



Title	二次圧密と過圧密を考慮した有明粘土地盤の事前沈下予測法の適用性の検討
Author(s)	棚橋, 由彦; 野中, 祐輔; 安原, 一哉
Citation	長崎大学工学部研究報告 Vol.26(47) p. 301-308, 1996
Issue Date	1996-07
URL	http://hdl.handle.net/10069/14992
Right	

This document is downloaded at: 2019-04-19T21:15:39Z

二次圧密と過圧密を考慮した有明粘土地盤の 事前沈下予測法の適用性の検討

棚橋由彦* · 野中祐輔**
安原一哉***

An Examination of the Applicability of a Settlement Pre-prediction Method to the Ariake Soft Clay Ground Taking both Secondary Compression and Over Consolidation into Account.

by

Yoshihiko TANABASHI*, Yuusuke NONAKA**
and Kazuya YASUHARA***

The Ariake clay, i. e. the soft marine alluvial clay, is sedimented along the Ariake Sea, especially in the Saga plain, Kyushu, Japan. It is well known as one of the most problematic soils in Japan, because of its high sensitivity and remarkable secondary compression. Therefore, an established method for settlement prediction is necessary to be established as well as to be developed a countermeasure to control long-term settlement.

This paper describes three case histories on settlement of the Ariake clay ground including long-term settlements which have been observed over 14 years since the construction of embankment. The aim of this paper is to examine the applicability of three proposed pre-prediction methods to estimate the settlements of the Ariake soft clay ground before filling work, from comparison of the observed with calculated settlements.

From the result of the examination, it has been clarified that Tanabashi's method is most applicable because of taking both effects of secondary compression and over consolidation into more accurate consideration than those.

1. まえがき

有明海を中心に堆積する海成粘土(有明粘土)は、圧縮性が大きく支持力が小さい二次圧密が顕著な軟弱地盤である。従って、盛土築造に伴う地盤変形が著しく、沈下も長期にわたり、土木・建築構造物などに被害を与えるため、二次圧密も含めての沈下予測が必要になってくる。本研究では、有明海を中心に分布している有明粘土地盤(鹿島、白石、東与賀地区)を事例として、事前沈下予測法(提案法¹⁾、慣用法、安原法^{2) 5)})

による解析を行い、それぞれの予測法の有明粘土への適用性を吟味する。なお、既報³⁾で、提案式が必ずしも、予測精度がよくなかった原因が正規圧密地盤として扱ったことに起因すると考え、新たに、初期過圧密地盤を考慮した解析を行い、予測精度を上げることを目的とする。なお、事前沈下予測法とは、実測沈下を得る前に採取した試料を室内試験して、沈下に寄与するパラメーターを決定し、沈下量を予測する方法である。

平成8年4月26日受理

*社会開発工学科

**大学院修士課程社会開発工学専攻

***茨城大学工学部

2. 解析対象地区の概要

2.1 鹿島地区

鹿島地区の盛土断面図を Fig. 1 に、土質データを Table 1 に示す。旧堤 (+1.0m~+3.0m) は1960年4月10日から244日間で緩速施工され、11年間放置された。新堤 (+3.0m~+5.0m) は1971年4月10日から365日間で緩速施工された。本解析においては、旧堤を1段目施工、新堤を2段目施工とした。また、地盤土質データから Table 1 に示すように地盤を5層に分けた。

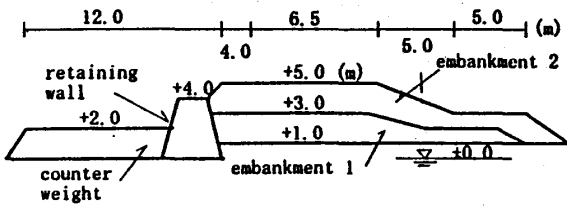


Fig.1 Cross section of the embankment at KASHIMA.

Table 1 Given soil parameters at KASHIMA

Layer's No.	G.L. (m)	Thick-ness (m)	Consoli-dation yield stress Py(kgf/cm ²)	Wet density ρ _t (g/cm ³)	Initial void ratio e ₀	Com-pression index C _c	Coefficient of consoli-dation c _v (cm ² /d)
1	+ 1.0 ~ - 2.5	3.5	0.25	1.30	3.90	1.50	100
2	- 2.5 ~ - 6.0	3.5	0.40	0.40	3.15	1.50	100
3	- 6.0 ~ - 9.0	3.0	0.55	1.43	2.75	1.25	100
4	- 9.0 ~ -12.0	3.0	0.70	1.50	2.15	1.10	100
5	-12.0 ~ -17.0	5.0	0.80	1.45	2.50	1.10	100

2.2 白石地区

白石地区の盛土断面図を Fig. 2 に、土質データを Table 2 に示す。旧堤 (+1.5m~+3.0m)の施工開始時期、施工期間が不明であるため、新堤+3.0m~+5.0mを1段目施工、新堤+5.0m~+6.9mを2段目

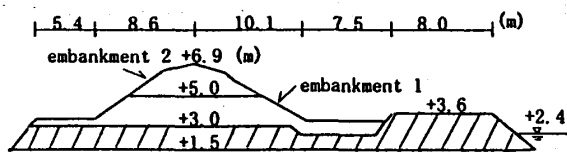


Fig.2 Cross section of the embankment at SHIROISHI.

