

# 大阪湾海底粘土の力学特性と年代効果

李 徳建<sup>1</sup>・澁谷 啓<sup>2</sup>・三田地利之<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 工修 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)  
E-mail:lidejian@eng.hokudai.ac.jp

<sup>2</sup> 正会員 Ph. D. 博士(工学) 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻(同)

<sup>3</sup> フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻(同)

大阪湾海底地盤から採取された沖積および洪積粘土試料(最大採取深さ155m)を用いて、室内で三軸圧縮試験を行った。一連のCKU試験では、変形の集中が生じるおそれのある供試体両端部を除いた軸変形量を新たに開発した「局所軸変形測定システム」を用いて、0.0001%の精度で測定した。また、ベンダー要素を用いて、せん断弾性波速度の変化を適宜測定した。本論文では、大阪湾海底粘土の広範囲のひずみ(0.0001%~10%)における圧縮およびせん断時の力学特性を明らかにするとともに、乱さない粘土試料とその室内再構成試料との力学挙動を比較検討することにより、原地盤要素の変形・強度特性における年代効果について考察している。

**Key Words :** clay, aging, elastic shear modulus, triaxial test, bender element

## 1. まえがき

大阪湾の海底地盤では、これまでにMaで表記される海成粘土が14層確認されている。最上部の沖積粘土(Ma13)層の下に、砂層・レキ層と互層を成す形で洪積粘土(Ma0~Ma12)層が深く堆積している。一方、近年の大阪湾沿岸部の開発は、関西国際空港人工島建設に代表されるように水深20mにも及ぶ海域での大規模埋立てが施工され、長大吊橋の基礎を下部洪積層で支持する計画もある。このように、ベイエリア開発が沖合いへ展開し大水深化している現状においては、沖積粘土(Ma13)層ばかりでなく洪積粘土層、また沈下を対象とした圧縮特性ばかりでなく支持力問題に関連したせん断特性も明らかにする必要がある<sup>1), 2)</sup>。

大阪湾洪積粘土地盤は、応力履歴的には正規圧密粘土であるが、堆積後の年代効果により擬似的な過圧密性を示すと考えられている<sup>3)</sup>。三村ら<sup>4)</sup>は、この年代効果による擬似過圧密性こそが、過圧密応力領域において観察される二次圧密的な沈下挙動を解明する上での鍵であると主張している。一方、この仮説の正当性を吟味するためには、大阪湾海底粘土の力学挙動に及ぼす「年代効果」を定量的に把握する必要がある。そのためには、各種の室内試験により、堆積年代が極端に異なる沖積粘土と洪積粘土、乱さない試料とその室内再構成試料との挙動をそれぞれ

比較検討することが重要であると考えられる。しかし、この種の地道な研究報告は数少ない。要素レベルでの年代効果を適切に評価できれば、海底地盤の変形解析に用いるべき適切な構成モデルの選定(あるいは開発)が容易になり、ひいては海底地盤の変形挙動の評価ならびに予測の一般性の向上につながると考えられる。

本研究では、関西国際空港人工島二期建設予定地の海底から採取された粘土(Ma9~Ma13)試料、江戸時代に埋立てられた尼崎市築地地区で採取した沖積粘土(Ma13)試料およびこれらの室内再構成試料を用いて、非排水三軸圧縮試験を実施している。一連の実験では、圧縮およびせん断時の広範囲のひずみ(0.0001%~10%)における変形挙動を詳しく観察し、圧縮特性ばかりでなくせん断時特性も明らかにし、変形・強度特性に及ぼす年代効果について考察している。

## 2. 実験の概要

### (1) 試料

試料の概要と実験結果を表-1、表-2にまとめた。本研究では、尼崎市(A試料)と大阪湾関空サイト(O試料)から採取した粘土を用いた。詳細は、次の通りである。

表-1 乱さない粘土試料の一覧表

Sample <sup>1)</sup>	Depth (m)	Layer	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_p$ (%)	$w_L$ (%)	$w_n$ (%)	$\sigma_{vc}^{2)}$ ( $\approx \sigma_{c(\rightarrow c)}$ ) (kPa)	$p'_c$ <sup>3)</sup> (kPa)	$G_{max}$ <sup>4)</sup> (MPa)	OCR	$M(G)^{1L}$	$s_v/\sigma_{vc}$	$\epsilon_a$ at peak (%)
A1	11.3	Ma13	2.68	34	88	70	100( $K_0$ )	67.8	14.5	1.5	0.18	0.55	1.86
A2	12.3	Ma13	2.69	34	103	73	105( $K_0$ )	67.2	12.8	1.3	0.03	0.48	1.53
A3	13.3	Ma13	2.70	31	104	75	111( $K_0$ )	58.0	14.8	1.5	0.11	0.56	1.03
A4	14.3	Ma13	2.68	31	102	76	$\sigma_{vc(m-situ)}=117$ $\sigma_{vc}=471.3(K_0)$	330.5	59.2	1.6	0.04	0.52	1.82
A5	15.3	Ma13	2.68	33	99	75	123( $K_0$ )	64.7	15.0	2.0	0.15	0.59	1.10
A6	16.3	Ma13	2.68	34	102	66	129( $K_0$ )	87.8	21.7	2.0	0.06	0.59	1.36
A7	17.3	Ma13	2.69	31	87	63	135( $K_0$ )	74.8	19.0	2.2	0.15	0.62	1.21
A8	18.3	Ma13	2.70	32	90	64	$\sigma_{vc(m-situ)}=141$ $\sigma_{vc}=335.6(K_0)$	218.7	29.0	1.0	0.07	0.34	0.82
O13	32.5	Ma13	2.63	33	95	77	75.6 ( $K=0.5$ )	50.4	7.9	1.2	0.10	0.36	1.19
O12	66.8	Ma12	2.67	41	113	85	317.0 ( $K=0.5$ )	211.3	31.1	1.1	0.23	0.47	0.78
O11	99.7	Ma11	2.68	32	85	46	546.2 ( $K=0.5$ )	364.1	57.5	1.0	0.14	0.36	1.02
O10	136.5	Ma10	2.68	36	109	59	808.7 ( $K=0.5$ )	539.1	73.0	1.0	0.20	0.43	0.74
O9	155.0	Ma9	2.68	35	96	49	933.5 ( $K=0.5$ )	622.3	100.0	1.1	0.25	0.43	0.78
O*11	97.1	Ma11	2.66	27	85	51	651.9 ( $K=0.5$ )	434.6	54.2	1.0	0.18	0.32	1.06

1) A: Amagasaki clay, O: Kansai Airport clay (2nd stage), O\*: Kansai Airport clay (1st stage after reclamation), A4, A8: Recompressed by means of SHANSEP method. 2)  $K = \sigma'_h / \sigma'_v$  during consolidation. 3) Mean effective stress at  $\sigma_{vc}$ . 4) Elastic shear modulus at  $\sigma_{vc}$ .

表-2 再構成試料の一覧表

Sample (Triaxial)	$\sigma_{vc}$ (kPa)	$p'_c$ (kPa)	$w_c$ <sup>1)</sup> (%)	$G_{max}$ (MPa)	OCR	$s_v/\sigma_{vc}$ (MPa)	$\epsilon_a$ at peak (%)
A1(R)	328	218.7	58	17.0	1.0	0.34	1.84
A2(R)	104	71.1	70	42.0	1.9	0.61	0.83
O12(R)	240	153.0	72	65.2	1.0	0.35	1.90
O*11 (R)	480	307.2	47	41.8	1.0	0.32	1.44

1) Water content at  $\sigma_{vc}$ .

a) 乱さない沖積粘土 (Ma13) 試料

尼崎市築地地区で採取した試料 (A1~A8), 閑空二期工事予定地の海底から採取した試料 (O13).

b) 乱さない洪積粘土試料 (Ma12~Ma9)

閑空二期工事予定地の海底から採取した Ma12~Ma9 試料 (O12~O9), 同じく一期工事の埋立て終了後 (1998年) に採取された Ma11 試料 (O\*11).

c) 室内再構成試料

母試料に "R" を添えて表記している. 尼崎沖積粘土 2 供試体 {A1(R), A2(R)} 及び閑空洪積粘土 2 供試体 {O\*11(R), O12(R)} を準備した.

