異方構造を有する砂の三次元非排水応力ーひずみ関係

異方構造を有する砂の三次元非排水応力—ひずみ関係

三　浦　清　一

Three-Dimensional Undrained Stress-Strain Relationship for Sand with Anisotropic Fabric

Seiichi MIURA

Abstract

A three-dimensional undrained stress-strain relationship for loose sand having the anisotropic fabric is derived on the basis of the non-associated flow rule. Yield function, plastic potential function and hardening function which are required to frame the theory for sand are formulated through the experimental study on the relationship between plastic strain increment ratio and stress ratio and the plastic strain work during shear under three different principal stresses. The present model is based on the idea that in the undrained shear condition the parameter A which prescribes the hardening function varies linearly with the change of effective mean principal stress. Parameters included in the proposed elastoplastic work hardening model can be determined easily from the conventional triaxial compression and extension tests and the oedometer test.

Comparisons of the predicted and measured three-dimensional stress-strain relationships showed that the proposed theory is capable of simulating the anisotropic undrained mechanical behavior obtained from a series of true undrained triaxial test on Fuji River Sand (F-sand) by Yamada and Ishihara (1981).

1. まえがき

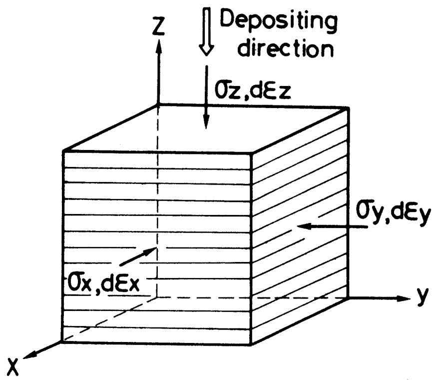
最近，土のような粒状材料に特有なダイレイタンシーなどの現象を予測する構成式が提案されてきている。しかし，これらの応力—ひずみ関係式は土の等方性や軸対称三軸応力状態などの限定された条件を前提として誘導されているものが多い。原位置地盤では，堆積過程において形成される異方的な粒子の配列構造を反映して，その静的力学挙動や液状化特性は強い異方性を示すことが認められている[1),2),3),4),5)]。また，原位置の応力系は平面ひずみ条件で代表されるように相異なる三主応力状態にある場合が普通である。したがって，このような事実を無視して土の力学を議論することは許されず，一般応力条件下にある異方性砂の応力—ひずみ—ダイレイタンシー関係式を確立することが急務である。

筆者らは既に，弾塑性理論に基づいて，初期に異方構造を有しかつ一般応力条件下にある粒状体の排水応力—ひずみ関係式を誘導した。この構成式は，Yamada & Ishihara[6)]が報告している富士川砂及び筆者らが行なった豊浦砂の三主応力制御試験の結果を良く説明することが明らかに

されている[7)]。本研究では，この排水応力—ひずみ—ダイレイタンシー関係式を，せん断中に生じる体積ひずみ増分を0とおき（等体積条件），かつ構成式中の硬化関数の有効拘束圧依存性を考慮することによって，非排水条件下にある飽和砂にも適用できるように拡張した。誘導された応力—ひずみ関係式は，Yamada & Ishiharaが実施した富士川砂の非排水三主応力制御試験の結果[8)]を，かなりの精度で予測できることが示されている。

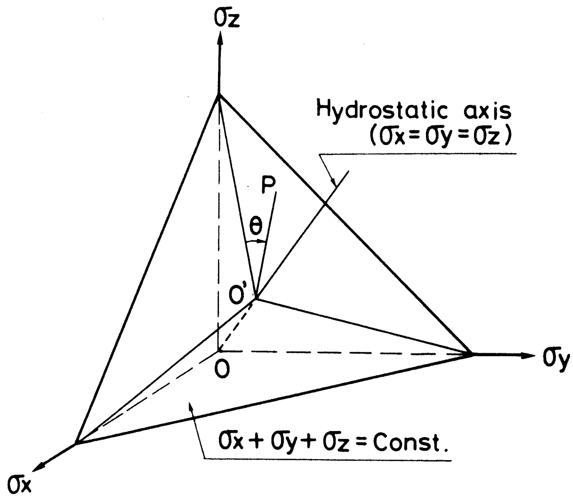
2．砂の異方構造要素と応力・ひずみの表示

本研究では，図—1に示すように，重力の作用を受けて堆積した粒子の異方配列構造を有する砂要素を考える。直交座標系はz軸が砂粒子の堆積方向（重力方向）に一致するように設定し，それに対応する主応力，主ひずみ増分は圧縮を正として定義している。ただし，有効応力を表わす場合は応力の記号にプライムを付与することとする。このように考える理由は，堆積中に重力の影響を受けるため，棒状または扁平状を呈している砂粒子はその長軸が水平方向に卓越配列し水平面ではランダムな粒子配列になっているからと想定されるからである。このような堆積条件では，その粒子配列は鉛直軸（z軸）を対称軸とし，水平面においては等方的な二軸直交異方性体としてモデル化されよう。なお，自然堆積砂地盤の粒子配列構造はこのような堆積状態に非常に近いことが，多くの実地盤において明らかにされている[2),3)]。