Table 2 Given soil parameters at SHIROISHI.

Layer's No.	G.L. (m)	Thick-ness (m)	Consoli-dation yield stress Py(kgf/cm ²)	Wet density ρ _t (g/cm ³)	Initial void ratio e ₀	Com-pression index C _c	Coefficient of consoli-dation c _v (cm ² /d)
1	+ 1.5 ~ - 2.4	3.9	0.37	1.36	3.46	1.55	334
2	- 2.4 ~ - 6.4	4.0	0.43	1.33	3.88	1.80	93
3	- 6.4 ~ -10.4	4.0	0.75	1.42	2.93	1.61	524
4	-10.4 ~ -13.9	3.5	1.06	1.46	2.57	1.29	437

施工とし解析を行った。それぞれの施工工程は、新堤 +3.0m~+5.0mが1990年1月20日から21日間、新堤 +5.0m~+6.9mが1991年1月14日から14日間である。本解析では、地盤土質データより地盤を4層に分けた (Table 2 参照)。

2.3 東与賀地区

東与賀地区の盛土断面図を Fig. 3 に、土質データを Table 3 に示す。旧堤 (±0m~+4.5m)の施工

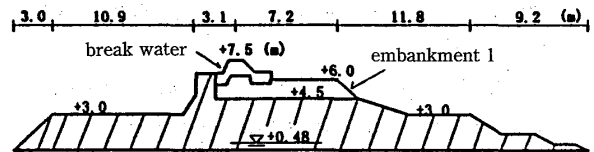


Fig.3 Cross section of the embankment at HIGASHIYOGA.

Table 3 Given soil parameters at HIGASHIYOGA.

Layer's No.	G.L. (m)	Thick-ness (m)	Consoli-dation yield stress Py(kgf/cm ²)	Wet density ρ _t (g/cm ³)	Initial void ratio e ₀	Com-pression index C _c	Coefficient of consoli-dation c _v (cm ² /d)
1	0.0 ~ - 2.0	2.0	1.45	1.630	2.096	0.78	922
2	- 2.0 ~ - 4.0	2.0	0.88	1.473	2.092	0.73	86
3	- 4.0 ~ - 6.1	2.1	0.66	1.677	1.874	0.50	1267
4	- 6.1 ~ - 8.2	2.1	1.15	1.519	1.646	0.47	1224
5	- 8.2 ~ - 9.3	1.1	0.71	1.694	2.205	0.89	112
6	- 9.3 ~ -14.8	5.5	1.30	1.468	2.610	1.26	338

時期、施工期間が不明なため、新堤+4.5m~+6.0mを1段目施工、新堤+6.0m~+7.5m(波除工部)を2段目施工とし解析を行った。それぞれの施工工程は、1978年6月10日から55日間、1978年11月1日から49日間である。地盤土質データより、Table 3に示すように地盤を6層に分け、解析を行った。第5層は層厚1.1mのシルト混じり砂層で、砂の割合が約70%と高く、地盤がかなり圧密されていることがわかる。

3. 事前沈下予測法の概要

3.1 提案法

粘土を圧密とせん断に対するひずみ硬化材料と仮定し、次のような弾粘塑性構成モデル(弾塑性応力ひずみ時間関係)を提案する。また解析方法は有限要素法によるもので、二次元的な変形、例えば側方流動や支持力も総合的に解析することができる。

ひずみを弾・塑性成分に分けると、体積ひずみ増分 dv 、正八面体せん断ひずみ増分 $d\gamma$ は、次式で表せる。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} dv \\ d\gamma \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} dv \\ d\gamma \end{bmatrix}^e + \begin{bmatrix} dv \\ d\gamma \end{bmatrix}^p \\ &= \begin{bmatrix} dv_c \\ d\gamma_c \end{bmatrix}^e + \begin{bmatrix} dv_d \\ d\gamma_d \end{bmatrix}^e + \begin{bmatrix} dv_c \\ d\gamma_c \end{bmatrix}^p + \begin{bmatrix} dv_d \\ d\gamma_d \end{bmatrix}^p \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、下サフィックス c, d はそれぞれ平均主応力増分 dp 、正八面体せん断応力増力 dq により生じるひずみ増分を意味し、上サフィックス e, p はそれぞれひずみの弾・塑性成分を意味する。 $d\gamma_c^e, d\gamma_d^e$ を無視すれば、正八面体増分関係は式(2)で与えられる。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} dv \\ d\gamma \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} S_c^e & S_d^e \\ 0 & S_s^e \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} S_c^p & S_d^p \\ 0 & S_s^p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} S_c & S_d \\ 0 & S_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 S_c, S_d, S_s はそれぞれ圧縮による体積ひずみ v_c 、ダイレタンシー v_d 、正八面体せん断ひずみ γ_d 各増分の生じやすさを示す係数であり、サフィックス e はそのうちの弾性成分、 p は塑性成分に関する係数を意味する。

