



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JANNE JUUTI

VAAKASUUNTAISESTI VÄRÄHTELEVIEN PAALUPERUSTUSTEN  
DYNAAMISET ANALYYSIMENETELMÄT

Diplomityö

Tarkastaja:  
professori Tim Länsivaara  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
Talouden ja rakentamisen tiedekun-  
taneuvoston kokouksessa 9. joulu-  
kuuta 2015

## TIIVISTELMÄ

**JANNE JUUTI:** Vaakasuuntaisesti värähtelevien paaluperustusten dynaamiset analyysimenetelmät

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 134 sivua, 45 liitesivua

Maaliskuu 2016

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Tim Länsivaara

Avainsanat: geodynamiikka, dynaaminen analyysi, laiteperustus, paalu

Laiteperustusten yhteydessä joudutaan usein käyttämään paaluja ja niillä on olennainen vaikutus perustuksen dynaamiseen käyttäytymiseen. Paaluperustusten dynaamisia analyysimenetelmiä on useita, mutta useimmilla niistä perustussysteemin dynamiikkaa voidaan kuvata vain likimääräisesti. Tässä työssä tarkastellaan kolmea eri paaluperustusten dynaamisiin analyyseihin soveltuvaa mallia: laajennettua Novakin mallia, FEM-pohjaista Winkler-mallia (Robot) ja kokonaisvaltaista FEM-mallia (Plaxis 3D). Työssä päähuomio on kiinnitetty kokonaisvaltaiseen FEM-malliin, koska sillä perustuksen dynaamisen toiminnan mallintaminen on tarkinta.

Tutkittaviksi valitaan kaksi paaluperustusta sopivien koekuormitusaineistojen perusteella, jotta laskentatuloksia voidaan verrata mittaustuloksiin. Maassa tapahtuvat muodonmuutokset pysyvät molemmissa tapauksissa lineaarielastisella alueella. Paaluryhmien koot ovat pieniä (2 x 2) ja perustussysteemit ovat teräbetonisia. Työssä rajaudutaan tarkastelemaan pääasiassa systeemien vaakasuuntaista värähtelyä, mikä tavallisesti mitoitaa paaluperustukset. Herätteet ovat sinimuotoisia ja käsiteltävä taajuusalue on 2 – 30 Hz.

Työn teoriaosuudessa käsitellään lyhyesti dynamiikan perusteita, geodynamiikkaa ja paaluperustusten dynaamista toimintaa. Lisäksi esitetään koekuormitusaineistot sekä käytettävät laskentamallit, -ohjelmistot ja -parametrit.

Laajennetun Novakin mallin mukaiset paaluperustusten siirtymävasteet ja ominaistajuuDET poikkesivat merkittävästi mitatuista, mikä johtuu pääasiassa mallin yksinkertaisuudesta. Sekä FEM-pohjaisten Winkler-mallien että kokonaisvaltaisten FEM-mallien tulokset sen sijaan vastaavat mitattuja erinomaisella tarkkuudella. Molempien mallien tulosten oikeellisuus riippuu voimakkaasti maaparametrien ja paalujen yläpäiden irtoamisotaksuMIEN realistisuudesta. Lisäksi Winkler-mallissa systeemin vaimennuksella on suuri vaikutus tulosten todenmukaisuuteen. Kokonaisvaltaisessa FEM-mallissa vaimennus sen sijaan otetaan huomioon pääosin automaattisesti.

Opinnäytteen tulosten perusteella FEM-pohjaisen Winkler-mallin ja kokonaisvaltaisen FEM-mallin voidaan katsoa soveltuvan pienten paaluperustusten dynaamisiin analyyseihin silloin, kun maaparametrit ja herätteen luonne ovat tiedossa. Mallien yleisempää käytökelpoisuutta suositellaan selvitetävän jatkotutkimuksin.

## ABSTRACT

**JANNE JUUTI:** Dynamic Analysis Methods of Horizontally Vibrating Pile Foundations

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 134 pages, 45 Appendix pages

March 2016

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Structural Design

Examiner: Professor Tim Lämsivaara

Keywords: geodynamics, dynamic analysis, machine foundation, pile

Piles are often used to support machine foundations and they have a significant influence on the dynamical behaviour of the foundation. There are many ways to carry out a dynamic analysis of a pile foundation but the most of the analysis methods describe the dynamics of the system only approximately. In this thesis three suitable models are presented for dynamic analyses of pile foundations: the expanded Novak's model, a FEM-based Winkler-model (Robot) and a comprehensive FEM-model (Plaxis 3D). The main attention is given to the comprehensive model in which the dynamic behaviour of the foundation system can be described most accurately.

The two examined pile foundations are chosen from suitable dynamic load testing materials so that the calculated results can be compared to experimental data. The supporting soil remain in the linear elastic region in both cases. The sizes of the pile groups are small (2 x 2) and the foundation systems were made of reinforced concrete. In this thesis mainly horizontal vibrations are considered because they normally determine the dimensioning of the pile foundation. The exciting forces applied to the pile caps are sinusoidal and their frequency range varies from 2 Hz to 30 Hz.

The theory part of this study include topics such as the basics of dynamics, geodynamics and the dynamic behaviour of pile foundations. In addition, the dynamic load testing materials, the calculation models, software and parameters are presented.

The responses and the natural frequencies of the foundation systems according to Novak's expanded model differ from measurement results. This mainly results from the simplicity of the model. On the other hand, the results according to the FEM-based Winkler-model and the comprehensive FEM-model are very accurate. The correctness of the results of those two models depend on the veracity of the soil parameters and the presumption of the gapping between piles and soil. In the Winkler-model the damping of the system has also a big influence on the validity of the results. In the comprehensive FEM-model the damping of the system is taken into account mainly automatically.

Based on the results of this study it can be stated that the FEM-based Winkler-model and the comprehensive FEM-model are suitable for dynamic analyses of small pile foundations when the soil parameters and the nature of the excitement are known. More general serviceability of the two models is recommended to be investigated by further studies.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:lle. Työssä on tutkittu eri laskentamallien soveltuvuutta paaluperustusten dynaamisiin analyyseihin.

Pöyryltä työni ohjaukseen ovat osallistuneet Matti Hakulinen, Pietari Junttila ja Iiro Kranila. Esitän heille kaikille kiitokseni työhöni liittyvistä kommentteista ja neuvoista. Matin asiantuntemus ja rakentava palaute ovat olleet tärkeässä asemassa työn onnistumisen ja asian sisäistämisen kannalta. Lisäksi kiitän Pietaria siitä, että hän rohkaisi minua tarttumaan haastavaan aiheeseen. Työn tarkastajana on toiminut Tampereen teknilliseltä yliopistolta professori Tim Länsivaara, jota kiitän oivallisista maaperän ominaisuuksia koskeneista tarkennuksista.

Suuri kiitos kuuluu myös kaikille minua opiskelujeni aikana kannustaneille ystäville ja tietysti etenkin perheelleni. Heidän kanssaan on ollut mieluista siirtää ajatukset ajoittain pois opintojen parista.

Eräs elämäni tähän asti tärkeimmistä poluista on nyt kuljettu loppuun ja seuraavan alku on jo näköpiirissä. Uskon, että sen myötä eteeni avautuvat haasteet ovat entistäkin opettavaisempia ja avartavampia.

Tampereella, 24.2.2016

Janne Juuti

# SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	1
1.1	Tausta.....	2
1.2	Tavoitteet .....	2
1.3	Rajaukset.....	3
1.4	Tutkimusmenetelmät ja tuotokset.....	4
2.	DYNAMIIKAN PERUSTEITA .....	5
2.1	Johdanto .....	5
2.2	Yhden vapausasteen systeemin värähtely .....	6
2.2.1	Vaimentamaton ominaisvärähtely .....	8
2.2.2	Vaimennettu ominaisvärähtely .....	9
2.2.3	Harmoninen pakkovärähtely, vahvistus ja resonanssi .....	12
2.3	Usean vapausasteen systeemin värähtely.....	16
2.4	Geodynamiikka.....	19
2.4.1	Aaltoliike äärettömässä elastisessa väliaineessa ja semi- äärettömässä elastisessa puoliavuudessa.....	19
2.4.2	Dynaamiset maaparametrit ja niiden arviointi.....	23
2.4.3	Maan vaimennusominaisuudet .....	28
2.4.4	Maan ja rakenteen dynaamisesta vuorovaikutuksesta .....	32
2.4.5	Impedanssifunktiot.....	35
3.	YLEISTÄ LAITEPERUSTUKSISTA.....	39
3.1	Laiteperustusten toiminta- ja dimensiokriteerit.....	39
3.2	Laiteperustusten tyypilliset dynaamiset kuormat .....	41
3.3	Laiteperustusrakenteet ja viritys.....	42
3.4	Tärinäkriteerejä.....	45
3.5	Tärinän eristäminen .....	47
4.	PAALUPERUSTUSTEN DYNAAMINEN TOIMINTA.....	49
4.1	Yleistä paaluista ja paaluperustamisesta .....	49
4.2	Paalujen vaakasuuntaiset jäykkyys- ja vaimennusominaisuudet .....	51
4.2.1	Yksittäinen paalu .....	51
4.2.2	Paaluryhmä.....	55
4.2.3	Paalun yläpään maakontaktin häviäminen .....	59
4.3	Ympäristäytöjen ja perustuksen maakontaktin vaikutukset.....	61
4.4	Paalun vaakasuuntainen alustaluku dynaamisessa analyysissä.....	62
5.	KOEKUORMITUSAINEISTOJEN ESITTELYT .....	66
5.1	Suomen koekuormitus .....	66
5.2	Japanin koekuormitus .....	69
6.	PAALUPERUSTUSTEN DYNAAMISET ANALYYSIMENETELMÄT.....	73
6.1	Laajennettu Novakin malli.....	73
6.2	Winkler-mallit Robot-ohjelmalla .....	74
6.3	FEM-mallit Plaxis 3D -ohjelmalla .....	81

6.3.1	Elementtiverkon tiheys, mallin reunaehdot ja elementtityypit .....	81
6.3.2	Maamateriaalimallit ja parametrit .....	85
6.3.3	Impedanssifunktioiden laskenta .....	88
6.3.4	Mallin optimointi .....	89
6.3.5	Koekuormitusten simuloinnit .....	92
7.	ANALYYSIEN TULOKSET .....	99
7.1	Laajennettu Novakin malli .....	99
7.2	Winkler-mallit Robot-ohjelmalla .....	103
7.2.1	Suomen paaluperustus .....	104
7.2.2	Japanin paaluperustus .....	106
7.2.3	Herkkyystarkastelut .....	108
7.3	FEM-mallit Plaxis 3D -ohjelmalla .....	112
7.3.1	Suomen paaluperustus .....	112
7.3.2	Japanin paaluperustus .....	121
7.4	Yhteenveto .....	124
8.	JOHTOPÄÄTÖKSET .....	127
	LÄHTEET .....	129

LIITE 1: LAAJENNETUN NOVAKIN MALLIN MUKAISET LASKELMAT

LIITE 2: ROBOT-OHJELMAN TULOSKUVAAJAT

LIITE 3: PLAXIS-OHJELMAN TULOSKUVAAJAT

LIITE 4: SUOMEN PERUSTUKSEN DYNAAMISET IMPEDANSSIT

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

FEM	Finite Element Method, elementtimenetelmä
FRF	Frequency Response Function, taajuusvastefunktio
HSS	Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness -maamateriaalimalli
LE	Linear Elastic Model, lineaarielastinen maamateriaalimalli
OCR	Over Consolidation Ratio, ylikonsolidoitumisaste
Plaxis	Plaxis 3D (versio 2013.01)
Robot	Autodesk Robot Structural Analysis 2014
TH	Time History, aikahistoria

Dynamiikan perusteet:

$A$	Siirtymäamplitudi
$c, C$	Vaimennuskerroin
$C$	Vaimennusmatriisi
$c_{cr}$	Kriittinen vaimennuskerroin
$F$	Voima
$\mathbf{F}$	Pakkovoimavektori
$f$	Herätetaajuus
$F_0$	Herätekuormituksen amplitudi
$f_0$	Ominaistaajuus
$f_D$	Vaimennusvoima
$f_I$	Hitausvoima
$f_R$	Resonanssitaajuus
$f_S$	Jousivoima
$k, K$	Jousivakio, jäykkyys
$\mathbf{K}$	Jäykkyysmatriisi
$\mathbf{M}$	Massamatriisi
$m$	Massa
$T$	Ominaisvärähdysaika
$t$	Aika
$T_d$	Vaimennetun systeemin ominaisvärähdysaika
$U$	Maksimisiirtymä
$u$	Siirtymä
$\dot{u}, v$	Nopeus
$\ddot{u}, a$	Kiihtyvyys
$\mathbf{u}$	Siirtymävektori
$\dot{\mathbf{u}}$	Nopeusvektori
$\ddot{\mathbf{u}}$	Kiihtyvyysvektori
$u_0$	Alkusiirtymä
$u_p$	Pakkovärähtely-yhtälön yksittäisratkaisu
$u_{st}$	Staattinen siirtymä
$V$	Vahvistuskerroin
$v_0$	Alkunopeus
$V_{max}$	Maksimivahvistuskerroin
$\xi$	Suhteellinen vaimennus
$\phi$	Homogeenisen yhtälöryhmän ominaisvektori

$\varphi$	Siirtymän vaihekulma
$\varphi_F$	Herätteen vaihekulma
$\Omega$	Herätteen kulmataajuus
$\omega$	Ominaiskulmataajuus
$\omega_d$	Vaimennetun systeemin ominaiskulmataajuus

Geodynamiikka ja paaluperustukset:

$A$	Sylinterin poikkileikkauksen pinta-ala
$a$	Perustuksen säde
$a$	Maan jäykkyysprofiilista riippuva eksponentti
$a_0$	Dimensioton taajuus
$A_{loop}$	Silmukan pinta-ala
$B$	Paaluanturan sivumitta
$B_p$	Paalun sivumitta
$C$	Materiaalivaimennusmatriisi
$c_u^l$	Yksittäisen paalun vaakasuuntainen vaimennus
$c_u^f$	Ympärystäytön aiheuttama lisävaimennus
$c_u^g$	Paaluryhmän vaakasuuntainen vaimennus
$c_p$	Paalun sisäinen vaimennuskerroin
$D_0$	Paalun ekvivalentti halkaisija
$D_p, d$	Paalun halkaisija
$E$	Maan kimmomoduuli
$e$	Maan huokosluku
$e$	Pyörivän massan epäkeskisyyys
$E_0, E_{max}$	Maan alkutilanteen kimmomoduuli
$E_p$	Paalun kimmomoduuli
$E_s$	Maan staattisen tilanteen kimmomoduuli
$e_v$	Elementin tilavuudenmuutos
$\Delta F$	Kuorman muutos
$f_c$	Yhdistetty paalun yläpään vaakasuuntainen siirtymä ja kiertymä
$f_s$	Maakerroksen perustaajuus
$f_u$	Jäykästi perustukseen kiinnitetyn paalun yläpään vaakasiirtymä
$f_u^p$	Nivelellisesti perustukseen kiinnitetyn paalun yläpään vaakasiirtymä
$f_\psi$	Paalun yläpään kiertymä vertikaalitasossa
$G$	Maan leikkausmoduuli
$g$	Putoamiskiihtyvyys
$G_0, G_{max}$	Maan alkutilanteen leikkausmoduuli
$h, H$	Maakerroksen paksuus
$\bar{h}$	Hoikkuussuhde
$h_f$	Täytön korkeus
$H_n^{(2)}$	Toisen kertaluvun Hankelin funktio
$h_r$	Rakenteen suhteellinen korkeus
$i$	Imaginääriyksikkö
$I_p$	Paalun neliömomentti
$K$	Saven plastisuusindeksistä riippuva vakio
$K, K_s$	Maan vaakasuuntainen jousivakio
$\tilde{K}$	Dynaaminen impedanssifunktio
$k_u^l$	Yksittäisen paalun vaakajäykkyys
$k_u^f$	Ympärystäytön aiheuttama lisäjäykkyys



$k_u^g$	Paaluryhmän vaakajäykkyys
$K_h$	Paalun vaakasuuntainen alustamoduuli
$k_h$	Paaluanturan vaakasuuntainen alustaluku
$k_{h,red}$	Paaluanturan redusoitu vaakasuuntainen alustaluku
$k_s$	Paalun vaakasuuntainen alustaluku
$\Delta L$	Jousien välinen etäisyys
$l_c$	Paalun aktiivinen pituus
$l_p$	Paalun pituus
$\bar{m}$	Massasuhde
$m_{tot}$	Perustussysteemin kokonaismassa
$P$	Maan tukireaktio
$p$	Paalun vaakasuuntainen kuormitus
$p'$	Maassa vallitseva tehokas jännitys
$r$	Etäisyys tärinälähteestä
$R_0$	Paalun ekvivalentti säde
$R_c$	Paaluanturan ekvivalentti säde
$R_p$	Paalun säde
$s$	Paalujen välinen etäisyys paaluryhmässä
$\bar{s}$	Jäykkyyssuhde
$S_{u1}, S_{u2}$	Dimensiottoman taajuuden funktioita
$\bar{S}_{u1}, \bar{S}_{u2}$	Maan Poissonin luvusta riippuvia vakioita
$u$	Siirtymä $x$ -suunnassa
$u$	Voima-siirtymä-silmukan keskipisteen ja huipun välinen siirtymä
$\bar{u}$	Systeemin kompleksimuotoinen siirtymä
$\Delta u$	Siirtymän muutos voima-siirtymä-silmukan huippujen välillä
$u_0$	Aallon amplitudi
$u_{max}$	Maksimivaikasiirtymä
$u_{x1}$	Kompleksimuotoisen siirtymän reaaliosa
$u_{x2}$	Kompleksimuotoisen siirtymän imaginääriosa
$u(z,t)$	Paalun vaakasuuntainen kompleksinen siirtymä
$V$	Aallonnopeus
$v$	Siirtymä $y$ -suunnassa
$v_p$	Puristusaallon nopeus maassa
$v_s$	Leikkausaallon nopeus maassa
$w$	Siirtymä $z$ -suunnassa
$\mathbf{X}$	Siirtymämatriisi
$x$	$x$ -koordinaatti
$y$	$y$ -koordinaatti
$z$	$z$ -koordinaatti
$\alpha$	Rayleigh-vaimennusparametri
$\alpha_L$	Paaluryhmän vaakasuuntainen vuorovaikutuskerroin
$\beta$	Rayleigh-vaimennusparametri
$\beta$	Maan jännityseksponentti
$\gamma$	Maan tilavuuspaino
$\epsilon_{xx}$	Muodonmuutos $x$ -suunnassa
$\epsilon_{yy}$	Muodonmuutos $y$ -suunnassa
$\epsilon_{zz}$	Muodonmuutos $z$ -suunnassa
$\theta_{max}$	Rotaatiokulman maksimi
$\mu$	Paalun massa pituusyksikköä kohti
$\nu$	Maan Poissonin luku

$\rho$	Tiheys
$\sigma$	Sylinteriin kohdistuva kokonaisjännitys
$\sigma_1$	Maan pääjännitys $z$ -suunnassa
$\sigma_2$	Maan pääjännitys $y$ -suunnassa
$\sigma_3$	Maan pääjännitys $x$ -suunnassa
$\sigma_o'$	Maassa vallitseva tehokas hydrostaattinen jännitys
$\tilde{\omega}$	Rakennesysteemin ominaiskulmataajuus maan vaikutuksen kanssa
$\omega_s$	Rakennesysteemin ominaiskulmataajuus ilman maan vaikutusta
$\omega_u$	Systeemin vaakasuuntainen ominaiskulmataajuus
$\nabla^2$	Laplacen operaattori

Plaxis-ohjelman parametrit:

$c'$	Tehokas koheesio
$C_1, C_2$	Relaksaatiokertoimet
$E_{50}$	Kolmiakσιαalijäykkyys
$E_{oed}$	Ödometrijäykkyys
$E_{ur}$	Toistokuormitusjäykkyys
$G_{se}$	Sekanttileikkausmoduuli
$k$	Elementtikoon dimensioton kerroin
$\Delta l$	Keskimääräinen elementtikoko
$\Delta l_{max}$	Elementin maksimikoko
$m$	Tallennettavien laskentapisteiden määrä
$n$	Aika-askelparametri
$p_{ref}$	Referenssijännitys
$r_e$	Suhteellinen elementtikoon kerroin
$R_{inter}, R_{int}$	Interface-elementin jäykkyyden ja lujuuden redusointikerroin
$s_u$	Suljetun tilan leikkauslujuus
$\Delta t$	Tarkasteltavan ajanjakson kokonaispituus yhtä herätetaajuutta kohti
$\delta t$	Aika-askeleen pituus
$x_{min}, x_{max}$	Mallin ääriimitat $x$ -suunnassa
$y_{min}, y_{max}$	Mallin ääriimitat $y$ -suunnassa
$z_{min}, z_{max}$	Mallin ääriimitat $z$ -suunnassa
$\alpha$	Newmark-aikaintegraatiokerroin
$\beta$	Newmark-aikaintegraatiokerroin
$\gamma_{0.7}$	Leikkausmuodonmuutostaso, jolla leikkausmoduulin arvo on 72,2 % alkutilan leikkausmoduulin arvosta
$\lambda$	Leikkausaallon aallonpituus
$\sigma_n$	Reunavaimentimen absorboima normaalijännitys
$\tau$	Reunavaimentimen absorboima leikkausjännitys
$\varphi'$	Tehokas kitkakulma
$\psi'$	Tehokas dilataatiokulma

# 1. JOHDANTO

Teollisuudessa käytetään laitteita, joista useat aiheuttavat dynaamisia kuormituksia ja kuormitusten seurauksena sekä itse laitteen että ympäristön värähtelyä (Lee 2004, s. 19). Värähtelyllä on monia haittapuolia ja se koetaan tavallisesti häiritseväksi. Värähtelystä muodostuvia haittoja vähennetään suunnittelemalla laitteelle asianmukainen perustus suunnitteluohjeita ja hyvää suunnittelutapaa noudattaen.

Laitteperustuksen tulee mahdollistaa sen varassa operoivan laitteen esteetön ja ongelmaton toiminta sekä luoda laitteen läheisyydessä työskenteleville ihmisille mahdollisimman häiriötön työympäristö (Gazetas 1983, s. 2). Laitteen toiminnasta ei saa myöskään olla haittaa läheisille rakenteille. Laitteperustuksen suunnittelu poikkeaa värähtelyilmiöiden vuoksi tavanomaisen perustuksen vastaavasta ja suunnittelussa tarvitaan erityistietoutta, jotta perustuksesta saadaan tarkoitukseensa sopiva, tehokas ja taloudellinen.

Dynaamisesti kuormitettujen perustusten yhteydessä käytetään usein paaluja (Hakulinen 1991, s. 1). Paalutukseen johtavia syitä ovat esimerkiksi staattisten kuormien aiheuttamat perustusten liialliset painumat ja painumaerot ja/tai dynaamisista kuormituksista aiheutuvien siirtymien rajoittaminen sallitulle alueelle.

Tässä diplomityössä syvennyttään paalutettujen perustusten dynaamiseen analysointiin soveltamalla tehtävään kolmea eri laskentamallia. Työn pääpaino on kokonaisvaltaisen FEM-mallin (Plaxis) käsittelyssä, mutta vertailulaskelmia suoritetaan myös FEM-pohjaisen Winkler-mallin (Robot) ja yksinkertaisen käsinlaskentaan soveltuvan mallin avulla. Laskelmissa tarkastellaan pääasiassa perustusten vaakasuuntaista värähtelyä. Jotta laskentatulosten oikeellisuutta voidaan arvioida, opinnäytteessä käsiteltävät perustukset valitaan kirjallisuutta hyväksi käyttäen aiheeseen sopivien koekuormitusaineistojen perusteella. Tässä tutkimuksessa tarkastellaan laskennallisesti Matti Hakulisen lisensiaattityön (Hakulinen 1991) yhteydessä Suomessa sekä Takuji Koborin koordinoiman tutkimusprojektin (Kobori et al. 1991) aikana Japanissa koekuormitettuja paaluperustuksia. Kyseisten perustusten katsotaan sopivan tämän työn tarkasteluihin, koska niiden koekuormituksissa mitattiin perustussysteemin vaakasuuntaista värähtelyä ja molemmista oli saatavilla riittävät pohjatutkimusmateriaalit. Valitut perustusrakenteet eivät ole varsinaisia laitteperustuksia johtuen koejärjestelyistä, mutta koska käytännön suunnittelutyössä dynaamisesti kuormitetut perustukset ovat tavallisesti jotakin teollisuuden laitetta varten, tässä työssä käsitellään myös laitteperustuksia ja niiden suunnittelua yleisellä tasolla.

## 1.1 Tausta

Laiteperustusten tarpeen määrittää suurimmalta osin teollisuuden tarpeet erilaisille koneille. Suomessa esimerkiksi metalli-, kone-, kaivos- ja puuteollisuudessa on kysyntää erilaisille laiteperustuksille, joten niiden suunnittelu ja mitoitus ovat ajankohtaisia tehtäviä pohjarakennus- ja rakennesuunnittelijoiden keskuudessa (Tilastokeskus 2013). Laiteperustusten suunnitteluun liittyvää kirjallisuutta löytyy runsaasti, mutta paaluperustusten kokonaisvaltaisia dynaamisia FEM-analyysyjä ja kyseisen analyysimenetelmän käyttökelpoisuuden arviointia ei ole Suomessa vielä riittävästi tehty (Hakulinen 2015a).

Laiteperustuksen suunnittelu on dynaamisista ilmiöistä johtuen yleensä tavallisen perustuksen vastaavaa haastavampi tehtävä ja siksi suunnittelu on perustellusti konservatiivista. Suunnittelun ja mitoituksen kannalta tärkeimmät perustuksen ominaisuudet ovat sen massa, jäykkyys ja vaimennus (Hakulinen 1991, s. 4; Wolf 1985, s. 1). Perustussysteemin jäykkyyteen ja vaimennukseen vaikuttavat voimakkaasti sekä kuormituksen herätetaajuus että perustuksen ja maan yhteistoiminta; paaluperustuksilla yhteistoiminnan merkitys edelleen korostuu. Onnistuneen suunnittelun ja realistisen laskentamallin mahdollistavat riittävät lähtötiedot niin laitteesta kuin maaperästä.

Koska koekuormituksia ei voida aina suorittaa, on perustuksen dynaaminen mitoitus tehtävä laskennallisesti ja tämä onkin eräs hyvin keskeinen ja haastava osa perustuksen suunnittelukokonaisuutta. Nykyään perustussysteemin dynaamiseen mitoitukseen käytetään yleisesti elementtimenetelmään perustuvia laskentaohjelmistoja, mutta edelleen myös yksinkertaistettuja laskentamenetelmiä (Prakash & Sharma 1990, s. 488).

## 1.2 Tavoitteet

Laiteperustuksen värähtelyrajatilan vaatimuksista olennaisin on, että dynaamisesta kuormituksesta aiheutuva perustuksen siirtymävaste rajoitetaan sallitulle alueelle (Lee 2004, s. 19). Näin ollen tämän tutkimuksen keskiössä on perustussysteemien siirtymävasteiden laskennallisen ratkaiseminen ja siihen soveltuvien menetelmien tarkastelu.

Tämän diplomityön päätavoitteena on selvittää elementtimenetelmään pohjautuvan Plaxis 3D -ohjelman soveltuvuus paalutettujen perustusten dynaamiseen analyysiin. Soveltuvuutta arvioidaan pääasiassa vertaamalla laskentamallin mukaisia systeemien resonanssitaajuuksia ja vaakasuuntaisia siirtymävasteita koekuormitusten vastaaviin. Lisäksi esitellään ohjelman käyttöä sekä laskennan reunaehdoja, epävarmuustekijöitä ja rajoituksia.

Vertailun vuoksi paalutettujen laiteperustusten ominaistajuuksia ja vaakasiirtymiä tarkastellaan myös yksinkertaisilla FEM-pohjaisilla Winkler-malleilla Autodesk Robot Structural Analysis 2014 -ohjelmalla ja laajennetulla Novakin menetelmällä käsinlaskentana Mathcad-ohjelmalla. Työn sivutavoitteena on arvioida Robot-ohjelmalla tehtävien Winkler-mallien käyttökelpoisuutta ja luotettavuutta käytännön suunnittelutyössä, koska

Robot on nykyään hyvin yleinen ohjelma suunnittelutoimistoissa ja Winkler-malli puolestaan jo pitkään käytössä ollut työkalu paaluperustusten dynaamisissa laskentatarkasteiluissa. Lisäksi diplomityön tuloksia tavoitellaan voitavan hyödyntää jatkossa referenssimateriaalina erilaisissa aiheeseen liittyvissä suunnitteluprojekteissa.

### 1.3 Rajaukset

Tässä diplomityössä rajaudutaan tarkastelemaan lähes yksinomaan paalutettujen perustusten dynaamista laskentaa ja siihen vaikuttavia seikkoja. Työn puitteissa käsitellään dynamiikan teorioita vain siinä määrin, kuin tavoitteiden kannalta on oleellista, sillä dynamiikkaan liittyvien ilmiöiden maailma on hyvin rikas ja sitä kuvaamaan on kehitetty runsaasti teorioita. Työn sisällä esitellään tarvittaessa aiheeseen liittyvää syventävää kirjallisuutta. Perustusten staattinen mitoitus, maanjäristystarkastelut ja rakenteiden väsymisilmiöt rajataan tämän työn ulkopuolelle.

Tutkittaviksi valittujen perustusten koekuormituksissa herätetaajuusalue oli 2 – 30 Hz, joten myös tässä työssä tarkastelu rajoitetaan kyseiselle alueelle. Lisäksi laiteperustusten taajuusalueelle 2 – 20 Hz jäävät useimmiten perustussysteemin kannalta kaikkein vaarallisimmat herätetaajuudet (Hakulinen 1991, s. 4). Systeemin värähtelyä voidaan mitata siirtymä-, nopeus- ja kiihtyvyyssamplitudeilla, mutta tässä työssä rajoitutaan vain perustusten siirtymäamplitudien tarkasteluun.

Molemmissa koekuormituksissa maan muodonmuutokset pysyivät lineaarielastisella alueella ja näin Plaxis-malleissa voidaan soveltaa lineaarielastista maamateriaalimallia. Tällöin laskenta on matemaattisesti yksinkertaisempaa ja laskentakapasiteettia tarvitaan vähemmän (Saari et al. 1990, s. 299). Alhaisten muodonmuutostasojen vuoksi myös Winkler-mallit ovat tutkimuksessa käyttökelpoisia.

Koekuormitukset suoritettiin erityisjärjestelyin pelkille perustussysteemeille, eikä laitteiden toiminnasta aiheutuvien herätteiden vaikutusta niissä tutkittu. Kummassakin koekuormituksessa käytetyt herätteet olivat harmonisia ja vaakasuuntaisia, joten muunlaisia dynaamisia kuormituksia ei tässä työssä laskennallisesti tarkastella. Yleensäkin paaluperustukset ovat alttiita värähtelyille pääasiassa vaaka- ja rotaatioliikesuunnissa, sillä paaluperustuksen pystysuunnassa jäykkyys on verrattain suuri ja resonanssivaaraa ei siinä näin tavallisesti esiinny (Gazetas 1991, s. 566; Hakulinen 1991, s. 2). Koekuormitusten luonteesta johtuen teollisuuslaitteita ja niiden dynaamisia kuormituksia sekä laiteperustusrakenteita käsitellään tässä opinnäytteessä vain yleisellä tasolla luvussa 3.

Koska tutkittavat perustussysteemit haetaan kirjallisuudesta, ovat ne ennalta määriteltyjä. Valikoidut perustuskokonaisuudet ovat symmetrisiä ja verrattain pieniä, jotta Plaxis-ohjelmalla tehtävä laskenta olisi yksinkertaisempaa ja nopeampaa sekä laajennettu Novakin malli yleensäkin tehtävään soveltuva. Perustukset ovat kuitenkin luonteeltaan sellaisia, että ne voisivat olla jostakin todellisesta teollisuuskohteesta.

Suomen koekuormituksissa käytetyt paalut olivat 7 metrin pituisia ja poikkileikkaukseltaan  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  suorita teräsbetonisia lyöntipaaluja, jotka ulottuivat kallioon asti eli toimivat tukipaaluina (Hakulinen 1991, s. 100 ja s. 102). Paaluanturan koko oli  $2,8 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$  ( $L \times B \times h$ ). Japanin koekuormituksissa paalut tehtiin paikallavalettuna teräsbetonista ja ne olivat poikkileikkaukseltaan ympyrän muotoisia (Kobori et al. 1991). Paalujen pituus oli 7,5 metriä ja halkaisija 600 mm. Paalut olivat suorita ja toimivat tukipaaluina. Paaluantura oli kooltaan  $4,4 \text{ m} \times 4,4 \text{ m} \times 4,0 \text{ m}$ . Koska koekuormituksissa käytetyt paalut olivat suorita, ei vinoja paaluja tässä työssä käsitellä.

Dynaamisesti kuormitetun perutuksen mitoitus on yleensä rakennesuunnittelijan tai pohjarakennussuunnittelijan tehtävä, mutta perustuksen suunnitteluprosessi kokonaisuudessaan vaatii edellä mainittujen tahojen sekä tilaajan, konetoimittajan ja tehdassuunnittelijan yhteistyötä (Hakulinen 1991, s. 132; Lee 2004, s. 2). Tässä työssä suunnittelua ja laskentaa lähestytään pääasiassa pohjarakennussuunnittelijan näkökulmasta, mutta myös rakennesuunnittelijan näkökulmaa sivutaan.

## 1.4 Tutkimusmenetelmät ja tuotokset

Työ vastaa luonteeltaan enemmän teoreettista tutkimus- ja selvitystyötä, joka tehdään kirjallisuustutkimuksen ja käytännön tutkimustyön yhdistelmänä; näin ollen ei ole mielekästä puhua tutkimuksesta sen perinteisessä merkityksessä. Kun päätavoitteena on luoda alustava viitekehys paalutetun laiteperustuksen dynaamisen analyysin kululle elementtimenetelmään perustuvalla tietokoneohjelmistolla (Plaxis 3D), ei kokeellinen tutkimus olisi edes yksistään riittänyt. Laskelmien tulosten käyttökelpoisuuden tarkistamiseksi koekuormituksia olisi tietenkin ollut kannattavaa tehdä myös tämän työn yhteydessä, mutta tähän ei ollut mahdollisuutta eikä taloudellisia resursseja. Tämän vuoksi tarkoitukseen sopivat koekuormitusaineistot haetaan kirjallisuudesta.

Opinnäytetyön tärkein tuotos on vaakasuuntaisesti värähtelevien paaluperustusten dynaamista laskentaa erittelevä ja selventävä kokonaisuus, joka tarjoaa tietoa erilaisten dynaamisten laskentamallien eduista ja rajoituksista sekä tarkkuudesta ja käytännöllisyydestä. Tarkoituksena on selventää paaluperustusten dynaamisia laskenta- ja suunnittelukriteerejä ja esittää dynaamisen analyysin kulku lähtötiedoista tuloksiin kullakin tarkasteltavalla laskentametodilla. Työn käyttökelpoisuutta tukee teoriaosuus, jossa käsitellään dynamiikan perusteita sekä paalutetun laiteperustuksen ja maan välistä dynaamista toimintaa.

## 2. DYNAMIIKAN PERUSTEITA

Tavanomaisista perustuksista poiketen laiteperustuksiin kohdistuu laitteen käytön aikana staattisten kuormitusten lisäksi myös dynaamisia kuormituksia eli herätteitä, jotka aiheuttavat sekä perustussysteemin että ympäristön värähtelyä. Jotta värähtelystä ei aiheutuisi liiallista haittaa, on laiteperustusten siirtymätasoa rajoitettava (Hakulinen 1991, s. 32). Sallitut siirtymätasot määritellään laiteperustuksen suunnitteluvaiheessa dynaamisen analyysin kautta. Luotettavan dynaamisen analyysin tekeminen vaatii suunnittelijalta yleisten värähtelyilmiöiden sekä maan ja rakenteiden dynaamisen yhteistoiminnan tuntemusta.

Tässä luvussa esitellään termistöä, dynamiikan perusteita yhden ja useamman vapausasteen systeemien värähtelyjen avulla sekä läpikäydään tärkeimpiä geodynamiikkaan liittyviä ilmiöitä paalutettujen laiteperustusten suunnittelun näkökulmasta. Paalujen vaikutusta dynaamisesti kuormitetun perustuksen toimintaan käsitellään tarkemmin luvussa 4.

### 2.1 Johdanto

Systeemin värähtelyksi kutsutaan mekaanisen systeemin, jäykän kappaleen, partikkelin tai partikkelisysteemin liikettä, joka toistuu määrääjassa joko täysin tai melkein samantapaisena (Salmi & Virtanen 2006, s. 373). Ominaisvärähtelyllä tarkoitetaan dynaamisen systeemin, yksinkertaisimmillaan esimerkiksi jouseen tuetun massan, värähtelyä sen tasapainoaseman ympärillä silloin, kun systeemiin ei vaikuta ulkoisia voimia. Toisin sanoen ominaisvärähtelyssä systeemiin vaikuttava ulkoinen voima  $F(t) = 0$ . Kun jousimassa-systeemi poikkeutetaan stabiilista tasapainoasemastaan ja päästetään liikkeelle, se pyrkii palautumaan takaisin tasapainoasemaansa. Tasapainoaseman kohdalla systeemillä on edelleen jäljellä nopeutta  $v(t)$ , mikä vie systeemin jälleen pois päin tasapainoasemastaan, mutta vastakkaiseen suuntaan kuin poikkeutettaessa. Systeemi alkaa näin värähdellä vapaasti tasapainoasemansa ympärillä ajan  $t$  funktiona.

Pakkovärähtelyssä systeemiin vaikuttaa ulkoinen dynaaminen kuormitus eli heräte (Salmi & Virtanen 2006, s. 385). Heräte voi olla deterministinen tai epädeterministinen ja deterministinen heräte edelleen jaksollinen tai jaksoton. Herätteen luonne riippuu sen aiheuttajasta. Dynaamiselle kuormitukselle on tyypillistä sen suuruuden, suunnan ja sijainnin vaihtelu ajan funktiona (Clough & Penzien 2003, s. 1). Herätevoiman operointitaajuutta kutsutaan herätetaajuudeksi. Tässä työssä keskitytään pääasiassa harmonisiin heräteisiin ja laitteiden aiheuttamia dynaamisia kuormituksia käsitellään lyhyesti alaluvussa 3.2.

Heräte aiheuttaa systeemiin dynaamisen vasteen, jota voidaan mitata systeemin siirtymä-, nopeus- tai kiihtyvyyssamplitudilla (Damodarasamy & Kavitha 2009, s. 199).

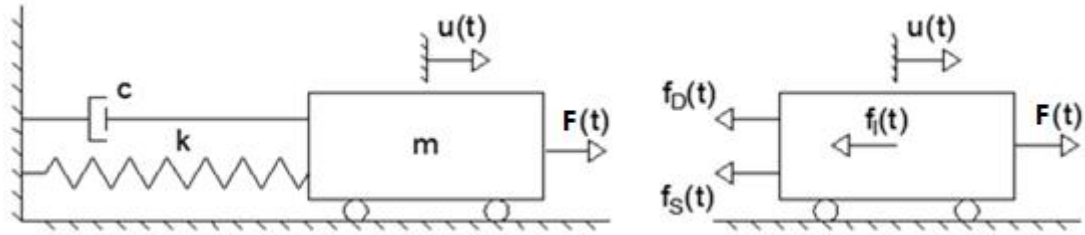
Kyseiset vasteet voidaan esittää kuvaajassa, jossa pystyakselilla on vasteamplitudi ja vaakakselilla taajuus tai aika. Taajuuskuvaajaa kutsutaan taajuusvastefunktion kuvaajaksi, amplitudivastespektriiksi tai vastespektriiksi. Aikakuvaajaa taas kutsutaan aikahistoriakuvaajaksi. Systeemin vasteeseen vaikuttavat monet tekijät, kuten dynaaminen kuormitus ja systeemin vaimennus, massa sekä jäykkyys. Tavallisesti systeemin suurin siirtymävaste esiintyy systeemin ominaistaajuuden kohdalla tai sen läheisyydessä.

Systeemin värähtelyä voidaan tilanteesta riippuen tarkastella teoreettisesti joko vaimentamattomana tai vaimennettuna. Vaimentamaton systeemi värähtelee tasapainoasemaansa poikkeutettuna ikuisesti eli on toisin sanoen ikiliikkuja eikä värähtelyssä ilmene tällöin ollenkaan häviöitä (Paz 1991). Todellisuudessa systeemin värähtely on aina jonkin verran vaimennettua ja vaimennus aiheuttaa systeemin mekaanisen energian kulumista eli dissipoitumista, jonka myötä värähtelyn amplitudi pienenee ja lopulta värähtely loppuu (Salmi 2003, s. 65). Tavanomaisen systeemin vaimennus jaetaan tavallisesti neljään ryhmään: viskoosiin vaimennukseen, rakenteelliseen vaimennukseen, Coulombin vaimennukseen eli kitkavaimennukseen ja negatiiviseen vaimennukseen. Viskoosia vaimennusta käsitellään alaluvussa 2.2.2. Rakenteellinen vaimennus johtuu rakenteen sisäisestä kitkasta ja rakenteiden liitososien kitkasta. Coulombin vaimennus eli kitkavaimennus on seurausta kappaleiden liikkeistä toisiinsa nähden, kun niiden välinen kitkaliitos luistaa. Negatiiviseksi vaimennukseksi kutsutaan sitä, kun ulkoinen kuormitus syöttää systeemiin enemmän energiaa kuin systeemin on vaimennuksen kautta mahdollista sitä kuluttaa. Maaperän vaimennusominaisuudet poikkeavat tavanomaisen systeemin vaimennuksesta ja niitä tarkastellaan tarkemmin opinnäytteen kohdassa 2.4.3.

## 2.2 Yhden vapausasteen systeemin värähtely

Dynaamisen systeemin liikettä eli värähtelyä kuvataan itsenäisillä siirtymä- ja kiertymäkoordinaateilla, joita kutsutaan systeemin vapausasteiksi (Chowdhury & Dasgupta 2009, s. 434). Vaikka todellisuudessa millään oikealla dynaamisella systeemillä ei ole tarkalleen vain yhtä vapausastetta, niin monet systeemit voidaan kuitenkin yksinkertaistaa dynaamista analyysiä varten yksivapausasteisiksi (Beards 1981, s. 47). Systeemi voi tällöin liikkua vain yhdessä suunnassa, eli sillä on yksi vapaa siirtymäkoordinaatti. Yhden vapausasteen systeemiä voidaan havainnollistaa esimerkiksi vaakasuunnassa liikkuvalla jouseen kiinnitetyllä massalla  $m$ , jossa systeemin jäykkyyttä kuvaa jousivakio  $k$  ja vaimennusta vaimennuskerroin  $c$  (ks. kuva 2.1) (Clough & Penzien 2003, s. 15).





**Kuva 2.1.** Yhden vapausasteen systeemin komponentit ja tasapainotilassa systeemiin vaikuttavat voimat (perustuu lähteeseen (Clough & Penzien 2003)).

Tasapainoasemastaan poikkeutetun systeemin pyrkimys palata tasapainoasemaansa johtuu liikettä vastustavista voimista (Clough & Penzien 2003, s. 9 - 16). Nämä voimat aiheutuvat systeemin liikkeestä, koska ne ovat verrannollisia siirtymään tai siirtymän aikaderivaattoihin. Liikettä vastustavat voimat ovat ajasta  $t$  riippuvia ja ne voidaan jaotella seuraavasti:  $f_D$  on vaimennusvoima,  $f_S$  on kimmovoima, ja  $f_I$  on hitausvoima. Hitausvoiman lauseke voidaan muodostaa d'Alembertin periaatteella, jonka mukaan massaan liittyvä hitausvoima on massan  $m$  ja systeemin siirtymän  $u$  toisen aikaderivaatan eli kiihtyvyyden tulo. Hitausvoimavektori osoittaa aina systeemin kiihtyvyydenvektoriin nähden vastakkaiseen suuntaan. Kimmovoima on jousivakion eli systeemin jäykkyyden  $k$  ja siirtymän tulo. Kun systeemiin oletetaan viskoosi vaimennus, vaimennusvoima on vaimennuskertoimen  $c$  ja systeemin siirtymän ensimmäisen aikaderivaatan eli nopeuden tulo. Liikettä vastustavien voimien kaavat ovat:

$$f_I(t) = m\ddot{u}(t), \quad (2.1)$$

$$f_S(t) = ku(t), \quad (2.2)$$

ja

$$f_D(t) = c\dot{u}(t). \quad (2.3)$$

Edellä mainitun ja kaavojen (2.1), (2.2) ja (2.3) perusteella voidaan todeta, että systeemin dynaaminen käyttäytyminen on seurausta systeemin massasta, jäykkyysominaisuuksista ja mahdollisesta vaimennuksesta.

Värähtelyongelman ratkaisun lähtökohtana on dynamiikan liikeyhtälö, jonka avulla voidaan tarpeesta riippuen ratkaista värähtelevän systeemin ominaistajuudet ja värähtelymuodot sekä dynaamisesta herätteestä aiheutuvat siirtymävasteet (Beards 1981, s. 13). Värähtelevän systeemin liikeyhtälö voidaan yksinkertaisissa tapauksissa helpoiten muodostaa suoraan systeemiin vaikuttavien voimien tasapainoehdosta d'Alembertin periaatteen mukaisesti (Clough & Penzien 2003, s. 16). Tasapainoehto saadaan esimerkiksi tulkitsemalla systeemin vapaakappalekuva. Monimutkaisemmissa tapauksissa tasapainoehto voi olla hankalaa muodostaa, jolloin systeemin liikeyhtälön formuloimiseen voidaan käyttää virtuaalisen työn periaatetta. Yhden vapausasteen systeemille liikeyhtälön

lopullinen muoto on kaavojen (2.1), (2.2) ja (2.3) avulla kirjoitettuna muodostamistavasta riippumatta seuraava:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t), \quad (2.4)$$

jossa  $F(t)$  on systeemiin vaikuttava ulkoinen pakkovoima. Kuten edellä todetaan, ominaisvärähtelyn tapauksessa pakkovoimaa ei systeemissä ole, jolloin liikeyhtälön oikea puoli on nolla ja kyseessä on homogeeninen differentiaaliyhtälö.

## 2.2.1 Vaimentamaton ominaisvärähtely

Vaimentamattomassa systeemissä ulkoista pakkovoimaa  $F(t)$  ei ole ja systeemin vaimenuskerroin  $c = 0$ , joten ominaisvärähtelyn liikeyhtälö supistuu muotoon:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0. \quad (2.5)$$

Differentiaaliyhtälö (2.5) on luonteeltaan homogeeninen ja lineaarinen, jolloin sen yleinen ratkaisu on (Salmi & Virtanen 2006, s. 374 - 375):

$$u(t) = A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t), \quad (2.6)$$

jossa  $A$  ja  $B$  ovat integroimisvakioita ja  $\omega$  on systeemin ominaiskulmataajuus. Jotta ratkaisu (2.6) on voimassa kaikkina ajanhetkinä, päädytään käyttämään merkintää

$$\omega^2 = \frac{k}{m}. \quad (2.7)$$

Integroimisvakioiden ratkaisemiseksi merkitään systeemin siirtymän ja nopeuden alkuehdot  $u(0) = u_0$  ja  $\dot{u}(0) = v_0$ , jolloin siirtymän lauseke saadaan muotoon:

$$u(t) = u_0 \cos(\omega t) + \frac{v_0}{\omega} \sin(\omega t). \quad (2.8)$$

Systeemin nopeuden kaava saadaan derivoimalla siirtymän lauseketta ajan suhteen yhden kerran ja kiihtyvyyden kaava derivoimalla siirtymän lauseketta ajan suhteen kaksi kertaa. Siirtymäamplitudin  $A$  kaava vaimentamattomalle systeemille alkuehtojen avulla lausuttuna on

$$A = \sqrt{(v_0/\omega)^2 + u_0^2}. \quad (2.9)$$

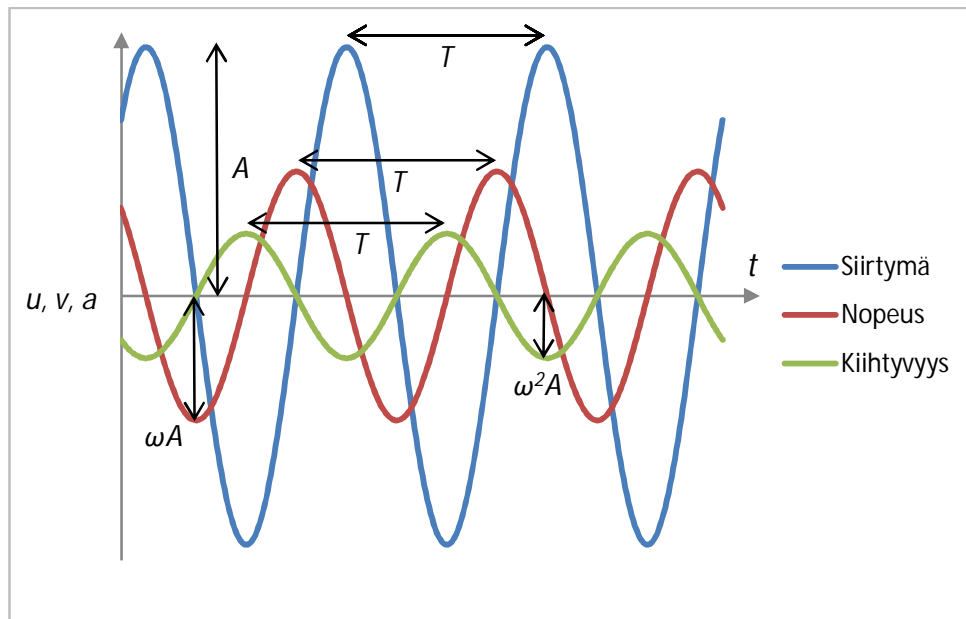
Ominaiskulmataajuuden avulla voidaan määrittää systeemin ominaisvärähdysaika  $T$  ja ominaistaajuus  $f_0$ . Koska harmonisten funktioiden jaksonpituus on  $2\pi$  ja systeemin värähtely noudattaa kyseisiä funktioita, on voimassa yhteys  $\omega T = 2\pi$ , mistä seuraa tulokset ominaisvärähdysajalle ja ominaistaajuudelle:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.10)$$

ja

$$f_0 = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}. \quad (2.11)$$

Kuvassa 2.2 ovat vaimentamattoman systeemin siirtymä  $u$ , nopeus  $v$  ja kiihtyvyys  $a$  ajan funktiona.



**Kuva 2.2.** Vaimentamattoman systeemin siirtymä, nopeus ja kiihtyvyys ajan funktiona.

Huomioitavaa on, että nopeus on siirtymää edellä  $90^\circ$  ja kiihtyvyys taas  $90^\circ$  edellä nopeutta. Värähtelyn amplitudien suuruudet riippuvat oleellisesti systeemin alkuehdoista. Sen sijaan lineaarisen värähtelijän ominaistaajuus ja ominaisvärähdysaika ovat systeemin vakioita, jotka eivät ole riippuvuussuhteessa alkuehtoihin.

## 2.2.2 Vaimennettu ominaisvärähtely

Yhden vapausasteen systeemin liikeyhtälö, jossa vaimennuksen vaikutus on huomioitu, on kaavan (2.4) mukainen. Yleisimmin käytetty vaimennuksen tyyppi dynamiikan ongelmassa on viskoosi vaimennus, joka on suoraan verrannollinen systeemin värähtelyn nopeuteen (ks. kaava (2.3)) ja on näin matemaattisesti yksinkertainen käsiteltävä (Paz 1991). Helppokäyttöisyytensä vuoksi viskoosia vaimennusta käytetään usein myös tilanteissa, joissa se ei täysin vastaa systeemin vaimennuksen todellista käyttäytymistä. Viskoosia vaimennusta kuvataan kirjaimella  $c$ , jota nimitetään vaimennuskertoimeksi.

Etsittäessä liikeyhtälölle (2.4) ratkaisua, kun  $F(t) = 0$ , sijoitetaan siirtymäksi

$$u(t) = Ce^{\lambda t}, \quad (2.12)$$

jossa  $C$  ja  $\lambda$  ovat apusuureita (Paz 1991). Yhteiset tekijät supistuvat, jolloin tuloksena on toisen asteen karakteristinen yhtälö

$$m\lambda^2 + c\lambda + k = 0, \quad (2.13)$$

jossa apusuure  $\lambda$  on tuntematon. Toisen asteen yhtälön ratkaisukaavalla saadaan

$$\lambda = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m}. \quad (2.14)$$

Vaimennetun ominaisvärähtelyn differentiaaliyhtälön ratkaisun kantafunktioiden muoto riippuu yhtälön (2.13) juurten luonteesta (Salmi & Virtanen 2006, s. 379 - 381). Yhtälön (2.13) juuret voivat olla luonteeltaan joko reaaliset ja yhtä suuret, reaaliset ja erisuuret tai kompleksiset liittoluvut riippuen yhtälön (2.14) diskriminantin arvosta. Kaavan (2.14) perusteella voidaan todeta, että liikeyhtälön ratkaisu riippuu systeemin vaimennuksen suuruudesta eli vaimennuskertoimesta  $c$ .

Systeemi on kriittisesti vaimennettu, jos yhtälön (2.13) juuret ovat reaaliset ja yhtä suuret eli diskriminantin arvo on nolla (Salmi & Virtanen 2006, s. 379 - 381). Tällöin vaimennuskertoimelle saadaan kaava

$$c_{cr} = \sqrt{4mk} = 2m\omega, \quad (2.15)$$

jota nimitetään kriittiseksi vaimennuskertoimeksi. Systeemin vaimennusta voidaan merkitä myös suhteellisella vaimennuskertoimella  $\xi$ , joka kuvaa vaimennusta suhteessa kriittiseen vaimennukseen eli

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}}. \quad (2.16)$$

Kriittisesti vaimennetulle systeemille suhteellisen vaimennuskertoimen arvo on yksi.

Kriittisesti vaimennettu systeemin liike lähenee asymptoottisesti tasapainoasemaa, eikä tällöin voida puhua varsinaisesta värähtelystä (Salmi & Virtanen 2006, s. 379 - 381). Voidaan osoittaa, että kriittisesti vaimennettu systeemi saavuttaa samoilla alkuehdoilla tasapainoasemansa nopeammin kuin yli- tai alikriittisesti vaimennetut systeemit. Ylikriittisen systeemin suhteellinen vaimennuskertoimen on suurempi kuin yksi ja myös tällainen systeemi lähenee asymptoottisesti tasapainoasemaansa. Myöskään ylikriittisesti vaimennetun systeemin liike ei ole värähtelyä.

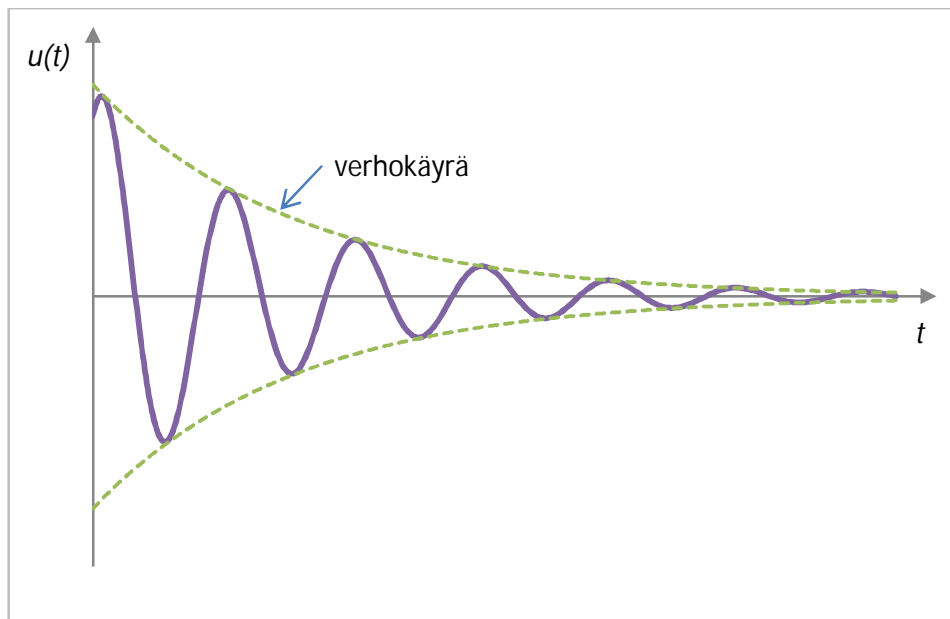
Yleisesti rakennustekniikkaan liittyvän dynamiikan ja näin ollen myös tämän työn kannalta olennaisin tapaus on alikriittisesti vaimennettu systeemi, jonka suhteellinen vaimennuskerroin on pienempi kuin yksi (Salmi & Virtanen 2006, s. 381 - 382). Alikriittisesti vaimennetun systeemin liikeyhtälön eli värähtelyn siirtymävasteen ratkaisu on

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left( u_0 \cos(\omega_d t) + \frac{v_0 + \xi\omega u_0}{\omega_d} \sin(\omega_d t) \right). \quad (2.17)$$

Yhtälössä (2.17) esiintyvä suure  $\omega_d$  on vaimennetun systeemin ominaiskulmataajuus, jonka kaava on (Salmi & Virtanen 2006, s. 381):

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2}. \quad (2.18)$$

Kuten kaavan (2.18) perusteella voidaan havaita, vaimennetun systeemin ominaiskulmataajuus on aina pienempi kuin vaimentamattoman värähtelijän ominaiskulmataajuus. Kuvassa 2.3 esitetään alikriittisesti vaimennetun systeemin ominaisvärähtelyä ajan funktiona.



**Kuva 2.3.** Alikriittisesti vaimennetun värähtelijän siirtymävaste ajan funktiona.

Kuvasta havaitaan, että alikriittisesti vaimennetun systeemin värähdellessä tasapainoasemansa ympärillä sen liikkeen amplitudi pienenee jokaisella värähdysjaksolla. Vaimennetun ominaisvärähtelyn värähdysaika  $T_d$  pysyy kuitenkin vakiona ja sen pituus voidaan laskea kaavalla (Salmi & Virtanen 2006, s. 382):

$$T_d = \frac{T}{\sqrt{1 - \xi^2}}. \quad (2.19)$$

Yhtälön (2.19) pohjalta voidaan todeta, että vaimennetun systeemin värähdysaika on aina pidempi kuin vaimentamattoman värähtelijän värähdysaika.

### 2.2.3 Harmoninen pakkovärähtely, vahvistus ja resonanssi

Mikäli systeemiin vaikuttaa ulkoisia muuttuvia pakkovoimia, niistä syntyvää systeemin liikettä kutsutaan pakkovärähtelyksi (Salmi & Virtanen 2006, s. 373). Tässä kohdin työtä painopiste on jaksollisissa harmonisissa kuormituksissa niiden helpomman matemaattisen kuvaamisen vuoksi ja lisäksi suurin osa kaikista havaituista heilahdusliikkeistä noudattaa harmonisen värähdysliikkeen lainalaisuuksia (Hakulinen 1991, s. 7). Myös kaikki ei-harmoniset kuormitukset voidaan hajottaa suureksi määräksi sinikäyriä Fourier-analyysin avulla (Gazetas 1991, s. 565). Harmoniset kuormitukset ovat tyypillisesti sini- ja kosinifunktioita.

Kun vaimentamattomaan yhden vapausasteen systeemiin vaikuttaa harmoninen pakkovoima  $F(t)$ , supistuu liikeyhtälö (2.4) muotoon

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = F_0 \sin(\Omega t + \varphi_F), \quad (2.20)$$

jossa  $F_0$  on herätekuormituksen amplitudi,  $\Omega$  herätteen kulmataajuus ja  $\varphi_F$  herätteen vaihekulma (Salmi & Virtanen 2006, s. 386). Tarkastellaan tilannetta, jossa herätteen vaihekulma on nolla. Liikeyhtälö (2.20) on toisen kertaluvun epähomogeeninen differentiaaliyhtälö, jonka ratkaisu koostuu yhtälön homogeenisen osan yleisen ratkaisun ja epähomogeenisen osan yksityisratkaisun summasta.

Yhtälön (2.20) homogeenisen osan yleinen ratkaisu on vaimentamattoman systeemin ominaisvärähtelyn ratkaisun eli yhtälön (2.6) mukainen. Koska kyseessä oleva heräte on harmoninen, on syytä olettaa myös pakkovoiman aiheuttaman siirtymän noudattavan sinifunktiota. Näin ollen yhtälön (2.20) yksityisratkaisu  $u_p$  on muotoa

$$u_p(t) = U \sin(\Omega t), \quad (2.21)$$

jossa  $U$  maksimisiirtymä (Paz 1991, s. 37 - 38). Maksimisiirtymä ratkaistaan sijoittamalla yksityisratkaisu (2.21) liikeyhtälöön (2.20), jolloin saadaan

$$U = \frac{F_0}{k - m\Omega^2}. \quad (2.22)$$

Kun huomioidaan ominaisvärähtelyn osuus (kaava (2.6)), sekä kaavan (2.7) mukainen yhteys, voidaan differentiaaliyhtälön (2.20) ratkaisu kirjoittaa muotoon

$$u(t) = A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t) + \frac{F_0/k}{1 - (\Omega/\omega)^2} \sin(\Omega t). \quad (2.23)$$

Käytetään vielä merkintää

$$u_{st} = \frac{F_0}{k}, \quad (2.24)$$

joka tarkoittaa siirtymää, jonka voima  $F_0$  aiheuttaa vaikuttaessaan systeemiin staattisena. Yhtälöstä (2.23) voidaan nähdä, että vaimentamattoman systeemin kokonaisvärähtely koostuu ominais- ja pakkovärähtelyn summasta. Koska todellisissa systeemeissä esiintyy aina vaimennusta, ominaisvärähtelyn osuus vaimenee systeemistä käytännössä melko nopeasti pois, jolloin jäljelle jää vain pakkovoimasta aiheutuva systeemin pakkovärähtely (Salmi & Virtanen 2006, s. 387). Vapaan värähtelyn aiheuttamaa vastetta nimitetään lyhytaikaiseksi eli transientiksi vasteeksi ja pakkovärähtelyn aiheuttamaa vastetta pysyväksi vasteeksi, koska se ei vaimene ajan kuluessa. Pakkovärähtelystä johtuva systeemin siirtymä noudattaa yhtälöä:

$$u(t) = \frac{u_{st}}{1 - (\Omega/\omega)^2} \sin(\Omega t). \quad (2.25)$$

Vaimentamattomalle systeemille pysyvän värähtelyn vaste voidaan edelleen kirjoittaa niin sanotun vahvistuskertoimen  $V$  avulla muotoon

$$u(t) = V u_{st} \sin(\Omega t), \quad (2.26)$$

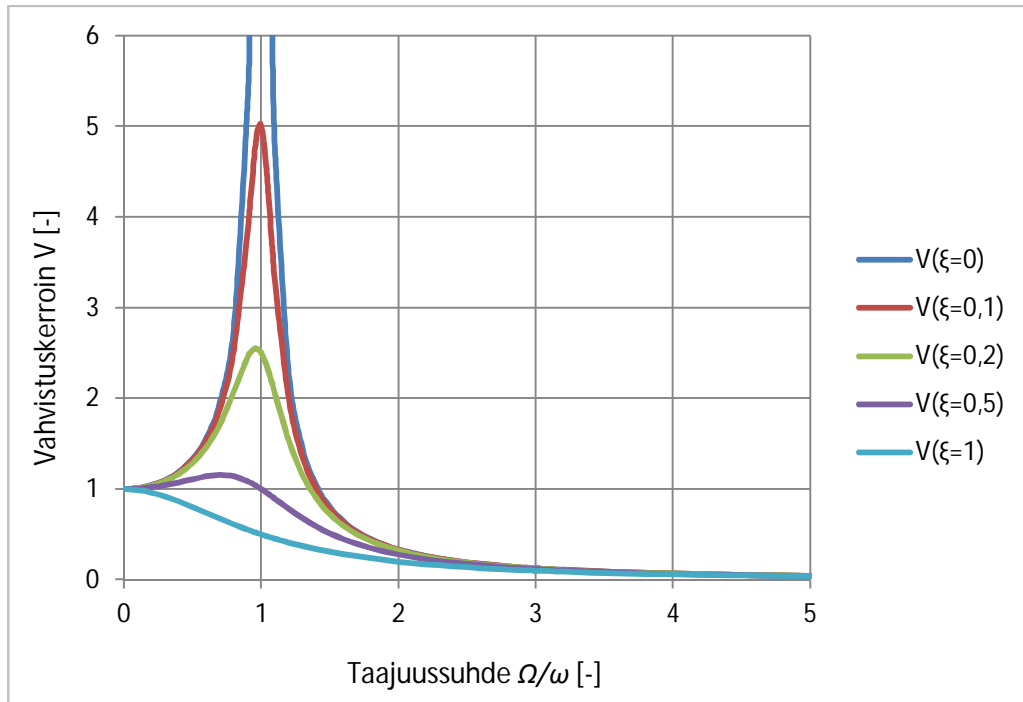
jossa

$$V = \frac{1}{1 - (\Omega/\omega)^2}. \quad (2.27)$$

Vaimennetulle värähtelijälle vahvistuskerroin on sitä vastoin (Salmi & Virtanen 2006, s. 395):

$$V = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\Omega/\omega)^2]^2 + (2\xi\Omega/\omega)^2}}. \quad (2.28)$$

Vaimennetun systeemin vahvistuskerroin kuvaa dynaamisen ja staattisen siirtymän suhdetta kuorman herätetaajuuden, systeemin ominaistajuuden ja suhteellisen vaimennuksen funktiona. Kuvassa 2.4 on vahvistuskertoimen kuvaajat eri taajuussuhteilla  $\Omega/\omega$  ja systeemin suhteellisilla vaimennuksilla  $\xi$ .



**Kuva 2.4.** Vahvistuserroin taajuussuhteen funktiona eri suhteellisen vaimennuskertoimien arvoilla.

Vaimentamattoman systeemin vahvistuserroin lähenee ääretöntä taajuussuhteen läheisyydessä arvoa yksi. Myös pienillä suhteellisen vaimennuksen arvoilla vahvistuserroin saa ääriarvonsa taajuussuhteen ollessa yhden läheisyydessä, mutta kriittisesti vaimennetulla systeemillä ääriarvoa ei esiinny. Kun taajuussuhde kasvaa, systeemin vaimennuksen vaikutus vasteeseen pienenee ja lopulta menettää merkityksensä. Alikriittisesti vaimennetun ( $\xi < 1/\sqrt{2}$ ) systeemin maksimivahvistuserroin ja maksimiampplitudi saavutetaan, kun taajuuksien suhde on pienempi kuin yksi ja kyseinen taajuussuhde voidaan ratkaista kaavasta (Clough & Penzien 2003, s. 42):

$$\left(\frac{\Omega}{\omega}\right)_{peak} = \sqrt{1 - 2\xi^2}. \quad (2.29)$$

Tätä taajuussuhdetta vastaava vahvistuserroin saadaan sijoittamalla kaavan (2.29) osoittama tulos vahvistuskertoimen kaavaan (2.28), jolloin maksimivahvistuskertoimelle  $V_{max}$  saadaan lauseke

$$V_{max} = \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - 2\xi^2}}. \quad (2.30)$$

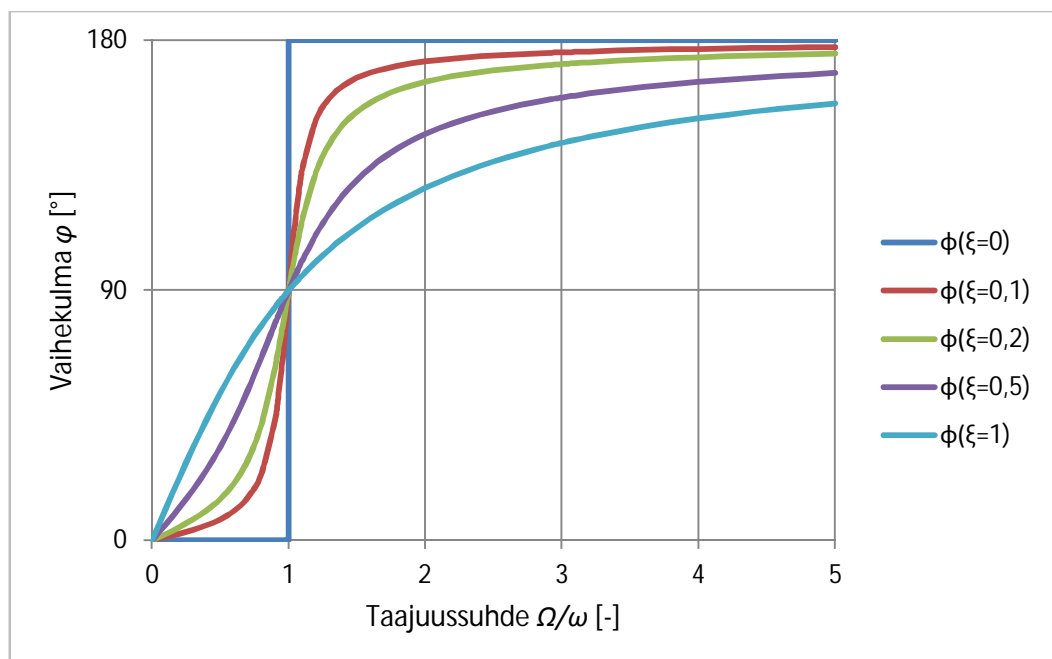
Käytännössä tavallisesti systeemin suhteellinen vaimennus  $\xi < 0,25$ , jolloin siirtymän huippuamplitudi esiintyy riittäväällä tarkkuudella taajuussuhteen arvolla yksi (Hakulinen 1991, s. 15). Herätetaajuuden ja samalla taajuussuhteen kasvaessa vaikuttaa systeemin siirtymään lähinnä hitausvoimat.



On todettu, että kun vaimentamattomassa systeemissä herätetaajuus on pienempi kuin systeemin ominaistajuus, systeemin siirtymävaste on samassa vaiheessa kuormituksen kanssa (Paz 1991, s. 33 - 38). Vaimennetussa värähtelysysteemissä sen sijaan vaste on herätettä jäljessä vaihekulman  $\varphi$  verran. Vaihekulma lasketaan kaavalla

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{2\xi\Omega/\omega}{1 - (\Omega/\omega)^2}. \quad (2.31)$$

Samoin kuin vahvistuskerroin, myös vaihekulma riippuu systeemin ominaistajuudesta, suhteellisesta vaimennuksesta sekä pakkovoiman herätetaajuudesta. Kuvassa 2.5 esitetään vaihekulman riippuvuus taajuussuhteesta ja systeemin suhteellisesta vaimennuksesta.



**Kuva 2.5.** Vasteen vaihekulma taajuussuhteen funktiona eri suhteellisen vaimennuskerrointen arvoilla.

Kun herätetaajuus on pieni systeemin ominaistajuuteen verrattuna, vaste ja heräte ovat lähes samassa vaiheessa. Herätetaajuuden kasvaessa vaste jää selkeämmin herätteestä jälkeen ja taajuussuhteen saavuttaessa arvon yksi vaihekulma on  $90^\circ$  systeemin suhteellisen vaimennuksen arvosta riippumatta. Herätetaajuuden kasvaessa edelleen kasvaa myös vaihekulma lähestyen lopulta  $180^\circ$ :ta.

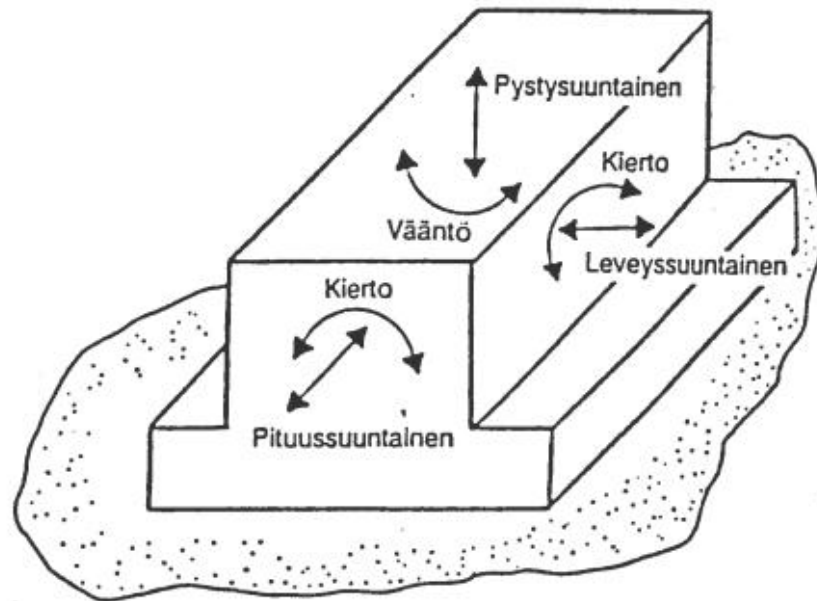
Tilannetta, jossa systeemiä kuormittavan dynaamisen herätteen taajuus on hyvin lähellä systeemin ominaistajuutta, kutsutaan resonanssiksi (Salmi & Virtanen 2006, s. 388). Kuten edellä todetaan, alikriittisesti vaimennetun systeemin vahvistuskerroin saavuttaa ääriarvonsa, kun taajuussuhde on noin yksi. Vaimennetuilla systeemeillä resonanssitaajuus on systeemin ominaistajuutta hieman pienempi (ks. kuva 2.4 ja kaava (2.18)). Resonans-

sisä systeemien värähtelyn amplitudi voi kasvaa hyvin suureksi, vaimentamattoman värähtelijän tapauksessa teoreettisesti aina äärettömyyteen saakka. Resonanssitilanteet ovat siis rakenteiden kannalta ei-toivottavia ja jopa vaarallisia, joten resonanssia pyritään rakenteiden suunnittelussa yleensä välttämään.

### 2.3 Usean vapausasteen systeemin värähtely

Usein rakenteiden tarkempaa dynaamista analysointia varten laskentamallissa on sallittava useampi kuin vain yksi vapausaste, jolloin systeemin laskennallinen tarkastelu monimutkaistuu. Tällöin dynaaminen analyysi tehdään tavallisesti tietokoneavusteisena. Systeemin vapausasteiden lukumäärän kasvaessa tarvitaan laskentakapasiteettia jatkuvasti enemmän ja laskenta-aika kasvaa, joten monimutkaisissa tilanteissa on suositeltavampaa käyttää esimerkiksi dynaamista redusointia, jonka avulla vapausasteiden määrää voidaan vähentää jättäen laskennan kannalta tärkeimmät vapausasteet jäljelle (Chandrupatla & Belegundu 2002, s. 393).

Jäykän laiteperustuksen vapausasteiden määrä on kuusi. Kuvassa 2.6 on jäykän perustuksen vapausasteiden mukaiset värähtelymuodot.



**Kuva 2.6.** Jäykän perustuksen vapausasteet ja niiden mukaiset värähtelymuodot (Hakulinen 1991, s. 7).

Monivapausasteisen systeemin ominaisvärähtelyyn liittyy olennaisesti systeemin ominaismuodot eli värähtelymoodit. Systeemillä on yhtä monta ominaistaajuutta ja -muotoa kuin systeemillä on vapausasteita (Harris & Piersol 2002, s. 24.13). Esimerkiksi monet laitteet ja niiden perustukset koostuvat erilaisista ja usein joustavista rakenneosista, joilla on huomattavasti enemmän vapausasteita kuin pelkällä jäykällä perustuksella (Hakulinen 1991, s. 7). Kun usean vapausasteen systeemin osat on kiinnitetty toisiinsa joustavasti, ne

voivat liikkua itsenäisesti eri taajuuksilla. Tietyillä taajuuksilla tällaisen systeemin osat ovat harmonisessa liikkeessä yhtäaikaan ja ne saavuttavat tällöin maksimiampplitudinsa, joskin mahdollisesti eri suunnissa (Beards 1981, s. 47). Kyseessä olevaa taajuutta nimitetään systeemin ominaistaajuudeksi ja sitä vastaavaa värähtelymuotoa ominaismuodoksi tai moodimuodoksi. Rakenteiden dynaamisissa laskentatarkasteluissa ominaistaajuuksien laskentaa kutsutaan moodianalyysiksi.

Kuormitettaessa usean vapausasteen systeemiä pakkovoimalla on systeemin kokonaisvärähtely superpositioperiaatteen mukaisesti eri värähtelymuotojen summa, mutta eri värähtelymuodot vastaavat kuormitukseen itsenäisesti (Clough & Penzien 2003, s. 308 – 309). Vahvistuskerroin voidaan näin määrittää jokaiselle muodolle erikseen noudattaen samaa periaatetta kuin yhden vapausasteen systeemin tapauksessa. Yksittäisen ominaismuodon vaikutus systeemin vasteeseen on riippuvainen sekä heräte- ja ominaistaajuuden suhteesta että kuormituksesta ja sen luonteesta. Esimerkiksi ne ominaismuodot, joilla rakenne pyrkii liikkumaan kuormituksen suuntaisesti, heräävät dynaamisessa kuormituksessa voimakkaasti ja päinvastoin.

Monivapausasteisen systeemin liikeyhtälöt muodostetaan samalla tavoin kuin yhden vapausasteen systeemille, ainoastaan matriisimuotoisina. Kaikki usean vapausasteen dynaamiset ongelmat voidaan ratkaista noudattaen samoja periaatteita (Beards 1981, s. 63). Tässä yhteydessä käsitellään monivapausasteisen systeemin laskentaperiaatteet ainoastaan lyhyesti ja esitellään ominaistaajuuksien ja -muotojen käsinlaskentaan soveltuva menetelmä yksinkertaisissa tilanteissa vaimentamattomalle systeemille.

Usean vapausasteen systeemin liikeyhtälö on matriisimuodossa

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}, \quad (2.32)$$

jossa  $\mathbf{M}$  on massamatriisi,  $\mathbf{C}$  on vaimennusmatriisi,  $\mathbf{K}$  on jäykkyydematriisi,  $\mathbf{F}$  on pakkovoimavektori ja  $\mathbf{u}$  on siirtymävektori (Harris & Piersol 2002, s. 28.10). Laskettaessa vaimentamattoman systeemin ominaistaajuuksia, ovat vaimennus ja ulkoinen pakkovoima-termi nolli, jolloin liikeyhtälö (2.32) supistuu muotoon

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0}. \quad (2.33)$$

Systeemin värähtely ominaistaajuudellaan on harmonista, joten siirtymävektoriksi voidaan sijoittaa

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi} \sin \omega t, \quad (2.34)$$

jossa  $\boldsymbol{\phi}$  on siirtymän amplitudia kuvaava vektori (Clough & Penzien 2003, s. 201). Sijoitetaan siirtymävektori (2.34) matriisimuotoiseen liikeyhtälöön (2.33), jolloin se supistuu muotoon

$$\mathbf{K}\boldsymbol{\phi} = \omega^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}, \quad (2.35)$$

joka on luonteeltaan kahden matriisin ominaisarvotehtävä. Haettaessa yhtälölle (2.35) ratkaisua se kirjoitetaan muotoon

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi} = \mathbf{0}, \quad (2.36)$$

jota kutsutaan homogeeniseksi yhtälöryhmäksi (Harris & Piersol 2002, s. 28.12). Yhtälön (2.36) ominaisarvo on  $\omega^2$  ja ominaisvektori  $\boldsymbol{\phi}$ , jotka muodostavat yhtälön ominaisparin (Salmi 2003, s. 39). Ominaisarvojen perusteella saadaan ratkaistua systeemin ominaiskulumataajuudet ja ominaisvektorin perusteella voidaan arvioida systeemin ominaismuotoja. Ominaisarvojen ratkaisu löydetään karakteristisen yhtälön

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (2.37)$$

avulla. Ominaisarvoja vastaavat ominaisvektorit saadaan ratkaistua sijoittamalla ominaisarvot yksitellen yhtälöön (2.36). Systeemin ominaismuotoja voidaan arvioida normeraamalla ominaisvektori asettamalla jokin ominaisvektorin alkioista ykköseksi ja ratkaisemalla loput vektorin komponentit lausekkeen (2.36) mukaisesta yhtälöryhmästä.

