

# 軟弱粘性土地盤上の盛土の変形解析と実地盤への適用性

基礎地盤コンサルタンツ(株)	正会員	○ 阪上最一
同上	正会員	亀井健史
同上	正会員	Zakir Hossain

## 1. はじめに

軟弱地盤上に道路や鉄道の盛土を建設する際、地盤沈下、すべり破壊のみならず、側方流動現象は非常に大きな問題となって表れる。このため、軟弱地盤上の盛土に伴う地盤の変形挙動の予測および動態観測手法等がこれまでいろいろ提案されてきた。

一方、近年の計算機の発達と土の力学挙動をよく説明できる構成方程式の出現により、土の構成方程式に必要な土質定数を精度よく土質試験から求めれば、有限要素法等の数値解析を行うことにより、地盤の変形挙動をある程度予測できることが可能となってきた。しかしながら、十分な土質調査を行い、数多くの不攪乱試料を採取し、室内試験を行えば必然的に多くの調査費用が必要となる。

本研究では、上記のような点に着目し、軟弱粘性土地盤上の盛土施工に伴う地盤の変形メカニズムを簡便に予測できる手法を構築するために、原位置における土の力学的挙動をよく説明できる土の構成方程式として、関口・太田による弾塑性及び弾粘塑性モデル<sup>1),2)</sup>を適用し、地盤のモデリングと構成方程式に用いられる土質定数は、簡単な物理試験結果のみに基づいて評価した<sup>3),4)</sup>。得られた解析結果は、Ko圧密粘性土の非排水せん断挙動と比較検討した。さらに、上記のモデルを用いて有限要素解析を行い、その結果を実際の軟弱地盤上の試験盛土により得られた地盤の変形挙動と比較し、工学的な観点から本手法の有意性を検討した。

## 2. 関口・太田による土の構成方程式

本研究で用いる土の構成方程式は、原位置における土要素の異方応力状態、主応力の回転さらにそれに伴うダイレイタンスー効果の変化等を表現できる関口・太田モデル<sup>1),2)</sup>を用いた。関口・太田モデルは、変形に対する自然堆積土のKo圧密状態の影響と粘性土固有の粘性の影響を考慮出来るよう改良されたモデルであり、わが国の軟弱粘性土地盤上の盛土施工に伴う基礎地盤の変形解析によく用いられている。関口・太田モデルの概略について、以下に簡単に説明する。上記のモデルでは、粘性土の体積ひずみと体積ひずみ速度との関係は、以下の微分方程式で表される。

$$\epsilon_v = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0'} + D\eta^* - \alpha \ln \left( \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{v}_0} \right) \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 $\dot{v}_0$  は、初期体積ひずみ速度であり、 $\eta^*$  は、次式で表されるKo応力状態を考慮するせん断応力比である。

$$\eta^* = \sqrt{3/2} (\eta_{11j} - \eta_{01j})(\eta_{11j} - \eta_{01j}) \quad \text{----- (2)}$$

なお、 $\eta_{11j}$  は、以下のとおりである。

$$\eta_{11j} = \sigma'_{11j}/p' - \delta_{11j}, \quad \eta_{01j} = \sigma'_{11j}/p_0' - \delta_{11j} \quad \text{--- (3)}$$

方程式(1)を解くことによって、粘塑性体積ひずみ、 $\epsilon_v^{vp}$  は、次式で与えられる。

$$\epsilon_v^{vp} = \alpha \cdot \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp \left( \frac{f}{\alpha} \right) \right\} \equiv F \quad \text{----- (4)}$$

ここで、Fは粘塑性ポテンシャルであり、関連流れ則が適用できると仮定すると、応力～ひずみ関係は、次式のように与えられる。

$$\dot{\sigma}'_{ij} = D^{0VP}_{ijkl} \cdot \dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\sigma}'_{rij} \quad \text{--- (5)}$$

$$\text{ここで、} D^{0VP}_{ijkl} = D^0_{ijkl} - D^0_{ijop} \frac{F_{op} \cdot F_{mn} \cdot D^0_{mnkl}}{(F_{mn} \cdot D^0_{mnpq} + \delta_{qr}) \cdot F_{qr}} \quad \text{(6)}$$

$$\sigma'_{rij} = D^0_{ijkl} \frac{F_t \cdot F_{kl}}{(F_{mn} \cdot D^0_{mnpq} + \delta_{qr}) \cdot F_{qr}} \quad \text{--- (7)}$$

(5) 式を時間に関して積分しマトリックス表示をとると、次式の増分型の弾粘塑性構成方程式が得られる。

$$\Delta \tilde{\sigma} = \tilde{D}^{0VP} \cdot \Delta \tilde{\varepsilon} - \Delta t \cdot \dot{\tilde{\sigma}}_r | t \quad \text{--- (8)}$$

