

# 砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する 異方性の影響について

ON THE EFFECT OF ANISOTROPY ON BEARING CAPACITY  
AND DEFORMATION OF SAND

木村 孟\*・斎藤邦夫\*\*・日下部 治\*\*\*・司代 明\*\*\*\*  
By Tsutomu KIMURA, Kunio SAITOH, Osamu KUSAKABE  
and Akira SHIDAI

## 1. 序 論

砂質堆積地盤が粒子の定方向配列に基づく初期構造異方性を有していることはすでに 1883 年に Darwin によって指摘されている。その後 El-Sohby<sup>1)</sup> は、突固めにより作製した砂の三軸供試体が、等方応力下においても異方性を呈することを実験的に明らかにし、異方性を考慮した弾性式により変形を記述することを試みている。また、Wiendieck<sup>2)</sup> はポアリング（自由落下）によって大きさの異なるコインで 2 次元の土のモデルを作り、ポアリング方向に垂直な方向の接触点の数がポアリング方向におけるものより多くなることを見出した。Phillips と May<sup>3)</sup> は、特殊なせん断箱により、砂の堆積方向とせん断方向とのなす角度を変化させた実験を行い、その角度の違いにより、有効せん断抵抗角に 5° 程度の差が出ることを報告している。また Parkin<sup>4)</sup> はポアリングして作製した密な砂供試体では、側方ひずみが軸ひずみよりも常に大きいことを実験的に見出し、El-Sohby と同様の結論を得ている。また彼らは、試料を樹脂で固めて、粒子の長軸の堆積方向を調べて、それが水平面で卓越していることをも明らかにした。Arthur と Dunstan<sup>5)</sup> は、ガラスビーズ、アルミディスク、Ham River sand を水中堆積させて得た角柱供試体の放射線写真の濃淡を調べて、ガラスビーズについては異方性を確認できなかったが、アルミディスクでは水平、鉛直 2 方向の異方性、Ham River sand では、水平 2 方向と鉛直方向の 3 方向異方性が存在することを示した。さらに Arthur と Menzies<sup>6)</sup> は、砂の堆積面と最大主応力との

なす角を変化させた三軸圧縮試験を行い、有効せん断抵抗角の大きさに異方性が大きく影響することを明らかにすると同時に、極形式によれば、有効せん断抵抗角の変化を楕円として表わし得ることを示した。また小田<sup>7)</sup> は、河川砂、砂丘砂、海浜砂の初期構造を Parkin<sup>4)</sup> と同種の方法で微視的に調べ、いずれの砂においても初期異方性が著しいことを見出している。

以上、一連の研究はいずれも三軸あるいはその他のいわゆる要素試験結果に関するものであって、その結果を砂地盤の変形や安定問題に適用した研究はさほど多くない。小田<sup>7)</sup> は、要素試験で明らかとなった構造異方性が砂地盤の変形ならびに支持力特性に大きな影響を及ぼすであろうとの予測のもとに、小型模型地盤による支持力実験を行って異方性の重要性を指摘した。著者ら<sup>10)</sup> も同種の小型模型実験ならびに遠心力実験を行い、予備実験の段階では小田らと同種の結論を得た。しかし、支持力の理論値に関しては、工学上問題となる粗い基礎では異方性の影響がそれほどではないという結論に達した。その後行った詳細な実験は、むしろこの結論を支持する結果となっている。

砂質土に関する小型模型実験が浅い基礎の支持力値を過大に評価し、基礎幅に関していわゆる寸法効果のあることは、Muhs, de Beer ほか多くの研究者によって実験的に明らかにされている<sup>11)~14)</sup>。Muhs は、大型の現場実験結果に基づいてその原因を進行性破壊に求め定性的検討を行ったが、著者らは遠心載荷装置による一連の支持力実験によって、Muhs の考え方が妥当であることを示すと同時に、小型模型実験によって砂中の浅い基礎の支持力を見積ることの危険性を指摘した。

本論文は、遠心載荷装置による実験によって、現実の地盤内におけると同程度の応力値を模型地盤に生ぜしめて、初期構造異方性が砂地盤の支持力および変形にどの程度の影響を及ぼすかを検討したものである。

\* 正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科

\*\*\* 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科

\*\*\*\* 東京電力(株)

## 2. 実験装置と実験方法

実験に用いた試料は豊浦砂で、その物理特性は表-1に示すごときものである。

表-1 豊浦砂の物理特性

比 重 $G_s$	2.66	
間隙比 $e$	最大 $e_{max}$	0.966
	最小 $e_{min}$	0.610
均 等 係 数 $U_c$	1.38	

\* Kolbuszewski 法による。

### (1) 平面ひずみ圧縮試験

支持力解析に必要な

豊浦砂のせん断特性、特に堆積方向とせん断時の最大主応力方向のなす角( $\delta$ )と最大せん断抵抗角( $\phi_p'$ )との関係を、調べるため平面ひずみ圧縮試験を行った。平面ひずみ試験を採用したのは、遠心载荷実験を平面ひずみ状態で行ったためである。

まず、飽和して脱気した豊浦砂を図-1に示す水平に対して傾けることのできる容器に水中にてポアリングによって投入する。水中より引き上げ、試料を容器になじませるために小型ハンドパイププレートによって若干の振動を加えた後、真空脱気して飽和度を高める。これを $-20^{\circ}\text{C}$ の冷凍庫に入れ凍結する。凍結が試料の下部から上部に向かって均等に起きるように容器側面に発泡スチロールを巻くと同時に、試料上面に約 $1\text{ kN/m}^2$ のサーチャージを加えておく。6時間ほどで凍結が完了するが、冷凍庫より取り出した試料容器はカラーを外し、上部を鋭いナイフで削り取って所定の寸法、 $70\times 70\times 90\text{ mm}$ に仕上げた後再び冷凍庫に入れる。上下端面の摩擦軽減のため、シリコングリースとシリコンオイルの混合液を塗布したラテックス薄膜を上下の载荷板にあてがう。試料を取り出し試験機にセットし、ゴムスリーブを装着する。セル内に水を満たして予備圧密圧力 $70\text{ KPa}$ を加えて15時間ほどかけて解凍する。解凍後、 $30\sim 60$ 分間等方圧密し、配管系統の空気を除去するため30分間透水させ、 $0.238\%/分$ のひずみ速度でせん断を行う。平面ひずみ試験機はManchester大学型のものである<sup>14), 15)</sup>。