沖積および洪積粘土試料は, それぞれ固定式ソウパーおよびデニソウパーを用いて採取されている. 室内再構成試料は, 液性限界の 2 倍程度の初期含水比でスラリー状に練り返した試料を筒状容器 ( $\phi = 80\text{mm}$ ) 内で鉛直応力 80kPa (一定) の下で約 10 日間圧密して得られたブロックサンプルから切り出した. 定ひずみ速度標準圧密試験による OCR は, 閑空粘土 (二期) では 1.0~1.1 の範囲にあった. 一方, 尼崎沖

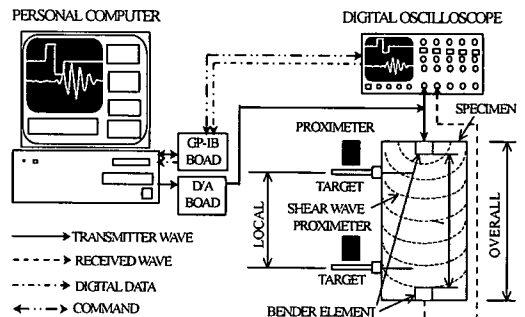


図-1 局部軸変形および弾性波速度測定システム

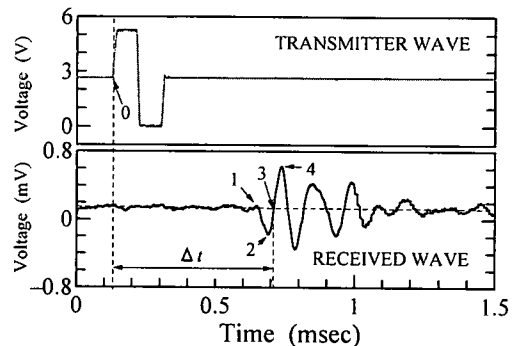


図-2 せん断弾性波測定例

積粘土地盤では, 30 年ほど前の下部砂礫層からの地下水汲み上げの影響により 1.0~2.0 の範囲にあり, 深部ほど OCR が大きい傾向にある<sup>2)</sup>.

## (2) 三軸試験装置

一連の実験にはベンダーエレメント(以下 BE と略記する)を装着した多機能三軸試験装置<sup>6)</sup>を使用した。本装置は、载荷軸の駆動に高精度・高トルクのデジタルサーボモーターを用いることにより、軸変位速度の制御および軸変位測定が可能である。パソコンを利用して、直径 50mm、高さ 100mm の円柱供試体を任意の主応力比  $K_c (= \sigma'_h / \sigma'_v)$  一定の異方圧密あるいは体積ひずみと軸ひずみの測定値から計算した半径方向のひずみの絶対値を所定の微小な範囲内で制御する  $K_0$  圧密が可能である<sup>7)</sup>。

図-1 は、ベンダーエレメントを用いたせん断弾性波速度 ( $V_s$ ) 測定システムである。本研究室で開発された弾性波速度測定システム<sup>8)</sup>を利用して、 $V_s$  を後述の  $e$ - $\ln G$  関係のプロットが適切な配置になるように測定し、次式によりせん断弾性係数  $G_{BE}$  を算出した。

$$G_{BE} = \rho_i \left( \frac{l}{\Delta t} \right)^2 \quad (1)$$

ここで、 $\rho_i$  は測定時の供試体の湿潤密度、 $l$  は弾性波の伝播距離(上下両ベンダーの先端間の距離)、 $\Delta t$  は伝播時間である。図-2 の例に示すように、発信波の立ち上がりりと受信波の点 3 に相当する時間を  $\Delta t$  とした<sup>8)</sup>。

「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」<sup>9)</sup>では、ベディングエラーの影響を含まない軸ひずみを 0.001% 程度以下の精度で測定することを要求している。実験の実施にあたって、とりわけ比較的硬質な洪積粘土供試体で圧密時の軸ひずみが 1% 未満であるような場合には、ベディングエラーの影響が無視できないことが予想された<sup>10)</sup>。した

がって、図-1 に示すような局所軸変形測定システムを新たに開発した。ステンレス製ターゲット(直径 25 mm の円盤)を付けた針を供試体の中に水平方向に直接差込み<sup>11)</sup>、非接触型変位計(PROXIMETER)を利用して、供試体側面上の 2 点間の軸変形量を直接に測定した。本論文では、局部軸変形測定システムおよび载荷軸の移動量による軸変形の測定値をそれぞれ“local”と“overall”と表記する。

## (3) 供試体の圧密およびせん断

供試体を三軸試験機内にセットしたあと、まず、二重負圧法<sup>12)</sup>により、供試体内部の空気を抜いた後に通水し、供試体の飽和化を試みた。圧密中、供試体には 200kPa の背圧を与え、軸応力増加速度一定 ( $\dot{\sigma}'_v = 0.1 \text{ kPa/min}$ ) で圧密した。一方、室内で原位置の状態をできる限り忠実に再現する工夫をした。尼崎粘土供試体群(A シリーズ)は、過去の過圧密履歴により OCR が微妙に異なるため、小田・三田地の方法<sup>7)</sup>により、半径方向のひずみの絶対値を 0.02% 以下に制御した  $K_0$  圧密を行った。一方、閑空粘土供試体群(O シリーズ)では、正規圧密粘土地盤の一般的な  $K_0$  値を想定して、主応力比  $K_c = \sigma'_h / \sigma'_v = 0.5$  (一定)で圧密した。ここで、圧密終了時の半径方向のひずみの累積値の範囲は 0.14~0.28% 程度であった。また、乱さない試料を用いた全ての試験で、供試体を原地盤の有効土被り圧  $\sigma'_{vc}$  まで再圧縮した後、軸ひずみ速度 0.01 %/min (一定) で非排水せん断した。なお、室内再構成試料は前述の  $K_0$  状態を保持しながら、圧密・膨張を数回繰り返したため、一つの試験の実施に約 2 週間を要した。

圧密中、適宜微小な軸ひずみ振幅による繰り返し载荷(軸ひずみ片振幅: 0.005%; 軸ひずみ速度

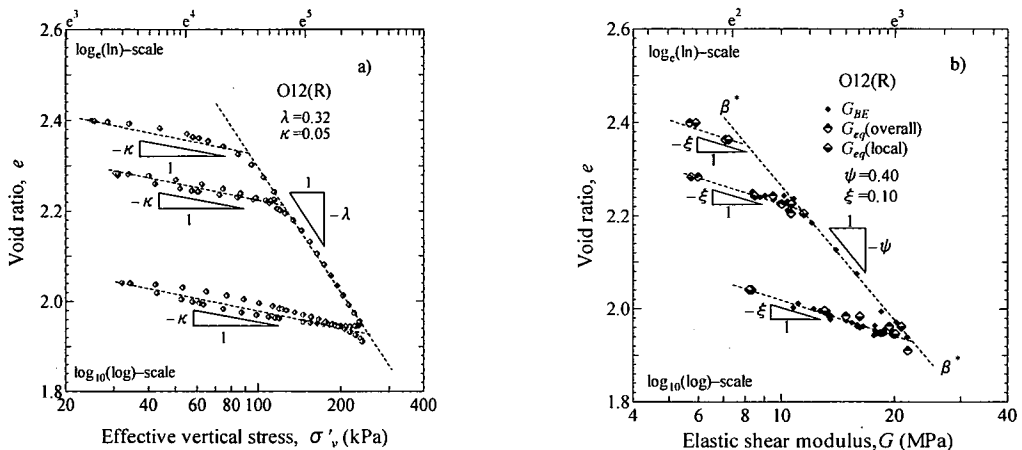


図-3 再構成試料を用いた  $K_0$  状態における圧縮・膨張試験結果の例

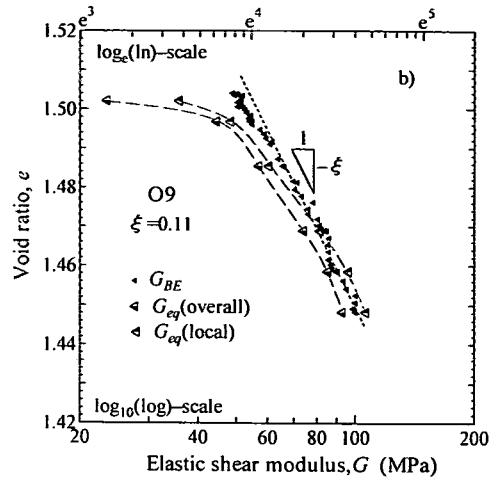
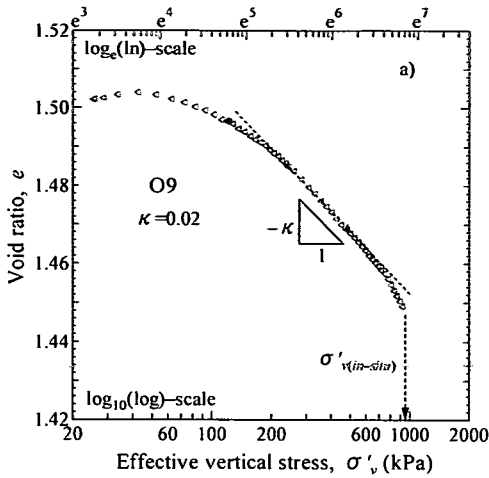


