

弾・粘塑性有限要素解析の入力パラメーター決定における 一軸圧縮強度の利用

UTILIZATION OF UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH IN DETERMINING INPUT PARAMETERS OF ELASTO-VISCOPLASTIC FINITE ELEMENT ANALYSIS

太田 秀樹*・鍋谷 雅司**・藤井 信二**・山本 松生**

By Hideki OHTA, Masashi NABETANI, Shinji FUJII and Matsuo YAMAMOTO

This paper investigates procedures to determine soil parameters used in elasto-viscoplastic analysis based on the standard laboratory tests.

Some parameters of elasto-viscoplastic constitutive model are found to be related to unconfined compressive strength and oedometer test results.

Using the parameters obtained by interpreting these test results, finite element computations are carried out analysing trial embankments on soft ground. Applicability of the procedure to engineering practice is verified by comparing the computed results with measured field performance of soft foundations.

Keywords: *unconfined compressive strength, elasto-viscoplastic analysis, input soil parameters*

1. はじめに

弾・粘塑性構成式を用いて、軟弱地盤の応力-変形-圧密に関する連成問題を有限要素法により解析する場合、多数の入力パラメーターが必要となる。本来、これらのパラメーターは、精密な力学試験により決定されるべきであるが、現実問題として、そのような土質試験が実施される例は多くない。そこで比較的入手しやすいデータの1つである塑性指数を中心とした簡易的なパラメーターの決定方法が Iizuka and Ohta¹⁾により提案されている。しかし、塑性指数から土質の力学定数を推定するのは、血液型から個々人の性格を判断しようとするようなもので、全く資料がない場合にやむなく使われるべき推定法である。日本で行われる土質調査では、通常、液塑性限界試験だけではなく、一軸圧縮試験、標準圧密試験もあわせて実施されることが少なくない。一軸圧縮強度 q_u は、Kimura and Saitoh²⁾によれば、応力解放を伴うため、残留間隙水圧の挙動が複雑であることから、力学的な解釈が難しい。また、サンプリングや供試体の整

形および載荷の際に生じる種々の誤差要因が昔から指摘されており、それらの影響が無視できない程度に大きいことがわかっている（たとえば西垣・三笠³⁾）。一方、 q_u は、粘性土地盤の円弧すべりを考えるような慣用の安定解析には数多くの実績があり、その信頼性は経験的に確かめられている。事実、数多くの盛土の破壊例と q_u とを比較すると、 $PI \geq 25\%$ の粘土については、 q_u から計算された安全率が1に近い値になる例が多いことが太田⁴⁾により示されている。

このように、 q_u は数々の問題点を内蔵しながらも、その誤差は全くランダムなわけではなく、土の種類によってある一定の規則性をもっているため、結果としてそれなりに土の力学的性質をうまく表わしている指標であるといえよう。そこでこの q_u を弾・粘塑性構成式による FEM 解析のパラメーター推定に利用できれば、満足すべき精度の解析結果が得られるのではないかと期待される。

本論文では、Sekiguchi and Ohta⁵⁾による弾塑性構成式から得られる非排水せん断強度と、従来から知られている q_u の傾向的特徴を利用して、弾・粘塑性構成式のパラメーターを推定する方法を示す。次に、腐植土と沖積粘土層からなる軟弱地盤上の盛土工を対象とした挙動解析を行い、この q_u を利用したパラメーター推定方法

* 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科
(〒920 金沢市小立野 2-40-20)

** 正会員 佐藤工業(株) 中央技術研究所
(〒243-02 厚木市三田 47-3)

の適用性について述べる。なお、解析に用いたプログラム DACSAR^{11,6)}は、Biot⁷⁾の多次元圧密理論に Sekiguchi and Ohta⁵⁾, Ohta and Sekiguchi⁸⁾による弾・粘塑性構成式を取り入れ、赤井・田村⁹⁾による定式化をもとに作成されたものである。なお、用いた構成式は、正規圧密状態および過圧密状態にある粘土に対して適用可能である。

2. 非排水せん断強度に関する理論式

(1) 軸対称 K_0 圧密条件下の非排水せん断強度

関口・太田による弾塑性構成式における降伏関数 f は式 (1) で定義される。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* \dots (1)$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p'_0} \right) \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p'_0} \right)}$$

ここで、 D は柴田¹⁰⁾によるダイレイタンスーに関する定数、 e , p' , s_{ij} は、それぞれ間隙比、平均有効主応力、偏差応力テンソルであり、添字 0 は K_0 圧密終了時の値であることを示す。 λ , κ は、それぞれ圧縮、膨潤時における $e \sim \ln p'$ 関係の勾配である。なお、 η^* は一言でいえば、せん断応力の増加に伴って大きくなるスカラー量である。式 (1) を用いて非排水せん断破壊時における条件式が次のように表わされる。

a) 非排水条件 (体積ひずみが 0)

$$\frac{\lambda}{D(1+e_0)} \ln \frac{p'}{p'_0} + \eta^* = 0 \dots (2)$$

b) 破壊条件 (せん断ひずみが無限大)

$$\frac{\lambda - \kappa}{D(1+e_0)} - \frac{3}{2\eta^*} \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p'_0} \right) \frac{s_{ij}}{p'} = 0 \dots (3)$$

等方圧密された粘土 ($s_{ij0} = 0$) に対しては、次式となる。

$$\frac{\lambda - \kappa}{D(1+e_0)} - \frac{1}{p'} \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} = 0 \dots (4)$$

Ohta and Nishihara¹¹⁾は式 (2), (3) から各種応力状態における非排水強度式を導いており、軸対称 K_0 正規圧密非排水圧縮試験 (以後、 CK_0UC 試験とよぶ) の非排水せん断強度 S_u は次式のように示される。ここで、 σ'_{v0} は有効上載圧である。

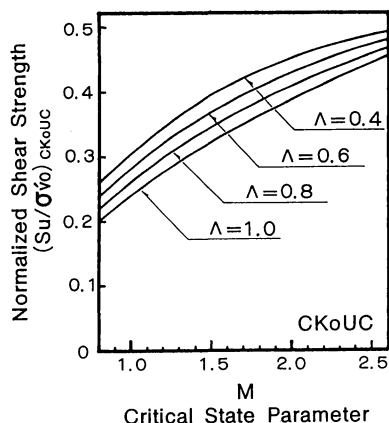
$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{CK_0UC} = \frac{1+2K_0}{3} \frac{M}{2} \exp \left(-\Lambda + \frac{\Lambda}{M} \eta_0 \right) \dots (5)$$

