



Title	軸対称応力条件における砂の変形挙動の予測 : 多方向すべりモデルによる
Author(s)	三浦, 均也; 土岐, 祥介; Finn, W. D. Liam
Citation	北海道大學工學部研究報告, 140, 15-25
Issue Date	1988-05-30
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/42092
Type	bulletin (article)
File Information	140_15-26.pdf



[Instructions for use](#)

軸対称応力条件における砂の変形挙動の予測
—多方向すべりモデルによる—

三浦 均也 土岐 祥介 W. D. Liam FINN

(昭和 62 年 12 月 26 日受理)

**Prediction of Deformation Behavior of Sand under
Axisymmetric Stress Conditions
—by Multi-Directional Sliding Model—**

Kinya MIURA, Shosuke TOKI and W. D. Liam FINN

(Received December 26, 1987)

Abstract

Anisotropic stress-strain relationships of sand are predicted using Multi-Directional Sliding Model, which is the constitutive model developed for anisotropic sand under three-dimensional general stress conditions.

The procedure for determining the model parameters are described; the parameters are determined from consolidation-swelling test, and triaxial compression and extension tests.

A series of comparisons of predicted and measured deformation-strength behavior showed the applicability of the model from the following points: 1) The model can simulate the volume change behavior and the deformation anisotropy due to isotropic consolidation-swelling. 2) Anisotropic deformation-strength characteristics of sand in both compression and extension tests is modeled well and its dependency on confining pressure is explained quantitatively. 3) The effect of overconsolidation on the deformation behavior of sand during shear is estimated adequately by the model.

1. ま え が き

前報¹⁾において、一般応力条件にある砂質土の三次元変形・強度特性を説明できる多方向すべりモデル(*Multi-Directional Sliding Model*)の誘導過程を説明した。微視的な観点に立ち、すべての方向を向いて分布している無数の潜在的なすべり面を仮定し、各々のすべり面において独立に応力-ひずみ関係を与えることによってモデルは誘導された。各すべり面上では、変形の圧密、せん断およびダイレイタンス成分が数式化され、土の変形・強度特性に及ぼす内部構造の異方性、応力の反転および繰返し載荷、拘束圧、過圧密などの影響が考慮されている。

これまでの研究において、主応力軸固定条件のみならず主応力軸回転条件においても、砂のせん断変形挙動をモデルは統一的に予測できること、また、初期異方構造に起因する変形・強度特性の異方性を主応力軸の回転の有無によらず説明できることをすでに示した^{2,3)}。さらに、中間主応力が大きく変化する複雑な応力条件の下で、応力が繰り返して載荷されるときに砂質土の変形挙動をある程度説明できることも明らかにした⁴⁾。

本報告では、軸対称応力条件にある砂の変形挙動をモデルによって予測し、室内試験において観測された砂要素の応力-ひずみ関係との比較とその検討を行っている。その結果、このモデルによって、等方圧密・膨張過程における体積変化特性をシミュレートできること、および、砂要素の初期異方構造に起因する変形挙動の異方性をよく説明できることが示されている。また、三軸圧縮・伸張応力条件において、砂の異方的なせん断変形・強度特性をよく表現でき、また、変形挙動の拘束圧および過圧密履歴依存性を適切に評価できることを示している。

次節では、モデルの検証に先立って、潜在的なすべり面上における応力-ひずみ関係を規定するパラメータの決定方法について簡単に説明しているが、応力-ひずみ関係の数式化およびすべり面上で発生する変形に基づいて三次元変形を算出する過程の詳細については前報¹⁾を参照していただきたい。

2. 構成モデルのパラメータの決定および検証

構成モデルのパラメータの決定およびモデルによる予測値の検証には、通常の三軸せん断試験機で測定された等方圧密・膨張試験、および、三軸圧縮・伸張試験の結果⁶⁾を用いている。試験は表-1にその物理的性質を示した豊浦標準砂について行なわれた。三軸供試体(H=120 mm, D=

Table.1 Physical properties of Toyoura Standard Sand

G_s	D_{50} (mm)	U_c	e_{max}	e_{min}
2.65	0.21	1.36	0.992	0.625

50 mm)は多重ふるい落下法⁶⁾に従って作成した。炉乾燥した砂試料を多層のふるいの層を通して空中で落下し、モールド内に堆積した。この時、相対密度が50%±3%となるように調節した。このような手法によって準備された試料は卓越した異方的な粒子配列構造により顕著な変形・強度特性の異方性を示すことが分かっている⁷⁾。供試体は、三軸セル内で二酸化炭素を通した後、196 kPaのバックプレッシャーの下で飽和し、排水条件で試験した。供試体の側方変位は、試験中に測定される排水量と軸変位から算出した。この時、排水量の測定にはメンブレンの貫入量を考慮して補正を行った。

通常、軸対称三軸せん断試験装置で測定される応力-ひずみ関係は、以下に定義するパラメータによって表示した。

$$\begin{aligned} \sigma_a & ; \text{軸応力}, \quad \epsilon_a ; \text{軸ひずみ}, & \sigma_r & ; \text{側方応力}, \quad \epsilon_r ; \text{側方ひずみ}, \\ p' & ; \text{平均主応力} (p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r')/3), \quad \epsilon_v & ; \text{体積ひずみ} (\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r), \\ \phi_m & ; \text{動員されている内部摩擦角} (\sin \phi_m = (\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')), \\ \gamma_m & ; \text{最大せん断ひずみ} (\gamma_m = (\epsilon_1 - \epsilon_3)) \end{aligned}$$