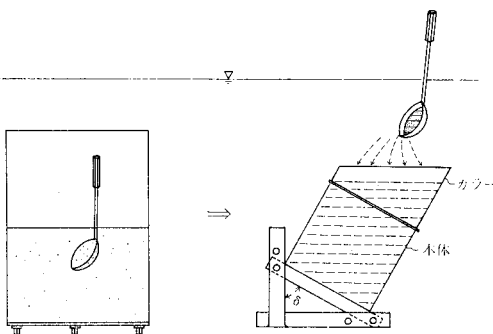


図-1 平面ひずみ圧縮試験用可傾モード

### (2) 遠心载荷実験

遠心载荷装置が相似則を満足させて模型実験を行い得るという点で有効な装置であることは、各方面で指摘されている<sup>16)~18)</sup>。特に砂地盤の模型実験では、現実の基礎によって地盤内に生ぜしめられると同程度の応力を模型内に発生させ得るという利点がある。

実験に用いた容器の内寸法は、幅 $50\text{ cm}$ 、高さ $30\text{ cm}$ 、奥行き $10\text{ cm}$ の鋼製で、側面の片面には、地盤内の変形が観測できるよう強化ガラス板を貼り付けてある。载荷による側面のはらみ出しを抑えるため、水平方向に1本、鉛直方向に2本の補強リブを取り付けた。この容器に次に示す2通りの方法で模型地盤を作製した。なお、砂と容器側壁との摩擦を軽減するため、砂のまき出し前に内面をアセトンで洗浄し、弗素ゾルを吹き付けた<sup>18)</sup>。

#### a) V-地盤

载荷方向と砂の堆積方向とを直角にしたもので、 $\delta=90^{\circ}$ に相当する(図-2(a))。砂はポアリングによって厚さ $15\text{ mm}$ ごとにまき出し、各層ごとに $15\text{ mm}$ 間隔にガラス面に接して表面マーカーを並べると同時に、試料中心面上長手方向に $5\text{ mm}$ 間隔に鉛散弾を置いた。以上の操作を6層について繰り返す、さらに余盛りとして $50\text{ mm}$ をまき出した。これを振動台上で瞬間的に加振し、表面を $10\text{ mm}$ だけへらで静かに削り取った後、試料の体積、重量を測定した。相対密度( $D_r$ )が $85\%$ 以上の密な地盤を作る場合には、表面に $85\text{ KPa}$ のサーチャージを加えて加振した。次に表面を乱さないように、真空ポンプで余分の砂を吸い取って所定の寸法に仕上げた。

#### b) H-地盤

堆積面と载荷方向とを一致させた地盤で $\delta=0^{\circ}$ に相当する(図-2(b))。試料容器を図に示すごとくに立てて、側面部③を外し、開口面④に鉄板でふたをする。

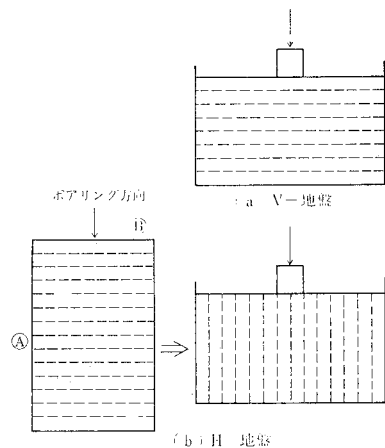


図-2 遠心模型実験用地盤

a) の場合と同様の操作で、砂のまき出し、マーカー、鉛散弾の設置を行う。容器が横長であるため、まき出しは 14 層に分けて行った。まき出し終了後、a) の場合と同程度の振動を与え、側面部を取り付け、容器を静かに 90° 回転して正立させ、A 部の鉄板を取り外した。

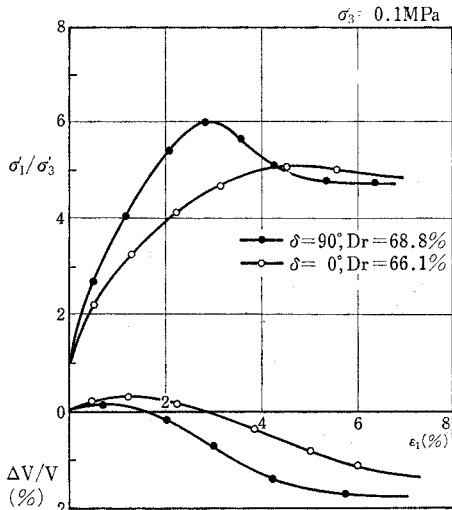
これらの模型地盤の表面に幅 30 mm、奥行 100 mm のジュラルミン製の模型フーチングを置いた後、X線照射により X線フィルム上に鉛散弾の初期の位置を記録した。載荷は 30 g の遠心加速度の下で行ったが、相似則により、模型地盤内に生ずる応力値は、90 cm のフーチ

ングによるものとはほぼ同等となる。載荷速度は 0.5 mm/分とし、ストロボと同調させて 30 秒ごとに写真撮影を行って、載荷に伴う表面マーカーの動きを追跡した。また載荷終了後、遠心載荷装置を止め、再び X線を照射して、フーチング貫入後の鉛散弾の位置を記録した。

