

盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測

A METHOD OF PREDICTING FAILURE OF EMBANKMENT FOUNDATION BASED ON ELASTO-VISCOPLASTIC ANALYSES

柴田 徹*・関口秀雄**
By Toru SHIBATA and Hideo SEKIGUCHI

1. まえがき

軟弱地盤上に盛土を施工するにあたっては、地盤の支持力を評価するために事前に地盤調査をし、安定解析を行うのが普通である。ところが安定計算における安全率が 1.0 を上回っていたにもかかわらず、実際には施工途中で破壊を生じたケースが少なくない¹⁾。最近ではこのような問題に対処するため、主として 2 つの方向からのアプローチがなされている。

その 1 つは、安定解析に必要な地盤強度の測定法を改良しようとするもので、粘土の非排水強度に関する研究^{2)~3)}がそうである。他の 1 つは、施工中の盛土や地盤の挙動を現場で計測し、その結果から破壊の兆候をいち早くキャッチして、適切な対策を講じようとする方法である。

後者は Terzaghi が唱えた Observational Method⁴⁾の踏襲であり、盛土の破壊に先立って、地盤変形や間隙水圧などになんらかの先駆現象がみられるこれを前提としている。ここで盛土破壊の定性的な兆候をまとめると、次のようにある⁵⁾。(i) 盛土天端や法部にクラックが発生する。(ii) 盛土中央部の沈下が急増する。(iii) 盛土法尻部の水平変位が盛土外方に向かって急増する。(iv) 盛土法尻部付近が隆起する。(v) 盛土作業の休止中にも間隙水圧が上昇する。

これらの中で、(i) は、破壊の直前に起こることが多く、対策工を施すだけの時間的余裕がないため、盛土の安定管理には適用できない。また、残りの (ii)~(v) についても、それによってどの程度破壊が接近しているかの目安、換言すれば破壊までの余裕時間⁶⁾や余裕盛土高を推定することは困難である。そこで破壊予測因子の有効性を定量的に吟味する必要が生じ、この点に関して從

来から多くの研究が進められている^{6)~19)}。

本論文の位置づけもまたその範囲に入るものであって、ここでその内容の概要を述べておく。最初に解析の基本となる土の弾・粘塑性モデルを紹介するが、これは粘土にみられる弾塑性的な性質とクリープなどの時間依存性を同時に説明し得るものである(2.)。ついで、このモデルで構成された地盤上に、盛土荷重を載荷したときの非排水ならびに排水条件下での変形挙動を、有限要素法によって解析する(3.)。このような盛土基礎地盤の挙動解析の結果から、いくつかの知見が得られるが、ここではまず前述した破壊の兆候 (ii)~(v) が、有用な予測因子となり得るか否かの検討を行う(4.)。次に側方変形係数と名づけたパラメーターに着目した新しい破壊予測法を提案し、その方法を実際に適用した例について述べる(5.)。さらに地盤の極限支持力に及ぼす載荷速度の影響を調べ、その成果を活用して、適切な盛土施工速度を当初設計の段階で推定する手法について論じる(6.)。

2. 解析の基本となる構成関係式

問題を簡単にするために、以下では盛土基礎地盤を飽和粘土地盤とする。したがって地盤の力学挙動を特性づけるには、粘土の構造骨格に対する構成式と間隙水の流れに関する構成式が必要である。従来より粘土骨格の構成式については多くの提案があるが、ここでは、粘土の弾塑性的な性質とクリープなどの時間依存性が特に重要な立場から、これら 2 つの特性を同時に説明し得る弾・粘塑性モデル²⁰⁾を採用することとした。また、間隙水の流れに関する法則としては、ダルシー則が最も単純かつ適用範囲が広いと考えられるので、これをあわせて採用した。以下では、これらの構成式の数学的表現を、簡潔な形で与えることにする。

まず粘土の構造骨格の弾・粘塑性構成式について述べる。この構成式の基本的な仮定は、ひずみ速度テンソル

* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所

** 正会員 工博 金沢大学助教授 工学部土木工学科

$\dot{\epsilon}_{ij}$ が、次式のように粘塑性成分 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ と弾性成分 $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ との和で表現されるとするものである。

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^p + \dot{\epsilon}_{ij}^e \dots \quad (1)$$

ひずみ速度テンソルの粘塑性成分に対しては、粘塑性ポテンシャル関数 F を用いて、

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = A \partial F / \partial \sigma_{ij}' \dots \quad (2)$$

ここに、 A : 比例係数、 σ_{ij}' : 有効応力テンソルであり、関数 F の具体的な形は、

$$F = \alpha \cdot \ln \left[1 + \frac{\dot{v}_0 t}{\alpha} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right] = v^p \dots \quad (3)$$

ただし、 α : 2 次圧縮指數、 \dot{v}_0 : 初期体積ひずみ速度、 t : 経過時間、 v^p : 体積ひずみ v の粘塑性成分、 f : 平均有効応力 p と一般化された主応力差 q_s の関数で、次式で定義される。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + D \left(\frac{q_s}{p} - \eta_0 \right) \dots \quad (4)$$

ここに、 λ : 圧縮指數、 κ : 膨潤指數、 D : ダイレイタンシー係数²¹⁾、 e_0 : 初期間隙比、 p_0 : 初期平均有効応力、 η_0 : 有効応力比 q_s/p の初期値である。

次に、式(2)中の比例係数 A を決定する必要があるが、そのために著者の1人は次式のような粘塑性流動の継続条件式を導入した²⁰⁾。

$$\dot{F} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{kl}'} \dot{\delta}_{kl} + \frac{\partial F}{\partial t} = \dot{v}^p \dots \quad (5)$$

一方、ひずみ速度テンソルの弾性成分と有効応力速度テンソルの間に等方的かつ線形関係を仮定すると、

$$\dot{\delta}_{ij}' = L \dot{v}^p \delta_{ij} + 2G \dot{\epsilon}_{ij}^e \dots \quad (6)_1$$

$$= L(\dot{v} - \dot{v}^p) \delta_{ij} + 2G(\dot{\epsilon}_{ij} - \dot{\epsilon}_{ij}^p) \dots \quad (6)_2$$

ここに、 L と G : ラメ定数、 δ_{ij} : 単位テンソルである。

式(2)を式(6)₂に代入して得られる関係を、式(5)に代入して演算を行うと、比例係数 A は、

$$A = \frac{L \frac{\partial F}{\partial p} \dot{v} + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{kl}'} \dot{\epsilon}_{kl} + \frac{\partial F}{\partial t}}{L \left(\frac{\partial F}{\partial p} \right)^2 + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}'} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}'} + \frac{\partial F}{\partial p}} \dots \quad (7)$$

したがって、構成式の最終的な表現は、式(2)、(7)を式(6)₂に代入することによって、

$$\begin{aligned} \dot{\delta}_{ij}' &= L \dot{v} \delta_{ij} + 2G \dot{\epsilon}_{ij} \\ &- \left(L \frac{\partial F}{\partial p} \delta_{ij} + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}'} \right) \left(L \frac{\partial F}{\partial p} \dot{v} + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{kl}'} \dot{\epsilon}_{kl} + \frac{\partial F}{\partial t} \right) \\ &- L \left(\frac{\partial F}{\partial p} \right)^2 + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}'} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}'} + \frac{\partial F}{\partial p} \end{aligned} \dots \quad (8)$$

上式を実際に運用する際には、粘塑性ポテンシャルの有効応力成分および経過時間に関する偏微係数の具体的表現が必要になるので、そのためにはこれらの偏微係数を、式(4)で定義される関数 f と関係づけておくのが便利である。すなわち若干の演算の後、式(3)を用いて経過時間 t を消去すると、上記の偏微係数は、

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}'} = \left[1 - \exp \left(-\frac{v^p}{\alpha} \right) \right] \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} \dots \quad (9)$$

$$\frac{\partial F}{\partial t} = \dot{v}_0 \exp \left(\frac{f - v^p}{\alpha} \right) \dots \quad (10)$$

なお偏微係数 $\partial F / \partial p$ については、式(7)を導く仮定で、すでに次式を利用したことを補足しておく。

$$\frac{\partial F}{\partial p} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{xx}'} + \frac{\partial F}{\partial \sigma_{yy}'} + \frac{\partial F}{\partial \sigma_{zz}'} \dots \quad (11)$$

