

原位置の圧密パラメータの推定と圧密沈下予測

In-situ consolidation parameters and prediction of settlement behavior

正垣 孝晴*・丸山 仁和*

Takaharu Shogaki, Yoshikazu Maruyama

In-situ consolidation parameters for Iwakuni clay were investigated in terms of the volumetric strain (ε_v) measuring effective overburden pressure of $e - \log p$ curve in the standard oedometer test. The prediction of settlement behavior of the test embankment at the Iwakuni replacement airport was performed on the estimated in-situ consolidation parameters. The computed settlement behavior used by the in-situ consolidation parameters agrees well with the settlement observations at the test embankment.

Keywords: cohesive soil, consolidation, sample disturbance, volumetric strain,

1. はじめに

試料の乱れに対し、非排水せん断強度 s_u で補正を見るための種々な補正方法がSkempton & Sowa¹⁾、奥村²⁾、中瀬³⁾、松尾・正垣⁴⁾、正垣⁵⁾のような多くの研究者によって提案されている。このような研究は、非排水条件下の粘土地盤の短期安定問題に対する s_u の直接的適用に焦点をあてたものである。

一方、圧密降伏応力 σ'_p が利用された非排水せん断強度に適用される時(Ladd & Foott⁶⁾、Hanzawa⁷⁾、Mesri⁸⁾)や変形解析のためには、非排水せん断強度と圧密諸係数の両者に及ぼす試料の乱れの影響を知るべきである。圧密試験結果から乱れに対する圧密供試体の品質に関するガイドラインがAndresen & Kolstad⁹⁾、Lacasse & Berre¹⁰⁾によって示された。しかし、圧密パラメータに関する試料の乱れの効果は、これらのガイドラインからもまた知ることができない。

正垣¹¹⁾は、標準圧密試験の体積ひずみ ε_v を用いた試料の乱れに対する圧密パラメータの補正法を提案している。岩国飛行場の滑走路移設に伴う事前の土質調査が行われ、盛土の沈下がすでに8年余り計測されている¹²⁾。

本稿では、最初に現地から採取した乱さない粘性土に対する一連の実験から、試料の乱れが圧密パラメータに及ぼす影響が検討され、原位置圧密パラメータの補正值と ε_v の関係が明らかにされる。そして、以下の①、②の圧密パラメータから予測した沈下挙動と実測のそれを比較した。

① 試験盛土地区で盛土施工前に採取された試料に対する標準圧密試験による圧密パラメータ

② 正垣の方法¹¹⁾で推定した原位置の圧密パラメータ

①の m_v と c_v は、②の m_v 値と c_v 値をそれぞれ、約15%過大に、30%過少に見積ることが分かった。その結果、②による圧密沈下量の事前予測値の精度は、①を用いたそれより50%程度向上することが示される。

表-1 試験盛土と建設予定地から採取した供試土の土質特性

試料名		試験盛土 ¹³⁾				建設予定地							
ボーリング番号		E4	E5	E6	E7	R6-1	R6-2	R11	R16	R81	R6-3	R6-4	
試料名		T7~T13	T8~T14	T5~T11	T8~T13	T4	T15	T14	T4	T2	T20	T23	
採取深度 G.L(-m)		13.0~27.4	12.0~27.4	10.7~27.4	14.2~27.4	8.40	21.10	13.40	27.80	16.40	23.4	26.4	
湿潤密度 ρ_s (kN/m ³)		15.6~16.5	15.6~16.6	15.6~17.1	15.7~16.9	16.9	15.3	14.7	15.4	16.3	15.5	15.9	
自然含水比 w_n (%)		54.9~71.8	54.3~71.5	48.5~77.0	52.4~72.4	51.2	81.8	94.5	79.6	57.9	62.6	70.2	
有効土被り圧 (kPa)		116~202	109~201	115~215	128~206	61	134	66	140	117	165	182	
粒 砂 分 (%)		2~19	1~19	1~13	2~9	10	1	2	1	0	3	2	
度 シルト (%)		55~74	52~71	61~74	63~71	65	35	44	35	31	42	36	
分 粘土分 (%)		17~36	18~41	17~32	25~33	25	64	54	64	69	55	61	
布 最大粒径 (mm)		0.84~4.76	0.25~4.76	0.42~4.76	0.42~2.00	0.43	4.76	2.00	0.84	0.42	0.074	0.074	
コンシス w_c (%)		58.1~86.8	64.4~87.4	63.9~89.6	66.7~88.2	60.5	92.3	109.5	88.1	80.7	68.0	78.3	
タンシー I_p (%)		37.1~51.4	35.3~50.9	38.4~57.3	35.6~51.7	29.7	58.4	72.0	52.1	58.8	37.3	49.2	
特性 土質分類		CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	
強度 q_c (kPa)		113~177	111~168	113~158	115~158	89	151	118	86	138	143	163	
特性 ε_r (%)		1.6~6.0	1.5~4.6	2.2~5.7	1.7~3.5	7.3	2.9	3.7	2.7	3.4	5.4	2.4	
圧密 σ'_p (kPa)		132~226	186~240	216~279	194~250	160	150	121	169	133	176	206	
特性 OCR		0.88~1.69	1.03~1.66	1.16~1.90	1.25~1.39	2.63	1.12	1.82	1.21	1.14	1.02	1.13	
体積ひずみ ε_v (%)		4.15~8.42	2.98~5.72	3.10~5.54	4.38~5.31	2.25	5.23	4.68	4.38	2.17	4.22	4.39	

