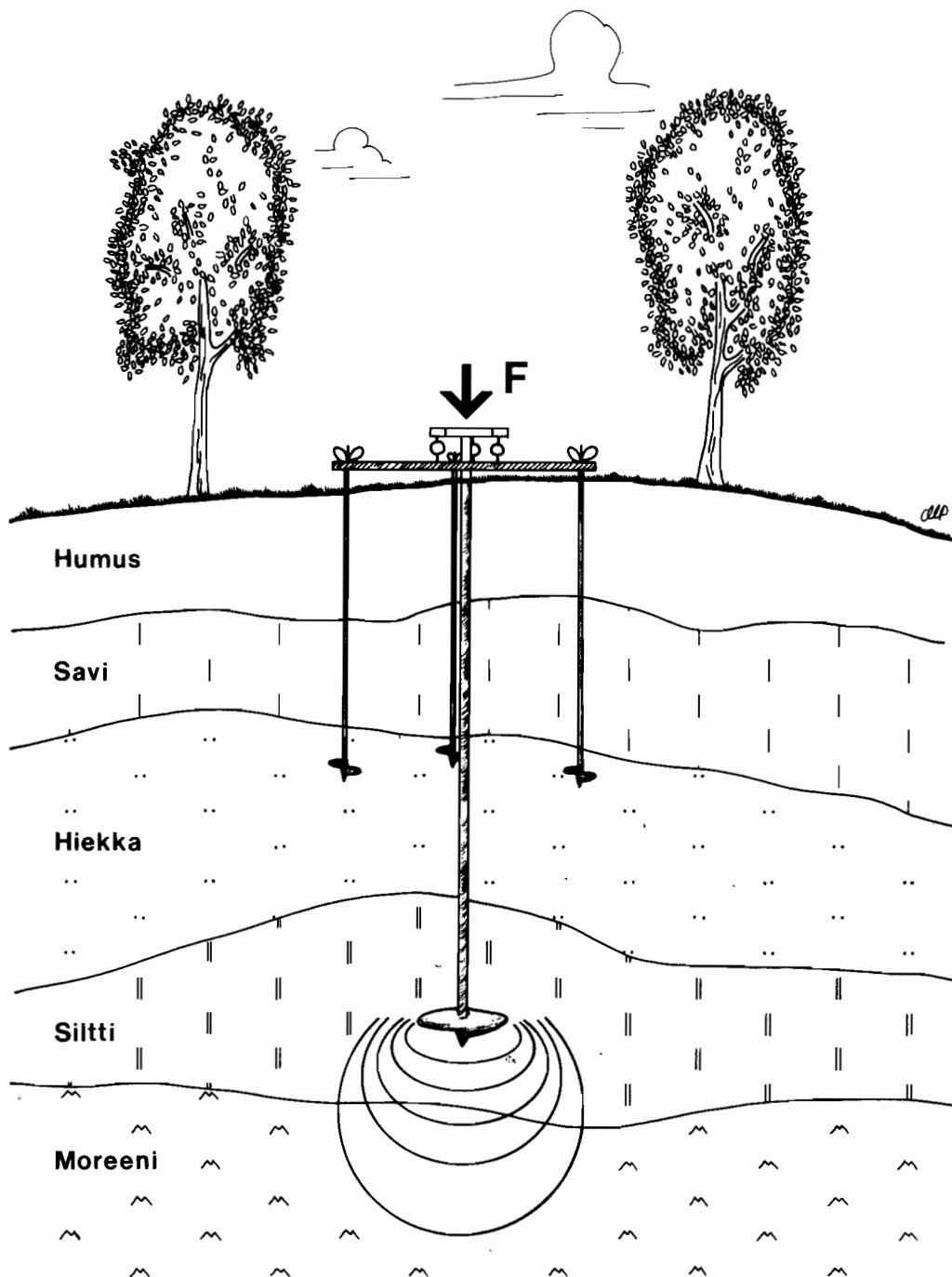




Juha Korpi

IN SITU -KUORMITUSKOE PAINUMIEN MÄÄRITTÄMISEKSI

Juha Korpi

IN SITU -KUORMITUSKOE PAINUMIEN MÄÄRITTÄMISEKSI

Geoteknisen osaston tiedote 42

ALKUSANAT

Maaperätutkimuksen kehittyessä ja tarkentuessa on tiettyjen maalahien tutkimustarve kentällä käynyt entistä tärkeämmäksi. Nämä maalahit ovat hiekka, siltti sekä ylikonsolidoitunut savi. Koska näiden maalahien tutkiminen laboratorioissa häiriintymättöminä on usein vaikeata, on luonnollista pyrkiä tutkimaan ne kentällä ja todellisissa olosuhteissa. Lisäksi koska "painumattomia" maalahjeja ei ole olemassa, on näistä saatava tieto suoraan hyödynnettävissä mm. talo- ja sillanrakennuskohteissa.

Jo 60-luvulla Norjassa ja Japanissa kehitettyä in situ -kuormituskoelaitteistoa on Suomessa sekä myöskin ulkomailla käsitelty kirjallisuudessa melko vähän. Laite on kuitenkin soveltuvuusalueellaan selvästi luotettavampi painumaparametrien määrittäjä kuin muut in situ -laitteistot (CPT, levykuormituskoe pinnalta jne.) laboratoriolaitteista puhumattakaan.

Suomessa in situ -kuormituskoelaitteistoja ei ole aiemmin edes käytetty kovin paljon. Tämä Helsingin kaupungin geoteknisen osaston rahoittama tutkimus perustuu DI Juha Korven diplomityöhön /16/, joka on tehty apulaisosastopäällikkö Ilkka Vähäahon ohjauksessa. Työtä valvovaan ryhmään ovat lisäksi kuuluneet prof. Martti Mikkola Teknillisestä korkeakoulusta sekä prototyypin konstruoinnista vastannut insinööri Hannu Kärkiö. Laiteteknisen kehityksen myötä tullaan käytössä oleva prototyyppi korvaamaan uudemmillä versioilla.

Helsingissä, lokakuun 14. päivänä 1985

Ilkka Vähäaho
apulaisosastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Tässä tutkimuksessa tarkastellaan in situ -kuormituskokeen soveltuvuutta painumaparametrien määrittämiseen. Asian teoreettinen käsittely on johdettavissa klassisen kimmoteorian perusyhtälöistä. Analyyttisiä ratkaisuja voidaan johtaa kimmoiselle puoli- tai kokoavaruudelle. Toinen tapa perustuu potentiaalifunktioiden käyttöön. Lisäksi voidaan käyttää myös variaatioperiaatetta tai numeerista menetelmää kuten elementtimenetelmä. Teoreettinen osuus kuvataan lyhyesti kappaleessa 2.

Tutkimuksen toista puolta edustavat laajat kuormituskoeket Tampereen teknillisessä korkeakoulussa. Lisäksi kokeelliseen puoleen kuuluivat kenttäkokeet suunnittelukohteissa.

Verrattaessa kuormituskokeiden tuloksia teoreettisiin ratkaisuihin, havaitaan suurimmat erot jännitysjakaumissa välittömästi levyn alapuolella. Tällä alueella teoreettiset jännitykset ovat suurempia arvoja kuin mitatut. Ero pienenee kuitenkin kun etäännyttään levystä alaspäin. Parametrien määrittämisessä tarvittava vaikutussyvyys H lasketaan havainnoista ja sen huomataan riippuvan kuormitussyvyydestä. Teoreettiset painumat vastaavat heikosti havaittuja.

Kenttäkokeista määritetyt parametriarvot vastaavat suuruusluokaltaan hyvin kirjallisuudessa esiintyviä kyseisten maalajien arvoja.

ABSTRACT

In this study, the applicability of in situ -loading-test (screw-plate test) has been investigated for the determination of the deformation parameters. Theoretically the problem can be derived using the equations of the classical theory of elasticity. The theoretical results are based on the consideration of the elastic half- or total-space and the potential function approach in elastic medium or solid. Furthermore, the problem can be analyzed using variational or finite-element approach. Theoretical aspects are discussed briefly in chapter 2.

The other part of the research is based on large series in situ -tests in the laboratory of Soil Mechanics of the Tampere University of Technology. Besides, many field-tests were made.

On the basis of the information obtained, remarkable differences in stress distributions between theoretical and experimental values are observed in the vicinity of plate. In this areas the theories seem to overestimate. The observed difference, however, decreases with depth. The influence-depth which is essential for determining deformation parameters is computed from the observed values. It is found to be a function of the loading level. The calculated deformations based on theoretical models have a poor correlation with the observed ones.

The in situ -parameters from fieldtests correspond well to the average values presented in the literature.

SISÄLLYSLUETTELO

MERKINNÄT

1.	JOHDANTO	1
2.	TEOREETTISET RATKAISUT	3
2.1	Klassisen kimmoteorian mukaiset ratkaisut	3
2.2	Likimääräiset ratkaisut	5
2.3	Jännitys-muodonmuutossuhteeseen vaikuttavat tekijät	6
3.	PARAMETRIEN MÄÄRITYS KUORMITUSKOKEESTA	9
3.1	Tangenttimoduulimenetelmän parametrit	9
3.2	Konsolidaatiokerroin	20
4.	MUITA IN SITU -TUTKIMUSLAITTEISTOJA	29
4.1	Cone penetration test (CPT)	29
4.2	Pressiometri	33
5.	KENTTÄKOKEET	36
6.	LABORATORIOKOKEET	45
7.	KUORMITUSKOE SUUNNITTELUSSA	67
8.	YHTEENVETO	75
	KIRJALLISUUSLUETTELO	77

MERKINNÄT

A	vakiokerroin, pinta-ala, funktio
B	anturan sivumitta, funktio
B_n	Bessel-yhtälön n.juuri
C	funktio, kerroin, kokoonpuristuvuusvakio
D	levyn taivutusjäykkyys, kuormitusvyvyys
E_d	avoimen tilan muodonmuutosmoduuli maapohjalle tai elastiselle aineelle
E_p	levyn kimmomoduuli
E_s	maapohjan tai elastisen aineen muodonmuutosmoduuli
E_u	suljetun tilan muodonmuutosmoduuli maapohjalle tai elastiselle aineelle
F	pistekuorma
G	apusuure
G_s	maapohjan tai elastisen aineen leikkausmoduuli
H	apusuure, vaikutusvyvyys
I_δ	siirtymäkerroin
K_p, K_o	passiivinen- ja lepopaine kerroin
M	kokoonpuristuvuusmoduuli, tangenttimoduuli
N	levyn säteen suhde kuormitusvyvyteen
P	pistekuorma
R	parametri, levyn säde, maa-levy-systeemin jäykkyysparametri
R_1, R_2	parametrit
S	painumaluku
T_v, T_r	aikatekijät
U	kokonaisenergia, konsolidaatioaste
V	tilavuus
c	kuormitusvyvyys
c_v, c_h, c_r	konsolidaatiokertoimet
c_i	kerroin
c_1, c_2, c_3	konsolidaatiokertoimet 1, 2 ja 3-ulotteisessa tapauksessa
i	indeksimuuttuja
k	vakiokerroin
m	moduuliluku, syvyyden suhde kuormitusvyvyteen
n	lamellien lukumäärä

- VI -

p	tasainen pohjapaine
q	tasainen pohjapaine
s	parametri
s_o	leikkauslujuus
t	parametri, aika
u	siirtymä x-suunnassa, huokospaine
u_r, θ, z	siirtymät vastaavissa suunnissa
v	siirtymä y-suunnassa
w	siirtymä z-suunnassa
x	kartesinen koordinaatti
y	kartesinen koordinaatti
z	kartesinen ja sylinterikoordinaatti
α	parametri, korjauskerroin
β	jännityseksponentti
β_i	kerroin
$\gamma, \gamma_1, \gamma^1$	tilavuuspainot
δ	painuma z-suunnassa
ϵ	muodonmuutos
$\bar{\epsilon}$	jäännösmuodonmuutos
ξ	dimensioton parametri
λ	maalajiluku
μ_i	kerroin
v_d, v_u	avoimen ja suljetun tilan Poissonin luku
v_s, v_p	maapohjan ja levyn Poissonin luku
ζ	dimensioton parametri
σ	normaalijännitys
σ_N	nettojännitys
σ_v	vertailujännitys (= 100 kPa)
σ_o	vallitseva jännitys
σ_z	jännitys z-suunnassa
τ	leikkausjännitys

1. JOHDANTO

Viime vuosikymmeninä on geotekninen tutkimus edistynyt vauhdilla. Teoreettisen ja soveltavan tietämyksen lisääntyminen ja käytettävissä olevien ohjelmistojen laajentuminen ovat auttaneet maamekaniikan hallitsemista. Sen takia on myös laitetekniikkaan voitu sijoittaa entistä enemmän. Kun geotekniikan alalla aikaisemmin kehitettiin enemmän laboratoriolaitteistoja maan perusominaisuuksien määrittämiseen, on painopiste siirtynyt selvästi kenttälaitteiston (näytteenotto, "tutkivat kairaukset", totaalikairaus) suuntaan. Näiden in situ -menetelmien painottaminen on ollut luonnollista. On havaittu, että laboratoriossa menetetään tietoa maan käyttäytymisestä luonnontilassa, kun siitä on irroitettu pala, jota tutkitaan eristetyissä olosuhteissa. Lisäksi maan häiriintyminen on haitannut tutkimuksia.

Tässä tutkimuksessa käsitellään Norjassa (Janbu & Senneset) ja Japanissa (Mori) 60-luvulla kehitettyä kenttätutkimuslaitteistoa, jota nyttemmin löytyy varioituna monista maista. Laitteiston moninimisyyden (ruuvikompressometri, field compressometer, screw-plate testing, self-boring instrument, down-hole plate testing) takia käytetään tässä yhteydessä nimeä in situ -kuormituskoelaitteisto. Nimen jälkiosa kuvaa, mitä sillä tehdään, ja etuosan tarkoitus on painottaa tässä yhteydessä in situ -ajattelun merkitystä.

Tässä tutkimuksessa kartoitetaan kuormituskoelaitteistolla saatavien painumaparametrien määrittäystä ja niiden luotettavuutta. Laitteisto sopii periaatteessa kaikkiin maalajeihin. Tarkastelussa esitetään ensin lyhyesti teoreettinen puoli.

Tällöin rajoitutaan ainoastaan tasaisen ja sileän ympyrälevyn ratkaisuihin. Lisäksi esitetään yhteenveto suoritettujen kenttäkokeiden tuloksista, ja verrataan parametreja toisiinsa.

Tämä tutkimus pyrkii ottamaan huomioon menetelmän eri osatekijät ja sitä kautta kokonaisvaltaiseen tulokseen.

2. TEOREETTISET RATKAISUT

2.1 Klassisen kimmoteorian mukaiset ratkaisut

Asiaa voidaan tarkastella analyttisesti, kun tehdään seuraavanlaiset oletukset:

- levy on paksuudeltaan merkityksetön
- levy on ympyränmuotoinen
- levy on joko täysin taipuisa tai täysin jäykkä
- levy sijaitsee kimmoisessa puoli- tai kokoavaruuksessa

Oletukset on tehtävä, jotta ratkaisu saadaan käyttökelpoiseen muotoon. Täysin taipuisan levyn ratkaisut voidaan johtaa Mindlinin ja Kelvinin pistekuormaratkaisuksista, riippuen siitä käsitelläänkö systeemiä puoli- tai kokoavaruuksena /16/. Kummassakin tapauksessa lisäjännitykselle saadaan yhteys $\sigma = Kq$, missä

$$K = \frac{1}{4(1-\nu_s)} \left\{ \frac{(1-2\nu_s)(m-1)}{G} - \frac{(1-2\nu_s)(m-1)}{H} + \frac{(m-1)^3}{G^3} + \right. \\ \left. + \frac{(3-4\nu_s)m(m+1)^2 - (m+1)(5m-1)}{H^3} + \frac{6m(m+1)^3}{H^5} \right\} - 1 \quad (2.1)$$

$$G^2 = \{N^2 + (m-1)^2\}$$

ja

$$H^2 = \{N^2 + (m+1)^2\}$$

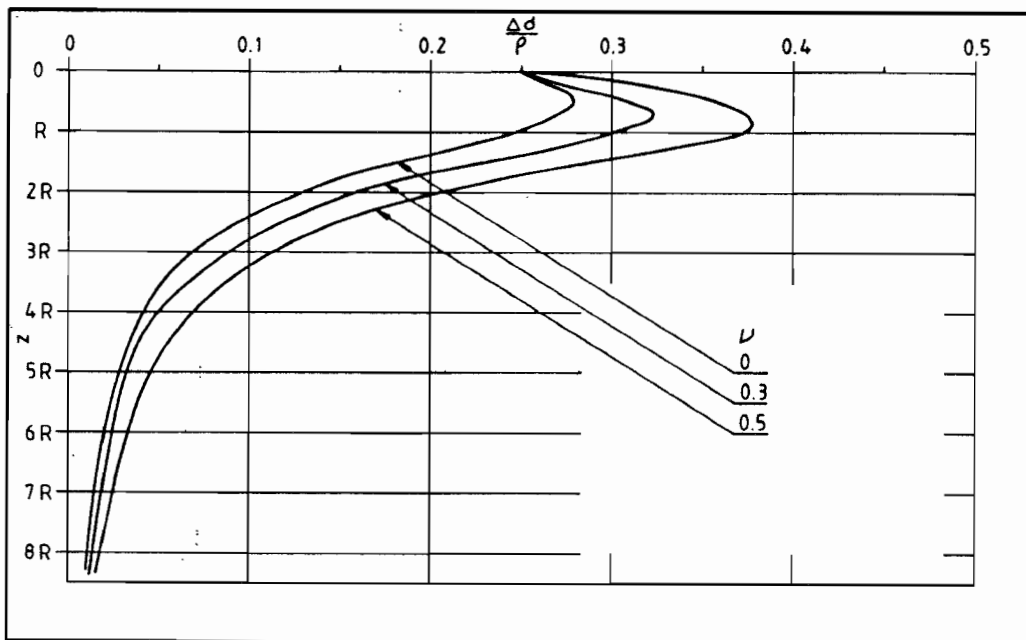
ja

$$\sigma_z = \frac{1}{4(1-\nu_s)} \left\{ (1-2\nu_s) \left(1 - \frac{z}{\sqrt{R^2+z^2}} \right) + \left(1 - \frac{z^3}{(\sqrt{R^2+z^2})^3} \right) \right\} \quad (2.2)$$

Yhtälö (2.1) on johdettu Mindlinin probleemasta ja yhtälö (2.2) vastaavasti Kelvinin probleemasta. Molempien ratkaisujen yhteisenä piirteenä on lisäjännityksen voimakas pieneneminen kuormitustason ulottuessa syvemmälle. Yhtälöiden tarkempi johto on esitetty lähteessä /16/.

Täysin jäykän levyn tapaus voidaan johtaa lähtien edellämaituista probleemoista, mutta se on tehtävä joko käyttäen potentiaalfunktioita (reaaliset- ja kompleksiset) tai numeerisia menetelmiä (esim. boundary element method ja elementtime-netelmä). /2, 7, 16/

Hyvin usein numeerisia menetelmiä käytettäessä täysin jäykän levyn tapaus redusoituu Fredholmien ensimmäisen lajin integraaliyhtälöiden ratkaisemiseksi. Potentiaalfunktioita käytettäessä puolestaan päästään usein suljetunmuodon ratkaisuun kaksois- tai kolmoisintegraaliyhtälöiden sekä integraalimuunnosten avulla /16/. Kuvassa (2.1) on esitetty pystysuora jännityslisäys levyn keskipisteen alapuolella, kun $\nu = 0, 0.3$ ja 0.5 . Tulos perustuu kompleksisiin potentiaalfunktioihin /7/.



Kuva 2.1. Pystysuora jännitys levyn keskipisteen alapuolella, kun $\nu = 0, 0.3$ ja 0.5 .

On huomattava, että eo. ratkaisu on nk. kokoavaruusratkaisu, joten kuormitusvyvyys-vaikutusta siinä ei näy. Kun halutaan tutkia kuormitusvyvyyden vaikutusta joudutaan porbleemaa käsittelemään numeerisesti /2, 16/.

2.2 Likimääräiset menetelmät

Likimääräisistä menetelmistä tunnetuin on elementtimenetelmä. Tähän tutkimukseen ei ole sisällytetty elementtimenetelmää, vaan pääpaino on ollut enemmän analyttisissä menetelmissä. Kuitenkin tutkijoiden tekemät tutkimukset ovat osoittaneet, että ainakin epälineaarisen hyperboolisen mallin mukainen konstitutiivinen yhteys antaa yhteneviä tuloksia Mindlinin ratkaisun kanssa./10/

Analyttisiin menetelmiin verrattuna variaatiomenetelmän käyttö on usein helpompaa ja riittävän tarkkaa. Variaatiomenetelmällä voidaan helposti tutkia esim. levyn jäykkyyden vaikutusta jännitys- ja siirtymätiloihin kimmoisessa avaruudessa /16, 21/. Tässä menetelmässä muodostetaan kokonaispotentiaalienergian lauseke, jossa huomioidaan mahdollisimman tarkoin systeemiin tila. Energia muodostuu kokonaisuudessaan levyn muodonmuutosenergiasta, kimmoisen avaruuden muodonmuutosenergiasta sekä ulkoisten voimien tekemästä työstä. Taipuman approksimaationa käytetään lauseketta (2.3).

$$w = a\{c_0 + c_2\left(\frac{r}{a}\right)^2\} \quad (2.3)$$

Kertoimet määritetään osittaisderivoinnilla, jolloin saadaan taipumalle lauseke (2.4).

$$w = \frac{P(3-4\nu_s)}{32G_s(1-\nu_s)a} \left\{ \frac{(\mu_1-2\lambda^2+3R)}{(\mu_2+3R)} - \frac{(4-3\lambda^2)}{(\mu_2+3R)} \left(\frac{r}{a}\right)^2 \right\} \quad (2.4)$$

missä $P = p_0\pi\lambda^2a^2$, a = levyn säde, $0 < \lambda \leq 1$

$$\text{ja} \quad \mu_1 = \frac{144}{30}, \quad \mu_2 = \frac{64}{30}$$

Yhtälössä (2.4) esiintyy tärkeä parametri R , jota kutsutaan suhteelliseksi jäykkyysparametriksi maa-levysysteemillä ja se määritellään seuraavasti:

$$R = \frac{\pi(3-4\nu_p)(1+\nu_s)E_p(h/a)^3}{12(1-\nu_p)(1-\nu_s)E_s} \quad (2.5)$$

2.3 Jännitys-muodonmuutossuhteeseen vaikuttavat tekijät

Edellä johdetuissa kimmoteoreettisissa ja likimääräisissä ratkaisuisissa tarkasteltiin lähinnä sileätä, paksuudeltaan merkityksetöntä, täysin taipuisaa tai täysin jäykkää ympyrälevyä, joka sijaitsee kimmoisessa joko puoli- tai kokoavaruudessa. Seuraavassa esitellään muutamia tekijöitä, jotka vaikuttavat enemmän tai vähemmän levyn ja sitä ympäröivän maan käyttäytymiseen.

Puoliavaruus - kokoavaruus

Numeerisen ratkaisun avulla voidaan todeta (ks. 2.2.1), että jäykän levyn tapauksessa puoliavaruustarkastelulla on merkitystä pystyjännitysjakamaan, kun kuormitusvyvyys $c < 8R$. Taipuisalla levyllä on havaittavissa myös samansuuntainen tendenssi.

Vaikutussyvyys H

Valitsemalla vaikutussyvyyden H , määrittämiskriteeriksi jännitysintensiteettikertoimen arvo $I = 0.10$ saadaan eri teorioiden mukaan seuraavat arvot H :lle. Arvot on laskettu arvolla $\nu = 0.3$.

Taulukko 2.1. Vaikutussyvyys H .

Teoria	H
Mindlin (täysin taipuisa levy)	2 - 3 R *)
Kelvin (")	2.20 R
Mindlin (täysin jäykkä levy)	2.3 - 3.7 R *)
Collins (")	2.75 R

*) riippuu kuormitusvyvyydestä

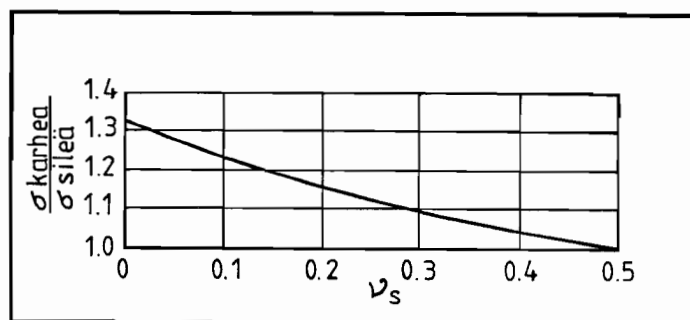
Poissonin luku

Poissonin luku vaikuttaa jännitys jakaumiin sekä muodonmuutoksiin. Puoliavaruustarkasteluissa luvun vaikutusta on vaikea nähdä, koska samalla ollaan riippuvaisia kuormitusyvyydestä sekä levyn koosta. Collinsin teorian mukaan jännitykset kasvavat ts. jännitysten vaikutusalue laajenee, kun Poissonin luku lähenee arvoa 0.5.