式(8)～(11)を、2次元平面ひずみ条件(z 方向に平面拘束)のもとで具体的に表すと、

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{xx}' \\ \dot{\sigma}_{yy}' \\ \dot{\sigma}_{zz}' \\ \dot{\sigma}_{xy}' \end{Bmatrix} &= \left\{ \begin{bmatrix} L+2G & L & 0 \\ L & L+2G & 0 \\ L & L & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \right. \\ &\quad \left. - \frac{C_5}{C_4} \begin{bmatrix} C_1^2 & C_1 C_2 & 2G f_{xy} C_1 \\ C_1 C_2 & C_2^2 & 2G f_{xy} C_2 \\ C_1 C_3 & C_2 C_3 & 2G f_{xy} C_3 \\ 2G f_{xy} C_1 & 2G f_{xy} C_2 & 4G^2 f_{xy}^2 \end{bmatrix} \right\} \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx} \\ \dot{\epsilon}_{yy} \\ \dot{\epsilon}_{xy} \end{Bmatrix} \\ &- \frac{C_6}{C_4} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ 2G f_{xy} \end{Bmatrix} \dots \quad (12) \end{aligned}$$

なお、上式で用いた記号は、以下のようである。

$$f_{xy} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{xy}'}$$

$$C_1 = L \frac{\partial f}{\partial p} + 2G \frac{\partial f}{\partial \sigma_{xx}'}$$

$$C_2 = L \frac{\partial f}{\partial p} + 2G \frac{\partial f}{\partial \sigma_{yy}'}$$

$$C_3 = L \frac{\partial f}{\partial p} + 2G \frac{\partial f}{\partial \sigma_{zz}'}$$

$$C_4 = \left[L \left(\frac{\partial f}{\partial p} \right)^2 + 2G \left\{ \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{xx}'} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{yy}'} \right)^2 \right. \right. \\ \left. \left. + \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{zz}'} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{xy}'} \right)^2 \right\} \right] C_5 + \frac{\partial f}{\partial p}$$

$$C_5 = 1 - \exp \left(-\frac{v^p}{\alpha} \right)$$

$$C_6 = \frac{\partial F}{\partial t} = \dot{v}_0 \exp \left(\frac{f - v^p}{\alpha} \right)$$

ただし、関数 f の有効応力成分に関する偏微係数は、

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'} = \frac{D}{3p} \left\{ \frac{\lambda - \kappa}{D(1 + e_0)} - \frac{q_s}{p} \right\} \delta_{ij} + \frac{3}{2} \frac{D}{p} \frac{s_i j}{q_s}$$

$$\frac{\partial f}{\partial p} = \frac{D}{p} \left\{ \frac{\lambda - \kappa}{D(1 + e_0)} - \frac{q_s}{p} \right\}$$

ラメ定数 L 、 G については、従来からの実験結果を参考にして、次式に従って変動する土質パラメーターとみなしした。

$$\begin{aligned} L &= \frac{p(1 + e_0)}{\kappa} - \frac{2}{3} G \\ G &= G_0 \exp \left(-\frac{e - e_0}{\lambda} \right) \end{aligned} \dots \quad (13)$$

ここに, G_0 : 初期剛性率である.

弾・粘塑性構成式(12)の特別な場合, すなわち粘土のクリープ特性を無視するときには, 2次圧縮指数 $\alpha=0$ および $\partial F/\partial t=0$ と解釈して, $C_s=1$ および $C_a=0$ とおけば, 式(12)は弾塑性構成式に帰着する²²⁾. この場合, 式(4)で定義した関数 f は, いわゆるオリジナル Cam clay モデル^{23), 24)}における塑性ポテンシャル関数と等価になり, $f=v^p$ なる関係式が等方硬化降伏条件を与えることになる. また, 弹性状態における構成式を得るために, $v^p=0$ および $\partial F/\partial t=0$ と解釈して, $C_s=0$ および $C_a=0$ とすればよい.

次にダルシー則について述べる. 一般に地盤は成層構造をもつため, 地盤の透水性は必ずしも等方的ではないが, ここでは簡単のために, 次式の等方性ダルシー則を解析に用いる.

$$v_x = -\frac{k}{r_w} \frac{\partial p_w}{\partial x}, \quad v_y = -\frac{k}{r_w} \frac{\partial p_w}{\partial y}, \quad v_z = -\frac{k}{r_w} \frac{\partial p_w}{\partial z} \quad \dots \quad (14)$$

ここに, v_x, v_y, v_z はそれぞれ x 軸, y 軸, z 軸方向への間隙水流の速度, k : 透水係数, r_w : 間隙水の単位体積重量, p_w : 過剰間隙水圧である.

3. 盛土基礎地盤の挙動解析法

まず盛土基礎地盤の平面ひずみ挙動を解析するに必要な有限要素方程式を, 文献 25), 26) を参考にして増分形式で誘導する. ついで設定した盛土・基礎地盤モデルと, それに対する載荷形式の説明を行う.

(1) 有限要素方程式

変位増分 $\Delta u_x, \Delta u_y$ を成分とするベクトルを $\{ \Delta u \}$ と表示し, つり合い方程式を満足する全応力増分 $\{ \Delta \sigma \}^T = \{ \Delta \sigma_{xx} \ \Delta \sigma_{yy} \ \Delta \sigma_{xy} \}$ に対して仮想仕事の原理を用いれば,

$$\begin{aligned} \int_V \{ \Delta \bar{\epsilon} \}^T \{ \Delta \sigma \} dV &= \int_V \{ \Delta \bar{\epsilon} \}^T \{ \Delta \sigma' \} dV \\ &+ \int_V \{ \Delta \bar{\epsilon} \}^T \{ \Delta p_w \} dV = \int_V \{ \Delta \bar{u} \}^T \{ \Delta F_b \} dV \\ &+ \int_S \{ \Delta \bar{u} \}^T \{ \Delta T_s \} dS \quad \dots \quad (15) \end{aligned}$$

ここに, $\{ \Delta \bar{\epsilon} \}^T = \{ \Delta \epsilon_{xx} \Delta \epsilon_{yy} \Delta \epsilon_{xy} \}$, $\{ \Delta \sigma' \}^T = \{ \Delta \sigma_{xx}' \Delta \sigma_{yy}' \Delta \sigma_{xy}' \}$, $\{ \Delta p_w \}^T = \{ \Delta p_w \Delta p_w 0 \}$, $\{ \Delta F_b \}$: 物体力増分ベクトル, $\{ \Delta T_s \}$: 表面力増分ベクトルである. ただし, 式(15)においてバー記号は, その物理量が仮想変位に関するものであることを示し, 記号 T は転置をとることを意味している.

有限要素の節点における変位増分をまとめて, $\{ \Delta u^* \}$ とベクトル表示すれば, 要素内の任意の点における変位増分は, 形状関数 $[N]$ を用いて次のように表せる²⁷⁾.

$$\{ \Delta u \} = [N] \{ \Delta u^* \} \quad \dots \quad (16)$$

上式に対応して, 要素内の任意点におけるひずみ増分 $\{ \Delta \bar{\epsilon} \}$ と体積ひずみ増分 Δv は, 節点変位増分と関係づけられ,

$$\{ \Delta \bar{\epsilon} \} = [B] \{ \Delta u^* \} \quad \dots \quad (17)$$

$$\Delta v = [B_v]^T \{ \Delta u^* \} \quad \dots \quad (18)$$

他方, 要素内の過剰間隙水圧として一様分布を採用すれば, 過剰間隙水圧増分のベクトル表示 $\{ \Delta p_w \}$ は, 要素内の重心における過剰間隙水圧の値 Δp_w^* を用いて,

$$\{ \Delta p_w \}^T = \{ 1 \ 1 \ 0 \} \Delta p_w^* \quad \dots \quad (19)$$

上式は適合性を満たすために, 要素内のひずみ増分が一様分布するような有限要素を同時に仮定すべきことを意味している.