図—1　砂の二軸直交異方性体モデル

図—2に示すように，主応力空間における正八面体面を考えると，それに垂直・平行な応力成分はそれぞれ全平均主応力p，せん断応力qで，次のように定義される。



図—2　主応力空間における正八面体応力面

$$p=\frac{1}{3}(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z) \quad (1)$$

$$q=\frac{1}{\sqrt{2}}\ \{(\sigma_x-\sigma_y)^2+$$

$$(\sigma_y-\sigma_z)^2+(\sigma_z-\sigma_x)^2\}^{\frac{1}{2}} \tag{2}$$

また，有効平均主応力p'は間隙水圧をuで表わすと，次式の通りである。

$$p'=p-u \tag{3}$$

ひずみ増分についても同様に，体積ひずみ増分，せん断ひずみ増分をそれぞれ次のように定義する。

$$d\varepsilon_v=d\varepsilon_x+d\varepsilon_y+d\varepsilon_z \tag{4}$$

$$d\gamma=\frac{\sqrt{2}}{3}\{(d\varepsilon_x-d\varepsilon_y)^2+(d\varepsilon_y-d\varepsilon_z)^2+(d\varepsilon_z-d\varepsilon_x)^2\}^{\frac{1}{2}} \tag{5}$$

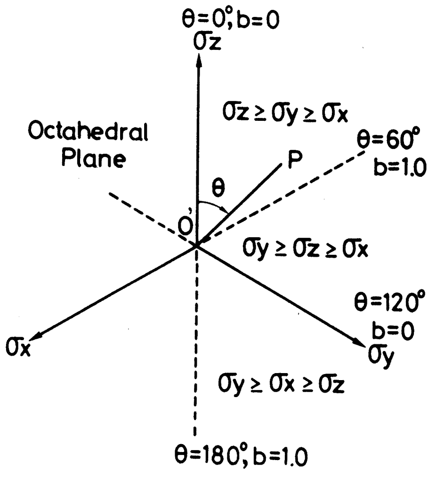
正八面体面上のせん断応力の方向は，図—3に示すようにσ_z軸から時計回り方向に取ったθで規定すると，次式で表わされる。

$$\tan\theta=\frac{\sqrt{3}(\sigma_y-\sigma_x)}{2\sigma_z-\sigma_x-\sigma_y} \tag{6}$$

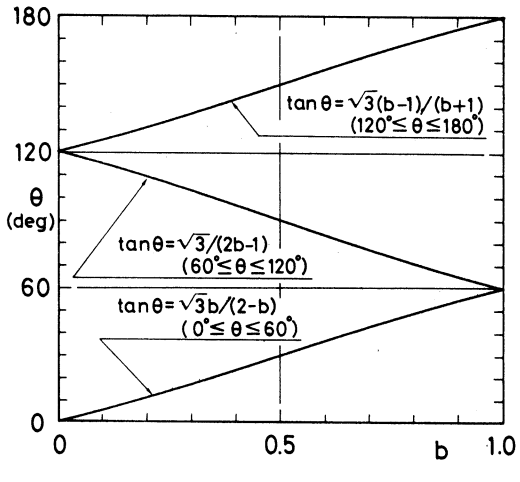
さらに，中間主応力の相対的な大きさは次式のパラメータbを用いて表わすことにする。

$$b=\frac{\sigma_2-\sigma_3}{\sigma_1-\sigma_3} \tag{7}$$

ただし，σ_1，σ_2，σ_3はそれぞれ最大，中間，最小主応力である。bとθの関係は，図—4に示すようであるが，b値は主応力σ_x，σ_y，σ_zの大きさの順序にはよらないので，応力系をユニー



図—3　パラメータθの定義と応力経路



図—4　パラメータθとb値の関係

クに規定するパラメータであると言えよう。

本研究では，所定の圧力 p_c で等方圧密した後，全平均主応力 p を一定に保持し，図—3に示されるように原点からの放射状直線（θ ＝一定 or b ＝一定）となる応力経路に沿ってせん断応力 q が単調増加する場合について考えている。

以下に述べる基本仮定の誘導及び得られた関係式の検証には，Yamada & Ishihara が報告[8]している，異方的な初期構造を有する富士川砂（水中落下法で立方形の供試体を作製，相対密度 Drc は34％）の相異なる三主応力下（$p_c=98kPa$）の非排水応力—ひずみ関係の実測データを利用した。

3．非排水（等体積）条件下の弾塑性応力—ひずみ関係式の誘導

弾・塑性理論に従うと，砂が降伏し塑性変形が進行していく時，ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ は弾性成分 $d\varepsilon^e_{ij}$ と塑性成分 $d\varepsilon^p_{ij}$ の和で表わされる。

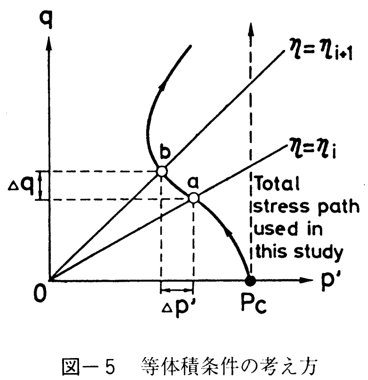
$$d\varepsilon_{ij}=d\varepsilon^e_{ij}+d\varepsilon^p_{ij}\quad (i,j=1,2,3) \tag{8}$$

さらに，各ひずみ増分がそれぞれ圧密成分（p' の変化のみに起因する），せん断成分（q の変化のみに起因する）とに分けられるとすれば，式(8)は次のようになる。

$$d\varepsilon_{ij}=(d\varepsilon^e_{ij})_c+(d\varepsilon^p_{ij})_c+(d\varepsilon^e_{ij})_s+(d\varepsilon^p_{ij})_s \tag{9}$$

