

琉球大学学術リポジトリ

正規異方圧密粘土の非排水せん断特性

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学工学部 公開日: 2007-08-23 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 原, 久夫, Hara, Hisao メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/1433

正規異方圧密粘土の非排水せん断特性

原 久 夫*

Undrained Shear Characteristics of Normally, Anisotropically Consolidated Clays.

Hisao HARA

Summary

Undrained triaxial compression tests were performed for the anisotropically consolidated Fukuyama, Hiroshima, Shimajiri clays. The specimens were consolidated for two different stress history conditions. The one is constant mean effective principal stress path and the other is constant stress ratio path.

The following conclusive remarks.

- 1) The influence on stress-strain relation, undrained stress path and excess pore water pressure are independent of anisotropic consolidation stress path. They depend on the ultimate consolidation stress condition.
- 2) Critical state parameter M is independent of consolidation pressure and anisotropic consolidation stress path.
- 3) Cam clay and Modified Cam clay model are not applied to anisotropically consolidated true clay because the models are not considered clay anisotropy which is more important than time dependency of clay.

1. まえがき

異方応力状態のもとで圧密された正規異方圧密粘土は、正規等方圧密粘土と異なったせん断挙動を示すことが良く知られている。¹⁾ 土質工学の発展に伴い現実の軟弱地盤の多くは、 K_0 状態で圧密された地盤であることが認識され、 K_0 圧密粘土のせん断特性に関する研究が多くなされている。^{2), 3), 4)}

しかしながら現実的には、 K_0 条件を満足しな

い状態で圧密されている地盤も少なからず存在している。たとえば、盛土端部付近の軟弱地盤や等方圧密状態に近いと考えられる真空圧密工法で圧密された軟弱地盤がそれらに相当する。したがって、軟弱地盤の変形や破壊の問題を扱うとき、 K_0 圧密以外の異方圧密粘土のせん断特性についても十分な研究が必要である。特に盛土端部のように応力比が高い状態の地盤は、破壊限界に近くっており、 $K > K_0$ での異方圧密粘土のせん断特性を十分把握しておくことが必要である。

また一般の土質試験は等方圧密粘土に対して行

本研究の一部は第40回土木学会にて発表した。

* 琉球大学工学部土木工学科

われることがほとんどであり、その結果をもとに設計々算がなされる。したがって異方圧密粘土と等方圧密粘土を結びつけるために両粘土間の関連性を明らかにしておく必要がある。

現在までに K_0 圧密粘土以外の異方圧密粘土のせん断特性に関する研究例は少なく、圧密応力の異方性の程度によるせん断特性の変化については不明な点が多い。

そこで本研究では、異方圧密過程における応力異方性と非排水せん断特性との関連性を明らかにすることを目的として、正規異方圧密粘土の非排水三軸圧縮試験を行った。また異なる異方圧密応力履歴をもつ粘土の非排水三軸圧縮試験を行い、異方圧密応力履歴が非排水せん断特性に及ぼす影響についても調べた。

さらに飽和粘土の弾塑性構成式としてよく用いられる Cam clay モデル、修正 Cam clay モデルの概要を述べ実験結果と照合し、異方圧密粘土に対するこれらのモデルの適用性について検討した。

本文中特に断らない限り、対象は正規飽和粘土である。また記号の説明は一括して後にかかげる。

2. 実験方法

2.1 試料準備

実験に用いた粘土は、福山粘土、広島粘土、島尻粘土の三種類である。前者二種の粘土は、瀬戸内海沿岸に広く分布する代表的沖積粘土であり、その名前は産出地名に由来している。島尻粘土は通称クチャと呼ばれ沖縄県南部地方に広く分布する固結化した過圧密粘土である。今回の実験では、島尻粘土を完全に練り返し、正規圧密試料を作り

表一 福山粘土、広島粘土、島尻粘土の物理特性

粘土	福山粘土	広島粘土	島尻粘土
G_s	2.68	2.59	2.78
L.L (%)	83	68	60
P.L (%)	29	38	32
IP	54	30	28
粘土分 %	49	20	52
シルト分 %	48	75	41
砂分 %	3	5	7

実験用供試体とした。

表一にそれぞれの粘土の物理特性を示す。

実験に先立つ供試体作成要領は以下の通りである。

- 1) 液性限界の2倍以上の含水比で十分に粘土を練り返す。
- 2) 直径 15 cm、高さ 24 cm のモールドの中に練り返した粘土を入れ、脱気作業を十分に行なう。1日放置後、鉛直圧密圧力 0.5 kgf/cm^2 で10~20日間 K_0 圧密する。
- 3) 圧密完了後、粘土塊を取り出し、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱供試体を作成する。

2.2 圧密試験、等方三軸圧縮試験

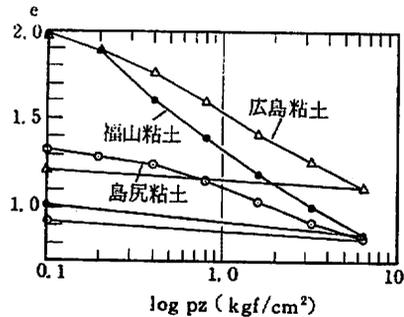
Cam clay モデル、修正 Cam clay モデルに必要なパラメータ κ 、 M 、 N を求めるために標準圧密試験、等方圧密非排水三軸圧縮試験 (CIU 試験) を行った。

図一に標準圧密試験による $e \sim \log p_z$ 関係、図二に CIU 試験によるストレスパスを示す。これらの実験から得られる弾塑性パラメータを表二に示す。

図三は、偏差応力 q 、平均有効主応力 p を p_0 で無次元化した非排水ストレスパスである。図三から非排水ストレスパスの形状は、圧密圧力に

表二 粘土の弾塑性パラメータ

粘土	福山粘土	広島粘土	島尻粘土
M	1.28	1.48	1.15
N	1.36	1.32	2.15
λ	0.261	0.187	0.170
κ	0.037	0.017	0.026



図一 標準圧密試験による $e \sim \log p_z$ 関係図

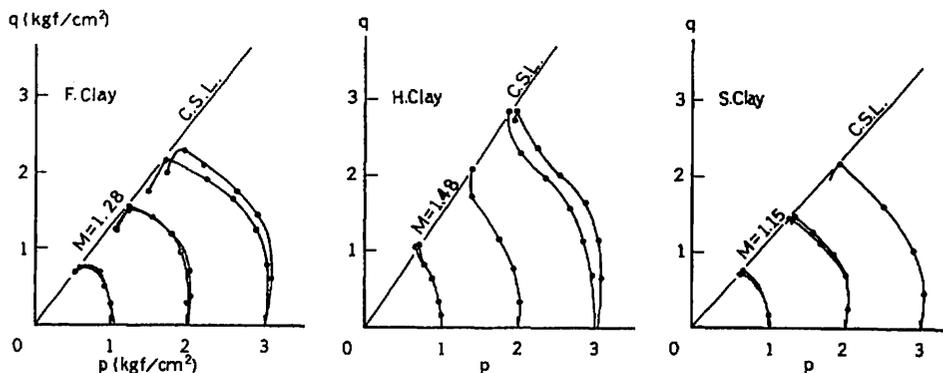


図-2 非排水ストレスパスと C. S. L. F. clay H. clay S. clay

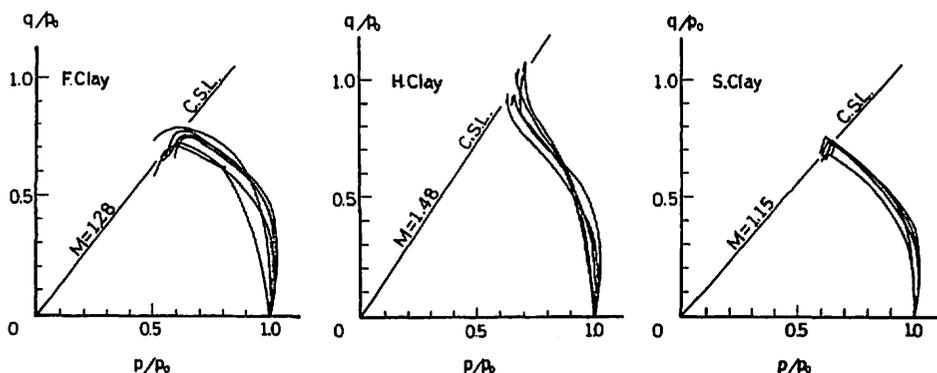


図-3 $q/p_0 \sim p/p_0$ 関係図 (非排水ストレスパス)