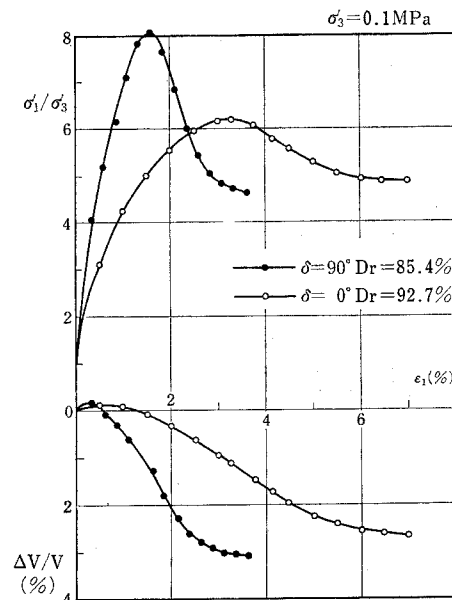
### 3. 実験結果とその考察

#### (1) 平面ひずみ圧縮試験

この試験によって得られた  $\delta=90^\circ$  と  $0^\circ$  の場合の主応力比 ( $\sigma_1'/\sigma_3'$ ) ならびに体積ひずみ ( $\Delta V/V$ ) と軸ひずみ ( $\epsilon_1$ ) の関係を、ゆるい砂と密な砂の双方につき図-3 に示した。最大主応力比 ( $\sigma_1'/\sigma_3'$ )<sub>f</sub> は  $\delta=90^\circ$  の場合の方が  $\delta=0^\circ$  に対するものより大きく、このときの軸ひずみ  $\{\epsilon_1\}_f$  はその逆の傾向となっている。図-4 は相対密度 ( $D_r$ ) と最大せん断抵抗角 ( $\phi_{p'_{max}}$ ) との関係であるが、 $D_r$  が増すにつれ  $\delta=90^\circ$  と  $0^\circ$  における  $\phi_{p'_{max}}$  の差が大きくなり、異方性の影響が顕著となることが結論される。図-5 には、 $\phi_{p'_{max}}$  を与える  $\{\epsilon_1\}_f$  と最大せん断ひずみ ( $r_{max}\}_f = (\epsilon_1 - \epsilon_3)_f$  が  $D_r$  に対してどのように変化するかを示した。 $\delta=0^\circ$  の場合の方が、最大強度点に至るまでに大きなひずみを必要とする。図-6 には、正割係数 ( $E_{50}$ ) と  $D_r$  との関係を描いたが、 $\delta=0^\circ$  のときの剛性が小さく、圧縮変形が大きくなることがわかる。また  $D_r$  に対する  $E_{50}$  の変化の仕方は、 $\delta=90^\circ$  と  $0^\circ$  とでほぼ同じであるが、これは  $D_r$  が小さくなるにつれ、 $\delta=90^\circ$  と  $0^\circ$  における  $E_{50}$  の比が増大することを意味している。El-Sohby は、等方応力下において、体積ひずみ  $\epsilon_V$  と  $\epsilon_1$  との間に  $\epsilon_V > 3\epsilon_1$  の関係があり、この傾向は砂がゆるくなるにつれ著しくなることを報告しているが、著者らの実験結果もこ



(a) ゆるい砂



(b) 密な砂

図-3 平面ひずみ圧縮試験結果：主応力比 ( $\sigma_1'/\sigma_3'$ ) ならびに体積ひずみ ( $\Delta V/V$ ) と軸ひずみ ( $\epsilon_1$ ) の関係

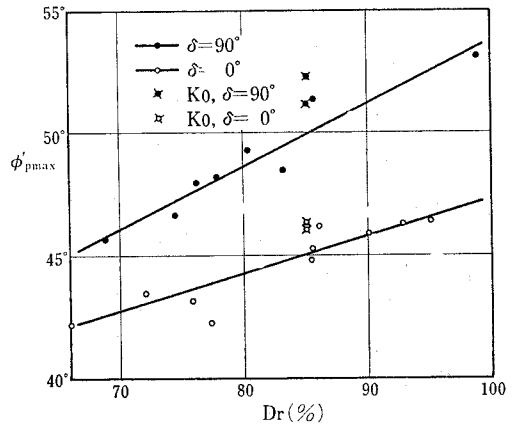


図-4 最大せん断抵抗角 ( $\phi'_{p_{max}}$ ) と相対密度 ( $D_r$ ) の関係

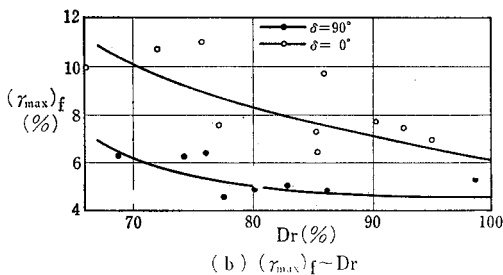
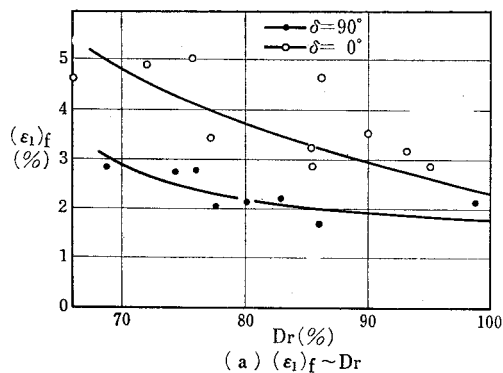


図-5 平面ひずみ圧縮試験における破壊時軸ひずみ  $(\epsilon_1)_f$  と最大せん断ひずみ  $(\gamma_{max})_f$  と相対密度の関係

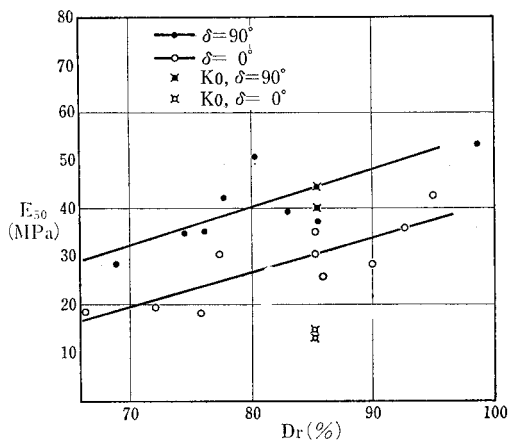


図-6 正割係数  $(E_{50})$  と相対密度  $(D_r)$  の関係

のことを支持している。

図-7 は、 $\phi_{pmax}$  と  $D_r$  との関係をも  $\delta$  の各種の値に対して描いたもので、 $\delta=90^\circ$  と  $0^\circ$  に対する直線は図-4 に示したものである。 $\phi_{pmax}$  は  $\delta=60^\circ$  で最大値を、 $30^\circ$  で最小値を取るというのである。小田ら<sup>19)</sup>も  $\delta=30^\circ$  で最小値を得ている。図-8 に与えたダイラタンシー係数  $\{d(\Delta V/V)/d\epsilon_1\}$  と  $D_r$  との関係においても、 $\delta=0^\circ, 30^\circ$  でほとんど差がないものの、 $\delta=60^\circ$  では大きなダイレイションが発生していることが示されており、この場合にはすべりを起こすために砂粒子を動かさねば