Systeemin ominaistuuksia ja ominaisvektoreita löytyy yhtä monta kappaletta kuin systeemillä on vapausasteita, mutta jotkin ominaisarvot voivat esiintyä useampikertaisina (Harris & Piersol 2002, s. 28.13). Jotkin ominaisarvot voivat olla myös suuruudeltaan nolli. Koska ominaisvektoreita voidaan kertoa mielivaltaisilla vakioilla, ominaisvektoreiden avulla ei voida ratkaista värähtelyn absoluuttista amplitudia, mutta niiden perusteella saadaan systeemin värähtelymuodot selville.

Monivapausasteisten systeemien analysointiin käytetään nykyään lähes poikkeuksetta elementtimenetelmään (FEM) perustuvia tietokoneohjelmistoja. Elementtimenetelmä on numeerinen laskentamenetelmä, jossa rakenne jaetaan äärelliseen määrään osia eli elementtejä, jotka ovat yhteydessä viereisiinsä solmupisteiden välityksellä. Laskenta perustuu tavallisesti solmupisteiden siirtymien ratkaisemiseen. Elementit ovat vuorovaikutuksessa viereistensä kanssa ainoastaan yhteisten solmupisteiden kautta, jolloin ongelman ratkaiseminen on yksinkertaisempaa (Clough & Penzien 2003, s. 7 – 8). Elementeille voidaan antaa materiaalitiedot, tukiehdot ja kuormitukset, jolloin koko rakenteen toiminta muun muassa jännityksineen ja muodonmuutoksineen saadaan selville (Chandrupatla & Belegundu 2002, s. 1 – 6). Elementtimenetelmän mukainen ratkaisu on aina likimääräinen ja ratkaisun tarkkuus riippuu esimerkiksi elementtien määrästä sekä siitä, kuinka tarkasti laskentamalli kuvaa todellista tilannetta (Cook 2002, s. 3 – 4). Tässä työssä elementtimenetelmää käsitellään työn sisällä lyhyesti ja siitä esitellään vain tämän työn kannalta olennaisimmat seikat.

## 2.4 Geodynamiikka

Maa muodostuu tavallisesti kiviainesrakeista ja niiden välisestä huokostilasta, joka sisältää ilmaa ja/tai vettä riippuen pohjavedenpinnan tasosta (Coduto 2001, s. 47 – 48). Maaperä sen sijaan koostuu yleensä erilaisista ja eripaksuisista maakerroksista, joiden rakeisuus-, tiiveys- ja jäykkyysominaisuudet ovat toisistaan poikkeavia. Myös jännitystila maan sisällä muuttuu syvyyden funktiona. Maa on siis epäjatkovaa ja epähomogeenista. Maan isotrooppisuus riippuu maalajista ja siihen vaikuttavat anisotrooppinen jännitys sekä jännityshistoria (Länsivaara 2016). Yleensä maa on isotrooppista vaakasuunnassa, mutta anisotrooppista, kun verrataan vaak- ja pystysuuntia. Maan kokoonpuristuvuus ja lujuusominaisuudet määrittyvät raepartikkelien välisten kontaktien eivätkä niinkään rakeiden sisäisten ominaisuuksien kautta. Vaikka yleensä maan muodonmuutostähtäytymisen poikkeaa huomattavasti elastisten materiaalien käyttäytymisestä, voidaan maa kuitenkin pienillä muodonmuutostasojilla kuvata hyväksyttävällä tarkkuudella elastiseksi materiaaliksi (Das 1984, s. 153). Koska laiteperustusten yhteydessä sallitut siirtymä- ja muodonmuutostasot ovat pieniä, voidaan lineaarielastista teoriaa tavallisesti käyttää dynaamisissa tarkasteluissa hyväksi (Hakulinen 1991, s. 3).

Edellä mainittujen ominaisuuksien vuoksi maa poikkeaa muista tavallisista rakennusmateriaaleista, kuten teräksestä ja teräsbetonista, joten myös maan dynaaminen käyttäytyminen on erilaista (Saari et al. 1990, s. 299). Maan yläpuoliset rakenteet ovat tavallisesti äärellisiä diskreettejä elementtejä, kun taas maata voidaan pitää kontinuumina, mikä osaltaan erottaa geodynamiikan rakenteiden dynamiikan haarasta (Chowdhury & Dasgupta 2009, s. 641).

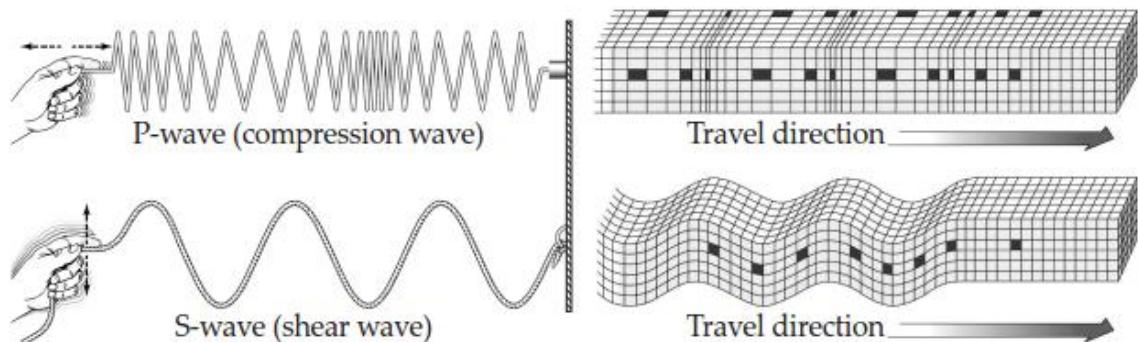
Dynaamisesti kuormitettu rakenne on tavallisesti vuorovaikutuksessa ympäröivän maan kanssa (Wolf 1985, s. 1). Esimerkiksi laiteperustusten kohdalla kyseinen vuorovaikutus voi muodostua erittäin merkittäväksi. Yläpuolisiin rakenteisiin nähden maa on rajoittamaton alue, jonka säteilyolosuhteet ja rooli tärinästä aiheutuvan aaltoliikkeen välittäjänä on yleensä huomioitava dynaamisessa laskentamallissa. Lisäksi mallintamisessa tulee muun muassa välttää sellaisten reunaehtojen asettamista maalle, joiden myötä aallot heijastuvat takaisin tärinälähdettä kohti sen sijaan että etenisivät väliaineessa kohti äärettömyyttä rakenteesta poispäin.

### 2.4.1 Aaltoliike äärettömässä elastisessa väliaineessa ja semi-äärettömässä elastisessa puoliavaruudessa

Maan dynaaminen käyttäytyminen kumpuaa maamassassa tapahtuvista aaltoliikkeistä ja kyseisiä aaltoja kutsutaan jännitysaalloiksi (Das 1984, s. 76). Aaltoliikkeiden teoreettiseen kuvaamiseen on kehitetty matemaattisia malleja, joissa aaltojen etenemistä tarkastellaan kolmiulotteisessa äärettömässä elastisessa väliaineessa tai semi-äärettömässä elas-

tisessa puoliavaruudessa (Prakash 1981, s. 57 ja s. 62). Molemmat teoreettiset mallit pohjautuvat oletukseen, että tarkasteltava väliaine tai puoliavaruus on elastinen, homogeeninen ja isotrooppinen. Käytännön suunnittelutarkasteluissa maalle käytetään yleensä semi-äärettömän puoliavaruuden reunaehtoja, koska ne vastaavat paremmin todellista tilannetta.

Äärettömän elastisen väliaineen mallissa esiintyviä aaltoja on kahdenlaisia: puristusaaltoja (P-aalto) ja leikkausaaltoja (S-aalto) (Chowdhury & Dasgupta 2009, s. 643; Prakash 1981, s. 57 – 62; Hakulinen 1991, s. 16 - 18). Puristusaalto ovat pituussuuntaisia, ne etenevät kaikista jännitysaalloista nopeimmin ja voivat edetä niin maassa kuin vedessäkin. Koska maa kykenee verrattain hyvin vastustamaan puristusta ja dilataatiota, ovat puristusaaltojen aiheuttamat muodonmuutokset maassa melko pieniä. Leikkausaalto ovat puristusaaltoja huomattavasti hitaampia poikittaissuuntaisia aaltoja ja aiheuttavat väliaineessa kulkiessaan leikkausmuodonmuutoksia. Leikkausaaltojen ominaisuudet riippuvat tavallisesti vain maan ominaisuuksista, koska huokosvedellä ja nesteillä yleensä ei ole leikkauslujuutta. Näin ollen leikkausaalto ei myöskään etene pelkässä nesteessä. Koska maan kyky vastustaa leikkausmuodonmuutoksia on verrattain heikko, voivat leikkausaalto tuottaa maan pinnalla vahinkoja. Puristus- ja leikkausaaltoja kutsutaan tilavuusaalloiksi ja ne leviävät ympäristöönsä pallon muotoisena aaltorintamana. Kuvassa 2.7 ovat tilavuusaaltojen aiheuttamat partikkelien liikesuunnat.

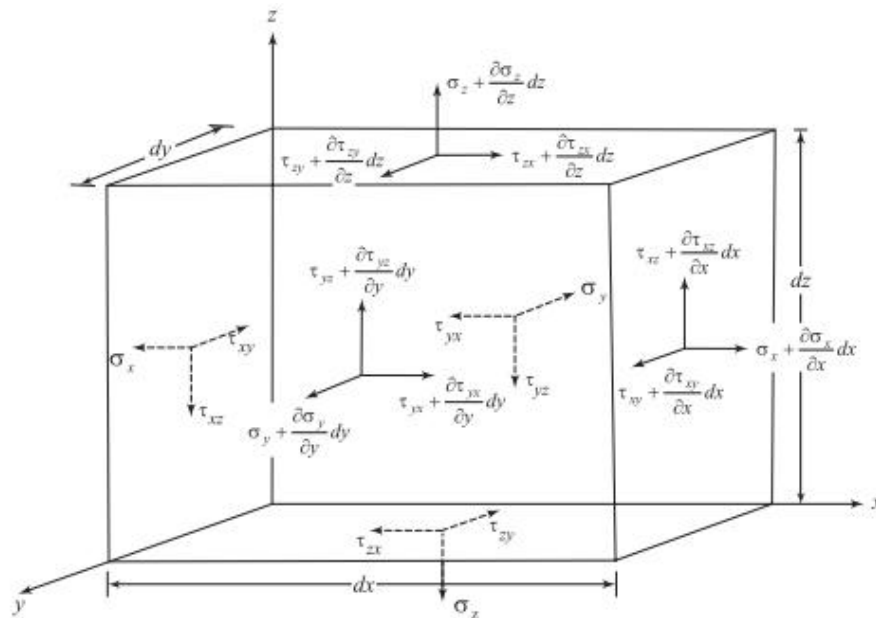


**Kuva 2.7.** P- ja S-aaltojen aiheuttamat partikkelien liikesuunnat (Benz 2007, s. 11).

Semi-äärettömän elastisen puoliavaruuden mallissa esiintyy kaksi muutakin aaltoa: Rayleigh-aalto (R-aalto) ja Love-aalto (L-aalto). Rayleigh-aallot muodostuvat puoliavaruuden vapaalla rajapinnalla eli maanpinnalla (Prakash 1981, s. 62; Hakulinen 1991, s. 17 – 18). R-aallot ovat puristus- ja leikkausaaltojen yhdistelmiä ja voivat näin aiheuttaa maassa sekä pitkittäisiä että poikittaisia muodonmuutoksia. Rayleigh-aallon nopeus on lähestulkoon sama kuin leikkausaallon. R-aallot etenevät lähellä vapaata rajapintaa (maanpintaa) ja niiden vaikutus ulottuu noin aallonpituuden syvyydelle maanpinnan alapuolella. Love-aallot syntyvät kerroksellisen maaperän rajapinnoilla puristus- ja leikkausaaltojen yhdistelminä. Love-aallot aiheuttavat maassa pääasiassa leikkausmuodonmuutoksia.

Pinnan läheisyydessä oleva maapartikkeli kohtaa tärinälähteestä tulevat aallot aina samassa järjestyksessä (Prakash 1981, s. 68). Ensin partikkelin luo ehtii P-aalto, jonka jälkeen S-aalto ja viimeisenä maapartikkelin kohtaa R-aalto. R-aalto aiheuttaa partikkeliin kaikista aalloista suurimman siirtymäamplitudin. Mitä kauempana tärinälähteestä partikkeli on, sitä pienempiä ovat aaltojen amplitudit ja vastaavasti aaltojen väliset tauot pitenevät.

Tässä työssä esitellään vain kolmiulotteisen äärettömän elastisen väliaineen teorian mukaiset dynaamiset liikeyhtälöt ja niiden tulokset. Elastisen semi-äärettömän puoliavaruuden teoriaa on käsitelty esimerkiksi lähteissä (Chowdhury & Dasgupta 2009, s. 649 – 659) ja (Das & Ramana 2011, s. 82 – 95). Kuvassa 2.8 on elastisen väliaineen äärellisen pieni elementti ja siihen kohdistuvat jännitykset, joiden perusteella voidaan johtaa väliaineen dynaamiset liikeyhtälöt. Kyseinen johto on esitetty esimerkiksi lähteessä (Chowdhury & Dasgupta 2009, s. 644 - 648), joten tässä yhteydessä se sivuutetaan.



**Kuva 2.8.** Jännitykset äärellisen pienessä elastisessa väliaine-elementissä (Das & Ramana 2011, s. 74).

Elastisen väliaineen dynaamiset liikeyhtälöt ovat (Chowdhury & Dasgupta 2009, s. 647):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial e_v}{\partial x} (\lambda + G) + G \nabla^2 u, \quad (2.38)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial e_v}{\partial y} (\lambda + G) + G \nabla^2 v \quad (2.39)$$

ja

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial e_v}{\partial z} (\lambda + G) + G \nabla^2 w, \quad (2.40)$$

joissa

$$\rho = \gamma / g. \quad (2.41)$$

Yhtälöissä (2.38) - (2.41)  $\rho$  on tiheys,  $u$ ,  $v$  ja  $w$  ovat siirtymiä  $x$ -,  $y$ - ja  $z$ -suunnissa,  $e_v$  on elementin tilavuudenmuutos ( $e_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$ ),  $\lambda$  ja  $G$  ovat Lamén vakioita,  $\nabla^2$  on Laplacen operaattori,  $\gamma$  on tilavuuspaino ja  $g$  on putoamiskiihtyvyys. Laplacen operaattori on muotoa

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}. \quad (2.42)$$

Lamén vakiot saadaan yhtälöistä

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.43)$$

ja

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad (2.44)$$

joissa  $\nu$  on Poissonin luku ja  $E$  on kimmomoduuli. Lamén vakiota  $G$  kutsutaan tavallisesti leikkaus- tai liukumoduuliksi.

Yhtälöiden (2.38), (2.39) ja (2.40) avulla voidaan ratkaista puristus- ja leikkausaaltojen nopeudet äärettömässä elastisessa väliaineessa (Chowdhury & Dasgupta 2009, s. 648). Puristusaallon nopeus  $v_p$  lasketaan kaavalla

$$v_p = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (2.45)$$

ja leikkausaallon nopeus  $v_s$  kaavalla

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}. \quad (2.46)$$

Kun tilavuusaalto (P- tai S-aalto) törmää kahden eri maakerroksen rajapintaan, se yhtä aikaa heijastuu ja taittuu (Das & Ramana 2011, s. 135). Taittuminen ja heijastuminen riippuvat rajapintaan tulevien aaltojen aiheuttamista maapartikkelien liikesuunnista sekä



aaltojen tulokulmasta ja nopeudesta. Ilmiötä on käsitelty tarkemmin esimerkiksi lähteessä (Das & Ramana 2011, s. 135 – 137).

Kun tilavuusaallot etenevät pallon muotoisena rintamana maan sisään, niiden amplitudit vaimenevat kääntäen verrannollisena etäisyyteen aaltojen lähtöpisteestä,  $1/r$  (Das 1984, s. 91). Maan pinnan suuntaisesti etenevien tilavuusaaltojen amplitudit pienenevät kääntäen verrannollisena etäisyyden neliöön  $1/r^2$ . Rayleigh-aallot sen sijaan etenevät sylinterin muotoisena rintamana ja niiden amplitudit pienenevät kääntäen verrannollisena etäisyyden neliöjuureen  $1/\sqrt{r}$ . Rayleigh-aaltojen amplitudit vaimenevat siis hitaammin kuin tilavuusaaltojen.

## 2.4.2 Dynaamiset maaparametrit ja niiden arviointi

Laiteperustusten dynaamisen mitoituksen kannalta tärkeimmät maaparametrit ovat muodonmuutosmoduulit (kimmo- ja leikkausmoduuli)  $E$  ja  $G$  sekä Poissonin luku  $\nu$  (Saari et al. 1990, s. 309). Kuten kaavan (2.44) perusteella havaitaan, riippuvat maan muodonmuutosmoduulit toisistaan ja Poissonin luvusta. Muodonmuutosmoduulit kuvaavat maan kykyä vastustaa muodonmuutoksia, eli ovat toisin sanoen jäykkyyssparametreja. Tässä luvussa pääpaino on maan leikkausmoduulin tarkastelussa, koska se on dynaamisissa tarkasteluissa yleensä tarkoituksenmukaisempi parametri muun muassa maassa esiintyvien leikkausaaltojen vuoksi.

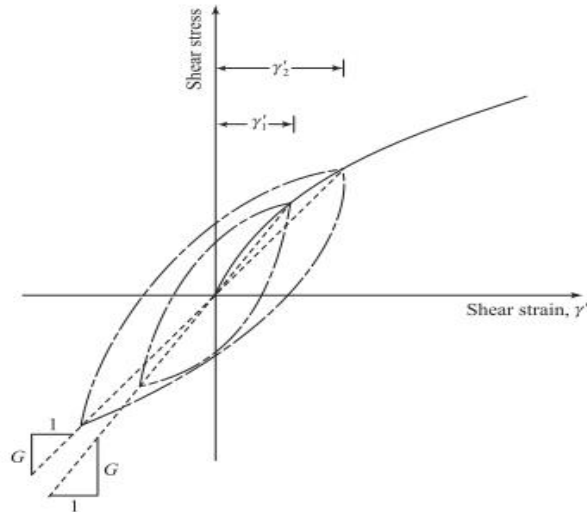
Erilaisille maalajeille on olemassa valmiiksi taulukoituja Poissonin luvun arvoja, tästä esimerkkinä taulukko 2.1. Poissonin luku riippuu maan muodonmuutostilasta ja on pienillä muodonmuutoksilla luokkaa 0,1 – 0,2 (Länsivaara 2016). Suljetussa tilassa Poissonin luku on 0,5.

**Taulukko 2.1.** Poissonin luvun vaihteluvälit eri maalajeille (perustuu lähteeseen (Saari et al. 1990, s. 312)).

Maalaji	Poissonin luku $\nu$
Hiekka (kyllästetty)	0,25...0,35
Hiekka (kyllästämätön)	0,30...0,40
Hieno hiekka	0,25...0,40
Siltti	0,30...0,45
Savi	0,38...0,50
Tiivis savi, moreeni	0,20...0,40
Kivi	0,15...0,30

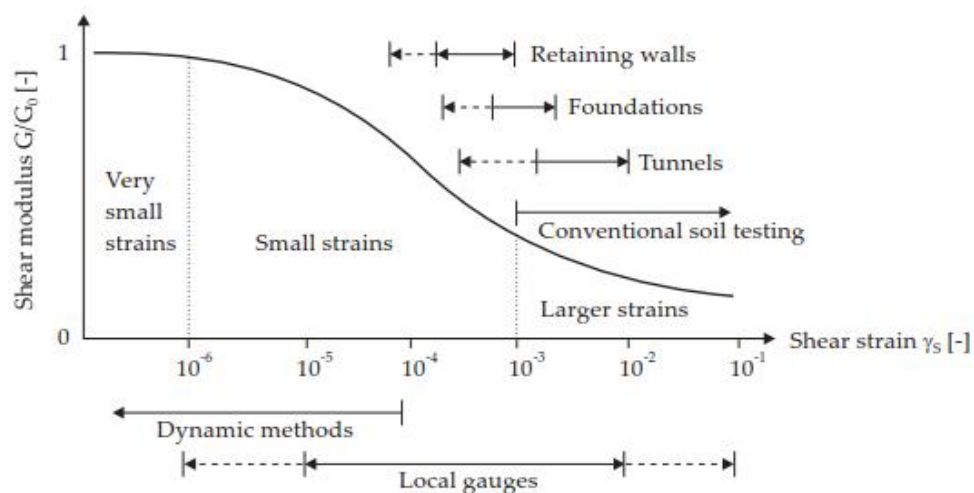
Maan leikkausmoduuli riippuu useasta tekijästä, tärkeimpänä maan muodonmuutostilasta (Hakulinen 1991, s. 20). Kun maanäytettä kuormitetaan leikkauskokeessa muuttaen kuormitussuuntaa syklistesti, esiintyy näytteessä alusta alkaen epälineaarista leikkausmuodonmuutosta  $\gamma_s$  (Saari et al. 1990, s. 309). Yhden kokonaisen kuormitussyklin jälkeen jännitys-muodonmuutos-käyrässä havaitaan kuvan 2.9 mukainen hystereesisilmukka. Kun

kuormitusyklejä jatketaan, silmukan koko kasvaa ja sen kaltevuus muuttuu, eli maan leikkausmoduulin arvo pienenee. Hystereesi on seurausta siitä, että jokaisen kuormitusyklin aikana näytteessä tapahtuu palautumattomia plastisia muodonmuutoksia, eli maa leikkautuu.



**Kuva 2.9.** Leikkauskokeen mukaisia maan hystereesisilmukoita (Das & Ramana 2011, s. 135).

Dynaamisesta kuormituksesta aiheutuvat leikkausmuodonmuutokset ovat tavallisesti huomattavasti pienempiä, kuin vastaavat staattisesta kuormituksesta johtuvat (Barbour et al. 2006, s. 209). Tavallisesti laiteperustusten tapauksissa dynaamisten kuormitusten aiheuttamat leikkausmuodonmuutokset  $\gamma_s$  ovat suurusluokkaa  $10^{-6} - 10^{-4}$  (Hakulinen 1991, s. 21). Kun muodonmuutokset pysyvät alle  $10^{-5}$ , voidaan maan käyttäytymisen olettaa noudattavan linearielastista teoriaa, eikä leikkausmoduuli tällöin merkittävästi pienene alkutilan arvosta (ks. kuva 2.10).



**Kuva 2.10.** Leikkausmoduulin riippuvuus muodonmuutostasosta (Benz 2007, s. 2).

Pienillä muodonmuutoksilla leikkausmoduulin arvo pysyy korkeana, mutta niiden kasvaessa moduulin arvo laskee dramaattisesti. Tässä yhteydessä ei esitellä matemaattista mallia leikkausmoduulin ja -muodonmuutoksen välille, mutta yksi tällainen malli esitetään kohdassa 6.3.2 (kaava (6.11)). Kyseisiä yhtälöitä on esitelty yleisesti esimerkiksi lähteessä (Kramer 1996, s. 234 – 238) ja saville lähteessä (Länsivaara 1999, s. 39 – 48).

Maan leikkausmoduulin arvo riippuu vallitsevan muodonmuutostason lisäksi mm. jännitystilasta, maan tiiviyydestä, rakeisuusjakaumasta ja vesipitoisuudesta (Hakulinen 1991, s. 22). Mitä ja tiiviimpää ja samalla tiheämpää maa-aines on, sitä suurempi on myös leikkausmoduulin arvo. Myös suuri raekoko kasvattaa leikkausmoduulin arvoa. Benzin (Benz 2007, s. 16 – 30) mukaan etenkin savien leikkausmoduulin arvoon vaikuttavat myös esimerkiksi plastisuus, ylikonsolidoitumisaste (OCR) ja kuormitushistoria sekä nopeus. Leikkausmoduulin kannalta olennaisen tärkeää on maan hienoainespitoisuus (Hakulinen 1991, s. 22). Hienorakeisille maalajeille kuten saville tehdään usein oletus, että leikkausmoduuli pysyy vakiona maakerroksen syvyyden suhteen. Tämä oletus on kuitenkin ristiriidassa tehtyjen havaintojen kanssa (Benz 2007, s. 19 – 20; Länsivaara 1999, s. 37 – 38).

Benzin (Benz 2007, s. 19) mukaan alkutilanteessa, jossa muodonmuutoksia ei vielä ole tapahtunut, alkutilanteen leikkausmoduuli  $G_0$  noudattaa seuraavaa yhteyttä:

$$G_0 \propto (p')^\beta, \quad (2.47)$$

jossa  $p'$  on maassa vallitseva tehokas jännitys ja  $\beta$  on maan jännityseksponentti. Alkutilanteeseen viitataan leikkausmoduulin alaindeksillä 0 ja kyseinen leikkausmoduulin arvo on samalla maksimiarvo,  $G_0 = G_{max}$ . Vastaavasti alkutilanteelle on voimassa  $E_0 = E_{max}$ . Kitkamaille jännityseksponentin  $\beta$  arvo on tavallisesti 0,5, eli leikkausmoduuli kasvaa parabolisesti jännityksen kasvaessa. Hienorakeisten maiden jännityseksponenttien arvoissa on sen sijaan eroja (Benz 2007, s. 19). Monissa tapauksissa homogeeniselle savi-kerrokselle tehdään oletus, jonka mukaan kerroksen jännityseksponentti on nolla, jolloin leikkausmoduuli on kerroksessa vakio. Benzin (Benz 2007, s. 19 – 20) mukaan savimaille ödometrikokeella saatava jännityseksponentin arvo on kuitenkin hyvä arvio myös pienillä muodonmuutostasoilla. Kun muodonmuutokset ovat vähäisiä, ödometrikokeella tutkittavat saven jännityseksponentin arvot vaihtelevat välillä 0,5 – 1,0. Saven jännityseksponentti kasvaa plastisuuden kasvaessa ja pehmeillä savilla jännityseksponentin arvo on usein lähellä ykköstä (Länsivaara 1999, s. 37 – 38). Normaalikonsolidoituneelle savelle jännityseksponentti on tavallisesti hieman suurempi kuin ylikonsolidoituneelle savelle (Langø 1991).

Leikkausmoduulin tapaan myös maan kimmomoduuli riippuu maassa vallitsevasta jännitystilasta eli jännityksen kasvaessa tyypillisesti myös kimmomoduuli kasvaa (Gazetas 1991, s. 590). Maa on siis yleensä kokonaisvaltaisesti sitä jäykempää, mitä syvemmälle maakerrokseen edetään.

Maan alkutilan leikkausmoduulin arvoa voi arvioida pienillä värinäamplitudeilla maan huokoslukuun  $e$  perustuvilla kaavoilla. Hardin ja Black (Hardin & Black 1968) ovat esittäneet särmikäsrakeiselle ja pyöreärakeiselle hiekalle kaavat:

$$G_0 = \frac{3230(2,97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o')^{1/2} \quad (2.48)$$

ja

$$G_0 = \frac{6908(2,17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o')^{1/2}, \quad (2.49)$$

joissa  $\sigma_o'$  on maassa vallitseva tehokas hydrostaattinen jännitys ( $\sigma_o' = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ ). Vastaavasti Hardin ja Drnevich (Hardin & Drnevich 1972) ovat esittäneet savelle kaavan:

$$G_0 = \frac{3230(2,97 - e)^2}{1 + e} (OCR)^K (\sigma_o')^{1/2}, \quad (2.50)$$

jossa  $OCR$  on saven ylikonsolidoitumisaste ja  $K$  on saven plastisuusindeksistä riippuva vakio. Alkutilan leikkausmoduulin ja tehokkaan hydrostaattisen jännityksen yksiköt kaavoissa (2.48), (2.49) ja (2.50) ovat kPa. Eri maalajien huokoslukujen vaihteluvälejä lähteen on esillä esimerkiksi verkossa (Geotechdata.info 2015). Vakion  $K$  riippuvuus saven plastisuusindeksistä esitetään taulukossa 2.2.

**Taulukko 2.2.** Vakion  $K$  ja saven plastisuusindeksin yhteys (perustuu lähteeseen (Das & Ramana 2011, s. 179).

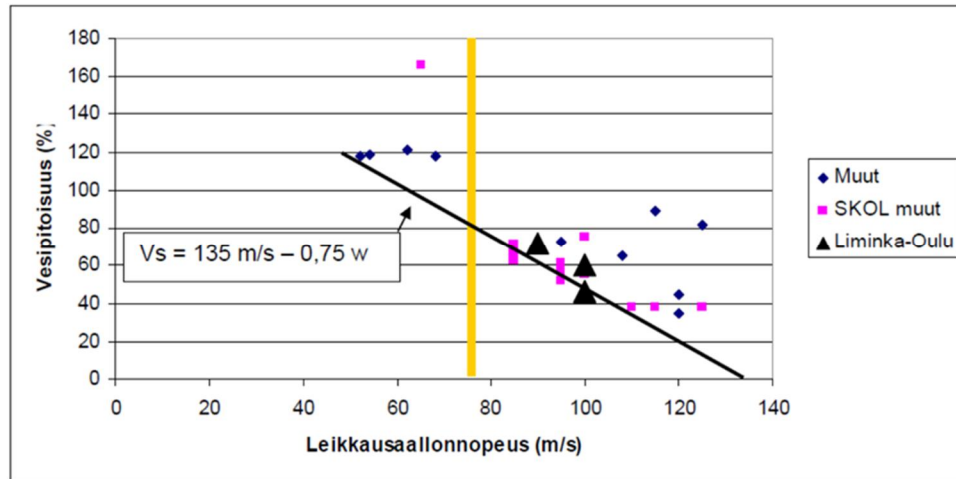
Plastisuusindeksi, $PI$ [%]	$K$ [-]
0	0
20	0,18
40	0,3
60	0,41
80	0,48
$\geq 100$	0,5

Lisää vastaavia alkutilan leikkausmoduulin arviointikaavoja muun tyyppisille maalajeille löytyy lähteestä (Das & Ramana 2011, s. 171 – 180) ja savelle lähteestä (Länsivaara 1999, s. 35 – 38). Tyypillisesti arviointikaavat antavat maan leikkausmoduulille konservatiivisella puolella olevia arvoja.

Maan alkutilanteen muodonmuutosmoduuleja voidaan soveltaa vain tilanteissa, joissa muodonmuutokset ovat alhaisia, kuten esimerkiksi juuri paalutettujen laiteperustusten dynaamisissa tarkasteluissa. Poikkeuksena mainittakoon kuitenkin perustussysteemin dy-

naaminen Winkler-malli, jolloin laskennassa käytetään staattisen tilanteen kimmomodulia. Winkler-mallin teoria esitellään alaluvussa 4.4 ja samassa yhteydessä listataan staattisen tilanteen kimmomodulin vaihteluvälejä eri maalajeille.

Saven leikkausaallonnopeutta ja samalla leikkausmoduulia voidaan arvioida myös saven vesipitoisuuden perusteella (ks. kuva 2.11) (Hakulinen 2015b). Menetelmää varten on eri mittaustilanteiden perusteella koottu saven vesipitoisuudet ja leikkausaallonnopeudet pisteittäin kuvaajaan ja sovitettu pisteiden väliin suora.



**Kuva 2.11.** Saven vesipitoisuuden ja leikkausaallonnopeuden yhteys (Hakulinen 2015b).

Menetelmän avulla saadaan vertailupohjaa joko mitatuille tai arviointikaavojen perusteella lasketuille leikkausmoduulien arvoille. Kuvan 2.11 perusteella saven leikkausaallonnopeus pienenee vesipitoisuuden kasvaessa. Tämä johtuu siitä, että vesipitoisuuden kasvaessa maa on löyhempää, jolloin rakeet eivät välitä aaltoliikettä yhtä tehokkaasti.

Jotta paalutetun laiteperustuksen dynaamisesta analyysistä saadaan luotettava, on maaperästä ja perustamisolosuhteista selvitettävä vähintään seuraavat tiedot: maakerrokset ja maalajit, pohjavedenpinnan taso sekä maaparametreista leikkausmoduuli, Poissonin luku, materiaalivaimennus ja maan tiheys (Hakulinen 1991, s. 133). Alustavaan analyysiin kelpaavat kirjallisuudesta löytyvät maaparametrien arviointikaavat ja -taulukot, mutta lopullisia laskelmia varten tarvitaan tietoja rakennuspaikan maaperäolosuhteista. Tätä varten on suoritettava tarkoituksenmukainen määrä kenttäkokeita, näytteenottoja sekä laboratorioskokeita (Barbour et al. 2006, s. 209).

Poissonin lukua on hankalaa määrittää rutiinikokeissa, joten käytännössä sitä arvioidaan kirjallisuuden perusteella (vrt. Taulukko 2.1) (Hakulinen 1991, s. 134 – 135). Myös materiaalivaimennusta arvioidaan yleensä kirjallisuuden perusteella, koska sen määrittäminen on epätarkkaa ja sen merkitys systeemin kokonaisvaimennuksessa on melko pieni. Käytännön suunnittelutyössä voidaan käyttää muodonmuutostasosta riippuen suhteellisen materiaalivaimennuksen arvoina 1 – 5 % (vrt. kohta 2.4.3) (Hakulinen 1991, s. 25;

Das 1984, s. 209 – 210). Säteilvyvaimennusta voidaan sen sijaan arvioida esimerkiksi dynaamisten impedanssifunktioiden tai tehtävään soveltuvan laskentaohjelmiston, kuten Plaxis 3D -ohjelman, avulla. Vaimennuksen kokonaisarvioinnissa on huomioitava käytettävä laskentamalli.

Maan leikkausmoduulin koeperusteinen selvittäminen on tarpeellista. Kenttäkokeina voidaan tehdä erilaisia kairauksia ja seismisiä kokeita, kuten seismisiä puristinkairauksia ja Cross-borehole-kokeita, joiden perusteella voidaan määrittää puristus- ja leikkausaaltojen etenemisnopeudet maakerroksissa (Hakulinen 1991, s. 139). Laboratoriokokeista tärkeimmät ovat Resonant Column -koe ja Bender Element -koe, joiden myötä voidaan myös määrittää tilavuusaaltojen nopeudet maassa ja samalla maksimileikkausmoduulin  $G_{max}$  arvo (Das & Ramana 2011, s. 106; Hakulinen 1991, s. 138). Lisäksi vaihtoehtona on dynaaminen kolmiaksiaalikoee, jonka pohjalta voidaan määrittää maan kimmo- ja leikkausmoduulien sekä suhteellisen vaimennuksen käyttäytyminen muodonmuutosten funktiona (ASTM 2013). Staattisen tilanteen kimmomoduuli voidaan selvittää tavanomaisella ödometri- tai kolmiaksiaalikoeealla (RIL 254-2011 2011, s. 96 – 97). Tarkemmin erilaisia kenttä- ja laboratoriokokeita esitellään esimerkiksi lähteissä (Hakulinen 1991, s. 133 – 142) ja (Das & Ramana 2011, s. 96 - 195).

### 2.4.3 Maan vaimennusominaisuudet

Rakenteen ja maan dynaamiseen yhteistoimintaan pohjautuvan systeemin vaimennus koostuu kahdesta osasta, säteilvyvaimennuksesta eli geometrisesta vaimennuksesta sekä materiaali- eli hystereesivaimennuksesta (Hakulinen 1991, s. 19 – 20 ja s. 24 – 25; Lundgreen 2010, s. 7 ja s. 11). Säteilvyvaimennukseksi nimitetään maassa etenevien aaltojen amplitudin pienenemistä aaltojen leviämisen johdosta (Kramer 1996, s. 175 ja s. 179). Materiaalivaimennuksen kautta sen sijaan aaltojen energiaa absorboituu maa-ainekseen muuttuen samalla lämmöksi.

Kun pistemäisestä tärinälähteestä lähtevä aalto etenee pallomaisesti materiaaliin, pallon tilavuus kasvaa ajan myötä, jolloin myös aallon kuljettama energia jakaantuu suurempaa tilavuutta kohti (Kramer 1996, s. 179 – 180). Vaikka aallon kuljettama energia säilyy, aallon amplitudi pienenee energiatiheyden laskun myötä ja näin ollen säteilvyvaimennus on alkuperältään puhtaan geometrista. Tästä syystä säteilvyvaimennusta kutsutaan usein myös geometriseksi vaimennukseksi.

Säteilvyvaimennukselle voidaan johtaa yksinkertainen matemaattinen malli tarkastelemalla kuvan 2.12 mukaista yksiulotteista äärettömän pitkää sylinteriä (avaruutta), jossa etenee harmoninen aaltoliike (Gazetas & Dobry 1984a). Sylinterissä etenevä harmoninen aaltoliike on muotoa:

$$u = u_0 \exp \left[ i\Omega \left( t - \frac{x}{V} \right) \right], \quad (2.51)$$

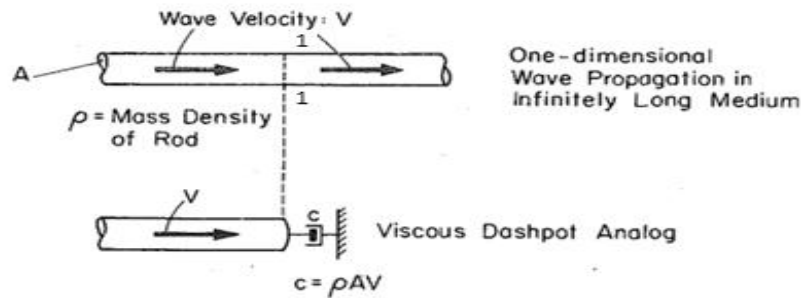
jossa  $u_0$  on aallon amplitudi,  $i$  on imaginääriyksikkö ( $i = \sqrt{-1}$ ),  $\Omega$  on aallon kulmataajuus,  $x$  on paikkakoordinaatti ja  $V$  on aallonnopeus. Leikkauksen 1-1 kohdalla aallon sylinteriin kohdistama kokonaisvoima  $F$  on:

$$F = A\sigma = AE \frac{\partial u}{\partial x} = A\rho V^2 \frac{\partial u}{\partial x} = (\rho VA) \frac{\partial u}{\partial t}, \quad (2.52)$$

jossa  $A$  on sylinterin poikkileikkauksen pinta-ala,  $\sigma$  on sylinteriin kohdistuva kokonaisjännitys,  $E$  on sylinterimateriaalin kimmomoduuli ( $E = \rho V^2$ ),  $\rho$  on sylinterimateriaalin tiheys ja  $\partial u/\partial x = (\partial u/\partial t)/V$  (Hakulinen 1991, s. 19). Yhtälön (2.52) perusteella havaitaan, että leikkauksen 1-1 oikea puoli voidaan korvata viskoosivaimentimella, jolla on vakioarvo

$$c = \rho VA. \quad (2.53)$$

Kuten yhtälöstä (2.52) nähdään, on sylinterissä etenevän aaltoliikkeen säteilyvaimennus nopeudesta riippuvaa eli viskoosia, joten säteilyvaimennus sopii hyvin dynaamiseen liikeyhtälöön (2.4) vaimennustermiksi.



**Kuva 2.12.** Säteilyvaimennuksen määrittäminen yksiulotteiselle aaltoliikkeelle (perustuu lähteeseen (Gazetas & Dobry 1984a)).

Yksiulotteisen sylinterin mallissa on kuitenkin rajoituksensa (Gazetas & Dobry 1984a). Kun 1D-mallia sovelletaan 2D- ja 3D-geometrioihin, kuten paalutetun laiteperustuksen tapauksessa, yksiulotteisen mallin mukaan saadaan taajuudesta riippumaton vakio säteilyvaimennuskerroin. Tämä vakioarvo on ristiriidassa eksaktien perustuksen ja maan vuorovaikutusta koskeneiden aaltoliikkeenanalyysien kanssa, joiden mukaan säteilyvaimennus on taajuusriippuvaa. Vasta korkeilla taajuuksilla säteilyvaimennuskerroin lähenee asymptoottisesti vakioarvoa. Matalilla taajuuksilla taajuuden kasvaessa säteilyvaimennus pienenee johtuen siitä, että aallonpituuden lyhetessä tärinälähteen eri osista lähtevät aallot ovat eri vaiheissa ja muodostuvan interferenssi-ilmion vuoksi osittain kumoavat toisensa.

Säteilyvaimennusta pääsee syntymään vasta, kun herätetaajuus ylittää maan perustaajuuden (Dobry & Gazetas 1985). Säteilyvaimennuksen syntyedellytyksinä ovat riittävän paksumat maakerrokset, koska aaltoliikkeen on mahdollista etenemään maan sisällä. Mikäli

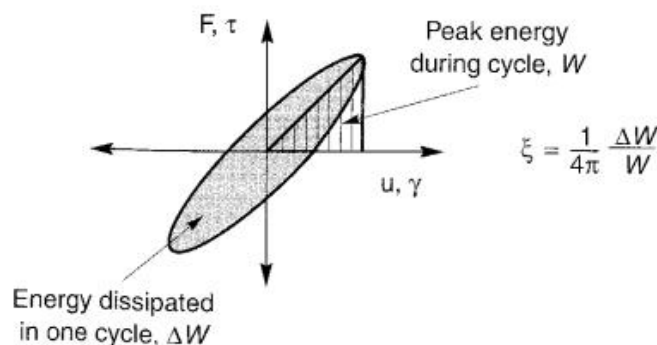
maan perustaajuutta ei ylitetä, syntyy seisova aaltoliike ja systeemistä ei tällöin poistu energiaa. Maakerroksen perustaajuus  $f_s$  voidaan laskea kaavalla (Kramer 1996, s. 261):

$$f_s = \frac{(2n - 1)v_s}{4H}, \quad (2.54)$$

jossa  $n$  on moodinnumero ja  $H$  on maakerroksen paksuus. Kaavan (2.54) perusteella todetaan, että kerrospaksuuden on oltava ensimmäisen perustaajuuden kohdalla aallonpituuden neljäsosa. Kaikilla maakerroksilla on omat perustaajuutensa, jolloin ne samalla vaikuttavat säteilyvaimennukseen. On esitetty, että säteilyvaimennus saavuttaa täyden arvonsa vasta, kun kuormitustaajuus ylittää maan perustaajuuden kaksinkertaisesti (Gazetas & Dobry 1984a). Toisaalta Kauselin (Kausel 1991) mukaan säteilyvaimennusta esiintyy jo ennen kuin maan perustaajuus ylitetään.

Todellisilla materiaaleilla, kuten maalla, osa aaltoliikkeen energiasta muuttuu aallon etenemisen myötä lämmöksi aiheuttaen aallon amplitudin pienenemistä (Kramer 1996, s. 175). Maan materiaalivaimennus on muodonmuutosriippuvaista ja se tavallisesti kasvaa muodonmuutosten kasvaessa (Bouzonni 2013, s. 131). Materiaalivaimennuksen suuruus voidaan selvittää syklisin kuormituskokein. Syklisessä kuormituksessa muodonmuutos on erilainen jännityksen kasvaessa ja palautuessa, mikä johtuu maarakeiden liukumisesta toistensa suhteen eli dilataatiosta. Mikäli laiteperustuksen ja maan vuorovaikutus oletetaan elastiseksi, ei materiaalivaimennusta luonnollisesti tällöin esiinny (Prakash & Sharma 1990, s. 31).

Materiaalivaimennuksen laskennassa käytetään syklisen kuormituskokeiden hystereesisilmukoita (kuva 2.13). Kuormitus-siirtymä-silmukoita voidaan hyödyntää myös dynaamisen systeemin kokonaisvaimennuksen laskennassa, esimerkiksi paalutettujen perustusten koekuormitusten tai niiden kokonaisvaltaisten numeeristen simulointien yhteydessä (Rollins et al. 2010). Tällöin silmukan sisään jäävä pinta-ala edustaa yhden kuormitusjakson aikana systeemistä säteily- ja materiaalivaimennuksen myötä dissipoituvaa energiaa.



**Kuva 2.13.** Syklisen kuormituskokeen hystereesisilmukan ja suhteellisen vaimennuksen yhteys (Kramer 1996, s. 176).



Niin syklisessä kuin dynaamisessa kuormituksessa maan jäykkyys  $k$  voidaan kuvata kaavalla:

$$k = \frac{\Delta F}{\Delta u}, \quad (2.55)$$

jossa  $\Delta F$  on kuorman muutos ja  $\Delta u$  on siirtymän muutos yhden kuormitusjakson aikana voima-siirtymä-silmukan huippujen välillä. Syklisen ja dynaamisen systeemin suhteellinen vaimennus  $\xi$  lasketaan kaavalla

$$\xi = \frac{A_{loop}}{2\pi k u^2}, \quad (2.56)$$

jossa  $A_{loop}$  on silmukan pinta-ala ja  $u$  on silmukan keskipisteen ja huipun välinen siirtymäamplitudi. Dynaamisen systeemin vaimennuskerroin  $C$  voidaan laskea silmukan avulla kaavalla (Bouzonni 2013, s. 133):

$$C = \frac{A_{loop}}{\pi \Omega u^2}, \quad (2.57)$$

jossa  $\Omega$  on kuormituksen kulmataajuus. On huomattava, että esimerkiksi pelkästä vaakaherätteestä aiheutuva voima-siirtymä-silmukka ei usein anna tarkkaa tulosta systeemin vaakasuuntaiselle suhteelliselle vaimennukselle eikä vaimennuskertoimelle, sillä silmukka edustaa koko systeemistä dissipoitunutta energiaa. Näin ollen silmukan pinta-alla ovat mukana myös systeemin rotaatioliikesuunnassa ja kytketyssä vaakarotaatioliikesuunnassa dissipoituneet energiat (vrt. kohta 2.4.5).

Säteilyvaimennus on paalutettujen laiteperustusten tapauksissa hallitsevampi vaimennustyyppi ja siitä aiheutuva suhteellinen vaimennus vaihtelee tapauksesta riippuen 15 %:sta jopa yli 50 %:iin (Gazetas 1983, s. 3; Halling et al. 2000; Rollins et al. 2010; Lundgreen 2010, s. 45 – 70). Laiteperustusten muodonmuutosalueella maan suhteellinen materiaalivaimennus on tavallisesti pientä, yleensä luokkaa 1 – 5 % (Hakulinen 1991, s. 25; Das 1984, s. 209 – 210). Laiteperustuksilla materiaalivaimennuksen merkitys kokonaisvaimennuksesta on yleensä vähäinen, mutta lopulta myös aaltojen mukanaan kuljettama säteilyenergia muuttuu materiaalivaimennuksen myötä lämmöksi.

Rakenteiden maanjäristysmitoitusta ohjaavissa eurokoodeissa SFS-EN 1998-4 ja SFS-EN 1998-5 systeemin suhteellisen säteilyvaimennuksen maksimiarvoksi suositellaan 25 %:a ja suhteellisen materiaalivaimennuksen vaihteluväli on muodonmuutostasosta riippuen 3 – 10 % (SFS-EN 1998-4, s. 19; SFS-EN 1998-5, s. 20). Maanjäristysten aiheuttamat muodonmuutokset ovat tavallisesti paljon laiteperustusten vastaavia suurempia, eikä laiteperustussysteemille tulisi käyttää yli 5 % suhteellista materiaalivaimennuksen arvoa.

Mikäli laskentamalleissa edellä mainittuja vaimennustapoja ei voida huomioida tarpeeksi, voidaan tarpeen mukaan hyödyntää keinotekoisista Rayleigh-vaimennusta (PLAXIS Reference Manual 2015, s. 129). Rayleigh-vaimennusta voidaan käyttää hyväksi mm. Plaxis- ja Robot-ohjelmissa. Rayleigh-vaimennus koostetaan systeemin massa- ja jäykkyyismatriiseista. Fysikaalista taustaa kyseiselle ilmiölle ei ole, vaan sen on empiirisesti todettu sopivan tarkoitukseensa (Bouzonni 2013, s. 21). Vaimennusmatriisin  $C$  kaava on

$$C = \alpha M + \beta K, \quad (2.58)$$

jossa  $\alpha$  ja  $\beta$  ovat Rayleigh-vaimennusparametrit,  $M$  on systeemin massamatriisi ja  $K$  on jäykkyyismatriisi. Parametri  $\alpha$  määrittää massan ja parametri  $\beta$  jäykkyyden vaikutuksen systeemin vaimennukseen. Mitä suurempi parametri  $\alpha$  on, sitä matalampia taajuuksia vaimennetaan ja mitä suurempi parametri  $\beta$  on, sitä korkeampia taajuuksia vaimennetaan.

Vaikka dynamiikkaa on tähän asti tutkittu huomattavasti, niin vieläkään ei ole pystytty kehittämään yleisesti hyväksyttyä menetelmää Rayleigh-vaimennusparametrien määrittämiseksi (PLAXIS Reference Manual 2015, s. 130). Plaxis-ohjelmaa varten on kuitenkin kehitetty tapa, jolla materiaalivaimennus voidaan huomioida Rayleigh-parametrien avulla. Tällöin Rayleigh-vaimennusparametrien, kulmataajuuden  $\omega$  ja suhteellisen vaimennuksen  $\xi$  välillä pätee yhtälö

$$\alpha + \beta\omega^2 = 2\omega\xi. \quad (2.59)$$

Kyseinen yhtälö ratkaistaan kahden eri kulmataajuuden ja niitä vastaavien suhteellisten vaimennuskertoimien avulla yhtälöparina. Kyseiset kulmataajuudet ja niitä vastaavat suhteelliset vaimennuskertoimet voidaan selvittää esimerkiksi Resonant Column -kokeella (Bouzonni 2013, s. 21).

Laskentamalleissa voi esiintyä myös numeerista vaimennusta, mikä ei johdu fysikaalista seikoista, vaan pääasiassa laskentaohjelmassa aikahistoria-analyysin aikana käytetyn aika-askelen pituudesta aikaintegroinnissa (Bouzonni 2013, s. 23). Mikäli aika-askel on liian pitkä, voidaan amplitudihuiput ohittaa, mistä aiheutuu näennäistä vaimennusta, jota kutsutaan numeeriseksi vaimennukseksi. Toisaalta aika-askelen pienentyessä laskenta-aika kasvaa. Tässä työssä käytettävistä aika-askelten pituuksista on lisää alaluvuissa 6.2 ja 6.3.5.

#### 2.4.4 Maan ja rakenteen dynaamisesta vuorovaikutuksesta

Maaperä, perustus ja yläpuoliset rakenteet ovat kolme toisiinsa yhteydessä olevaa systeemiä, jotka ovat vuorovaikutuksessa keskenään dynaamisen kuormituksen aikana (Bouzonni 2013, s. 12). Vuorovaikutusmekanismin myötä määrittyvät rakennekokonaisuuden

jäykkyys, vaimennus ja siirtymät. Eurokoodin mukaan paaluperustusten kohdalla vuorovaikutusilmiöt on huomioitava dynaamisessa analyysissä (SFS-EN 1998-5, s. 26 – 27). Paalujen ja maan vuorovaikutuksesta kerrotaan tarkemmin kohdassa 4.2.2.

Maan ja rakenteen dynaaminen vuorovaikutus voidaan jakaa kahteen fysikaaliseen osaluueeseen: hitausvuorovaikutukseen ja kinemaattiseen vuorovaikutukseen. Hitausvuorovaikutuksella viitataan hitausvoimien heräämiseen dynaamisen kuormituksen johdosta ja kinemaattinen vuorovaikutus kuvaa herätevoimasta aiheutuvan perustussysteemin ja maassa tapahtuvan värähtelyliikkeen vaihe-eroa (Bouzonni 2013, s. 13). Hitausvuorovaikutus syntyy, kun perustussysteemin dynaamisen vasteen vuoksi maahan siirtyvät voimat aiheuttavat perustukseen liikettä, jota ei syntyisi, mikäli perustus olisi täysin jäykästi kiinnitetty alustaansa (Prasad 2011, s. 590). Kinemaattinen vuorovaikutus on taas seurausta siitä, että perustuksen kokemat muodonmuutokset eivät ole yhdenmukaisia vapaan kentän muodonmuutosten kanssa. Edellä esiteltyjen vuorovaikutusten analyttiseen tarkasteluun on kehitetty dynaamiset impedanssifunktiot (ks. alaluku 2.4.5), joiden avulla muun muassa perustussysteemin jäykkyyden ja vaimennuksen riippuvuus herätetaajuudesta voidaan huomioida (Bouzonni 2013, s. 13).

Maapohjan ja laiteperustuksen vuorovaikutukseen ja vaimennukseen vaikuttavat maan ohella rakenteen jäykkyys, hoikkuus ja massa (Wolf 1985, s. 45 – 48). Tarkastellaan kuvaa 2.14, jossa esitetään maan ja rakenteen vuorovaikutuksen  $\tilde{\omega}/\omega_s$  ja systeemin suhteellisen vaimennuksen  $\tilde{\xi}$  riippuvuudet rakenteen jäykkyyden-, hoikkuus- ja massasuhteesta yhden vapausasteen systeemille.

Kuvan 2.14 jäykkyyssuhde  $\bar{s}$ , hoikkuussuhde  $\bar{h}$  ja massasuhte  $\bar{m}$  määritellään kaavoilla:

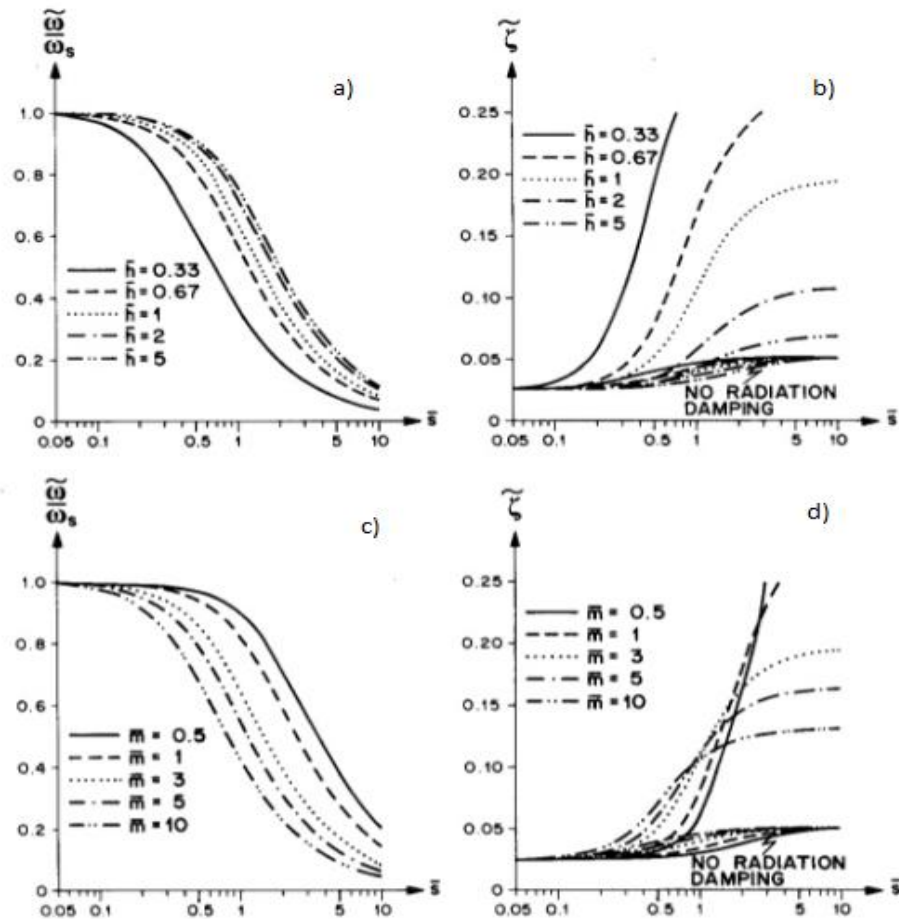
$$\bar{s} = \frac{\omega_s h_r}{v_s}, \quad (2.60)$$

$$\bar{h} = \frac{h_r}{a} \quad (2.61)$$

ja

$$\bar{m} = \frac{m}{\rho a^3}, \quad (2.62)$$

joissa  $\omega_s$  on rakennesysteemin ominaiskulmataajuus ilman maan vaikutusta,  $h_r$  on rakenteen suhteellinen korkeus,  $a$  on perustuksen säde,  $m$  on rakenteen kokonaismassa ja  $\rho$  on maan tiheys. Lisäksi  $\tilde{\omega}$  on rakennesysteemin ominaiskulmataajuus, kun maan vaikutus otetaan huomioon.



**Kuva 2.14.** Maan ja rakenteen vuorovaikutuksen ja vaimennuksen riippuvuus systeemin jäykkyys- ja hoikkuussuhteesta (a ja b) sekä jäykkyys- ja massasuhteesta (c ja d) yhden vapausasteen värähtelijälle (Wolf 1981, s. 47).

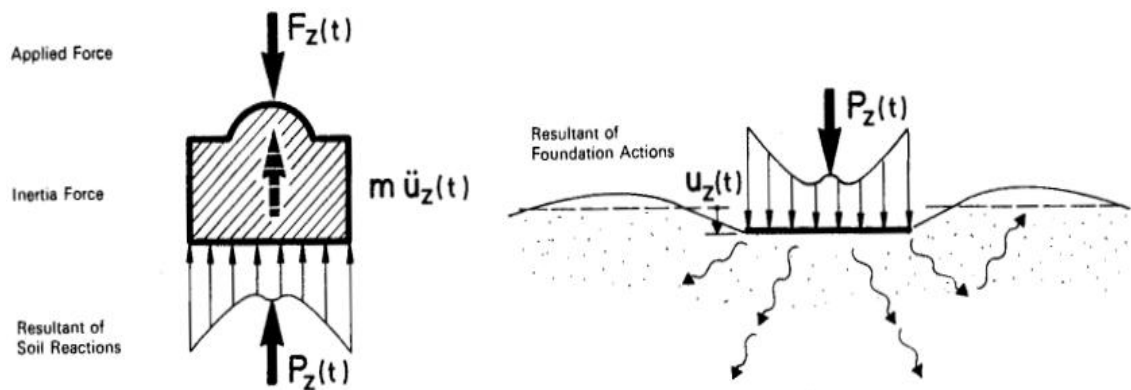
Korkeiden rakenteiden ominaiskulmataajuus ilman maan vaikutusta ( $\omega_s$ ) on pääpiirteisään kääntäen verrannollinen rakenteen suhteelliseen korkeuteen  $h_r$ , jolloin tulo  $\omega_s h_r$  pysyy likimain vakiona (Hakulinen 1991, s. 37). Leikkausaallonnopeuden  $v_s$  alentuessa maan jäykkyys pienenee ja jäykkyysuhde  $\bar{s}$  kasvaa, jolloin suhde  $\tilde{\omega}/\omega_s$  pienenee. Maan ja rakenteen vuorovaikutus on suurinta silloin, kun perustussysteemi on jäykkä ja matala maan leikkausmoduulin (leikkausaallon nopeuden) ollessa pieni. Myös perustuksen suuri massa lisää maan ja rakenteen vuorovaikutusta. Toisin sanoen pehmeällä maalla sijaitseva jäykkä ja suurimassainen perustussysteemi on voimakkaassa vuorovaikutuksessa maan kanssa.

Kun jäykkyysuhde  $\bar{s}$  kasvaa, vaimennussuhde  $\xi$  riippuu pääasiassa säteilyvaimennuksesta. Säteilyvaimennusta pääsee syntymään, kun leikkausaallon nopeus  $v_s$  on tarpeeksi pieni niin, että maan perustaajuus ylittyy. Vaimennusta syntyy sitä enemmän, mitä jäykempi perustus on. Jäykkä perustussysteemi välittää säteilyvaimennuksen tehokkaasti koko rakennekokonaisuuden vaimennukseksi. Toisaalta systeemin massan tai korkeuden lisäys aiheuttaa pääasiassa vaimennuksen heikkenemistä.

## 2.4.5 Impedanssifunktiot

Impedanssifunktiot ovat herätekulmataajuudesta  $\Omega$  riippuvia perustussysteemin dynaamista toimintaa kuvaavia jäykkyys- ja vaimennusfunktioita (Hakulinen 1991, s. 25). Ne mahdollistavat systeemin tarkemman analyttisen tarkastelun sekä maan ja perustuksen vuorovaikutuksen huomioinnin.

Yleensä perustuksen jäykkyys viereiseen maahan nähden on hyvin suuri, joten perustusta voidaan käsitellä tällöin niin sanottuna jäykkänä kappaleena (Gazetas 1983). Kuten edellä todetaan, jäykällä perustuksella on kuusi vapausastetta: kolme translaatio- ja kolme rotaatiovapausastetta (ks. kuva 2.6). Tarkastellaan pystysuuntaisesti sinimuotoisella pakko-voimalla  $F_z(t)$  kuormitettua jäykkää perustusta, jonka massa on  $m$ , jolloin kysymyksessä on yhden vapausasteen systeemi. Perustus on vertikaaliakselinsa suhteen symmetrinen. Kuvassa 2.15 ovat tarkasteltavan perustuksen ja maapohjan dynaamiset vapaakappalekuvat.



**Kuva 2.15.** Pystysuuntaisesti kuormitetun perustuksen ja maapohjan dynaamisen tasapainon mallit (perustuu lähteeseen (Gazetas 1991, s. 565)).

Vapaakappalekuvien perusteella perustuksen ajasta  $t$  riippuva dynaaminen tasapainoyhtälö saa muodon (Gazetas 1991, s. 565 – 566):

$$P_z(t) + m\ddot{u}_z(t) = F_z(t), \quad (2.63)$$

jossa  $P_z(t)$  on maan tukireaktio ja  $u_z(t)$  on perustuksen pystysuuntainen siirtymä. Lineaarisesti deformoituvalla maalla maan tukireaktio voidaan lausua muodossa

$$P_z(t) = \tilde{K}_z u_z(t), \quad (2.64)$$

josta edelleen saadaan pystysuuntaisen dynaamisen impedanssin  $\tilde{K}_z$  määritelmä

$$\tilde{K}_z = \frac{P_z(t)}{u_z(t)}. \quad (2.65)$$

Dynaaminen impedanssi on kompleksifunktio ja pystysuunnassa sen yhtälö on

$$\tilde{K}_z = (K_z - \Omega^2 m) + i\Omega C_z, \quad (2.66)$$

jossa  $(K_z - \Omega^2 m)$  on funktion reaali-osa ja  $\Omega C_z$  imaginääriosa. Edelleen  $K_z$  on systeemin pystysuuntainen jousivakio ja  $C_z$  on pystysuuntainen vaimennuskerroin. Funktion reaali-osa edustaa systeemin dynaamista jäykkyyttä ja se ottaa huomioon tukevan maan jäykkyyden ja inertian (massan) vaikutukset. Funktion imaginääriosa sen sijaan edustaa systeemin vaimennusta ja se huomioi sekä säteily- että materiaalivaimennuksen. Tavallisesti impedanssikuvaajissa inertian vaikutus jätetään pois ja niissä esitetään vain systeemin jousivakio (jäykkyys)  $K$  ja impedanssifunktion imaginääriosa  $\Omega C$ .

Impedanssifunktion kompleksimuotoisuus johtuu jäykkyyden ja vaimennuksen  $90^\circ$  vaihe-erosta (Gazetas 1991, s. 565 – 566). Yhdistetään yhtälöt (2.63), (2.64) ja (2.66), jolloin yksinkertaisten laskutoimitusten jälkeen systeemin dynaaminen tasapainoyhtälö saadaan muotoon

$$m\ddot{u}_z(t) + C_z\dot{u}_z(t) + K_z u_z(t) = F_z(t). \quad (2.67)$$

Yhtälö (2.67) voidaan edelleen esittää elegantisti kompleksifunktion muodossa

$$F_z(t) = [(K_z - \Omega^2 m) + i\Omega C_z] \bar{u}_z, \quad (2.68)$$

jossa systeemin pystysiirtymä  $\bar{u}_z$  on niin ikään kompleksifunktion muodossa (Gazetas 1991, s. 566):

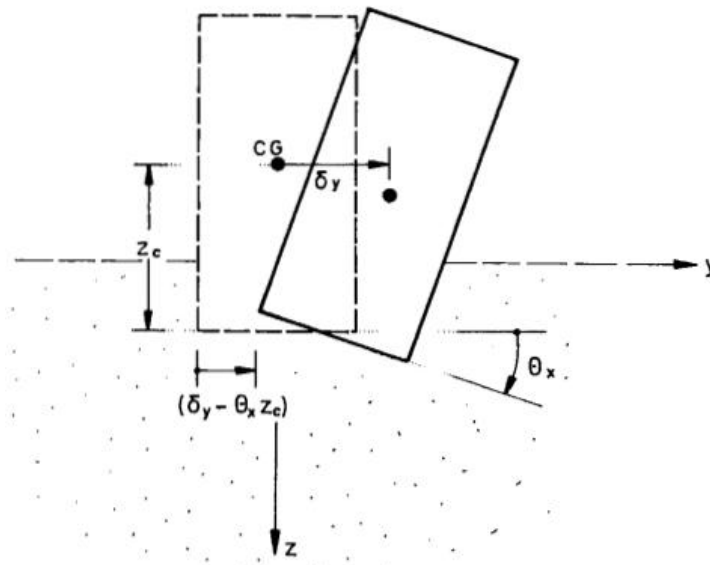
$$\bar{u}_z = u_{z1} + iu_{z2}. \quad (2.69)$$

Yhtälön (2.65) mukainen dynaamisen impedanssin määritelmä on voimassa kaikille muillekin perustuksen viidelle värähtelymuodolle (Gazetas 1991, s. 566 – 568). Etenkin korkeilla perustuksilla (kuten kasuuneilla) ja paaluperustuksilla pääakseleiden suuntaiset vaakakuormitukset indusoivat systeemiin vaakasuuntaisen värähtelyn lisäksi rotaatiota, jolloin systeemillä on kahden tavallisen (translaatio ja rotaatio) lisäksi kaksi kytkettyä dynaamista impedanssimoodia (ks. kuva 2.16). KytKentä on seurausta paaluanturan inertiaasta sekä siitä, että paaluanturan massakeskipiste sijaitsee maan tukireaktion yläpuolella.

Yleensä kaikkia impedanssimooodeja ei ole tarpeellista tarkastella yhtä aikaa, mutta tavallisesti kuitenkin useampia, jolloin analyysissä hyödynnetään matriisialgebraa (Bouzonni 2013, s. 82). Esimerkiksi vaakasuuntaisesti kuormitetun korkean perustuksen tapauksessa riittää, kun huomioidaan kuormituksen mukainen vaakasuunta, tätä vastaava rotaatioliikesuunta sekä edellisten kytKentä. Useamman vapausasteen systeemille dynaaminen liikeyhtälö esitetään matriisimuotoisena

$$\mathbf{F} = \{\mathbf{K} - \Omega^2 \mathbf{M} + i\Omega \mathbf{C}\} \mathbf{X}, \quad (2.70)$$

jossa  $\mathbf{F}$  on kuormitusmatriisi,  $\mathbf{K}$  on systeemin jäykkyydsmatriisi,  $\mathbf{M}$  on massamatriisi,  $\mathbf{C}$  on vaimennusmatriisi ja  $\mathbf{X}$  siirtymämatriisi.



**Kuva 2.16.** Jäykän ja korkean perustuksen translaatio ja rotaatio sekä niiden kytkentä (Gazetas 1991, s. 568).

Impedanssien laskennassa tärkeässä asemassa on myös niin sanottu kiintopiste (reference point) (Bouzonni 2013, s. 60 – 61). Kiintopisteellä tarkoitetaan valittua systeemin pistettä, jossa kuormitukset, siirtymät ja rotaatiot mitataan tai lasketaan. Kiintopisteen valinnalla on merkitystä laskettujen impedanssien suuruuteen, koska eri kiintopisteissä systeemin vasteet ovat erilaisia. Mikäli laskentatulokset halutaan saada yhteensopiviksi kahden eri kiintopisteen välillä, on tehtävä asianmukainen koordinaatistonmuunnos, jonka avulla dynaaminen tasapaino saadaan säilytettyä.

Dynaamisten impedanssien laskentaan on olemassa useita metodeja (Bouzonni 2013, s. 16). Laskentamenetelmän valinta riippuu pääasiassa tarvittavasta tulosten tarkkuudesta ja menetelmät voidaan ryhmitellä seuraavasti: analyttiset ja semianalyttiset menetelmät, dynaamiset FE-menetelmät, yhdistetyt analyttiset ja numeeriset menetelmät (BE-menetelmät) ja likimääräiset menetelmät. Jokaisella menetelmällä on omat rajoituksensa ja yksinkertaistuksensa, joten niiden soveltuvuutta on harkittava aina tapauskohtaisesti. Tässä työssä impedanssien laskentaan käytetään FE-menetelmää (Plaxis 3D) (ks. alaluku 6.3.3).

Mielivaltaisen muotoisen perustuksen staattiselle ja dynaamiselle jäykkyydelle sekä vaimennuskertoimille on esitelty analyttisiä laskentakaavoja lähteessä (Gazetas 1991, s. 569 – 591). Samassa lähteessä on analyttiset kaavat myös yksittäisen paalun staattiselle ja dynaamiselle jäykkyydelle ja vaimennuskertoimille.

Dynaamiset impedanssit esitetään usein dimensioton taajuuden  $a_0$  funktiona. Dimensioton taajuus riippuu leikkausaallon nopeudesta  $v_s$  ja paalun tai (paalu)anturan mitoista

(Bouzonni 2013, s. 87; Hakulinen 1991, s. 29). Dimensiottoman taajuuden kaava paaluille on:

$$a_0 = \frac{\Omega R_p}{v_s}, \quad (2.71)$$

jossa  $R_p$  on paalun säde. Suorakaiteen muotoisille paaluille säteen tilalla voidaan käyttää paalun sivumittaa  $B_p$ . Suorakaiteen muotoiselle perustukselle tai paaluanturalle, jonka sivumitta on  $B$ , dimensiottoman taajuuden kaava on

$$a_0 = \frac{\Omega B}{2v_s}. \quad (2.72)$$

Dimensiottoman taajuuden käytön etuna on, että sen avulla voidaan huomioida myös maapohjan ominaisuuksia. Kerroksellisen maapohjan tapauksessa leikkausaallonnopeus valitaan hallitsevan kerroksen mukaan tai kerroksittain painotettuna keskiarvona.



### 3. YLEISTÄ LAITEPERUSTUKSISTA

Laiteperustus on rakenne, joka välittää yläpuolisen laitteen ja oheisrakenteiden staattiset kuormat ja laitteen operoinnista syntyvät dynaamiset kuormitukset maaperään tai kalliioon (Hakulinen 1991, s. 31). Myös maanpinnan yläpuolelle sijoitettuja vaimennuselementein perustettuja rakenteita kutsutaan laiteperustuksiksi. Laiteperustusten vaikutusalue on staattisesti kuormitettujen perustusten vastaavaa suurempi johtuen dynaamisten kuormitusten aiheuttamasta tärinästä. Siksi Suomessa laiteperustusten suunnittelu kuuluu vaativimpaan geotekniseen luokkaan 3 (GL3) (RIL 254-2011 2011, s. 28).

#### 3.1 Laiteperustusten toiminta- ja dimensiokriteerit

Laiteperustuksen tarkoituksena on rajoittaa tärinäamplitudit sellaiselle tasolle, ettei niistä ole haittaa laitteen toiminnalle eikä läheisille rakenteille (Gazetas 1983, s. 2). Perustuksen on myös mahdollistettava laitteen läheisyydessä työskenteleville ihmisille mahdollisimman häiriötön työympäristö. Heikosti suunniteltu laiteperustus voi tuottaa rakenteellisia ja akustisia ongelmia sekä ympäristöhaittoja (Kameswara Rao 2011, s. 393). Lisäksi laitteen käyttäminen, huoltaminen ja hoitaminen voi tällöin osoittautua ongelmalliseksi. Tarkoitukseensa sopimattoman laiteperustuksen tapauksessa edellä mainitut ongelmat voivat ilmaantua, vaikka laite itsessään olisi hyväkuntoinen ja toimisi oikein.

Laiteperustuksen hyväksyttävälle toiminnalle voidaan luetella suunnittelun näkökulmasta seuraavia yleisiä vaatimuksia (Srinivasulu & Vaidyanathan 1976, s. 2 – 3; Kameswara Rao 2011, s. 395):

- a) Perustuksen on voitava kantaa sille tulevat kuormitukset ilman rakenteellisia vaurioita ja sallittuja jännityksiä ylittämättä.
- b) Perustuksen painuman on oltava sallitulla alueella.
- c) Laitteen käytöstä aiheutuvien tärinän amplitudien tulee olla sallituissa rajoissa, jotka yleensä määrittelee laitteenvalmistaja.
- d) Perustuksen ja laitteen yhdistetyn massakeskipisteen tulisi olla mahdollisimman lähellä peruslaatan massakeskipisteen vertikaalilinjaa.
- e) Resonanssia tulisi välttää, joten perustussysteemin ominaistajuuden tulee olla joko pienempi tai suurempi kuin perustuksen päällä operoivan laitteen herätetaajuus. Suosituksena korkeavirriteisten perustusten taajuussuhteelle  $\Omega/\omega \leq 0,5$  ja matalavirriteisten  $\Omega/\omega \geq 2,0$ .
- f) Kaikkien laitteen pyörivien ja edestakaisin liikkuvien osien tulisi olla mahdollisimman tasapainotettuja, jotta epäkeskisyyksistä aiheutuvat voimat ja momentit saadaan minimoitua. Tämä on yleensä konesuunnittelijan tehtävä.

- g) Mikäli mahdollista, laiteperustus tulisi suunnitella niin, että sen ominaistajuutta voidaan myöhemmin muuttaa esimerkiksi muuttamalla peruslaatan mittoja tai perustuksen massaa.

Käytännöllisyyden näkökulmasta laiteperustukselle voidaan esittää lisäksi seuraavia vaatimuksia (Srinivasulu & Vaidyanathan 1976, s. 3):

- a) Pohjavedenpinnan tulisi sijaita vähintään pohjalaatan leveyden neljänneksen päässä pohjalaatan alapuolella. Tämä rajoittaa värähtelyn leviämistä, sillä vesi on hyvä aaltoliikkeen johde (paitsi leikkausaallot).
- b) Laiteperustukset tulisi sijoittaa erilleen viereisistä rakenteista käyttäen tarvittaessa liikuntasauvoja.
- c) Laiteperustukset tulisi sijoittaa viereisten rakennusten perustuksia syvemmälle.
- d) Kaikki perustukseen upotetut kuumaa höyryä tai ilmaa kuljettavat putket eristetään asianmukaisesti.
- e) Perustus suojataan koneöljyltä tarvittaessa haponkestävällä suojauksella tai kemiallisella käsittelyllä.

Paalutettujen laiteperustusten kohdalla edellä esiteltyt vaatimukset ovat voimassa soveltuvilta osin. Lisää paaluperustusten suunnittelusta on alaluvussa 4.1.

Myös eurokoodeissa otetaan kantaa dynaamisesti kuormitettujen perustusten suunnitteluun. Eurokoodin EN-1997-1 mukaan värähtelykuormille alttiit perustukset tulee suunnitella niin, että värähtelystä aiheutuvat painumat eivät ole liiallisia, resonanssia ei pääse syntymään eikä maa värähtelyn vuoksi nesteytymään (SFS-EN 1997-1, s. 62).

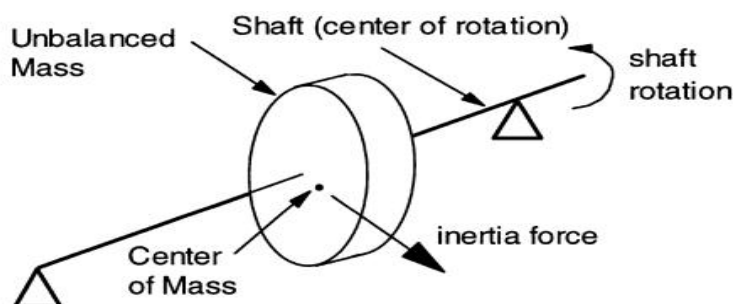
Koneentoimittaja antaa tavallisesti esisuunnitteluvaiheessa laiteperustuksen dimensioiden suuntaviivat, mutta perustuksen mitat valitsee rakenne- tai pohjarakennussuunnittelija (Srinivasulu & Vaidyanathan 1976, s. 3). Perustuksen mittoihin vaikuttaa voimakkaasti perustuksen päällä operoiva kone ja sen ominaisuudet. Laiteperustuksen lopulliset dimensiot määrää yleensä perustuksen dynaaminen mitoitus, jossa varmistetaan, että systeemin ominaistajuudet ja -muodot sekä siirtymä-, nopeus ja kiihtyvyyssamplitudit ovat sallituissa rajoissa.

Laiteperustuksen dimensioiden valintaan on kehitetty joitakin yleisiä periaatteita. Perustuksen tulisi olla kummassakin horisontaalisuunnassa vähintään 150 mm leveämpi kuin koneen pohjalevy (Kameswara Rao 2011, s. 454). Laiteperustuksen massan olisi oltava 5 - 10 kertaa koneen massa silloin, kun koneen pyörimisnopeus on 500 rpm ja 10 - 20 kertaa silloin, kun koneen pyörimisnopeus on 1000 rpm. Jäykän kappaleen tavoin toimivan perustuksen paksuuden tulisi olla 10 – 15 % perustuksen pituus- tai leveysmitasta (Hakulinen 1991, s. 38). Lisää yleisiä ohjeita laiteperustusten suunnitteluun erilaisille dynaamisille kuormituksille on listattu esimerkiksi lähteessä (Kameswara Rao 2011, s. 453 – 457)

### 3.2 Laitteperustusten tyypilliset dynaamiset kuormat

Laitteperustusrakenteiden dynaamiset kuormitukset syntyvät laitteen operoinnista. Erilaiset laitteet tuottavat erilaisia dynaamisia kuormituksia, riippuen laitteen käyttötarkoituksesta, koosta ja laitteen osien liikkeestä (Hakulinen 1991, s. 34 – 35; Lee 2004, s. 4 – 6). Laitteen osien liike voi olla mm. pyörivää, edestakaista, stokastista tai iskumaista ja dynaamiset kuormitukset voidaan jakaa osien liikkeiden mukaisiin kategorioihin. Laitteperustusten staattisia kuormituksia ei tässä työssä käsitellä, mutta niitä esitellään esimerkiksi yhdysvaltalaisessa normissa ACI 351 (Lee 2004).

Laitteiden pyörivistä osista aiheutuvat dynaamiset kuormitukset ovat tavallisesti luonteeltaan harmonisia ja niitä synnyttävät esimerkiksi generaattorit, turbiinit, kompressorit, linnot, sähkömoottorit, turbopumput sekä ilmastointi-, paperi- ja painokoneet (Hakulinen 1991, s. 34; Lee 2004, s. 4). Näille laitteille ominaista on juoksupyörän, roottorin tai telan pyörivä liike. Pyörivät osat muodostavat dynaamisia voimia, kun niiden massakeskipisteen ja pyörimiskeskipisteen sijainnit eivät täsmää, jolloin pyörimisliike on epäkeskistä. Pyörivillä laitteistoilla esiintyy aina jonkin verran pyörimisen epäkeskisyyttä. Näistä epäkeskisyyksistä syntyvät dynaamiset kuormat välitetään perustukselle pääasiassa laitteen tukipintojen kautta. Kuvassa 3.1 on pyörivän laitteiston periaatteellinen rakennemalli.



