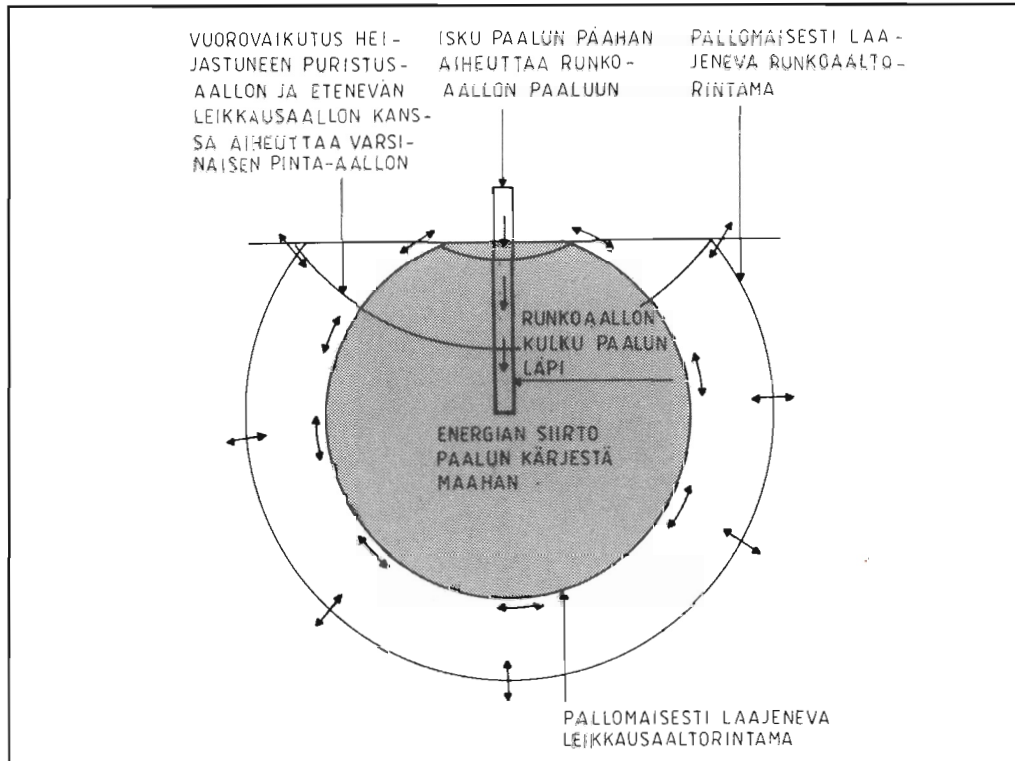




PAALUTUSTÄRINÄN ARVIOINTI KIRJALLISUUDEN JA MITTAUSTEN PERUSTEELLA

Hannu Taipale • Osmo Korhonen



HELSINGIN KAUPUNKI

KIINTEISTÖVIRASTO

Geotekniikka ja soveltava geotekniikka 60

ALKULAUSE

Suomessa on julkaistu varsin vähän mitattua tietoa paalutustärinöistä ja paalutuksen aiheuttamista vaurioista. Louhintatärinöitä on sitä vastoin tutkittu ja mitattu erittäin paljon. Saadut kokemukset varsinkin asutuskeskuksissa tehdyistä louhinnoista on hyödynnetty siten, että tärinävauriot on mahdollista eliminoida etukäteen. Tämä perustuu paitsi huolelliseen suunnitteluun ja valvontaan myös momentaanisen räjähdysainemäärän ja tärinävaikutuksen vuorosuhteen tuntemiseen.

Tämä tiedonanto antaa mahdollisuuden arvioida etukäteen paalutus- ja syvätiivistytärinöiden vaikutusta lähirakenteisiin. Vaikutus arvioidaan lyöntienergian ja rakeneiden vaurioitumisherkyyden perusteella eri etäisyyksillä tärinälähteestä. Tällä seikalla on suuri merkitys täydennys- ja keskustarakentamisen yhteydessä.

Tiedonannossa asetetaan erilaisten rakenteiden vauriokriteerit tärinääallon heilahdusnopeuden ja taajuuden osalta sekä esitetään suositus hyvän rakennustavan mukaisista paalutustöiden yhteydessä toteutettavista tärinämittauksista.

Tiedonanto perustuu Hannu Taipaleen diplomityöhön "Paalutustärinöiden arviointi kirjallisuuden ja mittausten perusteella". Työ on tehty insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy:ssä apulaisprofessori Eero Slungan valvonnassa. Työn ohjaajina ovat toimineet diplomi-insinöörit Aimo Vuento insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy:stä sekä Osmo Korhonen kiinteistöviraston geotekniseltä osastolta.

Helsingissä, huhtikuun 13. päivänä 1992



Usko Anttikoski
osastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Tämä työ on tehty IPT Insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy:ssä. Kenttämittauksissa ja tuloksessa on käytetty IPT:n tärinämittareita ja laitteistoja.

Työn alkuosa käsittää kirjallisuuslähteisiin perustuvan selvityksen paalutustärinän synnystä, etenemisestä maassa ja vaimenemisesta. Teoreettisia tuloksia on verrattu muutamiin kenttämittaustuloksiin. Myös pudotustiivistystärinää on tarkasteltu, mutta saatavissa oleva kirjallisuusaineisto on ollut melko suppea. Työssä on esitetty paalutustärinän yhteydessä sovellettavia yleisimpiä vauriokriteereitä sekä menetelmä tärinän raja-arvon laskemiseksi rakennuksille. Lopuksi on tarkasteltu paalutustärinän mittaamisessa huomioon otettavia tekijöitä.

Työn käytännöllisenä tavoitteena on ollut yksinkertainen laskentamenetelmä, jolla paalutustärinän heilahdusnopeutta voitaisiin ennustaa etukäteen halutulla etäisyydellä tärinälähteestä. Uusia menetelmiä ei ole kehitetty, vaan tutkimuksessa on tarkasteltu Attewell & Farmerin (1978) esittämää menetelmää ja sen perusteita sekä käyttökelpoisuutta. Lisäksi on tarkasteltu menetelmää, jolla voidaan määrätä paalutustärinän vaimeneminen halutulla etäisyydellä tärinälähteestä tarkastelukohteessa suoritettujen kenttämittausten perusteella. Erilaisissa olosuhteissa suoritettujen kenttämittausten tulosten perusteella on arviointimenetelmissä esiintyville kertoimille määritetty lukuarvoja.

ABSTRACT

The thesis has been carried out under the supervision of IPT Foundation Consultants Ltd. The vibration recorders of IPT were used in field measurements. The vibration data have been analysed by the company's analysis programs.

In the thesis, the wave propagation and attenuation of ground vibration have been studied. In the first phase, literature on the subject was studied. In order to verify the theoretical calculations, field measurements were employed. Additionally, ground vibration from dynamic compaction has been examined. Unfortunately there were not much research available on dynamic compaction. Most common damage criteria for structures have also been presented. A Swedish method to calculate vibration criteria for structures has been presented as well. Finally some factors affecting the measuring of piling vibration have been considered.

The aim of this study has been to examine practical calculation methods for prediction of the peak particle velocity of piling vibration in advance before the piling work. No new method was created, but the usefulness and basis of the method published by Attewell & Farmer (1973) is verified. In addition to Attewell & Farmer some other methods were studied. Methods which requires field measurements are also verified. The values of factors used when calculating the damping of piling vibration have been determined from the results of the field measurements carried out in various soils.

MERKINNÄT

γ	leikkausmuodonmuutos
P	puristusaalto
S	leikkausaalto
R	Rayleigh-aalto
v_p	puristusaallon nopeus, m/s
v_s	leikkausaallon nopeus, m/s
E	kimmomoduuli, MPa
μ	Poissonin luku
ρ	tiheys, kg/m ³
G	leikkausmoduuli $E/2(1+\mu)$, MPa
E_w	veden kimmomoduuli, MPa
Z	syvyys, m
λ	aallonpituus, m
v_c	äänen nopeus paalumateriaalissa, m/s
W_o	vertailuenergia, Nm
W	energiatiheys pinta-alayksikköä kohti, Nm
A	pinta-ala, m ²
r	etäisyys tärinälähteestä, m
α	materiaalivaimennuskerroin, m ⁻¹
r_o	vertailuetäisyys, m
s	siirtymä, m
t	aika, s
m	massa, kg
v	nopeus, m/s
v	heilahdusnopeus, mm/s
W_B	tilavuusaallon energiatiheys etäisyydellä r tärinälähteestä, Nm
V_{BO}	tilavuusaallon energia tärinälähteessä, Nm
g	maan vetovoiman kiihtyvyys (9.81 m/s ²)
γ	maan tilavuuspaino, kN/m ³

W_R	Rayleigh-aallon energia etäisyydellä r lähteestä, Nm
v_{RO}	Rayleigh-aallon heilahdusnopeus lähteessä , mm/s
v_R	Rayleigh-aallon heilahdusnopeus etäisyydellä r lähteestä, mm/s
h	syvyys maanpinnasta, m
v_v	heilahdusnopeuden pystykomponentti, mm/s
k	kerroin, kallion värinänjohtavuusluku
v_{max}	suurin pystysuora heilahdusnopeus, mm/s
W	lyöntienergia, Nm/lyönti
Q	momentaaninen räjähdysainemäärä, kg
R, r	etäisyys, m
m, n	eksponentteja
A_0	kiihtyvyys värinälähteessä, m/s^2
A	kiihtyvyys etäisyydellä r lähteestä, m/s^2
β	geometrisen vaimennuksen dimensioton vakio
Z	impedanssi, Nsm^{-1}
c	aallon etenemisnopeus paalussa, m/s
A	paalun poikkileikkauspinta-ala, m^2
v_{Rmax}	heilahdusnopeuden resultantin maksimiarvo, mm/s
H	pudotuskorkeus, m
f	taajuus, Hz
v_2	heilahdusnopeuden pystykomponentti, mm/s
v_x	heilahdusnopeuden poikittaishorisontaalikomponentti, mm/s
v_y	heilahdusnopeuden pitkittäishorisontaalikomponentti, mm/s
u_y	pystysuuntainen poikkeama
u_x	vaakasuuntainen poikkeama

ALKULAUSE

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

MERKINNÄT

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
2.	PAALUTUKSEN AIHEUTTAMA TÄRINÄ JA AALTORINTAMAT SEKÄ ETENEMINEN MAASSA	3
2.1	Aaltojen etenemisen teoriaa	3
2.1.1	Yleistä	3
2.1.2	Aaltoliikkeen eteneminen	5
2.1.3	Heilahdusliike	7
2.2	Paalutuksen aiheuttamat aaltoliikkeet	8
2.3	Aaltoliikkeen eteneminen maassa	12
2.3.1	Yleistä	12
2.3.2	Geometrinen vaimennus	13
2.3.3	Materiaalivaimennus	14
3.	PAALUTUKSESTA AIHEUTUVAN MAAN HEILAHDUS- LIIKKEEN ENNAKKOARVIOINTI	17
3.1	Heilahdusnopeuden huippuarvon laskeminen	17
3.2	Arvioitujen ja aikaisemmin mitattujen tulosten vertailu	24
4.	KENTTÄMITTAUKSET	42
4.1	Yleistä	42
4.2	Tärinämittaukset Kilossa	42
4.2.1	Kohde ja pohjasuhteet	42
4.2.2	Paalujen lyönti ja tärinämittaukset	43
4.2.3	Mittaustulosten käsittely	45
4.2.4	Tb-paalun no 286 tarkastelu	46

4.2.5	Taajuusanalyysi	46
4.3	Tärinämittaukset Ruoholahdessa	47
4.3.1	Kohde ja pohjasuhteet	47
4.3.2	Paalujen lyönti ja tärinämittaukset	48
5.	PUDOTUSTIIIVISTYKSESTÄ SYNTYVÄ TÄRINÄ	51
5.1	Menetelmä	51
5.2	Tärinän luonne	51
5.3	Tärinän vaimeneminen	55
5.4	Yhteenveto	60
6.	VAURIOKRITEERIT	61
6.1	Yleistä	61
6.2	Ruotsalainen menetelmä tärinän raja-arvon laskemiseksi rakennuksille	61
6.2.1	Aallon etenemisestä maaperässä	61
6.2.2	Vauriokriteeri rakennuksille	65
6.2.3	Käytännön laskuesimerkkejä	67
6.3	Taajuuden vaikutus vauriokriteereihin	70
6.4	Rakennusten ja rakenteiden vauriokriteerit	71
6.5	Herkkien koneiden ja laitteiden vauriokriteerit	76
7.	PAALUTUSTÄRINÄN MITTAUS	80
7.1	Nykytilanne	80
7.2	Suositus tavanomaisen kohteen mittaamiseksi	80
7.2.1	Tavanomainen kohde	80
7.2.2	Tärinän mittaaminen	81
7.3	Erikoiskohteet	82
7.3.1	Ennakkomittaukset	82
7.3.2	Tutkimusluonteiset mittaukset	83
8.	YHTEENVETO	87

KIRJALLISUUSLUETTELO

LIITTEET

1. JOHDANTO

Kun paalutustöitä aiotaan suorittaa lähellä rakennuksia ja rakenteita on tehtävä selvitys paalutuksen vaikutuksesta ympäristöön. Siinä tulisi selvittää paalutuksen aiheuttaman värähtelyn voimakkuus ja vaimeneminen maassa. Vaikka värähtelyn suuruus ja vaimeneminen maassa voitaisiin selvittää tyydyttävästi, niiden vaikutusta rakennuksiin voidaan usein vain yrittää arvioida.

Värähtely vaikuttaa rakennuksiin useilla tavoilla: (1) se aiheuttaa rakennuksen painumisen maan tiivistymisen tai kantavuuden heikkenemisen kautta, (2) aiheuttaa värähtelyjä rakennuksessa transientin värähtelyn vaikutuksesta (3) tai on jokin yhdistelmä näistä kahdesta.

Tärkeää olisi pystyä määrittämään, aiheuttaako värähtely (1) haitallisia painumia vai (2) värähtelyjä lähirakenteissa, sillä vaurioiden laatu ja aste riippuu siitä kumpi tekijöistä on kysymyksessä. Rakenteiden värähtely transientin värähtelyn vaikutuksesta aiheuttaa edestakaisia poikkeamia tasapainoaseman molemmin puolin, kun taas maapohjan tiivistyminen aiheuttaa pystysuuntaisia siirtymiä, jotka eivät palaudu. Rakenteet ovat yleensä herkempiä vaakasuuntaisille liikkeille kuin pystysuuntaisille, sillä ne on mitoitettu kestäväksi pieniä painumia vastaan. Painuminen tapahtuu yleensä hitaasti, jolloin rakenteet ehtivät hiipua ja deformatua.

Tässä tutkimuksessa keskitytään paalutustärähtelyn voimakkuuden ja vaimenemisen tutkimiseen kirjallisuuden ja muutamien kenttämittausten perusteella. Eräänä tavoitteena on ollut löytää yksinkertainen menetelmä, jolla paalutustärähtelyn heilahdusnopeutta voitaisiin ennustaa. Uusia menetelmiä ei löytynyt eikä vähäisen mittaustulosaineiston perusteella ole mahdollista kehittää sellaisia. Tutkimuksessa on tarkasteltu Attewell & Farmerin /1/ jo 1973 esittämän menetelmän perusteita ja toimivuutta.

Pudotustiivistystärinää on tarkasteltu olemassa olevan kirjallisuuden perusteella ja verrattu paalutustärinään. Louhinta- ja liikennetärinää ei käsitellä tässä tutkimuksessa.

Edelleen tarkastellaan eräitä rakennuksille laadittuja vauriokriteereitä, jotka perustuvat tärinän suoraan vauriovaikutukseen. Tärinän aiheuttamaa maan painumaa ja siitä aiheutuvia vaurioita ei ole tarkasteltu. Suomalaisissa maaperäolosuhteissa tärinän suorat vauriovaikutukset ovat mahdollisia joka kohteessa, mutta maan painumista tapahtuu vain tietyn tyyppisissä maaperäolosuhteissa. Neuvostoliittoossa maaperäolosuhteet ovat herkempiä tärinän aiheuttamalle painumalle, mikä on otettu myös huomioon sikäläisissä vauriokriteereissä.

Lopuksi tarkastellaan paalutustärinän mittaamisessa huomioon otettavia tekijöitä, jotka perustuvat pääosin IPT Insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy:ssä vallitsevaan käytäntöön ja joita tämän työn yhteydessä on kehitetty.

2. PAALUTUKSEN AIHEUTTAMA TÄRINÄ JA AALTORINTAMAT SEKÄ NIIDEN ETENEMINEN MAASSA

2.1 Aaltojen etenemisen teoriaa

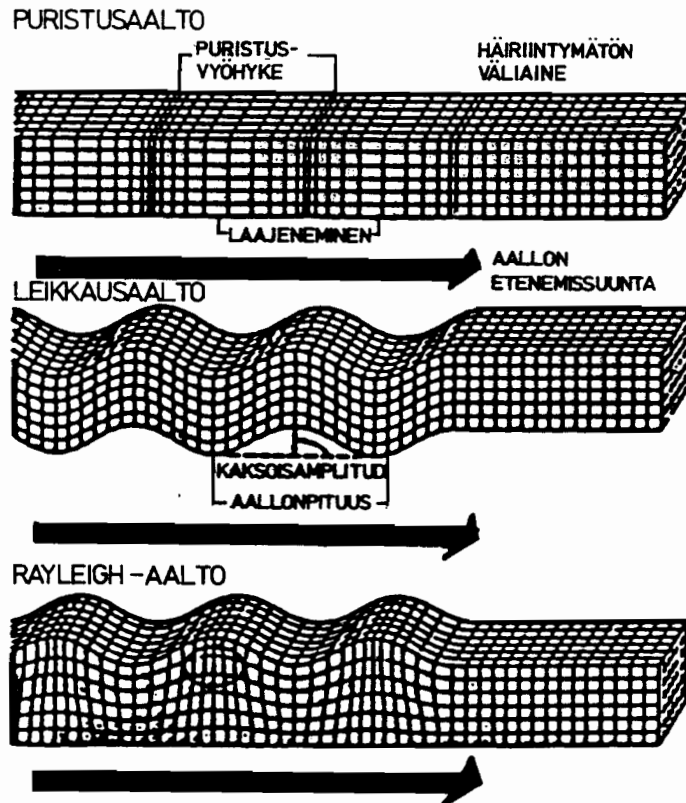
2.1.1 Yleistä

Aaltojen etenemisen teoria kuvaa yhtäkkisen kuormituksen aiheuttaman häiriön etenemistä isotrooppisen, homogeenisen ja kimmoisen väliaineen läpi. Teoriaa käytetään arvioitaessa maan siirtymää kuormituksen edetessä värinälähteestä maan läpi. Tässä yhteydessä maassa oleva häiriönlähde on paalun lyönnistä syntyneen jännitysaallon aiheuttama maan liike, joka etenee lähtöpisteestä poispäin. Paalutuksesta aiheutuva maan liike on niin pientä, että pienillä (heilahdusnopeus)amplitudeilla (leikkausmuodonmuutos $\gamma < 10^{-3} \%$) maan ja kallion voidaan olettaa käyttäytyvän kimmoisen väliaineen tavoin. Siksi on perusteltua käyttää kimmoteoriaa maan liikkeen ja aallon etenemisnopeuden laskemiseen. Lisäksi on ymmärrettävä erilaiset aaltoliikkeet, joita maassa esiintyy /24/,/36/.

Äärettömässä kimmoisessa väliaineessa esiintyy kahdenlaista aaltoliikettä, pitkittäis- ja leikkausaaltoja. Ne muodostuvat aksiaalisista liikkeistä ja kierto-
liikkeistä. Aallot etenevät säteittäin pois värinälähteestä pallonmuotoisena aaltorintamana ja niitä kutsutaan tilavuusaalloiksi.

Pitkittäisaaltojen voidaan ajatella muodostuvan jatkuvasta aksiaalisesta siirtymästä pisteestä toiseen. Kun siirtymä ohittaa tarkastelukohdan siinä syntyy puristava voima aallon etenemissuunnassa. Tämän tyyppinen aalto aiheuttaa puristavan voiman, joka etenee aallon etenemissuunnassa ja sitä kutsutaan puristusaalloksi (kuva 1).

Leikkausaallot aiheuttavat torsionaalisia siirtymiä, jotka ovat kohtisuoria aallon etenemissuuntaan. Tällainen aalto voidaan käsittää sivusiirtymänä, joka vaihtelee jatkuvasti tasapainoaseman molemmin puolin aallon etenemissuunnassa (kuva 1). Jatkossa eri aaltotyypeistä käytetään myös nimityksiä P-(puristus), S-(leikkaus) ja R-(Rayleigh)aalto.



Kuva 1. P-, S- ja R-aaltojen hiukkasliike /28/.

Koska nämä aallot edustavat eri tyyppisiä liikkeitä ne etenevät erilaisilla nopeuksilla. Aallon etenemisnopeus äärettömässä kimmoisessa väliaineessa on esitetty seuraavilla yhtälöillä (1) ja (2), joita ei sellaisenaan voi soveltaa maahan /36/.

Puristusaallolle:
$$v_c^2 = E(1-\mu)/\rho(1+\mu)(1-2\mu) \quad (1)$$

Leikkausaallolle:
$$v_s^2 = G/\rho \quad (2)$$

v_c	puristusaallon nopeus	m/s
v_s	leikkausaallon nopeus	m/s
E	väliaineen kimmomoduuli	MPa
μ	väliaineen Poissonin luku	-
ρ	väliaineen tiheys	kg/m ³
G	$E/2(1+\mu)$, leikkausmoduuli	MPa

Yhtälöistä (1) ja (2), nähdään että puristusaallon ja leikkausaallon nopeus riippuu suoraan kimmomoduulista ja leikkausmoduulista.

Koska kimmomoduuli on aina suurempi kuin leikkausmoduuli ($\mu > -0.5$), etenee puristusaalto nopeammin kuin leikkausaalto. Sen tähden tärinälähteessä samanaikaisesti syntyvistä tilavuusaalloista puristusaalto ehtii ensimmäisenä tietyllä etäisyydellä olevaan tarkastelupisteeseen.

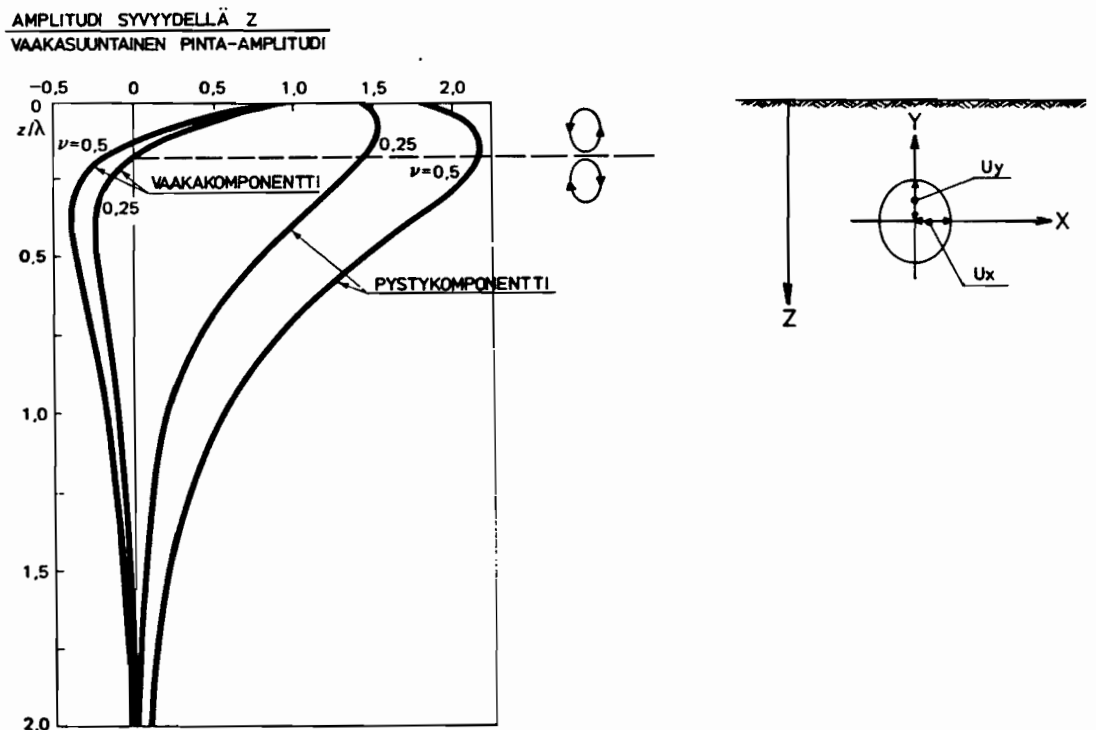
2.1.2 Aaltoliikkeen eteneminen

Jotta ymmärrettäisiin, kuinka aaltoliike etenee maassa tarkastellaan seuraavassa maa-alkion rakennetta ja sen fysikaalista luonnetta.

Maa-alkio, jonka läpi aalto kulkee, koostuu kiinteästä aineesta, vedestä ja kaasusta. Koska vesi on kokoonpuristumatonta verrattuna maan raerunkoon, kulkee puristusaalto veden välityksellä maa-alkion läpi. Vedellä kyllästetyssä maassa aallon etenemisnopeus on käytännössä riippumaton maaparametreista ja riippuu vain veden ominaisuuksista. Puristusaallon etenemisnopeus v_c vedellä kyllästetyissä maakerroksissa on vakio ja voidaan esittää veden kimmoker-toimella E_w ($\approx 2.1 \cdot 10^3$ MPa). Toisaalta, koska vesi ei välitä leikkausjänni-tyksiä, leikkausaaltojen etenemisnopeus v_s riippuu yksinomaan maan ominai-suuksista. Aallon etenemisnopeus on sama riippumatta vesipitoisuudesta. Yhteenvetona puristus- ja leikkausaallot välittyvät maassa ensisijaisesti veden ja maarakkeiden välityksellä.

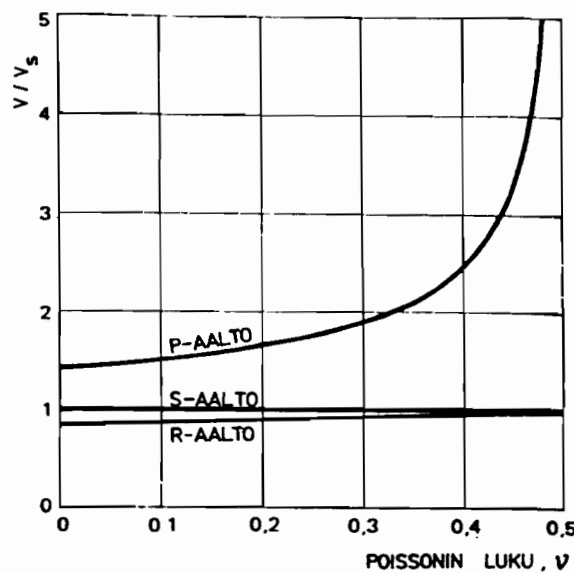
Aaltoliikettä kimmoisessa väliaineessa kuvaa etenemisnopeuden lisäksi heilahdusnopeus. Sen voidaan ajatella olevan nopeus, jolla hiukkaset värähtelevät tasapainoaseman molemmin puolin, kun aalto kulkee maa-alkion läpi. Tätä voidaan verrata korkkiin, joka kelluu ylösalas vedessä, kun aaltorintama kulkee ohi. Tässä tapauksessa aaltorintaman kulkunopeus on yhtä kuin aallon etenemisnopeus. Siirtymäilmiö esiintyy sekä puristus- että leikkausaalloilla.

Kun teoriaa sovelletaan aaltojen etenemiseen maassa, on välttämätöntä sisällyttää teoriaan reunaehdot, jotka aiheutuvat maan pinnasta ja maakerrosrajoista. Tämä tapahtuu määrittämällä ääretön puoliavaruus. Puoliavaruudessa esiintyy myös pinta-aaltoja tilavuusaaltojen lisäksi. Tärkeintä pinta-aaltoa kutsutaan Rayleigh-aalloksi. Se syntyy kun P- ja S-aallot heijastuvat maanpinnasta. R-aalto rajoittuu vyöhykkeeseen, joka esiintyy lähellä puoliavaruuden pintaa (kuva 2). Se etenee säteettäin sylinterimäisenä aaltorintamana ja on tärkeä tarkasteltaessa perustusten dynamiikkaa /36/.



Kuva 2. Rayleigh-aallon vaaka- ja pystysuuntainen heilahdusamplitudi syvyyden Z , Poissonin luvun μ ja aallonpituuden λ funktiona /20/.

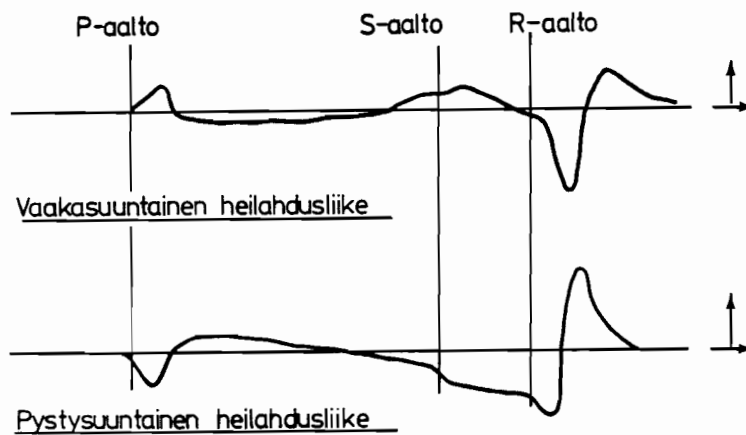
Rayleigh-aallon etenemisnopeus riippuu Poissonin luvusta ja on hieman pienempi kuin leikkausaallon nopeus v_s vaihdellen välillä $0.95 \dots 0.91 \cdot v_s$, kun $\mu = 0.5 \dots 0.25$. Rayleigh-aalto on hitain kaikista aalloista seuraten leikkausaaltoa, joka seuraa puristusaaltoa. Kaikki nämä aallot etenevät eri nopeuksilla Poissonin luvusta riipuen. Suhteelliset nopeudet on esitetty kuvassa 3 Poissonin luvun funktiona. Kuvasta voidaan päätellä, missä järjestyksessä aallot saapuvat tarkastelukohteeseen /36/.



Kuva 3. Puristus-, leikkaus- ja Rayleigh-aaltojen etenemisnopeuksien suhde äärettömässä kimmoisessa puoliavaruudessa Poissonin luvun funktiona /34/.

2.1.3 Heilahdusliike

Sen lisäksi, että tunnetaan aaltojen saapumisjärjestys, täytyy tietää aaltoliikkeisiin liittyvä maanpinnan liike. Richart, Hall & Woodsin /35/ tutkimukset ovat osoittaneet, että värinälähteestä etenevän symmetrisen aaltorintaman aiheuttama heilahdusliike kimmoisen puoliavaruuden pinnalla voidaan esittää seuraavilla kuvioilla, kuva 4.



Kuva 4. Pinnassa olevasta pistemäisestä häiriölähteestä syntyvä aaltosysteemi ideaalisessa väliaineessa /35/.

Nämä käyrät kuvaavat kolmea selvää huippua heilahdusliikkeelle, ja ne sopivat yhteen puristus-, leikkaus- ja Rayleigh-aaltojen kanssa. Huiput ovat samantaisia sekä pysty- että vaakasuunnassa.

Maahiukkanen joutuu värähtelyliikkeeseen P-, S- ja R-aaltojen ohittaessa tarkastelukohdan. Suurin siirtymä liittyy R-aaltoon. Aikaero P- ja S-aaltojen välillä on suurin R-aallon seurattessa välittömästi S-aaltoa. Kun etäisyys tärinälähteestä kasvaa, muuttuu myös aaltojen välinen aikaero. Se voi johtaa aallonpituuden kasvamiseen kauempana lähteestä. Siirtymät pienenevät, kun etäisyys lähteeseen kasvaa. P- ja S-aaltojen amplitudin heikkeneminen on voimakkaampaa kuin R-aaltojen. Tuloksena on, että kauempana lähteestä esiintyy merkittävänä vain R-aalto /36/.

2.2 Paalutuksen aiheuttamat aaltoliikkeet

Paalun tunkeutuessa maahan syntyy aaltoliikkeitä, jotka ovat luonteeltaan

monimutkaisia ja vaikeita määrittää. Maassa syntyvää aaltoliikettä edeltää iskuenergian kulkeutuminen paalun läpi. Kimmoteorialla voidaan kuvata iskuenergian kulkeutumista paalussa.

Kun paalun päähän kohdistuu isku, syntyy paaluun puristusaalto, joka etenee kohti paalun kärkeä. Aallon nopeus noudattaa yhtälöä (1). Kun $\mu = 0$, saadaan aallonnopeus paalumateriaalissa, yhtälö (3) /36/.

$$v_c^2 = E/\rho \quad (3)$$

v_c	puristusaallon nopeus paalumateriaalissa	m/s
E	paalun kimmokerroin	Pa
ρ	paalumateriaalin tiheys	kg/m ³

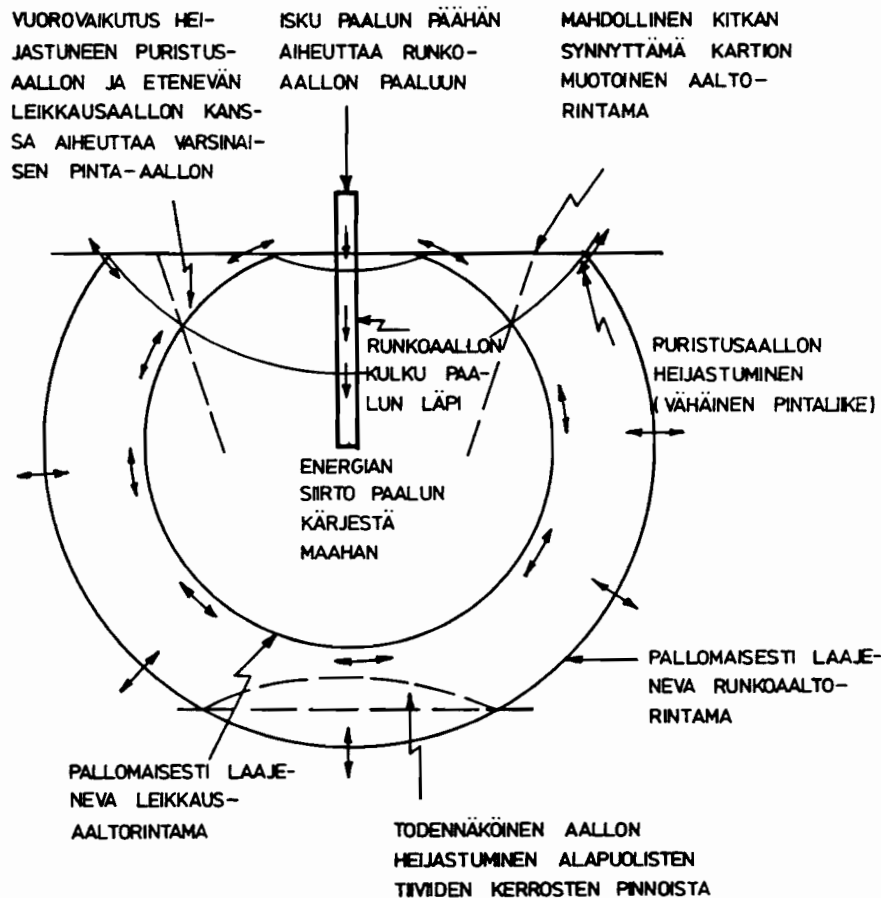
Iskuaalto kulkee paalun läpi, kunnes se kohtaa paalun kärjen. Kärjessä osa aallosta tai pikemminkin energiasta, joka on siirtynyt paaluun, siirtyy paalun ja maan rajapinnan yli. Richardtin /35/ mukaan siirtyvän ja heijastuvan energian määrä riippuu kulmasta, jolla puristusaalto kohtaa paalun ja maan rajapinnan sekä maan ja paalumateriaalien tiheyksien suhteesta. Attewell & Farmer /1/ arvioivat, että maahan siirtyneen ja takaisin heijastuneen energian suhde on noin 2:1 silloin, kun teräspaalun kärjen ja maan välinen rajapinta on kohtisuorassa aaltoliikettä vastaan. Tämä oletamus edellyttää, että paalu ja maa käyttäytyvät kimmoisesti /36/.