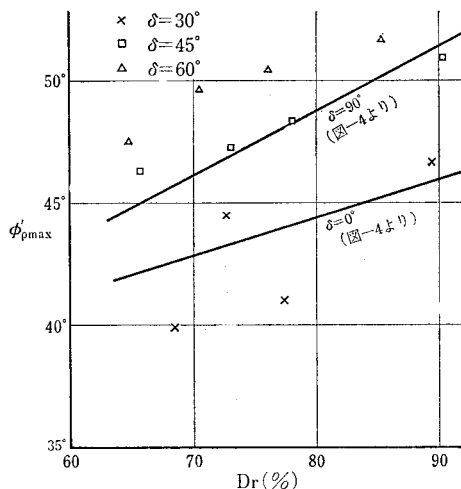


図-7 最大せん断抵抗角  $(\phi'_{pmax})$  と相対密度  $(D_r)$  の関係

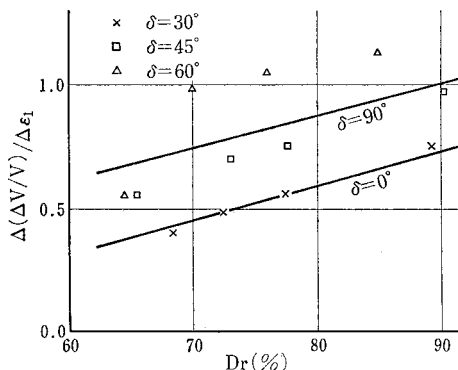


図-8 破壊時のダイラタンシー係数  $\{d(\Delta V/V)/d\epsilon_1\}$  と相対密度  $(D_r)$  の関係

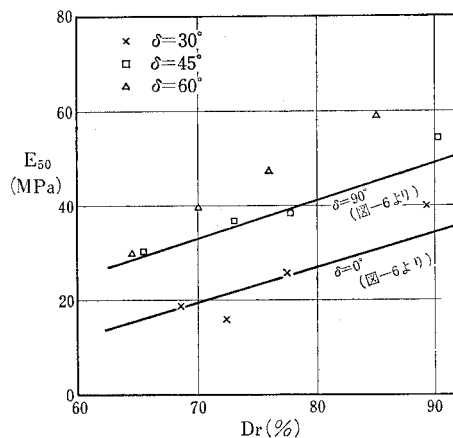


図-9 正割係数  $(E_{50})$  と相対密度  $(D_r)$  の関係

ならない度合が特に大きいことがわかる。これは  $\delta=60^\circ$  で  $\phi'_{pmax}$  が最大値を取るという実験結果を説明しているものと考えられる。ただ小田ら<sup>19)</sup>は  $\delta=$

90°で最大値を観測しており、著者らと異なった結果を報告している。図-9により、正割係数  $E_{50}$  も  $\delta=60^\circ$  で最大であり、初期から変形に対して大きな抵抗を有していることが結論される。

(2) 遠心载荷実験

実験により得られた V, H-地盤に対する荷重-沈下曲線を図-10 に示した。密度が増大するにつれ、若干 V-地盤の支持力が H-地盤のそれを上回る傾向がみられるが、両者の間にそれほどの差は認められない。最大強度 ( $q_{max}$ ) 時の沈下量 ( $S_f$ ) については明らかな差があり、H-地盤の方がかなり大きい。これは、沈下に効くと思われるフーチング直下の応力状態が H 地盤では、 $\delta=0^\circ$  の平面ひずみ圧縮試験におけるとほぼ同じになっていることを考えれば当然のこととして理解される。図

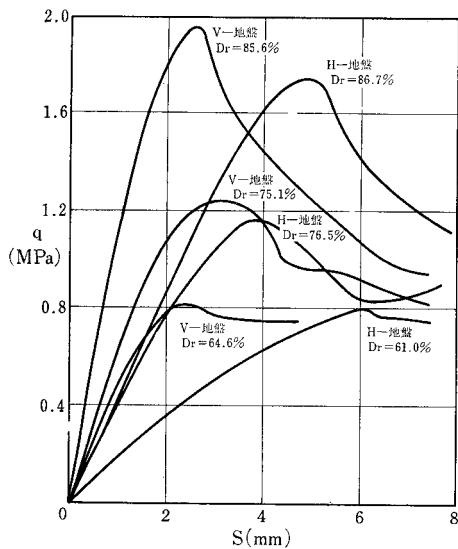


図-10 模型実験で得られた荷重-沈下曲線

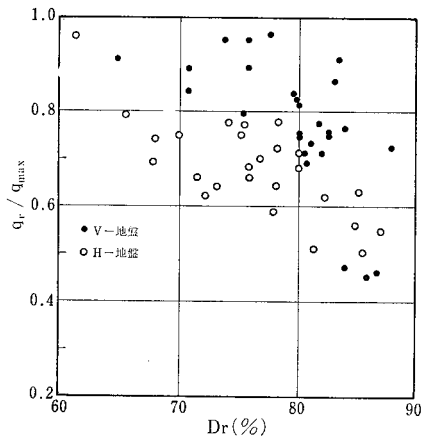


図-11 最大強度 ( $q_{max}$ ) と残留強度 ( $q_r$ ) の比と相対密度 ( $D_r$ ) の関係

—11 は  $q_{max}$  と最終強度つまり残留強度 ( $q_r$ ) との比と  $D_r$  との関係であるが、 $D_r$  が増すに従い、V, H 地盤ともにこの比が減少し、全般せん断の傾向が著しくなることがわかる。図-12 には、支持力係数  $N_f$  と  $D_r$  との関係を与えた。 $D_r < 80\%$  では  $N_f$  の増加はさほどではないが、 $D_r > 80\%$  となると  $N_f$  が急激に増大し、V, H 地盤の差がやや明瞭に現われる。

