

粘性土地盤の経時変形解析

棚橋 由彦*・伊勢田 哲也*
間鍋 正哉**

An Analysis of Time-Dependant Deformation of Soft Clay Layer

by

Yoshihiko TANABASHI
(Department of Civil Engineering)

Tetsuya ISEDA
(Department of Civil Engineering)

Masaya MANABE
(Graduate Student, Department of Civil Engineering)

Abstract

High embankment on soft clay layer is often associated with large settlement for long time, even if the failure of the embankment is not occurred under construction.

Presented herein is an analysis of time-dependant deformation of soft clay layer based on the elasto-plastic stress-strain-time relationship (the constitutive equation) of the cohesive soils previously reported by Tanabashi (1981).

In order to verify the constitutive equation, several triaxial tests with complex stress pathes are performed.

The finite element method incorporated the constitutive equation is applied to analyse time-dependant deformation of soft clay layer after the construction of road embankment in the bypass of route 3 in Onga-gun, Fukuoka. It has also been shown from the comparison between observed and calculated values that the proposed method estimates the settlement of the embankment with reasonable accuracy. Furthermore, the rate of contribution of each strain compornent to the deformation of soft clay layer is examined

昭和57年10月9日受理

* 土木工学科

** 土木工学専攻修士課程

1. まえがき

近年、道路工事の大規模化にともない、20~30mにおよぶ層厚の軟弱粘土地盤上に4m以上の高盛土を築造するケースが増えてきている。このような盛土は、盛土築造中にすべり破壊を生じたり、破壊しなくても交通開放後も長時間にわたり沈下が継続する。道路本体の維持もさることながら周辺地盤の沈下に伴う保障問題もからみ深刻な問題を引き起こしている。

周辺地盤をも含めた三次元的な経時変形挙動の解析は目下のところ有限要素法が有力な手段であるが、その方面の研究は未だ数える程しかない¹⁾²⁾のが実情である。また粘性土は変形に関して顕著な履歴依存性と時間依存性を有するきわめて複雑な工学的材料である。したがってそのような土の特性を考慮し、さらにそのパラメーターをできるだけ簡単な試験で決定でき、しかも既存のFEM増分法プログラムに容易に組み込める形式での構成則(応力ひずみ時間関係)の確立が望まれる。本報告は上記の事情をふまえ、まず第一に先に提案した弾塑性応力ひずみ時間関係³⁾⁴⁾の妥当性を吟味する意味で、一、二の複雑な履歴を経た径路試験の実測値と計算値の比較を行ない、その上でこの関係式を有限要素法に適用し、福岡県速賀郡国道3号線バイパスを対象に現場の実測データと解析結果の比較検討により、その有用性を確かめたものである。また各ひずみ成分がどのような変形に主として寄与するかについてもあわせて検討した。

2. 構成則(弾塑性応力ひずみ時間関係)

先に提案している構成則(弾塑性応力ひずみ時間関係)の定式化の過程は文献(4)に詳しいので、ここでは結果のみを再録する。

ひずみを弾性成分と時間項を考慮した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 $d\gamma$ は次式で表わせる。

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

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 、正八面体せん断ひずみ増分 dq により生じるひずみ増分を意味し、上サフィックス e, vp はそれぞれひずみの弾性・時間項を考慮した塑性成分(以下塑性成分と略称)を意味する。なお本報告を通して応力、ひずみともに圧縮を正と約束する。

$dv_c^e, d\gamma_c^{vp}$ をネグレクトすれば正八面体増分関係は(2)式で与えられる。

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

ここに S_c, S_d, S_s はそれぞれ圧縮による体積ひずみ vc 、ダイレタンシー vd 、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、 vp 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 xyz をとった場合の弾塑性応力ひずみ時間関係は(3)式で与えられる。

$$\begin{aligned} \begin{pmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\varepsilon_z \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{23} \\ C_{31} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{12} & C_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_z \end{pmatrix} \\ \begin{pmatrix} d\gamma_{yz} \\ d\gamma_{zx} \\ d\gamma_{xy} \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} 2(C_{22}-C_{23}) & 0 & 0 \\ 0 & 2(C_{33}-C_{31}) & 0 \\ 0 & 0 & 2(C_{11}-C_{12}) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\tau_{yz} \\ d\tau_{zx} \\ d\tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (3)_1 \end{aligned}$$