Löyhissä, vedellä kyllästetyissä maakerroksissa suuri osa lyöntienergiasta kuluu paalun tunkeutumiseen. Tiiviissä maakerroksissa paalun tunkeutuminen iskua kohti pienenee. Yhä suurempi osa energiasta kuluu maan kimmoiseen muodonmuutokseen, josta seuraa lyöntityön kasvaminen. Tämän perusteella voidaan olettaa suurimpien tärinöiden liittyvän suureen lyöntivastukseen. Lyöntivastuksella voidaan mitata, kuinka suuri osuus lyöntienergiasta siirtyy maan tärinään /16/.

Paalun kärjessä tapahtuvan aaltojen heijastumisen lisäksi heijastumista tapahtuu paalun ja maan pystysuoralla rajapinnalla. Kuitenkin suurin osa puristusaaltoista heijastuu paalun sivuista ja vain pieni osa taittuu maahan. Siksi vain paalun kärjessä tapahtuu merkittävää energian siirtymistä maahan. Energian siirtyminen aiheuttaa paikallisia liikkeitä maassa, jotka johtavat aaltoliikkeiden syntymiseen.

Kun paalua lyödään maahan, syntyy paalun kärjessä säteittäin poispäin leviäviä puristus- ja leikkausaaltoja, kuten kuvassa 5 on näytetty. Kun nämä tilavuusaallot leviävät paalusta poispäin, ne heijastuvat ja/tai taittuvat maanpinnassa ja maakerrosrajoilla. Maanpinnan lähellä aaltoliikkeet koostuvat P- ja S-aalloista, joita seuraa hieman myöhemmin R-aalto.

Lähellä paalua tilavuusaalloista syntyvät maan liikkeet ovat suurempia kuin Rayleigh-aallosta. Ne pienenevät kuitenkin nopeasti edetessään kauemmaksi paalusta ja suuremmilla etäisyyksillä R-aallosta tulee hallitseva. R-aallot ovat muodostuneet moninkertaisesti heijastuneista ja taittuneista P- ja S-aalloista ja siksi nämä aallot eivät erotu selvästi, ennen kuin varsinaiset tilavuusaallot ovat heikentyneet merkittävästi. Näiden aaltoliikkeiden lisäksi Attewell & Farmer esittivät, että matala-amplitudisia leikkausaaltoja syntyy hankauksesta paalun kyljen ja maan välisessä rajapinnassa. Pinta-aalto syntyy, kun tämä leikkausaalto saavuttaa maanpinnan. Kuten varsinaisilla tilavuusaalloilla (P- ja S-aallot), näillä aalloilla on merkitystä vyöhykkeessä, joka on lähellä paalua (noin 3...4 kertaa maassa olevan paalun osan pituus) /1/.



Kuva 5. Aaltoliikkeen eteneminen lähellä paalua. Nuolet kuvaavat hiukkas- liikkeen suuntaa /1/.

Monissa tapauksissa rakenteet sijaitsevat niin kaukana paalusta, että vain R-aalloilla on käytännön merkitystä. Tilavuusaallot ovat heikentyneet ja vain R-aaltojen aiheuttamalla maan liikkeellä on riittävä amplitudi vaurioiden synnyttämiseksi. Aaltoliikkeiden kokonaisenergia jakaantuu eri aaltotyyppien kesken siten, että R-aallot edustavat 45...80 %, S-aallot 15...50 % ja P-aallot 5..20 % kokonaisenergiasta. Rayleigh-aaltojen aiheuttama maan liike seuraa taaksepäin kulkevaa ellipsiä ja se koostuu suurinpiirtein yhtäsuurista vaak- ja pystykomponenteista. Suurimmat rakenteelliset vauriot aiheuttaa yleensä vaakakomponentti /36/,/47/.

Normaalisti esiintyvien tilavuus- (P ja S) sekä pinta-aaltojen (Rayleigh) lisäksi saattaa joskus esiintyä myös neljäs aaltotyyppi. Tämä pinta-aalto tunnetaan Lowe-aaltona, ja se on seurausta maapohjassa olevista maakerroksista, joilla on erilainen jäykkyys. Lowe-aallot kehittyvät johtuen moninkertaisesta taitumisesta ja heijastumisesta maakerrosten rajapinnoissa ja kehittävät vaakasuuntaisen hiukkasliikkeen, joka on kohtisuorassa aallon etenemissuuntaan. Koska nämä aallot ovat moneen kertaan heijastuneet, niiden amplitudi on pieni eikä niillä siten ole rakenteellista merkitystä.

Paalutuksen toinen sivutuote on vyöhyke, jossa maa nousee välittömästi paalun läheisyydessä. Tämä vyöhyke rajoittuu yleensä 2...3 kertaa paalun säteen etäisyydelle, ja se aiheutuu maan uudelleenjärjestäytymisestä paalun tunkeutuessa maahan. Tämä kohoaminen ei yleensä vaikuta lähirakenteisiin ja se voidaan välttää poraamalla esireikä tai käyttämällä paalua, jolla on pieni poikkileikkauspinta-ala. Toisaalta löyhä kitkamaakerros tiivistyy tärinän vaikutuksesta ja aiheuttaa painumaa paalun lähiympäristössä. Tätä on käsitelty lähemmin esimerkiksi lähteessä /36/.

2.3 Aaltoliikkeen eteneminen maassa

2.3.1 Yleistä

Aaltoliikkeen amplitudiin ja tuloksena olevaan heilahdusliikkeeseen vaikuttavat seuraavat tekijät:

- (1) geometrinen vaimennus
- (2) maan vaimennusparametrit ja
- (3) maalaji ja vesipitoisuus

2.3.2 Geometrinen vaimennus

Geometrinen vaimennus on tärkein tekijä tilavuus- ja pinta-aaltojen vaimenemisessa. Vaimeneminen voidaan ymmärtää aallon energiatihedden pienenemisenä, kun aalto etenee kauemmaksi lähteestä ja läpäisee yhä suuremman tilavuuden maata. Aallon energiatihedden pienenemisen seurauksena aaltoliikkeen siirtymä-, heilahdusnopeus- ja kiihtyvyyssamplitudeissa tapahtuu vastaava pieneneminen. Amplitudin pienenemistä tapahtuu sekä tilavuus- että pinta-aalloilla. Kuitenkin eroista näiden aaltotyyppien etenemisessä aiheutuu, että amplitudien heikkeneminen on erisuuruista. Tilavuusaallot etenevät puolipallon muotoisena rintamana ja läpäisevät merkittävästi enemmän materiaalia kuin pinta-aallot, jotka etenevät sylinteririntamana. Etenevän tilavuusaallon energiatiheys pinta-alayksikköä kohti pienenee huomattavasti enemmän kuin pinta-aallon. Heilahdusliikkeen amplitudi pienenee suhteessa energiatihedden pienenemiseen aaltoliikkeen edetessä. Etenevän aaltoliikkeen energiatiheys pinta-alayksikköä kohti eri etäisyyksillä lähteestä voidaan laskea yhtälöllä (4) /36/.

$$W = W_0 / A \quad (4)$$

W_0	Vertailuenergia etäisyydellä r_0 lähteestä.
A	Aaltorintaman läpäisemä pinta-ala etäisyydellä r tärinälähteestä.
W	Energiatiheys pinta-alayksikköä kohti tarkasteltavalla etäisyydellä r lähteestä. Se kuvaa vaimenemisen suuruutta.

Yhtälö (4) kuvaa energiatihedden pienenemistä, kun aaltorintama läpäisee yhä suuremman pinta-alan ja esittää aallon vaimenemista geometrisesta vaimenuksesta johtuen. Se perustuu olettamukseen, että aallon kokonaisenergia säilyy vakiona aallon edetessä.

Koska yhtälö (4) esittää geometrisen vaimennuksen aallon läpäisemän pinta-alan funktiona, sitä voidaan hieman yksinkertaistaa esittämällä aallon etenemisen etäisyyden r avulla. Ottamalla huomioon, että tilavuusaallot ja pinta-aallot

etenevät pallomaisina ja sylinterimäisinä rintamina, aaltojen läpäisemä pinta-ala on erisuuruinen ja jokaisella on erilainen vaimenemisfunktio etäisyyden r suhteen. Tilavuusaaltojen amplitudin pieneneminen geometrisesta vaimennuksesta johtuen on verrannollinen suhteeseen $1/r^2$ maanpinnassa ja $1/r$ syvemmällä. Pinta-aallot vaimenevat suhteessa $1/\sqrt{r}$ /36/.

2.3.3 Materiaalivaimennus

Geometrisen vaimenemisen lisäksi esiintyy myös kitkavaimennusta aallon edetessä maan läpi. Tämä vaimennus on yhteydessä energiaan, joka tarvitaan voittamaan kitka maahiukkasten välillä aallon kulkiessa maan läpi. Kitkavaimennus voidaan esittää materiaalivaimennuskertoimella, joka riippuu maan kitkaominaisuuksista. Tyypillisiä materiaalivaimennuskertoimen arvoja eri maalajeille on esitetty taulukossa 1. Materiaalivaimennus riippuu huokosluvusta, leikkausjännityksestä ja vallitsevasta pystysuorasta jännityksestä.

Mitä suurempi on huokosluku ja vallitseva pystysuora jännitys sitä suurempi on vaimennuskerroin. Kun leikkausjännitys ja vallitseva jännitys kasvavat, materiaalivaimennus kasvaa vastaavasti. Tämä johtuu suuremmasta energiahäviöstä maahiukkasten uudelleenjärjestäytymisessä ja pistemurtumista sekä aksiaalisen jännityksen vähenemisestä suurilla vallitsevan jännityksen arvoilla. Maan vaimennuksen vaikutus aallon amplitudiin/hiukkasliikkeeseen voidaan arvioida yhtälöllä (5) /36/.

$$W = W_0 e^{-\alpha(r-r_0)} \quad (5)$$

W ja W_0 ovat samat kuin yhtälössä (4)

α	materiaalivaimennuskerroin	m^{-1}
r	etäisyys lähteestä tarkastelukohteeseen	m
r_0	vertailuetäisyys	m

Taulukko 1. Materiaalivaimennuskertoimia eri maalajeille
Theissen & Woodin mukaan /38/.

Tutkija	Maalaji	Materiaali- vaimennus- kerroin α (m^{-1})
Forssblad (1965)	Silty gravelly sand	0.1312
Richardt (1962)	Compact granular fill	0.0197
Woods (1967)	Silty fine sand	0.2624
Barkan (1962)	Saturated fine grain sand	0.0984
	Saturated fine grain sand in frozen state	0.0590
	Saturated sand with laminae of peat and organic silt	0.0394
	Clayey sand, clay with some sand and silt above water level	0.0394
	Marly chalk	0.0984
	Saturated clay with sand	0.0394 - 0.118
Dalmatov & Others (1980)	Sand and silts	0.02624 - 0.36
Clough & Chameu (1980)	Sand fill over bay mud	0.0492 - 0.197
	Dune sand	0.0264 - 0.065
Peng (1972)	Soft Bangkok clay	0.2591 - 0.439

Maan kitkaominaisuuksilla on pienempi vaikutus aalto-/hiukkasliikkeen vaimenemiseen verrattuna geometriseen vaimennukseen. Esimerkiksi tarkasteltaessa aaltoliikkeen energiatiheyttä 1 m:n ja 10 m:n etäisyyksillä lähteestä se pienenee geometrisesta vaimennuksesta (yhtälö 4) sadanteen ja materiaalivaimennuksesta (yhtälö 5, $\alpha = 0.02$) kuudenteen osaan.

Useimmissa käytännön tapauksissa materiaalivaimennus jätetään huomioonottamatta ja tarkastellaan ainoastaan geometrista vaimennusta. Virhe, joka tästä aiheutuu on pieni. Materiaalivaimennuskerroin α pienenee aallon taajuuden pienetessä. Tärinäaallon edetessä kauemmaksi lähteestä sen taajuus yleensä pienenee. Lisäksi materiaalivaimennuksen poisjättämisestä aiheutuva virhe on varmalla puolella eli tietyllä etäisyydellä arvioitu energia on todellista suurempi.

KimMOTEorian mukaan aallon eteneminen ja heilahdusliike ovat käytännöllisesti katsoen riippumattomia maasta, jonka läpi aalto kulkee. Sen sijaan ne ovat riippuvaisia matkasta, jonka aalto maassa kulkee. Aaltojen vaimenemisen ja paalutuksesta syntyvien aaltotyyppien perusteella tarkastellaan seuraavassa teoreettisia menetelmiä, joilla paalutuksesta syntyvää suurinta maan liikettä voidaan arvioida.

3. PAALUTUKSESTA AIHEUTUVAN MAAN HEILAHDUSLIIKKEEN ENNAKKOARVIOINTI

3.1 Heilahdusnopeuden huippuarvon laskeminen

Maan tärinää voidaan mitata siirtymällä, heilahdusnopeudella ja kiihtyvyydellä. Tärinän aiheuttamaa maan painumaa arvioidaan usein mittaamalla kiihtyvyyden huippuarvoa.

Paalutuksesta aiheutuvan suurimman maan liikkeen arvioimiseen ja mittaamiseen käytetään yleensä heilahdusnopeuden huippuarvoa (engl. Peak Particle Velocity). Suurin maan siirtymä tietyllä etäisyydellä paalusta on myös tärkeä. Kuitenkin aika, jonka kuluessa siirtymä tapahtuu (ds/dt) sopii paremmin vauriomahdollisuuden tarkasteluun.

Brenner & Viranuvut /4/ ovat havainneet, että paalutustärinän heilahdusnopeuden tangentiali- ja horisontaalikomponentit ovat yleensä pieniä verrattuna pystykomponenttiin. Vaakakomponentit ovat noin 30...50 % eivätkä ylitä 80 % pystykomponentista. Heilahdusnopeuskomponenttien resultantti, vektorisumma on yleensä korkeintaan 1.5 kertaa pystykomponentin suuruinen. Siksi heilahdusnopeuden pystykomponentin huippuarvoa käytetään paalutuksesta aiheutuvan maan liikkeen kuvaamiseen. Heilahdusnopeuden huippuarvo edustaa nopeutta, jolla maahiukkanen värähtelee edestakaisin, kun tärinäaalto kulkee hiukkasen ohi aallon etenemisnopeudella.

Heilahdusnopeuden huippuarvo lasketaan erikseen sekä tilavuus- että pinta-aalloille yhtälöllä (4), missä W saadaan liike-energian yhtälöstä (6) /36/.

$$W = \frac{1}{2}mv^2 \quad (6)$$

W	liike-energia	Nm
m	massa	kg
v	nopeus	m/s

Ottamalla huomioon, että tilavuusaallot etenevät pallomaisena rintamana, antaa yhtälö (6) etenevälle tilavuusaallolle, yhtälö (7) /36/.

$$W = \frac{1}{2}(\gamma/g)v_B^2 \lambda A \quad (7)$$

A on pallon pinta-ala $4/3\pi r^2$. Sijoittamalla yhtälö (7) yhtälöön (4) saadaan yhtälö (8) /36/.

$$W_0 = (\frac{1}{2}(\gamma/g)v_{B0}^2\lambda)(4/3\pi r_0^2) = W_B = (\frac{1}{2}(\gamma/g)v_B^2\lambda)(4/3\pi r^2) \quad (8)$$

W_0	energia värinälähteessä, vertailuenergia	Nm
W_B	tilavuusaallon energia etäisyydellä r värinälähteestä	Nm
v_{B0}	tilavuusaallon heilahdusnopeus värinälähteessä	mm/s
v_B	tilavuusaallon heilahdusnopeus etäisyydellä r värinälähteestä	mm/s
g	maan vetovoiman kiihtyvyys (9.81 m/s ²)	m/s ²
λ	tilavuusaallon aallonpituus	m
r_0	etäisyys lähteestä, vertailuetäisyys	m
r	etäisyys lähteestä	m
γ	maan tilavuuspaino	kN/m ³

Etenevän aaltorintaman energia on vakio ja suoraan verrannollinen värinälähteen energiaan. Koska W_0 on yhtäsuuri kuin W_B , voidaan yhtälöllä (8) laskea heilahdusnopeuden huippuarvojen suhde värinälähteessä ja halutulla etäisyydellä lähteestä. Tästä saadaan seuraava yhteys tilavuusaaltojen heilahdusnopeuksien välille.

$$v_{B0}^2 r_0^2 = v_B^2 r^2, \text{ joka sievenee} \quad (9)$$

$$v_B/v_{B0} = r_0/r \quad (10)$$

Yhtälö (10) esittää tilavuusaaltojen heilahdusnopeuden teoreettista vaimenemista etäisyyden funktiona. Sen perusteella etenevän aaltorintaman heilahdusnopeus vähenee suorassa suhteessa etäisyyteen tärinälähteestä.

Samalla tavalla voidaan määrittää pinta-aaltojen heilahdusnopeuden vaimeneminen etäisyyden suhteen. Etenevän aaltorintaman läpäisemä pinta-ala on $A = 2\pi rh$, sillä aallot etenevät sylinteririntamana. W_0 :lle ja W_R :lle saadaan seuraava yhteys.

$$W_0 = (1/2)(\gamma/g)v_{R0}^2\lambda(2\pi rh) = W_R = (1/2)(\gamma/g)v_R^2\lambda(2\pi rh) \quad (11)$$

W_0	tärinälähteen energia	Nm
W_R	Rayleigh-aallon energia etäisyydellä r lähteestä	Nm
v_{R0}	Rayleigh-aallon heilahdusnopeus lähteessä	mm/s
v_R	Rayleigh-aallon heilahdusnopeus etäisyydellä r lähteestä	mm/s
$\gamma, \lambda, g, r, r_0$	samoja kuin yhtälössä (8)	
h	syvyys maanpinnasta, jolla sylinterimäinen aaltorintama etenee	m

Vastaava yhteys pinta-aaltojen heilahdusnopeudelle tärinälähteessä ja tarkastelukohdassa seuraa yhtälöstä (11) ja voidaan esittää yksinkertaistetussa muodossa.

$$v_{R0}^2 r_0 = v_R^2 r, \text{ joka sievenee} \quad (12)$$

$$v_R/v_{R0} = \sqrt{r_0/r} \quad (13)$$

Yhtälöistä (10) ja (13) nähdään, että taso, jolle paalutustärinän heilahdusnopeus pienenee etäisyydellä r lähteestä, riippuu aaltotyypistä (tilavuusaalto/

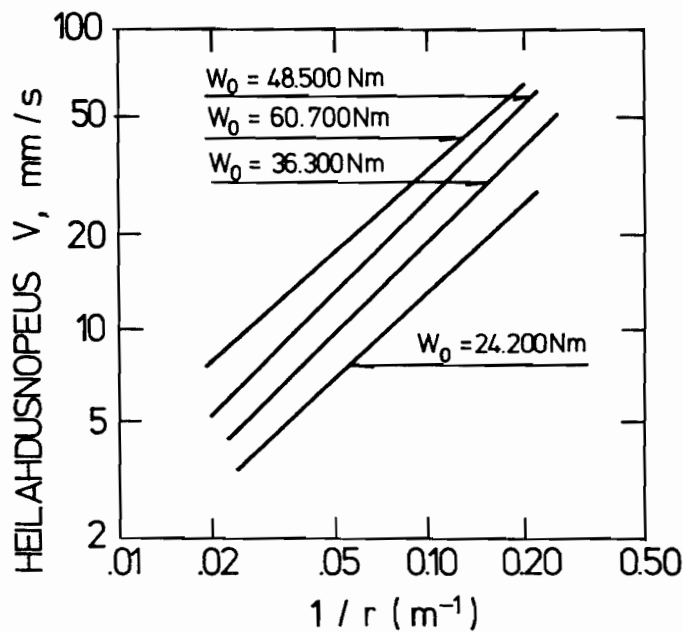
pinta-aalto). Paalutuksesta syntyvän värinän aaltotyyppi tulisi pystyä tunnistamaan ja vertaamaan edellä esitettyihin teoreettisiin aaltoliikkeisiin.

Attewell & Farmer havaitsivat, että lyötäessä pontteja kerroksellisessa savessa syntyi pinta-aaltoja, joiden aaltomuoto vastasi vastapäivään kulkevaa ellipsiä (kuva 2). Koska Rayleigh-aaltojen synnyttämä hiukkasliike muodostaa vastapäivään kulkevan ellipsin, Attewell & Farmer päättelivät, että paalutuksesta syntyvä hiukkasliike maan pinnassa olisi peräisin pinta-aalloista /1/.

Kuitenkin useat kenttämittaukset ovat osoittaneet että heilahdusnopeuden vaimenemien maan pinnassa on suoraan verrannollinen suhteeseen $1/r$ eikä $1/\sqrt{r}$. Kuva 6 esittää Attewell & Farmerin tekemien kenttämittausten tuloksia, jotka tukevat tätä olettamusta heilahdusnopeuden vaimenemisen sekä tarkastelukohdan ja paalun välisen etäisyyden suhteesta. Tämä puolestaan osoittaisi, että paalutuksesta syntyvä heilahdusliike on peräisin tilavuusaalloista pinta-aaltojen sijasta. Siksi yhtälössä (8) esitetty yhteys tilavuusaalloille kuvaa paljon tarkemmin havaittuja kenttämittauksia ja sitä tulisi käyttää tarkasteltaessa heilahdusnopeuden vaimenemista etäisyyden funktiona. Tuloksena saadaan seuraava yhtälö paalutustärinän heilahdusnopeuden vaimenemiselle etäisyyden funktiona /1/.

$$v = k\sqrt{W}/r \quad (14)$$

v	heilahdusnopeuden pystykomponentti	mm/s
k	vakio, joka riippuu termistä $(\frac{2}{3}(\gamma/g)\pi)^{-1/2}$	
W	lyöntienergia	
	(pudotuskorkeus • järkäleen paino)	Nm
$\sqrt{W}/r$	termiä yhtälössä kutsutaan "skaalatuksi energiaksi" (engl. scaled energy) /41/.	



Kuva 6. Heilahdusnopeuden vaimeneminen maan pinnassa eri etäisyyksillä paalusta (Attewell & Farmer) /1/.

Yhtälö (14) tarkoittaa sitä, että heilahdusnopeus tietyssä pisteessä on suoraan verrannollinen lyöntienergian neliöjuureen ja kääntäen verrannollinen pisteen ja tärinälähteen etäisyyteen.

Yhteenvedona Attewell & Farmer ovat ehdottaneet, että yhtälöä (14) käytettäisiin paalutuksesta aiheutuvan pystysuuntaisen heilahdusnopeuden huippuarvon ennustamiseen.

Vakiota k yhtälössä (14) käytetään hyväksi kompensoimaan vaihteluita maaperäolosuhteissa, paalutuskalustoissa ja paalutyypeissä. Kenttämittauksissa k :n arvojen on todettu vaihtelevan välillä 0.25...1.5. Yhtälö (14) ottaa huomioon vain tilavuusaaltojen geometrisen vaimennuksen ilman maan kitkavaikutuksia. Kuten kohdassa 2.3.2 esitettiin, virhe joka näin tehdään on kimmoteorian mukaan yleensä pieni.

Lyöntipaalutusohjeissa LPO-87 kohdassa 6.61 on paalutustyöstä aiheutuvalle maanpinnan pystysuoralle heilahdusnopeudelle alustaviin tarkasteluihin esitetty kaava (15) /22/.

$$v_{\max} = 1.5 \sqrt{W}/r \quad (15)$$

$v_{\max}$	suurin pystysuora heilahdusnopeus	mm/s
W	lyöntienergia, Joulea/lyönti	Nm
r	etäisyys paalusta mittauspisteeseen	m

Edelleen LPO:ssa on mainittu, että paalutuspaikan lähellä sijaitsevaan rakennukseen siirtyvän värinän heilahdusnopeus on eräiden havaintojen mukaan 10-60 % kaavalla (15) lasketusta perustamistavasta riippuen.

On mielenkiintoista huomata yhtälön (14) ja louhintatärinälle esitetyn kaavan sukulaisuus. Yhdessä porausreiässä räjähtävän panoksen suuruuden (Q , kg) etäisyyden (R , m) sekä syntyvän värinän vaarallisuuskriteerin heilahdusnopeus (v , mm/s) määrittämisessä useat tutkijat mm. Langefors, Northwoods ja Dvorak ovat päätyneet yhtälön (16) mukaiseen lausekkeeseen

$$v = k \frac{Q^m}{R^n} \quad (16)$$

Langefors ja Kihlström ovat laskeneet pienimmän neliösumman keinolla eksponenteille m ja n arvot $m = 0.5$ ja $n = 0.75$. Kerroin k on kallion värinäjohtavuusluku, jonka maksimiarvo on lähietäisyyksillä 400. $k:n$ arvo on riippuvainen kallion laadusta, ennen kaikkea sen rakenteesta ollen sitä pienempi mitä rikkonaisempi on kallion rakenne /47/.

Tutkijoiden keskuudessa esiintyy kuitenkin erilaisia käsityksiä siitä, mikä yhtälö parhaiten ennustaa paalutuksesta syntyvän aaltoliikkeen vaimenemista. Attewell & Farmer /1/ ehdottivat myös yhtälön (17) käyttämistä ennustamaan pinta-aaltoliikkeen vaimenemista (yhtälössä (10) käytetty heilahdusnopeus on korvattu kiihtyvyydellä A).

$$A = A_0(r_0/r) \quad (17)$$

A_0	kiihtyvyys tärinälähteessä	m/s^2
A	kiihtyvyys etäisyydellä r lähteestä	m/s^2
r_0	vertailuetäisyys	m
r	etäisyys tärinälähteestä	m

Eräät muut tutkijat ovat sitä mieltä että yhtälö (18) parhaiten kuvaa vaimenemista /36/.

$$A = A_0\sqrt{r_0}/r \quad (18)$$

Dalmatov et. al. /7/ ja Clough & Chameau /6/ tekemät tutkimukset tukevat yhtälön (19) käyttöä.

$$A = A_0(r_0/r)e^{-\alpha(r-r_0)} \quad (19)$$

α	materiaalivaimennuskertoin	m^{-1}
$A, A_0,$ r_0 ja r	kuten edellä	

Termi $e^{-\alpha(r-r_0)}$ kuvaa maan materiaalivaimennusta määritettäessä aaltoliikkeen vaimenemista maanpinnassa. Se voidaan haluttaessa jättää pois (yhtälö (18)). Kun materiaalivaimennus lisätään yhtälöön (10) saadaan heilahdusnopeuden vaimenemiselle yhtälö (20). Tässä tapauksessa yhtälö (19) ei ole yhtälön (20) derivaatta. Heilahdusliikkeelle yleisesti pätee, että kiihtyvyys on heilahdusnopeuden aikaderivaatta.

$$v = v_0(r_0/r)e^{-\alpha(r-r_0)} \quad (20)$$

Yhtälöissä (19) ja (20) suurimpana ongelmana on löytää oikea arvo materiaa-
livaimennuskertoimelle α . Kertoimen arvolla on huomattava vaihteluväli
samanlaisessakin maassa, kuten taulukosta 1 nähdään. Vaikka on suhteellisen
helppoa valita sellainen α :n arvo, jolla käyrä parhaiten sopii yhteen mittaus-
tulosten kanssa, on melko vaikeaa kääntää prosessi ja laskea aaltoliikkeen
amplitudi täsmällisesti etukäteen. Edellämainitun perusteella ja siksi, että
materiaalivaimennus $e^{-\alpha(r-r_0)}$ on pieni verrattuna geometriseen vaimennukseen
 $\sqrt{r_0}/r$, useat muut tutkijat ovat ohittaneet materiaalivaimennuksen tarkastelles-
saan aaltoliikkeen vaimenemista. Virhe, joka tehdään otettaessa huomioon
vain geometrinen vaimennus on usein vähäinen käytännön tehtävissä.

Lisäksi on huomattava, etteivät yhtälöt (19) ja (20) toisin kuin yhtälö (14)
sovellu tärinän etukäteisarviointiin. Yhtälöt (19) ja (20) eivät ota huomioon
lyöntienergiaa, vaan niiden käyttö edellyttää kenttämittauksia.

Dokumentoituja paalutustärinämittaustuloksia ei ole riittävästi, jotta tilastollis-
ten tai muiden matemaattisten menetelmien käyttö tulosten käsittelyssä olisi
mahdollista. Toisin on esimerkiksi louhintatärinöiden kohdalla, joista on
käytettävissä tuhansia mittaustuloksia /45/.

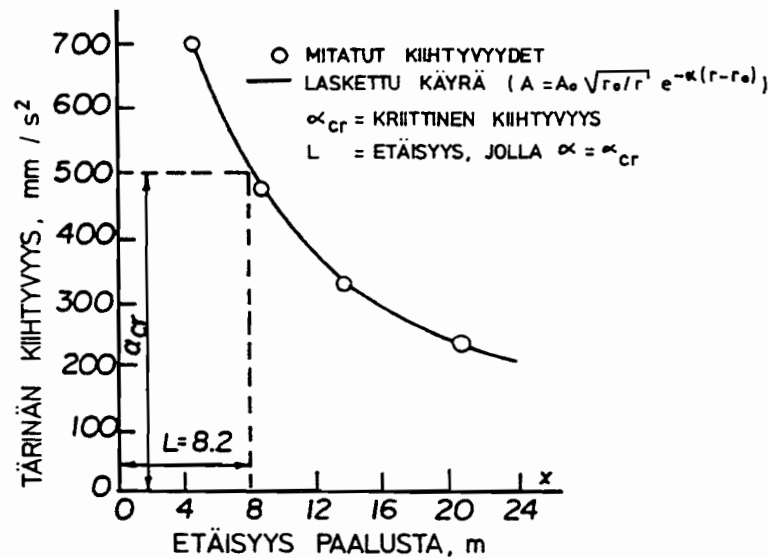
Seuraavassa kohdassa verrataan eräitä tutkijoiden tekemien kenttämittausten
tuloksia edellä esitettyihin teoreettisiin tuloksiin.

3.2. Arvioitujen ja aikaisemmin mitattujen tulosten vertailu

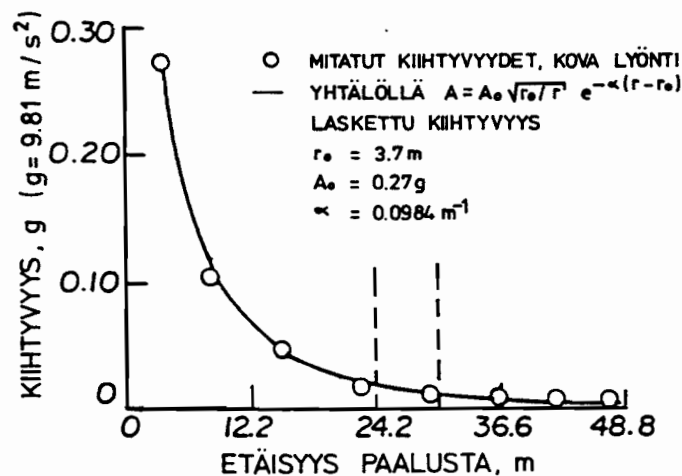
Sekä Dalmatov et. al. ja Clough & Chameau saivat selville, että vedelläkyläs-
tetyssä hiekassa yhtälö (19) tarjoaa johdonmukaisen yhteyden laskettujen ja
todellisten kentällä mitattujen kiihtyvyyksien kanssa. Kuvissa 7 ja 8 on esitet-
ty yhtälöllä (19) laskettu vaimennuskäyrä todellisten mittaustulosten kanssa.
Kuva 7 esittää Dalmatov et. al:n mittaamia kiihtyvyyksiä vedellä kyllästetyssä
hiekassa. Kuvassa 8 on esitetty Clough & Chameaun mittaamia kiihtyvyyksiä

löyhästä hiekasta ja sorasta koostuvassa täytemaassa, joka on keskitiiviin hiekan päällä.

Molemmissa tapauksissa pontit lyötiin täryvasaralla, joka aiheutti jatkuvaa värinää maassa. Värinöiden ja maaperän samanlaisuus todennäköisesti on vaikuttanut siihen, että sama yhteys kuvaa vaimenemista molemmissa tapauksissa. Huomattava on materiaalivaimennuskertoimen α oikea valinta, jotta saavutettaisiin hyvä vastaavuus laskettujen ja mitattujen arvojen välillä.



Kuva 7. Pontin lyönnistä aiheutuvan maan värinän kiihtyvyyden huippuarvon pieneneminen etäisyyden kasvaessa paaluun (Dalmatov et. al.) /7/.



Kuva 8. Suurimman kiihtyvyyden pieneneminen etäisyyden suhteen (Clough & Chameau) /6/.

Theissen & Wood /38/ ovat ehdottaneet, että etenevän aaltorintaman vaimenemista voitaisiin parhaiten kuvata yhtälöllä (21) /36/.

$$A = A_0(r_0/r)^\beta \quad (21)$$

β geometrisen vaimennuksen dimensioton vakio

$A, A_0,$

r ja r_0 kuten yhtälössä (17)

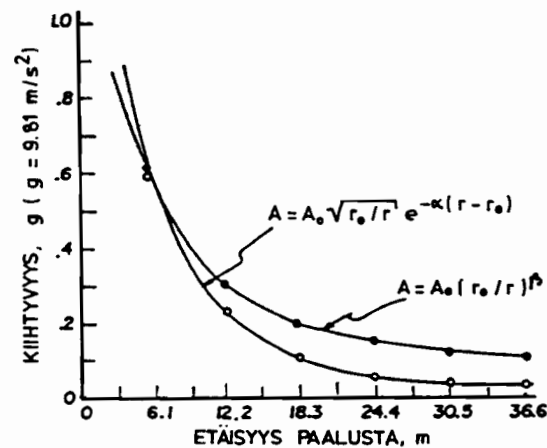
Vaikka materiaalivaimennuksen $e^{-\alpha(r-r_0)}$ vaikutus on yhtälössä (21) eliminoitu, se voidaan liittää mukaan haluttaessa. Taulukossa 2 on esitetty β :lle arvoja, jotka vaihtelevat välillä 0.5...1.7.