よらず相似形であることがわかる。

また、福山粘土と島尻粘土はともによく似た形状をしており上に凸形となっている。これに反して広島粘土は、CSL 付近で反転して S 字形とな

り CSL に至ることがわかる。

表-3 は、各粘土の破壊時の応力比 M 、偏差応力 q_f 、非排水せん断強度 c_u 、間隙圧係数 A_f を一覽表にしまとめたものである。

表-3.1 CIU 試験結果 (福山粘土)

No.	p_0 kgf/cm ²	M	q_f kgf/cm ²	c_u kgf/cm ²	A_f
F 8407	1.0	1.262	0.756	0.378	0.836
F 8408	1.0	1.462	0.788	0.394	0.858
F 8403	2.0	1.244	1.514	0.757	0.806
F 8404	2.0	1.273	1.552	0.776	0.799
F 8405	3.0	1.192	2.264	1.132	0.765
F 8406	3.0	1.254	2.162	1.081	0.902

表-3.2 CIU 試験結果 (広島粘土)

No.	p_0 kgf/cm ²	M	q_f kgf/cm ²	c_u kgf/cm ²	A_f
H 8407	1.0	1.513	1.130	0.565	0.602
H 8408	1.0	1.523	1.068	0.534	0.637
H 8405	2.0	1.481	1.786	0.893	0.790
H 8406	2.0	1.453	2.086	1.043	0.628
H 8409	3.0	1.417	2.846	1.423	0.706
H 8410	3.0	1.492	2.852	1.426	0.716

表-3.3 CIU 試験結果 (島尻粘土)

No.	p_0 kgf/cm ²	M	q_u kgf/cm ²	c_u kgf/cm ²	A_f
S 8401	1.0	1.23	0.772	0.386	0.842
S 8402	1.0	1.096	0.708	0.354	0.876
S 8403	2.0	1.167	1.452	0.726	0.861
S 8404	2.0	1.10	1.459	0.730	0.816
S 8405	3.0	1.149	2.177	1.089	0.836

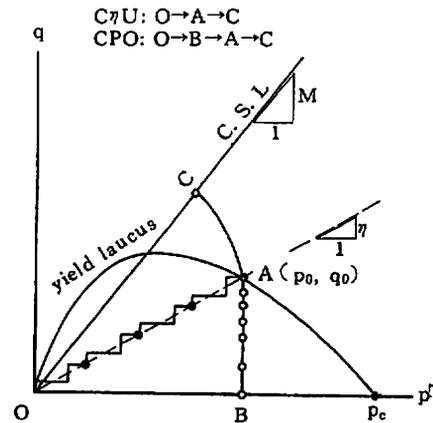
2.3 異方圧密非排水三軸圧縮試験

異方圧密過程における応力経路は、平均有効主応力一定経路と応力比一定経路の二種類である。以下前者をCPU試験後、後者をC η U試験と略記する。異方圧密終了後の非排水三軸圧縮試験はひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 0.1\%/min$ で行った。

図-4は、両試験の応力経路を模式的に比較したものである。CPU試験ではO \rightarrow B \rightarrow Aと異方圧密(p一定排水三軸圧縮と同等)され、A \rightarrow Cの非排水経路をたどり限界状態に達する。C η U試験では、O \rightarrow Aと応力比一定条件で異方圧密され、A \rightarrow Cの非排水経路をたどる。

異方圧密の終了点Aは、所定の応力比 η でかつCam clayモデルによる同一降伏曲線上に乗るように設定した。異方圧密力の異方性の程度を表現するパラメータとして η/M を用い、実験では各粘土について、表-4に示すような η/M の値とした。 $\eta/M=0$ は等方状態であり、 η/M が1に近い

ほど異方性が高くなることを示す。なお表中の(K_0)は、異方圧密の終了点が K_0 線上にあることを示している。

図-4 C η U, CPO試験応力経路

表—4.1 C η U • CPU 試験結果 福山粘土 (M=1.28)

No.	η/M	η_i	q_i^r kgf/cm ²	$q_i^r - q_0$ kgf/cm ²	備考
F 8351	0.193	1.277	1.337	0.937	C η U
F 8352	0.377	1.080	1.150	0.503	"
F 8353	0.558	1.131	1.189	0.407	C η U
F 8354	0.741	1.221	1.149	0.302	"
F 8355	0.452	1.086	1.228	0.505	" (K ₀)
F 8415	0.192	1.309	1.344	0.945	CPU
F 8414	0.374	1.110	1.209	0.567	"
F 8413	0.552	1.085	1.164	0.394	"
F 8412	0.726	1.222	1.054	0.232	"
F 8416	0.449	1.079	1.208	0.493	" (K ₀)

表—4.2 C η M • CPU 試験結果 広島粘土 (M=1.48)

No.	η/M	η_i	q_i^r kgf/cm ²	$q_i^r - q_0$ kgf/cm ²	備考
H 8350	0.193	1.557	1.716	1.250	C η U
H 8351	0.380	1.579	1.506	0.750	"
H 8352	0.568	1.554	1.408	0.487	"
H 8353	0.760	1.403	1.278	0.282	"
H 8354	0.455	1.518	1.411	0.577	" (K ₀)
H 8413	0.195	1.685	1.822	1.357	CPU
H 8415	0.379	1.601	1.607	0.856	"
H 8417	0.561	1.522	1.359	0.451	"
H 8418	0.747	1.313	1.097	0.126	"
H 8419	0.452	1.231	10.66	0.239	" (K ₀)

表—4.3 C η U • CPU 試験結果 島尻粘土 (M=1.15)

No.	η/M	η_i	q_i^r kgf/cm ²	$q_i^r - q_0$ kgf/cm ²	備考
S 8450	0.192	1.269	1.336	0.973	C η U
S 8451	0.358	1.203	1.052	0.506	"
S 8452	0.547	1.133	1.058	0.334	"
S 8453	0.763	1.090	1.011	0.223	"
S 8413	0.191	1.209	1.378	1.018	CPU
S 8415	0.383	1.172	1.139	1.550	"
S 8417	0.569	1.213	1.052	0.335	"
S 8421	0.755	1.223	0.989	0.209	"

異方圧密は、段階荷重方式によって行った。CPU試験での段階荷重方式の区分を表-5に示す。同表に示すように応力比が大きくなるにつれて、一段あたりの荷重々重を小さくし、できるだけp一定条件を満足するように配慮した。またCPU試験では、 $\eta/M > 0.7$ の場合には16段階荷重、それ以外は8段階荷重で行った。

段階荷重方式で圧密すると密閉にはp一定、 η 一定の条件は満足されないが⁵⁾、今回行った程度にまで細分された段階荷重方式であれば理想的応力経路をたどらないことによる影響は無視できるほど小さいものと認められる。その根拠を図-5に示す。

図-5は、 η 一定での異方圧密過程について、ひとつは漸増荷重方式⁶⁾、他方は段階荷重方式⁷⁾

表-5 CPU試験のqの分割方法

η/M	分割方法	段階数
0.2	1/4*4	4
0.4	1/4*2 + 1/8*4	6
0.6	1/6*2 + 1/12*8	10
0.8	1/4*2 + 1/16*4 + 1/32*8	14

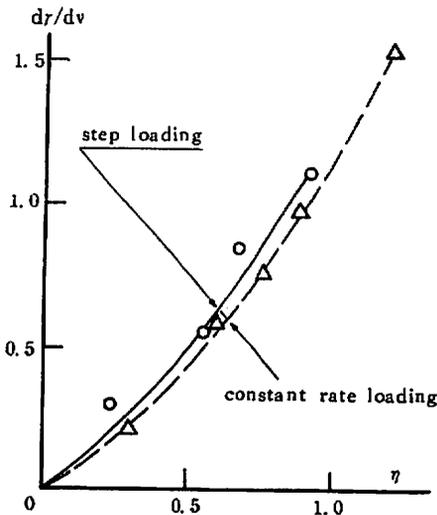


図-5 異方圧密中の $dr/dv \sim \eta$ 関係

によったときの dr/dv と応力比 η との関係を示している。図より明らかなように、若干段階荷重方式の方が dr/dv が大きいものの、漸増荷重方式とほとんど差はなく、段階荷重方式であっても η 一定条件を満たしているものと考えてよい。

3. Cam clay モデル・修正 Cam clay モデル

粘性土の応力～ひずみ関係は、排水条件、拘束応力状態、圧密履歴、ひずみ速度等によって複雑に変化し、単純な線形関係では表現できないことはよく知られている。粘性土の応力～ひずみ関係の確立は、圧密やせん断破壊等の土質力学上の諸問題の解決にとって必要不可欠であるため、弾塑性あるいは粘弾塑性構成式が多くの研究者によって提案されている。

