

# 原位置載荷試験による地山シラス地盤の変形挙動

徳 富 久 二

(受理 昭和60年 5月31日)

## STUDIES ON DESPLACEMENT OF "SHIRASU" GROUND BY IN-SITU LOADING TESTS

Hisashi TOKUTOMI

"Shirasu" are volcanic deposits. For the rational study of building foundations, an adequate knowledge of in-situ "Shirasu" 's physical properties is a prerequisite. In this paper an experimental study of loading tests on "Shirasu" is described. The ultimate purpose of this study is to present data on the bearing capacity of a design for foundations.

The following experiments were performed ; (1) Behavior and frictional strength between the "Shirasu" and buried model piles. (2) Displacement of the circumferential ground in which model piles were buried. The measured values were analyzed by the finite element method.

The results can be summarized as follows ; (1) There is more than  $2 \text{ kg/cm}^2$  for frictional strength between "Shirasu" and the model piles of cement mortar. (2) The circumferential ground of "Shirasu" and the immediate settlements made by vertical loading tests behave elastically by analysis with the finite element method.

However, the problem of how to deal with creep displacement by loading tests remains as a future work.

### 1. ま え が き

鹿児島県下、広く分布する「シラス」は建築物の基礎地盤として考えるとき、概ね安定したよい地盤とみることができる。豪雨下で脆く崩壊する一般認識とは異なる。シラスは力学的にはよく安定し、その自然形態は垂直近くに自立する。

筆者は、特有の性質をもつシラスについて、建築物の基礎地盤としての実験的研究を行っているものであるが、本報では原位置の地山シラスに載荷試験を実施し、その強度と変形に関する実験の結果について報告するものである。

### 2. 実験目的・実験方法

地山シラスの強度と変形に関する知見を得て、合理的なシラス地盤における基礎構造の設計を行うことを主要目的とする。これまでシラスに関して原位置にお

ける検証実験が十分に行われているとは云い難い。

本報では、シラスに接する構造物の挙動とシラス自体の挙動に関する知見を得ることを目的として次のような2つの実験を試みた。

第一は「地山シラス」に模型杭を設置し、これに載荷することにより、シラスと構造物の摩擦力を観る実験を行った。これを模型杭載荷実験と称する。

第二は、シラスの圧縮試験・崖端に載荷した試験などを観察するとき、その強度と変形の関係は疑似弾性的性質を随所に示す。また振動を与えたときその振動は遠方まで伝播し、岩石と類似の現象を呈する。これらのことは現地で接する我々がよく経験するところであり、基礎地盤としてのシラスの挙動も一定の応力レベルまでは弾性的性質を維持するものであるという見解をもつものであり、これらのことについて実験的に検証するため、載荷板による支持力試験をおこなった。これを周辺地盤挙動計測載荷実験と称する。

## 2. 2 実験方法

### 2. 2. 1 模型杭載荷実験

地山シラスに直径3 cmのオーガーで穿孔し、その深さを40 cmとする。試験体(模型杭)は、直径9 mmの鉄筋を挿入した直径2.5 cmのモルタル製で図-1(a)

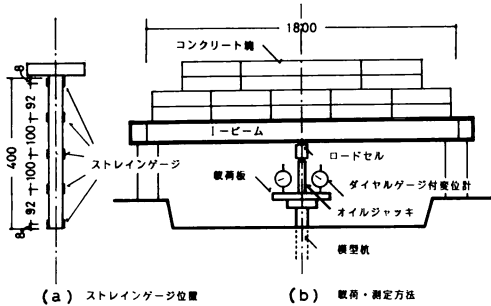


図1 模型杭載荷実験

に示すように試験体の表面にストレインゲージを接着する。穿孔した穴にモルタルを流し込み、この模型杭を挿入し、直径3 cmの杭として地山シラス地盤中に固定する。固定の際、模型杭が鉛直を保つように水準器で調整する。図-1(b)は載荷装置および計測方法である。図のように荷重はオイルジャッキを、荷重計測はロードセルを使用した。試験体上部の沈下計測には、ダイヤルゲージ付きのひずみゲージ型変位計を使用し、歪計測器で計測をおこなった。オイルジャッキの反力はI型ビームの上にコンクリート塊(約1トン)を載せ、その自重から得る。

