25	300*300	IB	0,28	18	25	1,78	1,48	1,75	1,30	1,28	0,83	0,98	0,73	0,72	0

Liite 3 Pohjatutkimusohjelma

Pohjatutkimusohjelma

sivu 1/(2)

☐ alustava pohjatutkimus ☐ yleispiirteinen pohjatutkimus ☐ tarkentava pohjatutkimus ☐ tarkkailututkimus

Kohde:									
Osoite:									
Kaupunki:	Kaupunginosa tai rakenne:	Kortteli tai rakenneosa:	Tontti/Rn:o:	Korkeusjärjestelmä:					
Vastaava pohjarakennesuunnittelija:			henkilötunnus						
Yritys tai yhteisö		puh:	fax						
Osoite:									
Kohhteessa tai sen läheisyydessä aiemmin tehdyt tutkimukset tai toteutetut rakennuskohteet									
Kairaukset	kairaus	Kairauksen päättämisehto ja erityisvaatimukset							
menetelmä	pisteitä								
Puristin-heijarikairaus									
Painokairaus									
Heijarikairaus									
CPT-kairaus									
Porakonekairaus									
kairauspisteiden alustava sijainti ja tunnuksset on esitetty tutkimusohjelmakartassa									
In-situ kokeet/tarkkailumittaukset									
menetelmä	pisteitä	mittausväliväli/menetelmät							
Siipikairaus									
Pohjavesiputki									
Huokospainemittaus									
Inklinometriputki									
In-situ kokeiden sijainnit ja tunnuksset on esitetty tutkimusohjelmakartassa									
Näytteenotto									
pisteen tunnus	näytteenottomenetelmä	näytteenottosyvyydet maanpinnasta							
	heijarikairan sydännäytekaira								
Näytteenottopisteiden sijainnit ja tunnuksset on esitetty tutkimusohjelmakartassa									

Pohjatutkimusohjelma

sivu 2/(2)

☐ alustava pohjatutkimus ☐ yleispiirteinen pohjatutkimus ☐ tarkentava pohjatutkimus ☐ tarkkailututkimus
Laboratoriomääritykset

Näytteille tehdään seuraavat laboratoriokokeet

näytteen tunnus	koemenetelmät				määritettävät ominaisuudet							

Näytteille annetaan tunnuksien siten, että tunnuksen alkuosa on sama kuin näytteenottopisteen tunnus. Näytteenottopisteen tunnuksen perään / erottimen jälkeen tulee näytteenottosyvyys.

Koemenetelmien ja ominaisuuksien nimeämisessä käytetään Eurocode 7 mukaisia lyhenteitä

Tutkimusohjelmakartta / muita ohjeita

Paikka ja aika

Pohjatutkimusohjelman laatijan allekirjoitus

nimenselvennys
puh:

fax

liitteet: kohteessa aikaisemmin
suoritetut pohjatutkimukset: _____ sivuatutkimusohjelma
kartta: _____ sivuamuita asiakirjoja, aihe ja sivumäärä
_____ sivua

Täyttö- ja tulkintaohjeita koepaaluussuunnitelmaan:

Paalulle merkitään loppulyöntiohje tai upotustaso johon kärki pyritään upottamaan, tai molemmat. Mikäli on merkitty molemmat, niin tällöin noudatetaan sitä ehtoa mikä ensin täyttyy.

Loppulyöntiohjeessa sarakkeeseen E/H merkitään joko liikkuvan osan pudotuskorkeus tai lyöntien energiamäärä. Jotta tiedettäisiin kummasta suureesta on kyse, merkitään myös yksiköt [tm] tai [m], selvennyksen vuoksi voidaan sarakesikosta yliviivata tarpeeton.

Sarjoja sarakkeeseen merkitään kuinka monella peräkkäisellä sarjalla tunkeuman s_{10} arvo pitää alittua, jotta loppulyöntiehto tulee täyteen.

Upotustaso sarakkeeseen merkitään taso johon kärki pyritään upottamaan

P_d sarakkeeseen merkitään paalulle suunniteltu kuorma.

PDA-mittaus sarakkeen setup osaan merkitään kuinka monta päivää upotuksen jälkeen tulee odottaa ennen PDA-mittauksen suorittamista. Häiriintyviin moreenikerrokseen tukeutuvilla paaluilla, ja muutoinkin kitka- tai koheesiopaaluilla setup-ajan tulisi olla vähintään 7d.

F-osaan kirjataan tavoiteltava varmuus P_d kuormaan nähden. Yleensä varmuutena käytetään 2. PDA-mittauksen tuloksen tulee olla $> F \cdot P_d$

Suunnitelman liitteeksi tulee laittaa alueen pohjatutkimukset, ellei muutoin ole toimitettu työmaalle.