ここで、

$$M = \frac{\lambda - \kappa}{D(1+e_0)} \quad \Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} = 1 - \frac{\kappa}{\lambda}$$

$$\eta_0 = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}$$

なお、 M は Cam-Clay 系の構成式において破壊基準を表わすパラメーターであり、 $p' \sim q$ 平面上の破壊線の勾



図—1 非排水強度とせん断抵抗角の関係

配として定義される。式 (5) に、以下の式 (6), (7) を代入して整理すると式 (8) が得られる。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (\text{Jáky})^{12}) \dots (6)$$

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \dots (7)$$

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{CK_0UC} = \frac{M}{2} \frac{6-M}{6+M} \exp \left(-\Lambda \frac{3-M}{6-M} \right) \dots (8)$$

式 (8) は、軽部¹³⁾により、すでに導かれている。

式 (8) において、 Λ に 0.4, 0.6, 0.8, 1.0 を与えたときの $(S_u/\sigma'_{v0})_{CK_0UC}$ と M の関係を図—1 に示す。図—1 は、 CK_0UC 試験における非排水強度と M の関係を表わしており、この図により、 $(S_u/\sigma'_{v0})_{CK_0UC}$ と Λ が与えられれば、 M が推定できることになる。

(2) 一軸圧縮強度と CK_0UC 試験における非排水せん断強度の関係

中瀬・勝野・小林¹⁴⁾は、砂分を多く含む粘土の一軸圧縮強度 q_u について、補正法を提案している。また、正垣・松尾・野村・小林¹⁵⁾は塑性指数 $PI \leq 15\%$ の粘土では三軸圧縮試験と一軸圧縮試験のせん断強度の差が大きくなる旨を述べている。龍岡¹⁶⁾は、東京湾粘土を例に、原位置せん断強度 S_u と、一軸圧縮強度による $q_u/2$ との差に影響を及ぼす諸要因について考察しており、 PI が小さく深度の大きな粘土ほど乱れによる影響が無視できないと述べている。これ以外にも、多くの問題点が指摘されているが、一軸圧縮強度から求められるせん断強度と CK_0UC 試験におけるせん断強度 (以後これらをそれぞれ添字 UC, CK_0UC で区別して表わす) の概略的な関係を調べるために、塑性指数をパラメーターとして両者の比較を行う。これには、過去に発表されている CK_0UC 試験の実験結果と一軸圧縮試験によるせん断強度を比べればよい。しかし、本論文の目的は両者の実験結果の比較そのものにあるのではなく、一軸圧縮試験の結果を用いて関口・太田により提案された構成式のためのパラメーターを求めることにあるのであるから、こ

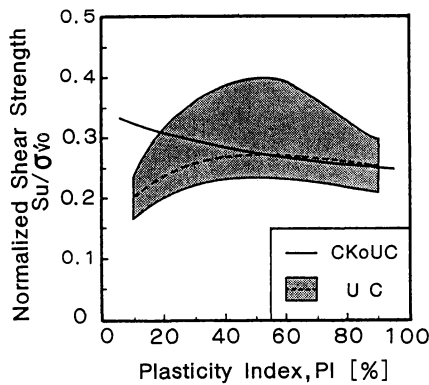


図-2 一軸圧縮試験と CKoUC 試験の非排水強度

では構成式から推定される CKoUC 試験の非排水せん断強度と一軸圧縮試験結果とを比較する。

図-2 は、数多くの一軸圧縮試験結果から求められた $(S_u/\sigma'_{vc})_{UC}$ の範囲を PI に対して示したものであり、破線は、その平均的な値を表わしている。

$(S_u/\sigma'_{vc})_{CKoUC}$ の理論式は式 (5) で与えられており、式 (5) に、式 (7) と、以下の式 (9), (10), (11) を代入して得られる非排水強度を PI に対して求めると、図-2 中の実線となる。

$$K_0 = 0.44 + 0.42 PI/100 \quad (\text{Massarsch})^{17)} \dots\dots (9)$$

$$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log PI \quad (\text{Kenney})^{18)} \dots\dots (10)$$

$$\Lambda = M/1.75 \quad (\text{軽部})^{13)} \dots\dots (11)$$

仮に、これらの経験式が正しいとすると、図-2 中の実線は CKoUC 試験における理論強度と PI の関係を表わしていることになる。これによれば、 PI の低下に伴い、CKoUC 試験における非排水強度は増加する傾向を示すが、 q_u から求めた非排水強度は減少する傾向がみられる。そこで、式 (12) に示す補正係数 μ を考えると、 μ は PI に対して図-3 のような値をとる。

$$\mu = \frac{(S_u/\sigma'_{vc})_{CKoUC}}{(S_u/\sigma'_{vc})_{UC}} \dots\dots (12)$$

図-3 によれば、 $PI \geq 40\%$ の粘土では、 $(S_u/\sigma'_{vc})_{UC}$ を $(S_u/\sigma'_{vc})_{CKoUC}$ として用いてもよいが、 $PI \leq 40\%$ の粘土では、補正係数 μ を乗じる必要があることになる。

正垣・松尾・野村・小林¹⁵⁾は、 q_u から求めたせん断強度と三軸 UU 試験におけるせん断強度の関係を求め

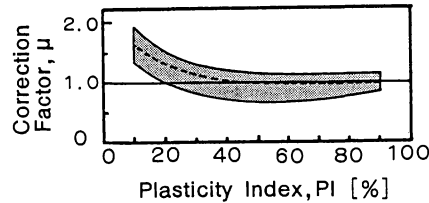


図-3 試験条件の違いによる非排水強度の補正係数

ている。それによると、 $PI \geq 15\%$ の粘土では両者に差はないが、 $PI \leq 15\%$ では q_u から求まるせん断強度の低下が著しくなると報告している。この報告は条件が異なるので、図-3 と直接比較してよいわけではないが、同様の傾向が示されている。

(3) 過圧密粘土の非排水せん断強度

これまで、正規圧密粘土に関する非排水強度について述べてきたが、実際の地盤に適用するには、過圧密粘土の非排水強度特性との関係を明らかにする必要がある。Ohta and Nishihara¹¹⁾は、異方過圧密粘土 (OCA) と異方正規圧密粘土 (NCA) の非排水強度の関係が式 (13) で与えられることを導いている。

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \right)_{OCA} = \bar{n} \bar{\Lambda} \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \right)_{NCA} \dots\dots (13)$$

ここで、 \bar{n} , $\bar{\Lambda}$ は平均有効主応力ではなく、有効上載圧 σ'_{vc} で整理した過圧密比 ($\bar{n} = \sigma'_{vc}/\sigma'_{vc}$)、非可逆比 ($\bar{\Lambda} = 1 - \bar{\kappa}/\lambda$) である。 $\bar{\kappa}$ は平均有効主応力 p' で整理した場合と比べて若干の相違がある。式 (13) は Mitachi and Kitago¹⁹⁾ がすでに述べており、中瀬・小林・勝野²⁰⁾ によって与えられた関係式の特殊場合に該当する。この式 (13) を先行圧密応力 σ'_{vc} で整理し、過圧密粘土 (OCA) が過去に正規圧密粘土 (NCA) であったときにもっていたと考えられる非排水強度を表わす式に書き直すと、式 (14) となる。