ただし，サフィックスc，sはそれぞれ圧密成分，せん断成分を表わす。

さて，非排水条件の場合，等体積条件（$d\varepsilon_v=0$）を導入することにより非排水応力—ひずみ関係を予測できるはずである。たとえば図—5において，a点（$\eta=\eta_i$）から任意応力点b（$\eta=\eta_{i+1}$）へ移動した場合，せん断応力の変化 Δq により $(d\varepsilon_{ij})_s$，有効平均主応力の変化 $\Delta p'$ により $(d\varepsilon_{ij})_c$ が生じる。そこで，$(d\varepsilon_{ij})_s+(d\varepsilon_{ij})_c=0$ を満足するように $\Delta p'$ を変化させれば，非排水条件を満足する応力点b（$\eta=\eta_{i+1}$）が求まるはずである。このように，η の連続的な変化に対して同様の操作を繰返すことによって，非排水有効応力経路及び対応するひずみ値が予測できる。



図—5　等体積条件の考え方

以下では，圧密成分，せん断成分の各ひずみ増分についてさらに説明していくことにする。

3-1　圧密によるひずみ増分

等方圧密・膨張時の砂の変形挙動は，体積ひずみ ε_v と有効平均主応力（圧密圧力）p' との関係が指数則を満足す

ることが明らかにされている[7)]。さて，弾塑性論的には，処女圧密時に弾性・塑性の両ひずみが生じ，一方膨張・再圧密時には弾性ひずみのみが生じると考えることができるから，両ひずみ成分を分離することによって，圧密に伴う弾性体積ひずみ増分$(d\varepsilon_v^e)_c$，塑性体積ひずみ増分$(d\varepsilon_v^p)_c$はそれぞれ次式のように表現される。

$$(d\varepsilon_v^e)_c = k\ n\left(\frac{p'_o}{p'_k}\right)^l \left(\frac{p'}{p'_o}\right)^n \frac{dp'}{p'} \tag{10}$$

$$(d\varepsilon_v^p)_c = k(l-n)\left(\frac{p'}{p'_k}\right)^l \frac{dp'}{p'} \tag{11}$$

ここで，l，n はそれぞれ圧密，膨張直線の勾配，k は圧密応力 $p'=p'_k$ における体積ひずみ，p'_o は先行圧密応力である。

3-2　せん断によるひずみ増分

平均主応力が一定の条件でせん断が進行する場合，一般に生じるひずみはその塑性成分が卓越し，弾性成分を無視できる[7)]。この事実を本研究においても適用すれば，せん断中発生するひずみは塑性成分のみであるとして，塑性論による流れ則が採用できる。

$$(d\varepsilon_{ij}^p)_s = h\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}df,\quad (d\varepsilon_{ij}^e)_s = 0 \tag{12}$$

ここで，f，g，h はそれぞれ降伏関数，塑性ポテンシャル関数および硬化関数である。

以下に，砂のような粒状体に対するこれらの関数の定式化について簡単に説明する。

3-2-1　降伏関数と塑性ポテンシャル関数

ある応力状態で降伏している砂に，さらに負荷を与えると硬化を生じながら塑性変形が進行する。一般にこのような塑性変形を評価するためには，あるひずみ履歴を有する砂に新たに降伏を生じせしめる応力の組合せが主応力空間において形成する一つの閉曲面（降伏面）を規定する関数，すなわち降伏関数を設定する必要がある。ここで，連続な負荷を受ける砂の塑性変形を微小な降伏の連続とみなすことができるとすれば，降伏面を実験的に決定することができる。筆者らは，三軸圧縮・伸張応力条件のもとでStress Probe試験を実施し，降伏面は三軸平面において原点を通る直線で近似できることを示している[7)]。このことから，砂の降伏関数fは次式で表わされることになる。

$$f = q/p' = \eta \tag{13}$$

塑性ひずみ増分は現在の応力状態やひずみ履歴にも依存するが，塑性主ひずみ増分の方向は主応力空間内に設定される塑性ポテンシャル面に垂直な方向にあるとして規定できる。ところが，

式(13)で降伏面を表現する場合において，塑性ポテンシャル関数と降伏関数が同一であるとする関連流れ則を適用すると，砂の場合に見られるせん断初期に生じる負のダイレイタンシー（体積収縮）を説明することが不可能である。したがって，砂のような粒状体においては非関連流れ則に基づいて議論することが必要である。筆者ら[7]は，エネルギー式に基づいた次式と，塑性ポテンシャル面と塑性ひずみ増分ベクトルとの直交則($d\varepsilon_v/d\gamma=-dq/dp'$)から塑性ポテンシャル関数を誘導した。

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma}=C_d(m-\eta) \tag{14}$$

式(14)は任意応力系について成立し，かつパラメータ Cd と m の積は b 値にかかわらず一定値となることが明らかにされている[7]。

ところで，Matsuoka[9]の提案している SMP 上における最大体積収縮点での垂直・せん断応力比 $R(=\tau/\sigma_N)$ と m の関係を求めると，次式が得られる。

$$R=\{(\tau/\sigma_N)_{at\ d\varepsilon_v=0}\}=\left(\frac{J_1\cdot J_2-9J_3}{9J_3}\right)^{\frac{1}{2}}_{at\ d\varepsilon_v=0}=\left(\frac{6m^2-2m^3\cos 3\theta}{27-9m^2+2m^3\cos 3\theta}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{15}$$