Liite 4.2 Uuden LPO:n loppulyöntitaulukot

Uudessa valmisteluvaiheessa olevassa lyöntipaalutusohjeessa on annettu seuraavat loppulyöntiohjeet tukipaaluille. Viittaukset ovat LPO:n kohtiin.

”Kun paalun kärki ulottuu rakenteeltaan kiinteään pohjamuodostumaan ja paalun painuma selvästi vähenee, lyödään loppulyönnit, yleensä 3 – 5 sarjaa à 10 lyöntiä. Loppulyöntisarjojen lukumäärä määritetään olosuhteiden mukaan. Jos paalun painuminen pienenee hitaasti, lyödään useampia sarjoja ja jos painuminen pienenee nopeasti, lyödään vähemmän. Paalutusluokkiin I luettavia paalujen loppulyöntejä lyödään vähintään 5 iskusarjaa.

Taulukko 7.8.2.1 Teräsbetonipaalujen loppulyöntiohjeet

a) Yksinkertaisella vajerilla ripustettu järkäle

Paalu- tus- luokka	Paalun koko [mm ²]	Suurin sallittu painuma [mm/10iskua]			Järkäleen pudotuskorkeus [cm] paalun pituuden ollessa				
		3ton	4ton	5ton	5m	10m	20m	35m	50m
II	250*250	14	19	23	0.30	0.30	0.35	0.40	0.45
	300*300	10	13	16					

b) Vapaasti putoava järkäle (ei kiihdytetty)

Paalu- tus- luokka	Paalun koko [mm ²]	Suurin sallittu painuma [mm/10iskua]			Järkäleen pudotuskorkeus [cm] paalun pituuden ollessa				
		3ton	4ton	5ton	5m	10m	20m	35m	50m
IB	250*250	17	23	29	0.30	0.30	0.35	0.40	0.45
	300*300	-	16	20					
	350*350	-	12	15					
II	250*250	21	28	35	0.25	0.25	0.30	0.35	0.40
	300*300	14	19	24					
	350*350	-	14	18					

Mikäli paalutuskone on varustettu järkäleen loppunopeuden mittauksella, saadaan taulukon 7.8.2.1 pudotuskorkeuksia vastaavat nopeudet kaavasta:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

v on järkäleen loppunopeus
g on maan vetovoiman kiihtyvyys (= 10)
h pudotuskorkeus

Edellä esitetty kaava mahdollistaa taulukon 7.8.2.1 käytön myös kiihdytettyjen järkäleiden kanssa.

Taulukkoa käytettäessä on lisäksi otettava huomioon seuraavat näkökohdat:

- Iskutyynyn tulee kimmoisilta ominaisuuksiltaan vastata kohdassa XXXX suositeltua tyynyrakennetta. Jos käytettävä tyyny on sitä merkittävästi pehmeämpi, on tämä otettava huomioon loppulyöntiohjeita laadittaessa
- Vinopaaluja lyötäessä on kaltevien johteiden vaikutus otettava huomioon pudotuskorkeutta määrättäessä

- Pudotuskorkeuden tulee olla mahdollisimman tarkkaan annetun ohjearvon suuruinen. Järkäleen on annettava pudota paalun päähän jarruttamatta
- Jos paalua lyödään teräsapupaalulla, jonka poikkileikkausala on noin ¼ paalun poikkileikkausala ja järkäleen ja apupaalun välissä on yksi iskusuoja, tulee pudotuskorkeutta lisätä 15 %. Pudotuskorkeus määritetään paalun ja apupaalun yhteenlasketun pituuden perusteella. Muussa tapauksessa tarvittava lyöntienergia (järkäleen massa x pudotuskorkeus) on harkittava erikseen
- Jos paalun painuma loppulyöntien aikana tulee pienemmäksi kuin puolet taulukossa sallituista arvoista, on pudotuskorkeutta pienennettävä 20 %
- Jos paalu kohtaa kallion, lohkareen tai suuren kiven, on normaali lyönti heti keskeytettävä. Lyöntiä jatketaan tämän jälkeen matalaa (0,15 – 0,20 m tai kaltevassa kallion pinnassa vieläkin pienempää) lyöntikorkeutta käyttäen, kunnes riittävä tuenta on saavutettu
- Kalliokärjellä varustetun paalun lyönti päätetään lyömällä 10 iskun sarja pudotuskorkeuden ollessa 70 % taulukon esittämistä arvoista, kuitenkin vähintään 0,20 m. Painuman tulee iskusarjan johdosta jäädä alle 2,0 mm. Jos painuma on suurempi, uusitaan em. menettely
- Taulukot soveltuvat käytettäväksi lähinnä puhtaita tukipaaluja lyödessä. Jos paalu tunkeutuu useita metrejä tiivisrakenteiseen pohjakerrostumaan, on loppulyöntiohjeet tarkistettava paalun toimintatapaa ja sallittavaa geoteknistä kantavuutta vastaaviksi (vrt. 7.5.2)."