なお、 $\Delta t \cdot \dot{\tilde{\sigma}}_r | t$ は、粘性による緩和応力であり、(8) 式の各マトリックスは、以下のとおりである。

$$\Delta \tilde{\sigma} = \begin{vmatrix} \Delta \sigma_{xx} \\ \Delta \sigma_{yy} \\ \Delta \sigma_{xy} \\ \Delta \sigma_{zz} \end{vmatrix} \quad \text{(9)} \quad \Delta \tilde{\varepsilon} = \begin{vmatrix} \Delta \varepsilon_{xx} \\ \Delta \varepsilon_{yy} \\ \Delta \varepsilon_{xy} \\ \Delta \varepsilon_{zz} \end{vmatrix} \quad \text{(10)} \quad \dot{\tilde{\sigma}}_r | t = \frac{C_4}{C_2} \begin{vmatrix} A_{xx} \\ A_{yy} \\ A_{xy} \\ A_{zz} \end{vmatrix} \quad \text{(11)}$$

$$D^{0VP}_{ij} = \begin{vmatrix} L+2G & L & 0 \\ L & L+2G & 0 \\ 0 & 0 & G \\ L & L & 0 \end{vmatrix} - \frac{C_3}{C_2} \begin{vmatrix} A_{xx2} & A_{xx}A_{yy} & A_{xy}A_{xx} \\ A_{xx}A_{yy} & A_{yy2} & A_{xy}A_{yy} \\ A_{xx}A_{xy} & A_{yy}A_{xy} & A_{xy2} \\ A_{xx}A_{zz} & A_{yy}A_{zz} & A_{xy}A_{zz} \end{vmatrix} \quad \text{--- (12)}$$

$$\text{ここで、} C_2 = \{(L \cdot f^2_{kk} + 2 \cdot G(f^2_{xx} + f^2_{yy} + 2 \cdot f^2_{xy} + f^2_{zz})) \cdot C_3 + f_{kk}\} \quad \text{--- (13)}$$

$$C_3 = 1 - \exp(-\varepsilon_v^{VP}/\alpha) \quad \text{--- (14)}$$

$$C_4 = \dot{v}_0 \cdot \exp\{(f - \varepsilon_v^{VP})/\alpha\} \quad \text{--- (15)}$$

$$A_{ij} = L f_{kk} \delta_{ij} + 2G f_{ij} \quad (i, j = x, y, z) \quad \text{--- (16)}$$

$$f_{kk} = f_{xx} + f_{yy} + f_{zz} \quad \text{--- (17)}$$

$$f_{ij} = \frac{D}{3p'} \left\{ M - \frac{3}{2\eta} \cdot \eta_{kl} (\eta_{kl} - \eta_{klo}) \right\} \delta_{ij} + \frac{3D}{2\eta \cdot p'} (\eta_{ij} - \eta_{ijo}) \quad \text{--- (18)}$$

(8) 式の弾粘塑性構成方程式から弾塑性構成方程式を得るには、 $C_3=1$ ,  $C_4=0$ とすればよい。

### 3. 土の構成方程式に用いられる土質定数の決定法

亀井<sup>4)</sup>は、土の構成方程式に用いられる土質定数(圧縮指数 $\lambda$ 、膨潤指数 $\kappa$ 、比体積 $N$ 、圧縮側の限界状態での応力比 $M_c$ 、伸張側の限界状態での応力比 $M_E$ 、二次圧密係数 $C_\alpha$ )を塑性指数 $PI$ のみから推定する方法を提案している。ここで、 $N (=1+e_0)$ は正規圧密曲線上の平均有効主応力 $p' = 1 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する値である。また、日本に分布している粘性土の正規圧密時における静止土圧係数 $K_{onc}$ と過圧密時における静止土圧係数 $K_{ooc}$ に関して、亀井<sup>5)</sup>は $PI$ に対して整理した結果、次式を提案している。

$$K_{onc} = 0.45$$

$$K_{ooc} = K_{onc} \cdot (OCR)^{0.45}$$

一方、弾性域のポアソン比、 $\nu'$ は、線形弾性論から次式で与えられる。

$$\nu' = K_{onc} / (1 + K_{onc})$$

さらに、関口・太田の弾・粘塑性モデルには、初期体積ひずみ速度 $\dot{v}$ が入力値として必要である。この値は、次式より得られる。

表-1 土質定数と $PI$ の関係<sup>3), 4)</sup>

土質定数	r
$\lambda = 0.02 + 0.0045PI$	0.98
$\kappa = 0.00084(PI - 4.6)$	0.94
$N = 1.517 + 0.019PI$	0.95
$M_c = 1.65$	-
$M_E = 1.385 - 0.00505PI$	0.85
$C_\alpha = 0.00168 + 0.00033PI$	0.96

注) r は、相関係数である。

$$\dot{v}_o = \alpha / t \quad | \quad t = t_c$$

ここに、 $\alpha$ は、二次圧密指数であり次式で与えられる。

$$\alpha = 0.434 \cdot C\alpha / (1 + e_o)$$

また、 $t_o$ は、テルツアギーの圧密理論に従い、二次圧密が一次圧密の終了時点から始まるとすると、一次圧密が終了する時間 ( $t_{100}$ ) のことである。

