

# セメンテーションにより高位化した構造と顕著なクリープ特性を 有する粘土の圧縮・圧密特性に関する研究

\*Uwf { qp vj g eqo r tguukdkk\ cpf vj g eqpuqrf cvkqp ej ctcevgtkukæu qhem{u  
y kj f gxgnqr gf utwewtg f wg vq ego gpvcvkqp. cpf y kj r tqo kpgpvvetggr dgj cxkqt+

4235 年 ; 月

宇高 薫

# 目 次

|  |      |
|--|------|
| 1. 序論 .....  | 1- 1 |
| 1.1 研究の背景 .....  | 1- 1 |
| 1.2 研究の目的 .....  | 1- 2 |
| 1.3 本論文の構成 .....   | 1- 3 |
| 2. 粘性土の構造, 圧縮・圧密特性に関する既往の研究 .....                        | 2- 9 |
| 2.1 概要 .....   | 2- 1 |
| 2.2 自然堆積粘土の構造 .....                                      | 2- 2 |
| 2.3 セメンテーション .....                                       | 2- 9 |
| 2.4 変形予測手法としての構成モデル .....                                | 2-11 |
| 2.5 ひずみ速度効果 .....  | 2-14 |
| 2.6 既往研究のまとめ, ならびに本研究の位置付け .....                         | 2-15 |
| 3. 簡易モデルによる構造の評価 ( $e - \log p$ 関係による方法) .....           | 3- 1 |
| 3.1 概要 .....   | 3- 1 |
| 3.2 自然堆積粘土の $e - \log p$ 関係を用いた構造に関する既往の研究と本研究の考え方 ..... | 3- 2 |
| 3.3 構造を有する粘土の圧縮特性のモデル化 .....                             | 3- 5 |
| 3.4 海成粘土へのモデルの適用 .....                                   | 3- 8 |
| 3.5 人為的な攪乱により構造が低位化した粘土の圧縮曲線に対するモデルの適用 .....             | 3-21 |
| 3.6 構造を考慮した圧縮曲線のモデル化に関する考察 .....                         | 3-24 |
| 3.7 本章の結論 .....  | 3-34 |
| 4. 少量のセメント添加による高位な間隙構造の再現 .....                          | 4- 1 |
| 4.1 概要 .....   | 4- 1 |
| 4.2 粘土試料とセメント添加量の検討 .....                                | 4- 4 |
| 4.3 セメント添加した試料の圧縮曲線 .....                                | 4- 8 |
| 4.4 少量のセメントを添加した粘土の圧縮曲線と構造を有する自然堆積粘土の比較 .....            | 4-18 |
| 4.5 少量セメント添加粘土の二次圧縮特性 .....                              | 4-26 |
| 4.6 本章の結論 .....  | 4-29 |
| 5. 自然堆積粘土の長期圧密特性 .....                                   | 5- 1 |
| 5.1 概要 .....   | 5- 1 |
| 5.2 アイソタック概念に基づく結果の整理方法 .....                            | 5- 2 |
| 5.3 試験方法 .....   | 5- 6 |
| 5.4 大阪湾粘土の圧縮特性およびアイソタックパラメータ .....                       | 5-10 |
| 5.5 二次圧密特性の整理 .....                                      | 5-28 |
| 5.6 適用性を高めるためのパラメータの見直し .....                            | 5-34 |
| 5.7 様々な粘土の長期圧密挙動 .....                                   | 5-40 |
| 5.8 本章の結論 .....  | 5-42 |
| 6. 層厚の影響 .....   | 6- 1 |
| 6.1 概要 .....   | 6- 1 |

|                            |      |
|----------------------------|------|
| 6.2 試験方法 .....             | 6- 2 |
| 6.3 層厚が異なる圧密試験結果 .....     | 6- 5 |
| 6.4 試験結果に見られる層厚の影響 .....   | 6- 8 |
| 6.5 アイソタック概念に基づく概略計算 ..... | 6-16 |
| 6.6 土／水連成解析 .....          | 6-21 |
| 6.7 簡易モデルを適用した圧密予測解析 ..... | 6-29 |
| 6.8 本章の結論 .....            | 6-35 |
| 7. 結論 .....                | 7- 1 |
| 7.1 成果のまとめ .....           | 7- 1 |
| 7.2 今後の課題 .....            | 7- 3 |

謝辞

## 1. 序論

### 1.1 研究の背景

粘性土地盤の変形・沈下挙動を予測する上では、圧密試験によって求められる粘土の圧縮曲線を適切にモデル化する必要がある。実務に用いられる粘性土の圧縮曲線のモデルとしては、間隙比  $e$  と圧密圧力  $p$  の対数  $\log p$  について圧密降伏応力を境として、圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  という2つの勾配を有する直線で表現される。この慣用的ともいえる方法が、現在においても実務では主流と言える<sup>1)2)3)</sup>。

しかしながら、これらの方法では予測が著しく困難な地盤もある。大阪湾沿岸の海成粘土地盤は、過去300万年にわたって沈降を続けてきた大阪湾に厚く堆積しながらセメンテーションや年代効果を受けて構造が発達し、上述した単純なモデルでは表現が難しいことが知られている<sup>4)5)6)</sup>。すなわち、一般的な粘土と比較して、同一の圧力レベルでもより高い間隙比を保持し得る。加えて、圧密圧力が圧密降伏応力を越える直後に圧縮指数  $C_c$  が大きく、その後圧密圧力の増加とともに著しく減少するため、圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  による2つの直線によるモデルでは表現が難しい。

近年、これら自然堆積粘土の変形挙動を表現する粘土モデルが数多く提案され、土構造物の解析に適用した事例も多く報告されている。一方、これらの提案されているモデルは、概して一般の技術者には難解と言え、一部の比較的大規模または特殊なプロジェクトにおいて適用されるに留まっており、実際の業務において地盤の解析を行う技術者層にまで広く浸透しているとは必ずしも言えない。

また、更新世から完新世にかけて、地質学的な長い年代を経て堆積した自然の海底地盤では、その強度や圧密・圧縮特性は、圧密時の有効応力のほか土の物理・化学的性質や堆積過程の環境によっても大きく影響を受けることがわかっている。これらの影響は年代効果 (aging) と総称されるが<sup>7)8)</sup>、たとえば Jamiolkowski らは、粘性土が過去の応力履歴と関係の無い擬似過圧密の特性を示す原因を、以下の3つに分類している<sup>9)</sup>。

- ・乾燥収縮：蒸発あるいは凍結によるもので、地表面近くの土に主に見られる。
- ・二次圧密：一次元長期圧密される際の排水クリープと定義される年代効果によるもの。
- ・セメンテーション：カーボナイト、シリカなどによる自然の固結およびイオン交換、シキソトロピーなどが原因で生じる。

これらの分類によると、わが国の沿岸部に堆積する多くの粘土地盤は、海底に堆積して過去に地表面近くに上昇した履歴がないと考えられるので、擬似過圧密は、主に二次圧密とセメンテーションによって生じていると考えられる。

さて、圧密沈下予測手法としては、次の3つが主要なものとして挙げられる。

② Terzaghi の一次元圧密理論と  $C_\alpha$ 一定の組合せ

②EOP (end of primary) 概念 (Mesri and Choi, 1985)<sup>10)</sup>と  $C_\alpha/C_c$ 一定概念 (Mesri and Castro, 1987)

11)

③Isotache 概念 (Šuklje, 1957)<sup>12)</sup>

通常的设计レベルでは Terzaghi 理論による慣用解析が広く用いられており、特に精度を求められる場合には弾粘塑性解析が実施されるが、その手法は上記①を基本とするものの一般的に確立されておらず、解析者によって用いるモデルやパラメータが異なっている。

## 1.2 研究の目的

### 1.2.1 高位な構造を有する自然堆積粘土の構造の程度を評価

通常の圧密試験から得られる一次元圧縮曲線を用いて、間隙構造の高位化の程度を評価することを目的とした。まず通常の圧密試験より得られる  $e - \log p$  関係に対して簡易にフィッティングできるモデルを考案した。本モデルにおいて用いられるパラメータは、粘性土の基本的な指標値である液性限界と関連付けたパラメータを基本に、構造の影響を付加したものであることが大きな特徴である。本研究は粘土地盤の一次元圧縮の問題に限定して自然堆積粘土地盤の構造の影響を定量的に評価し、 $e - \log p$  関係を用いる慣用解析に適用することを目的としている。

### 1.2.2 セメンテーションを受けた粘土の工学的特性の把握（室内での再現手法の確立）

繰り返した海成粘土に少量のポルトランドセメントを添加混合し、実験室内においてセメンテーションと再圧密を同時に進行させることで、高間隙構造を有する再圧密粘土試料を作製する手法について検討する。作製した粘土に対しては、一次元圧縮曲線を求め、圧縮指数比、上記の圧縮曲線モデルの当てはめ、微視的構造の比較を行って、圧縮特性の高間隙構造の再現性を検討する。さらに、セメンテーション作用があるときの二次圧縮特性についても検討する。

### 1.2.3 粘土の長期圧密特性にみられるひずみ速度依存性（アイソタック概念に基づく）の評価

定ひずみ速度圧密試験（以下、CRS 試験）ならびに長期圧密試験結果を基に、圧密降伏応力  $p_c$  をひずみ速度  $\dot{\epsilon}$  の関数として定式化し、この式を用いて任意のひずみ速度に対応する圧縮曲線群を表現した（アイソタックモデルの構築）。この曲線群を用いて、ひずみ速度依存性を考慮した長期圧密試験の二次圧密挙動に関する考察を試みる。

### 1.2.4 層厚の影響に対するアイソタック概念に基づく解釈（沈下の予測）

上記の研究の最終的な目標は、実際の沈下挙動等をいかに精度良く予測するか、ということにつきる。本研究は、圧密挙動に見られる層厚の影響について、まずは室内レベルにて圧密時の挙動を把握する。その上で、沈下予測精度の向上に向けて、前章にて提案したアイソタックモデルを適用し、その再現性を確認する。

### 1.3 本論文の構成

本論文は、上記4つの研究テーマを核として取りまとめた。主な内容について、以下に記述する。

#### 第1章 序論

本研究の背景、目的を整理する。

#### 第2章 既往の研究

粘性土の構造、圧縮・圧密特性に関する既往の研究を整理し、本研究の位置付けを確認する。

#### 第3章 自然堆積粘土の構造の評価

通常の圧密試験より得られる圧縮曲線 ( $e - \log p$  曲線) を用いて構造を表現するような指標を定義し、構造の高位な度合いを定量化する。さらに、液性限界などの物理特性と関連付けながら整理する。

#### 第4章 少量のセメント添加によるセメンテーションに起因する高構造の再現

粘土粒子のセメンテーションによる膠結作用について、貧配合のセメント水和反応を利用して室内で再現し、その構造の程度を確認する。また、これにより粘土構造の生成過程を明らかにする。

#### 第5章 自然堆積粘土の長期圧密特性

対象とする粘土を用いて、定ひずみ速度圧密試験、長期圧密試験結果を基に、圧密降伏応力  $p_c$  とひずみ速度との関係を得る。この際、ひずみ速度によらない圧縮曲線を一つ設定することにより、当該粘土の応力-ひずみ-ひずみ速度関係 (アイソタックモデル) を得ることができ、圧縮特性のひずみ速度依存性を表現することが可能となる。

#### 第6章 層厚の影響に対する解釈

室内において、比較的層厚の厚い圧密試験を実施し、層厚 (排水距離) が及ぼす圧密特性への影響について把握する。また、当該試験結果に対して、第6章に記述した関係式 (モデル) を用いることにより、圧密沈下計算を行う。これにより、提案モデルの妥当性を評価する。

#### 第7章 結論

本研究を総括した上で、得られた成果ならびに今後の課題について整理する。

## 第1章の参考文献

- 1) 地盤工学会編：新編 土と基礎の設計計算演習，2000.
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 3) 東・中・西日本高速道路株式会社：設計要領第一集，土工編，2010.
- 4) 土田孝：海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈，地盤工学会論文報告集，41(1)，127 - 143,2001.
- 5) Tsuchida,T.: Mechanical properties of Pleistocene clay and evaluation of structure due to aging", Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Proceedings of International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama2000, Vol.2, 43 – 83, 2000.
- 6) Tsuchida, T., Watabe, Y. and Kang, M.S.: Evaluation of structure and mechanical properties of Pleistocene clay in Osaka Bay, Report of Port and Harbour Research Institute, 41(2), 45 – 91, 2002.
- 7) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clay as related to settlement of buildings, *Géotechnique*, 17 (1), pp.81 – 118, 1967.
- 8) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics in unstable soils, Proceedings of 8<sup>th</sup> ICSMFE, Vol. 3, pp.111 – 159, 1973.
- 9) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellota, R.: New developments in field and laboratory testing of soils, SOA Report, Proceedings of 11<sup>th</sup> ICSMFE, pp.37 – 153, 1985.
- 10) Mesri, G and Choi, Y.K.: The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. *Proc. 11th ICSMFE, San Francisco*, Vol.2: 587-590, 1985.
- 11) Mesri, G and Castro, A.: The  $C_\alpha/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, **113**(3), 230-247, 1987.
- 12) Leroueil, S.: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? (2006 Prof. Šuklje's Memorial Lecture), *XIII Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana 2006*, 55-88, 2006.

## 2. 粘性土の構造, 圧縮・圧密特性に関する既往の研究

### 2.1 概要

大阪湾沿岸の海成粘土地盤は、過去 300 万年にわたって沈降を続けてきた大阪湾に厚く堆積しながらセメンテーションや年代効果を受けて構造が発達し、実務で多用される慣用計算法のような単純なモデルでは表現が難しいとされている。本章では、まず自然堆積粘土の特性について、その物性を評価する既存の手法について整理するとともに、高位な構造を与えるセメンテーションについて、既往の研究成果を取りまとめる。

また、近年、これら自然堆積粘土の変形挙動を表現する粘土モデルが数多く提案され、土構造物の解析に適用した事例も多く報告されている。本章では、圧密は変形問題の一つの側面と考え、静的変形解析手法について俯瞰する。

さらに、長期圧密特性を理解する上では、圧縮曲線 ( $e - \log p$  関係) がひずみ速度により唯一に求まるとするアイソタック概念に基づく整理が有効である。ここでは、Šuklje, L. (1957)により提案されたアイソタック概念について、Leroueil ら(1985)の功績により発展した理論体系について整理する。

表 2.1.1 関連分野における既往の研究の分類

| 分類 | 区分         | 関連事項         | キーワード                       | 主な研究成果   |
|----|------------|--------------|-----------------------------|--|
| 1  | 自然堆積粘土の構造  | 圧縮・圧密・力学的特性  | 間隙比等の状態量                    | Burland (1990), 土田 (2001),   |
|    |            | 微視的構造        | 構造, 電子顕微鏡 (SEM)             | 松尾・嘉門 (1976), 姜ほか (2002)   |
|    |            | 攪乱の影響        | サンプリング                      | 奥村 (1974), Shogaki and Kaneko (1994),  |
| 2  | セメンテーション   | 年代効果         | 年代効果, 遅延圧密                  | Bjerrum (1967), 赤井ほか (1984), Jamiolkowski et al. (1985),   |
|    |            | 物理・化学的特性     | 炭酸カルシウム                     | Fukue et al. (1999)  |
|    |            | 強度発現         | 過圧密比, せん断剛性率 $G$            | 半澤・岸田 (1982), 土田・湯 (1999), Shibuya (2000)  |
|    |            | 室内等での再現手法    | 高温養生, セメント添加                | Tang and Tsuchida (1999), 渡部ほか (2001),   |
| 3  | 構成則, 解析モデル | 一次元圧密 (レオロジ) | 慣用計算 (弾性計算), 弾塑性, 弾粘塑性, 弾粘性 | Terzaghi (1924), Sekiguchi and Toriihara (1976), 吉國 (1990)   |
|    |            | 二次圧密の評価      | 二次圧密係数 $C_{\alpha}$ , 透水係数  | Mesri (1973), 安原 (1979), 網干・松田 (1981), 稲田ほか (1981), Mesri and Godlewski (1977), Mesri and Castro (1987)                                |
|    |            | せん断特性含む      | 弾塑性, 弾粘塑性,                  | Roscoe et al. (1958), Schofield and Wroth (1968), Sekiguchi and Ohta (1977), Iizuka and Ohta (1987), Asaoka et al. (2002), 中井ほか (2009) |
| 4  | ひずみ速度効果    | ひずみ速度依存性     | ひずみ速度, アイソタック               | Šuklje, L. (1957), Leroueil et al. (1985), Imai and Tang (1992), Imai et al. (2003), Kobayashi et al. (2005)                           |



## 2.2 自然堆積粘土の構造

粘性土の力学特性は土質力学においてもっとも重要なテーマのひとつである。この研究には、自然堆積粘土における試験結果のばらつきの影響を避けるために、しばしば室内で再圧密した粘土が用いられてきた。しかしその一方で、自然地盤の粘土の力学特性が、実験室内で調整し再圧密した粘土と異なっていることも知られていた。この力学特性の差異は、自然地盤が非常に長時間にわたって形成され、その間の二次圧密やセメンテーションなど、いわゆる年代効果によって構造が形成されているためであるとされてきた。「土の構造」という言葉は、必ずしも厳密に定義されておらず、さまざまな意味で用いられているのが実状であるが、ここで用いられている「構造」は、自然の粘土が長い時間をかけて圧密され地盤となっていく過程において形成されるときに付加的な構造（室内で再圧密・再構成する場合と異なる）のことを意味している。

### 2.2.1 自然堆積粘土の構造

圧密試験から求められる  $e - \log p$  曲線を用いて粘土の構造のレベルを議論した研究としては、Burland による研究<sup>13)</sup>がある。Burland は、数多くの粘土について液性限界  $w_L$  の 1.0~1.5 倍の初期含水比で練り返した試料を圧密したときの  $e - \log p$  曲線を整理し、間隙比  $e$  を次式のように正規化した間隙指数 (void index)  $I_v$  を提案し、 $I_v$  と圧密圧力の関係が粘土によらずほぼ一致することを示した。

$$I = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C^*}$$

Burland は、この粘土によらないとする  $I_v$  と土被り圧の関係を Intrinsic Compression Line (以下、ICL: 固有圧縮線) と呼び、粘土が堆積し圧密するときにセメンテーション等の年代効果による構造を形成しないときの固有の関係であるとした。さらに、Burland は、多くの自然堆積地盤の間隙指数は ICL よりも常に大きく、自然地盤において圧密降伏応力を大幅に上回る荷重が載荷されれば、 $e - \log p$  関係は最終的に ICL に収れんするとした<sup>13)</sup>。このように、Burland の ICL は液性限界を用いて正規化した間隙指数を用いて、堆積過程で形成される構造がないときの間隙比と圧密圧力を示しており、同じ圧力における ICL との間隙指数との差が自然地盤の構造の程度を示すと言える。なお、最近、Hong らは液性限界の 0.7~2.0 倍の初期含水比で一連の一次元圧密試験を行い、ICL が粘土の初期含水比による影響を受けることを明らかにし、低圧密圧力領域を含む拡張した ICL (EICL) を示している<sup>14)</sup>。

土田は多数の海成粘土の  $e - \log p$  関係を  $\ln v$  と  $\ln p$  の関係として整理し、圧密圧力が  $p_c$  の 4 倍以上の領域で両者の直線関係に着目してこれを究極基準曲線 (USC) とよび、USC がほぼ液性限界で決まっていることを示した。土田の USC は粘土が高含水比のスラリーの状態から一次的に圧密したときの  $e - \log p$  関係を示すものであり、液性限界  $w_L$  の 1.0~1.5 倍の初期含水比で練り返したときの  $e - \log p$  関係に基づく ICL とは異なるが、年代効果による構造が無いときの  $e - \log p$  関係を示し、構造の影響を測定する物差しとしている点では共通している。

## 2.2.2 微視的構造

前述した自然堆積粘土の特性をマクロな視点における情報ととらえた場合, 土, とりわけ粘性土の構造を解釈するにはミクロな視点, つまり土の微視的構造からのアプローチも重要となる。本研究では詳細に考察しないが, これまでの研究により得られた知見を基に理解を深めたい。

土の微視的構造要素について, 小田 (1984) は表 2.2.1 のように取りまとめている。分類 5 以外は, 粒子の幾何学的な問題と言えそうである。

表 2.2.1 土の微視的構造要素

| No. | 大分類            | 小分類                                       |
|-----|----------------|---|
| 1   | 粒子自体の性質        | 幾何学的性質: 粒子形状, 表面組織<br>物理・力学的性質: 硬軟, 粒子間摩擦 |
| 2   | 粒子の詰まり具合に関するもの | 間隙比, 含水率, 比体積<br>間隙の形と大きさの分布<br>粒子接点数     |
| 3   | 粒子相互の幾何学的関係    | 団粒構造<br>接点での法線方向分布<br>粒子相互の接し方            |
| 4   | 土粒子・間隙の配向性     | 土粒子・団粒の配向性<br>間隙の配向性                      |
| 5   | 粒子・水・電解質相互の作用  | メニスカス力<br>静電気による引力・斥力<br>ファンデルワールス引力など    |

松尾・嘉門によると, 粘土の構造に関する用語としては, 以下の4つが挙げられている。

- ✓ 基本単位 (Basic Unit)
- ✓ 基本モデル (Basic Model)
- ✓ 実態モデル (Actual Model)
- ✓ 基礎的挙動 (Basic Behavior)

基本単位とは, 粘土構造を構成する最小単位を意味し, 凝集体 (団粒) はペッド (ped), その周囲の間隙についてはポア (pore) と称す。ペッドおよびポアの関係は図 2.2.1 に示したものであり, 詳細は表 2.2.2 に示すとおりである。

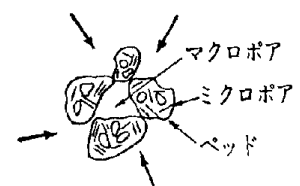


表 2.2.2 ペッドとポア

図 2.2.1 基本単位

| ペッド (ped)                        | ポア (pore)                      | 備考                            |
|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| マクロペッド (> 50 $\mu\text{m}$ )     | マクロポア (> 10 $\mu\text{m}$ )    | 肉眼あるいは虫眼鏡の利用 ( $\times 1$ )   |
| メゾペッド (2~50 $\mu\text{m}$ )      | メゾポア (1~10 $\mu\text{m}$ )     | 光学顕微鏡の範囲 ( $\times 10^2$ )    |
| マイクロペッド (0.1~2 $\mu\text{m}$ )   | マイクロポア (0.01~1 $\mu\text{m}$ ) | 走査型電子顕微鏡の範囲 ( $\times 10^4$ ) |
| サブマイクロペッド (< 0.1 $\mu\text{m}$ ) | サブマイクロポア (< 100 $\text{\AA}$ ) | 透過型電子顕微鏡の範囲 ( $\times 10^5$ ) |

基本モデルとは, 基本単位の配列の程度を表現するものであり, ランダム構造 (random structure), 綿毛化構造 (flocculated structure), 分散構造 (dispersed structure) および配向構造 (oriented structure)

がある(図 2.2.2 参照)。さらに, 基本モデルではないが, 粒子の配列接触に関して粒子の板状性または極性状態に着目し, (i)面-面接触 (face-face contact), (ii)面-端接触 (face-edge contact), (iii)端-端接触 (edge-edge contact) が挙げられる。これらは粒子間の接触を説明しており, (ii), (iii)が卓越するのが綿毛化構造であり, (i), (iii)の場合は分散あるいは配向構造が卓越する。

実態モデルは数多くの構造モデルが提案されており, 単粒, 綿毛化, 蜂の巣構造 (Terzaghi, 1925) のほか, 高鋭敏粘土におけるカードハウス構造 (Goldschmidt, 1926), 鋭敏な海成粘土でみられる蜂の巣構造 (Casagrande, 1932) が挙げられる。その他, 塩分濃度による堆積構造の差異などが示されている。さらに, 粘土粒子の堆積時の電気化学的な環境変化により構造に差異があるとされており (Lambe, 1958), 海水中の場合(a, 塩分綿毛化構造), 淡水中のようにきわめて低い電解質濃度の場合 (b, 非塩分綿毛化構造), 汽水のように中間的な電解質濃度の場合 (c, 分散構造) のそれぞれで発達する構造形態が異なっている。海水, 非海水の差異は沈降時の粒子間力の差によるもので,

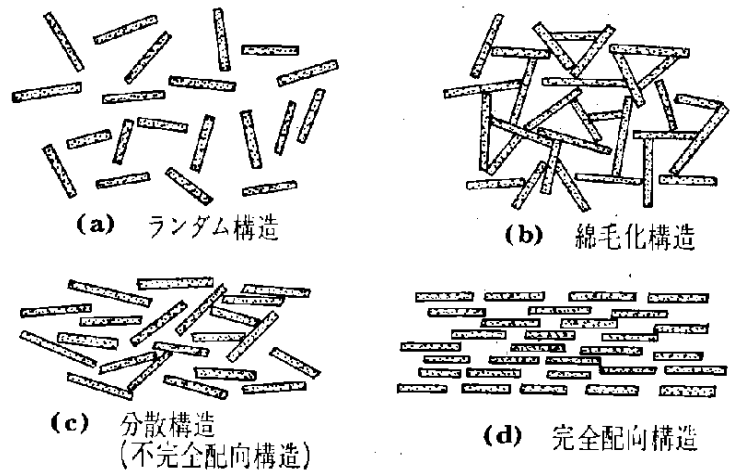


図 2.2.2 基本モデル (松尾・嘉門, 1976)

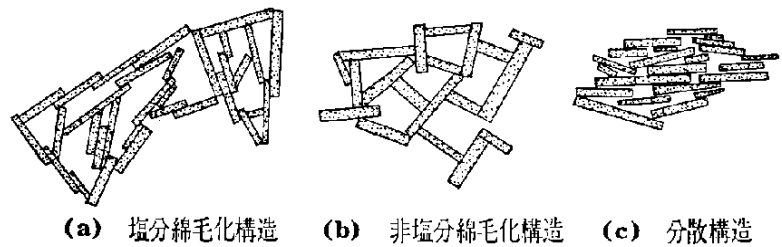


図 2.2.3 実態モデル (松尾・嘉門, 1976)

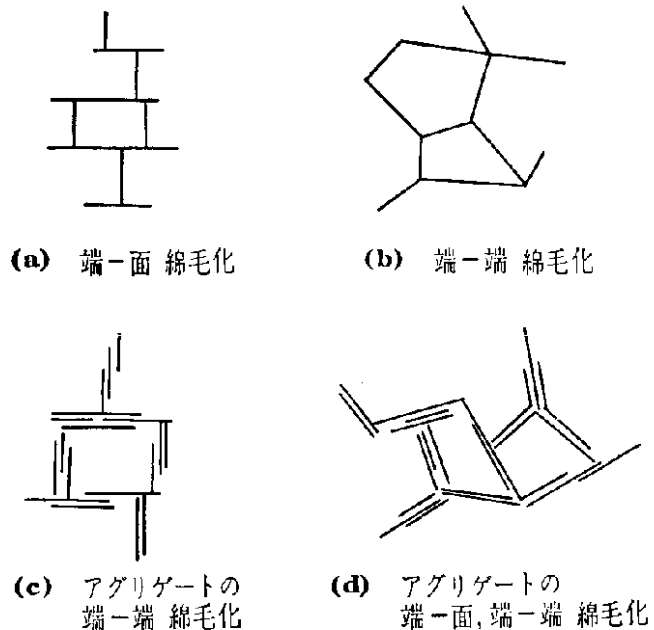


図 2.2.4 粘土サスペンションのモデル (松尾・嘉門, 1976)

海水のような高電解質濃度の中にあつては平行化作用が淡水の場合より高く, 一部に面-面接触が見られる。ファン・オルフェン (van Olphen, 1963) により, 粘土サスペンション中の粒子の様々な様相がまとめられ, 綿毛化モデルが示されている (図 2.2.4 参照)。

また, 前述したような構造化モデルとは別に, 田中ほか(2001)は, 電子顕微鏡観察, X線回折などの結果より, 我が国の粘性土には粘土鉱物であるスメクタイトを, 混入物として珪藻を多量に混入していることを示し, 様々な工学的特性に影響を及ぼすことを明らかにした(図 2.2.5 参照)。さらに, 珪藻が含まれる際の混合土の特性について検討された。市販のカオリンに珪藻や豊浦標準砂を混入した試料の特性について検討した結果, 珪藻が多いほど液性限界が大きく, 砂分が多いほど低下する(図 2.2.6)。また, 圧縮指数についても珪藻が多いほど増加して圧縮性が高くなっており, 圧縮特性も変化することがうかがえる(図 2.2.7)。

なお, これら微視的構造を進めるうえで, 電子顕微鏡による観察, 間隙径の測定などの作業は不可欠となっている。特に, 自然に堆積した状態での粘土固有の構造を維持したままに間隙水を除去する必要があるが, 基準化されたものは無い。姜ほか(2002)は, 試料作製時の乾燥収縮や観察面の切断手法, 試験条件などについて検討し, 適切な試料準備ならびに試験方法を確立している。

結果の一例として, 大阪湾洪積粘土および前述の珪藻を混合した再構成試料の間隙体積を比較したものを, 図 2.2.8 に示す。同図では, 全間隙容積の変化を自由間隙(団粒内間隙)および閉鎖間隙量(団粒間間隙)の比率を示している。洪積粘土の場合, 自由および閉鎖間隙は概ね同じ比率で減少するのに対し, 再構成試料では 2.5MPa 以上で自由間隙量に有意な減少が認められなくなる。また, 走査型電子顕微鏡観察結果の例として, 珪藻を混入した再構成試料の観察結果を図 2.2.9 に示す。圧密前は珪藻が形状を維持しており, この時の間隙は珪藻間に形成された間隙, あるいは珪藻と周辺粘土による団粒との間隙であることが分かる。圧密による圧縮変形を受けると, 全体に破裂され, 珪藻破片間に新たな間隙を形成していることが分かる。

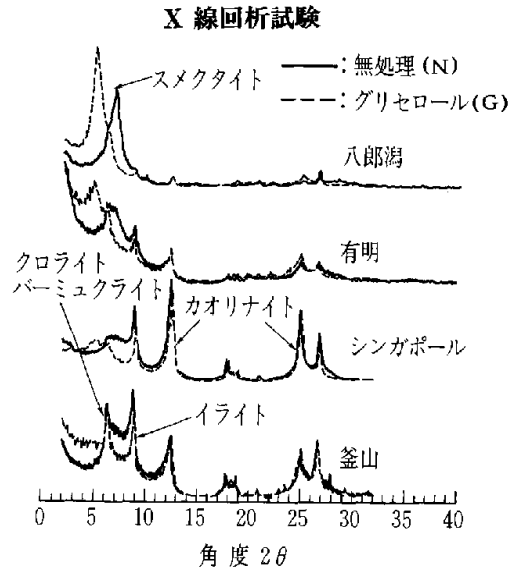


図 2.2.5 様々な粘性土の粘土鉱物

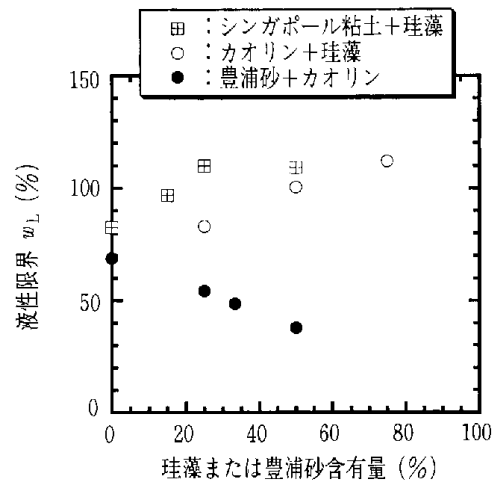


図 2.2.6 液性限界の変化

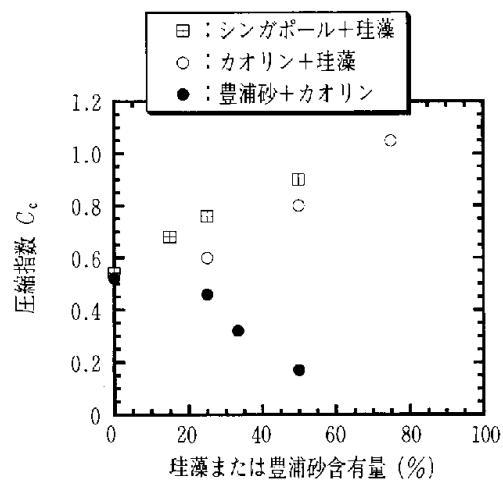
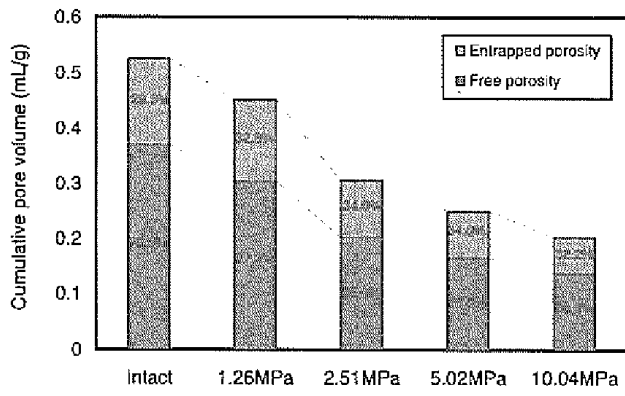


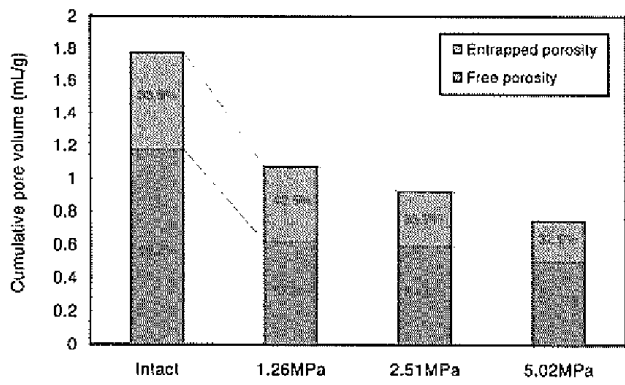
図 2.2.7 圧縮指数の変化



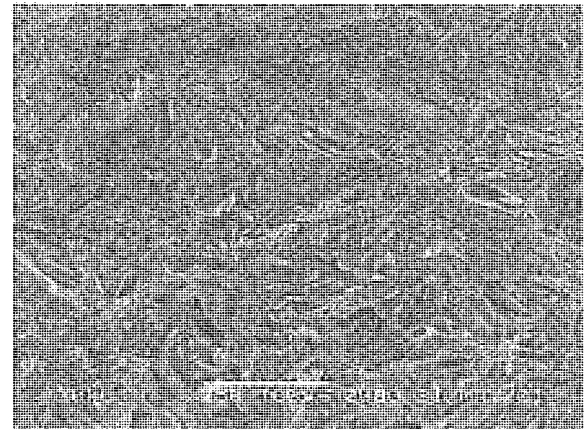
(a) 洪積粘土



(a) 圧密前



(b) 再構成珪藻土



(b) 圧密後：2.51 Mpa

図 2.2.8 圧密荷重による間隙の減少

図 2.2.9 圧密荷重による珪藻の圧縮状況

### 2.2.3 攪乱の影響

粘性土を原位置より採取し、室内試験にて評価する際、試料のサンプリング時に攪乱の影響を伴う。

奥村は、粘土の攪乱に関する考察を行った上で、サンプリングにおける攪乱の要因を考察した。

奥村は、乱れの少ない粘土試料を用いて三軸 UU 圧縮試験を行って圧縮ひずみ 15, 30, 50%をそれぞれ与えた試料を成形して段階載荷圧密試験を実施し、圧縮変形が粘土の圧縮曲線に及ぼす影響を報告している<sup>29)</sup>。

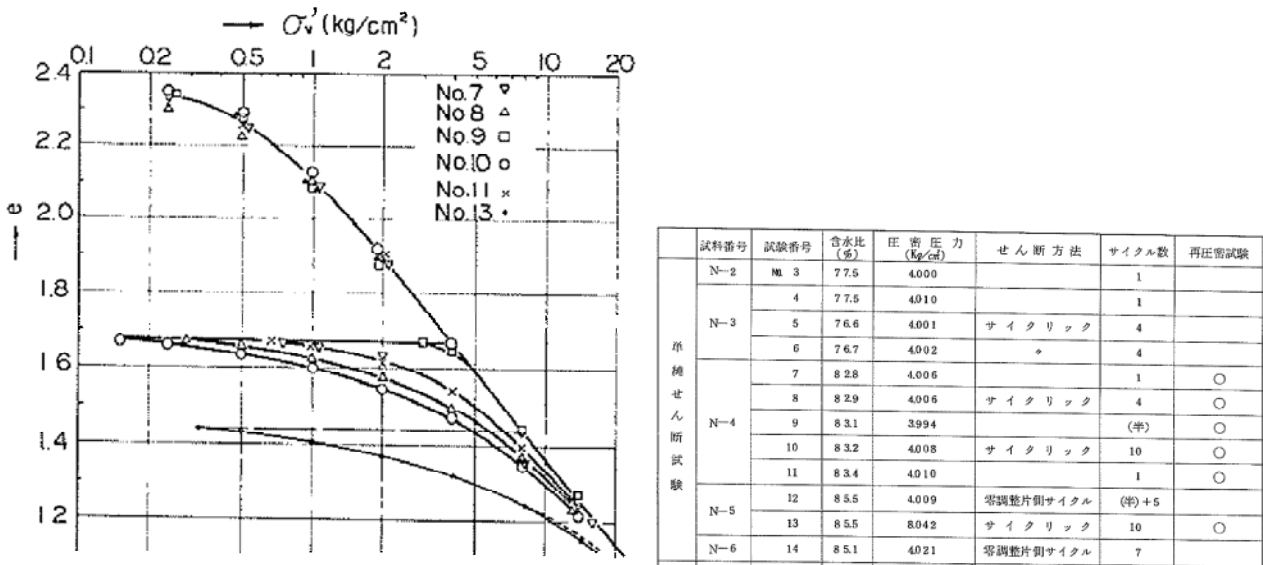


図 2.2.10 攪乱による  $e - \log p$  関係の変化 (本牧粘土)

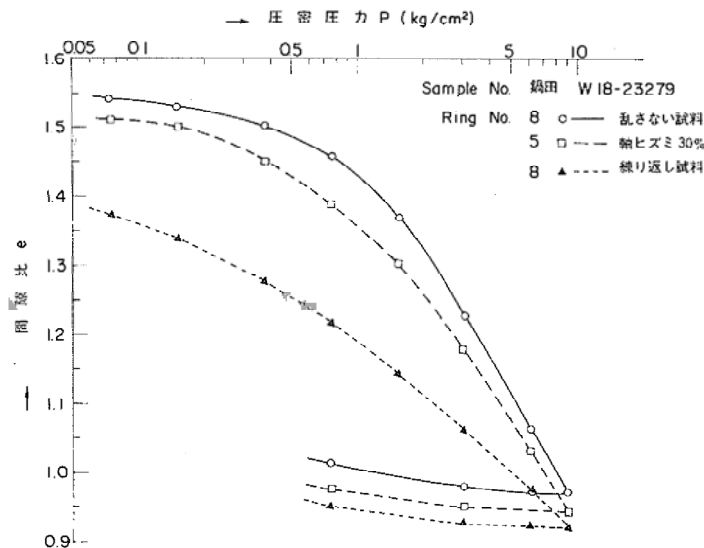


図 2.2.11 攪乱を受けた試料の  $e - \log p$  関係 (鍋田粘土)

一方、Shogaki らは、試料を押し出す際に成形面積を小さくする攪乱装置により、人為的に乱れを与えた。試料名 K13D, K13C, K13B の順で成形面積が小さく攪乱が大きいことに対応しており、K13D では K13A (乱れの少ない試料) の約 70% となっている。また K13E は完全練返し試料である。以上の攪乱を与えた後に一連の段階載荷圧密試験を行って、攪乱の大きさによって圧縮曲線が大きく変化することを報告した<sup>30)</sup>。

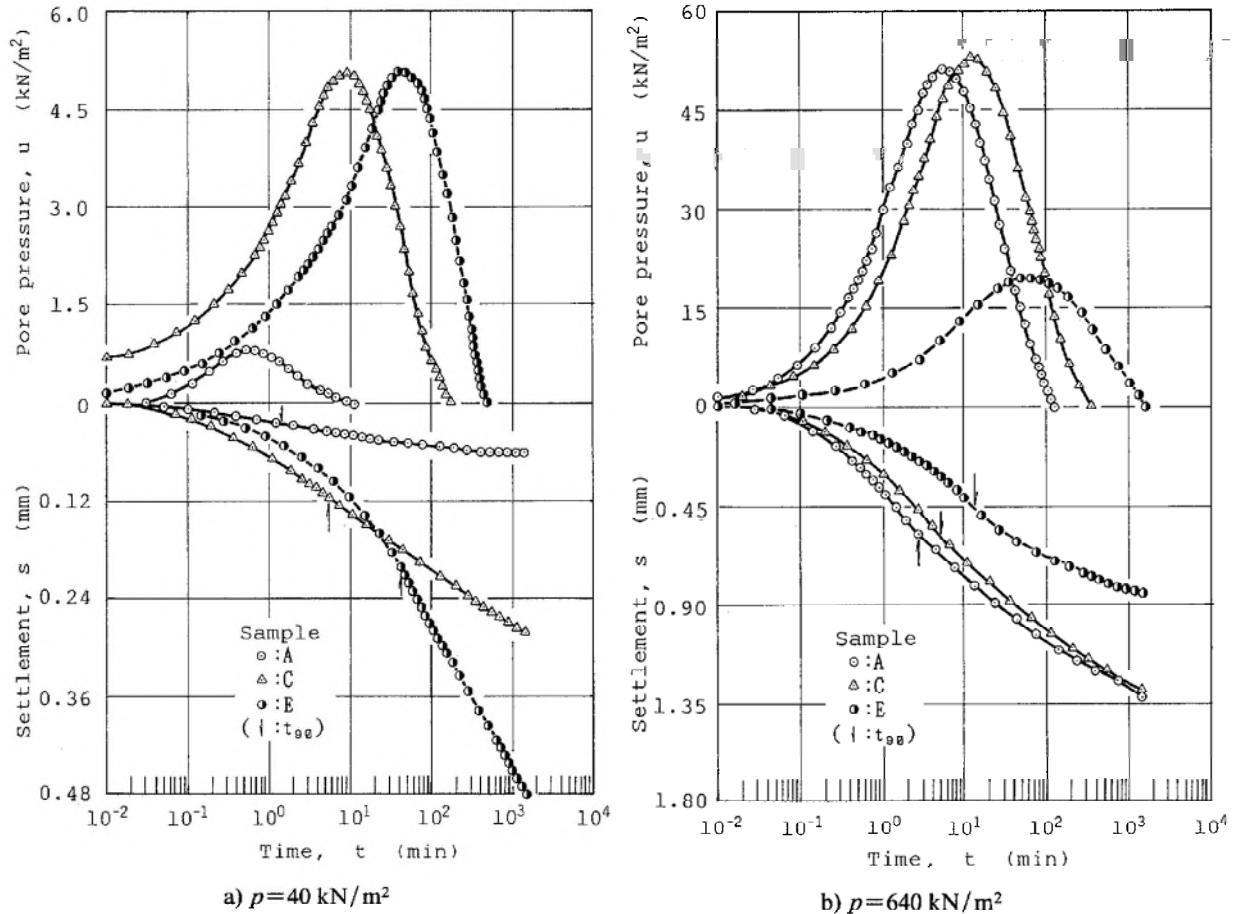


図 2.2.12 過圧密・正規圧密領域での間隙水圧・沈下挙動

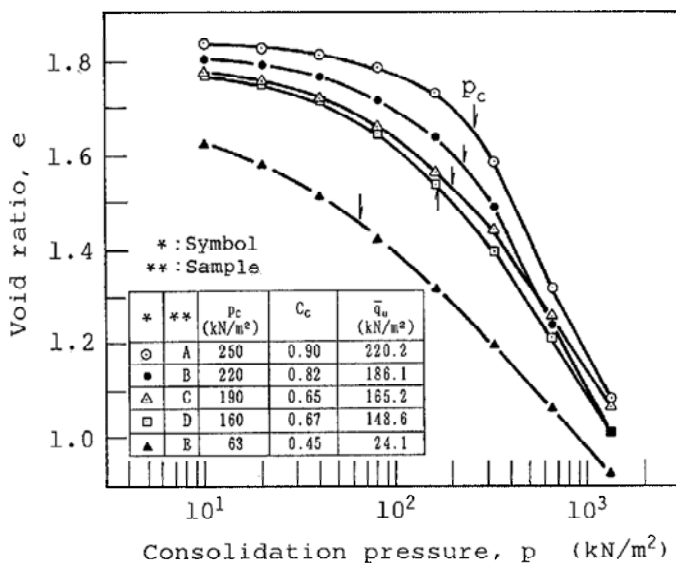


図 2.2.13 桑名粘土の  $e - \log p$  関係

## 2.3 セメンテーション

更新世から完新世にかけて、地質学的な長い年代を経て堆積した自然地盤では、その強度や圧密・圧縮特性は、圧密時の有効応力のほか土の物理・化学的性質や堆積過程の環境によっても大きく影響を受けることがわかっている。Jamiołkowski らは、粘性土が過去の応力履歴と関係の無い擬似過圧密の特性を示す原因を、以下の3つに分類している<sup>3)</sup>。

- ・乾燥収縮：蒸発あるいは凍結によるもので地表面近くの土に主に見られる。
- ・二次圧密：一次元長期圧密される際の排水クリープと定義される年代効果によるもの。
- ・セメンテーション：カーボナイト、シリカなどによる自然の固結およびイオン交換、シキソトロピーなどが原因で生じる。

これらの分類によると、わが国の沿岸部に堆積する多くの粘土地盤は、海底に堆積して過去に地表面近くに上昇した履歴がないと考えられるので、擬似過圧密は、主に二次圧密とセメンテーションによって生じていると考えられる。

これらの年代効果による構造の影響は堆積年代の長い洪積粘土の場合に顕著であるが、堆積年代が10,000年以下である沖積粘土においても室内再構成粘土との力学特性の違いは無視できない場合がある。したがって、自然地盤の挙動を土質力学の理論によって精度よく予測するためには、年代効果の影響を定量的に評価することが必要である。

堆積中のセメンテーションは、自然堆積粘土の年代効果の主要な要因の一つである。このため、自然堆積粘土の年代効果を調べるためには、不攪乱試料を採取して力学試験を行う方法が用いられてきた。しかしながら、良質な不攪乱試料を研究目的で採取することは一般に容易ではなく自然試料にはばらつきもあるため、室内の管理した条件のもとで年代効果を有する自然堆積粘土と同等の試料を作製できるならば、非常に有効であると考えられる。また、室内の模型試験においても、精度の高い模型実験を行うためには自然堆積粘土と同様の力学特性を示す模型地盤が必要であり、年代効果を室内で簡単に再現できることが望ましい。

このような観点から、土田らは粘土スラリーを高温で再圧密することにより、年代効果を有する粘土と類似した粘土を室内で作製する方法を提案した。土田らの方法は、75°Cの高温でスラリー状態の海成粘土を一次元的に室温に戻したあとに力学試験を行うというものである。

土田らの高温再圧密法は、自然沖積粘土に近い力学特性を示す粘土を作製する上で有効であるが、大阪湾洪積粘土のような大きな年代効果を再現することはできない。また、高温環境で再圧密することでなぜセメンテーションによる構造が再現できるのかというメカニズムについては十分明らかになっていない。



### 2.3.1 年代効果

粘性土の圧縮・圧密特性にみられる年代効果は、二次圧密または遅延圧密としてとらえられ、およそ50年前より活発に研究・議論されており、その事例としては枚挙にいとまがない。

Bjerrum (1967)は、過剰間隙水圧の消散前後で定義される一次圧密、二次圧密とは別に、「瞬時圧縮 (Instant compression)」, 「遅延圧縮 (Delayed compression)」という仮想の現象を導入した上で、実際の圧密挙動を説明した。すなわち、有効応力の増加に伴い生じる瞬間的な成分と、遅延圧縮を含む総沈下を区別した概念であり、後者は現在受けている圧力による時間的な圧縮分も含まれ、堆積年代による圧縮曲線の違いが表現されている (図 2.3.1)。

赤井ほか (1984) は、載荷～除荷の履歴を有する過圧密粘土と「二次的時間効果 (遅延圧縮, 二

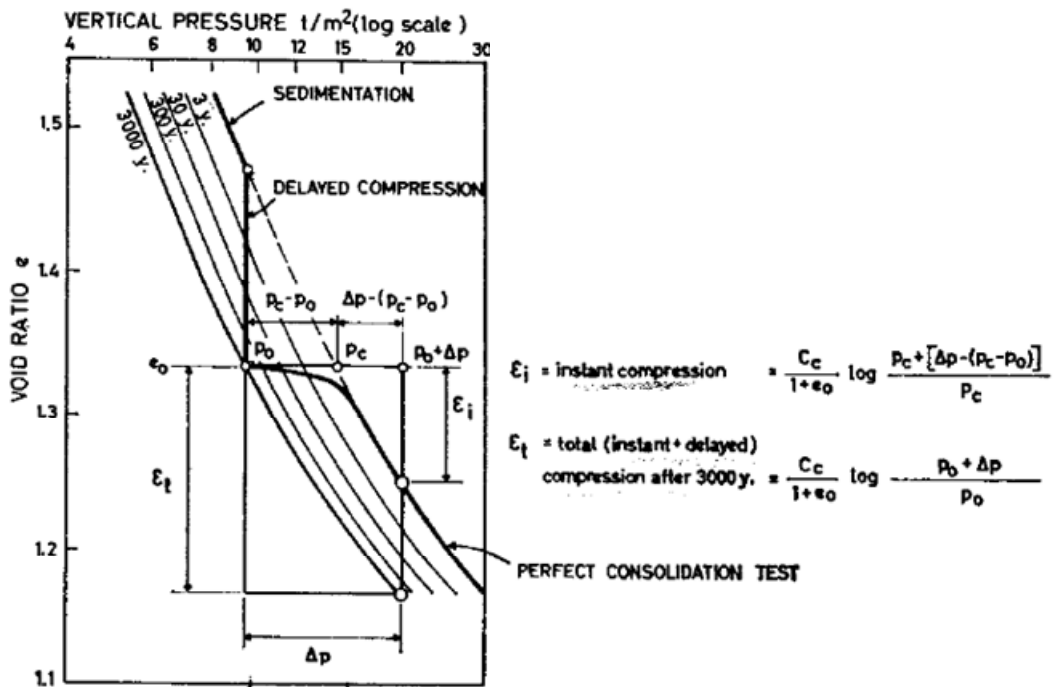


図 2.3.1 Bjerrumによる沈下解析の概念

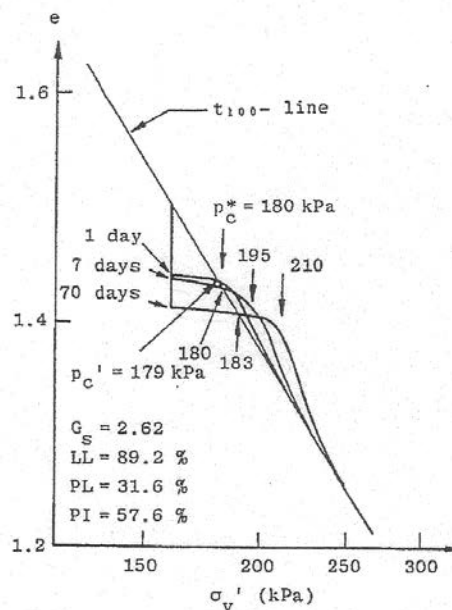


図 2.3.2 aged 粘土の圧縮特性

次圧密, aging など)」を受けた擬似過圧密粘土について, その後の载荷による変形挙動の相違を調べるため, 標準圧密試験装置 (段階载荷装置;  $\phi = 6 \text{ cm}$ ,  $H = 2 \text{ cm}$ ),  $K_0$  三軸圧密試験装置 ( $\phi = 5 \text{ cm}$ ,  $H = 6 \text{ cm}$ ) を用いた実験的研究を行っている。通常の圧密試験装置を用いた検討では, 载荷圧力レベルと養生日数をパラメータとして, 4 種類の試験が実施されており, 養生日数が長いほど究極的な圧縮曲線からの超過が大きくなるほか (図 2.3.2 参照), 圧力レベルの増加に伴い超過が認められなくなるとしている。

2.3.2 物理・化学的特性

セメンテーションの要因として、物理・化学的な反応により粘土に膠結作用が働くとして、多数の研究成果が挙げられている。

Bjerrum (1967)は、化学的結合による強度増加について、ノルウェー国内の粘土に影響を及ぼす過程として、粒子間の鉱物接触点の接合、イオン交換、こう結物の析出の3つが想定されているとして整理した。ただし、このうち粒子間の鉱物接触点の接合についてはファンデルワールス力によるものであり、ノルウェーの粘土に関しては微弱であるとの理由から割愛されている。

(1) イオン交換

海成粘土は、粘土粒子は初期にナトリウムイオン  $\text{Na}^+$  で飽和されているが、間隙水の種別や濃度の変化に伴いイオン交換が生じる。表 2.3.1 は、ノルウェー国内の粘土について、間隙水の陽イオンタイプと、それぞれの塑性指数、せん断強さについて取りまとめたものである。 $\text{Na}^+$  型で非排水せん断強さ  $s_u$  が  $0.11 \text{ tf/m}^2$  であるのに対し、その他の陽イオンはこれより大きくなっており、堆積環境が変化することで陽イオンの交換が促進される場合に強度が増加するものと考えられる。図 2.3.3 はノルウェー国内の典型的な地層状況を示したものである。地盤隆起に

表 2.3.1 イオン交換に見られる、ノルウェーの粘土の陽イオンのタイプ

| Type of cation                      | Origin or possible source                                 | Effect on hydrous-mica/<br>chlorite type clays |  |
|-------------------------------------|---|--|--|
|                                     |   | Plasticity index $I_p$                         | Remoulded shear strength $s_u^*$ ton/sq. m |
| $\text{H}^+$ pore water             | Water, dissolved $\text{CO}_2$ decomposing organic matter | 7.5  | <0.01                                      |
| $\text{Na}^+$                       | Seawater  | 16.4   | 0.11                                       |
| $\text{Ca}^{++}$                    | Seawater, microfossils                                    | 16.7   | 0.15                                       |
| $\text{Mg}^{++}$                    | Seawater, disintegrating chlorite                         | 17.9   | 0.13                                       |
| $\text{Al}^{+++}$                   | Disintegrated chlorite and felspar                        | 21.6   | 0.42                                       |
| $(\text{Fe}^{++}), \text{Fe}^{+++}$ | Disintegrating chlorite                                   | 22.4   | 0.21                                       |
| $\text{K}^+$                        | Seawater, disintegrating felspar and mica                 | 22.7   | 0.29                                       |

\* Tested at natural water content of clay, about 48%.

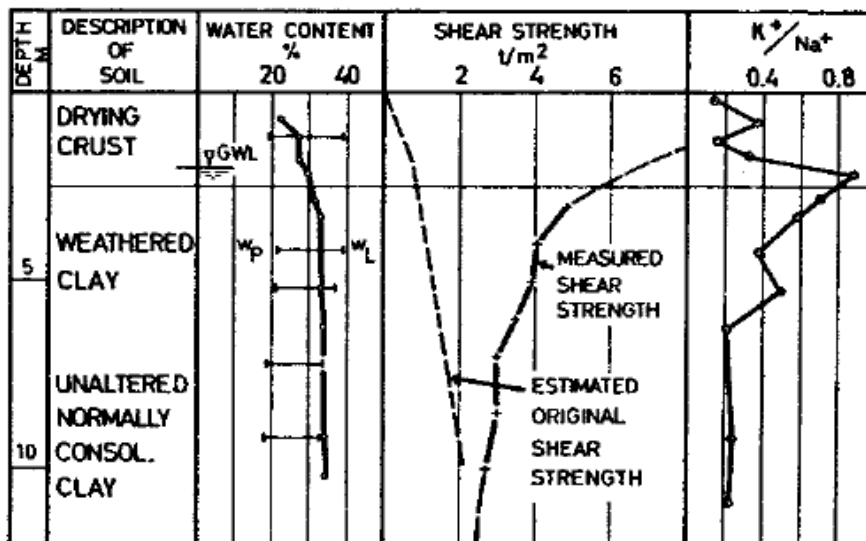


図 2.3.3 風化作用を受けた典型的な地質断面 (Moum and Rosenqvist, 1955)

より上部2~3 mは乾燥して含水比が深部より小さくなっている。また, 降雨の影響を受けて,  $O_2$ ,  $CO_2$  を含む雨水の浸透により, pH が低下し, 長石や雲母等の鉱物分解が促進される。 $Na^+$  の  $K^+$  への交換状況を示す陽イオンの比  $K^+/Na^+$  をみると, 植生により表層部で小さいものの, 地下水直下で同比が大きくなっており, これに対応してせん断強さも増加していることが分かる。

## (2) こう結物の析出

多くの粘土には水溶性の化学物質が溶解しているとされている。すなわち, 有機物, 炭酸塩, 石膏, アルミニウム, 鉄などの化合物により固結され, 安定した膠結物質が生成されることで強度を発現するのである。この効果を調べるために, 天然の粘土と, 上述した化学物質を溶解するエチレンジアミン四酢酸 (EDTA, ethylene-diamini-tetra-acetic acid) を浸透させたものとを比較した。その結果を図 2.3.4 に示すが, EDTA により溶脱された場合に圧密降伏応力  $p_c$  が天然の試料に対して低下していることが分かる。

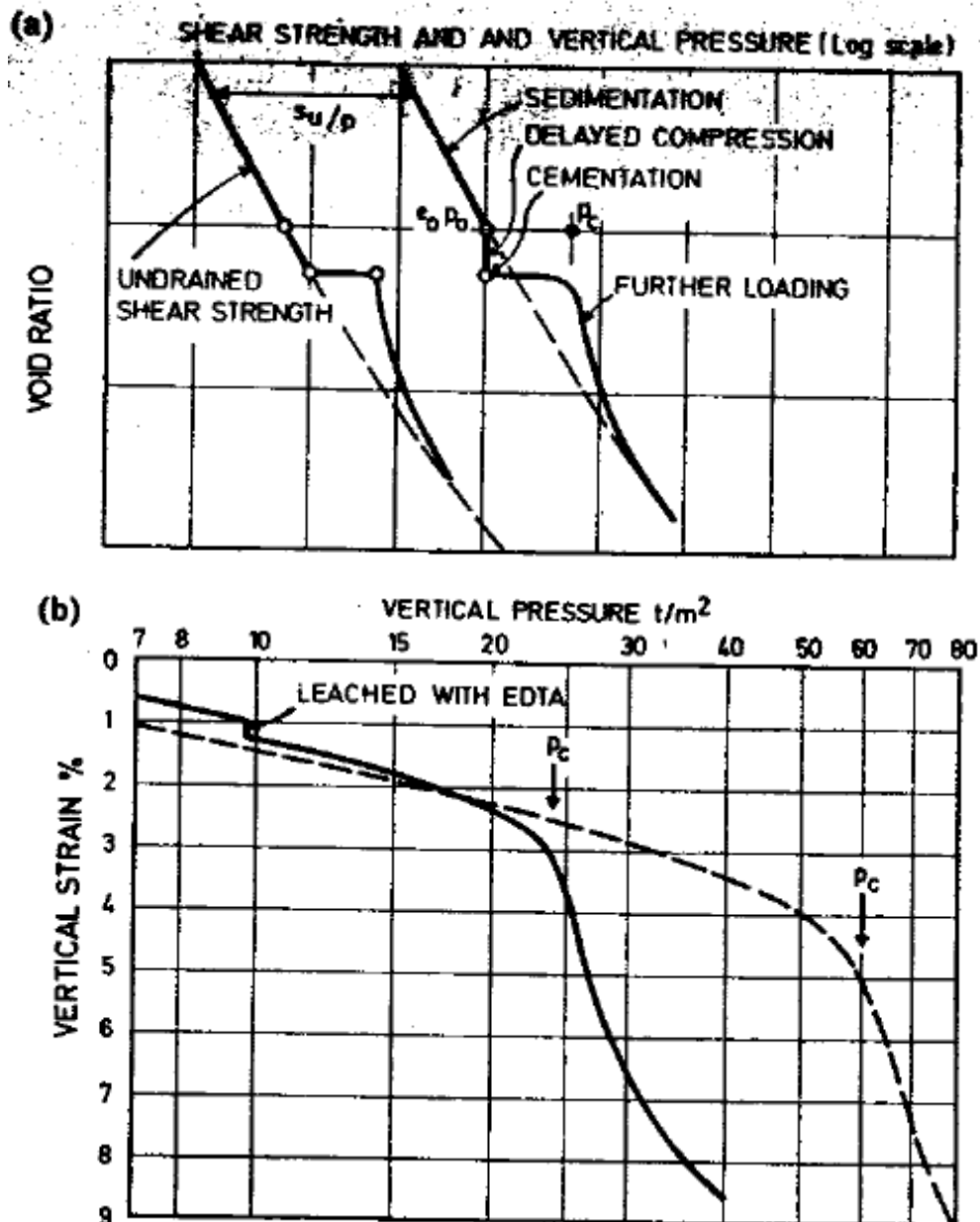


図 2.3.4 圧縮特性, せん断特性にみられるこう結作用 (cementation)

炭酸塩が強度発現に寄与するものとして、Fukue ら (1999) の研究がある。Fukue らは、沿岸域ならびに内陸における様々な試料に対して炭酸カルシウム含有量を測定しており、ベーンせん断強さと良い相関があることを示した。

図 2.3.5(a)は、東京湾堆積物であるシルト質粘土、図 2.3.5(b)は大阪湾の粘土質シルトについての炭酸カルシウム含有量ならびにベーンせん断強さを深度分布に整理したものである。いずれの粘土についても深度方向に単調増加の傾向が見て取れる。深度方向の増加率として整理されたのが図 2.3.6(a)であるが、非常に良い相関を有している。また、東京湾(羽田)ならびに浦安市内にて、ボーリングにより深度 40 m より採取された試料について同様に整理されたのが図 2.3.6(b)である。同図は炭酸カルシウム含有量の増加率と一軸圧縮強さの増加率との関係であるが、図 2.3.6(a)と同様に相関性が高い。

なお、炭酸カルシウム含有量を調査することにより、地盤の形成過程が評価できるとして研究が進められている。これは、炭酸カルシウムが海成堆積物には必ず含まれているのに対し、淡水環境で堆積した場合には、炭酸カルシウム以外の物質が多く含まれることを利用している。このことは、地盤形成時の堆積環境を推定する上で炭酸カルシウムが鍵となることを示唆している。

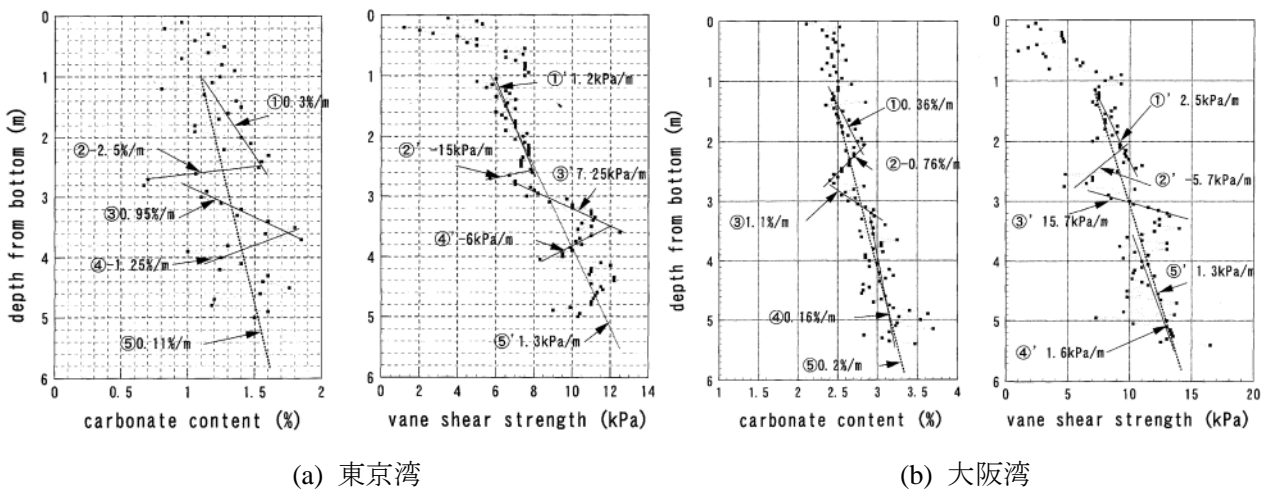


図 2.3.5 炭酸カルシウム含有量とせん断強さの深度分布

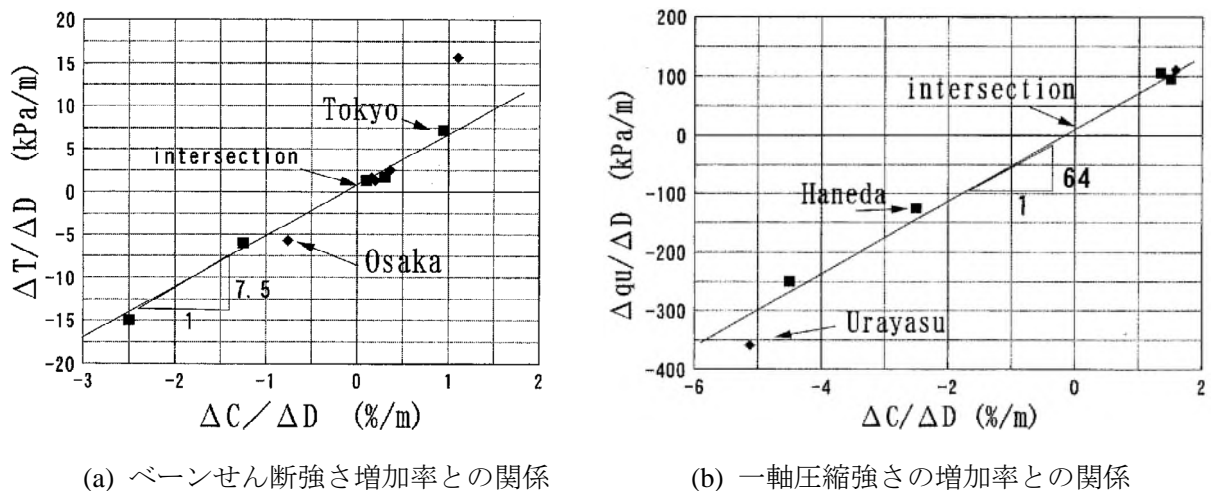


図 2.3.6 炭酸カルシウム増加率～強度増加率関係

2.3.3 強度発現

ここでは、年代効果を受ける粘土の強度発現に関する研究について取りまとめる。

Hanzawa (1979) は、二次圧密による過圧密比 OCR を 1.3 として、これを全体の OCR より差し引くことにより、発現される全体の強度に占めるセメンテーションによる強度の比を示した。図 2.3.7 は夏島粘土の強度について区分した結果である。

半澤・岸田 (1982) は、年代効果を受けた粘土を aged 粘土、受けていない粘土を young 粘土と称し、さらに、堆積後に上載荷重の除去を受けた履歴のない aged 粘土を正規圧密 aged 粘土と称した上で、これらの特徴を明快に示した。半澤・岸田は、aged 粘土の場合に  $e-p$  曲線上に適切に表現できないため、非排水せん断強さ  $S_u$  との関係  $S_u-p$  関係によることで、より適切に状態を評価できるとしている (図 2.3.8, 図 2.3.9)。さらに、過圧密 young 粘土との差異について指摘しており、破壊ひずみ、 $K_0$  値などが OCR とともに増加するのに対し、OCR によらず概ね一定であることを示した。

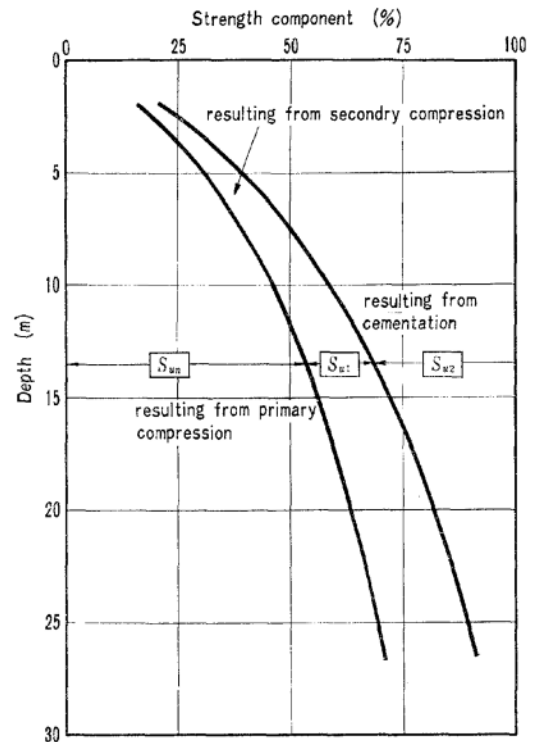


図 2.3.7 発現強度にみられる一次圧縮、二次圧縮およびセメンテーションによる要素の割合

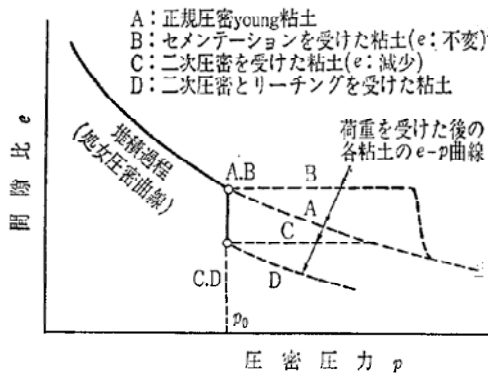


図 2.3.8 年代効果を受けた粘土の  $e-p$  曲線

- A点: まさに堆積したての粘土で処女圧密曲線上にプロットされる。年代効果は受けておらず、その過圧密比 (OCR) は 1.0 である。このような粘土を以下正規圧密 young 粘土と称する。
- B点: 堆積完了後間隙比 ( $e$ ) 不変のもとでセメンテーションを受けた粘土。 $e$  不変のため、処女圧密曲線上にプロットされる。
- C点: 堆積完了後、二次圧密 (有効土かぶり圧 ( $p_0$ ) 一定のもとで  $e$  が減少する現象) 作用を受けた粘土。
- D点: 二次圧密作用と同時にリーチング作用を受け、極めて不安定な構造を有する quick clay に分類される粘土。

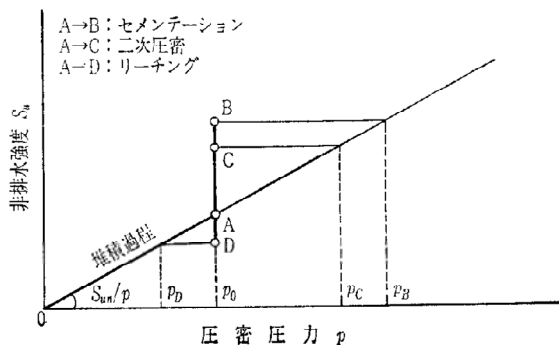


図 2.3.9 正規圧密 aged 粘土の  $S_u-p$  関係

- O→A: 堆積過程における  $S_u-p$  関係で、 $p$  の増加とともに  $S_u$  は増加する。この直線の勾配は、正規圧密 young 状態における強度増加率 ( $S_{un}/p$ ) である。
- A→B: セメンテーションによる  $S_u$  の増加過程
- A→C: 二次圧密による  $e$  の減少に伴う  $S_u$  の増加過程
- A→D: リーチングによる  $S_u$  の減少過程

土田・湯（1999）は、海底地盤の沈降堆積過程における強度発現のメカニズムを調べることを目的として、せん断強さの経時的な発現性について報告している。その結果をまとめると、以下のようである。

まず、高含水比の熊本港粘土試料の沈降堆積、自重圧密およびペーンせん断試験の結果より、せん断強度の経時的な発現特性を検討した。その結果、表層付近の微小応力レベルでは、一次圧密終了後に含水比に実質的な変化がなかったにも拘わらず、せん断強度の大きな増加が認められた。せん断強度の増加速度  $\Delta\tau/\Delta(\log t)$  は、有効土被り圧  $p_0$  が大きいほど大きくなり、両者には以下のような関係が認められた。

$$\Delta\tau/\Delta(\log t) = k\sqrt{p_0} \quad (2.1)$$

ここに、 $k$  はセメンテーションによる強度増加係数で  $\tau$  と  $p_0$  の単位を  $\text{kN/m}^2$  とすると  $k = 0.3 (\text{kN/m}^2)^{0.5}$  となる。

また、有効土被り圧が  $50 \text{ kN/m}^2$  から  $1000 \text{ kN/m}^2$  の場合について既往の実験結果からセメンテーションによる効果を分析した結果、それらの値はおおむね (2.1) 式に当てはまることが分かった (図 2.3.10)。さらに、有効土被り圧が  $1 \text{ kN/m}^2$  から  $50 \text{ kN/m}^2$  のときのせん断強度の時間的増加特性を実験により調べた結果、この範囲でも (2.1) 式が成立するとの結果が得られた。

一方、 $70^\circ$  の高温条件下で圧密した粘土のせん断強度は常温の場合の  $1.5\sim 3$  倍となり、高温条件下での強度発現の促進効果が認められた。これは、高温条件下で圧密速度が大きくなり二次圧密期間が長くなること、高温環境ではセメンテーションによる強度発現速度自体が増加することによると考えられる。

さらに、(2.1)式を用い、海底地盤の形成過程におけるせん断強度や圧密降伏応力、間隙比などの変化を計算した結果、表層付近のせん断強度分布は原位置での実測値の傾向とよく一致

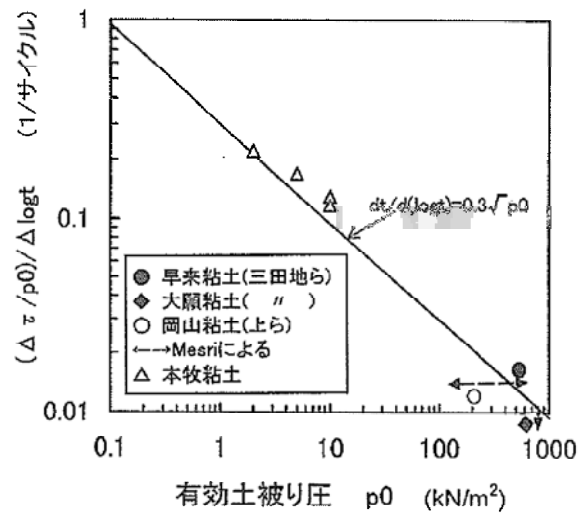


図 2.3.10 せん断強さ増加率と有効応力の関係

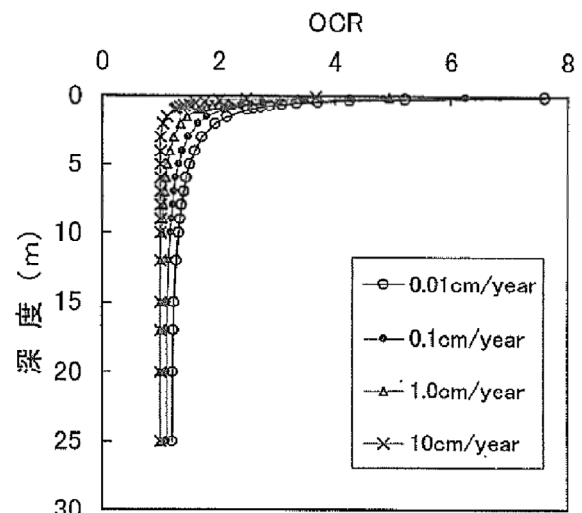


図 2.3.11 堆積速度と過圧密比の関係

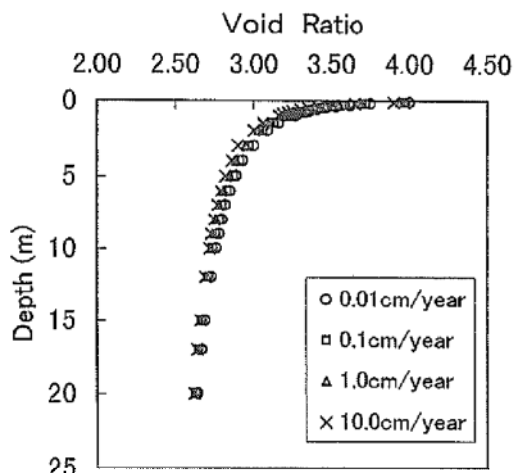


図 2.3.12 堆積速度と間隙比の関係

した。堆積速度と過圧密比との関係を図 2.3.11 に示す。この図より、堆積速度が小さいほどセメンテーションや二次圧密による強度が大きくなり、地盤の強度は大きく計算されている。つまり、粘土地盤のせん断強度は堆積速度に左右され、同一深度においてゆっくり堆積した地盤がより大きなせん断強度を有すると言える。なお、堆積速度が 1.0cm/年以上となると、セメンテーションによる強度は一次圧密による強度に比して相対的に小さくなり、深度 10m 以深ではほとんど影響しない。図 2.3.12 は間隙比の深度分布であるが、堆積速度が小さいほど間隙比が大きくなる状況が表現されている。ただし、これらの間隙比の差は 0.1 程度と小さく、検討の余地があるとしている。



## 2.3.4 年代効果の室内等での再現手法

セメンテーションにより高間隙構造を有する自然堆積粘土の力学特性を研究する上での問題の一つは、同様の高間隙構造を実験室内で再現する適切な方法が無いことである。室内で自然地盤と同様の高間隙構造を有する粘土試料を作製する技術を開発することは、このような粘土の力学特性の解明や粘土試料を用いた室内模型実験の精度向上に資するとともに、高間隙構造の形成過程を明らかにする点でも重要であると考えられる。

土田ほか(1989)は、粘土鉱物の物理化学的な作用であるセメンテーションは、化学反応が高温化で促進されることに着目し、粘性土を高温圧密することにより年代効果の再現法を提案している。図 2.3.13 は Mitchell によるが、二次圧密中に温度を上げることにより沈下量が増加していることが分かる。

具体的な作成方法は以下のとおりである。繰り返したスラリー試料を入れた再圧密容器を水槽内にセットし、水槽内の水を電熱器により 75° を保持した。装置の概略を図 2.3.14 に示すとともに、状況を図 2.3.15 に示す。水槽の水面には、蒸発を

