

遠心載荷装置による浅基礎の支持力実験

EXPERIMENTAL STUDIES ON THE BEARING CAPACITY OF SHALLOW
FOUNDATIONS BY THE USE OF A CENTRIFUGE.

山口 柏 樹*・木 村 孟**・藤 井 斉 昭***

By Hakuju YAMAGUCHI, Tsutomu KIMURA and Nariaki FUJII

1. 序 論

地盤支持力に関する研究の歴史はかなり古い、今日でもなお支持力問題に関する全貌が明らかにされたものとはいえない。むしろ、いくつかの新しい問題が提起され、その解決を迫られているのが現状であるといつて過言であるまい。

以下本論文の研究と関連させる意味で従来の諸研究を概観しよう。ただし、密な砂を対象とする本研究の立場から主として剛塑性理論で裏付けができるような全般せん断破壊に限定して述べることにし、局所せん断または押し込みせん断 (punching shear)¹⁾ については省略することとする。

1) 初期の支持力理論はすべり線の形をいかに仮定するかという問題に集中されていたように思う。Prandtl²⁾ や Hill³⁾ の金属塑性論の結論を修正した仮定すべり線について力のつり合い条件から支持力を決める試みは多くの研究者によって行われてきた⁴⁾。そこにおいては基礎直下の主働くさびの底角 ψ と基礎の粗さが論ぜられ、Terzaghi は粗い場合に $\psi = \phi_{\max}'$ (ϕ_{\max}' : 砂の最大内部摩擦角) として支持力式を与えたことは周知のとおりである。しかしこの仮定は運動学的に矛盾を含むのであって Terzaghi 式は今日、だんだん用いられない傾向にあるといわれ、むしろ Caquot⁵⁾ などに従い、粗滑にかかわらず $\psi = \pi/4 + \phi_{\max}'/2$ ととるやり方が実際的であるとの説が高まっている⁶⁾。実際、完全に粗である状態は実現し難く、塑性論における特性曲線論より導かれる結論⁷⁾ (完全に粗い場合に $\psi = 0$) は理想的なものにすぎないから Caquot の仮定は現実的なものともいえよう。Meyerhof⁸⁾ も支持力係数 N_c , N_q を評価する場合粗滑

の差を無視し $\psi = \pi/4 + \phi_{\max}'/2$ としており、その結果は Reissner⁹⁾ の求めたものと同じ形となる。自重も含めた場合の支持力を計算する際、自重のない場合とある場合に分けて考える便法 (いわゆる重ね合わせの仮定) は Buisman¹⁰⁾ に始まり Terzaghi¹¹⁾ もその考えを踏襲しているが、支持力係数 N_f を見積る際に試探的な計算をするため自重のない場合のすべり線場と異なる形のものを考えざるを得ない。重ね合わせの結果生ずる誤差について、Lundgren と Mortensen⁷⁾ は厳密な塑性論による値と比べている。その結果、自重と抑え荷重の組み合わせに対し、別々に求めた厳密解 (試探解ではない) の和は、同時に働くとし求めた厳密解に比べて小さくなることを結論し、同様な結論を円基礎に関し山口・木村・寺師¹²⁾ が与えている。しかし、このことが Terzaghi の支持力値が常に安全側であることを意味しない点に注意しなければならない。Ko と Scott¹³⁾ は底面がなめらかな場合に Terzaghi 値が Sokolovski 法¹⁴⁾ で求めた厳密解より一般に大きいことを示している。ただし、任意の粗さに対しては、まだ厳密解が数表化あるいは図表化されてはいない。

以上述べたことから、主働くさびの形やすべり線の形が実際基礎に関し、どのようなものとなるかについて明確な結論が得られていない現状である。

2) 支持力実験に関し信頼されるデータが得られるようになったのは比較的新しい。Vesic¹⁵⁾ は密な砂に関しては Terzaghi 式が比較的实际測値を説明しようとしているが、一般に多くの小規模な実験¹⁵⁾ では実測値が Terzaghi, Caquot, Meyerhof の近似式より大きいことが認められている。この差を説明せんとするのが今日の支持力問題の中心課題であるが、差の原因は、a) 進行性破壊、b) 摩擦角を決める試験条件、c) 支持力式そのものの近似性、によるとするのが基本的な考え方である。なお、注目すべき点として N_f が載荷荷重の増加につれて減少するという広く知られている現象 (形状効果とよば

* 正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科

** 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

れている)があるが、これも進行性破壊が関係するためとされている。

進行性破壊に関する実験として、まず Meyerhof¹⁶⁾ は、先験的にすべり面の上で発揮される平均の摩擦角 (ϕ_m') は載荷重の 1/10 の直応力に対応するものをとるべきであるとしているが、De Beer¹⁷⁾ の実験では、この数値は妥当であることを述べ、同時に ϕ_m' の重要性が強調されている。Meyerhof の実験は小型であり、摩擦角を定める実験に多少問題があるが進行性破壊へのアプローチを示唆している点で評価される。しかし進行性破壊現象を明確に認識したのは Muhs¹⁸⁾ であって実物大に近いフーチングを用いた実験を行い、載荷重の増加に伴って局部的に発生した降伏が地盤内を進行し、すべり線に沿って発揮されるせん断抵抗が一樣でないことを指摘している。載荷された地盤内には圧縮変形よりもせん断変形が沈下に大きく働くことは Eggestad¹⁹⁾ の実験からも明らかであるが、この実験は測定点が限られており、すべり線全域のせん断ひずみ分布を明らかにしておらず、また載荷重も支持力値の 70% 止まりであった。この点 Chaplin²⁰⁾ がせん断変形の重要性を認めて行った研究は注目すべきものと考えられる。すなわち、実測された支持力から逆算された ϕ_{max}' と弾性論により見積った拘束圧とに基づいて、三軸圧縮試験結果から軸ひずみを決定する。この軸ひずみに仮定したすべり線長を掛けて、表面沈下を推定し、実測値との良い一致を得ている。

摩擦角については、平面ひずみ条件で求めたものが三軸圧縮試験で求めたものより大きく、その差は摩擦角が大きいほど著しい²¹⁾。したがって 2 次元載荷試験値を計算値と比べると ϕ_p' (平面ひずみ条件で求めたもの) を用いて行うほうが合理的であることは首肯される所である。Hansen²²⁾ は円形載荷板についての実験結果から ϕ_{pmax}' を使用すべきことを主張し、デンマークにおける規準では ϕ_{pmax}' として $1.1 \phi_{tmax}'$ (三軸圧縮試験で求めたもの) を採用している。しかし Hansen の実験そのものが平面ひずみ条件ではないことが問題である。一方、Ko と Davidson²³⁾ は 2 次元載荷では平面ひずみ条件をできるだけ保つことが必要であるとし、剛性容器を用いて精密な実験を行った。なお、底面がなめらかな状態を作り出すためにはガラス板を貼りつけている。その結論として、底面がなめらかな状態に対しては $\phi' = \phi_{pmax}'$ を用い Sokolovski の厳密解から求めた計算値が他のいかなる方法よりも実験値と良く合うことを示している。すなわち、同じ ϕ' に対しては一般に近似解は厳密解よりも大きくなるが、近似解に ϕ_{tmax}' を用いたものより厳密解に ϕ_{pmax}' を適用したほうが妥当であることを結論した。しかし進行性破壊については何もいっ

ていないし、 ϕ_{pmax}' の実験データが不明であるので、そのひずみまたは応力依存性が明らかにされていない。なお、Ko らの実験で、(a) なめらかなとき、Hill の主張のような 2 つの主働くさびが明らかに認められた、(b) すべりが片側のみ起こる場合 (非対称) でも支持力値にあまり差はない、(c) 非対称すべりは板の傾斜が原因でないこと、(d) サンドペーパーを貼った粗い基礎の N_f はなめらかなものの約 10% 増しであって Meyerhof²⁴⁾ の 100% 増しという主張は誤りである、(e) 容器のわずかな側方変位が支持力値に大きな影響を及ぼすこと、などの興味ある事実が明らかとなった。いずれにしても、この論文は塑性論による厳密解の意義を改めて見直させた点で興味あるものといえよう。

載荷板の径 B が大きくなると破壊時のひずみの尺度 (S_f/B : S_f は破壊時の表面沈下) が B とともに増加する事実から De Beer²⁵⁾ は浅基礎の寸法効果を論じている。幅が大きくなるにつれ破壊ひずみが増大すれば破壊面上でピーク強度を過ぎる部分がより広範囲になって支持力が減るとするのである。しかし、上記の結論は表面沈下から推論しているにすぎず内部のせん断ひずみ等は実測されていない。なお、De Beer は述べていないが B が十分大きくなると、 N_f の実測漸近値は $\phi' = 30^\circ$ に対する厳密解のそれに近い点は注目してよい。

以上、砂地盤の浅基礎の支持力に関する従来の研究を概観したが、その大半は力のつり合い面からの研究であり、地盤中の変形を取扱った例はきわめて少ない。ことに荷重増加に伴う沈下や変形性状に対して有用な知見を与えた研究はほとんど見当たらない。衆知のごとく、砂地盤においては静的状態を考えるかぎり許容荷重は沈下で決まるのが普通である。その意味で砂の変形挙動を詳細に調べることの重要性は非常に大きいものと考えられる。

