

修正弾塑性モデルによる軟弱地盤の変形安定解析

長崎大学工学部

学生員 ○ 禿 和英

同 上

松本 伸彦

同 上

正 員 棚橋 由彦

1. まえがき

従来、土質工学分野では、安定は極限解析、変形は圧密理論に基づき別個に論じられてきたが、構成則研究の進展に伴い、安定と変形をトータルに論じようとする機運が高まってきたが、現状では十分成功しているとは言いがたい。著者らも、既に、時間依存性を考慮した弾塑性構成モデル¹⁾と、そのモデルを用いたFEMによる沈下予測手法²⁾を提示しているが、既往のモデルは降伏規準として拡張 von Mises 型のそれを採用したため、伸張側での強度を過大に評価する傾向があった。前報³⁾で、その欠点を克服したモデル⁴⁾(モデルⅡと呼称)により、純粋三軸CIU試験の実測値との対応が良好なことが、及び、道路盛土築造に伴う軟弱地盤の経時変形解析⁵⁾を行い、実測値との比較から沈下予測に有用であることを確認している。今回、更に、圧密による強度増を考慮できるモデル(モデルⅢと呼称)に修正し、盛土施工過程・盛土高を種々想定したシミュレーション計算により、安定解析としての有用性を検討している。原稿締切時点で、まだ十分な成果は得られていないが、その経緯と結果を報告させていただく。

2. 構成モデル

(1) 基本式

$$\begin{bmatrix} dv \\ d\gamma \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Sc & Sd \\ 0 & Ss \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} Sc & Sd \\ 0 & Ss \end{bmatrix}^{vp} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$Sc = \frac{1}{1+e} \frac{1}{p} \left[\kappa + (\lambda - \kappa) \frac{k+a \cdot b (\log t_{fc} / \log 2)}{k+a \cdot b (\log t / \log 2)} \right] (H^* / He)^{nc/2} \quad (2)_1$$

$$Sd = \frac{1}{1+e} \frac{1}{p} \left[0 + \mu (t/t_{fd})^{1-m_d} \right] \quad (2)_2$$

$$Ss = \frac{1}{p} \left[v + \frac{1}{1+e} \frac{N_0}{M_0 \cdot \eta} (t/t_{rs})^{1-m_s} \right] \quad (2)_3$$

$$\begin{aligned} t_{fc} &= (He/H^*)^{nc} \cdot t^* \\ t_{fd} &= (He/H^*)^{nd} \cdot t^* \\ t_{rs} &= (He/H^*)^{ns} \cdot t^* \end{aligned} \quad (3)$$

v: 体積ひずみ
 γ : 正八面体せん断ひずみ
 p' : 平均有効主応力
 η : 正八面体応力比
 H^* : 供試体の有効排水距離
 He : 各要素の "

t^* : 室内試験における一荷重増分あたりの測定時間

式(2)中の M_0 は、限界正八面体応力比であり、モデル(I)~(Ⅲ)で採用した M_0 と b 値($=(\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$; 中間主応力の相対的な大きさを示す指標)との関係を模式的に図-1に示す。また、oct面上での降伏曲線も、既往の代表的なそれとともに、図-2に併せ示しておく。

(2) 各モデルの特徴(図-1, 2参照)

i) モデルⅠは、 $M_0 = \text{const.}$ で、Oct面上の降伏(破壊)曲面は、拡張Von-Mises型の円となる。したがって、 $b=1$ に近づくに従って、実測の強度変形特性との

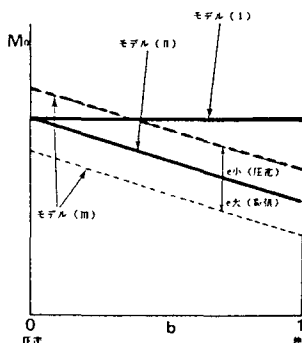
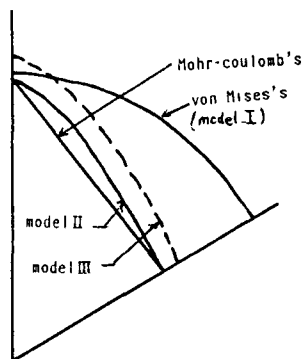
図-1. 各モデルの $M_0 \sim b$ 値関係

図-2. 各モデルのoct面上における降伏曲面

乖離が大きくなる。

ii) モデルⅡは、 $M_0 = M_0 | b = 0 - \alpha \cdot b$ ($\alpha = 0.173$) (4)
Oct面上では、Lade-Typeのおむすび型となり、 b 値の
全域で実測の強度変形特性を妥当に評価する。

iii) モデルⅢは、モデルⅡと同一の降伏曲面をである
が、 e により膨張収縮する。すなわち、圧密による(e
小)強度増、膨張(e 大)による強度低下も考慮できる
モデルである。

$$M_0 = \frac{\beta(1-\Lambda)}{1+e} - \alpha b \quad (\Lambda = C_s/C_c) \quad (5)$$

