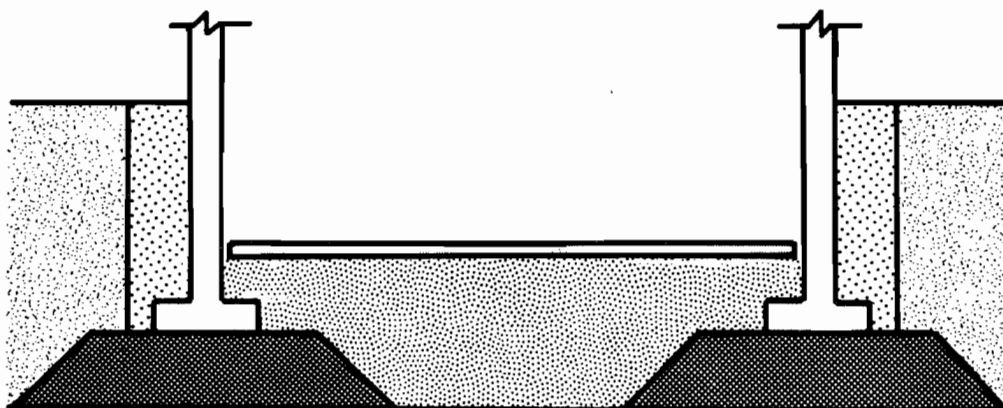


**HELSINGIN KAUPUNGIN KIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNINEN OSASTO**



**Pekka Vuola**

**TALONRAKENNUKSEN MAARAKENTEET JA  
NIIDEN LAADUNVALVONTA**

**Geoteknisen osaston  
tiedote 20 11.9.1981**

Pekka Vuola

T A L O N R A K E N N U K S E N M A A R A K E N T E E T  
J A N I I D E N L A A D U N V A L V O N T A

Geoteknisen osaston tiedote 20

Helsinki 11.9.1981



## TIIVISTELMÄ

Tutkimuksen alkuosassa esitetään kitkamaan deformaation ja kantokyvyn teoriaa, jonka mukaan kokeet sekä koetuloksiin perustuvat laskelmat tehtiin.

Kolmen luonnonkitkamaalajin deformaatiomoduulin riippuvuus maan tiheydestä määritettiin levykuormituskokein. Kustakin kokeesta määritettiin levykuormituskokeen kuormitus-painumakäyrän lineaarisen osan deformaatiomoduuli Schleicherin yhtälöllä. Moduulin havaittiin olevan kullakin maalajilla lineaarisesti riippuvainen tiheydestä tutkitulla alueella.

Anturan geoteknisen kantavuuden riippuvuus maan tiheydestä määritettiin kantokyky- ja painumalaskelmilla. Niiden perusteella painumat määrittävät geoteknisen kantavuuden. Eri maalajien tiiviydellä ja geoteknisellä kantavuudella ei ollut selvää riippuvuutta. Näin ollen perustusten alustäytön parhaimpana tiiviysvaatimuksena voidaan pitää mitoituksessa käytettyä deformaatiomoduulin arvoa, joka tulee saavuttaa myös maarakenteessa. Tiiviystarkkailumenetelmänä tulee kyseeseen maarakenteen deformaatiomoduulin määrittäminen. Muiden maarakenteiden riittävänä tiiviysvaatimuksena voidaan pitää tiivistämisestä suunnitelmissa annettujen tiivistämisohjeiden mukaan. Työmenetelmän ja työn suorituksen valvontaa tulee suorittaa kaikkien maarakenteiden osalta koko rakentamisen ajan.

Maarakenteiden laadunvalvontaa käsitellään moduulin ja tiiviydän määrittämisen sekä työmenetelmän ja työn suorituksen valvonnan kannalta. Tässä yhteydessä rajoitutaan lähinnä suoritettavien kokeiden lukumäärän tarkasteluun sekä eräisiin tulosten kannalta oleellisiin kokeiden suorituksen yksityiskohtiin.

Maarakenteiden rakennettavuutta tutkittiin tiivistyskokeilla, joissa kolmea luonnonkitkamaalajia tiivistettiin tärylevyillä. Kokeissa määritettiin maan tiiviysaste ajokertojen ja maan pinnasta mitatun syvyyden funktiona. Tulosten perusteella esitetään maarakenteiden rakentamisohteet.

Lopuksi esitetään kerrostalon maarakennesuunnitelma esimerkkitapauksena. Siinä käsitellään talon kannalta oleelliset maarakenteet sekä perustukset. Suunnitelman otsikointi ja numerointi esitetään vuonna 1981 ilmestyneen RYL 81 Rakennustöiden yleiset laatuvaatimukset mukaan.

## ABSTRACT

The theories of coarse-grained soil deformation and bearing capacity are demonstrated in the beginning of the research. The tests and calculations are based on these theories.

The relation between the three coarse-grained soil moduli of deformation on earth density was determined by plate tests. The modulus of deformation in the linear part of the load settlement curve was determined according to Schleicher's equation from each test. In the researched area it was noticed that the relation was linear between the modulus and the density of each soil type.

The relation between the footing's geotechnical capacity and soil density was determined by bearing capacity and settlement calculations. Based on these calculations the settlements define the geotechnical capacity. There was no clear relation between different soil types and geotechnical capacity. Thus the value of the modulus of deformation used in design can be considered the best compaction requirement for the foundation fill. As a method of compaction control the determination of the modulus of deformation of the earth structure comes into question. Compaction by following the plan can be considered a sufficient compaction requirement for other earth structures. The work method and work performance of each earth structure are to be supervised during the whole construction time.

In this research the quality control of the earth structures is viewed from the point of determining the modulus and density and the supervision of work method and work performance. In this context the research is limited to examining the amount of the tests and to some particular details that influence the test results.

The compaction of the earth structures was researched by tests, in which three coarse-grained soils were compacted by vibrating plates. In the tests the degree of density was determined as a funktion of the number of passes and the depth. Based on the test results the compaction recommendations are given.

Finally an earth structure plan of an apartment building is presented as an example. The essential earth structures and foundations are presented in the plan. The heading and numbering of the plan are demonstrated according to General quality standards in construction, Finland 1981 (RYL 81).

## ALKUSANAT

Talonrakentamiseen kuuluu oleellisena osana maarakenteiden tekeminen. Niiden nykyiset tiiviysvaatimukset ovat joko kokemusperäisiä tai tienrakennuksen tiiviysohjeita soveltaen noudattavia.

Helsingin kaupunki rakennuttaa vuosittain huomattavan määrän asuintaloja, joiden geoteknisen suunnittelun suorittaa Helsingin kaupungin geotekninen osasto. Geotekniselle osastolle on syntynyt tarve tutkia tarkemmin talonrakennuksen maarakenteille asetettavia tiiviysvaatimuksia, maan tiivistämistä sekä maarakenteiden laadunvalvontaa.

Tutkimus jaettiin neljään osaan. Niistä kaksi on Helsingin teknillisessä korkeakoulussa tehtyjä diplomitöitä, joista toisessa selvitetään talonrakennuksen maarakenteiden laatuvaatimuksia ja laadunvalvontaa sekä toisessa maan mekaanisia ominaisuuksia. Lisäksi Oulun yliopistossa on tehty pudotuspainolaitetta ja Helsingin kaupungin geoteknisellä osastolla maan tiivistämistä koskeva tutkimus.

Tämä tiedote perustuu DI Pekka Vuolan tekemiin maan tiivistämistä koskevaan tutkimukseen ja diplomityöhön "Talonrakennuksen maarakenteiden laatuvaatimukset". Tiedotteen uskotaan selkiänyttävän talonrakennuksen maarakenteiden suunnittelua ja rakentamista sekä yhdenmukaistavan niiden laadunvalvontamenettelyä.

Helsingissä 11.9.1981



Usko Anttikoski  
osastopäällikkö

## TIIVISTELMÄ

## ABSTRACT

## ALKUSANAT

## SISÄLLYSLUETTELO

## MERKINNÄT

|      |                                                                                                |    |
|------|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.   | JOHDANTO.....                                                                                  | 1  |
| 2.   | KITKAMAAN DEFORMOITUMINEN JA KANTOKYKY.....                                                    | 2  |
| 2.1  | <u>Kitkamaan deformatuminen kolmiakselikokeessa.....</u>                                       | 2  |
| 2.2  | <u>Jäykällä levyllä kuormitetun kitkamaan deformatuminen ja murtuminen.....</u>                | 2  |
| 2.21 | Kuormitetun kitkamaan käyttäytyminen.....                                                      | 2  |
| 2.22 | Kokonaisdeformaatiomoduuli.....                                                                | 3  |
| 2.23 | Painumien määrittäminen kolmiakselisessa jännitystilassa.                                      | 4  |
| 2.24 | Kantokyvyn määrittäminen.....                                                                  | 8  |
| 3.   | SUORITETUT KOKEET.....                                                                         | 11 |
| 3.1  | <u>Tutkittujen maalajien luokitusominaisuudet.....</u>                                         | 11 |
| 3.2  | <u>Kolmiakselikokeiden tulokset.....</u>                                                       | 15 |
| 3.3  | <u>Levykuormituskokeet.....</u>                                                                | 16 |
| 3.31 | Koelaitteisto.....                                                                             | 16 |
| 3.32 | Tiivistäminen.....                                                                             | 20 |
| 3.33 | Kokeiden suorittaminen.....                                                                    | 21 |
| 3.34 | Tulosten käsittely.....                                                                        | 21 |
| 4.   | TALONRAKENNUKSEN MAARAKENTEET.....                                                             | 35 |
| 4.1  | <u>Materiaalivaatimukset.....</u>                                                              | 35 |
| 4.11 | Routimattomuus.....                                                                            | 35 |
| 4.12 | Vedenläpäisykyky ja suodattimen tarpeellisuus.....                                             | 36 |
| 4.2  | <u>Talonrakennuksen maarakenteiden laatuvaatimukset, rakentaminen ja tiiviystarkkailu.....</u> | 37 |
| 4.21 | Maarakenteet.....                                                                              | 37 |
| 4.22 | Perustusten alustäyttö.....                                                                    | 39 |
| 4.23 | Maanvaraisen lattian alustäyttö.....                                                           | 55 |

|      |                                                                                                        |    |
|------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.24 | Kantavan rakenteen alustäyttö.....                                                                     | 56 |
| 4.25 | Täyttö perusmuuria vasten.....                                                                         | 57 |
| 4.26 | Taustatäyttö.....                                                                                      | 58 |
| 4.3  | <u>Talonrakennuksen maarakenteiden tiivistysluokitus ja soveltuvat tiiviystarkkailumenetelmät.....</u> | 58 |
| 5.   | MAARAKENTEIDEN LAADUNVALVONTA.....                                                                     | 60 |
| 5.1  | <u>Menetelmät.....</u>                                                                                 | 60 |
| 5.2  | <u>Levykuormituskoe.....</u>                                                                           | 61 |
| 5.3  | <u>Tiiviyden määrittäminen.....</u>                                                                    | 63 |
| 5.4  | <u>Työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta.....</u>                                                 | 65 |
| 6.   | MAARAKENTEIDEN RAKENTAMINEN.....                                                                       | 66 |
| 6.1  | <u>Tutkimuksen tavoitteet.....</u>                                                                     | 66 |
| 6.2  | <u>Tutkittujen maalajien luokitusominaisuudet.....</u>                                                 | 66 |
| 6.3  | <u>Tiivistyskokeet.....</u>                                                                            | 68 |
| 6.31 | Kokeiden suorittaminen.....                                                                            | 68 |
| 6.32 | Tulosten käsittely.....                                                                                | 69 |
| 6.4  | <u>Rakentamis- ja suunnitteluohjeet.....</u>                                                           | 74 |
| 6.41 | Maarakenteiden suunnittelu.....                                                                        | 74 |
| 6.42 | Perustusten alustäyttö.....                                                                            | 74 |
| 6.43 | Maanvaraisen lattian alustäyttö.....                                                                   | 75 |
| 6.44 | Muut maarakenteet.....                                                                                 | 75 |
| 6.45 | Yhteenvedo rakentamisohjeista ja tiiviysvaatimuksista...                                               | 75 |
| 7.   | MAARAKENNESUUNNITELMA.....                                                                             | 76 |
| 8.   | YHTENVEDO.....                                                                                         | 82 |

KIRJALLISUUS

LIITTEET



## MERKINNÄT

|                               |                                                                                                      |
|-------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| B                             | anturan leveys                                                                                       |
| C1, C2                        | $\rho_d:n$ ja $E'_s:n$ välistä riippuvuutta kuvaavat kertoimet                                       |
| D                             | perustamissyvyys, tiiviysaste                                                                        |
| $D_r$                         | suhteellinen tiiviys                                                                                 |
| $E_t$                         | kokonaisdeformaatiomoduuli                                                                           |
| $E'_s$                        | levykuormituskokeen moduuli                                                                          |
| $\bar{E}'_s$                  | levykuormituskokeen moduulien keskiarvo                                                              |
| $E'_{sc}$                     | levykuormituskokeen moduulin laskettu arvo                                                           |
| $E'_{sm}$                     | levykuormituskokeen moduulin mitattu arvo                                                            |
| F                             | kokonaisvarmuuskerroin                                                                               |
| H                             | lamellin paksuus                                                                                     |
| L                             | anturan pituus                                                                                       |
| M1, M2                        | huokosluvun ja kitkakulman välistä riippuvuutta kuvaavat kertoimet                                   |
| $N_c, N_q,$<br>$N_\gamma$     | kantavuuskertoimet                                                                                   |
| N1, N2                        | huokosluvun ja kolmiakselikokeen kokonaisdeformaatiomoduulin välistä riippuvuutta kuvaavat kertoimet |
| P                             | ympyrälevyn kantokyky                                                                                |
| $Q_n$                         | pystykuormitus                                                                                       |
| $Q_v$                         | vaakakuormitus                                                                                       |
| $S_r$                         | kyllästysaste                                                                                        |
| $\Delta V$                    | tilavuuden muutos                                                                                    |
| Z                             | maarakenteen paksuus                                                                                 |
| c                             | koheesio                                                                                             |
| d                             | halkaisija                                                                                           |
| $d_{max}$                     | maksimiraekoko                                                                                       |
| $d_{15}, d_{50},$<br>$d_{85}$ | läpäisyprosentteja 15, 50 ja 85 vastaavat raekoot                                                    |
| $e_o$                         | huokosluku ennen kuormitusta                                                                         |
| $i_c, i_q,$<br>$i_\gamma$     | kuormituksen vinoudesta johtuvat kertoimet                                                           |

|                      |                                                                                           |
|----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| $k$                  | yli 16 mm tai yli 8 mm rakeiden osuus painoprosentteina tutkitun näytteen painosta        |
| $n$                  | kokeiden lukumäärä                                                                        |
| $p$                  | keskimääräinen pohjapaine, geotekninen kantavuus, paine                                   |
| $p_c$                | ympyrälevyn kantokyky                                                                     |
| $p_f$                | murtokuormitus                                                                            |
| $p_l$                | maanpinnan nousunopeuteen perustuvalla menetelmällä määritetty lineaarisen alueen yläraja |
| $p_r$                | regressioanalyysillä määritetty lineaarisen alueen yläraja                                |
| $\Delta p$           | kuormitusporras                                                                           |
| $q$                  | täytöstä aiheutuva tasainen pintakuormitus                                                |
| $r, r_0, r_1$        | spiraalin säde, sen pienin ja suurin arvo                                                 |
| $r_k$                | korrelaatiokerroin                                                                        |
| $s$                  | painuma                                                                                   |
| $s_c, s_q, s_\gamma$ | anturan muodosta johtuvat korjauskertoimet                                                |
| $\Delta s$           | kuormitusporrasta $\Delta p$ vastaava painuma                                             |
| $t$                  | aika                                                                                      |
| $t_p$                | kriittinen arvo                                                                           |
| $w$                  | vesipitoisuus                                                                             |
| $w_{opt}$            | optimivesipitoisuus                                                                       |
| $z$                  | syvyys perustamistasosta                                                                  |
| $\Delta \theta$      | pääjännitysten summan lisäys                                                              |
| $\alpha$             | spiraalin kulma                                                                           |
| $\gamma$             | tilavuuspaino                                                                             |
| $\epsilon_z$         | pystysuuntainen suhteellinen muodonmuutos                                                 |
| $\nu$                | Poissonin luku                                                                            |
| $\rho_d$             | kuivatiheys                                                                               |
| $\rho_{d_{max}}$     | kuivatiheyden maksimiarvo                                                                 |

|                                                  |                                                        |
|--------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| $\rho'_{d_{\max}}$                               | k:lla korjattu kuivatiheyden maksimiarvo               |
| $\rho_{d_{\min}}$                                | kuivatiheyden minimiarvo                               |
| $\rho'_{d_{\min}}$                               | k:lla korjattu kuivatiheyden minimiarvo                |
| $\rho_s$                                         | kiintotiheys                                           |
| $\rho_1$                                         | perustamistason päällä olevan maan tiheys              |
| $\rho_2$                                         | anturan alustäytön tiheys                              |
| $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$                   | pääjännitykset                                         |
| $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ | x-, y- ja z-akselien suuntaisten jännitysten lisäykset |
| $\phi$                                           | kitkakulma                                             |
| $\omega$                                         | muotokerroin                                           |

## 1. JOHDANTO

Helsingin kaupungin geotekninen osasto käynnisti talonrakennuksen maarakenteita koskevan tutkimuksen. Tavoitteeksi asetettiin maarakenteiden tiiviysvaatimusten, rakentamisen ja laadunvalvonnan selvittäminen.

Tiiviysvaatimusten selvittämiseksi katsottiin tarpeelliseksi suorittaa kantokyky- ja painumalaskelmia. Niitä varten maan lujuusparametrit päätettiin määrittää kolmiakselikokeilla ja muodonmuutosparametrit kolmiakseli- ja levykuormituskokeilla. Rakentamistavan selvittämiseksi päätettiin rakentaa koekenttä ja tutkia siinä maan tiivistymistä tärylevyillä tiivistettäessä. Laadunvalvontamenetelmien selvittäminen perustuu lähinnä tutkimustyön yhteydessä saatuun kokemukseen.

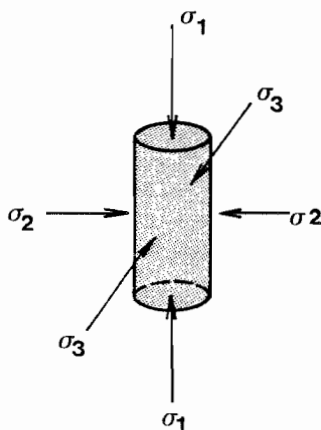
Tutkimuksessa käytettiin luonnonkitkamaalajeja, jotka edustavat hyvin talonrakennuksen maarakenteissa käytettäviä materiaaleja. Tutkimuksessa rajoituttiin tarkastelemaan pelkästään kesäaikana tapahtuvaa rakentamista, jolloin täyttömateriaali ei ole jäänyt eikä sisällä lunta eikä jäätä.

## 2. KITKAMAAN DEFORMOITUMINEN JA KANTOKYKY

### 2.1

#### Kitkamaan deformatuminen kolmiakselikokeessa

Yleinen kolmiakselinen jännitystila esitetään periaatepiirroksena kuvassa 1. Laboratoriossa tehtävässä kolmiakselikokeessa ovat horisontaali-jännitykset  $\sigma_2$  ja  $\sigma_3$  yhtäsuuret. Kitkamaan deformatuminen kolmiakselikokeessa tarkastellaan lähemmin tutkimuksessa /9/.



Kuva 1. Kolmiakselinen jännitystila.

### 2.2

#### Jäykällä levyllä kuormitetun kitkamaan deformatuminen ja murtuminen

##### 2.21

#### Kuormitetun kitkamaan käyttäytyminen

Kolmiakselikokeella suoritetuissa kokeissa jännitystila oletetaan tutkittavassa näytteessä samaksi näytteen joka kohdassa. Jäykällä levyllä kuormitettussa kitkamaassa pääjännitysten suuruudet sekä suunnat vaihtelevat.

Jäykällä levyllä kuormitetussa tiiviissä kitkamaassa levyn painuma koostuu pienillä kuormituksen arvoilla pääasiassa initiaalipainumasta sekä tiivistymisestä. Kokonaispainuma saavutetaan melko lyhyellä kuormituksen kestoajalla, ja kuormituksen ja levyn painuman välinen kuvaaja on lineaarisessa koordinaatistossa käytännöllisesti katsoen suora-viivainen. Kuormitusta lisättäessä leikkausjännitykset kasvavat levyn reunojen alapuolella, ja maa plastisoituu. Plastisoituneen alueen kasvaessa

kokonaispainuman saavuttamiseksi tarvittava kuormitusaika pitenee, ja kokonaispainuma kuormitusporrasta kohden kasvaa. Kun kuormitus kasvatetaan riittävän suureksi, on seurauksena maan kantokyvyn ylitys ja maapohjan murtuminen /8/.

## 2.22

## Kokonaisdeformaatiomoduli

Kokonaisdeformaatiomoduli  $E_t$  on moduuli, jonka edustamat deformaatiot koostuvat kaikista tutkitulla jännitysalueella esiintyvistä painumalajeista. Kokonaisdeformaatiomoduli määritetään tietylle kuormitusvälille, ja moduuli on voimassa vain määrittysalueella.

Kitkamaalle levykuormituskokeella määritettävän kuormituspainumakäyrän lineaariseksi oletetun osan kokonaisdeformaatiomodulin kokonaispainuma koostuu initiaali- ja tiivistymispainumasta. Plastisia painumia ei periaatteessa ole. Lineaariseksi oletetulle osalle määritetty kokonaisdeformaatiomoduli on sekanttioduuli ja tiiviillä maalla samalla tangenttioduuli. Kyseinen moduuli kuvaa ainoastaan tutkitussa tiiviydessä olevan maan deformatumista.

Lineaarisen alueen ulkopuolisten kokonaisdeformaatiomodulien määrittäminen levykuormituskokeella ei ole yleensä mielekäästä, koska painuminen koostuu kuormitetun maan eri osissa eri painumalajeista. Näin ollen plastisten painumien alueelta levykuormituskokeella määritetty kokonaisdeformaatiomodulia ei voi käyttää esimerkiksi perustuksia koskevissa painumalaskelmissa.

Levykuormituskokeella kokonaisdeformaatiomodulia määritettäessä maan on oltava tasalaatuista ja homogeenista sekä deformatuvan maakerroksen paksuuden vähintään kaksi kertaa kuormituslevyn sivumitta tai halkaisija /20/. Mikäli kuormitettavan maakerroksen alla on maakerroksia, joiden kokonaisdeformaatiomoduli on oleellisesti pienempi kuin tutkittavan maakerroksen, on alempien maakerrosten deformatuminen otettava huomioon määritettäessä tutkittavan maakerroksen kokonaisdeformaatiomodulia.

Jäykällä kuormituslevyllä määritettävä kokonaisdeformaatiomoduli kuormituksesta  $p_1$  kuormitukseen  $p_2$  on

$$E_t = \omega \cdot \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot d \cdot (1 - \nu^2) \quad (1)$$

$\Delta p$  = määrittysalueen kuormitusporras =  $p_2 - p_1$

$\Delta s$  = painuma vastaavalla kuormitusportaalla

$d$  = ympyränmuotoisen levyn halkaisija tai  
neliönmuotoisen levyn sivumitta

$\nu$  = Poissonin luku

$\omega$  = muotokerroin

Pyöreän kuormituslevyn muotokerroin on  $\omega = \pi/4$   
ja neliönmuotoisen  $\omega = 0.88 / 20/$ .

Jäykällä ympyrälevyllä tehtyjen kokeiden tuloksista  
voidaan määrittää myös levykuormituskokeen  $E'_S$ -mo-  
duuli, joka määritetään Schleicherin yhtälöllä /15/

$$E'_S = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot d \quad (2)$$

$E'_S$ -moduuli on voimassa ainoastaan määrittämisalueella  
siinä tiiviyydessä, missä koe on suoritettu. Rajoi-  
tukset ovat samat kuin kokonaisdeformaatiomodulilla.

Jäykällä ympyrälevyllä määritettyjen  $E_t$ - ja  $E'_S$ -moduu-  
lien välinen riippuvuus on yhtälöiden (1) ja (2)  
perusteella

$$E_t = E'_S \cdot (1 - \nu^2) \quad (3)$$

## 2.23

Painumien määrittäminen kolmiakselisessa jännitystilassa

Maan suhteellinen kokoonpuristuma  $z$ -akselin suunnassa  
on Hooken lain mukaan

$$\epsilon_z = \frac{1}{E_t} [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] \quad (4)$$

$E_t$  = lineaarisen osan kokonaisdeformaatiomoduuli

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  =  $z, x$ - ja  $y$ -akselien suuntaiset  
normaalijännityksien muutokset

$\nu$  = Poissonin luku.

Jos merkitään

$$\Delta\theta = \Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y \quad (5)$$

eli  $\Delta\theta$  = normaalijännityksien muutosten summa,  
saadaan yhtälö (4) johdetuksi muotoon /19/

$$\epsilon_z = \frac{1+\nu}{E_t} \Delta\sigma_z - \frac{\nu}{E_t} \Delta\theta \quad (6)$$

Maakerroksen vertikaalinen deformaatio pystytään  
määrittämään yhtälön (6) perusteella jakamalla  
maakerros vaakasuoriin lamelleihin ja määrittä-  
mällä kunkin kerroksen keskipisteeseen vaikuttavat  
 $\Delta\sigma_z$  ja  $\Delta\theta$ . Näin pystytään määrittämään kunkin  
lamellin suhteellinen muodonmuutos  $\epsilon_z$ . Kertomalla  
kunkin lamellin suhteellinen muodonmuutos lamellin  
paksuudella ja laskemalla saadut tulokset yhteen

saadaan lopputulokseksi koko maakerroksen kokoonpuristuma. Kokonaispainuma on kaavan muodossa esitettyinä

$$s = \sum_{i=1}^n \left( \frac{1+\nu_i}{E_{t_i}} \cdot \Delta\sigma_z - \frac{\nu_i}{E_{t_i}} \cdot \Delta\theta_i \right) \cdot H_i \quad (7)$$

$n$  = lamellien lukumäärä

$H_i$  = lamellin  $i$  paksuus

$\Delta\sigma_{zi}$  = lamellin  $i$  keskipisteessä vaikuttava vertikaalijännityksen lisäys

$\Delta\theta_i$  = lamellin  $i$  keskipisteessä vaikuttava normaali-jännityksien summan lisäys

$\nu_i$  = lamellin  $i$  maan Poissonin luku

$E_{t_i}$  = lamellin  $i$  maan kokonaisdeformaatiomoduuli.

Suorakaiteenmuotoisen tasaisesti kuormitetun alueen nurkan alla tietyllä syvyydellä olevan pisteen pintakuormituksesta aiheutuva vertikaalijännityksen lisäys on /19/

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[ \frac{L \cdot B \cdot z}{R} \cdot \frac{L^2 + B^2 + 2 \cdot z^2}{R^2 \cdot z^2 + L^2 \cdot B^2} + \arcsin \left( \frac{L \cdot B}{\sqrt{L^2 + z^2} \cdot \sqrt{B^2 + z^2}} \right) \right] \quad (8)$$

$p$  = tasainen pintakuorma

$L$  = kuormitusalueen pituus

$B$  = kuormitusalueen leveys

$z$  = tarkasteltavan pisteen syvyys kuormitustasosta

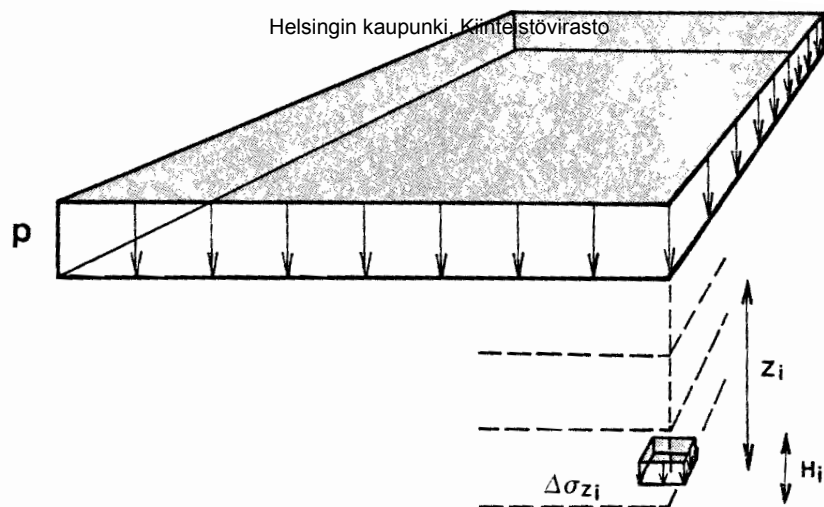
$$R = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2} \quad (9)$$

Vastaava normaali-jännityksien summan lisäys on /19/

$$\Delta\theta = \frac{p}{\pi} (1+\nu) \arctan \frac{L \cdot B}{z \cdot \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \quad (10)$$

Kuvassa 2 esitetään suorakaiteenmuotoisen tasaisesti kuormitetun alueen nurkkapisteen painuman määrittämisen periaate.





Kuva 2. Nurkkapisteen painuman määrittäminen.

Painumia määritettäessä ei riitä pelkästään kuormitusalueen nurkkapisteen painuma, vaan myös muiden pisteiden painumat täytyy pystyä määrittämään. Tasaisesti kuormitetun suorakaiteenmuotoisen alueen minkä tahansa pisteen painuma voidaan määrittää jakamalla kuormitusalue pisteen määrittämiin suorakaiteisiin. Tämän jälkeen lasketaan kunkin suorakaiteen tietyn lamellin keskipisteeseen aiheuttamien  $\Delta\sigma_z$ :n ja  $\Delta\theta$ :n summat ja näiden perusteella kokonaispainuma.

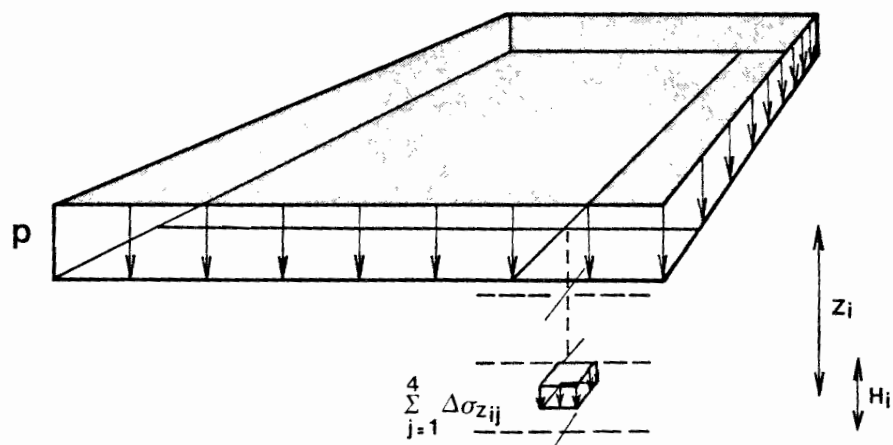
Painuma on

$$s = \sum_{i=1}^n \left( \frac{1+\nu_i}{E_{ti}} \cdot \sum_{j=1}^4 \Delta\sigma_{zij} - \frac{\nu_i}{E_{ti}} \cdot \sum_{j=1}^4 \Delta\theta_{ij} \right) \cdot H_i \quad (11)$$

$\Delta\sigma_{zij}$  = kuormitusalueen j lamellin i keskipisteeseen aiheuttama vertikaalijännityksen lisäys

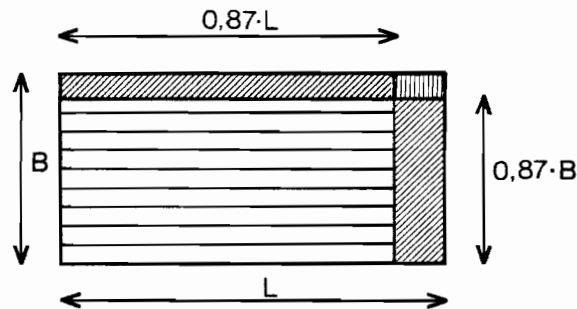
$\Delta\theta_{ij}$  = vastaava normaali-jännityksien lisäyksen summa.

Kuvassa 3 esitetään suorakaiteenmuotoisen tasaisesti kuormitetun alueen mielivaltaisen pisteen painuman määrittämisen periaate.



Kuva 3. Mielivaltaisen pisteen painuman määrittäminen.

Jäykän anturan pohjapaineen jakautuminen ei ole tasainen, vaan jännitykset keskittyvät laatan reunoille. Jäykän anturan painumaa vastaa tasaisesti kuormitetun alueen tunnuspisteen painuma. Kuvassa 4 esitetään suorakaiteenmuotoisen tasaisesti kuormitetun alueen tunnuspisteen sijainti /7/.



Kuva 4. Tunnuspisteen sijainti.

Jäykän anturan painumaa määritettäessä laatta jaetaan neljään tunnuspisteen määrittämään suorakaiteeseen, ja tunnuspisteen painuma määritetään tasaisesti kuormitetussa tapauksessa kuvan 3 ja kaavan (11) mukaan.

Kuvassa 5 esitetään neliönmuotoisen tasaisella pintakuormalla  $p$  kuormitetun alueen pintakuormasta  $p$  aiheutuvien lisäjännitysten  $\Delta\sigma_z$  ja  $\Delta\theta$  jakautuminen tunnuspisteen alla. Laskelmissa käytettiin Poissonin lukuna  $\nu = 0.4$ . Rasterilla merkitty alue kuvaa termin  $\nu \cdot (\sigma_t + \sigma_y)$  aiheuttamaa vähennystä kaavassa (4). Rasteroidun alueen vasen reuna kuvaa kaavan (11) sulkulausekkeen arvoa kerrottuna kokonaisdeformaatiomoduulilla  $E_t$ .

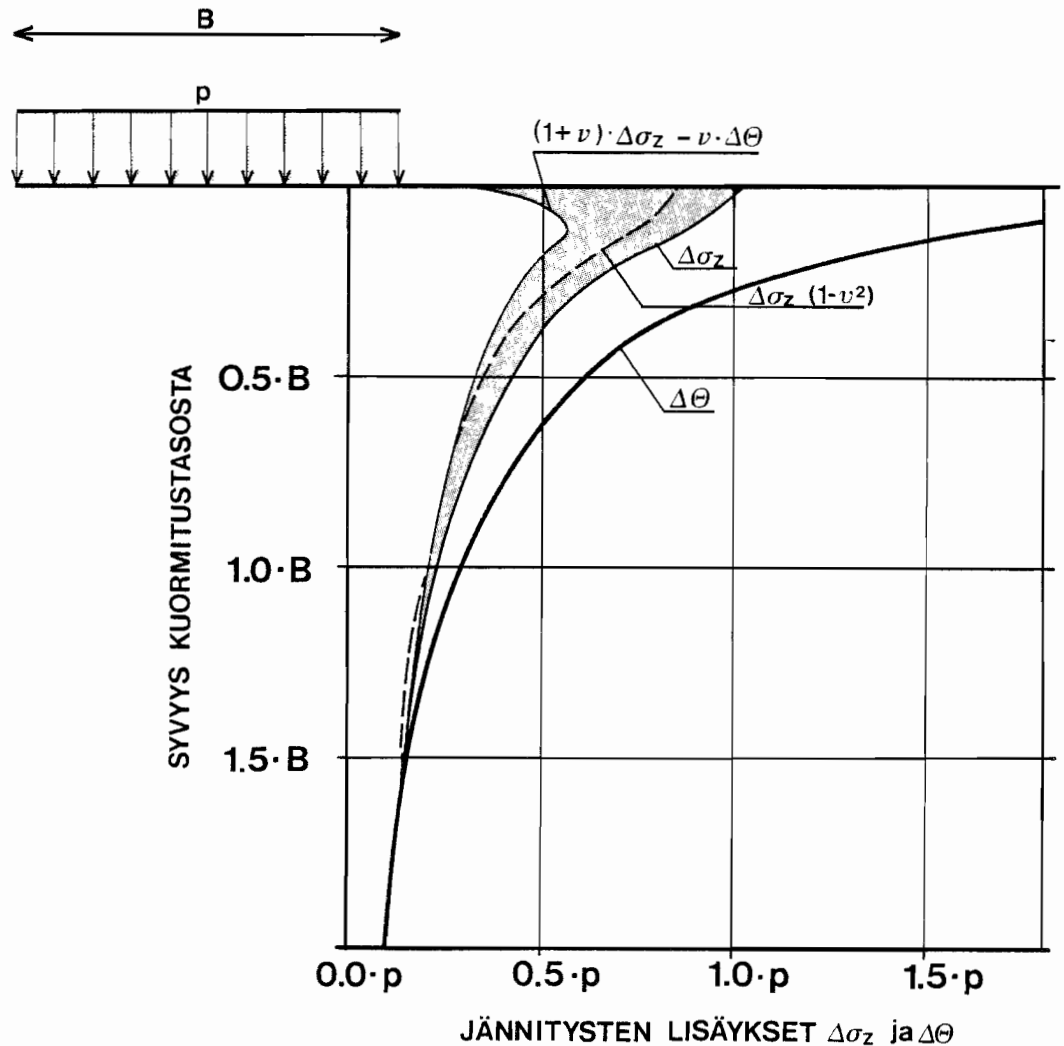
Käytännön suunnittelussa painumat lasketaan usein ottamalla huomioon ainoastaan vertikaalijännityksen lisäys  $\Delta\sigma_z$  ja käyttämällä moduulina levykuormituskokeen moduulia  $E'_s$ . Tällöin suhteellinen kokoonpuristuma kussakin tarkasteltavassa lamelissa on

$$\epsilon = \Delta\sigma_z / E'_s \quad (12)$$

Mikäli  $E'_s$ :n paikalle sijoitetaan kaavasta (3) saatava arvo  $E'_s = E_t \cdot (1 - \nu^2)$ , saadaan yhtälö (12) muotoon

$$\epsilon = \Delta\sigma_z \cdot (1 - \nu^2) / E_t \quad (13)$$

Kaavan (13) osoittajan  $\Delta\sigma_z \cdot (1 - \nu^2)$  arvo  $\nu$ :n arvolla 0.4 esitetään kuvassa 5 katkoviivalla. Jos sitä verrataan rasteroidun alueen vasempaan reunaan eli painuman tarkkaan arvoon, havaitaan, että oleelliset erot esiintyvät kuormitustasosta syvyydelle noin  $0.5 \cdot B$ .