* 正会員 防衛大学校土木工学教室 (239 横須賀市走水1-10-20)

本研究で示された原位置の圧密パラメータの推定と圧密沈下予測の方法は、海洋構造物や人工島等の建設の変形問題に関する調査・設計精度の向上に直接的な寄与が期待される。

2. 供試土と検討方法

岩国飛行場の滑走路移設に伴う事前の土質調査が行われ、試験盛土(長辺93mの正八角形で盛土高5.6m)の沈下量がすでに8年余り測定されている¹²⁾。表-1に試験盛土と建設予定地から採取した供試土の土質特性を示す。建設予定地から採取したR6、R11、R16、R81の土質特性は、試験盛土地域のそれと概ね一致していることがわかる。

建設予定地から採取した7供試土に対し、サンプルチューブの刃先に試料変形装置¹³⁾を装着してS₁からS₆の乱れの程度の異なる供試土を準備した。S₁は試料変形装置の断面積比R_aが1.00の“乱さない土”である。S₂、S₃、S₄、S₅は、R_aがそれぞれ0.95、0.90、0.80、0.70である。したがって、R_aが小さくなる程供試土の乱れは大きくなる。また、S₆は練返し土である。この方法で得た乱れた供試土の強度・変形特性は、現地のサンプリックから室内試験に至る過程で発生する要因によって乱れた試料のそれと同じ傾向を持つことは他の文献¹⁴⁾で確認している。

試料変形装置で得た乱れの程度の異なる供試土に対して、供試体高さh35mm、直径d15mmの一軸圧縮試験¹³⁾とh20mm、d60mmの標準圧密試験を行った。圧密降伏応力 σ'_p は、三笠の方法によった。

3. 原位置の圧密パラメータの推定

3.1 供試土の乱れが強度・圧密パラメータに及ぼす影響

図-1は、建設予定地から得た供試土R16に対する一軸圧縮試験の応力 σ とひずみ ϵ の関係である。供試土の乱れが大きくなると一軸圧縮強度 q_u は減少し、破壊ひずみ ϵ_f が増大する。

図-2は、図-1で用いた同じ供試土に対する標準圧密試験から得た間隙比 e と圧密圧力 p の関係である。各供試土の σ'_p 、圧縮指数 C_c 、 q_u と式(1)¹¹⁾で示す体積ひずみ ϵ_{vo} を図中の表にまとめた。

$$\epsilon_{vo} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \times 100 (\%) \quad (1)$$

ここに、 e_0 ：初期間隙比、 e_1 ：有効土被り圧 σ'_{vo} 下の間隙比である。

σ'_p 、 C_c 、 q_u 値は、攪乱の程度が大きくなると小さくなり、 ϵ_{vo} は逆に大きくなる。図-2と同じ供試体に

対する圧縮係数 c_v 、体積圧縮係数 m_v 、透水係数 k と平均圧密圧力 $\bar{p}$ の関係を、それぞれ図-3、4、5に示す。供試土の乱れの程度が大きくなると、 c_v 、 k が小さくなり、 m_v は大きくなる。この傾向は、過圧密領域で特に顕著であり、他の試料¹³⁾に対する結果と同じ傾向である。

図-6は、S₁に対する ϵ_{vo} とOCRの関係である。図-6には、我が国の10の堆積地から採取した乱れの少ない良好な品質を持つ試料に対する結果¹¹⁾とその上下限値の範囲を実線で示している。岩国の建設予定地から得た7つの供試土に対するプロットは、同じOCR下で他のその範囲内に位置し、乱れの少ない良好な品質を持つ供試