試験体の個数は6個である。そのうち4個を急速載荷、2個を緩速載荷試験に用いた。急速載荷は約1.0 mm/minの歪速度で最大荷重まで継続して載荷する方式であり、緩速載荷は杭頭に荷重度が28.3 kg/cm<sup>2</sup>(全荷重で200 kg), 49.5 kg/cm<sup>2</sup>(350 kg), 71.7 kg/cm<sup>2</sup>(500 kg), 92.0 kg/cm<sup>2</sup>(650 kg), 113.2 kg/cm<sup>2</sup>(800 kg)の5段階のそれぞれの荷重度において、歪速度の増加が停止するまで同一の荷重度で載荷する段階載荷方式である。

計測は、載荷荷重、模型杭試験体頂部の変位、試験体各部の歪度について、全荷重が約1トンの反力の限界までおこなう。載荷終了後に試験体を掘り出し、試験体のシラス中への埋設長さを測定する。埋設長さは、33 cmから43 cmまでであり、平均39 cmであった。試験期間は試験体6本の終了まで2週間かかり、そ

の間の降雨による含水比の変化がシラス地盤に与える影響を見るため、試験終了後、供試体周辺地盤の含水比を測定する。

実験場所は、鹿児島市西別府町の宅地造成現場である。この地のシラスは、鹿児島市周辺に普通に存在するものであり、ブルドーザーなどで乱されていないと判断できる深さまで、人力により掘削、平坦地として整地し、ここを実験地盤とした。

### 2. 2. 2 周辺地盤挙動計測載荷実験

実験方法は図-2に示すように計測箇所が載荷中心

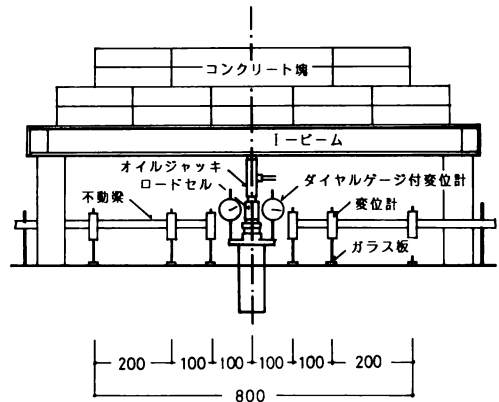


図2 周辺地盤挙動計測載荷実験

より10 cm, 20 cm, 40 cmの点各々2箇所に変位計を設置し、載荷周辺のシラス地盤の挙動を同時に計測する。また載荷板の大きさを3種に、設置根入れ深さを3種に変化させ、その組合せを実験条件とした。

実験地盤の整地の方法は前記試験と同様である。1試験地は約2 m×2 mの大きさである。この供試体に市販のコンクリートカッターのドリルの刃先を変化改良した穿孔機で、所定の径、深さに穿孔する。ドリルの径は、外径で3 cm(D-3とよぶ)、6.5 cm(D-6.5)、10 cm(D-10)の3種を; 穿孔深さは地表面より0 cm(Df-0)、7.5 cm(Df-7.5)、15 cm(Df-15)の3種を選んだ。この組合せ9通りを各々2個ずつ計18個の供試体で実験をおこなう。穿孔機により穿孔した各種の孔にモルタルを流し込み、いわゆるモルタル製の短い杭を作製する。反力は図に示すようにI型ビームを重ね合せた支持台の上にI型ビーム2本を掛け渡し、この上にコンクリート塊を載せる。2. 2. 1の実験と同様であるが、載荷重が

大きいためコンクリート塊の総重量は2トンである。

計測箇所は図に示すように載荷中心より、対称の位置に、距離が10 cm, 20 cm, 40 cmの各点とする。計測箇所のシラス地盤上にガラス板(カバーガラス1 cm×1 cm×厚さ1 mm)を接着剤で固定し、この上に変位計を設置する。また載荷板へかかる荷重、載荷板の変位を計測するため、それぞれ荷重計(ロードセル)およびダイヤルゲージ付き変位計を設置する。

載荷はオイルジャッキを用い、荷重速度は約1.0 mm/minの歪制御方式である。

図の実験は、直径10 cmの載荷板で根入れ深さが15 cm(D-10, Df-15)の状況を示したものである。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 模型杭載荷実験