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

$$S_c = S_c^e + S_c^{vp} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{p} \{ \kappa + (\lambda - \kappa)(t/t_{fc})^{m_c} \}$$

$$S_d = S_d^e + S_d^{vp} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{p} \{ 0 + \mu(t/t_{fd})^{1-m_d} \} \quad (4)$$

$$S_s = S_s^e + S_s^{vp} = \frac{1}{p} \left\{ \nu + \frac{\mu}{1+e} \cdot \frac{N_o}{M_o - \eta} (t/t_{fs})^{1-m_s} \right\}$$

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

$$\begin{aligned} p &= (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3 \\ \eta &= q / p = 3 \{ (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 \\ &\quad + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \}^{1/2} / p \end{aligned} \quad (5)$$

また間隙比 e は次の漸化式に従う。

$$e_i = e_{i-1} - dv(1 + e_{i-1}) \quad (6)$$

なお(4)式中の $\lambda, \kappa, \mu, \nu, M_o, N_o$ は弾塑性パラメーターであり、 m_c, m_d, m_s は時間パラメーターである。また t_{fc}, t_{fd}, t_{fs} は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} t_{fc} &= (H_e/H^*)^{n_c} \cdot t^*, \quad t_{fd} = (H_e/H^*)^{n_d} \cdot t^*, \\ t_{fs} &= (H_e/H^*)^{n_s} \cdot t^* \end{aligned} \quad (7)$$

ここに H^* は供試体の有効排水距離、 H_e は各要素の有効排水距離、 t^* は室内試験における一荷重増分当りの測定時間である。また n_c, n_d, n_s は寸法効果パラメーターである。

有限要素法に適用した平面ひずみ条件での構成則はまとめると次のようである。⁵⁾ (y方向が平面ひずみ方向)

$$\{d\sigma\}^t = L_p D' L_p^t \{d\varepsilon\}^t \quad (8)$$

ここに $\{d\sigma\} = \{d\sigma_x, d\sigma_z, d\tau_{zx}\}$, $\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_x, d\varepsilon_z, d\gamma_{zx}\}$

$$L_p = \begin{pmatrix} \cos^2\theta & \sin^2\theta & -2\sin\theta\cos\theta \\ \sin^2\theta & \cos^2\theta & 2\sin\theta\cos\theta \\ \sin\theta\cos\theta & -\sin\theta\cos\theta & \cos^2\theta - \sin^2\theta \end{pmatrix}$$

なお θ は最大主応力増分軸が x 軸と時計まわりになす角度であり、次式で与えられる。

$$\theta = (1/2) \arctan \{2d\tau_{zx} / (d\sigma_x - d\sigma_z)\}$$

$$D' = \frac{1}{Q} \begin{pmatrix} P_{22} & -P_{12} & 0 \\ -P_{21} & P_{11} & 0 \\ 0 & 0 & Q/P_{33} \end{pmatrix}$$

ここに

$$Q = \det \begin{pmatrix} P_{11} & P_{12} \\ P_{21} & P_{22} \end{pmatrix}$$

$$P_{11} = C_{11} - C_{12} \cdot C_{31} / C_{22}$$

$$P_{12} = C_{23} (1 - C_{12} / C_{22})$$

$$P_{21} = C_{31} (1 - C_{23} / C_{22})$$

$$P_{22} = C_{33} - C_{12} \cdot C_{23} / C_{22}$$

$$P_{33} = 2(C_{33} - C_{31})$$

最後に降伏条件式は、圧密に対して $\xi = \xi_m$, せん断に対して $\eta = \eta_m$ である。ここに $\xi = p/p_0$ で、平均主応力 p を大気圧 p_0 で除した無次元量, η は正八面体応力比, ξ_m, η_m はそれぞれ ξ, η が現在までに経験した最大値である。したがって(4)式は $\xi = \xi_m$ かつ $d\xi > 0$ and $\eta = \eta_m$ かつ $d\eta > 0$ の場合であり, $\xi < \xi_m$ または $d\xi < 0$ のときは $S_c v^p = 0$, $\eta < \eta_m$ または $d\eta < 0$ のときは, $S_d v^p = S_s v^p = 0$ を代入する。

Table - 1 Soil Property (depth 7.8 m)

specific gravity	Gs	2.66
natural water content	Wn	120 ~ 140 %
liquid limit	W _L	143 %
plastic limit	Wp	38 %
plastic index	Ip	105 %
wet unit weight	γ _t	13.0 ~ 14.2 kN/m ³
initial void ratio	e ₀	3.20 ~ 3.60