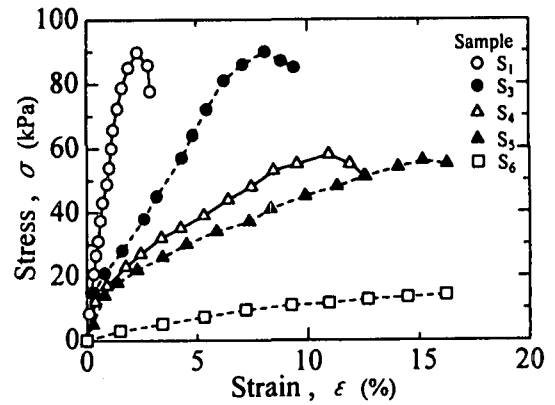


図-1 σ と ϵ の関係 (R16)

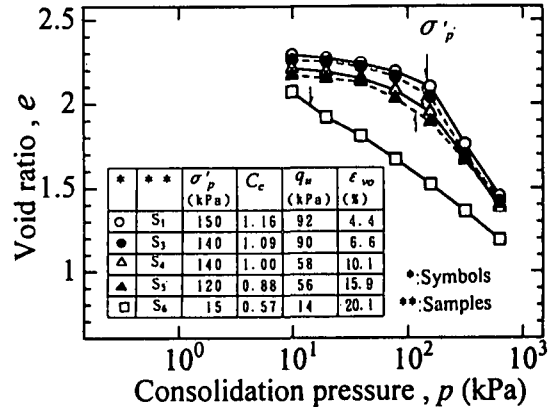


図-2 $e - \log p$ 曲線 (R16)

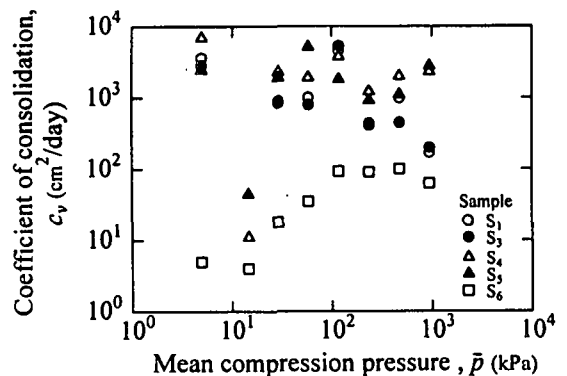


図-3 c_v と $\bar{p}$ の関係 (R16)

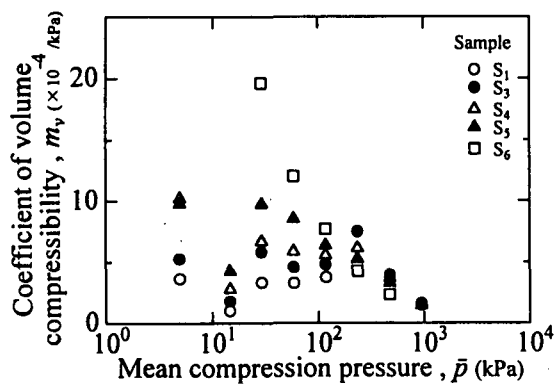


図-4 m_v と $\bar{p}$ の関係 (R16)

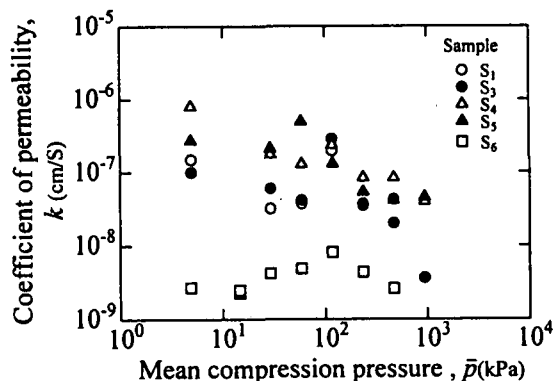


図-5 k と $\bar{p}$ の関係 (R16)