##### 3.1.1 荷重度と沈下量

模型杭載荷実験の荷重度と沈下量の関係を図-3に

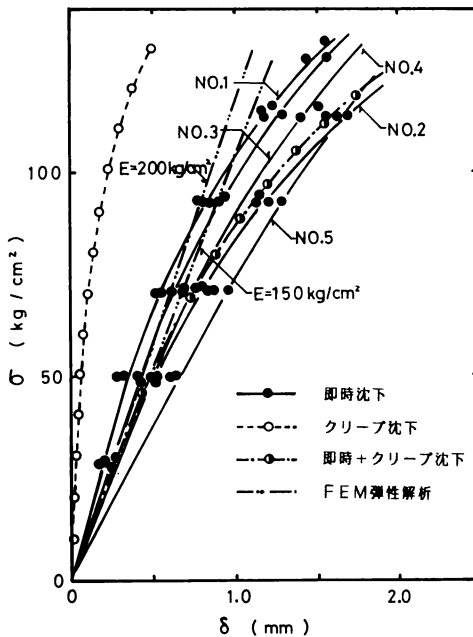


図3 荷重度と沈下量の関係

示す。実験№1, 3, 4は急速載荷であり、№2, 5は緩速載荷である。急速載荷の結果を即時沈下として図に示している。緩速載荷の即時沈下は、この試験法が所定の荷重度まで載荷し、その荷重度での沈下量が落ち着くまでその荷重度を保ち、クリープ沈下を計測す

るものであるため、この所定の荷重度に達した直後の沈下量で表わしている。

表1 供試体含水比

NO.	1 (%)	2 (%)	平均 (%)
1	23.6	23.6	23.6
2	20.9	20.8	20.9
3	21.7	21.6	21.7
4	23.3	23.0	23.2
5	22.0	21.8	21.9
6	26.7	26.8	26.8

表-1は供試体の含水比である。№6は他と異って大きく、試験体下のシラスが異なるものであることを示す。シラスの含水比は通常20~23%であり、26.3%の計測値は他と異って大きい。この試験箇所は表層近くであり、粘土分が混入していたものと予想される。また№6は急速載荷条件であるが、沈下量が他と比較して大きく、2.0 mmの沈下量に対し、荷重度は110 kg/cm<sup>2</sup>であった。以上の理由から№6の結果は省いた。

図-4(a)は緩速載荷試験の各荷重度における沈下量

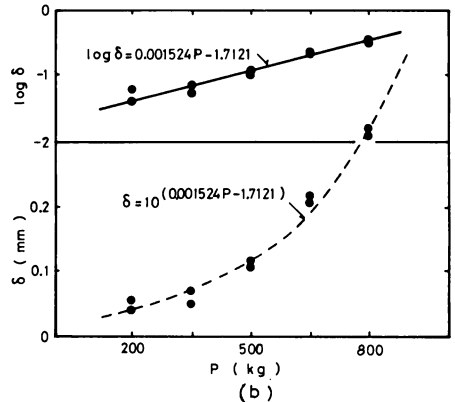
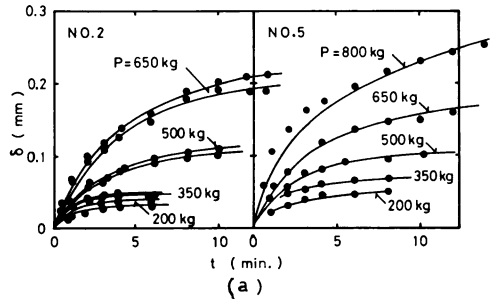


図4 時間と沈下量の関係

と時間の関係を示したものである。これを Voight モデルで近似し、最終沈下量を推定する。図-4(b)は(a)により求められた最終沈下量を対数表示し、その関係が直線関係であることを考慮し、最小自乗法により直線近似した。各荷重量における最終沈下量を推定したものである。

図-3中に以上の方法で推定したクリープ沈下量を示す。クリープ沈下を考慮した、平均的荷重量と沈下量の関係は、図中の一点鎖線となる。

図でわかるように、このクリープ沈下は極めて少なく、クリープ沈下は、荷重量が 100 kg/cm<sup>2</sup> 附近まで即時沈下のバラツキの中に入る。

3. 1. 2 周面摩擦力について

試験体のヤング係数を E (kg/cm<sup>2</sup>)、周面摩擦力を f(x) (x は試験体最下部からの距離とし、周面摩擦力は x の関数であると仮定する。) 断面積を A (cm<sup>2</sup>)、周長を L (cm) とすると、図-5 によって