一方、透水性に関する土質定数は、次式で得られる。

$$k_v = k_{v0} \cdot \exp \{ (e - e_o) / \lambda_k \}$$

ここに、 $\lambda_k$ は、図-1に示したように次式で与えられる。

$$\lambda_k = 0.073 + 0.019 \cdot PI \quad (r = 0.984)$$

また、 $k_{v0}$ は、平均有効主応力  $p' = 1 \text{ kgf/cm}^2$  時の透水係数とPIの関係から求められ<sup>4)</sup>、 $e_o$ は、表-1の比体積Nより得られる間隙比である。

中瀬・亀井<sup>6)</sup>は、塑性指数が10, 15, 30を有する川崎粘土-混合土シリーズに対して、三軸 $K_0$ 圧密非排水圧縮・伸張せん断試験を行い、粘性土のせん断特性に及ぼすひずみ速度の影響を明らかにしている。ここでは、今回用いた関口・太田モデル<sup>1), 2)</sup>に亀井<sup>4)</sup>によって提案されている土質定数決定法を適用した解析結果がこれらの要素試験にみられた力学的挙動をどの程度説明できるかどうかを検討する。

日本の代表的な粘性土として、ここではPI=30の川崎粘土(K-30)を例にとる。対象としたひずみ速度  $\dot{\epsilon}_a$  は、0.7, 0.07, 0.007 (%/min) の3種類とした。PI=30として推定した土質定数を基に計算した結果とK-30の実験結果との比較を図-2と図-3に示す。図-2は、応力~ひずみ関係の比較を示しており、図-3は、有効応力径路の比較を示している。

これらの図より解析結果は、実測値と非常によく対応しており、今回用いた弾粘塑性モデルと土質定数の解析結果が、室内要素試験結果を正確にシミュレ

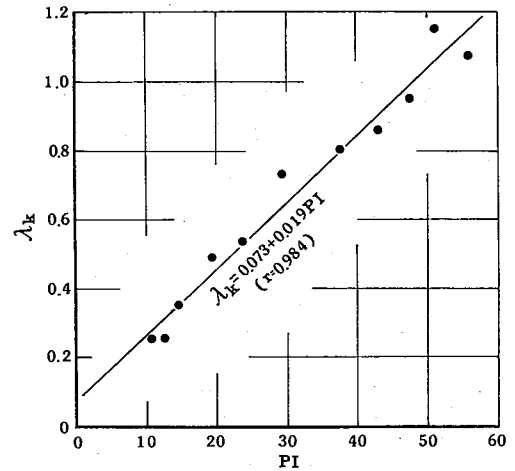


図-1  $\lambda_k$ とPIとの関係<sup>5)</sup>

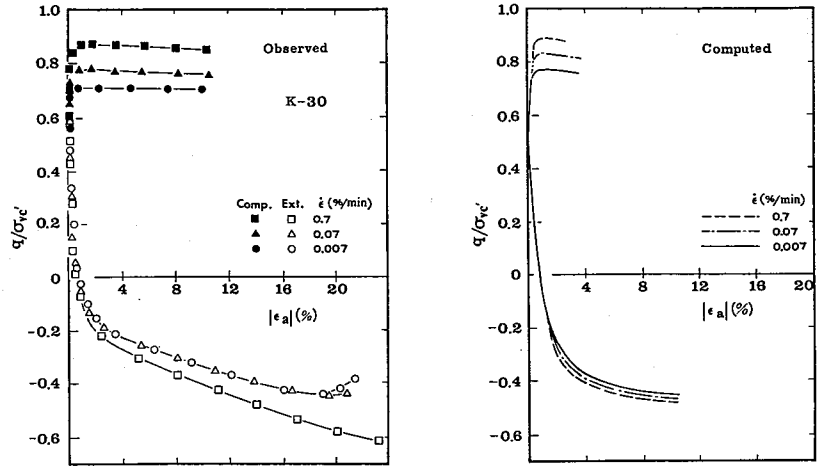


図-2 応力~ひずみ関係に関する解析結果と実験結果の比較

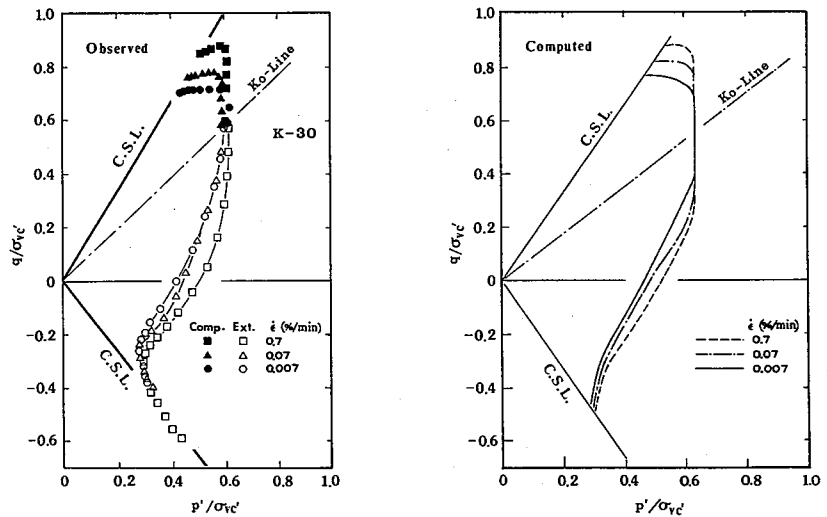


図-3 有効応力径路に関する解析結果と実験結果の比較

ートできていることがわかる。

#### 4. 本解析手法の盛土基礎地盤への適用例

倉敷試験盛土は、軟弱粘性地盤上の新設道路盛土道路建設に際し、盛土のすべり破壊に対する安全性の確認と、敷地の制約による側方地盤変形量の検討のため行われたものである<sup>7), 8)</sup>。以下、倉敷試験盛土の概要について説明する。

