

施工過程を考慮した粘土地盤の掘削解析

名古屋工業大学 正会員 星川 拓哉

名古屋工業大学 正会員 中井 照夫

名古屋工業大学大学院 学生会員 西 洋介

地盤の掘削問題では、最終的な掘削断面が同じであっても、掘削施工過程によって周辺地盤の変形挙動や掘削背後土圧分布が異なることが知られている。これまでに、砂地盤の山留め掘削問題を対象として、掘削手順がこれらに与える影響について実験的・解析的なアプローチを行っている¹⁾。ところで、実際問題で対象とする地盤の多くは過圧密な状態にあると考えられる。そこで本研究では、正規状態はもとより過圧密状態にある粘土の変形・強度特性をも表現できる subloading t_{ij} -clay model²⁾を用いて、過圧密粘土地盤について掘削時間を変えた掘削問題の土～水連成有限要素解析を試みた。そして、掘削地盤の経時的な挙動から、掘削時間が地盤の変形挙動に与える影響を調べた。

1. 解析モデル(subloading t_{ij} -clay model²⁾)の概要

本報告の解析に用いた subloading t_{ij} -clay model²⁾は、正規状態にある粘土の変形・強度特性を妥当に説明可能な等方硬化型の粘土の弾塑性構成モデル t_{ij} -clay model³⁾を、過圧密状態にまで拡張したものである。拡張モデルでは従来モデル同様に、全ひずみ増分を弾性成分と塑性成分の和として次式で与える。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (1)$$

粘土の弾性ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}^e$ は、増分形での Hooke の等方弾性式を用いて次式で算定する。

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (2)$$

ここに、 E_e 、 ν_e は弾性係数およびポアソン比を表している。一方、塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}^p$ は通常の応力(σ_{ij})空間ではなく、修正応力 t_{ij} 空間での関連流れ則を仮定することにより次式で与えられる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \quad (3)$$

従来の等方硬化モデルでは、修正応力 t_{ij} に基づく応力比 $X(=t_{ij}/t_N)$ と塑性ひずみ増分比 $(-d\varepsilon_{SMP}^p/d\gamma_{SMP}^p)$ の間にユニークな関係が成り立つこと、および間隙比(e) $\sim \ln(t_N)$ の直線関係から、降伏関数 f を次式で与えている。

$$f = \ln\left(\frac{t_N}{t_{N0}}\right) + \zeta(X) - \frac{\varepsilon_v^p}{C_p} = 0, \quad \zeta(X) = \frac{-\alpha}{1-\alpha} \ln\left|1 - (1-\alpha)\frac{X}{M^*}\right| \quad (4)$$

ここに、 t_N は修正応力 t_{ij} の平均応力であり、 t_{N0} は正規圧密線(NCL)上の基準状態における t_N の値を表している。また、 α 、 $C_p = C_t - C_e$ は土質パラメータである。さて、橋口による下負荷面の概念⁴⁾を導入して、従来モデルを過圧密状態にある粘土の挙動をも評価可能なモデルへと拡張すると、降伏関数 f は式(4)に代えて次式で与えられる。

$$f = \ln\left(\frac{t_N}{t_{N0}}\right) + \zeta(X) - \left\{ \frac{\varepsilon_v^p}{C_p} + \ln G \right\} = 0 \quad (5)$$

式(5)中の G は、ちょうど過圧密比(OCR)の逆数に対応するもので、次式で定義される。

$$G \equiv \frac{t_{N1}}{t_{N1e}} \quad (0 < G \leq 1) \quad (6)$$

図-1 は正規降伏面(破線)および下負荷面(実線)を、 $t_s \sim t_N$ 平面で示したものである。図に示すように、式(6)中の t_{N1} は現在の応力状態を通る下負荷面と t_N 軸の交点であり、次式で求められる。

$$t_{N1} = t_N \exp(\zeta(X)) \quad (7)$$

このように、 t_{N1} が現在の応力状態を表しているのに対して、 t_{N1e} は現在のひずみ状態を表しており、次式で算定される。

$$t_{N1e} = t_{N0} \exp\left(\frac{\varepsilon_v^p}{C_p}\right) \quad (8)$$

式(3)中の比例定数 Λ は $df=0$:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \left\{ \frac{1}{C_p} \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{kk}} + \frac{dG}{G} \right\} = 0 \quad (9)$$