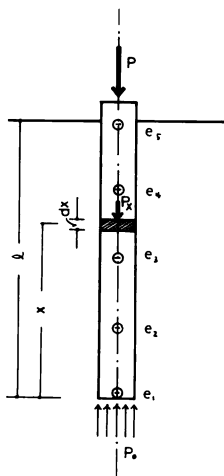


図5 計測点と周面摩擦力

$$Px = P_0 + \int_0^x f(x) \cdot L \cdot dx \quad \dots\dots(1)$$

Px : x 点での合力

P<sub>0</sub> : 先端の支持力

$$Px = A \cdot E \cdot \varepsilon_i \text{ とし} \quad \dots\dots(2)$$

ε<sub>i</sub> : i 点 (x 点) の歪

x<sub>1</sub>, x<sub>2</sub>, x<sub>3</sub> …… x<sub>5</sub> が等間隔で、その点の歪 ε<sub>1</sub>, ε<sub>2</sub>, …… ε<sub>5</sub> が直線関係にあるならば、f(x) は一定値 f<sub>0</sub> になる。

$$f_0 = AE/L \cdot \alpha \quad \dots\dots(3)$$

α : x-ε の勾配

従って、

$$P_0 = P - L \cdot f_0 \cdot l \quad \dots\dots(4)$$

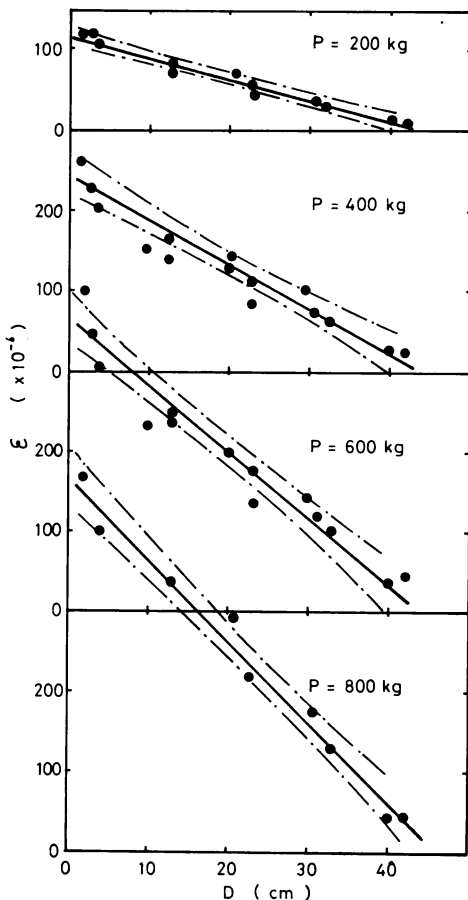


図6 各荷重量における歪度の計測結果

図-6は各荷重量における x<sub>1</sub> から x<sub>5</sub> までの各点の歪度をプロットしたものであり、分散分析の結果、これらは直線で近似できるので(最もバラツキの大きいこせられる P=600 kg のときの結果を表-2 に示す)

表2 直線回帰の分散分析結果 (P=600 kg)

要因	変動	自由度	不偏分散	分散比
一回帰	61618.81	1	61618.81	149.6**
残差	5354.55	13	411.89	
総計	66973.36	14		

表3 各荷重度における  $\alpha$  の信頼限界

荷重	$\alpha$ の95%信頼限界
200 kg	-2.1975 ~ -2.9672
400 kg	-4.4933 ~ -6.5304
600 kg	-6.9604 ~ -9.6214
800 kg	-8.8682 ~ -11.4176

$\times 10^{-6}$

最小自乗法により近似した。 $\alpha$  の95%信頼限界を表-3に示し、その式から求められる限界を図-6中の一点鎖線で示す。信頼限界より  $A = \left(\frac{3}{2}\right)^2 \cdot \pi$ ,  $E = 2.1 \times 10^5$ ,  $L = 3\pi$  として  $f_0$  を求めると各荷重度ごとに表-4となる。