Kirjoitusvaiheessa olleessa esiversiossa ei vielä ole LPO-87 mukaista PDA-mittausvaatimusta I-luokan paaluille, mutta lopulliseen versioon sen pitäisi olla tulossa.

Lisäksi on suositeltavaa dynaamisen paalutuskaavan käyttäminen II-luokan paalujen loppulyöntien ja kapasiteettien varmistamiseksi. Dynaamisia paalutuskaavoja varten lyödään 5 iskun sarja käyttäen seuraavalla kaavalla saatavaa pudotuskorkeutta:

$$H = \frac{\sigma_{dcsall}^2}{90} \quad (10.2)$$

jossa H on järkäleen pudotuskorkeus [m] $\leq 0,7$ m
 σ_{dcsall} on paalun sallittu puristusjännitys [MPa] (kaava (9.1))

Sarjan kaikista iskuista mitataan painumat ja joustot. Paalun geotekninen murtokapasiteetti lasketaan LPO-2004 esitetyllä kaavalla :

$$P_u = k_1 \times k_2 \times \frac{H \times W_H}{s + \frac{c}{2}} \quad (10.3)$$

jossa P_u on paalun geotekninen murtokuorma [kN]
 k_1 on järkäleen tyyppin mukainen korjauskerroin, $k_1=1$ jos järkäle putoaa täysin vapaasti, $k_1=0,8$, jos järkäle on yksinkertaisen köyden varassa
 k_2 kerroin määritetään PDA-mittauksen perusteella, mikäli PDA-mittauksia ei ole tehty, niin $k_2=0,7$
 H on pudotuskorkeus [mm]
 W_H on järkäleen paino (massa*kihtiyyys) [kN]
 s on sarjasta mitattu paalun keskimääräinen painuma

iskulla [mm]
c on mitattu paalun jousto iskulla [mm]

Mikäli jonkin iskun iskunpituus huomattavasti poikkeaa kaavalla (10.2) määritetystä iskunpituudesta, niin kyseisestä iskusta mitattu painuma ja jousto jätetään huomioimatta laskennassa.

Sallittu paalukuorma lasketaan käyttäen kokonaisvarmuuslukua $F=2,2$, mikäli näin saatu sallittu paalukuorma on suurempi kuin kohteeseen suunniteltu paalukuorma, on loppulyöntiehto hyväksyttävissä. Jos dynaamisella paalutuskaavalla laskettu sallittu paalukuorma taas jää pienemmäksi kuin kohteeseen on suunniteltu, niin upotusta on jatkettava tiukempaan kerrokseen, tai loppulyöntiehto on määritettävä PDA-mittausten avulla.

Kallioon tukeutuvilla paaluilla, ja paaluilla joiden loppulyöntipainumat ovat pienemmät kuin puolet taulukkojen arvoista, ei edellä esitettyä varmistusta saa tehdä. Varmistus tehdään koepaaluille ja/tai kolmelle ensimmäiselle paalulle kullakin kohteen geoteknisellä vyöhykkeellä.

Kaava ei sovellu kitkapaalujen loppulyöntiehtojen määrittämiseen, eikä sillä myöskään voida määrittää kitkapaalun geoteknistä murtokapasiteettia jälkilyönneistä mitatuilla painumilla ja joustoilla.

Liite 5 Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma

Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma

sivu 1/(2)

Kohteen tiedot				
Kohde:				
Osoite:				
Kaupunki:	Kaupunginosa tai rakenne:	Kortteli tai rakenneosa:	Tontti/Rn:o:	Korkeusjärjestelmä:
Tilaaaja				
Tilaaaja:				
Vastaava työnjohtaja:		puh:	fax:	
Osoite:				
Suunnittelijat				
Pohjarakennesuunnittelija				
yhteyshenkilö:		puh:	fax:	
Osoite:				
Rakennesuunnittelija				
yhteyshenkilö:		puh:	fax:	
Osoite:				
Suunnitelmat ja ohjeet				
asiakirjan nimi	n:o	rev	pvm	laatija
Paalutuskone				
Merkki ja malli:		järkäleen liikkuvan osan massa	iskutyyny	iskusuojus
tyyppi	energiamittari	paalutuksen rekisteröintilaitteisto		loppulyöntiohje
vaijeri ☐ hydr. ☐	kyllä ☐ ei ☐	kyllä ☐ ei ☐		
Muuta				
Paalut ☐ betoni koko ☐ teräs koko ☐ puu koko ☐ muu:				
kärki ☐ laatikko/levy ☐ kallio ☐ avoin ☐ muu:				
valmistaja	jatkokset	lk/psali/pmax	muut varusteet	tilaukset yhteyshenkilö/puh
muuta				
Työn suoritus				
Aloitusedellytykset, aikataulu, työn suoritusjärjestys täyteen läpäisy paalujen varastoinnit ym. työn erityispiirteet				
Paalutuspöytäkirjat				
☐ Suomen geoteknisen yhdistyksen paalutuspöytäkirjalomaketta n:o 4 käyttäen kirjaten upotuksen ☐ vaatimat lyönnit 0,5m tunkeutumalle koko upotuksen ajan ☐ aikaiset tunkeutumat 10/50lyönneillä koko upotuksen ajan ☐ Suomen geoteknisen yhdistyksen paalutuspöytäkirjalomaketta n:o 3 käyttäen ☐ liitteenä olevaa pöytäkirjalomaketta käyttäen ☐ paalutuksen rekisteröintilaitteen avulla Pöytäkirjojen puhtaaksikirjoituksen tekee ☐ paalutustyönjohtaja ☐ mittamies				

Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma

sivu 2/(2)

Kohteen tiedot				
Kohde:				
Osoite:				
Kaupunki:	Kaupunginosa tai rakenne:	Korttelit tai rakennusosa:	Tontti/Rn:o:	Korkeusjärjestelmä:
Paalujen vaurioitumisien ja toleranssien ylittävien sijaintipoikkeamien käsittely				
Paalutushenkilöstön havaitessa paalun vaurioituneen tai siirtyneen upotuksen aikana toimitaan seuraavasti: paalutuskoneen kuljettaja merkitsee paalun pöytäkirjaan ja ilmoittaa sen tunnuksen ☐ paalutustyönjohtajalle ☐ kohteen pohjarakennesuunnittelijalle ☐ työmaan vastaavalle mestarille ☐ kohteen rakennesuunnittelijalle ☐ työmaan valvojalle ☐ joka puolestaan selvittää korvaavan paalun sijaintipaikan kohteen ☐ pohjarakennesuunnittelijalta ☐ työmaavalvojalta ja ilmoittaa saamansa tiedon ☐ rakennesuunnittelijalta ☐ viipymättä kuljettajalle				
Mittaukset				
Yritys				
Mittamies	puh:		fax	
paalujen sallitut sijaintipoikkeamat				
Katkaisut				
Yritys				
Yhteyshenkilö	puh:		fax	
Katkaisussa huomioitavaa				
Koepaalaus kohteessa lyödään kpl koepaaluja				
Kohteeseen on/ei ole laadittu koepaalaus suunnitelma	pvm		laatija	
muuta				
Kantavuus ja ehjyysmittaukset				
	määrä	paalut	vaatimus	
Ehjyysmittaukset				
PDA-mittaukset				
Staattiset koekuormitukset				
Mittauksista vastaava yritys:				
Yhteyshenkilö	puh:		fax	
Osoite:				
Paikka ja aika		Paalutustyönjohtajan allekirjoitus		
_____		_____		
		nimenselvennys		fax
		puh:		

liitteet:

Liite 6 Paalutustyön dokumentointi**Liite 6.1 Paalutustyön tarkastusasiakirja****Teräsbetonipaalutuksen tarkastusasiakirja**

Kohde:							
Osoite:							
Kaupunki:		Kaupunginosa tai rakenne:		Korttelit tai rakennelos:		Tontti/Rn.o:	
Paalutusurakoitsija:				puh:		fax	
Osoite:							
Paalutuskoneen kuljettaja:				Paalutustyönjohtaja:			
Paalutus		Paalujen numerot:		Lyöntijankkoita			
työn aikana saadut täydentävät ohjeet				ohjeen antaja		pvm	
poikkeamaraportointi							
paalut	koko	kpl/suun	kpl/työty	Kpl/poikki	kpl/sukeltanu	toleranssi	toleranssin ylittaneet paalut
Paalutormittaja					nuorimman paalun ikä työssä		
Suoritettut kantavuus- ja ehjyysmittaukset, sekä muut ulkopuoliset tarkastukset							
pvm:	Mittauksen suorittaja		Yhteenveto mitauksista ja tuloksista, täydelliset raportit liitteeksi				
Paalutusurakoitsijan kommentteja työhön ja suunnitelmiin							
☐ erillinen lausunto liitteenä _____ sivua							
Vakuutan laaditut pöytäkirjat oikeiksi ja työn etenemistä luotettavasti kuvaaviksi paikka ja päivämäärä _____ Paalutustyönjohtaja _____ nimen selvitys							
Vastaavan pohjarakennesuunnittelijan kommentteja paalutustyöhön ☐ erillinen lausunto liitteenä _____ sivua							
Paalutus on suoritettu siten, että työn tulos vastaa sille asetettuja vaatimuksia paikka ja päivämäärä _____ Vastaava pohjarakennesuunnittelija _____ nimen selvitys							

liitteet: Paalutuksen työ- ja laatusuunnitelma _____ sivua mittausraportit _____ sivua
paalutuspöytäkirjat: _____ sivua
Muita liitteitä _____ sivua mitä: _____