主応力増分軸方向に直交座標 x, y, z をとった場合の弾塑性構成則は式(3)で与えられる。

$$\begin{bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\epsilon_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{23} \\ C_{31} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{12} & C_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_z \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} d\gamma_{yz} \\ d\gamma_{zx} \\ d\gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2(C_{22}-C_{23}) & 0 & 0 \\ 0 & 2(C_{33}-C_{31}) & 0 \\ 0 & 0 & 2(C_{11}-C_{12}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\tau_{yz} \\ d\tau_{zx} \\ d\tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (3)_1$$

$$\begin{aligned} C_{11} &= \{(S_c + 3S_s) + \sqrt{2}S_d\} / 9 \\ C_{22} &= (S_c + 3S_s) / 9 \\ C_{33} &= \{(S_c + 3S_s) - \sqrt{2}S_d\} / 9 \\ C_{23} &= \{(2S_c - 3S_s) - 2\sqrt{2}S_d\} / 18 \\ C_{31} &= \{(2S_c - 3S_s) + 2\sqrt{2}S_d\} / 18 \\ C_{12} &= (2S_c - 3S_s) / 18 \end{aligned} \quad (3)_2$$

$$\begin{aligned} S_c &= S_c^* = S_c^e + S_c^{p*} \\ &= \frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{p} \left[\kappa + (\lambda - \kappa) \cdot \frac{K+a \cdot b^{\log t/t_c / \log 2}}{K+a \cdot b^{\log t / \log 2}} \right] \\ S_d &= S_d^* = S_d^e + S_d^{p*} \\ &= \frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{p} \left[0 + \mu (t/t_{fd})^{1-m_d} \right] \\ S_s &= S_s^* = S_s^e + S_s^{p*} \\ &= \frac{1}{p} \left[\nu + \frac{\mu}{1+e} \cdot \frac{N_0}{M_0 - \eta} (t/t_{fs})^{1-m_s} \right] \end{aligned} \quad (3)_3$$

上式中、 p は平均主応力、 η は正八面体応力比であり、次式で与えられる。なお、 q は正八面体せん断応力である。

$$\begin{aligned} \eta &= q/p = 3 \{ (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \\ &\quad + (\sigma_x - \sigma_y)^2 \\ &\quad + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \}^{1/2} / p \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、有効排水距離 H_e の供試体または地盤内の任意点が、 H^* の供試体が t^* 時間経過後に生じるひずみ増分と同量のひずみ増分を生じさせる時間は、圧密、ダイレタンシー、せん断ひずみに関して、それぞれ、 $t_{fc} = (H_e/H^*)^{n_c} \cdot t^*$ 、 $t_{fd} = (H_e/H^*)^{n_d} \cdot t^*$ 、 $t_{fs} = (H_e/H^*)^{n_s} \cdot t^*$ で表され、 n_c, n_d, n_s は寸法効果パラメーターと呼ぶ。

なお、式(3)の $\lambda, \kappa, \mu, \nu, M_0, N_0$ は弾塑性パラメーターである。

一般に、ひずみ硬化体の応力空間における降伏曲面(降伏条件式)は $f(\sigma) = f_c$ で与えられる。ここに、 f は負荷関数、 f_c は現在の降伏基準であり、一般には応力(または、ひずみ)履歴の影響を受け定数ではない。ひずみ硬化体では、負荷関数 f が $f = f_c$ 、かつ $df > 0$ を満足するとき降伏が生じる。また、 $f < f_c$ または $df < 0$ を満足するとき、弾性ひずみのみ生じる。応力空間で現在の降伏曲面の外側の応力点には塑性ひずみを伴わなければ到達できず、その内側応力点には弾性ひずみのみで到達できる。

正八面体異方増分関係に基づく本提案式に採用する降伏条件式として、圧縮とせん断に対する降伏条件式を別個に与えるが、土質材料を問わずダイレタンシー v_d 、正八面体せん断ひずみ γ_d とともに正八面体応力比 $\eta = q/p'$ により規定されることからせん断に対する負荷関数としては η を採用する。一方、圧縮に対する負荷関数としては、圧縮による体積ひずみ v_c が平均有効主応力 p' により規定されるから p' を採用する。なお η と同様、無次元量で統一するため、 p' を大気圧 $p_0 = 98\text{kPa} (1\text{kgf/cm}^2)$ で除した値 $\xi = p'/p_0$ を用いる。圧縮とせん断に対する降伏条件式を (ξ, η) 平面を用いて模式的に示すと Fig. 4 のようになる。土が初期の応力状態 $P_0(\xi_0, \eta_0)$ から負荷をうけて、Fig. 4 中 $P_0 \rightarrow 1 \rightarrow 2 \rightarrow P$ なる経路をたどり、現在の応力状態 $P(\xi, \eta)$ になったとする。このとき ξ_m は点 1 で、 η_m は点 2 で最大値を経験しており、したがって現在の降伏曲面は (ξ, η) 平面上、 $\square OASB$ で表される。なお、 $AS(\xi = \xi_m)$ が圧縮に対する現在の降伏曲面、 $BS(\eta = \eta_m)$ がせん断に対する現在の降伏曲面である。現在の応力状態を示す点 $P(\xi, \eta)$ の取り得る範囲は、その定義から $\xi \leq \xi_m, \eta \leq \eta_m$ より、I) 隅角 S と一致する場合、II) AS 上、III) BS 上、IV) $\square OASB$ の内部にある場合の 4 通りである。従来、土質力学の分野では

