

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

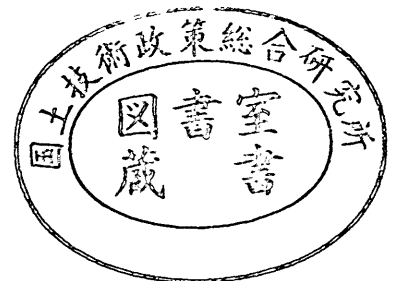
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 38

NO. 3

Sept. 1999

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 38 卷 第 3 号 (Vol. 38, No. 3), 1999 年 9 月 (Sept. 1999)

目 次 (CONTENTS)

1. Nonlinear Model for Wave Fields with Current
..... Md. Hasanat ZAMAN and Tetsuya HIRAISHI 3
(流れが考慮できる非線形波浪の計算モデルについて
..... エムディ・ハサナット ジャーマン・平石哲也)
2. 液化した砂地盤による消波システムの開発
... 姜 閔求・高橋重雄・山本 悟・三浦裕信・高野忠志・下迫健一郎・鈴木高二朗 29
(Development of a New Wave Absorbing System Using a Sand Liquefaction
..... Yoon-Koo KANG, Shigeo TAKAHASHI, Satoru YAMAMOTO, Hironobu MIURA,
Tadashi TAKANO, Ken-ichiro SHIMOSAKO and Kojiro SUZUKI)
3. 海面水位の変動が内湾域への水環境に及ぼす影響
— 大船渡湾での貧酸素水塊の形成と消滅機構 —
..... 日比野忠史・豊田政史・西守男雄・細川恭史・鶴谷広一 91
(Consequence of Sea level Distribution for an Estuary Environment along Japanese Coastal Waters
— Generation and Breakdown Mechanisms for Anoxic Layers in Ohfunato Bay —
..... Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Dan-o NISHIMORI, Yasushi HOSOKAWA
and Hiroichi TSURUYA)
4. 数値処理からみた CVM (仮想評価法) の信頼性分析
— 船舶事故による流出油対策の評価への適用事例 —
..... 鈴木 武 125
(An Analysis on the Reliability of CVM in Data Treatment Process
— The Application to Value the Countermeasures against Oil Spill Caused by Ship Accidents —
..... Takeshi SUZUKI)
5. 海成粘土地盤の間隙比 - 有効土被り圧関係に関する統一的な解釈
..... 土田 孝 153
(Unified Interpretation on the Void Ratio-Overburden Pressure Relationship of Marine Deposits
..... Takashi TSUCHIDA)

6. 低改良率で改良された杭式深層混合処理地盤の鉛直支持力
..... 北誥昌樹・中村 健・森永真朗・宇高 泰 181
(Centrifuge Model Tests on Bearing Capacity of Column Type DMM Ground with Low
Improvement Ratio
..... Masaki KITAZUME, Takeshi NAKAMURA, Masao MORINAGA and Yasushi UDAKA)
7. コンテナターミナルにおける荷繰り最小化による荷役効率化
..... 門前唯明・田邊俊郎・中島 晋 199
(Increasing the Container-Handling Efficiency by Minimizing of Rehandling at a Container Terminal
..... Tadaaki MONZEN, Toshiro TANABE and Susumu NAKASHIMA)
8. ファジィ制御および泥水リサイクルによるドラグサクシオン浚渫船の高効率化
..... 加藤英夫・谷本裕史・原田貴久 209
(Efficiency Improvement of Trailing Suction Hopper Dredger by Soil-water Mixture Recycling
System and Automatic Operation System with Fuzzy Control
..... Hideo KATO, Hirofumi TANIMOTO and Takahisa HARADA)

海成粘土地盤の間隙比—有効土被り圧関係に関する統一的な解釈

土 田 孝

要 旨

本論文では、海成粘土地盤の間隙比と土被り圧の関係を統一的に説明することを試みた。主な結論は以下のとおりである。

- 1) 多数の海成粘土の圧密試験結果を解析した結果、粘土の初期含水比と圧密圧力が十分大きいときに最終的に収束する圧密圧力と間隙比（あるいは体積比）の関係が存在するがわかった。この関係を究極基準曲線（USC）と呼ぶが、USCは土の液性限界のみでおおよそ決定することができる。
- 2) 特定の初期間隙比で繰り返した状態から圧密を開始したときの $e\text{-log}p$ 曲線は圧密圧力が増加するとともにUSCに漸近し、最終的に一致する。この間の $e\text{-log}p$ 関係を定式化し、粘土の液性限界と初期間隙比が与えられれば年代効果が無いときの $e\text{-log}p$ 関係が計算できることを示した。
- 3) 既往の実験結果と海底地盤表層の間隙比のデータから、海底地盤において圧密が開始するときの初期間隙比が液性限界の1.5~2倍前後であると推定した。この条件を用いて計算した $e\text{-log}p$ の基準曲線は、海底地盤表層の間隙比—土被り圧関係とほぼ一致する。
- 4) 広範囲の土の間隙の状態を表現する体積比指数 I_{sv} を提案した。初期含水比を液性限界の1.5~2.0倍として計算した基準圧縮曲線の体積比を I_{sv} に変換することにより、海成地盤を対象とした一つの基準の土被り圧—体積比指数関係を求めることができる。
- 5) 自然海底地盤の体積比指数と土被り圧の関係を $I_{sv}\text{-log}p$ 座標上にプロットすると、深度10m以浅の沖積地盤の場合はほぼ基準圧縮曲線上にあり、間隙比に関してセメンテーション構造の影響はみられない。大阪湾の海底地盤では深層部の洪積粘土地盤の体積比指数が海底地盤の基準圧縮曲線の値よりも大きく、これらの地盤では年代効果によって高位化した構造を持っていると判断される。

キーワード：粘土，海底地盤，圧縮，圧密，間隙比，洪積粘土

* 土質部土性研究室長

横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所

電話：0468-44-5021 FAX：0468-44-4577 E-mail：tsuchida@cc.phri.go.jp

Unified interpretation on the void ratio-overburden pressure relationship of marine deposits

Takashi TSUCHIDA

Synopsis

Unified model of e -log p relationship of clays was proposed, which consists of ultimate standard compression curve, USC and the standard e -log p curves from the initial void ratio SCe_0 . Both curves are determined mainly by the liquid limit, the void ratio at the very beginning of consolidation and the sensitivity of clay. The uniqueness of USC was examined by the consolidation data of 18 marine clay including Japan and South East Asia and Europe. Further, the theoretical background of USC was given. Considering the effects of waves and currents, the void ratio of marine clay when the consolidation starts seems to be 1.5-2.0 times of the liquid limit. By using the proposed model and the assumed initial void ratio, the interpretation on the natural void ratio of marine deposit seabed is given. The specific volume index I_{SV} , which is defined as $\log(e+1)/\log(e_L+1)$, is newly proposed to normalize the compression curves of clays of different plasticities. In I_{SV} -overburden pressure relationship, a unique standard sedimentation compression curve is obtained based on the SCe_0 .

Keywords : clay, marine deposit, compression, consolidation, void ratio, pleistocene clay

* Head, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division
3-1-1, Nagase, Yokosika, 239-0067, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport
Tel : 0468-44-5021 Fax : 0468-44-4577 E-mail : tsuchida@cc.phri.go.jp

目 次

1. はじめに	157
2. 海成粘土の基準圧縮曲線	157
2.1 究極基準圧縮曲線	157
2.2 18種類の粘土における圧密試験結果から求めた究極基準圧縮曲線	161
2.3 究極基準曲線と液性限界の関係	164
3. ある初期間隙比から圧密が始まるときの基準圧縮曲線	166
3.1 初期間隙比 e_0 で練り返したときの有効応力	166
3.2 攪乱を受けた粘土の再圧密時の圧縮曲線	167
3.3 特定の初期体積比から圧密を開始したときの基準圧縮曲線	168
3.4 種々の液性限界と初期間隙比における e - $\log p$ 関係の計算例	169
4. 海底地盤が形成されるとき初期状態	169
5. 海底地盤における空隙比(体積比)と有効土被り圧力の関係	172
5.1 パーランドによる固有圧縮線と堆積圧縮線	172
5.2 大阪湾粘土の有効土被り圧と自然空隙比の関係	173
5.3 体積比指数と土被り圧の関係	174
6. 結論	177
謝 辞	177
参考文献	178
記号表	179

1. はじめに

土質工学では、地盤の現在の状態が建設工事などによってどのように変化するか（変形するとか、破壊するとか）が主要な問題であって、地盤がどういう過程を経て現在の状態に至っているのかには、それほど関心がない。軟弱地盤の沈下を例にとると、埋立によって地盤の間隙比が現在の値 e_0 から Δe だけ変化するということがわかれば沈下量 s は式 $s = \Delta e / (1 + e_0)$ によって計算できる。これで十分であって、「なぜ現在の地盤の間隙比が e_0 であって他の値でないのか。」ということはほとんど問題にならないのである。一方、現在の地盤がどのように形成されたかを研究するのは地質学の仕事であるが、マクロな視点からの形成過程を調べることを主としており、地盤の現在の間隙比や含水比を定量的に説明するには至っていないのが現状である。

しかし、地盤の間隙比を単に設計のための与条件とするのではなく、地盤の堆積過程と関連づけることにより、深度（土被り圧）と間隙比あるいは含水比の現在の関係を合理的に解釈できるならば、地盤の力学特性をより深く理解できると考えられる。本論文は、多くの海成粘土の e - $\log p$ 関係と自然地盤の土被り圧-間隙比（含水比）の関係を統一的に説明することを試みたものである。

2. 海成粘土の基準圧縮曲線

2.1 究極基準圧縮曲線

土の圧縮特性は、一般に間隙比 e と圧密圧力 p の関係を示す e - $\log p$ 曲線で表現される。図-1(a)は練り返し再圧密した大阪湾沖積粘土の e - $\log p$ 関係である。図のように正規圧密領域では間隙比 e と $\log p$ がほぼ直線関係を示しており、圧縮指数 $C_c = \Delta e / (\Delta \log p)$ を容易に求めることができる。このような e - $\log p$ 関係は土質力学の教科書で説明される代表的なものであり、圧縮指数 C_c は重要な設計定数となっている。図-1(b)は大阪湾泉州沖の洪積粘土の e - $\log p$ 関係である¹⁾。大阪湾の洪積粘土は、セメンテーションによる構造が発達していることが知られており、圧密降伏圧力の直後に非常に大きな圧縮性を示すため e - $\log p$ 関係が下に凸の形状となり正規圧密領域においても直線にならない。実務的にはもっとも圧縮性が大きい圧密降伏圧力の直後の挙動が重要であるので、圧縮指数 C_c は e - $\log p$ 曲線の最急勾配から求られている。

不攪乱試料に 15% と 30% の初期せん断ひずみを与え

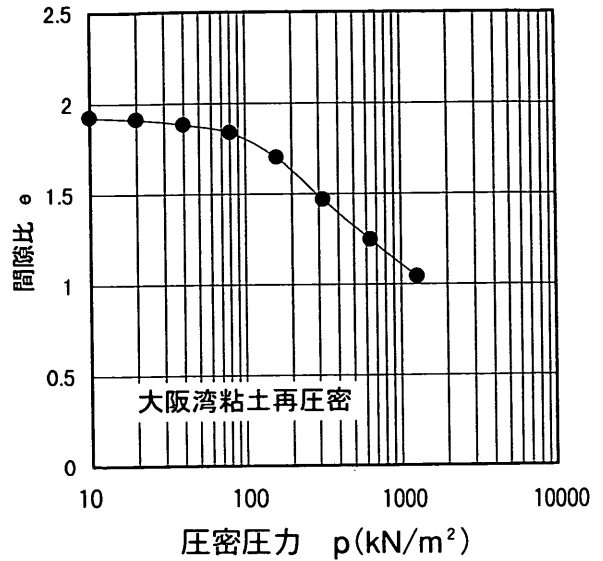


図-1(a) 練り返し粘土の e - $\log p$ 曲線

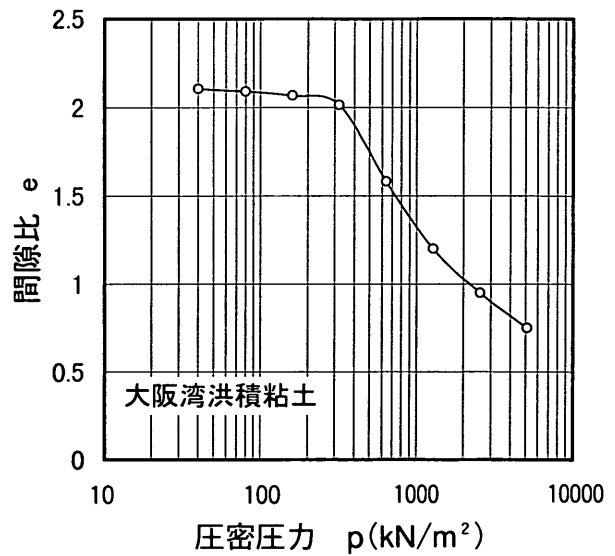


図-1(b) 不攪乱洪積粘土の e - $\log p$ 曲線

たり、練り返すことによって人工的に乱れを与え、その後圧密したときの e - $\log p$ 関係を比較したのが図-1(c)である²⁾。図のように、圧密前にせん断ひずみを与えられた試料では e - $\log p$ 関係の曲がりがない直線関係を示さない。図-1(d)は熊本港粘土を初期含水比 400% の状態で練り返してから圧密したときの e - $\log p$ 曲線である³⁾。圧密圧力が 0.01 kN/m^2 から 1000 kN/m^2 までの e - $\log p$ 関係は下に凸であって明らかに直線ではない。このように非常に有効応力の小さい高含水比の状態から圧密したときの e と $\log p$ 関係が直線にならないことはよく知られており、この場合は間隙比ではなく体積比 f (=

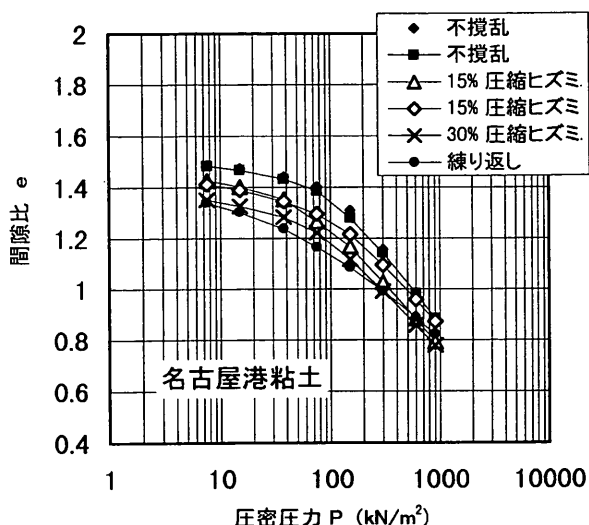


図-1(c) 乱れを与えたときの粘土の e - $\log p$ 曲線²⁾

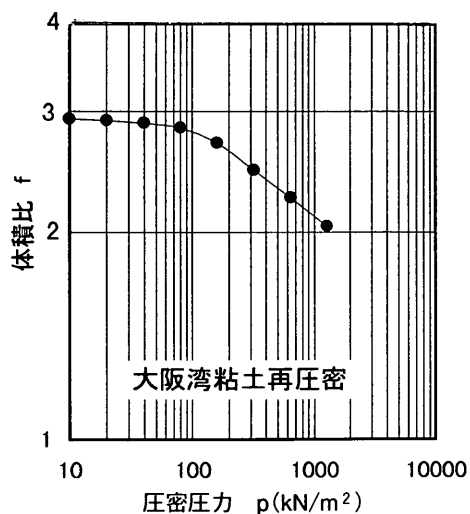


図-2(a) 繰り返し粘土の $\log f$ - $\log p$ 曲線

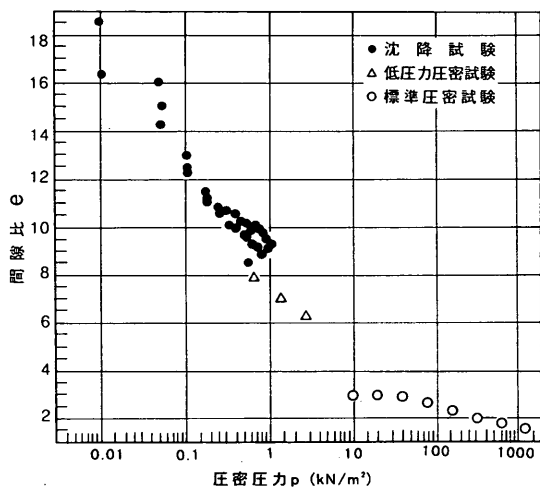


図-1(d) 高含水状態からの e - $\log p$ 曲線³⁾

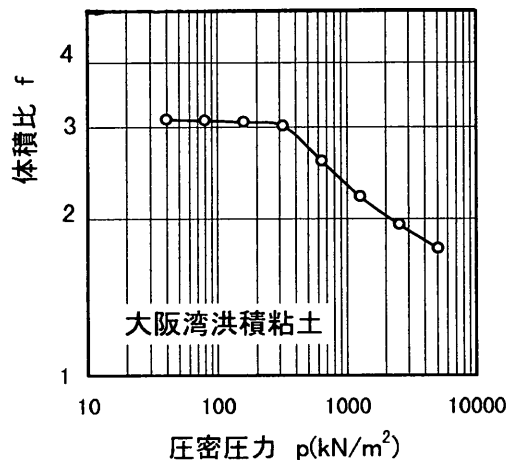


図-2(b) 不攪乱洪積粘土の $\log f$ - $\log p$ 曲線

$1+e$ の対数 $\log_e(1+e)$ と $\log p$ とが直線関係となる。なお、体積比 f は、土粒子部分の体積を 1 としたときの間隙を含む土全体の体積である。