[illegible]

Julkaisija HELSINGIN KAUPUNKI KIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO PL 2202 00099 HELSINGIN KAUPUNKI PUHELIN (09) 1691, FAX (09) 169 4555 http://www.hel.fi/kv/geo	Julkaisusarja, numero ja julkaisu-aika Geoteknisen osaston julkaisut 88 /2004 Huhtikuu 2004
Tekijä(t) Ville Holopainen Osmo Korhonen Kalevi Lammi	Projektinnumero(t) 6682 Julkaisija HELSINGIN KAUPUNKI KIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO
Nimike Betonipaaluperustusten pohjarakennesuunnitelma ja pohjarakennustyö	
Tiivistelmä Teräsbetonisilla lyöntipaaluilla tehtävät perustukset ovat varsin yleisiä Suomessa. Paalutuskoneet ja menetelmät ovat vakiintuneet, mutta suunnittelu ja myöskin työn suoritus on kärsinyt ylikilpailutamisesta. Betonipaalujen edullinen, jopa halpa hinta, on johtanut niiden käytön laajenemiseen myös kohteisiin, joihin ne eivät välttämättä sovellu. Ilahduttavaa on havaita, että myös teräsbetonisten lyöntipaalujen valmistuksessa on alettu tehdä totista tuotekehitystä. Suunnittelijoiden suoranainen riistäminen tiukalla kilpailuttamisella on johtanut siihen, että kaikessa mennään siitä, missä aita on matalin. Pohjatutkimuksiin ei enää panosteta riittävästi. Voimassa olevien Lyöntipaalutusohjeiden (LPO-87) loppulyöntiohjeet ovat korvanneet geoteknisen mitoituksen. Kappaleessa 3 esitetään teräsbetonipaaluperustuksille suositeltavat pohjatutkimusmenetelmät. Kappaleessa 4 keskitytään paalujen geotekniseen mitoitamiseen mm. esimerkkilaskelmien avulla. Kantavuuskaavoja on vertailtu PDA-mittauksiin. Yleensä saadut tulokset vastaavat hyvin toisiaan. Suunnitelmien esittämistä käsittelevässä kohdassa 4.6 käydään myös lävitse suunnitelmien juridista asemaa paalutusurakassa. Urakka-aikojen kiristytminen ja hintojen lasku on johtanut välinpitämättömyyteen työmailla. Paalujen käsittely työmailla on erittäin huonoa. Urakoitsijoiden tulisi panostaa enemmän paalujen varastointiin ja käsittelyyn työmailla. Kappaleessa 5 keskitytäänkin urakoitsijan toimintaan työmaalla. Kiristyneet aikataulut näkyvät myös urakka-asiakirjojen laadussa. Monilta riidoilta välttyttäisiin, mikäli kaikki osapuolet hallitsisivat sopimusjuridiikan perusteet. Rakennuttajilla on kova kiire päästä työmaalle, jolloin liian usein joudutaan riitelemään heikoista suunnitelmista. Tämä vaikeuttaa valvonnan toimintaa työmaalla. Kappaleessa 7 on lyhyesti käyty lävitse, mitä uusi rakennus- ja maankäyttölaki merkitsee paalutustyön dokumentoinnille. Siinä on myös esitetty ehdotus työaikaisten paalutusasiakirjojen arkitoisesta. Dynaamiset koekuormitukset (PDA-mittaukset) ovat saaneet Suomessa liiankin merkittävän aseman paalujen geoteknisen murtokapasiteetin määrittämisessä. Tilaajat eivät aina ymmärrä, mitä PDA-mittauksella ja muilla iskuaaltoteoriaan perustuvilla analyyseillä pystytään tekemään. Kappaleessa 8 esitetään PDA- ja ehjyysmittauksiin liittyviä rajoitteita ja suosituksia mittausten suorituksesta teräsbetonisia lyöntipaaluja käytettäessä. Kappaleessa 9 on simuloitu paaluun upotuksen aikana syntyviä jännityksiä. Simuloinnit liittyvät Lyöntipaalutusohjeen (LPO-2004) laatimistyöhön. Tehtyjen simulointien perusteella on määritetty lyöntipaalutusohjeeseen (LPO-2004) tulevia paalujen rakenteellisia vaatimuksia. Kappaleessa 4.5 on esitetty paalujen käsittelyn ja upottamisen paalujen rakenteelle asettamia vaatimuksia. Liitteissä on esitetty käytetyn tutkimusaineiston lisäksi esimerkkilomakkeet pohjatutkimusohjelman ja koepaalutus suunnitelman laatimiseksi. Lisäksi on esitetty uudet loppulyöntitaulukot sekä ehdotus II-luokan loppulyöntivaatimusten varmistamiseksi dynaamisella paalutuskavalla. Muina liitteinä ovat paalutuksen työ- ja laatusuunnitelmamalli sekä mallit paalutuksen tarkastusasiakirjasta ja paalutuspöytäkirjasta.	
Avainsanat betonipaalu, geotekninen kapasiteetti, paalutus	
ISSN 1458-2198	ISBN 952-473-263-7
Kieli suomi, engl. tiivistelmä	Luokitus (UDK) 624.13 Sivuja 165. + liitteet 29 s.

