

【粘性土モデル化 WG】

一般社団法人 FLIP コンソーシアム 平成27年度成果報告書

【粘性土モデル化 WG】 目 次

1. はじめに	1
粘性土モデル化 WG (中原)	
2. ひずみ空間多重せん断モデル (Cookie モデル型) による粘性土の力学挙動の表現	2
井合 進 (京都大学防災研究所)	
3. ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の挙動解析	7
3-1 既往の室内試験を対象とした Cookie モデルの適用性に関する検討	9
上田 恭平 (京都大学防災研究所)	
3-2 柳井試験盛土事例を対象とした Cookie モデルの適用性に関する検討	11
田代 聡一 (東亜建設工業)	
3-3 二次元盛土構造物の事例解析	13
中原 知洋 (五洋建設)	
3-4 二次元盛土構造物の圧密沈下と地震応答解析の複合的解析	15
小堤 治 (明窓社)	
4. 平成27年度成果のまとめ	17
粘性土モデル化 WG (WG メンバー各位分担)	
5. 平成23~27年度の全体成果のまとめ	19
5-1 ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現	21
井合 進 (京都大学防災研究所)	
5-2 要素挙動解析	57
中原 知洋 (五洋建設)	
5-3 既往の室内試験を対象とした Cookie モデルの適用性に関する検討	71
上田 恭平 (京都大学防災研究所)	
5-4 理論解 (Terzaghi 圧密理論) との比較	79
田代 聡一 (東亜建設工業)	
5-5 圧密沈下解析	85
田代 聡一 (東亜建設工業)	
5-6 圧密沈下・地震応答解析の複合的解析	105
小堤 治 (明窓社)	
5-7 砂と粘土の互層からなる複合地盤の液状化・圧密沈下解析	115
井合 進 (京都大学防災研究所)	
6. 粘性土モデル化 WG の対外発表成果 (2016年8月現在)	121

1 はじめに

粘性土 地盤災害 数値解析

FLIP コンソーシアム 粘性土モデル化WG

1 作業部会の目的

これまでの地震時の地盤防災の研究は、砂地盤の液状化被害予測手法の開発など砂質土を対象としたものが中心に行われてきた。代表的な研究成果として、ひずみ空間多重せん断モデル^{1),2),3),4)}に基づく二次元有効応力解析プログラム FLIP が開発されて、地震時の液状化を含む地盤・構造物系の耐震設計の実務で活用されている。今後は、砂質土に加えて粘性土を含む多様な地盤材料の力学的挙動を対象とする複合的・総合的な地盤防災の確立に向けた研究が必要となる。

この様な背景から、粘性土モデル化 WG では、FLIP の高度利用に関する研究として、ひずみ空間多重せん断モデルの枠組みの中で、粘性土の挙動を表現する研究に着手した。粘性土の特徴を表現可能なよう FLIP プログラムの改良を行い、粘性土の長期載荷時挙動（圧密）および静的・動的載荷時挙動が表現可能であることを確認する。さらに、パラメータ設定を含めた適切なモデル化の方法を検討し、被災事例解析などを通じて、その検証を行うことを主な目的とする。

2 研究内容とスケジュール

研究期間は 5 年（平成 23 年 7 月～平成 28 年 6 月）で行った。初年度から 5 年間の研究計画とその進捗を示す。

表-1 研究内容とスケジュール

検討内容	H23	H24	H25	H26	H27
①平成 23 年度 ・粘性土の挙動の特徴把握（各種挙動の室内試験の文献調査） ・その他プログラムの理論と使用環境整備（関口・太田モデル ⁵⁾ 、DACSAR ⁶⁾ ） ・粘性土の挙動の表現（関口・太田 ⁵⁾ による限界状態への初期異方性の組み込み ⁷⁾ ） ・圧密沈下現象（沈下量・剛性変化・強度変化）の再現性（理論や事例解析との比較） ・要素レベルでの粘性土の静的挙動の再現性（その他プログラムとの比較を含む）	■ ■ ■ ■ ■				
②平成 24 年度 ・粘性土の挙動の表現（柴田による粘性土のダイレイタンス ⁸⁾ の組み込み） ・要素レベルでの粘性土の動的挙動の再現性 ・粘性土の挙動を再現するための適切なパラメータの設定法のとりまとめ ・プログラム DACSAR（関口・太田モデル(1977) ⁵⁾) ⁶⁾ との比較解析による適用性確認 ・対外発表	■ ■	■ ■ ■ ■			
③平成 25 年度および平成 26 年度 ・圧密後動的解析実施の際のプログラムの挙動確認（連携挙動・剛性等の引き継ぎ） ・圧密解析と 2 次元解析の安定性および精度 ・被災事例解析（盛土遠心実験、など）		■ ■	■ ■	■ ■	
④平成 27 年度 ・ひずみ速度依存性、圧密沈下解析と地震応答解析の複合解析、等のモデルの高精度化 ・実地盤構造物の挙動解析に対する適用性確認（既往室内試験と試験盛土事例解析） ・二次元盛土の圧密沈下解析途中の地震応答解析（減衰特性、時間刻み、境界条件） ・一次元地盤の砂と粘土の互層地盤の地震応答解析と圧密沈下解析（水圧上昇、再配分） ・五年間の全体まとめ ・対外発表 ・プログラム最終版(β41)					■ ■ ■ ■ ■
プログラム改良（安定性の向上） ・圧密沈下解析の導入（ $n_k = l_k = 1$ の場合の積分形(e-lmp)、 λ - κ 入力、など） ・限界状態への初期異方性の導入・粘性土のダイレイタンスの導入 ・安定性向上および粘土用ひずみ速度依存項の導入など機能拡張（FLIP723β6→β14） ・ひずみ速度依存性の高精度化と安定性確保、過圧密状態からの解析高精度化（β16→β32） ・ひずみ速度依存性、圧密沈下解析と地震応答解析の複合解析、等の高精度化（β33→β41） /ひずみ速度依存項整理(Isotach/Rayleigh 型)・二次圧密(クリーブ)の逐次積分化(β33)/ Λ での終局状態指定(β34)/ 指定値 K_0 の応力誘導異方性（β35）/Isotach 減衰と Rayleigh 減衰の個別制御(β36) /圧密沈下解析中の地震応答解析（β36-2）/杭-地盤相互作用ばね(β38) /不飽和土解析準備（β39）/透水係数の間隙比依存性(β40) /二次圧密の過圧密領域拡大(β41)	■ ■		■ ■	■ ■	■ ■

3 平成 27 年度の活動

(1)研究内容

初年度(H23)は、粘性土のダイラタンスを表現する柴田(1963)モデルの組み込み、水平成層地盤の圧密沈下解析と地震応答解析への適用性の検討、過圧密状態からの非排水せん断挙動の検討を行った。二年度(H24)は、粘性土解析プログラム DACSAR (関口・太田モデル(1977)⁵⁾ ⁶⁾との比較解析を行い、粘性土の挙動解析、要素レベルでの非排水繰り返しせん断に対する適用性を確認した。三年度(H25)は、圧密沈下解析の安定性の向上と粘土ひずみ速度依存項の導入など、粘性土プログラム の定式化と改良を行い FLIP723β14 版を試作した。一次元地盤および二次元盛土の K_0 状態での圧密沈下解析、非排水せん断挙動、圧密沈下解析から地震応答解析を行い、粘性土の挙動解析に対する適用性を確認した。四年度(H26)は、ひずみ速度依存性⁹⁾の高精度化と安定性の確保、過圧密状態からの解析の高精度化を中心として、FLIP723β32 版までを試作した。非排水単調および繰り返しせん断時の要素解析を行い、せん断ひずみ速度がゼロから無限大までを包含する Isotach/Rayleigh 減衰型のせん断ひずみ速度依存性の特徴を適切に表現できることを確認した。さらに、二次元盛土構造物を対象とした圧密沈下解析および遠心模型実験の事例解析を行い、実現象を再現することを確認した。

本年度(H27)は、ひずみ速度依存性、二次圧密、圧密沈下解析と地震応答解析の複合解析、などの粘性土モデル¹⁰⁾の高度化を行い、粘性土プログラム最終版 FLIP723β41 を作成した。既往室内試験および試験盛土事例を対象とした解析を行い、粘性土実地盤に対する基本的な適用性を確認した。また、二次元盛土の圧密沈下解析途中からの地震応答解析を行い、Isotach/Rayleigh 減衰型などを適用して過剰間隙水圧の安定化を図ることにより、地震時の過剰間隙水圧の上昇とその後の排水過程での消散や盛土沈下挙動を表現できることを確認した。さらに、一次元地盤の砂と粘土の互層の地震応答解析と圧密沈下解析を行い、砂と粘土の透水性と圧縮性に応じた、過剰間隙水圧の上昇と再配分、短期および長期の沈下特性を適切に表現できることを確認した。Cookie モデルは、地震前に進行する地盤変形、限界状態の初期応力誘導異方性、圧密沈下、ひずみ速度依存性の影響など、粘性土の特徴を考慮した、長期載荷時挙動、静的・動的載荷時挙動が表現可能であることを確認した。最終年度としての 5 年度全体成果のとりまとめ¹⁰⁾を行った。

(2)メンバー構成

表-2 平成 27 年度の作業部会のメンバー

氏名	所属	氏名	所属	氏名	所属
1 幹事井合進	京都大学防災研究所	9 細尾敦	㈱地震工学研究所	17 曲伝軍	㈱応用解析
2 田代聡一	東亜建設工業㈱	10 小堤治	㈱明窓社	18 兵頭順一	東電設計㈱
3 中原知洋	五洋建設㈱	11 三上武子	前田建設工業㈱	19 一井康二	広島大学大学院
4 楠謙吾	㈱ニュージエック	12 植村一瑛	応用地質㈱	20 小濱英司	国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所
5 石川雅也	復建調査設計㈱	13 北出圭介	中電技術コンサルタント㈱	21 大矢陽介	関西大学
6 水野匠	復建調査設計㈱	14 生頼直樹	中電技術コンサルタント㈱	22 飛田哲男	京都大学防災研究所
7 高橋千明	パシフィックコンサルタンツ㈱	15 三平伸吾	㈱複合技術研究所	23 上田恭平	東電設計㈱
8 仲摩貴史	㈱地震工学研究所	16 鈴木明憲	㈱海洋河川技術研究所	24 溜幸生	

(3)作業部会開催

表-3 平成 27 年度の作業部会の開催記録および主な議題

No	日時	議 題	No	日時	議 題
1	H27.10.13	体制確認、検討方針・スケジュール説明、プログラム改良 β33~β34、演習報告	5	H28.5.30	検討方針、プログラム改良 β37~β40、演習報告、成果発表会について
2	H27.12.17	検討方針、プログラム改良 β35、演習報告	6	H28.7.7	プログラム改良 β41、成果報告書の内容確認
3	H28.2.02	検討方針、プログラム説明 β35、演習報告	7	H28.8.25/26	研究成果報告、次年度以降の活動方針説明 報告会
4	H28.4.25	検討方針、プログラム改良 β36、演習報告			

謝辞：FLIP の改良・機能拡張・高度利用技術の研究開発を目的とした一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動成果である。

参考文献：1) Iai, S. (1993). "Micromechanical background to a strain space multiple mechanism model for sand." Soils and Foundations, 33 (1): 102-117. 2) Iai, S. and Ozutsumi, O. (2005). "Yield and cyclic behaviour of a strain space multiple mechanism model for granular materials." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29 (4): 417-442. 3) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011). "Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 35(3):360-392. 4) 井合進(2012)：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘土地盤の圧密解析, 京都大学防災研究所年報, 5) Sekiguchi, H., Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equation of soils. Proc. Of the specialty session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.306-315. 6) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987): A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 7) Ohta H, Iizuka, A., Ohno, S. (2011): Constitutive Modelling for Soft Cohesive Soils, in Iai, S. (ed), Geotechnics and Earthquake Geotechnics towards Global Sustainability, Springer, pp.231-250. 8) Shibata, T. (1963): On the volume changes of normally consolidated clays, Disaster Prevention Research Institute Annuals, Kyoto University, Vol.6, pp.128-134. 9) Tatsuoka F, Ishihara M, Di Benedetto H, Kuwano R. (2002) Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation, Soils and Foundations, 42(2): 103-129. 10) 井合進(2016)：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘土地盤の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所年報.

2. ひずみ空間多重せん断モデル (Cookie モデル型) による粘性土の力学挙動の表現

2 ひずみ空間多重せん断モデル (Cookie モデル型) による粘性土の力学挙動の表現

構成式, せん断, 粒状体

京都大学防災研究所 国際会員 井合 進

1. はじめに

ひずみ空間多重せん断モデルは, 土粒子間の接点力の体積要素平均として定義される粒状体の応力を理論的基礎とするもので¹⁾, これまで砂の液状化解析などに応用されてきた。本研究では, 同モデルの枠組みで粘性土の挙動を表現するため, カクテルグラスモデル系のダイレイタンスーモデル (せん断ひずみ型) に, 柴田(1963)によるダイレイタンスーモデル²⁾ (せん断応力比型) を合体させて, 新たな構成モデル (Cookie Model: Cohesive soil with or without Overconsolidation, K₀ and Isotach Effects) を構築し, その基礎的な挙動を検討した。

2. ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土モデルと適用例

二次元解析でのひずみ空間多重せん断モデルでは, 粒状体の巨視的な応力 σ とひずみ ϵ を以下により関係づける。

$$\sigma = -p\mathbf{I} + \int_0^\pi q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega, \quad \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle = \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} + \mathbf{n} \otimes \mathbf{t} \quad (1)$$

ここに, \mathbf{I} は identity tensor, \mathbf{n} と \mathbf{t} は粒子間の接点の垂直および接線方向ベクトル, p は平均有効応力 (圧縮を正), q は仮想単純せん断応力を表し, 巨視的なひずみ成分の履歴依存型の関数を用いて以下で与えられる。

$$p = p(\epsilon'), \quad q = q(\gamma), \quad \epsilon' = \epsilon - \epsilon_d, \quad \epsilon = \mathbf{I} : \epsilon, \quad \gamma = \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle : \epsilon \quad (2)$$

限界状態に至るまでのダイレイタンスー ϵ_d は, 数値解析的な安定性の観点から, 前報³⁾による定式化のうち, 柴田(1963)によるせん断応力比型のダイレイタンスー²⁾を, 限界状態 (下添字 US) の収縮的ダイレイタンスーを規定する項として, 限定して適用することとし, 基本的には, カクテルグラスモデル系のダイレイタンスーモデルに基づくものとした¹⁾。限界状態でのダイレイタンスー ϵ_{dus} は, 収縮的ダイレイタンスーおよび膨張的ダイレイタンスーの和として, $\epsilon_{dus} = \epsilon_{dus}^c + \epsilon_{dus}^d$ で与える。

このモデルを体積ひずみ-有効拘束圧力の関係で説明すると, 図-1 のとおり, 正規圧密からの解析では, 同曲線が, 収縮的ダイレイタンスーの発生に応じて, 下方へ移動していき, 限界状態線に到達する。また, 過圧密からの解析では, 収縮的ならびに膨張的ダイレイタンスーの和で規定されるダイレイタンスーの発生に応じて, 同曲線が, 限界状態線よりも下方から始まる解析では, 上方へ移動していき, 限界状態線に到達する。

このうち, 限界状態における収縮的ダイレイタンスーは, 柴田(1963)のダイレイタンスー式に基づき²⁾, 以下で与える。

$$\epsilon_{dus}^c = -\Lambda \left(\eta_{us}^* / M \right) \epsilon_{m0}, \quad \eta_{us}^* = \left(1 / \sqrt{2} \right) \left| \bar{\sigma} / p - \bar{\sigma}_0 / p_0 \right|, \quad \bar{\sigma} = \sigma - p\mathbf{I}, \quad \epsilon_{m0} = \lambda / (1 + e_0) = p_0 / (r_k K_{U0}) \quad (3)$$

ここに, 限界状態におけるせん断応力比 η_{us}^* ⁴⁾ は, 図-2 の矢印の長さに相当し, 粘性土の応力誘導異方性を表す。

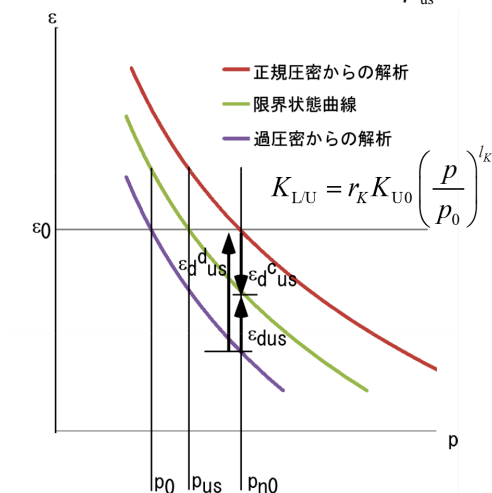


図-1 正規圧密ないし過圧密状態からの解析における体積ひずみ-有効拘束圧力関係

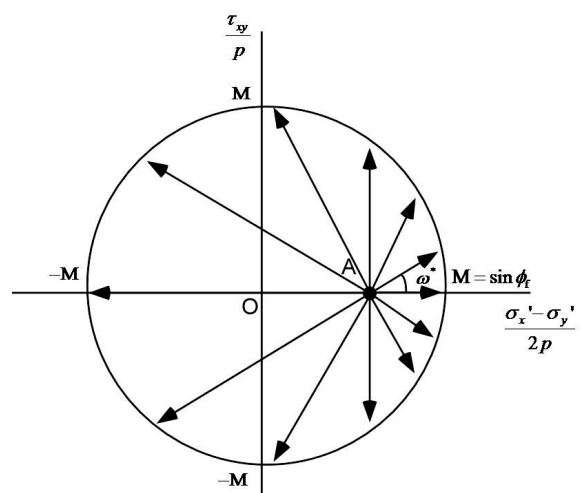


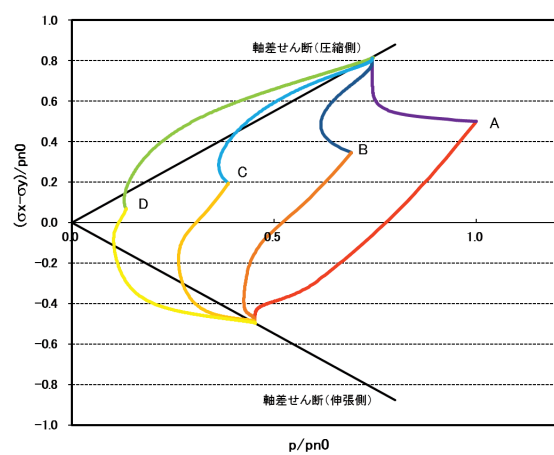
図-2 初期応力 (A 点) を起点とする限界状態におけるせん断応力比

また、限界状態における膨張的ダイレイタンシーは、過圧密の状態に応じて、 $\varepsilon_{dus}^d = \varepsilon_{m0} \ln(p_{n0} / p_0)$ で与える。