図-2(a)~(d)は、図-1(a)~(d)のデータを $\log_e f$ と $\log p$ の関係としてプロットしたものである。図のように、いずれの試料も圧密圧力が大きくなると直線関係に収斂する傾向がみられる。

以上、さまざまな条件での粘土の e - $\log p$ 関係、 f - $\log p$ 関係を例示したが、正規圧密領域において e と $\log p$ が直線になるというのはかならずしも一般的ではなく、粘土の構造の有無、試料の乱れ、初期含水比などによって変化していることがわかる。しかしながら、いずれの図においても圧密圧力が大きい領域に注目すると一定の関係が見られることが伺える。すなわち、堆積構造、乱れ、初期含水比などはいずれも粘土試料の初期状態に影響を

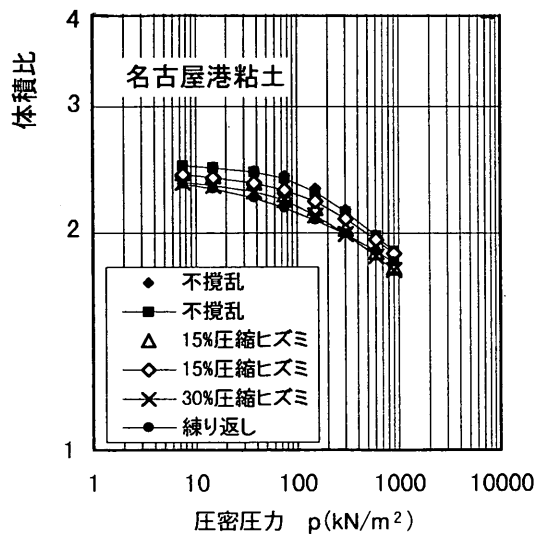


図-2(c) 乱れを与えたときの粘土の $\log f$ - $\log p$ 曲線

及ぼすが、大きな圧力で圧密されることによりこれらの影響が徐々に消えると考えらるならば、圧密圧力が初期の有効応力状態よりも十分大きい範囲に着目すれば、上記の各要因の影響が無いときの $e-\log p$ 関係、 $f-\log p$ 関係が求められるはずである。そこで、以下のような仮定を設定した。

- (1) 粘性土を十分に高い含水比から一次的に圧密し、堆積時にセメンテーションによる構造が形成されない場合は、粘性土の固有の性質によって体積比 f と圧密圧力 p の関係が存在し、これを究極基準圧縮曲線と呼ぶ。この究極基準圧縮曲線においては、 f の対数と $\log p$ が直線関係を示す。
- (2) 小さい初期含水比から圧密された粘土やサンプリング時に乱された試料を圧密すると、同じ圧密圧力に対する体積比は基準圧縮曲線による体積比よりも小さくなる。すなわち、 $f-\log p$ 曲線は究極基準圧縮曲線よりも下に位置する。しかし、圧密圧力が大きくなるにしたがって究極基準圧縮曲線に収束する。
- (3) 粘性土がセメンテーションによる構造を有する場合には、原位置での間隙比は土被り圧 p_0 と究極基準圧縮曲線によって求められる間隙比よりも大きい。しかし、圧密降伏圧力 p_c を越えて圧密すると徐々に構造の影響は消滅し、圧密圧力が十分大きくなると究極基準圧縮曲線に一致する。

この仮定の中で、初期含水比が十分に大きく構造や試料の乱れの影響が無い場合の基準の f と $\log p$ の関係を「究極」基準圧縮曲線(Ultimate Standard Compression Curve, USC) と称したのは、通常の粘土試料では圧密圧力を十分に大きくすることによって到達する線であるからである。USC の概念を説明したのが図-3(a)と図-3(b)である。それぞれ $e-\log_{10} p$ 座標及び $\log_e f-\log_{10} p$ 座標上での USC の形状を示しており、USC は次式で表される^{4), 5)}。

$$\log_e f = -C(\log_{10} p - 1) + \log_e f_{10} \quad (1)$$

ここに、 C は図-3(b)の $\log_e f$ と $\log_{10} p$ の直線関係における勾配であり、 f_{10} は $p = 10 \text{ kN/m}^2$ (約 0.1 kgf/cm^2) のときの体積比 f である。式中では体積比に関して自然対数を用い、圧密圧力に関して常用対数を用いているため紛らわしいが、これは従来の $e-\log p$ 曲線との関連をつけやすくするために、(1)式の勾配 C は図-3(a)におけるある圧密圧力 p のもとでの圧縮指数 C_c とそのときの間隙比 e によって、

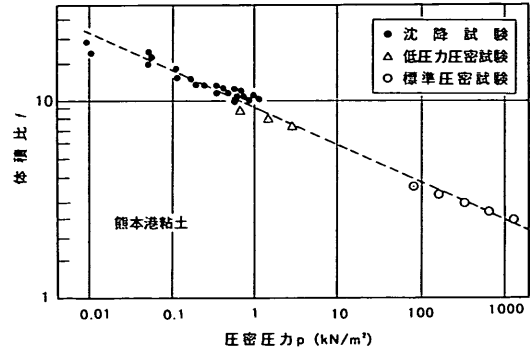


図-2(d) 高含水状態からの $\log f-\log p$ 曲線

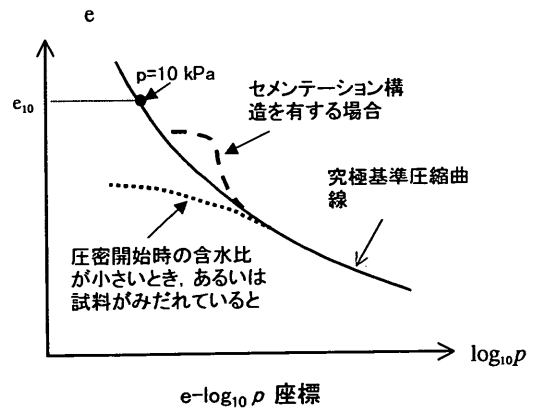


図-3(a) USC の概念

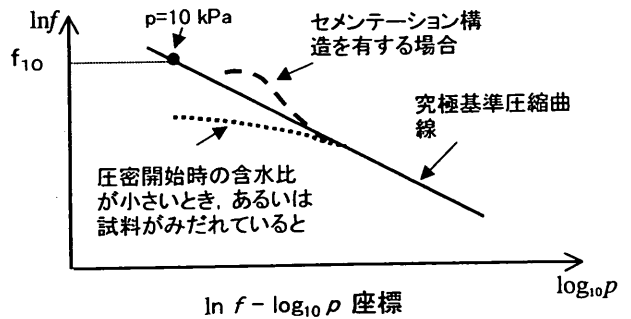


図-3(b) USC の概念

$$C = \frac{C_c}{1+e} \quad (2)$$

と表される。すなわち、究極基準曲線の傾き C は一般に圧縮比と呼ばれる定数である。図-4 は Lamb と Whiteman による圧縮比と初期間隙比の関係であるが、図のように圧縮比は初期間隙比と正の相関がある⁶⁾。図-4 はそれぞれの粘土の $e-\log p$ 関係から求められた C_c から圧縮比を計算しているので、 C_c が最大となる領域での圧縮比をプロットしていると考えられるが、ここで定義する C は圧密圧力が p_c よりも十分大きく基準圧縮

曲線に達したときのものである。

式(1)のような $\log f$ と $\log p$ の直線関係を最初に提唱したのは Butterfield である⁷⁾。Butterfield は、(1)式の両辺を微分することによって、

$$\frac{df}{f} = \frac{de}{1+e} = -0.434C \frac{dp}{p} \quad (3)$$

となり、左辺の df/f が土の自然体積ひずみであることに着目した。Butterfield は、右辺の dp/p が現在の有効応力に対する有効応力増分の比であることから自然ひずみに習ってこれを「自然応力(natural stress)」と名付け、(3)式の間係を「自然ひずみと自然応力の比例関係」と称した。土質力学の分野では、自然応力のように現在の有効応力で応力変化を正規化することが従来から用いられており、自然ひずみと自然応力の線形関係は地盤材料に共通した特性といえる。したがって、 $\log f$ と $\log p$ の線形関係は、単に実験結果とよく一致するという意味だけではなく、地盤材料に関して本質的な意味があると考えられる。

図-5 は、実験室内で液性限界 w_L 、 w_L の 2 倍、3.2 倍、4 倍の初期含水比で粘土を十分に練り返し、圧密試験を行って求めた e - $\log p$ 曲線と f - $\log p$ 関係である。図のように、初期含水比が大きい場合には、有効応力 1kN/m^2 から 1MN/m^2 までの広い範囲において $\log f$ と $\log p$ の直線関係が認められ、このことは同様の実験を行った既往の研究においても指摘されている⁸⁾、⁹⁾。明らかに初期含水比 w_0 が大きいほど同じ圧密圧力に対する間隙比が大きく、ここではこの状態を e - $\log p$ 関係あるいは f - $\log p$ 関係が高位であると呼ぶことにする。しかし、いずれの e - $\log p$ 曲線も、圧密圧力が十分に大きくなるとともに 1 つの線に漸近する傾向がみられ、この最終的に収束しているように見える関係が究極基準圧縮曲線である。

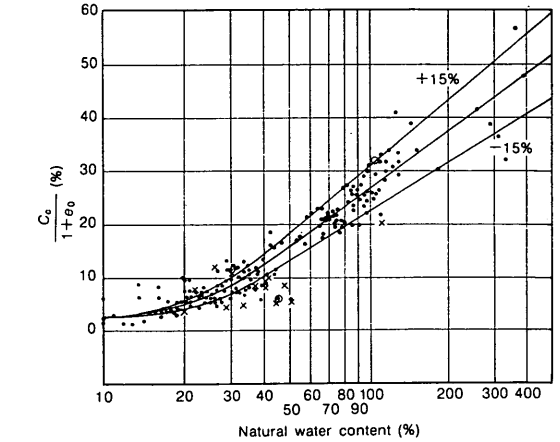
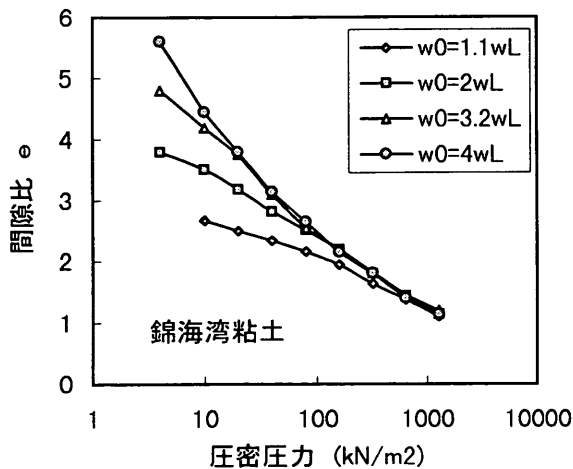


図-4 圧縮比と液性限界 (Lambe and Whittemen)

筆者らは、粘土スラリーを $70^\circ\sim 80^\circ$ の高温で再圧密することによって、セメンテーション構造を有する再圧密粘土試料を室内で作成できることを報告した¹⁰⁾。図-6(a), (b) は、含水比 200% で練り返した大阪湾と東京湾の粘土を室温および 70°C の高温で段階的に 100kN/m^2 まで一次的に再圧密した試料、さらには同じ液性限界の不攪乱試料を用いて圧密試験を行い、試験結果を $\log f$ - $\log_{10} p$ 座標上に示したものである。

図のように圧密圧力が 200kN/m^2 以上の範囲では室温再圧密、高温再圧密、不攪乱の 3 試料ともほぼ同一の f - $\log p$ 関係 (USC) に収束しているが、室温で再圧密した試料では体積比が USC よりも高位にならないのに対して、高温再圧密試料と不攪乱試料は p_c の付近で USC よりも高位にある。このように、粘土がセメンテーション構造を有する場合は同一の圧密圧力に対して間隙比が大きい状態で安定し、圧密圧力の増大によって構造の影響が消えるとともに究極基準曲線に収束する。

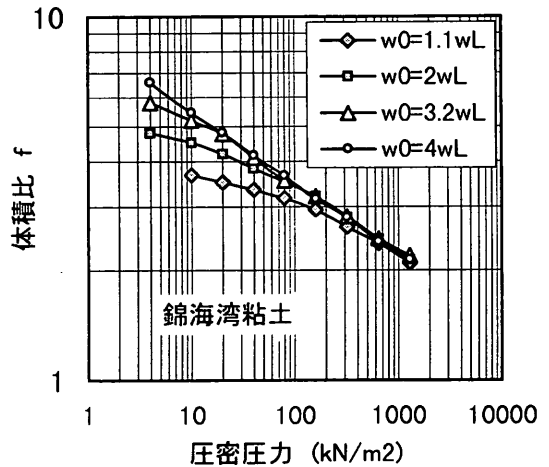


図-5 高含水粘土の圧密曲線

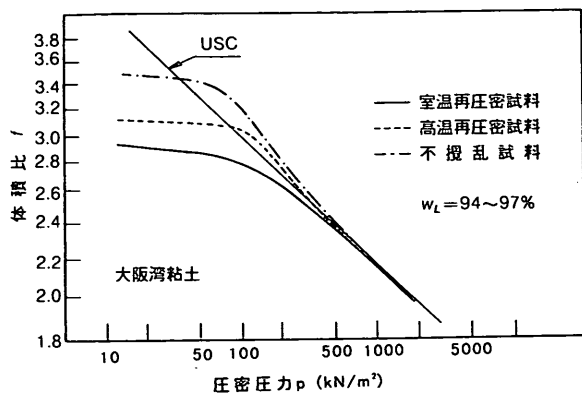


図-6(a) 高温再圧密粘土の e - $\log p$ 曲線

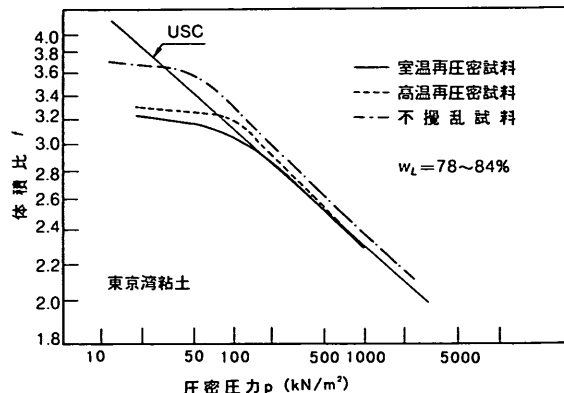


図-6(b) 高温再圧密粘土の e - $\log p$ 曲線

2.2 18種類の粘土におけるの圧密試験結果から求めた究極基準圧縮曲線

図-1~図-6の一連の e - $\log p$ 関係あるいは f - $\log p$ 関係は、究極基準曲線 USC の存在を示しているが、多くの圧密試験のデータによって同様の検討を行った。表-1に示す18種類の不攪乱粘土試料による約7400の標準圧密試験結果および定率ひずみ圧密試験結果から以下の作業を行って究極基準曲線 USC を決定した^{11), 12), 13), 14)}。