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \right)_{NCA} = \frac{1}{\bar{n} \bar{\Lambda} - 1} \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \right)_{OCA} \dots\dots (14)$$

式 (14) により、過圧密地盤の非排水強度を、過去において正規圧密状態であったときの非排水強度に換算することができる。これまでに紹介した予備的な考察に基づいて、次節に弾塑性パラメーター推定における一軸圧縮強度の利用について議論を進める。

3. 一軸圧縮強度を利用したパラメーター推定手順

2. では、構成式から導かれた CKoUC 試験における非排水強度と Λ , M の関係、一軸圧縮試験と CKoUC 試験という試験方法の違いによる非排水強度の違い、過圧密粘土と正規圧密粘土の非排水強度の関係について述べた。これらにより、一軸圧縮強度 q_u を利用して破壊に関するパラメーター M を推定する手順を示したのが図-4 である。以下に、図-4 について説明する。

M を推定するために必要な土質定数は、 q_u のほかに、地盤の単位体積重量と地下水位により決定される有効上載圧 σ'_{vc} 、標準圧密試験から求まる先行圧密圧力 σ'_{vc} 、圧縮指数 C_c 、膨潤指数 C_e と塑性指数 PI である。

①式では、解析対象地盤が過圧密状態である場合、不攪乱試料に対する q_u から求めた非排水強度 $(q_u/2 \sigma'_{vc})_{oc}$

をその粘土がかつて正規圧密状態であったときの非排水強度 $(q_u/2 \sigma'_{vo})_{NC}$ に変換している。①式中右辺の $(q_u/2 \sigma'_{vo})_{OC}$ は不攪乱試料の $q_u/2$ を先行圧密圧力 σ'_{vo} で割ったものであるから、式 (14) の $(S_u/\sigma'_{vo})_{OCA}$ に相当しており、標準圧密試験結果の σ'_{vo} , C_c , \bar{C}_s により過圧密比 $OCR (= \sigma'_{vo}/\sigma'_u)$ と非可逆比 $\bar{\Lambda} (= 1 - \bar{C}_s/C_c)$ を与えれば、その粘土がかつて K_0 正規圧密されていたときの非排水強度 $(q_u/2 \sigma'_{vo})_{NC}$ が求まる。なお、対象地盤が正規圧密地盤の場合は、①式の変換を行う必要はない。①式 (本文中の式 (14) と同じ) は、本来 K_0 圧密された正規圧密粘土と過圧密粘土の軸対称三軸試験での非排水強度の関係を示したものであり、同じ関係が一軸圧縮強度に対しても成り立つ保証はない。一軸圧縮試験がもつ種々の問題点の物理的意味合いがつまびらかにされないと、これ以上の議論はできないのであるが、ここでは実務的な側面を重視して仮に①式が一軸圧縮強度に対してもほぼ成立すると仮定して議論を進めることにする。

②式では塑性指数の低い粘土の場合、 q_u から求めた非排水強度は、 CK_0UC 試験における非排水強度よりも小さくなるため、その補正を行っている。Fig. (a) (図一3と同じ) から、 PI に対する補正係数 μ を求め、 $(q_u/2 \sigma'_{vo})_{NC}$ に乗じることにより CK_0UC 試験における

非排水強度 $(S_u/\sigma'_{vo})_{CK_0UC}$ を得る。

最後に、Fig. (b) (図一1と同じ) には、 $\Lambda = 0.4 \sim 1.0$ に対する CK_0UC 試験の非排水強度と M の関係が示されている。ここで、平均有効主応力で整理した非可逆比 $\Lambda (= 1 - C_s/C_c)$ は次のように求める。 K_0 -圧密 (膨潤) において、有効主載圧で整理した \bar{C}_s と平均有効主応力で整理した C_s との間には式 (15) の関係がある。

$$\frac{\bar{C}_s}{C_s} = 1 - \frac{\log \beta}{\log OCR}, \quad \beta = \frac{1+2K_t}{1+2K_0} \quad (15)$$

ここで、 K_0 , K_t はそれぞれ K_0 -圧密終了時および膨潤時の静止土圧係数である。 K_0 は式 (9), K_t は Alpan²¹⁾ による次の式 (16) を用いて推定できる。

$$K_t = K_0 (OCR)^{0.54 \exp(-PI/122)} \quad (16)$$

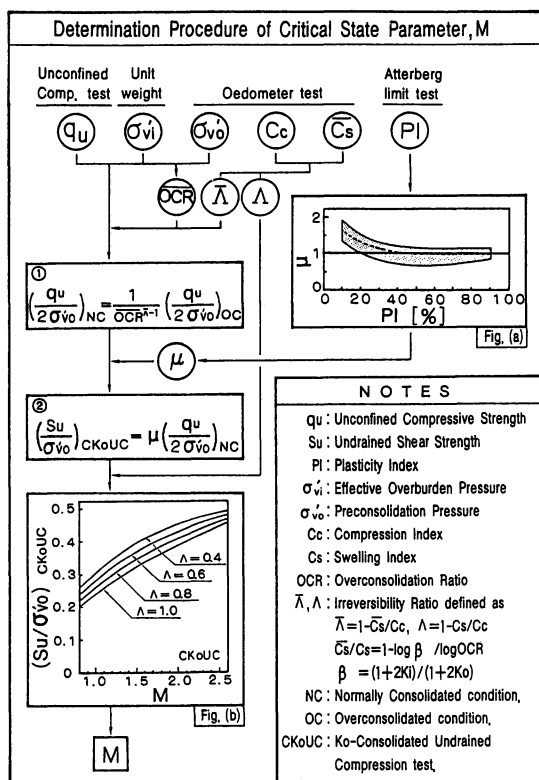
\bar{C}_s , C_s/C_c , C_c から求まる Λ と②式で求めた $(S_u/\sigma'_{vo})_{CK_0UC}$ を用いて、Fig. (b) から M (Critical State Parameter) を推定する。

4. 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析

(1) 解析条件

解析の対象は、下総台地によくみられる洪積層の侵食谷部に堆積した沖積粘土層と、排水不良により生成された腐植土層からなる軟弱地盤上の試験盛土工である。基礎地盤の土質層序と各層の性状を表一に、また、各層の代表的な物性値を表二に示す。試験盛土は、地盤改良などの事前処理を行わない軟弱地盤上で No.1~6 までの6か所実施した。これら試験盛土のうち、土質条件が似ており、計測項目の多い No.1, 3, 6 について解析を実施する。図一5に、基本的な盛土形状と、それぞれの盛土基礎地盤の各土層の層厚を示す。なお、No.1 盛土は、約130日の放置期間後1mの追加盛土を行っている。また、盛土基礎地盤の土質断面を図一6に示す。