Pystysuuntainen muodonmuutos pienenee lähestyttäessä arvoa $\nu = 0.5$. Vaakasuuntaiset muodonmuutokset kasvavat lähestyttäessä arvoa $\nu = 0.5$.

Levyn karheus

Levyn sileys aiheuttaa sen, että kosketuspinnalle ei aiheudu kitkasta johtuvia jännityksiä. Kitka aiheuttaa lisäkomponentin pystyjännityksiin. Syntyvä pohjapaine on suurempi karheille alustoille. Kuvassa (2.2) on esitelty pohjapaineen riippuvuus karheudesta ja Poissonin luvusta pitkänomaiselle perustukselle.



Kuva 2.2. Kosketuspaineiden suhde karhealla ja sileällä pinnalla.

Kuvasta huomataan, että pinnan karheudella ei ole merkitystä kun $\nu = 0.5$. Tämä johtuu leikkausjännitysten häviämisestä rajapinnalla, joten jännitystila on hydrostaattinen. Toisaalta, kun etännytään rajapinnasta tulevat jännitykset ja muodonmuutokset riippumattomiksi pinnan karheudesta.

Edellä mainittujen levyn ominaisuuksien lisäksi vaikuttavat tietysti ympäröivän maan ominaisuudet.

Maapohjan anisotrooppisuudesta aiheutuvia vaikutuksia voidaan arvioida Westergaardin teorian avulla. Tämän mukaisesti jännitys jakautuu laajemmalle alueelle kuin isotrooppisessa tapauksessa, jos muodonmuutosmoduuli on vaakasuunnassa suurempi kuin pystysuunnassa.

Maapohjan epähomogeenisuuden huomioonottaminen voidaan tehdä esim. Gibsonin ($E = E_0 + kz$) tai Fröhlichin teorioiden mukaisesti. Teorioiden käyttö johtaa matemaattisesti erittäin monimutkaisiin lausekkeisiin, joiden käytännön hyödyntäminen on kyseenalaista.

3. PARAMETRIEN MÄÄRITYS KUORMITUSKOKEESTA

3.1 Tangenttimoduulimenetelmän parametrit

Eräs yleisimmistä painumalaskentatavoista on tangenttimoduulimenetelmä. Menetelmä on Janbun kehittämä. Menetelmän peruslähtökohta on kuitenkin Ohden esittämässä Hertzin kosketusteoriasta johdetussa yhteydessä. Sen perustana on yksinkertainen jännitys-muodonmuutossuhde, joka pätee kaikentyyppisille maalajeille.

Tangenttimoduuliteoria perustuu olettamukseen, että vaaka-siirtymä $u = 0$ ts. vallitsee K_0 -tila. Jos in situ -kuormituksen yhteydessä käytetään tangenttimoduuliteoriaa, on selvää että kyseessä ei ole enää sama teoria, vaan kolmiulotteinen teoria. Tällöin myöskään parametrit eivät voi saada samoja arvoja. Esimerkiksi ödometrikokeen kokoonpuristuvuusmoduuli on yksisuuntainen kun taas vastaava in situ -moduuli on kokonaismuodonmuutosta kuvaava moduuli. Merkitään tätä symbolilla E erotukseksi konventionaalisesta kokoonpuristuvuusmoduulista M . Asiayhteydestä riippuen nämä varustetaan tarvittavilla ala- ja yläindekseillä.

Seuraavassa esitetään muutamia menetelmiä tangenttimoduulimenetelmän parametrien määrittämiseksi. Näitä parametreja käytetään deformaation laskemiseen maapohjassa.

Janbun menetelmä

Janbun menetelmässä tangenttimoduuli määritetään seuraavasti:

$$M = \frac{d\sigma}{d\epsilon} \quad (3.1)$$

$$= m\sigma_v \left(\frac{\sigma}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} \quad (3.2)$$

missä σ on kokonaisjännitys syvyydellä z

m on moduuliluku

β on jännityseksponentti

σ_v on vertailujännitys (= 100 kPa)

Janbu luokittelee tapaukset kolmeen pääryhmään :n mukaan seuraavasti:

Tapaus I $\beta^* = 1$, elastinen tapaus (YK-savet sekä suljetun tilan tapaus)

Tapaus II $\beta^* = 0.5$, elastoplastinen tapaus (hiekkä, siltti)

Tapaus III $\beta^* = 0$ plastinen tapaus (NK-savet, hieno siltti)

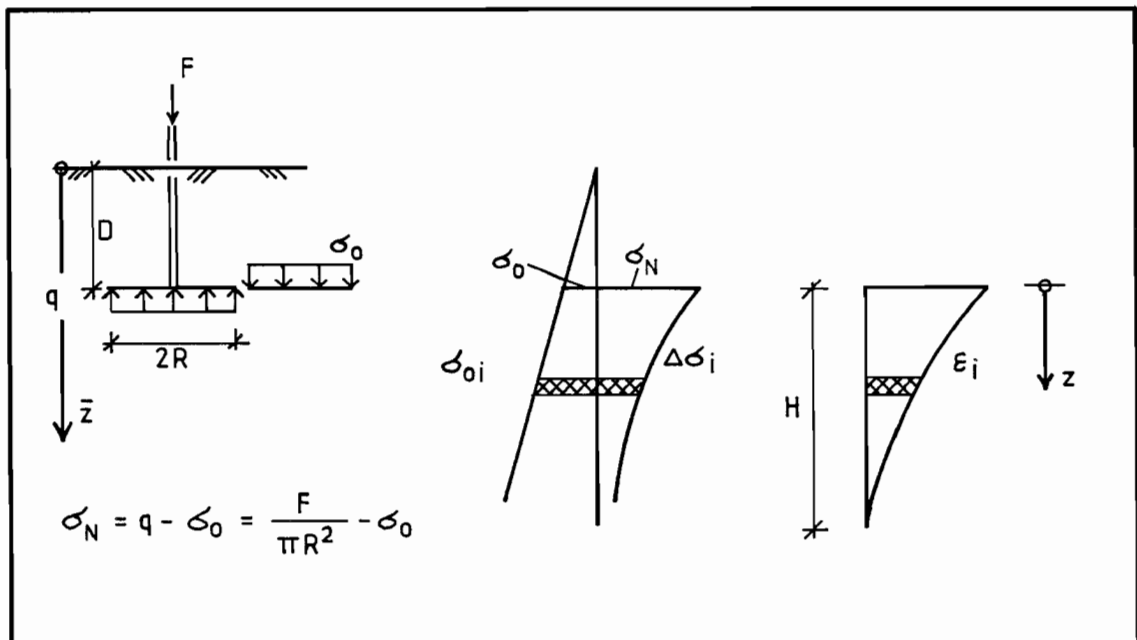
Merkintä β^* tarkoittaa in situ -kuormituksen β -parametria. Tällöin saadaan (3.2):sta seuraavat yhteydet:

$$M = m^* \sigma_V \quad (3.3)$$

$$M = m^* \sqrt{\sigma \sigma_V} \quad (3.4)$$

$$M = m^* \sigma \quad (3.5)$$

Tämän jälkeen muodostetaan deformaatiofunktio. Janbu idealisoi ruuvilevyn täysin taipuisaksi ympyrälevyksi kuvan (3.1) mukaisesti.



Kuva 3.1. Janbun menetelmä./11, 15/

Kuvan mukaisesti siis nettokuorma aiheuttaa deformaation ϵ .
Yhtälöistä (3.1) ja (3.2) saadaan integroimalla yhtälö (3.6)

$$\epsilon = \frac{1}{m\beta^*} \left\{ \left(\frac{\sigma}{\sigma_v} \right)^{\beta^*} - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_v} \right)^{\beta^*} \right\} \quad (3.6)$$

Kun vaikutussyvyys H jaetaan n lamelliin saadaan painumaksi

$$\delta = \frac{H}{n} \sum \frac{1}{m\beta^*} \left\{ \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_v} \right)^{\beta^*} - \left(\frac{\sigma_{oi}}{\sigma_v} \right)^{\beta^*} \right\} \quad (3.7)$$

Otetaan käyttöön painumaluku S , joka on dimensioton.

$$\delta = S \frac{2R\sigma_v}{m\beta^*} \quad (3.8)$$

Vastaavasti S :lle saadaan lausekkeet tapauksille I - III.

$$\text{I} \quad S = \frac{h\sigma_v}{n\sigma_N} \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \quad (3.9)$$

$$\text{II} \quad S = \frac{2h\sigma_v}{n\sigma_N} \sum_{i=1}^n \{ \sqrt{\sigma_i} - \sqrt{\sigma_{oi}} \} \quad (3.10)$$

$$\text{III} \quad S = \frac{h\sigma_v}{n\sigma_N} \sum_{i=1}^n \ln \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{oi}} \right) \quad (3.11)$$

$$\text{missä} \quad h = \frac{H}{2R}$$

Jotta S voitaisiin laskea tulee tietää jännitysjakautuma. Janbusisällyttää tässä vaiheessa menetelmään puoliempiirisen yhtälön (3.12) pystysuoralle jännitykselle. Yhtälö ottaa huomioon maan elastoplastisen käyttäytymisen.

$$\sigma = \{1 + (3 - 2\lambda)\xi\} (1 - \xi)^3 \sigma_N \quad (3.12)$$

missä λ on "maalajiluku"

$$\xi = \frac{z}{H} = \frac{z}{h2R}$$

Janbu ratkaisee parametrin h yhtälöstä (3.13).

$$r_1 h + r_2 h^2 = 1 \quad (3.13)$$

$$\text{missä } r_1 = \frac{\frac{2R}{(1+L)} S}{\sigma_N F_o} \phi$$

$$r_2 = \frac{\frac{2R}{(1+L)} \rho 2R}{6 \sigma_N F_o}$$

S_o = pystysuora leikkauslujuus levyn tasossa

$$\rho = \lim_{z \rightarrow 0} \frac{ds}{dz}$$

F_o = keskimääräinen varmuuskerroin

Lähteestä saadaan yhteydet, $c = 0$ analyysin mukaisesti.

$$\frac{S_o}{F_o} = \sigma_o K_p \tan \phi \quad (3.14)$$

$$\frac{\rho}{F_o} = \gamma' K_p \tan \phi \quad (3.15)$$

Edelleen i :nnen lamellin keskellä $\xi = (2i-1)/2n$. Näin saadaan σ_i :lle ja σ_{oi} :lle lausekkeet, joiden avulla voidaan painumaluku S lausua seuraavasti:

$$\text{I} \quad S = \frac{h}{n} \sum \alpha \alpha_1 \quad (3.16)$$

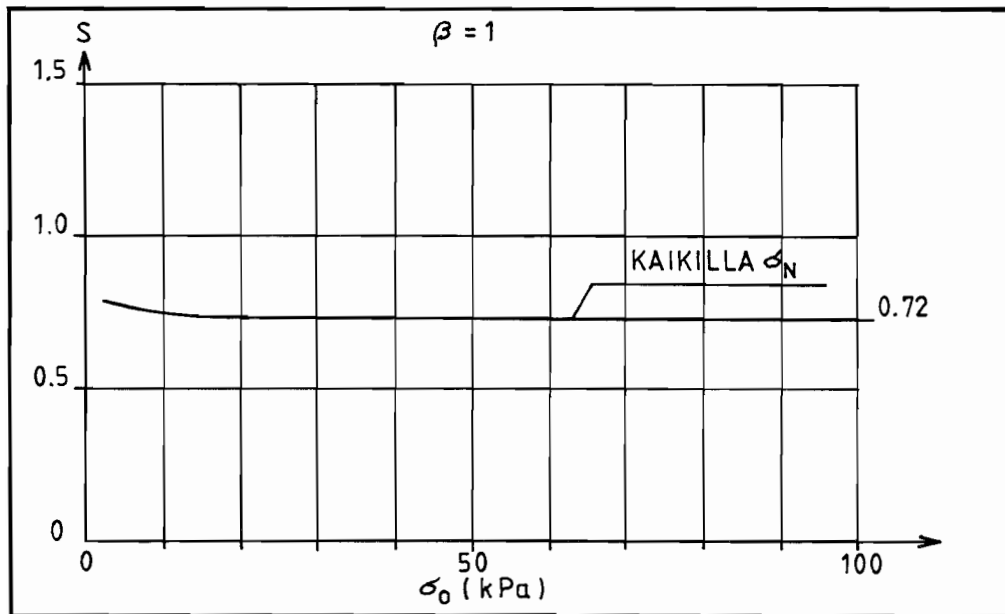
$$\text{II} \quad S = \frac{2h\sqrt{\sigma_o}}{n\sigma_N} \sum \{ \sqrt{\sigma_{oi} + \alpha \alpha_1 \sigma_N} - \sqrt{\sigma_{oi}} \} \quad (3.17)$$

$$\text{III} \quad S = \frac{h\sigma_o}{n\sigma_N} \sum \ln \left\{ \frac{(\sigma_{oi} + \alpha \alpha_1 \sigma_N)}{\sigma_{oi}} \right\} \quad (3.18)$$

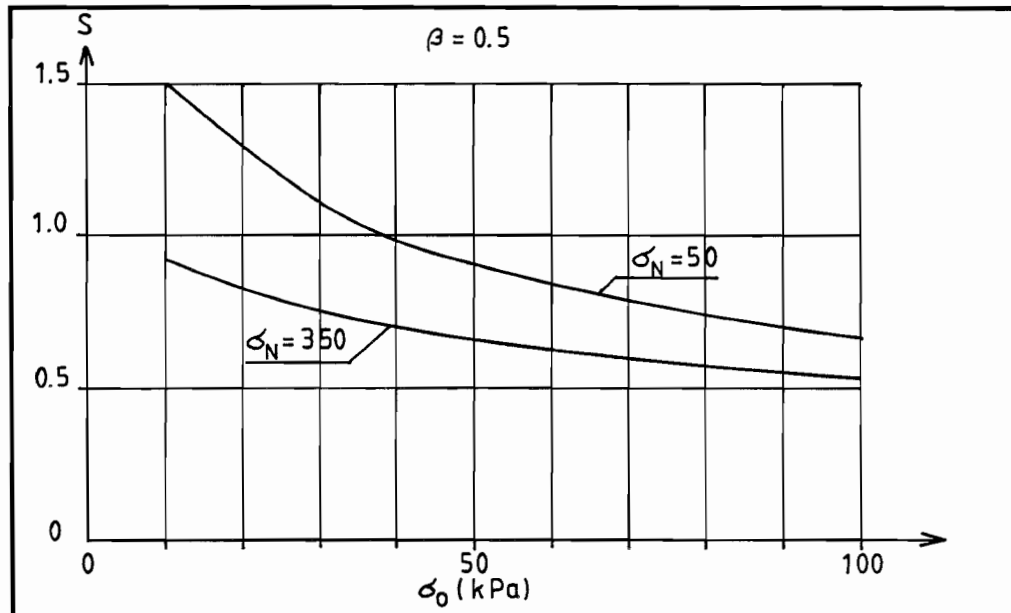
$$\text{missä } \alpha = \left\{ 1 + (3-2\lambda) \frac{2i-1}{2n} \right\}$$

$$\alpha_1 = \left(1 - \frac{2i-1}{2n} \right)^3$$

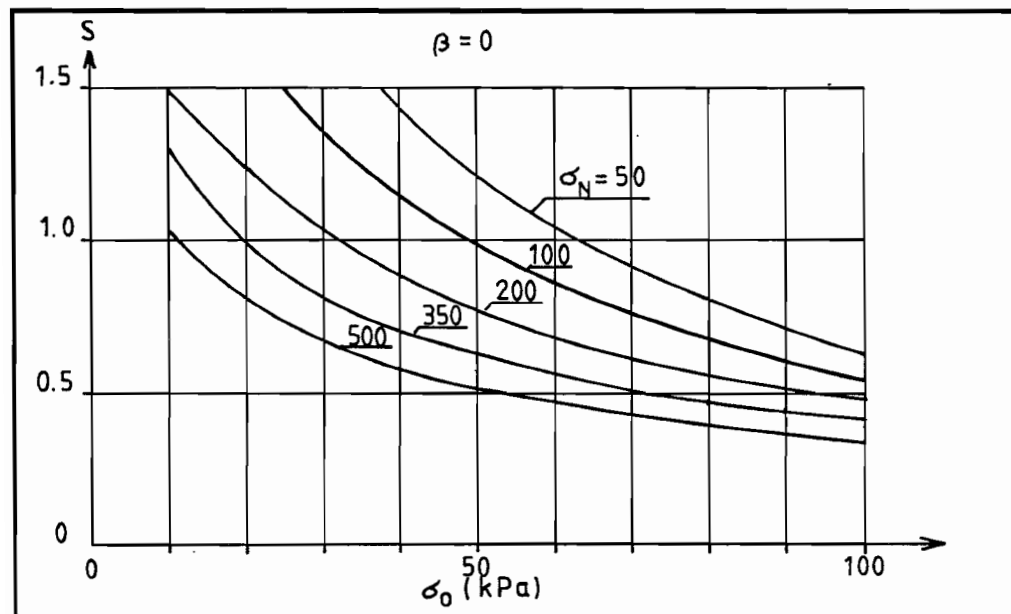
Käyrästöt S:n määrittämiseksi on esitelty kuvissa (3.2) - (3.4).



Kuva 3.2. Painumaluku S , kun $\beta^* = 1./15/$



Kuva 3.3. Painumaluku S , kun $\beta^* = 0.5./15/$



Kuva 3.4. Painumaluku S , kun $\beta^* = 0./15/$

Koska S on jännityksistä riippuva, voidaan sen laskemiseksi käyttää huomattavasti "yksinkertaisempia" jännitys jakaumia kuin edellä oleva. Janbu käytti myös klassista Boussinesqin teorian mukaista jännitys jakaumaa ja sen maksimijännitystä (maanpinnalla oleva kuormitus) tapaukseen II. Hän havaitsi, että $S_E \approx 1.25 S_{EP}$. Ts. kyseisen jakauman käyttö johtaa myös suurempaan moduulilukuun. Lisäksi hän havaitsi keskimääräistä jännitystä käyttäessään, että $\delta \approx 0.85 \delta_{\max}$. ($= \frac{8}{3\pi} \max$). On selvää, että edellä oleva tapa voi toimia ainoastaan liki-arvona haluttaessa määrätä S :n numeerista arvoa.

Toinen varsin helppo tapa määrittää S on tässä tutkimuksessa kehitetty. Jännitys jakauma lasketaan johtamalla isotrooppi- sessa aineessa vaikuttavasta pistekuormasta, jonka vaikutus leviää alaspäin avaruuskulman ollessa $n. 26.6^\circ$. Kansanomai- semmin kysymyksessä on 2:1 menetelmä. Painuma voidaan ylei- sesti lausua muodossa:

$$\delta = \int_z \left(\int_0^M \frac{d\sigma}{M} \right) dz \quad (3.19)$$

Vastaavasti

$$\Delta\sigma = \frac{q}{(1+\psi)^2} \quad (3.20)$$

missä $\psi = \frac{z}{2R}$
(z alkaa levystä alaspäin)

Muodonmuutoksen suuruuteen vaikuttaa "vaikutussyvyyden" H suuruus. Kirjallisuudessa ei ole otettu kantaa asiaan. Eräs kriteeri on (3.21):n muotoinen.

$$\frac{\Delta\sigma(H)}{q} \leq k \quad (3.21)$$

missä $k = 0 - 0.2$

Käytettäessä kriteeriä (3.21), saadaan H :lle arvo

$$H = 2R \left\{ \frac{1}{\sqrt{k}} - 1 \right\} \quad (3.22)$$

Tapaukselle I, II ja III saadaan vastaavasti lausekkeet:

$$\text{I} \quad \delta = \frac{2qR}{m^* \sigma_v} \left\{ 1 - \frac{2R}{2R+H} \right\} \quad (3.23)$$

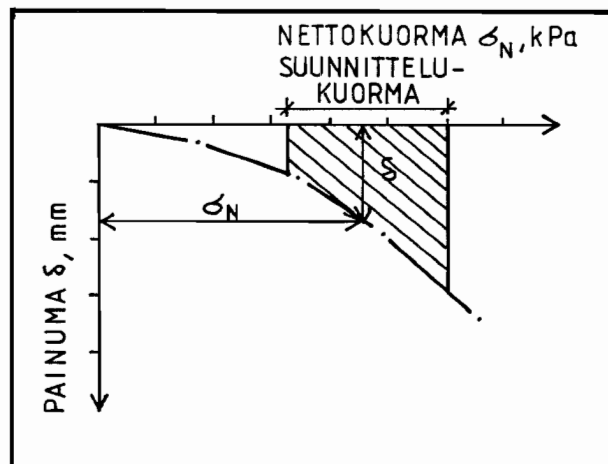
$$\text{II} \quad \delta = \frac{4R}{m^* \sqrt{\sigma_v}} \int_0^{\frac{H}{2R}} \left\{ \sqrt{\left(\frac{D}{2R} \gamma + \psi \gamma_1 \right) 2R + \frac{q}{(1+\psi)^2}} - 2R \sqrt{D \gamma + \psi \gamma_1} \right\} d\psi \quad (3.24)$$

$$\text{III} \quad \delta = \frac{1}{m^*} \left\{ \int_0^{\frac{H}{2R}} \ln \left(2R \left(\frac{D}{2R} \gamma + \psi \gamma_1 \right) + \frac{q}{(1+\psi)^2} \right) d\psi - \int_0^{\frac{H}{2R}} \ln \left(2R \left(\frac{D}{2R} \gamma + \psi \gamma_1 \right) \right) d\psi \right\} \quad (3.25)$$

Tapaukset II ja III kannattaneen integroida numeerisesti.

Yleisesti on mahdollista johtaa yhteys $\delta = \delta(\Delta\sigma)$ mielivaltaiselle β^* :lle. Mainittakoon, että kyseinen menetelmä antaa hiukan suurempia S :n arvoja kuin Janbun. Tarkkuutta voidaan kuitenkin lisätä huomattavasti, ottamalla käyttöön tarkempi jännitysjakama. Tämä lisää kuitenkin integroinnin vaikeutta.

Kun S on saatu määritettyä, piirretään koetuloksista netto-kuormitus-painuma-käyrä. Tulostus on kuvan (3.5) mukainen.



Kuva 3.5. Parametrin m määrittäminen Janbun mukaan./11, 15/

Tulosteesta määritetään kuvan (3.5) mukaisesti suunnittelukuorman kohdalta tai suunnittelukuormaväliltä vastaava painuma δ . Tämän jälkeen kaavasta (3.8) saadaan ratkaistuksi moduuliluku m^* .

Janbun menetelmän etu on sen helppous, jos käytetään valmiita käyrästöjä S :lle. Julkaistut käyrästöt kattavat heikosti esiintyvät tilanteet, jolloin on tarpeen laskea S :lle kutakin tilannetta vastaava arvo. Tällöin joudutaan tässä menetelmässä melko suuriin vaikeuksiin. Hän on julkaissut λ :lle eri arvoja riippuen maalajista, mutta kaavojen (3.16)-(3.18) käyttö suunnittelutilanteessa jää melko varmasti tekemättä.

Toinen heikkous on menetelmän riippuvuus liian monista oletuksista. Esimerkiksi jännityseksponentti β^* sidotaan ainoastaan kolmeen arvoon, jotka on päätelty monien ödometrikokeiden perusteella. On selvää, että maapohjassa vallitseva jännitys-muodonmuutossuhde ei vastaa tätä tilannetta.

Parametrien määrittäminen pienimmän neliösumman menetelmällä

Huomattavasti luotettavampi tapa määrittää m^* ja β^* on käyttää hyväksi kokeen antama tulos kokonaisuudessaan. Tämä tarkoittaa sellaisen funktion etsimistä, joka sopii havaintopistejoukkoon mahdollisimman hyvin. Ongelman ratkaisemisessa käytetään geoteknisellä osastolla kehitettyä ohjelmaa, joka perustuu pienimmän neliösumman menetelmään. Tästä menetelmästä on seuraavassa lyhyt kuvaus.