- (1) 圧密試験から得られた体積比 f と圧密圧力 p の関係を両対数上にプロットし、滑らかな線で結ぶ。
- (2) 圧密降伏圧力 p_c の3ないし4倍以上の圧密圧力の範囲で $\log f$ と $\log p$ 関係がほぼ直線になっていることを確認して直線 (USC) を決定し、直線部分の勾配 C 、直線上で圧密圧力が 10kN/m^2 のときの体積比 f_{10} を求める。

図-7(a), (b)は、大阪湾の沖積粘土と洪積粘土から求めた C と f_{10} を試料の液性限界 w_L に対してプロットし

表 1 用いた粘土の一覧

Clay	Number of Data	Liquid limit w_L (%)
1. Haneda, Japan	270	31.1 - 125.0
2. Yokohama Port, Japan	67	54.7 - 129.9
3. Kasumigaura, Japan	51	66.9 - 205.0
4. Sakata Port, Japan	14	63.1 - 102.8
5. Osaka Bay Alluvial, Japan	56	48.8 - 117.7
6. Osaka Bay Pleistocene, Japan	58	40.4 - 138.0
7. Hachirogata, Japan	12	94.6 - 225.6
8. Kuwana, Japan	16	50.3 - 92.1
9. Maizuru, Japan	27	33.0 - 91.6
10. Kinkai Bay Japan	17	53.5 - 112.9
11. Tamano, Japan	7	52.0 - 92.5
12. Izumo, Japan	12	61.6 - 138.0
13. Ariake, Japan	38	54.5 - 137.4
14. Banjarmasin, Indonesia	27	76.8 - 137.4
15. Singapore	19	50.5 - 82.3
16. Bangkok, Thailand	10	45.8 - 99.6
17. Drammen, Norway	14	31.6 - 55.2
18. Bothkenar, United Kingdom	10	55.2 - 76.9

たものである。図のように液性限界が増加するとともに C および f_{10} は増加しており両者には良好な相関が見られ、この傾向は他の粘土でも同様であった。図-8(a), (b)は東京国際空港、横浜港沖積粘土における C と f_{10} である。東京国際空港のデータには東京湾で浚渫したヘドロを埋立て造成した人工地盤から採取した試料が含まれているが、図のように w_L と C および f_{10} の関係は大阪湾粘土と類似している。

図-9(a), (b)は、八郎潟粘土、酒田粘土、霞ヶ浦粘土、舞鶴粘土、出雲粘土のデータである。この中で八郎潟は汽水性の湖を干拓した地盤であり、霞ヶ浦粘土は汽水状態で堆積した地盤であるが、液性限界との C 、 f_{10} の関係は他の海成粘土と大きな差がみられない。

図-10(a), (b)は錦海湾粘土(岡山県)、玉野粘土(岡山県)、有明粘土(佐賀県)、桑名粘土(三重県)のデータである。また、図-11(a), (b)はインドネシア、イギリス、ノルウェー、シンガポール、タイなど5カ国の粘土地盤のデータをまとめたものである。いずれのデータも国内の粘土とほぼ同様の傾向を示しているといえる。

図-12は、18種類の粘土すべてについて C と w_L の関係をまとめたものである。図のように、粘土の種類によらず、 C と w_L との間には良好な相関関係がみられる。液性限界が40%から120%の範囲では C と w_L の関係は直線に近く、次式で表すことができる。

$$C = 0.0027w_L + 0.1 \quad (4)$$

なお、液性限界が120%以上になると C は(4)式の関係で求められる値よりも小さくなる。

図-13は、18種類の粘土の f_{10} と w_L の関係である。やはり粘土の種類の違いによらない良好な相関があり、平均的には次式で表すことができる。

$$f_{10} = 0.042w_L + 0.55 \quad (5)$$

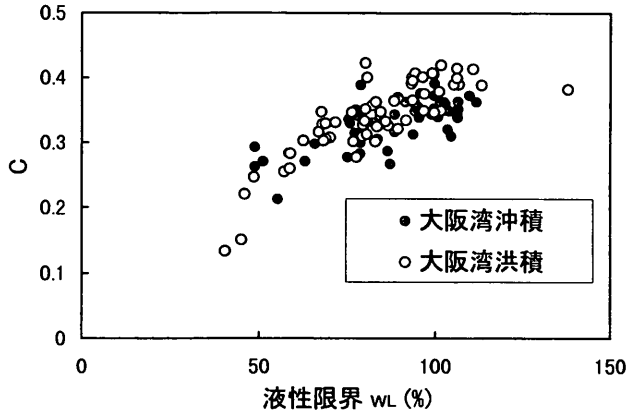


図-7(a) C と w_L の関係 (大阪湾粘土)

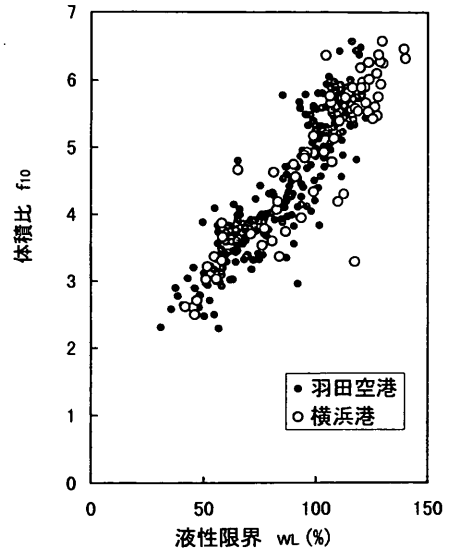


図-8(b) f_{10} と w_L の関係 (東京湾粘土)

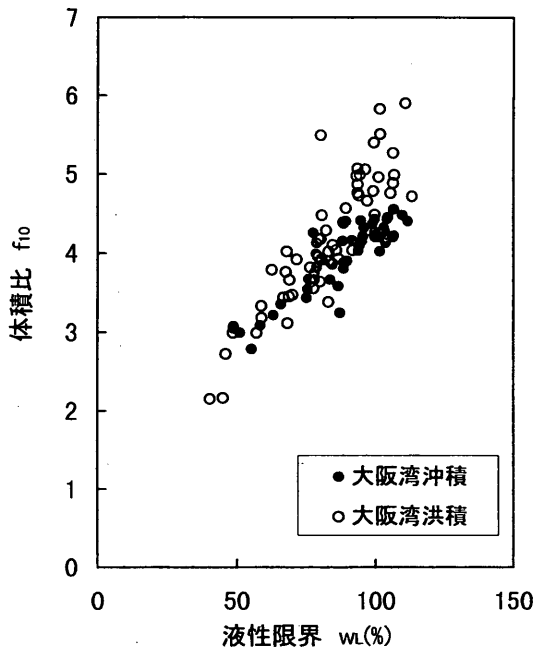


図-7(b) f_{10} と w_L の関係 (大阪湾粘土)

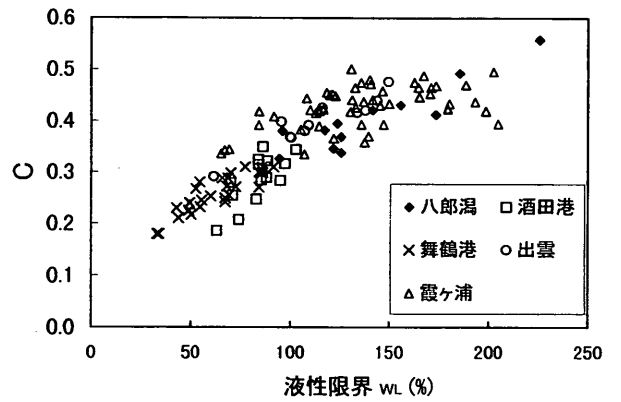


図-9(a) C と w_L の関係 (八郎潟粘土ほか)

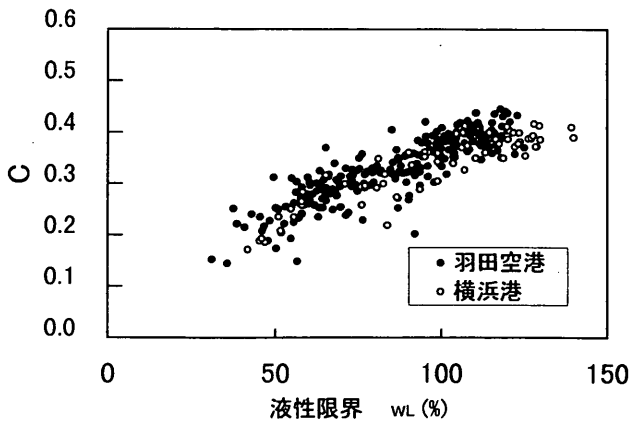


図-8(a) C と w_L の関係 (東京湾粘土)

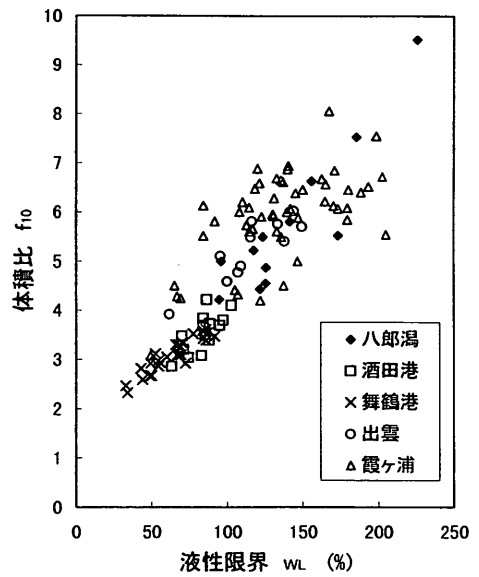


図-9(b) f_{10} と w_L の関係 (八郎潟粘土ほか)

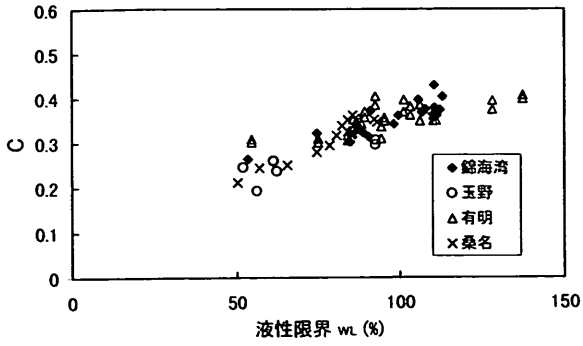


図-10(a) Cと w_L の関係(錦海湾粘土ほか)

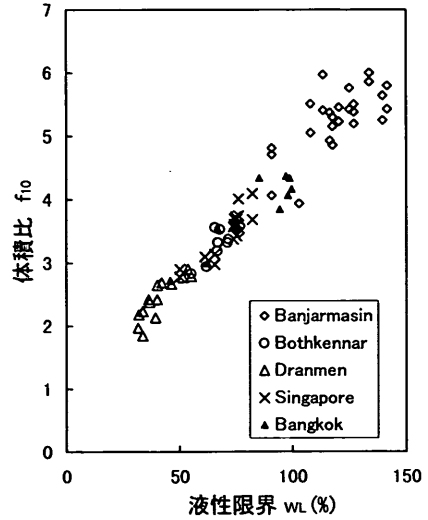


図-11(b) f_{10} と w_L の関係(外国の粘土)

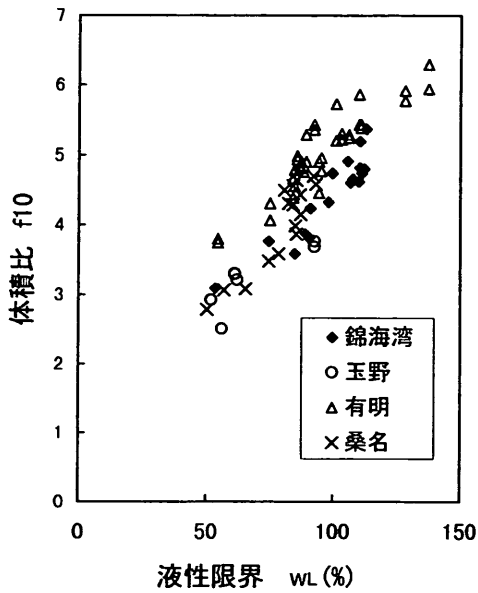


図-10(b) f_{10} と w_L の関係(錦海湾粘土ほか)

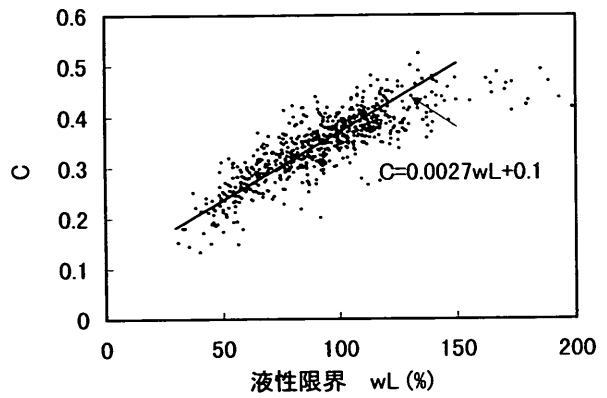


図-12 Cと w_L の関係(全粘土)

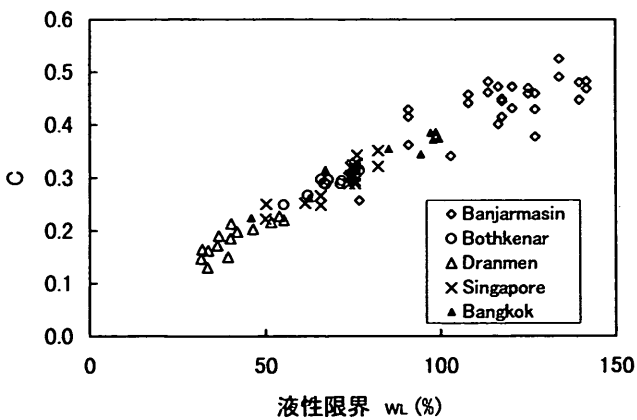


図-11(a) Cと w_L の関係(外国の粘土)

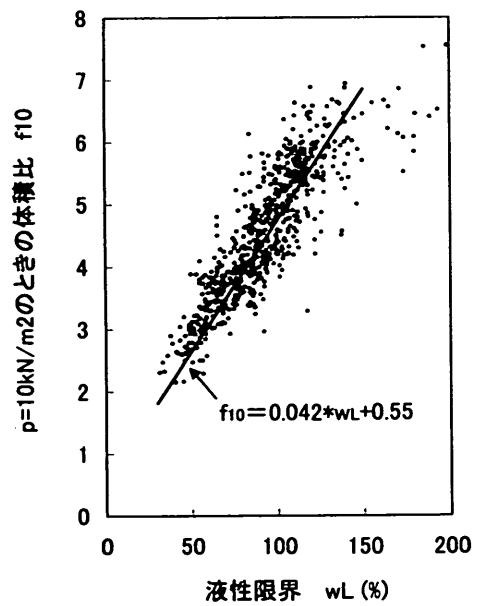


図-13 f_{10} と w_L の関係(全粘土)

以上のように、多くの粘土の圧密試験結果において、圧密圧力が十分に大きい領域での $\log f$ と $\log p$ が直線関係となる究極基準曲線が認められ、その形状は粘土の液性限界によって決定できる。(4)式と(5)式を用いると究極基準曲線は液性限界のみによって次のように表すことができる。

$$\log_e f = -(0.0027w_L + 0.1)(\log_{10} p - 1) + \log_e(0.042w_L + 0.55) \quad (6)$$

究極基準圧縮曲線 USC と通常の $e-\log p$ 曲線から求められる圧縮指数 C_c の関係について考察してみよう。すでに述べたように USC は圧密圧力が圧密降伏圧力よりも十分に大きく、試料の攪乱や初期含水比、セメンテーションによる構造の影響が消えたときの体積比（間隙比あるいは含水比としても同じ）と圧密圧力の関係である。また、 $\log f$ と $\log p$ が直線関係である USC 上では圧密圧力が大きくなるとともに $C_c = \Delta e / \Delta(\log_{10} p)$ は徐々に減少する。

一般に圧縮指数 C_c は正規圧密領域における $\Delta e / \Delta(\log_{10} p)$ の最急勾配として求められる。図-14 は図-7(a), (b) と図-8(a), (b) に用いた大阪湾粘土と東京湾粘土において C_c と液性限界 w_L の関係をプロットしたものである。不攪乱粘土の C_c と w_L に関する経験式としては、テルツァギ・ベックによる次式がよく知られている。