試験盛土 No.1, 3, 6 の解析に必要な土質定数の深度分布を図一7に示す。1m以浅の表土層についても、現地においてサンプリングを実施し、室内試験を行うこと



図一4 一軸圧縮強度を利用したせん断抵抗角 M の推定手順

表一 盛土基礎地盤の土質層序および性状

Depth [m]	Stratigraphy	Classification	Soil Description
0.0 }			
0.5		Ts	Top Soil, Soft dark brown CLAY with grass roots and occasional sand
0.5 }	Y Y Y	Apt (Pt)	Compressible black HUMUS (organic soil) with grass roots and bits of wood chips
2.5	Y Y Y		occasional layers of sand, ALLUVIUM
2.5 }		Ac (CH~MH)	Soft dark gray silty CLAY with broken shells occasional pockets of sand becoming silty with depth, ALLUVIUM
14.0			
14.0 }		Asc (ML~MH)	Medium dark gray clayey SAND with sandy silt and silty sand, ALLUVIUM
15.0			
15.0 }		Dc	Stiff CLAY, N-Values 5-50, Diluvial Deposit

によりデータを求めている。地盤は、上層部ほど過圧密比が大きく、腐植土層で $OCR=4\sim 8$ 、粘土層で $OCR=2\sim 5$ 程度の過圧密状態である。

試験盛土 No.1 の解析モデルは図-8 のように設定し、試験盛土 No.3, 6 に対しても、類似のモデルを適用する。また、盛立て速度は実施工程に合わせ、盛土荷重は単位体積重量 $18.6\text{ [kN/m}^3\text{]}$ の要素自重として与える。

(2) 入力パラメーターの決定

関口・太田による構成式を適用した弾・粘塑性解析に必要な入力パラメーターと、それを直接求めるための室内試験を表-3 に示す。Iizuka and Ohta¹⁾ が提案している PI を中心としたパラメーター決定法を基本に、一軸圧縮試験と標準圧密試験の結果を利用して新たに作成したパラメーター決定チャートが図-9 である。図中□印は入力パラメーターであり、○印は各種土質定数である。また、二重の枠で囲ってあるものは、標準圧密試験結果より得られる定数である。今回の解析に用いる入力パラメーターは、基本的に図-9 のチャートに従い決定する。

a) 破壊に関するパラメーター M の推定

表-2 盛土基礎地盤の主な物性値

Depth [m]	Layer	Unit Weight γ_t [kN/m ³]	Natural Water Content w_n [%]	Plasticity Index PI [%]	Unconfined Compressive Strength q_u [kN/m ²]	Pre-consolidation Pressure σ'_{vo} [kN/m ²]	Compression Index C_c
0.0	Topsil (Ts)	13.2	144	—	16.7	—	—
0.5			150		26.3		
0.5	Humus (Apt)	10.2	341		6.86	10.8	1.90
2.5		11.2	798	NP	27.1	29.4	9.50
2.5	Silty Clay (Ac)	13.1	57	23	3.92	23.5	0.54
14.0		16.1	139	89	68.6	90.2	1.64
14.0	Clayey Sand (Asc)	15.6	41	11	18.6	45.1	0.38
15.0		17.4	73	35	59.8	94.1	0.58

Dimensions of Embankments [m]		Thickness of each layer [m]			
Plan		Embankment			
		Layer	No.1	No.3	No.6
Section		Ts	0.5	0.6	0.5
		Apt	2.0	1.7	1.2
		Ac	11.5	7.7	5.2
		Asc	1.0	1.0	0.8