有効応力増分 $\{ \Delta \sigma' \}^T = \{ \Delta \sigma_{xx}' \Delta \sigma_{yy}' \Delta \sigma_{xy}' \}$ は, 式(12)に示されているように, ひずみ増分 $\{ \Delta \bar{\epsilon} \}^T = \{ \Delta \epsilon_{xx} \Delta \epsilon_{yy} \Delta \epsilon_{xy} \}$ と次のように関係づけられる.

$$\{ \Delta \sigma' \} = [C^{ep}] \{ \Delta \bar{\epsilon} \} - \{ \Delta \sigma^r \} \quad \dots \quad (20)$$

ここに, $[C^{ep}]$ は 3 行 3 列の対称行列であり, 弾・粘塑性係数といつてもよい. また, $\{ \Delta \sigma^r \}^T = \{ \Delta \sigma_{xx}^r \Delta \sigma_{yy}^r \Delta \sigma_{xy}^r \}$ は, 緩和応力増分ベクトルとよぶこともできる.

式(16)~(20)を式(15)に代入し, 仮想変位を任意に選び得ることを考慮すれば,

$$[K] \{ \Delta u^* \} + [K_v] \Delta p_w^* = \{ \Delta Q \} \quad \dots \quad (21)$$

ここに,

$$[K] = \int_V [B]^T [C^{ep}] [B] dV \quad \dots \quad (22)$$

$$[K_v] = \int_V [B_v] dV \quad \dots \quad (23)$$

$$\begin{aligned} \{ \Delta Q \} &= \int_V [N]^T \{ \Delta F_b \} dV + \int_S [N]^T \{ \Delta T_s \} dS \\ &+ \int_V [B]^T \{ \Delta \sigma^r \} dV \quad \dots \quad (24) \end{aligned}$$

である.

なお, 全体剛性方程式を作成する際には, 後述の式(26)との対応から, 式(21)を次のように変形した方程式を利用している.

$$[K] \{ \Delta u^* \}_j + [K_v] \Delta p_w^*|_j = \{ \Delta Q \}_j + [K_v] \Delta p_w^*|_{j-1} \quad \dots \quad (25)$$

ここに, 添字 j は,

計算ステップ番号で
ある.

次に連続方程式について考える. 図-1を参照しながら, 中央の要素に対する連続方程式の差分的表現を求めると, 次のようになる²²⁾.

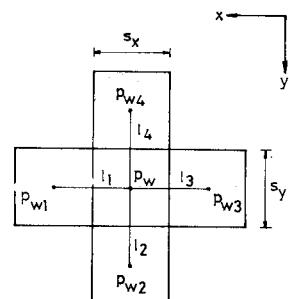


図-1 連続条件式の差分的表現

$$\int_V \Delta v_j dV = \int_V [v_j - v_{j-i}] dV \\ = -\beta \cdot p_w^* |_j - \sum_{i=1}^4 (\beta_i p_{wi}^*)_j \dots \dots (26)$$

ここに、

$$\beta_1 = \frac{k \cdot \Delta t}{r_w} \frac{s_y}{l_1}, \quad \beta_2 = \frac{k \cdot \Delta t}{r_w} \frac{s_x}{l_2} \\ \beta_3 = \frac{k \cdot \Delta t}{r_w} \frac{s_y}{l_3}, \quad \beta_4 = \frac{k \cdot \Delta t}{r_w} \frac{s_x}{l_4} \\ \beta = -(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4)$$

である。ここに、 Δt は第 j 番目のステップにおける時間差分、 l_i は要素 i の重心と中心要素の重心間の距離、 s_x と s_y は要素の分割幅である。ただし、図-1 中の各要素の奥行は単位長である。

式 (26) に式 (18) を代入し、式 (23) の定義を用いると、

$$\{K_v\}^T \{\Delta u^*\}_j + \beta p_w^* |_j + \sum_{i=1}^4 (\beta_i p_{wi}^*)_j = 0 \dots \dots (27)$$

したがって、問題を解くには、式 (26)、(27) を全要素について重ね合わせて得られる全体剛性方程式を、逐次解いていけばよい。

なお、非排水挙動を支配する方程式を導くには式 (27) で $\beta = \beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = \beta_4 = 0$ として得られる式 ($\Delta t = 0$ 、あるいは $k=0$ の場合の方程式) と式 (25) を連立させればよい。

さて、本論文では増分法を用いて、有限要素方程式を逐次解いているが、その際に用いた連立 1 次方程式の解法は、ガウスの半バンド幅消去法²⁷⁾である。図-2 に示したのは、弾・粘塑性平面ひずみ圧密解析を行う準備として、弾性 1 次元圧密の計算により、時間差分の取り方など計算法についてチェックを行ったものである。これによれば数値計算

結果は、工学的にみて十分な精度で理論曲線に一致しているといえる。

また、式 (24) の右辺第 3 項の計算をオイラー法的な手法で行っているが、その精度を確かめるために、 K_0 圧密後の平面ひずみ非排水クリープの計算をしたところ、図-3 が得られた。ただし、図-3 は軸ひずみ ϵ_1 と経過時間 t の関係および平均有効応力 p と経過時間 t の関係を描いており、ルンゲ-クッタ-ギル法による計算結果²⁰⁾とそん色のないことが認められる。なお、当ルン

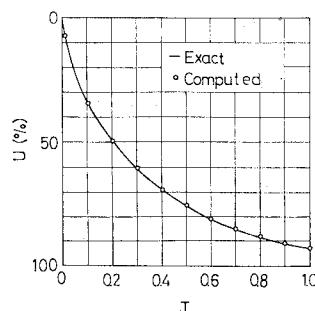


図-2 1次元圧密における圧密度の比較

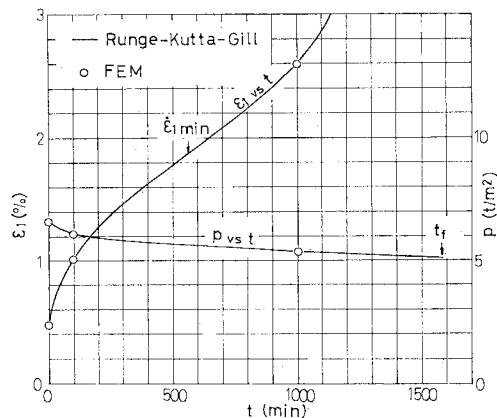


図-3 非排水クリープ応答の比較

ゲ-クッタ-ギル法自身の計算精度については、排水クリープに関する数値解と理論解との比較によって別途確かめてある。

(2) 盛土-基礎地盤モデルと載荷形式

設定した盛土-基礎地盤モデルを 図-4 に示す。盛土部は簡単のため、敷幅 B および天端幅 $B/2$ の台形分布荷重に置き換えている。基礎地盤は、剛な砂礫層上に堆積した厚さ H の等方等質な粘土地盤であるとして、その力学特性を、表-1 に示すパラメーターで規定した。計算に際しては、図-4 に示すとおり粘土層を 8 層 18 列、計 144 個の長方形要素に分割した。なお 図-4 には、設定した境界条件もあわせて示してある。

本論文では、盛り立て期間中における基礎地盤の挙動解析を行うことが主眼であるから、計算に際してはでき

表-1 弾・粘塑性モデルの諸パラメーターの値

(a) Soil constants

λ	ϵ	D	α	G_0 (t/m ²)
0.2310	0.0499	0.0752	0.0029	179

(b) Initial state parameters

e_0	$\sigma V_0'$ (t/m ²)	K_0	\dot{v}_0 (day ⁻¹)
1.507	5.36	0.50	10^{-7}

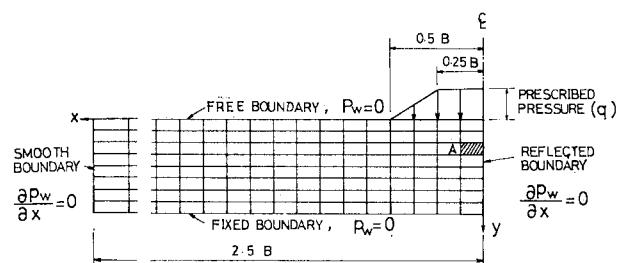


図-4 盛土基礎地盤の有限要素分割と境界条件

表-2 計算例における主要パラメーターの値

Run number	k (m/day)	\dot{q} (t/m ² /day)	H (m)	H_d (m)	B/H
1	0×10^{-4}	0.09	16	—	2
2	0	0.45	16	—	2
3	0	0.09	8	—	4
4	1	0.09	16	8	2
5	1	0.09	8	4	4
6	2	0.09	16	8	2
7	4	0.09	16	8	2
8	7	0.09	16	8	2
9	10	0.09	16	8	2
10	10	0.18	16	8	2
11	10	0.45	16	8	2
12*	10	0.09	16	8	2
13**	10	0.09	16	8	2

* \dot{q} is increased to 0.45 t/m²/day at $q > 9$ t/m².