##### 4. 1 倉敷試験盛土の概要

###### (1) 地盤特性

倉敷試験盛土の基礎地盤の想定土質断面を図-4に示す。倉敷試験盛土は、瀬戸内海に面した倉敷市玉島地区に位置し、地盤標高が、TP±0mに近い典型的な海成粘性土軟弱地盤であり、過去には干拓地であった。支持基礎は、深度45mと深く、その上位に洪積砂層(砂層が優位し、粘性土層を挟在する。)が堆積している。

軟弱粘性土層は、深度6.3mまでであり、その下位層は、 $N=15$ の砂層となっている。この砂層のチューブ法による測定透水係数は、 $k=8 \times 10^{-2}$ (cm/sec)であり、プレシオ・メータ測定変形係数は、 $E_p=150$ (kgf/cm<sup>2</sup>)である。また、最表層部には、0.4m厚にてまさ土が敷かれている。この部分は、1年以上経過しているため、圧密は、終了しているものとみなされる。地下水位は、この敷砂下面付近である。軟弱粘性土の土性は、図-5に示すとおりであり、自然含水比が液性限界とほぼ同程度の値を示している。このことから、この粘性土層は、ほぼ正規圧密地盤に近いものと評価できる。

今回対象とした地盤に関する土質調査としては、不攪乱試料が採取され、すでに一連の室内試験が行われているが<sup>8)</sup>、本研究では、先述したように物理試験結果のみに基づいて地盤の変形解析を行うという観点から、土質定数を図-5に示した倉敷盛土基礎地盤の塑性指数PIのみにより推定した。その一覧を表-2に示す。

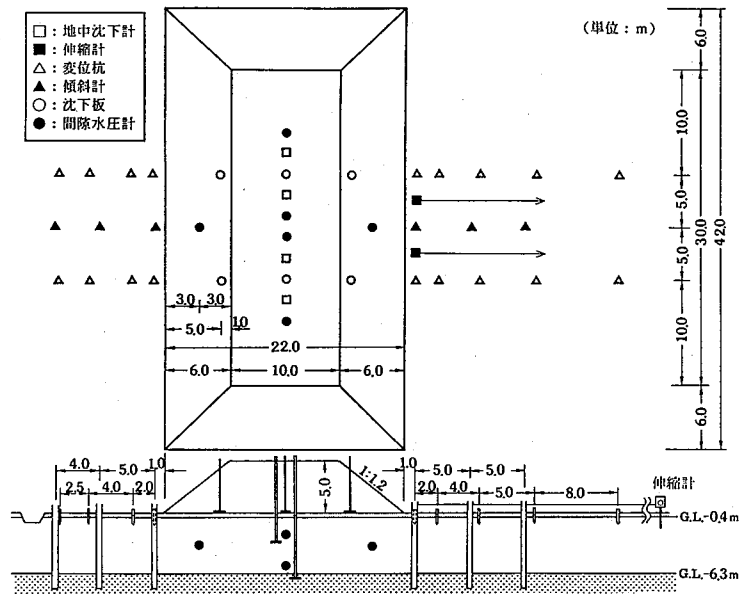


図-4 倉敷試験盛土の断面<sup>7), 8)</sup>

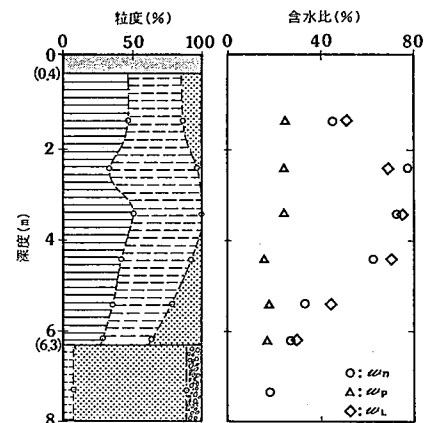


図-5 倉敷試験盛土の土性<sup>7), 8)</sup>

表-2 塑性指数より推定した土の構成方程式に用いた土質定数

土層	深度 G.L.	PI	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M_c$	$C_\alpha$	KONC	$\alpha$	$v_0$ (1/sec)	D
L-2	-1.2	26	0.137	0.018	1.01	1.65	0.0103	0.45	0.002216	$4.794 \times 10^{-9}$	0.0359
L-3	-2.0	45	0.223	0.034	1.37	1.65	0.0165	0.45	0.003027	$3.783 \times 10^{-9}$	0.0483
L-4	-2.8	45	0.223	0.034	1.37	1.65	0.0165	0.45	0.003027	$3.783 \times 10^{-9}$	0.0483
L-5	-3.6	50	0.245	0.038	1.46	1.65	0.0182	0.45	0.003200	$3.601 \times 10^{-9}$	0.0510
L-6	-4.4	54	0.263	0.042	1.54	1.65	0.0195	0.45	0.003330	$3.469 \times 10^{-9}$	0.0527
L-7	-5.2	26	0.137	0.018	1.01	1.65	0.0103	0.45	0.002216	$4.794 \times 10^{-9}$	0.0359
L-8	-6.0	13	0.079	0.007	0.76	1.65	0.0060	0.45	0.001470	$6.360 \times 10^{-9}$	0.0248

