

# 非排水繰り返し荷重下における飽和砂の 弾・塑性挙動と構成式

## ELASTO-PLASTIC BEHAVIOUR OF SATURATED SAND UNDER UNDRAINED CYCLIC LOADING AND ITS CONSTITUTIVE EQUATION

西 好 一\*  
By Koichi NISHI

### 1. 序 論

砂がせん断応力の作用を受けると、間隙比の大小に応じて体積が収縮したり膨張したりする。さらに、せん断応力の繰り返し荷重によっては、密な砂でも体積が収縮する傾向にある。この粒状体固有の特性はダイレイタンスー特性とよばれるが、水で飽和した砂の場合、地震時のように体積変化が許されない荷重条件下でせん断応力が繰り返し負荷されると、正の間隙水圧が発生しせん断抵抗力が著しく損なわれることになる。

このような繰り返し荷重を受けたときに生じる間隙水圧の累積傾向は、液状化現象の主たる要因であり、Seed<sup>1)</sup>をはじめとする液状化研究の大半はこの観点から進められたものである。さらに最近では、数値解析手法の発展によりランダム荷重下における砂の応力・ひずみ特性をモデル化し、液状化現象を説明しようとする研究<sup>2)~5)</sup>がみられるようになった。このように繰り返し応力条件下での砂地盤の動的挙動を予測する場合、荷重・除荷および再荷重という任意のせん断応力下での応力・ひずみ挙動が把握されねばならないが、これらの挙動を説明しようとする場合、弾・塑性理論の概念を導入すると便利ことが多い。

土質材料の変形挙動を弾・塑性論的見地から論じ、一つの体系化された変形理論を展開したのは Roscoe<sup>6)</sup> によるものである。彼らの理論は、Drucker による塑性理論の考え方、供試体内部で消費されるエネルギー量の評価および Henkel の実験事実<sup>7)</sup>に立脚したものであり、土固有のダイレイタンスーを定式化し、幅広い圧密履歴下における土の変形挙動に関するモデルを提案した。このモデルの基本は、間隙比 $\sim$ 軸差応力 $\sim$ 有効平均主応力

空間上で構成される状態曲面の設定であり、有効平均主応力軸を中心軸とした Cap 型の降伏曲面を導入した点である。

他方、砂に関しては Poorooshasb ら<sup>7),8)</sup>が別の角度から弾・塑性理論による変形理論を展開した。彼らは、三軸圧縮試験機を用いた特殊な応力径路下での弾・塑性挙動を調べ、砂の降伏曲線は有効応力比(軸差応力/有効平均主応力)一定線、もしくはそれに近い形状になるものとし、Roscoe らとは異なった Non-Associated Flow Rule の観点からその応力 $\sim$ ひずみ関係式を提案している。これと類似したものとして、Lade and Duncan<sup>9)</sup> および西・江刺<sup>10)</sup>の研究が挙げられよう。

上記の諸研究は、塑性変形の進展に伴い降伏曲面が等方的に拡大するという、いわゆる等方硬化理論に基づくものであるが、特に圧縮から伸張という主応力の方向が反転する応力条件下での塑性挙動を十分に表現することはできない。この観点から龍岡・石原<sup>11)</sup>は三軸圧縮試験装置を用いて緩速繰り返し試験を実施し、有効平均主応力と軸差応力を座標軸とする応力平面上で圧縮・伸張という両振り状態での降伏特性について考察した。すなわち、一方向に対する応力条件下では有効応力比一定線を降伏条件として有効応力比の増大に伴い降伏曲線が増大するが、他方の応力状態での降伏特性はその影響を受けず、独立的な降伏条件が成立するというモデルを提案している。さらに石原・岡田<sup>12)</sup>は過圧密状態にある砂の液状化予測モデルを、有効応力比一定線で示される独立的降伏条件と先行圧密応力により規定される Cap 型の降伏条件式を組み合わせた弾・塑性モデルを提案している。

一方、Finn ら<sup>3)</sup>は弾・塑性論的見地と異なる角度から繰り返し荷重時の応力 $\sim$ ひずみ関係を提案している。彼らは、水平地盤にせん断波が伝播する応力状態を想定して単純せん断試験機を用いた実験からせん断応力とせん断ひずみおよび体積ひずみを関連づける実験式を示し、

\* 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木技術研究所地盤耐震部

この関係式を用いて一次元液状化解析を行っている。

上記してきたモデルは、一応繰り返し載荷時の応力～ひずみ特性を説明し得るものになっているが、今後は以下の諸点を含んだモデルの確立が必要なものとする。

① 幅広い圧密履歴下、特に洪積砂層地盤のように強く過圧密された状態にある飽和砂の変形挙動を表示し得る統一的なモデルの確立。

② 繰り返し載荷時において、有効拘束圧が 0 に等しくなっても外力に抗し得るせん断抵抗力が存在する。この初期液状化から完全液状化へ至る過程の定式化。

本研究は上記した点に着目し、まず過圧密砂のダイレイタンシー特性について論じた後、非排水繰り返し載荷時において間隙水圧が累積していく過程を実験的に考察し、過圧密状態下での弾性領域を明確にする。続いて、弾-塑性論的見地から考察した諸実験事実に基づき、多次元境界値問題を解明していく際必要な一構成式を提示するものである。

2. 実験装置、試料ならびに実験方法

用いた実験装置は、通常の三軸圧縮試験装置と油圧サーボ型の振動三軸圧縮試験装置である。測定項目は、軸荷重・変位、体積変化および間隙水圧であるが、それらはそれぞれロードセル（最大容量：500 kgf）、差動トランス型変位計（最大容量：±25 mm および ±2.5 mm）、2重管式ビューレット（最大容量：10 ml）および半導体型間隙水圧計（最大容量：10 kgf/cm<sup>2</sup>）により検出している。間隙水圧は、底面ペダスタル中央部に設置した直径 10 mm のポーラスストーン部を通して計測を行った。両端面にはシリコングリースを塗布したテフロンシートを置き、供試体端面の摩擦を軽減した。

用いた試料は利根川産の川砂であり、その粒度分布および物理諸量は 図-1 および 表-1 に示すとおりである。

供試体（直径：5 cm, 高さ：10 cm）の作成は、ゴムスリーブ（厚さ：0.25 mm）を装着したモールド内にあらかじめ脱気した砂をスプーンにより三層に分けて充填する方法で行った。充填時には各層ごとに砂表面を鉛筆で軽く叩くか、もしくはモールド側面を木ハンマー

表-1 試料の物理諸量

比重	$G_s$	2.701
最大間隙比	$e_{max}$	0.991
最小間隙比	$e_{min}$	0.634
均等係数	$U_c$	2.056
有効径	$D_{10}(mm)$	0.18

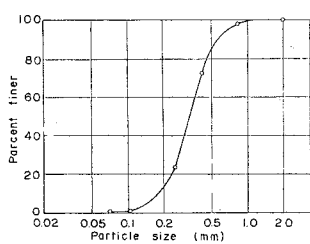


図-1 試料の粒度加積曲線

で叩くかにより中詰め状態 ( $e=0.8$ ) および密詰め状態 ( $e=0.7$ ) にある供試体を作成した。実験はすべて等方圧密状態から行われた。圧密時には 2.0 kgf/cm<sup>2</sup> のバックプレッシャーを作用させており、供試体の  $B$ -値は 98% 以上である。したがって、供試体は十分な飽和状態にあるものとみてよい。

本研究で用いたおもな応力・ひずみ記号は、“ $\sigma_a - \sigma_r$ ”（軸差応力,  $\sigma_a$ : 軸方向応力,  $\sigma_r$ : 側方応力）, “ $\sigma_m$ ”（有効平均主応力 =  $(\sigma_a' + 2 \times \sigma_r') / 3$ , “'” は有効応力を意味する）, “ $\eta$ ”（有効応力比 =  $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma_m'$ ） および “ $r$ ”（偏差ひずみ =  $\epsilon_a - v / 3$ ,  $\epsilon_a$ : 軸方向ひずみ,  $v$ : 体積ひずみ。以下ではせん断ひずみと称す）である。

3. 実験結果とその考察

(1) ダイレイタンシー限界

先行圧密圧力を 3.0 kgf/cm<sup>2</sup> として、各過圧密状態から三軸圧縮および伸張非排水試験を実施した。実験はすべてひずみ制御方式で行った。採用したひずみ速度は、0.125 %/min. である。図-2 および 図-3 には、中詰めおよび密詰め状態にある飽和砂の有効応力径路を、一方、図-4 (a), (b) および 図-5 (a), (b) には有効応力比 ( $\eta$ ) とせん断ひずみ ( $r$ ) の関係を示した。図-2 および 図-3 には、有効応力径路が初期の接線勾配から遊離する状態を示しておいたが、すでに龍岡<sup>13)</sup> および石原・岡田<sup>12)</sup> により指摘されているように、過圧密粘性土と同様に過圧密された砂はある応力状態に至るまで弾性的挙動、すなわち、ダイレイタンシーによる体積変化が