表4 周面摩擦力の信頼限界

荷重	荷重度	$f_0$ の95%信頼限界
200 kg	(28.3 kg/cm <sup>2</sup> )	0.346 ~ (0.416) ~ 0.467 kg/cm <sup>2</sup>
400 kg	(56.6 kg/cm <sup>2</sup> )	0.708 ~ (0.869) ~ 1.029 kg/cm <sup>2</sup>
600 kg	(84.9 kg/cm <sup>2</sup> )	1.096 ~ (1.306) ~ 1.515 kg/cm <sup>2</sup>
800 kg	(113.2 kg/cm <sup>2</sup> )	1.397 ~ (1.598) ~ 1.798 kg/cm <sup>2</sup>

( ) は平均

図-7にこれらの範囲を図示し、平均値の最小自乗解を実線で示す。

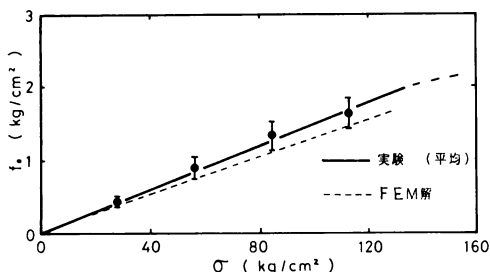


図7 荷重度と周面摩擦力

### 3. 1. 3 考 察

図-8に示すような分割で、有限要素法(以下F.E.M)による弾性解を求める。シラス地盤に有限要素法を適用して解析したのは山内・村田<sup>1)</sup>が最初であり、切取崖面附近の応力分布を種々の角度から解析した。崖の安定問題に主眼をおいた研究であり、よく崖の崩壊現象と対応している。本報では強度と変形の関係を実験結果をもとに定量的に追求するものである。

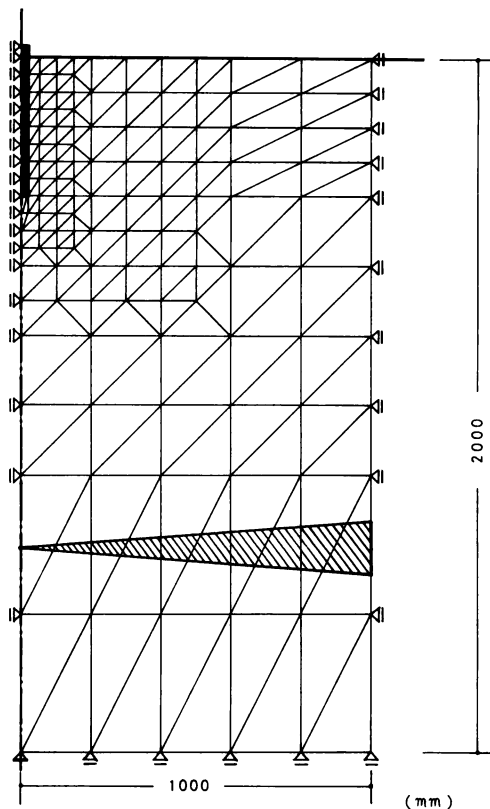


図8 有限要素分割

F.E.Mを適用する際のヤング係数とポアソン比は、過去の三軸圧縮試験の結果を採用した。応力度-歪度関係は、最大応力度 ( $\sigma_{max}$ ) とそのときの歪度 ( $\epsilon_{\sigma_{max}}$ ) の関係<sup>2)</sup>から

$$\sigma / \sigma_{max} = 1.586(e^{-0.34\epsilon / \epsilon_{\sigma_{max}}} - e^{-2.308\epsilon / \epsilon_{\sigma_{max}}})$$

によって求められ、また側圧 ( $\sigma_3$ ) と  $\epsilon_{\sigma_{max}}$  の関係は、

$$\epsilon_{\sigma_{max}} = 0.009\sigma_3 + 0.035$$

軸圧 ( $\sigma_1$ ) と側圧 ( $\sigma_3$ ) の関係は、

$$\sigma_1 = 4.158\sigma_3 + 2.455$$

ここで側圧 ( $\sigma_3$ ) は0だから  $\epsilon_{\sigma_{max}}$  は0.035を上式に代入して結局  $\epsilon = 0$  のときの接線変形係数は、

$$\sigma' \doteq 219 \text{ kg/cm}^2 \text{ (平均)}$$

となる。またこれまでの原位置試験の結果(原位置での圧縮試験)による初期接線変形係数は200 kg/cm<sup>2</sup>付近であり300 kg/cm<sup>2</sup>という結果も得ている。三軸実験結果から求めた値は120~130 kg/cm<sup>2</sup>を得ているので、ここでは、150 kg/cm<sup>2</sup>と200 kg/cm<sup>2</sup>の2種類