図-5 盛土形状および各盛土基礎地盤の層厚

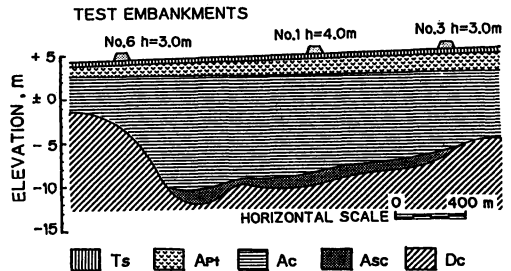


図-6 基礎地盤の土質断面図

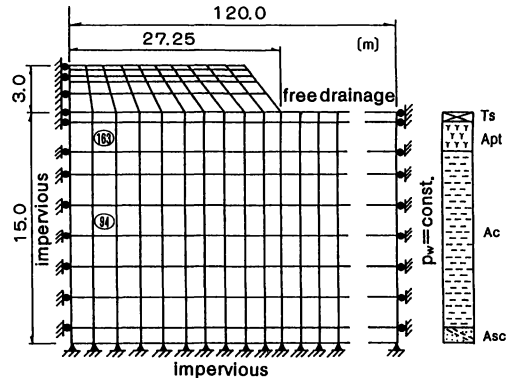


図-8 試験盛土 No.1 の有限要素モデル

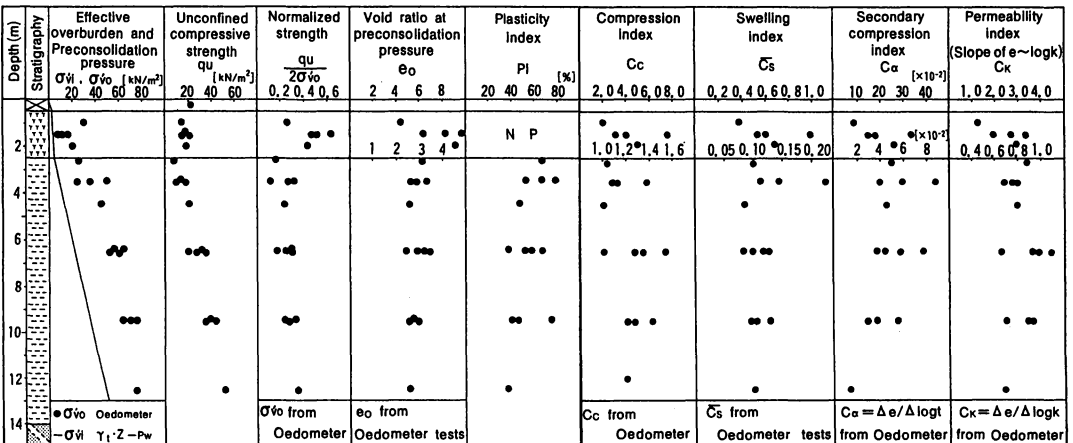


図-7 各物性値の深度分布

表—3 入力パラメーターとその試験方法¹⁾

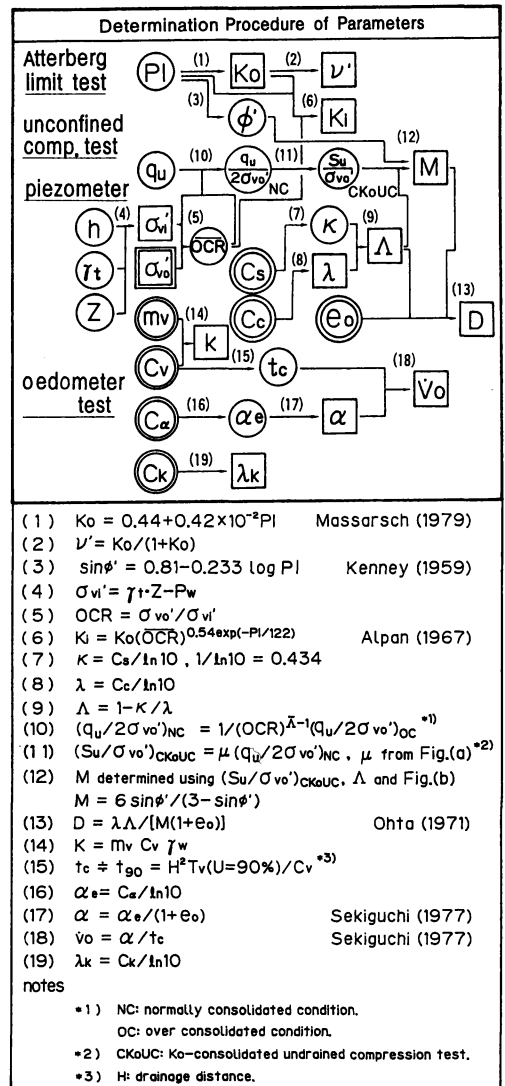
	analysis parameter	main laboratory test	remarks
material properties	Λ irreversibility ratio	triaxial consolidation test	$\Lambda = 1 - \frac{v_u}{\Lambda}$ ¹⁾
	M critical state parameter	triaxial CU test	$M = \frac{6 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$ ²⁾
	D coefficient of dilancy	triaxial CD ($p = \text{const.}$) test	$D = \frac{\Lambda - M}{M(1 - \sin \phi')}$ ²⁾
	ν' effective poisson ratio	triaxial CU test	G ²⁾
	α coefficient of secondary compression	triaxial consolidation test	$\alpha = \frac{d \nu_v}{d(\ln t)}$ ³⁾
preconsolid stress	σ_{vo} initial volumetric strain rate	triaxial consolidation test	$\dot{\epsilon}_v = \frac{\alpha}{1 - \epsilon_c}$ ³⁾
	σ'_{vo} preconsolidation vertical pressure	oedometer test	
	K_0 earth pressure at rest	triaxial K_0 -consolidation test	
	σ'_{vi} effective overburden pressure	unit weight test	$\sigma'_{vi} = \gamma z$ ⁴⁾
	K_i coefficient of in-situ earth pressure at rest	triaxial K_0 -swelling test	
initial stress	k coefficient of permeability	permeability test	$k = \gamma_w m_v c_v$
stress parameter	$\eta_{ij} = \frac{1}{3} (\eta_{ij} - \eta_{ji}) / (\eta_{ij} - \eta_{ji})$, $\eta_{ij} = s_{ij} / p'$, $s_{ij} = \sigma_{ij} - p' \delta_{ij}$, $p' = \sigma_{ii} / 3$		⁵⁾

1) $\Lambda = 0.434 C_c$, $\nu = 0.434 C_c$ 4) z : depth from ground surface
2) G : elastic shear modulus 5) σ'_{ij} : effective stress tensor
3) t_c : time at the end of primary consolidation

図—9中、 q_u から M を推定する手順は3. および図—4で詳細に述べている。粘土層について、図—4の決定チャートに必要な土質定数の深度分布は図—7から得られる。このチャートに従い M を推定すると、 M は深度ほど大きくなり、 $M=1.0 \sim 1.6$ 程度となる。同様に、粘土層下部の粘土質砂層の M を求める。実測値から $q_u/2 \sigma'_{vo} = 0.29$, $\Lambda = 0.89$, $PI = 35\%$, OCR は2程度である。 $(q_u/2 \sigma'_{vo})$ を①式により、正規圧密状態であったときの強度に変換すると、 $(q_u/2 \sigma'_{vo})_{NC} = 0.31$ となる。 PI に対する補正係数 μ を、Fig. (a) の平均値を採用し、 $\mu = 1.1$ とすると、②式により、 $(S_u/\sigma'_{vo})_{CKoUC} = 0.34$ となる。この値と計算値 $\Lambda = 0.86$ を用いて、Fig. (b) より $M = 1.58$ を得る。粘土層上部の腐植土層は、自然含水比が $w = 341 \sim 798\%$ と非常に大きいうえに、塑性指数が測定不能であり、 M の推定が非常に難しい土層である。実測値から腐植土の $q_u/2 \sigma'_{vo}$ の平均値は0.45、 Λ の平均値は0.85である。 OCR が4~8程度と大きいいため、①式の変換を行うと $(q_u/2 \sigma'_{vo})_{NC}$ が Fig. (b) の範囲より大きくなり、 M は2.6を越えてしまう。仮に、腐植土層が正規状態にあり、Fig. (b) の補正係数 μ が腐植土層に対しては1.0であると仮定すると、Fig. (b) から M は約2.5となる。山口・森・大平・小暮²²⁾や及川・宮川²³⁾らによれば泥炭の強度パラメーター値は、粘土に比べて非常に大きく、粘土の場合 $\phi' = 30^\circ$ ($M = 1.2$) 程度であるのに対して、泥炭では、等方圧密状態で $\phi' = 50^\circ$ ($M = 2.06$) 以上、 K_0 圧密状態では $\phi' = 60^\circ$ ($M = 2.43$) 以上にも達すると報告している。正規圧密された泥炭が過圧密になっても、一軸圧縮試験によって求められたせん断強度があまり小さくならないかどうか、著者らは具体的なデータを持ち合わせていないが、通常、泥炭の M (または ϕ') は、粘土に比べてかなり大きいことがわかっているので、ここでは、腐植土層の M を上述の計算から求められたとおり $M = 2.5$ とすることにする。粘土に関して一般的に当てはまる議論が、泥炭に対しては必ずしも当てはまらないことが多く、パラメーター推定に関しても問題が多いが、今後の研究に待つ以外、今のところ決め手がないのが実情である。

b) 透水係数 k とその変化率 λ_k

標準圧密試験から得られる各層の C_v - $\log \sigma_v$, m_v - $\log \sigma_v$ 関係から、先行荷重に対する C_v , m_v を求め、 $k = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$ (ここで γ_w は水の単位体積重量) として透水係数を求める。透水試験から直接求めた鉛直方向透水係数は、圧密試験から求めた鉛直方向透水係数の1~10倍大きいことが、Mesri and Tavenas²⁴⁾により指摘されている。弾・粘塑性構成式を用いて、応力-変形-圧密連成解析を多くの現場に適用してみた著者らの経験からも、圧密試験から得られた透水係数を10倍程度にし