**Kuva 3.1.** Pyörivän laitteiston periaatteellinen rakennemalli (Lee 2004, s. 5).

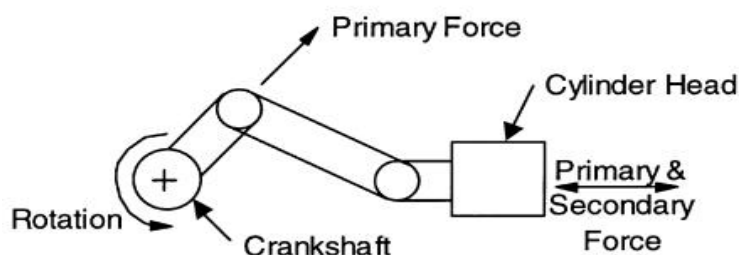
Pyörimisliikkeestä aiheutuva dynaaminen voima on riippuvainen pyörivästä massasta  $m$ , epäkeskisyydestä  $e$  ja pyörimisliikkeen kulmanopeudesta  $\Omega$ . Dynaaminen voima  $F(t)$  voidaan laskea kaavalla (Kameswara Rao 2011, s. 440):

$$F(t) = me\Omega^2 \sin \Omega t. \quad (3.1)$$

Laitteistojen pyörivien osien epäkeskisyyden tulisi minimoida laitteen valmistusvaiheessa tasapainotuksilla (Lee 2004, s. 4). Laitteen ikääntyessä käytöstä johtuvat väsymisilmiöt, epäpuhtaudet ja kuluminen voivat johtaa epäkeskisyyden kasvuun. Dynaamista voimaa voivat lisäksi kasvattaa mm. laitteen kohdistuksessa tapahtuvat muutokset, laitteen toiminta resonanssitaajuuden lähimaastossa ja erilaiset toimintahäiriöt.

Edestakaisia kuormituksia aiheuttavat erilaiset mäntäkoneet (Hakulinen 1991, s. 34; Lee 2004, s. 4 – 5). Näihin kuuluvat mm. polttomoottorit sekä mäntäpumput ja -kompressorit.

Kyseisten laitteistojen synnyttämät dynaamiset kuormitukset johtuvat liikkuvien massojen hitausvoimista. Mikäli laitteistossa on useampi kuin yksi mäntä, tarvitaan erityisiä kampijärjestelyjä epäkeskisyyksistä aiheutuvien voimien ja momenttien minimoimiseksi. Voimien ja momenttien minimoiminen ei kuitenkaan onnistu täydellisesti laitteiston käyttövaatimusten takia, joten laitteistoissa esiintyy aina jonkin verran epäkeskisiä kuormituksia, jotka otetaan vastaan laiteperustuksella. Kuvassa 3.2 on mäntäkoneen periaatteellinen rakennemalli.



**Kuva 3.2.** Mäntäkoneen periaatteellinen rakennemalli (Lee 2004, s. 5).

Stokastisia kuormituksia aiheuttavat esimerkiksi sekoittavat kuorimarummut, kuula- ja tankomylyt ja seulat (Hakulinen 1991, s. 35). Stokastisten laitteistojen dynaamisille kuormituksille luonteenomaista on herätetaajuuden laajakaistaisuus. Yksittäiset kuormitukset ovat tietyillä taajuuksilla yleensä pieniä.

Iskumaisia kuormituksia synnyttäviin laitteistoihin kuuluvat mm. konevasarat ja jotkin metallin muovaukseen käytettävät puristimet (Lee 2004, s. 5). Iskumaiset dynaamiset kuormat ovat säänneltyjä ja ne välitetään usein suoraan laitteelta perustuksille. Muita dynaamisia kuormia aiheuttavia laitteistoja ovat esimerkiksi erilaiset kivimurskaimet ja metallisilppurit, joiden dynaaminen kuormitus perustuu osin laitteen osien epäkeskiseen pyörimiseen ja osin dynaamisten signaalien sattumanvaraisuuteen johtuen laitteen käytöstä.

Laiteperustukseen kohdistuu käyttöikänsä aikana myös muita kuin pelkästään laitteen tavanomaisesta käytöstä syntyviä dynaamisia kuormia (Lee 2004, s. 5 – 6). Tällaisia erikoistilanteita ovat mm. laitteen testaukset ja huolto, laitteen sammuttaminen ja käynnistäminen ja laitteen epätavallinen käyttö.

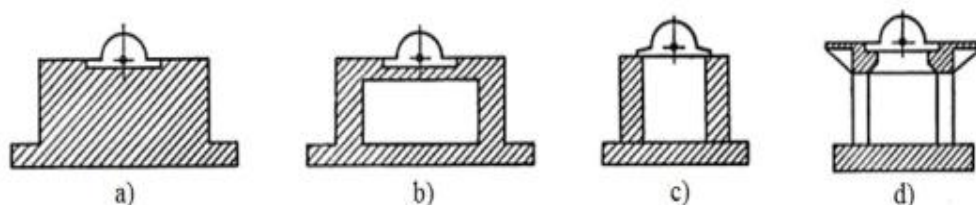
### 3.3 Laiteperustusrakenteet ja viritys

Varsinaiset laiteperustusrakenteet ovat tavallisesti teräsbetonisia massiivirakenteita tai peruslaatasta ja sen oheisrakenteista koostuvia kokonaisuuksia (Hakulinen 1991, s. 39; Krannila 2013, s. 36). Laiteperustustyyppin valintaan vaikuttavat perustusrakenteelta vaadittavat ominaisuudet, kuten perustuksen jäykkyys, massa ja vaimennus sekä perustettavan laitteen tyyppi ja tilavaatimukset. Tässä työssä käsitellään laiteperustusrakenteita, jotka voivat olla myös paaluilla perustettuja.

Laiteperustusrakenteet tehdään yleensä teräsbetonisina, johtuen betonin suuresta massasta ja jäykkyydestä (Krannila 2013, s. 36 – 38). Betonin käyttö mahdollistaa myös monimuotoisten perustusrakenteiden rakentamisen johtuen kehittyneistä valu- ja muottitekniikoista. Peruslaatan yläpuolisina rakenteina voidaan käyttää myös teräsrakenteita esimerkiksi silloin, kun rakenteilta vaaditaan keveyttä, korkeutta, muunneltavuutta ja nopeaa valmistettavuutta. Korkeiden teräsrakenteiden ongelmana on kuitenkin niiden alhainen ominaistajuus, joten matala- ja keskitaajuuslaitteiden käyttö ei ole korkeiden teräsrakenteiden varassa suositeltavaa. Peruslaatan yläpuoliset teräsrakenteet ovat yleensä ristikko- ja kehärakenteita.

Yleisimmät laiteperustukset voidaan jakaa neljään luokkaan kuvan 3.3 mukaisesti (Srinivasulu & Vaidyanathan 1976, s. 2; Krannila 2013, s. 36):

- a) Massiiviset laiteperustukset ovat umpinaisia teräsbetonirakenteita.
- b) Ontot, laatikkomaiset laiteperustukset koostuvat peruslaatasta, seinistä ja seiniin tukeutuvasta laatasta.
- c) Seinämäiset laiteperustukset koostuvat peruslaatasta ja seinistä.
- d) Kehämäiset laiteperustukset muodostuvat peruslaatasta, pilareista ja palkeista.



**Kuva 3.3.** Yleisimmät laiteperustusrakenteet (Srinivasulu & Vaidyanathan 1976, s. 2).

Massiivinen laattamainen laiteperustus on yleisin laiteperustusrakenne (Hakulinen 1991, s. 39). Massiivisen rakenteen tärkeimmät ominaisuudet ovat sen jäykkyys ja massa. Massiiviset laiteperustukset suunnitellaan lähes aina jäykkinä rakenteina johtuen siitä, että teräsbetoninen perustusrakenne on hyvin jäykkä verrattuna sen alapuoliseen maapohjaan. Laattamaisen perustuksen dimensioiden kasvaessa perustus kuitenkin muuttuu taipuisaksi (Wolf 1985). Tällöin perustuksen joustavuus on otettava suunnittelussa huomioon, koska se vähentää esimerkiksi säteilyvaimennusta.

Perustuksen ominaistajuus pienenee massan kasvaessa. Perustuksen massiivisuus laskee lisäksi laitteen ja perustussysteemin yhteistä massakeskiötä alemmas lähelle perustusta-  
soa, mikä tekee kokonaisuudesta stabiilimman (Lee 2004, s. 6; Krannila 2013, s. 37). Myös laitteet pyritään sijoittamaan lähelle maanpintaa, jotta dynaamisten voimien ja laite-perustus-systeemin massakeskiön välinen korkeusero saadaan minimoitua.

Ontot ja seinämäiset laiteperustukset ovat massiivisia rakenteita keveämpiä ja joustavam-  
pia; myös perustussysteemin ominaistajuudet ovat näin korkeampia (Hakulinen 1991, s. 40; Krannila 2013, s. 37). Joskus myös massiivisia perustusrakenteita voidaan keventää

seinämäisillä rakenteilla ilman, että perutuksen jäykkyys- ja vaimennusominaisuudet suuremmin muuttuvat. Onttojen ja seinämäisten laiteperustusrakenteiden tyhjätiloihin on mahdollista sijoittaa mm. erilaisia oheislaitteita, kuten kuljettimia ja putkistoja.

Toiminnalliset syyt ovat usein ratkaisevana vaikuttimena laiteperustusrakenteiden valinnassa (Hakulinen 1991, s. 39). Esimerkiksi laitteen sijoittaminen alimman lattiatason yläpuolelle sekä laitteen huolto- ja korjaustoimet voivat mahdollisesti edellyttää kehämäisen laiteperustusrakenteen valintaa. Tällöin myös oheislaitteiden sijoittelu helpottuu. Tyypillisesti kehäperustus muodostuu pilareilla ja palkeilla toteutetuista poikittaisista kehistä, joiden alla on riittävän paksu peruslaatta tai peruspalkit muun muassa pilarien jäykän kiinnityksen varmistamiseksi (Hakulinen 1991, s. 39 – 40). Suunnittelussa pyrkimyksenä on symmetrinen rakenne, jolla on mahdollisimman yksinkertaiset värähtelymuodot. Kehä jäykistetään ylempällä konetasolla.

Kehäperustusrakenteet oletetaan usein joustaviksi, joten niiden dynaamisista kuormituksista johtuvat vasteet voivat olla monitahoisia (Lee 2004, s. 6). Suunnittelussa on huomioitava rakenteen alimpien ominaistajuuksien lisäksi herätetaajuuksia lähellä olevat korkeammat ominaistajuudet. Kehäperustusten käyttö vähentää maaperän ominaisuuksien hyödyntämismahdollisuuksia ja resonanssitilanteet ovat vaikeita, koska säteilyvaimennusta on hankala käyttää hyväksi (Hakulinen 1991, s. 39 – 40).

Laiteperustuksen virityksellä tarkoitetaan perustuksen suunnittelussa ominaistajuuksien valintaa niin, että perustus toimisi aina, mikäli mahdollista, resonanssialueen ulkopuolella (Hakulinen 2011, s. 33). Laiteperustus voidaan perustaa virityksen osalta kolmella eri tavalla: matalaviritteisesti, korkeaviritteisesti ja resonanssialueella toimivaksi. Asian havainnollistamiseksi tarkastellaan kuvaa 2.4. Mikäli perustuksen taajuussuhde  $\Omega/\omega$  on pienempi kuin yksi, on perustus korkeaviritteinen ja jos taajuussuhde on suurempi kuin yksi, on perustus matalaviritteinen. Taajuussuhteen ollessa yhden läheisyydessä perustusta kutsutaan resonanssialueella toimivaksi.

Suunnittelun alkuvaiheessa kannattaa tarkistaa, onko matalaviritteinen perustaminen mahdollista, koska kyseinen perustamistapa on yleensä luotettava, taloudellinen ja helppo toteuttaa (Hakulinen 2011, s. 33). Jäykän kappaleen tavoin toimivaa matalaviritteistä paalutettua laiteperustusta on kuitenkin hankala luotettavasti perustaa taajuusalueella 2 – 15 Hz ilman erityisratkaisuja johtuen muun muassa epävarmuudesta jäykkyyden arvioinnissa (Hakulinen 1991, s. 148). Paalutetun laiteperustuksen jäykkyyden arviointia etenkin vaakasuunnassa vaikeuttavat maaparametrien epätarkkuuden lisäksi:

- paaluanturan tai -laatan alapinnan ja maan kontaktin arviointi
- paalujen yläpäiden maasta irtoamisen arviointi
- paalujen vuorovaikutusten huomiointi, ryhmävaikutus voi olla suurempi kuin yksittäisten paalujen jäykkyyksien summa
- ympäristäytöjen vaikutukset

Yleisesti voidaan todeta, että matalaviritteisen perustuksen suunnittelussa systeemin jäykkyys on arvioitava ylärajan mukaan. Yksittäisen paalun ja paaluryhmän dynaamisia ominaisuuksia ja niiden laskentaa on käsitelty tarkemmin alaluvuissa 4.2.1 ja 4.2.2.

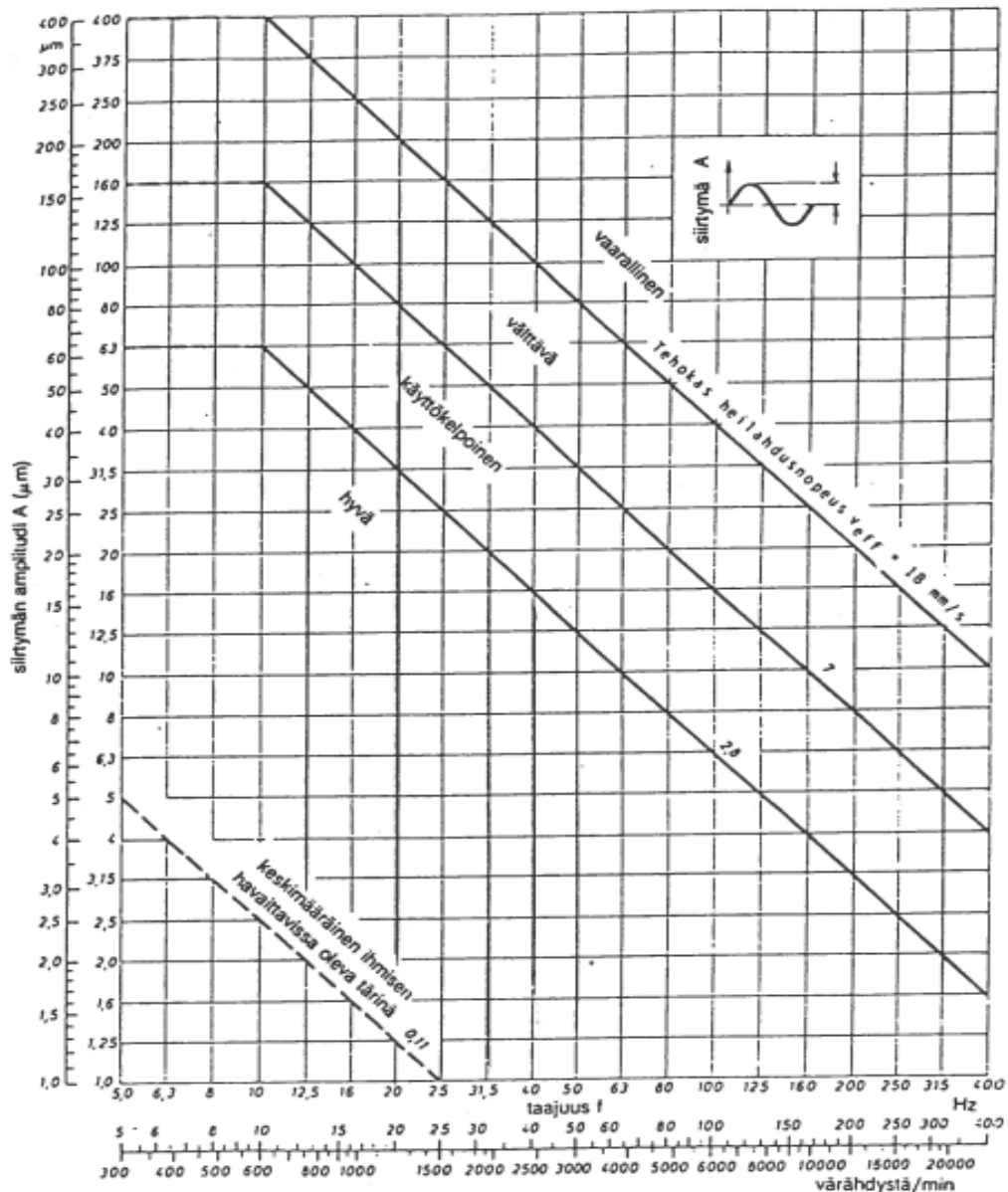
Matalaviritteinen perustaminen edellyttää monesti rakenteellisia ratkaisuja, joilla perusrakenne eristetään maasta joko vaimentimien avulla tai muilla tavoin (Hakulinen 1991, s. 148). Paalujen eristämiseen voidaan käyttää ”hylsyrakenteita”. Matalaviritteisellä perustamistavalla maan ominaisuuksia ei saada hyödynnettyä paljoo ja maahan siirtyvät kuormitukset ovat verrattavissa staattisiin kuormituksiin. Joissakin tapauksissa on edullista, että perustus toimii sekä matala- että korkeaviritteisesti; esimerkiksi niin, että vähäisen jäykkyyden vaakasuunnassa systeemi on matalaviritteinen ja suuremman jäykkyyden pystysuunnassa korkeaviritteinen.

Korkeaviritteinen perustaminen tulee kysymykseen esimerkiksi silloin, kun herätetaajuuDET ovat alhaisia, eikä matalaviritteinen perustaminen ole mahdollista (Hakulinen 1991, s. 148 – 149). Korkeaviritteisessä perustamisessa riittävän jäykkyyden aikaansaaminen on tärkeää. Paaluperustusten pystysuunnassa riittävä jäykkyys on yleensä helppoa saavuttaa suomalaisissa pohjasuhteissa, joissa kova pohja on melko liki maanpintaa. Kuitenkin dynaaminen kuormitus vaikuttaa myös vaakasuuntaan, jolloin tämä voi muodostua mitoittavaksi, kuten paaluperustusten kohdalla usein käy. Paaluperustusten vaakasuuntainen jäykkyys muodostuu pääasiassa paaluryhmän jäykkyydestä ja perustuksen vierustäytöistä. Korkeaviritteisen perustuksen suunnittelussa kyseiset jäykkyydet määritetään alarajan mukaan.

Resonanssialueella toimivia perustuksia tulisi suunnittelussa välttää (Hakulinen 1991, s. 151; Lee 2004, s. 7). Kuitenkin laitteiden ajonopeuksien ja tehojen kasvaessa osa heräteistä yhä useammin on resonanssialueella, jolloin perustuksen siirtymätila riippuu systeemin vaimennuksesta. Vaimennuksen arviointiin tulee tällöin kiinnittää erityistä huomiota. Resonanssialueella vaimennuksen kannalta on ensiarvoisen tärkeää, että herätetaajuus ylittää maan perustaajuuden.

### **3.4 Tärinäkriteerijä**

Laitteperustuksen toimintakykyä arvioidaan tärinän amplitudeilla. Tärinän mittaaminen perustuu sen aiheuttamiin siirtymä-, nopeus- tai kiihtyvyydsamplitudeihin eri taajuusalueilla (Lee 2004, s. 19; Hakulinen 1991, s. 32 – 33). Nämä amplitudit eli vasteet määritetään erikseen määritetyissä referenssipisteissä, jotka voivat sijaita laite-perustussysteemissä tai sen lähistöllä. Kuvassa 3.4 esitetään saksalaisen VDI 2056 -normin mukaiset laiteperustuksen sallitut siirtymäamplitudit.



**Kuva 3.4.** Laitteperustuksen sallitut siirtymäamplitudit VDI 2056-normin mukaan (VDI 2056 1964).

Siirtymiin perustuvat värinäkriteerit ovat usein taajuusriippuvia niin, että pienillä taajuuksilla perustuksille sallitaan suurempia siirtymiä (Lee 2004, s. 19; Hakulinen 1991, s. 32 – 33). Dynaamisten kuormien aiheuttamien siirtymien on oltava pieniä, tavallisesti alle  $100 \mu\text{m}$ , jotta perustuksen ja laitteen toiminta on tarkoituksenmukaista ja häiriötöntä. Alle 2 Hz taajuudella tapahtuvat kuormitukset ovat yleensä syklisiä kuormituksia. Syklisten kuormitusten sallitut siirtymät ovat usein suurempia kuin varsinaisten dynaamisten kuormitusten. Nopeuteen ja kiihtyvyyteen perustuvat värinäkriteerit voivat riippua taajuudesta tai olla taajuudesta riippumattomia.

Laitteen värinän raja-arvot määrittää normaalisti laitevalmistaja ja niitä voidaan tarpeen tullen tarkentaa laitteen käyttäjän, omistajan tai suunnittelijan toimesta (Lee 2004, s. 19).



Raja-arvoilla pyritään laitteen vaurioitumisen minimointiin ja asianmukaisen käytön varmistamiseen. Laitteen tärinän raja-arvojen tarkentaminen käyttäjän tai suunnittelijan toimesta perustuu yleensä kokemukseen tai tärinämittauksiin.

Laitteperustuksen sallitut värähtelyamplitudit määritetään laitteen ominaisuuksien ja laitteen läheisyydessä olevien rakenteiden värähtelyherkkyyden perusteella (Kameswara Rao 2011, s. 395; Srinivasulu & Vaidyanathan 1976, s. 6). Laitteperustuksen on lisäksi mahdollistettava laitteen läheisyydessä työskenteleville hyväksyttävä työympäristö, mikä myös voi rajoittaa perustuksen sallittuja värähtelyamplitudeja. Laitteperustuksen vaste riippuu perustuksen ominaisuuksista kuten perustuksen tyypistä, jäykkyydestä ja koosta, tukevan maaperän koostumuksesta ja vaimennuksesta sekä dynaamisen kuormituksen luonteesta (Barbour et al. 2006, s. 200).

Tärinäkriteereinä voivat toimia myös ihmisen fysiologiaan perustuvat rajoitukset, mutta niitä ei tässä työssä esitellä. Fysiologiaan perustuvia tärinärajoituksia käsitellään esimerkiksi saksalaisessa normissa VDI 2057 (VDI 2057 2002).

### 3.5 Tärinän eristäminen

Tärinän eristämällä tarkoitetaan laitteen aiheuttamien siirtymäamplitudien pienentämistä keinotekoisesti käyttäen erilaisia tärinäneristysmenetelmiä (Prakash 1981, s. 406). Tärinän eristämistä tarvitaan silloin, kun laitteperustussysteemin siirtymäamplitudeja ei saada tavanomaisilla suunnitteluratkaisuilla hyväksyttävän alhaisiksi.

Tärinää voidaan vähentää joko aktiivi- tai passiivieristyksellä (Srinivasulu & Vaidyanathan 1976, s. 193). Aktiivieristyksellä vähennetään perustussysteemin ympäristöönsä leviättämää tärinää ja passiivieristyksellä perustussysteemiin ympäristöstä tulevaa tärinää. Toisin sanoen aktiivieristystä käytetään sellaisten laitteiden kohdalla, jotka aiheuttavat ympäristöönsä huomattavia dynaamisia kuormituksia ja passiivieristystä suojaamaan herkkiä laitteita lähiympäristöstä laitteeseen kohdistuvalta tärinältä.

Eristysmenetelmin pyritään joko aaltoliikkeen etenemisen katkaisemiseen, amplitudien pienentämiseen taikka tärinän vastustamiseen käyttäen hyväksi rakenteen hitautta eli inertiaa (Hakulinen 2011, s. 43 – 44). Yleensä tehokas tärinäeristys perustuu juuri rakenteen massan hitauteen; hitausvoima vaikuttaa näet dynaamiseen kuormitukseen nähden vastakkaisessa vaiheessa. Perustus on hidas rakenne, kun sen ominaistajuus suunnitellaan kuormituksen ominaistajuutta pienemmäksi. Edellytyksenä on tällöin usein raskas rakenne, joka on asennettu pehmeiden (pieni jousivakio) tärinäeristimien varaan. Eristimet ovat tavallisesti teräsjoussia tai kumimattoja. Alle 10 Hz matalataajuisen tärinän eristäminen tapahtuu tehokkaimmin rakenteen jäykkyyttä lisäämällä.

Tärinän siirtymistä voidaan tehokkaasti vähentää myös erottamalla rakenteet toisistaan esimerkiksi jättämällä rakenteiden väliin rako (Hakulinen 2011, s. 46; Srinivasulu &

Vaidyanathan 1976, s. 195 – 202). Tämä on kuitenkin usein hankalaa ja kallista toteuttaa. Muita mahdollisia värinäeristystoimenpiteitä ovat esimerkiksi peruslaatan koon ja massan kasvattaminen, maan stabilointi ja pystykaivantojen tekeminen perustussysteemin läheisyyteen.

## 4. PAALUPERUSTUSTEN DYNAAMINEN TOIMINTA

Paalut ovat hoikkia pilarimaisia perustusrakenteita, joiden tarkoituksena on siirtää ylemmiltä rakenteilta tulevat kuormat läpi heikkojen maakerrosten tai veden joko kovaan maapohjaan tai kallioon (Tomlinson & Woodward 2008, s. 1). Nykyään paalut valmistetaan tavallisimmin teräksestä tai teräsbetonista, tai näiden materiaalien komposiittina eli liit-torakenteena. Paalujen käyttäminen laiteperustusten yhteydessä on melko yleistä, koska ne tekevät perustuksesta pystysuunnassa erittäin jäykän, jolloin resonanssivaaraa ei tässä suunnassa tavallisesti ole (Hakulinen 1991, s. 2 ja s. 42; Coduto 2001, s. 374). Paalut lisäävät myös perustuksen vaakajäykkyyttä, mutta herätteistä aiheutuvat systeemin vaakasiirtymät muodostuvat silti useimmiten dynaamisessa analyysissä mitoittaviksi. Tämän vuoksi tässä työssä tarkastellaan vain perustuksen vaakasuuntaista värähtelyä ja siihen vaikuttavia perustussysteemin ominaisuuksia.

### 4.1 Yleistä paaluista ja paaluperustamisesta

Tämän työn keskiössä on paaluperustusten dynaaminen analysointi, joten paaluja ja paaluperustuksia koskevat yleiset asiat käsitellään vain lyhyesti. Paaluperustamista, paaluja ja työmaatekniikkaa on käsitelty laajasti esimerkiksi lähteissä (Tomlinson & Woodward 2008) ja (Prakash & Sharma 1990).

Syitä paalujen käyttöön on perustamisratkaisuisia monia. Yleisimpiä syitä paalutuksen valintaan ovat (Coduto 2001, s. 374):

- a) Heikoilla mailla, kuten savikoilla, tavanomaisten maanvaraisten perustusten painumat, painumaerot ja kiertymät muodostuvat liian suuriksi. Maanvarainen perustaminen ei ole tällöin tehokasta eikä taloudellista.
- b) Perustusten lähistöllä sijaitsee kaivantoja tai niitä tehdään tulevaisuudessa.
- c) Perustus tehdään veden päälle, kuten esimerkiksi laiturit.
- d) Perustukselta vaaditaan suurta vaakakuormakapasiteettia.
- e) Perustukselta vaaditaan suurta vetokapasiteettia.

Paaluilla perustaminen voi tulla kysymykseen myös silloin, kun perustukseen kohdistuu dynaamisia kuormituksia ja se on altis värähtelylle (Kameswara Rao 2011, s. 457). Paalujen avulla voidaan pienentää perustuksen värähtelyamplitudeja ja kasvattaa perustussysteemin ominaistaajuutta ilman, että anturan mittoja suurennetaan.

Paalutetun laiteperustuksen alustavassa suunnittelussa ja paalujen valinnassa voidaan noudattaa seuraavaa ohjenuoraa (Barbour et al. 2006, s. 209; Haimakainen 2016):

- a) Paalujen alustava määrä määritellään siten, että yhden paalun keskimääräinen staattinen kuorma on alle puolet paalun kestävyyydestä.
- b) Paaluryhmän keskipiste on yhtenevä laitteen ja laatikkoperustuksen massakeskiön kanssa.
- c) Paalut ankkuroidaan kunnollisesti perustukseen riittävän liitosjäykkyyden aikaansaamiseksi.
- d) Erittäin heikosti kantavien maiden yhteydessä dynaamiset kuormitukset otetaan vastaan vinoilla paaluilla, jotka levittäytyvät symmetrisesti perustuksesta pois-päin.
- e) Paalujen varaan tulevan laatikkoperustuksen massa riippuu yläpuolisesta laitteesta niin, että perustuksen massan tulisi olla 1,5 – 2,5 kertaa pyörivää kuormitusta aiheuttavan laitteen massa ja 2,5 – 4 kertaa edestakaista kuormitusta aiheuttavan laitteen massa.
- f) Korkeilla sivu- ja päätytöillä on vaimennusta ja jäykkyyttä lisäävä vaikutus.

Muita esisuunnitteluperusteita ja dimensiokriteerejä on listattu lähteessä (Barbour et al. 2006, s. 208 – 209).

Tässä työssä käsitellään paalutyypeistä laskennallisesti vain suora tukipaalu, koska kitka- ja koheesiopaalut eivät sovellu erityisen hyvin käytettäväksi dynaamisesti kuormitettujen perustusten yhteydessä (Tomlinson & Woodward 2008, s. 435 – 436). Kitka- ja koheesiopaaluilla suurin osa kuormista välittyy maahan paalun vaipan ja maan välisen kitkan tai koheesion ansiosta. Dynaamisessa kuormituksessa maan leikkauslujuus tyypillisesti pienenee (vrt. kohta 2.4.2) ja samalla paalun vaipan ja maan välinen kitka tai koheesio alenee, mikä voi johtaa perustuksen kasvaviin painumiin. Tämän vuoksi laiteperustuksissa on yleensä tarpeen käyttää tiiviiseen pohjaan tai kallioon yltäviä tukipaaluja, joilla pääosa kuormista välittyy paalun kärjen tuennan kautta.

Tässä työssä paalun yläpään liitosta perustukseen tarkastellaan jäykkänä liitoksena. Tukipaalun alapään liitos kovaan pohjaan voidaan toteuttaa joko nivelellisesti tai osittain jäykästi riippuen tapauksesta ja käytetystä paalutyypistä. Kun paalun pituuden ja ekvivalentin säteen suhde  $l_p/R_0$  on yli 25, ei paalun alapään liitostavalla ole enää merkitystä paalun jäykkyyteen ja vaimennukseen, eli alapään liitostapa voidaan tällöin jättää dynaamisissa analyyseissa huomiotta (Novak 1974).

Useimmissa käytännön tilanteissa vaakasuuntaisesti kuormitettujen paalujen dynaamiset vasteet ovat riippumattomia paalun pituudesta, sillä vain paalun ylempään osaan kohdistuu merkittäviä siirtymiä (Gazetas 1991, s. 589 – 590). Etäisyyttä paalun yläpäästä laskevien, jolla merkittävät siirtymät tapahtuvat, kutsutaan paalun aktiiviseksi pituudeksi ja sille käytetään merkintää  $l_c$ . Kyseisen pituuden matkalla paalun vaakasuuntainen kuormi-

tus siirtyy käytännöllisesti katsoen kokonaan ympäröivään maahan. Paalun aktiivinen pituus on yleensä luokkaa viidestä kymmeneen kertaa paalun ekvivalentti halkaisija  $D_0$  ja sitä voidaan arvioida kaavalla

$$l_c \approx 2D_0 \left( \frac{E_p}{E} \right)^a, \quad (4.1)$$

jossa  $E_p$  on paalun kimmomoduuli,  $E$  on maan kimmomoduuli ja  $a$  on eksponentti, joka riippuu maan jäykkyysprofiilista syvyyden funktiona. Syvyyden suhteen lineaarisesti ja parabolisesti kasvavalle sekä vakiolle maan jäykkyysprofiilille eksponentin  $a$  arvot ovat vastaavasti 0,2, 0,22 ja 0,25. Paalun ekvivalentti halkaisija voidaan laskea poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoiselle paalulle neliömomentin avulla. Mikäli paalun pituus  $l_p > l_c$ , paalua kutsutaan joustavaksi tai taipuisaksi paaluksi.

Eurokoodin SFS-EN 1998-5 mukaan paaluperustuksen dynaamisessa analyysissä maa on mallinnettava joko diskreetteinä osina (esimerkiksi Winkler-malli) tai kontinuumina (SFS-EN 1998-5, s. 26). Laskentamallissa on voitava huomioida ainakin likimääräisesti esimerkiksi kuormituksesta aiheutuvien maan muodonmuutosten voimakkuus, maan tukireaktiot paalupituudella sekä paalujen ryhmävaikutus.

## 4.2 Paalujen vaakasuuntaiset jäykkyys- ja vaimennusominaisuudet

Elastisen puoliavaruuden teoriaan perustuvaa paaluperustusten jäykkyys- ja vaimennusominaisuuksien tarkkaa analyttistä ratkaisua ei löydy kuin yksinkertaiselle homogeeniselle maapohjalle (Hakulinen 1991, s. 42). Paalujen jäykkyyden ja vaimennuksen kuvaamiseen on kuitenkin kehitetty useita erilaisia yksinkertaistettuja sekä numeerisia menetelmiä ja nykyisin esimerkiksi kokonaisvaltaiset FEM-mallit huomioivat kyseiset ominaisuudet pääasiassa automaattisesti.

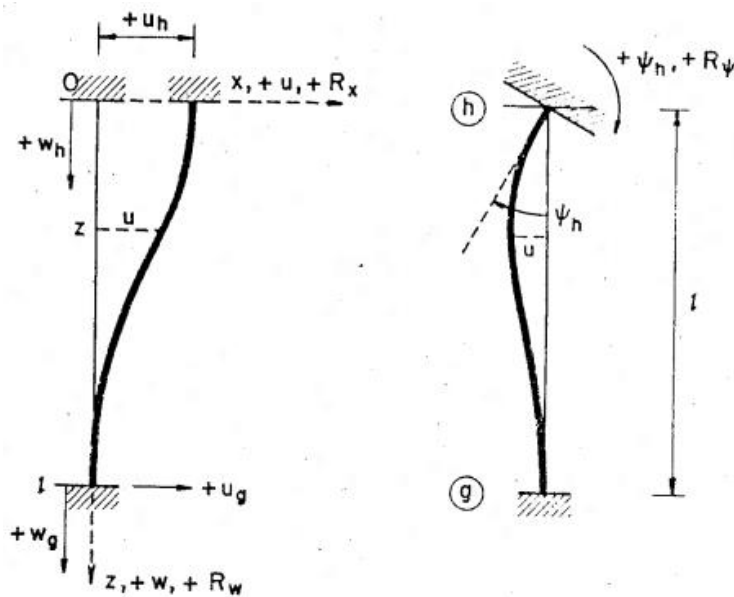
Tässä työssä paaluperustusten dynaamisia ominaisuuksia tarkastellaan suorille paaluille lähinnä laajennetun Novakin menetelmän kautta ja alaluvussa 6.1 esitellään kyseiseen menetelmään perustuvan paalujen jäykkyys- ja vaimennusominaisuuksien laskentaprosessin sekä perustuksen dynaamisen analyysin vaiheet. Yksittäisen paalun ja paaluryhmän dynaaminen toiminta poikkeavat toisistaan merkittävästi, joten niitä käsitellään kahdessa seuraavassa alaluvussa (4.2.1 ja 4.2.2) erikseen. Lisäksi alaluvussa 4.4 paalujen jäykkyyden laskentaa käsitellään Winkler-teoriaan perustuen.

### 4.2.1 Yksittäinen paalu

Paalun dynaaminen käyttäytyminen, jäykkyys ja vaimennus riippuvat niin paalusta itsestään kuin sitä ympäröivästä maaperästä. Paalun ominaisuuksista vaikuttavia ovat paalun aktiivinen pituus, taivutus- ja aksiaalijäykkyys, kärjen ja yläpään kiinnitys, massa sekä

vinous (Gazetas 1991, s. 589; Hakulinen 1991, s. 44). Maapohjan ominaisuuksista vaikuttavat leikkausmoduuli (leikkausaallonnopeus) ja sen syvyysprofiili, Poissonin vakio, maan tiheys ja kerroksellisuus. Lisäksi paalun sivuvastukseen vaikuttaa paalun yläpäähän ja maan kontaktiongelma, eli paalun irtoaminen maasta. Tätä kontaktiongelmaa käsitellään tarkemmin kohdassa 4.2.3.

Novak (Novak 1974) on kehittänyt puolianalyttisen menetelmän yksittäisen paalun vaakasuuntaisten jäykkyys- ja vaimennusominaisuuksien selvittämiseksi. Artikkelissa on esitetty laskentamenetelmät myös pysty- kierto ja vääntövapausasteiden jäykkyys- ja vaimennusarvojen arviointia varten. Novakin puolianalyttisen mallin taustaoletuksena on, että maapohja koostuu itsenäisistä hyvin ohuista vaakasuuntaisista kerroksista, jotka ulottuvat tasossa äärettömyyteen. Lisäksi oletetaan, että paalut ovat pystysuoria ja niiden liike on vertikaalitasoon rajoitettua harmonista liikettä. Kyseinen malli huomioi inertian eli hitauden vaikutuksen ja energia voi mallissa dissipoitua. Menetelmässä paaluja tarkastellaan yhdessä homogeenisessa maakerroksessa. Kuvassa 4.1 esitetään paalun siirtymä, kiertymä ja maan tukireaktiot Novakin menetelmän mukaisesti.



**Kuva 4.1.** Paalun siirtymä vaakasuunnassa ja kiertymä vertikaalitasossa sekä maan tukireaktiot (Novak 1974).

Kun paaluelementtiin, jonka pituus on  $dz$ , kohdistuu vaakasuuntainen kompleksinen siirtymä  $u(z,t)$  korkeudella  $z$ , elementtiin kohdistuu maasta tukireaktio, joka on

$$G(S_{u1} + iS_{u2})u(z,t)dz. \quad (4.2)$$

Yhtälössä  $S_{u1}$  ja  $S_{u2}$  ovat dimensiottoman taajuuden  $a_0$  funktioita ja  $G$  on maan leikkausmoduuli (Novak 1974). Funktiot  $S_{u1}$  ja  $S_{u2}$  ovat reaali- ja imaginääriosat kompleksifunktiossa

$$\begin{aligned}
S_u(a_0, \nu) &= G[S_{u1}(a_0, \nu) + iS_{u2}(a_0, \nu)] \\
&= 2\pi G a_0 \frac{\frac{1}{\sqrt{q}} H_2^{(2)}(a_0) H_1^{(2)}(x_0) + H_1^{(2)}(x_0) H_1^{(2)}(a_0)}{H_0^{(2)}(a_0) H_2^{(2)}(x_0) + H_0^{(2)}(x_0) H_2^{(2)}(a_0)}, \quad (4.3)
\end{aligned}$$

jossa  $\nu$  on maakerroksen Poissonin luku,  $x_0 = a_0\sqrt{2}$  ja  $H_n^{(2)}$  ovat toisen kertaluvun Hankelin funktioita. Lisäksi vakiosuure  $q = (1 - 2\nu)/2(1 - \nu)$ . Kun maan tukireaktio noudattaa yhtälöä (4.2), paalun vaakasuuntaisen vaimennetun värähtelyn differentiaaliyhtälö saadaan muotoon

$$\mu \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial t^2} + c_p \frac{\partial u(z, t)}{\partial t} + G(S_{u1} + iS_{u2})u(z, t) + E_p I_p \frac{\partial^4 u(z, t)}{\partial z^4} = 0, \quad (4.4)$$

jossa  $\mu$  on paalun massa pituusyksikköä kohti,  $c_p$  on paalun sisäinen vaimennuskerroin,  $E_p$  on paalun kimmokerroin ja  $I_p$  on paalun neliömomentti. Yhtälön (4.4) ratkaisuna saadaan paalun vaakasuuntaiset jäykkyys- ja vaimennusparametrit. Vastaavanlaisella menetelyllä kuin edellä esitetään, voidaan ratkaista yksittäisten paalujen jäykkyys- ja vaimennusparametrit jokaiselle paalun siirtymä- ja kiertymävapausasteelle.

Vaakasuuntaisesti kuormitetun paalun jäykkyys- ja vaimennuskertoimet esitetään taulukossa 4.1. Taulukon parametrit on laskettu paaluille, joiden poikkileikkaus on ympyrä, mutta niitä voidaan soveltaa myös poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisille paaluille hyödyntäen ekvivalenttia sädettä  $R_0$ . Kertoimista  $f_\psi$  viittaa paalun yläpäähän kiertymään vertikaalitasossa ja  $f_c$  yhdistettyyn paalun yläpäähän vaakasuuntaiseen siirtymään ja kiertymään. Kerroin  $f_u$  viittaa jäykästi perustukseen kiinnitetyn ja  $f_u^p$  nivelellisesti perustukseen kiinnitetyn paalun yläpäähän vaakasuuntaiseen siirtymään.

Kun maakerroksen leikkausmoduuli on vakio syvyyden suhteen, taulukon 4.1 kertoimet ovat voimassa, mikäli paalupituuden  $l_p$  ja paalun ekvivalentin säteen  $R_0$  suhde  $l_p/R_0 > 25$  (Novak & El-Shranouby 1983). Parabolisen leikkausmoduuliprofiilin tapauksessa kertoimet ovat voimassa, kun suhde  $l_p/R_0 > 30$ . Vaimennuksen osalta taulukon 4.1 kertoimet ovat käyttökelpoisia, kun herätetaajuus on suurempi kuin maan perustaajuus, jolloin myös säteilyvaimennusta esiintyy. Tapaukselle, jossa maan perustaajuutta ei ylitetä, on artikkelissa (materiaali)vaimennukselle esitetty omat kertoimensa ja laskentakaavansa. Tässä yhteydessä tarkastellaan tapausta, jossa maan perustaajuus ylitetään.

Vaakasuunnassa yksittäisen jäykästi perustukseen kiinnitetyn paalun jäykkyys  $k_u^l$  ja vaimennus  $c_u^l$  voidaan laskea kaavoilla

$$k_u^1 = \frac{E_p I_p}{R_0^3} f_{u1} \quad (4.5)$$

ja

$$c_u^1 = \frac{E_p I_p}{R_0^2 v_s} f_{u2}, \quad (4.6)$$

jossa  $v_s$  on leikkausaallonnopeus maakerroksessa (Novak & El-Shranouby 1983). Nivelellisesti perustukseen kiinnitetyille paaluille edellisissä kaavoissa käytetään kertoimen  $f_u$  tilalla kerrointa  $f_u^p$ . Edellä olevien kaavojen (4.5) ja (4.6) muodon perusteella havaitaan, ettei niissä ole mukana taajuudesta riippuvaa termiä. Tämä johtuu siitä, että tavallisesti paaluja pidetään taipuisina, jolloin edellä esitetyt paalun jäykkyys- ja vaimennuskertoimet eivät alhaisilla taajuuksilla ( $a_0 < 0,3$ ) riipu taajuudesta (Hakulinen 1991, s. 48 – 49). Yleisesti käytetyillä paalun läpimitoilla (300 – 600 mm) kaavan (2.71) mukainen dimensioton taajuus on lähes aina pienempi kuin 0,3, kun herätetaajuudet ovat  $f < 15$  Hz.

**Taulukko 4.1.** Vaakasuuntaisesti kuormitetun paalun jäykkyys- ja vaimennusparametrit (Novak & El-Shranouby 1983). Maan leikkausmoduuli on maakerroksessa syvyyden suhteen a) vakio ja b) parabolisesti kasvava.

$\nu$ (1)	$\frac{E_{pste}}{G_{soil}}$ (2)	Stiffness Parameters				Damping Parameters			
		$f_{\psi 1}$ (3)	$f_d$ (4)	$f_{\psi 1}$ (5)	$f_{\psi 1}^p$ (6)	$f_{\psi 2}$ (7)	$f_c$ (8)	$f_{\psi 2}$ (9)	$f_{\psi 2}^p$ (10)
(a) Homogeneous Soil Profile									
0.25	10,000	0.2135	-0.0217	0.0042	0.0021	0.1577	-0.0333	0.0107	0.0054
	2,500	0.2998	-0.0429	0.0119	0.0061	0.2152	-0.0646	0.0297	0.0154
	1,000	0.3741	-0.0668	0.0236	0.0123	0.2598	-0.0985	0.0579	0.0306
	500	0.4411	-0.0929	0.0395	0.0210	0.2953	-0.1337	0.0953	0.0514
	250	0.5186	-0.1281	0.0659	0.0358	0.3299	-0.1786	0.1556	0.0864
0.40	10,000	0.2207	-0.0232	0.0047	0.0024	0.1634	-0.0358	0.0119	0.0060
	2,500	0.3097	-0.0459	0.0132	0.0068	0.2224	-0.0692	0.0329	0.0171
	1,000	0.3860	-0.0714	0.0261	0.0136	0.2677	-0.1052	0.0641	0.0339
	500	0.4547	-0.0991	0.0436	0.0231	0.3034	-0.1425	0.1054	0.0570
	250	0.5336	-0.1365	0.0726	0.0394	0.3377	-0.1896	0.1717	0.0957
(b) Parabolic Soil Profile									
0.25	10,000	0.1800	-0.0144	0.0019	0.0008	0.1450	-0.0252	0.0060	0.0028
	2,500	0.2452	-0.0267	0.0047	0.0020	0.2025	-0.0484	0.0159	0.0076
	1,000	0.3000	-0.0400	0.0086	0.0037	0.2499	-0.0737	0.0303	0.0147
	500	0.3489	-0.0543	0.0136	0.0059	0.2910	-0.1008	0.0491	0.0241
	250	0.4049	-0.0734	0.0215	0.0094	0.3361	-0.1370	0.0793	0.0398
0.40	10,000	0.1857	-0.0153	0.0020	0.0009	0.1508	-0.0271	0.0067	0.0031
	2,500	0.2529	-0.0284	0.0051	0.0022	0.2101	-0.0519	0.0177	0.0084
	1,000	0.3094	-0.0426	0.0094	0.0041	0.2589	-0.0790	0.0336	0.0163
	500	0.3596	-0.0577	0.0149	0.0065	0.3009	-0.1079	0.0544	0.0269
	250	0.4170	-0.0780	0.0236	0.0103	0.3468	-0.1461	0.0880	0.0443

Novakin menetelmän lisäksi yksittäisen paalun jäykkyyden ja vaimennuksen laskentaan on olemassa useita yksinkertaisia malleja. Gazetas (Gazetas 1991, s. 590) on kehittänyt mallin kolmelle erilaiselle maan jäykkyysolehtilille: syvyyden funktiona lineaarisesti ja parabolisesti kasvavalle sekä jäykkyydeltään vakioille kerrokselle. Koska yksittäisen paalun jäykkyys ei käytännöllisesti katsoen riipu taajuudesta, voidaan paalun jäykkyys esittää staattisen jäykkyyden muodossa. Myös eurokoodin mukainen yksittäisen paalun jäyk-



kyiden laskenta perustuu paalun staattiseen jäykkyyteen, joka riippuu analyysissä käytettävästä maamallista (SFS-EN 1998-5, s. 26 ja s. 36). Eurokoodin mukaiset maan jäykkyysoikeudet ovat samat kuin Gazetasin mallissa ja myös paalun vaakasuuntaisen jäykkyyden kaavat ovat lähes yhteneviä Gazetasin malliin nähden.

Tarpeen mukaan yksittäisen paalun jäykkyysoikeus- ja vaimennusominaisuuksien selvittämiseen voidaan soveltaa myös muita menetelmiä. Vaimennuksen laskemiseksi on mahdollista käyttää Gazetasin ja Dobryn (Gazetas & Dobry 1984a) kehittämää yksinkertaistettua menetelmää. Samat henkilöt ovat kehittäneet menetelmän myös jäykkyyden laskentaan (Gazetas & Dobry 1984b). Paalun jäykkyysoikeus- ja vaimennusominaisuudet voidaan selvittää myös tietokoneavusteisesti.

## 4.2.2 Paaluryhmä

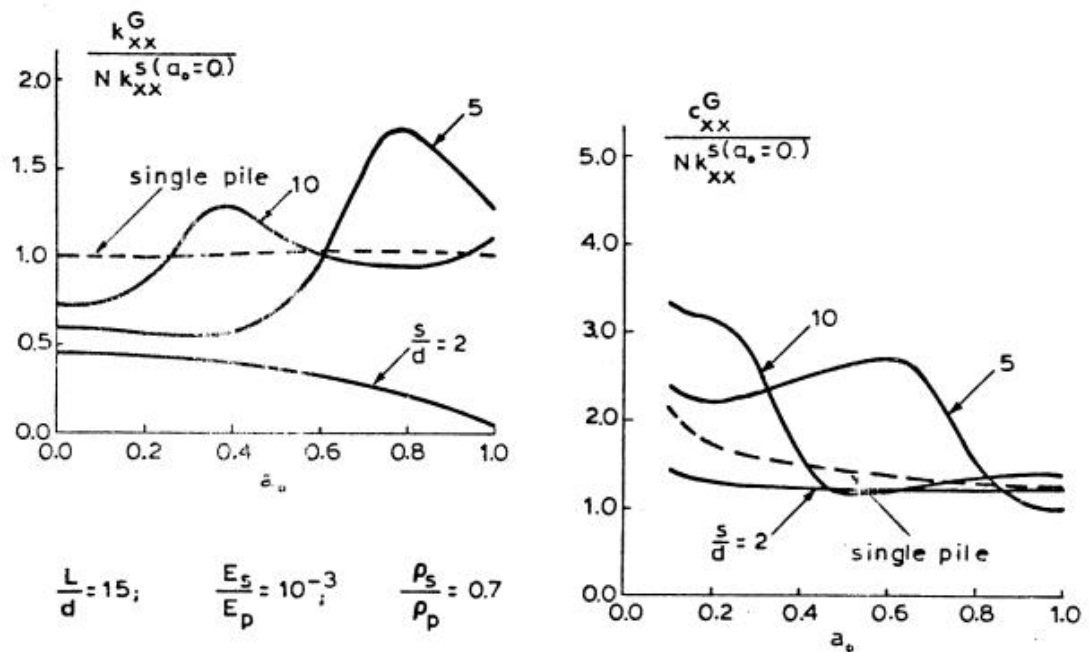
Yksittäiset paalut muodostavat perustuksessa paaluryhmän, jonka jäykkyysoikeus- ja vaimennusominaisuuksia ei voida yleensä laskea suoraan yksittäisten paalujen ominaisuuksien summana johtuen paalujen dynaamisesta ryhmävaikutuksesta (Novak & El-Shranouby 1983). Ryhmävaikutus riippuu pääasiassa paalujen määrästä ja niiden välisistä etäisyyksistä sekä herätetaajuudesta. Eurokoodin mukaan ryhmävaikutus on huomioitava perustuksen dynaamisessa analyysissä (SFS-EN 1998-5, s. 26).

Paaluryhmän jäykkyysoikeus riippuu siitä, missä vaiheessa paalusta A paaluun B liikkuvat jännitysaallot ovat kohdatessaan paalun B (Hakulinen 1991, s. 71 – 72). Mikäli aallot ovat samassa vaiheessa saapuessaan paaluun B kuin lähtiessään paalusta A, pienenee paaluryhmän kokonaisjäykkyysoikeus ja päinvastoin. Paaluryhmän jäykkyysoikeuteen vaikuttaa myös maan hitaus; suurissa paaluryhmissä maamassa liikkuu ”blokkina” jännitysaallojen vahvistaessa toisiaan, jolloin paaluryhmän jäykkyysoikeus pienenee. Hitausvaikutus yleensä korostuu taajuuden kasvaessa. Paaluryhmän vaimennus taas kasvaa tavallisesti paaluryhmän ja maan liikkua yhtenäisesti, jolloin säteilyvaimennus on voimakkaampaa.

Paaluryhmässä lähekkäin sijaitsevien paalujen dynaaminen käyttäytyminen on hyvin monimutkaista, koska se riippuu huomattavasti enemmän herätetaajuudesta kuin yksittäisillä paaluilla (Hakulinen 1991, s. 72). Leikkausmoduulin muuttuminen jännityksen funktiona vaikuttaa maassa etenevien aaltoliikkeiden nopeuksiin, jolloin eri nopeudella etenevät aallot saapuvat paaluihin eri aikoina. Tämä edelleen hankaloittaa ryhmävaikutuksen arviointia. Kerroksellisessa maassa paaluryhmän ryhmävaikutus on pienempää kuin homogeenisessa maassa, koska eri vaiheessa olevat aallot tasaavat toistensa vaikutuksia.

Paaluryhmän dynaamisen ryhmävaikutuksen laskeminen on haastava tehtävä ja tarkoitukseen käytetään usein numeerisia menetelmiä. Muun muassa Kaynia (Kaynia 1982) on väitöskirjassaan esittänyt menetelmän ryhmävaikutuksen laskemiseksi. Kyseinen metodi perustuu oletukseen, että maa on viskoelastinen kerroksellinen puoliavuus ja paalujen

ei otaksuta irtoavan maasta. Laskennassa nojataan reunaintegraaliformulointiin ja käytetään Greenin funktioita paalujen aiheuttaman siirtymäkentän ratkaisemiseen. Greenin funktiot lasketaan ratkaisemalla aaltoliikkeyhtälöt Fourierin ja Hankelin muunnoksilla. Tuloksena saadaan maan ja paalujen yhdistetty jäykkyyssmatriisi. Matriisialgebran avulla voidaan tällöin ratkaista muun muassa paaluryhmän vaakasuuntaiset impedanssifunktiot. Kuvassa 4.2 ovat Kaynian väitöskirjassaan esittämät  $2 \times 2$  paaluryhmän dynaamiset jäykkyydet ja vaimennuskertoimet dimensiottoman taajuuden funktiona erilaisille paaluvälin ja paalun halkaisijan suhteille  $s/d$ . Kuvaajassa laskettu jäykkyys on normeerattu jakamalla se yksittäisten paalujen staattisen tilanteen jäykkyyksien summalla. Samaa menettelyä on sovellettu myös vaimennuskerrointen laskennassa. Tutkimuksessa käytetyn paaluanturan tarkat mitat eivät ole tiedossa, mutta se oli verrattain matala. Dimensiottomalle taajuudelle on käytetty kaavaa (2.71).



**Kuva 4.2.**  $2 \times 2$  paaluryhmän jäykkyydet ja vaimennuskertoimet dimensiottoman taajuuden funktiona (perustuu lähteeseen (Kaynia 1982, s. 78).

Alhaisilla taajuuksilla paaluryhmän jäykkyys on lähes vakio, jonka arvo riippuu paalujen välisestä etäisyydestä. Mitä kauempana paalut ovat toisistaan, sitä lähempänä paaluryhmän jäykkyys on yksittäisten paalujen jäykkyyksien summaa. Tämä johtuu vuorovaikutuksen heikkenemisestä paaluvälin kasvaessa. Vuorovaikutuksen kasvu nähdään sen sijaan jäykkyyden kasvuna ja vaimennuksen pienenemisenä. Paaluvälistä riippuu, millä taajuudella jäykkyyden ja vaimennuksen huippuarvot saavutetaan. Hyvin pienillä paaluväleillä systeemin käyttäytyminen lähestyy jäykän perustuksen tapaista; systeemin jäykkyys vähenee taajuuden kasvaessa jopa negatiiviseksi ja vaimennus on lähes taajuudesta riippumatonta.

Kaynian käyttämä lähestymistapa on käytännön suunnittelutyöhön huonosti soveltuva ilman erillistä laskentaohjelmistoa, sillä ratkaistavien yhtälöiden määrä ja matriisien koko kasvavat helposti liian suuriksi, etenkin paaluryhmän koon kasvaessa. Kaynia esittääkin väitöskirjassaan, että paaluryhmän dynaamisen ryhmävaikutuksen tarkasteluun voidaan käyttää superpositioperiaatetta, jonka alun perin kehitti Poulos (Poulos 1968) ryhmävaikutuksen arvioimiseksi staattisessa tilanteessa.

Kun kyseessä on melko pieni perustus, paalujen väliset etäisyydet tarpeeksi suuret ja herätetaajuus alhainen, voidaan paaluryhmän dynaamisen ryhmävaikutuksen laskentaan käyttää likimääräistä menetelmää, joka perustuu paalujen vuorovaikutukseen staattisessa tilanteessa (Novak & Grigg 1976; Kaynia 1982). Tällaisissa tapauksissa paaluryhmän jäykkyyttä ja vaimennusta voidaan arvioida hyödyntämällä yksittäisten paalujen ominaisuuksia ja ottamalla ryhmävaikutus huomioon vuorovaikutuskertoimilla. Kyseiset vuorovaikutuskertoimet ovat voimassa elastisessa homogeenisessä maakerroksessa, jonka leikkausmoduuli on vakio. Novakin (Novak 1989) mukaan staattisen tilanteen vuorovaikutuskertoimia tulisi kuitenkin soveltaa vain paaluryhmän jäykkyyteen eikä vaimennukseen, jotta saadaan realistisempia tuloksia.

Etenkin silloin, kun dynaamisen kuormituksen herätetaajuus ei ylitä maapohjan perustaaajuutta, paaluryhmän jäykkyys on hyvin lähellä staattista jäykkyyttä (Novak 1989). Myöskään säteilyvaimennusta ei tällöin esiinny, joten systeemin vaimennusta voidaan redusoida huomattavasti (Novak & El-Shranouby 1983).

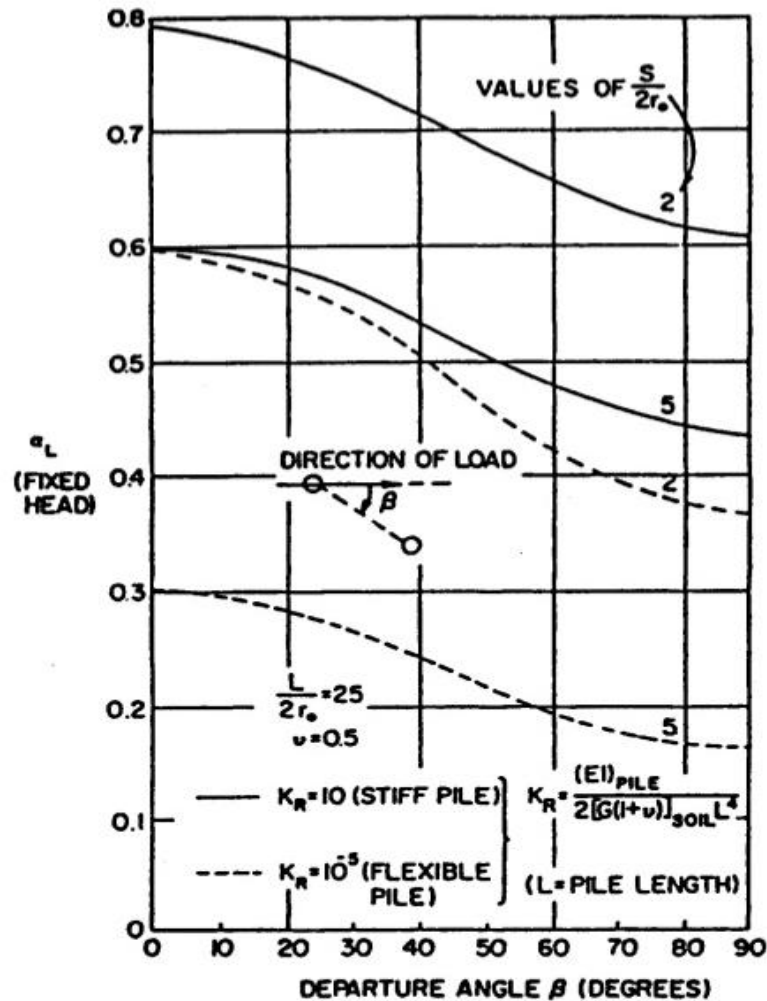
Vaakasuuntaisessa värähtelyssä paaluryhmän jäykkyys  $k_u^g$  ja vaimennus  $c_u^g$  lasketaan kaavoilla (Prakash & Sharma 1990, s. 525):

$$k_u^g = \frac{\sum_1^n k_u^1}{\sum_1^n \alpha_L} \quad (4.7)$$

ja

$$c_u^g = \frac{\sum_1^n c_u^1}{\sum_1^n \alpha_L} \quad (4.8)$$

joissa  $k_u^1$  ja  $c_u^1$  ovat yksittäisen paalun jäykkyys ja vaimennus sekä  $\alpha_L$  on vaakasuuntainen vuorovaikutuskerroin. Vuorovaikutuskerroin on dimensioton luku, jonka arvo määritellään yksittäiselle paalulle referenssipaalun avulla (ks. alaluku 6.1). Kerroin riippuu paaluvälin ja paalun ekvivalentin säteen suhteesta, paalun jäykkyydestä ja kuormituksen suunnasta (ks. kuva 4.3). Kuvan käyrät on laskettu jäykästi perustukseen kiinnitetyille paaluille ja paalun pituuden ja paalun ekvivalentin halkaisijan suhteelle  $l_p/2R_0 = 25$ .



**Kuva 4.3.** Paaluryhmän vuorovaikutuskerroin (perustuu lähteeseen (Poulos 1971)).

Vuorovaikutuskerroin on sitä suurempi, mitä jäykempiä paalut ovat ja mitä lähempänä paalut ovat toisiaan. Vuorovaikutuskertoimeen vaikuttaa myös kuormituksen kulma; kerroin suurenee kuormitusvektorin vaakakomponentin kasvaessa.

Alaluvuissa 4.2.1 ja 4.2.2 esittävään teoriaan perustuvaa paaluperustuksen dynaamista analyysimenetelmää kutsutaan tässä työssä laajennetuksi Novakin menetelmäksi. Kyseisen menetelmän mukaiset laskenta-vaiheet esitetään yhteenvetona alaluvussa 6.1.

Laajennettu Novakin menetelmä on likimääräinen johtuen useista seikoista. Menetelmä on voimassa vain paaluille, jotka sijaitsevat yhdessä homogeenisessa maakerroksessa eikä menetelmässä ei huomioida herätetaajuutta millään lailla. Merkille pantavaa on myös, että vuorovaikutuskertoimien arvot esitetään kuvassa 4.3 vain yhdelle paalupituuden ja halkaisijan suhteelle.

Paalujen dynaamista ryhmävaikutusta voidaan tarvittaessa tarkastella esimerkiksi edellä mainitulla Kayninan esittämällä metodilla tai Dobryn ja Gazetasin (Dobry & Gazetas 1988) sekä Gazetasin (Gazetas 1991, s. 591) kehittämällä yksinkertaisilla menetelmillä.

Lisäksi on kehitetty erilaisia tietokoneohjelmia, kuten Ensoft Inc:n DynaPile (Ensoft, Inc. 2015), joilla paaluryhmän jäykkyys- ja vaimennusominaisuudet voidaan selvittää monimutkaisissakin tapauksissa. Paaluryhmän jäykkyyden ja vaimennuksen selvittäminen onnistuu myös kokonaisvaltaisten FEM-ohjelmien, kuten Plaxis 3D -ohjelman, avulla.

### 4.2.3 Paalun yläpään maakontaktin häviäminen

Vaakasuuntaisessa dynaamisessa kuormituksessa paalun yläpää usein irtoaa ympäröivästä maasta, mistä aiheutuu paalu-maa-systeemin jäykkyyden ja vaimennuksen alenemista (Hakulinen 1991, s. 61 – 62). Irtoamisilmiö on seurausta muutoksista maaperässä tai paalussa ja on voimakkaasti riippuvainen kuormituksen aiheuttamasta siirtymätilasta, mutta myös esimerkiksi paalutustyöstä ja -tavasta sekä kuormitusajasta ja ympäristön olosuhteista.

Useat tutkijat ovat koekuormituksin osoittaneet, että irtoamisilmiö on yleinen etenkin yksittäisillä paaluilla ja irtoaminen korostuu, kun paalun läpimitta pienenee (Novak 1989). On esitetty, että irtoamista tapahtuu yksittäisellä paalulla 1,5 – 2,5 kertaa paalun läpimitan pituisella matkalla paalun yläpäästä alaspäin, mikä tarkoittaa, että paalun sivujäykkyys pienenee noin 50 %. Paaluryhmässä irtoaminen on tavallisesti yksittäistä paalua vähäisempää johtuen suuremmasta jäykkyydestä, perustuksen aiheuttamasta tiivistymisvaikutuksesta ja yleensä pienemmistä siirtymätasoista (Hakulinen 1991, s. 115). Hiekkamaissa irtoaminen tapahtuu helpommin kuin savimaissa, koska hiekkamaan jäykkyys maanpinnan läheisyydessä voi olla lähellä nollaa johtuen vähäisestä pystyjännityksestä.

Irtoaminen voi tapahtua osittain jo ennen paalun kuormittamista (Hakulinen 1991, s. 64). Suurin tähän vaikuttava tekijä on paalun asennustapa. Etenkin lyöntipaalutus aiheuttaa usein maassa merkittäviä muutoksia, varsinkin maanpinnan läheisyydessä. Lyöntipaalutuksen aikana paalun yläpään ja maan väliin muodostuu niin sanottu lyöntisuppilo, jonka syvyys riippuu asennukseen käytettävästä paalutuskalustosta, työtavasta ja maaperäolosuhteista. Hienovaraisempia paalutusmenetelmiä käytettäessä irtoaminen on yleensä vähäisempää. Muita irtoamiseen johtavia tai sitä kasvattavia syitä ovat paalujen käyryys, vinopaalujen käyttö, betonin kutistuminen ja paalujen lämpökutistuminen. Työmaalla irtoamista on tavallisesti hankala havaita ja mitata.

Koheesiomailla paalun lyöminen aiheuttaa maa-aineksen häiriintymistä, mutta tästä johtuvia maan ominaisuuksien muutoksia ja niiden palautumista on hyvin vaikea arvioida (Hakulinen 1991, s. 65). Oletusarvoisesti maanpinnan läheisyydessä koheesiomaan ominaisuudet eivät kuitenkaan täysin palaudu. Kitkamailla lyöntipaalutus voi aiheuttaa maan tiivistymistä tai löyhtymistä riippuen olosuhteista. Kitkamailla paalutustyön aiheuttamiin muutoksiin voidaan kuitenkin koheesiomaita paremmin vaikuttaa jälkitiivistyksellä, jonka myötä myös lyöntisuppiloista päästään yleensä eroon. Usein etenkin savimailla joudutaan rakentamaan paalutuskoneita varten kitkamaista työalusta, joka jää paikalleen rakentamisen päätyttyä; tällöin kontaktiongelma lähestyy kitkamaiden tapausta.

Vaakakuormituksen aikana irtoaminen riippuu kuormituksen aiheuttamasta siirtymätasosta (Hakulinen 1991, s. 65 – 66). Mikäli siirtymät ovat tarpeeksi suuria, tapahtuu maassa varsinkin lähellä maanpintaa plastisia muodonmuutoksia, kun maarakeet liukuvat toistensa suhteen. Koheesiomailla alkutilan leikkausmoduuli on yleensä verrattain suuri, vaikka jännitystila olisi lähellä nollaa. Myös koheesiomaan lujuus on koheesion vuoksi tavallisesti riittävä estämään maan plastisoitumisen laiteperustusten tyypillisillä muodonmuutostasoilla. Huokosveden ylipainettakaan ei elastisten muodonmuutosten aikana synny. Kitkamailla sen sijaan kuormitus aiheuttaa maanpinnan tuntumassa plastisia muodonmuutoksia ja kuormitus on kontaktiongelman pääasiallinen syy. Dynaamisessa kuormituksessa tiivistämisen aiheuttamat maan jäännösjännitykset häviävät, jolloin maan jännitystila ja lujuus lähenevät nollaa. Tällöin maa plastisoituu ja tapahtuu irtoamista. Irtoamisilmiötä tehostaa kitkamaan vähäinen jäykkyys maanpinnan läheisyydessä. Toisaalta löyhillä kitkamailla dynaaminen kuormitus voi aiheuttaa myös maan tiivistymistä.

Irtoaminen vähentää paalujen staattista vuorovaikutusta 15 – 30 % riippuen pohjasuhteista, mutta perustuksen sijaitessa pehmeällä maapohjalla vuorovaikutus voi vähentyä tätäkin enemmän (El Sharnouby & Novak 1986). Yleisesti voidaan todeta, että myös dynaamisesti kuormitetuilla paaluryhmillä vuorovaikutus heikkenee jonkin verran (Hakulinen 1991, s. 90). Vuorovaikutuksen heikkeneminen johtuu siitä, että värähtelevän systeemin aikaansaamat jännitysaallot heijastuvat paalutustyöstä tai muusta syystä häiriintyneiden maakerrosten pinnoilta takaisin systeemiin. Tällöin esimerkiksi paalusta toiseen säteilevä energia vähenee ja vuorovaikutus heikkenee.

Irtoamisen tarkka arvioiminen on haastava tehtävä johtuen irtoamiseen vaikuttavien tekijöiden suuresta määrästä. Koska irtoamista on vaikeaa koekuormituksissa mitata, on irtoamisen matemaattisia malleja hankala verrata mittauksiloksiin (Hakulinen 1991, s. 67). Tästä syystä tässä työssä ei esitetä irtoamisen laskentamenetelmiä.

Hakulinen on lisensiaattityössään linjannut, että korkeaviritteisille perustuksille irtoamisolettamuksena tulisi käyttää 500 mm paalun yläpäästä kaikilla paalutyypeillä (Hakulinen 1991, s. 149). Kyseinen olettaus ottaa huomioon sekä paalutustyön että kuormituksen vaikutukset. Suunnittelussa irtoaminen tulee kuitenkin arvioida tapauskohtaisesti ja irtoamisolettamuksena voidaan käyttää edellä mainittua pienempää arvoa, mikäli vähäisempi irtoaminen voidaan perustella esimerkiksi kuormituksen alhaisella siirtymätasolla taikka hienovaraisella paalutustyöllä, ja päinvastoin. Irtoamisotaksuman valinnassa tulee huomioida lisäksi suunniteltavan perustuksen viritys; matalaviritteisillä perustuksilla irtoamista arvioidaan alarajan mukaan ja korkeaviritteisillä ylärajan mukaan.

### 4.3 Ympäristäytöjen ja perustuksen maakontaktin vaikutukset

Ympäristäytöt vaikuttavat paaluperustuksen sivuvastukseen ja vaimennukseen olennaisesti etenkin vaakasuunnassa (Hakulinen 1991, s. 93 – 94). Dynaamisessa vaakakuormituksessa täyttöjen vaikutus on yleensä jäykkyyttä ja vaimennusta kasvattava. Korkeilla taajuuksilla ja suurilla perustuksilla perustussysteemin kokonaisjäykkyys voi laskea kuitenkin alle varsinaisen paaluperustuksen jäykkyyden maan hitauden vuoksi. Tämä ilmiö aiheutuu siitä, että paalulaatan vierustäytöt alkavat värähdellä laatan mukana.

Epävarmuutta täyttöjen aiheuttaman lisäjäykkyyden ja -vaimennuksen arviointiin luo paalulaatan maakontaktin aste (Hakulinen 1991, s. 94). Yleensä dynaamisia paaluperustuksia analysoitaessa on oletettava, että paaluantura on irronnut maan pinnasta, jolloin anturan maakontaktin jäykkyyttä ja vaimennusta kasvattavaa vaikutusta ei ole. Joissakin tilanteissa anturan pohjan irtoaminen ei kuitenkaan ole täydellistä. Dynaaminen kuormitus voi aiheuttaa myös vierustäytön irtoamista paaluanturasta, mikä osaltaan vähentää täyttöjen lisäjäykkyyttä ja -vaimennusta. Täyttöjen ja paalulaatan maakontaktin vaikutuksia paaluperustuksen jäykkyyteen ja vaimennukseen käsitellään lisää luvussa 5.

Laajennetussa Novakin menetelmässä paaluanturan ympäristäytön aiheuttama lisäjäykkyys  $k_u^f$  ja -vaimennus  $c_u^f$  voidaan laskea kaavoilla (Prakash & Sharma 1990, s. 525):

$$k_u^f = Gh_f \bar{S}_{u1} \quad (4.9)$$

ja

$$c_u^f = h_f R_c \sqrt{G\rho} \bar{S}_{u2} \quad (4.10)$$

joissa  $G$  on maan leikkausmoduuli,  $h_f$  on täytön korkeus,  $R_c$  on paaluanturan ekvivalentti säde,  $\rho$  on maan tiheys ja  $\bar{S}_{u1}$  sekä  $\bar{S}_{u2}$  ovat täyttömaan Poissonin luvusta riippuvia vakioita, jotka arvioidaan taulukon 4.2 perusteella. Paaluanturan ekvivalentti säde voidaan laskea anturan pinta-alan perusteella. Kaavoissa (4.9) ja (4.10) ei huomioida paaluanturan irtoamista maanpinnasta.

**Taulukko 4.2.** Vakiot  $\bar{S}_{u1}$  ja  $\bar{S}_{u2}$  täyttömaan Poissonin luvun mukaan sekä taajuusalueet, joilla vakiot ovat voimassa (perustuu lähteeseen (Beregudo & Novak 1972)).

Poisson's Ratio $\nu$	Validity Range	Constant Parameter
0.0	$0 < a_0 < 1.5$	$\bar{S}_{x1} = 3.6$
	$0 < a_0 < 1.5$	$\bar{S}_{x2} = 8.2$
0.25	$0 < a_0 < 2$	$\bar{S}_{x1} = 4.0$
	$0 < a_0 < 1.5$	$\bar{S}_{x2} = 9.1$
0.4	$0 < a_0 < 2.0$	$\bar{S}_{x1} = 4.1$
	$0 < a_0 < 1.5$	$\bar{S}_{x2} = 10.6$

Taulukon perusteella vakiot  $\bar{S}_{u1}$  ja  $\bar{S}_{u2}$  kasvavat maltillisesti täyttömateriaalin Poissonin luvun kasvaessa.

#### 4.4 Paalun vaakasuuntainen alustaluku dynaamisessa analyysissä

Winkler-malli on hyvin suosittu sekä vaakakuormitettujen paalujen staattisissa että dynaamisissa tarkasteluissa mallin yksinkertaisuuden ja kohtalaisen tarkkuuden vuoksi (Rasi-Koskinen 2014, s. 41; Gazetas & Dobry 1984b). Mallissa paaluja ympäröivä maa korvataan kimmoisten jousien sarjalla, joiden jäykkyys perustuu maan alustalukuihin tai niiden johdannaisiin. Jousien ohien voidaan mallintaa tarvittaessa erilliset vaimentimet (Winkler-Voigt-malli), mutta systeemin vaimennus pystytään huomioimaan myös suhteellisen vaimennuksen avulla (Gazetas 1983). Tässä työssä käytettävät Winkler-mallit esitellään alaluvussa 6.2.

Alustaluvut eivät ole maan materiaaliparametreja, vaan ne riippuvat myös paalun mitoista, maan elastisuudesta ja kuormituksen suuruudesta (Hakulinen 1991, s. 55). Alustaluku kuvaa paalun ja maan lineaarista staattista vuorovaikutusta, mutta alhaisilla taajuuksilla menetelmää voidaan harkitusti soveltaa myös dynaamisissa analyyseissä.

Alustalukuteoriassa maata ei pidetä kontinuumina; tästä syystä maan todellista dynaamista käyttäytymistä, joka riippuu jännitysaaltojen liikkeestä, ei voida sillä kuvata. Teoria ei näin myöskään suoraan huomioi maan säteilyvaimennusta (Gazetas 1983, s. 3). On esitetty, että mikäli vaimennus jätetään Winkler-mallissa kokonaan huomiotta, saavutetaan värähtelyn maksimiamplitudille varmallalla puolella oleva arvio. Samalla tavalla systeemin ominaistaajuus saadaan ratkaistua riittäväällä tarkkuudella. Kuitenkin Gazetasin (Gazetas 1983, s. 3) mukaan kyseinen menettely voi johtaa perustuksen suunnittelussa liialliseen konservatismiin, sillä etenkin vaakasuunnassa suhteellinen vaimennus voi säteilyvaimennuksen vuoksi todellisuudessa olla hyvinkin merkittävää. Esimerkiksi Robot-ohjelmassa systeemin suhteelliselle vaimennukselle on otaksuttava nollaa suurempi arvo.

Alustaluku kuvaa kuorman  $p$  [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] ja siirtymän  $u$  [ $\text{m}$ ] suhdetta, eli kulmakerrointa (RIL 254-2011 2011, s. 95). Paalun horisontaalisen alustaluvun  $k_s$  [ $\text{N}/\text{m}^3$ ] määritelmä on:

$$k_s = \frac{p}{u}. \quad (4.11)$$

Alustamoduuli  $K_h$  [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] saadaan kertomalla alustalukua paalun halkaisijalla  $D_p$  [ $\text{m}$ ] (tai sivumitalla  $B_p$  [ $\text{m}$ ]), eli

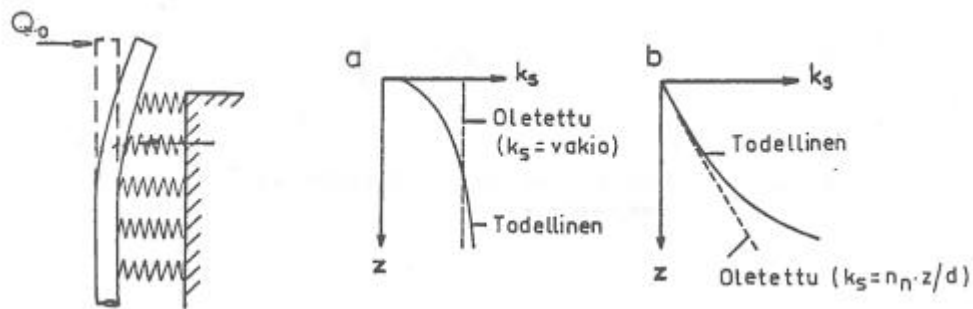
$$K_h = k_s D_p. \quad (4.12)$$

Jousivakio  $K_s$  [ $\text{N}/\text{m}$ ] taas saadaan kertomalla alustamoduulia jousien välisellä etäisyydellä  $\Delta L$  [ $\text{m}$ ]:



$$K_s = K_h \Delta L. \quad (4.13)$$

Jousiväliä arvioidaan tapauskohtaisesti paalun taipuman perusteella ja sopiva jousiväli on yleensä paalun halkaisijan tai sivumitan suuruinen (Hakulinen 1991, s. 55). Paalun yläosassa on perusteltua käyttää tiheämpää jousiväliä, esimerkiksi paalun aktiivisen pituuden matkalla (ks. alaluku 4.1). Suoritettaessa alustalukuihin perustuvaa laskentaa nykyaikaisilla laskenta-ohjelmistoilla, voidaan jousiväli valita edellä mainittua tiheämmäksi koko paalun matkalla. Kuvassa 4.4 esitetään paalun Winkler-mallin periaate sekä alustaluvun käyttäytyminen syvyyden funktiona niin koheesiomaassa (a) kuin kitkamaassa (b).



**Kuva 4.4.** Paalun Winkler-malli ja alustaluku syvyyden funktiona koheesiomaassa (a) sekä kitkamaassa (b) (Suutarinen & Slunga 1981, s. 22).

Seuraavassa läpikäydään kirjallisuudessa esiintyviä empiirisiä kaavoja horisontaaliselle alustamoduulille pääasiassa maan staattisen tilanteen kimmomoduuliin perustuen. Kaavat ovat voimassa, kun maan muodonmuutostasot pysyvät lineaarielastisella alueella. Alustamoduulin avulla voidaan laskea sekä varsinaiset alustaluvut että jousivakiot.

Biot (Biot 1937) on esittänyt vaakasuuntaiselle alustamoduulille yhteyttä:

$$K_h = 1,315 \left( \frac{E_s}{E_p} \right)^{0,108} \left( \frac{1}{1 - \nu^2} \right)^{1,108} E_s, \quad (4.14)$$

jossa  $E_s$  on maan staattisen tilanteen kimmomoduuli,  $E_p$  on paalun kimmomoduuli ja  $\nu$  on maan Poissonin luku. Bromsin (Broms 1964) mukaan alustamoduulia voidaan arvioida kaavalla

$$K_h = 0,67 E_s. \quad (4.15)$$

Vesic (Vesic 1967) sen sijaan esitti yhteydeksi

$$K_h = \frac{0,836}{1 - \nu^2} \left( \frac{E_s}{E_p} \right)^{1/12} E_s. \quad (4.16)$$

Yoshidan ja Yoshinakan (Yoshida & Yoshinaka 1972) mukaan alustamoduulin arviointiin voidaan käyttää kaavaa

$$K_h = \frac{1,67}{1 - \nu^2} \left( \frac{E_s}{E_p} \right)^{1/12} E_s. \quad (4.17)$$

Dobry ja O'Rourke (Dobry & O'Rourke 1983) ovat esittäneet alustamoduulille yhtälöä maan staattisen tilanteen leikkausmoduulin  $G_s$  avulla

$$K_h = 3G_s, \quad (4.18)$$

ja myöhemmin Gazetas ja Dobry (Gazetas & Dobry 1984a) esittivät yhteyttä

$$K_h = 1 \dots 1,2E_s. \quad (4.19)$$

Edeltävissä yhtälöissä paalun poikkileikkausparametreja ei ole mukana, mutta Francisin (Francis 1964) julkaisemassa yhtälössä myös kyseiset parametrit otetaan huomioon:

$$K_h = \frac{1,3E_s}{1 - \nu^2} \sqrt[12]{\frac{E_s D_0^4}{E_p I_p}}, \quad (4.20)$$

jossa  $D_0$  on paalun ekvivalentti halkaisija ja  $I_p$  on paalun neliömomentti. Vuonna 1988 Ling (Ling 1988) esitti, että kertoimen 1,3 tilalla kaavassa (4.20) tulisi olla 1,0.