図-4 乱さない試料の再圧縮時の挙動の例(O9 試料)

0.24 %/min (0.2Hz) ; 繰り返し回数: 6回)を与え, 非排水等価弾性ヤング係数  $E_{eq}$  を求めている. 本研究では, せん断弾性波測定による  $G_{BE}$  と応力~ひずみ関係から求めた同様な微小ひずみレベルでの  $E_{eq}$  とを比較する目的で, 土を等方弾性体ならびに非排水状態でのポアソン  $\nu_v$  比を 0.5 と仮定し, 式(2)により室内供試体の等価せん断弾性係数  $G_{eq}$  を算定している.

$$G_{eq} = \frac{E_{eq}}{2(1+\nu_v)} = \frac{E_{eq}}{3} \quad (2)$$

### 3. 軸変形測定におけるベディングエラーの評価

図-3 は, 室内再構成試料の  $K_0$  圧密・膨張過程における間隙比~鉛直応力 ( $e \sim \ln \sigma'_v$ ) および 間隙比~せん断弾性係数 ( $e \sim \ln G$ ) 関係の典型例である. この図に示すように, 川口ら<sup>13)</sup>が提案した定式化のための各種パラメータ ( $\lambda, \kappa, \psi, \xi$ ) を求めている. これらのパラメータは自然対数スケール上で求めた値であり, 図-3 には常用対数(下方)と自然対数(上方)目盛りの両方を示した(図-4, 図-6, 図-15a も同様である). ここで  $e \sim \ln p'$  関係における正規圧密, 過圧密時の傾きをそれぞれ  $\lambda, \kappa$  とし, 同様に  $e \sim \ln G$  関係における正規圧密, 過圧密時の傾きを  $\psi, \xi$  とした. せん断弾性波測定による  $G_{BE}$ , 応力~ひずみ関係から算定した  $G_{eq}(\text{overall})$  と  $G_{eq}(\text{local})$  は, 応力レベルの異なる各測定点でそれぞれ極めて近い値を示している. このことから, 再構成試料では軸変形測定におけるベディングエラーは小さいことが判り, また

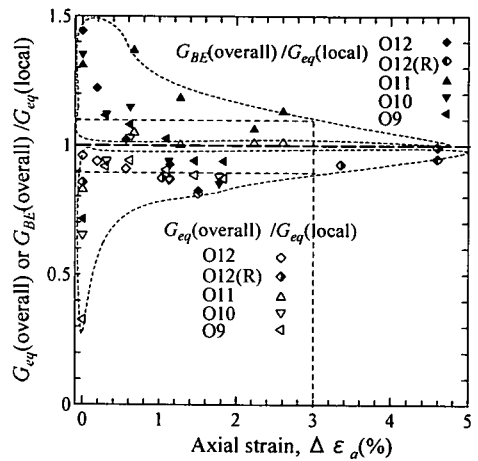


図-5 測定値の比較

微小ひずみでの弾性挙動は等方的であることが推定される(式(2)参照).

図-4 は, 乱さない洪積粘土試料 O9 を再圧縮したときの同様な関係である. 図から分かるように, 一貫して  $G_{eq}(\text{overall})$  の方が  $G_{eq}(\text{local})$  よりも小さい. この差はベディングエラーによるものであると考えられる. 一方,  $\sigma'_v / \sigma'_{v(\text{in-situ})} < 0.5$  では,  $G_{BE} > G_{eq}(\text{local}) > G_{eq}(\text{overall})$  であり,  $\sigma'_v / \sigma'_{v(\text{in-situ})} > 0.5$  では,  $G_{eq}(\text{overall}) > G_{BE} > G_{eq}(\text{local})$  となっている.

図-5 は,  $G_{eq}(\text{overall}) / G_{eq}(\text{local})$  および  $G_{BE} / G_{eq}(\text{local})$  の変化を供試体圧縮時の累積軸ひずみ  $\Delta \epsilon_a$  に対してプロットしたものである. 乱さない洪積粘土試料では,  $\Delta \epsilon_a$  が 3% においても  $G_{eq}(\text{local}) > G_{eq}(\text{overall})$  であることから, 軸変形のローカル測定が必要であると言える.

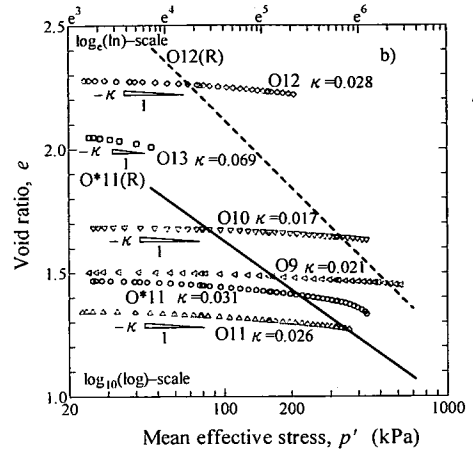
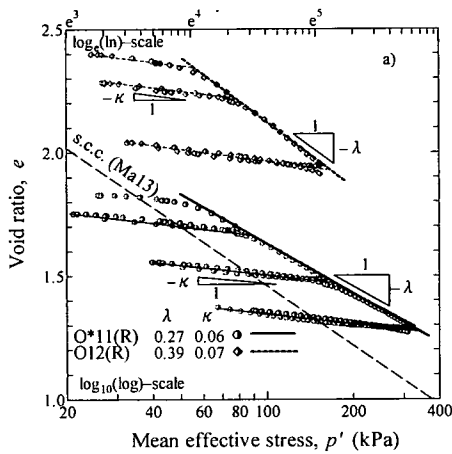


図-6 関空粘土の圧縮・膨張時の  $e \sim \ln p'$  関係; a) 室内再構成試料, b) 乱さない試料

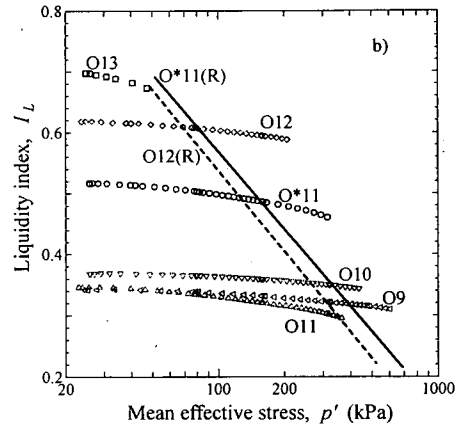
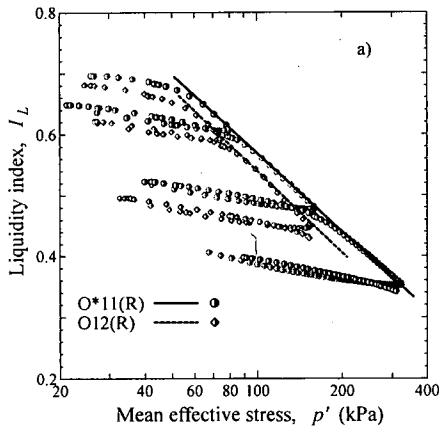