なる後続負荷条件から算定することになるが、式(9)が適合条件(consistency condition)として機能するためには、別途 G の発展則を規定する必要がある。そこで、下負荷面は塑性ひずみの発生に伴い単調に正規降伏面に漸近するとの仮定から、 G の発展則を次式で与える。

$$dG = U \left\| d\varepsilon_{mn}^p \right\| \quad (10)$$

このとき、式(10)中の係数 U は次に示す条件を満足する必要がある。

$$\left. \begin{aligned} dG &= +\infty & \text{for } G &= 0 \\ dG &= 0 & \text{for } G &= 1 \\ dG &< 0 & \text{for } G &> 1 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

具体的には、 G の単調減少関数として次式で U を与える。

$$U = -a \ln G \quad (12)$$

最終的には、式(9)に式(10)、(12)を代入して比例定数 Λ は次式で算定される。

$$\Lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{\frac{1}{C_p} \left\{ \frac{\partial f}{\partial t_{kk}} - a \frac{\ln G}{G} \left\| \frac{\partial f}{\partial t_{mn}} \right\| \right\}} \quad (13)$$

このようにして subloading t_{ij} -clay model では、硬化パラメータには Cam-clay model⁹⁾や従来モデルと同様、塑性

体積ひずみ ε_v^p を用いながらも、式(13)の分母第2項により、過圧密粘土にみられる①正負の両ダイレイタンスー特性、②正規粘土に比した剛性および強度の増加、③ひずみ軟化現象などをスムーズに表現することが可能となっている ($0 < G \leq 1$)。なお、本モデルは $G=1$ (正規状態)においては、従来の等方硬化モデルに完全に一致する。

また、本モデルはひずみ硬化・軟化モデルとして、次に示す負荷基準^{4),6)}に従う。

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} > 0 : \text{loading} \quad (d\varepsilon_{ij}^p \neq 0)$$

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} \leq 0 : \text{unloading} \quad (d\varepsilon_{ij}^p = 0)$$
(14)

ここに、 D_{ijkl}^e は弾性剛性マトリックスであり、式(2)の逆関係として求めることができる。

次に、解析モデルを用いた過圧密粘土の挙動予測を検討する。図-2は過圧密比を変えた(OCR=1,2,4,8)藤の森粘土の三軸試験結果を主応力比($R = \sigma_1 / \sigma_3$)～偏差ひずみ(ε_d)～体積ひずみ関係(ε_v)で整理した、実測値(プロット)および解析結果(線)の比較である。

この図から、過圧密履歴(OCR)の大きさとともに増加する応力～ひずみ関係の剛性・強度や、体積圧縮から体積膨張へと推移していくようすなど、拡張モデルは実験結果が示す過圧密粘土の諸特性をよく表現できていることがわかる。図には比較のため、正規圧密粘土(OCR=1)の結果も示した。この場合にも、拡張モデルは従来モデルと一致しながら、実測値とよい対応を示している。なお、解析に用いた藤の森粘土の土質パラメータを表-1に示す。拡張モデルで新たに追加されたパラメータは式(12)中の a ただ一つで、それ以外のものは全て従来モデルと共通としている。