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad (7)$$

また、わが国の海成粘土に関しては小川・松本による次式が提案されている。

$$C_c = 0.015(w_L - 15) \quad (8)$$

図-14 をみると、ばらつきはあるが小川・松本の式が C_c と w_L の関係をよく表しており、テルツァギ・ベックの式は C_c に関しては下限値を示していることがわかる。

次に、 $e-\log p$ 曲線の最急勾配でなく、圧密圧力が 1000 kN/m^2 の時の圧縮指数を C_{c1000} として求め、 w_L に対してプロットしたのが図-15 である。図のように両者の関係はテルツァギ・ベックの(7)式によく一致している。これらのデータでは圧密圧力 $p = 1000 \text{ kN/m}^2$ のときには、多くの場合、 $f-\log p$ 関係は USC 上にある。したがって、テルツァギ・ベックによる(7)式から求められる圧縮指数は、不攪乱試料のもつセメンテーション構造の影響を含まない USC 上で圧密圧力が約 1000 kN/m^2 の時の圧縮指数を表していると解釈できる。これに対して小川・松本の式による圧縮指数は、正規圧密領域における不攪乱

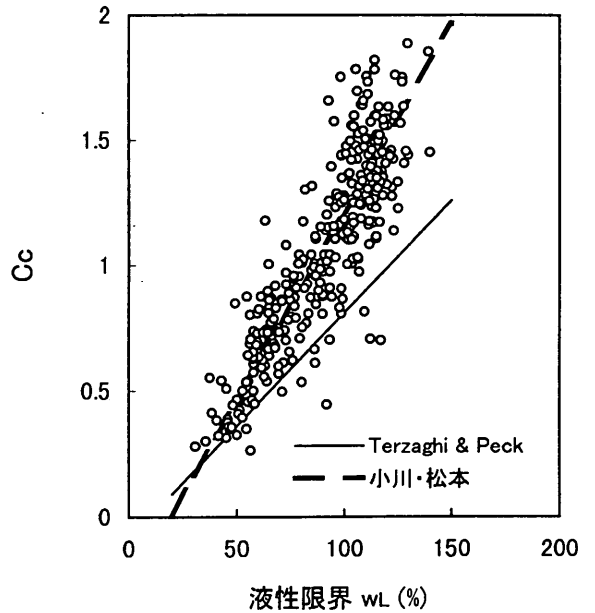


図-14 C_c と液性限界

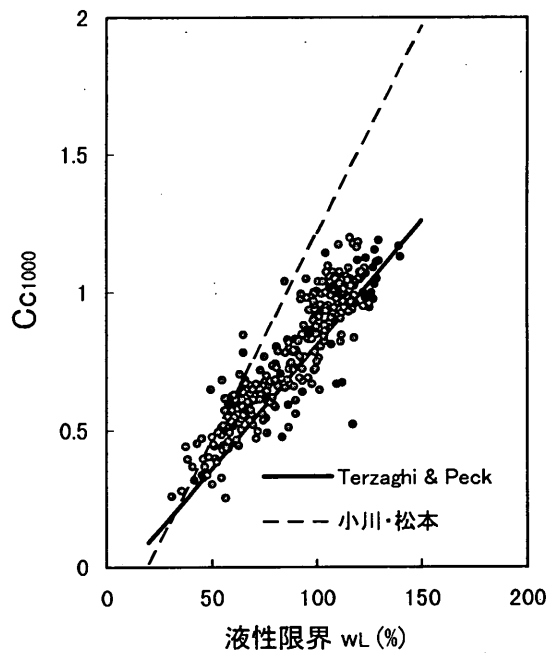


図-15 C_{c1000} と液性限界

試料の最急勾配における値であり、セメンテーション構造が破壊するときの大きな圧縮性を表現した値である。

2.3 究極基準圧縮曲線と液性限界の関係^{13), 15)}

前項では、多数の粘土試料の間隙比と圧密圧力の関係を整理することにより、圧密圧力が十分大きい場合の粘土の間隙比と圧密圧力の関係（究極基準圧縮曲線, USC）が、粘土の種類によらずほぼ液性限界で決まることを示

した。ここでは USC がなぜ液性限界によって決定されるのかについて考察する。

粘土は一般に飽和していると考え、液性限界の時の間隙比 e_L と含水比 w_L の関係は次式で表される。

$$e_L = 0.01w_L \gamma_s / \gamma_w \quad (9)$$

γ_s と γ_w はそれぞれ土粒子と水の単位体積重量である。

粘土の液性限界とは、練り返し状態においてある特定のせん断強度を発揮するときの粘土の間隙比あるいは含水比を意味する。最近の研究によると、液性限界に対応する粘土のせん断強度 $s_{u(LL)}$ は、試験方法や土の種類によってばらつきがあるものの、 $1.0 \sim 2.0 \text{ kN/m}^2$ の範囲にあるとされている²⁶⁾。液性限界で練り返したときの間隙比と有効応力の関係を、図-16の p と $\log f$ 、 $\log p$ と $\log f$ の座標上において A 点で表すことにする。A 点の体積比は液性限界 $f_L = 1 + e_L$ であり、このとき粘土が保持している有効応力は図中の p_A である。

図-16において $\log p$ と $\log f$ が直線となる究極基準圧縮曲線 USC を仮定し、USC 上で間隙比が液性限界のときの状態を B 点で表す。B 点における粘土の強度は A 点の粘土が練り返しを受ける前の強度である。そこで、B 点の強度と A 点の強度との比を鋭敏比 s_f で表すことにする。 s_f は究極基準曲線上の粘土を完全に練り返したときの強度低下の大きさを表すパラメータであり、A 点の強度は $s_{u(LL)}$ であるので、B 点の強度は $s_f \cdot s_{u(LL)}$ で表される。USC は正規圧密状態での $e - \log p$ 関係であり、一般に正規圧密状態では強度増加率 s_u / p が一定となるので、ここでは $(s_u / p)_{USC}$ と表すことにする。このように仮定すると、B 点における圧密圧力 p_B は次のようになる。

$$p_B = \frac{s_f \cdot s_{u(LL)}}{(s_u / p)_{USC}} \quad (10)$$

これによって、USC 上の一点 B の圧密圧力と体積比 f_L が求められたので、USC が図-16 で直線であると仮定すると、もう一点が決まれば USC が決定できる。

図-17 は大阪湾洪積粘土の不攪乱試料の高圧圧密試験結果を $\log f - \log p$ 座標で整理した例である。図のように、圧密圧力 80 MN/m^2 (約 800 kgf/cm^2) までの範囲で直線関係がみられるが、圧密圧力の大きい範囲の直線関係を外挿すると圧密圧力が 300 MN/m^2 から 700 MN/m^2 (3000 kgf/cm^2 から 7000 kgf/cm^2) 達するとき体積比が 1、すなわち間隙がゼロとなる。 300 MN/m^2 から 700 MN/m^2 は土粒子を形成する代表的な鉱物である石英や長石などの微小な粒子が圧壊するときの圧力に相当して

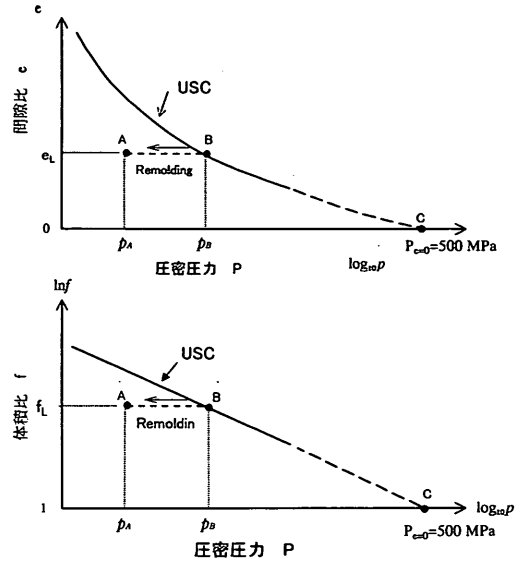


図-16 USCと液性限界の関係

おり¹⁶⁾、骨格を構成する土粒子が降伏して破壊するため間隙が存在できなくなると解釈することができる。以上の考察から、ここでは $\log f - \log p$ 座標上で直線である USC が体積比 1 (間隙比 0) となる C 点の圧密圧力 $p_{e=0}$ について、 $p_{e=0} = 500 \text{ MN/m}^2$ (5000 kgf/cm^2) と仮定する。

以上の仮定を用いると、図-16 において USC を表す直線 BC の勾配 C は、次式で与えられる。

$$C = \frac{\log_e f_L}{\log_{10} p_{e=0} - \log_{10} p_B} = \frac{\log_e f_L}{5.70 - 0.434(\log_e (s_f \cdot s_{u(LL)}) - \log_e (s_u / p)_{USC})} \quad (11)$$

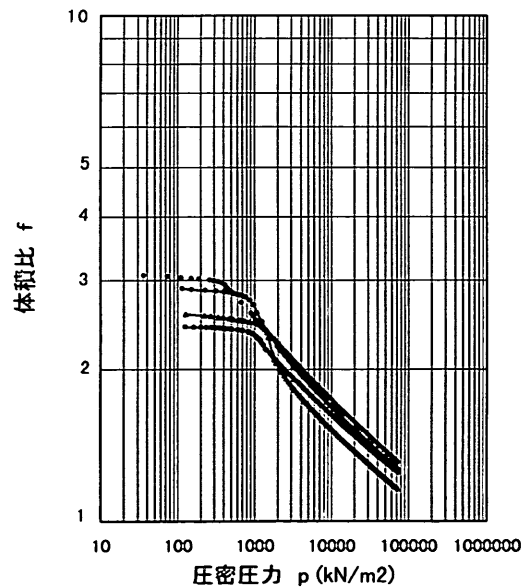


図-17 高圧圧密試験結果

$s_{u(LL)}$ と $(s_u/p)_{USC}$ として、代表的な数値である $s_{u(LL)} = 1.5 \text{ kN/m}^2$, $(s_u/p)_{USC} = 0.3$ を用いると、

$$C = \frac{\log_e f_L}{5.0 - 0.434 \log_e s_t} \quad (12)$$

となる。また、 $p = 10 \text{ kN/m}^2$ のときの体積比を f_{10} とすると、図-16 より、

$$\log_e f_{10} = C \log_{10}(500000/10)$$

となるので、 f_{10} は

$$f_{10} = \exp(4.70C) \\ = f_L \exp\left(\frac{4.7}{5.0 - 0.434 \log_e s_t}\right) \quad (13)$$

となる。

(12)式、(13)式より、鋭敏比 s_t が与えられれば USC の勾配 C は $\log f_L$ に比例し、 f_{10} は f_L に比例することがわかる。図-18 は図-12 にまとめた C と液性限界の含水比 w_L の関係を、 C と液性限界の体積比 f_L との関係で示したものである。図中には s_t を 10, 20, 30 としたときに (12)式から得られる関係を曲線で示しているが、図を見ると 18 種類の粘土における C と f_L の関係は s_t が 10~20 であると仮定して (12)式で与えられる関係とよく一致しているといえる。図-19 は同様に図-13 における f_{10} と w_L との関係を f_L について整理したもので、図中には $s_t = 10, 20, 30$ のときの (13)式の関係を示した。図のように、18 種類の粘土の f_{10} と f_L の関係は C の場合と同様に、 $s_t = 10\sim 20$ と仮定すれば (13)式の関係とよく対応している。

なお、ここで用いている鋭敏比 s_t は、粘土が究極基準圧縮曲線上にあるときの強度と完全に練り返したときの強度との比である、わが国の通常海成粘土の場合、

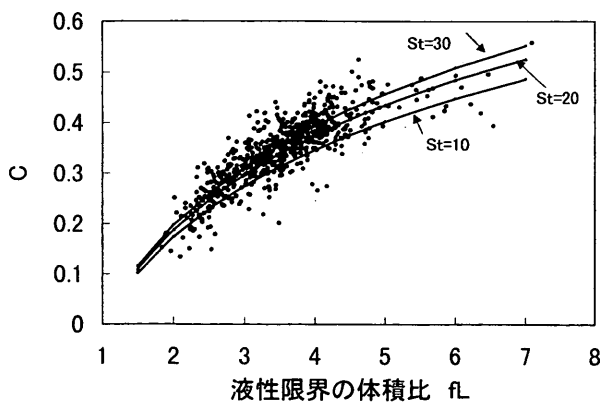


図-18 C と f_L の関係 (全データ)

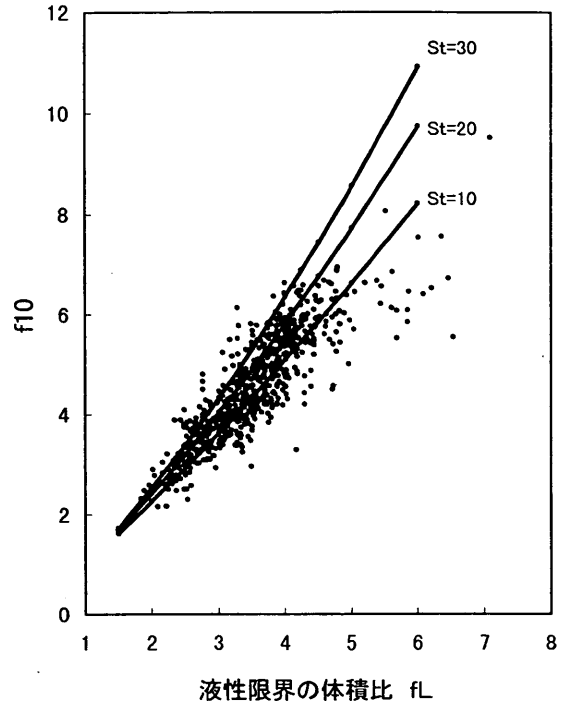


図-19 f_{10} と f_L の関係 (全データ)

室内で練り返し再圧密した粘土の鋭敏比は 10~20 程度であるので²⁷⁾, $s_t = 10\sim 20$ のときに f_L と C , f_{10} の値が (12)式、(13)式の関係によく対応していることは、両式の誘導に用いた仮定の妥当性を裏付けていると考えられる。

3. ある初期間隙比から圧密が始まるときの基準圧縮曲線¹⁵⁾

実際の粘性土では、初期間隙比やセメンテーション構造の影響、試料の乱れの影響があるため $f\text{-log}p$ 関係が究極基準曲線 USC に収束するには、圧密降伏圧力 p_c の 3~4 倍以上まで圧密する必要がある。一方、実際の問題では圧密降伏圧力付近の圧力における地盤の圧縮性が重要であり、究極基準曲線に到達するまでの間隙比と圧密圧力の関係を検討する必要がある。ここでは、粘土がある初期間隙比 e_0 で十分に練り返された時点初期状態とし、この初期含水比 e_0 から圧密を開始して圧密圧力が大きくなるとともに究極基準曲線に漸近する過程の $e\text{-log}p$ 関係を「初期間隙比 e_0 のときの基準圧縮曲線 SCe_0 」と呼ぶことにする。

3.1 初期間隙比 e_0 で練り返したときの有効応力

図-5 に示したように初期間隙比が大きいほど $e\text{-log}p$ 関係は上方にシフトし、最終的には USC に収束する。図-20 を用いて、 $\log f$ と $\log p$ 座標上において初期間隙比 e_0 (体積比 $f_0 = 1 + e_0$) である Q 点から圧密を開始す

ときの基準圧縮曲線を誘導する。S点は究極基準曲線 USC 上において体積比が f_0 の状態を表している。S点での有効圧密圧力を p_s とし、USC 上における強度増加率を $(s_u/p)_{USC}$ とすると、この時の強度は $(s_u/p)_{USC} \cdot p_s$ である。S点の粘土を十分に練り返したときの有効応力状態を Q 点で表し鋭敏比を s_t とすると、Q 点での強度は $(s_u/p)_{USC} \cdot p_s / s_t$ となる。Q 点において試料が保持する有効応力を p_q とし、ここでの強度増加率（有効応力と非排水せん断強度の比）を練り返し (remolding) の後の強度増加率 $(s_u/p)_{REM}$ とすると、 p_q は次式で表わすことができる。

$$p_q = \frac{(s_u/p)_{USC} \cdot p_s}{(s_u/p)_{REM} \cdot s_t} \quad (14)$$

ここで、練り返された粘土の強度増加率 $(s_u/p)_{REM}$ について考えてみよう。図-21 は正規圧密した粘土の三軸試験によって、非排水条件で繰返しせん断を加えたときの応力ひずみ関係と有効応力径路である²⁸⁾。図のように、せん断力の繰返し回数とともに軸差応力を解除したとき（図中の X 点、X' 点）での有効応力 p' が低下するが、十分に練り返した場合最終的な有効応力状態は一点 X'' に収束する。この最終状態の有効応力径路を YX''Y' とすると Y 点と Y' 点は限界状態線上の一点である。最終状態ではせん断による過剰間隙水圧が発生しないと仮定すると、YX''Y' は横軸に垂直となり、このときのせん断強度と有効応力の比を練り返し状態での強度増加率 $(s_u/p)_{REM}$ とすると、次式のようになる。

$$(s_u/p)_{REM} = M/2 \quad (15)$$

ここに、 M は限界状態線における応力比 q/p' である。わが国の海成粘土において平均的な値である $\phi' = 35^\circ$ を用いると $M = 1.4$ であり、 $(s_u/p)_{REM} = 0.7$ となる。一方、三笠は、試験方法を工夫して液性限界の含水比の間隙比で練り返した粘土の有効応力を直接測定しているが¹⁷⁾、これによると有効応力は $1.0 \sim 2.0 \text{ kN/m}^2$ の範囲であって液性限界でのせん断強度とほぼ一致している。すなわち、 $(s_u/p)_{REM}$ はほぼ 1 ということになる。以上のように、練り返されたときの強度増加率は正規圧密時よりも大きく $0.7 \sim 1.0$ の範囲にあると考えられる。