2.1 等方圧密・膨張変形

等方圧密・膨張試験は、まず、 $p' = 49$ kPaで等方的に圧密した後、圧密応力を一度 $p' = 588$ kPaまで等方的に増加させ、再度 $p' = 49$ kPaまで除荷した。この時に測定された間隙比 e -有効等方圧密応力 p' 関係は図-1に示す通りである。

2.1.1 パラメータの決定

モデルでは圧密および膨張過程において、それぞれ間隙比と圧密応力の対数値との間に直線関係を仮定しているため、図上に最も近似のよい直線を見つけて示した。直線の傾きとなる圧縮係数 C_c 、膨張係数 C_s 、および、便宜上100 kPaに設定した基準圧力 σ_a に対応する間隙比 e_a は図中に示した値となった。

モデルでは、潜在的なすべり面上における垂直ひずみ増分のうち、圧密による成分 $d\epsilon_{Nc}$ を次式で与えている。

$$d\epsilon_{Nc} = \begin{cases} C_c^* \frac{1}{(1+e^*) \ln 10} \frac{d\sigma_N'}{\sigma_N'}; & \sigma_N^* = \sigma_{N0}' \\ C_s^* \frac{1}{(1+e^*) \ln 10} \frac{d\sigma_N'}{\sigma_N'}; & \sigma_N' < \sigma_{N0}' \end{cases} \quad (1)$$

$$e^* = e_a^* - C_{cl}^* \log\left(\frac{\sigma_{N0}'}{\sigma_a}\right) - C_{sl}^* \log\left(\frac{\sigma_N'}{\sigma_{N0}'}\right) \quad (2)$$

ここで、 σ_N' はすべり面上の有効垂直応力、 σ_{N0}' は既往最大垂直応力である。 e^* は要素全体の間隙比 e に対応するパラメータ、 e_a^* は基準圧力 σ_a に対応している e^* で、 C_c^* 、 C_s^* はすべり面上の圧縮係数、膨張係数で等方圧密変形の異方性を考慮できるように次式で与えている。

$$C_c^* = C_{cl}^* (1 - C_{cA}^* \cos 2\delta), \quad C_s^* = C_{sl}^* (1 - C_{sA}^* \cos 2\delta) \quad (3)$$

C_{cA}^* 、 C_{sA}^* は圧密変形の異方性の程度を表すパラメータで、すべり面と堆積面の作る角度 δ に依存して C_c^* 、 C_s^* を変化させている。土の変形特性が等方的であれば、 C_{cA}^* 、 C_{sA}^* はともに 0 であり、 $C_c^* = C_{cl}^*$ 、 $C_s^* = C_{sl}^*$ となる。以上のパラメータのうち、 e_a^* 、 C_{cl}^* 、 C_{sl}^* は測定された e - $\log p'$ に基づいて以下のように計算される(表-2 参照)。

$$e_a^* = e_a', \quad C_{cl}^* = C_c/3, \quad C_{sl}^* = C_s/3 \quad (4)$$

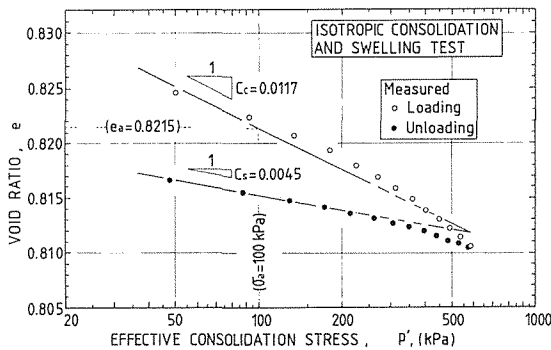


Fig. 1 e- $\log p'$ relationship measured in isotropic consolidation-swelling test and assumed linear relationship

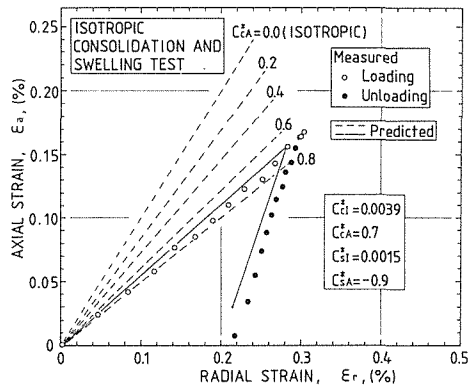


Fig. 2 Anisotropy in measured and predicted deformation behavior during isotropic consolidation-swelling

図-2 には圧密・膨張時に発生する軸ひずみ ϵ_a と側方ひずみ ϵ_r の変化をプロットした。ここで注目すべきは、供試体は常に等方的な応力を受けているため、もし作成された供試体の力学特性が等方的であれば変形も等方的になり、 ϵ_a と ϵ_r は等しくなるはずである。しかし、図示のように変形挙動は著しく異方的である。EI-Sohby and Andrawes³⁾ および Negussey and Vaid⁹⁾ は様々な条件で砂質土の圧密-膨張試験を行い、その結果、土がその堆積過程において形成されるような異方構造を有している場合、たとえ等方的に圧密される場合でも変形は顕著な異方性を示すことを明らかにした。モデルでは、2つのパラメータ C_{cA}^* 、 C_{sA}^* を用いることによって、このような等方圧密時にみられる変形挙動の異方性を表現できる。思なつた C_{cA}^* の値を用いて予測される圧密変形挙動は図中に破線で表した通りである。 C_{cA}^* 、 C_{sA}^* は計算値が測定値を最もよく近似できるように決定され、それらの値は表-2 に示されている。