3. 径路試験

i) 試料

用いた試料は福岡県遠賀郡国道3号バイパス地点より採取した乱さない飽和粘土で、日本統一分類でCHに属し、その主な土性を Table-1 に示す。液性指数が1に近い非常に軟弱な粘土である。

所要室内試験(等方圧密試験と平均主応力一定試験各1回)の結果から決定されたパラメーターを Table-2 に示す。なお寸法効果パラメーター n_c, n_d, n_s は今後実験により決定されるべきものであるが、今回は表のように仮定した。

ii) 試験結果

既報³⁾⁸⁾でも、あらかじめ降伏曲面を設定したいくつかの径路試験を行ない、提案式の検証を行なっている。本報では新たに、提案式が現場における地盤内の

Table - 2 Demanded Soil Parameter

elasto-plastic parameter	time parameter
$\lambda = 0.743$	$m_c = 0.470$
$\kappa = 0.029$	$m_d = 0.359$
$\mu = 0.536$	$m_s = 0.494$
$\nu = 0.051$	scale effect parameter
$M_0 = 0.639$	$n_c = 1.6$
$N_0 = 0.407$	$n_d = 1.6$
	$n_s = 1.6$

土エレメントがうける複雑な応力履歴，時間依存性を表現しうるかを吟味するために，Fig - 1, 2に示す各負荷（除荷）増分を8時間から5日間まで種々変え

た複雑な履歴を経る径路試験を行なった。なおひずみ原点はA点である。各負荷増分に割りあてられた測定時間経過後のひずみ増分の総和から，Fig - 3には一

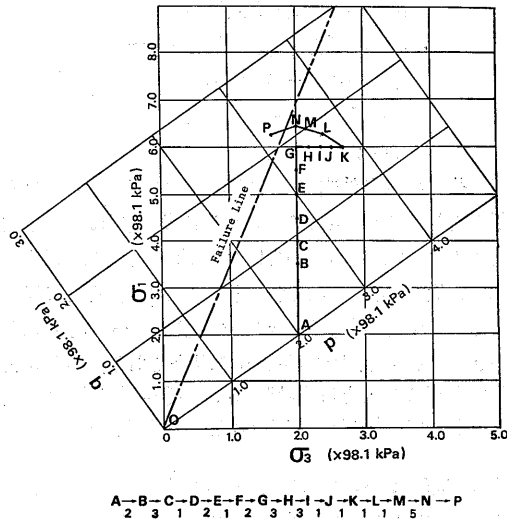


Fig. 1 Complex Stress Path A

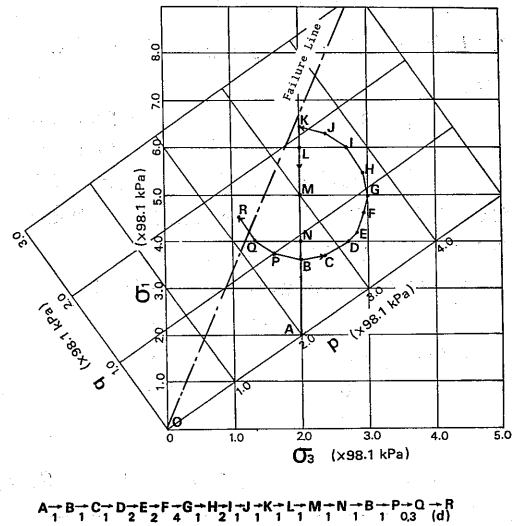


Fig. 2 Complex Stress Path B

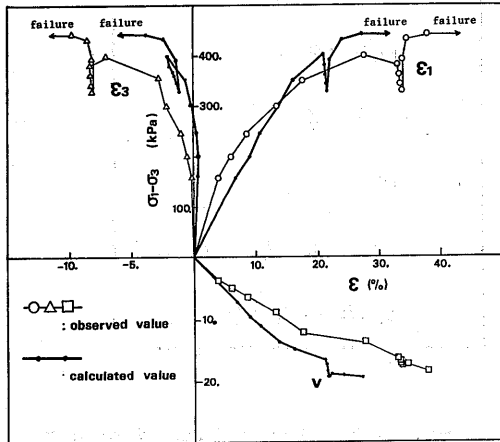