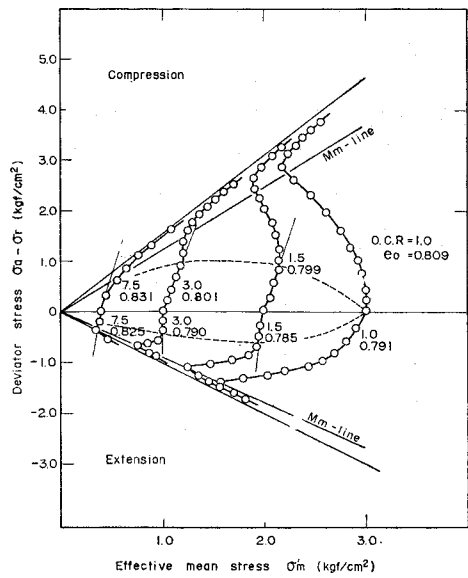


図-2 有効応力径路（中詰め砂）

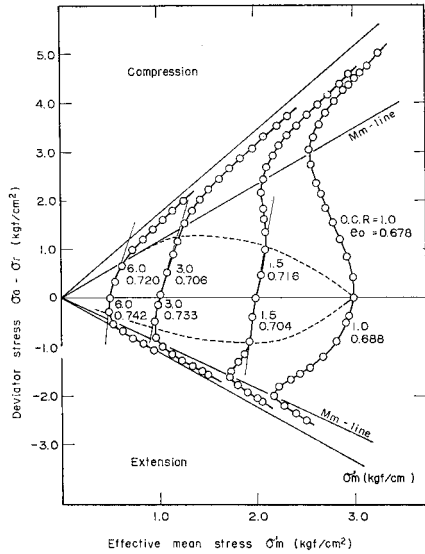


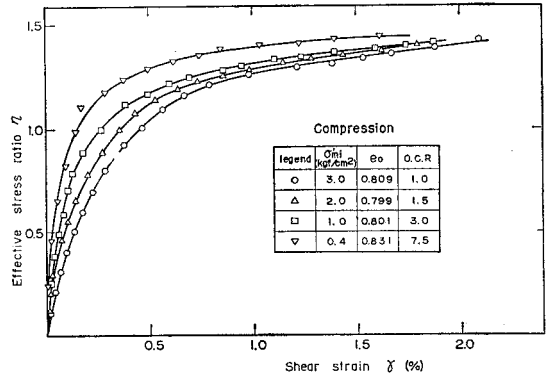
図-3 有効応力径路(密詰め砂)

ほぼ 0 の変形挙動を示すことが伺える。この傾向は、有効応力比とせん断ひずみの関係にも明瞭に表われており、過圧密比の大きな砂ほど初期接線勾配は高いこと、またその初期接線勾配から遊離し、より非線形な応力～ひずみ曲線に移行する有効応力比は過圧密な砂ほど大きいことが示されている。

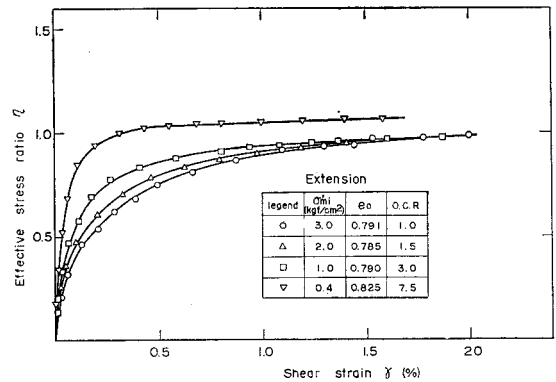
このように、せん断時において有効平均主応力が一定、およびせん断ひずみと有効応力比の比が一定で進行し(ここでは、このような変形を弾性変形と定義する)、その後塑性的な変形挙動を呈示するに至る応力限界を“ダイレイタンスー限界”とよぶことにする。これを図-2および図-3に点線で示しておいた。有効応力の観点から、このダイレイタンスー限界の特徴を挙げると以下のようなだろう。

- ① 間隙比の大小によらず、正規圧密砂はせん断初期からダイレイタンスーによる体積ひずみが発生しているものとみてよい。
- ② 密な砂ほど同一の拘束圧および同一の過圧密比であっても、顕著な塑性変形が生じる軸差応力値は大きい。
- ③ O.C.R=3.0 程度までの過圧密砂においては、O.C.R が大きいほど、ダイレイタンスー限界は高い。
- ④ 密な砂の場合、O.C.R が 3.0 以上になると図に示した  $M_m$  線 ( $M_m$ : ダイレイタンスーが正から負に反転する有効応力比<sup>10)</sup>) で近似的にダイレイタンスー限界を表示することができる。一方、中詰め砂の場合は、 $M_m$  で表わす有効応力比よりいくぶん低い有効応力比から塑性的挙動が卓越するようである。

⑤ 圧縮側と伸張側を比較すると、有効応力径路は対称性を示さず、かつ同一の軸差応力のもとでの有効応力

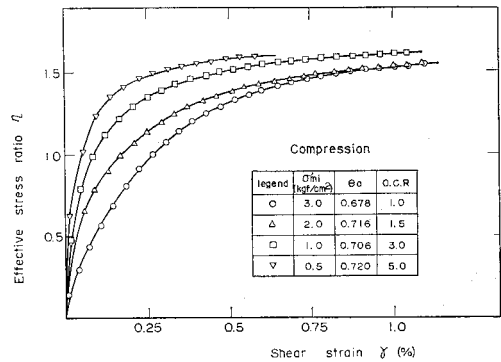


(a) 中詰め砂: 圧縮側

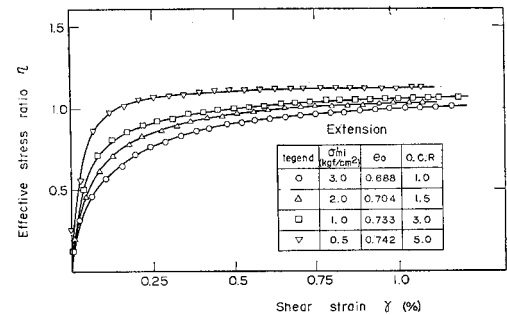


(b) 中詰め砂: 伸張側

図-4 有効応力比～せん断ひずみ曲線



(a) 密詰め砂: 圧縮側



(b) 密詰め砂: 伸張側

図-5 有効応力比～せん断ひずみ曲線

の減少量は伸張側の方が大きい。また、ダイレイタンスー限界も伸張側の方が低くなっている。

(2) 繰り返し载荷時における平衡状態

さて、ある圧密圧力のもとで軸差応力を繰り返し加えると、繰り返し回数が増大に伴い間隙水圧は累積し、有効応力は減少する。この過程は、初期の圧密状態からより過圧密な状態へ飽和砂の応力～ひずみ挙動が移行することと類似であるものと思われる。上記した正規および過圧密砂に関する非排水試験結果から、過圧密状態に応じたダイレイタンスー限界が存在することが示された。したがって、ある応力振幅のもとで繰り返し载荷を行い、この限界へ到達する応力状態に至れば間隙水圧およびひずみの累積は停止するはずである。このことを確認するために次の実験を行った。まず所定の等方圧力で圧密させた後、ある一定応力振幅のもとで繰り返し载荷を行い、間隙水圧および軸ひずみの累積状況を計測する。そして、それらの累積が停止したならばさらに大きな一定応力振幅下で繰り返し载荷を行う。この繰り返し試験を液状化が生じるまで繰り返し行う。採用した周波数は 0.5 Hz であり、実験はすべて等方圧密状態から行った。

図-6 および 図-7 は、2.0、3.0 および 4.0 kgf/cm<sup>2</sup> の有効拘束圧（正規圧密状態）のもとで、中詰めおよび密詰め状態にある供試体に対して得られた平衡状態に対する試験結果をそれぞれ示したものである。なお、平衡状態に到達する場合の繰り返し回数は 100～300 回程度であるが、原則として 500 回の繰り返しをいずれの応力振幅下でも与えている。図中、伸張側の  $M_m$  線付近において点線で示す応力状態は、この応力振幅下での繰り返しにより液状化が生じたことを示している。一方、先行圧密圧力を 3.0 kgf/cm<sup>2</sup> とし、O.C.R=2.0、3.0 および 5.0 の各過圧密状態から同様の試験を行い、得られた結果をプロットしたのが 図-8 および 図-9 である。これらの図から以下の点が指摘できる。

① 正規圧密砂の場合、初期間隙比がほぼ同一であれば、各拘束圧に対する平衡状態はほぼ相似形状を示しているものとみてよい。

② 図-6 および 図-7 を比較すると、同一の応力振幅で繰り返し载荷を行った場合、密な砂ほど平衡状態での間隙水圧の累積量は小さい。

③ 過圧密砂においては、繰り返し载荷によってもほとんど間隙水圧の累積がみられない応力状態が存在する。しかも、このときに示される有効応力径路は、有効平均主応力軸にほぼ直交しており、したがってこの状態は弾性状態に対応しているものとみなしてよい。

④ 同一の拘束圧下においては、O.C.R が大きいほど、液状化に至る際のせん断応力は大きい。

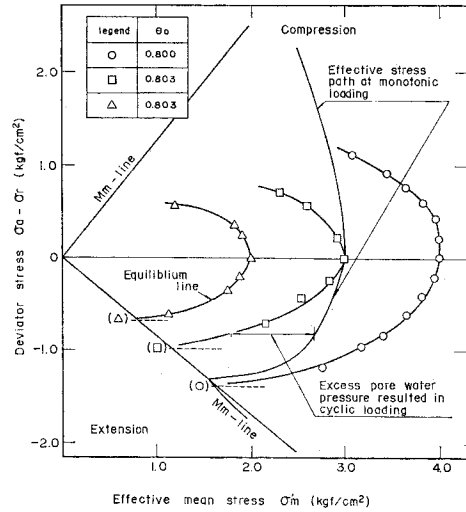


図-6 繰り返し载荷時における平衡状態線 (中詰め砂：正規圧密状態)