Published by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION P.O Box 2202 00099 THE CITY OF HELSINKI FINLAND PHONE +358-9-1691, FAX +358-9-169 4555 http://www.hel.fi/kv/geo	Series title, number and date Geotechnical Division, publications 88 / 2004 April 2004	
Author(s) Ville Holopainen Osmo Korhonen Kalevi Lammi	Project number(s) 6682	Commissioned by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION
Title Design and execution of pre-cast concrete pile foundation		
Abstract The pre-cast concrete pile foundations are quite general in Finland. The piling machines and methods have been established, but planning and also the performance of the work has suffered from the unhealthy price competition. The advantageous cheap price of concrete piles has led to the expansion of their use also to the sites, which they are not necessarily suitable. Delightful is to notice that in the fabricating of the pre-cast concrete piles has been begun serious product development. The obvious wrenching of designers with the tight competing has led to the fact that in everything they go over where the fence is the lowest. The ground surveys are not sufficiently. The driving end criteria of valid piling norms of Finland (LPO-87) have replaced geotechnical calculations. In paragraph 3 is presented the recommended ground surveying methods. Chapter 4 is concentrated on the geotechnical calculations of piles, with the help of examples. The carrying capacity formulas have been compared with PDA measurings. The obtained results are quite well linear. The judicial position of plans in the piling contract is also gone through at section 4.6, which deals with the presenting of plans. The tightening of contract times and the decrease of the prices has led to the indifference on the work sites. The handling of piles at the sites is extremely bad. The contractors should invest more in the storage and handling of the piles at construction sites. Chapter 5 is concentrated to the contractor's action on the site. The tightened schedules are seen also in the quality of the contract documents. From many quarrels should be avoided, if all the parties do understand the basics of the agreement jurisprudence. Contractors have a big hurry to get to the site in which case one has to quarrel about weak plans too often. This makes the operation of the supervision on the site very difficult. Chapter 7 has been briefly visited through what the new Building and Land Use Act means to documentation of the piling work. In the chapter has also been presented proposal for the filing of work-time piling documents. The dynamic test loads (the PDA measurements) have got too important role in Finland in the determination of the geotechnical break-in capacity of the piles. The clients do not always understand what it is possible to do with the PDA measuring and other analyses, which are based on the shock wave theory. Limitations, which are related to the dynamic test loads, and recommendations on the performance of measurings when using pre-cast concrete piles, are presented in paragraph 8. In chapter 9 have been simulated tensions, which are created to the pile during the driving. Simulations are connected to the ongoing work of renewing the Finnish standard for pre-cast concrete piles (LPO-2004). The target of simulations was to determine the structural demands of piles, which come to the new norms (LPO-2004). In paragraph 4.5 it has been presented the demands to the structure of the piles set by the handling and driving the piles. In the appendices have been presented the used research material, the example forms for ground surveying program and test piling program. Furthermore, the new end of drive criteria and suggestion to secure the capacity of class II piling with the dynamic piling formulas have been presented. Other appendices are examples for work and quality plan for the piling, the inspection document and piling log.		
Keywords Pre-cast concrete pile, Geotechnical capacity, piling		
ISSN 1458-2198	ISBN 952-473-263-7	Class (UDC) 624.13
Language Finnish, Engl. Abstr.	Pages 165. + app. 29 p.	

GEOTEKNISEN OSASTON JULKAISUT 1(2)