Lisäksi julkaisussa (RIL 254-2011 2011, s. 96 – 97) esitetään alustamoduulin yhteydeksi suoraan

$$K_h = E_s, \quad (4.21)$$

joka on voimassa karkearakeisille maalajeille pitkäaikaisessa ja hienorakeisille lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa. Kitkamaille käytetään avoimen tilan ja hienorakeisille maille suljetun tilan kimmomoduulia. Samassa yhteydessä mainitaan, että maan kimmomoduuli tulee määrittää esimerkiksi ödometri- tai kolmiakσιαalikokeella todellista tilanetta vastaavalla jännitys-muodonmuutosalueella.

Alustaluvun suuruudessa 20 % ero vastaa jäykkyydessä noin 10 % eroa (Hakulinen 1991, s. 57). Yleensä systeemin jäykkyyteen vaikuttaa enemmän maan ja paalun yläpään kontaktiongelman oikea arviointi kuin alustaluvun suuruuden eksakti määrittäminen. Alustaluvun arvioinnissa on tarpeellista huomioida maan muodonmuutosmoduulien riippuvuus jännitystilasta ja muutenkin rakennuspaikan pohjasuhteista. Jotta arviointi olisi mahdollisimman tarkkaa, maan muodonmuutosmoduulit ja kerrosrajat olisi mielellään selvitettävä pohjatutkimuksen keinoin. Taulukossa 4.3 on kirjallisuudessa esiintyviä tyypillisiä staattisen tilanteen kimmomoduulin vaihteluvälejä eri maalajeille. Taulukon arvoja tulee soveltaa erittäin harkitusti käytännön suunnittelutyössä; suositeltavinta onkin käyttää kyseisiä arvoja vain alustavissa laskelmissa.

**Taulukko 4.3.** Tyypillisiä staattisen tilanteen kimmomoduulin  $E_s$  vaihteluvälejä eri maalajeille (perustuu lähteisiin (Geotechdata.info 2015) ja (Subramanian 2008)).

Maalaji	Kimmomoduuli $E_s$ [MPa]				
	Hyvin pehmeä/ Pehmeä	Keskimääräinen	Jäykkä/ hyvin jäykkä	Kova	Hiekkainen
Savi	0,5 - 6	4 - 8	7 - 30	20 - 100	25 - 250
Siltti	1,5 - 8	6 - 15	10 - 40	30 - 80	-
Orgaaninen savi/siltti	-	0,5 - 5	-	-	-
Maalaji	Löyhä	Keskimääräinen	Tiivis	Erittäin tiivis	
Tasarakeinen hiekka	10 - 30	30 - 50	50 - 80	-	
Karkea hiekka/sora	30 - 80	80 - 160	160 - 320	-	
Silttinen hiekka/sora	7 - 12	12 - 20	20 - 30	-	
Moreeni	10 - 153	-	144 - 720	478 - 1440	

Alustalukuihin perustuvassa analyysissä paaluanturan viereiset täytöt voidaan huomioida esimerkiksi laajennetun Novakin menetelmän avulla. Kyseiseen menetelmään perustuvat täyttöjen lisäjäykkyyden ja -vaimennuksen laskentakaavat esitetään alaluvussa 4.3.

## 5. KOEKUORMITUSAINEISTOJEN ESITTELYT

Tämän opinnäytteen osana tehtävät dynaamiset analyysit tehdään kahden koekuormitusaineiston perusteella. Kyseiset koekuormitukset suoritettiin Suomessa saviperäisellä maalla (Hakulinen 1991) ja Japanissa hiekkaperäisellä maalla (Kobori et al. 1991).

### 5.1 Suomen koekuormitus

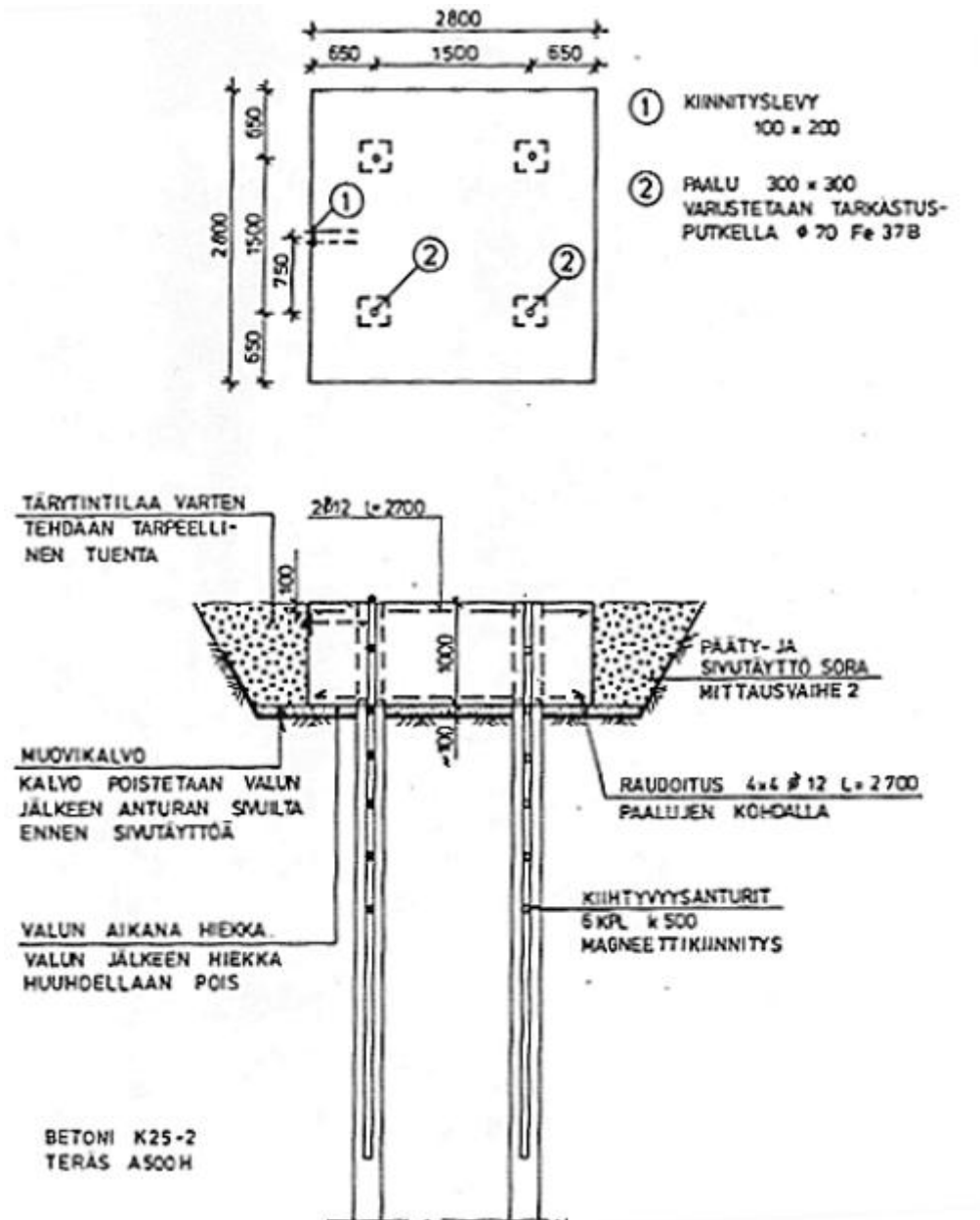
Matti Hakulisen lisensiaattitutkimuksen (Hakulinen 1991, s. 99 – 120) yhteydessä tehtiin dynaamiset koekuormitukset neljän paalun paaluryhmälle Järvenpäässä silloisen Valmet Paperikoneet Oy:n tehdasalueella. Kokeiden ensisijaisena tavoitteena oli auttaa luomaan helposti toistettavissa oleva koekuormitusmenetelmä, jolla saadaan tarvittaessa lähtötietoja paalutetun laiteperustuksen suunnitteluprosessia varten. Tarkoituksena oli kartoittaa myös pääty- ja sivutäyttöjen vaikutuksia paaluperustuksen jäykkyyteen ja vaimennukseen. Koepaikalla tehtiin ensin pohjatutkimuksia, joilla selvitettiin tarvittavat maaparametrit (taulukko 5.1) lisensiaattitutkimuksen dynaamista analyysiä varten.

**Taulukko 5.1.** Suomen rakennuspaikan pohjatutkimustulokset (perustuu lähteisiin (Hakulinen 1991, LIITE) ja (Taulukko 4.3))

Parametri	Yksikkö	Savi	Moreeni	Täyttö
Kerroskorkeus $h$	m	3,2	3,8	1
Tilavuuspaino $\gamma$	kN/m <sup>2</sup>	18,5	19	20
Poissonin vakio $\nu$	-	0,49	0,49	0,3
Alkutilan kimmomoduuli $E_0$	kN/m <sup>2</sup>	101320	143040	55000
Alkutilan leikkausmoduuli $G_0$	kN/m <sup>2</sup>	34000	48000	21154
Leikkausaallonnopeus $v_s$	m/s	134,2	157,3	85,7
Puristusaallonnopeus $v_p$	m/s	958	1124	160,4

Havaintojen perusteella maa oli kerroksellista, paalulaatan alapuolella sijaitsevat ensin noin kolmen metrin paksuinen useista kerroksista koostuva savinen maakerros ja sen alapuolella ennen kalliota noin neljän metrin paksuinen kerroksellinen moreenikerros (Hakulinen 1991, s. 104 – 105). Vaikka molemmat maapatjat koostuivat ominaisuuksiltaan hieman erilaisista kerroksista, pidetään niitä kuitenkin tämän tutkimuksen puitteissa homogeenisinä kerroksina; näin tehtiin myös alkuperäisessä lisensiaattitutkimuksessa. Pohjavedenpinta sijaitsevat hieman paalulaatan kaivutason yläpuolella. Täyttömateriaalin parametrien arviointi perustuu taulukkoon 4.3 ja osittain myös Plaxis 3D -ohjelmalla tehtyihin tarkasteluihin.

Koekuormituksissa käytetyt paalut olivat poikkileikkaukseltaan  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  teräsbeetonipaaluja, niiden pituus oli seitsemän metriä ja ne asennettiin maahan lyömällä (Hakulinen 1991, s. 100 ja s. 102). Paalut olivat yläpäästään jäykästi kiinni anturassa ja niiden keskiöetäisyys oli 1,5 m. Paalulaatan mitat olivat  $2,8 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$ . Käytetty betonilaatu oli K25-2 (C20/25). Kuvassa 5.1 esitetään paalulaatan piirustukset.

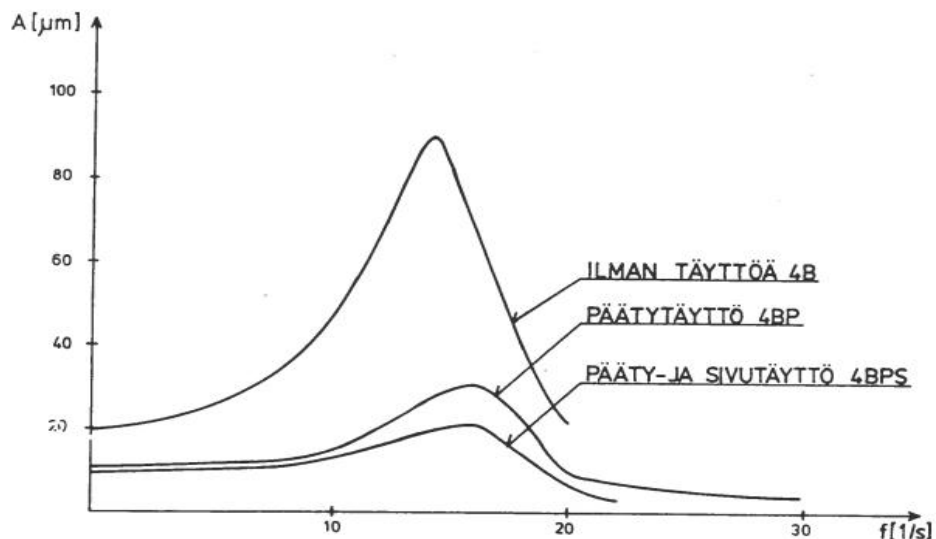


**Kuva 5.1.** Paaluperustuksen taso- ja leikkauspiirustus (Hakulinen 1991, s. 102).

Koekuormitukset suoritettiin ensin ilman täyttöjä, sitten päätytäyttöjen kanssa ja lopuksi pääty- ja sivutäyttöjen kanssa, jotta kunkin täytön vaikutus saatiin selvitettyä (Hakulinen 1991, s. 102 ja s. 115). Täyttöjen korkeus oli sama kuin paaluanturan korkeus, paitsi anturan tahkolla, jolla kuormituspiste sijaitsi; kyseisellä tahkolla täytöt olivat matalammalla kuormitusjärjestelyjen vuoksi ja tästä johtuen täyttö oli hieman toispuolinen. Paalulaatan

pohja pyrittiin pitämään 100 mm irti maasta vesihuuhtelun avulla, koska oletusarvoisesti paalulaatan pohjakontakti on heikko dynaamisessa kuormituksessa. Paalujen yläpäiden irtoamista ei voitu mitata. Kuormitukseen käytettiin laajakaistaista sinimuotoista herätettä, jonka amplitudi oli 3 kN ja taajuus 2 – 20 Hz. Kuormituspiste sijaitsi paalulaatan sivutahkon keskilinjalla 100 mm laatan yläpinnan alapuolella. Tärkeimmät koekuormituksen mittaustulokset ovat kuvassa 5.2.

	4B	4BP	4BPS
K	160 MN/m	210 MN/m	220 MN/m
C DYN KERR.	360 000 kg/s	615 000 kg/s	1050 000 kg/s
D DYN KERR.	0.10	0.15	0.25
D HALF-POWER	0.17	0.18	0.22
C HALF-POWER	610 000 kg/s	740 000 kg/s	940 000 kg/s



**Kuva 5.2.** Mittaustulokset 3 kN sinimuotoisella herätteellä (Hakulinen 1991, s. 116).

Kuvan 5.2 perusteella perustuksen resonanssitaajuus  $f_R$  ilman täyttöjä oli noin 14,0 Hz ja vaakasuuntaisen siirtymän maksimi  $u_{max}$  noin 90  $\mu\text{m}$ . Päätätäytön kanssa systeemin resonanssitaajuus oli noin 16,1 Hz ja siirtymävasteen maksimi noin 30  $\mu\text{m}$ . Sivutäyttöjen lisäämisen myötä resonanssitaajuus ei enää kasvanut, mutta maksimisiirtymävaste laski noin 21  $\mu\text{m}$ :iin. Systeemin resonanssitaajuudet tulkitaan taajuusvastefunktion kuvaajan huippujen kohdilta ja ne eivät ole täsmälleen samoja kuin systeemin ominaistajuudet, mikä johtuu vaimennuksesta (ks. Kuva 2.4). Vaimennuksen vaikutus systeemin resonanssitaajuuteen on kuitenkin merkittävä oletettavasti vain täyttöjen kanssa.

Päätätäytön myötä systeemin jäykkyys kasvoi noin 50 MN/m ja vaimennus 255 000 kg/s. Sivutäytön jälkeen jäykkyys ja vaimennus kasvoivat edelleen noin 10 MN/m ja 510 000 kg/s. Täyttöjen aiheuttama jäykkyyden kasvu johtui maan massahitauden kasvusta (Hakulinen 1991, s. 116). Sivutäytön vaikutus systeemin jäykkyyteen oli selvästi päätätäytön

vastaavaa pienempi; vaimennusta sivutäytöt sen sijaan kasvattivat päätytäyttöjä enemmän. Täyttöjen irtoamista perustuksesta ei voitu kokeen aikana silmin havaita.

## 5.2 Japanin koekuormitus

Osana Takuji Koborin (Kobori et al. 1991) koordinoimaa dynaamisten paaluperustusten tutkimusprojektia suoritettiin Japanissa koekuormituksia neljän paalun paaluryhmälle. Tutkimuksen keskiössä olivat perustuksen hitausvuorovaikutuksen ja kinemaattisen vuorovaikutuksen selvittäminen kokeellisesti ja koetulosten vertaaminen analyttisesti laskettuihin tuloksiin. Hitausvuorovaikutusta tutkittiin altistamalla perustus laajakaistaiselle vaakasuuntaiselle siniherätteelle. Kinemaattista vuorovaikutusta sen sijaan tutkittiin tilastoihin perustuvalla maanjäristysherätteellä. Tämän opinnäytteen luonteen vuoksi mielenkiinto on vaakasuuntaisella herätteellä saaduissa mittaustuloksissa.

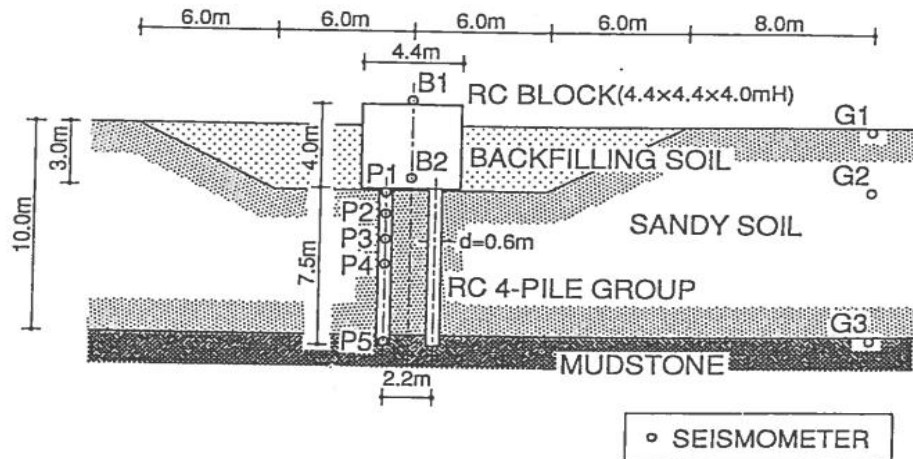
Tutkimuspaikalla tehdyissä pohjatutkimuksissa selvitettiin kerrosrajat, maalajit ja analyyseissä tarvittavat maaparametrit. Pohjatutkimuksen olennaisimmat tiedot esitetään taulukossa 5.2. Paalulaatan alapuolella sijaitsevan kerroksellisesta hienosta hiekasta koostuva seitsemän metriä paksu kerros, jonka alapuolelta alkoi lietekivikerrostuma (Kobori et al. 1991). Kerroksellisuudesta huolimatta hiekkakerrosta pidetään tässä työssä yhtenä homogeenisena kerroksena, jonka parametrit lasketaan painotettuina keskiarvoina eri kerrostumien perusteella. Pohjavedenpinnan tasoa ei tutkimusraportissa mainittu.

**Taulukko 5.2.** Japanin rakennuspaikan pohjatutkimustulokset (Kobori et al. 1991)

Parametri	Yksikkö	Hieno hiekka	Lietekivi	Täyttö
Kerroskorkeus $h$	m	7	5	3
Tilavuuspaino $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18	17,5	18,5
Poissonin vakio $\nu$	-	0,391	0,459	0,317
Alkutilan kimmomoduuli $E_0$	kN/m <sup>2</sup>	435786	1328201	91459
Alkutilan leikkausmoduuli $G_0$	kN/m <sup>2</sup>	156645	455175	34723
Leikkausaallonnopeus $v_s$	m/s	295	510	137
Puristusaallonnopeus $v_p$	m/s	697	1827	268

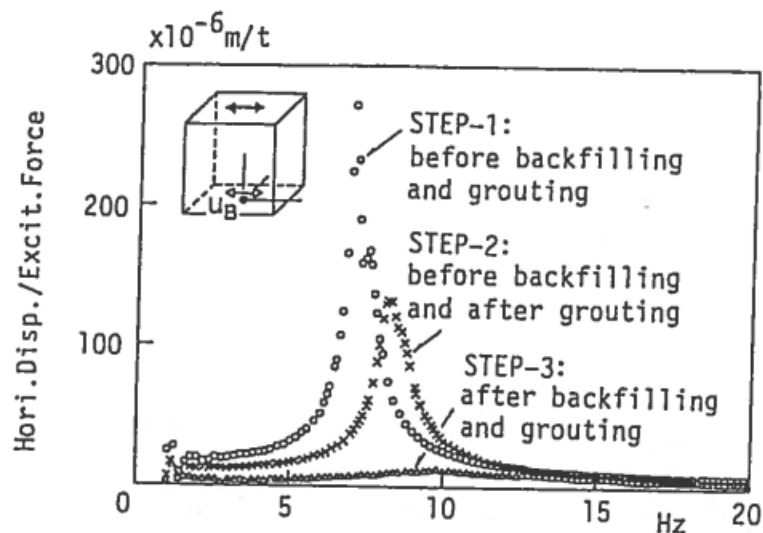
Kuormitettava rakennesysteemi koostui neljästä halkaisijaltaan 600 mm ja pituudeltaan 7,5 m teräsbetonipaalusta ja yläpuolisesta perustusrakenteesta, jonka mitat olivat 4,4 m x 4,4 m x 4,0 m (Kobori et al. 1991). Paalujen keskiöetäisyys oli 2,2 m. Rakenteet toteutettiin paikallavalettuina ja paalujen kiinnityksen perustukseen oletettiin olevan jäykkä. Käytettyä betonilaatua ei tutkimusraportissa mainittu, joten sen on tässä tutkimuksessa oletettu olleen laatua C20/25 vastaava. Koepaikan maakerrokset ja perustussysteemi esitetään kuvassa 5.3. Vaakasuuntainen koekuormitus suoritettiin kolmessa vaiheessa (STEP-1, STEP-2 ja STEP-3). Ensimmäisessä vaiheessa yläpuolisen perustusrakenteen pohja pidettiin 100 mm irti maasta, toisessa vaiheessa perustuksen pohjan ja maan välinen rako täytettiin ja maakontakti varmistettiin sementtillaasti-injektioinnilla ja kolmannessa vaiheessa perustuksen ympärille tehtiin kolme metriä korkea täyttö. Paalujen irtoamista

ei ilmeisesti kokeessa mitattu. Siniherätteen taajuuskaista oli 1 – 20 Hz ja kuormitusamplitudi 10 kN. Herätteen vaikutuspiste sijaitti perustuksen yläpinnan keskellä. Perustuksen siirtymät, rotaatiokulmat ja impedanssit mitattiin laatikkoperustuksen alapinnan keskipisteessä (kiintopiste). Maassa tapahtuneet muodonmuutokset pysyivät kokeen aikana lineaarisella alueella.



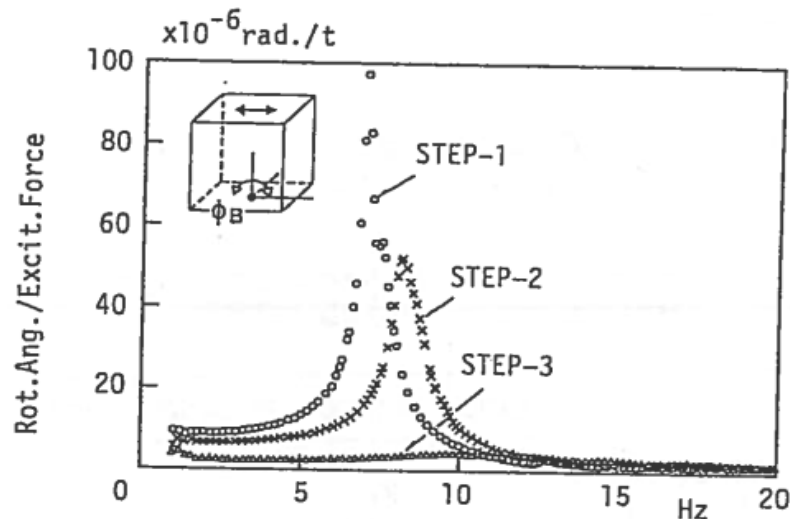
**Kuva 5.3.** Paaluperustuksen ja maaperän leikkauspiirustus sekä seismometrien sijainnit (Kobori et al. 1991).

Kuvassa 5.4 ovat paaluperustuksen mitatut vaakasuuntaiset siirtymävasteet ( $x$ -suunta) ja kuvassa 5.5 rotaatiokulmat ( $y$ -akselin ympäri) kussakin kuormitusvaiheessa STEP-1 – STEP-3. Perustuksen resonanssitaajuuudet olivat samat molemmissa liikesuunnissa. Resonanssitaajuudeksi  $f_R$  mitattiin ensimmäisessä, toisessa ja kolmannessa kuormitusvaiheessa 7,0 Hz, 8,2 Hz ja 9,8 Hz.



**Kuva 5.4.** Perustussysteemin vaakasuuntaisten siirtymävasteiden kuvaajat 10 kN sini-  
muotoisella herätteellä kuormitusvaiheissa STEP-1 – STEP-3 (Kobori et al. 1991).





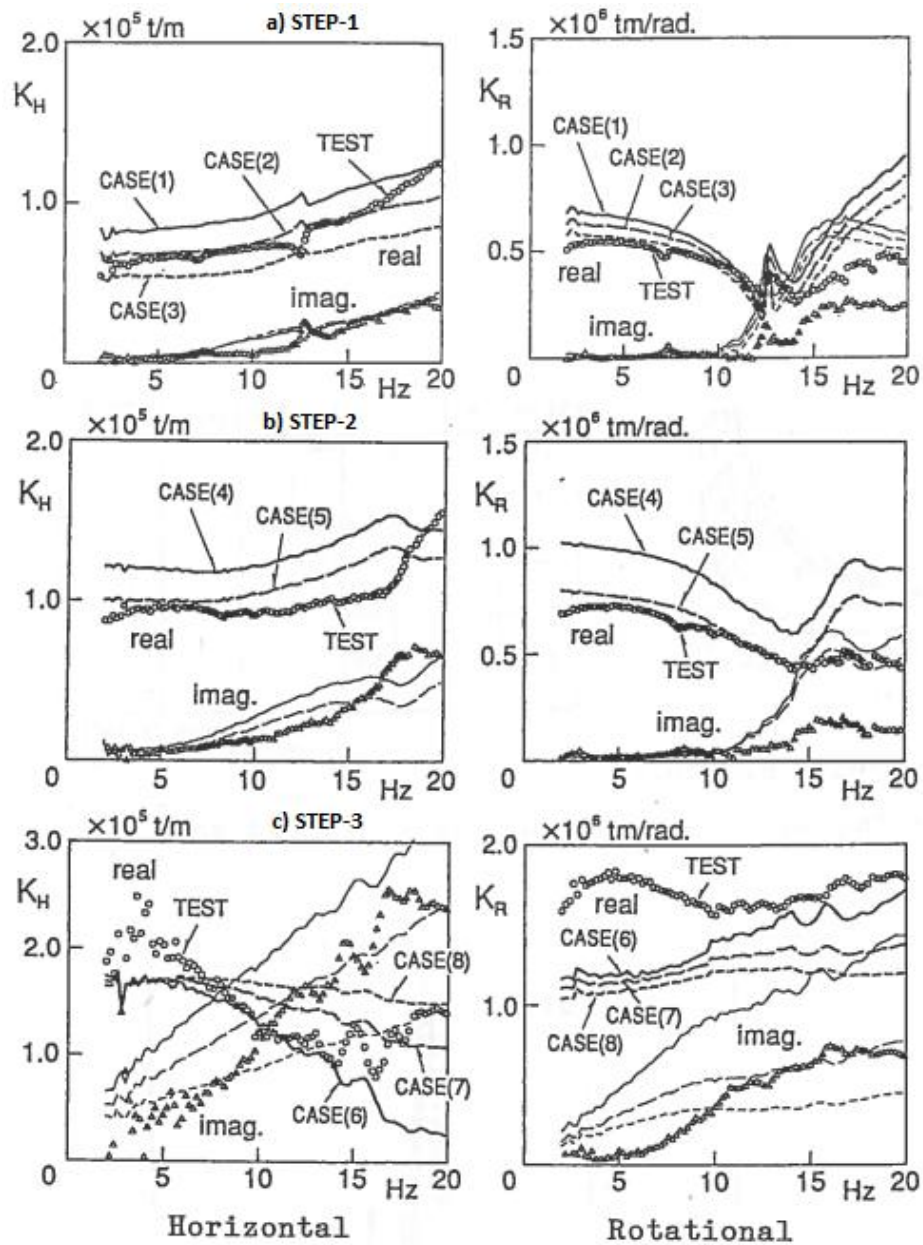
**Kuva 5.5.** Perustussysteemin rotaatiokulman kuvaajat 10 kN sinimuotoisella herätteellä kuormitusvaiheissa STEP-1 – STEP-3 (Kobori et al. 1991).

Vaakasuuntaisen siirtymävasteen amplitudi  $u_{max}$  oli ensimmäisessä kuormitusvaiheessa suurimmillaan noin 270  $\mu\text{m}$  ja väheni siitä toisessa vaiheessa 50 %:iin ja kolmannessa vaiheessa 10 %:iin. Vastaavasti systeemin rotaatiokulman amplitudi  $\theta_{max}$  oli ensimmäisessä kuormitusvaiheessa 97  $\mu\text{rad}$  ja väheni seuraavissa vaiheissa samalla tavalla kuin vaakasuuntainen siirtymävaste. Perustuksen rotaatioliikesuunnan resonanssitaajuudet olivat samat kuin vaakasuunnassa.

Kuvassa 5.6 ovat paaluperustuksen mitattujen ja laskettujen impedanssifunktioiden kuvaajat vaaka- ja rotaatioliikesuunnissa kuormitusvaiheissa STEP-1 – STEP-3. Impedanssifunktioiden reaali-osat edustavat systeemin jäykkyyttä  $K$ , eikä esityksessä ole mukana inertian vaikutuksia (vrt. alaluku 2.4.5).

Vaakasuunnassa impedanssifunktioiden reaali- ja imaginääriosat kasvoivat kahdessa ensimmäisessä kuormitusvaiheessa herätetaajuuden kasvaessa. Alhaisilla taajuuksilla ympärystäytöt (STEP-3) lisäsivät systeemin vaakajäykkyyttä, mutta taajuuden kasvaessa havaittiin myös jäykkyyden pienenemistä; jäykkyys muuttui jopa pienemmäksi kuin ilman täyttöjä, mikä johtui täyttömaan värähtelystä paalulaatan mukana. Vaakasuunnassa impedanssifunktion imaginääriosa eli systeemin vaimennus kasvoi täyttöjen myötä jäykkyyttä enemmän.

Perustuksen rotaatiojäykkyys pääasiassa pieneni kahdessa ensimmäisessä kuormitusvaiheessa taajuuden kasvaessa, mutta pysyi vaiheessa kolme lähes vakiona. Täytöt kasvattivat selkeästi systeemin rotaatiojäykkyyttä. Rotaatioliikesuunnassa vaimennus kasvoi selvästi vasta vaiheessa kolme.



**Kuva 5.6.** Japanin perustussysteemin vaaka- ja rotaatioliikesuuntien impedanssifunktiot (real,  $K$  ja imag.,  $\Omega C$ ) kuormitusvaiheissa STEP-1 (a), STEP-2 (b) ja STEP-3 (c) (perustuu lähteeseen (Kobori et al. 1991)). CASE:t viittaavat tutkimuksen yhteydessä tehtyihin laskelmiin.

Lisäksi tutkimuksessa havaittiin, että paaluanturan alapinnan injektoinnilla on systeemin jäykkyyttä kasvattava vaikutus molemmissa mitatuissa liikesuunnissa. Esimerkiksi vaakasuunnassa systeemin jäykkyys kasvoi injektoinnin myötä alhaisilla taajuuksilla yli 50 %. Vaakasuunnassa myös systeemin vaimennus kasvoi injektoinnin vaikutuksesta.

## 6. PAALUPERUSTUSTEN DYNAAMISET ANALYYSIMENETELMÄT

Paalutetun laiteperustuksen dynaamisia analyysimenetelmiä on useita. Tässä työssä dynaamiseen analyysiin käytetään kolmea eri laskentamallia: laajennettua Novakin mallia, yksinkertaista lineaarista Winkler-mallia (Robot) ja elementtimenetelmään perustuvaa kokonaisvaltaista mallia (Plaxis 3D). Pääpaino on kokonaisvaltaisen FEM-mallin tarkastelussa, koska siinä rakenteen ja maan välisen vuorovaikutuksen kuvaaminen on kaikkein tarkinta ja perustussysteemin säteilyvaimennusta voidaan simuloida.

### 6.1 Laajennettu Novakin malli

Laajennetun Novakin menetelmän teoriaosuus esitetään tämän työn alaluvuissa 4.2 ja 4.3. Seuraavassa listataan mallin mukaisen dynaamisen analyysin primääriset laskentavaiheet:

1. Määritellään tarvittavat laskennan lähtötiedot: maan leikkausmoduuli  $G$ , leikkausaallonnopeus  $v_s$  ja Poissonin vakio  $\nu$ , paalujen kimmomoduuli  $E_p$ , neliömomentti  $I_p$  ja ekvivalentti säde  $R_o$  sekä perustussysteemin mitat. Suorakaiteen muotoisten paalujen ekvivalentti säde voidaan laskea esimerkiksi neliömomentin avulla. Tarvittaessa määritetään myös täyttöjen korkeus  $h_f$  ja paaluanturan ekvivalentti säde  $R_c$ .
2. Lasketaan yksittäisen paalun jäykkyys ja vaimennus kaavoilla (4.5) ja (4.6).
3. Paaluryhmän kokonaisjäykkyys ja -vaimennus lasketaan kaavoilla (4.7) ja (4.8). Yksittäisten paalujen vuorovaikutuskerrointen laskenta suoritetaan tarkastelemalla aina kahta paalua kerrallaan, joista toinen on niin sanottu referenssipaaalu. Jokin paaluryhmän paaluista valitaan referenssipaaluksi, jonka vuorovaikutuskerroin on yksi ja muiden paalujen vuorovaikutuskertoimet määritetään kuvasta 4.3.
4. Lasketaan mahdollisten täyttöjen aiheuttama jäykkyys- ja vaimennus kaavoilla (4.9) ja (4.10).
5. Perustussysteemin kokonaisjäykkyys ja -vaimennus lasketaan kahden edellisen vaiheen jäykkyyksien ja vaimennusten summana:

$$k_u = k_u^g + k_u^f. \quad (6.1)$$

ja

$$c_u = c_u^g + c_u^f. \quad (6.2)$$

Mikäli paaluanturan otaksutaan irtoavan maasta kuormituksen aikana, voi systeemin kokonaisjäykkyyttä ja -vaimennusta olla tarpeen redusoida.

6. Ratkaistaan systeemin vaakasuuntainen ominaiskulmataajuus  $\omega_u$  yhtälöstä

$$\omega_u = \sqrt{\frac{k_u}{m_{tot}}}, \quad (6.3)$$

jossa  $m_{tot}$  on perustussysteemin kokonaismassa.

7. Ratkaistaan perustussysteemin vaakasuuntainen maksimisiirtymäamplitudi  $u_{max}$  kaavalla (Prakash & Sharma, s. 564):

$$u_{max} = \frac{P_0}{\sqrt{(k_u - m\omega_u^2)^2 + (c_u\omega_u)^2}}, \quad (6.4)$$

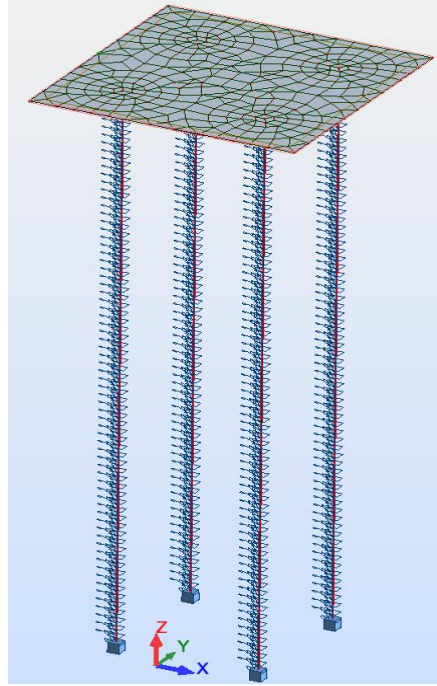
jossa  $P_0$  on herätevoiman amplitudi. Systeemin vaakasiirtymä  $u$  voidaan laskea myös taajuuden  $f$  funktiona, jolloin systeemin taajuusvastefunktion kuvaajan piirtäminen on mahdollista.

Huomioitavaa on, että laajennetussa Novakin mallissa laskentaa yksinkertaistetaan voimakkaasti, joten kyseistä mallia tulisi käyttää suunnittelussa lähinnä vertailukohtana.

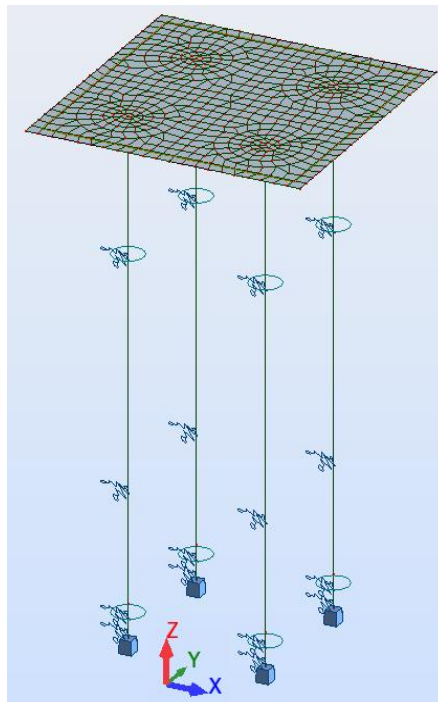
## 6.2 Winkler-mallit Robot-ohjelmalla

Winkler-mallin teoriaa ja alustamoduulin arviointikaavoja esitetään alaluvussa 4.4. Tässä työssä Winkler-mallin luomiseen käytetään Autodesk Robot Structural Analysis 2014 -ohjelmaa ja laskenta perustuu elementtimenetelmään. Maan jäykkyys mallinnetaan kahdella tavalla: sekä elementtien solmuihin sijoitettavien diskreettien jousitukien avulla että jatkuvana elastisena tukena (ns. Winkler-alusta) (Robot 2014 Help 2015). Molemmilla tavoilla pyritään samaan kokonaisjäykkyyteen. Systeemin vaimennuksena käytetään suhteellista vaimennusta ja sille haetaan iteroimalla sellaiset arvot, joilla lasketut perustussysteemin siirtymävasteet ovat liki mitattuja. Koska tämän työn pääpaino on Plaxis-ohjelmalla tehtävissä malleissa, tässä kohtaa syvennyttään Robot-ohjelman ominaisuuksiin vain pintapuolisesti. Ne ohjelman ominaisuudet ja parametrit, joita ei esitellä, jätetään oletusvalintaisiksi.

Robot-ohjelmassa perustussysteemin Winkler-malli luodaan niin, että paalut mallinnetaan palkkielementteinä ja antura kuorielementtinä. Kaikille elementeille syötetään todellisuutta vastaavat mitat ja jäykkyydet; kyseiset parametrit esitetään taulukoissa 6.5 ja 6.7. Kuvassa 6.1 on Suomen ja kuvassa 6.2 Japanin paaluperustuksen Winkler-malli.



**Kuva 6.1.** Suomen paaluperustuksen Winkler-malli Robot-ohjelmassa, maan jäykkyys diskreettien jousitukien avulla.

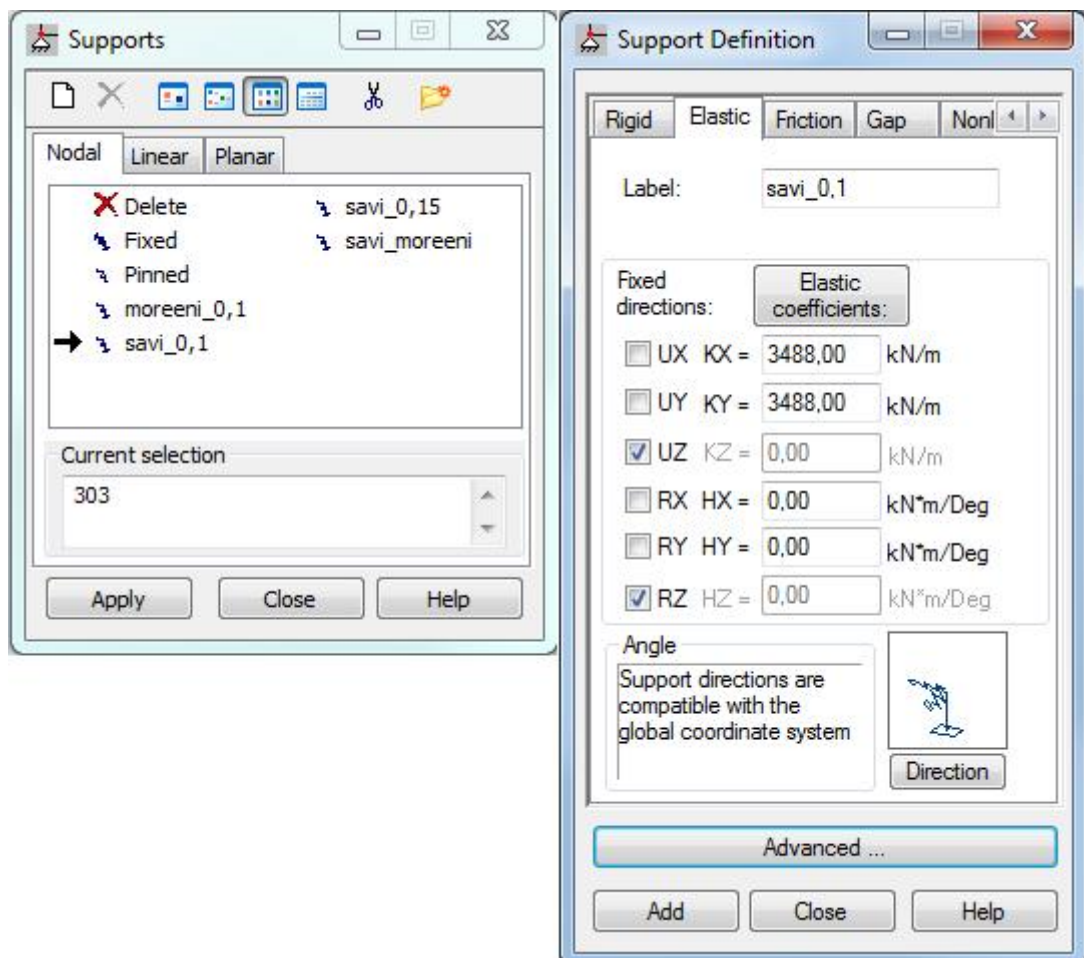


**Kuva 6.2.** Japanin paaluperustuksen Winkler-malli Robot-ohjelmassa, maan jäykkyys jatkuvan elastisen tuen avulla.

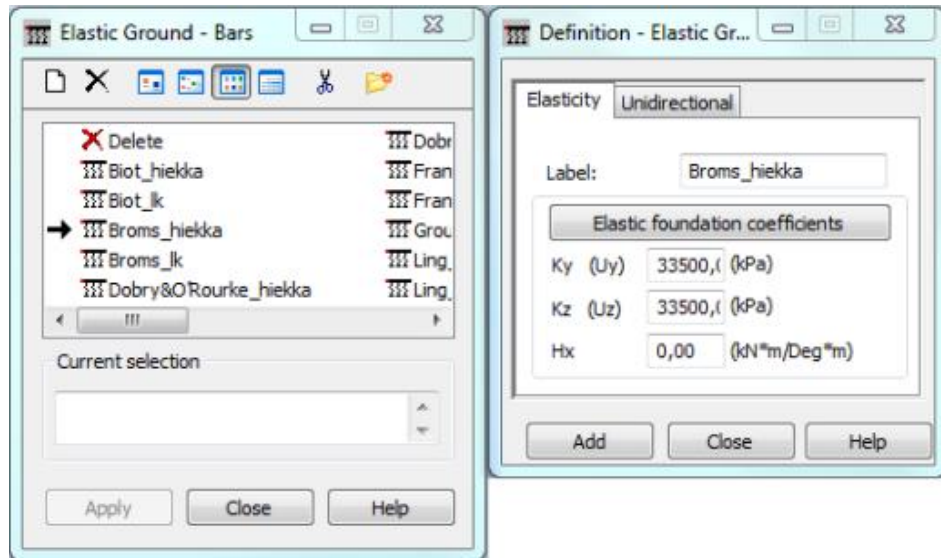
Kuten edellä todetaan, maan jäykkyys voidaan mallintaa ohjelmassa joko paaluja vastaavien palkkielementtien solmukohtiin sijoitettavien diskreettien jousitukien taikka halutulle palkkielementin matkalle mallinnettavan jatkuvan elastisen tuen kautta. Jatkuvia

elastisia tukia vastaavien alustamoduulien ja diskreettien jousten jousivakioiden laskentakaavat esitellään alaluvussa 4.4. Diskreetit jouset määritellään ohjelmassa Supports Definition -ikkunassa Elastic-välilehdellä ja jatkuva elastinen tuki tehdään Bar Elastic Ground -työkalun avulla. Kuvassa 6.3 esitetään diskreetin jousituen ja kuvassa 6.4 jatkuvan elastisen tuen määrittely Robot-ohjelmassa.

Paalun yläpään irtoaminen mallinnetaan jättämällä jousituet pois arvioidulla irtoamisen matkalla. Täyttöjen aiheuttama lisäjäykkyys voidaan ottaa ohjelmassa huomioon niin, että se syötetään kuorielementille alustaluvun muodossa Parameters of foundation elasticity -ikkunassa. Samalla tavalla voidaan huomioida anturan ja maan välinen potentiaali- kontakti.

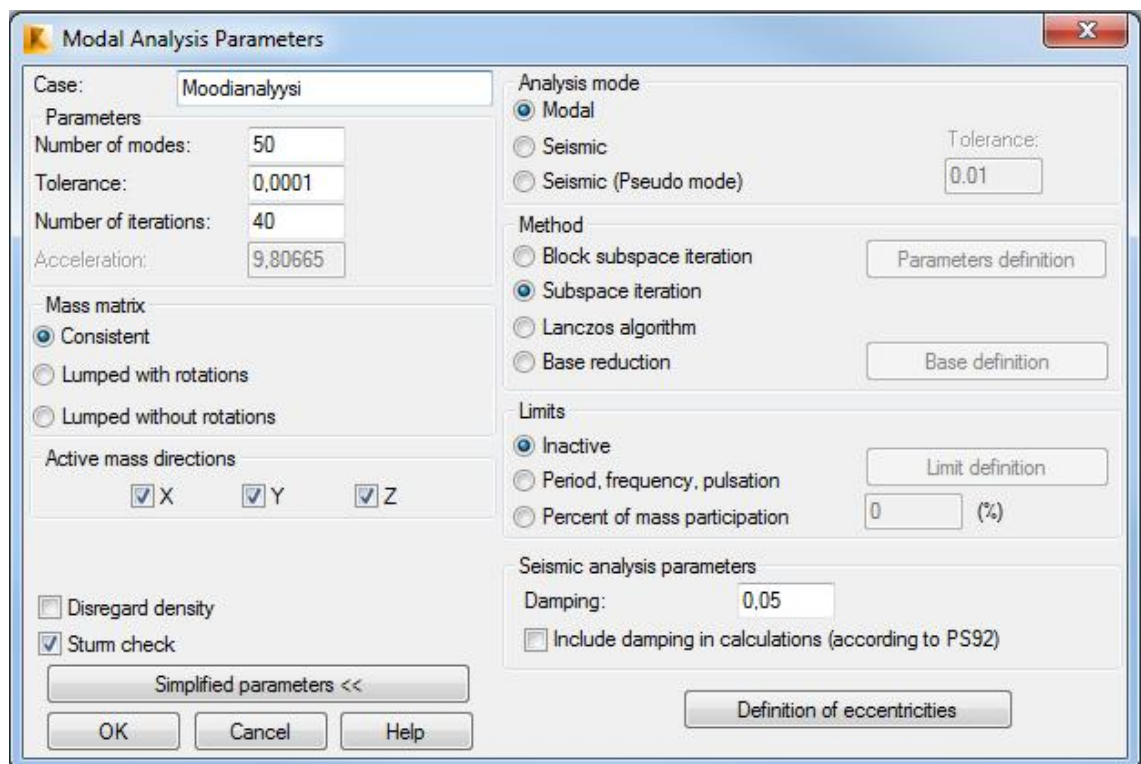


**Kuva 6.3.** Diskreetin jousituen määrittely Robot-ohjelmassa.



**Kuva 6.4.** Jatkuvan elastisen tuen eli alustamoduulin määrittely Robot-ohjelmassa.

Systeemin ominaistuujuudet ja -muodot selvitetään Robot-ohjelmassa moodianalyysin avulla. Kuvassa 6.5 esitetään moodianalyysiä varten täytetty valintaikkuna tämän työn mukaisin valinnoin.

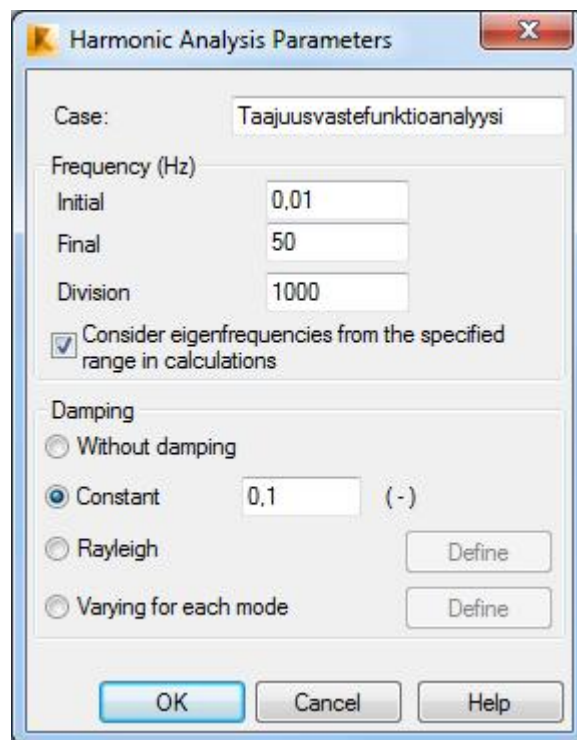


**Kuva 6.5.** Moodianalyysin valintaikkuna Robot-ohjelmassa.

Moodianalyysiä varten ohjelmassa tulee määrittää ratkaisualgoritmin lisäksi käytettävä massamatriisityyppi sekä ominaisarvotehtävän ratkaisumenetelmä. Massamatriisin päätyyppi voi olla joko keskitetty (rakenteen massa keskitetty diskreetisti elementin solmupisteisiin) tai konsistentti (rakenteen massa tasaisesti jakautunut elementin matkalle)

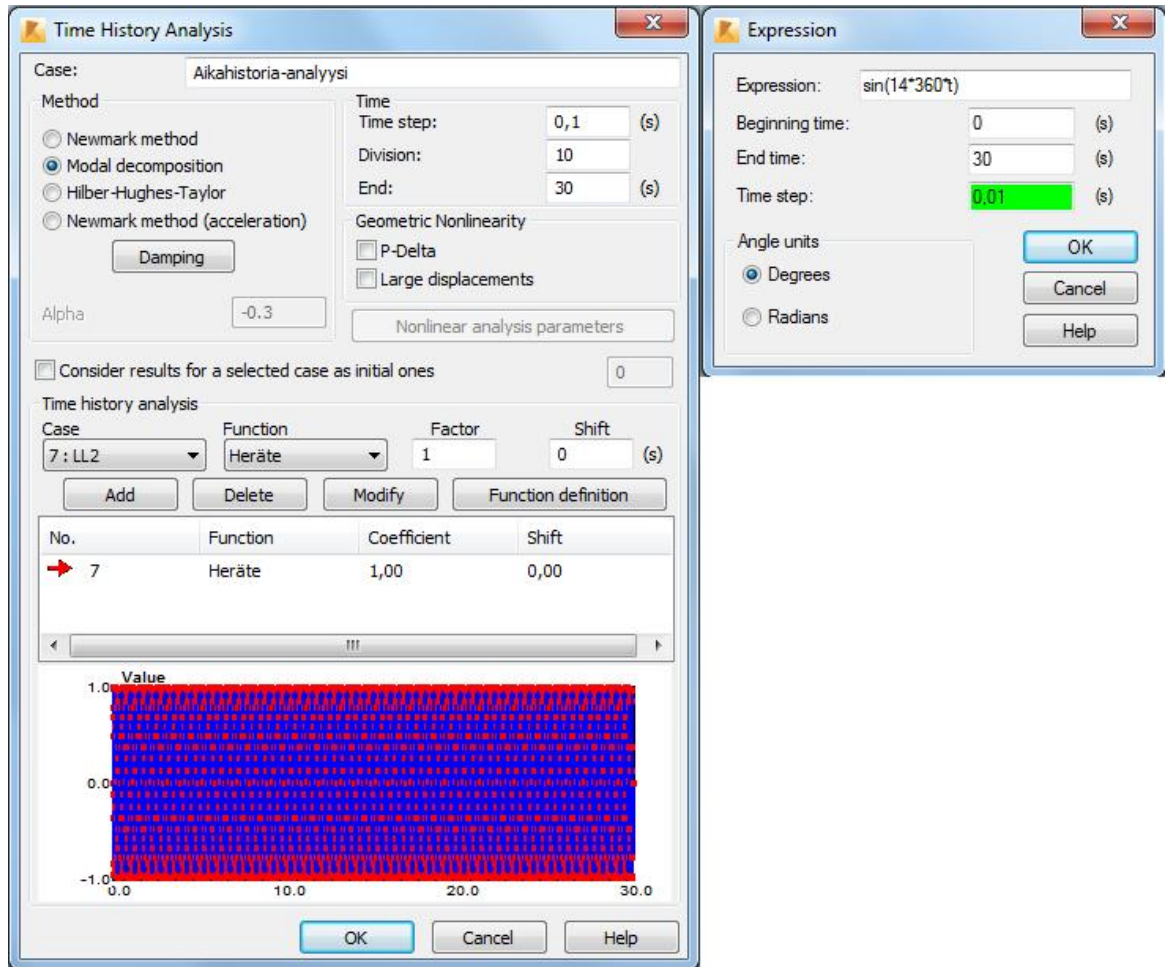
(Clough & Penzien 2003, s. 184 – 187). Tässä työssä ominaistajuuksien selvittämiseen käytetään konsistenttia eli jakautunutta massamatriisia sekä ominaisarvotehtävän ratkaisumenetelmänä aliavaruusiterointia (subspace iteration). Eri ratkaisumenetelmiä, massamatriisin luonnetta ja Robot-ohjelman dynaamisia analyysityyppejä käsitellään tarkemmin esimerkiksi lähteessä (Tiikkaja 2014). Ominaismuotoja määritetään niin monta, ettei muotoja, joissa suuri osa systeemin massasta värähtelee, jää huomiotta. Riittävä selvitetävien ominaismuotojen määrä on sellainen, että tutkittavissa suunnissa yhteensä vähintään 90 % rakenteen massasta osallistuu löydettyihin ominaismuotoihin (Paz 1991, s. 572). Tässä työssä ominaismuotoja- ja taajuuksia selvitetään kussakin tapauksessa 50 kpl. Moodianalyysissä ei huomioida systeemin vaimennusta. Moodianalyysi tehdään ennen jokaista vasteanalyysiä.

Kun tutkitaan harmonisen herätteen aiheuttamaa systeemin vastetta, on Robot-ohjelmassa kolme tarkoitukseen soveltuvaa analyysityyppiä: harmoninen analyysi sekä taajuusvaste-funktio- ja aikahistoria-analyysi. Tässä työssä painotutaan tarkastelemaan taajuusvaste-funktioanalyysiä (FRF), mutta myös aikahistoria-analyysiä (TH) käytetään kokeiluluonteisesti tuomaan vertailukohtaa. Kuvassa 6.6 on taajuusvastefunktioanalyysin ja kuvassa 6.7 aikahistoria-analyysin valintaikkuna. FRF-analyysissä lasketaan harmonisen herätevoiman aiheuttamat systeemin siirtymävasteet herätetaajuuden funktiona (taajuusvaste-funktio). Analyysiä varten ohjelmaan syötetään tutkittava taajuusalue, sen laskentapistejako sekä systeemin vaimennus. Robot-ohjelman FRF-analyysissä hyödynnetään automaattisesti moodien superponointia (modal decomposition) (Robot 2014 Help 2015).



**Kuva 6.6.** Taajuusvastefunktioanalyysin valintaikkuna Robot-ohjelmassa.





**Kuva 6.7.** Aikahistoria-analyysin valintaikkunat Robot-ohjelmassa.

Aikahistoria-analyysissä tarkastellaan yhden tai useamman herätteen aiheuttamaa systeemin vastetta ajan funktiona ja kerrallaan voidaan tutkia kullakin herätevoimalla ainoastaan yhtä herätetaajuutta. Heräte voidaan syöttää Robot-ohjelmassa taulukoituna tai matemaattisen funktion muodossa, harmonisen voiman kyseessä ollessa esimerkiksi sini-funktiona. Analyysiä varten ohjelmassa määritellään tarkasteltavan ajanjakson pituus ja sen laskentapistejako (aika-askelen pituus) sekä systeemin vaimennus ja käytettävä ratkaisumenetelmä. Aika-askelen pituus tulee olla tarpeeksi lyhyt, jotta numeerista vaimennusta ei pääse syntymään (ks. alaluku 2.4.3). Lähteessä (Spyrakos 1996, s. 149) aika-askelen pituuden  $\delta t$  määrittämiseksi esitetään kaavaa

$$\delta t \leq \frac{1}{10f_0}, \quad (6.5)$$

jossa  $f_0$  on systeemin suurin ominaistajuus, jolla on vaikutusta vasteeseen. Kaavaa (6.5) käytetään aika-askelen minimin määrittämiseen vain Robot-ohjelman aikahistoria-analyysissä. Tässä työssä TH-analyysin ratkaisumenetelmänä käytetään moodien superponointia.

Taulukoissa 6.1 ja 6.2 ovat Suomen ja Japanin perustusten Winkler-mallien alustamoduulit laskentateorioineen. Suomen perustukselle mukana on lisäksi Matti Hakulisen lisenssiaattityön alustalukujen mukaiset alustamoduulit (Hakulinen 1991, s. 107). Maakerosten staattisen tilanteen kimmomoduuleja ( $E_s$ ) arvioidaan taulukon 4.3 perusteella ja paalujen parametrit ovat taulukoissa 6.5 (Suomi) ja 6.7 (Japani).

**Taulukko 6.1.** Suomen perustuksen Winkler-mallin alustamoduulit ja -teoriat.

	<b>Savi</b>	<b>Moreeni</b>
<b>Staattisen tilanteen kimmomoduuli</b> $E_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	40000	56000
<b>Alustamoduuliteoria</b>	<b>Alustamoduuli <math>K_h</math> [MN/m<sup>2</sup>]</b>	
Biot (1937)	34,88	50,64
Broms (1964)	26,80	37,52
Vesic (1967)	25,35	36,49
Yoshida & Yoshinaka (1972)	50,63	72,90
Dobry & O'Rourke (1983)	40,27	56,38
Gazetas & Dobry (1984)	48,00	67,20
Francis (1964)	40,22	57,90
Ling (1988)	30,94	44,54
RIL 254-2011 (2011)	40,00	56,00
Hakulinen (1991)	36,00	54,00

**Taulukko 6.2.** Japanin perustuksen Winkler-mallin alustamoduulit ja -teoriat.

	<b>Hieno hiekka</b>	<b>Lietekivi</b>
<b>Staattisen tilanteen kimmomoduuli</b> $E_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	80000	350000
<b>Alustamoduuliteoria</b>	<b>Alustamoduuli <math>K_h</math> [MN/m<sup>2</sup>]</b>	
Biot (1937)	66,66	369,89
Broms (1964)	53,60	234,50
Vesic (1967)	48,18	255,82
Yoshida & Yoshinaka (1972)	96,24	511,03
Dobry & O'Rourke (1983)	86,27	359,84
Gazetas & Dobry (1984)	96,00	420,00
Francis (1964)	96,31	511,40
Ling (1988)	74,08	393,38
RIL 254-2011 (2011)	80,00	350,00

Alustamoduulien avulla voidaan laskea myös diskreettien jousien jäykkyydet, eikä niitä näin ollen esitetä erikseen. Diskreettien jousien jousiväli  $\Delta L$  on kummallekin perustukselle 0,1 m koko paalun matkalla lukuun ottamatta oletettua paalun yläpään irtoamista. Melko tiheää jousiväliä voidaan perustella Robot-ohjelman nykyaikaisuudella ja tehokkuudella.

### 6.3 FEM-mallit Plaxis 3D -ohjelmalla

Plaxis 3D on elementtimenetelmään (FEM) perustuva laskentaohjelmisto, jossa geometriat mallinnetaan kolmiulotteisina. Ohjelmalla voidaan tutkia esimerkiksi maan muodonmuutoksia, jännityksiä ja stabiliteettia sekä pohjaveden virtauksia (Bouzoni 2013, s. 29). Ohjelma on alun perin kehitetty Delftin teknillisessä yliopistossa Alankomaissa vuonna 1987 2D-versiona. Plaxis 3D tuli markkinoille vuonna 2010. Ohjelman suurin etu muihin vastaaviin ohjelmiin nähden on, että sen käyttöliittymä on verrattain yksinkertainen ja käyttäjäystävällinen. Tämän takia ohjelma on käytössä monien geotekniikan asiantuntijoiden ja tutkijoiden keskuudessa. Toisaalta ohjelman käytön helppous voi aiheuttaa riskejä, mikäli käyttäjällä ei ole tarpeeksi kokemusta tulosten kriittiseen arviointiin. Saatavien tulosten tarkkuus riippuukin käyttäjän ammattitaidosta, maamateriaalimallien tuntemuksesta, parametrien valinnasta ja geometrian oikeellisuudesta. Tuloksia on syytä yleensä verrata muulla tavoin laskettuihin tuloksiin.

Tässä opinnäytetyössä käytetään Plaxis 3D -ohjelman dynaamista moduulia (versio 2013.01), joka on osa varsinaista 3D-ohjelmaa. Seuraavassa esitellään oleellimmat ohjelmalla tehtäviin dynaamisiin analyyseihin vaikuttavat seikat, käytettävät maamateriaalimallit ja mallien geometriat. Ohjelman käyttöä, Plaxis-koodin mukaista numeerisen analyysin teoriaa ja maamateriaalimalleja on käsitelty laajemmin ohjelman manuaaleissa (PLAXIS Reference Manual 2015), (PLAXIS Scientific Manual 2015) ja (PLAXIS Material Models Manual 2015).

#### 6.3.1 Elementtiverkon tiheys, mallin reunaehdot ja elementtityypit

Dynaamisessa analyysissä käytettävän elementtiverkon tiheydellä on merkittävä vaikutus tulosten oikeellisuuteen etenkin silloin, kun malli on suuri ja kompleksinen (Bouzoni 2013, s. 66). Liian harva elementtiverkko ei mahdollista muodonmuutosten ja jännitysten tarkkaa laskentaa; epätarkkuus lisäksi korostuu paikoissa, joissa on odotettavissa jännitysten ja muodonmuutosten keskittymistä. Toisaalta liian tiheä verkko voi johtaa laskenta-ajan voimakkaaseen kasvuun, mikä taas on suunnittelijan kannalta epätaloudellista. Sopivan elementtiverkon tiheyden löytämiseksi onkin suositeltavaa tehdä herkkyystarasteluja.

Plaxis-ohjelmassa elementtiverkon luominen onnistuu automaattisesti (PLAXIS Reference Manual 2015, s. 198 – 200). Luomiprosessin aikana ohjelmassa huomioidaan maakerrokset, erilaiset rakenneobjektit, kuormat ja reunaehdot. Tavoiteltu keskimääräinen elementtikoko  $\Delta l$  määräytyy mallin uloimpien mittojen ( $x_{min}$ ,  $x_{max}$ ,  $y_{min}$ ,  $y_{max}$ ,  $z_{min}$  ja  $z_{max}$ ) mukaan seuraavaa yhteyttä noudattaen

$$\Delta l = \frac{r_e}{20} \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2 + (z_{max} - z_{min})^2}, \quad (6.6)$$

jossa  $r_e$  on suhteellinen elementtikoon kerroin. Suhteellisen elementtikoon kertoimet ovat eri elementtiverkkojen tiheyksille seuraavat:

- erittäin harva  $r_e = 2,0$  (very coarse)
- harva  $r_e = 1,5$  (coarse)
- keskimääräinen  $r_e = 1,0$  (medium)
- tiheä  $r_e = 0,7$  (fine)
- erittäin tiheä  $r_e = 0,5$  (very fine)

Suhteellista elementtikoon kerrointa voidaan säätää myös manuaalisesti. Ohjelmassa elementtiverkkoa tihennetään paikallisesti esimerkiksi rakenne-elementtien ja kuormien läheisyydessä automaattisesti. Lisäksi käyttäjä voi halutessaan edelleen tihentää ja harventaa verkkoa itse; esimerkiksi kohdissa, joissa esiintyy voimakkaita jännitys- tai muodonmuutoskeskittymiä, verkkoa tarvittaessa tihennetään.

Sopivan elementtikoon määrittäminen perustuu maassa etenevän leikkausaallon aallonpituuteen  $\lambda$ . Aaltoliikkeen tarkkaan kuvaamiseen elementin maksimikoon  $\Delta l_{max}$  on noudatettava yhteyttä (Bouzonni 2013, s. 71):

$$\Delta l_{max} \leq \frac{\lambda}{k}. \quad (6.7)$$

Dimensioton kerroin  $k$  vaihtelee tilanteesta riippuen välillä 4 – 10. Kuhlemeyer ja Lysmer (Kuhlemeyer & Lysmer 1973) ovat esittäneet, että elementtiverkkoa luotaessa kerroin  $k = 8$ . Tätä arvoa suositellaan käytettäväksi etenkin silloin, kun elementtiverkon tiheyden vaikutusta tuloksiin ei tutkita erillisin herkkyystarkasteluin. Leikkausaallon aallonpituus saadaan kaavalla

$$\lambda = \frac{v_s}{f}, \quad (6.8)$$

jossa  $v_s$  on leikkausaallon nopeus ja  $f$  on herätetaajuus. Herätetaajuus, jolle elementtikoko lasketaan, valitaan korkeimman tarkasteltavan herätetaajuuden mukaan, koska näin valittu elementtikoko antaa tarkkoja tuloksia myös alhaisemmilla taajuuksilla. Tämän työn raameissa riittävä vaatimus elementtikoolle on, että laskentamalleissa keskimääräinen elementtikoko noudattaa yhteyttä (6.7), koska elementtiverkko on käytetyissä malleissa tiheämpi perustuksen kohdalla ja harvempi reuna-alueilla.

Elementtiverkon tiheyden lisäksi tulosten realistisuuteen vaikuttavat voimakkaasti mallin koko ja käytettävät reunaehdot. Staattisessa analyysissä mallin reunaehdot säädetään kuhunkin tarkoitukseen sopiviksi, vapaiksi tai kiinteiksi valituissa suunnissa (PLAXIS

Scientific Manual 2015, s. 56). Etenkin mallin pystysuuntaiset reunat ovat usein synteettisiä ja ne valitaan siten, ettei niillä olisi vaikutusta mallissa tapahtuviin muodonmuutoksiin. Tämä toteutetaan yleensä niin, että mallin vertikaalireunat ovat mahdollisimman kaukana tarkasteltavasta alueesta. Dynaamisessa analyysissä mallin koon merkitys vain korostuu ja pystysuuntaisten reunojen pitäisi periaatteessa sijaita staattiseen tilanteeseen nähden huomattavasti kauempana tarkastelualueesta, koska muutoin jännitysaallot heijastuessaan vääristävät laskentatuloksia tarkoituksenmukaisista reunaehdoista huolimatta.

Jännitysaaltojen takaisinheijastumista voidaan vähentää Plaxis-ohjelmassa viskooseilla reunoilla (vaimentimilla) (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 56 – 57). Kun aalto saapuu mallin reunalle, vaimennin absorboi huomattavan osan aallon aiheuttamista jännityksistä ja mallin reuna alkaa liikkumaan. Ohjelmassa käytettävien viskoosien vaimentimien toiminta perustuu Lysmerin ja Kuhlmeyerin (Lysmer & Kuhlmeyer 1969) kehittämään menetelmään. Vaimentimien absorboimat normaali- ja leikkausjännitysten ( $\sigma_n$  ja  $\tau$ ) komponentit ovat  $x$ -suunnassa

$$\sigma_n = -C_1 \rho v_p \dot{u}_x \quad (6.9)$$

ja

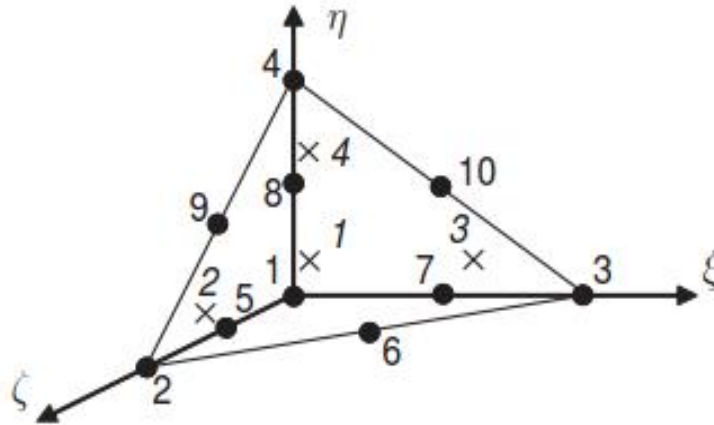
$$\tau = -C_2 \rho v_s \dot{u}_y, \quad (6.10)$$

joissa  $\rho$  on maan tiheys ja  $C_1$  sekä  $C_2$  ovat relaksaatiokertoimet.

Mikäli mallissa esiintyy vain P-aaltoja, ne osuvat kohtisuoraan mallin reunaa vastaan, jolloin relaksaatio on tarpeetonta ( $C_1 = C_2 = 1$ ) (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 57). Leikkausaaltojen kohdalla tilanne on toinen, sillä ilman relaksaatiota viskoosien reunojen vaimennus ei ole riittävää. Vaimennusefektiiä voidaan tehostaa mukauttamalla sopivasti relaksaatioparametria  $C_2$ . Tähän saakka kertyneen kokemuksen perusteella parametrein  $C_1 = 1$  ja  $C_2 = 0,25$  saavutetaan kohtuullisen oikeanlainen absorptio mallin reunoilla. Kuitenkaan leikkausaallot eivät tällöinkään absorboidu täydelleen, joten jonkin verran heijastumista reunalla tapahtuu, mistä aiheutuu laskentatuloksiin epätarkkuutta.

Kuten edellä todetaan, laskennan tarkkuuden parantamiseksi mallista olisi tehtävä mahdollisimman suuri, jolloin viskoosit reuna-alueet sijaitsevat kaukana kuormitettavasta rakenteesta. Mallin koon suurentaminen johtaa kuitenkin laskenta-ajan ja vaadittavan muistiresurssin kasvuun, joten mallin suuruuden ja laskentatarkkuuden välillä on tehtävä kompromissi. Optimiratkaisu haetaan ennen varsinaisia laskentavaiheita herkkyystarkasteluun, joilla selvitetään elementtiverkon tiheyden ja mallin mittojen vaikutukset laskenta-aikaan sekä tulosten tarkkuuteen. Tässä diplomityössä tehtävä mallin optimointi esitellään alaluvussa 6.3.4.

Tässä opinnäytteessä niin maakerrokset kuin rakenteetkin (paaluanturat ja paalut) mallinetaan käyttäen 3D-tilavuuselementtejä. Plaxis-ohjelmassa tilavuuselementit ovat 10-solmuisia tetraedrielementtejä, joilla on kolme lokaalia siirtymävapausastetta ( $\zeta$ ,  $\eta$  ja  $\zeta$ ) (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 40 – 41). Tetraedrielementti sekä sen solmut, integrointipisteet ja lokaalit vapausasteet esitetään kuvassa 6.8.



**Kuva 6.8.** Tetraedrielementin lokaalien solmujen (•) ja integrointipisteiden (x) sijainnit ja numeroinnit sekä vapausasteet Plaxis-ohjelmassa (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 41).

Ohjelmassa on tilavuuselementtien lisäksi rakenteiden mallintamista varten olevia elementtejä: 3-suolmuinen palkkielementti, 3-solmuinen upotettu palkkielementti (esimerkiksi paalujen mallinnukseen), 6-solmuinen laattaelementti (kuorielementti), 6-solmuinen geovahviste-elementti sekä kaksisolmuinen jousielementti. Rakenteen ja maan vuorovaikutuksen tarkempaan mallintamiseen on olemassa lisäksi 12-solmuinen interface-elementti.

Interface-elementtien käyttö on perusteltua, kun perustussysteemin ja maan välistä kitkaa halutaan simuloida realistisesti (Bouzonni 2013, s. 42). Interface-elementit sijoitetaan rakenteiden ja maan rajapinnoille ja niiden avulla voidaan tarvittaessa sallia maan ja rakenteen liikkuminen toistensa suhteen sekä rakenteen irtoaminen maasta. Ohjelmassa vuorovaikutuksen karkeutta säädellään maakerrokselle annettavalla rajapinnan lujuuden ja jäykkyyden redusointikertoimella  $R_{inter}$ , joka saa arvoja väliltä 0 – 1. Kertoimella määritellään interface-elementin lujuus (rakenteen pinnan kitka ja adheesio) maan lujuuden (kitkakulma ja koheesio) suhteen, jolloin kertoimen arvolla yksi saadaan interface-elementille sama lujuus kuin viereiselle maakerrokselle. Interface-elementin lujuus ja jäykkyys voidaan tarvittaessa määrittellä myös erikseen niin, ettei se ole verrannollinen viereisen maan parametreihin.

Interface-elementillä on virtuaalinen paksuus, jolla määritetään elastisten muodonmuutosten määrä rajapinnassa (PLAXIS Reference Manual 2015, s. 92 – 95). Yleensä interface-elementtiin ei generoidu suuria elastisia muodonmuutoksia, joten imaginäärinen

paksuus on tavallisesti pieni. Elementti koostuu kuudesta solmuparista ja se on yhteensopiva tilavuuselementtien ja laattaelementtien kanssa. Pareittain olevilla solmuilla on samat koordinaatit, mutta toinen solmuista kuuluu rakenteelle ja toinen maalle (Plaxis Knowledge Base 2015). Solmujen välinen vuorovaikutus toteutetaan lineaarisesti elastisella ja täydellisesti plastisella jousella. Ensimmäinen jousista kuvaa maan ja rakenteen irtoamista ja toinen niiden liikkumista toistensa suhteen.

### 6.3.2 Maamateriaalimallit ja parametrit

Koska tämän tutkimuksen keskiössä olevien dynaamisesti kuormitettujen paaluperustusten siirtymät olivat pieniä, maan muodonmuutokset pysyivät lineaarisella alueella. Tämän vuoksi Plaxis-ohjelmalla tehtävissä laskelmissa maamateriaalimallina käytetään pääasiassa Linear Elastic -mallia (LE). Suomen koekuormitukselle suoritetaan vertailusimulointi myös käyttäen Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness -mallia (HSS). Seuraavassa esitellään lyhyesti kummatkin maamateriaalimallit ja niiden laskentaparametrit.

Lineaarielastinen malli perustuu Hooken lakiin isotrooppisesta elastisuudesta ja se on ohjelman yksinkertaisin maamateriaalimalli (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 6 ja s. 9). Mallissa jännitys-venymä-käyrä on lineaarinen eli maan jäykkyys on vakio riippumatta maassa vallitsevasta muodonmuutostasosta, toisin sanoen maan lujuus on äärettömän. Lineaarielastinen malli ei näin ollen sovellu maan tarkkaan kuvaamiseen kuin yksittäistapauksissa, joista eräs on dynaamisesti kuormitettu perustus silloin, kun muodonmuutokset ovat pieniä ( $\gamma_s < 10^{-5}$ ). Alhaisilla muodonmuutostasoilla lineaarielastista materiaalimallia voidaan soveltaa hyvällä tarkkuudella. Mallin yksinkertaisuuden vuoksi sillä tehtävä laskenta ovat huomattavasti kompleksisempia malleja nopeampaa.

Lineaarielastisessa maamateriaalimallissa maan muodonmuutuskäyttäytymistä kuvaavia parametreja syötetään vain kaksi, maan kimmomoduuli  $E$  ja Poissonin luku  $\nu$  (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 9 ja s. 38 – 39). Kyseisten parametrien perusteella muut laskennassa tarvittavat parametrit, kuten leikkausmoduuli ja jännitysaaltojen nopeudet, lasketaan ohjelmassa automaattisesti. Kimmomoduulin valinnassa huomionarvoista on maassa vallitseva muodonmuutostaso. Dynaamisissa tarkasteluissa, joissa muodonmuutostaso on alhainen, kimmomoduulin arvona voidaan käyttää alkutilan jäykkyyttä  $E_0$ . Kimmomoduulin arvoon vaikuttaa myös kuormitus suunta (kuormitus / purkamisen). Koska malli noudattaa lineaarielastista teoriaa, ei siinä näin ollen esiinny materiaali-vaimennusta, vaan kaikki vaimennus on säteililyvaimennusta. Materiaalivaimennus voidaan kuitenkin tarvittaessa huomioida Rayleigh-vaimennuksen kautta (ks. alaluku 2.4.3) (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 53). Tässä työssä lineaarielastiseen malliin ei materiaalivaimennusta lisätä, joten laskennassa Rayleigh-vaimennusparametrien arvot pidetään nolliina.

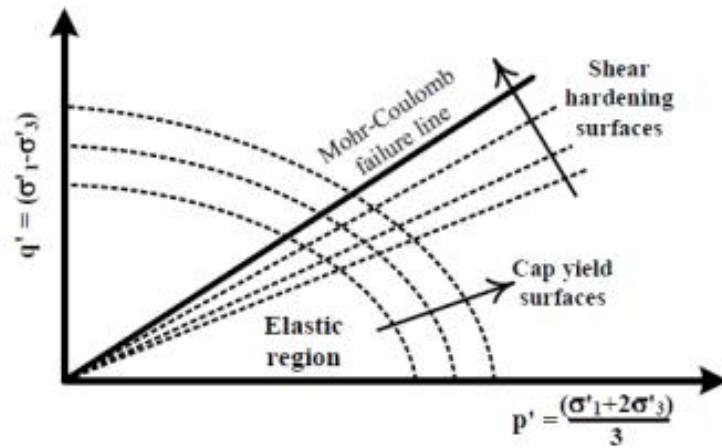
HSS-maamateriaalimalli on Hardening Soil -mallin (HS) modifikaatio (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 7 ja s. 9). Kyseistä modifikaatiota on ollut kehittämässä mm. Thomas Benz vuonna 2006 (Bouzonni 2013, s. 33). HS-mallissa maan lujuus kuvataan avoimessa tilassa (drained) tehokkaan kitka- ja dilataatiokulman ( $\varphi'$  ja  $\psi'$ ) sekä tehokkaan koheesion ( $c'$ ) avulla (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 70). Suljetussa tilassa (undrained) maan lujuuden mallintamiseen on kaksi vaihtoehtoa: Undrained (A) ja Undrained (B) (PLAXIS Reference Manual 2015, s. 163 – 164). Undrained (A) -valinnalla lujuus kuvataan tehokkailla lujuusparametreilla aivan kuten avoimen tilan tapauksessa. Undrained (B) -valinnalla maan lujuus mallinnetaan suljetun tilan leikkauslujuutta  $s_u$  hyväksi käyttäen.