図-13 には、 $q_{max}/2$  のところで取った地盤反力係数 ( $K_{50}$ ) と  $D_r$  との関係を示す。V-地盤の  $K_{50}$  が H-地盤のそれよりも大きく、 $D_r$  に対する傾向は全般的には平面ひずみ圧縮試験より得られた図-6 の  $E_{50}-D_r$  の関係とよく対応しているが、 $K_{50}$  の方が  $D_r$  に対する増

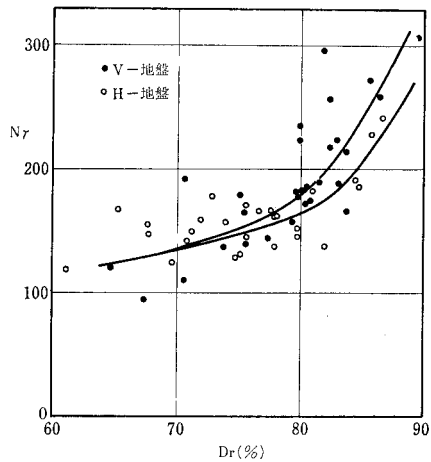


図-12 実測による支持力係数 ( $N_f$ ) と相対密度 ( $D_r$ ) の関係

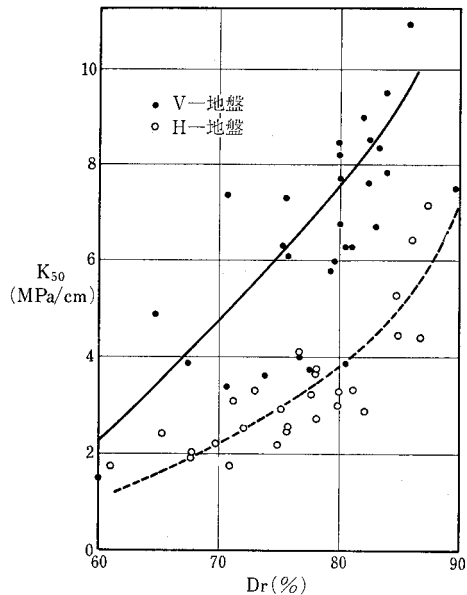


図-13 実測による地盤反力係数 ( $K_{50}$ ) と相対密度 ( $D_r$ ) の関係

加の仕方が著しい。X線照射によりとらえたすべり線の概略の形を 図-14 に示した。V-地盤の方がすべり線が地盤の深部にまで達し、全体として大きなすべりを呈している。密な地盤のフーチング直下の鉛直方向ひずみ ( $\epsilon_z$ ) と最大せん断ひずみ ( $\tau_{max} = \epsilon_1 - \epsilon_3$ ) の分布を、表面マーカーの移動量から計算し、荷重の数段階について示したのが 図-15 である。図中に、ほぼ同じ相対密度に対する平面ひずみ圧縮試験における最大強度時の ( $\epsilon_1$ )<sub>f</sub> と ( $\tau_{max}$ )<sub>f</sub> を、図-5 から読み取って加えた。これにより、H-地盤ではV-地盤に比して浅いところで破壊が生ずると考えてよく、このことがV、H-地盤に

おいてすべり線の到達深さが異なることの原因となっているものと推察される。図-16 には、表面マーカーの移動量より計算した  $\tau_{max}$  を模型地盤全体について示した。V、H-地盤のいずれにおいても、 $\tau_{max}$  がすべり線に沿って発達していくが、H-地盤では浅いところに大きなひずみが集中する様子がはっきりととらえられている。

フーチング直下の要素の挙動が沈下に大きな影響を及ぼすことは一般に認められている<sup>20), 21)</sup>。表面マーカー

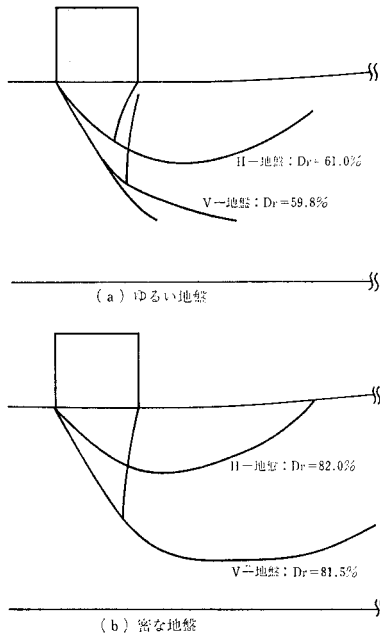


図-14 X線によってとらえたすべり線

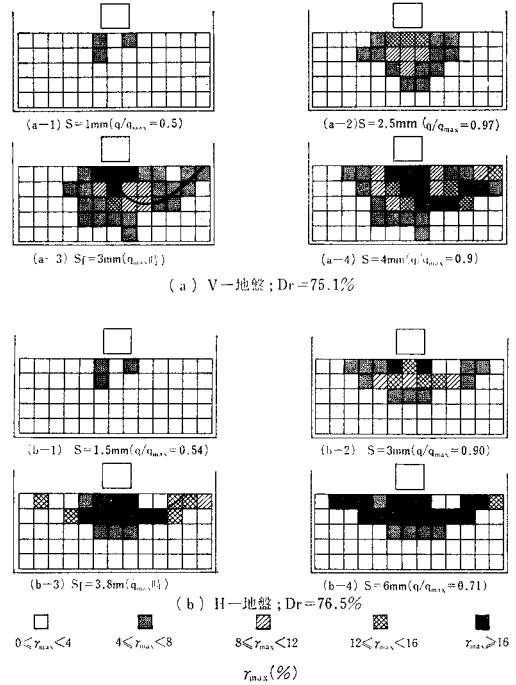
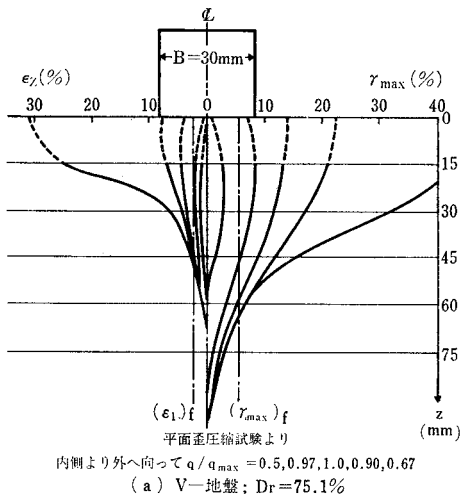