Taulukko 2. Geometrinen vaimennuskerroin Theissen & Woodin mukaan /38/.

Tutkija	Maalaji	Geometrisen vaimennuksen kerroin β
Wiss (1967)	Sands Clays	1.0 1.5
Brenner & Chittikuladilok (1975)	Surface Sands Sandfill over Soft Clays	1.5 0.8...1.0
Attewell & Farmer (1973)	Various Soils firm	1.0
Nicholls, Johnson & Duvall (1971)	Fine soil and rock	1.4...1.7
Dalmatov et. al (1968)	Saturated Sands	0.5
Glough & Chameau	Soils	0.5

Käytetyimmät β :n arvot ovat 0.5 ja 1.0. Vertailu yhtälöllä (21) β :n arvolla 1.0 määritetyn vaimenemiskäyrän ja kuvassa 8 yhtälöllä (19) lasketun käyrän välillä osoittaa, että yhtälö (21) β :n arvolla 1.0 ennustaa vaimennusta varmalla puolella. Kuvassa 9 on näiden kahden vaimennuskäyrän graafinen vertailu. Kuvasta nähdään, että alle 6.1 m:n etäisyydellä lähteestä yhtälö (21) ($\beta=0$) hieman aliarvioi vaimennusta. Kuitenkin suuremmilla etäisyyksillä kuin

6.1 m on järkevää käyttää β :n arvoa 1.0 yhtälössä (21) ennustettaessa värinän vaimenemista etäisyyden suhteen. Useimmissa tapauksissa ja useimmilla etäisyyksillä se ennustaa värinän vaimenemista varmalla puolella. Myös Attewell & Farmer (kuva 4) sekä eräät muut tutkijat ovat osoittaneet oikeaksi kertoimen β arvon 1.0 eli yhtälö (16).

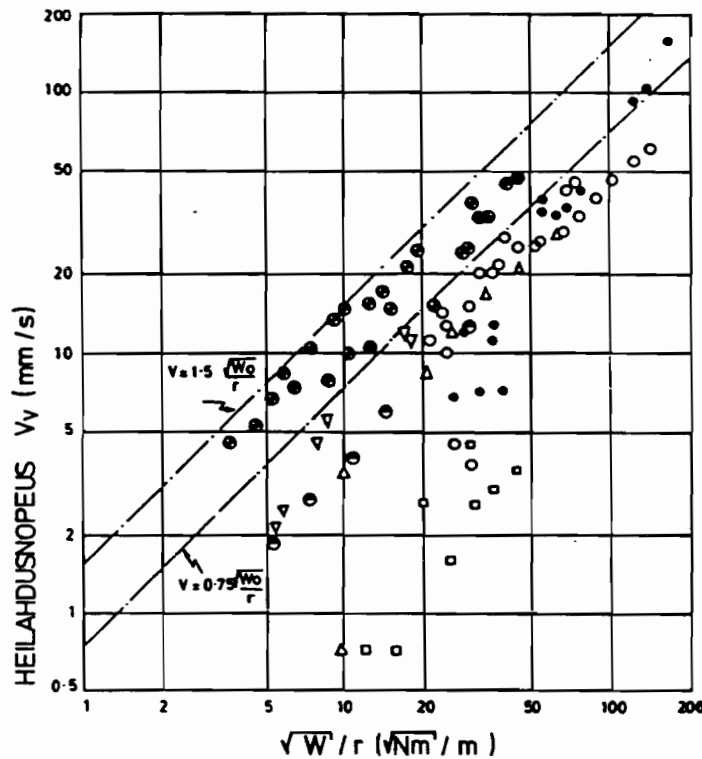


Kuva 9. Yhtälöistä (19) ja (21) laskettujen vaimennuskäyrien vertailu
 $A_0 = 1.0$, $r_0 = 3.7$ m (etäisyys), $\alpha = 0.984 \text{ m}^{-1}$, $\beta = 1.0 / 36$.

Attewell & Farmerin tekemät kenttämittaukset tukevat yhtälön (14) käyttöä paalutuksesta aiheutuvan heilahdusnopeuden vaimenemisen ennustamiseen etäisyyden funktiona. Kuvassa 10 on esitetty Attewell & Farmerin mitaamat heilahdusnopeudet etäisyyden funktiona erityyppisillä paalutus- ja täryhuuh-telukalustoilla ja erisuuruisilla lyöntienergioilla. Kuvassa 10 esitetyt symbolit on selitetty taulukossa 3. Kuvasta 10 nähdään, että yhtälöllä (14) k :n arvolla 1.5 lasketun suoran alle sijoittuvat kaikki mitatut heilahdusnopeusarvot.

Taulukko 3. Kuvassa 10 käytettyjen merkintöjen selitykset ja yhteenveto /1/.

Case No:	Tärinä-lähde	Symboli, kuva 10	Maalaji	Lyöntienergia W (Nm)	Etäisyys tärinä-lähteestä r (m)
1	Shell boring	□	Coarse sand on stiff clay base	1050-10500	1.5-3.0
2	Driven H-piles	○	Layered medium sand and silt	9100-36500	1.5-7.5
3	Driven sheet piles	●	Stiff silty clay on firm laminated clay	24000-60700	5-40
4	Diesel Hammer	●	Laminated clay	20000	5-40
5	Driven circular mandrel	●	Layered coarse sand and gravel	127000-212000	3-15
6	Wet vib-roflotation	△	Fine sand	1350/kierros	1-4.5
7	Dry vib-roflotation	▽	Uncompacted fill	2700/kierros	1-6



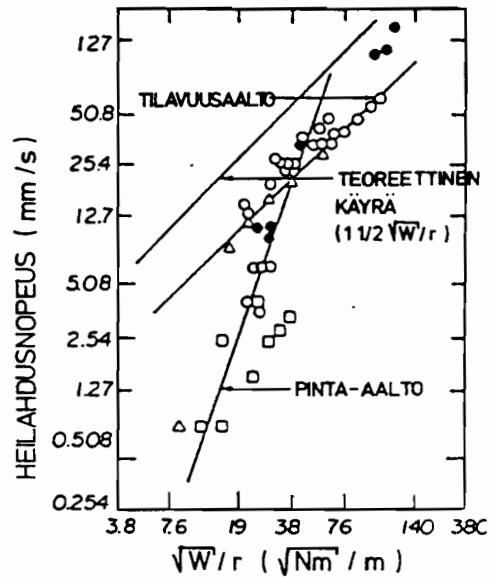
Kuva 10. Heilahdusnopeuden pystykomponentin vaimeneminen eri etäisyyksillä erilaisilla paalutyypeillä ja kalustoilla /1/.

Tekijä $\sqrt{W}$ yhtälössä (14) on suunnilleen suoraan verrannollinen heilahdusnopeuteen, kun termi $1/r$ edustaa vaimennuksen tasoa tietyllä etäisyydellä lähteestä. Kuvassa 10 esitetyille mittaustuloksille on laskettu yhtälöllä (14) vakion k maksimiarvo 1.5. Kaikkien mittaustulosten keskiarvoa edustaa $k:n$ arvo 0.75. Kuvasta 10 nähdään myös, että kaikki mittaustulokset lukuunottamatta tapausta 3 (taulukko 3) sijaitsevat $k:n$ arvolla 0.75 lasketun käyrän alapuolella. Attewell & Farmer /1/ ovat ehdottaneet, että paalutuksesta aiheutuva värinän heilahdusnopeuden maksimiarvon ennustamiseen yhtälössä (14) käytettäisiin varmalla puolella olevaa $k:n$ arvoa 1.5, koska se sisältää kaikki mitatut arvot. Tämä vaikuttaa kohtuulliselta, kun otetaan huomioon ongelmat, jotka syntyvät, kun aallonetenemisteoriaa sovelletaan sellaiseen väliaineeseen, kuin maa on ja määritettäessä maahan kohdistuvan energian määrää erilaisilla paalutusmenetelmillä.

Heilahdusnopeudet, jotka on laskettu yhtälöllä (14) $k:n$ arvolla 1.5, ovat yleensä suurempia kuin muiden tutkijoiden kenttämittaustulokset. Kun Greenwoodin ja Farmerin /12/ lähellä paalutuskohdetta mittaamia tuloksia verrattiin heilahdusnopeuksiin, jotka oli laskettu yhtälöllä (14), niiden todettiin kaikissa tapauksissa olevan pienempiä kuin lasketut (kuva 11). Greenwood ja Farmer havaitsivat myös, että heilahdusnopeuden huippuarvo on suunnilleen suoraan verrannollinen lyöntienergiaan. Tämä on tärkeää, koska se merkitsee sitä, että vähentämällä lyöntienergiaa lähteessä, heilahdusnopeus laskee vastaavasti.

TÄRINÄLÄHDE	LYÖNTIENERGIA (Nm / LYÖNTI)	ETÄISYYS (ft)	MAA- LAJI
■ PONTIN LYÖNTI	1057.5-10575	1.525-3.05	CS
○ PAALUTUS	4084 -36472	1.524-7.62	MS
● PAALUTUS	127447 -211508	3.05 -15.24	S/G
△ TÄRYHUUHTELU	2712 / krs.	0.915-6.10	F/S

CS = (karkea hiekka)
MS = (keskihiekka)
S/G = (hiekka / sora)
F/S = (hienohiekka)



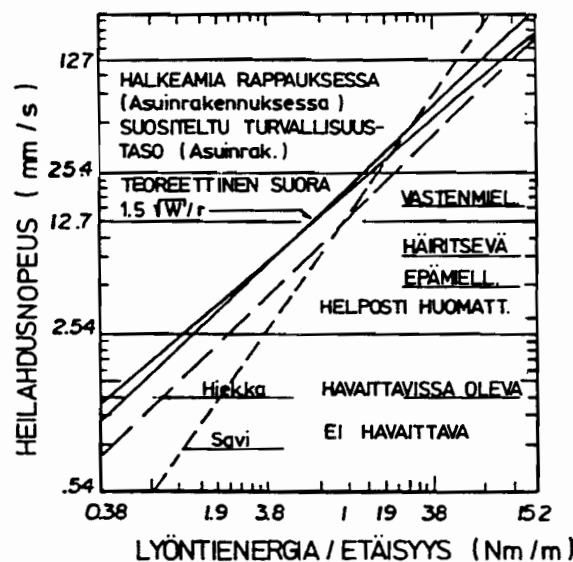
Kuva 11. Kentällä mitattujen arvojen ja yhtälöllä (14) laskettujen arvojen vertailu (Greenwood & Farmer) /12/.

Kuvassa 11 esiintyy kaksi erillistä käyrää. Nämä käyrät on lisätty kuvaan ja osoittavat, että heilahdusliikkeen aiheuttaa kaksi erillistä aaltoliikettä. Greenwood & Farmer ovat päätelleet, että ylempi käyrä kuvaa tilavuusaalloista syntyvää heilahdusliikettä, kun alempi käyrä kuvaa Rayleigh-aaltojen aiheuttamaa liikettä. Tämä seuraa suoraan paalutuksesta syntyvän aaltoliikkeen arviosta, missä on oletettu, että lähellä paalua esiintyy tilavuusaaltoja, kun taas kauempana nämä aallot ovat vaimentuneet ja Rayleigh-pinta-aalto tulee hallitsevaksi.

Kuvasta 11 voidaan edelleen päätellä, että heilahdusnopeudet 22.9 mm/s saakka ja etäisyyksillä, joilla skaalatun energian arvot ovat pienempiä kuin 38, heilahdusliike liittyy R-aaltoihin. Suuremmilla heilahdusnopeuden arvoilla ja skaalatun energian arvoilla heilahdusliike on peräisin yksinomaan tilavuusaalloista. Nämä rajat liittyvät yhteen kuvassa esitettyjen käyrien leikkauskohdan kanssa.

Wissin /41/ tekemä tutkimus vahvistaa myös tätä suhdetta heilahdusnopeuden huippuarvon ja suhteen $\sqrt{W}/r$ välillä. Wiss esitti myös heilahdusnopeuden huippuarvon termillä $k\sqrt{W}/r$, missä vakio k ottaa huomioon eri tasoisen tärinän, joka syntyy erilaisissa maaperäolosuhteissa. Käyttäen tätä yhteyttä heilahdusnopeuden ja skaalatun energian välillä Wiss kehitti ryhmän suoria, jotka esittävät suurinta ennakoitua heilahdusnopeutta annetulle maaperälle skaalatun energian funktiona. Nämä suorat on esitetty kuvassa 12 ja ne edustavat suurimpien heilahdusnopeuksien vuota. Kaikissa Wissin mittaamissa tapauksissa mitatut arvot olivat pienempiä kuin näistä suorista määritettyinä. Jos kuvaan 12 lisätään suora, joka on laskettu yhtälöllä (14) k :n arvolla 1.5 nähdään, että ko. suora pitää sisällään Wissin esittämät suurimman heilahdusnopeuden suorat.

Kun Wissin mittaustuloksissa etäisyys on ilmoitettu seismisenä etäisyytenä paalun kärjestä mittauspisteeseen, Attewell & Farmer sekä useat muut tutkijat ilmoittavat vaakasuoran etäisyyden paalun keskilinjasta mittauspisteeseen. Mallard & Bastow /23/ ovat esittäneet, että Wissin tapa mitata etäisyyttä sopisi paremmin tilavuusaalloille ja vaakasuora etäisyys pinta-aalloille.



Kuva 12. Suurimmat ennakoidut heilahdusnopeuden huippuarvot skaalatun etäisyyden suhteen (Wiss) /41/.

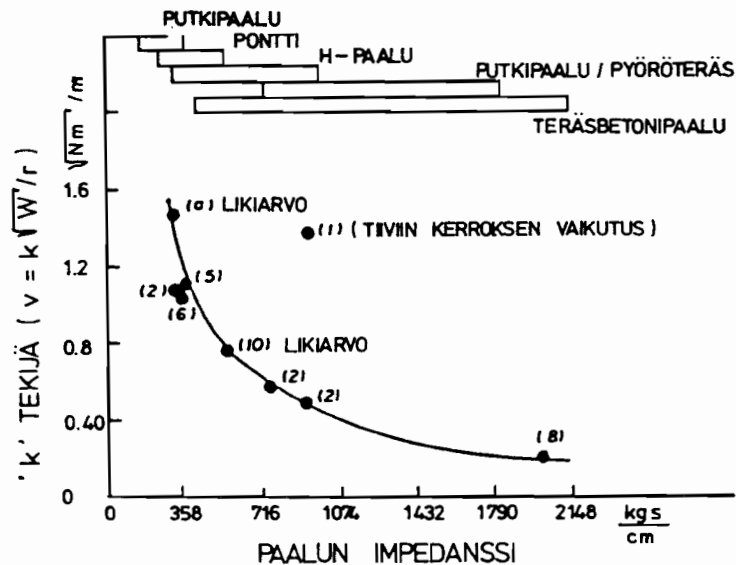
Useat muut tutkijat, kuten Heckman & Hagerty /13/ sekä Theissen & Wood /38/ ovat myös vahvistaneet yhtälössä (14) esitetyn suhteen heilahdusnopeuden huippuarvon ja skaalatun energian välillä.

Heckman & Hagertyn lisätutkimukset ovat osoittaneet, että vakio k vaihtelee paalutyypin mukaan. Tämä vaihtelu on esitetty kuvassa 13, joka osoittaa, että mitä suurempi energianvastaanottokyky paalulla on mitattuna impedanssilla, sitä pienempi on k :n arvo. Parolan /29/ määrittämä paalun impedanssi on, yhtälö (21).

$$Z = \rho c A \quad (21)$$

Z	paalun impedanssi	Nsm^{-1}
ρ	paalumateriaalin tiheys	kg/m^3
c	aallon etenemisnopeus paalussa	m/s
A	paalun poikkileikkauspinta-ala	m^2

Mitä suurempi on paalun impedanssi sitä enemmän energiaa kuluu paalun tunkeutumiseen ja paalutuksesta aiheutuvat värinät jäävät pienemmiksi. Yleisesti valitsemalla $k = 1.5$ yhtälöön (14) sen on todettu varovaisesti ennustavan paalutustärinän huippuarvoja. Se antaa kohtuullisen ennusteen heilahdusnopeuden huippuarvosta millä tahansa etäisyydellä paalusta eri paalutuslaitteilla ja lyöntienergioilla. Vähemmän konservatiivisia arvoja saadaan korvaamalla ehdotettu k :n arvo 1.5 pienemmällä. Näin tulisi kuitenkin tehdä vain silloin, kun paalun impedanssi ja maaperäolosuhteet ovat hyvin tunnettuja /36/.



Kuva 13. Paalun impedanssin vaikutus suurimpaan heilahdusnopeuden huipputarvoon (Heckman & Hagerty) /13/.

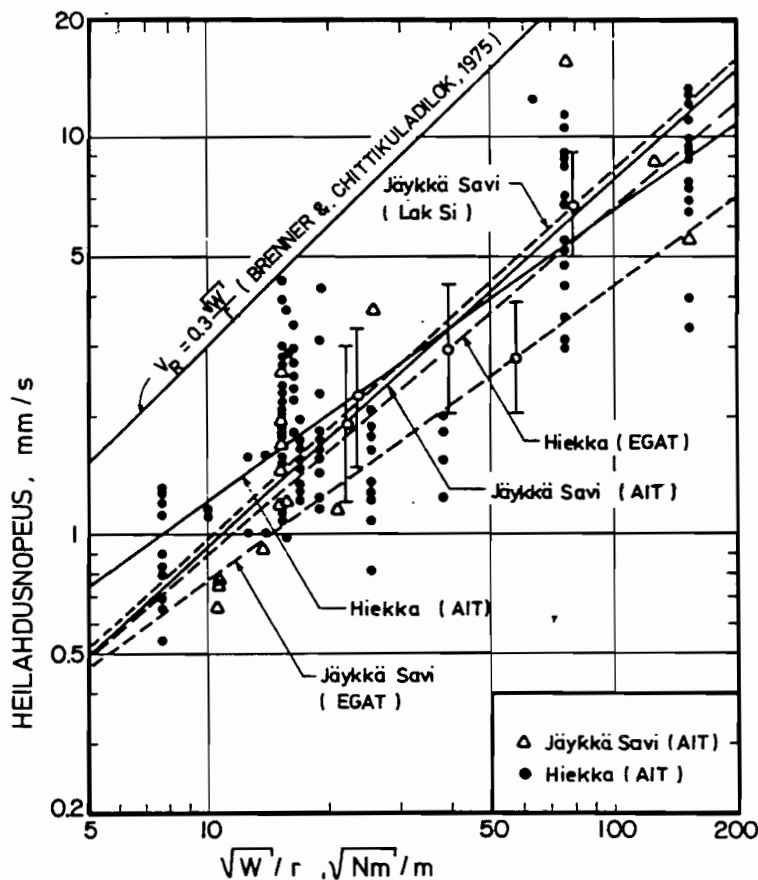
Bangkokin ympäristössä tehtyjä paalutustärinämittauksia ovat koonneet Brenner & Viranuvut /4/ ja Brenner & Chittikuladilok /3/. Alueen maaperäolosuhteista johtuen tärinäarvojen odotettiin olevan pienempiä kuin muiden tutkijoiden esittämät.

Tyypillinen maakerrosrakenne Bangkokin ympäristössä koostuu maanpinnasta lähtien 9...15 m:n paksusta pehmeästä savikerroksesta, jota seuraa jäykkä savi ja hiekka. Pohjavedenpinta on ollut yleensä noin 1 m maanpinnasta. Lisätietoja pohjasuhteista on lähteessä /27/.

18 m:n pituisia teräsbetonipaaluja ($0.35 \cdot 0.35 \text{ m}^2$) lyötiin 40 kN:n järkäleellä neljän paalun ryhmään pudotuskorkeuden vaihdellessa lyöntivastuksen mukaan 0.30, 0.40, 0.60 ja 0.90 m.

Tärinämittaukset on tehty maanpintaan asetetuista antureista. Mitattavana suureena on ollut heilahdusnopeuden pystykomponentti.

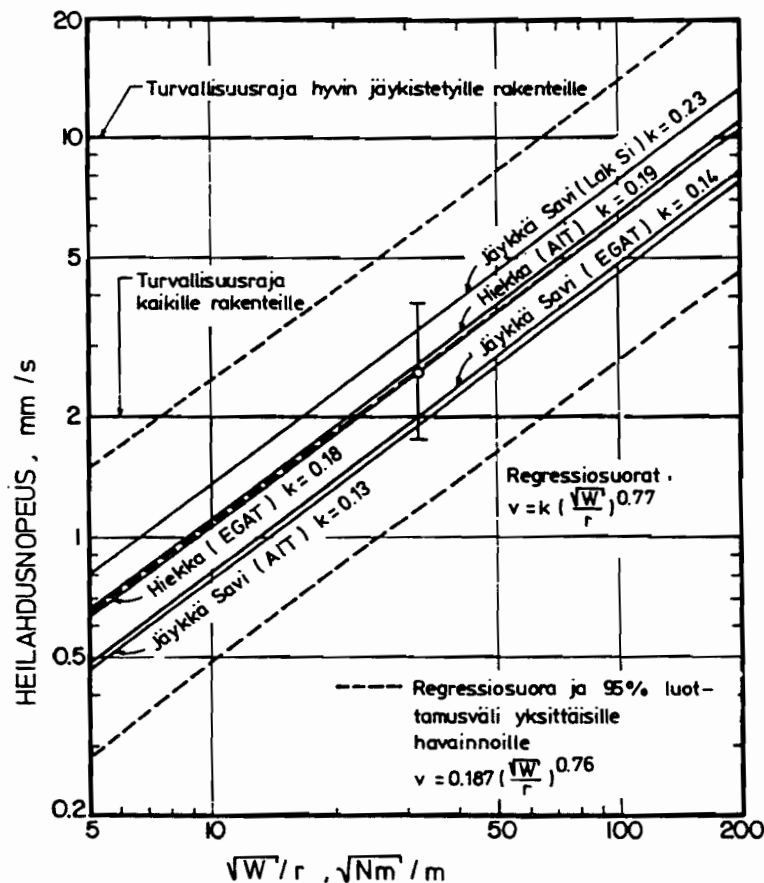
Kuvassa 14 on esitetty eri kohteissa (EGAT, AIT) Bangkokin ympäristössä mitattuja heilahdusnopeusarvoja skaalatun etäisyyden suhteen. Mittaukset on tehty maan pinnasta paalun kärjen tunkeutuessa pehmeän saven alapuolisen jäykän saven tai hiekan läpi. Brenner & Chittikuladilokin (1975) aikaisemman tutkimuksen (EGAT, Lak Si) regressiosuorat on esitetty katkoviivalla. Brenner & Viranuvutin (1977) mittaustulosten (pisteet ja kolmiot, AIT) regressiosuorat standardipoikkeamiseen on esitetty ehjällä viivalla.



Kuva 14. Heilahdusnopeuden pystykomponentin maksimiaron vaimeneminen maan pinnassa. Eri kohteista mitattujen tulosten regressiosuorien vertailu /4/.

Kuvasta 14 nähdään, että kaikki regressiosuorat osuvat melko kapeaan vyöhykkeeseen verrattuna niiden standardipoikkeamiin. Kuvassa 14 on esitetty myös Brenner & Chittikuladilokin esittämä yläraja heilahdusnopeuden resultantin maksimiarvolle (v_{Rmax}).

Tutkijat ovat päättelleet, että paalun läpäisemällä maakerroksella, kohteen sijainnilla sekä paalun koolla on vähäinen vaikutus tärinän suuruuteen maan pinnassa. Kaikki mittaustulokset kattava regressiosuora ja sen 95 % luottamusväli yksittäiselle heilahdusnopeuden pystykomponentin arvolle on esitetty kuvassa 15.



Kuva 15. Kolmen kohteen mittaustulosten yhteinen regressiosuora ja standardipoikkeama sekä osakohteiden regressiosuorat /4/.

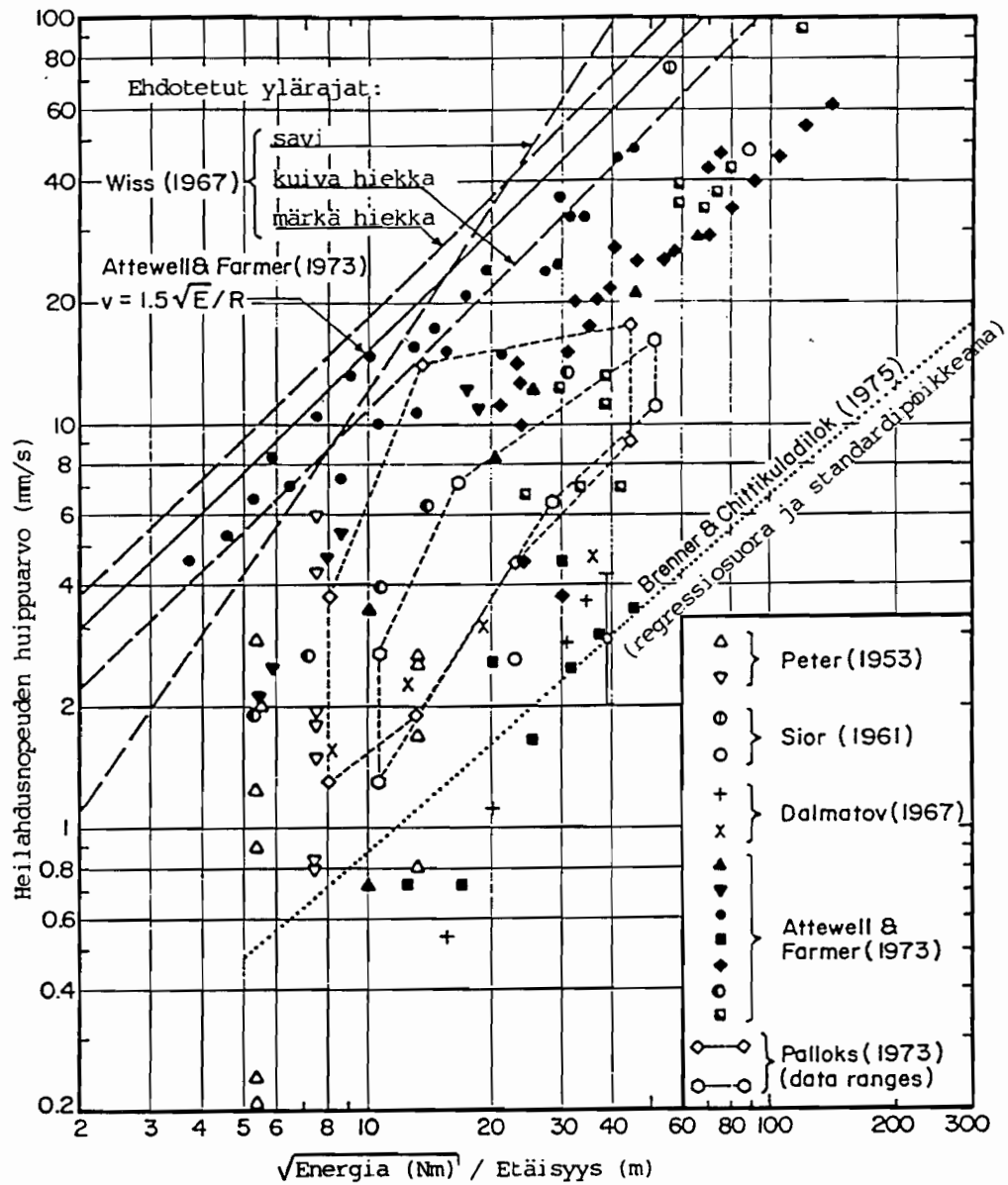
Jos ylempi luottamusraja kerrotaan 1.5:llä värinän resultantin arvioimiseksi, jää tulos pienemmäksi kuin kuvassa 14 heilahdusnopeuden resultantin maksimiarvolle (v_{Rmax}) esitetty käyrä, yhtälö (23).

$$v_{Rmax} = 0.3 \sqrt{W}/r \quad (23)$$

v_{Rmax}	resultoiva heilahdusnopeus	mm/s
W	järkäleen iskuenergia	Nm
r	vaakasuora etäisyys paalusta mittauspisteeseen	m

Yhtälössä (23) heilahdusnopeuden resultantille esitettyä ylärajaa voidaan pitää turvallisena, kun paalun kärki tunkeutuu edellämainittuihin maakerroksiin. Kuitenkin tämä yläraja on melko alhainen verrattuna muiden tutkijoiden tuloksiin, jotka on saatu erilaisissa maaperäolosuhteissa ja erilaisilla paalutuskalustoilla.

Kuvassa 8 Brenner & Chittikuladilokin regressiosuora on esitetty yhdessä muutamien muiden tutkijoiden tulosten kanssa. Kaikki pisteet kuvaavat heilahdusnopeuden huippuarvoa. Poikkeuksena Peter ja Dalmatov et al, jotka ilmoittavat heilahdusnopeuden resultantin. Wiss on mitannut etäisyyden r paalun kärjestä mittauspisteeseen, kun muut ovat käyttäneet vaakasuoraa etäisyyttä /4/.



Kuva 16. Muutamien tutkijoiden paalutustärinämittauksia.
Katso myös seuraavan sivun taulukko, jossa on yhteenveto ja merkkien selitykset /4/.

Taulukko 4. Yhteenvedo ja merkkien selitykset kuvassa 16 esitetyistä
tärinämittaustuloksista /4/

SYMBOLI (Kuva 16)	TUTKIJAT (Vuosi)	MAATYYPPI	VASARATYYPPI (Paino, kg)	PAALUTYYPPI JA DIMENSIOT (m)	JÄRKÄLEEN PAINO PAALUN PAINO	ETAISTUS MITTAUSPIE- TEESTÄ (m)	LYÖNTI- ENERGIA (Nm)	MITATTU TÄRINÄN KOMPONENTTI	TÄRINÄMITTARI JA OMINAISMAJUUS (Hz)
△	PETER (1955)	1-8 m humua hiekkaa, jota seui- raa hiekkainen savi.	Yksitoiminen Express (25500)	Palkkilaavalettu betoni Ø 0.53x8.00	1.47	20	21680	Vertikaali (V)	3-komponenttinen siirtymäseisämo- graafi (5.7, 3.6, 2.9)
▽			Nopeuskuulinen Demag (29040)		1.67	20	11615	Horisontaali (H1, H2) H1 ⊥ H2	
△		3-5 m tyytel- tyä savaa ja hienoa hiekkaa ja sora	Yksitoiminen Express (25500)	Palkkilaavalettu betoni Ø 0.53x8.00	0.55	20	21680	V, H1, H2	Elektrodynaaminen tärinävastaanotin GM 5520 (Philips)
▽			Nopeuskuulinen Demag (29040)		0.62	20	11615		
▽		Sora	Nopeuskuulinen Demag (29040)	Palkkilaavalettu betoni Ø 0.55x10.00	0.50	8.2	11615	V, H1, H2	3-komponenttinen siirtymäseisämo- graafi (5.6, 7.7, 7.7)
⊖	SIOR (1951)	Koheesilomaa	Höyryvasara	Tukiselänpontti		4.0	49050	V	
○		Koheesilomaa	Höyryvasara	Palkkilaavalettu pituus 3.2 m		4.0 : 15.0	117720	V	
+	DALMATOV (1957)	Veden kyljessä- mä hiekkä	Pudotusjorkkale	Pontti pituus 8.0 m		2.8 . . 5.2	9810	V, H1, H2	3-komponenttinen siirtymäseisämo- graafi 2.4 m:n syvyydellä
×		0-2 m rakote- >2 m märkä savi	Pudotusjorkkale	Teräsbetoni Ø 0.80x24.0		4.8 . . 20.5	0-5m 29430 >5m 58860		3-komponenttinen siirtymäseisämo- graafi 3.25 m:n syvyydellä
▲	ATTEWELL & FARMER (1975)	Hieno hiekkä	Märkä töryhuuhlelu			1. . . 4.5	1350/ kierros	V	Cambridge vibrografi
▼		Tiivistämätön löyly	Kulva töryhuuhlelu			1. . . 6.0	2700/ kierros	V	
●		Jäykkä silttinen savi kovan kerrall. saven päällä		Tukiselänpontti		5. . . 40	2400 . . . 60700	V	Heilahdusnopeus- vastaanotin
■		Korkea hiekkä löylyä savi-pöyhän pöyhä	Poraus suojaputkella			1.5 . . 3.0	1050 . . . 10500	V	
◆		Kerroskuulinen rakennus hiekkaa ja silttiä		H-paalu		1.5 . . 7.5	9100 . . . 36500	V	Cambridge vibrografi
◐	PALLOKS (1975)	Kerroskuulinen savi	Dieseljunta			5. . . 40	20000	V	Heilahdusnopeus- vastaanotin
◑		Kerroskuulinen korkea hiekkä ja sora		Pyöräleräs, akseli		3. . . 15	127000 . . . 212000	V	Cambridge vibrografi
◒		Keskkihiekkä, hlvä	Diesel Deimag D22 (12265) (Mantia)	Esiläppäletty betoni 0.34x0.34x15.0	0.28	4. . . 22	30656	V	Elektrodynaaminen tärinävastaanotin piezoelektroninen kiihtyvyyssanturi
◓			Diesel Deimag D22 (21582) (Mantia)		0.50	5. . . 22	53955	V	
◔		Savinen hiekkä	Pudotusjorkkale (68670)	Esiläppäletty betoni 0.42x0.43x25.0	0.62	1. . . 20	68670	Vertikaali (V) Radiaal (R) Tangentiaal (T)	Heilahdusuoja- vastaanotin (1.4)

Brenner & Viranuvut yrittivät myös selvittää puristinkairauksen, lyöntivastuksen ja heilahdusnopeusarvojen vastaavuutta. Selvää korrelaatiota on havaittavissa, mutta tärinän voimakkuus maakerroksissa, joilla on yhtäsuuri puristinkairausvastus riippuu myös siitä, millä syvyydellä kerros sijaitsee /4/.

Nilsson /28/ on tehnyt tutkimusluonteisia paalutustärinämittauksia Skövdessä Ruotsissa. Heilahdusnopeuden pystykomponenttia on mitattu maasta 10 (13) 20 ja 40 m:n etäisyyksillä. Paalut ovat olleet teräsbetonipaaluja $0.27 \cdot 0.27 \text{ m}^2$ sekä Gustavsberg putkipaaluja $\phi 118 \cdot 10$ ja $\phi 170 \cdot 13 \text{ mm}^2$. Maaperä koostui 2...4 m:n paksuisesta tiivistetystä kitkamaa- ja hienohiekkatäytöstä, jonka alapuolella oli enintään 15 m paksu kerrallinen savi. Saven leikkauslujuus oli alimmillaan noin 30 kPa. Saven alla oli 10...18 m kitkamaata, joka ulottui kallioon tai tiiviiseen pohjamuodostumaan.