を採用した。

ポアソン比は既往の実験結果によると実験初期の段階から体積増加を生じる。シラスの力学的特性がこのポアソン比に現れていると見るものであるが、ここではポアソン比として0.49を採用し、F.E.M 解を求めた。

解析は要素数240、節点数144とし、図に示すように半径方向に厚さが一様に変化する。平面歪問題として求める。(図-8)

図-3中に以上の方法で求めた弾性解を示す。即時

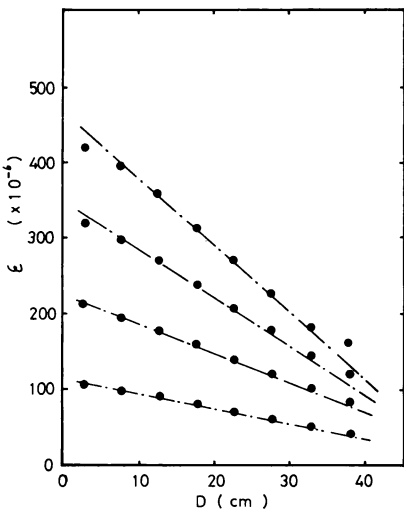


図9 有限要素法による杭周面の歪度分布

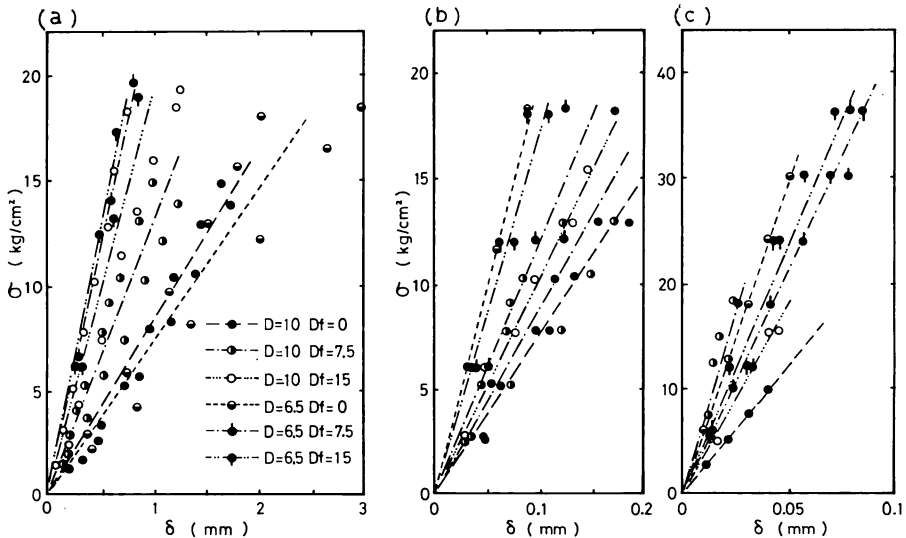


図10 荷重度と各計測点の沈下量

沈下と荷重度の関係を大略表していることがわかる。

図-9は模型杭の各点のF.E.Mによる変位量の計算結果から歪度に変換したものをプロットしたものであり、図-6の実験結果に対応する。この直線関係から前述同様の手法により、模型杭とシラス地山の周面摩擦力を算出して、図-7中に示す。周面摩擦力の計算値は実験値の95%信頼限界内に入る。

これらの結果を総合すると、クリープ変形を伴わない範囲でのシラスと模型杭の挙動は、有限要素法による弾性解からよく説明できるといえる。また荷重度の増大に伴い周面摩擦力は一定値に収束するものであるが、今回の荷重範囲では、荷重度(σ)と周面摩擦力(f<sub>0</sub>)の関係は直線的であり、周面摩擦力は1.5 kg/cm<sup>2</sup>をこえ2 kg/cm<sup>2</sup>にも達するものである。本実験では作用させた荷重度に対し周面摩擦力の分担は80%であった。杭の形状・埋込み深さにも関係するが、地山シラスの周面摩擦力は大きな値が期待できる。