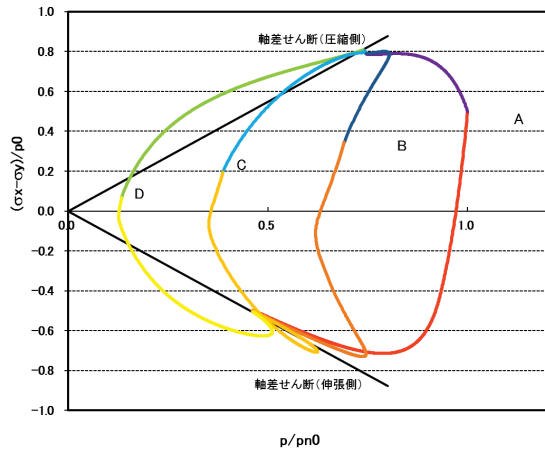
過圧密からの非排水せん断では、せん断破壊線を越える応力経路を辿って、せん断破壊線上の限界状態に到達することが知られている。この挙動を表現するため、せん断強度 τ_m を粘着力と内部摩擦角で与え、粘着力を膨張的ダイレイタンシー ε_d^d の関数として、以下で与える。

$$\tau_m = c^* \cos \phi_f + p \sin \phi_f, \quad c^* = 4\varepsilon^* (1 - \varepsilon^*) c, \quad c = (1 - p_0 / p_{n0}) c_a (p_{n0} / p_a), \quad \varepsilon^* = \varepsilon_d^d / \varepsilon_{dus}^d \quad (4)$$

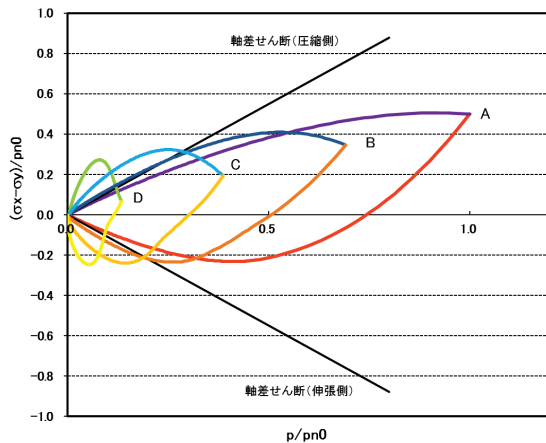
以上に述べた定式化による提案モデルの基本的な挙動を検討するため、過圧密比を OCR=1, 2, 6, 40, $K_0=0.6$ とし、同一の間隙比の状態からの非排水単調せん断を行った。解析では、せん断ひずみ増分に比例して発生する収縮的ダイレイタンシー増分の比例係数に相当するパラメタ¹⁾と、限界状態における収縮的ダイレイタンシーを規定するパラメタ Λ (式(3)) を変化させた。弾塑性モデルの場合には、塑性ポテンシャル面を有するため、 $0 \leq \Lambda < 1$ などの制約条件があるが、提案モデルの場合にはこのような制約条件がなく、対象とする粘土の挙動に即して適切な値に設定することができる。解析の結果は、図-3 に示すとおりとなり、提案モデルは、構造を有する粘土での巻返し (図-3(b)) やクイッククレーの挙動 (図-3(c)(d)) を含め、粘性土の非排水単調せん断挙動を、柔軟かつ精緻に表現することが確認された。



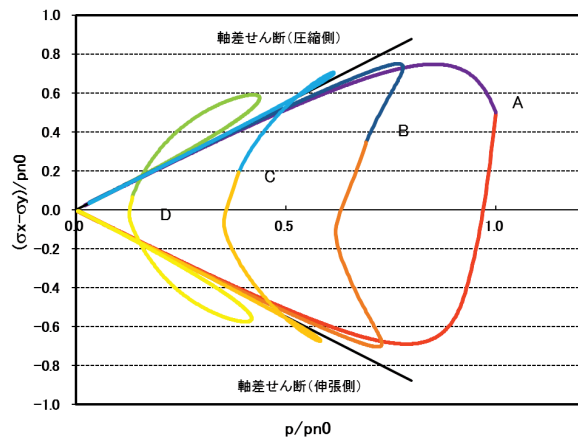
(a) $r_{\varepsilon_d^c} = 0.85, \Lambda = 0.554$



(b) $r_{\varepsilon_d^c} = 0.085, \Lambda = 0.554$ (構造を有する粘土)



(c) $r_{\varepsilon_d^c} = 0.85, \Lambda = 10$ (クイッククレーその1)



(d) $r_{\varepsilon_d^c} = 0.085, \Lambda = 10$ (クイッククレーその2)

図-3 非排水せん断時の提案モデルの挙動 (応力経路)

謝辞：本検討は FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。

参考文献

- 1)Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011). "Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(3):360-392. 2)Shibata, T. (1963): On the volume changes of normally consolidated clays, *Disaster Prevention Research Institute Annuals, Kyoto University*, Vol.6, pp.128-1344. 3)井合 進(2012): ひずみ空間多重せん断モデルによる粘土地盤の圧密解析, 京都大学防災研究所年報. 4)Sekiguchi, H., Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive equation of soils. Proc. Of the specialty session 9, 9th ICSMFE, Tokyo*, pp.306-315.

3. ひずみ空間多重せん断モデルによる 粘性土の挙動解析

3-1 既往の室内試験を対象とした Cookie モデルの適用性に関する検討

粘性土, 室内試験, 有効応力解析

京都大学防災研究所 上田 恭平

1. はじめに

ひずみ空間多重せん断モデル¹⁾が組み込まれた有効応力解析プログラム FLIP は、これまで地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く用いられてきた。さらに、砂質土と粘性土の複合地盤の地震時挙動や、地震前後の圧密沈下に代表される粘性土の静的挙動を精緻に予測するため、同モデルを基にした Cookie(Cohesive soil with or without Overconsolidation, K_0 and Isotach Effects)モデル²⁾が提案されている。本研究では、Cookie モデルを組み込んだ FLIP/β41 を用いて既往の室内試験を対象にした要素シミュレーションを実施することで、過圧密や二次圧密、クリープに代表される粘性土の挙動に対する Cookie モデルの適用性について検討した。

2. 過圧密粘土に対する時間依存性挙動の検証

砂質土と比較して、特に過圧密粘土ではせん断速度依存性等の時間依存性挙動が顕著であることがわかっている³⁾。ここでは、三軸非排水せん断試験の要素シミュレーションを実施し、時間依存性挙動に対する提案モデルの適用性について検討した。解析に用いたパラメータ ($p_a=80.9\text{kPa}$, $G_{ma}=19064\text{kPa}$, $K_{L/Ua}=124716\text{kPa}$, $\phi_t=43.85\text{deg}$, $r_{edc}=1.0$, $r_K=0.05$, $A=1.2$, $r_{pno}=3.03$, $\alpha_c=6.67\text{e-}3$, $\nu_g=7.72\text{e-}8$) は既往の文献³⁾を参考に設定し、過圧密比 (OCR) は 4.0 とした。また、これ以降の検討を含め、終局状態はクリープに依存しないものとするとともに、断りのない限り、収縮的ダイレイタンスを制御する tmp 法関連のパラメータ r_{mtmp3} は 1.0 としてシミュレーションを行っている。

図-1 にせん断速度を変化させた三軸非排水せん断試験の要素シミュレーション結果を示す。せん断速度が速いほどピーク強度が増加するとともに、その後の軟化(応力低下)傾向はせん断速度が遅い場合と比べて緩やかになっている。このことから、提案モデルによりせん断速度依存性の表現が可能であることが確認できる。

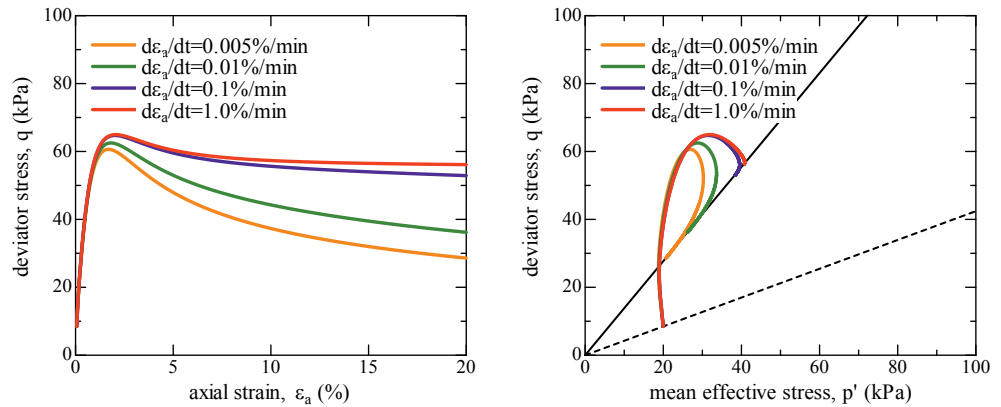


図-1 三軸非排水せん断試験の要素シミュレーション (せん断速度依存性)

3. 粘土の非排水せん断挙動のシミュレーション

本章以降では、時間依存性挙動に関する既往の室内試験を対象に要素シミュレーションを実施することで、提案モデルの適用性について検討を行う。まず、大阪湾内の堆積粘土 (Ma12) の不攪乱試料を用いた三軸非排水せん断試験⁴⁾のシミュレーションを実施した。この試験では、等方圧力 490kPa (NC: 正規圧密) と 98kPa (OC: 過圧密) の下で非排水せん断が行われている。解析に用いたパラメータ ($p_a=450.0\text{kPa}$, $G_{ma}=126319\text{kPa}$, $K_{L/Ua}=273690\text{kPa}$, $\phi_t=55.65\text{deg}$, $r_{edc}=7.0$, $r_K=0.035$, $A=1.2$, $r_{pno}=1.00$ (NC) or 3.12 (OC), $\alpha_c=1.25\text{e-}2$, $\nu_g=4.63\text{e-}7$) は、既往の文献³⁾を参考に設定した。

図-2 に試験とシミュレーション結果の比較を示すが、シミュレーションでは実験結果の傾向をほぼ再現できていると考えられる。特に、過圧密状態の有効応力経路(図-2 右図)で見られる“巻き返し”挙動(限界状態線 (C.S.L.) を超え

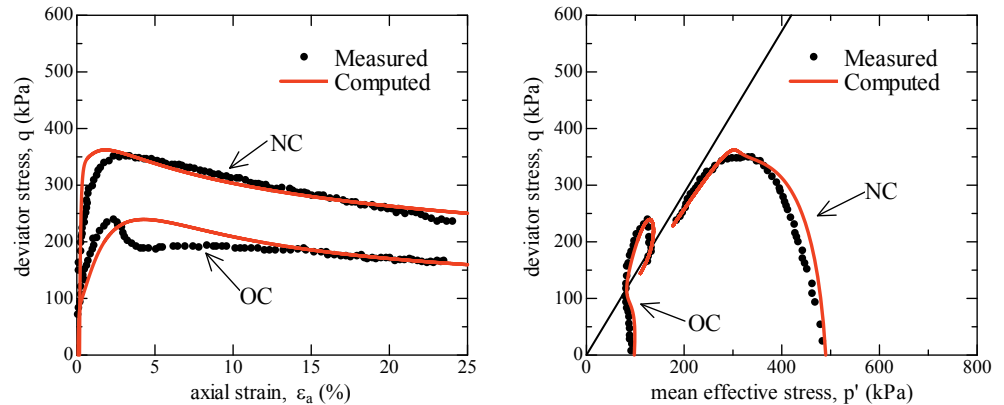


図-2 大阪湾粘土の試験結果と要素シミュレーション結果の比較

てピーク後に軟化する現象)を精度良く表現できており、提案モデルの有効性が確認できる。

4. 二次圧密による強度増加のシミュレーション

ここでは、二次圧密後のせん断強度特性に関する三軸非排水せん断試験⁵⁾を対象に、要素シミュレーションを行った。この実験では、北海道早来町で採取した早来粘土の練返し試料を K_0 条件で長期間圧密 ($\sigma'_v=600\text{kPa}$, 圧密時間 $T_s=8\sim 120$ 日) した後、非排水せん断を行っている。シミュレーションに用いた主なパラメータは、 $p_a=450.0\text{kPa}$, $G_{ma}=114835\text{kPa}$, $K_{LUa}=383010\text{kPa}$, $\phi=48.64\text{deg}$, $r_{edc}=1.2$, $r_K=0.015$, $A=0.85$, $r_{pn0}=1.00$, $\alpha_c=2.00\text{e-}3$, $\beta_0=5.55\text{e-}8$, $r_{mtmp3}=0.96$ である。なお、本検討では過圧密により収縮的ダイレイタンスの発生が抑制される(硬化する)と考え、シミュレーションの各ステップでパラメータ r_{edc} を次式により更新することとした。

$$r_{\varepsilon_d} = r_{\varepsilon_d^c} \left(r_{p_{n0c}} / r_{p_{n0}} \right)^{n_{rp}}, r_{p_{n0}} = p_{n0} / p_0 \quad (1)$$

ここに、 $r_{p_{n0c}}$, $r_{\varepsilon_d^c}$ は、それぞれクリープ発生時の r_{pn} および解析初期段階の r_{ε_d} であり、パラメータ n_{rp} は 10.0 とした。

試験結果とシミュレーション結果を図-3に示す。圧密時間 T_s の増加に伴いピークせん断強度が増大する試験結果の傾向を、シミュレーションでも適切に再現できていることが確認できる。また、偏差応力～軸ひずみ関係(左図)と有効応力経路(右図)の両者において、二次圧密(クリープ)によるピーク強度の違いに

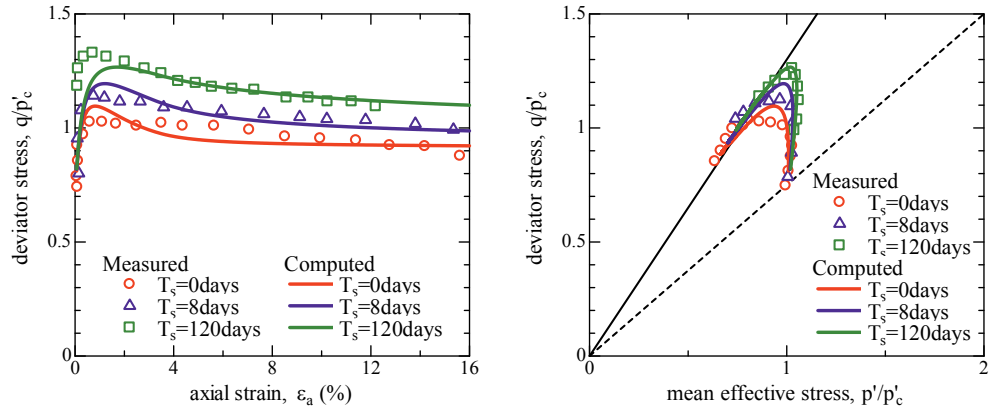


図-3 早来粘土の試験結果と要素シミュレーション結果の比較

加え、ピーク前後での挙動も含めて、提案モデルにより精度良く評価できているものと考えられる。

5. サーチャージ除去後の二次圧密挙動のシミュレーション

最後に、軟弱地盤対策の一種であるサーチャージ工法における長期的な沈下予測への適用に向け、サーチャージ工法を模擬した室内圧密試験⁶⁾に対して、要素シミュレーションを実施した。この試験では、神奈川県平塚市で採取した有機質粘土(平塚粘土)を圧密圧力 σ'_0 で予備圧密し、盛土荷重 σ'_E とサーチャージ σ'_s を瞬時載荷した後、60分が経過した時点でサーチャージ σ'_s を除荷している。シミュレーションに用いた主なパラメータは、 $p_a=14.0\text{kPa}$, $G_{ma}=59.8\text{kPa}$, $K_{LUa}=186.3\text{kPa}$, $\phi=43.85\text{deg}$, $r_{edc}=0.01$, $r_K=0.55$, $A=0.79$, $r_{pn0}=1.72$, $\alpha_c=6.00\text{e-}3$, $\beta_0=3.33\text{e-}7$ である。

図-4にシミュレーション結果を試験結果と併せて示す。フィッティング精度に改良の余地はあるものの、サーチャージ σ'_s が大きいほど除荷後の圧密量が低減される試験結果の傾向を、シミュレーションでも概ね再現できている。このことから、提案モデルは、含水比が高く二次圧密量が大きい泥炭に対しても適用性を有しているものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、Cookieモデルが組み込まれたFLIPβ41プログラムを用い、既往の室内試験を対象にした要素シミュレーションを実施した。その結果、過圧密状態での時間依存性挙動(せん断速度依存性、クリープ挙動等)や二次圧密による先行効果(擬似過圧密効果)に代表される粘性土の挙動を、提案モデルにより適切に表現できていることが確認された。

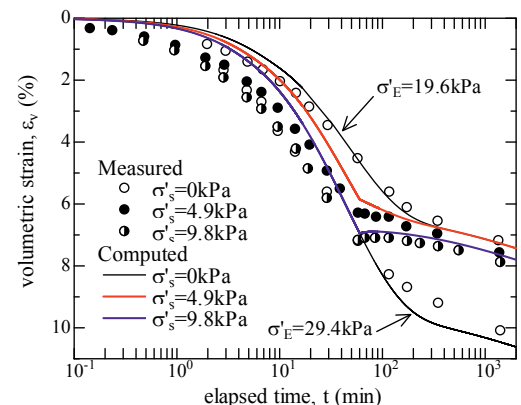


図-4 平塚粘土の体積ひずみ時刻歴

謝辞:本検討はFLIPコンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。

参考文献: 1) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(3), 360-392. 2) 井合進, 上田恭平 (2016): ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所年報. 3) 平田昌史, 飯塚敦, 太田秀樹 (2013): 二次圧密による先行効果を考慮した弾・粘塑性構成モデルの拡張, 土木学会論文集 C, 69(4), 404-416. 4) 中野正樹, 浅岡顕, 野田利弘, 林成浩, 山田貴史 (2000): 「砂と粘土の違い」に関する構造・過圧密の劣化過程から見た一考察, 第35回地盤工学研究発表会, 573-574. 5) 三田地利之, 藤原幸彦 (1985): 飽和粘性土の非排水応力-ひずみ挙動に及ぼす長期異方圧密の影響, 北海道大学工学部研究報告, 第128号, 15-28. 6) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝 (2009): サーチャージ除去後の二次圧密沈下挙動, 土木学会論文集 C, 65(1), 275-287.