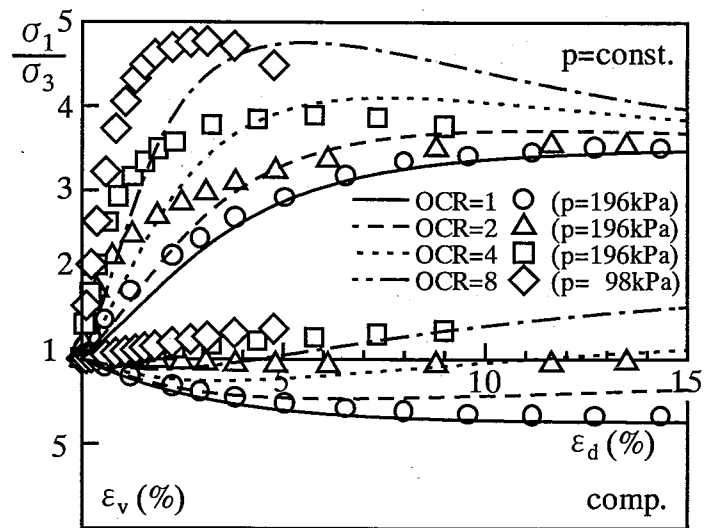


図-2 過圧密比粘土の応力比～偏差ひずみ～体積ひずみ関係で整理した実測値および解析結果

2. 解析の概要

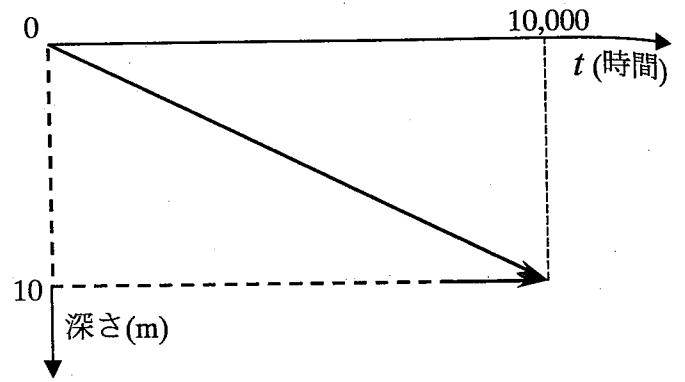
本解析では、掘削地盤として斜面掘削と鉛直掘削の2断面を解析対象とする。また、地盤の変形挙動に与える施工過程の影響因子として掘削時間に着目し、それぞれの地盤断面について掘削時間 t_E を変えた土～水連成有限要素解析を実施する。図-3に掘削過程(時間)で示した解析分類の模式図を示す。斜面掘削(CASE1)、鉛直掘削(CASE2)ともに、掘削時間 $t_E = 10,000\text{hr}$ の緩速掘削(A-series)と $t_E = 0\text{hr}$ の瞬間掘削(B-series)をシミュレートしている。

解析地盤の有限要素メッシュ図は、図-4(斜面掘削)および図-9(鉛直掘削)に示すとおりで、境界条件として地盤下端を完全固定、地盤両側面は上下方向のみ可動とし、これらは非排水境界とする。一方、地表面は自由水面(地下水位)とし排水境界にしている。なお、解析は全て平面ひずみ条件のもとで行っており、地盤材料には図-2で解析モデルの検証に用いた藤の森粘土を想定している。藤の森粘土の土質パラメータは図-2同様、表-1に示したとおりで、透水係数 k は $0.6 \times 10^{-5} \text{m/hr}$ とする。

表-1 藤の森粘土の土質パラメータ

$\lambda / (1+e_0)$	5.08×10^{-2}
$\kappa / (1+e_0)$	1.12×10^{-2}
$\phi_{(\text{comp})}$	33.7°
α	0.7
ν	0.2
a	0.25

また、本解析では過圧密地盤の掘削挙動をシミュレーションするため、CASE1, CASE2 とも予め地盤の初期応力状態を単位体積重量 $\gamma_t = 1.93 \text{ tf/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_0 = 0.47$ として算定・離散化したのち、完全排水条件で地表面に上載圧 $q = 98 \text{ kPa}$ を載荷・除荷することによって過圧密地盤を形成した。地盤の掘削プロセスは、両断面ともに図中の A~D で囲む地盤領域を上方から 1 段 1m づつ順次掘削し、最終的に 10 段 10m の深さまで掘削シミュレーションする。



	斜面掘削	鉛直掘削
$t_E = 10,000 \text{ hr}$ (———)	CASE1-A	CASE2-A
$t_E = 0 \text{ hr}$ (- - -)	CASE1-B	CASE2-B

t_E : 掘削時間

図-3 解析パターン分類

3. 解析結果

3-1. 斜面掘削時

斜面掘削の解析では、図-4 に示すように勾配 1:3 で上部から順次に掘削する。

図-5 は、地盤内における主応力比が掘削とともにどのように再配分されていくかを示したものである。過圧密地盤形成時には、地表面付近が過圧密状態にあるのに対し、地盤下部へ行くほどに正規状態に近い応力配置となっていることが確認できる(図-5(a))。緩速掘削(CASE1-A)では、図-5(b)に示すように掘削完了時($t = 10,000 \text{ hr}$)には、応力比の高い領域が斜面法面から下端部にかけて分布するように移動している。これに対して、瞬間掘削(CASE1-B)の掘削完了直後($t = 0 \text{ hr}$)には、応力比の高い領域はみられない(図-5(c)参照)。しかしながら、その後 $t = 10,000 \text{ hr}$ まで放置し過剰間隙水圧が十分消散した状態では、図-5(d)に示すように、緩速掘削時と同様に斜面付近に高い応力比が分布しているようすが観察される。