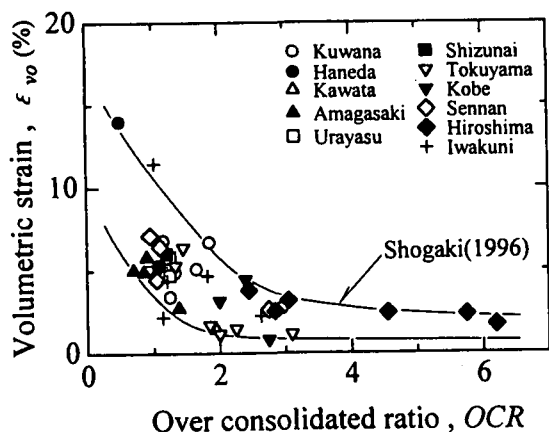


図-6 ε_{vo} とOCRの関係

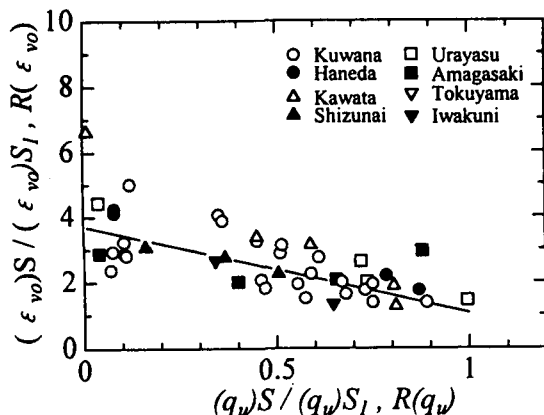


図-7 $R(\varepsilon_{vo})$ と $R(q_w)$ の関係

土であることが分かる。

図-7は、乱さない供試土の q_w と ε_{vo} に対する乱した供試土のそれらの比である $R(q_w)$ と $R(\varepsilon_{vo})$ の関係である。図には、同様な方法で得た他の調査地の結果¹¹⁾も併せてプロットしている。 $R(\varepsilon_{vo})$ 値は、 $R(q_w)$ 比が小さくなると直線的に大きくなる。図中の実線は他の試料の供試土に対して得た回帰直線であり、式(2)で与えられる。岩国の供試土に対するプロットは、この回帰直線の下方に位置するが、 $R(q_w)$ と $R(\varepsilon_{vo})$ の關係に供試土の q_w 、 I_p の差は依存しないと判断される。

$$R(\varepsilon_{vo}) = 3.78 - 2.78 \times R(q_w) \quad (2)$$

3.2 原位置の圧密パラメータの推定

図-8は、供試土R16に対する ε_{vo} と σ'_p の關係である。供試土の乱れの増加で ε_{vo} が大きくなると、 σ'_p は ε_{vo} に対しほぼ直線的に小さくなる。 σ'_{vo} 下の原位置において、 e_1 は e_0 に等しいため ε_{vo} は0になる。したがって、図のプロットを外挿して、 $\varepsilon_{vo}=0$ となる σ'_p 値として原位置の圧密降伏応力 $\sigma'_{p(1)}=169\text{kPa}$ を得る。

同様に C_c 、 c_v 、 m_v 、 k と ε_{vo} の關係をそれぞれ図-9、10、11、12に示す。ここで、 c_v 、 m_v 、 k は、設計で対象となる応力レベルとして、 σ'_{vo} と $2\sigma'_{vo}$ の間の平均値を用いている。乱れの程度の異なる供試土の C_c 、 c_v 、 m_v 、 k と ε_{vo} の間には、エークな直線あるいは曲線の關係があることが図-9～12から分かる。

図-8と同様に、原位置の C_c 、 c_v 、 m_v 、 k として、それぞれ $C_{c(1)}=1.28$ 、 $c_{v(1)}=1790\text{cm}^2/\text{day}$ 、 $m_{v(1)}=3.21 \times 10^{-4} \text{1/kPa}$ 、 $k_{(1)}=9.21 \times 10^{-8} \text{cm/s}$ を得る。

図-13は、図-2の e - $\log p$ 曲線に図-8、図-9から推定した $\sigma'_{p(1)}$ 、 $C_{c(1)}$ を用いて、原位置の e - $\log p$ 曲線を併記したものである。原位置の e - $\log p$ 曲線は、 $S_1 \sim S_6$ の e - $\log p$ 曲線との比較からリスナブルであると判断される。すなわち、図-13は、図-8、9のように $\varepsilon_{vo}=0$ とな