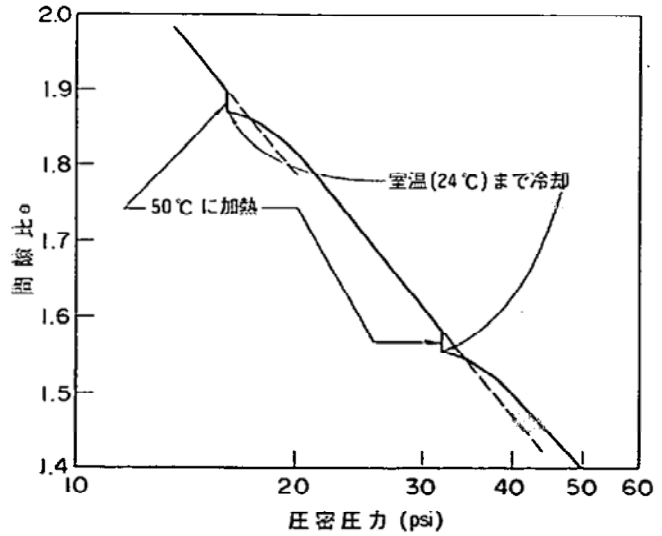


図 2.3.13 温度変化による圧縮曲線への影響

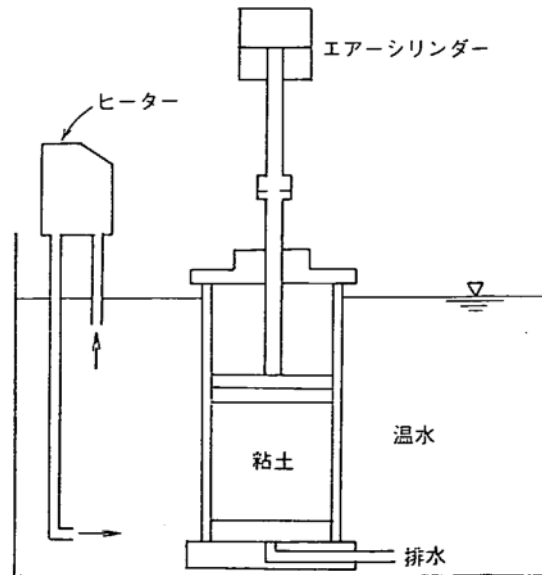


図 2.3.14 高温再圧密装置

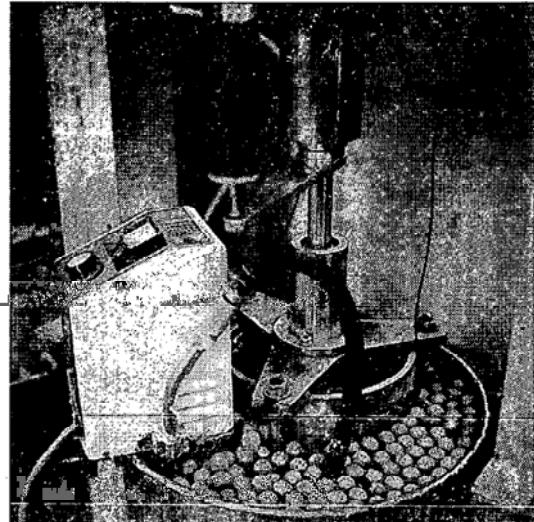
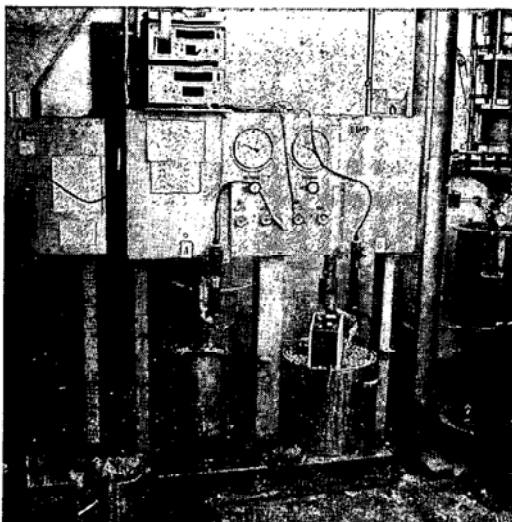
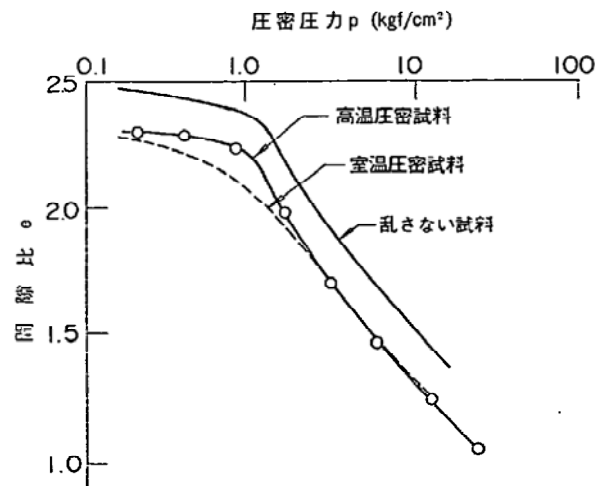


図 2.3.15 高温圧密装置および養生中の水槽

防止する目的でプラスチックボールを多数浮かべている。試料は載荷板により空圧にて4段階で載荷され、各段階で5～10日を要した。最終段階の一次圧密が終了した段階で除荷し、容器より取り出し室温で保存した。

このように作成した試料の試験結果として、**図 2.3.16**に  $e - \log p$  曲線を示す。比較のため、室温 (25°) にて養生した試料の結果も比較して示しているが、これらの差異は明確であり、高温養生した粘土の圧縮曲線は乱さない自然堆積粘土のものと類似しており、沖積粘土のよ



**図 2.3.16**  $e - \log p$  曲線の比較

うに比較的小さな年代効果を室内で再現することに有効であると考えられる。圧縮指数比  $r_c$  ( $= C_{cmax}/C_c^*$ ,  $C_c^*$ は圧力が十分大きい時の圧縮指数) で比較すると、室温圧密試料が  $r_c = 1.0 \sim 1.1$  であるのに対し、高温圧密試料では  $r_c = 1.9 \sim 2.1$  となっており、自然堆積粘土 (完新統) が  $r_c = 1.1 \sim 3.0$  であることを考慮すると、自然堆積粘土に概ね等しい圧縮指数比を有していると言える。

年代効果を再現する研究ではないが、渡部ほか (2001) は、貧配合セメント処理土の力学特性を評価する目的で、一軸圧縮強さが 100～200 kPa 程度のセメント固化処理土の力学特性を詳細に調べている。渡部らの結果によると、セメントを添加することにより、間隙比はセメント無添加の場合に比べ大きくなるが、圧密試験における圧縮曲線をみると、圧密降伏応力を越えた正規圧密領域において間隙比  $e$  と圧密圧力  $\log p$  の関係はほぼ直線となっており、自然粘土のように正規圧密領域における圧縮指数の変化はみられない (11)。これは一軸圧縮強さが 100～200 kPa 程度のセメント処理土では自然粘土におけるセメンテーションによる構造とは異なる構造によって、高い間隙比の状態が保たれていることを示唆しており、自然粘土の圧縮曲線と類似した圧縮特性を示す粘土とするためには、少なくとも添加セメント量を通常のセメント処理土より少量にする必要があることを示唆している。

## 2.4 変形予測手法としての構成モデル

本研究では一次元の圧密沈下問題を対象としているが、近年、自然堆積粘土の変形挙動を表現する粘土モデルが数多く提案されており、土構造物の解析に適用した事例も多く報告されている。ここでは、一次元の圧密問題は変形問題の一つの側面としてとらえ、静的変形解析手法について俯瞰する。

### 2.4.1 一次元圧密（レオロジ）

粘性土地盤の変形・沈下挙動を予測する場合、圧密試験によって求められる粘土の圧縮曲線を適切にモデル化する必要がある。実務に用いられる粘性土の圧縮曲線のモデルとしては、間隙比  $e$  と圧密圧力  $p$  の対数  $\log p$  について、圧密降伏応力を境として圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  という 2 つの勾配を有する直線で表現される。この  $e$  と  $\log p$  の関係を圧密降伏応力を境とする 2 つの直線で表すモデルは、室内再圧密粘土によく当てはまり、土質力学が実務に適用されるようになった約 60 年前から現在に至るまで、実務ではほぼ一貫して用いられてきた<sup>1)2)3)</sup>。

しかし、構造を有する粘土では、この方法では沈下の予測が著しく困難な場合がある。たとえば、大阪湾沿岸の海成粘土地盤は、過去 300 万年にわたって沈降を続けてきた大阪湾に厚く堆積しているため、セメンテーションなどの年代効果を受けて構造が発達し、上述した単純なモデルでは表現が難しいことが知られている<sup>4)5)6)</sup>。すなわち、一般的な粘土と比較して同一の圧力レベルでもより高い間隙比を保持しており、圧密圧力が圧密降伏応力を越える直後に非常に大きな圧縮性を示し、その後の圧密圧力の増加とともに圧縮性が著しく減少するため、圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  による 2 つの直線によるモデルでは表現が難しいのである。同様の圧縮特性を示す粘土としては、東カナダのルイズヴィル粘土が知られている。ルイズヴィル粘土は応力履歴を受けた過圧密粘土に分類されるが、圧力が圧密降伏応力を超えた際に極めて高い圧縮性を示し、降伏前には高位な間隙構造を有しているとされている<sup>7)</sup>。

その他の一次元圧密モデルとして、弾粘塑性モデル (Sekiguchi and Toriihara, 1976) や弾粘性モデル (吉國, 1990) などがある。

### 2.4.2 二次圧密の評価

圧密予測の実務や研究において、一次圧密終了後の長期圧密沈下を考える際には、以下の 3 つのアプローチが用いられている。

#### ① Terzaghi の一次元圧密理論と二次圧縮指数 $C_{\alpha}$ (一定) の組合せ

このアプローチは実務で最も用いられており、一次圧密終了後、二次圧密によるひずみは荷重開始からの経過時間の対数  $\log t$  に対して直線的に生じるとする。二次圧密期間中の時間の対数 1 サイクルあたりに生じるひずみ増分を二次圧縮係数  $C_{\alpha}$  とし、これが一定であると仮定して長期沈下を予測する。しかしながら、本アプローチは二次圧密が永遠に終わらず、時間が無限に経過すれば沈下量が無限大になることを意味するためその適用には限界があるはずである。一方、実務で適用されているといっても二次圧密による沈下に関して予測と実測を比較した研究がきわめて少ないため、本アプローチの妥当性は検証されていないのが実状である。

#### ② EOP (end of primary) 概念 (Mesri and Choi, 1985) と $C_{\alpha}/C_c$ 一定概念 (Mesri and Godlewski, 1977;

Mesri and Castro, 1987)

本アプローチは①とほぼ同じであり、一次圧密終了後に二次圧密が  $\log t$  に応じて発生するというものである。Mesri and Choi (1985)は、段階載荷圧密試験において EOP(一次圧密終了時)の沈下データから作った圧縮曲線から得られる圧密降伏応力が、原位置でも試験室でも一致することを経験的に見出した。さらに、Mesri and Godlewski (1977), Mesri and Castro (1987)の  $C_u/C_c$  一定の概念により、 $\varepsilon \sim \log p$  関係がクリープによって載荷継続時間とともに下方にシフトしていくことを表現している。

③アイソタック (Isotache) 概念 (Šuklje, L., 1957)

ある圧密圧力の下ではひずみ速度に応じてひずみが唯一に決定されるとする。2.4 に詳述する。

一次圧密後の長期沈下と密接な関連を有する問題が、粘土の圧密沈下における層厚の影響である。一般に粘土の圧密沈下予測においては、わずか 20 mm 程度の厚さの小さな供試体を用いて圧密試験を実施することで得られた試験結果を使用し、原位置にある数メートル～数十メートルの厚さの粘土層の挙動が予測されている。圧密試験は要素試験ではなく境界値問題となっているため、寸法効果の影響が懸念される。一次圧密過程を対象とした Terzaghi の圧密理論では、所要の圧密時間が最大排水距離  $H$  の 2 乗に比例するという、いわゆる  $H^2$  則が成り立つ。一方で、現場で生じる圧密沈下挙動と試験室で得られる圧密沈下挙動との関係について、層厚の影響がどのように現れるかとの疑問があり、Ladd et al. (1977)や Jamiolcowski et al. (1985)が指摘したように、図 2.4.1 に示す有名な 2 つの仮定がなされている。

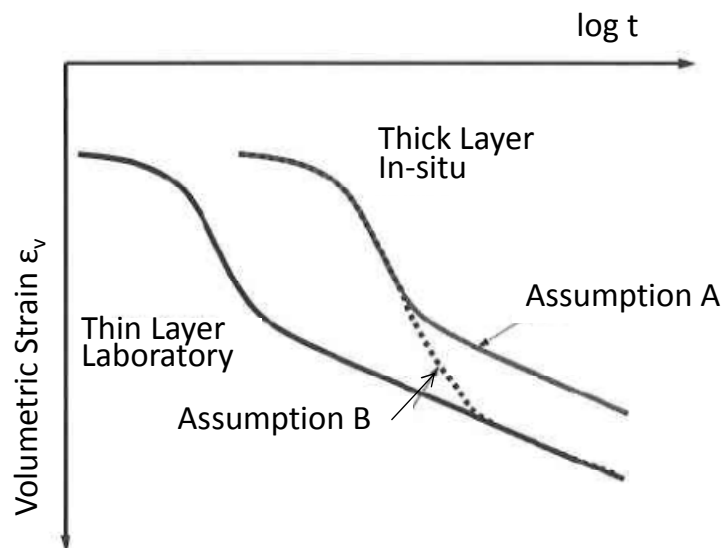


図 2.4.1 圧密沈下予測における仮定 A と仮定 B  
(Jamiolcowski et al., 1985)

仮定 A では、クリープ変形は一次圧密終了(EOP)後にしか発生しないとする。したがって、 $H^2$  則が圧密過程全般に適用でき、EOP における原位置での圧縮ひずみは、試験室での圧縮ひずみと同じ値になる。一方、仮定 B では、構造的な粘性がクリープ挙動を支配していて、クリープ変形は過剰間隙水圧の消散中にも発生するとする。したがって、沈下に関して  $H^2$  則は成り立たず、EOP での圧縮ひずみは層厚とともに増加する。

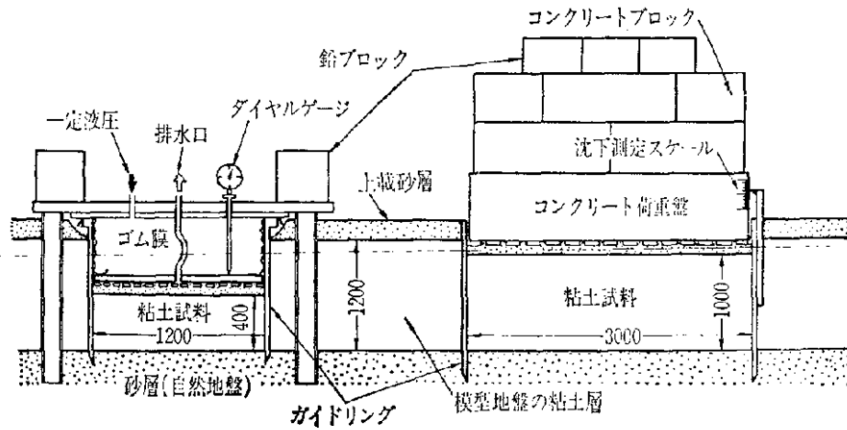


図 2.4.2 現場圧密試験の概要

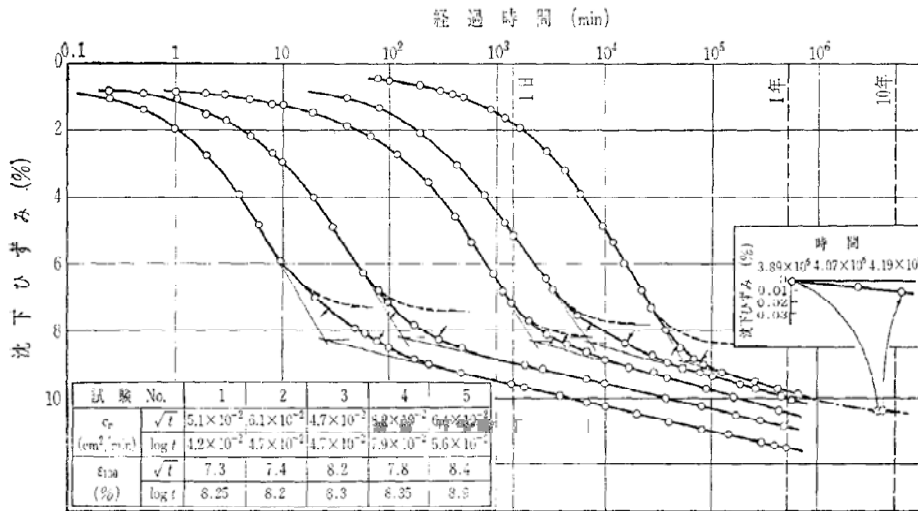


図 2.4.3 沈下曲線

この問題を重要視して検証したのが、有名な Aboshi (1973) の研究である。Aboshi は、直径 6cm, 高さ 2cm の通常の寸法に対し、20 倍、50 倍の寸法比を有する試験を実施した (図 2.4.2)。その結果を整理したのが図 2.4.3 である (網干・松田, 1981)。同図より、層厚の増加により沈下ひずみが増大し、二次圧密曲線は重ならず平行となったと報告している。すなわち、前述した仮定 A と仮定 B の中間的な結果となったのである。この理由として、層厚の大きい試料では一次圧密期間の有効応力の増加と経過時間の絶対値が大きく、一次圧密期間中のクリープ沈下が通常の場合に比して非常に大きく、二次圧密係数  $\epsilon\alpha = de/d\log t$  が概ね一定となるためとしている。

その他、圧密問題に関する層厚の影響に関しては、Berre and Iversen (1972), Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1985), Imai and Tang (1992), Yin et al. (1994), Imai et al. (2003), Tanaka (2005), Leroueil (2006) など、多くの研究成果が報告されている。しかしながら、現時点でも決定的な結論は得られていない。これは、本問題が圧密理論の問題のみならず、通常室内試験に用いられる段階載荷圧密試験の試験条件、試験に用いられる試料の品質にも関連していること、圧密現象が非常に長時間を要する現象であるため、層厚が大きい場合の沈下特性を実験で検証することが難しいこと、などが原因と考えられる。

### 2.4.3 様々な構成モデル

前節までに示したモデル等は、一次元圧密問題を解くことを目的とされているが、より一般的な地盤の変形挙動を追跡するためには、せん断変形についても考慮する必要がある。言い換えると、圧密問題は、圧密とせん断の変形問題のうちのせん断変形を考えない特殊な場合として解される。そのような観点から、本節では、圧密に限定しない、より一般性を有する構成モデルについて若干概説する。

圧密とせん断を同時に考慮できる Cam-clay model (Roscoe et al., 1958; Schofield and Wroth, 1968) が提案されて以来、構成モデルの研究も活発に進められてきており、特に我が国の実務においては、非定常流動局面型の代表的なモデルである関口・太田モデル (Sekiguchi and Ohta, 1977; Iizuka and Ohta, 1987) により、実際の軟弱地盤の挙動が精度良く表現できるとして多用されている。近年、自然堆積粘土の変形挙動を表現する粘土モデルが数多く提案され、土構造物の解析に適用した事例も多く報告されている。例えば、Kobayashi らは、大阪湾の洪積地盤において、試験結果から得られた  $e - \log p$  曲線を非線形な関数で表現するモデルを用いて解析を行っている<sup>8)</sup>。また、Asaoka らは、土の弾塑性モデルに上負荷面の考え方を用いて、構造の程度と構造が消失する過程を表現するパラメータを導入し、自然堆積粘土の構造を考慮したモデルを提案し<sup>9)10)</sup>、自然地盤の変形解析において良好な結果を得たことを報告している<sup>11)</sup>。中井らは、地盤材料の諸特性を統一的に考慮できるモデルを提案し、自然堆積粘土の構造をボンディング効果としてモデル化することで、その圧縮特性を良好に表現できることを示している<sup>12)</sup>。

## 2.5 ひずみ速度効果

アイソタック (isotache) 概念は Šuklje, L. (1957)によって提案された粘性の影響に関する概念であり, ある圧密圧力の下ではひずみ速度に応じてひずみが唯一に決定されるとする。Šuklje, L. (1957) の研究は非常に古い, 実務で用いられるにはほど遠く, 研究対象となる概念に留まっていたが, ひずみ速度に着目したこの概念は, 近年の圧密研究において関心が高まっている。長期圧密に関して, 粘性を考慮した研究アプローチが, Leroueilら(1985; 1986; 1988)によるものである。以下では, Leroueilらの研究内容について, やや詳細に取りまとめる。

図 2.5.1 は, Leroueilらの有名な実験結果である。Batiscan 粘土はセントローレンス川北側沿岸に位置する Batiscan より採取された試料で, 深度 7.25~7.46m, 自然含水比  $w_n = 80\%$ , 塑性指数  $I_p = 21$ , 液性指数  $I_L = 2.7$ ,  $p_c = 88\text{ kPa}$  である。  $1.7 \times 10^{-8} \sim 4 \times 10^{-5}\text{ s}^{-1}$  までのひずみ速度にて CRS 試験を実施した結果, ひずみ速度が速いほど大きい過剰間隙水圧が発生し  $5 \times 10^{-7}\text{ s}^{-1}$  より遅い場合には計測不能となるほど小さくなっている。また, ひずみ速度が速いほど同じひずみレベルで有効応力が大きくなっている。(ただし, 最も速度が遅い  $10^{-8}\text{ s}^{-1}$  については傾向が異なっており, Leroueilらは試料自体のばらつきとシキソトロピーによる硬化と解釈している。) 一方, クリープ試験結果を取りまとめた図 2.5.2 より, 図 2.5.1 に示した CRS 試験結果と明らかに同様の曲線形状を呈しており, 任意のひずみ速度に対して圧縮曲線が決定されることが示唆される。

このことを実証する実験結果として, 特殊な CRS 試験が実施されている (図 2.5.3)。すなわち, 圧縮途上にてひずみ速度を 1 オーダー程度変更しているものである。SP1test では,  $2.7 \times 10^{-6}\text{ s}^{-1}$  にて開始後, ひずみ 3.7%時点で  $1.05 \times 10^{-7}\text{ s}^{-1}$  に変更している。その次の段階として, ひずみ 7.2%の際に元の速度  $2.7 \times 10^{-6}\text{ s}^{-1}$  に戻すのである。SP2test はこの逆のパターンで実施されているが, ユニークな応力~ひずみ~ひずみ速度関係が得られている。ただし, 大ひずみである 23%程度を超えると, 2つの曲線は異なってきている。

これらを整理した結果, 以下の関数形で示すことができるとしている。

$$\sigma'_p = f(\dot{\varepsilon}_v)$$

$$\sigma'_v/\sigma'_p = g(\varepsilon_v)$$

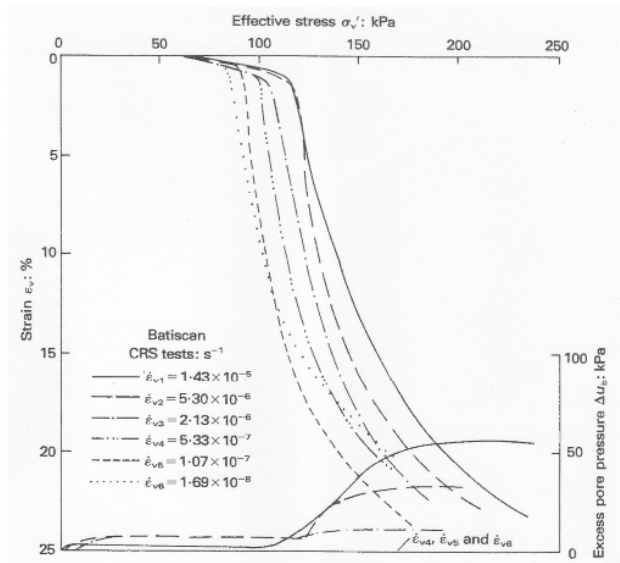


図 2.5.1 Batiscan 粘土の CRS 試験結果

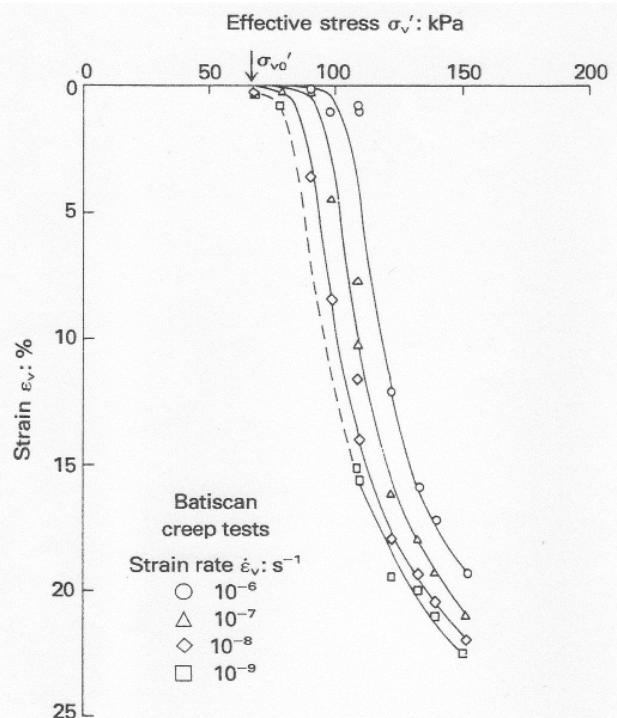


図 2.5.2 等ひずみ速度線群

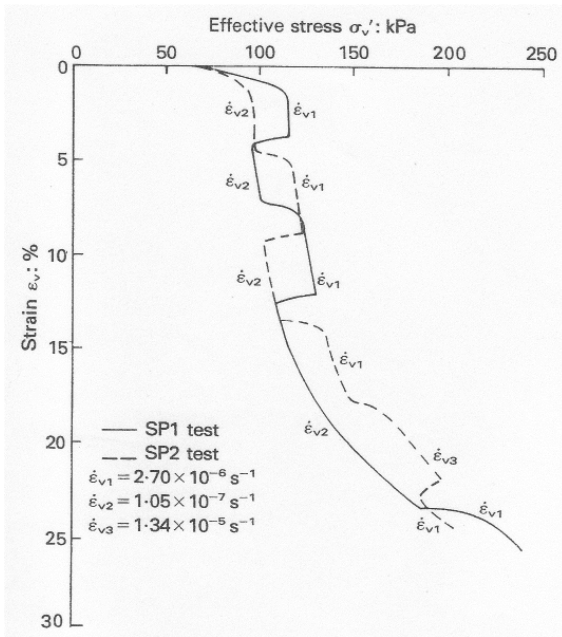


図 2.5.3 特殊な CRS 試験結果

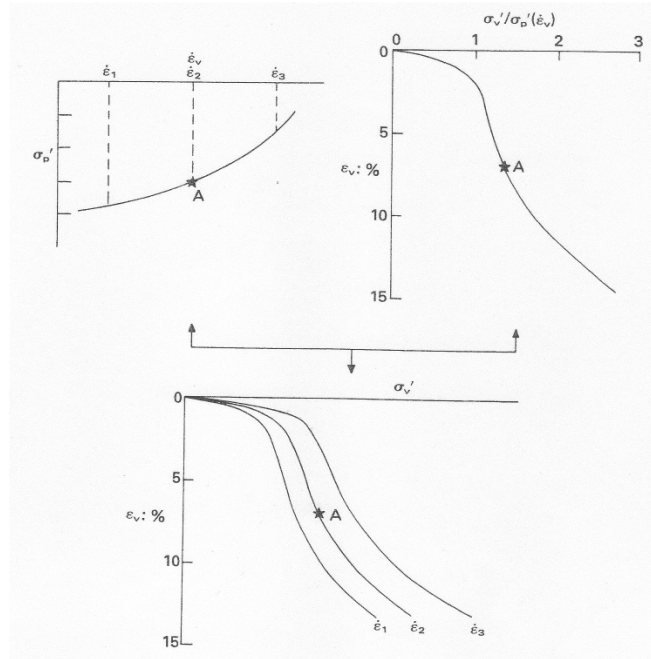


図 2.5.4 Leroueil らによるレオロジーモデル

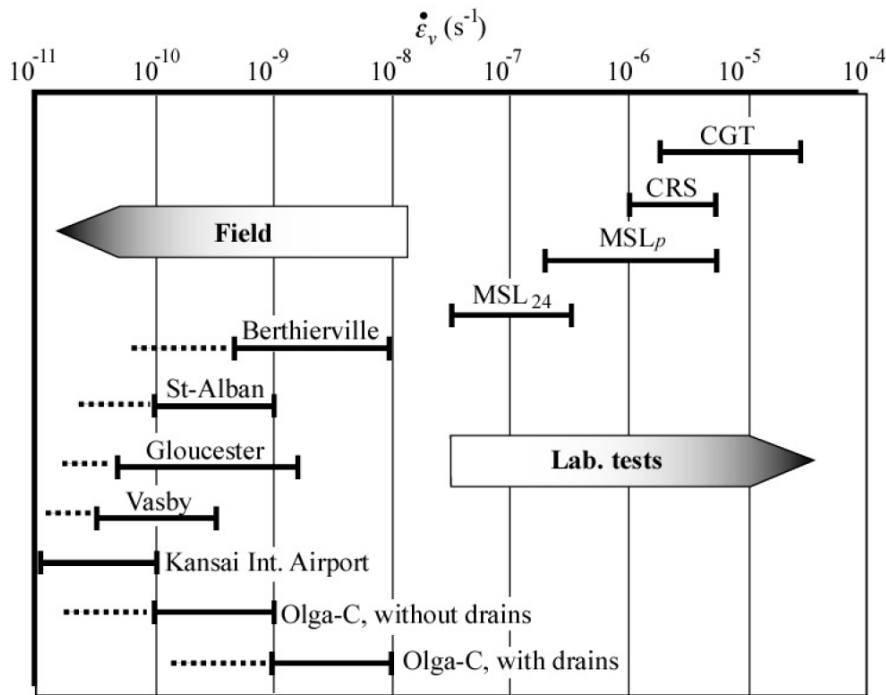


図 2.5.5 室内ならびに原位置で確認されるひずみ速度の範囲 (Leroueil, 2006)

これを模式図に示したのが、図 2.5.4 である。本研究でもこの概念を踏襲している。ただし、室内と原位置とでは計測されるひずみ速度の範囲が異なっており、室内では  $10^{-8} \text{ s}^{-1}$  のオーダー以上であるのに対し、原位置ではそれより小さい  $10^{-9} \text{ s}^{-1}$  以下となっている。

その他の研究では、Yin et al. (1994), Adachi et al. (1996), Kim and Leroueil (2001)を始め、多くの研究者によって取り組まれている。また、関西国際空港海底粘土の長期沈下に関しても、アイソタック概念を適用できることが明らかにされてきており、Imai et al. (2005)や Tanaka et al. (2006)の研究などがある。

以上のように、アイソタック概念を粘土の長期沈下予測に適用する研究が進められ、良好な結果



が得られつつあるが、現状では研究段階にとどまっており、アイソタック概念の実務への適用は今後の課題となっている。

## 2.6 既往研究のまとめ, ならびに本研究の位置付け

本章では, 粘性土の構造, 圧縮・圧密特性に関する既往の研究について, 取りまとめた。関連する事項ごとに分類すると, 以下の項目に区分された。

- (1) 自然堆積粘土の構造
- (2) セメンテーション
- (3) 変形予測手法としての構成モデル
- (4) ひずみ速度効果

本研究は, 沈下挙動の予測が難しい, 構造が発達した自然堆積粘土を対象として, 構造の程度を評価する。その際, 広く使用されている通常の圧密試験を基に評価する方法を提案する。また, そのような構造を与える要因にセメンテーション効果が考えられることから, 室内で再現する方法について検討した上で, 作製した粘土試料の特性について調べる。

一方, 粘性土の沈下・変形予測には, それに要する時間等についても予測する必要がある, 圧縮曲線のみでは不十分である。そこで, 長期圧密特性を把握するため, アイソタック概念に基づく整理を行い, 長期圧密特性を評価できるモデルを構築した上で, 沈下予測手法について検討する。

## 第2章の参考文献

- 1) Burland, J. B.: On the compressibility and shear strength of natural clays, *Géotechnique* 40, No. 3, 329 – 378, 1990.
- 2) 土田孝: 海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈, 地盤工学会論文報告集, 41(1), 127 - 143, 2001.
- 3) 松尾新一郎, 嘉門雅史: 粘土の構造に関する用語について, *土と基礎*, 24(1), 59 – 64, 1976.
- 4) 奥村樹郎: 粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No.193, 1974.
- 5) Shogaki, T. and Kaneko, M.: “Effects of sample disturbance on strength and consolidation parameters of soft clay”, *Soils and Foundations*, 34(3), 1 – 10, 1994.
- 6) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings, *Geotechnique*, 17(2), 83 – 118, 1967.
- 7) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time- and stress-compressibility interrelationship, *Geotech. Engrg., ASCE*, 103(GT5), 417 – 430, 1977.
- 8) 赤井浩一, 佐野郁雄, 馬時冬, 石黒健: 遅延圧密に関する実験的研究, 京大防災研究所年報, 第27号B-2, 49 – 63, 1984.
- 9) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellota, R.: New developments in field and laboratory testing of soils, SOA Report, Proceedings of 11th ICSMFE, pp.37 – 153, 1985.
- 10) Fukue, M., Nakamura, T. and Kato, Y.: Cementation of soils due to calcium carbonate, *Soils and Foundations*, 39(6), 55 – 64, 1999.
- 11) 半澤秀郎, 岸田隆夫: 年代効果を受けた粘土の非排水強度特性, *土と基礎*, 30-12, 5 – 10, 1982.
- 12) 土田孝, 湯怡新: 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム, 港湾技術研究所報告, 38(2), 99 – 129, 1999.
- 13) Shibuya, S.: Assessing structure of aged natural sedimentary clays, *Soils and Foundations*, 40(3), 1 – 16, 2000.
- 14) 土田孝, 小林正樹, 水上純一, 田中政典: 高温再圧密による海成粘土の年代効果の再現, 港湾技術研究所報告, 28(1), 121 – 147, 1989.
- 15) Tang, Y.X. and Tsuchida, T.: The development of shear strength for sedimentary soft clay with respect to aging effect, *Soils and Foundations*, 39 (6), pp.13 – 24, 1999.
- 16) 渡部要一, 古野武秀, 土田孝: 浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.331 – 342, 2001.
- 17) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂), 技報堂, 1984.
- 18) Sekiguchi, H. and Toriihara, M.: Theory of one-dimensional consolidation of clays with consideration of their rheological properties, *Sols and Foundations*, 16(1), 27 – 44, 1976.
- 19) 吉国洋: 軟弱粘土の圧密曲線と圧縮曲線に対する一つの解釈 (I), 第25回土質工学研究発表会, 307 – 310, 1990.
- 20) Yoshikuni, H., Kusakabe, O., Okada, M. and Tajima, S.: Mechanism of one-dimensional consolidation, *Compression and consolidation of clayey soils*, Yoshikuni and Kusakabe (eds), 1995.
- 21) Mesri, G.: Coefficient of secondary compression, *J. Soil Mechanics and Foundations div., ASCE*, 99(SM1), 123 – 137, 1973.
- 22) 安原一哉: 飽和粘性土の二次圧密を評価する一方法, 土木学会論文報告集第282号, 89 – 100, 1979.
- 23) 網干壽夫, 松田博: 粘土の二次圧密と沈下解析, *土と基礎*, 29(3), 19 – 24, 1981.

- 24) 稲田倍穂, 赤石勝, 山田道男, 似内政康: 標準圧密試験結果を利用した二次圧密の予測, 土と基礎, 29-3, 25 – 29, 1981.
- 25) Mesri, G and Castro, A.: Ca/Cc concept and K<sub>0</sub> during secondary compression, J. Geotech. Engrg., ASCE, 113(3), 230 – 247, 1987.
- 26) Mesri, G and Choi, Y.K. (1985): The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. *Proc. 11th ICSMFE, San Francisco*, Vol.2: 587-590.
- 27) Roscoe, K. H. Schofield, A. and Wroth, P.: On the yielding of soils, *Geotechnique*, 8(1), 22 – 53, 1958.
- 28) Schofield, A. and Wroth, P.: *Critical soil mechanics*, McGraw-Hill, 1968.
- 29) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. 9<sup>th</sup> ICSMFE, Specialty session 9, Tokyo*, 229 – 237, 1977.
- 30) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, 27(3), 71 – 87, 1987.
- 31) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, 40(2), 99 – 110, 2000.
- 32) Asaoka, A., Noda, T, Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soil, *Soils and Foundations*, 42(5), 47 – 57, 2002.
- 33) 中井照夫・Hossain Md, Shahin, 菊本統, 京川裕之・張鋒: 地盤材料の諸特性の簡単且つ統一的なモデリング—密度, ボンディング, 時間効果特性を例として—, *応用力学論文集*, 12, pp.371-382, 2009.
- 34) Šuklje, L.: The analysis of the consolidation process by the isotache method, *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Engng., London*, Vol.1, 200-206, 1957.
- 35) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R. (1985): Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, *Géotechnique*, **35**(2), 159-180.
- 36) Imai, G. and Tang, Y. X.: A constitutive equation of one-dimensional consolidation derived from inter-connected tests, *Sols and Foundations*, 32(2), 83 – 96, 1992.
- 37) Imai, G., Tanaka, Y. and Saegusa, H.: One-dimensional consolidation modeling based on the Isotach law for normally consolidated clays, *Soils and Foundations*, 43(4), 173 – 188, 2003.
- 38) Kobayashi, M., Furudo, T., Suzuki, S. and Watabe, Y.: Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction of Kansai International Airport, *Proc. Symp. Geotech. Aspects Kansai Int. Airport*, 65-76, 2005.
- 39) Leroueil, S.: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? (Prof. Šuklje's Memorial Lecture), *XIII Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, LJUBLJANA 2006*, 55-88, 2006.
- 40) 小田匡寛: 土の構成式入門 7. 微視的構造と構成式—その1粒状体の場合—, 土と基礎, 32-3 (314), 67 – 73, 1984.
- 41) 姜敏秀, 渡部要一, 土田孝: SEM およびポロシメーターを利用した微視的構造の視察とその評価, 港湾空港技術研究所資料, No. 1032, 2002.
- 42) 福森雄一, 福江正治, 加藤義久, 増渕和夫, 笹島卓也: 炭酸カルシウムによる地盤形成過程の評価, 土木学会論文集 C, 63(4), 1163 – 1174, 2007.
- 43) Hanzawa, H.: Undrained strength characteristics of an alluvial marine clay in the Tokyo Bay, *Soils and Foundations*, 19(4), 69 – 84, 1979.

### 3.簡易モデルによる構造の評価 ( $e - \log p$ 関係による方法)

#### 3.1 概要

粘性土地盤の変形・沈下挙動を予測する上では、圧密試験によって求められる粘土の圧縮曲線を適切にモデル化する必要がある。実務に用いられる粘性土の圧縮曲線のモデルとしては、間隙比 $e$ と圧密圧力 $p$ の対数 $\log p$ について圧密降伏応力を境として、圧縮指数 $C_c$ と膨張指数 $C_s$ という2つの勾配を有する直線で表現される。この慣用的ともいえる方法が、現在においても実務では主流と言える<sup>1)2)3)</sup>。

しかしながら、これらの方法では予測が著しく困難な地盤もある。大阪湾沿岸の海成粘土地盤は、過去300万年にわたって沈降を続けてきた大阪湾に厚く堆積しながらセメンテーションや年代効果を受けて構造が発達し、上述した単純なモデルでは表現が難しいことが知られている<sup>4)5)6)</sup>。すなわち、一般的な粘土と比較して、同一の圧力レベルでもより高い間隙比を保持し得る。加えて、圧密圧力が圧密降伏応力を越える直後に圧縮指数 $C_c$ が大きく、その後圧密圧力の増加とともに著しく減少するため、圧縮指数 $C_c$ と膨張指数 $C_s$ による2つの直線によるモデルでは表現が難しい。

同様の圧縮特性を示す粘土としては、東カナダのルイズヴィル粘土が知られている。ルイズヴィル粘土は応力履歴を受けた過圧密粘土に分類されるが、圧力が圧密降伏応力を超えた際に極めて高い圧縮性を示し、降伏前には高位な間隙構造を有しているとされている<sup>7)</sup>。

近年、これら自然堆積粘土の変形挙動を表現する粘土モデルが数多く提案され、土構造物の解析に適用した事例も多く報告されている。例えば小林らは、大阪湾の洪積地盤において、試験結果から得られた $e - \log p$  曲線を非線形な関数で表現するモデルを用いて解析を行っている<sup>8)</sup>。また、Asaokaらは、土の弾塑性モデルに上負荷面の考え方を用いて、構造の程度と構造が消失する過程を表現するパラメータを導入し、自然堆積粘土の構造を考慮したモデルを提案し<sup>9)10)</sup>、自然地盤の変形解析において良好な結果を得たことを報告している<sup>11)</sup>。中井らは、地盤材料の諸特性を統一的に考慮できるモデルを提案し、自然堆積粘土の構造をボンディング効果としてモデル化することで、その圧縮特性を良好に表現できることを示している<sup>12)</sup>。

一方、これらの提案されているモデルは、概して一般の技術者には難解と言え、一部の比較的大規模または特殊なプロジェクトにおいて適用されるに留まっており、実際の業務において地盤の解析を行う技術者層にまで広く浸透しているとは必ずしも言えない。そこで、本研究は、通常圧密試験から得られる一次元圧縮曲線を用いて、間隙構造の高位化の程度を評価することを目的とし、通常圧密試験より得られる $e - \log p$  関係に対して簡易にフィッティングできるモデルを考案した。本モデルにおいて用いられるパラメータは、粘性土の基本的な指標値である液性限界と関連付けたパラメータを基本に、構造の影響を付加したものであることが大きな特徴である。

本研究は粘土地盤の一次元圧縮の問題に限定して自然堆積粘土地盤の構造の影響を定量的に評価し、 $e - \log p$  関係を用いる慣用解析に適用することを目的としている。

### 3.2 自然堆積粘土のe-log p関係を用いた構造に関する既往の研究と本研究の考え方

圧密試験から求められるe-log p曲線を用いて粘土の構造のレベルを議論した研究としては、Burland<sup>13)</sup>による研究がある。Burlandは、数多くの粘土について液性限界 $w_L$ の1.0~1.5倍の初期含水比で練り返した試料を圧密したときのe-log p曲線を整理し、間隙比 $e$ を次式で正規化した間隙指数 (void index)  $I_v$ を提案し、 $I_v$ と圧密圧力の関係が粘土によらずほぼ一致するとした。 $I_v$ は次式で定義される。

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \quad (3.1)$$

ここに、 $e_{100}^*$ と $e_{1000}^*$ は、圧密圧力がそれぞれ100 kN/m<sup>2</sup>、1000 kN/m<sup>2</sup>であるときの間隙比である。Burlandは、この粘土によらないとする $I_v$ と土かぶり圧の関係をIntrinsic Compression Line (以下、ICL: 固有圧縮線) と呼び、粘土が堆積し圧密するときにセメンテーション等の年代効果による構造を形成しないときの、固有の関係であるとした。さらに、Burlandは、式(3.1)における $C_c^*$ と $e_{100}^*$ が、粘土の液性限界における間隙比 $e_L$ によってそれぞれ次のように与えられるとしている<sup>13)</sup>。

$$C_c^* = 0.256e_L - 0.04 \quad (3.2)$$

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679e_L - 0.089e_L^2 + 0.016e_L^3 \quad (3.3)$$

Burlandは、多くの自然堆積地盤の間隙指数はICLよりも常に大きく、自然地盤において圧密降伏応力を大幅に上回る荷重が載荷されれば、e-log p関係は最終的にICLに収れんするとしている<sup>13)</sup>。最近、Hongらは液性限界の0.7~2.0倍の初期含水比で一連の一次元圧密試験を行い、ICLが粘土の初期含水比による影響を受けることを明らかにし、低圧密圧力領域を含む拡張したICL (EICL) を示している<sup>14)</sup>。

粘土地盤における「構造」について、本研究ではこれまでの考え方にしたがって、ある同一の圧密圧力に対して粘土の体積 (間隙比) が大きければ高位の構造、体積が小さければ低位の構造と考えることにする。この点についてはほとんどの研究者において違いはない。さらに以下の点について本研究の考え方を示す。

#### a) 圧密履歴の影響

粘土に圧密履歴を与えると、同一の圧力のもとで、より体積が小さい状態にすることが可能である。したがって、ある圧力のもとで間隙比の大小を論じる場合は、圧密履歴が同じ状態で比べる必要がある。しかし、同一の圧密履歴を与えた過圧密領域での比較は実験的に困難であるので、本研究では、正規圧密状態で同じ圧密圧力に対する体積の大小により構造の高位、低位を議論することとする。この点は構造に関する既往の研究者と同様である<sup>7)9)10)11)12)13)14)</sup>。

#### b) 粘土のコンシステンシー特性の違い

一般に液性限界が大きい高塑性の粘土は同一の圧密圧力に対して間隙比が大きく、低塑性の粘土では間隙比が小さい。したがって、構造を議論するときは液性限界の違いを考慮する必要がある。このことはc)で述べる構造の高位、低位を議論する「ものさし」をどのように設定するかという問題と関連している。

#### c) 構造を議論するときの基準 (ものさし)

土の構造を議論する上で研究者による相違が大きいのがこの点であると思われる。Burlandが基準として用いたICLは、粘土を液性限界付近の含水比で練り返して再圧密したときの $e - \log p$ 曲線を、前述の $e_{100}^*$ と $e_{1000}^*$ を用いて正規化したものである。 $e_{100}^*$ と $e_{1000}^*$ は式(3.2),(3.3)のように液性限界によって与えられる。したがって、ICLは液性限界をパラメータとした正規圧密時の基準の圧縮特性とすることができる。また、Hongら<sup>14)</sup>のEICLは、初期含水比の影響を考慮してICLを拡張したものといえる。このほかに、不攪乱粘土と練返し再構成粘土の $e - \log p$ 曲線を求め、練返し再構成粘土の $e - \log p$ 曲線を基準として不攪乱粘土試料の構造を評価する方法も用いられている<sup>15)</sup>。

本研究では、上記の考察から、構造を議論するときの基準として土田が提案した究極基準圧縮曲線(USC)を用いた<sup>4)</sup>。USCは、圧密圧力が十分に大きい場合に最終的に収れんする $e - \log p$ 関係であり、後に述べるように液性限界と関連づけられる<sup>4)</sup>。図 3.2.1は圧縮曲線を圧密圧力 $p$ と比体積 $v$ ( $= 1+e$ ,  $e$ : 間隙比)との関係で模式的に示したものである。図中の点線は、当該粘土が非常に高い含水比(たとえば液性限界の4倍以上)から圧密されたときの $\ln v$ と $\ln p$ の関係であり、ほぼ直線になる。この直線関係がUSCであるが、通常海成粘土は液性限界の1.5~2.0倍の含水比(図中のA点)から圧密が始まり、圧密圧力が増加するとともにUSCに漸近し最終的にUSCに到達する(図 3.2.1の圧縮曲線ABC)、と仮定している。初期含水比を液性限界の1.5~2.0倍として室内で再構成した粘土も同様である。一方、圧密開始時の含水比が非常に小さい場合、いったん圧密したあとに再び攪乱や練返しを受けて再圧密した場合は、DEFのような圧縮曲線となるが、DEFのように正規圧密領域においてもUSCになかなか収れんしない圧縮特性を示す粘土を、構造が低位であると呼ぶ。自然堆積地盤から採取された粘土で高位な構造を有する粘土は、圧密圧力が小さいときは過圧密粘土であるのでUSCの左側(G点)に位置するが、圧密圧力が増加すると、USCを越えて右側の有効応力状態(H点)に到達する。これは同じ圧力でUSCよりも高い間隙の状態を維持できる構造を有していることを意味し、その後圧密圧力が圧密降伏応力を越えると、大きな圧縮性を示してUSCに右側から収れんする(I点)。

土田は多数の海成粘土の $e - \log p$ 関係を $\ln v$ と $\ln p$ の関係として整理し、圧密圧力が $p_c$ の4倍以上の領域で両者の直線関係に着目してUSCを次式で表した<sup>4)</sup>。

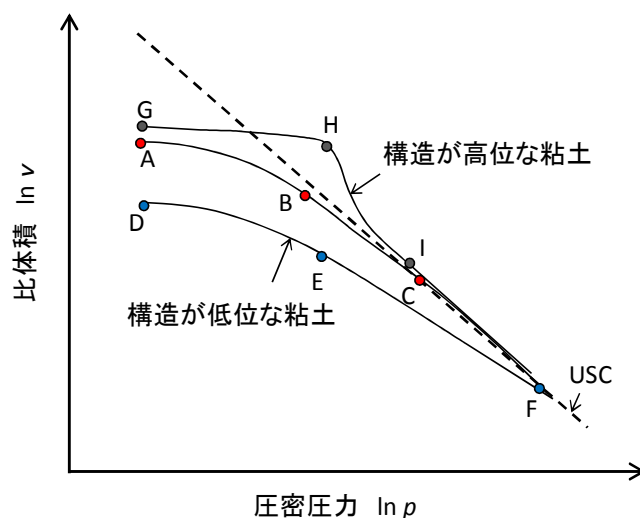


図 3.2.1 圧密圧力 $p$ と比体積 $v$ で示した圧縮曲線

$$\ln v = -a \cdot \ln p + b \quad (3.4)$$

ここに、 $a$ は粘土の圧縮比 ( $=0.434C_c/(1+e)$ ) に相当し、 $b$ は圧密圧力が1 kPaのときのUSC上の比体積の自然対数である。多くの海成粘土のデータについてまとめた結果よりパラメータ $a$ と $b$ と粘土の液性限界との平均的な関係として次式が示されている<sup>6)</sup>。

$$a = 0.12 \cdot \ln v_L \quad (3.5)$$

$$b = 1.47 \cdot \ln v_L \quad (3.6)$$

ここに $v_L$ は液性限界のときの比体積である。

以上のように本研究では構造の考え方としてa)粘土の正規圧密領域における圧縮曲線に着目する、b)液性限界による圧縮特性の違いを考慮する、c)圧密圧力が十分に大きい時の粘土の圧縮特性を $\ln v$ と $\ln p$ の直線関係で当てはめた究極基準圧縮曲線USCを物差しとする、として検討した。USCを基準する利点としては以下のことがあげられる。

- Burlandが基準としたICLは液性限界付近の含水比で練返し再圧密した圧縮曲線であるが、初期含水比を液性限界付近とする意味が明確でない。
- 個々の粘土について練返し再圧密を行って求めた圧縮曲線を基準とする場合も、再圧密時の初期含水比の設定が問題である。また実験には時間と手間を要する。
- USCは不攪乱試料の圧密試験結果を用いて圧密圧力が十分に大きい時の圧縮曲線から決定できるので、構造の評価が容易である。

なお、堆積時に形成された構造の影響が大きい粘土の圧密沈下予測においてWatabeらは、定ひずみ速度圧密試験（以下、CRS試験）の結果をそのまま用いることにより、自然地盤の長期沈下挙動を評価する方法を提案している<sup>16)</sup>。この方法は、高位な間隙構造を有する大阪湾粘土に対してアイソタック概念に基づくLeroueilらの方法<sup>17)</sup>を適用し、CRS試験から得られる圧縮曲線（応力～ひずみ関係）より弾性成分（弾性ひずみ）を差し引いて粘塑性ひずみ $\varepsilon_{vp}$ ～有効応力 $p'$ 関係をそのまま粘土地盤の圧縮曲線として利用するものである。Watabeらの方法は、モデル化による過程を経ずに、高位な構造を有する圧縮特性を直接解析に取り入れている。しかし、この方法を実地盤に適用するためには一連の精緻なCRS試験の実施が必要となる。

本研究では、粘土の液性限界と関連づけられるUSCを用いて新たに構造の程度を表すパラメータを用いた圧縮曲線のモデルを導入し、各種の $e - \log p$ 曲線に当てはめることで構造の大きさを定量的に示すことを試みた。さらに本モデルを用いて、自然堆積地盤の構造の影響が粘土地盤の圧縮特性に及ぼす影響を検討し、 $e - \log p$ 曲線を用いた慣用沈下解析への適用方法を提案している。



### 3.3 構造を有する粘土の圧縮特性のモデル化

#### 3.3.1 USCと構造のレベルを考慮したe-log p関係の考え方

本研究では、 $e$ - $\log p$ 曲線において圧密圧力が十分大きい際には $\ln v - \ln p$ 関係が線形関係にあるUSCに収れんし、USCは概ね液性限界によって決定される、という仮定を用いた。具体例として、大阪湾粘土の中でも特に圧縮性の高いMa12のCRS試験による圧縮曲線を図 3.3.1に示す。図のように圧密圧力が圧密降伏応力の4倍以上 ( $\ln(p/p_c)$ が1.39以上) である正規圧密領域では、 $\ln v$  と  $\ln p$ にはほぼ直線関係が認められる。

今回のモデル化に際し、この正規圧密領域における直線部分をUSCと考え、現在の間隙比-有効応力からUSCに収れんする過程に応力履歴や粘土の構造の影響が表れていると考えた。例えば、堆積後

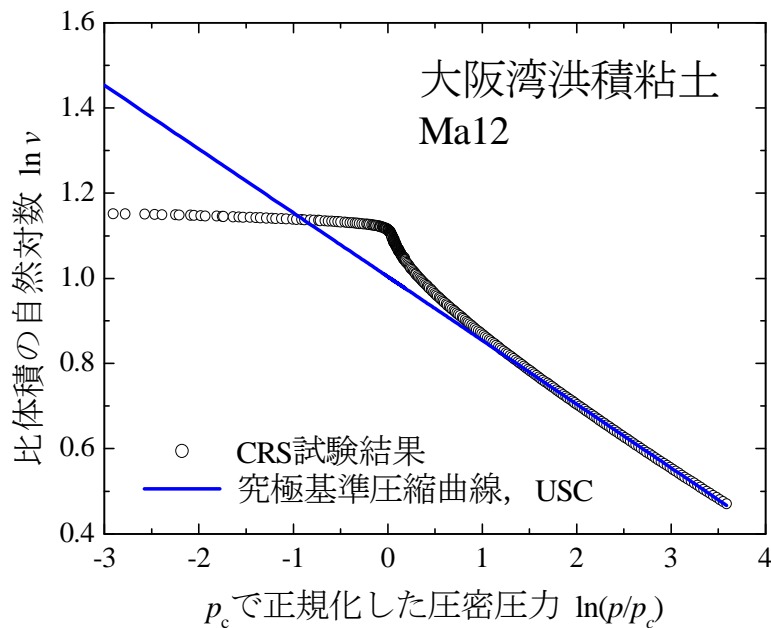


図 3.3.1 大阪湾洪積粘土の圧縮曲線と究極基準圧縮曲線USCの決定

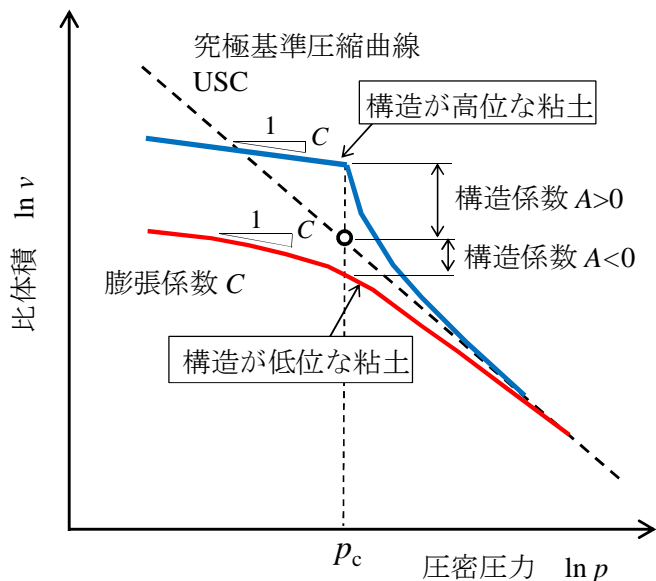


図 3.3.2 USCと構造係数を用いた粘土の圧縮曲線モデル

の自重圧密開始における含水比が小さい場合には、正規圧密領域の $\ln v - \ln p$ 関係がUSCの左側からUSCに収れんする。このような「USCよりも構造が低位の状態」は、多くの海成粘土や室内で液性限界の1.0~2.0倍から再圧密した粘土が該当する。一方、大阪湾の海底地盤のように堆積過程においてセメンテーションなどの年代効果を受けて高位な構造を有する場合は、正規圧密領域においてUSCよりも右側に $\ln v - \ln p$ 曲線が移動しその後USCに戻る。以上の考察から、最終的に収れんし粘土の液性限界と関連づけることができるUSCを基準として用い、正規圧密領域の始まりである圧密降伏応力におけるUSCからの間隙比(比体積)の乖離の程度と、乖離した間隙状態が圧密圧力の増加に伴い徐々に消失してUSCに収れんする過程とを表現することを考えた。

以上のように、本研究は、通常の圧密試験より得られる自然堆積粘土の圧縮曲線を対象として、慣用沈下解析法に用いられている圧縮指数と膨張指数による圧縮曲線の表現に替わるものとして、自然粘土の構造の定量評価を組み込んだ $e$ -log  $p$ 関係のモデルを検討した。対象は一次元的な圧縮特性の表現に限定し、除荷、繰返し载荷については対象としない。

### 3.3.2 構造の評価を組み込んだ圧縮曲線のモデル

自然堆積粘土の圧縮特性をモデル化するにあたっては、以下の方法で行った。本手法では、得られた試験結果に対し、3つのパラメータを導入して最適な組合せを当てはめることにより、簡易に再現することができる。モデルの概念図を図 3.3.2に示す。パラメータの決定は以下のように行った。

- 1) 圧密試験結果を $\ln v - \ln(p/p_c)$ 関係に整理する。ただし、 $p_c$ は圧密試験から慣用法で求められる圧密降伏応力である。
- 2) 個々の一次元圧密試験結果から基準圧縮曲線を決定する。式(3.4)より $\ln v - \ln(p/p_c)$ 関係における基準曲線は次式のようになる。

$$\ln v = -a \cdot \ln \left( \frac{p}{p_c} \right) + b^* \quad (3.7)$$

$$b = b^* + a \cdot \ln p_c \quad (3.8)$$

これより、 $p/p_c > 4$  ( $\ln(p/p_c)$ が1.39以上) で十分に直線関係となったときの圧縮曲線より最小自乗法で $\ln v - \ln(p/p_c)$  関係における勾配 $a$ ならびに切片 $b^*$ を決定し、式(3.8)を用いて $b$ を求める。

- 3) 2)で求めたUSCに対する乖離の程度を表現するパラメータ $A$  (以下、構造係数と称する)、構造が劣化または圧密されてUSCに収れんしていく過程を表わすパラメータ $B$  (以下、収れん係数と称す)を導入する。 $A$ と $B$ を用いることで $\ln v - \ln(p/p_c)$  関係は次式で表すこととする。

$$\begin{aligned} \ln v &= -a \cdot \ln \left( \frac{p}{p_c} \right) + b^* + A \cdot \left\{ 1 + \ln \left( \frac{p}{p_c} \right) \right\}^{-B} \\ &= -a \cdot \ln p + b + A \cdot \left\{ 1 + \ln \left( \frac{p}{p_c} \right) \right\}^{-B} \end{aligned} \quad (3.9)$$

なお、構造係数 $A$ は $p = p_c$ におけるUSCからの縦距を表現し、この $A$ とUSCへの回帰の程度を表現する収れん係数 $B$ がフィッティング対象となる。つまり、 $A$ が大きいほど間隙構造が高位であり、 $A$ が小さい場合、特に負となる場合には低位な構造であることを表す。一方、 $B$ が大きい場合には

降伏後直ちに劣化してUSCに戻ることを表し、 $B$ が小さいほど圧密圧力が増加してもUSCに回帰しにくい状態を表わす。構造係数 $A$ と収れん係数 $B$ は、試行錯誤により、試験結果の $v$ と式(3.9)より得られる $v$ との差が最小となるような組合せを求めた ( $p_c$ 付近である $0.5 \leq p/p_c \leq 1.2$ 付近の範囲を対象として計算した)。

- 4) 過圧密領域では、圧密圧力が $p_c$ を超えるまでの $\ln v - \ln(p/p_c)$ 関係から次式によりフィッティングを行った。

$$\ln v = \ln v_c - C \cdot \ln\left(\frac{p}{p_c}\right) \quad (3.10)$$

ただし、 $v_c$ は式(3.9)において圧密圧力が $p_c$ のときの比体積であり、 $C$ は過圧密領域での曲線の勾配 (以下、膨張係数と称す) である。

### 3.4 海成粘土へのモデルの適用

#### 3.4.1 検討を行った海成粘土

式(3.9), (3.10)で示す圧縮曲線のモデルを, 様々な自然堆積海成粘土に当てはめ, その適用性について検討した。対象とした粘土は, 大阪湾泉州沖粘土, 東京湾横浜港粘土, 有明湾熊本港有明粘土, 八郎潟粘土, 出雲粘土, 徳山下松港粘土, イギリスのボスケナー粘土, カナダのルイズヴィル粘土<sup>17)</sup>, タイのバンコク粘土<sup>18)</sup>である。このうち, 大阪湾粘土, ボスケナー粘土, ルイズヴィル粘土は, 既往の研究によって年代効果の影響により高位な構造を有することが知られている。

大阪湾粘土は, 大阪湾泉州沖において採取された海底粘土である<sup>16)19)</sup>。海底表層の完新世の粘土層Ma13が20mほどの厚さで堆積し, その下部の更新世の地層は, 粘土層と砂層が互層になって堆積している。粘土層は, 海成粘土と陸成粘土に判別されており, 海成粘土はMa13に続いて深く堆積年代が古くなるほどに, 番号が減るように名付けられている。

試験に用いた粘土試料の採取深度, 有効土被り圧 $\sigma'_{v0}$ , 定ひずみ速度圧密試験 (CRS試験, ひずみ速度0.02%/分) から求めた圧密降伏応力 $p_c$ , 土粒子の密度 $\rho_s$ , コンシステンシー特性 (液性限界 $w_L$ , 塑性限界 $w_p$ , 自然含水比 $w_n$ ) を深度分布図として図 3.4.1 (a), (b)に示す。図 3.4.1 (a)に示すように, 沖積粘土層(Ma13)の圧密降伏応力は有効土被り圧の1.4~2.5倍となっているが, 地質学的な応力履歴は正規圧密粘土であり, 堆積過程で形成された擬似過圧密と考えられる。なお, 圧密降伏応力をCRS試験で求めていることもあり, わが国の一般的な海底沖積地盤に比べると擬似過圧密比

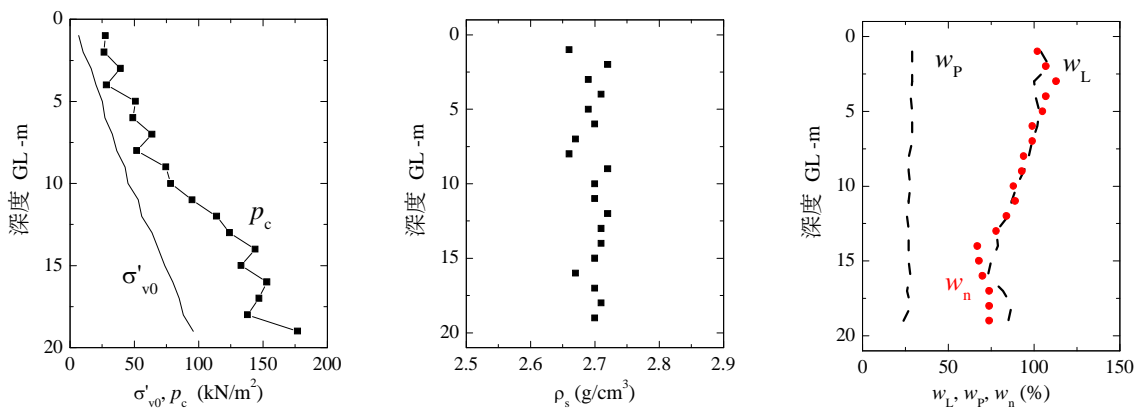


図 3.4.1(a) 検討に用いた大阪湾粘土の物性の深度分布 (沖積粘土Ma13)

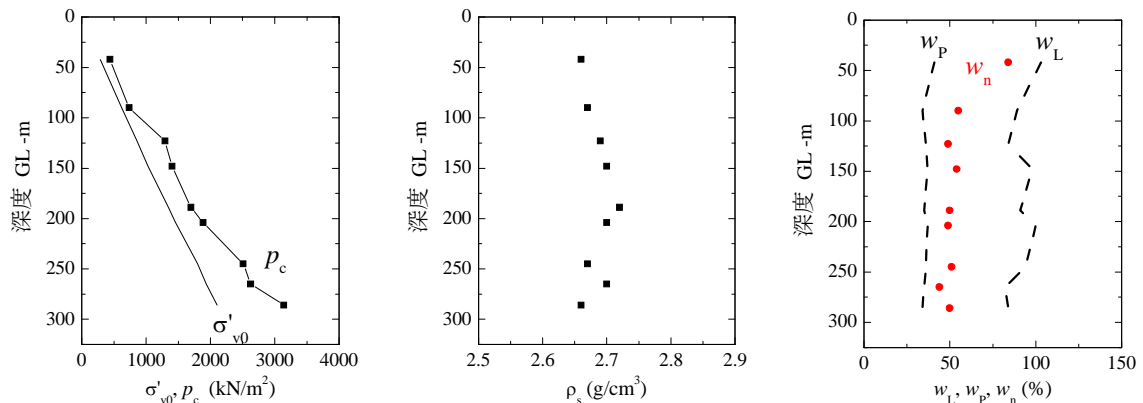


図 3.4.1(b) 検討に用いた大阪湾粘土の物性の深度分布 (洪積粘土)

としてはやや大きい値となっている。OCRが2倍以上となっているのは表層から5m以内である。一方、洪積粘土層は10～100万年かけて堆積しており、その間に海水面の変動が繰り返されているが、大阪湾は一貫して沈降が続いており<sup>20)</sup>、除荷と載荷を繰り返しているものの現在の土かぶり圧力に対してはほとんどの深度で正規圧密状態であると考えられる。図 3.4.1 (b) のようにすべての深度で過圧密比は1.1～1.5となっている。

ボスケナー粘土は、スコットランドにあるThe Science and Engineering Research Council (SERC)の地盤工学研究用サイトにて採取されたものである<sup>21)</sup>。Hightら、Leroueilらによると、ボスケナー粘土は約1.5の過圧密比を示しているが、過圧密の主たる要因は年代効果であると考えられている<sup>22)23)</sup>。自然含水比 $w_n$ は46～68%の範囲にあり、比較的均質である。

ルイズヴィル粘土は、カナダ東部ケベック州ルイズヴィルにて採取されたものである<sup>24)</sup>。この粘土は12,500～10,000年前に堆積した、セントローレンス低地に広く分布するシャンプラン海粘土の一つであり、浸食作用を受けて除荷履歴を有する<sup>7)17)</sup>。また、粘土分含有量（粒径 $2\mu\text{m}$ 以下）が50

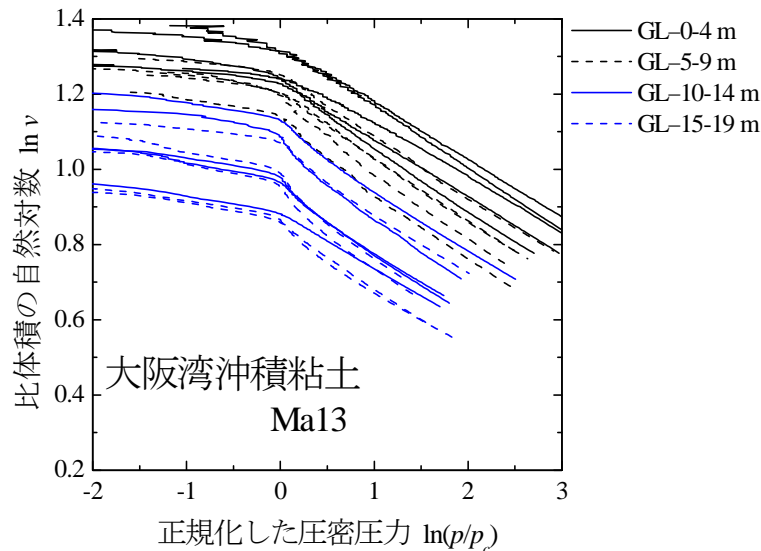


図 3.4.2(a) 大阪湾沖積粘土の $\ln v - \ln(p/p_c)$  関係

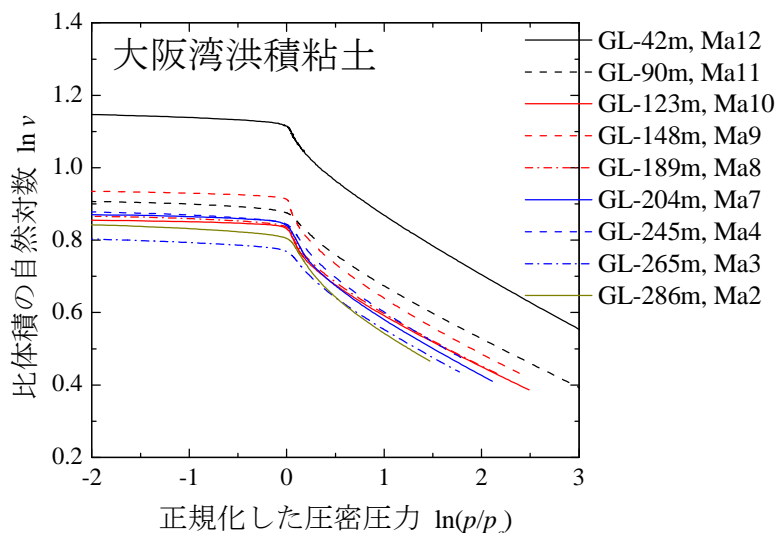


図 3.4.2(b) 大阪湾洪積粘土の $\ln v - \ln(p/p_c)$ 関係

～60%であって、鋭敏比が15以上を示し、著しく鋭敏である。自然含水比 $w_n$ の範囲は62～83%であった。一次元圧密試験で得られた圧縮曲線を $\ln v - \ln(p/p_c)$ 関係に整理してまとめ、大阪湾沖積粘土と大阪湾洪積粘土を図 3.4.2(a), (b)に、ボスケナー粘土を図 3.4.3に、ルイズヴィル粘土を図 3.4.4にそれぞれ示す。圧密試験は、大阪湾粘土、ルイズヴィル粘土についてはCRS試験（ひずみ速度は0.02%/分 ( $3.3 \times 10^{-6}$  /s)) で求めたものであり、ボスケナー粘土は段階載荷圧密試験の結果である。

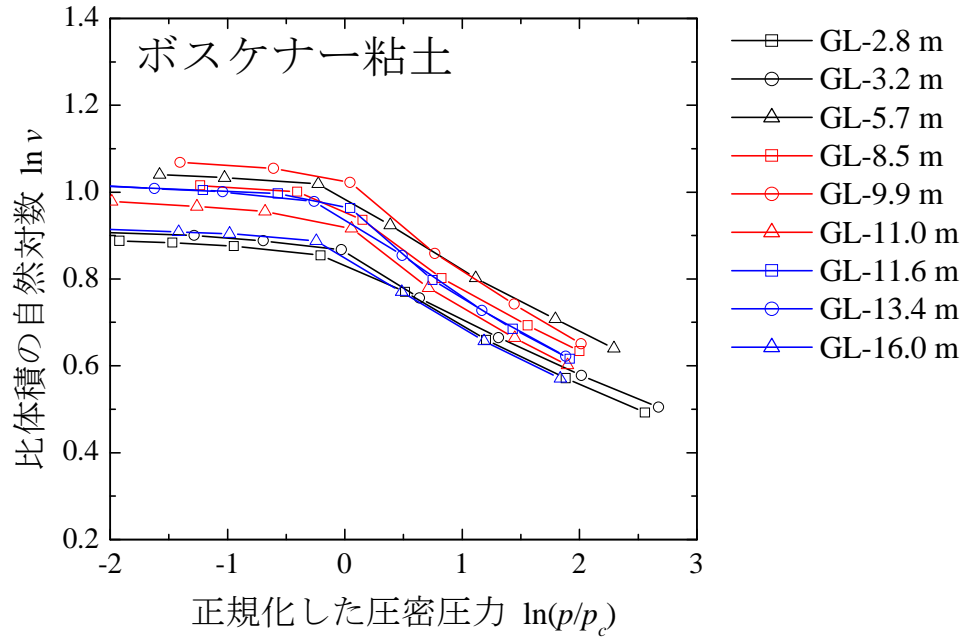


図 3.4.3  $\ln v - \ln(p/p_c)$ 関係 (ボスケナー粘土)

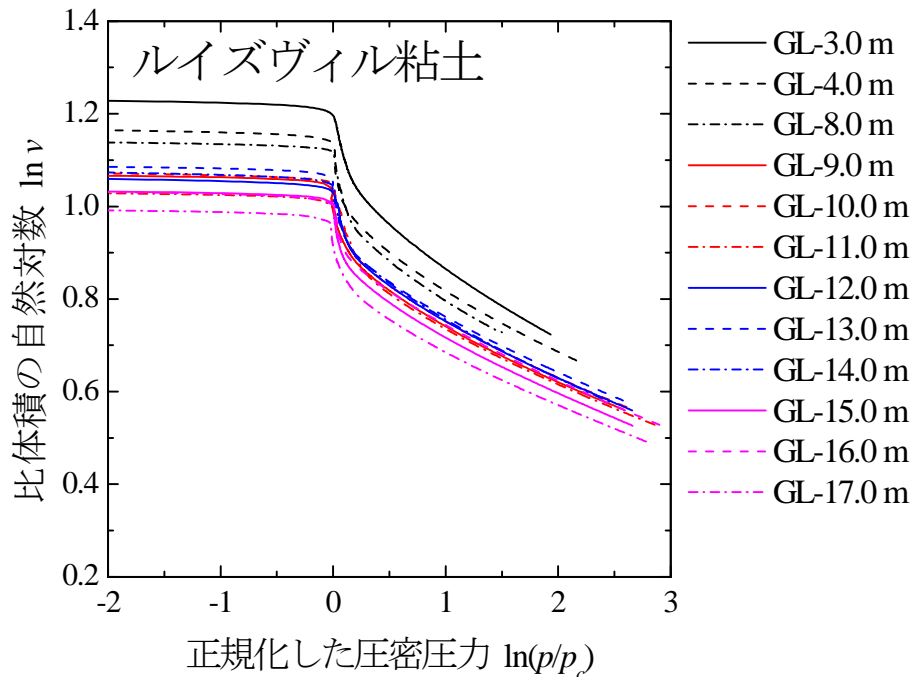


図 3.4.4  $\ln v - \ln(p/p_c)$ 関係 (ルイズヴィル粘土)

## 3.4.2 大阪湾粘土の構造パラメータ

大阪湾粘土のCRS試験結果について式(3.9), (3.10)を当てはめた例として, 沖積粘土Ma13, 洪積粘土Ma12の試験結果を, それぞれ図 3.4.5(a), (b)に示した。図のように, いずれの粘土も $\ln(p/p_c) > 1$ の領域で比体積の対数と正規化した圧密圧力の対数に明瞭に直線関係が認められ, これによってUSCが容易に決定できる。決定したUSCをもとに, 構造係数 $A$ , 収れん係数 $B$ , 膨張係数 $C$ を決定した。

大阪湾沖積粘土, 洪積粘土の係数 $A$ ,  $B$ ,  $C$ の深度方向分布を図9(a), 9(b)に示した。図9(a)に示した沖積粘土では, 構造係数 $A$ は深度10 mまで深度とともに増加傾向にあるが, 以深では平均 $\mu = 0.065$ , 標準偏差 $\sigma = 0.02$ , 変動係数 $V = 0.31$ でほぼ一定となっている。海底面の表層に近い範囲で構造係数 $A$ が小さい理由としては堆積年代が若いこととともに, 強度も小さいため試料採取時の攪乱の影響があると考えられる。ある程度の深度からほぼ一定の $A$ がみられることはセメンテーションによる堆積構造の発達と考えられる。収れん係数 $B$ も深度とともに増加傾向を示すが, 膨張係数 $C$ は深さによらずほぼ一定であった。

図 3.4.6(b)の洪積粘土の係数 $A$ の深度方向をみると, ばらつきを有しつつも $\mu = 0.117$ ,  $\sigma = 0.026$ ,  $V = 0.22$ で概ね一定であった。係数 $B$ は $\mu = 3.35$ で沖積粘土より大きく, 係数 $C$ は沖積粘土が平均0.02であったのに対し, 洪積粘土では平均0.006と小さかった。

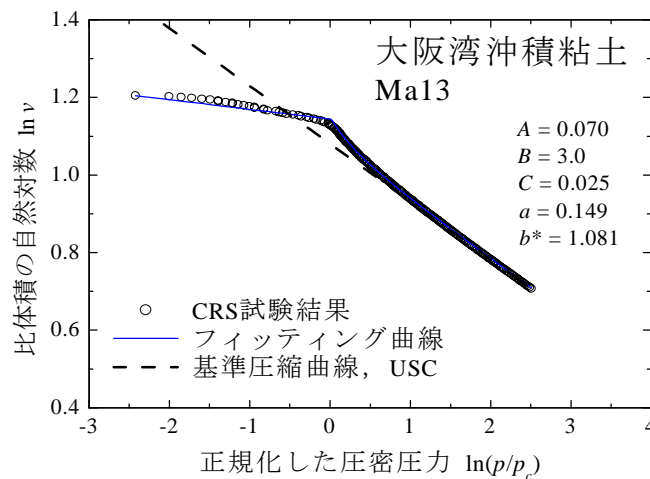


図 3.4.5(a) 大阪湾沖積粘土の式(3.9)への当てはめ例

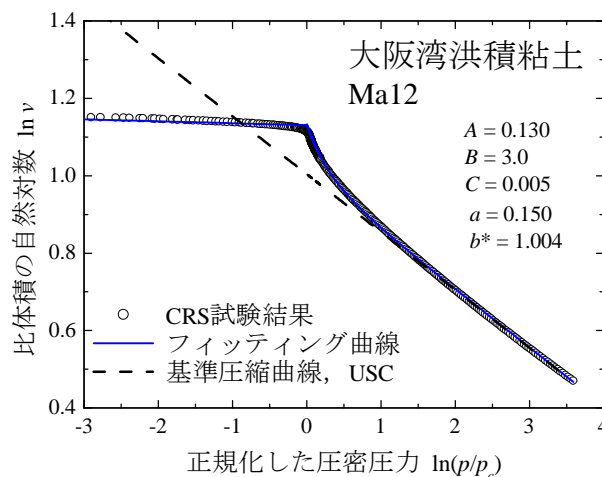


図 3.4.5(b) 大阪湾洪積粘土の式(3.9)への当てはめ例

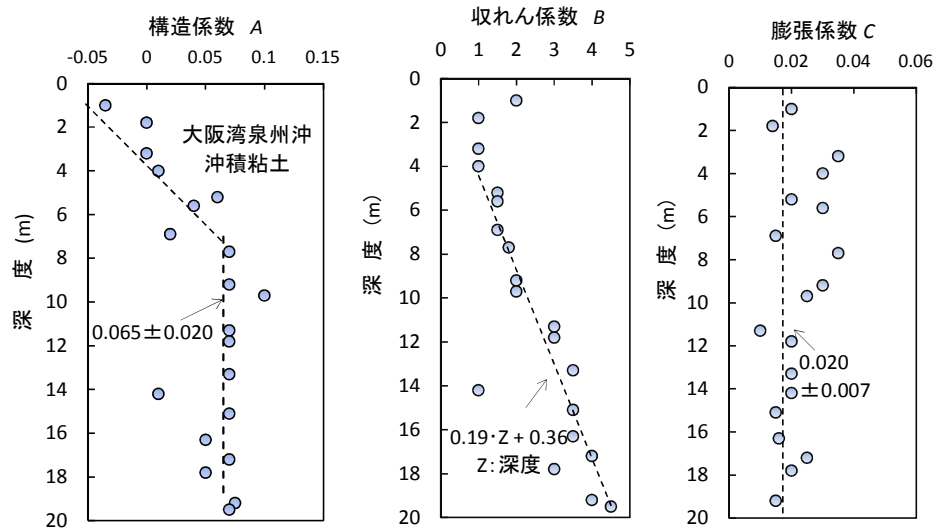


図 3.4.6(a) 係数A, B, Cの深度分布 (大阪湾沖積粘土)