Paalutuksessa käytettiin 15 ja 40 kN:n vapaapudotusjärkäleellä varustettua paalutuskonetta (Banut). Suurimmat tärinät mitattiin kun paalun kärki tunkeutui täytemaan läpi. Pudotuskorkeus H vaihteli 0.1..0.3 m.

Nilsson tutki, miten hyvin yhtälö (20) kuvaa tärinän vaimenemista. v_0 on 10 m etäisyydellä mitattu pystysuuntainen heilahdusnopeus, jonka vaimeneminen on laskettu 20 ja 40 m:n etäisyyksillä ja verrattu kentällä mitattuihin arvoihin (taulukot 5-7). Materiaalivaimennuskertoimen α arvoina on käytetty 0.02 ja 0.03.

Taulukko 5. Teräsbetonipaalu $0.27 \cdot 0.27 \text{ m}^2$.

Järkäle 40 kN (H=0.3 m). Mitatut sekä yhtälöllä (20) lasketut heilahdusnopeusarvot /28/.

Etäisyys (m)	10	20	40
Mitattu heilahdusnopeus (mm/s)	6-8	3-3.5	2-3
$\alpha = 0.02$	6-8	3.4-4.6	1.7-2.2
$\alpha = 0.03$	6-8	3.0-4.0	1.2-1.6

Taulukko 6. Gustavsberg putkipaalu $\phi 170 \cdot 13 \text{ mm}^2$.

Järkäle 15 kN ($H=0.3 \text{ m}$), 40 kN ($H=0.1-0.3 \text{ m}$). Mitatut sekä yhtälöllä (20) lasketut heilahdusnopeusarvot /28/.

Etäisyys (m)	10	20	40
Mitatettu heilahdusnopeus (mm/s)	3-4	2-2.5	1
$\alpha = 0.02$	3-4	1.7-2.3	0.8-1.0
$\alpha = 0.03$	3-4	1.5-2.0	0.6-0.8

Taulukko 7. Gustavsberg putkipaalu $\phi 118 \cdot 10 \text{ mm}^2$.

Järkäle 15 kN ($H=0.1-0.15 \text{ m}$). Mitatut sekä yhtälöllä (20) lasketut heilahdusnopeusarvot /28/.

Etäisyys (m)	10	20	40
Mitatettu heilahdusnopeus (mm/s)	2	1.5	0.5
$\alpha = 0.02$	2	1.6	0.8
$\alpha = 0.03$	2	1.5	0.6

Nilsson vertasi myös yhtälöllä (14) 10, 20 ja 40 m:n etäisyyksillä laskettuja heilahdusnopeuksia kentällä mitattuihin arvoihin. Kertoimen k arvona on käytetty 0.75, joka on esitetty ylärajaksi paalutustärinälle useiden kenttämitausten perusteella /1/. Lyöntienergiaa on redusoitu kertoimella 0.8. Taulukoissa 8-10 on yhtälöllä (14) laskettujen ja kentällä mitattujen heilahdusnopeuden pystykomponentin arvojen vertailu.

Taulukko 8. Teräsbetonipaalu $0.27 \cdot 0.27 \text{ m}^2$, $k = 0.75$,

Järkäle 40 kN, $H = 0.3 \text{ m}$. Mitatut sekä yhtälöllä (14) lasketut heilahdusnopeusarvot /28/.

Etäisyys (m)	10	20	40
Mitatettu heilahdusnopeus (mm/s)	6-8	3-3.5	2-3
Laskettu heilahdusnopeus (mm/s)	7.3-8.5	3.7-4.2	1.8-2.1

Taulukko 9. Gustavsberg putkipaalu $\phi 170 \cdot 13 \text{ mm}^2$, $k = 0.75$.

Järkäle 15 ja 40 kN, $H = 0.1-0.3 \text{ m}$. Mitatut sekä yhtälöllä (14) lasketut heilahdusnopeusarvot /28/.

Etäisyys (m)	10	20	40
Mitattu heilahdusnopeus (mm/s)	3-4	2-2.5	1
Laskettu heilahdusnopeus (mm/s)	4.2-4.5	2.1-2.2	1.1

Taulukko 10. Gustavsberg putkipaalu $\phi 118 \cdot 10 \text{ mm}^2$, $K = 0.75$.

Järkäle 15 kN, $H = 0.1-0.15 \text{ m}$. Mitatut sekä yhtälöllä (14) lasketut heilahdusnopeusarvot /28/.

Etäisyys (m)	10	20	40
Mitattu heilahdusnopeus (mm/s)	2	1.5	0.5
Laskettu heilahdusnopeus (mm/s)	2.5	1.6	0.8

Arvolla $k = 0.75$ ennustetut suurimmat pystysuuntaiset heilahdusnopeusamplitudit sopivat hyvin yhteen kentällä mitattujen arvojen kanssa. Lyötäessä paaluja vapaapudotusjärkäleellä läpi suhteellisen tiiviin täytön (esimerkiksi tiivistetty hiekka), jonka alla on savea, voidaan yhtälöä (14) k :n arvolla 0.75 käyttää suurimman pystysuuntaisen heilahdusnopeuden ennustamiseen /28/.

4. KENTTÄMITTAUKSET

4.1 Yleistä

Tammikuussa 1990 tehtiin Espoon Kilossa teollisuus/toimistorakennuksen laajennuksen koepaalutuksen yhteydessä mittauksia tärinän suuruuden ja vaimenemisen selvittämiseksi.

Maalis-huhtikuussa mitattiin paalutustärinää Helsingin Ruoholahdessa. Koepaalutuksen tarkoituksena oli selvittää eri paalutyypin käyttökelpoisuutta ja ehjänä pysymistä paalutettaessa alueella esiintyvissä louhetäytöissä.

Molemmissa kohteissa mittaukset tehtiin paalutustyön aikataulua noudattaen. Seuraavassa on selostettu kohteita ja mittauksia sekä mittaustulosten dokumentointia ja käsittelyä.

4.2 Tärinämittaukset Kilossa

4.2.1 Kohde ja pohjasuhteet

Teräsbetonirunkoisen 3-kerroksisen rakennuksen laajennus oli suunniteltu perustettavaksi tiiviiseen pohjamuodostumaan lyötävien teräsbetonipaalujen varaan. Viereinen rakennus oli perustettu maanvaraisin pilarianturoin massanvaihdolle. Rakennuksessa ei ollut kellaria. Lähimmät paalut oli rakennesuunnitelmissa suunniteltu lyötäväksi noin 5 m:n etäisyydelle nykyisen rakennuksen seinästä. Tärinän heilahdusnopeuden raja-arvoksi rakennukselle oli asetettu 5 mm/s painumavaaran ja rakennuksessa olleiden ATK-laitteiden takia.

Maanpintaa peitti noin 1 m:n paksuinen sekalainen täytemaakerros, joka paalutushetkellä oli jäässä 0.7-0.8 m:n vahvuudelta. Täytemaan alla esiintyi savikerros, jonka paksuus vaihteli 1.5-2.0 m.

Saven alla oli keskitiivis 3.0-5.5 m:n vahvuinen silttiä, hiekkaa ja soraa sisältävä maakerros, joka rajoittui alaosastaan tiiviiseen pohjamuodostumaan. Asemapiirros ja tyypillinen kairausleikkaus on esitetty liitteissä 0 ja 1.

4.2.2 Paalujen lyönti ja värinämittaukset

Koepaalutuksen yhteydessä tehtävillä värinämittauksilla pyrittiin selvittämään värinän suuruus paalutettaessa eri etäisyyksillä rakennuksesta, koska raja-arvon ennakoitiin ylittyvän lyödessä paaluja lähelle nykyistä rakennusta.

Koepaalutuksen yhteydessä lyötiin 6 kpl 7-10 m pituisia teräsbetonipaaluja $300 \cdot 300 \text{ mm}^2$ kahteen kolmen paalun ryhmään, joissa paalujen välinen etäisyys oli 0.8 m. Ensimmäisen ryhmän paalut (299-301) lyötiin 16.0-17.0 m:n etäisyydelle rakennuksen ulkoseinällä kantavassa pilarissa sijainneesta mittauspisteestä. Suurimmat mitatut heilahdusnopeuden pystykomponentin arvot olivat lyöntijärjestyksessä 3.3, 2.7 ja 1.4 mm/s. Suurimmat lukemat mitattiin paalun kärjen tunkeutuessa jäätyneen täytemaan läpi. Jälkimmäisten paalujen lukemat ovat pienempiä, koska ensimmäisen paalun (299) lyönti rikkoi jäätyneen maan myös muiden paalujen kohdalta (liite 2).

Toinen ryhmä lyötiin 11.0-12.0 m:n etäisyydelle mittauspisteestä. Suurimmat heilahdusnopeudet olivat lyöntijärjestyksessä 3.5, 3.4 ja 4.4 mm/s, kun paalun kärki tunkeutui saven alapuolisen siltti- ja hiekkakerroksen yläosaan. Värinätaso kasvoi paalujen lyöntijärjestyksessä. Samansuuntainen kasvu on havaittavissa lyöntivastuksessa (liite 3). Paalujen kärkien tunkeutuessa syvemmälle heilahdusnopeusarvot pienenevät tasaisesti lyöntivastuksen kasvamisesta huolimatta. Tb-paalut lyötiin hydraulisella 40 kN:n vapaapudotusjärkeleellä varustetulla paalutuskoneella (Junttan). Pudotuskorkeus oli 0.25 m.

Värinää mitattiin rakennuksesta kahdella mittarilla, joiden anturit oli kiinnitetty paalutuskohtaa lähinnä olevaan runkopilariin. Toinen mittareista oli heilah-

dusnopeuden pystykomponenttia paperinauhalle tulostava yksikanavainen AVA 71 B. Mittari oli asetettu tulostamaan heilahdusnopeuden huippuarvoa 10 s:n välein koko paalun lyönnin ajan. Mittaustulokset on esitetty paalun kärjen syvyyden suhteen liitteissä 2...5. Liitteessä 6 on esimerkki mittarin tuloksesta.

Toinen mittari oli 3-kanavainen digitaalinen Instantel DS 200, jolla mitattiin heilahdusnopeuden eri komponenttien huippuarvoja 3 s:n mittaisina otoksina. Mittari kykenee tallentamaan esimerkiksi 3 s:n otoksia noin 1.5 minuutin välein. Otokset tallentuvat mittarin kestonmuistiin, josta ne purettiin mikrotietokoneelle tulostamista ja jatkokäsittelyä varten. Mittariin liittyy analysointiohjelmisto, jolla mittaustuloksista saadaan tulostettua paperille tai näyttöpäätteelle yhteenveto ja käyrämuoto. Analysointiohjelmistolla voidaan laskea mittaustuloksille taajuusanalyysi FFT- (Fast Fourier Transform) analyysillä.

Paalujen kylkiin oli maalattu merkkiviivat 0.2 m:n välein ja paalun lyönti kuvattiin video-kameralla. Nauhalta katsomalla laskettiin jälkeinpäin lyöntien lukumäärä 0.2 m kohti. Tulokset on esitetty lyöntivastusdiagrammina liitteissä 2...5.

Mitattujen heilahdusnopeusarvojen ja paalun kärjen syvyyden täsmäys suoritettiin videonauhalla näkyvän reaaliaikakellon ja tärinämittaritulostuksessa näkyvän kellonajan perusteella. Nauhalta nähdään myös syvyys, jolla paalun kärki tietyllä ajan hetkellä on ollut.

Koska suurimmat heilahdusnopeusarvot 11-12 m:n etäisyydellä ylittivät 4 mm/s, oletettiin raja-arvon ylittyvän varsinaisen paalutustyön aikana, kun paaluja lyödään lähemmäksi rakennusta suunniteltuihin ryhmiin. Lähelle rakennusta ($r \sim 5$ m) suunnitellut tb-paalut korvattiin pienempiläpimittaisilla kalliokärjillä varustetuilla $\phi 170 \cdot 13$ mm² Gustavsberg-putkipaaluilla, koska niillä tärinän odotettiin jäävän pienemmäksi pienemmän poikkileikkausalan ja paremman tunkeutumisen perusteella. Tästä on käytännön kokemuksia useista

kohteista, esimerkiksi Ateneumin tärinämittaukset /31/. G-paalut lyötiin samalla kalustolla ja pudotuskorkeudella kuin tb-paalut. Tärinät mitattiin samalla mittausjärjestelyllä. Paalujen etäisyys mittauspisteestä vaihteli 6.5-8.8 m. G-paalujen (16 kpl) suurimmat mitatut heilahdusnopeuden pystykomponentin arvot vaihtelivat 1.2...3.4 mm/s, eli tärinätaso jäi pienemmäksi kuin tb-paaluilla lyhyemmästä etäisyydestä huolimatta. Tässä tapauksessa paalutyypin vaihdolla varmistettiin, ettei tärinätaso ylittänyt sallittua. Paalutyyppi vaihdettiin suunnitteluvaiheessa, jolloin se tuli huomioitua urakkahinnassa ja vältyttiin keskeytyksiltä ja lisäkustannuksista varsinaisen paalutustyön aikana.

4.2.3 Mittaustulosten käsittely

Kunkin paalun lyönnistä mitatut suurimmat heilahdusnopeuden pystykomponentin arvot on esitetty liitteessä 5 skaalatun lyöntienergian ja etäisyyden funktiona. Liitteestä nähdään, että tb-paalujen lyönnistä mitatut heilahdusnopeuslukemat jäävät yhtälöllä (14) ($v=k \sqrt{W}/r$) $k:n$ arvolla 0.5 lasketun vaimenemiskäyrän alapuolelle. Vastaavasti G-paaluilla mittaustulokset alittavat $k:n$ arvolla 0.25 lasketun käyrän.

Koska tärinä on mitattu rakennuksesta, ei $k:n$ arvoja voi suoraan verrata muiden tutkijoiden mittaustuloksiin. Yhtälö (14) on tarkoitettu maassa esiintyvän tärinän arvioimiseen. Lyöntipaalutusohjeissa LPO-87 /22/ kohdassa 6.61 on mainittu, että maassa samalla etäisyydellä mitatusta tärinästä rakennukseen siirtyy 10-60 % perustamistavasta riippuen. Jotta siirtokerroin olisi voitu määrittää, olisi tärinää pitänyt mitata myös maasta rakennuksen seinän vierestä.

Johtopäätöksenä voidaan todeta, että Kilossa teräsbetonipaalujen aiheuttama tärinätaso oli noin kaksi kertaa suurempi kuin Gustavsberg-paaluilla. Vaihtamalla paalutyyppiä pienempiläpimittaiseen voitiin paalutustyö lähellä rakennusta toteuttaa tärinän raja-arvon ylittymättä.

Liitteen 7 käyrästöstä nähdään myös, että jos tb-paaluja olisi lyöty samalle etäisyydelle kuin G-paalut, olisi ollut odotettavissa vähintään 7-8 mm/s heilahdusnopeusarvoja, mikäli tärinän vaimeneminen noudattaa yhtälössä (14) esitettyä yhteyttä.

4.2.4 Tb-paalun n:o 286 tarkastelu

Liitteissä 8...12 on esitetty tb-paalun n:o 286 suurinta heilahdusnopeusarvoa vastaava heilahdusnopeuskäyrä sekä taajuusanalyysi. Käyrä käsittää kolmen sekunnin pituisen otoksen, joka sisältää kolme iskua. Käyristä nähdään transientin tärinän vaimeneminen ajan suhteen. Suurin heilahdusnopeus on rekisteröity pystysuunnassa 4.22 mm/s 33 ms:n kohdalla. Pituussuuntainen maksimi-arvo on 1.86 mm/s, $t=11$ ms ja poikittaissuunnassa 1.24 mm/s, $t=1024$ ms. Heilahdusnopeusresultantin v_R (Peak Vector Sum) maksimi-arvo hetkellä $t=33$ ms on 4.34 mm/s. Myös muissa 3-komponenttimittauksissa komponenttien keskinäinen suuruusluokkaero on saman suuruinen ja tukee edellä esitettyä käytäntöä, että paalutustärinää mitattaessa yleensä riittää pystykomponentin mittaaminen. Resultantin v_R arvo on muissa Kilon mittaustuloksissa ollut 0-20 % suurempi kuin pystykomponentin.

4.2.5 Taajuusanalyysi

Liitteissä 11 ja 12 on esitetty ko. mittaustuloksen taajuusanalyysi FFT-analyysillä. Analyysin tuloksena saadaan histogrammi, jossa jokaisen tasahertsiluvun kohdalla on pylväs. Pylvään korkeus ilmaisee taajuusarvon suhteellisen osuuden taajuusjakaumassa.

Pystykomponentin (vertical) taajuusjakaumassa on havaittavissa selvä piikki 13 Hz:n kohdalla. Se kuvaa suurimpaan heilahdusnopeusarvoon liittyvää vallitsevaa heilahdustaajuutta. Histogrammista nähdään myös, että merkittävä tärinä

esiintyy taajussalueella 9-26 Hz. Pituus- (longitudinal) ja poikittaissuuntaisten (transverse) heilahdusnopeuksien taajuusanalyysissä vallitsevat taajuudet ovat 20 Hz:n suuruusluokkaa. Selvää piikkiä kuten pystykomponentilla ei esiinny vaan taajuus on jakautunut laajemmalle alueelle (7-50 Hz).

Paalutustärinän vallitsevan taajuuden määrittäminen on tärkeä, koska tärinän vaarallisuus rakenteiden suorien tärinävaurioiden kannalta riippuu taajuudesta. Taajuus vaikuttaa suurimpaan sallittuun heilahdusnopeusarvoon kuten luvussa 6 "Vauriokriteerit" on esitetty.

Pystykomponentin taajuusjakaumasta havaitaan, että merkittävää tärinää ei esiinny alle 7 Hz:n ja yli 26 Hz:n taajuuksilla. Tärinän suhteellisen kapea taajuusalue johtuu siitä, että tärinä on mitattu rakennuksesta. Rakennukseen siirtyä maassa etenevästä tärinästä vain osa. Siirtyvässä tärinässä korostuu lähellä rakennuksen ominaistaajuutta olevan tärinän osuus.

4.3 Tärinämittaukset Ruoholahdessa

4.3.1 Kohde ja pohjasuhteet

Helsingin Ruoholahdessa tehtiin maaliskuussa 1990 tärinämittauksia koepaalutuksen yhteydessä. Koepaalutuksessa tutkittiin neljän eri paalutyypin soveltuvuutta ja ehjänäpysymistä paalutettaessa täyttöalueella, jonka oletettiin sisältävän louhetta.

Paalut olivat teräsbetonipaalu $0.30 \text{ m}^2 \cdot 0.30 \text{ m}^2$, Rautaruukin teräspalkkipaalu $\phi 184.5 \cdot 11.5 \text{ mm}^2$, Frankipaalu ja Vibrex-paalu. Paalutuskohdasta ei ollut käytettävissä kairaustuloksia, mutta ilmakuviin ja täyttösuunnitelmien perusteella alueella, joka on vanhaa meren pohjaa, oletettiin olevan useiden metrien paksuinen tiivistämätön louhe- tai hiekkatäyttö.

Paalujen lyöntivastuskuvioista nähdään, että täytön paksuus on korkeintaan 7 m. Täyttöä seuraa noin 1.5 m:n vapaapainumaosuus, todennäköisesti savea tai liejua. Alimpana on noin 2.5 m:n paksuinen kallioon ulottuva melko löyhä hiekkaa, soraa ja kiviä sisältävä pohjamuodostuma. Maanpinnassa oli asfaltti, jonka alla pihan rakennekerrokset.

Paalutuskohdasta 11 m:n etäisyydellä sijaitsi yksikerroksinen kellariton toimitorakennus, joka oli perustettu maanvaraisin pilarianturoin. Teräsbetonirunkoisessa rakennuksessa oli tiiliseinät, joissa oli halkeamia.

4.3.2 Paalujen lyönti ja värinämittaukset

Teräsbetonipaalulle tehtiin teräspiikillä esireikä täyterokoksen alapintaan saakka. Tb-paalu upotettiin reikään ja lyötiin pohjamuodostumaan. Heilahdusnopeuden pystykomponenttia mitattiin piikin ja paalun lyönnistä maasta 6.3 ja 11.7 m:n etäisyydellä sekä rakennuksesta. Suurimmat värinäarvot mitattiin piikin kärjen ollessa 4.5-5.0 m:n syvyydellä maanpinnasta. Paalutuskone (Banut) oli varustettu 40 kN vapaapudotusjärkäleellä. Teräspiikin lyönnissä pudotuskorkeus oli 1.0 m ja paalun lyönnissä 0.25 m. Suurimmat maasta mitatut pystysuuntaiset heilahdusnopeudet olivat 6.5 mm/s, ($r = 6.3$ m) ja 3.0 mm/s, ($r = 11.7$ m).

Kalliokärjellä varustettu RR-paalu lyötiin 20 kN järkäleellä vajerikoneella. Pudotuskorkeutena oli 1.0 m ja loppulyönneillä 0.3 m. Mittauspisteet sijaitsivat maassa 6.4 ja 11.6 m:n etäisyydellä paalusta. Suurimmat heilahdusnopeuden pystykomponentin arvot mitattiin paalun tunkeutuessa pihan rakennekerrosten läpi 0.3 m:n syvyydellä maanpinnasta. Mitatut arvot olivat 8.6 mm/s, ($r = 6.4$ m) ja 2.6 mm/s, ($r = 11.6$ m).

Franki-paalun suojaputkea lyötiin 35 kN vajerivetoisella järkäleellä. Pudotuskorkeus oli lyönnin alussa noin 2.0 m. Suurimmat heilahdusnopeusarvot

mitattiin putken kärjen ollessa 0.5 m:n syvyydellä maanpinnasta. Suurimmat maasta mitatut pystykomponentin arvot olivat 15.0 mm/s, ($r = 6.0$ m) ja 6.7 mm/s, ($r = 10.6$ m).

Vibrex-paalun työputki upotettiin Delmag D 30 diesel-juntalla. Laitteessa on 30 kN mäntä ja lyöntityö vaihtelee lyöntivastuksesta riippuen 55450-113700 Nm lyöntiä kohti. Suurimat heilahdusnopeusarvot maasta mitattiin työputken kärjen ollessa noin 2.0-2.5 m:n syvyydellä maanpinnasta. Pystykomponentin huippuarvot olivat 16.6 mm/s, ($r = 6.0$ m) ja 7.5 mm/s, ($r = 11.3$ m).

Paalujen suurimmat maasta mitatut pystysuuntaiset heilahdusnopeudet on esitetty liitteessä 13 täyslogaritmiasteikolla skaalatun lyöntienergian ja etäisyyden suhteen funktiona. Liitteestä 13 nähdään, että eri paaluista mitatut huippuarvot noudattavat kohtuulisesti yhtälössä (14) esitettyä yhteyttä. Vaikka eri paalujen absoluuttisissa heilahdusnopeusarvoissa on tasoeroja, erot tasoittuvat kun otetaan huomioon skaalattu lyöntienergia. Yhtälössä (14) esiintyvälle kertoimelle k voidaan määrittää mittaustulosten perusteella maksimi-arvo 0.4. Arvo on melko alhainen, mutta se sopii yhteen alhaisen lyöntivastuksen kanssa.

Taulukko 11. Rakennuksen kantavasta pilarista mitatut heilahdusnopeuden pystykomponentin v_v arvot 12 m:n etäisyydellä paaluista.

Paalu	v mm/s	Kärjen syvyys m	Skaalattu lyöntityö $\sqrt{Nm}$	Kerroin k (maksimi) -
tb	2.9	4.6	153	0.23
RR	2.0	0.6 - 0.8	140	0.17
Franki	3.9	0.0 - 0.5	260	0.18
Vibrex	3.9	2.0 - 2.5	235 - 340	0.20 - 0.13

Rakennuksesta mitatulle tärinälle lasketut kertoimen k arvot vaihtelevat 0.13-0.23 (taulukko 11), kun maasta mitatun tärinän suurin k :n arvo oli 0.4. Tämän perusteella rakennukseen siirtyisi karkeasti arvioiden noin 50 %

maassa mitatusta tärinästä, kun tärinän vaimeneminen etäisyyden suhteen arvioidaan yhtälön (14) perusteella.

Rakennukselle (luokka I) saadaan luvussa 6. esitetyllä ruotsalaisella menetelmällä sallitun tärinän raja-arvoksi varmuuskertoimella $2.0 \nu = 8.2 \text{ mm/s}$. Aallon etenemisnopeudeksi on arvioitu 50 m/s ja vallitsevaksi taajuudeksi 10 Hz . Pilarianturoiden välinen etäisyys on 4.8 m . Paalutus ei aiheuttanut painumaa eikä suoria tärinävaurioita rakennuksessa.

5. PUDOTUSTIIVISTYKSESTÄ SYNTYVÄ TÄRINÄ

5.1 Menetelmä

Pudotustiivistyksestä on tullut suosittu menetelmä löyhien hiekkojen ja kitkamaatäyttöjen tiivistämisessä. Menetelmässä pudotetaan metalli- tai betonipainoa järjestelmällisesti maan pintaan alapuolisten maakerrosten tiivistämiseksi. Yksi menetelmän sivutuote on pudotuskohdassa syntyvä maan värinä, joka etenee pudotuskohdasta poispäin ja saattaa aiheuttaa vaurioita lähirakenteissa. Koska pudotustiivistys on taloudellinen menetelmä, sen käyttö on lisääntynyt myös taajaan rakennetuilla alueilla.

5.2 Tärinän luonne

Pudotustiivistyksessä syntyvä värinä eroaa muiden rakennustoimenpiteiden räjäytyksen, paalutuksen ja liikenteen aiheuttamasta värinästä. Pudotustiivistyksessä syntyvälle värinälle ovat luonteenomaisia matalataajuuksiset aallot, jotka ovat (1) vahingollisempia kuin korkeammat taajuudet ja jotka ovat (2) monien markkinoilla olevien värinämittauslaitteiden taajuusalueen alapuolella. Louhinta ja paalutus tuottavat värinää, jonka taajuus vaihtelee 5...200 Hz. Mitchell /26/ on havainnut, että pudotustiivistyksessä heilahdustaajuus vaihtelee alueella 2...20 Hz. Eräät mittalaitteet eivät ole lineaarisia alle 6 Hz:n taajuuksilla /11/. Maarakennusalan värinämittauksissa anturina yleisesti käytetty geofoni ei normaalisti anna luotettavia tuloksia kyseisellä taajuusalueella.

Taulukossa 12 on esitetty yhteenveto Imatralla tehdystä rakennuspohjan pudotustiivistyksen värinämittauksista. Järkäleen paino oli 100 kN ja pudotuskorkeudet 9 ja 12 m. Värinän vallitseva taajuus (FFT-analyysillä) on ollut 6...11 Hz. Heilahdusnopeuden vaakakomponentin arvot ovat olleet suurimpia pienillä etäisyyksillä. Mittauspiste on sijainnut rakennuksessa.

Taulukko 12. Yhteenvedo tärinämittaustuloksista Imatralla tehdystä pudotustiivistyksestä /17/.

Pudotus- korkeus	Etäisyys	Heilahdusnopeus/taajuus			
		pysty v_v	pituus v_l	poikittais, v_t	resultantti, v_R
m	m	mm/s / Hz			
9	20	2.4/10	3.1/6	1.4/6	3.4
12	20	1.7/10	2.4/7	1.5/6	2.7
9	20	2.4/7	4.0/7	1.6/6	4.1
12	20	2.0/10	4.7/6	1.5/6	5.0
9	20	1.5/-	2.6/6	1.2/6	3.0
12	20	1.1/-	2.2/6	1.1/6	2.5
12	20	0.5/-	0.6/-	0.6/-	0.7
12	20	0.4/-	0.4/-	0.4/-	0.6
9	20	1.4/10	2.4/6	1.6/6	2.6
12	20	1.4/10	4.1/6	1.2/6	4.2
9	5	7.3/10	15.6/6	5.5/8	18.0
12	5	8.2/10	23.9/6	7.0/8	26.2
9	5	7.0/10	6.7/6	5.1/7	9.2
12	5	7.0/10	6.6/6	5.8/7	9.2
9	20	0.9/	1.5/	0.9/	1.7
12	20	9.2/11	12.3/6	4.1/11	13.3

Pudotustiivistyskoneen liikkuessa on mitattu arvo $v_R = 1.12$ mm/s.

Pudotustiivistystärinän taajuudelle f_n on esitetty seuraava kaava, joka soveltuu lähinnä karkeaan etukäteisarviointiin /25/,/35/.

$$f_n = T^{-1} = (2\pi)^{-1}(K/m)^{1/2} \quad (24)$$

T tärinän jaksonaika s

$$K = 4Gr_0/(1-\mu) \quad (25)$$

K "vertical stiffness of the system" $(MN/(kgm))^{1/2}$

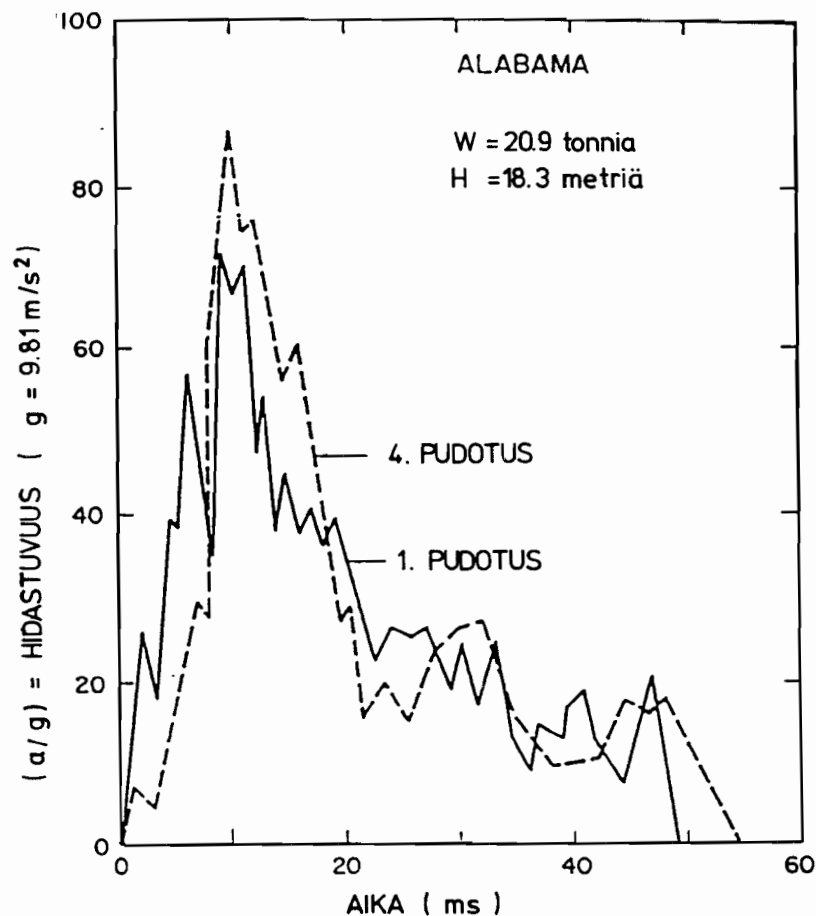
G maan leikkausmoduuli MPa

r_0 pudotuskappaleen säde m

μ	maan Poissonin luku	-
m	pudotuskappaleen massa	kg

Yhtälöstä (24) voidaan päätellä, että matalataajuuksiset värinät liittyvät löyhiin maihin (alhainen leikkausmoduuli) ja painaviin pudotuskappaleisiin.

Kuva 17 esittää kahdesta pudotuksesta mitattuja hidastuvuuskäyriä. Hidastuvuudet mitattiin asentamalla kiihtyvyyssanturi 230 kN:n painoisen teräs/betonirakenteisen pudotusjärkäleen keskusta ja päälle. Kiihtyvyyssanturit oli kytketty kaapeleilla oskilloskooppiin ja kiihtyvyysskäyrät kuvattiin polaroidfilmille. Jokainen isku tiivisti tehokkaasti maaperää, joka oli koostunut kitkamaalajeista. Pohjavesi oli syvällä. Havaittu puolijakso oli noin 50 ms eli $T = 0.1$ s, josta värinän taajuudeksi arvioitiin noin 10 Hz. Tämä oli yhtäpitävä kentällä 13...115 m:n etäisyyksillä mitattujen heilahdustaajuuksien kanssa.



Kuva 17. Pudotusjärkäleen hidastuvuusmittaus /11/

Kohteissa, joissa pohjavedenpinta on lähellä maanpintaa, saattaa pudotustiivistyksen yhteydessä esiintyä paikallista maapohjan juoksettumista. Huokosvedenpaine kohoaa estäen maan tiivistymisen tehokkaasti ja aiheuttaa matalataajuuksisia värinöitä.

Taulukko 13. Pudotustiivistyskohteita /11/.

Kohteen sijainti	Maalaji	Paino US.Tons (tonnia)	Pudotuskorkeus ft (m)	Lähde
◇ Birmingham, Alabama	Hilikuona	23 (20.9)	60 (18.3)	Mayne /21/
△ Alexandria, Virginia	Savinen hiekka ja kitkamaatäyttö	7.8 (7.1)	5 (1.5)	Mayne /21/
△ (— " —)			10 (3.0)	
△ (— " —)			20 (6.1)	
△ (— " —)			30 (9.1)	
▽ (— " —)			40 (12.2)	
▽ (— " —)			54 (16.4)	
● Baltimore, Maryland	Hiekkatäyttö	4.8 (5.3)	45 (13.7)	Mayne /21/
● Tampa, Florida	Löyhä hiekka, pohjavesi korkealla	16 (14.5)	60 (18.3)	Mayne /21/
○ (— " —)			20 (6.1)	
■ (— " —)		7 (6.3)	60 (18.3)	
□ (— " —)			10 (3.1)	
⊠ Charlottesville, Virginia	Siltinen hiekka louhetäyttö	6 (5.4)	45 (13.7)	Mayne /21/
⊕ (— " —)			20 (6.1)	
▽ (— " —)			5 (1.5)	
◆ California	Siltinen hiekkatäyttö	45 (40.5)	100 (30.5)	Gambin /10/
▲ United Kingdom	Kivimurskatäyttö	16.5 (15)	66 (20)	Pearce /30/
■ Illinois	Kitkamaatäyttö	6 (5.4)	25 (7.6)	Lukas /21/
■ Indianapolis	Kitkamaatäyttö	6.7 (6.0)	40 (12)	Leonards /18/ et al.
● Seine, France	Tuntematon	13.3 (12)	72 (22)	Leonards /18/ et al.
● Indiana	Kitkamaatäyttö	15 (13.6)	60 (18.2)	Varaksin /40/
■ Chicago, Illinois	Kivimurskatäyttö	3.4 (3.1)	25 (7.6)	Lukas /21/

Taulukossa 13 on koottu yhteen tietoja 12 eri pudotustiivistyskohteesta. Maaperä on ollut yleensä luonnonhiekkaa tai kitkamaatäyttöjä. Pohjavesi on ollut yleensä syvällä paitsi Tampassa 1.2 m ja Long Beach:ssa 4.5 m syvyydellä maanpinnasta.