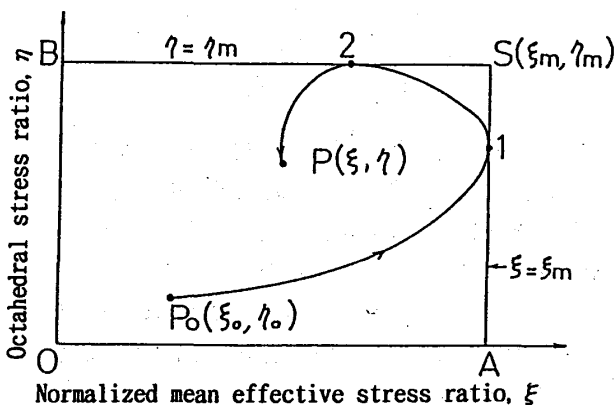


Fig. 4 Schematic diagram of yield surface in (ξ, η) stress ratio plane

Table 4 New definition of consolidation and shear

Correlation between initial stress ratio and maximum hysteresis stress ratio	New definition
$\xi = \xi_m$ and $d\xi > 0$	Normally consolidated C.
$\xi < \xi_m$ or $d\xi < 0$	Over consolidated C.
$\eta = \eta_m$ and $d\eta > 0$	Normally sheared C.
$\eta < \eta_m$ or $d\eta < 0$	Over sheared C.

C. means Condition

正規圧密・過圧密なる用語は、一次元圧密における過去と現在の鉛直応力 σ_z の大小関係で定義されてきた。すなわち過去の σ_z の最大値 σ_{zm} が現在の σ_z と等しければ正規圧密、 $\sigma_z < \sigma_{zm}$ ならば過圧密という。そこで、本研究の立場から圧密・せん断に対し次のように新たな定義を与える。それぞれ $\xi = \xi_m$ を正規圧密、 $\xi < \xi_m$ を過圧密、 $\eta = \eta_m$ を正規せん断、 $\eta < \eta_m$ を過せん断の各状態にあると呼称し、まとめて Table 4 に示す。例えば、正規圧密・過せん断状態とは $\xi = \xi_m$ かつ $\eta < \eta_m$ なる応力状態であり、Fig. 4 に即していえば、現在の応力点 $P(\xi, \eta)$ が AS 上にある場合に相当する。

3. 2 慣用法

慣用法は周知なので省略する。

3. 3 安原法^{2) 5)}

安原は^{2) 5)}、一次元圧密過程における二次圧密も含めた形での一次元圧密沈下計算法を提案している。Bjerrum の沈下概念によれば、粘土地盤の沈下ひずみ ϵ_v は、即時圧縮ひずみ ϵ_{vi} と遅延圧縮ひずみ ϵ_{vd} との重ね合わせによって次式のように表される。

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{vi} + \Delta \epsilon_{vd} \tag{5}$$

このうち、 $\Delta \epsilon_{vi}$ は体積圧縮係数 m_v を用いて

$$\Delta \epsilon_{vi} = m_{vp} \Delta \sigma'_v = m_{vp} (\Delta \sigma - \Delta u) \tag{6}$$

と表わすことができる。一方、遅延ひずみ ϵ_{vd} はみかけの増加応力 $\Delta \sigma'_{vd}$ によって

$$\Delta \epsilon_{vd} = m_{vp} \Delta \sigma'_{vd} \tag{7}$$

と表すことにする。この $\Delta \sigma'_{vd}$ は初期時間 t_0 から生じる二次圧密によるみかけの増加応力であり、次式によって与えられる。

$$\Delta \sigma'_{vd} = \Delta \sigma_v \{ (t_1/t_0)^{c_\alpha/c_c} - 1 \} \tag{8}$$

結局、沈下に寄与するひずみは次のようになる。

$$\Delta \epsilon_v = m_{vp} [\Delta \sigma_v U_\sigma + \Delta \sigma_v \cdot \{ (t_1/t_0)^{c_\alpha/c_c} - 1 \}] \tag{9}$$

ここに、

t_1 : 経過時間(day)

m_{vp} : 一次元圧密による体積圧縮係数 (cm^2/kgf)

t_0 : 単位時間(1day)

C_α : 二次圧縮指数

c_v : 圧密係数 (cm^2/day)

U_a : 平均圧密度

C_c : 圧縮指数

なお、所要の4つのパラメーター m_{vp} , c_v , C_a , C_c は標準圧密試験に代わる単一荷重載荷圧密試験により求めることができる。

4. 提案法による解析方法

過圧密地盤の考慮は σ'_z (有効土かぶり圧) と p_{yz} (圧密降伏応力) の関係により、あらかじめ式(10), (11)で圧密、せん断に対する初期降伏曲面を要素毎に設定し、盛土荷重に伴い、降伏曲面が拡大していく過程の解析を行う。圧密、せん断に対する初期降伏曲面は、それぞれ式(10), (11)で与えられる。