Fig. 3(a) Stress Strain Behaviour with Stress Path A

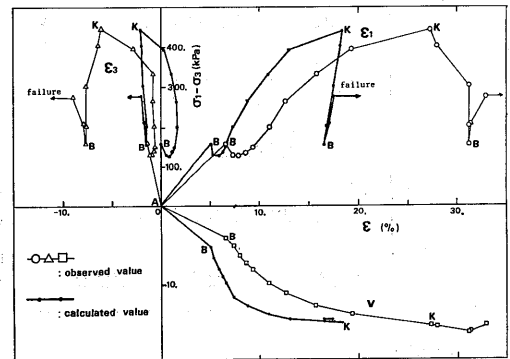


Fig. 3(b) Stress Strain Behaviour with Stress Path B

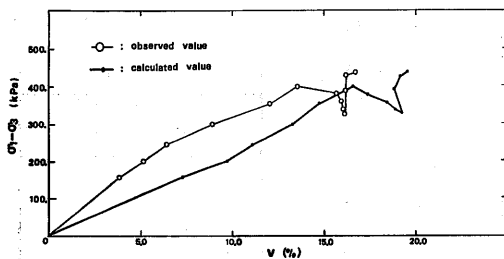


Fig. 4(a) Behaviour of Volumetric Strain with Stress Path A

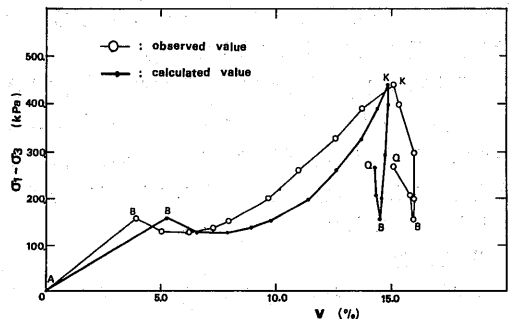


Fig. 4(b) Behaviour of Volumetric Strain with Stress Path B

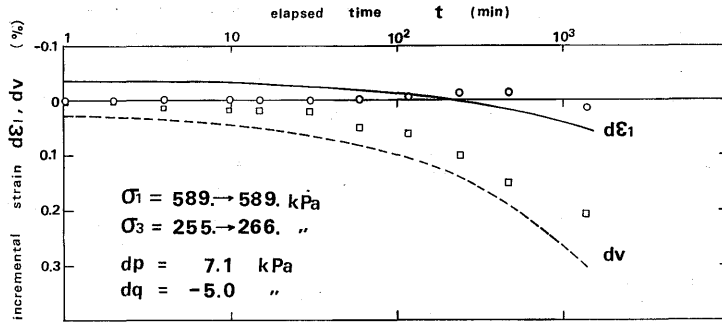


Fig. 5(a) Strain Increment Versus Time Relationship for Stress Path A

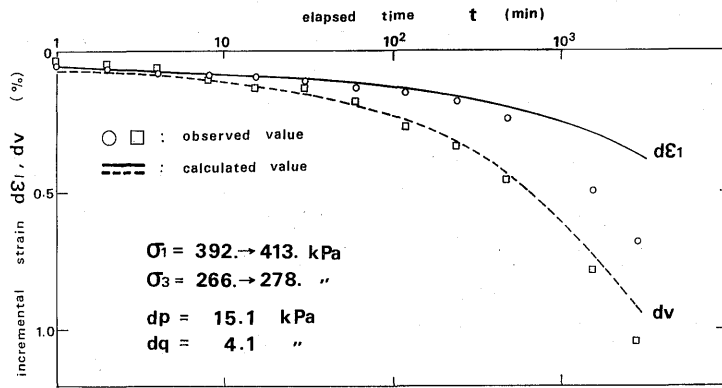


Fig. 5(b) Strain Increment Versus Time Relationship for Stress Path B

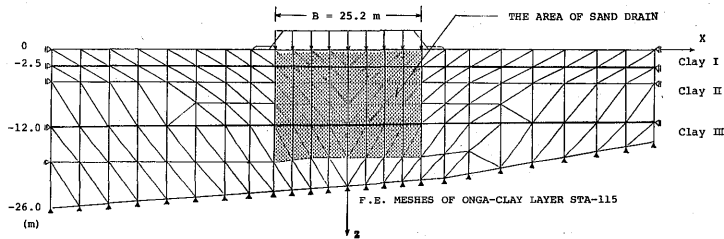


Fig. 6 Model of Analysis

般表現の応力ひずみ曲線を、Fig-4には軸差応力-体積ひずみ関係を示している。またFig-5に応力増分に対するひずみの経時変化の一例を示した。

Fig-1のA→Gは側圧一定圧縮で、圧密、せん断ともに降伏曲面を拡大していく荷重径路、G→Kは軸圧一定圧縮でG点まで拡大したせん断に対する降伏曲面の内部に向う除荷径路、K→Mは圧密、せん断ともに降伏曲面内部での荷重径路、P点で破壊線(图中1点鎖線)を越える。Fig-2は、Fig-1よりさらに複雑な履歴を経る径路であり、最終的にはP点で破壊線を越える。