Cam clay モデルは、Roscoe (1960) 等によって最初に発表された代表的弾塑性モデルであり、粘性土の構成式研究の口火をきったモデルとして高く評価されている。ここでは Cam clay モデルとそれが一部修正された修正 Cam clay モデル (Burland, 1962) の理論の概要を述べる。

3.1 Cam clay モデル^{8),9)}

Cam clay モデルは、粘性土を弾塑性体にみだて、降伏曲面を求める際に次の三つの仮定を用いている。

- 1) 体積ひずみ増分は、弾性と塑性成分よりなり、せん断ひずみ増分は塑性成分のみである。
 - 2) せん断中の塑性ひずみによる仕事は、摩擦として消費される。
 - 3) 降伏曲面と望性ポテンシャルが一致する。
- (1)~(3)の仮定を定式化すると次のようになる。

$$\delta v = \delta v^e + \delta v^p : \delta r = \delta r^p \quad (1)$$

$$p \delta v^p + q \delta r^p = M p \delta p \quad (2)$$

$$\frac{dr^p}{dv^p} = \frac{-1}{\frac{dp}{dq}} \quad (3)$$

(1)~(3)式から降伏曲面式、状態曲面式が得られる。

降伏曲面式

$$\ln \left(\frac{p}{p_c} \right) + \frac{\eta}{M} = 0 \quad (4)$$

状態曲面式

$$f = N - \lambda \ln p - (\lambda - \kappa) \frac{\eta}{M} \quad (5)$$

図-6は、 p, q, f 空間における状態曲面を模式的に描いたものである。図中のAB線は、正規圧密曲線 (NCL, Normal Consolidation Line), AD''線あるいはBC''線は過圧密曲線 (OCL, Over Consolidation Line), CD線は限界状態

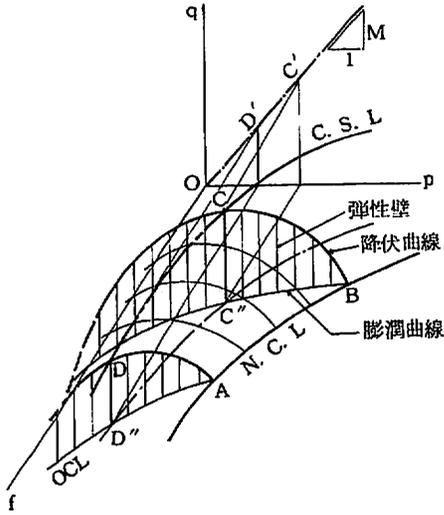


図-6 状態曲面

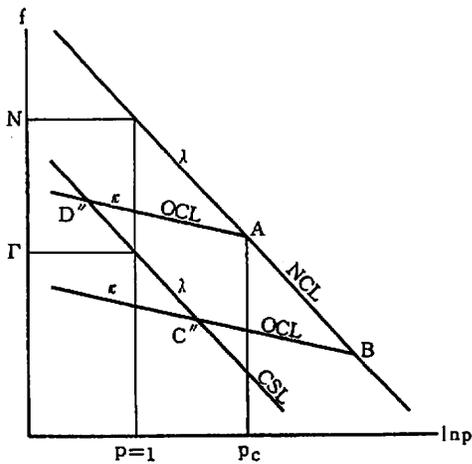


図-7 NCL, CSL, OCL の幾何学的関係

線 (CSL, Critical state Line) である。C'' D''線は CSL を $p-f$ 面に投影した曲線である。これらの曲線を $\ln p-f$ 図上にプロットすると直線となる。その幾何学的関係を図-7に示す。

体積ひずみ増分は (5) 式を微分して得られる。

○体積ひずみ増分 dv

$$dv = -\frac{df}{f} = \frac{1}{f} \left(\frac{\lambda}{p} dp + \frac{\lambda - \kappa}{M} d\eta \right) \quad (6)$$

○弾性体積ひずみ増分 dv^e

$$dv^e = -\frac{df^e}{f} = \frac{\kappa dp}{fp} \quad (7)$$

○塑性体積ひずみ増分 dv^p

$$dv^p = dv - dv^e = \frac{(\lambda - \kappa)}{f} \left(\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{M} \right) \quad (8)$$

(3), (4)式より、塑性ひずみ増分比は、

$$\frac{dr^p}{dv^p} = \frac{-1}{\frac{dq}{dp}} = \frac{1}{M - \eta} \quad (9)$$

となる。したがって塑性せん断ひずみ増分 dr^p は (8), (9)式により

$$dr^p = \frac{1}{M - \eta} \cdot \frac{(\lambda - \kappa)}{f} \left(\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{M} \right) \quad (10)$$

となる。

(8)式と(10)式が Cam clay モデルによる正規圧密粘土の三軸圧縮状態における応力増分とひずみ増分の関係式である。(8), (10)式を任意のストレスパスに沿って積分すれば、そのストレスパスに対応したひずみ応答が求められる。

○非排水ストレスパス (Undrained stress path)

非排水試験では、体積が一定であるので非排水ストレスパスは、図-8に示すように状態曲面と非排水面 $f=f_0$ の交線 AC として求められる。

A 点は、正規圧密曲線上の点であるので

$$f_0 = N - \lambda \ln p_0 \quad (11)$$

非排水面は、

$$f = f_0 \quad (12)$$

となる。

(5), (11), (12)式より非排水ストレスパスは次のようになる。

$$\lambda \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + (\lambda - \kappa) \frac{\eta}{M} = 0 \quad (13)$$

○非排水強度および強度増加率

(13)式に破壊条件 $\eta = M$ を代入すれば、非排水圧縮強度 q_u および非排水せん断強度 c_u が得られる。

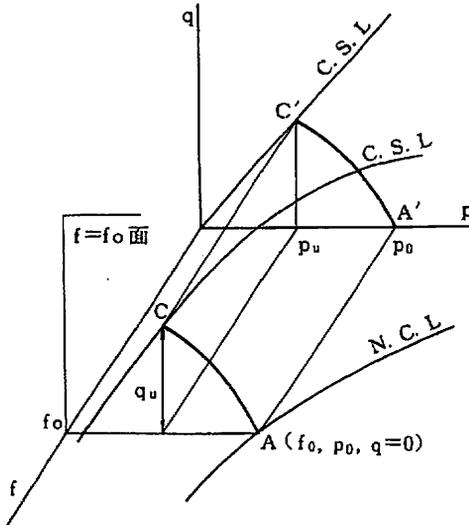


図-8 非排水ストレスパス

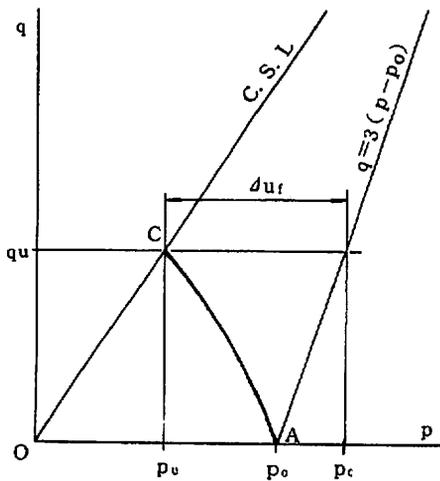


図-9 非排水試験における破壊時の
間げき水圧 du_f

$$q_u = Mp_0 \exp\left(-\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \quad (14)$$

$$c_u = \frac{Mp_0}{2} \exp\left(-\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \quad (15)$$

(15) 式から非排水強度増加率 (dc_u/dp_0) は、

$$(dc_u/dp_0) = \frac{M}{2} \exp\left(-\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right) \quad (16)$$

となる。

・破壊時の間隙水圧係数 A_f

図-9を参照して、破壊時における間隙水圧 du_f は、

$$\begin{aligned} du_f &= p_c - p_u \\ &= p_0 + qu \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{M}\right) \end{aligned}$$

したがって間隙水圧係数 A_f は、

$$A_f = \frac{du_f}{qu} = \frac{1}{3} + \frac{1}{M} \left\{ \exp\left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right) - 1 \right\} \quad (17)$$

となる。

・静止土圧係数 K_0

(9) 式と K_0 条件 $d\tau/dv = 2/3$ より K_0 値は、

$$K_0 = \frac{9 - 2M}{4M} \quad (18)$$

となる。

3.2 修正 Cam clay モデル¹⁰⁾

修正 Cam clay モデルは、Burland 等によって発表された粘性土の構成式であり基本的な考え方は Cam clay モデルと変わらない。Burland は、多数の粘土の三軸圧縮試験結果について再検討し、(2) 式で表わされるエネルギー消散式を (19) 式のように修正し (20) 式の降伏曲線を得た。

$$p dv^p + q d\tau^p = p \sqrt{(dv^p)^2 + (M d\tau^p)^2} \quad (19)$$

$$\frac{p}{p_0} \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} = 0 \quad (20)$$