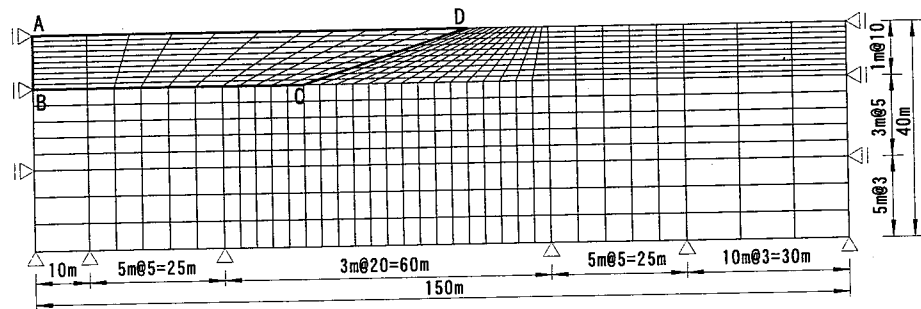


図-4 斜面地盤の有限要素メッシュ

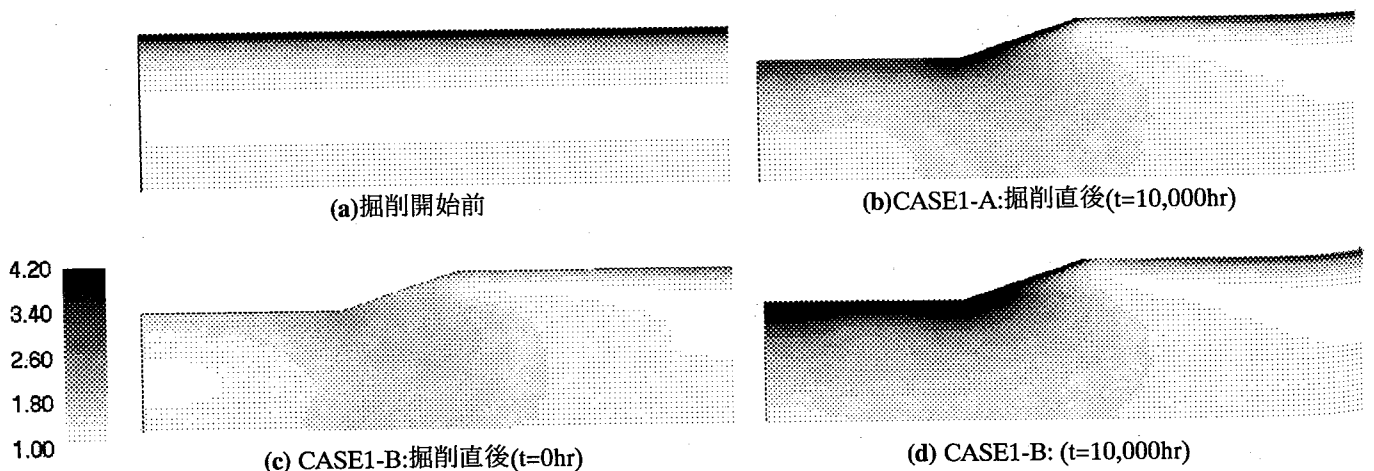


図-5 主応力比分布図

次いで、地盤内部の応力状態の推移を調べるために、地表面要素(要素 594)と掘削斜面下端要素(要素 284)を代表として、それぞれ掘削開始時の平均応力(p_0)で正規化した有効応力経路を図-6 に示す。地表面の要素 594(Δ, \blacktriangle プロット)をみると、 K_0 過圧密地盤のため掘削前には最大主応力方向となる水平方向の応力が抜けていくため弾性除荷となり、次第に応力比の低い安全側へと変化している。このとき、CASE1-B(\blacktriangle プロット)では瞬間的に($t_b=0hr$)掘削するため完全非排水状態となり、有効応力経路が真下に降りている。一方、斜面下端の要素 284(\circ, \bullet プロット)では、初期に最小主応力方向となる鉛直方向応力が減少するため応力比が単調に上昇し続け、限界状態へと進行しているようすがみられる。