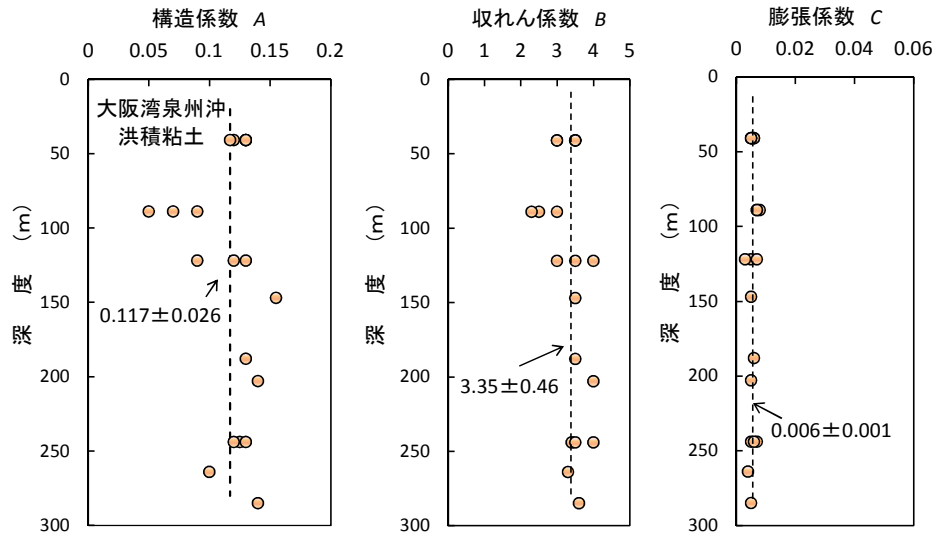


図 3.4.6(b) 係数A, B, Cの深度分布 (大阪湾洪積粘土)

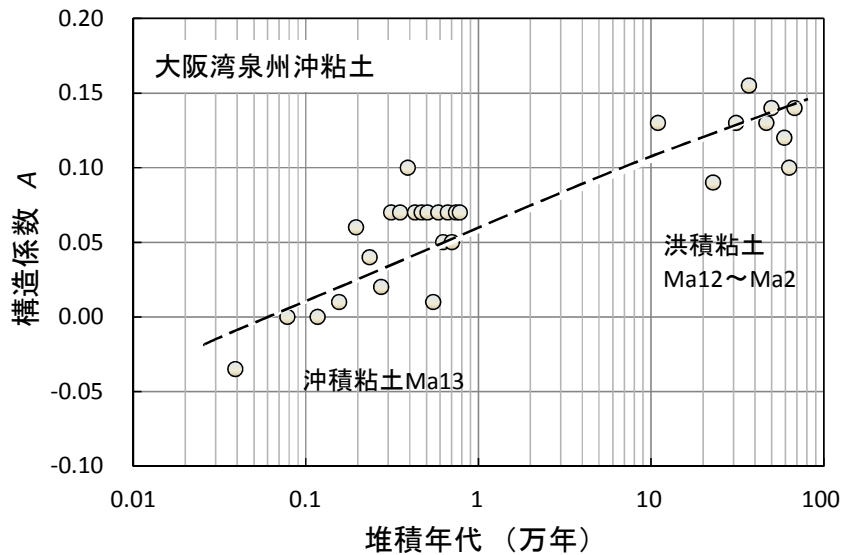


図 3.4.7 堆積年代と構造係数Aの関係 (大阪湾泉州沖粘土)



図 3.4.7は、地質年代<sup>25)</sup>と構造係数Aとの関係である。ただし、Ma13は層厚20 mが1万年で堆積したものと仮定してプロットしている。図 3.4.6(a), (b)で沖積粘土と洪積粘土の構造係数Aを別々にみた場合、それぞれが深度に対してほぼ一定にみえたが、図 3.4.7において浅い深度の沖積粘土から洪積粘土までを俯瞰すると、堆積年代の対数に対して直線的に増加している傾向がみられる。Tangら<sup>25)</sup>は、一次圧密終了後にセメンテーションによって増加する粘性土の強度について一連の室内試験結果によって検討し、セメンテーションによる強度増加が有効土かぶり圧の平方根と時間の対数に比例して増加することを示している。セメンテーションによる強度増加が粘土の高い間隙構造を維持させ、構造係数Aを増加させると仮定すると、洪積粘土の方が沖積粘土よりAが増加していることは、大阪湾粘土の構造が長年月に及ぶ堆積過程で発現したセメンテーションによるものとして説明できる可能性がある。

図 3.4.8(a), (b)は、大阪湾沖積粘土と洪積粘土においてUSCを規定するパラメータa, bと液性限界の深度方向分布である。ln v - ln p関係の切片であるbは沖積粘土で  $\mu = 1.737$ ,  $\sigma = 0.096$ ,  $V = 0.055$ , 洪積粘土で  $\mu = 1.814$ ,  $\sigma = 0.090$ ,  $V = 0.050$ , 両者をあわせると、 $\mu = 1.775$ ,  $\sigma = 0.110$ ,  $V = 0.062$ で

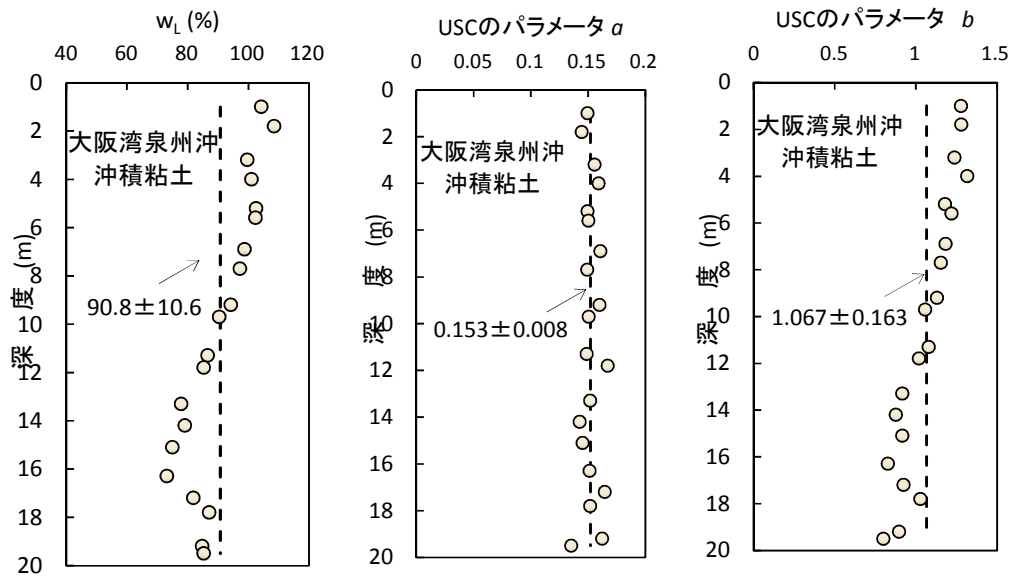


図 3.4.8(a) USCのパラメータ (大阪湾沖積粘土)

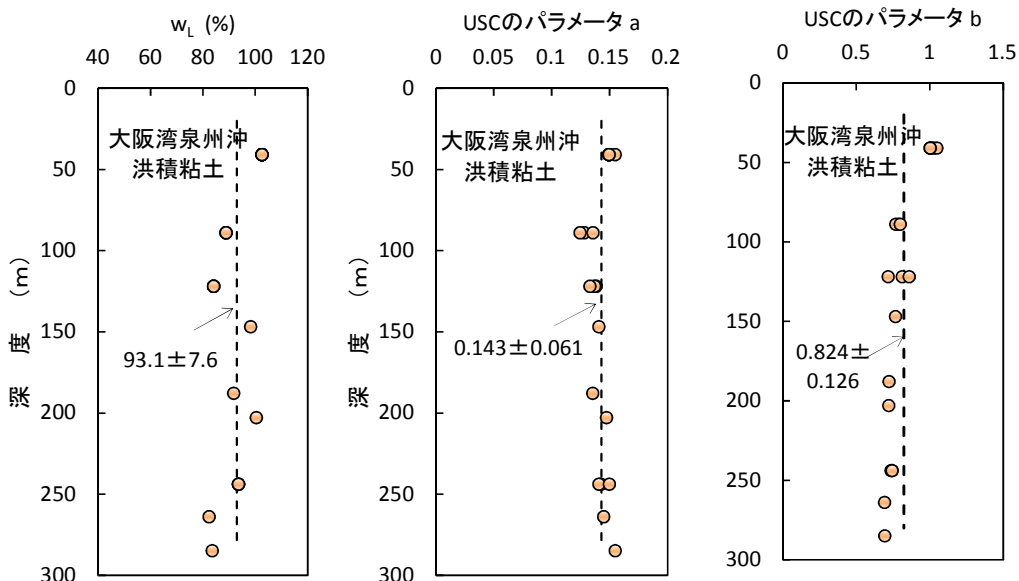


図 3.4.8(b) USCのパラメータ (大阪湾洪積粘土)

あった。また、USCの勾配 $a$ は沖積粘土が $\mu = 0.153$ ,  $\sigma = 0.008$ ,  $V = 0.052$ , 洪積粘土で $\mu = 0.144$ ,  $\sigma = 0.008$ ,  $V = 0.053$ , 両者をあわせると $\mu = 0.147$ ,  $\sigma = 0.010$ ,  $V = 0.065$ であった。液性限界のばらつきをみると、沖積粘土で $\mu = 90.8\%$ ,  $\sigma = 10.6\%$ ,  $V = 0.117$ , 洪積粘土で $\mu = 93.1\%$ ,  $\sigma = 7.6\%$ ,  $V = 0.081$ , 両者を合わせる $\mu = 91.9\%$ ,  $\sigma = 9.1\%$ ,  $V = 0.099$ であり、係数 $a$ ,  $b$ のばらつきよりも大きかった。

このように、十分に正規圧密状態になったときのe-log p 関係を表すUSCのパラメータ $a$ ,  $b$ は、沖積粘土と洪積粘土を合わせても変動係数0.05~0.065であって土質定数としては非常にばらつきが小さい。これに対して構造係数 $A$ の変動係数は沖積粘土(10 m以深)、洪積粘土でそれぞれ0.31, 0.22と大きく、大阪湾の海底地盤における圧縮特性のばらつきの主要な要因は、堆積時に形成された構造のレベルのばらつきであることを示していると考えられる。

なお、USCと液性限界との関係である式(3.5), (3.6)に $w_L = 91.9$ とし、 $\rho_s = 2.70$ を用いると、 $a$ ,  $b$ はそれぞれ0.149, 1.834となるが、この値を大阪湾粘土全体の $a$ ,  $b$ の平均値0.147, (標準偏差0.01), 1.775 (標準偏差0.110)と比較すると、 $a$ はほぼ一致し $b$ についてはややずれがあるが、ばらつきを考慮するとほぼ妥当な推定値になっていると考えられる。

以上のように、大阪湾の沖積粘土、洪積粘土地盤は、平均液性限界が91.9%の均一な地盤であり、e-log p関係はこの液性限界でほぼ決まるUSCをもとに、沖積粘土層では表層から深度とともに徐々に構造係数 $A$ が大きくなって深度10m以深で0.065となり、それ以深の洪積粘土層では $A$ が0.117である。また、収れん係数 $B$ は沖積粘土地盤では1から4.5まで深度とともに増加し、洪積粘土地盤では平均3.35でほぼ一定であった。さらに膨張係数 $C$ は沖積粘土地盤で平均0.02, 洪積粘土地盤で平均0.006と明瞭な差がみられた。

### 3.4.3 ボスケナー粘土の構造パラメータ

ボスケナー粘土の深度3.2 mの試験結果を用いて、各パラメータのフィッティングを行った例を図3.4.9に示した。図のように、正規圧密領域の直線部分から定めたUSCに対して圧縮曲線は $p_c$ 付近において基準圧縮曲線を超えて高位な状態となっている。本研究の方法では、 $p_c$ を境として過圧密、正規圧密のそれぞれの領域でモデル化式が異なるが、実験で求めた圧縮曲線と式(3.9), (3.10)を当てはめた曲線はよく一致している。

ボスケナー粘土の係数 $A$ ,  $B$ ,  $C$ の深度方向分布を図3.4.10に示した。採取した試料の液性限界は55.2~75.6%の範囲にあり、深度方向の変化は比較的小さい。図のようにボスケナー粘土の場合、構造係数 $A$ は深度によらずほぼ一定であり、 $\mu = 0.093$ ,  $\sigma = 0.015$ ,  $V = 0.161$ であった。また収れん係数 $B$ については $\mu = 3.17$ ,  $\sigma = 0.25$ ,  $V = 0.079$ , 膨張係数は $\mu = 0.014$ ,  $\sigma = 0.04$ ,  $V = 0.319$ であった。いずれのパラメータも深度方向のばらつきが少なくほぼ一定であるといえる。

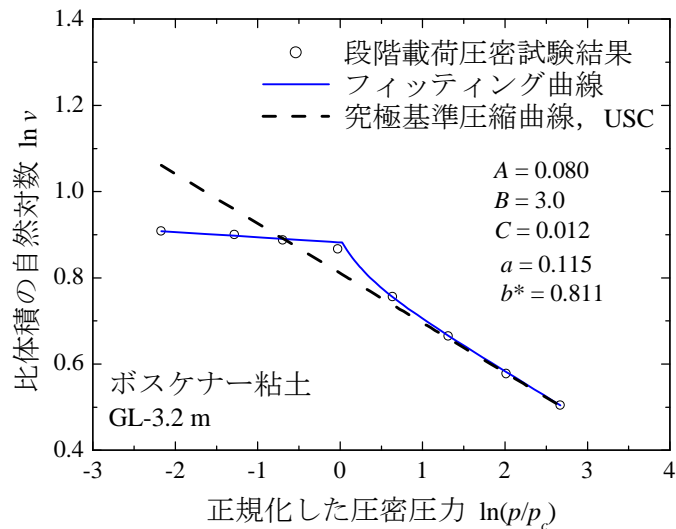


図 3.4.9 ボスケナー粘土の式(3.9),(3.10)への当てはめ例

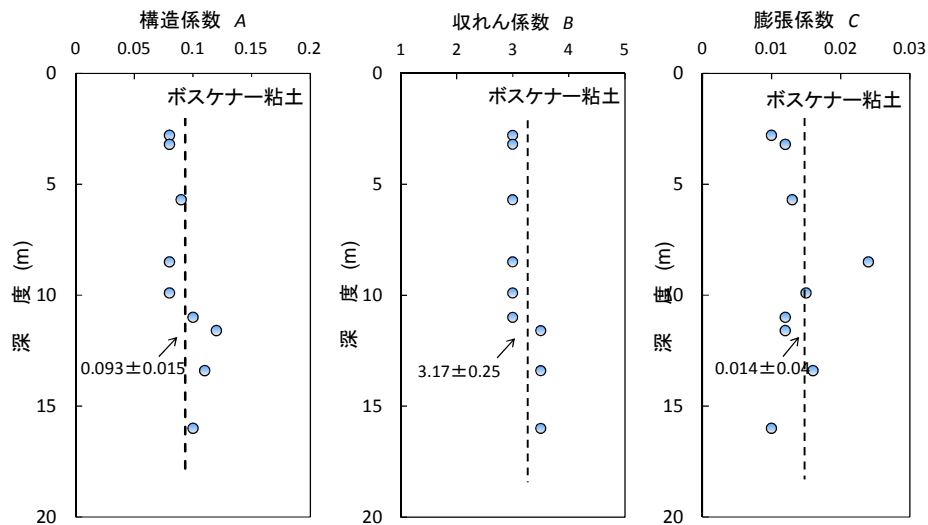


図 3.4.10 係数 $A$ ,  $B$ ,  $C$ の深度分布 (ボスケナー粘土)

### 3.4.4 ルイズヴィル粘土の構造パラメータ

ルイズヴィル粘土は過去に現在よりも大きな応力を受けていた履歴がある過圧密粘土である。ルイズヴィル粘土の深度11 mから採取した粘土の試験結果に対するフィッティングを行った例を図3.4.11に示す。ルイズヴィル粘土では、図3.4.4の一部のデータ（例えば、深度8 mなど）にも見られるように、間隙水圧の上昇によっていったん有効応力が減少するような曲線となることから、一般に用いる試験方法（JIS A 1217-2000）などから $p_c$ を求めることができない。このため今回は、有効応力の最大値（極大値）を $p_c$ とした。

圧密降伏後にいったん有効応力が減少する特性は式(9)のモデルでは表現できないが、図3.4.11のように、構造の程度の高さは構造係数 $A$ で、著しい圧縮性は劣化の速さを表現する収れん係数 $B$ を大きくすることによってほぼ表現できている。ルイズヴィル粘土の係数 $A$ 、 $B$ 、 $C$ の深度方向分布を図3.4.12に示した。図のように、構造係数 $A$ が $\mu = 0.210$ 、 $\sigma = 0.027$ 、 $V = 0.128$ 、収れん係数 $B$ が $\mu$

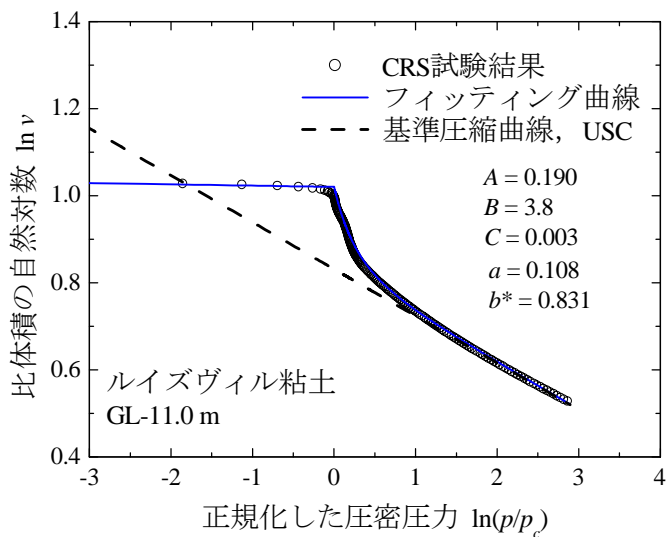


図 3.4.11 ルイズヴィル粘土の式(3.9),(3.10)への当てはめ例

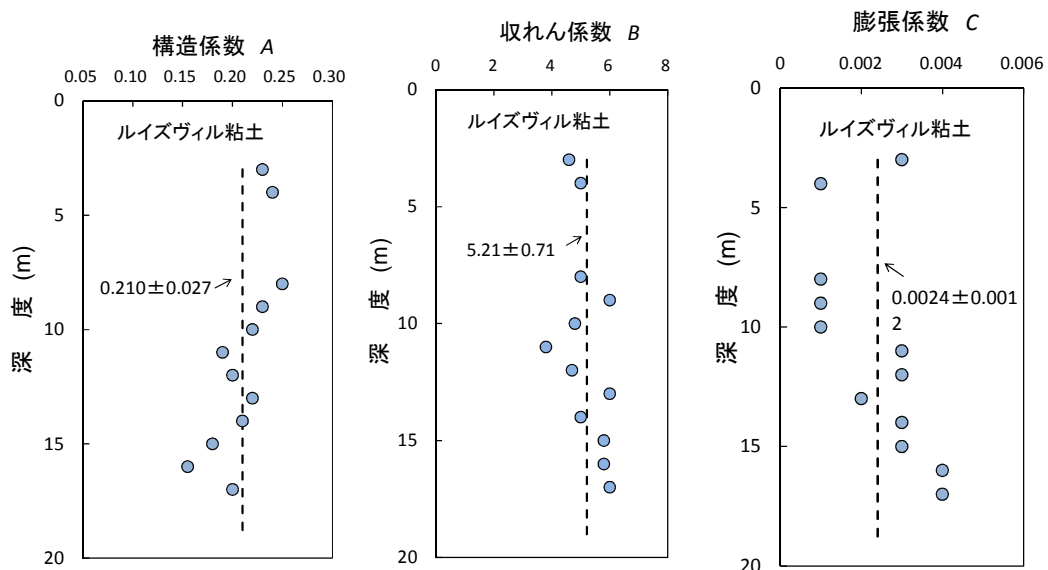


図 3.4.12 構造係数 $A$ 、 $B$ 、 $C$ の深度分布(ルイズヴィル粘土)

$=5.21$ ,  $\sigma = 0.706$ ,  $V = 0.13$ となった。大阪湾粘土, ボスケナー粘土と比較しても,  $A$ ,  $B$ ともに大きく, 一方, 膨張係数 $C$ は平均 $0.0024$ であり, ばらつきが大きい, 前述した大阪湾粘土, ボスケナー粘土と比べても非常に小さかった。これは, 構造係数 $A$ が大きく高位な構造を有することと関連していると考えられる。

## 3.4.5 その他の6種類の自然堆積粘土の構造係数Aの深度分布

前節で述べた以外の粘土への適用性について調べるため、バンコク粘土、東京湾横浜港の大黒町粘土、熊本港の有明粘土、八郎潟粘土、徳山下松港粘土、出雲粘土に対して、同様の検討を行った。

バンコク粘土はバンコク市内で採取された沖積粘土であり、過去にチャオプラヤ川左岸域の地下水揚水の影響を受けて過圧密比が1.5~1.9となっている<sup>17)</sup>。自然含水比 $w_n$ は47~98%、塑性指数 $I_p$ で39~77と、これもややばらついている。図 3.4.13に、係数A, B, Cの深度分布を示した。Aはばらつきが大きい平均0.085、標準偏差0.053であって、大阪湾洪積粘土と沖積粘土の中間的な値であった。なお、各粘土のパラメータBおよびCについては、Aとの相関性として後述する(3.6.3参照)。

東京湾横浜港粘土は横浜港沖合より採取された沖積粘土であり、日本国内の平均的な粘土の特性を有する。物理特性として塑性指数 $I_p$ では32~60となっている。図 3.4.14は係数A, B, Cの深度分布である。Aは深度2 mで小さいが深度4~14 mでは0を中心にばらついている。

有明海沿岸の有明粘土は軟弱で鋭敏な粘土として知られている。熊本港の海底地盤の圧密試験結果を用いて構造に関するパラメータを検討した<sup>27)</sup>。自然含水比 $w_n$ は69~117%、塑性指数 $I_p$ で27~79と、大阪湾粘土など比較的均質な粘土試料に比してややばらついている。図 3.4.15に、係数A, B, Cの深度方向分布を示すが、Aについては深度方向に増加傾向にあり、深度30 m付近をピークに減少傾向を呈する。収れん係数Bは深度方向にAと同様の変化を示すが、膨張係数Cはほぼ深度によらず一定であった。

八郎潟粘土は、八郎潟干拓地で採取した不攪乱試料である<sup>27)</sup>。干拓地であるので表層は厚さ1.5mの砂層であるが、その下にはほぼ正規圧密状態の粘土層が約40m堆積している。不攪乱試料を採取し、定ひずみ速度圧密試験によって圧縮曲線を求めた。図 3.4.16に係数A, B, Cの深度分布を示した。本地盤では、表層から10mまでの土層が有機分を多く含み液性限界が大きかった。係数Aは深度10mまで深度とともに増加し深度10mから40mの範囲では、他の地盤と比較してばらつきが大きかった(変動係数0.790)。特に深度方向に低下する傾向は他の地盤では見られないがその原因は明ら

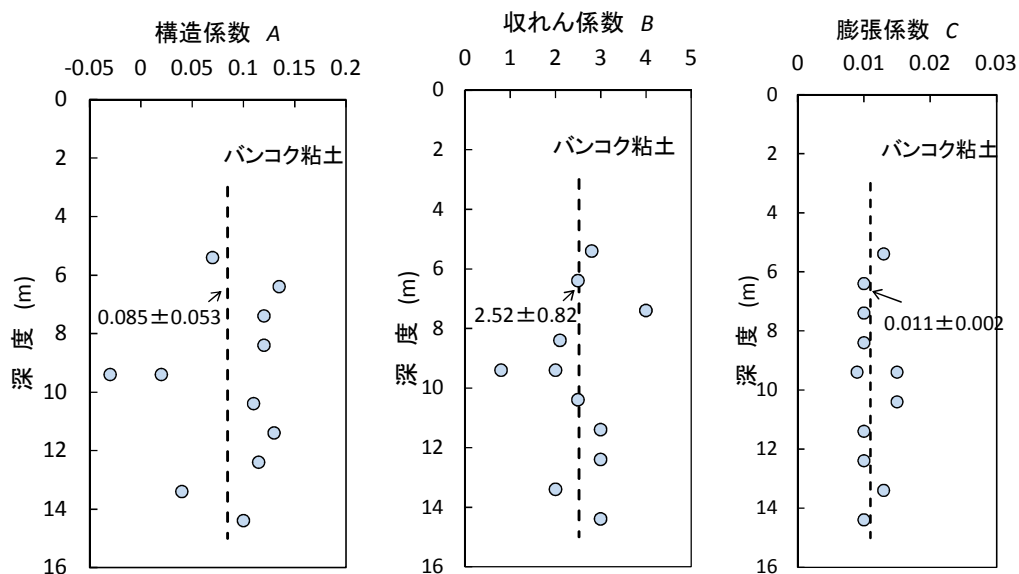


図 3.4.13 係数A, B, Cの深度分布 (バンコク粘土)

かにできなかった。一方、係数B, Cは深度に対してほぼ一定であった。

出雲粘土は、海成粘土地盤であるが現在は表層に約8mの砂質土層が堆積し農地となっている箇所から採取された試料である<sup>28)</sup>。砂層の下に約25mの粘土層が堆積しているが、有効土かぶり圧と圧密降伏応力はほぼ等しく、正規圧密地盤となっている。また、上部の砂層は約400年前の洪水によって粘土層の上に堆積したと考えられており、粘土層は圧密終了後の経過時間は短いと推定されている。図 3.4.17は出雲粘土の係数A, B, Cの深度分布である。図のようにAはほぼ一定であり、平均は0.034であった。Aが小さい理由としては、400年前の荷重によって正規圧密領域まで圧密されたことによると考えられる。係数B, Cは深度に対してほぼ一定であった。

徳山下松港粘土は、同港内の笠戸湾大島地区の人工干潟造成予定地の海底地盤3箇所から採取された試料である。図 3.4.18に係数A, Cの深度分布を示すが、粘土層厚11.4mでの液性限界のばらつきが大きかったが(30~110%)、係数Aの平均はほぼ0であった。係数Bの平均は0.187であるが、Aが0の場合は係数Bは定まらないのでAが0以外の場合についてBを求めている。係数Cはばらつきがあるが平均0.018であった。

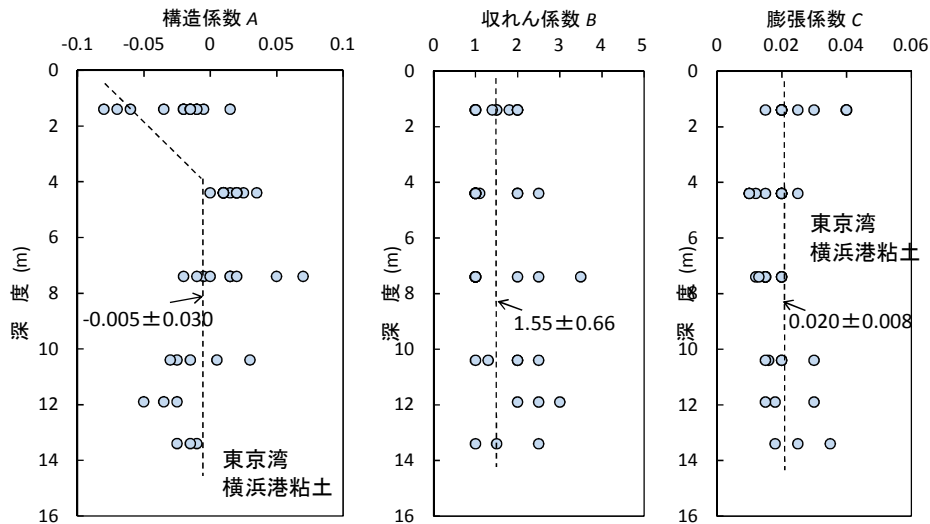


図 3.4.14 係数A, B, Cの深度分布 (東京湾横浜港粘土)

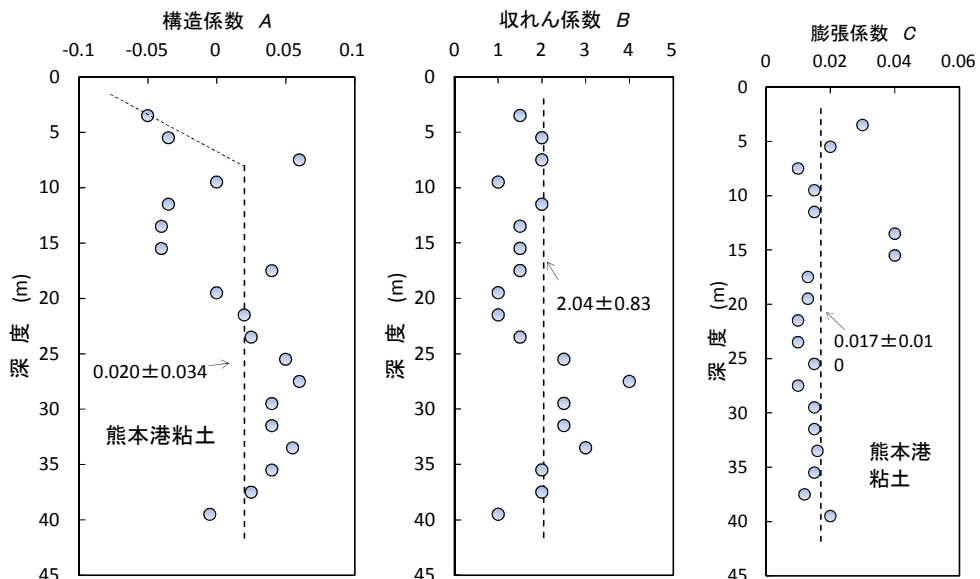


図 3.4.15 係数A, B, Cの深度分布 (熊本港粘土)

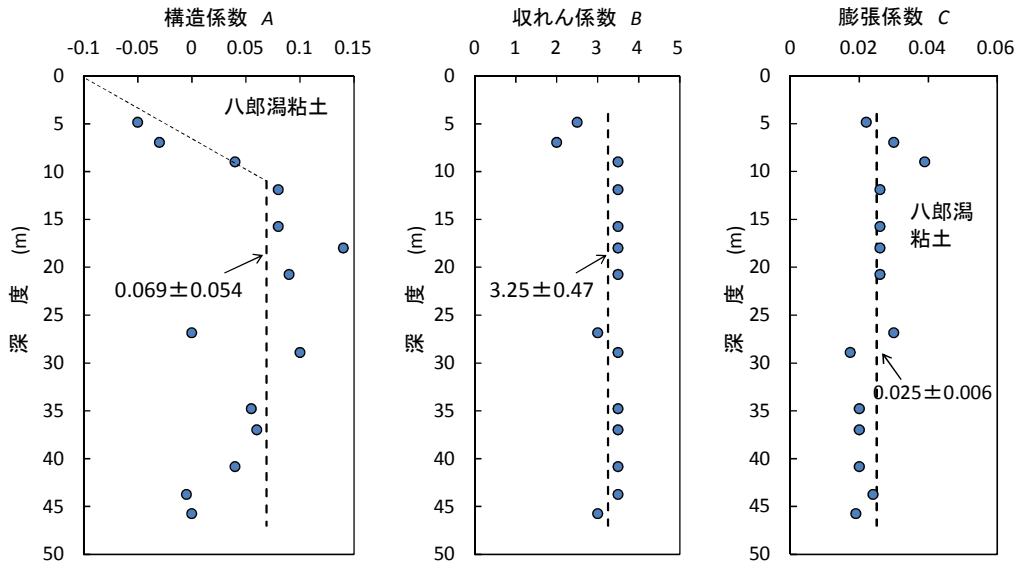


図 3.4.16 係数A, B, Cの深度分布 (八郎潟粘土)

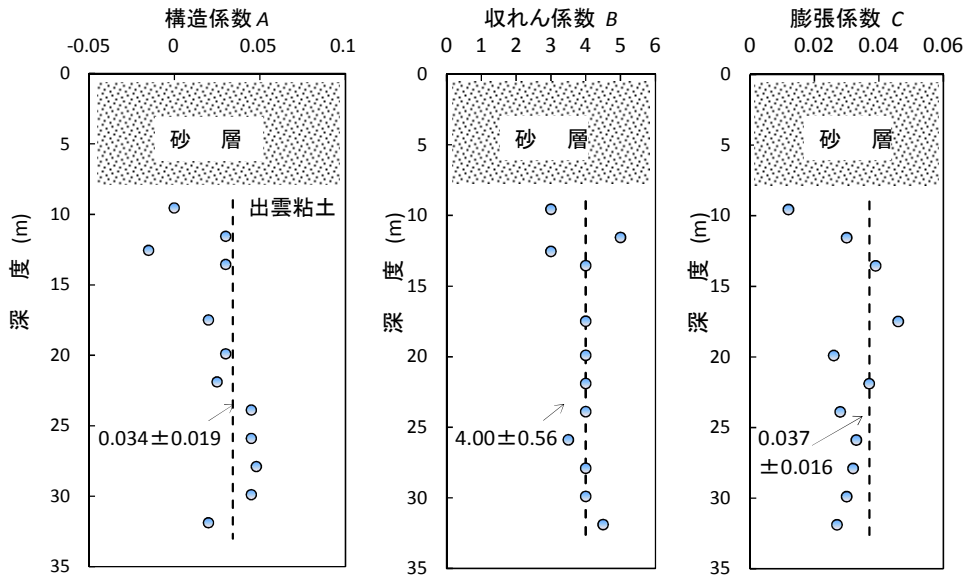


図 3.4.17 係数A, B, Cの深度分布 (出雲粘土)

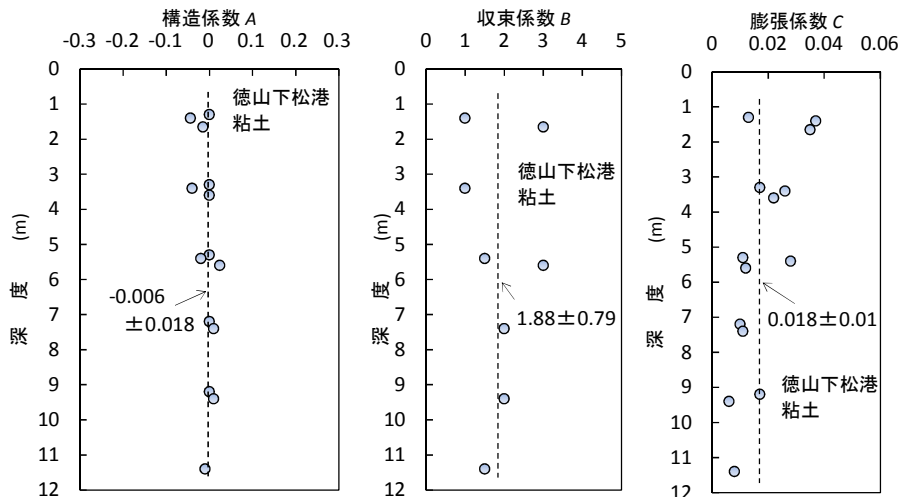


図 3.4.18 係数A, B, Cの深度分布 (徳山下松港粘土)



### 3.5 人為的な攪乱により構造が低位化した粘土の圧縮曲線に対するモデルの適用

前述した堆積時の構造の形成が考えられる自然堆積粘土のモデル化に対し、ここでは攪乱によって構造が低位になった粘土について本モデルの適用性を検討する。

#### 3.5.1 人為的に攪乱を与えた粘土試料の圧縮曲線

粘土の構造が低位になるということは、同じ有効圧密圧力に対して間隙比が小さくなることであり、低い含水状態で堆積、圧密して地盤が形成された場合や、地盤が練返しや攪乱を受けて再圧密した場合は考えられる。実務的な問題としては原地盤から試料採取時や供試体作製時に攪乱を受けようような場合が考えられる。奥村<sup>30)</sup>とShogakiら<sup>31)</sup>は、自然堆積粘土に人為的に乱れを与えて低位な構造(間隙比の減少)とした粘土の圧縮曲線について実験的に調べ、考察している。

奥村は、乱れの少ない粘土試料を用いて三軸UU圧縮試験を行って圧縮ひずみ15, 30, 50%をそれぞれ与えた試料を成形して段階載荷圧密試験を実施し、圧縮変形が粘土の圧縮曲線に及ぼす影響を報告している<sup>29)</sup>。一方、Shogakiらは、試料を押し出す際に成形面積を小さくする攪乱装置により、人為的に乱れを与えた。試料名K13D, K13C, K13Bの順で成形面積が小さく攪乱が大きいことに対応しており、K13DではK13A(乱れの少ない試料)の約70%となっている。またK13Eは完全練返し試料である。以上の攪乱を与えた後に一連の段階載荷圧密試験を行って、攪乱の大きさによって圧縮曲線が大きく変化することを報告した<sup>30)</sup>。ここでは奥村とShogakiらの実験結果を用いて、人為的な攪乱によって構造が低位化した粘土の圧縮曲線について式(3.9), (3.10)のモデルの適用性を検討した。

### 3.5.2 人為的に乱した粘土の構造パラメータ

図 3.5.1は、奥村が名古屋港鍋田粘土試料(液性限界 $w_L = 100\%$ )に人為的な攪乱(三軸UU試験による圧縮ひずみの付与)を与えて実施した圧密試験による $e - \log p$ 曲線<sup>27)</sup>を $\ln v - \ln p/p_c$ グラフ上に整理したものである。図の15%, 30%, 50%は圧密試験の前に試料に与えた圧縮ひずみを示している。また、USCは不攪乱試料の正規圧密状態の $\ln v - \ln p/p_c$ より決定している。

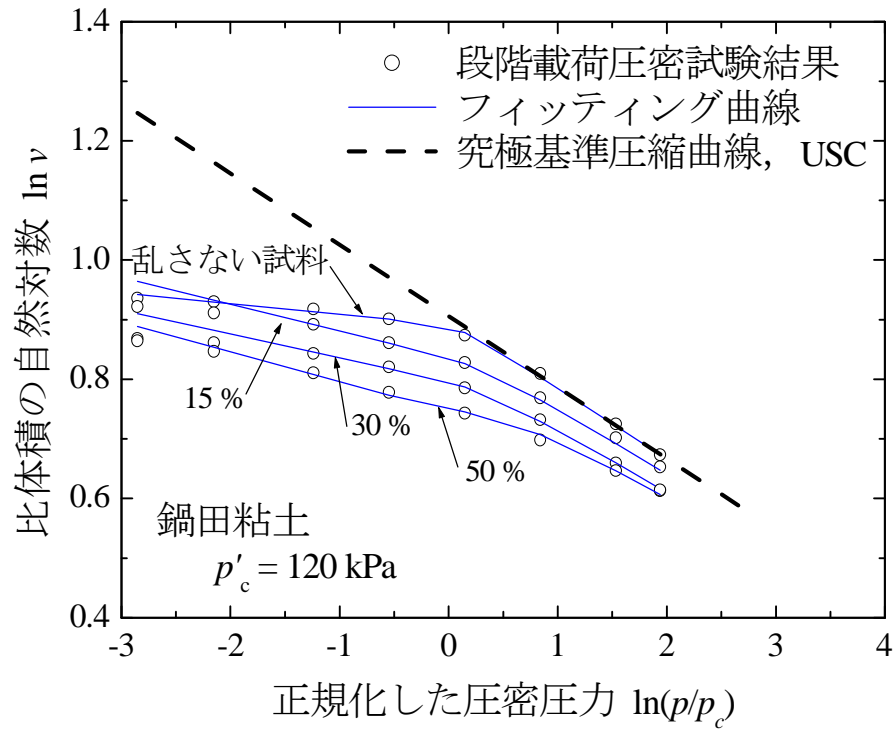


図 3.5.1 人為的に攪乱した粘土の圧縮曲線の当てはめ  
(桑名粘土, Shogaki and Kaneko<sup>31)</sup>による)

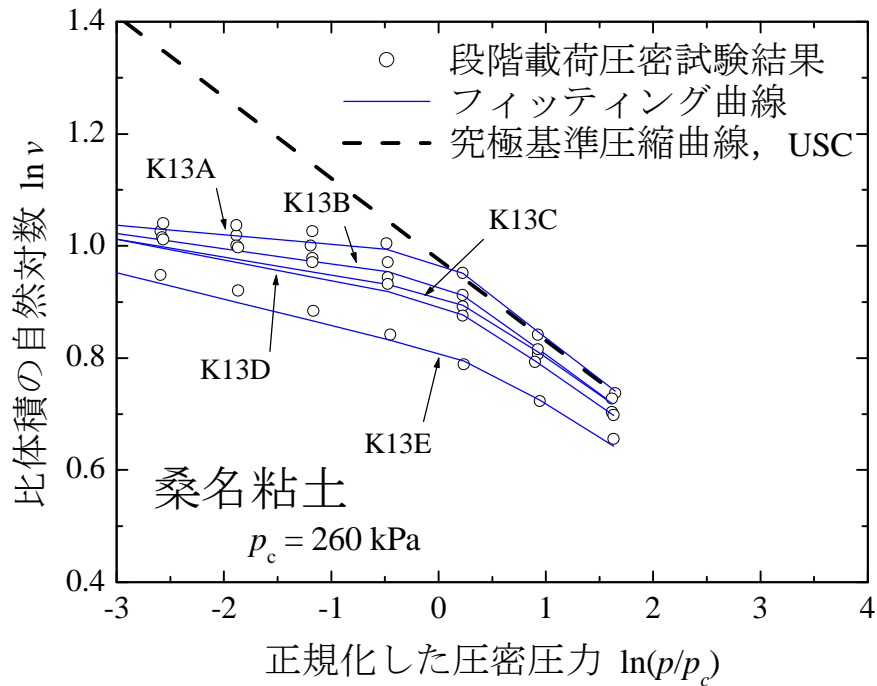


図 3.5.2 人為的に攪乱した粘土の圧縮曲線の当てはめ  
(桑名粘土, Shogaki and Kaneko<sup>31)</sup>による)

図のように、圧縮ひずみが大きいほど同じ圧力における間隙比は低下しており、攪乱による構造の低位化は明かである。また、いずれの試料も圧密圧力の増加とともにUSCに近づいているが、構造が高位である場合と異なり、圧密圧力が大きくなってもUSCに戻っていない。図中に式(3.9), (3.10)をフィッティングした曲線を示しているが、全体としてそれぞれの圧縮曲線をよく表現している。表 3.5.1にフィッティングで決定した構造パラメータA,B,Cをまとめているが、与えた攪乱が大きいほど構造係数Aは低下し、収れん係数Bは1.0以下となっている。式(9)においてBが小さくなることで、圧密が進行してもなかなかUSCに戻らないことが表現されている。また、膨張係数Cは与えた攪乱が大きいほど大きくなっている。

表 3.5.1 攪乱した粘土への式(3.9), (3.10)の当てはめ

| 試料                          | 条件    | 構造パラメータ |         |        | USCの<br>パラメータ          |
|-----------------------------|-------|---------|---------|--------|------------------------|
|                             |       | 構造係数 A  | 収れん係数 B | 膨張係数 C |                        |
| 名古屋港<br>鍋田粘土 <sup>27)</sup> | 不攪乱   | -0.015  | 3.0     | 0.018  | a = 0.120<br>b = 1.480 |
|                             | 15%   | -0.065  | 1.0     | 0.035  |                        |
|                             | 30%   | -0.110  | 0.7     | 0.040  |                        |
|                             | 50%   | -0.160  | 0.8     | 0.045  |                        |
| 桑名粘土 <sup>28)</sup>         | 不攪乱   | 0.010   | 1.0     | 0.017  | a = 0.145<br>b = 1.782 |
|                             | K-13B | -0.035  | 0.5     | 0.027  |                        |
|                             | K-13C | -0.060  | 1.0     | 0.032  |                        |
|                             | K-13D | -0.075  | 0.6     | 0.037  |                        |
|                             | K-13E | -0.165  | 0.6     | 0.047  |                        |

図 3.5.2はShogaki らが報告したデータを用いてフィッティングを行った結果である。求めた構造パラメータA, B, Cを表 3.5.1に示している。図 3.5.1と同様に与えた攪乱が大きいほどUSCよりも間隙比が小さくなり、構造係数Aは減少する。また、奥村によるデータと同様にBは1.0以下となり、Cは増加する傾向を示している。

以上のように、人為的に攪乱を与えて構造を低位化させた粘土の圧縮曲線に式(3.9), (3.10)を当てはめを行った結果、構造係数Aを負、収れん係数Bを1.0以下に小さく設定し、膨張係数Cを大きくすることで表現することができた。

### 3.6 構造を考慮した圧縮曲線のモデル化に関する考察

#### 3.6.1 USCを表すパラメータ $a$ , $b$ と液性限界の関係

図 3.6.1, 図 3.6.2は, 今回調べたUSCを表すパラメータ  $a$ ,  $b$  と, 液性限界時の比体積の対数  $\ln v_L$  との関係である。図中には今回調べたデータに関する回帰直線と相関係数  $R^2$ , 式(3.5), (3.6)も比較のため示している。図 3.6.1, 図 3.6.2のように係数  $a$ ,  $b$  と  $\ln v_L$  の相関係数はそれぞれ0.665と0.765で, ばらつきもあり回帰直線は以下のものであった。

$$a = 0.115 \cdot \ln v_L \quad (3.11)$$

$$b = 1.415 \cdot \ln v_L \quad (3.12)$$

このように, 既往の研究による式(3.5), 式(3.6)とずれがみられた。したがって, 式(3.5), 式(3.6)はUSCをおおよそ推定する目的には適用できるが, 個々の粘土ごとに液性限界と  $a$ ,  $b$  との関係を求めることで, 適合度はより向上すると考えられる。

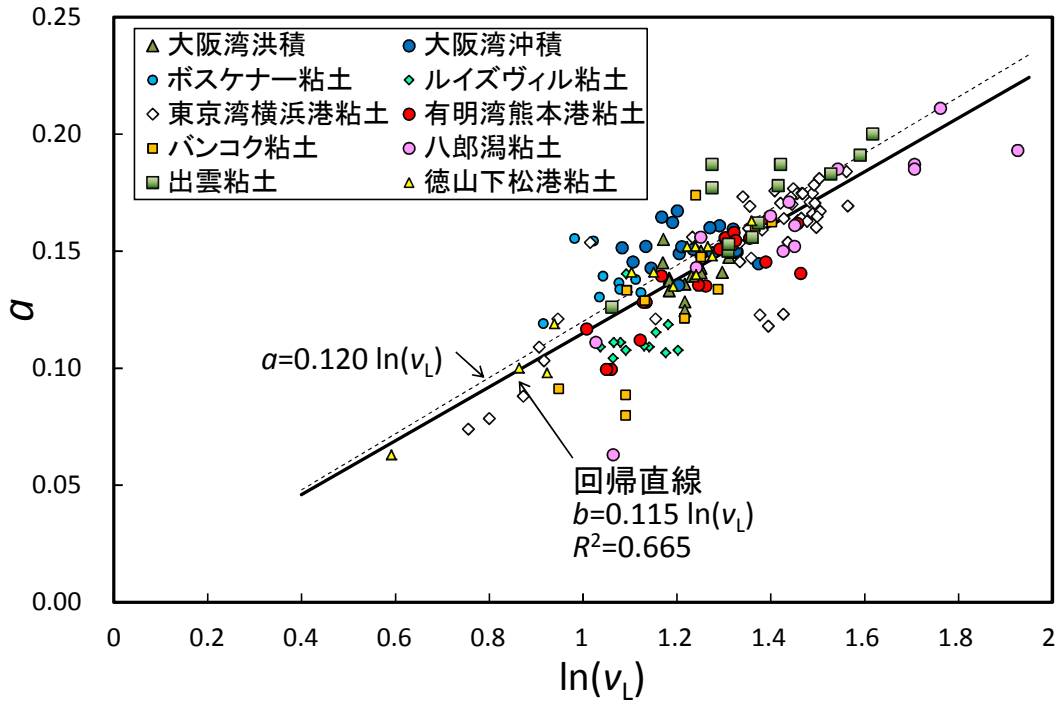


図 3.6.1 USCのパラメータ $a$ と液性限界の比体積 $v_L$ の関係

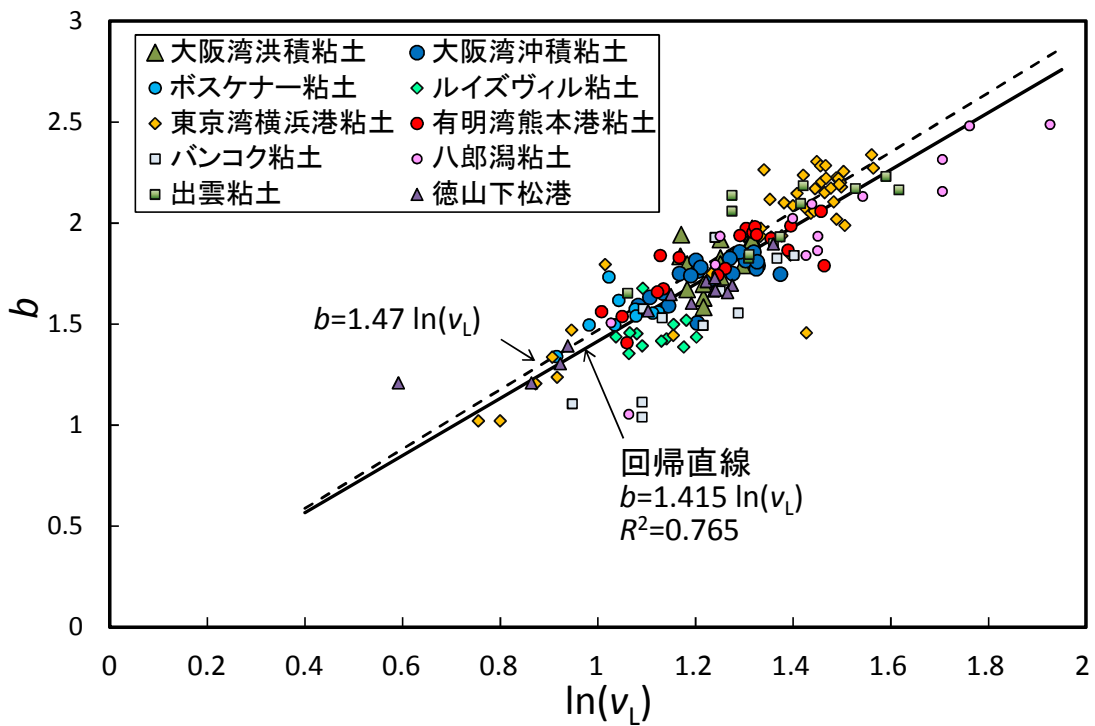


図 3.6.2 USCのパラメータ $b$ と液性限界の比体積 $v_L$ の関係

## 3.6.2各粘土の構造係数Aと、その特性

図 3.6.3は、今回検討した粘土の構造係数Aの分布範囲を液性限界との関係でまとめたものである。図をみると、それぞれの粘土において、Aと液性限界の関係は特にみられない。すなわち、粘土ごとに構造係数Aは、粘土の塑性を表す液性限界によらず、粘土ごとに特定の範囲にプロットされている。これは、Aの深度方向分布において、表層付近を除けば、それぞれの地盤で深度によらず一定となっていることが多いこと（ただし、図 3.4.7に示すように深度0～300mの大阪湾粘土を一種類の粘土と考えると堆積年代によるAの増加傾向が伺われる）と対応していると考えられる。堆積過程に形成される構造の影響が液性限界によらず、層厚20m程度の一つの沖積粘土ではほぼ一定の範囲にあることは、構造を形成するメカニズムを考慮する上で興味深い。しかしながら、八郎瀧粘土のように同一の粘土で深度によって大きなばらつきを示す場合もあり、構造と液性限界、堆積深度の関係についてはさらに検討する必要がある。

図 3.6.3より、構造係数Aの範囲から海成粘土の堆積構造の影響を以下のように分類することを試みた。

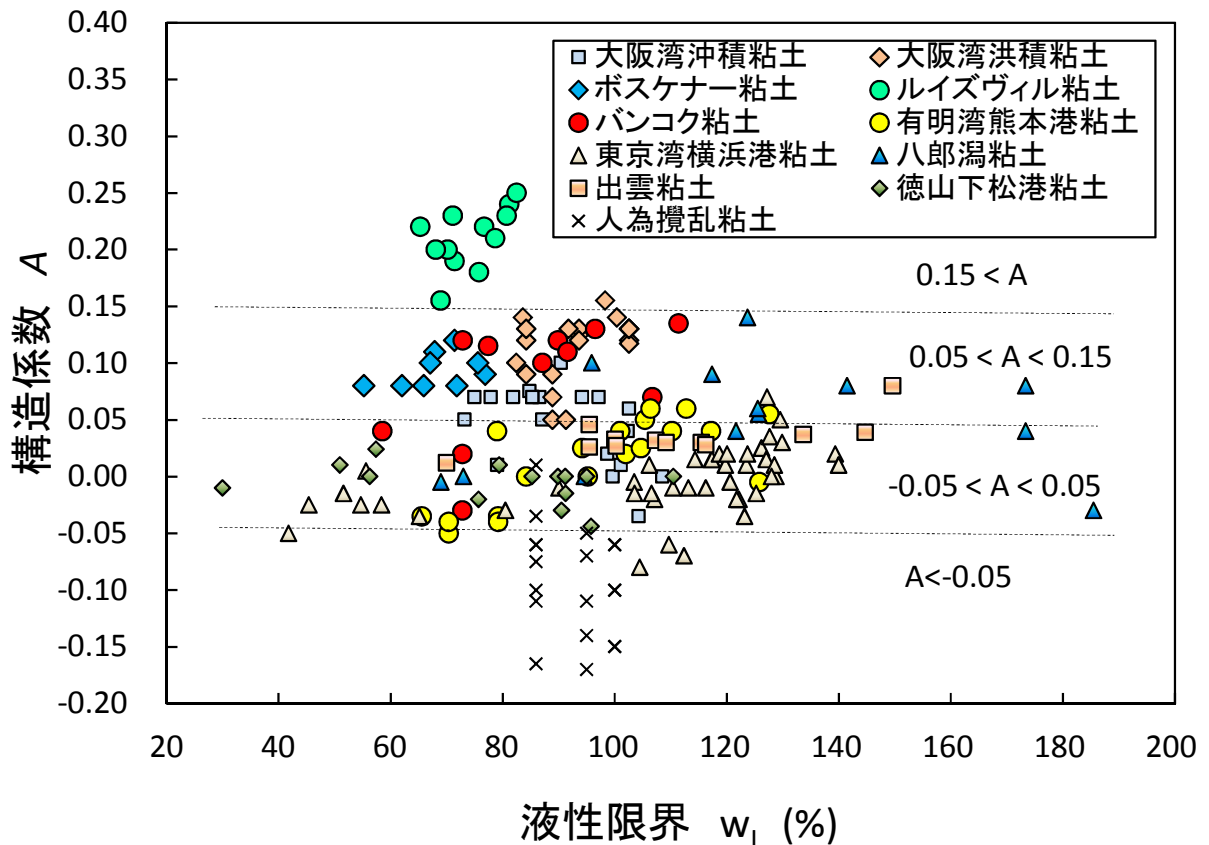


図 3.6.3 海成粘土の構造係数Aの範囲と液性限界

区分Ⅳ：著しく高位な構造を有する ( $A > 0.15$ )

今回調べた範囲ではルイズヴィル粘土が該当する。ルイズヴィル粘土は、図 3.4.4のように、定ひずみ速度圧密試験において载荷中に有効応力が減少するなど急激な圧縮性を示すことが知られている。本研究で提案する構造係数 $A$ ももっとも大きく、著しく高位な構造を有すると考えられる。

区分Ⅲ：高位な構造を有する ( $0.05 < A < 0.15$ )

大阪湾洪積粘土，ボスケナー粘土，バンコク粘土，大阪湾沖積粘土の一部，八郎潟粘土が該当する。圧密降伏応力後に大きな圧縮性を示す。

区分Ⅱ：堆積構造の影響は弱い ( $-0.05 < A < 0.05$ )

堆積構造の影響が無いが、あっても小さい。 $e - \log p$ 曲線は液性限界の2倍の含水比で練返し再圧密した粘土とほぼ同様な形状となっている。大阪湾沖積粘土の一部，熊本港粘土，東京湾横浜港粘土，徳山下松港粘土，出雲粘土が該当する。

区分Ⅰ：攪乱などにより構造が低位な粘土 ( $A < -0.05$ )

試料採取時の攪乱の影響などにより，構造が低位となっている粘土。今回調べた範囲では，人為的に攪乱を与えた粘土のほか東京湾横浜港粘土の一部が該当する。

今回調べた範囲では，カナダのルイズヴィル粘土に相当するような構造係数を有する粘土は無く，大阪湾洪積粘土も区分Ⅲに留まっている。しかし，わが国の沖積粘土の $A$ の範囲が $-0.05 \sim 0.10$ の範囲であったのに対して大阪湾洪積粘土は $0.075$ から $0.155$ の範囲にあり，国内の粘土としては最大であった。大阪湾洪積粘土の構造係数 $A$ の範囲は区分Ⅳのルイズヴィル粘土の範囲 $0.15 \sim 0.275$ の下限に重なっており，さらにこの粘土が土かぶり圧の大きい深度 $50 \sim 300\text{m}$ に堆積していることを考えると，世界的にみても高位の構造が発達した粘土であると考えられる。なお，ここで試みた分類は今回調べた範囲に基づいた仮説であり，今後多くの海成粘土のデータを集めることにより妥当性を検討する必要がある。

### 3.6.3 収れん係数B, 膨張係数Cと構造係数Aの関係

構造が粘土の圧縮曲線の形状に及ぼす影響を検討するため、構造係数Aと、他の2つのパラメータB, Cとの関係について、それぞれ図 3.6.4, 図 3.6.5にまとめた。

図 3.6.4をみると、ばらつきが大きい構造係数Aが大きいほど収れん係数Bも大きい正の相関が認められる。Bの対数ln BとAの関係を求めたところ、両者には相関係数 $R^2 = 0.48$ で直線関係が認められた。この回帰直線を用いると、BとAの関係は次式で与えられる。

$$B = 1.73 \exp(5.22A) \quad (3.13)$$

図 3.6.4には、式(13)およびln BとAの回帰直線に標準偏差分増減して得られる次式を示している。

$$B = 1.15 \exp(5.22A) \quad (3.14)$$

$$B = 2.60 \exp(5.22A) \quad (3.14)'$$

図よりばらつきは大きい、多くのデータが式(3.14)と式(3.14)'の間に入っている。構造係数Aが大きいときに収れん係数Bが大きいことは、構造が大きい場合に、圧密降伏応力を越えて圧密圧力が加わることによって間隙比が急激に減少し、容易にUSCに戻ることを意味する。

一方、図 3.6.5に示したAとCの関係をみると、Aが大きくなるほど膨張係数Cは減少する傾向にある。係数Bと同様にCの対数ln CとAの関係を求めたところ、両者には相関係数 $R^2 = 0.56$ で直線関係が認められた。この回帰直線より、CとAの関係は次式で与えられる。

$$C = 0.0187 \exp(-7.18A) \quad (3.15)$$

また、ln CとAの回帰直線に標準偏差分だけ増減すると次式が得られた。

$$C = 0.0302 \exp(-7.18A) \quad (3.16)$$

$$C = 0.0116 \exp(-7.18A) \quad (3.16)'$$

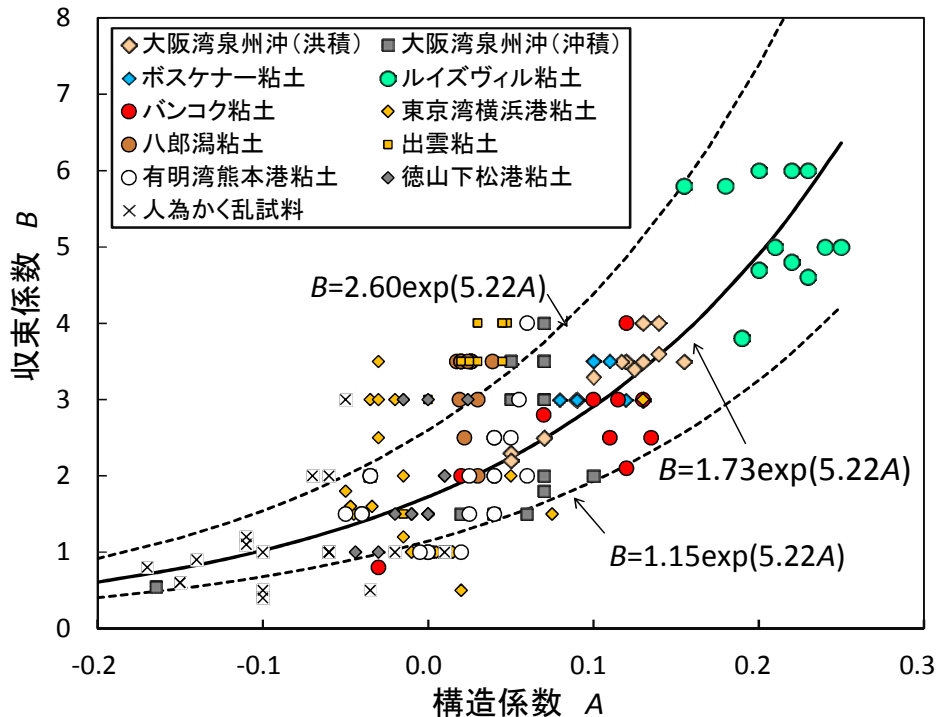


図 3.6.4 構造係数Aと収れん係数Bの関係



図 3.6.5をみると、多くのデータが式(3.14)と式(3.14)の間にプロットされている。Aが大きくなるとCが小さくなることは、構造の高位な粘土であるほど過圧密領域での圧縮性が小さいことを示している。

構造による粘土のe-log p曲線の典型的な変化を検討するため、これまでに得た関係式(3.5), (3.6), (3.9), (3.10), (3.13), (3.15)を用いて圧縮曲線を作成してみる。海成粘土の物性値として液性限界 $w_L=100\%$ 、土粒子の密度 $\rho_s=2.70\text{ g/cm}^3$ の場合（液性限界での比体積 $v_L(=wL/\rho_s \cdot 100+1)$ が3.7) について、圧密降伏応力 $p_c=100\text{ kPa}$ を仮定すると、 $v_L$ から式(3.5), (3.6)を用いてUSCのパラメータ $a, b$ が得られる。構造係数Aが与えられれば、収れん係数B、膨張係数Cを式(3.13)と(3.15)で推定し、圧縮曲線を計算できる。Aを-0.10, -0.05, 0.00, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20と変化させた際に得られるe-log p関係を図 3.6.6に示した。Aが負の場合、USCより下方にあった曲線が圧力の増加とともにUSCに漸近し、Aが正の場合には、USCより上方にあった曲線が、圧密降伏後にUSCに収れんする様子が表現されている。

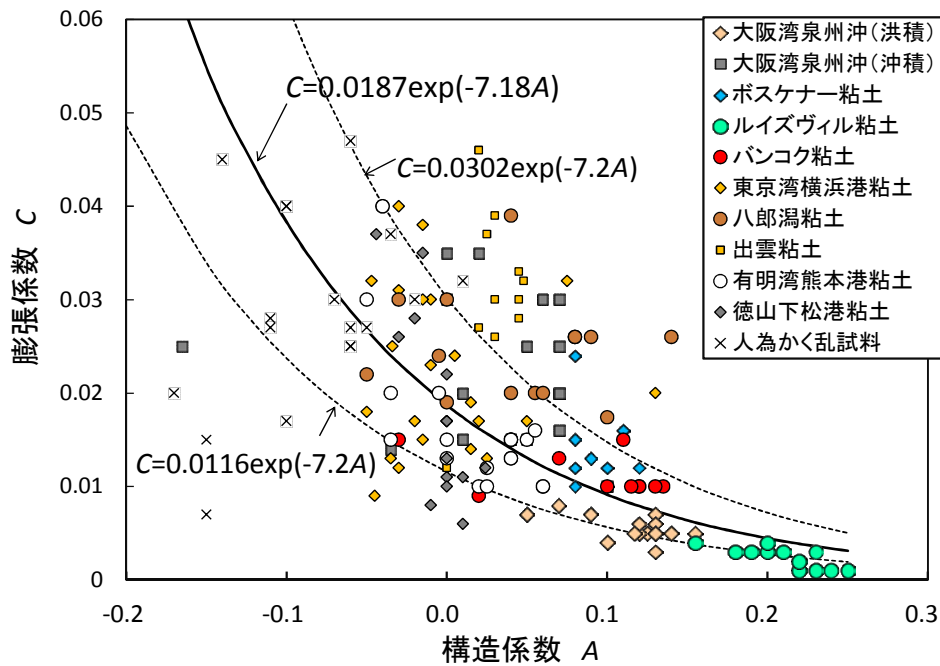


図 3.6.5 構造係数Aと膨張係数Cの関係

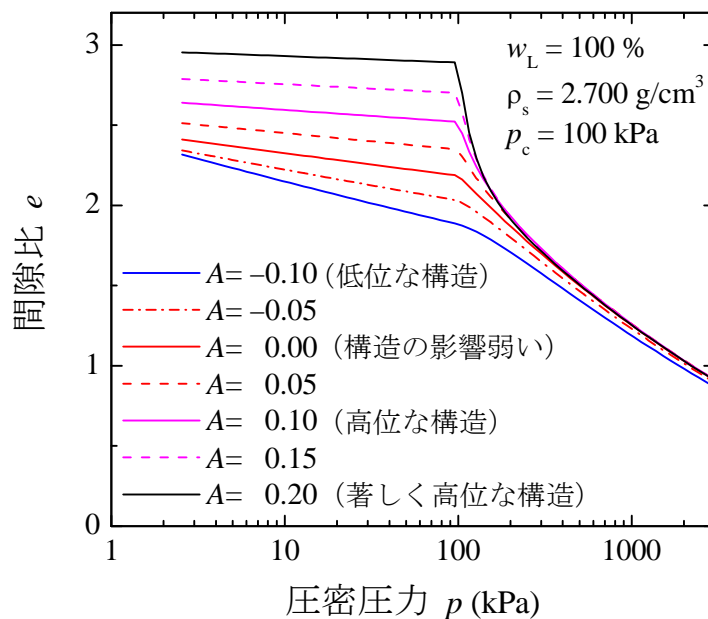


図 3.6.6 構造係数Aから得られるe-log p関係

以上のことから、本研究で提案した式(3.9), (3.10)を実務に用いて自然堆積地盤の構造を評価し沈下の解析を行う場合、次のような手順が考えられる。

- 1) 対象となる粘土の各深度の一次元圧密試験結果から、圧密降伏応力の4倍以上の圧密圧力の領域でUSCを求め、USCを定めるパラメータ $a$ ,  $b$ と液性限界の比体積 $v_L$ の関係を求める。また、式(3.9), (3.10)を当てはめ構造係数 $A$ , 収れん係数 $B$ , 膨張係数 $C$ を求める。
- 2) 粘土層を分割して分割層ごとに代表的な液性限界を決定し、それより1)の関係をj用いてUSCのパラメータ $a$ ,  $b$ を決定する。
- 3) 1)の結果より分割層ごとに構造の区分を検討し、代表する構造パラメータ $A, B, C$ を決定する。
- 4) 2), 3)より各層ごとに圧縮曲線を決定し、沈下解析に用いる。

### 3.6.4 構造パラメータに及ぼすひずみ速度の影響

多くの粘土の圧縮曲線は、その圧縮速度に依存して異なる曲線となり、圧密降伏応力が変化するという、ひずみ速度依存性が確認されている<sup>16)</sup>。特に、大阪湾粘土では、顕著に見られるとされており、数多くの研究者によってアイソタック概念に基づくモデル化がなされている（例えば、Imai et al.<sup>31)</sup>; Tanaka<sup>18)</sup>; Watabe et al.<sup>15)</sup>）。ここでは、ひずみ速度が異なるCRS試験結果に提案モデルを当てはめて構造パラメータを求め、ひずみ速度の影響について検討を行った。

用いた試料は、大阪湾洪積粘土のMa12, Ma11, Ma10およびMa4である。表 3.6.1に試験を実施した圧縮ひずみ速度と、その際の圧密降伏応力 $p_c$ を示す。圧縮曲線の例として、Ma12の $\ln(v/v_0) - \log p$ 関係を図 3.6.7に示す。ただし、 $v_0$ は土かぶり圧での比体積である。同図によれば、ひずみ速度が小さいほど左方に位置することが確認できる。

これらの結果に対し、式(9)を当てはめ、各パラメータのひずみ速度依存性を検討した。

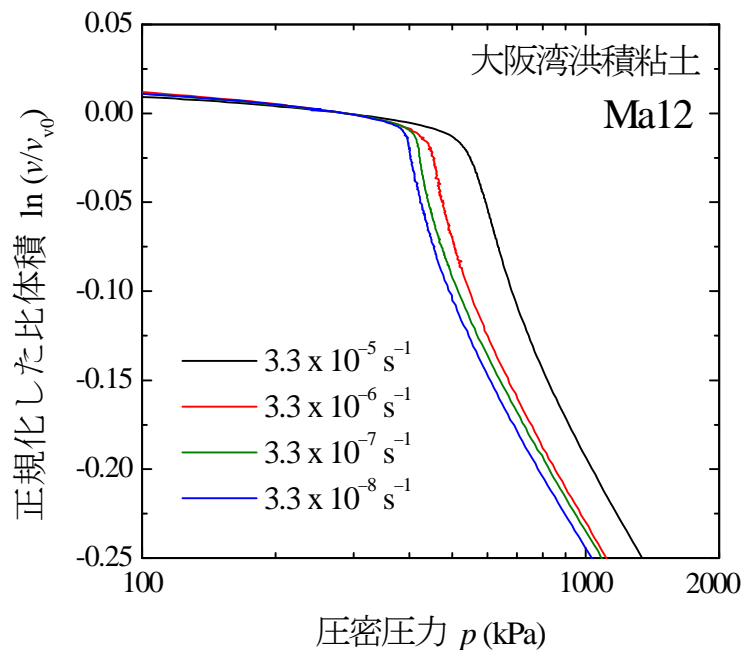


図 3.6.7 Ma12の $\ln(v/v_0) - \log p$ 関係

表 3.6.1 ひずみ速度と圧密降伏応力

| 地層   | ひずみ速度 $s^{-1}$       | $p_c$ (kPa) |
|------|----------------------|-------------|
| Ma12 | $3.3 \times 10^{-5}$ | 538         |
|      | $3.3 \times 10^{-6}$ | 439         |
|      | $3.3 \times 10^{-7}$ | 414         |
|      | $3.3 \times 10^{-8}$ | 388         |
| Ma11 | $3.3 \times 10^{-6}$ | 701         |
|      | $3.3 \times 10^{-7}$ | 685         |
| Ma10 | $3.3 \times 10^{-6}$ | 1134        |
|      | $3.3 \times 10^{-7}$ | 911         |
| Ma4  | $3.3 \times 10^{-6}$ | 1955        |
|      | $3.3 \times 10^{-7}$ | 1836        |

図 3.6.8は構造係数 $A$ 、収れん係数 $B$ とひずみ速度の関係である。図より、圧縮曲線の形状を規定するいずれの係数もひずみ速度との明確な関連はみられず、ひずみ速度により圧縮曲線の形状そのものが変化しないというアイソタック概念の妥当性を裏付けている。しかし詳細に見ると、構造係数 $A$ はひずみ速度が大きいほどやや大きくなっており、収れん係数 $B$ は、 $Ma_{10}$ を除けばひずみ速度が大きいほど低下しUSCへの回帰が緩慢になる傾向を示している。

図 3.6.9は、USCを表す係数 $a$ 、係数 $b^*$  (圧密降伏応力 $p_c$ で正規化した圧密圧力に関するUSCの式(8)による) とひずみ速度の関係である。図のように、いずれの係数もばらつきの範囲を考えるとひずみ速度との明確な傾向を見出すことができなかつた。このことは、基準となる圧縮曲線 (ひずみ速度に対応する $p_c$ で正規化した圧縮曲線) がひずみ速度によらないとする、アイソタック概念に基づくモデル化の考え方がUSCに関しても当てはまることを示す結果と言える。一方、先に述べたように、構造係数 $A$ と収れん係数 $B$ は、ひずみ速度によって $A$ はやや大きく、 $B$ はやや小さくなる傾向があり、ひずみ速度が大

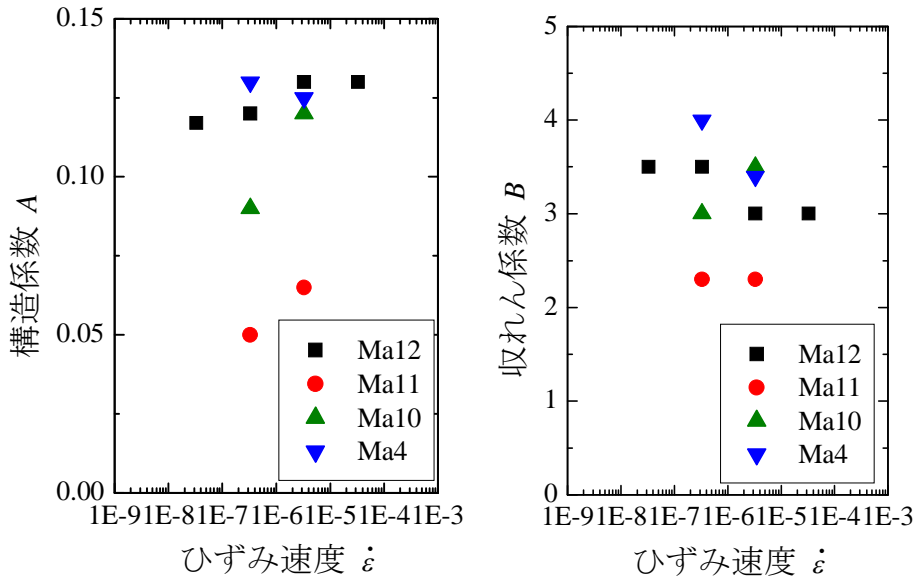


図 3.6.8 構造係数 $A$ 、収れん係数 $B$ とひずみ速度の関係

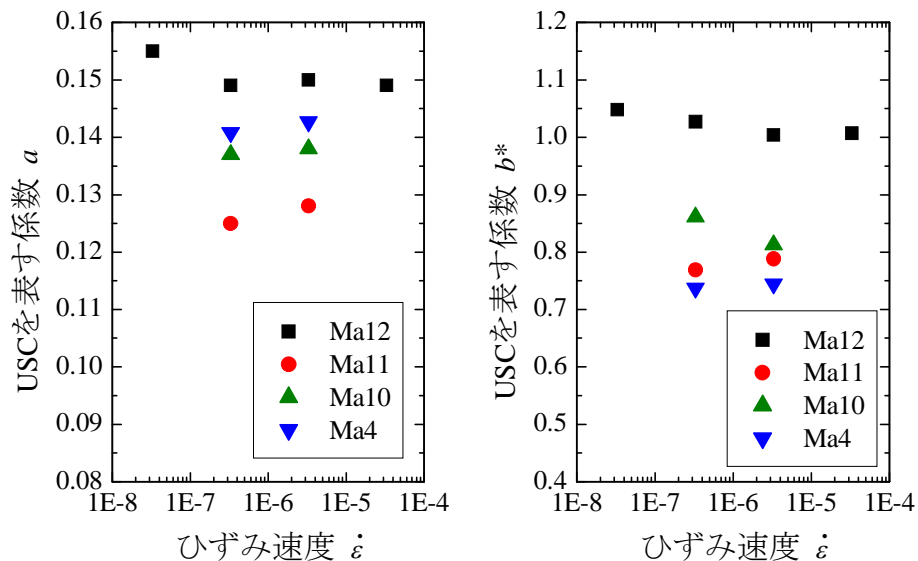


図 3.6.9 USCのパラメータ $a$ 、 $b^*$ とひずみ速度の関係

きい場合には、構造の効果が大きく、USCへの収れんが遅れる傾向を示唆している。本研究で提案した式(3.9), (3.10)を用いて慣用解析法に適用する方法は、段階載荷圧密試験とCRS試験で求められた $e - \log p$ 曲線に基づくものであり、実施工時のひずみ速度は試験時のひずみ速度よりも小さい。したがって、沈下解析ではひずみ速度の違いを考慮した解析が必要といえるが、これまでの慣用解析法ではひずみ速度の影響を考慮せずに $e - \log p$ 曲線をそのまま用いる場合が多い。慣用解析法におけるひずみ速度の考慮については、実測沈下との比較を行うなどさらに検討が必要と考えられる。

### 3.7 本章の結論

本研究では、粘土の一次元圧縮特性 ( $e$ -log  $p$ 曲線) を用いたモデル化により、いくつかの自然堆積粘土の堆積構造の影響を定量的に評価することを試みた。本研究で得られた知見をまとめると、以下のようになる。

- 1) 粘土の構造を考慮した圧縮曲線のモデルとして、圧密圧力が十分に大きいときの圧縮曲線 (究極基準圧縮曲線USC) と、それからの乖離の程度を表すパラメータを組み合わせた簡易なモデルを提案した。モデルは、USCを表現するパラメータ $a$ と $b$ 、USCからの乖離の程度を表す構造係数 $A$ 、USCに回帰する過程を表す収れん係数 $B$ 、過圧密領域の $\ln v$ - $\ln p$ 関係を表す膨張係数 $C$ を用いた。
- 2) 大阪湾泉州沖積粘土・洪積粘土、英国のボスケナー粘土、カナダのルイズヴィル粘土、バンコク粘土、東京湾横浜港粘土、熊本港粘土、八郎瀉粘土、出雲粘土、徳山下松港粘土の、10種類の海成粘土について、圧密試験で得られた $e$ -log  $p$ 関係に提案式を当てはめたところ、いずれの粘土でも当てはめは良好であった。それぞれの粘土について構造の大きさを示す構造係数の深度分布をみると、表層部分では $A$ は小さいが、ある深度以深ではそれぞれの地盤でほぼ一定となっていた。また、同一の粘土地盤において液性限界と構造係数 $A$ に明瞭な関係はみられなかった。
- 3) 人為的に攪乱を加えて構造が低位化した粘土の圧密試験結果に提案したモデルを当てはめた結果、良好に圧縮曲線を表現することができた。構造が低位化した粘土では構造係数 $A$ は負値となり、収れん係数 $B$ は1以下となって、正規圧密状態で圧密圧力が増加してもUSCに少しずつしか戻らない、という圧縮曲線になる。
- 4) 今回調べた10種類の海成粘土の構造係数 $A$ の範囲から、海成粘土の構造の影響を以下のように分類することを試みた。

区分Ⅳ：著しく高位な構造を有する ( $A > 0.15$ )

区分Ⅲ：高位な構造を有する ( $0.05 < A < 0.15$ )

区分Ⅱ：堆積構造の影響は弱い ( $-0.05 < A < 0.05$ )

区分Ⅰ：攪乱などにより構造が低位な粘土 ( $A < -0.05$ )

ルイズヴィル粘土は区分Ⅳに該当し、大阪湾洪積粘土、ボスケナー粘土、バンコク粘土、大阪湾沖積粘土 (一部)、八郎瀉粘土、熊本港粘土 (一部) は区分Ⅲに該当した。区分Ⅱには東京湾横浜港粘土、出雲粘土、徳山下松港粘土が該当した。また、区分Ⅰには人為的に攪乱を加えた粘土が該当した。ここで試みた分類は今回調べた範囲に基づいた仮説であり、今後多くの海成粘土のデータを集めることにより妥当性を検討する必要がある。

- 5) わが国の沖積粘土は区分ⅡおよびⅡに近いⅢに分類された。これに対して大阪湾洪積粘土は区分Ⅳに近いⅢであり、構造の影響が大きいことが定量的に示された。また、大阪湾粘土の構造係数 $A$ は堆積年代の対数に比例して増加している傾向が見られ、このことは室内試験で得られたセメンテーションによる強度増加特性と対応している。
- 6) 今回検討を行った自然堆積粘土の基準圧縮曲線USCを表すパラメータ $a$ 、 $b$ と粘土の液性限界の比体積 $v_L$ との関係は

$$a = 0.115 \cdot \ln v_L \quad (R^2=0.665), \quad b = 1.415 \cdot \ln v_L \quad (R^2=0.765)$$

となった。両式は既往の研究から得られた次式、

$$a = 0.120 \cdot \ln v_L, \quad b = 1.47 \cdot \ln v_L$$

とややずれており、個々の粘土ごとに $\ln v_L$ と $a$ 、 $b$ の関係を求めれば、 $\ln v_L$ からより精度よく $a$ 、 $b$ を推定できると考えられる。

- 7) 今回調べた範囲では、構造係数 $A$ が大きいほど、基準曲線USCへの回帰を表す収れん係数 $B$ は大きく、過圧密領域の圧縮性を表す膨張係数 $C$ は小さくなった。 $B$ および $C$ と $A$ との関係式を用いて、構造の大きさによる粘土の $e - \log p$ 曲線の典型的な変化を示すことができる。
- 8) 自然堆積地盤の構造を評価し沈下の解析を行うには、以下の手順が考えられる。
- 粘土の各深度の圧密試験結果から、圧密降伏応力の4倍以上の圧密圧力でUSCを求め、USCのパラメータ $a$ 、 $b$ と液性限界の比体積 $v_L$ の関係を求める。また、構造係数 $A$ 、収れん係数 $B$ 、膨張係数 $C$ を求める。
  - 地盤を代表する構造パラメータ $A, B, C$ を決定する。
  - 粘土層を分割して各分割層ごとに代表的な液性限界を決定し、USCのパラメータ $a$ 、 $b$ と構造パラメータから各層ごとの圧縮曲線を決定し、沈下解析に用いる。
- 9) 同一の粘土に異なるひずみ速度で圧密試験を行い、得られた圧縮曲線から構造係数 $A$ と収れん係数 $B$ を求め、ひずみ速度との関係を調べたところ、ひずみ速度の異なる圧縮曲線が平行移動するアイソタック概念の妥当性が示唆された。しかし、詳細に見ると、ひずみ速度が大きいほど $A$ はやや大きく、 $B$ はやや低下しており、構造の影響が大きくなりUSCへの回帰が緩慢になる傾向を示している。USCを表すパラメータである $a$  (USCの勾配) と $b^*$  (圧密降伏応力 $p_c$ で正規化した圧密圧力に関するUSCの切片) とには、ひずみ速度が異なることによる差異は認められなかった。

## 第3章の参考文献

- 1) 地盤工学会編：新編 土と基礎の設計計算演習，2000.
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 3) 東・中・西日本高速道路株式会社：設計要領第一集，土工編，2010.
- 4) 土田孝：海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈，地盤工学会論文報告集，41(1)，127 - 143,2001.
- 5) Tsuchida,T.: Mechanical properties of Pleistocene clay and evaluation of structure due to aging", Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Proceedings of International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama2000, Vol.2, 43 - 83, 2000.
- 6) Tsuchida, T., Watabe, Y. and Kang, M.S.: Evaluation of structure and mechanical properties of Pleistocene clay in Osaka Bay, Report of Port and Harbour Research Institute, 41(2), 45 - 91, 2002.
- 7) Leroueil, S., Hamouche, K., Tavenas, F., Boudali, M., Locat, J., Virely, D., Roy, M., La Rochelle, P. and Leblond, P.: Geotechnical characterization and properties of a sensitive clay from Québec, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, 1, 363 - 394, 2003.
- 8) Kobayashi, M., Furudoi, T., Suzuki, S. and Watabe, Y.: Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction of Kansai International Airport, Proc. Symp. Geotech. Aspects Kansai Int. Airport, 65-76, 2005.
- 9) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, 40(2), 99-110, 2000.
- 10) Asaoka,A., Noda,T., Yamada,E. and Nakano,M.:An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, 44(2), 53-70, 2002.
- 11) Tashiro,M., Noda,T., Inagaki,M., Nakano,M. and Asaoka,A. :Prediction of settlement in natural deposited clay ground with risk of large residual settlement due to embankment loading, soils and Foundations, 51 (1), 133-149,2011.
- 12) 中井照夫・Hossain Md, Shahin, 菊本統，京川裕之・張鋒：地盤材料の諸特性の簡単且つ統一的なモデリングー密度，ボンディング，時間効果特性を例としてー,応用力学論文集,12,pp.371-382, 2009.
- 13) Burland, J. B.: On the compressibility and shear strength of natural clays, Géotechnique 40, No. 3, 329 - 378, 1990.
- 14) Z.-S. Hong, J.Yin and Y.-J. Cui: Compression behavior of reconstituted soils at high initial water contents, Geotechnique, 60(9), 691-700, 2010.
- 15) 田代むつみ，稲垣太浩，中野正樹，野田利弘，浅岡顕：練返し試料の圧縮曲線に及ぼす試料作製時の含水比の影響，地盤工学ジャーナル Vol. 5, No. 1, 81-87,2011.
- 16) Watabe, Y., Udaka, K. and Morikawa, Y.: Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka Bay clay, Soils and Foundations, 48(4), 495 - 509, 2008.
- 17) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R.: Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive clays, Géotechnique 35, No.2, 159 - 180, 1985.
- 18) 伊藤康成・田中政典・渡部要一・水野健太・谷俊博：バンコク粘土の工学的特性，第37回地盤工学研究発表会，pp.199-200, 2002.
- 19) Tanaka, H.: Consolidation behavior of natural soils around pc value -Long term consolidation test-, Soils and Foundations, 45(3), 83-95, 2005.