Table. 2 Model parameters for consolidation and swelling

e_a^*	C_{cl}^*	C_{sl}^*	C_{cA}^*	C_{sA}^*
0.8215	0.0039	0.0015	0.7	-0.9

2.1.2 予測した応力-ひずみ関係の検証

モデルの基本的な考え方に基づくと、土要素の応力-ひずみ関係は連続した無限個の潜在的すべり面における応力-ひずみ関係を連続量として積分することによって求めなければならない¹⁾。しかし、実際にはそのような操作は困難なため、各々の補助的な二次元応力-ひずみ系において72組の平行な潜在的すべり面群を2.5°の等間隔で設定し、まず、各々のすべり面群上での変形量を計算し、次に、二次元的な変形を、さらに、三次元的な変形を計算した。

決定したパラメータの値を用いて計算した変形挙動を図-2, 3に実線で示している。予測値と実測値の比較から、モデルは等方圧密・膨張時に測定された砂の体積変化挙動をよくシミュレートでき、さらに、変形特性の異方性を適切に評価できると言える。

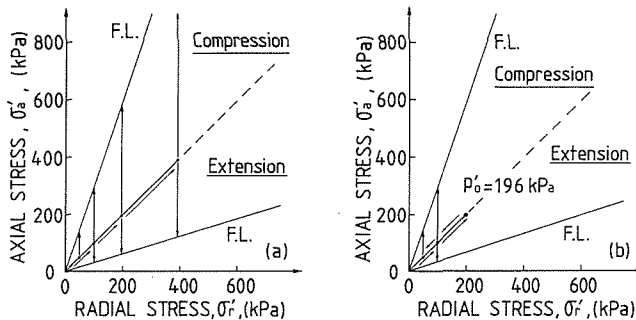


Fig. 4 Stress paths followed by triaxial compression and extension tests; (a) for normally consolidated sand, (b) for overconsolidated sand.

圧の影響を検討するためには、異なった圧密応力の下でせん断応力を受けたときの挙動を比較する必要がある。設定した等方圧密応力 p'_c は圧縮側で4種類 ($p'_c = 392, 196, 98, 49$ kPa)、伸張側で3種類 ($p'_c = 392, 196, 98$ kPa) である。各試験の応力経路は図-4(a)に示されている。

一方、せん断変形時における砂の力学特性に及ぼす過圧密の影響は、正規圧密砂の挙動と過圧密砂の変形挙動を等しい圧密応力の下で比較して検討される。図-4(b)に応力経路が描かれているように、すべての過圧密砂の先行密応力 p'_0 は $p'_0 = 196$ kPa に統一されている。従って、圧縮側では2種類の試験を $p'_c = 98, 49$ kPa で行ったが、この場合、過圧密比 OCR はそれぞれ 2.0, 4.0 となっている。また、伸張側で $p'_c = 98$ kPa で行った試験は OCR = 2.0 となる。

2.2.1 パラメータの決定

1) せん断変形

せん断変形および強度特性に関するパラメータのうち、せん断荷関数 f と破壊強度を規定するパラメータは、三軸せん断試験で観測された破壊条件に基づいて決定できる。

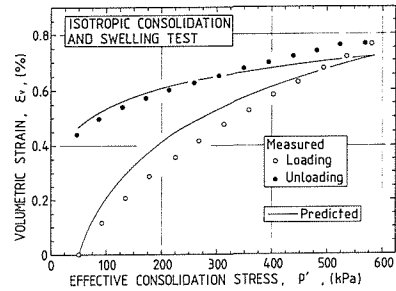


Fig. 3 Comparison of measured and predicted volume change behavior owing to isotropic consolidation and swelling

2.2 三軸せん断変形

せん断試験の応力経路は図-4に描いたようである。せん断試験は圧密履歴の相違によって、正規圧密後せん断試験と過圧密後せん断試験とに分けられる。最初、等方的に正規圧密あるいは過圧密した供試体は、側圧 σ'_r を一定に保ったまま圧縮または伸張方向に一定速度で軸変位を与えて破壊に至らせた。

変形・破壊特性に及ぼす拘束

せん断荷関数は次式で定義される。

$$f = \frac{\tau}{\sigma'_N} \left(\frac{\sigma'_N}{\sigma'_a} \right)^a \left(\frac{\sigma'_N}{\sigma'_{N0}} \right)^b \quad (5)$$

ここで、 τ はすべり面上のせん断応力である。パラメータ a , b はそれぞれ、せん断変形特性に及ぼす圧密圧力、および、過圧密の影響を評価するために導入した。破壊強度は次のように与えられる。

$$|f| = f_{f1} f_{fA} \frac{\cos 2\delta}{1 + H_b \epsilon_{Nd}} \frac{1 + H_a \epsilon_{Nd}}{1 + H_b \epsilon_{Nd}} \quad (6)$$