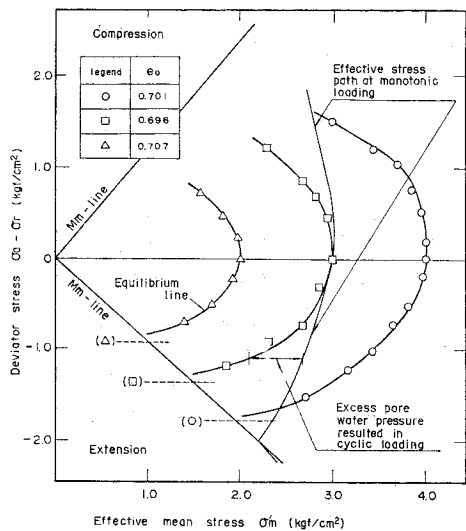


図-7 繰り返し载荷時における平衡状態線 (密詰め砂：正規圧密状態)

(3) 平衡状態線の定式化

非排水繰り返し载荷時においては、体積変化はほとんど 0 (間隙比一定) とみなし得る。さらに、単調非排水せん断時における種々の O.C.R を有する過圧密砂の変形挙動、および繰り返し载荷時の非排水せん断挙動を統一的に議論するために、まず後者で得られた実験結果を等価圧密圧力 ( $\sigma_{me}'$ ) で正規化した値をプロットしたのが 図-10 および 図-11 である。ここに、 $\sigma_{me}'$  は等方圧密・膨張試験より得られる  $e \sim \log_e \sigma_{m'}$  の関係を直線と仮定すると次式で与えられる (図-12 (a) 参照)。ただし、図-12 (b) にその一例を示すように正規圧密時

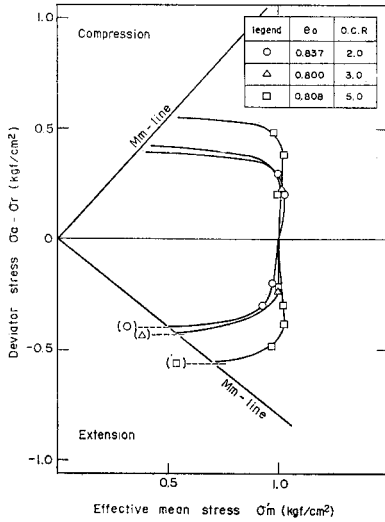


図-8 繰り返し載荷時における平衡状態線 (中詰め砂：過圧密状態)

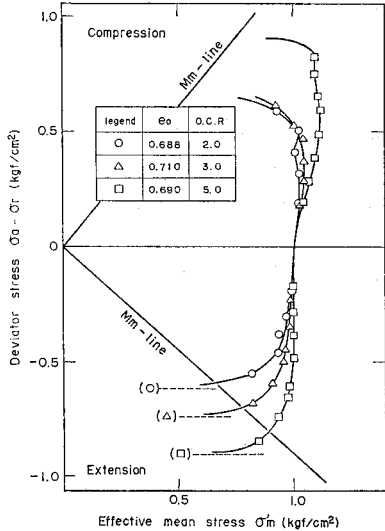


図-9 繰り返し載荷時における平衡状態線 (密詰め砂：過圧密状態)

における  $e \sim \log \sigma'_m$  の直線近似は  $\sigma'_m < 1.0 \text{ kgf/cm}^2$  以下の等方応力状態下では粗い近似にすぎないことを指摘しておく。

$$\sigma_{me}' = \sigma_{my}' \cdot \left( \frac{\sigma_{m0}'}{\sigma_{my}'} \right)^{\kappa/\lambda} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\sigma_{my}'$  は先行圧密圧力、 $\sigma_{m0}'$  はせん断前の有効平均主応力、 $\lambda$  は正規圧密曲線の勾配、 $\kappa$  は膨張曲線の勾配を表わしている。なお、上式中の  $(\sigma_{m0}'/\sigma_{my}')$  は過圧密比 (O.C.R.) の逆数を意味している。ただし、図中で用いた  $\sigma_{me}'$  は、等方圧密時において各供試体について得られた間隙比と  $\sigma'_m$  の関係から求めた値を採用している。

これらの図より以下の点が指摘できる。

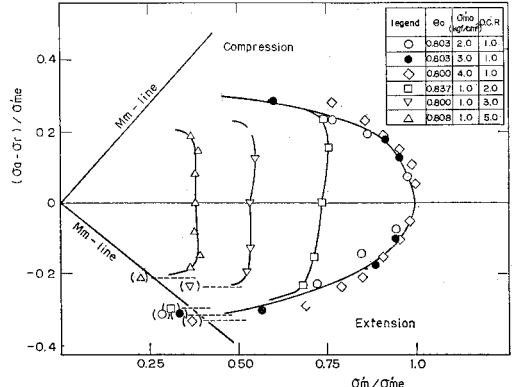


図-10 正規および過圧密砂の平衡状態線 (中詰め砂)

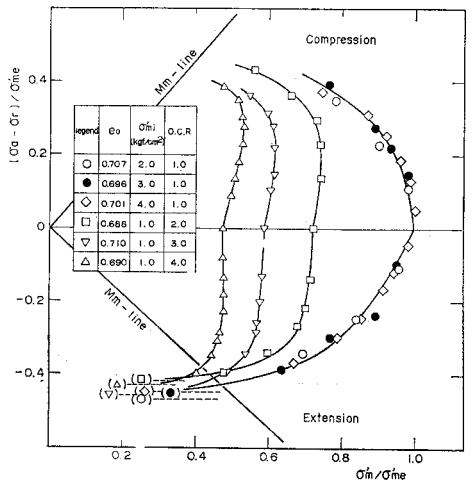


図-11 正規および過圧密砂の平衡状態線 (密詰め砂)

- ① 正規圧密砂における平衡状態線は、初期間隙比をほぼ一定とすれば拘束圧によらず一義的に決定できる。
- ② O.C.R が 2.0 付近の変形挙動をみると、正規圧密砂で得られた平衡状態線内部ではほぼ弾性的挙動を示しているものとみてよい。さらに大きな応力振幅を与えると、その変形挙動は正規圧密砂のそれと等価なものになることが示されている。
- ③ O.C.R が 3.0 以上の場合、その平衡状態は有効応力比一定線で近似的に表示できる。このときの有効応力比は中詰め砂の場合  $M_m$  より小さく、一方、密詰め砂の場合はほぼ  $M_m$  程度であり、この値を超過する軸差応力が繰り返し加えられると液状化へ至ることが示されている。

さて、上記してきた過圧密履歴を有する土のダイレイタンシー挙動を定式化したものに Roscoe らによるものが挙げられる。彼らは過圧密状態にある土の変形特性は次式で示す状態曲面までは弾性的であるとした。

$$\eta = \frac{-M}{(1-\kappa/\lambda)} \cdot \ln \left( \frac{p}{p_e} \right) \dots\dots\dots (2)$$

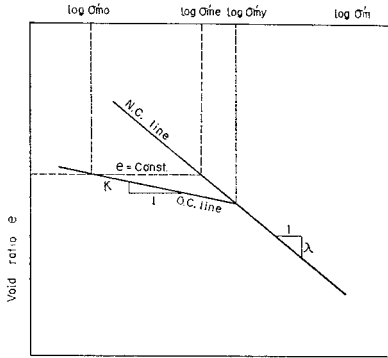


図-12(a) 等価圧密圧力 ( $\sigma'_{me}$ )

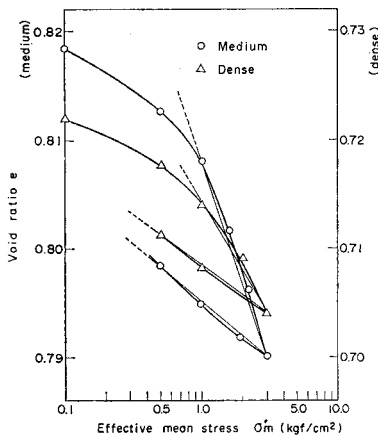


図-12(b) 中詰めおよび密詰め砂の  $e \sim \log \sigma'_m$  曲線

ここに、 $p = \sigma'_m$ 、 $p_e = \sigma'_{me}$  であり、 $M$  は限界状態 (critical state) における  $\eta$  である。ここで用いた応力記号および  $M$  を  $M_m$  とみなして上式を表示すると、

$$\eta = \frac{-M_m}{(1-\kappa/\lambda)} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{me}}\right) \dots\dots\dots (3)$$

となる。なお、 $M$  を  $M_m$  とみなしたのは  $M$  が体積変化を示さない状態での有効応力比であり、後述する応力・ダイレイタンスー式 (式 (10)) で  $M_m$  を  $M$  とおけば Roscoe らによるそれと等価なものになること、したがってそこに到達するまでの間隙水圧挙動は、体積変化最大圧縮点の有効応力比として定義された  $M_m$  に到達するまでのそれと類似なものとして判断したことによる。式 (3) は、供試体内部で消費されるエネルギーの考察から誘導されたものであるが、その後 Burland<sup>(4)</sup> はエネルギー量の評価に修正を加え状態曲面を次式で表わしている。

$$\sigma'_m = \sigma'_{me} \cdot \left( \frac{M_m^2}{M_m^2 + \eta^2} \right)^{(1-\kappa/\lambda)} \dots\dots\dots (4)$$

式 (3) および式 (4) が 図-10 および 図-11 に示した平衡状態線をどの程度表示し得るのかを検証するために準備したのが 図-13 および 図-14 である。用いた材