- 20) Itoh, Y., Takemoto, K., Ishiyama, T., Tanaka, Y. and Iwaki, H.: Basin formation at a contractional bend of a large transcurrent fault: Plio-Pleistocene subsidence of the Kobe and northern Osaka Basins, Japan, *Tectonophysics*, 321, 327 – 341, 2000.
- 21) Tanaka, H.: Sample quality of cohesive soils: Lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen, *Soils and Foundations*, 40(4), 57 – 74, 2000.
- 22) Hight, D.W., Bond, A.J. and Legge, J.D.: Characterization of the Bothkennar clay: an overview, *Géotechnique* 42, 303 – 348, 1992.
- 23) Leroueil, S., Lerat, P., Hight, D.W. and Powell J.J.M.: Hydraulic conductivity of a recent estuarine silty clay at Bothkennar, *Géotechnique* 42, 275 – 288, 1992.
- 24) 田中政典・亀井健史・小川靖弘・富田龍三：カナダ・ケベック州ルイズビル粘土の工学的特性，地盤と建設，25(1)，25 - 32，2008.
- 25) Takemura, K. and Nakaseko, K.: Subsurface geology of Kansai International Airport, central Japan, *Proc. Symp. Geotech. Aspects Kansai Int. Airport*, 17 – 22, 2005.
- 26) Tang, Y.X. and Tsuchida, T.: The development of shear strength for sedimentary soft clay with respect to aging effect, *Soils and Foundations*, 39(6), 13 – 24, 1999.
- 27) Sato T., Tsuchida T., Mitsukuri K. and Hong Z.: Field placing test of lightweight treated soil under seawater in Kumamoto Port, *Soils and Foundations*, 41(5), 145 – 154, 2001.
- 28) 田中政典：地盤の調査方法が沿岸域に分布する土の物性評価に与える影響の研究，港湾空港技術研究所資料，No.1068, pp.32 -46, 2003.
- 29) 田中洋行・田中政典：ベーンセン断試験による粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，第33巻第4号，pp.1-17, 1994.
- 30) 奥村樹郎：粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究,港湾技研資料, No.193, 1974.
- 31) Shogaki, T. and Kaneko, M.: “Effects of sample dis-turbance on strength and consolidation parameters of soft clay”, *Soils and Foundations*, 34(3), 1 – 10, 1994.
- 32) Imai, G., Tanaka, Y. and Saegusa, H.: One-dimensional consolidation modeling based on the isotach law for normally consolidated clays, *Soils and Foundations*, 43(4), 173–188, 2003.

## 4. 少量のセメント添加による高位な間隙構造の再現

### 4.1 概要

更新世から完新世にかけて、地質学的な長い年代を経て堆積した自然の海底地盤では、その強度や圧密・圧縮特性は、圧密時の有効応力のほか土の物理・化学的性質や堆積過程の環境によっても大きく影響を受けることがわかっている。これらの影響は年代効果 (aging) と総称されるが<sup>1)2)</sup>、たとえば Jamiołkowski らは、粘性土が過去の応力履歴と関係の無い擬似過圧密の特性を示す原因を、以下の3つに分類している<sup>3)</sup>。

- ・乾燥収縮：蒸発あるいは凍結によるもので地表面近くの土に主に見られる。
- ・二次圧密：一次元長期圧密される際の排水クリープと定義される年代効果によるもの。
- ・セメンテーション：カーボナイト、シリカなどによる自然の固結およびイオン交換、シキソトロピーなどが原因で生じる。

これらの分類によると、わが国の沿岸部に堆積する多くの粘土地盤は、海底に堆積して過去に地表面近くに上昇した履歴が無いと考えられるので、擬似過圧密は、主に二次圧密とセメンテーションによって生じていると考えられる。

年代効果が土の力学特性に及ぼす影響としては、上記の擬似過圧密が挙げられるが、このほかに堆積年代の古い自然海成粘土の不攪乱試料とこれらを練返して再構成した粘土の圧縮特性には明瞭な違いがある。練返し再構成粘土においては、 $e - \log p$  曲線は圧密降伏応力  $p_c$  を境として2つの直線で表すことができる。これに対して自然海成粘土の  $e - \log p$  曲線は、圧密圧力が圧密降伏応力を越えた時に最も大きな圧縮指数を示し、その後圧密圧力の増加とともに圧縮指数は漸減して一定値に収れんする傾向を示す場合が多い。Tsuchida ら<sup>4)</sup>は、自然粘土の圧縮性の変化を定量的に評価するため次式に定義する圧縮指数比  $r_c$  を用いた。

$$r_c = C_{c\max} / C_c^* \quad (4.1)$$

ここに、 $C_{c\max}$  は正規圧密領域における圧縮指数  $C_c (= \Delta e / \Delta(\log p))$  の最大値で、 $C_c^*$  は圧密圧力が十分に大きくなって圧縮指数がほぼ一定になったときの  $C_c$  の値である (Tsuchida ら<sup>4)</sup>は圧密圧力が  $p_c$  の5倍となったときの  $C_c$  として求めている)。Tsuchida らは、海成粘土試料の圧密試験結果をまとめ、 $r_c$  の範囲を以下のように報告した<sup>4)</sup>。

$$r_c = 1.0 \sim 1.2 \quad (\text{室内再構成粘土})$$

$$r_c = 1.2 \sim 30 \quad (\text{自然沖積海成粘土})$$

$$r_c = 3.0 \sim 60 \quad (\text{大深度の大阪湾洪積粘土の一部})$$

このように自然海成粘土では、室内再構成粘土と異なり、正規圧密領域の圧縮指数が無視し得ない大きな変化を示している。

練返し再構成粘土と自然粘土の圧縮特性の違いを説明するため、土田は、究極基準圧縮曲線 (Ultimate Standard Compression curve, USC) という考え方をを用いて海成粘土地盤の間隙比と土被り圧の関係を統一的に解釈し、地盤が堆積過程における粘土の間隙構造の違いを説明することを試みた<sup>5)6)7)</sup>。図 4.1.1 は粘土の圧密圧力  $p$  と比体積  $v (= 1+e, e$  は間隙比) の関係を示したものである。粘土を室内において十分に大きな含水比 (通常は液性限界の3倍程度) で練返し、小さな圧密圧力から圧密試験を行うと、比体積の対数と圧密圧力の対数が直線関係になるような圧縮曲線が得られ

る<sup>8)</sup>。USCは、粘土地盤が高含水比の状態から自重圧密とその後の上載荷重の増加だけで形成されたときの堆積圧縮関係である。

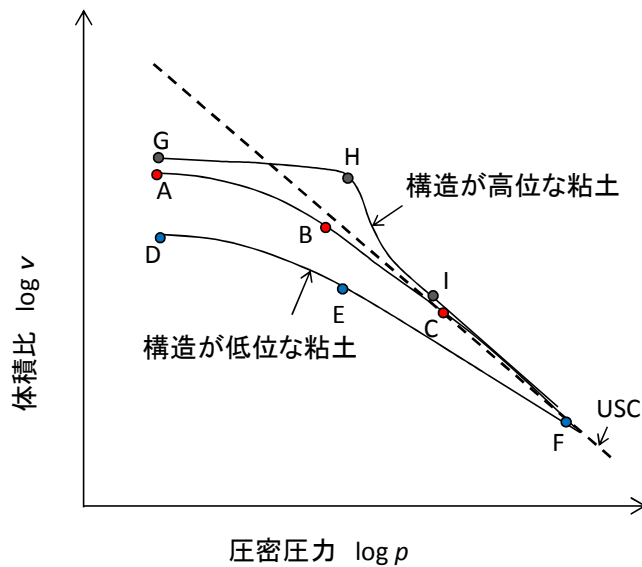


図 4.1.1 究極規準曲線 USC と自然堆積粘土の構造 (土田<sup>5)7)</sup>)

実際の地盤の堆積圧縮関係は堆積時の初期含水比が小さいために、図 4.1.1 の曲線 A, B, C ように USC よりも左側から始まって USC に漸近するような形状になる。一方、堆積中の粘土の中に炭酸カルシウムなどの固化物質が含まれる場合、セメンテーションによって圧密による強度増加以外の付加的な強度増加が発現する<sup>9)</sup>。この場合、粘土層は圧密圧力の増加に対して USC で決まる間隙比よりも高い間隙構造を維持しながら地盤を形成することが可能になり、図 4.1.1 の G, H のように堆積圧縮関係は USC の右側に移動する。また、土田によれば、このような海底地盤の上に埋立などによって急速に荷重が行われた場合、圧縮曲線は H, I のようになり、これらのことが相互に関連し、式(4.1)で示す圧縮指数比  $r_c$  の増加の原因となる<sup>5)7)</sup>。

前章では、高間隙構造を有する粘土において図 4.1.1 の関係を基本に、堆積時の間隙構造を考慮した圧縮曲線のモデル化を図 4.1.2 のように行った<sup>10)</sup>。図 4.1.2 に示すように最終的に収れんする究極基準曲線 USC をもとに、初期における USC からの乖離を表す構造係数 A、圧密圧力とともに USC に収れんする過程を表す収れん係数 B、過圧密領域における膨脹係数 C を用いて、比体積  $v$  と有効圧密圧力  $p$  による圧縮曲線は以下のように表される。

正規圧密領域 ( $p \geq p_c$ ) :

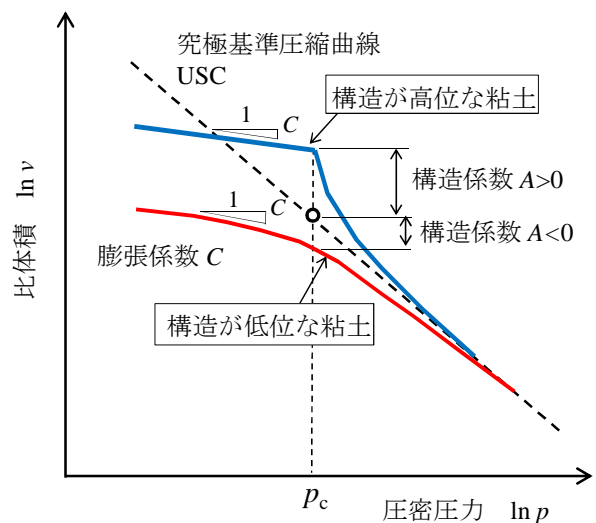


図 4.1.2 究極基準曲線USCと構造係数, 収れん係数を用いた粘土の圧縮曲線モデル

$$\ln v = a \cdot \ln p + b + A \cdot \left\{ 1 + \ln \left( \frac{p}{p_c} \right) \right\}^{-B} \quad (4.2)$$

過圧密領域 ( $p < p_c$ ) :

$$\ln v = \ln v_c + C \cdot \ln \left( \frac{p}{p_c} \right) \quad (4.3)$$

ここで  $a$ ,  $b$  は  $\ln v$  と  $\ln p$  の直線関係で表される究極基準圧縮曲線を表すパラメータであり、 $v_c$  は  $p_c$  のときの比体積である。 $a$  は粘土の圧縮比 ( $C_c / (1+e)$ ) に相当し、 $b$  は圧密圧力が 1 kPa のときの USC 上の比体積の自然対数を取ったものである。粘土の液性限界における比体積  $v_L$  を用いてほぼ次式で推定できるとされている<sup>5)7)</sup>。

$$a = 0.12 \cdot \ln v_L \quad (4.4a)$$

$$b = 1.47 \cdot \ln v_L \quad (4.4b)$$

前章では、10 種類の海成粘土の一次元圧縮曲線について式(4.2)、式(4.3)を当てはめてパラメータを決定し、構造係数  $A$  の範囲から、海成粘土の構造の影響を以下のように分類することを提案した<sup>10)</sup>。

区分Ⅳ：著しく高位な構造を有する ( $A > 0.15$ )

区分Ⅲ：高位な構造を有する ( $0.05 < A < 0.15$ )

区分Ⅱ：堆積構造の影響は弱い ( $-0.05 < A < 0.05$ )

区分Ⅰ：攪乱などにより構造が低位な粘土 ( $A < -0.05$ )

また、自然堆積粘土の構造係数  $A$  と収れん係数  $B$ 、膨張係数  $C$  との関係をもとめ、 $B$  と  $A$ 、 $C$  と  $A$  の平均的な関係がそれぞれ次式で表されることを示した<sup>10)</sup>。

$$B = 1.73 \exp(5.22A) \quad (4.5)$$

$$C = 0.0187 \exp(-7.18A) \quad (4.6)$$

さて、セメンテーションにより高間隙構造を有する自然堆積粘土の力学特性を研究する上での問題の一つは、同様の高間隙構造を実験室内で再現する適切な方法が無いことである。室内で自然地盤と同様の高間隙構造を有する粘土試料を作製する技術を開発することは、このような粘土の力学特性の解明や粘土試料を用いた室内模型実験の精度向上に資するとともに、高間隙構造の形成過程を明らかにする点でも重要であると考えられる。

本研究では、練り返した海成粘土に少量のポルトランドセメントを添加混合し、実験室内においてセメンテーションと再圧密を同時に進行させることで、高間隙構造を有する再圧密粘土試料を作製した。作製した粘土について一次元圧縮曲線を求め、式(4.1)による圧縮指数比、式(4.2)～(4.4)による圧縮曲線モデルの当てはめ、微視的構造の比較を行って、圧縮特性の高間隙構造の再現性を検討した。さらに、セメンテーション作用があるときの二次圧縮特性についても検討を行った。

## 4.2 粘土試料とセメント添加量の検討

### 4.2.1 用いた粘土試料

用いた試料は、関西国際空港の建設時に採取された大阪湾泉南沖の沖積粘土試料（以下、大阪湾粘土）、2007年に広島県福山港の航路浚渫のため採取した試料（以下、福山港粘土A）、2008年に広島県福山港で航路浚渫のため採取した試料（以下、福山港粘土B）、広島県出島沖から採取した試料（以下、広島港粘土）、東京湾内の羽田空港沖合展開事業の建設地点で採取した試料（以下、羽田粘土）の5つである。それぞれの物性は、表4.2.1に示すが、いずれの試料も液性限界が80%以上であり、高塑性の海成粘土で、解泥して粘土内の貝殻等の雑物を除去し、十分に練返して使用した。また、本研究では再構成粘土の初期含水比を液性限界  $w_L$  の1.5倍としている。これは粘土地盤が海底に堆積して圧密を開始するときの含水比が  $1.5w_L$  から  $2.0w_L$  と考えられるからである<sup>7)</sup>。

表 4.2.1 試料の物性値

| 試料名    | 液性限界      | 塑性限界      | 塑性指数  | 土粒子密度                   |
|--------|-----------|-----------|-------|-------------------------|
|        | $w_L(\%)$ | $w_p(\%)$ | $I_p$ | $\rho_s(\text{g/cm}^3)$ |
| 福山港粘土A | 99.0      | 45.0      | 54.0  | 2.69                    |
| 福山港粘土B | 97.6      | 33.8      | 63.8  | 2.69                    |
| 大阪湾粘土  | 83.3      | 34.5      | 48.8  | 2.62                    |
| 広島港粘土  | 97.1      | 40.7      | 56.4  | 2.65                    |
| 羽田粘土   | 113.2     | 49.6      | 63.6  | 2.66                    |

### 4.2.2 セメント添加量の決定

粘土に人為的にセメンテーションが発現しやすい状況を付与するため、ここではポルトランドセメントを添加混合した。まず、堆積過程においてセメンテーション効果を再現する上での適切なセメント添加量について検討した。

セメント添加した海成粘土の力学特性としては、これまでセメント処理土を地盤材料として用いる観点からの研究が行われている<sup>11)12)13)</sup>。軟弱な海成粘土にセメントを添加して、裏込め材や埋め立て材に使用するため、セメントを添加して添加後の一軸圧縮強度を求め、必要なセメント添加率を決定するのが一般的である。Tangら<sup>13)</sup>は日本各地のさまざまな海成粘土について  $1 \text{ m}^3$  あたりのセメント添加量  $C$  ( $\text{kg/m}^3$ ) と一軸圧縮強さ  $q_u$  の関係を求め、両者の関係が次式のように表すことができることを報告している。

$$q_u = K(C - C_0) \quad (4.7)$$

ここに  $C_0$  は、それ以下の量では地盤改良の効果が期待できないセメント添加量 ( $\text{kg/m}^3$ ) であり、 $K$  は強度係数 ( $\text{kN} \cdot \text{m/kg}$ ) である。Tangら<sup>13)</sup>によると、最小セメント量  $C_0$  は粘土の種類によって  $0 \text{ kg/m}^3$  から  $62 \text{ kg/m}^3$  の範囲で大きく異なっており、セメントが粘土に及ぼす効果は粘土による違いが大きい。したがって、複数の粘土を用いてセメント添加の効果を比較する場合も、それぞれの粘土ごとの違いを考慮する必要があると考えられる。式(4.7)において、セメント添加率を土の乾燥質量に対する質量比  $c$  (%) で表すと、強度係数を  $k$  として次式のように表せる。

$$q_u = k(c - c_0) \quad (4.7)'$$

使用した5種類の粘土についてセメント添加率  $c$  と一軸圧縮強さの関係を求め、式(4.7)'を当てはめて最小セメント添加率  $c_0$  を求めた。このように  $c_0$  は、セメント添加率  $c$  と一軸圧縮強さ  $q_u$  の関係を線形に近似したことにより求められる、最小必要セメント添加率である。本研究ではそれぞれの粘土ごとに  $c_0$  をセメント添加の基準として用いているが、これはセメント処理土の配合設計において  $c$  と  $q_u$  の関係を直線で近似した式(4.7)、式(4.7)'がよく用いられているためである。しかし、後述するように  $c_0$  よりも小さなセメント添加率でもベーンせん断試験で測定しうる強度の発現が認められ、 $c$  と強度は厳密には線形関係となっていない。したがって、この意味では  $c_0$  は、 $c$  と  $q_u$  の関係を線形近似したときの「見かけの最小必要セメント添加率」である。図 4.2.1 は福山港粘土 B におけるセメント添加量と一軸圧縮強さの関係である。養生日数は3日、7日、14日である。図のように福山港粘土 B の場合、養生日数によらず最小セメント率はほぼ 5.0 %と求められ、強度係数  $k$  (kPa/%)は養生日数とともに増加している。他の粘土について  $q_u$  と  $c$  の関係を求めたところ、ほぼ同様の関係が得られた。

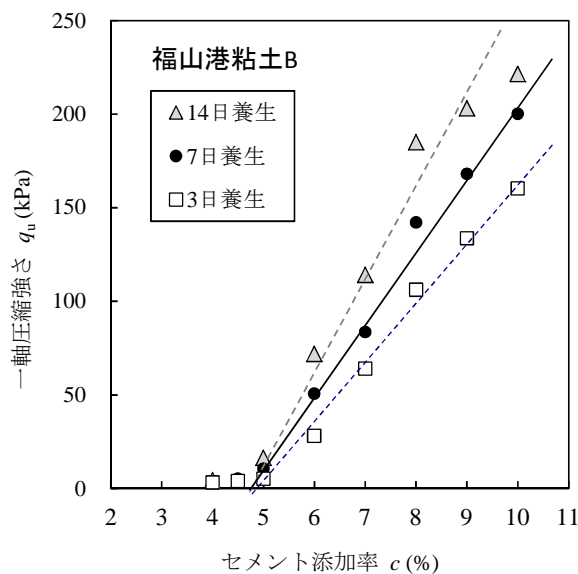


図 4.2.1 一軸圧縮強さとセメント添加率の関係 (福山港粘土 B)

表 4.2.2 各試料の  $k$  と  $c_0$  (養生日数 7 日)

| 試料名    | $k$ (kPa/%) | $c_0$ (%) |
|--------|-------------|-----------|
| 福山港粘土A | 47.9        | 6.0       |
| 福山港粘土B | 33.9        | 5.0       |
| 大阪湾粘土  | 47.1        | 3.0       |
| 広島港粘土  | 59.3        | 7.1       |
| 羽田粘土   | 45.9        | 7.5       |

表 4.2.2 に、それぞれの粘土の最小セメント添加率  $c_0$  と強度増加を表す係数  $k$  をまとめて示した。各粘土の最小セメント添加率  $c_0$  をみると、 $c_0$  は大阪湾粘土で 3.0%、福山港粘土 A、福山港粘土 B がそれぞれ 5.0%、6.0%、広島港粘土 7.1%、羽田粘土 7.5% であった。大阪湾粘土は他の粘土に比べ  $c_0$  が特に小さくなっている。強度係数  $k$  をみると、今回用いた粘土では 33.9 kPa/% から 59.3 kPa/% の範囲にあった。

図 4.2.2 には、5種類の粘土すべてについて、セメント添加率  $c$  から最小セメント添加率  $c_0$  を引

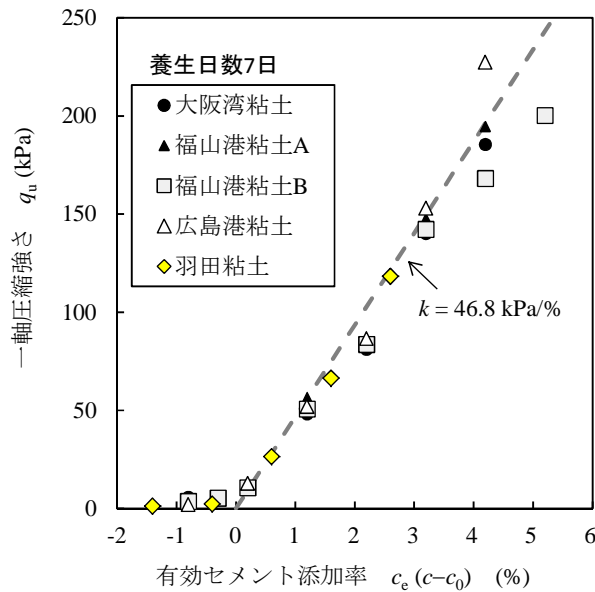


図 4.2.2 一軸圧縮強さと有効セメント添加率の関係

いた ( $c-c_0$ ) (以下, 有効セメント添加率  $c_e$  と称す) を用いて一軸圧縮強さとの関係を示している。図のように, 5 種類の粘土の両者の関係は有効セメント添加率  $c_e$  が 5% 以下の範囲ではばらつきが少なく, 平均的な  $k = 46.8 \text{ kPa}/\%$  (表 4.2.2 に示す  $c_0$  の平均値) の関係に近かった。これは今回用いた粘土の液性限界の範囲が 83.3~113.2% と比較的狭い範囲にあり, 初期含水比も液性限界の 1.5 倍に統一していることも関係していると考えられる。

渡部らは, 一軸圧縮強さが 100~200 kPa 程度のセメント固化処理土の力学特性を詳細に調べている。渡部らの結果によると, セメントを添加することにより, 間隙比はセメント無添加の場合に比べ大きくなるが, 圧密試験における圧縮曲線を見ると, 圧密降伏応力を越えた正規圧密領域において間隙比  $e$  と圧密圧力  $\log p$  の関係はほぼ直線となっており, 自然粘土のように正規圧密領域における圧縮指数の変化はみられない<sup>11)</sup>。これは一軸圧縮強さが 100~200kPa 程度のセメント処理土では自然粘土におけるセメンテーションによる構造とは異なる構造によって, 高い間隙比の状態が保たれていることを示唆しており, 自然粘土の圧縮曲線と類似した圧縮特性を示す粘土とするためには, 少なくとも添加セメント量を通常セメント処理土より少量にする必要があることを示唆している。

図 4.2.1 と図 4.2.2 をみると, セメント添加率が  $c_0$  の付近では 10 kPa 以下のわずかなせん断強度が発現している。図 4.2.3 には, セメント添加率が  $c_0$  付近のときの強度を一軸圧縮試験とベーンせん断試験から求め,  $q_u$  と  $2c_u$  (ベーンせん断強度の 2 倍) および有効セメント添加率  $c_e$  の関係として示している。図 4.2.3 のように, いずれの粘土でも強度が発現し始めるのは式(4.7)から求めた最小セメント添加率  $c_0$  よりも 2% 程度小さいセメント添加率のときであり, 添加率が  $c_0$  を超えると強度は直線的に増加してしまう。

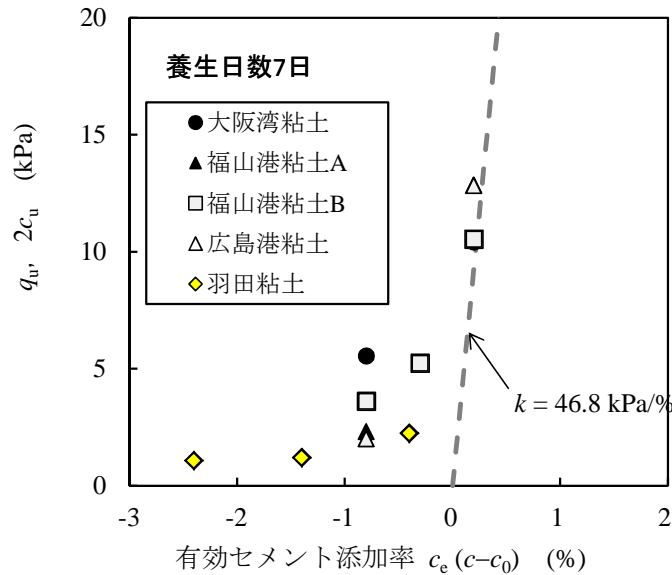


図 4.2.3 有効セメント添加率( $c-c_0$ )と  $q_u, 2c_u$  の関係

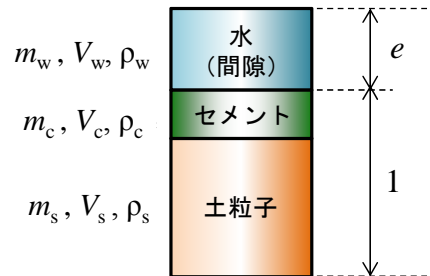


図 4.2.4 セメントを添加した試料の状態

以上の考察から、本研究では、各粘土においてせん断強さの発現が始まる時のセメント添加量である( $c_0-2.0$ )%を中心として、( $c_0-3.0$ )%から  $c_0$ %という、強度が発現しないような小さなセメント添加率を用いて5種類の再構成粘土にセメントを添加し、再圧密を行った後に圧密試験を行った。

なお、セメントを添加する場合には水和反応の進行とともに含水比が減少するが<sup>11)</sup>、本研究において添加するセメント量は地盤改良などに比較してわずかであると言える。このことから、初期間隙比  $e_0$  は、セメント添加前の土が有する含水比  $w_0$  を用いて次式により算出した。

$$e_0 = \frac{(1 + c/100) \cdot (w_0/100) \cdot \rho_s \cdot \rho_c}{\rho_c + \rho_s \cdot c/100} \cdot \frac{1}{\rho_w} \quad (4.8)$$

ここに、 $\rho_s$ :土粒子の密度 (g/cm<sup>3</sup>),  $\rho_c$ :セメントの密度 (g/cm<sup>3</sup>, 今回用いたセメントは 3.15 g/cm<sup>3</sup>) である。ただし、試料は飽和しているものとして以下の条件が成り立つものとした(図 4.2.4 参照)。

$$\frac{w}{100} = \frac{m_w}{m_s + m_c} = \frac{m_w}{(1 + c/100) \cdot m_s} \quad (4.9)$$

$$e = \frac{V_w}{V_s + V_c} = \frac{m_w / \rho_w}{m_s / \rho_s + m_c / \rho_c} \quad (4.10)$$

ここに、 $W_w$ :間隙水の重量 (g),  $W_s$ :土の重量 (g),  $W_c$ :セメントの重量 (g),  $V_w$ :間隙水の体積 (cm<sup>3</sup>),  $V_s$ :土の体積 (cm<sup>3</sup>),  $V_c$ :セメントの体積 (cm<sup>3</sup>),  $\rho_w$ :間隙水の密度 (g/cm<sup>3</sup>) である。



## 4.3 セメント添加した試料の圧縮曲線

### 4.3.1 試料作製方法

セメントを添加した再圧密粘土試料の作製は、以下の手順で行った。

- 1) 粘土スラリーと練り混ぜに使用する蒸留水を  $0^{\circ}\text{C}$  程度に冷やす。これは、セメントを添加して練り混ぜを行う際の温度を低くすることより、セメントと粘土の反応速度を遅くし、少量のセメントが粘土全体とよく混合した後にゆっくり強度発現させるためである<sup>14)15)</sup>。
- 2) 蒸留水に溶かしたセメントミルクを粘土に混ぜ、ハンドミキサーで 2 分間練り混ぜる。この時、初期含水比を液性限界の 1.5 倍となるように調整する。これは、地盤堆積時の自然海底地盤の表層付近の含水比が液性限界の 1.5~2.0 倍の含水比であるからである。なお、セメントミルクはセメント : 水 = 1 : 1 としている。
- 3) 真空ミキサーで 30 分間練り混ぜる。この際、温度が上昇しないように真空ミキサーの容器全体を氷水の水槽に入れ、逐次温度を測り  $2^{\circ}\text{C}$  以下を保持していることを確認しながら練り混ぜを行う。
- 4) 再圧密容器（直径 12cm，高さ 25cm）に入れ、室温（ $20^{\circ}\text{C}$ ）で予備圧密を開始する。載荷条件は、荷重増加率を一定（ $\Delta p/p = 1$ ）として段階的に 12.3 kPa，24.5 kPa，49.0 kPa とした（ただし、福山港粘土 B は段階的に 196 kPa まで載荷した試料も作製した）。最終段階での圧密終了が確認された時点からを養生日数と定め、最終荷重を載荷した状態で所定の日数の養生を行った。各段階での終了時期は、最終圧密圧力までは法で（約 1~4 日）、最終圧密圧力では  $3t$  法（約 3~9 日）で一次圧密終了を判断した。養生日数は 3 日，7 日，14 日としている。

所定の養生期間が経過した後、試料を取り出し段階載荷圧密試験を実施した。この段階載荷圧密試験は、圧密試験中にセメンテーションによる固化が進行することをできるだけ防止するため、沈下量を測定して  $\sqrt{t}$  法で一次圧密終了を確認した後に直ちに次の載荷を行う急速載荷圧密試験を行った。なお、載荷段階は予備圧密圧力を参考に、 $p_c$  付近となる荷重点を多数得るため、 $p_c$  付近で荷重増加率を 1.2~1.5 倍と変えて実施した。

## 4.3.2 少量のセメント添加した試料の圧密試験結果

セメント添加をしたそれぞれの粘土の圧縮曲線と  $C_c$  の分布について以下の知見が得られた。

## (1) 福山港粘土 A

福山港粘土 A の  $e - \log p$  曲線と各圧密応力における圧縮指数  $C_c$  の変化を図 4.3.1, 図 4.3.2 に示す。福山港粘土 A では  $c_e (= c - c_0) = -2.0$  ( $c = 4.0\%$ , 粘土スラリー1ℓあたり 21.5g),  $c_e = -1.0$  ( $c = 5.0\%$ , 粘土スラリー1ℓあたり 26.9g) の2つの添加率の試料について試験を行った。

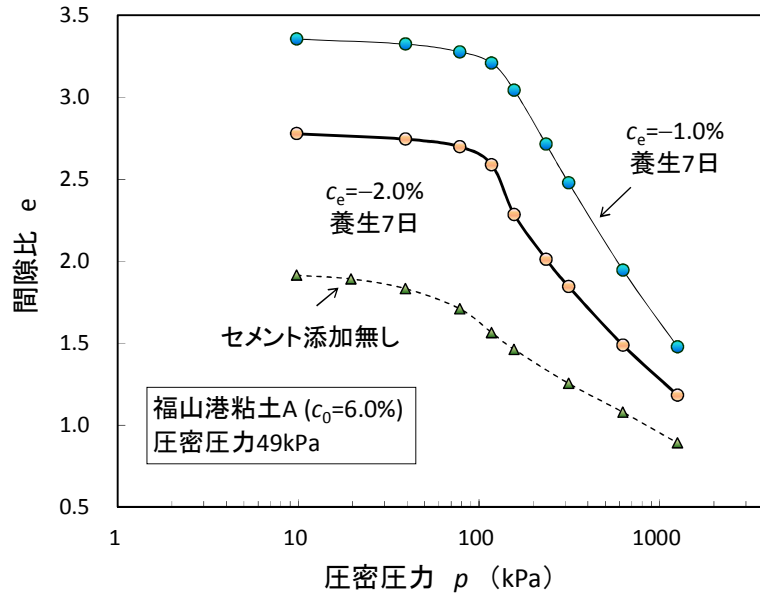


図 4.3.1  $e - \log p$  関係 (福山港粘土 A,  $c = 4.0\%$ ,  $5.0\%$ )

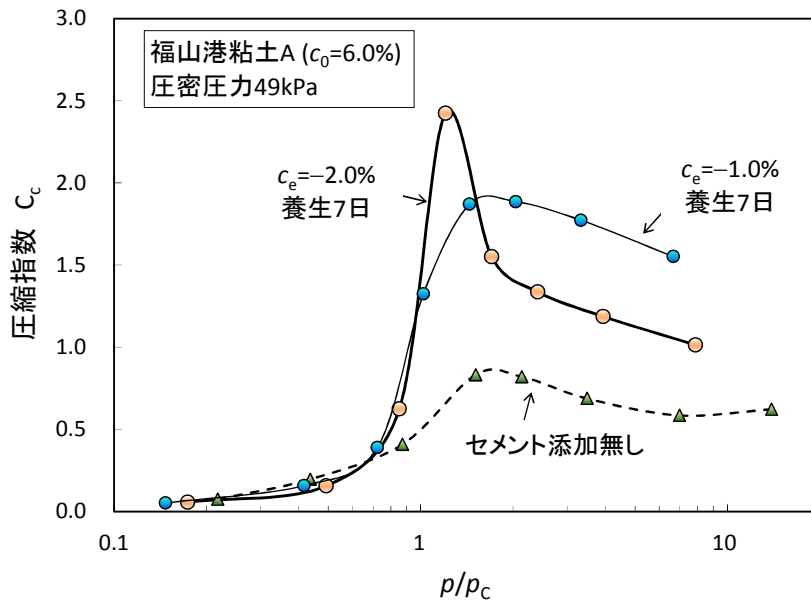


図 4.3.2  $p/p_c$  と圧縮指数  $C_c$  (福山港粘土 A,  $c = 4.0\%$ ,  $5.0\%$ )

図 4.3.1 のように  $c_e = -2.0$  の添加率の試料では圧密降伏応力  $p_c$  は大きくなるとともに  $e - \log p$  曲線の形状が下に凸の曲線となっており、セメンテーション構造をもつ自然粘土の圧縮特性に近い挙動を示している。図 4.3.2 の  $C_c$  の変化を見ても、年代効果を持つ不攪乱粘土と同様に、圧密

降伏応力を超えた圧力のときに  $C_c$  にピークが認められる。

なお、十分に圧密圧力を大きしたときの  $e - \log p$  曲線を見ると、セメントを添加していない試料の  $e - \log p$  曲線よりも全体として間隙比が大きくなっている。これは、後述するように、セメント添加によって粘土の液性限界が増加することに起因すると考えられる (4.3.3 参照)。液性限界と基準圧縮曲線 USC の勾配と間に相関のあることから<sup>7)</sup>、液性限界の増加に伴い USC が変化したことによると考えられる。

次に  $c_e = -1.0$  の添加率とした試料をみると、圧密降伏応力より大きい圧力において  $e$  と  $\log p$  はほぼ直線の関係となっており、圧縮指数  $C_c$  の変化は少ない。このような  $e - \log p$  曲線はセメント安定処理土の  $e - \log p$  関係においてよく見られるものである<sup>11)</sup>。これはセメントによって形成された構造が  $c_e = -2.0$  の場合のときのように急激に崩壊しにくくなっているためと考えられる。すなわち、福山港粘土 A の場合、添加率  $c_e = -1.0$  および添加率  $c_e = -2.0$  が、それぞれ構造を有する自然粘土の圧縮特性とセメント安定処理土の圧縮特性を示し、この付近のセメント添加量が両圧縮特性の境界となっている可能性がある。

## (2) 福山港粘土 B

福山港粘土 B では  $c_e = -2.0$  ( $c = 3\%$ , 粘土スラリー1ℓあたり 16.3 g),  $c_e = -3.0$  ( $c = 2\%$ , 粘土スラリー1ℓあたり 10.9 g) の2つの添加率の試料について再圧密圧力 49 kPa で試験を行い, 特に  $c_e = -2.0$  ( $c = 3\%$ ) の試料では再圧密圧力 196 kPa まで载荷したのもも作製した。

再圧密圧力が 49 kPa のときの, 福山港粘土 B の  $e - \log p$  曲線と各圧密圧力における圧縮指数  $C_c$  の変化を図 4.3.3, 図 4.3.4 に示す。図を見ると, 添加率が  $c_e = -2.0\%$ ,  $c_e = -3.0\%$  のいずれの試料とも圧密降伏応力の付近で大きな圧縮性を示した後に  $C_c$  は急激に低下してセメントを添加しないときの圧縮指数に近い値まで低下した。いずれの場合も, 構造を有する自然粘土に近い圧縮特性が得られた。ただし, 間隙比の値はセメント添加量が大きいほど全体に大きくなっており, 圧密圧力が十分に大きいときの  $e - \log p$  曲線もセメント添加量が大きいほど上方にシフトしている。

福山港粘土 B を用いて再圧密圧力を 196 kPa とした試料の圧縮曲線と圧縮指数の変化を図

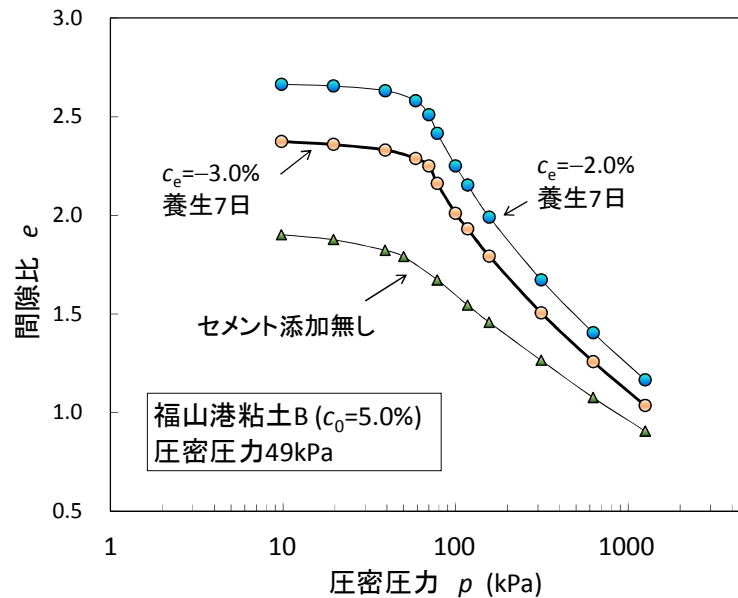


図 4.3.3  $e - \log p$  関係 (福山港粘土 B,  $c = 2.0\%$ ,  $3.0\%$ )

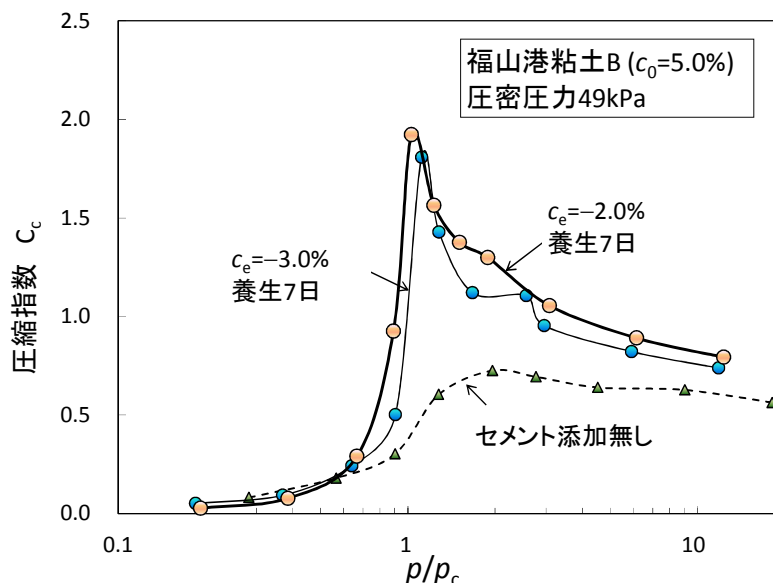


図 4.3.4  $p/p_c$  と圧縮指数  $C_c$  (福山港粘土 B,  $c = 2.0\%$ ,  $3.0\%$ )

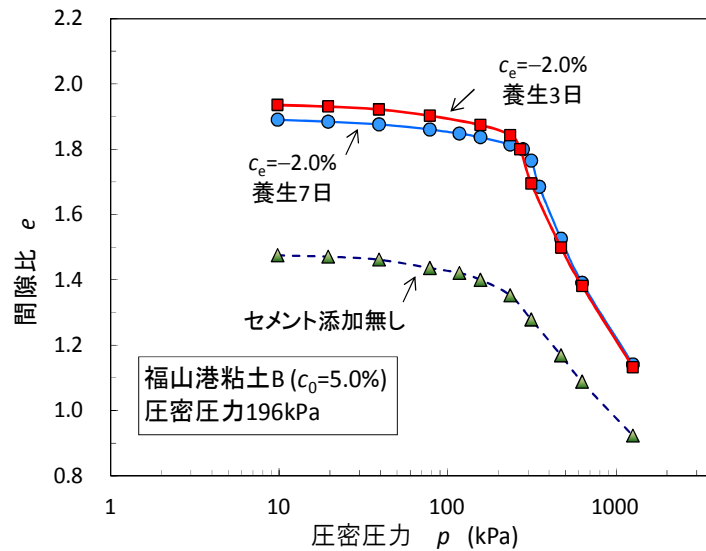


図 4.3.5  $e$ - $\log p$  関係 (福山港粘土 B,  $c=3.0\%$ )

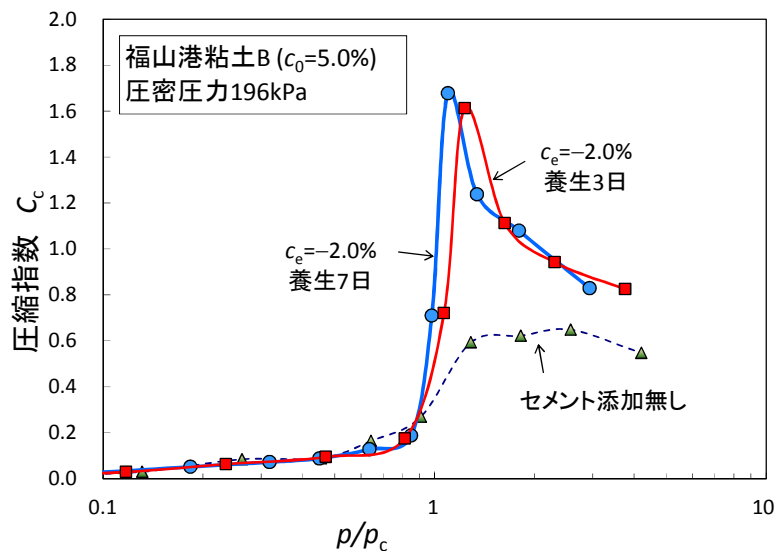


図 4.3.6  $p/p_c$  と圧縮指数  $C_c$  (福山港粘土 B,  $c=3.0\%$ )

4.3.5, 図 4.3.6 に示す。これらの図を見ると、49 kPa で圧密したときの試料と同様に、セメント添加試料では初期間隙比が大きく、圧密降伏応力後に圧縮指数のピークが表れ、最終的にセメントを添加しない粘土の圧縮指数と同程度に減少している。

なお、福山港粘土 B (再圧密圧力 196 kPa) では、2 種の養生日数 (3 日, 7 日) で試験を実施したが、養生日数の短い 3 日の方が間隙比がわずかに大きくなっているほか、 $p_c$  も増加しており (表 4.3.1 参照)、年代効果の影響が表れたものと解釈できる。

## (3) 大阪湾粘土

大阪湾粘土の  $e - \log p$  曲線と各圧密圧力における圧縮指数  $C_c$  の変化を図 4.3.7, 図 4.3.8 に示す。大阪湾粘土は  $c_0 = 3.0\%$  であり,  $c_e = -2.0\%$  ( $c = 1.0\%$ ) で試験を行った。大阪湾粘土の場合  $c_0$  が  $3.0\%$  と他の 4 種類の粘土と比較して小さく, セメント添加率は乾燥重量比  $1.0\%$  であり, 粘土スラリー  $1\text{l}$  あたり  $6.1\text{ g}$  ときわめて少量となった。図 4.3.7 を見ると, セメントの添加によって圧密後の間隙比は大きくなり圧密圧力の増加とともにセメントを添加しないときの  $e - \log p$  曲線に漸近した。また, 図 4.3.8 からわかるようにセメントを添加して圧密した場合は  $C_c$  に明瞭なピークが認められ, 圧密圧力の増加とともにセメントを添加しないときの  $C_c$  まで低下している。

大阪湾粘土では, 3 種の養生日数で試料を作製しており, 養生 3 日が特に高い間隙比を有している。また, 7 日, 14 日では形状に顕著な差異は認められないものの,  $p_c$  が増加しており, これは養生することによる効果と言える。

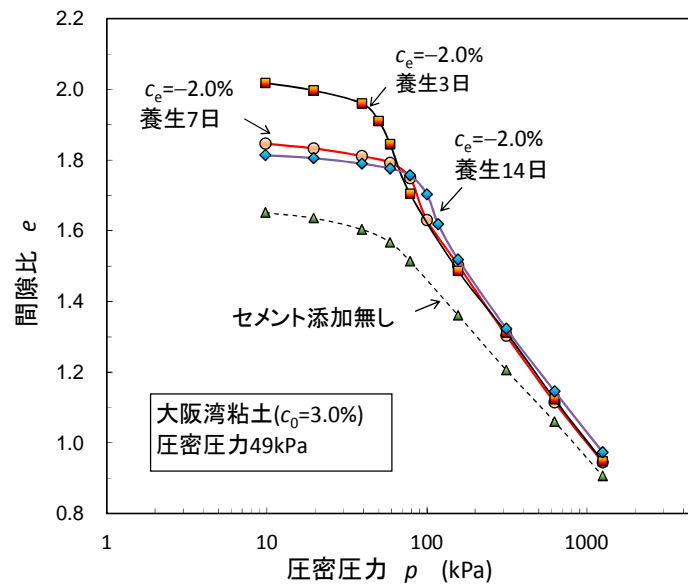


図 4.3.7  $e - \log p$  関係 (大阪湾粘土,  $c = 1.0\%$ )

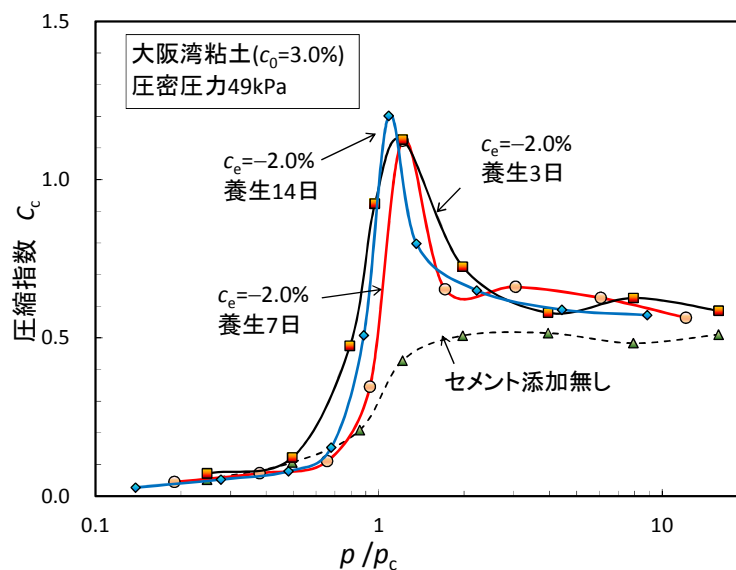


図 4.3.8  $p/p_c$  と圧縮指数  $C_c$  (大阪湾粘土,  $c = 1.0\%$ )

このように、 $c_0$  が 3.0% と他の粘土に比べ小さいにもかかわらず、 $c_e = -2.0\%$  のセメントを添加して再圧密した粘土は構造を有する自然粘土の圧縮特性に類似した圧縮特性を示した。

表 4.3.1 養生日数と  $p_c$

|        | $c$ (%) | $c_e$ (%) | 養生日数 | $p$ (kPa) | $p_c$ (kPa) | OCR  |
|--------|---------|-----------|------|-----------|-------------|------|
| 福山港粘土A | 4       | -2        | 7    | 49        | 113         | 2.30 |
|        | 5       | -1        | 7    | 49        | 137         | 2.80 |
| 福山港粘土B | 2       | -3        | 7    | 49        | 75          | 1.53 |
|        | 3       | -2        | 7    | 49        | 72          | 1.47 |
|        | 3       | -2        | 3    | 196       | 236         | 1.20 |
| 大阪湾粘土  | 3       | -2        | 7    | 196       | 302         | 1.54 |
|        | 1       | -2        | 3    | 49        | 56          | 1.14 |
|        | 1       | -2        | 7    | 49        | 73          | 1.48 |
| 広島港粘土  | 1       | -2        | 14   | 49        | 99          | 2.02 |
|        | 5       | -2        | 7    | 49        | 103         | 2.10 |
|        | 5       | -2        | 14   | 49        | 113         | 2.31 |
| 羽田粘土   | 5.6     | -1.9      | 3    | 49        | 77          | 1.57 |
|        | 5.6     | -1.9      | 7    | 49        | 86          | 1.76 |
|        | 5.6     | -1.9      | 12   | 49        | 92          | 1.88 |

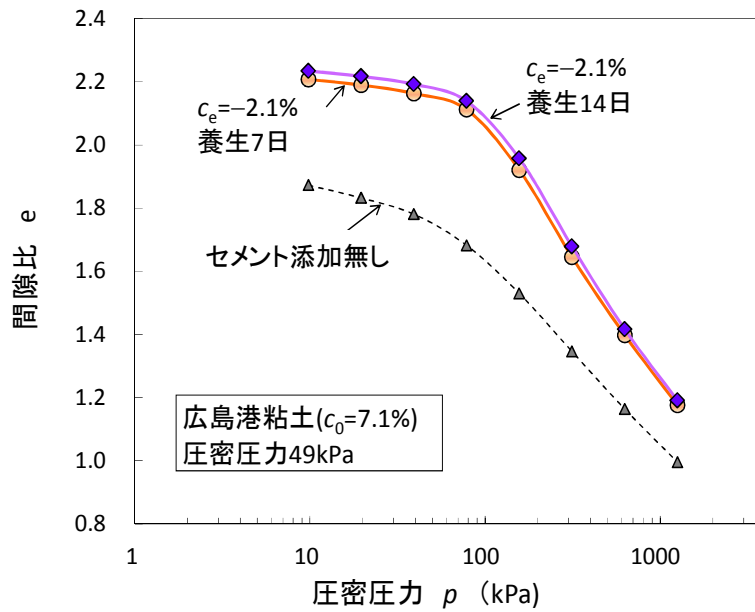


図 4.3.9  $e$ - $\log p$  関係 (広島港粘土  $c=5.0\%$ )

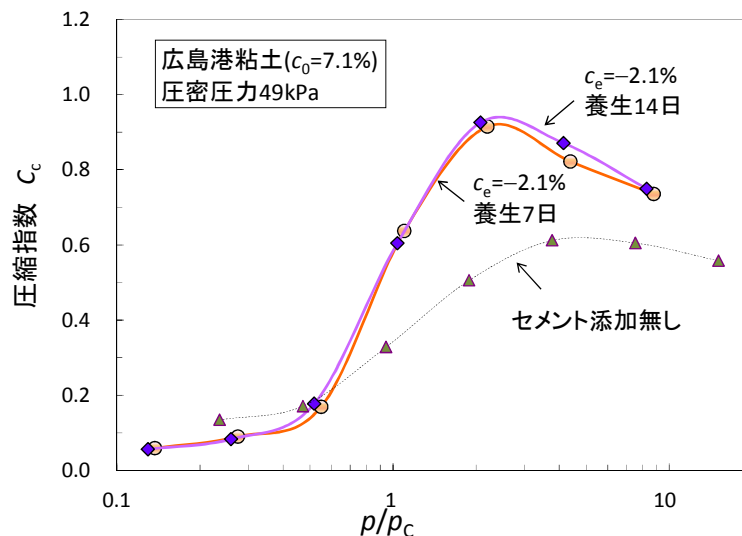


図 4.3.10  $p/p_c$  と圧縮指数  $C_c$  (広島港粘土,  $c=5.0\%$ )

## (4) 広島港粘土

広島港粘土の  $e - \log p$  曲線と各圧密圧力における圧縮指数  $C_c$  の変化を図 4.3.9, 図 4.3.10 に示す。広島港粘土では  $c_e = -2.1\%$  ( $c = 5.0\%$ , 粘土スラリー10あたり 27.2 g) について試験を行った。これらの図および表 3 を見ると、他の粘土と同様に、圧密降伏応力  $p_c$  は圧密圧力の約 2 倍になっており、さらに間隙比も大きくなっている。しかし、 $p_c$  付近における圧縮指数  $C_c$  の変化は他の粘土ほど顕著には見られなかった。自然堆積粘土の圧縮特性の再現のためには、広島港粘土の場合、 $c_e = -2.1\%$  はやや過大であった可能性がある。なお、養生日数 (7 日, 14 日) の圧縮曲線に有意な差異は認められないが  $p_c$  はわずかに増加している (表 4.3.1)。

## (5) 羽田粘土

羽田粘土の  $e - \log p$  曲線と各圧密圧力における圧縮指数  $C_c$  の変化を図 4.3.11, 図 4.3.12 に

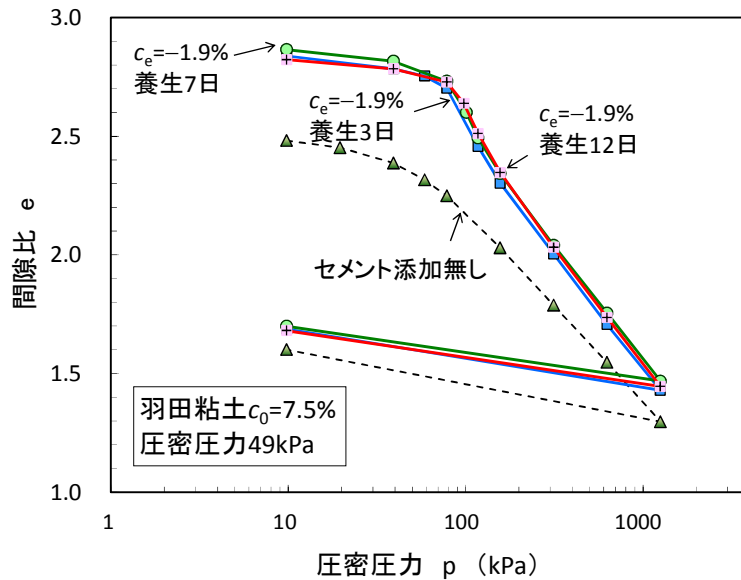


図 4.3.11  $e - \log p$  関係 (羽田粘土,  $c = 5.6\%$ )

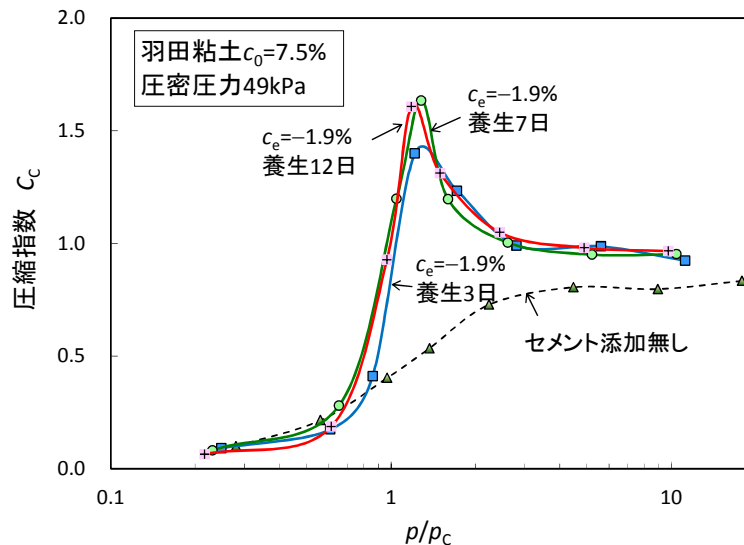


図 4.3.12  $p/p_c$  と圧縮指数  $C_c$  (羽田粘土,  $c = 5.6\%$ )



示す。羽田粘土では  $c_e = -1.9\%$  ( $c = -5.6\%$ , 粘土スラリー10あたり 24.1 g)として試料を作製した。図のように羽田粘土ではセメント添加によって圧縮指数にピークが明確に表われ、その後セメントを添加しないときの圧縮指数付近まで低下しており、構造を有する自然粘土の圧縮特性に近い。なお、養生日数の差異は曲線形状には表れていないものの、 $p_c$  が微増しているのは、他の粘土と同様である (表 4.3.1)。

### 4.3.3 セメント添加率とコンシステンシーとの関係

ここでは、セメントを添加することによる粘土のコンシステンシーの変化について調べた。図 4.3.13 は大阪湾粘土を用いて種々のセメント添加率で作製した試料に対し、液性・塑性限界を求めたものである。この図より、セメント添加率の増加に伴い液性限界、塑性限界について増加が認められる。ただし、有効セメント添加率が 1 % 以上となる場合に液性限界は概ね一定となり、塑性指数にもピークが確認できる。

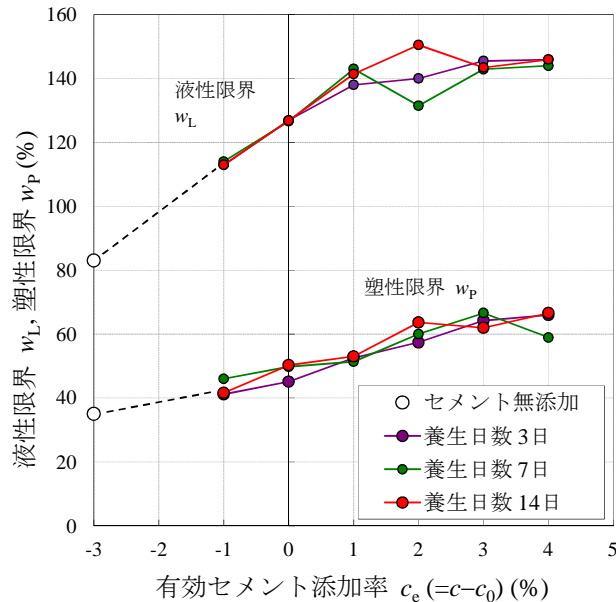


図 4.3.13 有効セメント添加率とコンシステンシー

このことについて、珪藻土が粘土のコンシステンシー特性に及ぼす影響に関する田中らの研究を参考に考察する<sup>16)</sup>。田中らは、珪藻の増加に伴い粘土の液性限界、塑性限界が増加することを示した。珪藻の多くは、円筒形や円形で観察されることが多く、内部に間隙を有している<sup>17)</sup>。Shiwakotiらは、土粒子間の間隙のみならず珪藻殻内に水を取り込むことのできることで、液性限界、塑性限界が増加する要因であると推察している<sup>18)</sup>。

セメント処理土について、土田らは、混合直後のセメント処理土のベーン強度を測定し、同じ含水比に対して練返し強度が約 10 倍になることを報告している<sup>19)</sup>。珪藻の影響に関する田中らの事例を適用すると、セメント混合直後に何らかの構造が形成され、その間隙内に水が取り込まれ、セメント処理土中の自由水が減少し、含水比が低下したような強度増加効果が生じたことが考えられる。この場合、液性限界と塑性限界はそれぞれ所定の練返し強度における含水比であるので、両者も増加することになる。なお、以上の考察は、セメント処理土の化学反応や生成物の特定に基づかない推定であるので、少量のセメント添加によって粘土のコンシステンシー限界が増加するメカニズムについては、今後さらに検討する必要がある。

本研究は、自然堆積粘土が有するセメンテーションの再現を目的としており、セメントを添加することにより添加前の土の性状が大きく変化することは避ける必要がある。上述した物理的特性の変化の観点からも、ごく少量のセメント添加に留めることが妥当であると考えられる。

## 4.4 少量のセメントを添加した粘土の圧縮曲線と構造を有する自然堆積粘土の比較

### 4.4.1 セメント添加率と圧縮指数比, 見かけの過圧密比との関係

構造を有する自然堆積粘土の圧縮特性における特徴として, a)堆積中のセメンテーションにより見かけの過圧密特性を示す, b)圧縮指数は圧密圧力が圧密降伏応力を越えたときに最大となり, その後徐々に低下して一定になる, ことが挙げられる。少量のセメントを添加した海成粘土の圧縮特性について, 構造を有する自然堆積粘土と比較するため, 上記の2点について検討する。

図 4.4.1 は有効セメント添加率  $c_e (= c - c_0)$  と, 次式で定義する見かけの過圧密比  $OCR_{AP}$  の関係である。

$$OCR_{AP} = \frac{\text{圧密降伏応力 } p_c}{\text{有効圧密圧力 } p_0}$$

なお本試験では, 段階载荷の圧密試験を一次圧密終了後直ちに次の载荷段階に進むという条件 (End of Primary Consolidation, EOP 条件) のもとで実施しているため, 通常段階载荷による圧密試験に比べ圧密降伏応力が 20~25%程度大きく求められている可能性がある点に注意を要する<sup>20)</sup>。

図 4.4.1 をみると有効セメント添加率  $c_e$  が -2% のデータが多く, 養生日数が長いほど上位に位置しているが, 全体として  $c_e$  とともに  $OCR_{AP}$  が増加している。自然堆積粘土の見かけの過圧密特性に関する既往の研究をみると<sup>4)21)</sup>, わが国の海底粘土地盤では表層部を除けば 1.2 から 2.5 の範囲にあると考えられる。このことから,  $c_e$  が -1.0% より大きくなると  $OCR_{AP}$  は急増し 3 以上になっている。したがって, 自然堆積粘土の構造を再現する目的でセメントを添加する場合は,  $c_e$  が -1.0% 未満とする必要があると考えられる。

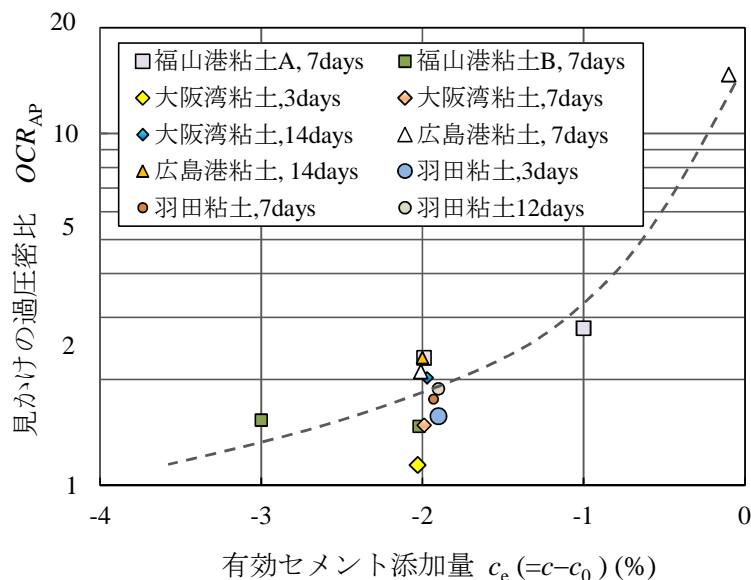


図 4.4.1 有効セメント添加率( $c - c_0$ )と圧密降伏応力の関係

圧密圧力が 49 kPa のときの見かけの過圧密比  $OCR_{AP}$  の増加を養生時間の関係でまとめたのが図 4.4.2 である。図中には  $c_e$  が 0% のとき, -1.0% のとき, -1.9~ -3.0% のときについて過圧密比と時間の関係(-1.9~ -3.0% のときは平均)を示している。図のように, 少量のセメントを添加したことにより, 1 日~14 日の養生日数で過圧密比はほぼ養生日数の対数に比例して増加している。また, 過圧密比の増加は有効セメント添加率  $c_e$  にほぼ対応しており,  $c_e$  が大きいほど養生日数による増加も大

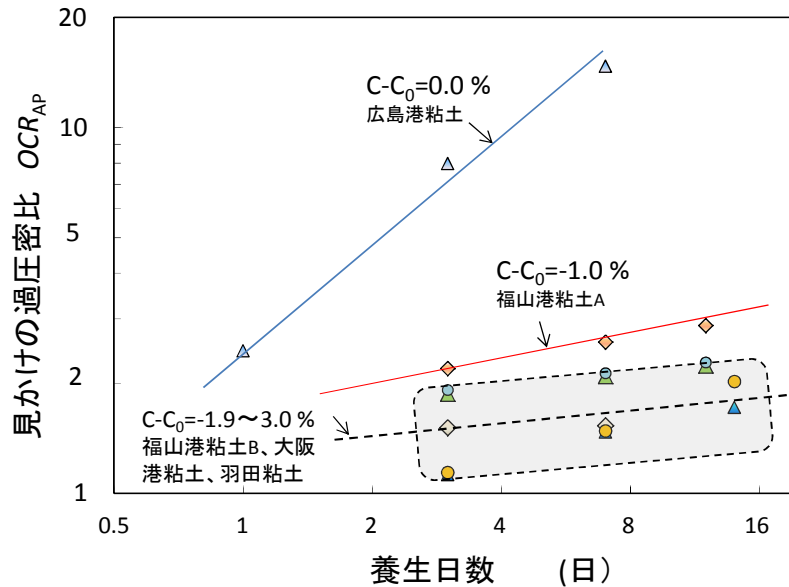


図 4.4.2 養生日数と見かけの過圧密比

きい。

Tang and Tsuchida<sup>22)</sup>は、圧密終了後のセメンテーションによる粘土のせん断強度の増加を室内実験によって調べ、一定の有効応力のもとでは、セメンテーションによる強度の増加は時間の対数に比例して発現することを示した。さらに、経過時間が10倍になるときのせん断強度増加 $\Delta\tau$ はそのときの有効土被り圧 $p_0$ の関数となっているとして、次式を提案した<sup>22)</sup>。

$$\Delta\tau = k_{cem}\sqrt{p_0} \Delta\left\{\log_{10}\left(\frac{t}{t_0}\right)\right\} \quad (4.11)$$

ここに $k_{cem}$ はセメンテーションによる強度増加係数であり、 $t_0$ は一次圧密終了時の時間である。Tangらは東京湾粘土、大阪湾粘土の値として $k_{cem} = 0.3 \sim 0.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}^{0.5}$ であるとしている。式(4.11)を用いて、セメンテーションによる見かけの過圧密比と時間 $t$ の関係を求める。半澤は、自然に堆積した粘性土のセメンテーションによる強度の増加 $\Delta\tau$ と圧密降伏応力の増加量 $\Delta p_c$ の関係として次式を提案している<sup>21)23)</sup>。

$$\Delta p_c = \Delta\tau / (s_u / p) \quad (4.12)$$

ここに $s_u/p$ は正規圧密状態における粘土の強度増加率である。式(4.11)と式(4.12)を用いると過圧密比 $OCR$ は以下のようになる。

$$\begin{aligned} OCR &= 1 + \Delta p_c / p_0 = 1 + \frac{\Delta\tau}{\left(\frac{s_u}{p}\right) \cdot p_0} \\ &= 1 + \frac{k_{cem}}{\sqrt{p_0} \cdot \left(\frac{s_u}{p}\right)} \Delta\left(\log_{10} \frac{t}{t_0}\right) \end{aligned} \quad (4.13)$$

式(4.13)は圧密圧力 $p_0$ 、強度増加率 $s_u/p$ 、セメンテーションによる強度増加係数 $k_{cem}$ が一定の時は、見かけの過圧密比は養生時間の対数に比例することを示している。図 4.4.2 は、少量のセメントを添加し再圧密した粘土試料においても見かけの過圧密比が養生時間の対数に対して直線的に増加

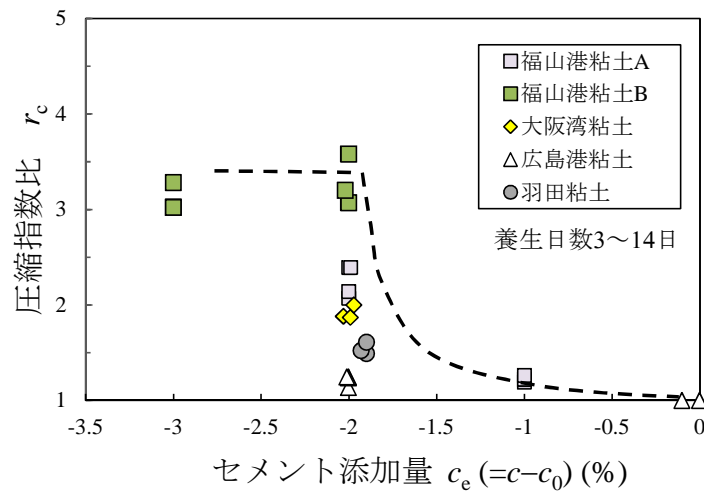


図 4.4.3 有効セメント添加率( $c-c_0$ )と圧縮指数比の関係

することを示している。式(4.13)を当てはめると、有効セメント添加率  $c_e$  が大きいほど式(4.13)の強度増加係数  $k_{cem}$  が大きくなる傾向が伺える。すなわち、少量のセメント添加は粘土のセメンテーションによる強度増加係数を増加させる効果があるといえる。

次に、正規圧密領域における圧縮指数の変化を定量的に比較するため、各セメント添加粘土について式(4.1)で定義した圧縮指数比  $r_c$  を求めた。図 4.4.3 のように、セメント添加圧密試料の中で  $r_c$  がもっとも大きかったのは福山港粘土 B ( $c=3\%$ ,  $c_e=-2.0\%$ , 養生日数 14 日) で、 $r_c=3.58$  であった。自然地盤の不攪乱試料から  $r_c$  と比較すると、 $r_c=3.58$  は大深度の大阪湾洪積粘土に相当する<sup>4)</sup>。また、大阪湾粘土の場合、過圧密比が 1.5 で  $r_c$  は養生 7 日で 1.48, 14 日で 2.02 であるが、これは大阪湾沖積粘土の値にほぼ対応している<sup>2)</sup>。乾燥重量比で 1% というわずかなセメント添加量であるが、大阪湾粘土の圧縮性に大きく影響し、自然堆積粘土に類似した圧縮特性を示すような変化を与えている。一方、 $c_e \geq -1\%$  となるセメント添加率の場合には  $r_c$  は 1 付近になっている。これは、圧密圧力が圧密降伏応力を越えて正規圧密領域に入っても  $C_c$  が一定となるような構造がセメント添加によって形成されていることを示していると考えられ、この構造は  $C_c$  が圧密降伏後に徐々に減少し劣化する自然堆積粘土の構造とは明らかに異なっており、自然堆積粘土の挙動を再現するためにはセメント量が過剰であることがうかがえる。

以上をまとめると、 $c_e = -2.0\% \sim -3.0\%$  のときは、見かけの過圧密比が 1.2~2.5 の範囲にあり、圧縮指数比  $r_c$  は粘土によってばらつきがあったが、構造を有する自然堆積粘土から求められた値に近かった。したがって、見かけの過圧密と圧縮指数比との一致度から考えると、自然海成粘土地盤の年代効果をセメント添加により再現する場合のセメント添加率は、一軸圧縮強さの発現のための最小セメント添加率  $c_0$  を用いて  $(c_0-2.0)\%$  から  $(c_0-3.0)\%$  の範囲で設定するのが適切と考えられる。

## 4.4.2 圧縮曲線モデル式へのセメント添加した試料の当てはめ結果

少量のセメントを添加した粘土試料の圧縮曲線に、式(4.2)～(4.4)のモデルを当てはめパラメータ  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $a$ ,  $b$  を決定した。図 4.4.4 と図 4.4.5 にそれぞれ福山港粘土 B, 大阪港粘土の当てはめの例を示す。また、表 4 には求められたパラメータの一覧をまとめて示した。

5つの粘土はいずれも、セメント添加していない場合の再構成試料は、構造が発達しておらず、構造係数  $A$  が負の値となっている。表 4.4.1 を見ても分かるように、セメント添加率を上げるほど、また、養生日数を長くするほど、構造が発達しており、構造係数  $A$  と収れん係数  $B$  が大きくなっている。膨張係数  $C$  は 0.005～0.027 (平均値  $0.016 \pm 0.007$ ) の範囲に分布しており、セメント添加率、養生日数が多いほど  $C$  は小さいと言える。

圧密圧力が大きいときに最終的に収れんする  $e - \log p$  関係を表す USC のパラメータ  $a$ ,  $b$  をみると、切片  $b$  はセメント添加率が上がるほど増加し、養生日数の違いではほとんど変化はない。また、勾配を示す  $a$  はセメント添加率を変えてもほとんど変化しない。したがって、USC はセメント添加