Kuva 5. Lisäjännitysten jakautuminen neliönmuotoisen anturan tunnuspuoleen alla.

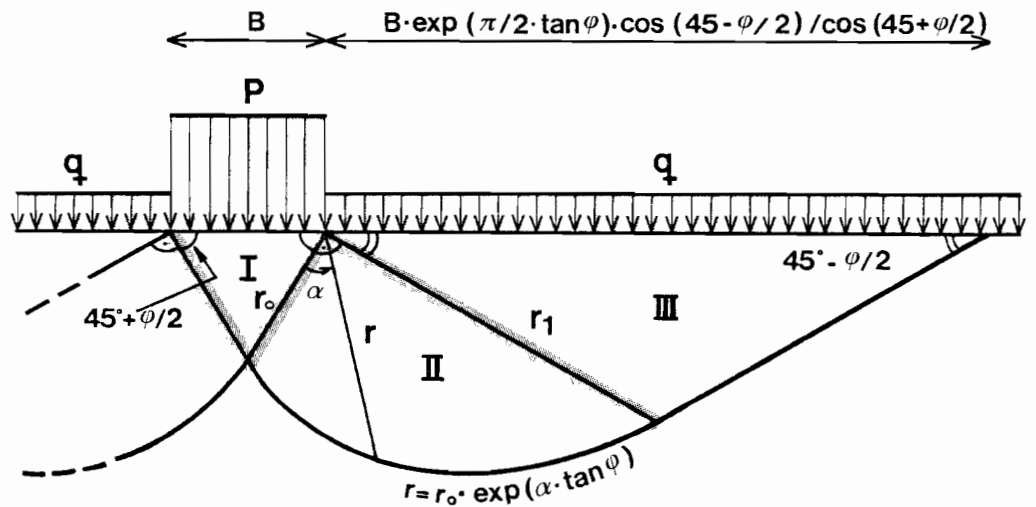
Kaavalla (13) määritetty painuman arvo on kuvan 5 mukaan noin 29 % suurempi kuin painuman tarkka arvo, kun kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus on puolet anturan leveydestä, ja noin 18 % suurempi, kun kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus on yhtäsuuri kuin anturan leveys.

## 2.24

### Kantokyvyn määrittäminen

Kuormituslevyn kuormitusta lisättäessä on lopulta seurauksena maan kantokyvyn ylitys, eli maapohja murtuu. Prandtlin teorian mukainen murtokuvio esitetään kuvassa 6 /18/. Samassa kuvassa esitetään myös maahan vaikuttavat ulkoiset kuormitukset, joista  $p$  on kuormituslevyn keskimääräinen pohjapaine ja  $q$  pintatäytöstä aiheutuva tasainen paine.

Murtotilassa olevassa maassa on kolme vyöhykettä. Vyöhyke I on aktiivisen maanpaineen vyöhyke. Vyöhyke II on plastisessa tilassa oleva säteittäinen vyöhyke. Vyöhyke III on passiivisen maanpaineen vyöhyke.



Kuva 6. Prandtlin teorian mukainen murtokuvio.

Maan kantokyky esitetään DIN-normeissa periaatteellisessa muodossa

$$p = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (14)$$

$c$  = koheesio

$\gamma$  = kuormituslevyn alla olevan maan tilavuuspaino

$q$  = täytöstä aiheutuva pintakuorma

$B$  = anturan leveys

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  = kantavuuskertoimet.

Kaavalla (14) voidaan määrittää maan kantokyky, kun antura on äärettömän pitkä ja kuormitusresultantti keskeinen ja pystysuora. Todellisissa tilanteissa antura on äärellinen ja kuormitusresultantti yleensä epäkeskeinen ja kalteva.

DIN-normien menetelmä perustuu kantavuuskertoimien  $N_c$  ja  $N_q$  osalta Prandtlin ja kantavuuskertoimen  $N_\gamma$  osalta Terzaghin yleiseen teoriaan /2/. Maapohjan kantokykyä määritettäessä tulevat kaavaan (14) lisätekijöinä mukaan anturan muodon ja resultantin kaltevuuden huomioonottavat kertoimet. Maapohjan kantokykyä määritettäessä otetaan anturan pinta-alasta huomioon vain se osa, jolle resultantti on keskeinen /3/. Tämän jälkeen kantokyky määritetään kuten keskeisesti kuormitetulle anturalle.

DIN-normien mukainen maapohjan kantokyky on /3/

$$p = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot s_q + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \quad (15)$$

$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  = kuormitusresultantin kaltevuudesta aiheutuvat korjauskertoimet

$s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$  = laatan muodosta aiheutuvat korjauskertoimet.

DIN-normien /1/, /2/, /3/ mukaan kaavan (15) kertoimet ovat

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (16)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (17)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan \phi \quad (18)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \phi \quad (19)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \text{ kun } \phi \neq 0 \quad (20)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B}{L} \quad (21)$$

$$i_q = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{Q_h}{Q_v + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^3 \quad (22)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (23)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{Q_h}{Q_v + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^3 \quad (24)$$

$\phi$  = maan sisäinen kitkakulma

$c$  = koheesio

$B$  = anturan leveys

$L$  = anturan pituus

$Q_h$  = kuormitusresultantin horisontaalikomponentti

$Q_v$  = kuormitusresultantin vertikaalikomponentti

Kaavat (22), (23) ja (24) ovat kuormitustapaukselle, jossa kuormitusresultantin horisontaalikomponentti on anturan lyhyemmän sivun suuntainen, ja kitkakulma on  $\phi \neq 0$ . DIN-normeissa /3/ käsitellään myös tapaus, jossa horisontaalikomponentti on anturan pitemmän sivun suuntainen. Molemmista kuormitustapauksista käsitellään lisäksi tilanne, jossa kitkakulma on  $\phi = 0$ .

Pyöreän keskeisesti kuormitetun levyn kantokyky (voima) on

$$P = d^2 \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot s_q + \gamma \cdot d \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad (25)$$

$d$  = ympyrälevyn halkaisija /1/.

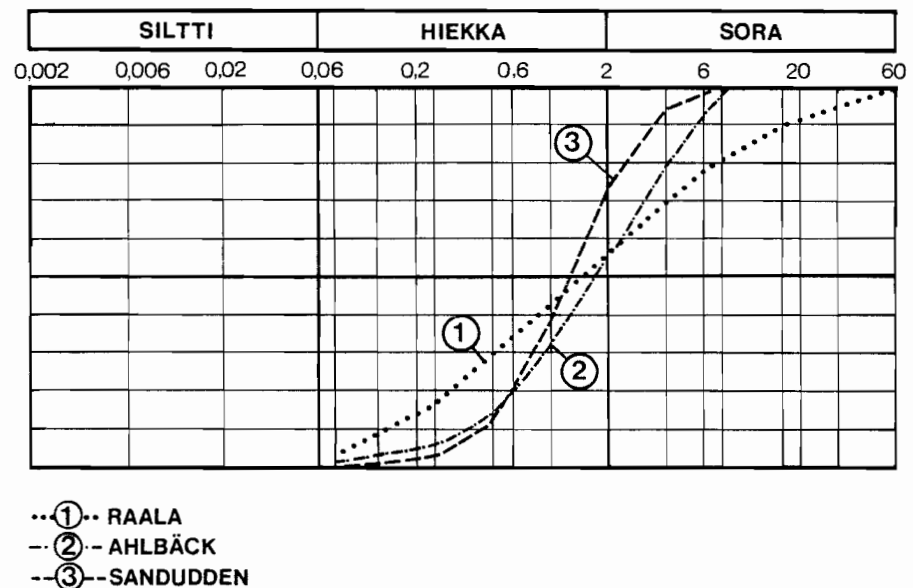
### 3. SUORITETUT KOKEET

#### 3.1

#### Tutkittujen maalajien luokitusominaisuudet

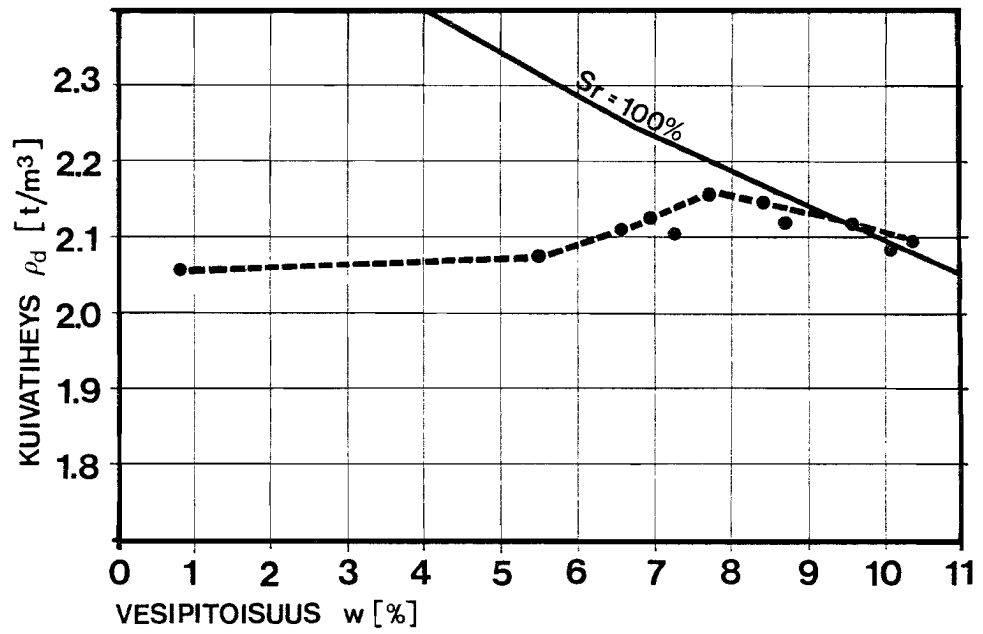
Tutkitut maalajit hankittiin Uudeltamaalta Raalan, Ahlbäckin ja Sanduddenin soranottopaikoilta. Jatkossa maalajeista käytetään hankintapaikkojen nimiä.

Maalajien rakeisuuskäyrät määritettiin seulomalla. Rakeisuuskäyrät esitetään kuvassa 7.

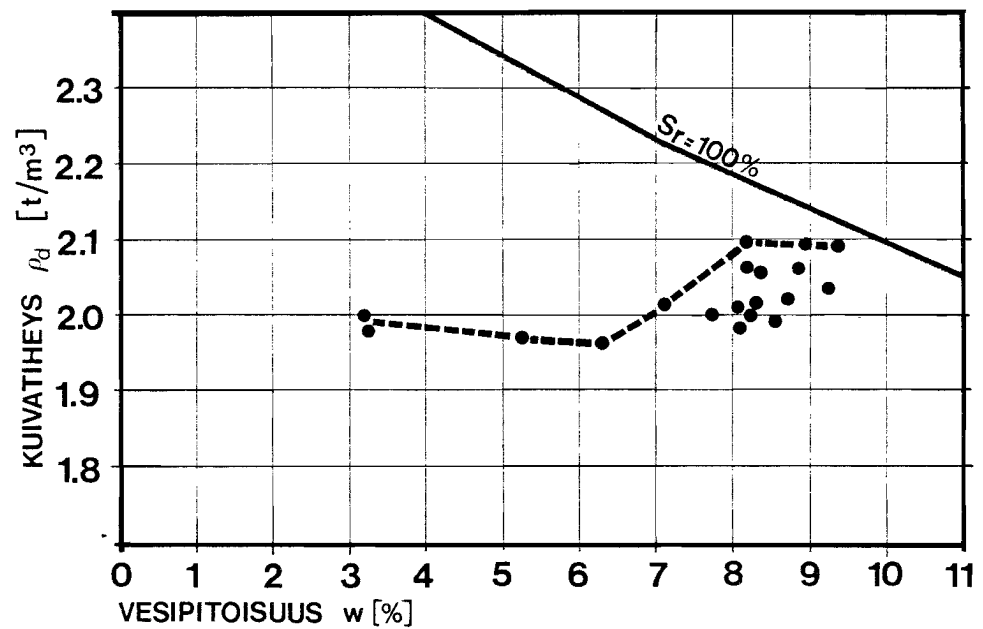


Kuva 7. Tutkittujen maalajien rakeisuuskäyrät.

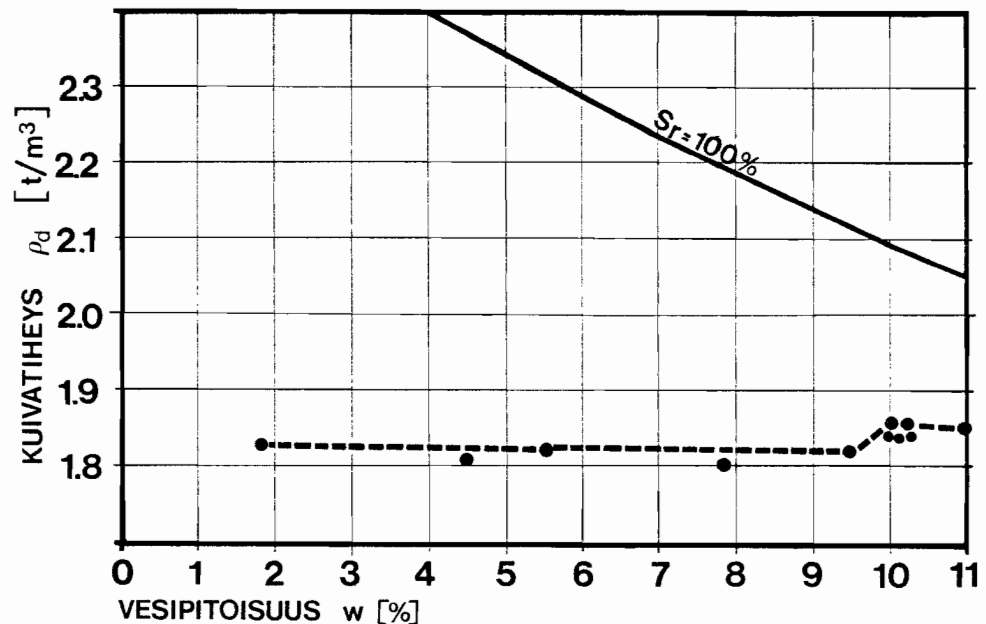
Maalajien kuivatiheyden maksimiarvot ja optimi-vesipitoisuus määritettiin parannetulla Proctor-menetelmällä. Sullonnat tehtiin Teknillisen korkeakoulun automaattisulloimella. Proctor-kokeiden tulokset esitetään kuvissa 8, 9 ja 10. Maalajien kuivatiheyden maksimiarvot ja optimi-vesipitoisuudet määritettiin piirtämällä kuviin verhoikäyrät. Näin saatujen käyrien huippupisteet edustavat em. arvoja. Kuvissa 8, 9 ja 10 esitetään lisäksi maan kuivatiheys vesipitoisuuden funktiona, kun maan kyllästysaste on  $S_r = 100\%$ , ja maan kiintotiheydeksi oletetaan  $\rho_s = 2.65 \text{ t/m}^3$ .



Kuva 8. Raalan hiekalle tehtyjen parannettujen Proctor-kokeiden  $w$ - $\rho_d$ -käyrä.



Kuva 9. Ahlbäckin hiekalle tehtyjen parannettujen Proctor-kokeiden  $w$ - $\rho_d$ -käyrä.



Kuva 10. Sanduddenin hiekalle tehtyjen parannettujen Proctor-kokeiden  $w$ - $\rho_d$ -käyrä.

Maalajien kuivatiheyden maksimi- ja minimiarvot määritettiin myös Kolbuszewskin menetelmillä /16/. Samalla määritettiin vesipitoisuus tiiveimmässä tilassa.

Raalan hiekasta seulottiin Proctor-sullontaa varten yli 16 mm sorarakeet. Niiden osuus koko kiviaineksen painosta on rakeisuuskäyrän mukaan  $k = 10\%$ . Kolbuszewskin koetta varten seulottiin yli 8 mm sorarakeet. Niiden osuus oli vastaavasti  $k = 18\%$ .

Seulottu sora-aines kasvattaa sullontamenetelmillä saatuja kuivatiheyden arvoja. Korjattu kuivatiheyden maksimiarvo on /21/

$$\rho'_{d\max} = \frac{100 \cdot \rho_{d\max} \cdot \rho_s}{100 \cdot \rho_s - k(\rho_s - \rho_{d\max})} \quad (26)$$

Korjattu kuivatiheyden minimiarvo  $\rho'_{d\min}$  voidaan vastaavasti määrittää yhtälöllä (26), kun  $\rho_{d\max}$  tilalle sijoitetaan  $\rho_{d\min}$ .

Myöhemmin Raalan hiekan tiiviysastetta ja suhteellista tiiviyyttä määritettäessä käytetään korjattuja arvoja  $\rho'_{d\max}$  ja  $\rho'_{d\min}$ .

Tiivistyskokeet tehtiin Ahlbäckin ja Sanduddenin seulomattomille näytteille, joten niissä oli  $k = 0\%$  sekä  $\rho'_{d\max} = \rho_{d\max}$  ja  $\rho'_{d\min} = \rho_{d\min}$ .

Tiivistyskokeiden tulokset esitetään taulukossa 1.



Taulukko 1. Tiivistyskokeiden tulokset.

| Maalaji   | Tiivistystapa                        |                                       |                         |                                      |                                       |                                      |                                       |          |
|-----------|--------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|----------|
|           | Proctor                              |                                       |                         | Kolbuszewski                         |                                       |                                      |                                       |          |
|           | $\rho_{dmax}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\rho'_{dmax}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | w <sub>opt</sub><br>(%) | $\rho_{dmin}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\rho'_{dmin}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\rho_{dmax}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\rho'_{dmax}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | w<br>(%) |
| Raala     | 2.16                                 | 2.20                                  | 7.7                     | 1.64                                 | 1.76                                  | 2.06                                 | 2.15                                  | 10.3     |
| Ahlbäck   | 2.10                                 | 2.10                                  | 8.2                     | 1.59                                 | 1.59                                  | 1.91                                 | 1.91                                  | 8.1      |
| Sandudden | 1.85                                 | 1.85                                  | 10.0                    | 1.54                                 | 1.54                                  | 1.78                                 | 1.78                                  | 8.1      |

Ahlbäckin ja Sanduddenin hiekkojen kuivatiheyden minimiarvot ovat lähes yhtäsuuret. Raalan hiekan arvo on selvästi suurempi. Maalajin muuttuessa tasarakeisesta sekarakeiseksi kuivatilavuuspainon minimiarvo kasvaa kuitenkin jatkuvasti.

Määritettäessä kuivatiheyden maksimiarvoa Kolbuszewskin menetelmällä kullekin maalajille tehtiin kolme koetta. Maksimiarvo laskettiin koetulosten keskiarvona. Raalan hiekalla suurin yksittäisen mittaustuloksen ero keskiarvosta oli itseisarvoltaan 1.8 %, Ahlbäckillä 2.7 % ja Sanduddenilla 0.8 %.

Kolbuszewskin menetelmällä määritetty kuivatiheyden maksimiarvo kasvoi maalajin muuttuessa tasarakeisesta sekarakeiseksi. Ainoastaan Sanduddenin hiekalle tehdyissä kokeissa saatiin aikaan selvästi havaittavissa oleva imu. Muilla maalajeilla tiheys ja vesipitoisuus saavuttivat lopullisen arvonsa jo tärytysvaiheen aikana. Kolbuszewskin kokeella määritetty kuivatiheyden maksimiarvo on pienempi kuin Proctor-kokeella määritetty vastaava arvo.

Kolbuszewskin kokeessa tiivistys perustuu vedellä kyllästetyn maan täryttämiseen. Näennäistä koheesiota ei periaatteessa ole. Proctor-sullonta taas perustuu iskun tiivistävään vaikutukseen. Proctor-sullonnassa maa ei ole tiiveimmillään vedellä kyllästettyä, joten näennäinen koheesio vastustaa tiivistymistä. Proctor-sullonnassa käytettävä tiivistysenergia on huomattavasti suurempi kuin Kolbuszewskin kokeessa. Lisäksi Proctor-sullonnassa tapahtuu rakeiden murskautumista, minkä johdosta maa tiivistyy paremmin kuin Kolbuszewskin kokeessa. Koska tiivistäminen mainituissa kokeissa tapahtuu eri menetelmällä, ja koska maan ominaisuudet tiivistettäessä ovat erilaiset, ei koetulosten tarkempi keskinäinen vertailu ole mielekäästä.

Raalan ja Sanduddenin hiekoille pystytettiin määrittämään kuivatiheyden maksimi-arvo Proctor-sullontakäyrien perusteella varsin tarkasti ja yksikäsitteisesti. Molemmissa maalajeissa vesi erottui tiivistettäessä selvästi optimivesipitoisuudessa ja sen ylittävillä vesipitoisuuden arvoilla.

Raalan hiekalla veden lisäys lähelle optimia parantaa kuivatiheyttä noin 5 % verrattuna pienimpään Proctor-sullonnalla saatuun arvoon. Sullontakäyrä on melko loiva, ja näin ollen vesipitoisuuden pieni lisäys ei vaikuta oleellisesti kuivatiheyttä lisäävästi.

Sanduddenin hiekalla alle optimin olevalla vesipitoisuudella ei näytä olevan mitään vaikutusta kuivatiheyden arvoon. Optimivesipitoisuudessa kuivatiheys kasvaa noin 2 % verrattuna pienimpään Proctor-sullonnalla saatuun arvoon. Kun vettä lisätään yli optimin, erottuu ylimääräinen vesi, ja vesipitoisuus laskee optimivesipitoisuuteen.

Ahlbäckin hiekalle tehdyissä Proctor-sullonnoissa sullontakäyrä oli hyvin laakea välillä  $w = 3...8.5 \%$ , ja kuivatiheyden arvo vaihteli välillä  $\rho_d = 1.96...2.02 \text{ t/m}^3$ . Kun vesipitoisuutta kasvatettiin edelleen, vesi erottui selvästi sullottaessa, ja kuivatiheyden arvo kasvoi huomattavasti. Näin saatujen  $w-\rho_d$  -pisteiden hajonta on suuri ja optimikohdan määrittäminen vaikeaa. Saatua optimivesipitoisuuden ja kuivatiheyden maksimin arvoa ei voi pitää ehdottoman tarkkana eikä yksikäsitteisenä, joten Ahlbäckin hiekalle määritettyihin tiiviysasteisiin täytyy suhtautua tietyllä varauksella.

Alle optimivesipitoisuudessa myös Ahlbäckin hiekan kuivatiheyden vaihtelu on varsin pientä. Kuivatiheyden maksimi-arvo on noin 7 % suurempi verrattuna pienimpään Proctor-sullonnalla saatuun arvoon. Vesipitoisuutta ei pystytä merkittävästi lisäämään yli optimin, vaan ylimääräinen vesi erottuu, ja vesipitoisuus laskee lähelle optimia.

### 3.2

#### Kolmiakselikokeiden tulokset

Kunkin tutkitun maalajin kitkakulman riippuvuus huokosluvusta on määritetty tutkimisessa /9/ yhtälöllä (27)

$$\phi = \arctan \frac{(1+e_0) \cdot M_1}{e_0 + M_2} \quad (27)$$

$e_0$  = huokosluku ennen kuormitusta

$M_1, M_2$  = regressioanalyysillä erikseen kullekin maalajille määritettäviä vakioita.

Kunkin tutkitun maalajin kokonaisdeformaatio-moduulin riippuvuus huokosluvusta vakiosellipaineella on määritetty tutkimuksessa /9/ yhtälöllä (28)

$$E_t = N_1 \cdot e_0^{N_2} \quad (28)$$

$N_1$ ,  $N_2$  = regressioanalyysillä erikseen kullekin maalajille määritettäviä vakioita.

Kolmiakselikokeilla tutkimuksessa /9/ määritetyt vakioiden  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $N_1$  ja  $N_2$  sekä Poissonin lukujen  $\nu$  arvot esitetään taulukossa 2.

Taulukko 2. Kolmiakselikokeiden tulokset.

|                  | $M_1$ | $M_2$ | $N_1$<br>(kPa) | $N_2$ | $N_1$<br>(kPa) | $N_2$ | $N_1$<br>(kPa) | $N_2$ | $\nu$ |
|------------------|-------|-------|----------------|-------|----------------|-------|----------------|-------|-------|
| $\sigma_3$ (kPa) |       |       | 40             | 40    | 120            | 120   | 360            | 360   |       |
| Raala            | 0.368 | 0.217 | 372            | -3.89 | 48             | -6.07 | 111            | -5.59 | 0.41  |
| Ahlbäck          | 0.404 | 0.195 | 2981           | -2.55 | 491            | -4.86 | 607            | -4.71 | 0.40  |
| Sandudden        | 0.409 | 0.175 | -              | -     | 1291           | -4.67 | 839            | -5.74 | 0.39  |

Taulukossa 2 esitetyt Poissonin luvut  $\nu$  ovat kullekin maalajille tehdyistä kokeista saatujen tulosten keskiarvoja. Koetulosten perusteella havaittiin, etteivät Poissonin luvut riipu merkittävästi tiiviyydestä eivätkä sellipaineesta. Laskelmissa käytetään kaikkien maalajien Poissonin luikuna arvoa  $\nu = 0.4$ .

### 3.3

#### Levykuormituskokeet

##### 3.31

#### Koelaitteisto

Kokeet suoritettiin Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maarakennusmekaniikan laboratorion matalassa koekuopassa, jonka sivumitat olivat 2.3 ja 2.0 m ja pohjan syvyys lattiatasosta 3.15 m. Koekuoppa oli ympäröity kolmelta sivulta ja pohjalta teräsbetonilla ja neljänneltä sivulta terässeteillä, joiden takana oli maataytty. Kuormituslaitteisto tukeutui yläosastaan molemmista päistä jäykästi rakennuksen runkoon kiinnittyvään teräsbetonipalkkiin.

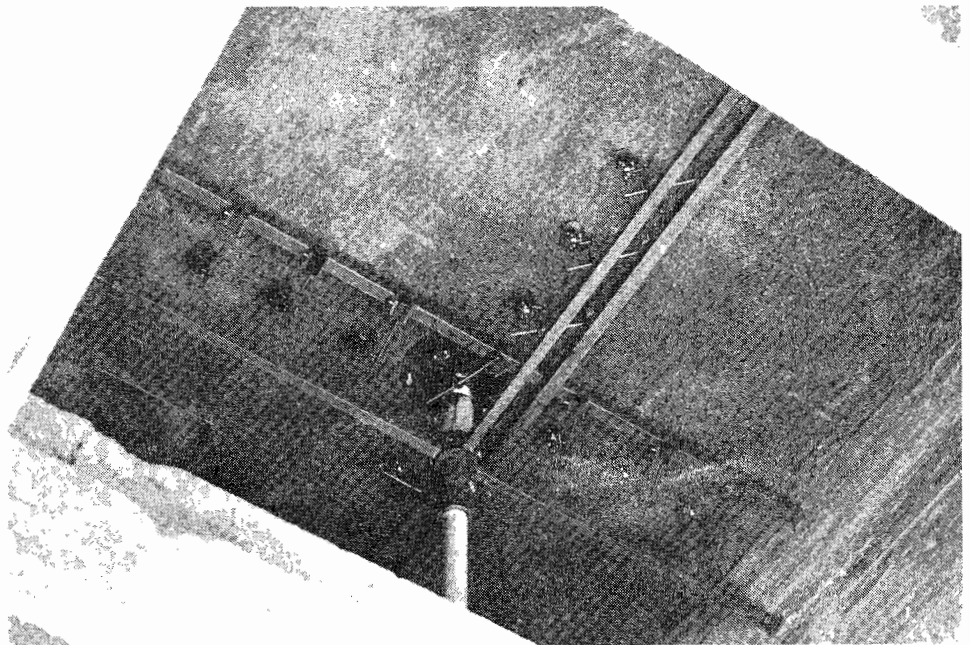
Tutkittavaa maata kuormitettiin halkaisijaltaan 300 mm:n jäykällä teräslevyllä. Levyn ja kuormittavan tunkin välissä oli pallonivel. Kuormitus saatiin aikaan käsikäyttöisellä hydraulisella pumpulla. Kuormituksen suuruus mitattiin sähköisesti voima-anturilla, joka asetettiin tunkin varren ja palkin väliin.

Levyn painuma mitattiin kolmella mittakellolla, jotka sijaitsivat 50 mm:n päässä levyn reunasta 120° päässä toisistaan levyn keskipisteestä katsottuna.

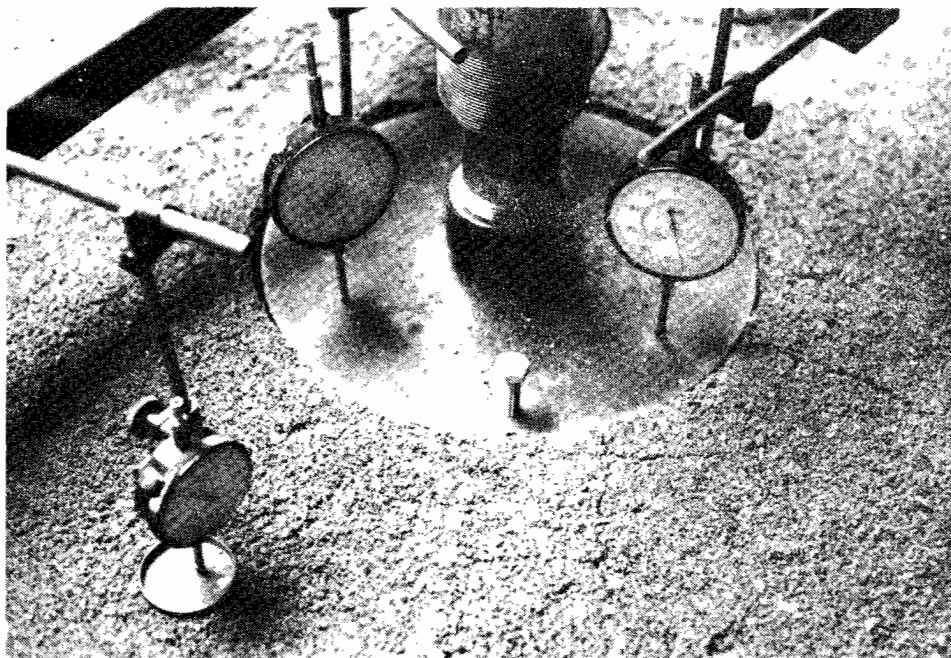
Maanpinnan vertikaaliset liikkeet mitattiin kahdella-toista mittakellolla, jotka sijaitsivat symmetrisesti säteittäin levyn ympärillä. Kokeissa 1, 2, 3, 4, 5, 8 ja 10 olivat kellojen etäisyydet levyn keskeltä 250, 500 ja 750 mm ja kokeissa 6, 7, 9, 11, 12, 13 ja 14 vastaavasti 300, 525 ja 750 mm.

Maa- ja levykellojen lukemat luettiin 0.01 mm:n tarkkuudella.

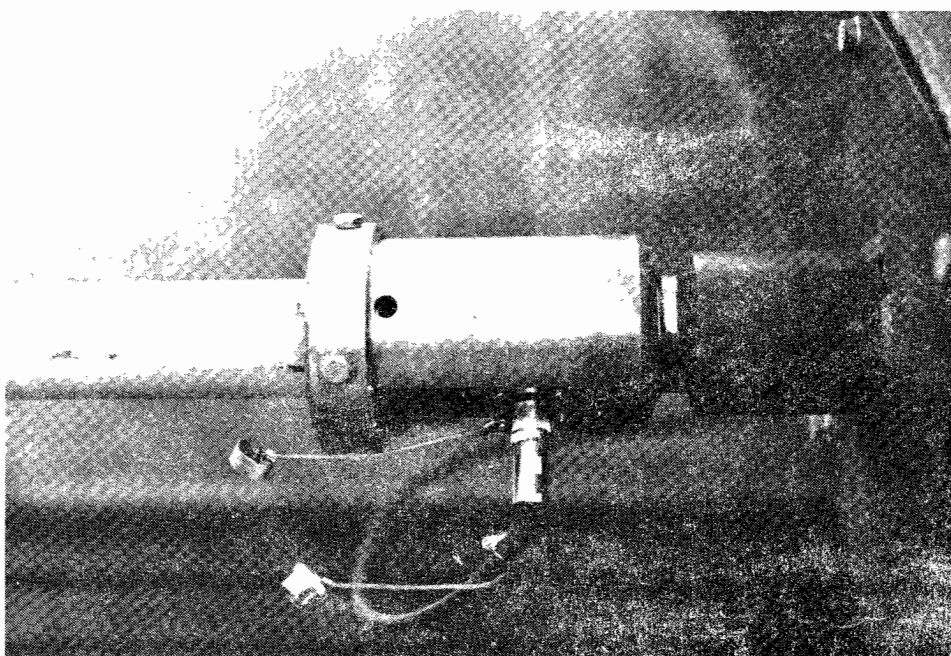
Kuormitus- ja mittauslaitteet esitetään kuvissa 11, 12 ja 13.



Kuva 11. Kuormitus- ja mittauslaitteisto.



Kuva 12. Kuormituslevy ja kellojen asennus.

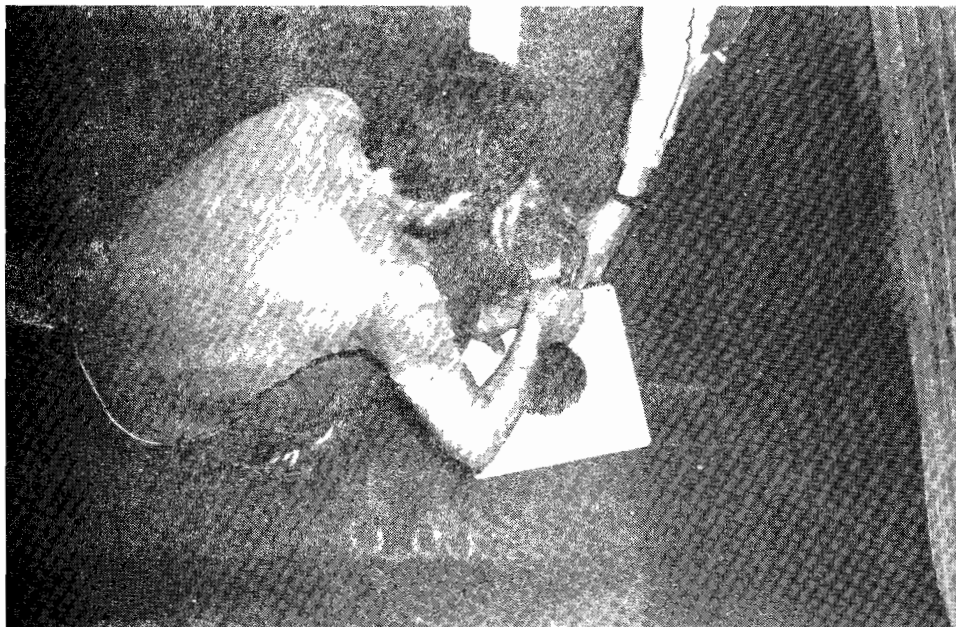


Kuva 13. Laitteiston kiinnittyminen palkkiin, voima-anturi.

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto

Tutkitun maan kuivatiheys määritettiin kuormituksen jälkeen käyttämällä näytekuopan tilavuuden määrittämiseen mäntävesivolymetriä, jonka lukematarkkuus oli  $1 \text{ cm}^3$ . Mittaustilanteessa käytettiin vedenpaineen arvona  $p = 0,3 \text{ bar}$ .

Volymetrikokeen suoritus esitetään kuvissa 14 ja 15.



Kuva 14. Näytteenotto kuivatiheyden määrittämistä varten.



Kuva 15. Näytekuopan tilavuuden määrittäminen mäntävesivolymetrillä.

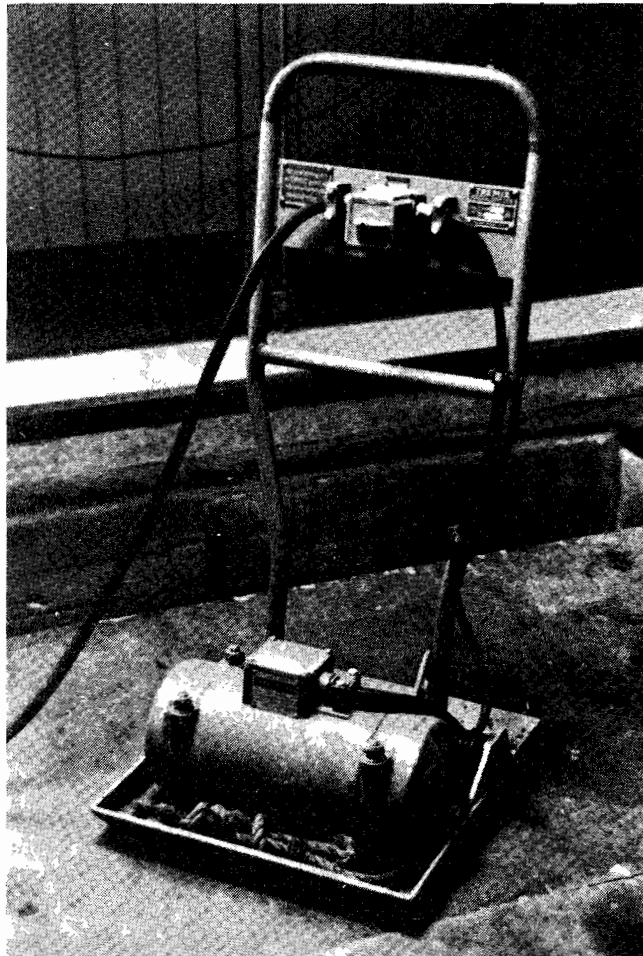


### 3.32 Tiivistäminen

Tutkittava maa tiivistettiin kutakin levykuormituskoetta varten koekuopan pohjalta saakka. Kerrallaan tiivistettävän maakerroksen paksuus oli noin 0.2 m. Kutakin tiivistettävää kerrosta kasteltiin lievästi, jotta vesipitoisuus olisi pysynyt vakiona eri kokeissa.