ある初期含水比で練り返すことは、粘土に十分な攪乱を与えることを意味する。攪乱が粘土の力学特性に与える影響を研究した奥村によると、攪乱が無いときの有効応力と攪乱後の有効応力との比で定義される攪乱比 R によって、攪乱が及ぼす影響を定量的に評価できるとされている²⁾。体積比 f_0 の粘土を練り返すことにより有

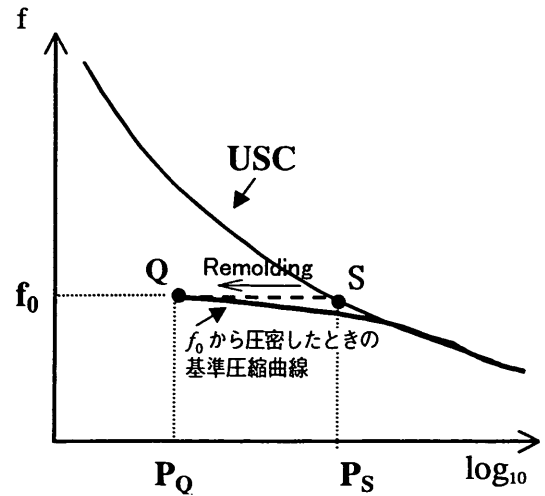


図-20 初期含水比から圧密したときの基準圧縮曲線

効応力が S 点から Q 点に変化したとき、奥村による攪乱比 R は次式で与えられる。

$$R = p_s/p_q = \frac{(s_u/p)_{REM} \cdot s_t}{(s_u/p)_{USC}} \quad (16)$$

一例として、 $(s_u/p)_{USC} = 0.3$ 、 $(s_u/p)_{REM} = 0.85$ 、 $s_t = 15$ とすると(16)式より攪乱比 R は 42.5 であり、初期体積比 f_0 で練り返した Q 点の有効応力は同じ間隙比で USC 上にある S 点の有効応力の $1/42.5$ になっている。

3.2 攪乱を受けた粘土の再圧密時の圧縮曲線

奥村は、不攪乱粘土試料を用いて人為的に攪乱を与え、攪乱比と攪乱後の $e-\log p$ 曲線の関係を実験的に調べた²⁾。図-1(c)に $e-\log p$ 曲線の例を示したが、一般に圧密圧力が大きくなるとともに乱れを受けた試料の $e-\log p$ 関係が不攪乱試料の $e-\log p$ 関係に収束し、攪乱が大きいほど収束するときの圧密圧力が大きくなる傾向があるとき

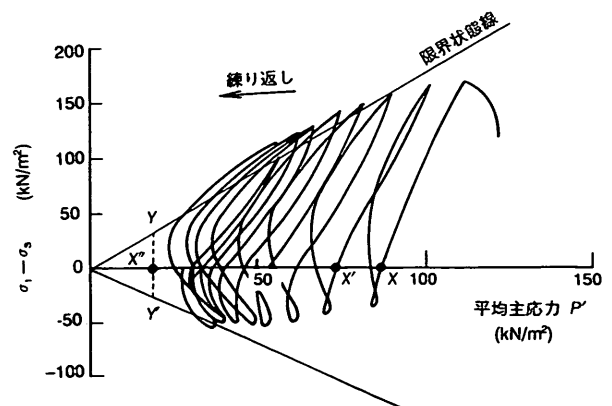


図-21 粘土の練り返しせん断試験における有効応力径路

れている。このような攪乱の影響を定量的に整理するため、奥村は次式で定義する再圧密比 R_{CR} というパラメータを導入した。

$$R_{CR} = \log(p/p_Q) / \log R \quad (17)$$

ここに、 R は攪乱後の攪乱比、 p_Q は攪乱後の残留有効応力、 p は圧密圧力である。 R_{CR} は、攪乱前の有効応力（図-20では p_s に相当）まで圧密したときに1になり、攪乱前の有効応力の R 倍まで再圧密したときに2になる。奥村によると、攪乱を与えた粘土を圧密すると、同一の有効応力での間隙比は乱れが無いときの e - $\log p$ 曲線における間隙比よりも小さくなるが、その低下量は再圧密比 R_{CR} によって決まる。

そこで、不攪乱粘土の f - $\log p$ 関係から USC を決定し、次に図-22 に模式的に示すように、初期体積比 f_0 、初期有効応力 p_Q で繰り返された点 Q から圧密したとき f - $\log p$ 関係による体積比と、同じ有効応力 p における USC 上の体積比 f_{USC} との対数グラフ上での差を体積比差 $\Delta(\log_e f)$ として定義し、各圧密圧力における正規化体積比差 r_f を次式で定義する。

$$r_f = \frac{\Delta(\log_e f)_p}{\Delta(\log_e f)_0} \quad (18)$$

ここに $\Delta(\log_e f)_0$ は初期状態 Q における体積比差であり、 $\Delta(\log_e f)_p$ は圧密圧力 p における体積比差である。図-22 からわかるように、正規化体積比差 r_f は初期状態で1であり、圧密とともに単調に減少して、 f - $\log p$ 関係が USC に収束するときに0となる。

図-1(c)の実験データを用いて正規化体積比差 r_f と再圧密比 R_{CR} の関係を求めたのが図-23 である。図のように正規化体積比差は再圧密比に対して二次関数的に低下し、再圧密比が2以上になるとほぼ0となる。両者の関係は次式で表すことができた。

$$\begin{aligned} r_f &= 0.16 \cdot (R_{CR} - 2.5)^2 & (R_{CR} \leq 2.5) \\ r_f &= 0 & (R_{CR} > 2.5) \end{aligned} \quad (19)$$

3.3 特定の初期体積比から圧密を開始したときの基準圧縮曲線

図-22 に初期体積比 f_0 にて十分繰り返した Q 点から圧密を開始したときの f - $\log p$ 関係を模式的に示したが、これまで導いた式を用いて Q 点から圧密を行ったときの基準圧縮曲線を誘導する。

USC の形状は(1)式によりパラメータ C と f_{10} を用いて表される。基準曲線 USC 上で体積比が f_0 である点を S とすると、S 点の有効応力 p_s は(1)式より、

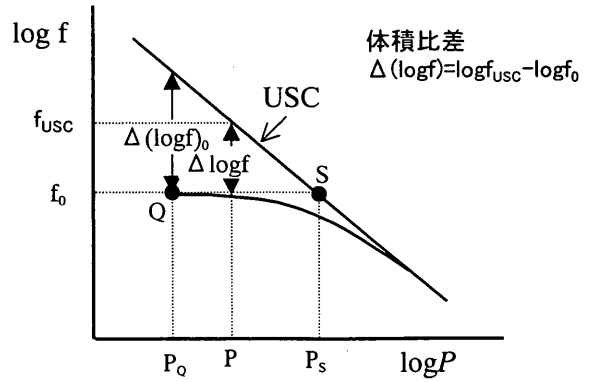


図-22 体積比差と圧密圧力の関係

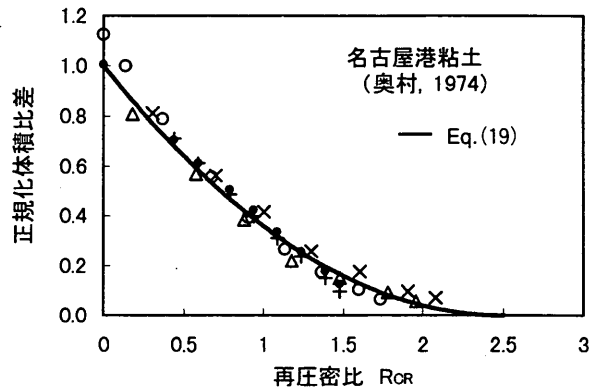


図-23 体積比低下率と再圧密比の関係

$$p_s = 10 \cdot (f_0 / f_{10})^{-2.303 C} \quad (20)$$

となる。繰り返し時の鋭敏比と USC 上での強度増加率 $(s_u/p)_{USC}$ 、繰り返し後の強度増加率 $(s_u/p)_{REM}$ が与えられると(16)式から繰り返し時の攪乱比 R が計算できる。

攪乱比の定義から初期状態の有効応力 p_Q は $p_Q = p_s / R$ であるので、次式で与えられる。

$$p_Q = 10 \cdot (f_0 / f_{10})^{-2.303 C} \frac{(s_u/p)_{USC}}{(s_u/p)_{REM} \cdot S_r} \quad (21)$$

また、初期状態 Q において図-22 で定義した初期体積比差 $\Delta(\log_e f)_0$ は、次式で与えられる。

$$\Delta(\log_e f)_0 = 0.434 \cdot C \cdot \log_e R \quad (22)$$

(17)式、(18)式より、 $R_{CR} \leq 2.5$ のとき $\Delta(\log_e f)_p$ は、

$$\begin{aligned} \Delta(\log_e f)_p &= r_f \cdot \Delta(\log_e f)_0 \\ &= 0.16 \cdot (R_{CR} - 2.5)^2 \cdot 0.434 \cdot C \cdot \log_e R \\ &= 0.069C \cdot \log_e R \cdot (R_{CR} - 2.5)^2 \end{aligned} \quad (23)$$

となる。

(1)式, (2)式, (23)式より, 初期体積比が f_0 のときの f - $\log p$ 関係は次のように表される。

$$\log f = -C(\log_{10} p - 1) + \log_e f_{10} - h(p) \quad (24)$$

$p < p_0 R^{2.5}$ のとき

$$h(p) = 0.069C(\log_e R) \left\{ \frac{\log_e(p/p_0)}{\log_e R} - 2.5 \right\}^2$$

$p \geq p_0 R^{2.5}$ のとき $h(p) = 0$

ただし,

$$C = 0.0027w_L + 0.1$$

$$f_{10} = 0.042w_L + 0.55$$

$$R = \frac{(s_u/p)_{REM} \cdot s_t}{(s_u/p)_{USC}}$$

$$p_0 = 10(f_0/f_{10})^{-2.303C} / R$$

(24)式における $h(p)$ は初期体積比の効果による究極基準圧縮曲線からの間隙比低下分である。(24)式は, 液性限界 w_L と鋭敏比 s_t , 強度増加率をパラメータとして, 任意の初期体積比 f_0 で繰り返された試料の e - $\log p$ 曲線を表す式であり, 特定の初期間隙比に対する基準曲線, SCe_0 と呼ぶことにする。

3.4 種々の液性限界と初期間隙比における e - $\log p$ 関係の計算例

図-24(a)~(d)は, $s_t = 15$, $(s_u/p)_{USC} = 0.3$, $(s_u/p)_{REM} = 0.85$, 土粒子密度 2.70 という, わが国の海成粘土の代表的な条件において, $w_L = 50\%$, 80% , 100% , 150% ,

初期含水比を $1.0w_L$, $1.5w_L$, $2.0w_L$, $4.0w_L$ としたときの(23)式から得られる e - $\log p$ 関係と f - $\log p$ 関係を示したものである。図のように計算で求めた e - $\log p$ 関係, f - $\log p$ 関係は w_0 の値によって変化するが, ほぼ既往の実験結果の傾向をよく表していると考えられる。

計算された e - $\log p$ 曲線から圧縮指数 C_c を求め, 液性限界 w_L との関係調べると, 初期含水比ごとにほぼ次のような関係が得られた。

$$C_c = 0.007(w_L - 10) \quad (w_0 = 1.0w_L) \quad (25)$$

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad (w_0 = 1.5w_L) \quad (26)$$

$$C_c = 0.011(w_L - 10) \quad (w_0 = 2.0w_L) \quad (27)$$

(25), (26)式はスケンプトンがそれぞれ乱された粘土と不攪乱粘土に対して提案した経験式と同じである。スケンプトンの論文によると²⁹⁾, (25)式は試料を液性限界で繰り返して行った圧密試験の結果から得られたものであり, 計算結果は, これによく対応している。

4. 海底地盤が形成されるとき初期状態

すでに述べたように粘性土の e - $\log p$ 関係は, 圧密がスタートするときの初期含水比によって大きく異なってくる。したがって, 自然海底地盤の含水比あるいは間隙比の意味を解釈するには, 地盤が堆積したときの状態を考察することが重要である。河川から運搬された泥が海底で地盤として形成されていく過程は, 概ね次のようであるとされる。

- ① 雨水・河川等による土砂の侵食と運搬
- ② 河川の沈降・堆積と河口へ移動

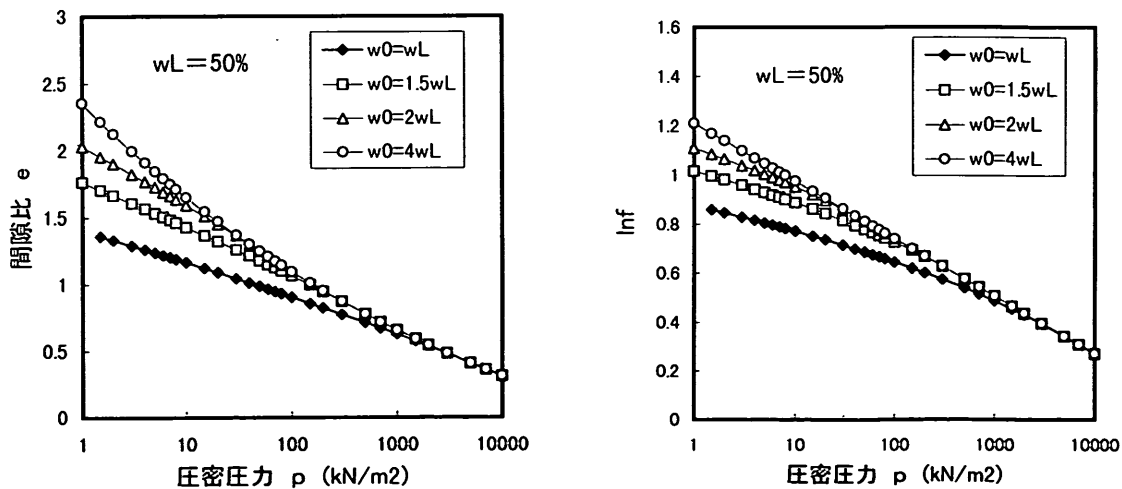


図-24(a) 基準曲線 SCe_0 ($w_L = 50\%$)