図-16 実測による模型地盤内の最大せん断ひずみ ( $\tau_{max}$ ) の発達状況

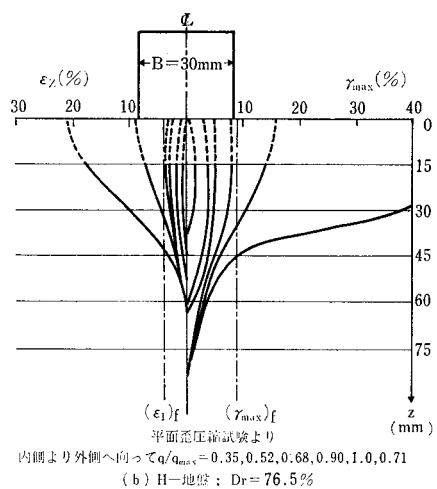
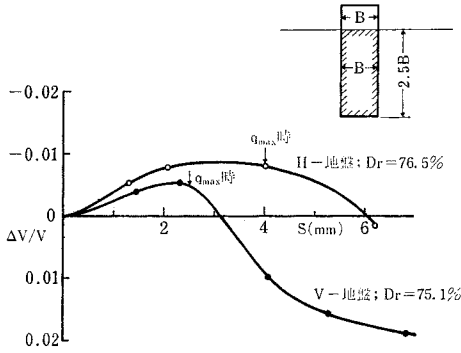


図-15 フーチング直下における鉛直ひずみ ( $\epsilon_z$ ) と最大せん断ひずみ ( $\tau_{max}$ ) の実測分布



図一七 実測によるフーチング直下領域の体積ひずみ

の動きが、深さ方向にはフーチング幅の2.5倍以内の範囲に限定されていることが確認されたので、図一17に示すごとく帯状要素の体積ひずみを調べてみた。結果は同図のごとくであり、平面ひずみ圧縮試験で得られた  $\Delta V/V \sim \epsilon_1$  の関係に非常に近い結果となっている。2mm程度までの沈下量 (S) に対しては、 $\Delta V/V \sim S$  の関係は V, H-地盤ともに直線的で、比  $(\Delta V/V)_H / (\Delta V/V)_V$  は 1.5 程度である。  $D_r = 76.5\%$  に注意して、図一13より  $(K_{50})_V / (K_{50})_H$ 、図一6より  $(E_{50})_{\delta=90^\circ} / (E_{50})_{\delta=0^\circ}$  を求めると、それぞれ 1.56, 1.46 となり、工学的に問題となる砂地盤の初期沈下が弾性的に取り扱える可能性のあることが示唆される。

4. 支持力解析結果とその考察

浅い基礎の支持力解としては Terzaghi による重ね合わせ解がよく知られているが、基礎直下の主働くさびの取り方に誤りがあり<sup>22)</sup>、また土の強度定数が場所的に変化する場合にこれを適用することができない。山口は Kötter 式を拡張して、強度定数が一定でない地盤の支持力を求める一般式を導いている<sup>23)</sup>。

砂地盤内のすべての点でせん断抵抗角 ( $\phi'$ ) が一定である場合の応力の特性方向は、

$$\frac{dy}{dx} = \tan\left(45^\circ \pm \frac{\phi'}{2}\right)$$

で与えられるが、 $\phi'$  が最大主応力方向と水平面とのなす角  $\alpha$  の関数である場合には、これが

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-\cot \phi' \cos 2\alpha \frac{\partial \phi'}{\partial \alpha} + 2 \sin 2\alpha \pm \sqrt{\left(\cot \phi' \frac{\partial \phi'}{\partial \alpha}\right)^2 + 4 \cos^2 \phi'}}{\cot \phi' \sin 2\alpha \frac{\partial \phi'}{\partial \alpha} + 2 \sin \phi' + 2 \cos 2\alpha} \dots \dots \dots (1)$$

となる<sup>24), 25)</sup>。支持力を求めるための数値計算は、 $\phi'$  が一定の場合よりやや面倒となるが、本質的には同じであ

る。

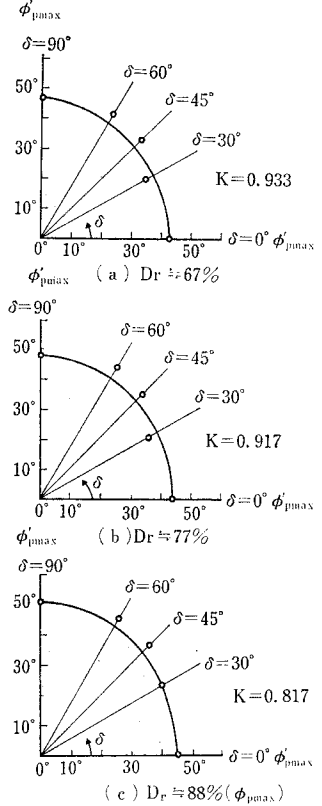
Lundgren ら<sup>26)</sup>は、基礎底面が完全に粗い場合には、底面がすべり線の包絡線となることを認めたりえて、浅い基礎の支持力解析に特性曲線法を利用した。彼らは底面まですべり線を組み、この中で基礎端を通り基礎中心軸と  $(\pi/4 - \phi'/2)$  の角度をなすすべり線が基礎底面とて作るくさびの力をつり合いから支持力を求めている。 $\phi'$  が大きい場合には、このくさびは扁平で非常に小さなものとなるが、著者らの実験ではこのような形は観測されず、自重を考慮しない滑らかな基礎に対するくさびと Terzaghi くさびとの中間的な形となる<sup>27)</sup>。Hu<sup>28)</sup>は、基礎底面とくさびのなす角 ( $\psi$ ) を変化させて支持力を計算し、最小の支持力値を与える  $\psi$  が存在することを見出している。この方法と特性曲線法とを組み合わせて求めた最小支持力を与える  $\psi$  は、実測値と非常によく対応する<sup>27)</sup>。本論文における支持力の解析はすべてこの方法によっている。