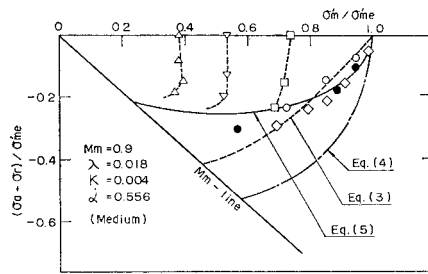


図-13 平衡状態線表示式と実験結果との比較 (中詰め砂)

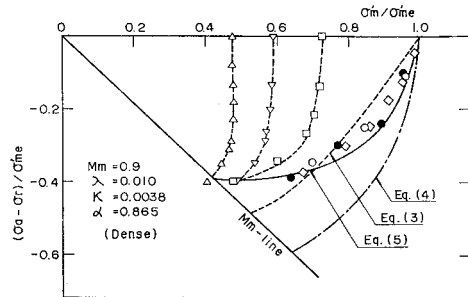


図-14 平衡状態線表示式と実験結果との比較 (密詰め砂)

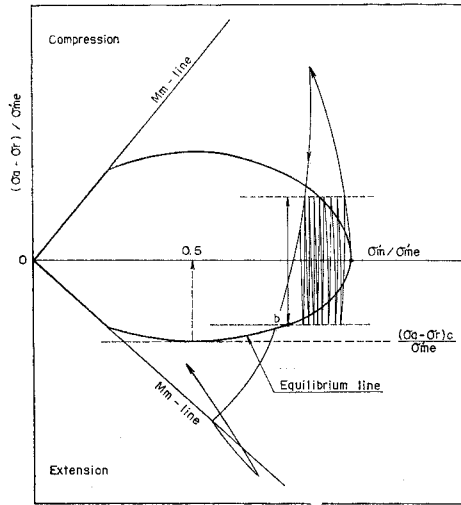
料定数は図中に示したとおりである。また、砂の場合、圧縮側と伸張側とはその有効応力径路は対称性を示さず、伸張側でより大きな間隙水圧が発生するのが一般的であるので、ここでは繰り返し載荷で得られた平衡状態線は伸張側による間隙水圧の累積により得られたものとみなして、伸張側のみ着目しプロットしてある。図によれば、式 (3) は軸差応力の小さなおとこで比較的よい一致を示しているが、軸差応力が大きくなるにつれ実験で得られた平衡状態を上回る曲線となっている。一方、式 (4) によると全体に同一の軸差応力における有効平均主応力を過小評価するようである。さらに、繰り返し回数が無限大時における液状化強度とみなし得る  $M_m$  線と平衡状態線の交点での  $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_{me}$  の値は、いずれの式によっても高めに評価されることが示されている。

以上の点を踏まえて、ここでは次式で平衡状態線を近似化することを試みた。

$$\frac{\sigma_a - \sigma_r}{\sigma'_{me}} = \alpha \cdot M_m \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{me}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{me}} - 1} \dots\dots\dots (5)$$

上式は、 $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_{me}$  と  $\sigma'_m / \sigma'_{me}$  の関係を楕円表示したものである。式中の  $\alpha$  は、初期間隙比の大きさに依存する材料定数であり、密な砂ほどその値は大きくなる。この式の意味するところを示すために 図-15 を準備した。式から明らかなように、 $\sigma'_m / \sigma'_{me} = 0.5$  で  $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_{me}$  は最大値を示すが、その値は次式で与えられる。

$$\frac{(\sigma_a - \sigma_r)_c}{\sigma'_{me}} = \frac{\alpha \cdot M_m}{2} \dots\dots\dots (6)$$



図一15 繰返し荷重時における間隙水圧の累積と平衡状態

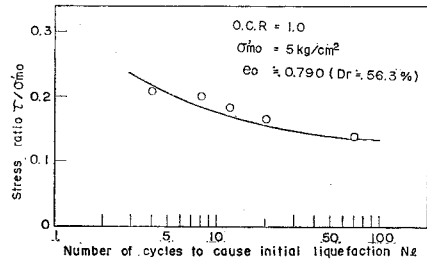
したがって、繰返し荷重試験により  $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma_{me}'$  と  $M_m$  が求められれば、 $\alpha$  は上式から決定されることになる。

さて、 $0.5 \leq \sigma_{m0}' / \sigma_{me}' \leq 1.0$  の場合を考えると、式(6)で与えられる軸差応力振幅以下の応力状態で繰返し荷重を受けても液状化は生じないで、図中のb点で表わされる平衡状態に至りひずみおよび間隙水圧の累積は停止する。一方、それ以上の応力振幅下では繰返し回数 $N$ の大きさによっては液状化する可能性があることを示している。すなわち式(6)は液状化強度の下限值を表示していることになる。一般に液状化試験においては  $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \times \sigma_{m0}'$  ( $\sigma_1 - \sigma_3$ : 応力振幅,  $\sigma_{m0}'$ : 初期有効平均主応力, 正規圧密状態では  $\sigma_{m0}' = \sigma_{me}'$ ) と液状化時の繰返し回数 ( $N_f$ ) の関係を図一16のように整理することが行われる。図は、 $\sigma_{m0}' = 5.0 \text{ kg/cm}^2$  の正規圧密状態で行った液状化試験の結果を示したものである。この図によると、繰返し回数 $N$ がきわめて多くなると液状化強度はある値に収束することが伺われるが、上記した考えに基づくと式(6)および  $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \times \sigma_{m0}' \sim N$  関係を用いて近似的に  $\alpha$  を算定することも可能である。

ここで、平衡状態線とダイレイタンシー限界との関連性について述べることにする。式(5)中の  $\sigma_{me}'$  は式(1)で与えられる。そこで、 $(\sigma_{my}' / \sigma_{m0}') = \text{O.C.R}$  と表示して式(5)を変形すると次式を得る。

$$(\sigma_a - \sigma_r) = \alpha \cdot M_m \cdot \sigma_{m0}' \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{my}' \cdot (\text{O.C.R})^{-\epsilon/\lambda}}{\sigma_{m0}'}} - 1 \quad \dots\dots\dots(7)$$

上式は、 $(\sigma_{m0}', \sigma_a - \sigma_r)$  座標上におけるダイレイタンシー限界を表わしたものである。すなわち、式(5)は図一12で示した  $e \sim \ln \sigma_{m0}'$  関係で  $e = \text{const.}$  ライン上で



図一16 初期液状化時の応力比と繰返し回数の関係

規定されたものであり、一方、式(7)はある先行圧密圧力  $(\sigma_{my}')$  から膨張させたときの各過圧密状態で定まる弾性限界を表示していることを意味するものである。

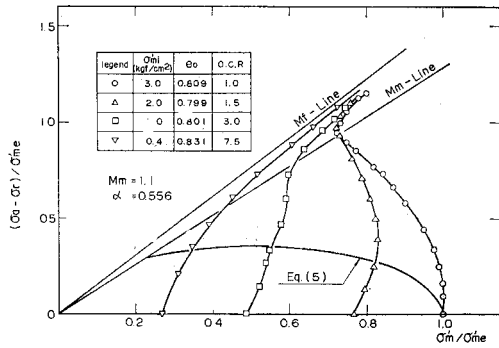
最後に、式(5)と実験結果との比較を図一13と図一14に示しておいた。用いた  $\alpha$  の値は中詰め砂では0.556、一方密詰め砂では0.865である。さらに、図一17(a), (b) および図一18(a), (b) には過圧密砂の単調荷重時における有効応力径路を  $((\sigma_a - \sigma_r) / \sigma_{me}', \sigma_{m0}' / \sigma_{me}')$  の関係で示し、式(5)で各過圧密状態に対するダイレイタンシー限界を示した。これらの図から明らかなように、式(5)に含まれる  $\alpha$  を適切に設定することにより、十分な近似度で繰返し荷重時の平衡状態線およびそれと等価な過圧密砂のダイレイタンシー限界を表示し得るものとみなすことができる。

なお、図一13および図一14に示したとおり、 $\sigma_{m0}' / \sigma_{me}' < 0.5$  の強く過圧密された領域では、式(5)と  $\eta = M_m$  で平衡状態が与えられるものと近似的に仮定できよう。

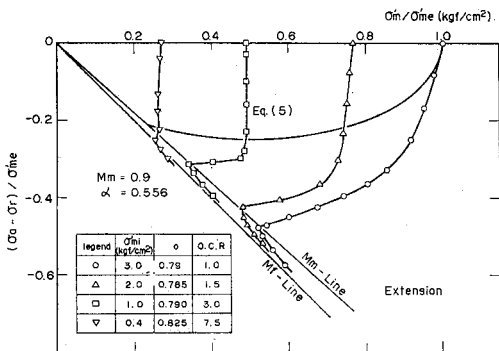
(4) 初期液状化後の変形特性

以上の議論は平衡状態に着目し行ったものであるが、限界軸差応力  $((\sigma_a - \sigma_r)_c)$  を超過した応力が繰返し加えられると間隙水圧は累積し終局的には有効平均応力が0となる完全液状化に至る。間隙水圧およびひずみの発生は、有効応力比が  $M_m$  線に到達した(ここではこの状態を初期液状化とよぶ)以降著しいことはよく知られているが、この完全液状化に至る応力状態が圧密履歴の違いによりどの程度影響されるかを調べてみた。