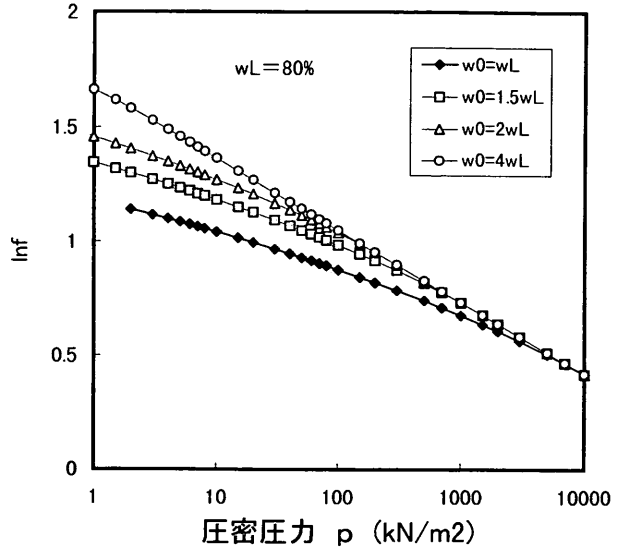
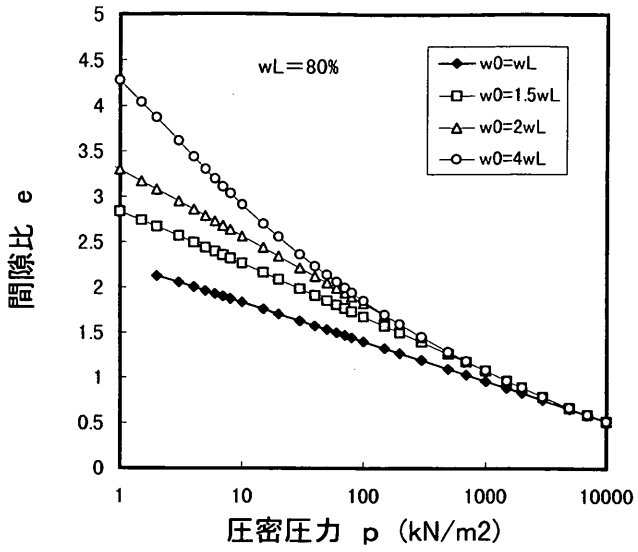


図-24(b) 基準曲線 SC_{e0} ($w_L = 80\%$)

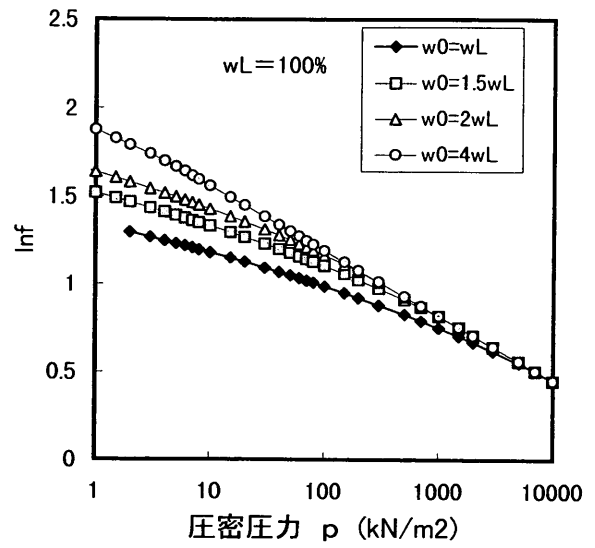
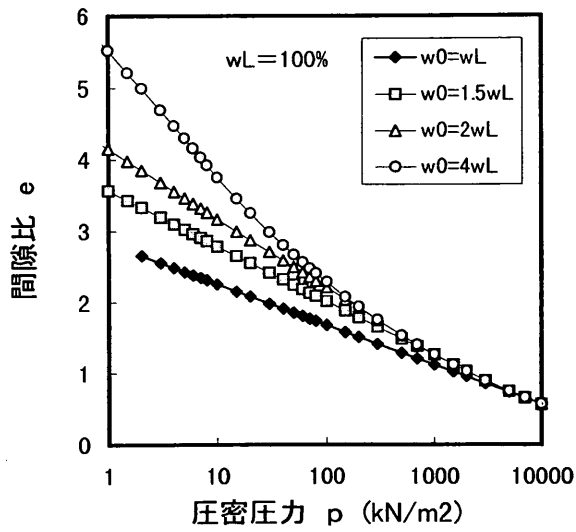


図-24(c) 基準曲線 SC_{e0} ($w_L = 100\%$)

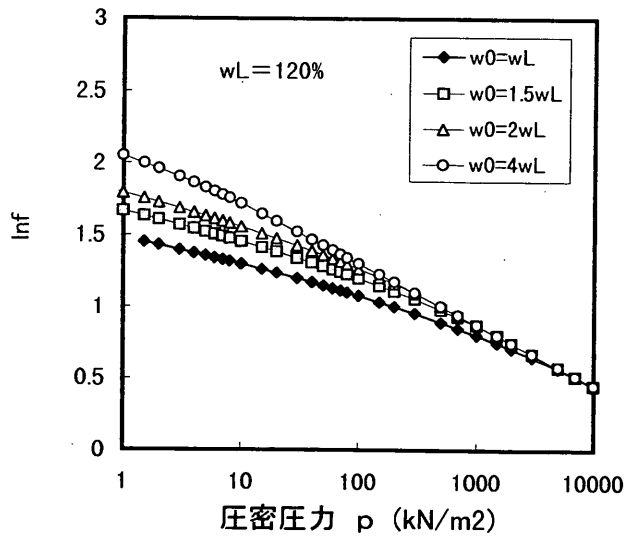
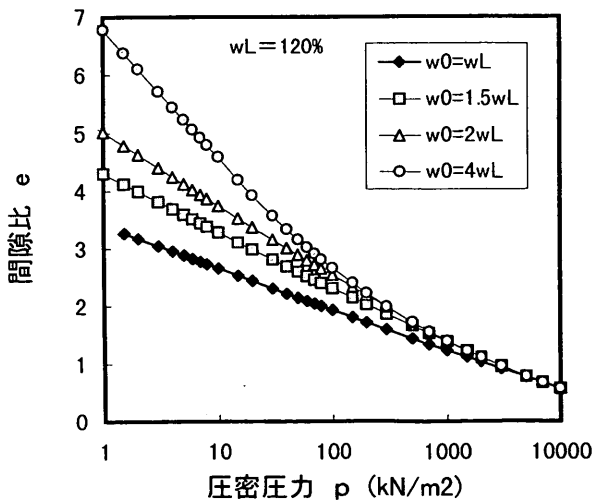


図-24(d) 基準曲線 SC_{e0} ($w_L = 120\%$)

- ③ 塩水環境での沈降と堆積
- ④ 波浪や潮流による再移動
- ⑤ 自重圧密及びセメンテーションによる固化
- ⑥ 上部にさらに堆積することによる圧密脱水

一般に地盤工学では、波浪や潮流の影響を受けない⑤および⑥の段階以降を地盤として考えており、土の含水比が非常に大きい場合は泥水（流体）として取り扱われる場合が多い。含水比の低下によって泥水から土に変化する境界を検討することは、海底地盤が圧密によって形成される時の初期含水比をどのように考えるかという問題と関連する¹⁸⁾。

五明らは、造波水路上に図-25に示すようなトレンチを設け、トレンチ内に厚さ10cmの粘土スラリーを入れて波を作用させ、底泥の安定性を調べる実験を行った¹⁹⁾。これによると、波の作用によって底泥の巻き上がりが見られ、その後底泥層全体の振動、波状運動、破壊へといたることが観察されている。図-26は、波が底泥上を単位距離だけ進む間の波高の減衰率 D_w と底泥の含水比 w の関係である。図をみると、底泥振動の振幅および波の波高減衰率がある特定の含水比のときに最大になる傾向が見られる。観察によると底泥含水比がこの値よりも小さい場合には、底泥と波は相互にあまり影響を及ぼさず、底泥層は固定床に近い。一方、底泥の含水比がこの値よりも大きい場合は、底泥が水とほぼいっしょに動くことによって、相互の影響は少なくなっている。したがって、図-26における波高減衰率最大時の含水比は底泥と波とが相互にもっとも影響を及ぼす含水比であり、底泥が土として挙動する境界の含水状態であると考えられる。

五明らが用いた底泥はカオリナイトとベントナイトであるが、いずれも波高減衰率が極大となるのは含水比が液性限界 w_L の1.5倍~2.0倍のときであった。液性限界の2倍付近の含水比が持つ意味については井上らの研究²⁰⁾が興味深い。井上らはシンガポールの海成粘土($w_L = 87, 80\%$)を用いて高含水状態での粘土スラリーの強度を精度よく測定している。図-27は液性限界で正規化した含水比とせん断強度の関係であるが、含水比が w_L の2倍以下になると含水比の低下による強度増加が顕著になっている。このことから井上らは $2w_L$ を液体と粘土スラリーの境界とすることを提案している

五明らは、東京湾、広島湾、松島湾、琵琶湖において潜水士によって底泥を直接採取し、表層から各深度ごとに含水比を測定している^{21), 22)}。図-28は、各地点において深度5cmごとに平均の含水比を求め、それを液性限界で正規化して示したものである。図のように、表層

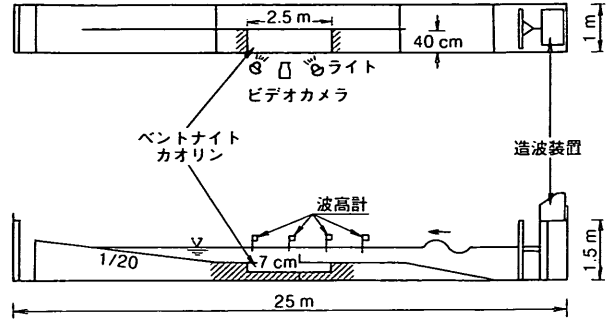


図-25 波浪作用下での底泥の挙動 (五明¹³⁾)

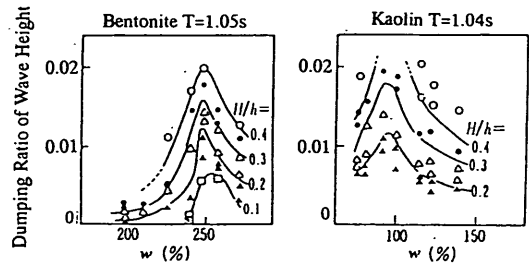


図-26 波高減衰率と底泥の含水比 (五明¹⁹⁾)

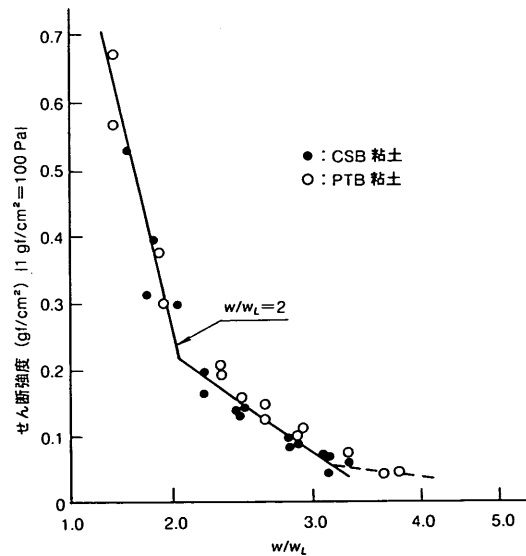


図-27 含水比と強度の関係 (Inoue²⁰⁾)

付近の含水比はいずれも液性限界の1.5倍~2.2倍となっており、深さとともに減少して深度50cmでは $1.1 \sim 1.5w_L$ となっている。

これらの結果より、底泥が一箇所にほぼ落ちついて自重圧密を開始する時を海底地盤が形成される初期状態とすれば、そのときの含水比は液性限界の1.5~2.0倍程度ではないかと推定される。

図-29は、初期含水比を液性限界の1.5倍および2.0

倍とし(24)式を用いて e - $\log p$ 関係を計算し、その結果から深度と正規化含水比 w/w_L との関係を求めたものである。計算では液性限界 w_L を50~150%の範囲で変化させ、 $(S_U/p)_{USC}=0.3$ 、 $(S_U/p)_{REM}=1.0$ 、鋭敏比 $s_r=15$ としている。図のように、計算された w_0/w_L は図-28に示した実測値データとよく一致しており、海底地盤の圧密の初期含水比を $1.5w_L \sim 2.0w_L$ と考えることによって表層における深度-含水比関係がよく説明できる。

5. 海底地盤における間隙比(体積比)と有効土被り圧力の関係^{23), 25)}

5.1 バーランドによる固有圧縮線と堆積圧縮線

地質学的に過去の応力履歴のない正規圧密状態と考えられる海底地盤において、原位置の間隙比と土被り圧の関係性を調べることによって、堆積圧縮関係(Sedimentary Compression Curve)が求められる。堆積圧縮関係はいわば自然地盤における e - $\log p$ 関係である。

一例として、関西国際空港建設地点において実施された大深度のボーリング調査(最大掘削深度400m)の結果より、不攪乱粘土試料の土被り圧と間隙比の関係を示したのが図-30である²³⁾。この地点の地盤は隆起と沈降を繰り返しているが、いずれの深度でも現在の土被り圧よりも大きな上載圧を過去に受けたことがない正規圧密状態であると考えられている。図では、液性限界 w_L の範囲ごとにプロットしているが、土被り圧の増加とともに間隙比が低下する傾向は液性限界によって異なり、液性限界の高い粘土ほど同じ土被り圧に対して間隙比が大きい。なお、堆積圧縮関係を調べる場合の圧力として現在の土被り圧 p_0 ではなく圧密試験による圧密降伏圧力 p_c を用いる場合があるが²⁴⁾、大阪湾海底地盤の場合は p_c が p_0 の1.2~1.3倍であるので、 p_c に対して図-30をプロットすると間隙比はより大きくなる。

バーランド²⁴⁾は、数多くの粘土について液性限界 w_L に近い初期含水比(平均的には w_L の1.25倍とされている)で練り返した試料を圧密したときの e - $\log p$ 曲線の実験データを整理し、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。

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e_{1000} - e^*_{100}} = \frac{e - e^*_{100}}{C_c} \quad (28)$$

ここに、 e^*_{100} と e_{1000} は、圧密圧力がそれぞれ100kN/m²、1000kN/m²であるときの間隙比である。バーランドは粘土によらない I_v と土被り圧の関係をIntrinsic Compression Line (ICL, 固有圧縮線)と呼び、粘土が堆積

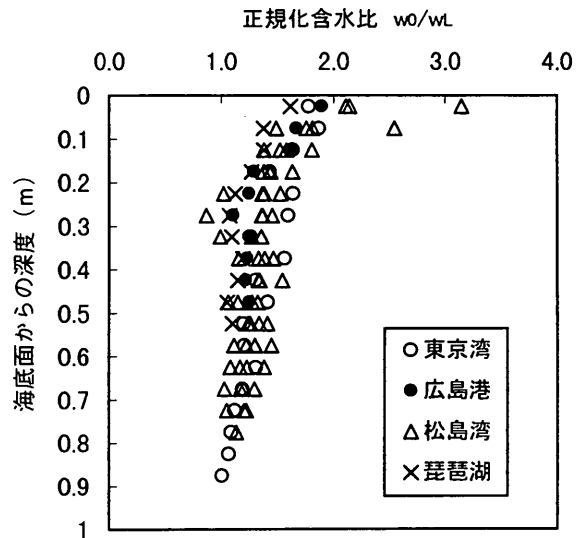


図-28 海底地盤表層の含水比(五明ら^{21), 22)}

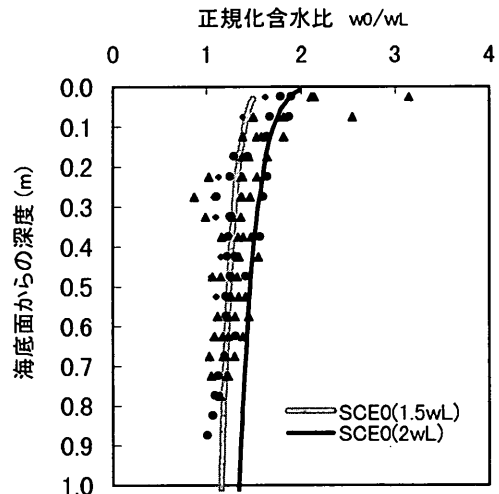


図-29 計算結果と原位置での含水比の比較

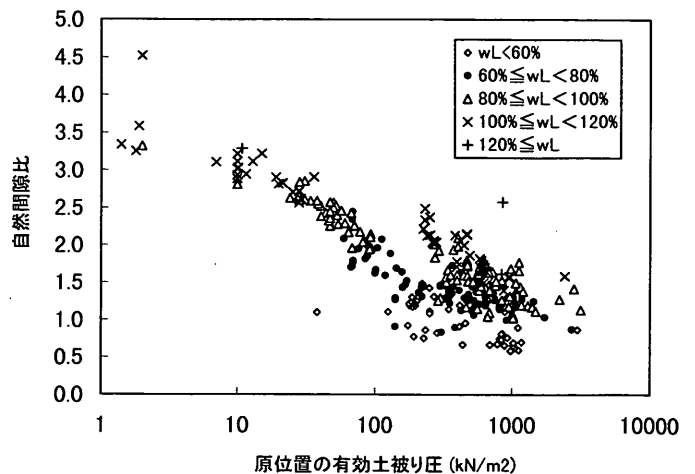


図-30 土被り圧と間隙比の関係²³⁾

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 $e\text{-log}p$ 関係であるとした。さらに、パーランドは、(28)式における C_c^* と e_{100}^* が、液性限界での間隙比 e_L のみによってそれぞれ次のように与えられるとした²⁴⁾。

$$C_c^* = 0.256 e_L - 0.04 \quad (29)$$

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 e_L - 0.089 e_L^2 + 0.016 e_L^3 \quad (30)$$