Deformaatio on edellisen perusteella yleisesti muotoa

$$\epsilon = \frac{1}{m^* \beta^*} \left(\frac{\sigma}{\sigma_v} \right)^{\beta^*} + C = A p_i^{\beta^*} + C \quad (3.26)$$

Kyseisessä menetelmässä minimoidaan funktio F

$$F = \sum (A p_i^{\beta^*} + C - \epsilon_i)^2 \quad (3.27)$$

Suureiden A, β^*, C ratkaisemiseksi suoritetaan osittaisderivoinnit, jotka merkitään nolllaksi. Näin saadaan yhtälöryhmä,

$$A \Sigma p_i^{2\beta^*} + C \Sigma p_i^{\beta^*} + \Sigma p_i^{\beta^*} \epsilon_i = 0$$

(3.28)

$$A \Sigma p_i^{2\beta^*} \ln p_i + C \Sigma p_i^{\beta^*} \ln p_i - \Sigma p_i^{\beta^*} \epsilon_i \ln p_i = 0$$

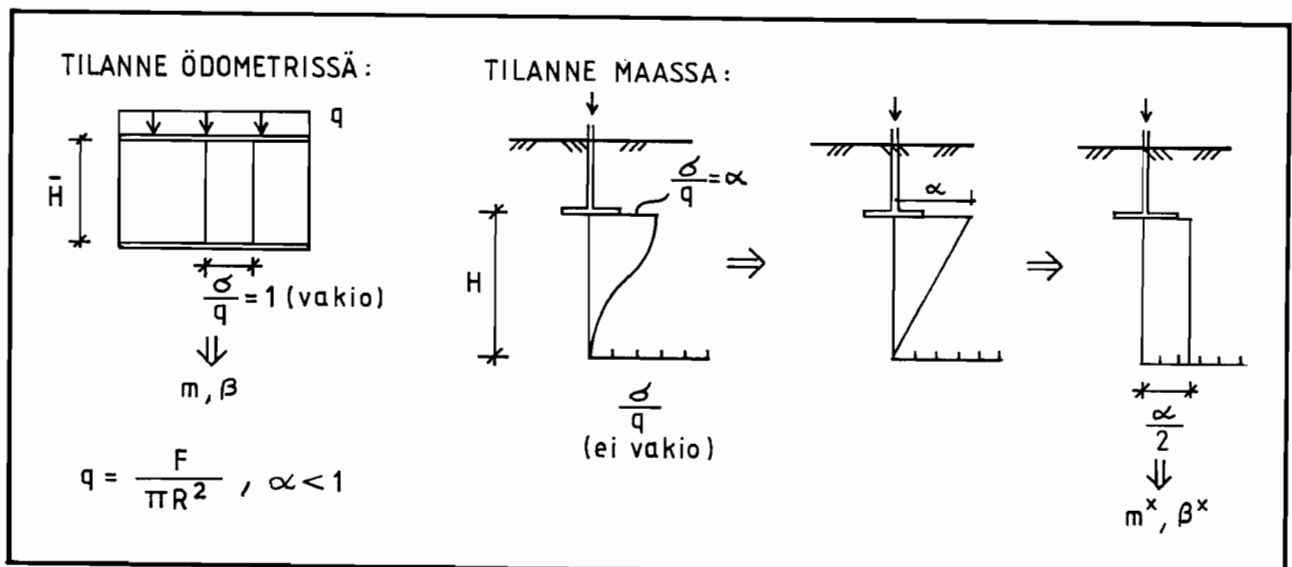
$$A \Sigma p_i^{\beta^*} + nC - \Sigma \epsilon_i = 0$$

Ratkaisemalla ylin ja alin β^* :n funktiona saadaan β^* :lle yhtälö, joka ratkeaa iteratiivisesti. Yhtälö on muotoa

$$\frac{n \Sigma p_i^{\beta^*} \epsilon_i \Sigma p_i^{\beta^*}}{n \Sigma p_i^{2\beta^*} - (\Sigma p_i^{\beta^*})^2} \{ n \Sigma p_i^{2\beta^*} \ln p_i - \Sigma p_i^{\beta^*} \Sigma p_i^{\beta^*} \ln p_i \} \quad (3.29)$$

$$-n \Sigma p_i^{\beta^*} \epsilon_i \ln p_i + \Sigma p_i^{\beta^*} \ln p_i \Sigma \epsilon_i = 0$$

Ohjelma on tehty lähinnä ödometriä varten, joten sen käyttö in situ -kuormituksen yhteydessä vaatii hiukan muuntelua. Kuten edellä olevasta huomataan edellyttää m^* :n ja β^* :n määrittäminen pisteparijoukon (p_i, ϵ_i) antamista. Kuormituksesta saadaan kuitenkin kokoonpuristuman sijasta painuma δ . Tämän muuttamiseksi kokoonpuristumaksi tulee tietää painuvan maakerroksen paksuus eli vaikutussyvyys H . Arvion havainnollistamiseksi tutkitaan tilannetta kuvan (3.6) avulla.



Kuva 3.6. Parametrien m^* ja β^* määrittäminen.

Kuvan (3.6) mukaisesti tilanne poikkeaa olennaisesti ödometrikokeen jännitysjakamaan verrattuna. Tällöin parametreja m^* ja β^* ei voida määrittää suoraan käyttämällä nettokuormitusta σ_N , vaan tarkka jännitysjakama on ensin yksinkertaistettava ja sen jälkeen tehtävä "tasaiseksi". Kuvan (3.6) mukaisen taipuisan laatan tapauksessa kysytty jännitys $\sigma = \frac{\alpha}{2}q$. Jäykän levyn tapauksessa tilanne on hiukan monimutkaisempi. Tarkoista jännitysjakaumista saadaan edelleen vaikutussyvyys H , jolloin menetelmää voidaan käyttää.

Tilanne monimutkaistuu jos tiedetään varmasti, että ollaan YK-maalajin kanssa tekemisissä. Tällöin usein otetaan toinen funktio kuvaamaan tätä osaa ja määrätään sille omat m^* ja β^* . Varsinkin hiekkojen ja tiiviin siltin tapauksessa oletetaan kuitenkin NK-tila vallitsevaksi. Konsolidaatiojännityksen määrittäminen kuormituksesta on melko vaikeaa vaikka maalaji olisikin ylikonsolidoitunutta. Tämä johtuu häiriintymisen sekä nykyisen laitetekniikan vaikutuksesta.

YK-savien yhteydessä saattaa tulostäyrissä esiintyä selvä muutos konsolidaatiojännityksen σ_c läheisyydessä. Tämän havaitseminen on kuitenkin suuresti riippuvainen käytetystä kuormitusporrastuksesta. Tämän hetkisillä laitteistolla ei päästä jatkuvaan kuormituksen muutokseen, joten σ_c :n ratkaiseva havainto saatetaan menettää, kuormitusportaan ylittäessä reippaasti tämän arvon. Koska kuitenkin laitteiston pääkäyttöalue on siltti- ja hiekkamaalajeissa voidaan olettaa niiden olevan NK-tilassa, jolloin otaksuma on varmalla puolella.

Toinen mahdollisuus painuman arvioimiseen on käyttää moduuleja. Tämä onkin hyvin yleistä pohjoismaita lukuunottamatta. Jos liikutaan lineaarisella alueella saadaan painuma arvioitua käyttämällä kokeesta saatua moduulia.

Lähteessä on esitelty muutamia tapoja leikkausmoduulin määrittämiseksi savessa suljetussa tilassa. Kimmoteoriasta saadaan suoraan leikkausmoduulille lauseke:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (3.30)$$

missä τ = leikkausjännitys

γ = leikkausdeformaatio

Leikkausdeformaatiolle Janbu & Öner on ehdottanut lauseketta:

$$\gamma = k \frac{\delta}{D} \quad (3.31)$$

missä k = kerroin = 1.8

δ = painuma

D = laatan halkaisija

Maksimi leikkausmoduuli voidaan puolestaan laskea kaavasta:

$$G_{\max} = \rho v^2 \quad (3.32)$$

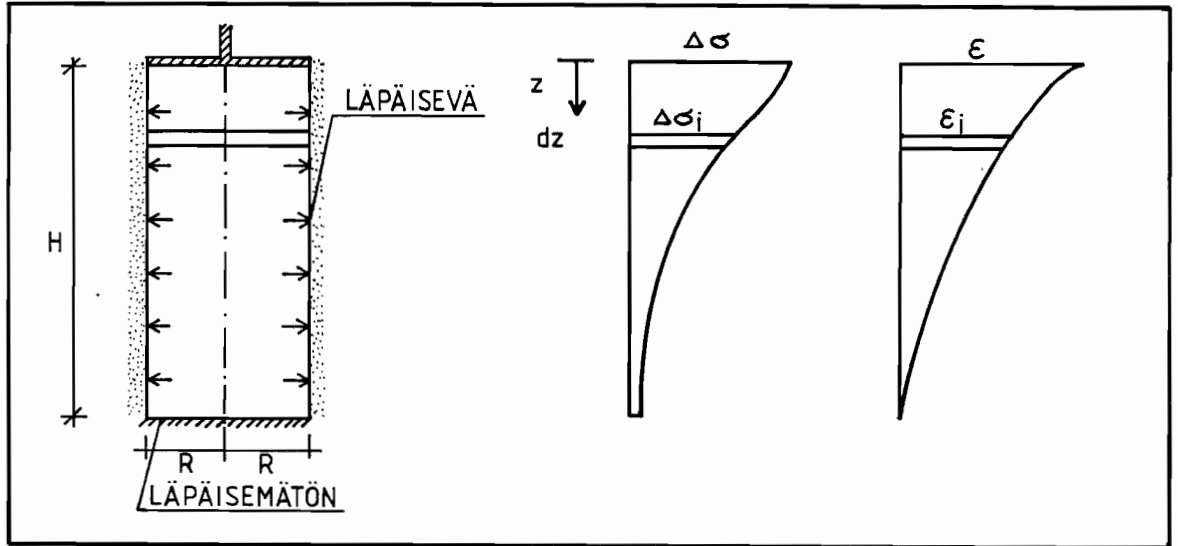
missä ρ = tilavuuspaino (t/m^3)

v = leikkausnopeus (m/s)

3.2 Konsolidaatiokerroin

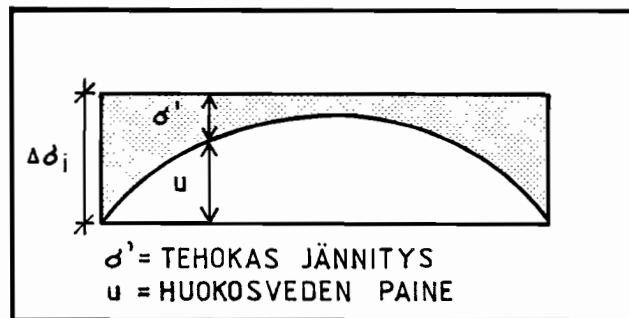
Eräs tärkeä painumaominaisuutta kuvaava parametri on konsolidaatiokerroin c_v tai c_r . Perinteisessä yksiulotteisessa konsolidaatioteoriassa käytetään kerrointa c_v . Kerroin c_r puolestaan kuvaa säteettäistä konsolidaatiotapahtumaa. Seuraavassa tarkastellaan erikseen kumpaakin tapausta.

Säteettäisen konsolidaation tapauksessa tarkastellaan kuvan (3.7) mukaista idealisoitua tilannetta.



Kuva 3.7. Säteettäinen konsolidaatio.

Differentiaalinen paksuus dz oletetaan niin pieneksi, että $\Delta\sigma_i$ voidaan katsoa olevan vakio tällä matkalla kuvan (3.8) mukaisesti.



Kuva 3.8. Jännitykset lamellissa i.

Säteettäisen konsolidaation differentiaaliyhtälö on

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (3.33)$$

$$\text{missä } c_r = \frac{k_r M}{\gamma_w}$$

Oletuksena on että kerroin k ja $M = d\sigma/de$ ovat vakioita. Reunaehdot asetetaan seuraavasti:

$$t = 0, \quad 0 \leq r < R, \quad u = \Delta\sigma$$

$$0 \leq t \leq \infty, \quad r = R, \quad u = 0 \quad (3.34)$$

$$0 \leq t \leq \infty, \quad r = 0, \quad \frac{\partial u}{\partial r} = 0$$

$$t = \infty, \quad 0 \leq r \leq R, \quad u = 0$$

Osittaisdifferentiaaliyhtälön ratkaisu on muotoa:

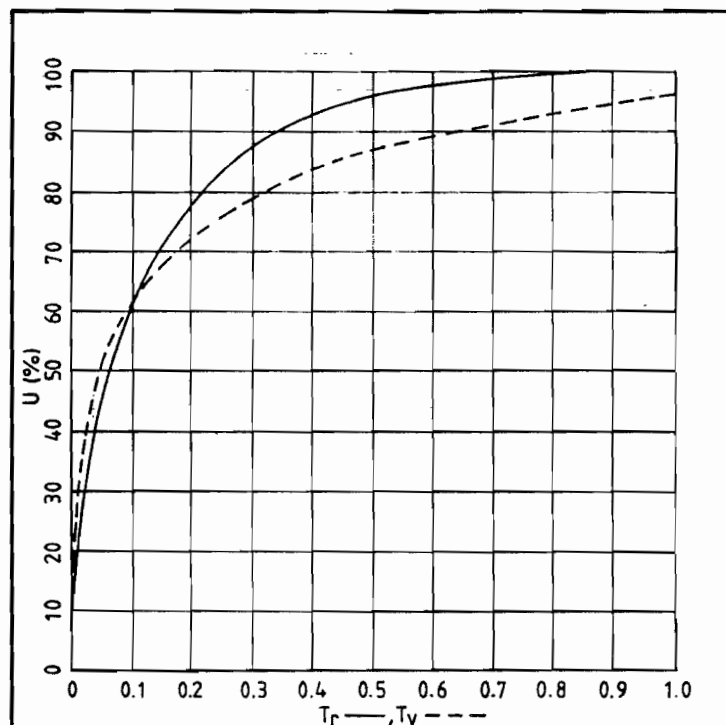
$$U = 1 - 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{B_n^2} e^{-B_n^2 T_r} \quad (3.35)$$

missä U = konsolidaatioaste

B_n = nollannen kertaluvun Besselin yhtälön n .
juuri

T_r = radiaalinen aikatekijä = $\frac{c_r t}{R^2}$

McKinleyn mukaisesti on kuvassa (3.9) esitelty T_r - U riippuvuus.



Kuva 3.9. Aikatekijä-konsolidaatioaste kuvaajat.

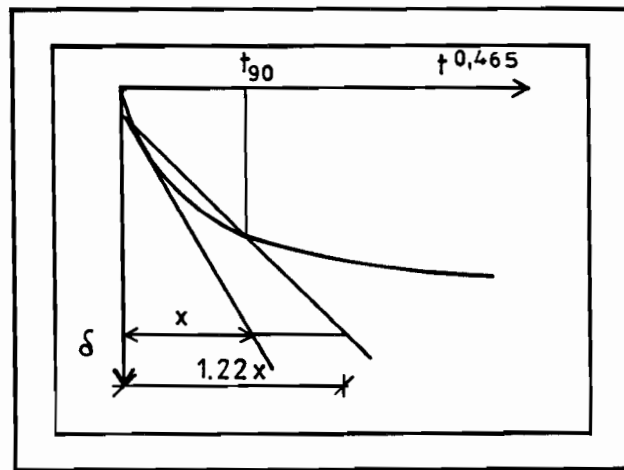
Välillä $0 \leq U \leq 0.5$ McKinley on saanut yhteyden

$$U = 1.83 T_r^{0.465} \quad (3.36)$$

Ts. koordinaatiossa $U - T_r^{0.465}$ käyrä linearisoituu välillä $0 \leq U \leq 0.5$. Kun $U = 90 \%$ saadaan $T_r = 0.335$, joten konsolidaatiokertoimelle saadaan lauseke:

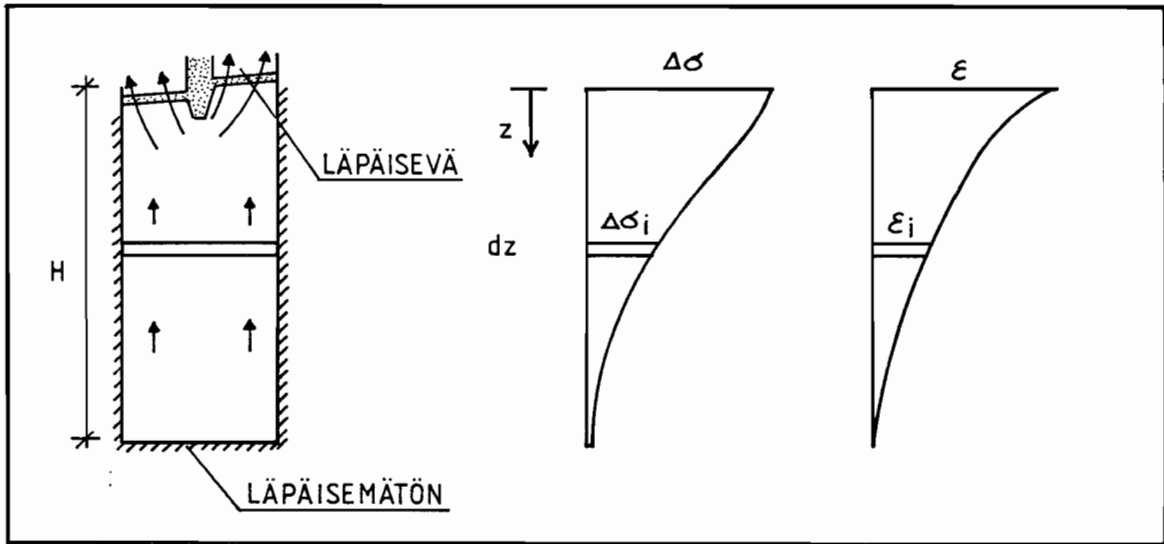
$$c_r = 0.335 \frac{R^2}{t_{90}} \quad (3.37)$$

Aika t_{90} määritetään piirtämällä $\delta - t^{0.465}$ koordinaatistossa olevalle käyrälle sivuaaja lähtien käyrän alkuosasta. Samasta alkupisteestä piirretään suora, jonka abskissat ovat 1.22-kertaisia edellisestä. Jälkimmäinen suora leikkaa käyrän teoreettisen $U = 90 \%$ kohdalta, joten vastaava aika on t_{90} . Määrittäminen tapahtuu kuvan (3.10) mukaan.



Kuva 3.10. t_{90} :n määrittäminen./11/

Edellä mainittu menetelmä on laskennallisesti hankala. Koska teoreettinen $t^{0.465} \approx t^{0.5}$, voidaan siirtyä neliöjuuriskaalaa. Tällöin kertoimen 1.22 tilalla käytetään kerrointa 1.31. Aksiaalinen konsolidaatiotila on havainnollistettu kuvassa (3.11).



Kuva 3.11. Aksiaalinen konsolidaatio./11/

Tässä tapauksessa voidaan käyttää Janbun esittämää jäännösdeformaatioon perustuvaa menetelmää. Differentiaaliyhtälöksi saadaan:

$$\frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2} \quad (3.38)$$

missä $\bar{\epsilon} = \epsilon_p - \epsilon$ = jäännösdeformaatio

ϵ_p = primaarisen konsolidaation aiheuttama deformaatio

Konsolidaatioasteelle U ja aikatekijälle T_v pätevät kaavat:

$$\begin{aligned} U &= \frac{\delta}{\delta_p} = \frac{\int_0^1 (\epsilon_p - \bar{\epsilon}) d\xi}{\int_0^1 \epsilon_p d\xi} \\ &= 1 - 2(1+r) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{N} \left(1 - \frac{r \sin N^r}{N^r}\right) e^{-N^2 T_v} \end{aligned} \quad (3.39)$$

missä $\xi = \frac{z}{H}$

$$\text{ja } T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (3.40)$$

Yhtälössä (3.39) esiintyvä $r = 0,1$ tai 2 riippuen siitä onko $\epsilon_p - z$ jakauma suorakaiteen, kolmion vaiko paraabelin muotoinen. Käytettäessä $r = 2$, saadaan $U - T_v$ yhteys, joka on esitetty kuvassa (3.9). Aksiaalinen konsolidaatio ei kuitenkaan kuvaa tarpeeksi hyvin konsolidaatitapahtumaa, ja lisäksi sen vaikutus kokonaiskonsolidaatioon on vähäinen.

Kolmiulotteisen teorian käyttö teoreettisesti tässä tapauksessa simuloi parhaiten tilannetta. Vaikeudeksi tulee osittaisdifferentiaaliyhtälön matemaattinen käsittely. Lisäksi tulisi tuntea $d\theta/dt$ jakauma, missä

$$\theta = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

Yksi-, kaksi- ja kolmidimensioisen konsolidaatiokertoimien yhteydet elastisiin parametreihin ovat seuraavat:

$$c_1 = 2(1-\nu_s)c_2 = 3\left(\frac{1-\nu_s}{1+\nu_s}\right)c_3 \quad (3.41)$$

Edellä olevan perusteella radiaalinen konsolidaatiotapaus kuvaa käytännön suunnittelussa riittävällä tarkkuudella prosessia.

Lähteessä on arvosteltu Janbun & Sennesetin menetelmää, joka on Taylorin kehittämä. Siinä on lähdetty tutkimaan ohutta taipuisaa ja läpäisemätöntä levyä äärettömässä kaksi-faasisessa avaruudessa. Aksiaalinen liike aiheuttaa levyn alapuolelle huokosveden ylipaineen ja vastaavasti yläpuolelle alipaineen. Jakaumat ovat identtiset eroten vain etumerkillään. Tämä antisymmetria tason $z = 0$ suhteen aiheuttaa 0-paineen $z = 0$ tason partikkeleihin, joten puoliavaruus tarkastelu on teoreettisesti perusteltua. Janbun & Sennesetin malli ei ota huomioon edellä olevaa.

Toisenlaisen lähestymistavan konsolidaatioprosessin kuvaamiseen on annettu lähteessä. Siinä tutkittiin saven aikapainuma käyttäytymistä suljetuissa olosuhteissa. Mallin matemaattinen perusta noudattaa Singh - Mitchell (1968, 1969) mallia. Mallin muodostamiseksi käytetään seuraavia merkintöjä:

$$s = \frac{\delta}{t} \quad (3.42)$$

missä t = painumaa δ vastaava aika

Tutkimuksessa todettiin lineaarinen yhteys, siten että $\log s$ pienenee kun $\log t$ kasvaa ja $\log s$ kasvaa kun $\log (\sigma/q_u)$ kasvaa. Edelleen havaittiin, että eri jännitystasoilla havainnot σ/q_u muodostivat yhdensuuntaisia suoria $\log s - \log t$ -koordinaatistossa. Yhteys joka sitoo keskimääräisen painumanopeuden, jännityksen ja ajan on annettu seuraavassa muodossa

$$s(t, q') = I(q'/q'_1)^i (t_1/t)^a \quad (3.43)$$

missä $s(,)$ = keskimääräinen painumisnopeus

t = aika

t_1 = yksikköaika (= 1 min.)

q' = jännitystasosuhde (= σ/q_u)

q'_1 = yksikköjännitystaso (= 0.1)

I = keskimääräinen painumisnopeuden numeerinen arvo yksikköjännitystasolla yksikköajan kuluttua kuormanlisäyksestä

i = kulmakerroin suoralle $\log s - \log q'$

a = kulmakertoimen itseisarvo suoralle $\log s - \log t$

Murtokuorma q_u :lle saadaan yhteys (3.44)

$$s_u = q_u/K \quad (3.44)$$

missä K = kantokyky kerroin (= 9.0)

s_u = suljettu leikkauslujuus

Yhdistämällä yhtälöt (3.42) ja (3.43), saadaan yhteys

$$\delta = I\left(\frac{q'}{q'_1}\right)^i \left(\frac{t_1}{t}\right)^a t \quad (3.45)$$

Sovellettaessa mallia in situ -kuormitukseen kiinnostaa tietää yhteys parametrien I ja i välillä. Näidenkin välillä vallitsee lineaarinen yhteys logaritmiskaalassa seuraavasti:

$$i_T = i_1 - h \log \left(\frac{T_T}{T_1} \right) \quad (3.46)$$

$$I_T = I_1 + g \log \left(\frac{T_T}{T_1} \right)$$

missä i_T = kulmakerroin $\log s - \log q'$ yhteydessä ajalle T_T kuormalisäysten välillä
 i_1 = kulmakerroin $\log s - \log q'$ yhteydessä 1 min. intervalleille kuormalisäysten välillä
 h = kulmakerroin $i - \log t$ yhteydelle
 I_T = leikkauspiste $\log s - \log q'$ yhteydelle yksikköjännitystasolla ja yksikköajalla
 I_1 = leikkauspiste $I - \log t$ yhteydelle kun aika $T_1 = 1$ min.
 g = kulmakertoimen absoluuttiarvo $I - \log t$ yhteydelle
 T_T = aikaintervalli kuormalisäysten välillä
 T_1 = vertailuaikaintervalli (= 1 min.)