図一19は正規および O.C.R=2.0, 4.0 の過圧密状態にある飽和砂に対し得られた有効応力径路を示したものである。実験はいずれもせん断開始前の有効平均応力を  $1.0 \text{ kgf/cm}^2$  と同一とし、圧縮および伸張の2方向繰返しせん断を行ったものである。図によると、第1回の除荷を行うまでの有効応力径路は圧密履歴の影響を強く受けてそれぞれ異なった形状を示す。また、O.C.R=4.0 の供試体の場合、除荷後の第1回目の繰返し荷重時にも圧密履歴の影響がみられるが、O.C.R=2.0 の場合は正規圧密砂の有効応力径路とほぼ平行した径路を示

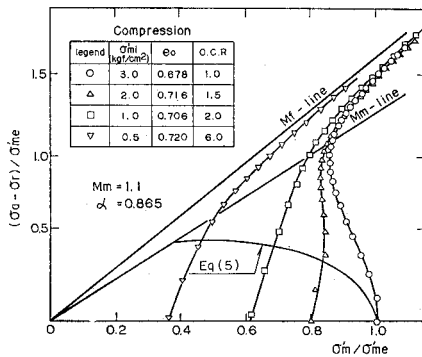


(a) 中詰め砂：圧縮側

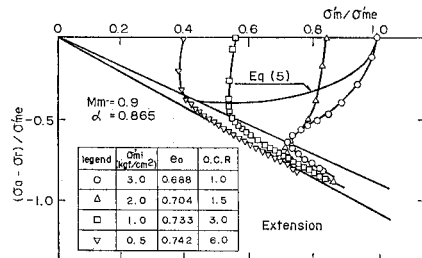


(b) 中詰め砂：伸張側

図-17 ダイレクタンシー限界



(a) 密詰め砂：圧縮側



(b) 密詰め砂：伸張側

図-18 ダイレクタンシー限界

していることがわかる。この傾向は、2回目の繰り返しの時に顕著にみられ、過圧密比が大きい場合でも圧密履歴

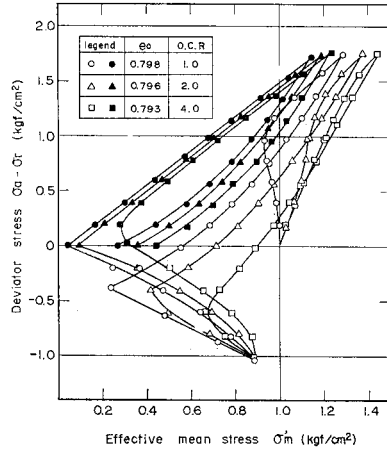


図-19 正規および過圧密砂の初期液化化後の有効応力径路

の違いはほぼ完全に消滅し、正規圧密砂とほぼ同様の挙動を示すものとみてよい。

#### 4. 新しい硬化法則を導入した弾-塑性モデル

##### (1) 従来の弾-塑性モデル

新しい弾-塑性モデルを提示する前に、その基本となる従来の弾-塑性構成式<sup>10)</sup>について述べる。

著者が提案した従来のモデルの要点は以下のようである。

① 全ひずみ増分 ( $d\epsilon$ ) は、弾性ひずみ増分 ( $d\epsilon^e$ ) と塑性ひずみ増分 ( $d\epsilon^p$ ) の和として与えられる。すなわち、

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p$$

ただし、 $d\epsilon^p$  は次に示す降伏条件を満足するときのみ発生する。

② 砂の降伏挙動は、せん断によるものと圧密によるものとに分けて考えることができる。ここで、せん断による変形挙動とは有効応力比 ( $\eta$ ) の増減によるものであり、圧密によるそれは有効平均応力 ( $\sigma'_m$ ) の増減によって生じるものを意味している。さて、せん断および圧密による降伏関数をそれぞれ  $f_s$  および  $f_c$  と表わし、硬化パラメーターをそれぞれ  $f_{s,y}$  および  $f_{c,y}$  で表わすと、各降伏関数は次式で近似的に表示されている。

$$f_s - f_{s,y} = \eta - \eta_y \dots\dots\dots (8 \cdot a)$$

$$f_c - f_{c,y} = \sigma'_m - \sigma'_{m,y} \dots\dots\dots (8 \cdot b)$$

③ 降伏時において、塑性ひずみ増分の方角を与える塑性ポテンシャルはせん断 ( $g_s$ ) および圧密 ( $g_c$ ) に対し、それぞれ次式で与えられる。



$$g_s = \eta + M_m \cdot \ln \sigma_m' \dots\dots\dots (9 \cdot a)$$

$$g_c = \sigma_m' \dots\dots\dots (9 \cdot b)$$

ここに、 $g_s$  は塑性ひずみ増分比 ( $dv_d^p/d\tau^p$ ;  $dv_d^p$ : ダイレイタンシーによる塑性体積ひずみ増分) と有効応力比 ( $\eta$ ) との間に次式で示す一義的な関係が認められることを利用して誘導されたものである。

$$\frac{dv_d^p}{d\tau^p} = M_m - \eta \dots\dots\dots (10)$$

④ 降伏曲面の広がり方は等方的 (等方硬化) であり、せん断および圧密に対する硬化関数は、増分形で表示するとそれぞれ次式で与えられる。

$$d\eta_y = \frac{G'}{\left(\frac{G'}{M_f} \cdot r^p + 1\right)^2} \cdot d\tau^p \dots\dots\dots (11 \cdot a)$$

$$d\sigma_{m'y} = \frac{(1+e_0) \cdot \sigma_m'}{\lambda - \kappa} \cdot dv_c^p \dots\dots\dots (11 \cdot b)$$

ここに、式 (11・a) は  $\eta$  と  $r^p$  の関係を双曲線表示 ( $G'$ : 初期接線勾配,  $M_f$ : 破壊時の有効応力比) で、一方、式 (11・b) は等方圧密試験において得られる  $e \sim \ln \sigma_m'$  関係を直線と仮定して設定されたものである。

さて、式 (10) および式 (11・a) に基づけばダイレイタンシーによる体積ひずみ増分 ( $dv_d$ ) は次式のように表わされる。ただし、他の研究者<sup>9), 12), 14), 15)</sup>に習いその弾性成分は無視し得るものとする。

$$dv_d = \frac{(M_m - \eta)}{G'} \cdot \left(\frac{M_f}{M_f - \eta}\right)^2 \cdot d\eta \dots\dots\dots (12)$$

非排水条件下では、近似的に全体積ひずみ増分は 0 と見なし得るので、上式に圧密による弾性体積ひずみ増分 ( $dv_c^e = \kappa / (1+e_0) \cdot d\sigma_m' / \sigma_m'$ ) を加えて  $dv = dv_d + dv_c^e = 0$  とおけば、せん断時における有効応力増分 ( $d\sigma_m'$ ) は次式のように求められる。

$$d\sigma_m' = \frac{(1+e_0) \cdot \sigma_m' \cdot (M_m - \eta)}{G' \cdot \kappa} \cdot \left(\frac{M_f}{M_f - \eta}\right)^2 \cdot d\eta \dots\dots\dots (13)$$

上式は、( $\sigma_m'$ ,  $\sigma_a - \sigma_r$ ) 平面上における有効応力径路を微分形式で表示したものであり、これを任意の初期応力条件のもとで積分すれば非排水せん断時における有効応力径路表示式が与えられることになる。

## (2) 新しい弾-塑性モデル

正規圧密砂に対して、応力が単調に増加、もしくは一方向繰り返し載荷条件下での応力~ひずみ挙動はすでに提案した弾-塑性モデルでほぼ表示し得ることが示されている<sup>10)</sup>。しかし、この等方硬化モデルでは、① 過圧密状態下にある砂の変形挙動、② 2方向 (圧縮⇔伸張) 繰り返し応力条件下にある変形挙動、等を十分に評価することができない。さらに、初期液状化後の不安定な変形特性のモデル化も重要な課題として残されている。以

下では、**3** で述べた実験事実に基づき、非排水せん断時におけるこれらの応力~ひずみ挙動を含めて任意応力条件下における変形特性を説明し得る弾-塑性モデルを提示する。

飽和砂の変形挙動は、 $\eta$  が  $M_m$  より大か小かで大きく異なる。以下では、まず  $|\eta| < |M_m|$  の条件下に限定して議論を進めることにする。非排水繰り返し載荷時における降伏特性を次のように仮定する。

① 正規および過圧密状態のせん断に関する初期降伏関数は次式で与えられる。

$$f_{si} = \eta_i = \alpha \cdot M_m \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{me'}}{\sigma_{m0'}} - 1} : \sigma_{m0}' > \sigma_m'^* \dots\dots\dots (14 \cdot a)$$

$$f_{si} = \eta_i = M_m : \sigma_{m0}' \leq \sigma_m'^* \dots\dots\dots (14 \cdot b)$$

ここに、 $\sigma_m'^*$  は  $M_m$  と式 (5) で示した平衡状態線の交点における有効平均主応力であり、次式で与えられる。

$$\sigma_m'^* = \frac{\sigma_{me'}}{(\alpha)^{-2} + 1} \dots\dots\dots (15)$$

② 繰り返しせん断時において、ある一応力方向 (たとえば圧縮側) の降伏条件に対する任意応力方向 (たとえば伸張側) の降伏条件は次式で与えられる。

$$f_s = \eta_y = \alpha \cdot M_m \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{me'}}{\sigma_{mc'}} - 1} \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 $\sigma_{mc}'$  は現在の降伏状態における有効平均主応力を表わす。