図—9 入力パラメーターの決定チャート

て解析すると、実測値と解析値がよく合うことがわっている。また、水平方向透水係数が、鉛直方向透水係数よりかなり大きいことも従来から指摘されているので、これらのことから、圧密試験から求めた透水係数を10倍した値を解析に用いる。

標準圧密試験結果を整理すると、間隙比(e)と透水係数の常用対数($\log k$)の関係は図-10のようになる。この勾配が透水係数の変化率 $C_k (= \Delta e / \Delta \log k)$ である。なお、 λ_k は自然対数で整理したときの変化率 ($\lambda_k = \Delta e / \Delta \ln k$) であり、 C_k との間に $\lambda_k = C_k / \ln 10$ なる関係がある。各試料の C_k と C_c の関係を図-11に示す。従来からいわれているように $C_c = C_k$ とはならず、 C_k は C_c より30%程度小さい。

c) 粘性に関するパラメーター α , \dot{v}_0

関口・太田が提案したモデルにおける二次圧密係数 α は、 $\alpha = dv/d(\ln t)$ (v : 体積ひずみ、 t : 二次圧密経過時間) として定義される。本解析では、標準圧密試験の $e-\log t$ 関係における直線部分の勾配として $C_\alpha (= \Delta e / \Delta \log t)$ を決定し、図-9中、式(16)、(17)を用いて α を求める。Iizuka and Ohta¹⁾ が提案する決定チャートでは、Mesri and Godlewski²⁵⁾ が示す次の関係式を用いている。

$$\begin{aligned} C_\alpha / C_c &= 0.05 \pm 0.02 & (\text{for clay}) \\ C_\alpha / C_c &= 0.07 \pm 0.02 & (\text{for peat}) \end{aligned} \quad \dots (17)$$

図-12は標準圧密試験から求めた C_c と C_α の関係を表わしたものであり、図中の直線は Mesri らが示した $C_c \sim C_\alpha$ の範囲である。粘土層の C_α は Mesri らが与えた範囲内であるが、腐植土層の C_α は泥炭に対する下限値付近となっている。なお、Mesri らの推定式により決定した α を用いた場合についても解析したが、沈下、その他の解析値に大きな差は生じなかった。したがって、二次圧密部分のデータが入手できない場合には、Mesri らが与えた C_α / C_c の値を用いて C_α を推定しても大きな問題は生じないものと思われる。

初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 は、 $\dot{v}_0 = a/t_c$ (t_c は一次圧密終了時間) として定義される。 t_c は沈下の実測データおよび層厚換算法と、図-9中式(15)から求められる

各層の90%圧密に要する時間 t_{90} を参考に求めた。試験盛土 No.1 では、腐植土層で $t_c = 100$ 日、粘土層および粘土質砂層で $t_c = 200$ 日としている。なお、すでに述べたとおり、過去の経験から標準圧密試験から得た C_c を10倍にして用いている。

d) 弾性材料(盛土、表土層)の入力パラメーター

解析では、盛土と表土層を線形弾性体として扱っており、必要なパラメーターは、弾性係数 E 、有効ポアソン比 ν' 、有効上載圧 σ'_{vi} 、静止土圧係数 K 、透水係数 k 、初期間隙比 e_i である。

① 表土層

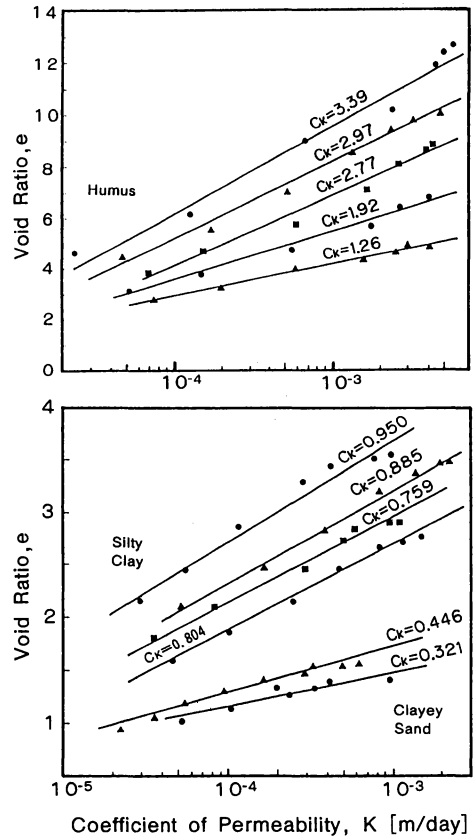


図-10 各層の $e \sim \log k$ の関係

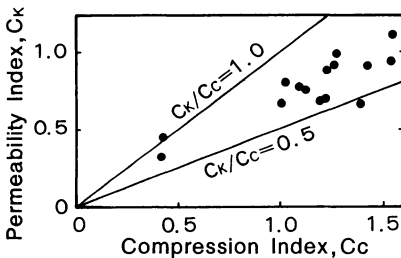


図-11 圧縮指数と透水係数の変化率の関係

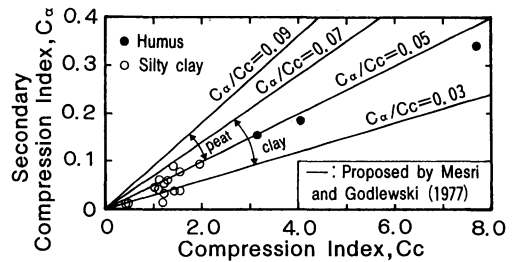


図-12 圧縮指数と二次圧密係数の関係

表土層は粘土を主体とした耕作土である。この層については、事前の土質調査が実施されていないので、現地においてサンプリングを行い、室内実験を実施した。一軸圧縮試験結果、透水試験、物理試験結果から $E=E_{s0}=490\text{ [kN/m}^2\text{]}$ 、 $k=8.64\times 10^{-4}\text{ [m/day]}$ 、 $e_i=3.52$ となる。静止土圧係数、ポアソン比はそれぞれ、 $K_0=0.6$ 、 $\nu'=0.33$ と仮定する。

② 盛土材

盛土材は、岩屑が用いられたが、その物性に関しては不明である。パラメーターは、他の締固め材料の物性値を参考にして、 $E=9\,800\text{ [kN/m}^2\text{]}$ 、 $\nu'=0.33$ 、 $\sigma'_{vi}=9.8\text{ [kN/m}^2\text{]}$ 、 $K_i=0.5$ 、 $k=10\times 10^{-4}\text{ [m/day]}$ 、 $e_i=0.5$ と仮定した。