図-7 関空粘土の圧縮・膨張時の  $I_L \sim \ln p'$  関係; a) 室内再構成試料, b) 乱さない試料

#### 4. 実験結果

前述したように、粘土の年代効果の評価法の一つとして、年代効果が極めて小さい再構成試料の力学挙動を基準とする考えがある。関空粘土の実験結果を図-6~図-10に示す。図-6は、一次元圧縮特性に関するデータである。図-6aは、2つの再構成試料の圧縮・膨張時の  $e \sim \ln p'$  関係の実測値である。また図中のs.c.c.と表記された破線は、三笠<sup>14)</sup>が大阪湾の浚渫粘土の圧密試験から得た大阪湾沖積粘土(Ma13)の「標準曲線」(s.c.c.)であり、三笠の提案した体積比  $f = (1+e)$  と有効鉛直応力の関係に正規圧密状態の  $K=0.5$  を適用して次式で表される。

$$f = 4.2 - 0.8 \log \frac{3p'}{2} \quad (p' \text{の単位: kPa}) \quad (3)$$

全く同様な方法で試料を準備し圧密したにもかかわらず、Ma11とMa12の圧密曲線は互いに異なり、平行でもない。また、これらは、s.c.c.とも一致していない。このことは、一概に大阪湾海底粘土といっても少なくとも堆積層が異なれば一次的性質が異なるため(表-1,2参照)、再構成試料の圧縮曲線は共通ではないことを示している。さらに、同一地点で土性図の同一層から採取した複数の試料群においても、一次的性質(土粒子密度  $\rho_s$ 、液性限界  $w_L$ 、塑性限界  $w_p$  等)が深さ方向に微妙に異なる。要するに、間隙比  $e$  は異なる堆積粘土層の年代効果を統一的に評価するための状態量としては不适当であることが分る<sup>15)</sup>(図-6参照)。そこで図-7では、図-6と全く同じデータを  $I_L$ (液性指数)  $\sim \ln p'$  関係で再整理している。図-6aと図-7aの比較から、 $e \sim \ln p'$  関係が試料によって傾きが違うことに対して、両試料  $I_L \sim \ln p'$  関係

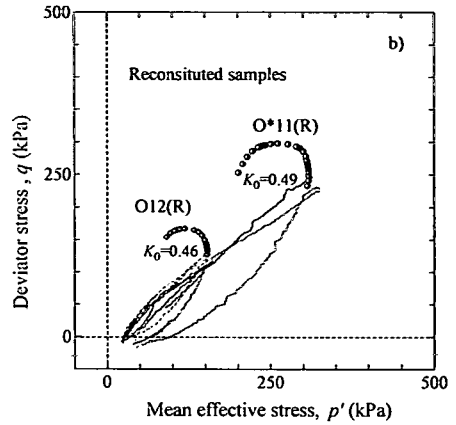
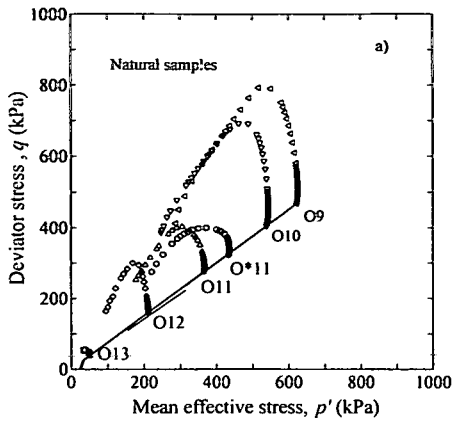


図-8 閑空粘土の有効応力経路

a) 乱さない試料, b) 室内再構成試料

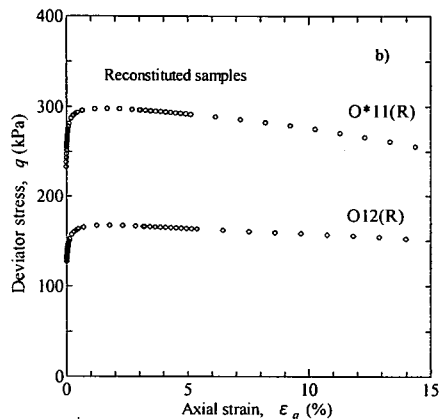
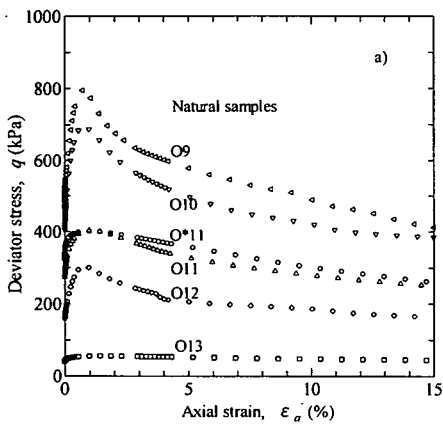


図-9 閑空粘土の応力~ひずみ関係

a) 乱さない試料, b) 室内再構成試料

がかなり近づいていることが分かる。この傾向は、 $G$  の挙動についても同様であった(図-15 参照)。以上の事柄から、本論文では、年代効果の評価指標として  $I_L$  を用いた。

図-8 は、非排水圧縮試験時の有効応力経路である。ここで、偏差応力  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ 、平均有効応力  $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$  である。乱さない粘土試料群のせん断時の有効応力経路の形は互いによく似ているが、再構成試料と比較すると、せん断開始時の立ち上がりが急でより脆性的な挙動を示している。この傾向は、 $q-\varepsilon_a$  関係においてより鮮明である(図-9 参照)。また、正規圧密状態における再構成試料(O\*11(R)、O12(R))の  $K_0$  値はほぼ 0.5(それぞれ 0.49 および 0.46)を示した。一方、 $K_c = 0.5$ (一定)を用いた乱さない閑空粘土の実験において、 $\sigma_{vc}$  付近で半径方向のひずみ増分はゼロに近かった。これらの事柄から、試料の乱れの影響を無視すれば、閑空粘土の  $K_0$  値は年代効果によらず実務上 0.5 と考えてもよいと推論

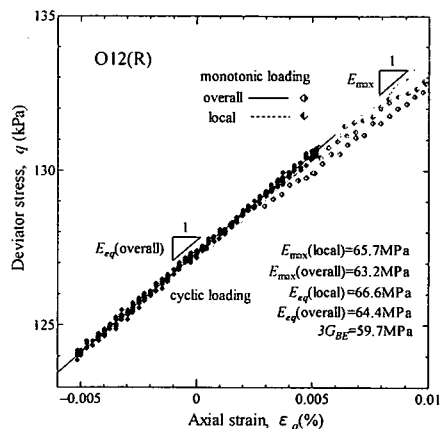


図-10 閑空粘土の弾性ヤング係数の測定例

されよう。

図-10 は、繰り返し载荷および単調载荷より求めた弾性ヤング係数( $E_{eq}$  および  $E_{max}$ )の測定の例であ

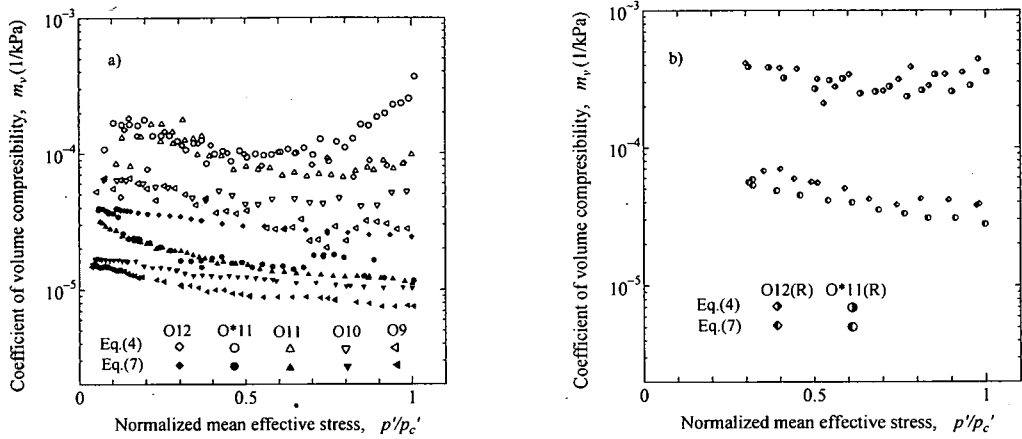


図-11 閑空洪積粘土の体積圧縮係数 : a) 乱さない試料, b) 室内再構成試料

る{再構成試料 O12(R)}. 両者は互いに近い値を示している { $E_{max}(\text{local})=65.7$  MPa,  $E_{eq}(\text{local})=66.6$  MPa}. また, ベンダー測定による  $G_{BE}$  を 3 倍にするとこれらの弾性ヤング係数とほぼ同じ値 ( $3G_{BE} = 59.7$  MPa) を示すことが分かる. これらのことから, 大阪湾海底粘土においても 0.001 % 以下の微小ひずみレベルでの  $E_{max}$ ,  $E_{eq}$ ,  $G_{BE}$  は, 単調・繰り返し載荷の違いやせん断速度によらない真の弾性係数であることがわかる.