本研究は、Muhs¹⁸⁾、De Beer¹⁷⁾、Chaplin²⁰⁾ らによってすでに指摘されている砂地盤中の進行性破壊現象を取りあげ、根入れ幅比が 1 という浅い基礎について地盤の変形がどのように発達していくかを実験的にとらえることを目的としている。基礎の貫入に伴って起こる地盤の変形を、筆者らの開発した変位自動読み取り装置にて追跡し、変位の場所的変化を連続的に記録すると同時に、X 線撮影装置によってすべり線の形状を明確に把握した。また、より信頼性のある砂の応力～ひずみ関係を得るために、端面の摩擦を軽減した大型の三軸圧縮試験装置を作成し、これによって支持力実験に使用した砂の摩擦角～せん断ひずみの関係を確立した。以上のデータから、基礎の沈下に伴う地盤の変位の状況、すべり線に沿ってのせん断ひずみの発生する状況や摩擦角の動員の程度などを精度良く調べた。さらに、観測されたすべり線

に沿っての摩擦角の動員の程度の差異を考慮して、Kötter 式²⁶⁾をすべり線に沿って積分し、実測された支持力との比較検討を試みた。また寸法効果についての知見を得るため、小型模型実験のみならず、遠心載荷装置による実験も試み、両者の結果に対して多方面からの検討を加えた。

2. 研究の概要

著者らは、土質力学の諸問題において変形挙動を追跡することの重要性を痛感し、ここ数年この線に沿っての研究を進めてきた。本研究では、密な砂中の浅基礎の支持力問題を取りあげ、基礎の貫入によって地盤内の変形がどのように変化していくかをとらえ、従来多くの研究者によって議論されながら明らかにされ得なかった地盤内のせん断ひずみの発生状況やすべり線に沿っての摩擦角の動員の程度等に関して、必要な情報を得るべく実験を行った。

まず、小型の模型により載荷試験を行った。フーチング幅は 2, 3, 4 cm とし、根入れ幅 (D_f/B) はすべて 1 とした。これは、表面載荷の場合には後述する遠心載荷装置による載荷実験においては、フーチングの傾きがはなはだしくなり実験結果のばらつきが大きくなるためである。フーチング底面には、エポキシ樹脂で実験に使用したと同種の砂を貼付していわゆる粗い状態を作り出すよう努めた。フーチングの貫入に伴う地盤の変形は、砂と試料容器のガラス板との間に埋め込んだ特殊なターゲットの変位を本研究室にて開発した変位自動読み取り装置で読み取り記録した。地盤の破壊に際してすべり線が発生するのかどうか、という問題に対しては多くの説が唱えられているが、筆者らは Kirkpatrick²⁷⁾の研究にヒントを得て、X 線撮影装置を利用してすべり線の形状をとらえた。X 線による撮影は、実験の都合上ほとんどの場合支持力が最大に達しやや減少を始めた時点で行ったが、すべり線が完全に発達するのはピーク荷重をやや過ぎた点であるといわれていることからみて不合理ではないと考えられる¹⁸⁾。

支持力問題における土の自重の重要性は、先にも述べたごとく、広く認められているところであるが、小型模型実験では、自重の効果を十分発揮させ得ないのではないかという危惧がある。また従来の小型模型による実験結果が理論値とそれほど良い一致を示していないのも、上述の理由によるのではないかと考え、筆者らは数年前から遠心載荷装置による各種実験を行ってきた。遠心載荷装置では、実物の $1/N$ の模型を用いる場合でも、これに Ng の遠心加速度を加えることによって、実物と同じ自重の効果を模型に持たせることが可能である^{14), 26)}。

本研究でも、この装置を利用して小型模型実験の場合と全く同種の実験を繰返した。ただ X 線によるすべり線の撮影は、装置の機構上一度加えた荷重を除去した後にわざわざ得なかつた。

筆者らの研究では、実測された支持力と Kötter 式を解いて得られる理論値との比較を試みることも一つの目的である。われわれの実験では粗い載荷板を用いているが、よく知られているように、底面の粗さ角の取り方によって理論値は一般に変化する。したがって、この粗さ角の大きさをかなり正確に見積る必要があり、このため、基礎直下に形成されるくさびの形状をとらえることを試みた。すなわち、砂中に多数の鉛散弾を埋め込み、基礎を沈下せしめてこれを X 線撮影し、鉛散弾の動きからくさびの形を決定したのである。一方、粗さ角の値を変化せしめて Kötter 式を解き、実測したくさびと同様のくさびを与える粗さ角の値を選択した。このとき、Kötter 式を積分するに際して、摩擦角は三軸試験から得られるピーク値を用い、場所的に変化しないものとしたが、この仮定の与える誤差は大きくないものと考えられる。

また、X 線にて観測されたすべり線に沿って Kötter 式を積分し支持力を求めることを試みたが、その際摩擦角の大きさを推定しておかねばならない。本研究では、できるだけ正確に摩擦角を決めるため、El-Sohby²⁸⁾ にならって新たに両端面の拘束を軽減した高精度の大型三軸圧縮試験機を作製した。従来の三軸圧縮試験機においては、両端面の摩擦が大きいため、供試体内のひずみ分布が一様とならず、これによって得られた強度定数が信頼できるものではないことが指摘されている^{29), 30)}。筆者らは、これら研究者による実験結果を検討し、強度定数よりもむしろ破壊に至るまでのひずみの大きさに端面の拘束が大きな影響を及ぼすことを見出し、この点に留意して三軸圧縮試験を行った。この間、できる限り均一で再現性のある供試体を作製するためには、El-Sohby の考案したサンプルフォーマーが不可欠であることを確認し、これを改良作製し使用した。この大型三軸圧縮試験機によって得られたデータから、拘束圧 $0.5 \sim 3.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では、 $(\sigma_1' - \sigma_3')/\sigma_3'$ と $(\epsilon_1' - \epsilon_3')$ との関係が、ほぼ拘束圧に関係なく定まることを見出し、これから摩擦角 (ϕ') とせん断ひずみ (γ) との関係を決定した。三軸供試体の初期間隙比は、支持力実験におけるそれとほぼ等しくするよう努めた。すべり線に沿っての摩擦角の動員の程度を知るため、および Kötter 式をすべり線に沿って積分するにあたっては、観測したせん断ひずみ (γ) の大きさに対応する摩擦角を、先に求めた $\phi' \sim \gamma$ の関係から決定した。

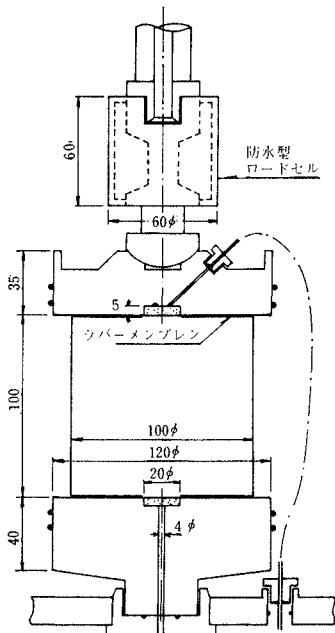
3. 実験装置と二、三の問題点

本節では、筆者らの実験に使用した各種装置の概要を紹介し、これら装置に関する若干の問題点について述べる。

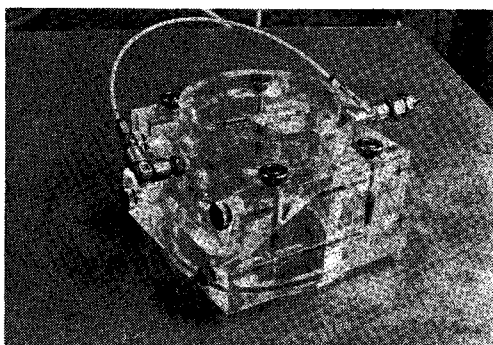
(1) 実験装置

a) 三軸圧縮試験装置

供試体の直径、高さはともに 10 cm で、供試体両端の加圧板は、供試体の横方向の膨みを十分収容できるように直径を 12 cm とした (図一)。加圧板と試料との間の摩擦を軽減するため、シリコングリースとヒマシ油を混合したペーストを薄く加圧板に塗布した。現在広く利用されている組立て式のモールドでは、脱型時の乱れがはなはだしいため、写真一に示すようなサンプルフォー

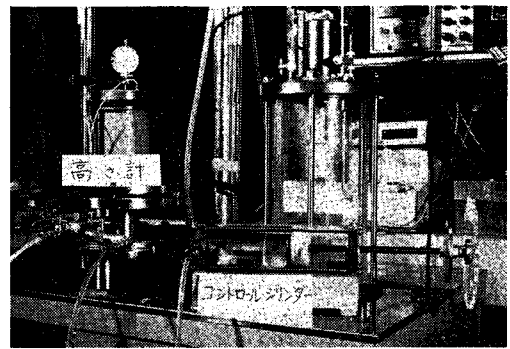


図一 大型三軸圧縮試験装置の概要



写真一 サンプルフォーマー

マーを作製し、これにより乱れを最小限にとどめると同時に、ゴムスリーブをむらなく試料に装着できるようにした。また、供試体の初期高さおよび初期平均半径を正確に測定するため新しく、高さ計、コントロールシリンダーおよび液面計を考案した (写真二)。載荷ピストンの摩擦による影響を避け、載荷重を正しく測定するために、三軸セル内に防水型のロードセルを取りつけた (写真二)。さらに測定精度の向上を図るため、てこ式検定器、基準分銅式圧力計によって力計およびブルドン管の検定を随時行った。以上の付属装置を利用することによって、初期体積、および軸ひずみの測定誤差をそれぞれ $\pm 2.2 \text{ cc}$ 、 $\pm 0.01\%$ 以下に抑えることができたと考えている。