Pudotusjärkeiden painot ovat vaihdelleet 31...405 kN ja pudotuskorkeudet 1.5...30.5 m. Teoreettinen energia pudotusta kohti oli suurimmillaan 0.8...12 MNm. Järkäleet olivat joko terästä tai teräsbetonia.

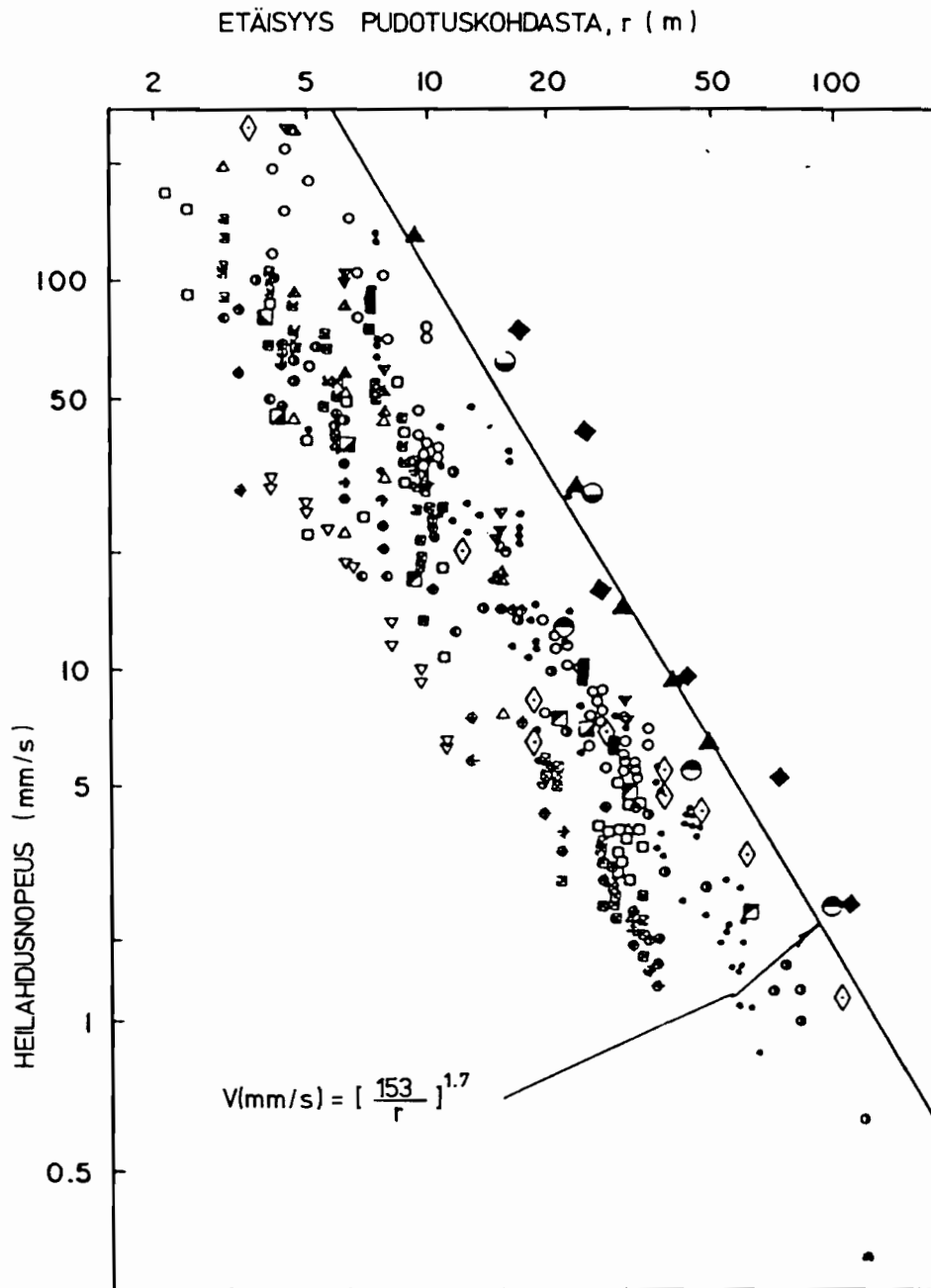
5.3 Tärinän vaimeneminen

Tärinän amplitudi pienenee suhteessa etäisyyteen pudotuskohdasta. Kuvassa 18 on esitetty yhteenveto kaikkien 12 kohteen mitatuista heilahdusnopeuksien huippuarvoista. Etäisyydet ovat vaihdelleet 2.1...130 m. Aineiston perusteella on esitetty varmalla puolella oleva yläraja heilahdusnopeuden huippuarvolle, yhtälö (26)/11/.

$$v_{\max} = (153/r)^{1.7} \quad (26)$$

$v_{\max}$	heilahdusnopeuden huippuarvo (vektorisumma tai minkä tahansa yksittäisen komponentin huippuarvo)	mm/s
r	etäisyys pudotuskohdasta mittauspisteeseen	m

Yhtälö (26) ei vielä ota huomioon järkäleen painoa eikä pudotuskorkeutta.

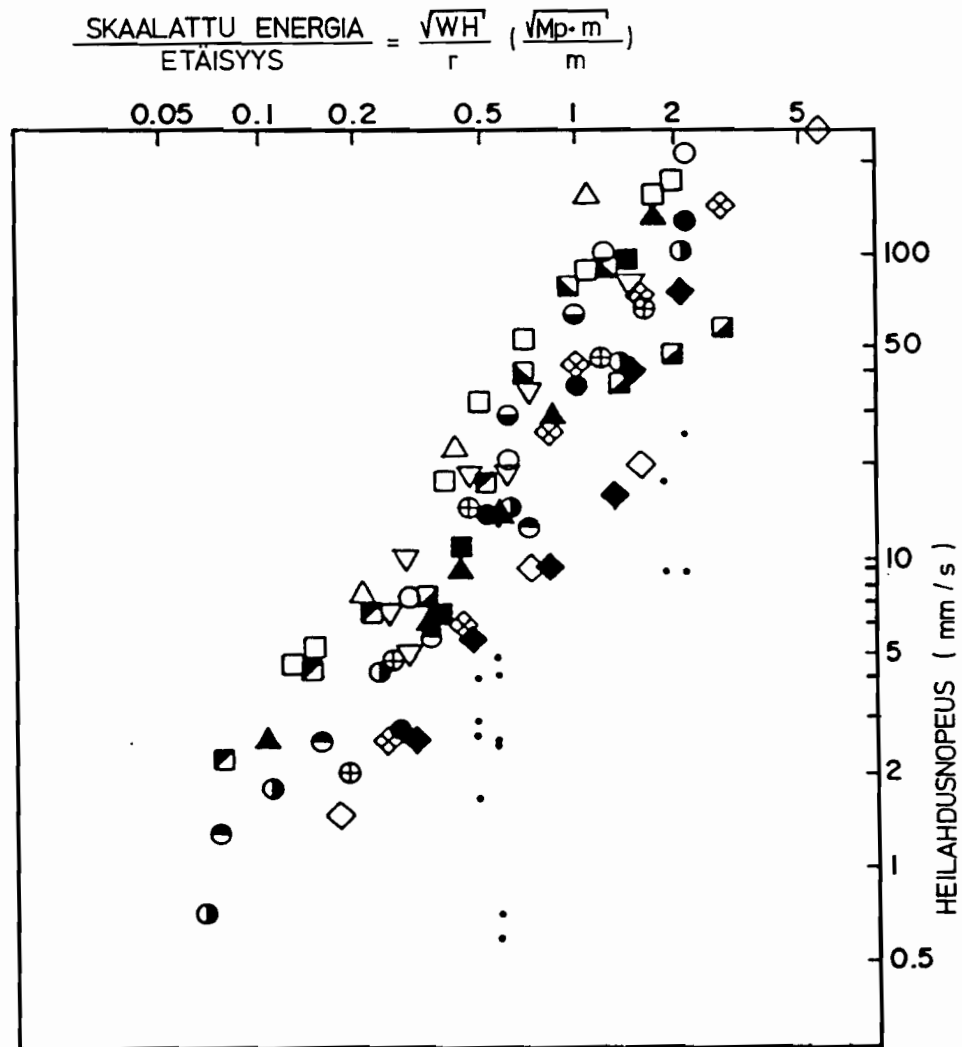


Kuva 18. Yhteenveto heilahdusnopeuden huippuarvoista etäisyyden suhteen. Aineisto käsittää mittaustuloksia 12 kohteesta /11/.

Mittauksissa on havaittu, että heilahdusnopeudet kasvavat, kun maaperä tiivistyy toistuvien pudotusten tuloksena /11/.

Kuvassa 19 mittaustulokset on esitetty täyslogaritmiasteikolla skaalatun lyöntienergian ja etäisyyden suhteen funktiona. Kuvaan 19 on lisätty Imatralla

tehdyn pudotustiivistyksen tulokset, v_R (pisteet). Rakennuksesta mitatut heilahdusnopeusarvot ovat huomattavasti pienempiä kuin ulkomaalaiset tulokset, jotka on mitattu maasta.



Kuva 19. Taulukon 13 aineisto esitetty skaalatun etäisyyden funktiona /11/.
Kuvaan lisätty v_R :n arvot taulukosta 12 (pisteet).

Kuvan 19 alkuperäiselle aineistolle on esitetty seuraava yhteys

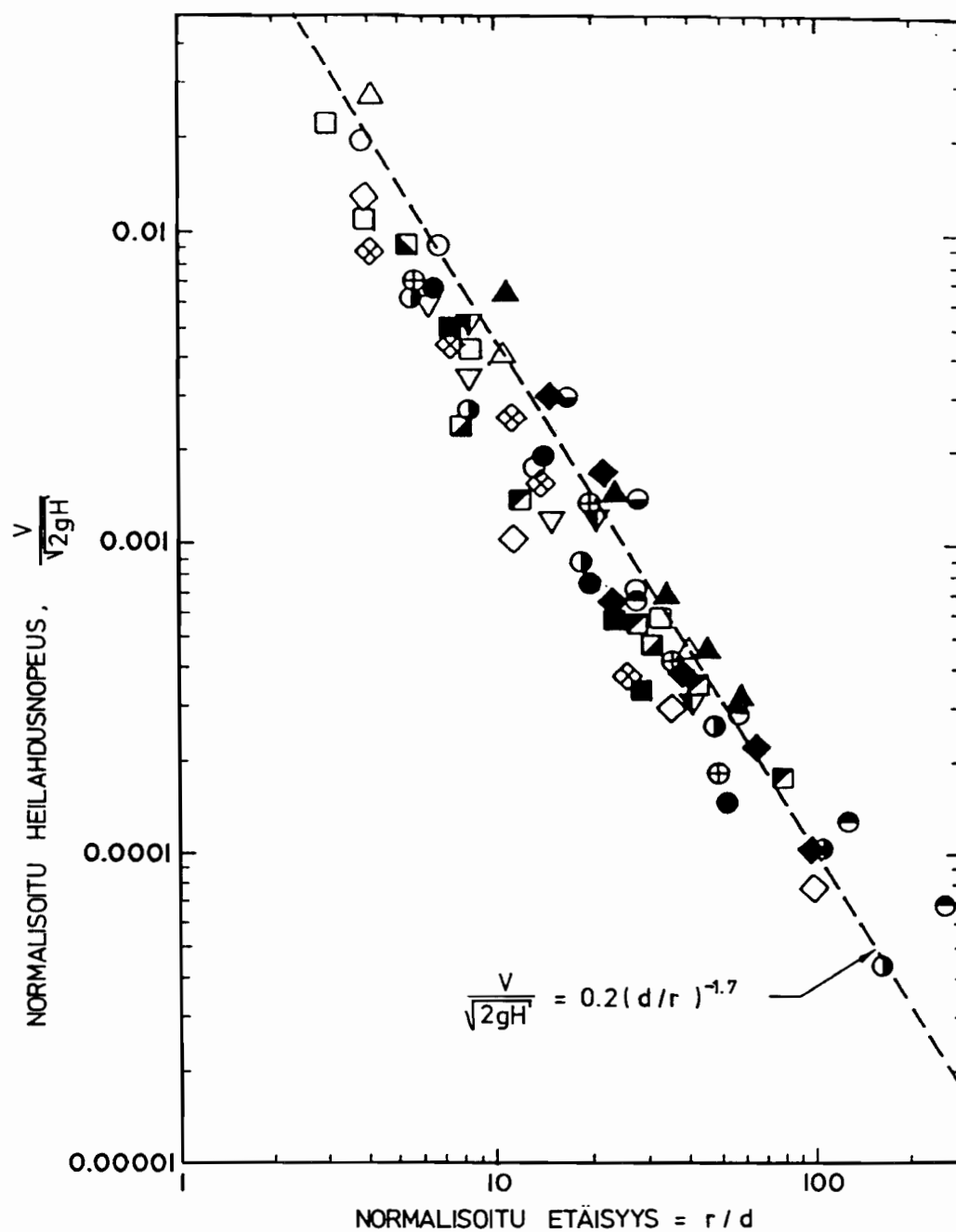
$$v_{\max} = 92 (\sqrt{WH}/r)^{1.7} \quad (27)$$

$v_{\max}$	heilahdusnopeusresultantin huippuarvo	mm/s
r	etäisyys pudotuskohdasta	m
W	järkäleen paino	Mp
h	pudotuskorkeus	m

Kuvan 19 tarkempi tarkastelu osoittaa, että yhtälöllä (27) esitetty yhteys on konservatiivinen suurimmilla painoilla ja korkeimmilla pudotuskorkeuksilla, mikä saattaa myös johtua eroista maaperäolosuhteissa.

Pudotuskorkeuden vaikutusta on tutkittu Alexandriassa Virginiassa, jossa pudotuskorkeudet vaihtelivat 1.5...18 m. Rajallisen aineiston perusteella on päätelty, että pudotuskorkeus vaikuttaa järkäleen kokoa enemmän heilahdusnopeuden huippuarvoon. Järkäleen koko saattaa vaikuttaa tärinän taajuuteen kuten yhtälöstä (24) ilmenee.

Aivan uutta lähestymistapaa on käytetty kuvassa 20 taulukossa 13 esitetyille aineistolle. Kuvassa 20 on esitetty normalisoitu heilahdusnopeus suhteessa normalisoituun etäisyyteen.



Kuva 20. Normalisoidun heilahdusnopeuden vaimeneminen suhteessa normalisoituun etäisyyteen. Aineisto taulukosta 13 /11/.

Heilahdusnopeuden vaimenemisen lineaarinen approksimaatio on kuvassa 20 esitetyllä lähestymistavalla, yhtälö (28) /11/.

$$v_{\max} = 0.2(2gh)^{0.5}(d/r)^{-1.7} \quad (28)$$

$v_{\max}$	heilahdusnopeusresultantin huippuarvo	mm/s
g	maan vetovoiman kiihtyvyys (9.81 m/s ²)	m/s ²
h	pudotuskorkeus	m
r	etäisyys pudotuskohdasta	m
d	järkäleen säde	m

5.4 Yhteenveto

Mitattaessa tärinää pudotustiivistyksen yhteydessä olisi tärkeää määrätä tärinän taajuus, jotta voitaisiin tarkistaa onko tärinä mittalaitteen toiminta-alueella. Monet tärinämittauslaitteet ovat epälineaarisia 6 Hz:n alapuolella.

Tärinäarvot tulisi ilmoittaa yksittäisten komponenttien heilahdusnopeuksien huippuarvoina tai vektorisummana (True Vector Sum), eikä komponenttien maksimiarvojen summana (Pseudo Vector Sum). Pudotustiivistystärinäällä suurin heilahdusnopeuskomponentti saattaa olla mikä tahansa kolmesta komponentista. Pudotustiivistystärinän mittaus tulisi tehdä kolmikomponenttimittauksena, jotta tärinätasosta saataisiin luotettava kuva. Samanlaista pystykomponentin hallitsevuutta tärinäarvoissa kuin paalutustärinäällä ei pudotustiivistystärinäällä ole todettu.

Edellä esitettyjen 12 mittauskohteen heilahdusnopeuksien vaimenemisen tarkasteluun "skaalattu energia jaettuna etäisyydellä"-lähestymistapa soveltuu hyvin. Normalisoidun heilahdusnopeuden ja normalisoidun etäisyyden suhde vaikuttaa myös käyttökelpoiselta.

6. VAURIOKRITEERIT

6.1 Yleistä

Tässä luvussa käsitellään paalutustärinän suoria vauriovaikutuksia ja niiden perusteella määritettäviä vauriokriteereitä. Maan painumista tärinän vaikutuksesta ja siitä johtuvia vaurioita ei käsitellä.

6.2 Ruotsalainen menetelmä tärinän raja-arvon laskemiseksi rakennuksille

6.2.1 Aallon etenemisestä maaperässä

Seuraavassa esitetty menetelmä on julkaistu monisteessa Vibrationsdag 1981 /43/.

Kun tärinälähde ja vastaanottava rakennus sijaitsevat lähellä maanpintaa tai maanpinnassa, on käytännön merkitystä pinta-aalloilla kuten Rayleigh-aalloilla. Aaltoliikettä kimmoisessa homogeenisessä väliaineessa voidaan kuvata aaltoyhtälöllä (29)

$$\frac{d^2 \epsilon}{dt^2} = C \frac{d^2 \epsilon}{dx^2} \quad (29)$$

ϵ	muodonmuutos	-
t	aika	s
x	koordinaatti aallon etenemissuunnassa	m
C	aallon etenemisnopeus	m/s

Kun aalto etenee vain yhteen suuntaan on yhtälöllä (29) yleinen ratkaisu

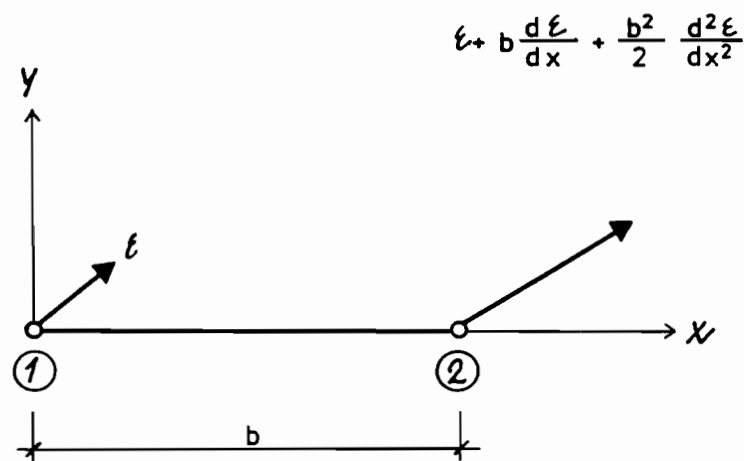
$$\epsilon(x,t) = f(x - Ct) \quad (30)$$

Derivoimalla yhtälö (30) x :n ja t :n suhteen saadaan liikeyhtälöt

$$\frac{d\epsilon}{dx} = -\frac{1}{C} \frac{d\epsilon}{dt} \quad (31)$$

$$\frac{d^2\epsilon}{dx^2} = \frac{1}{C^2} \frac{d^2\epsilon}{dt^2} \quad (32)$$

Kuva 21 esittää vektorin ϵ pituudenmuutosta pisteiden 1 ja 2 välillä, kun niiden etäisyys on b .



Kuva 21. Vektorin ϵ pituudenmuutos pisteiden 1 ja 2 välillä /43/.

Suurin siirtymä s_m tietyssä pisteessä saadaan yhtälön (31) mukaan suurimman heilahdusnopeuden funktiona

$$s_m = \frac{de}{dx} = - \frac{1}{C} v_m \quad (33)$$

Suurin poikkeama Y_m on sensijaan riippuvainen suurimmasta kiihtyvyydestä a_m

$$Y_m'' = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{a_m}{C^2} \quad (34)$$

Käytännön kohteiden kannalta olisi mielenkiintoista pystyä laskemaan pituudenmuutos db pisteiden 1 ja 2 välillä (kuva 21). Yhtälöistä (31) ja (32) saadaan

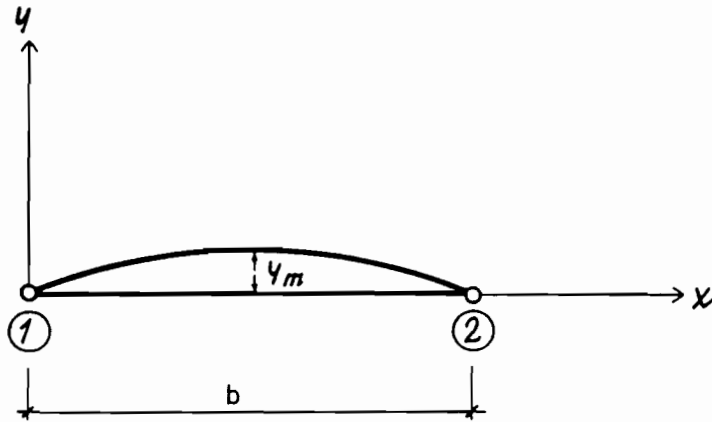
$$db = - \frac{b}{C} v_m + \frac{b^2}{2C^2} a_m \quad (35)$$

Oletetaan, että muodonmuutos pisteiden 1 ja 2 välillä vastaa siniaallon neljänneestä, kuva 22.

$$Y = Y_m \sin(\pi x/b) \quad (36)$$

Suurin poikkeama Y_m saadaan yhtälöstä (37).

$$\frac{d^2y}{dx^2} = - \frac{\pi}{b^2} Y_m \quad (37)$$



Kuva 22. Siniaallon suurin taipuma pisteiden 1 ja 2 välillä /43/.

Sijoittamalla yhtälö (34) yhtälöön (37) saadaan

$$Y_m = -(a_m/C^2)(b/\pi)^2 \quad (38)$$

Heilahdustaajuuden f ja aallonpituuden λ yhteys saadaan yhtälöstä (39).

$$C = \lambda f \quad (39)$$

Oletetaan, että heilahdus noudattaa siniaaltoa, jolloin pätee seuraava yhteys kiihtyvyyden ja heilahdusnopeuden välillä.

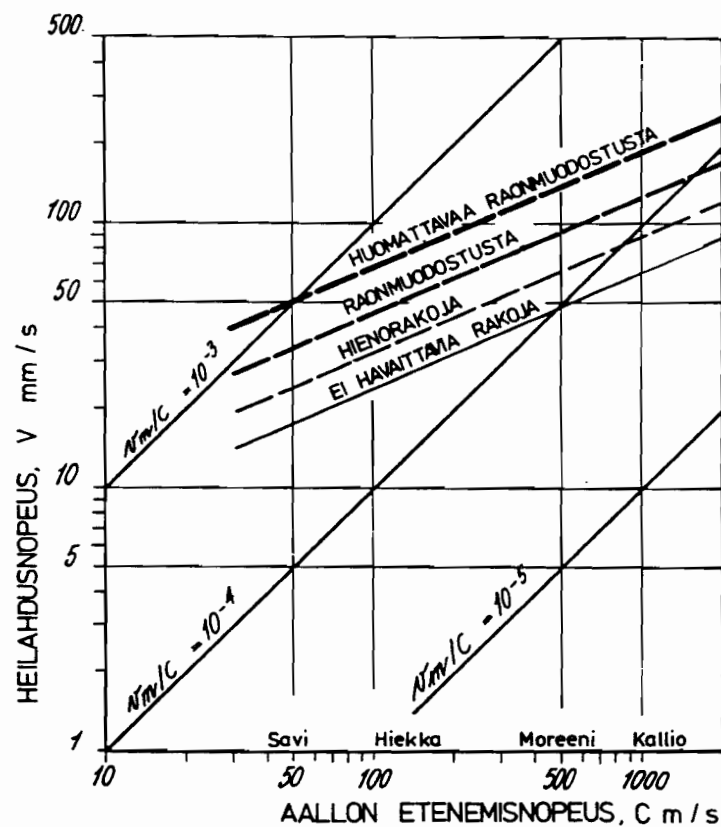
$$a_m = 2\pi f v_m \quad (40)$$

Kun yhtälöt (39) ja (40) sijoitetaan yhtälöön (36), saadaan suurin poikkeama Y_m pisteiden 1 ja 2 keskipisteessä.

$$Y_m = \frac{2b^2}{\pi \lambda} \cdot \frac{v_m}{C} \quad (41)$$

6.2.2 Vauriokriteeri rakennuksille

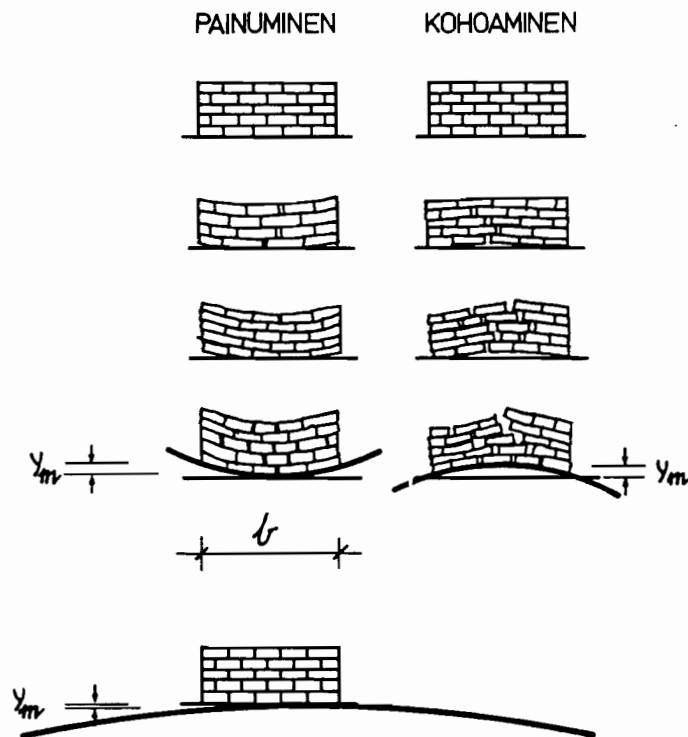
Suurinta heilahdusnopeutta, joka kuvaa suhteellista siirtymää Y_m , yhtälö (33), käytetään usein vauriokriteerinä rakennuksille, jotka on perustettu maalle tai kalliolle. Tätä yhteyttä havainnollistaa diagrammi kuvassa 23, jossa on esitetty suurimman sallitun heilahdusnopeuden arvoja eri maalajeille ja kalliolle perustetuille rakennuksille.



Kuva 23. Suurin heilahdusnopeus v_m vauriokriteerinä maalle tai kalliolle perustetuille rakennuksille pinta-aallonnopeuden C funktiona /43/.

Vaikka kuvan 23 mukaan suurin sallittu heilahdusnopeus on merkittävästi pienempi maalla kuin kalliolla, on suhteellinen venymä huomattavasti suurempi savessa ja hiekassa.

Edellä esitetyn perusteella pinta-aallon pituus vaikuttaa rakennusten vaurioitumisriskiin, jota havainnollistaa kuva 24. Riski on suurin, kun aallonpituus on samaa suuruusluokkaa kuin rakennuksen pituus. Pinta-aallon aallonpituus vaihtelee kitka- ja koheesiomaassa 5 ja 10 m:n välillä.



Kuva 24. Aallonpituuden merkitys rakennuksen vaurioihin. Vauriokriteereissä tulisi ottaa huomioon rakennuksen pituuden ja aallonpituuden suhde /43/.

Eräs geotekniikassa käytetty vauriokriteeri rakennuksille on suhde Y_m/b , vertaa kuvat 22 ja 24. Päistään vapaasti tuetun kimmoisen palkin, pituus L (m), korkeus H (m), kimmokerroin E (MPa) keskipisteen taipuma kuormalla P (kN) on kimmoteorian mukaan, Timoshenko /39/.

$$Y = \frac{P L^3}{48 EI} \left(1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right) \quad (42)$$

Yhtälöstä (41) nähdään, että suurin venymä niin leikkaukselle kuin taivutuksellekin riippuu palkin geometriasta L/H , jäyhydestä E/G ja neutraaliakselin sijainnista (I).

Burland ja Wroth /5/ ovat analysoineet kimmoteorian avulla eri kuormitustapauksia taivutetulla ja leikkausvoiman rasittamalla palkilla. Tutkimukset ovat osoittaneet, että vaarallisin kuormitustapaus on silloin, kun neutraaliakseli on palkin alareunassa ja suhde E/G on pieni (kuva 24).

Polshin ja Tokar /32/ ovat verranneet näitä teoreettisia laskelmia erilaisissa rakennuksissa havaittuihin vaurioihin. Oletetaan, että suurimman venymän kriittinen arvo - halkeamia alkaa näkyä - on $s_m = 5 \cdot 10^{-4}$, jolloin saadaan eri rakennustyypeille seuraavat taipuman Y_m/b raja-arvot, taulukko 14 /43/.

Taulukko 14. Eri rakennustyyppien kriittiset arvot Y_m/b ($s_m = 0.05\%$) /43/.

Luokka	Rakennustyyppi	$Y_m/b \cdot 10^{-4}$
I	Herkät tiilirakennukset	2
II	Kantavat tiiliseinät: $L/H < 3$	4
III	$L/H > 5$	6
IV	Kehärakenteet	10

Koska vauriokriteerit perustuvat staattisista koekuormituksista saatuun rajalliseen materiaaliin, ehdotetaan, että suurinta sallittua taipumaa Y_m/b ja venymää v_m/C redusoidaan varmuuskertoimella, esimerkiksi 2.0:lla.

6.2.3 Käytännön laskuesimerkkejä

Tärinän aiheuttama vaurioriski voidaan määrittää yhtälön (41) johdon ja taulukon 14 avulla. Seuraavassa selvitetään käytännön esimerkein, kuinka maan-

varaisille rakennuksille voidaan laskea heilahdusnopeuden raja-arvo edellä esitetyn teorian avulla /43/. Aallonnopeutta C voidaan arvioida esimerkiksi kuvan 23 avulla tai se voidaan määrittää paikan päällä seismisillä mittauksilla. Paalutustärinän määräävä heilahdustaajuus voidaan arvioida kokemuksen perusteella tai se voidaan määrittää esimerkiksi koepaalutuksen yhteydessä tehtävillä tärinämittauksilla.

Esimerkki 1

Oletetaan, että 10 m pitkä herkkä tiilirakennus on perustettu pehmeän saven varaan pinta-aallonnopeuden ollessa $C = 50$ m/s. Tärinämittaukset tai kokeemukset ovat osoittaneet, että paalutustärinän määräävä heilahdustaajuus savi-muodostumassa on noin 10 Hz, jolloin aallonpituus yhtälön (32) mukaan $\lambda = 5$ m. Suurin taipuma saadaan yhtälöstä (40) kun $s_m = v_m/C = 5 \cdot 10^{-4}$ ja varmuuskerroin 2.

$$\frac{Y_m}{b} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 5 \cdot 10^{-4}}{\pi \cdot 5} = 12 \cdot 7 \cdot 10^{-4}$$

Laskettu arvo on 6.5 kertaa suurempi kuin $2 \cdot 10^{-4}$, joka on annettu raja-arvoksi rakennustyyppille I taulukossa 14. Jotta kriittistä taipumaa ei ylitettäisi pinta-aallonnopeuden ollessa 50 m/s redusoidaan suurinta sallittua heilahdusnopeutta seuraavasti.

$$v_m = \frac{5 \cdot 10^{-4}}{6.5} \cdot 50 \cdot 10^3 = 3.8 \text{ mm/s}$$

Esimerkki 2

Jos sama rakennus olisi perustettu tiiviin moreenin varaan pinta-aallonnopeuden C ollessa 400 m/s ja määräävän heilahdustaajuuden $f = 40$ Hz ($\lambda = 10$ m) saadaan suurin suhteellinen taipuma.

$$Y_m = 2 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \frac{10}{10} \cdot 5 \cdot 10^{-4} = 6.4 \cdot 10^{-4}$$

Myös tässä on Y_m/b suurempi kuin sallittu arvo (3.2 kertaa), jolloin redusoitu heilahdusnopeus saadaan.

$$v_m = \frac{5 \cdot 10^{-4}}{3.2} \cdot 400 \cdot 10^3 = 62.5 \text{ mm/s}$$

Esimerkki 3

Tehdasrakennus, (kehärakenne, luokka IV) on perustettu tiiviille hiekalle, jossa pinta-aallonnopeus $C = 200$ m/s ja määräävä heilahdustaajuus 20 Hz ($\lambda = 10$ m). Kehän pituus on 10 m.

$$\frac{Y_m}{b} = 2 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \frac{10}{10} \cdot 5 \cdot 10^{-4} = 6 \cdot 10^{-4}$$

Tämä on pienempi kuin kriittinen arvo $Y_m/b = 10 \cdot 10^{-4}$. Suurin venymä tulee tällöin määrääväksi. Suurin sallittu heilahdusnopeus varmuuskertoimella 2.0 saadaan seuraavasti.

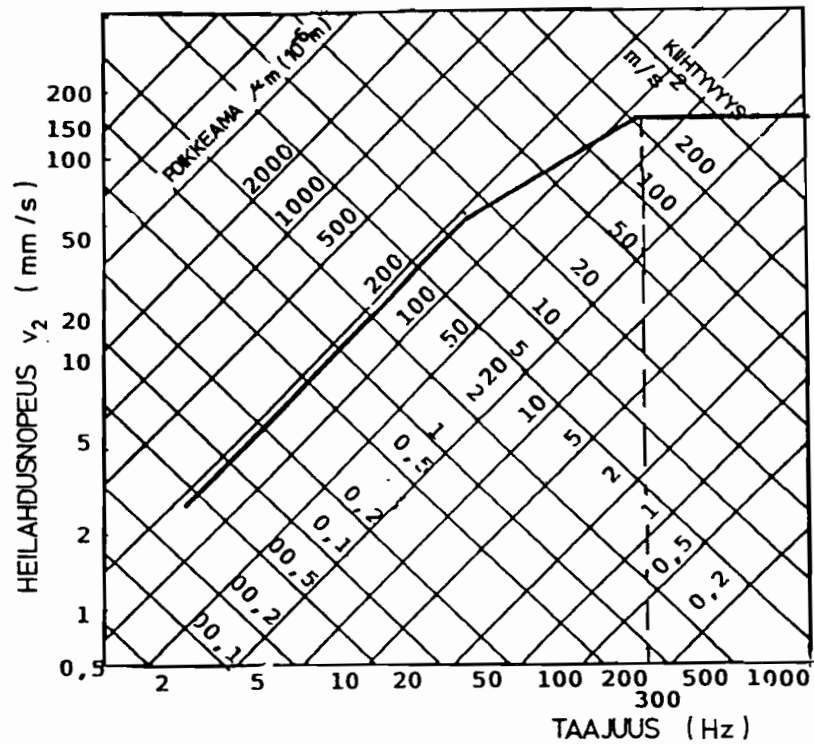
$$v_m = \frac{5 \cdot 10^{-4}}{2} \cdot 200 \cdot 10^3 = 50 \text{ mm/s}$$

6.3 Taajuuden vaikutus vauriokriteereihin

Rakennusten vauriomahdollisuutta voidaan arvioida värinän siirtymän, heilahdusnopeuden ja kiihtyvyyden lisäksi taajuuden perusteella. Taajuus määritetään heilahdusnopeuskäyrästä esimerkiksi graafisesti mittaamalla tai FFT-analyysillä. FFT-analyysillä saadaan selville värinän vallitseva taajuus ts. suurimpaan heilahdusnopeuteen liittyvä taajuus sekä suhteellinen taajuusjakauma.