Maan jäykkyyden kuvaamiseen on HS-mallissa kolme jäykkyyssparametria: kolmiakselialijäykkyys  $E_{50}$ , ödometrijäykkyys  $E_{oed}$  ja toistokuormitusjäykkyys  $E_{ur}$ . Maakerrosten jäykkyyssparametrit syötetään ohjelmaan referenssijännitystilän ( $p_{ref} = 100$  kPa) mukaisina, minkä jälkeen ohjelma sovittaa jäykkyydet vallitsevien jännitystilojen mukaisiksi automaattisesti (Bouzonni 2013, s. 33). Jäykkyyssparametrien jännitysriippuvuuden matemaattiset mallit esitetään lähteessä (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 65 – 74).

HS-mallissa huomioidaan maan myötölujittuminen plastisella muodonmuutosalueella (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 65). Maan myötöpinta ei ole sidottu pääjännitysvaruudessa, vaan se voi laajentua plastisten muodonmuutosten johdosta. Maan myötölujittuminen voidaan jakaa kahteen osaan: muodonmuutoslujittumiseen ja kinemaattiseen lujittumiseen (Bouzonni 2013, s. 30). HS-mallissa näistä huomioidaan muodonmuutoslujittuminen, joka edelleen voidaan jakaa leikkaus- ja kokoonpuristumislujittumiseen. Leikkauslujittuminen johtuu mobilisoituvasta kitkasta ja kokoonpuristumislujittuminen nimensä mukaisesti maan kokoonpuristumisesta (Karstunen 2012). Mobilisoituvasta kitkasta aiheutuvat plastiset muodonmuutokset ovat hallitsevia esimerkiksi ylikonsolidoituneilla savilla ja tiiviillä hiekoilla. Kokoonpuristumisen johdosta tapahtuvat plastiset muodonmuutokset taas esiintyvät voimakkaammin esimerkiksi normaalikonsolidoituneilla savilla ja löyhillä hiekoilla. Kuvassa 6.9 esitetään myötöpintojen laajeneminen HS-mallissa tehokkaiden jännitysten kasvaessa.

HS-mallissa maan muodonmuutokset kuorman purkamisen ja uudelleenkuormituksen aikana oletetaan myötöpinnan sisällä lineaarielastisiksi, mikä ei vastaa todellisuutta (Bouzonni 2013, s. 30). Maa käyttäytyy lineaarielastisesti vain hyvin pienillä muodonmuutostasoilla, jolloin myös maan jäykkyys on hyvin suuri. Kun muodonmuutokset kasvavat, maan jäykkyys pienenee epälineaarisesti, kuten kuva 6.10 indikoi.



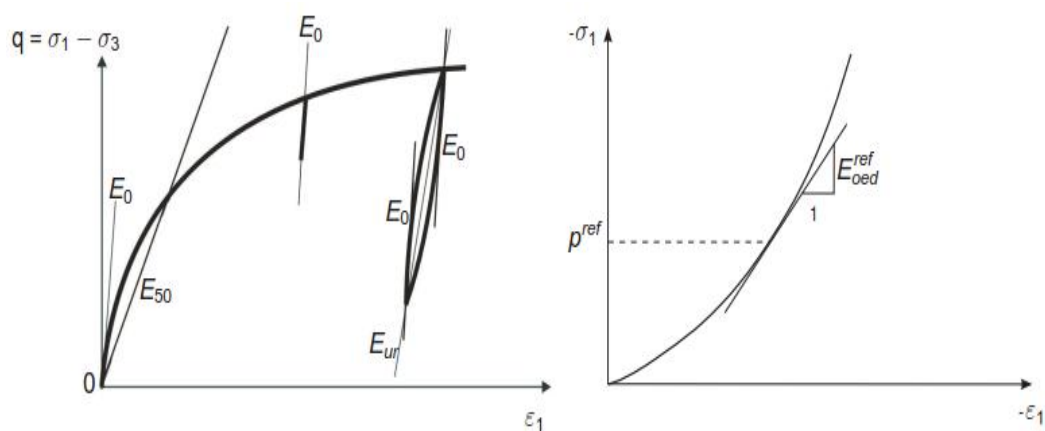


**Kuva 6.9.** Myötöpintojen laajeneminen HS-mallissa tehokkaiden jännitysten kasvaessa (Bouzonni 2013, s. 31).

HSS-mallissa tarvitaan maan jäykkyyden kuvaamiseen kaksi lisäparametria HS-malliin nähden: alkutilan leikkausmoduuli  $G_0$  ja leikkausmuodonmuutostaso  $\gamma_{0.7}$ , jolla leikkausmoduulin  $G$  arvo on 72,2 % alkutilan leikkausmoduulin  $G_0$  arvosta (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 81 – 82). On havaittu, että jännitys-muodonmuutos-käyrä noudattaa pienillä muodonmuutostasoilla likimääräisesti hyperbolista lakia

$$\frac{G_{se}}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma_s}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (6.11)$$

jossa  $a = 0,385$  ja  $\gamma_s$  on maan leikkausmuodonmuutos, joka riippuu maan kuormitus- ja muodonmuutoshistoriasta. Leikkausmoduuli  $G_0$  syötetään ohjelmaan referenssijännitystilassa, kuten muutkin jäykkyytparametrit. Leikkausmoduulista kerrotaan tarkemmin ja korrelaatiokaavoja esitellään tämän työn alaluvussa 2.4.2.



**Kuva 6.10.** HSS-mallin jäykkyytparametrit ja niiden riippuvuus jännityksistä ja muodonmuutoksesta (perustuu lähteeseen (PLAXIS Material Models Manual 2015, s. 73 ja s. 87)).

Toisin kuin HS-malli, HSS-malli huomioi myös maan materiaalivaimennuksen (Bouzoni 2013, s. 30). Vaimennuksen määrä ohjelmassa riippuu muodonmuutostasosta ja on merkityksellömän pientä, kun muodonmuutokset ovat pieniä. Tämä on epärealistista verrattuna maan todelliseen käyttäytymiseen ja näin ollen on suositeltavaa lisätä malliin 1 – 2 % Rayleigh vaimennusta (Bringreave et al. 2007).

### 6.3.3 Impedanssifunktioiden laskenta

Seuraavassa esitellään dynaamisten impedanssifunktioiden laskentamenetelmä yhden vapausasteen systeemille. Koska Suomen paaluantura on matala ja perustuksen siirtymätasot alhaisia, voidaan kyseistä systeemiä tarkastella yhden vapausasteen tapauksena ilman, että laskennassa tehdään suurta virhettä (Gazetas 1991, s. 566). Siirtymät ja niitä vastaavat impedanssit lasketaan perustuksen kuormitusasteessa.

Suomen paaluperustukselle pakkovoima on ajan suhteen sinimuotoinen:

$$F_x(t) = F_x \sin(\Omega t), \quad (6.12)$$

jossa  $F_x$  on pakkovoiman vaakasuuntainen amplitudi ja  $\Omega$  herätekulmataajuus. Systeemin siirtymä on vaimennuksesta johtuen siirtymää jäljessä vaihekulman  $\phi$  verran (Bouzoni 2013, s. 81). Siirtymän lauseke on

$$u_x(t) = u_x \sin(\Omega t + \phi), \quad (6.13)$$

jossa  $u_x$  on vaakasiirtymän amplitudi. Systeemin nopeuden funktio saadaan derivoimalla siirtymän funktiota kerran ja kiihtyvyyden funktio derivoimalla siirtymän funktiota kaksi kertaa:

$$\dot{u}_x(t) = \Omega u_x \sin(\Omega t + \phi + \pi/2), \quad (6.14)$$

ja

$$\ddot{u}_x(t) = -\Omega^2 u_x \sin(\Omega t + \phi). \quad (6.15)$$

Herätteen ja translaatiovasteen (vaakasiirtymän) välinen vaihe-ero  $\phi$  lasketaan kaavalla (Bouzoni 2013, s. 86):

$$\phi = \Omega \Delta t, \quad (6.16)$$

jossa  $\Delta t$  on vasteen viiveaika herätteeseen nähden, eli vasteen ja herätteen maksimien välinen aikaero. Kompleksimuotoisen siirtymävasteen ( $\bar{u}_x = u_{x1} + i u_{x2}$ ) reaalinen ja imaginäärinen osa voidaan laskea kaavoilla (Bouzoni 2013, s. 86):

$$Re(u_x) = u_{x1} = u_x \cos(\phi), \quad (6.17)$$

ja

$$Im(u_x) = u_{x2} = u_x \sin(\phi). \quad (6.18)$$

Kun yhtälöt (6.13) - (6.15) sijoitetaan yhden vapausasteen dynaamiseen liikeyhtälöön (2.4), saadaan

$$F_x(t) = (K_x - \Omega^2 m)u_x(t) + \Omega C_x \dot{u}_x(t), \quad (6.19)$$

joka voidaan edelleen kirjoittaa elegantimmin kompleksifunktion muodossa

$$F_x = [(K_x - \Omega^2 m) + i\Omega C_x]\bar{u}_x. \quad (6.20)$$

Kaavoissa (6.19) ja (6.20)  $K_x$  on systeemin vaakasuuntainen jousivakio,  $m$  on systeemin massa ja  $C_x$  on systeemin vaakasuuntainen vaimennuskerroin. Kuten havaitaan, yhtälö (6.20) on analoginen pystysuuntaiselle tapaukselle johdetun yhtälön (2.68) kanssa.

Systeemin jousivakio ja vaimennuskerroin voidaan ratkaista, kun systeemin siirtymävaste ja herätteen ja vasteen välinen vaihekulma ovat selvillä. Systeemin siirtymät sekä herätteen ja vasteen vaihe-ero ovat tulkittavissa Plaxis-ohjelman aikahistoria-analyysin tuloksista.

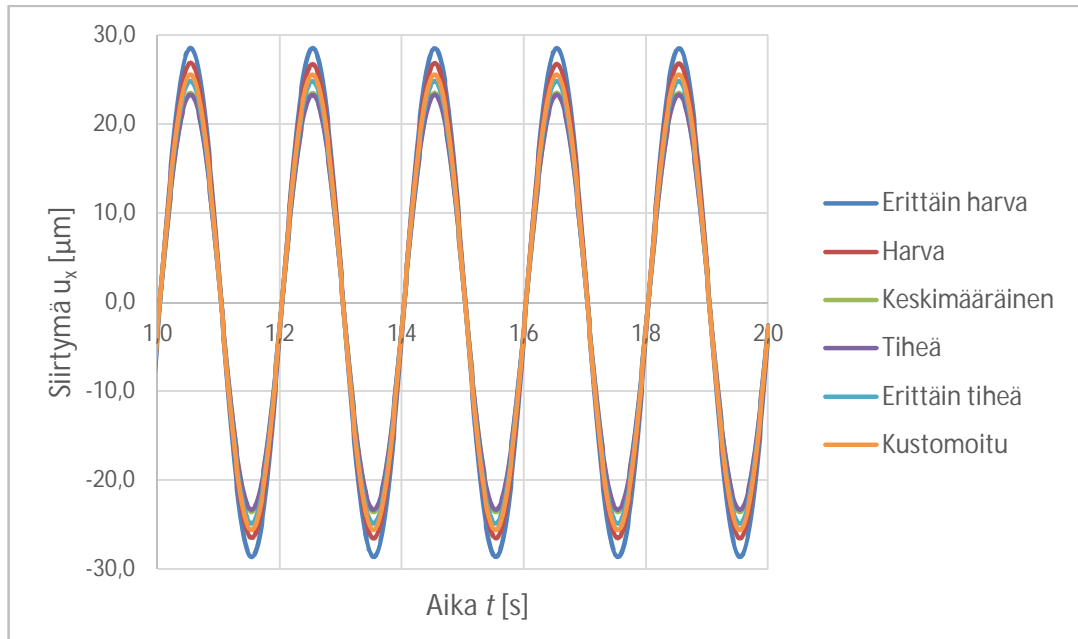
### 6.3.4 Mallin optimointi

Tässä opinnäytteessä optimointi tehdään ainoastaan Suomen mallille ja sen tuloksia sovelletaan sopivasti Japanin paaluperustuksen analysoinnissa. Optimoinnin kautta tavoitteena on määrittää varsinaisissa laskelmissa käytettävä elementtiverkon tiheys ja mallin sivumitat niin, että laskenta on tehokasta ja tulokset mahdollisimman tarkkoja. Ensin määritetään käytettävä elementtiverkon tiheys ja keskimääräinen elementin koko, jonka jälkeen tutkitaan mallin sivumittojen vaikutuksia simuloinnin tarkkuuteen. Tarkasteluissa käytetään lineaarielastista materiaalmallia, mallin syvyys  $z$  on vakio (7 metriä) ja paalujen oletetaan irtoavan maasta 400 millimetrin matkalla paalun yläpäästä.

Elementtiverkon tiheyttä voidaan arvioida kertoimen  $k$  avulla, jonka lauseke on

$$k = \frac{\lambda}{\Delta l}, \quad (6.21)$$

jossa  $\lambda$  on maakerroksen leikkausaallonpituus (ks. kaava (6.8)) ja  $\Delta l$  on mallin keskimääräinen elementtikoko, joka saadaan ohjelmasta. Leikkausaallonpituus lasketaan savikerroksen perusteella. Kuva 6.11 havainnollistaa elementtiverkon tiheyden vaikutusta perustussysteemin vaakasuuntaisiin siirtymiin, kun kuormitustaajuus on 5 Hz ja mallin sivumitat 100 m ( $x$ -suunta) x 50 m ( $y$ -suunta).



**Kuva 6.11.** Elementtiverkon tiheyden vaikutus perustuksen vaakasiirtymiin 5 Hz kuorimitustaajuudella.

Kuvan 6.11 perusteella havaitaan, että elementtiverkon tiheydellä on selkeä vaikutus saattuihin tuloksiin. Harvalla ja erittäin harvalla verkkotiheydellä siirtymiä yliarvioidaan ja keskimääräisellä ja tiheällä verkkotiheydellä aliarvioidaan. Paras yhteensopivuus lasketujen ja mitattujen vasteiden välille saadaan erittäin tiheällä ja kustomoidulla elementtiverkolla, koska tällöin elementtien koot ovat pieniä myös perustuksen alaisissa irrotuskerroksissa. Eri verkkotiheyksillä lasketut vasteiden erot olisivat havaittua suuremmat, jos mallissa verkkoa ei tihennettäisi paikallisesti rakenteen kohdalla. Tavallisesti vasteen realistisuus paranee askel askeleelta verkkotiheyttä kasvattamalla, mutta tässä tapauksessa niin ei käynyt. Syynä tähän voivat olla perustuksen alaiset ohuet maakerrokset, joilla mallinnettiin paalulaatan ja paalujen irtoamista. Myöskään mallin syvyyden vaikutusta vasteeseen ei tarkasteltu.

Taulukko 6.3 Taulukossa 6.3 esitetään mallin elementtien lukumäärä ja keskimääräinen koko sekä kerroin  $k$  paikallisesti rakenteen kohdalla tihennetyillä elementtiverkoilla.

**Taulukko 6.3.** Elementtien lukumäärät ja koot sekä kerroin  $k$  eri elementtiverkon tiheyksillä, mallin koko ( $\Delta x * \Delta y$ ) 100 m x 50 m.

Elementtiverkon tiheys	Elementtien lukumäärä [kpl]	Keskimääräinen elementtikoko $\Delta l$ [m]	Kerroin $k$ [-]
Erittäin harva	3770	3,257	2,06
Harva	4461	2,994	2,24
Keskimääräinen	5225	2,767	2,43
Tiheä	7576	2,298	2,92
Erittäin tiheä	20563	1,395	4,81
Kustomoitu	55294	0,851	7,89

Kerroin  $k$  lasketaan 20 Hz herätetaajuudelle, koska sitä suuremmat taajuudet eivät ole tämän tutkimuksen kannalta erityisen merkityksellisiä ja alhaisemmilla taajuuksilla malli antaa edelleen tarkkoja tuloksia.

Kuten kohdassa 6.3.1 kerrotaan, dynaamisissa laskelmissa mallin koon tulisi olla vastaava staattista tilannetta huomattavasti suurempi, mikä johtuu pääasiassa mallissa esiintyvien leikkausaaltojen heijastuksista. Etsittäessä optimaalisia mallin sivumittoja kokeillaan erilaisia sivumittojen variaatioita ja niiden perusteella haetaan tehokkain koko, jolla malli toimii kuin semiääretön puoliavaruus. Tässä tarkastelussa kuormitustaajuus on 13 Hz, mikä on Suomen rakennesysteemin resonanssitaajuus Plaxis-mallissa. Saatuja perustussysteemin vaakasuuntaisia siirtymäamplitudeja verrataan mitattuihin arvoihin. Elementtiverkon tiheydet valitaan edellisen tarkastelun perusteella.

Taulukosta 6.4 havaitaan, että neliön muotoisilla malleilla siirtymiä liioitellaan, kun mallin sivumitat ovat hyvin pienet (10 m x 10 m). Tämä johtuu leikkausaaltojen heijastuksista ja niiden vaikutuksista perustuksen siirtymiin. Kuitenkin mallin sivumittojen kasvaessa siirtymiä vastaavasti aliarvioidaan ja samankaltaista käyttäytymistä havaitaan myös suorakaiteen muotoisilla malleilla. Sekä neliön että suorakaiteen muotoisilla malleilla saavutetaan samat siirtymäamplitudin arvot, kun neliön muotoisen mallin mitat ovat 75 m x 75 m ja suorakaiteen muotoisen 100 m x 50 m. Kyseiset mitat ovat raja-arvoja, joilla malli alkaa oletettavasti vastata semiääretöntä puoliavaruutta. Suorakaiteen muotoisen (100 m x 50 m) mallin tapauksessa huomataan, että elementtiverkon tihentäminen pienensi siirtymäamplitudeja, mikä on osittain ristiriidassa edellisen tarkastelun kanssa (ks. Kuva 6.11). Edelleen taulukon 6.4 perusteella todetaan, että elementtiverkon on oltava hyvin tiheä ( $k > 7$ ), jotta semiääretöntä puoliavaruutta voidaan simuloida.

**Taulukko 6.4.** Plaxis-mallin sivumittojen vaikutus laskettuun vaakasuuntaiseen siirtymäamplitudiin 13 Hz kuormitustaajuudella.

Mallin koko $\Delta x * \Delta y$ [m*m]	Elementtien lukumäärä [kpl]	Elementin keskim. koko [m]	Kerroin $k$ [-]	Maksimivaa- kasiirtymä $u_{max}$ [ $\mu$ m]	Ero mitat- tuun [%]
10 x 10	2499	0,566	11,859	112,1	24,5
20 x 20	7688	0,645	10,400	75,2	-16,5
30 x 30	14386	0,785	8,543	82,6	-8,3
40 x 40	19650	0,807	8,314	82,7	-8,1
50 x 50	29412	0,825	8,137	86,9	-3,4
75 x 75	55250	0,903	7,435	81,1	-9,9
20 x 10	5247	0,552	12,151	71,5	-20,6
40 x 20	11226	0,755	8,886	77,9	-13,4
60 x 30	20858	0,831	8,076	79,7	-11,5
80 x 40	36201	0,841	7,980	78,2	-13,1
100 x 50	39939	1,001	6,703	87,0	-3,4
100 x 50	54779	0,855	7,853	81,1	-9,9

Edeltäviin tuloksiin perustuen varsinaisissa laskelmissa käytettävä elementtiverkon tiheys valitaan niin, että kerroin  $k > 7$ . Kerroin  $k$  voidaan valita pienemmäksi kuin kirjallisuudessa esitetään, koska ohjenuoraksi tarkoitettujen arvojen laskenta on lineaarisille elementeille. Plaxis-ohjelmassa käytössä ovat 10-solmuiset tetraedrielementit, joiden myötä interpoloidaan useampia solmuja kuin lineaarisilla elementeillä ja laskenta on täten tarkempaa. Molempien koekuormitusten simulointia varten mallin sivumitoiksi valitaan 100 m x 50 m.

### 6.3.5 Koekuormitusten simuloinnit

Plaxis-ohjelmassa systeemin dynaaminen analyysi suoritetaan aikahistoria-analyysin (TH) kautta. Kuten Robotin, myös Plaxis-ohjelman aikahistoria-analyysissä tarkastellaan yhden tai useamman herätteen aiheuttamaa systeemin vastetta ajan funktiona ja kerrallaan voidaan tarkastella ainoastaan yhtä herätetaajuutta. Heräte syötetään ohjelmaan harmonisen sinifunktion muodossa. Aikahistoria-analyysiä varten määriteltävistä parametreista tärkeimpiä ovat tarkasteltavan ajanjakson kokonaispituus yhtä herätetaajuutta kohti, käytettävän aika-askelen pituus, massamatriisin luonne ja ratkaisumenetelmä. Ne ohjelman ominaisuudet ja parametrit, joita ei tässä esitellä, jätetään oletusvalintaisiksi.

Aika-integrointi perustuu Plaxis-ohjelmassa Newmarkin menetelmään ja laskennan tarkkuuteen vaikuttaa aika-askelen pituuden lisäksi Newmark-aikaintegraatiokertoimet (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 228 ja s. 242). Käytetyn aika-askelen pituus tulisi valita mallissa niin, ettei jännitysaalto etene yhden askelen aikana elementin minimidimensiota pidempää matkaa, eli aika-askelen tulee olla pienempi kuin kriittinen aika-askel (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 55). Käytetyn aika-askelen  $\delta t$  pituus noudattaa yhteyttä  $\delta t = \Delta t / mn$ , jossa  $\Delta t$  on tarkasteltavan ajanjakson eli kuormituksen kokonaispituus (dynamic time interval),  $m$  on tallennettavien laskentapisteiden määrä tarkasteltavan ajanjakson aikana (max steps) ja  $n$  on parametri, jonka avulla aika-askelen pituus sovitetaan niin, että aika-askelen kriittinen pituus alitetaan (sub steps) (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 235 – 236). Tallennettavia laskentapisteitä on suositeltavaa valita niin monta, että kuormituksen herätesignaali saadaan asianmukaisesti katetuksi. Aika-askelen kriittinen pituus riippuu elementtien koosta, elementtityypistä, maan Poissonin luvusta sekä puristusaallonnopeudesta. Ohjelmassa kriittisen aika-askelen pituuden laskenta voidaan suorittaa automaattisesti, jonka pohjalta parametri  $n$  valitaan niin ikään automaattisesti. Käyttäjällä voi kuitenkin halutessaan valita parametrin  $n$  myös itse. Jotta aikaintegrointi saadaan ohjelmassa formuloiduksi niin, että laskenta on stabiilia ja tarkkaa, on suositeltavaa valita Newmark-aikaintegraatiokertoimiksi  $\alpha = 0,25$  ja  $\beta = 0,5$ . Kyseisiä kertoimia ei pidä sekoittaa Rayleigh-vaimennusparametreihin. Lisäinformaatiota aikaintegroinnista on lähteissä (PLAXIS Reference Manual 2015, s. 228; PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 53 – 56).

TH-analyysissä käytettävä massamatriisi on käyttäjän valinnan mukaan joko keskitetty tai konsistentti (PLAXIS Scientific Manual 2015, s. 242). Käytettävässä ohjelmaversiossa (2013.01) massamatriisin valintaa ei voida kuitenkaan tehdä, joten sen luonteesta ei ole varmaa tietoa. Ratkaisumenetelmänä käytetään iteratiivista Picos-ratkaisijaa. Kuvassa 6.12 on aikahistoria-analyysin valintaikkuna Suomen perustuksen ja LE-maamateriaali-mallin mukaisin valinnoin.

General	
ID	5Hz [Phase_4]
Start from phase	2Hz
Calculation type	Dynamic
Loading type	Staged construction
Pore pressure calculation type	Use pressures from previous phase
Dynamic time interval	2,000 s
Estimated end time	0,04630E-3 day
First step	
Last step	
Deformation control parameters	
Numerical control parameters	
Solver type	Picos (multicore iterative)
Max cores to use	256
Max number of steps stored	1
Use default iter parameters	<input type="checkbox"/>
Max steps	1000
Time step determination	Automatic
Number of sub steps	Automatic
Tolerated error	0,01000
Max unloading steps	5
Max load fraction per step	0,5000
Over-relaxation factor	1,200
Max number of iterations	60
Desired min number of iterations	6
Desired max number of iterations	15
Use line search	<input type="checkbox"/>
Use gradual error reduction	<input type="checkbox"/>
Dynamic control parameters	
Alpha - Newmark time integration	0,2500
Beta - Newmark time integration	0,5000

**Kuva 6.12.** Aikahistoria-analyysin parametrien valintaikkuna Plaxis 3D -ohjelmassa (valinnat Suomen perustuksen LE-mallia varten).

Tarkasteltavan ajanjakson kokonaispituus yhtä herätetaajuutta kohti valitaan kussakin analyysissä niin, että sinimuotoisesta pakkovoimasta aiheutuva systeemin pysyvä vaste voidaan selvittää. Kummankin perustuksen kohdalla tutkitaan sellainen määrä herätetaa-

juuksia, että systeemien vasteet tarkasteltavilla taajuusalueilla saadaan riittävällä tarkkuudella selville. Resonanssitaajuuden molemmin puolin taajuusväliä tihennetään. Tutkittavat herätetaajuudet asetetaan omiin laskentavaiheisiinsa (phase), jolloin yhdessä analyysissä voidaan tarkastella haluttu määrä herätetaajuuksia.

Lineaarielastisella maamateriaalimallilla paalut ympäröidään interface-elementeillä, joilla mallinnetaan paalujen yläpäiden irtoaminen. Valitun irtoamisoletuksen matkalle sijoitetaan maakerros, jolle parametri  $R_{int} \approx 0$ , jolloin valitulla matkalla maan lujuus ja jäykkyys paalun ja maan rajapinnassa ovat lähellä nollaa. Maan ja paaluanturan välinen rako mallinnetaan vastaavalla menettelyllä; tällöin myös paaluanturan alapintaan sijoitetaan interface-elementti, jolle parametri  $R_{int} \approx 0$ . Täyttöjen kohdalla interface-elementit sijoitetaan paaluanturan kaikille pinnoille yläpintaa lukuun ottamatta ja parametrille  $R_{int}$  haetaan arvo, jolla vasteet saadaan todenmukaisiksi. HSS-materiaalimallilla laskettaessa paalujen irtoamista ei mallinneta erikseen, koska mallissa maalle voidaan asettaa ehto, ettei se kestä vetojännityksiä (tension cut-off). Tällöin paalujen irtoaminen huomioidaan mallissa automaattisesti. Maan ja paaluanturan välinen rako mallinnetaan kuten lineaarielastisen mallin kohdalla.

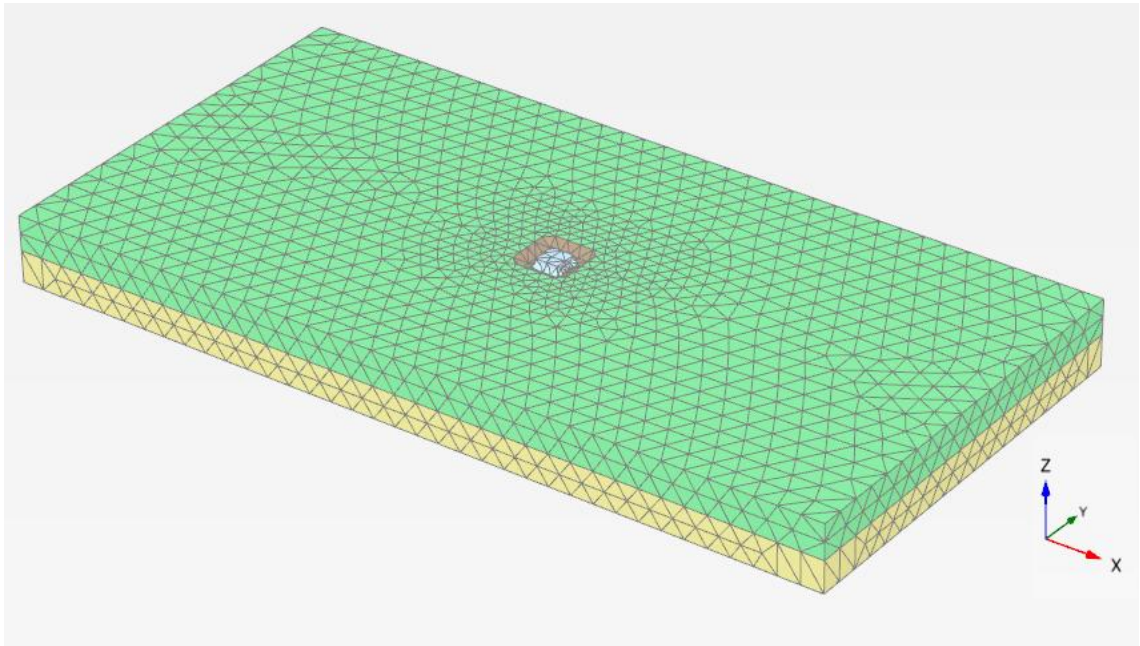
Seuraavassa esitellään Suomen ja Japanin koekuormitusten numeerisissa simuloinneissa käytetyt laskentamallit ja -parametrit. Molempien koekuormitusten simuloinnit suoritetaan käyttäen lineaarielastista maamateriaalimallia. Lisäksi tehdään Suomen koekuormituksen vertailusimulointi hyödyntäen HSS-maamateriaalimallia. Lineaarielastisessa mallissa maakerrosten muodonmuutosparametreina käytetään alkutilan parametreja ( $E_0$  ja  $G_0$ ). Betoniosille käytetään kaikissa laskelmissa lineaarielastista materiaalimallia.

Kaikkien mallien sivumitat ( $\Delta x * \Delta y$ ) ovat 100 m x 50 m ja elementtiverkko on tiheimmillään perustussysteemin läheisyydessä, jolloin laskentatarkkuus kyseisellä alueella paranee. Laskelmissa elementtiverkon tiheyteen liittyvä parametri  $k > 7$ . Mallien reunoilla käytetään viskooseja vaimentimia mallin yläreunaa ( $z_{max}$ ) lukuun ottamatta. Tallennettavien laskentapisteiden  $m$  määrä on tapauskohtainen ja ohjelman annetaan laskea parametri  $n$  automaattisesti.

### **Suomen koekuormituksen simulointi**

Kuvassa 6.13 on Suomen perustuksen laskentamallin geometria ja käytetty elementtiverkko. LE-materiaalimallin maaparametreina käytetään pohjatutkimuksen parametreja ja ne esitetään taulukossa 5.1. Maakerrosten paksuudet ovat myös pohjatutkimusten mukaiset ja täytön korkeus  $h_f$  on 800 mm (ks. alaluku 5.1). Tallennettavien laskentapisteiden  $m$  määrä on aina 100 yhtä herätetaajuuden jaksoa kohti, jolloin pakkovoiman signaali saadaan katettua erinomaisella tarkkuudella.





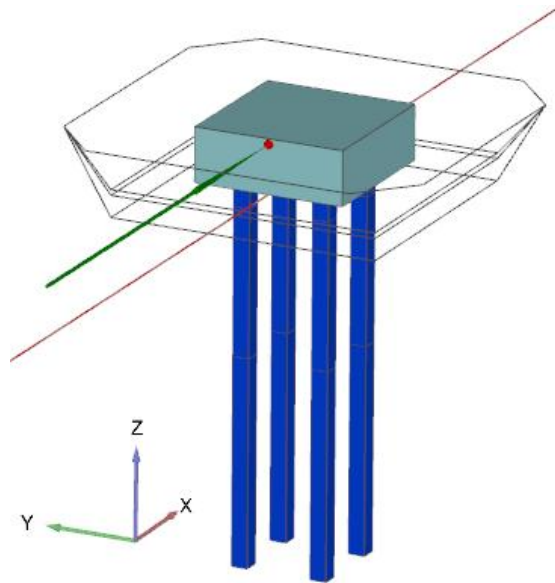
**Kuva 6.13.** Suomen perustuksen Plaxis-mallin geometria elementtiverkkoineen.

Taulukossa 6.5 ovat paalujen ja anturan parametritiedot. Materiaaliparametrit ovat sekä anturalle että paaluille käytetyn betonilaadun K25-2 (C20/25) mukaiset, eikä raudoituksen vaikutusta parametreihin ole huomioitu, koska sen merkityksen arvioidaan olevan vähäinen.

**Taulukko 6.5.** Suomen paaluanturan ja paalujen mittatiedot ja parametrit (perustuu lähteeseen (Hakulinen 1991, s. 100 ja s. 102).

Parametri	Yksikkö	Antura	Paalut
Sivumitta x-suunta	m	2,8	0,3
Sivumitta y-suunta	m	2,8	0,3
Korkeus $h$ / pituus $l_p$	m	1	7
Tilavuuspaino $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	25	25
Poissonin vakio $\nu$	-	0,2	0,2
Kimmomoduuli $E$	kN/m <sup>2</sup>	30 000 000	30 000 000

Kuvassa 6.14 on Suomen paaluperustus Plaxis-ohjelmassa sinimuotoisine dynaamisine kuormineen. Kuormituspiste sijaitsee samalla paikalla kuin koekuormituksessa.



**Kuva 6.14.** Suomen paaluperustus ja dynaaminen kuorma Plaxis-ohjelmassa.

Vertailusimuloinnissa käytettävät HSS-mallin parametrit esitetään taulukossa 6.6.

**Taulukko 6.6.** HSS-maamateriaalimallin laskentaparametrit. Suomen perustussysteemi.

Parametri	Yksikkö	Savi	Moreeni
$E_{50}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	7000	20000
$E_{oed}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	14000	30000
$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	42000	50000
$G_0^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	70000	70000
$\nu_{ur}$	-	0,2	0,2
Drainage type	-	Undrained (B)	Undrained (A)
$s_{u,ref}$	kN/m <sup>2</sup>	30	-
$c'_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	-	5
$\varphi'$	°	-	32
$\psi'$	°	-	2
$\gamma_{0.7}$	-	0,00015	0,00030
Power $m$ ( $\beta$ )	-	1	0,5

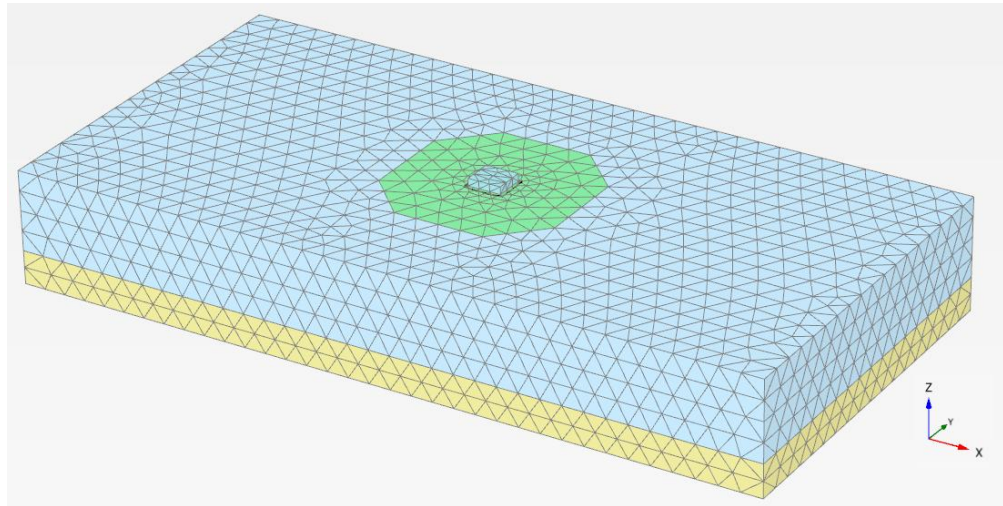
HSS-mallilla molemmat maakerrokset mallinnetaan suljetussa tilassa. Savikerrokselle käytetään lujutena suljettua leikkauslujuutta  $s_u$  ja moreenille tehokkaita lujuusparametreja.

### Japanin koekuormituksen simulointi

Kuvassa 6.15 on Japanin perustuksen laskentamalli ja käytetty elementtiverkko. Maaparametreina käytetään pohjatutkimuksen parametreja (ks. Taulukko 5.2). Koekuormituksessa paalut ulottuivat 0,5 metriä lietekivikerrokseen, mutta kyseinen mallinnustapa johti virheilmoitukseen ja laskennan keskeytymiseen. Näin ollen mallissa hiekkakerroksen

paksuutta kasvatettiin puoli metriä, jolloin paalujen kärjet sijoittuivat hiekka- ja lietekivi-kerroksen rajapintaan. Tällä modifikaatiolla ei ole oletettavasti suurta merkitystä laskennan lopputuloksen kannalta, sillä suurimmat muodonmuutokset tapahtuvat lähellä paalun yläpäätä niin sanotun paalun aktiivisen pituuden matkalla (ks. alaluku 4.1).

Tallennettavien laskentapisteiden  $m$  määrä on herätetaajuudesta riippumatta oletusarvoisesti 250 yhtä kuormitussekuntia kohden. Suomen koekuormituksen simulointiin nähden pienempi tallennettavien laskentapisteiden määrä johtuu siitä, että Japanin koekuormituksen analyyseissä systeemin transientin vasteen heikkeneminen kestää Suomen tapausta huomattavasti kauemmin, jolloin tarkasteltavan ajanjakson kokonaispituutta kasvatettiin vastaavasti. Tällöin suuri määrä laskentapisteitä olisi johtanut laskenta-ajan ja kiintolevytilan tarpeen selkeään kasvuun, eikä tämä olisi ollut tarkoituksenmukaista. Tehdyssä simuloinnissa tallennettavien laskentapisteiden määrä on kuitenkin sellainen, että herätesignaali saadaan tarvittavalla tarkkuudella katettua.



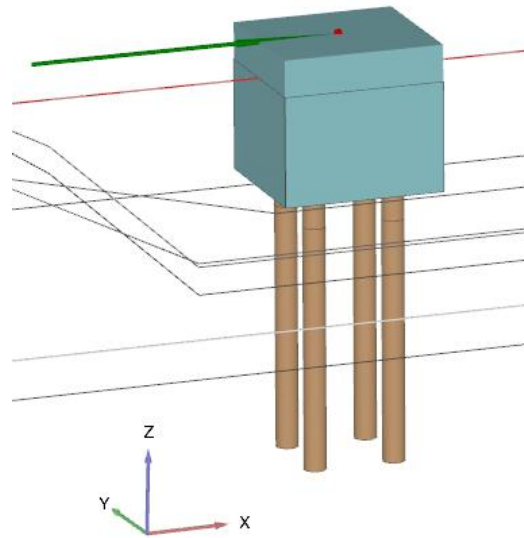
**Kuva 6.15.** Japanin perustuksen Plaxis-mallin geometria elementtiverkkoineen.

Taulukossa 6.7 esitetään paalujen ja anturan parametritiedot. Käytettyä betonilaatua ei tutkimusraportissa mainittu, joten sen on tässä tutkimuksessa oletettu olleen laatua C20/25 vastaava. Raudoituksen merkitystä parametreihin ei ole huomioitu.

**Taulukko 6.7.** Japanin paaluanturan ja paalujen mittatiedot ja parametrit (perustuu lähteeseen (Kobori et al. 1991).

Parametri	Yksikkö	Antura	Paalut
Sivumitta x-suunta	m	4,4	-
Sivumitta y-suunta	m	4,4	-
Halkaisija $D_p$	m	-	0,6
Korkeus $h$ / pituus $l_p$	m	4	7
Tilavuuspaino $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	25	25
Poissonin vakio $\nu$	-	0,2	0,2
Kimmomoduuli $E$	kN/m <sup>2</sup>	30 000 000	30 000 000

Kuvassa 6.16 on Japanin paaluperustus Plaxis-ohjelmassa. Sinimuotoinen dynaaminen kuormitus sijaitsee samassa pisteessä kuin koekuormituksessa eli paaluanturan yläpinnan keskellä.



**Kuva 6.16.** Japanin paaluperustus ja dynaaminen kuorma Plaxis-ohjelmassa.

Kuten edellä todetaan, Japanin systeemin transientin vasteen heikkeneminen kestää verrattain kauan. Tällöin HSS-mallilla tehtävä simuloinnin kesto olisi ollut hyvin pitkä eikä sillä olisi saavutettu tämän tutkimuksen kannalta merkittävää lisäarvoa, joten HSS-mallia ei näin ollen käytetä Japanin perustuksen analysointiin.

## 7. ANALYYSIEN TULOKSET

Opinnäytteen tuloksia käsittelevä osio jaetaan neljään osaan. Ensimmäisissä kolmessa alaluvussa esitellään kullakin laskentamallilla saadut tulokset. Viimeisessä osassa tuloksista tehdään yhteenveto ja laskentamallien realistisuutta arvioidaan.

### 7.1 Laajennettu Novakin malli

Mallin mukaiset laskelmat esitetään tämän opinnäytteen liitteessä 1. Mallissa tarvittavat maaparametrit valitaan sekä Suomen että Japanin perustukselle täyttömaakerroksia lukuun ottamatta ylimpien maakerrosten mukaisiksi, sillä perustuksen värähtelystä aiheutuvat paalujen siirtymät tapahtuvat molemmissa systeemeissä pääasiassa juuri ylimmän maakerroksen alueella.

Molempien paaluanturoiden alapinnat pidettiin koekuormitusten aikana keinotekoisesti irti maanpinnasta. Laajennetussa Novakin mallissa paaluanturan alapinnan ja maan välistä irtoamista ei voida laskennallisesti huomioida. Näin ollen suoraan menetelmän mukaisesti laskettaessa voidaan otaksua, että systeemien jäykkyyttä ja vaimennusta yliarvioidaan ja tämän vuoksi kummallekin perustukselle suoritetaan kaksi erillistä laskelmaa: ensimmäisessä noudatetaan alaluvussa 6.1 esitettyä menettelyä ja toisessa ensimmäisen laskennan jäykkyyksiä ja vaimennuksia redusoidaan niin, että lasketut ja mitatut vasteet saadaan sovitettua yhteen.

Taulukossa 7.1 ovat lasketut Suomen perustuksen jäykkyydet ja vaimennukset ja taulukossa 7.2 lasketut kriittiset ja suhteelliset vaimennukset. Kriittinen vaimennus lasketaan kaavalla (2.15) ja suhteellinen vaimennus kaavalla (2.16). Systeemin kokonaisuudessa  $m_{tot} = 26411$  kg. Laskelmissa huomioidaan vain yhdistetyt pääty- ja sivutäyttöjen vaikutukset. Savikerroksen jäykkyysoletetaan olevan homogeeninen.

**Taulukko 7.1.** Suomen perustuksen vaakasuuntaiset jäykkyydet ja vaimennukset sekä käytetyt redusointikertoimet. Laajennettu Novakin malli.

	Jäykkyys $K_u$ [MN/m]	Ero mi- tattuun [%]	Redu- sointi- ker- roin [-]	Vaimennus $C_u$ [kg/s]	Ero mi- tattuun [%]	Redu- sointi- ker- roin [-]
Ei täyttöjä	258	61,3	-	804 000	123,3	-
Ei täyttöjä, red.	206	29,0	0,80	362 000	0,6	0,45
Täytöt, lisä	66	10,0	-	2 362 000	242,3	-
Täytöt, lisä, red.	73	21,0	1,10	1 181 000	71,2	0,50
Yhteensä	324	47,3	-	3 166 000	201,5	-
Yhteensä, red.	279	26,8	0,86	1 543 000	47,0	0,49

**Taulukko 7.2.** Suomen perustuksen kriittiset ja suhteelliset vaimennukset. Laajennettu Novakin malli.

	Ei täyttöjä	Ei täyttöjä, red.	Täytöt	Täytöt, red.
<b>Kriittinen vaimennus</b> $c_{cr}$ [kg/s]	5 221 000	4 670 000	5 851 000	5 429 000
<b>Suhteellinen vaimennus</b> $\zeta$ [-]	0,15	0,08	0,54	0,28

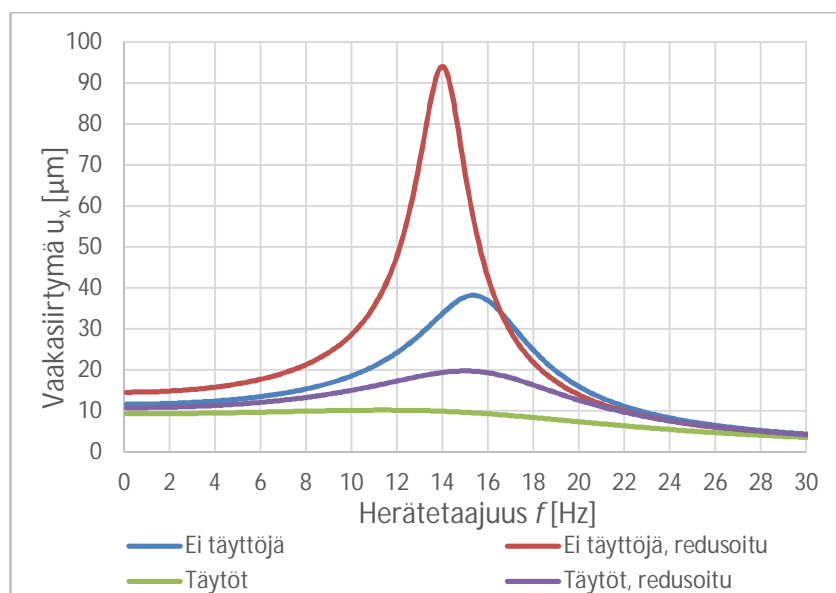
Laajennetussa Novakin mallissa Suomen perustussysteemin vaakasuuntaista jäykkyyttä ja vaimennusta liioitellaan voimakkaasti mitattuihin arvoihin nähden lähes jokaisessa tapauksessa. Vaimennusta yliarvioidaan edelleen selvästi jäykkyyttä enemmän. Täyttöjen aiheuttama lisäjäykkyys on kaikkein lähinnä mitattua arvoa. Ilman täyttöjä laskettu perustuksen jäykkyys ja vaimennus ovat noin 98 MN/m ja 444 000 kg/s mitattuja suuremmat ja täyttöjen kanssa noin 104 MN/m ja 2 116 000 kg/s mitattuja suuremmat. Täyttöjen aiheuttama lisäjäykkyys taas on 6 MN/m suurempi kuin mitattu ja lisävaimennus vastaavasti 1 672 000 kg/s suurempi kuin mitattu. Taulukossa 7.3 ovat Suomen perustuksen lasketut ominaistajuudet ja maksimivaakasiirtymät ja kuvassa 7.1 esitetään laajennetun Novakin mallin mukaiset Suomen perustuksen taajuusvastefunktioiden kuvaajat.

**Taulukko 7.3.** Suomen perustuksen ominaistajuudet ja maksimivaakasiirtymät. Laajennettu Novakin malli.

	<b>Ominais- taajuus</b> $f_0$ [Hz]	<b>Ero mi- tattuun</b> [%]	<b>Maksimivaa- kasiirtymä</b> $u_{max}$ [ $\mu$ m]	<b>Ero mi- tattuun</b> [%]
Ei täyttöjä	15,7	12,4	38,2	-57,5
Ei täyttöjä, red.	14,1	0,5	94,1	4,5
Täytöt	17,6	9,5	10,2	-51,6
Täytöt, red.	16,4	1,6	19,7	-6,0

Ilman redusointeja systeemin lasketut ominaistajuudet ovat ilman täyttöjä ja täyttöjen kanssa noin 10 % mitattuja resonanssitaajuuksia suuremmat; vastaavasti maksimivaakasiirtymät ovat alle puolet mitatuista arvoista. Redusointien avulla systeemin ominaistajuudet vastaavat mitattuja resonanssitaajuuksia hyvällä tarkkuudella, vaikka vaimennuksen merkitystä ei ole ominaistajuuksien laskennassa huomioitu. Myös vastespektri saadaan sovitettua vastaamaan paremmin mitattua, ainoastaan täyttöjen kanssa resonanssitaajuus on noin 1 Hz mitattua pienempi. Täyttöjen aiheuttamaa lisäjäykkyyttä lukuun ottamatta redusointikertoimet ovat ykköstä pienempiä. Huomionarvoista on, että täyttöjen aiheuttamaa lisäjäykkyyttä joudutaan kasvattamaan redusoidulla, vaikka suoraan mallin mukaan laskettu arvo on jo mitattua suurempi. Tämä viittaa joko lasku- tai mittausvirheeseen. Jäykkyyksiä redusointiin selkeästi vaimennusta vähemmän. Redusoinneista huolimatta laskennallisen jäykkyyden ja vaimennuksen arvot ovat edelleen pääasiassa selvästi

mitattuja suurempia, mikä johtunee laskennan yksinkertaistuksista. Redusoidut suhteelliset vaimennukset ovat verrattain lähellä mitattuja arvoja.



**Kuva 7.1.** Suomen perustuksen taajuusvastefunktioiden kuvaajat. Laajennettu Novakin malli.

Taulukossa 7.4 ovat Japanin perustuksen lasketut vaakasuuntaiset jäykkyydet ja vaimennukset ja taulukossa 7.5 puolestaan systeemin kriittiset ja suhteelliset vaimennukset. Hiekkakerroksen jäykkyysolehtaan oletetaan olevan parabolinen. Systeemin kokonaismassa  $m_{tot} = 219041$  kg. Japanin perustuksen jäykkyys ja vaimennus mitattiin taajuuden funktiona ja laajennetussa Novakin mallissa kyseiset suureet ovat taajuuden suhteen vakioita, joten laskettuja arvoja ei voida suoraan verrata mitattuihin.

**Taulukko 7.4.** Japanin perustuksen lasketut vaakasuuntaiset jäykkyydet ja vaimennukset sekä käytetyt redusointikerroimet. Laajennettu Novakin malli.

	Jäykkyys $K_u$ [MN/m]	Redusointi- kerroin [-]	Vaimennus $C_u$ [kg/s]	Redusointi- kerroin [-]
STEP-1 (ei täyttöjä)	339	-	1 301 000	-
STEP-1 (ei täyttöjä), red.	406	1,20	845 000	0,65
Täytöt, lisä	416	-	18 673 000	-
Täytöt, lisä, red.	500	1,20	4 668 000	0,25
STEP-3 (täytöt)	755	-	19 974 000	-
STEP-3 (täytöt), red.	906	1,20	5 514 000	0,28

**Taulukko 7.5.** Japanin perustuksen lasketut kriittiset ja suhteelliset vaimennukset. Laajennettu Novakin malli.

	STEP-1 (ei täyttöjä)	STEP-1 (ei täyttöjä), red.	STEP-3 (täytöt)	STEP-3 (täytöt), red.
<b>Kriittinen vaimennus</b> $c_{cr}$ [kg/s]	17 226 000	18 870 000	25 721 000	28 176 000
<b>Suhteellinen vaimennus</b> $\xi$ [-]	0,08	0,04	0,78	0,20

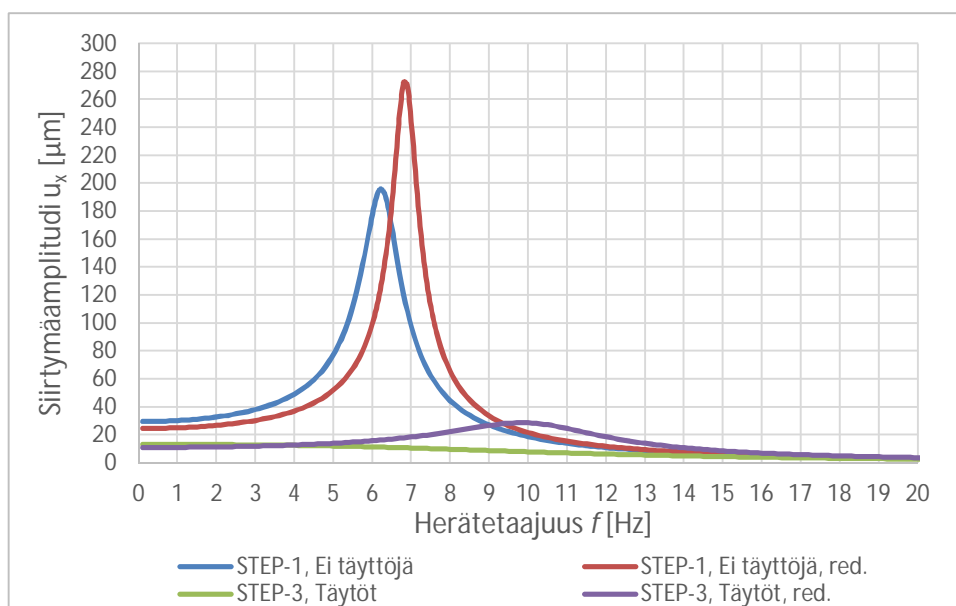
Laajennetun Novakin mallin mukaiset Japanin perustuksen redusoimattomat ominaistajuudet ovat noin 5 – 10 % ja systeemin maksimisiirtymät noin 30 – 50 % mitattuja pienemmät (ks. Taulukko 7.6). Mallin mukaan täyttöjen aiheuttama lisäjäykkyys on noin 20 % suurempi kuin pelkän perustuksen jäykkyys ja lisävaimennus yli 14-kertainen varsinaisen perustuksen vaimennukseen verrattuna. Redusointien myötä jäykkyyttä kasvatettiin ja vaimennusta pienennettiin, jolloin ominaistajuudet ja siirtymäamplitudit saadaan vastaamaan mitattuja todella hyvällä tarkkuudella. Kuten Suomen perustuksen tapauksessa, myös tässä jäykkyyttä redusoitiin huomattavasti vaimennusta vähemmän.

**Taulukko 7.6.** Japanin perustuksen lasketut ominaistajuudet ja maksimivaakasiirtymät. Laajennettu Novakin malli.

	<b>Ominais- taajuus</b> $f_0$ [Hz]	<b>Ero mitat- tuun [%]</b>	<b>Maksimivaaka- siirtymä</b> $u_{max}$ [ $\mu$ m]	<b>Ero mitat- tuun [%]</b>
STEP-1 (ei täyttöjä)	6,3	-10,6	195,9	-27,5
STEP-1 (ei täyttöjä), red.	6,9	-2,1	272,4	0,9
STEP-3 (täytöt)	9,3	-4,6	13,2	-51,0
STEP-3 (täytöt), red.	10,2	4,5	28,8	6,5

Kuvassa 7.2 esitetään laajennetun Novakin mallin mukaiset Japanin paaluperustuksen taajuusvastefunktioiden kuvaajat.





**Kuva 7.2.** Japanin perustuksen taajuusvastefunktioiden kuvaajat. Laajennettu Novakin malli.

Ilman redusointeja molempien analysoitavien perustusten maksimivaakasiirtymät ovat selkeästi alempia kuin mitatut, mikä viittaa siihen, että mallissa systeemin vaimennusta yliarvioidaan. Tämä on yhdenmukaista edellä tehdyn otaksuman kanssa (ks. s. 99). Omaistaajuuksissa erot ovat pienemmät, mutta epäjohdonmukaiset; Suomen perustuksen ominaistaajuudet ovat mitattuja resonanssitaajuuksia suuremmat ja Japanin perustuksen mitattuja pienemmät. Tämä indikoi sitä, että otaksuma paaluanturan irtoamisen vaikutuksesta systeemin jäykkyyteen ei mallissa täysin päde, mikä voi johtua todennäköisesti laskennassa tehtävistä yksinkertaistuksista.

## 7.2 Winkler-mallit Robot-ohjelmalla

Kaikkia alaluvussa 4.4 esiteltyjä alustamoduulin  $K_h$  kaavoja ei ole tarkoituksenmukaista tämän työn puitteissa soveltaa, joten tutkittaviksi valitaan viisi esiteltyä kaavajoukkoa monipuolisesti edustavaa alustamoduulin lauseketta. Valitut alustamoduulin kaavat ovat: (Biot 1937), (Vesic 1967), (Yoshida & Yoshinaka 1972), (Ling 1988) ja (RIL 254-2011 2011). Suomen perustukselle laskennassa käytetään myös Matti Hakulisen liseniaattityössä (Hakulinen 1991) esitettyjä alustalukuja. Robot-mallien olennaisimmat tuloskuvaajat ja systeemien merkitsevät ominaismuodot ovat liitteessä 2.

Kummallekin perustukselle laskelmat suoritetaan noudattaen seuraavaa menettelyä. Ensimmäiseksi selvitetään systeemien ominaistaajuudet  $f_0$  ja vaakasuuntaiset siirtymävasheet  $u_x$  kullakin edellä mainitulla alustamoduulin kaavalla käyttäen maan jäykkyyden mallinnuksessa sekä diskreettejä jousia (DJ) että jatkuvaa elastista tukea eli suoraan alustamoduulia (AM). Paalujen dynaamista ryhmävaikutusta ei laskennassa huomioida. Perus-

tusten vasteet lasketaan ensiksi taajuusvastefunktioanalyysillä (FRF). Täyttöjen aiheuttama lisäjäykkyys saadaan laajennetun Novakin menetelmän avulla ja tässä yhteydessä käytetään redusoitua arvoa (ks. alaluku 7.1). Täyttöjen kanssa laskelmat tehdään vain yhdellä alustamoduulin kaavalla ((Biot 1937)). Suhteelliselle vaimennukselle  $\zeta$  haetaan sekä ilman täyttöjä että täyttöjen kanssa sellaiset arvot, että lasketut vasteet ovat liki mitattuja.

Vertailun vuoksi systeemien siirtymäamplitudit ratkaistaan myös aikahistoria-analyysillä (TH). TH-analyysissä vasteet lasketaan riittävän monella herätetaajuuden arvolla, jotta vastekuvaajasta saadaan tarkoituksenmukainen; systeemin ominaistajuuden läheisyydessä herätetaajuusväliä tihennetään. TH-analyysit tehdään käyttäen vain jatkuvaa elastista tukea ja yhtä alustamoduulin lauseketta ((Biot 1937)).

Systeemeille esitetään kussakin laskentatapauksessa vain yksi ominaistajuus, sillä moodianalyysin perusteella perustuksien värähtelevä massa on yhdellä taajuudella merkittävä (> 80 %). Siksi muilla systeemien ominaistajuuksilla ei ole vaikutusta vasteisiin ja taajuusvastefunktioiden kuvaajissa esiintyy vain yksi piikki. Laskettuja ominaistajuuksia verrataan systeemien mitattuihin resonanssitaajuuksiin. Moodianalyysin tulokset eivät riipu käytettävästä vasteanalyysistä.

Lopuksi suoritetaan herkkyystarkastelut, joissa systeemin ominaistajuuteen ja siirtymävasteeseen vaikuttavista seikoista tutkitaan maan staattisen tilanteen kimmomoduulin  $E_s$ , paalujen yläpäiden irtoamisen ja suhteellisen vaimennuksen merkitykset. Tarkastelut tehdään hyödyntäen mallinnuksessa jatkuvaa elastista tukea eli alustamoduulia, koska sen käyttö ja muokkaaminen on diskreettejä jousia yksinkertaisempaa; jatkuva elastinen tuki kohdistetaan suoraan palkkielementtiin, jolloin tarvittavien solmupisteiden määrä on diskreetteihin jousiin verrattuna hyvin vähäinen. Herkkyystarkasteluissa käytettävä analyysityyppi on FRF.

Paalujen alapäiden tuentatavan merkitystä tutkittiin kummankin perustuksen tapauksessa. Sekä nivelellisellä että jäykällä tuennalla saavutetaan samat ominaistajuuksien ja siirtymäamplitudien arvot, joten tuentatavalla ei ollut vaikutusta tämän tutkimuksen tuloksiin.

## 7.2.1 Suomen paaluperustus

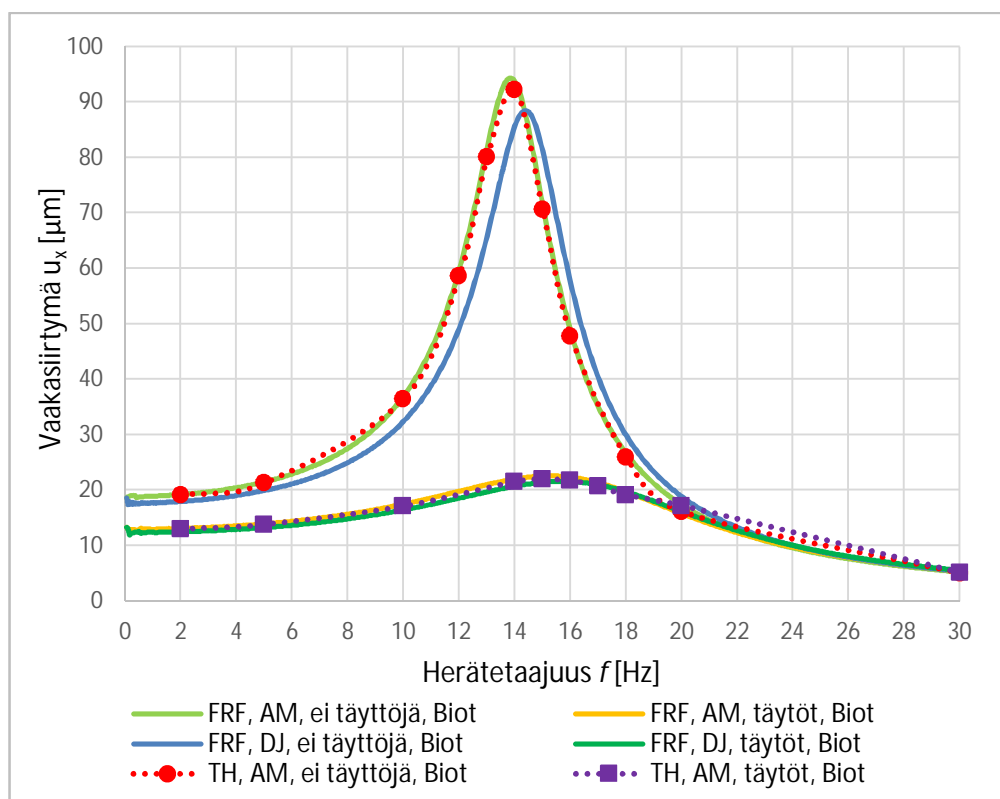
Paalujen yläpäiden ei alkujaan oleteta irtoavan maasta. Tämä voidaan perustella sillä, että paaluanturan alainen savikerros on koheesiomaata (ks. alaluku 4.2.3). Lisäksi savikerrokselle valittu staattisen kimmomoduulin  $E_s$  arvo on verrattain alhainen. Ilman täyttöjä systeemin suhteellinen vaimennus  $\zeta = 0,1$  ja täyttöjen kanssa  $\zeta_f = 0,3$ . Kyseiset suhteellisen vaimennuksen arvot ovat lähellä taulukon 7.2 redusoitua sekä mitattuja arvoja. Laskelmissa huomioidaan vain yhdistetyt pääty- ja sivutäyttöjen vaikutukset. Täyttöjen aiheuttama redusoitu lisäjäykkyys on paaluanturan vaakasuuntaiseksi alustaluvuksi muutettuna

$k_{h,red} = 9260 \text{ kN/m}^3$  (ks. Liite 1). Perustuksen siirtymä luetaan kuormituksen solmupisteestä. Taulukossa 7.7 ovat systeemin ominaistajuudet ja vaakasuuntaiset siirtymävasteet kullakin eri mallinnusmenetelmällä ja analyysityypillä.

**Taulukko 7.7.** Suomen systeemin ominaistajuudet ja vasteet. Winkler-malli (Robot). FRF on taajuusvastefunktio- ja TH aikahistoria-analyysi.

	Ominais- taajuus $f_0$ [Hz]	Ero mitat- tuun [%]	Maksimivaa- kasiirtymä $u_{max}$ [ $\mu\text{m}$ ]	Ero mitat- tuun [%]
<b>FRF, Diskreetit jouset, ei täyttöjä</b>				
Biot (1937)	14,5	3,8	88,4	-1,7
Vesic (1967)	12,9	-8,0	112,2	24,7
Yoshida & Yoshinaka (1972)	16,7	19,5	67,0	-25,6
Ling (1988)	13,9	-0,8	96,7	7,5
RIL 254-2011 (2011)	15,3	9,4	79,9	-11,3
Hakulinen (1991)	14,7	5,1	86,4	-4,0
<b>FRF, Diskreetit jouset, täytöt</b>				
Biot (1937)	17,4	7,8	21,6	2,7
<b>FRF, Alustamoduuli, ei täyttöjä</b>				
Biot (1937)	14,0	-0,1	94,3	4,8
Vesic (1967)	12,4	-11,1	119,2	32,4
Yoshida & Yoshinaka (1972)	16,0	14,4	71,8	-20,3
Ling (1988)	13,4	-4,4	103,0	14,4
RIL 254-2011 (2011)	14,7	5,0	85,3	-5,2
Hakulinen (1991)	14,2	1,1	92,1	2,4
<b>FRF, Alustamoduuli, täytöt</b>				
Biot (1937)	16,9	4,7	22,6	7,4
<b>TH, Alustamoduuli, ei täyttöjä</b>				
Biot (1937)	14,0	-0,1	92,3	2,6
<b>TH, Alustamoduuli, täytöt</b>				
Biot (1937)	16,9	4,7	22,1	5,1

Diskreetein jousin mallinnettaessa systeemin jäykkyys on hieman suurempi kuin alustamoduulimallissa. Erot mallien ominaistajuuksissa ovat noin 0,5 – 0,7 Hz ja maksimisiirtymävasteissa noin 5 – 7  $\mu\text{m}$ . Alustamoduuliteorioista valituilla maakerrosten jäykkyysparametreilla mittaustuloksia parhaiten vastaa (Biot 1937). Teorioista suurimman jäykkyyden antaa (Yoshida & Yoshinaka 1972) ja pienimmän (Vesic 1967). Biot'n kaavalla lasketut perustuksen ominaistajuudet täyttöjen kanssa ovat mitattua resonanssitaajuutta suurempia johtuen siitä, ettei moodianalyysissä huomioida vaimennusta. FRF- ja TH-analyysien tulokset vastaavat hyvin toisiaan, joten laskennassa tai mallinnuksessa tapahtuneet virheet ovat epätodennäköisiä. Kuvassa 7.3 ovat FRF-analyysien mukaiset systeemin taajuusvastefunktioiden kuvaajat ja TH-analyysiin perustuvat vaakasiirtymien amplitudit tutkituilla herätetaajuuksilla.



**Kuva 7.3.** Systemin taajuusvastefunktion (FRF) kuvaajat ja aikahistoria-analyysin (TH) mukaiset pysyvän vaakasiirtymävasteen amplitudit herätetaajuuksittain. Winkler-malli (Robot). Systemin jäykkyys mallinnetaan sekä diskreetin jousin (DJ) tai alustamoduulin avulla (AM).

Ilman täyttöjä systemin lasketut vaakasiirtymät ja resonanssitaajuudet vastaavat mitattuja erittäin hyvin etenkin alustamoduulimallilla. Täyttöjen kanssa vasteen maksimit esiintyvät vajaata 1 Hz:ä pienemmällä herätetaajuudella kuin mitatut maksimit, mutta vasteet ovat lähes mitatun suuruisia.

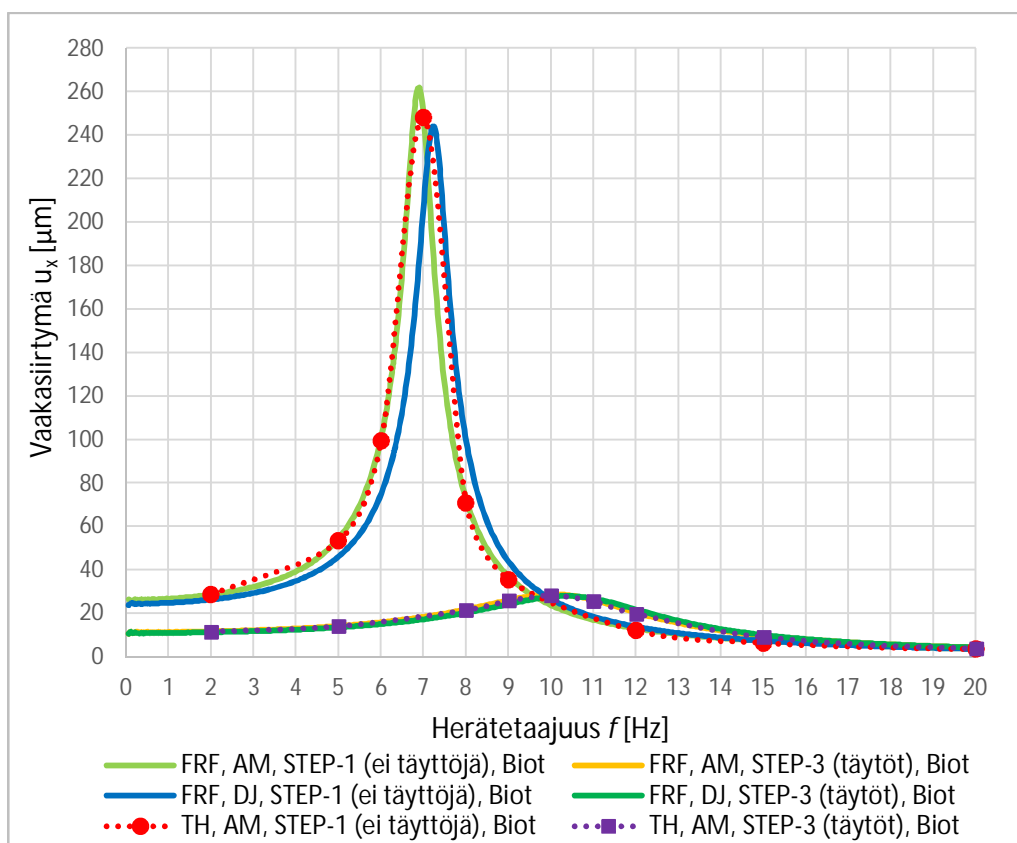
## 7.2.2 Japanin paaluperustus

Robot-mallin osalta rajaudutaan tukimaan vain kuormitusvaiheita STEP-1 ja STEP-3. Paalujen irtoamisolettamus on 300 mm, koska ylin maakerros on hienoa hiekkaa ja sille valittu staattisen kimmomoduulin arvo on verrattain suuri. Ilman täyttöjä systemin suhteellinen vaimennus  $\zeta = 0,05$  ja täyttöjen kanssa  $\zeta_f = 0,2$ . Kyseiset suhteellisen vaimennuksen arvot ovat lähellä taulukon 7.5 mukaisia redusoituja arvoja. Täyttöjen aiheuttama redusoitu lisäjäykkyys on paaluanturan vaakasuuntaiseksi alustaluvuksi muutettuna  $k_{h,red} = 25810 \text{ kN/m}^3$  (ks. Liite 1). Perustuksen siirtymä luetaan kuormituksen solmupisteestä. Taulukossa 7.8 ovat systemin ominaistaajuudet ja vaakasuuntaiset siirtymävasteet kullakin eri mallinnusmenetelmällä ja analyysityypillä.

**Taulukko 7.8.** Japanin systeemin ominaistajuuudet ja vasteet. Winkler-malli (Robot). FRF on taajuusvastefunktio- ja TH aikahistoria-analyysi.

	Ominais- taajuus $f_0$ [Hz]	Ero mitat- tuun [%]	Maksimivaa- kasiirtymä $u_{max}$ [ $\mu\text{m}$ ]	Ero mitat- tuun [%]
<b>FRF, Diskreetit jouset, STEP-1 (ei täyttöjä)</b>				
Biot (1937)	7,3	3,6	244,0	-9,6
Vesic (1967)	6,5	-7,7	306,5	13,5
Yoshida & Yoshinaka (1972)	8,2	17,7	189,2	-29,9
Ling (1988)	7,5	7,4	227,0	-15,9
RIL 254-2011 (2011)	7,7	10,4	215,2	-20,3
<b>FRF, Diskreetit jouset, STEP-3 (täytöt)</b>				
Biot (1937)	10,8	10,2	28,1	4,0
<b>FRF, Alustamoduuli, STEP-1 (ei täyttöjä)</b>				
Biot (1937)	6,9	-1,3	261,9	-3,0
Vesic (1967)	6,2	-11,6	327,6	21,3
Yoshida & Yoshinaka (1972)	7,8	11,4	203,9	-24,5
Ling (1988)	7,2	2,1	243,9	-9,7
RIL 254-2011 (2011)	7,3	4,9	231,5	-14,2
<b>FRF, Alustamoduuli, STEP-3 (täytöt)</b>				
Biot (1937)	10,5	6,8	28,8	6,8
<b>TH, Alustamoduuli, STEP-1 (ei täyttöjä)</b>				
Biot (1937)	6,9	-1,3	248,3	-8,0
<b>TH, Alustamoduuli, STEP-3 (täytöt)</b>				
Biot (1937)	10,5	6,8	28,4	5,2

Tulokset ovat samansuuntaisia kuin Suomen perustuksen tapauksessa. Myös tässä diskreetein jousin mallinnetun systeemin jäykkyys on suurempi kuin alustamoduulimal- lissa. Erot mallien ominaistajuuksissa vaiheessa STEP-1 ovat noin 0,3 – 0,4 Hz ja mak- simisiirtymävasteissa noin 15 – 21  $\mu\text{m}$ . Parhain yhteys laskenta- ja mittaustulosten välille saadaan jälleen Biot'n (1937) alustamoduulin kaavalla. Teorioista suurimman jäykkyy- den antaa (Yoshida & Yoshinaka 1972) ja pienimmän (Vesic 1967). Perustuksen lasketut ominaistajuuudet vaiheessa STEP-3 ovat suurempia kuin systeemin mitattu resonanssi- taajuus. Tämä johtuu siitä, ettei moodianalyysissä käytetä vaimennusta. FRF- ja TH-ana- lyysien tulokset poikkeavat toisistaan enemmän kuin Suomen tapauksessa, mutta eroa tulosten välillä on silti vain noin 5 %. Kuvassa 7.4 ovat FRF-analyysien mukaiset systeemin taajuusvastefunktioiden kuvaajat ja TH-analyysiin perustuvat vaakasiirtymien amp- litudit tutkituilla herätetaajuuksilla.

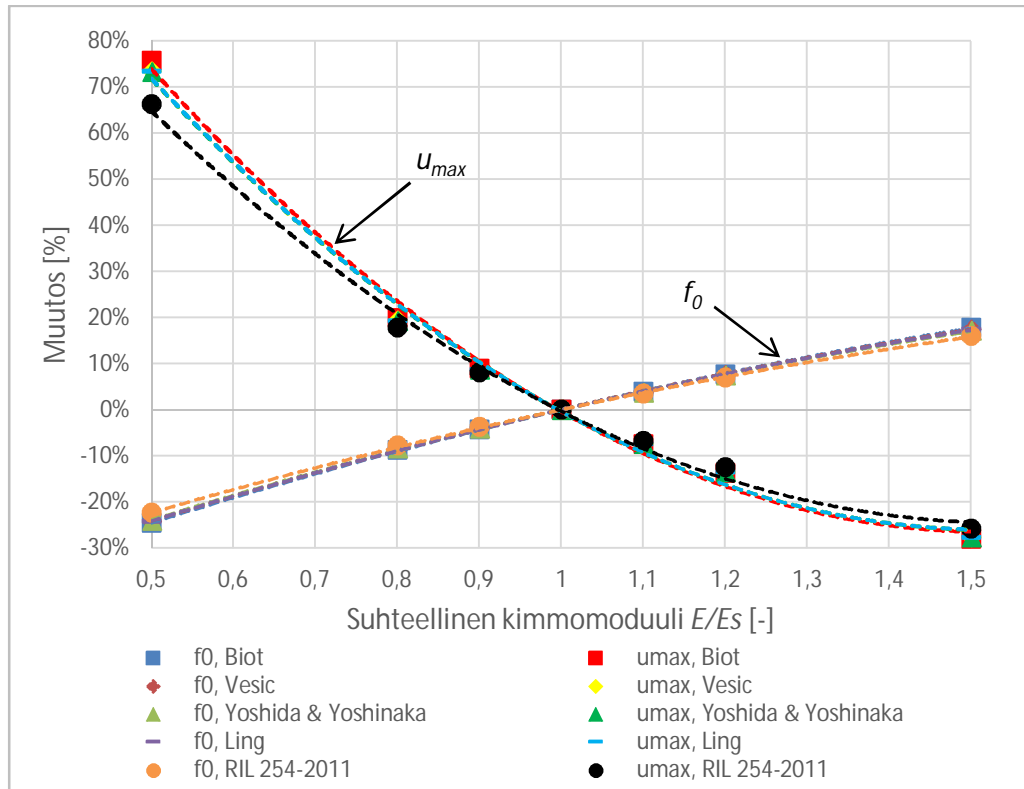


**Kuva 7.4.** Systeemin taajuusvastefunktion (FRF) kuvaajat ja aikahistoria-analyysin (TH) mukaiset pysyvän vaakasiirtymävasteen amplitudit herätetaajuuksittain. Winkler-malli (Robot). Systeemin jäykkyys mallinnetaan sekä diskreetin jousin (DJ) tai alustamoduulin avulla (AM).

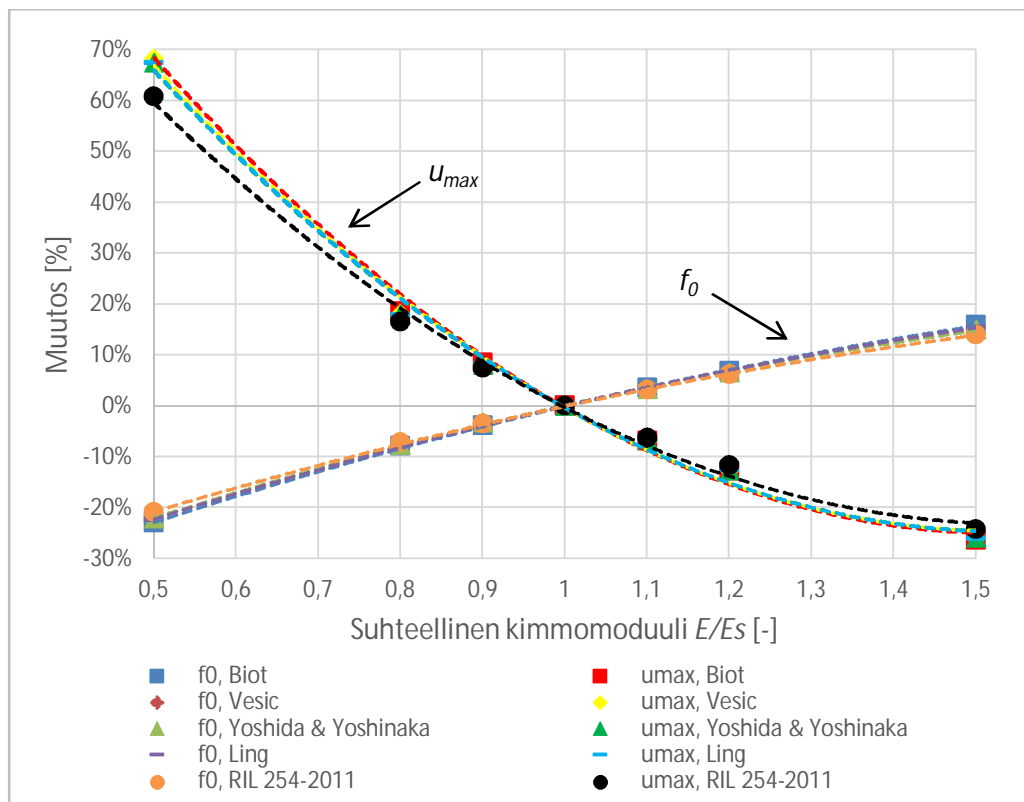
Systeemin lasketut vaakasiirtymät ja resonanssitaajuudet vastaavat mitattuja erittäin hyvin sekä vaiheessa STEP-1 että STEP-3.

### 7.2.3 Herkkyystarkastelut

Staattisen tilanteen kimmomoduulin suuruuden vaikutukset Suomen ja Japanin systeemien ominaistajuuksiin ja maksimivaakasirtymiin käyvät ilmi kuvista 7.5 ja 7.6. Kimmomoduulin merkitystä systeemin dynamiikkaan tutkitaan erikseen jokaisella valitulla alustamoduuliteoriolla ja tarkastelut tehdään perustuksille ilman täyttöjä.