③ 降伏時の塑性ポテンシャルおよび硬化関数は、式 (9) および式 (11) により与えられる。

以上の仮定のうち、① は圧密履歴による降伏特性の差を表示したものである。これは、**3** で述べた種々な過圧密状態からせん断された場合のダイレイタンシー限界を ( $\sigma_a - \sigma_r / \sigma_{me}'$ ,  $\sigma_m' / \sigma_{me}'$ ) 座標上で楕円で近似的に表わしたものである。式 (14・a) で  $\sigma_{m0}' = \sigma_{me}'$ 、すなわち正規圧密状態に初期応力状態を限定すれば  $\eta_i = 0$  となり、せん断初期から塑性挙動が生じるとした従来のモデルと一致する。また、 $\sigma_{m0}' > \sigma_m'^*$  の範囲内では、O.C.R が大きいほど  $\eta_i$  は大きくなり弾性範囲は拡大したことになる。一方、 $\sigma_m'^*$  以下の強く過圧密された状態では O.C.R の大きさにかかわらず、 $\eta_i = M_m$  とした。これは、強く過圧密された飽和粘性土に対して足立・西<sup>15)</sup>が示したダイレイタンシー限界と一致するものである。以上の考え方を模式的に示したのが 図-20 である。

仮定 ② は、実験で示された平衡状態線と過圧密履歴による変形特性を考慮して設けられたものである。この考え方を示すために 図-21 (a), (b) を準備した。いま、正規圧密状態にある飽和砂を想定し (図-21 (a) 参照)、 $\sigma_{m0}' (= \sigma_{me}')$  の等方圧密状態からせん断を行った場合を考える。 $\eta = \eta_{y,1}^c$  まで圧縮側へせん断すると、圧縮

側の降伏曲線は  $\eta = \eta_{y,1}^C$  で与えられる。そのときの有効平均主応力を  $\sigma_{mc,1}'$  とする。この状態での伸張側における降伏曲線は、仮定 ② より式 (16) で与えられる  $\eta = \eta_{y,1}^E$  となる。このとき、 $\eta_{y,1}^E \neq \eta_{y,1}^C$  である。すなわち、従来のモデルとは異なり、異方的な硬化特性を設定したことになる。 $\eta = \eta_{y,1}^C$  から軸差応力を減少させ、 $\eta = \eta_{y,1}^E$  に至ると塑性的挙動が生じ、さらに軸差応力を負荷すると伸張側での降伏条件は拡大することになる。いま、 $\eta = \eta_{y,2}^E$  までせん断を進めたとすると、圧縮側での降伏曲線は  $\sigma_m' = \sigma_{mc,2}'$  を用いて式 (16) より算定される  $\eta = \eta_{y,2}^C$  で与えられる。

以上の硬化特性によれば、図中に示した  $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma_{me}'$  より小さな応力振幅のもとで繰返し載荷が行われた場合、繰返し回数の増加に伴い有効平均主応力は減少していくが、終局的には間隙水圧の累積は停止し平衡状態に到達するという実験事実を説明できることになる。ただし、このモデルでは一応力方向（たとえば圧縮

側)のみでの繰返し荷重下におけるひずみおよび間隙水圧の累積現象は説明できない。

一方、過圧密状態から繰返しせん断を行った場合もまったく同様であるが、同一の応力振幅および繰返し回数のもとでは過圧密砂の方が、ひずみおよび間隙水圧の発生が小さいという実験事実を以上のモデルにより説明することができる(図-21 (b) 参照)。

石原・岡田は、過圧密砂の降伏特性に着目し、非排水繰返し荷重下での降伏特性を同様の観点から議論している。彼らは、ある先行荷重を有する1本の膨潤曲線上での各過圧密状態に対応する降伏特性から、その弾性限界(ここでいうダイレイタンスー限界)を与え、それが非排水繰返し載荷時のように間隙比が一定で有効平均主応力が減少する過程で与えられる弾性限界(ここでいう平衡状態)と一致するとしている。これは、式(7)で  $\kappa=0$  とおける場合のみ成立するものであるが、ここで示した弾-塑性モデルは、膨潤曲線上での各過圧密状態における初期降伏特性と非排水繰返し条件下での降伏特性を、等価圧密圧力の概念を導入することにより明確に区分づけたところに特徴がある。

次に、繰返し載荷によって有効平均主応力が減少し、 $|\eta| \geq |M_m|$  に至った後の変形モデルについて述べる。用いた仮定は以下のものである。

④  $|\eta| \geq |M_m|$  に至った時点では、いままでの圧密履歴およびせん断履歴は消滅し、有効応力比の増減によらず塑性変形が生じる。すなわち、有効応力比一定線と与えられる降伏条件は、応力の変化に伴い常に移動していくものとする。

⑤ 降伏時 ( $d\eta \neq 0$ ) の硬化関数は式 (11) で、一方塑性ポテンシャル  $g_s$  は次式で与えられる<sup>16)</sup>。

$$g_s = \pm (\eta - \eta_0 + M_m \ln \sigma_m') \dots \dots \dots (17)$$

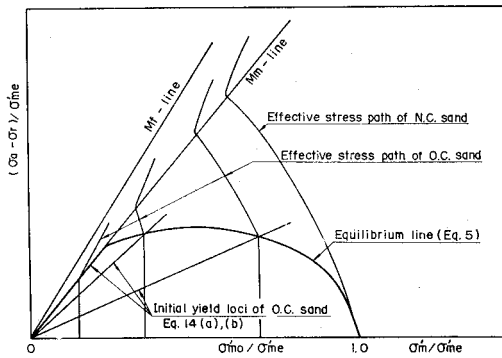


図-20 正規および過圧密砂の初期降伏曲線

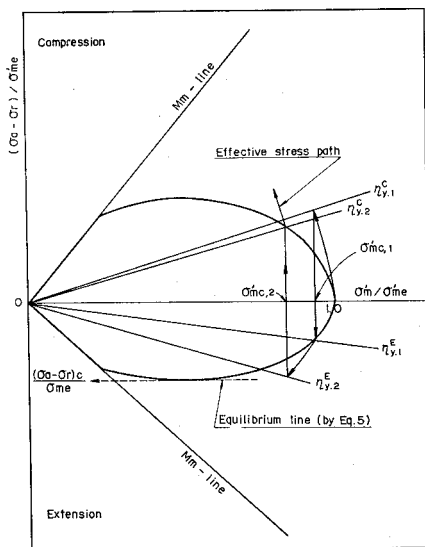


図-21 (a) 繰返し載荷時における正規圧密砂の降伏特性のモデル化

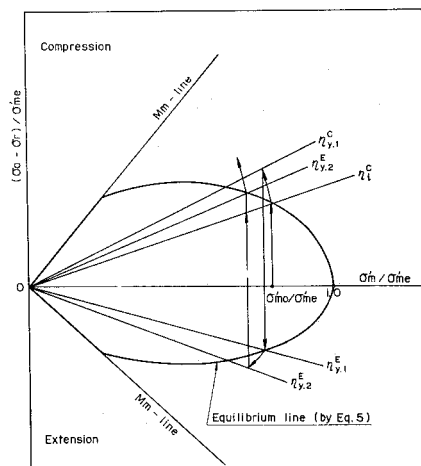


図-21 (b) 繰返し載荷時における過圧密砂の降伏特性のモデル化

ここに、 $\eta_0$  は折り返し点における有効応力比である。上式の (+) は  $d\eta > 0$  の場合に、一方 (-) は  $d\eta < 0$  の場合に用いるものとする。また、式 (11・a) および式 (17) 中の  $M_f$  および  $M_m$  は、 $d\eta > 0$  の場合は圧縮側の  $M_f, M_m$  を、一方  $d\eta < 0$  の場合は伸張側の  $M_f, M_m$  を用いることとする。

以上が、圧密履歴による変形特性および繰返し載荷時における平衡状態に着目して提示した弾-塑性モデルの概要である。硬化の仕方にダイレイタンスー限界の考え方を導入したためいくぶん複雑なモデルとなっているが、用いるべき材料定数は従来のモデルに 1 つの定数 ( $\alpha$ ) を付加したものになっている。本モデルにより、繰返し載荷時および単調載荷時における正規および過圧密砂の変形挙動を評価するには、上記した降伏条件を考慮して、式 (11) で示した増分形の応力～ひずみ関係式を用いれば、任意応力状態下での弾-塑性挙動が表示できることになる。以下に各種試験結果との比較について述べ、用いた降伏特性の妥当性を検証することにする。

(3) 弾-塑性モデルによる計算結果と実験結果との比較

計算に用いた降伏関数および降伏時の有効応力径路表示式はそれぞれ式 (14), (16) および式 (13) である。一方、降伏時の応力～ひずみ関係は式 (11・a) に弾性成分を加えて書き直すと次式となる。

$$dr = \frac{1}{G'} \cdot \left( \frac{M_f}{M_f - \eta} \right)^2 \cdot d\eta + dr^e \dots\dots\dots (18)$$

また、弾性せん断ひずみ増分 ( $dr^e$ ) は次式で与えられる。

$$dr^e = \frac{d(\sigma_a - \sigma_r)}{3G} = \frac{\sigma_{mc}'}{3G} \cdot d\eta \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 $G$  はせん断剛性率を表わす。

必要とする材料定数は、 $G', M_m, M_f, \lambda, \kappa, \alpha$  および  $G$  の 7 個であるが、 $G'$  については次のように考える。いわゆる動的変形試験の結果から、微小ひずみ ( $10^{-4} \sim 10^{-6}$ ) 時でのせん断剛性率 ( $G_0$ ) は次式で表示されることが知られている。