3-2 柳井試験盛土事例を対象とした Cookie モデルの適用性に関する検討

有効応力解析法 粘性土 圧密沈下

東亜建設工業株式会社 田代聡一

1 はじめに

過年度では、Cookie モデル¹⁾の圧密沈下解析への適用性を確認する目的で、地盤工学会による一斉解析の例題²⁾を対象として DACSAR (関口・太田モデル(1977)³⁾ 4) との比較検証を行った。両モデルを比較する上で間隙水圧の評価方法の違いおよび初期応力の評価方法の違いを考慮したが、それでも沈下や過剰間隙水圧の評価に不整合がみられた。しかし、Cookie モデルにおいてダイレイタンスーを考慮しなければ DACSAR と良い整合性を示したことから、また DACSAR においてはほとんどダイレイタンスーが発生しなかったことから、両モデルの違いはダイレイタンスーの発生の仕方に原因があると考えられた。本年度では、これを確かめるため、粘土地盤の圧密特性およびせん断特性が明らかでないサイトにおいて試験盛土がなされた事例として柳井試験盛土の事例⁵⁾を取り上げ、当該事例を対象として、要素解析により両モデルにおいて用いるパラメタの妥当性を確認した上で圧密沈下解析を行った。

2 柳井試験盛土の概要

柳井試験盛土は、山口県柳井市沿岸部の埋立地において柳井バイパスの建設に伴う基礎地盤の安定性や圧密沈下などの種々の情報を得ることを目的に実施されたものである。埋立地の基礎地盤は軟弱な海成粘土で、埋立工事は 1988 年に完了している。埋立に伴う粘土層の一次圧密がほぼ終了した 1992 年 5 月に盛土の安定性評価および圧密沈下予測に必要な各種地盤調査が実施され、さらに 5 ヶ月後の 1992 年 10 月に試験盛土の施工が開始されている。

地盤調査の主要なものとしては、3 成分コーン貫入試験 (CPT)、不攪乱試料を用いた一面せん断試験 (DST) および定ひずみ速度圧密試験 (CRST) である。盛土材としてはマサ土が使用されており、現場密度として $\rho_s = 20 \text{ kN/m}^3$ が得られている。試験盛土では、5cm/日の緩速施工が採用され、最終盛土高さ 5.5m に達するまでに 143 日の施工日数を要している。動態観測は、図 1 に示す各種計測機器 (地表面沈下板、層別沈下計、間隙水圧計、傾斜計) を用いて施工開始から 400 日間実施されている。

粘土層は、図 1 に示すようにシルト層に挟まれているが、粘性土層内にも層厚 1m の火山灰土層を挟んでいる。さらに、火山灰土層より上層の粘性土層を 5 層 (UC-1~5) に分け、下層を 2 層 (LC-1,2) に分けている。

3 要素解析

要素解析では、UC-4 層を対象土層とした。当該層の Cookie モデルおよび関口・太田モデルの各基本パラメタを表-1 に示す。ただし、Cookie モデルでは、初期せん断弾性係数は κ より算定するのではなく微小ひずみ時の値を設定した。図 2 に、一面せん断試験を模擬した要素解析の模式図を示す。室内試験では初期鉛直圧力を 143kPa, 286kPa, 571kPa および 857kPa の 4 通り実施している。盛土載荷重は 121.2kPa であるから、UC-4 層の鉛直有効応力は 119.5kPa~240.7kPa の範囲になる。要素解析結果を図 3 に示す。Cookie モデルでは、 $r_{e,dc}$ を有効応力経路に整合するように調整し、 q_2 と q_4 をせん断応力・ひずみ曲線に整合するように調節した。調整後は、 $r_{e,dc} = 4.0$, $q_2 = 0.01$, $q_4 = 1.0$ である。なお、今回調整した $r_{e,dc}$ の値は、計算値に比べて 1 桁小さくなることを確認している。すなわち、この事例では、計算値を用いるとダイレイタンスーを 10 倍ほ

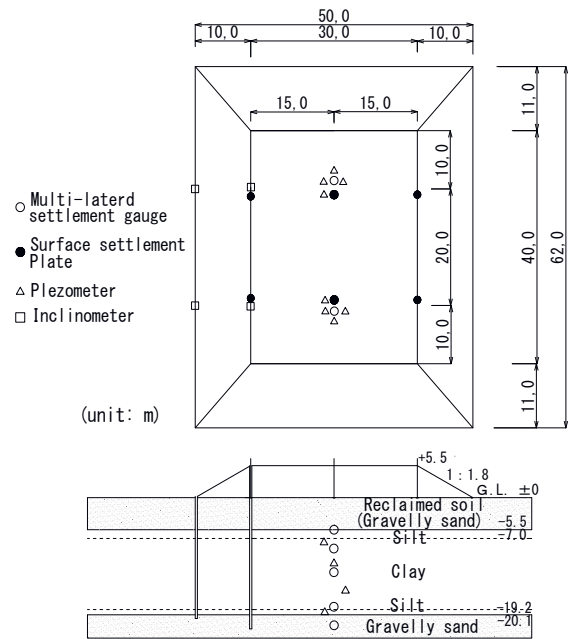
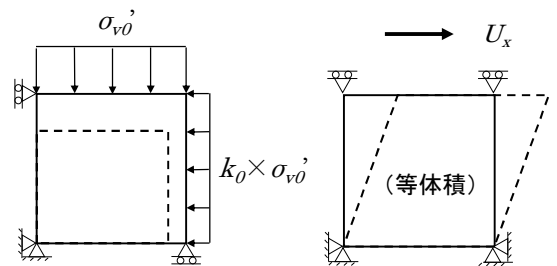


図 1 柳井試験盛土の断面図と計測位置⁵⁾

表 1 地盤パラメタ (UC-4)

DACSAR 共通パラメタ			
λ	0.34	K_f	0.56
κ	0.049	ν'	0.36
M_{dacsar}	1.29	e_i	1.85
σ'_{vi}	119.5	$k(\text{m/day})$	2.62×10^{-4}
Cookie モデルパラメタ			
$\rho_s (\text{kPa})$	93.2	r_{κ}	0.0106
$G_{ms} (\text{kPa})$	16800	ϕ'_{flp}	48
$K_{La/Ug} (\text{kPa})$	74000	h_{max}	0.2



(a) 異方圧密 (K_0 圧密) (b) 単調せん断 (強制変位)

図 2 一面せん断試験を模擬した要素解析の模式図

ど過大評価することになる。関口・太田モデルでは、盛土載荷後の鉛直有効応力の範囲付近で有効応力経路に整合するようにECモデルを採用した上で n_E 値を調整した。調整後は、 $n_E=1.5$ である。

4 圧密沈下解析

CookieモデルとECモデルのそれぞれについて上記要素解析で調整したパラメタを用いて圧密沈下解析を行った。地表面沈下、法尻下の水平変位、およびUC-4層の過剰間隙水圧について計測値と比較した結果をそれぞれ、図4、図5および図6に示す。なお、要素解析では紙面の制約上 κ に基づいて初期せん断弾性係数を設定したケース(G_0 based on κ)を省略したが、圧密沈下解析結果には当該ケースを含めている。初期せん断弾性係数を κ に基づいて設定するか微小ひずみ時のせん断波速度に基づいて設定するかによって、沈下および過剰間隙水圧の評価に関しては特に違いはなく両者とも計測値およびDACSARに比較的良好に整合する。側方変位に関しては、前者はDACSARと同様の傾向を示すものの、特に載荷途中($t=82$ days)において両者に顕著な違いが生じる。したがって、沈下および過剰間隙水圧を評価する上では初期せん断弾性係数の設定方法は問題とならず、収縮的ダイレイタンス係数 $r_{,dc}$ を室内試験に整合させれば妥当な評価が得られる。しかし、側方変位の評価を適切に行う上では、初期せん断弾性係数としては微小ひずみ時の値を用いるのが妥当であるといえる。

5 まとめ

柳井試験盛土の計測値に基づいて要素解析と圧密沈下解析を行った結果、収縮的ダイレイタンス係数 $r_{,dc}$ を室内試験に整合するように設定すれば沈下、側方変位および過剰間隙水圧を適切に評価できることが確認できた。ただし、側方変位については初期せん断弾性係数として微小ひずみ時の値を用いる必要がある。なお、過年度の課題に関しては、初期等方応力状態を仮定して得られる $r_{,dc}$ を用いるとダイレイタンスが過大に評価されることが原因であったことが判明した。

謝辞：本検討は一般社団法人FLIPコンソーシアムWGの活動の一環として実施されたものである。

参考文献：1) 井合 進, 上田恭平 (2016): ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所年報. 2) 藤山哲雄, 杉江茂彦 (2005): 複数のFEMプログラムによる解析結果の比較と考察—軟弱地盤上における盛り土の圧密解析の場合—, 土と基礎, Vol.53, No.8, pp.13-15. 3) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.229-239. 4) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987): A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87. 5) H. Miki, H. Kohashi, H. Asada, K. Tsuji: Deformation-pore pressure behaviours measured and analyzed for a trial embankment, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura(eds)©1994 Balkema, Rotterdam, pp.547-552.

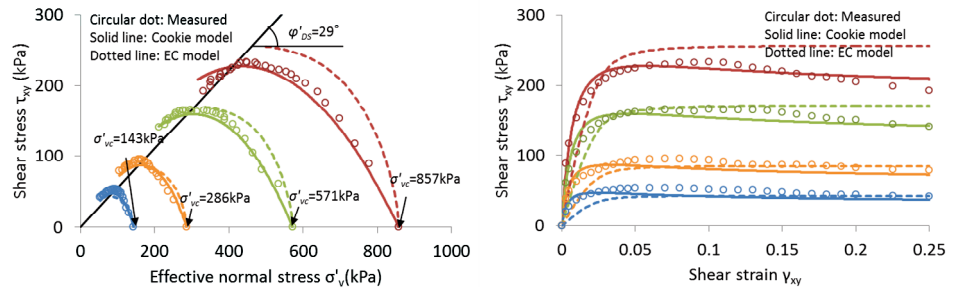


図3 要素解析結果 (試験結果に対するCookieモデルとECモデル $n_E=1.5$ の比較)

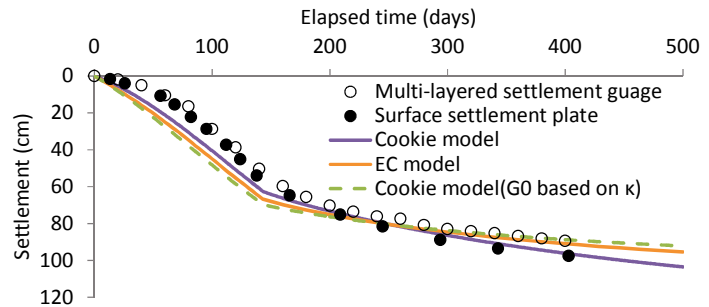


図4 地表面沈下 (計測値, CookieモデルとECモデルの比較)

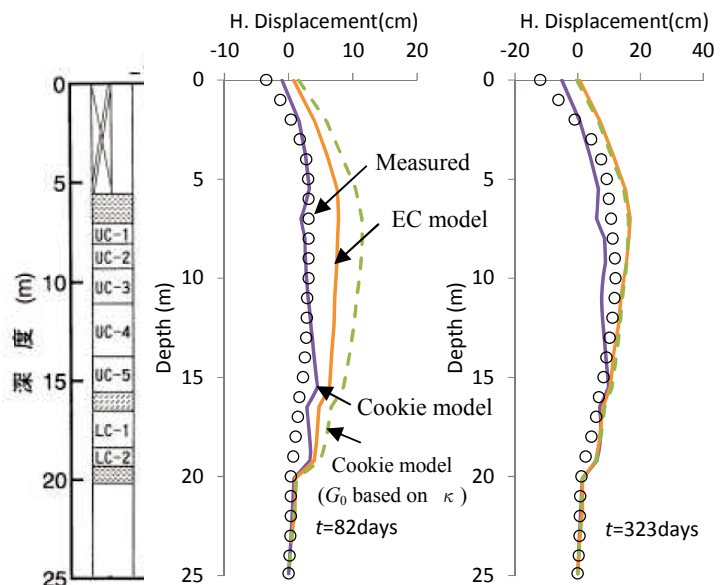


図5 法尻下水平変位 (計測値, CookieモデルとECモデルの比較)

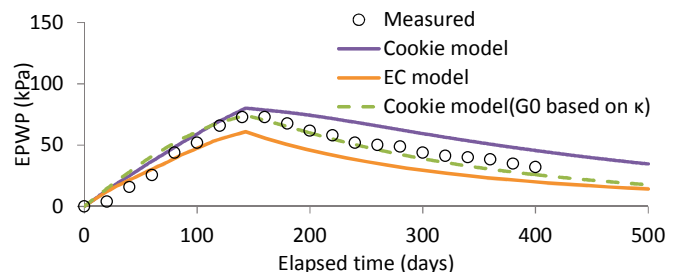


図6 UC-4層過剰間隙水圧 (計測値, CookieモデルとECモデルの比較)

3-3 二次元盛土構造物の事例解析

粘性土 有効応力解析 圧密沈下 過圧密

五洋建設株式会社 正会員 ○中原知洋

1. はじめに

軟弱粘性土地盤上に建設されたプレロード盛土施工過程で観測された盛土先端沈下、法尻部地盤の側方変位の挙動解析を行いCookieモデル¹⁾²⁾³⁾の適用性を確認する。さらに、圧密沈下解析における正規圧密領域（塑性域）および過圧密領域（弾性域）での体積弾性係数の相違を考慮するため、過圧密領域（過圧密での体積弾性係数を与える領域）をひずみ空間内に設定して、その挙動を確認した。

2. 解析対象

解析対象は長崎自動車道の武雄北方インターチェンジにおけるプレロード盛土である。5つの盛土のうちP1を対象とする。周辺の基礎地盤は非常に均質な有明粘性土で構成されている。図2に基礎地盤の物性値を示す。同対象は、土/水連成弾・粘塑性有限要素解析モデル DACSAR（関口・太田モデル⁴⁾）⁵⁾の表現能力や予測精度について詳細な検討が行われている（Ohtaら,2005）⁶⁾⁷⁾。DACSAR 解析との比較検討を通じて Cookie モデルの特徴と適用性が確認できる。

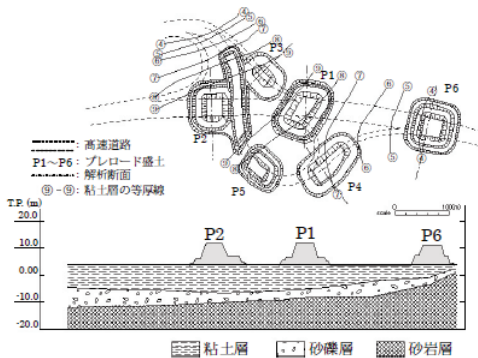


図1 解析対象盛土の平面配置と地層断面

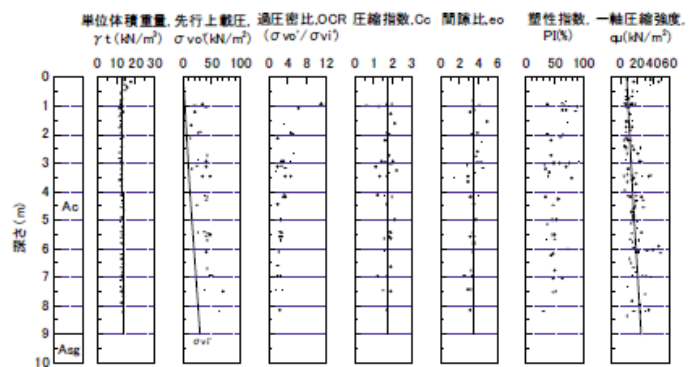


図2 基礎地盤の物性値

3. 解析条件

Cookie モデル解析のモデルを図3に示す。DACSAR 解析モデル（図4）を左右対称に両側へ拡張した。解析パラメータは、基礎地盤物性値（図2）および DACSAR 解析パラメータ（図5）を参照した。粘性土層は1つのパラメータで代表させ、 $\gamma_t=13.5\text{kN/m}^3$, $\text{OCR}=4.0$, $M=1.4$, $\Lambda=1-\kappa/\lambda=0.80$ ($\lambda=0.74$, $\kappa=0.148$) , $D=(\lambda-\kappa)/(1+e_0)/M=0.094$, $K_0=0.65$, $\nu=0.40$, $e_0=3.5$ で設定した。透水係数は $k=1.67 \times 10^{-9} \text{ m}^4/\text{s/kN}$ ($=1.67 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$) で設定した。盛土と表層粘性土は線形弾性体でモデル化した。Cookie モデル主要パラメータは、 $p_a=30\text{kPa}$, $K_{La}^c=(1+e_0)p_a/\lambda=182\text{kPa}$, $K_{Ua}^c=(1+e_0)p_a/\kappa=912\text{kPa}$, $G_{ma}=3(1-2\nu)/2(1+\nu) \times K_{La}^c=195\text{kPa}$, $\phi_f=\phi_p=34.5^\circ$ とし、グレイタンジ特性は $\gamma_{ed}=1.0$, $\gamma_{edc}=0.85$, $q_1=1.0$, $q_2=0.01$, $q_4=0.001$, $r_k=K_{La}^c/K_{Ua}^c=0.158$ で与えた。限界状態は $\text{ICSW}=1$ （関口・太田モデル相当）、 $r_{\text{rmp}3}=1.0$, $r_{\text{p}0}=3$ （ $\text{OCR}=4$ 相当）とした。圧密沈下解析前の初期自重解析で $K_0=0.65$ を再現した ($m_G=m_K=0.5$, $G_{ma}=195\text{kPa}$ から $K_{La}=K_{Ua}=1151\text{kPa}$)。解析時間は 861 日 (=2.36 年、 $\Delta t=1200\text{s}$, $\text{Loop}=620000$ 回) とした。二次圧密は考慮しない。本解析では、FLIP723/40 版を使用した。