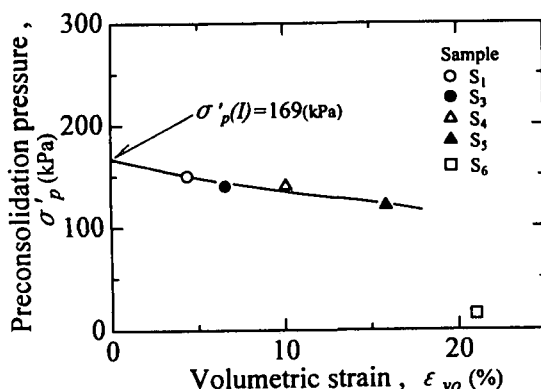


図-8 σ'_p と ε_{vo} の關係 (R16)

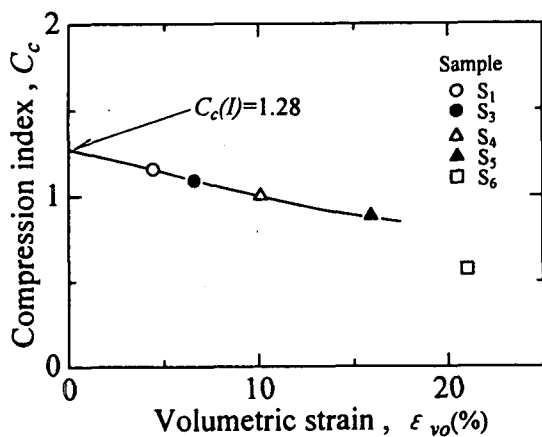


図-9 C_c と ε_{vo} の関係 (R16)

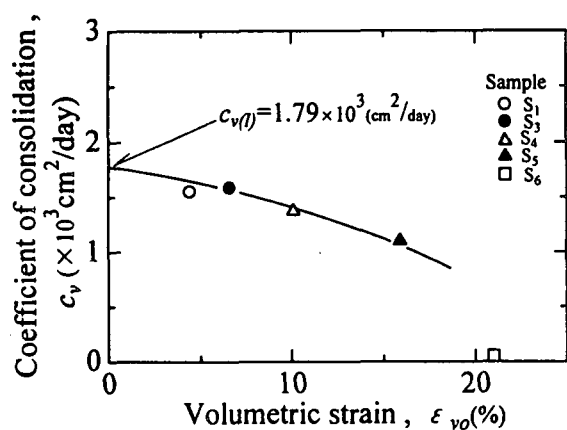


図-10 c_v と ε_{vo} の関係 (R16)

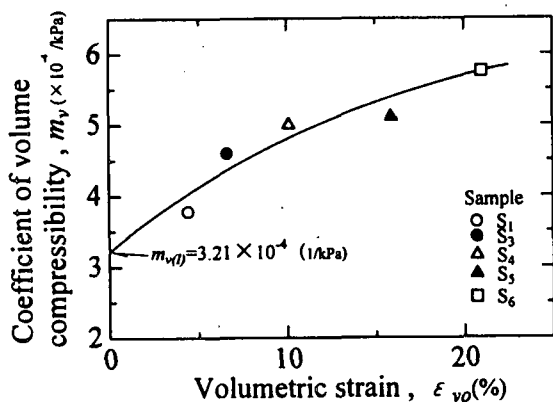


図-11 m_v と ε_{vo} の関係 (R16)

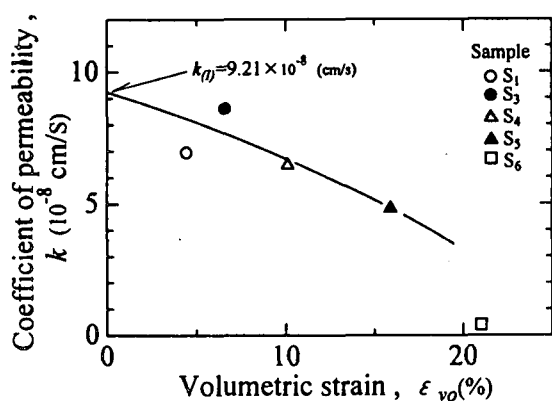


図-12 k と ε_{vo} の関係 (R16)

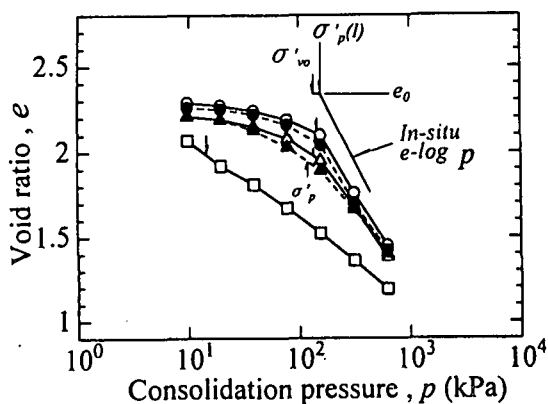


図-13 $e - \log p$ 曲線 (R16)

