

道路盛土による軟弱地盤の全沈下量予測

軟弱地盤、全沈下量、FE 解析

小野田ケミコ（株）	正会員	○今井 誉人
(株) CPC	国際会員	白子 博明
金沢工業大学	国際会員	外崎 明
新日本開発工業（株）	正会員	赤石 勝
東海大学	正会員	杉山 太宏

1. まえがき

複雑な地層構成の軟弱地盤における FE 沈下解析は、土質定数決定のための地盤調査や試験の種類、調査・試験数量が増大するため、費用面の制約から必要な調査・試験の実施が困難となることがある。必要な試験を実施出来なければ、解析に用いる土質定数は仮定しなければならないが、仮定した定数によって精緻な弾塑性構成式を用いた沈下解析を実施することも合理的ではない。また、従来から実務において実施している軟弱地盤の慣用的沈下解析も、その信頼性は高くない。この報告では、弾塑性土モデルを用いて道路中央直下の全沈下量を、簡単な数値積分によって予測する方法を提案した。

2. 弹塑性モデルと鉛直ひずみ成分

土要素に生じる全ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ は、弾性ひずみ速度成分 $\dot{\varepsilon}_e$ と塑性ひずみ速度成分 $\dot{\varepsilon}_p$ の和として式(1)で表わす。

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_e + \dot{\varepsilon}_p \quad \dots \quad (1)$$

ここに、上付き添字 “・” は時間についての微分を表わす。

この報告では、弾性ひずみ速度成分はフックの法則、塑性ひずみ速度成分は仮想粘塑性法と呼ばれる超過応力型の非関連粘塑性流動則によるものとして、式(2)を用いて計算する。粘塑性流動則を用いても、定常状態であれば弾塑性解析である¹⁾。

$$\dot{\varepsilon}_p = \langle F \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad \dots \quad (2)$$

ここに、 F は降伏関数、 Q は塑性ポテンシャル、 σ は応力成分である。 $F \leq 0$ ならば〈〉内の値はゼロとし、 $F > 0$ ならば通常の括弧として扱う。また、時間増分間で発生するひずみ増分の計算には前進差分法を用いた。

弾性ひずみ成分の計算には、膨張指数 κ を利用し、式(3)で表す弾性係数 E を用いた。ポアソン比 ν は、静止土圧係数 K_0 を用いて決定しているため、一次元圧密における弾性挙動の有効応力経路は K_0 値一定線に一致する。

$$E = 3(1 - 2\nu)(1 + e)p / \kappa \quad \dots \quad (3)$$

ここに、 e は間隙比、 p は平均有効応力である。また、有効応力を示すプライムを省略して表記した。

この報告では、降伏関数 F と塑性ポテンシャル Q に、それぞれ式(4)、(5)を採用する^{2), 3)}。

$$F = q^2 - 2\eta_i pq + \eta_i^2 pp_i + N^2(p^2 - pp_i) = 0 \quad \dots \quad (4)$$

$$Q = q^2 - 2\gamma pq + \gamma^2 pp_c + M^2(p^2 - pp_c) \quad \dots \quad (5)$$

ここに、 q は偏差応力、 $\eta_i (=q/p)$ は K_0 圧密時の応力比、 p_c は塑性ポテンシャルのサイズパラメータ、 M は限界状態線 CSL の勾配、 γ と N は実験により決定される定数である。式(4)と式(5)で $M=N$ 、 $\gamma=\eta_i$ (等方圧密粘土) = 0 とすれば、 F と Q は修正カムクレイモデルのそれに一致する⁴⁾。

式(2)で示す非関連粘塑性流動則による粘塑性ひずみ成分の計算手順の概要は、次のようにある。

- 1) 外力変化により $F > 0$ となった場合、式(2)と(3)からそれぞれ弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和を計算する。時

間増分は、式(6)によって計算した⁴⁾.

$$dt = \tau * \left[\varepsilon_{ii}^n / (\dot{\varepsilon}_{ii}^n)^{vp} \right]^{1/2} \quad \text{---(6)}$$

ここに、 ε_{ii}^n と $(\dot{\varepsilon}_{ii}^n)^{vp}$ は、それぞれ全ひずみと粘塑性ひずみ速度の第一次不変量である。陽的時間積分法では、 $0.01 < \tau < 0.15$ の範囲で正確な解が得られる。