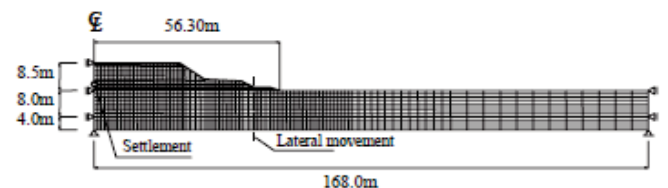


図-4 DACSAR 解析モデル

名前	深さ (m)	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	OCR	PI(%)	M	Λ	D	K_0
E=25000kN/m ²								
Ao1	0.0-1.0	13.0						
Ao2	1.0-2.5	13.0	4.0	60	1.40	0.80	0.094	0.69
Ao3	2.5-4.0	13.0	3.5	50	1.40	0.80	0.094	0.65
Ao4	4.0-5.0	13.5	3.0	50	1.40	0.80	0.094	0.65
Ao5	5.0-7.0	13.5	2.5	50	1.40	0.80	0.094	0.65
Ao6	7.0-9.0	13.5	2.5	50	1.40	0.80	0.094	0.65
Ag		16.0						
E=60000kN/m ²								
名前	深さ (m)	K_L	ν'	λ	e_0	α	$v_v(1/\text{day})$	$k(\text{cm/s})$
粘性土								
Ao1	0.0-1.0							1.16E-02
Ao2	1.0-2.5	1.31	0.41	0.74	3.51	8.18E-03	1.64E-05	1.67E-06
Ao3	2.5-4.0	1.02	0.39	0.74	3.51	8.18E-03	1.64E-05	1.67E-06
Ao4	4.0-5.0	0.91	0.39	0.74	3.51	8.18E-03	1.64E-05	1.67E-06
Ao5	5.0-7.0	0.88	0.39	0.74	3.51	8.18E-03	1.64E-05	1.67E-06
Ao6	7.0-9.0	0.85	0.39	0.74	3.51	8.18E-03	1.64E-05	1.16E-06
Ag								

図-5 DACSAR 解析パラメータ

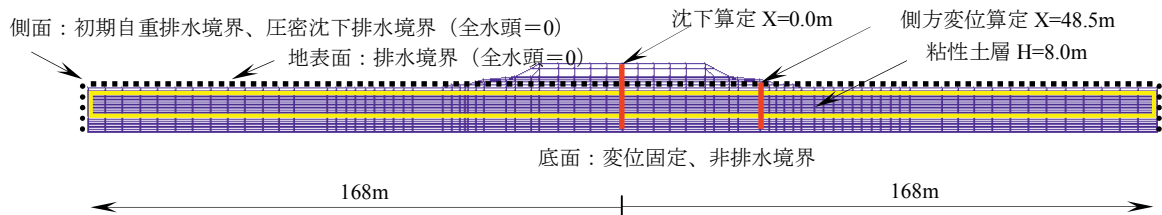


図-3 Cookie モデル解析の FEM モデル

解析は2段階で行った。第1段階(初期自重解析)では、原地盤のみを対象とした定常浸透流解析を行い、初期応力分布を設定した。第2段階(圧密沈下解析)では、盛土本体を重量ゼロ(剛性考慮)の要素としてモデル化し、盛りたて工程(350日間)に従い、盛土底面に盛土総重量を等分布荷重として載荷した。原地盤の地表面は水圧ゼロ境界とした。側方境界は、第1段階では非排水境界、第2段階では水圧ゼロ境界とした。

4.解析結果

盛土直下原地盤(G.L.-2.45m)の沈下と法尻側方変位の計測値を図6に示す。同図には、DAC SARの予測精度を高めるために、異方圧密された土を想定した非線形コントラクタンシー表現関数(EC, LCモデル)に基づく弾塑性構成モデル(大野・飯塚・太田2006)による解析結果が重ねて示されている。 $n_E=1.0$ (関口・太田モデル)では、沈下量は計測値を再現するが、側方変位は計測値の2倍程度大きく評価される。 n_E を大きくすると、側方変位は抑えられ計測値と整合するようになるが、沈下量は増加する。

Cookieモデルの解析結果を図7に示す。過圧密領域を考慮しない解析(IESW=0)では、盛土沈下量が2.5mとなる。過圧密領域を考慮すると(IESW=1)、盛土沈下量が2.0mとなり、計測値を再現するようになる。法尻側方変位も過圧密領域を考慮すると計測値の再現性が高まる。

有効応力経路と体積ひずみ $\varepsilon \sim \ln p'$ 関係を図8に示す。盛土直下の要素は、過圧密領域を考慮すると載荷初期に過圧密領域を示し、その後過圧密領域を脱出して正規圧密領域に移行する。過圧密領域では、体積弾性係数が大きくなり、圧密沈下量が抑制され計測値との再現性が高まる要因と考えられる。法尻部の要素では、載荷初期に正規圧密領域、その後過圧密領域、さらにその後過圧密領域を脱出して正規圧密領域を遷移する。

4.まとめ

軟弱粘性土地盤上の盛土施工過程の挙動解析により Cookieモデルの適用性を確認した。Cookieモデルは、正規圧密および過圧密領域を判定しつつ、粘性土の挙動解析(体積成分とせん断成分の複合解析)を精度良く制御できることを確認した。
 謝辞: 本検討は一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。参考文献: 1)Iai, S. and Ozutsumi, O. (2005). "Yield and cyclic behaviour of a strain space multiple mechanism model for granular materials." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29 (4): 417-442. 2) 井合進: ひずみ空間多重モデルによる粘土地盤の圧密解析, 京大防災研年報, 2012. 3) 井合進・上田恭平: ひずみ空間多重モデルによる粘土地盤の力学挙動の表現, 京大防災研年報, 2016. 4) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.229-239. 5) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987): A determination procedure of input parameters in elastoviscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87. 6) H. Ohta et al.: Deformation analysis of anisotropically consolidated clay foundation loaded by 5 embankments, ICMAG, 1017-1022, 1991. 7) H. Ohta, T. Takeyama, T. Mizuta, M. Nabetani and Y. Nishida: Deformation of embankments on soft ground-Better simulation resulted from in-pu t data closer to the reality, Proc. 16th Int. Con. Of Soil Mechanics and Foundation Engrg, Vol.2, 1099-1102.

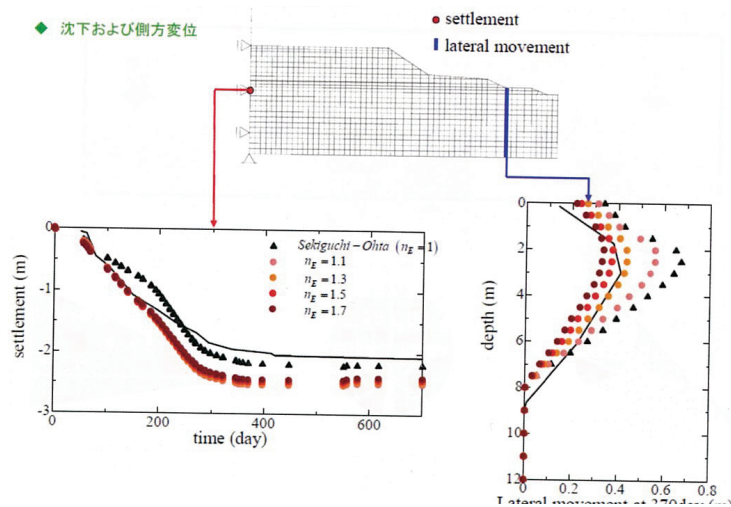


図6 盛土直下沈下と側方変位の計測値および DAC SAR 解析値

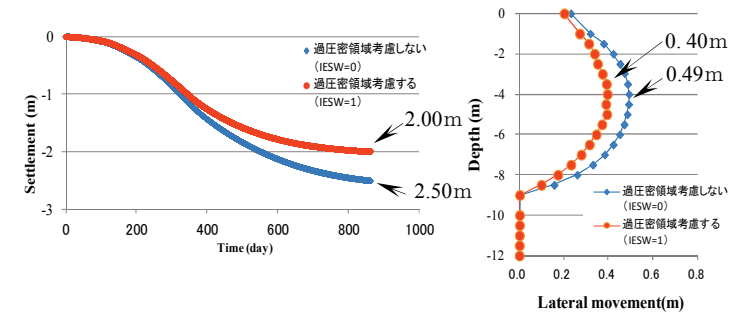
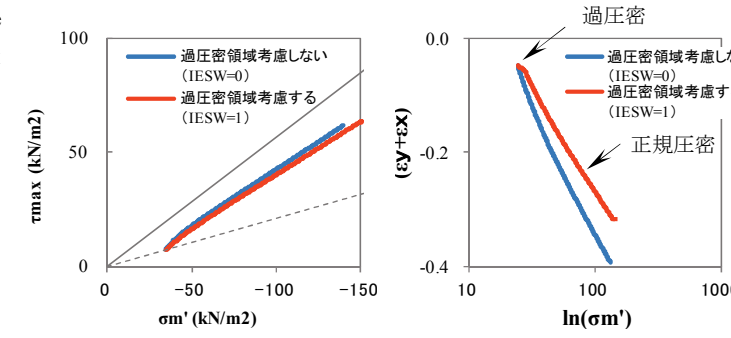
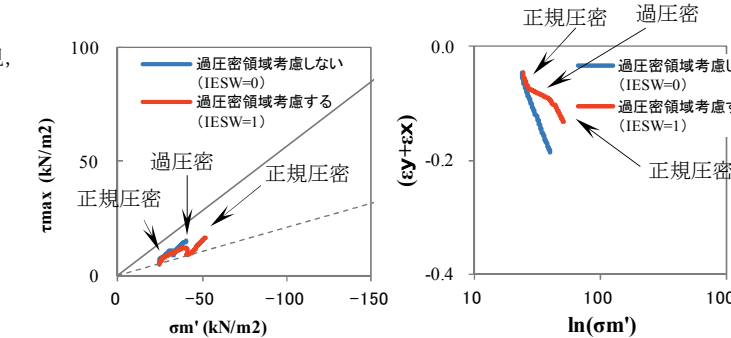


図7 盛土直下沈下と側方変位の Cookie 解析値



(a) 盛土直下原地盤要素 (G.L.-2.45m)



(b) 法尻原地盤要素 (G.L.-2.45m)

図8 有効応力経路と体積ひずみ $\varepsilon \sim \ln p'$ 関係 Cookie 解析結果

3-4 二次元盛土構造物の圧密沈下と地震応答解析の複合的解析

粘土 ひずみ速度効果 圧密 地震応答 2次元解析

株式会社明窓社 正会員 〇小堤 治

1. 概要

井合・上田 (2016) により粘土の構成則(クッキーモデル)が新たに提案された。このモデルは、有限要素法に基づく2次元動的有効応力解析プログラム FLIP に組み込まれた。同プログラムを使用して、粘土層を含む基礎地盤上の高速道路盛土の初期自重解析、圧密沈下解析、圧密途中で地震動を作用させた場合の地震応答解析の一連の解析を実施した。本報告では、これらの解析結果を示す。

2. 粘土の構成則

粘土の挙動を表現することのできる構成則(クッキーモデル)の定式化、特徴、適用例については、これまでの報告で詳しく説明されているので、ここでは省略する。なお、以下では、せん断ひずみ速度に依存して発揮される減衰を表現するために、クッキーモデルに搭載された、Isotach damping (Tatsuoka et al. 2002) について触れる。

別途実施した動的要素シミュレーションの結果によれば、1.0Hz 程度の振動に対しては、レーレー減衰も Isotach damping も同様の減衰効果を発揮するようにパラメータを調節することが出来る。図-1 には、Isotach damping の、カオリン粘土の場合の、ひずみ速度依存性を示す。図の横軸はせん断ひずみ速度、縦軸はせん断ひずみ速度により変化する減衰の大きさを表すための調整係数 r_q である。図に示す通り、せん断ひずみ速度は、 $10^{-5}(1/s)$ から $10^{-7}(1/s)$ まで変化する間に、 r_q は 0.1 から 0.9 に変化する。せん断ひずみ速度に対する感度は、レーレー減衰のような線形減衰に比べると、非常に高い。

本検討では、高速道路盛土の基礎地盤中の粘土層の圧密解析を行い、圧密解析の途中で地震動を作用させた。圧密解析は 50 年間に及ぶので、その時間積分間隔 Δt は 20 日を標準とした。ただ、地震応答解析では $\Delta t=0.01$ 秒とした。地震終了後の圧密解析の途中で、 Δt を 0.01 秒から 20 日 (1,728,000 秒) まで徐々に増加させたが、このような Δt の増加は、解析に不安定性をもたらす。圧密のような非常にゆっくりとした現象の中で生じる不安定性に対して、Isotach damping の使用は、そのせん断ひずみ速度依存性により、非常に有効であった。

3. 例題

図-2 には、クッキーモデルを適用するための例題として取り上げた高速道路盛土の断面図を示す。この断面図は、地盤工学会にて 2005 年に開催された、関ヶ原太田モデル(Sekiguchi, et al.1977)を搭載したプログラムによる粘性土地盤の圧密に関する一斉解析の際に、委員会より例題として示されたものである(太田ら.2005)。同図に示すように、基礎地盤には厚さが 15m の軟弱な海成粘土層 Ac2 が存在する。図-3 には、本検討で用いた有限要素メッシュ (主要部) を示す。メッシュ図には、解析結果を出力した位置を示す。堤体直下地表面レベルにある点 A では、圧密・地震による沈下量を出力した。Ac2 層中央の点 B では、圧密・地震による過剰間隙水圧の推移を出力した。

盛土建設の工程表を表-1 に示す。この表は、試験盛土の建設開始から、その完成と撤去、また盛土の建設からその完成までの各時刻を、試験盛土建設開始日を 0 日とし、それからの経過日数で表したものである。本検討では、試験盛土建設の影響は無視して、「5. 盛土建設開始」の 936 日に、盛土の建設が開始されたものとして、それによる圧密沈下解析と圧密途中での地震応答解析を行った。

解析では、Ac2 層のみクッキーモデルでモデル化し、その他の土層は線形弾性体として取り

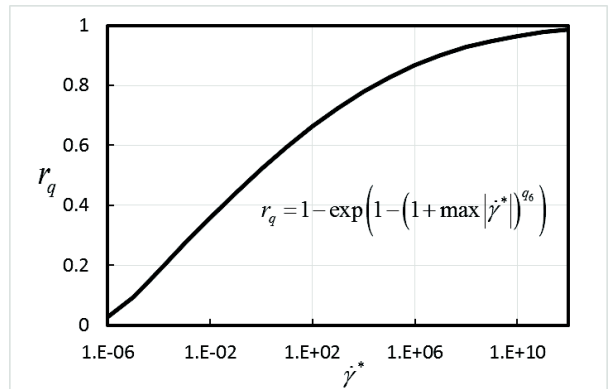


図-1 Isotach damping のひずみ速度依存性 (Tatsuoka et al. 2002)

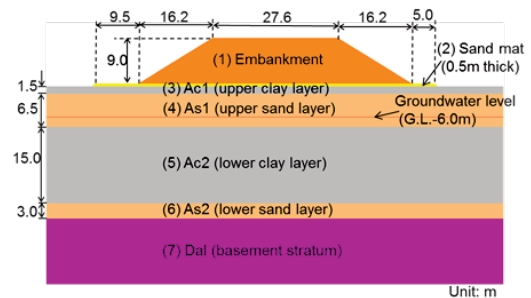


図-2 高速道路盛土の断面図(太田ら, 2005)

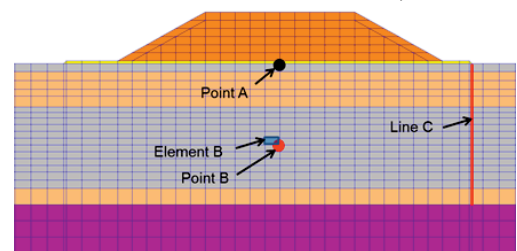


図-3 メッシュ分割(主要部)と出力対象地点

表-1 盛土建設の工程表

出来事	経過時間 (日)
1.試験盛土建設開始	0
2.試験盛土完成	208
3.試験盛土撤去開始	430
4.撤去完了	520
5.盛土建設開始	936
6.盛土完成	1144
7.圧密沈下解析の終了	18250(50年)

扱った。透水係数を含む諸パラメータは、一斉解析の際に示されたパラメータを参照して設定した。そのうち、Ac2層のクッキーモデルのパラメータを表-2に示す。

4. 圧密沈下解析途中での地震の影響把握

盛土載荷による圧密沈下解析途中での地震の影響を把握するため、4136日と7336日(盛土建設開始日から3200日と6400日)に地震を作用させてその影響を調べた。

基盤面に入力した地震動の加速度波形を図-4に示す。この加速度波形は、2011東日本大震災における東京都品川観測所での基盤における観測データの主要動部分50秒間を取り出し、また、その振幅を5倍したものである。

図-5は、盛土中央直下地表面レベルの点Aにおける鉛直変位時刻歴である。黒線は計測値である(野田他, 2004)。計測値は、盛土の建設開始日(936日)において、試験盛土の影響で、既に1.07mの沈下が生じている。解析では、試験盛土の影響は無視しているため、936日の沈下量は0としている。

従って、計測値と解析値を単純には比較することが出来ない。また、垂直の点線は地震を作用させた時刻を示す。同図によれば最初の地震の際に0.15mの即時沈下が生じた。地震を作用させない場合と比較すると、地震時には沈下量0.15mの差が、50年後には0.33mに広がっている。

図-6は、Ac2層中央の点Bにおける過剰間隙水圧時刻歴を示す。最初の地震の際には、過剰間隙水圧は、最初の数日間で30kPa上昇した。二番目の地震の際には、過剰間隙水圧は、最初の数日間で13kPa上昇した。

5. 結論

- (1) ひずみ空間多重せん断モデルに基づく粘土の構成則(クッキーモデル)を組み込んだ、2次元動的有効応力解析プログラムFLIPを用いて、2次元盛土構造物を対象とした、初期自重解析、圧密沈下解析、圧密途中の地震応答解析の一連の応答解析を実施した。
- (2) 盛土載荷による圧密沈下解析の途中で地震動を作用させると、0.15mの即時沈下が生じ、50年間では、地震動を作用させない場合に比べて沈下量が0.33m増加した。また、過剰間隙水圧は、一回の地震で、30kPa程度増加した。
- (3) 盛土載荷による圧密の途中で、沈下が急速に進行したり、過剰間隙水圧が上昇したりするという観測された現象については、圧密沈下解析の途中で地震動を作用させることにより、解析的に再現することが可能であることが分かった。

謝辞

本検討は一般社団法人FLIPコンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。

参考文献

- 1) 井合, 上田, 2016. ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所年報.
- 2) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K., 2011. Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in eomechanics, 35(3): 360-392.
- 3) Tatsuoka, F., Ishihara, M., Di Benedetto, H. and Kuwano, R., 2002. Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation, Soils and Foundations, 42(2): 103-129.
- 4) Sekiguchi, H. and Ohta, 1977. H. Induced anisotropy and time dependency in clays, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- 5) 太田他, 2005. 地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会(委員長: 太田秀樹): 活動成果報告書, 地盤工学会.
- 6) 野田他, 2004. 骨格構造が発達した粘土地盤の長期圧密沈下挙動に及ぼす各種要因に関する考察, 第39回地盤工学研究発表会.