Tiivistäminen suoritettiin Tremix P 10 -merkkisellä tärylevyllä käyttämällä eri ylityskertojen lukumäärää eri kokeissa. Sanduddenilla ja Ahlbäckillä löyhin täyttö tiivistettiin staattisesti.

Maata tiivistettiin koekuoppaan kutakin koetta varten yhteensä 0.9-1.0 m paksu kerros. Veden haihtumisen estämiseksi maa peitettiin muoveilla kuormituksen aloittamiseen saakka.



Kuva 16. Tärylevy.

## 3.33

## Kokeiden suorittaminen

Levykuormituskokeet tehtiin DIN-normien /4/ ohjeita soveltaen. Kuormitukset olivat alussa 10 ja 50 kPa ja tämän jälkeen 50 kPa välein. Levykellojen lukemat otettiin 1, 4, 7 jne. minuutin kohdalla. Kuormitusta lisättiin seuraavaan portaaseen, kun painumisnopeus oli  $\leq 0.02$  mm/min. Kuormitusportaan maksimipitoaika oli 16 minuuttia. Maakellot luettiin jokaisen kuormituksen aikana kerran portaan lopussa.

Palautukset tehtiin 300 ja 500 kPa kuormitusten jälkeen. Palautus tehtiin kahdessa portaassa. Toistokuormitukset tehtiin 100 kPa portain kuitenkin siten, että ensimmäisessä toistokuormituksessa otettiin mukaan lisäksi kuormitus 250 kPa ja toisessa 450 kPa.

Murtokuormituksen saavuttamisen jälkeen mittaukset tehtiin käyttämällä kuormituksen arvona painetta, jonka aiheuttama levyn painumisnopeus oli 0.02 mm/min. Kokonaispainuman noin 30 mm jälkeen tehtiin palautus kahdessa portaassa.

Kuormituksen jälkeen määritettiin tutkitun maan kuivatilavuuspaino ja vesipitoisuus. Määritykset tehtiin Raalan hiekalle maanpinnalta sekä syvyyksiltä noin 0.25 ja 0.45 m ja Ahlbäckin ja Sanduddenin hiekoille syvyyksiltä noin 0.05, 0.25 ja 0.45 m. Määritykset tehtiin kustakin kerroksesta kolmesta eri pisteestä. Pisteet sijaitsivat 0.5-0.7 m:n päässä kuormituslevyn reunasta.

## 3.34

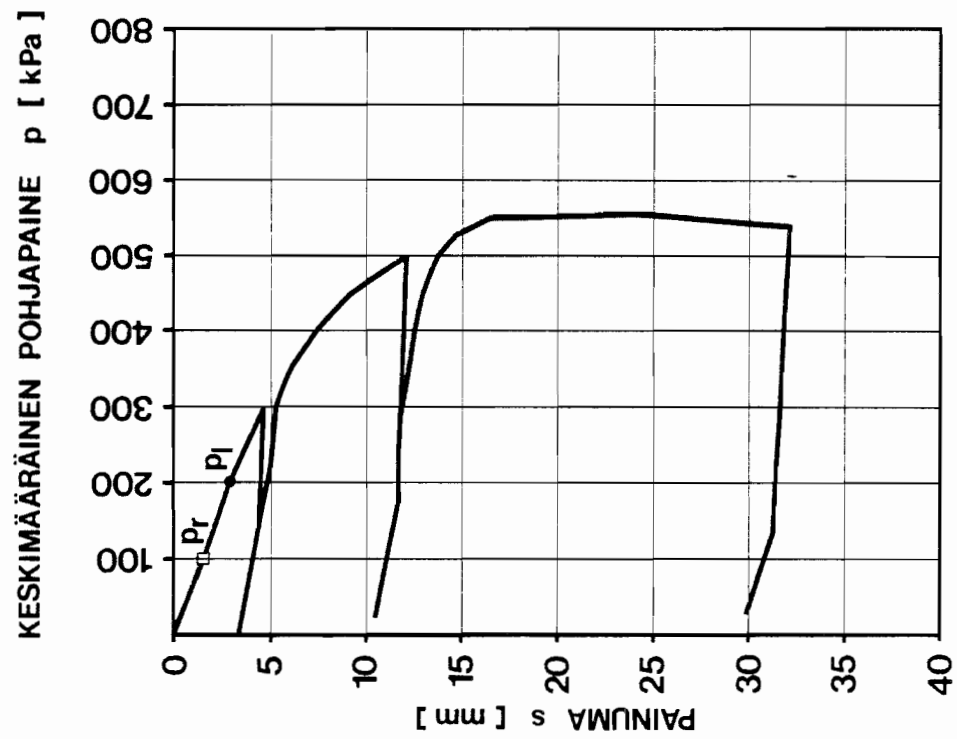
## Tulosten käsittely

Levykuormituskokeista saadut kuormitus-painumakuvaajat esitetään kuvissa 17-23. Kuvissa 17-20 esitetään Sanduddenin hiekalle tehtyjen kokeiden täydelliset kuormitus-painumakuvaajat palautuksineen ja toistokuormituksineen. Kuvissa 21-23 esitetään yhteenvetona jokaiselle maalajille tehtyjen levykuormituskokeiden ensikuormitus-painumakuvaajat.

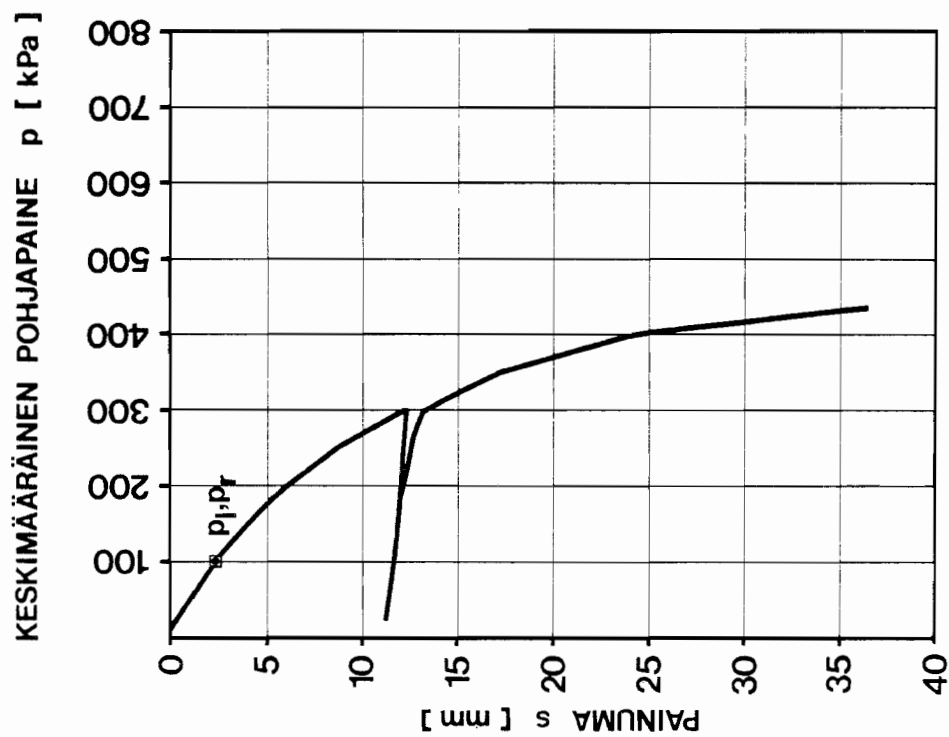
Koetuloksista määritettiin murtokuormitus, kuormitus-painumakuvaajan lineaarinen alue ja sen perusteella  $E_s$ -moduuli.

Murtokuormitus on se keskimääräisen pohjapaineen arvo, jota sen saavuttamisen jälkeen ei tarvitse suurentaa lisäpainuman aikaansaamiseksi. Toisin sanoen murtokuormitus on kuormitus-painumakuvaajalta saatava kuormituksen huippuarvo. Maalajeille kaikkein löyhimmässä tilassa tehdyillä kokeilla ei saavutettu edellämäinittua huippuarvoa, ja näin ollen murtokuormituksen arvoa ei pystytty määrittämään.

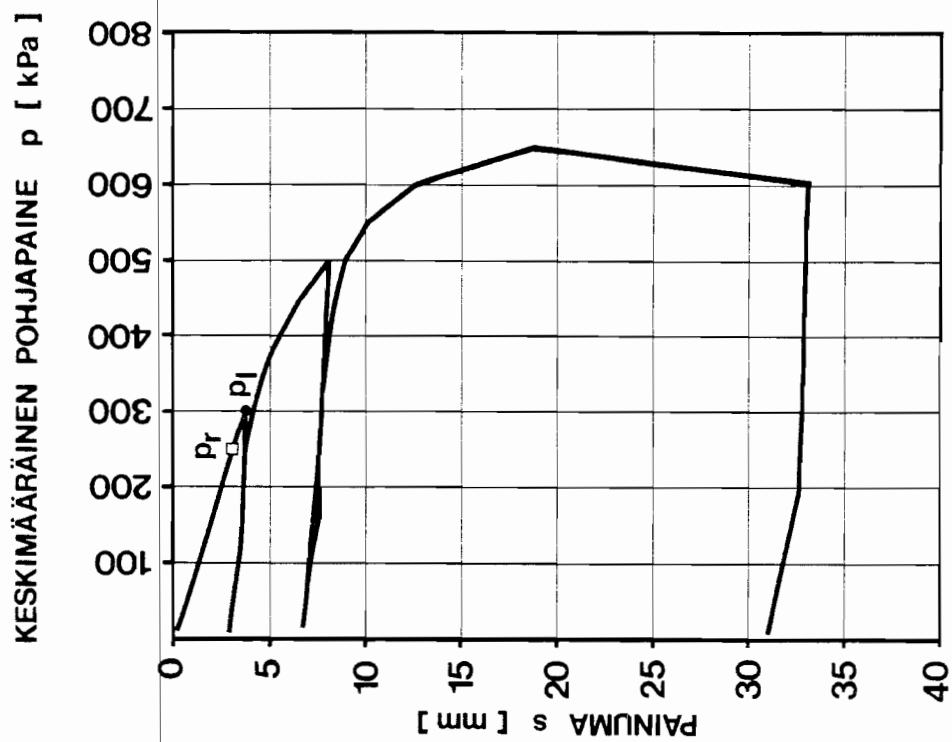




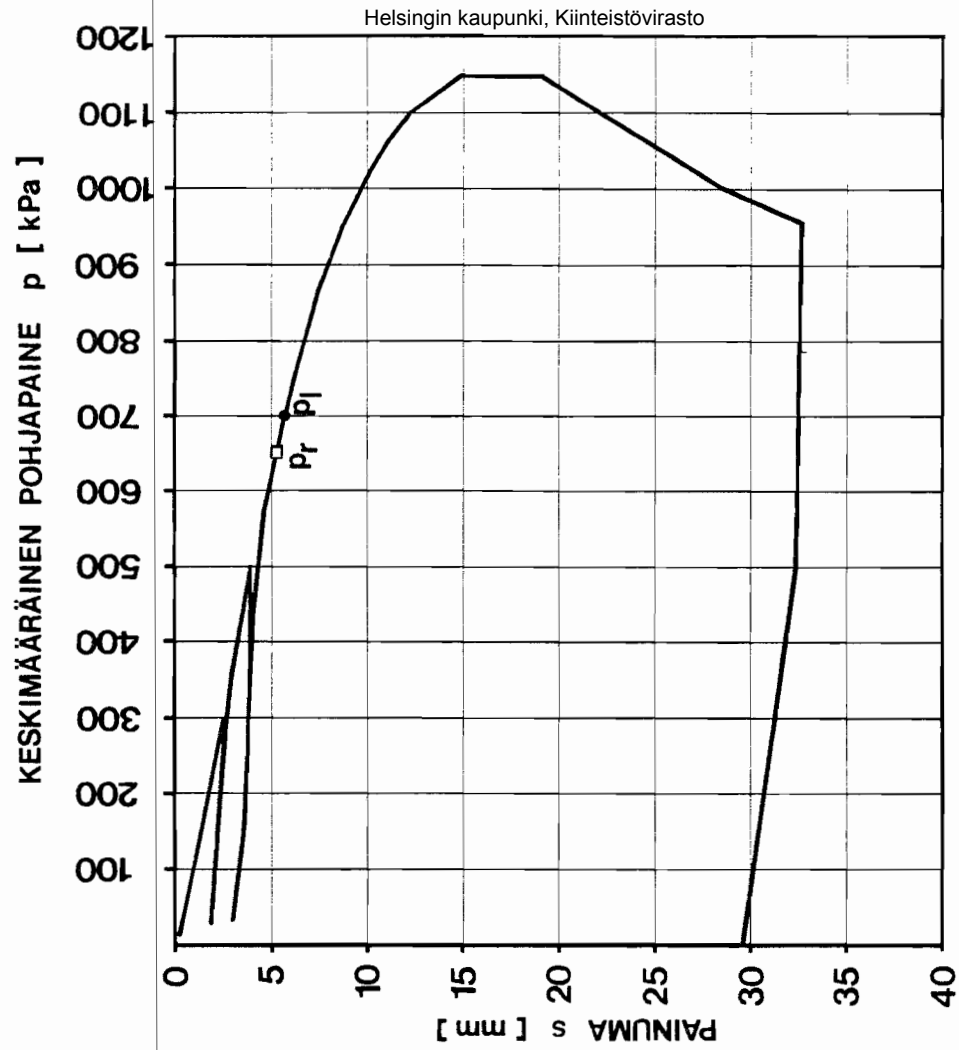
Kuva 18. Sanduddenin hiekka, levykuormitus-  
koe no 12, 1 tiivistysajokerta.



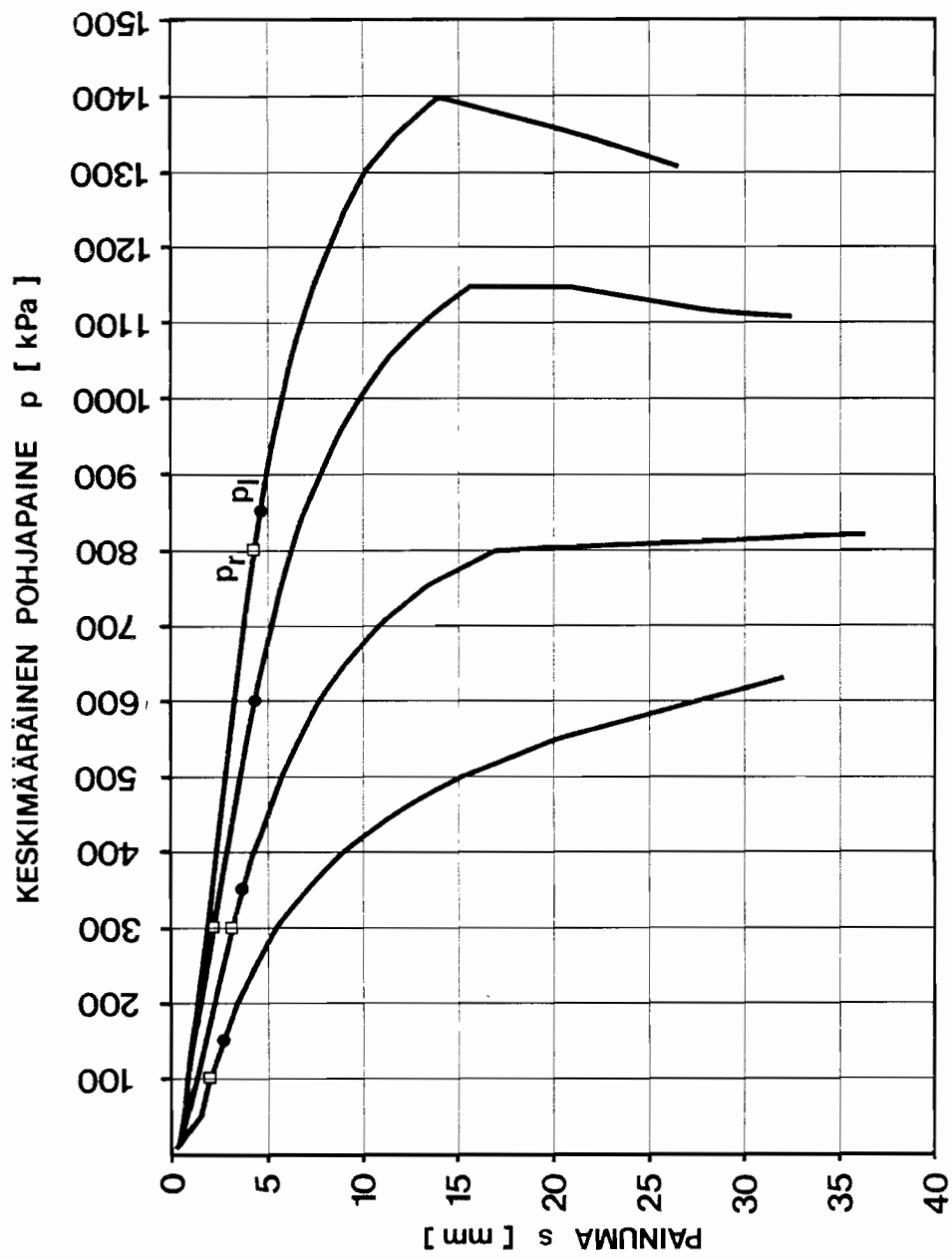
Kuva 17. Sanduddenin hiekka, levykuormituskoe  
no 11, staattinen tiivistys.



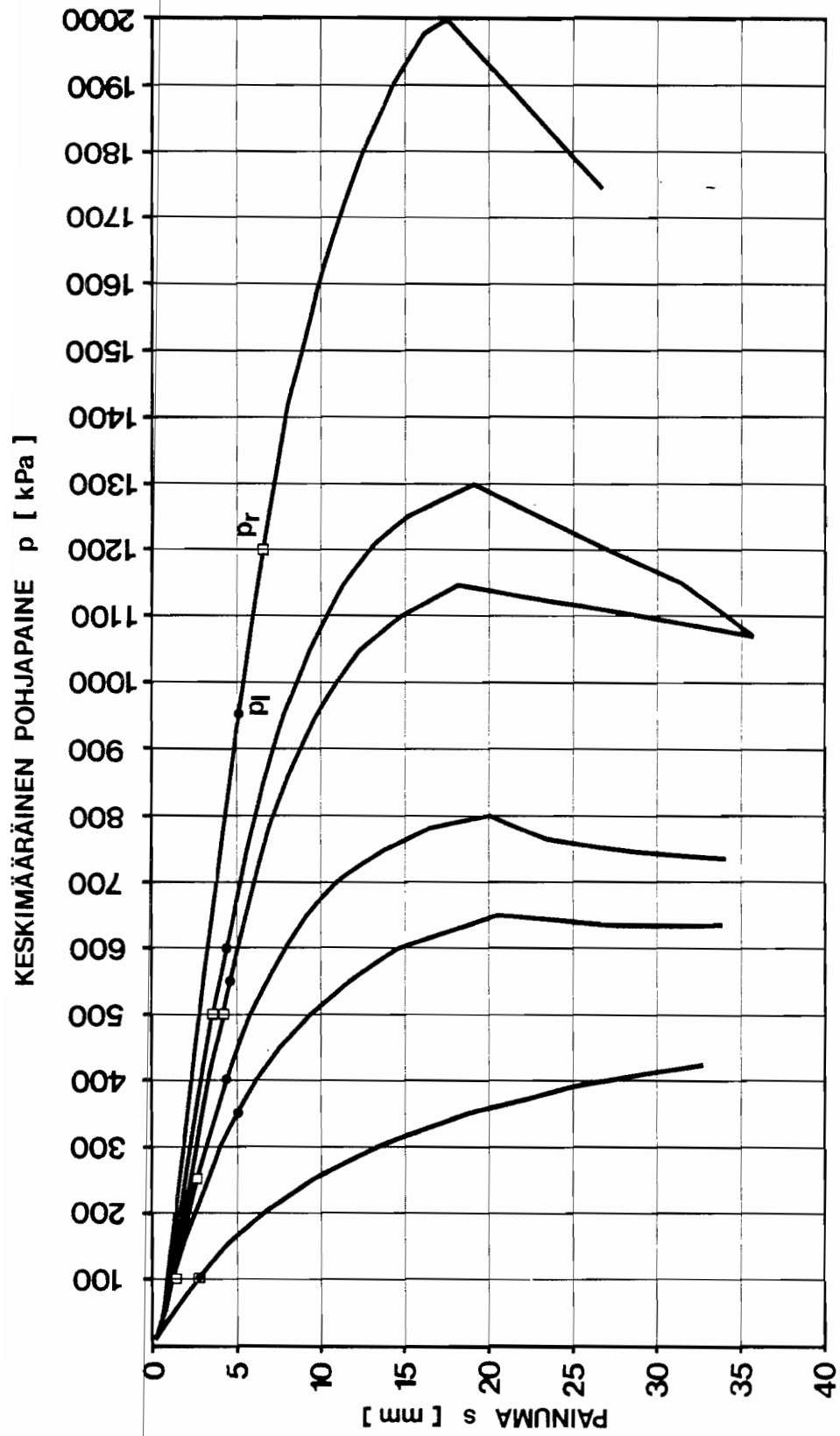
Kuva 19. Sanduddenin hiekka, levykuormitus-  
koe no 13, 2 tiivistysajokertaa.



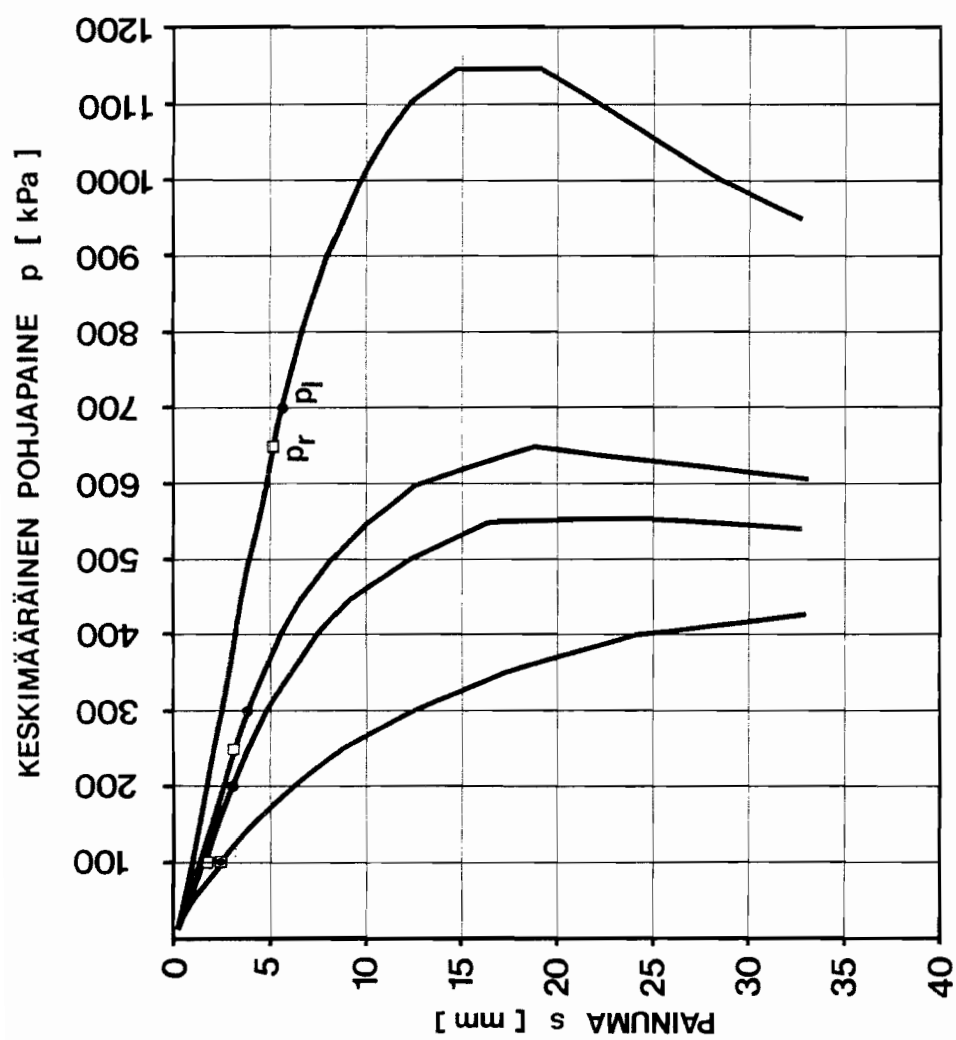
Kuva 20. Sanduddenin hiekka, levykuormitus-  
koe no 14, 6 tiivistysajokertaa.



Kuva 21. Raalan hiekka, levykuormituskokeiden kuormitus-painumakäyrät.



Kuva 22. Ahlbäckin hiekka, levykuormituskokeiden kuormitus-painumakäyrät.



Kuva 23. Sanduddenin hiekka, levykuormituskokeiden kuormitus-painumakäyrät.

Kuormituksen alusta arvoon 50 kPa tapahtunut painuma oli suuri verrattuna seuraavien kuormituslisäysten aiheuttamiin painumiin. Painuman suuruus johtui ilmeisesti sekä maanpinnan epätasaisuudesta että kuormituslevyn asennuksessa tapahtuneesta löyhtymisestä. Näistä syistä johtuen lineaarisen alueen alaraja määritettiin keskimääräiseksi pohjapaineeksi  $p = 50 \text{ kPa}$ .

Lineaarisen alueen ylärajan määrittämisessä käytetyt menetelmät olivat regressioanalyysi sekä kuormituslevyn ympärillä olleen maan pinnan kohoamisnopeuden tarkastelu.

Regressioanalyysiä käytettäessä määritettiin ensin kaikkien välillä 50 kPa-murtokuormitus olevien kuormitus-painumapisteiden regressiosuoran yhtälö ja korrelaatiokerroin. Tämän jälkeen suurinta pohjapainetta edustanut piste jätettiin pois, ja suoritettiin edelläkuvattu laskenta. Näin jatkettiin, kunnes korrelaatiokerroin ensimmäisen kerran pieneni. Edellisen regressioanalyysin suurin kuormitus edusti lineaarisen alueen ylärajaa.

Regressiomenetelmä osoittautui hyväksi tiiviillä maalla. Melko löyhällä maalla lineaarisen alueen yläraja tulee ilmeisesti liian pieneksi johtuen siitä, että kuormitus-painumakuvaaja kaartuu kuormituksen alusta alkaen vaikkakin hyvin vähän. Tällöin paras korrelaatio tulee välille 50-100 kPa. Tämän jälkeen korrelaatiokerroin pienenee jatkuvasti. Tuloksiin aiheuttavat virheitä lisäksi kuormituksista 300 ja 500 kPa suoritettut palautukset. Tämä tulee esille erityisesti kokeessa numero 3.

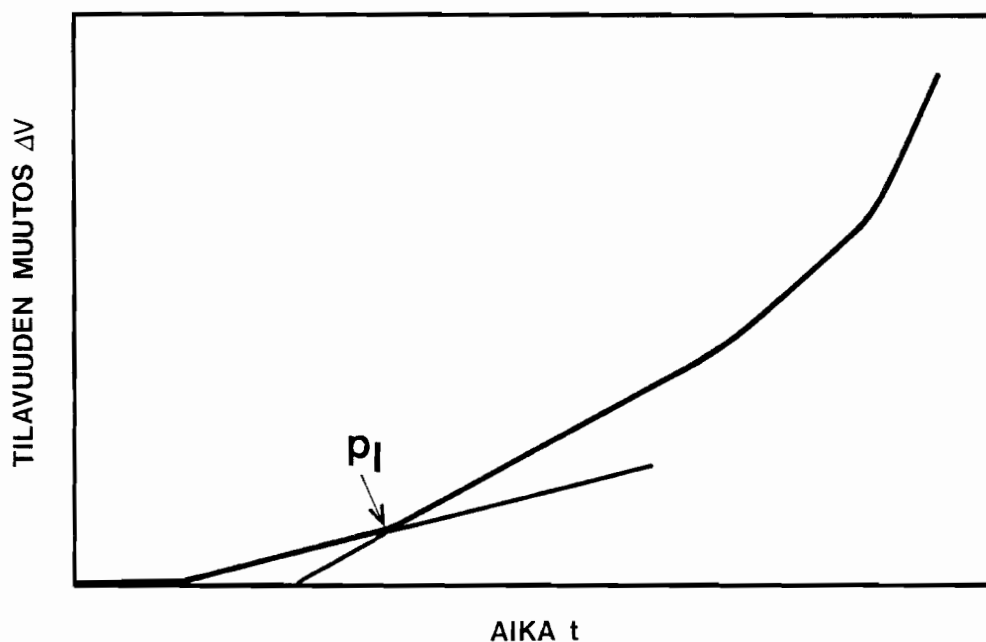
Regressioanalyysillä määritetyt lineaarisen alueen ylärajat esitetään kuvissa 17-23 sekä taulukossa 3.

Lineaarisen alueen ylärajan tarkempaa määrittämistä varten laskettiin maakellojen lukemiin perustuen maanpinnan nousun tilavuus  $\Delta V$ . Laskelmissa oletettiin maanpinnan pysyvän liikkumattomana levyn reunalla. Nousun tilavuus laskettiin tästä uloimpien kellojen kehälle saakka. Kullakin kehällä olevien kellojen lukemien keskiarvon oletettiin edustavan kyseisen kehän tasaista nousua. Laskenta suoritettiin käyttämällä sylinterin ja katkaistun kartion tilavuuden määrittämiseksi johdettuja analyttisen geometrian kaavoja.

Tulos edustaa maakellojen lukemien painotettua keskiarvoa, jossa ulommilla kelloilla on suurempi paino kuin sisemmillä kelloilla.

Koko kuormitetun maan tilavuuden muutosta ei määritetty, koska maanpinnalla ei ollut riittävästi kelloja. Nimenomaan kauempana levystä olisi täytynyt olla enemmän kelloja, koska niiden lukemilla on suurempi vaikutus koko tilavuudenmuutokseen.

Kustakin kokeesta saadut tulokset piirrettiin lineaariseen koordinaatistoon kuormitusajan funktiona. Palautus- ja toistokuormitukset jätettiin tarkastelun ulkopuolelle. Kaikkien kuvaajien muoto oli kuvaan 24 piirretyn aika-tilavuuskuvaajan kaltainen.



Kuva 24. Aika-tilavuuskuvaaja lineaarisen alueen ylärajan  $p_l$  määrittämiseksi, koe 4.

Pienillä kuormituksen arvoilla maanpinta ei nouse eikä laske. Tällöin kuormituslevyn ulkopuolinen tiivistymisestä aiheutuva maanpinnan painuminen on yhtäsuuri kuin levyn initiaalipainumasta aiheutuva maanpinnan nousu.

Kuormitusta kasvatettaessa maan tilavuusmoduuli kasvaa, ja tiivistymisestä aiheutuvat painumat pienenevät. Koska kuormitus-painumakuvaaja säilyy edelleen lineaarisena, initiaalipainuman täytyy kasvaa ja initiaalimoduulin siten pienentyä. Koska tiivistyminen pienenee, ja initiaalipainuma kasvaa, on seurauksena maanpinnan jatkuva kohoaminen kuormitusta lisättäessä. Tämä ilmenee kuvasta 24 käyrän vaakasuoraa osaa seuraavana kaltevana osana.

Kun maa alkaa plastisoitua, tulee uutena painumalajina mukaan plastinen painuma. Plastiset painumat ovat alkuvaiheessa melko pieniä. Ne vaikuttavat kuitenkin kuormituspainumakuvaajaan siten, että se alkaa kaartua. Plastisoituneen vyöhykkeen ja samalla

plastisten painumien kasvaessa muitten painumien osuus vastaavasti pienenee. Plastiset painumat aiheuttavat kuvan 24 mukaan selvän maanpinnan nousunopeuden muutoksen. Nousunopeus säilyy muutoksen jälkeen vakiona.

Kuormituksen loppuvaiheessa plastiset painumat ovat ainoa merkittävä painumalaji. Tällöin maanpinnan nousunopeus alkaa kiihtyä. Kun maa on plastisoitunut kuormituslevyn alla kuvan 6 mukaisesti, maapohja murtuu.

Aika-tilavuuskuvaajiin piirrettiin kuvan 24 esittämät kuvaajan suorien osien tangentit. Niiden leikkauspisteestä alaspäin pyöristämällä saatuja kuormituksen arvoja verrattiin niihin regressioanalyysillä saatuihin arvoihin, joissa ei ollut aikaisemmin mainittuja virheitä aiheuttavia tekijöitä. Regressioanalyysillä saavutetut tulokset olivat joko yhtäsuuria tai korkeintaan 100 kPa pienempiä kuin maannousun nopeuteen perustuvalla menetelmällä saavutetut arvot. Koska jälkimmäiseen menetelmään eivät vaikuta ne häiriötekijät, jotka aiheuttavat virheitä regressioanalyysiin, päätettiin lineaarisen alueen yläraja määrittää systemaattisuuden vuoksi maannousun nopeuteen perustuvalla menetelmällä.

Maannousun nopeuteen perustuvalla menetelmällä määritetyt lineaarisen alueen ylärajat esitetään kuvissa 17-23 sekä taulukossa 3. Näihin tuloksiin perustuen määritettiin  $E_s$ -moduulit, jotka esitetään samassa taulukossa.

Tutkitun maan kuivatiheys ja vesipitoisuus määritettiin suoritettujen mittausten keskiarvona. Kuivatiheyden perusteella määritettiin tiiviysaste ja suhteellinen tiiviys. Tiiviysaste määritettiin Proctor-sullonnan ja suhteellinen tiiviys Kolbuszewskin kokeiden perusteella. Tulokset esitetään taulukossa 3.

Maan kantokyky määritettiin kussakin kokeessa kaavan (25) perusteella, kun näennäinen koheesio  $c$  ja pinta-kuorma  $q$  olivat = 0. Tulokset esitetään taulukossa 3.