図一18は、平面ひずみ圧縮試験における  $\phi'_{p' \max}$  と  $\delta$  との関係を極形式に描いたものである。すでに述べたごとく、 $\delta = 60^\circ, 30^\circ$  でそれぞれ最大値、最小値をとり、図中の楕円表示は無理のごとくにみえるが、ここではこれを認めて

$$\phi'_{p' \max}(\alpha) = \frac{(\phi'_{p' \max})_{\delta=90^\circ}}{\sqrt{\sin^2 \delta + \left(\frac{\cos \delta}{K}\right)^2}} \dots \dots \dots (2)$$

と表わすことにする。上式を  $\phi' = \phi'_{p' \max}$  として式 (1) に入ると地盤内各点での特性方向が決まる。

$N_f$  の実測値ならびに上記の方法で算定した値を、図一19に示した。 $\phi'_{p' \max}$  の変化を考慮せず、地盤内のすべての点で、 $\phi' = (\phi'_{p' \max})_{\delta=90^\circ}$  であるとして計算した支持力値も図中に与えた。これにより、砂地盤を等方体と仮定してその支持力を算定することがきわめて危険で



図一18 最大せん断抵抗角 ( $\phi'_{p' \max}$ ) の異方性パラメーター ( $\delta$ ) に対する極形式表示

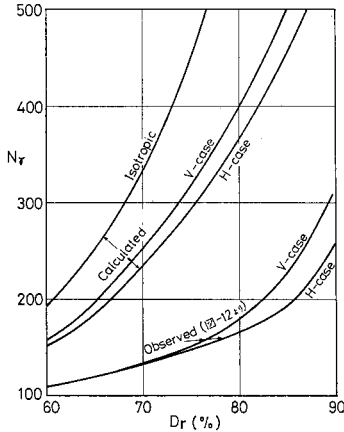


図-19 支持力係数 ( $N_r$ ) の実測値と計算値

あることがわかる。異方性の影響を式(2)で評価した場合の計算は、等方体の仮定によるものに比べればかなりの改良とはなっているが、実測値に対して2倍程度の危険側の値を予測する。

以上の計算は、すべり線上のすべての点で  $\phi_p'$  max が同時に発揮されるという仮定に基づいている。しかしながら、現実の破壊形態はこのようなものではなく、著者らが実験事実を踏まえてかねてから主張しているごとく、地盤内の各点で最大強度が発揮される時点が異なるいわゆる進行性破壊現象を呈するのである。図-19の異方性を考慮した解析値と実測値の差は、式(2)の楕円表示が適当でないことやせん断抵抗角の拘束圧依存性を無視したこと等によって生じたとも解釈できるが、著者らはその原因はむしろ進行性破壊にあると考えている。図-20は  $D_r \approx 75\%$  のときの  $\delta = 90^\circ$  と  $0^\circ$  に対する  $\phi_p' \sim r_{max}$  の関係を示したものである。表面マーカーの動きから最大主ひずみの向きを調べて、その垂直方向とのなす角が  $45^\circ$  までは  $\delta = 90^\circ$ 、 $45^\circ$  から  $90^\circ$  までは  $\delta = 0^\circ$  に対する  $\phi_p' \sim r_{max}$  の関係を用い、図-16(c)に示した最大強度時の  $r_{max}$  の分布よりX線でもとえたすべり線に沿う各要素の  $\phi_p'$  を決める。この  $\phi_p'$  により特性曲線法を用いてV-地盤に対して計算した支持力係数  $N_r$  を、実測値ならびに他の計算法による値とともに表-2に与えた。表中の進行性破壊を考慮した等方解析は、図-16(c)の  $r_{max}$  分布と  $\delta = 90^\circ$  の  $\phi_p' \sim r_{max}$  関係から定めた  $\phi_p'$  に基づくものである。これにより、異方性と進行性破壊の双方を取り入れた解析値が実測値を最もよく説明できることがわかる。しかしながら、解析の前提とした仮定あるいは実験誤差等を考えると、異方性あるいは進行性破壊を単独に考慮した解析も、支持力予測法として許容し得るものであると結論すべきであろう。

以上平面ひずみ圧縮試験結果と遠心支持力実験とを対

比させていくつかの結論を得た。著者らの平面ひずみ圧縮試験は等方圧密試料に対するもので、 $K_0$  状態が初期状態である遠心実験と対応させることには問題がある。図-4および図-6に  $K_0$  状態からせん断した場合の  $\phi_p'$  max,  $E_{s0}$  を  $\delta = 90^\circ, 0^\circ$  に対して示した。また図-21には  $\phi_p' \sim r_{max}$  の関係を等方圧密ならびに  $K_0$  圧密試料に対して描いた<sup>29)</sup>。  $K_0$  圧密試料の  $\delta = 90^\circ, 0^\circ$  以外の平面ひずみ圧縮試験は非常に難しく、現在実験方法を模索中である。上記の結果による限り、圧密状態の差違

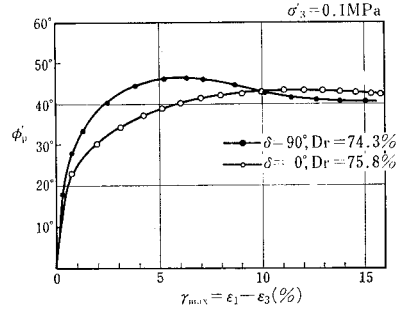
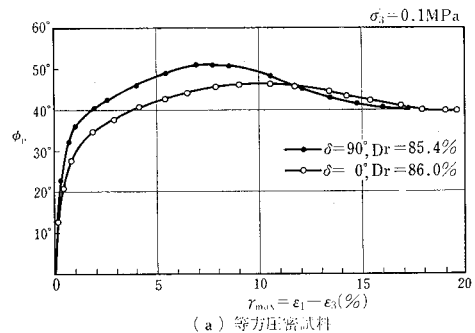


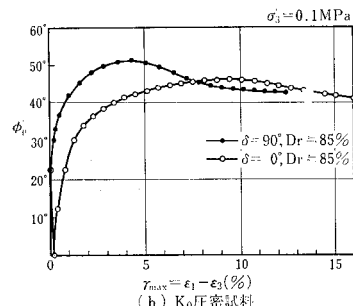
図-20 せん断抵抗角 ( $\phi_p'$ ) と最大せん断ひずみ ( $r_{max}$ ) の関係