1	Anttikoski, Usko	Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen	1973	*
2	Anttikoski, Usko	Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1973	*
3	Anttikoski, Usko	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1974	*
4	Mäkinen, Reino	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	1974	*
5	Saarela, Matti	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	1974	*
6	Hartikainen, Jorma	Kitkapaalujen kantavuus	1976	
7	Petäjä, Jouko	Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen	1977	
8	Raudasmaa, Pekka	Metroituneleiden injektointi	1977	*
9	Anttikoski, Usko	Kalliotuneleiden käyttö varastointiin	1977	*
10	Tikkanen, Heikki	Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa	1978	
11	Arkima, Olli	Kluuvun ruhjeen jäädytys	1978	*
12	Raudasmaa, Pekka	Puiset perustusrakenteet	1979	
13	Havukainen, Jorma	Voimalalaitostuhkan ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	1979	
14	Vähäaho, Ilkka	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	1979	*
15	Raudasmaa, Pekka	Pohjavesitarkkailu -80	1980	*
16	Anttikoski, Usko	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	1979	*
17	Roinisto, Jarmo	Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneleihin	1981	
18	Havukainen, Jorma	Kivihillivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa	1981	*
19	Roinisto, Jarmo	Yhteiskäyttötunneleiden teknis-taloudellinen selvitys	1981	
20	Vuola, Pekka	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	1981	
21	Havukainen, Jorma & Korhonen, Osmo	Tonttialueiden maarakenteet	1981	
22	Havukainen, Jorma	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä	1981	
23	Havukainen, Jorma	Kivihillivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa	1982	
24	Latvala, Ahti	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	1982	
25	Havukainen, Jorma & Hämäläinen, Alpo & Sulamäki, Antti	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista maarakentamisessa	1982	
26	Halkola, Hannu	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparimäessä	1982	*
27	Paavola, Pertti	Kunnallistekniikan tunneleiden louhintakustannus selvitys	1982	
28	Vähäaho, Ilkka	Maarakennusta koskeva mallityöselitys	1982	*
29	Gulin, Kai	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa	1982	
30	Halkola, Hannu	Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	1982	
31	Havukainen, Jorma	Kivihillituhkan käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	1983	
32	Havukainen, Jorma	Användning av stenkolsaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar	1983	
33	Havukainen, Jorma	The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines	1983	
34	Salmelainen, Juha	Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	1983	
35	Havukainen, Jorma	Matkakertomus kivihillituhkan ympäristövaikutuskonferenssista	1983	
36	Hytti, Pekka	Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomiominen urakka-asiakirjoissa	1984	
37	Leinonen, Jukka	Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa	1984	
38	Pinnen, Jussi	Kelluvan rantapenkereen rakentaminen	1984	*
39	Latvala, Ahti	Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti	1984	*
40	Korpela, Jaakko & Schüller, Mikael	Jäykkien liitosjohtojen pohjarakennus selvitys (Jäli-selvitys)	1984	
41	Lahtinen, Eeva-Riitta	Maanalaistilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väiraportti)	1985	
42	Korpi, Juha	In Situ -kuormituskoe painumien määrittämiseksi	1985	
43	Havukainen, Jorma	Esirakentamisen kehittäminen	1985	
44	Vähäaho, Ilkka	Jäädytysmenetelmän käyttö	1987	
45	Havukainen, Jorma & Hämäläinen, Alpo & Latvala, Ahti	Kivihillituhkan käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	1987	*
46	Julkunen, Arto	Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa	1987	
47	Hutri, Kaisa-Leena	Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin	1988	
48	Melander, Kari	Puristin-heijankiiritys kairausmenetelmänä	1989	
49	Leppänen, Mikko	Vahvistinkankaiden käyttö Vanhakaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa	1989	
50	Vähäaho, Ilkka & Ryhänen, Hannu	Sulamiskonsolidaation vaikutukset savessa	1989	
51	Vähäaho, Ilkka	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	1989	
52	Koskela, Pekka	Routastabiloinnin vaikutus ruoppausmassaan	1989	
53	Saari, Mauri & Korhonen, Osmo	Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistolla	1990	
54	Saari, Mauri & Volanen, Niilo	Ruoholahden koepaalutus	1990	
55	Yrjänä, Jouni & Korhonen, Osmo	Pystyjoitus Pikku-Huopalahdessa	1991	
56	Niinimäki, Risto & Raudasmaa, Pekka	Viikimäen keskuspuhdistamon rakennusgeologiset kalliotutkimukset	1992	
57	Nieminen, Jarmo & Johansson, Erik & Holopainen, Pekka	Viikimäen keskuspuhdistamon louhinnan aikainen kalliomekaaninen seuranta	1992	
58	Ahola, Jukka & Viitala, Raimo	Lujitus- ja tiivistysmäärät Helsingin pientunneleissa	1992	
59	Ravea, Timmo & Korhonen, Osmo	Helsingin tulvapadon rakentamisen edellytykset	1992	
60	Taipale, Hannu & Korhonen, Osmo	Paalutustärnän arviointi kirjallisuuden ja mittausten perusteella	1992	
61	Karlstedt, Paul & Halkola, Hannu	Ylijäämäsavien massastabilointi	1993	
62	Leiskallio, Antti & Lehtonen, Jouko	Maankäytön geotekninen suunnittelu	1993	
63	Anttikoski, Usko & Kumar, Seppo & Saarelainen, Seppo	Kalliokaivanto jätehuollossa (esiraportti)	1993	*