この R と b の関係は，直線関係($R=(1-b)R_C+b\cdot R_E$)を満足しているので，標準的な試験である三軸圧縮・伸張試験に対応する R の値(R_C, R_E)を指定すれば，任意応力系に対する R が求められる。さらに三軸圧縮・伸張試験で得られる m の値(m_C, m_E)及び $C_d\cdot m$ が指定されると，これらの関係から一般応力条件下の C_d と m が規定できることになる。

このようにして得られた C_d と m を用いると，塑性ポテンシャル関数 g は次式となる。

$$g=\eta+\frac{C_d\cdot m}{1-C_d}(1-p'^{(Cd-1)})\quad (C_d\neq 1) \tag{16}$$

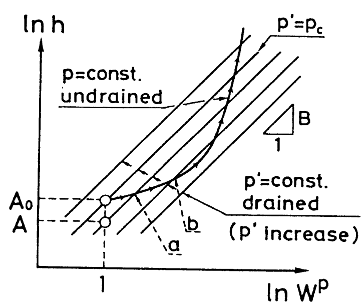
$$g=\eta+m\ln p'\quad (C_d=1) \tag{17}$$

3-2-2 硬化関数

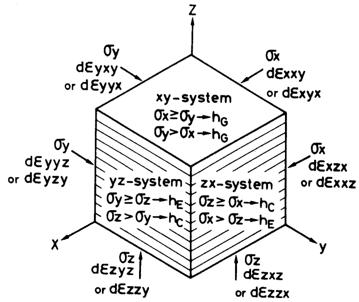
硬化関数 h は，圧密圧力の大きさやせん断応力の方向にかかわらず，塑性ひずみ仕事量 W^p の一義的な関数として，次式で表わされる[7]。

$$h=A(W^p)^B \tag{18}$$

ここで，$W^p=\int\sigma_{ij}\,d\varepsilon^p_{ij}$ で表わされ，A と B は定数である。非排水条件の場合には，有効平均主応力 p' が変化するので，A, B の有効拘束圧依存性を考慮する必要があると考えられる。そこで本論文では，異なる圧密圧力のもとで行なわれた三軸試験の結果[10]を式(18)に従って整理したところ，次式でパラメータ A を評価することによって，硬化関数の拘束圧依存性を考慮できることが



図—6　硬化パラメータAの拘束圧依存性



図—7　三つの二次元応力系

わかった。

$$A = A_o \frac{p'}{p_c} \tag{19}$$

ここに，A_oは$p=p_c$のもとでの排水せん断試験から得られるAの値である。なお，硬化関数の拘束圧の違いによる変化パターンは，図—6に示される通りである。

次に，ひずみの異方的な発生特性を考慮するために，複合滑動面の概念[9]に基づいて，各主ひずみ増分$d\varepsilon_i$を三つの二次元応力系に分割して議論する（図—7参照）。各主ひずみ増分$d\varepsilon_i$はそれぞれが属する二つの二次元応力系で生じる主ひずみ増分の和として表わせると考える。

$$d\varepsilon_i = d\varepsilon_{iij}(or\ d\varepsilon_{iji}) + d\varepsilon_{iki}(or\ d\varepsilon_{iik})$$

$$= \{D_{ij}h_{ij}(or\ D_{ij}h_{ji}) + D_{ik}h_{ki}(or\ D_{ik}h_{ik})\}\ \frac{\partial g}{\partial \sigma_i}df \tag{20}$$

ここで，たとえばD_{ij}は次式で表わされる。

$$D_{ij} = \frac{|\sigma_i - \sigma_j|}{|\sigma_i - \sigma_j| + |\sigma_i - \sigma_k|} \tag{21}$$

また各二次元応力系に対する硬化関数は，次式となる[7]。

$$h_{zx} = h_{zy} = h_C\ (=A_C(W^p)^{B_C}) \tag{22a}$$

$$h_{yx} = h_{xz} = h_E\ (=A_E(W^p)^{B_E}) \tag{22b}$$

$$h_{xy} = h_{yx} = h_G\ (=(h_C \cdot h_E)^{\frac{1}{2}}) \tag{22c}$$

ただし，A_C，A_E，B_C，B_Eはそれぞれ通常の三軸圧縮・伸張試験から求められる。なお，有効拘

束圧（有効平均主応力）に依存するA_C，A_Eは，式(19)に従って算出されることになる。

以上の考え方により，せん断によるひずみ増分が計算されることになるが，0°≦θ≦60°の各応力系における三つの主ひずみ増分式を示すと，次式となる。

$$(d\varepsilon_x)_s=\left[\frac{|\sin\theta|}{|\sin\theta|+|\sin(\theta-120^\circ)|}\{A_CA_E(W^p)^{B_C+B_E}\}^{\frac{1}{2}}+\frac{|\sin(\theta-120^\circ)|}{|\sin\theta|+|\sin(\theta-120^\circ)|}A_C(W^p)^{B_C}\right]\times\{3\cos(\theta-240^\circ)+C_d(m-\eta)\}\frac{d\eta}{3p_c} \quad (23a)$$

$$(d\varepsilon_y)_s=\left[\frac{|\sin(\theta-60^\circ)|}{|\sin(\theta-60^\circ)|+|\sin\theta|}A_C(W^p)^{B_C}+\frac{|\sin\theta|}{|\sin(\theta-60^\circ)|+|\sin\theta|}\{A_CA_E(W^p)^{B_C+B_E}\}^{\frac{1}{2}}\right]\times\{3\cos(\theta-120^\circ)+C_d(m-\eta)\}\frac{d\eta}{3p_c} \quad (23b)$$

$$(d\varepsilon_z)_s=A_C(W^p)^{B_C}\{3\cos\theta+C_d(m-\eta)\}\frac{d\eta}{3p_c} \quad (23c)$$