注)  $e_0$ は、正規圧密曲線上の $p'=1$ kgf/cm<sup>2</sup>に対応する間隙比である。

## (2) 試験盛土形状

盛土形状は、盛土厚さが、5m（見かけ仕上がり盛土高さは、施工中発生沈下量だけ低下）、盛土敷幅が、22mで、奥行き幅が、30mである。観測計器は、表面沈下板、スクリー式層別沈下計、地表変位ゲイ、伸縮計、地中変位計、および、間隙水圧計である。盛土材料は、まさ土であり、できるだけ等速施工とするため、1回のブル敷厚さ30cmとし、3日に1回の割で施工されている（実績では、9.5cm/day）。なお、途中、3.9m施工後、9日間の放置期間が、1度とられた。

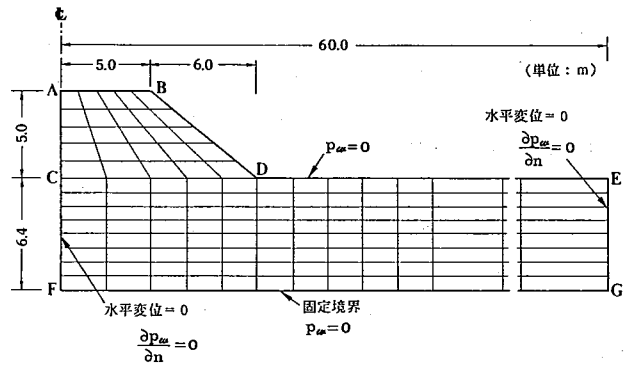


図-6 本解析に用いた有限要素メッシュと境界条件<sup>8)</sup>

## 4.2 有限要素法、境界条件およびモデル地盤

有限要素法は、Christian<sup>9)</sup>の方法に従いコード化した。要素は、4節点4角形のアイソパラメトリック要素を用い、基礎地盤と盛土をモデル化した。解析に用いる倉敷盛土と基礎地盤の有限要素分割図を図-6に示す<sup>8)</sup>。全要素数は、169個で、全節点数は、201個である。図に示すような盛土中央で左右対称となるモデルを作成した。

境界条件は、変形に関して、盛土の中央と右側遠方境界で水平変位固定とし、底面境界で鉛直・水平変位固定境界とした。そして、排水条件は、盛土の中央で非排水とし、地表面（地下水位）、底面境界と右側遠方境界で排水とした<sup>8)</sup>。また、盛土内部は、非連成の条件とし変形だけの解析とした。

図-7に、今回の解析で仮定したモデル地盤を示す。今回の解析では、土性図から基礎地盤をすべて正規地盤と仮定する場合と、表層と下層に過圧密履歴を考慮する場合の2ケースのモデル地盤を考えた。

図-8に、解析に用いた盛土施工の施工過程を示す。盛土の施工段階を忠実に再現し、盛土工事開始

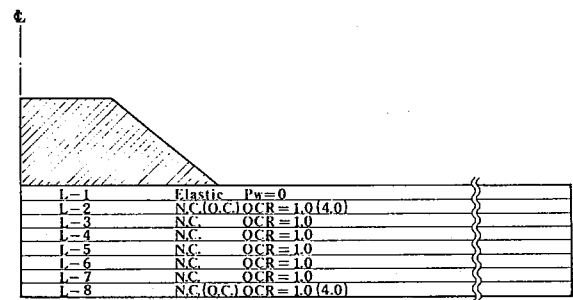


図-7 本解析で仮定したモデル地盤

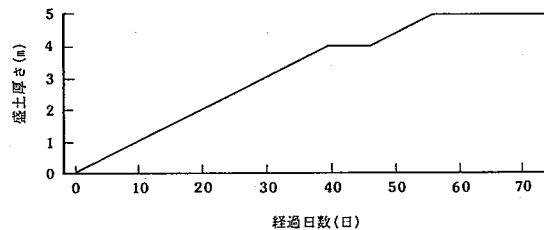


図-8 盛土施工過程<sup>7), 8)</sup>

より160日間の地盤の挙動を、弾塑性と弾粘塑性の2種類の構成方程式を用い計算した。ただし、原位置における透水係数は、要素試験より得られた値より一般的に大きいことから、関口・柴田<sup>8)</sup>らの提案に基づいて推定値 $k_v$ の6倍の値を用いた。