$$\xi_{mi} = (1 + 2K_0)p_{yz} / 3p_0 \tag{10}$$

$$\eta_{mi} = \sqrt{2} (1 - K_0) / (1 + 2K_0) \tag{11}$$

なお、 K_0 値は次式を使用した⁴⁾。

$$K_0 = K'_0 (OCR_2)^{0.42} \tag{12}$$

ここに、

p_{yz} : 圧密降伏応力

K_0 : 過圧密における静止土圧係数

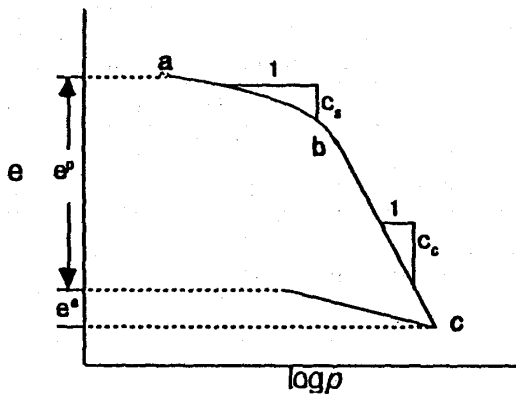


Fig. 5 $e - \log p$ curve

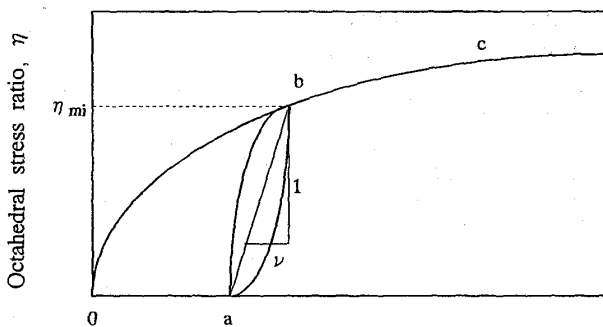
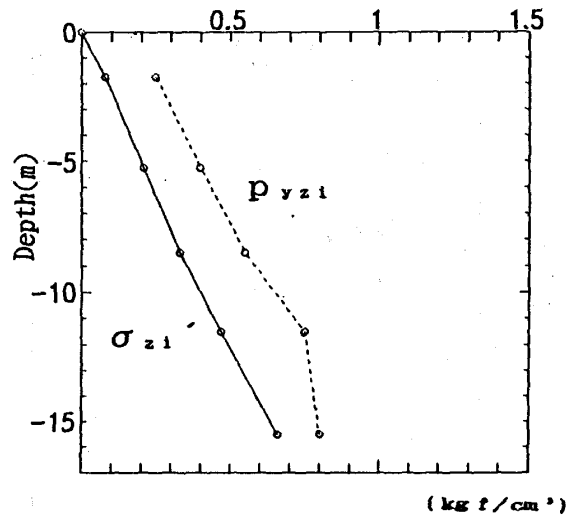


Fig. 6 $\eta - \gamma_d$ curve

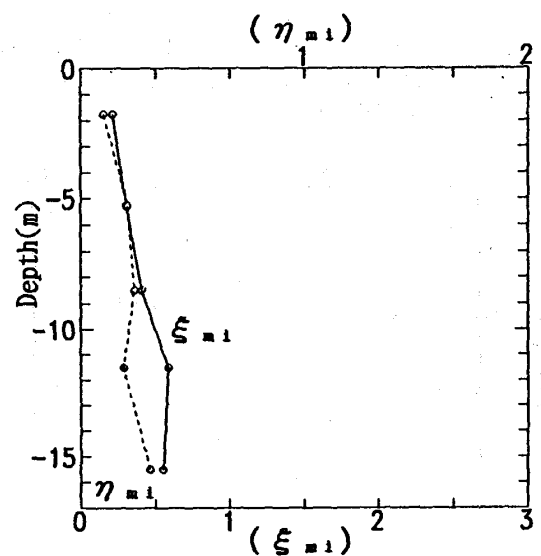
OCR_2 : 過圧密比 (p_{yz}/σ_z)

K'_0 : 正規圧密における静止土圧係数

ξ_{mi} , η_{mi} はそれぞれ ξ , η が現在までに経験した最大値であり、 $\xi = \xi_{mi}$ かつ $d\xi > 0$, $\eta = \eta_{mi}$ かつ $d\eta > 0$ の経路が降伏曲面拡大の条件を表す。新たな降伏曲面の拡大とは次のことを意味する。圧密に対しては、現在の地盤内平均有効主応力 p' が p_{mi} に達して、さらに $\Delta p > 0$ のとき、 $e - \log p$ 曲線 (Fig. 5) における $a - b$ 経路 (過圧密) から、 $b - c$ 経路 (正規圧密) への遷移を意味する。せん断に対しては、現在の正八面体応力比 η が、 η_{mi} に達して、さらに $\Delta \eta > 0$ のとき、 $\eta - \gamma_d$ 曲線 (Fig. 6) における $a - b$ 経路 (過せん断) から、 $b - c$ 経路 (正規せん断) への遷移を意味する。