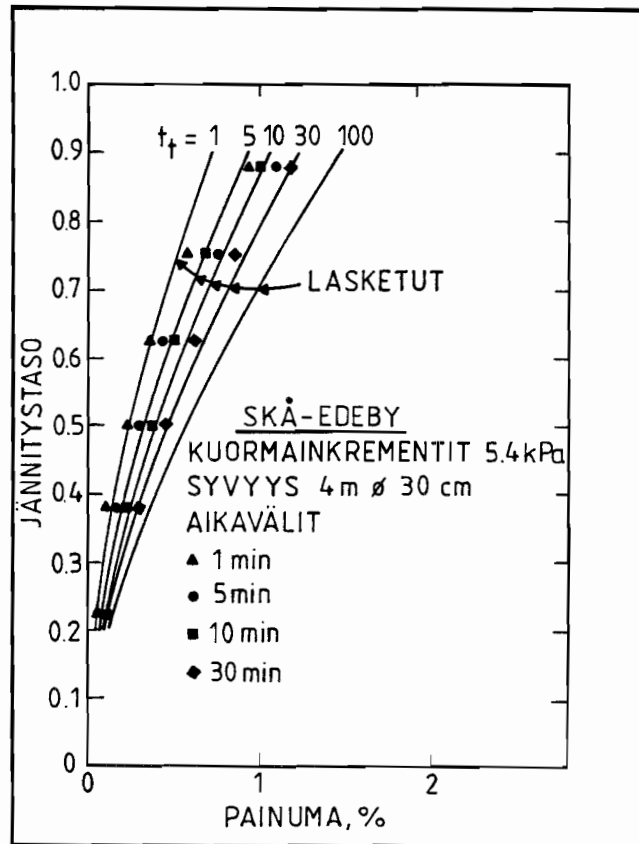
Edellä olevista yhteyksistä saadaan yhtälö yleiseen muotoon in situ -levylle:

$$\delta = \{I_1 + g \log \left(\frac{T_T}{T_1} \right)\} \left(\frac{q'}{q_1} \right)^{\{i_1 - h \log \left(\frac{T_T}{T_1} \right)\}} \left(\frac{t_1}{t} \right)^a \quad (3.47)$$

Haluttaessa tietää aika tietyn painuman saavuttamiseen, järjestetään yhtälöä (3.45), jolloin saadaan

$$t = \frac{\delta}{I \left(\frac{q'}{q_1} \right)^{i_1} t_1^a} e^{\left(\frac{1}{1-a} \right)} \quad (3.48)$$

Lasketut tulokset vastasivat tutkimuksessa hyvin toisiaan. Kuvassa (3.12) on esitelty erään koesarjan vastaavuus. Tämän menetelmän käyttöä rajoittaa kuitenkin sen vaikeahko soveltaminen käytännön tarpeeseen.



Kuva 3.12. Jännitys-painuma yhteys./6/

4. MUITA IN SITU -TUTKIMUSLAITTEISTOJA

4.1 Cone penetration test (CPT)

Puristinkaira (CPT, cone penetration test) on Suomessa melko harvinainen maastotutkimusväline. Muualla CPT on saavuttanut suuren suosion. Suosio perustuu kairauksen nopeuteen ja kairauksesta saatavan tiedon laajuuteen. Tietoa saadaan maan kerrosrajoista, jopa kerrosten maalajeista sekä lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksista. Haittapuolena voidaan pitää sil- le kehiteltyjen laskentamenetelmien empiiristä luonnetta. Seuraavassa tarkastellaan lyhyesti painumaparametrien määri- tystä CPT:n tulosten perusteella./23/

Buisman - De Beerin menetelmä

Painuma voidaan laskea käyttäen Terzaghi - Buismanin yhtälöä

$$\delta = \frac{H}{C} \ln\left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{z0}}\right) \quad (4.1)$$

missä δ = painuma
 H = painuvan kerroksen paksuus
 C = kokoonpuristuvuusvakio
 $\Delta\sigma$ = jännityksen lisäys
 σ_{z0} = vallitseva jännitys

C voidaan määrittää puristinkairan kärkivastuksen avulla. Jo 1940 Buisman on ehdottanut kitkamaalajeille yhtälöä

$$C = \frac{1.5 q_c}{\sigma_{z0}} \quad (4.2)$$

missä q_c = puristinkairan kärkivastus

Buisman käytti johtaessaan yhtälöä (4.1) Boussinesqin teoriaa ja toisaalta kokeellinen puoli tehtiin löyhällä hiekalla. Yh- tälön tarkempi johto on esitelty lähteessä./9, 23/

Yhtälöä (4.1) johdettaessa on lisäksi oletettu

$$M = C\sigma_{z0} \quad (4.3)$$

missä M = kokoonpuristuvuusmoduuli

Ts. yhtälö (4.3) yhdistää entuudestaan tutun painumaparamet-
rin CPT:stä saatavaan parametriin. Lisäksi on huomattava, et-
tä yhtälö (4.1) pätee vain löyhälle hiekalle, joten korjaus-
kerroin α tarvitaan muille maalajikertoimen 1.5 sijaan. Tau-
lukossa (4.1) on esitelty α :n arvoja kärkivastuksen q_c sekä
maalajin mukaan. Arvot on saatu monien ödometrikokeiden sekä
levykuormituskokeiden avulla.

Taulukko 4.1. Korjauskerroin α kokoonpuristuvuusvakion C
määrittämiseksi./23/

Maalaji	Kärkivastus q_c MPa	Kerroin α
Epäorgaaniset, vähän tai keskinkertaisen plastiset savet, sorai- set hiekkaiset tai silttiset savet sekä laihat savet	$q_c < 0.7$	$3 < \alpha < 8$
	$0.7 < q_c < 2.0$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2.0$	$1 < \alpha < 2.5$
Epäorgaaniset siltit, hienot hiekat, sekä silttiset ja saviset hienot hiekat	$q_c < 2.0$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2.0$	$1 < \alpha < 2$
Orgaaniset, keskinker- taiset tai hyvin plastiset savet	$q_c < 2.0$	$2 < \alpha < 6$
	$q_c > 2.0$	$1 < \alpha < 2$
Orgaaniset siltit sekä orgaaniset silttiset savet, joiden plasti- suus on vähäinen	$q_c < 1.2$	$2 < \alpha < 8$
Turpeet ja erittäin orgaaniset savet	$q_c < 0.7$	$1.5 < \alpha < 4$
	$50 < w < 100$	$1 < \alpha < 1.5$
	$100 < w < 200$	$\alpha < 0.4$
Hiekat	$w > 300$	
	$q_c < 5.0$	$\alpha = 2$
	$q_c > 5.0$	$\alpha = 1.5$

Edelleen on huomattava, että puristinkairaus koheesiomaissa tapahtuu suljetussa tilassa, kairauksen nopeudesta johtuen. Tällöin yhtälöllä (4.3) saadaan siis suljetun tilan kokoonpuristuvuusmoduuli, eikä sitä näin ollen voi suoraan verrata ödometristä saatuun moduuliin. Painumanopeutta CPT:llä ei voida määrittää, ellei ole käytettävissä huokospainetta mittaavaa puristinkairaa.

Schmertmannin menetelmä

Tämä menetelmä soveltuu ainoastaan kitkamaille. Teoria perustuu lineaariseen kimmoteoriaan, missä jännitys-muodonmuutos-suhdetta kuvataan isotrooppisella, homogeenisella, kimmoisella puoliavaruudella./23/

Tällöin saadaan muodonmuutokselle lauseke:

$$\epsilon_z = \frac{p}{E_{ds}}(1+\nu_s)\{(1-2\nu_s)A+F\} \quad (4.4)$$

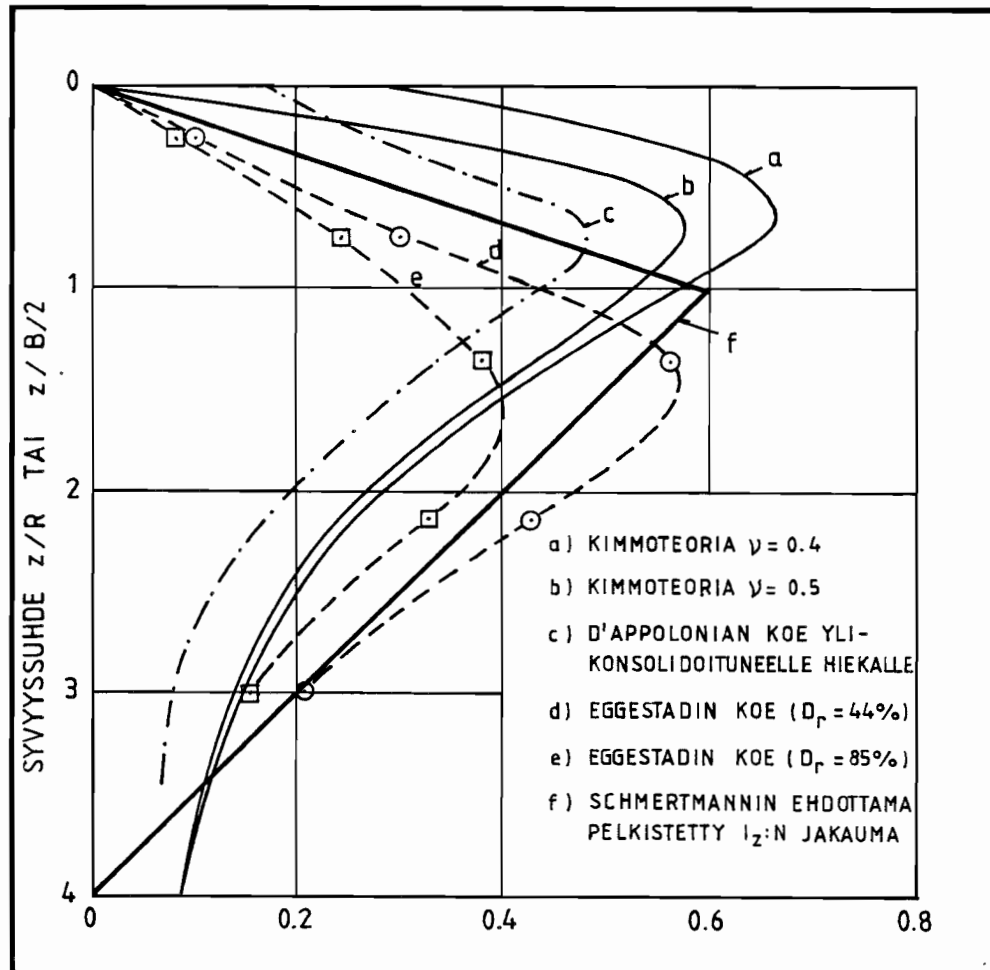
missä E_{ds} = maan avoimen tilan muodonmuutosmoduuli

A, F = laaduttomia vakioita, jotka riippuvat tarkasteltavan pisteen sijainnista

Koska p ja E pysyvät vakioina, riippuu painuma muodonmuutoksen vaikutuskertoimesta I_z . Tälle saadaan kaava:

$$I_z = (1+\nu_s)\{(1-2\nu_s)A+F\} \quad (4.5)$$

Kuvassa (4.1) on esitelty muodonmuutoksen vaikutuskertoimen I_z jakautuminen.



Kuva 4.1. Muodonmuutoksen vaikutuskerroin syvyyden funktiona./23/

Alue, joka jää $I_z = 0$ sekä käyrän väliin edustaa painumaa. On huomattava, että välittömästi kuormitetun perustuksen alapuolella ei tapahdu maksimipainumaa. Asia todettiin myös mm. numeerisilla ja potentiaaliteoreettisilla malleilla edellä. Vaikutuskerroin I_z saa maksiminsa kun $z/R = 0.6 - 0.7$. Lisäksi syvyydellä $z/R = 4$ Schmertman olettaa, että $I_z = 0$. Mm. neliöperustuksille on saatu kriittiseksi syvyydeksi (ts. syvyys jolla I_z on suurin) arvo $z/0.5B = 0.8$.

Kun on valittu Schmertmannin esittämä käyrä kuvaamaan suuretta I_z , saadaan painuma laskettua yhtälöstä (4.6).

$$\delta = \int_0^{\infty} \epsilon_z dz = \Delta p \int_0^{\frac{2B}{E_{ds}}} \frac{I_z}{E_{ds}} dz = C_1 C_2 \Delta p \sum_0^{\frac{2B}{E_{ds}}} \frac{I_z}{E_{ds}} \Delta z \quad (4.6)$$

missä $\Delta p = p - \sigma_{z0}$

C_1 = korjauskerroin, joka huomioi perustamissyvyyden

C_2 = korjauskerroin, joka huomio hiipuman

Schmertmann esittää kertoimille C_1 ja C_2 seuraavanlaisia lausekkeita.

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_{z0}}{\Delta p} \right) \quad (4.7)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (4.8)$$

missä t = aika ilmaistuna vuosissa

E_{ds} , joka on vielä tuntematon, voidaan määrittää yhtälöstä (4.9).

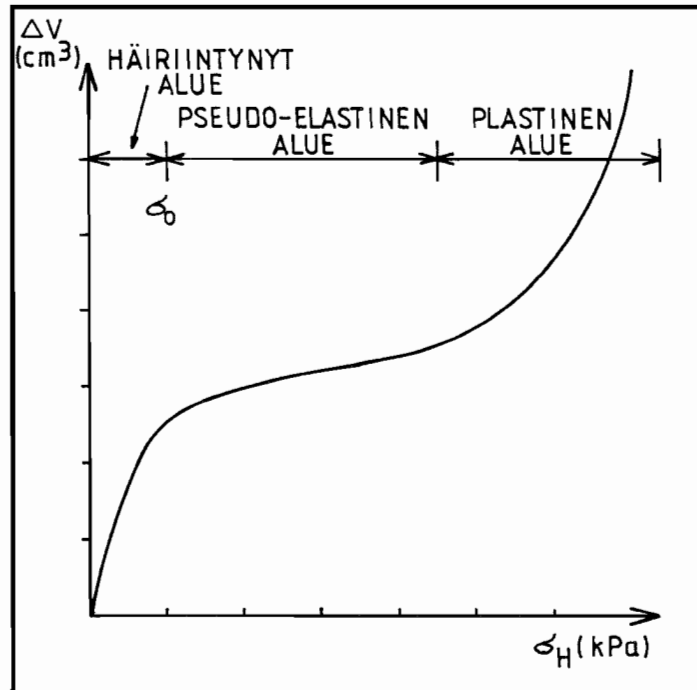
$$\begin{aligned} E_d &= 2.5 q_c, \text{ kun } L/B = 1.0 \\ &= 3.5 q_c, \text{ kun } L/B > 10.0 \end{aligned} \quad (4.9)$$

Yhtälön (4.9) yhteys on saatu levykuormituskokeiden avulla. /23/

4.2 Pressiometri

1950-luvulla Menard kehitti Ranskassa tavallisen pressiometrin. Sitä käytetään haluttaessa määrittää leikkauslujuus- sekä muodonmuutosominaisuuksia lähinnä tiiviistä YK-savesta, siltistä sekä hiekasta. Laitteisto koostuu mittaussellistä, joka on kumia ja laajenee vedenpaineesta. Mittasellin ylä- ja alapuolelle sijaitsevat sellit toimivat kaasunpaineesta ja varmistavat sen, että mittaselli laajenee ainoastaan säteittäisessä suunnassa. Laitteisto asennetaan ennalta porattuun

reikään ja lasketaan halutulle syvyydelle. Painetta lisätään kunnes plastisuusraja ko. maalle saavutetaan. Yleensä pyritään ainakin kymmeneen kuormitusportaaseen ennen plastisuusrajaa. Jokaista kuormitusta pidetään yllä 60 s. Kuvassa (4.2) on esitelty tyypillinen tulos pressiometrikokeesta./12, 23/



Kuva 4.2. Pressiometrikokeen kuvaaja.

Pressiometrillä voidaan määrittää myös horisontaalinen valittava jännitys σ_H . Tätä kautta päästään myös lepopainekeertoimeen kyseisessä maakerroksessa. Tarkasteltaessa äärettömän pitkän ympyrän muotoisen sylinterin laajenemista elastisessa kokoavaruudessa, saadaan määritetyksi pressiometrmoduuli kaavasta (4.10).

$$E_p = \frac{2V(1+\nu_s)\Delta p}{\Delta V} \quad (4.10)$$

missä V = alkutilavuus
 ΔV = tilavuuden muutos
 Δp = vastaava jännityksen lisäys

Horisontaalisen konsolidaatiokertoimen c_h määrittäminen tapahtuu myös pressiometrilla. Käytettäessä hyväksi paalun lyönnistä ympäröivään maahan aiheutuvaa huokospainetta sekä sen dissipaationopeutta, saadaan dimensiottomat käyrät aikatekiijälle T . Käyttämällä yhtälöä (4.11) saadaan c_h määrättyä.

$$T_{50} = \frac{c_h t_{50}}{r_m^2} \quad (4.11)$$

missä t_{50} = aika, joka kuluu kalvolla vaikuttavan huokospaineen puoliintumiseen maksimi-arvostaan
 r_m = kalvon säde

Horisontaalisen konsolidaatiokertoimen c_h määrittäminen tehdään yleensä suljettuna kokeena. Se edellyttää myös huokospaineiden mittausta kalvon pinnalta./12/

5. KENTTÄKOKEET

Kehitettyä prototyyppiä on käytetty kesästä -84 lähtien muutamissa suunnittelukohteissa. Tulokset ovat olleet täysin vertailukelpoisia muilla menetelmillä laskettuihin parametreihin nähden. Kuormituksessa on käytetty joko betonipainoja tai painetunkkia, jonka vastapainona on ollut raskas porakone. Vaikeuksina tällä hetkellä kenttäversiossa ovat vaippakitkan eliminoiminen, maapohjan häiriintymisen välttäminen, painumamittareiden lukeminen sekä kuorman lisäyksestä aiheutuvat liikkeet. Seuraavassa taulukossa (5.1) on esitelty tärkeimmät tiedot kuormituskohteesta sekä parametrit m^* ja β^* sekä c_r .

Taulukko 5.1. Kenttäkokeiden tulokset.

Kohde	Maalaji	Janbun menetelmä			Tietokone-laskennalla	
		m^*	β^*	C_r (m^2/v)	m^*	β^*
Kurkiveteraani	hiekkainen	125	0.5	21-36	0.7	2.4
	siltti	195	0.5	3-9	7.6	1.7
Hietakummuntie	siltti	178	0.5		16.8	1.2
		64	0.5			
Kaupungintalo	hiekkainen	381	0.5		82.9	1.3
	hiekkainen	111	0.5		48.8	1.5
Koskelan nuorisokoti	siltti	-	-		205.4	1.0
		160	0.5		76.4	1.3
Naulakalliontie	siltti	119	0.5		54.0	0.7
		54	0.5		6.8	1.6
		288	0.5		15.6	1.1
		74	0.5		23.5	1.0
		187	0.5		11.7	1.0

Taulukosta (5.1) havaitaan suurehkot erot näiden kahden eri menetelmän kesken. Erot selittyvät osittain kappaleessa 3 to-
detuista Janbun menetelmän yksinkertaistuksista. Edelleen
käytännön suunnittelutyötä haittaa Janbun menetelmässä jänni-
tysjakaumiin liittyvät empiiriset kertoimet sekä peruslähtö-
kohdaltaan väärät oletukset. Toisaalta parametrien ei pidä
ollakaan yhtäsuuria johtuen eri lähtökohdista. Janbun mene-
telmällä saatiin kauttaaltaan n. 2.1 - 180 kertaisia m^* -para-
metrin arvoja. Toisaalta asiaa tulee tarkastella parametripa-
rin (m^*, β^*) kannalta ja vertailla näillä laskettuja painumia
toisiinsa. Taulukossa (5.2) on esitelty lasketut painumat kun
 $q = 100 \text{ kPa}$ ja 200 kPa sekä painuva kerros on 1 m paksu.

Taulukko 5.2. Lasketut painumat kohteittain.

Kohde	Maa- Janbu laji	m^* β^*		Tietokone- laskelma		Painumat (mm)			
						$q=100 \text{ kPa}$		$q=200 \text{ kPa}$	
						Janbu	Tk	Janbu	Tk
Kurkiveteraani	hksi	125	0.5	0.7	2.4	6.7	133	10.9	579
		195	0.5	7.6	1.7	4.3	25.6	7.0	75.5
Hietakummuntie	si	178	0.5	17	1.2	4.7	20.3	7.6	45.3
Kaupungintalo	hk	381	0.5	83	1.3	2.2	3.7	3.6	6.7
		111	0.5	49	1.5	7.5	5.0	12.2	13.0
Koskela	si	160	0.5	76	1.3	5.2	4.0	8.5	9.5
Naulakalliontie	si	119	0.5	54	0.7	7.0	11.9	11.4	21.0
		54	0.5	7	1.6	15.5	31.1	25.1	85.6
		288	0.5	16	1.1	2.9	24.3	4.7	51.7
		74	0.5	24	1.0	11.3	18.3	18.3	37.1
		187	0.5	12	1.0	4.5	36.7	7.3	74.2

Taulukon (5.2) mukaan nähdään, että vastaavuus painumissa on parempi, niin kuin tulee ollakin. Kuormituksella $q = 100$ kPa ovat tietokoneohjelmalla lasketut painuman arvot 0.7 - 8.4 kertaiset ja kuormituksella $q = 200$ kPa ne ovat 1.1 - 11.0 kertaiset Janbun menetelmällä määritettyihin verrattuna. Keskiarvot edellisessä ovat n. 3.5 ja jälkimmäisessä n. 5.

Havaitaan siis tietokoneohjelman antaman yleisemmin suurempia painumia kuin Janbun menetelmä. Lisäksi parametrien määrittäminen on teoreettiselta pohjaltaan lähempänä todellisuutta kuin Janbun menetelmä. Janbun menetelmä toimii kuitenkin hyvänä suunnittelun esitarkasteluna, koska sillä saa tietyissä tapauksissa nopeasti arviot painumille.

Vastaavasti jos määritetään muodonmuutosmoduulit maapohjalle kuormitustuloksista, saadaan taulukon (5.3) mukaiset arvot.

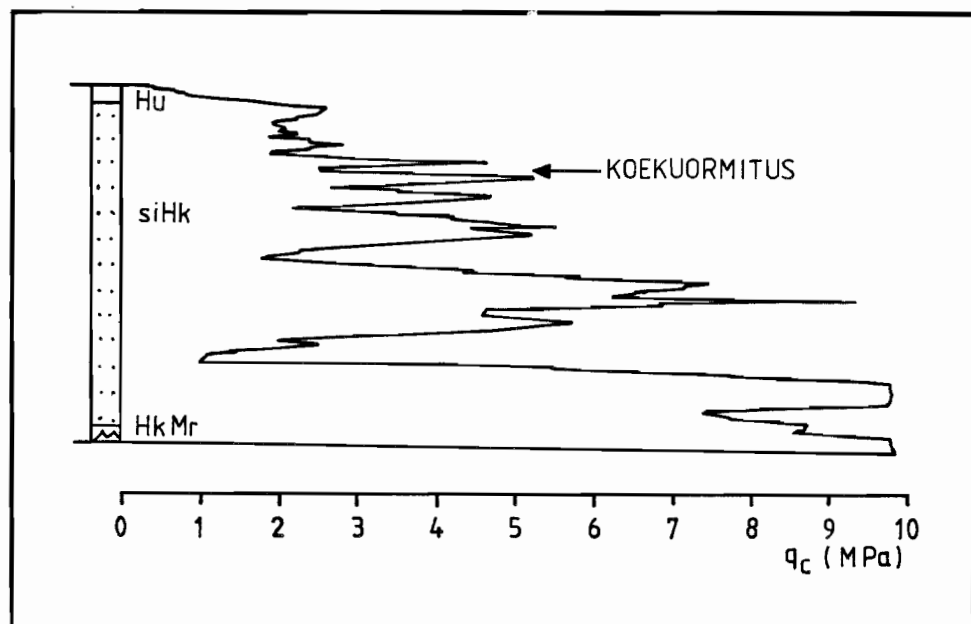
Taulukko 5.3. Kenttäkokeista lasketut moduulit.

Kohde	Maalaji	E (MPa) kuormitus- tuloksista
Kurkiveteraani	hksi	11.5 19.4
Hietakummuntie	si	18.8
Kaupungintalo	hk	174
	hk	135
Koskela	si	345
Naulakalliontie	si	20
		14.3
		6.1
		9.3
		11.3

Teoreettisia lausekkeitä voidaan käyttää alkudeformaatioiden arvioimiseen ($\nu = 0.5$) sekä harkiten aivan kuormituskokeen alkuosalle, kun ν on tiedossa joltisellakin tarkkuudella.