る値を外挿して、原位置の圧密パラメータを推定する方法の妥当性を支持する。

3.3 原位置の圧密パラメータへの補正値と体積ひずみの関係

図-14は、岩国粘土の総ての供試土から得た乱れの程度の異なる供試体の σ'_p に対する $\sigma'_{p(l)}$ の比(η_1)と ε_{vo} の関係である。ここで各供試土の $\sigma'_{p(l)}$ の値は、図-8に示した同じ方法で得ている。 η_1 は、標準圧密試験で得た σ'_p を $\sigma'_{p(l)}$ に補正する係数として用いることができる。図を概観すると、 η_1 は ε_{vo} とユークな関係にある。各供試土の深度、 l_p 、 q_u 、OCRは表-1にまとめている。 η_1 と ε_{vo} の係数に l_p 、 q_u 、OCR、採取深度が依存しないことが分かる。図中の実線は、これらのプロットの回帰曲線である。試験盛土の領域で、盛土前に採取された供試土に対する標準圧密試験結果から $\sigma'_{p(l)}$ 値を推定するには、測定した ε_{vo} がこの回帰曲線と交わる点の η_1 を読み取り、 σ'_p にそれを乗じて得ることができる。

図-15は、同様に乱れの程度の異なる供試体の C_c に対する $C_{c(l)}$ の比(η_2)と ε_{vo} の関係である。ここで各供試土の $C_{c(l)}$ 値は、図-9に示した同じ方法で得ている。 η_2 は、標準圧密試験で得た C_c を $C_{c(l)}$ に補正する係数とし

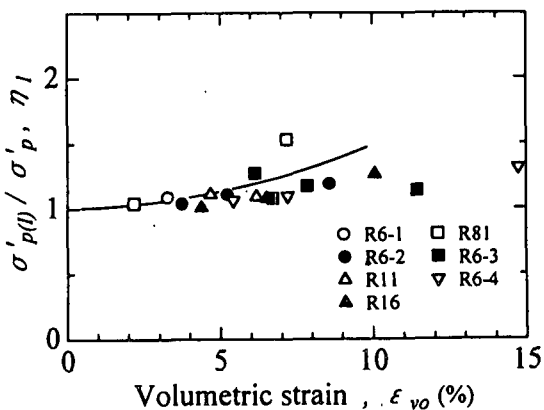


図-14 η_1 と ε_{vo} の関係 (R16)

て用いることができる。同じ ε_{vo} 下で η_2 の変動は η_1 のそれより大きい。が、 η_2 と ε_{vo} の関係に I_p 、 q_u 、OCR、供試土の採取深度は依存していない。図中の実線は7°ロットの回帰曲線である。

図-16、17は、同様に、それぞれ $c_{v(1)}/c_v$ 比としての η_3 、 $m_{v(1)}/m_v$ 比としての η_4 と ε_{vo} の関係である。これらの関係に I_p 、 q_u 、OCR、供試土採取深度は依存していない。図-16、17には、これらの7°ロットを近似する回帰曲線を実線で描いている。図-14と同様にして、図-15、16、17の実線からは、実測した ε_{vo} と C_c 、 c_v 、 m_v から、それぞれ $C_{c(1)}$ 、 $c_{v(1)}$ 、 $m_{v(1)}$ が推定できる。

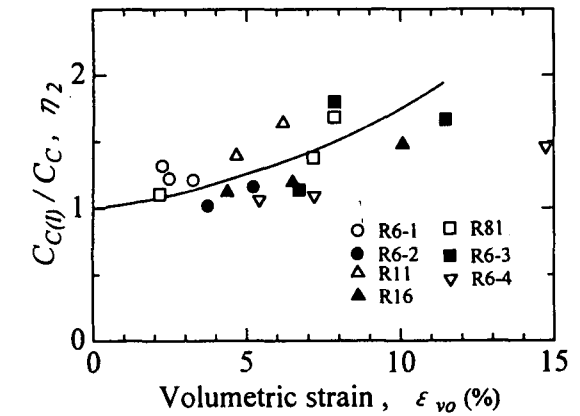


図-15 η_2 と ε_{vo} の関係 (R16)