## 4.3 地盤変形解析結果と実測結果の比較

今回の解析では、図-5に示した土性図に基づいて、地盤を正規圧密状態と仮定した場合と上端部・下端部に対して過圧密履歴を考慮した場合の二種類の地盤を仮定し、解析を行った。

### (i) 地盤を正規圧密状態と仮定する場合

まず、土性図より、基礎地盤が正規圧密領域に近い状態にあると考えられることから、地盤を、最も簡単に正規圧密状態と仮定した場合の解析を行った。盛土中央部での地表面沈下量と経過日数の関係を図-9に示し、盛土完了時の盛土法尻付近での側方変位を図-10に示した。地表面沈下の実測値は、図-4に示し

たように2点で計測されている。両者の値は、盛土完了時までには、まったく一致しているが、その後わずかに差が生じ最終沈下量としては、2.6cmの差が生じた。図-9では、両者のうち大きい値を実測値としてプロットしている。

図-9より、弾粘塑性解析結果が弾塑性解析結果より小さな沈下を与える結果となっている。これは、粘性の影響が盛土時からしばらくの間は、ひずみの発生を抑制する側に作用するため、さらに時間が経てば、弾粘塑性解析の沈下量が弾塑性解析の沈下を上回ると考えられる。

実測値と本解析値を比べると弾塑性解析は、盛土開始30日後程度まで、弾粘塑性解析は、盛土開始50日後程度まで、それぞれ、実測の沈下挙動をよくシミュレートできている。しかし、それ以降は、両解析結果とも実測値を過大評価しており、解析終了時の盛土開始160日後では、弾粘塑性解析が、約5cm（全沈下量に対して7%の過大評価）、弾塑性解析が、約10cm（全沈下量に対して15%の過大評価）実測値より大きな沈下量予測となっている。

一方、図中に示した実線は、土質試験結果から得られた地盤定数を用い、土質試験から地盤の応力履歴を評価した結果を適用した関口・柴田<sup>8)</sup>による詳細な弾粘塑性解析の結果を示したものである。盛土開始30日後程度まで実測の沈下挙動をよくシミュレートできているが、それ以降、解析結果は、実測値を過小評価しており、盛土開始160日後で約8cm（全沈下量に対し12%の過小評価）実測値より小さな沈下量予測となっている。これは、関口・柴田<sup>8)</sup>の解析では、実際に受けた過圧密履歴考慮した結果であるのに対し、本解析では、すべて正規圧密状態としているためである。

しかし、ここで仮定したような簡単なモデル地盤では、実際の沈下挙動を多少過大に評価するものの、本解析手法は、工学的に十分な沈下予測精度を有することが検証された。以上のことからケース(i)の場合では、実地盤による沈下挙動と本解析の弾粘塑性モデルによるシミュレーション結果は、よい一致を示していると言える。

一方、図-10の側方変位に関しては、関口・柴田<sup>8)</sup>の詳細な解析が、実測値をよくとらえているのに対し、本解析値は実測値をかなり上回る結果となっている。しかしながら、望月ら<sup>7)</sup>の報告によれば、法尻部地中変位計のアルミ製パイプ(H-3)が盛土開始約80日後に深度4.5m付近で折れ曲がり測定不能となっており、