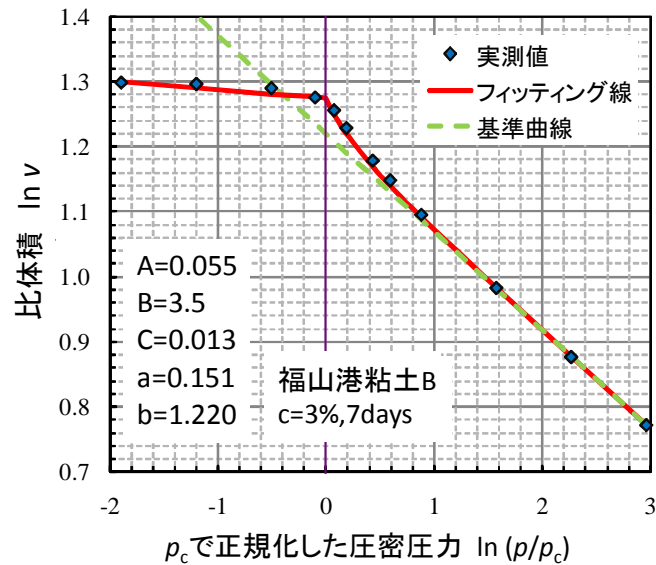


図 4.4.4 福山港粘土 B( $c=3\%$ , 7days)の当てはめ結果

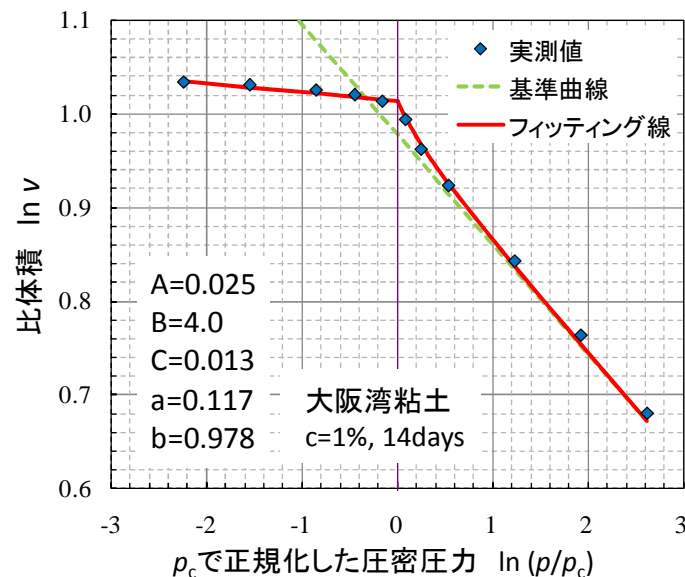


図 4.4.5 大阪湾粘土( $c=1\%$ , 14days)の当てはめ結果

表 4.4.1 セメント添加した試料の当てはめにより求めたパラメータ  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $a$ ,  $b$ 

| 試料         | セメント<br>添加率(%) | 養生日数<br>(day) | 構造パラメータ  |          |          | USCパラメータ |       |
|------------|----------------|---------------|----------|----------|----------|----------|-------|
|            |                |               | 構造係数 $A$ | 収縮係数 $B$ | 膨張係数 $C$ | $a$      | $b$   |
| 大阪湾<br>粘土  | 0              | -             | -0.030   | 2.0      | 0.017    | 0.105    | 1.397 |
|            | 1              | 3             | 0.020    | 2.5      | 0.027    | 0.118    | 1.511 |
|            | 1              | 7             | 0.015    | 2.0      | 0.010    | 0.121    | 1.530 |
|            | 1              | 14            | 0.025    | 4.0      | 0.013    | 0.117    | 1.516 |
| 福山港<br>粘土A | 0              | -             | -0.030   | 1.2      | 0.030    | 0.136    | 1.532 |
|            | 4              | 3             | 0.040    | 2.5      | 0.012    | 0.185    | 1.835 |
|            | 4              | 7             | 0.060    | 3.0      | 0.015    | 0.189    | 1.865 |
|            | 4              | 12            | 0.070    | 3.0      | 0.015    | 0.184    | 1.857 |
|            | 5              | 3             | 0.180    | 0.7      | 0.010    | 0.185    | 1.795 |
|            | 5              | 7             | 0.200    | 0.5      | 0.008    | 0.185    | 1.789 |
|            | 5              | 12            | 0.210    | 0.9      | 0.005    | 0.185    | 1.609 |
| 福山港<br>粘土B | 0              | -             | -0.020   | 2.0      | 0.020    | 0.124    | 2.101 |
|            | 2              | 3             | 0.035    | 4.0      | 0.015    | 0.153    | 2.120 |
|            | 2              | 7             | 0.045    | 5.0      | 0.017    | 0.150    | 2.100 |
|            | 3              | 3             | 0.040    | 4.0      | 0.020    | 0.152    | 2.128 |
|            | 3              | 7             | 0.055    | 5.5      | 0.013    | 0.155    | 2.159 |
|            | 3              | 14            | 0.060    | 6.0      | 0.005    | 0.154    | 2.178 |
| 広島港<br>粘土  | 0              | -             | -0.020   | 1.0      | 0.030    | 0.117    | 1.523 |
|            | 5              | 3             | -0.015   | 1.0      | 0.020    | 0.139    | 1.763 |
|            | 5              | 7             | -0.008   | 1.0      | 0.015    | 0.140    | 1.781 |
|            | 5              | 14            | 0.010    | 1.0      | 0.014    | 0.141    | 1.796 |
| 羽田<br>粘土   | 0              | -             | -0.065   | 1.3      | 0.030    | 0.150    | 1.898 |
|            | 5              | 3             | 0.010    | 2.0      | 0.015    | 0.148    | 1.950 |
|            | 5              | 7             | 0.015    | 2.0      | 0.015    | 0.146    | 1.948 |
|            | 5              | 12            | 0.017    | 2.5      | 0.013    | 0.151    | 1.974 |

率が大きいほど上方向に平行にスライドしている。

図 4.4.6 にセメント添加した試料の構造係数  $A$  と収縮係数  $B$  の関係をプロットした。図 4.4.6 には、比較のため不攪乱試料のデータ<sup>10)</sup>と式(4.5)もプロットしている。図のようにセメント添加した試料の構造係数  $A$  の範囲は 0.0~0.06 であり、この範囲の  $A$  と  $B$  の関係は自然海成粘土の関係とほぼ一致した。しかし、 $A$  が 0.20 となった試料（福山港粘土 A、セメント添加率 5%）の場合、収縮係数  $B$  は不攪乱試料の値よりもはるかに小さくなっている。このことは構造が発達して高間隙構造が形成されたものの、圧密圧力が大きくなっても構造がすぐに崩壊せず USC に回帰しにくいことを意味する。なお、この試料の有効セメント添加率  $c_e$  は -1.0% であり、図 4.4.3 における小さい圧縮指数比  $r_c$  に対応している。このことは、有効セメント添加率  $c_e$  が -1.0% 以上になると、形成された構造の性質が年代効果により形成された構造と異なってくることを示唆している。

図 4.4.7 はセメント添加した試料の構造係数  $A$  と膨張係数  $C$  の関係である。不攪乱粘土では構造が発達して  $A$  が大きい粘土ほど  $C$  が小さい傾向があるが、少量のセメントを添加した粘土試料でもほぼ同様の結果が得られた。

以上のように、圧縮曲線の形状を示すパラメータ  $A$ ,  $B$ ,  $C$  からセメント添加による構造の再現という観点で考察すると、今回の方法により  $(c_0-2)\% \sim (c_0-3)\%$  程度の少量のセメントを添加し圧密することによって、構造係数  $A$  が 0.1 程度の自然粘土の圧縮曲線を比較的よく再現することができた。しかし、さらにセメント添加率を増やすと  $A$  は 0.2 程度に増加するものの  $B$  が自然粘土と大きく異

なってくるため、自然粘土の再現は不十分であった。この点は、今回の方法の一つの限界であると考えられる。

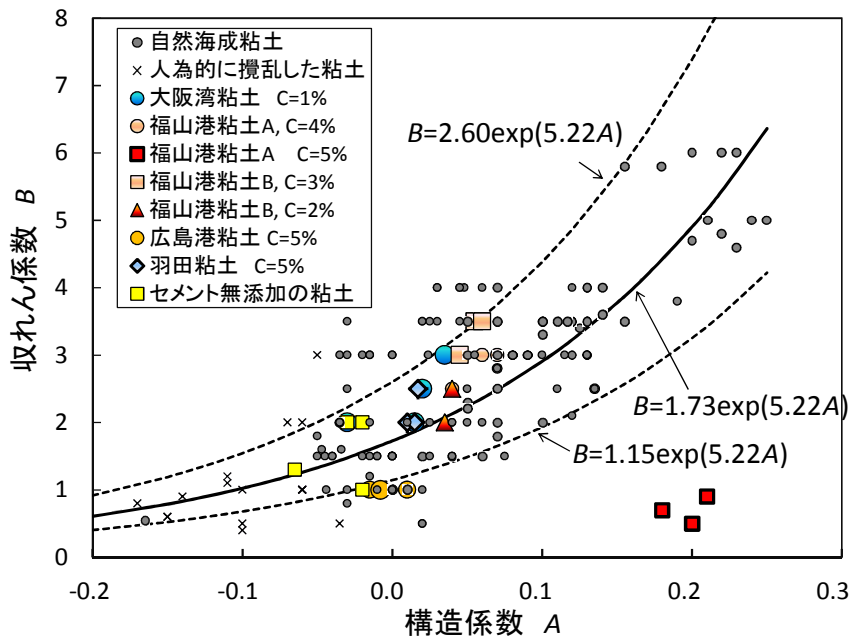


図 4.4.6 少量セメント添加再圧密粘土，自然海成粘土の構造係数  $A$  と収れん係数  $B$  の関係

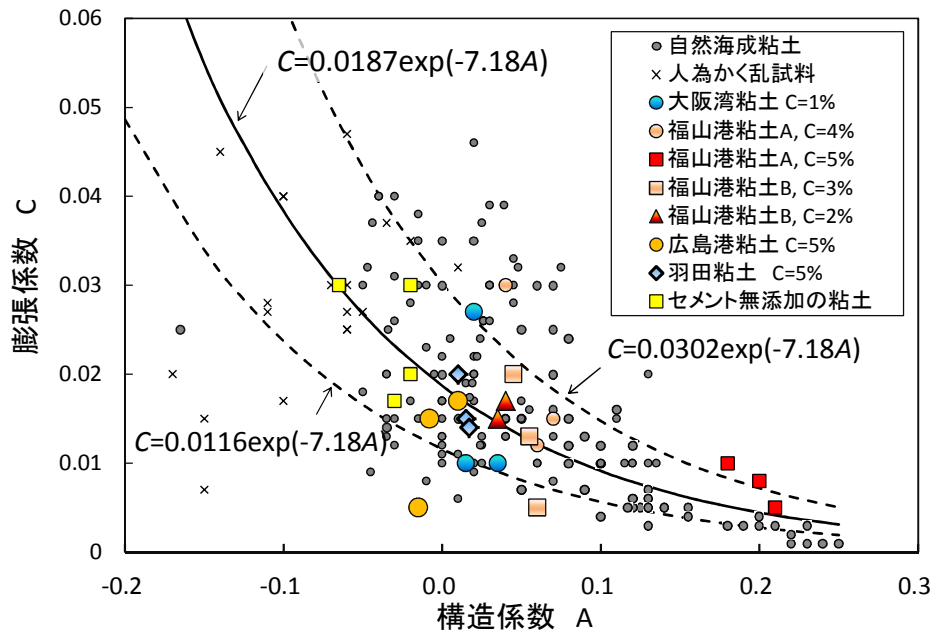


図 4.4.7 少量セメント添加再圧密粘土，自然海成粘土における構造係数  $A$  と膨張係数  $C$  の関係



#### 4.4.3 微視的構造からみた少量セメント添加粘土と構造を有する自然堆積粘土の比較

セメントを添加した試料の微視的構造について、水銀圧入ポロシメータ試験から間隙径分布を測定し、構造を有する自然堆積粘土と比較した。用いた供試体は 4.3.1 の手順で予備圧密と養生を行った粘土試料を、乾燥収縮が少ない凍結乾燥法<sup>24)</sup>を用いて、骨格構造を破壊することなく乾燥させたものである。

図 4.4.8 は、セメントを 1% 添加し 49 kPa で圧密した再構成大阪湾粘土 ( $(c_0-2)\%$  に相当)、大阪湾泉州沖海底地盤(沖積粘土 Ma13)の不攪乱粘土試料<sup>25)</sup>、セメントを添加せずに 49 kPa で圧密した再構成大阪湾粘土の間隙分布曲線を比較したものである。また、図 4.4.9 には、これらの試料の累計間隙径曲線の比較を示した。

図 4.4.8 をみると、沖積粘土 Ma13 の不攪乱試料と再構成試料はいずれもメゾポアとマイクロポアが主な間隙径であるが、不攪乱試料はセメントを添加しない再構成粘土に比べ、間隙径分布がピークを示す間隙径のサイズが大きく、メゾポアの大きさの間隙径の比率が多い。これに対して、セメントを 1% 添加して再圧密した試料は、セメントを添加しない場合より 1~2 $\mu\text{m}$  のメゾポアが多くなっており、不攪乱試料の間隙径分布に近づいている。

図 4.4.9 の間隙径分布曲線をみると、セメント添加再圧密試料の累計間隙径体積 50% ( $V_p$  では約 0.4mL/g) における間隙径  $d_{50}$  は 0.98 $\mu\text{m}$  であり不攪乱試料の 1.07 $\mu\text{m}$  と比較すると小さいが、セメントを添加しない再圧密試料の 0.83 $\mu\text{m}$  と比べると 18% 増加しており、不攪乱試料と近い間隙構造が形成されている。

以上のように、少量のセメントを添加して再圧密することにより、自然粘土により近い間隙径分布が形成されていることが観察された。

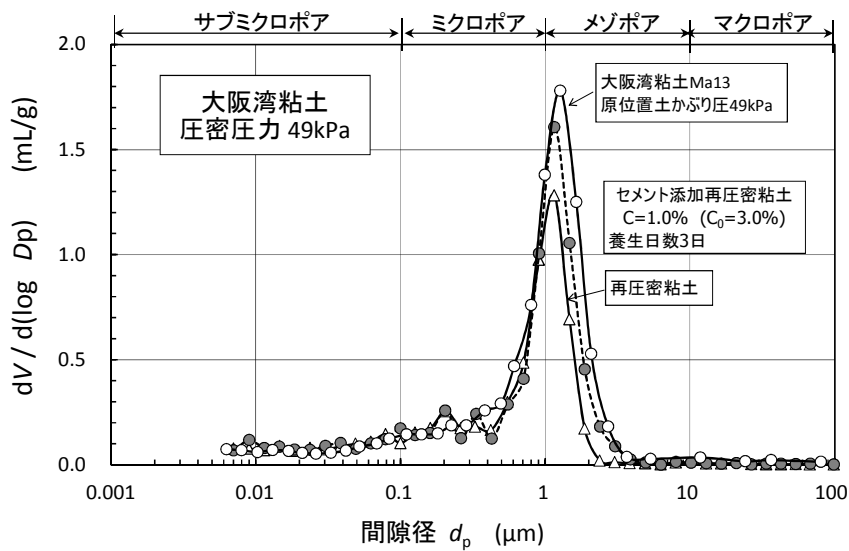


図 4.4.8 不攪乱試料，セメント添加再圧密試料，セメント無添加再圧密試料の間隙径分布曲線の比較

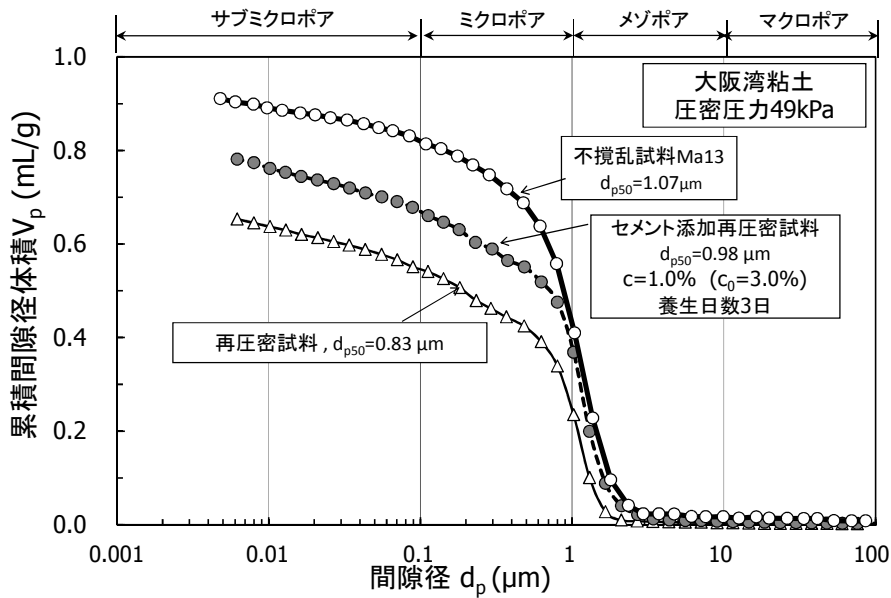


図 4.4.9 不攪乱試料，セメント添加再圧密試料，セメント無添加再圧密試料の累計間隙径体積曲線の比較

#### 4.5 少量セメント添加粘土の二次圧縮特性

これまでの検討から少量のセメントを再構成海成粘土に添加して圧密することにより、構造を有する自然堆積粘土に近い圧縮曲線を持つ粘土試料を室内で作製できることがわかった。セメントの添加によって構造の効果が室内で短時間に再現できる理由として、次のような説明が考えられる。つまり、自然堆積粘土に含まれるセメンテーション効果を発現させる物質または作用について、セメントの水和反応によりセメンテーションを人為的に促進させているというものである。これによって、たとえば図 4.4.2 に示すように自然地盤では数千年から数万年かかって発現する見かけの過圧密効果を数日間の養生で得られるわけである。ただし、既に述べたようにセメントを多く入れ過ぎると自然地盤の構造と異なる構造が形成されるため、セメント量は少量に抑える必要がある。

少量のセメント添加の効果を以上のように考えると、少量のセメントを添加して圧密された粘土試料は、圧密にともなってセメンテーションが同時に進行していると考えられる。自然地盤においても、堆積過程における年代効果として、二次圧密による体積減少とともに地盤中のセメンテーション物質によるセメンテーション（凝結）が進行しているとされているが<sup>13)</sup>、両者が同時に進行したときに圧縮特性がどのようになるかはこれまでほとんど調べられていない。

そこで、少量のセメント添加再圧密粘土が、二次圧密とセメンテーションが長期間にわたり同時に進行すると考えられる自然堆積地盤と類似性があると仮定し、少量セメント添加再圧密粘土の二次圧縮指数  $C_\alpha$  ( $=\Delta e/\Delta((\log_{10}t))$ ) について実験的に検討を行った。

福山港粘土 B と大阪湾粘土を用い、4.3.1 で述べた方法で以下の試料を作製した。

- ・福山港粘土 B  $c_0=5.0\%$ ,  $c=2.0\%$ , 3 日, 7 日養生
- ・福山港粘土 B  $c_0=5.0\%$ ,  $c=3.0\%$ , 14 日養生
- ・大阪湾粘土  $c_0=3.0\%$ ,  $c=2.0\%$ , 3 日, 7 日養生

段階載荷により試験圧力となる圧密圧力まで圧密した後に、試験圧密圧力で長期間圧密沈下を計測した。試験圧密圧力は、粘土試料を作製したときの予備圧密圧力  $p_0$  の 2 倍の圧力  $2p_0$  とした。

図 4.5.1 は、福山港粘土 B にセメントを添加した 3 つの試料の時間-沈下関係を、セメントを添加しない再圧密粘土と比較して示している。図 4.5.1 より、セメント無添加よりセメント添加率 2% を混入する場合の方が沈下ひずみは大きくなっており、添加率 3% のケースでは沈下ひずみが半分程度に減少している。また、セメントを添加した試料はいずれも、セメントを添加しない粘土よりも二次圧密領域（概ね 100 分経過後）の沈下が小さくなっている。これは、セメントを添加する方が初期間隙比が大きくなるため圧縮性が増加するものの、圧密中の固化に伴って次第にひずみが小さくなることによると考えられる。

図 4.5.2 は二次圧縮係数  $C_\alpha$  と時間の関係であるが、二次圧縮指数は時間とともに低下しており、セメントを添加した試料ではセメントを添加しない場合に比べ  $1/3 \sim 1/2$  の値になっている。二次圧縮指数の時間とともに低下する割合については、セメント添加率 2% で予備圧密養生日数が 3 日のケースで最も  $C_\alpha$  が小さくなった。予備圧密時の養生日数が短い方が長期圧密試験の際に固化しやすく  $C_\alpha$  が小さくなったことが考えられる。

図 4.5.3 と図 4.5.4 は、それぞれ大阪湾粘土における沈下（圧縮ひずみ）ならびに  $C_\alpha$  の経時変化である。福山港粘土 B と同様に、圧縮ひずみはセメント無添加のケースよりセメントを添加した場合の方が大きく、セメント添加の場合では養生日数の短い方が大きくなった。図 4.5.4 をみると、二次圧縮指数は、セメント無添加と養生日数 7 日で差が見られず、養生日数 3 日の場合には  $C_\alpha$  がセメント無添加の場合の 1/2 に低下した。福山港粘土 B と同様に、予備圧密時の養生日数が長くなることにより長期圧密後のセメント添加の効果が減少したものと考えられる。

石井らは大阪湾泉州沖粘土を用いて最大 100 日間の長期圧密試験を行い、 $C_\alpha$  の経時変化を報告している<sup>26)</sup>。石井らによると、 $C_\alpha$  と時間は両対数グラフ上で右下がりの直線となり、 $C_\alpha$  は常用対数軸の時間の 1 スパンに対して約 30% 減少している。図 4.5.2, 図 4.5.4 をみると、セメント添加の有無によらず  $C_\alpha$  と時間は両対数グラフ上でほぼ直線になり、 $C_\alpha$  が時間とともに減少する傾向となっ

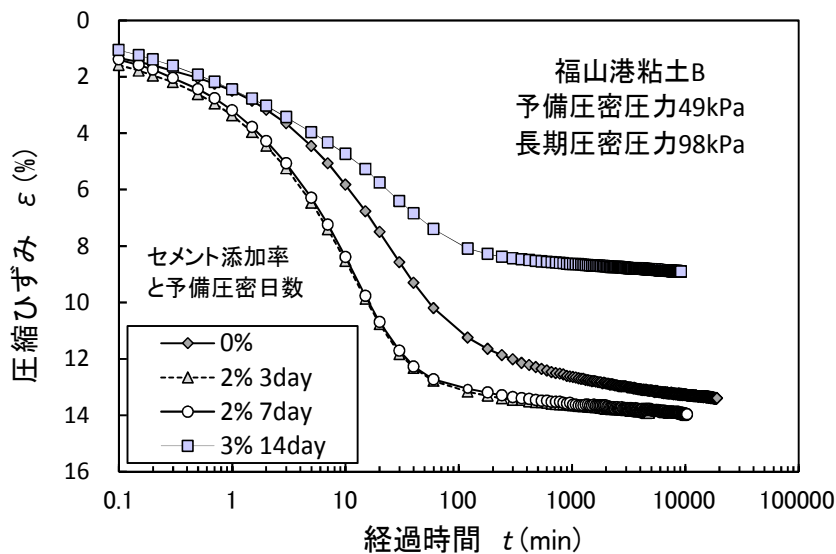


図 4.5.1 福山港粘土 B の長期圧密沈下 ( $p_0=49\text{kPa}$ ,  $p=2p_0$ )

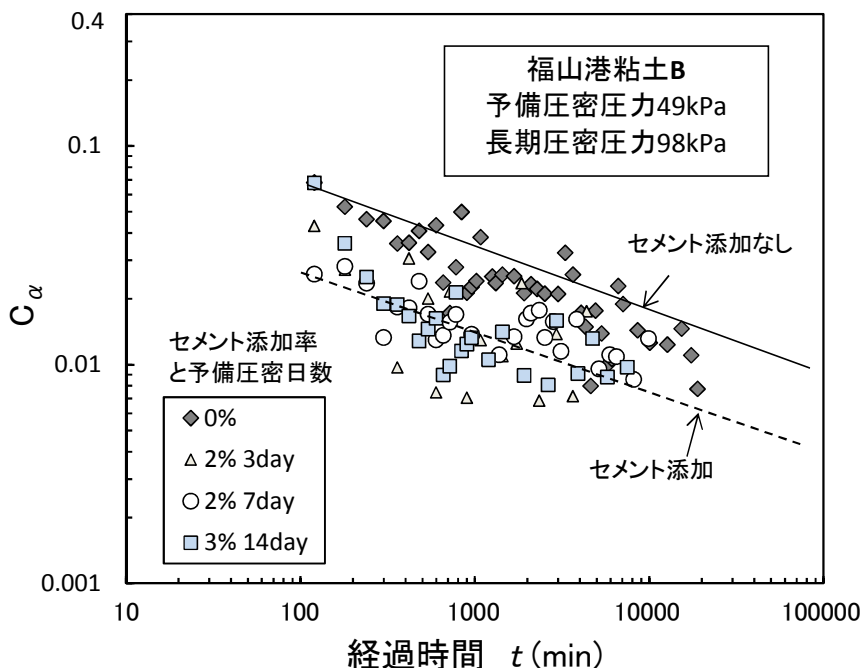


図 4.5.2 二次圧縮指数  $C_\alpha$  の変化(福山港粘土 B)

ているが、 $C_\alpha$ の減少割合にはセメント添加の有無による差が明瞭には見られなかった。

以上のように少量のセメントを添加して3日予備圧密した後に長期圧密試験を行うと、二次圧縮指数 $C_\alpha$ は無添加の場合に比べ1/2~1/3に減少した。ただし、予備圧密養生期間7日以上の場合には $C_\alpha$ 減少量は小さくなるか減少しない場合があった。また $C_\alpha$ と時間の関係は両対数グラフ上で右下がりの直線関係となるが、直線の勾配についてはセメント添加による違いは見られなかった。

以上の試験結果は、粘土が長い期間にわたり徐々に堆積する過程で二次圧密と共にセメンテーションによる固化が進行する場合は、 $C_\alpha$ がセメンテーションの無い場合に比べ半分以上に減少する可能性を示している。しかし、今回の試験結果からは、室内試験でセメント添加の効果と実際の地盤におけるセメンテーションとの定量的な関係が明かではなく、長期の沈下予測においてセメンテーションの効果を検討するためには、さらに検討が必要である。

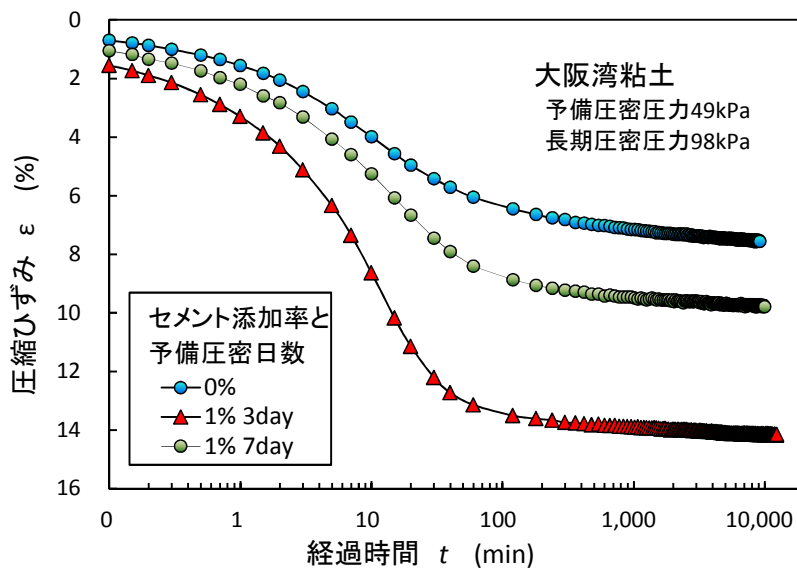


図 4.5.3 大阪湾粘土の長期圧密沈下( $p_0=49\text{kPa}$ ,  $p=2p_0$ )

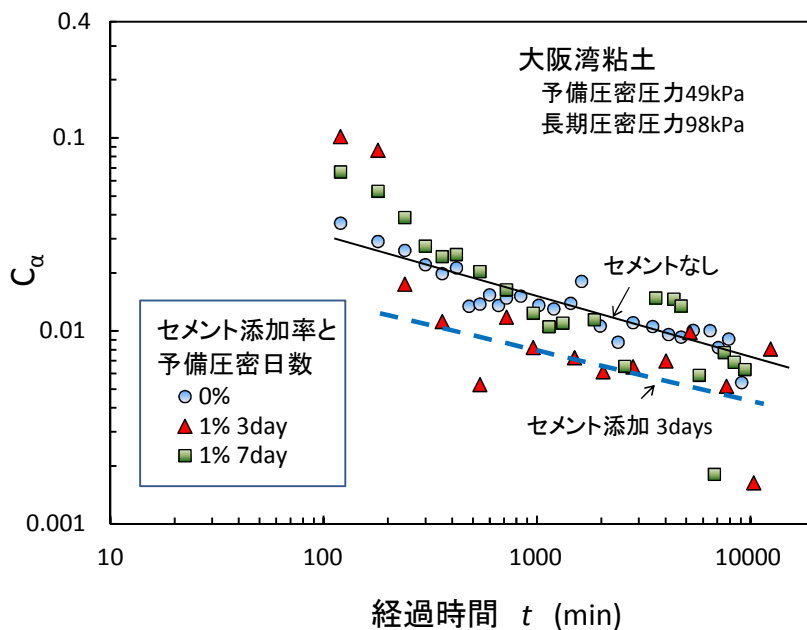


図 4.5.4 二次圧縮指数  $C_\alpha$  の変化(大阪湾粘土)

## 4.6 本章の結論

本研究は、再構成した粘土試料に少量のセメントを添加することによって、セメンテーション構造を再現し、それを定量的に評価することを行った。本研究で得られた知見をまとめると、以下のようである。

- 1) 5種類の高成粘土について、セメント添加率と一軸圧縮強さの直線関係を用いて強度発現に必要な最小セメント添加率  $c_0(\%)$  を求め、 $c_0$  を基準とした少量のセメントを添加し一次的に圧密した試料を作製して、一連の圧密試験を行った。この結果、セメント添加率が  $(c_0-2.0)\%$  から  $(c_0-3.0)\%$  として再圧密した試料において、圧密降伏応力付近の圧密圧力で圧縮指数が最大となり、圧密圧力の増加とともに逓減してセメントを添加しないときの圧縮指数にほぼ等しくなるという圧縮特性を示した。
- 2) 実験により得られた一連の圧縮曲線を、セメント添加による見かけの過圧密比の増加と圧縮指数比  $r_c$  ( $=C_{cmax}/C_c^*$ ;  $C_c^*$  は圧密圧力が十分大きいときの  $C_c$ ) の変化に着目して整理すると、 $(c_0-2.0)\%$  から  $(c_0-3.0)\%$  のセメント添加率としたときに、再圧密粘土の過圧密比は、自然高成粘土地盤の見かけの過圧密比に近い値となった。セメント添加率が  $(c_0-2.0)\%$  より大きくなると、過圧密比は自然高成粘土地盤の範囲を超過した。
- 3) 実験により得られた一連の圧縮曲線を圧縮指数比で比較すると、少量セメント添加再圧密粘土の圧縮指数比は最大 3.58 であり、セメンテーションによる構造を有することで知られる大阪湾洪積粘土に相当する値となった。セメント添加率が  $(c_0-2.0)\%$  より大きくなると圧密降伏応力付近での大きな圧縮性が見られなくなり、圧縮指数比は低下した。
- 4) 自然粘土と少量セメント添加再圧密粘土の圧縮曲線の形状を、構造を考慮した  $e - \log p$  曲線のモデルに当てはめ、パラメータの比較を行った。少量セメント添加再圧密粘土と、自然高成粘土のパラメータを比較すると、セメント添加率が  $(c_0-2.0)\%$  から  $(c_0-3.0)\%$  の場合、構造係数  $A$  が 0.1 程度 (構造が高位な粘土) の自然粘土の圧縮曲線とよく一致した。しかし、セメント添加率  $(c_0-2.0)\%$  より大きくすると構造係数  $A$  は 0.2 程度 (構造がきわめて高位な粘土) に増加するが、収れん係数  $B$  が自然粘土と異なってくるため自然粘土の圧縮曲線と大きく乖離した圧縮曲線となることがわかった。
- 5) セメントを 1% ( $(c_0-2.0)\%$  に相当) 添加し 49 kPa で圧密した再構成大阪湾粘土、セメントを添加しないで圧密した再構成粘土、大阪湾泉州沖海底地盤 (沖積粘土 Ma13) の乱れの少ない試料の間隙分布曲線を比較した結果、1%のセメントを添加した大阪湾粘土は、セメントを添加しない場合に比べ、自然粘土の間隙径分布に近い間隙径分布を有していることを確認した。
- 6) 1)~5)より、一軸圧縮強さの発現に必要な最小セメント添加率  $c_0(\%)$  を求め、再構成粘土に  $(c_0-2.0)\%$  から  $(c_0-3.0)\%$  のセメントを添加して再圧密することにより、構造係数  $A$  が 0.1 程度 (構造が高位) の自然粘土の圧縮曲線と類似する圧縮曲線を示す粘土を室内で作製できるといえる。しかし、今回の方法では構造がきわめて高位な粘土 (構造係数  $A$  が 0.2 程度) の圧縮曲線を示す粘土を作製することはできなかった。
- 7)  $(c_0-2.0)\%$  から  $(c_0-3.0)\%$  のセメントを添加した粘土試料を用いて、セメンテーションが進行する過程での二次圧縮特性を調べるため長期圧密試験を行った。その結果、セメントを添加した粘土の二次圧縮指数  $C_a$  はセメント無添加の場合に比べ 1/2~1/3 に減少した。このことは堆積過程においてセメンテーションによる固化が進行する場合には、二次圧縮係数が減少することを示唆している。

## 第4章の参考文献

- 1) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clay as related to settlement of buildings, *Géotechnique*, 17 (1), 81 – 118, 1967.
- 2) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics in unstable soils, *Proceedings of 8th ICSMFE*, Vol. 3, 111 – 159, 1973.
- 3) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellota, R.: New developments in field and laboratory testing of soils, SOA Report, *Proceedings of 11th ICSMFE*, 37 – 153, 1985.
- 4) Tsuchida, T., Kobayashi, M. and Mizukami, J.: Effect of aging of marine clays and its duplication by high temperature consolidation, *Soils and Foundations*, 31 (4), 133 – 147, 1991.
- 5) Tsuchida, T.: Mechanical properties of Pleistocene clay and evaluation of structure due to aging, *Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Proceedings of International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama 2000*, Vol.2, 43 – 83, 2000.
- 6) Tsuchida, T. and Hong, Z.: Evaluation of structure of aged marine deposits by means of standard compression curves, *Proc. of 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul*, Vol.3, 2253 – 2256, 2001.
- 7) 土田孝: 海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈, *地盤工学会論文報告集*, 41 (1), 127 – 143, 2001.
- 8) Imai, G: Experimental study on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials, *Soils and Foundations*, 21 (1), 7 – 20, 1981.
- 9) Fukue, M., Nakamura, T. and Kato, Y.: Cementation of soils due to calcium carbonate, *Soils and Foundations*, 39 (6), 54 – 64, 1999.
- 10) 宇高 薫, 土田 孝, 渡部要一, 田中政典, 今井遥平:  $e - \log p$  曲線を用いた簡易モデルによる自然海成粘土地盤における構造の評価, *地盤工学ジャーナル*, 7 (4), 527 – 542, 2012.
- 11) 渡部要一, 古野武秀, 土田孝: 浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性, *土木学会論文集*, No.694/III-57, 331 – 342, 2001.
- 12) 宮崎良彦・湯怡新・落合英俊・安福規之・大嶺聖・土田孝: セメント混合処理作業船を用いた浚渫土の有効利用, *土木学会論文集 No.750/III-65*, 193 – 204, 2003.
- 13) Tang, Y. X., Miyazaki, Y. and Tsuchida, T.: Practices of reused dredgings by cement treatment, *Soils and Foundations*, 41 (5), 129 – 143, 2001.
- 14) 土田孝, 平原毅, 竹信正寛: 圧密とセメンテーションが同時に進行するときの粘土の圧縮特性, *地盤と建設*, 25 (1), 85 – 92, 2007.
- 15) 平原毅, 土田孝, 平本真也: 少量のセメントを添加した粘土の圧縮およびせん断特性に関する研究, *地盤と建設*, 26 (1), 49 – 56, 2008.
- 16) 田中洋行, Locat, J., Shiwakoti, D. R., 田中政典: 日本と海外の海成粘性土の物理・化学的特性に関する相違点, *土と基礎*, 49 – 2 (517), 5 – 8, 2001.
- 17) 柴田東, 中野義仁, 安井賢: 珪藻殻数が土の物理特性に与える影響, 第41回地盤工学研究発表会, 231 – 232, 2006.
- 18) Shiwakoti, D. R., Tanaka, H., Tanaka, M. and Locat, J.: Influence of diatom microfossils on engineering properties of soils, *Soils and Foundations*, 42 (3), 1-17, 2002.

- 19)土田孝, 湯怡新, 嶋川奈津美, 安部太紀: 高含水比の海成粘土を原料土とするセメント固化処理土の強度発現過程に関する研究, 地盤工学ジャーナル, 8 (1), 53-70, 2013.
- 20)Tsuchida, T. : Evaluation of undrained shear strength of soft clay with consideration of sample quality, *Soils and Foundations*, 40 (3), 29 - 42, 2000.
- 21)Hanzawa, H.: Undrained strength characteristics of an alluvial marine clay in the Tokyo Bay, *Soils and Foundations*, 19 (4), 69 - 84, 1978.
- 22)Tang, Y.X. and Tsuchida, T.: The development of shear strength for sedimentary soft clay with respect to aging effect, *Soils and Foundations*, 39 (6), 13 - 24, 1999.
- 23)Hanzawa, H and Kishida, T.: Fundamental considerations on undrained strength characteristics of alluvial marine clays, *Soils and Foundations*, 21(1), 39-50, 1981.
- 24)姜敏秀, 渡部要一, 土田孝: SEM およびポロシメータを利用した土の微視的構造の視察とその評価, 港湾技術研究所資料, No. 1032, 22 - 23, 2002.
- 25)利藤房男, 大向直樹, 田中洋行, 田中政典: 洪積粘土の圧密に伴う微視構造の変化, 土木学会論文集 No.701/III-58, 331 - 341, 2002.
- 26)石井一郎, 小川富美子, 善功企: 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その2) 物理的性質・圧密特性・透水性, 港湾空港技術研究所資料 No. 0498-02, 47 - 86, 1984.



## 5. 自然堆積粘土の長期圧密特性

### 5.1 概要

粘土の応力～ひずみ関係（圧縮曲線）がひずみ速度に依存すると考えるアイソタックの概念は、Leroueil<sup>1)2)</sup>によってその礎が築かれ、研究されてきた（第2章参照）。

本研究では、定ひずみ速度圧密試験（以下、CRS試験）ならびに長期圧密試験結果を基に、圧密降伏応力  $p_c$  をひずみ速度  $\dot{\epsilon}$  の関数として定式化し、この式を用いて任意のひずみ速度に対応する圧縮曲線群を表現した（アイソタックモデルの構築）。この曲線群を用いて、ひずみ速度依存性を考慮した長期圧密試験の二次圧密挙動に関する考察を試みた。

本モデルは、圧縮曲線がひずみ速度に依存するという、アイソタック概念に基づくものであり、2つの定数  $c_1$ ,  $c_2$  と、圧密降伏応力  $p'_c$  の下限値  $p'_{cL}$  からなる3つのパラメータを求め、基準とする圧縮曲線（Reference compression curves (RCC)と称し、究極基準圧縮曲線 USCとは異なる）と、これらのパラメータにより任意のひずみ速度における圧縮曲線を表現するものである。

さらに、本モデルについて、大阪湾粘土のみならず、国内外の多様な粘土に対して適用を試みた。最後に、室内試験結果のみならず原位置計測結果にも本モデルを適用し、その一般性を検討した。

## 5.2 アイソタック概念に基づく結果の整理方法

ある圧密圧力の下ではひずみ速度に応じてひずみが唯一に決定される、アイソタック (Isotache) 概念 (Šuklje, 1957) に基づき、様々な圧密試験結果について整理してみる。

図 5.2.1 は、大阪湾粘土 Ma12 に対し、種々のひずみ速度により圧縮した定ひずみ速度圧密試験結果について、応力～ひずみ関係に整理した例である。 $3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  (0.0002 %/min) から  $10^{-5} \text{ s}^{-1}$  (0.2 %/min) まで 3 オーダー異なるが、圧縮ひずみ速度が速いほど応力～ひずみ関係が右に張り出し、圧密降伏応力  $p_c$  が大きくなる。一方、圧縮ひずみ速度が遅いほど左側に位置しており、 $p_c$  は小さく評価される。また、それぞれの  $p_c$  で正規化すると、図 5.2.2 に示すように概ね一つの曲線に集約されることは興味深い実験事実である。

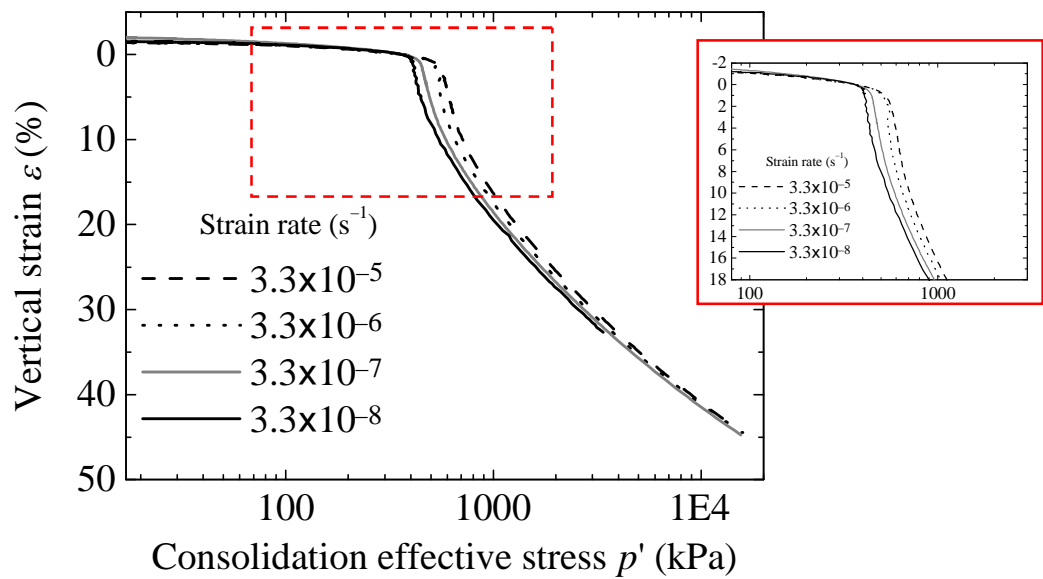


図 5.2.1 圧密圧力～鉛直ひずみ関係

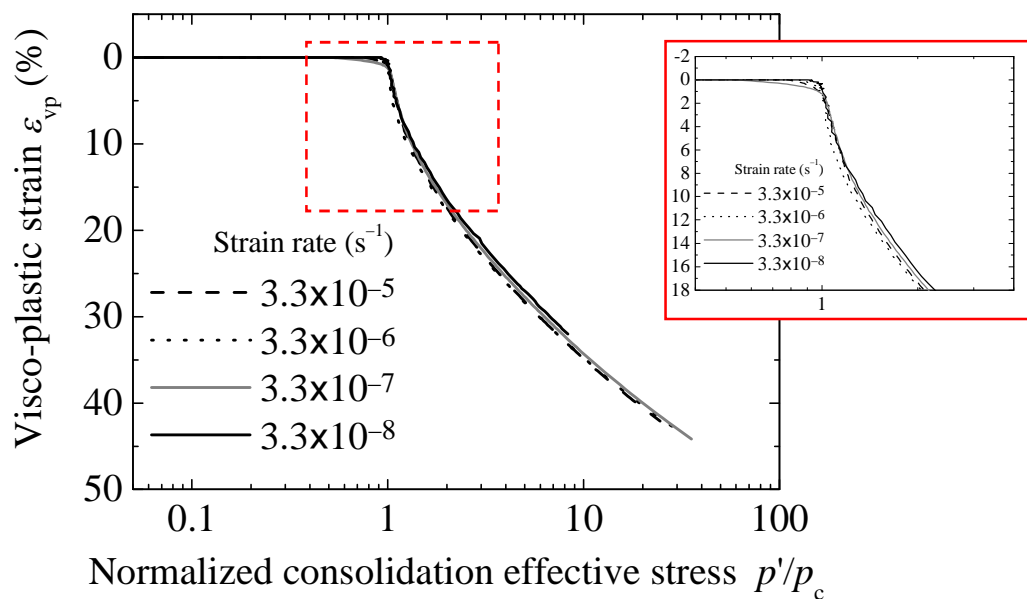


図 5.2.2 正規化した圧密圧力～鉛直ひずみ関係

本研究では、アイソタック概念に基づく結果の整理方法として、Leroueil et al. (1985)の方法、すなわち、次に示す式(1)と式(2)を用いることとする。

$$\frac{p'}{p'_c} = f(\varepsilon) \quad (5.1)$$

$$p'_c = g(\dot{\varepsilon}) \quad (5.2)$$

ここで、 $\dot{\varepsilon}$ はひずみ速度 ( $=d\varepsilon/dt$ ) である。

アイソタック概念は、粘塑性変形に対してのみ考えることから、全体の変形量から弾性変形成分を差し引いて適用する必要がある。圧密試験においては、得られる沈下ひずみより弾性ひずみ成分を減じて粘塑性ひずみ成分を算出する。本研究では、以下の式を用いる。

$$\varepsilon_{vp} = \varepsilon - \varepsilon_e \quad (5.3)$$

$$\frac{p'}{p'_c} = f(\varepsilon_{vp}) \quad (5.4)$$

$$p'_c = g(\dot{\varepsilon}_{vp}) \quad (5.5)$$

ここで弾性ひずみ成分 $\varepsilon_e$ は、 $\varepsilon \sim \log p'$  関係上で、 $(p', \varepsilon) = (1 \text{ kPa}, 0)$ と $(\sigma'_{v0}, \varepsilon_0)$ を通る直線で表されるひずみ成分を圧密圧力  $p'$  に対応する弾性ひずみ $\varepsilon_e(p)$ と定義し (図 5.2.3), その直線の傾きを  $C_{se}$ と表すことにする。ここに、 $\sigma'_{v0}$ は有効土被り圧、 $\varepsilon_0$ は  $p' = \sigma'_{v0}$ のときのひずみである。 $C_{se}$ は、ひずみで表した膨張指数に相当する。CRS 圧密試験の結果として得られる $\varepsilon \sim \log p'$  関係に対して、弾性ひずみ $\varepsilon_e$ を $\varepsilon$ から差し引いた粘塑性ひずみ $\varepsilon_{vp}$ を用いて $\varepsilon_{vp} \sim \log p'$  関係を得る。同関係から読み取れる圧密降伏応力  $p'_c$  で  $p'$ を除すことにより、式(5.4)に対応する $\varepsilon_{vp} \sim \log p'/p'_c$  関係を得る。これを、ひずみ速度によらない基準圧縮曲線 (Reference compression curves, RCC) と称することにする (図 5.2.4)。基準圧縮曲線を粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{vp}$ に対応した圧密降伏応力  $p'_c(\dot{\varepsilon}_{vp})$ 倍することによって、任意の粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{vp}$ に対応した $\varepsilon_{vp} \sim \log p'$  関係が得られる。

次に、もう一つの重要な関係、すなわちひずみ速度ならびにその速度に対応した圧密降伏応力の関係について定式化する。本研究では、Kobayashi ら (2005) が提案した次式

$$p_c = p_{cL} + c_3 \exp(c_4 \ln \dot{\varepsilon}) \quad (5.6)$$

ここに、 $p_{cL}, c_3, c_4$ : 定数

を基に展開する<sup>4)</sup>。上式は、ひずみ速度の減少に対応して  $p_c$  も減少するが、ゼロとはならずにある収束値を有するというものである。アイソタック概念が、弾性成分を除く粘塑性成分に対して成り立つことから、上式を以下のように書き改める。

$$\ln \frac{p'_c - p'_{cL}}{p'_{cL}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\varepsilon}_{vp} \quad (5.7)$$

ここに、 $c_1, c_2$  は定数である。これらのパラメータの物理的な意味は、図 5.2.5 のように考える

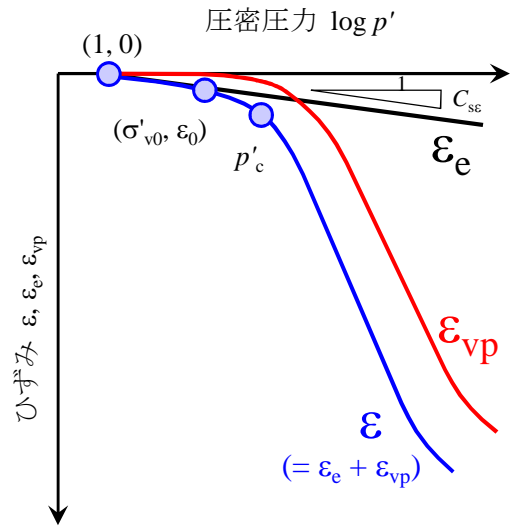


図 5.2.3 ひずみの定義

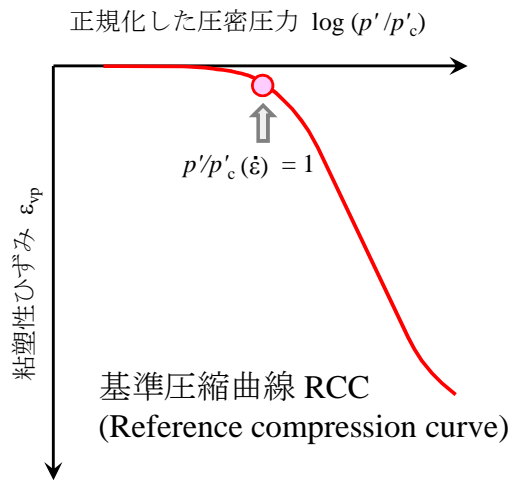


図 5.2.4 基準圧縮曲線の導入

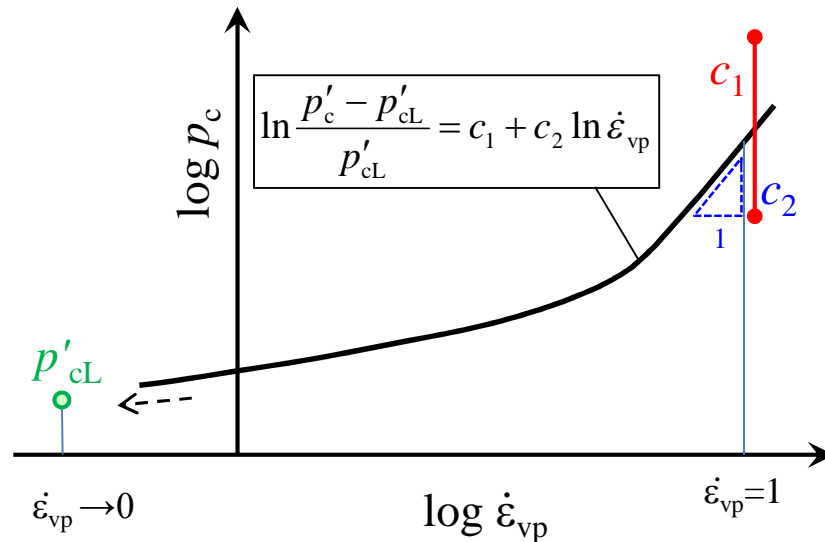


図 5.2.5 アイソタックパラメータ  $c_1$ ,  $c_2$  の物理的意味

と分かりやすい。つまり、 $c_1$  はひずみ速度が極めて速い  $\dot{\epsilon}_{vp}=1$  のときの切片を表し、 $c_2$  はその時の勾配を表している。3 つ目のパラメータは、ひずみ速度が十分遅くなった際に、圧密降伏応力  $p_c$  が取り得る下限値として定義するものである。

これらのパラメータは、圧密試験結果を基に最小二乗法によりフィッティングすることで求められる。 $p_c$  が得られる圧密試験としては段階载荷による試験、定ひずみ速度圧密試験が考えられるが、前者はそもそも変位制御型の試験でないため、ひずみ速度が与条件ではない(一般には  $10^{-7} \sim 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  程度であるが、 $p_c$  と 1 対 1 に対応するものではない)。後者では、地盤工学会基準で  $10^{-7} \sim 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  と概ね 1 種類となることから、圧縮速度を変えた特殊な試験をしない限り、複数のデータセットは得られない。

そこで、アイソタックの考え方にに基づき、長期圧密試験結果を活用することにより種々のひずみ速度に対応する  $p_c$  を間接的に算出する方法を用いた。長期圧密試験は、その試験の内容上有効応力(測定は全応力であるが過剰間隙水圧が十分消散している場合)、ひずみ、ひずみ速度のデータセットが無数に得られる。具体的な手順を以下に示すとともに、概略を図 5.2.6 に示す。

- ① ひずみ速度によらない基準圧縮曲線 RCC となる CRS 試験結果を選定し、 $(p/p_c, \epsilon_{vp})$  の関係を設定する。
- ② 長期圧密試験において圧密圧力  $P$  を载荷した際に得られる  $(\dot{\epsilon}_{vp}, \epsilon_{vp})$  と、 $\epsilon_{vp}$  が同値のときの基準圧縮曲線上の  $p/p_c$  (無次元) を求める。
- ③  $P$  をこの  $p/p_c$  値で除した値を  $p_c(\dot{\epsilon})$  とする。
- ④ これにより、長期圧密試験結果から複数の  $\dot{\epsilon} - p_c(\dot{\epsilon})$  関係を得る。
- ⑤ この際、特に過圧密領域、 $p_c$  付近に载荷した場合、あるいは载荷直後でひずみ速度が  $10^{-6} \text{ s}^{-1}$  より大きい場合など、圧密初期で過剰間隙水圧が十分消散しておらず、粘塑性成分が卓越していないと考えられるデータ、分布範囲から著しく傾向の異なるデータは除外した。

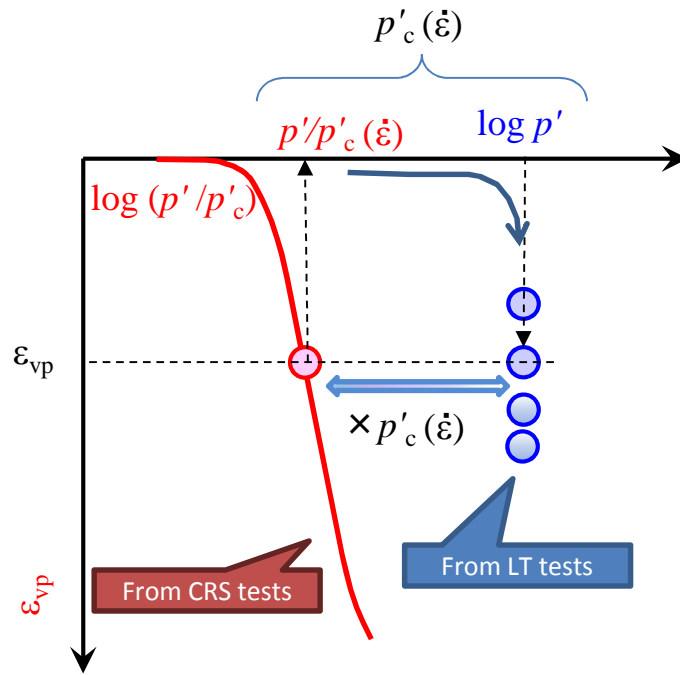


図 5.2.6 任意のひずみ速度に対応する  $p'_c$  の算出

## 5.3 試験方法

### 5.3.1 試料

本研究では、独立行政法人港湾空港技術研究所において採取、収集された、国内のみならず海外のユニークな特徴を有する様々な粘土を対象とした。本研究において対象とした粘土試料について、それぞれの採取位置を図 5.3.1 に示すとともに、その特徴を以下に示す。



図 5.3.1 研究の対象とした粘土試料

#### (1) 大阪湾粘土

大阪湾粘土は、大阪湾泉州沖において採取された海底粘土である<sup>5)6)</sup>。海底表層の完新世の粘土層 Ma13 が 20m ほどの厚さで堆積し、その下部の更新世の地層は、粘土層と砂層が互層になって堆積している。粘土層は、海成粘土と陸成粘土に判別されており、海成粘土は Ma13 に続いて深く堆積年代が古くなるほどに、番号が減るように名付けられている。

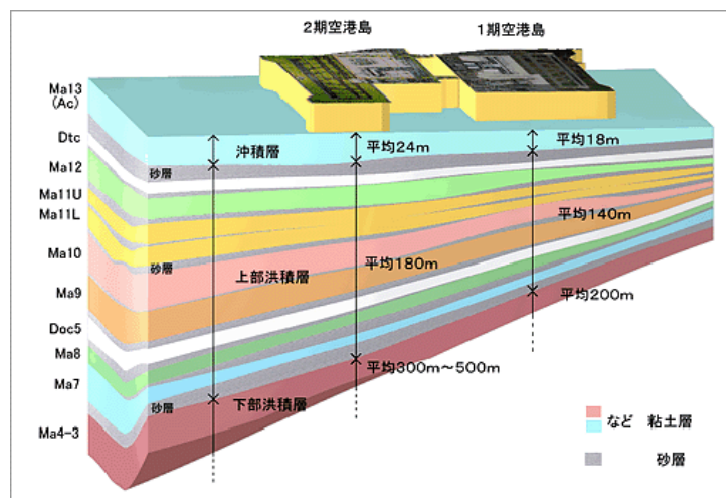


図 5.3.2 大阪湾泉州沖の地盤構成

(出典) 関西国際空港土地保有株式会社ホームページ

<http://www.kiac.co.jp/tech/sink/sink1/index.html>

表 5.3.1 試料の特性

| Layer   | Ma13 | Ma12  | Ma11 | Ma10 | Ma9  | Ma8  | Ma7   | Ma4  | Ma13Re |
|---|------|-------|------|------|------|------|-------|------|--------|
| Undisturbed   | Yes  | Yes   | Yes  | Yes  | Yes  | Yes  | Yes   | Yes  | No     |
| Reconstituted                                       | No   | No    | No   | No   | No   | No   | No    | No   | Yes    |
| Depth (C.D.L.-m)                                    | 39   | 61    | 109  | 142  | 167  | 208  | 223   | 264  | 30-40  |
| Overburden effective stress $\sigma'_{v0}$ (kPa)    | 88   | 286   | 619  | 857  | 1030 | 1348 | 1457  | 1802 | (98)   |
| Consolidation yield stress $p'_c$ (kPa)             | 122  | 439   | 737  | 1294 | 1403 | 1698 | 1887  | 2512 | 134    |
| Overconsolidation ratio <i>OCR</i>                  | 1.39 | 1.53  | 1.19 | 1.51 | 1.36 | 1.26 | 1.30  | 1.39 | (1.37) |
| Soil particle density $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 2.66 | 2.66  | 2.67 | 2.69 | 2.70 | 2.72 | 2.70  | 2.67 | 2.70   |
| Liquid limit $w_L$ (%)                              | 75.1 | 102.6 | 88.9 | 84.2 | 98.3 | 91.8 | 100.4 | 93.6 | 91.3   |
| Plastic limit $w_p$ (%)                             | 31.9 | 40.8  | 34.4 | 36.4 | 37.4 | 35.8 | 37.8  | 35.3 | 30.3   |
| Plasticity index $I_p$                              | 43.2 | 61.8  | 54.5 | 47.8 | 60.9 | 56.0 | 62.6  | 58.3 | 61.0   |
| Natural water content $w_n$ (%)                     | 62.0 | 83.8  | 55.4 | 48.6 | 54.0 | 49.9 | 49.0  | 50.6 | 71.5   |

## (2) 尼崎粘土<sup>5)</sup>

尼崎粘土の採取地は沖積低地であり、地層は Ma12 である。OCR が 2 程度と比較的大きいが、これは昭和 30~40 年代の地下水の揚水による地盤沈下の影響によるものと考えられている。この粘土は海成粘土である。

## (3) 洛西粘土<sup>5)</sup>

京都粘土の採取地は丘陵地であり、地層は Ma4 である。OCR が 4 またはそれを超えており、非常に大きい。洛西粘土は侵食場に形成されているとみられており、過去に現在の土被り圧以上の圧力での載荷履歴を経た、メカニカルな過圧密粘土である。なお、腐植物などを含んでおり、Ma4 相当の非海成粘土である可能性がある。

## (4) 有明粘土

有明海沿岸の有明粘土は、軟弱で鋭敏な粘土として著名である。これまで様々な研究者により、その特異性について研究されてきたが、半澤ら (1990) によると、深度 12m 付近で上部層、下部層に区分され、特に上部層は自然含水比が 90~160% と液性限界を超過し、鋭敏比 4~16 の粘土である<sup>7)</sup>。

試験に用いた試料は、2001 年に港湾技術研究所にて佐賀県内のフィールドにおいて、深度 10m より採取されたものである。

## (5) 羽田粘土

羽田粘土は、羽田空港 D 滑走路建設に先立ち実施された地盤調査において採取された試料である<sup>8)</sup>。上位にある完新統の粘性土は上部、下部に分けられ、上部層は比較的高塑性を呈しており、下部層は低塑性となっている。

## (6) Louiseville 粘土 (ルイズヴィル粘土)

ルイズヴィル粘土は、カナダ東部ケベック州ルイズヴィルにて採取されたものである<sup>24)</sup>。この粘土は 12,500~10,000 年前に堆積した、セントローレンス低地に広く分布するシャンプラン海粘土の一つであり、浸食作用を受けて除荷履歴を有する<sup>1)9)</sup>。また、粘土分含有量 (粒径 2  $\mu\text{m}$  以下) が 50~60% であって、鋭敏比が 15 以上を示し、著しく鋭敏である。

## (7) Pisa 粘土 (ピサ粘土)

Pisa 粘土の採取地は Pisa 斜塔前広場であり、斜塔下の表層地盤は Arno 川の堆積物により構成されている。今回用いた試料は、上部粘土層（沖積層）に種別される海成粘土である<sup>10)</sup>。この粘土も、地下水の観測結果から揚水による地盤沈下を経験しているとされている。OCR は 1.3~1.6 とやや過圧密な状態である。

## (8) Onsoy 粘土 (オンソイ粘土)

ノルウェーの Onsoy 粘土は、粘土含有率（2 μm 以下）が 50~80%を示す、きわめて均質な粘土である<sup>11)</sup>。Onsoy は過圧密比（以下、OCR）1.2 程度のほぼ正規圧密粘土である。貝殻などの混入物などがほとんど見られない均質な海成粘土である。

## (9) Mexico city 粘土 (メキシコシティ粘土)

Mexico city 粘土は、Trans-Mexican 火山帯の火山灰の湖成堆積物とされており、自然含水比 400%程度となる、極めて高い間隙を有している<sup>12)</sup>。試験に用いた試料は、2007 年に港湾空港技術研究所にて、採取されたものである。

表 5.3.2 試料の特性

| Sample  | Amagasaki | Rakusai | Ariake | UpperHaneda | LowerHaneda | Louiseville | Pisa  | Onsoy | Mexico |
|---|-----------|---------|--------|-------------|-------------|-------------|-------|-------|--------|
| Depth (G. L. -m)                                    | 34        | 24      | 10     | 10.4        | 24.4        | 9           | 17    | 17    | 10     |
| Overburden effective stress $\sigma'_{v0}$ (kPa)    | 257       | 205     | 51     | 34.8        | 126.6       | 62          | 173.3 | 106   | 150    |
| Consolidation yield stress $p'_c$ (kPa)             | 542       | 846     | 57     | 72.1        | 242         | 190         | 261.4 | 129   | 239    |
| Overconsolidation ratio <i>OCR</i>                  | 2.11      | 4.13    | 1.12   | 2.07        | 1.91        | 3.06        | 1.51  | 1.22  | 1.59   |
| Soil particle density $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 2.69      | 2.73    | 2.63   | 2.69        | 2.66        | 2.75        | 2.76  | 2.77  | 2.52   |
| Natural water content $w_n$ (%)                     | 82.9      | 62.8    | 139.0  | 150.6       | 40.9        | 74.3        | 54.9  | 61.3  | 125.1  |
| Liquid limit $w_L$ (%)                              | 124.2     | 107.7   | 107.4  | 152.5       | 46          | 78.7        | 98.8  | 80.1  | 148.1  |
| Plastic limit $w_P$ (%)                             | 44        | 33.7    | 45.4   | 63.1        | 21.9        | 21.6        | 32.6  | 24.8  | 35     |
| Plasticity index $I_p$                              | 80.2      | 74      | 62     | 89.4        | 24.1        | 57.1        | 66.2  | 55.3  | 113.1  |



### 5.3.2 定ひずみ速度圧密試験

試験方法は、土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法（案）（JIS A 1227）を基本とし、圧縮ひずみ速度は圧縮速度  $3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ （0.02 % / 分）とした。

### 5.3.3 長期圧密試験

長期圧密試験は、安定した試験圧力を載荷できる高圧圧密試験装置（重錘レバー式）を使用した。

土被り圧に相当する試験圧力までは、24時間の段階載荷（荷重増分比 $\Delta p/p=1$ ）とした。その後、各試料の土被り圧付近にて一週間クリープさせることにより、試験前の条件としてひずみ速度を引き下げ（ $10^{-8} \sim 10^{-9} \text{ s}^{-1}$ のオーダー）、土被り圧載荷による影響が後続の試験段階に及ばないようにした。大阪湾粘土に関しての試験圧力（最終的な載荷圧力）を、載荷条件として表 5.3.3 にまとめて示す。

なお、圧密降伏応力  $p_c$  以下の圧力レベルにおいて、試料の湿潤状態の保持を目的として通常の圧密試験のように試料を水浸させた場合には、試料が過剰水分を吸水し、膨張する可能性がある。加えて、地盤工学会の圧密試験基準では、圧密降伏応力を超える試験荷重にて水浸することが推奨されている。これらのことから、載荷圧力が、定ひずみ速度圧密試験による圧密降伏応力  $p_c$  を超えない圧力の場合、水浸させないで試験容器を密閉し湿気のみ与えて湿潤状態を保持した。また、試験圧力が CRS 試験で得られる  $p_c$  を超える場合には、試験圧力を載荷後に水浸させた。

表 5.3.3 載荷条件

| Sample | Pressures for preliminary consolidation (kPa) |                                  | Pressures for long term consolidation (kPa)          |
|--------|---|----------------------------------|--|
|        | 24 hours incremental loading                  | 7 days loading at $\sigma'_{v0}$ |  |
| Ma13   | 10→29→  | 88→                              | 98, 137, 206, 235, 353 and 412                       |
| Ma12   | 39→79→157→                                    | 294→                             | 333, 373, 412, 451, 490, 529, 608, 686, 882 and 1370 |
| Ma11   | 39 (2 hours)→                                 | 628 (24 hours)→                  | 647, 667, 686, 706, 726, 745, 1000 and 1569          |
| Ma10   | 39 (2 hours)→                                 | 863 (24 hours)→                  | 922, 981, 1040, 1118, 1196, 1236, 1275 and 1667      |
| Ma9    | 39 (2 hours)→                                 | 1059 (24 hours)→                 | 1138, 1177, 1216, 1255, 1314, 1393, 1471 and 2059    |
| Ma8    | 39 (2 hours)→                                 | 1373 (24 hours)→                 | 1412, 1471, 1530, 1589, 1648, 1726, 1785 and 2040    |
| Ma7    | 39 (2 hours)→                                 | 1491 (24 hours)→                 | 1549, 1608, 1667, 1726, 1785, 1844, 1922 and 2177    |
| Ma4    | 39 (2 hours)→                                 | 1863 (24 hours)→                 | 1902, 1961, 2059, 2157, 2256, 2354, 2452 and 3138    |
| Ma13Re | 10→29→  | 88→                              | 118, 137, 206, 275, 343 and 412                      |

## 5.4 大阪湾粘土の圧縮特性およびアイソタックパラメータ

### 5.4.1 圧縮特性

CRS 圧密試験から得られた圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p'$  曲線) の一例として、試料 Ma12 の試験結果を図 5.4.1 に示す。図から圧密降伏応力  $p'_c$  は 439 kPa と読み取れる。有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  は 286 kPa の試料であるので過圧密比 OCR は 1.5 と算出される。この値はやや大きめであるが、この地区の海底粘土の過圧密比が 1.3~1.5 程度であることと整合する。圧縮曲線は  $p'_c$  付近が張り出したような形状であり、構造が発達した粘土の特徴が良く現れている。この圧縮曲線を用いて「5.2 アイソタック概念に基づく結果の整理方法」で述べた方法 (図 5.2.4) に従って整理する。すなわち、ひずみ  $\varepsilon$  から弾性ひずみ成分  $\varepsilon_e$  を差し引いて粘塑性ひずみ成分  $\varepsilon_{vp}$  を算出するとともに、圧密圧力  $p'$  を圧密降伏応力  $p'_c$  で正規化することによって基準圧縮曲線 ( $\varepsilon_{vp} \sim \log p/p_c$  曲線) が得られる。CRS 圧密試験から得られた基準圧縮曲線を全試料について図 5.4.2(a)~図 5.4.2(i) に示す。

再構成 Ma13Re は圧密降伏応力  $p'_c$  で折れ曲がったようなバイリニアな関係にあり、構造が未発達な粘土の特徴が現れている。不攪乱 Ma13 もこれに準ずる形状を呈している。Ma12~Ma4 はいずれも同じような基準圧縮曲線が得られ、 $p'_c$  付近が張り出し、正規圧密領域で下に凸な曲線となる。この傾向は Ma12 において最も顕著である。全試料の基準圧縮曲線を一つの図に描くことによって、これらの傾向はより明瞭になる (図 5.4.3)。

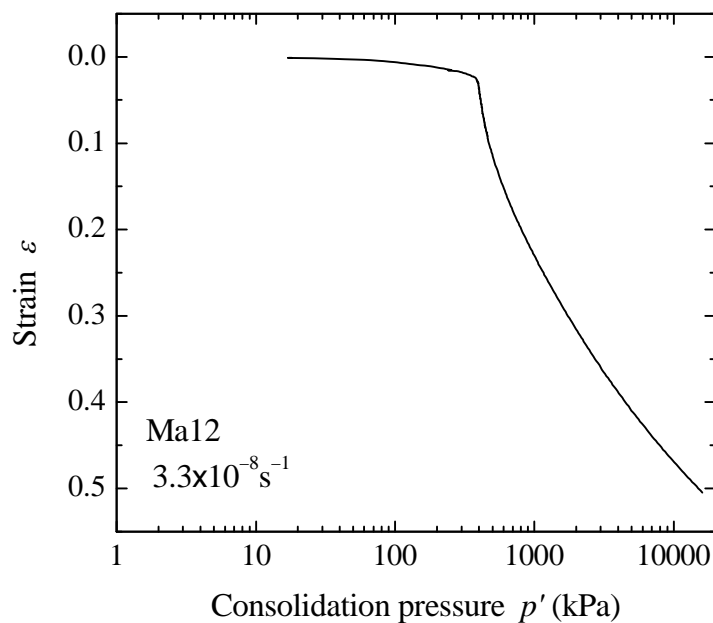


図 5.4.1 Ma12 の圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p$  曲線)

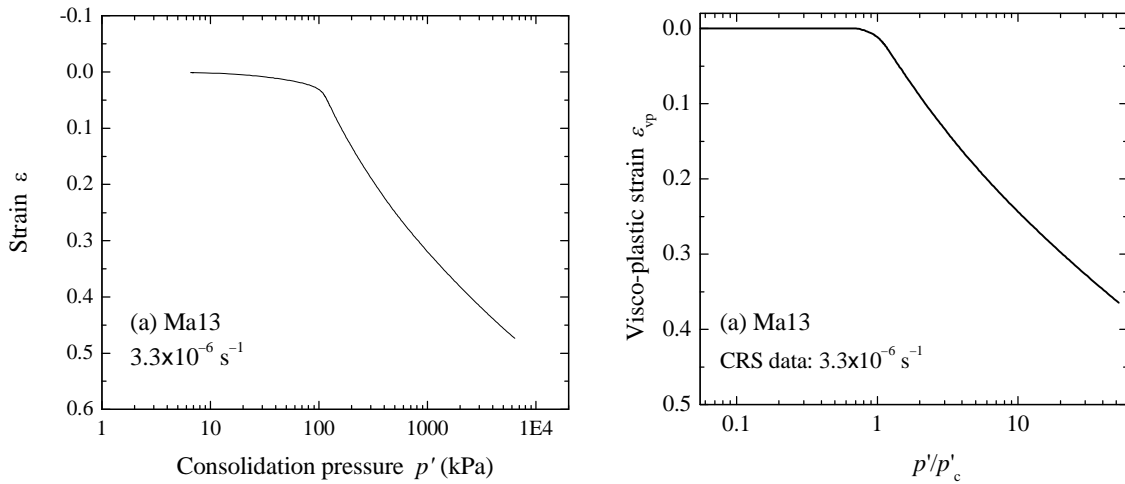


図 5.4.2(a) Ma13 の圧縮曲線 ( $\epsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

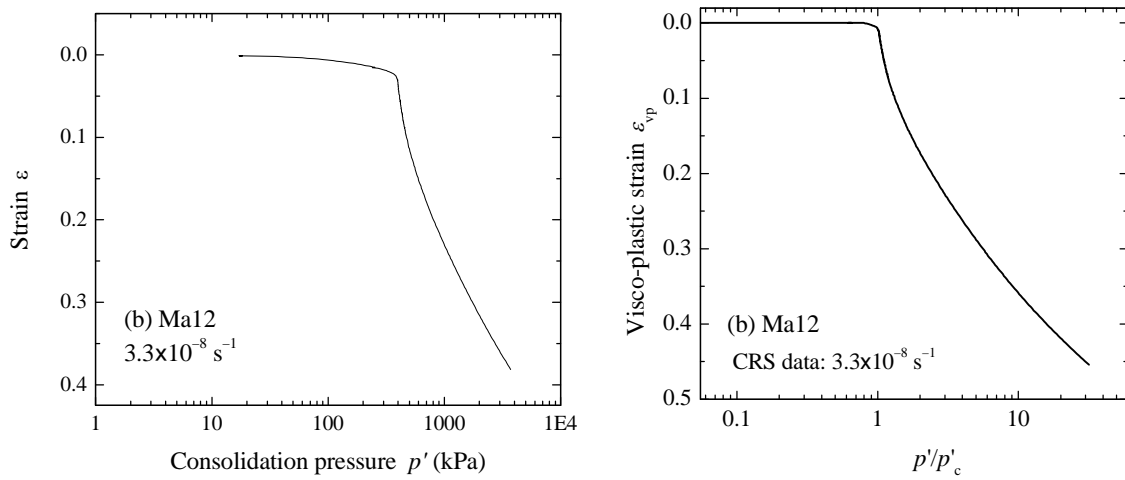


図 5.4.2(b) Ma12 の圧縮曲線 ( $\epsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

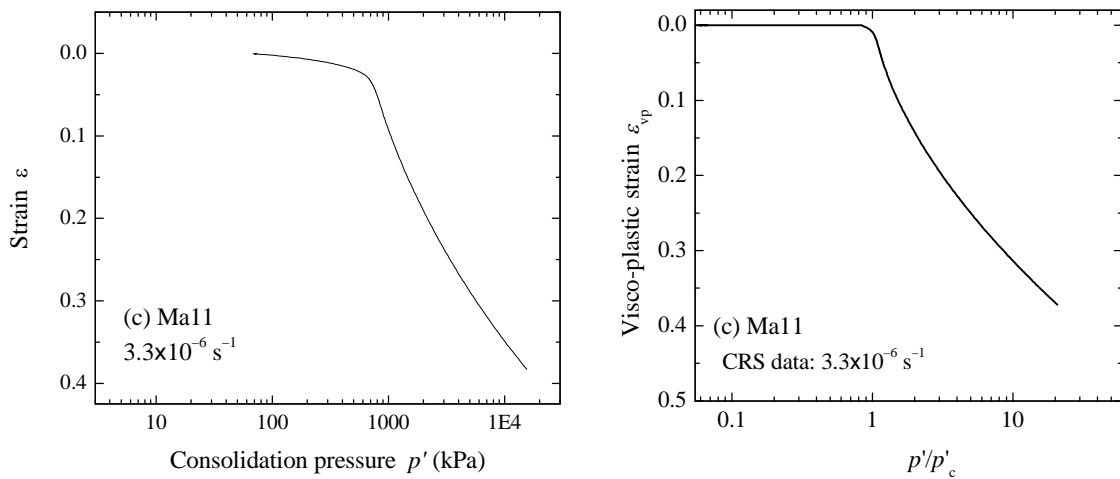


図 5.4.2(c) Ma11 の圧縮曲線 ( $\epsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