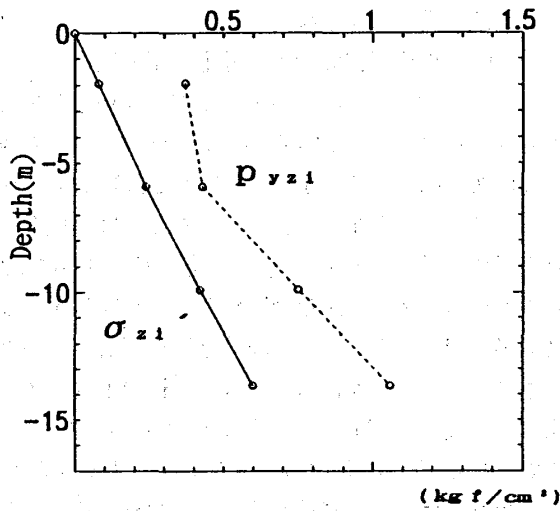


(a) σ_{zi} , p_{yzi}

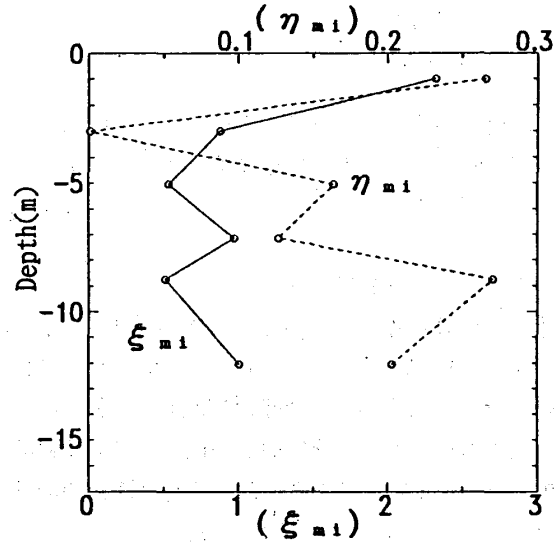


(b) ξ_{mi} , η_{mi}

Fig. 7 Distribution of both initial stress(ratio) and maximum hysteresis stress(ratio) against depth at KASHIMA

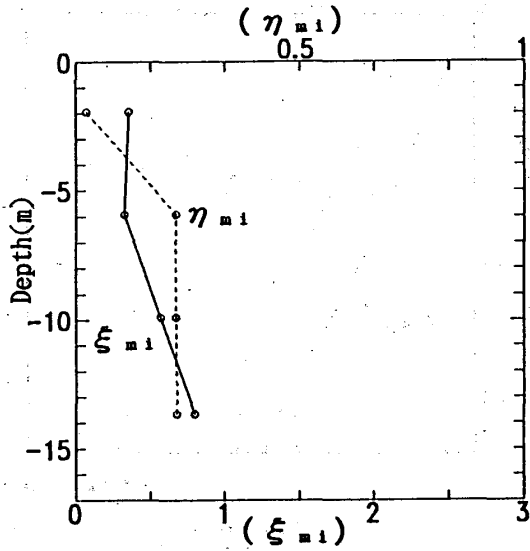


(a) σ_{zi} , P_{yzi}



(b) ξ_{mi} , η_{mi}

Fig. 9 Distribution of both initial stress(ratio) and maximum hysteresis stress(ratio) against depth at HIGASHIYOGA



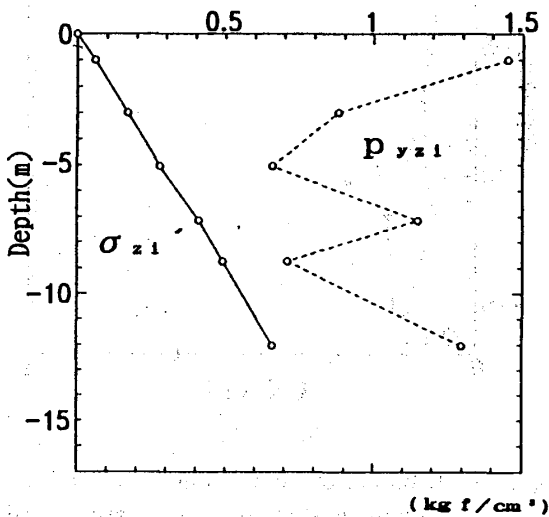
(a) σ_{zi} , P_{yzi}

提案法は $\xi_{mi}=0$, $\eta_{mi}=0$ (正規圧密) と $\xi_{mi}\neq 0$, $\eta_{mi}\neq 0$ (過圧密考慮) の解析を行った。

Table 5 Determined parameters at KASHIMA

Elasto-plastic parameters		Time-effect parameters		Scale-effect parameters	
C_c	1.15	K	8.985	n_c	2.00
C_s	0.126	a	111.3	n_d	2.00
μ	0.298	b	0.613	n_s	2.00
ν	0.011	m_d	0.769		
M_0	0.730	m_s	0.792		
N_0	0.295				

Fig. 8 Distribution of both initial stress(ratio) and maximum hysteresis stress(ratio) against depth at SHIROISHI



(a) σ_{zi} , P_{yzi}

Table 6 Determined parameters at SHIROISHI

Elasto-plastic parameters		Time-effect parameters		Scale-effect parameters	
C_c	1.92	K	14.10	n_c	2.00
C_s	0.211	a	596.0	n_d	2.00
μ	0.300	b	0.580	n_s	2.00
ν	0.023	m_d	0.700		
M_0	0.740	m_s	0.720		
N_0	0.660				