(3) 解析結果

図—9 に従って決定した入力パラメーターによる、試験盛土 No.1, 3, 6 の弾・粘塑性有限要素解析結果および実測値との比較を図—13 および図—14 に示す。

図—13 は、試験盛土 No.1 の盛土中央部における地表面沈下量と腐植土層および粘土層の圧縮量、のり尻部地表の水平変位量、腐植土層（要素番号 163）および粘土層（要素番号 94）の過剰間隙水圧について、解析結果と実測値の経時変化を盛立て工程とともに示したものである。図中、解析結果を実線、実測値を●印で示す。なお、のり尻部地表面の水平変位は盛土外側方向への変位を正とする。要素番号については、図—8 を参照。

図—14 は、試験盛土 No.3 と No.6 の解析結果と実測値の経時変化を同時に示したものである。図の内容は試験盛土 No.1 の場合と同様であり、試験盛土 No.3 の解析結果を実線、実測値を●印、No.6 の解析結果を破線、実測値を○印で表わしている。

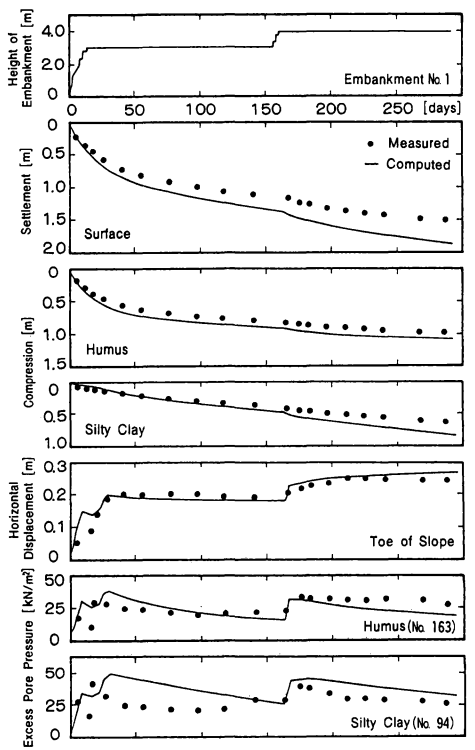
a) 沈下量および各層の圧縮量

図—13, 14 より、盛土中央部地表面沈下量の経時変化は、どの試験盛土の場合も実測値と解析結果は比較的良好な対応を示している。次に、各土層の圧縮量の経時変化について実測値と解析結果を比較すると、腐植土層はすべての盛土でよく一致している。粘土層では、腐植土層に比べ層厚が大きいために、実測値と解析値に若干の差異が認められる。

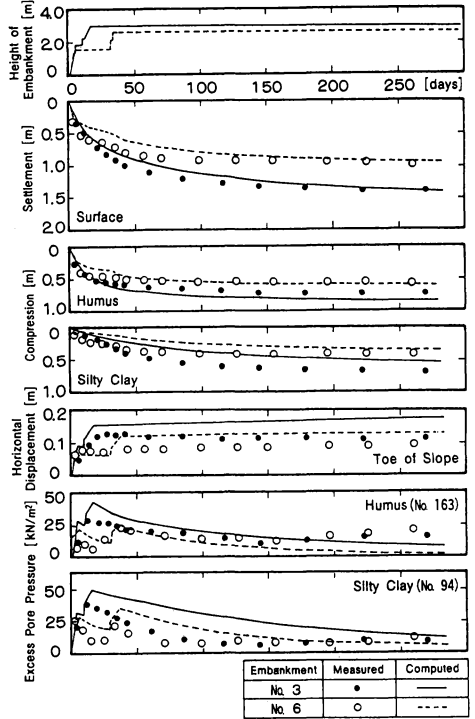
b) のり尻部地表面の水平変位量

盛土のり尻部地表面の水平変位量の経時変化は、試験盛土 No.1 については、実測値と解析結果はよい一致をみているが、No.3, No.6 については、解析結果は実測値を 1.4 倍程度過大に評価している。これは、のり尻の側方変位に影響を及ぼすと考えられる盛土の弾性係数、表土層、腐植土層の静止土圧係数やポアソン比の評価に問題があるのであろう。

c) 盛土中央下の過剰間隙水圧



図—13 試験盛土 No.1 の実測値と解析結果



図—14 試験盛土 No.3, 6 の実測値と解析結果

盛土中央下における腐植土層内（要素 No.163）の過剰間隙水圧は、試験盛土 No.6 の消散が計算上早くなっている点を除き、解析結果は実測値の傾向をよく説明している。次に、粘土層内（要素 No.94）の過剰間隙水圧の経時変化は、どの盛土の場合も盛立て終了後は解析結果が実測値より過大である。しかし、放置期間前半部の解析結果は実測値よりも消散が遅れているものの、最終的にはよい対応をみせている。これは、解析では、圧密試験において先行圧密応力を載荷したときの透水係数（降伏時の m , v , C_v により決定）を採用しているので、過圧密状態にある原地盤の特性を完全に表現できなかったものと考えられる。

（４） PI と M , Λ の関係を利用した解析との比較
（３）では、図－９に示す入力パラメーター決定法を用いた、弾・粘塑性有限要素解析の適用性を検討した。ここでは、粘土層の入力パラメーター M と Λ を今回提案する決定法により推定した場合と、 PI により推定した場合について比較してみる。Iizuka and Ohta¹⁾の提案するパラメーター決定法において、 M および Λ は、式（７），（１０），（１１）により PI から推定される。この M , Λ を M_{PI} , Λ_{PI} とすると、粘土層では $M_{PI}=0.8\sim1.0$, $\Lambda_{PI}=0.5\sim0.6$ となる。一方、本論文では M , Λ を、 q_u と標準圧密試験結果から求めており、これを M_{qu} , Λ_{oed} とする。これらの値は（２）で求められており、 $M_{qu}=$

$1.0\sim1.6$, $\Lambda_{oed}=0.85\sim0.92$ である。図－１５に PI , OCR , $\Lambda_{PI}/\Lambda_{oed}$, M_{PI}/M_{qu} の深度分布を示す。図－１５によると、 Λ は上層部、 M は下層部ほど推定方法の違いによる差が著しい。推定方法の違いによってこのような差が生じる原因はまだ明確ではない。その原因の１つとして、 Λ_{PI} と Λ_{oed} の比が、過圧密の度合いの小さい深部では 1.0 に近づいていることから、 OCR が関係するのではないかと推測されるが、今後の研究課題としたい。

次に、他の解析条件は全く同一とし、粘土層の M と Λ をそれぞれの方法により推定した場合について、試験盛土 No.1, 3, 6 を対象に同様の解析を行った。 M_{qu} , Λ_{oed} による解析をケース 1, M_{PI} , Λ_{PI} による解析をケース 2 とする。