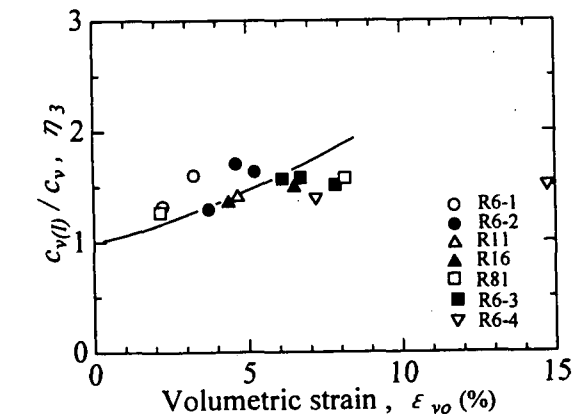


図-16 η_3 と ε_{vo} の関係 (R16)

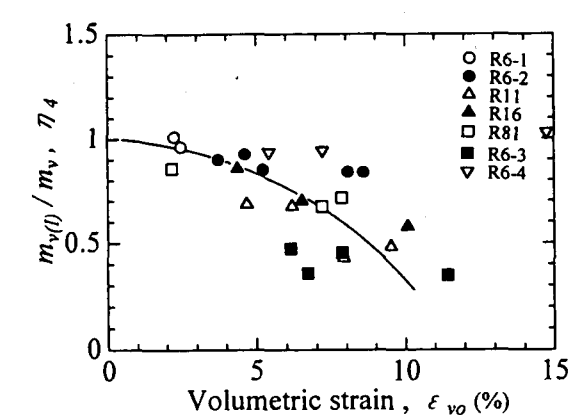


図-17 η_4 と ε_{vo} の関係 (R16)

4. $c_{v(1)}$ 、 $m_{v(1)}$ の推定と圧密沈下挙動の予測

図-18は、試験盛土の領域のE4、E5、E6、E7のボーリング孔から得た供試土に対する q_u 、一軸圧縮試験の破壊ひずみ ε_f 、 ε_{vo} を深度 z に対して7°ロットしている。供試土が乱れると q_u が低下し、 ε_f は大きくなる。図-18を見ると ε_f が大きな7°ロットは ε_{vo} も大きくなる傾向があり、供試土の乱れとともに ε_{vo} が大きくなることと符合している。

図-19は、事前調査で得た供試土E4の m_v 、 c_v と前章で述べた方法で推定した $m_{v(1)}$ 、 $c_{v(1)}$ の深度分布を示す。 m_v 、 c_v は $m_{v(1)}$ 、 $c_{v(1)}$ をそれぞれ約15%過大に、30%過少に見積もっている。

図-20は、試験盛土E4地点の沈下量、盛土高と時間の対数の関係である。この図には、図-19に示す m_v 、 c_v と $m_{v(1)}$ 、 $c_{v(1)}$ を用いて盛土前に予測した沈下と時間の関係を、それぞれ破線と実線で併記している。沈下計算に際し、 m_v 、 c_v 、 $m_{v(1)}$ 、 $c_{v(1)}$ の各深度での値は、AIC法¹⁵⁾による非線形重回帰で求めている。 $m_{v(1)}$ 、 $c_{v(1)}$ による圧密沈下挙動の事前予測の精度は、 m_v 、 c_v によるそれより50%程度向上していることが分かる。

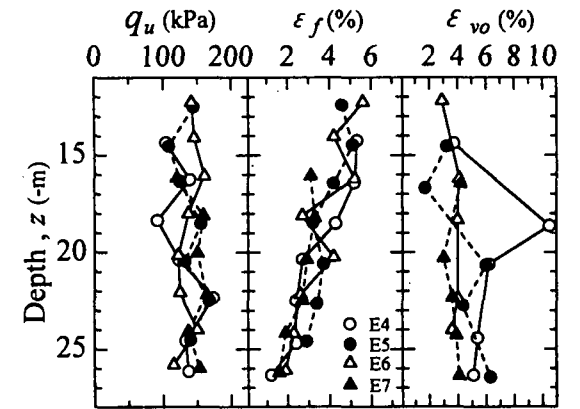


図-18 q_u 、 ε_f 、 ε_{vo} の深度分布 (盛土施工前の結果)