4．提案した非排水応力―ひずみ関係式の検証

前節で誘導した一般応力条件下の非排水応力―ひずみ関係式を規定する土質パラメータは，すべて室内試験で通常行なわれる軸対称三軸圧縮伸張試験と圧密試験から容易に決定することができるものである。

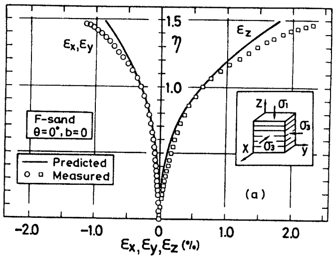
Yamada & Ishihara[6),8)]の富士川砂（F-sand）に対する土質パラメータは表―1のように決定でき，これらの値は排水条件下のそれと全く同一である。なお，表―1中のパラメータW_I^pはせん断開始時までの等方圧密（$p'=p_c=98kPa$）によってなされる塑性ひずみ仕事量を表わしている。

図―8(a)～(m)は，Yamada & Ishiharaが得た応力比～主ひずみ関係の実測値[8)]と本提案式による予測値とを比較している。まず，図―8(a)の$\theta=0°$と図―8(i)の$\theta=120°$の挙動を比較すると，両者は同一の応力条件でせん断されているにもかかわらず，$\theta=0°$のε_xとε_yは一致しているものの，$\theta=120°$の場合のε_zとε_xとは一致せず，$|\varepsilon_z|>|\varepsilon_x|$となっている。これは，富士川砂供試体がx，y方向では圧縮しやすく，z方向では伸張しやすいという異方的な力学特性を有していることによるものである。本提案モデルは，このような主ひずみの異方的な発生特性を良く表現できるようである。

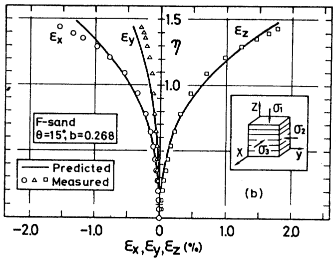
ここで，$\theta=105°$～180°の各実測値を見ると，あるせん断応力レベルから実測点の間隔が大きくなっている。これは，各実測値が応力制御式によりpを一定に保ち

表―1　富士川砂の土質パラメータ

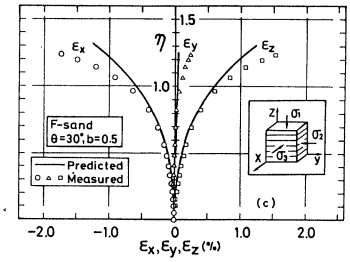
Cd・m	m		A(kPa)		B		k(%)	l	n	w^P_I(kPa)
	m_C	m_E	A_C	A_E	B_C	B_E				
1.0	1.42	1.14	2.75	3.15	0.75	0.65	2.3	1.2	0.9	0.003


F-sand
θ=0°, b=0
Predicted
Measured
(a)
εx,εy
εz
η
εx, εy, εz (%)

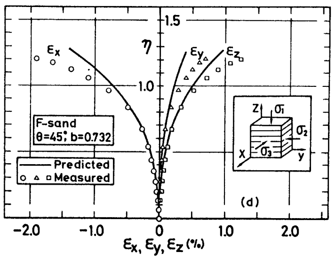
(a)


F-sand
θ=15°, b=0.268
Predicted
Measured
(b)
εx
εy
εz
η
εx, εy, εz (%)

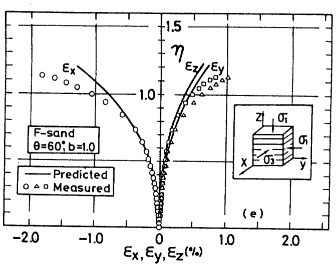
(b)


F-sand
θ=30°, b=0.5
Predicted
Measured
(c)
εx
εy
εz
η
εx, εy, εz (%)

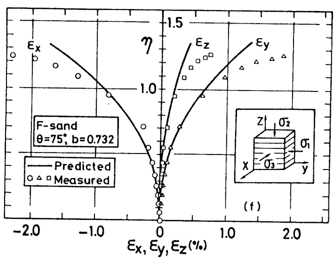
(c)


F-sand
θ=45°, b=0.732
Predicted
Measured
(d)
εx
εy
εz
η
εx, εy, εz (%)

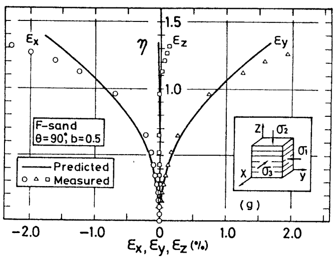
(d)


F-sand
θ=60°, b=1.0
Predicted
Measured
(e)
εx
εz/εy
η
εx, εy, εz (%)

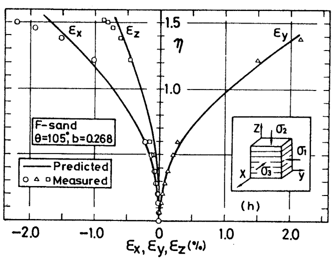
(e)