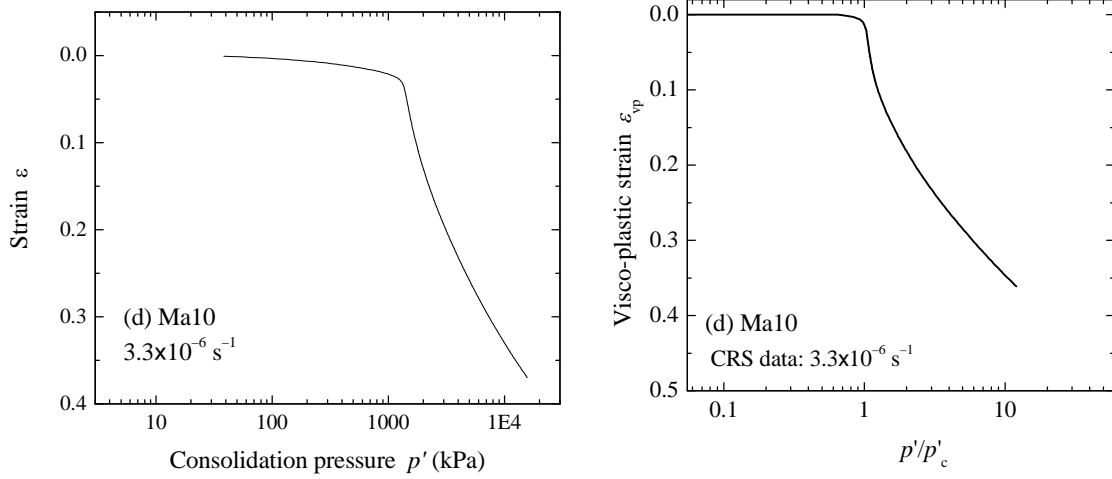


図 5.4.2(d) Ma10 の圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

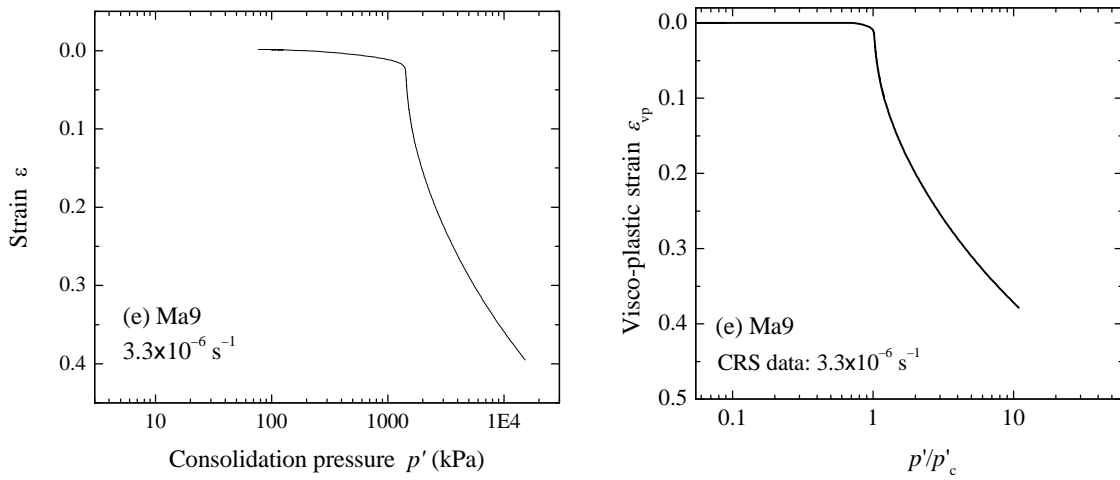


図 5.4.2(e) Ma9 の圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

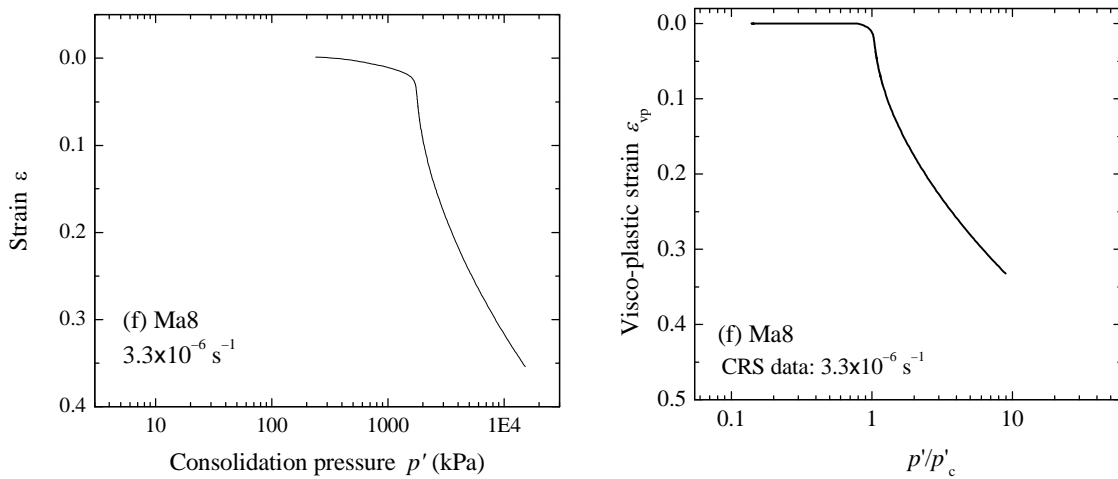


図 5.4.2(f) Ma8 の圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

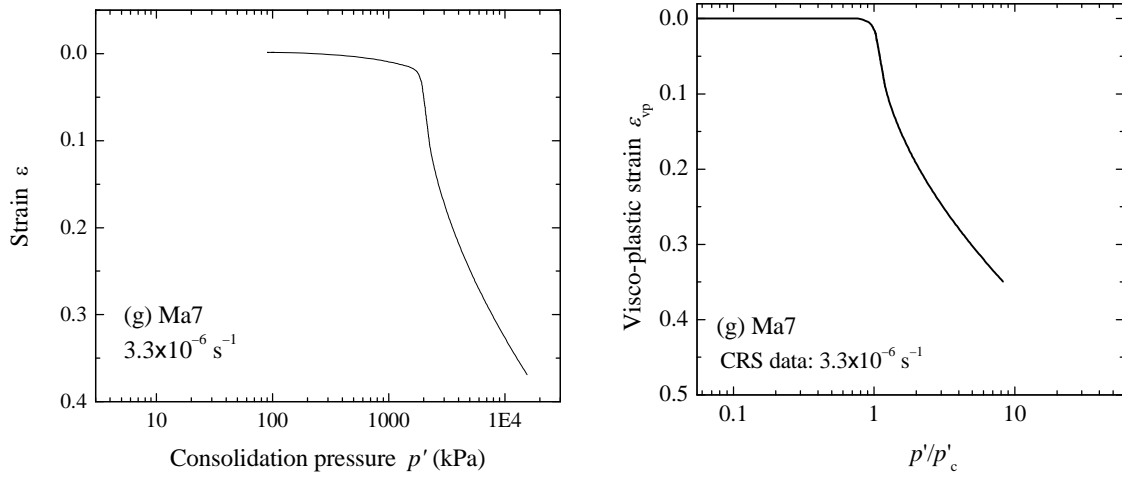


図 5.4.2(g) Ma7 の圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

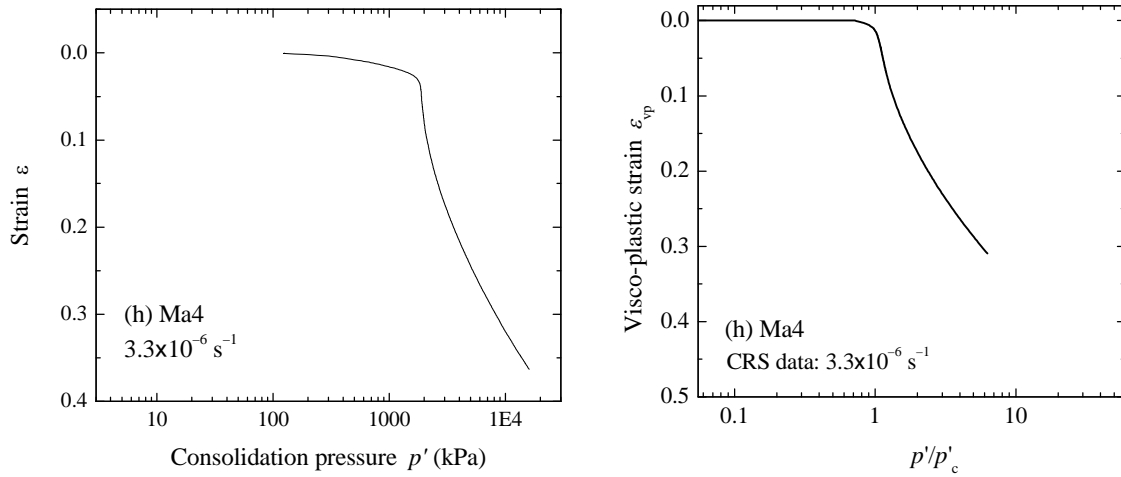


図 5.4.2(h) Ma4 の圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

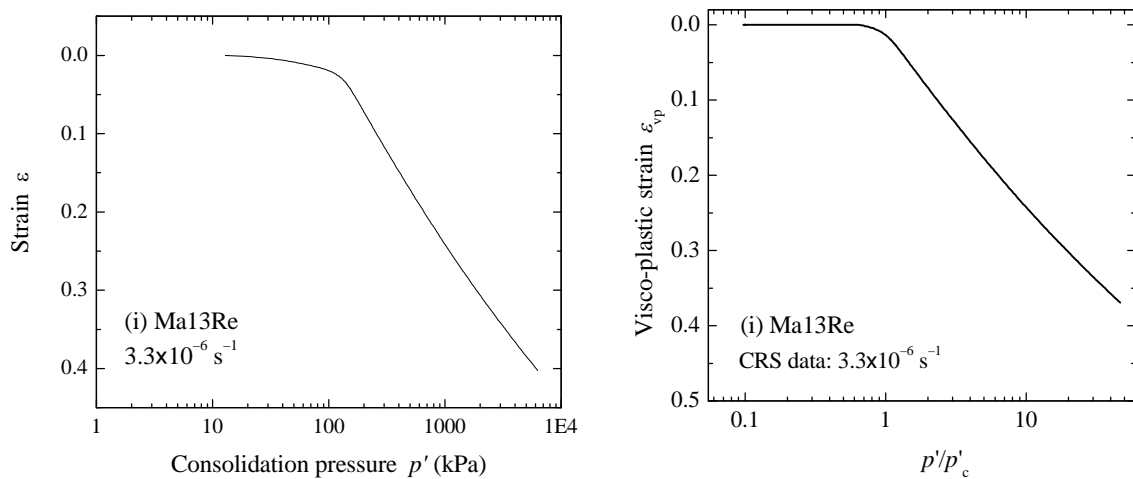


図 5.4.2(i) Ma13 再構成の圧縮曲線 ( $\varepsilon \sim \log p$  曲線, 基準圧縮曲線 RCC)

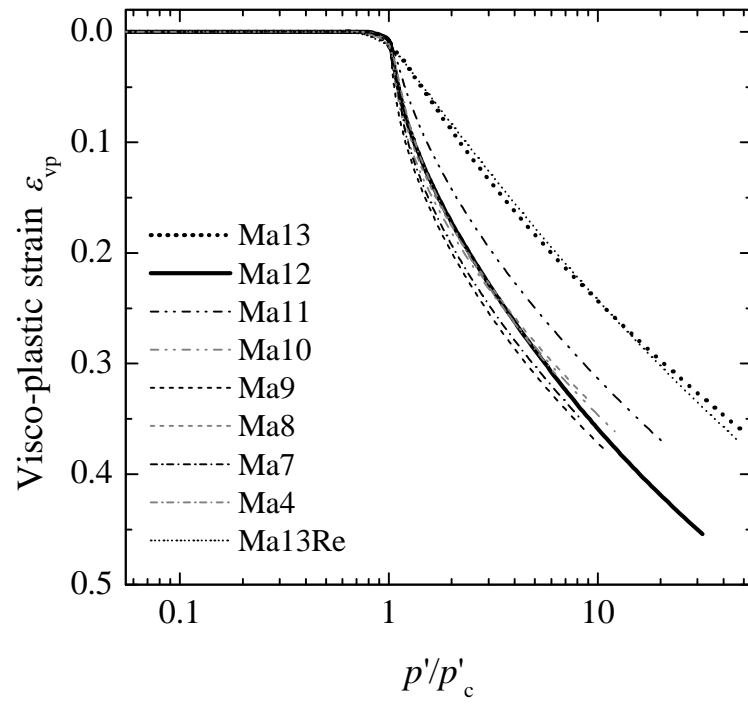


図 5.4.3 基準圧縮曲線 RCC の重ね合わせ

## 5.4.2 長期圧密特性

長期圧密試験から得られた圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線) を図 5.4.4(a)~(i) に示す。ここで、縦軸のひずみ  $\varepsilon$  は供試体の初期高さを基準に算出しているが、有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  で 7 日間圧密終了時、すなわち長期圧密開始直前 (試験圧力荷前) のひずみを差し引いて示している。

長期圧密の荷重圧力が  $p'_c$  よりも大きな正規圧密領域にある場合には、一次圧密終了後に二次圧密が生じていることが良くわかる。二次圧密部分ではわずかに下に凸な曲線となっており、傾き  $\Delta\varepsilon_{vp}/\Delta\log t$  はわずかではあるが次第に減少していく傾向にある。正規圧密領域に荷重したもののうち、Ma13 から Ma10 および Ma13Re については、上に凸な曲線から下に凸な曲線に変化した後に  $\varepsilon_{EOP}$  が現れているが、Ma9 以深では、上に凸な曲線上に  $\varepsilon_{EOP}$  が現れている。Ma9 以深については、圧密圧力は  $p'_c$  を超しているもののさほど大きくはないために、次に述べる過圧密状態での挙動に近いものとなっていると考えられる。

長期圧密の荷重圧力が有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  の間の過圧密領域にある場合には、一次圧密は極めて短い時間で終了した後に二次圧密による沈下が生じるが、二次圧密の初期は沈下がほとんど生じない。試料にもよるが時間が  $1.0 \times 10^3$  分程度以上経過すると上に凸な曲線となって、傾き  $\Delta\varepsilon_{vp}/\Delta\log t$  が次第に増加していく傾向にある。なお、以下では  $\Delta\varepsilon_{vp}/\Delta\log t$  を粘塑性ひずみに関する二次圧密係数  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}$  と表すことにする。図中には粘塑性ひずみ速度  $\dot{\varepsilon}_{vp} = \Delta\varepsilon_{vp}/\Delta t$  が  $3.3 \times 10^{-5}$  (一部の試験でのみ得られた)、 $3.3 \times 10^{-6}$ ,  $3.3 \times 10^{-7}$ ,  $3.3 \times 10^{-8}$ ,  $3.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$  に対応する点を示してある。

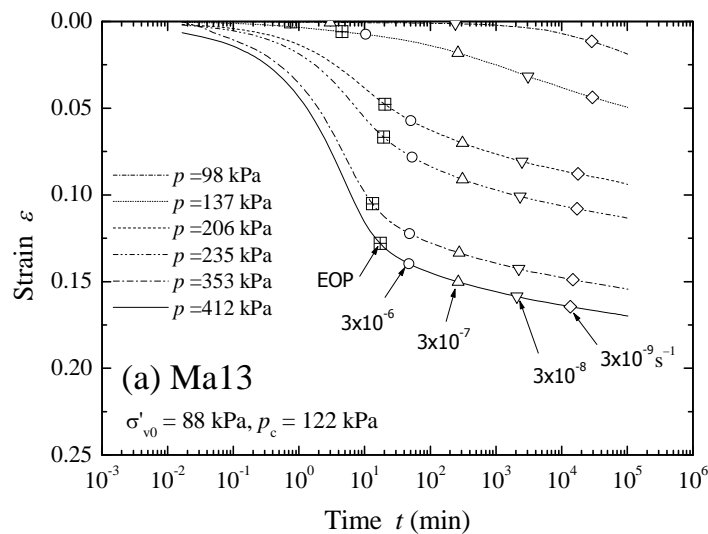


図 5.4.4(a) Ma13 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

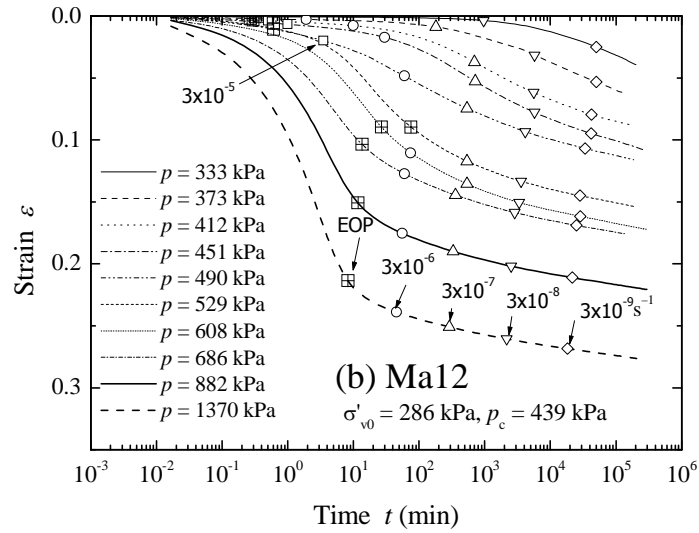


図 5.4.4(b) Ma12 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

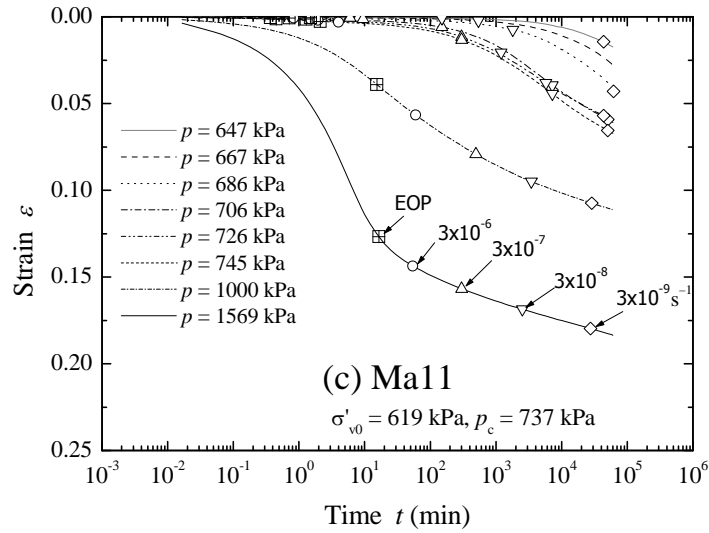


図 5.4.4(c) Ma11 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

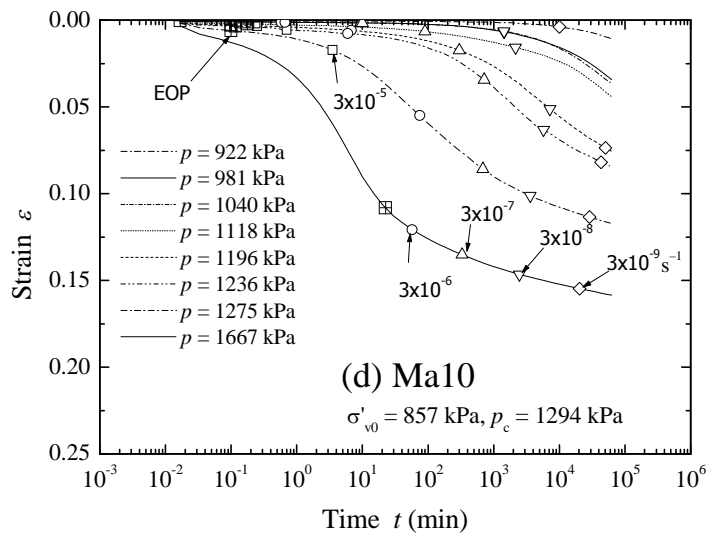


図 5.4.4(d) Ma10 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)



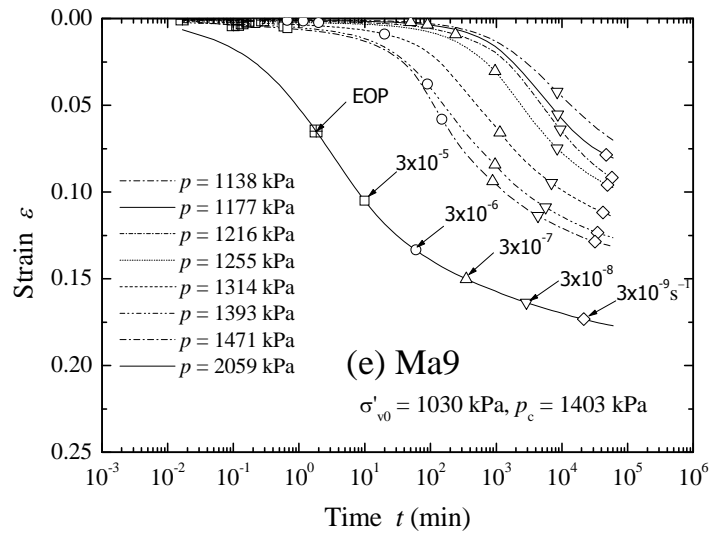


図 5.4.4(e) Ma9 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

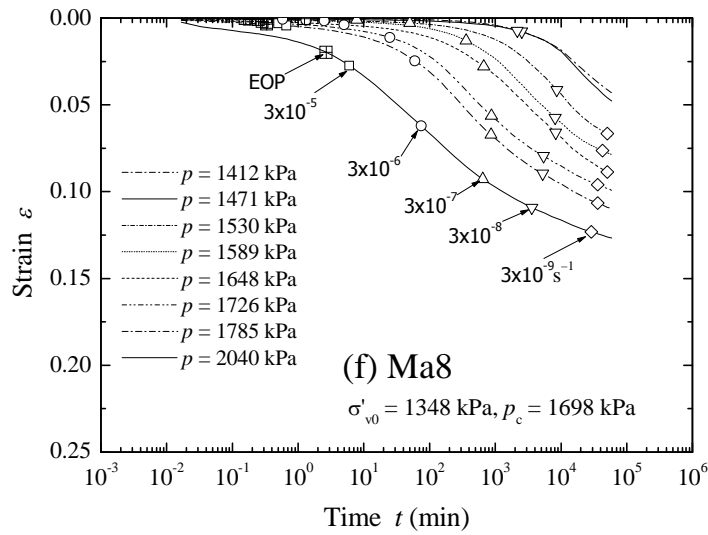


図 5.4.4(f) Ma8 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

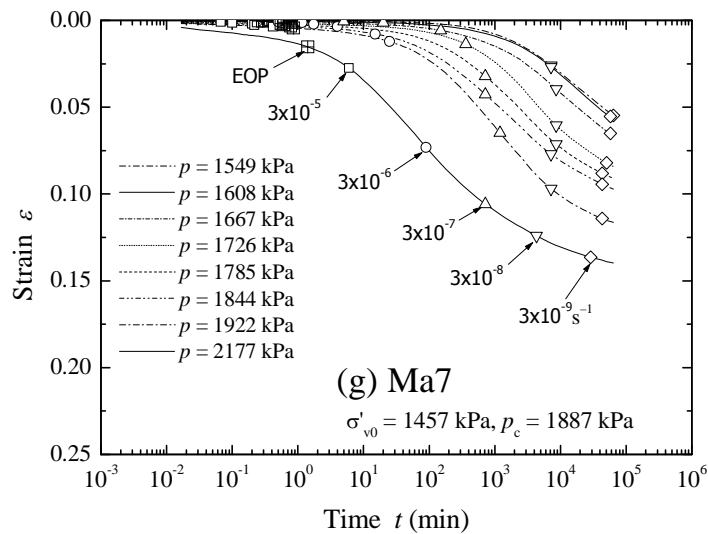


図 5.4.4(g) Ma7 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

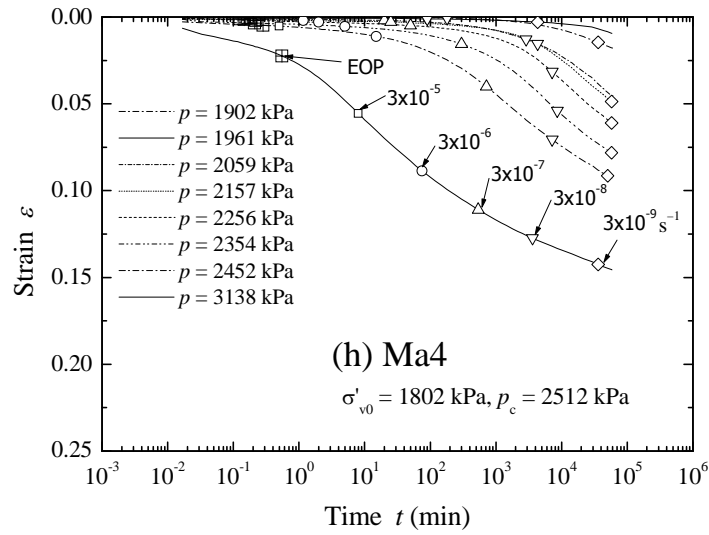


図 5.4.4(h) Ma4 の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

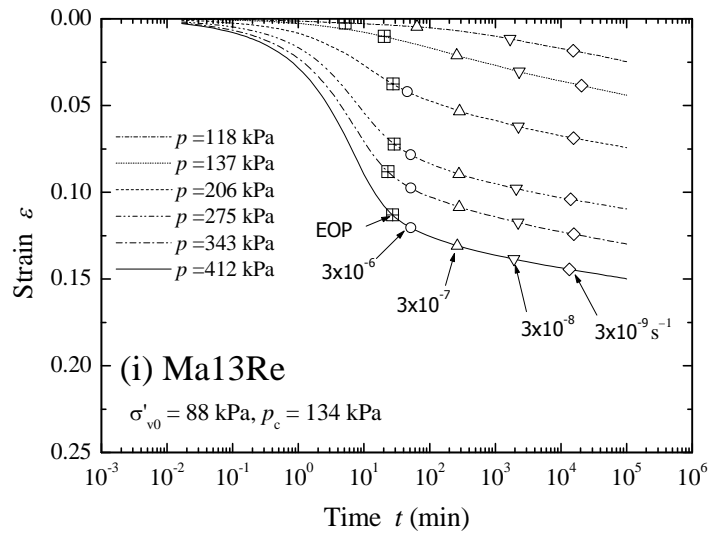


図 5.4.4(i) Ma13 再構成の圧密曲線 ( $\varepsilon \sim \log t$  曲線)

## 5.4.3 アイソタックパラメータの算出

CRS 圧密試験結果の整理を実施するにあたって、基本的な載荷条件として設定したひずみ速度は  $\dot{\epsilon} = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  に対応した粘塑性ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_p$  における圧密降伏応力を上で定義したように  $p'_{c0}$  と表す。Ma12 については CRS 圧密試験を  $3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  で実施したが、 $p'_{c0}$  は定義に従って  $3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  に対応する値とする。

試験した全試料について、図 5.4.5 にフローチャートで示した以下の作業を行う。まず、長期圧密試験の結果より  $\Delta \epsilon_{vp} / \Delta \log t$  が  $3.3 \times 10^{-5}$ ,  $3.3 \times 10^{-6}$ ,  $3.3 \times 10^{-7}$ ,  $3.3 \times 10^{-8}$ ,  $3.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$  に対応する点の  $\epsilon_{vp}$  を読み取る。CRS 試験より得た基準圧縮曲線と  $p'$  と  $\epsilon_{vp}$  とを比較し、当該ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_p$  に対応する圧密降伏応力  $p'_c$  を得る。得られた結果を図 5.4.6 に示す。いずれの試料の結果も、ひずみ速度の減少に伴い  $p'_c$  が小さくなる同様の傾向が得られている。しかしながら、各試料の関係をモデル化するにはばらつきが大きく、選別が必要となる。

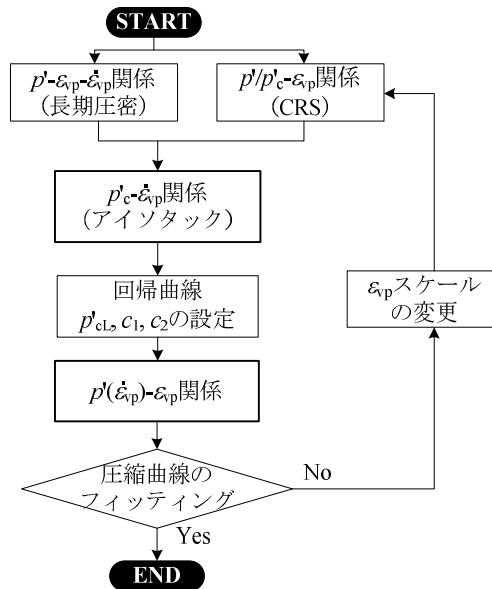


図 5.4.5 任意のひずみ速度  $\dot{\epsilon}_p$  に対応する圧密降伏応力  $p'_c$  の算出

そこで、 $p = 1.15 \times p'_{c0}$  以上の正規圧密領域に載荷した試験結果を抽出した  $\log p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_p$  関係を対象として、式(5.7)を適用して試験結果にフィッティングさせることとした。フィッティングは、 $p'_{cL}$  を仮定した上で最小二乗法により得られた回帰曲線のうち誤差最小となる  $c_1$ ,  $c_2$  を算出した上で、試験結果と最も相関性の高いものを採用した。得られたフィッティング関係に対して、 $p'_c$  を  $p'_{c0LT}$  で除すことにより、縦軸 ( $p'_c$  軸) を正規化した。それぞれのフィッティング結果を図 5.4.7 に示す。ここで、 $p'_{c0LT}$  はフィッティング曲線上の  $\dot{\epsilon} = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  に対応する  $p'_c$  の値あり、混乱を避けるために CRS 圧密試験から得た  $p'_{c0}$  (以降、 $p'_{c0CRS}$  と表記する) と区別し、長期圧密試験から得られたものであることがわかるように添字 LT を付けて表記した。定義により、 $\dot{\epsilon}_p = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  において  $p'_c/p'_{c0LT} = 1$  を通る。なお、「 $p'_{cL}/p'_{c0LT} = 0.55$ 」曲線については代表曲線を定めたものであるが、後述する。

Ma10 と Ma9 では、基準圧縮曲線をそのまま用いると、長期圧密試験結果を基に描いた  $\epsilon_{vp} \sim \log p'$

関係をうまく表現することができなかった。これは、CRS 試験に用いた供試体と長期圧密試験に用いた供試体が実際には異なるため、物理・力学特性が多少なりとも異なっていたことに起因すると思われる。そこで、基準圧縮曲線の縦軸（ひずみ $\epsilon$ 軸）を伸縮させて調整し、Ma10 では 1.1 倍、Ma9 では 0.8 倍することによって、長期圧密試験結果と整合するモデル圧縮曲線群が得られるようにした。

正規圧密領域において複数の圧密圧力で長期圧密試験を実施した Ma13, Ma12, Ma11 では、いずれの試料でも、それぞれほぼ同一の関係が得られている。このことから、正規圧密領域に載荷したケースを対象とする場合、 $\log p'/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$  関係が試料ごとに唯一に存在することがわかる。また、いずれの試料に対しても式(5.7)によって見事にフィッティングできており、式(5.7)で表現したアイソタックモデルが幅広く適用できることが示されたといえる。設定したパラメータを表 5.4.1 にまとめる。

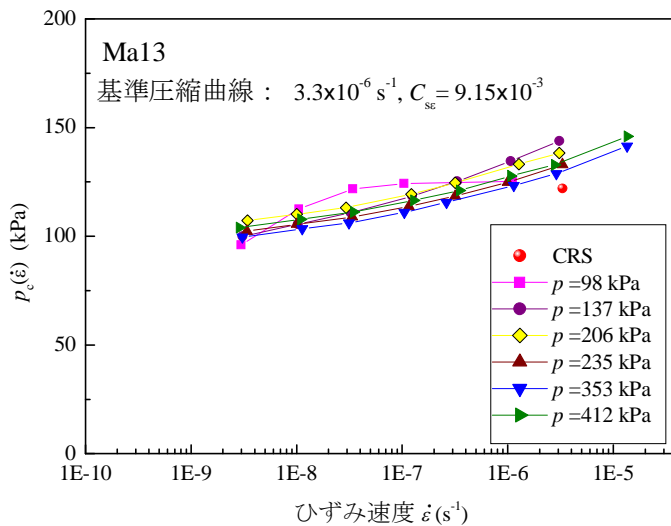


図 5.4.6(a) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma13)

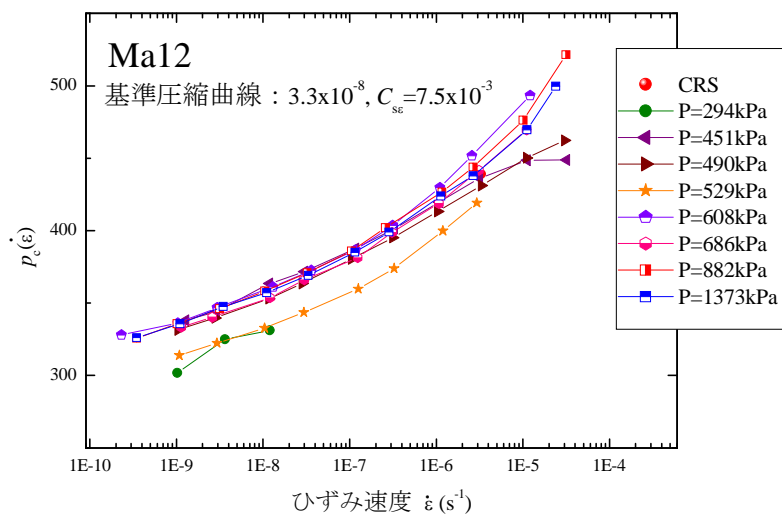


図 5.4.6(b) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma12)

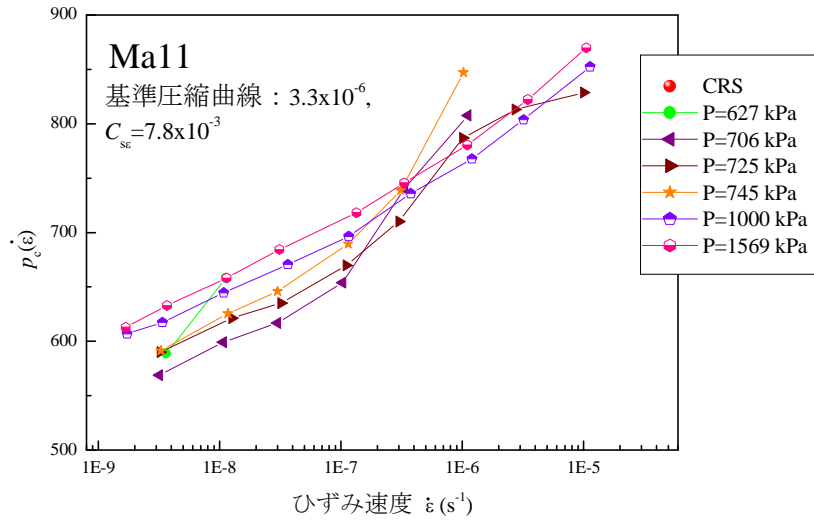


図 5.4.6(c) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma11)

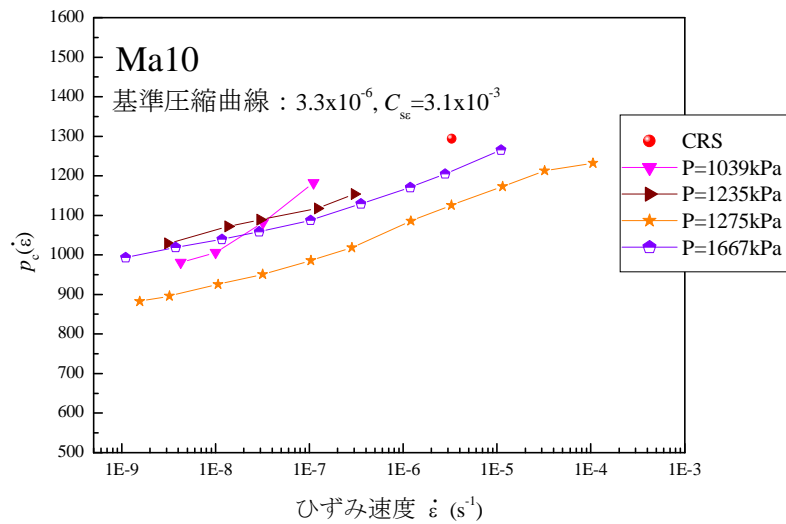


図 5.4.6(d) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma10)

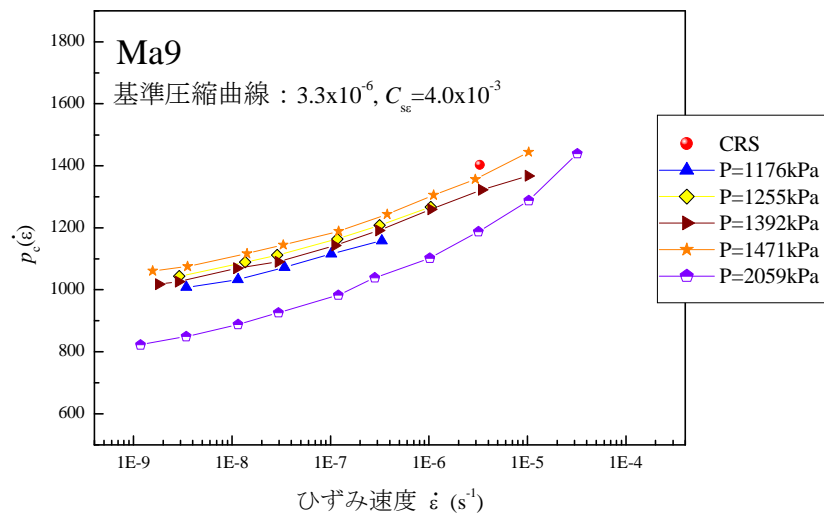


図 5.4.6(e) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma9)

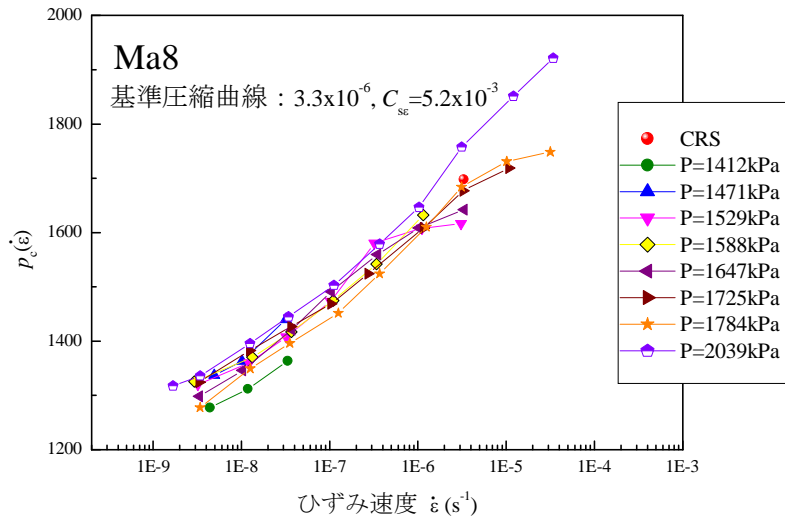


図 5.4.6(f) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma8)

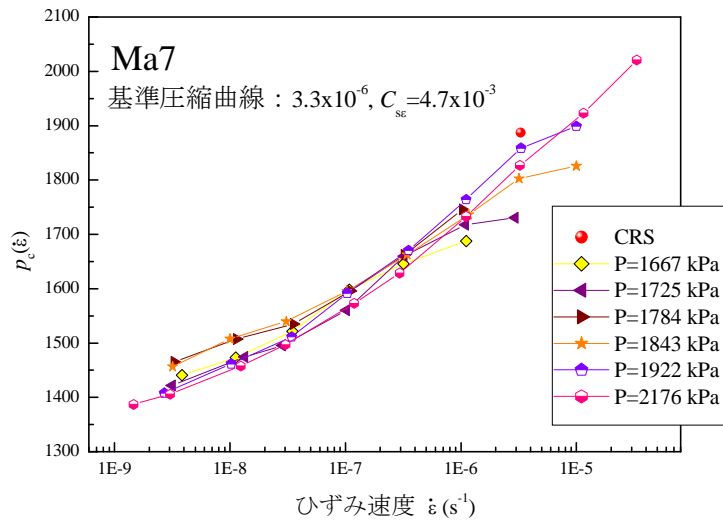


図 5.4.6(g) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma7)

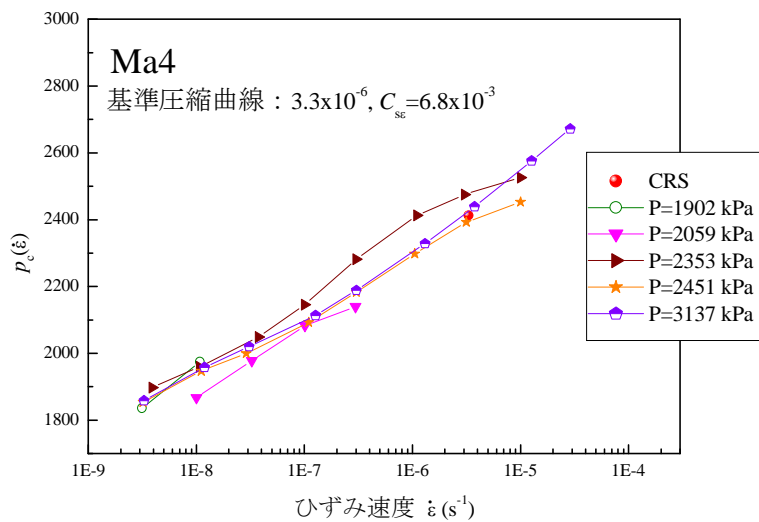


図 5.4.6(h) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma4)

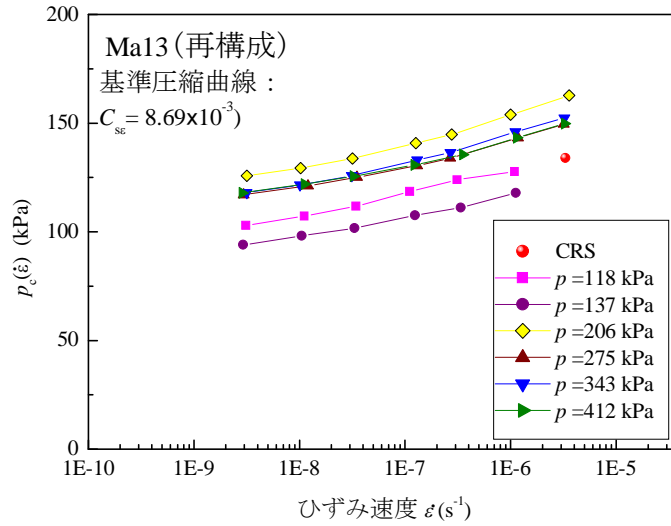


図 5.4.6(i) ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{vp}$  と圧密降伏応力  $p'_c$  との関係 (Ma13 再構成)

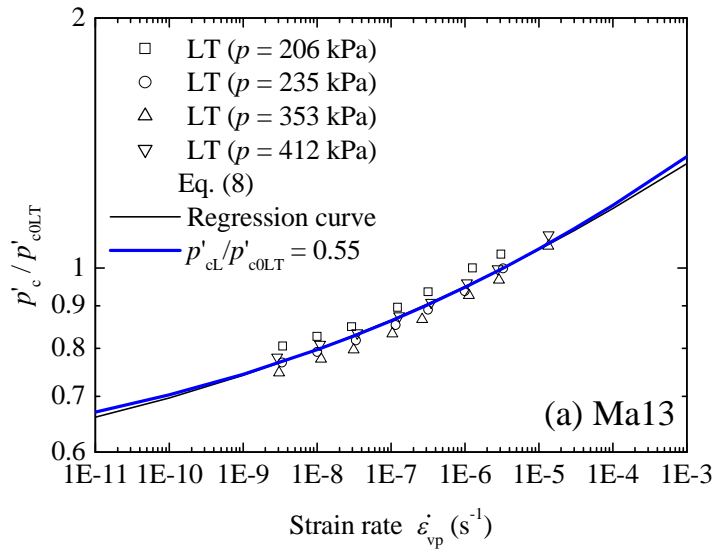


図 5.4.7(a) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma13)

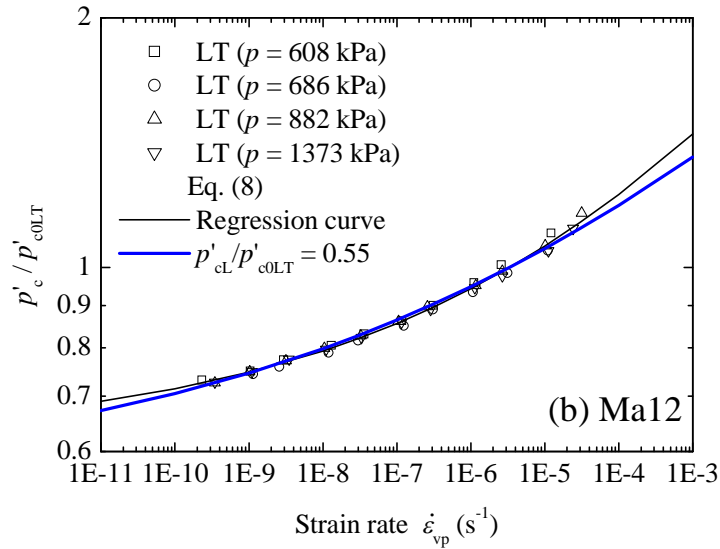


図 5.4.7(b) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma12)

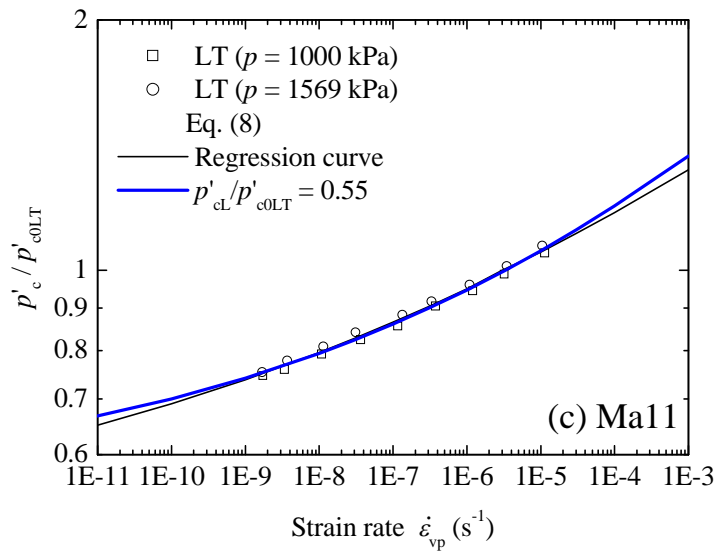


図 5.4.7(c) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma11)

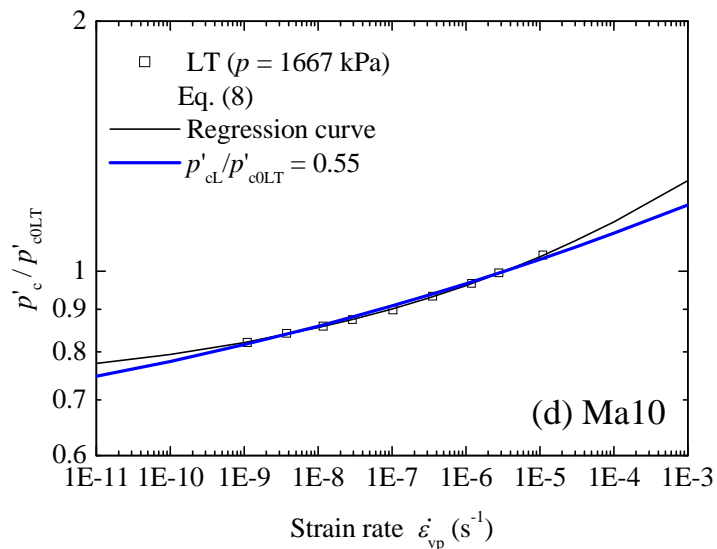


図 5.4.7(d) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma10)



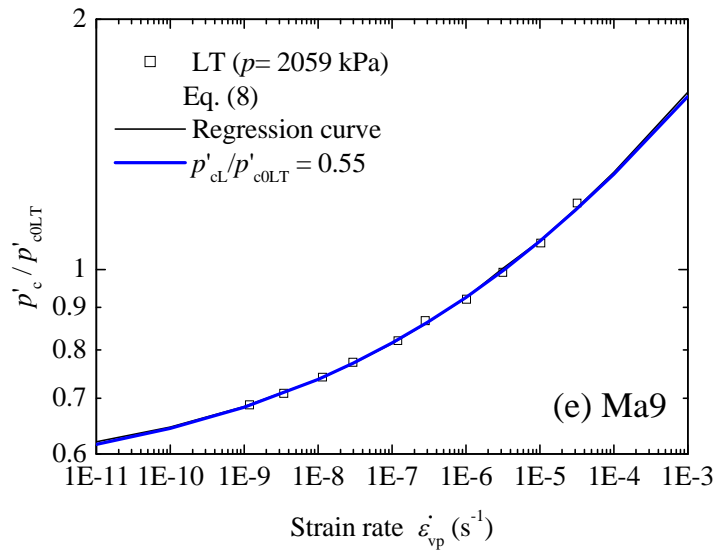


図 5.4.7(e) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma9)

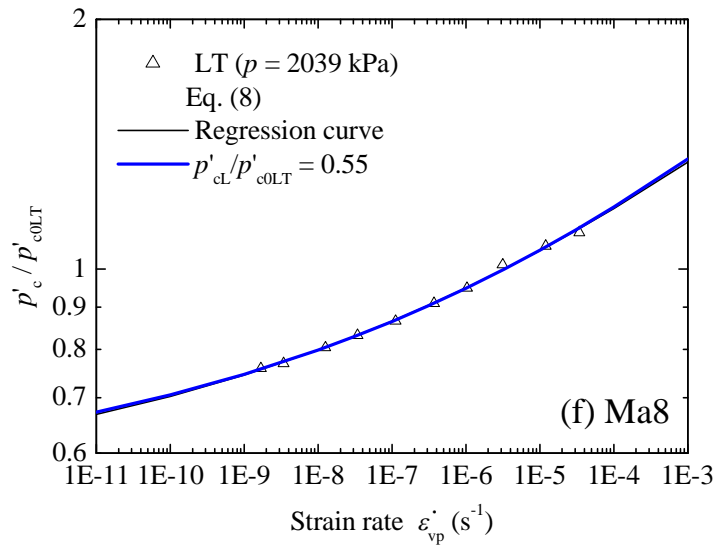


図 5.4.7(f) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma8)

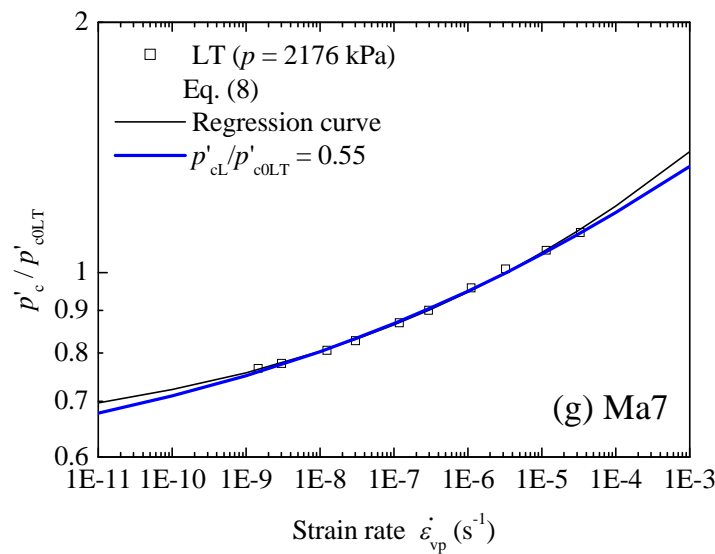


図 5.4.7(g) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma7)

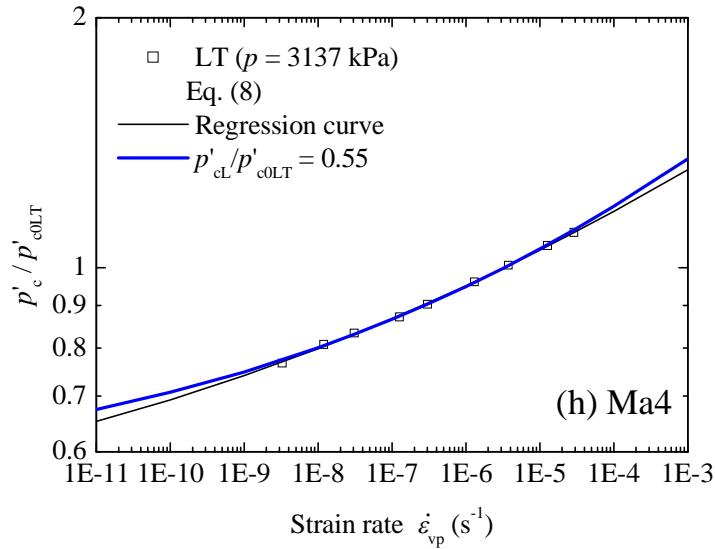


図 5.4.7(h) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma4)

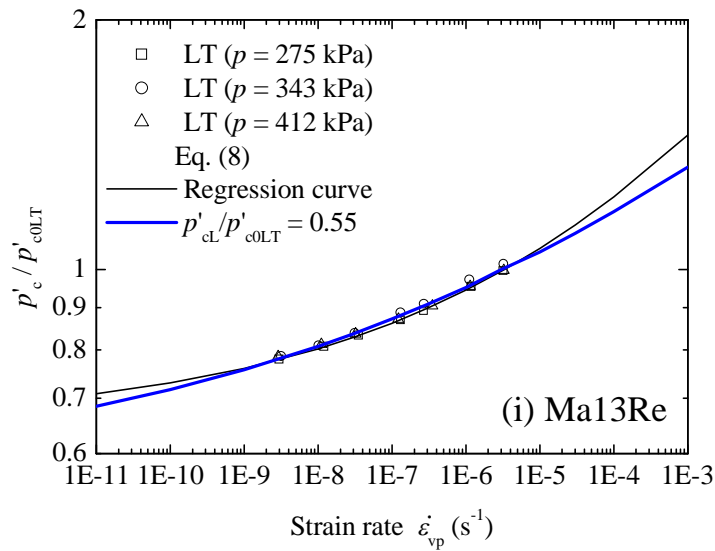


図 5.4.7(i) フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma13再構成)

表 5.4.1 大阪湾粘土のアイソタクパラメータ

| 地層          | $\sigma'_{v0}$<br>(kPa) | $p'_{c0,CRS}$<br>(kPa) | $p'_{c0,LT}$<br>(kPa) | $p'_{cL}$<br>(kPa) | $p'_{cL}/p'_{c0,LT}$ | $c_1$  | $c_2$   | $C_{ce}$             |
|-------------|-------------------------|------------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|--------|---------|----------------------|
| Ma13        | 88                      | 122                    | 133                   | 67                 | 0.504                | 1.128  | 0.9026  | $9.2 \times 10^{-3}$ |
| Ma12        | 286                     | 439                    | 448                   | 280                | 0.625                | 1.228  | 0.1377  | $7.5 \times 10^{-3}$ |
| Ma11        | 619                     | 737                    | 813                   | 372                | 0.458                | 1.196  | 0.08128 | $7.8 \times 10^{-3}$ |
| Ma10        | 857                     | 1294                   | 1211                  | 862                | 0.712                | 0.6165 | 0.1205  | $3.1 \times 10^{-3}$ |
| Ma9         | 1030                    | 1403                   | 1198                  | 670                | 0.559                | 1.731  | 0.1561  | $4.0 \times 10^{-3}$ |
| Ma8         | 1348                    | 1698                   | 1736                  | 922                | 0.531                | 1.097  | 0.09674 | $5.2 \times 10^{-3}$ |
| Ma7         | 1457                    | 1887                   | 1809                  | 1121               | 0.620                | 1.093  | 0.1253  | $4.7 \times 10^{-3}$ |
| Ma4         | 1802                    | 2512                   | 2423                  | 1091               | 0.450                | 1.192  | 0.07862 | $6.8 \times 10^{-3}$ |
| Ma13<br>再構成 | —                       | 134                    | 151                   | 99                 | 0.656                | 1.209  | 0.1467  | $8.7 \times 10^{-3}$ |

各試料に対して得られた  $p'_{cl}/p'_{c0}$  の値は、 $0.549 \pm 0.084$  (COV = 0.15) と狭い範囲に分布した。一般に、均質な粘土層では、深度方向の有効応力増加に伴い  $p_c$  も概ね同じ割合で増加すること（過圧密比 OCR が一定）を考えると、 $p'_c$  の下限値である  $p'_{cl}$  についても、ほぼ同じ起源、同じ環境下で堆積した大阪湾の海成粘土全試料に対し、 $p'_{cl}/p'_{c0}$  の平均値である 0.55 を共通の値として用いることができるものと考えられる。そこで、 $p'_{cl}/p'_{c0LT} = 0.549 \pm 0.084$  (COV = 0.15)  $\rightarrow$  0.55 と設定した場合のパラメータを表 5.4.2 にとりまとめた。既出の図 5.4.7 には、この値を用いて、改めて  $c_1$  と  $c_2$  を最小二乗法によって設定した回帰曲線も図に太い実線で示してある。このように、 $p'_{cl} = 0.55 \times p'_{c0}$  と設定した場合に、 $c_1, c_2$  については最小二乗法によりそれぞれ  $c_1 = 1.08 \pm 0.04$  (COV = 0.04),  $c_2 = 0.101 \pm 0.003$  (COV = 0.03) が得られ、これらについても狭い範囲の値となった。このことは、 $c_1, c_2$  についても大阪湾海底粘土の乱さない試料に対して共通の値があることを示唆している。なお、Ma10 および Ma9 については、前述したように長期圧密試験ならびに CRS 試験に供した試料の物性がやや異なっていたこともあり、図 5.4.5 のフローで圧縮曲線のフィッティング時に、基準圧縮曲線の粘塑性ひずみ  $\varepsilon_{vp}$  軸を伸縮する工夫を要した。このため、ここでは対象外として取り扱った。

表 5.4.2  $p'_{cl}$  を統一したアイソタックパラメータ

| 地層          | $\sigma'_{v0}$<br>(kPa) | $p'_{c0,CRS}$<br>(kPa) | $p'_{c0,LT}$<br>(kPa) | $p'_{cl}$<br>(kPa) | $p'_{cl}/p'_{c0,LT}$ | $c_1$ | $c_2$   | $C_{cc}$             |
|-------------|-------------------------|------------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-------|---------|----------------------|
| Ma13        | 88                      | 122                    | 133                   | 73                 | 0.55                 | 1.105 | 0.1030  | $9.2 \times 10^{-3}$ |
| Ma12        | 286                     | 439                    | 447                   | 246                | 0.55                 | 1.093 | 0.1027  | $7.5 \times 10^{-3}$ |
| Ma9         | 1030                    | 1403                   | 1198                  | 659                | 0.55                 | 1.702 | 0.1508  | $4.0 \times 10^{-3}$ |
| Ma8         | 1348                    | 1698                   | 1736                  | 955                | 0.55                 | 1.089 | 0.1023  | $5.2 \times 10^{-3}$ |
| Ma7         | 1457                    | 1887                   | 1811                  | 995                | 0.55                 | 1.051 | 0.09895 | $4.7 \times 10^{-3}$ |
| Ma4         | 1802                    | 2512                   | 2420                  | 1333               | 0.55                 | 1.073 | 0.1011  | $6.8 \times 10^{-3}$ |
| Ma13<br>再構成 | —                       | 134                    | 150                   | 83                 | 0.55                 | 1.005 | 0.09668 | $8.7 \times 10^{-3}$ |

以上のように、長期圧密特性をアイソタック概念に基づいて整理した結果、大阪湾粘土に対して、 $p'_c$  の下限値  $p'_{cl}$  について  $p'_{cl}/p'_{c0LT} = 0.55$  を共通の値として設定することができた。この場合、 $p'_c$  とひずみ速度の関係を表現する回帰式において、パラメータ  $c_1, c_2$  についても各々 1.1 程度、0.11 程度で設定できることが示唆される。

## 5.5 二次圧密特性の整理

### 5.5.1 モデル圧縮曲線の作成

これまで整理してきた基準圧縮曲線 (Reference compression curves, RCC) ならびにアイソタックパラメータを用いた  $\log p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$  関係 (式 5.7) を用いることにより, 任意のひずみ速度に対応する圧縮曲線が再現可能となる。そこで, 各試料の RCC, アイソタックパラメータ (表 5.4.2) および関係式 (5.7) を用いて, 各試料の圧縮曲線群を作成し, 図 5.5.1 に示した。これらの図には, 長期圧密試験より得られる結果も併せてプロットしている。これらは, 定式化に用いた同じデータを用いているため極端に異なることは無いが, 統一したパラメータを用いたとしても, 実験結果に対して適切なフィッティングになっていると考えられる。特に, Ma12 については CRS 試験の途中で圧縮ひずみ速度を  $3.3 \times 10^{-6} \rightarrow 3.3 \times 10^{-7} \rightarrow 3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  と種々に変えた特殊な試験を実施しているが (図中, SCRS と表記), モデル化した圧縮曲線群がうまく再現されていることが分かる。

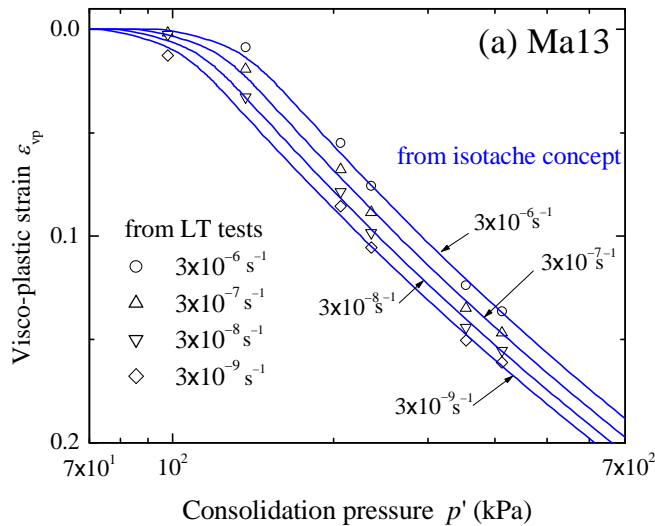


図 5.5.1(a) 圧縮曲線  $\varepsilon_{vp} - \log p'$  関係 (Ma13)

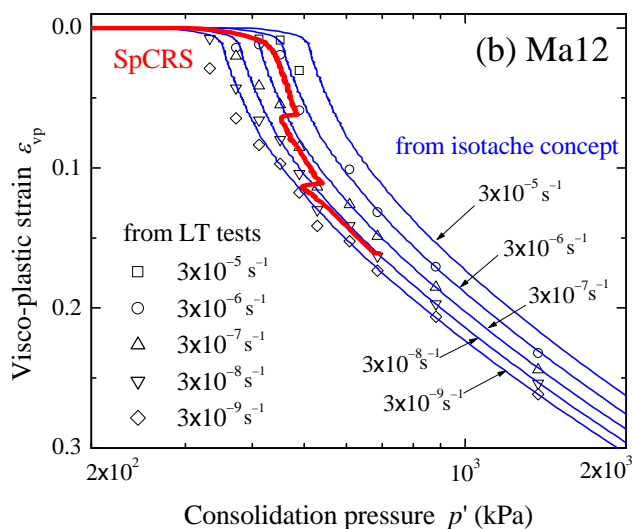


図 5.5.1(b) 圧縮曲線  $\varepsilon_{vp} - \log p'$  関係 (Ma12)

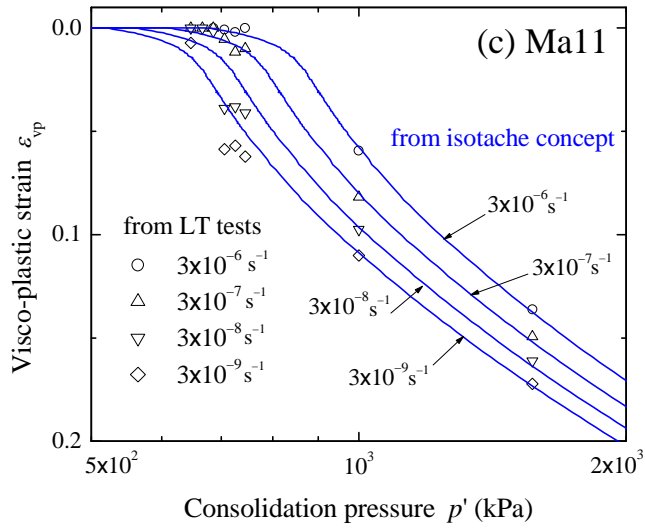


図 5.5.1(c) 圧縮曲線 $\varepsilon_{vp}$ - $\log p'$  関係 (Ma11)

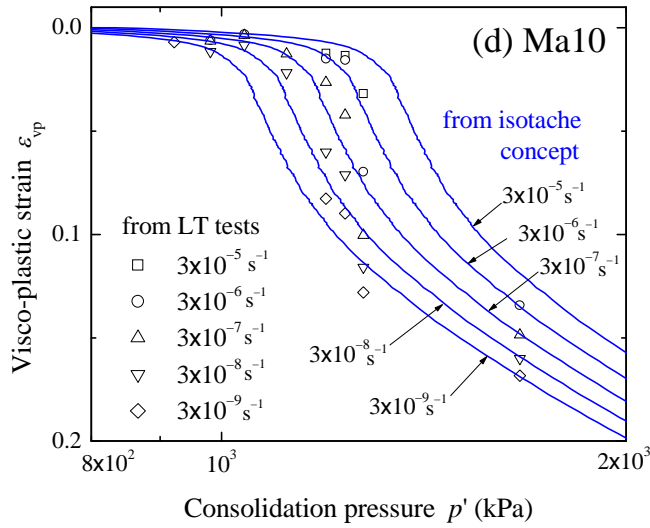


図 5.5.1(d) 圧縮曲線 $\varepsilon_{vp}$ - $\log p'$  関係 (Ma10)

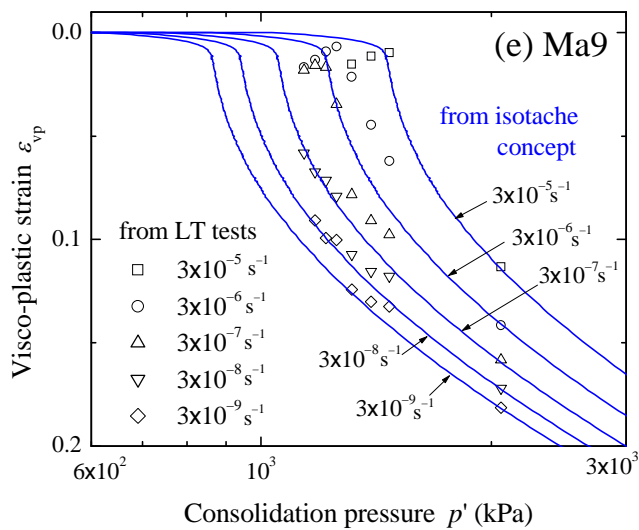


図 5.5.1(e) 圧縮曲線 $\varepsilon_{vp}$ - $\log p'$  関係 (Ma9)

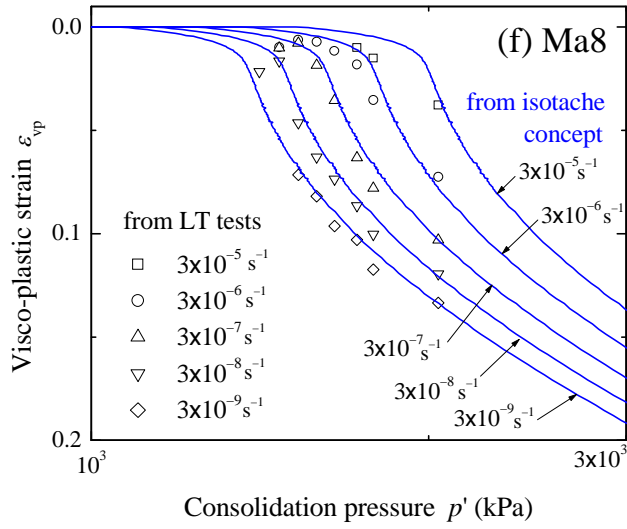


図 5.5.1(f) 圧縮曲線 $\varepsilon_{vp}$ - $\log p'$  関係 (Ma8)

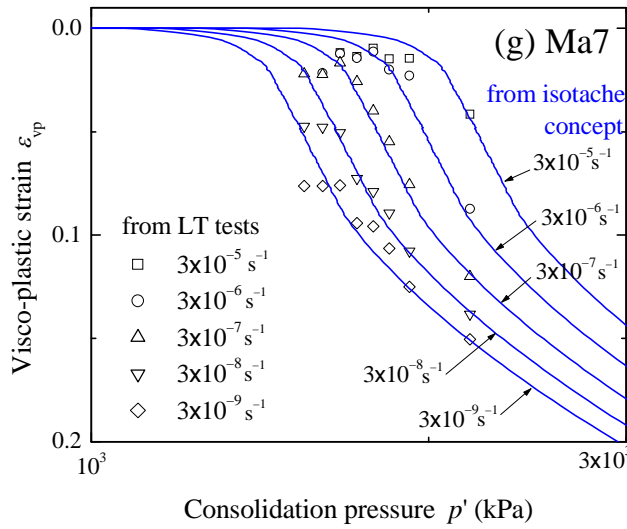


図 5.5.1(g) 圧縮曲線 $\varepsilon_{vp}$ - $\log p'$  関係 (Ma7)

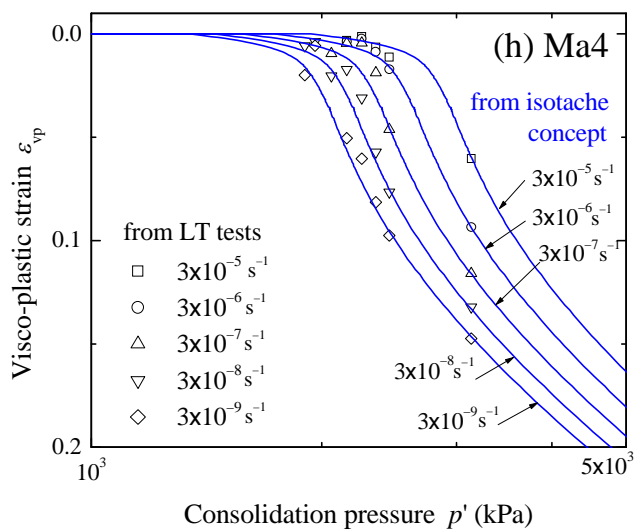
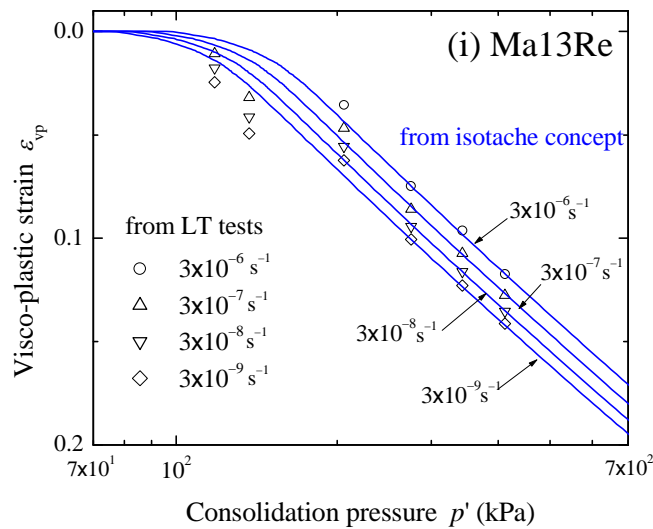


図 5.5.1(h) 圧縮曲線 $\varepsilon_{vp}$ - $\log p'$  関係 (Ma4)図 5.5.1(i) 圧縮曲線 $\varepsilon_{vp}$ - $\log p'$  関係 (Ma13 再構成)

$p'_{cL} = 0.55 \times p'_{c0LT}$  を設定した場合に, CRS 試験に用いた供試体と長期圧密試験に用いた供試体の採取深度が異なり, 両供試体の物性が若干異なっていたために基準圧縮曲線を伸縮した Ma10 と Ma9 を除いて考えると, 表 5.4.2 に示したように  $c_1, c_2$  はそれぞれ  $1.08 \pm 0.04$ ,  $0.101 \pm 0.003$  となり, それぞれ変動係数 COV にして 0.04 と 0.026 であった。このことは,  $c_1, c_2$  についても大阪湾粘土に対して共通の値があることを示唆しているといえる。

## 5.5.2 二次圧密係数

ここでは二次圧密係数  $C_\alpha$  について考察する。

長期圧密試験により得られた圧密曲線から、粘塑性ひずみに関する二次圧密係数  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}$  を読み取れる。このときの粘塑性ひずみ速度  $\dot{\varepsilon}_{vp}$  と粘塑性ひずみ  $\varepsilon_{vp}$  に対応した圧縮曲線の傾きは、基準圧縮曲線 (図 5.4.2) より、粘塑性ひずみ  $\varepsilon_{vp}$  で表した圧縮指数  $C_{c\varepsilon_{vp}}(p'/p'_c) = \Delta\varepsilon_{vp}/\Delta\log(p'/p'_c)$  として算出される。このようにして得られた  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}$  と  $C_{c\varepsilon_{vp}}$  を用いて、 $p'$ 一定の下で  $\dot{\varepsilon}_{vp}$  とともに変化する  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{c\varepsilon_{vp}}$  が算出される。一例として Ma12 について、 $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{c\varepsilon_{vp}}$  と  $\dot{\varepsilon}_{vp}$  の関係を図 5.5.2 に示す。 $\dot{\varepsilon}_{vp}$  の減少とともに  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{c\varepsilon_{vp}}$  は減少する傾向にあることがわかる。このことは、 $C_\alpha/C_c$  一定概念を経験的に導き出した Mesri and Castro (1987)の主張と矛盾する。その一方で、基準圧縮曲線を伸縮させた Ma10 と Ma9 を除く各試料について、 $\dot{\varepsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  に対応する  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{c\varepsilon_{vp}}$  を求め、深度分布としてプロットすると (図 5.5.3),  $0.039 \pm 0.003$  と極めて狭い範囲に分布しており、 $C_\alpha/C_c$  一定概念を主張した Mesri and Castro (1987)が、 $C_\alpha/C_c$  は一般に  $0.04 \pm 0.01$  の狭い範囲の値になると指摘したこととも整合する。

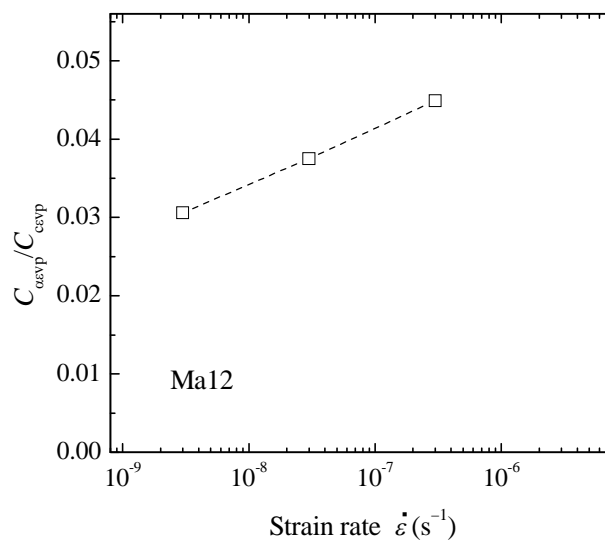


図 5.5.2  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{c\varepsilon_{vp}} \sim \dot{\varepsilon}_{vp}$  関係 (Ma12)



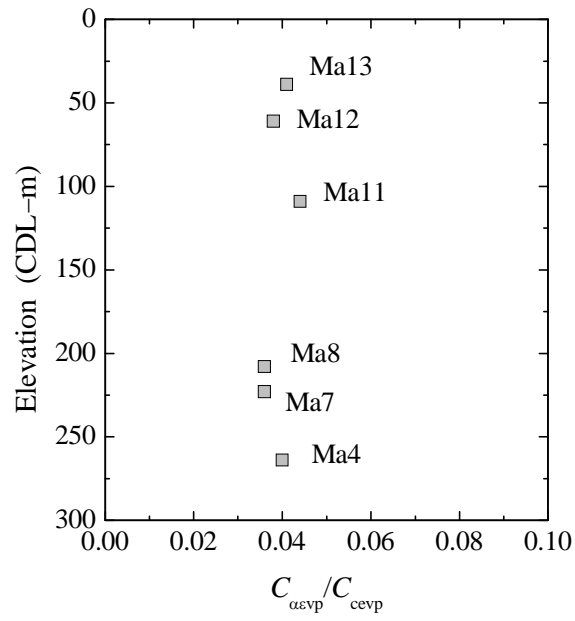


図 5.5.3  $C_{\alpha_{vp}}/C_{c_{vp}}$  の深度分布

## 5.6 適用性を高めるためのパラメータの見直し

これまでは、 $p'_c$ を正規化する基準値  $p'_{c0LT}$ として、CRS 試験の圧縮ひずみ速度  $3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ に対応する値を採用して整理してきたが、一般の圧密試験（段階载荷による圧密試験）を考えた場合、24 時間後のひずみ速度で整理する方が工学的にも意味があると考えられる。そこで、24 時間経過時のひずみ速度を検討した結果、大阪湾粘土に対する一連のこれまでの試験結果の平均値  $6 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ に対応する  $p'_c$ を  $p'_{c0LT}$ として採用することにした。

全深度のデータに対して  $p'_{cl}/p'_{c0LT}$ の平均値  $MV \pm$ 標準偏差  $SD$ は  $0.695 \pm 0.107$  (変動係数  $CV=0.155$ ) となったため、平均値として  $0.70$ を採用することとした (表 5.6.1)。このとき、 $c_1=0.934 \pm 0.28$  ( $CV=0.30$ )、 $c_2=0.107 \pm 0.02$  ( $CV=0.16$ ) が得られた。このようにして得られた  $p'_c \sim \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係の例として、Ma10 を取り上げ、式(5.7)による回帰曲線、前節による  $p'_{cl}/p'_{c0LT}=0.55$  ( $\dot{\epsilon}_{vp}=3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ に対応)に基づく設定値と比較して図 5.6.1 に示す。 $\dot{\epsilon}_{vp} > 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ でわずかに乖離が見られるが、両曲線は概ね一致している。このため、基準値  $p'_{c0LT}$ を変えても  $\dot{\epsilon}_{vp}=10^{-11} \sim 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ の範囲においては影響が小さいといえる。

表 5.6.1 修正されたアイソタックパラメータ

| 地層      | 深度   | $I_p$ | $\sigma'_{v0}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $p'_{c0LT}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $p'_{cl}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $c_1$ | $c_2$ | $p'_{cl}/p'_{c0LT}$ |
|---------|------|-------|--|-------------------------------------|-----------------------------------|-------|-------|---------------------|
| Ma13*   | 38.5 | 43    | 88                                     | 112.8                               | 79.0                              | 1.13  | 0.119 | 0.70                |
| Ma12*   | 61.0 | 62    | 286                                    | 378.4                               | 264.8                             | 1.13  | 0.119 | 0.70                |
| Ma11*   | 109  | 55    | 619                                    | 686.3                               | 480.4                             | 1.17  | 0.121 | 0.70                |
| Ma10    | 161  | 50    | 1014                                   | 1295                                | 906.8                             | 1.04  | 0.114 | 0.70                |
| Ma9     | 195  | 54    | 1262                                   | 1577                                | 1104                              | 0.56  | 0.084 | 0.70                |
| Ma8*    | 208  | 56    | 1348                                   | 1469                                | 1029                              | 1.11  | 0.118 | 0.70                |
| Ma7*    | 223  | 63    | 1457                                   | 1540                                | 1078                              | 1.06  | 0.115 | 0.70                |
| Ma7     | 271  | 58    | 1839                                   | 1834                                | 1283                              | 0.41  | 0.075 | 0.70                |
| Ma4*    | 264  | 58    | 1802                                   | 2054                                | 1438                              | 1.08  | 0.116 | 0.70                |
| Ma3     | 325  | 42    | 2278                                   | 2666                                | 1866                              | 0.56  | 0.085 | 0.70                |
| Ma13Re* | —    | 61    | —                                      | 128.3                               | 89.8                              | 1.03  | 0.113 | 0.70                |
| 平均値MV   |      |       |  |                                     |                                   | 0.93  | 0.107 | 0.70                |
| 標準偏差SD  |      |       |  |                                     |                                   | 0.28  | 0.017 | 0                   |
| 変動係数CV  |      |       |  |                                     |                                   | 0.30  | 0.16  | 0                   |

他の試料についても同様に整理し、図 5.6.2 にまとめて示す。

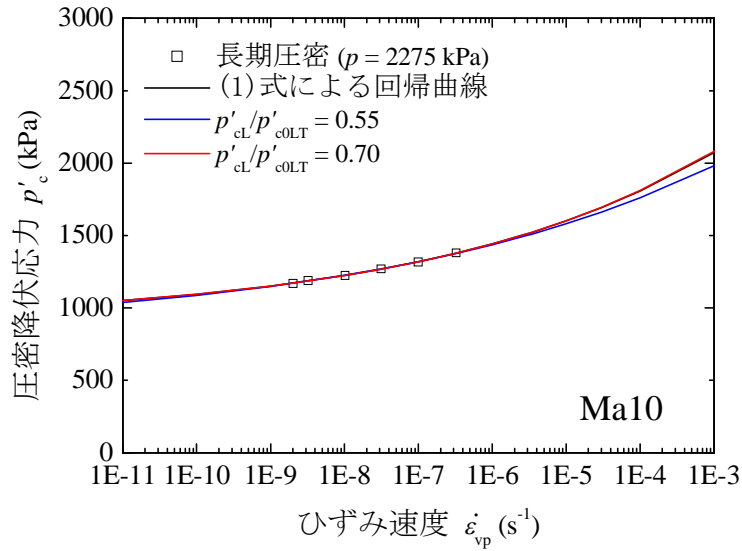


図 5.6.1  $p'_{cl}/p'_{cOLT}$  が異なることによる差異 (Ma10)