Taulukko 3. Levykuormituskokeiden tulokset.

| Maalaji   | Koe<br>no | TL<br>(kpl) | $\rho_d$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | w<br>(%) | D<br>(%) | $D_r$<br>(-) | $p_f$<br>(kPa) | $p_c$<br>(kPa) | $p_r$<br>(kPa) | $p_l$<br>(kPa) | $E'_s$<br>(MPa) |
|-----------|-----------|-------------|---------------------------------|----------|----------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| Raala     | 1         | 1           | 1.928                           | 3.95     | 87.64    | 0.480        | -              | 306            | 100            | 150            | 18.55           |
|           | 2         | 2           | 2.043                           | 4.78     | 92.86    | 0.764        | 800            | 501            | 300            | 350            | 24.12           |
|           | 3         | 3           | 2.063                           | 4.95     | 93.77    | 0.810        | 1150           | 549            | 300            | 600            | 35.50           |
|           | 4         | 6           | 2.083                           | 4.10     | 94.68    | 0.855        | 1400           | 597            | 800            | 850            | 47.24           |
| Ahlbäck   | 5         | S           | 1.784                           | 4.44     | 84.95    | 0.649        | -              | 333            | 100            | 100            | 8.73            |
|           | 6         | 1           | 1.800                           | 4.61     | 85.71    | 0.696        | 650            | 356            | 100            | 350            | 16.55           |
|           | 7         | 2           | 1.838                           | 4.58     | 87.52    | 0.805        | 800            | 416            | 250            | 400            | 23.49           |
|           | 8         | 3           | 1.879                           | 4.35     | 89.48    | 0.918        | 1150           | 494            | 500            | 550            | 30.76           |
|           | 9         | 4           | 1.904                           | 4.91     | 90.67    | 0.984        | 1300           | 554            | 500            | 600            | 34.93           |
|           | 10        | 8           | 1.948                           | 4.38     | 92.76    | 1.097        | 2000           | 673            | 1200           | 950            | 46.00           |
| Sandudden | 11        | S           | 1.663                           | 3.96     | 89.89    | 0.549        | -              | 253            | 100            | 100            | 8.79            |
|           | 12        | 1           | 1.695                           | 3.77     | 91.62    | 0.678        | 550            | 286            | 100            | 200            | 17.07           |
|           | 13        | 2           | 1.708                           | 3.89     | 92.32    | 0.730        | 650            | 302            | 250            | 300            | 19.57           |
|           | 14        | 6           | 1.775                           | 3.44     | 95.95    | 0.982        | 1150           | 396            | 650            | 700            | 30.15           |

TL = tiivistysajokertojen lukumäärä

S = staattinen tiivistys

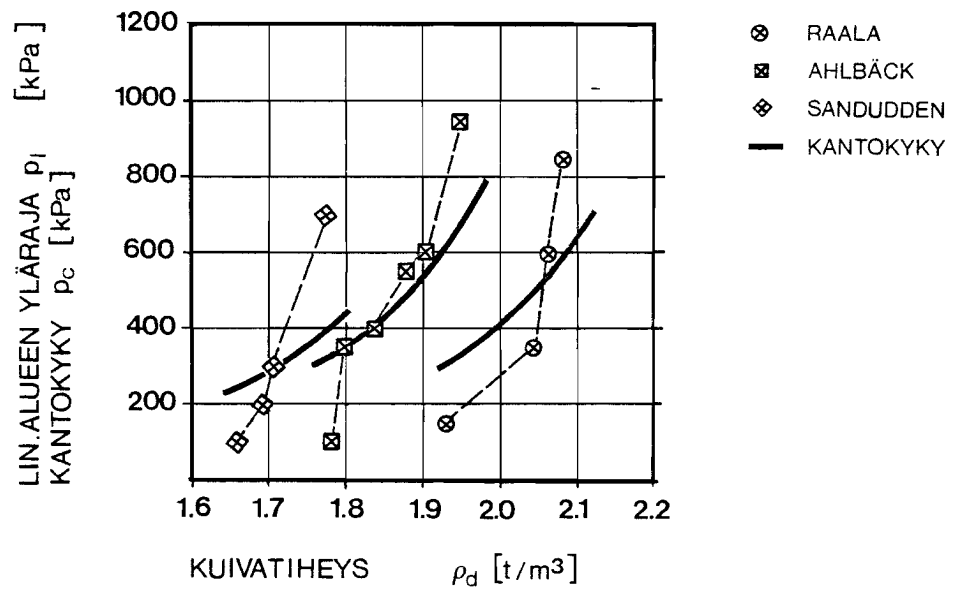
 $\rho_d$  = kuivatiheys

w = vesipitoisuus

D = tiiviysaste Proctor-sullonnan perusteella

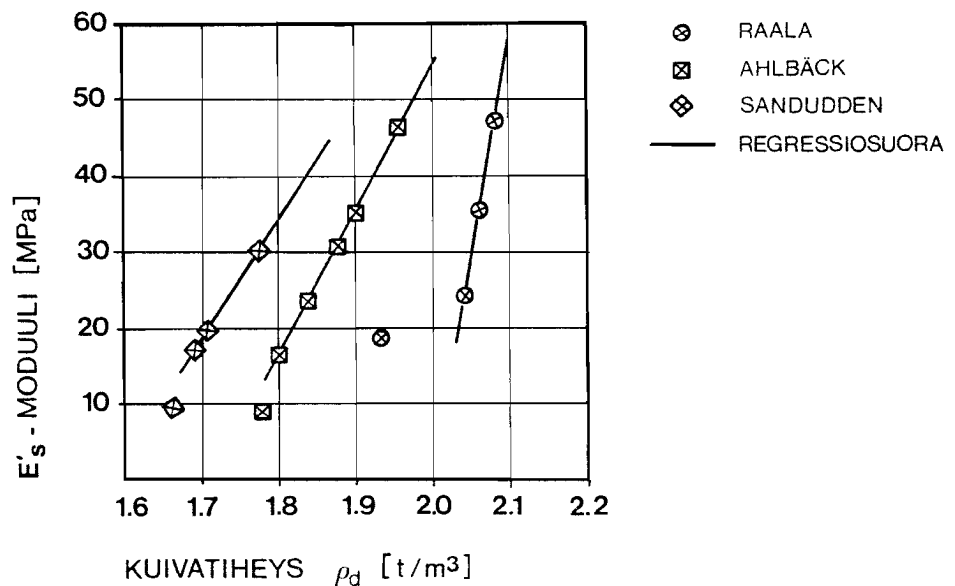
 $D_r$  = suhteellinen tiiviys Kolbuszewskin kokeiden perusteella $p_f$  = murtokuormitus $p_c$  = DIN-normien mukaan laskettu kantokyky $p_r$  = regressioanalyysillä määritetty lineaarisen alueen yläraja $p_l$  = maanpinnan nousunopeuteen perustuvalla menetelmällä määritetty lineaarisen alueen yläraja $E'_s$  = kaavalla (2) määritetty levykuormituskokeen moduuli

Lineaarisen alueen ylärajat esitetään kuivatiheyden funktiona kuvassa 25. Samassa kuvassa on lisäksi kaavan (25) perusteella ja keskimääräistä vesipitoisuutta käyttäen määritetty kantokyky.



Kuva 25. Lineaarisen alueen ylärajat ja kantokyky kuivatiheyden funktiona.

$E'_s$ -moduulit esitetään kuivatiheyden funktiona kuvassa 26.



Kuva 26.  $E'_s$ -moduulit kuivatiheyden funktiona ja regressiosuorat.

Kuvasta 26 havaitaan, että moduulit ovat suoraan riippuvaisia kuivatiheydestä niissä kokeissa, joissa saavutettiin kuormitus-painumakäyrän huippu, eli maa murtui. Näille pisteille määritettiin regressio-suora pienimmän neliösumman menetelmällä. Regressio-suorat esitetään kuvassa 26.

Regressiosuoran yhtälö on muotoa

$$E'_S = C1 \cdot \rho_d + C2 \quad (29)$$

C1 ja C2 ovat regressioanalyysillä määritettäviä vakioiden arvoja. Korrelaatiokerroin  $r_k$  määritetään kaavalla /17/

$$r_k = \sqrt{\frac{\sum (E'_{Sc} - \bar{E}'_S)^2}{\sum (E'_{Sm} - \bar{E}'_S)^2}} \quad (30)$$

$\bar{E}'_S$  = moduulien  $E'_S$  keskiarvo

$E'_{Sc}$  = kaavalla (29) määritetty  $E'_S$ :n arvo

$E'_{Sm}$  = mitattu  $E'_S$ :n arvo

Vakioiden C1 ja C2 sekä korrelaatiokertoimien  $r_k$  arvot esitetään taulukossa 4.

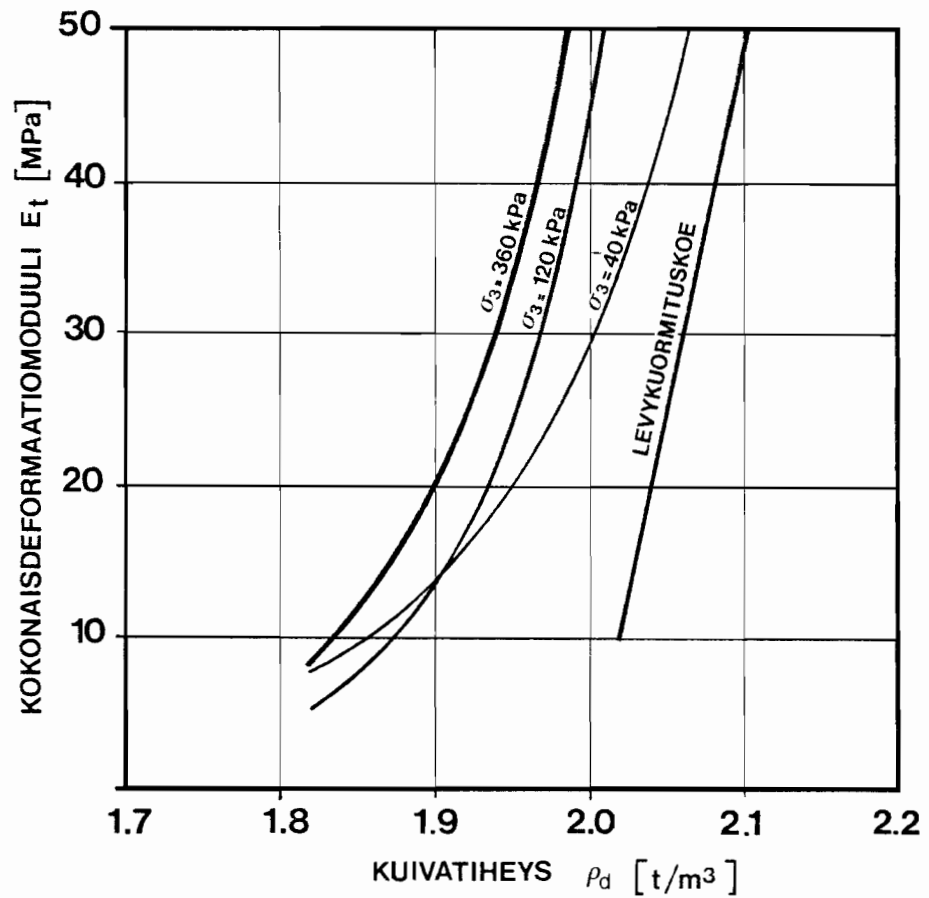
Taulukko 4. Regressioanalyysin tulokset.

| Maalaji   | C1     | C2       | $r_k$    |
|-----------|--------|----------|----------|
| Raala     | 578.00 | -1156.79 | 0.999959 |
| Ahlbäck   | 194.77 | -334.61  | 0.996183 |
| Sandudden | 161.67 | -256.78  | 0.999578 |

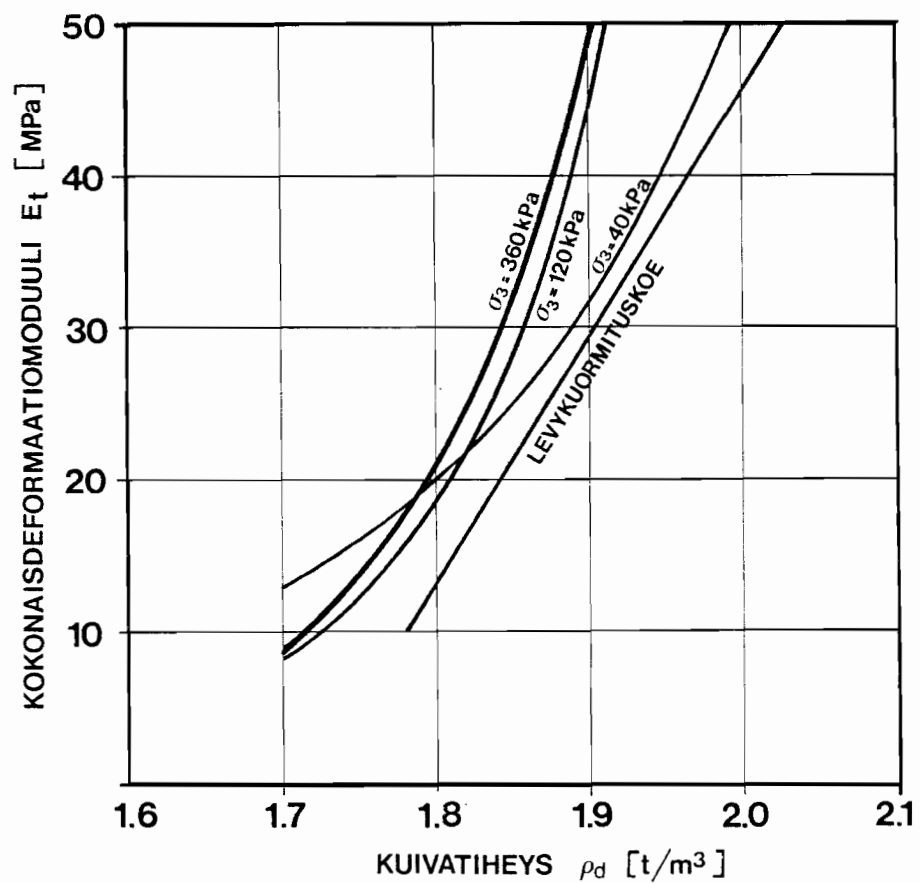
Taulukon 4 arvoja kaavassa (29) käytettäessä on huomioitava, että  $\rho_d$ :n laatu on  $t/m^3$  ja  $E'_S$ :n MPa.

Taulukon 3 sekä kuvien 21-23 ja 26 perusteella maa on kriittisessä tiiviyydessä, eli kuormitus-painumakuvaaja saavuttaa likimain vakiona pysyvän kuormituksen arvon murtumisen jälkeen, kun maan suhteellinen tiiviys on noin  $D_r = 2/3$ . Suhteellisen tiiviyyden kasvaessa kuormituspainumakuvaajaan muodostuu selvä huippu, jonka saavuttamisen jälkeen kuormitus pienenee.

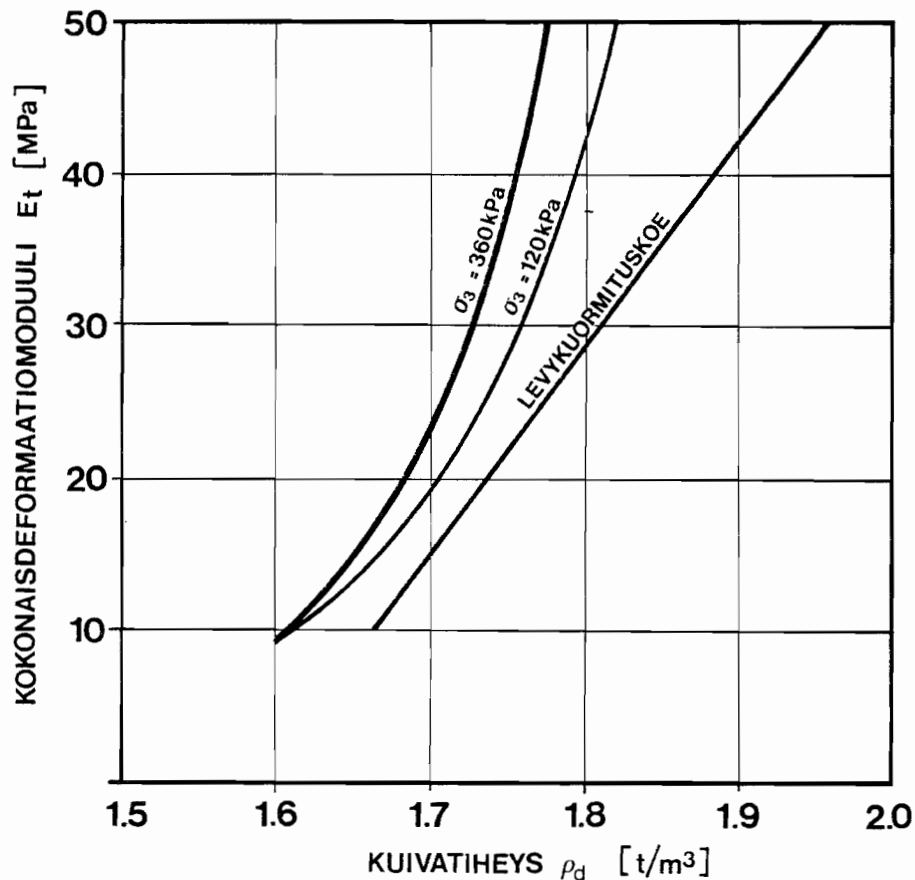
Kaavojen (3) ja (29) sekä taulukon 4 perusteella ja Poissonin luvun arvolla  $\nu = 0.4$  laskettiin kunkin maalajin levykuormituskokeilla määritetyt kokonaisdeformaatiomoduulit kuivatiheyden funktiona. Tulokset esitetään kuvissa 27-29. Samoissa kuvissa esitetään kolmiakselikokeilla määritetyt kokonaisdeformaatiomoduulit kuivatiheyden funktiona sellipaineen  $\sigma_3$  vakioarvoilla / 9/.



Kuva 27. Raalan hiekan kokonaisdeformaatiomoduulit kuivatiheyden funktiona.



Kuva 28. Ahlbäckin hiekan kokonaisdeformaatiomoduulit kuivatiheyden funktiona.



Kuva 29. Sanduddenin hiekan kokonaisdeformaatiomoduulit kuivatiheyden funktiona.

Levykuormituskokeella maanpinnalta määritettävä kokonaisdeformaatiomoduuli on yksiakselisen jännitystilan moduuli, eli kolmiakselikokeeseen verrattaessa sivupaine on  $\sigma_3 = 0$  /16/. Koska sivupainetta ei ole, levykuormituskokeen kokonaisdeformaatiomoduuli kuvaa maan deformatumista tarkalleen ainoastaan maanpinnassa.

Tutkimuksessa /9/ tehdyissä kolmiakselikokeissa pienin sellipaine oli  $\sigma_3 = 40$  kPa, mikä vastaa maassa vallitsevaa lepopainetta 3 m:n syvyydessä, kun Poissonin luvuksi oletetaan  $\nu = 0.4$  ja maan tiheydeksi  $\rho_d = 2.0$  t/m<sup>3</sup>. Vastaavasti kolmiakselikokeissa käytetyt muut sellipaineet  $\sigma_3 = 120$  kPa ja 360 kPa vastaavat lepopainetta 9 ja 27 m:n syvyyksissä.

Kolmiakselikokeella määritetty maan kokonaisdeformaatiomoduuli on sellipaineella  $\sigma_3 = 360$  kPa aina suurempi kuin sellipaineella  $\sigma_3 = 120$  kPa. Sellipaineella  $\sigma_3 = 40$  kPa kokonaisdeformaatiomoduuli on pienempi kuin muilla sellipaineilla, kun maa on tiivistä. Maan ollessa löyhää Raalan hiekan kokonaisdeformaatiomoduuli on sellipaineella  $\sigma_3 = 40$  kPa suurempi kuin sellipaineella  $\sigma_3 = 120$  kPa ja Ahlbäckin hiekan moduuli sellipaineella  $\sigma_3 = 40$  kPa molempia muita moduuleja suurempi.

Sanduddenin hiekalle ei kokonaisdeformaatiomoduulin ja tiheyden välistä riippuvuutta pystytty määrittämään sellipaineella  $\sigma_3 = 40$  kPa.

Levykuormituskokeella määritetyt kokonaisdeformaatiomoduulit ovat aina pienempiä kuin kolmiakselikokeella määritetyt kokonaisdeformaatiomoduulit.

#### 4. TALONRAKENNUKSEN MAARAKENTEET

##### 4.1

##### Materiaalivaatimukset

##### 4.11

##### Routimatttomuus

Maan routaantumisen edellytyksenä on, että maan lämpötila laskee  $0^{\circ}\text{C}$  alapuolelle. Maanpinnasta mitattua roudan paksuutta nimitetään routasyvydeksi. Hiekan ja soran sekä hiekka- ja sora-moreenin routasyvyys on Helsingissä kerran 50 vuodessa toistuvan pakkasmäärän mukaan 2.2 m maanpinnan ollessa lumeton /11/. Muiden luonnonmaalajien routasyvyys on pienempi. Routasyvyys pienenee lisäksi lumipeitteen vaikutuksesta.

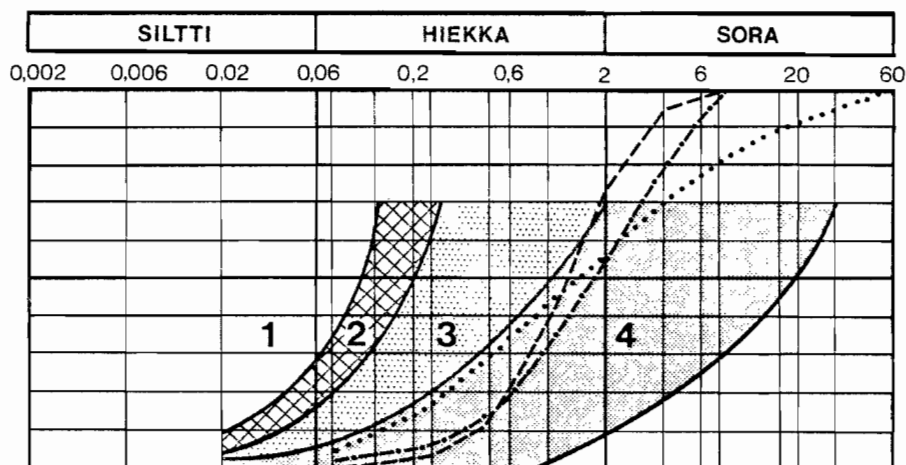
Maan routimisen edellytyksenä on, että routaantuneeseen maahan virtaa vettä esimerkiksi kapillaarisesti, ja että maakerros luovuttaa jatkuvasti lämpöä, eikä maakerroksessa vaikuta routimispainetta suurempaa vastapainetta /11/. Tällöin routaantuneeseen maahan virrannut vesi jäätyy ja muodostaa jäälinsskejä.

Veden routarajaan ulottuvan kapillaarisen virtauksen edellytyksenä on, että etäisyys pohjavedenpinnasta routarajaan on pienempi kuin veden kapillaarinen nousukorkeus kyseisessä maalajissa. Maalajien kapillaarista nousukorkeutta voidaan arvostella rakeisuuden perusteella. Yleisenä periaatteena voidaan pitää, että hienorakeisen maalajin kapillaarinen nousukorkeus on suurempi kuin karkean, ja että sekarakaisen maalajin kapillaarinen nousukorkeus on suurempi kuin tasarakaisen.

Maalajia, jonka kapillaarinen nousukorkeus on yli 1.0 m, pidetään routivana /5/. Maalajien routivuutta voidaan arvostella kuvan 30 perusteella /11/.

Maalaji, jonka rakeisuuskäyrä on alueella 1, on routiva. Maalaji, jonka rakeisuuskäyrä kulkee alueella 2, 3 tai 4 on routimaton, jos käyrän alapää pysyy ko. alueen ylemmän rajakäyrän alapuolella.

Kuvassa 30 esitetään lisäksi tutkittujen maalajien rakeisuuskäyrät. Kuvan 30 perusteella kaikki ko-keissa käytetyt maalajit ovat routimattomia.



Kuva 30. Maalajien routivuuden arvostelu rakeisuuden perusteella.

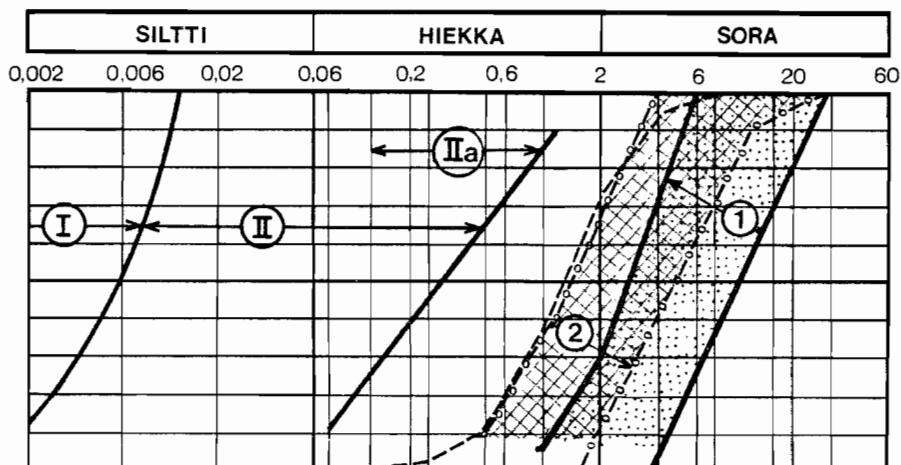
#### 4.12

#### Vedenläpäisykyky ja suodattimen tarpeellisuus

Pohja-, vajo- ja kapillaariveden hättävähäikutusten eliminoimiseksi vedet on johdettava salaojituksella pois rakennuksen alta ja sivuilta. Vedet kerätään salaojaputkiin salaojituskerroksia pitkin. Salaojituskerroksen materiaalilta vaaditaan riittävä vedenläpäisykyky, jotta vesi virtaisi nopeasti salaojiin. Materiaali ei saa sisältää hienoainesta niin paljon, että se veden mukana kulkeutuessaan tukkisi salaojituskerroksen tai salaojaputket.

Salaojituskerrokseen ei saa kulkeutua veden virtauksen mukana salaojituksen tukkivaa hienoainesta perusmaasta tai hienorakeisista täyttömateriaaleista. Suodattimen tarpeellisuutta voidaan arvioida tarkastelemalla suodatinkerroksen ja sitä ympäröivän maan rakeisuuskäyriä.

Salaojitusmateriaalin rakeisuusalueet sekä suodattimen tarpeellisuuden määräävät rakeisuusalueet esitetään kuvassa 31.



Kuva 31. Salaojitusmateriaalin rakeisuusalue ja suodattimen tarpeellisuus.

Salaojitusmateriaalin rakeisuuskäyrän on sijaittava alueella 1, jos pohjavedenpintaa lasketaan, tai jos vettä saattaa virrata runsaasti sivuilta täyttökerroksiin. Muussa tapauksessa rakeisuuskäyrän on sijaittava alueella 2 /12/.

Jos salaojituskerrosta ympäröivän maan rakeisuuskäyrä sijaitsee alueella I, ei suodatinta tarvita kuin erityistapauksissa. Suodatin on tarpeen, mikäli rakeisuuskäyrä on kokonaan alueella II. Kuitenkin jos rakeisuuskäyrä kulkee alueen II a läpi, ei suodatin ole tarpeen, mikäli suodattimen raekoon  $d_{15}$  suhde perusmaan raekokoon  $d_{85}$  on  $\leq 5$ . Jos perusmaa häiriintyy kaivutyön aikana, tulee suodatin aina asentaa /12/.

Suodatin voidaan tehdä joko suodatinkankaasta tai sopivasta luonnonmaalajista. Luonnonmaasta tehtävän suodattimen on täytettävä raekokoihin perustuva suodatinkriteeri sekä perusmaan että salaojitusmateriaalin suhteen /12/.

Kuvassa 31 esitetään lisäksi Sanduddenin hiekan rakeisuuskäyrä. Se täyttää kohtuullisella tarkkuudella salaojitusmateriaalille 2 esitettävät rakeisuusvaatimukset. Raalan ja Ahlbäckin hiekat eivät sovellu salaojitusmateriaaleiksi.

#### 4.2

#### Talonrakennuksen maarakenteiden laatuvaatimukset, rakentaminen ja tiiviystarkkailu

##### 4.21

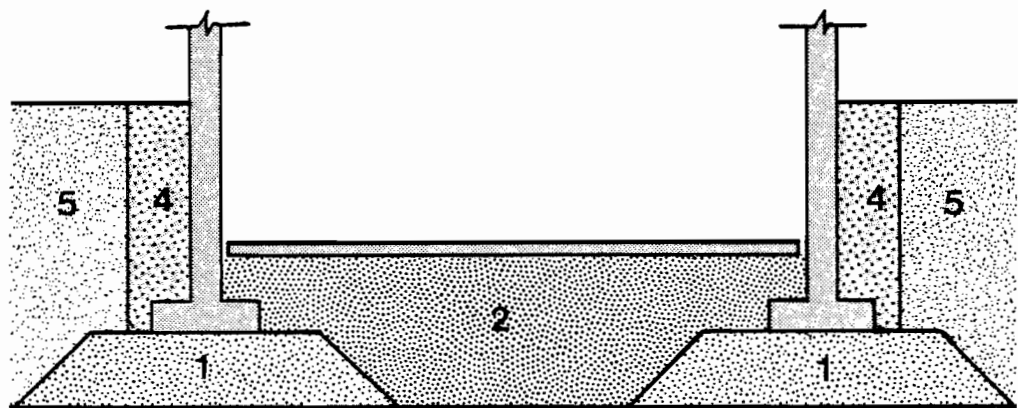
##### Maarakenteet

Talonrakennuksen maarakenteilla tarkoitetaan tässä tutkimuksessa perustusten alustäyttöö, maanvaraisen lattian alustäyttöö, kantavien rakenteiden alustäyttöö, täyttöö perusmuuria vasten ja taustatäyttöö. Maarakenteille esitettävissä vaatimuksissa ei oteta huomioon liikennealueiden alus- eikä päällysrakenteiden vaatimuksia eikä putkijohtojen ympärystäytön vaatimuksia.

Kuvissa 32 ja 33 esitetään talonrakennuksen maarakenteet kahtena esimerkkitapauksena.

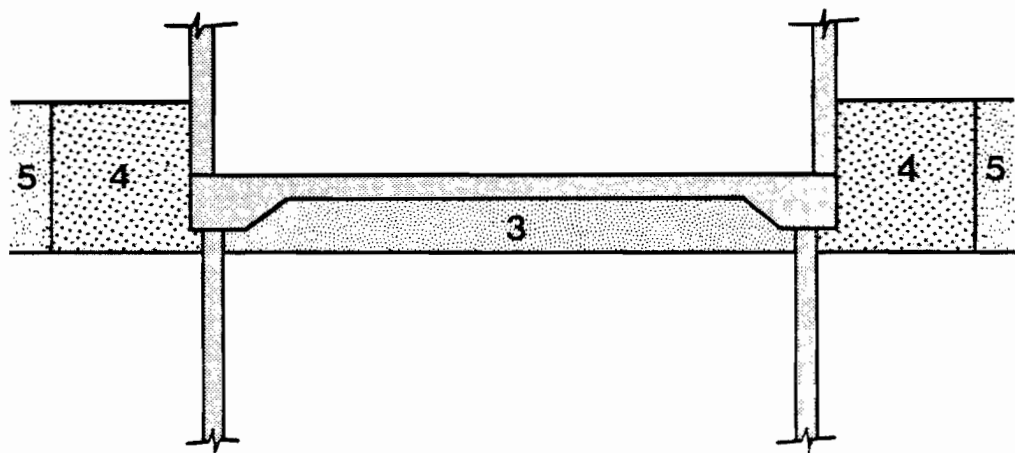


1. PERUSTUSTEN ALUSTÄYTTÖ
2. MAANVARAISEN LATTIAN ALUSTÄYTTÖ
4. TÄYTTÖ PERUSMUURIA VASTEN
5. TAUSTATÄYTTÖ



Kuva 32. Anturoilla perustettavan rakennuksen maa-  
rakenteet.

3. KANTAVIEN RAKENTEIDEN ALUSTÄYTTÖ
4. TÄYTTÖ PERUSMUURIA VASTEN
5. TAUSTATÄYTTÖ



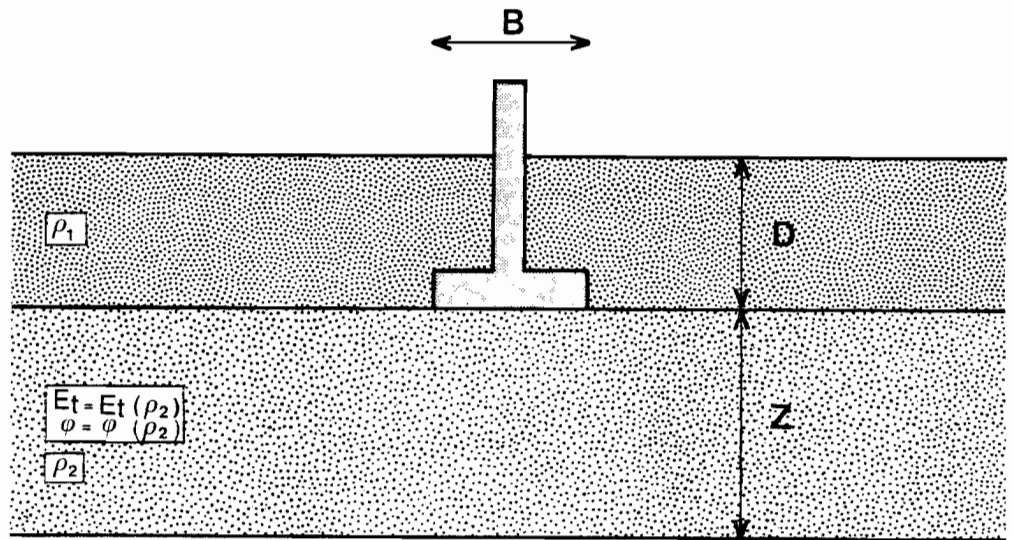
Kuva 33. Paaluilla perustettavan rakennuksen maa-  
rakenteet.

## 4.22

## Perustusten alustäyttö

Perustusten alustäyttö ei saa routia. Tästä syystä rakenne vaaditaan yleensä tehtäväksi routimattomasta maalajista.

Perustusten alustäytön tiiviysvaatimuksia tutkittiin kuvan 34 esittämässä teoreettisessa tapauksessa.



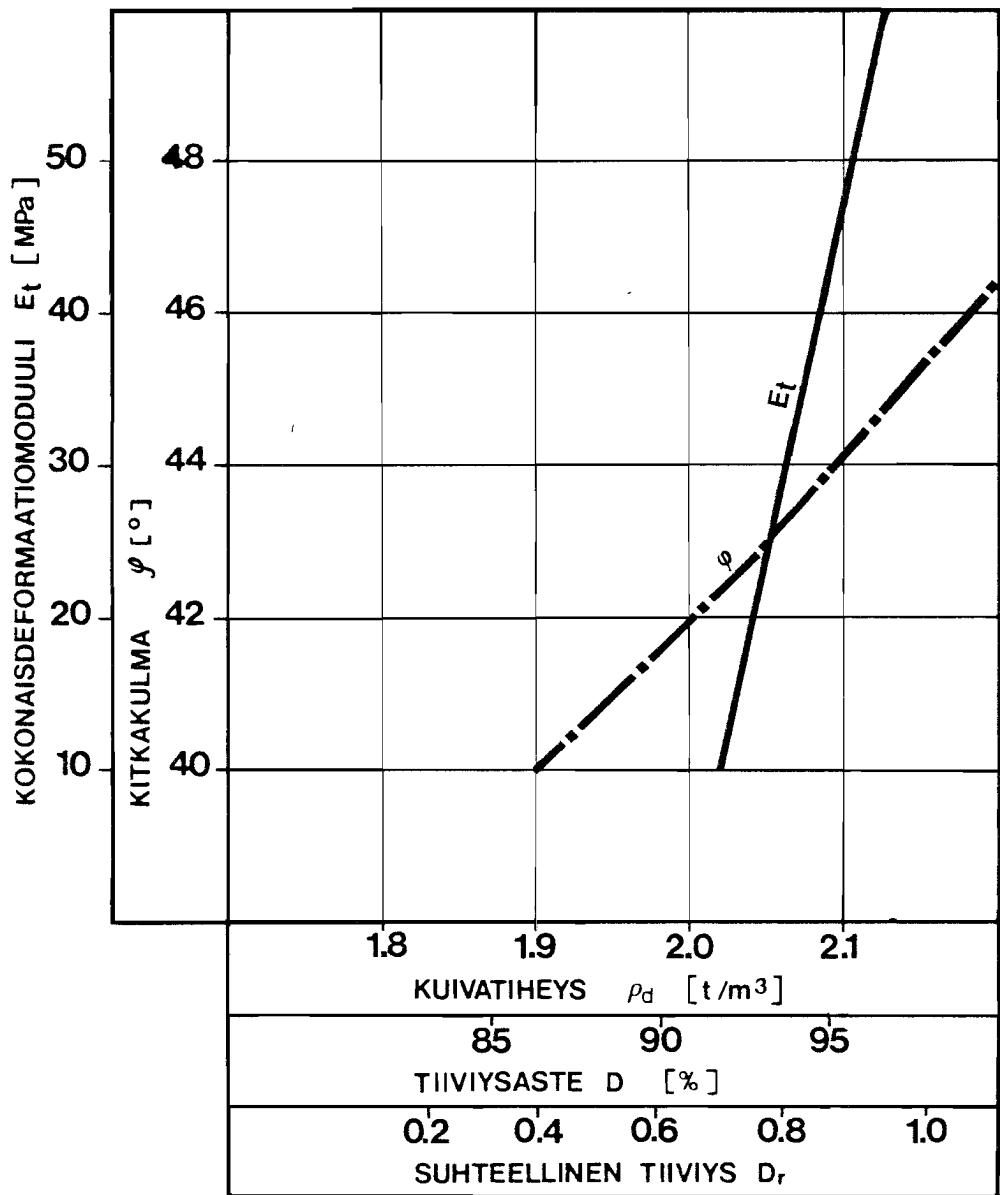
Kuva 34. Teoreettinen tapaus perustusten alustäytön tiiviysvaatimusten määrittämiseksi.

Tutkitut anturat olivat neliöanturoita, joiden sivumittoina käytettiin  $B = 0.4, 1.0$  ja  $2.0$  m. Perustamissyvyyksinä käytettiin arvoja  $D = 0.3$  ja  $1.0$  m. Perustamistason päällä olevan täyttökerroksen tiheytenä käytettiin arvoa  $\rho_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$ . Perustuksen alustäytön paksuuksina käytettiin arvoja  $Z = 1.0$  ja  $3.0$  m.