F-sand
θ=75°, b=0.732
Predicted
Measured
(f)
εx
εz
εy
η
εx, εy, εz (%)

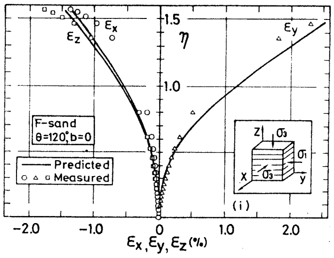
(f)


F-sand
θ=90°, b=0.5
Predicted
Measured
(g)
εx
εz
εy
η
εx, εy, εz (%)

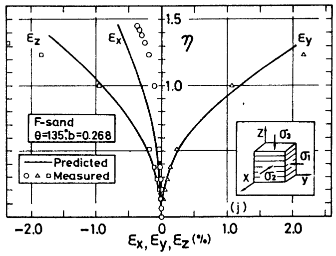
(g)


F-sand
θ=105°, b=0.268
Predicted
Measured
(h)
εx
εz
εy
η
εx, εy, εz (%)

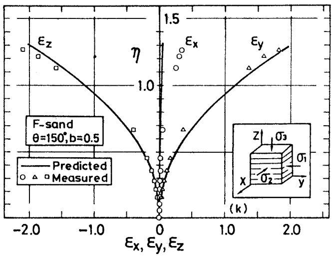
(h)



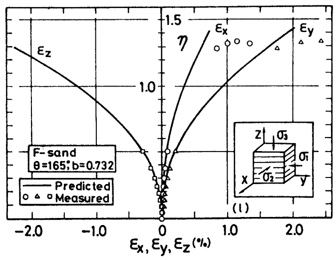
(i)



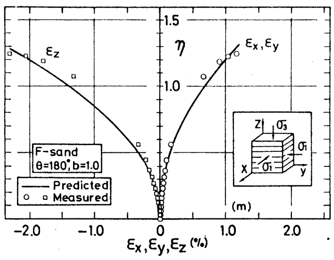
(j)



(k)

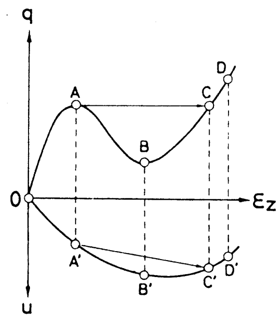


(l)

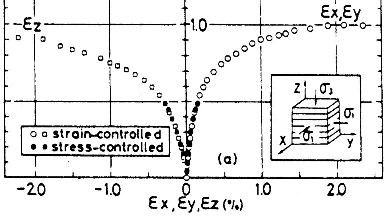


(m)

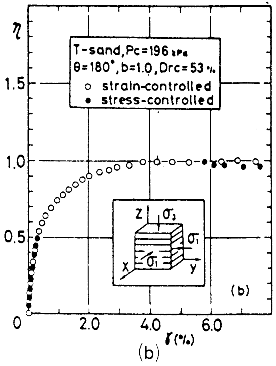
図－8　富士川砂の実測値[8)]と予測値の比較



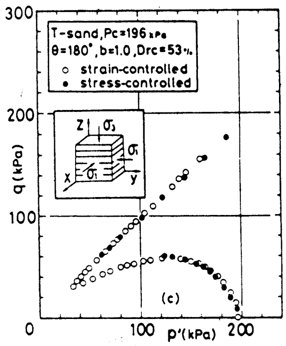
図－9　非排水条件下の q ～ ε_z関係の典型例



(a)

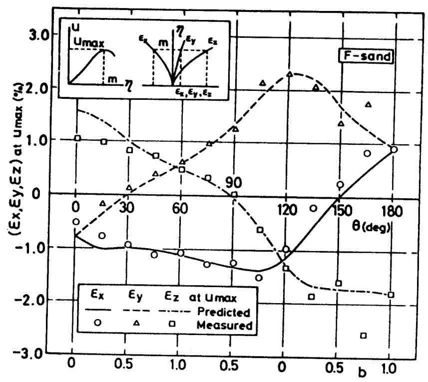


(b)

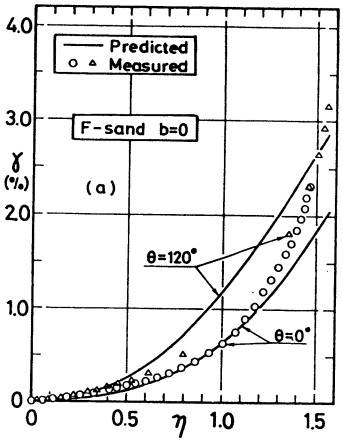


(c)

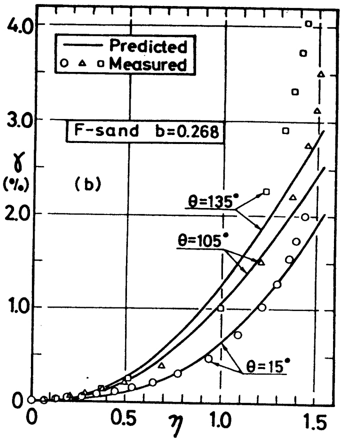
図－10　ひずみ制御方式と応力制御方式による非排水せん断試験結果の比較(豊浦砂，$\theta=180°$)