## 5. 考察 : 力学特性に及ぼす年代効果の影響

### (1) 過圧密状態での圧縮特性

図-6 から, 乱さない洪積粘土の膨張指数  $\kappa$  は 0.02~0.03 の狭い範囲にあり, 再構成試料の  $\kappa$  (0.06 と 0.07) の 1/3 程度である. このことは, 実験に用いた自然試料では再圧縮時の体積変化がそれほど大きくない. このことは乱れの影響が顕著でないことと同時に, 年代効果は過圧密領域における圧縮性の大幅な減少をもたらすことを示唆している.

一方, 基礎地盤の即時沈下の計算には, 体積圧縮係数  $m_v$  がしばしば用いられる. 平均有効応力を用いて  $m_v$  を定義すると, 次式のように表される.

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_{vol}}{\Delta p'} \quad (4)$$

ここで,  $\Delta \varepsilon_{vol}$  は体積ひずみ増分である. 一方, 供試体を等方弾性体と仮定すると,

$$\frac{1}{m_v} = \frac{E}{3(1-2\nu')} \quad (5)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu')} \quad (6)$$

上の 2 つの式から  $E$  を消去し, ポアソン比  $\nu' = 0.2$  を仮定すれば<sup>16),17)</sup>,  $m_v$  と  $G$  の関係が次式で表される.

$$\frac{1}{m_v} = \frac{2(1+\nu')}{3(1-2\nu')} G = \frac{4}{3} G \quad (7)$$

図-11 は, 閑空粘土の圧縮応力に対する  $m_v$  の変化を示している. ここで,  $p'_c$  は圧密応力である(表-1, 2 参照).  $m_v$  の実測値は, 再構成試料で,  $m_v \approx 3 \times 10^{-4}$  (1/kPa) (式(4)) >  $m_v \approx 3 \times 10^{-5}$  (1/kPa) (式(7)), 乱さない試料で,  $m_v \approx 3 \times 10^{-5} \sim 3 \times 10^{-4}$  (1/kPa) (式(4)) >  $m_v \approx 1 \times 10^{-5} \sim 4 \times 10^{-5}$  (1/kPa) (式(7)) であった. 図-11 から, 次の事柄が分る.

- 各試料において, 圧縮量から算定した  $m_v$  (式(4) 参照) は, せん断弾性係数  $G_{BE}$  を用いて式(7)から求めた  $m_v$  の値よりもおおよそ 1 オーダーほど大きい.
- 乱さない試料の  $m_v$  は再構成試料よりも 1 オーダー程度小さい.
- 乱さない試料の  $m_v$  は, 深い地層ほど小さい.

a) の理由として, 過圧密領域と言えども, 式(4)の  $\Delta \varepsilon_{vol}$  は非弾性成分を含むこと, 一方 0.0001% 程度のひずみで測定した  $G_{BE}$  は純粋な弾性ひずみに対応する弾性係数であること(図-10 参照)が考えられる. 一方 b) と c) は, 明らかに年代効果および圧力レベルによる影響と推定される. また, 応力が大きくなるにつれ  $G$  は増加するため,  $m_v$  は圧縮応力に対して若干減少する傾向にある(式(7)参照). しかし, 一期工

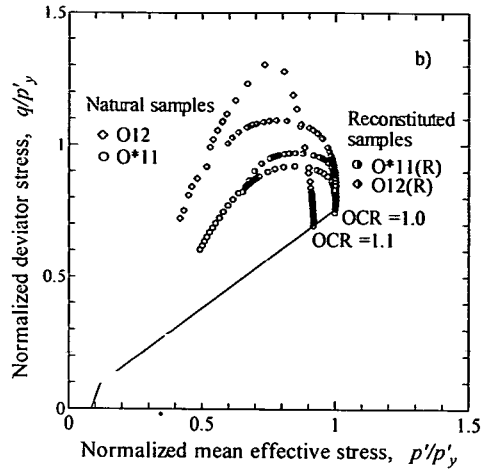
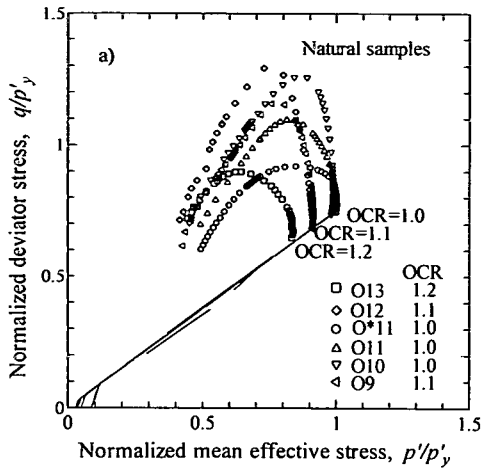


図-12 閑空粘土の  $p'_y$  で正規化した有効応力経路

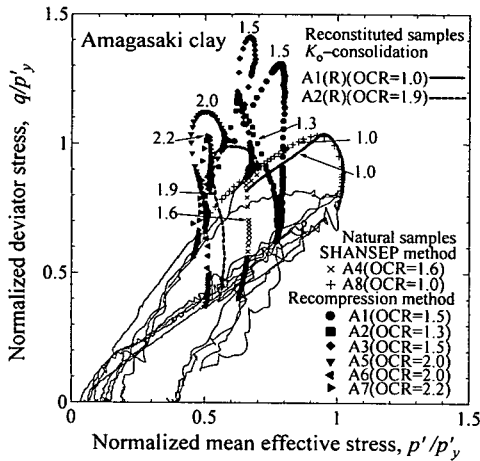


図-13 尼崎粘土試料の  $p'_y$  で正規化した有効応力経路

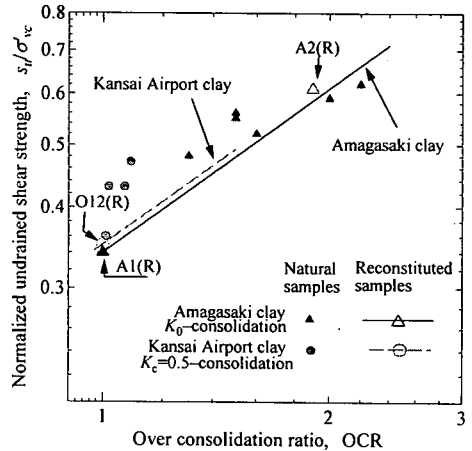


図-14 排水せん断強度比と OCR の関係

事の埋立て後に採取した O\*11 試料は、現在の有効土被り圧付近くで  $m_v$  が増加 ( $G$  が減少) する挙動を示している。これは、埋立てによる荷重増加により、原地盤の年代効果がある程度喪失されたことを示しているとも考えられ、大変興味深い。

## (2) 非排水せん断強度

平均有効応力を用いて定義した圧密降伏応力  $p_y$  ( $=OCR \times p'_c$ ) で正規化した閑空粘土の有効応力経路を図-12 に示す。乱さない試料と再構成試料の挙動を比較すると、Ma11 層の O\*11 試料と O\*11(R) 試料は、同様な挙動を示している。つまり、偏差応力  $q$  がピーク (破壊) に達する前に、 $p'$  が大幅に減少している。一方、Ma12 層の O12 試料と O12(R) には違いが見られた (図-12b 参照)。つまり、乱さない試料のピーク時の有効応力比  $q/p'_y$  は、再構成試料の限界状

態線を超えている。これは、乱さない試料 O12, O10, O9 においても同様であった (図-12a 参照)。これらの挙動の違いは、年代効果の程度の違いによるものと考えられる。圧縮挙動でも見られたように、O\*11 試料は埋立てによる鉛直荷重の増加により年代効果が減少した結果、再構成試料と同様なより塑性的挙動を示したものと考えられる。

図-13 は、尼崎沖積粘土 (Ma13 層) 試料の同様な関係である。ここで、図中の数字は各試料の OCR を示している。図中の A4, A8 試料は SHANSEP<sup>18)</sup> 法により圧密し、他の試料は原位置の有効土被り圧まで  $K_0$  状態で再圧縮している。また、再構成試料 (A1(R), A2(R)) の結果も併せて示している。SHANSEP 法により再圧密された試料は明確なピークを示さず、有効応力経路は再構成試料のそれと類似な形状を示している。