2) 粘塑性ひずみの増加により、降伏面のサイズパラメータは増加する。増加しても $F > 0$ であれば、 $F \leq 0$ となるまで繰り返し粘塑性ひずみを計算する。降伏面外側の応力を仮定するため、応力経路が不明確という意見もあるが、小さな時間増分の採用で三軸圧密非排水試験の非排水経路も正確に計算できることを確認しよう¹⁾。

3. 計算結果と考察

3.1 一次元 CD 圧縮

式(1)と有限要素法プログラム CRISP で計算した一次元 CD 圧縮の応力経路を、それぞれ図 2 と図 3 に示した。FE 解析に用いた一次元 CD 圧縮の要素図は、図 1-a)である。計算には表 1 の粘土層上部 Ac2-1 の定数を用いた。

式(1)による一次元 CD 圧縮における有効応力経路の計算結果を図 2 に○印で示した。圧縮前後で静止土圧係数 K_0 値は一定である。式(5)の塑性ポテンシャルの定数 γ 値の設定次第で一次元圧縮における K_0 値は変化する。 $\gamma=0$ とした塑性ポテンシャルは、●印で示す修正カムクレイのそれである。 K_0 値は初期値の 0.46 から 0.55 に増加する。

図 3 の FE 解析では、土を弾性体あるいは弾塑性体と仮定している。弾性体の一次元圧縮の場合、 K_0 値は一定であるが、弾塑性体と仮定するカムクレイのそれは増加する。圧縮量も過大に予測しており、カムクレイモデルの塑性ポテンシャルに関する仮定の不具合によるものと考えられる。