写真二 高さ計、コントロールシリンダー、液面計、および防水型ロードセル

b) 模型地盤とフーチング

模型地盤は、鋼製試料容器に気乾状態の豊浦標準砂を締め固め充てんすることによって作製した。試料容器は、片面ガラス張りの鋼製とし、載荷時の側方へのはらみ出しを抑えるため、側面に補強リブを取りつけた。地盤の作成にあたっては、そのつど容器内面をアセトンで拭き清め、乾性沸素潤滑剤を吹きつけて砂と容器面との摩擦を軽減するよう努めた。標準砂は各層の厚さが 15 mm になるように詰め、これをバイブレーターで 1

分間締め固めた。このようにして作製した模型地盤の平均的性質は表一のごとくである。

作製したフーチング模型は、自重を軽減させるため、ジュラルミン製とし、長さが 10 cm で幅が 2, 3, 4 cm の三種類とした (写真三)。特に 3 cm と 4 cm の二種については、中空断面として重量の軽減を図った。また試料容器とフーチング側面との間に砂が入り込むのを防ぐため、フーチング側面の周辺に沿ってきわめてやわらかいスポンジテープを貼りつけた。底面には、試料砂とエポキシ樹脂系接着剤とを混合したものを 1 mm 厚さに

表一 模型地盤の性質

単位体積重量 γ	1.60 g/cm ³
含水比 ω	0.12%
間隙比 (n)	0.66 (39.7%)
相対密度 D_r	87.0%



写真-3 模型フーチング、マーカー、および鉛弾

接着し、底面粗の状態を作り出すことを試みた。また、試料容器内面とフーチング側面との間の摩擦を軽減するため、試験開始直前にフーチング側面にシリコングリースを薄く塗布した。

e) 重力場試験装置

ここでいう重力場試験とは、小型模型実験のことを意味するものであり、単に形状のみを縮尺した模型実験であって遠心載荷試験との対比上こう名づけた。模型地盤、フーチングおよび試料容器は、前項で紹介したものをを用いている。載荷装置としては、C.B.R 試験の貫入装置を利用し、手動にてスクリージャッキを操作し、載荷速度を約 0.5 mm/min とした。載荷重、フーチングの沈下量は、それぞれプルーピングリングにより 1/10 kg まで、ダイヤルゲージにより 1/100 mm まで測定した。

d) 遠心載荷装置

本研究に用いた装置は、三笠^{31),32)}によって作製された装置を参考にして 1970 年に完成したものである。本装置の詳細については別途紹介した³³⁾ので、ここでは省略し、性能を表-2 に示すにとどめる。本実験の電気計測関係が比較的的成功を見たのは、銀リングと銀グラファイトブラシを使用したスリップリングを用い、回転中の接触抵抗をかなり軽減し得たためであると考えている。本実験においては遠心重力加速度を 40 g とした。

表-2 遠心載荷装置の性能

回 転 軸	直径 100 mm	
回 転 半 径 (試料容器中心)	1 180 mm	
回 転 数	100~600 rpm	
遠 心 加 速 度	10~300 g	
載荷装置	最大荷重	5 000 kg
	最大貫入量	50 mm
	載荷速度	0.5 mm/min

主軸の回転数の測定は、光電式回転計と電気式回転計用発電機を用いて行い、これら機器からの出力すなわちパルス波と発生電圧は、次項で述べる TV カメラによる模型地盤の撮影のための制御信号として利用した。光

電式回転計はストロボと同調させ、写真撮影を可能ならしめた。載荷重の測定は、載荷ジャッキの先端部をくり抜いて薄肉円筒とし、この表面にストレインゲージを貼りつけてロードセルを作り、これによって行った。なお大荷重用にはフォイルゲージ、低荷重用にはセミコンダクターゲージを使用して、測定精度を向上せしめた。フーチング沈下量は、遠心重力場においても安定した出力が得られる差動トランス型変位計によって測定した。

e) 変位測定装置

フーチング貫入時の地盤内の変形を測定するため、TV カメラと V.T.R. を利用した一連の変位解析システム(写真-4)を開発した。この TV カメラは、撮像蓄積管を有する特殊のもので、前項で述べた遠心載荷装置によって高速回転している供試体容器を、カメラを固定したまま撮影することができる。撮像蓄積管は、光入力を光電子像に変換して蓄積する機能を有している。

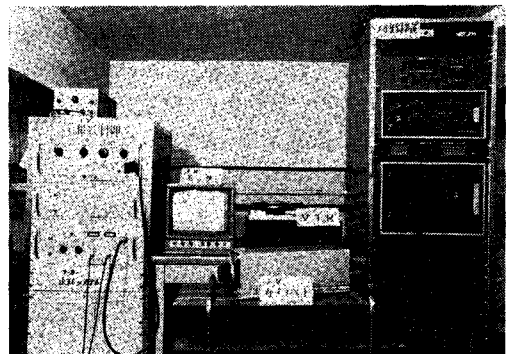


写真-4 変位解析システム機器

開発したシステムは、消去、準備、記録、読み取りの 4 つの操作モードを繰返し行うもので、電子シャッターにより露光を制御して、回転中の試料容器を静止像として撮影し、これを蓄積後、像の解析と V.T.R. への収録を可能にしている。撮影収録された画像を V.T.R. にて再生し、変位を追跡すべきマーカーをモニター上に置き、ライトペンでモニター位置を指定してその動きをトラッキングする。ライトペンによって指定されたモニターの移動量すなわちマーカーの移動量は、電圧に換算され、A-D 変換機を通じてデジタル量として紙テープに出力される。変位の測定精度は、輝度むら等により若干下がり 0.2 mm 弱と推定される。

マーカーは、試料砂との光学的コントラストが強いものが望ましく、かつ地盤の変形に追従できるものでなければならない。本実験では写真-3 に示すマーカーを選択した。このマーカーは、直径 5 mm のセルロイド板の中央に直径 3 mm の黒点をつけたもので、セルロイド板の裏面には、接着剤をまぶした試料砂を円錐形に貼りつけて、模型地盤との一体化を図った。

f) X線撮影装置

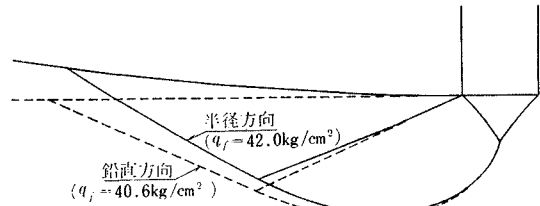
本装置は最大出力 200 kV の中型のもので、透過力は鉄板換算で 70 mm である。撮影は、X 線発生源とフィルム間の距離を 60 cm にとり、全設備を厚さ 3 mm の鉛板から成る防護箱中に格納して行った。フィルムは $10'' \times 12''$ のポリエステルベース中感度のものを使用し、フィルム感度を高めるため、フィルム両面に金属蛍光増感紙を密着させて使用した。いくつかの実験においては、試料容器中央面に鉛散弾を埋設しこれを撮影した。

(2) 実験装置に関する問題点

a) 遠心載荷装置

先にも述べたごとく、遠心載荷装置では、実物と同じ自重の効果を小型模型で発揮させることができるため、実物と模型との間に幾何学的相似性を与えることによって、相似点での応力値を実物と模型とで等しくし得るといふ大きな利点がある³⁴⁾。したがって遠心載荷装置による小型模型実験の結果から、実際の土構造物の挙動を定量的に推定することが可能であり、この点が認識され始め、遠心載荷装置の利用が徐々に増加する傾向が現われてきたように思われる。Roscoe³⁵⁾ は、模型実験における相似則について詳しく解説し、遠心載荷装置の重要性を説いている。この装置によると、材料が弾性的である限りひずみの相似性は保証されるが、地盤中に塑性域が現われると、塑性域の形状が相似性を保つ可能性はあってもひずみそのものが相似性を有するかどうかは非常に疑わしい。このことから、本研究の実験の場合においては、フーチングの沈下の増大に伴って、塑性流動がはなはだしくなると推測されるから、模型と実物の沈下量を直接結びつけることには問題があるものと考えねばならない。

遠心載荷装置にはさらに、重力加速度の作用の仕方に関して大きな問題点のあることが指摘されている。すなわち、遠心力で加速度を与える機構をとっているため、重力加速度は半径方向に作用しかつ回転中心からの距離に比例して増大する。したがって、本研究で用いた試料容器内では、回転中心に近い地表面と底面付近とは、砂の重量が約 20% 異なるばかりでなく、容器の中心軸から離れるに従って、自重が接線方向の成分を有することになり、これが両端で全土被り厚の 15% 程度に達する。この種の悪影響を軽減するため、Rowe や Cambridge 学派は、実に直径が 10 m にも及ぶ大型の装置を作製している。しかしながら、支持力実験においては、試料のかなり限られた範囲すなわち試料容器の中心付近で表面近くでの砂の挙動が支配的であることを考えると、ここで述べた程度の誤差が全体の値にそれほど大きな影響をおよぼすとは思われない。ちなみに、重力加