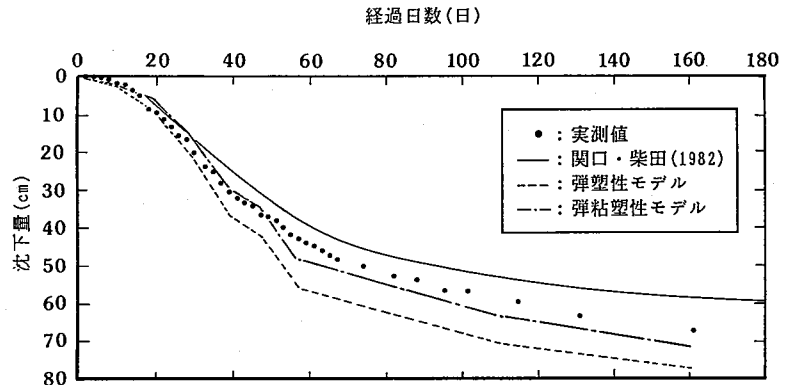


図-9 沈下量と経過日数の関係

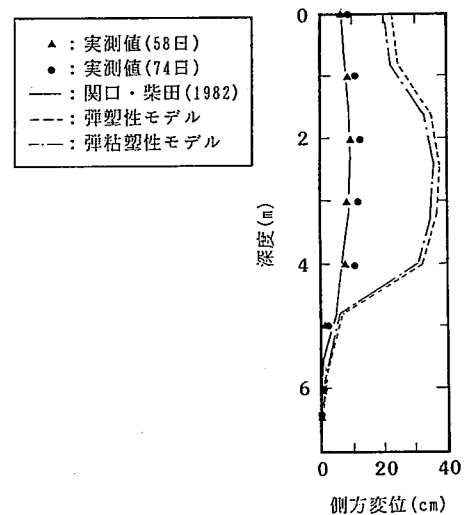


図-10 盛土法尻の側方変位の深度分布

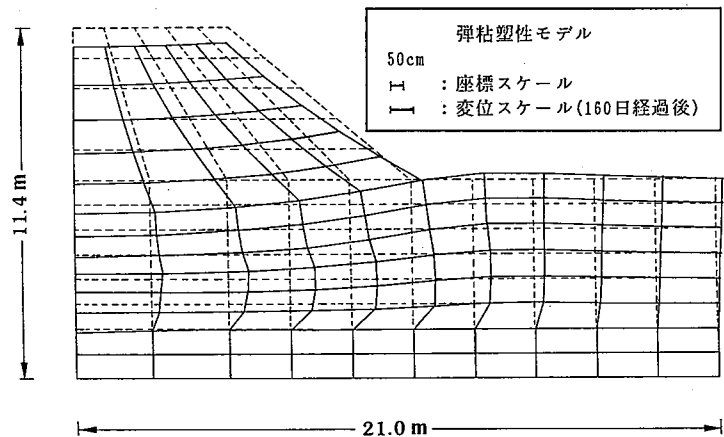


図-11 盛土施工開始160日後における地盤変状

実測値が過小評価されている可能性がある。

図-11は、上記の正規圧密地盤モデルにおいて、実地盤の沈下挙動に最も近い解析結果が得られた弾粘塑性解析モデルの施工開始160日後の変状図を示している。図より、解析結果は、軟弱地盤上に盛土が施工された場合の盛土基礎地盤の変形特性をよくシミュレートしていることがわかる。

(ii) 表層と下層に過圧密履歴を考慮した場合

ケース(i)の解析結果に基づいて、ケース(ii)のモデル地盤として、自然地盤において一般的によく認められているように、地盤の上層部と下層部に対して過圧密履歴を考慮した場合の解析を行った。

盛土中央部での地表面沈下の経時変化を図-12に示す。また、盛土完了時の盛土法尻付近での側方変位を図-13に示す。図-12よりケース(i)と同様、弾粘塑性解析結果が弾塑性解析結果より小さな沈下を与える結果となっている。実測値と解析値を比べるとケース(i)

の場合と異なり、弾塑性解析が盛土開始から160日後までの全解析期間にわたり実測値を非常によくとらえており、また、弾粘塑性解析も、ほぼ、関口・柴田<sup>8)</sup>の弾粘塑性解析と一致する結果となっている。解析終了時の盛土開始160日後では、弾塑性解析が、約3cm(全沈下量に対して5%の過小評価)、弾粘塑性解析が、約9cm(全沈下量に対して14%の過小評価)実測値より小さな沈下量となっている。これは、基礎地盤の表層と下層に過圧密履歴を考慮した地盤のモデリングが現実的であったこと、また、粘性土固有の粘性を表現しない弾塑性解析を行ったとしても工学的に十分な精度で沈下挙動をシミュレートできることを示している。

一方、図-13より、側方変位も、ケース(i)の場合と同様に弾塑性および弾粘塑性の両解析値とも実測値と比較して大きくなっているが、沈下解析結果と同様、表層と下層を過圧密状態と仮定したためケース(i)の場合と比べ小さくなっており、より現実的な結果となっている。なお、関口・柴田<sup>8)</sup>の弾粘塑性解析結果は、先述した通りである。

以上、解析結果と実測値の比較を行ったが、地盤定数、解析ステップや境界条件の与え方、さらに、地盤のモデル化により解析結果が変わること、また、側方変位の計測など現在の計測技術には信頼性の問題があることため、解析結果は、現在の計測技術・解析技術を十分踏まえ