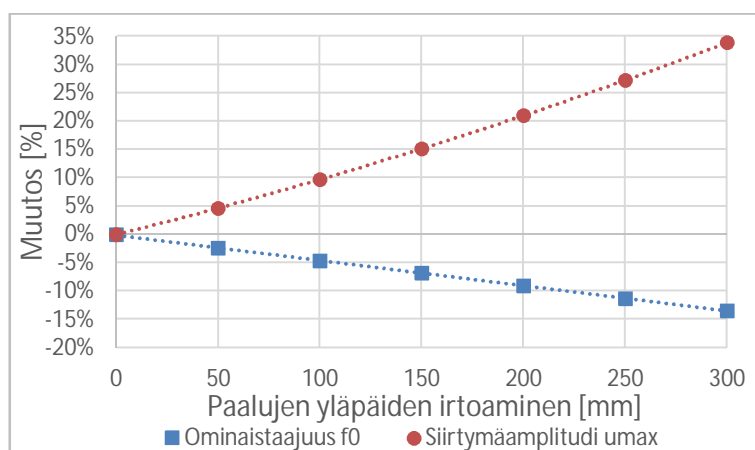
**Kuva 7.5.** Staattisen tilanteen kimmomoduulin  $E_s$  vaikutus Suomen systeemin ominaistaajuuteen ja maksimivaakasiirtymään. Winkler-malli (Robot).



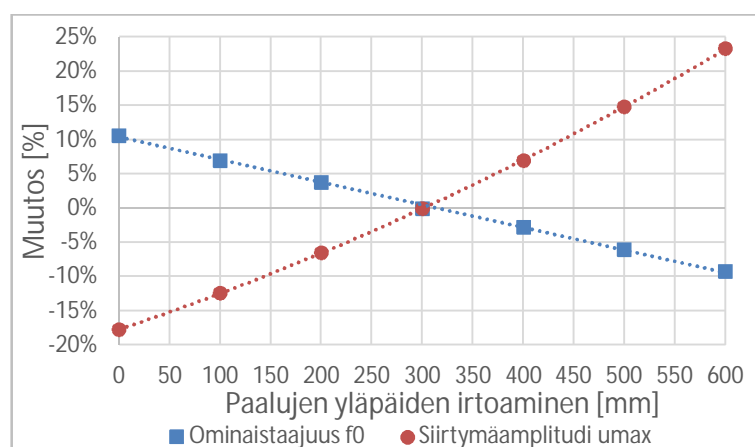
**Kuva 7.6.** Staattisen tilanteen kimmomoduulin  $E_s$  vaikutus Japanin systeemin ominaistaajuuteen ja maksimivaakasiirtymään. Winkler-malli (Robot).

Kimmomoduulin suuruuden merkitys systeemin ominaistajuuteen ja vaakasiirtymään on lähes sama kummankin perustuksen tapauksessa. Muutoskäyrät ovat lisäksi lähes identtisiä, eivätkä näin sanottavasti riipu käytetystä alustamoduuliteoriasta. Verrattain pienet vaihtelut ( $\leq \pm 20\%$ ) staattisen kimmomoduulin suuruudessa muuttavat systeemin ominaistajuutta ja maksimivaakasiirtymää lähes lineaarisesti, mutta suuremmat muutokset saavat aikaan epälineaarista käyttäytymistä. Staattisen kimmomoduulin kasvattaminen kasvattaa ominaistajuutta ja pienentää vaakasiirtymää sekä päinvastoin. Maksimivaakasiirtymän muutokset ovat suurempia kuin ominaistajuuden. Kimmomoduulin pienentäminen vaikuttaa vaakasiirtymään suhteessa selvästi enemmän kuin sen kasvattaminen. Ominaistajuuden kohdalla vastaavanlainen käyttäytyminen ei ole yhtä voimakasta. Kimmomoduulin vaikutus perustusten dynamiikkaan on analoginen yhden vapausasteen systeemin jäykkyyden vaikutuksen kanssa.

Paalujen yläpäiden irtoamisen merkitystä (ks. kuvat 7.7 ja 7.8) systeemien dynamiikkaan tutkitaan vain yhdellä alustamoduulin kaavalla (RIL 254-2011), koska irtoamisen vaikutukset eivät riipu käytetystä alustamoduuliteoriasta.



**Kuva 7.7.** Paalujen yläpäiden irtoamisen vaikutus Suomen systeemin ominaistajuuteen ja maksimivaakasiirtymään. Winkler-malli (Robot).

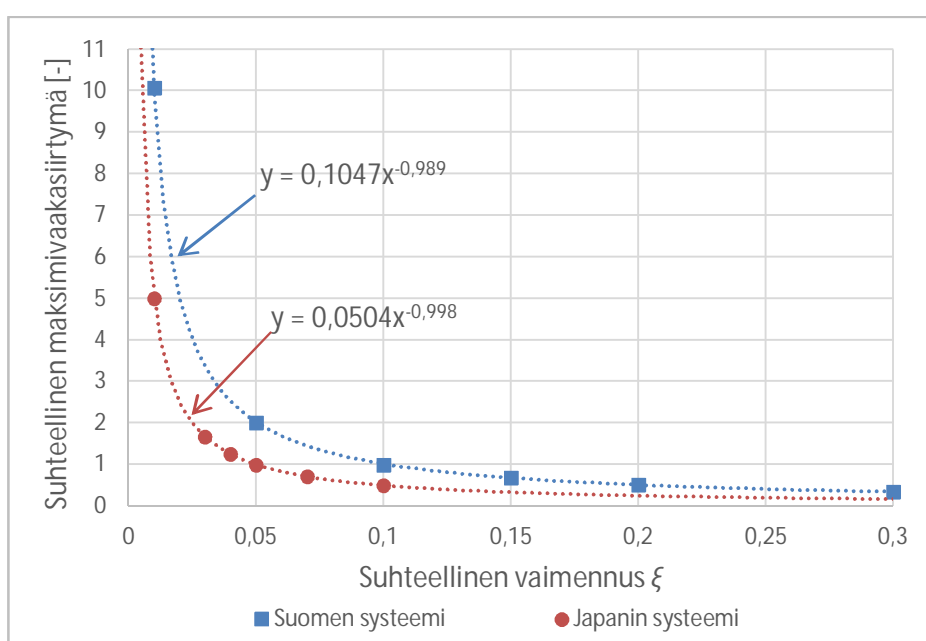


**Kuva 7.8.** Paalujen yläpäiden irtoamisen vaikutus Japanin systeemin ominaistajuuteen ja maksimivaakasiirtymään. Winkler-malli (Robot).



Paalujen yläpäiden irtoaminen pienentää luonnollisesti systeemin kokonaisjäykkyyttä. Suomen perustuksen ominaistajuus pienenee lineaarisesti noin 2 %, kun irtoamista lisätään 50 mm. Japanin perustuksen ominaistajuus sen sijaan kasvaa tai pienenee lineaarisesti reilut 3 % kun irtoamista poistetaan tai lisätään 100 mm. Molempien systeemien vaakasiirtymät muuttuvat epälineaarisesti irtoamisen funktiona. Japanin systeemin vaakasiirtymän muutokset ovat Suomen systeemin vastaavia pienemmät, mikä johtuu Japanin maakerrosten ja perustussysteemin suuremmasta jäykkyydestä.

Kuvassa 7.9 esitetään suhteellisen vaimennuksen vaikutus systeemien siirtymävasteiden maksimeihin. Koska moodianalyysi tehdään ilman vaimennusta, ei ominaistajuus tällöin riipu vaimennuksesta. Vaimennuksen vaikutusta systeemien resonanssitaajuuksiin ei tutkittu.



**Kuva 7.9.** Suhteellisen vaimennuksen  $\xi$  vaikutus systeemien maksimivaakasiirtymiin. Winkler-malli (Robot).

Systeemien maksimivaakasiirtymät resonanssissa ovat suhteellisen vaimennuksen funktiona likimääräisesti käänteislukufunktioita. Vaakasiirtymät kasvavat siis kohti ääretöntä, kun suhteellinen vaimennus lähenee nollaa ja vasteet pienenevät kohti nollaa, kun suhteellinen vaimennus lähenee ykköstä.

### 7.3 FEM-mallit Plaxis 3D -ohjelmalla

Plaxis 3D -ohjelman aikahistoria-analyysien (TH) tulokset ja maan leikkausmuodonmuutoskuvaajat esitetään liitteessä 3.

Systeemien ominaistaajuudet selvitetään menettelyllä, jossa perustuksen kuormituspiikseen kohdistetaan ensin vaakasuuntainen staattinen kuormitus, jonka suuruus on tyyppillisesti dynaamisen kuormituksen amplitudin suuruinen. Tämän jälkeen kuormitus poistetaan ja TH-analyysillä seurataan perustuksen vapaata ominaisvärähtelyä. Ominaisvärähtelyn perusteella määritetään systeemin jaksonaika  $T$  sekä ominaistaajuus  $f_0$ .

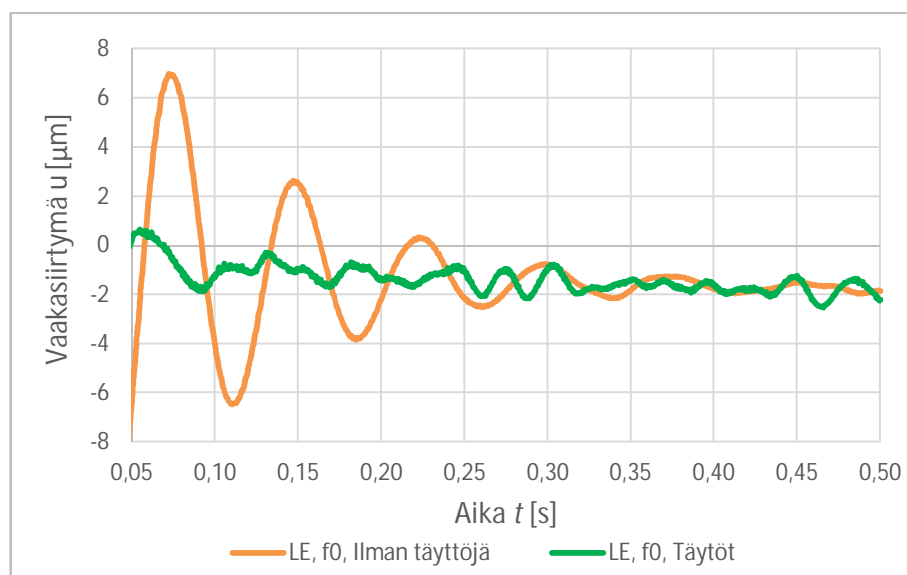
Perustusten dynaamisesta kuormituksesta aiheutuvat siirtymäamplitudit lasketaan alaluovussa 6.3.5 esitellyn menettelyn mukaisesti TH-analyysillä. Jokaista simuloitua heräte-taajuutta vastaava systeemin maksimivaste luetaan kuormitusajanjakson viimeisen 0,5 sekunnin aikana. Tällä menettelyllä saadaan transientin vasteen osuus minimoitua, jolloin systeemin värähtely vastaa todenmukaisimmin vakaan tilan värähtelyä.

Suomen perustukselle lasketaan lisäksi dynaamiset impedanssit. Japanin systeemille impedansseja ei lasketa, koska niiden laskemiseksi olisi suoritettava kaksi erillistä analyysiä (vaakavoimalle ja taivutusmomentille erikseen), joissa herätesignaali tulisi kattaa erittäin tarkasti vaihekulmien tarkkuuden takaamiseksi. Lisäksi systeemin vakaan tilan värähtelyn saavuttamiseen kuluu verrattain pitkä aika (ks. Liite 3, kuvat 12 ja 13), joten kyseisistä laskelmista olisi tullut erittäin pitkäkestoisia ja tallennuskapasiteettia tarvittu runsaasti. Koska tämän opinnäytteen pääpaino on systeemien siirtymävasteiden tarkastelussa, Japanin perustuksen dynaamiset impedanssit jätetään edellä mainittujen syiden vuoksi laske-matta.

#### 7.3.1 Suomen paaluperustus

LE-maamateriaalimallilla tehtävissä laskelmissa paalujen yläpäät irrotetaan maakerroksesta 450 mm ( $= 1,5 B_p$ ) matkalla. Täyttöjen osalta laskelmissa huomioidaan vain yhdistetyt pääty- ja sivutäyttöjen vaikutukset. Täyttöjen ja paaluanturan väliselle interface-elementille valitaan parametri  $R_{int} = 0,22$ .

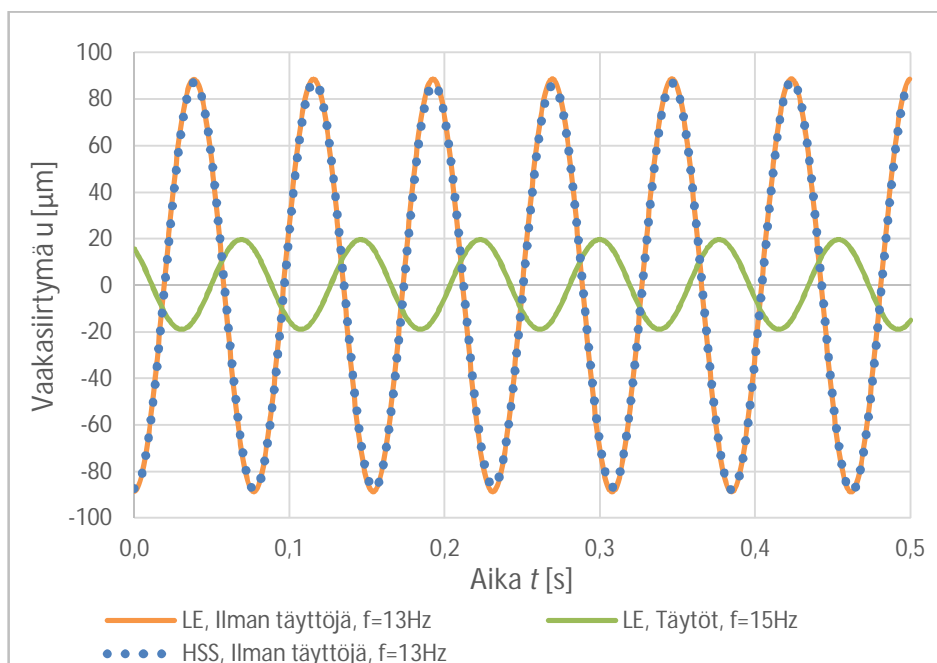
Kuvassa 7.10 esitetään systeemin ominaisvärähtelykuvaajat. Ominaisvärähtelylaskelmissa staattisen kuorman amplitudi ilman täyttöjä  $F = 3$  kN ja täyttöjen kanssa  $F = 5$  kN. Ominaisvärähtelylaskelmat suoritetaan lineaarielastisella materiaalimallilla (LE).



**Kuva 7.10.** Suomen systeemin ominaisvärähtelykuvaajat. FEM-malli (Plaxis).

Ilman täyttöä systeemin ominaisvärähtelyn jaksot ovat huomattavasti selkeämpiä kuin täyttöjen kanssa, koska täytöt vaimentavat värähtelyä tehokkaasti. Ilman täyttöä systeemin laskettu ominaistaajuus  $f_0$  on 13,4 Hz ja täyttöjen kanssa 15,4 Hz. Ne ovat vastaavasti 0,6 Hz ja 0,7 Hz mitattuja resonanssitaajuuksia pienemmät.

Kuvassa 7.11 ovat pakkovoimalla kuormitetun systeemin vaakasiirtymien kuvaajat lasketuilla resonanssitaajuuksilla. HSS-materiaalimallilla laskelmat tehdään vain perustukselle ilman täyttöä.



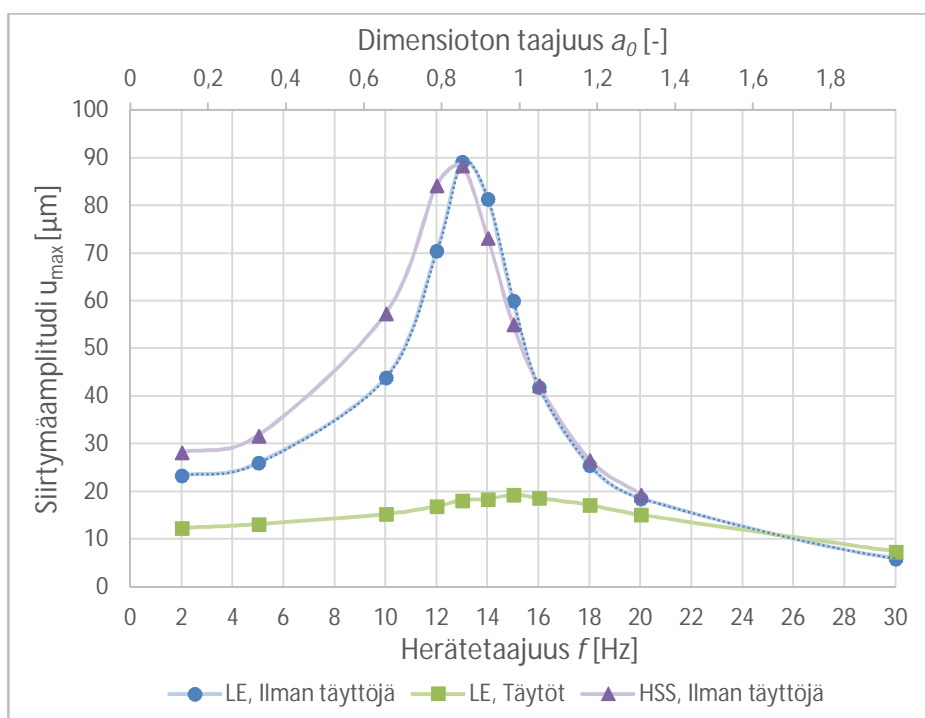
**Kuva 7.11.** Suomen systeemin pakkovärähtelykuvaajat lasketuilla resonanssitaajuuksilla. FEM-malli (Plaxis).

Sekä LE- että HSS-mallilla systeemin resonanssitaajuus  $f_R$  ilman täyttöjä on 13 Hz, mikä on 1 Hz alhaisempi kuin mitattu. Vaakasiirtymän maksimit  $u_{max}$  ovat molemmissa mallissa lähes samat ja vastaavat mitattua erinomaisella tarkkuudella. Täyttöjen kanssa systeemin resonanssitaajuus on 1,2 Hz ja siirtymäamplitudi 1,7  $\mu\text{m}$  mitattua pienempi. Taulukossa 7.9 esitellään edeltävät tulokset kootusti.

**Taulukko 7.9.** Suomen systeemin ominaistaajuudet ja maksimivaakasiirtymät. FEM-malli (Plaxis).

Ominaisvärähtely	Jaksonaika $T$ [s]	Ominais- taajuus $f_0$ [Hz]	Ero mi- tattuun [%]
Ilman täyttöjä, LE	0,075	13,4	-4,3
Täytöt, LE	0,065	15,4	-4,4
Pakkovärähtely	Maksimivaakasiirtymä $u_{max}$ [ $\mu\text{m}$ ]		Ero mi- tattuun [%]
Ilman täyttöjä, LE	89,2		-0,9
Täytöt, LE	19,3		-8,1
Ilman täyttöjä, HSS	88,4		-1,8

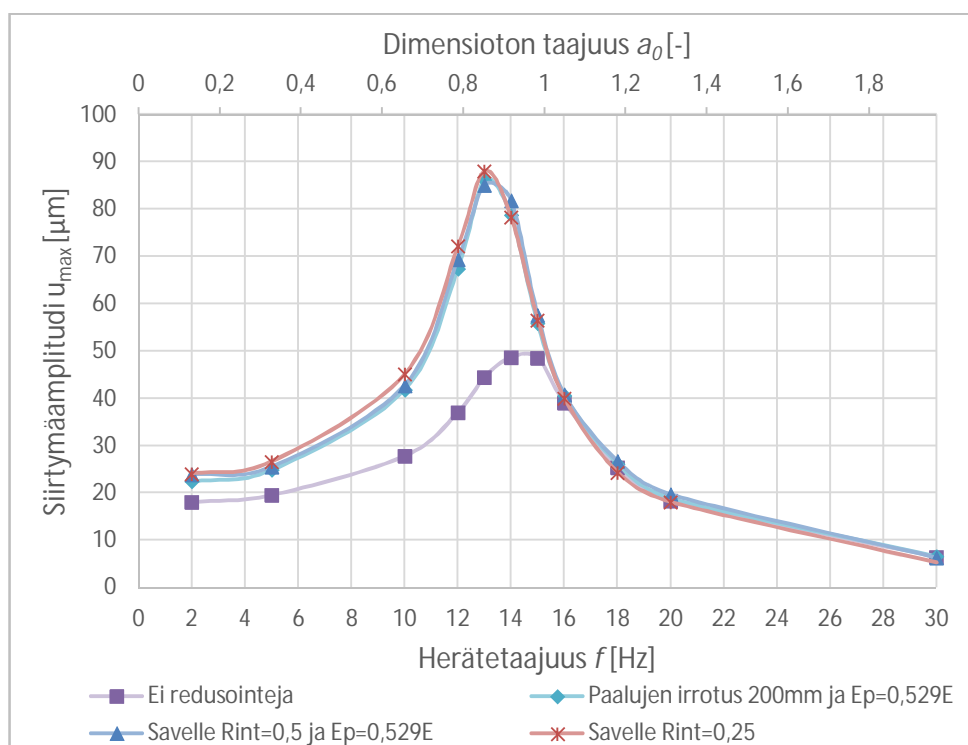
Kuvassa 7.12 ovat vaakasiirtymien amplitudit tutkituilla herätetaajuuksilla sekä LE- että HSS-materiaalimallilla. HSS-mallilla viimeinen tutkittava herätetaajuus on 20 Hz laskelmien pituuden vuoksi. HSS-mallin mukainen systeemin värähtely on epästabiilimpaa, kuin LE-mallin vastaava tutkitulla aikajänteellä (ks. Liite 3, kuvat 6 ja 8).



**Kuva 7.12.** TH-analyysien mukaiset Suomen systeemin pysyvän vaakasiirtymävasteen amplitudit herätetaajuuksittain. FEM-malli (Plaxis).

Ilman täyttöjä HSS-mallilla siirtymäamplitudit ovat resonanssitaajuutta pienemmillä herätetaajuuksilla LE-mallin vastaavia suurempia ja resonanssitaajuuden jälkeen pienempiä taajuuteen 15,5 Hz saakka, jonka jälkeen vasteet ovat lähes samat. HSS-mallin mukainen vaste on esimerkiksi 10 Hz taajuudella 13,4  $\mu\text{m}$  suurempi ja 14 Hz taajuudella 8,0  $\mu\text{m}$  pienempi kuin LE-mallin vaste. Kokonaisuudessaan LE-mallin vasteet vastaavat mitattuja paremmin kuin HSS-mallin.

Perustussysteemin kokonaisjäykkyyttä voidaan redusoida LE-mallissa paalun yläpäiden irrottamisen ohella myös muilla tavoin. Kuvassa 7.13 esitetään systeemin vaakasiirtymien amplitudit tutkituilla herätetaajuuksilla kolmella eri tavalla toteutetuilla redusoinneilla sekä ilman redusoiteja.



**Kuva 7.13.** TH-analyysiin perustuvat Suomen systeemin vaakasiirtymäamplitudit tutkituilla herätetaajuuksilla erilaisin redusoinnein ja ilman redusoiteja. Laskelmat Plaxis-ohjelmalla LE-materiaalimallilla.  $E_p = 0,529E$ : Paalujen kimmokerrointa redusoidaan laajennetun Novakin mallin mukaisella ryhmävaikutuskertoimella.

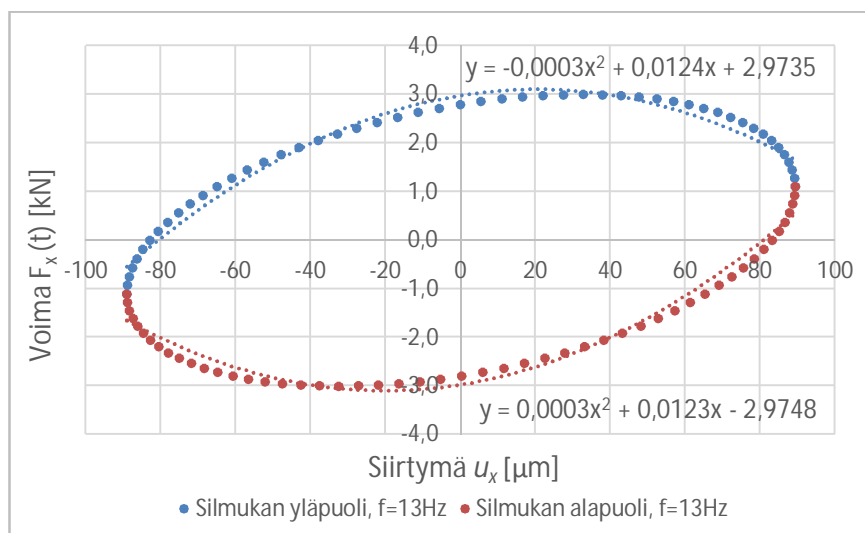
Ilman jäykkyydredusoiteja systeemin laskettu resonanssitaajuus on noin 14,5 Hz ja maksimivaste vajeat 50  $\mu\text{m}$ . Lisäksi havaitaan, että paalujen yläpäiden irrotusotaksumalla 450 mm saadaan lähes sama kokonaisvaikutus, kuin esimerkiksi savikerroksen ja paalujen rajapinnan jäykkyyden 75 %:n pienentämisellä ( $R_{int} = 0,25$  koko savikerrokselle). Pelkkä paalujen dynaamisen ryhmävaikutuskertoimen käyttäminen ei ole riittävä toimenpide systeemin kokonaisjäykkyyden alentamiseksi.

Maakerroksissa tapahtuvat leikkausmuodonmuutokset ovat molemmilla maamateriaalimalleilla suurimmillaankin hyvin pieniä (ks. Liite 3, kuvat 1 ja 2). HSS-mallilla

$\gamma_s < 2 \cdot 10^{-5}$  ja LE-mallilla  $\gamma_s < 6 \cdot 10^{-5}$ . Yleisesti muodonmuutostaso on LE-mallissa noin kolminkertainen HSS-malliin verrattuna. HSS-mallissa leikkausmuodonmuutokset keskittyvät realistisesti paalun yläpään alueelle. LE-mallissa leikkausmuodonmuutokset painottuvat sen sijaan irrotus- ja savikerroksen rajapintaan, jossa maan jäykkyys suurenee olennaisesti. Muodonmuutostaso on paalujen ympäristössä ylipäänsä HSS-mallin vastaava suurempi. Tulosten perusteella voidaan todeta, että LE-malli soveltuu analyysiin.

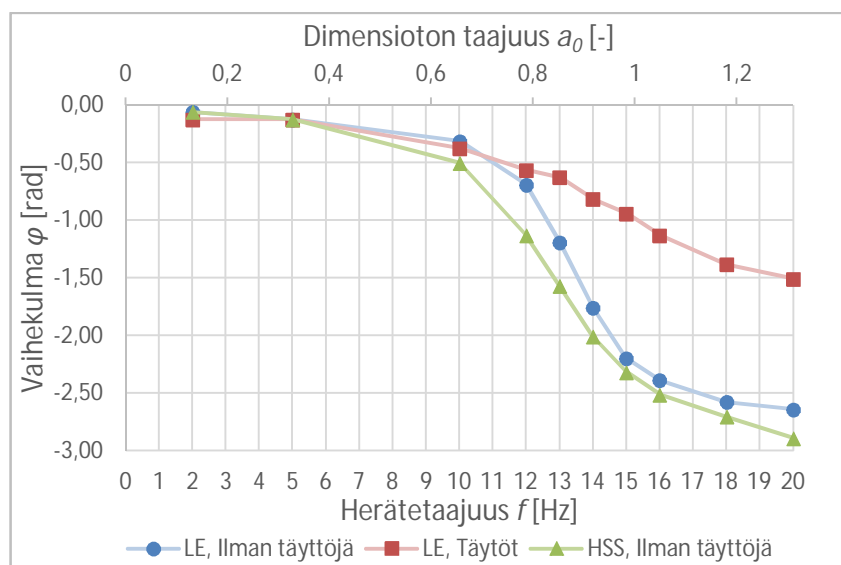
Suomen perustuksen dynaamisten impedanssien, jousivakioiden  $K_x$  ja vaimennuskerrointen  $C_x$  laskennassa noudatetaan alaluvussa 6.3.3 kuvattua menetelmää, jota kutsutaan kompleksimetodiksi. Systeemin värähtelevä massa oletetaan laskelmissa paalulaatan massan ( $m = 19986$  kg) suuruiseksi. Systeemin vaimennuskertoimet lasketaan lisäksi paalulaatan kuormitus-siirtymä-silmukoiden avulla kaavoilla (2.55) - (2.57). Tätä laskentatapaa nimitetään vastaavasti silmukkametodiksi. Silmukkametodilla ratkaistaan myös systeemin suhteellinen vaimennus  $\zeta$ . Molemmat laskelmat perustuvat perustuksen kuormituspisteen siirtymään ajan funktiona ja kyseinen data saadaan Plaxis-ohjelman Output-osiosta. Impedanssien osalta rajaudutaan tarkastelemaan taajuusväliä 2 – 20 Hz. Kaavan (2.72) mukaan kyseinen dimensioton taajuusväli on 0,13 – 1,31 ja kaavan (2.71) mukaan 0,03 – 0,28. Taulukoidut impedanssien laskentatulokset ovat liitteessä 4.

Silmukkametodissa kuormitus-siirtymä-silmukan ylä- ja alapuolen käyriä approksimoidaan MS Excel-ohjelmalla toisen asteen polynomifunktioilla. Silmukan käyrien rajaama pinta-ala saadaan tällöin laskettua määrättyä integraalina. Kuvassa 7.14 on LE-mallin mukainen paalulaatan kuormitus-siirtymäsilmukka herätetaajuudella  $f = 13$  Hz.



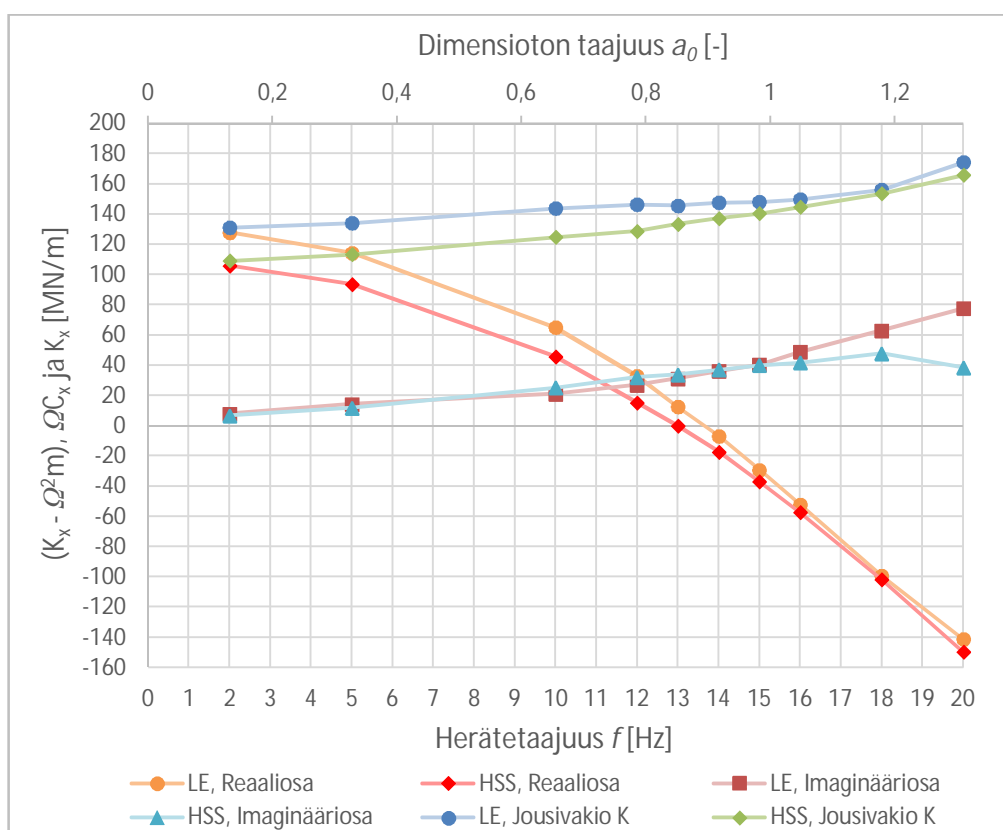
**Kuva 7.14.** Suomen systeemin kuormitus-siirtymä-silmukka LE-mallilla. Herätetaajuus  $f = 13$  Hz. FEM-malli (Plaxis).

Kuvassa 7.15 esitetään paalulaatan vaihekulmat  $\varphi$  herätetaajuuden funktiona. Ilman täyttöjä HSS-mallin mukaiset vaihekulmat ovat itseisarvoltaan suurempia kuin LE-mallin vastaavat, mutta käyrien muoto on yhdenmukainen. Täyttöjen kanssa systeemin vaihekulmat ovat yli 10 Hz taajuuksilla itseisarvoltaan selkeästi pienempiä kuin ilman täyttöjä.

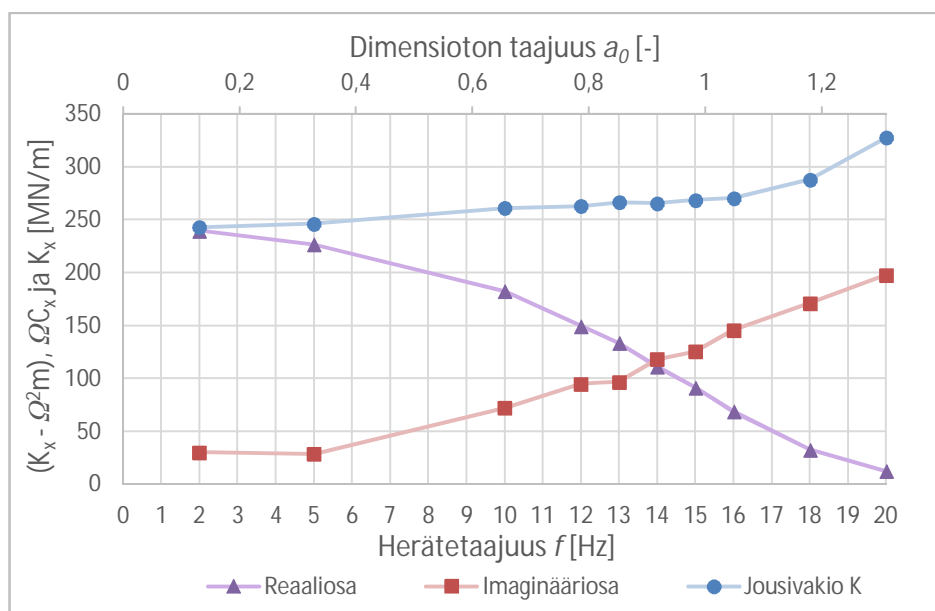


**Kuva 7.15.** Suomen perustuksen vasteen vaihekulmat. FEM-malli (Plaxis).

Kuvassa 7.16 ovat systeemin dynaamiset impedanssit sekä jousivakiot herätetaajuuden funktiona ilman täyttöjä. Kuvassa 7.17 ovat vastaavat käyrät täyttöjen kanssa.



**Kuva 7.16.** Suomen systeemin dynaamiset impedanssit (reaaliosa ( $K_x - \Omega^2 m$ ) ja imaginääriosia ( $\Omega C_x$ )) ja jousivakio  $K_x$  ilman täyttöjä. FEM-malli (Plaxis).



**Kuva 7.17.** Suomen systeemin dynaamiset impedanssit (reaaliosa  $(K_x - \Omega^2 m)$  ja imaginääriosia  $(\Omega C_x)$ ) ja jousivakio  $K_x$  täyttöjen kanssa. FEM-malli (Plaxis).

Ilman täyttöjä LE- ja HSS-mallien tulokset vastaavat melko hyvin toisiaan ja erot tulosten välillä ovat seurausta mallien erilaisista siirtymäamplitudeista. Dynaamisen impedanssi-funktion reaaliosassa havaitaan selkeästi inertian eli paaluanturan massan vaikutus; systeemin reaalijäykkyys pienenee lähes parabolisesti ja muuttuu negatiiviseksi lasketun resonanssitaajuuden paikkeilla. Alhaisilla taajuuksilla HSS-mallin mukainen reaaliosa on noin 20 MN/m pienempi kuin LE-mallin vastaava, mutta ero pienenee vähitellen taajuuden kasvaessa.

LE-mallilla impedanssifunktion imaginääriosia kasvaa taajuusvälillä 2 – 10 Hz 13,0 MN/m, välillä 10 – 15 Hz 19,3 MN/m ja välillä 15 – 20 Hz 37,3 MN/m. Kasvu jakaantuu siis kolmeen lähes lineaariseen vaiheeseen, joissa kasvuvauhti kiihtyy portaittain. HSS-mallin tulokset vastaavat LE-mallia aina 15 Hz saakka, jonka jälkeen HSS-mallin imaginäärisen jäykkyyden kasvu hidastuu ja käyrä muuttuu lopulta laskevaksi.

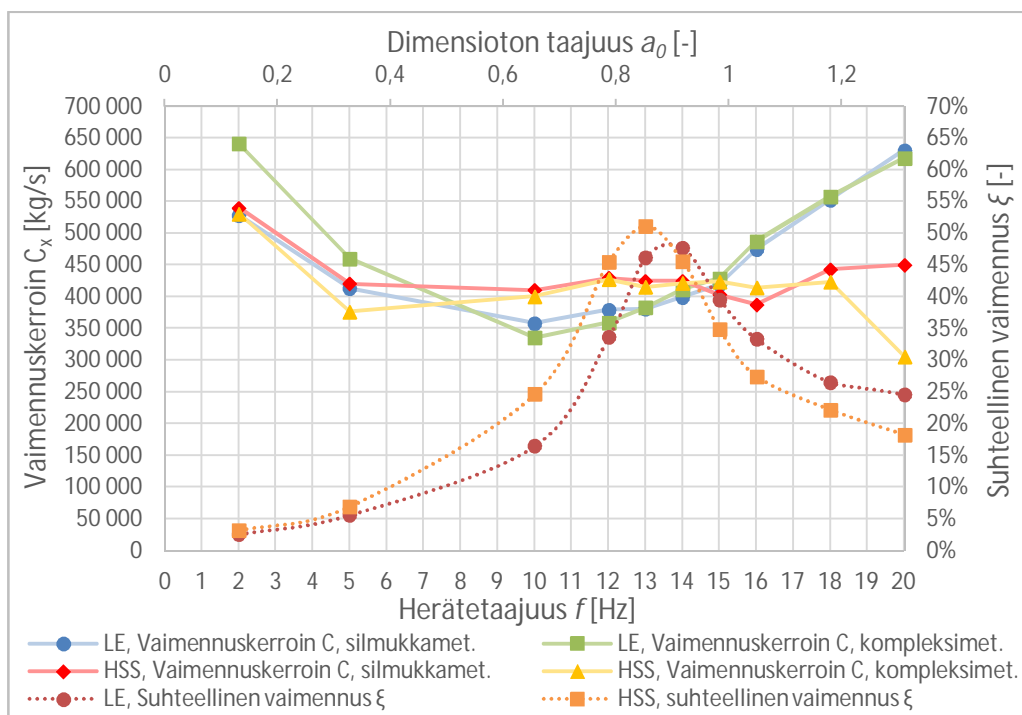
Systeemin jousivakio kasvaa LE-mallin mukaan taajuusvälillä 2 – 18 Hz lineaarisesti arvosta 131,2 MN/m arvoon 156,2 MN/m, jonka jälkeen kasvu vaikuttaa kiihtyvän. Lasketut jousivakion arvot ovat keskimäärin noin 20 MN/m mitattua systeemin vakiojäykkyyttä pienempiä. Alhaisilla taajuuksilla HSS-mallin mukainen systeemin jousivakio on noin 20 MN/m LE-mallin vastaavaa pienempi, mutta taajuuden kasvaessa erot tasoittuvat.

Täyttöjen kanssa impedanssifunktion reaaliosa on jälleen parabolisesti laskeva, mutta ei muutu tutkitulla taajuusalueella negatiiviseksi. Imaginääriosia on taajuusvälillä 2 – 5 Hz lähes vakio ja kasvaa sen jälkeen lähes lineaarisesti arvosta 28,6 MN/m arvoon 198,0 MN/m. Imaginääriosan muuttumattomuus alhaisilla taajuuksilla johtuu olettavasti siitä, ettei maan perustaajuutta ole ylitetty. Jousivakio kasvaa taajuusvälillä 2 – 16 Hz hyvin

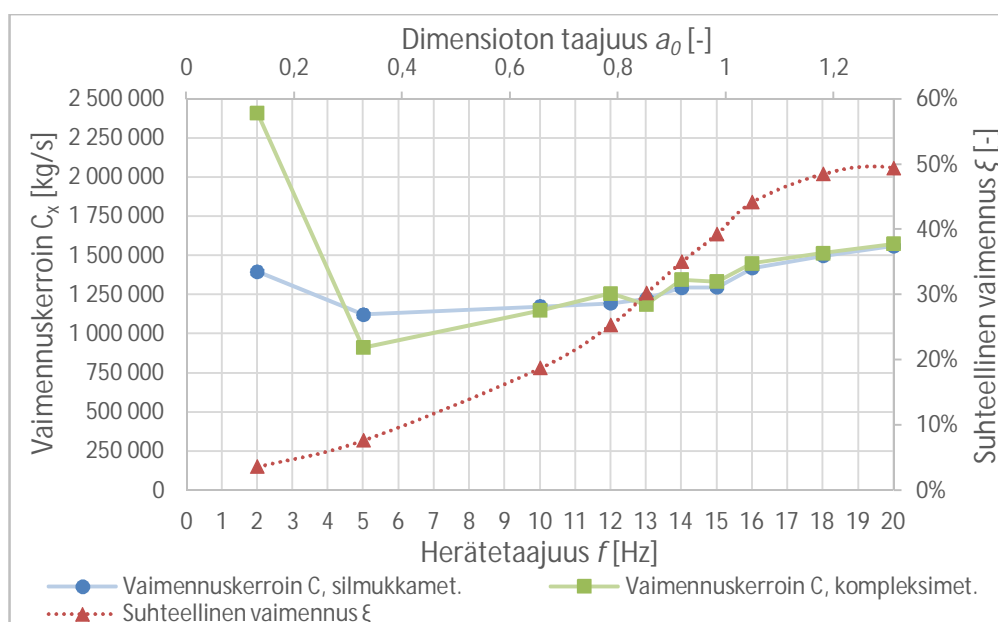


maltillisesti, mutta suuremmilla taajuuksilla kasvu kiihtyy. Laskettu jousivakio on keskimäärin 40 – 50 MN/m suurempi kuin systeemin mitattu vakiojäykkyys.

Kuvassa 7.18 esitetään perustuksen vaimennuskertoimet ratkaistuna sekä kompleksii- että silmukkametodilla ja systeemin suhteelliset vaimennukset ilman täyttöjä. Kuvassa 7.19 ovat vastaavat käyrät perustukselle täyttöjen kanssa.



**Kuva 7.18.** Suomen systeemin vaimennuskerroin  $C_x$  ja suhteellinen vaimennus  $\xi$  ilman täyttöjä. FEM-malli (Plaxis).



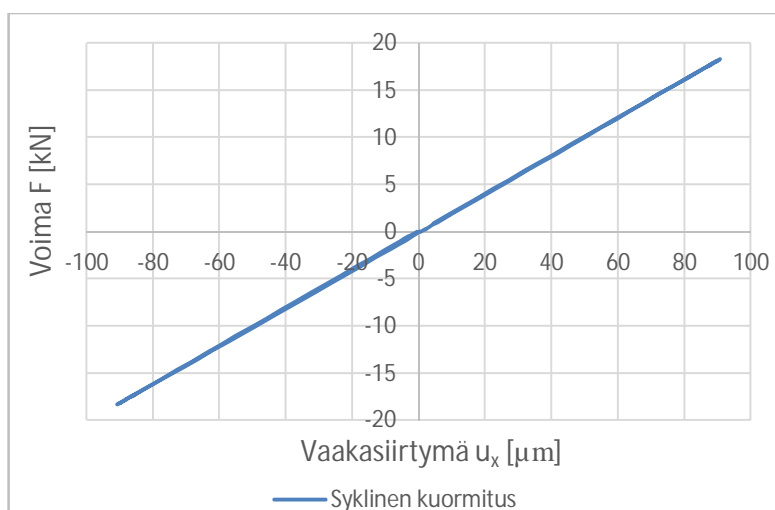
**Kuva 7.19.** Suomen systeemin vaimennuskerroin  $C_x$  ja suhteellinen vaimennus  $\xi$  täyttöjen kanssa. FEM-malli (Plaxis).

Ilman täyttöjä kompleksimetodilla lasketuissa vaimennuskertoimissa on LE- ja HSS-mallin välillä huomattava ero. LE-mallin mukainen vaimennuskerroin noudattaa likimääräisesti ylöspäin aukeavaa paraabelia, jonka minimi on 10 Hz taajuudella noin 336 000 kg/s. HSS-mallissa vaimennuskerroin on taajuusvälillä 5 – 18 Hz lähes vakio (n. 375 000 – 425 000 kg/s), minkä jälkeen sen arvo kääntyy laskuun. Kompleksi- ja silmukkametodin mukaiset laskelmat vastaavat toisiaan hyvin. 20 Hz herätetaajuudella metodien välillä esiintyvä selvempi ero selittyy HSS-mallin kuormitus-siirtymä-silmukan epätäydellisyydellä. Lasketut vaimennuskertoimet ovat lähes poikkeuksetta mitattua vakioarvoa (360 000 kg/s) suuremmat. Suhteellisen vaimennuksen ääriarvo HSS-mallilla on taajuudella 13 Hz noin 51 % ja LE-mallilla taajuudella 14 Hz noin 48 %.

Täyttöjen kanssa kompleksimetodin mukainen vaimennuskerroin on 5 Hz taajuudella noin 912 000 kg/s ja kasvaa välillä 5 – 20 Hz noin 664 000 kg/s. Silmukka- ja kompleksimetodin mukaiset tulokset täsmäävät 10 Hz taajuudesta eteenpäin tarkasti. Laskettu vaimennuskerroin on jälleen keskimäärin mitattua (1 050 000 kg/s) suurempi. Systemin suhteellisen vaimennuksen ääriarvo on 20 Hz taajuudella 49,5 %.

Koska silmukka- ja kompleksimetodilla lasketut vaimennuskertoimet ovat verrattain lähellä toisiaan, voidaan Suomen perustuksen katsoa toimivan kuin yhden vapausasteen systeemi. Näin siksi, että kuormitus-siirtymä-silmukka huomioi kaikissa liikesuunnissa systeemistä dissipoituneen energian. Edellä tehty vapausasteotaksuma on siis oikea (ks. alaluku 6.3.3). Alhaisilla taajuuksilla silmukkametodilla ei kuitenkaan saavuteta aina tarkkoja tuloksia ja saman johtopäätöksen on tutkimuksissaan tehnyt myös Bouzoni (Bouzoni 2013, s. 106).

Kuvassa 7.20 on perustuksen kuormitus-siirtymä-yhteys syklisessä kuormituksessa.



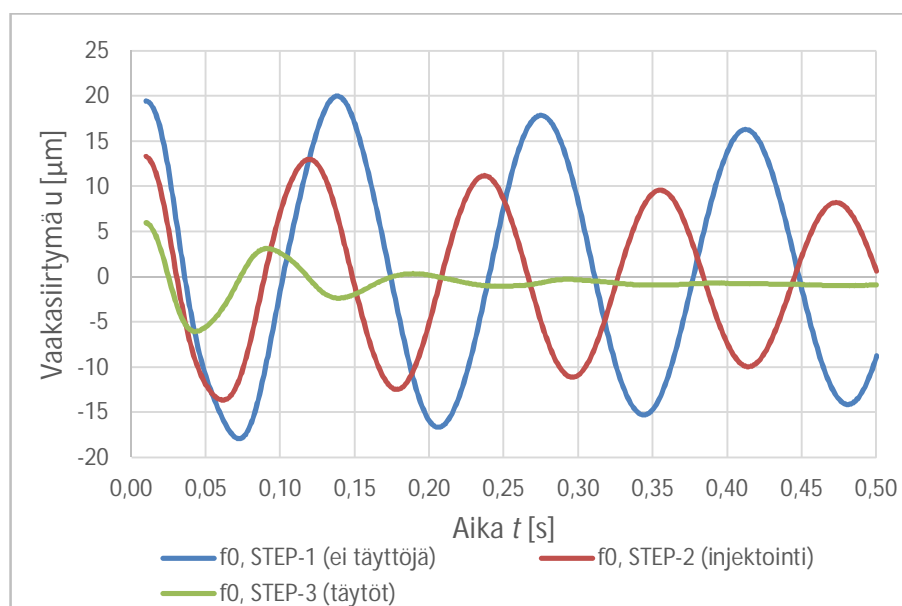
**Kuva 7.20.** Suomen perustuksen siirtymä HSS-mallilla syklisessä kuormituksessa. FEM-malli (Plaxis).

Tutkittavilla siirtymätasoilla HSS-malli toimii lähes täysin lineaarielastisesti, kuten yllä oleva kuva osoittaa (silmukan pinta-ala  $A_{loop} \approx 0$ ). Näin ollen myöskään HSS-mallissa ei esiinny materiaalivaimennusta. Dynaamisesta kuormituksesta aiheutuvan maksimivaaka-siirtymän aiheuttamiseen tarvitaan sykliässä kuormituksessa 18,3 kN suuruinen voima, joka on yli 6-kertainen dynaamisen kuormituksen amplitudiin nähden.

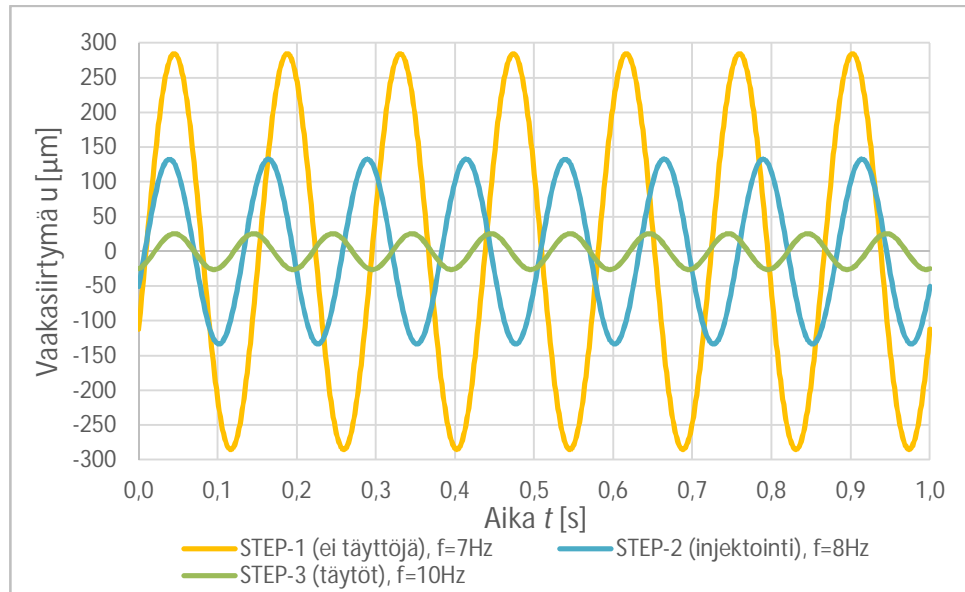
### 7.3.2 Japanin paaluperustus

Japanin perustuksen analysointiin käytetään vain LE-mallia. Paalujen yläpäiden oletetaan irtoavan 800 mm ( $= 1,33 D_p$ ) matkalla. Kuormitusvaiheessa STEP-1 paaluantura on täysin irti maasta. Vaiheessa STEP-2 paalulaatan ja maan välinen kontakti huomioidaan siten, että paalulaatan alapinnan ja maan väliselle interface-elementille valitaan parametri  $R_{int} = 0,16$ . Vaiheessa STEP-3 paaluanturan ja täyttöjen väliselle interface-elementille valitaan parametri  $R_{int} = 0,18$ .

Kuvassa 7.21 esitetään systeemin ominaisvärähtelykuvaajat. Ominaisvärähtelylaskelmissa staattisen kuorman amplitudi  $F$  on kaikissa vaiheissa 10 kN. Kuvassa 7.22 ovat pakkovoimalla kuormitetun systeemin vaakasiirtymien kuvaajat lasketuilla resonanssitaajuuksilla.



**Kuva 7.21.** Japanin systeemin ominaisvärähtelykuvaajat. FEM-malli (Plaxis).



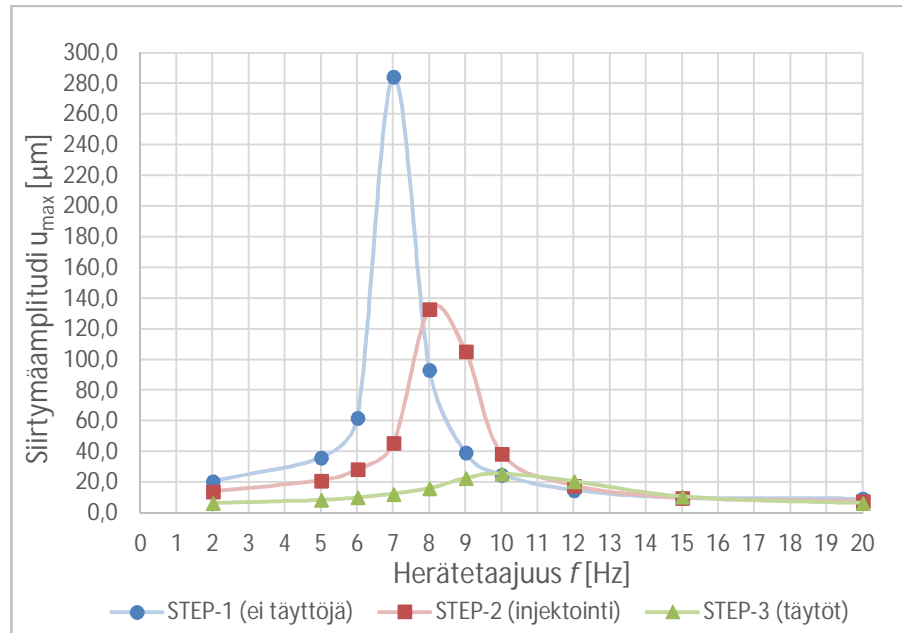
**Kuva 7.22.** Japanin systeemin pakkovärähtelykuvaajat lasketuilla resonanssitaajuuksilla. FEM-malli (Plaxis).

Systeemin laskettu ominaistaajuus  $f_0$  on vaiheessa STEP-1 7,4 Hz, vaiheessa STEP-2 8,5 Hz ja vaiheessa STEP-3 10,2 Hz. Ne ovat vastaavasti 0,4 Hz, 0,3 Hz ja 0,2 Hz mitattuja resonanssitaajuuksia suuremmat. Systeemin laskettu resonanssitaajuus  $f_R$  on vaiheessa STEP-1 7,0 Hz, vaiheessa STEP-2 8,0 Hz ja vaiheessa STEP-3 10,0 Hz. Maksimivaakasiirtymät  $u_{max}$  ovat vastaavasti noin 285  $\mu\text{m}$ , 133  $\mu\text{m}$  ja 26  $\mu\text{m}$ . Taulukossa 7.10 esitellään edeltävät tulokset kootusti ja lisäksi perustuksen rotaatioamplitudit. Perustuksen lasketut rotaatioliikesuunnan ominais- ja resonanssitaajuudet ovat samat kuin vaakasuunnassa.

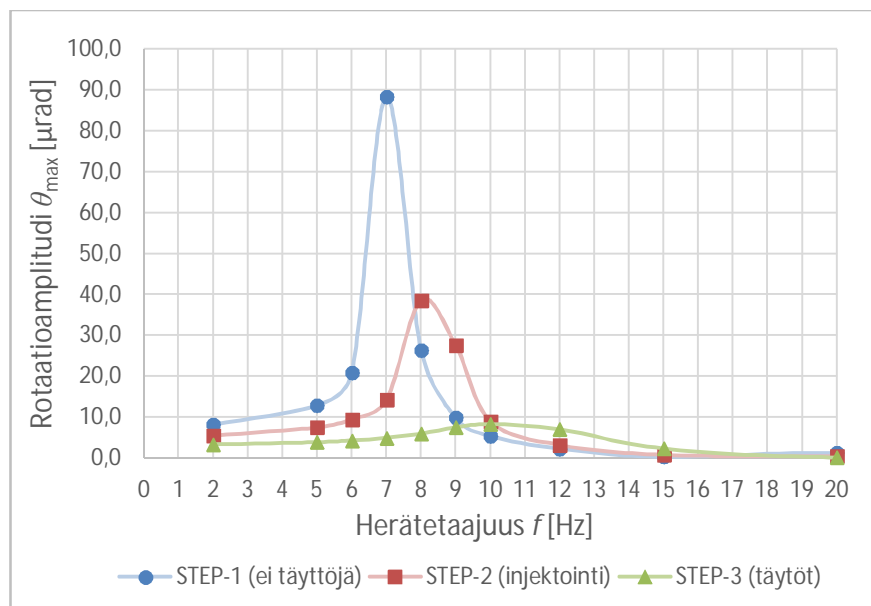
**Taulukko 7.10.** Japanin systeemin ominaistaajuudet ja maksimivaakasiirtymät. FEM-malli (Plaxis).

Ominaisvärähtely	Jaksonaika $T$ [s]	Ominaistaajuus $f_0$ [Hz]	Ero mitat- tuun [%]
STEP-1 (ei täyttöjä)	0,136	7,4	5,0
STEP-2 (injektointi)	0,118	8,5	3,3
STEP-3 (täytöt)	0,098	10,2	4,1
Pakkovärähtely	Maksimivaakasiirtymä $u_{max}$ [ $\mu\text{m}$ ]		Ero mitat- tuun [%]
STEP-1 (ei täyttöjä)	284,5		5,4
STEP-2 (injektointi)	133,0		-1,5
STEP-3 (täytöt)	25,7		-4,7
Pakkovärähtely	Rotaatioamplitudi $\theta_{max}$ [ $\mu\text{rad}$ ]		Ero mitat- tuun [%]
STEP-1 (ei täyttöjä)	88,3		-9,9
STEP-2 (injektointi)	38,6		-21,1
STEP-3 (täytöt)	8,3		-15,5

Kuvissa 7.23 ja 7.24 esitetään TH-analyysiin perustuvat perustuksen alapinnan vaakasiirtymä- ja rotaatioamplitudit tutkituilla herätetaajuuksilla.



**Kuva 7.23.** TH-analyysien mukaiset perustuksen alapinnan pysyvän vaakasiirtymävas- teen amplitudit herätetaajuuksittain. FEM-malli (Plaxis).



**Kuva 7.24.** TH-analyysien mukaiset systeemin pysyvän rotaatiovasteen amplitudit herä- tetaajuuksittain. FEM-malli (Plaxis).

Perustuksen alapinnan vaakasiirtymäamplitudit ovat hyvin lähellä mitattuja arvoja, eroa on enimmillään noin 5 %. Rotaatioamplitudit taas ovat selvästi mitattuja pienemmät eron vaihdella noin 10 %:sta noin 20 %:iin.

Maakerroksissa tapahtuvat leikkausmuodonmuutokset  $\gamma_s$  ovat suurimmillaan paikallisesti noin  $16 \cdot 10^{-5}$  (ks. Liite 3, kuva 3). Muodonmuutokset keskittyvät irrotus- ja hiekkaker- roksen rajapintaan ja ovat muualla huomattavasti pienempiä.

## 7.4 Yhteenveto

Kaikista tässä opinnäytteessä käytetyistä laskentamalleista laajennetun Novakin mallin tulokset erosivat mitatuista eniten. Systemien lasketut ominaistuuksudet vaihtelevat mitattujen arvojen molemmin puolin ja maksimivaakasiirtymät ovat voimakkaasti mitattuja pienempiä. Erot laskenta- ja mittaustulosten välillä johtuvat pääasiassa neljästä syystä:

- malli on luotu perustukselle, jossa paalut ovat yhdessä homogeenisessä maakerroksessa
- mallissa ei huomioida paaluanturan irtoamista alapuolisesta maapohjasta
- mallissa ei huomioida paalujen ryhmävaikutuksen riippuvuutta herätetaajuudesta
- mallin yleinen yksinkertaisuus

Näistä syistä etenkin vaimennusta yliarvioidaan laskennassa selkeästi. Vaikka laajennetun Novakin mallin mukaiset tulokset ovat epärealistisia, mallilla voidaan tarvittaessa kuitenkin laskea täyttöjen aiheuttaman lisäjäykkyyden suurusluokka Winkler-malleja varten. Lisäjäykkyyden arvoa voidaan harkiten korottaa kertoimella  $r_{kf} \leq 1,2$ .

Robot-ohjelman Winkler-mallien tulokset vaihtelivat käytetyn alustamoduuliteorian mukaan. Kunkin tutkitun alustamoduuliteorian pätevyyttä on hankala arvioida kattavasti, koska tutkimuksessa käytetyt maan staattisen tilanteen kimmomoduulit arvioitiin kirjallisuuden eikä varsinaisten pohjatutkimusaineistojen perusteella. Valituin lähtöoletuksin parhaiten mittaustuloksia vastasi Biot'n (Biot 1937) alustamoduuliteoria.

Suoritettujen herkkyydestarkastelujen perusteella käytettyä alustamoduuliteoriaa enemmän tuloksiin vaikuttavat staattisen tilanteen kimmomoduulin, paalujen yläpäiden irtoamisolotuksen ja systeemin suhteellisen vaimennuksen valinnat. Staattisen tilanteen kimmomoduulia tulisi ensisijaisesti arvioida pohjatutkimusten avulla, mutta tarvittaessa apuna voidaan harkitusti käyttää myös kirjallisuutta. Paalujen yläpäiden irtoamisolotuksen valinnassa tulee huomioida verrattain alhaisen jännitystilän vaikutus ylimpien maakerrosten muodonmuutosmoduulien arvoihin. Lisäksi on kiinnitettävä huomiota paalutustyöstä aiheutuvaan maakerrosten häiriintymiseen, mikä voi alentaa etenkin ylimpien maakerrosten jäykkyyttä. Suhteellisen vaimennuksen arvioinnissa voidaan hyödyntää kirjallisuudessa esillä olevia menetelmiä, mutta suunnittelijan ammattitaidolla ja kokemuksella on siinä silti suuri merkitys. Tässä tutkimuksessa valitut suhteellisen vaimennuksen arvot perustuksille ilman täyttöä ovat melko matalia ( $\zeta = 0,10$  ja  $\zeta = 0,05$ , vrt. alaluku 2.4.3) ja perustusten vierustäytöillä on suhteellista vaimennusta voimakkaasti kasvattava vaikutus ( $\zeta_f = 0,30$  ja  $\zeta_f = 0,20$ ).

Maan jäykkyyden mallinnustavalla (diskreetit jouset tai jatkuva elastinen tuki eli alustamoduuli) ei ole merkittävää vaikutusta tuloksiin. Jatkuvan elastisen tuen käyttö on kuitenkin selvästi diskreettejä jousia helpompaa, koska mallissa on silloin huomattavasti pie-

nempi määrä muokattavia solmupisteitä. Yleisesti voidaan todeta, että perustussysteemien laskentamallien luominen palkki- ja kuorielementein on Robot-ohjelmassa yksinkertaista ja nopeaa. Toisaalta paaluanturan mallintaminen kuorielementillä ei mahdollista esimerkiksi anturan rotaatioliikesuunnan tarkkaa analysointia.

Tämän tutkimuksen perusteella myöskään käytettävällä analyysityypillä (taajuusvaste-funktio- (FRF) ja aikahistoria-analyysi (TH)) ei ole suurta merkitystä laskentatuloksiin. Taajuusvastefunktioanalyysi on yksinkertaisissa tapauksissa aikahistoria-analyysiä tehokkaampi ja nopeampi, mutta toisin kuin aikahistoria-analyysissä, siinä ei voida mallintaa useampia eri vaiheissa olevia dynaamisia kuormituksia. Kummankin analyysityypin käyttäminen vaatii luonnollisesti hieman opettelua, mutta käyttöliittymät ovat melko loogisia ja helppokäyttöisiä. Tutkittujen perustusten kohdalla molemmat analyysityypit tuottivat tulokset muutamassa minuutissa.

Plaxis-ohjelmalla laskennassa käytettiin molempien perustusten kohdalla pohjatutkimuksiin perustuvia maaparametreja. LE-materiaalimallilla tulokset ovat lähes yhteneviä mitattujen kanssa, joskin käytetyt paalujen yläpäiden irtoamisotaksumat ovat verrattain suuria. HSS-materiaalimallilla tehdyissä vertailulaskelmissa systeemin siirtymäamplitudit eivät sen sijaan vastanneet mitattuja yhtä hyvin. Alhaisilla muodonmuutostasoilla LE-materiaalimallin käyttäminen on suositeltavaa.

LE-mallissa paalujen yläpäiden irtoaminen mallinnetaan irtoamiskaistan avulla, jossa maakerroksen jäykkyys on lähellä nolaa. Irtoamiskaistaa syvemmällä maan jäykkyys sen sijaan on maakerroksittain vakio. LE-mallissa paalujen irtoamisotaksuman valintaan pätevät samat asiat kuin Robot-mallin kohdalla. Ilman paalujen irrottamista tai muita redusointeja maan jäykkyys ja vaimennus dominoivat laskentaa ja maksimisiirtymävaste jää selvästi mitattua alhaisemmaksi. Paaluanturan vierustäyttöjen ja anturan alapohjan injektioinnin vaikutukset huomioidaan interface-elementtien redusointiparametrien  $R_{int}$  avulla; niiden arvot ovat melko alhaisia ja vaihtelevat välillä 0,16 – 0,22. Etenkin täyttöjen kohdalla tämä voisi viitata siihen, että myös paalulaatat ovat irronneet maasta koe-kuormitusten aikana.

HSS-maamateriaalimallin käytössä on joitakin etuja LE-malliin verrattuna. HSS-mallissa maakerrosten jäykkyys ja lujuus riippuu todenmukaisesti vallitsevasta jännitystilasta. Lisäksi paalujen yläpäiden irtoaminen voidaan huomioida automaattisesti asettamalla maakerrokset vetojännityksiä kestävämmiksi. Tällöin maakerroksista paaluun kohdistuva tukireaktio kasvaa realistisesti syvyyden funktiona. Toisaalta HSS-mallin maaparametrien valinta on LE-malliin verrattuna haastava tehtävä. Myös simuloinnin kesto on HSS-materiaalimallilla selvästi pidempi.

Eräs Plaxis-mallin suurimmista eduista muihin tutkittaviin menetelmiin verrattuna on se, että siinä maassa eteneviä aaltoliikkeitä simuloidaan verrattain realistisesti. Tällöin esimerkiksi paalujen dynaaminen ryhmävaikutus ja säteilyvaimennus, jotka vaikuttavat

paalutetun laiteperustuksen dynaamiseen toimintaan ratkaisevasti, huomioidaan automaattisesti.

Säteilyvaimennus on laiteperustusten kohdalla määräävä vaimennusmuoto ja Suomen perustussysteemin tapauksessa sen aiheuttama suhteellinen vaimennus voi olla taajuudesta riippuen jopa 40 – 50 %. Suhteellinen vaimennus on huomattavasti suurempi, kuin esimerkiksi Robot-ohjelmassa käytetty, mikä antaa aihetta epäillä tulosten luotettavuutta. Toisaalta kirjallisuudessa on esitetty, että perustuksen suhteellinen vaimennus voi säteilyvaimennuksen takia olla hyvin suuri (ks. s. 31). Käytetyillä maamateriaalimalleilla materiaalivaimennusta ei esiintynyt, eikä sitä myöskään lisätty keinotekoisesti. Tutkittavilla perustuksilla maakerroksissa tapahtuneet muodonmuutokset olivat kuitenkin sen verran pieniä, ettei materiaalivaimennus muodostunut erityisen merkittäväksi; näin ollen materiaalivaimennuksen puuttuminen ei aiheuta laskentatuloksiin suurta virhettä.

Suomen perustuksen dynaamisten impedanssifunktioiden perusteella käy ilmi systeemin jäykkyyden ja vaimennuksen riippuvuus herätetaajuudesta, vaikka alhaisilla taajuuksilla niiden vaihtelu ei olekaan erityisen voimakasta. LE-malliin perustuvat systeemin jäykkyys ja vaimennus vaikuttavat olevan analogisia Kaynian esittämien tulosten kanssa (vrt. Kuva 4.2).

Plaxis-ohjelman käyttöliittymä on yleisilmeeltään erittäin selkeä. Ohjelmassa mallin geometrian luominen on helppoa, mutta dynaamiseen analyysin sopivan mallin optimointi on haasteellisempi tehtävä. Optimiratkaisun hakeminen on kuitenkin suositeltavaa, koska tällöin voidaan varmistua mallin toimivuudesta, tulosten oikeellisuudesta sekä laskennan tehokkuudesta. Aikahistoria-analyysin parametrisointi vaatii perehtymistä, muttei lopulta ole erityisen vaikeaa.

Plaxis-ohjelmalla laskenta on muihin käsiteltyihin malleihin nähden hyvin hidasta, sillä yhden tutkittavan herätetaajuusalueen laskelmat kestivät perustussysteemistä ja käytetystä maamateriaalimallista riippuen keskimäärin 20 – 30 tuntia. Laskelmien hitaus johtuu osaltaan mallien suuruudesta ja solmupisteiden määrästä; käytetyissä malleissa elementtejä oli yli 50 000 ja yhdessä tilavuuselementissä vastaavasti 10 solmua. Lisäksi laskelmien kestoon vaikutti pidentävästi aikahistoria-analyysissä käytetyn aika-askelen pituus, joka valittiin lyhyeksi realististen tulosten saamiseksi. Japanin perustuksen tapauksessa laskenta-aikaa pidentä myöskin systeemin vakaan tilan värähtelyn saavuttamiseen kulunut aika.



## 8. JOHTOPÄÄTÖKSET

Tässä diplomityössä tarkasteltiin vaakasuuntaisesti värähtelevien paaluperustusten dynaamiseen analyysiin soveltuvia laskentamalleja ja arvioitiin niiden tulosten realistiisuutta. Paaluryhmien koot olivat pieniä (2 x 2) ja tutkittu herätetaajuusalue 2 – 30 Hz. Paaluryhmiä kuormitettiin pistemäisillä vaakasuuntaisilla siniherätteillä. Päähuomio kiinnitettiin kokonaisvaltaisen FEM-mallin käsittelyyn (Plaxis 3D) ja muut käytetyt laskentamallit olivat laajennettu Novakin malli ja FEM-pohjainen Winkler-malli (Robot).

Työssä tutkittavien perustussysteemien resonanssitaajuudet ja vaakasuuntaiset siirtymävasteet saadaan laskettua FEM-pohjaisella Winkler-mallilla ja kokonaisvaltaisella FEM-mallilla pääasiassa alle 6 %:n tarkkuudella. Molempien mallien tulosten oikeellisuuden vaikuttavat olennaisesti käytettävät maaparametrit, joiden tulisi ensisijaisesti perustua pohjatutkimuksiin. Laajennetun Novakin mallin mukaiset tulokset erosivat sen sijaan selvästi mitatuista ja etenkin vaimennusta yliarvioitiin mallissa voimakkaasti. Mallia ei näin ollen suositella käytettävän suunnittelussa muuten kuin vertailukohtana.

Tavallisesti laiteperustusten mitoituksessa kiinnostuksen kohteena ovat perustussysteemin ominaistuuksien ja siirtymävasteet. Kokonaisvaltaisilla FEM-malleilla todentekäisten tulosten saamiseksi riittää, että malli rakennetaan realistisesti. FEM-malli mahdollistaa perustussysteemin ja maan välisen dynaamisen vuorovaikutuksen ja säteilyvaimennuksen tarkan analysoinnin. Myös perustussysteemin dynaamisten impedanssi-funktioiden laskeminen onnistuu tarvittaessa. Toisaalta laskelmat ovat pitkäkestoisia ja mallin rakentaminen Winkler-mallia monimutkaisempi tehtävä. Ennen varsinaista laskentaa tehtävään mallin mittojen ja elementtiverkon tiheyden optimointiin on kiinnitettävä erityishuomiota, jotta laskennan tehokkuus ja tulosten oikeellisuus voidaan taata.

FEM-pohjaisen Winkler-mallin etuja ovat yksinkertaisuus sekä laskennan nopeus. Lisäksi Robot-ohjelma on nykyään yleisesti käytössä oleva suunnittelutyökalu. Winkler-malli ei kuitenkaan vastaa todellisuutta erityisen hyvin, sillä maan jäykkyyden mallintamiseen käytetään lineaarielastisia jousia, mikä ei mahdollista dynaamisten aaltoliikkeiden simulointia. Mallissa ei täten voida huomioida automaattisesti esimerkiksi paalujen dynaamista ryhmävaikutusta eikä säteilyvaimennusta. Robot-ohjelmassa systeemin suhteellinen vaimennus tulee valita maltilliseksi, jotta siirtymävasteita ei aliarvioida.

Tämän tutkimuksen perusteella ei voida antaa yleispäteviä ohjeita käytännön suunnittelutyöhön johtuen tutkimuksen rajauksista, mutta joitain huomioita voidaan kuitenkin tehdä. Sekä FEM-pohjainen Winkler-malli että kokonaisvaltaisen FEM-malli soveltuvat pienten paaluperustusten dynaamisiin analyysiin ainakin silloin, kun kuormitus on luonteeltaan pistemäinen ja harmoninen ja sen taajuus verrattain alhainen ( $f < 20$  Hz).

Analyysiin käytettävän laskentamallin valinta tulee perustua siihen, kuinka hyvin systeemin vaimennusta voidaan ennalta arvioida; Winkler-mallissa suunnittelijan tulee määrittellä vaimennus itse, kun taas FEM-mallissa vaimennus huomioidaan pääosin automaattisesti. Toisaalta FEM-mallin käyttäminen vaatii suunnittelijalta Winkler-mallia enemmän aikaa ja vaivaa.

Suunnittelussa maan jäykkyyden ja paalujen irtoamisen arviointi tulee tehdä sen mukaan, onko laiteperustus matala- vai korkeaviritteinen. Matalaviritteisen perustussysteemin kokonaisjäykkyyttä on arvioitava ylärajan mukaan ja päinvastoin. Perustuksen korkea- tai matalaviritteisyys tulee huomioida myös Winkler-mallissa käytettävän alustamoduuliteorian valinnassa. Mikäli perustuksen rotaatioliikesuunnan värähtelyt voivat muodostua merkittäviksi, on dynaamiseen analyysiin mieluiten sovellettava kokonaisvaltaista FEM-mallia.

Paaluanturan alapohjan injektointi ja anturan vierustäytöt kasvattavat tavallisesti sekä systeemin jäykkyyttä että vaimennusta. Injektointi ja vierustäytöt pienentävät näin ollen merkittävästi systeemin siirtymävastetta, joten niiden käyttöä on suositeltavaa harkita mahdollisuuksien mukaan. Kokonaisvaltaisia FEM-malleja lukuun ottamatta etenkin injektoinnin aiheuttaman lisäjäykkyyden ja -vaimennuksen laskeminen on haastavaa ja niiden arvot tulisi valita maltillisiksi. Plaxis-ohjelmassa täyttöjen ja injektoinnin vaikutusten huomioimiseksi interface-elementtien redusointiparametrien arvot tulee valita siten, että  $R_{int} < 0,2$ .

Jotta FEM-pohjaisen Winkler-mallin ja kokonaisvaltaisen FEM-mallin soveltuvuutta käytännön suunnitteluun voidaan kattavammin arvioida, tulee tehdä jatkotutkimuksia. Tässä työssä huomio kiinnitettiin vain keinotekoisesti yksinkertaisilla siniherätteillä ja matalilla herätetaajuuksilla kuormitettuihin perustuksiin, joten tulevaisuudessa on tutkittava varsinaisten laitteiden herätteitä ja korkeampia herätetaajuuksia sekä niiden vaikutuksia paaluperustusten dynaamiseen toimintaan. Samalla tulee selvittää, kuinka eri laitteiden operoinnista aiheutuvat dynaamiset kuormitukset mallinnetaan realistisesti. Myös suurempien paaluryhmien ja vinojen paalujen dynaamista käyttäytymistä on tutkittava. Plaxis-ohjelmalla voidaan lisäksi tutkia erikokoisten paaluryhmien jäykkyyttä ja vaimennusta ja verrata tuloksia esimerkiksi Kaynian (Kaynia 1982) esittämiin tuloksiin.

## LÄHTEET

ASTM Standard D3999, Standard Tests Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional Help, Saatavissa (viitattu 12.11.2015) <http://docs.autodesk.com/RSAPRO/2014/ENU/index.html>

Barbour S.L. et al., Canadian Foundation Engineering Manual, 4th ed., Canadian Geotechnical Society, 2006, 488 p.

Beards, C.F., Vibration Analysis and Control System Dynamics, Ellis Horwood Ltd, Chichester, 1981, 169 p.

Benz, T., Small Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, Report 55, University of Stuttgart, Germany, 2007, 209p.

Beregudo, Y.O. & Novak, M., Coupled Horizontal and Rocking Vibrations of Embedded Footings, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, 1972, pp. 477 – 497.

Bharat, B.P., Advanced Soil Dynamics and Earthquake Engineering, PHI Learning Private Limited, New Delhi, 2011, 936 p.

Biot, M.A., Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation, Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol. 4, 1937, pp. A1 – A7.

Bouzoni, E., Numerical Modeling of the Dynamic Lateral Response of Caisson Foundations, Diploma Thesis, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens, 2013, 188 p. + 16 p. appendices.

Bringreave, R.B.J., Kappert, M.H. & Bonnier, P.G, Hysteretic Damping in a Small-strain Stiffness Model, Numerical Models in Geomechanics, NUMOG X, Taylor & Francis Group, London, 2007, pp. 737 – 742.

Chandrupatla, T.R. & Belegundu, A.D., Introduction to Finite Elements in Engineering, 3rd International ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2002, 453 p.

Chowdhury, I. & Dasgupta, S.P., Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach, CRC Press, Taylor & Francis Group, London, 2009, 861 p.

Clough, R.W. & Penzien, J., Dynamics of Structures, 3rd ed., Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, 1995, 730 p.

Coduto, D.P., *Foundation Design: Principles and Practices*, 2nd ed., Prentice Hall, Inc., New Jersey, 2001, 843 p. + 40 p. appendices.

Cook R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E. & Witt, R.J., *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, 4th ed., John Wiley & Sons Inc., 2002, 662 p + 57 p. appendices.

Damodarasamy, S.R. & Kavitha, S., *Basics of Structural Dynamics and Aseismic Design*, PHI Learning Private Limited, New Delhi, 2009, 320 p.

Das, B.M. & Ramana, G.V., *Principles of Soil Dynamics*, 2nd ed., Cengage Learning, Stamford, 2011, 552 p.

Das, B.M., *Fundamentals of Soil Dynamics*, Elsevier Science Publishing Co., Inc., New York, 1983, 399 p.

Dobry, R. & Gazetas G., *Dynamic Stiffness and Damping of Foundations by Simple Methods*, *Vibration Problems in Geotechnical Engineering*, ASCE, New York, 1985.

Dobry, R. & O'Rourke, M.J., Discussion on Seismic Response of End-Bearing Pile by Flores-Berrones, R. & Whitman, R.J., *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 109, 1983, pp. 778 – 781.

DynaPile, Ensoft, Inc., 2015, Saatavissa (viitattu 6.10.2015) <http://www.ensoftinc.com/>

El Sharnouby, B. & Novak, M., Flexibility Coefficients and Interaction Factors for Pile Group Analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23, 1986, pp. 441 – 450.

Francis, A.J., Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, 1964, pp. 10 – 32.

Geotechdata.info, Soil Void Ratio, 2015, Saatavissa (viitattu 13.10.2015) <http://www.geotechdata.info/parameter/void-ratio.html>

Gazetas, G., Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, Vol. 2, 1983, pp. 2 – 42.