図—2 重力加速度の作用の仕方の違いによるすべり線の比較

速度が現地盤におけると同様理想的に働くとした場合と、遠心力場のごとく働くとした場合とについて $\phi_{\max}' = 41^\circ$ として Kötter 式を解いてみたところ、図—2 に示す結果が得られた。これによっても、上記の誤差の影響がそれほど大きくないものであることが推論されよう。

また、模型と実物とで同じ砂を用いたとしても、 N_g の遠心加速度を作用せしめた遠心載荷装置内では、砂の粒径が N 倍になったのと同じ効果が発揮され、模型内の力学的挙動が実物とかなり異なるのではないかという疑問も投げられている。しかしながら、少々粒径が増大したとしても母岩の性質が同じであるから、せん断挙動もそれほど変化するとは考えられず、遠心模型実験の結果から実物の挙動を推定しても、工学上あまり問題はないものと思われるが、これについては、今後実験的検討を加える予定である。

b) 変形測定装置

土の平面ひずみ問題に関する実験においては、土槽の一面をガラス張りとし、ガラス面と土との間に目印（いわゆる surface marker）を置いて、この動きから土の変形をとらえるという方法が古くから行われてきた。砂の場合、このマーカーが砂の動きに追従するかどうかに関しては、砂とガラス面との摩擦の大きさの問題をも含めて、主として英国で盛んに議論が行われている。Rowe, Barden ら Manchester 学派は、この方法にきわめて否定的である。Cambridge 学派は、主として容器の中央面に鉛散弾を入れこれを X 線で撮影するという方法をとっているため、特に意見を述べていないが、ただガラス面と砂との摩擦に関しては、Roscoe³⁶⁾ がガラス面近くと容器中央面に入れた散弾の動きを比較して、これにほとんど差が認められないことから、ガラス面と砂との間にそれほど大きな摩擦がないものと結論している。また、Butterfield ら³⁷⁾ は、砂の受働土圧に関する実験から、容器幅を 10 cm 以上にとると、砂表面に出るすべり線がガラス面に対してほぼ直角に現われることから、ガラス面と砂との摩擦の影響をさけることができたとしている。

本研究では、各種のマーカーを試作し、この中から最

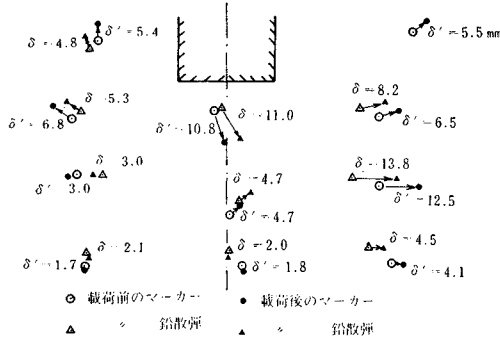


図-3 マーカーの動きと鉛散弾の動きの比較

も変形に対する追従性が良く、しかも変位測定装置の機能を最大に発揮し得るものを選択した。このマーカーの変形に対する追従性を確かめるため、試料容器中央面に鉛散弾を入れガラス面との間にマーカーを配置し、これに载荷を行って、両者の動きを X 線と変位測定装置にて記録した。X 線写真からは、X-Y アナライザーを利用して散弾の動きを読み取った。結果は図-3 に示すとおりであるが、ほぼ両者の動きが等しくなっていることがわかる。これにより、著者らの試作したマーカーで、フーチングの貫入に伴う砂の変形をかなり高い精度で追跡できることが確認された。

4. 実験結果

(1) 三軸圧縮試験

試験に使用した豊浦標準砂の物理特性は表-3 に示すとおりである。大型三軸試験機によって求めた $(\sigma_1' - \sigma_3') / \sigma_3' \sim (\epsilon_1' - \epsilon_3')$ の関係を図-4 に、これから求めた摩擦角 (ϕ') ~ せん

表-3 豊浦標準砂の物理特性

比重	G_s	2.66
有効径	D_{10}	0.13mm
均等係数		1.38
最大間隙比	e_{max} (n_{max})	0.997 (49.9%)
最小間隙比	e_{min} (n_{min})	0.610 (37.9%)

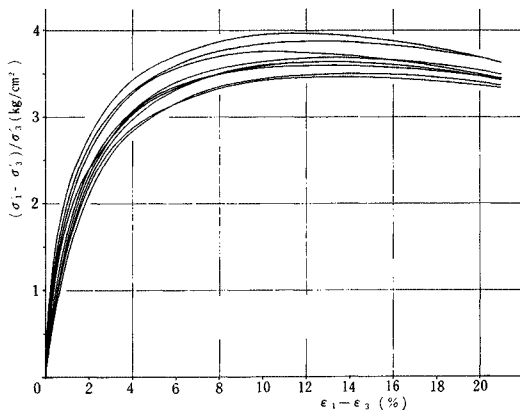


図-4 $(\sigma_1' - \sigma_3') / \sigma_3' \sim (\epsilon_1' - \epsilon_3')$ との関係

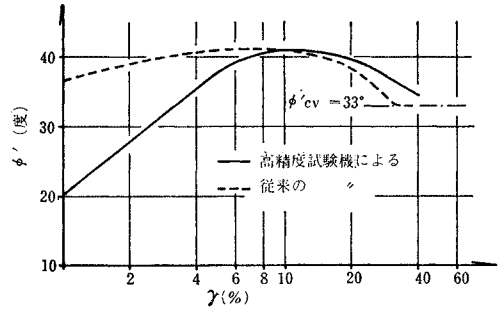


図-5 $\phi' \sim \gamma$ の関係

断ひずみ (γ) の関係を図-5 に示した。また参考のため、同図中に従来の試験機によって求めたデータも加えて示した。なおここに示した実験結果は、載荷速度 0.5 %/min の排水試験によって得られたもので、ゴムスリーブの張力補正を施してある。

(2) 荷重沈下曲線

重力場および遠心力場における支持力実験で得られた代表的な例として、フーチング幅 3 cm (以下 2, 3, 4 cm のフーチングをそれぞれ重力場、遠心力場に応じて FG-2, -3, -4 および FC-2, -3, -4 と略記する) の結果を図-6 に示す。なお比較のため、同図に $\phi' = 41^\circ$ および 45° に対する Terzaghi 極限支持力値をも示した。

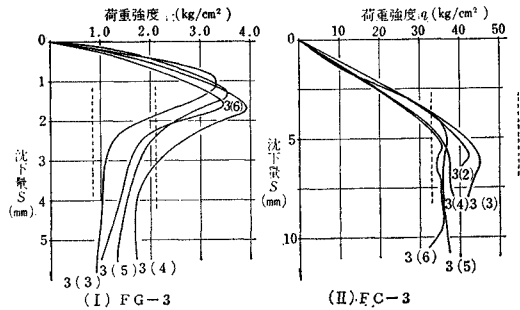
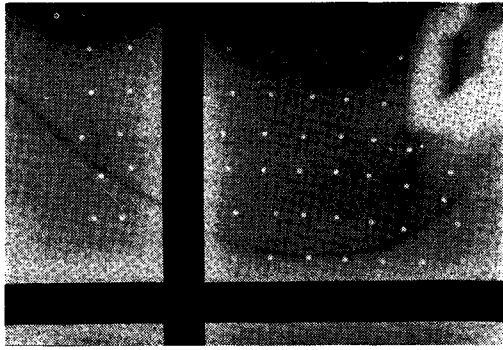


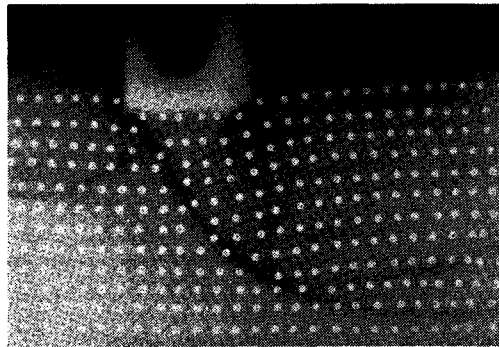
図-6 荷重沈下曲線

(3) すべり線

X 線撮影によってとらえた模型地盤内のすべり線の形状を、写真-5, 6 に示す。写真-5 は、支持力値がややピークをすぎて後撮影されたもの、写真-6 はピークに達した時点で载荷を中止して撮影したものである。なお、図中の白点は試料中に埋め込んだ鉛散弾である。また写真-7 には比較のため、Muhs¹⁸⁾ が大型実験でとらえたすべり線を示した。図-7 では、X 線で観測されたすべり線の形状をまとめて示し、これに Terzaghi すべり線を加えた。なお、両側にすべり線が観測された場合には、中心線に対称にこれを折り返した形で示してある。