### 3.2 周辺地盤挙動計測載荷実験

図-10の(a), (b), (c)はそれぞれ荷重度と載荷板の沈下量、荷重度と載荷板中心より10 cm点および20 cm点の沈下量を示したものである。各図は載荷板の直径が10 cmおよび6.5 cmの場合を示す。

各計測点の荷重度と沈下量とをみると、図に示されるように本計測範囲ではほぼ直線関係にあるので試験条件毎に平均化し、直線近似して整理した。載荷板中心より距離が40 cmの結果は示していないが、その結

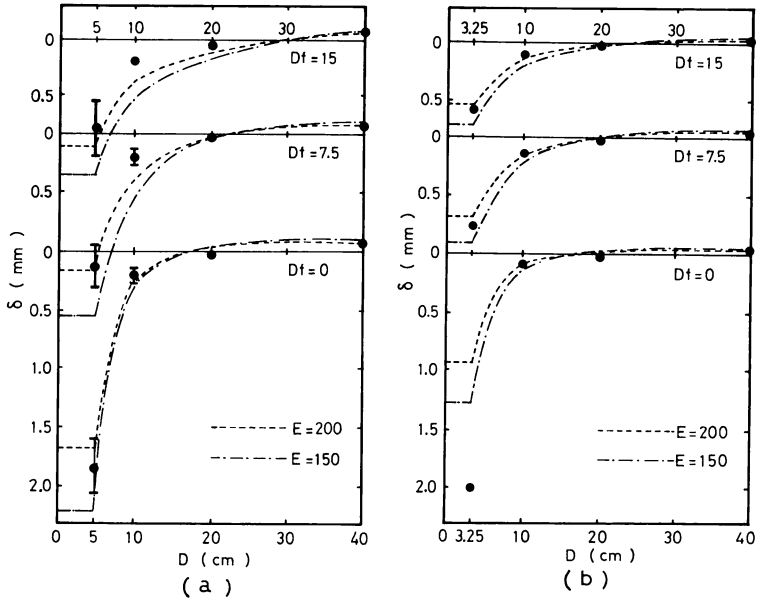


図11 周辺地盤の挙動

果はすべて浮上りであった。15 kg/cm<sup>2</sup>の荷重で D-10, Df-0 は 0.07 mm, Df-7.5 は 0.07 mm, Df-15 は 0.06 mm, D-6.5, Df-0 は 0.01 mm, Df-7.5 は欠測, Df-15 は 0.04 mmである。

図-11(a), (b)は試験条件ごとに沈下量を地盤断面上で表示したものである。ここで表示した沈下量は荷重が 15 kg/cm<sup>2</sup>のものである。

図-12は D-3 の深さ 7.5 cm と 15 cm (Df-7.5, Df-15) に埋込んだ時の荷重と沈下量の関係である。D-3, Df-0 の地表面荷重は載荷板の径が小さいことにより、偏心し満足な計測ができなかったので整理の対象から外した。

3. 2. 2 考 察

模型杭の載荷試験と同様に F.E.M の弾性解析により、地表面各点の挙動を図-11の実験結果に対応するように求める。

図-11の破線 (E=200 kg/cm<sup>2</sup>) および一点鎖線 (E=150 kg/cm<sup>2</sup>) が求めた結果である。これによると 10 cm点, 20 cm点, では解析値は実験値より若干大きく見積られるが、原位置試験であることからする精度を考えると、妥当な解析値であると思われる。E-150 と 200 kg/cm<sup>2</sup>では載荷板近傍では影響が大きいが 15 cmも遠ざかると差はなくなる。