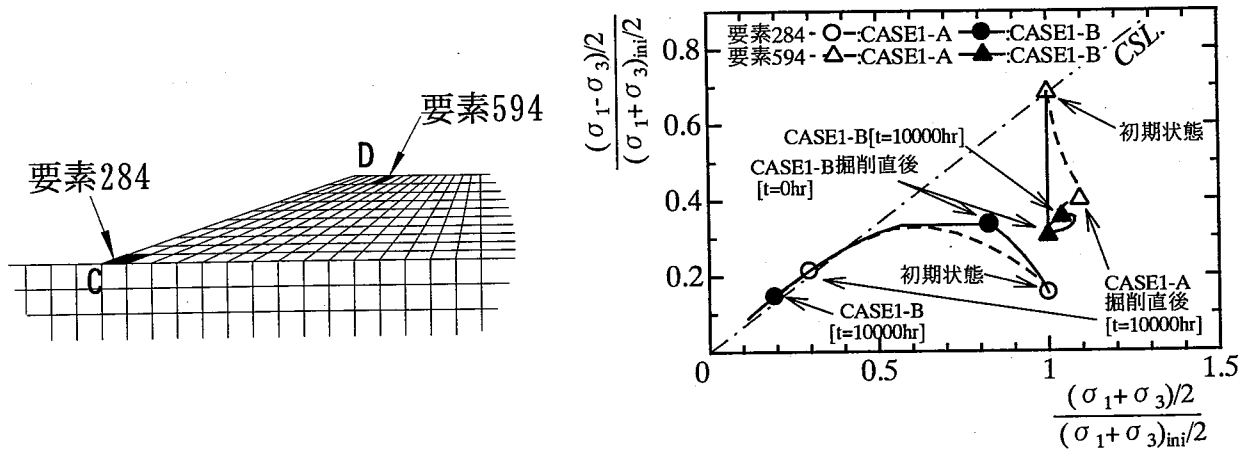


図-6 地盤内要素の有効応力経路図

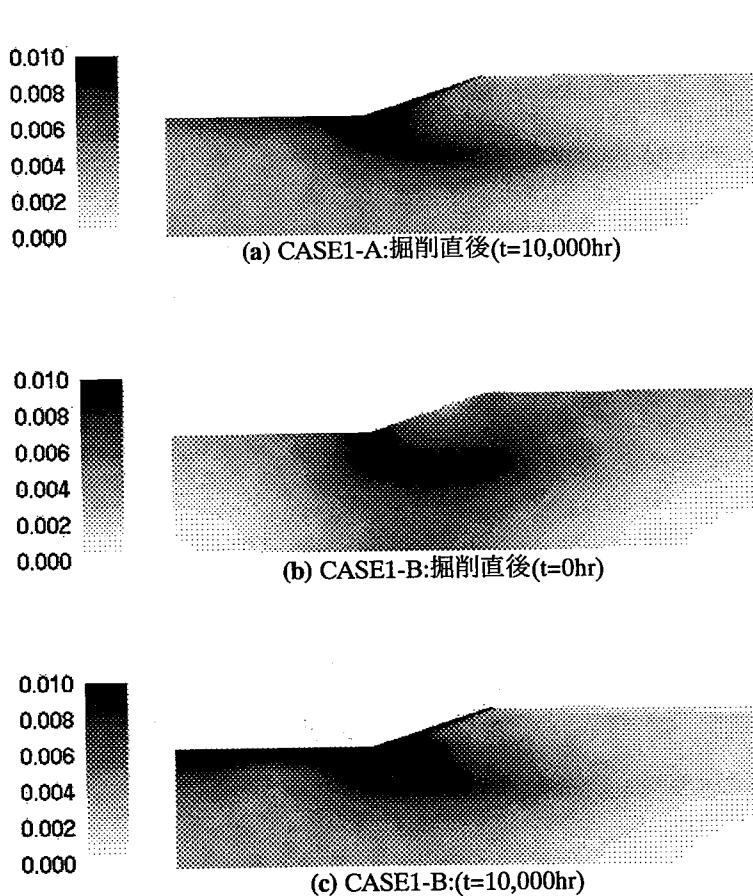


図-7 せん断ひずみ分布図

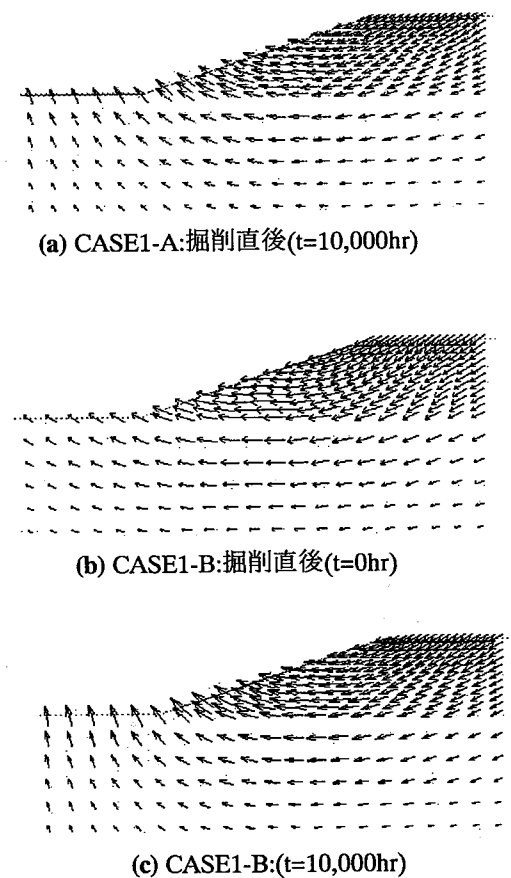


図-8 変位ベクトル図

図-7,8は、緩速掘削((a)図)および瞬間掘削((b),(c)図)における、それぞれ地盤内せん断ひずみ分布図および変位ベクトル図である。図-7(a)をみると、緩速掘削では掘削完了時には斜面下端部にせん断ひずみが集中的に生じている。これに対して瞬間掘削では、掘削完了時に斜面下端部から掘削斜面背後の地表面に向けて円弧すべり状にせん断ひずみ分布が発達していくようすがみられる(図-7(b))。その後、図-7(c)に示すように間隙水圧の消散とともにせん断ひずみ分布は斜面下端部へと推移し、緩速掘削時よりも広範囲に渡ってせん断ひずみが分布する結果となった。図-8の変位ひずみ分布からも、解析全体を通して、斜面下端から掘削地盤背後にかけて円弧状に変位が生じているようすがみられた。

3-2. 鉛直掘削時