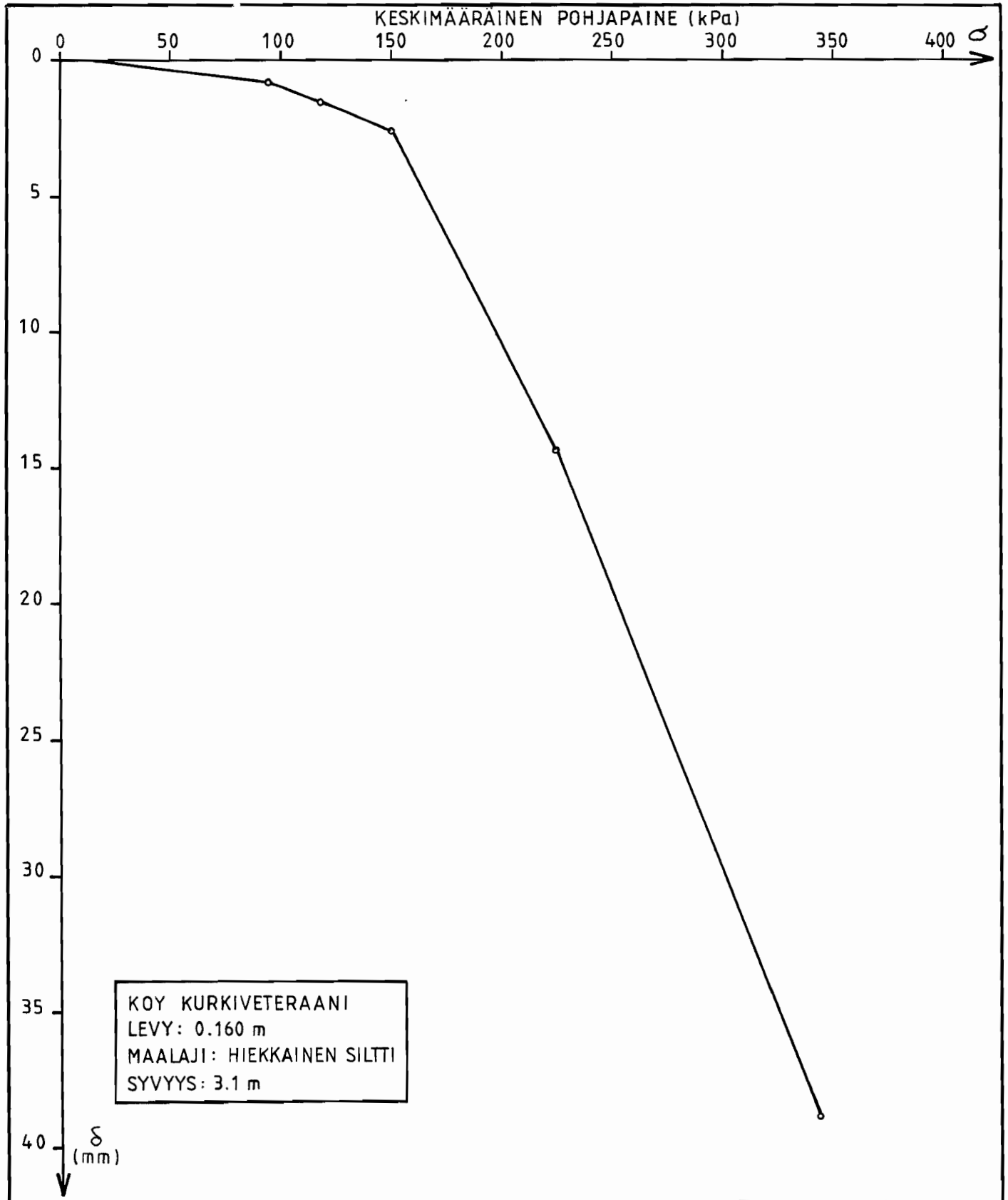
Kuvassa (5.1) on esitelty puristinkairaustulos Hietakummuntiellä. Diagrammista laskettujen parametrien arvot ovat $M = 5.9$ (MPa) ja $E = 3.4$ (MPa). Edellä olevissa laskuissa on oletettu $\nu = 0.3$ ja $\alpha = 1.5$.

Kuvissa (5.2) - (5.8) on esitetty kenttäkokeiden tuloksia.

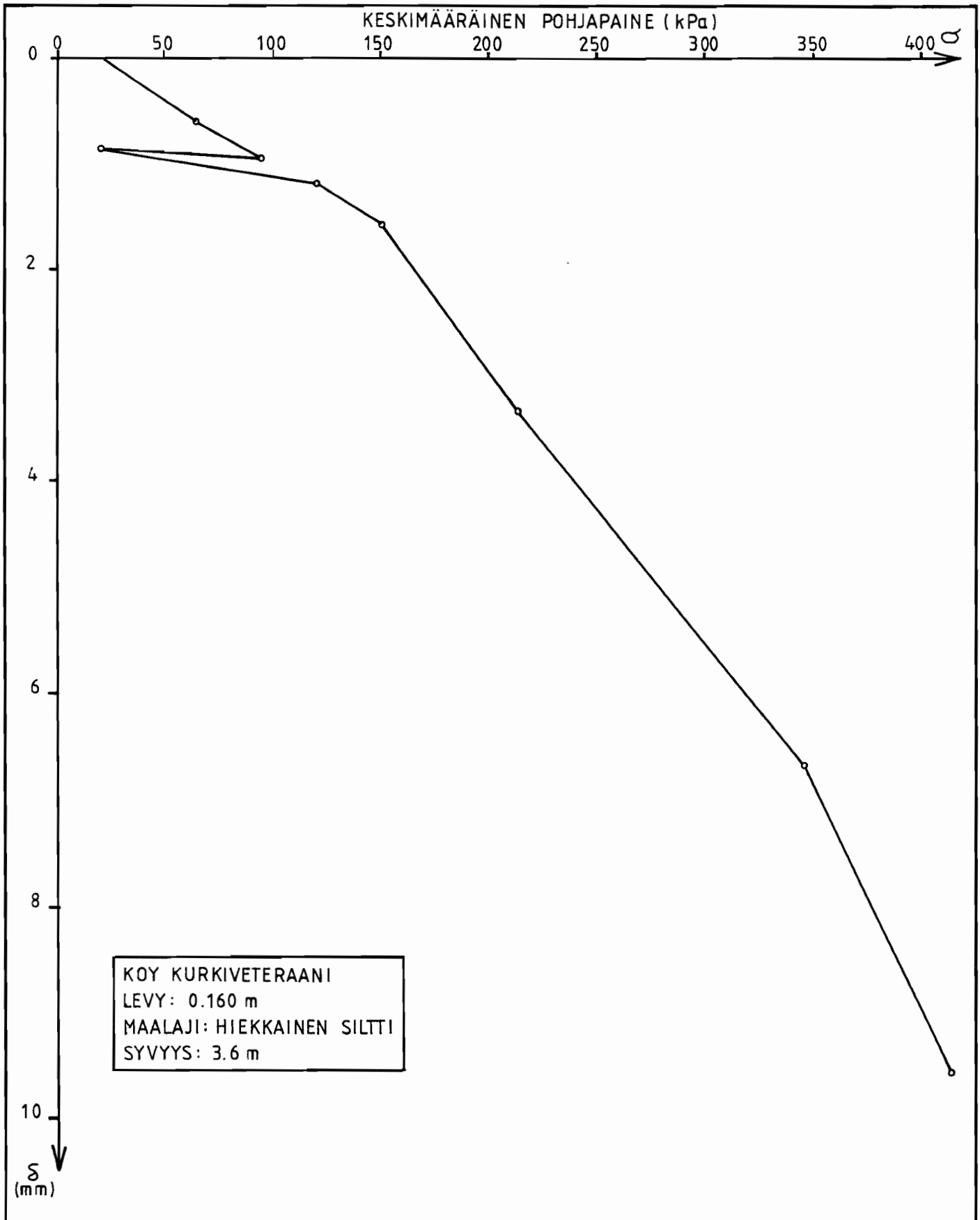


Kuva 5.1. Puristinkairaustulos Hietakummuntiellä.

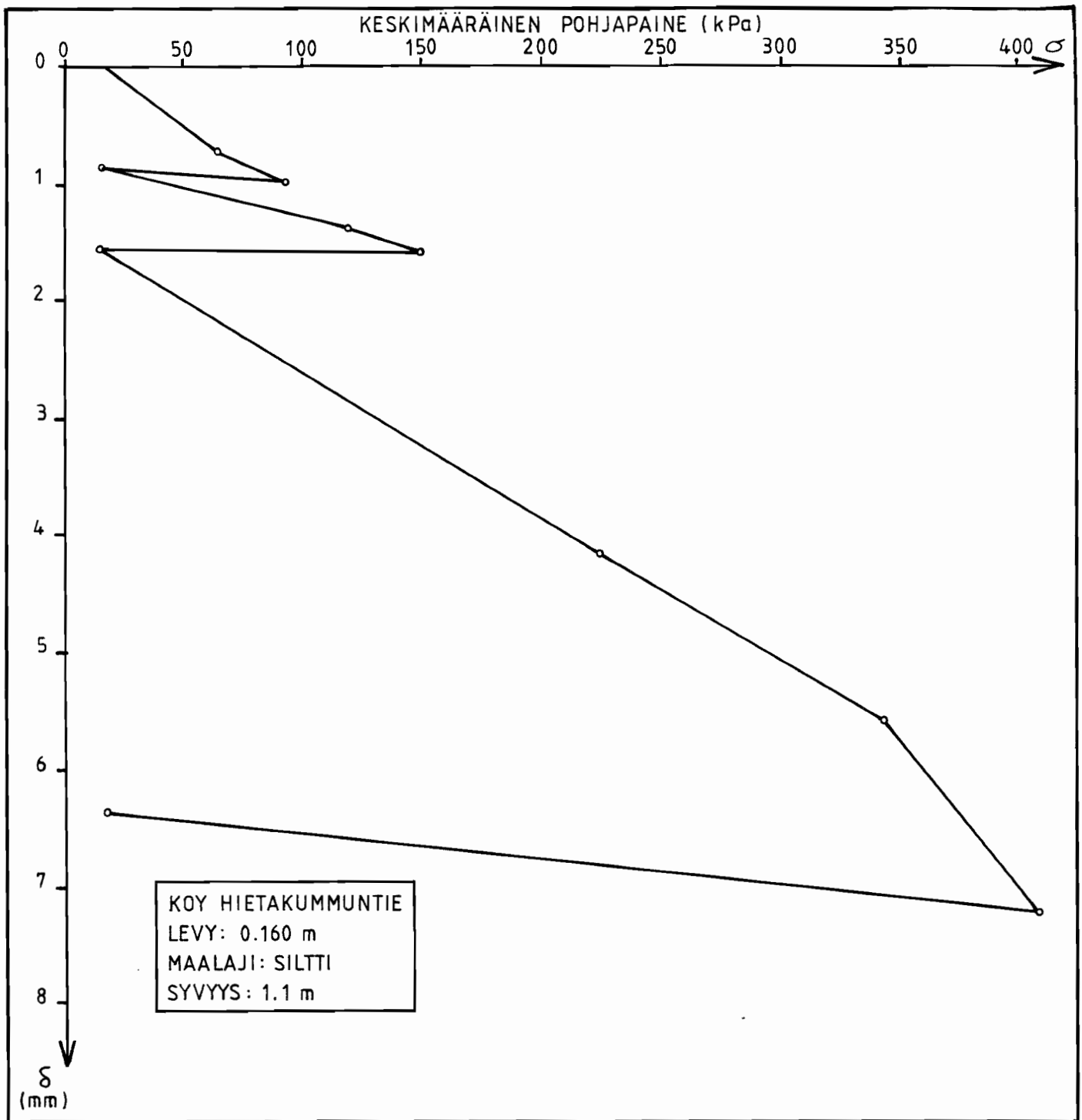
Puristinkairauksen perusteella laskettu muodonmuutosmoduuli eroaa suuruudeltaan merkittävästi kuormitusten perusteella lasketuista.



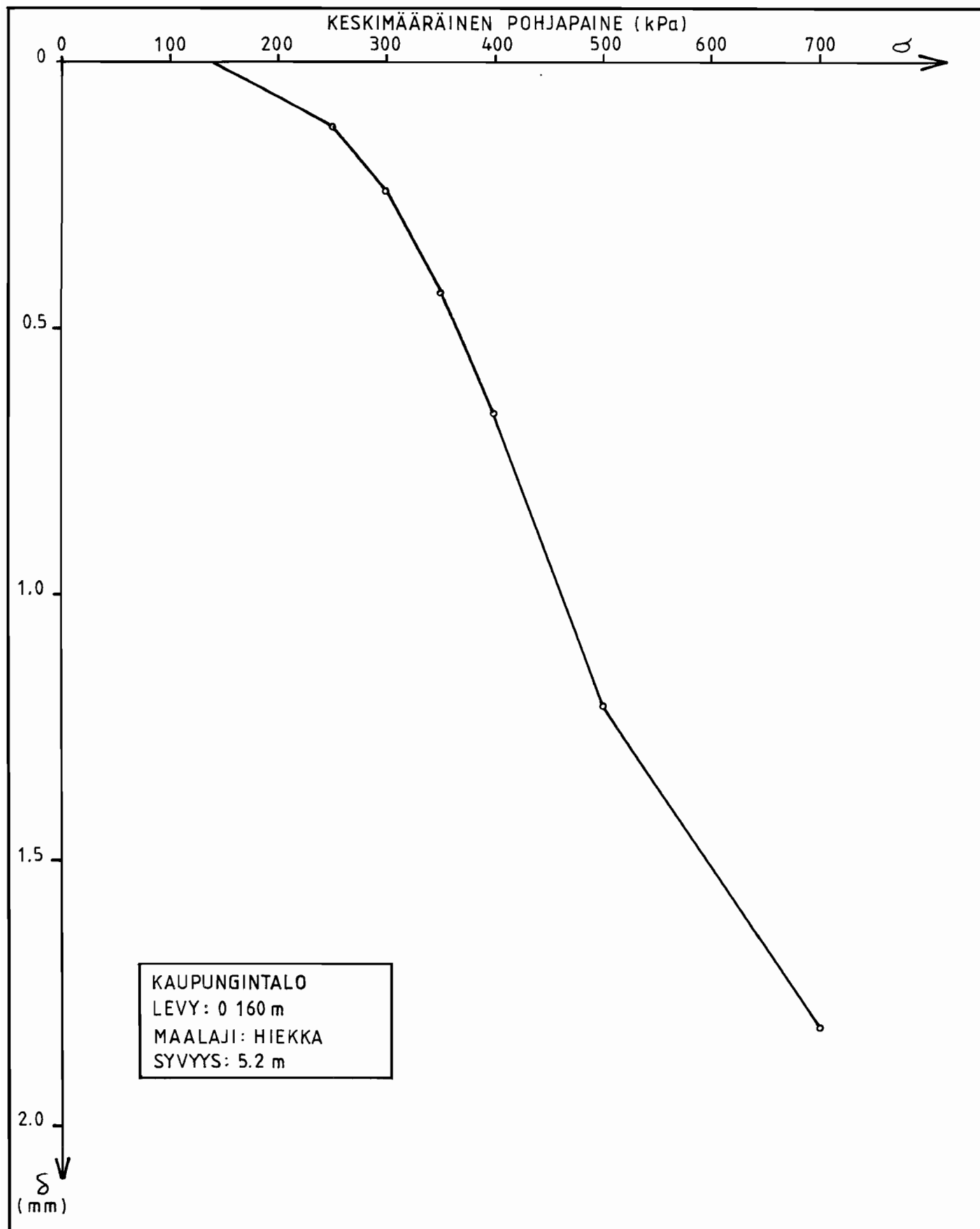
Kuva 5.2. In situ -kuormituskoetulos. Koy Kurkiveteraani.



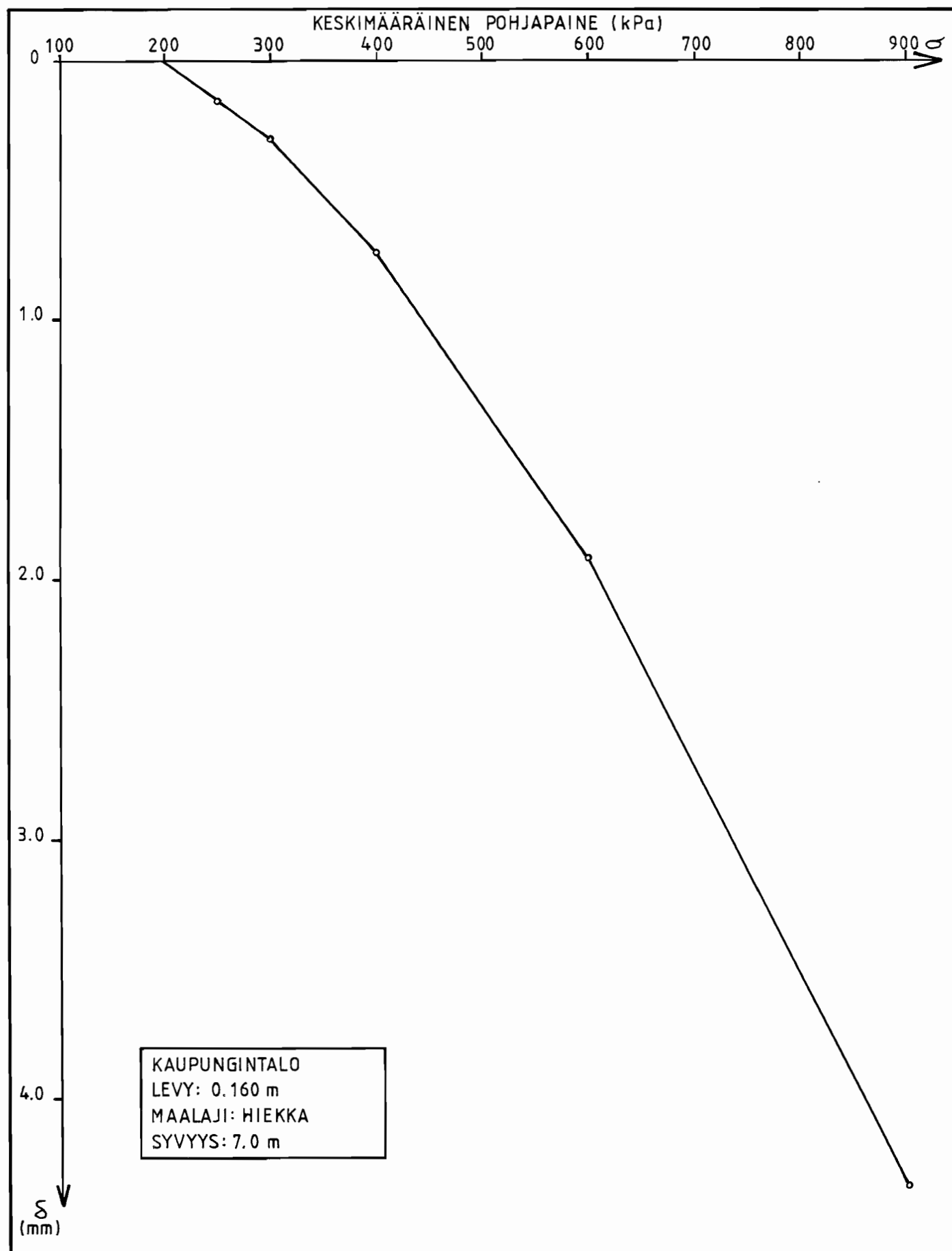
Kuva 5.3. In situ -kuormituskoetulos. Koy Kurkiveteraani.



Kuva 5.4. In situ -kuormituskoetulos. Koy Hietakummuntie.



Kuva 5.5. In situ -kuormituskoetulos. Kaupungintalo.

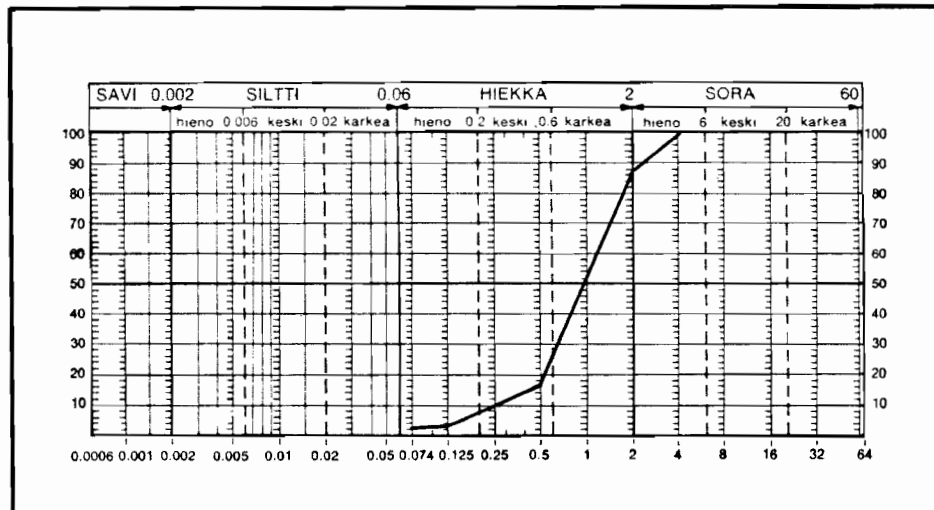


Kuva 5.6. In situ edonimisajokortti. Kaupungintalo.

6. LABORATORIOKOKKEET

Ennakkovalmistelut

Teoreettisten jännitys jakaumien testaamiseksi suoritettiin Tampereen teknillisen korkeakoulun pohjarakennuslaboratoriossa laboratoriokokeita sekä kuormituskokeita aikavälillä 28.5. - 30.6.1985 kokopäivätoimisesti kolmen teekkarin voimin. Paikan valinta johtui siitä, että ainoastaan siellä oli tämän-tyyppisen kokeen vaatimuksia vastaava koehalli ja -kuoppa. Koekuopalta edellytettiin ennenkaikkea syvyyttä. Lisäksi tiedonkeruu ja -käsittelylaitteisto (HP-86) takasi luotettavan mittauksen ja tiedon taltioinnin. Materiaalina käytettiin kuivaa puhallushiekkaa, jonka rakeisuusalue on varsin kapea ja näin ollen edustaa hyvin isotrooppista ja homogeenistä ainetta. Hiekan rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa (6.1).



Kuva 6.1. Käytetyn hiekan rakeisuuskäyrä.

Hiekalle tehtiin proctor-kokeet, tilavuuspainomäärittäyksineen. Avoimen tilan kimmoparametrien määrittämiseksi tehtiin kolme avointa kolmiaksiaalikoetta, jotka suoritettiin samassa tiiveydessä. Kokeiden tulokset on esitetty taulukossa (6.1).

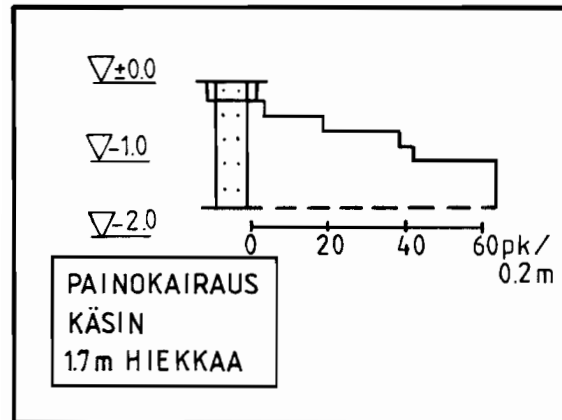
Taulukko 6.1. Kolmiaksiaalikokeiden tulokset

Koe	Suht.tiiveys D_r	(MPa) E_d	v_d	ϕ murto (kitkakulma)
1	0.61	27.3	0.43	37.6
2	0.59	28.7	0.43	41.2
3	0.60	34.4	0.28	43.1

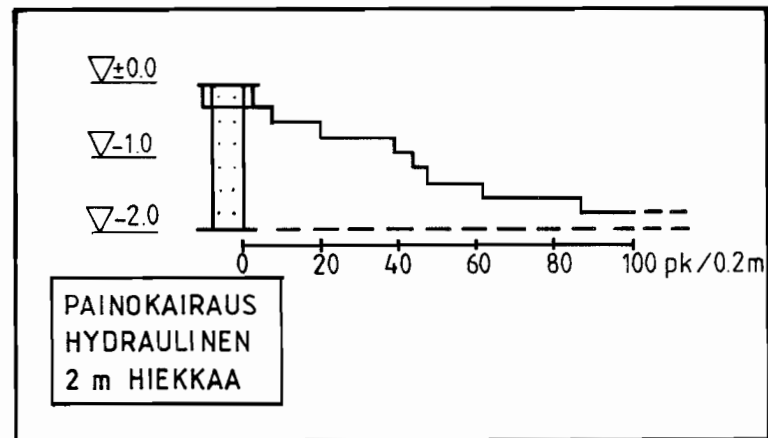
Kokeiden keskiarvoiksi saatiin $\bar{E}_d = 30.1$ MPa ja $\bar{v}_d = 0.38$. Kokeista lasketut arvot vastaavat löyhän tasarakeisen hiekan arvoja.

Suhteellisen tiiveyden riippuvuutta kuormitusastian tärytysajasta tutkittiin muutamilla kerrospaksuuksilla. Kokeiden perusteella todettiin n. 1 min. tärytysaika sopivaksi kun kerrospaksuus on 0.2 m ja n. 5 min. kun kerrospaksuus on 0.5 m.

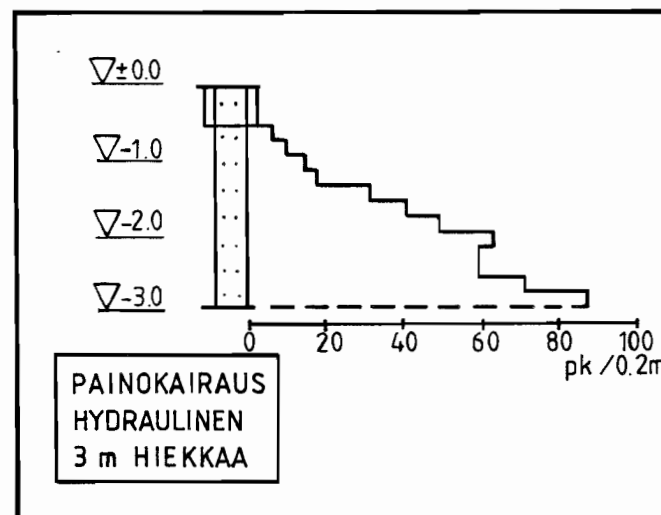
Kuvissa (6.2) - (6.4) on esitetty painokairaus (käsin ja hydraulisesti) kuormitusastiassa kahdella eri hiekkakerroksen paksuudella. Kuvissa (6.5) - (6.7) on esitelty puristin- ja heijarikairautulokset.