δ はすべり面と堆積面との成す角度で、 f_{fA} は破壊強度の異方性を取り入れるためのパラメータである。また、 H_a , H_b は繰返し載荷によって発生する垂直ひずみ ϵ_{Nd} に伴う硬化特性を取り入れるために導入した。ただし、本研究ではせん断応力の繰返し載荷は考えていないので、 H_a , H_b は共に 0 とした。式(6)に式(5)を代入して展開すると、次の関係が得られる。

$$\log \tan \phi_d = \log f_{f1} + \cos 2\delta \log f_{fA} - a \log \frac{\sigma'_N}{\sigma'_a} - b \log \frac{\sigma'_N}{\sigma'_{N0}} \quad (7)$$

上記の式に基づいて、破壊条件を整理することによって、パラメータを決定することができる。

すべての正規圧密せん断試験および過圧密せん断試験で得られた破壊条件を図-5 にプロットした。図から明らかなように、圧縮試験と伸張試験とでは破壊強度に明瞭な差が認められ、等方圧密・膨張時と同様にせん断時においても初期構造の異方性の影響が強いことを示唆している。したがって、圧縮と伸張側でそれぞれ独立に破壊強度と垂直応力の関係を整理した。垂直応力の増加にともなって、強度は減少するという統一した傾向が圧縮・伸張両側で認められる。図-5 (b) 上で $\log \tan \phi_d$ と $\log \sigma'_N$ との関係を 2 本の平行線で直線に近似しその勾配を求めて、パラメータ a は 0.04 に決定した。

一方、過圧密砂と正規密砂の破壊強度には明瞭な差が認められない。龍岡¹⁰⁾ が実験結果に基づいて示したように、破壊条件に及ぼす過圧密の影響が無視し得るほど小さいことは、本試験においても確認できる。したがって、パラメータ b は 0 とした。

モデルでは、破壊強度の異方性を圧縮・伸張両試験における破壊時のすべり面と堆積面の成す角度 δ の相違によって説明している^{2,11)}。図-5 (b) に描かれているように、圧縮試験ではすべての測定値の平均値として ϕ_d は約 38° 、よって、破壊面と体積面のなす角度 δ_c は約 64° となる。一方、伸張試験では ϕ_d は約 33° 、 δ_e は約 28.5° となる。圧縮および伸張それぞれにおいて基準圧力 σ_a に対応する $\tan \phi_d$ はそれぞれ 0.820 と 0.637 であり、この値を図-5 (a) に移し、 $\log \tan \phi_d$ と $\cos 2\delta$ とのモデルにおいて仮定された直線関係から、 $\cos 2\delta = 0$ に対応する $f_{f1} = 0.714$ と勾配 $f_{fA} = 0.805$ を得る。

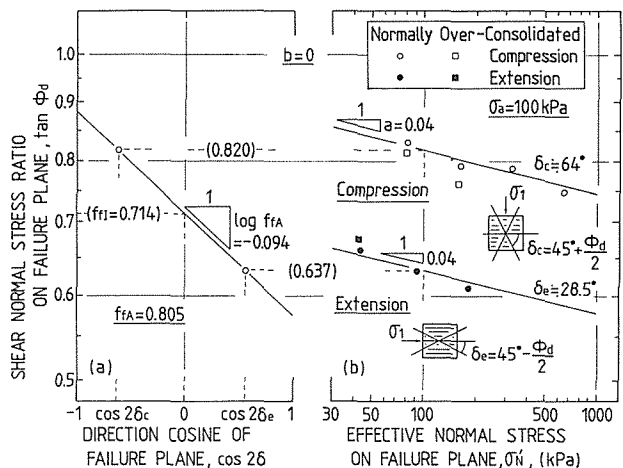


Fig. 5 Measured failure conditions arranged to indicate; (a) its anisotropy due to initial fabric, (b) its dependency on effective normal stress and over consolidation stress

せん断ひずみ増分のせん断変形による成分 $d\gamma_s$ とせん断応力との関係は Hardin and Drnevich^{12,13)} が動的解析に用いた Masing の規約¹⁴⁾ を取り入れた双曲線関係によって、次式のように与えた。

$$\frac{\gamma_s - \gamma_{sn}}{2} = F \left(\frac{f - f_n}{2} \right), \quad d\gamma_s = \frac{f_n^h}{G_o^* (f_r - \frac{|f - f_n|}{2})^h} df \quad (8)$$

この関係はせん断応力の繰返し載荷を考慮したもので、 γ_{sn} , f_n はそれぞれ n サイクル目の載荷開始時のせん断ひずみおよびせん断載荷関数である¹⁾。 G_o^* は初期せん断剛性率で、異方性、拘束圧、過圧密、硬化の影響を取り入れて次式で与えられるとした。

$$G_o^* = G_{o1}^* G_{oA}^* \frac{-\cos 2\delta}{G_{oA}^*} \frac{-\sin 2\delta}{G_{oA}^*} \left(\frac{\sigma_N'}{\sigma_a} \right)^c \left(\frac{\sigma_N'}{\sigma_{N0}'} \right)^d \frac{1 + H_c \epsilon_{Ns}}{1 + H_d \epsilon_{Ns}}; \gamma_s \geq 0,$$

$$G_o^* = G_{o1}^* G_{oA}^* \frac{-\cos 2\delta}{G_{oA}^*} \frac{\sin 2\delta}{G_{oA}^*} \left(\frac{\sigma_N'}{\sigma_a} \right)^c \left(\frac{\sigma_N'}{\sigma_{N0}'} \right)^d \frac{1 + H_c \epsilon_{Ns}}{1 + H_d \epsilon_{Ns}}; \gamma_s < 0 \quad (9)$$