(20) 式をもとに Cam clay モデルの場合と同様に、正規圧密粘土の非排水強度、非排水ストレスパス、同隙水圧係数、静止土圧係数等を求めることができる。その結果を Cam clay モデルと対比して表-6 に示す。

表-6 Cam clay モデルと修正 Cam clay モデルとの比較

	Cam clay モデル	修正 Cam clay モデル
降伏曲線	$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + \frac{\eta}{M} = 0$	$\frac{p}{p_0} - \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} = 0$
状態曲面	$f = N - \lambda \ln p - (\lambda - \kappa) \frac{\eta}{M}$	$f = N - \lambda \ln p - (\lambda - \kappa) \ln\left(1 + \frac{\eta^2}{M^2}\right)$
塑性ひずみ増分比	$\frac{dr^p}{dv^p} = \frac{1}{M - \eta}$	$\frac{dr^p}{dv^p} = \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2}$
塑性体積ひずみ増分	$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{f} \left(\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{M} \right)$	$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{f} \left(\frac{dp}{p} + \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} d\eta \right)$
塑性せん断ひずみ増分	$dr^p = \frac{dv^p}{M - \eta}$	$dr^p = \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} dv^p$
非排水ストレスパス	$\lambda \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + (\lambda - \kappa) \frac{\eta}{M} = 0$	$\lambda \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + (\lambda - \kappa) \ln\left(1 + \frac{\eta^2}{M^2}\right) = 0$
非排水圧縮強度	$qu = Mp_0 \exp(\kappa/\lambda - 1)$	$qu = Mp_0 2^{(\kappa/\lambda - 1)}$
強度増加率	$\left(\frac{dc_u}{dp_0}\right) = \frac{M}{2} \exp(\kappa/\lambda - 1)$	$\left(\frac{dc_u}{dp_0}\right) = \frac{M}{2} \cdot 2^{(\kappa/\lambda - 1)}$
破壊時の間隙水圧係数	$A_f = \frac{1}{3} + \frac{1}{M} \left\{ \exp(1 - \kappa/\lambda) - 1 \right\}$	$A_f = \frac{1}{3} + \frac{1}{M} \left\{ 2^{(1 - \kappa/\lambda)} - 1 \right\}$
静止土圧係数	$K_0 = \frac{9 - 2M}{4M}$	$K_0 = \frac{9 - \sqrt{9 + 4M}}{2\sqrt{9 + 4M}}$
エネルギー式	$p\delta v^p + q\delta r^p = Mp\delta r^p$	$p\delta v^p + q\delta r^p = p\sqrt{(\delta v^p)^2 + (M\delta r^p)^2}$

4. 実験結果と考察

4.1 異方圧密

図-10は、異方圧密期間中における両試験のひずみ経路である。CPU試験のひずみ経路図中の黒丸印は、p一定異方圧密の開始点を表わしている。原点からこの黒丸印点までの変形は、等方圧密期間中に生じたものであり一般的には、せん断変形は生じないが、実験結果によればどの粘土の場合にもわずかな負のせん断ひずみが生じているのがわかる。これは、等方圧密期間中において軸ひずみよりも径ひずみの方が卓越しているため

であり、供試体が K_0 圧密されて作成されたことに起因する初期異方性の影響によるものである。

$C_{\eta U}$ と CPU 試験とで等しい η/M の場合の体積ひずみ v とせん断ひずみ r について比較してみると、体積ひずみはほぼ等しいが、せん断ひずみは $C_{\eta U}$ 試験の方が大きくなっている。このことは、体積ひずみは応力状態によってのみ決まることを示しており、状態曲面の唯一性を示す有力な実験的事実のひとつである。逆にせん断ひずみは、応力状態だけでは決まらず、その応力状態に至るまでの応力経路に依存し、限界状態線に近い応力経路をたどるほど大きくなる。今回の実験結果によれば、 η/M が大きい場合には、最終応力状態

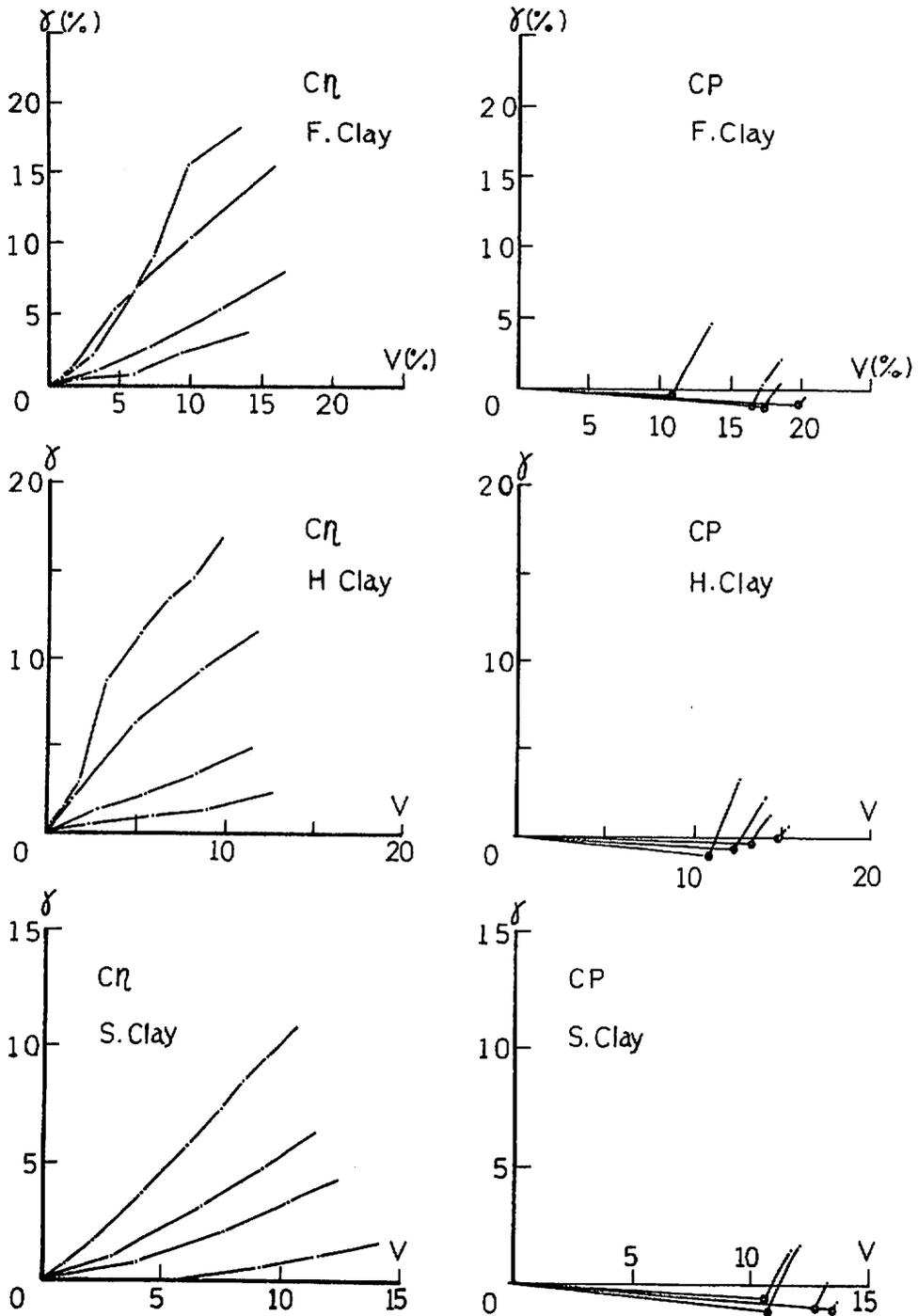


図-10 異方圧密期間中のひずみ経路

が同一であっても、発生するせん断ひずみに約 3 倍ものひらきがあることが明らかとなった。

図-11 は、 $C\eta U$ 試験での異方圧密期間中における応力比 η と $(d\epsilon_r/d\epsilon_a)$ との関係を示すものである。

この図から正規圧密状態での K_0 値が、福山粘土 0.6、広島粘土 0.5、島尻粘土 0.56 と求められる K_0 値は、前節で述べたように各モデルからも推定できる。表-7 は、実験から得られる K_0 値と各モデルから推定される K_0 値を比較したものであるが修正 Cam clay モデルは、比較的実験値に近い K_0 値を与えるものの、Cam clay モデルは、実際の約 2 倍もの K_0 値を与え実験と合わないことがわかる。