図－１６は、各盛土における粘土層の圧縮量の経時変化について、ケース 1 を実線、ケース 2 を破線、実測値を・印で示したものである。試験盛土 No.1 では、ケース 2 の解析結果は、ケース 1 より圧縮量を過大に評価している。No.3, No.6 においては、長期における圧縮量ではケース 1 の解析結果の方がよく一致しているが、盛立て後 100 日程度までは、逆にケース 2 の方が実測値をうまく説明している。

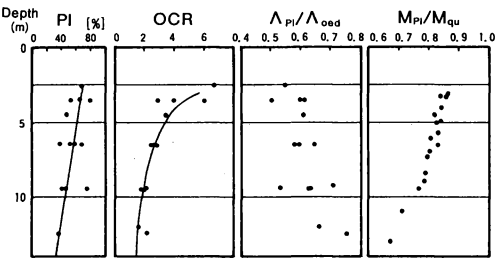
5. 結 論

本論文では、関口・太田による弾塑性構成式から導かれる非排水せん断強度と、通常、現場において実施される一軸圧縮試験結果とを関連づけることにより、破壊に関するパラメーター M を推定する方法を提案した。さらに、この方法と標準圧密試験結果および塑性指数を有効に利用したパラメーター決定チャートを作成した。

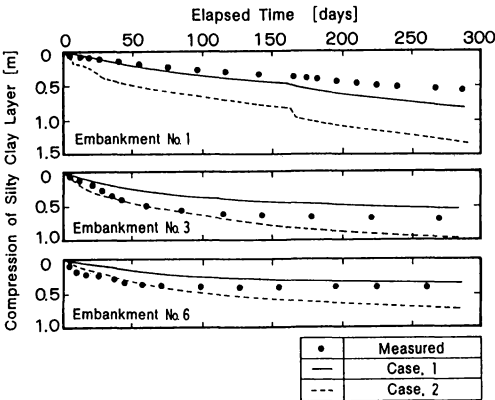
この決定手順に基づいて、実際の軟弱基礎地盤上における試験盛土工の挙動解析を実施したところ、以下の結論を得た。

- （１） 解析結果は、軟弱地盤の挙動を、比較的精度よく表現することができた。
- （２） 粘土層の入力パラメーター M , Λ を PI により推定し、解析を行ったところ、今回対象とした過圧密地盤では、実測値に比べ最終沈下量を過大に評価する傾向がみられた。
- （３） 弾・粘塑性解析における入力パラメーターの決定に一軸圧縮強度 q_u を用いる方法が有効であることが確認された。

最後に、本研究を実施するにあたり、京都大学 飯塚敦氏にご協力いただき、一部に、文部省科学研究費（試験研究（２）62850092）の補助を受けたことを付記して謝意を表します。



図－15 決定方法の違いによるパラメーターの比較



図－16 粘土層の圧縮量の経時変化

参 考 文 献

- 1) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 71~87, 1987.
- 2) Kimura, T. and Saitoh, K. : The influence of disturbance due to sample preparation on the undrained strength of saturated cohesive soil, *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 4, pp. 109~120, 1982.
- 3) 西垣好彦・三笠正人：一軸圧縮試験，土質調査試験結果の解釈と適用例 第一回改訂版，土質工学会，pp. 175~213, 1979.
- 4) 太田秀樹：室内・原位試験結果の安定解析への適用，土の強さと地盤の破壊入門，土質工学会，pp. 235~261, 1987.
- 5) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Specialty session 9, pp. 229~238, 1977.
- 6) 太田秀樹・飯塚 敦：DACSAR マニュアル，京都大学工学部土木工学科土木施工学研究室レポート，1983.
- 7) Biot, M. A. : General theory of three-dimensional Consolidation, *Journ. Appl. Phys.*, Vol. 12, pp. 155~164, 1941.
- 8) Ohta, H. and Sekiguchi, H. : Constitutive equations considering anisotropy and stress reorientation in clay, Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Method in Geomechanics, pp. 475~484, 1979.
- 9) 赤井浩一・田村 武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文報告集，第 269 号，pp. 95~104, 1978.
- 10) 柴田 徹：粘土のダイラタンシーについて，京都大学防災研究所年報，第 6 号，pp. 128~134, 1963.
- 11) Ohta, H. and Nishihara, A. : Anisotropy of undrained shear strength of clays under axi-symmetric loading conditions, *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 2, pp. 73~86, 1985.
- 12) Jáký, J. : *Tarajmechanika*, J. Hungarian Arch. & Eng., Budapest, pp. 355~358, 1944.
- 13) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点，第 20 回土質工学シンポジウム，pp. 45~60, 1975.
- 14) 中瀬明男・勝野 克・小林正樹：砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ，港湾技術研究所報告，第 11 巻，第 4 号，pp. 83~102, 1972.
- 15) 正垣孝晴・松尾 稔・野村真一・小林秀一：中間土の一軸および三軸 UU 試験の比較，第 22 回土質工学研究発表会講演集，pp. 441~442, 1987.
- 16) 龍岡文夫：土質試験の課題と試験結果の評価，最近の土質基礎に関する講習会講演資料，土質工学会，pp. 21~70, 1985.
- 17) Massarsch, K. R. : Lateral earth pressure in normally consolidated clay, *Design Parameters in Geotechnical Engineering*, 7th Eur. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 245~249, 1979.
- 18) Kenney, T. C. : Discussion on "Geotechnical properties of glacial lake clays", *Proc. ASCE*, Vol. 85, SM 3, pp. 67~79, 1959.
- 19) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, *Soils and Foundations*, Vol. 16, No. 1, pp. 45~58, 1976.
- 20) 中瀬明男・小林正樹・勝野 克：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化，港湾技術研究所報告，第 8 巻，第 4 号，pp. 103~143, 1969.
- 21) Alpan, I. : The empirical evaluation of the coefficient K_0 and $K_{0\sigma}$, *Soils and Foundations*, Vol. 7, No. 1, pp. 31~40, 1967.
- 22) 山口晴幸・森 茂・大平至徳・木暮敬二：不攪乱泥炭の異方的せん断特性，土木学会論文報告集，第 364 号／Ⅲ-4，pp. 189~198, 1985.
- 23) 及川 洋・宮川 勇：乱さない泥炭の非排水せん断特性について，土質工学会論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 91~100, 1980.
- 24) Mesri, G. and Tavenas, F. : Discussion, *Proc. ASCE*, Vol. 109, No. 6, pp. 873~878, 1983.
- 25) Mesri, G. and Godlewski, P. M. : Time and stress-compressibility interrelationship, *Proc. ASCE*, Vol. 103, GT 5, pp. 417~430, 1977.

(1987. 10. 29・受付)