このことは、初期含水比一定（液性限界の1.25倍）で繰り返して圧密したのときの年代効果を受けない粘土地盤の $e\text{-log}p$ 関係が液性限界によって決まるというもので、3章で述べた基準圧縮曲線による検討結果と同じである。

パーランドは、自然地盤における堆積圧縮関係について調べ、間隙比を(28)~(30)式によって正規化した間隙指数 I_v と土被り圧の関係が地盤によらずほぼ1本の線で表されることを示した。図-31にこれらの関係を示すが、自然地盤の I_v と土被り圧の関係を Sedimentary Compression Line (SCL, 堆積圧縮線) と呼び、ICLが粘土に固有の $e\text{-log}p$ 関係であるのに対して、SCLがICLよりも大きいのは、年代効果による構造が形成されていることによるとした。さらに、自然地盤において圧密降伏圧力を大幅に上回る荷重で圧密が行われれば、 $e\text{-log}p$ 関係は最終的にICLに収束すると述べている。

これに対して筆者は、2章および3章において、圧密圧力を増加させた場合に、年代効果による構造、試料の乱れなどの影響が消えて最終的に収束する究極基準圧縮曲線 (USC) と、この究極の $e\text{-log}p$ 曲線に、ある初期含水比で繰り返された状態から圧密圧力の増加とともに漸近する基準圧縮曲線 (SC_{e0}) を提案した。筆者の提案によれば、パーランドによるICLは、初期間隙比が液性限界の1.25倍という条件における基準圧縮曲線 (SC_{e0}) であって、このときの $e\text{-log}p$ 曲線が粘土に特に固有 (intrinsic) である理由はなく、圧密圧力の増加とともに収束する圧縮曲線でもない。最終的に収束するのは2章で示した究極基準曲線である。この点がパーランドと筆者の大きな違いである¹⁵⁾。

5.2 大阪湾粘土の有効土被り圧と自然間隙比の関係

(28)~(30)式で定義される間隙指数 I_v は、さまざまな塑性を有する粘性土の間隙比を液性限界によって正規化し、 $e\text{-log}p$ 関係を統一的に論じるものである。そこで、以下には大阪湾の粘土地盤において間隙指数と土被り圧の関係を求め、パーランドが示した図-31およびICL, SCLとの比較検討を行う。

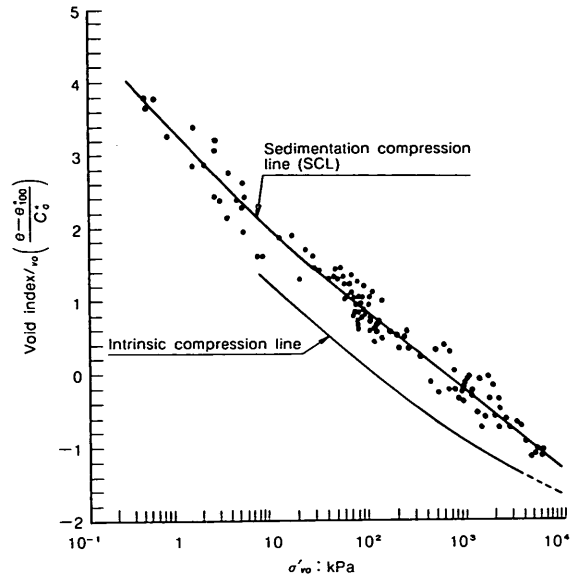


図-31 ICL と SCL (Burland¹⁵⁾)

図-30に示したデータにおける間隙比を間隙指数 I_v に変換し、土被り圧と I_v の関係として図-32に示した。図中には、SCLとICLを併せて示している。図のように、大阪湾粘土の I_v は、図-31におけるばらつき (±0.2程度) を考慮しても全体にSCLよりもかなり大きい。したがって、Burlandが主張するユニークな堆積圧縮関係SCLの存在は、大阪湾の海底地盤に関しては成立しないといえる。

4章では、海底地盤が堆積するときの初期含水比が液性限界の1.5倍から2.0倍の範囲にあると考えられることを示した。海底に堆積した地盤では、この初期含水比の条件における基準圧縮曲線SC_{e0}が年代効果やそれに伴う構造の影響が無いときの粘土地盤の固有の $e\text{-log}p$ 関係であると考えられる。そこで、(24)式を用いて液性限界が50%~120%、初期含水比1.50 w_L ~2.0 w_L とし

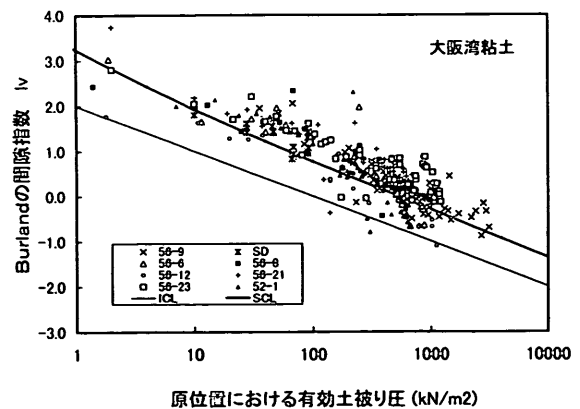


図-32 土被り圧と間隙指数

たときの基準圧縮曲線を計算し、式(28)～(30)によって計算した間隙指数 I_v と有効圧密圧力 p_o の関係として求めた。図-33 にこれらの関係を示すが、初期含水比が $1.50 w_L$ および $2.0 w_L$ のときの I_v と $\log p$ の関係はいずれも液性限界の違いによってそれほど変化しない。これらの線を海底地盤における年代効果による構造がないときの堆積圧縮曲線として SC-marine と呼ぶと、SC-marine は p が 30kN/m^2 を越える範囲では ± 0.3 の範囲を許容すればほぼ一つの線としてみなしうる。

図-34 に SC-marine と Burland による ICL, SCL さらに大阪湾洪積粘土の原位置での間隙指数を示した。図のように、SC-marine による間隙指数はバーランドの ICL よりも大きく、特に土被り圧が 100kN/m^2 以下の範囲では SCL にほとんど一致している。SC-marine が ICL よりも大きいのは堆積時の初期間隙比の違いである。図より、Burland が年代効果による粘土の構造の違いであるとした SCL と ICL の相違は、構造の有無ではなく地盤が形成されるときに初期含水比の相違によってかなりの部分が説明できる。すなわち、海底において液性限界の $1.5\sim 2.0$ 倍で堆積した地盤の場合、年代効果が全くない場合でも SCL に近い堆積圧縮関係を示すと予想されるのである。以上のように、バーランドによる ISC と SCL の解釈は見直す必要があると考えられる。

図中には大阪湾粘土の原位置における間隙指数 I_v と有効土被り圧 p_o をプロットしているが、土被り圧が大きくなるとともに自然地盤の I_v は SC-marine による間隙指数よりも大きくなっている。ここで重要なことは年代効果による構造の影響を表すのは、原位置での間隙指数と Burland による ICL との差ではなく、初期含水比を液性限界の $1.5\sim 2.0$ 倍とした基準圧縮曲線 SC-marine との差であるという点である。土被り圧 300kN/m^2 以上の地盤は堆積年代が数万年前から十数万年前の洪積粘土地盤であり、年代効果によって高位の構造を持っていると判断される。

5.3 体積比指数 I_{sv} と土被り圧の関係

5.2 では粘土の間隙比を正規化する方法として Burland が提案した間隙指数 I_v を用いた。間隙指数は間隙比を液性限界によって正規化した定数として先駆的なものであり、図-31 に示した固有圧縮線 (ICL) に基づくものである。しかし、すでに述べたように海底地盤の堆積条件を考えると ICL は「固有な」関係としての意味が不明確であり、この結果 I_v の工学的な意味も曖昧にならざるを得ない。一方、筆者が提案した基準圧縮曲線は、体積比 f と圧密圧力との対数グラフ上での直線関係

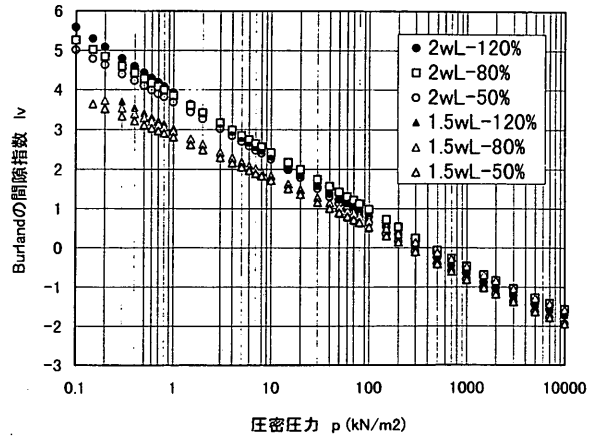


図-33 初期含水比を考慮して計算した間隙指数—圧密圧力関係の計算値

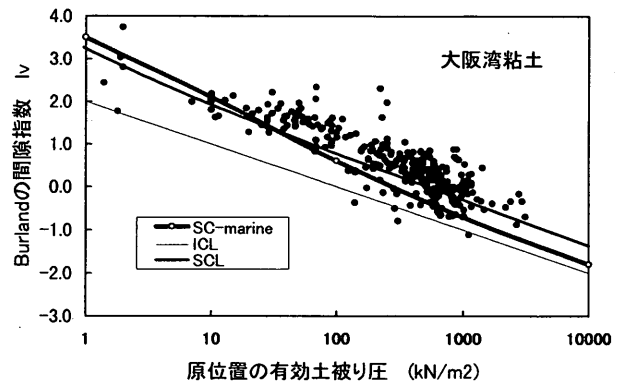


図-34 SC-marine と原位置の間隙指数

が基本となっており、これは2章で述べたように自然ひずみと自然応力との直線関係を背景とするものであった。そこで、ここでは新たに体積比指数 (Specific Volume Index) I_{sv} を次式のように定義する。

$$I_{sv} = \frac{\log_e f}{\log_e f_L} \tag{31}$$

このように I_{sv} は、液性限界の体積比の対数に対する現在の体積比の対数の比として定義される。液性限界の時に I_{sv} は 1.0 であり土の間隙がなくなったときに 0 となる。究極基準圧縮曲線 USC は $\log f - \log p$ 座標上で直線であり、2.3 で述べたようにいずれの液性限界でも圧密圧力 $p = 500\text{MN/m}^2$ 付近で $f = 1$ に収束する傾向を示す。したがって I_{sv} を用いると、USC は液性限界によらず一つの直線に表される。バーランドの間隙指数 I_v ではある特定の初期含水比での圧縮曲線である ICL で正規化しているが、正規化パラメータとしてはここで提案する I_{sv} の方が I_v よりも有効な意味を持つと考えられる。

図-35はUSCと図-24(a)~(d)で示した計算結果を $I_{sv}-\log p$ 上にプロットしたものである。USCは液性限界によらずほぼ1つの直線で示されるが、基準圧縮曲線 SC_{e0} をみると液性限界によって $I_{sv}-\log p$ 関係は変化し、同じ圧密圧力に対して液性限界が小さいほど I_{sv} が大きくなっている。しかし ± 0.1 の範囲を許容すると、初期含水比が液性限界の1.5倍および2.0倍である $SC_{e0}(1.5e_L)$ 、 $SC_{e0}(2.0e_L)$ は、それぞれほぼ一つの線で表すことが可能である。したがって、 I_{sv} による正規化はパーランドの I_v と同様に、土の液性限界の違いによらない堆積圧縮関係を与えることにほぼ成功している。

図-35の $SC_{e0}(1.5e_L)$ と $SC_{e0}(2.0e_L)$ の平均値を求め表-2に海底地盤における標準体積比指数(体積比指数に関するSC-marine)として示した。表-2と原位置での土被り圧-体積比指数関係を比較することによって地盤の構造のレベルを判定することができる。図-36(a)は東京湾、広島湾の表層から採取した粘土の体積比指数と土被り圧の関係を $I_{sv}-\log p$ 上にプロットしたものである。図のように、土被り圧 50kN/m^2 以下では多くのデータが $SC_{e0}(1.5e_L)$ と $SC_{e0}(2.0e_L)$ 上にある。土被り圧 50kN/m^2 は深度10m程度の土被り圧に相当するが、これらの深度の沖積地盤では現在の間隙比の状態はほぼ堆積時の初期含水比を考慮した基準圧縮曲線 SC_{e0} 上にあり、少なくとも間隙比に関しては年代効果による構造の影響はみられない。土被り圧が 50kN/m^2 を越えると原位置の体積比指数が SC_{e0} よりも大きくなる場合が見られるようになる。

海成粘土地盤の多くは表層付近で過圧密粘土となっている。これは堆積期間中に年代効果による構造が形成され、付加的な強度が発現し圧密降伏圧力が増加するため

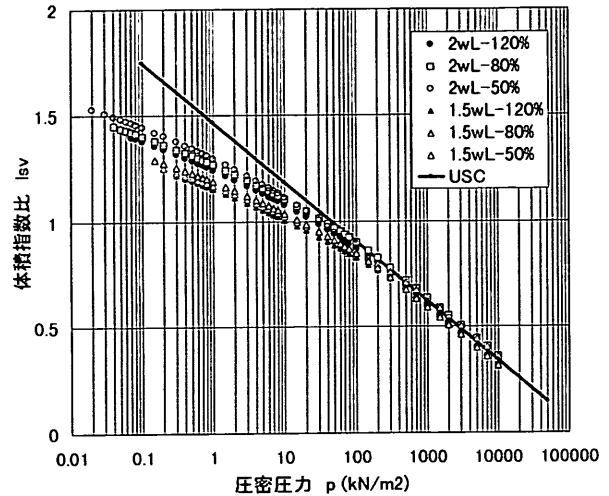


図-35 体積比指数を用いたときの基準圧縮曲線

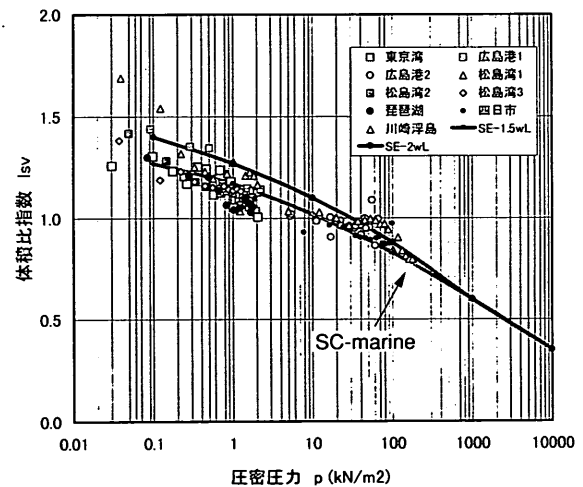


図-36(a) 沖積粘土地盤における土被り圧と体積比指数との関係

土被り圧 p		初期含水比		標準体積比指数
(kN/m²)	(ton/m²)	1.5w _L	2w _L	
1	0.1	1.17	1.27	1.22
2	0.2	1.13	1.22	1.17
5	0.5	1.07	1.15	1.11
10	1.0	1.02	1.10	1.06
20	2.0	0.97	1.04	1.01
50	5.0	0.90	0.95	0.93
60	6.0	0.89	0.94	0.91
70	7.0	0.87	0.92	0.90
80	8.0	0.86	0.91	0.88
100	10.0	0.84	0.88	0.86
150	15.0	0.81	0.84	0.82
200	20.0	0.78	0.81	0.79
300	30.0	0.74	0.76	0.75
500	50.0	0.69	0.70	0.69
1000	100.0	0.61	0.61	0.61
2000	200.0	0.53	0.53	0.53

表-2 海底地盤の標準体積比指数

であって、いわゆるみかけの過圧密と呼ばれるものである²³⁾。このような構造の影響を評価するには、図-36(a)において土被り圧の代わりに圧密降伏圧力を用いることが考えられる。本来、本論文で示した基準圧縮曲線は正規圧密時のものであり、応力履歴によって過圧密となった地盤では体積比指数が基準曲線より小さくなる。しかし、過圧密比が小さい場合には先行圧密荷重から現在の圧密圧力まで除荷したときの膨張量が小さいので、土被り圧にかえて先行圧密圧力に対して体積比指数をプロットすれば、ほぼ基準圧縮曲線上にあるはずである。そこで、図-36(a)における各粘土において圧密降伏圧力 p_c を用い $I_{sv}-\log p_c$ 関係を示したのが図-36(b)である。なお、ここでは p_c は標準圧密試験の値を用いたが、海底地盤表層部についてはせん断強度より次式から過圧密比