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot (\sigma_{m0}')^{1/2} \dots\dots\dots (20)$$

いま、正規圧密砂において、 $dr^e$  は  $dr^p$  に比べて無視できるものと仮定し、式 (18) で  $\eta \rightarrow 0$  とすると次式を得る。

$$dr = \frac{d\eta}{G'} \dots\dots\dots (21)$$

さらに、 $d(\sigma_a - \sigma_r) = \sigma_m' \cdot d\eta + \eta \cdot d\sigma_m'$  と表わされるので、同様に  $\eta \rightarrow 0$  とすると  $d\eta$  は  $d(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma_{m0}'$  で与えられる。これを式 (21) に代入すると、

$$\frac{d(\sigma_a - \sigma_r)}{dr} = G' \cdot \sigma_{m0}' \dots\dots\dots (22)$$

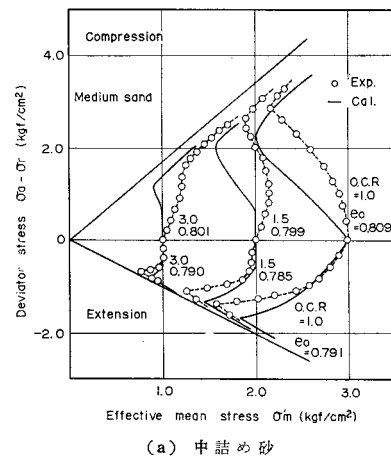
また、上式の左辺は  $3G_0$  と等しいので、結局  $G'$  は次式で与えられることになる。

$$G' = \frac{3G_0}{\sigma_{m0}'} = 3 \times A \cdot F(e) \cdot (\sigma_{m0}')^{-1/2} \dots\dots\dots (23)$$

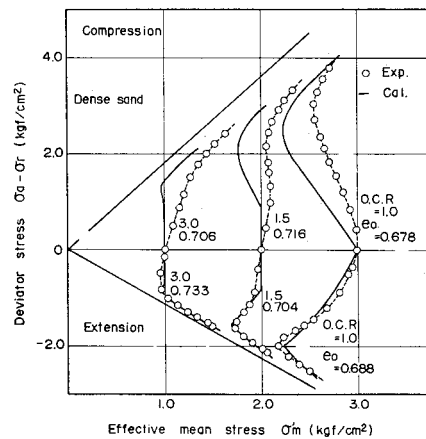
正規および過圧密状態にある飽和砂を対象とし、一方方向に非排水三軸圧縮・伸張試験を行った場合の実験結果と弾-塑性モデルによる計算結果との比較を図-22 (a), (b) および図-23 (a), (b) に示す。ここに、中詰めおよび密詰め砂に対し表-2 に示した材料定数を用いている。なお、式 (23) 中の  $F(e)$  は次式で示す Richart の提案式<sup>17)</sup> によっている。

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \dots\dots\dots (24)$$

有効応力径路に対する計算結果と実験結果を比較すると、圧縮側で過剰間隙水圧を過大に、一方伸張側では過小に評価する傾向がみられるが、全体的には実験で示された正規および過圧密砂の応力～ひずみ挙動をよく近似

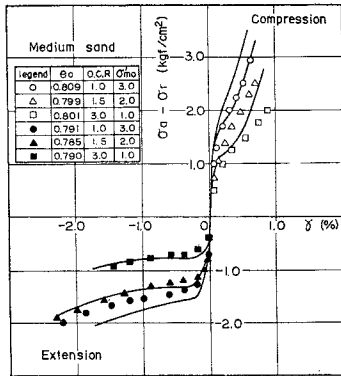


(a) 中詰め砂

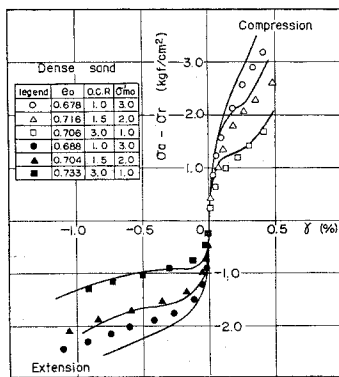


(b) 密詰め砂

図-22 有効応力径路に関する計算結果と実験結果との比較



(a) 中詰め砂



(b) 密詰め砂

図—23 軸差応力～せん断ひずみ関係に関する計算結果と実験結果との比較

表—2 材料定数

	$M_{fc}$	$M_{mc}$	$M_{fe}$	$M_{me}$	$A$	$\lambda$	$\epsilon$	$\alpha$
中詰め砂	1.68	1.10	-1.00	-0.90	700	0.018	0.004 0	0.556
密詰め砂	1.80	1.10	-1.10	-0.90	700	0.010	0.003 8	0.865

しているものとみてよい。

一方、中詰め状態にある正規および過圧密砂 (O.C.R = 1.5, 2.0) を対象として実施した 2 方向繰り返しせん断 (応力振幅一定) 試験の結果と計算結果の比較を示したのが 図—24~26 である。用いた材料定数は表—2 に示したものと同様である。同一の拘束圧および同一の応力振幅下では過圧密な砂ほど間隙水圧およびひずみの発生量が少ないことが実験結果から知られるが、弾-塑性モデルにおいてもこの傾向は十分説明し得ることが示されている。

最後に、ランダム荷重下における飽和砂の応力～ひずみ挙動を本提案モデルでどの程度説明し得るかを示しておこう。図—27 (a) は、Taft 地震における記録波形 (NS 成分) を飽和砂供試体に与えたときに得られた軸差応力、軸ひずみおよび過剰間隙水圧の時刻歴変動を示したものである。なお、実験は記録波形の時間軸を 5 倍

に拡大して行ったものであり、供試体の初期間隙比は 0.73、初期有効拘束圧は 3.0 kgf/cm<sup>2</sup> の正規圧密状態で行っている。この実験で得られた応力波形から弾-塑性モデルを用いて計算された軸ひずみおよび過剰間隙水圧の時刻歴変動を示したのが 図—27 (b) である。計算には表—2 の密詰め砂に対する材料定数を用いている。計算結果によると、実験結果と比較して過剰間隙水圧が初期有効拘束圧に等しくなる時刻がやや遅れ気味であるが、その後の大きな応力変動による過剰間隙水圧の瞬時的な減少 (せん断抵抗力の増大) が表現し得ていることが示されている。また、計算軸ひずみ量もほぼ実験結果と符合しており、したがってランダム荷重下における応力～ひずみ挙動を本提案モデルにより予測することが、一応可能になったものと結論できる。ただし、排水繰り返し荷重下での残留ひずみ量の評価は今後の課題として残されている。

## 5. 結 論

正規および過圧密砂を対象とした非排水単調載荷および繰り返し載荷時の変形挙動に関する諸実験事実から、任意の圧密履歴下にある飽和砂の弾-塑性モデルについて述べた。以下に得られた結論を要約する。

(1) 過圧密状態にある飽和砂の非排水単調載荷時における変形挙動を有効応力の立場から議論した。その結果、過圧密状態にある飽和砂の変形挙動は、正規圧密状態のそれとは明らかに異なり、ダイレイタンスーによる間隙水圧発生が無視し得る応力領域 (ダイレイタンスー限界) が存在することが示された。

(2) 繰り返し載荷時においては、繰り返し回数が増加に伴い過剰間隙水圧は累積し、破壊 (液状化) に至る場合もあるが、繰り返し回数にかかわらずひずみおよび間隙水圧の累積が停止する応力状態 (平衡状態) が存在する。

(3) 繰り返し載荷により間隙水圧は累積し、有効応力は減少するので、この過程は砂がより過圧密な状態へとその変形特性が移行していくことを示している。したがって、ある繰り返し回数のもとで有効応力の変化が停止し弾性的挙動を示す平衡状態は、過圧密砂のダイレイタンスー限界と密接な関連性を有し、これらに基づけばさまざまな圧密履歴を受けた飽和砂の静的、ならびに繰り返し載荷時の変形挙動を統一的に説明できることを示した。

(4) 等価圧密圧力の概念を導入し、任意圧密履歴下にある飽和砂の平衡状態表示式を提示した。また、 $e \sim \log \sigma_m'$  座標上における膨潤曲線を直線近似することによりダイレイタンスー限界表示式を提案し各過圧密状態

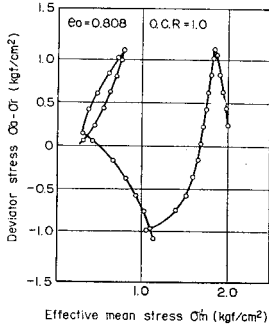


図-24 (a) 正規圧密砂の有効応力径路 (実験結果)

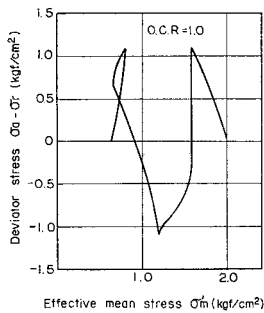


図-24 (b) 正規圧密砂の有効応力径路 (計算結果)

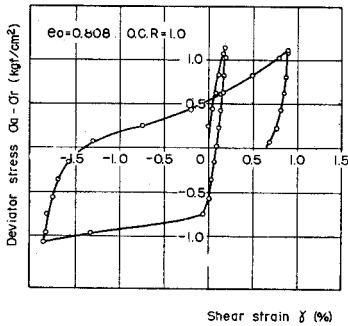


図-24 (c) 正規圧密砂の軸差応力～せん断ひずみ関係 (実験結果)