Kuvassa 7 on esitetty sallittu heilahdusnopeus v_2 taajuuden suhteen normaaleille asuinrakennuksille. v_2 :n arvot voivat olla minkä tahansa yksittäisen heilahdusnopeuskomponentin huippuarvoja. Arvot, jotka jäävät käyrän alapuolelle ovat turvallisia. Käyrän yläpuolelle sijoittuvilla arvoilla vaurioiden todennäköisyys kasvaa. Esimerkiksi, jos suurin mitattu heilahdusnopeus on 25 mm/s ja vallitseva taajuus 50 Hz ei vaurioita ole odotettavissa. Toisaalta, jos heilahdusnopeus on 12 mm/s ja vallitseva taajuus 6 Hz vaurioiden todennäköisyys lisääntyy, koska arvo sijaitsee rajakäyrän yläpuolella.

Esimerkki havainnollistaa louhinta- ja paalutustärinän eroa. Louhintatärinälle on ominaista korkeammat taajuudet ($f > 50$ Hz), kun paalutustärinän vallitseva taajuus on yleensä alueella 5...50 Hz. Tämän takia paalutustärinä on usein vaarallisempaa vaikka heilahdusnopeusarvo olisi pienempi kuin louhintatärinällä /45/.



Kuva 25. Sallittu heilahdusnopeus v_2 (mm/s) taajuuden (Hz) suhteen /45/

6.4 Rakennusten ja rakenteiden vauriokriteerit

Karkeana arvona rakennusten tärinäsietokyvystä voidaan mainita taulukossa 15 esitetyt ohjearvot.

Taulukko 15. Rakennusten suurimpia sallittuja heilahdusnopeuden arvoja DIN 4150 (1970) mukaan /8/.

Rakennuksen luokka	Rakennuksen laatu	Suurin heilahdusnopeus (mm/s)
1	Vanhat historialliset rakennukset	2
2	Halkeilleet rakennukset, tiilirakennukset	5
3	Hyväkuntoiset vauriotomat rakennukset	10
4	Hyvin vahvat rakennukset	10...40

Rakennuksen laadun lisäksi heilahdusnopeuden ja vaurioriskin vuorosuhde riippuu paikallisista olosuhteista mm. pohjasuhteista sekä tärinän laadusta ja kestoajasta /31/.

Saksalaisten normien DIN 4150 (1975) /9/ mukaan määritettäessä maksimiheilahdusnopeutta transientille tärinälle, käytetään kolmea rakennusluokkaa, taulukko 16.

Taulukko 16. Heilahdusnopeuden ohjearvot DIN 4150 (1975)
mukaan /9/.

Rakennusluokka	Heilahdus- nopeuden max. resultantti v_R (mm/s)	Kuviteltu max pystysuora heilahdusnopeus v_v (mm/s)
1 Normaalikuntoiset, perinteisesti rakennetut asuin- ja konttorirakennukset	8	4.8...8
2 Normaalikuntoiset hyvin jäykistetyt rakennukset	30	18...30
3 Muut rakennukset ja kulttuurimuistomerkit	4	2.4...4

Pitkäaikaisessa paalutuksessa redusoidaan maksimiarvoja kertoimella 2/3. Rakennusluokan 1 voidaan katsoa vastaavan suomalaista normaalirakennusta, jolloin ohjearvo on luokkaa 4.8...8.0 mm/s /9/.

Studer ja Suesstrunk /37/ ovat keränneet värinämittaustuloksia Sveitsissä. Mittaukset on suoritettu ennen vuotta 1960. Mittauksiin perustuvat ohjearvot paalutuksesta, pontin lyönnistä, tärätyivistyksestä ja liikenteestä aiheutuvalle värinälle on esitetty taulukossa 17.

Taulukko 17. Sveitsiläiset ohjearvot paalutus-, pontitus-, ja liikennetärinälle /37/.

Rakennusluokka	Taajuusalue huippuarvolle (Hz)	Heilahdusno- peuksien max. resultantti v_R (mm/s)	Kuviteltu max. pystysuora heilahdusnopeus v (mm/s)
I Teräsbetoni- set teollisuus- rakennukset, teräsraken- teet	10...30	12	7.2...12
	30...60	12...18	7.2...18
II Betoniperus- teiset rakennukset, betoniseinät tai muuratut seinät	10...30	8	4.8...8
	30...60	12...18	4.8...12
III Rakennukset, joissa muura- tut kellari- seinät, puiset väli- pohjat	10...30	5	3.0...5
	30...60	5...8	3.0...8
IV Herkät ra- kennukset, kulttuuri- historial- liset ra- kennukset	10...30	3	1.8...3
	30...60	3...5	1.8...5

Sveitsiläiset, kuten myös saksalaiset, käyttävät ohjearvona heilahdusnopeuden resultanttia, joka ottaa huomioon heilahdusnopeuden komponentit pystysuunnassa v_v , poikittaissuunnassa v_t ja pitkittäissuunnassa v_l . Heilahdusnopeuden resultantin v_R maksimiarvo määritetään yhtälöllä (43).

$$v_R = (v_t^2 + v_l^2 + v_v^2)^{1/2} \quad (43)$$

v_R	heilahdusnopeuksien maksimiarvojen resultantti (Pseudo Vector Sum)	mm/s
v_t, v_l, v_v	mitatut maksimiheilahdusnopeudet eri suunnissa	mm/s

Resultantin arvo yhtälöllä (43) tulee yleensä suuremmaksi kuin jos käytetään mittaustapaa, joka paremmin kuvaa todellista heilahdusnopeutta. Tällöin komponenttien resuloiva heilahdusnopeus määritetään samalla ajan hetkellä t , yhtälö (44).

$$v_R(t) = (v_t(t)^2 + v_l(t)^2 + v_v(t)^2)^{1/2} \quad (44)$$

$v_R(t)$	heilahdusnopeuksien vektorisumma (Peak Vector Sum)	mm/s
$v_t(t), v_l(t),$ $v_v(t)$	heilahdusnopeuskomponentit ajan hetkellä t	mm/s

Taulukko 18. Tärinän heilahdusnopeuden raja-arvot v_R erilaisille rakenteille taajuusalueella 10...60 Hz Bendelin mukaan /2/.

Materiaali	Kivi	Tiili	Teräsbetoni
Rakenne- tyyppi	Vanhat rakennukset Historialliset rauniot	Asuinrakennukset	Tukimuurit Teollisuus- rakennukset
Tärähdyksien lukumäärä:	v_R (mm/s)	v_R (mm/s)	v_R (mm/s)
yksi	3...10	10...15	30...50
toistuva	2...5	5...10	20...35
jatkuva	1...3	3...7.5	15...25

Neuvostoliittolaisessa normissa VSN358.76 "Paalutustyöt rakennusten lähellä" /44/ on esitetty vauriokriteeri maan tärinälle. Tietyn tyyppisille rakennuksille sallittu heilahdusnopeusarvo on annettu rakennustyyppin ja rakennuksen kunnon, perustamistavan sekä maaperäolosuhteiden perusteella, taulukko 19. Rakennusluokkajakoa ei ole esitetty tässä.

Taulukko 19. Maalajiluokat ja sallitut heilahdusnopeusarvot rakennuksille /44/.

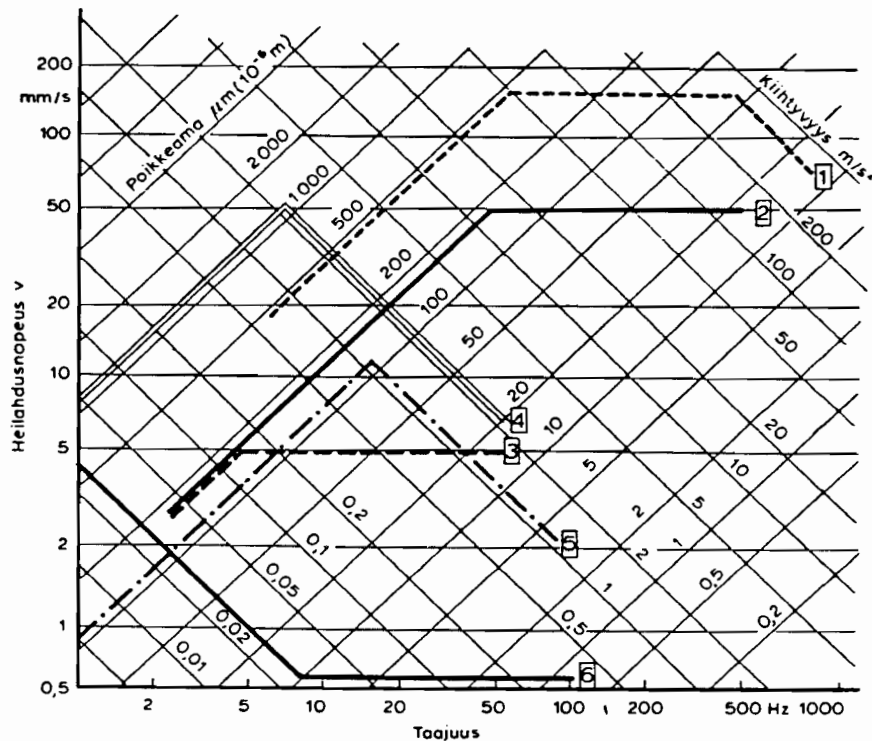
Maalaji-luokka	Hiekat	Savi, siltti	Hiekkaiset savet	Muut maat
1	Tiiviit hiekat lukuunottamatta hienoja ja silttisiä	jäykät	jäykät, puoli-jäykät, tiiviin plastiset	-
2	keskitiiviit hiekat lukuunottamatta silttisiä vedellä kyllästettyjä ja tiiviitä hienohiekkoja	plastiset	plastiset, hyvin pehmeät	-
3	löyhät, tiiviit ja keskitiiviit, silttiset vedellä kyllästetyt, hienot, keskitiiviit vedellä kyllästetyt	juoksevat		siltit, turve-maat, täyte-maat
Sallitut heilahdusnopeudet (Neuvostoliittolaiset ohjeraja-arvot):				
Rakennusten kuvaus ja konstruktiiiviset erikoispiirteet	Rakennus-luokka	Sallittu heilahdusnopeus (mm/s) maasta mitattuna riippuen maalajiluokasta		
		1	2	3
Teollisuus ja siviili-rakennukset teräsrungolla ilman täytettä. Rakennukset ja rakenteet, joissa ei synny ylimää räisiä jännityksiä epätasaisen kuorman takia. Korkeat jäykät rakenteet.	I	60	45	15
	II	45	30	10
	III	30	22	7
Teollisuus- ja siviilirakennukset, joissa on teräsbetonirunko ilman täytettä ja teräsrunko täytteellä. Rungottomat rakennukset, joissa on tiilimuuratut kantavat seinät tai suuria raudoitettuja tai teräsbetonisia massiviseiniä.	I	50	30	10
	II	35	22	7
	III	25	15	5
Teollisuus- ja siviilirakennukset, joissa on täytetty teräsbetonirunko. Rungottomat rakennukset, joiden kantavat seinät ovat massiiviseiniä tai raudoittamattomia tiilimuurattuja seiniä.	I	40	25	8
	II	30	15	5
	III	20	12	4
Rungottomat elementitalot	I	30	22	7
	II	20	15	5
	III	15	10	4

6.5 Herkkien koneiden ja laitteiden vauriokriteerit

Tärinäherkät koneet ja laitteet ovat nykyään hyvin yleisiä rakennuskohteiden läheisyydessä sijaitsevilla rakennuksissa. Yleisin laiteryhmä on erityyppiset ATK-laitteet.

ATK-laitteille tärinän raja-arvot ilmoitetaan usein suurimpana sallittuna kiihtyvyytenä (m/s^2). Suomessa on käytetty raja-arvona louhintatärinöiden yhteydessä niinkin alhaisia arvoja kuin $a = 0.25 \text{ g}$ ja 0.1 g , jolloin g on maan vetovoiman kiihtyvyys 9.81 m/s^2 . Alhaiset raja-arvot saattavat aiheuttaa urakoitsijalle ongelmia työn suorituksessa. Usein räjäytys- ja paalutustöiden yhteydessä suoritetaan lähirakennuksissa ATK-laitteiden tärinäeristys kumivaimentimilla, jotta työ voitaisiin yleensä toteuttaa.

Kuvassa 26 on esitetty Ruotsissa kehitetty tärinäkriteeri erilaisille rakennustoimenpiteille. Kriteeriin vedotaan mm. tapauksissa, joissa ATK-laitteille on aiheutunut vaurioita /45/.



- 1) Räjäytysten aiheuttamat suoranaiset vahingot.
- 2) Suositeltu ylin raja räjäytyksissä.
- 3) Suositeltu ylin raja paalutuksessa, ponttauksessa, täryjyrsäyksessä, dynaamisessa syvätiivistyksessä ja liikenteessä.
- 4) Ylin raja-arvo IBM:n tietokoneille värinänkestoajan ollessa < 5 sekuntia.
- 5) Ylin raja-arvo IBM:n tietokoneille värinänkestoajan ollessa > 5 sekuntia.
- 6) Värinät, jotka vaikuttavat häiritsevästi ihmisiin.

HUOM. Käyrät 1-3 ovat talojen perustuksista saatujen mittaustulosten mukaisia. Ohjearvot 2-3 koskevat tavanomaisia rakennuksia. Tarkemmassa raja-arvomäärittämisessä on aina huomioitava rakennuksen kunto ja perustamistapa.

Kuva 26. Vahinkoarvot ja suositukset. Ruotsalainen normiehdotus vuodelta 1982 /15/.

Taulukoissa 20 ja 21 on esitetty eräiden valmistajien ilmoittamia tärinän raja-arvoja ATK-laitteille.

Taulukko 20. Eräiden valmistajien sallimat tärinärajat tietokoneille (6.8.1982) /46/.

Mittauspiste	Kone pysäytetty (a)			Kone käy (b)		
	Taajuus (Hz)	Kiihtyv. (m/s ²)	2A (amp.) (mm)	Taajuus (Hz)	Kiihtyv. (m/s ²)	2A (amp.) (mm)
BASF- levy-yks.				50-60	0.2	
UNIVAC- levy-yks.	5-25 25-95 93-300	2.0	0.20 0.10	5-25 25-95 95-300	0.3	0.036 0.018
IBM 3705				5-17 17-150 150-200 200-500	0.046 interp. 0.032	0.068
UMIVAC- kesk.yks.	2-25 25-95 95-300	2.0	0.20 0.10	2-25 25-95 95-300	0.3	0.036 0.018
IBM- kesk.yks. (transient)				5-17 17-150 150-200 200-500	0.035 interp. 0.023	0.050
"IBM-levy"				5-17 17-150 150-200 200-500	0.047 interp. 0.033	0.070

Taulukko 21. Tärinän raja-arvoja tietokoneille /14/.

Valmistaja käyttäjät	Kriittinen osa	Mittaus piste	Louhinta		Paalutus		Täryttiivisyys jatkuva 1Hz	Huom.
			kenttä	yksi panos	jatkuva	ajoittainen		
BASF	levyasemat				0.1 g	0.1 g	käytä IBM raja-arvoja	
Burroughs	levyasemat					-	0.1 g	
Control Data AB	koko lait- teisto	lattia	2.0 g	2.0 g	0.2 g 300 Hz	37 µm (0.2 g)	37 µm (0.2 g)	
Digital Equipment	levyasemat	valin- nainen	10 g (20 g)	10 g (20 g)	0.25g	0.125 mm	0.125 mm	
Hewlett Packard AB	levyasemat järjestelmä 7912 7908 7933		{ 2.0 g (30 g) 2.0 g (10 g)	2.0 g (30 g) 2.0 g (10 g)	0.25 g (1.0 g) 0.25g (1.0 g)	0.25 g (1.0 g) 0.25g (1.0 g)	0.25 g (1.0 g) 0.25g (1.0 g)	
Honeywell Bull AB	koko laitteisto	kehys	-	2.0 g	-	2.0 g	0.15 g	enin- tään 2 is- kua/s
IBM								
Memorex	levyasema		2.0 g	3.0 g	-			0.2g, 50-60 Hz
Siemens	koko laitteisto	lattia	-	2.0 g	0.5 g	35 µm	35 µm	
Sperry Univac	levyasema	lattia	0.2 g	-	0.25 g 300 Hz	0.25 mm ei raja- arvoa	12.5 µm	
FMV					1.0 g	1.0 g	0.1 g	
Ericsson AB Televerket			0.1 g 0.1 g	0.1 g 0.1 g	0.1 g 0.1 g	0.1 g 0.1 g	0.1 g 0.1 g	

Sulkeissa olevat arvot pysäytetyille laitteelle. Arvot ovat huippuarvoja, jos muuta ei mainittu.

7. PAALUTUSTÄRINÄN MITTAUS

7.1 Nykytilanne

Paalutustärinän mittaamiseen työmailla ei ole olemassa erillisiä ohjeita, vaan mittauksissa sovelletaan pitkälti louhintatärinämittauksen käytäntöä ja mittalaitteita. Louhinta- ja paalutustärinä eroavat toisistaan keston, taajuussisällön ja amplitudin suuruuden perusteella niin paljon, että myös tärinän mittaamisessa tulisi ottaa huomioon erot tärinän luonteessa.

7.2 Suositus tavanomaisen kohteen mittaamiseksi

7.2.1 Tavanomainen kohde

Tavanomaisena kohteena voidaan pitää valvontamittauksia normaaleilla paalutustyömailla, joiden lähietäisyydellä sijaitsee varottavia rakennuksia tai rakenteita. Vaarallisella alueella sijaitsevien rakennusten tärinäherkkyys tulee määritellä etukäteen rakennustyyppin, perustamistavan ja kunnon perusteella ja niille tulee asettaa tärinän raja-arvo esimerkiksi luvun 6. Vauriokriteerit taulukoita ja laskentamenetelmiä käyttäen. Tärinän raja-arvot rakennuksille esitetään suunnitelma-asiakirjoissa ja niiden noudattamista valvotaan työmaalla tärinämittauksilla.

Vaarallinen etäisyys määritellään tapauskohtaisesti, mutta yleensä alle 20 m:n etäisyyttä voidaan pitää vaarallisena. Lisäksi vaarallisella alueella sijaitsevilla rakennuksissa tulisi suorittaa rakennnekatselmus ennen paalutustöiden aloittamista helpottamaan mahdollisten vauriotapausten korvauskäsittelyä.

Vakuutusyhtiöt ottavat yleensä huomioon työmaan vakuutusmaksuja päättäessään, jos riskejä on pienennetty ottamalla huomioon tärinäasiat urakka-asiakirjoissa sekä tekemällä katselmukset ja tärinämittaukset.

7.2.2 Tärinän mittaaminen

Valvontamittauksiin sopii parhaiten yksi- tai useampikanavainen jatkuva-tulosteinen analoginen tai graafisesti tulostava tärinämittari. Koska paalutustärinät ovat yleensä pieniä ja sallitun tärinän raja-arvot alhaisia, tulisi mittarin näyttämän olla riittävän tarkka. Analogiset mittarit tulostavat heilahdusnopeusarvoja yleensä 0.1 mm/s tarkkuudella, mikä riittää hyvin. Käytössä on kuitenkin yhä lähinnä louhintatöiden valvontaan tarkoitettuja graafisesti tulostavia mittareita, joiden näyttämän tarkkuus on huonompi kuin 1 mm/s. Lisäksi näiden mittareiden aikanäyttämän tarkkuus ei riitä jatkuvaluonteisen paalutustärinän seuraamiseen. Mahdollisissa vauriotapauksissa tulisi pystyä riittävän tarkasti selvittämään vauriohetken tärinäarvot, eli onko vaurion sat-tuessa esiintynyt sen tasoista tärinää, joka olisi voinut aiheuttaa vaurioita.

Valvontamittauksissa riittää useimmiten, että mitataan heilahdusnopeuden pystykomponentin maksimiarvoa, koska sen on todettu yleensä olevan suurin paalutustärinällä. Pudotustiivistystärinää mitattaessa on otettava huomioon, että vaakakomponentit ovat usein yhtäsuuria tai suurempia kuin pystykomponentti. Analogisten mittareiden tulostusväli tulisi asettaa sellaiseksi, että suurin heilahdusnopeusarvo tulostuu tiheimmillään 0.5...2.0 min:n välein, vähintään kuitenkin yksi lukema joka paalusta. Tulostuksen alaraja asetetaan tärinän raja-arvon mukaan, mutta 1 mm/s sopii käytettäväksi monissa tapauksissa.

Katselmuksen yhteydessä tai erillisenä toimeksiantona tulisi myös selvittää, onko lähirakennuksissa tärinäherkkiä koneita tai ATK-laitteita. ATK-laitteiden valmistajat ilmoittavat laitteille sallitun tärinän raja-arvot, jotka ovat yleensä alhaisempia kuin rakennuksilla. Tärinän raja-arvoja eri valmistajien laitteille on esitetty taulukoissa 20 ja 21. Raja-arvot ilmoitetaan usein suurimpana sallittuna kiihtyvyytenä (m/s^2) tai siirtymänä (mm) varsinkin alle 20 Hz:n

taajuuksilla. Tällöin on mitattava vastaavaa suuretta. Kiihtyvyys voidaan määrittää myös heilahdusnopeuskäyrästä esimerkiksi numeerisella derivoinnilla.

Louhintatöiden yhteydessä suoritetaan usein laitteiden värinäeristys vaimenninkumeilla, jotka mitoitetaan ottamalla huomioon laitteen paino ja värinän taajuus. Koska paalutustärinän vallitseva taajuus on alueella 5...25 Hz, jää eristyskumeilla saavutettava vaimennus varsinkin kevyillä laitteilla heikoksi. Tällöin tulee valvontamittauksilla huolehtia siitä, että raja-arvot eivät ylitä. Tärinän mittauspisteiden sijainti ja lukumäärä määräytyy sen perusteella, missä osassa rakennusta tarkkailtava laite sijaitsee. Rakennuksen runko ei välttämättä ole oikea mittaush kohta johtuen värinän mahdollisesta voimistumisesta resonanssin vaikutuksesta välipohjissa ja ylemmissä kerroksissa. Lattiat, asennuslattiat ja laiterungot ovat muita mahdollisia mittaush kohteita. Mittaush pisteitä tulisi olla vähintään yksi jokaisessa valvottavassa rakennuksessa.

Mittaush anturit tulee kiinnittää tukevasti alustaansa. Mitattaessa heilahdusnopeutta käytetään anturina yleensä geofonia, joka kiinnitetään rakennuksen kantaviin rakenteisiin mahdollisimman lähelle perustuksia. Betonirakenteisiin geofoni kiinnitetään helposti kiilapultilla. On ollut myös kohteita, joissa pulttausta ei ole voitu käyttää, vaan kiinnitys on tehty kaksipuolisella teipillä tai ruuvipuristimella esimerkiksi värinäherkän laitteen runkoon. Kiihtyvyysanturin kiinnityksessä tulisi käyttää joko suoraa pulttausta, liimausta tai mehiläisvahaa.

7.3 Erikoish kohteet

7.3.1 Ennakkomittaukset

Nykyisillä menetelmillä (esimerkiksi yhtälö 14) värinätason ennakkoarviointi on likimääräistä. Kun paalutuskohteen lähellä on värinäherkkiä rakennuksia, joille sallitun värinän raja-arvo on alhainen, ei ennakkoarvioiden tarkkuus ole riittävä. Tällöin ainoa keino selvittää odotettavissa oleva värinätaso on tehdä

kenttämittauksia. Luontevimmin nämä mittaukset tehdään koepaaluksen yhteydessä ennakkomittauksina ennen varsinaisen paalutustyön alkamista. Ennakkomittausten perusteella on vielä mahdollista tehdä suunnitelmiin muutoksia, jos tärinätaso kohoaa liian korkeaksi. Näin vältetään paalutustyön keskeytymiseltä ja viivytyksiltä, jotka ovat seurauksina, jos raja-arvot ylitetään.

Ennakkomittauksissa tärinää mitataan rakennuksesta, jolloin tärinän siirto-kerrointa maasta rakennukseen ei tarvitse tuntea. Paaluja lyödään eri etäisyyksille mittauspisteestä, jotta tärinän vaimenemista etäisyyden suhteen voitaisiin arvioida. Myös ennakkomittauksissa riittää yleensä heilahdusnopeuden pystykomponentin mittaaminen. Mittaustuloksista tulisi pystyä määrittämään tärinän vallitseva taajuus, sillä taajuus on eräs muuttuja määritettäessä rakennukselle heilahdusnopeuden sallittua raja-arvoa esimerkiksi "ruotsalaisella menetelmällä".

Mittauksissa tulisi dokumentoida vähintään seuraavat tiedot: järkäleen paino, pudotuskorkeus, paalutyyppe, paalun lyönnin alkamis- ja lopettamisaika, paalun etäisyys mittauspisteestä sekä mittauspisteen sijainti. Kunnolla dokumentoiduista mittaustuloksista voidaan arvioida rakennukseen tulevan tärinän suuruutta paalutettaessa eri etäisyyksillä rakennuksesta. Heilahdusnopeutta eri etäisyyksillä voidaan arvioida esimerkiksi sijoittamalla mittaustulokset täyslogaritmipaperille skaalatun lyöntienergian ja etäisyyden suhteen funktiona, jolloin vaimenemisesta saadaan karkea arvio. Tärinätarkastelun edellytyksenä on, että kohteen pohjasuhteet ja viereisten rakennusten perustamistapa sekä rakenteet tunnetaan.

7.3.2 Tutkimusluonteiset mittaukset

Tärinän vaimenemisen laskemiseen kenttämittausten perusteella on esitetty seuraava menetelmä Neuvostoliittolaisessa normissa VSN 358.76 "Paalutustyöt rakennusten lähellä" (1976) /44/. Sitä voidaan soveltaa ennakkomittausten tai tutkimusluonteisten mittausten tulosten käsittelyyn.

Neuvostoliitossa erilaisista maaperäolosuhteista johtuen paalutustärinän ensisijainen vauriovaikutus aiheutuu maan painumisesta rakennusten alla. Suorat tärinävauriot ovat toissijaisia. Siksi normissa käsitellään etupäässä maasta mitattavaa tärinää ja sen vaimenemista. Heilahdusnopeuden alustavaan arviointiin on suoritetuista kenttämittauksista koottu viitekohteita (esimerkkinä liite 14), joista valitaan tarkasteltavaan kohteeseen parhaiten sopiva pohjasuhteiden, paalutyypin, kaluston, lähirakenteiden tyyppin sekä perustamistavan perusteella. Sopivan viitekohteen avulla voidaan arvioida odotettavissa olevaa heilahdusnopeutta halutulla etäisyydellä sekä rakennuksen painuman suuruutta.

Heilahdusnopeutta halutulla etäisyydellä voidaan arvioida yhtälöllä (45), vertaa yhtälö (19). Neuvostoliittolaisissa tutkimuksissa on yhtälön (45) todettu parhaiten kuvaavan heilahdusnopeuden vaimenemista, kun geometrisen vaimennuskertoimen arvona on 0.5 /44/.

$$v = v_0 (3/r) e^{-\alpha(r-3)} \quad (45)$$

v	ennustettu heilahdusnopeus maassa etäisyydellä r paalusta	mm/s
v_0	mitattu heilahdusnopeus maassa etäisyydellä 3 m paalusta	mm/s
α	materiaalivaimennuskerroin	m^{-1}

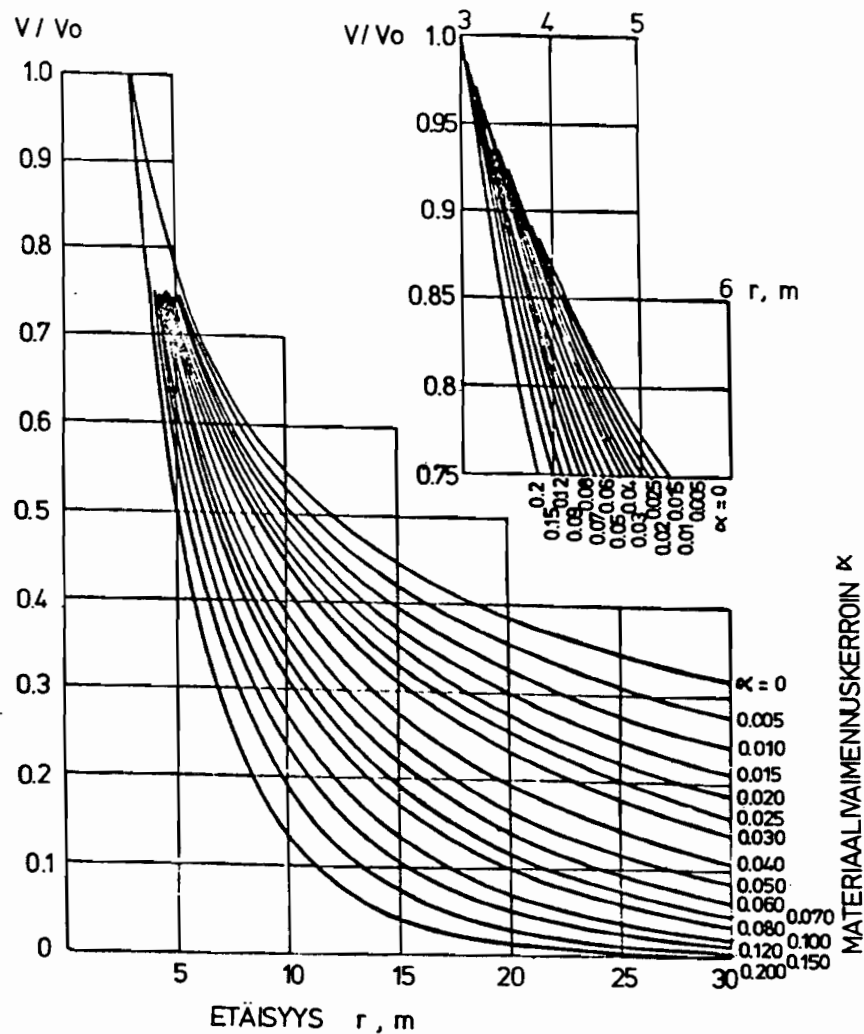
Alustavissa arvioissa v_0 :n ja α :n arvoina voidaan käyttää viitekohteissa esitettyjä arvoja.

Kun tärinätaso kohteessa on määritettävä tarkemmin, kehoittaa normi tekemään koepaalutuksia. Koepaalut lyödään 3 ja 20 m:n etäisyydelle mittauspisteestä, joka sijaitsee maassa. Materiaalivaimennuskerroin α määritetään mittaustuloksista yhtälöllä (46) /44/.

$$\alpha = 1/17 \ln(v_{03}/v_{20}) - 0.056 \quad (46)$$

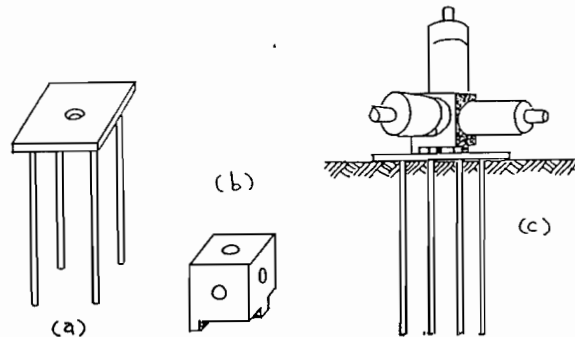
α	materiaalivaimennuskerroin	m^{-1}
v_{03}	etäisyydellä 3 m mitattu heilahdusnopeus	mm/s
v_{20}	etäisyydellä 20 m mitattu heilahdusnopeus	mm/s

Sijoittamalla v_{03} ja α yhtälöön (44), voidaan heilahdusnopeus laskea halutulla etäisyydellä, joka on suurempi kuin 3 m. Yhtälön (44) perusteella on esitetty käyrästä kuvassa 27.



Kuva 27. Odotettavissa olevan heilahdusnopeuden arvioiminen /44/.

Kun tärinää mitataan maasta, voidaan anturit kiinnittää esimerkiksi kuvan 28 esittämällä aluslevyllä, jossa on maahan painettavat piikit tartunnan varmistamiseksi.



Kuva 28. Mittausantureiden (geofonien) aluslevy ja välikappale maasta mitattaessa /19/.

Normissa on esitetty myös kumulatiivinen vaikutus, jolla kuvataan paalutustärinän kertymää. Kumulatiivinen vaikutus W tarkastelukohdassa lasketaan yhtälöllä (47) /44/.

$$W = \sum N_{cp} \delta \phi_i v_i \quad (47)$$

N_{cp}	yhden paalun keskimääräinen lyöntien määrä	kpl
ϕ	lyötävien paalujen lukumäärä sektoreissa, joiden rajat sijaitsevat 3,5,7,9,12,15, ja 20 m:n etäisyydellä tarkastelukohdasta (esimerkiksi rakennuksen antura)	kpl
v_i	paalun lyönnistä eri sektoreissa aiheutuva keskimääräinen heilahdusnopeus	mm/s
δ	pienennyskerroin, jota käytetään silloin, kun maahan porataan esireikä täytön tai kuiva-kuoren läpi	-

Kumulatiivista vaikutusta käytetään arvioitaessa rakennuksen painumaa. Laskettua W :n arvoa verrataan viitekohteessa esitettyyn vastaavaan arvoon ja mitattuun rakennuksen painumaan.

8. YHTEENVETO

Attewell & Farmerin 1973 esittämä yhtälö $v = k \sqrt{W}/r$ on tällä hetkellä käyttökelpoisin menetelmä paalutuksesta aiheutuvan suurimman heilahdusnopeuden ennakkoarviointiin. Eri tutkijoiden tekemissä mittauksissa on heilahdusnopeuden kohtuullisen hyvin todettu riippuvan skaalatun lyöntienergian ja etäisyyden suhteesta. Menetelmän heikkous on epätarkkuus, joka aiheutuu kertoimesta k . Kertoimen k vaihteluväli on liian suuri, sillä se ottaa huomioon erot paalutuskalustoissa, paalutyypeissä ja maaperäolosuhteissa.

Haluttaessa määrittää kohteen värinätaso tarkemmin kuin tämänhetkisin ennakkoarvioilla on mahdollista tehdä jää ratkaisuksi ennakkomittausten suorittaminen. Esimerkiksi koepaalutuksen yhteydessä tehtävillä värinämittauksilla saadaan huomattavasti parempi kuva värinätasosta tarkasteltavassa kohteessa, kun maaperäolosuhteet, paalutyyppi ja paalutuskalusto sekä mahdollinen värinäherkkä rakennus ovat samat kuin varsinaisessa paalutustyössä. Värinätason selvittämiseksi riittävät yleensä mittaustulokset 2-3:lle eri etäisyydelle mittauspisteestä lyödyistä paaluista. Ennakkomittausten tulosten perusteella on usein vielä mahdollista tehdä suunnitelmiin tarvittavat muutokset, jotta paalutustyö voidaan tehdä keskeytyksettä ja vaurioitta.