OCR を算定し、 $p_c = OCR p_0$ とした。

$$OCR = \frac{(s_u/p)_{Field}}{(s_u/p)_{NOR}} \quad (32)$$

ここに、

$(s_u/p)_{Field}$: 原位置の強度増加率

$(s_u/p)_{NOR}$: 正規圧密状態の強度増加率, 0.3 とする。

図-36(b)をみると、海底地盤表層から 1.0m 以内の粘土層である p_c が 10kN/m^2 以下の範囲では、体積比指数は基準圧縮曲線の値よりも大きく、高位の構造を有していることがわかる。このように $I_{SV} - \log p_c$ 関係を用いることにより過圧密地盤が応力履歴によるものか年代効果によるみかけの過圧密かを判断することができる。

図-37 は大阪湾粘土について原位置の体積比指数と土被り圧力の関係を示したものである。図のように深度 20m 以浅の沖積粘土では図-36(a)と同様に I_{SV} が SE_{E0} 上にあるが、深度(土被り圧)が大きい洪積粘土地盤では原位置の I_{SV} は SC_{E0} による値よりもかなり大きくなっている。このことは大阪湾洪積粘土地盤が年代効果による高位の構造を有することを示している。

ここで体積比指数 I_{SV} の意味を検討してみよう。図-38 は、 $I_{SV} - \log p$ グラフにおいて体積比指数に関する SC_{marine} よりも高位に原位置の体積比指数がある場合を示している。図のように土被り圧に相当する SC_{marine} 上の間隙比指数と原位置の間隙比指数との差を $\Delta(I_{SV})_0$ とすると、式(31)より $\Delta(I_{SV})_0$ は次式で表される。

$$\begin{aligned} \Delta(I_{SV})_0 &= \frac{\Delta(\log_e f)}{\log_e f_L} = \frac{\log_e f_0 - \log_e f_{\text{marine}}}{\log_e f_L} \\ &= \frac{\log_e (f_0 / f_{\text{marine}})}{\log_e f_L} = \frac{\log_e (V_0 / V_{\text{marine}})}{\log_e f_L} \quad (33) \end{aligned}$$

ここに、 f_0 と V_0 は原位置における地盤の体積比と体積、 f_{marine} と V_{marine} はその土被り圧における海底地盤の標準的な体積比と体積である。式(33)より、 $\Delta(I_{SV})_0$ は、ある土被り圧における海底地盤の標準的な体積に対する原位置での自然体積ひずみを、地盤の固有の値である $\log_e f_L$ で正規化した量である。式(33)より自然体積ひずみを求めると、

$$\log_e (V_0 / V_{\text{marine}}) = \Delta(I_{SV})_0 \cdot \log_e f_L \quad (34)$$

となり、地盤の液性限界と $\Delta(I_{SV})_0$ を知ることによって、構造が高位である度合いを自然体積ひずみとして求めることができる。たとえば、図-38 において $\Delta(I_{SV})_0$ の平均を 0.2、液性限界の含水比 w_L の平均を 80% とすると、

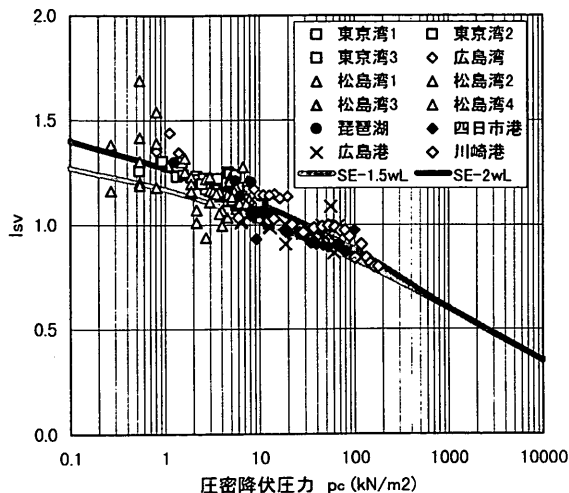


図-36(b) 沖積粘土地盤における圧密降伏圧力と体積比指数との関係

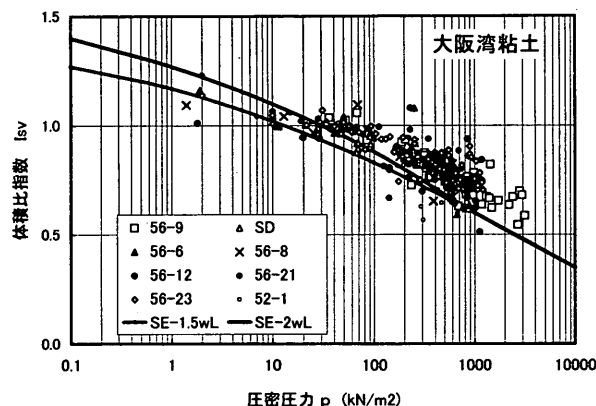


図-37 大阪湾洪積粘土地盤の土被り圧と体積比指数の関係

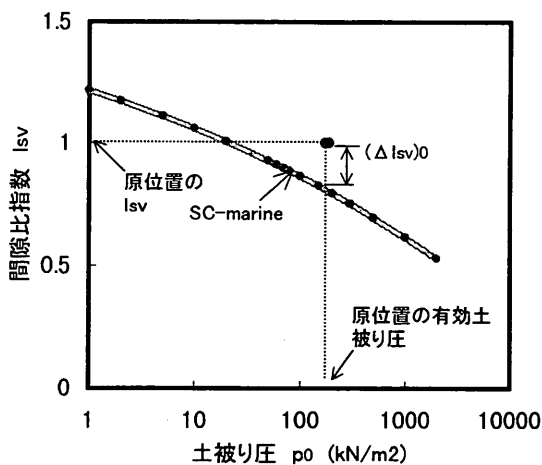


図-38 SC-marine と原位置の間隙比指数の差 $\Delta(I_{SV})_0$

$$\begin{aligned}\log_e(V_0/V_{marine}) &= 0.2 \times \log_e(1 + 2.7 \times 0.8) \\ &= 0.23\end{aligned}$$

となり、この場合は年代効果による構造の形成によって地盤の体積が構造がない場合よりも23%膨張した状態にあるといえる。このように、間隙比指数 I_{sv} は構造のレベルを体積ひずみとして定量化した指標である。

図-37をみると大阪湾の洪積粘土地盤の多くで $\Delta(I_{sv})_0$ が0.1~0.25の範囲にあるので、埋立等の荷重によってセメンテーション構造が壊れた場合、大きな圧縮性を示すことが予想される。ただし、ここで $\Delta(I_{sv})_0$ により算定した体積ひずみは構造が無い場合に対するひずみであるが、いったん形成された構造の影響が消えるには圧密降伏圧力の数倍の圧密圧力が必要になる。したがって、 $\Delta(I_{sv})_0$ は地盤の潜在的な圧縮性を示すものであって、実際の地盤において圧縮量を算定するには圧密試験と解析によって行うべきである。

6. 結 論

本論文では、海成粘土地盤の間隙比と土被り圧の関係を統一的に説明することを試みた。主な結論は以下のとおりである。

- 1) 多数の海成粘土の圧密試験結果を解析した結果、粘土の初期含水比と圧密圧力が十分大きいときに最終的に収束する圧密圧力と間隙比（あるいは体積比）の関係が存在するがわかった。この関係を究極基準曲線 (USC) と呼ぶが、USC は土の液性限界のみでおおよそ決定することができる。
- 2) 特定の初期間隙比で繰り返した状態から圧密を開始したときの e - $\log p$ 曲線は圧密圧力が増加するとともに USC に漸近し、最終的に一致する。この間の e - $\log p$ 関係を定式化し、粘土の液性限界と初期間隙比が与えられれば年代効果が無いときの e - $\log p$ 関係が計算できることを示した。
- 3) 既往の実験結果と海底地盤表層の間隙比のデータから、海底地盤において圧密が開始するときの初期間隙比が液性限界の1.5~2倍前後であると推定した。この条件を用いて計算した e - $\log p$ の基準曲線は、海底地盤表層の間隙比—土被り圧関係とほぼ一致する。
- 4) 広範囲の土の間隙の状態を表現する体積比指数 I_{sv} を提案した。 I_{sv} は $\log(1+e)/\log(1+e_L)$ で定義される (e_L は液性限界の間隙比)。初期含水比を液性限界の1.5~2.0倍として計算した基準圧縮曲線の体積比を I_{sv} に変換することにより、海成地盤を対象とした一つ

の基準の土被り圧—体積比指数関係を求めることができる。

- 5) 自然海底地盤の体積比指数と土被り圧の関係を I_{sv} - $\log p$ 座標上にプロットすると、深度10m以浅の沖積地盤の場合はほぼ基準圧縮曲線上にあり、間隙比に関してセメンテーション構造の影響はみられない。大阪湾の海底地盤では深層部の洪積粘土地盤の体積比指数が海底地盤の基準圧縮曲線の値よりも大きく、これらの地盤では年代効果によって高位化した構造を持っていると判断される。
- 6) 年代効果により高位な構造を有する地盤においては、海底地盤に対する標準的な間隙圧指数と原位置の間隙指数の差 $\Delta(I_{sv})_0$ 、および当該地盤の液性限界から、構造による自然体積ひずみを算定することができる。
(1999年6月30日受付)

謝 辞

本論文は1989年頃から断続的に実施してきた研究の成果をとりまとめたものです。この間に地盤工学会研究発表会や国際シンポジウムの中で何回か発表しましたが、最近3年あまりは他の業務の関係でほとんど進展がありませんでした。今回考察を加えて港研報告としてまとめることにしたのは、本年1月から土性研究室に参加した科学技術特別研究官洪振舜氏の強いすすめがあったことがきっかけとなりました。本論文を作成する中で洪氏との討議は非常に有益であり、さらには図面作成や原稿の調整に多大の助力をいただきました。ここに、心から感謝の意を表します。

また、本論文で使用した海底地盤表層における含水比と強度のデータは、東亜建設工業(株)技術研究所五明美智男氏から提供いただいたものです。五明氏には底泥と波浪の関係についてご教示いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 石井一郎・小川富美子・善功企(1984)：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，港湾技研資料，No498，pp. 47-86.
- 2) 奥村樹郎(1974)：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，No193.
- 3) 小林正樹，山川匠，小川富美子(1990)：沈降過程を考慮した超軟弱粘土の自重圧密解析，港湾技研資料，No680.
- 4) 土田孝(1991)：粘性土の e - $\log p$ 曲線に関する新しい考え方，第26回土質工学研究発表会，pp. 341-344.
- 5) 土田孝(1991)：A New Concept of e - $\log p$ Relationship for Clays，第9回国際土質基礎工学会アジア地域会議，Vol. 1，pp. 87-90.
- 6) Lamb and Whitman(1978)：Soil Mechanics, SI version, John Wiley & Sons, Inc., pp. 321.
- 7) Butterfield, R. (1979)：A natural compression law for soils, Geotechnique, Vol. 29, No4, pp. 469-480.
- 8) 今井五郎(1978)：液状粘土の一次元圧密特性に関する基礎的研究，東京大学学位請求論文.
- 9) 矢野弘一郎(1985)：浚渫粘土による軟弱埋立地盤の性状とその予測，土木学会論文集，第364号／Ⅲ-4，pp. 1-4.
- 10) 土田孝，小林正樹，水上純一，田中政典(1989)：高温再圧密による海成粘土の年代効果の再現，港研報告，Vol. 28, No1, pp. 121-147.
- 11) 土田孝(1992)：粘性土の圧縮指数と液性限界の関係について，第27回土質工学研究発表会，pp. 405-408.
- 12) 土田孝(1992)：粘性土の「固有」な e - $\log p$ 関係について，第47回年次学術講演会概要集第3部，pp. 458-459.
- 13) 土田孝(1993)：粘性土の圧縮性と液性限界の関係に関する考察，土の判別と工学的分類に関するシンポジウム，土質工学会.
- 14) 土田孝(1994)：A Unified Concept of e - $\log p$ Relationship，第13回国際土質基礎工学会，Vo. 1, pp. 71-74.
- 15) 土田孝(1995)：Unified model of e - $\log p$ relationship with the consideration of the effect on initial void ratio, Proceedings of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Ishiroshima '95, pp. 379-384.
- 16) 八嶋三郎(1986)：粉体と粉体物性，ケミカルエンジニアリング・シリーズ10，培風館，pp. 54-100.
- 17) 三笠正人(1988)：繰り返し圧密による液性限界試験(第1報)，第23回土質工学研究発表会，pp. 267-268.
- 18) 土田孝(1994)：海の波や流れと海底地盤，土と基礎，42巻6号，pp. 11-16.
- 19) 五明美智男，矢内栄二，堺和彦，大槻忠(1985)：波と底泥の相互干渉に及ぼす物性の影響について，第33回海岸工学講演会，pp. 322-326.
- 20) Inoue, T., Tan, T. - S. and Lee S.L. (1990)：An Investigation of shear strength of slurry clay, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 1-10.
- 21) 五明美智男，三村信男(1992)：現地不攪乱底泥の強度特性，第39回海岸工学講演会，pp. 501-505.
- 22) 五明美智男，雨貝信治，半沢秀郎(1994)：底泥のせん断強度と覆砂厚の評価，第1回環境地盤工学シンポジウム，pp. 109-114.
- 23) 土田孝(1993)：海底地盤における間隙比と土被り圧の関係について，第28回土質工学研究発表会，1993年6月，pp. 401-404.
- 24) Burland, J.B. (1990)：On the Compressibility and shear strength of natural clay, Geotechnique, Vol. 40, No3, pp. 329-347.
- 25) 土田孝(1994)：海底粘土地盤の e - $\log p$ 関係に関する統一的な解釈について，第39回土質工学シンポジウム—海底地盤と海洋施工技術—，pp. 171-178，土質工学会.
- 26) 土の物理的性質に関する新しい試験方法研究委員会(1992)：委員会報告Ⅲフォールコーン法，新しい土の物理試験方法に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 69-90.
- 27) 石井一郎，小川富美子，善功企(1984)：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，港湾技研資料 No.498，pp. 83-84.
- 28) 土田孝，水上純一，森好生，及川研(1989)：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol. 28, No. 3, pp. 81-145.
- 29) Skempton, A.W. (1944)：Notes on the compressibility of clays, Quarterly Journal of Geological Society, Vol. 125, pp. 373-411.

記号表

USC：究極基準圧縮曲線

SC_{e0}：ある初期間隙比から圧密を開始したときの基準
圧縮曲線

ICL：パーランドによる固有圧縮線

SCL：パーランドによる体積圧縮線

e ：間隙比

e_L ：液性限界における間隙比

e_0 ：初期間隙比

e_{10} ：究極基準圧縮曲線(USC)上において圧密圧力が 10
kN/m² の時の間隙比

e_{100}^* ：パーランドによる固有圧縮線(ICL)上において圧
密圧力が 100kN/m² の時の間隙比

e_{1000}^* ：パーランドによる固有圧縮線(ICL)上において圧
密圧力が 1000kN/m² の時の間隙比

f ：体積比

f_L ：液性限界における体積比

f_0 ：初期体積比

f_{10} ：究極基準圧縮曲線(USC)上において圧密圧力が 10
kN/m² の時の体積比

C ：基準曲線の勾配

C_C ：圧縮指数

C_{C1000} ：究極基準圧縮曲線上で圧密圧力が 1000kN/m² の
ときの圧縮指数

C_C^* ：パーランドの ICL の勾配で $e_{100}^* - e_{1000}^*$

I_v ：パーランドの間隙指数

I_{sv} ：体積比指数

w ：含水比

w_L ：液性限界の含水比

w_0 ：初期含水比

p ：有効圧密圧力

p_0 ：原位置における有効土被り圧力

p_c ：圧密降伏圧力

$p_{e=0}$ ：間隙比が 0 となるときの圧密圧力

s_r ：鋭敏比

$(S_u/p)_{USC}$ ：USC 上での強度増加率

$(S_u/p)_{REM}$ ：完全に練り返したときの強度増加率

M ：限界状態線の勾配

r_f ：正規化体積比差

R_{CR} ：再圧密比

R ：攪乱比