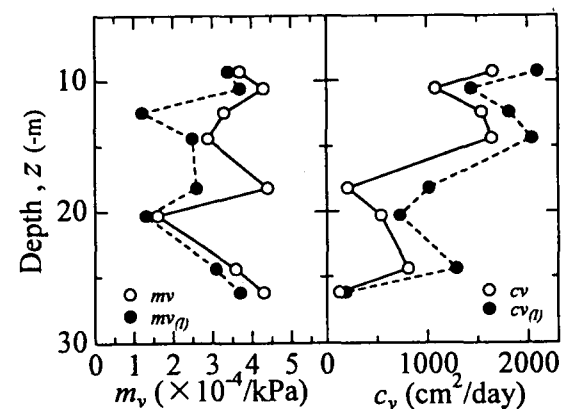


図-19 $m_{v(1)}$ 、 $c_{v(1)}$ の推定結果 (E4)

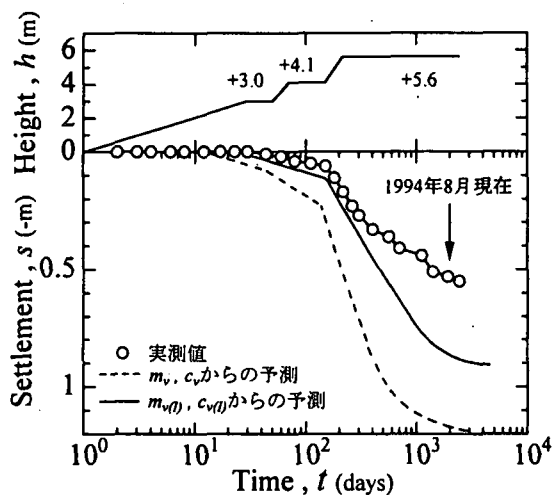


図-20 盛土高、沈下量と時間の関係 (E 4)

5. おわりに

本研究で得られた主要な結論を要約的にまとめると次のようである。

- 1) 乱れの程度の異なる供試土に対する圧密試験から、体積ひずみが0となる値を外挿して原位置の圧密パラメータを推定する方法は有効であった。
- 2) 推定した原位置の圧密パラメータを用いた圧密沈下挙動の事前予測の精度は、試験値として得た圧密パラメータを用いたそれより50%程度向上した。

参考文献

- 1) Skempton, A. W. and Sowa, V. A. (1963): "The behavior of saturated clays during sampling and testing," *Geotechnique*, Vol. 13, No. 4, pp. 269-290
- 2) Okumura, T. (1974): "The variation of mechanical properties of clay samples depending on its degree of disturbance," *Proc. of speciality session, 4th Asian Conf., ISSMFE*, pp. 73-81.
- 3) Nakase, A et al.: "A method for correcting undrained shear strength for sample disturbance," *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 1, pp. 52-66.
- 4) Matsuo, M. and Shogaki, T. (1988): "Effects of plasticity and disturbance on statistical properties of undrained shear strength," *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, pp. 14-24.
- 5) Shogaki, T. (1995): "Discussion, 'Effective stress behavior of clays in unconfined compression tests,'" *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 1, pp. 169-171.
- 6) Ladd, C. C. and Foott, R. (1974): "New design procedure for stability of soft clays," *Proc. ASCE*, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786.
- 7) Hanzawa, H. (1979): "Undrained strength characteristics of an alluvial marine clay in Tokyo Bay," *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 4, pp. 69-84.
- 8) Mesri, G. (1989): "A reevaluation of s_w (mob) = $0.22 \sigma'$ using laboratory shear tests," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, No. 1, pp. 162-164.
- 9) Andresen, A. A., and Kolstad, P. (1977): "The NGI 54-mm sampler for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials," *Proc. of Int. Sympo. of Soil sampling*, Singapore, pp. 13-21.
- 10) Lacasse, S. and Berre, T. (1988): "Triaxial testing methods for soils," *Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977*, pp. 264-289.
- 11) Shogaki, T. (1996): "A method for correcting consolidation parameters for sample disturbance using volumetric strain," *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 3.
- 12) 広島防衛施設局、計測リサーチコンサルタント(1994): 岩国飛行場滑走路移設工法試験観測報告書、pp. 1-166.
- 13) Shogaki, T. and Kaneko, M. (1994): "Effects of sample disturbance on strength and consolidation parameter of soft clay," *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 3, pp. 1-10.
- 14) 正垣・三輪・丸山: サンプラー内の乱れの程度の異なる試料を用いた原位置の σ'_v 、 C_v 値の推定、第31回地盤工学研究発表会概要集、1996.
- 15) 赤池 弘次: 情報量基準AICとは何か、数理科学、No. 153, pp. 5-11, 1976.