** Loading is stopped at $q = 9$ t/m², and then consolidation behavior is observed.

るだけ盛り立て過程を忠実に追跡することが望ましい。そこで盛土が時間間隔 $4t$ ごとに一層ずつ施工されるものとし、対応する盛土圧 q を $4t$ ごとに $4q$ ずつ増加させることにした。計算に際して用いた $4q$ の値は 0.45 t/m²（単位体積重量 1.8 t/m³ の盛土材料の場合、25 cm 厚に対応する荷重強度）であり、 $4t$ の値としては、載荷速度 $\dot{q} (= 4q/4t)$ の影響を調べるために $4t = 1, 2$ および 5 日の 3 種類を選んだ。

計算を実施した例題における主要パラメーターの値をまとめて、表-2 に示す。

4. 盛土基礎地盤の破壊予測因子の検討

現場計測に基づいて、盛土基礎地盤の破壊予測を行うには、地盤の不安定化に対して鋭敏に反応するとともに、その測定が容易な予測因子を選び出す必要がある。そこで前章まで述べた盛土基礎地盤の挙動解析結果を利用して、下記の諸量が有用な破壊予測因子となり得るかどうかを検討する。ここで対象としたのは、地盤内の過剰間隙水圧、盛土中央部における地表沈下量、盛土法尻部における側方変位量などである。

なお、以後の説明では、しばしば等時関係という概念が用いられるが、それについては付録を参照されたい。

(1) 盛土基礎地盤内の過剰間隙水圧

a) 従来の成果

Höeg ら⁸⁾は、ノルウェーのクイック粘土地盤上で円形試験盛土を行い、地盤内に発生する過剰間隙水圧 p_w の挙動を観測した結果、盛土高さ h がある限界値 h_y を超えると、 dp_w/dh の値が急増することを見出した。D'Appolonia ら⁹⁾もまた、延長を有する道路盛土に対し、同様な $p_w \sim h$ 関係を報告しているが、その中で特に興味あることは h_y と安全率 F_s の関係である。すな

わち彼らの報告によれば、 h_y に対応する F_s の値は 1.65 と判断されるが、実際に破壊を生じるまで盛土施工がなされていないので、上記の値の妥当性については結論を下すことができない。

一方、Dascal ら¹⁰⁾は、カナダに分布している鋭敏な湖成粘土地盤上の試験盛土を行い、地盤が破壊に至るまでの挙動を計測した。そして上に述べたのと同様な $p_w \sim h$ 関係が求まったと報告している。また、Lacasse ら¹⁰⁾も、湖成粘土層上に施工された盛土事例について、やはり同様の $p_w \sim h$ 関係が実測されたと述べている。

表-3 h_y に対する安全率の値

Source of data	h_y (ft)	F_s at $h=h_y$
D'Appolonia ⁸⁾	22-25	1.65
Dascal ¹⁰⁾	15-18	1.4-1.7
Lacasse ¹⁰⁾	12	1.6-1.7

表-3 は、以上に紹介した $h_y \sim F_s$ 関係をまとめて示したものである。そしてこれによれば、盛土高さに対して過剰水圧の増分が急変するときの安全率は、1.4~1.7 程度と推定される。

ところが一方では、盛土破壊の事例を検討しても、 $p_w \sim h$ 関係に急変点は見出せなかつたとする否定的な見解もまた少なくない。たとえば Ladd ら¹¹⁾や Marsland ら¹²⁾の報告がそれであり、次項に説明する挙動解析の結果も、それを裏づけることになる。

b) 挙動解析の結果

この項では、3. に述べた盛土基礎地盤の挙動解析に基づいて、盛り立て期間中、地盤内の代表点における過剰間隙水圧 p_w が、盛土圧 q とともにどのように発生するかを検討する。

図-5 中の曲線①は、地盤の圧密が生じないとした Run 1 の計算例から求めた要素 A (図-4 参照) の p_w と q との等時関係 ($\tau=5$ days) を示している。そして同曲線において注目されるのは、 $q < 2$ t/m² なる初期載荷段階を除くと、 p_w が q とともにほぼ直線的に増加す

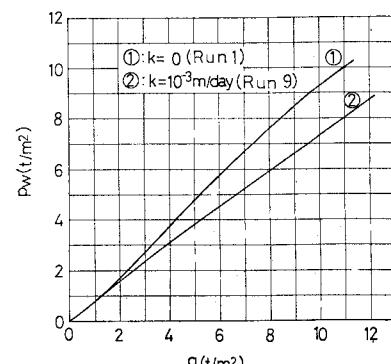


図-5 等時間隙水圧と盛土圧の関係 (Run 1, 9)

る傾向を示していることである。つまり盛土圧が極限値 q_f （当ケースでは後述のように 11.7 t/m^2 ）に近づいても、等時 $p_w \sim q$ 関係に特異な変化はみられない。

次に図-5 中の曲線②は、地盤の圧密を考慮した Run 9 の計算結果を描いている。この場合にも、 $p_w \sim q$ 関係はほぼ直線となり、破壊の兆候を示すような変化を見出すことはできない。

以上に述べたのは、盛土中心下の地盤要素（図-4 の A 要素）に注目した場合の結果であるが、この計算の範囲では、過剰間隙水圧が地盤破壊の敏感な予測因子とはなり得ないことがわかる。そしてこのことは、現場載荷試験盛土に基づいて、Ladd ら¹¹⁾および Marsland ら¹²⁾が得た見解を支持するものとみてよい。

（2）盛土法尻部の側方変位

a) 従来の成果

Marche ら¹⁴⁾は、軟弱地盤上の盛土施工例 8 ケースについて、盛土法尻部の地表における側方変位量 δ と安全率の関係を調べ、安全率が 1.4 を下回ると δ が急増することを見出している。また、栗原ら¹⁵⁾は、泥炭地盤上に施工された試験盛土の結果に基づいて、1 日当り δ の変化量すなわち側方変位速度が 2 cm/day を超えないよう、盛り立て速度を制御する方法を提案している。室町ら¹⁶⁾や稻田¹⁷⁾は、この側方変位速度の基準値として 24 cm/day を目安としているので、この場合には、栗原のそれに比較すると、10 数倍の値を許容することになる。

Marsland ら¹²⁾もまた、盛土法尻部付近の側方変位に注目した施工管理法を提案している。すなわち盛土撒き出し後 1 日当りの側方変位の増分量と、盛土撒き出し締固め中（約 5 時間）の側方変位の増分量の比が、2 を超えないような盛土施工を主張している。

b) 振動解析の結果

盛土の側方変位について議論するために、まず基礎地盤内で、盛土による圧密が進行する場合の変位速度ベクトルを調べる。

図-6 (a) は低載荷レベルでの変位速度ベクトル分布を、図-6 (b) は高載荷レベルにおける変位速度ベクトル分布を、さらに図-7 は破壊が迫った状態での変位増分ベクトル分布を示している。

図-6において注目されることは、載荷レベルの増加に伴い、盛土外側へ向かう地盤変形の傾向が顕著になることである。すなわち盛土法尻部の地表および地表面傍における側方変位方向は、低載荷レベルでは盛土内側へ向いているが、高載荷レベルでは一変して盛土外側へ向かっている（このことは図-7においても明瞭である）。このように、側方変位の方向が載荷レベルに敏感である。

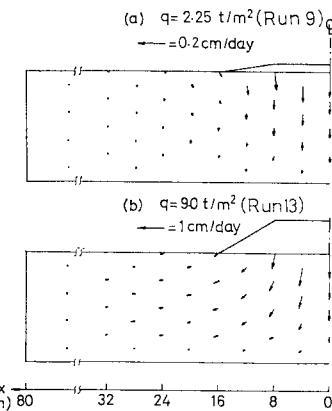


図-6 圧密変形パターンを示す変位速度ベクトル図
(Run 9, 13)