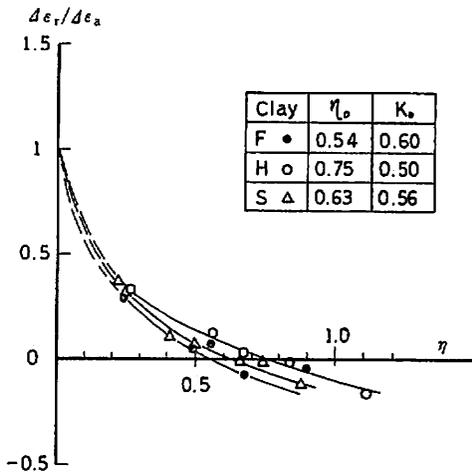


図-11 $d\epsilon_r/d\epsilon_a \sim \eta$ 関係

表-7 K_0 値の実験値とモデル計算値との比較

粘土	実験値	Cam K_0	Mod K_0
福山粘土	0.60	1.258	0.698
広島粘土	0.50	1.020	0.665
島尻粘土	0.56	1.457	0.720

4.2 非排水せん断

図-12 に各粘土の $C\eta U$, CPU 試験における異方圧密過程でも含めた応力~ひずみ関係を示す。図中の黒丸印は、非排水せん断の開始点を表わしており、それより左側は異方圧密過程中の応力~ひずみ関係である。

$C\eta U$ 試験では、せん断開始時にすでに大きなせん断ひずみが生じているためその後のせん断試験では、わずかなひずみ増分しか測定できなかった。また CPU 試験では、所定の異方圧密応力状態に至らしめた後 24 時間の放置間を置いたため、この期間中にクリープひずみが生じ異方圧密終了前の応力~ひずみ曲線の勾配が緩やかとなっている。

図-13 は、 $C\eta U$, CPU 試験の異方圧密終了の非排水せん断過程における応力~ひずみ関係に差があるかどうかを比較してみたものである。図中のせん断ひずみは、せん断試験の開始点をひずみの原点としてプロットされている。

同図によれば、どの粘土の場合も同じ η/M の値では、 $C\eta U$ と CPU 試験で応力~ひずみ関係に差はないことが明らかである。

また圧密応力の異方性が高まるとピーク点が明瞭となること、福山、島尻粘土ではピーク後のひずみ軟化の傾向が顕著になることがわかる。このピーク後のひずみ軟化挙動は、正規圧密状態での状態曲面と別の状態曲面の存在を示唆している。この点については、詳しい研究がなされておらず今後の研究課題のひとつである。

図-14 は、間隙水圧とひずみの関係を示しているが、 $C\eta U$ と CPU 試験の両者を比較すると応力~ひずみ関係の場合と同様にほとんど差がないことがわかる。このことは、図-15 のストレスパスが一致していることからわかる。

表-8 は、各実験で得られた破壊時の間隙水圧係数 A_1 について、モデルによる推定値と実験値を比較したものである。その結果、モデル推定値は実験値よりも大きな値を与え、実際と合致しないことがわかる。特に異方性が高まるとその差が大きくなる。このことから、 K_0 値や間隙水圧の発生量の推定に各モデルが使えないことが明らかである。