Table 7 Determined parameters at HIGASHIYOGA

Elasto-plastic parameters		Time-effect parameters		Scale-effect parameters	
C_c	0.78	K	8.985	n_c	2.00
C_s	0.086	a	111.3	n_d	2.00
μ	0.298	b	0.613	n_s	2.00
ν	0.011	m_d	0.769		
M_0	0.710	m_s	0.792		
N_0	0.295				

なお、鹿島、白石、東与賀地区における (a) σ_{zi}' , p_{yzi} , (b) ξ_{mi} , η_{mi} の深度分布を Fig. 7 ~ 9 に示す。

また、提案法における 3 地区の入力パラメーターを Table 5 ~ 7 に示す。

5. 予測結果とその精度

圧密係数は、フィールドにおける値が室内試験で求めた値よりも大きくなることが知られている。慣用法、安原法ともに $c_{vf} = \alpha c_{vr}$ (c_{vf} , c_{vr} : フィールド, 室内試験から求めた圧密係数) と置き, $\alpha = 1, 5, 10$ の 3 ケースの予測を行った。なお、予測結果図は実測値とフィッティングの良い α 値のケースを示した。図中の白丸プロット点は実測値を意味する。

5. 1 鹿島地区

鹿島地区の予測沈下曲線を Fig. 10 に示す。提案法は土を弾粘塑性体と考えて、その弾領域、塑領域におけるひずみを随時計算していく方法で、応力履歴を十分考慮できる。当地区の解析は、処女地盤に対して、盛土荷重が段階的に載荷される場合の計算である。有明粘土のように、二次圧密が顕著な地盤では、ダイレタンシー項と、時間依存性を十分に考慮できないと地盤の挙動を表現できないと考えるが、実測値とのフィッティングを見ると、非常に良い結果を得ており、提案法がこれらの影響を十分に表現していることを示している。慣用法、安原法はそれぞれ $\alpha = 10, 1$ が実測値との対応が良いが、ともに沈下量をやや過大に評価している。慣用法は、経過日数約 5000 日で沈下が収束しており、実測値との対応が悪い。安原法は実測値との対応から沈下が長期に継続する傾向が読み取れる。

5. 2 白石地区

白石地区の予測沈下曲線を Fig. 11 に示す。本解析は、提案法における所要試験を実施しておらず、弾粘塑性パラメーターは、鹿島地区と同様とした。ただし、標準圧密試験結果より求まるパラメーター C_c, C_s, κ

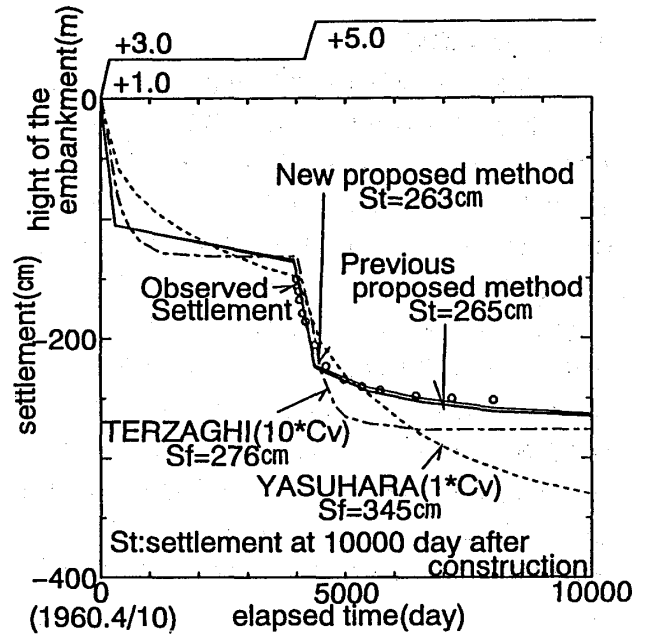


Fig. 10 Observed and calculated settlements at KASHIMA

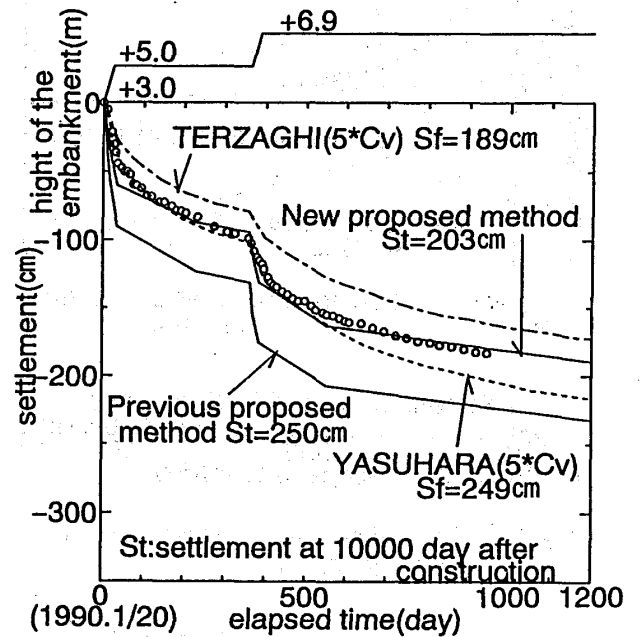


Fig. 11 Observed and calculated settlements at SHIROISHI

等については、白石地区のデータを用いている。 $\xi_{mi} \neq 0, \eta_{mi} \neq 0$ での解析は実測値とのフィッティングが良く、かなりの精度で予測できた。よって、本地区は盛土荷重の载荷に伴い、降伏曲面が拡大していく過程といえる結果を得た。慣用法、安原法はともに $\alpha = 5$ が実測値との対応が良い。