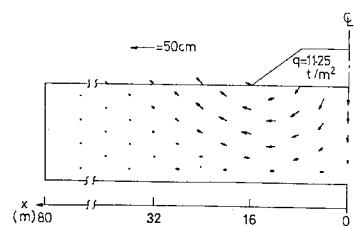


図-7 破壊間近の粘塑性流動パターンを示す変位増分ベクトル図 (Run 1; $\tau=1 \text{ day}$)

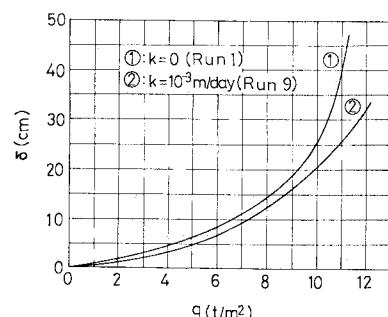


図-8 等時側方変位と盛土圧の関係 (Run 1, 9)

ことから、側方変位を測定すべき部分としては、盛土法尻部の地表またはその近傍が適切であると考える。

上述のことを考慮して、次に盛土法尻部の地表における側方変位 δ と盛土圧 q との等時関係 ($\tau=5 \text{ days}$) を図-8 に示す。この図によれば、図-5 の $p_w \sim q$ 曲線に比較して、 δ が q の増加とともに急激に増加する傾向が明瞭に認められる。しかしながら、図-8 のような曲線から、極限支持力ないし破壊までの余裕盛土圧の値を推定することは、もっと別の考え方を導入しない限り無理なようである。

（3）盛土の沈下と側方変位

a) 従来の成果

富永ら¹⁸⁾は、盛土法尻部の地中最大側方変位 δ_m と、盛土中央部の地表沈下量 ρ をあわせて計測し、 $d\delta_m/d\rho$ の急増をもって盛土破壊の前兆とする施工管理法を提案している。また、松尾ら¹⁹⁾は、わが国における軟弱地盤上の盛土の破壊事例を調べ、その結果から破壊時の沈下量 ρ と地表側方変位 δ の比 δ/ρ との関係が、ほぼ一義的に決まることを見出した。彼らはこの曲線を破壊基準線と称し、盛土施工中の変位過程を $\rho \sim \delta/\rho$ 図上にプロットした場合、その軌跡が破壊基準線に近づくか遠ざかるかをもって、破壊なし安定の予測ができるとしている。

b) 挙動解析の結果

盛土中央部の地表沈下量 ρ は、図-8 と同様に盛土圧 q とともに増加する傾向があるが、このような等時 $\rho \sim q$ 関係のみから、直接的に極限までの余裕盛土圧を推定することは難しい。そこで本項では、富永¹⁸⁾、松尾ら¹⁹⁾の提案を参考にして、盛土中央部の地表沈下量 ρ と盛土法尻部の地中最大側方変位 δ_m との関係を調べることにした。

上記の目的のために用いた計算例は、Run 9, 12 および 13 の 3 ケースである。図-9 中の実線は Run 9 から求まった計算曲線で、漸増盛土荷重条件のもとで基礎地盤が示す典型的な $\rho \sim \delta_m$ 関係を示している。これによれば、載荷レベルの上昇とともに $d\delta_m/d\rho$ の値はわずかに増えているものの、全体としてみれば $\rho \sim \delta_m$ 曲線は直線に近いことが認められる。

次に、載荷段階の途中 ($q=9 \text{ t/m}^2$) で載荷速度を急増させた Run 12 の計算結果が、図-9 中の破線である。これによれば、載荷速度の急増に対応して $d\delta_m/d\rho$ の値が急増していることが注目される。他方、漸増載荷を $q=9 \text{ t/m}^2$ なる載荷レベルで中止し、いわゆる放置期間中の $\rho \sim \delta_m$ 関係を Run 13 によって調べてみると、図—

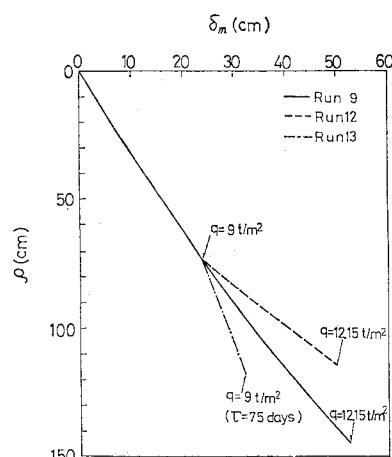


図-9 等時沈下と側方変位の関係 (Run 9, 12, 13)

9 中の一点鎖線の関係が得られた。これによれば、載荷の休止に伴い、沈下 ρ に対する側方変位 δ_m の増加割合が低減することが明らかである。

以上のことから、沈下 ρ に対する側方変位 δ_m の増加割合 $d\delta_m/d\rho$ は、載荷速度の急変を敏感に反映することがわかる。載荷速度が急増する場合には、地盤変形としては流動成分が卓越するわけであるから、いま述べたことは、地盤の流動変形の卓越とともに $d\delta_m/d\rho$ の値が急増する、と読みかえることができよう。この意味からすれば、 $\rho \sim \delta_m$ 関係を地盤の安全管理に適用しようとする試み^{18), 19)}は有望であると考える。

5. 盛土基礎地盤の破壊予測の提案と適用例

著者らがここで提案する破壊予測法は、盛土圧の増分 Δq を負荷した後、 τ 時間に内に盛土法尻部(地表)で生じる側方変位増分を $\Delta\delta$ としたとき、 $\Delta q/\Delta\delta$ を側方変形係数と名づけ、この側方変形係数と盛土圧 q との関係に着目するものである。以下では、まずこのような関係の有用性を論じてから、実際への適用例を紹介する。

(1) 側方変形係数と盛土圧との関係

まず側方変位増分 $\Delta\delta$ について考える。弾性論によれば、帯状基礎端部の地表側方変位増分は、次式のように書ける²⁸⁾。

$$\Delta\delta = I \left(\frac{B}{H}, \nu \right) H \cdot \frac{\Delta q}{E} \quad \dots \dots \dots \quad (28)$$

ここに、 $I(\cdot)$ は敷幅 B と軟弱層厚 H の比およびボアン比 ν に依存する影響係数、 E はヤング率である。ただし上式においては、土の弾塑性や時間遅れの影響を無視しており、実情にそわない。そこで、等時関係の概念(付録参照)を利用して、式(28)を次のように書き変えることとする。

$$\frac{\Delta q}{\Delta\delta} = J \left(q, \frac{B}{H}, \dot{q}; \tau \right) \frac{E_0}{H} \quad \dots \dots \dots \quad (29)$$

ここに、 $J(\cdot)$ は盛土圧 q 、敷幅と軟弱層厚の比 B/H 、載荷速度 \dot{q} および $\Delta\delta$ の測定時間 τ ($0 \leq \tau \leq 4t$) に依存する影響関数、 E_0 は初期ヤング率である。式(29)から推定されるように、盛土-地盤系の幾何条件、載荷速度および側方変位増分の測定時間が指定されると、側方変形係数 $\Delta q/\Delta\delta$ は、盛土圧 q に従って変化するはずである。幸い Δq 、 $\Delta\delta$ および q の値は、容易に現場計測ができる量であるから、以下では $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 関係に基づく破壊予測の可能性を探ってみる。

図-10 は地盤の透水係数 k (あるいは圧密係数 c_v) を変えて計算した結果から、 $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 関係をプロットしたものである。まず $k=0$ 、つまり盛土の全過程を通じ

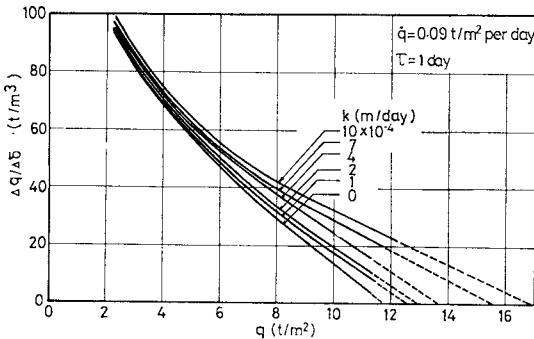


図-10 側方変形係数と盛土圧の関係 (Run 1, 4, 6~9)