表-2 Ac2層のクッキーモデルの主なパラメータ

パラメータ	記号	値
規準平均有効応力 (kPa)	P_a	135.5
初期体積弾性係数 (kPa)	K_{Ld}	2155
体積弾性係数等の拘束圧依存性を規定する指数	m	0.5
液状化解析での体積弾性係数の低減係数	r_K	0.348
過圧密比 OCR より正規圧密状態の初期平均有効応力を規定するパラメータ	r_{pn0}	1.00
初期せん断弾性係数 (kPa)	G_{ma}	352
内部摩擦角($M=\sin\phi$) (度)	ϕ_r	33.3°
透水係数 (m/s)	k	7.48E-11
収縮的ダイレイタンスを制御するパラメータ	$r_{e,dc}$	0.85
終局状態を規定するダイレイタンスパラメータ	Λ	0.544
二次圧密(クリープ)係数	α_c	9.03E-03
二次圧密(クリープ)の初期体積ひずみ速度 (1/s)	\dot{v}_0	6.97E-10
Isotach damping の大きさを規定するパラメータ	riso	0.5
Isotach damping の規準ひずみ速度の逆数 (s)	rgdot	1.0E+06
Isotach damping のひずみ速度依存を規定する指数	qiso	0.04

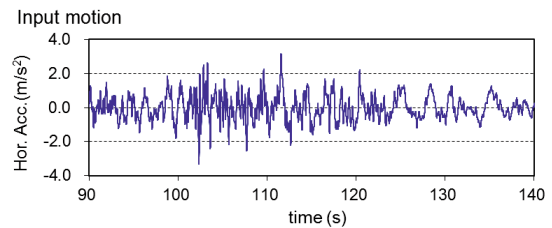


図-4 入力地震動

Ver. disp. at point A (Permanent embankment)

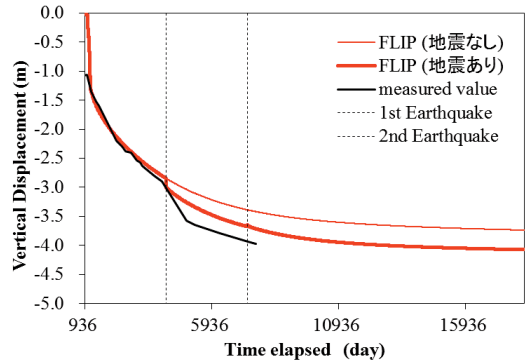


図-5 点 A での鉛直変位時刻歴

E. P. W. P. at point B (Permanent embankment)

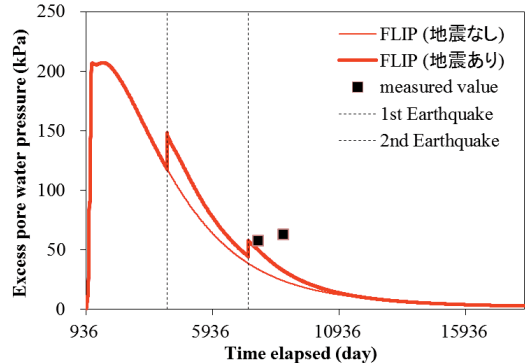


図-6 点 B での過剰間隙水圧時刻歴

4 平成 27 年度成果のまとめ

粘性土 地盤災害 数値解析

FLIP コンソーシアム 粘性土モデル化 WG

4-1 研究開発のねらいと H27 年度の検討項目

地震時の地盤災害の研究では、これまで、砂地盤の液状化など砂質土の挙動の解析が中心であった。今後の研究の展開の方向性としては、1)砂に加えて粘土を含む多様な地盤材料の力学的挙動を対象とする総合的な解析、2)地震前に進行する地盤変形・沈下の影響を考慮した地震時の地盤災害の研究、3)砂と粘土の互層からなる複合地盤の地震時および地震後の挙動の解明、4)地盤災害対策としての人工材料を含む複合地盤の挙動の研究、など、複合的災害、複合材料を対象とする総合性のある研究に向けた取り組みが必要とされる。

粘性土モデル化 WG では、FLIP に組み込まれたひずみ空間多重せん断モデルの枠組みで、粘性土の力学挙動をどの程度表現できるかについての研究開発を行ってきた。検討期間は 5 か年 (H23～27 年度) で行い、本年が最終年度となる。

初年度(H23)は、粘性土のダイレイタンスを表現する柴田(1963)¹⁾モデルの組込み、水平成層地盤の圧密沈下解析と地震応答解析への適用性の検討、過圧密状態からの非排水せん断挙動の検討を行った。二年度(H24)は、粘性土解析プログラム DACSAR (関口・太田モデル(1977)²⁾)³⁾との比較解析を行い、粘性土の挙動解析、要素レベルでの非排水繰返しせん断に対する Cookie モデルの適用性を確認した。三年度(H25)は、圧密沈下解析の安定性の向上と粘土用ひずみ速度依存項の導入など、粘性土プログラムの定式化と改良を行い FLIP723β14 版を試作した。一次元地盤および二次元盛土の K_0 状態での圧密沈下解析、非排水せん断挙動、圧密沈下解析から地震応答解析を行い、粘性土の挙動解析に対する適用性を確認した。四年度(H26)は、ひずみ速度依存性⁴⁾の高精度化と安定性の確保、過圧密状態からの解析の高精度化を中心として、FLIP723β32 版までを試作した。非排水単調および繰返しせん断時の要素解析を行い、せん断ひずみ速度がゼロから無限大までを包含する Isotach/Rayleigh 減衰型のせん断ひずみ速度依存性の特徴を適切に表現できることを確認した。さらに、二次元盛土構造物を対象とした圧密沈下解析および遠心模型実験の事例解析を行い、実現象を再現することを確認した。

本年度(H27)は、ひずみ速度依存性、二次圧密、圧密沈下解析と地震応答解析の複合解析、などの粘性土モデル⁵⁾の高度化を行い、粘性土プログラム最終版 FLIP723β41 を作成した。既往室内試験および試験盛土事例を対象とした解析を行い、粘性土実地盤に対する基本的な適用性を確認した。また、二次元盛土の圧密沈下解析途中からの地震応答解析を行い、Isotach/Rayleigh 減衰型などを適用して過剰間隙水圧の安定化を図ることにより、地震時の過剰間隙水圧の上昇とその後の排水過程での消散や盛土沈下挙動を表現できることを確認した。さらに、一次元地盤の砂と粘土の互層の地震応答解析と圧密沈下解析を行い、砂と粘土の透水性と圧縮性に応じた、過剰間隙水圧の上昇と再配分、短期および長期の沈下特性を適切に表現できることを確認した。Cookie モデルは、地震前に進行する地盤変形、限界状態の初期応力誘導異方性、圧密沈下、ひずみ速度依存性の影響など、粘性土の特徴を考慮した、長期載荷時挙動、静的・動的載荷時挙動が表現可能であることを確認した。最終年度としての 5 年度全体成果のとりまとめ⁵⁾を行った。

4-2 粘性土の力学挙動の表現 (Cookie Model)

ひずみ空間多重せん断モデルは、砂のような粒状体の繰返しせん断挙動の表現のために開発されてきたが、このモデルを粘性土の単調および繰返しせん断挙動に適用した。提案モデルは、既往の Cam-clay 型の弾塑性モデルと比較して、以下のような点で、優位性がある：(1) 静的自重解析により任意の静止土圧係数 K_0 を満たす初期自重解析ができる、(2) 応力誘導異方性 (初期せん断の影響) が終局状態に与える影響を柴田(1964)のダイレイタンスモデルにより表現できる、(3) 過圧密粘土の挙動を、過圧密比に対応する終局状態の膨張的ダイレイタンスにより規定することができる、(4) 二次圧密を表現するクリープ的な挙動に加え、単調および繰返しせん断におけるひずみ速度依存性を Tatsuoka et al (2002)による Isotach 型モデルに準じて与えることができる。さらに、提案モデルの応用として、粘性土の透水係数の間隙比依存性および粘性土用の杭・地盤相互作用パネの組込みも行った。

4-3 解析結果

(1) 既往の室内試験を対象とした Cookie モデルの適用性に関する検討

既往の室内試験を対象にした要素シミュレーションを実施することで、過圧密や二次圧密、クリープに代表される粘性土の挙動に対する Cookie モデルの適用性について検討した。せん断速度を変化させた非排水せん断試験の要素シミュレーションでは、せん断速度が速いほどピーク強度が増加するとともに、その後の軟化 (応力低下) 傾向はせん断速度が遅い場合と比べて緩やかになることが示された。大阪湾粘土の非排水せん断試験を対象にしたシミュレーションでは、過圧密状態の有効応力経路で見られる“巻き返し”挙動 (限界状態線を超えてピーク後に軟化する現象) を精度良く表現できることが確認された。二次圧密による強度増加のシミュレーションでは、 K_0 条件で長期間圧密した早来粘土に対して非排水せん断を行った。実験で見られた圧密時間の増加に伴いピークせん断強度が増大する傾向を、シミュレーションでも適切に再現できることを確認した。以上より、過圧密状態での時間依存性挙動 (せん断速度依存性、クリープ挙動等) や二

次圧密による先行効果（擬似過圧密効果）に代表される粘性土の挙動を、提案モデルを用いることで適切に表現することが可能である。

(2) 柳井試験盛土事例を対象としたCookieモデルの適用性に関する検討

過年度においてCookieモデルの圧密沈下解析への適用性を確認するため、地盤工学会の一斉解析（2005）を対象にDACSARとの比較検証を行ったが、ダイレイタンシーを考慮しない状態で両者が整合するもののダイレイタンシーを考慮すると乖離がみられた。この原因を探るため、今年度では、せん断特性および圧密特性が明らかにされている柳井試験盛土の事例を対象として検討した。柳井試験盛土では事前に一面せん断試験が実施されていたが、収縮的ダイレイタンシー係数をこの「有効応力経路」に整合するように設定すれば、圧密沈下解析において初期せん断弾性係数をどのように設定していても、「沈下と過剰間隙水圧」については試験盛土の実測値およびDACSARに整合することが確認できた。初期せん断弾性係数については、微小ひずみ時のせん断波速度に基づいて設定すれば、室内試験における「有効応力経路」および試験盛土における実測値「沈下と過剰間隙水圧」だけでなく、室内試験における「せん断応力・ひずみ関係」および試験盛土における実測値「法尻下の水平変位」を含むすべての実測値に整合することが確認できた。以上のように、Cookieモデルの圧密沈下解析への実用面での適用性を確認できた。

(3) 二次元盛土構造物の事例解析

軟弱粘性土地盤上に建設された自動車道路のプレロード盛土施工過程で観測された盛土沈下、法尻部側方水平変位の挙動解析を行い、実際の粘性土挙動に対するCookieモデルの適用性を検討した。さらに、圧密沈下解析における正規圧密領域（塑性域）および過圧密領域（弾性域）での体積弾性係数の相違を考慮するため、過圧密領域（過圧密での体積弾性係数を与える領域）をひずみ空間内に設定して、その挙動を確認した。Cookieモデルでは、盛土直下原地盤の沈下挙動と法尻側方変位量は概ね計測値を再現した。二次元盛土構造物の初期自重解析で指定した $K_0=0.65$ を再現して、異方圧密状態からの解析であっても各要素の異方圧密程度とダイレイタンシーに応じた限界状態を辿り、実際の粘性土地盤構造物の圧密沈下挙動に対する適用性を確認した。さらに、過圧密領域を考慮すると（IESW=1）、過圧密領域を考慮しない解析（IESW=0）よりも、盛土沈下量および法尻側方変位の計測値の再現性が高まる。正規圧密および過圧密領域を判定しつつ、粘性土の挙動解析（体積成分とせん断成分の複合解析）を精度良く制御できることを確認した。

(4) 二次元盛土構造物の地震応答解析

粘土層を含む基礎地盤上の高速道路盛土の初期自重解析、圧密沈下解析、圧密途中で地震動を作用させた場合の地震応答解析の一連の解析を実施した。試験盛土載荷による圧密沈下解析においては、PS検層結果に基づく初期せん断剛性を用いることにより、実測値に整合する盛土法尻直下の水平変位分布が得られることが判明した。また、試験盛土撤去後に建設された恒久盛土の圧密沈下解析を実施したが、その期間は50年間に及ぶので、その時間積分間隔 Δt は20日を標準とした。このような大きな Δt であっても圧密沈下解析は安定することが分かった。圧密解析途中での地震応答解析では、 $\Delta t=0.01$ 秒とし、地震後の圧密解析の途中で、 Δt を0.01秒から20日（1,728,000秒）まで徐々に増加させた。このような Δt の増加過程は、解析に不安定性をもたらす結果となった。圧密のような非常にゆっくりとした現象の中で生じる不安定性に対する、クッキーモデルに導入されたIsotach dampingの適用は、そのせん断ひずみ速度依存性により、非常に有効であることが分かった。また、圧密により生じる過剰間隙水圧と地震により生じる過剰間隙水圧では、その分布形状が異なり、そのため、過剰間隙水圧に関する側方境界条件を一律に非排水境界、あるいは過剰間隙水圧0境界とした場合は、不都合が生じることが分かった。本検討においては、粘性土層の側方境界条件を不透水境界、その他の土層の側方境界条件を水圧0境界と設定した。その結果、安定した解析が可能になった。また、恒久盛土載荷による圧密沈下解析の途中で地震動を作用させると、ある解析ケースでは0.15mの即時沈下が生じ、50年間では、地震動を作用させない場合に比べて沈下量が0.33m増加した。また、過剰間隙水圧は、一回の地震で30kPa程度増加した。これらにより、盛土載荷による圧密の途中で、沈下が急速に進行したり、過剰間隙水圧が上昇したりするという観測された現象については、圧密沈下解析の途中で地震動を作用させることにより、解析的に再現することが可能であることが分かった。

4-4 今後の検討項目

粘性土対応のFLIPプログラムは、WG検討用の暫定版（FLIP723β41）として試作した。今年度までの研究によって、Cookieモデルは、地震前に進行する地盤変形、圧密沈下、ひずみ速度依存性の影響など、粘性土の特徴を考慮した、長期載荷時挙動、静的・動的載荷時挙動が表現可能であることを確認した。今後の検討項目としては、事例解析による適用性や安定性を確認し、FLIPの機能拡張版（FLIPver.8シリーズ）としての本格的整備へと進める予定である。また、設計実務での活用を目的としたモデルパラメータの設定法の検討が必要である。

謝辞：本検討は一般社団法人FLIPコンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。

参考文献：1)Shibata, T. (1963): On the volume changes of normally consolidated clays, Disaster Prevention Research Institute Annuals, Kyoto University, Vol.6, pp.128-134. 2)Sekiguchi, H., Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equation of soils. Proc. Of the specialty session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.306-315. 3)Iizuka, A. and Ohta, H. (1987): A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87. 4)Tatsuoka F, Ishihara M, Di Benedetto H, Kuwano R. (2002) Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation, Soils and Foundations, 42(2): 103-129. 5)井合進・上田恭平(2016)：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現，京都大学防災研究所年報，第59号

5. 平成 23～27 年度の全体成果のまとめ

5-1 ひずみ空間多重せん断モデルによる 粘性土の力学挙動の表現

井合 進¹・上田恭平¹・小堤 治²

¹ 特別顧問 京都大学防災研究所

² 正会員 株式会社明窓社

ひずみ空間多重せん断モデルは、砂のような粒状体の繰返しせん断挙動の表現のために開発されてきたが、本研究では、このモデルを粘性土の単調および繰返しせん断挙動に適用することとした。提案モデルは、既往のCam-clay型の弾塑性モデルと比較して、以下のような点で、優位性がある：(1) 静的自重解析により任意の静止土圧係数 K_0 を満たす初期自重解析ができる、(2) 応力誘導異方性(初期せん断の影響)が終局状態に与える影響を柴田(1964)のダイレイタンスーモデルにより表現できる、(3) 過圧密粘土の挙動を、過圧密比に対応する終局状態の膨張的ダイレイタンスーにより規定することができる、(4) 二次圧密を表現するクリープ的な挙動に加え、単調および繰返しせん断におけるひずみ速度依存性をTatsuoka et al (2002)によるIsotach型モデルに準じて与えることができる。本研究により提案したモデルの適用性は、単調および繰返しせん断における粘性土の排水・非排水挙動により確認した。