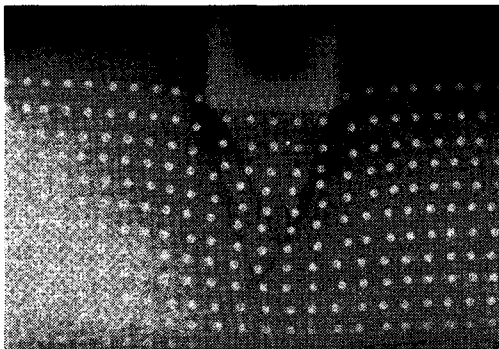


(I) FG-3

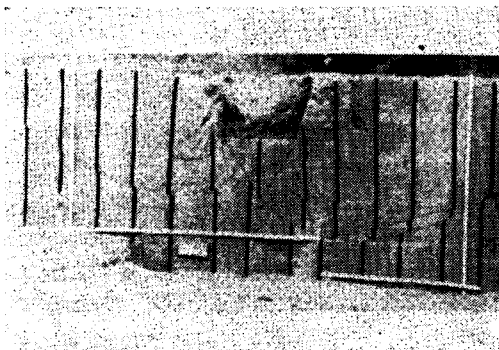


(II) FC-3

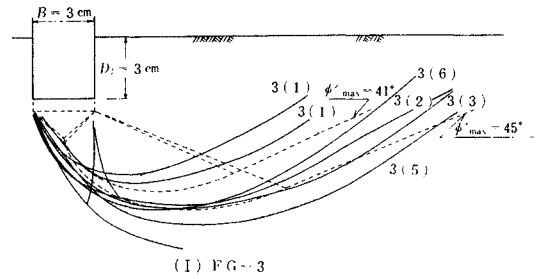
写真—5 支持力がややピークを過ぎた時点でのすべり線



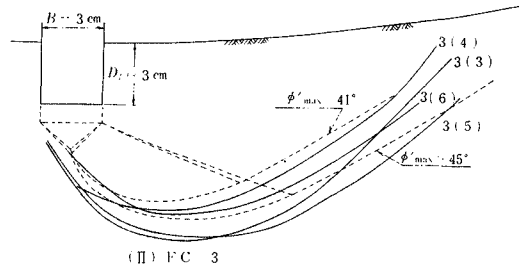
写真—6 支持力ピーク時点でのすべり線



写真—7 Muhs⁽⁹⁾によって観測されたすべり線



(I) FG-3

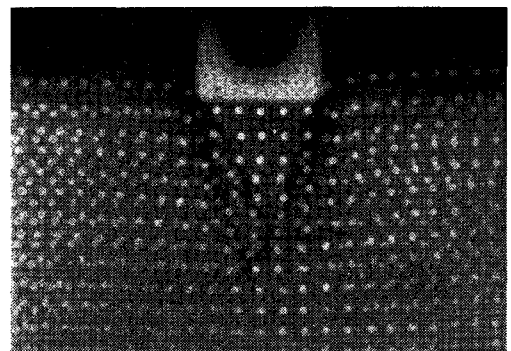


(II) FC-3

図—7 実測されたすべり線と Terzaghi すべり線

(4) くさび形状

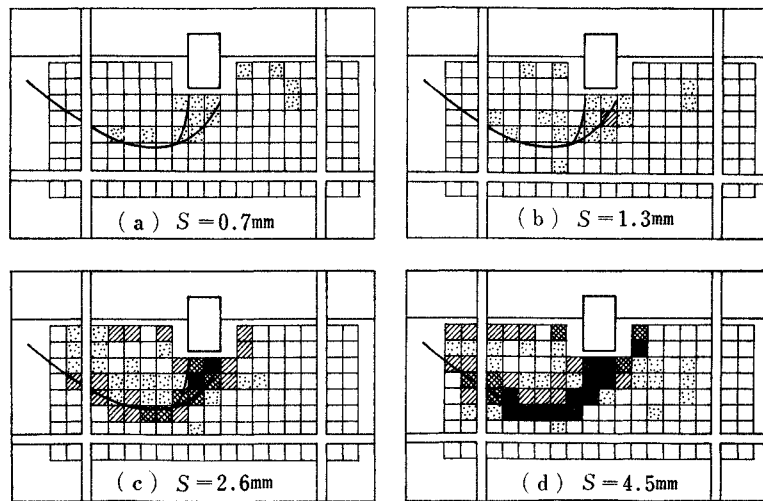
写真—8 は、遠心力場における実験において、載荷前に撮影した X 線写真と載荷後とのそれとを合成したもので、これにより荷重直下のくさびの形状が、およそ推定できる。すなわち、底角 ψ は $50^\circ \sim 60^\circ$ ($1.2 \sim 1.5 \phi'_{max}$) である。



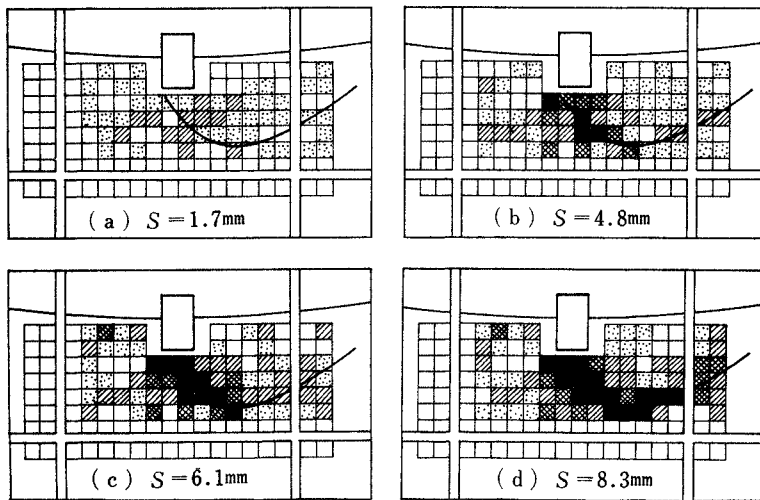
写真—8 荷重直下のくさびの形状 (FC-3)

(5) ひずみ分布

変位測定装置によって測定されたマーカーの移動量から、有限要素法における同様の方法によって各点のひずみを求めた。すなわち、4 個のマーカーで作られる最小の四辺形を、有限要素法における一つの要素と見なし、4 個のマーカーすなわち節点の変位から、要素中心のひずみを決定したのである。図—8 にはかくして求めたせん断ひずみ ($\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3$) の分布が、支持力が最大値を取る以前 (a)、最大値をとった瞬間 (b)、最大値から減少した後 (c), (d) の 4 段階に分けて示してある。図



(I) 重力場：FG-3(6)



□ $0 < \gamma \leq 3$ ▨ $3 < \gamma \leq 6$ ▩ $6 < \gamma \leq 10$ ▪ $10 < \gamma \leq 15$ ■ $\gamma > 15\%$

(II) 遠心力場 FC-3(6)

図-8 地盤内のせん断ひずみの発達状況

中に観測されたすべり線の形状をも与えてある。なお、上記方法によって求めたひずみは、いわゆる工学ひずみではなく、全ひずみ過程を 20 段階程度に分け、各過程のひずみ増分を加えた量となっている。

表-4 支持力実験結果

	フーチング	平均支持力値 q_f (kg/cm ²)	S_f/B	q_f/q_{fT}	q_f/rB
重力場	FG-2	2.34	0.07	4.3	709
	FG-3	3.55	0.06	4.3	717
	FG-4	4.40	0.06	4.0	667
遠心力場	FC-2	38.6	0.23	1.7	292
	FC-3	38.9	0.19	1.2	196
	FC-4	47.4	0.18	1.1	180

注： $q_{fT} : \phi_{max}' = 41^\circ$ に対する Terzaghi 支持力値

(6) 支持力値

重力場および遠心力場における支持力実験で得られた結果を、まとめて表-4 に示す。表中の支持力平均値 (q_f) は、いずれの場合も 5~6 個の実験値の平均値である。表中 S_f/B は、支持力の最大値を与えるフーチングの沈下量を載荷幅にて除した値である。

5. 考 察

(1) 三軸圧縮試験結果

今回の支持力実験においては、先に述べたように気乾状態の試料を使用したのに対し、三軸圧縮試験では、ばらつきの少ない結果を得るために飽和砂を用いている。すなわち、砂の排水試験の結果が、気乾状態の砂のそれとほぼ等しいとする立場に立っている。このことを確認するために、気乾砂についても三軸試験を行った。図-9 は、実験により観測された軸差応力 ($\sigma_1' - \sigma_3'$) と軸ひずみ ϵ_1' との関係を示したものである。図-10 は、ほぼ同一の間隙比における ($\sigma_1' - \sigma_3'$) ~ ($\sigma_1' + \sigma_3'$) の関係を飽和砂と気乾砂について示したものである。これらの結果から、飽和砂のほうが気乾砂よりも ϕ_{max}' に関しては若干 (1° 弱) 小さい値を与えるが、破壊時におけるひずみ (ϵ_{1f})

および膨張指数 $\left((D.I.)_f = \left[\frac{d(\Delta V/V)}{d\epsilon_1} \right]_f \right)$ の値には、有意差のないことが結論される。

次に、両端面の拘束が砂の三軸試験結果に与える影響を調べるため、応力~ひずみ関係について、従来の三軸圧縮試験機によるデータと新しい試験機によるそれとを比較したのが 図-5, 11 である。図-11 には参考のため、下端面だけをルブリケートした場合の結果も示してある。また写真-9 は、軸差応力が最大をすぎやや減少を始めた時点での供試体の形状を示している。従来の試験機によるとき、一般に樽状にふくらむのに対し、両端をルブリケートした供試体では、一様に横方向へ滑り出していることがわかる。これは端面に拘束があるとき供