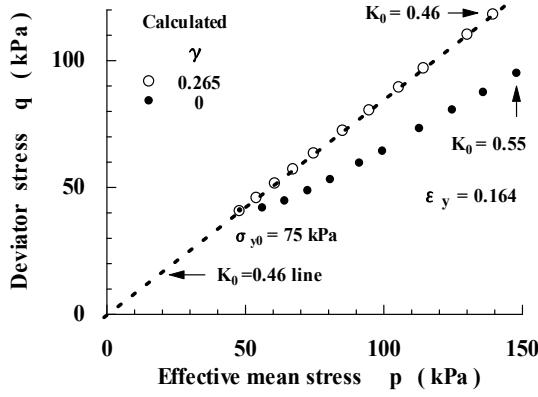


図 2 式(1)による一次元圧縮の有効応力経路

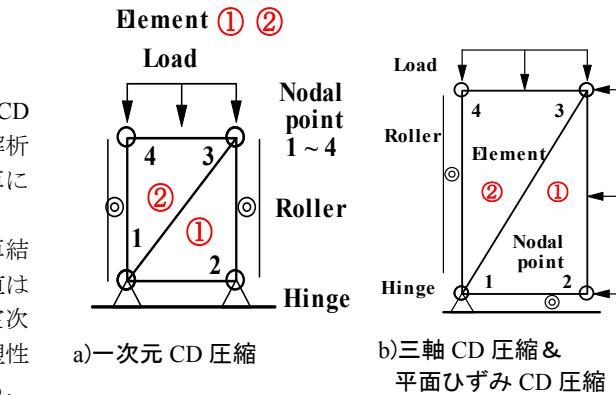


図 1 FE 解析要素図

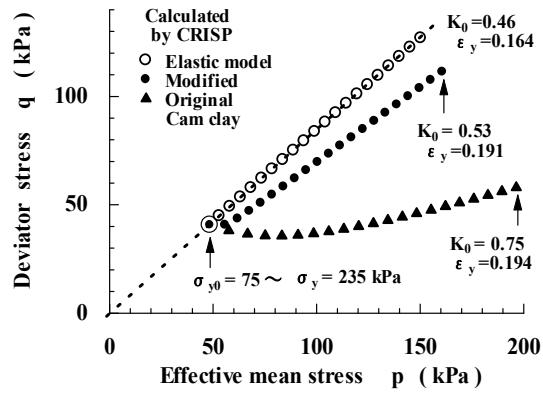


図 3 FEM による一次元圧縮の有効応力経路

3.2 三軸 CD 圧縮

式(1)と FE 解析による三軸 CD 圧縮の軸ひずみと体積ひずみ関係をそれぞれ図 4 と図 5 に示した。FE 解析の要素図は図 1-b)である。

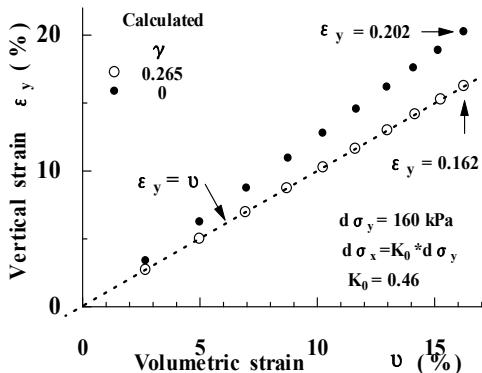


図 4 式(2)による三軸 CD 圧縮の軸・体積ひずみ関係

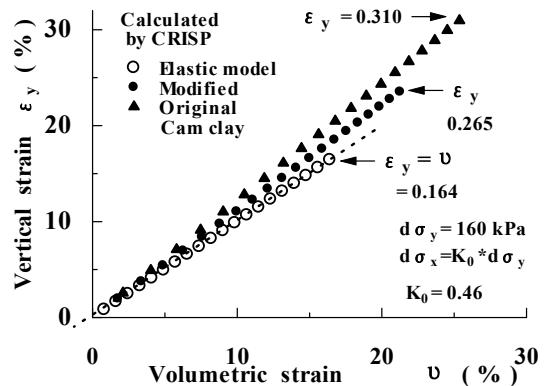


図 5 FE 解析による三軸 CD 圧縮の軸・体積ひずみ関係

式(5)に示した塑性ポテンシャルの定数 γ 値を適切に設定すれば、 K_0 応力経路に沿う応力増分は、図 4 に示すように軸ひずみと体積ひずみの大きさが等しい、一次元圧縮の応力ひずみ関係が計算される。 $\gamma=0$ とした修正カムクレイの塑性ポテンシャルでは、一次元圧縮のそれは計算されない。図 5 の FE 解析でも、 K_0 応力経路に沿う応力増分で一次元圧縮の応力ひずみ関係は計算されない。弾性モデルなら一次元圧縮条件で一次元圧縮量 ε_y が正確に計算される。弾塑性土モデルの塑性ポテンシャルに関する仮定の役割を示すものである。

3.3 平面ひずみ CD 圧縮

式(1)と FE 解析による平面ひずみ CD 圧縮の軸ひずみと体積ひずみ関係をそれぞれ図 6 と図 7 に示した。FE 解析の要素図は、図 1-b)であり軸対称解析と同じである。

式(1)の数値積分と FE 解析で前節の図 4, 5 とほぼ類似した傾向の計算結果が得られる。両図の計算結果で、水平応力増分が若干異なる点に留意が必要である。土モデルにより発生するひずみ成分と奥行き方向の中間主応力増分も異なることを図中に数値で示した。

平面ひずみ条件の道路盛土の観測結果に、軟弱地盤の沈下量予測が偶然近く計算されたとしてもその計算結果が実際の応力と異なるのでは、弾塑性構成式の妥当性が疑われることになる。著者らが調べた範囲では、平面ひずみ圧縮条件下の中間主応力は、実験的に十分には調べられていない。図 7 に示す FE 解析の水平応力増分は、日立試験盛土の場合、中央直下の比較的浅い部分に相当する。もう少し深い地点で応力増分が変化した場合の計算結果の一例を図 8 に示した。図より、土モデルによって計算されるひずみにかなりの違いがあることが分かる。土モデルの妥当性を実験により確認する必要がある。