Keywords: clay, anisotropy, strain rate effect, consolidation, earthquake response

1. はじめに

ひずみ空間多重せん断モデル(Iai et al., 2011)は、地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く利用されている。本研究では、このモデルの粘土地盤の圧密解析とこれに引き続く地震応答解析への適用性について、検討することとした。

ひずみ空間多重せん断モデルの構成式の観点から砂と粘土との相違点を眺めると、両者間で本質的な相違はなく、モデルパラメタ(もしくは、モデルパラメタを状態変数とする一般化の方法)の相違に帰着する。具体的には、砂と異なり、粘性土では、以下のとおりとなる。

- (1) 接線体積剛性の拘束圧依存性を規定する指数が1.0となる。
- (2) 限界状態(砂の場合のSteady state)が初期応力誘導異方性を持つ。
- (3) 過圧密からのせん断において、粘着力がゼロの場合のMohr-Coulombの破壊基準に対応するせん断破壊線を越える(上回る)応力経路を辿り、限界状態に至る。

ん断破壊線を越える(上回る)応力経路を辿り、限界状態に至る。

- (4) ひずみ速度依存性(二次圧密および地震時の粘性減衰)の影響が著しい。

また、既往の弾塑性モデルを組み込んだ数値解析法では、初期応力を入力パラメタとして(静止土圧係数 K_0 により)指定するものが多い。このような数値解析法は、水平成層地盤上に建設される盛土による圧密沈下解析のように、初期応力が静止土圧係数と鉛直有効応力分布で規定される場合には適用性があると考えられる。しかし、一般的な地盤・構造物系を対象とする解析では、初期応力分布が静止土圧係数と鉛直有効応力分布のみでは規定できない。一般には、地盤・構造物系を対象とした静的自重解析(重力に伴って発生する地盤・構造物内の応力分布の解析)を行って初期応力分布を決定する必要がある。その際に、パラメタを任意に与えるのではなく、水平成層地盤で想定される静止土圧係数が同じ静的自重解析で実

現できるという制約条件を満たす地盤パラメタの組合せを与えることが必要となる。

なお、本報告は、前報(Iai, 2012)における検討結果を吟味し、モデルの汎用性、安定性を拡張したもので、Cookie Model (Cohesive soil with or without Overconsolidation, K_0 and Isotach Effects) と呼ぶ。

2. 粘性土の圧密沈下・地震応答解析におけるモデル化での基礎的事項

粘性土の力学挙動は、正規圧密からの挙動と過圧密からの挙動とが著しく異なることが知られている。これを、弾塑性モデルでは、降伏曲面や塑性ポテンシャルを導入することにより、表現する。しかし、ひずみ空間多重せん断モデルでは、降伏曲面や塑性ポテンシャルを導入せずに、ひずみ空間における現在のひずみおよびその履歴に応じて粘性土の状態を規定していくこととなる。この点が、ひずみ空間多重せん断モデルによるモデル化の特徴であり、弾塑性モデルと共通する事項とともに、弾塑性モデルとは異なる事項も多い。

そこで、ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動のモデルの具体的な定式化に先立って、本章では、モデル化における基礎的事項を示す。

(1) 間隙比、体積ひずみ、平均有効応力の基礎的關係

粘性土の圧縮伸張成分の定式化で基本となる体積ひずみ ε は、間隙比 e と以下の関係がある。

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{e}}{1+e} \quad (1)$$

これを、体積ひずみ $\varepsilon = \varepsilon_a$ 、間隙比 $e = e_a$ の点を参照点として積分して、

$$\varepsilon - \varepsilon_a = \ln \left(\frac{1+e}{1+e_a} \right) \quad (2)$$

他方、粘性土においては、間隙比と平均有効応力の関係として与えられる圧密曲線の接線勾配を以下で与える。

正規圧密：

$$\dot{e} = -\frac{\lambda}{p} \dot{p} \quad (3)$$

過圧密：

$$\dot{e} = -\frac{\kappa}{p} \dot{p} \quad (4)$$

これらを、体積ひずみに関する圧密曲線の接線勾

配に書き換えると、以下となる。

正規圧密：

$$\frac{dp}{d\varepsilon} = -\frac{1+e}{\lambda} p \quad (5)$$

過圧密：

$$\frac{dp}{d\varepsilon} = -\frac{1+e}{\kappa} p \quad (6)$$

ここで、圧密曲線の接線勾配は圧力 p に比例すると仮定（近似）し、参照する拘束圧力 p_a における間隙比を e_a を接線勾配を規定する際の参照間隙比とすると、

正規圧密：

$$\frac{dp}{d\varepsilon} = -\frac{1+e_a}{\lambda} p \quad (7)$$

過圧密：

$$\frac{dp}{d\varepsilon} = -\frac{1+e_a}{\kappa} p \quad (8)$$

通常、式(5)、(6)は、ダイレイタンシーが発生しない場合に適用されるので、これらの式において、体積ひずみ ε を有効体積ひずみ

$$\varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon_d \quad (9)$$

（ここに、 ε_d はダイレイタンシーによる体積ひずみ）に置き換え、以下を得る。

正規圧密：

$$\frac{dp}{d\varepsilon'} = -\frac{1+e_a}{\lambda} p \quad (10)$$

過圧密：

$$\frac{dp}{d\varepsilon'} = -\frac{1+e_a}{\kappa} p \quad (11)$$

よって、粘性土の接線体積剛性（以下、体積弾性係数とよぶ）は、以下のとおり与えられる。

正規圧密：

$$K_{LU} = \frac{1+e_a}{\lambda} p \quad (12)$$

過圧密：

$$K_{LU} = \frac{1+e_a}{\kappa} p \quad (13)$$

ここに、

$$K_{LU} = -\frac{dp}{d\varepsilon'} \quad (14)$$

式(10)(11)を初期条件 $\varepsilon' = \varepsilon'_0$ の時, $p = p_0$ で積分すると,
正規圧密:

$$\ln \frac{p}{p_0} = -\frac{\varepsilon' - \varepsilon'_0}{\varepsilon_{m0}} \quad (15)$$

過圧密:

$$\ln \frac{p}{p_0} = -\frac{\varepsilon' - \varepsilon'_0}{\varepsilon_{me}} \quad (16)$$

ここに,

$$\varepsilon_{m0} = \frac{\lambda}{1 + e_a} \quad (17)$$

$$\varepsilon_{me} = \frac{\kappa}{1 + e_a} \quad (18)$$

(2) 過圧密域

圧密沈下解析における正規圧密および過圧密での接線体積剛性（以下においては，正規圧密，過圧密によらず，体積弾性係数とよぶ）の相違を考慮するため，過圧密域（過圧密での体積弾性係数を与える領域）を，ひずみ空間内に設定する．過圧密域外の領域（正規圧密での体積弾性係数を与える領域）は，以下において，塑性域とよぶ．

この設定にあたり，過圧密状態からの解析における初期の有効体積ひずみが ε'_0 ，また，これに対応する正規圧密曲線上の降伏圧密応力での有効体積ひずみが ε'_{r0} （図-1），で与えられるものとする．また，初期の有効体積ひずみ ε'_0 における正規圧密曲線上の圧力 p_{n0} は，初期の圧力 p_0 から，以下により与えられるものとする．

$$p_{n0} = r_{p_{n0}} p_0 \quad (19)$$

これらの条件において，過圧密域を，ひずみ空間において， $\varepsilon'_0 \geq \varepsilon' \geq \varepsilon'_{r0}$ の範囲，すなわち，初期有効体積ひずみ ε'_0 の圧縮側に相当する $0 \leq -(\varepsilon' - \varepsilon'_0) \leq -(\varepsilon'_{r0} - \varepsilon'_0)$ の範囲，で与える．

他方，過圧密状態から，有効体積ひずみが一定の条件でせん断する場合には，土は塑性的な挙動を示し，その際の体積弾性係数は，正規圧密での体積弾性係数に準じたものとなるとすると，既往の室内試験における過圧密粘土の非排水せん断挙動と整合するものと考えられる．

これらの体積圧縮およびせん断挙動を表現するため，初期有効体積ひずみ ε'_0 および初期偏差ひずみ $\bar{\varepsilon}_0$ を原点とし，その体積圧縮側を中心とする方向に広がる過圧密域を，過圧密域の圧縮側の

限界に相当する ε'_r^* を用いて，以下のとおり設定する（図-2）．

$$\begin{aligned} 0 \leq \theta \leq \theta_c & \text{ かつ} \\ 0 \leq -(\varepsilon' - \varepsilon'_0) \leq -(\varepsilon'_r^* - \varepsilon'_0) & : \text{elastic} \end{aligned} \quad (20)$$

ここに，

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma^*}{-(\varepsilon' - \varepsilon'_0)} \right) \quad (21)$$

$$\gamma^* = \sqrt{\left((\varepsilon_x - \varepsilon_y) - (\varepsilon_{x0} - \varepsilon_{y0}) \right)^2 + (\gamma_{xy} - \gamma_{xy0})^2}$$

過圧密域内外では，体積弾性係数およびダイレイタンシー挙動は異なる（体積弾性係数は，過圧密域では式(11)，また，塑性域では式(10)で与えられる）ものとし，ダイレイタンシーを除くせん断挙動は，過圧密域内外で同じとする．

(3) 限界状態におけるダイレイタンシー

粘性土における限界状態（砂の Steady state）を表現するため，まず，初期自重解析後の初期有効体積ひずみ $\varepsilon'_0 = \varepsilon_0$ （初期自重解析では，後述のとおり，ダイレイタンシーを考慮しないため）に対応する正規圧密曲線上の初期有効拘束圧力 p_{n0} （図-1）を，入力パラメタを用いて，式(19)で与える．このパラメタは粘性土の室内試験結果から直接求めるか，または，粘性土の過圧密比 OCR と λ, κ から以下で求める．

$$r_{p_{n0}} = \text{OCR}^{(1-\kappa/\lambda)} \quad (23)$$

上の式より，自重解析における応力経路とは独立して，自重解析後の過圧密の状態を，以下のように与えることができる．

$r_{p_{n0}} = 1$: 正規圧密状態からの圧密沈下・地震応答解析

$r_{p_{n0}} > 1$: 過圧密状態からの圧密沈下・地震応答解析

図-3のように，粘性土の挙動を，体積ひずみー有効拘束圧力の関係で表示すると，正規圧密状態からの解析では，同図において，正規圧密曲線が収縮的ダイレイタンシー ε_d^c に応じて，次第に限界状態線に近づいていき，最終的に収縮的ダイレイタンシーが限界状態の値 $\varepsilon_d^c = \varepsilon_{dus}^c$ に達した時に，限界状態線に到達すると考える．

他方，過圧密状態からの解析で，非排水せん断の挙動が支配的な場合には，図-2を参照すると，ひずみ空間に与えた過圧密域の外側の領域の挙動

となる。この場合には、体積弾性係数は、過圧密での式(13)ではなく、正規圧密でのものと同様に、式(12)で与える。よって、過圧密域からの非排水せん断により限界状態に到達する過程では、図-3に示すように、正規圧密曲線に準じた接線剛性を持つ圧密曲線が、収縮的ダイレイタンシー ε_d^c と膨張的ダイレイタンシー ε_d^d との和で与えられるダイレイタンシーに応じて、限界状態線に近づいていき、最終的にこれらのダイレイタンシーが限界状態の値 $\varepsilon_d^c = \varepsilon_{dus}^c$, $\varepsilon_d^d = \varepsilon_{dus}^d$ となったときに、限界状態線に到達すると考える。

なお、過圧密状態からの解析で、体積圧縮が支配的な場合など過圧密域を通過するひずみ経路での解析では、体積弾性係数は、過圧密でのものとなり、式(13)で与える。

限界状態でのダイレイタンシーは、収縮的成分および膨張的成分の和として、以下で与えられるとする (図-3)。

$$\varepsilon_{dus} = \varepsilon_{dus}^c + \varepsilon_{dus}^d \quad (24)$$

これらの成分は、それぞれ以下により与える。

(a) 限界状態での膨張的ダイレイタンシー

体積ひずみ-平均圧力の関係で与えられる図-3を参照し、有効体積ひずみ-平均圧力の関係として式(15)で与えられる圧密曲線において、初期状態では $\varepsilon_d = 0$, 正規圧密曲線上では $\varepsilon_d = \varepsilon_{dus}^d$ となることから、正規圧密曲線は、以下で与えられる。

$$\ln \frac{p}{p_0} = - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_0}{\varepsilon_{m0}} \quad (25)$$

この曲線が、点 $p = p_{n0}$, $\varepsilon = \varepsilon_0$ を通ることから、

$$\varepsilon_{dus}^d = \varepsilon_{m0} \ln \frac{p_{n0}}{p_0} \quad (26)$$

式(19)より、

$$\varepsilon_{dus}^d = (\ln r_{p_{n0}}) \varepsilon_{m0} \quad (27)$$

正規圧密からの解析は、過圧密からの解析において、 $r_{p_{n0}} = 1$ とおいた場合に相当し、上の式をそのまま適用すればよい。

(b) 限界状態での収縮的ダイレイタンシー

限界状態での収縮的ダイレイタンシーは、柴田のダイレイタンシー式(Shibata, 1963)に基づいて、以下で与える。

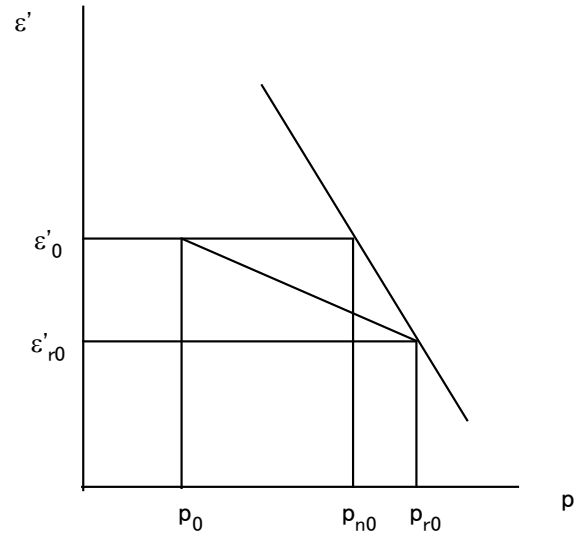


Fig.1 Effective volumetric strain at yield confining pressure ε'_{r0}

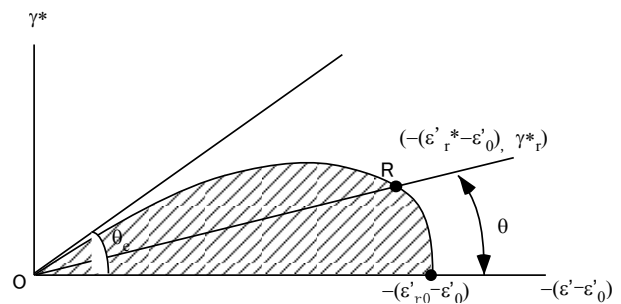


Fig.2 Over-consolidation region in strain space

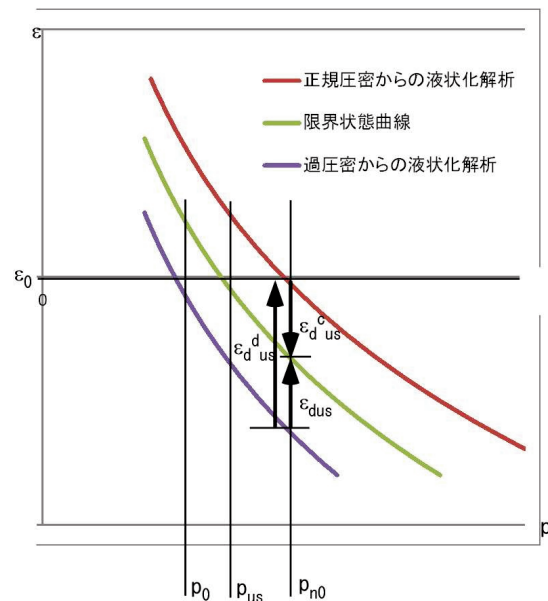


Fig.3 Normal and over consolidation curves and steady state line in volumetric strain - effective confining pressure diagram

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = -D\eta_{\text{us}}^* \quad (28)$$

ここに、2次元解析では、図-4において、初期応力点がAから半径Mの円周に向かうベクトルの長さに相当し、以下で与えられる (Sekiguchi and Ohta, 1977)

$$\eta_{\text{us}}^* = \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_{\text{us}} - \left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_0\right)^2 + \left(\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_{\text{us}} - \left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0\right)^2} \quad (29)$$

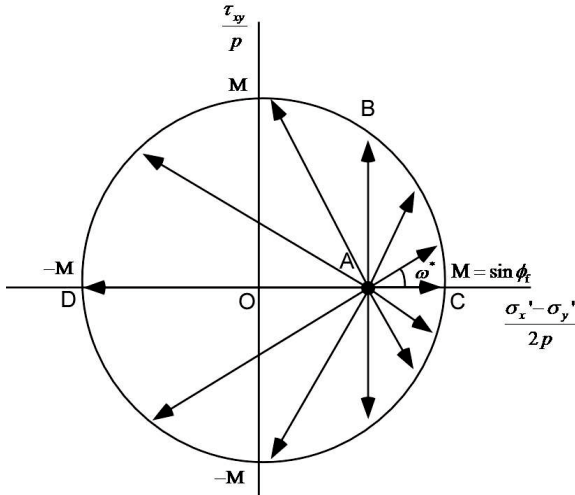


Fig.4 Shear stress ratio at steady state for a stress path from initial stress point A

柴田のダイレイタンシーパラメタ D は、ダイレイタンシーパラメタ Λ を用いて、以下のとおり書ける。

$$D = \frac{\Lambda}{M} \frac{\lambda}{1 + e_0} = \frac{\Lambda}{M} \varepsilon_{\text{m}0} \quad (30)$$

ここに、

$$M = \sqrt{\left(\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_{\text{us}}\right)^2 + \left(\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_{\text{us}}\right)^2} \quad (31)$$