Gazetas, G., *Foundation Vibrations*, *Foundation Engineering Handbook* (edited by Fang, H.), 2nd ed., Kluwer Academic Publishers, Norwell, 1991, pp. 569 – 591.

Gazetas, G. & Dobry, R., Simple Radiation Damping Model for Piles and Footings, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 110, 1984a, pp. 937 – 956.

Gazetas, G. & Dobry, R., Horizontal Response of Piles in Layered Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, 1984b, pp. 20 – 40.

Haimakainen, P., Johtava asiantuntija, Pöyry Civil Oulu, Pöyry Finland Oy, Keskustelu, 25.1.2016, 2016.

Hakulinen, M., Dynaamisesti kuormitettu paaluperustus, Lisensiaattityö, Geotekniikan laitos, Tampereen teknillinen korkeakoulu, 1991, 186 s.

Hakulinen, M., Rakenteiden dynamiikan perusteet, Tampereen teknillinen yliopisto, MPR-5110 Pohjarakenteet -kurssi, Luentomateriaali, 2011, 57 s.

Hakulinen, M., Tekniikan lisensiaatti, Geotekninen erityisasiantuntija, Pöyry Finland Oy, Keskustelu, 20.7.2015, 2015a.

Hakulinen, M., Tampereen teknillinen yliopisto, Kurssimateriaali, 2015b.

Halling, M.W., Womack, K.C., Muhamad, I., Rollins, K.M., Vibrational Testing of a Full-Scale Pile Group in Soft Clay, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Vol. 1745, 2000.

Hardin, B. O. & Black, W. L., Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, 1968, pp. 353 – 369.

Hardin, B. O. & Drnevich, V. P., Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, 1972, pp. 667 – 692.

Harris, C.M. & Piersol A.G., Shock and Vibration Handbook, 5th ed., The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, 2002, 1456 p.

Kameswara Rao, N.S.V., Foundation Design: Theory and Practice, 1st ed., John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 634 p.

Karstunen, M., University of Strathclyde, Numerical Methods of Geotechnics, lecture material, 2012.

Kausel, E., Soil-Structure Interaction Under Dynamic Loading, General Report, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 3, 1991.

Kaynia, A.M., Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups, Doctoral Dissertation, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1982, 127 p.

Kobori, T., Nakazawa, M., Katsuichiro, H., Kobayashi, Y., Miura, K., Miyamoto, Y. & Moroi, T., Study on Dynamic Characteristics of a Pile Group Foundation, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Paper No. 5.42, 1991, pp. 853 – 860.

Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc., New Jersey, 1996, 653 p.

Krannila, I., *Kaivosteollisuuden dynaamisesti kuormitettujen laiteperustusten mitoitus*, Diplomityö, Konetekniikan osasto, Oulun yliopisto, 2013, 99 s. + liitt. 6 s.

Kuhlemeyer, R.L. & Lysmer, J., *Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems*, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 99, 1973, pp. 421 – 427.

Lee, J.P. et al., *ACI 351.3R-04, Foundations for Dynamic Equipment*, 2004, 63 p, American Concrete Institute.

Langø, H. V., *Cyclic Shear Modulus of Natural Intact Clays*, Doctoral Dissertation, Geotechnical Division, Norwegian Institute of Technology, 1991.

Lundgreen, C., *Damping Ratios for Laterally Loaded Pile Groups in Fine Grained Soils and Improved Soils*, Master of Science Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Brigham Young University, 2010, 76 p. + 29 p. appendices.

Lysmer, J. & Kuhlemeyer, R.L., *Finite Dynamic Model For Infinite Media*, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 95, 1969, pp. 859 – 878.

Länsivaara, T.T., *A Study of the Mechanical Behavior of Clay*, Doctoral Dissertation, Department of Geotechnical Engineering, Norwegian University of Science and Technology, 1999, 191 p.

Länsivaara, T.T., Professori, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan laitos, Maa- ja pohjarakenteiden yksikkö, Keskustelu, 17.2.2016, 2016.

Novak, M., *Dynamic Stiffness and Damping of Piles*, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, 1974, pp. 574 – 598.

Novak, M., *Luennot, Maadynamiikka-projekti*, 1989.

Novak, M. & El Sharnouby, B., *Stiffness Constants of Single Piles*, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, 1983, pp. 961 – 974.

Novak, M., & Grigg, R.F., *Dynamic Experiments with Small Pile Foundation*, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 13, 1976, pp. 372 – 395.

Paz, M., *Structural Dynamics: Theory and Computation*, 3rd ed., Chapman & Hall, New York, NY, 1991, 590 p. + 36 p. appendices.

Plaxis Knowledge Base, Modelling Soil-Structure Interaction: Interfaces, 2015. Saatavissa (viitattu 10.9.2015) <http://kb.plaxis.com/tips-and-tricks/modelling-soil-structure-interaction-interfaces>

PLAXIS 3D, Reference Manual, 2015. Saatavissa (viitattu 23.9.2015) <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/>

PLAXIS 3D, Scientific Manual, 2015. Saatavissa (viitattu 23.9.2015) <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/>

PLAXIS 3D, Material Models Manual, 2015. Saatavissa (viitattu 23.9.2015) <http://www.plaxis.nl/plaxis3d/manuals/>

Poulos, H.G., Analysis of the Settlement of Pile Groups, Geotechnique, Vol. 18, 1968, pp. 449 – 471.

Poulos, H., Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Pile Groups, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, 1971, pp. 733 – 751.

Prakash, S., Soil Dynamics, McGraw-Hill, Inc., Austin, 1981, 414 p.

Prakash, S., & Sharma, H.D., Pile Foundations in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1990, 721 p.

Prasad, B.B., Advanced Soil Dynamics and Earthquake Engineering, PHI Learning Private Limited, New Delhi, 2011, 898 p.

Rasi-Koskinen, H., Vaakasuuntaiset alustaluvut paaluperusteisissa silloissa, Diplomityö, Teknillinen tiedekunta, Oulun yliopisto, 2014, 127 s. + liitt. 49 s.

RIL 254-2011, Paalutusohje 2011, Saarijärven Offset Oy, Saarijärvi, 2011, 261 s, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Rollins, K. M., Gerber, T.M. & Kwon, K.H., Increased Lateral Abutment Resistance from Gravel Backfills of Limited Width, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 136, 2010, pp. 230 – 239.

Saari, K. et al., RIL 157-2, Geomekaniikka II, Vaasa Oy, Vaasa, 1990, pp. 299 – 337, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Salmi, T., Rakenteiden dynamiikka, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2003, Luentomoniste, 224 s.

Salmi, T. & Virtanen, S., Dynamiikka, Pressus, Tampere, 2006, 480 s. + liitt. 14 s.

SFS-EN 1997-1, Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki, 2005, 155 s.

SFS-EN 1998-4, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 4: Silos, Tanks and Pipelines, Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki, 2007, 82 p.

SFS-EN 1998-5, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects, Suomen standardisoimisliitto SFS, Helsinki, 2005, 44 p.

Spyrakos, C.C., Finite Element Modeling in Engineering Practice, 1st ed., Algor, Inc., Pittsburgh, 1996, 322 p.

Srinivasulu, P. & Vaidyanathan, C.V, Handbook of Machine Foundations, Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi, 1976, 238 p.

Subramanian, N., Design of Steel Structures, OUP India, 2008, 1240 p.

Suutarinen, I. & Slunga, E., Lyhyiden lyöntipaalojen käyttö, VTT, Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 43, Espoo, 1981, Valtion tieteellinen tutkimuskeskus.

Tiikkaja, M., Sekoittimella varustetun säiliön teräksisen tukirakenteen dynaaminen analyysi, Diplomityö, Rakennustekniikan laitos, Tampereen teknillinen yliopisto, 2014, 90 s. + liitt. 29 s.

Tilastokeskus, Teollisuus, Teollisuustilastoa, 2013, Saatavissa (viitattu 6.8.2015) [http://tilastokeskus.fi/tup/suoluk/suoluk\\_teollisuus.html](http://tilastokeskus.fi/tup/suoluk/suoluk_teollisuus.html)

Tomlinson, M.J. & Woodward J., Pile Design and Construction Practise, 5th ed., Taylor & Francis, New York, 2008, 538 p.

VDI 2057, Einwirkung mechanischer Schwingungen auf den Menschen - Ganzkörper-Schwingungen (Human Exposure to Mechanical Vibrations - Whole-body Vibration), VDI-Fachbereich Schwingungstechnik, 2002, 39 p.

VDI 2056, Beurteilungsmasstäbe für mechanische Schwingungen von Maschinen (Standards of Valuation for Mechanical Vibrations of Machines), 1964.

Vesic, A., Bending of Beam Resting on Isotropic Elastic Solid, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 87, 1961, pp. 35 – 54.

Wolf, J.P. Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice Hall, Inc., New Jersey, 1985, 466 p.

Yoshida, I. & Yoshinaka, R., A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for Pile, Soils and Foundations Journal, Elsevier, Vol. 12, 1972, pp. 497.



## LIITE 1: LAAJENNETUN NOVAKIN MALLIN MUKAISET LASKELMAT

### Suomen paaluperustus

Kehyksissä olevat arvot ovat laskennan lähtötietoja.

#### Lähtötiedot

Perustussysteemin tarkempi kuvaus on opinnäytteen alaluvussa 5.1.

$B_b := 2800\text{mm}$	Neliön muotoisen paaluanturan sivumitta
$h_b := 1000\text{mm}$	Paaluanturan korkeus
$l_p := 7000\text{mm}$	Paalun pituus
$B_p := 300\text{mm}$	Paalun neliöpoikkileikkauksen sivumitta
$I_{z,p} := \frac{B_p^4}{12} = 675000000\text{-mm}^4$	Paalun poikkileikkauksen neliömomentti
$A_p := B_p^2 = 90000\text{-mm}^2$	Paalun poikkileikkauksen ala
$R_0 := \sqrt[4]{\frac{I_{z,p} \cdot 4}{\pi}} = 171\text{-mm}$	Paalun ekvivalentti säde neliömomentin mukaan
$E_c := 30000\text{MPa}$	Betonin kimmomoduuli (C20/25)
$EI := E_c \cdot I_{z,p} = 20250000\text{-N}\cdot\text{m}^2$	Yksittäisen paalun taivutusjäykkyys
$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Betonin tilavuuspaino
$G_s := 34\text{MPa}$	Saven leikkausmoduuli
$\gamma_s := 18.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Saven tilavuuspaino
$\rho_s := \frac{\gamma_s}{g} = 1886 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Saven kiintotiheys
$\nu_s := 0.4$	Saven Poissonin luku (tässä laskelmassa)
$V_s := \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} = 134.2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Leikkausaallon nopeus savikerroksessa.

## Yksittäisen paalun jäykkyys ja vaimennus

$$\frac{l_p}{R_0} = 40.9 \quad \text{Paalun pituuden ja ekvivalentin säteen suhde}$$

$$\frac{E_c}{G_s} = 882.4 \quad \text{Paalun kimmomodulin ja saven leikkausmodulin suhde}$$

Interpoloidaan  $f_{u1}$  taulukon 1 mukaisesti.

Taulukko 1. Yksittäisten paalujen jäykkyys- ja vaimennuskertoimet erilaisissa kuormitustapauksissa. (Novak, El-Shranouby 1983)

$\nu$ (1)	$\frac{E_{p\text{ite}}}{G_{\text{soil}}}$ (2)	Stiffness Parameters				Damping Parameters			
		$f_{u1}$ (3)	$f_{d1}$ (4)	$f_{u1}$ (5)	$f_{d1}$ (6)	$f_{u2}$ (7)	$f_{d2}$ (8)	$f_{u2}$ (9)	$f_{d2}$ (10)
(a) Homogeneous Soil Profile									
0.25	10,000	0.2135	-0.0217	0.0042	0.0021	0.1577	-0.0333	0.0107	0.0054
	2,500	0.2998	-0.0429	0.0119	0.0061	0.2152	-0.0646	0.0297	0.0154
	1,000	0.3741	-0.0668	0.0236	0.0123	0.2598	-0.0985	0.0579	0.0306
	500	0.4411	-0.0929	0.0395	0.0210	0.2953	-0.1337	0.0953	0.0514
	250	0.5186	-0.1281	0.0659	0.0358	0.3299	-0.1786	0.1556	0.0864
0.40	10,000	0.2207	-0.0232	0.0047	0.0024	0.1634	-0.0358	0.0119	0.0060
	2,500	0.3097	-0.0459	0.0132	0.0068	0.2224	-0.0692	0.0329	0.0171
	1,000	0.3860	-0.0714	0.0261	0.0136	0.2677	-0.1052	0.0641	0.0339
	500	0.4547	-0.0991	0.0436	0.0231	0.3034	-0.1425	0.1054	0.0570
	250	0.5336	-0.1365	0.0726	0.0394	0.3377	-0.1896	0.1717	0.0957
(b) Parabolic Soil Profile									
0.25	10,000	0.1800	-0.0144	0.0019	0.0008	0.1450	-0.0252	0.0060	0.0028
	2,500	0.2452	-0.0267	0.0047	0.0020	0.2025	-0.0484	0.0159	0.0076
	1,000	0.3000	-0.0400	0.0086	0.0037	0.2499	-0.0737	0.0303	0.0147
	500	0.3489	-0.0543	0.0136	0.0059	0.2910	-0.1008	0.0491	0.0241
	250	0.4049	-0.0734	0.0215	0.0094	0.3361	-0.1370	0.0793	0.0398
0.40	10,000	0.1857	-0.0153	0.0020	0.0009	0.1508	-0.0271	0.0067	0.0031
	2,500	0.2529	-0.0284	0.0051	0.0022	0.2101	-0.0519	0.0177	0.0084
	1,000	0.3094	-0.0426	0.0094	0.0041	0.2589	-0.0790	0.0336	0.0163
	500	0.3596	-0.0577	0.0149	0.0065	0.3009	-0.1079	0.0544	0.0269
	250	0.4170	-0.0780	0.0236	0.0103	0.3468	-0.1461	0.0880	0.0443

$$f_{u1} := 0.0261 - \frac{(0.0261 - 0.0436)}{500} \cdot \left( 1000 - \frac{E_c}{G_s} \right) = 0.0302$$

$$k_{u.s} := \frac{E_c \cdot I_{z.p}}{R_0^3} \cdot f_{u1} = 121.906 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}} \quad \text{Yksittäisen paalun jäykkyys}$$

Interpoloidaan  $f_{u2}$  taulukon 1 mukaisesti.

$$f_{u2} := 0.0641 - \frac{(0.0641 - 0.1054)}{500} \cdot \left( 1000 - \frac{E_c}{G_s} \right) = 0.0738$$

$$c_{u.s} := \frac{E_c \cdot I_{z.p}}{R_0^2 \cdot V_s} \cdot f_{u2} = 379808 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}} \quad \text{Yksittäisen paalun vaimennus}$$

## 2x2 paaluryhmän ryhmävaikutukset

Valitaan referenssipaaluksi paaluanturan tasossa vasemmassa yläreunassa sijaitseva paalu.

$$s_a := 1500\text{mm} \quad \text{Viereisten paalujen etäisyys referenssipaalusta (2 kpl)}$$

$$s_d := \sqrt{s_a^2 + s_a^2} = 2121\text{-mm} \quad \text{Diagonaalipaalun etäisyys referenssipaalusta (1 kpl)}$$

$$\frac{s_a}{2 \cdot R_0} = 4.4 \quad \text{Referenssipaalun viereisten paalujen suhdeluvut}$$

$$\frac{s_d}{2 \cdot R_0} = 6.2 \quad \text{Diagonaalipaalun suhdeluku}$$

$$\frac{l_p}{2R_0} = 20.4 \quad \text{Paalun pituuden ja ekvivalentin halkaisijan suhde}$$

$$\alpha_{Lr} := 1 \quad \text{Referenssipaalun vuorovaikutuskerroin}$$

Referenssipaalun viereisten paalujen ja diagonaalipaalun  $\alpha$ -kertoimet tulkitaan kuvasta 1.

$$K_R := \frac{E_c \cdot I_{z,p}}{2 \cdot [G_s \cdot (1 + \nu_s)] \cdot l_p^4} = 8.86 \times 10^{-5} \quad \text{Paalujen vertailujäykkyys => joustava paalu}$$

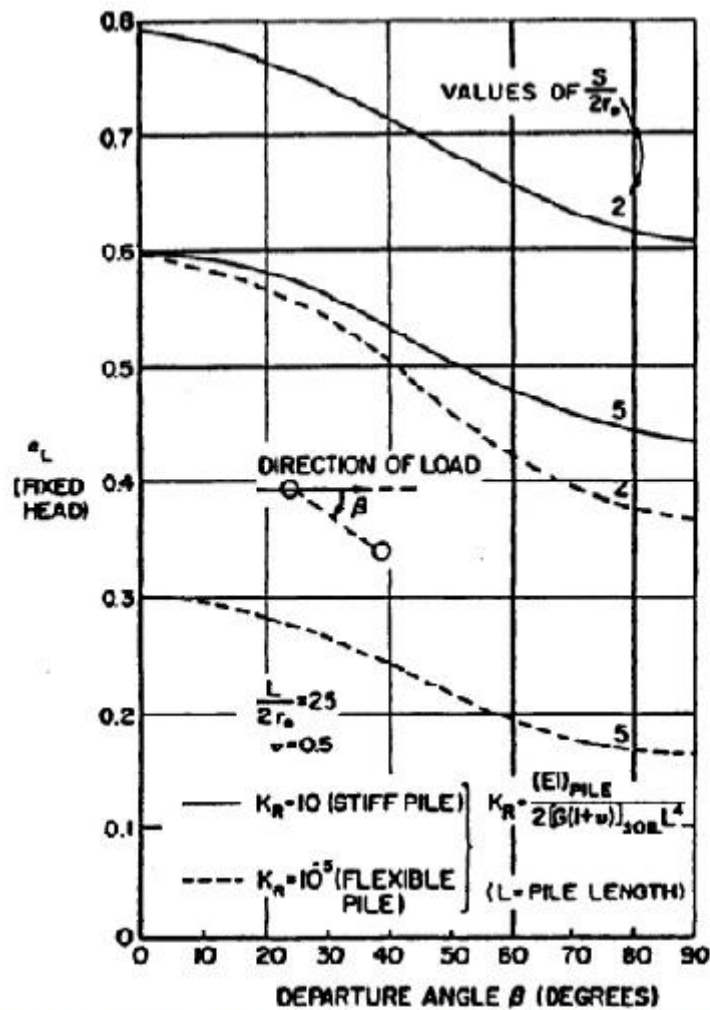
$$\alpha_{La} = 0.36 \quad \text{Viereisten paalujen vuorovaikutuskerroin}$$

$$\alpha_{Ld} = 0.17 \quad \text{Diagonaalipaalun vuorovaikutuskerroin}$$

$$\Sigma \alpha_L := \alpha_{Lr} + 2\alpha_{La} + \alpha_{Ld} = 1.89 \quad \text{Paaluryhmän yhdistetty vuorovaikutuskerroin}$$

$$k_u := \frac{4 \cdot k_{u,s}}{\Sigma \alpha_L} = 258.002 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}} \quad \text{Paaluryhmän kokonaisjäykkyys}$$

$$c_u := \frac{4 \cdot c_{u,s}}{\Sigma \alpha_L} = 803827 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}} \quad \text{Paaluryhmän kokonaisvaimennus}$$



Kuva 1.  $\alpha_L$ -kertoimien graafinen esitys (Prakash & Sharma 1990).

### Paaluanturan viereisten täyttöjen vaikutus

$$h_f := 800 \text{ mm}$$

Täytön korkeus paaluanturan vieressä

$$G_{s.f} := 21.154 \text{ MPa}$$

Täyttöosan leikkausmoduuli

$$\gamma_{s.f} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Täyttöosan tilavuuspaino

$$\rho_{s.f} := \frac{\gamma_{s.f}}{g} = 2039 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Täyttöosan kiintotiheys

$$\nu_{s.f} := 0.2$$

Täyttöosan Poissonin luku

$$R_c := \sqrt{\frac{B_b^2}{\pi}} = 1580 \text{ mm}$$

Paaluanturan ekvivalentti säde

$$S_{x1} := 3.9$$

Taulukon 2 mukainen jäykköysvakio (lin. interpolaatio)

$$S_{x2} := 9.0$$

Taulukon 2 mukainen vaimennusvakio (lin. interpolaatio)

Taulukko 2. Täyttöjen jäykkyys- ja vaimennuskertoimet (Prakash &amp; Sharma 1990).

Poisson's Ratio $\nu$	Validity Range	Constant Parameter
0.0	$0 < a_0 < 1.5$ $0 < a_0 < 1.5$	$\bar{S}_{x1} = 3.6$ $\bar{S}_{x2} = 8.2$
0.25	$0 < a_0 < 2$ $0 < a_0 < 1.5$	$\bar{S}_{x1} = 4.0$ $\bar{S}_{x2} = 9.1$
0.4	$0 < a_0 < 2.0$ $0 < a_0 < 1.5$	$\bar{S}_{x1} = 4.1$ $\bar{S}_{x2} = 10.6$

$$k_w := G_{s,f} \cdot h_f \cdot S_{x1} = 66 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}} \quad \text{Täyttöjen aiheuttama lisjäykkyys}$$

$$c_w := h_f \cdot R_c \cdot \sqrt{G_{s,f} \cdot \rho_{s,f}} \cdot S_{x2} = 2362471 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}} \quad \text{Täyttöjen aiheuttama lisvaimennus}$$

### Perustussysteemin vaakasuuntaiset ominaistaajuudet

$$m_b := \frac{B_b^2 \cdot h_b \cdot \gamma_c}{g} = 19986 \text{ kg} \quad \text{Paaluanturan massa}$$

$$m_{p,s} := \frac{l_p \cdot A_p \cdot \gamma_c}{g} = 1606 \text{ kg} \quad \text{Yksittäisen paalun massa}$$

$$m_{\text{tot}} := m_b + 4 \cdot m_{p,s} = 26411 \text{ kg} \quad \text{Perustussysteemin kokonaismassa}$$

$$\omega_0 := \sqrt{\frac{k_u}{m_{\text{tot}}}} = 98.8 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad \text{Perustussysteemin ominaiskulmataajuus ilman täyttöjen vaikutusta}$$

$$f_0 := \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} = 15.7 \cdot \text{Hz} \quad \text{Perustussysteemin ominaistaajuus ilman täyttöjen vaikutusta}$$

$$\omega_{0,f} := \sqrt{\frac{k_u + k_w}{m_{\text{tot}}}} = 110.8 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad \text{Perustussysteemin ominaiskulmataajuus täyttöjen kanssa}$$

$$f_{0,f} := \frac{\omega_{0,f}}{2 \cdot \pi} = 17.6 \cdot \text{Hz} \quad \text{Perustussysteemin ominaistaajuus täyttöjen kanssa}$$

### Perustussysteemin vaakasuuntaiset siirtymäamplitudit

$$P_0 := 3 \text{ kN} \quad \text{Dynaamisen herätekuorman amplitudi}$$

$$f := 0 \text{ Hz}, 0.1 \text{ Hz}.. 50 \text{ Hz} \quad \text{Tarkasteltava herätetaajuusalue}$$

$$\omega(f) := 2 \cdot \pi \cdot f \quad \text{Tarkasteltava herätekulmataajuusalue}$$

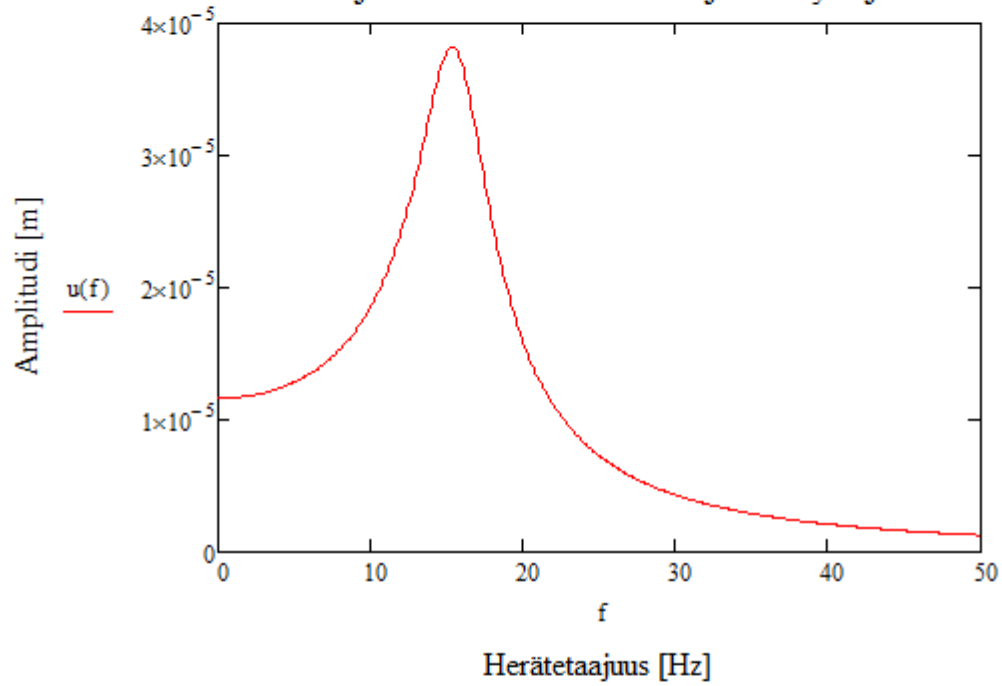
$$u(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{(k_u - m_{\text{tot}} \cdot \omega(f)^2)^2 + (c_u \cdot \omega(f))^2}} \right] \quad \text{Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona ilman täyttöjä}$$

$$u_{\text{ff}}(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{\left[ (k_u + k_w) - m_{\text{tot}} \cdot \omega(f)^2 \right]^2 + \left[ (c_u + c_w) \cdot \omega(f) \right]^2}} \right] \quad \text{Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona täyttöjen kanssa}$$

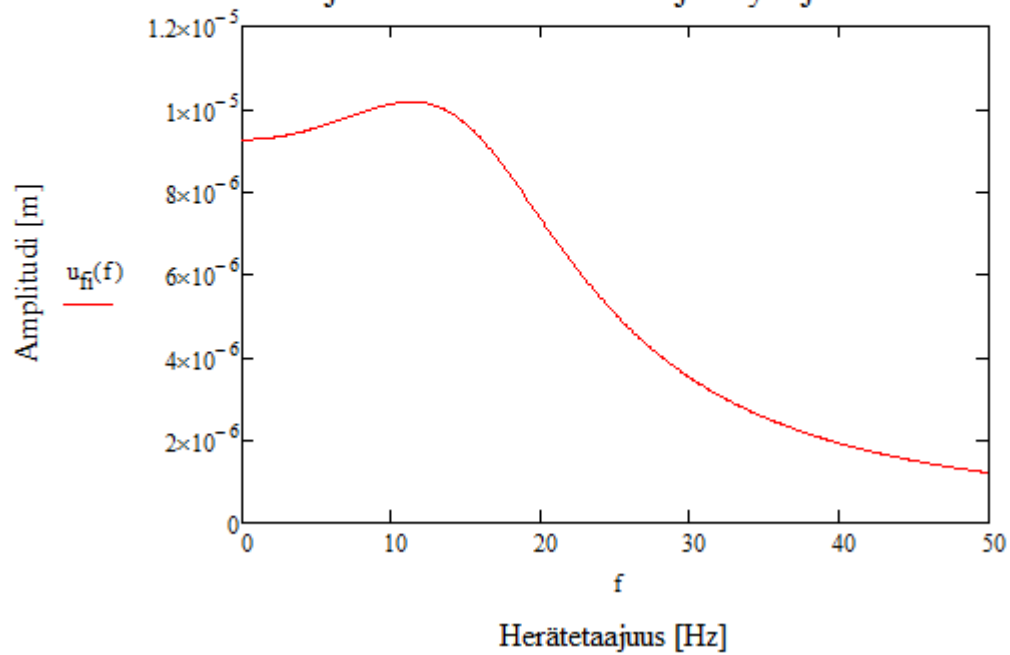
$$u(f_0) = 0.03776 \text{ mm} \quad \text{Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella ilman täyttöjä}$$

$$u_{\text{ff}}(f_{0,\text{f}}) = 0.00855 \text{ mm} \quad \text{Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella täyttöjen kanssa}$$

Taajuusvastefunktion kuvaaja: ei täyttöjä



Taajuusvastefunktion kuvaaja: täyttöjen kanssa



## Perustussysteemin redusoidut vaakasuuntaiset ominaistaajuudet

$r_k := 0.8$	Jäykkyyden redusointikerroin
$r_c := 0.45$	Vaimennuksen redusointikerroin
$r_{kf} := 1.1$	Täyttöjen lisäjäykkyyden redusointikerroin
$r_{cf} := 0.5$	Täyttöjen lisävaimennuksen redusointikerroin
$k_{u.red} := r_k \cdot k_u = 206.402 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$	Redusoitu jäykkyys ilman täyttöjen vaikutusta
$c_{u.red} := r_c \cdot c_u = 361722 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Redusoitu vaimennus ilman täyttöjen vaikutusta
$k_{w.red} := r_{kf} \cdot k_w = 72.601 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$	Redusoitu täyttöjen aiheuttama lisäjäykkyys
$c_{w.red} := r_{cf} \cdot c_w = 1181236 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Redusoitu täyttöjen aiheuttama lisävaimennus
$\omega_{0.red} := \sqrt{\frac{k_{u.red}}{m_{tot}}} = 88.4 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$	Redusoitu ominaiskulmataajuus ilman täyttöjen vaikutusta
$f_{0.red} := \frac{\omega_{0.red}}{2 \cdot \pi} = 14.1 \cdot \text{Hz}$	Redusoitu ominaistaajuus ilman täyttöjen vaikutusta
$\omega_{0.f.red} := \sqrt{\frac{k_{u.red} + k_{w.red}}{m_{tot}}} = 102.8 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$	Redusoitu ominaiskulmataajuus täyttöjen kanssa
$f_{0.f.red} := \frac{\omega_{0.f.red}}{2 \cdot \pi} = 16.4 \cdot \text{Hz}$	Redusoitu ominaistaajuus täyttöjen kanssa

## Perustussysteemin redusoidut vaakasuuntaiset siirtymäamplitudit

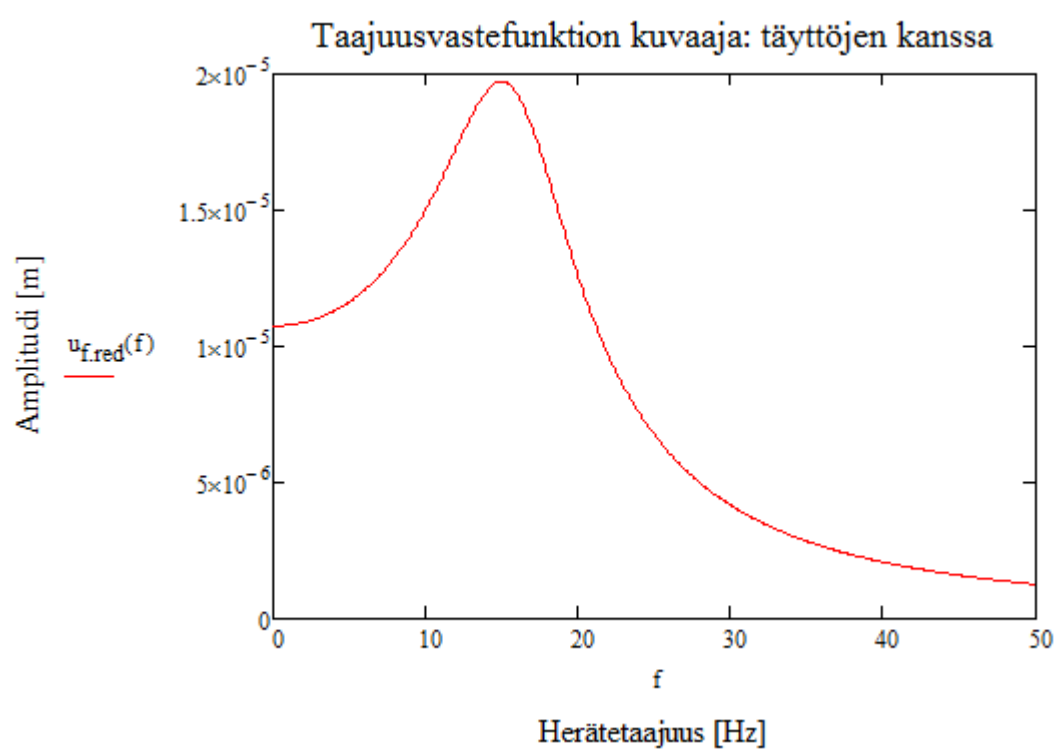
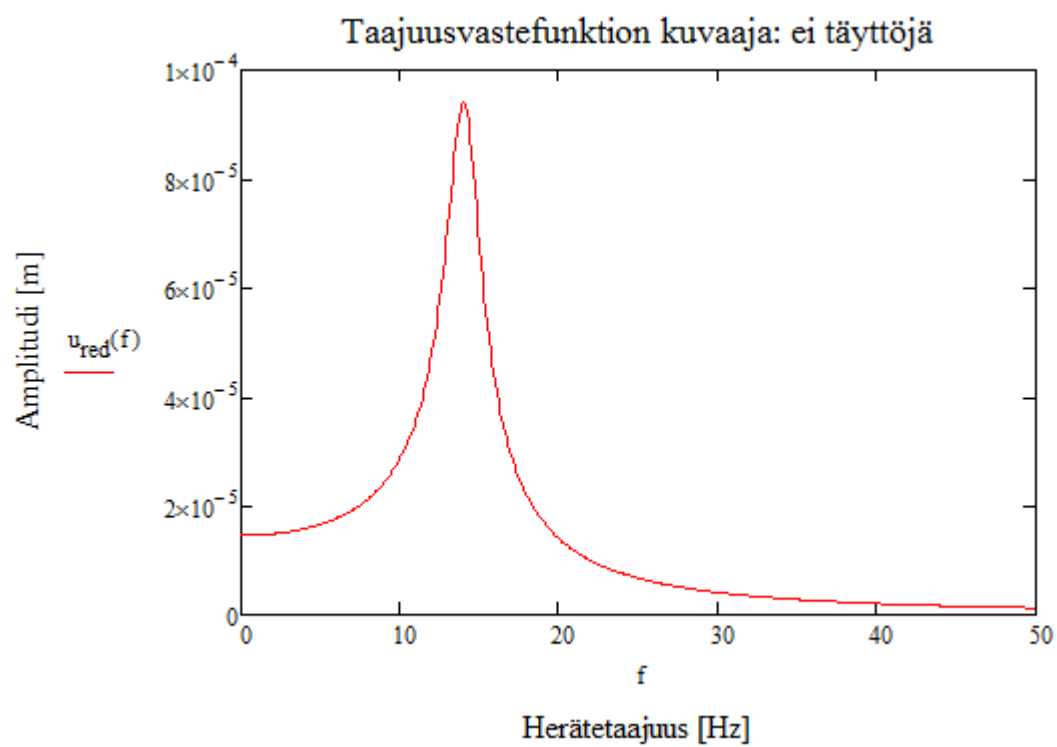
$$u_{red}(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{\left( (k_{u.red} - m_{tot} \cdot \omega(f)^2)^2 + (c_{u.red} \cdot \omega(f))^2 \right)}} \right] \quad \text{Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona ilman täyttöjä}$$

Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona täyttöjen kanssa

$$u_{f.red}(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{\left[ \left( (k_{u.red} + k_{w.red}) - m_{tot} \cdot \omega(f)^2 \right)^2 + \left[ (c_{u.red} + c_{w.red}) \cdot \omega(f) \right]^2 \right]}} \right]$$

$$u_{red}(f_{0.red}) = 0.09382 \cdot \text{mm} \quad \text{Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella ilman täyttöjä}$$

$$u_{f.red}(f_{0.f.red}) = 0.01892 \cdot \text{mm} \quad \text{Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella täyttöjen kanssa}$$





## Perustussysteemin suhteelliset vaimennukset

$c_{cr} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot k_u} = 5220730 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Kriittinen vaimennus ilman täyttöjä
$c_{cr.f} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot (k_u + k_w)} = 5850512 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Kriittinen vaimennus täyttöjen kanssa
$\xi := \frac{c_u}{c_{cr}} = 0.154$	Suhteellinen vaimennus ilman täyttöjä
$\xi_f := \frac{c_u + c_w}{c_{cr.f}} = 0.541$	Suhteellinen vaimennus täyttöjen kanssa
$c_{cr.red} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot k_{u.red}} = 4669563 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Redusoitu kriittinen vaimennus ilman täyttöjä
$c_{cr.f.red} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot (k_{u.red} + k_{w.red})} = 5429045 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Redusoitu kriittinen vaimennus täyttöjen kanssa
$\xi_{red} := \frac{c_{u.red}}{c_{cr.red}} = 0.077$	Redusoitu suhteellinen vaimennus ilman täyttöjä
$\xi_{f.red} := \frac{c_{u.red} + c_{w.red}}{c_{cr.f.red}} = 0.284$	Redusoitu suhteellinen vaimennus täyttöjen kanssa

## Täyttöjen lisäjäykkyyksien muunnokset alustaluvuiksi Robot-ohjelmaan

$k_{h.f} := \frac{k_w}{B_b^2} = 8418 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Täyttöjen lisäjäykkyyden muunnos alustaluvuksi
$k_{h.f.red} := \frac{k_{w.red}}{B_b^2} = 9260 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Täyttöjen redusoidun lisäjäykkyyden muunnos alustaluvuksi

## Japanin paaluperustus

Kehyksissä olevat arvot ovat laskennan lähtötietoja.

### Lähtötiedot

Perustussysteemin tarkempi kuvaus on opinnäytteen alaluvussa 5.2.

$B_b := 4400\text{mm}$	Neliön muotoisen paaluanturan sivumitta
$h_b := 4000\text{mm}$	Paaluanturan korkeus
$l_p := 7500\text{mm}$	Paalun pituus
$R_p := 300\text{mm}$	Paalun ympyräpoikkileikkauksen säde
$I_{z,p} := \frac{\pi R_p^4}{4} = 6361725123.519\text{-mm}^4$	Paalun poikkileikkauksen neliömomentti
$A_p := \pi R_p^2 = 282743.339\text{-mm}^2$	Paalun poikkileikkauksen ala
$R_0 := \sqrt[4]{\frac{I_{z,p} \cdot 4}{\pi}} = 300\text{-mm}$	Paalun ekvivalentti säde neliömomentin mukaan
$E_c := 30000\text{MPa}$	Betonin kimmomoduuli (C20/25)
$EI := E_c \cdot I_{z,p} = 190851753.706\text{-N}\cdot\text{m}^2$	Yksittäisen paalun taivutusjäykkyys
$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Betonin tilavuuspaino
$G_s := 156.6\text{MPa}$	Hiekan keskimääräinen leikkausmoduuli
$\gamma_s := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Hiekan tilavuuspaino
$\rho_s := \frac{\gamma_s}{g} = 1835 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Hiekan kiintotiheys
$\nu_s := 0.4$	Hiekan Poissonin luku (tässä laskelmassa)
$V_s := \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} = 292.1 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Leikkausaallon nopeus savikerroksessa.

## Yksittäisen paalun jäykkyys ja vaimennus

$$\frac{l_p}{R_0} = 25 \quad \text{Paalun pituuden ja ekvivalentin säteen suhde}$$

$$\frac{E_c}{G_s} = 191.6 \quad \text{Paalun kimmomoduulin ja hiekan leikkausmoduulin suhde}$$

Interpoloidaan  $f_{u1}$  taulukon 1 mukaisesti.

$$f_{u1} := 0.0236 + \frac{(0.0236 - 0.0149)}{250} \cdot \left( 250 - \frac{E_c}{G_s} \right) = 0.0256$$

$$k_{u.s} := \frac{E_c \cdot I_{z.p}}{R_p^3} \cdot f_{u1} = 181.191 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}} \quad \text{Yksittäisen paalun jäykkyys}$$

Interpoloidaan  $f_{u2}$  taulukon 1 mukaisesti.

$$f_{u2} := 0.0880 + \frac{(0.0880 - 0.0544)}{250} \cdot \left( 250 - \frac{E_c}{G_s} \right) = 0.0959$$

$$c_{u.s} := \frac{E_c \cdot I_{z.p}}{R_p^2 \cdot V_s} \cdot f_{u2} = 695887 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}} \quad \text{Yksittäisen paalun vaimennus}$$

## 2x2 paaluryhmän ryhmävaikutukset

Valitaan referenssipaaluksi paaluanturan tasossa vasemmassa yläreunassa sijaitseva paalu.

$$s_a := 2200\text{mm} \quad \text{Viereisten paalujen etäisyys referenssipaalusta (2 kpl)}$$

$$s_d := \sqrt{s_a^2 + s_a^2} = 3111\text{-mm} \quad \text{Diagonaalipaalun etäisyys referenssipaalusta (1 kpl)}$$

$$\frac{s_a}{2 \cdot R_0} = 3.7 \quad \text{Referenssipaalun viereisten paalujen suhdeluvut}$$

$$\frac{s_d}{2 \cdot R_0} = 5.2 \quad \text{Diagonaalipaalun suhdeluku}$$

$$\frac{l_p}{2R_0} = 12.5 \quad \text{Paalun pituuden ja ekvivalentin halkaisijan suhde}$$

$$\alpha_{Lr} := 1 \quad \text{Referenssipaalun vuorovaikutuskerroin}$$

Referenssipaalun viereisten paalujen ja diagonaalipaalun  $\alpha$ -kertoimet tulkitaan kuvasta 1.

$$K_R := \frac{E_c \cdot I_{z.p}}{2 \cdot [G_s \cdot (1 + \nu_s)] \cdot l_p^4} = 1.38 \times 10^{-4} \quad \text{Paalujen vertailujäykkyys} \Rightarrow \text{joustava paalu}$$

$\alpha_{La} := 0.43$	Viereisten paalujen vuorovaikutuskerroin
$\alpha_{Ld} := 0.28$	Diagonaalipaalun vuorovaikutuskerroin
$\Sigma\alpha_L := \alpha_{Lr} + 2\alpha_{La} + \alpha_{Ld} = 2.14$	Paaluryhmän yhdistetty vuorovaikutuskerroin
$k_u := \frac{4 \cdot k_{u,s}}{\Sigma\alpha_L} = 338.675 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$	Paaluryhmän kokonaisjäykkyys
$c_u := \frac{4 \cdot c_{u,s}}{\Sigma\alpha_L} = 1300724 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Paaluryhmän kokonaisvaimennus

### Paaluanturan viereisten täyttöjen vaikutus

$h_f := 3000\text{mm}$	Täytön korkeus paaluanturan vieressä
$G_{s,f} := 34.7\text{MPa}$	TäyttöSORAN leikkausmoduuli
$\gamma_{s,f} := 18.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	TäyttöSORAN tilavuuspaino
$\rho_{s,f} := \frac{\gamma_{s,f}}{g} = 1886 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	TäyttöSORAN kiintotiheys
$\nu_{s,f} := 0.32$	TäyttöSORAN Poissonin luku
$R_c := \sqrt{\frac{B_b^2}{\pi}} = 2482\text{-mm}$	Paaluanturan ekvivalentti säde
$S_{x1} := 4.0$	Taulukon 2 mukainen jäykköisyvakio (lin. interpolaatio)
$S_{x2} := 9.8$	Taulukon 2 mukainen vaimennusvakio (lin. interpolaatio)
$k_w := G_{s,f} \cdot h_f \cdot S_{x1} = 416.4 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$	Täyttöjen aiheuttama lisjäykkyys
$c_w := h_f \cdot R_c \cdot \sqrt{G_{s,f} \cdot \rho_{s,f}} \cdot S_{x2} = 18673053 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}}$	Täyttöjen aiheuttama lisävaimennus

### Perustussysteemin vaakasuuntaiset ominaistajuudet

$m_b := \frac{B_b^2 \cdot h_b \cdot \gamma_c}{g} = 197417\text{kg}$	Paaluanturan massa
$m_{p,s} := \frac{l_p \cdot A_p \cdot \gamma_c}{g} = 5406\text{kg}$	Yksittäisen paalun massa
$m_{\text{tot}} := m_b + 4 \cdot m_{p,s} = 219041\text{kg}$	Perustussysteemin kokonaismassa
$\omega_0 := \sqrt{\frac{k_u}{m_{\text{tot}}}} = 39.3 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$	Perustussysteemin ominaiskulmataajuus ilman täyttöjen vaikutusta (STEP-1)

$$f_0 := \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} = 6.3 \cdot \text{Hz}$$

Perustussysteemin ominaistaajuus ilman täyttöjen vaikutusta (STEP-1)

$$\omega_{0f} := \sqrt{\frac{k_u + k_w}{m_{\text{tot}}}} = 58.7 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Perustussysteemin ominaiskulmataajuus täyttöjen kanssa (STEP-3)

$$f_{0f} := \frac{\omega_{0f}}{2 \cdot \pi} = 9.3 \cdot \text{Hz}$$

Perustussysteemin ominaistaajuus täyttöjen kanssa (STEP-3)

### Perustussysteemin vaakasuuntaiset siirtymäamplitudit

$$P_0 := 10 \text{ kN}$$

Dynaamisen herätekuorman amplitudi

$$f := 0 \text{ Hz}, 0.1 \text{ Hz} \dots 50 \text{ Hz}$$

Tarkasteltava herätetaajuusalue

$$\omega(f) := 2 \cdot \pi \cdot f$$

Tarkasteltava herätekuormataajuusalue

$$u(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{\left( (k_u - m_{\text{tot}} \cdot \omega(f)^2)^2 + (c_u \cdot \omega(f))^2 \right)}} \right]$$

Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona ilman täyttöä (STEP-1)

$$u_f(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{\left[ (k_u + k_w) - m_{\text{tot}} \cdot \omega(f)^2 \right]^2 + \left[ (c_u + c_w) \cdot \omega(f) \right]^2}} \right]$$

Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona täyttöjen kanssa (STEP-3)

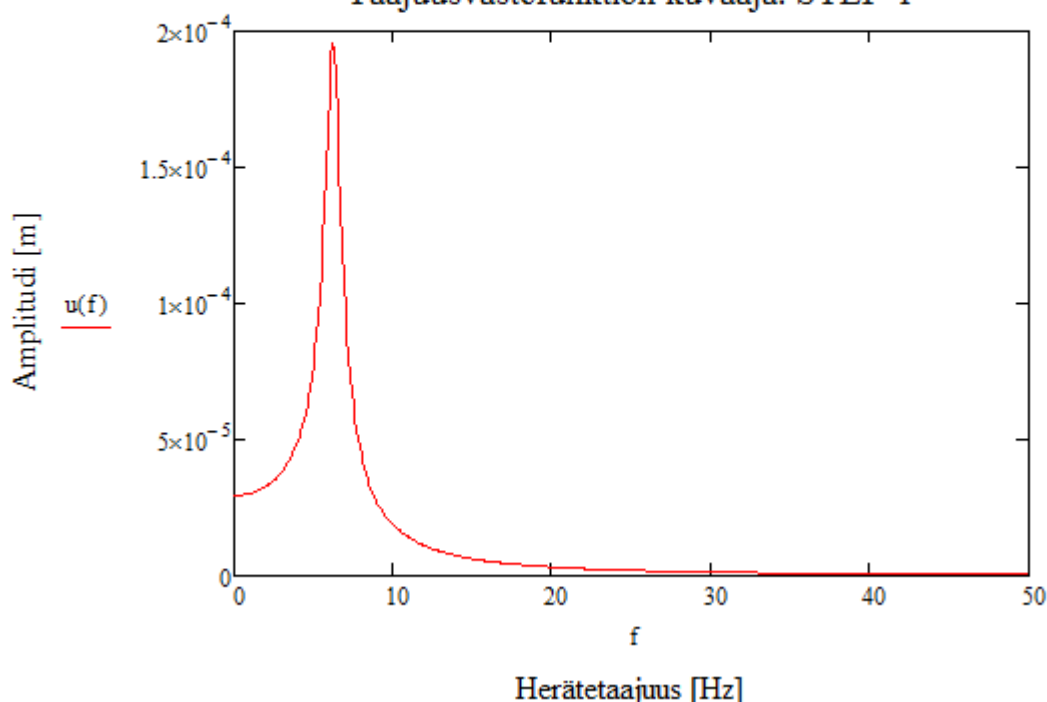
$$u(f_0) = 0.19552 \cdot \text{mm}$$

Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella ilman täyttöä (STEP-1)

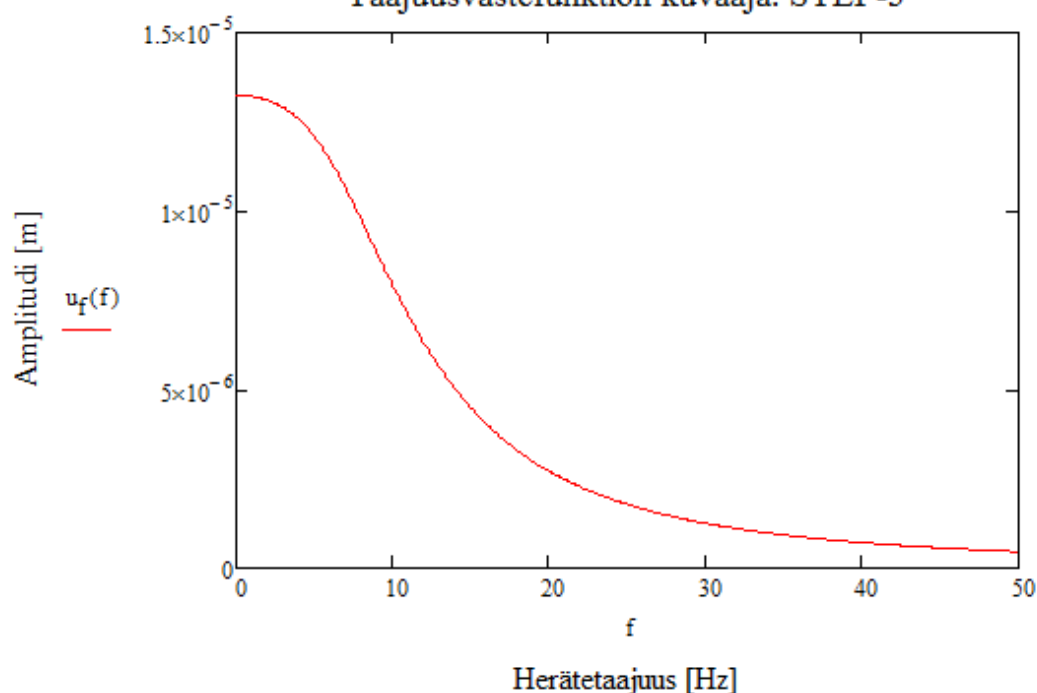
$$u_f(f_{0f}) = 0.00853 \cdot \text{mm}$$

Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella täyttöjen kanssa (STEP-3)

Taajuusvastefunktion kuvaaja: STEP-1



Taajuusvastefunktion kuvaaja: STEP-3



### Perustussysteemin redusoidut vaakuuntaiset ominaistajuudet

$$r_k = 1.2$$

Jäykkyyden redusointikerroin

$$r_c = 0.65$$

Vaimennuksen redusointikerroin

$$r_{k,f} = 1.2$$

Täyttöjen lisäjäykkyyden redusointikerroin

$$r_{c,f} = 0.25$$

Täyttöjen lisävaimennuksen redusointikerroin

$$k_{u,red} := r_k \cdot k_u = 406.411 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Redusoitu jäykkyys ilman täyttöjen vaikutusta

$$c_{u,red} := r_c \cdot c_u = 845470 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

Redusoitu vaimennus ilman täyttöjen vaikutusta

$$k_{w,red} := r_{k,f} \cdot k_w = 499.68 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Redusoitu täyttöjen aiheuttama lisäjäykkyys

$$c_{w,red} := r_{c,f} \cdot c_w = 4668263 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

Redusoitu täyttöjen aiheuttama lisävaimennus

$$\omega_{0,red} := \sqrt{\frac{k_{u,red}}{m_{tot}}} = 43.1 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Redusoitu ominaiskulmataajuus ilman täyttöjen vaikutusta (STEP-1)

$$f_{0,red} := \frac{\omega_{0,red}}{2 \cdot \pi} = 6.9 \cdot \text{Hz}$$

Redusoitu ominaistajuus ilman täyttöjen vaikutusta (STEP-1)

$$\omega_{0,f,red} := \sqrt{\frac{k_{u,red} + k_{w,red}}{m_{tot}}} = 64.3 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Redusoitu ominaiskulmataajuus täyttöjen kanssa (STEP-3)

$$f_{0,f,red} := \frac{\omega_{0,f,red}}{2 \cdot \pi} = 10.2 \cdot \text{Hz}$$

Redusoitu ominaistajuus täyttöjen kanssa (STEP-3)

### Perustussysteemin redusoidut vaakasuuntaiset siirtymäamplitudit

$$u_{\text{red}}(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{\left( (k_{\text{u.red}} - m_{\text{tot}} \cdot \omega(f))^2 \right)^2 + (c_{\text{u.red}} \cdot \omega(f))^2}} \right] \quad \text{Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona ilman täyttöjä (STEP-1)}$$

Siirtymäamplitudi herätetaajuuden funktiona täyttöjen kanssa (STEP-3)

$$u_{\text{f.red}}(f) := \left[ \frac{P_0}{\sqrt{\left[ (k_{\text{u.red}} + k_{\text{w.red}}) - m_{\text{tot}} \cdot \omega(f) \right]^2 + \left[ (c_{\text{u.red}} + c_{\text{w.red}}) \cdot \omega(f) \right]^2}} \right]$$

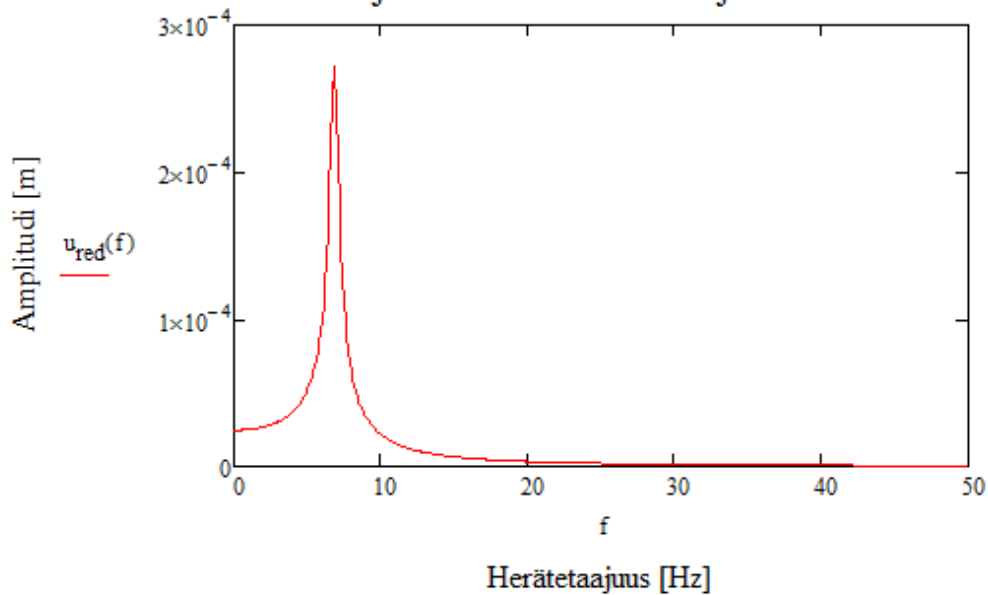
$$u_{\text{red}}(f_{0.\text{red}}) = 0.27459\text{-mm}$$

Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella ilman täyttöjä (STEP-1)

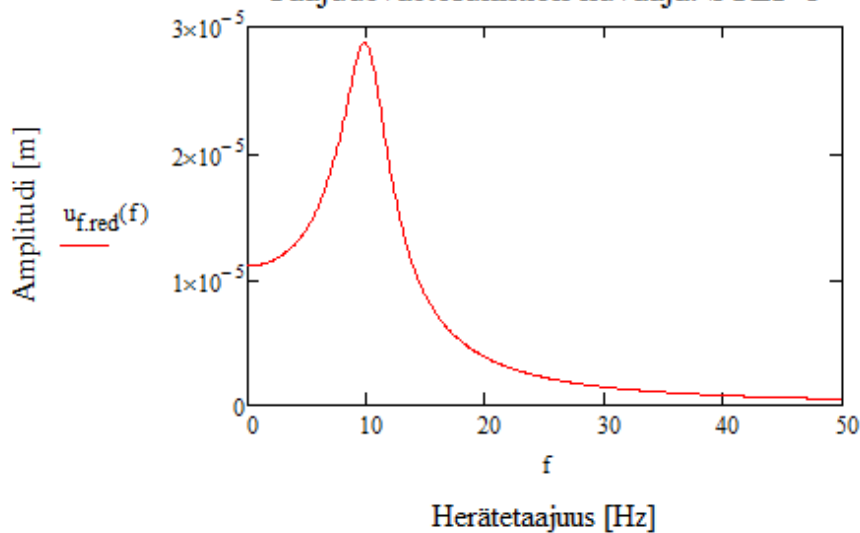
$$u_{\text{f.red}}(f_{0.\text{f.red}}) = 0.0282\text{-mm}$$

Siirtymäamplitudi systeemin ominaistaajuudella täyttöjen kanssa (STEP-3)

Taajuusvastefunktion kuvaaja: STEP-1



Taajuusvastefunktion kuvaaja: STEP-3



## Perustussysteemin suhteelliset vaimennukset

$$c_{cr} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot k_u} = 17226001 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

Kriittinen vaimennus ilman täyttöjä (STEP-1)

$$c_{crf} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot (k_u + k_w)} = 25720996 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

Kriittinen vaimennus täyttöjen kanssa (STEP-3)

$$\xi := \frac{c_u}{c_{cr}} = 0.076$$

Suhteellinen vaimennus ilman täyttöjä (STEP-1)

$$\xi_f := \frac{c_u + c_w}{c_{crf}} = 0.777$$

Suhteellinen vaimennus täyttöjen kanssa (STEP-3)

$$c_{cr.red} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot k_{u.red}} = 18870138 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

Redusoitu kriittinen vaimennus ilman täyttöjä (STEP-1)

$$c_{crf.red} := \sqrt{4 \cdot m_{tot} \cdot (k_{u.red} + k_{w.red})} = 28175939 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

Redusoitu kriittinen vaimennus täyttöjen kanssa (STEP-3)

$$\xi_{red} := \frac{c_{u.red}}{c_{cr.red}} = 0.045$$

Redusoitu suhteellinen vaimennus ilman täyttöjä (STEP-1)

$$\xi_{f.red} := \frac{c_{u.red} + c_{w.red}}{c_{crf.red}} = 0.196$$

Redusoitu suhteellinen vaimennus täyttöjen kanssa (STEP-3)

## Täyttöjen lisäjäykkyyksien muunnokset alustaluvuiksi Robot-ohjelmaan

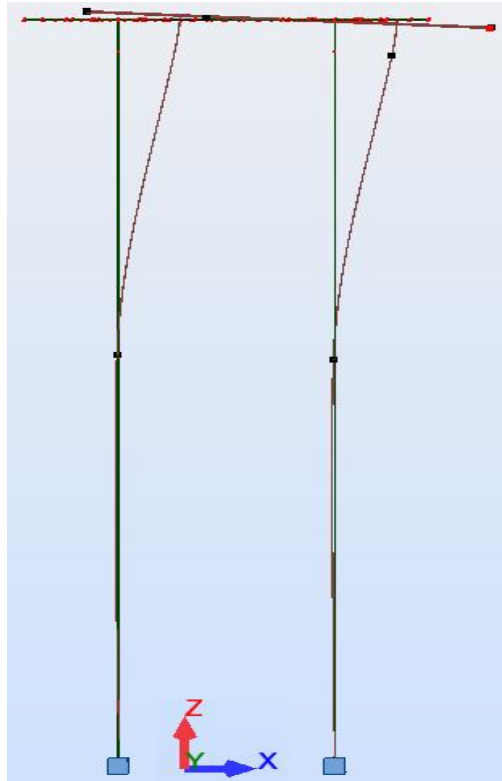
$$k_{z.f} := \frac{k_w}{B_b^2} = 21508 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Täyttöjen lisäjäykkyyden muunnos alustaluvuksi

$$k_{z.f.red} := \frac{k_{w.red}}{B_b^2} = 25810 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Täyttöjen redusoidun lisäjäykkyyden muunnos alustaluvuksi

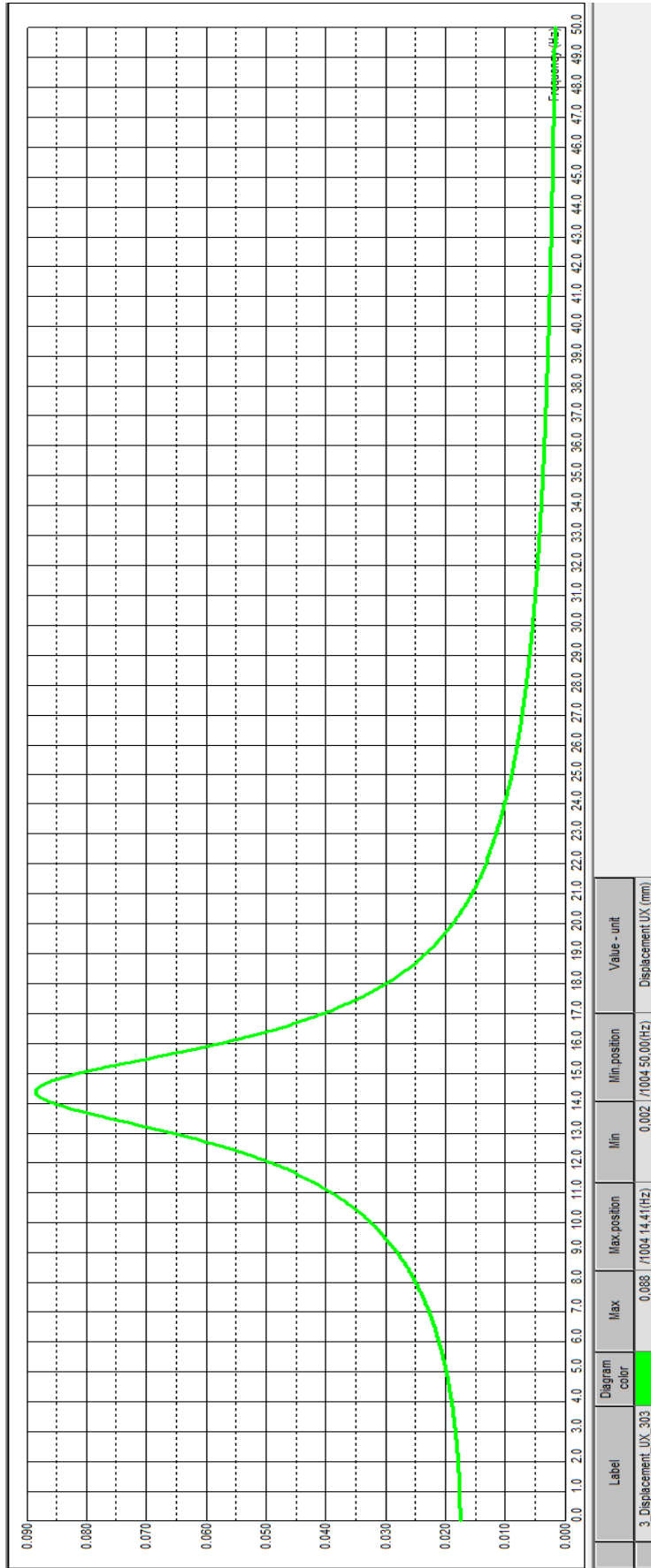


**LIITE 2: ROBOT-OHJELMAN TULOSKUVAAJAT**

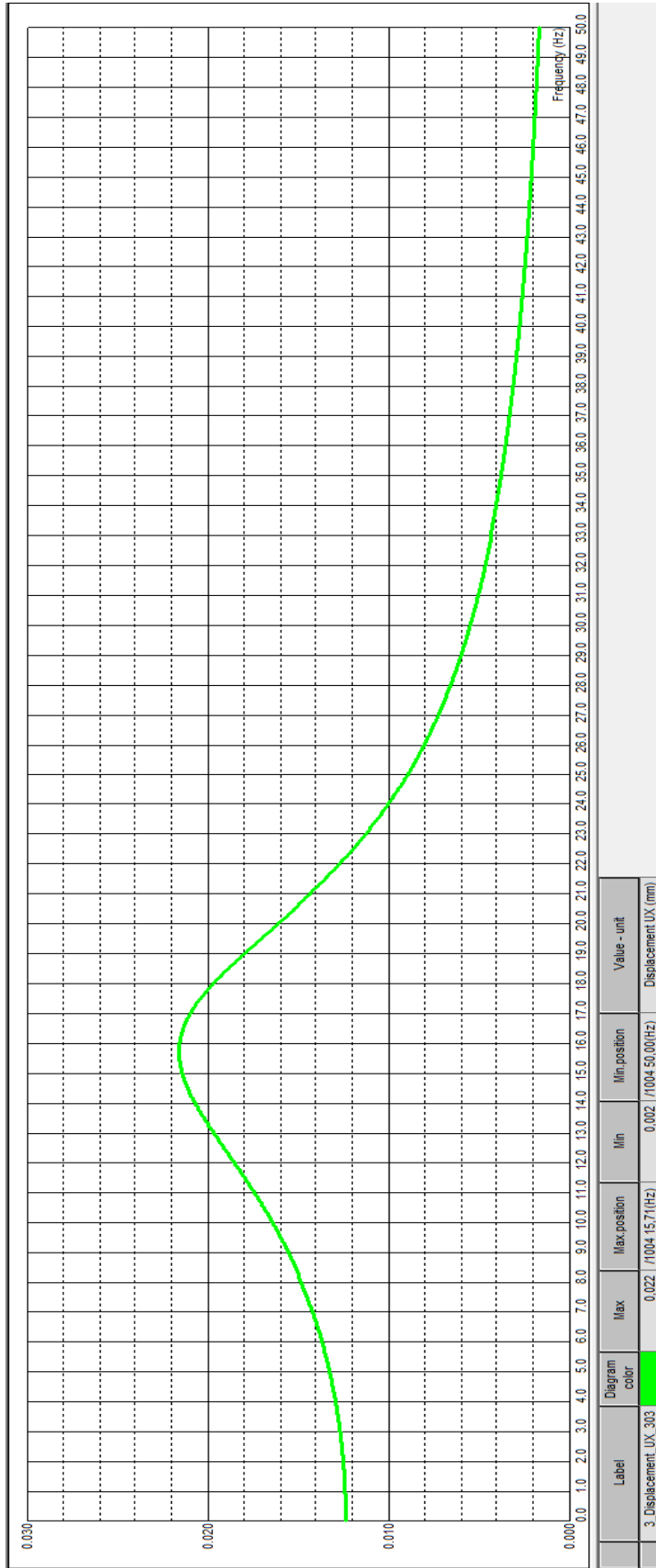
**Kuva 1.** Suomen perustussysteemin määrävä ominaisuusmuoto.



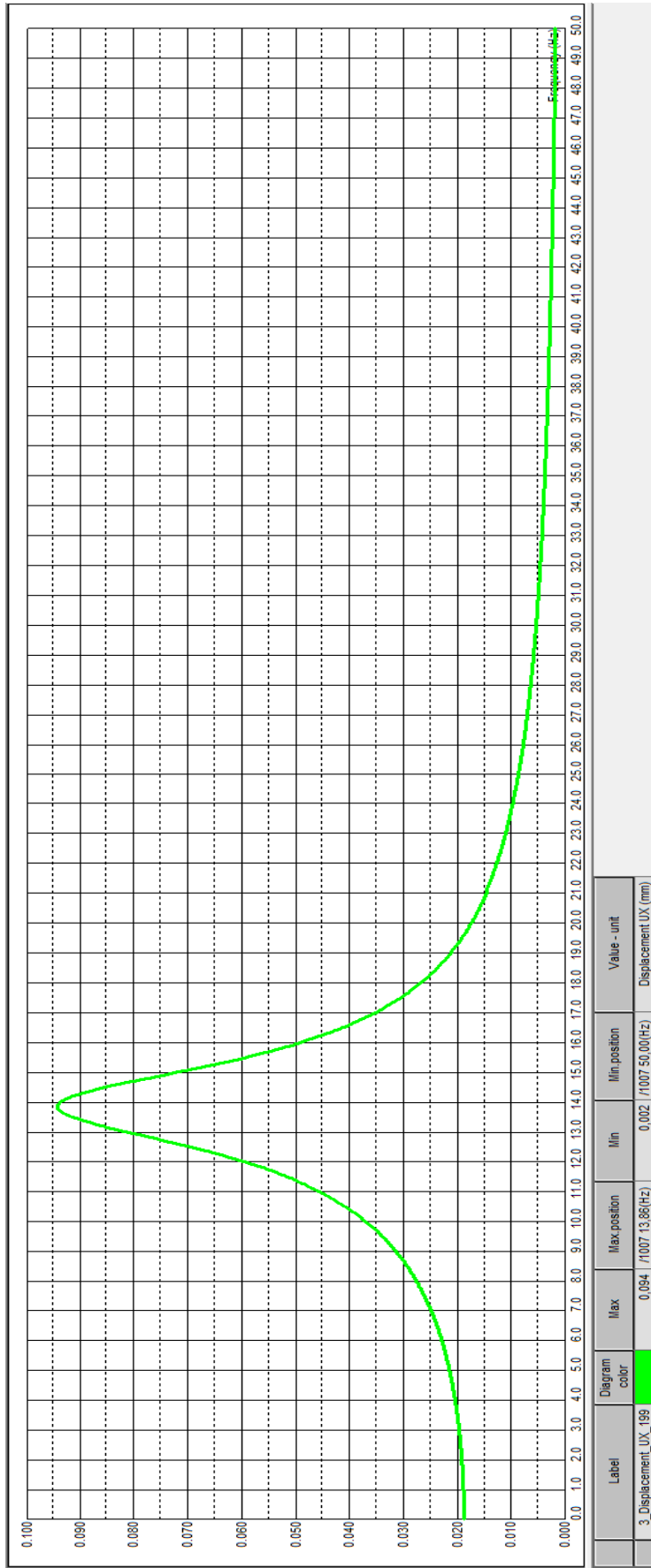
**Kuva 2.** Japanin perustussysteemin määrävä ominaisuusmuoto.



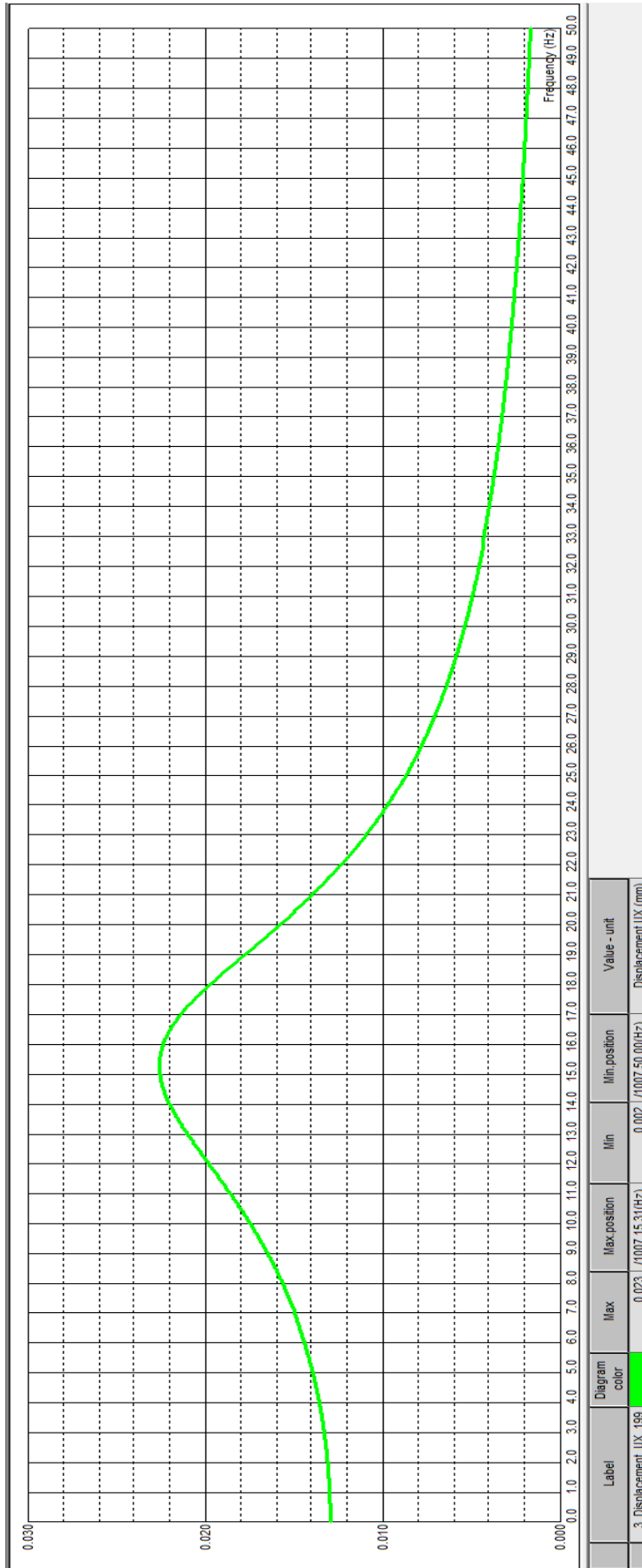
**Kuva 3.** FRF: Suomen paaluperustuksen taajuusvastefunktion kuvaaja ilman täyttöä. Maan jäykkyys diskreetein jousin (DJ). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).



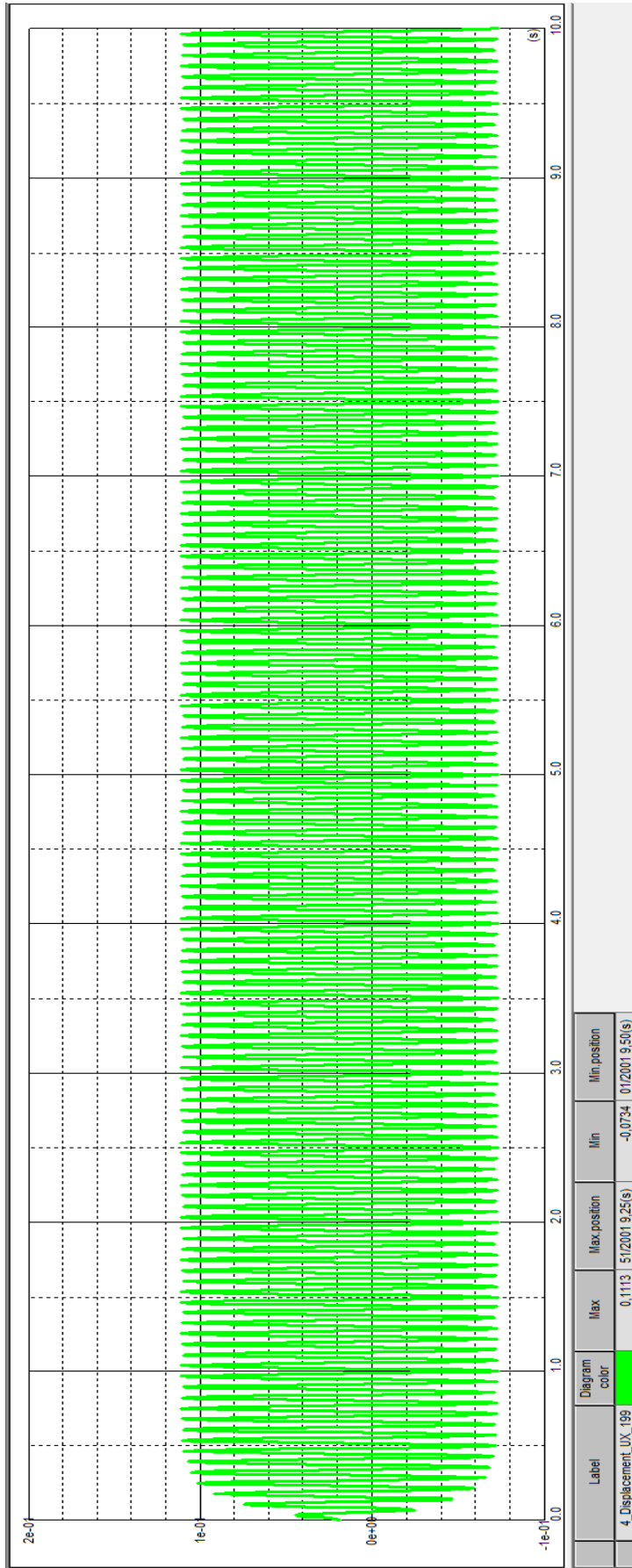
**Kuva 4. FRF:** Suomen paaluperustuksen taajuusvastefunktion kuvaaja täyttöjen kanssa. Maan jäykkyys diskreetein jousin (DJ). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).



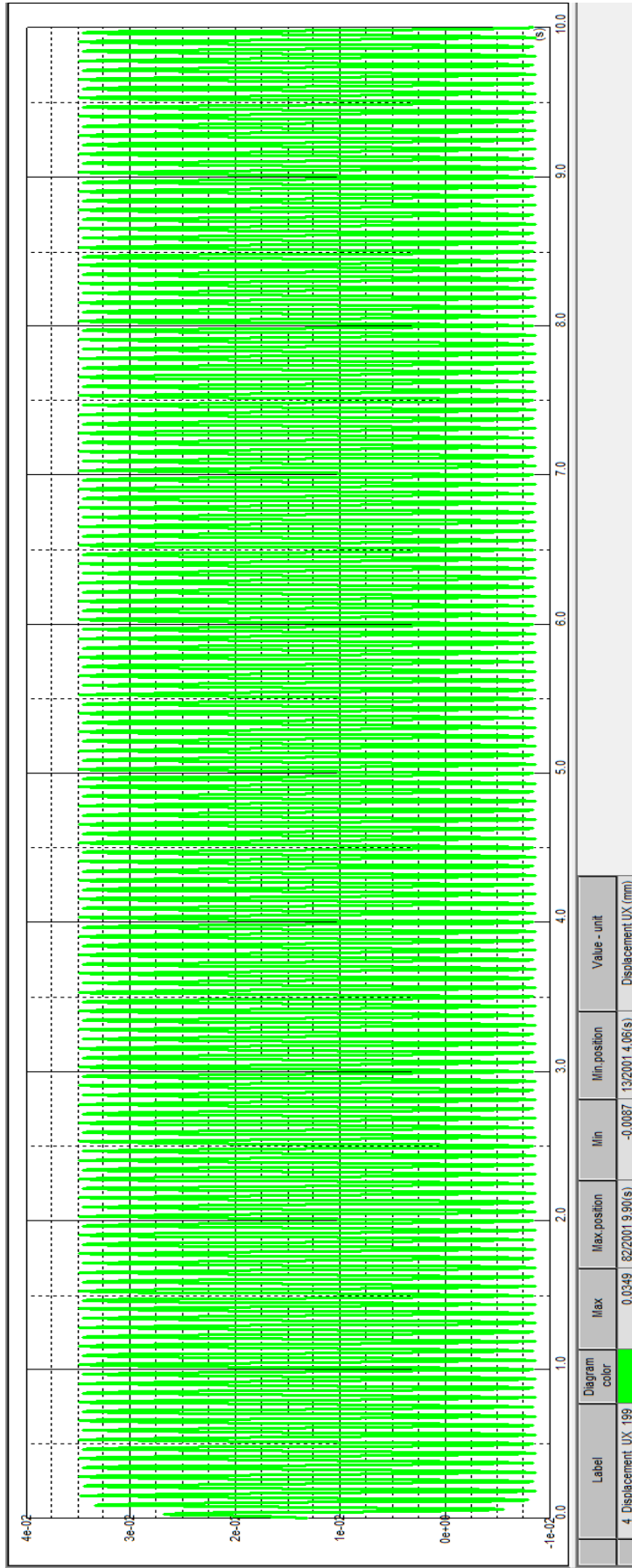
**Kuva 5. FRF:** Suomen paaluperustuksen taajuusvastefunktion kuvaaja ilman täyttöä. Maan jäykkyys alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).