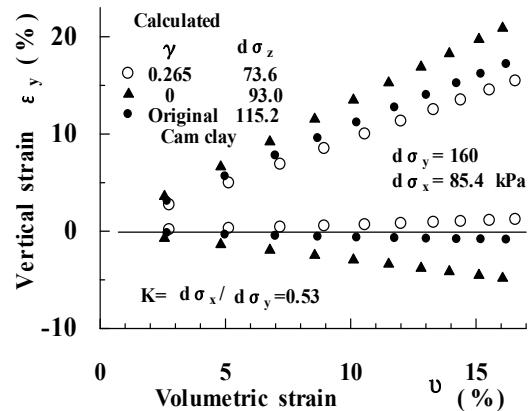


図 6 式 (1) による平面ひずみ CD 圧縮の軸・体積ひずみ関係

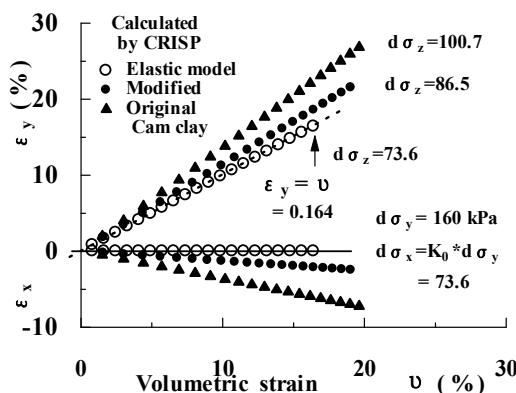


図 7 FE 解析による平面ひずみ
CD 圧縮の軸・体積ひずみ関係～1

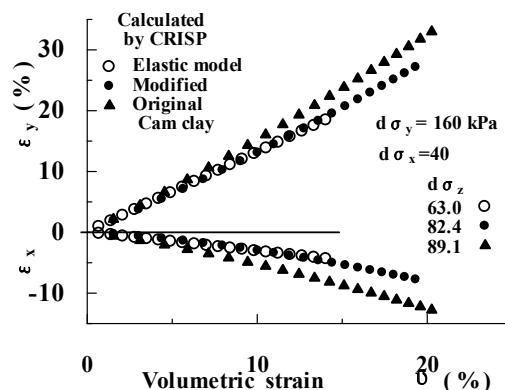


図 8 FE 解析による平面ひずみ
CD 圧縮の軸・体積ひずみ関係～2

3.4 道路盛土による全沈下量

図 9 の要素図を用いて弾塑性モデルによる平面ひずみ条件下の排水 FE 解析と、式(1)による盛土中央直下の全沈下量予測を比較検討する。検討の対象とする粘土層の層厚は 15.5m であり、解析に用いた粘土層の土層区分と定数は、表 1 に示す値を採用した。

表 1 土質定数

地層	層厚(m)	λ	κ	e_0	S_c (cm)	ε_y (%)
Ac1	1.4	過圧密粘土層のため検討対象外				
As2	6.4	砂層: 検討対象外				
Ac2-1	2.2	0.478	0.096	2.325	36.1	16.4
Ac2-2	2.5	0.321	0.064	1.943	28.2	11.3
Ac2-3	2.5	0.478	0.096	2.471	31.9	12.8
Ac2-4	2.8	0.565	0.113	2.68	35.7	12.8
Ac2-5	3.2	0.378	0.076	2.28	27.1	8.5
Ac2-6	2.3	0.313	0.063	1.834	16.7	7.3
Ac2計	15.5				175.7	
その他の定数: $K_0=0.46$, $M=1.57$						

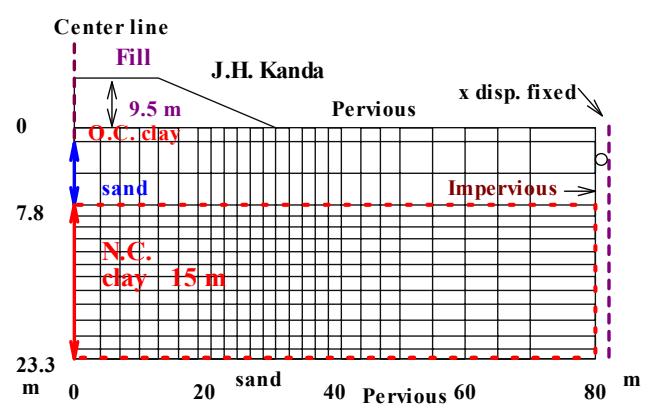


図 9 日立試験盛土工事要素図

図 10 は、弾塑性土モデルと式(1)による計算結果から粘土層上端の沈下量分布を示したものである。

盛土中央直下における粘土層上端の沈下量は、オリジナル、修正カムクレイそして式(1)の順に大きくなる。また、式(1)の数値積分法より FE 解析の方が若干大きな値を予測するが、大きな差ではない。これら計算結果の比較から、有限要素法による計算でなく、式(1)の数値積分による簡単な予測法にも有用性があることを期待している。

盛土中央直下における粘土層内の鉛直ひずみ分布を図 11 に示した。鉛直ひずみ分布は、計算法毎で異なっているが、その原因の一つとして土モデルの塑性ポテンシャルの影響で計算される地盤内応力が違うことが影響していると考えられる。

図 12 は盛土中央直下粘土層内の応力増分を示している。土モデルにより計算される地盤内応力が違うことがわかる。鉛直応力増分 $d\sigma_y$ より道路盛土の奥行き方向の応力増分 $d\sigma_z$ の差が大きい点や、応力増分の違いがあっても、両カムクレイモデルによる沈下量の計算結果がほぼ同じ点などが注目される。