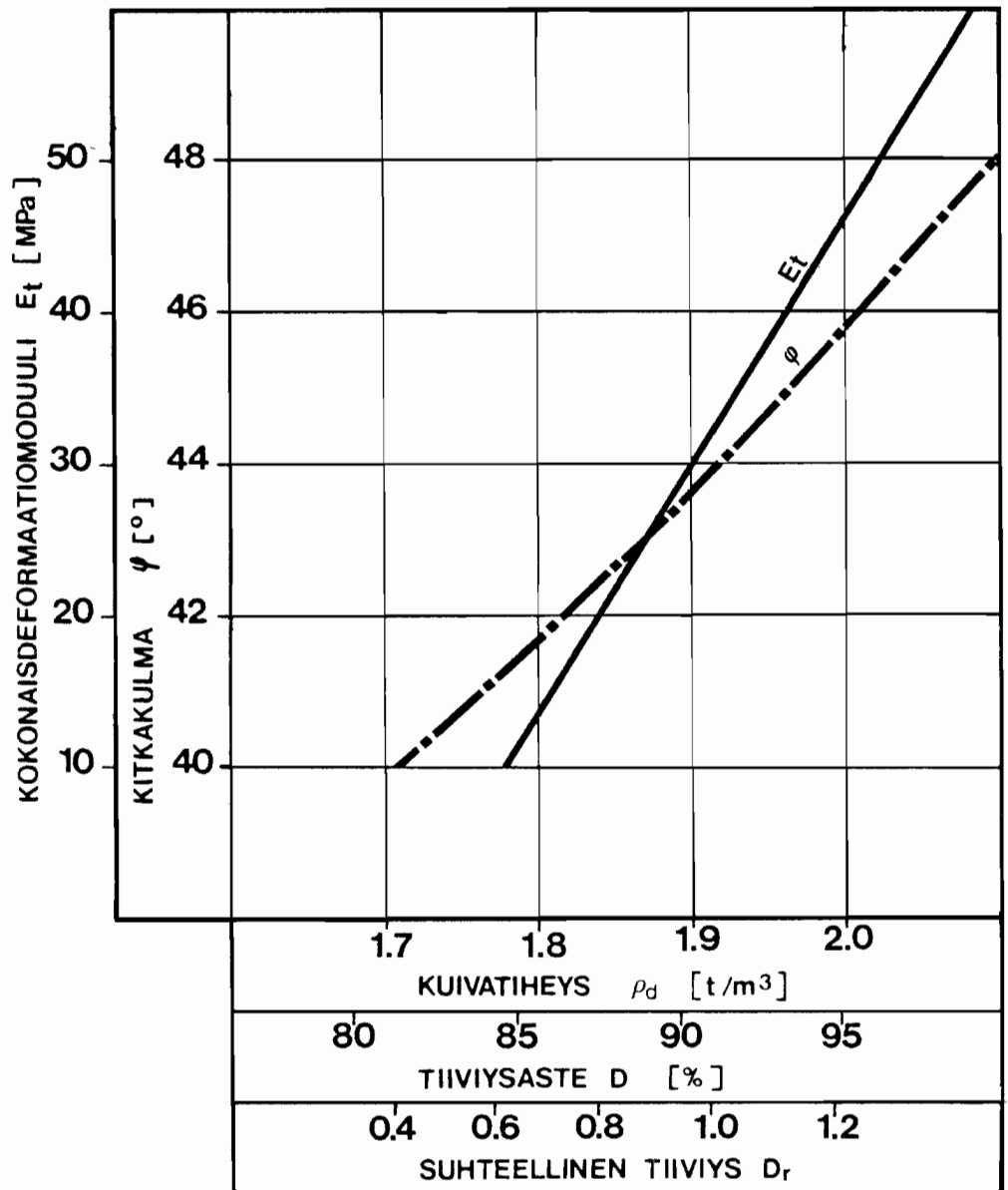
Kantokyky määritettiin kullekin maalajille kuiva-tiheyden funktiona luvussa 2.24 esitetyllä menetelmällä. Kuormitus oletettiin pystysuoraksi ja keskeiseksi. Kantokyky määritettiin kokonaisvarmuuskertoimen arvolla  $F = 2.0$  /11/. Kitkakulmina käytettiin luvussa 3.2 esitettyjä kolmiakselikokeella määritettyjä kitkakulman arvoja.

Anturoiden tunnuspiirteiden painumat määritettiin luvussa 2.23 esitetyllä kaavalla (11). Kokonaisdeformaatiomoduulina käytettiin levykuormituskokeista saatuja  $E_t$ -moduuleja. Moduulin oletettiin säilyvän vakiona kokonaisvarmuuskertoimella  $F = 2.0$  laskettuun kantokyvyn arvoon saakka, toisin sanoen oletettiin, ettei plastisia painumia tapahdu kantokyvyn arvoa pienemmillä keskimääräisillä pohjapaineilla. Poissonin luvun arvona käytettiin  $\nu = 0.4$ .

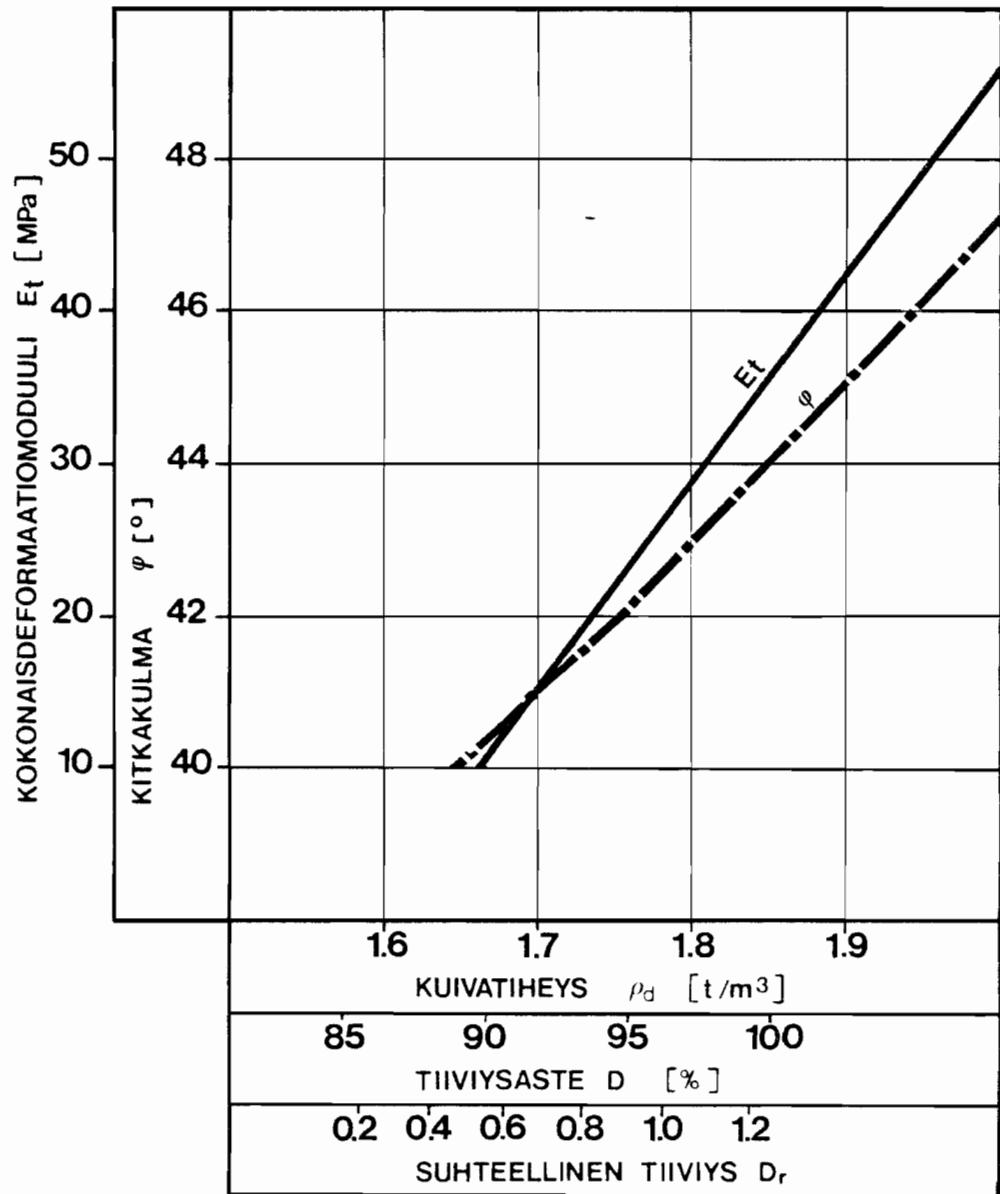
Kunkin maalajin mitoitusparametrit kuivatiheyden funktiona esitetään kuvissa 35-37.



Kuva 35. Raalan hiekan mitoitusparametrit.



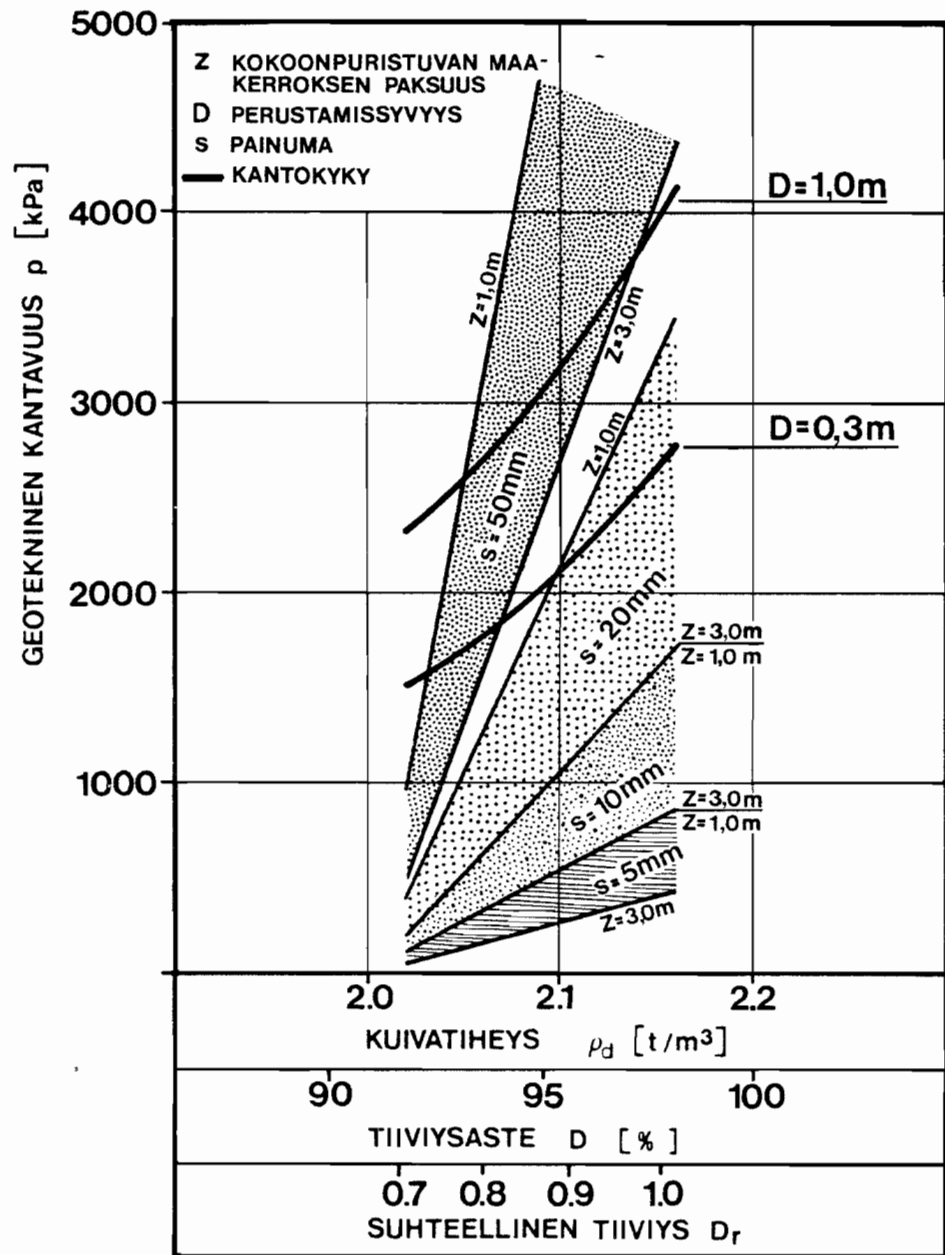
Kuva 36. Ahlbäckin hiekan mitoitusparametrit.



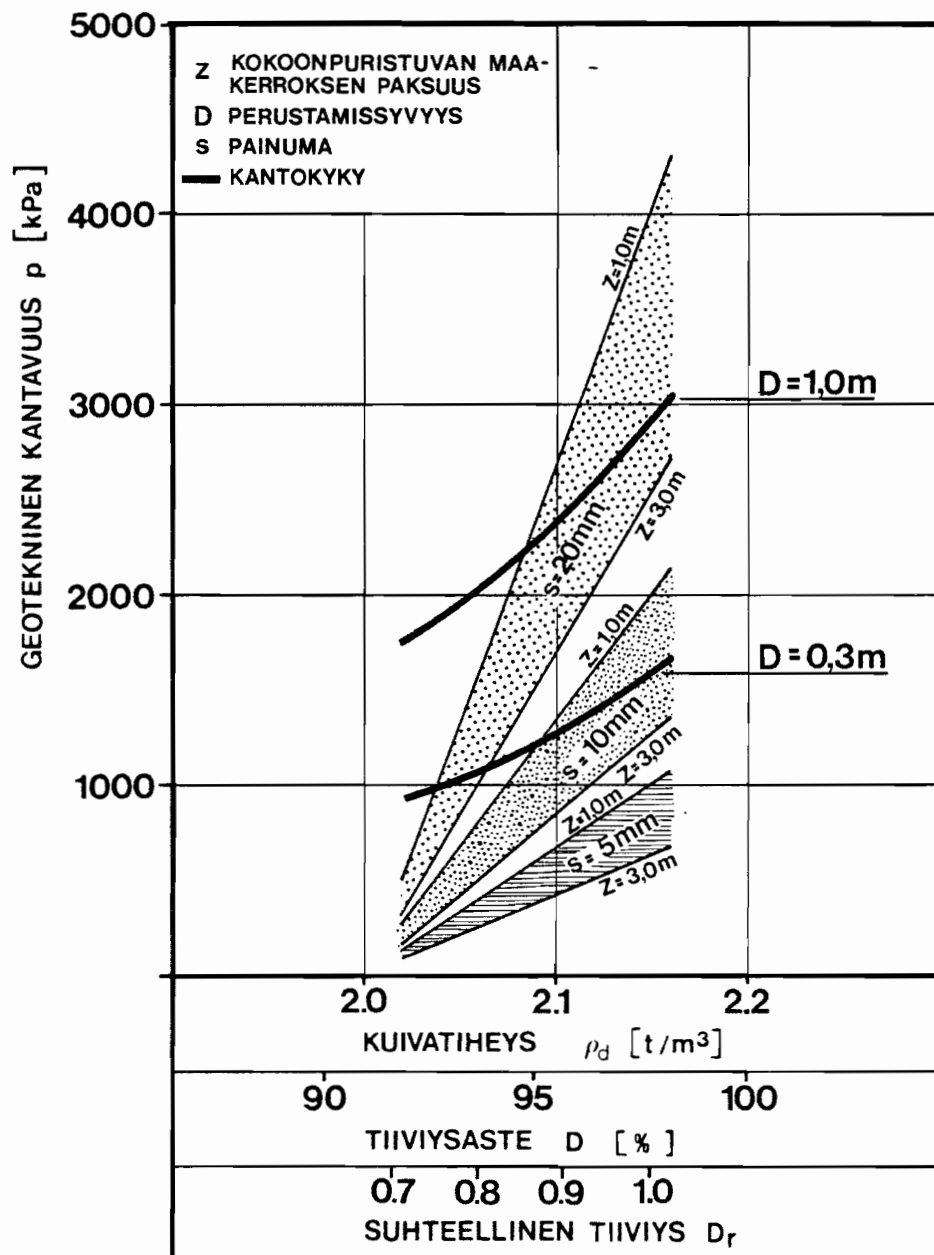
Kuva 37. Sanduddenin hiekan mitoitusparametrit.

Painumien määrittämistä varten alustäyttö jaettiin vaakasuoriin lamelleihin. Perustamistasosta syvyyteen B/2 maakerros jaettiin neljään lamelliin. Syvyydestä B/2 syvyyteen 1.0 m maakerros jaettiin jälleen neljään lamelliin. Täytön paksuuden ollessa  $Z = 3.0$  m jaettiin täyttö syvyydeltä 1.0 m syvyyteen 3.0 m vielä neljään lamelliin.

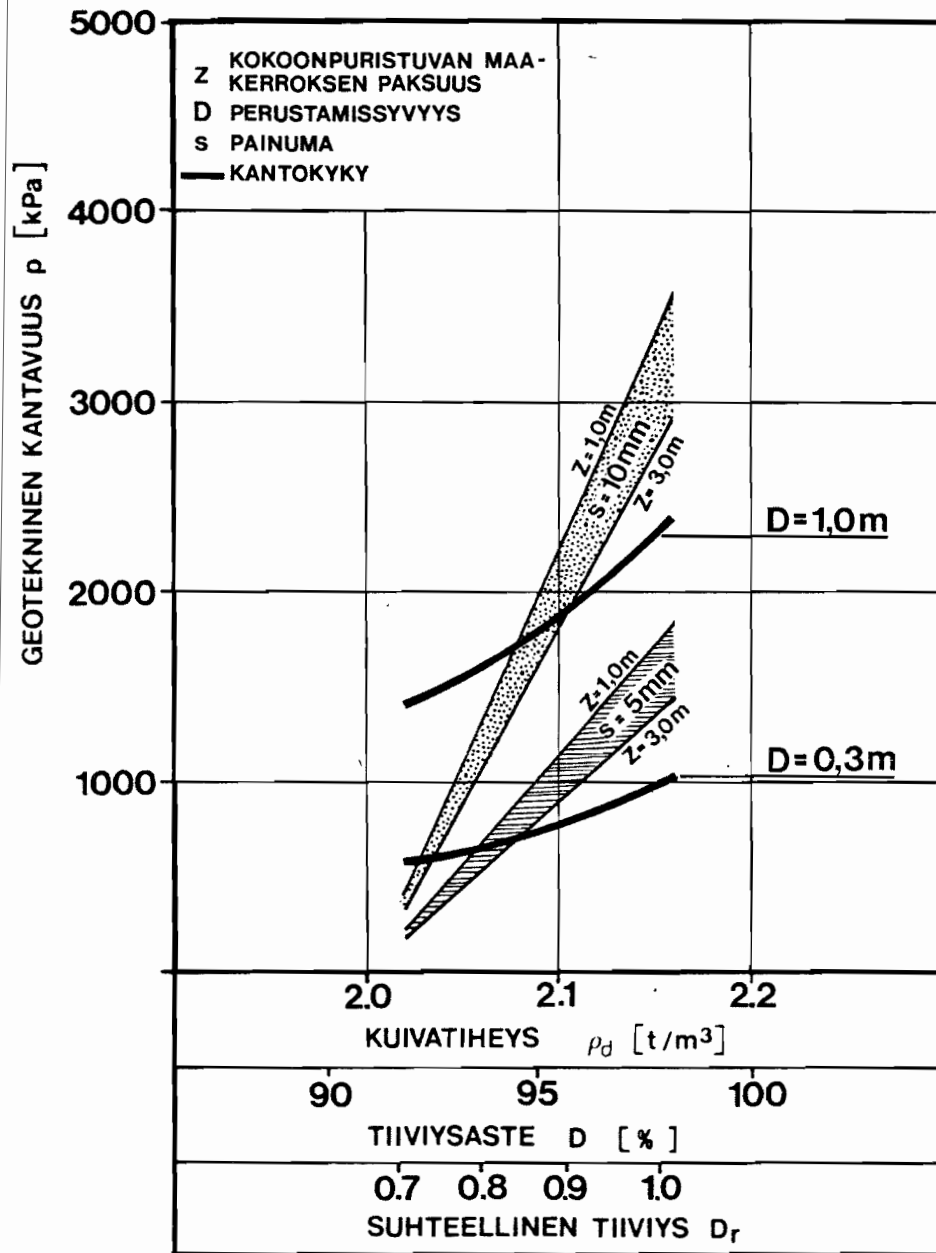
Laskelmat suoritettiin kullekin maalajille kaikissa tutkittavissa tapauksissa. Laskelmien tulokset esitetään kuvissa 38-46.



Kuva 38. Raalan hiekka,  $2.2 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.

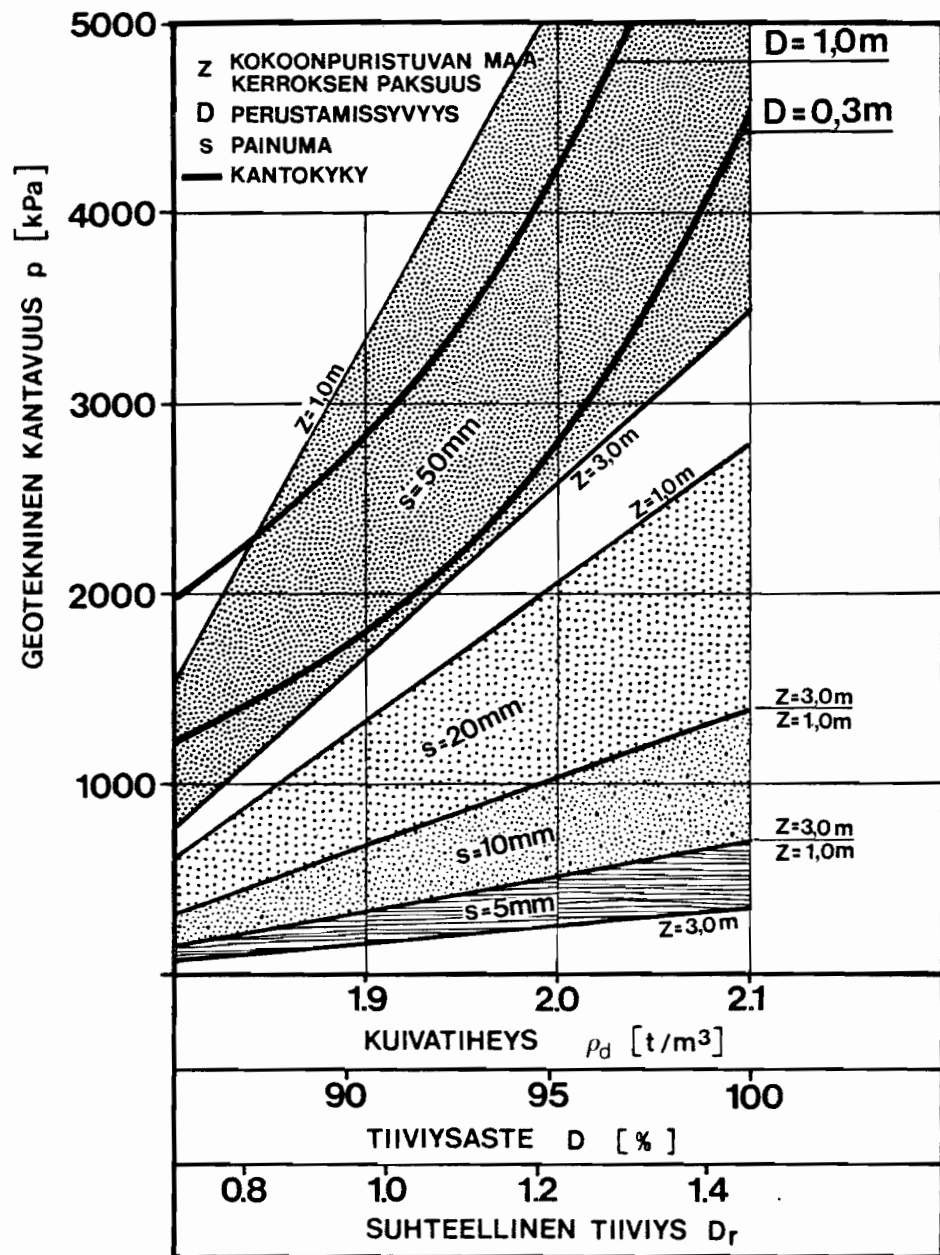


Kuva 39. Raalan hiekka,  $1,1 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.

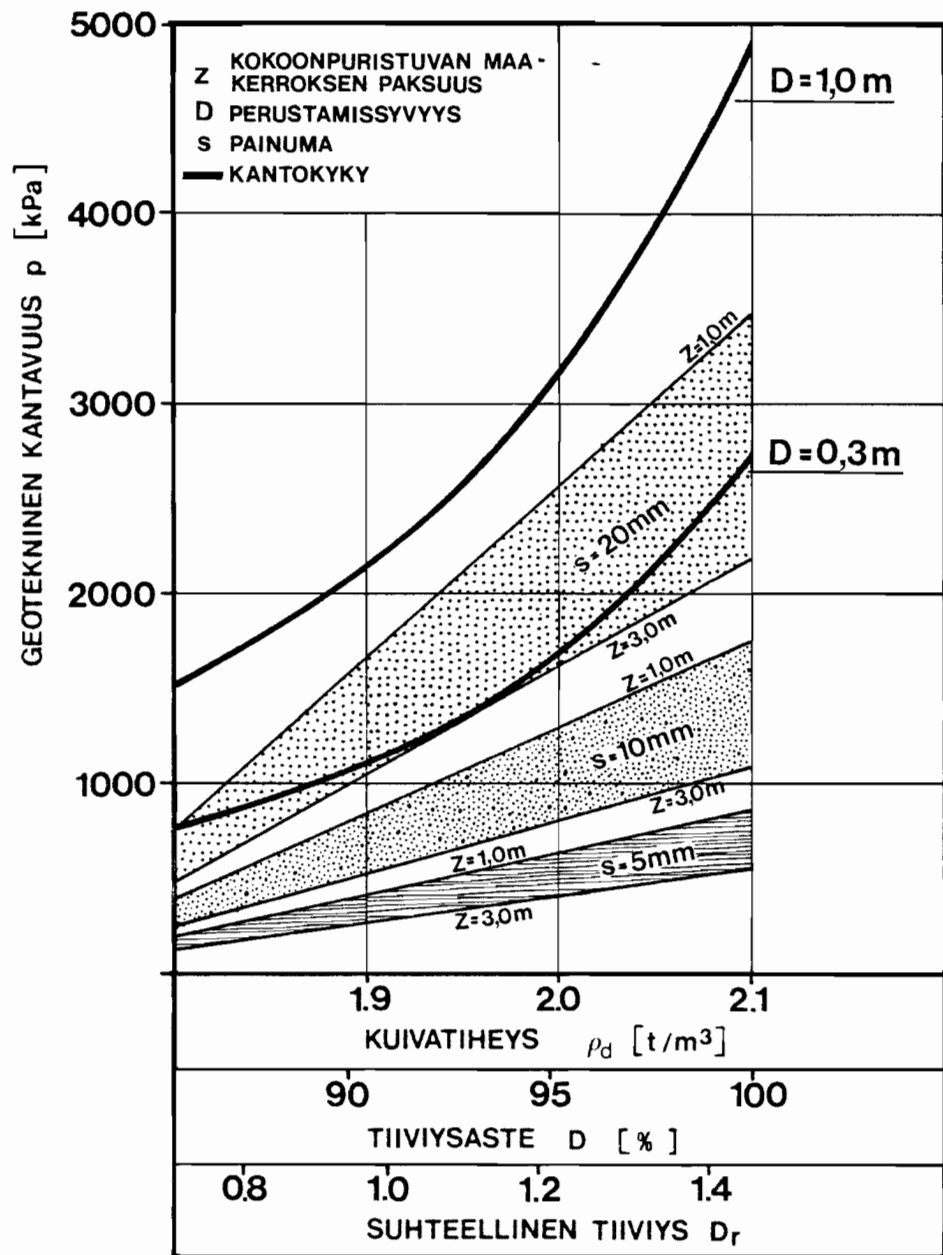


Kuva 40. Raalan hiekka,  $0.4 \cdot 0.4 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.

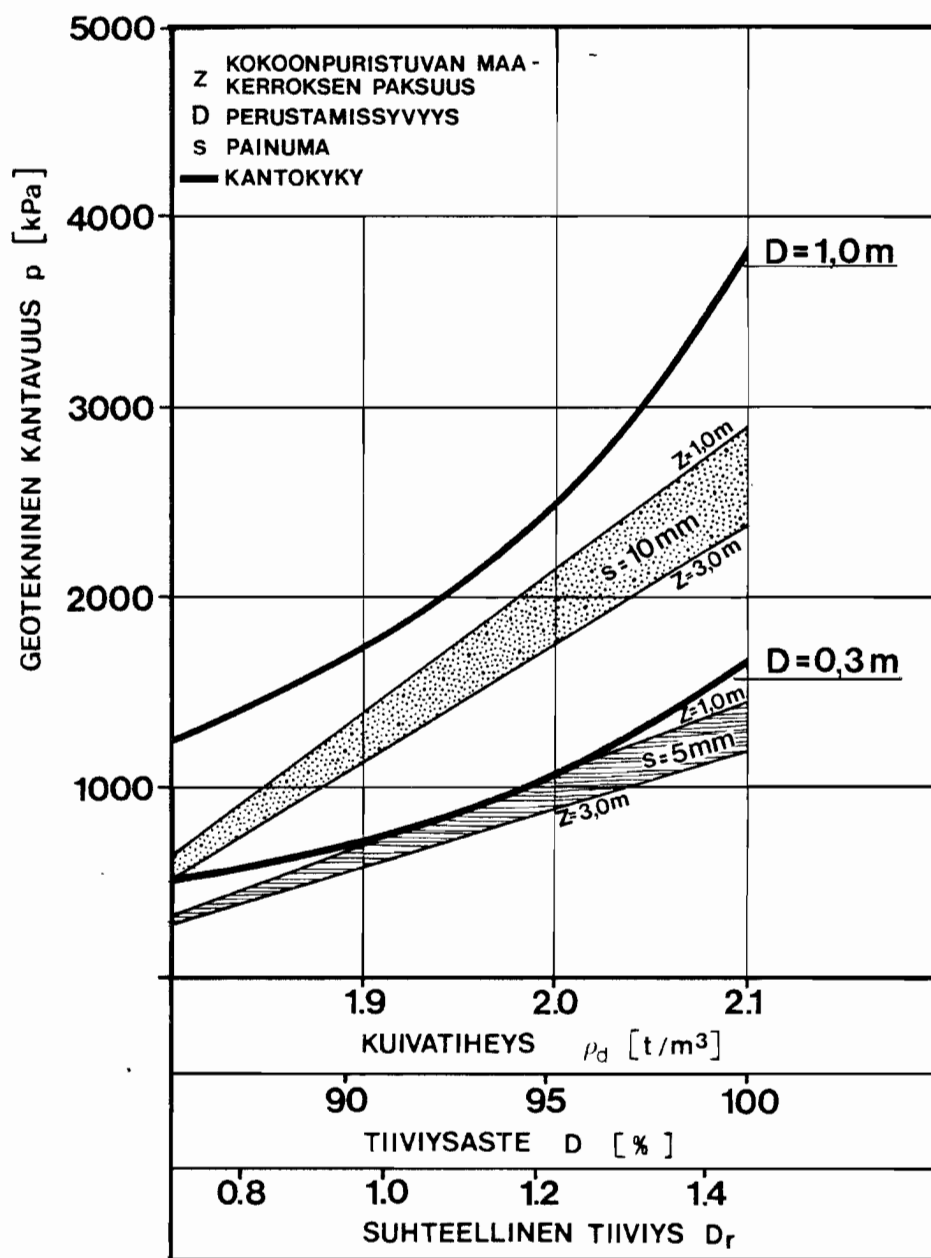




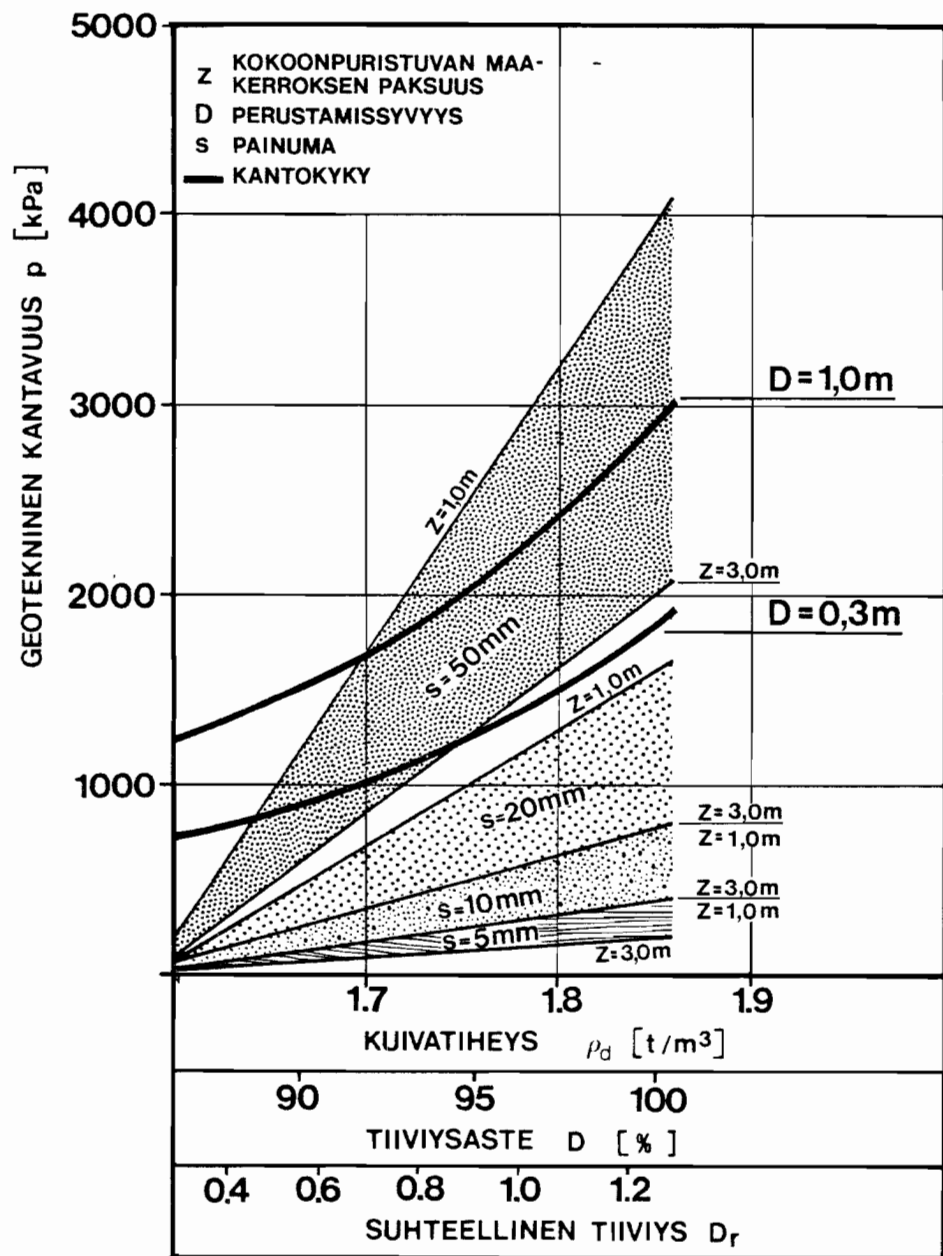
Kuva 41. Ahlbäckin hiekka,  $2 \cdot 2 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.



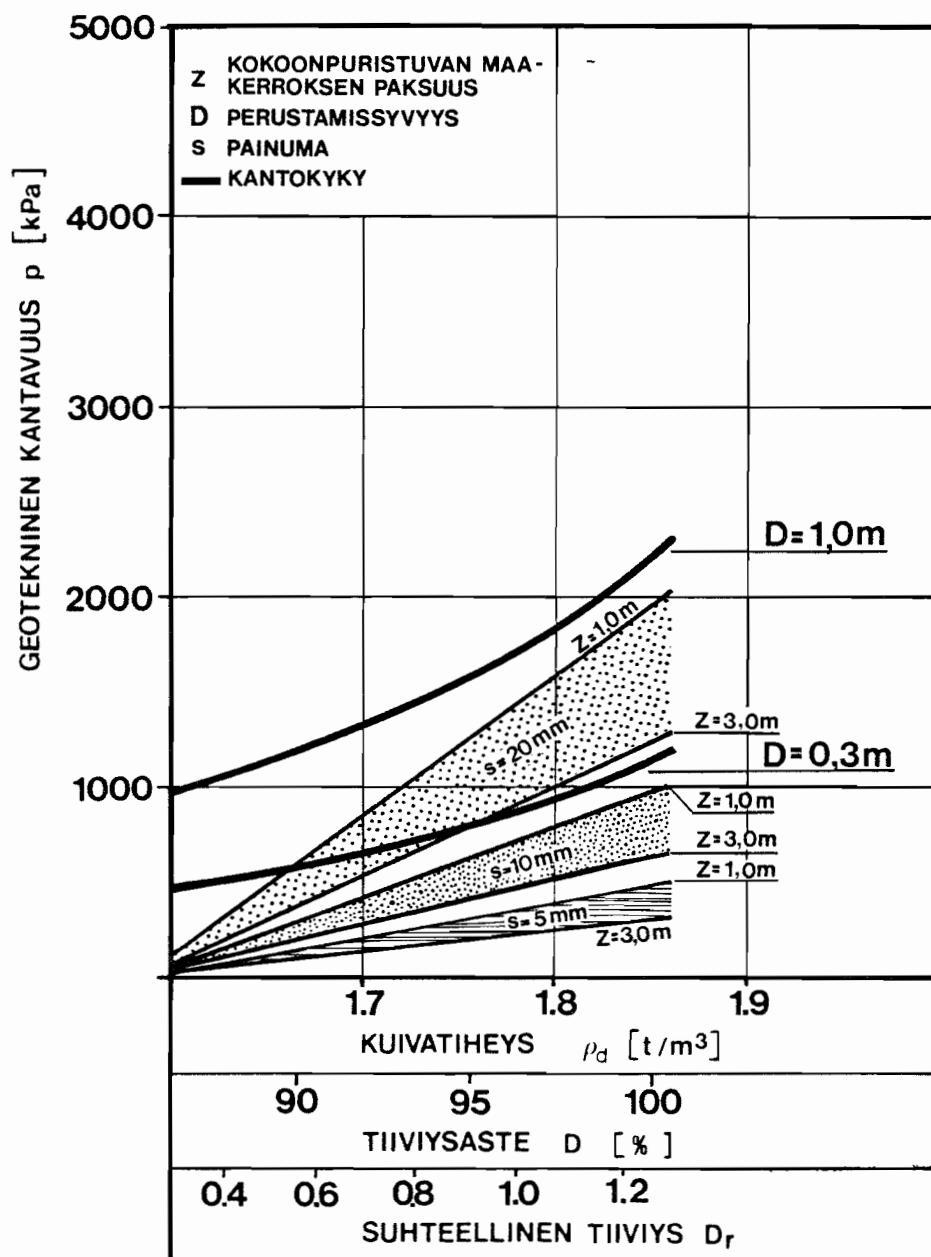
Kuva 42. Ahlbäckin hiekka,  $1.1\text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.