これを式(28)に代入して、

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = -\frac{\eta_{\text{us}}^*}{M} \Lambda \varepsilon_{\text{m}0} \quad (32)$$

なお、弾塑性モデルでは、降伏曲面に一致する塑性ポテンシャル面の接線勾配が、限界状態においてゼロとなるという条件から、ダイレイタンシーパラメタ Λ と λ , κ の間に、以下の関係が成り立つ。

$$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (33)$$

しかし、ひずみ空間多重せん断モデルでは、降伏曲面や塑性ポテンシャルを必要としないので、式(33)の関係は満たす必要がなく、ダイレイタンシーパラメタ Λ は、 λ , κ の値とは独立して、非排水せん断試験結果に基づいて得られる限界状態を適切に表現するように設定することができる。

また、上の定式化においては、限界状態に与える初期応力誘導異方性を式(29)により考慮しているが、Cam Clay型モデルのように限界状態が等方性を持つと考える場合には、終局状態でのせん断応力比が式(31)で与えられることから、これを式(32)の分子に代入することにより、

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = -\Lambda \varepsilon_{\text{m}0} \quad (34)$$

また、Cam Clay型モデルにおいて、初期有効体積ひずみ ε_0' での終局状態のせん断抵抗を、入力パラメタとして q_{usa} で与える場合には、この限界状態での有効拘束圧力は、以下で与えられる。

$$p_{\text{usa}} = q_{\text{usa}} / M \quad (35)$$

これより、限界状態におけるダイレイタンシーを、以下で与える。

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = \ln \left(\frac{p_{\text{usa}}}{p_{\text{n}0}} \right) \varepsilon_{\text{m}0} \quad (36)$$

(4) 限界状態におけるせん断応力比の予測値

限界状態における収縮的ダイレイタンシーを与える式(29)のせん断応力比を求めるためには、限界状態における応力が必要となる。しかし、この応力は予め与えられず、解析結果として与えられることとなる。よって、解析途中の現在の応力状態に基づいて、限界状態の応力を予測して、限界状態におけるせん断応力比を予測することとする。これを、以下のとおり与える。

まず、初期応力ベクトルの方向と横軸 $\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_0$ 方向とのなす角度を、図-5のとおりに、以下で定義する。

$$\cos \omega_0 = \left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_0 / \eta_0 \quad (37)$$

$$\sin \omega_0 = \left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0 / \eta_0 \quad (38)$$

ここに、

$$\eta_0 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_0^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0^2} \quad (39)$$

次に、現在の応力ベクトルの方向（初期応力点 A を起点とする相対的な応力ベクトルの方向）を以下で求める。

$$\cos \omega^* = \left[\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right) - \left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_0 \right] / \eta^* \quad (40)$$

$$\cos \omega^* = \left[\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right) - \left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0 \right] / \eta^* \quad (41)$$

ここに、

$$\eta^* = \sqrt{\left[\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right) - \left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2p}\right)_0 \right]^2 + \left[\left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right) - \left(\frac{\tau_{xy}}{p}\right)_0 \right]^2} \quad (42)$$

これを用いて、初期応力ベクトルの方向との相対的な角度（図-5）を以下で求める。

$$\omega^* = \omega' - \omega_0 \quad (43)$$

これを、限界状態における応力ベクトルの方向の当面の予測値とし、以下により、限界状態でのベクトルの方向（原点を起点とする初期応力ベクトルの方向に対する相対的な方向）の予測値を求める。

$$M \cos \omega' = \eta_0 + \eta_{us}^* \cos \omega^* \quad (44)$$

$$M \sin \omega' = \eta_{us}^* \sin \omega^* \quad (45)$$

ここに、2次現解析においては、

$$M = \sin \phi_f \quad (46)$$

これを用いて、限界状態（B点）での η_{us}^* の予測値を以下で与える。

$$M^2 = (\eta_0 + \eta_{us}^* \cos \omega^*)^2 + (\eta_{us}^* \sin \omega^*)^2 \quad (47)$$

これを η_{us}^* について解いて、

$$\eta_{us}^* = -\eta_0 \cos \omega^* + \sqrt{(\eta_0 \cos \omega^*)^2 + M^2 - \eta_0^2} \quad (48)$$

(5) 間隙比と体積ひずみの関係

以上において、間隙比との明示的な対応付けが必要な場合には、以下の関係を準用する。

$$\varepsilon - \varepsilon_a = \ln \left(\frac{1+e}{1+e_a} \right) \quad (49)$$

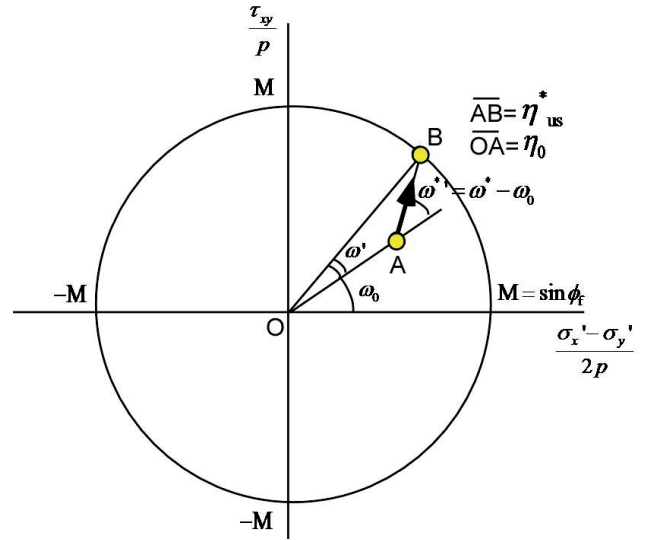


Fig.5 Prediction of shear stress ratio vector at steady state

この関係は、初期自重解析で算定される体積ひずみが、液状化解析で算定される体積ひずみに引き継がれることを前提とした関係であるが、初期自重解析で算定される体積ひずみ（すなわち、液状化解析での初期体積ひずみ ε_0 ）は、明示的には使用せずに解析を行う点で、修正が必要となる。この修正は、図-6 に示すとおり、間隙比を算定する際に用いる液状化解析での初期体積ひずみを、液状化解析での正規圧密曲線上の初期有効拘束圧力 p_{n0} に対応する体積ひずみ ε_{n0} に置換することにより行う。すなわち、間隙比と体積ひずみの関係を以下で与える。

$$(\varepsilon - \varepsilon_0 + \varepsilon_{n0}) - \varepsilon_a = \ln \left(\frac{1+e}{1+e_a} \right) \quad (50)$$

液状化解析用の正規圧密曲線が p_a , ε_a を通るといふ条件から、

$$\varepsilon_{n0} - \varepsilon_a = - \left(\ln \left(\frac{p_{n0}}{p_a} \right) \right) \varepsilon_{ma} \quad (51)$$

$$\varepsilon_{ma} = p_a / (r_k K_{Ua}) = \lambda / (1+e_a) \quad (52)$$

よって、次式により、間隙比を算定すればよい。

$$\ln \left(\frac{1+e}{1+e_a} \right) = (\varepsilon - \varepsilon_0) - \left(\ln \left(\frac{p_{n0}}{p_a} \right) \right) \varepsilon_{ma} \quad (53)$$

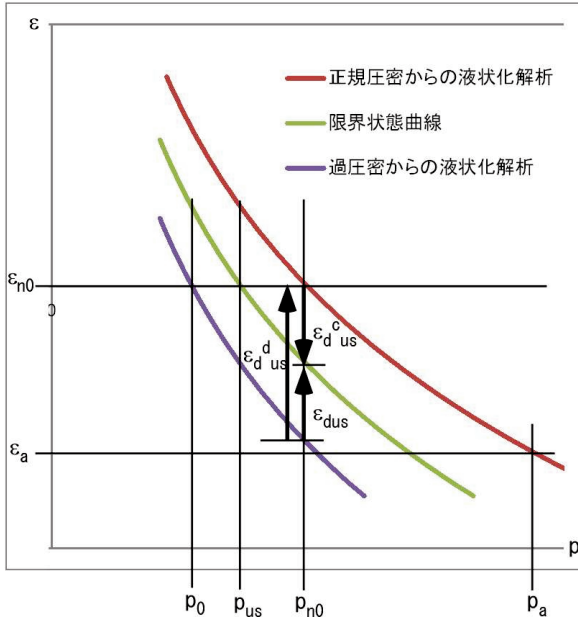


Fig.6 Volumetric strain – confining pressure dependency for computing void ratio (modifying initial volumetric strain)

(6) クリープによる体積ひずみ

粘性土地盤の2次圧密挙動を表現するため、ひずみ空間多重せん断モデルにおいては、式(9)による有効体積ひずみの定義を一般化し、クリープによる体積ひずみ ε_c を用いて以下で与える。

$$\varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon_d - \varepsilon_c \quad (54)$$

ここに、クリープによる体積ひずみ ε_c は、二次圧密係数 α_c 、圧密解析開始時点 ($t=0$) からの経過時間 t を用いて、以下の漸化式 (時間積分において、 p ステップから、現 ($p+1$) ステップの値を求める式) により求める。(なお、現ステップは、上添字のステップ数を省略して表す)

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^p + \Delta\varepsilon_c \quad (55)$$

$$\Delta\varepsilon_c = -\alpha_c \left(\ln(t+t_c) - \ln(t^p+t_c) \right) \quad (56)$$

ここに、積分時間間隔を Δt とすると、

$$t = t^p + \Delta t \quad (57)$$

また、式(55)における時間パラメタ t_c は、クリープの初期体積 (圧縮) ひずみ速度 $\dot{v}_0 (= -\dot{\varepsilon}_{c0})$ から、以下により与える。

$$t_c = \alpha_c / \dot{v}_0 \quad (58)$$

漸化式型のアルゴリズムの導入により、過圧密域での二次圧密係数の変化など、粘性土の状態に応じた二次圧密係数の変化への対応が可能となる。

他方、漸化式を用いない場合には、クリープによる体積ひずみ ε_c は、二次圧密係数 α_c 、初期体積ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{c0}$ より、

$$\varepsilon_c = -\alpha_c \left(\ln(t+t_c) - \ln t_c \right) = -\alpha_c \ln \left(\frac{t+t_c}{t_c} \right) \quad (59)$$

$$\dot{\varepsilon}_{c0} = -\frac{\alpha_c}{t_c} \quad (60)$$

$$\dot{\varepsilon}_c = -\frac{\alpha_c}{t+t_c} \quad (61)$$

これらを書き換えて、

$$\varepsilon_c = -\alpha_c \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{c0}}{\dot{\varepsilon}_c} \right) \quad (62)$$

これを書き換え、クリープに関する以下の微分方程式を得る。

$$\dot{\varepsilon}_c = \dot{\varepsilon}_{c0} \exp \left(\frac{\varepsilon_c}{\alpha_c} \right) \quad (63)$$

よって、二次圧密解析では、上を時間積分していけば、解析中に二次圧密係数が状態に応じて可変となっても対応できることとなり、式(55)による漸化式型のアルゴリズムと等価な解析が可能となる。

なお、クリープは、過圧密域においても発生可能とし、過圧密域に適用するパラメタは、塑性域のパラメタとは異なるパラメタ α_{ce} , \dot{v}_{0e} を用いることができる。

3. 構成式の基本形

(1) 積分形の構成式

2次元解析の場合、応力、ひずみベクトルを以下で与える。

$$\boldsymbol{\sigma}'^T = \{ \sigma_x', \sigma_y', \tau_{xy} \} \quad (64)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}'^T = \{ \varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy} \} \quad (65)$$

多重せん断モデルの積分形の基本形を、以下で与える。

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p\mathbf{n}^{(0)} + \sum_{i=1}^I q^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \Delta\omega \quad (66)$$

ここに、

$$\mathbf{n}^{(0)T} = \{ 1 \quad 1 \quad 0 \} \quad (67)$$

$$\mathbf{n}^{(i)T} = \{\cos \omega_i \quad -\cos \omega_i \quad \sin \omega_i\} \quad (68)$$

(for $i = 1, \dots, I$)

$$\omega_i = (i-1)\Delta\omega \quad (69)$$

$$\Delta\omega = \pi / I \quad (70)$$

式(66)の等方成分 p および仮想単純せん断応力 $q^{(i)}$ は、有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}'$ および仮想単純せん断ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}''$ の関数として、以下で与える.

$$p = p(\boldsymbol{\varepsilon}') \quad (71)$$

$$q^{(i)} = q^{(i)}(\gamma^{(i)}, \boldsymbol{\varepsilon}', \boldsymbol{\varepsilon}'') \quad (72)$$

なお、式(72)において、仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ のみの関数とせず、有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}'$ 、仮想有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}''$ を含む関数としている理由は、「3. 積分形の構成式 (液状化解析)」で記述するのとおり、仮想単純せん断機構の拘束圧力依存性および液状化状態依存性を考慮するためである.

上の関係より、応力の等方成分 p よび体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}$ は、以下で与えられる.

$$p = -\frac{1}{2} \mathbf{n}^{(0)T} \boldsymbol{\sigma}' = -\frac{1}{2} (\boldsymbol{\sigma}'_x + \boldsymbol{\sigma}'_y) \quad (73)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{n}^{(0)T} \boldsymbol{\varepsilon} = \varepsilon_x + \varepsilon_y \quad (74)$$

さて、式(71)(72)における有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}'$ は、体積ひずみからダイレイタンシーによる体積ひずみ成分 $\boldsymbol{\varepsilon}_d$ およびクリープによる体積ひずみ成分 (二次圧密の表現用) $\boldsymbol{\varepsilon}_c$ を除去したものであり、以下で与える.

$$\boldsymbol{\varepsilon}' = \mathbf{n}^{(0)T} \boldsymbol{\varepsilon}' = \mathbf{n}^{(0)T} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d - \boldsymbol{\varepsilon}_c) = \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d - \boldsymbol{\varepsilon}_c$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_d}{2} \mathbf{n}^{(0)} \quad (76)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_c = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_c}{2} \mathbf{n}^{(0)} \quad (77)$$

式(76)におけるダイレイタンシー成分は、以下のように収縮的成分 $\boldsymbol{\varepsilon}_d^c$ および膨張的成分 $\boldsymbol{\varepsilon}_d^d$ よりなる.

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d = \boldsymbol{\varepsilon}_d^c + \boldsymbol{\varepsilon}_d^d \quad (78)$$

すなわち、

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d = \boldsymbol{\varepsilon}_d^c + \boldsymbol{\varepsilon}_d^d \quad (79)$$

ここに、

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d^c = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_d^c}{2} \mathbf{n}^{(0)} \quad (80)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d^d = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_d^d}{2} \mathbf{n}^{(0)} \quad (81)$$

また、収縮的ダイレイタンシー増分の液状化状態依存性を表現するため、仮想有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}''$ を導入する. これは、有効体積ひずみから膨張的ダイレイタンシー成分を除去したものに相当するが、Cookie Model では、これをさらに一般化し、収縮的ダイレイタンシー成分に準じた仮想収縮的ダイレイタンシー $\boldsymbol{\varepsilon}_d^{c''}$ を用いて、マルチスプリングモデル (Iai et al., 1992a) の液状化フロントパラメータ S_0 に対応する有効体積ひずみを以下で与える.

$$\boldsymbol{\varepsilon}'' = \mathbf{n}^{(0)T} \boldsymbol{\varepsilon}'' = \mathbf{n}^{(0)T} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d^{c''} - \boldsymbol{\varepsilon}_c) = \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d^{c''} - \boldsymbol{\varepsilon}_c$$

仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ は、以下で与える.

$$\gamma^{(i)} = \mathbf{n}^{(i)T} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d) = \mathbf{n}^{(i)T} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (83)$$

ダイレイタンシー成分の増分は、ひずみ増分の線形変換で与えられるものと仮定し、これを以下のとおり書く.

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_d = \mathbf{n}_d^T d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (84)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_d^c = \mathbf{n}_d^{cT} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (85)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_d^d = \mathbf{n}_d^{dT} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (86)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_d^{c''} = \mathbf{n}_d^{c''T} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (87)$$

よって、式(78)より、

$$\mathbf{n}_d = \mathbf{n}_d^c + \mathbf{n}_d^d \quad (75) \quad (88)$$

上における基本形においては、地震時における粘性減衰を考慮していない. これについては、後述するとおり ((5)参照), 粘性減衰項を運動方程式に組み込む形で考慮する.