て、地盤が非排水応答する場合に注目してみる。このとき側方変形係数 $\Delta q/\Delta\delta$ は、載荷圧 q の値が 8 t/m^2 を超えると、 q に対して直線的に減少する傾向を示している。したがって、地盤の極限支持力 q_f を、上述のような $\Delta q/\Delta\delta$ と q の間の直線性を利用して、観測的に q_f の値を予測できることになる。次に地盤に圧密が生じる一般的な場合 ($k \neq 0$) をみると、やはり $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ の間に曲線から直線に移行というパターンが成り立っていることがわかる。よって次節では、 $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 間の直線性に着目した盛土破壊予測法の可能性を、実測結果に基づいて調べることにする。

なお試みに、 $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 関係が曲線から直線に移行するときの安全率を図-10 より読みとると、1.45~1.90 の範囲にある。しかし、これらの値の妥当性を実証するためには、より多くの現場解析の事例を集めなければならない。

(2) 破壊予測法の適用

a) 適用例その1

まず、室内載荷試験から述べる。その概要についてはすでに報告した²⁹⁾ので繰り返さないが、幅 200 cm、高さ 70 cm、奥行き 40 cm の土槽を用いた模型地盤の載荷試験である。その際たわみ性載荷板を使用し、載荷端における深度別の側方変位量を測定した。

図-11 は、粘土と砂からなる 2 層地盤に対する試験結果の例である。すなわち事前に圧密して作成した 図-11 (a) のような模型地盤に、1 日当り 57 g/cm^2 の載荷圧を加えていくと、載荷端での深度別の側方変位量は 図-11 (b) のようになる。

ここで提案している破壊予測法では、盛土法尻地表部での δ を問題にするので、それに近い点の δ と q の関係から、図-11 (c) に示す $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 関係を求めた。同図において、右下りの直線を延長して求めた極限支持力 q_f の値は、荷重～沈下曲線（図は省略）からの実測値と一致した。

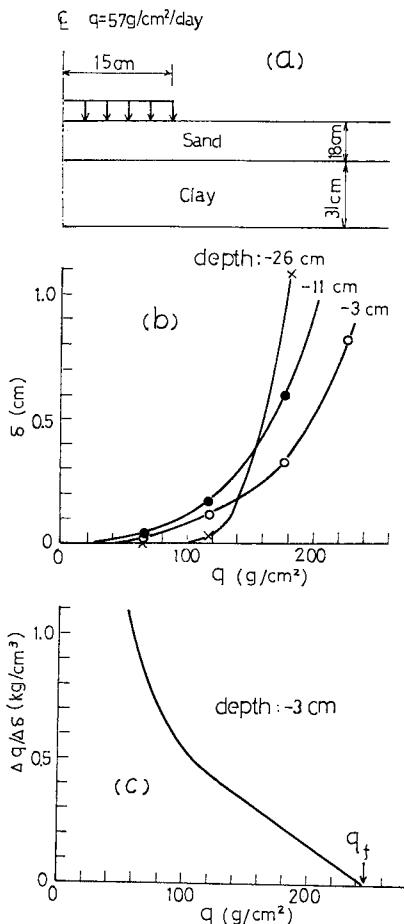


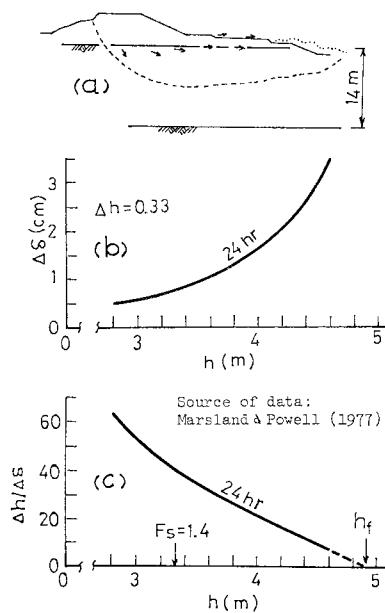
図-11 室内載荷試験の結果

(a) 地盤構成、(b) 側方変位量と載荷圧、(c) 極限支持力の予測

b) 適用例その2

次に現場試験盛土の例をあげる。1 つはチームズ河沿いの軟弱地盤上で行われたもの¹²⁾で、その結果を図-12 に示す。同図 (a) のように軟弱層の厚さは 14 m で、盛土の撒き出し厚をほぼ一律に 0.33 m として盛り上げていったところ、原地盤面からの高さ $h \approx 5 \text{ m}$ で破壊したと報告されている（図-12 (a) 中の破線が、観測されたすべり面を表している）。

各載荷段階で $\tau = 24$ 時間として、側方変位量の増分 $\Delta\delta$ を測定し、盛土高 h に対してプロットすると、図-12 (b) が得られた。ただし、この図では、図-11 (b) と違って δ の前に Δ がついていることに留意されたい。こうして $\Delta\delta$ がわかり、 $\Delta h = 0.33 \text{ m}$ が与えられているので、図-12 (c) を描くことができる。この図から、盛土施工の途中までの現場計測によって限界高さ、さらには破壊までの余裕盛土厚の予測が可能であることが裏づけられる。

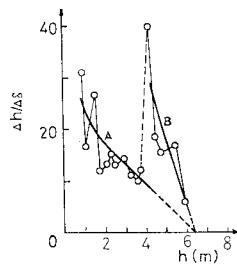
図-12 テームズ河畔の試験盛土¹⁸⁾の結果

((a) 地盤と盛土の断面, (b) 側方変位量の増分と載荷圧, (c) 限界盛土高の予測)

c) 適用例その3

他の例は、東名高速道路・袋井試験盛土³⁰⁾である。当地の地盤は軟弱な泥炭で、試験区間としては、締固め砂杭で処理した区間と無処理区間があるが、ここでは実際に盛土が破壊した無処理区間の結果を図-13に示す。

当試験盛土においては、盛土厚 $h=1, 2, 4 \text{ m}$ の各段階で、それぞれ 3 日、4 日、3 日間にわたり盛り立て作業が休止されたが、それに応じて側方変形係数の値が増加していること、特に $h=4 \text{ m}$ における盛り立て休止後の $\Delta h/\delta$ の増加が著しいことが注目される。そこで一様な速度で盛土施工した場合に相当すると考えられる曲線 A と B を、それぞれ $h \leq 4 \text{ m}$ と $h > 4 \text{ m}$ に対して、図-13 中に描いてある。これらの曲線 A と B に、本論文で提案している手法を適用すると、極限盛土厚 $\approx 6.5 \text{ m}$ と推定することができる。一方、工事報告書³⁰⁾によれば、当試験盛土の破壊時の盛土厚は 6.5 m であり、この手法の妥当性を裏づけている。

図-13 袋井試験盛土³⁰⁾の結果

6. 盛土載荷速度と極限支持力

軟弱地盤上の盛土施工では、地盤の圧密による支持力

増加が期待できるように、載荷速度を合理的に制御することが望まれる。この課題に関連して本章では、まず地盤の極限支持力に及ぼす載荷速度の影響を検討する。次にその成果を活用して、適切な盛土施工速度を、当初設計の段階で推定する手法について論じる。

(1) 地盤の排水条件と載荷速度

盛土載荷段階の比較的後期において、側方変形係数が盛土圧に対して直線的に減少するパターンを利用すれば、極限支持力が推定できることを述べた。図-14 はこのようにして、 q_f を地盤の透水係数 k に対してプロットしたものである。なお、図-14 には、別途計算しておいた $\dot{q}=0.45 \text{ t/m}^2/\text{day}$ の場合 ($Run 2, 11$) の $q_f \sim k$ 関係もあわせてプロットしてある。

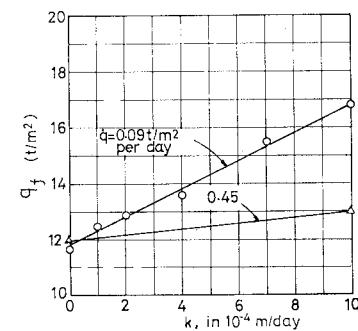
図-14 極限支持力と透水係数の関係
(Run 2, 11) の $q_f \sim k$ 関係もあわせてプロットしてある。