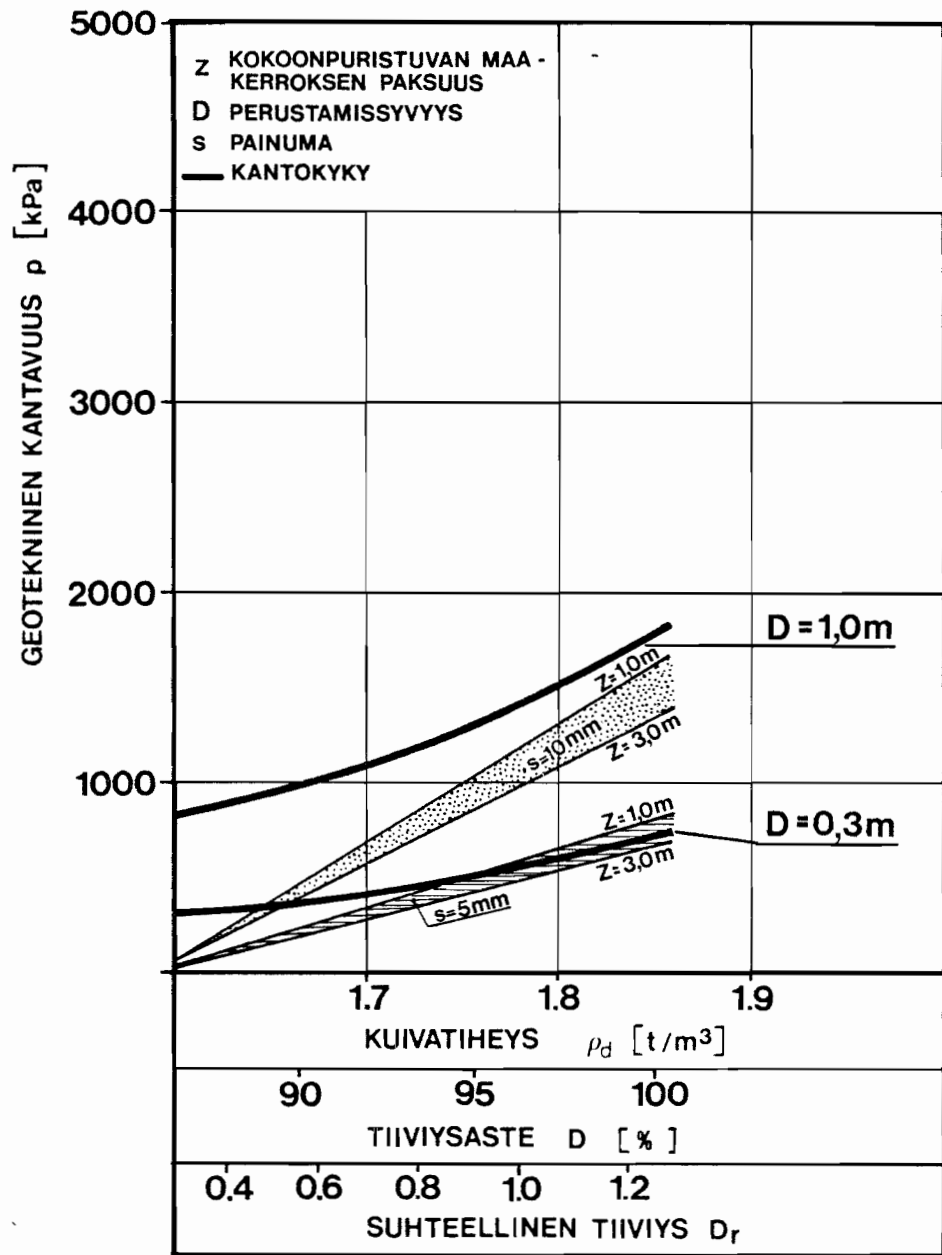
Kuva 43. Ahlbäckin hiekka,  $0.4 \cdot 0.4 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.



Kuva 44. Sanduudenin hiekka,  $2 \cdot 2 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.



Kuva 45. Sanduddenin hiekka,  $1 \cdot 1 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.



Kuva 46. Sanduddenin hiekka,  $0.4 \cdot 0.4 \text{ m}^2$  perustuksen geotekninen kantavuus kuivatiheyden funktiona.

Kuvissa 38-46 esitetään perustusten kantokyky perustuksen alustäytön kuivatiheyden funktiona, kun perustamissyvyys on 0.3 ja 1.0 m. Samoissa kuvissa esitetään keskimääräinen pohjapaine perustuksen alustäytön kuivatiheyden funktiona, kun painuma on 5, 10, 20 ja 50 mm. Kunkin rasteroidun painuma-alueen yläraja kuvaa keskimääräistä pohjapainetta, kun kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus on 1.0 m. Vastaavasti alaraja kuvaa keskimääräistä pohjapainetta, kun kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus on 3.0 m.

Jokaisen perustuksen geotekninen kantavuus voidaan määrittää tutkituissa tilanteissa kuivatiheyden funktiona kuvien 38-46 perusteella. Geoteknisen kantavuuden määrittää toisaalta kantokyky, toisaalta kokonaispainuman ja kulmakiertymän raja-arvo. Näistä pienin määrittää geoteknisen kantavuuden.

Neliöanturoita käytetään teräsbetonikehärakenteiden maanvaraiseen perustamiseen. Teräsbetonikehärakenteiden kulmakiertymien raja-arvojen vaihteluväli on  $1/2000-1/1000$  /11/. Jos kehän jänneväli eli pilareiden välinen etäisyys on 6.0 m, on vierekkäisten pilarien painumaeron raja-arvojen vaihteluväli 3-6 mm. Voidaan olettaa, että tämä ero aiheutuu maarakenteiden epätasaisesta tiivistymisestä. Yhteistä painumaa voidaan olettaa olevan aina noin 5 mm, jos käytetään samaa tiivistystapaa. Anturan painuman raja-arvo on tällöin noin  $s = 10$  mm. Kuvista 38-46 havaitaan, että perustamissyvyydellä  $D = 1.0$  m painuma määrittää geoteknisen kantavuuden, kun anturakoot ovat  $1.1 \text{ m}^2$  ja  $2.2 \text{ m}^2$ , ja painuman raja-arvo on  $s = 10$  mm. Kantokyky on merkittävästi määräävä vain, kun antura ja perustamissyvyys ovat pieniä. Anturakoko  $0.4 \cdot 0.4 \text{ m}^2$  ja perustamissyvyys  $D = 0.3$  m eivät kuitenkaan käytännössä tule kysymykseen, koska anturan geotekninen kantavuus talonrakennuksen kehärakenteissa ei ole riittävä.

Laskelmien perusteella painuman raja-arvo määrittää talonrakennuksessa normaalisti käytettävien anturoiden geoteknisen kantavuuden.

Taulukossa 5 esitetään jokaisen tutkitun perustuksen geotekninen kantavuus tutkituilla maalajeilla, kun maan tiiviys on  $D = 95 \%$  sekä  $D_p = 0.8$  ja  $1.0$ . Painuman raja-arvo on  $s = 10$  mm, kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus  $Z = 1.0$  m ja perustamissyvyys  $D = 1.0$  m.

Taulukko 5. Perustusten geotekninen kantavuus  
 $p$  (kPa), kun  $s = 10$  mm,  $Z = 1.0$  m ja  
 $D = 1.0$  m.

| Anturan<br>koko (m <sup>2</sup> ) | Tiiviys |                | Maalaji |         |           |
|-----------------------------------|---------|----------------|---------|---------|-----------|
|                                   | D       | D <sub>r</sub> | Raala   | Ahlbäck | Sandudden |
| 0.4·0.4                           | 95      |                | 1810    | 2110    | 1050      |
|                                   |         | 0.8            | 1340    | 900     | 870       |
|                                   |         | 1.0            | 2300    | 1460    | 1200      |
| 1.0·1.0                           | 95      |                | 1200    | 1270    | 640       |
|                                   |         | 0.8            | 800     | 550     | 520       |
|                                   |         | 1.0            | 2030    | 890     | 720       |
| 2.0·2.0                           | 95      |                | 960     | 1010    | 520       |
|                                   |         | 0.8            | 640     | 440     | 430       |
|                                   |         | 1.0            | 1620    | 710     | 590       |

Taulukon 5 arvojen perusteella perustusten geotekninen kantavuus eri maalajeilla ei riipu yksikäsitteisesti maan tiiviyydestä. Perustuksen alustäytön yleispätevän tiiviysvaatimuksen antaminen tiiviysasteena tai suhteellisena tiiviytenä sisältää epävarmuutta ja johtaa helposti liialliseen varmuuteen. Tällöin tiiviysasteena annettu tiiviysvaatimus saattaa olla niin suuri, että sitä ei pystytä saavuttamaan ollenkaan. Esimerkiksi Ahlbäckin hiekan tiiviysasteeksi saatiin laboratorio-olosuhteissa vain  $D = 92.76\%$ , mutta vastaava levykuormituskokeella määritetty moduuli oli  $E'_s = 46.00$  MPa. Perustuksen alustäytön tiiviysvaatimus tulisikin antaa moduulin arvona, jolloin vältetään ylivarmuus ja maan rakeisuuden muutosten vaikutus laboratoriossa tehtäviin sullontoihin.

Perustuksen alustäytön painuman raja-arvo tulee harkita jokaisessa suunnittelukohteessa erikseen. Painuman raja-arvon valintaan vaikuttavat muunmuassa rakennetyyppi ja uuden rakenteen vaikutus mahdollisiin olemassaoleviin rakenteisiin.

Kuvan 26 perusteella suunnitellussa käytettävän moduulin arvon tulee olla vähintään  $E'_s = 20$  MPa. Moduulin arvoa  $E'_s = 30$  MPa voidaan pitää Raalan ja Ahlbäckin hiekoilla kohtuullisesti saavutettavana. Sanduddenin hiekalla, jossa ei ole hienoainesta ollenkaan, moduulin arvon  $E'_s = 30$  MPa saavuttaminen on vaikeata. Lisäksi tasarakeisessa hiekassa tapahtuu helposti löyhtymistä sen jälkeen, kun maa on kerran tiivistetty tiiviiksi /23/. Jos tiivistysajokertojen lukumäärää ei saada täsmälleen oikeaksi, saattaa käydä niin, että vaadittua moduulin arvoa ei saavuteta. Näin ollen Sanduddenin hiekan käyttämistä perustusten alustäytössä ei voida pitää suositeltavana.



Perustuksen alustäytön suunnittelu ja valvonta on helppointa, jos täyttömateriaalin deformaatio-ominaisuuksien riippuvuus tiheydestä tunnetaan suunnitteluvaiheessa. Riippuvuus voidaan määrittää laboratoriossa kolmiakselikokeilla tai rakennuskohteessa levykuormituskokeilla. Materiaalin tiivistyvyys tunnetaan tällöin melko hyvin, ja suunnittelumoduulin arvo voidaan optimoida. Tiiviystarkkailumenetelmänä tulevat tällöin kysymykseen tutkittavan maarakenteen deformaatiomoduulin tai tiheyden määrittäminen. Jälkimmäisen menetelmän heikkoutena on, että maalajin rakeisuuden pieni muutos saattaa vaikuttaa huomattavasti tuloksiin. Maalajin rakeisuutta ja tiivistyvyyttä tulee tarkkailla kokeita suoritettaessa sekä seulomalla että sullontakokeilla. Rakeisuuden muuttuessa deformaatiomoduulin riippuvuus tiheydestä tulee määrittää uudelleen. Menetelmä on suunnittelun kannalta hyvä mutta käytännön valvonnan kannalta hidas ja kallis. Rakenteen moduulin määrittäminen esimerkiksi levykuormituskokeella voidaan pitää valvontaa silmälläpitäen tarkempana menetelmänä.

Yleensä täyttömateriaalia ei tunneta suunnitteluvaiheessa. Tällöin moduulin arvoksi tulee valita kohtuudella saavutettavissa oleva moduulin arvo. Se on Raalan ja Ahlbäckin hiekoilla  $E_s = 20-30$  MPa. Materiaalille tulee esittää työselityksessä myös rakeisuusvaatimus, jotta vaadittava moduulin arvo pystytään saavuttamaan. Rakenteen tiiviystarkkailu suoritetaan määrittämällä rakenteen deformaatiomoduuli esimerkiksi levykuormituskokeella.

Perustusten alustäytön tiiviystarkkailuun kuuluu oleellisesti työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta. Tasalaatuista materiaalia käytettäessä on ilmeistä, että samanlaisissa olosuhteissa samalla työmenetelmällä maa tiivistyy riittävällä tarkkuudella samaan tiiviyteen. Työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta ei kuitenkaan yksin riitä perustusten alustäytön tiiviystarkkailumenetelmänä.

Tiiviystarkkailu voidaan suorittaa tarkkailemalla osa rakenteista tarkkaan ja tarkentamalla työmenetelmä mittaustuloksien perusteella. Muiden rakenteiden voidaan olettaa olevan samassa tiiviydessä, jos tiivistys on suoritettu samalla tavalla. Tätä menetelmää joudutaan käyttämään erityisesti, jos osa maarakenteista on esimerkiksi kaivannoissa, joissa levykuormituskoeita ei voi suorittaa. Tiheyden määrittäminen voidaan käyttää tällöin vertailevana mittausmenetelmänä.

Perustusten alustäyttö voidaan rakentaa kerroksittain tiivistämällä käyttämällä 4 kN tärylevyä. Riittävä tiiviys karkearakeisessa maassa voidaan katsoa saavutettavan, vaikkei maa ole optimivestipitoisuudessa /23/.

## 4.23

## Maanvaraisen lattian alustäyttö

Välittömästi maanvaraisen lattian alle tehdään salaojituskerros, jonka tehtävänä on koota ja johdattaa vedet salaojaputkistoon. Salaojituskerroksen tehtävänä on samalla katkaista kapillaarinen veden nousu. Salaojituskerroksen on siksi oltava paksumpi kuin salaojitusmateriaalin kapillaarinen nousukorkeus. Mikäli maaperä on erittäin hyvin vettä läpäisevää, voidaan salaojituskerros jättää pois /12/.

Salaojituskerrosta rakennettaessa on huomioitava sen ja alla olevan joko täyttö- tai luonnonmaan väliin tulevan suodattimen tarpeellisuus.

Maanvaraisen lattian alustäyttö ei saa routia. Routimattomuus saadaan aikaan tekemällä rakenne routimattomasta maalajista. Routimattomuus voidaan saada aikaan myös estämällä kapillaarinen veden nousu routarajaan tai käyttämällä routaeristystä.

Lattiaan kohdistuva tungoskuorma on 4.0 kPa /10/. Maanvaraisen teräsbetonilaatan omapainosta aiheutuva maahan kohdistuva kuormitus on noin 2.5 kPa. Maanvaraisen lattian alustäyttöön kohdistuva likimäärin tasainen pintakuorma on yhteensä noin 6.5 kPa.

Maanvaraisen lattian painuma täytteeeseen kohdistuvalla tasaisella pintakuormalla on 2.6 mm, kun lattia oletetaan äärettömän suureksi, kokoonpuristuvan maakerroksen paksuudeksi 2.0 m ja deformaatiomoduliksi 5 MPa. Tehdyissä levykuormituskokeissa ei saavutettu niin pientä  $E'_s$ -moduulin arvoa, vaikka maa tiivistettiin löyhimpään tilaan ainoastaan staattisesti. Laskemalla määritettävä painuma on todellisuudessa pienempi kuin 2.6 mm ja näin ollen merkityksetön. Maanvarainen lattia voidaan siis olettaa lähes painumattomaksi, jos täyttö on tiivistetty riittävästi.

Maanvarainen lattia saattaa painua, mikäli täyttöä ei ole tiivistetty ollenkaan. Tällöin maa tiivistyy omasta painostaan. Lisäksi tiivistymistä voi tapahtua veden virtauksen ja tärinän vaikutuksesta.

Täytön voidaan katsoa saavuttaneen riittävä tiiviys, kun maa on kriittisessä tiiviydessä. Kriittinen tiiviys oli tutkituilla maalajeilla noin  $D_r = 2/3$ , jota suuremmilla arvoilla maan voidaan sanoa olevan tiivistä.

Maanvaraisen lattian alustäytölle ei ole tarkoituksenmukaista esittää tiiviysvaatimusta tiiviysasteena tai suhteellisena tiiviytenä kyseisten arvojen epämääräisyydestä johtuen. Myöskään moduulin arvon määrittämisestä ei voi pitää perusteltuna, koska vaadittava arvo olisi hyvin pieni, ja se taas ei takaisi täytön tiiviyttä.

Parhaimpana menetelmänä maanvaraisen lattian alustäytön riittävän tiiviyyden varmistamiseksi voidaan pitää työselityksessä vaadittavaa työmenetelmää. Tarkkailumenetelmänä tulee vastaavasti kyseeseen työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta. Työmenetelmän tehokkuutta voidaan lisäksi arvioida määrittämällä tiivistetyn täytön tiheys eri syvyyksillä tai käyttämällä epäsuoria mittausmenetelmiä.

Tiivistyskalustona tulevat kysymykseen tärylevy ja täryjyrä. Kerrospaksuus ja tiivistysajokertojen lukumäärä määritetään tiivistettävän materiaalin ja tiivistyskaluston perusteella.

Työmenetelmää valittaessa on otettava huomioon, että välittömästi maanvaraisen lattian alle tulevaa salaojituserrosta ei saa tiivistää liian tiiviiksi, koska tiiviyyden kasvaessa vedenläpäisykyky pienenee. Salaojituserrosta ei saisi tiivistää yli 95 % tiiviysasteen. Tiiviysasteen pienentäminen 90 %:iin parantaa virtausominaisuuksia yleensä noin 50 % ensin mainittuun tiiviyteen verrattuna /12/.

#### 4.24

##### Kantavan rakenteen alustäyttö

Kantavan lattian alustäytön vedenläpäisykykyyn, suodattimen tarpeellisuuteen ja routimattomuuteen pätevät samat näkökohdat kuin maanvaraisen lattian alustäyttöön. Paaluanturan alustäytön routimattomuuteen pätevät samat näkökohdat kuin maanvaraisen perustuksen alustäyttöön.

Kantavien rakenteiden alustäytöltä ei vaadita kantavuutta talorakenteiden kannalta kuin betonin valun ja kovettumisen aikana. Toisaalta rakenteiden paino on niin pieni, ettei merkittäviä painumia tapahdu.

Täyttö ei saa tiivistyä valun aikana betonin tärytyksen vaikutuksesta, eivätkä maa ja betoni saa sekoitua toisiinsa valun aikana. Edellämainituista syistä johtuen täyttö on tiivistettävä pinnalta. Riittävänä tiivistystyömääränä ja -tapana voidaan pitää samaa, mitä käytetään maanvaraisen lattian alustäytön yhden kerroksen tiivistämisessä.

Maan tiivistyminen betonin kovettumisen aikana voi aiheutua maan omasta painosta, veden virtauksesta tai tärinästä. Tiivistymisen estämiseksi maa tulee tiivistää kerroksittain. Kerralla tiivistettävän maakerroksen paksuus voi olla kuitenkin suurempi kuin maanvaraisen lattian alustäytössä, koska edellämainituista syistä aiheutuvat painumat tapahtuvat hitaasti. Ne eivät muodostu merkittäviksi, jos maa ei ole löyhää, eli sitä on tiivistetty kohtuullisesti.

Pelkästään kohtuullinen tiivistäminen ei riitä, jos kantavan rakenteen alustäytössä on täytön varaan perustettuja putkijohtoja. Koska putkijohtot eivät yleensä kestä merkittäviä painumaeroja, putkien alla oleva täyttö ei saa tiivistyä. Painumat tapahtuvat samasta syystä kuin maanvaraisen lattian alustäytössä. Täytön voidaan katsoa saavuttaneen riittävä tiiviys, kun maa on kriittisessä tiiviyydessä, eli suhteellinen tiiviys on  $D_r = 2/3$ . Jos putket ripustetaan, täyttö voidaan tiivistää paksumpina kerroksina kuin maanvaraisen lattian alustäyttö.

Parhaimpana menetelmänä kantavien rakenteiden alustäytön riittävän tiiviyn varmistamiseksi voidaan pitää työselityksessä vaadittavaa työmenetelmää. Tarkkailumenetelmänä tulee vastaavasti kyseeseen työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta. Työmenetelmän tehokkuutta voidaan arvioida samoin kuin maanvaraisen lattian alustäytössä.

Työmenetelmää valittaessa on otettava huomioon, että salaojituserrosta ei saa tiivistää yli 95 % tiiviysasteeseen /12/.

#### 4.25

##### Täyttö perusmuuria vasten

Täytöllä perusmuuria vasten eli seinänvierustäytöllä tarkoitetaan tässä tutkimuksessa kuvien 32 ja 33 mukaista välittömästi perusmuurin viereen tulevaa täyttöä, jolle esitetään materiaali vaatimuksia.

Seinänvierustäytön on täytettävä salaojitusmateriaalille esitettävät rakeisuusvaatimukset. Täytön paksumuuden on oltava vähintään 0.20 m. Mikäli maaperä on erittäin hyvin vettä läpäisevää, voidaan salaojituserros jättää pois /12/.

Salaojituserrosta rakennettaessa on huomioitava sen ja vieressä olevan taustatäytön tai luonnonmaan väliin tulevan suodattimen tarpeellisuus.

Seinänvierustäyttö ei saa aiheuttaa routimispainetta seinää vastaan. Seinänvierustäyttöä on jatkettava salaojituserrosta paksummaksi, jos routimisvaara on olemassa. Salaojituserroksen taakse tuleva täyttö tehdään tällöin routimattomasta maasta.

Seinänvierustäyttöön rakennetaan salaojitusjärjestelmä. Lisäksi täytön poikki kulkee putkijohtoja. Näiden toimivuuden kannalta täyttö ei saa tiivistyä rakentamisen jälkeen. Maa ei saa tiivistyä myöskään routaeristeiden toimivuuden kannalta.

Löyhän seinänvierustäytön tiivistymistä tapahtuu maan omasta painosta sekä veden virtauksen ja tärinän vaikutuksesta. Täytön voidaan katsoa saavuttaneen riittävä tiiviys, kun maa on kriittisessä tiiviyydessä, eli suhteellinen tiiviys on  $D_r = 2/3$ .

Parhaimpana menetelmänä perusmuuria vastaan tulevan täytön riittävän tiiviyn varmistamiseksi voidaan pitää työselityksessä vaadittavaa työmenetelmää. Tarkkailumenetelmänä tulee vastaavasti kyseeseen työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta. Työmenetelmän tehokkuutta voidaan arvioida samoin kuin maanvaraisen lattian alustäytössä.

Tiivistyskalustona tulee kysymykseen ensisijaisesti tärylevy. Kerrospaksuus ja tiivistysajokertojen lukumäärä määritetään tiivistettävän materiaalin ja tiivistyskaluston perusteella.

Työmenetelmää valittaessa on otettava huomioon, että salaojituskerrosta ei saa tiivistää yli 95 % tiiviysasteeseen /12/.

#### 4.26

##### Taustatäyttö

Taustatäytöllä tarkoitetaan tässä tutkimuksessa kuvien 32 ja 33 mukaista seinänvierustäytön taakse tulevaa täyttöä.

Taustatäytölle ei esitetä materiaaliavaatimuksia. Taustatäytössä ei saa tapahtua suuria painumia, jotka saattaisivat aiheuttaa esimerkiksi vaikeuksia maanpinnan kuivatuksessa. Riittävä tiiviys voidaan katsoa saavutettavan levitysvaiheessa maanrakennuskoneiden painosta aiheutuvana.

Taustatäyttöön tulevien putkijohtojen alustäyttö ei saa routia eikä tiivistyä. Routimattomuus saadaan aikaan joko routasuojauksella, viemällä putket routimattomaan syvyyteen tai tekemällä putken alustäyttö routasyvyyteen saakka routimattomasta maasta.

Riittävä putkenalustäytön tiiviys voidaan katsoa saavutetun, kun maan suhteellinen tiiviys on  $D_r = 2/3$ . Parhaimpana menetelmänä täytön riittävän tiiviyn varmistamiseksi voidaan pitää työselityksessä vaadittavaa työmenetelmää. Tarkkailumenetelmänä tulee vastaavasti kysymykseen työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta. Työmenetelmän tehokkuutta voidaan arvioida samoin kuin maanvaraisen lattian alustäytössä.

Tiivistyskalustona tulevat kysymykseen tärylevy ja täryjyrä. Kerrospaksuus ja tiivistysajokertojen lukumäärä määritetään tiivistettävän materiaalin ja tiivistyskaluston perusteella.

#### 4.3

##### Talonrakennuksen maarakenteiden tiivistysluokitus ja soveltuvat tiiviystarkkailumenetelmät

Talonrakennuksen maarakenteita koskeva tiivistysluokitus esitetään taulukossa 6 /13/.

Taulukko 6. Tiivistysluokitus

| Luokka | Tiivistyksen suoritus                                                             |
|--------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| 1      | Tiivistäminen suunnitelmissa vaadittuun tiiviyyteen tai kantavuuteen.             |
| 2      | Tiivistäminen kerroksittain suunnitelmissa annettujen tiivistämisohjeiden mukaan. |
| 3      | Täytteen levitys puskukoneella, ei muuta tiivistämistä.                           |
| 4      | Täytteen levitys ilman tiiviys- ja kantavuusvaatimuksia.                          |

Talonrakennuksen maarakenteiden tiiviystarkkailuun soveltuvat menetelmät esitetään taulukossa 7.

Taulukko 7. Tiiviystarkkailumenetelmät.

| Tunnus | Menetelmä                                                                                                                                                                                  |
|--------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I      | Deformaatiomoduulin ja tiheyden välisen riippuvuuden määrittäminen laboratoriossa tai kentällä, seulonnat ja tiivistyvyyskokeet laboratoriossa sekä tiheyden määrittäminen maarakenteessa. |
| II     | Deformaatiomoduulin määrittäminen maarakenteessa.                                                                                                                                          |
| III    | Tiivistyvyyskokeet ja seulonnat laboratoriossa sekä tiheyden määrittäminen maarakenteessa.                                                                                                 |
| IV     | Epäsuorat menetelmät.                                                                                                                                                                      |
| V      | Työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta, liittyä oleellisesti muihin menetelmiin.                                                                                                       |

Taulukossa 8 esitetään talonrakennuksen eri maarakenteiden tiivistysluokka sekä kullekin maarakenteelle soveltuvat tiiviystarkkailumenetelmät.

Taulukko 8. Maarakenteiden tiivistysluokat ja soveltuvat tiiviystarkkailumenetelmät.

| Maarakenne                      | Tiivistysluokka | Tiiviystarkkailumenetelmän soveltuvuus |          |           |
|---------------------------------|-----------------|----------------------------------------|----------|-----------|
|                                 |                 | hyvä                                   | soveltuu | välttävä  |
| Perustusten alustäyttö          | 1               | I+V<br>II+V                            |          | III+V     |
| Maanvaraisen lattian alustäyttö | 1,2             | III+V<br>IV+V                          | V        | III<br>IV |
| Kantavan rakenteen alustäyttö   | 1,2             | III+V<br>IV+V                          | V        | III<br>IV |
| Täyttö perusmuuria vasten       | 1,2             | III+V<br>IV+V                          | V        | III<br>IV |
| Tausta-täyttö                   | 1,2             | III+V<br>IV+V                          | V        | III<br>IV |
| Tausta-täyttö                   | 3,4             | V                                      |          |           |

## 5. MAARAKENTEIDEN LAADUNVALVONTA

### 5.1 Menetelmät

Maan deformaatiomoduulin määrittämismenetelminä tulevat kentällä kyseeseen levykuormituskoe ja pudotuspainolaite sekä laboratoriossa kolmiakselikoe. Pudotuspainolaitetta ja kolmiakselikoetta käsitellään tämän tutkimuksen rinnakkaistutkimuksissa, joten niihin ei puututa tässä yhteydessä.

Maarakenteen tiiviyyttä määritettäessä rakenteessa olevan maan tiheys määritetään volymetrimenetelmällä. Saatua tiheyden arvoa verrataan laboratoriossa määritettyihin eri tiivistysmenetelmillä määritettyihin tiheyden arvoihin. Laboratoriomenetelmät ovat Proctorin ja Kolbuszewskin menetelmät.

Epäsuorilla menetelmillä tarkoitetaan mittausmenetelmiä, joilla ei saada välittömästi mitatuksi maan tiheyttä, vaan mittaustulosten perusteella erilaisista käyrästäistä tai taulukoista katsotaan maan suhteellinen tiiviys tai tiiviysaste. Tällaisia menetelmiä ovat esimerkiksi komprimetri ja erilaiset kairaukset. Epäsuoriin menetelmiin voidaan lukea myös radioaktiivisiin mittausmenetelmiin perustuvat laitteet.

Työmenetelmän ja työn suorituksen valvonnalla pyritään varmistamaan, että maarakenne tehdään työselityksessä annettujen ohjeiden mukaisesti.

Työn suorituksen valvontaan voidaan lukea myös seurlonta. Maan rakeisuutta tulee seurata tiivistyvyyden, lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien, routivuuden ja vedenläpäisykyvyn vuoksi.

Seuraavissa luvuissa esitettävät maarakenteiden laadunvalvontaa koskevat ohjeet ja kommentit perustuvat tässä tutkimuksessa, tutkimuksessa /23/ ja käytännön suunnittelussa ja laadunvalvonnassa tehtyihin havaintoihin ja saatuun kokemukseen. Menetelmistä käsitellään kentällä tapahtuvat levykuormituskoe, volymetrikoe sekä työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta. Kyseisistä menetelmistä esitetään kaikkein oleellisimmat asiat sekä seikat, joihin tulee kiinnittää huomiota koetta suoritettaessa sekä tuloksia käsiteltäessä. Laboratoriokokeista käsitellään Proctor-koe ja Kolbuszewskin kokeet.

## 5.2

### Levykuormituskoe

Levykuormituslaitteessa käytettävä levyn halkaisija tulee määrittää maarakenteen kerralla tiivistettävän kerroksen ja maan rakeisuuden perusteella. Levyn halkaisijan tulee olla vähintään puolet kerralla tiivistetyn maakerroksen paksuudesta. Jos levy on pienempi, levykuormituskoe täytyy suorittaa myös maanpintaa syvemmältä, jotta vähintään yksi maakerros tulisi tarkkailluksi kunnolla. Levyn halkaisijan tulee olla noin kaksi kertaa yleisesti maassa esiintyviä suurimpia rakeita suurempi.

Kuormituslevy ei ole syytä kuormittaa murtoon saakka, koska moduuli tulee määrittää kuormitus-painumakäyrän lineaariselta osalta, ja koska valmista rakennetta ei tarvitse hajottaa. Riittävänä maksimikuormituksen arvona voidaan pitää  $p = 300 \text{ kPa}$ . Kuormitusportaan arvona on tällöin oltava  $\Delta p = 50 \text{ kPa}$ . Kuormitusta voi lisätä, kun levyn painumisnopeus on  $\leq 0.02 \text{ mm/min}$ . Kuormitusportaan arvona voidaan käyttää  $\Delta p = 100 \text{ kPa}$ , mikäli kuormitus-painumakäyrän lineaariselle osalle tulee vähintään viisi pistettä.

$E'_s$ -moduuli määritetään kuormitus-painumakäyrän lineaariselle osalle. Moduulin arvo lasketaan kaavalla (2).

Maarakennetta tulee tarkkailla rakentamisen edistyessä useasta kerroksesta. Kustakin tarkkailltavasta kerroksesta tulee tehdä useita kokeita, jotta rakenteen moduuli pystytään määrittämään riittävän luotettavasti, ja ettei kokeiden pienestä lukumäärästä johtuen jouduta ottamaan ylimääraistä varmuutta.



Jos yhdestä rakenteesta tehtyjen kokeiden lukumäärä on hyvin suuri, ja kokeet on tehty satunnaisesti rakenteen joka osasta, sekä hyvät ja huonot koetulokset hajoavat rakenteen eri osiin, maarakenteen voidaan katsoa täyttävän sille asetetun vaatimuksen, jos mitaustulosten keskiarvo on yhtäsuuri kuin vaadittu moduulin arvo. Tällöin perustuksen painuma on yhtäsuuri kuin tapauksessa, jossa maarakenteen moduuli on joka kohdassa yhtäsuuri kuin vaadittu moduuli. Maarakenne on lisäksi massiivinen rakenne, joten yksi heikompi kohta ei aiheuta rakenteen murtumista tai liian suuria painumia, koska kuormitukset siirtyvät tällöin paremmin kantaville osille.

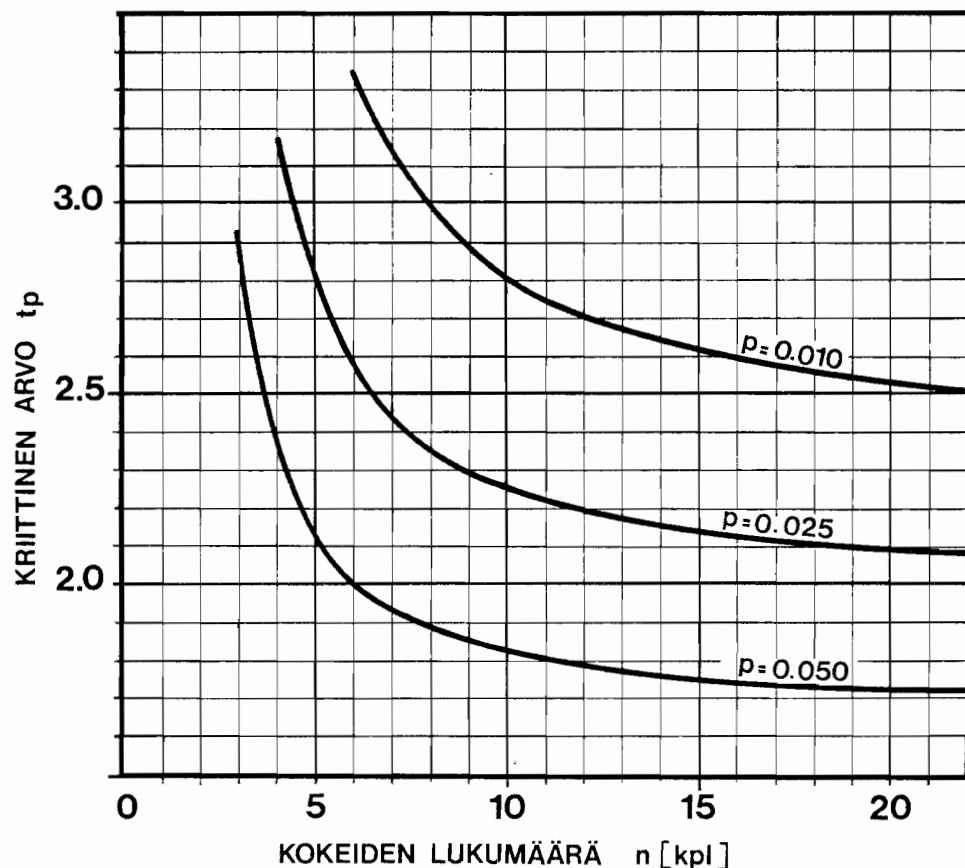
Kokeiden lukumäärän vaikutusta tuloksen luotettavuuteen voidaan tarkastella Studentin t-jakauman avulla. Koetulosten perusteella saatu vertailumoduuli on

$$E'_{s\text{vert}} = \bar{E}'_s - t_p \cdot s / \sqrt{n} \quad (31)$$

missä  $t_p$  on niinsanottu kriittinen arvo tietyllä yksisuuntaisen testin merkitsevyystasolla  $p$ , kun kokeiden lukumäärä on  $n$ .  $\bar{E}'_s$  on koetulosten keskiarvo ja  $s$  keskihajonta. Yksinkertaisesti sanottuna menetelmä tarkoittaa, että rakenteen moduulien keskiarvo todennäköisyydellä  $1-p$  on vähintään  $E'_{s\text{vert}}$ . Rakenteen voidaan katsoa täyttävän sille asetetun vaatimuksen, jos vertailumoduuli on vähintään yhtäsuuri kuin vaadittu arvo eli

$$E'_{s\text{vert}} \geq E'_{s\text{vaad}} \quad (32)$$

Kuvassa 47 esitetään kriittisen arvon  $t_p$  riippuvuus yksisuuntaisen testin merkitsevyystasosta  $p$  ja kokeiden lukumäärästä  $n$ .



Kuva 47. Kriittinen arvo  $t_p$ .

Taulukossa 9 esitetään muutamia koetuloksia sekä niistä laskettuja vertailumoduulin arvoja yksisuuntaisen testin merkitsevyystasolla  $p = 0.05$  ja  $p = 0.01$ .