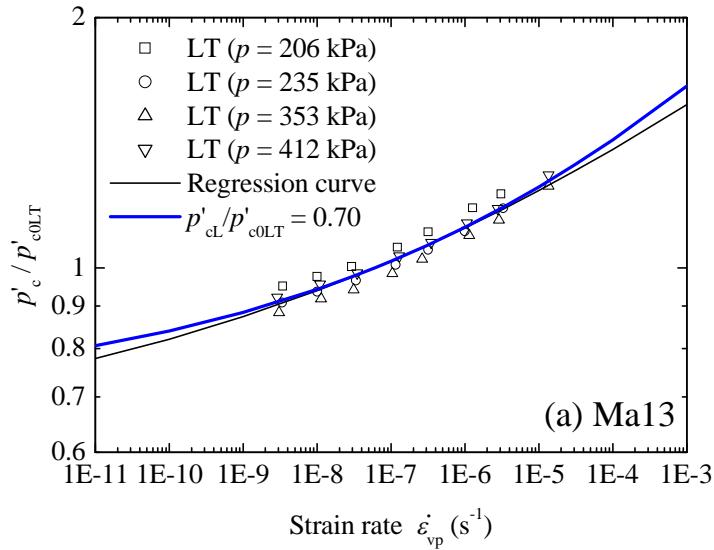


図 5.6.2(a) 再フィッティングした  $\epsilon'_{vp} - p'_c$  関係 (Ma13)

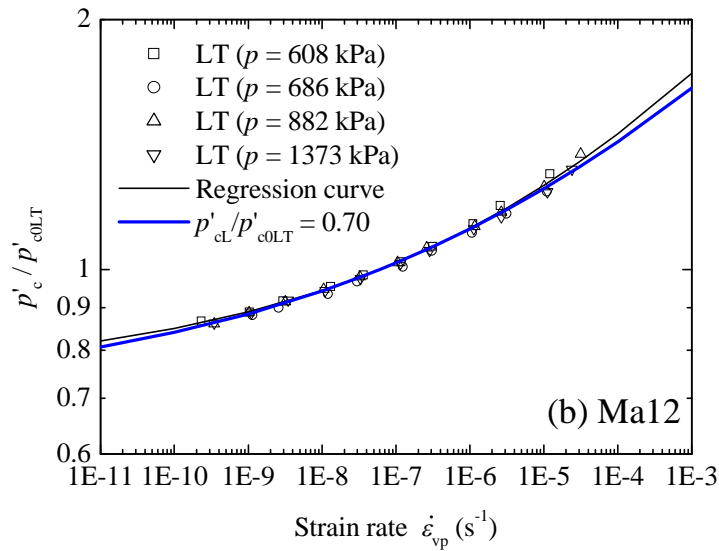


図 5.6.2(b) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma12)

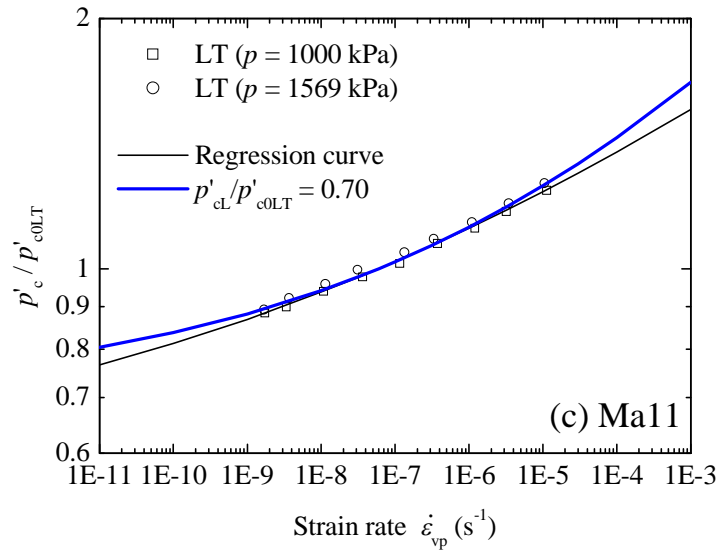


図 5.6.2(c) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma11)

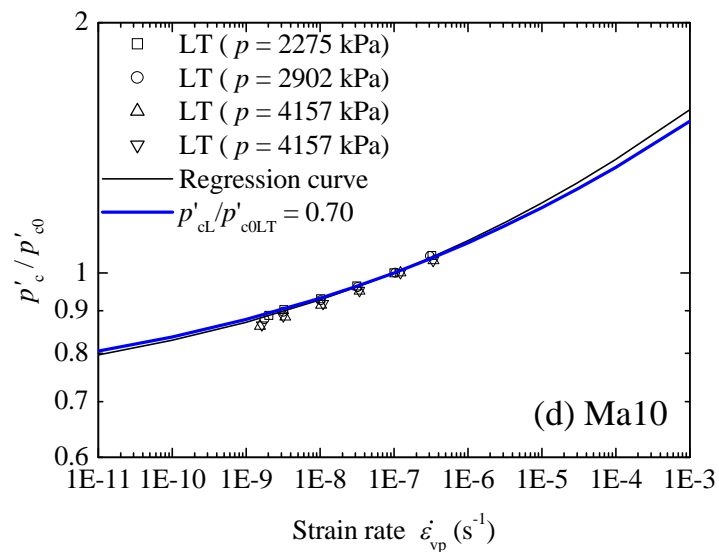


図 5.6.2(d) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma10)

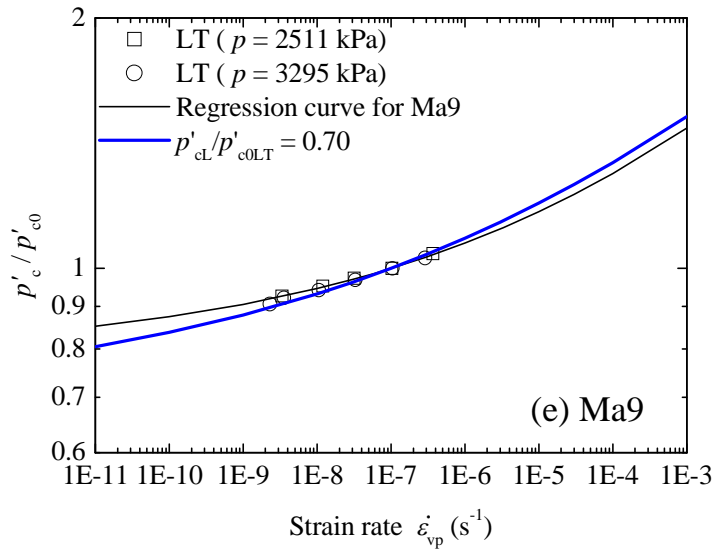


図 5.6.2(e) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma9)

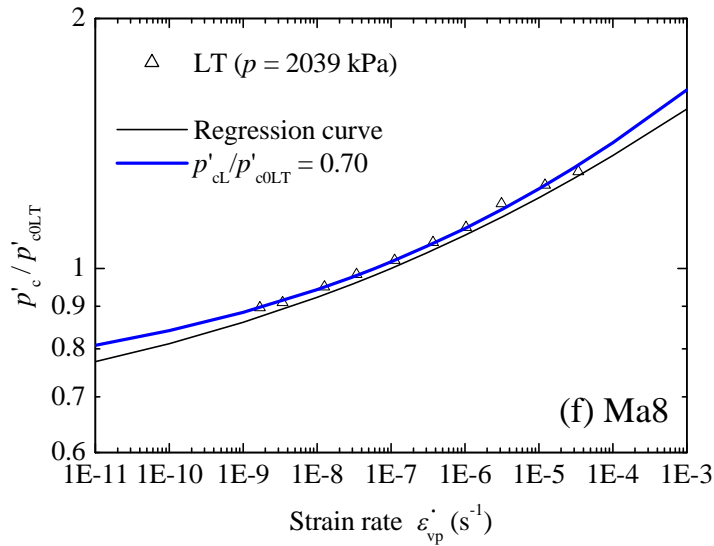


図 5.6.2(f) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma8)

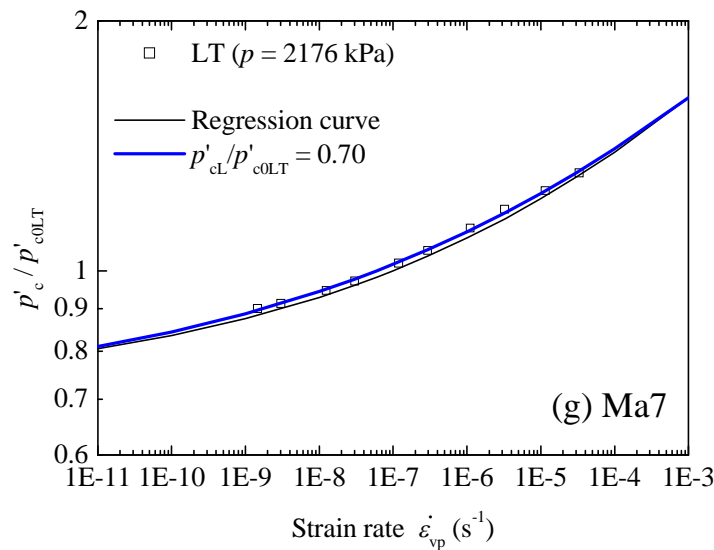


図 5.6.2(g) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma7)

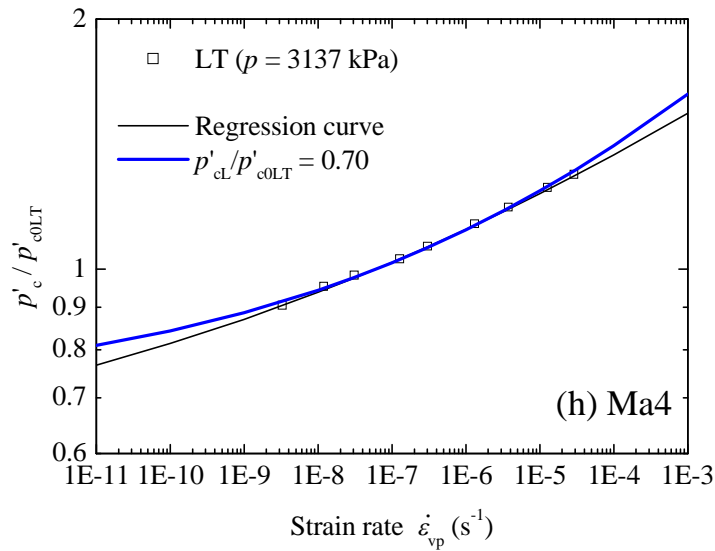


図 5.6.2(h) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma4)

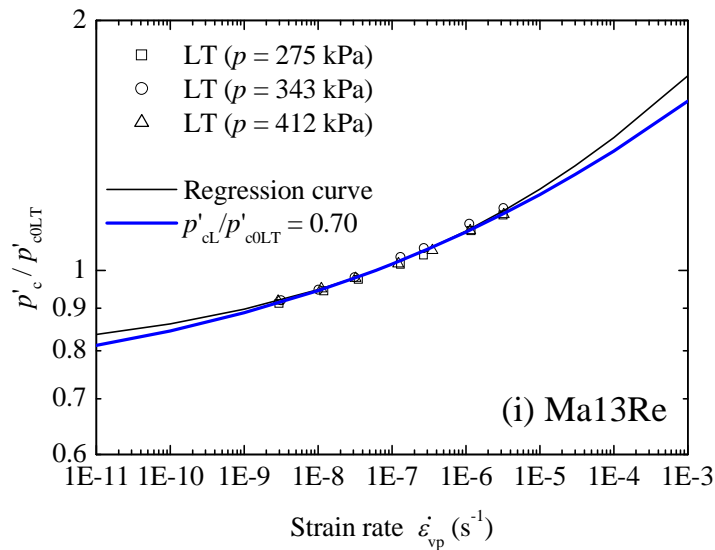


図 5.6.2(i) 再フィッティングした  $\dot{\epsilon}_{vp} - p'_c$  関係 (Ma13 再構成)

また、(a)  $p'_{cL}$ ,  $c_1$ ,  $c_2$  それぞれを変数としてフィッティングした場合と、(b)  $p'_{cL}/p'_{c0LT}=0.70$  として  $c_1$  と  $c_2$  を変数とした場合について、 $c_1$  と  $c_2$  との関係を図 5.6.3 に示す。文献 3) で示した東京湾粘土の場合と同様に、(a) では著しくばらついており、 $c_1$  と  $c_2$  との相関性は低い。しかし、(b) では数学的にも同一直線上に位置しており（式(1)参照）、 $p'_{cL}/p'_{c0LT}$  を決定することによりフィッティングパラメータは実質的に1つとなり、モデル化が容易になることがわかる。

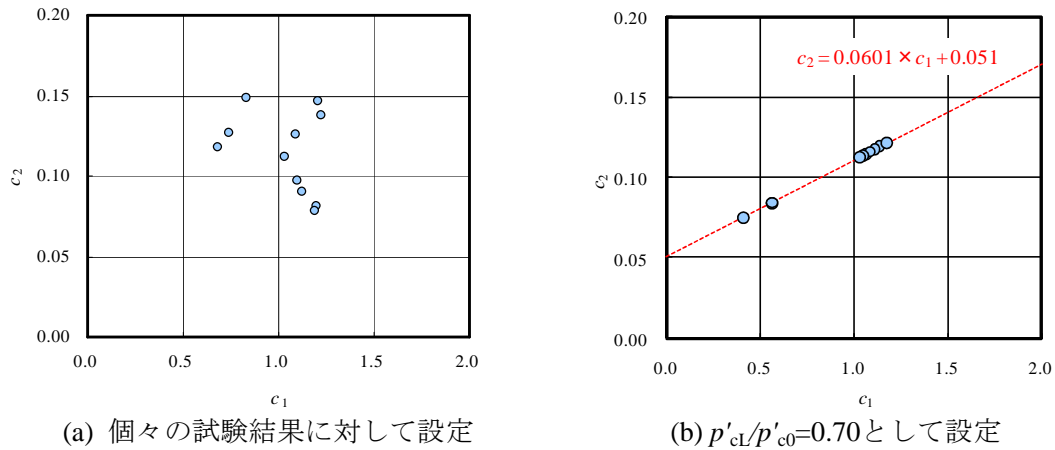


図 5.6.3 パラメータ  $c_1$  と  $c_2$  の関係

前節ではデータが不足していた Ma10, Ma9, Ma7 および Ma3 についても検討した結果、これらを含めても大阪湾粘土に対しては統一的にアイソタックパラメータが設定できそうなことを示した。一方、 $p'_c$  を正規化するにあたり、基準となる  $\dot{\epsilon}_{vp}$  について、前節までの検討では CRS 試験のひずみ速度を採用していたが、段階載荷圧密試験を多用する工学的見地から、24 時間後の  $\dot{\epsilon}_{vp}$  を基に設定することとした。これにより、従来は  $p'_{cL}/p'_{c0LT}=0.55$  としていた設定値が、 $p'_{cL}/p'_{c0LT}=0.70$  に変更された。

$$\ln \frac{p'_c - p'_{cL}}{p'_{cL}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp} \quad (1)$$

$$p'_{cL}/p'_{c0LT} = 0.70, \quad c_1 = 0.93, \quad c_2 = 0.107 \quad (2)$$

## 5.7 様々な粘土の長期圧密挙動

本節では、大阪湾粘土のみならず、国内外の多様な粘土に対して、室内試験結果のみならず原位置計測結果にも本モデルを適用し、その一般性を検討した。

各粘土の CRS 試験結果から、粘塑性ひずみ $\varepsilon_{vp}$ と正規化した圧密圧力との関係（基準圧縮曲線 Reference compression curve と称す）を求め、図 5.7.1(a), (b)に示す。これらの曲線と LT 試験結果を基に、ひずみ速度と $p_c$ との関係を求めた。図 5.7.2 に諸外国粘土の関係を示す。これらの図の縦軸は、すべての粘土の結果を共通に議論するために一律にひずみ速度が $1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ のときの $p_c$ で正規化している。これらの図より、ひずみ速度が比較的早い $1 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ 以上の領域でばらつきが大きいものの、概ね一つの曲線に集約されると言える。

Leroueil ら (1988) は、カナダ東部ケベック州の Berthierville, Saint-Alban, スウェーデン東部ストックホルム北方の Väsby という各サイトにおける現地計測結果を基に、正規化した応力～ひずみ速度の関係を示した<sup>13)</sup>。これはアイソタック概念に基づいて整理されている。すなわち、二つのひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_1, \dot{\varepsilon}_2$ に対応する圧縮曲線において、各ひずみ速度に対応する圧密降伏応力 ( $\sigma'_{p1}, \sigma'_{p2}$ ) ならびに任意の圧密圧力 ( $\sigma'_{v1}, \sigma'_{v2}$ ) が次の関係を満たすとするものである。

$$\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{p1}} = \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{p2}} \quad (3)$$

Leroueil らは、現地データの圧縮ひずみが 10% 発生した際の有効応力 $\sigma'_v(\dot{\varepsilon}_n)$ とひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_n$ を読み取り、同じひずみレベルにおいて基準としたひずみ速度 $1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ のときの有効応力 $\sigma'_v(\dot{\varepsilon}_n = 10^{-7})$ を別途求め、これらの応力比 $\sigma'_v(\dot{\varepsilon}_n)/\sigma'_v(\dot{\varepsilon}_n = 10^{-7})$ とひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_n$ との関係をプロットした。これら全ての結果をまとめたものを図 5.7.3 に示す。大阪湾粘土に対して求めた回帰曲線を併記してあるが、世界各地の様々な粘土、様々なひずみ速度レベルにおいても、この曲線によりモデル化できることが示唆される。

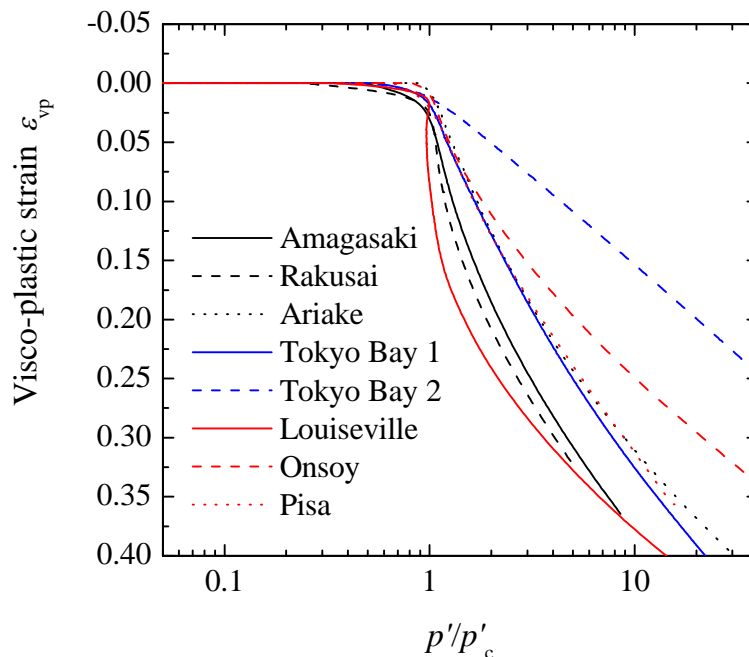


図 5.7.1 基準圧縮曲線（他地区粘土）



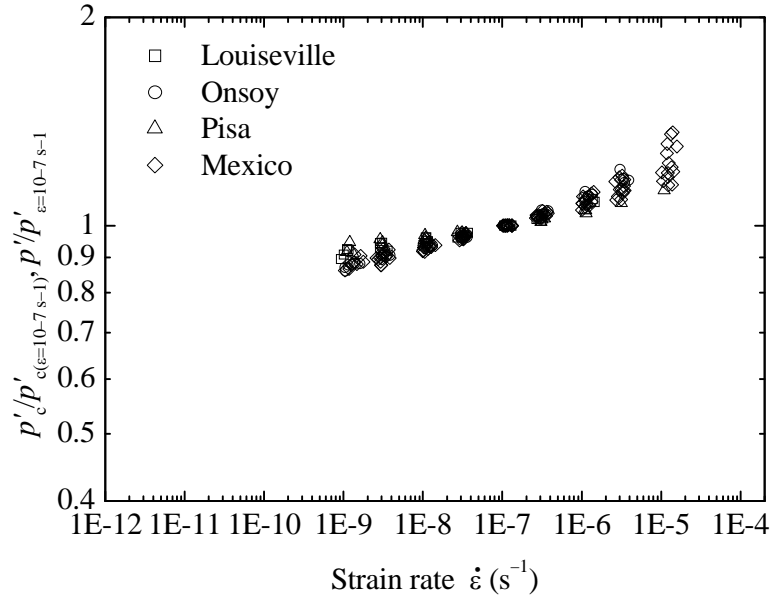


図 5.7.2 ひずみ速度～ $p_c$  関係 (諸外国粘土)

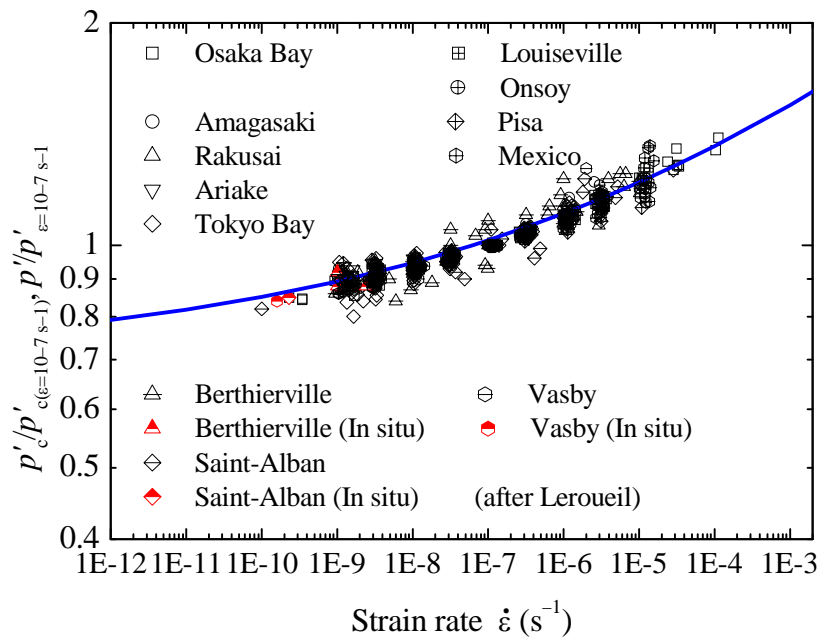


図 5.7.3 ひずみ速度～ $p_c$  関係

大阪湾粘土に加えて、国内外の様々な粘土に対してこのモデルを適用した結果、概ね共通のパラメータが設定できることが分かった。したがって、土質力学において、内部摩擦角を $\phi'$ として静止土圧係数 $K_0$ が $K_0 = 1 - \sin \phi'$ で (Jáky, 1944), 圧縮指数 $C_c$ が液性限界 $w_L$ を介して $C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10)$ で推定できるように (Skempton, 1970), 多様な粘土のひずみ速度～ $p_c$  関係が統一的に説明できそうである。

## 5.8 本章の結論

大阪湾粘土の CRS 圧密試験結果ならびに長期圧密試験結果を用いることにより、アイソタック概念に基づく整理手法により、大阪湾粘土の長期圧密特性について評価した。本研究で得られた知見をまとめ、以下に示す。

- 1) 通常の CRS 試験では、試験に採用した圧縮ひずみ速度に応じた圧密降伏応力  $p_c$  が得られ、これらは 1 対 1 に対応する。一方、長期圧密試験では一定の圧密圧力を载荷して行うことから、任意のひずみとひずみ速度の関係が得られた。アイソタック概念に基づきひずみ速度に依存しない圧縮曲線を求めることにより、複数のひずみ速度  $\dot{\epsilon}$  および  $p_c$  の関係が得られた。
- 2) 1) で得られた  $\dot{\epsilon} \sim p_c$  関係について、 $p_c$  に下限値  $p_{cl}$  が存在するものとして、定数  $c_1$ 、 $c_2$  を用いて次式を用いて定式化した。

$$\ln \frac{p'_c - p'_{cl}}{p'_{cl}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp}$$

ここに、 $c_1$  はひずみ速度が極めて速い  $\dot{\epsilon}_{vp}=1$  のときの切片を表現し、 $c_2$  はその時の勾配を表現している。3 目目のパラメータは、ひずみ速度が十分遅くなった際に、圧密降伏応力  $p_c$  が取り得る下限値として定義するものである。

- 3) 基準圧縮曲線 RCC と称する CRS 試験の圧縮ひずみ速度  $3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  に対応させる形で整理した結果、 $p'_{cl}/p'_{c0}$  の値は統一的に 0.55 となり、パラメータ  $c_1$ 、 $c_2$  についても各々 1.1 程度、0.11 程度で設定できることが示唆された。
- 4) 基準圧縮曲線 RCC ならびにアイソタックの関係式を用いることにより、任意のひずみ速度に対応する圧縮曲線が得られた。これを用いて、二次圧密係数  $C_\alpha$  について考察した。すなわち、長期圧密試験結果より粘塑性ひずみに関する二次圧密係数  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}$  と、粘塑性ひずみ  $\varepsilon_{vp}$  で表した圧縮指数  $C_{cevp}(p'/p'_c) = \Delta\varepsilon_{vp} / \Delta \log(p'/p'_c)$  とを用いて、 $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{cevp}$  を算出した。 $\dot{\epsilon}_{vp}$  との関係に整理すると、 $\dot{\epsilon}_{vp}$  の減少と共に  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{cevp}$  は減少し、 $C_\alpha/C_c$  は一定でないことが示された。ただし、深度分布として整理すると、 $0.039 \pm 0.003$  と極めて狭い範囲に分布し、Mesri and Castro (1987) の知見と整合する。
- 5) 当初の検討では CRS 試験のひずみ速度を採用していたが、段階载荷圧密試験を多用する工学的見地から、24 時間後の  $\dot{\epsilon}_{vp}$  を基に設定することとした。これにより、従来は  $p'_{cl}/p'_{c0LT}=0.55$  としていた設定値を、 $p'_{cl}/p'_{c0LT}=0.70$  に変更した。
- 6) 上述したアイソタックの関係式について、国内外の様々な粘土に対し、その分布範囲を確認したところ、ひずみ速度が比較的早い  $1 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$  以上の領域でばらつきが大きいものの、概ね一つの曲線に集約されることが判明した。
- 7) 室内試験結果のみならず、現地の計測結果についても適用できそうなことが分かった。

## 第5章の参考文献

- 1) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R.: Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, *Géotechnique*, **35**(2), 159 – 180, 1985.
- 2) Leroueil, S.: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? Prof. Šuklje's Memorial Lecture), *XIII Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, LJUBLJANA 2006*, 55-88, 2006.
- 3) Šuklje, L.: The analysis of the consolidation process by the isotache method, *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Engng., London*, Vol.1, 200-206, 1957.
- 4) Kobayashi, M., Furudoi, T., Suzuki, S. and Watabe, Y.: Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction of Kansai International Airport, *Proc. Symp. Geotech. Aspects Kansai Int. Airport*, 65-76, 2005.
- 5) Tanaka, H.: Consolidation behavior of natural soils around pc value –Long term consolidation test–, *Soils and Foundations*, 45(3), 83 – 95, 2005.
- 6) Watabe, Y., Udaka, K. and Morikawa, Y.: Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka Bay clay, *Soils and Foundations*, 48(4), 495 – 509, 2008.
- 7) Hanzawa, H., Fuyaka, T. and Suzuki, K.: Evaluation of engineering properties for an Ariake clay, *Soils Found.*, 30(4), 11–24, 1990.
- 8) Watabe, Y. and Noguchi, T. (2011): Site-investigation and geotechnical design of D-runway construction in Tokyo Haneda Airport, *Soils Found.*, 51(6), 1003 – 1018, 2011.
- 9) Leroueil, S., Hamouche, K., Tavenas, F., Boudali, M., Locat, J., Virely, D., Roy, M., La Rochelle, P. and Leblond, P.: Geotechnical characterization and properties of a sensitive clay from Québec, *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, 1, 363 – 394, 2003.
- 10) Lo Presti, D., Jamiolkowski, M. and Pepe, M.: Geotechnical characterization of the subsoil of Pisa Tower, *Characterization and Properties of Natural Soils*, A. A. Balkema, 909 – 946, 2002.
- 11) Lunne, T., Long, M. and Forsberg, C. F.: Characterisation and engineering properties of Onsøy clay, *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, 1, 395 – 427, 2003.
- 12) Di'az-Rodri'guez: Characterization and engineering properties of Mexico City lacustrine soils. In: Tan (Ed.), *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. Swets & Zeitlinger, Lisse, 725–755, 2003.
- 13) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F.: Study of the validity of a  $\sigma'_v - \varepsilon_v - \varepsilon_v$  model in in situ conditions, *Soils and Foundations*, 28 (3), 3–25, 1988.

## 6. 層厚の影響

### 6.1 概要

これまで、自然堆積粘土の圧密特性について、その圧縮特性、長期圧密特性など、様々な手法により検討してきたが、これらの研究の最終的な目標は、実際の沈下挙動等をいかに精度良く予測するか、ということにつきる。本研究は、圧密挙動に見られる層厚の影響について、まずは室内レベルにて圧密時の挙動を把握する。その上で、沈下予測精度の向上に向けて、前章にて提案したアイソタックモデルを適用し、その再現性を確認する。

実務における最大の関心事は、厚さ 20 mm の供試体を用いた室内試験結果と厚さ数メートル～数十メートルの原地盤の挙動との関係である。しかし、実地盤の圧密挙動は著しい長時間を要することから、実際にこれを実験的に比較することは不可能である。そこで、室内試験によって比較可能な範囲で層厚の影響を調べることにする。ここでは、分割型圧密試験機を用いることにより、室内では比較的厚い層厚の圧密試験を実施し、層厚が及ぼす影響、個別要素の挙動などについて確認する。その結果を用いることにより、提案モデルの妥当性を検証する。

## 6.2 試験方法

層厚の影響について検討する目的で、港研式分割型圧密試験装置を用いて分割型圧密試験を実施した<sup>1)</sup>。圧密試験では、供試体（試料）を金属製の圧密リングに押し込んだ状態で試験を行うため、土材料～金属材料間に周面摩擦が発生する。このため、周面積が大きいほど、つまり供試体厚さが厚いほど接触面積が大きくなり、大きな摩擦力が作用する。したがって、供試体層厚が厚い場合には周面摩擦により載荷圧力が下部まで伝播しない。分割型圧密試験装置では、この問題を解消することを目的として導入されたものである<sup>2)</sup>。周面摩擦低減に加え、各深度の挙動（変位、水圧）が計測可能となる。分割型圧密試験の概念を図 6.2.1 に示す。通常の圧密試験では、試料の上端で変位を、下端で過剰間隙水圧を測定するため、層内部での挙動は得られない。分割型圧密試験装置では、試料を細分して各々の圧密容器に装填し、排水経路を連結することにより層厚の厚い圧密試験に見立てることができる。また、装置の概要を図 6.2.2 に示す。本装置は港空研にて開発されたものであり、載荷経路には増圧器が搭載され、約 5 MPa までの圧力を載荷することが可能であり、載荷条件によっては数百メートルもの大深度におよぶ粘土試料に対応することができる<sup>3)</sup>。

また、圧密容器の概要を図 6.2.3 に、計測器の仕様を載荷方法は、まずわずかな圧力（20～40 kPa、洪積粘土の場合には各試料の膨張圧程度の圧力）にて 1 日程度予備圧密した後、試料の有効土被り圧にて 24 時間圧密する。その後、所定の圧力レベルとなるように試験圧力を瞬間載荷した。

表 6.2.2 は各層厚に対する排水条件を示したものである。いずれのケースでも、わずかな圧力（10～40 kPa、各試料の膨潤圧相当の圧力）で予圧密した後に、同一の排水距離となるように、要素を独立して土被り圧にて 24 時間圧密させた。このため、土被り圧での圧密終了時には、どの層厚ケースでの分割要素でも概ね同程度の排水状況、また概ね等しいひずみ速度となっている。その後は各圧密容器を連結し、排水面を上端のみとした片面排水とした上で、試験圧力を載荷した。

に示す。各容器は密閉型であるため、変位の測定には非接触型のギャップセンサを採用している。

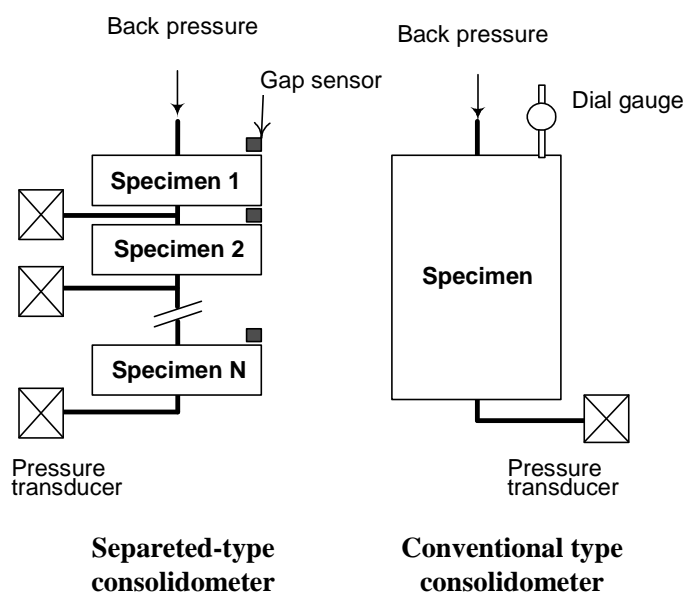


図 6.2.1 分割型圧密試験の概要

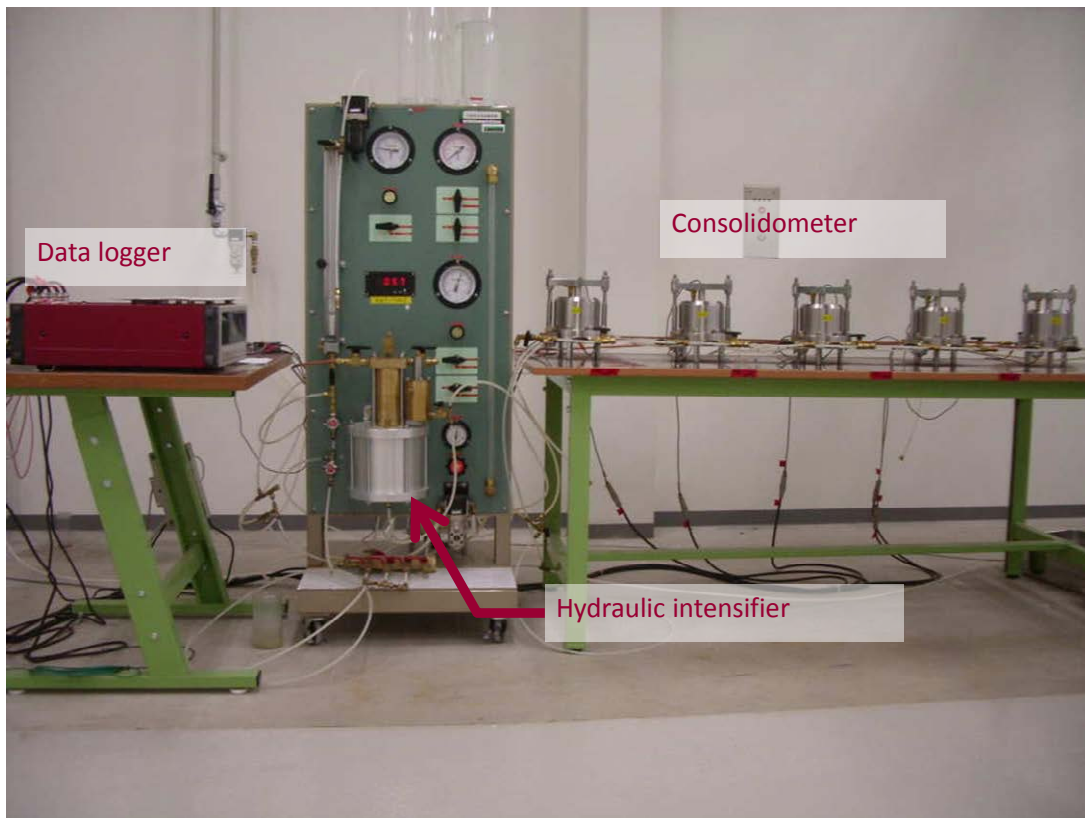


図 6.2.2 港研式分割型圧密試験装置

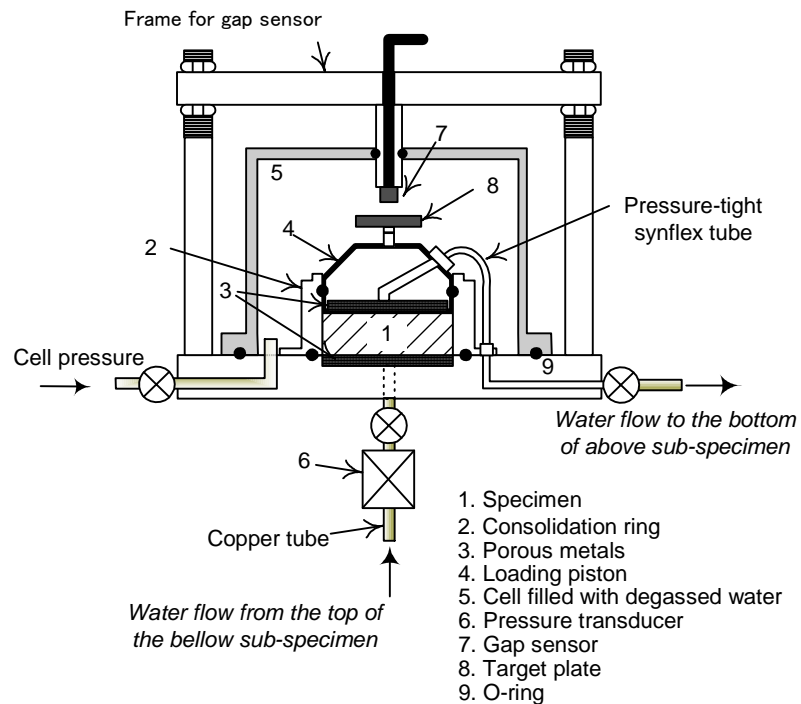


図 6.2.3 分割型圧密試験容器の概要

表 6.2.1 計器の仕様

| 名称      | 種別    | タイプ    | 容量                              | 分解能  |
|---------|-------|--------|---------------------------------|--|
| ギャップセンサ | 変位計   | 非接触型   | 3mm                             | $3.9 \times 10^{-5}$ mm  |
| 間隙水圧計   | 間隙水圧計 | ひずみゲージ | 5 MPa (50 kgf/cm <sup>2</sup> ) | $8.6 \times 10^{-2}$ kPa<br>( $8.8 \times 10^{-4}$ kgf/cm <sup>2</sup> ) |
| 側圧計     | 側圧計   | 〃      | 5 MPa (50 kgf/cm <sup>2</sup> ) | 1.22 kPa<br>( $1.25 \times 10^{-2}$ kgf/cm <sup>2</sup> )                |

載荷方法は、まずわずかな圧力（20～40 kPa、洪積粘土の場合には各試料の膨張圧程度の圧力）にて1日程度予備圧密した後、試料の有効土被り圧にて24時間圧密する。その後、所定の圧力レベルとなるように試験圧力を瞬間載荷した。

表 6.2.2 は各層厚に対する排水条件を示したものである。いずれのケースでも、わずかな圧力（10～40 kPa、各試料の膨潤圧相当の圧力）で予圧密した後に、同一の排水距離となるように、要素を独立して土被り圧にて24時間圧密させた。このため、土被り圧での圧密終了時には、どの層厚ケースでの分割要素でも概ね同程度の排水状況、また概ね等しいひずみ速度となっている。その後は各圧密容器を連結し、排水面を上端のみとした片面排水とした上で、試験圧力を載荷した。

表 6.2.2 排水条件

|                        |  |          |
|------------------------|--|----------|
| 全層厚 (cm)               | 2  | 10       |
| 個別層厚×容器連結個数            | 1cm×2                                    | 2cm×5    |
| 土被り圧での載荷時間             | 24 時間                                    |          |
| 予備圧及び土被り圧での排水条件        | 要素独立片面排水                                 | 要素独立両面排水 |
| 土被り圧での排水距離 $H_0$ (cm)  | 1 cm                                     |          |
| 試験前のひずみ速度 ( $s^{-1}$ ) | $2 \times 10^{-9} \sim 5 \times 10^{-8}$ |          |
| 試験荷重での排水条件             | 要素連結片面排水                                 |          |
| 試験時の排水距離 $H$ (cm)      | 2  | 10       |

## 6.3 層厚が異なる圧密試験結果

### 6.3.1 試料の状況, 試験条件

試験に用いた試料に関して、物性値等をまとめ、表 6.3.1 に示す<sup>4)5)</sup>。また、試験条件について表 6.3.2 に示す。

表 6.3.1 試料の状況

| 試料名                                 | Ma13 | Ma12  | Ma11 | Ma13Re |
|-------------------------------------|------|-------|------|--------|
| 試料の状況                               | 自然   | 自然    | 自然   | 再構成    |
| 深度 (GL-m)                           | 10   | 43    | 65   | —      |
| 有効土被り圧 $\sigma'_{v0}$ (kPa)         | 65   | 291   | 489  | —      |
| 圧密降伏応力 $p_c$ (kPa)                  | 106  | 452   | 701  | 116    |
| 過圧密比 OCR                            | 1.63 | 1.55  | 1.43 | —      |
| 土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 2.67 | 2.67  | 2.67 | 2.70   |
| 液性限界 $w_L$ (%)                      | 91.2 | 104.6 | 85.9 | 91.3   |
| 塑性限界 $w_P$ (%)                      | 37.2 | 40.5  | 25.6 | 30.4   |
| 塑性指数 $I_p$                          | 54.0 | 64.1  | 60.3 | 60.9   |
| 自然含水比 $w_n$ (%)                     | 83.3 | 82.2  | 51.5 | 75.2   |

表 6.3.2 試験, 載荷条件

| 試料     | 供試体厚さ<br>(mm)    | 載荷圧力(予備段階)             |                                  | 試験圧力<br>(kPa)       | 背圧<br>(kPa) |
|--------|------------------|------------------------|----------------------------------|---------------------|-------------|
|        |                  | 予備圧密 (24-<br>hr) (kPa) | 土被り圧 7日間<br>$\sigma'_{v0}$ (kPa) |                     |             |
| Ma13   | 20, 100          | 39 →                   | 69 →                             | 216 (= 2 $p_c$ )    | 98          |
| Ma12   | 20, 100          | 39 →                   | 291 →                            | 904 (= 2 $p_c$ )    | 196         |
| Ma11   | 20, 50, 100, 200 | 59 →                   | 489 →                            | 1080 (= 1.5 $p_c$ ) | 196         |
| Ma13Re | 20, 100          | 20 →                   | 88 →                             | 235 (= 2 $p_c$ )    | 98          |



## 6.3.2 分割型圧密試験結果

分割型圧密試験の結果について、沈下ひずみならびに過剰間隙水圧比の経時変化として試料ごとにまとめ、それぞれ図 6.3.1～図 6.3.4 に示す。ここに、沈下ひずみは各分割要素にて計測されたひずみ量の合計、過剰間隙水圧比は非排水面側の要素で計測された結果を示す。また、横軸の経過時間は、各々試験層厚（最大排水距離）の 2 乗で除して示している。

沈下ひずみについては、Ma13 ならびにその再構成試料では概ね等しくなっている。Ma12, Ma11 についてはひずみ量は異なるものの、一次圧密終了時点（ $3t$  法を考えた場合に曲線が下に凸となる付近）に達する時間  $t/H^2$  は層厚が大きいほど左方に位置している。つまり、弾性圧密理論に基づいた圧密時間に関する  $H^2$  則では、層厚 2 cm の一般的な寸法の圧密試験結果を用いると、実際の圧密時間を過大に、圧密係数  $c_v$  を過小に評価してしまうことを示唆している。一方、過剰間隙水圧比については、層厚が厚いほど途中段階（ $0.2 < \Delta u/p < 0.9$ ）で消散が遅れる傾向にあるが、圧密が概ね終了する時点  $\Delta u/p < 0.1$  付近で概ね収束しており、間隙水圧消散時間の  $t/H^2$  ではほぼ一致していると言え、圧密時間に関する  $H^2$  則が成立すると考えられる。特に、層厚  $H = 200\text{mm}$  までの試験を実施した Ma11 においても、過剰間隙水圧の消散状況について上記が成立していることは興味深

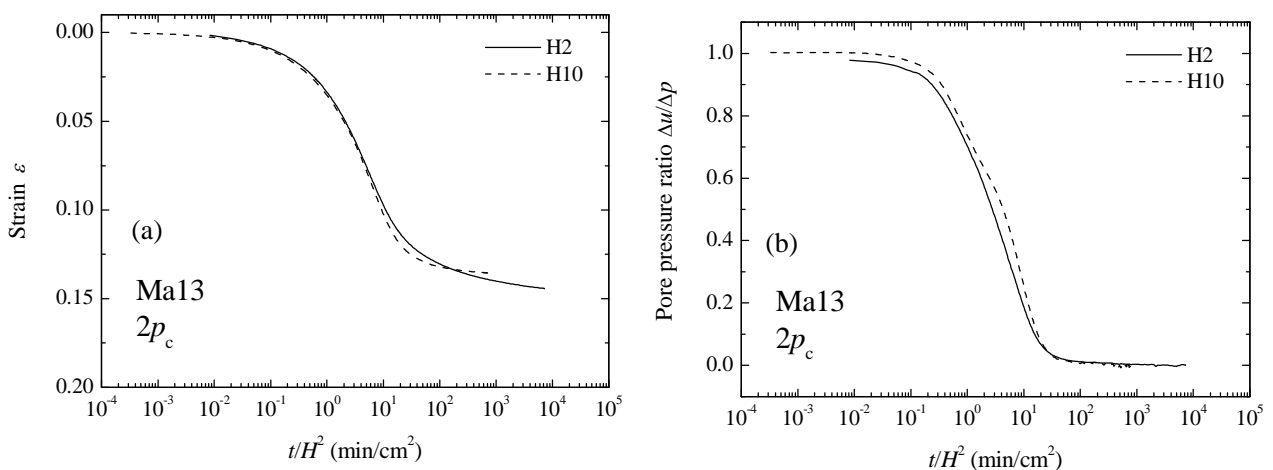


図 6.3.1 沈下ひずみ (a)、過剰間隙水圧比 (b) の経時変化 (Ma13)

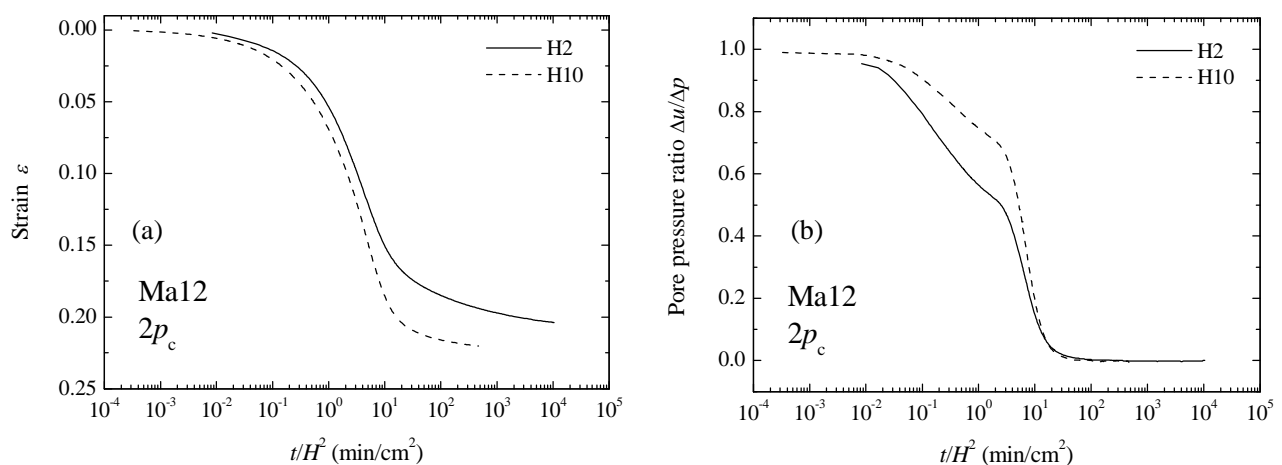


図 6.3.2 沈下ひずみ (a)、過剰間隙水圧比 (b) の経時変化 (Ma12)

い事実である。

なお、Ma12 の過剰間隙水圧挙動において、他の試料のような単純消散過程に無い様子が計測されている。これについては、次節にて考察する。

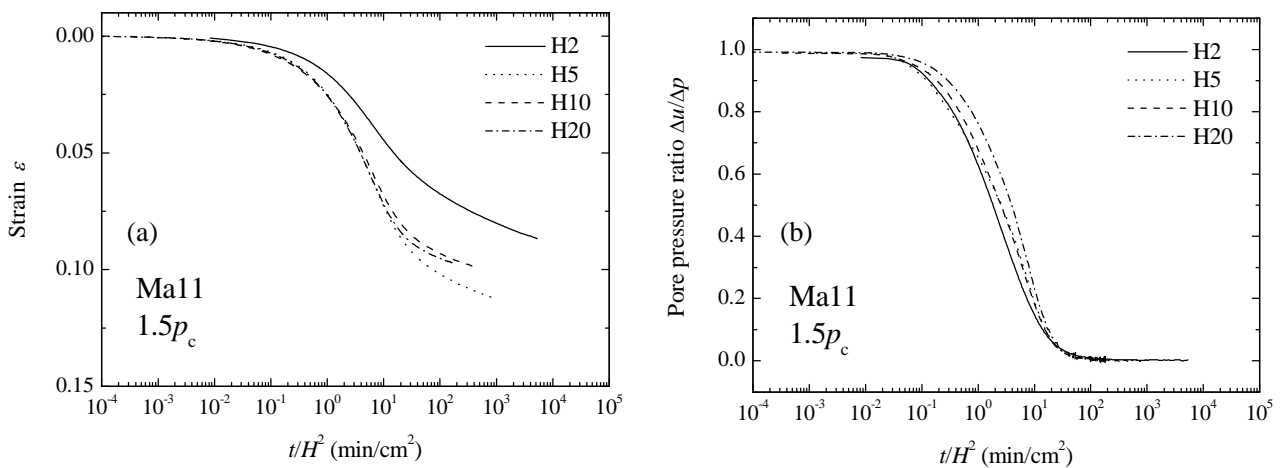


図 6.3.3 沈下ひずみ (a), 過剰間隙水圧比 (b) の経時変化 (Ma11)

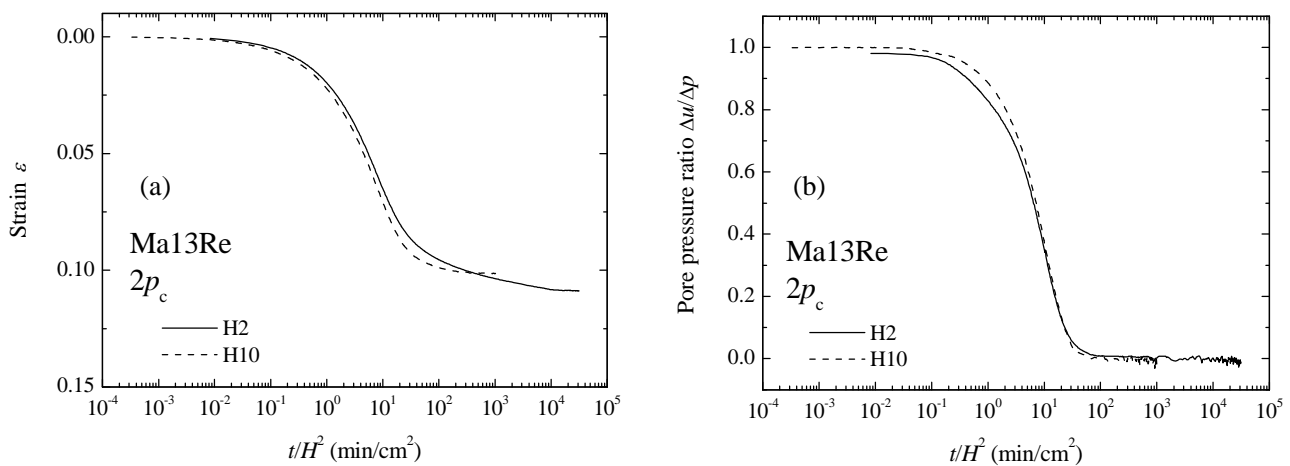
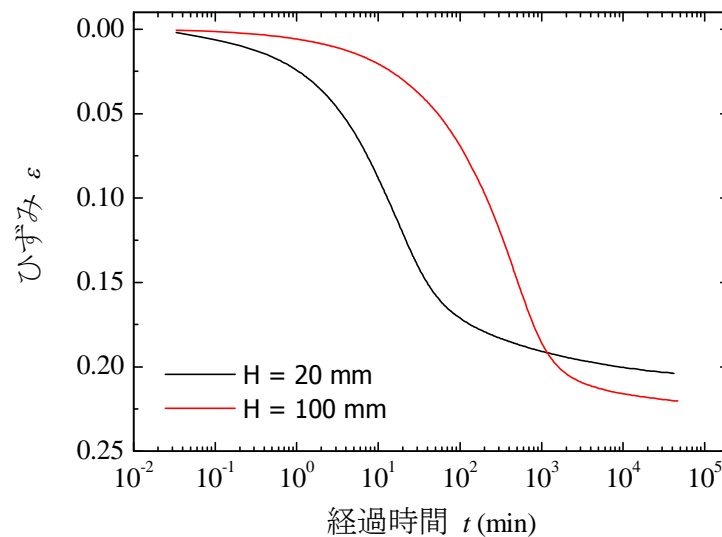


図 6.3.4 沈下ひずみ (a), 過剰間隙水圧比 (b) の経時変化 (Ma13 再構成)

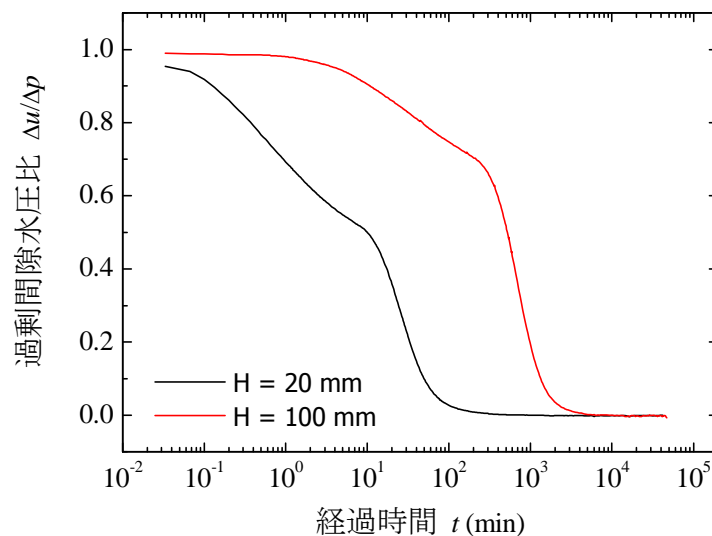
## 6.4 試験結果に見られる層厚の影響

### 6.4.1 大阪湾粘土 Ma12

図 6.4.1 は、分割型圧密試験の結果（沈下ひずみおよび間隙水圧比の経時変化）である。層厚 20 mm, 100 mm とともに、20~25%程度の沈下ひずみが発生している。一方、水圧消散挙動では、いずれの層厚ケースでも消散途中で停滞現象が認められる。図 6.4.2 は、層厚 100 mm のケースの要素ごとの水圧消散状況であるが、いずれの要素でも同程度の消散度合いにて停滞現象が確認できる。CRS 試験時の  $p_c$ （圧縮ひずみ速度： $3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ ）のとき  $\Delta u/\Delta p = 0.74$  であり、屈曲点（ $\Delta u/\Delta p = 0.63$  付近）は分割要素が圧密降伏している影響が現れたものと推察される。図 6.4.3 は間隙水圧比の等時曲線である。間隙水圧消散挙動での屈曲点は 360 分前後であったが、等時曲線より、500 分程度経過後に放物線で近似できることがわかる。したがって、圧密降伏後の過剰間隙水圧挙動は、Terzaghi の圧密理論が適用できるものと考えられる。



(a) 沈下ひずみの経時変化



(b) 過剰間隙水圧比の経時変化

図 6.4.1 分割型圧密試験結果 (Ma12)

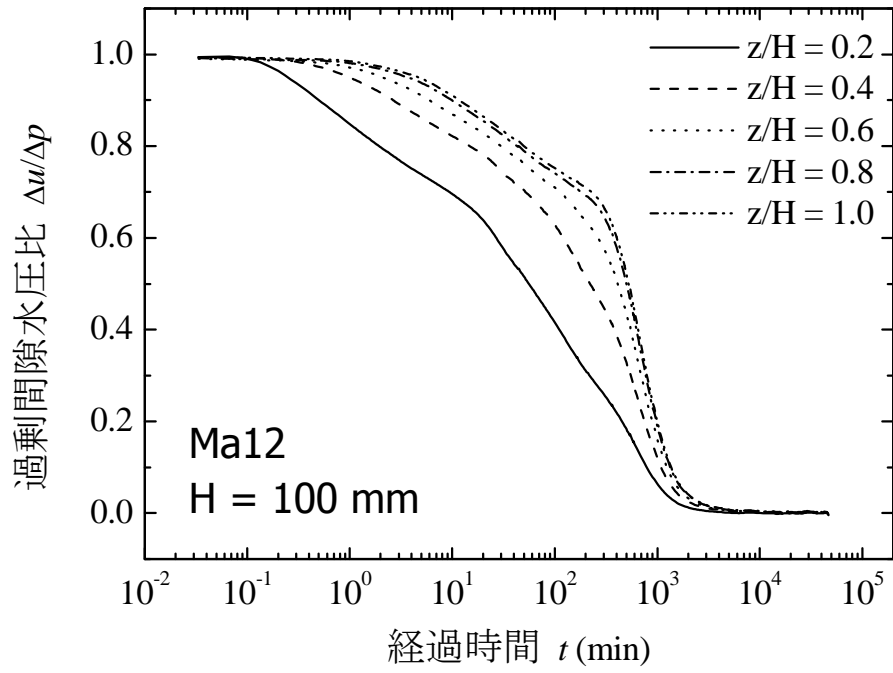


図 6.4.2 要素ごとの過剰間隙水圧消散状況

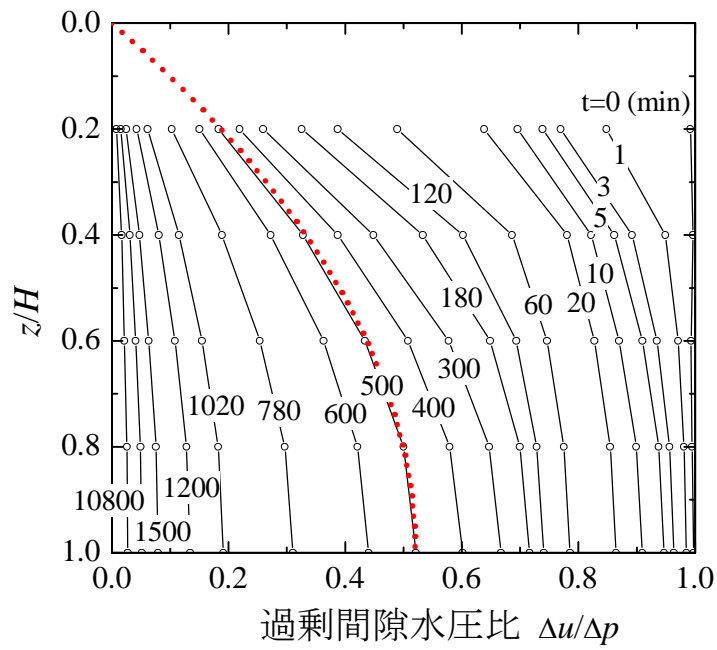


図 6.4.3 間隙水圧の等時曲線

## 6.4.2 Onsøy 粘土（オンソイ粘土）

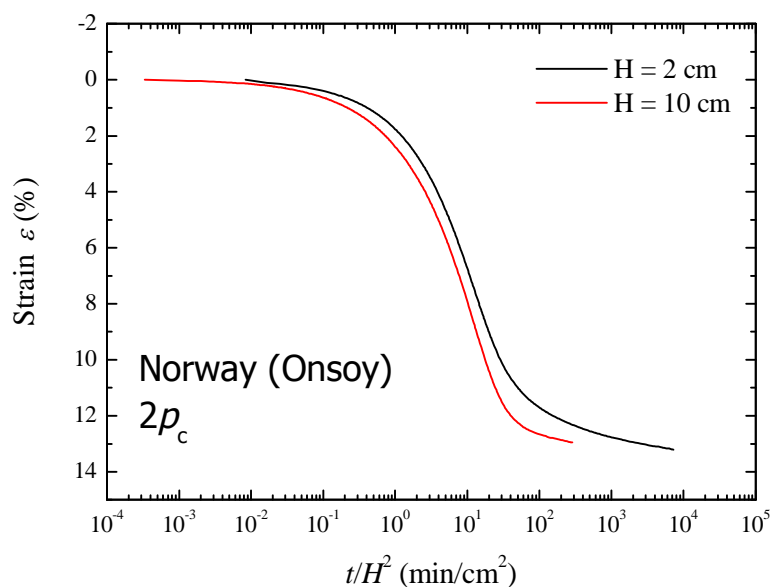
Onsøy 粘土については、試料によって発生する沈下ひずみにややばらつきがあるものの、典型的な粘土の挙動と考えられ、層厚の影響を検討する際の比較対象として貴重なデータである。試験に用いた試料の特性について表 6.4.1 に示したほか、試験条件（試験圧力）を表 6.4.2 に示す。

表 6.4.1 試料の物性

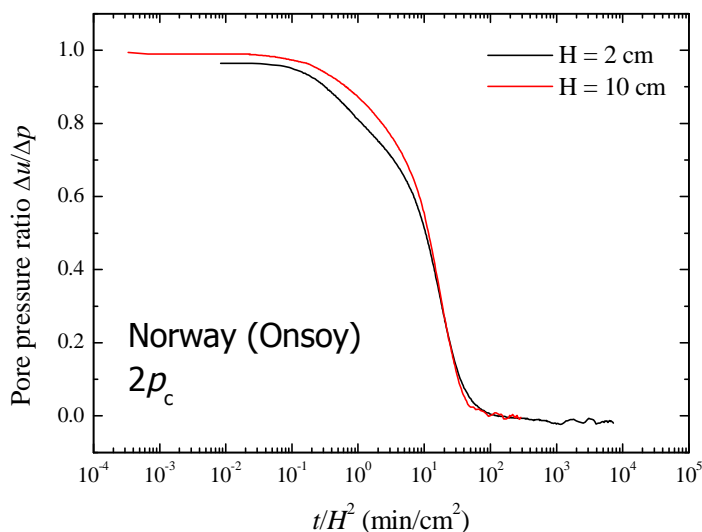
| 地層    | 試料 No. | 深度 CDL-m | $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $w_o$ (%) | $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $\sigma'_{vo}$ (kPa) | $p_c$ (kPa) | $C_c$ |
|-------|--------|----------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|----------------------|-------------|-------|
| Onsøy | 2-10   | 17       | 1.63-1.65                     | 62-64     | 2.77                          | 106                  | 135         | 1.17  |

表 6.4.2 試験圧力

|       | 予備圧 (kPa) | 土被り圧 (kPa) | 試験圧力 (kPa) | 応力レベル  |
|-------|-----------|------------|------------|--------|
| Onsøy | 39        | 108        | 275        | $2p_c$ |



(a) 沈下ひずみの経時変化



(b) 過剰間隙水圧比の経時変化

図 6.4.4 分割型圧密試験結果（Onsøy 粘土）

$2p_c$ に荷重した場合、H2, H10 ともにほぼ同じ沈下ひずみが発生し、間隙水圧の消散と同時期に沈下が収束する傾向となっている。いずれの層厚も、過剰間隙水圧消散が沈下の進行状況（時間の対数軸で収束する時期）とほぼ同じとなっている。

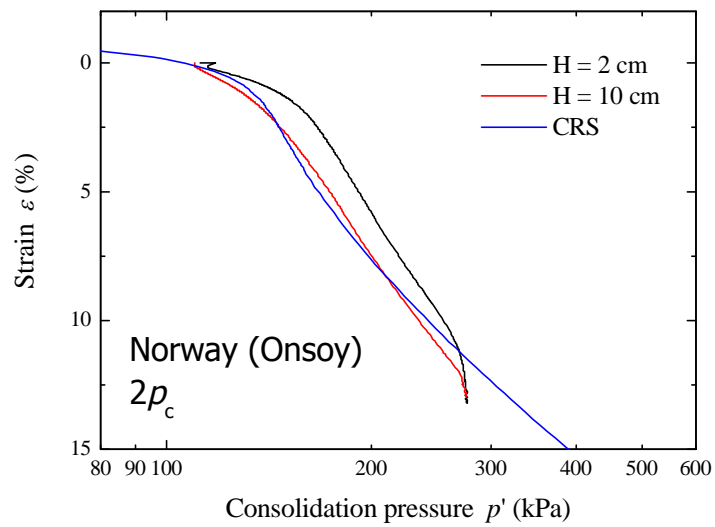


図 6.4.5 応力～ひずみ関係

## 6.4.3 Louisville 粘土（ルイズヴィル粘土）

Louisville 粘土は、著しい圧縮性を示す試料であり、一般的な粘土、例えば前節の Onsgøy 粘土とはやや異なる圧密挙動が得られている。試験に用いた試料の特性について表 6.4.3 に示したほか、試験条件（試験圧力）を表 6.4.4 に示す。

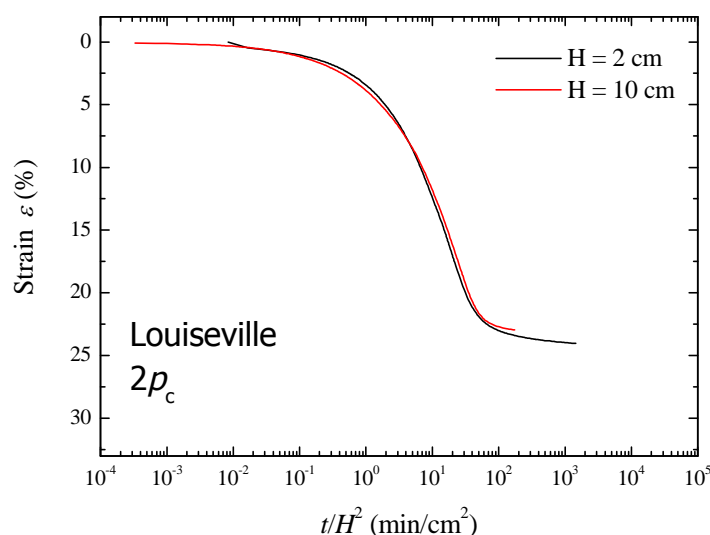
表 6.4.3 試料の物性

| 地層         | 試料 No. | 深度 CDL-m | $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $w_o$ (%) | $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | $\sigma'_{vo}$ (kPa) | $p_c$ (kPa) | $C_c$ |
|------------|--------|----------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|----------------------|-------------|-------|
| Louisville | F3T3E1 | 9        | 1.57-1.58                     | 68-73     | 2.75                          | 62                   | 190         | 3.92  |

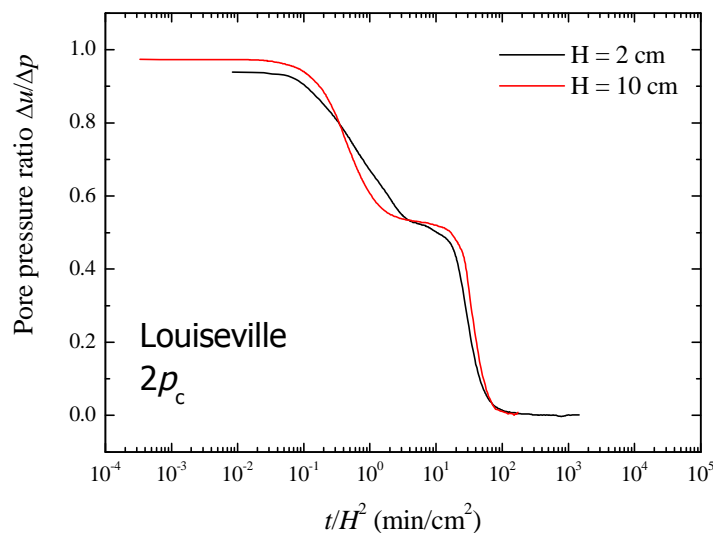
表 6.4.4 試験圧力

|            | 予備圧 (kPa) | 土被り圧 (kPa) | 試験圧力 (kPa) | 応力レベル  |
|------------|-----------|------------|------------|--------|
| Louisville | 39        | 59         | 373        | $2p_c$ |

図 6.4.6(b)に示す間隙水圧挙動を見ると、 $p_c$ に相当する圧力において水圧消散が一時的に停滞し、



(a) 沈下ひずみの経時変化



(b) 過剰間隙水圧比の経時変化

図 6.4.6 分割型圧密試験結果（Louisville 粘土）

所定の時間経過後に再度消散するのが特徴的である。有効応力が CRS 結果の  $p_c$  のとき  $\Delta u/\Delta p = 0.58$  であり、ほぼ屈曲する箇所と同じであるため、この時点で分割要素が降伏したものと考えられる。これに対し、沈下挙動では降伏後は単調に増加し、著しい圧縮が生じている。同様の現象は、Mesriら (Mesri and Choi, 1985) の実験結果のほか、Louisville 粘土と同じ東部カナダの Champlain 粘土である St-Césaire 粘土を用いた既往の研究結果からも確認できる (Leroueil and Le Bihan, 1980)。

Louisville 粘土は、高位な構造を有し、かつ鋭敏な粘土として知られる。図 6.4.7 には応力ひずみ曲線を示しており、CRS 試験結果も併せて示した。この結果からも、Louisville 粘土の著しい圧縮性が認められる。また、極めて鋭敏なため、降伏後に有効応力が減少する様子が確認できる。今回の試料も大口径のラバルサンプラーにより採取された試料から切り出して供試体としたため、サンプリング時の乱れの影響が極力抑えられた試料であると言え、この結果も肯定されるものである。これに対し、分割型圧密試験から得られる応力ひずみ関係では、CRS 曲線のような有効応力が一旦減少するような現象は確認されず、間隙水圧は停滞しても発生することはなく、有効応力は単調増加過程を示している。

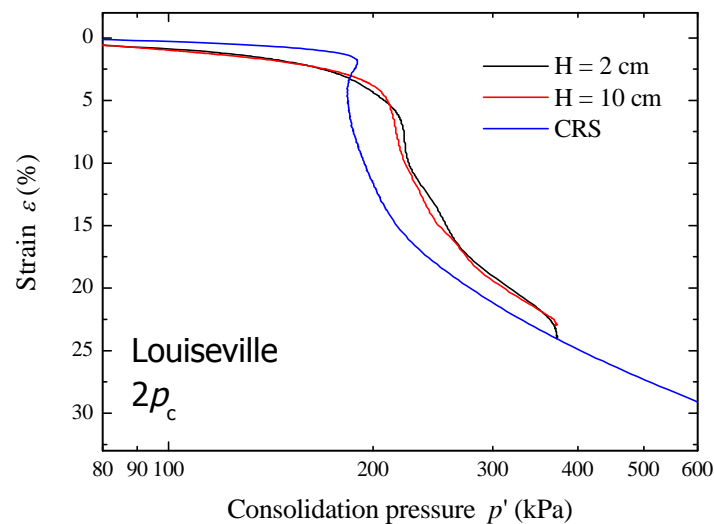


図 6.4.7 応力～ひずみ関係



等時曲線を見ても、180分経過時までには前半の消散が終了してほぼ均等な過剰間隙水圧分布となった後、排水端近傍から過剰間隙水圧が再び消散している。前半部分は過圧密、後半部分は正規圧密に対応する。

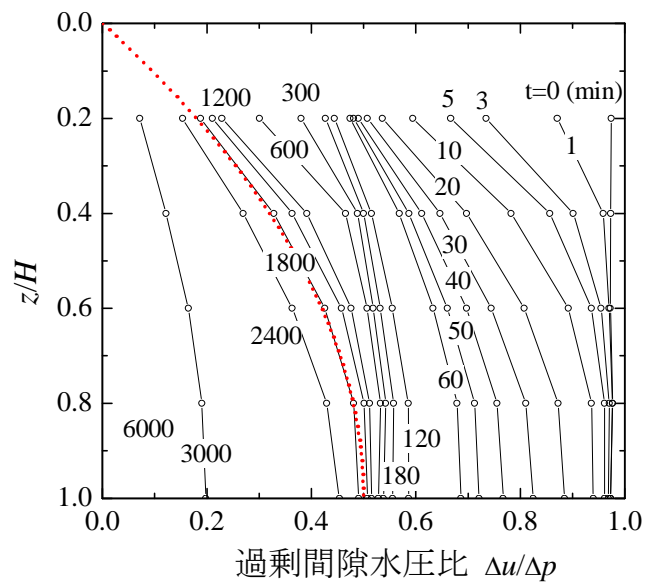


図 6.4.8 過剰間隙水圧の等時曲線

#### 6.4.4 試験結果のまとめ

大阪湾粘土を対象として、分割型圧密試験機を用いることにより、層厚 20 mm～100 mm (Ma11 は  $H = 200$  mm まで) の圧密試験を実施した。また、構造が発達した自然堆積粘土である大阪湾粘土 Ma12 ならびに Louiseville 粘土、極めて均質な Onsøy 粘土を対象として同様の試験を実施した。これらの試験結果より、以下の知見を得た。

- ・ 層厚  $H=20$  mm, 100 mm では、沈下ひずみについては試料により発生する量が異なるものの、時間軸  $t/H^2$  に取った場合、層厚が大きいほど左方に位置していることから、層厚 2 cm の一般的な寸法の圧密試験結果を用いると、実際の圧密時間を過大に、圧密係数  $c_v$  を過小に評価してしまうことがうかがえた。
- ・ これに対し、過剰間隙水圧挙動は、 $H=200$  mm までの試験結果を含めても概ね合致しており、圧密時間に関する  $H^2$  則が成立すると考えられた。
- ・ 構造の発達した Ma12 の試験結果から、過剰間隙水圧消散挙動では、いずれの層厚ケースでも消散途中で停滞現象が認められた。このとき、有効応力は圧密降伏応力付近に相当しており、分割要素の圧密降伏によるものと考えられた。
- ・ 均質な Onsøy 粘土では、過剰間隙水圧消散が沈下の進行状況（時間の対数軸で収束する時期）とほぼ同じとなった。
- ・ Louiseville 粘土の試験結果では、Ma12 で見られた過剰間隙水圧の停滞挙動が確認された。これも分割要素の圧密降伏によると考えられた。

次節以降では、得られた分割型圧密試験結果を用いることにより、アイソタック概念に基づく数値解析を行う。

## 6.5 アイソタック概念に基づく概略計算

これまでの知見を基に、本節ではアイソタック概念に基づいた計算を行う。これまでの分割型圧密試験結果からも、特に正規圧密領域に载荷した場合には、過剰間隙水圧の消散挙動については  $H^2$  則が概ね成立すると判断されている。そこで、Terzaghi の理論解をそのまま適用して過剰間隙水圧を算出し、有効応力を求めることにより土の骨格部分がアイソタックに基づき変形する（応力～ひずみ関係）として解析した。以下では、具体的な算出方法を記述し、計算結果ならびに考察を示した。

### 6.5.1 計算手法

上述したように、水圧挙動は次式に示す Terzaghi の理論解を適用した<sup>例えは<sup>8)</sup></sup>。

$$u(z,t) = \sum \frac{4p}{(2m+1)\pi} \cdot \sin \frac{(2m+1)\pi \cdot z}{2H} \cdot \exp \left[ -(2m+1)^2 \pi^2 \frac{c_v}{(2H)^2} t \right] \quad (6.1)$$

ここに、 $u$ : 過剰間隙水圧,  $p$ : 载荷圧力,  $z$ : 深度,  $t$ : 経過時間,  $H$ : 排水距離,  $c_v$ : 圧密係数である。

計算方法としては、ある時間間隔を設定し、その時点でのひずみ速度と時間間隔の積より沈下ひずみを計算していく前進差分による。図 6.5.1 に正規圧密粘土の計算ルーチンを示すとともに、手順を下記に示す。

- (1) Terzaghi の理論解を用いて間隙水圧消散挙動をフィッティングし、圧密係数  $c_v$  を設定する。
- (2) 適切な時間間隔  $\Delta t$  を設定し、フィッティングした  $c_v$  を用いて時間と間隙水圧の関係を求め、有効応力を求める。
- (3) 初期ひずみ速度は、正規圧密粘土 ( $\sigma'_{v0} > p_{cl}$ ) の場合、土被り圧をアイソタックの式(6.2)に適用して求める。 $\sigma'_{v0} < p_{cl}$  となる場合、 $\dot{\epsilon} = 1 \times 10^{-12} \text{ s}^{-1}$  とする。

$$\ln \frac{p'_c - p'_{cl}}{p'_{cl}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp} \quad (6.2)$$

- (4)  $\Delta t$  間の粘塑性ひずみを基準曲線とアイソタックの式 (6.2) より求める。
- (5) (2)～(4)を繰り返す。

なお、差分計算における鉛直方向の分割数は 50 とした (層厚 2 cm で 1 要素 0.04 cm)。

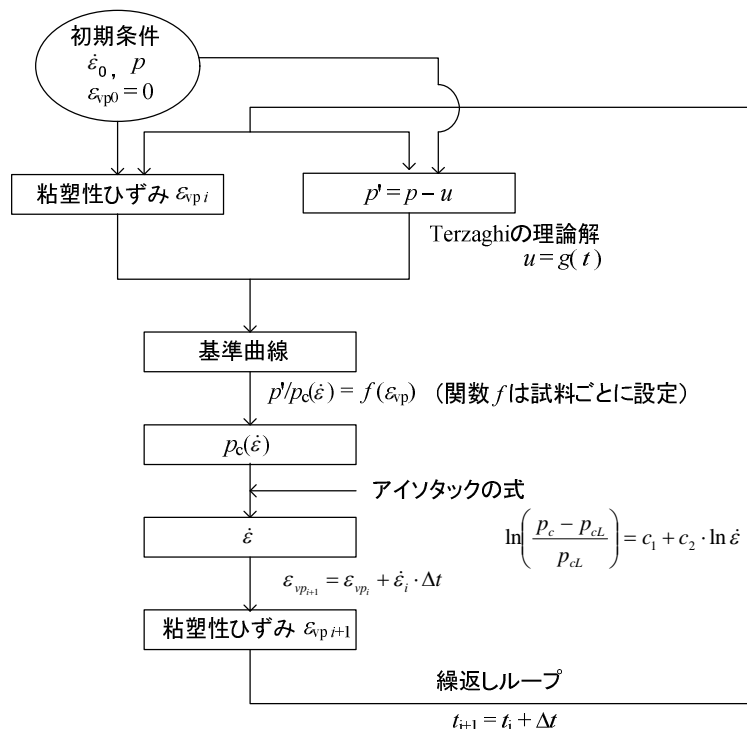


図 6.5.1 計算ルーチン

## 6.5.2 再構成試料を対象とした試算

図 6.5.2 に間隙水圧のフィッティング状況，図 6.5.3 に沈下ひずみの経時変化を示す。試験結果の間隙水圧挙動は，過圧密領域にある試験開始直後は  $c_v$  が設定値より大きいため消散速度が速くなっており，理論曲線とは異なっている。しかし，得られた沈下曲線は，試験結果と完全には合致しないまでも概ね傾向は再現できている。ここで，一次圧密が完全に終了していない圧密度 60% をもって  $c_v$  を設定すると， $180 \text{ cm}^2/\text{d}$  を得る（図 6.5.2）。図 6.5.3 にはこの  $c_v$  での計算結果も示しているが，間隙水圧挙動の再現精度を向上することにより，特に一次圧密過程においてフィッティング精度が向上することがわかる。