ここで、パラメータ G_{oA}^* , G_{oA}' はせん断変形の異方性を評価するために導入された。また、 c および d はそれぞれ拘束圧、過圧密の影響を取り入れるために用いられたパラメータである。 H_c , H_d は繰返し載荷時に見られる硬化特性を評価するためのパラメータであるが、本研究では応力の繰返し載荷を考慮していないので、 H_c , H_d はともに 0 とした。

すべり面上の初期せん断剛性率 G_o^* は、土要素の動的性質に属する土要素の初期せん断剛性率 G_o ^{15,16)} と同じものではないが、せん断変形の拘束圧および過圧密依存性については同じ特性を示すと考えられる。本研究では、Iwasaki et al.¹⁶⁾, Hardin and Black¹⁷⁾ の研究を参考にして、 $c = -0.5$, $d = 0$ とした。

残りのパラメータ G_{o1}^* , G_{oA}^* , G_{oA}' はせん断変形の異方性を評価して決めなければならない。本

Table 3 Model parameters for shear deformation

f_{f1}	f_{fA}	a	b	H_a	H_b
0.714	0.805	0.04	0	0	0

h	G_{o1}^*	G_{oA}^*	G_{oA}'	c	d	H_c	H_d
2	100	5	3	-0.5	0	0	0

研究では、これらのパラメータの値を種々に変えて応力-ひずみ関係を繰返して計算し、その結果が圧密応力 $p_c' = 196$ kPa で行われた圧縮・伸張両試験で測定されたせん断変形挙動(図-6(a))を最もよく近似できるようにパラメータの値を決定した。その結果得られたパラメータの値は表-3に示されている。

2) ダイレクタンシー

ダイレクタンシーはすべり面上でのせん断・垂直応力比と垂直・せん断ひずみ増分比の線形関係によって規定している¹⁸⁾。

$$\frac{d\epsilon_{Nd}}{d\gamma} = \begin{cases} \frac{D_a - \frac{\tau}{\sigma_N'}}{D_b} ; d \frac{\tau}{\sigma_N'} \geq 0, \frac{\tau}{\sigma_N'} \geq 0 \\ \frac{D_a + \frac{\tau}{\sigma_N'}}{D_b} ; d \frac{\tau}{\sigma_N'} < 0, \frac{\tau}{\sigma_N'} < 0 \end{cases} \quad (10)$$

この関係は、粒子配列構造の異方性および拘束圧等の要因に依存しないと見なしている。パラメータ D_a , D_b は繰返し計算によって決定した。すなわち、 D_a , D_b の値を適切に変化させてダイレクタンシー挙動を繰返して計算し、図-6(a)に示す圧密応力 $p_c' = 196$ kPa で行われた圧縮・伸張両試験で測定したダイレクタンシー挙動を最もよく近似できるようにパラメータの値を決定し

た。その結果、得られたパラメータの値は、表— **Table. 4** Model parameters for dilatancy 4 に示されている。

D_a	D_b
0.5	1.7

3) 過圧密の影響

Ishihara and Okada¹⁰⁾ は過圧密履歴を受けた砂の三軸非排水せん断試験を行い、その結果に基づいて、過圧密履歴を受けることによって圧密—せん断応力面上で圧密応力軸の回りに降伏面が形成されることを示した。モデルでは、ダイレイタンシー関係からひずみのポテンシャル関数を誘導し、 $\sigma'_N - \tau$ 面上においてその等ポテンシャル面に固まれた領域内では、せん断変形とダイレイタンシーが抑制されるとし、その時の変形は次式で与えた¹⁾。