Paalun poikkileikkauksen merkitys värinöihin tunnetaan huonosti, mutta sen on kirjallisuusselvityksen perusteella arveltu olevan vähäinen. Näinollen eri paalutyypeillä ei olisi kovin suurta merkitystä värinätasoon, mitä eivät kuitenkaan tue mittaukset Kilossa. Myös muutamissa kotimaisissa kohteissa on saatu päinvastaisia tuloksia. Esimerkkinä Ateneumin värinämittaukset /31/. Kimmoteorian mukaan materiaalivaimennuksen merkitys on vähäinen, mutta maan tiiviydellä ja sen kautta lyöntivastuksella tuntuu olevan yhteys värinätasoon. Myös maalaji vaikuttaa lyöntivastukseen.

Erilaisissa maaperäolosuhteissa erilaisilla paalutuskalustoilla suoritetuissa kenttämittauksissa on saatu kertoimelle k maksimi-arvoja. Vähäisten kenttämittausten perusteella ei kuitenkaan voi esittää johtopäätöksiä k :n suuruudesta erilaisissa olosuhteissa, erilaisilla paalutyypeillä ja paalutuskalustoilla. Attewell & Farmerin 1973 esittämä ja yhä käytössä oleva (vrt. Lyöntipaalutusohjeet LPO-87) kertoimen k maksimi-arvo 1.5 perustuu yhdessä kohteessa teräspontin lyönnistä saatuun värinämittausaineistoon. Kuudessa muussa paalutuskohteessa he ovat saaneet k :lle maksimi-arvoksi korkeintaan 0.75. Tässä tutkimuksessa on tarkasteltu myös muutamien muiden tutkijoiden mittaustuloksia sekä tutkimuksen tekijän värinämittaustuloksia kahdesta kohteesta. Niiden perusteella voidaan k :n arvon arvioida vaihtelevan välillä 0.3...0.75, kun värinää mitataan maasta.

Ehdotuksena jatkotoimenpiteiksi on värinämittausaineiston kokoaminen erilaisista paalutustöistä. Aineiston tulisi olla siten dokumentoitu, että jälkeenpäin mittaustuloksista saadaan selville kaikki tarvittavat tekijät. Lähtökohtana dokumentilla voisi olla esimerkiksi neuvostoliittolaisessa normissa /44/ esitetty lomake (liite 14).

Suuremmasta määrästä hyvin dokumentoituja värinämittauksia erilaisissa maaperäolosuhteissa eri etäisyyksillä voitaisiin kertoimelle k saada tarkempia arvioita.

Paalutustärinän kannalta voitaisiin erilaiset maaperäolosuhteet jaotella ensin karkeasti kolmeen pääluokkaan. Ensimmäisenä maakerrosrakenne, jossa vesipitoisen pehmeän saven päällä on kova kuivakuori, routa tai täytemaakerros, joiden läpäiseminen aiheuttaa kohtuullisen lyöntivastuksen. Suurimmat värinät syntyvät läpäistäessä pintakerrosta. Tiivis kerros pyrkii aaltoilemaan pehmeän maakerroksen päällä. Esimerkkinä Nilssonin /28/ värinämittaukset.

Toisena maakerrosrakenne, jossa on maanpinnasta alkaen useiden metrien paksuinen helposti läpäistävä maakerros esimerkiksi savea. Lyöntivastus kasvaa

vasta syvällä pehmeän kerroksen alapuolella. Suurimmat tärinät syntyvät lyö-
täessä paaluja pohjamuodostumaan. Esimerkkinä tärinämittaukset Bangkokissa
/4/.

Kolmantena maakerrosrakenne, jossa lähellä maanpintaa alkaa tiiviiseen pohja-
muodostumaan ulottuva useiden metrien paksuinen löyhä tai keskitiivis siltti-
tai hiekkakerrostuma, jonka läpäiseminen edellyttää kauttaaltaan kohtalaista
lyöntityötä. Suurimmat tärinät voivat syntyä millä syvyydellä tahansa.
Esimerkkinä tärinämittaukset Kilossa.

Tällä hetkellä ennakkoarvioiden tarkkuus on sillä tasolla, että luotettava tieto
tärinän suuruudesta tarkasteltavassa kohteessa saadaan vain tekemällä ennak-
komittauksia.

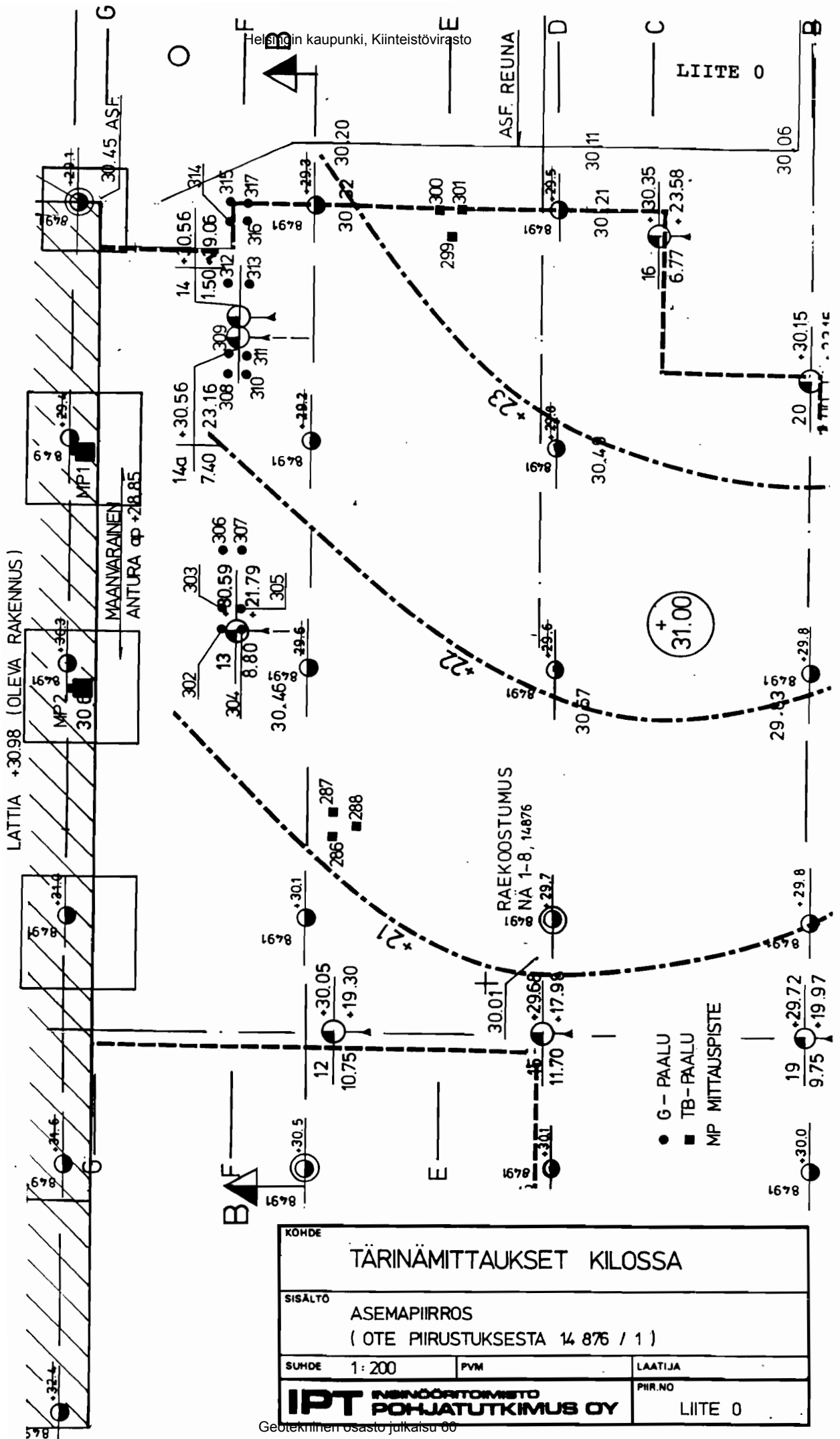
1. Attewell P.B., Farmer I.W., Attenuation of Ground Vibrations from pile Driving, *Ground Engineering*, Vol. 3, No. 7, July, 1973.
2. Bendel H., Erschütterungsbeanspruchung von Bauwerken, *Sweizerische Bauzeitung*, Vol 89, 1971.
3. Brenner R.B., Chittikuladilok Boonchai, Vibration from Pile Driving in the Bangkok Area, *Geotechnical Engineering*, Vol 6, No. 2, 1975, pp. 167-197
4. Brenner R.B., Viranuvut S., Measurement and Prediction of Vibrations Generated By Drop Hammer Piling in Bangkok Subsoils. 5th Southeast Asian Confrence on Soil Engineering Bangkok, Thailand 2-4 July, 1977.
5. Burland J.B., Wroth C.P., Settlement of Buildings and Associated Damage. State-of-Art-Review, *Proc. Conf. Settlement of Structures*, Cambridge, Pentech Press, London, 1974, pp. 611-654.
6. Clough G.W. ja Chameau J.L., Measured Effects of Vibratory Sheet Piling Driving, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 106, No. GT10, 1980, pp. 1081-1099.
7. Dalmatov B.I., Ershov V.A. and Kovalevsky E.D., Some Cases of Foundation Settlement in Driving Sheetpiling and Piles, *Proceedings International Symposium on Wave Properties of Earth Material*, 1968, pp. 607-613.
8. DIN 4150, Deutsche Normen, Erschütterungen im Bauwesen, 1970.
9. DIN 4150, Deutsche Normen, Vornorm, Erschütterungen im Bauwesen Teil 3, 1975.

10. Gambin M.P., Menard Dynamic Compaction, Proceedings of ASCE National Capital Section Seminar on Ground Reinforcement, George Washington University, Washington, D.C., January 1979.
11. Gazetas G., Selig E., Vibration Problems in Geotechnical Engineering, ASCE, New York, 1985.
12. Greenwood D.A., Farmer I.W., Discussion-session IV, Proceedings 4th Pan American Soil Mechanics and Foundation Conference, San Juan, Puerto Rico 1973.
13. Hecman W.S., Hagerty D.J., Vibrations Associated with Pile Driving, Journal of the Construction Division, ASCE, Vol. 104, No. CO4, Proc. Paper 14205, Dec., 1978, pp. 385-394.
14. Holmberg R., Ekman G., Sandström H., Comments on Present Criteria for Vibration Sensitive Electronic Equipment. Swedish Detonic Research Foundation, Stockholm, Report DS 1983:3, pp. 21-24.
15. Holmberg R. m fl, Vibrationer i samband med trafik- och byggverksamhet, Byggeforskningsrådet, Stockholm 1982.
16. Hällgren L., Svängningsrörelser i jord, UV information, 1971.
17. IPT Insinööritoimisto Pohjatutkimus Oy. Syvätiiviyksestä syntyvän värinän koemittaus 24.04.1989. Työ n:o 14500, 27.04.1989 Helsinki.
18. Leonards G.A. et al, Dynamic Compaction of Granular Soils, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. GT 1, January 1980, pp. 35-44.

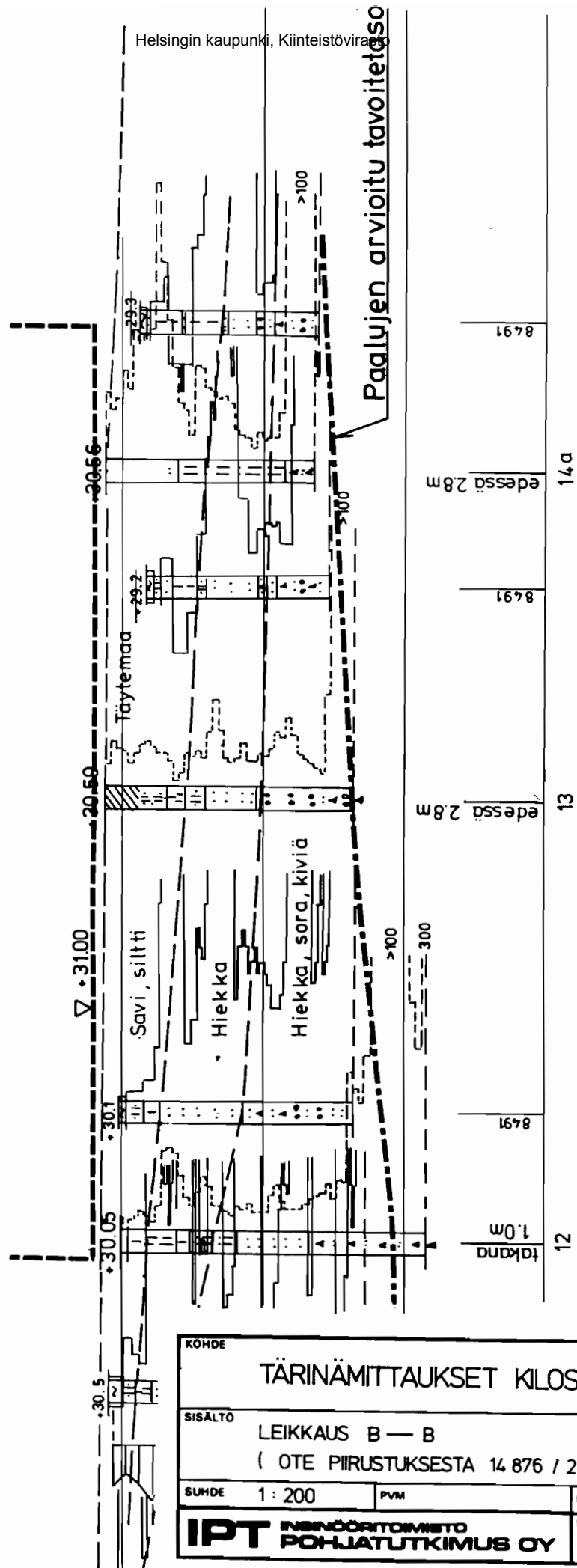
19. Long P.D., Effects of Vibrations from Pile Driving on Surrounding Ground and Structures. Statens Geotekniska Institut. Linköping, 1989.
20. Lukas R.G., Densification of Loose Deposits by Pounding, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 106, No. GT 4, April 1980, pp 435-446.
21. Lukas R.G., Dynamic Compaction Manual, STS Consultants Report to Federal Highway Administration, Washington, D.C., Contract No. DTHF-61 -83-C-00095, March 1984.
22. Lyöntipaalausohjeet LPO-87, Suomen Geotekninen Yhdistys, 1987.
23. Mallard D.J., Bastow P., Some Observations on the Vibrations Caused by Pile Driving. Proc. of Confr. Held at the inst. of Electr. Eng. 21-22 March. ICE London, 1979.
24. Massarsch R., Handboken Bygg: Geoteknik, kap G20, 1984.
25. Mayne P.W. and Jones J.S., Impact Stresses During Dynamic Compaction, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, NO. 10, Oct. 1983, pp. 1342-1346.
26. Mitchell J.K., Soil Improvment: State-of-the-art Report, Proceedings, 10th International Confrence on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, Session 12, Stocholm 1981, pp 509-521.
27. Moh Z.C., Nelson J.D., Brand E.W., Strength and Deformation Behaviour of Bangkok Clay, Proceedings, Seventh Int. Confrence on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 1, 1969, pp. 225-230.
28. Nilsson G., Markvibrationer vid Pålslagning. Examensarbete Nr 3:89. Inst. för Jord och Bergmekanik. Kungl. Tekniska Högskolan i Stocholm, 1989.

29. Parola J.F., Mechanics of Impact Pile Driving, PhD. dissertation, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1970.
30. Pearce R.W., Deep Soil Compaction by Heavy Surface Tamping, State-of-the-art report in partial fulfillment for Master of Science degree, Imperial College, University of London, July 1977, p. 150 .
31. Pelkkikangas M., Rakennustoimenpiteistä ja liikenteestä aiheutuvan värinän vaikutus perusrakenteisiin. Diplomityö. Helsingin Teknillinen Korkeakoulu, rakennusinsinööriosasto, Otaniemi, 1985.
32. Polshin D.E., Tokar R.A., Maximum Allowable Non-uniform Settlement of Structures. Proc. 4 th. Int. Conf. SMEFE, Vol I, p. 402.
33. Prakash S., Soil Dynamics, McGraw-Hill Book Company, New York, New York, 1981.
34. Richart F.E., Foundation Vibrations, Transactions ASCE, Vol. 127, Part 1, 1962, pp. 863-898.
35. Richart F.E., Hall J.R., Woods R.D., Vibrations of Soils and Foundations, - Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970.
36. Schwab J.B., Bhatia S.K., Pile Driving Influence on Surrounding Soil and Structures. Civil Engineering for Practicing and Design Engineers, Vol. 4, USA, 1985, pp. 641-684.
37. Studer J., Suesstrunk A., Swiss standard for vibrational damage to buildings. The tenth conference on soil mechanics and foundation engineering. Stockholm, 1981, pp. 307-312.

38. Theissen J.R., Wood W.C., Vibrations in structures Adjacent to Pile Driving, Engineering Bulletin, No. 60, July, 1982, pp. 5-21.
39. Timoshenko S., Strength of Materials, Part 1, D. van Nostrand CO. Inc., London. 1957.
40. Varaksin S.V., Report on Soil Improvement for Indianapolis Public School No. 47, Menard Project No. 79-008, January 11, 1980, Pittsburgh, Pennsylvania.
41. Wiss J.F., Construction Vibrations: State-of-the-Art, Journal of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, No. GT2, Feb. 1981, pp. 167-181.
42. Wiss J.F., Damage Effects of Pile Driving Vibrations, Highway Research Record No. 155, 1967, pp. 14-20.
43. Vibrationsdag 1981, Kan vi tolerera trafik- och bygg- verksamhet i tät-ort ?. Rapport 251 Ingenjörsvetenskapsakademien, Stocholm, 1983.
44. VSN358.76, Paalutustyöt rakennusten lähellä. Neuvostoliittolainen normi. Moskova, 1976 .
45. Vuolio R., Blast Vibration: Treshold Values and Vibration Control. Acta Polytechnica Scandinavica. Civil Engineering and Building Construction Series No. 95. Helsinki, 1990.
46. Vuolio R., Herkät laitteet ja räjäytystyöt. Tarkkuuslouhinta ja varovainen räjäyttäminen, INSKO 1983.
47. Vuolio R., Räjäytys- ja louhintatöiden suunnittelu ja suorittaminen. Suomen Maarakentajien Keskusliitto ry. Helsinki 1985. s. 133-147.



LEIKKAUS B-B

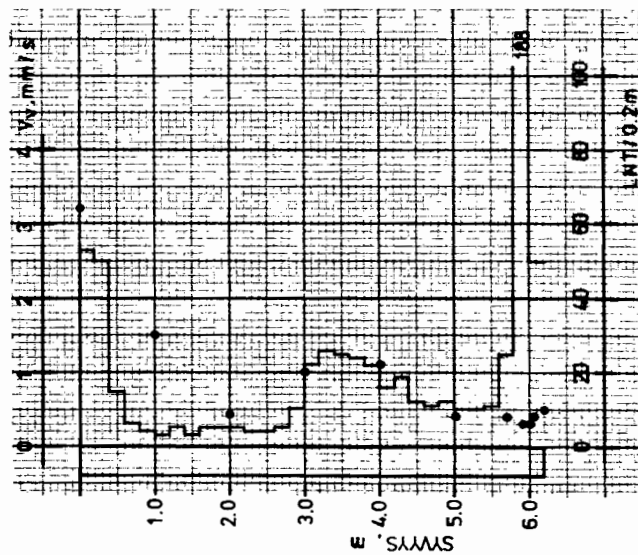


KÖHDE		
TÄRINÄMITTAUKSET KILOSSA		
SISÄLTÖ		
LEIKKAUS B — B (OTE PIIRUSTUKSESTA 14.876 / 2)		
SUUNDE	1 : 200	PVM
		LAATIJA
IPT INSINÖÖRITOIMISTO POHJATUTKIMUS OY		PIIR.NO LIITE 1

LYÖNTIVASTUSDIAGRAMMIT JA MITATUT HEILAHDUSNOPEUDET

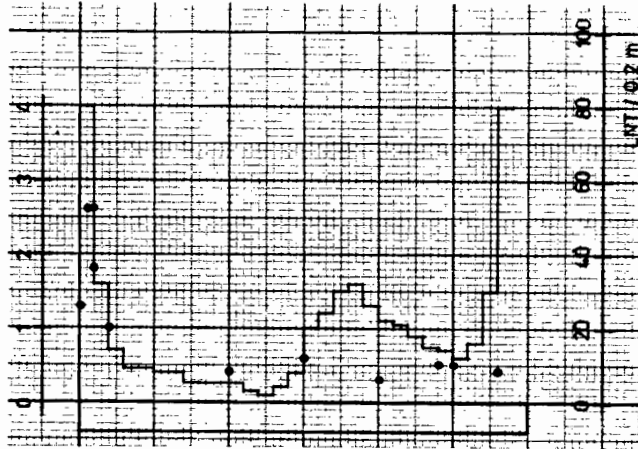
PAALU 299

$r = 16 \text{ m}$



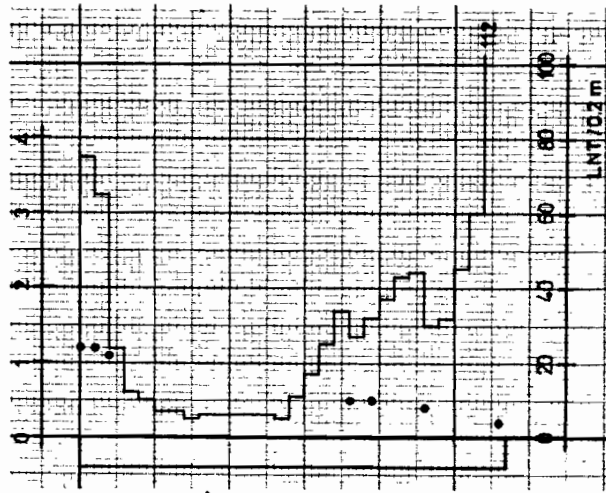
PAALU 300

$r = 16 \text{ m}$



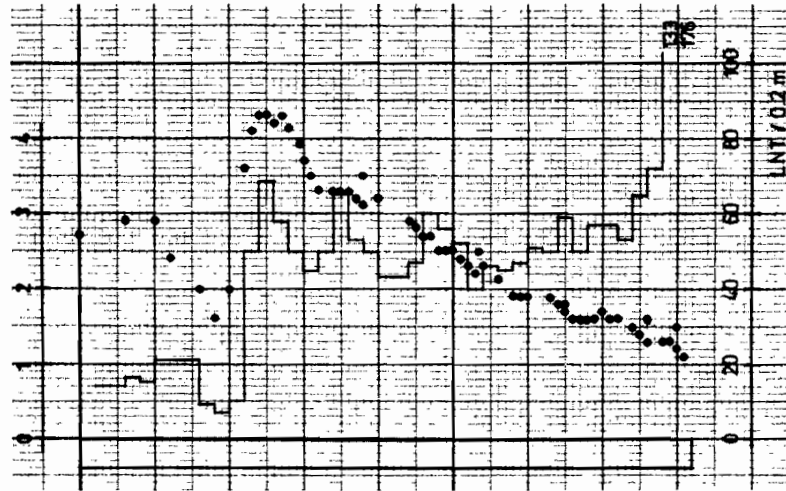
PAALU 301

$r = 17 \text{ m}$

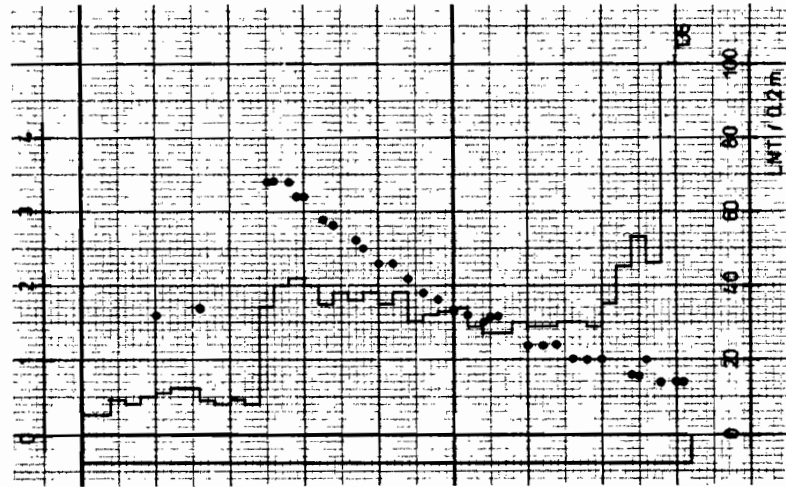


r = PAALUN ETÄISYYS MITTAUSPISTEESTÄ, m
 v_v = HEILAHDUSNOPEUDEN PYSTYKOMPONENTTI, mm / s

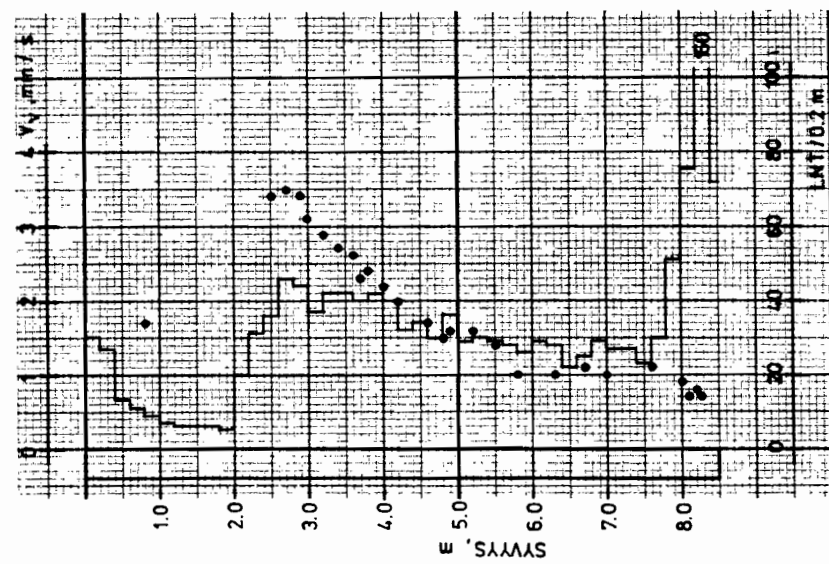
PAALU 287

 $r = 11.0 \text{ m}$ 

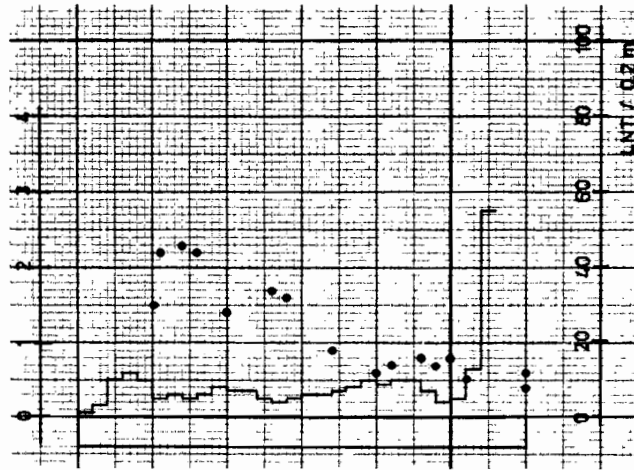
PAALU 288

 $r = 12.0 \text{ m}$ 

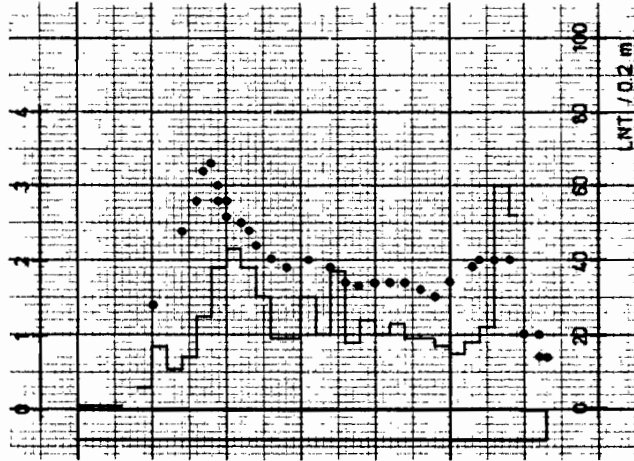
PAALU 286

 $r = 11.5 \text{ m}$ 

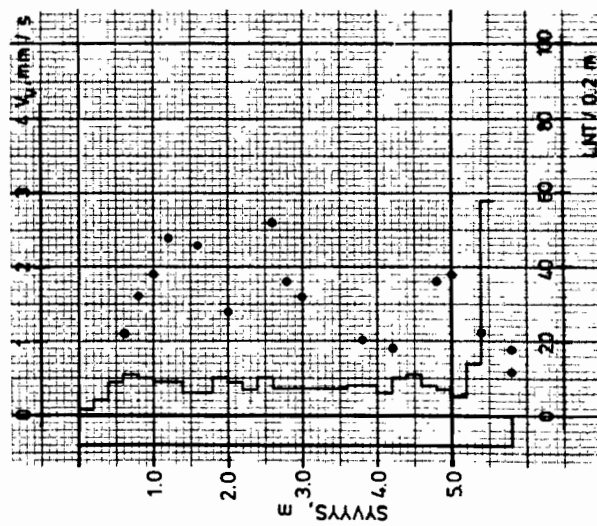
PAALU 303

 $r = 6.8 \text{ m}$ 

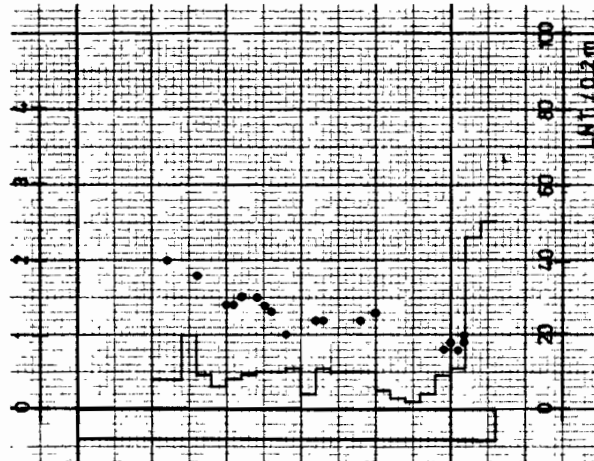
PAALU 305

 $r = 7.6 \text{ m}$ 

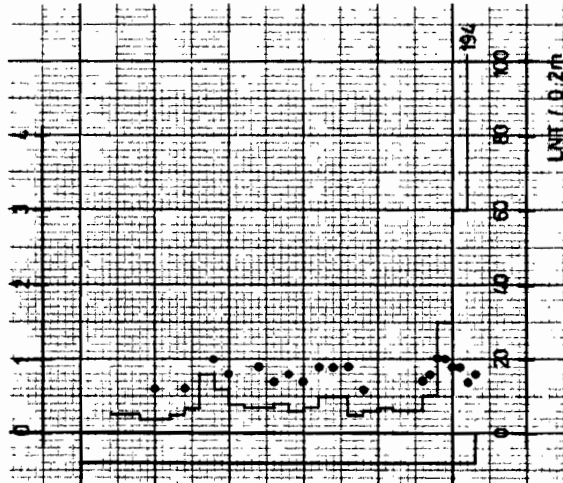
PAALU 304

 $r = 7.0 \text{ m}$ 

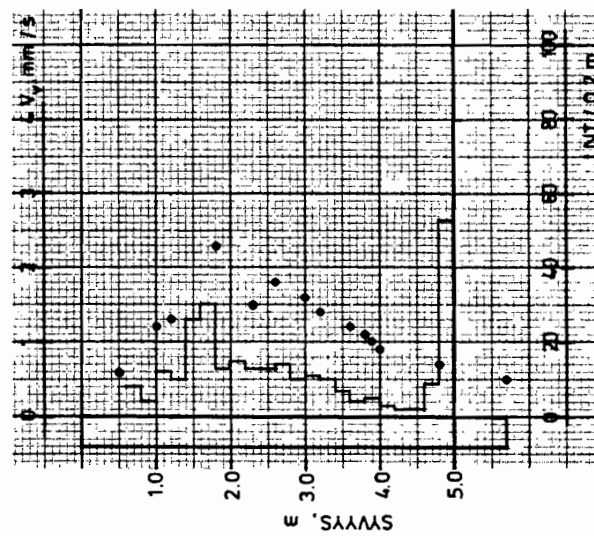
PAALU 309
 $r = 70 \text{ m}$



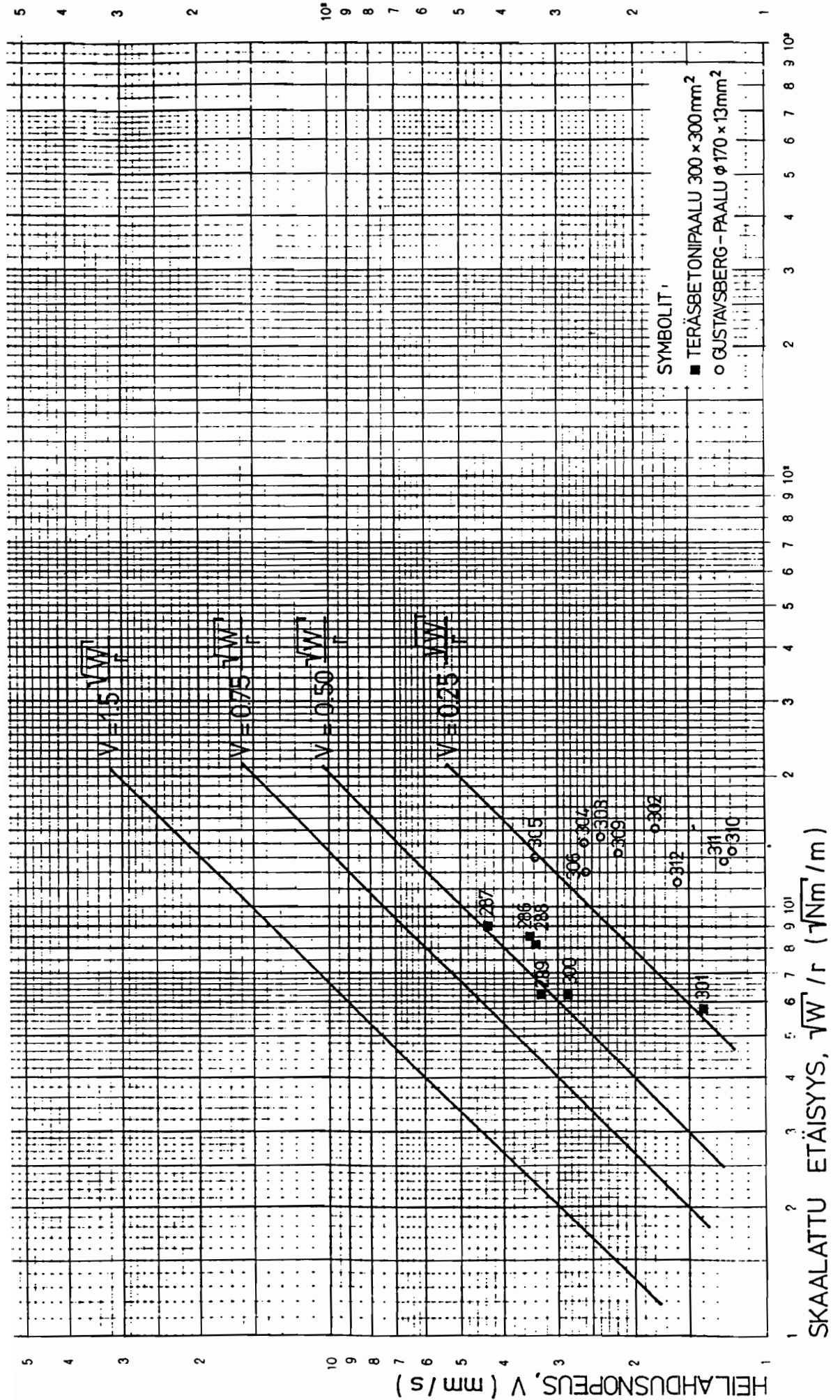
PAALU 311
 $r = 7.7 \text{ m}$



PAALU 306
 $r = 8.2 \text{ m}$



	08:30:40	03.1 mm/s	
	900330 08:30:50	676 03.3 mm/s	TULOSTUSVÄLI 10s
	900330 08:31:00	676 03.3 mm/s	
	900330 08:31:00	676 03.5 mm/s	
PÄIVAMÄÄRÄ	900330 08:31:20	676 03.4 mm/s	TULOSTUSAJANKOHTA
LAITETUNNUS			HEILAHDUKNOPEUSKOMPONENTIN HUIPPUARVO
	900330 08:31:20	676 03.2 mm/s	
	900330 08:31:30	676 03.2 mm/s	
	900330 08:31:40	676 03.3 mm/s	
	900330 08:31:50	676 02.7 mm/s	
	900330 08:32:00	676 02.8 mm/s	
	900330 08:32:10	676 02.9 mm/s	
	900330	676	