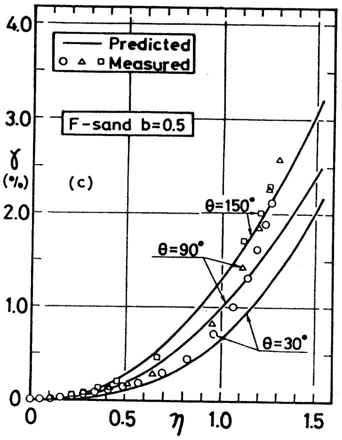
図―11　最大間隙水圧発生時の主ひずみとｂ値の関係



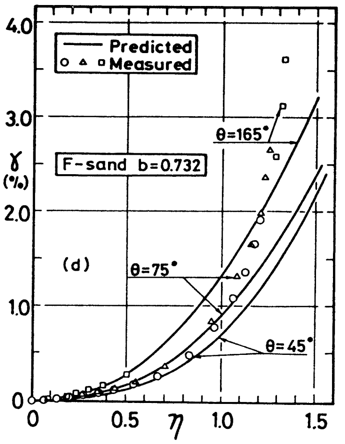
(a)



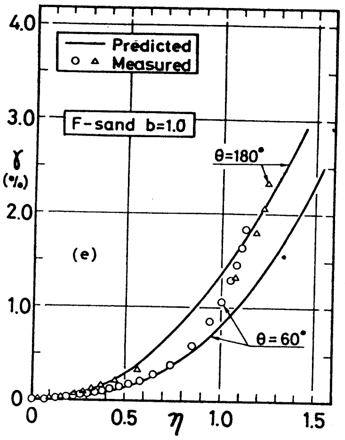
(b)



(c)



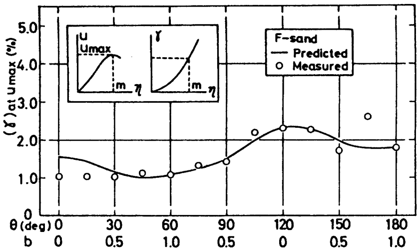
(d)



(e)

図―12　富士川砂のせん断ひずみ～有効応力比
関係の実測値と予測値の比較

ながらqを増加させてせん断を行なって得られたからである。すなわち，図―9に模式的に示されているように，qを増加させていくと，$O \to A \to C \to D$という経路をたどり，B点を測定することができない。一方，ひずみ制御方式のせん断試験はε_zを強制的に与える試験法であるから，$O \to A \to B \to C \to D$という本来の経路をたどるはずである。そこで筆者らは，豊浦砂について$\theta=120°$，150°，180°のケースでひずみ制御式と応力制御式の両方法のp一定試験（$p_c=196kPa$, $D_{rc}=53\%$）を行なってみた。ただし，ひずみ制御試験のひずみ速度$\dot{\varepsilon}_z$は応力の制御の精度確保のため従来の値[2)]の1/10（0.025%/min）に設定した。これらの結果のうち，$\theta=180°$について図―10(a)～(c)に示している。図から，ひずみ制御式で行なった場合は図―9のB点に相当すると考えられる点も測定でき，かつその他の点は応力制御式で行なって得られた実測データとほとんど一致していることがわかる。図示は省略したが，$\theta=120°$と150°の場合も同様の結果が得られている。また間隙水圧最大時に着目すると，その時の主ひずみは応力制御式ではC点，ひずみ制御式ではB点のひずみである。本来はB点のひずみが正しいと考えられ，富士川砂の場合も図―11に示されている間隙水圧最大時の主ひずみは，実際は多少小さくなるであろう。同様に考えると，せん断ひずみは小さく，最大間隙水圧は逆に大きいと予想される。図―11を見ると，θが大きいところで主ひずみ値が小さくなったとしても，予測値は実測値の傾向を良く把えていることが確認できる。



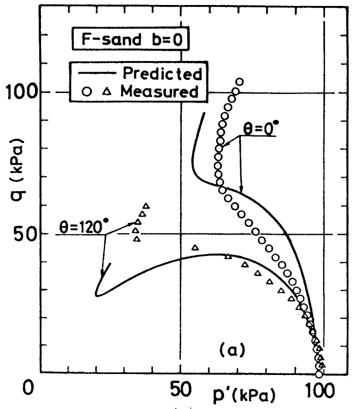
図―13　最大間隙水圧発生時のせん断ひずみとθ（or b）の関係の実測値と予測値の比較

図―12(a)～(e)は，せん断ひずみγと有効応力比ηとの関係を同一の応力系すなわち等しいb値について示している。砂粒子の配列構造の異方性のために，同じηに対してθが大きくなるほど発生するせん断ひずみが大きくなっている。

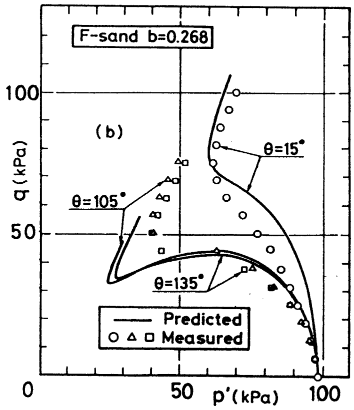
図―13は，発生間隙水圧最大時のせん断ひずみの実測値と予測値の比較を示している。上述したように，θが大きいところでせん断ひずみの値が実際は小さくなるが，本モデルはθに対するせん断ひずみの変化を良く説明できるようである。