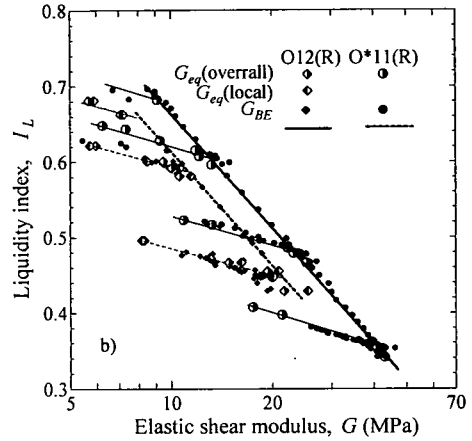
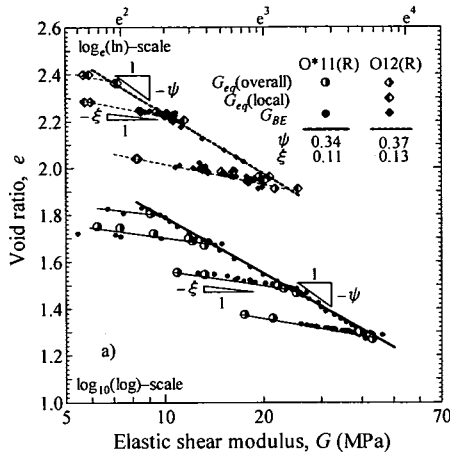


図-15 室内再構成試料の実験結果による基準線の検討: a) 間隙比 $\sim G$ 関係, b)  $I_L\sim G$ 関係

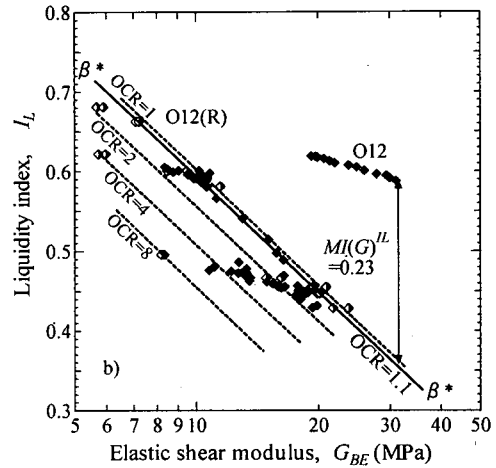
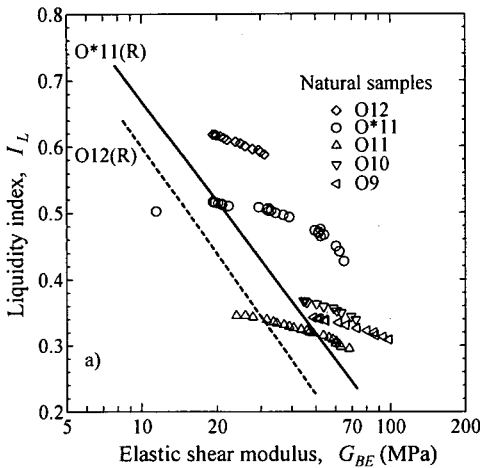


図-16 メタ安定度指数  $MI(G)^{I_L}$ : a) 乱さない試料群, b) 求め方の例

これらの結果をもとに、非排水せん断強度  $s_u$  における年代効果について考察する。三田地ら<sup>19), 20)</sup>は、任意の OCR における粘性土の非排水せん断強度と圧密応力との比を次式で表している。

$$\left( \frac{s_u}{\sigma_{vc}} \right)_{OC} = \left( \frac{s_u}{\sigma_{vc}} \right)_{NC} \text{OCR}^\Lambda \quad (8)$$

ここに、 $\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$  は粘土に固有な定数で、OC, NC はそれぞれ過圧密および正規圧密条件を表す。式(8)は、年代効果の小さい粘土試料の強度特性に広く適用できることが知られている<sup>21)</sup>。

図-14 は、大阪湾粘土の  $s_u$  のまとめである。図中の実線および破線は、それぞれ尼崎沖積粘土および閑空粘土それぞれの室内再構成試料の実験結果

{A1(R) :  $(s_u/\sigma_{vc})_{NC} = 0.34, \lambda = 0.39, \kappa = 0.06$ , O12(R) :  $(s_u/\sigma_{vc})_{NC} = 0.35, \lambda = 0.39, \kappa = 0.07$ }を用いて、式(8)により推定した関係である。年代効果が顕著なほど  $(s_u/\sigma_{vc})_{OC}$  の値がこの基準線の上方に位置すると予想される。実験結果を見る限り、乱さない沖積粘土試料の非排水せん断強度比 $\sim$ OCR 関係は、年代効果のない再構成試料の関係からそれほどかけ離れていない、年代効果による擬似的な過圧密比の増加のみにより説明できるようである。一方、乱さない洪積粘土試料(O\*11を除く)の非排水せん断強度比は再構成試料の関係より若干上方にある、このことは年代効果による強度増加であるものと考えられる。

(3) メタ安定度指数による年代効果の定量的評価  
乱さない試料と再構成試料の  $G$  の挙動を比較することにより、メタ安定度指数  $MI(G)^{I_L}$  を指標として

年代効果を評価した。乱さない試料のメタ安定度指数は、乱さない試料を原地盤の有効土被り圧まで再圧縮したときの  $G$  および OCR に対応する再構成試料の状態点との液性指数の差を表しており、次式で定義される。

$$MI(G)^L = (I_L - I_L^{\beta^*})_{at in-situ G, OCR} \quad (9)$$

ここで、 $\beta^*$  は構造のない室内再構成粘土の OCR=1 における  $I_L \sim \ln G$  関係である(図-3 参照)。一方、過圧密応力履歴を受けた自然堆積粘土では再構成試料の同一過圧密比で比較する必要がある(詳細は、文献 22 を参照されたい)。

図-15 は、閑空粘土の再構成試料の圧密・膨張時の  $G$  の挙動である。図-3 でも述べたように、間隙比  $\sim G$  関係は堆積層毎に大きく異なるが、 $I_L$  で整理するとそれほど堆積層によらない関係が見られる。よって本論文では、図-16 に示すように、同サイトから採取された自然粘土の再構成試料の  $I_L \sim \ln G$  関係を基準として乱さない試料の  $MI(G)^L$  を求めた(表-1 参照)。ここで、室内再構成試料の  $I_L \sim \ln G$  関係は、異なる OCR 毎に平行な直線群で近似できる。したがって、乱さない O12 試料(OCR=1.1)の  $MI(G)^L$  は、原位置の応力状態で測定した  $G_{BE}$  と対応する再構成試料の基準線(OCR=1.1 のコンター)上の同一の  $G$  の点との  $I_L$  の差として求めた(図-16b 参照)。

図-17 は、天満ら<sup>22)</sup>が世界各国の沖積粘土を用いた非排水三軸圧縮試験結果を基に提案した  $MI(G)^L \sim s_u / \sigma'_{vc}$  のチャートに今回の閑空粘土の実験結果を追加したものである。図中に実線で囲った 3 つのデータは、原地盤において比較的最近に圧密が

生じたため年代効果が部分的に消失したと想定される試料(O\*11 の場合は埋立て、一方 S および P 試料の場合は地下水汲み上げによる圧密)である。それら以外のデータに関しては、 $MI(G)^L$  が大きいほど  $s_u / \sigma'_{vc}$  が大きい傾向にある。また他の粘土と比較して、大阪湾粘土は  $MI(G)^L$  および  $s_u / \sigma'_{vc}$  の両方とも小さい値を示しており、このチャートから判断する限り、大阪湾海底粘土の「年代効果」による構造の発達度は相対的に低いと考えられる。一方、大阪湾海底粘土独自の傾向として、O12 の結果( $MI(G)^L$  および  $s_u / \sigma'_{vc}$  の両方とも同サイトのほかの試料より大きい値が得られている)を例外として、堆積年代の古い粘土層ほど、メタ安定度指数  $MI(G)^L$  が大きい(即ち、年代効果がより顕著である)ことが分かる。これらの事柄より、年代効果の定量的指標としての  $MI(G)^L$  の有用性が伺える。