両径路とも計算値は実測の破壊時を完全に予測し得

ている(Fig-3参照)。Fig-3,4からは計算値が軸ひずみを過小評価、体積ひずみをやや過大評価する傾向がうかがえる。また除荷時の実測値(圧縮)と計算値(膨張)の相異は、提案式が圧密に対する“除荷時の再圧密効果”を考慮できないためと考えられる。ここでいう“除荷時の再圧密効果”とは、例えば、Fig-2のK→B径路($\Delta \xi = -0.90$, $\Delta \eta = -0.34$ の除荷径路)において、各除荷増分において実際の粘土は、二次圧密でよく知られるように荷重時に完全に圧密が完了することがないため、除荷時に一旦膨潤するが、時間の経過につれて再び二次的な圧密が生じ、ついに膨潤量より圧縮量の方が大きくなる現象をい

Table - 3 Condition of Analysis

symbol	Consolidation (C)	Dilatancy (D)	Shear Strain (S)
C D S	○	○	○
C D	○	○	×
D S	×	○	○
C S	○	×	○
C	○	×	×
D	×	○	×
S	×	×	○

う。この現象を構成則に採り入れることが今後の課題の一つである。しかし、全体的にみて計算値はかなり複雑な粘土の弾塑性応力ひずみ時間挙動を表現し得ていることが読み取れる。

4. 有限要素法への適用

4-1 解析方法および条件

i) 土質諸特性

現場は福岡県遠賀郡国道3号線バイパスであり、解析に用いた遠賀粘土のパラメーターはTable-2に示されている。なお寸法効果パラメーターは $n_c = n_d = n_s = 1.6$ と仮定した。

ii) 解析モデル

現場は深度18~24mにおよぶ三層の粘土地盤で基礎は傾斜している。解析モデルをFig-6に示す。図中の影線部分はサンドドレーン処理区域を意味する。

iii) 解析方法

ドレーン処理区域内の要素の平均有効排水距離として $H_e = (d_e - d_w) / 4$ を採用した。ここに d_e はドレーン等価有効径、 d_w はドレーン径。ドレーン区域外の要素は第一近似としてドレーン処理区域の端までの水平距離と、地表面までの鉛直距離を比較し、小さい方の値を要素の H_e とした。また粘土各層には資料⁶⁾に

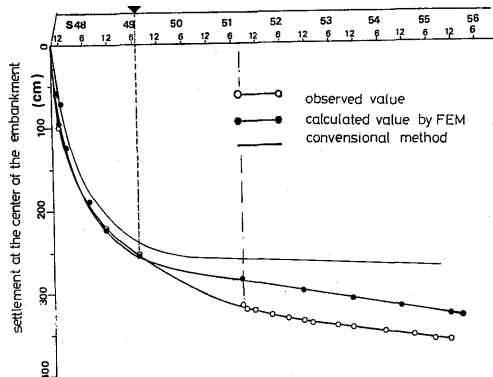


Fig. 7(a) Settlement at The Center of The Embankment (S. 47. 11 ~)

基づき各々異なる土性を与えている。なお道路盛土高は3.9mで、盛土を4段に分け、各増分計算を経過時間 t を(4)式に代入し経時変形解析を行なっている。

iv) 解析条件

解析した7つのケースはまとめてTable-3に示す。表において○印は対応するひずみ項を考慮、×印は対応する塑性ひずみ増分をネグレクトしたことを意味している。CDSが基本計算で、変形の要因分析のためその他のケースも計算している。例えばDSは圧密項=平均主応力増分 dp に起因する塑性体積ひずみ増分 dv_c^{vp} をネグレクトした計算を意味する。