鉛直掘削では、図-9に示す矩形 ABCD 部分を上部から順次に掘削する。

図-10の主応力比分布図をみると、特に瞬間掘削直後(CASE2-B: $t=0\text{hr}$)には応力比の高い領域が掘削地盤付近に集中しているが(図-10(c))、時間とともに間隙水圧が消散して $t=10,000\text{hr}$ には鉛直掘削面の前方へと応力比の高い領域が移動していくようすがみられた(図-10(d))。

図-11は鉛直掘削面直上の地表面要素(要素 590)と鉛直面直下の下端要素(要素 284)の、有効応力経路図である。地表面の要素 590に着目すると、瞬間掘削(▲プロット)では掘削開始から弾性除荷となり有効応力経路が真下に降りているようすが観察できる(完全非排水状態)。その後、図では応力経路が反転してみえるが、掘削開始前の伸張側から次第に圧縮側へと変化していき、掘削完了時から間隙水圧の消散とともに限界状態へと向かっている。これに対して、掘削時に間隙水の移動をゆるす緩速掘削(△プロット)では、掘削初期の弾性除荷時に平均応力の減少がみられる結果となった。斜面下端の要素 284(○,●プロット)では、伸張側で応力比が増加する応力経路であるが、このケースでも間隙水の移動による応力経路の差異がみられた。