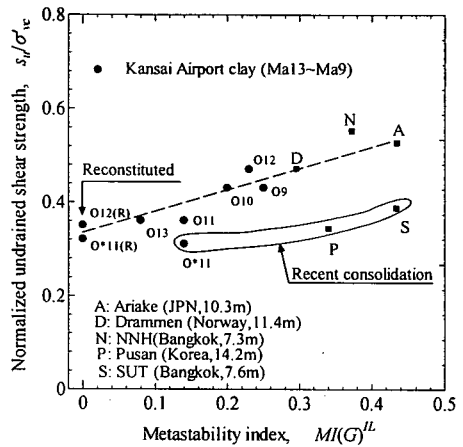


図-17  $MI(G)^L \sim$  非排水せん断強度比  $s_u / \sigma'_{vc}$  の関係

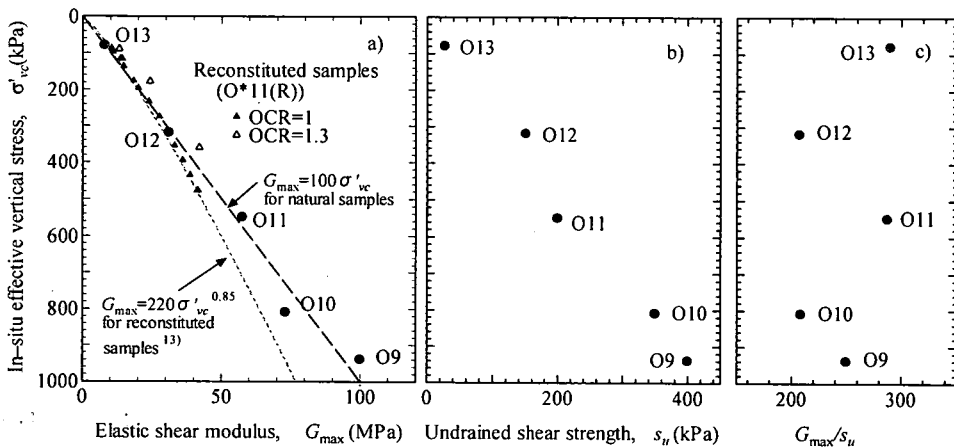


図-18 閑空粘土のせん断弾性係数および非排水せん断強度比と原位置土被り圧(圧密応力)との関係

(4) せん断弾性係数の応力依存性

図-18 は、関空二期サイトで採取した乱さない試料群を三軸セル内でそれぞれ原地盤の有効土被り圧まで再圧縮した時の  $G_{max}$  および  $s_u$  と圧密圧力の関係である(表-1 参照)。今回実験した Ma13~Ma9 に相当する応力の範囲では、堆積粘土層によらず、

$$G_{max} \approx 100\sigma'_{v(in-situ)} \quad (10)$$

の関係が得られた。一方、図-18b に示すように三軸圧縮試験の  $s_u$  は  $\sigma'_{v(in-situ)}$  のおおよそ 0.4 倍であるから、剛性指数  $G_{max}/s_u$  の値は、約 250(図-18c)となっている。この値は、正規圧密状態にある世界各国の沖積粘土地盤の剛性指数の範囲の下限にあたる<sup>23)</sup>。要するに、大阪湾の洪積粘土の剛性指数は、正規圧密粘土の値の範疇にある。また、図-18a には、比較

のために再構成試料の結果も示している。 $\sigma'_{vc}$  が 400 kPa 付近より大きくなると、再構成試料の  $G_{max}$  は乱さない試料の  $G_{max}$  よりも小さくなる傾向にある。このことから、深い地層(Ma11 以深)では年代効果による原地盤の  $G_{max}$  の増加が推定される。

(5) 変形係数のひずみレベル依存性

図-19 に各試料の割線ヤング係数  $E_{sec} \sim \epsilon_a$  関係を示す。全体の傾向として、堆積年代が古く深い試料ほど  $E_{max}$  が大きい。これは正規圧密粘土の特徴である(図-18a 参照)。

図-20 は、 $E_{max}$  で正規化した  $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_a$  関係である。おおよその傾向として、砂と同様に軸ひずみ  $\epsilon_a = 0.1\%$  付近で剛性が半減( $E_{sec}/E_{max} \approx 0.5$ )している。さらに詳細な観察によると、再構成粘土、沖積粘土、洪積粘土の順に、 $E_{sec}$  の低減率が大きくなっている

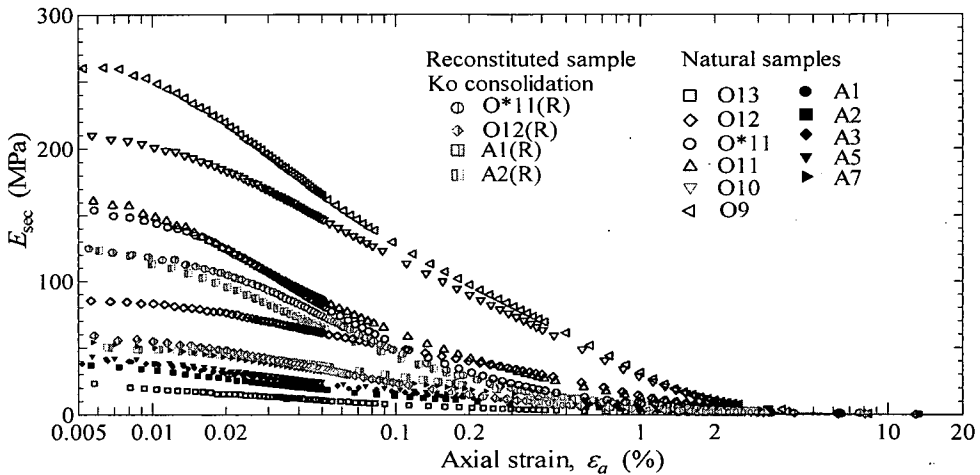


図-19 非排水三軸圧縮時の割線ヤング係数  $E_{sec}$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

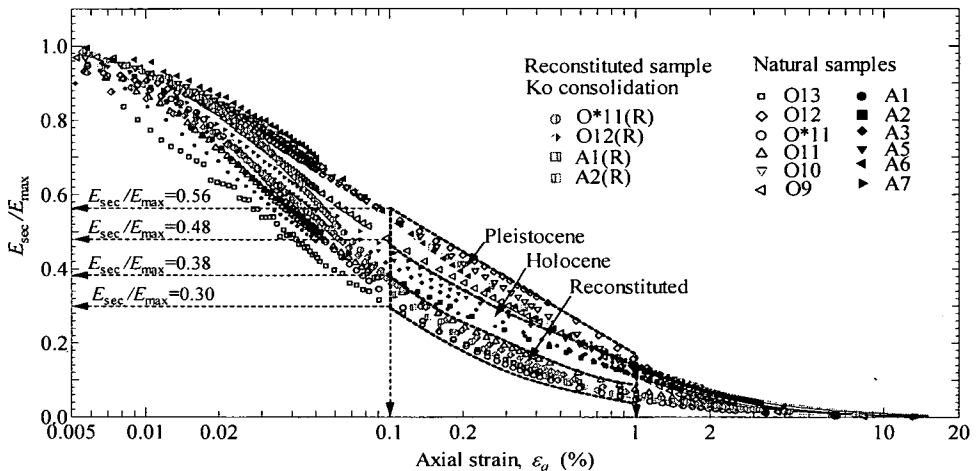


図-20 非排水三軸圧縮時の正規化した割線ヤング係数  $E_{sec}$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

(例えば  $\varepsilon_c = 0.1\%$  における  $E_{sec}/E_{max}$  値の範囲は、それぞれ 0.30~0.38, 0.38~0.48, 0.48~0.56 であった)。

以上、一連の圧縮・せん断特性の観察から、大阪湾海底粘土は、年代効果を受けた正規圧密粘土であることが推定される。年代効果は、0.5%程度以下の小ひずみ域で顕著であり、弾性係数の増加による擬似過圧密領域での圧縮性の低下、せん断時の変形係数のひずみレベル依存性の低減(即ち、応力~ひずみ関係の線形性の向上)をもたらす。この事実は、上部大阪湾洪積粘土の年代効果は、とりわけ降伏面の拡大に顕著に現れているという八嶋ら<sup>1)</sup>の報告に合致する。定性的には、応力空間において粘土が真の弾性挙動をしめす領域(Y1降伏域)<sup>24)</sup>は、年代を重ねるにつれ現在の応力点近傍で弾性変形係数の増加と弾性域の局所的な拡大が見られるが、急速なせん断ひずみの増加に伴いその影響は漸消するという移動型多重降伏面<sup>24)</sup>(kinematic multiple yield surface)の概念で説明できよう。