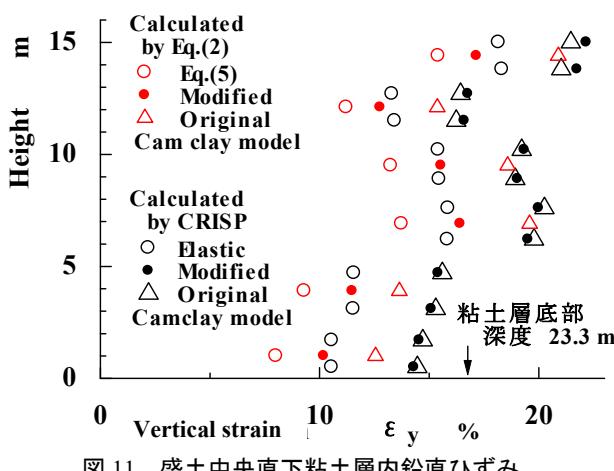


図 11 盛土中央直下粘土層内鉛直ひずみ

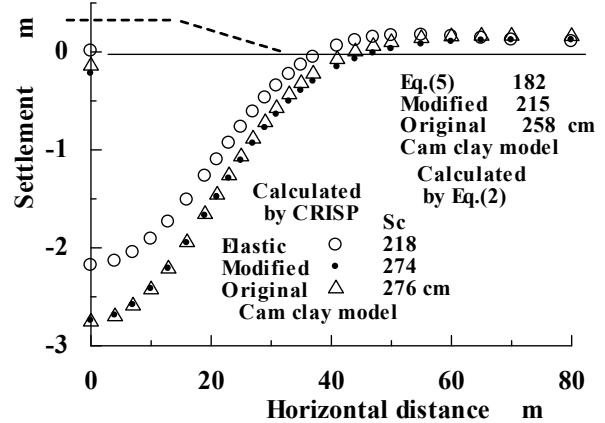


図 10 粘土層上端の沈下量分布

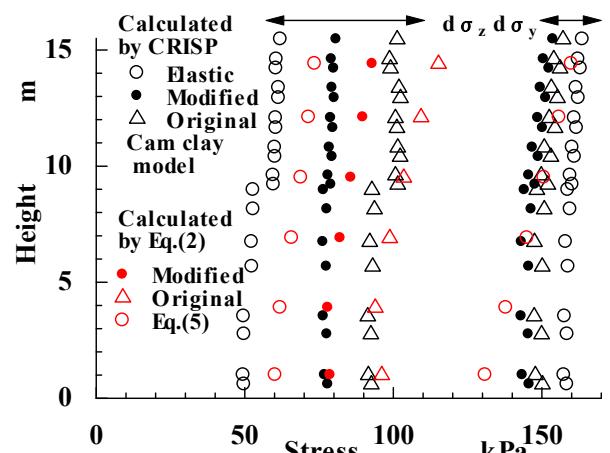


図 12 盛土中央直下粘土層内鉛直応力増分

4. むすび

軟弱地盤上の道路盛土による簡便な全沈下量予測法について検討した。得られた結果は次のように要約される。

- 1) 有限要素法プログラム CRISP による一次元 CD 圧縮の圧縮量が、計算される筈の大きさと一致しない理由の一つとして、仮定する塑性ポテンシャルの不具合を指摘した。塑性ポテンシャルにより一次元圧縮時の有効応力経路、すなわち静止土圧係数の大きな変化が、計算される圧縮量に影響を及ぼしている。
- 2) 平面ひずみ CD 圧縮条件下では、変形を拘束される奥行き方向の中間主応力が、仮定する塑性ポテンシャルに影響され、ひずみ量も影響される。
- 3) 数値積分による道路盛土中央直下の全沈下量に対応する鉛直ひずみの計算結果は、有限要素平面ひずみ CD 圧縮解析に近く、簡便な全沈下量予測法としての有用性を期待しうる。

参考文献

- 1) Smith, I. M. (1982) :Programming the finite element method with application to geomechanics, John Wiley & Sons, U.K.
- 2) Dafalias, F. Y., Manzari, M. T. and Akaishi, M. :A simple anisotropic clay plasticity model.” Mechanical Research Communication, Vol.29, 241-245, 2002.
- 3) 飯沼孝一・今井聰人・赤石 勝・杉山太宏：一次元圧密における有効応力経路と塑性ポテンシャル、土木学会論文集 C（地盤工学）, Vol.71, No.2, pp.119-124, 2015.
- 4) Owen, D.R.J. and Hinton, E. (1980) :Finite elements in plasticity, Pineridge Press,U.K.
- 5) Britto, A. M. and Gunn, M. J. (1987) .:Critical state soil mechanics via finite elements , John Wiley & Sons.