Taulukko 9. Esimerkkejä mittaustulosten tulkinnasta.

| $E'_s$                       | $\bar{E}'_s$ | s     | $E'_s$ vert |        |
|------------------------------|--------------|-------|-------------|--------|
|                              |              |       | p=0.05      | p=0.01 |
| 32.0, 30.0, 28.0, 26.0, 24.0 | 28.0         | 3.162 | 25.0        | 22.7   |
| 33.1, 31.1, 29.1, 27.1, 23.1 | 28.7         | 3.847 | 25.0        | 22.3   |
| 29.3, 29.3, 27.3, 27.3, 23.3 | 27.3         | 2.449 | 25.0        | 23.2   |
| 29.9, 29.9, 27.9, 27.9, 22.9 | 27.7         | 2.864 | 25.0        | 22.9   |
| 29.6, 28.6, 27.6, 26.6, 23.6 | 27.2         | 2.302 | 25.0        | 23.3   |
| 29.0, 28.0, 27.0, 26.0, 24.0 | 26.8         | 1.924 | 25.0        | 23.6   |

Mittaustulokset valittiin siten, että ne toteuttavat yhtälön (32) merkitsevyystasolla  $p = 0.05$ , kun vaadittu moduulin arvo on  $E'_s = 25$ . Merkitsevyystasolla  $p = 0.01$  vaaditun arvon alitus on suuruusluokkaa 5-10 %. Vastaavasti perustuksen painuma olisi 5-10 % suunnitelmassa käytettyä kokonaispainuman raja-arvoa suurempi. 5-10 % painuman lisäyksen ei voida kuitenkaan katsoa aiheuttavan rakenteelle kohtuuttoman suuria kulmakiertymän lisäyksiä.

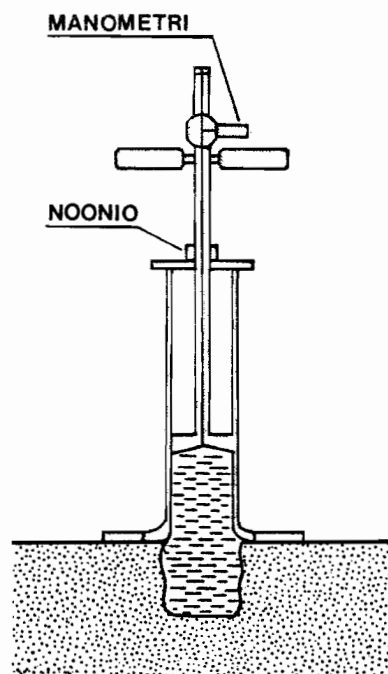
Vertailumoduulin arvo merkitsevyystasolla  $p = 0.01$  on taulukossa 9 yhtäsuuri tai pienempi kuin pienin mitattu moduulin arvo. Kyseinen merkitsevyystaso johtaa kuitenkin ilmeisesti kohtuuttoman tiukkoihin tiiviysvaatimuksiin. Tilastotieteessä merkitsevyystasoa  $p = 0.01$  pidetään tilastollisesti merkitseväenä ja tasoa  $p = 0.05$  tilastollisesti melkein merkitseväenä. Koska maarakenne on massiivinen rakenne, ja koska rakenteen keskimääräisen moduulin vaaditun arvon alitus ei johda kohtuuttoman suuriin lisäpainumiin, merkitsevyystasoa  $p = 0.05$  voidaan pitää tavallisissa perustusten alustäytöissä riittävänä.

Kuvan 47 perusteella levykuormituskokeiden ehdotomana minimimääränä voidaan pitää  $n = 3$  kpl, kun merkitsevyystaso on  $p = 0.05$ . Riittävänä lukumääränä voidaan pitää  $n = 5$  kpl ja hyvänä  $n = 10$  kpl.

### 5.3

#### Tiiviuden määrittäminen

Maarakenteen tiheys voidaan määrittää parhaiten erilaisilla volymetreillä, joista vesivolymetri on kätevin. Vesivolymetreistä tarkimpana voidaan pitää kuvan 48 mukaista mäntävesivolymetriä, koska käytävä vedenpaineen arvo voidaan lukea painemittarista, näytekuopan tilavuus voidaan määrittää  $1 \text{ cm}^3$  mittaus-tarkkuudella, ja näytekuoppa on suurempi kuin muilla vesivolymetreillä.



Volymetrikokeita tulee tehdä maanpinnalta alaspäin 0.10 m välein vähintään ylimmästä kerralla tiivistetystä maakerroksesta. Volymetrikoeita suoritettaessa tulee käyttää aina vakiopainetta, joka oli tässä tutkimuksessa tehdyissä kokeissa  $p = 0.3$  bar. Koetta ei voi tehdä maalle, jonka vesipitoisuus on  $w = 0\%$ , koska maa ei kestä painetta vaan tiivistyy ja murtuu, ja koetulokset ovat virheellisiä. Koe tulee tehdä häiriintymättömälle maalle. Jos maa häiriintyy kaivun aikana, häiriintynyt maa tulee poistaa varovasti ennen volymetrin nollalukeman ottamista.

Kuva 48. Mäntävesivolymetri.

Tiiviysastetta ja suhteellista tiiviyyttä määritettäessä maarakenteesta otetun näytteen tiheyttä verrataan laboratoriossa eri tiivistysmenetelmillä saatuihin tiheyden maksimi- ja minimiarvoihin. Tiivistyskokeita varten maa seulotaan esimerkiksi Proctor-sullontaa varten yleensä 16 mm seulalla. Koska maarakenteessa on usein 16 mm suurempia rakeita, niiden määrä tulee ottaa huomioon tiheyden maksimi- ja minimiarvoja määritettäessä.

Jokaisesta volymetrinäytteestä tulee määrittää rakeiden rakeiden osuus seulomalla. Niiden vaikutus tiheyden maksimi- ja minimiarvoon otetaan huomioon kaavan (26) mukaan. Korjatut tiheyden maksimi- ja minimiarvot ja niiden perusteella suhteellinen tiiviys tai tiiviysaste määritetään kullekin volymetrinäytteelle.

Materiaalin tasalaatuisuutta tulee seurata jatkuvasti sekä silmämääräisellä tarkastelulla että seulomalla. Rakeisuuden muuttuessa maalle tulee tehdä uudet tiivistyskokeet.

Kolbuszewskin kokeita tehtäessä tiheyden minimiarvoa määritettäessä kolmea onnistunutta koetta voidaan pitää riittävänä. Vastaavasti maksimiarvoa määritettäessä kolmea onnistunutta koetta voidaan pitää riittävänä määränä. Keskiarvon voidaan katsoa edustavan tiheyden minimi- ja maksimiarvoa riittävällä tarkkuudella.

Proctor-sullonnalla tiheyden maksimiarvoa määritettäessä optimivesipitoisuuden arvo tulee pyrkiä harrakoimaan 3-5 sullonnalla, joista ainakin yksi pitäisi olla tehty optimivesipitoisuutta suuremmassa

vesipitoisuudessa. Tasarakeisen hiekan optimivesipitoisuus voidaan yleensä selvittää 3-5 sullonnalla, koska alle optimin olevalla vesipitoisuudella ei ole merkittävää vaikutusta maan kuivatiheyden arvoon. Optimivesipitoisuudessa vesi erottuu sullottaessa selvästi, ja sullonnat voidaan näin keskittää optimivesipitoisuuteen. Vesipitoisuutta lisättäessä yli optimin ylimääräinen vesi erottuu sullottaessa, ja vesipitoisuus laskee optimiarvoon. Esimerkkinä tasarakeiselle maalle tehdyn Proctor-sullonnan w-p<sub>d</sub>-käyrästä voidaan pitää kuvan 10 esittämää Sanduddenin hiekalle tehtyä sullontakäyrää.

Sekarakeisten maalajien optimivesipitoisuutta ja tiheyden maksimiarvoa ei yleensä löydetä riittävän varmasti yhdellä sullontasarjalla. Ensimmäisellä koesarjalla määritetään optimivesipitoisuuden likimääräinen arvo. Optimivesipitoisuuden ja kuivatiheyden maksimiarvon tarkkaa määrittämistä varten tulee tehdä yhteensä 3-5 lisäsullontaa vesipitoisuuksissa, jotka ovat lähellä oletettua optimivesipitoisuutta. Sullonnoissa, joissa vesi erottuu, vesipitoisuus pitää määrittää koko sullotusta maasta tai ottamalla useita näytteitä sen eri kohdista, jotta maan vesipitoisuus voidaan määrittää riittävällä tarkkuudella.

#### 5.4

#### Työmenetelmän ja työn suorituksen valvonta

Työmenetelmän valvontaan voidaan katsoa kuuluvan kaluston valvonta, toisin sanoen että käytettävä kalusto on sama, kuin suunnitelmissa on edellytetty. Mikäli kalusto muuttuu, suunnittelijan tulee antaa työohjeet uudelle kalustolle. Työmenetelmän valvontaan kuuluu lisäksi käytettävän maan periaatteellinen valvonta. Tällöin valvotaan, että maa on sitä, mitä suunnitelmissa edellytetään. Jos käytettävä materiaali muuttuu esimerkiksi karkeasta kitkamaasta murskeeksi, suunnittelijan tulee antaa työohjeet uuden materiaalin tiivistämisestä. Työmenetelmän valvonnan tasolla tapahtuva maan valvonta voi tapahtua silmämääräisesti.

Työn suorituksen valvonta voidaan jakaa kolmeen osaan, jotka ovat urakoitsijan toimenpiteiden, maan ominaisuuksien ja käyttäytymisen sekä ulkoisten olosuhteiden valvonta.

Urakoitsijan toimenpiteiden valvontaan kuuluvat kerrospaksuuden, ajokertojen lukumäärän, ajonopeuden ja maan mahdollisen kastelun tarkkailu sekä työmaan tiivistämistyöhön asennoitumisen seuraaminen.

Maan ominaisuuksien ja käyttäytymisen valvontaan kuuluvat materiaalin rakeisuuden, vesipitoisuuden, humuksen, lumen tai jään mukanaolon sekä maan käyttäytymisen seuraaminen. Maan käyttäytymisen seuraamisessa merkittävä seikka on maan löyhtyminen tiivistettäessä, joka voi aiheutua maan liiallisesta kosteudesta tai liiallisesta tiivistämisestä sen jälkeen, kun maa on ker-  
ran saatu tiiviiksi.

Ulkoisten olosuhteiden valvontaan kuuluvat ilmaston ja pohjaveden tarkkailu. Ilmaston tarkkailuun kuuluvat lämpötilan sekä sateiden seuraaminen. Pohjaveden tarkkailulla tarkoitetaan tässä yhteydessä ensisijaisesti sitä, että mahdollista pohjaveden alennuskalustoa ei saa poistaa aikaisemmin, kuin täytön rakentaminen on edennyt niin ylös, ettei pohjavesi pääse vaikuttamaan haitallisesti tiivistämiseen.

On suositeltavaa, että suunnittelija tai hänen organisaationsa kuuluva henkilö suorittaa työmenetelmän valvonnan. Tämä voidaan antaa kuitenkin myös kyseisen rakennuskohteen paikallisvalvojan tehtäväksi.

Suunnittelija tai hänen organisaationsa ei pysty yleensä osallistumaan merkittävästi työn suorituksen valvontaan. Tämä tulee jättää ensisijaisesti paikallisvalvojan tehtäväksi. Lisäksi urakoitsija voidaan velvoittaa pitämään pöytäkirjaa maarakenteen rakentamisesta. Pöytäkirjaan tulisi merkitä erityisesti työkone, kerrostasot, kerrospaksuudet, ajokertojen lukumäärä, ajonopeus, päivämäärä, mahdollinen kastelu, maalaji sekä säätila.

Työmenetelmän valvonta tulee tehdä välittömästi tiivistämistyön alkaessa. Työn suoritusta tulee valvoa työn alusta loppuun. Jos tiivistämismenetelmän tehokkuutta halutaan testata esimerkiksi muuttuneiden olosuhteiden johdosta, tarkkailumittaukset tulee tehdä välittömästi työn alussa.

Jos olosuhteet työmaalla muuttuvat, suunnittelijan tulee muuttaa työmenetelmä uusiin olosuhteisiin soveltuvaksi.

## 6. MAARAKENTEIDEN RAKENTAMINEN

### 6.1 Tutkimuksen tavoitteet

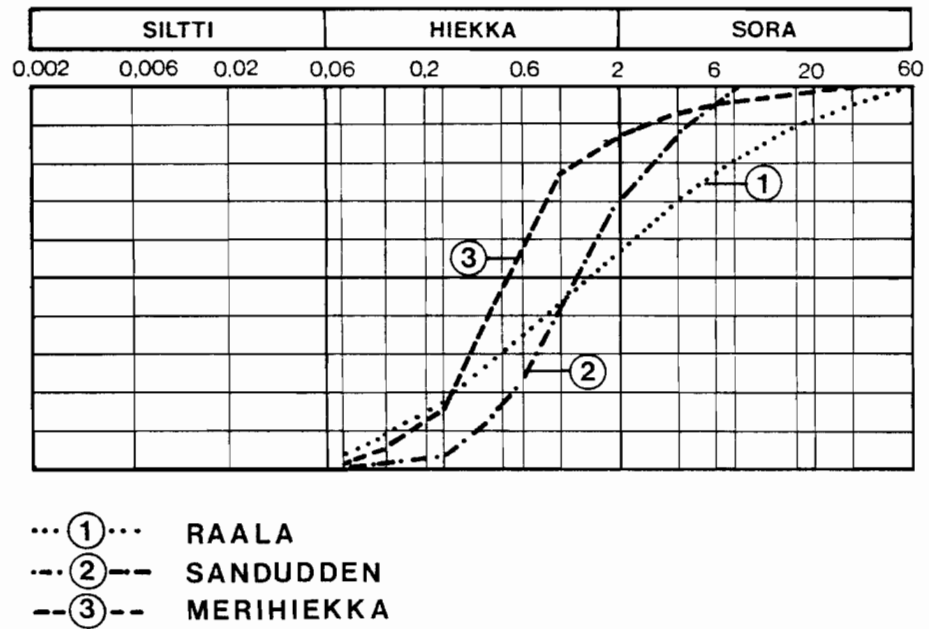
Talonrakennuksen maarakenteille saavutettavan geoteknisen kantavuuden ja tiivistämismenetelmien tehokkuuden selvittämiseksi suoritettiin koesarja, jossa tutkittiin kolmen eri kitkamaalajin tiivistymistä tärylevyillä tiivistettäessä /23/. Tiivistyskalustona käytettiin yleisesti maarakenteiden tiivistämisessä käytettäviä tärylevyjä.

Tiivistyskokeiden ja aikaisemmin esitettyjen selvitysten perusteella esitetään maarakenteiden suunnittelu- ja rakentamisohjeet.

### 6.2 Tutkittujen maalajien luokitusominaisuudet

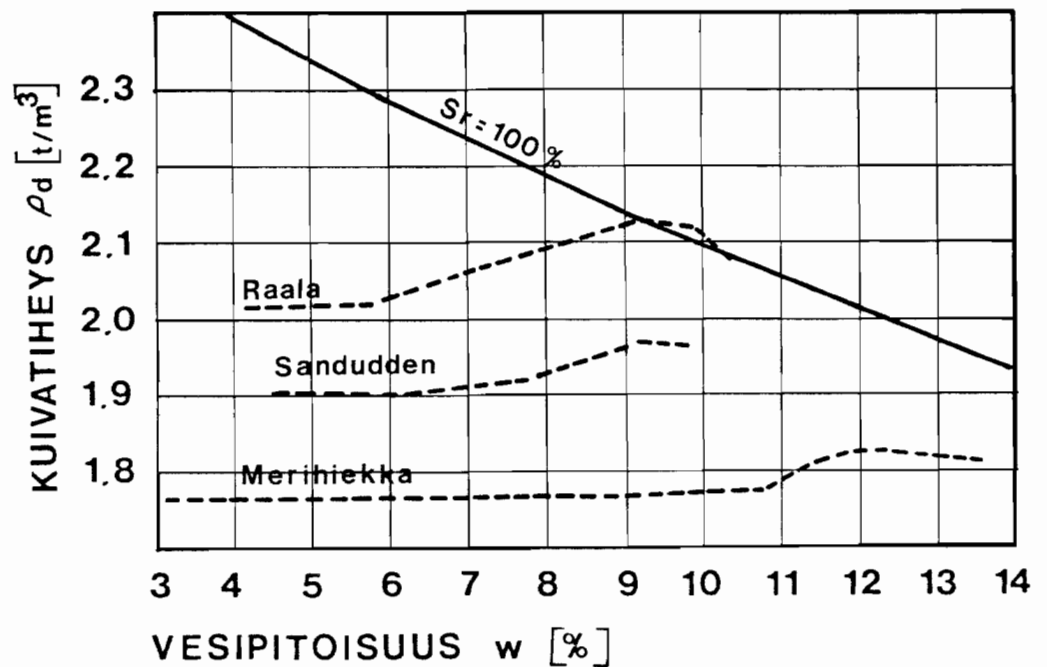
Tutkitut maalajit olivat Raalan hiekka, Sanduddenin pesty hiekka ja merihiekka. Raalan ja Sanduddenin hiekat ovat samoilta soranottopaikoilta kuin vastaavat levykuormitus- ja kolmiakselikokeilla tutkitut maat.

Maalajien rakeisuuskäyrät määritettiin seulomalla, ja ne esitetään kuvassa 49.



Kuva 49. Tutkittujen maalajien rakeisuuskäyrät.

Maalajien kuivatiheyden maksimiarvot ja optimivesipitoisuudet määritettiin parannetulla Proctor-menetelmällä samalla tavoin kuin levykuormitus-kokeiden materiaaleilla. Proctor-kokeiden tulokset esitetään kuvassa 50 ja taulukossa 10.



Kuva 50. Parannettujen Proctor-kokeiden w- $\rho_d$ -käyrät.

Taulukko 10. Parannettujen Proctor-kokeiden tulokset.

| Maalaji    | $\rho_{dmax}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $w_{opt}$<br>(%) |
|------------|--------------------------------------|------------------|
| Raala      | 2.13                                 | 9.2              |
| Sandudden  | 1.97                                 | 9.2              |
| Merihiekka | 1.83                                 | 12.4             |

Raalan hiekan rakeisuuskäyrä ja kuivatiheyden maksimiarvo ovat lähes samat, optimivesipitoisuus taas suurempi kuin levykuormituskokeissa käytetyn Raalan hiekan vastaavat ominaisuudet.

Sanduddenin hiekan rakeisuuskäyrän  $d_{50}$  on lähes sama kuin vastaavan levykuormituskokeen materiaalin. Rakeisuuskäyrän kaltevuus vastaavasti on loivempi, lähes sama kuin levykuormituskokeissa käytetyn Ahlbäckin hiekan rakeisuuskäyrän kaltevuus. Tiivistämiskokeissa käytetyn Sanduddenin hiekan kuivatiheyden maksimiarvo ja optimivesipitoisuus ovat levykuormituskokeissa käytettyjen Sanduddenin ja Ahlbäckin hiekkojen vastaavien arvojen välissä.

### 6.3 Tiivistyskokeet

#### 6.31 Kokeiden suorittaminen

Sanduddenin hiekalle ja merihiekalle tehtyt kokeet suoritettiin Vuosaaressa Oy Lohja Ab:n alueella lokakuussa 1979 ja Raalan hiekalle tehtyt kokeet Torpparinmäessä lokakuussa 1980.

Tiivistyskalustona käytettiin Vuosaaressa CM 20 ja CM 11 -merkkisiä ja Torpparinmäessä CM 20 ja CM 13 -merkkisiä tärylevyjä, joiden valmistajan ilmoittamat tekniset arvot esitetään taulukossa 11.

Taulukko 11. Tärylevyjen tekniset arvot.

| Tärylevy                 | CM 11 | CM 13 | CM 20 |
|--------------------------|-------|-------|-------|
| Paino (kN)               | 1.2   | 1.4   | 4.0   |
| Värähdystaajuus (r/min)  | 4100  | 4500  | 2000  |
| Keskipakovoima (kN)      | 1000  | 1600  | 3000  |
| Nopeus (km/h)            | 1.2   | 1.2   | 1.2   |
| Levyn suurin pituus (mm) | 600   | 510   | 850   |
| Levyn suurin leveys (mm) | 400   | 460   | 500   |

Kustakin maalajista tehtiin pinta-alaltaan noin  $10 \times 10 \text{ m}^2$  suuri ja 0.8 - 1.0 m paksu penger. Sanduddenin hiekan ja merihiekan alla oli kitkamaata ja Raalan hiekan alla savea. Tiivistämistä varten kukin penger jaettiin noin  $1.5 \times 2 \text{ m}^2$  suuriin osiin. Tiivistäminen suoritettiin pinnalta 2, 4, 6 ja 8 ajokerralla.

Tutkitun maan kuivatiheys määritettiin tiivistämisen jälkeen käyttämällä näytekuopan tilavuuden määrittämiseen mäntävesivolymetriä samoin kuin levykuormituskokeissa, jolloin vedenpaineen arvona käytettiin  $p = 0.3 \text{ bar}$ . Volymetrikokeet tehtiin maanpinnalta alaspäin 0.10 m välein kolme kustakin kerroksesta.

Kaikista Raalan hiekalle tehdyistä volymetrinäytteistä määritettiin kuivatiheyden lisäksi yli 16 mm suuruisten rakeiden prosenttiosuus k näytteen painosta. Tiiviysastetta D määritettäessä yli 16 mm rakeiden prosenttiosuus k otettiin huomioon kullekin näytteelle kaavan (26) mukaan.

Koska näytekuopan syvyys oli noin 0.10 m, kustakin kerroksesta tehtyjen volymetrikokeiden perusteella saatujen tiiviysasteiden keskiarvon voidaan katsoa edustavan tutkitun kerroksen keskipisteen arvoa. Näin ollen tutkitun maalajin kuivatiheyden riippuvuus tärylevyistä ja ylityskertojen lukumäärästä määritettiin syvyyksillä 0.05 m, 0.15 m, 0.25 m jne.

## 6.32

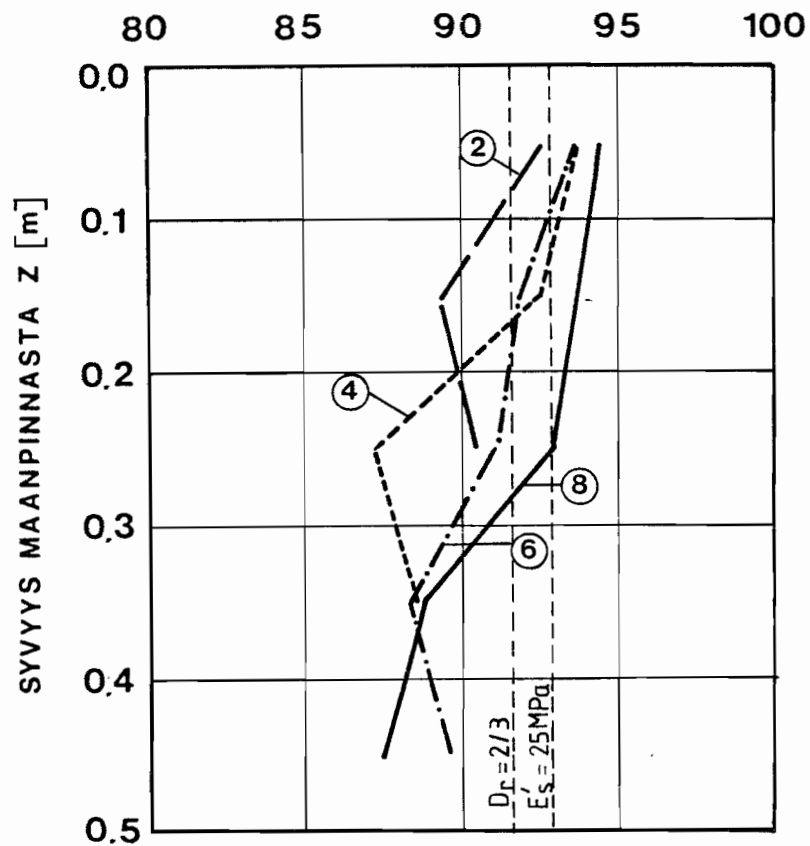
### Tulosten käsittely

Tiivistyskokeissa määritettiin eri tärylevyillä kunkin maalajin tiiviysaste maanpinnasta mitatun syvyyden ja ajokertojen lukumäärän funktiona. Koetulokset esitetään kuvissa 51 - 56.

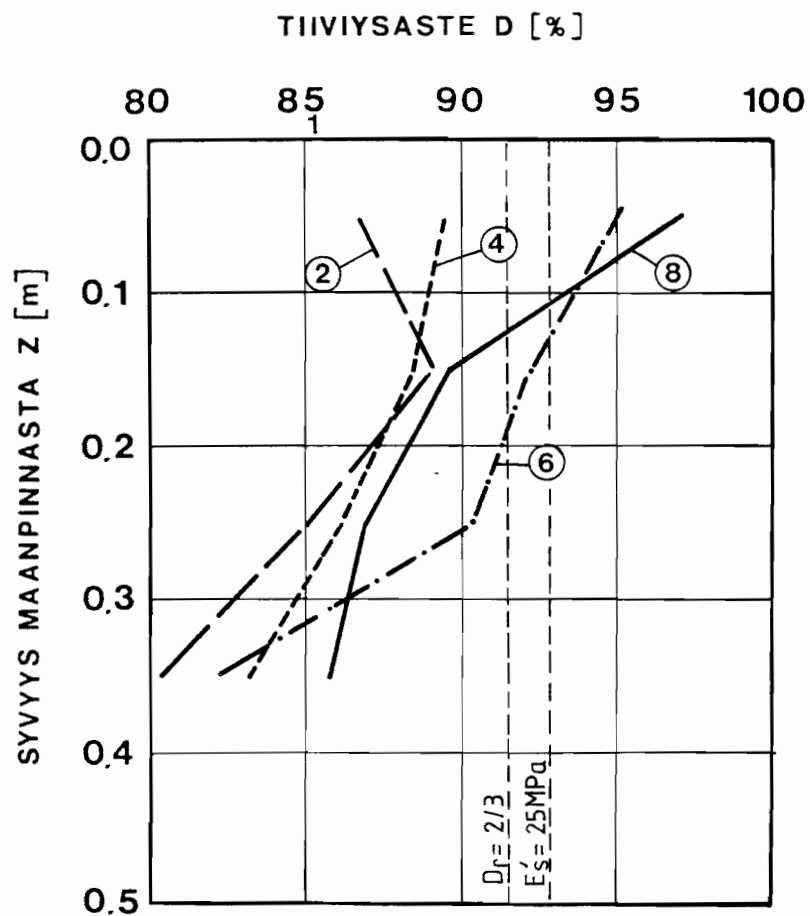
Tiivistettävien maalajien vesipitoisuudet olivat Raalan hiekalla  $w = 5 - 8 \%$ , Sanduddenin hiekalla  $w = 3 - 5 \%$  ja merihiekalla  $w = 3 - 10 \%$ , eli kaikkien maalajien vesipitoisuus oli alle optimivesipitoisuuden.



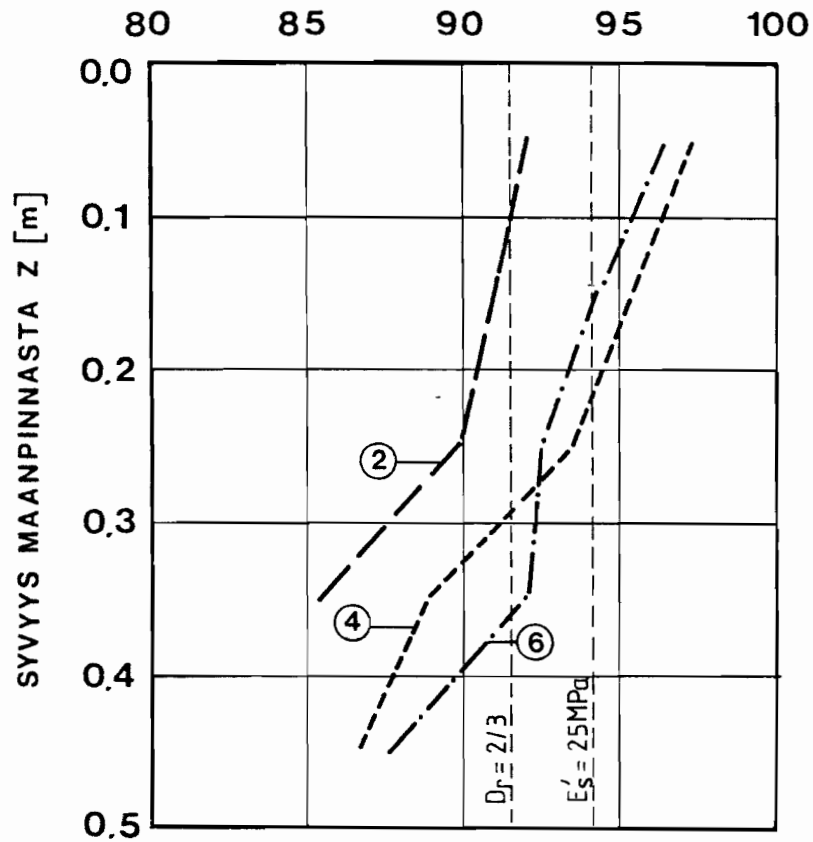
TIIVIYSASTE D [%]  
Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto



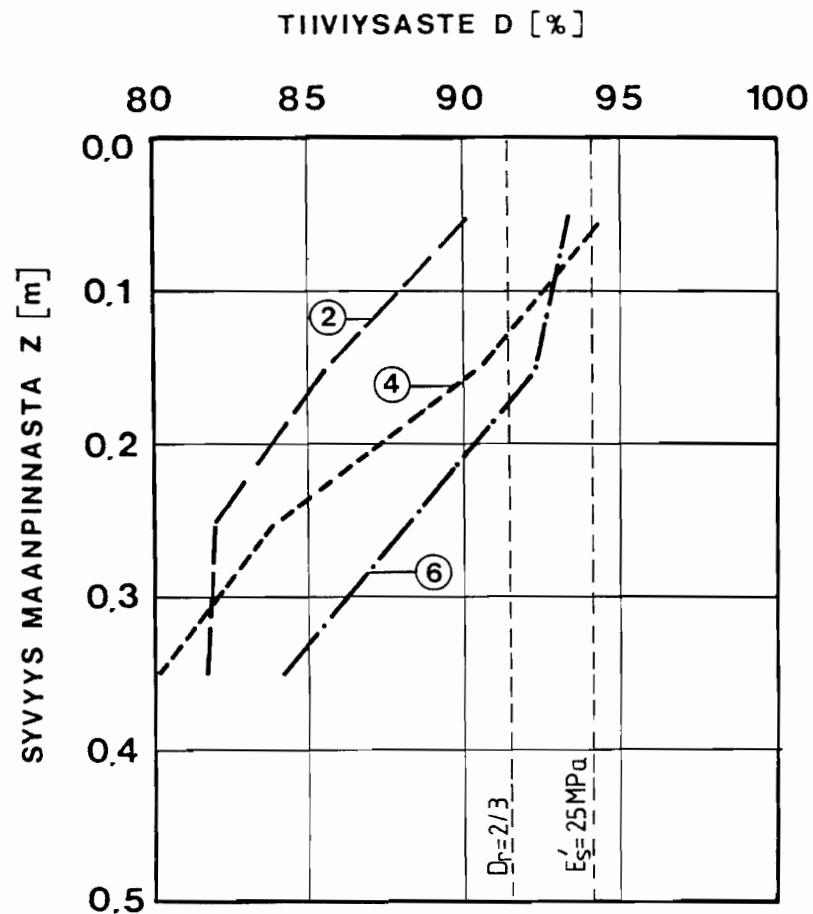
Kuva 51. Raalan hiekan tiivistyminen, tärylevy CM 20.



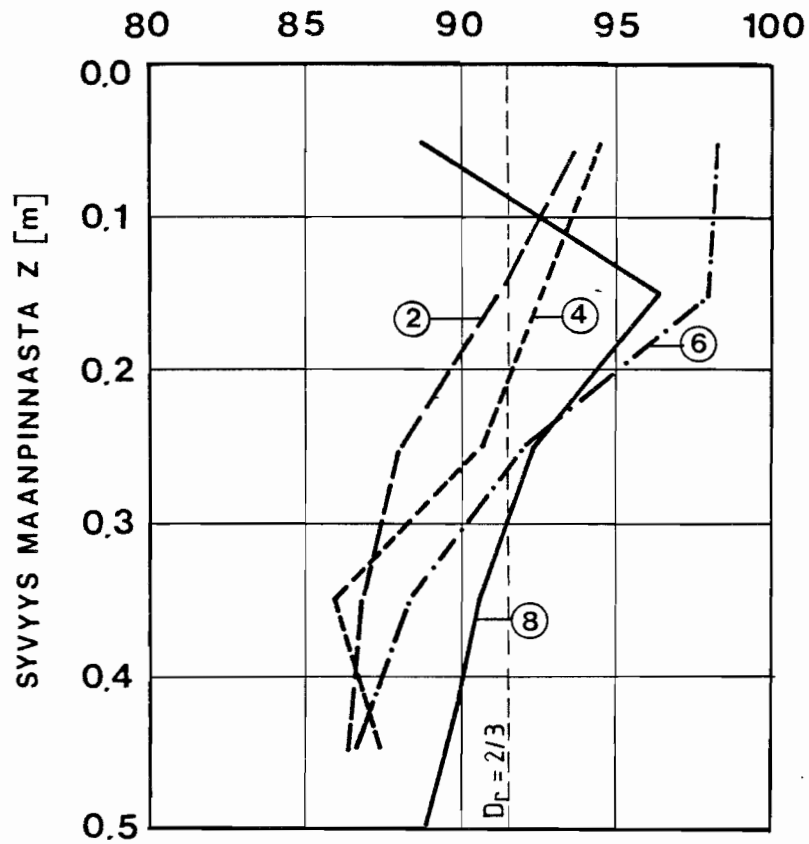
Kuva 52. Raalan hiekan tiivistyminen, tärylevy CM 13.



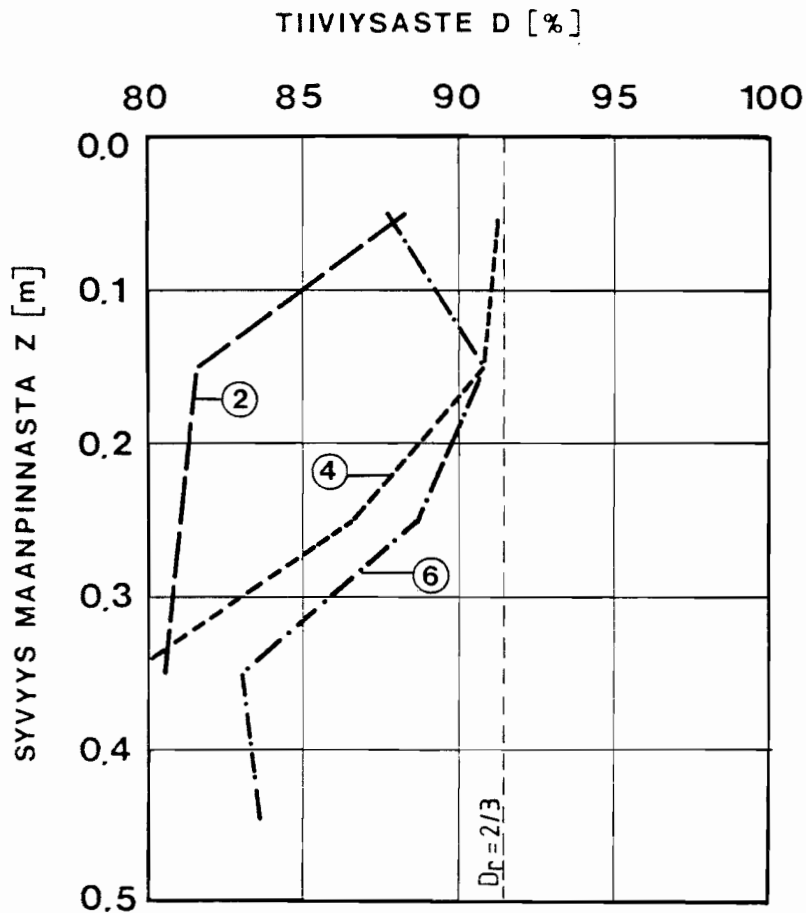
Kuva 53. Sanduddenin hiekan tiivistyminen, tärälevy CM 20.



Kuva 54. Sanduddenin hiekan tiivistyminen, tärälevy CM 11.



Kuva 55. Merihiekkan tiivistyminen, täräylevy CM 20.



Kuva 56. Merihiekkan tiivistyminen, täräylevy CM 11.

Raalan hiekkaa noin 4 kN painavalla CM 20 -tärylevyllä tiivistettäessä maa tiivistyi kerroksittain ajokertojen lukumäärää lisättäessä kuuteen saakka. Tämän jälkeen ei syvyysvaikutus enää parantunut. Tiiviin kerroksen tiiviys kasvoi ajokertojen lukumäärää lisättäessä jatkuvasti. Noin 1 kN painavan CM 13 -tärylevyn syvyysvaikutus oli heikko verrattuna CM 20 -tärylevyyn. Maan pintakerros tiivistyi jatkuvasti ajokertojen lukumäärää lisättäessä.

Sanduddenin hiekkaa CM 20 -tärylevyllä tiivistettäessä ylimmissä kerroksissa päästiin suurimpaan tiiviyteen jo neljän ajokerran jälkeen. Lisättäessä ajokertoja neljästä kuuteen tapahtui pintaosissa lievää löyhtymistä, samalla maa kuitenkin tiivistyi syvemmältä lisää. CM 11 -tärylevyn syvyysvaikutus oli heikko verrattuna CM 20 -tärylevyyn. Lisättäessä ajokertoja neljästä kuuteen maan pinnalla tapahtui lievää löyhtymistä.

Merihiekkaa CM 20 -tärylevyllä tiivistettäessä pintakerrokset tiivistyivät kuuteen ajokertaan saakka, jonka jälkeen tapahtui huomattavaa löyhtymistä. Syvyysvaikutus parani jatkuvasti ajokertoja lisättäessä. CM 11 -tärylevyn tiivistämisen ja syvyysvaikutus olivat huomattavan heikkoja CM 20 -tärylevyyn verrattuna.