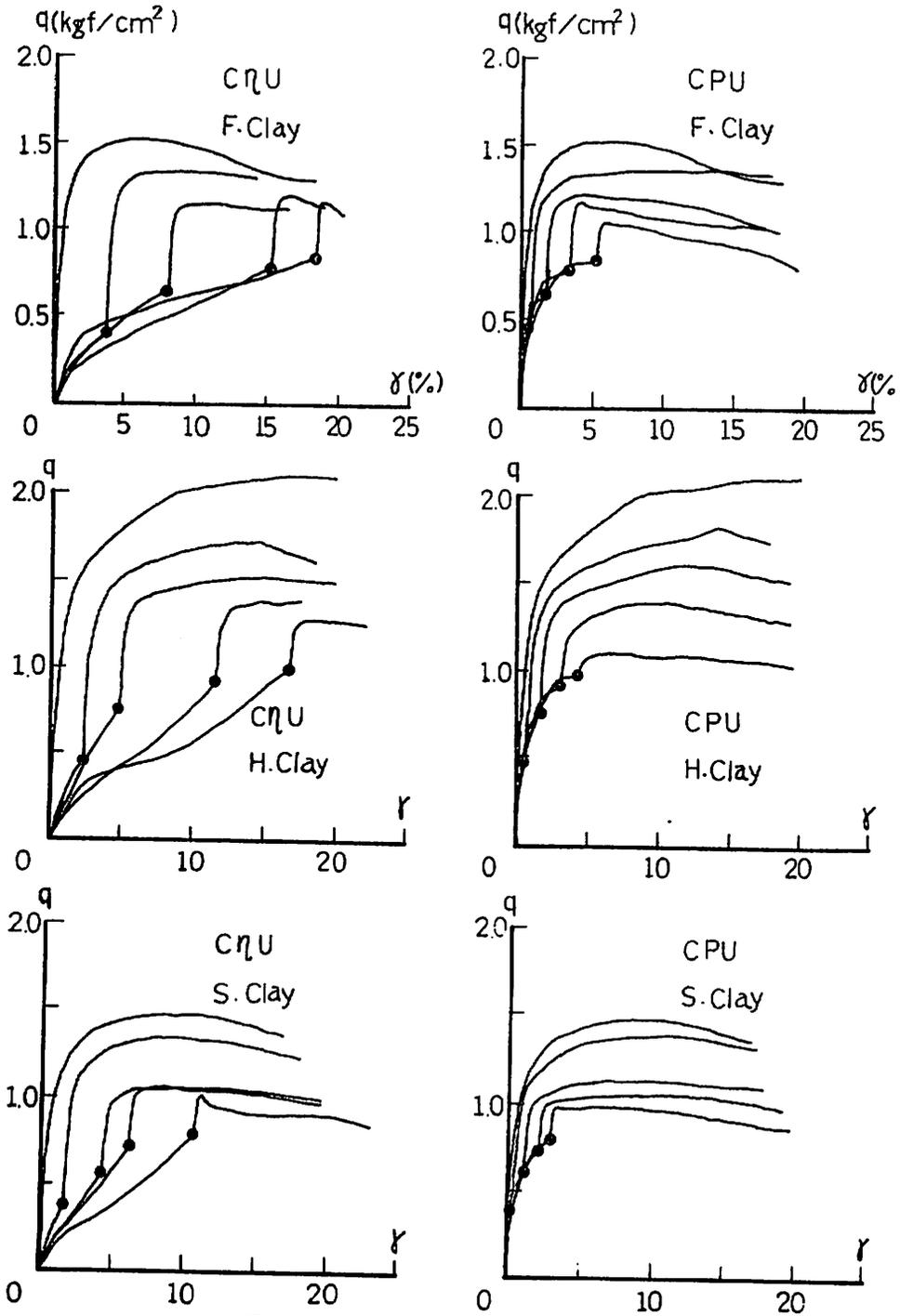


図-12 CηU, CPU試験, 応力~ひずみ関係

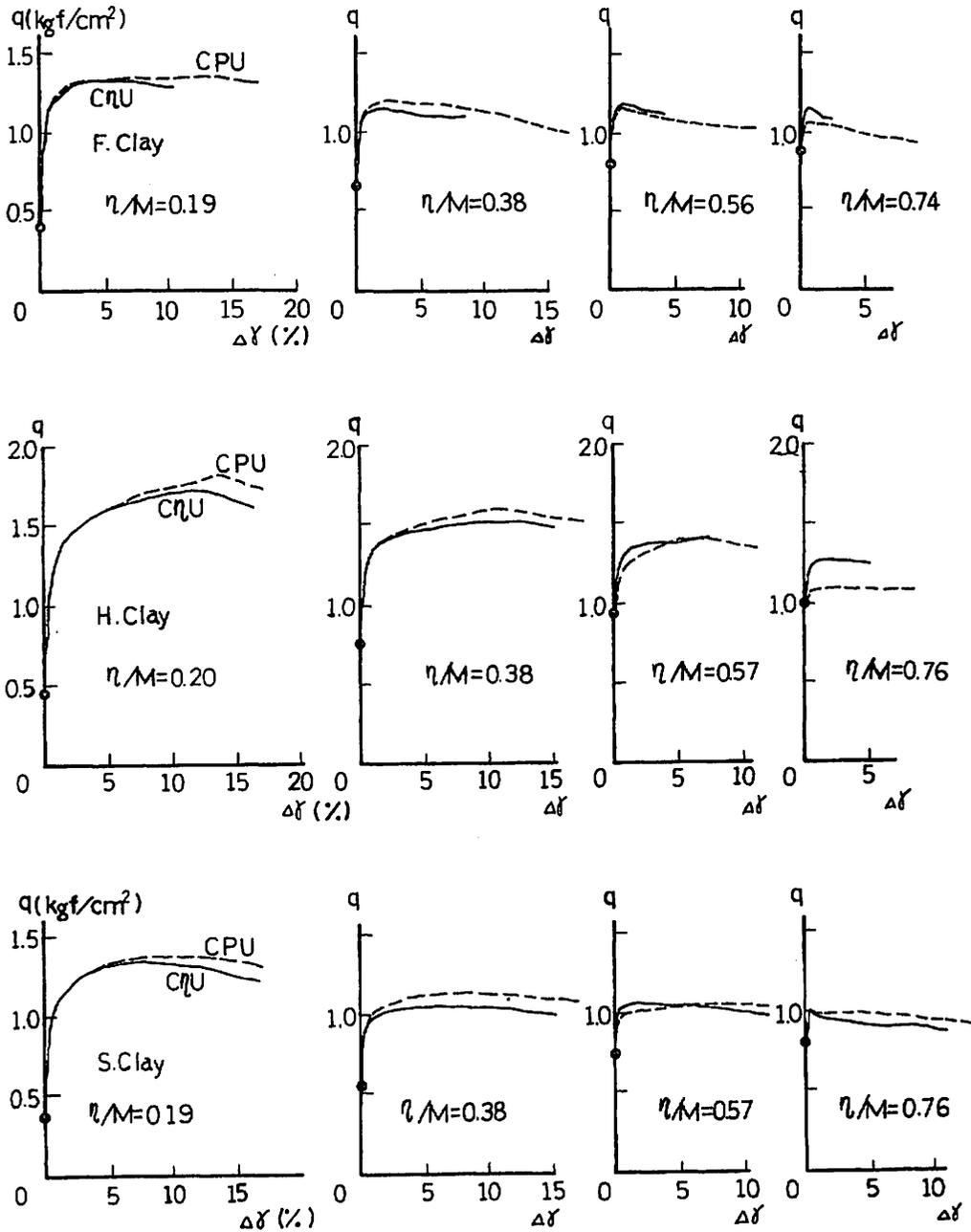
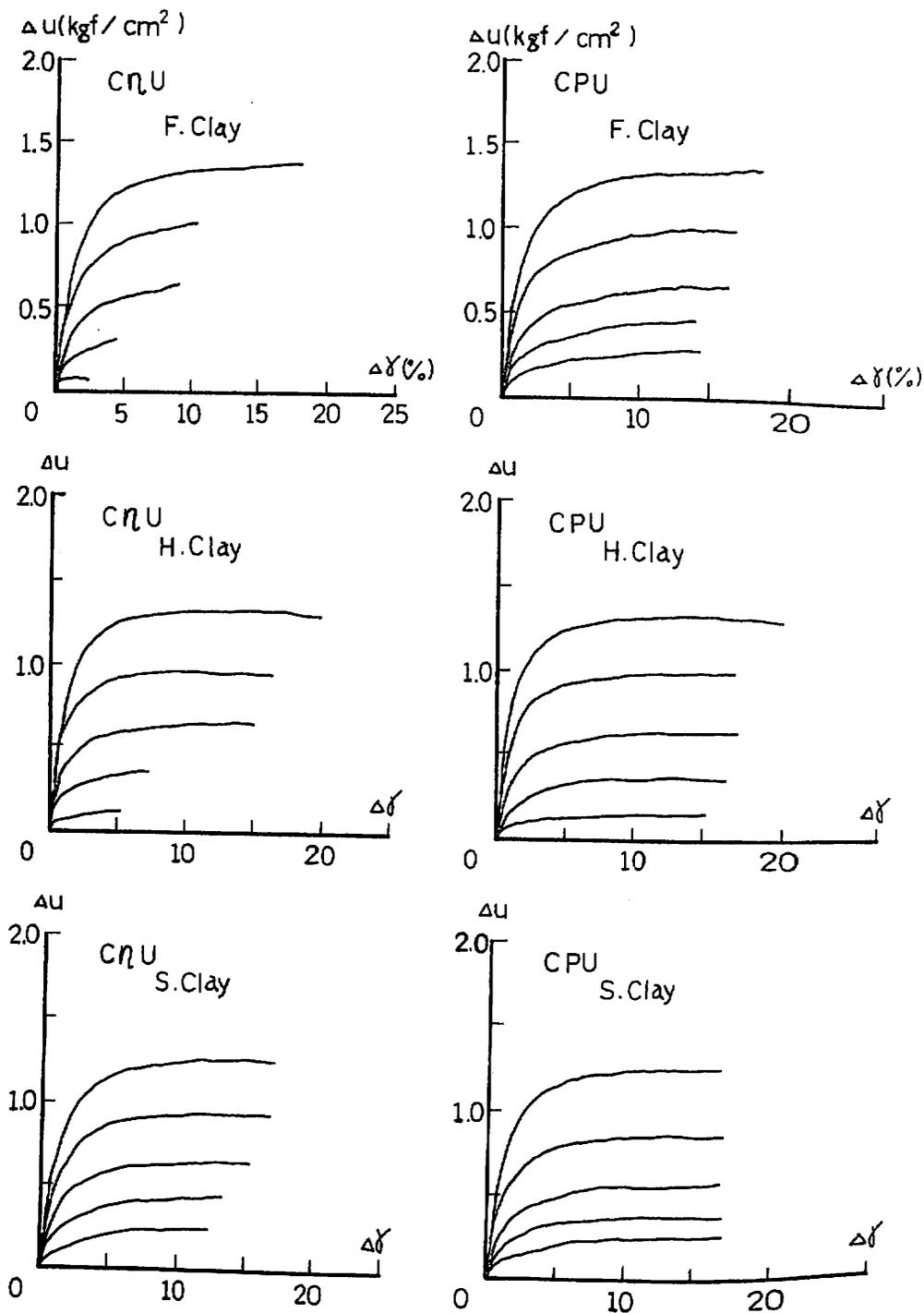


図-13 応力~ひずみ関係の比較

図-14 $\Delta u \sim \Delta\sigma$ 関係

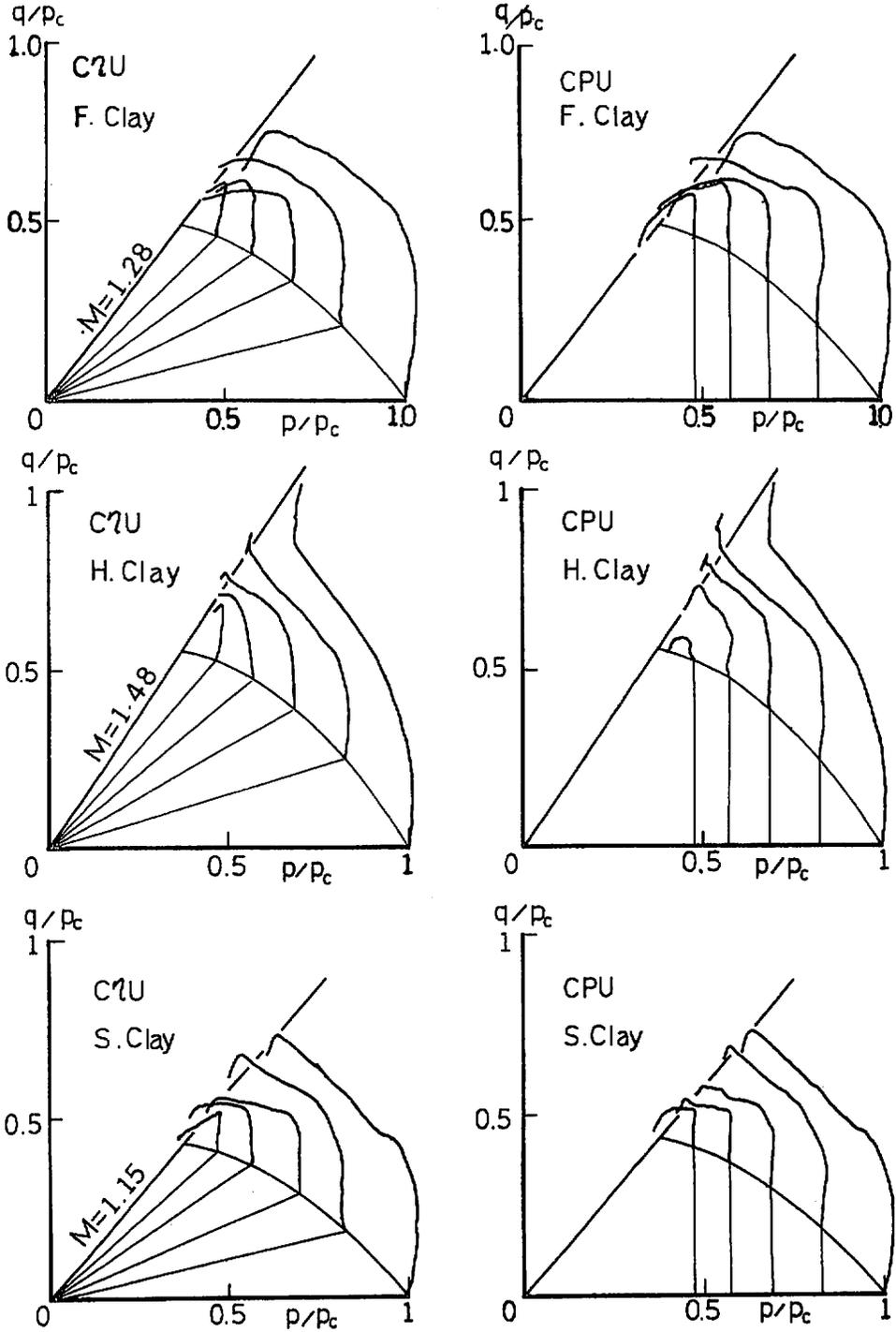


図-16 非排水ストレスパス

表-8.1 $C_{\eta U} \cdot CPU$ 試験による破壊時の間隙水圧と
間隙水圧係数 (福山粘土)