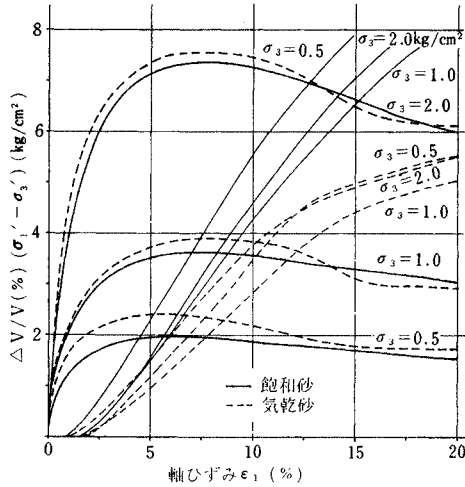


図-9 飽和砂と気乾砂における応力-ひずみの関係

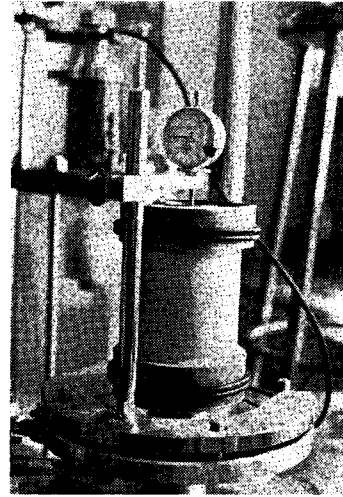


写真-9

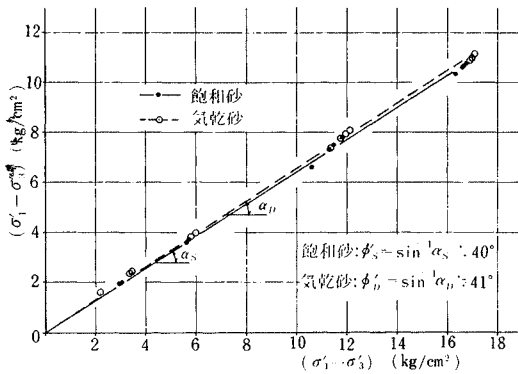


図-10 飽和砂と気乾砂における $(\sigma_1 + \sigma_3) \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係

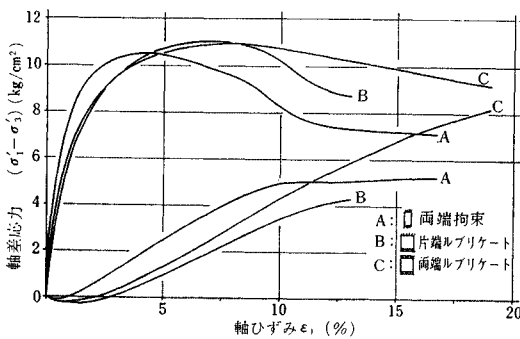


図-11 端面の拘束状態が応力-ひずみ関係におよぼす影響

試体内のひずみ分布が一樣ではなく、その実験結果は特に変形すなわちひずみに関して信頼すべきものではないことを示唆している。両者の変形挙動の違いは、図-5、11の両図に明瞭に現われており、両端の摩擦を軽減した供試体では軸ひずみの増加の仕方がゆるやかで破壊までの軸ひずみはかなり大きい。せん断ひずみに関しても

同様の傾向がうかがわれる。図-5から知れるように、せん断ひずみに応ずる摩擦角の動員のされ方が、両者の供試体で大きく異なるから、有限要素法を利用したり、あるいは筆者らのごとく、摩擦角の動員の程度をとり入れた計算を行う場合、従来の三軸試験の結果を利用すると大きな誤差を生ずることが予想される。すなわち、ひずみの大きさを問題とする場合には、本研究におけるように、一樣なひずみ分布が期待できる試験法を採用する必要のあることが結論されよう。Bardenら³⁸⁾も報告していることであるが、上に示したようなひずみ分布状況の差異にもかかわらず、両者の供試体から得られる最大摩擦角 (ϕ_{max}') の値にさしたる差のないのは興味深い。

(2) 荷重沈下曲線

重力場の荷重沈下の関係は、いずれも図-6(I)に示したと同様の傾向、すなわちフーチング幅 B に対し、 $0.05 \sim 0.07B$ 程度の沈下量で最大荷重 (q_f) に達し、その後急激に荷重が減少して沈下量が $0.10 \sim 0.15B$ で $q_f/2$ 位の最終値に落ち着いており典型的な全般破壊の様相を呈する。これに対し遠心重力場(図-6(II))では、およそ $0.2B$ 程度の沈下量で最大荷重が現われ、その後それほど荷重は変化せず、これも全般破壊の形態に近い。いずれの場合も、最大荷重近くまで荷重沈下曲線が著しい直線性を有しているのが特徴である。

De Beer は、各種支持力実験の結果を整理し、 S_f/B と rB/E_q との関係につき検討を加えている。図-12は彼の与えた結果を半対数紙上に書き直したものであり、これに筆者らの実験結果を加えてある。De Beer¹⁷⁾の図は円形載荷に限るから矩形載荷の場合には S_f/B がやや大きめの値となる以外はそれほどの差異はないことを考えると筆者らの結果は、小型模型(重力場)の場合に

は、De Beerの傾向と良く一致していることがわかる。同図にはもともと大型実験のデータが含まれていないため、遠心力場のそれとの比較は困難であるが相対密度の差を考えると一応の傾向は認められるように思われる。しかし、一面大型の実験結果と小型のそれとにずれがあり両者がなめらかに接続しないという De Beer の見解を暗に支持しているものとも解釈することができる。

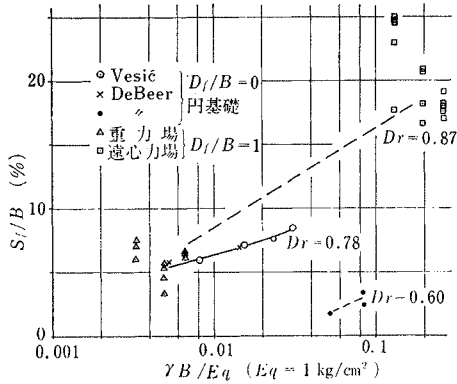


図-12 $S_f/B \sim \gamma B/E_q$ の関係 (De Beer¹⁷⁾ による)

上記所論においては r が N 倍されたときの沈下は r を等しいと考え B が N 倍になったものの沈下と見なしている。この考え方が許容しうるものか否かについては、前述のごとく明確な結論は与えられていない。しかし支持力問題はいわゆる拘束流れ (contained flow) の一種であって、塑性ひずみは弾性ひずみのオーダーを著しく越えるものではないものと思われる。したがって、遠心載荷法によっても形状効果は一応議論できるものと考えている。

(3) すべり線およびくさびの形状

Roscoe³⁹⁾ らは壁の問題の研究において、肉眼で確認できる以前に、X線によって砂中にすべり線らしきものをとらえている。筆者らの研究においても、写真-5, 6に示すようなすべり線(黒い線に相当)がX線によって写し出された。この部分のX線の透過量が他の場所より大きいから、砂が著しくせん断ひずみのもとで膨張したことを意味し、すべり線と解釈できる。

写真-6は、ピーク時に載荷を中止して撮影したものであるが、フーチング直下のくさびからわずかに左右へ黒い線が伸びているにすぎない。これは、載荷重最大時にはすべり線がほとんど観測されなかったという Muhs の観測結果と一致するが、X線写真の解像能力を考えるとフーチングから離れたところですべり線が全く現われなかったとするのは早計である。より強力なX線撮影装置によれば、あるいは今回見逃したようなすべり線をとらえ得る可能性は残されている。またここには示

していないが、ピーク時を少し過ぎて現われるすべり線は、最終的なものようで、それ以上フーチング貫入量を増加せしめても、その形状は変化せずまた新しいすべり線も現われてこない。写真-7は Muhs¹⁸⁾ が、着色液を満したガラス管を砂中に埋設してとらえたすべり線であるが、写真-5(I)と同じく、最終的なすべり線とともに、それ以前に浅いところに何本ものすべり線が現われた形跡のあることがわかる。このことから、すべり線はちょうど塑性理論におけるすべり線網のごとくに、フーチングの貫入につれて何本も発生し、ついには最終的なすべり線に到達するものと予想される。

また写真-5において、フーチングのすぐ近くの地表からフーチング角へ向うすべり線が観測される。このことから、比較的浅い基礎においてもこの部分の土のせん断抵抗が無視できないという Meyerhof の見解¹⁶⁾は、正しいものと解釈してよいように思われる。

図-13には、観測されたすべり線の平均的形状と Kötter 式により求めた理論すべり線および Terzaghi すべり線が示してある。実測されたすべり線の形は、理論すべり線に比較的類似しており、 $\phi_{max}' = 41^\circ \sim 45^\circ$ の範囲のすべり線と大きさがほぼ等しい。すべり線と地表面との交角は $30^\circ \sim 35^\circ$ で、Rankine すべり線におけるよりかなり大きくなっており、これは Bransby⁴⁰⁾の壁の問題における観測結果とよく一致している。なお地表面近くではすべり線上の直応力は小さいから、De Beer¹⁷⁾、Hansen²²⁾の考えによると $\phi'(\sigma_m)$ はずっと大きいはずであり、表面との交差角は 20° 前後と予想される。これ