$$d\gamma_s = \frac{1}{G_o^*} df, \quad d\varepsilon_{Nd} = 0 \tag{11}$$

2.2.2 予測した応力—ひずみ関係の検証

前節までに説明した方法によって決定されたモデルのパラメータの値は、表— 2～4 に示した通りである。

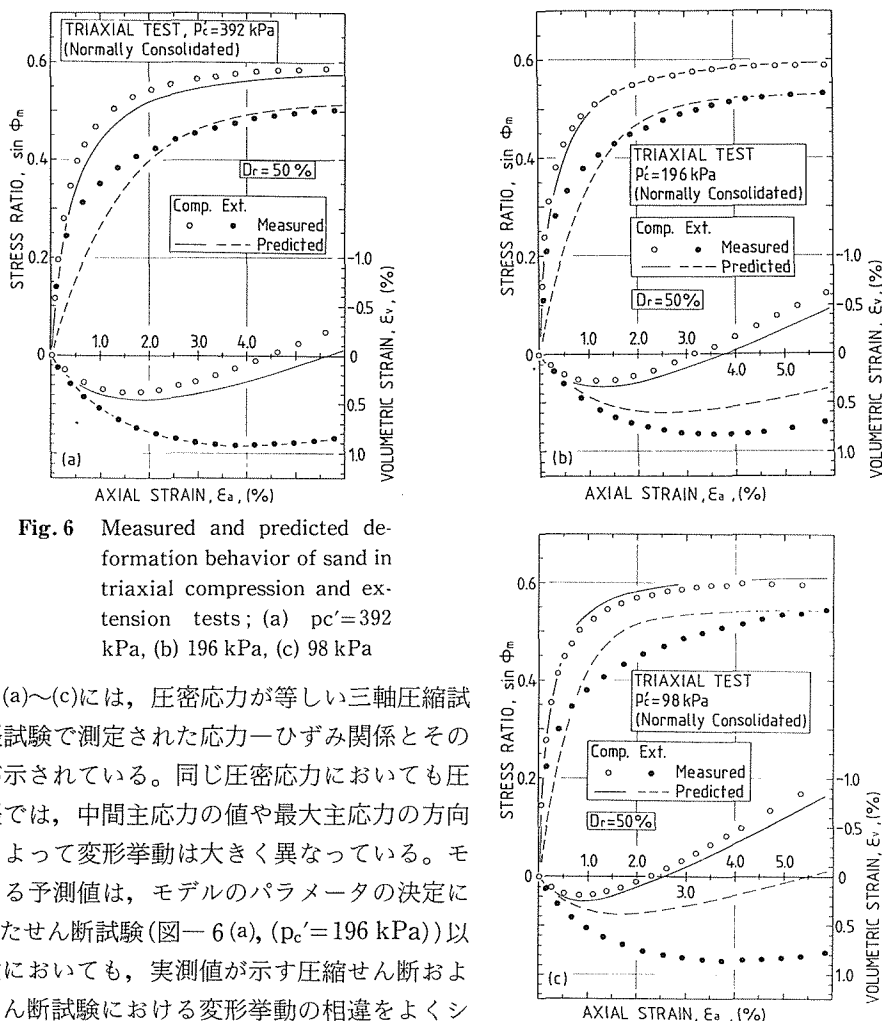


Fig. 6 Measured and predicted deformation behavior of sand in triaxial compression and extension tests; (a) $p'_c = 392$ kPa, (b) 196 kPa, (c) 98 kPa

図— 6 (a)～(c)には、圧密応力が等しい三軸圧縮試験と伸張試験で測定された応力—ひずみ関係とその予測値が示されている。同じ圧密応力においても圧縮と伸張では、中間主応力の値や最大主応力の方向の相違によって変形挙動は大きく異なっている。モデルによる予測値は、モデルのパラメータの決定に用いられたせん断試験(図— 6 (a), ($p'_c = 196$ kPa))以外の試験においても、実測値が示す圧縮せん断および伸張せん断試験における変形挙動の相違をよくシ

ミュレートしているようである。

図-7, 8には, 圧密応力の異なる正規圧密せん断試験におけるせん断変形とダイレイタンスの測定値と予測値が示されている。

図-7に示すように圧密応力が大きくなるほど砂の破壊強度および剛性は小さくなり, 変形し易くなるという一般的な傾向が圧縮・伸張両方の側で観察されている。提案しているモデルはこの圧密応力が異なる場合の変形特性の定性的な傾向をよく再現している。圧縮試験では予測値と実測値は定量的によく一致している。一方, 伸張試験では, モデルはせん断初期において発生するせん断ひずみを過大に評価する傾向がみられる。

図-8にダイレイタンス挙動の実測値と予測値の比較を示す。圧密応力が大きいほど体積変化量が大きいという。測定値が示す一般的な傾向をモデルはよく説明している。圧縮試験では定量的にも実測値と予測値はよく一致している。伸張試験では, せん断初期において, 体積ひずみ

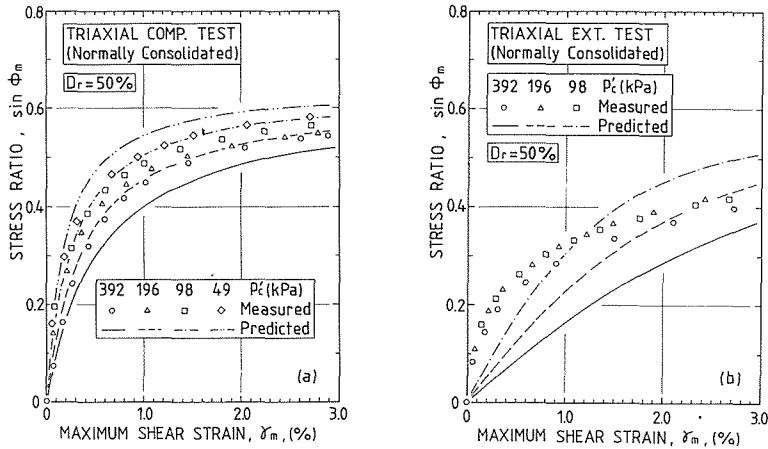


Fig. 7 Comparison of measured and predicted effects of consolidation stress on the shear deformation behavior; (a) in triaxial compression test, (b) in triaxial extension test