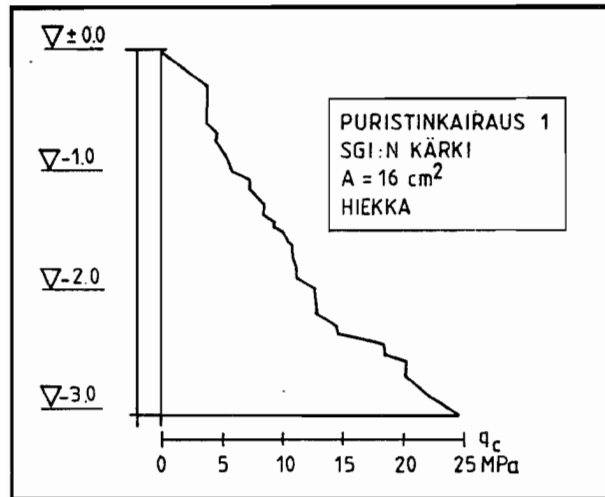
Kuva 6.2. Säiliössä suoritettu painokairaus käsin.



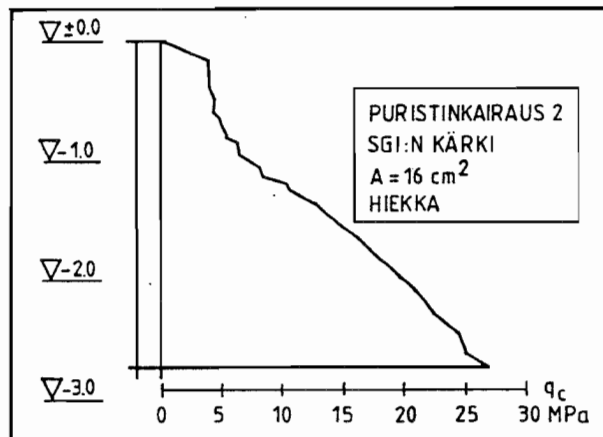
Kuva 6.3. Säiliössä suoritettu painokairaus hydraulisesti.



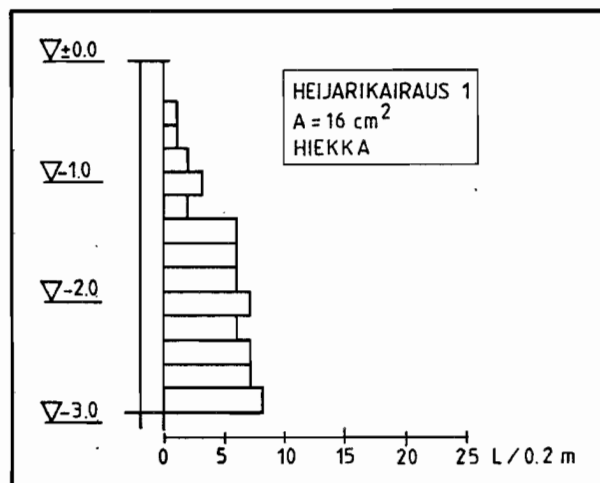
Kuva 6.4. Säiliössä suoritettu painokairaus hydraulisesti.



Kuva 6.5. Puristinkairaus SGI:n kärjellä säiliön keskeltä.



Kuva 6.6. Puristinkairaus SGI:n kärjellä säiliön reunan läheisyydestä.

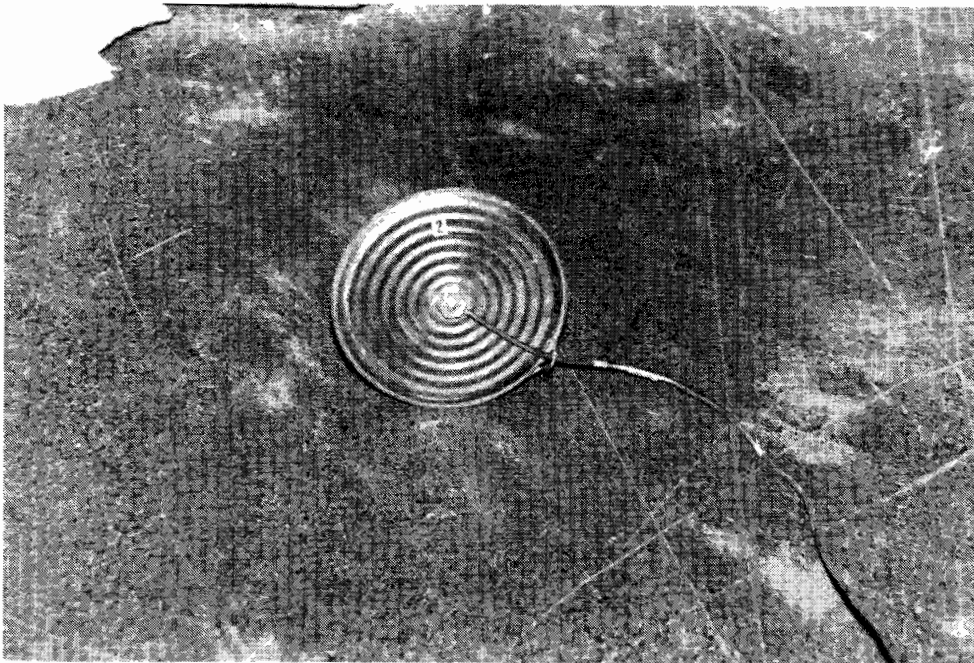


Kuva 6.7. Säiliössä suoritettu heijarikairaus.

Kuvista (6.2) - (6.6) huomataan kärkivastuksen "lineaarinen" kasvu kairattaessa läpi hiekkakerroksen. Samantapainen käyttäytyminen voidaan olettaa myös suhteelliselle tiiveydelle. Tosin täryttimen läheisyydessä hiekka todennäköisesti on tiiviimpää kuin lähitasoilla. Kuvasta (6.7) huomataan, että heijarikairaus on sopimaton kairausmenetelmä tässä tapauksessa, mutta se tehtiin ainoastaan vertailun vuoksi.

Mittauspalkeiden kalibrointi

Mittauspalkeiden kalibrointi suoritettiin kuormitusastioissa, kuormittamalla jäykällä ympyrälevyllä hiekan pinnalta ja mittaamalla jännityslisäyksiä levyn alapuolelle sijoitetulla mittauspalkeella. Mittausperiaate perustui suljettuun nestesysteemiin. Mittauspalkeet ovat materiaaliltaan pronssia. Mittauspalje on esitelty kuvassa (6.8).



Kuva 6.8. Mittauspalje.

Mittauspalkeen halkaisija $D = n. 105 \text{ mm}$ ja paksuus $n. T = 7.5 \text{ mm}$. Seuraavassa käsitellään lyhyesti asioita, jotka vaikuttavat jännitysmittauksiin ja kalibrointiin palkeella. Päätekijät voidaan jakaa karkeasti seuraavasti:

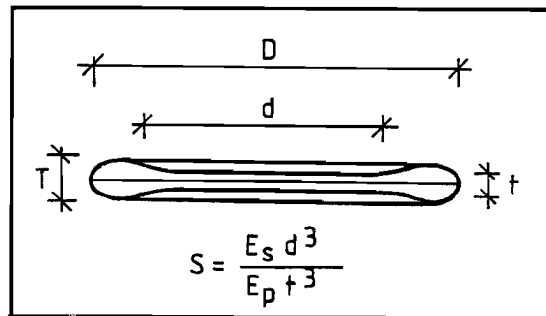
- palkeen geometria ja muodonmuutosominaisuudet
- palje-maa käyttäytyminen
- maan muodonmuutosominaisuudet kalibrointitilanteessa

Taulukossa (6.2) on esitelty ainoastaan eräiden päätekijöiden aiheuttamat vaikutukset sekä mahdolliset parannusehdotukset.

Taulukko 6.2. Tekijät, jotka vaikuttavat jännitysmittauksiin./17/

Tekijä	Aiheutuva virhe	Parannusehdotus
Muotosuhde T/D	Palkeen paksuus muuttaa jännityskenttää palkeen ympärillä	Suhteen T/D tulisi olla $< 1/5$
Maa-palje jäykkyys S	Maan tiiveyden muutokset johtavat epälineaariseen kalibrointiin	Jäykkien palkeiden käyttö $S < 0.5$
Ilma	Ilman jääminen palkeen sisään aiheuttaa palkeen "kömpelön" ja epälineaarisen käyttäytymisen	
Jännityskeskittymät reunoilla	Aiheuttaa jännityksen ylirekisteröintiä palkeen "herkällä" alueella d	Jäykkien reunojen käyttö redusoidaan herkkää aluetta; $d^2/D^2 < 0.25 - 0.45$
Epäkeskeinen, mielivaltainen tai pistekuorma	Maan raekoko liian suuri palkeen kokoon nähden	$d/D_{50} \geq 10$
Jännitysrotaatio	Palje aiheuttaa vaakajännityksen kiertymistä aiheuttaen lisäkomponentin normaali-jännitykseen	Käytä korjauskerrointa
Maan jännitysmuodonmuutosominaisuus	Jännitysmittauksiin vaikuttaa maassa vallitseva tila Geotekninen osasto julkaisu 42	Kalibrointi tehtävä mittauksia vastaavassa tilassa

Taulukossa (6.2) käytetyt merkinnät selviävät kuvasta (6.9).



Kuva 6.9. Poikkileikkaus mittauspalkeesta.

Käytetylle palkeelle saadaan $S \approx 0.8$, joten mittauspalje antaa suurempia jännityksiä kuin teoreettiset arvot. Lisäksi mittausarvoihin vaikuttaa ympärillä olevan maan tiivistyminen, jolloin maan tiivistyessä joudutaan väistämättä epälineaariseen kalibrointiin./17/

Kalibrointikokeessa lisättiin kuormitusta melko nopeassa tahdissa, josta on seurauksena muutamat poikkeavat pisteet. Periaatteena oli löytää yksinkertainen ja palkeen sijainnista riippumaton kalibrointifunktio. Kalibrointifunktio toteuttaa yhtälön (6.1).

$$\sigma = K(\sigma_M) \quad (6.1)$$

missä σ_M = mitattu jännitys

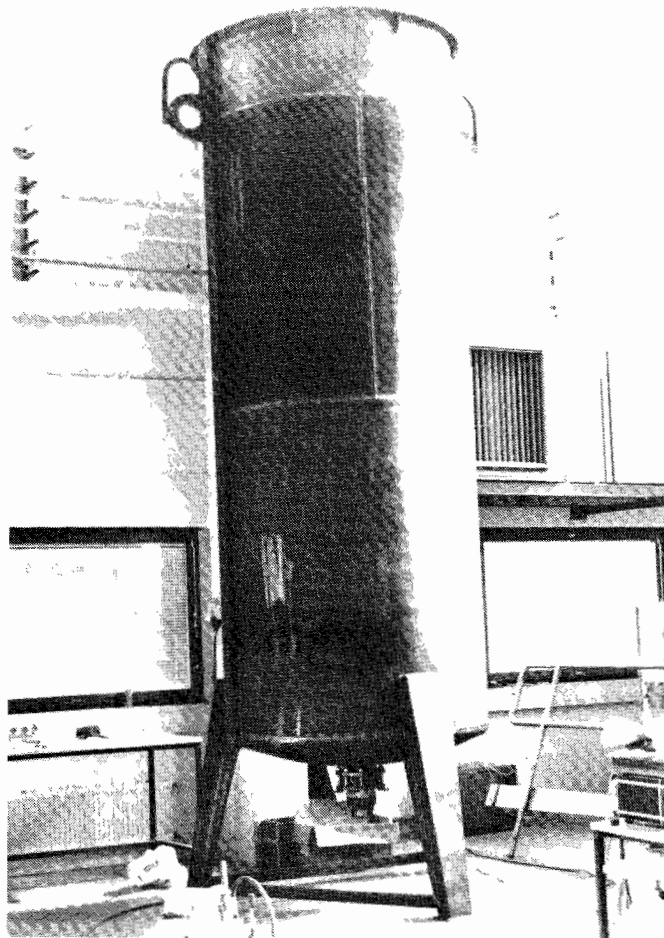
Kokeilemalla saatiin $K(\sigma_M) = 0.2 \sigma_M + 5.0$. Tämä kattaa kohtalisen hyvin kalibrointikokeessa käytetyn jännitysskaalan.

Kuormituskokeet

Kuormituslevyjä oli kolmea eri kokoa (halkaisijat: 113, 160 ja 300 mm). Kokeissa tutkittiin levykoon sekä kuormitusyvyyden vaikutusta levyn alapuoliseen jännitystilaan. Kuormitusyvyydet pyrittiin järjestämään tasoille D , $4D$, $8D$ (D on levyn halkaisija). Kuitenkin 160 ja 300 mm levyissä olevan kärjen takia etäisyydet hiukan poikkesivat edellämäinitusta. Mittauspalkeet sijoitettiin alkukokeissa etäisyyksille $0.5D$, D , $2D$ ja $4D$ sekä loppukokeissa etäisyyksille $0.5D$, D , $1.5D$ ja $2D$ kuormituslevyn alapuolelle. Kuormitusportaita tehtiin 4 - 8 kpl kussakin koesarjassa. Kuormitus oli vakio kaikissa kuormaportaassa. Paperitulostuksesta sekä näyttöpöytäteeltä seurattiin jännityksen ja painuman kehitystä ajan funktiona. Kun ne olivat tasaantuneet lisättiin kuormaa. Käytännössä sekä jännitys että painuma tasaantuivat alle 60 sekunnissa, mutta niitä seurattiin yleensä n. 120 sekuntia.

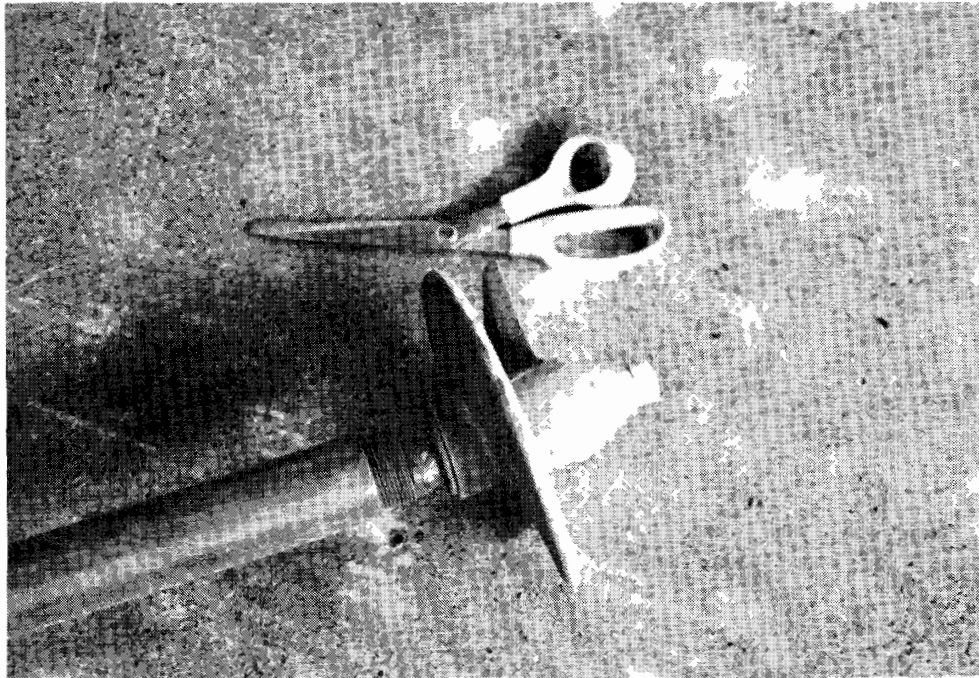
Mittaus- ja tulotusohjelmaan liitettiin teoreettisten voima-siirtymäyhteyksien laskentaosa sekä myös täysin taipuisan levyn Mindlin- ja Kelvin-ratkaisut.

Kuormitukset tehtiin n. 5.5 m korkeissa paineastioissa. Astian sisähalkaisija oli n. 1.5 m. Kuvassa (6.10) on esitetty paineastia.



Kuva 6.10. Kuormitusastia.

Kuormituksissa ei pyritty murtoon laitteiston kapasiteettirajoitusten takia. Toisaalta myös paljeanturit olivat erittäin herkkiä menemään rikki. Jännitysantureilla (Kyowa) oli lisäksi myös jännityksen suhteen omat valmistajan ilmoittamat toimivuusrajansa. Kuvassa (6.11) on esitetty 0.160 m kuormituslevy.



Kuva 6.11. 160 mm kuormituslevy.

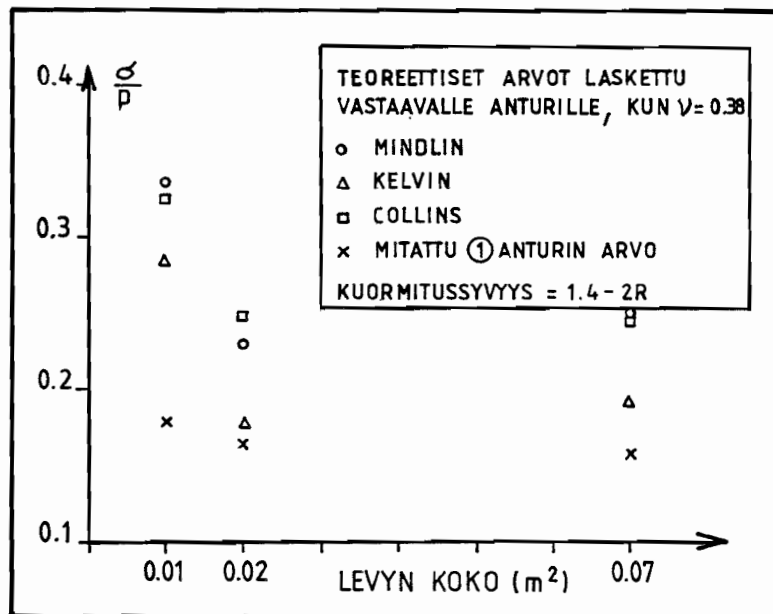
Kuormituskokeiden yksityiskohtaisemmat kuvaajat on esitelty erillisessä liiteosassa /16/. Tässä yhteydessä esitetään ainoastaan kokeiden tulosten pääpiirteet sekä tärkeimmät havainnot, riippuvuudet ja virhelähteet.

Intensiteettikerroin - levyn koko

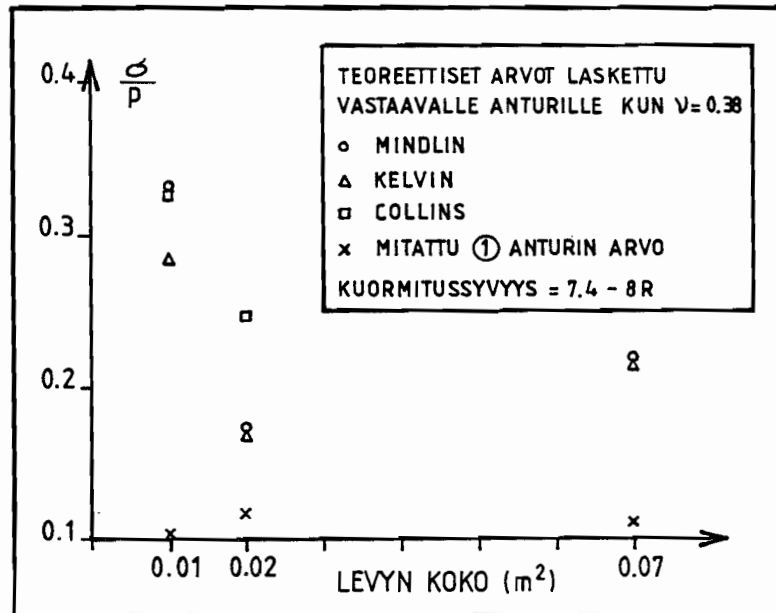
Teoreettisesti yllämainittu yhteys on riippumaton levyn koosta, silloin kun suhteet c/R , z/R ja z/c pysyvät vakioina. Kuvissa (6.12) - (6.14) on esitelty esimerkkinä ainoastaan 1. anturin tulokset kolmella eri kuormitusyvyydellä. Teoreettisten laskettujen arvojen ero edellätodettuun johtuu siitä, että eri levyillä ei ollut mahdollista saavuttaa keskenään täysin vakiona pysyviä c/R , z/R suhteita. Kahdella isommalla levyllä olevan "kärkipiikin" takia jouduttiin 1. anturin suojaamiseksi asettamaan niiden keskinäinen etäisyys normaalia suuremmaksi. Mitatut arvot ovat melko riippumattomia levyn koosta niin kuin teoreettisesti tulee ollakin. Suuruusluokka-ero intensiteettikertoimessa on merkittävä osoittaen näin teorioiden antavan suurempia jännityksiä.

Intensiteettikerroin - kuormitusvyvyys

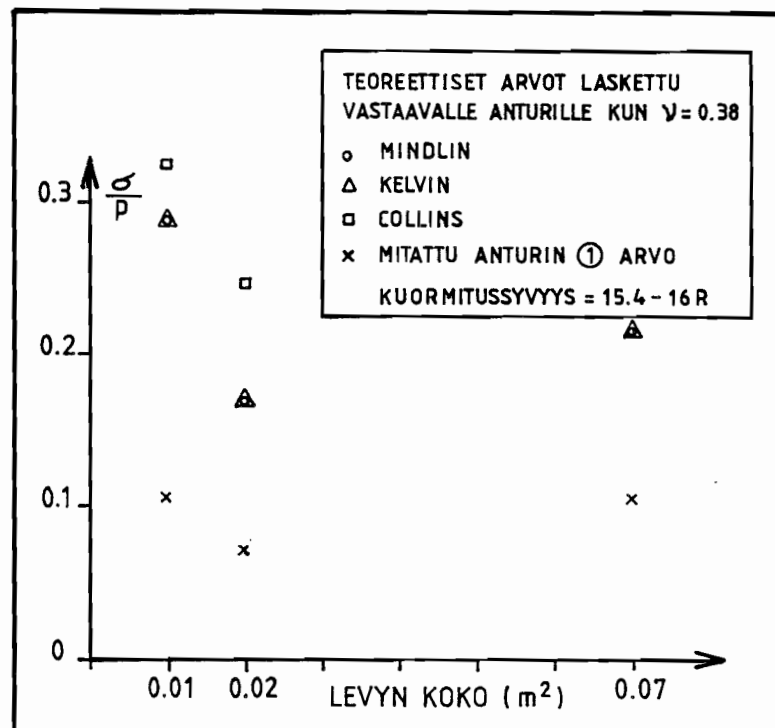
Teoreettisesti kyseinen yhteys on myös riippumaton kuormitusvyvyydestä, silloin kun suhteet c/R , z/R pysyvät vakioina. Kuvissa (6.15) - (6.17) on esitelty ainoastaan 1. anturin osalta tulokset. Teoreettiset arvot on laskettu vastaaville tasoille kuin anturi kulloinkin on ollut. Teoreettisten arvojen ero selittyy samasta syystä kuin edelläkin. Kuvista havaitaan mitattujen arvojen vastaavan parhaiten teoreettisia arvoja 160 mm:n levyllä. Ero kasvaa kuormitusvyvyyden kasvaessa. Poikkeamien suureneminen syvemmällä johtuu kalibrointifunktion yksinkertaisuudesta. Koska syvemmällä joudutaan käyttämään suurempia pohjapaineita, ajaudutaan väistämättä kalibrointikokeiden jännitysalueelta. Tällöin mitatun ja todellisen jännityksen keskinäisen suhteen epälineaarisuus korostuu.



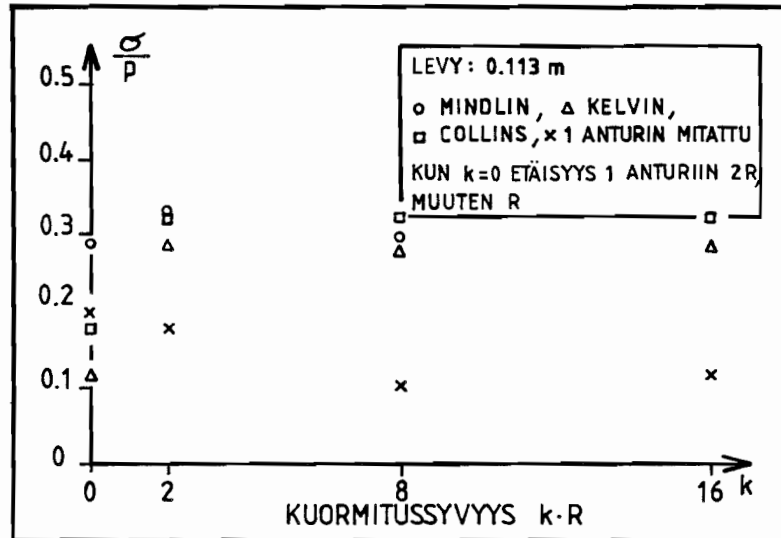
Kuva 6.12. Intensiteettikerroin - levyn koko, kun kuormitusvyvyys on $1.4 - 2R$.