図-14において $k=0$ 、つまり盛土の全過程を通じて地盤が非排水応答する場合の q_f と \dot{q} の関係をみると、載荷速度が大きいほど極限支持力は大きくなっている。この結果は、粘性土の非排水 3 軸圧縮試験で得られるひずみ速度効果と同様のものであり、それを裏づけるために図-15 には、地盤内の代表的な土要素の有効応力経路を示してある。これによれば、載荷速度 \dot{q} の増加とともに有効応力経路は ① → ② と変化するが、破壊時の有効応力比は、載荷速度には依存せずに一定となっており、従来の実験結果（たとえば Richardson らの研究³¹⁾）とよく合っている。

図-16 は漸増載荷中に地盤の圧密が生じるときの有効応力経路を示したものである。この場合には、載荷速度が増加するにつれて土要素の有効応力経路は ① → ② → ③ のように、原点側へ移行する点が注目される。

ここで再び図-14 の考察にもどると、この図から、載荷中に圧密が生じるような一般的な場合 ($k \neq 0$) の極限支持力は

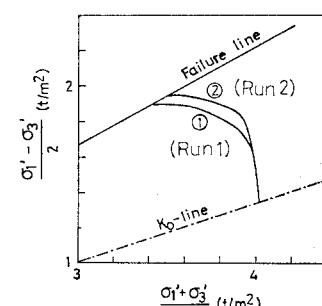


図-15 非排水条件下における代表土要素 A の有効応力経路

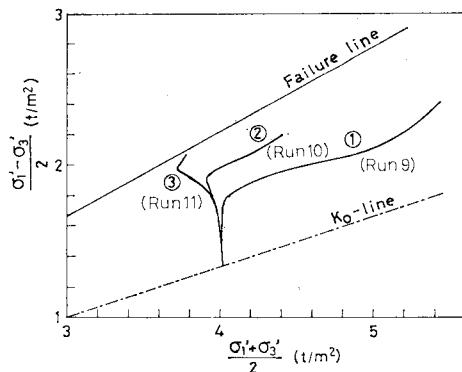


図-16 部分圧密条件における代表土要素Aの有効応力経路

非排水条件下のそれに比べて増加する傾向がよくうかがえる。さらに圧密による支持力の増加割合は、載荷速度の減少とともに大きくなることも明らかである。

上述のように図-14の結果は、地盤の支持力に及ぼす載荷速度の影響を解明するうえでの手がかりになり得るので、ここで同図の結果を説明でき、かつ圧密に関する従来の研究成果とも矛盾しない仮説として、次式の関係を考えてみる。

$$q_f = q_{f,u} \left[1 + C_R \cdot \frac{c_v}{H_d^2} \cdot \frac{q_{f,u}}{\dot{q}} \right] \quad \dots \dots \dots (30)$$

ここに、 $q_{f,u}$ ：地盤に圧密が生じない場合の極限支持力、 C_R ：無次元の比例定数、 H_d ：軟弱層の最大排水距離、 c_v は圧密係数で初期圧縮係数 m_{v0} を用い、 $c_v = k / (m_{v0} \cdot r_w)$ と定義している。ただし、 $m_{v0} = \lambda / (1 + e_0) \sigma_{v0}'$ である。

本章では結論の1つとして、極限支持力の載荷速度依存性が式(30)に従うことを提案するわけであるが、そこに至る過程を次の3段階に分けて検討する(表-2 参照)。

- (i) \dot{q} と H_d を固定し、 c_v を変動させる場合
- (ii) c_v と H_d を固定し、 \dot{q} を変動させる場合
- (iii) c_v と \dot{q} を固定し、 H_d を変動させる場合

段階(i)で使用した計算例はRun 1, 4, 6~9の6例であり、これらに対し式(30)の関係を仮定すれば、最小2乗法の適用により、

$$C_R = 3.55 \quad \dots \dots \dots (31)$$

とおけばよいことが判明した。図-14中の $\dot{q}=0.09 \text{ t/m}^2/\text{day}$ に対する直線は、このようにして求まったものである。

段階(ii)で得られた結果を、図-17に示す。図中の実線が、式(30)において $C_R=3.55$ とした場合の計算曲線で、Run 9~11の結果によく適合している。ただし、この場合、計算に必要な $q_{f,u} \sim \dot{q}$ 関係としては図-17中の破線の関係を利用した。

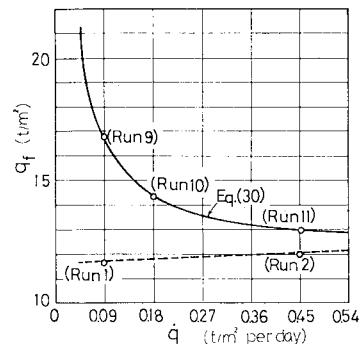


図-17 極限支持力と載荷速度の関係

段階(iii)で使用した計算例はRun 5で、それによれば $q_{f,u}=15.2 \text{ t/m}^2$ が求まった。他方、式(30)による予測値は $q_{f,u}=15.1 \text{ t/m}^2$ であり、両者の値はよく一致している。ただし予測計算に必要な $q_{f,u}$ の値としては、それが敷幅 B と軟弱層厚 H との比 B/H に依存することを考慮して、Run 3から求めた 12.8 t/m^2 を用いた。

以上の解析結果から、盛土基礎地盤の極限支持力に及ぼす載荷速度の影響は、式(30)によって表現できるといえよう。

(2) 盛土載荷速度の推定

式(30)の仮説が妥当なものであれば、事前に行われる地盤調査の結果を用いて、当初設計の段階で適切な盛土載荷速度を推定することができる。その理由を以下に説明する。まず式(30)を $q_{f,u}$ について解くと、

$$\frac{q_{f,u}}{q_f} = \frac{\sqrt{1+4C_R \cdot T_f} - 1}{2C_R \cdot T_f} \quad \dots \dots \dots (32)$$

ここに、

$$T_f = \frac{c_v}{H_d^2} \cdot \frac{q_f}{\dot{q}} \quad \dots \dots \dots (33)$$

である。図-18は、 $C_R=3.55$ を式(32)に代入した場合の支持力比 $q_{f,u}/q_f$ と破壊までの時間係数 T_f との関係であるが、ここで同図の実際的意義について考察する。いま、地盤調査の結果から地盤内の非排水せん断強度 c_u の分布が求まったとすると、いわゆる $\phi=0$ 解析

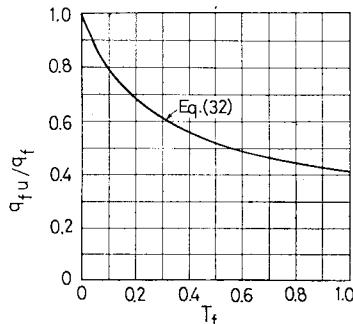


図-18 支持力比と破壊までの時間係数の関係

や支持力公式を援用することによって, $q_{f,u}$ を推定することができる.

次に計画盛土圧を \bar{q} , 計画安全率を \bar{F} と表示すれば、必要な q_f の値は次式で求められる.