4-2 解析結果とその考察

4-2-1 実測値との比較

盛土中央部における時間-沈下量曲線をFig-7(a)に示す。図中白抜きプロット点を実線で結んだのが実測値、黒丸を実線で結んだのが有限要素法による計算結果、実線が層厚換算法を用いた慣用二次元圧密計算値である。FEM計算値は両者の中間に位置しており、盛土施工開始のS47年11月から供用開始されたS49年7月(図中破線)までは実測値とよく一致している。S49年7月以降は実測値の方が大きい、計測が再開されたS51年8月(図中1点鎖線)以降は両者ともほぼ平行であり、計算値が実測値の傾向をよく捉えている。S49年7月以降S56年2月までの実測値と計算値との差約30cmが交通荷重による動的圧密に起因するものと考えられる。ちなみに、山内、安原の提案式⁷⁾による動的圧密沈下量はS56年2月時点で40cmと計算されている。

実測が再開されたS51年8月時点を沈下ゼロとし、盛土中央部の時間-沈下量曲線をプロットしたのが、Fig-7(b)である。Fig-7(a)のS51年8月以降の両曲線の平行性からも予測されるように、盛土中央部における実測値と計算値の対応は良好である。この図か

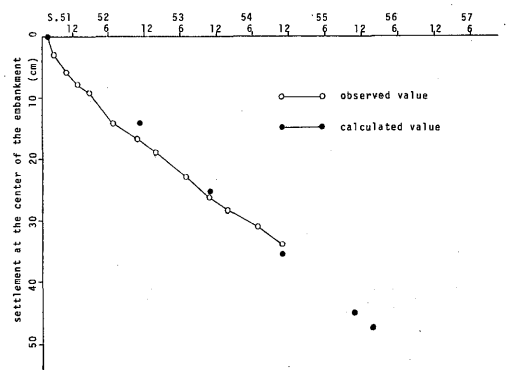


Fig. 7(b) Settlement at The Center of The Embankment (S. 51. 8 ~)

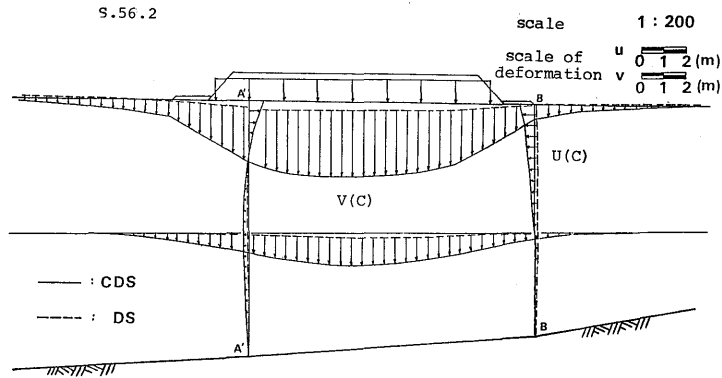


Fig. 8(a) Deformation of Soft Clay Layer (case CS and CDS)

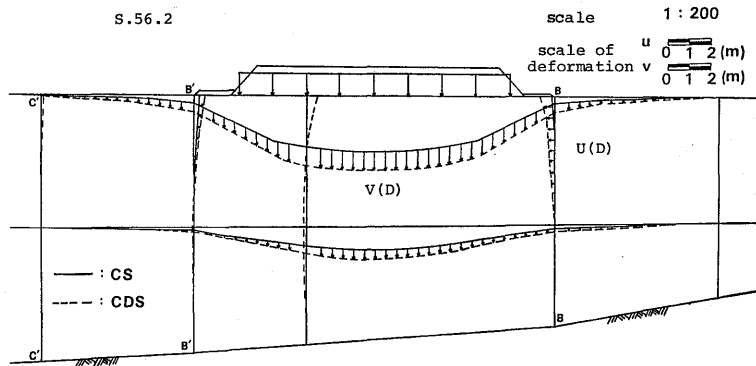


Fig. 8(b) Deformation of Soft Clay Layer (case CS and CDS)

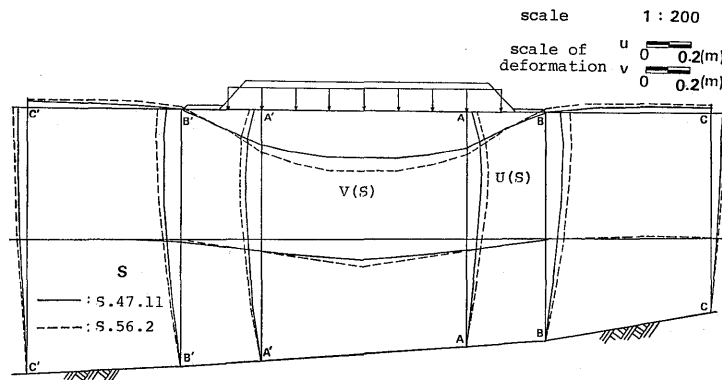


Fig. 8(c) Deformation of Soft Clay Layer (case S)