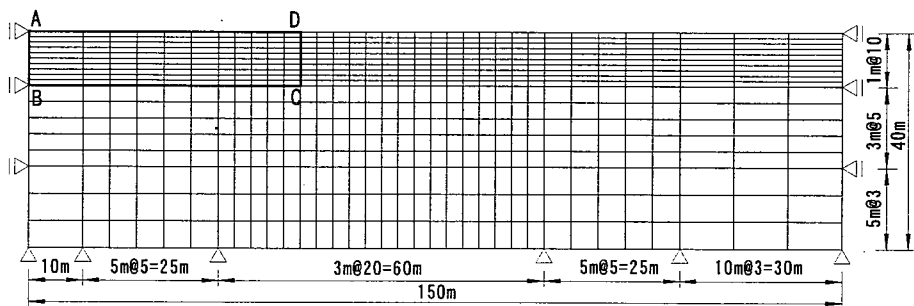


図-9 鉛直地盤の有限要素メッシュ

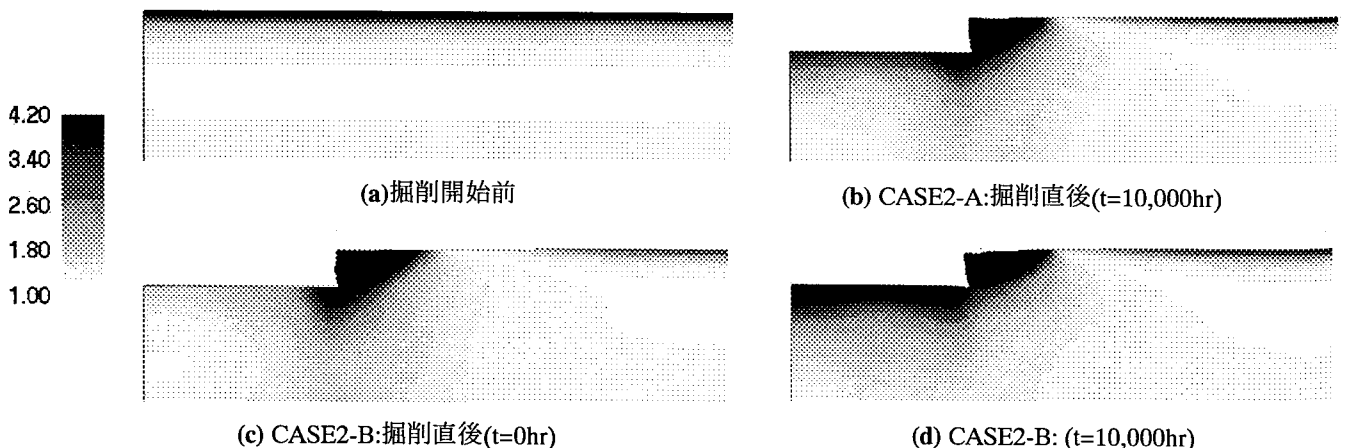


図-10 主応力比分布図

図-12, 13 は、緩速掘削(a)図, 瞬間掘削(b),(c)図時の、せん断ひずみ分布図および変位ベクトル図である。これらの図から、斜面掘削の解析では掘削開始から $t=10,000\text{hr}$ までを通して斜面崩壊には至らなかったが、鉛直掘削では緩速掘削(a)図, 瞬間掘削(b)図ともに掘削開始から掘削地盤に大きな変位が生じていることがみとれる(図-12のコンターは図-7の20倍である)。せん断ひずみが鉛直面下端から背後地盤表面に向けて発達していくようすも確認できる(図-12)。また、図-12, 13 をみると両解析とも、掘削直後はひずみ分布, 変位ベクトルは非常に似た結果を示している。しかしながら、瞬間掘削の解析では掘削完了後の時間経過とともに、鉛直掘削面背後地盤内にせん断ひずみが蓄積・自立困難となり、斜め前方に倒れるようにして掘削面が崩壊していく結果を得た。