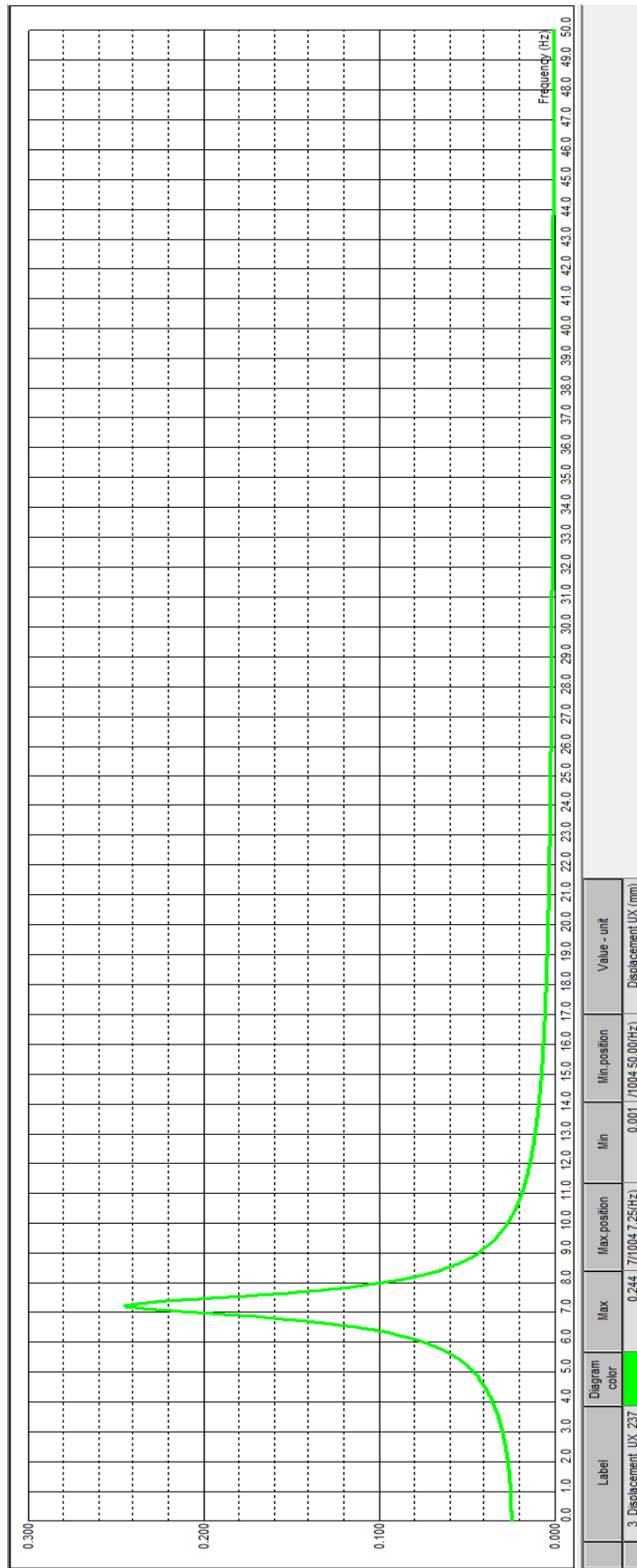
**Kuva 6.** FRF: Suomen paaluperustuksen taajuusvastefunktion kuvaaja täyttöjen kanssa. Maan jäykkyys alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).



**Kuva 7. TH:** Suomen paaluperustuksen siirtymävaste herätetaajuudella  $f = 14$  Hz ilman täyttöä. Maan jäykkyys alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).

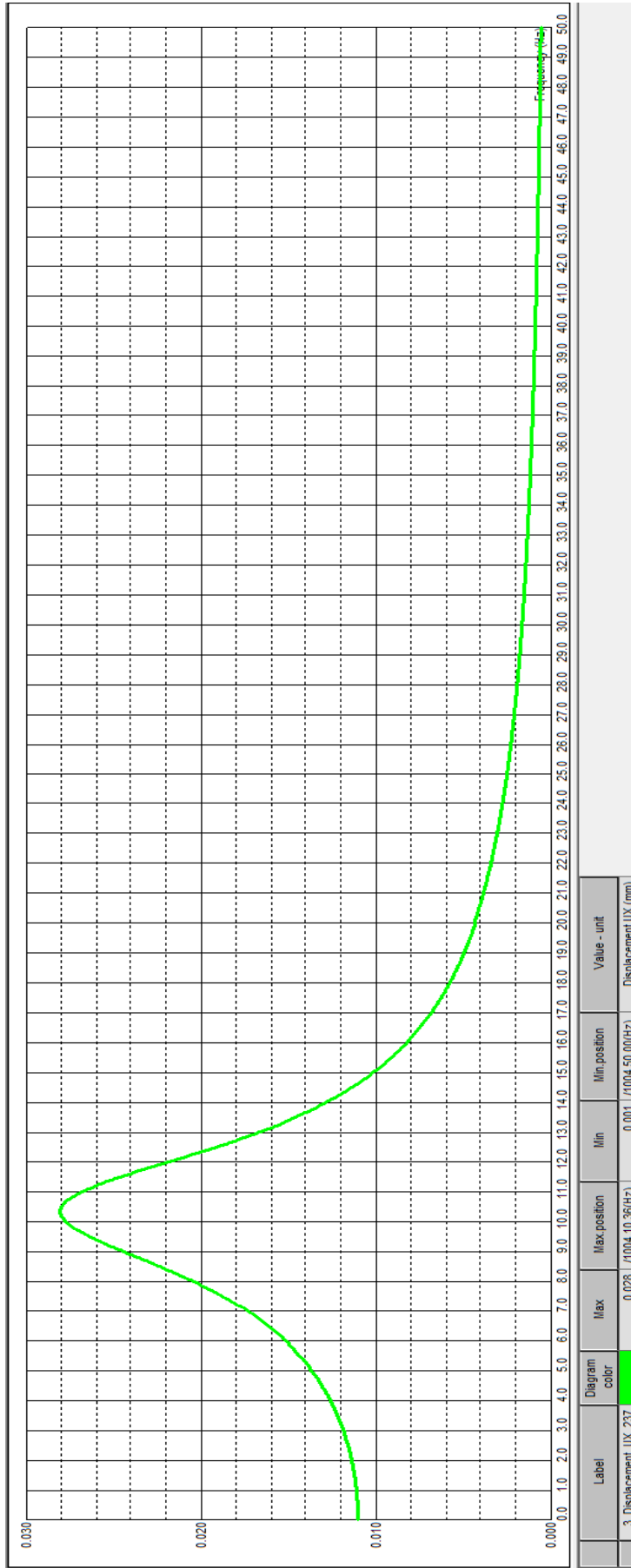


**Kuva 8. TH:** Suomen paaluperustuksen siirtymävaste herätetaajuudella  $f = 16$  Hz täyttöjen kanssa. Maan jäykkyys alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).

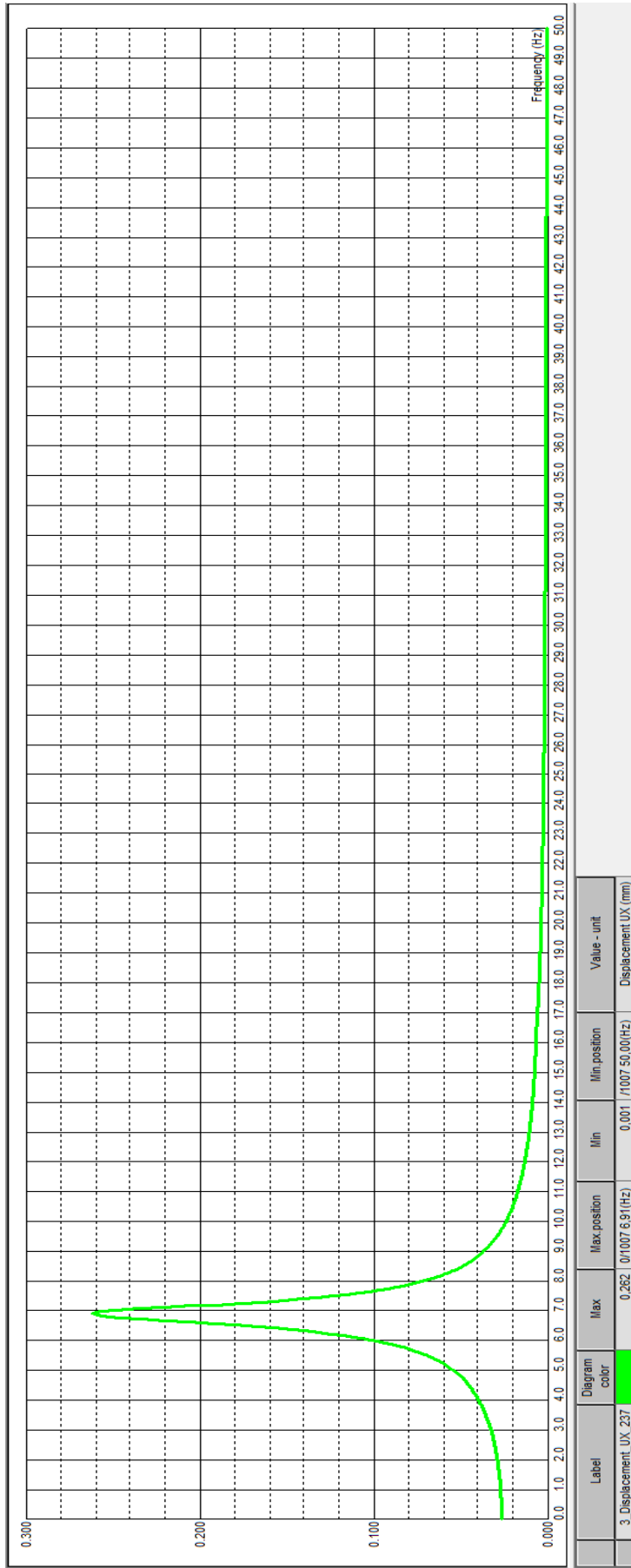


**Kuva 9. FRF:** Japanin paaluperustuksen taajuusvastefunktion kuvaaja vaiheessa STEP-1. Maan jäykkyys diskreetein jousin (DJ). Alustamoduulteoria: (Biot 1937).

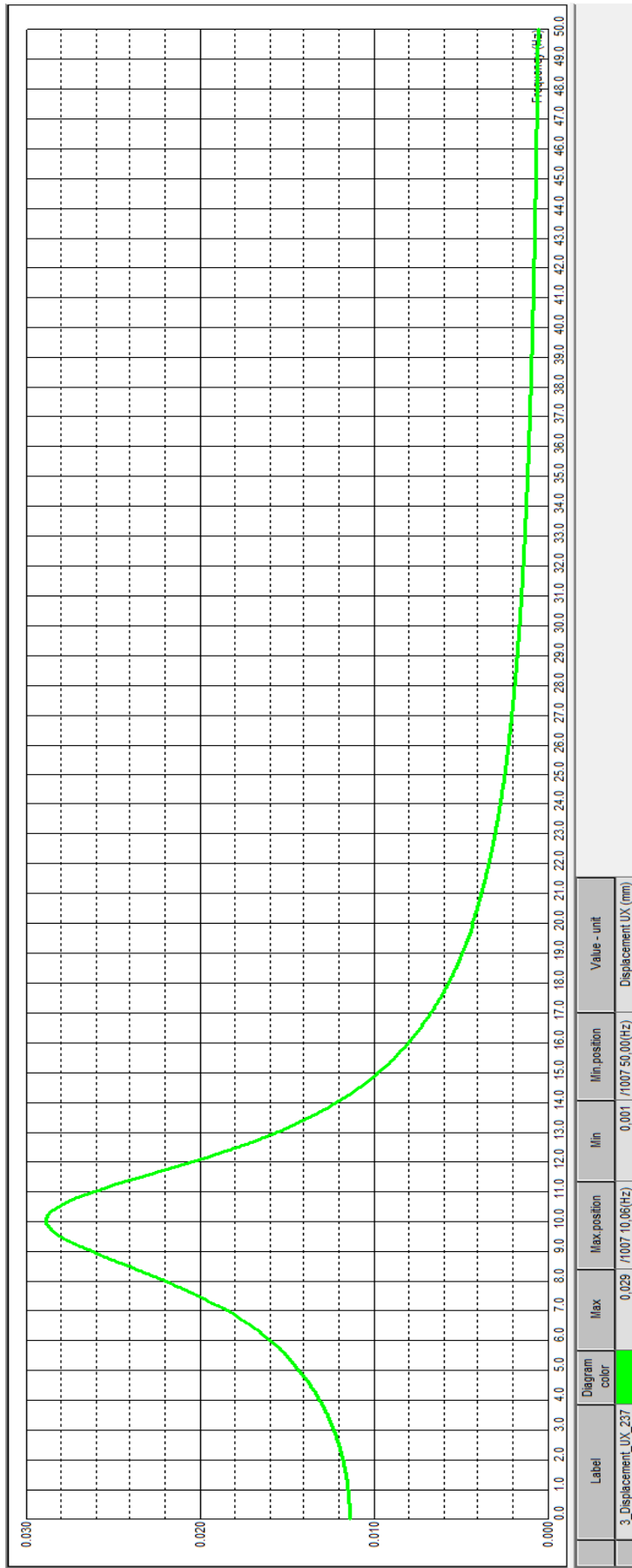




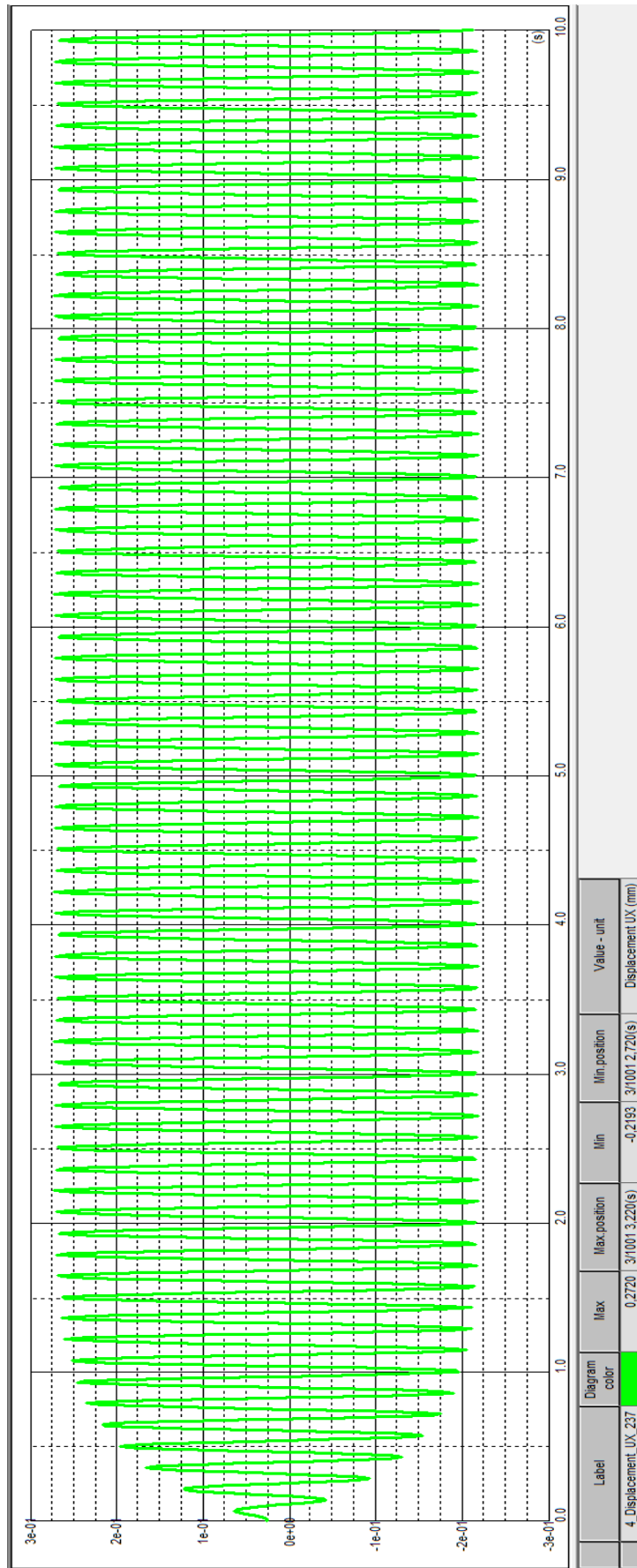
**Kuva 10.** FRF: Japanin paaluperustuksen taajuusvastefunktion kuvaaja vaiheessa STEP-3. Maan jäykkyys diskreetein jousin (DJ). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).



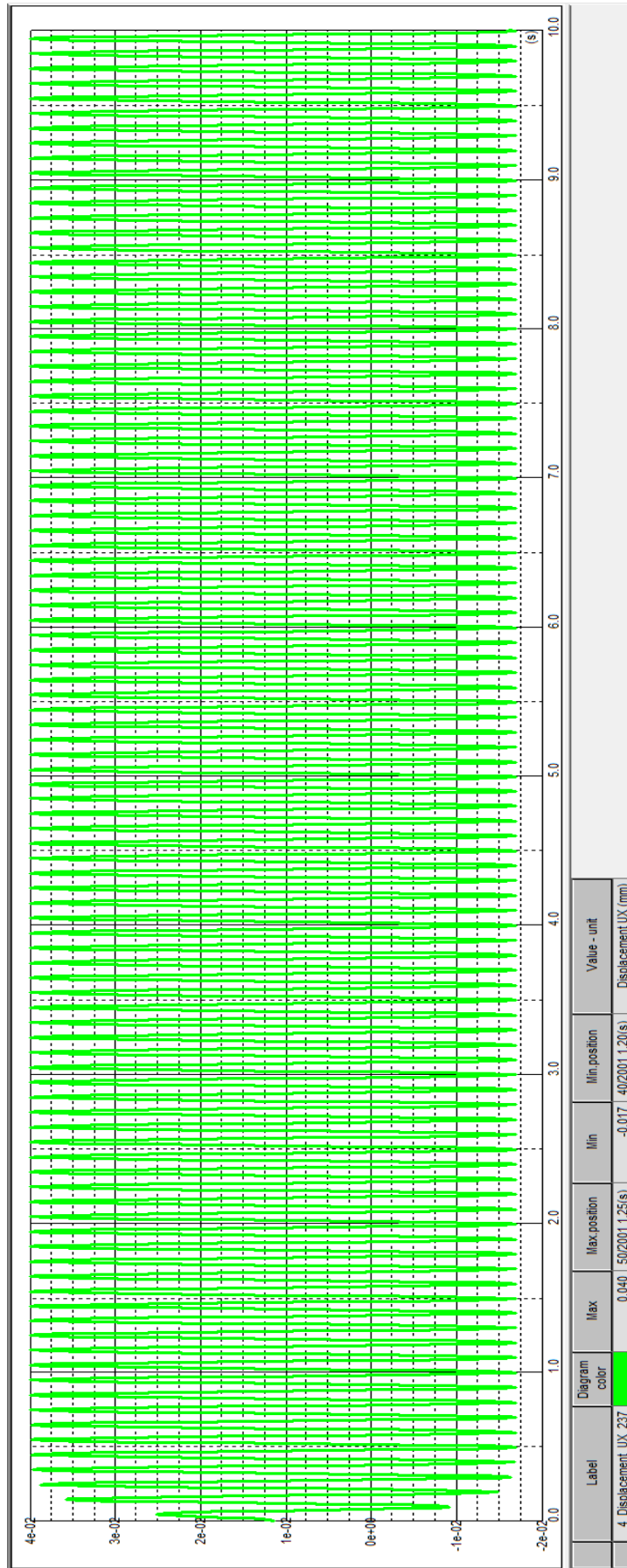
**Kuva 11. FRF:** Japanin paaluperustuksen taajuusvastafunktion kuvaaja vaiheessa STEP-1. Maan jäykkyys alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).



**Kuva 12. FRF:** Japanin paaluperustuksen taajuusvastefunktion kuvaaja vaiheessa STEP-3. Maan jäykkyyks alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).

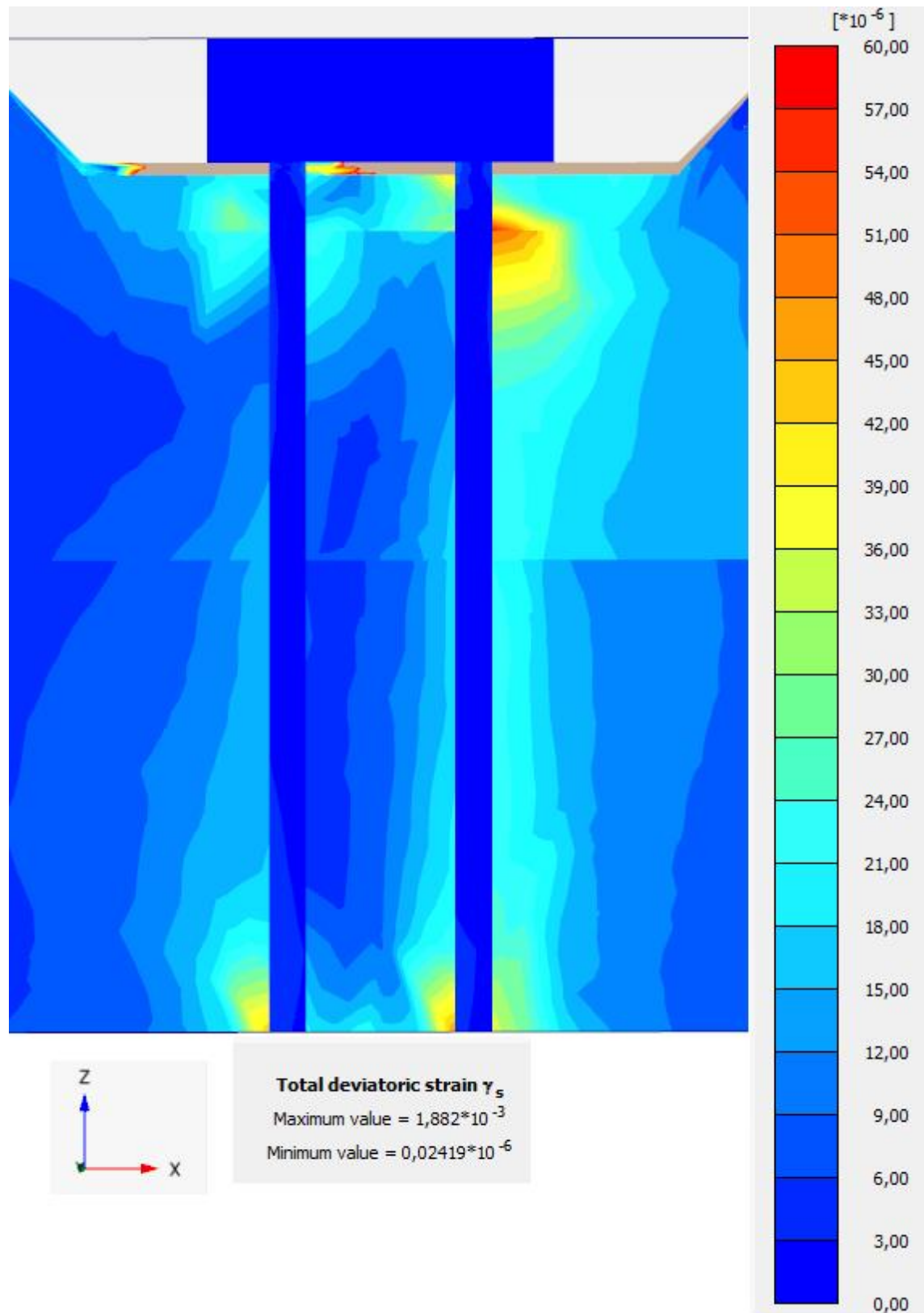


**Kuva 13. TH:** Japanin paaluperustuksen siirtymä vaste herätetaajuudella  $f = 7$  Hz vaiheessa STEP-1. Maan jäykkyys alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).

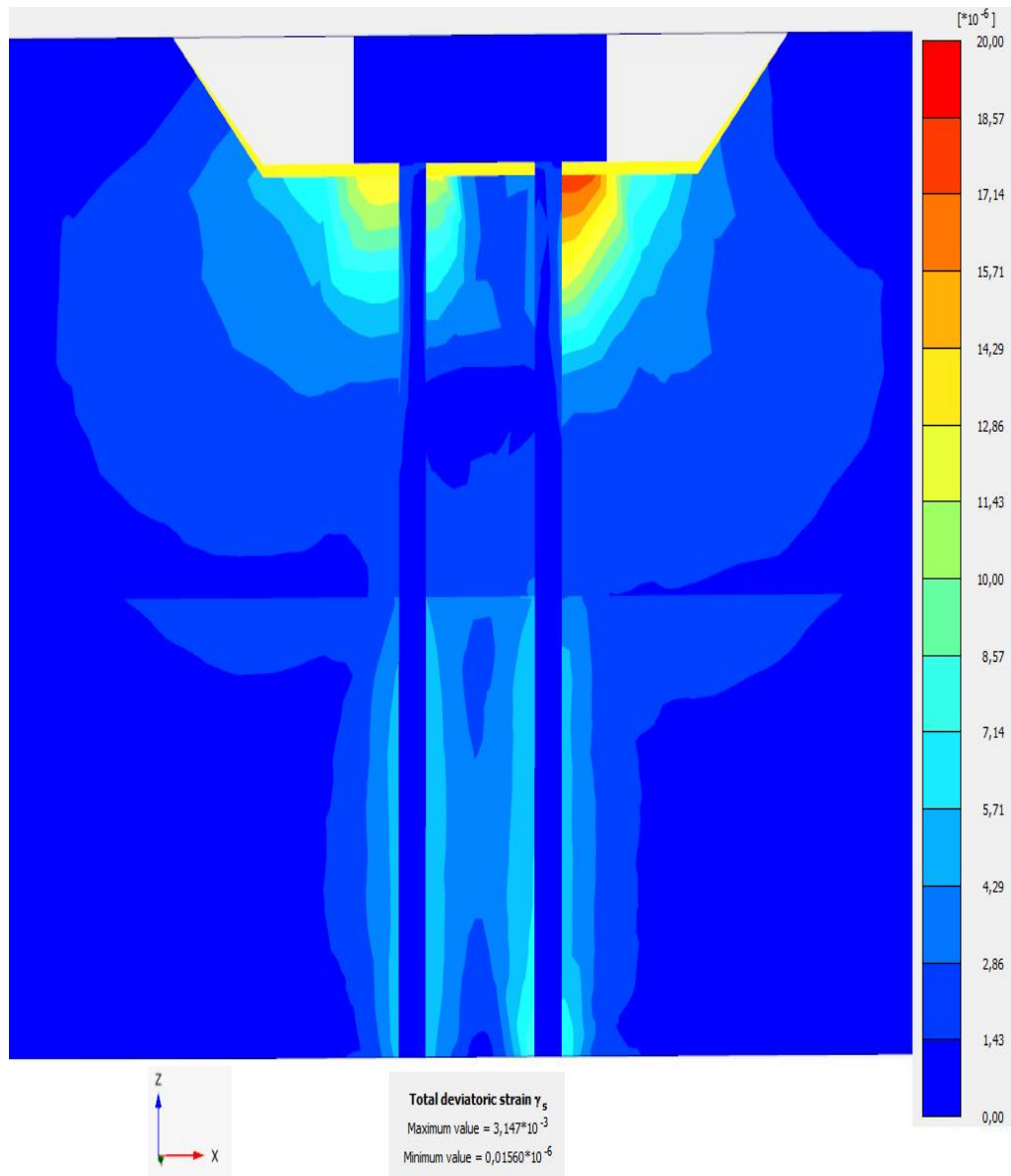


**Kuva 14. TH:** Japanin paaluperustuksen siirtymävaste herätetaajuudella  $f = 10$  Hz vaiheessa STEP-3. Maan jäykkyys alustamoduulilla (AM). Alustamoduuliteoria: (Biot 1937).

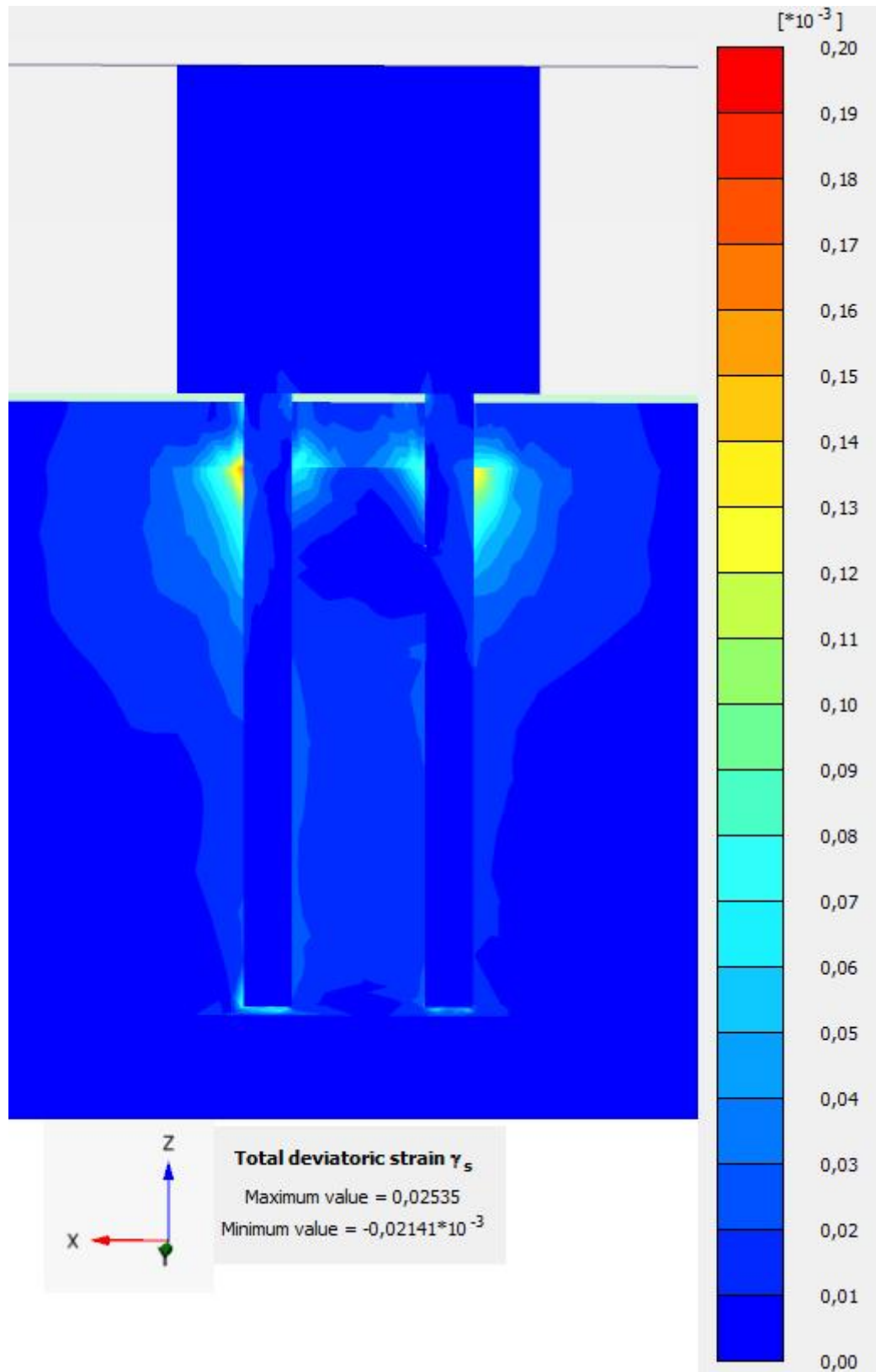
## LIITE 3: PLAXIS-OHJELMAN TULOSKUVAAJAT



**Kuva 1.** Suomen paaluperustuksen maksimivaakasiirtymän aiheuttama leikkausmuodonmuutos LE-mallilla.



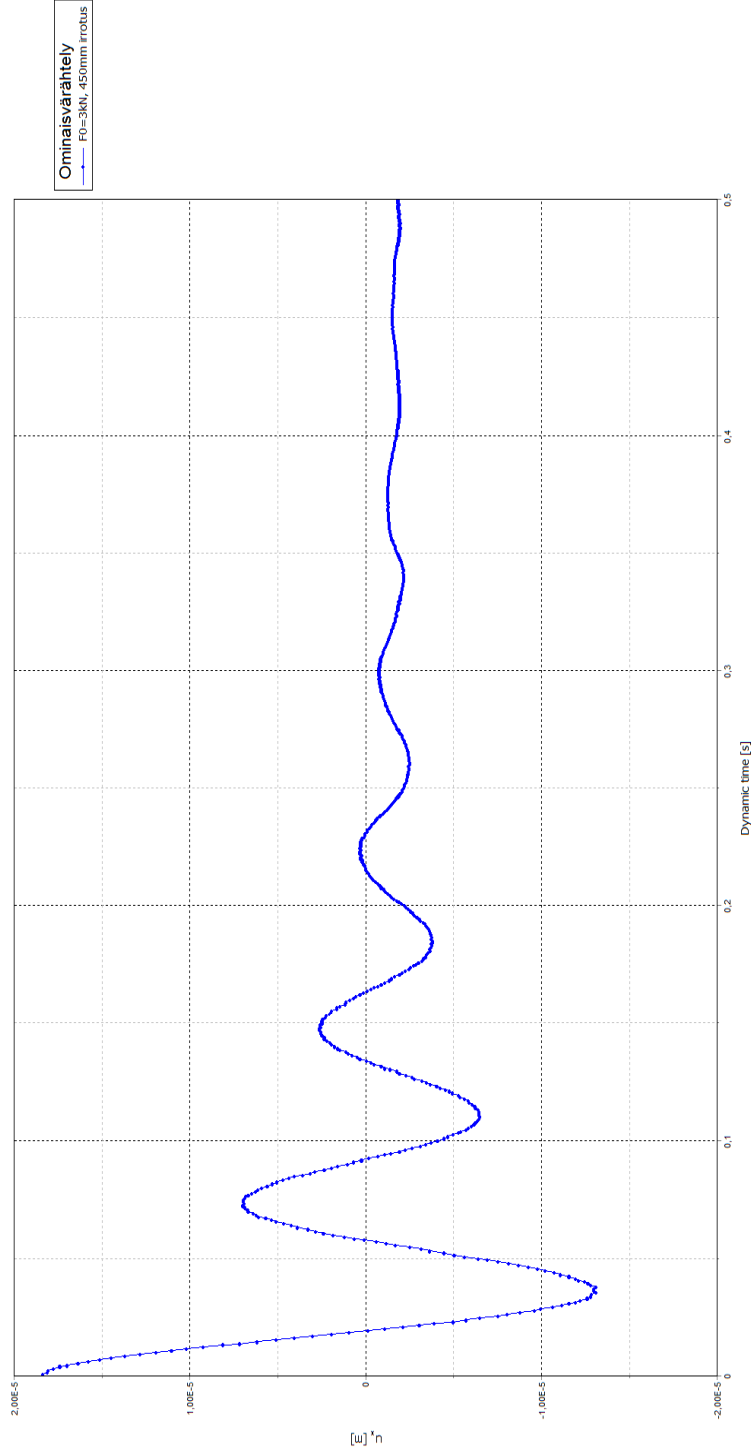
**Kuva 2.** Suomen paaluperustuksen maksimivaakasiirtymän aiheuttama leikkausmuodonmuutos HSS-mallilla.



**Kuva 3.** Japanin paaluperustuksen maksimivaakasiirtymän aiheuttama leikkausmuodonmuutos LE-mallilla.



Output Version 2013.1.13962.9831



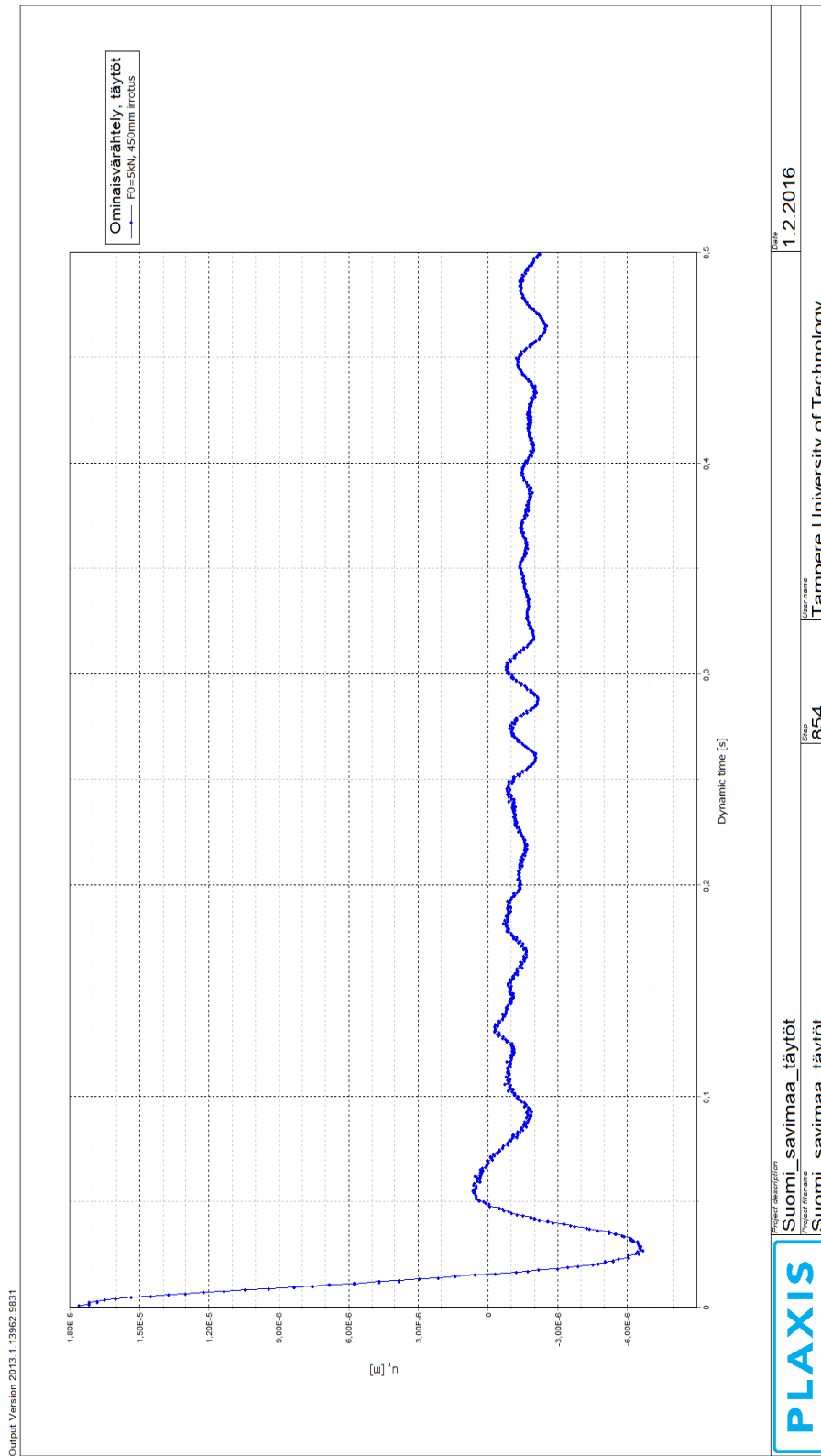
Project description  
Suomi\_savimaa  
Project filename  
Suomi\_savimaa\_vertailu

Sheet  
705

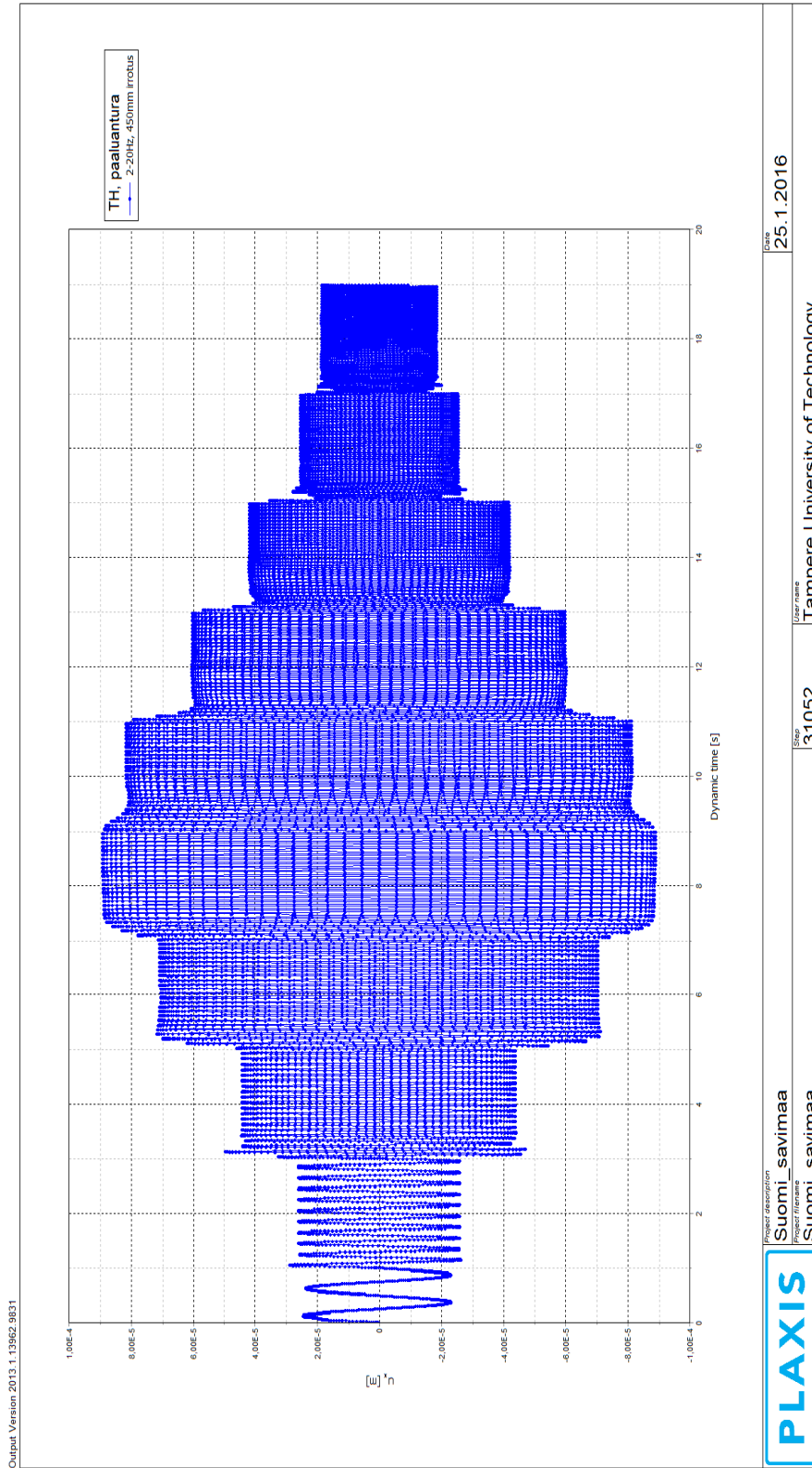
User name  
Tampere University of Technology

Date  
29.1.2016

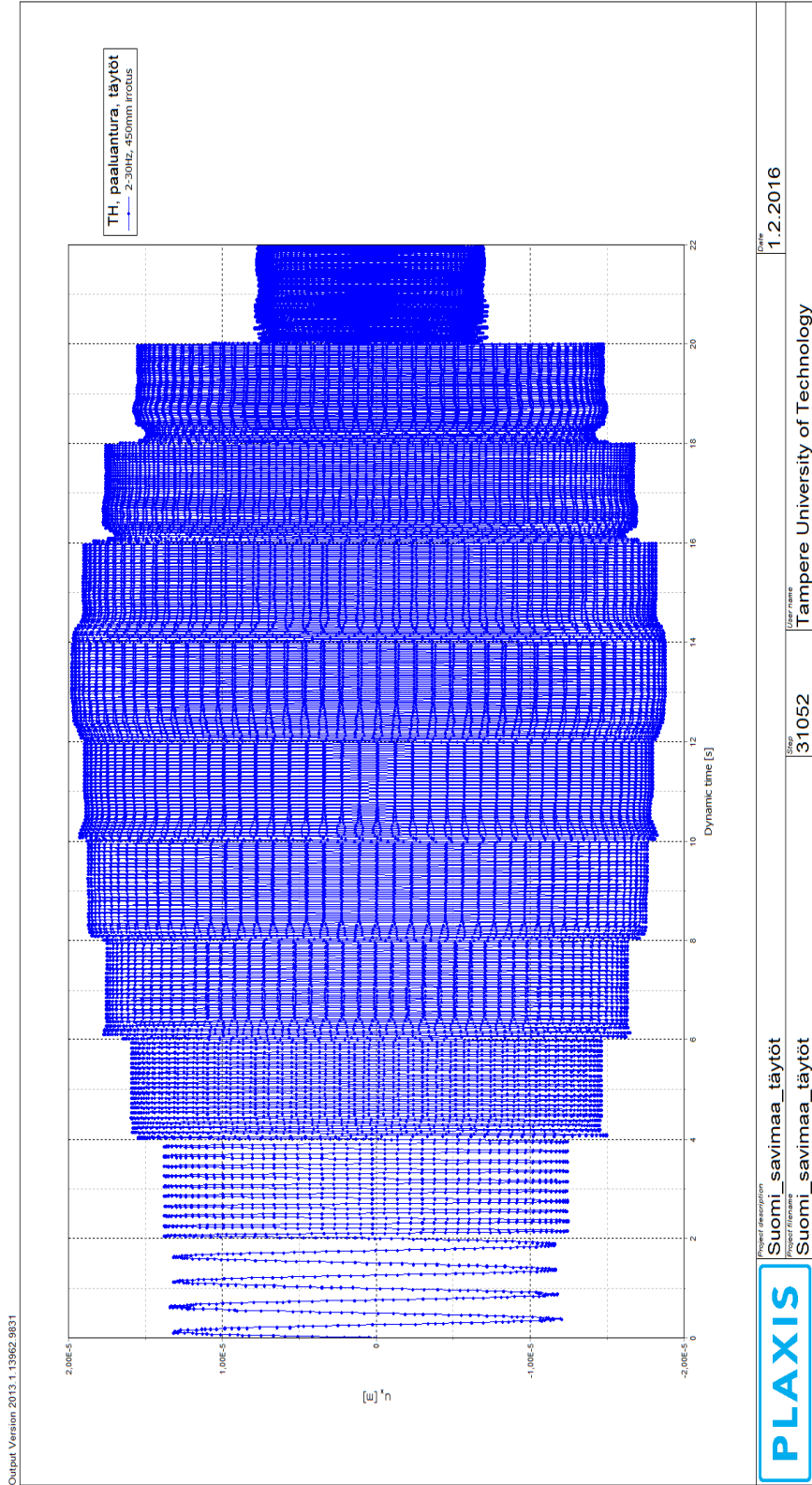
**Kuva 4. TH:** Suomen paaluperustuksen ominaisvärähtelykuvaaja LE-mallilla ilman täyttöjä. Paalut yläpäästään 450 mm irti. Edeltäneen staattisen kuorman amplitudi  $F_0 = 3 \text{ kN}$ .



**Kuva 5. TH:** Suomen paaluperustuksen ominaisvärähtelykuvaaja LE-mallilla täyttöjen kanssa. Paalut yläpäästään 450 mm irti. Edeltäneen staattisen kuorman amplitudi  $F_0 = 5$  kN.

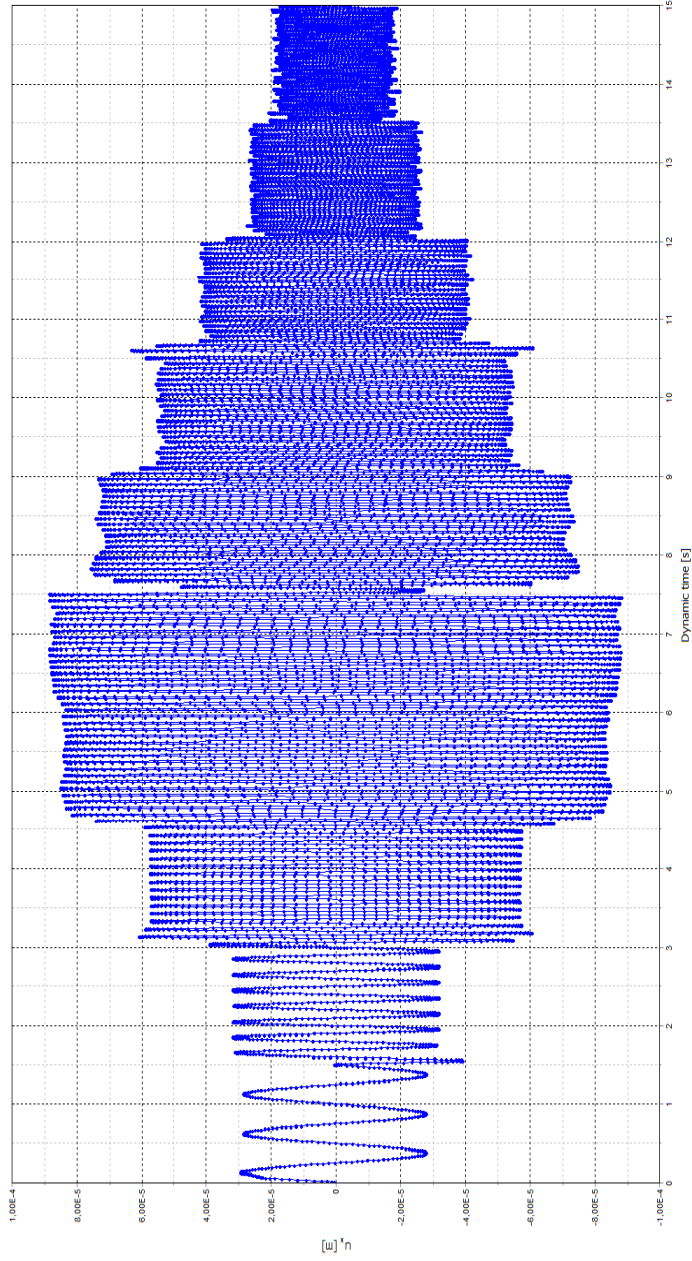


**Kuva 6.** TH: Suomen paalunturan siirtymävasteet LE-mallilla ilman täyttöä. Paalut yläpäästään 450 mm irti. Tutkitut herätetaajuudet: 2, 5, 10, 12, 13, 14, 15, 16, 18, 20 ja 30 Hz. Tarkastelu aika kaikilla herätetaajuuksilla 2 s, paitsi taajuudella 2 Hz 1 s.



**Kuva 7. TH:** Suomen paauinturan siirtymävasteet LE-mallilla täyttöjen kanssa. Paalut yläpäästään 450 mm irti. Tutkitut herätetaajuudet: 2, 5, 10, 12, 13, 14, 15, 16, 18, 20 ja 30 Hz. Tarkasteluaika kaikilla herätetaajuuksilla 2 s.

Output Version 2013.1.13952.5831



**PLAXIS**

Project description  
Suomi\_savimaa\_HSS  
Project filename  
Suomi\_savimaa\_HSS

Step

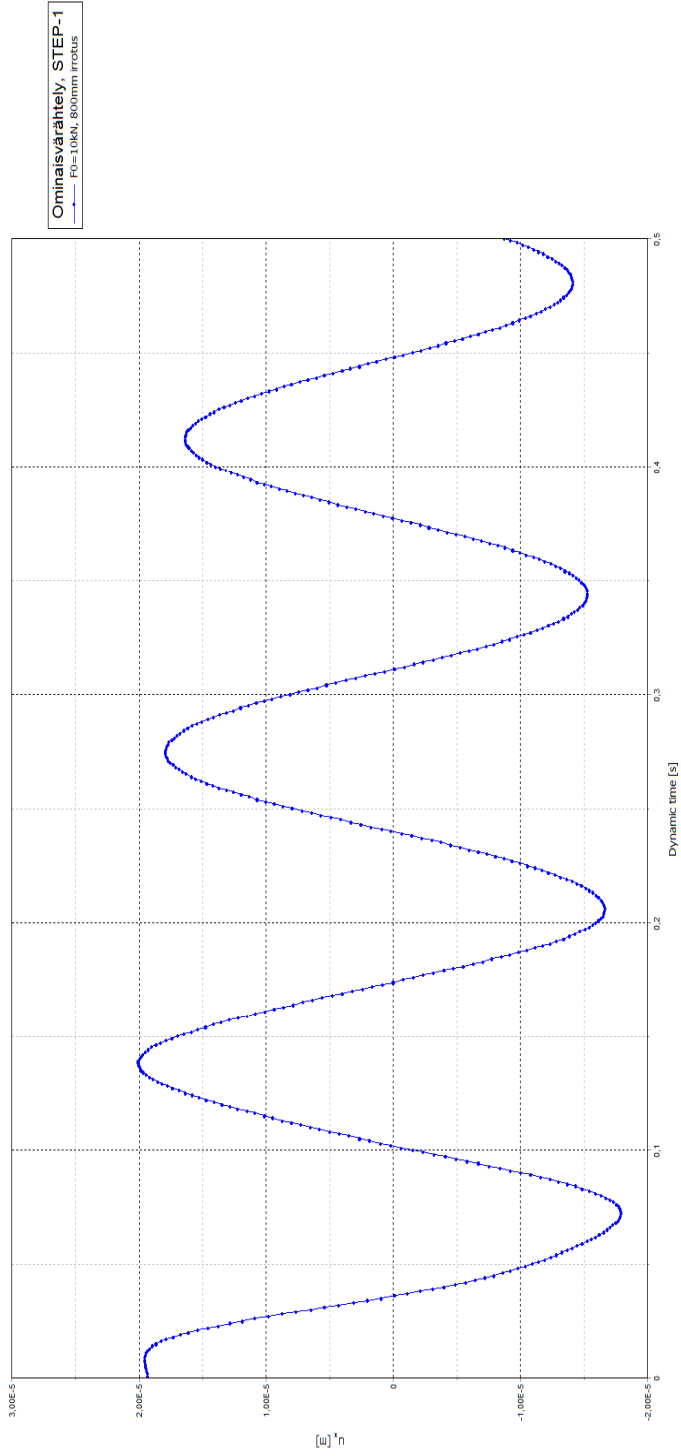
0

Step name  
Tampere University of Technology

Date  
25.1.2016

**Kuva 8.** TH: Suomen paaluanturan siirtymävasteet HSS-mallilla ilman täyttöä. Tutkitut herätetaajuudet: 2, 5, 10, 12, 13, 14, 15, 16, 18 ja 20 Hz. Tarkastelu aika kaikilla herätetaajuuksilla 1,5 s.

Output Version: 2013.1.13952.5831



**PLAXIS**

PROJECT ORGANIZATION  
Japani\_hiekkamaa  
PROJECT filename  
Japani\_hiekkamaa

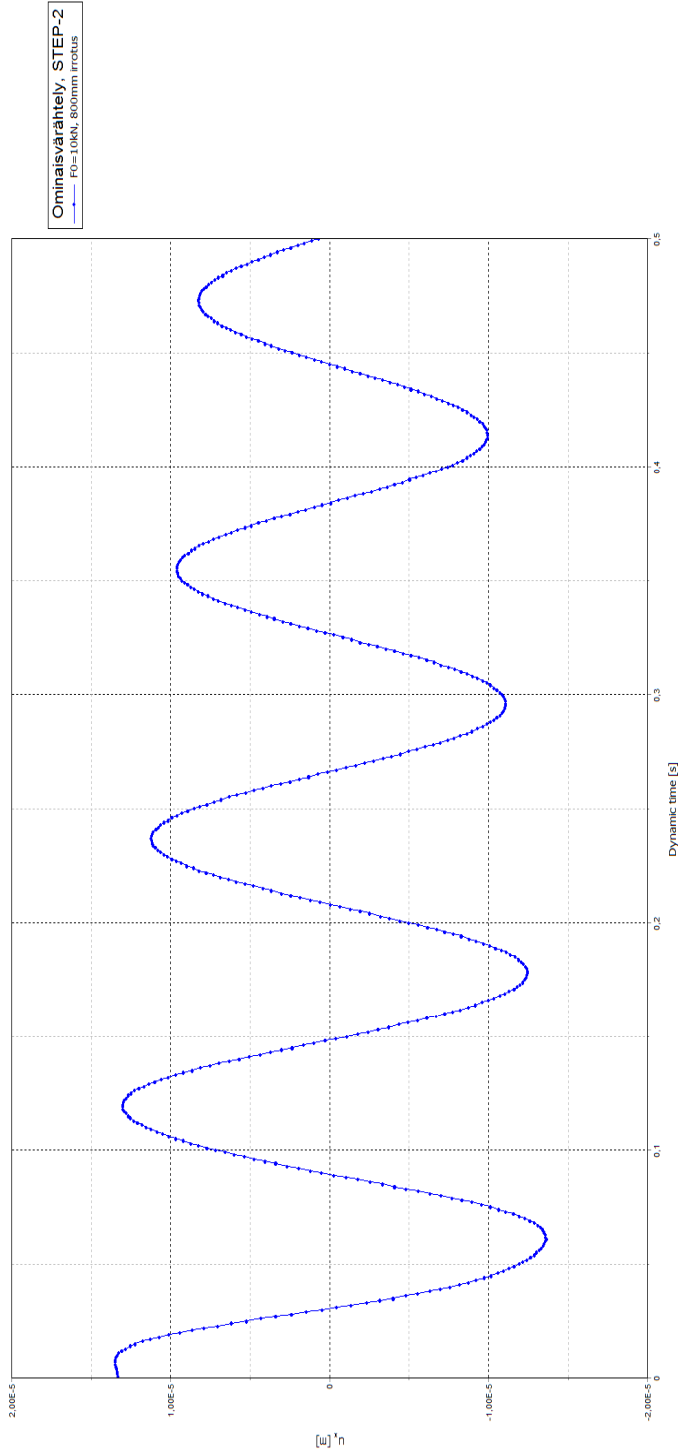
GROUP  
506

GROUP NAME  
Tampere University of Technology

DATE  
1.2.2016

**Kuva 9. TH:** Japanin paaluperustuksen ominaisvärähtelykuvaaja LE-mallilla vaiheessa STEP-1. Paalut yläpästään 800 mm irti. Edeltäneen staattisen kuorman amplitudi  $F_0 = 10$  kN.

Output Version: 2013.1.13962.5831



**PLAXIS**

PROJECT ORGANIZATION  
Japani\_hiekkamaa  
PROJECT (FINNISH)  
Japani\_hiekkamaa

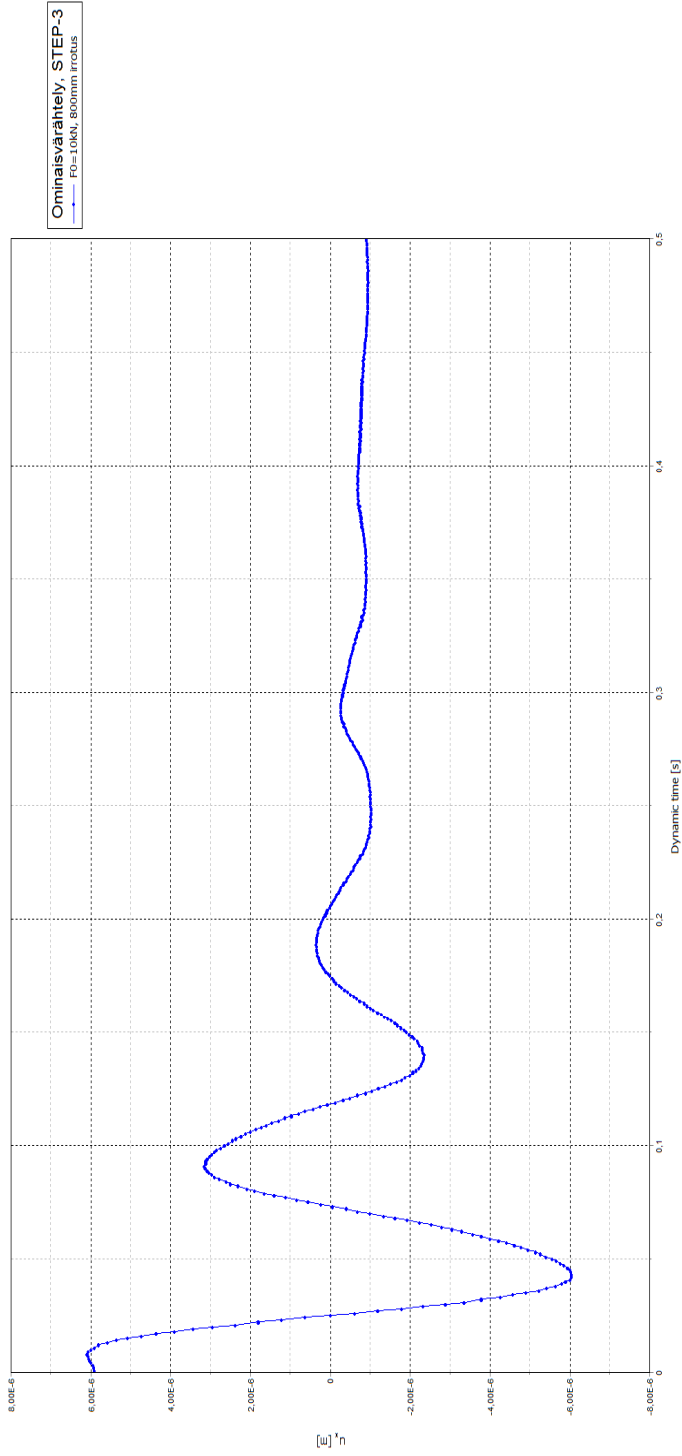
GROUP  
506

UNIVERSITY  
Tampere University of Technology

DATE  
1.2.2016

**Kuva 10. TH:** Japanin paaluperustuksen ominaisvärähtelykuvaaja LE-mallilla vaiheessa STEP-2. Paalut yläpäästään 800 mm irti. Edeltäneen staattisen kuorman amplitudi  $F_0 = 10$  kN.

Output Version: 2013.1.13952.5831



**PLAXIS**

Project description  
Japani\_hiekkamaa  
Project filename  
Japani\_hiekkamaa

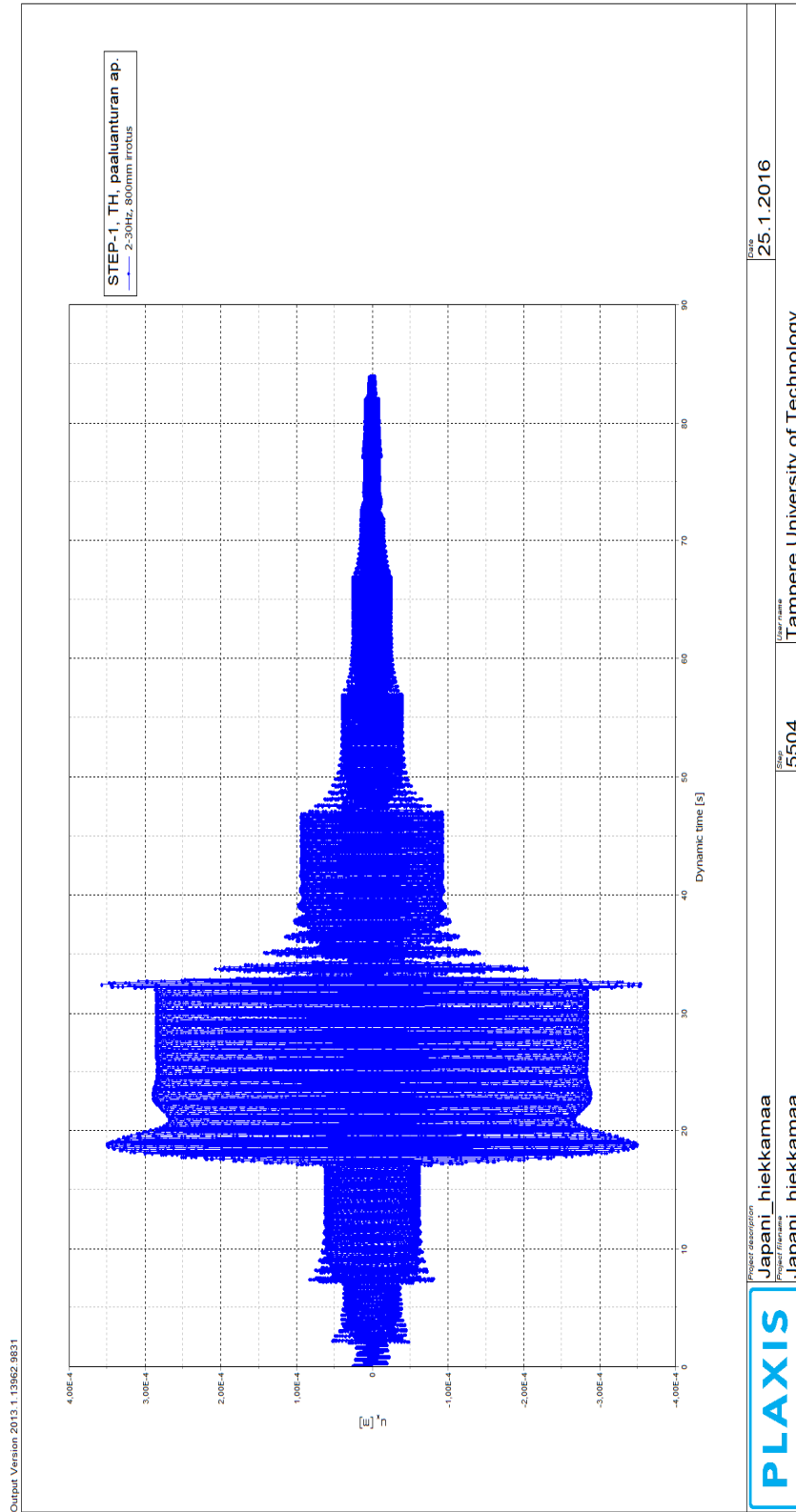
Date  
1.2.2016

User name  
Tampere University of Technology

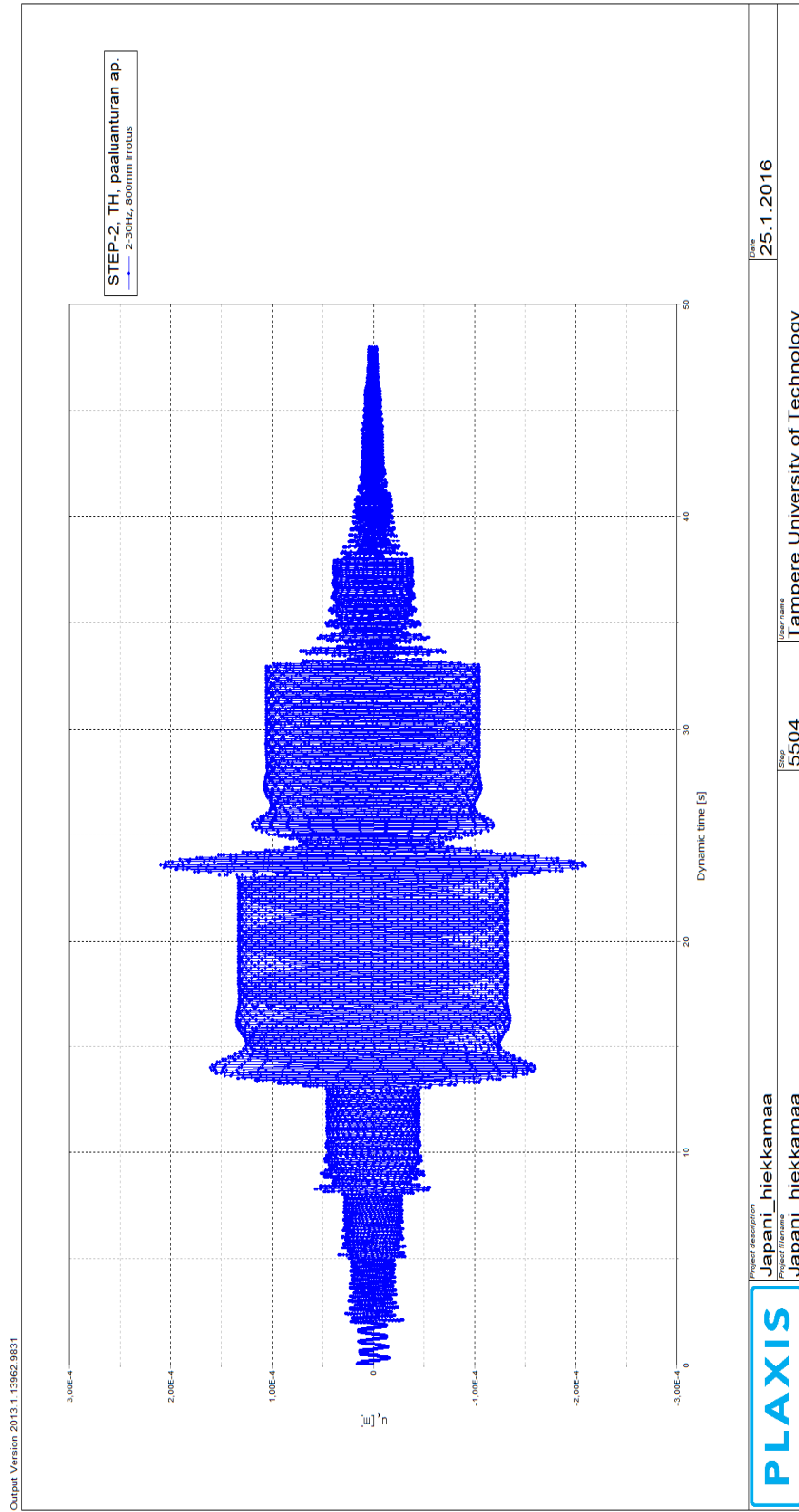
Step  
506

**Kuva 11. TH:** Japanin paaluperustuksen ominaisvärähtelykuvaaja LE-mallilla vaiheessa STEP-3. Paalut yläpäätään 800 mm irti. Edeltäneen staattisen kuorman amplitudi  $F_0 = 10$  kN.



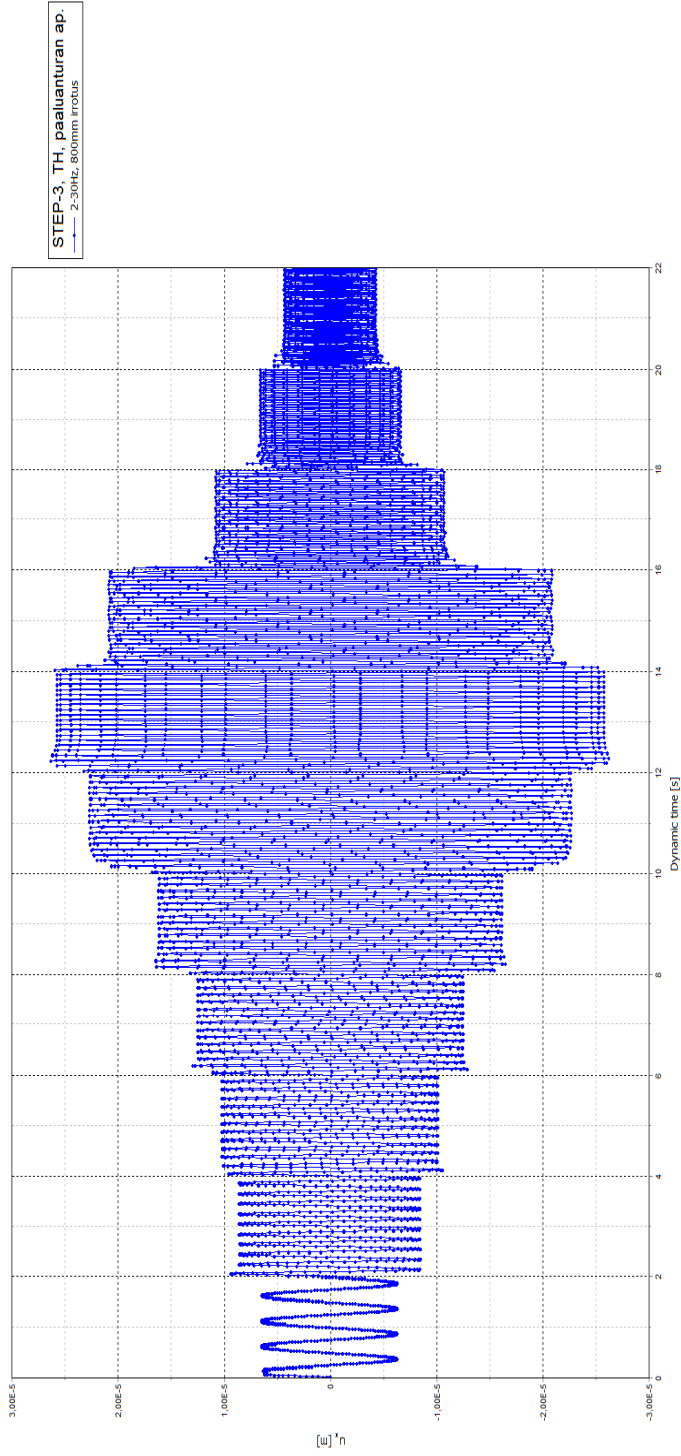


**Kuva 12. TH:** Japanin paalunturan alapinnan siirtymävasteet LE-mallilla vaiheessa STEP-1. Paalut yläpäästään 800 mm irti. Tutkitut herätetaajuudet: 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15, 20 ja 30 Hz. Tarkasteluajat vastaavasti: 2, 5, 10, 15, 15, 10, 10, 5, 5, 5 ja 2 s.



**Kuva 13.** TH: Japanin paalunturan alapinnan siirtymävasteet LE-mallilla vaiheessa STEP-2. Paalut yläpäästään 800 mm irti. Tutkitut herätetaajuudet: 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15, 20 ja 30 Hz. Tarkastelujat vastaavasti: 2, 3, 3, 5, 10, 5, 3, 3, 2 ja 2 s.

Output Version 2013.1.13962.5831



PROJECT DESCRIPTION  
Japani\_hiekkamaa  
PROJECT filename  
Japani\_hiekkamaa

SHEET  
5504

DATE/TIME  
Tampere University of Technology

DATE  
25.1.2016

**Kuva 14. TH:** Japanin paalunturan alapinnan siirtymävasteet LE-mallilla vaiheessa STEP-3. Paalut yläpäästään 800 mm irti. Tutkitut herätetaajuudet: 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 15, 20 ja 30 Hz. Tarkasteluaika kaikilla herätetaajuuksilla 2 s.

## LIITE 4: SUOMEN PERUSTUKSEN DYNAAMISET IMPEDANSSIT

**Taulukko 1.** Suomen systeemin dynaamiset impedanssit, jousivakiot ja vaimennuskerroimet LE-materiaalimallilla (Plaxis 3D).

LE, ilman täyttöjä						
He- räte- taa- juus $f$ [Hz]	Vaihe- kulma $\varphi$ [rad]	Reaaliosa ( $K_x - \omega^2 m$ ) [N/m]	Imag.osa $\omega C_x$ [N/m]	Jousivakio $K_x$ [N/m]	Vaimennus- kerroin (kompl.met.) $C_x$ [kg/s]	Vaimennus- kerroin (silm.met.) $C_x$ [kg/s]
2	-0,063	1,2804E+08	8,0556E+06	1,3120E+08	6,4105E+05	5,2809E+05
5	-0,126	1,1443E+08	1,4456E+07	1,3416E+08	4,6016E+05	4,1338E+05
10	-0,314	6,4910E+07	2,1090E+07	1,4381E+08	3,3567E+05	3,5843E+05
12	-0,691	3,2751E+07	2,7094E+07	1,4637E+08	3,5935E+05	3,7943E+05
13	-1,194	1,2385E+07	3,1282E+07	1,4573E+08	3,8297E+05	3,8092E+05
14	-1,759	-6,9060E+06	3,6202E+07	1,4774E+08	4,1156E+05	3,9977E+05
15	-2,199	-2,9372E+07	4,0427E+07	1,4816E+08	4,2894E+05	4,1951E+05
16	-2,388	-5,2162E+07	4,8984E+07	1,4983E+08	4,8725E+05	4,7484E+05
18	-2,576	-9,9472E+07	6,3127E+07	1,5617E+08	5,5816E+05	5,5297E+05
20	-2,639	-1,4136E+08	7,7714E+07	1,7424E+08	6,1843E+05	6,3060E+05
LE, täytöt						
2	-0,126	2,3988E+08	2,4303E+08	3,0304E+07	2,4115E+06	1,3985E+06
5	-0,126	2,2672E+08	2,4645E+08	2,8642E+07	9,1169E+05	1,1229E+06
10	-0,377	1,8257E+08	2,6147E+08	7,2285E+07	1,1505E+06	1,1742E+06
12	-0,565	1,4962E+08	2,6324E+08	9,4955E+07	1,2594E+06	1,1947E+06
13	-0,628	1,3350E+08	2,6684E+08	9,6993E+07	1,1875E+06	1,2227E+06
14	-0,817	1,1122E+08	2,6586E+08	1,1843E+08	1,3464E+06	1,2958E+06
15	-0,942	9,1360E+07	2,6889E+08	1,2575E+08	1,3342E+06	1,2973E+06
16	-1,131	6,8650E+07	2,7064E+08	1,4589E+08	1,4512E+06	1,4194E+06
18	-1,382	3,2705E+07	2,8835E+08	1,7144E+08	1,5159E+06	1,4975E+06
20	-1,508	1,2456E+07	3,2806E+08	1,9799E+08	1,5755E+06	1,5617E+06

**Taulukko 2.** Suomen systeemin dynaamiset impedanssit, jousivakiot ja vaimennuskerroimet HSS-materiaalimallilla (Plaxis 3D).

HSS, ilman täyttöjä						
Heräte- taajuus $f$ [Hz]	Vaihe- kulma $\varphi$ [rad]	Reaaliosa ( $K_x - \omega^2 m$ ) [N/m]	Imag.osa $\omega C_x$ [N/m]	Jousivakio $K_x$ [N/m]	Vaimennus- kerroin (kompl.met.) $C_x$ [kg/s]	Vaimennus- kerroin (silm.met.) $C_x$ [kg/s]
2	-0,063	1,0600E+08	6,6691E+06	1,0916E+08	5,3071E+05	5,3975E+05
5	-0,126	9,3677E+07	1,1834E+07	1,1340E+08	3,7669E+05	4,2055E+05
10	-0,503	4,5808E+07	2,5183E+07	1,2471E+08	4,0080E+05	4,1038E+05
12	-1,131	1,5156E+07	3,2209E+07	1,2877E+08	4,2718E+05	4,2949E+05
13	-1,571	2,1326E+03	3,3941E+07	1,3335E+08	4,1553E+05	4,2488E+05
14	-2,011	-1,7446E+07	3,7051E+07	1,3720E+08	4,2120E+05	4,2476E+05
15	-2,318	-3,7028E+07	3,9931E+07	1,4050E+08	4,2368E+05	4,0308E+05
16	-2,513	-5,7353E+07	4,1669E+07	1,4463E+08	4,1449E+05	3,8739E+05
18	-2,703	-1,0203E+08	4,7855E+07	1,5361E+08	4,2313E+05	4,4283E+05
20	-2,890	-1,4979E+08	3,8458E+07	1,6582E+08	3,0604E+05	4,5029E+05

**Taulukko 3.** Suomen systeemin suhteelliset vaimennukset molemmilla materiaalimalleilla (Plaxis 3D).

Heräte- taajuus $f$ [Hz]	Suhteellinen vaimennus $\xi$		
	LE, ilman täyttöjä	LE, täytöt	HSS, ilman täyttöjä
2	2,6 %	3,6 %	3,2 %
5	5,6 %	7,7 %	7,0 %
10	16,5 %	18,8 %	24,7 %
12	33,7 %	25,4 %	45,5 %
13	46,2 %	30,3 %	51,1 %
14	47,7 %	35,1 %	45,6 %
15	39,6 %	39,3 %	34,9 %
16	33,4 %	44,3 %	27,5 %
18	26,5 %	48,5 %	22,2 %
20	24,6 %	49,5 %	18,3 %