図―14(a)～(e)は，有効平均主応力p'とせん断応力qとの関係，すなわち非排水有効応力経路を示したものである。異方性の影響や応力系の相違による非排水有効応力経路の変化を，本提案モデルは良く表現しているようである。ところで，砂のダイレイタンシー特性はせん断に伴う体積変化特性とも言い換えられようが，これは排水せん断では体積変化として，非排水せん断では有効平均主応力p'の変化として現われ，体積変化特性と有効応力変化特性とは一対一の対応関係を示すものと言える。この関係を反映して，以前の報告[7)]の体積ひずみε_vの特性と同様に，有効応力経路特性にも構造異方性の影響が存在していることが理解される。

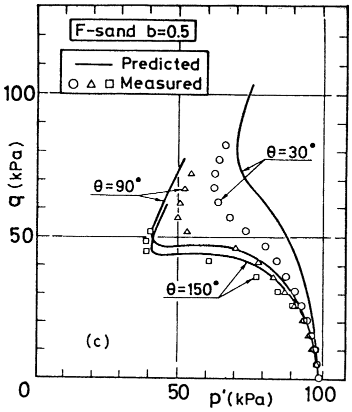
図―15は，最大間隙水圧の応力系の違いによる変化の実測値と予測値との比較を示している。図か



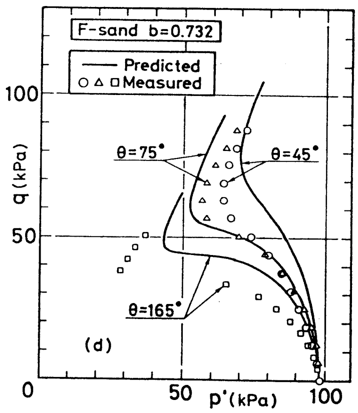
(a)



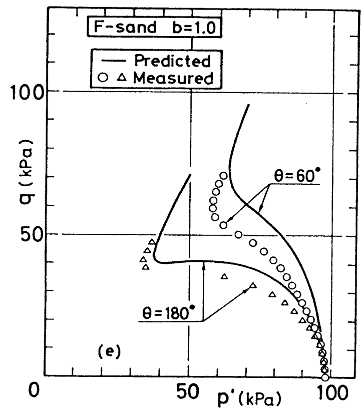
(b)



(c)

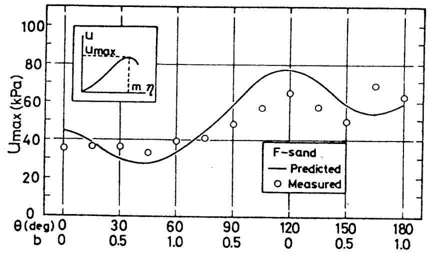


(d)



(e)

図−14 非排水有効応力経路の実測値と予測値の比較



図−15 最大間隙水圧と θ (or b)の関係の実測値と予測値の比較

らわかるように，b 値が小さいほど，また全体的に θ が大きいほど最大間隙水圧発生量が大きいという事実を認めることができる。これは，応力系の相違と構造異方性の影響の相乗効果が現われているためであるが，本提案モデルは実測値のこのような傾向を良く把えている。これらの挙動も排水条件下の体積変化挙動と同様であって，体積変化特性と間隙水圧発生特性とが対応する関係にあるということを示している。

以上述べてきたように，新たに誘導した非排水応力—ひずみ関係式は，応力系の影響を塑性ポテンシャル関数に，また異方性の影響及び有効拘束圧依存性を硬化関数にそれぞれ取り入れることにより，相異なる三主応力条件下の力学挙動をうまく予測できるようである。

5．まとめ

先に誘導した二軸直交異方性砂の弾塑性排水応力—ひずみ関係式における硬化関数が，有効拘束圧（有効平均主応力）の大きさに依存するという事実を評価することによって，相異なる三主応力状態にある飽和砂の非排水せん断特性の予測式を提案した。

本三次元力学モデルは，Yamada & Ishihara[8]による富士川砂の非排水三主応力制御試験から得られた異方的な変形挙動を良く説明していることが示されている。なお，実測値の検証に必要な土質パラメータは，通常実施される軸対称排水三軸圧縮・伸張試験及び等方圧密試験から容易に決定できる。

最後に，本研究について日頃御教示頂いている北海道大学工学部 土岐祥介教授並びに実験およびデータ整理に協力を得た江幡敦司君（現 NTT ㈱）に謝意を表します。また本提案モデルの検証のために，富士川砂の貴重な試験データを心よく提供して下さった山田恭央助教授，石原研而教授（東京大学工学部）に感謝の意を表します。

参考文献

1）M. Oda, I. Koishikawa and T. Higuchi：Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 25–38, 1978.

2）S. Miura and S. Toki：A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 61–77, 1982.

3）S. Miura and S. Toki：Anisotropy in mechanical properties and simulation of sands sampled from natural deposits, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp. 69–84, 1984.

4）K. Miura, S. Miura and S. Toki：Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 36–52, 1986.

5）S. Miura, S. Toki and K. Miura：Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp. 42–56, 1986.

6）Y. Yamada and K. Ishihara：Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 79–94, 1979.

7）S. Miura and S. Toki：Elastoplastic stress-strain relationship for loose sands with anisotropic fabric under three-dimensional stress conditions, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, pp. 43–57, 1984.

8）Y. Yamada and K. Ishihara：Undrained deformation characteristics of loose sand under three-dimensional stress conditions, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 1, pp. 97–107, 1981.

9) H. Matsuoka：Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 47–61, 1974.

10) S. Miura, S. Toki and F. Tanizawa：Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, pp. 58–74, 1984.