ら本解析法による将来沈下予測は、ある程度信頼性のある結果を与えるものと考えられる。

主要断面における鉛直変位、水平変位の計算値をプロットしたのがFig-8(a), (b), (c)である。採用した断面は鉛直変位に関しては地表面 ($z=0$ m)と粘土層IIと粘土層IIIの境界面 ($z=12$ m)である。水平変位に関しては左右側道端と左右側道端から約15m地点、

盛土のり肩付近等の鉛直断面である。

基本計算 CDS の結果の一般的な傾向は次のようである。

a)鉛直変位

- 1)最大沈下は盛土中央部において生じる。
- 2)沈下量は地表面で最大で、深度が増すにつれて小さくなる。



Photo. 1 The Crack of Side Road

- 3) 基盤が傾斜しているにもかかわらず、計算値、実測値とも左右ほぼ対称に沈下している。
- 4) 道路横断方向の沈下状況は、実測値と同様盛土センターから ±9.6m までは、ほぼ均一な沈下、のり肩付近から側道端にかけて最も沈下勾配が大きく側道端より外側では極端に沈下の絶対値は小さくなる。
- 5) 側道は盛土側に傾斜し現場の傾向とよく一致しているが、計算は実測値より過大な値を示す。これは現場側道にみられるクラック (Photo. 1) のような不連続性を解析が表現できないためである。
- 6) 沈下の影響範囲 (5 cm 以上の沈下を生じる範囲) は実測の左右平均値 28m より小さく、側道端より約 21m の距離にある。
- 7) 結論的にいって、盛土のり肩や側道における路線方向のクラックにより生じる不連続性のため、盛土自体の沈下は今後も生じるとみられるが、側道および周囲の傾斜は今後無視し得る程度以下の勾配であると予想される。

b) 水平変位

- 1) 盛土中央部における水平変位は生じない。
- 2) 盛土のり肩近傍では、地表面では正 (盛土センターに向かう)、深度 $z = 5 \sim 7\text{m}$ で逆転し、深度 $z = 5 \sim 7\text{m}$ から基盤までは、 $z \approx 12\text{m}$ でピークをなす放物線状の負の水平変位 (盛土外側に向かう) を生じる。
- 3) 側道端より外側では水平変位は全て正である。
- 4) 正の水平変位最大は側道端で生じ、側道端より外側では水平変位は急激に小さくなる傾向がある。

4-2-2 変形要因分析

盛土载荷による粘性土地盤の変形には、圧密項、ダイレタンシー項、せん断ひずみ項それぞれが寄与するが、それぞれの寄与量を定量的に把握するため、次のような指数を設ける。

$$C_{r'} = \frac{\delta(CDS) - \delta(DS)}{\delta(CDS)}, \quad D_{r'} = \frac{\delta(CDS) - \delta(CS)}{\delta(CDS)},$$

$$S_{r'} = \frac{\delta(CDS) - \delta(CD)}{\delta(CDS)}$$

$$C_r = \frac{C_{r'}}{C_{r'} + D_{r'} + S_{r'}} \times 100 \quad (\%)$$

$$D_r = \frac{D_{r'}}{C_{r'} + D_{r'} + S_{r'}} \times 100 \quad (\%)$$

$$S_r = \frac{S_{r'}}{C_{r'} + D_{r'} + S_{r'}} \times 100 \quad (\%)$$

ここに、 δ は変位成分を意味し、 U は水平変位成分 V は鉛直変位成分である。

C_r , D_r , S_r の物理的な意味は、圧密項、ダイレタンシー項、せん断ひずみ項がそれぞれ変位に寄与する割合を百分率で表わしたものである。

計算結果より次のようなことがいえる。

静的沈下の要因としては、圧密、ダイレタンシー、せん断ひずみによる沈下であり、それぞれの寄与する割合は、圧密項 74%、ダイレタンシー項 6.5%、せん断ひずみ項 19.5% である。

i) 圧密項 (図 8(a) 参照)