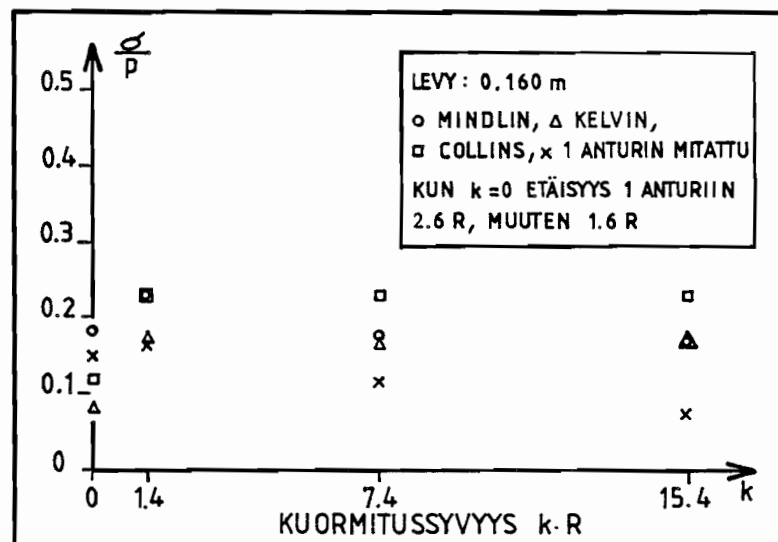
Kuva 6.13. Intensiteettikerroin - levyn koko, kun kuormitussyvyys on 7.4 - 8 R.



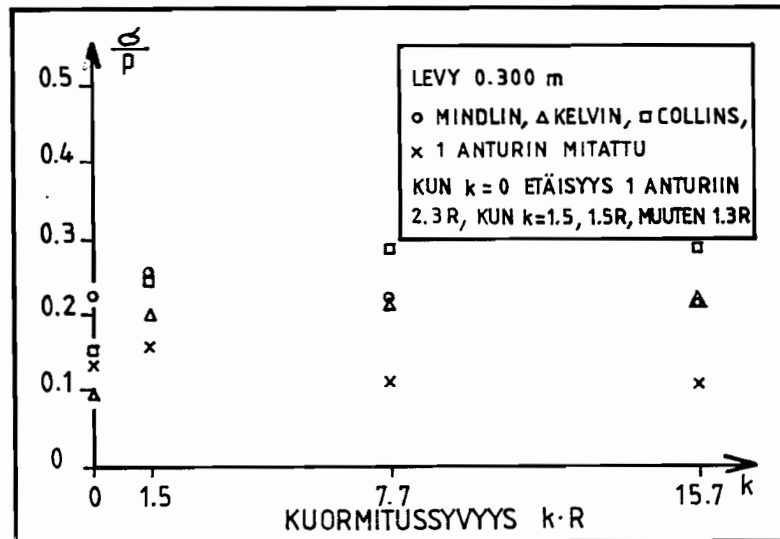
Kuva 6.14. Intensiteettikerroin - levyn koko, kun kuormitussyvyys on 15.4 - 16 R.



Kuva 6.15. Intensiteettikerroin - kuormitusvyvyys
113 mm:n levyllä.



Kuva 6.16. Intensiteettikerroin - kuormitusvyvyys
160 mm:n levyllä.



Kuva 6.17. Intensiteettikerroin - kuormitussyvyys 300 mm:n levyllä.

Intensiteettikerroin - syvyys

Teoreettisesti intensiteettikertoimen arvo levyn ja maan rajapinnassa on n. 0.25 - 0.5 levyn keskellä, riippuen levyn jäykkyydestä. Käytännön syistä kosketuspainetta ei voitu mitata. Lähin anturi voitiin sijoittaa R:n etäisyydelle levystä. Taulukossa (6.3) on esitelty kyseisen suhteen numeeriset arvot.

Taulukko 6.3. Intensiteettikerroin - syvyys suhteen mitatut arvot.

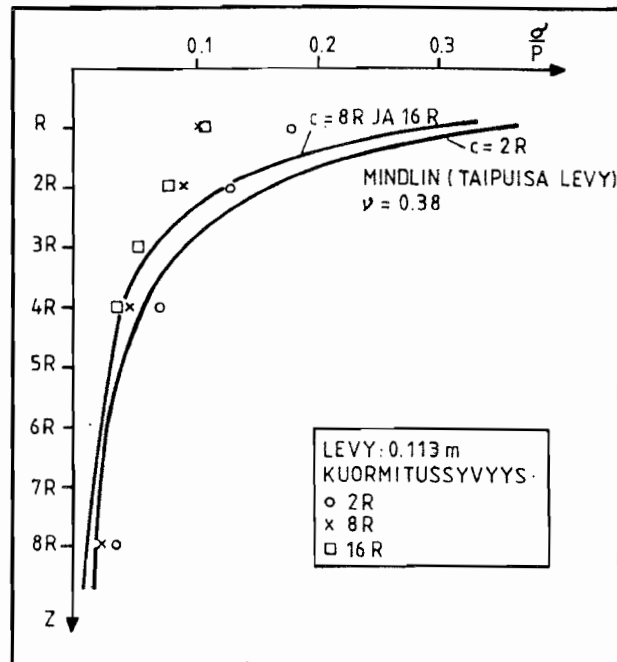
Levy (mm)	Kuorm. syvyys	Etäisyydet levystä				Mitatut arvot (keskiarvo)			
		1	2	3	4	1	2	3	4
113	2R	R	2R	4R	8R	0.179	0.128	0.071	0.037
	8R	R	2R	4R	8R	0.103	0.090	0.048	0.023
	16R	R	2R	3R	4R	0.107	0.077	0.056	0.037
160	1.4R	1.6R	2.6R	3.6R	4.6R	0.162	0.112	0.085	0.066
	7.4R	1.6R	2.6R	4.6R	8.6R	0.117	0.069	0.035	0.016
	15.4R	1.6R	2.6R	3.6R	4.6R	0.073	0.051	0.037	0.026
300	1.5R	1.5R	2.5R	4.5R	8.5R	0.157	0.091	0.040	0.022
	7.7R	1.3R	2.3R	3.3R	4.3R	0.114	0.074	0.051	0.035
	15.7R	1.3R	2.3R	3.3R	4.3R	0.107	0.073	0.046	-

Taulukossa (6.4) esitetään pinnalta tehtyjen kokeiden tulokset.

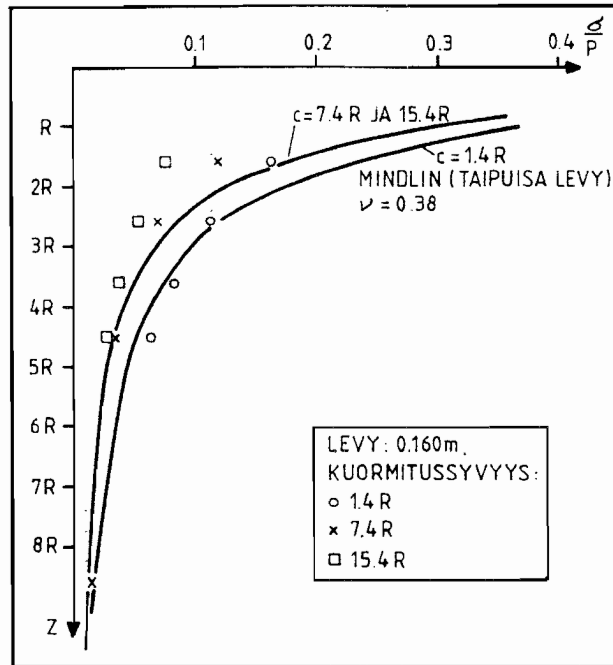
Taulukko 6.4. Pinnalta tehdyt kokeet.

Levy (mm)	Etäisyydet pinnasta				Mitatut arvot (keskiarvo)			
	1	2	3	4	1	2	3	4
113	2R	3R	4R	5R	0.199	0.139	0.122	0.097
160	2.6R	3.6R	4.6R	5.6R	0.145	0.119	0.099	0.078
300	2.3R	3.3R	4.3R	5.3R	0.127	0.082	0.059	0.042

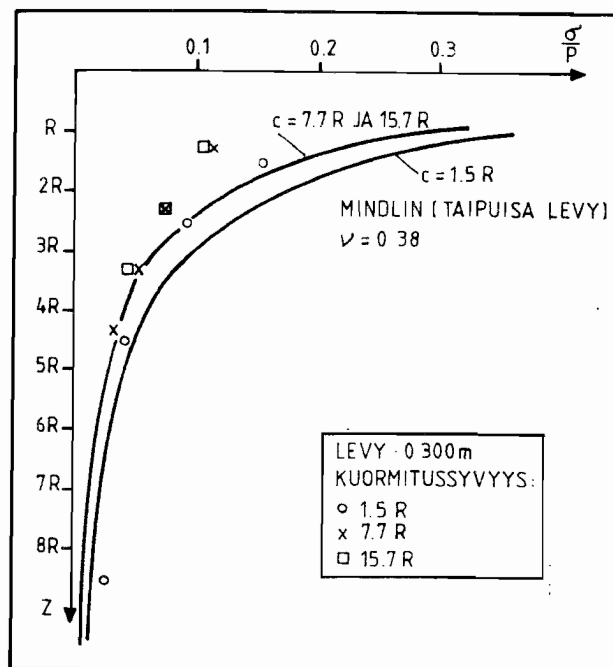
Taulukkojen (6.3) ja (6.4) tulokset on esitelty graafisesti kuvissa (6.18) - (6.21). Kuviin on laskettu lisäksi taipuisan levyn teoreettiset arvot.



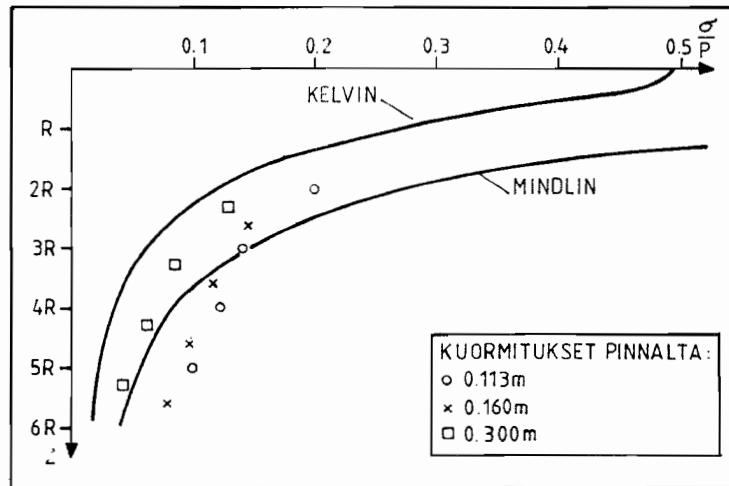
Kuva 6.18. Intensiteettikerroin-syvyys 113 mm:n levyllä.



Kuva 6.19. Intensiteettikerroin-syvyys 160 mm:n levyllä.



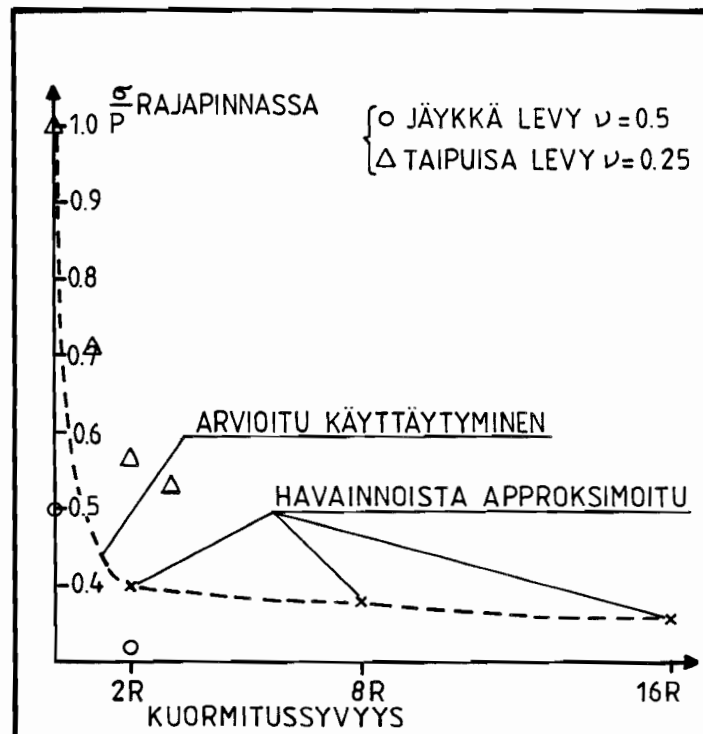
Kuva 6.20. Intensiteettikerroin-syvyys 300 mm:n levyllä.



Kuva 6.21. Intensiteettikerroin-syvyys hiekan pinnalta tehdyissä kokeissa.

Yhteisenä piirteenä hiekan sisällä tehdyistä kokeista havaitaan intensiteettikertoimen melko hyvä vastaavuus teoreettisten taipuisan levyn arvojen kanssa syvyydellä $z \geq 2R$ levystä. Kuten kuvista havaitaan, eivät jännitykset teorian mukaan sanottavammin muutu, kun kuormitusyvyys on suurempi kuin $7R$. Tämä sama ilmiö huomataan myös havainnoista. Välittömästi levyn alapuolella havaitaan teoreettisten jännitysten olevan merkittävästi suurempia kuin havaitut olivat. Ts. myös pohjapaine on ilmeisesti pienempi kuin teorian mukaan laskettu. Pohjapaineen intensiteettikertoimen arvoksi havaitaan likimäärin n. 0.36 - 0.4 riippuen kuormitusyvydestä. Tämä on periaatteessa jäykän tai taipuisan levyn teorioiden väliin sijoittuva arvo. Arvot on laskettu lineaarisella approksimaatiolla. Tarkempaan tulokseen päästään, jos havaintojoukkoon pystytään sovittamaan jännitysjakaumien tyyppinen funktio. Kuvassa (6.22) esitetään arvioitu intensiteettikertoimien arvo maan ja levyn rajapinnassa. Etäännyttäessä levystä alaspäin lähenevät jäykän ja taipuisan levyn laskentatulokset toisiaan.

Hiekan pinnalta tehdyissä kokeissa ei ole nähtävissä yhtä selviä suuntia kuin edellisessä, mutta vastaavuuden voidaan nähdä olevan hyvä mitatuilla tasoilla. Intensiteettikertoimen arvoa levyn rajapinnassa on tehtyjen kokeiden perusteella vaikea lähteä arvioimaan. Kummassakin tapauksessa tarvittaisiin elementtimenetelmää, jotta voitaisiin paremmin tutkia eri tekijöiden vaikutusta jännitys jakaumaan.



Kuva 6.22 Intensiteettikerroin maan ja levyn rajapinnassa.

Aika-painuma

Tässä tapauksessa saavutetaan lopullinen painuma hyvin lyhyessä ajassa. Loppupainuma saavutettiin yleisesti n. 5 - 30 sekunnissa.

Aika-jännitys

Myös tässä tapauksessa jännitykset maapohjassa saavuttavat loppuarvonsa n. 5 - 30 sekunnissa.

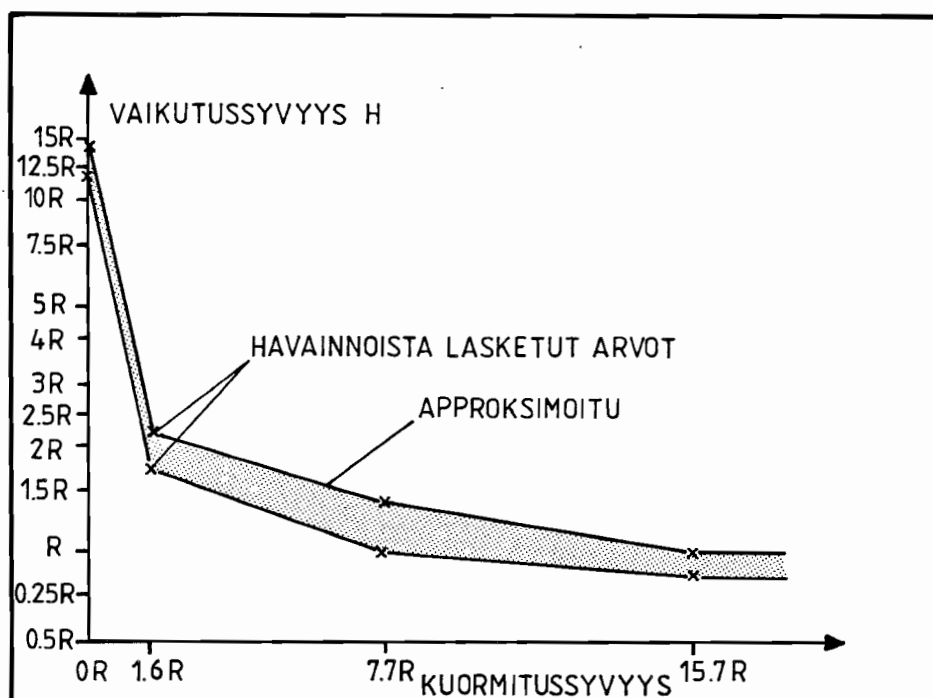
Painumat

Mittauksen yhteydessä laskettiin teoreettisten mallien mukaisia painuma-arvioita. Näiden vastaavuus on heikohko. Parhaiten todettuja arvoja vastasi täysin jäykän levyn sijainti kimmoisessa aineessa toispuoleisella kontaktilla. Asiaa on käsitelty myös kappaleessa 5.

Vaikutussyvyys H

Sekä tangenttimoduuliteorian parametrien m^* ja β^* , että konventionaalisen menetelmän E-moduulin määrittämisessä on olennaisen tärkeää tietää, mikä on se kerrospaksuus, jossa muodonmuutoksia voidaan katsoa tapahtuvan. Asian todentaminen mallikokeilla lienee erittäin vaikeasti suoritettavissa.

Näissä kokeissa vaikutussyvyys määritettiin siten, että kokeista laskettu sekanttimoduuli vastasi kolmiakselikokeella saatua keskimääräistä arvoa hiekkamassan keskellä. Määrittämisessä oletettiin hiekkamassan olevan Gibsonin teorian mukainen ($E = E_0 + kz$). Näin määritetty vaikutussyvyys on esitelty kuvassa (6.23).



Kuva 6.23. Kokeista määrätty vaikutussyvyys kuormitus-syvyyden funktiona.

Kuvasta havaitaan, että kenttäkokeissa arvattu intensiteettikertoimen arvo $I \approx 0.1$ vastaa melko hyvin vastaavaa vaikutussyvyyden arvoa. Ts. jännityssuhteen $\Delta\sigma/p \approx 0.1$ alapuolella ei tapahdu merkittäviä muodonmuutoksia käyttörajatilassa.

Huomattakoon, että Schmertmann ehdottaa vaikutussyvyydelle arvoa $H = 2B$ (neliöperustus) ja $H = 4B$ (pitkänomainen perustus) perustusten painuma-arviota laskettaessa. Nämä ovat vakioarvoja kuormitusyvyydestä riippumatta.

Parametrien laskenta

Koska vaikutussyvyyden määrittämisessä käytettiin kolmiaksiaalikokeista saatuja moduuli-arvoja, on selvää että painumajännitysyhteydestä määritetyt moduuli-arvot käyrien alkuosalla antavat hiekalle arvot $E \approx 20 - 40$ MPa riippuen kuormitusyvyydestä. Sen sijaan parametrin m^* ja β^* määrittämisessä voi hajonta olla jo suurempi. Seuraavassa määritetään nämä parametrit pienimmän neliösumman menetelmällä. Taulukossa (6.5) esitetään m^* ja β^* parametrit koko otoksesta sekä tasoittain.

Taulukko 6.5. m^* ja β^* parametrit kuormituksista.

Otosjoukko	m^*		β^*	
	Keskiarvo	Keskihajonta	Keskiarvo	Keskihajonta
Koko otos	31.2	11.1	1.33	0.20
Tasot				
1.4 - 2R	33.8	17.9	1.29	0.31
7.4 - 8R	32.0	5.2	1.30	0.13
15.4 - 16R	28.7	7.3	1.38	0.13

Parametrin m^* hajonta on melko suuri kun tarkastellaan koko otosta, samoin myös kuormitustason ollessa 1.4 - 2R. Muilla tasoilla sekä parametrin β^* arvoilla hajonta on piemenpää ol-
len ≤ 25 %.

Puristinkairauksista (kuvat (6.5) ja (6.6)) määritettiin q_c samalta tasolta kuin mistä eräs kuormitus oli tehty ($z = 2.35$ m). E-moduulit laskettiin Buisman-De Beerin, Schmertmannin, kuormituskokeen (Schertmannin vakio influenssiarvolla) ja kuormituskokeen (muuttuva vaikutussyvyys) mukaisesti. Tulokset on esitetty taulukossa (6.6).

Taulukko 6.6. Syvyydeltä $z = 2.35$ m lasketut E-moduulit eri menetelmillä.

q_c (MPa)	E-moduuli (MPa)			
	Buisman-De Beer	Schmertmann	Kuorm.koe (vakio I_f)	Kuorm.koe (muuttuva I_f tai H)
16.9-24.4	13.5-19.5	42.2-60.9	33.2-64.4	16.6.-32.2

Kuten taulukosta havaitaan vastaavilla menetelmillä saadaan 0.7, 2.1 ja 2 kertaisia arvoja kuormituskokeisiin nähden, kun käytetään keskiarvoja.

Painokairauksessa (hydraulinen, hiekkaa 3 m) saatiin kyseisellä tasolla n. 60 puolikierrosta/0.2 m ja heijarikairalla vastaava arvo on n. 8 lyöntiä/0.2 m eli $N_{20} \approx 8$. Edellä olevat arvot ovat täysin sopusoinnussa SGI:n (7.5.1985) laatiman kitkamaan laatuluokituksen kanssa. Luokitus on esitelty taulukossa (6.7).

Taulukko 6.7. Kitkamaan laatuluokitus SGI:n mukaan 7.5.1985.

Suhteellinen kiinteys	q_c (MPa)	Painokairaus pk/0.2 m	Heijarikairaus N_{20}	E (MPa)
Hyvin löysä	0 - 2.5	0 - 10	0 - 4	10
Löysä	2.5 - 5.0	10 - 30	2 - 8	10 - 20
Keskikiinteä	5.0 - 10.0	20 - 50	6 - 14	20 - 30
Kiinteä	10.0 - 20.0	40 - 90	10 - 30	30 - 60
Hyvin kiinteä	> 20.0	> 80	> 25	> 60

Virhelähteet

Seuraavassa pyritään lyhyesti kuvaamaan eräitä mahdollisia virhelähteitä, joiden määrä maamekaniikassa on yleensä suuri.

Mitatut arvot - kalibroidut arvot

Mitattuihin arvoihin liittyy tiettyä epävarmuutta, joka johtuu pronssisen mittauspalkeen jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisestä hiekan sisällä. Kalibrointifunktio puolestaan ei sisällä paljoakaan virhettä, koska kalibrointi tehtiin vastavassa tilassa kuin kuormituskokeet sekä itse kalibroinnissa käytettiin Boussinesqin jakaumaa, joka on yleisesti hyväksytty menetelmä homogeenisen puoliavaruuden pintakuormituksessa. Mittauspalkeesta aiheutuvia virhelähteitä on käsitelty tarkemmin taulukossa (6.2).

Levyn säteen ja kuormitusastian säteen suhde

Kuormituskokeissa kyseinen suhde oli 13.3, 9.4 ja 5 kertainen, joten on selvää että jo tutkimuksessa käyttötilassa reunavaikutuksella on merkitystä sekä jännityksiin että painumiin. Lisäksi on kyseenalaista käyttää tässä tapauksessa puoli- ja kokoavaruusmenetelmiä ja niin ollen tämän vaikutus saattaakin näkyä mm. levyn alapuolisessa jännitystilassa. Reunojen vaikutusta voidaan analysoida käyttäen elementtimenetelmää.