このようにして、 $q_{f,u}/q_f$ の値が知られれば、図-18 を利用することによって T_f の値が求まる。一方、地盤調査の結果から c_v/H_d^2 の値を推定できるので、最終的に必要とされる適切な載荷速度 \dot{q} の設定が可能になる。

以上の説明で、式(32)、(33)を提案した意図は、部分排水条件下における地盤の極限支持力が、簡単な形でとらえ得ることを示した点にある。ただし、式中に含まれる係数 C_R の値が、どんな場合にも一定値をとるか否かの検討はなされておらず、今後に実際の事例解析を通じて照査すべき問題を残している。

7. むすび

漸増盛土荷重を受ける粘土地盤の弾・粘塑性挙動を有限要素法で解析し、盛土破壊予測への適用という観点から、挙動解析の結果を検討した。その際に得られた主要な結論をまとめると、次のようである。

(1) 盛土法尻部の地表および地表に近い部分では、側方変位の発生方向が載荷レベルに敏感である。したがって、側方変位の測定には、この部分を選ぶのがよい。また、側方変位 δ は、盛土圧 q の増加とともに急激に増加する傾向を示す。しかし、その関係を利用して、破壊までの余裕盛土高を予測することは困難である。

(2) 盛土法尻部の地中最大側方変位 δ_m が、盛土中央部の沈下 ρ に対して増加する割合 $d\delta_m/d\rho$ は、載荷速度急変に対して敏感に応答する。このことは盛土施工の安定管理において、 $\rho \sim \delta_m$ 関係の有用性を示唆している。

(3) 盛土による載荷レベルが高くなると、側方変形係数 $\Delta q/\Delta \delta$ が盛土圧 q に対して直線的に減少するパターンを、新たに見出した。ついで、このパターンを利用すれば、実際に盛土基礎地盤の破壊予測が行えることを確かめた。そのために、室内載荷実験および 2 例の現場試験盛土の結果を示した。

(4) 載荷速度 \dot{q} , 地盤の圧密係数 c_v , および地盤の最大排水距離 H_d をパラメーターとする弾・粘塑性有限要素解析結果に基づいて、盛土基礎地盤の極限支持力に及ぼす載荷速度の影響を、統一的に表現できる関係式を求めた。そしてこれを図表化して用いることにより、地盤安定の概略検討の段階において、盛土施工時に必要とされる適切な載荷速度の設定を可能にした。

以上のようにあるが、本論文では想定した特定な地盤

の計算結果をよりどころとして議論を進めたので、いまのところその成果があらゆる地盤条件に適用できるという保証はない。適用可能な範囲を明確に示すためには、今後の問題として、実際の盛土破壊に対する解析事例の集積有待つかはないと考える。

最後に、数値計算にあたっては、京都大学大型計算機センター FACOM M-190 を用いたことを付記する。

【付 錄】

本論文では、たとえば等時過剰間隙水圧～盛土圧関係のように、等時関係という概念をしばしば用いているので、その定義をここで述べておく。盛り立て期間中には、 Δt なる時間間隔ごとに盛土圧は Δq ずつ増加する。いま、 Δq の負荷開始時から τ 時間経過した時点までの任意物理量 x の増分値を $\Delta x(\tau)$ とし、 Δq の負荷直前の x の値を $x(-0)$ とすれば、時間 τ における x の値 $x(\tau)$ は次のように表せる。

$$\chi(\tau) = \chi(-0) + 4\chi(\tau), \quad 0 \leq \tau \leq 4t \dots\dots (A-1)$$

ただし、 $\Delta x(\tau)$ は、 $4q$ の作用によって瞬時に生ずる変化量 Δx_i と、地盤の圧密やクリープなどに起因する時間遅れ量 $\Delta x_d(\tau)$ の和になること、つまり次式の関係が成り立つことに注意を要する。

一方、盛土圧については次式の関係が成り立つてゐる。

$$q(\tau) = q(-0) + \Delta q = \text{constant}, \quad 0 \leq \tau \leq \Delta t$$

.....(A-3)

したがって、式 (A-1), (A-3) から、 dq の負荷開始後の時間 τ を消去すれば、 $z=z_r(q)$ なる等時 $z-q$ 関係が得られる。ここに $z_r(q)$ は、物理量 z の q への依存性を示す関数 $z(q)$ が、陰な形で時間 τ に依存していることを表している。

参 考 文 献

- 1) Bjerrum, L.: Embankments on soft ground, Proc. Specialty Conf. Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 2, pp. 1~54, 1972.
 - 2) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils, Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 3, pp. 111~159, 1973.
 - 3) Ladd, C.C. and R. Foot : New design procedure for stability of soft clays, J. Geotech. Eng. Div., Proc. of ASCE, Vol. 100, No. GT 7, pp. 763~786, 1974.
 - 4) Peck, R.B. : Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics, Geotechnique, Vol. 19, No. 2, pp. 171~187, 1969.
 - 5) 日本道路協会:道路土工軟弱地盤対策工指針, 1977.
 - 6) Saito, M. : Forecasting the time of occurrence of a slope failure, Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 2, pp. 537~541, 1965.

- 7) Höeg, K., O.B. Andersland and E.N. Rolfsen : Undrained behaviour of quick clay under load tests at Asrum, *Geotechnique*, Vol. 19, pp. 101~115, 1969.
- 8) D'Appolonia, D.J., T.W. Lambe and H.G. Poulos : Evaluation of pore pressures beneath an embankment, *J. Soil Mech. Found. Div.*, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. SM 6, pp. 881~897, 1971.
- 9) Dascal, O. and J.P. Tournier : Embankments on soft and sensitive clay foundation, *J. Geotech. Eng. Div.*, Proc. of ASCE, Vol. 101, No. GT 3, pp. 297~314, 1975.
- 10) Lacasse, S.M., C.C. Ladd and A.K. Barsvay : Undrained behavior of embankments on New Liskeard varved clay, *Canadian Geotech. J.*, Vol. 14, pp. 367~388, 1977.
- 11) Ladd, C.C., H.P. Aldrich, Jr. and E.G. Johnson : Embankment failure on organic clay, Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 2, pp. 627~634, 1969.
- 12) Marsland, A and J.J.M. Powell : The behaviour of a trial bank constructed to failure on soft alluvium of the River Thames, Proc. Int. Symp. on Soft Clay, Bangkok, Vol. 1, pp. 505~525, 1977.
- 13) Margason, G. and I.F. Symons : Use of pore pressure measurements to control embankment construction, Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 2, pp. 307~315, 1969.
- 14) Marche, R. and R. Chapuis : Contrôle de la stabilité des remblais par mesure des déplacements horizontaux, *Canadian Geotech. J.*, Vol. 11, pp. 182~201, 1974.
- 15) 栗原則夫・一本英三郎 : 道路盛土工における実施例, 昭和 52 年度土木学会講習会テキスト(動態観測の活用), pp. 71~81, 1977.
- 16) 室町忠彦・渡辺 進 : 野場軟弱地盤における変状観測, 鉄道技術研究資料, 20 卷, 11 号, pp. 16~18, 1963.
- 17) 稲田倍德 : 軟弱地盤の調査から設計・施工まで, 鹿島出版会, 1970.
- 18) 富永真生・橋本正治 : 側方変位の現地計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, Vol. 22, No. 11, pp. 43 ~51, 1974.
- 19) 松尾 稔・川村国夫 : 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 241, pp. 81~91, 1975.
- 20) Sekiguchi, H. : Rheological characteristics of clays, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 1, pp. 289~292, 1977.
- 21) 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, 6 号, pp. 128~134, 1963.
- 22) 赤井浩一・田村 武 : 多次元圧密問題に対する非線形応力-ひずみ理論の適用, 京都大学防災研究所年報, 19 号 B, pp. 15~29, 1976.
- 23) Roscoe, K.H., A.N. Schofield and A. Thurairajah : Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol. 13, No. 3, pp. 211~240, 1963.
- 24) Ohta, H., S. Yoshitani and S. Hata : Anisotropic stress-strain relationship of clay and its application to finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 4, pp. 61~79.
- 25) Christian, J.T. and J.W. Boehmer : Plain strain consolidation by finite elements, *J. Soil Mech. Found. Div.*, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. SM 4, pp. 1435~1457, 1972.
- 26) 山田嘉昭 : 塑性・粘弹性, デンピュータによる構造工学講座 II-2-A, 培風館, 1972.
- 27) Desai, C.S. and J.F. Abel : Introduction to the finite element method, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1972.
- 28) Poulos, H.G. and E.H. Davis : Elastic solutions for soil and rock mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1974.
- 29) 柴田 徹・西川一夫・吉田信行 : 地盤の側方流動と破壊, 第 11 回土質工学研究発表会, pp. 553~556, 1976.
- 30) 日本道路公団・不動建設 : 東名高速道路袋井試験盛土工事報告書, 1966.
- 31) Richardson, A.M. and R.V. Whitman : Effect of strain rate upon undrained shear strength of a saturated remoulded fat clay, *Geotechnique*, Vol. 13, No. 4, pp. 310~324, 1963.

(1979.6.21・受付)