## 6. 結論

大阪湾海底粘土を用いた一連の非排水三軸圧縮試験から得られた結論は次のようである。

- 1) せん断時の軸変形測定における供試体のベディングエラーの影響は、室内再構成試料および軟弱な沖積(Ma13)粘土では無視できる。一方、乱さない洪積粘土(Ma12~Ma9)試料では、原位置の有効土被り圧まで再圧縮し、軸ひずみが3%に達しても解消されない。よって、洪積粘土の小ひずみでの変形特性を正しく測定するためには、軸変形のローカル測定が必要である。
- 2) 大阪湾海底粘土の変形挙動においても<sup>23)</sup>、0.001%のオーダーの微小ひずみにおいて、載荷パターン(単調・繰り返し載荷)や載荷速度に影響されない真の弾性変形係数が測定された。
- 3) 複数の堆積層から採取した粘土の室内再構成試料を用いて擬似  $K_0$  状態で圧縮・膨張履歴を与えた試験において、間隙比~圧密応力および間隙比~せん断弾性係数関係は、粘土層毎にそれぞれ大きく異なった。よって間隙比は、異なる堆積層の年代効果(あるいは“構造”)を統一的に評価するための状態量としては不適切である。一方、間隙比の代わりに液性指数で結果を再整理すると堆積層によらずほぼ一義的な関係が得られた。
- 4) 大阪湾海底粘土は、擬似過圧密粘土である。過圧密性の要因である年代効果は、0.5%程度以下の

小ひずみ域で顕著であり、現在の応力点付近での弾性係数の増加と降伏面の局所的な拡大をもたらしている。その結果、擬似過圧密領域での圧縮性の低下、せん断時の変形係数のひずみレベル依存性の低減(即ち、応力~ひずみ関係の線形性の向上)をもたらす。同様に、年代効果により、OCRによらず  $s_u/\sigma'_{vc}$  の値が若干大きくなる。

- 5) 大阪湾海底地盤(Ma13~Ma9)の  $K_0$  値は約 0.5、ひずみレベル 0.0001%でのせん断弾性係数  $G_{max} \approx 100\sigma'_{vc}(1-n \sin \phi)$  と推定される。
- 6) メタ安定度指数  $MI(G)^{II}$  と非排水せん断強度比  $s_u/\sigma'_{vc}$  のチャートから判断する限り、他の沖積粘土と比較して、大阪湾海底粘土の年代効果による構造の発達度は比較的小さいと考えられる。一方、大阪湾海底粘土独自の傾向として、Ma12層の場合を例外として、堆積年代の古い地層ほどメタ安定度指数  $MI(G)^{II}$  が大きかった。

謝辞：本研究で用いた自然粘土の乱さない試料およびそれらの物理試験結果は、独立行政法人港湾空港技術研究所(元運輸省港湾技術研究所)地盤調査研究室(田中洋行室長、田中政典主任研究官)から提供を受けた。また局部軸変形測定システムの開発にあたり、川口貴之氏(函館高専)から大変有益な助言を得た。工藤豊技官(北海道大学)には実験で大変お世話になった。ここに記して感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 八嶋 厚, 重松宏明, 岡二三生, 長屋淳一: 上部大阪洪積粘土の力学特性と構造変化, 土木学会論文集, No.624/III-47, pp.217-229, 1999.
- 2) Watabe, Y. and Tsuchida, T.: Influence of stress release on sample quality of Pleistocene clay collected from large depth in Osaka Bay, *Soils and Foundations*, Vol.41, No.4, pp.17-24, 2001.
- 3) Akai, K., Kamon, M., Sano, I. and Saga, K.: Long-term consolidation characteristics of diluvial clay in Osaka Bay, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4, pp.61-74, 1991.
- 4) 三村 衛, 小田和広, 武田弘一, 山本浩司, 藤原照幸: 大阪湾擬似過圧密洪積粘土の圧縮特性と長期沈下について, 第46回地盤工学シンポジウム論文集, pp.99-102, 2001.
- 5) 天満 稔, 澁谷 啓, 田中洋行, 三島 理, 田中政典: 過圧密粘土地盤の力学挙動に及ぼす年代効果の定量的評価に関する事例研究, 過圧密および過圧密地盤の力学に関するシンポジウム発表論文集, pp.111-116, 2001.
- 6) 黄 聖春, 三田地利之, 澁谷 啓, 館市弘達: 微小ひ

- ずみレベルから破壊に至るまでの乱さない粘土の変形と非排水強度特性, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.305-319, 1998.
- 7) 小田美明, 三田地利之: 飽和粘土の三軸 $K_0$ 圧密試験法について, 土木学会論文集, No.448 /III-19, pp.45-52, 1992.
  - 8) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷 啓, 佐野信房: 室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 $G$ の評価, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.195-207, 2001.
  - 9) 地盤工学会: 地盤材料の変形特性を求めるとの繰返し三軸試験方法(JGS 0542-2000), 土質試験の方法と解説, 第一回改訂版, 第7編, 第3章, pp.658-678, 2000.
  - 10) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, *Pre-failure properties of geomaterials*, Vol.2, pp.947-1063, 1995.
  - 11) Lo Presti, D. C. F., Puci, I., Pallara, O., Maniscalco, R. and Pedroni, S.: Experimental laboratory determination of the steady state of sands, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.1, pp.113-122, 2000.
  - 12) 龍岡文夫: 土質せん断試験機の設計と製作—試験法あれこれ—, 連載第12回, 地質と調査, 1986年, 第3号, pp.53-58, 1986.
  - 13) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷 啓: 繰返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.171-191, 1999.
  - 14) 三笠正人: 軟弱粘土の圧密, 鹿島研究所出版会, 1963.
  - 15) Shibuya, S.: Assessing structure of aged natural sedimentary clays, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.3, pp.1-16, 2000.
  - 16) Hoque, E. and Tatsuoka, F.: Anisotropy in elastic deformation of granular materials, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.163-179, 1998.
  - 17) 川口貴之, 古道知広, 三田地利之, 澁谷 啓, 佐野信房: 粘性土の小ひずみ域における各種変形係数の測定およびその評価, 第36回地盤工学研究発表会(徳島), pp.273-274, 2001.
  - 18) Ladd, C. C. and Foott, R.: New design procedures for stability of soft clays, *Journal of Geotechnical Engineering Div.*, ASCE, Vol.100, No. GT7, pp.763-786, 1974.
  - 19) Mitachi, T. and Kitago, S.: Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.
  - 20) 三田地利之, 小野 丘: 過圧密状態の粘土の非排水強度推定法, 土と基礎, Vol.33, No.3, pp.21-28, 1985.
  - 21) Mayne, P. W.: Cam-Clay predictions of undrained strength, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Proc. ASCE, Vol.106, No. GT11, pp.1119-1242, 1980.
  - 22) 天満 稔, 澁谷 啓, 三田地利之, 山本伸隆: 年代効果を受けた沖積粘性土地盤メタ安定度指数 $M(I(G))$ と非排水せん断強度の関連, 地盤工学会論文報告集, Vol.41, No.2, pp.133-142, 2001.
  - 23) Shibuya, S., Mitachi, T., Tanaka, H., Kawaguchi, T. and Lee, I-M.: Measurement and application of quasi-elastic properties in geotechnical site characterization, Theme Lecture for Plenary Session 1, Proc. of 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Balkema, Vol.2, pp.639-710, 2001.
  - 24) Jardine, R. J.: Some observations on the kinematic nature of soil stiffness, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.111-124, 1992.

(2002. 9. 11 受付)

## MECHANICAL CHARACTERISTICS AND AGING EFFECTS OF OSAKA BAY CLAY

Dejian LI, Satoru SHIBUYA and Toshiyuki MITACHI

A series of triaxial compression test was carried out using Holocene as well as Pleistocene clay samples from the seabed of Osaka Bay retrieved as deep as 155m in depth. In the undrained tests, the specimen's deformation was measured locally by using a newly developed system. In each test, the variation of elastic shear wave velocity with stress was also monitored using a set of bender elements. In this paper, not only the compressibility but also the shear characteristics was carefully examined over a wide strain range. In comparing the behaviour between the natural clays and the reconstituted clays, the aging effects were manifested in terms of the deformation-strength characteristics of the natural sedimentary clays.