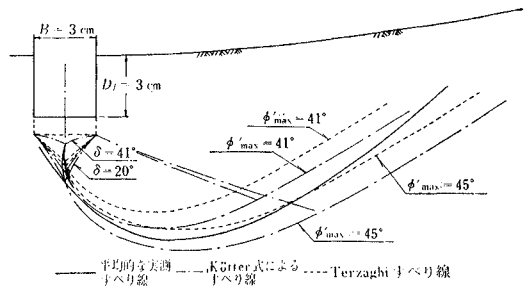


図-13 平均的な実測すべり線と理論すべり線

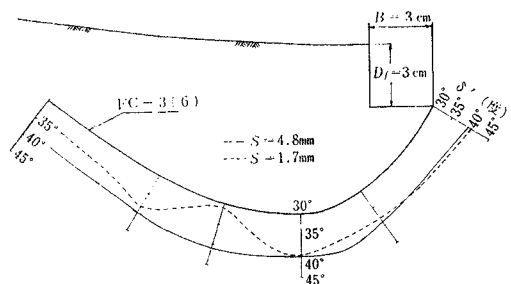


図-14 実測すべり線にそって動員された摩擦角の分布状況

は前述の値とかなり隔っているが、この原因については今後究明して行く予定である。

荷重直下のくさびの形状であるが、図-14 に示すごとく粗さ角 (δ) を 20° として Kötter 式により求めたものと酷似している。Ko²³⁾ らもこれとほぼ同様のくさびを観察している。すなわち、フーチングの粗さ角が土の摩擦角に等しくなることはほとんどないものと推測され、実用上土の摩擦角の $1/2$ を越えないと考えてよいように思われる。

(4) ひずみ分布

フーチングの貫入に伴うせん断ひずみの発生状況は、図-8 から読み取ることができる。まずフーチングの端部およびフーチングの下部あたりにせん断ひずみの大きな領域が現われる。これは、有限要素法による弾塑性計算によって各方面で発表されている結果と一致している。フーチングの貫入が進むにつれて、すべり線に沿ってのせん断ひずみの増大が見られる。このことは X 線によってすべり線がとらえられることと密接に関連している。図-8 (I) と (II) とを比較すると、支持力最大の時点での平均的なせん断ひずみは、後者すなわちフーチング幅が広い場合にかかなり大きいことがわかる。これは De Beer²⁵⁾ が、支持力係数 (N_f) が載荷幅とともに減少する実験事実すなわち基礎幅の寸法効果を説明するために提案した仮説を裏付けるものと考えられる。

図-14 には、すべり線に沿って動員された摩擦角の分布状況を FC-3 について示した。これによると、最大荷重時において摩擦角は、フーチング直下の部分ではすでに最大値を過ぎやや減少を始めているが、他の部分ではまだ十分に動員されていないことがわかる。最大荷重を示すかなり前の時点において、動員された摩擦角の大きさは異なるが、場所的变化の仕方が最大荷重時とさほど変わっていないのは興味深い。またここには示していないが、 S_f/B の小さな重力場試験においては、最大荷重時において ϕ_{max}' を越えて減少している領域は見出されなかった。

Rowe⁴¹⁾ は、帯基礎の支持力解析において、平面ひずみ試験から求めた強度定数を用いることの重要性を説き、砂の進行性破壊の程度を Progressivity Index^{注)} によって評価している。De Beer¹⁷⁾ の報告から Rowe が

注) Progressivity Index

$$r = \frac{\phi_p' - \phi_{mass}'}{\phi_p' - \phi_{cv}'}$$

ϕ_p' : 平面ひずみ試験、三軸試験等の要素試験によって得られる最大摩擦角、

ϕ_{cv}' : 同じく残留摩擦角、

ϕ_{mass}' : 理論解において実測値と等しい支持力を与える摩擦角 (本論文では Terzaghi 解を利用した)

推定した Index の値は $0.25 \sim 0.4$ であるが、三軸圧縮試験のデータに基づいて行ったわれわれの解析によると、大型実験では 0.25 であり、ほぼ同様の値が得られる。

(5) 支持力値

支持力実験において明瞭なすべり線を観察し得た場合につき、支持力の計算値を実測値と比較した結果を表-5 にまとめて示す。これによると、遠心力場における結果は、Kötter 解ときわめてよく一致しているが、重力場のそれは、理論値と大きく隔っている。この理由として先にも述べたごとく、重力場試験においては、すべり線上の応力が小さく、この応力値に応ずる摩擦角が通常の三軸試験から求めた摩擦角と大幅に異なることおよび筆者らの実験が平面ひずみ状態にあるのに三軸試験による摩擦角を用いていることが考えられよう。これに対し、遠心力場の結果における Terzaghi 値との比較的良い一致は、平面ひずみ状態での摩擦角 (ϕ_{pmax}') が三軸状態でのそれ (ϕ_{imax}') より 10% 程度大きいという衆知の実験事実からするとむしろ意外である。Kötter 式をすべり線に沿って積分した値 (q_{fK}) との一致は、三軸試験と平面ひずみ試験での $\phi' \sim r$ の関係の相違により説明できるように思われる。すなわち、確かに ϕ_{pmax}' は ϕ_{imax}' より 10% 程度大きいであろうが、Green⁴²⁾ のデータを検討すると、平面ひずみ試験では r のかなり小さい値で ϕ_{pmax}' が現われ、 ϕ_p' はその後急激に減少する傾向にある。支持力実験における荷重最大時のせん断ひずみがすべり線上でかなり発達しているため、このひずみ値に対応する ϕ_p' は ϕ_{pmax}' よりはかなり小さく、動員された摩擦角は三軸試験の結果より求まる値とほとんど差がなくなり、したがってこれから求めた q_{fK} も実測値と良く合致してくるものと考えられる。この推測については今後実験的に検討していく予定である。

図-15 は、De Beer¹⁷⁾ によって整理された結果であるが、これに加えた筆者らの実験結果もほぼ同様の傾向を示しており、 $N_f/2$ が rB/E_q とともに減少するという彼の推論を支持している。

表-5 実験値と計算値の比較

	実験番号	実験値 q_f (kg/cm ²)	計算値 q_{fK} (kg/cm ²)	q_f/q_{fK}	q_f/q_{fT}
重力場	FG-2(10)	2.32	0.38	6.10	4.22
	FG-3(6)	3.46	0.75	4.61	4.18
	FG-4(5)	4.43	0.82	5.40	4.03
遠心力場	FC-2(4)	44.8	39.0	1.15	2.04
	FC-3(5)	36.0	35.0	1.03	1.09
	FC-3(6)	37.0	34.6	1.07	1.12
	FC-4(5)	46.5	47.5	0.98	1.06
	FC-4(6)	50.5	46.8	1.08	1.15

注) q_{fK} : 実測すべり線より求めた Kötter 解

q_{fT} : Terzaghi 式による計算値 ($\phi_{max}' = 41^\circ$)

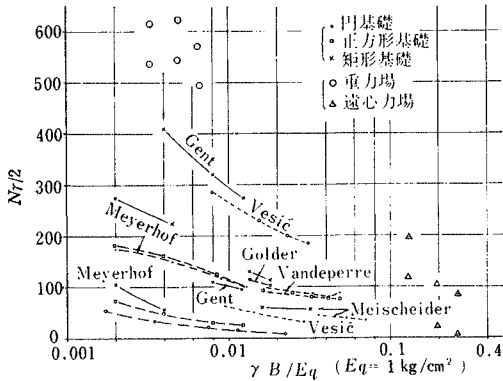


図-15 $N\gamma/2 \sim \gamma B/E_q$ の関係 (De Beer¹⁷⁾ による)

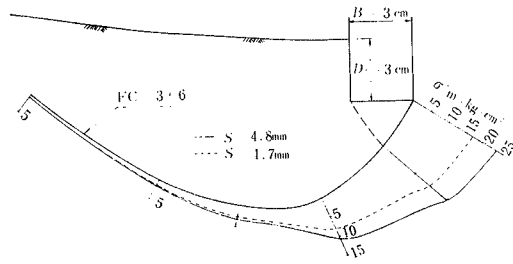


図-16 実測すべり線にそる平均応力の分布

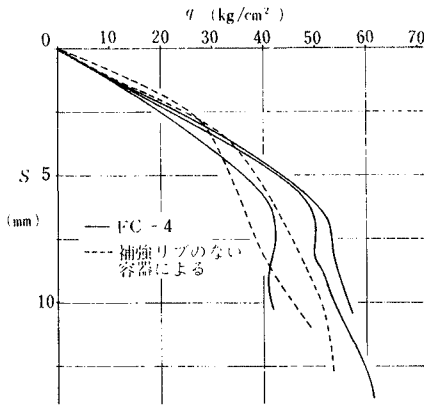


図-17 剛性の少ない容器による荷重沈下曲線

次に図-16 は、Kötter 式を解いて求めたすべり線に沿う荷重最大時の平均応力 (σ_m) の分布を示しているが、これからすべり線上での平均の σ_m の値を求めると、 q_f のほぼ 1/5 に達し、Meyerhof¹⁶⁾ の推論や De Beer¹⁷⁾ の結論は、やや過小な値を与えるといえようである。

図-17 には、補強リブを有しない試料容器を用いた場合の FC-3 に対する荷重沈下曲線を与えてある。補強リブを備えた容器による結果が図-6 (II) のごとくであることを考えると、帯基礎実験における容器の剛性の重要性が改めて認識され、この点に関する Ko らの見解は十分妥当なものである。また同図に、補強リブを有する

容器による FC-4 に対する結果も示してあるが、FC-3 の結果とやや傾向を異にしているが、筆者らはこの実験においても容器の側方剛性が不足している可能性があると考えている。

6. 結 論

本研究によって明らかになった事柄は要約すると次のごとくなる。

(1) 三軸圧縮試験において、飽和砂と乾燥砂とでは、強度のわずかな差を除いては、応力へひずみの関係、ダイラタンシー特性等に有意差は認められない。

(2) 三軸圧縮試験供試体の端面の拘束状態は、応力へひずみの関係およびダイラタンシー特性にはなほだしい影響を及ぼすため、できるだけこれを軽減した試験法によることが望ましい。