No.	η/M	$d u_t$ kgf/cm ²	A_t 実験値	A_t Cam	A_t mod
F 8403	0.000	1.220	0.806	1.40	0.97
F 8351	0.193	0.905	0.966	1.60	1.23
F 8352	0.377	0.445	0.885	1.88	1.57
F 8353	0.558	0.180	0.442	2.29	2.05
F 8354	0.741	0.053	0.175	2.94	2.81
F 8355	0.452	0.286	0.566	2.03	1.75
F 8415	0.192	1.000	1.058	1.60	1.23
F 8414	0.374	0.440	0.776	1.88	1.56
F 8413	0.552	0.160	0.406	2.27	2.03
F 8412	0.726	0.100	0.431	2.87	2.73
F 8416	0.449	0.290	0.588	2.02	1.74

表-8.2 $C_{\eta U} \cdot CPU$ 試験による破壊時の間隙水圧と
間隙水圧係数 (広島粘土)

No.	η/M	$d u_t$ kgf/cm ²	A_t 実験値	A_t Cam	A_t mod
H 8406	0.000	1.310	0.628	1.33	0.93
H 8350	0.193	0.955	0.764	1.56	1.19
H 8351	0.380	0.638	0.851	1.87	1.55
H 8352	0.568	0.353	0.725	2.38	2.11
H 8353	0.760	0.078	0.277	3.35	3.19
H 8354	0.455	0.500	0.867	2.04	1.74
H 8413	0.195	0.980	0.713	1.56	1.19
H 8415	0.379	0.620	0.724	1.87	1.54
H 8417	0.561	0.340	0.754	2.36	2.09
H 8418	0.747	0.085	0.675	3.25	3.08
H 8419	0.452	0.460	1.925	2.04	1.73

表-8.3 $C_{\eta U} \cdot CPU$ 試験による破壊時の間隙水圧と
間隙水圧係数 (島尻粘土)

No.	η/M	$d u_t$ kgf/cm ²	A_t 実験値	A_t Cam	A_t mod
S 8403	0.000	1.23	0.847	1.49	1.03
S 8450	0.192	0.91	0.953	1.71	1.31
S 8451	0.358	0.62	1.225	1.97	1.63
S 8452	0.574	0.275	0.823	2.47	2.24
S 8453	0.736	0.045	0.202	3.20	3.08
S 8413	0.191	0.84	0.825	1.71	1.30
S 8415	0.383	0.55	1.00	2.02	1.69
S 8417	0.569	0.34	1.015	2.46	2.22
S 8421	0.755	0.16	0.766	3.16	3.03

図-15は、 $C\eta U$ とCPU試験の無次元化ストレスパスである。 p_c は異方圧密終了点の応力 p_0 、 q_0 を含む降伏曲面と正規圧密線との交点の平均有効主応力である(図-7参照)。図-15中の降伏曲線に至るまでが異方圧密期間中におけるストレスパスであり、その後が非排水せん断中のストレスパスである。

図に示すように η/M 値によらず非排水ストレスパスは、早い段階に立ち上がる傾向を示し、その後緩やかな曲線となって限界状態に至る¹⁰。広島粘土の場合CIU試験のところで述べた後半部のそり返り形状は、 η/M 値が増加するにつれてなくなっている。

また η/M 値が大きくなるに伴わずかに破壊時の応力比 η_1 が大きくなってものの全体としては $C\eta U$ ・CPU試験共に同一の限界状態線上に乗っている。この限界状態線の勾配はCIU試験から得られた M とも一致していることから、 M は圧密力圧力の大小、異方圧密の応力経路に依存しない粘土固有の強度定数であると言えよう。ただし今回の実験データからだけでは判然としないが、 η/M 値が大きくなるにつれて η_1 が若干大きくなる傾向が認められる。この傾向が実験誤差によるものかあるいは異方性に起因するものかどうかは今後のデータの集積によって確かめる必要があらう。

図-16は、 $C\eta U$ 、CPU試験の非排水せん断中のストレスパスについて比較してみたものであるが同じ η/M 値であれば $C\eta U$ 、CPU試験とも同じ非排水ストレスパスとなることがわかる。したがって、応力~ひずみ関係と同様に、非排水ストレスパスも異方圧密期間中の応力経路に影響されず、異方圧密終了後の応力状態に依存すると言える。

図-17は、Cam clayモデル、修正Cam clayモデルから計算される非排水ストレスパスと実験値とを比較した結果である。図に示すようにCam clayモデルは、等方圧密粘土から異方圧密粘土までのすべての場合で実験値の下側に位置する非排水ストレスパスを与え、実験値から大きくずれる。また修正Cam clayモデルの場合には、等方圧密粘土については、比較よく実験値と合っているが、圧密応力の異方性が高くなると実験値との差が大きくなり、実際と合致しなくなるこ