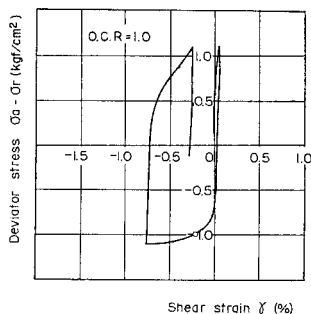


図-24 (d) 正規圧密砂の軸差応力～せん断ひずみ関係 (計算結果)

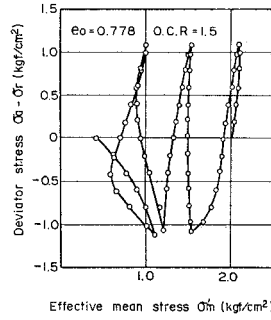


図-25 (a) 過圧密砂 (O.C.R=1.5) の有効応力径路 (実験結果)

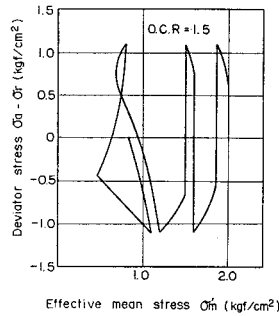


図-25 (b) 過圧密砂 (O.C.R=1.5) の有効応力径路 (計算結果)

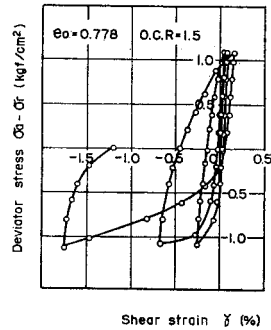


図-25 (c) 過圧密砂 (O.C.R=1.5) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (実験結果)

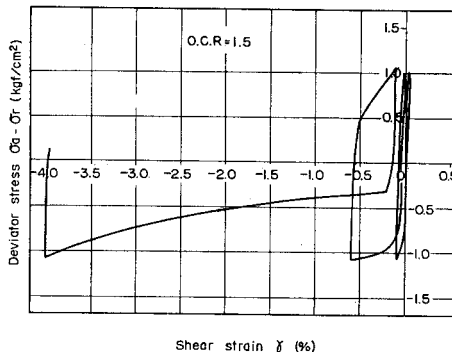


図-25 (d) 過圧密砂 (O.C.R=1.5) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (計算結果)

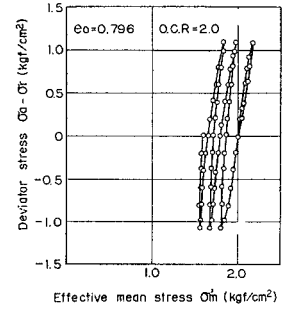


図-26 (a) 過圧密砂 (O.C.R=2.0) の有効応力径路 (実験結果)

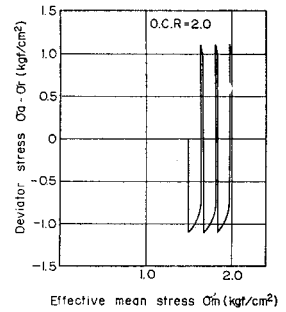


図-26 (b) 過圧密砂 (O.C.R=2.0) の有効応力径路 (計算結果)

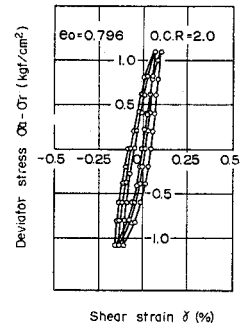


図-26 (c) 過圧密砂 (O.C.R=2.0) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (実験結果)

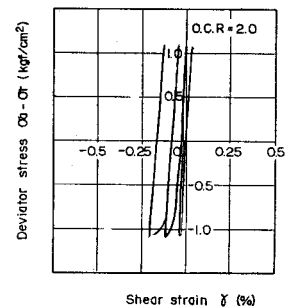
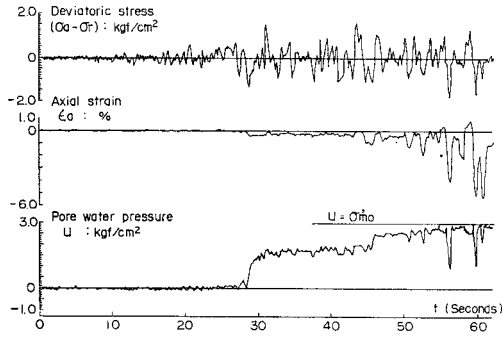
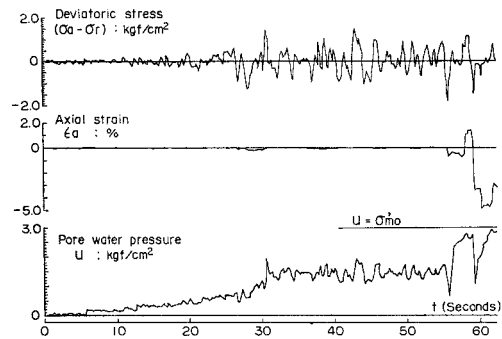


図-26 (d) 過圧密砂 (O.C.R=2.0) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (計算結果)



図—27 (a) 実地震波形 (TAFT : NS 成分) による  
ランダム載荷時の実験結果



図—27 (b) 実地震波形 (TAFT : NS 成分) による  
ランダム載荷時の計算結果

下における初期降伏特性と非排水繰り返し載荷時における降伏特性を明確に区分づけた。

(5) 任意の圧密履歴を有する飽和砂の弾-塑性モデルを提案した。このモデルは、結論(2)で述べた平衡状態を導入し、従来の等方硬化弾-塑性モデルを修正・拡張したものである。

(6) 新たに提案した弾-塑性モデルによる計算結果と各種三軸圧縮試験結果との比較を行った。その結果、モデルは正規および過圧密砂の単調載荷時ならびに繰り返し載荷時(応力振幅一定、ランダム振動荷重条件下)の応力~ひずみ挙動を十分な近似度で表示し得ることが示された。

(7) このように任意応力条件下での降伏特性を定義した本提案モデルは任意の圧密履歴およびせん断履歴下にある飽和砂層地盤の地震時変形挙動、特に構造物周辺地盤および斜面地山内部でみられるような初期せん断応力が作用している状態から地震力などのような不規則荷重を受ける場合の安定性検討には有用なものと考えられる。

謝辞：本研究の遂行においては、京都大学防災研究所、足立紀尚博士、電力中央研究所地盤耐震部、江刺靖行博士および国生剛治主査研究員から暖かいご指導お

よび貴重なご助言をいただいた。また、実験に際しては西 邦正、青山正信(東京理科大学学生)および宇野晴彦(東海大学学生)の諸君にご協力をいただいた。ここに記して深甚の謝意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) Seed, H.B. and K.L. Lee : Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol. 91, SM 6, pp. 105~134, 1966.
- 2) Finn, W.D.L., K.L. Lee and G.R. Martin : An Effective Stress Model for Liquefaction, Proc. ASCE, Vol. 103, GT 6, pp. 517~533, 1977.
- 3) Liou, C.P., V.L. Streeter and F.E. Richart : Numerical Model for Liquefaction, Proc. ASCE, Vol. 103, GT 6, pp. 589~605, 1977.
- 4) Ghaboussi, J. and S.U. Dikmen : Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sands, Proc. ASCE, Vol. 104, GT 3, pp. 341~356, 1978.
- 5) 後藤尚男・岡 二三生・関口宏二：層状地盤の液状化解析，京都大学防災研究所年報，Vol. 22, pp. 49~74, 1979.
- 6) Roscoe, K.H., A.N. Schofield and A. Thirairajah : Yielding of Clays in States Wetter than Critical, Geotechnique, Vol. 13, pp. 211~240, 1963.
- 7) Poorooshasb, H.B., I. Holubec and A.N. Sherbourne : Yielding and Flow of Sand in Triaxial Compression, Part I, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 4, pp. 179~190, 1966.
- 8) Poorooshasb, H.B., I. Holubec and A.N. Sherbourne : Yielding and Flow of Sand in Triaxial Compression, Part II and III, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 4, pp. 377~398, 1967.
- 9) Lade, P.V. and J.M. Duncan : Elasto-plastic Stress Strain Theory for Cohesionless Soil, Proc. ASCE, Vol. 101, GT 10, pp. 1037~1053, 1975.
- 10) 西 好一・江刺靖行：弾-塑性論に基づく砂の応力~ひずみ関係式，電力中央研究所研究報告，No. 376014, 1977.
- 11) Tatsuoka, F. and K. Ishihara : Drained Deformation of Sand Under Cyclic Stresses Reversing Direction, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, pp. 51~65, 1974.
- 12) Ishihara, K. and S. Okada : Yielding of Overconsolidated Sand and Liquefaction Model under Cyclic Stresses, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 58~72, 1978.
- 13) 龍岡文夫・吉原光美：三軸試験における砂の降伏特性について，第9回土質工学研究発表会，pp. 211~214, 1974.
- 14) Roscoe, K.H. and J.B. Burland : On the Generalized Stress-Strain Behaviour of 'Wet' Clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, pp. 535~609, 1968.
- 15) 足立紀尚・西 好一：過圧密粘土の構成式，京都大学防災研究所年報，No. 19, pp. 1~13, 1976.
- 16) 西 好一・江刺靖行：繰り返し荷重下における砂の弾-塑性挙動，第34回土木学会年次学術講演会講演概要集(III)，pp. 33~34, 1979.
- 17) Richart, F.E., J.R. Hall and R.D. Woods : Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall Inc., 1970.

(1981.3.12・受付)