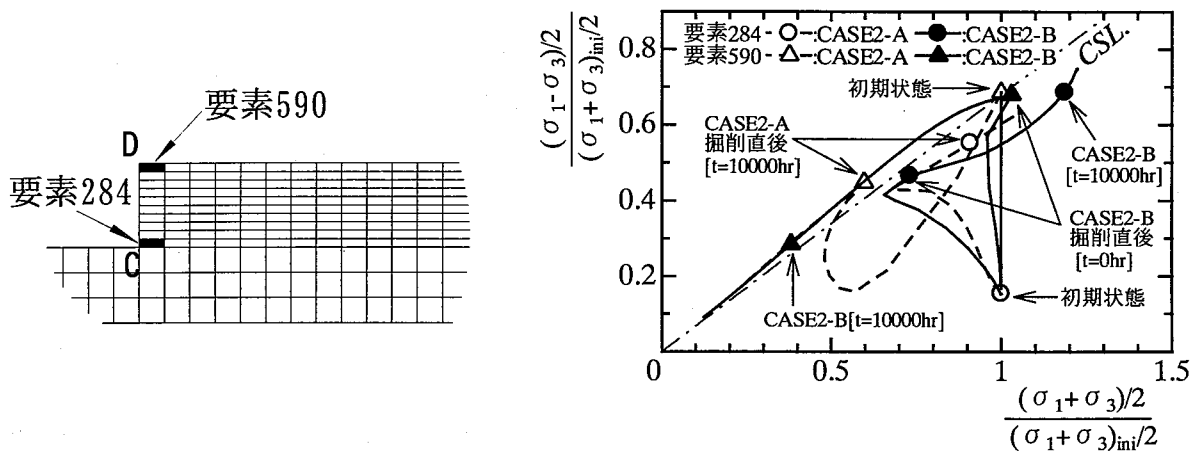


図-11 地盤内要素の有効応力経路図

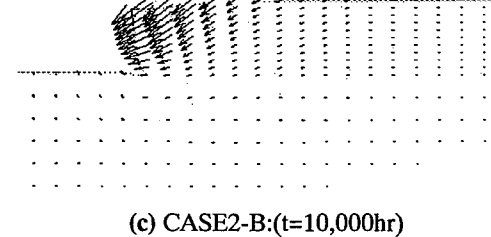
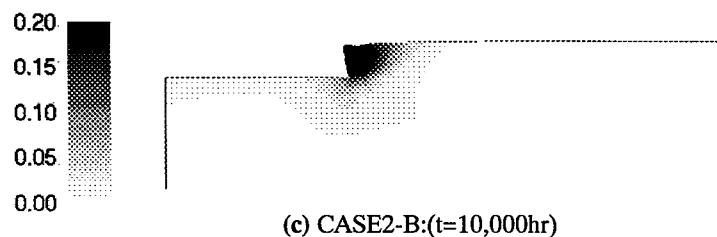
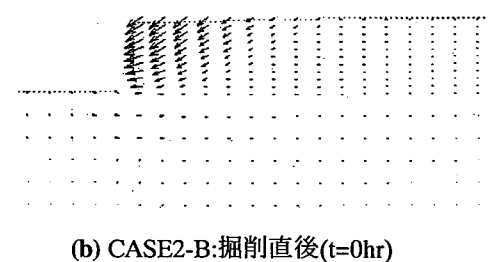
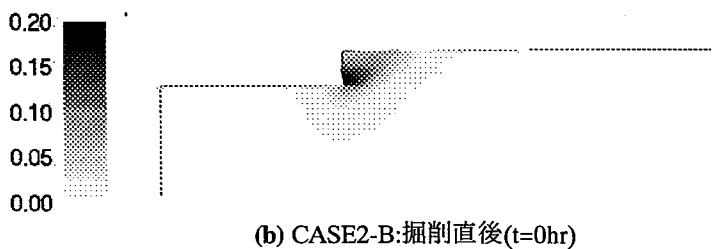
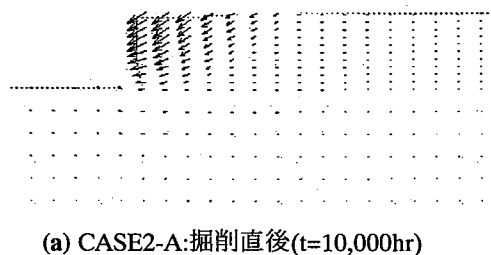
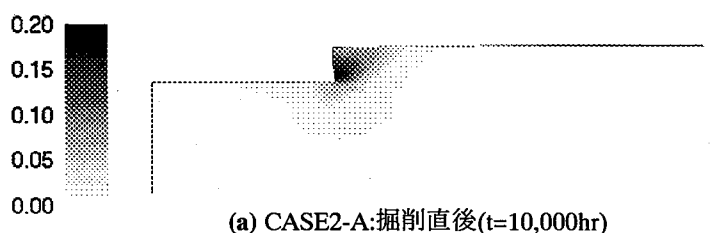


図-12 せん断ひずみ分布図

図-13 変位ベクトル図

4. 結論

施工過程が地盤の変形挙動に与える影響を調べるために、土～水連成有限要素法による過圧密粘土地盤の掘削シミュレーションを行った。本報告では、掘削断面の異なる斜面掘削と鉛直掘削を、掘削に時間をかけない瞬間掘削($t_E=0\text{hr}$)と十分に時間をかけて掘削する緩速掘削($t_E=10,000\text{hr}$)の2ケースについて比較・検討した。解析にあたっては、正規状態にある粘土はもとより、過圧密状態にある粘土の変形・強度特性をも表現可能な弾塑性構成モデル subloading t_{ij} -clay model²⁾を用いた。掘削開始からの経過時間を合わせた解析結果を比較したところ、両掘削断面とも瞬間掘削の方が緩速掘削時よりも地盤内に生ずるせん断ひずみが広く、大きく分布し、大きく変形する様子がみられた。掘削時間を変えることで発生した、こうした地盤変状の違いは間隙水の移動によるものと考えられる。このことから、たとえ掘削断面、掘削からの経過時間が同じであっても、掘削施工過程によって地盤の挙動が大きく異なることがわかった。

今回は平面ひずみ条件を仮定した2次元解析による比較を示したが、より現実の掘削過程の影響を調べるためには3次元解析を行う必要がある。3次元解析による施工過程の影響については、今後の課題としたい。

謝辞

本研究は、第一著者が日本学術振興会特別研究員(JSPS Research Fellow)として、文部省の科学研究費補助(特別研究員奨励費)を受けて行った研究成果であることを付記して、ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) Nakai, T., Kawano, H. and Hashimoto, T. (1996) : Prediction of earth pressure and settlements due to excavation: influence of wall deflection process and wall friction, Proc. of Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground, Vol. 1, pp. 127-132.
- 2) Hoshikawa, T., Nakai, T. and Nishi, Y. (1999) : Coupled Excavation Analyses of Vertical Cut and Slopes in Clay, Proc. of IS-SHIKOKU '99 (to be submitted).
- 3) Nakai, T. and Matsuoka, H. (1986) : A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three-dimensional stresses, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp.81-98.
- 4) Hashiguchi, K. (1980): Constitutive equations of elastoplastic materials with elasto-plastic transition, J. Appl. Mech., ASME, Vol. 47, pp. 266-272.
- 5) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968) : Critical state soil mechanics, McGraw-Hill Book Co., London.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1994) : Soil-water coupled behavior of clay near/at critical state, Soils and Foundations, Vol. 34, No. 1, pp.91-105.