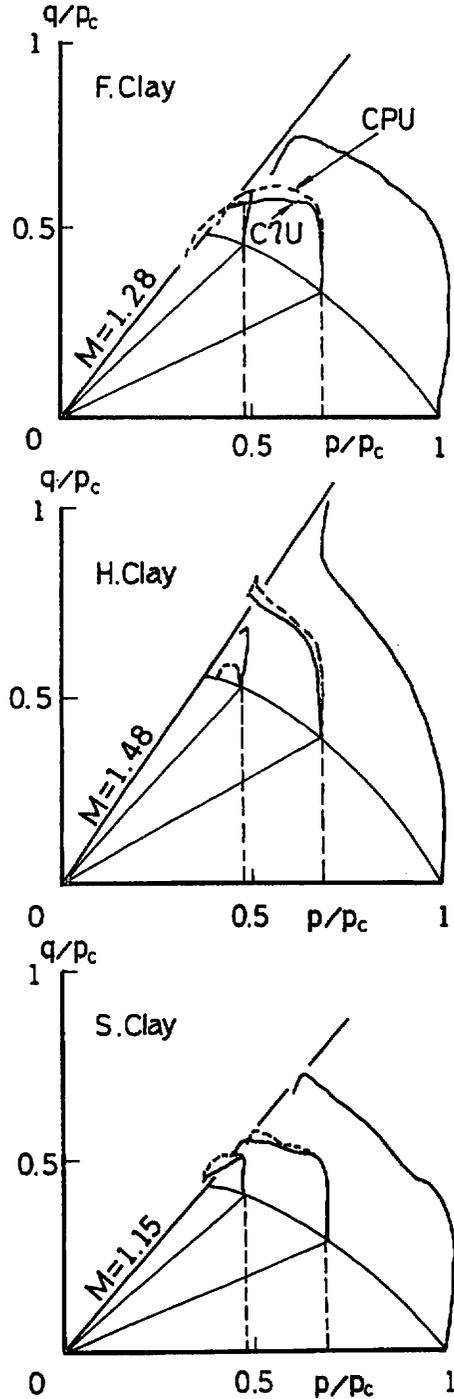


図-16 非排水ストレスパスの比較

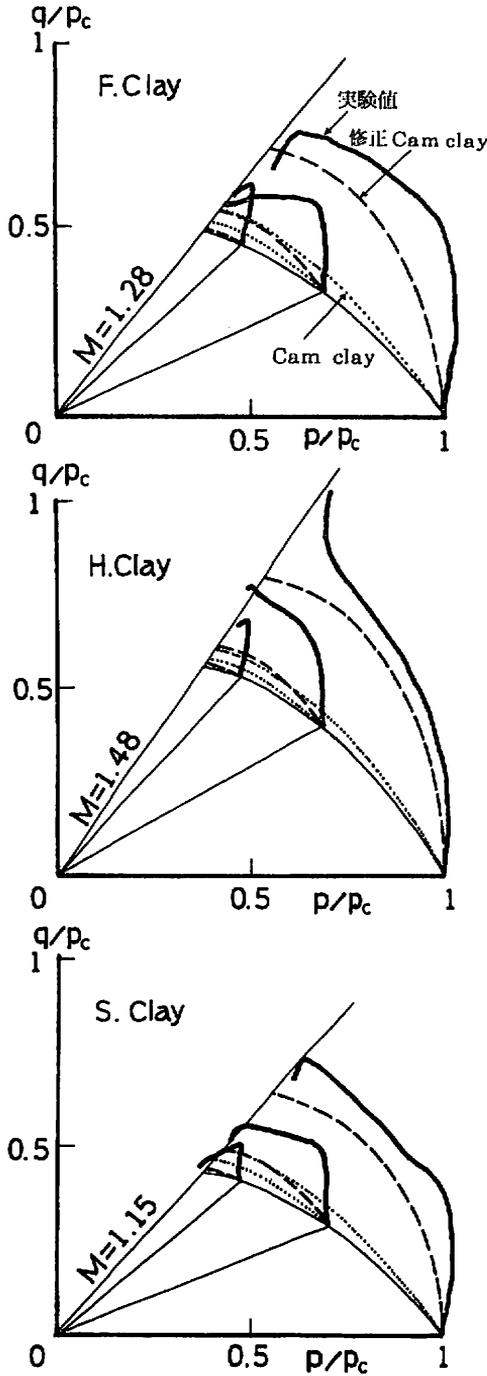


図-17 実験値とモデル計算値との比較
(ストレスパス)

とがわかる。

モデルによる計算値と実験値とのずれは、せん断開始直後の立ち上り部分において特に顕著であり、この部分の差がその後の非排水ストレスパスとの差となっている。関口・太田¹¹⁾は、非排水ストレスパス形状はひずみ速度に依存し、ひずみ速度が大きいと粘性効果のためにこのような立ち上りが生じると指摘している。したがって、ひずみ速度をさらに遅くしてせん断すれば、非排水ストレスパスがモデルから計算されるパスに近づくものと考えられる。

一方 Graham¹²⁾は、非排水試験におけるひずみ速度効果を実験的に調べた結果、ひずみ速度効果は、IP、圧密応力比、応力レベルに依存しないことを確かめた。つまり、ひずみ速度効果は圧密応力の異方性の程度に依存しないということである。今回の実験結果では、等方圧密粘土については、修正 Cam clay モデルがよく合い、異方性が高まるにつれて実験値とのずれが生じてきている。仮りに不一致の原因が時間依存性（粘性効果）によるものだけであるとすると、Graham の結論から等方圧密粘土についても異方圧密粘土と同等の不一致が生じているはずであるが、実験ではそのようなになっていない。したがって、この不一致について粘性効果だけで説明することには無理があり、その主因は、圧密応力の異方性にあるものと考えられる。

これらのことから Cam clay モデル、修正 Cam clay モデルとも異方圧密粘土には適用できないことが明らかであり、異方圧密粘土については、その異方性を考慮した新しい構成式が必要である。

5. 結 論

二種類の異なった圧密応力経路で圧密された正規異方圧密粘土の非排水三軸圧縮試験を行った結果次項の結論が得られた。

- 1) 異方圧密粘土の非排水せん断特性（応力～ひずみ関係、間隙水圧～ひずみ関係、非排水ストレスパス）は、異方圧密応力経路の違いによる影響を受けない。したがってせん断開始以前に生じたせん断ひずみの大小にも影響されない。それらの諸特性は、異方圧密終了後の応力状態にのみ依存する。

- 2) 限界状態線の勾配 M は, 圧密圧力, 異方圧密応力経路に依存しない粘土固有の定数である。
- 3) 異方圧密過程において, 体積ひずみは応力経路によらず最終応力状態によって一義的に決まることから, 排水(圧密)過程での状態曲面の唯一性が確認できる。
せん断ひずみは, 応力経路に大きく依存し, 限界状態線に近い応力経路をたどるほど大きくなる。
- 4) 異方圧密粘土の非排水試験における応力~ひずみ曲線は, 圧密応力の異方性が高まるとピーク点が明瞭になり, ピーク点後のひずみ軟化が顕著になる。
- 5) 修正 Cam clay モデルは, 等方圧密粘土の非排水せん断挙動を比較的良く予測することができる。
- 6) Cam clay モデル, 修正 Cam clay モデルともに, 異方圧密粘土の非排水せん断挙動を予測することができない。各モデルの予測値が実際の挙動と合わない原因は, モデルが粘性を考慮していないことよりも異方性が考慮されていないことによる。

最後に, 本研究をまとめるにあたり, 卒業研究として精力的に多数の実験をこなしてくれた阿波連, 真栄里, 鮎原, 久場君に感謝いたします。

記号説明

- e : 間隙比
- f : 比体積 $f = 1 + e$
- p : 平均有効主応力
- q : 偏差応力
- p_0 : 異方圧密終了後の平均有効主応力
- q_0 : 異方圧密終了後の偏差応力
- p_c : p_0, q_0 を含む降伏曲面と NCL の交点の平均有効主応力
- c_u : 非排水せん断強度
- q_u : 非排水圧縮強度
- du : 過剰間隙水圧
- du_f : 破壊時の間隙水圧
- A_f : 破壊時の間隙水圧係数
- C_c : 圧縮指数
- C_s : 膨潤指数
- K_0 : 静止土圧係数

- M : CSL の勾配
- N : $p = 1 \text{ kgf/cm}^2$ のときの f
- λ : $\lambda = C_c/2.3$
- κ : $\kappa = C_s/2.3$
- η : 応力比 $\eta = q/p$
- η_0 : 静止応力比
- $\dot{\epsilon}$: ひずみ速度
- ϵ_a : 軸方向ひずみ
- ϵ_r : 径方向ひずみ
- v : 体積ひずみ $v = \epsilon_a + 2\epsilon_r$
- γ : せん断ひずみ $\gamma = 2/3 (\epsilon_a - \epsilon_r)$
- v^p : 塑性体積ひずみ
- v^e : 弾性体積ひずみ
- γ^p : 塑性せん断ひずみ

参考文献

- 1) Seiki Ohmaki, STRESS-STRAIN RELATIONSHIP OF NORMALLY CONSOLIDATED COHESIVE SOIL UNDER GENERAL STRESS CONDITION, SOILS AND FOUNDATIONS, VOL 20, NO 1, 29-43 (1980-3)
- 2) 北塚繁, 三田池利之, 小野, K_0 過圧密粘土の非排水伸長強度について, 第 19 回土質工学研究発表会講演集, 437-438, (1984-6)
- 3) 大西有三, 芦田徹也, 異方圧密粘土の変形特性について, 第 19 回土質工学研究発表会講演集, 439-440, (1984-6)
- 4) Void. Y. P, Richard G. Campanella, Triaxial and Plane strain Behavior of Natural Clay, J. of Geotechnical Engineering ASCE, Vol. 100, NO, GT 3, 207-224, (1974-3)
- 5) Lewin. P. I, J. B. Burland, STRESS-PROBE EXPERIMENTS ON SATURATED NORMALLY CONSOLIDATED CLAYS, Geotechnique, Vol, 20, NO 1, 38-56, (1970-3)
- 6) 原久夫, 吉国洋, 中之堂裕文, 応力比一定排水せん断における正規圧密粘土の変形特性, 第 18 回土質工学研究発表会講演集, 401-402, (1983-6)
- 7) 原久夫, 上原方成, 異方圧密された飽和粘土

- の非排水せん断特性について，第19回土質工学研究発表講演集，445-446，(1984-6)
- 8) K. H. Roscoe and H. B. Poorooshasb, A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated clays, *Geotechnique*, Vol 13, No 1, 12-38, (1963-3)
 - 9) 石原研而, 木村孟, 土木工学大系 8 土質力学 83-134, (1980)
 - 10) J. B. Burland, A method of estimating the pore pressures and displacements beneath embankments on soft natural clay deposits, *Proc. of the Roscoe Memorial Symp.*, 505-536, (1971-3)
 - 11) H. Sekiguchi, H. Ohta, Induced Anisotropy and time dependency in clay, *Proc. 9th ICSMFE Specialty Session 9*, 229-238, (1977-7)
 - 12) J. Graham, J. H. A, CRooks, A, L. Bell, Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays, *Geotechnique*, Vol 33, NO 3, 327-340, (1983-9)