図 8(a) は S56 年 2 月時点の CDS と DS の計算値をプロットしたものであり、その差 (図中実線と点線で囲まれた部分) が、圧密項が変形に寄与した成分とみなすことができる。

- 1) 圧密項は地盤沈下の主要因であり、しかも盛土部分の一様沈下に大きく寄与し、側道端より外側の沈下への寄与量は盛土部分に比較して微小である。
- 2) 圧密項は盛土センターに向かう水平変位を生じさせ側道端ではその分布は地表面で最大の双曲線状をなす。
- 3) 圧密項が最も沈下の経時変化に大きく寄与する。

ii) ダイレタンシー項 (図 8(b) 参照)

- 1) ダイレタンシー項は沈下要因としては圧密項に較べ微小である。
- 2) 圧密項が主として盛土部分の沈下に寄与するのに対し、ダイレタンシー項は道路横断方向にかなり幅広い沈下を生じさせる。
- 3) ダイレタンシー項も、盛土センターに向かう水平変位の要因となるが、圧密項ほどではない。

iii) せん断ひずみ項 (図 8(c) 参照)

図 8(c) は S の計算値であり、図中実線が S47 年 11 月点線が S56 年 2 月時点の変位を示す。

- 1) せん断ひずみ項は盛土部分の沈下に寄与するが、圧密項ほどの大きな要因とはなり得ない。
- 2) せん断ひずみ項は盛土のり尻より外側では隆起を生じさせる要因である。
- 3) せん断ひずみ項は盛土外側に向かう水平変位 (いわ

ゆる“膨み出し”)の主要因である。

4)せん断ひずみ項は沈下の経時変化にはほとんど寄与しない。いいかえれば、盛土施工初期にその大部分を生じ、その後あまり進行しない。

以上は定性的な傾向であるが、ダイレタンシーを除いて従来いわれている沈下要因とはほぼ一致しており、本解析法の妥当性を示唆するものである。なおダイレタンシーの変形に与える影響をこのような形で扱えたのは本報文がはじめてであり、圧密項が主として盛土部分の沈下に寄与するのに対し、ダイレタンシー項は道路横断方向にかなり幅広い沈下を生じさせるという新しい知見が得られた。

5. あとがき

現場の実測値と計算値の比較により構成則の妥当性を検討してきたが、現場の実測データが鉛直変位のみであったため、十分な比較を行なうことができなかった。

現在、現場の実測データが豊富にある岡山県倉敷の玉島バイパスについても、この構成則をFEMに適用した解析を行なっている。それによって今回比較ができなかった水平変位、内部応力などについても比較検討を行ない、この構成則の有用性を確かめる予定である。

なお本計算には、本学情報処理センターFACOM・M-180AD II、および九州大学大型計算機センターFACOM・M-200を使用したことを附記する。

謝辞

末筆ながら、日頃から貴重な助言を戴いている本学

落合英俊助教授と、現場の不攪乱試料と貴重な資料を提供頂いた建設省九州地方建設局、基礎地盤コンサルタント福岡支社の各位に深謝の意を表します。

引用文献

- 1) 関口・柴田；“盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点”，土と基礎，Vol. 30, No. 5, pp. 47-54, 1982
- 2) 中井；“土の変形，強度特性と地盤の変形解析への適用に関する研究”，京都大学学位論文，第8章，pp. 142-161, 1980
- 3) 棚橋，伊勢田；“粘性土の地盤変形解析への1アプローチ”，第16回土質工学研究発表会講演概要 pp. 805-808, 1981
- 4) 棚橋；“粘性土の弾塑性応力ひずみ時間関係”，長崎大学工学部研究報告第17号，pp. 79-86, 1981
- 5) 棚橋，伊勢田；“弾塑性応力ひずみ時間関係式に基づく粘土地盤の経時変形解析”，第36回土木学会年講概要Ⅲ，pp. 154-155, 1981
- 6) 建設省九州地建，北九州国道工事事務所“遠賀地区軟弱地盤解析検討業務，資料編”，1979
- 7) Yamanouchi. T and Yasuhara. K, “Settlement of Clay Subgrades of Low Bank Roads After Opening to Traffic”, proc. 2nd. Australia and New-Zearand Conf. on Geomechanics, vol. 1, 1975.
- 8) 棚橋，伊勢田；“粘性土の弾塑性応力ひずみ時間挙動について”，第17回土質工学研究発表会講演概要，pp. 421-424, 1982