表-2 支持力係数  $N_r$  (V-地盤,  $D_r = 75.1\%$ )

		実 測 値	174
計算値	進行性破壊 考慮せず	等方性: $\phi_p' = (\phi_p'_{max})_{\delta=90^\circ}$ 異方性: 式(2)による	450 319
	進行性破壊 を考慮	等方性 異方性	267 180



(a) 等方圧密試料



(b)  $K_0$  圧密試料

図-21 せん断抵抗角 ( $\phi_p'$ ) と最大せん断ひずみ ( $r_{max}$ ) の関係



が、変形およびせん断特性に与える影響はそれほど大きくないといえるようであり、 $K_0$  圧密試料に対する結果によっても、本論文で得た結論が大幅に変わることはないものと考えられる。

## 5. 結 論

本研究によって得られた結論をまとめると次のごとくである。

(1) 砂の強度および変形特性に及ぼす密度ならびに初期構造異方性の影響は非常に大きい。

(2) 砂の最大せん断抵抗角は、堆積面とせん断時の最大主応力方向のなす角度によって変化し、その角度が約  $60^\circ$  で最大値、約  $30^\circ$  で最小値を取る。

(3) 水平堆積地盤と堆積面を鉛直にした地盤に対する実験により、沈下に関しては後者がかなり大きく、すべり線は前者の方がより深部、遠方にまで到達することが明らかにされた。しかしながら支持力値にはそれほど差は認められなかった。

(4) 砂地盤上の基礎の沈下は、基礎直下の領域の変形性状に反映されており、要素試験の結果である程度説明できる。堆積面が水平な地盤では、基礎直下のかなり深いところで破壊が生ずることが確認されたが、これがすべり線が深部、遠方にまで及ぶ原因と考えられる。

(5) 地盤内のせん断ひずみの実測により、堆積面が鉛直な地盤では、浅いところに大きなひずみが生ずることが明らかにされた。また、せん断ひずみはほぼすべり線に沿って発達していくことが確認された。

(6) 異方性と進行性破壊を同時に考慮して求めた支持力の理論値は、実測支持力値と非常によく合致するが、これらを単独に考慮した解析も工學上有用な情報を与え得る。これに対し、異方性ならびに進行性破壊を無視した解析値はかなり危険側の値を与えるので注意しなければならない。

## 参 考 文 献

- 1) El-Sohby, M.A. : The behaviour of particulate materials under stress, Ph.D. Thesis, University of Manchester, 1964.
- 2) Wiendieck, I.K. : Zur Struktur körnigen Medien, Bautechnik 44, No. 6, 1967.
- 3) Phillips, A.B. and P.H. May : A form of anisotropy in granular media, Special Task Report, University College, London, 1967.
- 4) Parkin, A.K., C.M. Gerrard and D.R. Willoughby : Discussion on Deformation of sand in shear, Proc. ASCE, Vol. 94, SM 1, 1968.
- 5) Arthur, J.R.F. and T. Dunstan : Radiography measurements of particle packing, Nature 223, 5205, 1969.
- 6) Arthur, J.R.F. and B.K. Menzies : Inherent anisotropy

- in sand, Geotechnique 22, No. 1, 1972.
- 7) Oda, M. : Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular materials, Soils and Foundations Vol. 12, No. 1, 1972 a.
- 8) Oda, M. : The mechanism of fabric changes during compressional deformations of sand, Soils and Foundations Vol. 12, No. 4, 1972 b.
- 9) Oda, M. and I. Koishikawa : Anisotropic fabric of sands, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, Tokyo, 1977.
- 10) Kimura, T., O. Kusakabe, N. Fuji-i, K. Saitoh and A. Shidai : Anisotropic effect on bearing capacity and settlement, Proc. 6th Asian Regional Conference on SMFE, Vol. 1, Singapore, 1979.
- 11) Muhs, E. : Oral discussion for Session 4-Division 3, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 3, Montreal, 1965.
- 12) De Beer, E.E. : Bearing capacity and settlement of shallow footings on sand, Symposium, Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, 1965.
- 13) 山口柏樹・木村 孟・藤井齊昭 : 遠心載荷実験による浅基礎の支持力実験, 土木学会論文報告集, 第233号, 1975.
- 14) Yamaguchi, H., T. Kimura and N. Fuji-i : On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundation in dense sand, Soils and Foundation, Vol. 16, No. 4, 1976.
- 15) Tong, P.Y.L. : Plane strain deformation of sands, Ph.D. Thesis, University of Manchester, 1969.
- 16) Pokrovski, V.V. : Sokolovski, V.V. 著 Statics of Soil Media (Butterworths) を参照されたい。
- 17) 三笠正人・高田直俊・岸本好弘 : 遠心力装置による自重圧密実験 (第1報), 第20回土木学会年次学術講演会講演概要集, 1965.
- 18) 藤井齊昭 : 遠心載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1976.
- 19) Oda, M., I. Koishikawa and T. Higuchi : Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, 1978.
- 20) Eggestad, A. : Deformation measurement below a model footing on the surface of dry sand, Proc. European Conference on SMFE, Vol. 1, 1963.
- 21) Private communication with J.B. Burland.
- 22) 木村 孟 : 土工学大系 8巻 (土質力学), 彰国社, 1980.
- 23) 山口柏樹 : 拡張せる Kötter の方程式に関する二, 三の考察, 土木学会論文集, No. 60, 1959.
- 24) 小田匡寛 : 砂地盤の異方性を考慮した沈下・支持力特性, 第22回土質工学シンポジウム, 1977.
- 25) 司代 明 : 異方性地盤の支持力及び沈下特性について, 東京工業大学修士論文, 1979.
- 26) Lundgren, H. and K. Mortensen : Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. Proc. 3rd ICSMFE, Vol. 1, 1953.
- 27) 山口柏樹・木村 孟・藤井齊昭・齋藤邦夫 : 遠心載荷装置による支持力実験 (第5報), 第12回土質工学研究発表会, 1977.
- 28) Hu, C.Y. : Variable-factors theory of bearing capacity, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM 4, Part 1, 1964.
- 29) 向山路一・齋藤邦夫・木村 孟 : 主応力の反転が平面歪試験に及ぼす影響について, 第35回土木学会年次学術講演会講演概要集。