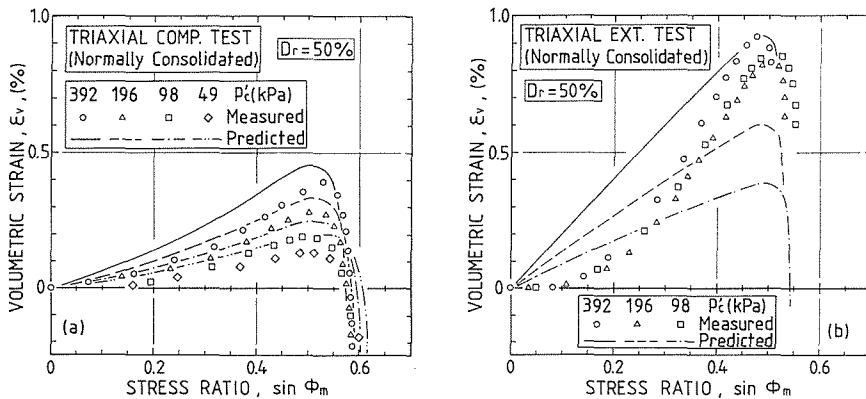


Fig. 8 Comparison of measured and predicted effects of consolidation stress on the dilatancy behavior; (a) in triaxial compression test, (b) in triaxial extension test

量を過大に評価している傾向があり、また、圧密応力の減少にともなう体積収縮量の減少を過大に予測している。

図-9, 10には、正規圧密砂と過圧密砂の等しい圧密応力の下で測定された変形挙動と、モデルによる予測値を比較して示している。過圧密された場合のせん断変形と体積変化は、ともに正規圧密された場合よりもせん断試験初期において小さいという傾向が、すべての試験について統一的に見られる。

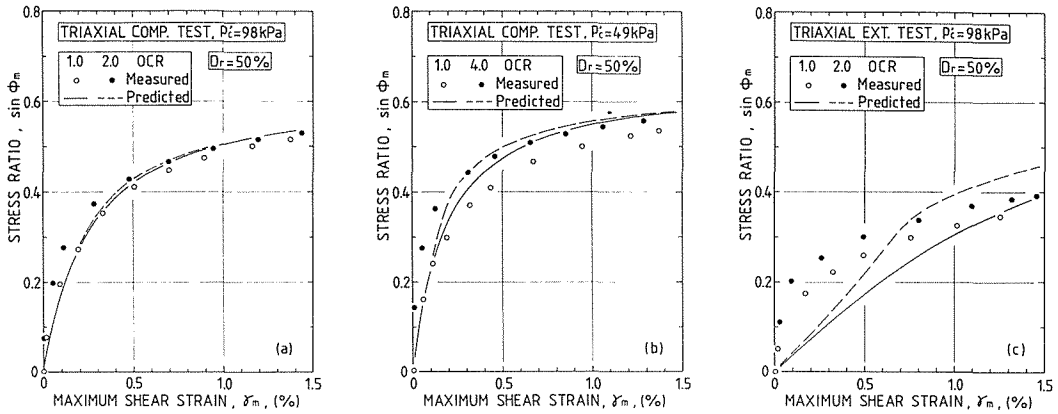


Fig. 9 Comparison of measured and predicted effects of overconsolidation on the shear deformation behavior; (a) in triaxial compression test ($p'_c=98 \text{ kPa}$), (b) in triaxial compression test ($p'_c=49 \text{ kPa}$), (c) in triaxial extension test ($p'_c=98 \text{ kPa}$)

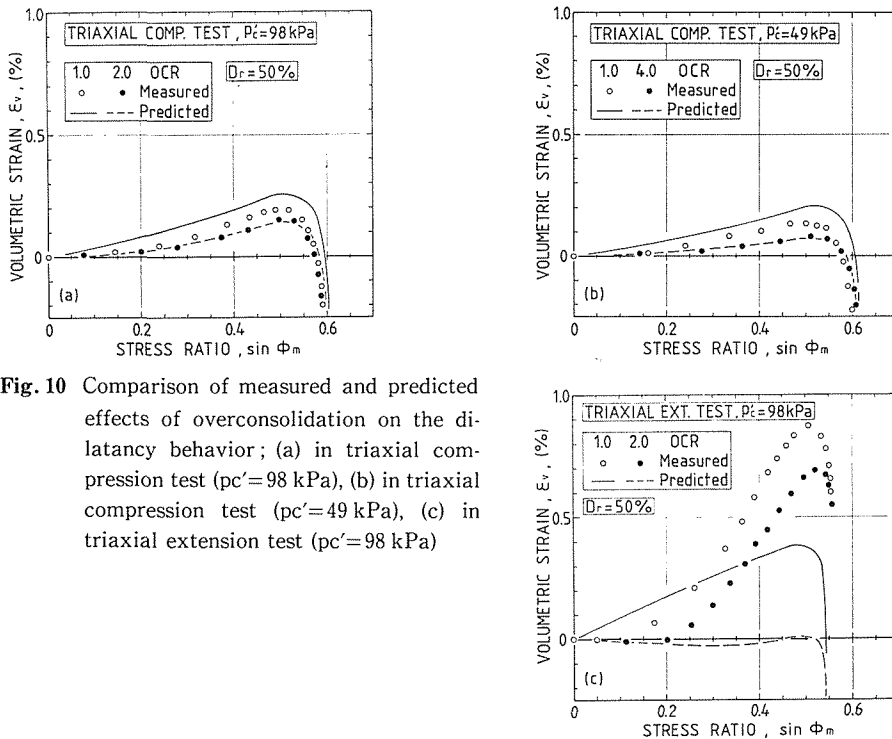


Fig. 10 Comparison of measured and predicted effects of overconsolidation on the dilatancy behavior; (a) in triaxial compression test ($p'_c=98 \text{ kPa}$), (b) in triaxial compression test ($p'_c=49 \text{ kPa}$), (c) in triaxial extension test ($p'_c=98 \text{ kPa}$)