Levykuormituskokeen moduulia  $E'_s = 25$  MPa vastaa kokonaisdeformaatiomoduli  $E_t = 21$  MPa, kun Poissonin luku on  $\nu = 0.4$ . Levykuormituskokeissa moduulia  $E'_s = 25$  MPa vastaavat tiiviysasteet olivat Raalan hiekalla  $D = 92.9$  % ja Sanduddenin hiekalla  $D = 94.2$  %. Mainitut tiiviysasteet ovat kuvissa 51 - 54 esiintyvät oikeanpuoleiset ohuet katkoviivat. Vaadittava tiiviys saavutettiin CM 20 -tärylevyllä kerrospaksuuden ollessa noin 0.20 m. Raalan hiekalla tähän tarvittiin kahdeksan ja Sanduddenin hiekalla neljä ajokertaa. Tiiviysvaatimus  $E'_s = 25$  MPa tulee kyseeseen perustusten alustäytöissä, joihin ei yleensä käytetä Sanduddenin hiekan tapaista hienoaainesta sisältämätöntä tasarakeista maalajia. Näin ollen perustusten alustäytöiden tiivistämisohteet voidaan laatia lähinnä Raalan hiekasta saatujen kokemusten mukaan. CM 11 ja CM 13 -tärylevyjä ei voi käyttää tehokkaasti perustusten alustäytöiden rakentamiseen.

Levykuormituskokeissa käytettyjen Raalan ja Sanduddenin hiekkojen suhteellista tiiviyttä  $D_r = 2/3$  vastaa melko tarkkaan tiiviysaste  $D = 91.5$  %, joka esitetään kuvissa 51 - 54 vasemmanpuoleisena ja lisäksi kuvissa 55 - 56 ainoana ohuena katkoviivana. Vaadittava tiiviys saavutettiin CM 20 -tärylevyllä kerrospaksuuden ollessa noin 0.30 m. Raalan hiekalla tähän vaadittiin kahdeksan, Sanduddenin hiekalla neljä ja merihiekalla kuusi ajokertaa. CM 11 ja CM 13 -tärylevyjä käytettäessä vaadittava tiiviys saavutettiin Raalan

ja Sanduddenin hiekoilla, jolloin kerrospaksuus oli noin 0.20 m ja ajokertojen lukumäärä kuusi. Merihiekalla ei vaadittua tiiviyyttä saavutettu ollenkaan.

Suhteellista tiiviyyttä  $D_r = 1/3$ , jota pidetään löyhän ja keskittiiviin maan rajana /5/, vastaa levykuormituskokeissa käytettyjen Raalan ja Sanduddenin hiekkojen keskimääräinen tiiviysaste  $D = 86\%$ . Se saavutettiin CM 20 -tärylevyllä kerrospaksuuden ollessa noin 0.50 m ja ajokertojen lukumäärän kuusi. CM 11 ja CM 13 -tärylevyillä vastaavat luvut olivat 0.30 m ja kuusi ajokertaa.

#### 6.4

#### Rakentamis- ja suunnitteluohjeet

##### 6.41

##### Maarakenteiden suunnittelu

Maarakenteita suunniteltaessa on maan rakeisuus ja tiiviys otettava huomioon erikseen routivuuden, vedenläpäisykyvyn ja kantavuuden kannalta. Maan routivuutta käsitellään luvussa 4.11 ja vedenläpäisykykyä luvussa 4.12. Eri maarakenteille esitettäviä rakeisuutta ja tiiviyyttä koskevia laatuvaatimuksia käsitellään luvussa 4.2.

##### 6.42

##### Perustusten alustäyttö

Tehtyjen levykuormituskokeiden perusteella perustusten alustäytön tiiviysvaatimuksena voidaan pitää levykuormitusmoduulin arvoa  $E'_s = 25$  MPa, jota vastaa kokonaisdeformaatiomoduulin arvo  $E_t = 21$  MPa, kun Poissonin luku on  $\nu = 0.4$ . Keskeisesti kuormitettujen pitkien ja neliön muotoisten anturoiden mitoitus voidaan tällöin suorittaa kuvien 57 ja 58 mukaan, joissa esitetään anturan geotekninen kantavuus käyttörajatilassa anturan leveyden ja kokonaispainuman funktiona. Anturan kantokyky ei ole merkittävästi määräävä kummassakaan tapauksessa.

Perustusten alustäyttyöön käytettävän maan tulee olla rakeisuudeltaan soraista hiekkaa tai sitä karkeampaa sekä rakeisuuskäyrän muodon sekarakeinen. Tiivistäminen voidaan suorittaa 4 kN tärylevyn kahdeksalla ajokerralla kerralla tiivistettävän maakerroksen lopullisen paksuuden ollessa 0.20 m. Vesipitoisuuden tulee olla lähellä optimivesipitoisuutta.

## 6.43

## Maanvaraisen lattian alustäyttö

Maanvaraisen lattian alustäytön tiiviysvaatimuksena voidaan pitää suhteellista tiiviyttä  $D_r = 2/3$ , kun kuivatiheyden maksimi- ja minimiarvot määritetään Kolbuszewskin menetelmällä. Tiiviysvaatimuksen sijasta voidaan esittää tiivistäminen työselityksessä esitetyllä tavalla.

Maanvaraisen lattian alustäyttöön käytettävän maan tulee olla karkearakeista maata tai hiekka- tai soramoreenia. Karkearakeisen maan tiivistäminen voidaan suorittaa 4 kN tärylevyn kahdeksalla ajokerralla tiivistettävän maakerroksen paksuuden ollessa 0.30 m. Vesipitoisuuden tulee olla lähellä optimivesipitoisuutta.

## 6.44

## Muut maarakenteet

Muut maarakenteet, jos niille ei esitetä kantavuus- tai tiiviysvaatimuksia, voidaan rakentaa tiivistämisohjeiden mukaan. Ohjeellisena tiiviysvaatimuksena voidaan pitää suhteellisen tiiviyden arvoa  $D_r = 1/3$ . Tiivistäminen voidaan suorittaa 4 kN tärylevyn kuudella ajokerralla kerralla tiivistettävän maakerroksen paksuuden ollessa 0.50 m tai 1 kN tärylevyn kuudella ajokerralla kerrospaksuuden ollessa 0.30 m.

## 6.45

## Yhteenveto rakentamisohteista ja tiiviysvaatimuksista

Taulukossa 12 esitetään yhteenveto talonrakennuksen maarakenteiden tiiviysvaatimuksista ja rakentamisohteista.

Taulukko 12. Tiiviysvaatimukset ja rakentamisohteet.

| Maarakenne                      | Tiiviysvaatimus         | Rakentaminen |               |           |                          |
|---------------------------------|-------------------------|--------------|---------------|-----------|--------------------------|
|                                 |                         | Tärylevy     | Kerrospaksuus | Ajokerrat | Vesipitoisuus            |
| Perustusten alustäyttö          | $E'_s = 25 \text{ MPa}$ | 4 kN         | 0.20 m        | 8         | $\approx w_{\text{opt}}$ |
| Maanvaraisen lattian alustäyttö | $D_r = 2/3$             | 4 kN         | 0.30 m        | 8         | $\approx w_{\text{opt}}$ |
| Muut maarakenteet               | $D_r = 2/3$             | 4 kN         | 0.30 m        | 8         | $\approx w_{\text{opt}}$ |
|                                 | $D_r = 1/3$             | 4 kN         | 0.50 m        | 6         | -                        |
|                                 |                         | 1 kN         | 0.30 m        | 6         | -                        |

Levykuormituskokeen moduuli  $E_s$  tulee määrittää Schleicherin yhtälöllä (2) levykuormituskokeen kuormitus-painumakäyrän lineaariselta osalta. Suhteellista tiiviyyttä määritettäessä maan kuivatiheyden maksimi- ja minimiarvot tulee määrittää Kolbuszewskin menetelmillä.

Maarakenteen "muut maarakenteet" tiiviysvaatimuksena tulee käyttää arvoa  $D_r = 2/3$ , jos maarakenteeseen sijoitetaan esimerkiksi putkijohtoja tai lämpöeristeitä, jotka eivät kestä suuria painumia, tai muista syistä katsotaan, että maan on oltava tiivistä. Muuten voidaan tiiviysvaatimuksena käyttää arvoa  $D_r = 1/3$ .

Työselitystä laadittaessa on huomioitava, että siinä esitetään kunkin maarakenteen osalta joko tiiviysvaatimus tai rakentamisohjeet. Jos esitetään tiiviysvaatimus, voidaan lisäksi esittää ohjeellinen rakentamistapa.

## 7. MAARAKENNESUUNNITELMA

Esimerkkitapauksessa käsitellään Helsingin kaupungin asuntotuotantotoimiston geotekniseltä osastolta tilaamaa KOY Perhonkatu 2 pohjatutkimusta ja pohjarakennussuunnitelmaa. Suunnitelma esitetään tässä yhteydessä pelkästään oleellisten maarakenteiden ja niihin liittyvien muiden töiden osalta. Kaivannon tuentaan, salaojaputkijärjestelmään sekä kunnallistekniikan pohja- ja maarakenteisiin sekä piha-alueen pintatäyttööseen ei puututa.

Suunnitelman otsikointi ja numerointi esitetään vuonna 1981 ilmestyneen RYL 81 Rakennustöiden yleiset laatuvaatimukset mukaan.

### 1. Pohjatutkimukset ja tarkastukset

#### 1.1 Pohjatutkimukset

##### 1.11 Suoritetut tutkimukset

Geotekninen osasto on suorittanut pohjatutkimukset 2.1.-16.2.1978. Tutkimukset suoritettiin pääasiassa paino- ja porakonekairauksina. Lisäksi otettiin häiriintyneitä näytteitä maalajien määrittämistä varten, sekä tehtiin pohjavesihavaintoja kahdessa pisteessä.

Tutkimustulokset esitetään leikkauspiirustuksissa liitteet 1 ja 2 sekä karttapiirustuksessa liite 3.

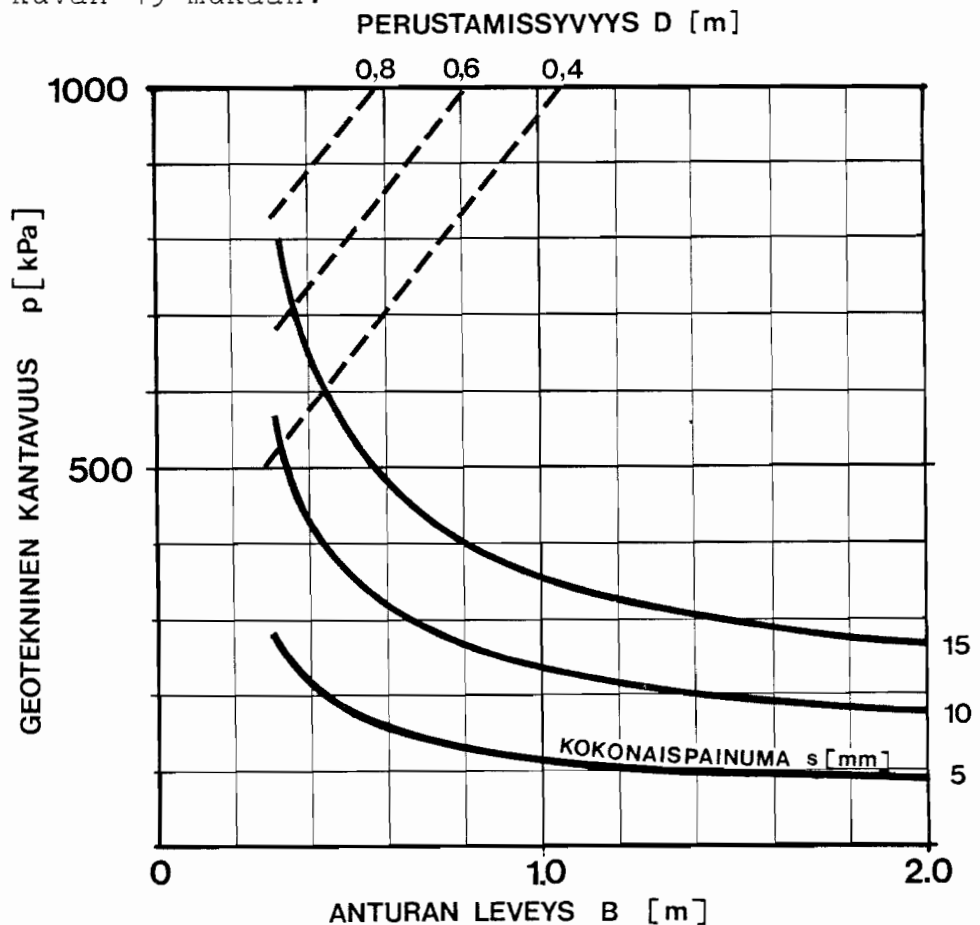
## 1.12 Pohjasuhteet

Maanpinnan korkeus rakennuspaikalla vaihtelee välillä +9.6 - +10.3. Ylimpänä maakerroksena on 2.0 - 2.5 m paksu hiekkatäytekerros, jossa on kiviä. Täytteen alla on suurimmalla osalla rakennusaluetta ohut, noin 1 m paksu maakerros, joka on savea ja silttiä. Sen alla on noin 2 m paksu hiekkakerros, jonka alla on moreeni. Kallionpinta vaihtelee rakennuspaikalla välillä +2.0 - +7.8 viettäen lounaaseen päin.

Pohjavettä ei havaittu rakennusalueella tutkimusaikana 4 m syvyyteen maanpinnasta ulottuvissa havaintoputkissa. Kohteen ympäristössä on tehty aikaisempien pohjatutkimusten yhteydessä pohjavesitutkimuksia. Niiden mukaan pohjavedenpinta on vaihdellut alueella välillä +4 - +5.

## 1.5 Pohjarakennussuunnitelman selostus

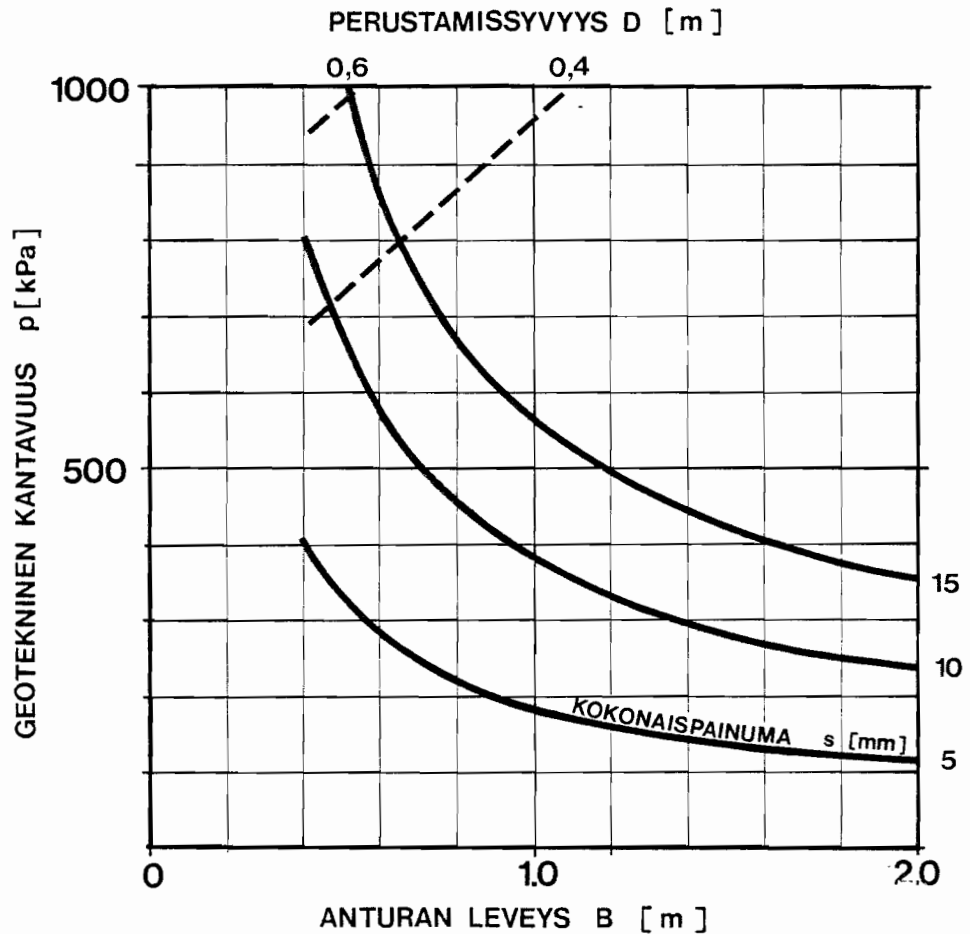
Rakennuksen kellarillinen osa perustetaan perusmuurianturoilla saven ja siltin korvaavan täytön varaan. Perusmuurianturoiden geotekninen kantavuus määritetään kuvan 49 mukaan.



Kuva 57. Keskeisesti kuormitetun perusmuurianturan geotekninen kantavuus käyttörajatilassa.



Kellariton osa perustetaan pilarianturoilla tiiviin hiekkakerroksen varaan. Pilarianturoiden geotekninen kantavuus määritetään kuvan 50 mukaan.



Kuva 58. Keskeisesti kuormitetun pilarianturan geotekninen kantavuus käyttörajatilassa.

Anturat tulee mitoittaa siten, että painuman raja-arvo on  $s = 15$  mm. Mikäli osalla aluetta käytetään anturoita, joiden painuma poikkeaa raja-arvosta, tulee tarkistaa, ettei painumaeroista aiheutuva kulma-kiertymä ole kehärakenteiden osalta suurempi kuin  $1/2000$  ja muiden rakenteiden osalta suurempi kuin  $1/1000$ . Tällöin on oletettu, että painumaerot ovat maan epähomogeenisuudesta johtuen kaksinkertaiset laskettuihin verrattuna, jolloin lasketut kulma-kiertymät vastaavat RIL 121 Pohjarakennusohjeiden kulma-kiertymän raja-arvon minimiarvoja ja oletetut kulma-kiertymät raja-arvon maksimiarvoja.

Kellarillisen osan alapohja tehdään saven ja siltin korvaavan täytön varaan.

Kellarittoman osan alapohja tehdään kantavana. Valu suoritetaan rakennettavaa täyttöä vasten.

Perustusten geoteknistä kantavuutta määritettäessä alusrakenteen ja perustusten alustäytön kokonaisdeformaatiomoduulin arvona käytettiin  $E_t = 21 \text{ MPa}$ , Poissonin lukuna  $\nu = 0.4$ , kitkakulmana  $\phi = 38^\circ$  sekä perustusten alustäytön kuivatiheytenä  $\rho_d = 1.80 \text{ t/m}^3$ . Perustamistasoa ylempänä olevan täytön kuivatiheytenä käytettiin  $\rho_d = 1.60 \text{ t/m}^3$ .

Anturoiden tunnus pisteiden painumat määritettiin kolmiakselista jännitystilaa käsittelevän Hooken lain ja kantokyky normien DIN 4017 mukaan (painuman määrittämistä käsitellään luvussa 2.23 ja kantokyvyn määrittämistä luvussa 2.24). Kokonaisvarmuuskertomana murtumista vastaan käytettiin normin RIL 121 Pohjarakennusohjeet mukaista arvoa  $F = 2.0$ .

### 3.

#### Kaivu ja tuenta

##### 3.1

##### Kaivu rakennuspohjaa varten

Maankaivun laajuus esitetään leikkauspiirustuksissa liitteet 1 ja 2 sekä karttapiirustuksessa liite 3. Kaivu ulotetaan saven ja siltin alla olevaan tiiviiseen luonnonhiekkakerrokseen.

Kaivanto tuetaan Hietaniemenkadun suuntaiselta sivulta Muilta osin kaivanto tehdään luiskattuna luiskankaltevuudella 1:1.

Kaivanto pidetään kuivana työn aikana pumppaamalla kaivantoon valuvat ja suotautuvat vedet pois kaivannon pohjalta.

### 5.

#### Paalutus ja pohjanvahvistus

##### 5.1

##### Rakennuspohjan käsittely

Kaivun jälkeen maanpinta tasoitetaan ja tiivistetään 4 kN tärylevyn 6 ajokerralla. Maan vesipitoisuus ei saa olla tiivistettäessä yli optimivesipitoisuuden arvon.

### 6.

#### Kuivatus- ja putkijohtorakenteet

##### 6.1

##### Rakennuspohjan salaojitus

Rakennuspohjan salaojitusta rakennettaessa noudatetaan normin RIL 126 Rakennusten ja tonttialueiden kuivatus ohjeita.

Salaojaputket perustetaan maanvaraan salaojituseroksen materiaalista tehdyn tasauskerroksen välityksellä.

Maanvaraisen ja kantavan lattian alle ja perusmuurin viereen välittömään yhteyteen salaojaputkiston kanssa tehdään vähintään 200 mm paksu salaojituskerros, jonka on oltava yhteydessä salaojiin.

Salaojituskerroksen materiaalin rakeisuuskäyrän tulee sijaita normin RIL 126 kuvassa 20 esitetyllä rakeisuusalueella 2 (salaojituskerroksia ja -materiaalia käsitellään luvuissa 4.1 ja 4.2).

## 7.

### Maarakenteet, täyttö ja tiivistys

Maarakenteita rakennettaessa noudatetaan normien RIL 121 Pohjarakennusohjeet, RIL 126 Rakennusten ja tonttialueiden kuivatus sekä RIL 132 Talonrakennuksen maatoiden työselitys ohjeita.

## 7.1

### Perustusten alusrakenne ja -täyttö

Perusmuurianturoitten alustäyttö tehdään sekarakeisesta soraisesta hiekasta, soraisesta hiekkamoreenista, edellämäinittuja karkeammasta luonnonmaasta tai edellisistä vastaavista murskaustuotteista. Maksimiraekoko on  $d_{\max} = 100$  mm.

Täytön rakentaminen ulotetaan perustamistasossa vähintään 1.0 m etäisyydelle perustuksen reunasta ja mainitusta kohdasta kaltevuudessa 1:1 poispäin anturasta. Täytön laajuus esitetään leikkauspiirustuksissa liitteet 1 ja 2 sekä karttapiirustuksessa liite 3.

Rakentaminen suoritetaan kerroksittain tiivistämällä. Rakenteen tulee saavuttaa levykuormituskokeella määritettävä moduulin arvo  $E_s = 25$  MPa.

## 7.2

### Täyttö perusmuuria ja tukimuuria vasten

Perusmuurin viereen tehdään luvun 6.1 mukainen salaojituskerros.

Salaojituskerroksen taakse tehdään perusmuurista mitattuna 1.5 m etäisyydelle asti täyttö routimattomasta maasta. Sen taakse tulevaan taustatäyttöön voidaan käyttää myös routivaa karkearakeista maata tai moreenia sekä silttiä. Maksimiraekoko on 2/3 kerralla tiivistettävän kerroksen paksuudesta. Maalajien routivuutta voidaan arvostella normin RIL 121 kuvan 6 perusteella (maan routivuutta käsitellään luvussa 4.11). Täyttöjen sijainti esitetään leikkauspiirustuksissa liitteet 1 ja 2.

Täyttö rakennetaan kerroksittain tiivistämällä. Tiivistäminen suoritetaan 4 kN tärylevyn 6 ajokerralla kerrospaksuuden ollessa karkearakeisella maalla 0.50 m,

moreenilla 0.40 m ja siltillä 0.30 m. Maan vesipitoisuus ei saa olla yli optimivesipitoisuuden arvon.

Maa salaojaputken sivuilla tulee tiivistää, ennen kuin putken päälle rakennetaan täyttöä. Putken päälle tulevan ensimmäiseksi tiivistettävän maa-kerroksen paksuuden tulee olla vähintään 0.35 m.

### 7.3

#### Alapohjan alusrakenne ja -täyttö

##### 7.31

##### Maanvaraisen lattian alustäyttö

Maanvaraisen lattian alle tehdään luvun 6.1 mukainen salaojituseros.

Salaojituseroksen alla oleva alustäyttö tehdään karkearakeisesta maasta tai moreenista. Maksimirakoko on 2/3 kerralla tiivistettävän kerroksen paksuudesta. Täytön sijainti esitetään leikkauspiirustuksissa liitteet 1 ja 2.

Täyttö rakennetaan kerroksittain tiivistämällä. Tiivistäminen suoritetaan 4 kN tärylevyn 8 ajokerralla kerrospaksuuden ollessa karkearakeisella maalla 0.30 m ja moreenilla 0.25 m. Maan vesipitoisuuden tulee olla mahdollisimman lähellä optimiarvoa, mutta ei saa ylittää sitä.

Salaojituseros tiivistetään muun täytön rakentamisen jälkeen. Tiivistäminen suoritetaan 4 kN tärylevyn 4 ajokerralla.

##### 7.32

##### Kantavan lattian alustäyttö

Kantavan lattian alle tehdään luvun 6.1 mukainen salaojituseros.

Salaojituseroksen alla oleva alustäyttö tehdään karkearakeisesta maasta, moreenista tai siltistä. Maksimirakoko on 2/3 kerralla tiivistettävän kerroksen paksuudesta. Täytön sijainti esitetään leikkauspiirustuksissa liitteet 1 ja 2.

Täyttö rakennetaan kerroksittain tiivistämällä. Tiivistäminen suoritetaan 4 kN tärylevyn 6 ajokerralla kerrospaksuuden ollessa karkearakeisella maalla 0.50 m, moreenilla 0.40 m ja siltillä 0.30 m. Maan vesipitoisuus ei saa olla yli optimivesipitoisuuden arvon.

Salaojituseros rakennetaan luvun 7.31 mukaan.

## 7.7

## Maarakenteiden laadunvalvonta

Urakoitsijan tulee suorittaa perustusten alustäytön laadunvalvontaa levykuormituskokein ja seulonnoin. Levykuormituskokeita tulee tehdä rakentamisen alusta alkaen vähintään kahdesta eri kerroksesta. Kokeita ei saa tehdä kohdista, joita on tiivistetty muuta täyttöä enemmän tai esikuormitettu. Rakennuskohteen paikallisvalvojan tulee seurata levykuormituskokeiden suorituspaikkojen valintaa sekä kokeen suoritusta. Yhdestä kerroksesta tehtävien levykuormituskokeiden vähimmäismäärä on  $n = 3$  (levykuormituskokeiden suoritusta ja mittaustulosten käsittelyä ja tulkintaa käsitellään luvussa 5.2). Kokeiden tulokset tulee toimittaa välittömästi mittauksen jälkeen geotekniselle osastolle, jonka edustaja tarkistaa mittaus-tulokset ja tarkentaa tarvittaessa työmenetelmää yhdessä urakoitsijan edustajan kanssa.

Rakennuskohteen paikallisvalvojan tulee suorittaa työmenetelmän ja työn suorituksen valvontaa kaikkien maarakenteiden osalta koko rakentamisen ajan (työmenetelmän ja työn suorituksen valvontaa käsitellään luvussa 5.4).

Mikäli urakoitsija haluaa muuttaa työmenetelmää tai työn suoritusta erilaiseksi, kuin tässä työselityksessä esitetään, hänen tulee osoittaa menetelmänsä pätevyys luotettavalla mittausmenetelmällä. Näitä ovat lähinnä levykuormituskoe ja maarakenteen tiiviyyden määrittäminen (maarakenteiden laadunvalvontaa käsitellään yleisesti luvussa 5.1 ja tiiviyyden määrittäystä luvussa 5.3).

## 8.

## YHTEENVETO

Levykuormituskokeiden tulosten perusteella havaittiin, että suurin kuormitus-painumakäyrän lineaarisella osalla oleva kuormituksen arvo voidaan määrittää kuormituslevyn ympärillä olevan maanpinnan nousun nopeuteen perustuvalla menetelmällä. Menetelmä on parempi kuin kuormitus-painumakäyrän regressioanalyysiin perustuva menetelmä, johon tulee mukaan palautuksista ja toistokuormituksista sekä maan epähomogeenisuudesta ja koelaitteistosta aiheutuvia virheellisyksiä.

Kustakin kokeesta määritettiin levykuormituskokeen kuormitus-painumakäyrän lineaarisen osan deformaatiomodulaari Schleicherin yhtälöllä. Moduulin havaittiin olevan kullakin maalajilla lineaarisesti riippuvainen tiheydestä tutkitulla alueella.

Levykuormituskokeen moduulista määritettiin kokonaisdeformaatiomoduuli käyttämällä Poissonin lukuna kolmiakselikokeella määritettyjen lukujen keskiarvoa. Koetulosten perusteella levykuormituskokeella määritetty kokonaisdeformaatiomoduuli on aina pienempi kuin kolmiakselikokeella samassa tiiviydessä määritetty kokonaisdeformaatiomoduuli, koska levykuormituskokeella maanpinnalta määritettävä kokonaisdeformaatiomoduuli on yksiakselisen jännitystilan moduuli.

Anturan geoteknisen kantavuuden riippuvuus maan tiheydestä määritettiin kantokyky- ja painumalaskelmilla. Niiden perusteella painumat määrittävät geoteknisen kantavuuden talonrakennuksessa kyseeseen tulevilla tapauksissa. Eri maalajien tiiviydellä ja geoteknisellä kantavuudella ei ollut selvää riippuvuutta. Näin ollen perustusten alustäytön tiiviysvaatimusta ei voida antaa tiiviysasteena tai suhteellisena tiiviytenä, ellei tunneta maalajin tiiviiden ja deformaatiomoduulin välistä riippuvuutta. Parhaimpina tiiviysvaatimuksena voidaan pitää mitoituksessa käytettyä deformaatiomoduulin arvoa, joka tulee saavuttaa myös maarakenteissa. Tiiviystarkkailumenetelmänä tulee kyseeseen deformaatiomoduulin määrittäminen maarakenteissa. Työmenetelmää ja työn suoritusta tulee aina valvoa. Muissa maarakenteissa riittävänä tiiviysvaatimuksena voidaan pitää tiivistämistä suunnitelmissa annettujen tiivistämisohjeiden mukaan. Vastaavasti riittävänä tarkkailumenetelmänä voidaan pitää työmenetelmän ja työn suorituksen valvontaa. Työmenetelmän tehokkuutta voidaan arvostella määrittämällä maarakenteen tiiviys.

Maarakenteiden laadunvalvontaa tulee suorittaa koko rakentamisen ajan. Valvontamittauksia tulee suorittaa useammasta eri kerroksesta. Levykuormituskokeiden ehdottomana minimimääränä voidaan pitää kolmea, riittävänä viittä kuormitusta tutkittavaa kerrosta kohti. Volymetrikokeita tulee tehdä tarkasteltavasta kohdasta koko kerralla tiivistetystä maakerroksesta. Maan tiiviyttä arvosteltaessa tulee volymetrinäytteenä olevien laboratoriosullontamateriaalin maksimiarvoa suurempien rakeiden kuivatiheyden maksimi- ja minimiarvoja suurentava vaikutus ottaa huomioon muunnoskaavalla.

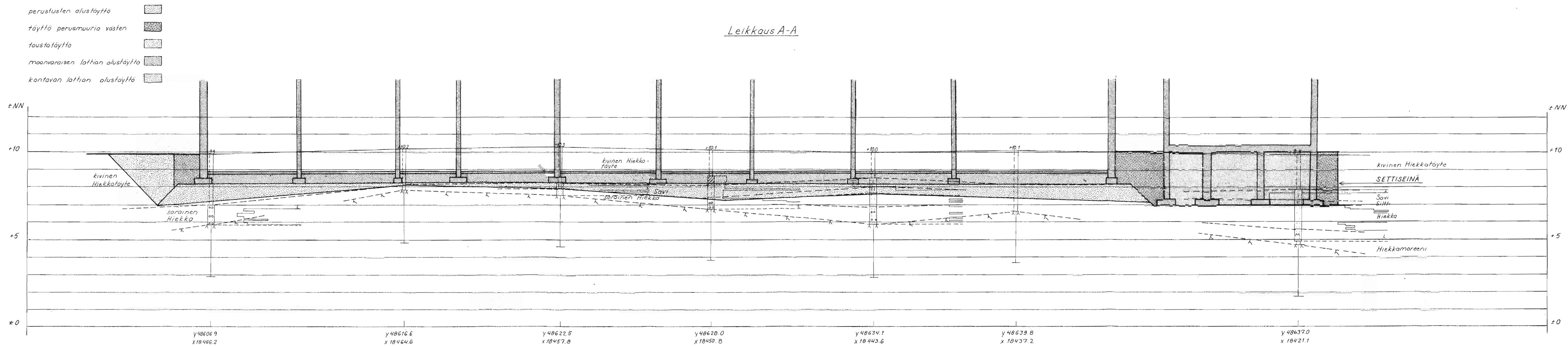
Tärylevykokeissa tasarakeisessa maassa tapahtui maanpinnan löyhtymistä, kun tiivistysajokertojen lukumäärä kasvatettiin liian suureksi. Sen sijaan tasarakeinen maa tiivistyi syvemmältä jatkuvasti ajokertoja lisättäessä. Sekarakeisessa maassa ei tapahtunut pinnan löyhtymistä. Saman syvyysvaikutuksen saavuttamiseksi sekarakeista maata täytyi tiivistää useammalla tiivistysajokerralla kuin tasarakeista maata. Tärylevykokeiden perusteella esitetään talonrakennuksen maarakenteiden rakentamisohteet.

# KIRJALLISUUS

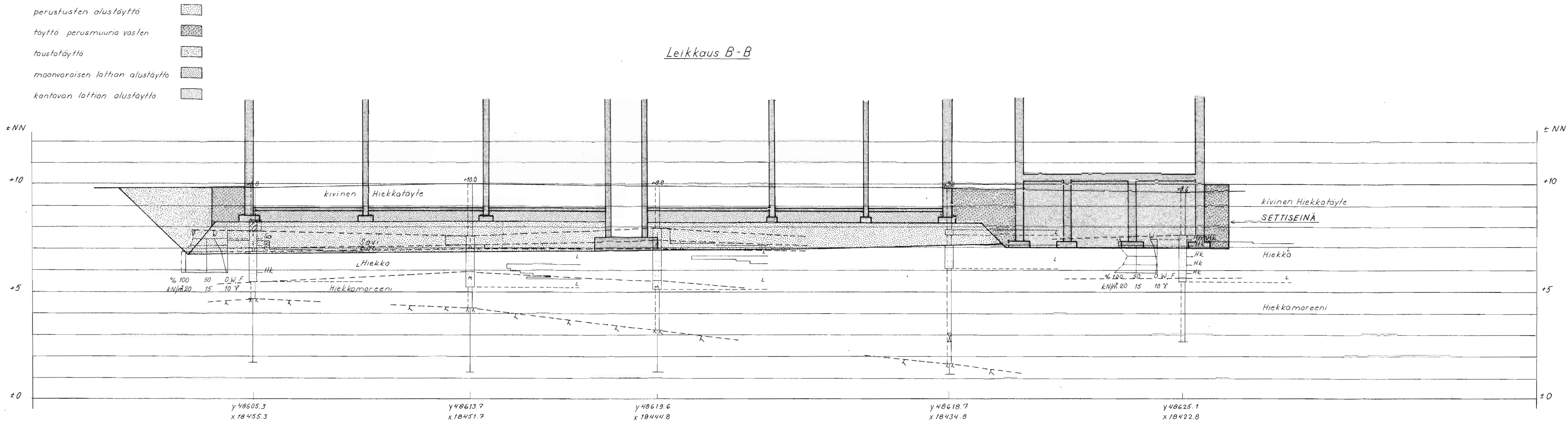
1. DIN 4017 Teil 1, Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen, 1979.
2. DIN 4017 Teil 1, Beiblatt 1, Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele, 1979.
3. DIN 4017 Teil 2, Grundbruchberechnungen von schräg und aussermittig belasteten Flachgründungen, 1979.
4. DIN 18 134 Vornorm, Plattendruckversuch, 1976.
5. Helenelund, K. V.: Maarakennusmekaniikka, TKY:n moniste no 137, 6. painos. Espoo 1979.
6. Herva, A., Vartia, Y. & Vasama, P-M.: Tilastollisia taulukoita. Helsinki 1973.
7. Kany, M.: Berechnung von Flächengründungen, 1. Band, 2. painos. Berlin-München-Düsseldorf 1974.
8. Kézdi, A.: Handbuch der Bodenmechanik, Band II. Budapest 1970.
9. Laitinen, T.: Kitkamaalajien makaanisista ominaisuuksista. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööriosasto. Otaniemi 1980.
10. RIL 59 f Rakenteiden kuormitusnormit 1975.
11. RIL 121 Pohjarakennusohjeet 1979.
12. RIL 126 Rakennusten ja tonttialueiden kuivatus 1979.
13. RIL 132 Talonrakennuksen maatoiden työselitys 1979.
14. RYL 81 Rakennustöiden yleiset laatuvaatimukset, 1981.
15. Schleicher, F.: Zur Theorie des Baugrundes, Der Bauingenieur, Heft 48. Berlin-Göttingen-Heidelberg 1926.
16. Schultze, E. & Muhs, H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, 2. painos. Berlin-Heidelberg-New York 1967.
17. Spiegel, M.: Statistics. Bristol 1972.
18. Széchy, K.: Der Grundbau, Erster Band. Wien 1963.
19. Tsyтовich, N.: Soil mechanics. Moskova 1976.
20. Tsyтовich, N., Berezantsev, V., Dalmatov, B. & Abelev, M.: Foundation soils and substructures. Moskova 1974.
21. TVH Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohteita osa II. Helsinki 1970.
22. Vasama, P-M. & Vartia, Y.: Johdatus tilastotieteeseen osa I, 2. painos. Helsinki 1972.
23. Vuola, P.: Helsingin kaupungin geoteknisellä osastolla suoritettu tutkimus kitkamaan tiivistämisestä tärylevyllä. Julkaistaan myöhemmin.



Leikkaus A-A









Liite 3

Mittakaava 1:100