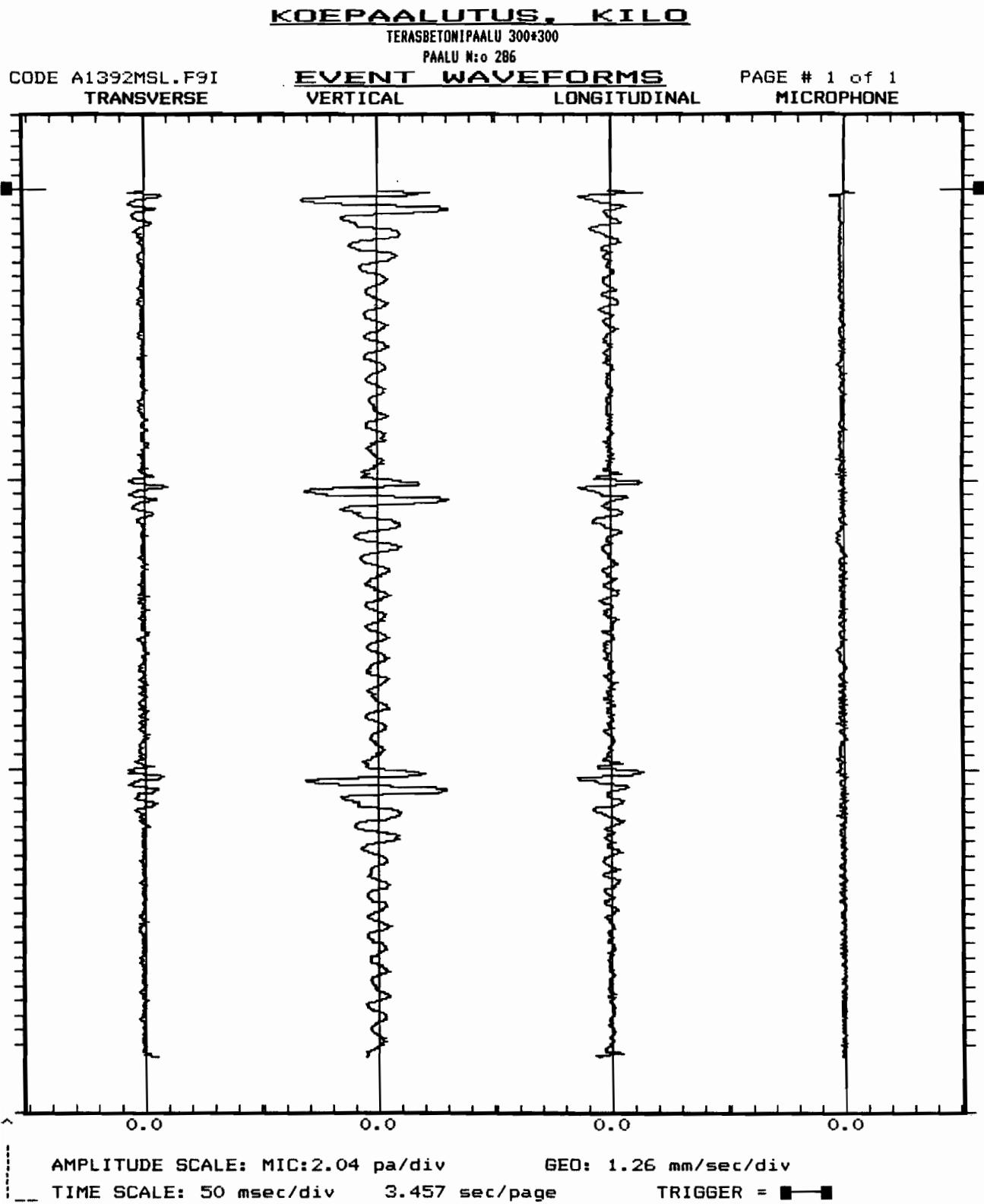
KOEPAAALUTUS. KILO
TERASBETONIPAALU 300*300
PAALU N:o 286
EVENT SUMMARY SHEET

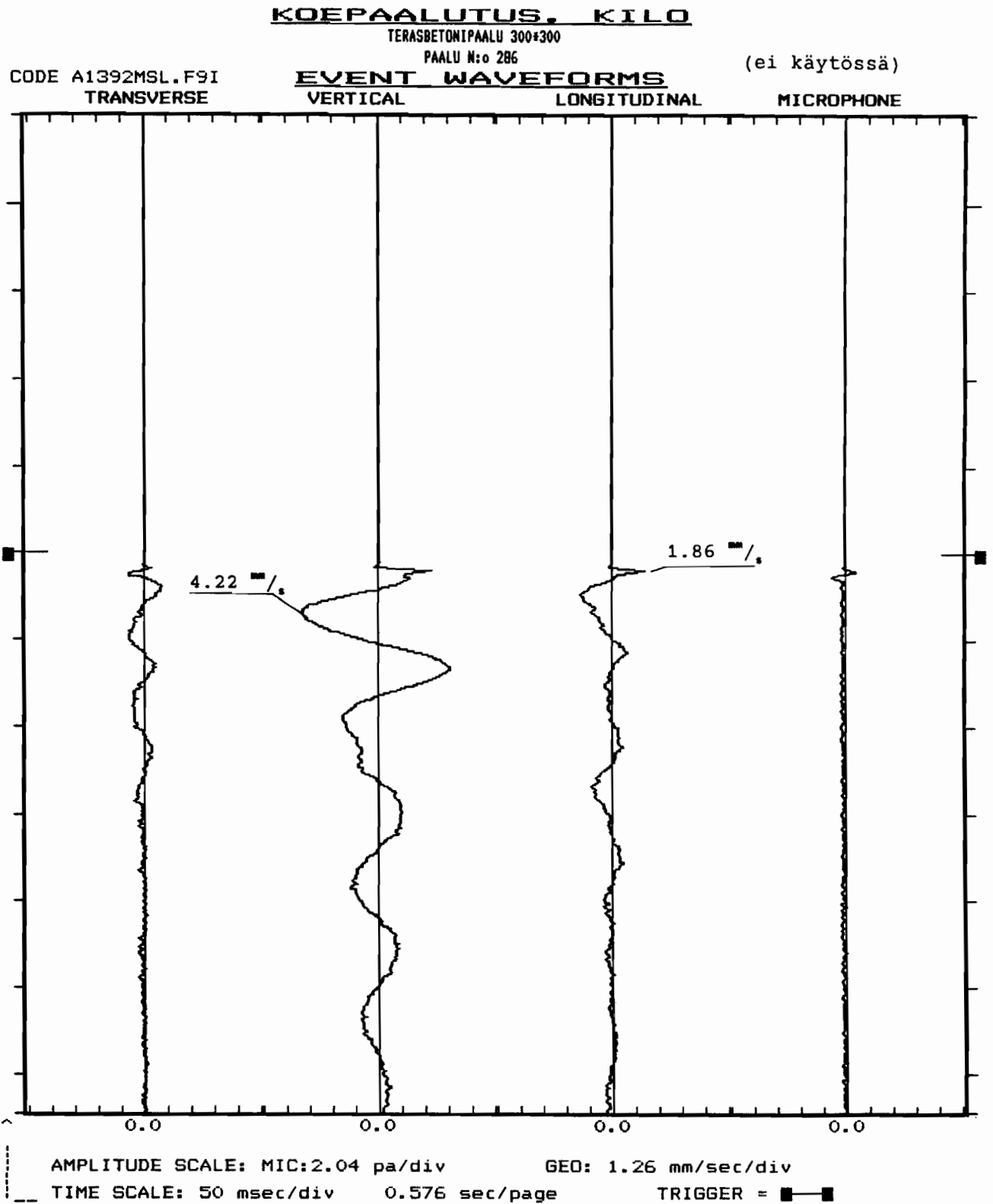
SERIAL NO.	A139
CODE	A1392MSL.F9I
COLLECTOR SOFTWARE VERSION	3.3
TIME OF EVENT H:M:S	13:26:13
DATE OF EVENT	Jan 17, 1990
TRIGGER SOURCE	Geo
TRIGGER LEVEL	1.12 mm/sec
RECORD TIME	3 second(s)
DATA FORMAT	compressed
LOCATION	MP 1
CLIENT NAME	
USER NAME	PER
USER FIRM	IPT OY

	<u>PPV</u>	<u>TIME OF PEAK *</u>	<u>DOMINANT FREQ</u>	<u>BENBORCHECK RESULTS</u>
TRAN	1.24 mm/sec	1024 msec	21 Hz	Passed test
VERT	4.22 mm/sec	33 msec	13 Hz	Passed test
LONG	1.86 mm/sec	11 msec	18 Hz	Passed test

PEAK SPL	95.56 dB
TIME OF PEAK *	15 msec
DOMINANT FREQUENCY	1 Hz
PEAK VECTOR SUM	4.34 mm/sec
TIME OF PEAK *	34 msec

(*) - Relative to trigger time.





KOEPAALUTUS, KILO

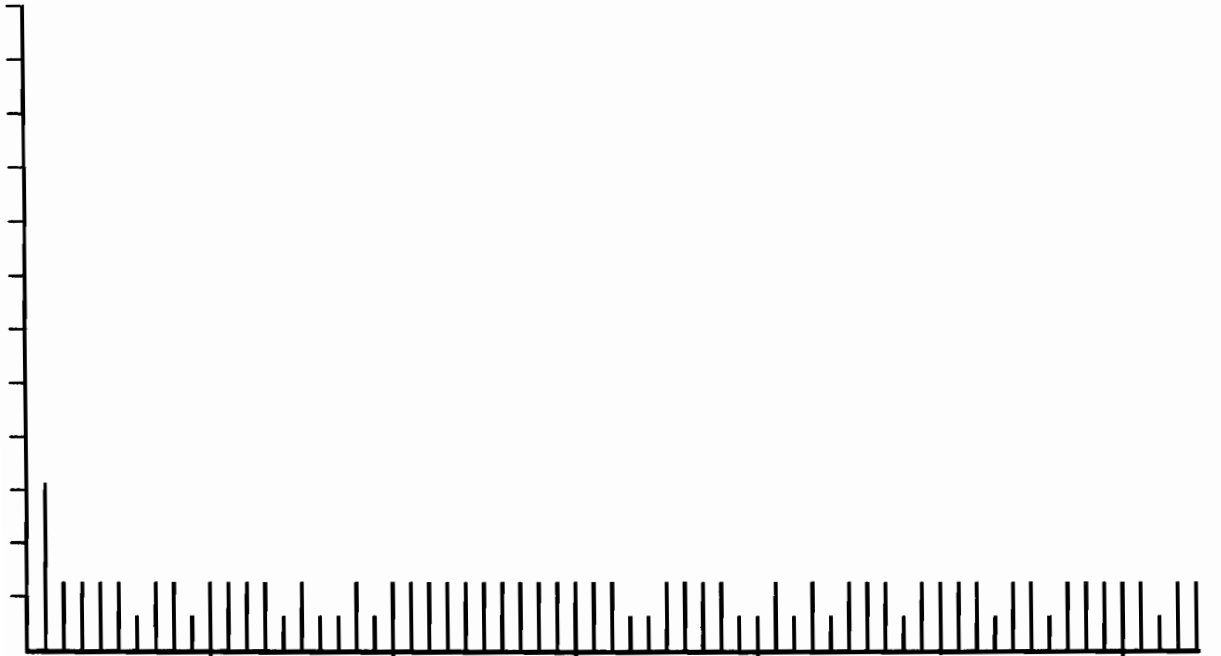
TERASBETONIPAALU 300x300

PAALU N:o 286

CODE A1392MSL.F9I

FREQUENCY SPECTRUM

AMPLITUDE SCALE: 0.01 pa/div

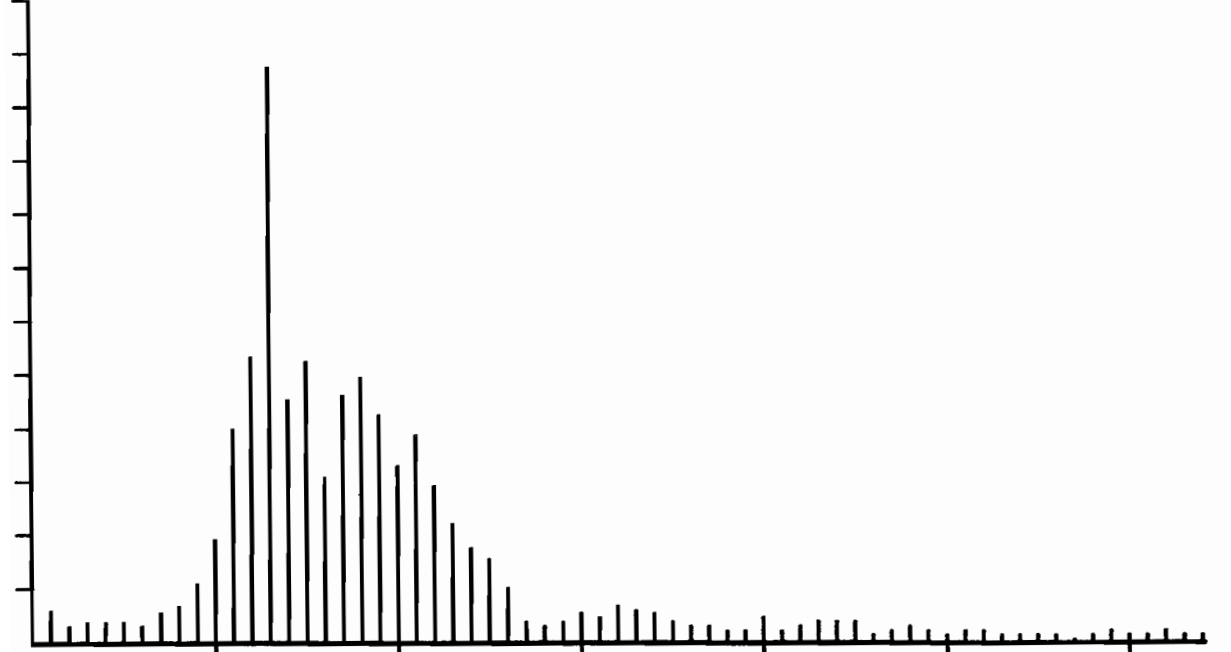


FREQ. SCALE: 10 Hz/div

MICROPHONE (ei käytössä)

64 Hz

AMPLITUDE SCALE: 0.0500 mm/sec/div



FREQ. SCALE: 10 Hz/div

VERTICAL

64 Hz

KOEPÄÄLUTUS, KILO

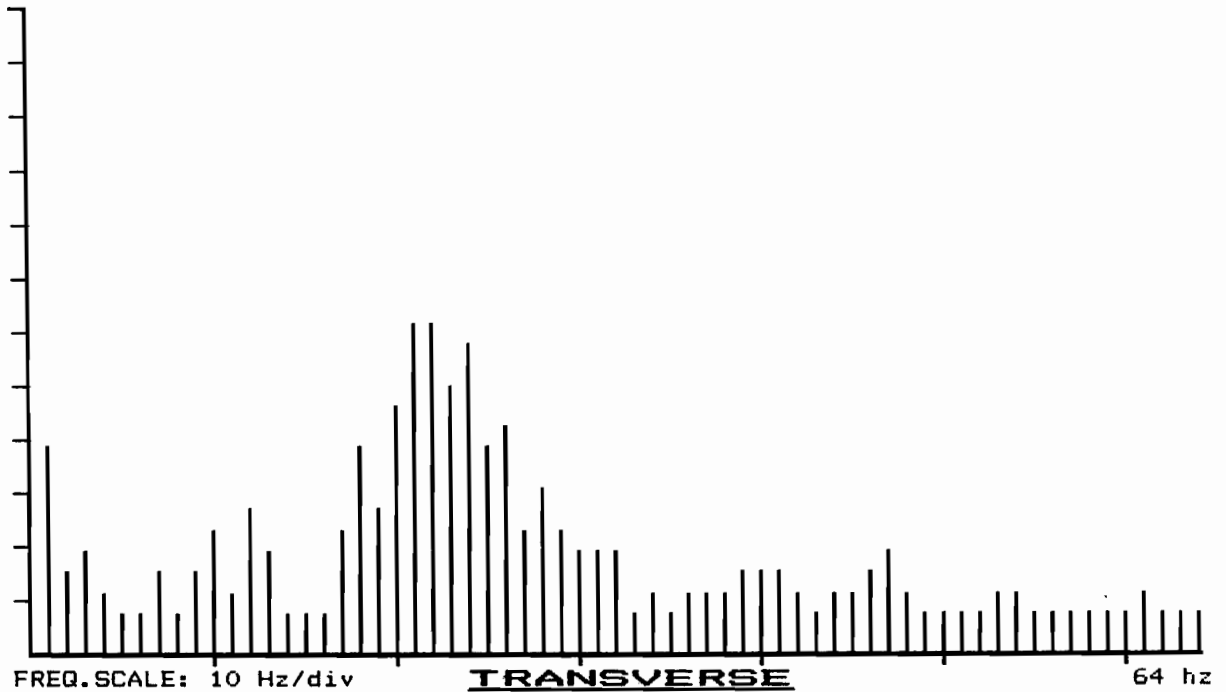
TERASBETONIPÄÄLU 300*300

PÄÄLU N:o 286

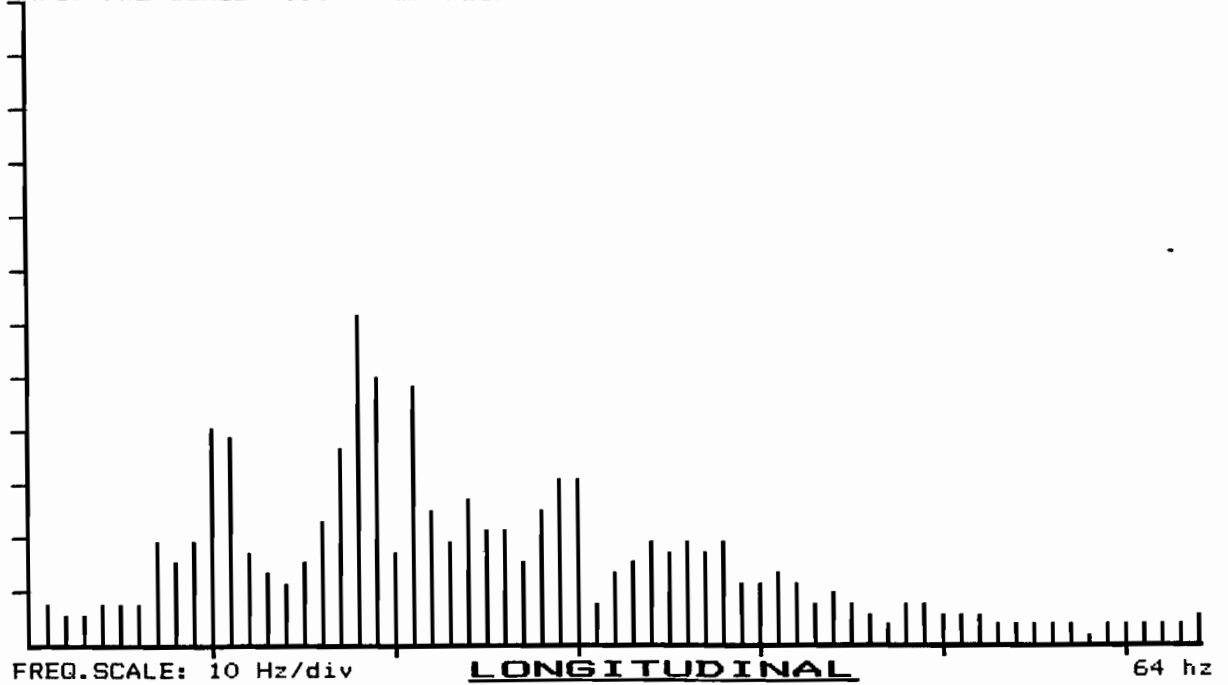
CODE A1392MSL.F9I

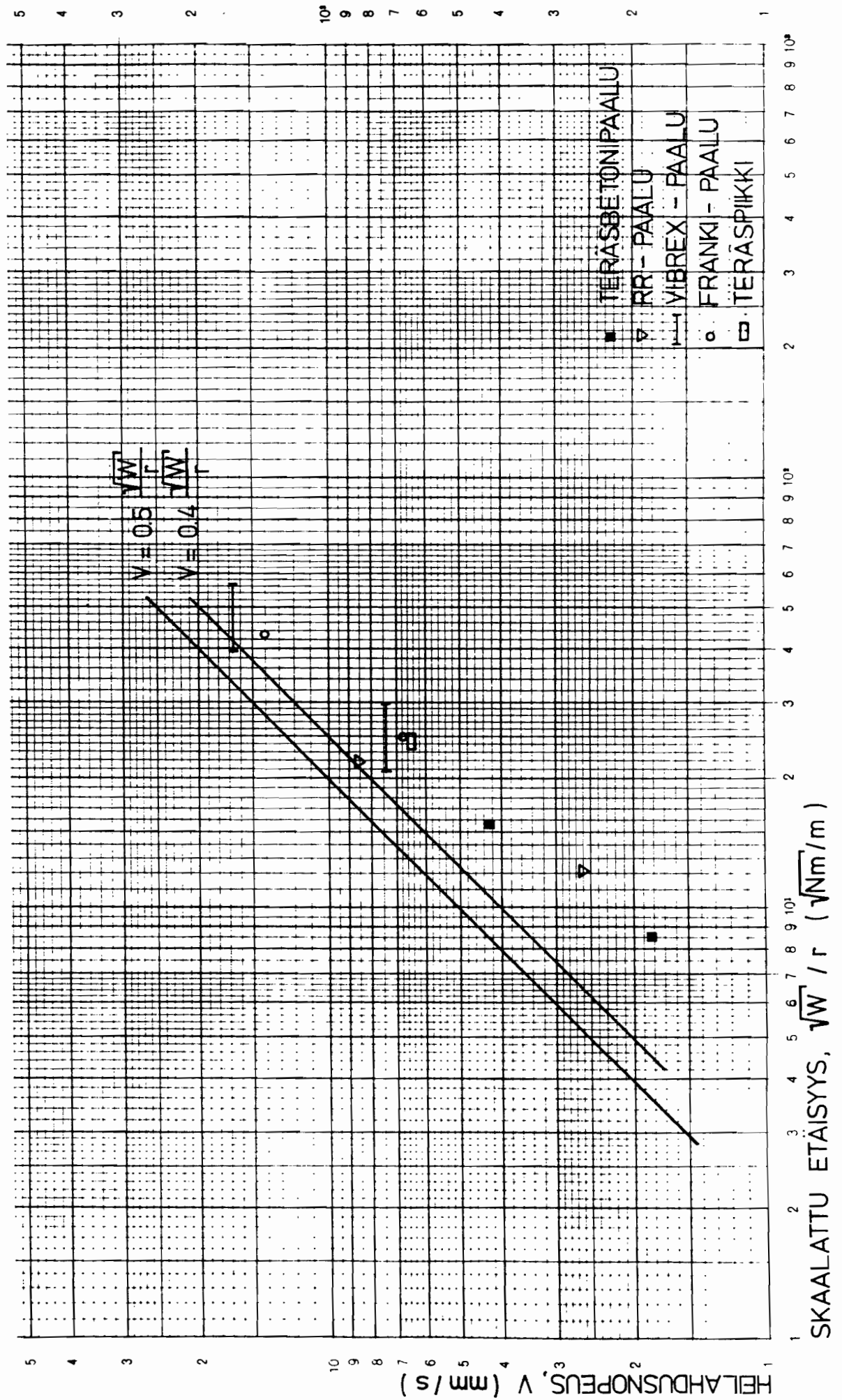
FREQUENCY SPECTRUM

AMPLITUDE SCALE: 0.010 mm/sec/div



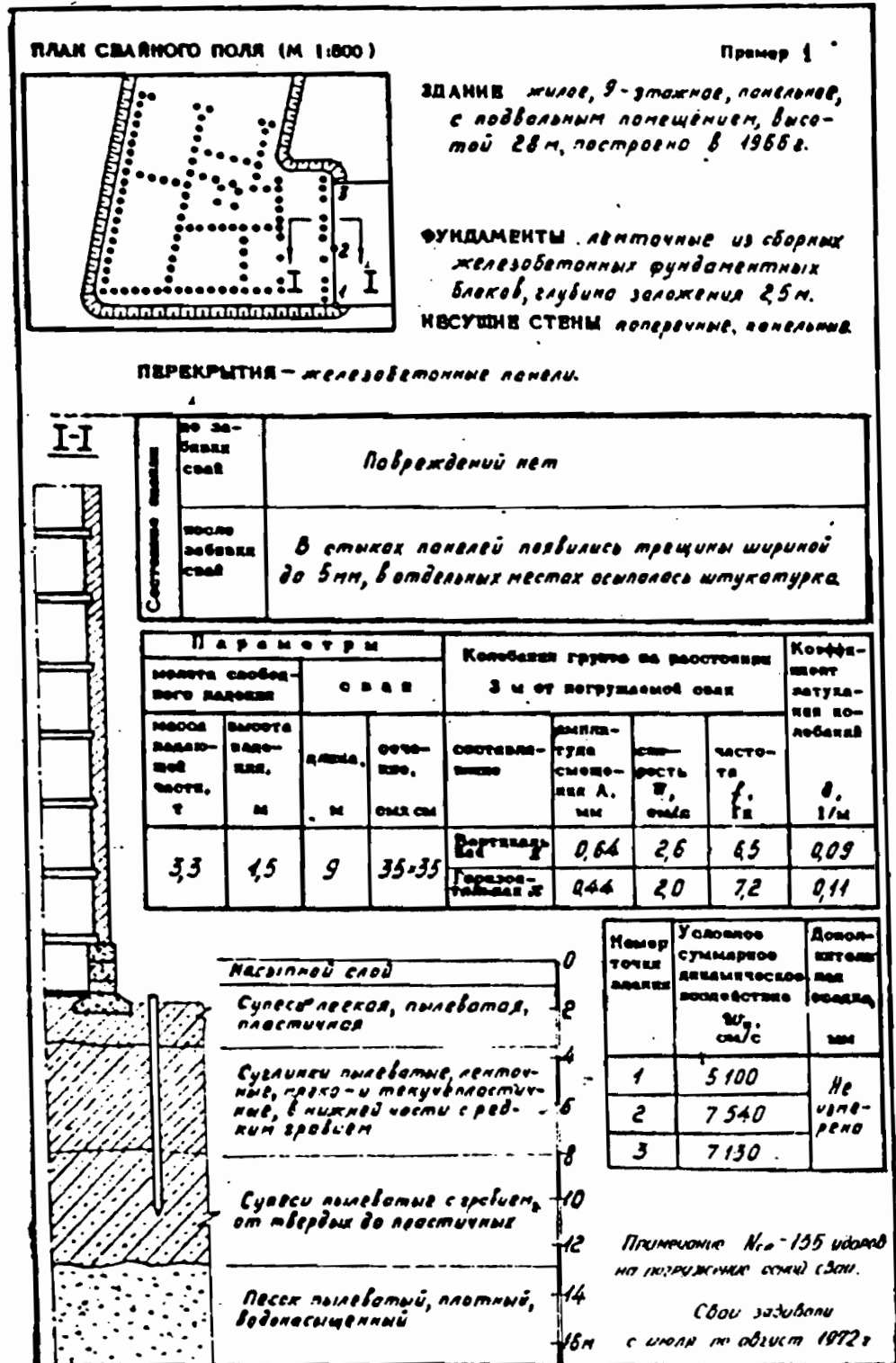
AMPLITUDE SCALE: 0.0200 mm/sec/div





Приложение I

ПРИМЕРЫ ЗАБИВКИ СВАЙ ВБЛИЗИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ



GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET

13.4.92

1	Anttikoski, U.	Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen	Suomi	1973
2	Anttikoski, U.	Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1973 *
3	Anttikoski, U.	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	Suomi	1974 *
4	Mäkinen, R.	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	Suomi	1974 *
5	Saaremaa, M.	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	Suomi	1974 *
6	Saaremaa, M.	Kitka- ja paalujen kantavuus	Suomi	1976
7	Petäjä, J.	Pukkihoitojen pohjarakenteiden mitoittaminen	Suomi	1977
8	Raudasmaa, P.	Metro- ja tunnelien injektointi	Suomi	1977 *
9	Anttikoski, U.	Kalliotunnelien käyttö varastointiin	Suomi	1977 *
10	Tikkanen, H.	Rakentamisen vaikutus pohjaveeseen Helsingin keskustassa	Suomi	1978
11	Arkima, O.	Kluuvien ruuhkeen jäädytys	Suomi	1978 *
12	Raudasmaa, P.	Puiset perustusrakenteet	Suomi	1979
13	Havukainen, J.	Voimalalaitostuhtien ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	Suomi	1979
14	Vähäaho, I.	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	Suomi	1979 *
15	Raudasmaa, P.	Pohjavesitarkkailu -80	Suomi	1980
16	Anttikoski, U.	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	Suomi	1979 *
17	Roinisto, J.	Matkakertomus tutkimusmatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneliin	Suomi	1981
18	Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhtien käyttö maarakenteissa	Suomi	1981 *
19	Roinisto, J.	Yhteiskäyttötunnelien teknis-taloudellinen selvitys	Suomi	1981
20	Vuola, P.	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	Suomi	1981
21	Havukainen, J. & Korhonen, O.	Tonttialueiden maarakenteet	Suomi	1981
22	Havukainen, J.	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä	Suomi	1981
23	Havukainen, J.	Kivihiilivoimalan tuhtien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa	Suomi	1982
24	Latvala, A.	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	Suomi	1982
25	Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Sulamäki, A.	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista maarakentamisessa	Suomi	1982
26	Halkola, H.	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparinmäessä	Suomi	1982 *
27	Paavola, P.	Kunnallisteknisten tunnelien louhintakustannusselvitys	Suomi	1982
28	Vähäaho, I.	Maarakennusta koskeva mallityöselitys	Suomi	1982 *
29	Gulin, K.	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa	Suomi	1982
30	Halkola, H.	Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	Suomi	1982
31	Havukainen, J.	Kivihiilituhtien käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	Suomi	1983
32	Havukainen, J.	Användning av stenkolsaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar	Svenska	1983
33	Havukainen, J.	The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines	English	1983
34	Salmelainen, J.	Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	Suomi	1983
35	Havukainen, J.	Matkakertomus kivihiilituhtien ympäristövaikutuskonferenssista	Suomi	1983
36	Hytti, P.	Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiaakirjoissa	Suomi	1984
37	Leinonen, J.	Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa	Suomi	1984
38	Prinen, J.	Kelluvan rantapenkereen rakentaminen	Suomi	1984 *
39	Latvala, A.	Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti	Suomi	1984
40	Korpela, J. & Schuller, M.	Jäykkien liitosjohtojen pohjarakennusselvitys (Jäli-selvitys)	Suomi	1984
41	Lahtinen, E.-R.	Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti)	Suomi	1985
42	Korpi, J.	In Situ-kuormituskoe painumien määrittämiseksi	Suomi	1985
43	Havukainen, J.	Esirakentamisen kehittäminen	Suomi	1985
44	Vähäaho, I.	Jäädytysmenetelmän käyttö	Suomi	1987
45	Havukainen, J. & Hämäläinen, A. & Latvala, A.	Kivihiilituhtien käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	Suomi	1987
46	Julkunen, A.	Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa	Suomi	1987
47	Huuri, K.-L.	Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin	Suomi	1988
48	Melander, K.	Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä	Suomi	1989
49	Leppänen, M.	Vahvisinkakaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa	Suomi	1989
50	Vähäaho, I. & Ryhänen, H.	Sulamiskondolidaation vaikutukset savessa	Suomi	1989
51	Vähäaho, I.	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	English	1989
52	Koskela, P.	Routastabiloinnin vaikutus ruoppausmassaan	Suomi	1989
53	Saari, M. & Korhonen, O.	Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistolla	Suomi	1990
54	Saari, M. & Volanen, N.	Ruoholahden koepaalu	Suomi	1990
55	Yrjänä, J. & Korhonen, O.	Pystyjoitus Pikku-Huopalahdessa	Suomi	1991
56	Niinimäki, R. & Raudasmaa, P.	Viikinkimäen keskuspuhdistamon rakennusgeologiset kalliotutkimukset	Suomi	1992

GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET JATKUU

13.4.92

57 Nieminen, J. & Johansson, E. & Holopainen, P.	Viikinmäen keskuspuhdistamon louhinnan aikainen kalliomekaaninen seuranta	Suomi	1992
58 Ahola, J. & Viitala, R.	Lujitus- ja tiivistysmäärät Helsingin pientunneleissa	Suomi	1992
59 Ravea, T. & Korhonen, O.	Helsingin tulvapadon rakentamisen edellytykset	Suomi	1992
60 Taipale, H. Korhonen, O.	Paalutustärinän arviointi kirjallisuuden ja mittausten perusteella	Suomi	1992

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

*) painos loppuunmyyty