Levyn muoto

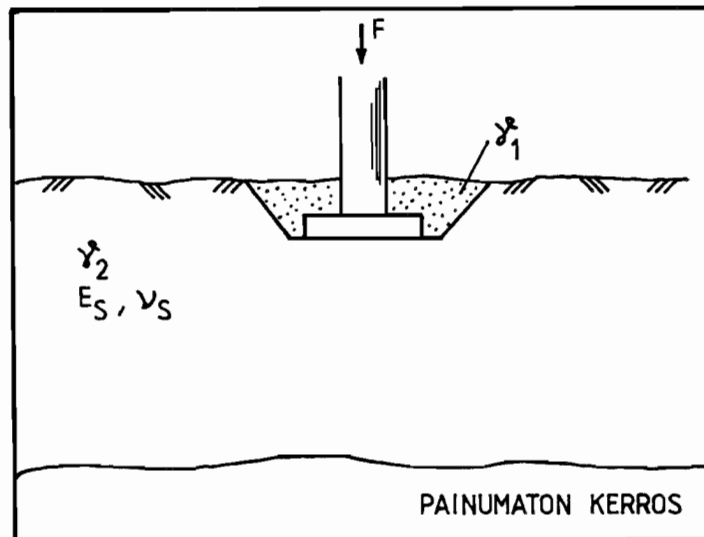
Teorioiden mukaan levy oletetaan useimmiten tasaiseksi ja siileäksi sekä paksuudeltaan merkityksettömäksi. Todellinen muoto aiheuttaa ilmeisesti merkittävän eron hvaittujen ja laskettujen välillä varsinkin levyn välittömässä läheisyydessä.

7. KUORMITUSKOE SUUNNITTELUSSA

Tässä kappaleessa selostetaan yksityiskohtaisesti parametrien määrittäminen eri menetelmillä sekä painumalaskelmat eri teorioiden mukaisesti. Menetelmien havainnollistamiseksi esitetään tässä laskentatapausta epätodellisenä esimerkkinä.

Tehtävänä on arvioida pilarianturan painumaparametrit sekä painuma, kun tulevan anturan läheisyydessä on tehty in situ -kuormituskoe sekä puristinkairaus.

Lähtötietoina ovat seuraavat. Rakenteen pilarianturalle tuleva kuorma on 400 ± 50 kN. Perustamissyvyys on 1 m. Maalaji on hiekkainen siltti. Painumattoman kerroksen etäisyys maanpinnasta on 5 m. Pohjavesi esiintyy alueella n. 7 m:n syvyydessä. Geoteknisen kantavuuden on alustavasti arvioitu olevan noin 300 kPa. Tutkittava kerros voidaan pohjatutkimusten perusteella olettaa homogeeniseksi. Tilavuuspaino on 17 kN/m^3 . Tilanne on kuvan (7.1) mukainen.



Kuva 7.1. Esimerkkitapaus.

Alueen painumaominaisuudet määritetään koekuormituksella sekä puristinkairauksella.

Koekuormituksen suunnittelu

Koekuormitusohjelmaa suunniteltaessa tulee olla tiedossa seuraavat asiat:

- maalaji
- tilavuuspaino
- pohjavesiolosuhteet
- kuormitustiedot
- sallitut painumat
- geotekninen kantavuus (jos mahdollista)

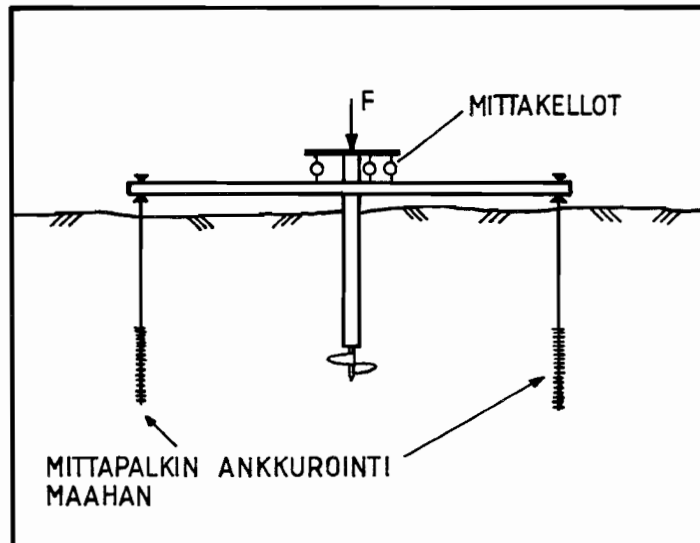
Kuormitusportaat suunnitellaan siten, että porrastusta tihen-
netään suunnittelukuorman läheisyydessä sekä ylitetään suun-
nittelukuorma muutamalla portaalla. Kustannukset riippuvat
hyvin paljon siitä, mitä tutkittava maalaji on. Periaatteessa
tulee pyrkiä jokaisella portaalla konsolidaation täyteen ke-
hittymiseen ($U \approx 90 - 100 \%$). Käytännössä tämä merkitsee hie-
kalla ja siltillä kuormitusportaan aika-arvoja 1 - 32 min. ja
savella 12 h - . Sopiva portaiden lukumäärä on 5 - 8 kpl.
Esimerkkitapauksessa kuormitettiin 5:ssä portaassa. Perustus-
rakenne suunnitellaan neliöanturana, jonka sivumitta on 1.8
m. Tällöin pohjan pinta-ala on 3.2 m^2 . Suunnittelupohjapai-
neeksi saadaan 109 - 140 kPa. Teoreettisesti maapohjan voi-
daan katsoa käyttäytyvän lineaarisesti pohjapaineen arvoon
150 kPa asti. Kuormitus tehdään 1.5 m:n syvyydessä halkaisi-
jaltaan 160 mm:n levyllä.

Huomattakoon, että todellisempi kuva maan käyttämisestä, lo-
pullisen rakenteen sitä kuormittaessa, saadaan kun kuormitus-
kokeita tehdään useampia allekkain. Alue, missä kuormituksia
kannattaa tehdä on arvioitava tulevan rakenteen geometrian,
perustamistapojen sekä kuormitusolosuhteiden perusteella.

Kuormituksen valmistelu

Kuormituslevy kierretään maahan koneellisesti (esim. A-sondi). Noin 0.5 m ennen kuormitustasoa tulee pyrkiä varovaisesti kiertämään levyä. Häiriintyminen saattaa aiheuttaa ensimmäisen kuormaportaan hylkäämisen. Mittakellojen palkki tulee kiinnittää maahan siten, että se ei pääse liikkumaan kuormitusten yhteydessä.

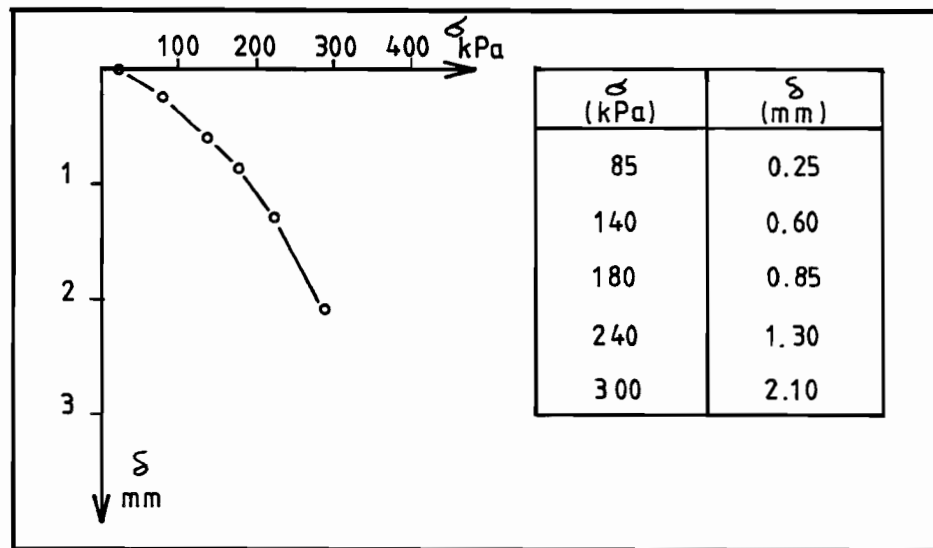
Kuvassa (7.2) on esitelty periaatekuva kuormituslaitteistosta.



Kuva 7.2. Periaatekuva kuormituslaitteistosta.

Tulokset

Kuormituskokeen tulokset on esitelty kuvassa (7.3). Jokaista kuormaporrasta pidettiin 16 minuuttia.



Kuva 7.3. Kuormituskokeen tulokset

Parametrien määrittäminen

Määritetään tässä painumaparametrit m^* , β^* ja E_d 4:llä tavalla.

Janbun menetelmä

Kyseinen esimerkki on tyypillinen tapaus siitä, että Janbun valmiiksi laskemat käyrästöt eivät kata kunnolla tätä aluetta. Janbun menetelmää varten saadaan seuraavat lähtötiedot:

$\sigma_0 \approx 20$ kPa, $\beta^* = 0.5$, $2R = 160$ mm, $\sigma_v = 100$ kPa.

Suunnittelukuorman alueelta valitaan kuorma $\sigma = 140$ kPa, jolloin $\sigma_N = 120$ kPa, 140 kPa:n kohdalta saadaan $\delta = 0.6$ mm.

Seuraavaksi arvioidaan parametri S valmiista käyrästöstä, jolloin saadaan $S \approx 1.25$. Kaavasta (3.8) saadaan $m^* \approx 40$.

Vaihtoehtoisesti voidaan numeerisella integroinnilla saada luotettavampi S :n arvio, käytettäessä yksinkertaista jännitysjakamaa. Tällöin saadaan $S \approx 1.37$, jolloin $m^* \approx 43.8$.

Maapohjan muodonmuutosmoduuli

Kyseinen moduuli edustaa nyt avoimen tilan kolmiulotteista kokonaismuodonmuutosmoduulia. Jotta päästään muodonmuutokseen, määritetään vaikutussyvyys kuormitusyvyyden perusteella (kuva 6.23). Sen jälkeen määritetään moduuli sekanttimuodulina tutkittavalta jännitysväliltä koetuloksesta, jolloin saadaan $E \approx 20$ MPa.

Puristinkairaus

Puristinkairauksen perusteella voidaan määrittää kokoonpuristuvuusmoduuli M . Tutkittavalla tasolla on saatu kärkivastukseksi $q_c \approx 20$ MPa, jolloin yhtälöä (4.3) käyttäen saadaan $M \approx 26.0$ MPa ja vastaava muodonmuutosmoduuli on $E \approx 18.2$ MPa.

Painumien laskenta

Painumien laskemiseksi kitkamaassa on konventionaalisten menetelmien rinnalle kehitetty joukko empiirisiä menetelmiä, jotka perustuvat kairauksista määritettyihin parametreihin. Seuraavassa esitetään painumalaskentamenetelmät eri tavoin määritettyjä parametreja käyttäen.

In situ -kuormituskoe

Tällä kokeella saadaan perinteisten kimmoparametrien (E_u , E_d , jne.) lisäksi tarvittaessa m^* ja β^* parametrit. Laskenta voidaan siis tehdä joko kimmoteorian tai tangenttimoduulimenetelmän mukaisesti. Yleisesti painumalaskenta tehdään kimmo teoriaa käyttäen. Molemmissa tapauksissa käytettävä jännitysjakauma tulee suunnittelijan harkita tapauskohtaisesti. Esimerkkitapauksessamme anturan koko aiheuttaa sen, että esimerkiksi Mindlinin -tyyppiset jakaumat antavat liian pieniä jännityksiä. Jännitykset (kolmiulotteisessa tilassa) voidaan arvioida tässä tapauksessa Boussinesqin teorian mukaisesti

joko suoraan tai modifioituna. Painuva kerros jaetaan lamelleihin joiden keskipisteessä jännityslisäys lasketaan. Kullekin lamellille saadaan oma muodonmuutos. Näiden summa yli kerroksen antaa painuma-arvion.

Painumat lasketaan tässä konventionaalisella kolmiulotteisen teorian Boussinesq -jakaumalla. Poissonin lukuna käytetään arvoa $\nu = 0.3$. Perustuksen vaikutussyvyys määrätään kimmoteoreettisesti (ks. kuva 6.23). Näin saadaan $H \approx 3.6$ m. Vaikutussyvyys jaetaan lamelleihin, joissa jännityslisäykset lasketaan. Taulukossa (7.1) esitetään laskentatulokset, kun muodonmuutosmoduulille on oletettu vakioarvo $E = 19$ MPa.

Taulukko 7.1. Esimerkkitapauksen painumalaskenta.

Lamelli	Painuma (mm), kun $q = 109$ (kPa)	Painuma (mm), kun $q = 140$ (kPa)
1	1.1	1.5
2	1.4	1.8
3	1.3	1.6
4	1.0	1.3
5	0.8	1.0
6	0.6	0.7
7	0.5	0.6
8	0.4	0.5
9	0.3	0.4
10	0.2	0.3
Yhteensä	7.5	9.6

Kun käytetään puristinkairauksella määritettyä E-moduulia, voidaan painuma laskea Schmertmannin mukaisesti. Laskenta suoritetaan kappaleen 4 mukaisesti. Taulukossa (7.2) esitetään laskentatulokset. Painumalaskentaperiaatteet on yksityiskohtaisemmin esitetty lähteissä /15, 23/. Arvoina on käytetty $E = 19$ MPa, $q = 125$ kPa ja $C_2 = 1$.

Taulukko 7.2. Schmertmannin mukaan laskettu painuma
esimerkkitapauksessa.

Lamelli	I_z	Painuma (mm)
1	0.100	0.22
2	0.383	0.74
3	0.665	1.02
4	0.577	0.66
5	0.488	0.41
6	0.400	0.26
7	0.311	0.15
8	0.223	0.09
9	0.134	0.04
10	0.046	0.01
Yhteensä		3.6

Tuloksista ei voida päätellä yleistä suuntausta puristinkairauksesta sekä kuormituskokeesta määritettyjen parametrien välillä. Näin ollen ei myöskään lasketut painumat tässä ole suuruusluokaltaan yleistettävissä.

Kairaukset (puristinkairaus, heijarikairaus)

Kappaleessa 4 esitettiin puristinkairauksesta saatavat parametrit sekä myöskin laskentatavat. Ruotsissa tehdyissä kokeissa on havaittu Buisman-De Beer -menetelmällä lasketut painumat n. kaksi kertaa suuremmiksi kuin havaitut /5/.

Heijarikairauksesta voidaan määrittää N_{20} -parametri ja SPT:stä N_{30} -parametri, jotka arvioidaan painotetulla keskiarvolla. Laskentamenetelmänä voidaan käyttää Parryyn tai Schultze-Sherifin esittämiä menetelmiä. Nämä on esitetty yleisesti geoteknisessä kirjallisuudessa. Mainittakoon, että jos kairauksesta on määritetty E-moduuli, voidaan painuma-arvio laskea myös kimmoteoreettisesti.

Ödometrikokeet

Jos tutkittava maa on hiekkaa tai puhtaasti savea, tulisi varsinkin saven tapauksessa ottaa aina näytteitä laboratorioon ja suorittaa ödometrikokeita. Tämä koe yhdessä in situ -menetelmien kanssa antaa luotettavimman painuma-arvion kohteessa.

8. YHTEENVETO

In situ -kuormituskokeen teoreettisena taustana tutkittiin klassisen kimmoteorian mukaisia ratkaisuja olettaen maamassa kimmoiseksi puoli-, kokoavaruudeksi. Itse levy pidettiin täysin taipuisana tai täysin jäykkänä. Teoreettisesti levyn jäykkyyden vaikutus näkyy lähinnä kosketuspaineessa sekä levyn välittömässä läheisyydessä. Seuraavassa esitetyt toteamukset perustuvat pelkästään todettuihin havaintoihin. Niiden laskennallinen varmentaminen edellyttää ainakin elementtimenetelmän käyttöä.

Pohjapaine

Pohjapaineen todettiin riippuvan kuormitusyvyvyydestä. Tämä sama asia on todennettavissa sekä suljetun muodon että numeerisen ratkaisun avulla. Havainnot sijoittuivat täysin taipuisan- ja täysin jäykän levyn teorioiden väliin. Ilmeisesti approksimatiivisillä menetelmillä päästään tässä suhteessa hyvään tarkkuuteen. Toisaalta jäykän levyn tapauksessa teoreettiset äärettömyyskohdat reunoilla tasoittunevat, jolloin jännitykset muualla kasvavat. Tästä voidaan päätellä jäykän levyn teorioiden vastaavan paremmin pohjapainetarkasteluissa. Tampereella suoritettussa kuormituskokeessa suhteellinen jäykkysparametri sai arvon noin 131.9, joka vastaa jäykkää levyä.

Jännitysjakautuma levyn keskiakselilla

Kuvien (6.18) - (6.20) ja liitteiden perusteella havaitaan taipuisan levyn teorioiden ylikorostavan jännityksiä levyn läheisyydessä. Sama pätee myös jäykän levyn tapauksiin. Ero pienenee kuitenkin kauempana levystä jopa siten, että syvyydellä $z > 8R$ (levystä mitattuna) havaitut arvot ovat hiukan suurempia kuin teoreettiset.

Levyn siirtymä

Teoreettisten mallien mukaiset voima-siirtymäyhteydet vastaavat heikosti havaittuja, joten niiden käyttäminen yleisesti on kyseenalaista.

Vaikutussyvyys H

Vaikutussyvyyden määrityskriteeriksi voidaan ottaa joko siirtymät tai jännitysintensiteetti. Kokeiden perusteella H :n todettiin olevan riippuvainen kuormitusyvyydestä. Kuvaa (6.23) sekä teoreettisia jännitusjakaumia vertaamalla huomataan jännitysintensiteettikertoimen ($= \sigma/q$) $I = 0.1$ vastaavan melko hyvin havaittuja vaikutussyvyyden arvoja.

Painumaparametrit

Painumaparametrien määrittämisessä laite on luotettavin tapa saada arvio maakerroksen käyttäytymisestä sitä kuormitettaessa. Haluttaessa varmin arvio koko tutkittavasta maapohjasta, kannattaa tehdä kuormituskokeita n. 1 metrin välein. Painumaparametrien arvioimisessa kannattaa käyttää myös muuta in situ -laitetta (esim. puristinkaira), jolloin luotettavuus kasvaa.

KIRJALLISUUSLUETTELO

1. Avalle D.L., Kay M.
Application of screw-plate to stiff clays. Journal of the geotechnical eng. div., ASCE vol. 108, no. GT 1, 1982.
2. Banerjee P.K., Butterfield R.
A rigid disc embedded in an elastic half space. Geotechnical engineering, vol. 2, 1971.
3. Berg G., Olsson D.
Screw plate loading tests on Gothenburg clay, deformation and strength properties under static and repeated loading. Examensarbete, Chalmers tekniska högskola G78/2, 1978.
4. Bergdahl U.
Geotekniska undersökningar i fält, SGI information 2, 1984.
5. Bergdahl U., Eriksson U.
Bestämning av jordegenskaper med sondering - en litteraturstudie. SGI rapport no. 22, 1983.
6. Broms B.B., Schwab E.F.
Pressure-settlement-time relationship by screw plate tests in situ. 9th ICSMFE Tokyo, 1977.
7. Collins W.D.
Some axially symmetric stress distributions in elastic solids containing penny-shaped cracks. I. Cracks in an infinite solid and a thick plate. Proc. royal society of London series A 203, 1962.
8. Davis E.H., Poulos H.G.
The use of elastic theory for settlement prediction under three-dimensional conditions. Geotechnique, vol. 18, 1968.

9. Denver H.
Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. Proc. of the 2nd ESOPT, Amsterdam, 1982.
10. Durgunoglu H.T.
Effect of foundation embedment on stress and deformation distributions. 3rd international conf. on numerical methods in geomechanics, Aachen, 1979.
11. Enlid E.
En teoretisk og eksperimentell undersøkelse av feltkompressometerets brukbarhet hva angår in situ bestemmelse av spennings og tidsparametre. Diploma thesis, NTH, 1970.
12. Ervin M.C.
The pressuremeter in geotechnical investigations. In situ -testing for geotech. investigations. Sydney, 1983.
13. Geddes J.D.
Vertical stress components produced by axially symmetrical subsurface loadings. Canadian geotechnical journal, vol. 12, 1975.
14. Goodier J.N., Timoshenko S.P.
Theory of elasticity, McGraw-Hill, 1970.
15. Janbu N., Senneset K.
Field compressometer-principles and applications. Proc. of the 8th ICSMFE, Moscow, 1973.
16. Korpi J.
In situ -kuormituskoe painumien määrittämiseksi. Diplomityö, Otaniemi, TKK, 1985.

17. Kulhawy F.H., Weiler W.A.
Factors affecting stress cell measurements in soil.
Journal of the geotech. eng. division, ASCE, vol. 108,
no. GT 12, 1982.
18. Love A.E.H.
A treatise on the mathematical theory of elasticity.
Dover, 1944.
19. Mindlin R.D.
Force at a point in the interior of a semi-infinite
solid. Journal of general and applied physics, vol. 7,
1936.
20. RIL 157-1. Geomekaniikka 1. Suomen rakennusinsinöörien
Liitto, Helsinki, 1985.
21. Selvadurai A.P.S.
An energy estimate of the flexural behaviour of a
circular foundation embedded in an isotropic elastic
medium. International journal for numerical and analy-
tical methods in geomechanics, vol. 3, 1979.
22. Selvadurai A.P.S.
The eccentric loading of a rigid circular foundation
embedded in an isotropic elastic medium. International
journal for numerical and analytical methods in geo-
mechanics, vol. 4, 1980.
23. Toikka K.
Lahden siltin mekaanisten ominaisuuksien määrittäminen
puristuskäytännöllä. Diplomityö TKK, Otaniemi, 1984.
24. Vähäaho I.
Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien
laskeminen. Helsingin kaupunki, geotekninen osasto,
tiedote no. 14, 1979.

GEOTEKNISEN OSASTON TIEDOTTEET

1. Anttikoski, U., Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen. 1973. 30,-
- * 2. Anttikoski, U., Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu. 1973. 50,-
- * 3. Anttikoski, U., Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu. 1974. 50,-
4. Mäkinen, R., Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella. 1974. 50,-
- * 5. Saarelma, M., Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys. 1974. 30,-
6. Saarelma, M., Kitkapaalujen kantavuus. 1976. 30,-
7. Petäjä, J., Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen. 1977. 50,-
- * 8. Raudasmaa, P., Metrotunneleiden injektointi. 1977. 120,-
- * 9. Anttikoski, U., Kalliotunnelien käyttö varastointiin. 1977. 50,-
10. Tikkanen, H., Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa. 1978. 70,-
- * 11. Arkima, O., Kluuvin ruhjeen jäädytys. 1978. 120,-
12. Raudasmaa, P., Puiset perustusrakenteet. 1979. 50,-
13. Havukainen, J., Voimalaitostuhkan ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa. 1979. 50,-
14. Vähäaho, I., Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen. 1979. 50,-
15. Raudasmaa, P., Pohjavesitarkkailu -80. 1980. 50,-
- * 16. Anttikoski, U., Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunneli-konferenssin kokemusten perusteella. 1979.
17. Roinisto, J., Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneleihin. 1981. 50,-
- * 18. Havukainen, J., Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa. 1981. 50,-
19. Roinisto, J., Yhteiskäyttötunneleiden teknis-taloudellinen selvitys. 1981. 50,-
20. Vuola, P., Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta. 1981. 50,-
21. Havukainen, J., Korhonen, O., Tonttialueiden maarakenteet. 1981. 30,-
22. Havukainen, J., Esimerkkejä jätteen hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä. 1981.
23. Havukainen, J., Kivihiilivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa. 1982. 50,-
24. Latvala, A., Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys. 1982. 30,-
25. Havukainen, J., Härmäläinen, A., Sulamäki, A., Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttö-mahdollisuuksista maarakentamisessa. 1982. 30,-
- * 26. Halkola, H., Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakakentamiskohteet Torpparinmäessä. 1982.
27. Paavola, P., Kunnallisteknisten tunneleiden louhintakustannusselvitys. 1982. 50,-
- * 28. Vähäaho, I., Maarakennusta koskeva mallityöselitys. 1982. 70,-
29. Gulin, K., Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa. 1982. 50,-
30. Halkola, H., Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät. 1982. 50,-
31. Havukainen, J., Kivihiilituhkan käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet. 1983. 30,-
32. Havukainen, J., Användning av stenkolsaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar. 1983. 30,-
33. Havukainen, J., The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines. 1983. 30,-
34. Salmelainen, J., Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta. 1983. 50,-
35. Havukainen, J., Matkakertomus kivihiilituhkien ympäristövaikutuskonferenssista. 1983.
36. Hytti, P., Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiakirjoissa. 1984. 60,-
37. Leinonen, J., Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa. 1984. 60,-
38. Pirinen, J., Kelluvan rantapenkereen rakentaminen. 1984. 60,-
39. Latvala, A. Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti. 1984. 60,-
40. Korpela, J., Schüller, M., Jäykkien liitosjohtojen pohjarakenneselvitys (Jäli-selvitys). 1984. 80,-
41. Lahtinen, E-R., Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti). 1985. 30,-
42. Korpi, J., In Situ-kuormituskoe painumien määrittämiseksi. 1985. 60,-
43. Havukainen, J., Esirakentamisen kehittäminen. 1985. 60,-

* 1 PAINOS LOPPUUNMYTTY