同様に図-12に D=3 の Df-7.5 と Df-15 の結果を点線で示す。

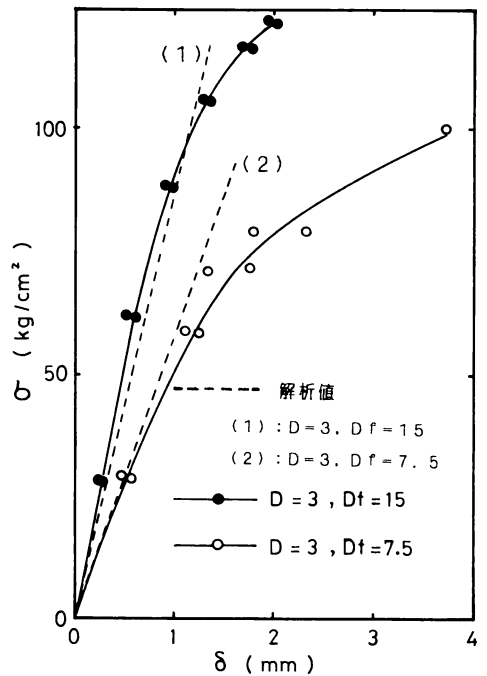


図12 径 3 cm の杭の荷重と沈下量

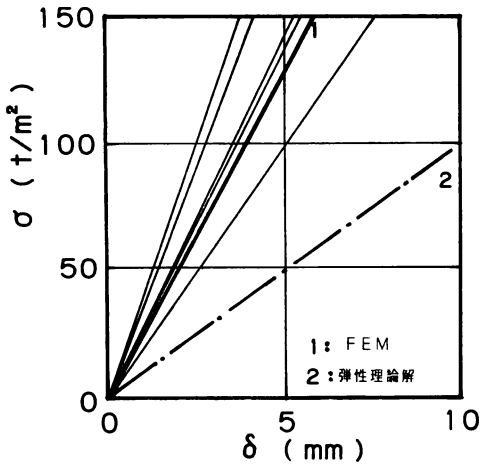


図13 平板載荷試験による即時沈下の荷重量と沈下量

図-13は既往の実験結果(シラス地盤上での平板載荷試験)の30 cm×30 cm方形載荷板による即時沈下の荷重量と沈下量の関係を示したものである。図中には30 cm径の円形載荷板として、前述と同様にF.E.M解析による結果を即時沈下の弾性解による形状係数の比だけ割増した結果を示し、これを30 cm×30 cmの方形載荷板のF.E.M解とみなす。また図中に地中応力度の弾性理論解から求めた結果を示す。この結果、平板載荷試験の結果における即時沈下の荷重量、沈下量関係の勾配を特性値と考え、この勾配の母平均の95%の信頼限界は $40 \sim 20^{1/m^2}/\text{mm}$ であり、ここで求めたF.E.M解( $26^{1/m^2}/\text{mm}$ )はこの範囲に含まれる。このことから本報告で解析したF.E.M解が実験結果を表していると考えられることができる。

シラス地山に載荷した地盤の挙動は、これまで実測された地盤定数を適用して、半径方向に厚さを一様に変化させたF.E.M解で概ねよい結果を与えようとする。

#### 4. 結 論

シラスの挙動を実験により把握しようとした本報告をとりまとめると、およそつぎのようなことが云える。

(1) シラスとモルタルの摩擦力は大きく $2 \text{ kg/cm}^2$ はとることができる。挙動はF.E.Mによる解析における挙動と一致すると考える。またこの摩擦力は基礎構造上有利な作用として活用できると考える。

(2) シラス地盤の即時沈下は、荷重量が相当大きなところまで弾性的に挙動する。

(3) 周辺地盤の挙動は、これまで得られた実験定数を使って、半径方向に厚さを一様に変化させる条件のF.E.M解析によって表現することができる。既往の平板載荷試験の即時沈下の結果と解析値も妥当なものである。

(4) 本報告では、クリープ量が無視できる程度に少ない結果を示したが、既往の地耐力に関する実験の結果と異なる。このクリープ量の取り扱い、今後の問題として残る。

#### 謝 辞

本研究を進めるにあたり適切な御助言をいただいている鹿兒島大学名誉教授・上田通夫博士ならびに九州大学教授・佐治泰次博士に感謝の意を表します。

#### 文 献

- 1) 村田秀一・山内豊聡・後藤恵之輔：引張破壊に着目したしらす切土斜面の安定性について、土木学会論文報告集，第343号，1984年3月
- 2) 徳富久二：地山シラスの三軸圧縮試験およびその時間依存性について、日本建築学会論文報告集，第326号，昭和58年4月