3. 解析事例

上記3モデルを用いて行った具体的な解析事例の結果を紹介する。解析対象としたのは、佐賀県鹿島地区の河川堤防であり、盛土基礎は有明粘土地盤である。

現場の概況、施工過程、解析条件は、文献(4)に詳しいので省略する。

解析結果の一例として、盛土中央部の時間沈下量曲線を図-3に示す。3つのモデルの計算値は、ほぼ同様であるが、わずかながら、沈下量は、モデルⅡ、モデルⅠ、モデルⅢの順に大きいのが認められる。なお、図中○印は実測値であり、荷重強度が小さい(低盛土、段階施工)の場合は、3つのモデルとも、ほぼ沈下量を妥当に予測するのが分かる。

4. 変形安定解析のシミュレーション解析

修正モデルが、安定解析にも有効であるかを吟味するため、地盤の層別物性値、パラメータは変えずに、盛土形状を単純化し(盛土高は6m)、盛土施工過程を次の3ケースとし、シミュレーション計算を行う。
パターン①、6m/d のまき出し速度：1日で盛土完了
パターン②、10cm/d の " : 60日で "
パターン③、0.5cm/d の " : 200日で "

ただし、地表面の $p' = 0$ を防ぐため加えるサーチャージが押え盛土的作用を果たし、安定に寄与しすぎるため、本シミュレーションでは、 $q = 4.2f/m^2 \rightarrow 0.42tf/m^2$ とした。

シミュレーション計算による盛土管理図 $S - \delta / S$ 曲線(図-4)は、盛土の初期段階では多くの試験盛土の実測値⁵⁾と類似の挙動をする。但し、盛土が高くなるにつれ、実測の勾配が正(δ が増大)またはほぼ鉛直となるのに対し、計算では、勾配が負(δ の収束)となる。モデルⅢによるパターン③の変位ベクトル図(図-5(b))では、側方流動・側方隆起が際立っており、安定解析としても有望なことを示唆している。

5. あとがき

盛土管理図 $S - \delta / S$ 曲線、パターンの差異から、せん断変形の時間依存性が強過ぎるなど、モデルⅡ、Ⅲにも、安定・変形の総合予測法としては、まだ問題を残している。今後、モデルⅢの圧密による強度増が表現されるかを吟味するシミュレーション計算とともに、総合解析へのリファイン化に努めたい。

参考文献 (1) 榎橋・伊勢田(1982)：第17回土質工学研究発表会概要、pp.421-422。

(2) 榎橋・伊勢田(1981)：第36回土木学会年講、pp.154-155。

(3) 榎橋・川口他(1987)：昭和61年度土木学会西部支部講演概要、pp.420-421。

(4) 渡辺・本郷・榎橋(1988)：昭和62年度土木学会西部支部講演概要、pp.416-417。

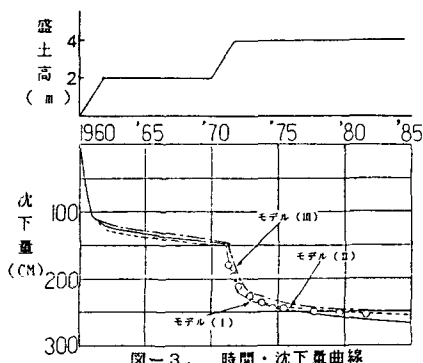


図-3. 時間・沈下量曲線

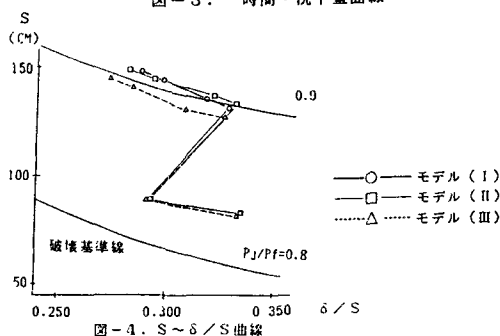


図-4. $S - \delta / S$ 曲線

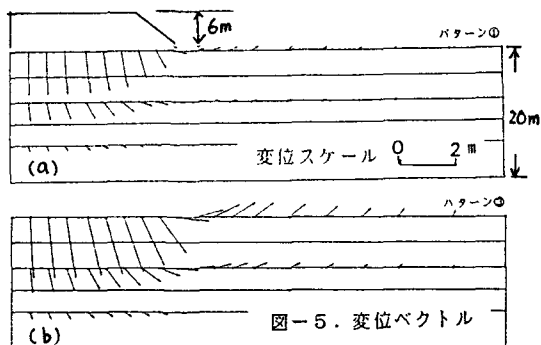


図-5. 変位ベクトル