(3) 支持力最大値を与える沈下量 (S_f) は、小型模型 (重力場) 実験では、 $(1/20 \sim 1/15)B$ 、大型 (遠心力場) 実験では $1/5 B$ 程度である。

(4) 小型実験では、荷重強度は最大値を過ぎると急激に減少しひずみ軟化の現象を呈するが、大型実験ではむしろ剛塑性的である。いずれの場合も最大荷重強度に達するまでは、荷重沈下の関係は直線的である。

(5) 今回の研究から結論される $S_f/B \sim rB/E_q$ の関係は、小型の実験では De Beer の指摘するところと同様の傾向を示すが、大型実験の結果はやや異なった傾向にある。

(6) 支持力最大時においては、発達したすべり線は観測されず、これをやや過ぎた時点で最終すべり線が発生する。また最終すべり線が現われる以前に、これとほぼ相似形の多くのすべり線が浅いところで発生している形跡がある。

(7) 実際のすべり線は、理論的に組み立てたすべり線と形状が良く似ており、 $\phi_{max}' = 41^\circ \sim 45^\circ$ としたものと大きさが比較的一致している。

(8) かなり浅い基礎においても土被り部にすべり線の発生することがある。

(9) すべり線が地盤と交差する角度は $30^\circ \sim 35^\circ$ で、Rankine すべり線におけるよりかなり大きい。

(10) 荷重直下のくさびの形状より推定したフーチング底面の粗さ角は約 20° で、実用上土の摩擦角の 1/2 を越えないものと考えてよい。

(11) せん断ひずみは、まずフーチング端部および直下で発達しその後すべり線上で増大していく。

(12) 支持力最大の時点では、フーチング幅が広い場合のせん断ひずみが狭い場合に比してかなり大きく、基礎幅の寸法効果が現実存在するものと考えられる。

(13) 支持力最大時点において、広いフーチングの場合には、すべり線上の摩擦角は、フーチングから離れた場所ではまだ完全に動員されていないのに対し、これに近い部分ではすでに最大値(ϕ_{max}')を越えて減少を始め、進行性破壊が起きている。一方狭いフーチングでは、すべり線に沿う摩擦角が ϕ_{max}' を越える領域が見当らない。

(14) 支持力最大時のすべり線上の摩擦角の場所的変化は、荷重強度がかなり小さい時点でのそれと大きな差はない。

(15) 大型実験における Progressivity Index は 0.25 であり、平面ひずみ試験から求めた摩擦角に基づく Rowe の推定値と大きな差はない。

(16) 小型実験による支持力値は理論値と大きく異なっているが、これは摩擦角の決定方法に問題があるためと考えられる。

(17) 大型実験による支持力値は、摩擦角の動員の程度を考慮して Kötter 式より求めた値と非常によく一致している。

(18) 今回の一連の実験によって見出された $Nr/2 \sim rB/E_g$ の関係は、De Beer の指摘している結果と同様の傾向を示している。

7. む す び

本研究では、支持力実測値を三軸圧縮試験に基づく諸データにより検討したが、帯基礎実験には平面ひずみ試験による応力～ひずみの関係を適用すべきであることはわれわれも十分認識しており、目下この線にそっての研究を進めている。また、今回明らかにし得なかった遠心力場における砂の粒径の問題、および遠心力場と重力場の沈下比 S_f/B の間に相似則が存在するかどうかについては、今後詳細な考察を行う予定である。

本研究を実施するにあたり、文部省から科学研究費補助金(昭和44年～48年度)を、本州四国連絡橋公団から研究補助金を頂戴した。さらに筆者の一人は、東京工業大学土木工学科より研究奨励金を頂いた。また本研究の実験を行うにあたって、小川 保(東京電力)坂手正明(大成建設)及び橋本 清(東京工業大学研究生)の三君に多大な御助力を頂いた。ここに深く感謝の意を表す次第です。なお本研究の計算には東京工業大学情報処理センターの電子計算機システムを利用した。

参 考 文 献

- 1) Vesić, A.B. : Bearing capacity of deep foundations in sand, Highway Research Record, Vol. 39, 1963.
- 2) Prandtl, L. : Über die Eindringungsfestigkeit plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden,

- Z.A.M. M., Vol. 1, No. 1, 1921.
- 3) Hill, R. : Mathematical theory of plasticity, Oxford University Press, London, 1950.
- 4) Balla, A. : Bearing capacity of deep foundations in sand, Proc. ASCE, Vol. 85, No. SM 5, Oct. 1962.
- 5) Caquot, A. : Equilibre des massifs a frottement interne, Gauthier-Villars, Paris, 1934.
- 6) Vesić, A.B. : Analysis of ultimate loads of shallow foundation, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 1, Jan. 1973.
- 7) Lundgren, H. and Mortensen, K. : Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand, Proc. 3rd I.C.S.M.F.E., Vol. 1, 1953.
- 8) Meyerhof, G.G. : The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, Vol. 2, 1951.
- 9) Reissner, H. : Zum Erddruckproblem, 1st Int. Conf. Applied Mechanics, Delft, 1974.
- 10) Buisman, A.S.K. : De weerstand van paalpunten in zand, De Ingenieur, Vol. 50, 1935.
- 11) Terzaghi, K. : Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, N.Y., 1943.
- 12) 山口柏樹・木村 孟・寺師昌明 : 極限支持力の精密解について, 第3回土質工学研究発表会講演概要, 1968.
- 13) Ko, H.Y., and Scott, R.F. : Bearing capacity by plastic theory, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 3, Jan. 1973.
- 14) Sokolovski, V.V. : Statics of soil media, Butterworths, London, 1960.
- 15) Milovic, D.M. : Comparison between the calculated and experimental values of the ultimate bearing capacity, Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Vol. II, 1965.
- 16) Meyerhof, G.G. : An investigation of the bearing capacity of shallow foundations on dry sand, Proc. 2nd I.C.S.M.F.E., Vol. I, 1948.
- 17) De Beer, E.E. : Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, Symposium, Bearing Capacity and Settlement of Foundation, Duke Univ., 1965.
- 18) Muhs, E. : On the phenomenon of progressive rupture in connection with the failure behaviour of footings on sand, Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Vol. 3, 1965.
- 19) Eggestad, A. : Deformation measurement below a model footing on the surface of dry sand, Proc. European Conf. on S.M.F.E., Vol. I, 1963.
- 20) Chaplin, T.K. : The compressibility of granular soils with some applications to foundation engineering, Proc. European Conf. on S.M.F.E., Vol. I, 1963.
- 21) Cornforth, D.M. : Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand, Geotechnique, Vol. 14, No. 1, 1964.
- 22) Hansen, B. : The bearing capacity of sand, tested by loading circular plates, Proc. 5th I.C.S.M.F.E., Vol. I, 1961.
- 23) Ko, H.Y. and Davidson, L.W. : Bearing capacity of footings in plane strain, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 1, Jan. 1973.
- 24) Meyerhof, G.G. : Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, Vol. 5, No. 3, 1955.
- 25) De Beer, E.E. : The scale effect on the phenomenon

- of progressive rupture in cohesionless soils, Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Vol. II, 19.
- 6) 最上武雄編：土質力学，技報堂，1969.
 - 7) private communication with W.M. Kirkpatrick.
 - 8) El-Sohby, M. : The behaviour of particulate materials under stress, Manchester Univ., Ph.D. Thesis, 1964.
 - 9) Rowe, P.W. and Barden, L. : The importance of free-ends in the triaxial test, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM 1, 1964.
 - 0) Kirkpatrick, W.M. : Influence of end restraint on strain distributions in the triaxial compression test, Proc. Geotechnical Conf. Oslo, Vol. 2, 1967.
 - 1) 三笠正人・高田直俊・岸本好広：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，1965.
 - 2) Mikasa, M., Takada, N. and Yamada, K. : Centrifugal model test of a rockfill dam, Proc. 7th I.C.S.M.F.E., Vol. II, 1969.
 - 3) Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fujii, N. : Slope stability experiments using centrifugal models, Technical Report 15, Dept. of Civil Engng. T.I.T., Dec. 1973.
 - 4) Rocha, M. : The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models, Proc. 4th I.C.S.M.F.E., Vol. I, 1957.
 - 5) Roscoe, K.H. : Soil and model tests, Journal of Strain Analysis, Vol. 3, 1968.
 - 6) Roscoe, K.H. : An examination of the edge effects in plane-strain model earth pressure tests, Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Vol. 2, 1965.
 - 7) private communication with K.Z. Andrawes.
 - 8) Barden, L. and McDermott, J.W. : Use of free ends in triaxial testing of clays, Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM 6, 1965.
 - 9) Roscoe, K.H. : Tenth Rankine Lecture : The influence of strain in soil mechanics, Geotechnique, Vol. 20, No. 2, 1970.
 - 0) Bransby, P.L. : Discussions in Session 4, Proc. Roscoe Memorial Symposium, 1971.
 - 1) Rowe, P.W. : Progressive failure and strength of a sand mass, Proc. 7th I.C.S.M.F.E., Vol. 1, 1969.
 - 2) Green, G.E. : Strength and deformation of sand measured in an independent stress control cell, Proc. Roscoe Memorial Symposium, 1971.

(1974. 8. 22 受付)