図示のように、過圧密の効果によるひずみ発生量の抑制傾向を、モデルは適切に評価しているようである。図一9(a), (b), 10(a), (b)に見られるように、圧縮試験ではせん断変形とダイレイタンスーに現われる過圧密の効果モデルは定量的にもよくシミュレートしていることが分かる。図一9(c), 10(c)に示されている伸張側の変形挙動についても、定性的にはせん断初期に見られる過圧密による変形の減少を説明していると言える。しかし、定量的には実測値と予測値の間に差があり、モデルは過圧密を受けることによる変形の抑制を、伸張側において過大に評価しているようである。

3. あとがき

通常の三軸せん断試験機で測定されたやや密詰めの砂の等方圧密・膨張試験、および、正規圧密または過圧密された砂の三軸圧縮・伸張試験の結果に基づいて、多方向すべりモデルの適用性の検証を行った。モデルで使用されるパラメータの決定方法を説明し、等方圧密・膨張試験といくつかの三軸圧縮・伸張試験の測定結果に基づいてそれらの値を決定した。試験で実測した変形挙動とモデルによって予測した変形挙動を比較、検討した結果、以下のようなことが明らかになった。

モデルは、等方圧密・伸張時に観察される体積変化特性をよくシミュレートできる。さらに、内部構造の異方性に起因する等方圧密時の異方性をモデルはうまく説明できることが示された。

決定されたパラメータを用いると、モデルは三軸圧縮と伸張せん断試験で測定されるせん断変形の異方性をよくシミュレートすることができる。また、圧密応力の相違によるせん断強度・変形特性の変化を圧縮・伸張両せん断方向においてよく説明することができ、特に圧縮側ではモデルによる予測は極めて良好である。

過圧密を受けることにより、せん断初期において、せん断変形および体積変化は抑制されるという一般的な傾向を、モデルはよく説明できることが示された。伸張試験では過圧密によるせん断初期に見られる変形抑制効果が過大に評価される傾向が見られたが、圧縮試験では定量的にもよく説明できるようである。

本研究は北海道大学・特定研究「繰返し負荷を受ける材料の構成式に関する総合的研究」の一環として行われた。本論文の作成にあたっては、本学部土木工学科4年橋場克泰君にモデルによる応力-ひずみ関係の計算、図・表の準備、清書などに関して多大なる協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

文 献

- 1) 三浦均也, 土岐祥介, Finn, W. D. L.: 北海道大学工学部研究報告, 第140号(1988), pp. 1-13.
- 2) Miura, K., Miura, S. and Toki, S.: Soils and Foundations, Vol. 26 (1986), No. 1, pp. 36-52.
- 3) Miura, K., Toki, S. and Miura, S.: Soils and Foundations, Vol. 26 (1986), No. 3, pp. 42-56.
- 4) Miura, K. and Finn, W. D. L.: Proc., Int. Work Shop on Constitutive Equations for Non-Cohesive Soils (1987), (to be published).
- 5) 三浦均也: 学士論文(1981), 北海道大学工学部土木工学科.
- 6) Miura, S. and Toki, S.: Soils and Foundations, Vol. 22 (1982), No. 1, pp. 61-77.
- 7) Miura, S. and Toki, S.: Soils and Foundations, Vol. 24 (1984), No. 3, pp. 69-84.
- 8) El-Sohby, M. A. and Andrawes, K. Z.: Can. Geotechnical Journal, Vol. 9 (1972), No. 4, pp. 338-350.
- 9) Negussey, D. and Vaid, Y. P.: Can. Geotechnical Journal, Vol. 23 (1986), No. 2, pp. 155-163.
- 10) 龍岡文夫: 第20回土質工学シンポジウム, “一軸および三軸圧縮試験法とその応用,” 土質工学会(1975), pp. 61-70.
- 11) Matsuoka, H. and Ishizaki, E.: Proc., 10th ICSMFE (1981), Stockholm, Vol. 1, pp. 699-702.

- 12) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol. 98 (1972a), No. SM6, pp. 603-624.
- 13) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol. 98 (1972b), No. SM7, pp. 667-692.
- 14) Masing, G. : Proc., 2nd International Congress of Applied Mechanics (1926), Zurich.
- 15) Hardin, B. O. and Richart, F. E. : Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol. 89 (1963), No. SM1, pp. 33-65.
- 16) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. : Soils and Foundations, Vol. 18 (1978), No. 1, pp. 39-56.
- 17) Hardin, B. O. and Black, W. L. : Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol. 13 (1969), No. 1, pp. 1531-1537.
- 18) Matsuoka, H. and Takeda, K. : Soils and Foundations, Vol. 20 (1980), No. 3, pp. 45-58.
- 19) Ishihara, K. and Okada, S. : Soils and Foundations, Vol. 18 (1978), No. 1, pp. 57-72.