GEOTEKNISEN OSASTON JULKAISUT 2(2)

64	<i>Rekonen, Rita & Halkola, Hannu</i>	Saven ominaisuuksien parantaminen massastabiloinnilla	1994
65	<i>Ulmala, Oja & Halkola Hannu</i>	Punstin-porakonekairaus	1994
66	<i>Havukainen, Jorma</i>	Katsaus ympäristötekniikkaan kansainvälisen kongressin valiossa (matkakertomus)	1995
67	<i>Korkeakoski, Pasi & Lehtonen, Jouko</i>	Asuinrakennusten tontti- ja pohjarakennuskustannukset	1996
68	<i>Puumalainen Nina & Havukainen Jorma</i>	Vakuumikonsolidointikoe Helsingin Torppanmäessä	1996
69	<i>Mehtala, Jani & Korhonen, Osmo</i>	Puotilan metroaseman pohjavesivaikutusten arviointi numeerisilla menetelmillä	1998
70	<i>Nieminen, Jarmo & Anttikoski, Usko</i>	EU:n rahoitustuki Helsingin kaupungin tutkimustoiminnassa	1996
71	<i>Junnila, Antti & Lehtonen, Jouko</i>	Geotekninen kustannustiedosto, Geokuti 96	1996
72	<i>Wegelius, Arto & Viitala, Raimo</i>	Kallioluokitusten menetelmien käyttö tunnelien lujituksessa	1996
73	<i>Vahäaho, Ilkka</i>	Savien stabilointi eri sideaineilla, kenttäkokeiden tulokset	1996
74	<i>Rantala, Kalle & Halkola, Hannu</i>	Paalun kantavuuden arviointi punstin-heijarikarilla	1997
75	<i>Wegelius, Arto & Holopainen, Pekka</i>	Paisuvat kalliosavet	1997
76	<i>Leivo, Pekka & Halkola, Hannu</i>	Maa- ja kallioperätietojen tulkinta porakonekairauksen rekisteröintituloksista	1998
77	<i>Nauska, Jari & Havukainen, Jorma</i>	Esirakentaminen 1998	1998
78	<i>Svanström, Terhi & Raudasmaa, Pekka</i>	Pohjavesi Helsingin kaupunkiympäristössä: esiintyminen, käyttö, suojeleminen ja vaikutus rakentamiseen	1998
79	<i>Pitkänen, Juha & Vahäaho, Ilkka & Raudasmaa, Pekka</i>	Puupaalujen rakenteellisen kantokyvyn tarkastaminen	1999
80	<i>Mikkola, Jannis & Viitala, Raimo</i>	Pitkien vesitunnelien sortumat ja lujitus	1999
81	<i>Mäkelä, Harri & Höynälä Harri & Halkola Hannu & Kettunen Ari</i>	Viikin savikatu	2000
82	<i>Mäkelä, Harri & Höynälä Harri & Halkola Hannu & Kettunen Ari</i>	Massastabiloitujen ylijäämäsavien käyttö maarakentamisessa, suunnitteluohjeet, työselitykset ja laatuvaatimukset	2000
83	<i>Savolainen Markku & Hannu Halkola</i>	Painuma-, sivusiirtymä- ja huokospainemittausten tarkkuus	2001
84	<i>Leminen Jenni & Raudasmaa Pekka & Antti Salla</i>	Orgaaniset liuottimet Helsingin maaperässä	2001
85	<i>Viljanen Jani & Korhonen Osmo</i>	Pudotustiivistys Saukonpaaden täyttöalueella	2002
86	<i>Juntunen Perttu & Korhonen Osmo</i>	Pikku-Huopalahden esirakentaminen ja esirakentamiskokemukset	2002
87	<i>Paatema Miia & Kangas Heikki</i>	Syvästabiloinnin pitkäaikaiset seuranta tutkimukset	2003
88	<i>Holopainen Ville & Lammi Kalevi & Korhonen Osmo</i>	Betonipaalu- ja perustusten pohjarakennesuunnitelma ja pohjarakennustyö	2004

GEO 10 K	Kallioperäkarta - Berggrundskarta 1:10.000, Helsinki - Helsingfors	1978
GEO 10 M	Maaperäkarta - Jordmånskarta - Geotechnical Atlas of Soil Deposits 1:10.000, Helsinki - Helsinki	1989

*) painos loppuunmyyty

Helsingin kaupunki
Kiinteistövirasto
geotekninen osasto
PL 2202
00099 HELSINGIN KAUPUNKI

Käyntiosoite: Malmin asematie 3 A, Helsinki 70
Vaihde (09) 1691, asiakaspalvelu (09) 169 4559, fax (09) 169 4555
Email geo@hel.fi
http://www.hel.fi/kv/geo