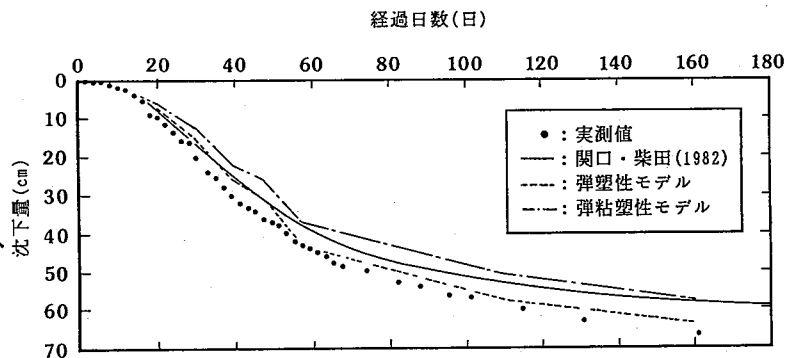


図-12 沈下量と経過日数の関係

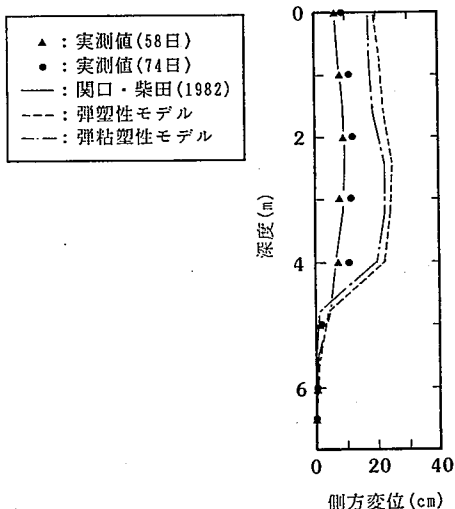


図-13 盛土法尻の側方変位の深度分布

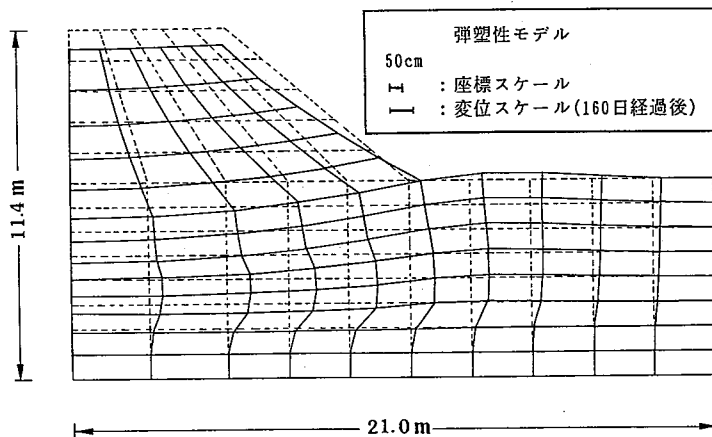


図-14 盛土施工開始160日後における地盤変状

工学的な観点から総合的に判断し予測値として適用しなければならない。これらの観点から、簡単な物理試験結果から現実的に地盤をモデル化し、弾塑性モデルで解析を行えば、盛土施工に伴う基礎地盤の地表面沈下量を工学上、十分高い精度で予測することが可能と考えられる。

図-14は、実地盤の沈下挙動にもっとも近い解析結果が得られた表層と下層に過圧密履歴を考慮した弾塑性モデルによる盛土施工開始160日後の変状図である。図より、軟弱地盤上に盛土が施工された場合の盛土基礎地盤の変形特性を明瞭に把握することができる。

## 5.まとめ

軟弱粘性土地盤上の盛土施工に伴う地盤変形のメカニズムを簡便に予測できる手法を構築するために、土の力学的挙動をよく説明できる構成方程式と簡単な物理指数のみにより土質定数が決定できる経験式を用い、地盤の変形解析を行った。その結果、上記モデルを用いた有限要素解析結果と実際の軟弱地盤上の試験盛土により得られた地盤の変形挙動は、よい対応性を示した。本研究より得られた主要な結論を以下に列記する。

- 1) 関口・太田による弾粘塑性モデルと亀井による土の構成方程式に用いられる土質定数決定手法に基づいた解析結果は、 $K_0$ 圧密粘性土の非排水せん断時の力学的挙動をよく説明できる。
- 2) 今回の解析で対象としたような、自然含水比が液性限界に近いような土性の地盤の変状解析を行うには、基礎地盤の透水係数を室内試験より得られた値の6倍程度の値を用いれば、地盤変状をよく把握できる。
- 3) 正規圧密状態と仮定したモデル地盤の場合、弾粘塑性解析を行えば、十分な精度で沈下予測が可能である。また、表層と下層に過圧密履歴を考慮し地盤をより現実的にモデル化すれば、粘性土固有の粘性を考慮していない表現しない弾塑性解析でも、十分精度の高い予測が可能となる。しかしながら、これらの解析モデルが側方変形を過大評価しがちなので、側方流動に関する評価に際しては、十分検討した上で評価しなければならない。
- 4) 本解析手法は、簡便でありかつ十分高い精度で盛土施工に伴う実地盤の変形予測に適用できるものであり、工学的な観点から、十分実務に供しうる手法であると考えられる。

## 【参考文献】

- 1) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Speciality Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.229-239, 1977.
- 2) Ohta, H. and Sekiguchi, H.: Constitutive equations considering anisotropy and stress reorientation in clay, Proc. 3rd Int. Conf. on Num. Method in Geomech., Vol.1, Aachen, pp.475-484, 1979.
- 3) Nakase, A., Kamei, T. and Kusakabe, O.: Constitutive parameters estimated by plasticity index, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.7, pp.844-858, 1988.
- 4) Kamei, T.: A study on the mechanical behaviour of normally consolidated cohesive soils, Doctor Thesis presented to the Tokyo Institute of Technology, 1985.
- 5) 亀井健史: 個人資料, 1991.
- 6) Nakase, A. and Kamei, T.: Influence of strain rate on undrained shear characteristics of  $K_0$ -consolidated cohesive soils, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.85-95, 1986.
- 7) 望月公夫・広山利之・森田悠起雄・酒巻章: 軟弱地盤の側方変形(・・倉敷の場合・・)、第15回土質工学研究発表会発表講演集, pp.861-864., 1980.
- 8) 関口秀雄・柴田徹: 盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点, 土と基礎, 土質工学会, Vol.30, No.5, No.292, pp.47-54, 1982.
- 9) Christian, J. T.: Undrained stress distribution by numerical method, Proc. ASCE, No. SM6, pp.1333-1345., 1968.