5.3 東与賀地区

東与賀地区の予測沈下曲線を Fig. 12に示す。本解析は、提案法における所要試験を実施しておらず、弾粘塑性パラメーターは、鹿島地区と同様とした。ただし、標準圧密試験結果より求まるパラメーター C_c, C_s, κ 等については、東与賀地区のデータを用いている。実測値とのフィッティングを見ると沈下傾向は良く対応しているものの、1段目盛土の沈下量を過大に評価している。これはせん断ひずみ項の影響であると思われる。 $\xi_{mi} = 0, \eta_{mi} = 0$ と $\xi_{mi} \neq 0, \eta_{mi} \neq 0$ で予測沈下曲線上、かなりの差異が見られたのは、本地区がかなり複雑な過圧密地盤であることを意味する。慣用法、安原法はともに $\alpha = 1$ が実測値との対応が良いが、本地盤は非常に過圧密であり、旧堤に対する新荷重が

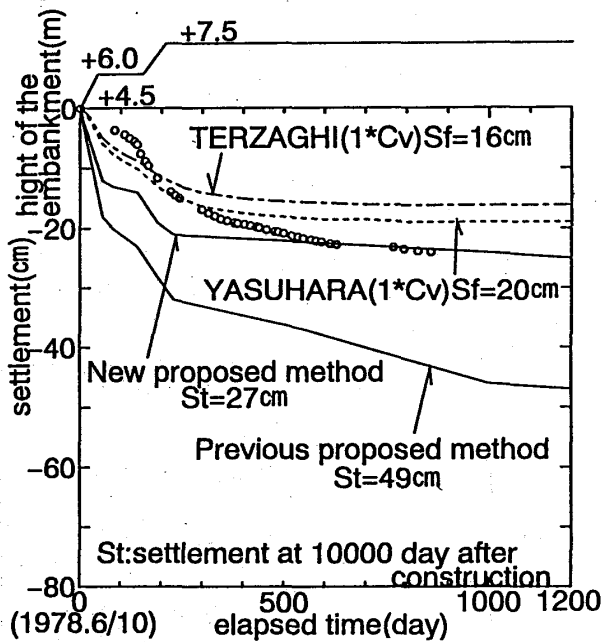


Fig. 12 Observed and calculated settlements at HIGASHIYOGA

かなり小さいために地盤内応力が圧密降伏応力内にあると考えられ、慣用法、安原法ともに沈下量を過小に評価している。 $5 * c_v, 10 * c_v$ も $1 * c_v$ とほぼ同じ曲線になる。この結果によって、慣用法、安原法の妥当性、特徴を明らかにすることは困難である。

6. まとめ

慣用法は実測沈下の進行中にすでに収束しており、有明粘土地盤では不適と言える。安原法は、慣用法に対して遅延ひずみとして二次圧密が考慮されており、その様子をよく表しているが、3地区の α 値がそれぞれ異なるように c_v 値の評価に難点がある。それに対して、提案法は初期の沈下量を過大に評価する傾向にあるが、その後の沈下は実測値との対応がよく、実測沈下曲線の特徴を最もよく表現している。東与賀地区 (Fig. 12) のように、かなり複雑な過圧密地盤でも提案法の有明粘土への適用性は良好といえる。有明粘土地盤の沈下予測法において、二次圧密・過圧密考慮という観点から、提案法が最も適している。各予測法の特徴を Table 8 に示す。

Table 8 The characteristics of each prediction method

事前沈下予測法	パラメーターの決定法	適用範囲	特徴・適用限界	適用性の評価
新提案法 ($\xi_{mi} \neq 0, \eta_{mi} \neq 0$)	排水三軸試験	二次元	二次圧密考慮	○
旧提案法 ($\xi_{mi} = 0, \eta_{mi} = 0$)	排水三軸試験	二次元	二次圧密考慮	△
慣用法	標準圧密試験	一次元	二次圧密考慮不可	×
安原法	単一荷重圧密試験	一次元	二次圧密考慮	△

参考文献

- 1) 棚橋・伊勢田・間鍋：弾塑性応力ひずみ時間関係に基づく粘性土地盤の経時変形解析，第36回土木学会年次学術講演概要，pp.154-155, 1981.
- 2) 安原・安川：単一荷重載荷圧密試験方法とその結果の解釈と適用，特殊圧密試験に関するシンポジウム，発表論文集，土質工学会，pp.101-108, 1988.
- 3) 棚橋・馬渡・後藤・安原・河野：有明粘土地盤を事例とした提案沈下予測法と既往予測法との適用性の検討，長崎大学工学部研究報告，Vol. 24, No. 43, pp. 241-248, 1994.
- 4) 石原研而：“土質力学”，丸善株式会社，pp. 244, 1988.
- 5) Tsukada, Y. and Yasuhara, K: Scale effects in one dimensional consolidation of clay, Proc. IS-HIROSHIMA 96, Vol. 1, pp. 211-216.