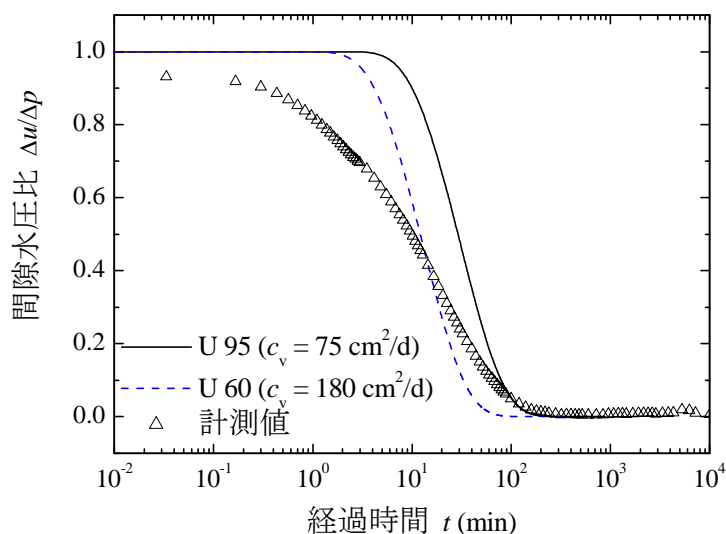


図 6.5.2 間隙水圧のフィッティング

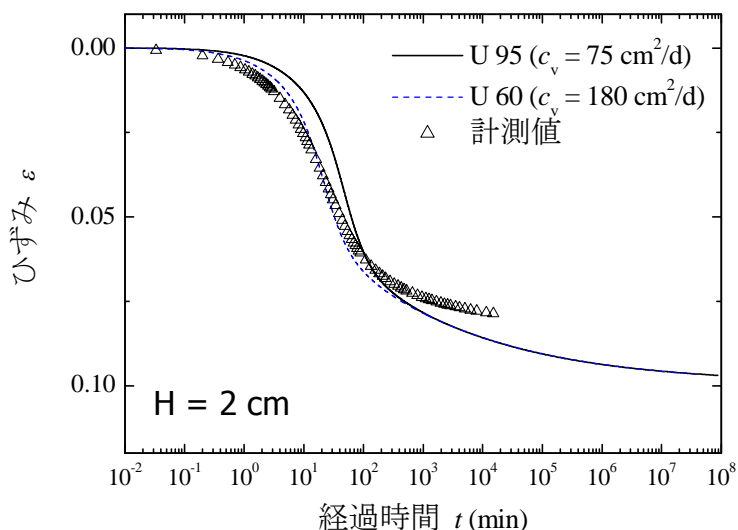


図 6.5.3 沈下ひずみの経時変化

## 6.5.3 自然堆積粘土

図 6.5.4 は、間隙水圧挙動に対する Terzaghi の理論解によりフィッティングした結果である。圧密降伏後に特性が変化すると考えて、CRS 試験で得られる  $p_c$  で  $c_v$  を変えた場合と、変えない場合について示している。消散途中で  $c_v$  を変える場合には、有効応力が  $p_c$  と同値となった後に停滞するように表現している ( $c_v = 704 \rightarrow 102 \text{ cm}^2/\text{day}$ )。

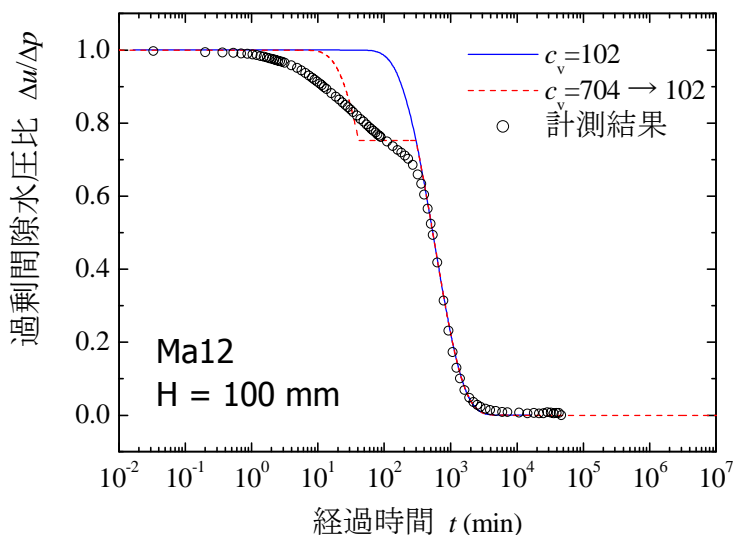


図 6.5.4 過剰間隙水圧の経時変化

図 6.5.5 は、沈下ひずみの計算結果である。いずれの計算結果も、載荷初期で試験結果と若干の乖離が認められるが、その後の二次圧密に相当する沈下過程を良好に表現できていることがわかる。特に、途中で  $c_v$  を変更する場合の方が、過圧密領域での沈下挙動を精度良く表現している。なお、今回対象とした Ma12 では一定勾配で沈下しているように見えるが、徐々にひずみ速度が小さくなり、二次圧密係数  $C_\alpha$  の減少が表現されていることを付記する。

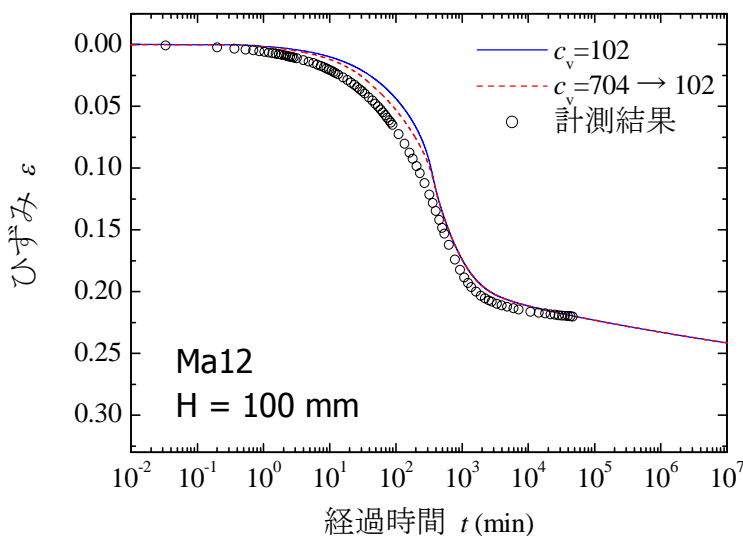


図 6.5.5 沈下ひずみの経時変化

## 6.5.4 層厚の影響

種々の層厚で検討するため、層厚 10 cm, 1 m の計算を実施した。図 6.5.6 に計算結果を示すが、いずれの層厚の圧密曲線も、ユニークな曲線に収束する仮定 B タイプとなる。特に、時間経過とともに圧密曲線が下に凸となる曲線となっており、いつまでも沈下し続けることなく終息する試験結果を再現できている。

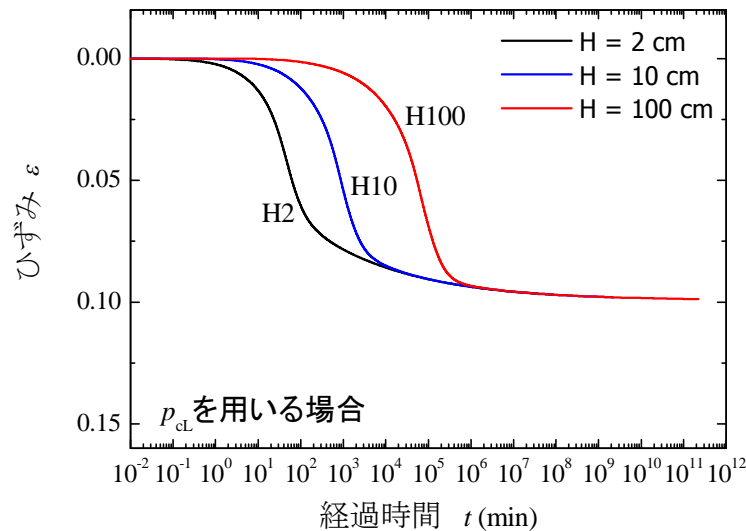
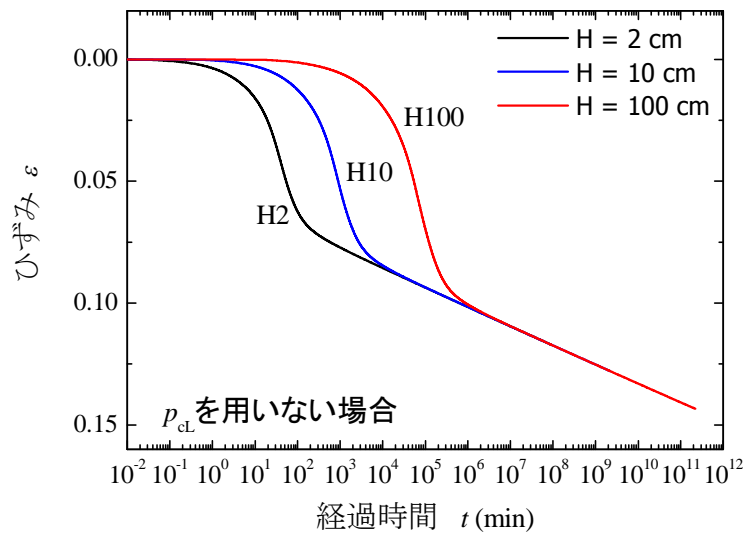


図 6.5.6 沈下ひずみの経時変化 ( $p_{cl}$ を用いる場合)

一方、定式化において  $p_c$  の限界値  $p_{cl}$  を用いない場合、ひずみ速度と  $p_c$  の関係は次式で表現することができる ((6.2)式において  $p_{cl} \rightarrow 0$  の場合と等価)。

$$\ln p_c = C_3 + C_4 \cdot \ln \dot{\varepsilon} \quad (6.3)$$

この関係式を用いて同様の計算を行った ( $C_3 = 5.40$ ,  $C_4 = 0.0328$ )。その結果を図 6.5.7 に示す。同じく仮定 B タイプとなるが、対数の時間軸に対して直線的に沈下し続ける従来型 ( $C_\alpha$ 一定) の計算結果となった。つまり、 $p_c$  の下限値を考えなくてもクリープが卓越しない一次圧密の大部分は再現できているものの、長期の二次圧密を考える場合には下限値があると考えた方が沈下の終息を表現している点で、数多くの長期圧密試験結果に照らしても妥当なものであり、計算結果も現実的であると言える。

図 6.5.7 沈下ひずみの経時変化 ( $p_{cL}$  を用いない場合)

## 6.6 土／水連成解析

前節では、アイソタックモデル式ならびに基準圧縮曲線 RCC を用いて、間隙水圧挙動に関して圧密理論で評価することにより簡便なシミュレーションを行った。本節では、アイソタックを導入した土骨格の変形と排水とを連成計算するプログラムを開発し（渡部ほか，2008），まず長期圧密試験結果に対する土～水連成計算を実施することにより，試験結果をシミュレーションして当該プログラムの有効性を検証した。その上で，大阪湾粘土 Ma12 を用いた層厚 100 mm の分割型圧密試験結果に対して同プログラムの適用を試みた。

### 6.6.1 計算手法

ひずみ速度とその速度に対応する  $p_c$  の関係について，前述した次式を用いる。

$$\ln\left(\frac{p_c - p_{cL}}{p_{cL}}\right) = c_1 + c_2 \cdot \ln \dot{\epsilon} \quad (6.2)$$

ここで， $\dot{\epsilon}$  はひずみ速度， $c_1$  と  $c_2$  はパラメータ（定数）， $p_c$  は任意のひずみ速度での圧密降伏応力  $p_c$ ， $p_{cL}$  は  $p_c$  の下限値である。上式は， $p_c$  とひずみ速度の関係が一つの曲線関係により一意に決定されることを意味する。(1)式ならびに基準圧縮曲線（粘塑性ひずみ- $p/p_c$  関係）により，任意のひずみ速度に対応する圧縮曲線を唯一に設定でき，土骨格の変形を計算できる。なお，今回用いた計算プログラムは，地盤解析汎用有限要素プログラム GeoFEM（小林，1984）を拡張して構築されている。実際の計算には，粘塑性変形を計算する  $p_{cL}$ ， $c_1$ ， $c_2$  のアイソタックパラメータ，透水係数  $k$ ，弾性係数  $E$  を入力するほか，基準圧縮曲線  $\epsilon_{vp} - \log(p/p_c)$  を直接使用した。

### 6.6.2 長期圧密試験結果の再現性

大阪湾粘土の各地層（沖積粘土 Ma13，洪積粘土 Ma12，Ma11，…，Ma4）に対し，ひずみ速度と  $p_c$  との関係に(6.2)式を適用して回帰した結果，アイソタックパラメータのうち  $p_{cL}$  を  $p_{cL}/p_{c0} = 0.55$  として統一した<sup>1</sup>。この値から  $c_1$  ならびに  $c_2$  を計算し，各層のパラメータを決定した。大阪湾粘土のうち，Ma13，Ma12，Ma10，Ma4 に対し，20 mm の厚さの供試体を用いて所定の載荷圧力で長期間クリープさせる長期圧密試験をシミュレーションすることにより，開発したプログラムの有効性を検証した。

表 6.6.1 入力定数

| 地層   | $\sigma'_{v0}$<br>(kPa) | $p'_{c0LT}$<br>(kPa) | $p'_{cL}$<br>(kPa) | $c_1$ | $c_2$  | $k$ (cm/s)         |
|------|-------------------------|----------------------|--------------------|-------|--------|--------------------|
| Ma13 | 88                      | 133                  | 73                 | 1.11  | 0.103  | $8 \times 10^{-6}$ |
| Ma12 | 286                     | 447                  | 246                | 1.09  | 0.103  | $5 \times 10^{-6}$ |
| Ma10 | 857                     | 1208                 | 666                | 0.616 | 0.0652 | $1 \times 10^{-7}$ |
| Ma4  | 1802                    | 2420                 | 1333               | 1.07  | 0.101  | $5 \times 10^{-7}$ |

長期圧密試験の計算では，要素数 5（各 8 節点要素），上面排水下面非排水条件で排水距離 10 mm とした。計算結果のフィッティングにあたっては，アイソタックパラメータは変更せず，初期値として土被り圧における間隙比に対応する透水係数  $k$  として設定したものを変更することにより微調整を行った（表 6.6.1 参照）。なお，弾性係数については，計算の発散を避けるため十分大きい  $10^5$  kN/m<sup>2</sup> として全層に適用した。

<sup>1</sup> その後の研究により  $p_{cL}/p_{c0} = 0.70$  に見直しているが，ここではモデルの再現性を確認することを目的としたため，当初の数値をそのまま使用した。設定値の差異による結果の影響については後述する。



計算は、既存の試験結果で正規圧密領域となる圧密圧力を载荷した2ケースについて実施することとした。図 6.6.1(a)~(d)は長期圧密試験結果と計算結果を比較したものである。正規圧密領域に载荷したデータによりパラメータを決定できた Ma13 ならびに Ma12 については、両結果はきわめて良く一致している。Ma4 については、圧密初期にやや乖離が見られるものの、長期的には良く一致しているといえる。

しかしながら、Ma10 では、 $p_c$  の2倍に満たない圧密圧力の試験結果でパラメータを求めていることや、自然堆積粘土のばらつきなどにより設定パラメータが他と著しく異なっていることが原因と考えられるが、両結果に良い一致は見られない。このことは、入力条件設定の際に参照した試料の物性と、予測対象となる試料の物性が異なることにより、得られる結果が乖離することを意味している。今回の試験結果との差はわずかではあるが、今後の補正等の必要性を示唆するものである。

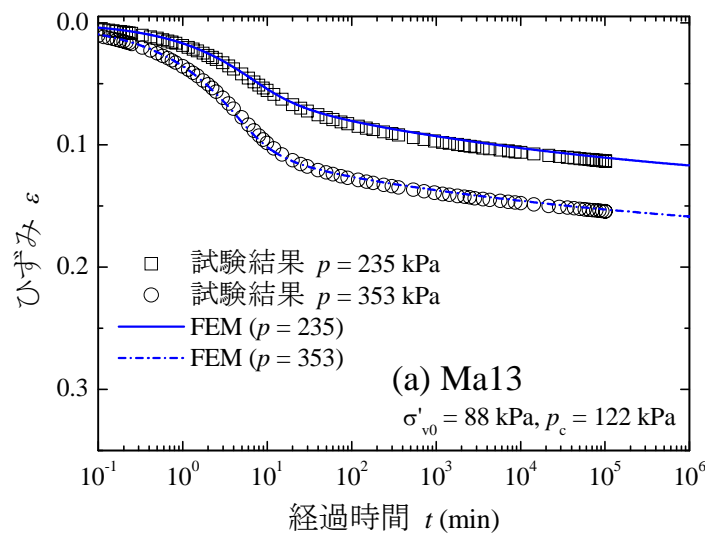


図 6.6.1(a) 長期圧密試験の再現結果 (Ma13)

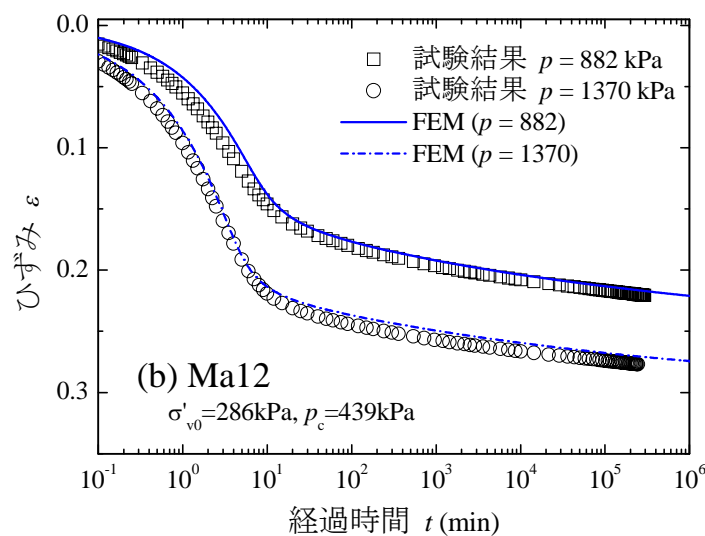


図 6.6.1(b) 長期圧密試験の再現結果 (Ma12)

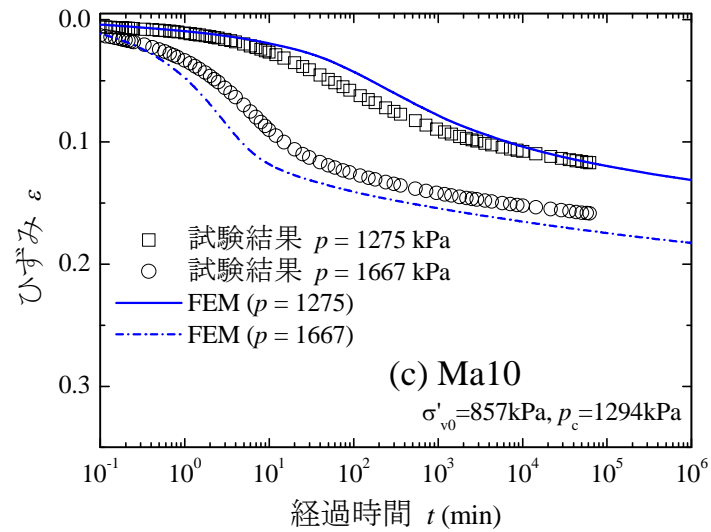


図 6.6.1(c) 長期圧密試験の再現結果 (Ma10)

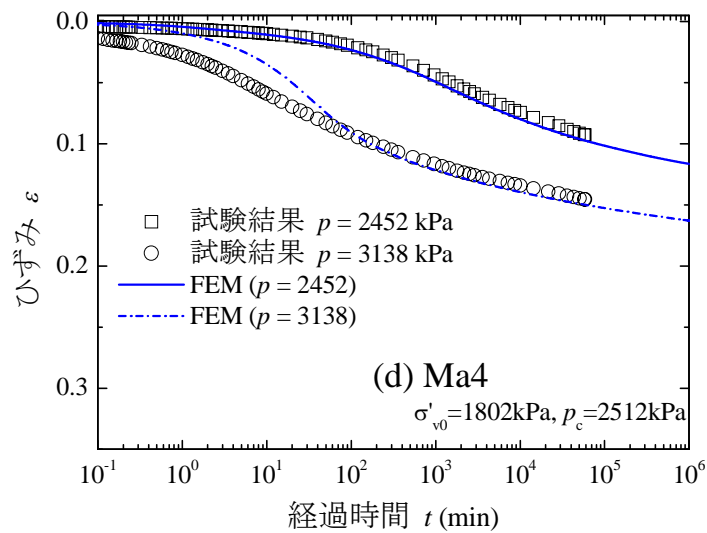


図 6.6.1(d) 長期圧密試験の再現結果 (Ma4)

### 6.6.3 分割型圧密試験結果のシミュレーション

大阪湾粘土 Ma12 を用いた層厚 100 mm の分割型圧密試験結果を用いて、層厚の比較的大きい圧密沈下をシミュレートした。分割型圧密試験では、各供試体底面で間隙水圧を測定しており、計算結果と実測値を直接比較できる。分割型圧密試験の計算では長期圧密試験のシミュレーションと同様に要素数は 5 とし、排水距離を 100 mm とした。

図 6.6.2(a)(b)は、分割試験結果から得られる沈下ひずみおよび間隙水圧消散挙動に対して、今回の計算結果を重ねたものである。

6.5 節では、応力状態が過圧密から正規圧密領域に遷移するタイミングで圧密係数  $c_v$  を変えるなどの工夫を要したが、今回の計算結果ではそういった特別なテクニックは不要であり、連成解析の中で圧密挙動を良好にシミュレートできていることがわかる。

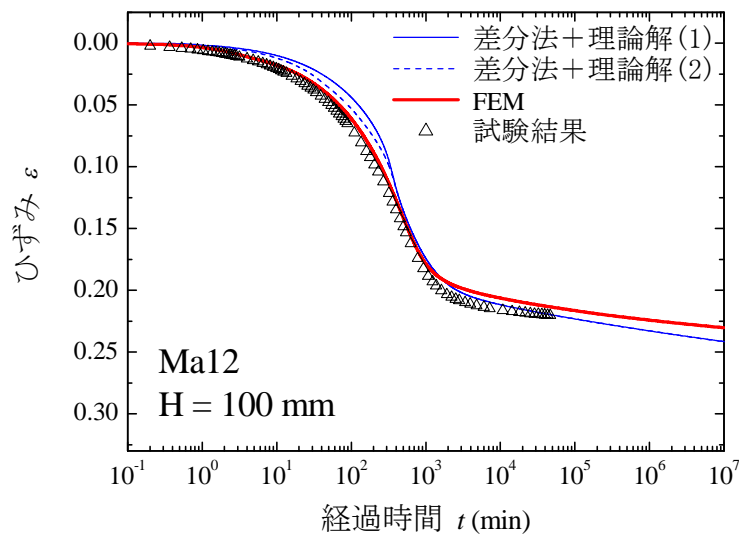


図 6.6.2(a) 分割型圧密試験におけるひずみの再現結果 (Ma12)

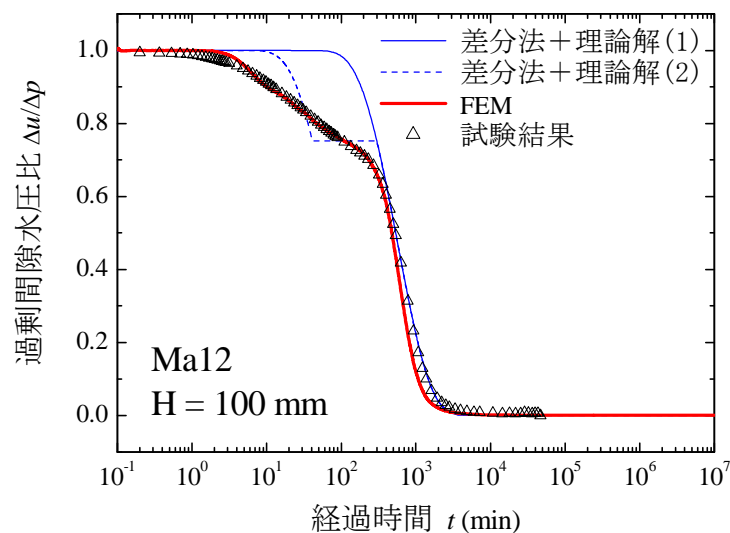


図 6.6.2(b) 分割型圧密試験における水圧の再現結果 (Ma12)

#### 6.6.4 その他の粘土への適用

長期圧密挙動を評価するツールとして、アイソタックを導入した土骨格の変形と排水とを連成計算するプログラムを用いて、高い構造を有する東カナダのルイズヴィル (Louiseville) 粘土など、由来も異なる海外の粘土に対する適用性を検討した。これは、大阪湾粘土を対象として構築したモデルを用いることにより、その汎用性、または妥当性を確認することを目的としている。

シミュレーションの対象は、沈下と底面の間隙水圧が得られている層厚 2cm の分割型圧密試験結果 (2 要素, 上面からの片面排水) とした (計算では 20 要素に分割した)。

ここで、 $C_{se}$  は再圧縮時に定義される膨張指数で弾性ひずみ  $\varepsilon_e$  を計算するためのパラメータ、 $\kappa$  は膨張指数、 $k_0$  と  $\beta (= \Delta e / \Delta \ln k)$  は透水係数  $k$  を設定するパラメータで  $e \sim \log k$  関係が直線であるとしている。

表 6.6.2 入力定数

|             | $p'_{c0}$ | $p'_{cl}$ (kPa) | $p'_{cl}/p'_{c0}$<br>(kPa) | $c_1$ | $c_2$ | $C_{se}$ | $\kappa$ | $k_0$ (cm/s)         | $\beta$ |
|-------------|-----------|-----------------|----------------------------|-------|-------|----------|----------|----------------------|---------|
| Louiseville | 168       | 117             | 0.70                       | 0.930 | 0.107 | 0.0025   | 0.003    | $1.8 \times 10^{-7}$ | 4.76    |
| Onsøy       | 117       | 82.2            | 0.70                       | 0.93  | 0.107 | 0.010    | 0.01     | $1.9 \times 10^{-7}$ | 5.56    |

計算結果を沈下ひずみならびに過剰間隙水圧の経時変化としてまとめ、図 6.6.3 に示す。ルイズヴィル粘土については、計算結果は実測値と概ね一致しているが乖離も見られる。これは、圧密降伏後に急激に沈下するといった脆性的に沈下する圧縮曲線を呈するためであると考えられる。一方、均質な粘土である Onsøy 粘土について図 6.6.4 に示すが、試験結果ならびに計算結果にややかい離が認められるものの、沈下ひずみの差異は試験結果最終時点で 1% 未満となっており、概ね合致していると言える。

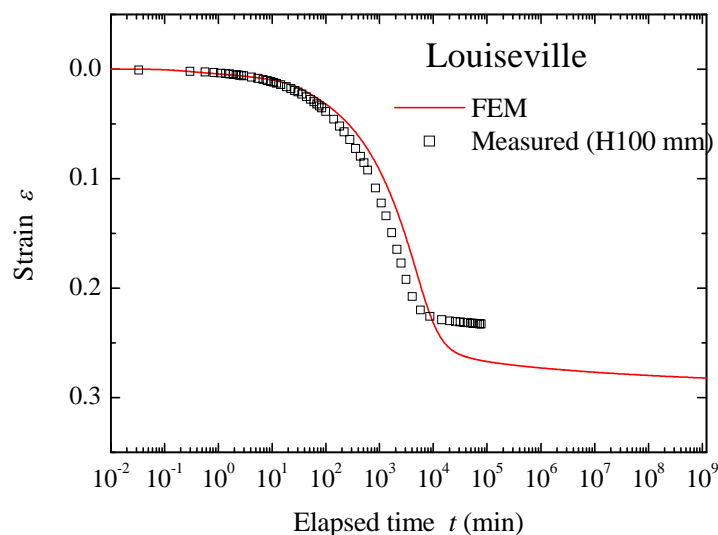


図 6.6.3(a) 分割型圧密試験におけるひずみの再現結果 (Louiseville)

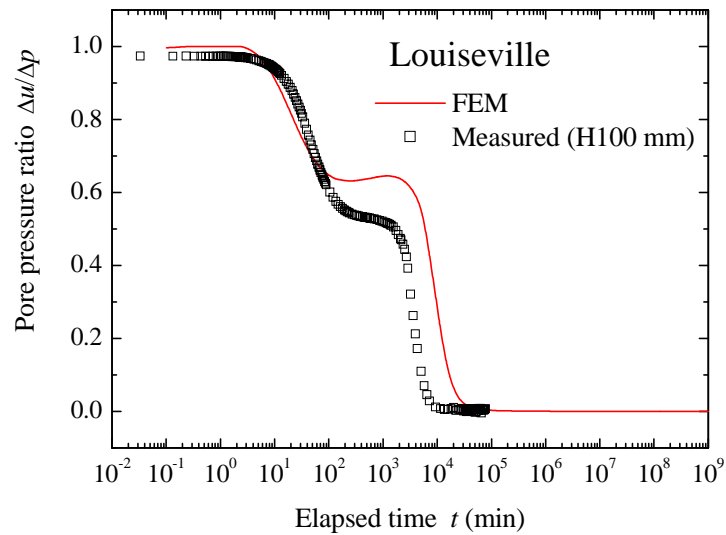


図 6.6.3(b) 分割型圧密試験における水圧の再現結果 (Louiseville)

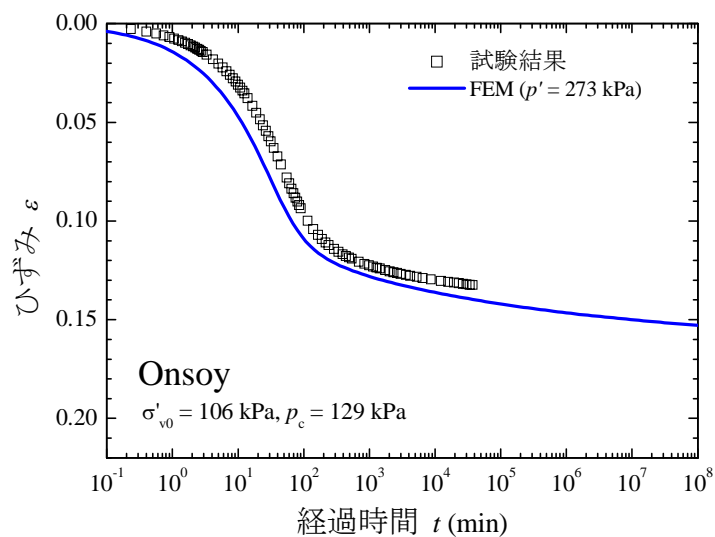


図 6.6.4(a) 分割型圧密試験におけるひずみの再現結果 (Onsoy)

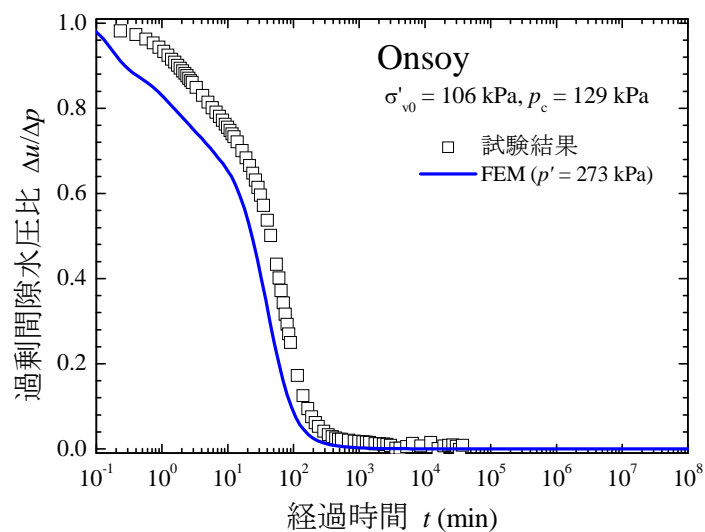


図 6.6.4(b) 分割型圧密試験における水圧の再現結果 (Onsoy)

### 6.6.5 アイソタックパラメータの感度分析

大阪湾洪積粘土 Ma12 を対象に、当該試料の試験結果から個別に設定したアイソタックパラメータ（以下、個別パラメータ）、ならびに全ての粘土の共通パラメータのそれぞれを用いた計算結果を行い、これらを比較することによりパラメータの感度分析を実施した。

計算に用いた入力定数は、表 6.6.3 のとおりである。Ma12 を対象に得られたアイソタックパラメータおよび共通のパラメータの差異について、ひずみ速度～正規化した  $p_c$  の関係で図示した（図 6.6.5）。図より、ひずみ速度が極めて早い範囲で両者は大きく異なるが、長期圧密試験で計測される  $10^{-5} \text{ s}^{-1}$  より小さい場合にはほとんど差が認められない。

表 6.6.3 入力定数 (Ma12)

|    | $p'_{c0}$ | $p'_{cL}$ (kPa) | $p'_{cL}/p'_{c0}$ (kPa) | $c_1$ | $c_2$ | $C_{SE}$ | $\kappa$ | $k_0$ (cm/s)         | $\beta$ |
|----|-----------|-----------------|-------------------------|-------|-------|----------|----------|----------------------|---------|
| 個別 | 384       | 280             | 0.729                   | 1.228 | 0.138 | 0.0075   | 0.010    | $8.0 \times 10^{-8}$ | 2.50    |
| 共通 |           | 269             | 0.701                   | 0.930 | 0.107 | 0.010    |          |                      |         |

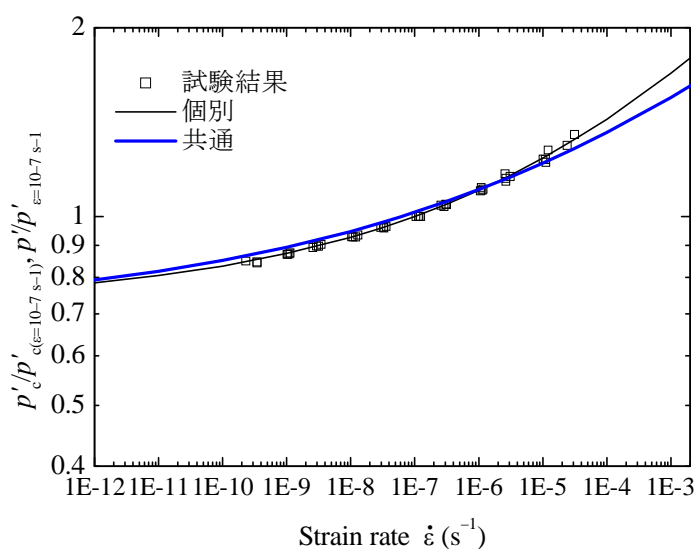


図 6.6.5 アイソタックパラメータの差異

計算結果について、(a)ひずみ $\epsilon$ の経時変化と(b)過剰間隙水圧比 $\Delta u/\Delta p$ の経時変化として整理し、図 6.6.6 に示した。Ma12 については、計算結果は実測値と良く一致しており、個別パラメータを用いても、共通パラメータを用いても、計算結果にほとんど差は認められない。個別パラメータと共通パラメータを用いて、分割圧密試験結果をそれぞれシミュレーションした結果、共通パラメータを用いても、ひずみ速度～正規化した  $p_c$  の関係が概ね同じであれば、実用的には十分な精度で計算できることが明らかとなった。

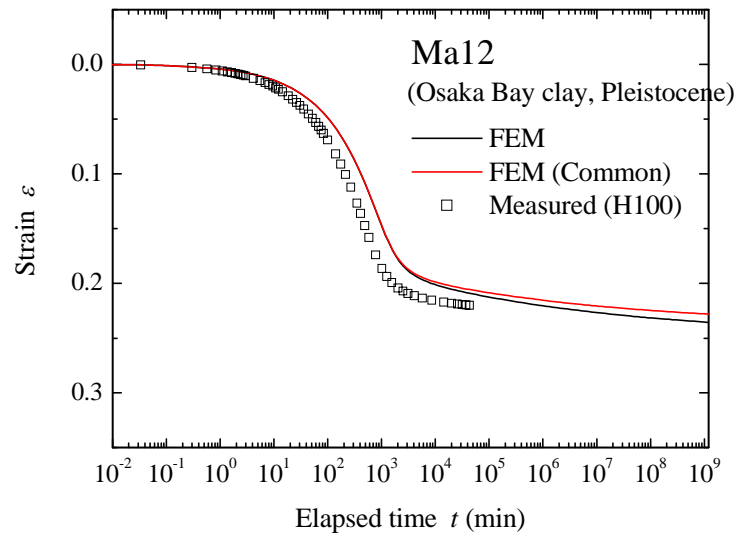


図 6.6.6(a) パラメータが異なることによる結果の差異 (ひずみ)

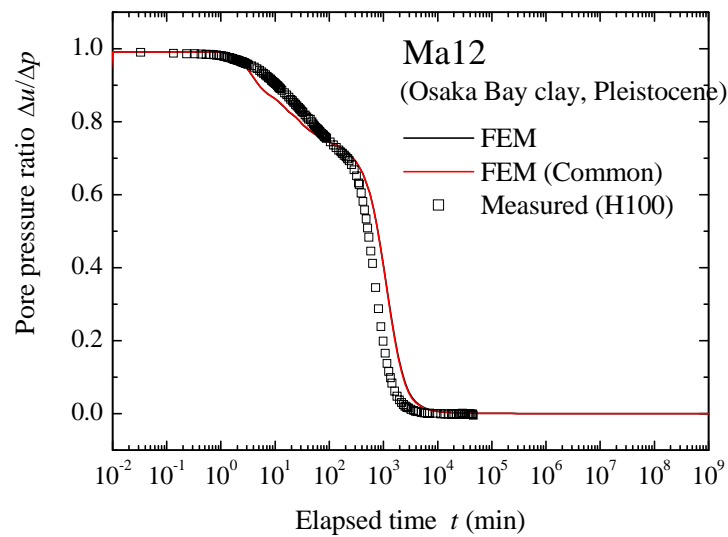


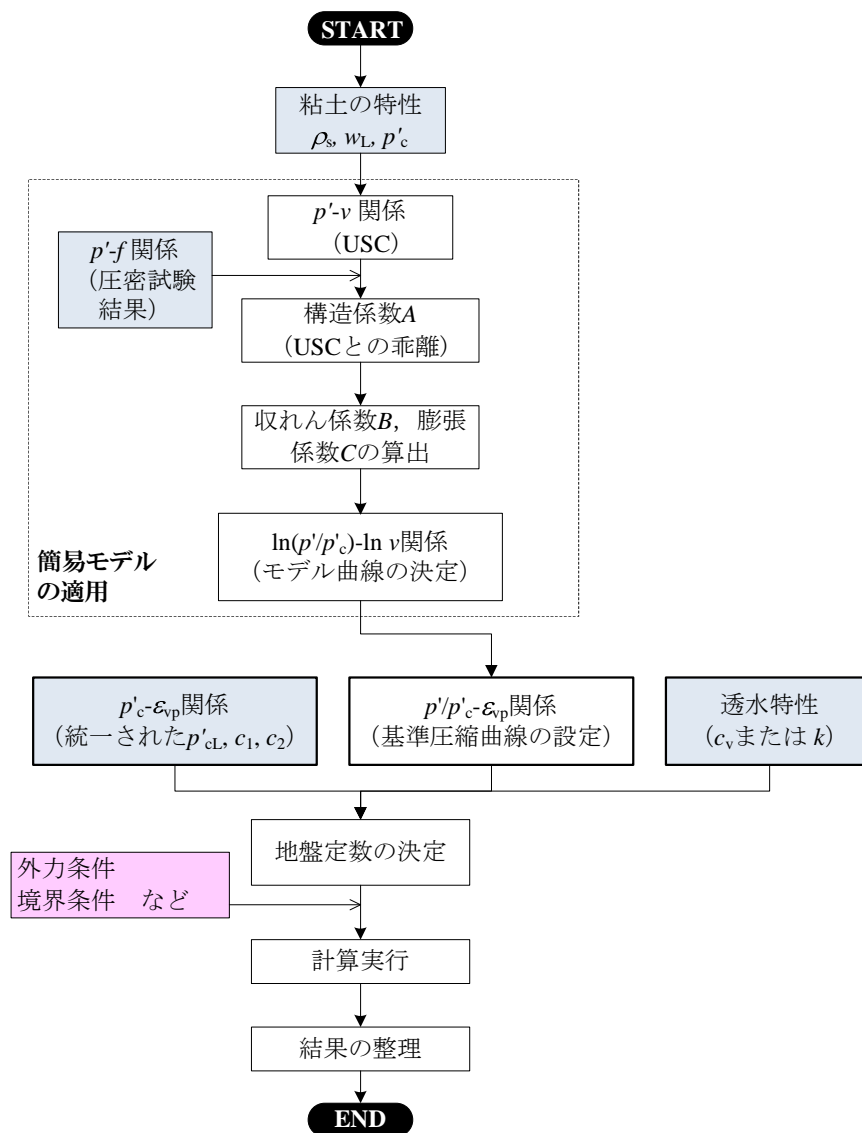
図 6.6.6 (b) パラメータが異なることによる結果の差異 (水圧)

## 6.7 簡易モデルを適用した圧密予測解析

これまで述べてきたアイソタック概念に基づく沈下計算においては、基準圧縮曲線に定ひずみ速度圧密試験結果から得られる応力ひずみ関係を直接用いていた。ここでは、試験結果に替えて、第3章に示した構造の評価を組み込んだモデル（以下、簡易モデル）を用いることにより、圧密予測計算を試みた。

### 6.7.1 計算方法

計算方法は、図 6.7.1 に示したように、まず簡易モデルを適用して圧縮曲線を得る。この場合、粘土試料の情報として、土粒子の密度 $\rho_s$ 、液性限界 $w_L$ および圧密試験結果（ $e - \log p'$  曲線、圧密降伏応力 $p'_c$ ）があれば、圧縮曲線の設定が可能である。作成した圧縮曲線は基準圧縮曲線（ $p'/p'_c \sim \varepsilon_{vp}$  関係）として整理し、アイソタックの関係（ $\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \varepsilon_{vp}$  関係、統一パラメータ使用なら既知）、透水特性（圧密係数 $c_v$ または透水係数 $k$ ）とあわせ、地盤パラメータを設定する。これにより、上述した手法と同様に、圧密沈下解析が可能となる。



(注) 着色した箇所は入力処理が必要な項目を示す

図 6.7.1 計算の流れ



## 6.7.2 分割型圧密試験結果のシミュレーション

実際の試験結果について、再現計算を行った。ここで検討の対象は、均質な Onsoy (オンソイ) 粘土とした。必要な土質定数ならびに圧密試験結果について、それぞれ表 6.7.1, 図 6.7.2 に示す。これらの定数を基に、簡易モデルを当てはめた結果を図 6.7.3 に示す。構造係数  $A$  は 0.057 となっており、区分 III (高位な構造を有する) に分類される。

表 6.7.1 簡易モデルに必要な土質定数

| 土粒子の密度<br>$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 液性限界<br>$w_L$ (%) | 圧密降伏応力<br>$p'_c$ (kPa) |
|---|-------------------|------------------------|
| 2.77                                    | 80.1              | 129                    |

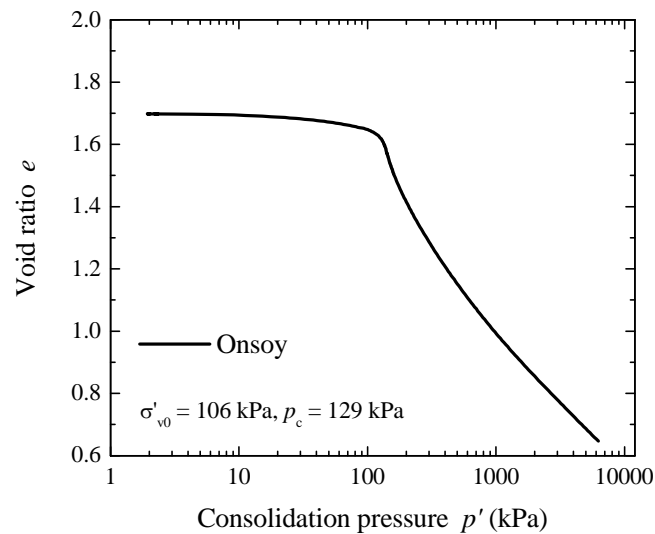


図 6.7.2 圧密試験結果

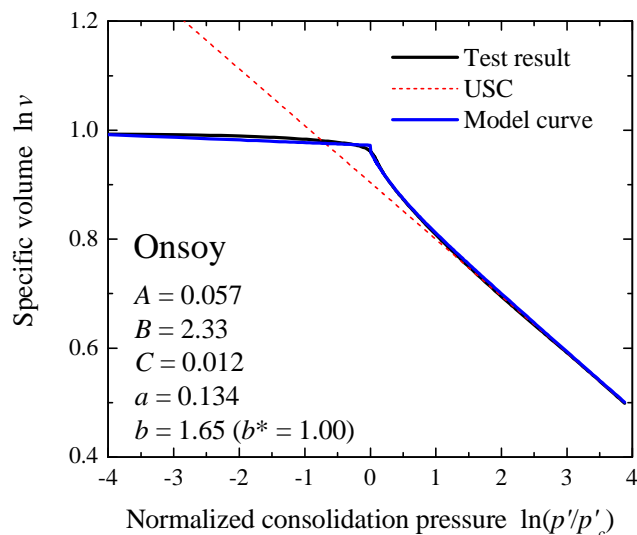


図 6.7.3 簡易モデルによるモデル化

計算結果を図 6.7.4, 図 6.7.5 に示す。これらの図には, 試験結果, 前述の試験結果を基にした基準圧縮曲線を用いた計算結果 (图中, FEM(RCC)と表記) と比較して示している。これらの図を比較すると, 沈下ひずみは 1%程度の誤差の範囲内で概ね等しくなっている。しかしながら, 間隙水圧については差異が認められる。すなわち, 簡易モデルでは圧密降伏応力を境界として異なる 2つの関数で表現しており顕著な変曲点を有している。このため, 滑らかに漸移する実際の試験結果とは明らかに異なる。これは, 圧密降伏後に極端に圧縮指数が増加する, 高位な構造を有する Louisville 粘土や大阪湾粘土 Ma12 の分割型圧密試験結果に見られた顕著な間隙水圧挙動と同種のものと考えられる。したがって, に見られる間隙水圧の挙動は, 実際以上に圧縮性を誇張したことによるものであり, モデル化した圧縮曲線の曲線形状によるものと考えられる。このあたりは, 簡易モデルについて今後見直しを行う余地のあることを示している。

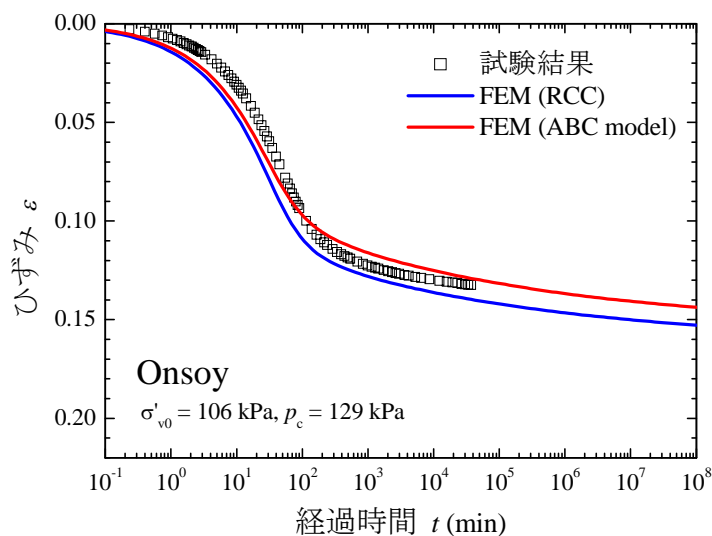


図 6.7.4 ひずみの計算結果

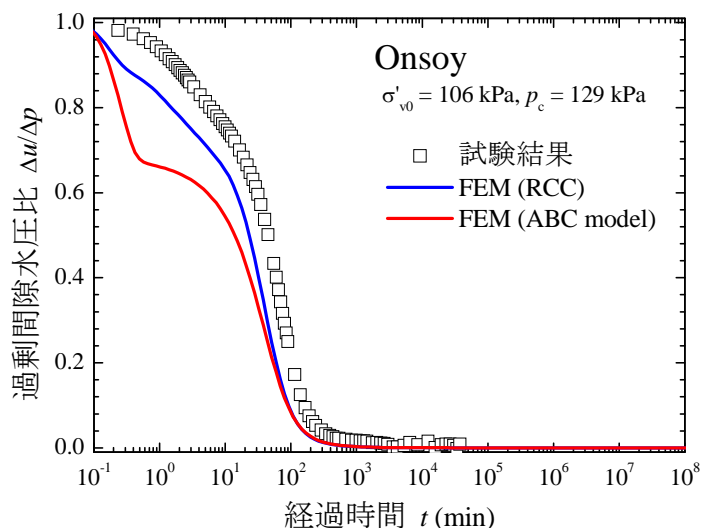


図 6.7.5 間隙水圧の計算結果

## 6.7.3簡易モデルによる圧密沈下計算

第3章(3.6.3節)に示したように、構造係数 $A$ を与えることにより圧縮曲線を作成することが可能である(図3.6.6)。作成した圧縮曲線を用いて、実際に圧密計算を行った。一般的な海成粘土の物性値として液性限界 $w_L=100\%$ 、土粒子の密度 $\rho_s=2.70\text{ g/cm}^3$ 、圧密降伏応力 $p'_c=100\text{ kPa}$ の場合に、構造係数 $A$ が0.15(区分IV:著しく構造を有する)、0.05(区分III:高位な構造を有する)、0.00(区分II:堆積構造の影響は弱い)のときの圧縮曲線を用いることとした。これらの定数を基に、作成した圧縮曲線を図6.7.6に示す。また、有効土被り圧は、沿岸域の海成粘土の標準的な過圧密比を考慮し、 $\sigma'_{v0}=80\text{ kPa}$ とした。ただし、 $e-\log p'$ 関係は応力ひずみ関係に換算する必要があるが、室内試験結果(圧密試験結果)と同程度のひずみ量とするため、ひずみは圧密圧力 $p'=1\text{ kPa}$ のときの間隙比を初期値 $e_0$ として算出することとした。

なお、透水係数については間隙比の関数として表現されることから、大阪湾粘土の再構成試料の間隙比 $e\sim$ 透水係数 $\log_e k$ 関係を用いて、有効土被り圧相当の際の透水係数 $k$ ならびに $e-\log k$ 関係の勾配 $c_k(=\Delta\log k/\Delta e=0.4)$ を用いた。

上述した入力条件をまとめ、構造係数 $A$ ごとに表6.7.2に示す。

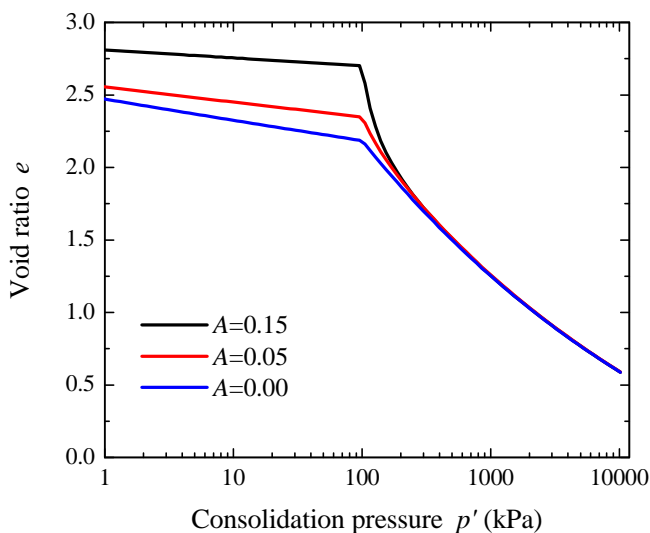
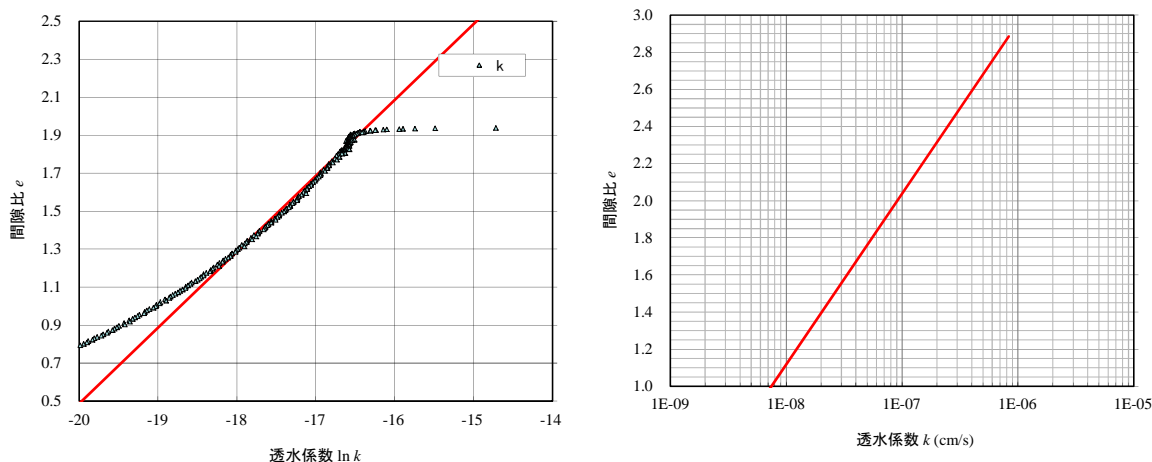


図 6.7.6 様々な構造係数 $A$ の際の圧縮曲線



(a)  $e-\log k$ 関係(試験結果)

(b)  $e-\log k$ 関係(拡大, 横軸変更)

図 6.7.7 設定した $e-\log k$ 関係

表 6.7.2(a) 入力定数 (構造係数  $A = 0.15$ )

|     |                               |       |        |                            |                      |
|-----|-------------------------------|-------|--------|----------------------------|----------------------|
| 物性  | 土粒子密度 $\rho_s, \text{g/cm}^3$ | 2.70  | アイソタック | $p'_{cL}, \text{kPa}$      | 70.0                 |
|     | 液性限界 $w_L, \%$                | 100   |        | $c_1$                      | 0.935                |
| 構造  | 構造係数 $A$                      | 0.15  | 透水     | $c_2$                      | 0.111                |
|     | 収れん係数 $B$                     | 3.79  |        | $k, \text{cm/s}$           | $6.0 \times 10^{-7}$ |
|     | 膨張係数 $C$                      | 0.006 |        | $c_k$                      | 0.4                  |
| USC | $a$                           | 0.150 | 応力状態   | $\sigma'_{v0}, \text{kPa}$ | 80.0                 |
|     | $b$                           | 1.85  |        | $e_0$                      | 2.70                 |

表 6.7.2(b) 入力定数 (構造係数  $A = 0.05$ )

|     |                               |       |        |                            |                      |
|-----|-------------------------------|-------|--------|----------------------------|----------------------|
| 物性  | 土粒子密度 $\rho_s, \text{g/cm}^3$ | 2.70  | アイソタック | $p'_{cL}, \text{kPa}$      | 70.0                 |
|     | 液性限界 $w_L, \%$                | 100   |        | $c_1$                      | 0.935                |
| 構造  | 構造係数 $A$                      | 0.05  | 透水     | $c_2$                      | 0.111                |
|     | 収れん係数 $B$                     | 2.25  |        | $k, \text{cm/s}$           | $2.0 \times 10^{-7}$ |
|     | 膨張係数 $C$                      | 0.013 |        | $c_k$                      | 0.4                  |
| USC | $A$                           | 0.150 | 応力状態   | $\sigma'_{v0}, \text{kPa}$ | 80.0                 |
|     | $B$                           | 1.85  |        | $e_0$                      | 2.36                 |

表 6.7.2(c) 入力定数 (構造係数  $A = 0.00$ )

|     |                               |       |        |                            |                      |
|-----|-------------------------------|-------|--------|----------------------------|----------------------|
| 物性  | 土粒子密度 $\rho_s, \text{g/cm}^3$ | 2.70  | アイソタック | $p'_{cL}, \text{kPa}$      | 70.0                 |
|     | 液性限界 $w_L, \%$                | 100   |        | $c_1$                      | 0.935                |
| 構造  | 構造係数 $A$                      | 0.00  | 透水     | $c_2$                      | 0.111                |
|     | 収れん係数 $B$                     | 1.73  |        | $k, \text{cm/s}$           | $1.5 \times 10^{-7}$ |
|     | 膨張係数 $C$                      | 0.019 |        | $c_k$                      | 0.4                  |
| USC | $a$                           | 0.150 | 応力状態   | $\sigma'_{v0}, \text{kPa}$ | 80.0                 |
|     | $b$                           | 1.85  |        | $e_0$                      | 2.20                 |

これらの土質定数を用いることにより、層厚 2 cm とするとき、有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  から  $p'_c$  の 2 倍となる圧力 ( $p' = 200 \text{ kPa}$ ) となるように载荷した際に発生する沈下量、間隙水圧を求めた。

様々な構造係数  $A$  についての計算結果について、図 6.7.8、図 6.7.9 に示す。構造係数  $A$  が大きいほど高間隙状態からの変形となるため、発生する沈下量は大きくなる。 $10^7$ 分経過時点では、 $A=0.15$  のケースにおいて  $A=0.00$  のケースの 2.3 倍程度の沈下量が発生している。

一方、発生する過剰間隙水圧は、 $A$  が大きいほど一時的な停滞現象が顕著となり、最終的な消散に要する時間も長くなっていることが分かる。初期値として設定した透水係数は、 $A$  が大きいほど大きく設定しており、間隙水圧の消散現象は、透水係数の大小の単純な議論ではないといえる。

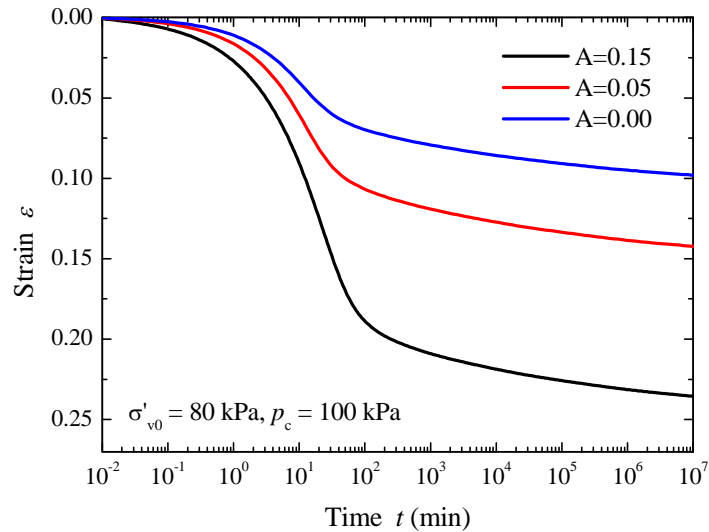


図 6.7.8 ひずみの計算結果

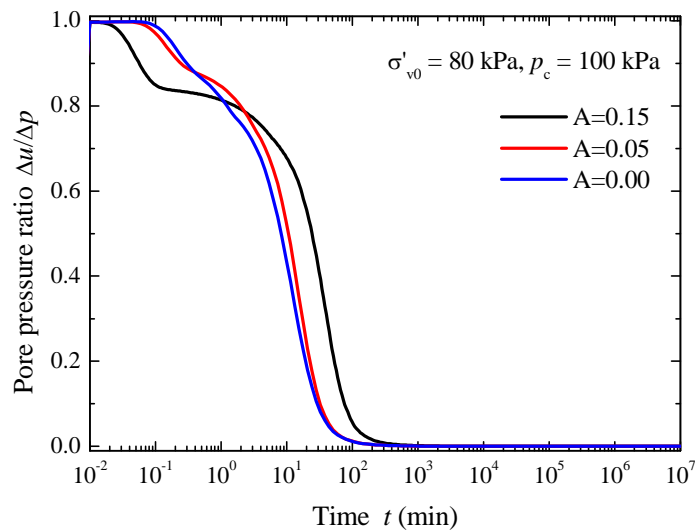


図 6.7.9 間隙水圧の計算結果

## 6.8 本章の結論

### 6.8.1 分割型圧密試験結果に見られる層厚の影響

分割型圧密試験を実施することにより、自然堆積粘土の圧密挙動について検討した。その結果、得られた知見を以下にまとめた。

- H=200mm までの試験結果を含め、過剰間隙水圧挙動はいずれの層厚のケースも概ね合致しており、圧密時間に関する  $H^2$  則が成立すると考えられた。
- 分割型圧密試験を実施した結果、Ma12 の高い圧縮性が、過剰間隙水圧の停滞現象として確認された。いずれの個別の要素においても、 $p_c$  程度の有効応力にて停滞現象が確認された。
- 構造の発達した Louiseville 粘土でも上記のような性状が確認され、これも分割要素の圧密降伏によると考えられた。

### 6.8.2 ひずみ速度依存性と二次圧密挙動に関するシミュレーション

アイソタックモデルを用いて、過剰間隙水圧挙動は理論解に従うとする差分法による簡易計算を実施した結果、以下の事項が明らかとなった。

- アイソタックパラメータと基準圧縮曲線を用いて、過剰間隙水圧の評価に理論解をそのまま適用して有効応力を求める手法により、簡便な沈下計算ができることを示した。基準圧縮曲線が一つ、アイソタックのパラメータ4つ ( $c_1$ ,  $c_2$ ,  $p_{cL}$ ,  $C_{se}$ ) および間隙水圧挙動を表現するパラメータが一つ ( $c_v$ ) あれば計算可能であった。
- 得られる結果はアイソタックパラメータ、基準圧縮曲線に最も支配されるが、全体の予測精度の向上には  $c_v$  の設定、つまり間隙水圧挙動の再現精度が鍵となる。今後は、理論解を用いるだけではなく、連成解析の導入の必要性について考えられた。
- $p_c$  の下限値の有無にかかわらず、層厚の異なる計算結果は仮定 B タイプとなる。ただし、沈下の終息を表現しており、 $p_c$  に下限値があるとする方が現実的と考えられた。

また、FEM による土/水連成解析を行った結果より、得られた知見を以下に示す。

- 長期圧密試験から大阪湾粘土に対して設定したアイソタックパラメータを用いて、各地層の長期圧密試験をシミュレートしたところ、正規圧密領域のデータが充実している Ma13 ならびに Ma12 については良好に表現できた。Ma4 については、圧密初期にやや乖離が見られるものの、比較的良好に表現できた。しかしながら、Ma10 については、 $p_c$  の2倍に満たない載荷圧力の試験結果を基にしていることや、供試体のばらつきなどに起因して、やや精度が劣るシミュレーション結果しか得られなかった。このことから、精度の高い予測のためには、代表的均質な試料を選定し、かつ、正規圧密領域となる圧力で実施した長期圧密試験結果からアイソタックパラメータを設定すべきであることが示唆された。
- 一方、構造が高位な洪積粘土である Ma12 の分割型圧密試験（層厚 100 mm, 片面排水）をシミュレートした結果、沈下挙動、間隙水圧消散挙動とも良好に表現できた。
- 特に、Ma12 ならびに Louiseville 粘土は構造が発達した自然堆積粘土であり、分割要素の圧密降伏に起因すると考えられる過剰間隙水圧挙動に顕著な変曲点が認められた。今回の計算では、このような挙動も再現することができた。
- Ma12 を対象として、得られたアイソタックパラメータおよび共通のパラメータの差異が計算結果に及ぼす影響について確認した。その結果、共通パラメータを用いても、ひずみ速度～正規化した  $p_c$  の関係が概ね同じであれば、実用的には十分な精度で計算できることがわかった。
- 構造の程度を表現するパラメータを導入した簡易モデルを用いて基準圧縮曲線を作成し、

同様の計算を行った。その結果、沈下ひずみは1%程度の誤差の範囲内で概ね表現することができたが、間隙水圧については、圧密降伏応力付近で実際以上に圧縮性を誇張したことによると考えられる差異が認められた。

- ・ 粘土試料の物理的特性である液性限界、土粒子の密度に加え、圧密試験結果 ( $e - \log p$  関係、圧密降伏応力  $p_c$ ) があれば、アイソタック概念に基づく沈下予測計算が可能であることを示した。ただし、圧密降伏応力付近で実際以上に圧縮性を誇張したことによると考えられる差異が認められた。このため、アイソタックモデルで沈下予測計算を行う場合には、直接試験結果を整理した基準圧縮曲線 RCC を圧縮曲線に用いる方が予測精度という点では確保されるものと考えられる。

## 第6章の参考文献

- 1) Tanaka, H.: Consolidation behavior of natural soils around pc value –Inter connected oedometer test–, *Soils and Foundations*, 45(3), 97 – 105, 2005.
- 2) 網干寿夫, 松田博: 粘土の二次圧密と沈下解析, *土と基礎*, 29(3), 19 – 24, 1981.
- 3) 姜敏秀, 土田孝, 渡部要一, 田中洋行, 宮島正悟: 分割型圧密試験による構造を有する洪積粘性土の圧密挙動, *港研報告第40巻第2号*, 23-44, 2001.
- 4) Tanaka, H.: Consolidation behavior of natural soils around pc value –Long term consolidation test–, *Soils and Foundations*, 45(3), 83 – 95, 2005.
- 5) Watabe, Y., Udaka, K. and Morikawa, Y.: Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka Bay clay, *Soils and Foundations*, 48(4), 495 – 509, 2008.
- 6) 田中洋行, 渡部要一, 宇高薫, 野坂知正, 田端竹千穂: 大阪湾洪積粘土の圧密特性に及ぼす層厚の影響, 第39回地盤工学研究発表会, 907- 908, 2004.
- 7) 渡部要一, 宇高薫, 小林正樹, 田端竹千穂, 水谷崇亮: 大阪湾粘土のひずみ速度依存性と二次圧密挙動に関するシミュレーション, 第42回地盤工学研究発表会, 271 - 272, 2007.
- 8) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂), 技報堂, 1984.
- 9) 小林正樹: 有限要素法による地盤の安定解析, 運輸省港湾技術研究所報告, 第23号巻第1号, 1984.
- 10) 渡部要一, 小林正樹, 江村剛, 田端竹千穂, 宇高薫: 大阪湾粘土の圧密沈下挙動に対するアイソタックによる土～水連成解析, 第43回地盤工学研究発表会, 849 - 850, 2008.
- 11) Mesri, G. and Choi, Y. K.: The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship, *Proc. 11th ICSMFE*, Vol. 2, pp. 587 – 590, 1985.
- 12) Leroueil, S. and Le Bihan, J. P.: An approach for the determination of the preconsolidation pressure in sensitive clays, *Can. Geotech. J.*, 17, 446 – 453, 1980.



## 7. 結論

### 7.1 成果のまとめ

本研究により得られた知見をまとめ、以下に列挙する。

1. 粘土の一次元圧縮特性 ( $e$ - $\log p$  曲線) を用いたモデル化により、いくつかの自然堆積粘土の堆積構造の影響を定量的に評価することを試みた。具体的には、圧密圧力が十分に大きいときの圧縮曲線 (究極基準圧縮曲線 USC) と、それからの乖離の程度を表すパラメータを組み合わせた簡易なモデルを提案した。モデルは、USC を表現するパラメータ  $a$  と  $b$ 、USC から乖離の程度を表す構造係数  $A$ 、USC に回帰する過程を表す収れん係数  $B$ 、過圧密領域の  $\ln v$ - $\ln p$  関係を表す膨張係数  $C$  を用いた。
2. 今回調べた 10 種類の海成粘土の構造係数  $A$  の範囲から、海成粘土の構造の影響を以下のように分類することができた。
  - 区分Ⅳ：著しく高位な構造を有する ( $A > 0.15$ )
  - 区分Ⅲ：高位な構造を有する ( $0.05 < A < 0.15$ )
  - 区分Ⅱ：堆積構造の影響は弱い ( $-0.05 < A < 0.05$ )
  - 区分Ⅰ：攪乱などにより構造が低位な粘土 ( $A < -0.05$ )
3. 5 種類の海成粘土について、セメント添加率と一軸圧縮強さの直線関係を用いて強度発現に必要な最小セメント添加率  $c_0$ (%) を求め、 $c_0$  を基準とした少量のセメントを添加し一次的に圧密した試料を作製して、一連の圧密試験を行った。この結果、セメント添加率が  $(c_0 - 2.0)\%$  から  $(c_0 - 3.0)\%$  として再圧密した試料において、圧密降伏応力付近の圧密圧力で圧縮指数が最大となり、圧密圧力の増加とともに逡減してセメントを添加しないときの圧縮指数にほぼ等しくなるという圧縮特性を示した。
4. 一軸圧縮強さの発現に必要な最小セメント添加率  $c_0$ (%) を求め、再構成粘土に  $(c_0 - 2.0)\%$  から  $(c_0 - 3.0)\%$  のセメントを添加して再圧密することにより、構造係数  $A$  が 0.1 程度 (構造が高位) の自然粘土の圧縮曲線と類似する圧縮曲線を示す粘土を室内で作製できるといえる。
5. アイソタック概念に基づく整理をするため、基準となる圧縮曲線について、定ひずみ速度圧密試験結果に基づき、弾性成分を差し引いた粘塑性ひずみ  $\varepsilon_{vp}$  を算出した上で、以下の式で定義した。

$$\frac{p'}{p'_c} = f(\varepsilon_{vp})$$

得られたひずみ速度  $\dot{\varepsilon}$  ~ 圧密降伏応力  $p_c$  関係について、 $p_c$  に下限値  $p_{cl}$  が存在するものとして、定数  $c_1$ 、 $c_2$  を用いて次式を用いて定式化した。

$$\ln \frac{p'_c - p'_{cl}}{p'_{cl}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\varepsilon}_{vp}$$

ここに、 $c_1$  はひずみ速度が極めて速い  $\dot{\varepsilon}_{vp} = 1$  のときの切片を表現し、 $c_2$  はその時の勾配を表現している。3 つ目のパラメータは、ひずみ速度が十分遅くなった際に、圧密降伏応力  $p_c$  が取り得る下限値として定義するものである。

6. 段階载荷による圧密試験を多用する工学的見地から、24 時間後の  $\dot{\varepsilon}_{vp}$  を基に設定し、 $p'_{cl}/p'_{colt} = 0.70$  とした。この場合、パラメータ  $c_1 = 0.93$ 、 $c_2 = 0.107$  となる。
7. 上述したアイソタックの関係式について、国内外の様々な粘土に対し、その分布範囲を確認したところ、ひずみ速度が比較的早い  $1 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$  以上の領域でばらつきが大きいものの、概ね一つの曲線に集約されることが判明した。室内試験結果のみならず、現地の計測結果についても適用できそ

うなことが分かった。

8. 長期圧密試験結果より粘塑性ひずみに関する二次圧密係数  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}$  と、粘塑性ひずみ  $\varepsilon_{vp}$  で表した圧縮指数  $C_{c\varepsilon_{vp}}(p'/p'_c) = \Delta\varepsilon_{vp}/\Delta\log(p'/p'_c)$  とを用いて、 $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{c\varepsilon_{vp}}$  を算出した。 $\dot{\varepsilon}_{vp}$  との関係に整理すると、 $\dot{\varepsilon}_{vp}$  の減少と共に  $C_{\alpha\varepsilon_{vp}}/C_{c\varepsilon_{vp}}$  は減少し、 $C_{\alpha}/C_c$  は一定でないことが示された。ただし、深度分布として整理すると、 $0.039 \pm 0.003$  と極めて狭い範囲に分布し、Mesri and Castro (1987)の知見と整合した。
9. 層厚  $H = 200$  mm までの分割型試験の結果を含め、過剰間隙水圧挙動はいずれの層厚のケースも概ね合致しており、圧密時間に関する  $H^2$  則が成立すると考えられた。
10. 構造の発達した Louisville 粘土や大阪湾粘土 Ma12 では、高い圧縮性が、過剰間隙水圧の停滞現象として確認された。これは、分割要素の圧密降伏によると考えられた。
11. アイソタックパラメータと基準圧縮曲線を用いて、過剰間隙水圧の評価に理論解をそのまま適用して有効応力を求める手法により、簡便な沈下計算を実施した。 $p_c$  の下限値の有無について比較した結果、いずれの場合も層厚の異なる計算結果は仮定 B タイプとなる。ただし、沈下の終息を表現しており、 $p_c$  に下限値があるとする提案モデルの方が現実的と考えられた。
12. 長期圧密試験結果を再現した結果、比較的良好に表現できた。しかしながら、十分に正規圧密領域とならない载荷圧力の範囲での試験結果や、供試体の物性にばらつきなどが想定される場合には、その再現精度が劣ることが判明した。
13. 上述した Ma12 ならびに Louisville 粘土といった構造が発達した自然堆積粘土の分割型圧密試験結果についても、連成計算では過剰間隙水圧挙動に顕著な変曲点が再現することができた。
14. Ma12 を対象として、得られたアイソタックパラメータおよび共通のパラメータの差異が計算結果に及ぼす影響について確認した。その結果、共通パラメータを用いても、ひずみ速度～正規化した  $p_c$  の関係が概ね同じであれば、実用的には十分な精度で計算できることがわかった。
15. 構造の程度を表現するパラメータを導入した簡易モデルを用いて基準圧縮曲線を作成し、自然堆積粘土 Onsøy (オンソイ) 粘土に対して同様の計算を行った。その結果、沈下ひずみは 1% 程度の誤差の範囲内で概ね表現することができたが、間隙水圧については、圧密降伏応力付近で実際以上に圧縮性を誇張したことによると考えられる差異が認められた。
16. 粘土試料の物理的特性である液性限界、土粒子の密度に加え、圧密試験結果 ( $e - \log p$  関係、圧密降伏応力  $p_c$ ) があれば、提案した簡易モデルによる圧縮曲線がモデル化でき、アイソタック概念に基づく沈下予測計算が可能であることを示した。

## 7.2 今後の課題

本研究により、ある一定の成果は得られたが、今後に残された課題についてまとめ、以下に列挙する。

1. 構造の評価に用いた  $e - \log p$  関係で表現した簡易モデルでは、圧密試験結果より得られる圧密降伏応力  $p_c$  を定め、過圧密領域、正規圧密領域を明確に意識したものである。このため、一般に圧密試験結果に見られる、過圧密領域から圧密降伏する際の遷移的な挙動は表現できない。
2. 少量のセメントを添加した試料では、今回の方法では構造がきわめて高位な粘土（構造係数  $A$  が 0.2 程度）の圧縮曲線を示す粘土を作製することはできなかった。
3. 室内試験におけるセメント添加の効果と、自然地盤におけるセメンテーションによる効果の定量的な関係が不明のままである。長期圧密問題にセメンテーションの効果を検討するためには、今後もデータを蓄積し、さらなる検討が必要である。
4. 構造係数  $A$ 、収れん係数  $B$  および膨張係数  $C$  を用いた簡易モデルについて、アイソタックモデルへの適用性を確認したところ、圧密降伏応力付近で実際以上に圧縮性を誇張したことによると考えられる差異が認められた。このため、アイソタックモデルで沈下予測計算を行う場合には、直接試験結果を整理した基準圧縮曲線  $RCC$  を圧縮曲線に用いる方が予測精度という点では確保されるものと考えられる。
5. 除荷膨張およびその後の再載荷による沈下過程については、モデル化できていない。膨張過程、再沈下過程がアイソタック概念で説明可能かを含め、今後も検討が必要である。

## 謝辞

本論文は、広島大学大学院工学研究科社会基盤環境工学専攻の土田孝教授のご指導の下に実施した研究成果を取りまとめたものです。本研究の実施に際して、ご指導ならびにご支援をいただきました皆様に深く感謝いたします。

広島大学大学院土田教授には、研究の全般にわたってご指導いただきました。社会人過程ということで、入学後も長期休学したり、休日ゼミを行っていただいたりと、業務と言っては先生にご迷惑をおかけしてまいりましたが、いつも暖かく導いていただきました。

広島大学大学院藤井堅教授、河合研至教授、一井康二准教授、北海道大学大学院田中洋行教授には、本論文の審査をいただき、論文作成に際して有益なご助言をいただきました。

港湾空港技術研究所の渡部要一チームリーダーには、筆者が派遣職員というかたちで久里浜の港空研内に間借りして以来、常にご指導をいただいております。当該研究成果の長期圧密に関する内容は、渡部チームリーダーにご指導いただきながらなし得たものです。

沿岸技術研究センターの小林正樹顧問には、地盤解析プログラム GeoFEM の開発者ということで、アイソタックが導入されたプログラムを開発いただきましたほか、数値解析を含めて、研究全般の方向性についてご指導いただきました。また、研究期間中、渡部チームリーダーに同行させていただき、カナダケベック州の Labal 大学の Serge Leroueil 教授を訪問する機会をいただきました。数日のディスカッションに同席させていただいた際に受けた、アイソタックの第一人者である先生に直接ご指導いただけるという感動は、忘れることができません。

関西国際空港土地保有株式会社の江村剛氏には、筆者の所属する応用地質株式会社のお客様ではございましたが、本研究を取りまとめるに当たり、筆者等が行った試験結果の使用についてご快諾いただきました。また、関西国際空港 2 期地盤挙動共同研究管理委員会に際しては、港湾空港技術研究所の森川嘉之チームリーダー、水谷崇亮チームリーダー、山路徹チームリーダーと、共同研究業務のご担当いただいた皆様に深く感謝申し上げます。

港湾空港技術研究所の田中政典特別研究官、佐々チームリーダーには、研究室にお伺いした際、いつも暖かいお言葉、ご助言を賜りました。

佐々木康広島大学名誉教授には、大学院博士課程前期にてご指導いただいております。お会いするたびに激励を賜りました。

広島大学工学部地盤研究室を卒業されました、平本真也氏、今井遥平氏、千葉力氏には数多くの試験データをご提供いただきました。また、事務処理では上田温子氏に大変お世話になりました。

本研究は、応用地質株式会社に在籍しながら実施したものです。港空研にて業務を行う機会をいただいた利藤房男品質管理部長、前任の大向直樹氏、室内試験の手解きをいただいた野坂知正氏、後任で筆者が最もご負担をかけた渡部有氏の皆様に、深く感謝いたします。特に、広島大学大学院社会人特別選抜の入学に際し、当時の上司である長瀬雅美常務、広島までごあいさつに同行いただきました村上弘行センター長、和田昌樹部長には言葉に尽くせない多大なるご協力をいただきました。さらに、現所属先であるエンジニアリング本部の堂元史博統轄支社長、塚元伸一副本部長、コンサルティング二部新清晃部長、佐藤喜一郎グループリーダーには、業務を遂行しながら研究を継続するうえで、ご理解とご協力をいただきました。また、コアラボ試験センターの三上武子専門職には、研究で行き詰った際にいつも激励いただきました。

他にも、たくさんの方々にご指導、ご協力を賜りました。皆様方に深く感謝申し上げます。

最後に、大学院での研究生活において、様々な局面で支えてくれた妻と子供たち、両親、兄たちに心より感謝申し上げます。