(2) 増分形の構成式

増分形の構成式は、式(3)の両辺の微分をとれば、以下で与えられる.

$$d\boldsymbol{\sigma}' = -dp \mathbf{n}^{(0)} + \sum_{i=1}^I dq^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \Delta\omega \quad (89)$$

$$dp = \frac{dp}{d\boldsymbol{\varepsilon}'} d\boldsymbol{\varepsilon}' \quad (90)$$

$$dq^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} d\gamma^{(i)} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon'} d\varepsilon' + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon''} d\varepsilon'' \quad (91)$$

式(90)(91)に、式(75)(82)(83)を代入すると、

$$dp = \frac{dp}{d\varepsilon'} \mathbf{n}^{(0)T} d(\varepsilon - \varepsilon_d - \varepsilon_c) \quad (92)$$

$$dq^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} \mathbf{n}^{(i)T} d\varepsilon + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon'} \mathbf{n}^{(0)T} d(\varepsilon - \varepsilon_d - \varepsilon_c) + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon''} \mathbf{n}^{(0)T} d(\varepsilon - \varepsilon_d'' - \varepsilon_c)$$

式(92)(93)および式(84)~(86)を式(89)に代入すれば、増分形の構成式が以下のとおり与えられる。

$$d\boldsymbol{\sigma}' = \mathbf{D}d\varepsilon + \mathbf{D}_c d\varepsilon_c \quad (94)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{D} &= K_{LU} \mathbf{n}^{(0)} \mathbf{n}^{(0)T} + \sum_{i=1}^I G_{LU}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)T} \Delta\omega \\ &- K_{LU} \mathbf{n}^{(0)} \mathbf{n}_d^T + \sum_{i=1}^I (H^{(i)} + L^{(i)}) \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(0)T} \Delta\omega \\ &- \sum_{i=1}^I (H^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}_d^T + L^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}_d''^T) \Delta\omega \end{aligned} \quad (95)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{D}_c &= -K_{LU} \mathbf{n}^{(0)} \mathbf{n}^{(0)T} \\ &- \sum_{i=1}^I (H^{(i)} + L^{(i)}) \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(0)T} \Delta\omega \end{aligned} \quad (96)$$

ここに、

$$K_{LU} = -\frac{dp}{d\varepsilon'} \quad (97)$$

$$G_{LU}^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} \quad (98)$$

$$H^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon'} \quad (99)$$

$$L^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon''} \quad (100)$$

式(95)の右辺の第1項、第2項は、それぞれ圧縮伸張およびせん断に関する増分形を表し、対称マトリクスである。第3項は圧縮伸張へのダイレイタンシーの影響、第4項はせん断機構の拘束圧依存性および液状化状態依存性、第5項はせん断機構に与えるダイレイタンシーの影響を表すものである。これら第3~5項は、いずれも圧縮伸張の機構とせん断に関する機構のカップリングの3種類の機構を示すもので、非対称マトリクスとなる。

簡単のため、以下においては、増分形における式(94)のクリープによる応力増分 $\mathbf{D}_c d\varepsilon_c$ の項を無視し、積分形においてのみクリープによる体積ひずみを考慮する形で数値解析を行う。

4. 積分形の構成式（圧密沈下・地震応答解析）

(1) 圧縮伸張成分 p の定式化 (93)

(a) 塑性域のみを考慮する解析

正規圧密からの圧密沈下・地震応答解析や過圧密からの地震応答解析のように、過圧密域を考慮しない解析が適用できることが明らかな場合には、正規圧密からの砂の液状化解析に準じて、体積弾性係数を以下で与える。

$$K_{LU} = K_{U01} \left(\frac{p}{p_0} \right)^{l_k} \quad (101)$$

ここに、体積弾性係数の拘束圧依存性の指数は、式(12)類に示す $l_k = 1$ の場合を拡張し、 $l_k \neq 1$ の場合も解析できるようにしている。また、式(101)における有効拘束圧力 p_0 での体積弾性係数 K_{U01} は、既往のひずみ空間多重せん断モデルによる砂の液状化解析（カクテルグラスモデルによる）と同様に、参照拘束圧力 p_a における体積弾性係数 K_{Ua} を基に、以下で与えられる。

$$K_{U01} = r_k K_{Ua} \left(\frac{p_0}{p_a} \right)^{l_k} \quad (102)$$

これを、初期有効体積ひずみを ε'_0 、初期拘束圧力を p_0 として、 $p = p_0$ の時、 $\varepsilon' = \varepsilon'_0$ の条件で積分して、

$l_k \neq 1$ の時

$$p = p_0 (\eta + 1)^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (103)$$

$$\eta = -(1-l_k)(\varepsilon' - \varepsilon'_0) / \varepsilon_{m0} \quad (104)$$

$l_k = 1$ の時

$$p = p_0 \exp \eta \quad (105)$$

$$\eta = -(\varepsilon' - \varepsilon'_0) / \varepsilon_{m0} \quad (106)$$

ここに、

$$\varepsilon_{m0} = p_0 / K_{U01} \quad (107)$$

なお、式(101)(102)における係数は、同式において $l_k = 1$ とおいて、式(12)と比較すると、粘性土の解析で用いられる圧密曲線の勾配 λ と、以下のとおり、関連づけられる。

$$r_k K_{Ua} = \frac{1+e}{\lambda} p_a \quad (108)$$

図-7に、上の定式化による圧縮伸張成分の関係を示す。

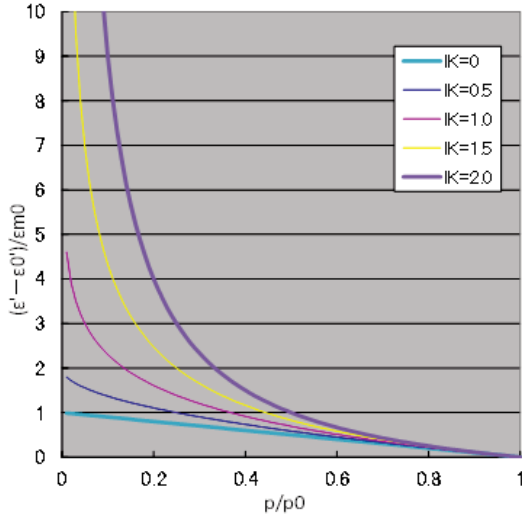


Fig.7 Volumetric relation for non-overconsolidated region

(b) 過圧密域の定式化

過圧密域を考慮する場合、式(20)における ε_r^* は、正規圧密曲線上の降伏圧密応力での有効体積ひずみおよびパラメタ q_e を用いて、以下により与える。

$$\varepsilon_r^* = \varepsilon'_0 + (\varepsilon'_{r0} - \varepsilon'_0) \left[\cos \left(\frac{\pi \theta}{2 \theta_e} \right) \right]^{q_e} \quad (109)$$

過圧密域の範囲を規定するパラメタ $\theta_e = \pi/2$, $q_e = 2$ の時に、図-8のとおり過圧密域が半円で表される。 $\theta = \pi/4$ が K0 圧密に相当し、K0 圧密ないしこれより体積圧縮が卓越するモードにおいて過圧密時の体積弾性係数に対応する挙動が現れ、かつ、過圧密域では、圧密降伏応力に対応する ε_r^* は、 ε'_{r0} とほぼ同じ値をとるものと想定し、暫定的なデフォルト値としては、図-8の青色の過圧密域よりやや広い範囲に対応するパラメタ $\theta_e = 0.375\pi$, $q_e = 0.2$ として、様子を見る。なお、入力データ (パラメタ) としては、 $r_{\theta e}$ を用いて以下で与える。

$$\theta_e = r_{\theta e} \frac{\pi}{2} \quad (110)$$

ここに、デフォルト値は、 $r_{\theta e} = 0.75$.

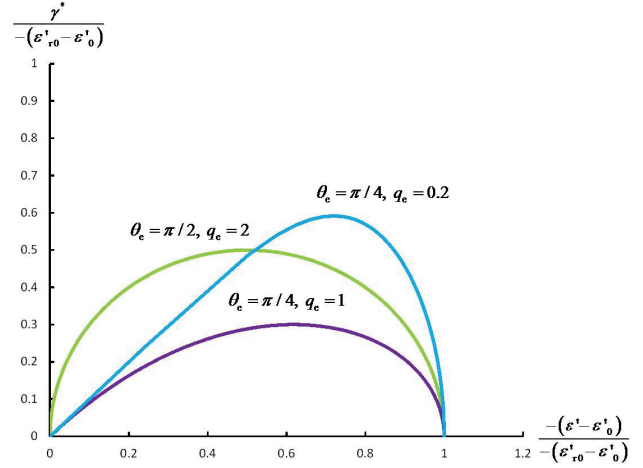


Fig.8 Overconsolidation region specified by parameters

(c) 過圧密状態を初期状態とする初期の過圧密域での解析

過圧密域では、塑性域での体積弾性係数に対する過圧密域での体積弾性係数の比に相当するパラメタ r_{Ke} を用いて、体積弾性係数を、以下で与える。

$$K_{LU} = r_{Ke} K_{U01} \left(\frac{p}{p_0} \right)^{l_k} \quad (111)$$

これを、 $p = p_0$ の時、 $\varepsilon' = \varepsilon'_0$ の条件で積分して、

$l_k \neq 1$ の時

$$p = p_0 (\eta + 1)^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (112)$$

$$\eta = -(1-l_k)(\varepsilon' - \varepsilon'_0) / \varepsilon_{m0e} \quad (113)$$

$l_k = 1$ の時

$$p = p_0 \exp \eta \quad (114)$$

$$\eta = -(\varepsilon' - \varepsilon'_0) / \varepsilon_{m0e} \quad (115)$$

ここに、

$$\varepsilon_{m0e} = p_0 / K_{U0e} \quad (116)$$

$$K_{U0e} = r_{Ke} K_{U01} \left(\frac{p_0}{p_0} \right)^{l_k} = r_{Ke} K_{U01} \quad (117)$$

なお、式(111)(102)(108)における係数は、これらの式において $l_k = 1$ とおいて、式(12)(13)と比較すると、粘性土の解析で用いられる圧密曲線の勾配 λ 、 κ と、以下のとおり、関連づけられる。

$$r_{ke} = \frac{\lambda}{\kappa} \quad (118)$$

次に、過圧密域から塑性域への脱出の有無の判定を行う。

以下の3条件のうちのいずれか1つが満たされた場合、過圧密域内から塑性域に脱出した（図-2の点Rの外側）と判定する。

(i)過圧密域が存在する範囲の角度の上限を超えた場合

$$\theta > \theta_e \quad (119)$$

(ii)圧縮ひずみが限界（降伏圧縮ひずみ）を超えた場合

$$0 \leq \theta \leq \theta_e \quad \text{かつ} \quad -(\varepsilon'_r - \varepsilon'_0) > -(\varepsilon'_r^* - \varepsilon'_0) \quad (120)$$

(iii)偏差ひずみが限界偏差ひずみを超えた場合

$$0 \leq \theta \leq \theta_e \quad \text{かつ} \quad \gamma^* > \gamma_r^* \quad (121)$$

これらの判定に必要な限界値は、以下で求める。

まず、式(109)で必要となる降伏圧密圧力 p_{r0} に対応する ε'_{r0} を、式(112)~(117)を参照して以下のように求める。

$l_k \neq 1$ の時

過圧密域での圧密曲線と塑性域での圧密曲線の交点が $(p_{r0}, \varepsilon'_{r0})$ となることから、

$$\varepsilon'_{r0} = -\frac{1}{1-l_k} \left[\left(\frac{p_{r0}}{p_0} \right)^{1-l_k} - 1 \right] \varepsilon_{m0e} + \varepsilon'_0 \quad (122)$$

$$\varepsilon'_{r0} = -\frac{1}{1-l_k} \left[\left(\frac{p_{r0}}{p_{n0}} \right)^{1-l_k} - 1 \right] \varepsilon_{m0} + \varepsilon'_0 \quad (123)$$

ここに、

$$p_{n0} = r_{p_{n0}} p_0 \quad (124)$$

$$\varepsilon_{m0} = p_0 / K_{U01} \quad (125)$$

式(111)(116)(125)より、

$$r_{ke} = \varepsilon_{m0} / \varepsilon_{m0e} \quad (126)$$

これを用いて式(122)(123)より、降伏圧密圧力は、以下となる。

$$p_{r0} = p_{n0} \left[\frac{r_{ke} - 1}{r_{ke} - r_{p_{n0}}^{1-l_k}} \right]^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (127)$$

これを、式(122)に代入して、 ε'_{r0} を求める。

$l_k = 1$ の時

過圧密域での圧密曲線と塑性域での圧密曲線の交点が $(p_{r0}, \varepsilon'_{r0})$ となることから、

$$\varepsilon'_{r0} = -\left(\ln \frac{p_{r0}}{p_0} \right) \varepsilon_{m0e} + \varepsilon'_0 \quad (128)$$

$$\varepsilon'_{r0} = -\left(\ln \frac{p_{r0}}{p_{n0}} \right) \varepsilon_{m0} + \varepsilon'_0 \quad (129)$$

式(128)(129)より、降伏圧密圧力は、

$$p_{r0} = p_{n0} r_{p_{n0}}^{\frac{1}{r_{ke}-1}} \quad (130)$$

これを、式(128)に代入して、 ε'_{r0} を求める。

以上のように求めた ε'_{r0} を用いて、式(109)より、体積ひずみの限界値 ε'_r^* を求める。

また、式(21)で求めた偏差角 θ を使って、偏差ひずみの限界値 γ_r^* を以下で求める。

$$\gamma^* = -(\varepsilon'_r^* - \varepsilon'_0) \tan \theta \quad (131)$$

過圧密域から脱出した時の有効体積ひずみを ε'_r 、その時の拘束圧力を p_r として、記憶しておき、塑性域での計算で用いる。

(d)過圧密域から脱出した塑性域での解析

塑性域での解析では、正規圧密からの通常の圧密沈下・地震応答解析に準じて、体積弾性係数を以下で与える。

$$K_{LU} = K_{U01} \left(\frac{p}{p_0} \right)^{l_k} \quad (132)$$

これを、過圧密域を脱出した時の有効体積ひずみを ε'_r 、その時の拘束圧力を p_r として、 $p = p_r$ の時、 $\varepsilon' = \varepsilon'_r$ の条件で積分して、

$l_k \neq 1$ の時

$$p = p_r (\eta + 1)^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (133)$$

$$\eta = -(1-l_k)(\varepsilon' - \varepsilon'_r) / \varepsilon_{mr} \quad (134)$$

$l_k = 1$ の時

$$p = p_r \exp \eta \quad (135)$$

$$\eta = -(\varepsilon' - \varepsilon'_r) / \varepsilon_{mr} \quad (136)$$

ここに,

$$\varepsilon_{mr} = p_r / K_{Ur} \quad (137)$$

$$K_{Ur} = K_{U01} \left(\frac{p_r}{p_0} \right)^{l_k} \quad (138)$$

次に、塑性域から過圧密域への復帰の判定を行う。

以下の2条件のうちのいずれか1つが満たされた場合、塑性域から過圧密域に復帰したと判定する。

(i) 圧縮ひずみが収縮から伸張に反転した場合

この判定は、前ステップ (ステップ p (上添字)) での有効体積ひずみとの比較により、以下で行う。

$$0 \leq \theta \leq \theta_e \quad \text{かつ}$$

$$-(\varepsilon' - \varepsilon'_0) < -(\varepsilon'^p - \varepsilon'_0) : \text{elastic} \quad (139)$$

(ii) 偏差ひずみが限界偏差ひずみを下回った場合

$$0 \leq \theta \leq \theta_e \quad \text{かつ} \quad \gamma^* < \gamma_r^* \quad (140)$$

復帰した時の有効体積ひずみを ε'_r , 拘束圧力を p_r として、記憶しておく。

また、復帰したときの偏差応力比の角度を θ_r として、新たな過圧密域を、式(109)の ε'_{r0} を更新し以下で与える。

$$\varepsilon'_{r*} = \varepsilon'_{r0} + (\varepsilon'_{nr} - \varepsilon'_{r0}) \left[\cos \left(\frac{\pi \theta}{2 \theta_e} \right) \right]^{q_e} \quad (141)$$

ここに,

$$\varepsilon'_{nr} = \frac{\varepsilon'_r - \varepsilon'_{r0}}{\left[\cos \left(\frac{\pi \theta_r}{2 \theta_e} \right) \right]^{q_e}} + \varepsilon'_{r0} \quad (142)$$

(e) 塑性域から復帰後の過圧密域での解析

復帰後の過圧密域での挙動は、以下の体積弾性係数を用いて解析する。

$$K_{LU} = r_{ke} K_{U01} \left(\frac{p}{p_0} \right)^{l_k} \quad (143)$$

これを、 $p = p_r$ の時、 $\varepsilon' = \varepsilon'_r$ の条件で積分して、

$l_k \neq 1$ の時

$$p = p_r (\eta + 1)^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (144)$$

$$\eta = -(1-l_k)(\varepsilon' - \varepsilon'_r) / \varepsilon_{mre} \quad (145)$$

$l_k = 1$ の時

$$p = p_r \exp \eta \quad (146)$$

$$\eta = -(\varepsilon' - \varepsilon'_r) / \varepsilon_{mre} \quad (147)$$

ここに,

$$\varepsilon_{mre} = p_r / K_{Ure} \quad (148)$$

$$K_{Ure} = K_{U0e} \left(\frac{p_r}{p_0} \right)^{l_k} \quad (149)$$

なお、簡単のため、復帰後の過圧密域は、過圧密域への復帰した時点での領域のまま変化しないものとしておく (解析初期の有効体積ひずみの記憶が保持され続けると考える)。

塑性域からの過圧密域への復帰の解析の式(141)および(143)~(149)を、初期の過圧密域の解析における式(109)および(111)~(117)と比較すると、初期の過圧密域の解析における ε'_{r0} と p_0 を、それぞれ ε'_r と p_r に置き換えればよいことがわかる。数値解析アルゴリズムとしては、この点を反映して、解析初期の ε'_r と p_r を ε'_{r0} と p_0 に設定し、初期の過圧密域の解析も式(141)および(143)~(149)を用いる。ただし、判定基準に用いる ε'_{nr} は、初期の解析では式(123)(128)により、また、復帰後の解析では、式(142)により求める。

(2) せん断成分 $q^{(i)}$ の定式化

多重せん断モデルの定式化に基づき、式(72)における仮想単純せん断モデルを、骨格曲線上では、以下のように双曲線型で与える。

$$q^{(i)} = \frac{\gamma^{(i)} / \gamma_v}{1 + |\gamma^{(i)} / \gamma_v|} q_v \quad (150)$$

ここに、 q_v 、 γ_v は、仮想単純せん断モデルのせん断強度、(せん断) 規準ひずみであり、せん断強度 τ_m およびせん断弾性係数 G_m と、以下のように関係づけられる。

$$G_m = \frac{q_v}{\gamma_v} \sum_{i=1}^l \sin^2 \omega_i \Delta \omega \quad (151)$$

$$\tau_m = q_v \sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega \quad (152)$$

逆に解けば、

$$\gamma_v = \left(\frac{\sum_{i=1}^I \sin^2 \omega_i \Delta \omega}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \right) \frac{\tau_m}{G_m} = \left(\frac{\sum_{i=1}^I \sin^2 \omega_i \Delta \omega}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \right) \gamma_m \quad (153)$$

$$q_v = \frac{\tau_m}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (154)$$

ここに、 γ_m は、(せん断) 規準ひずみである。

なお、 $I \rightarrow \infty$ の時、

$$\gamma_v = \frac{\pi}{4} \gamma_m \quad (155)$$

$$q_v = \tau_m / 2 \quad (156)$$

仮想単純せん断機構が履歴ループに入った際には、拡張 Masing 則を用いる。履歴ループに入った際の仮想せん断ひずみに応じて、妥当な履歴減衰を表現するように定められるパラメタ ξ , ζ を用いて、あらかじめ、以下の正規化を行う。

$$\tilde{q}^{(i)} = \frac{q^{(i)} / q_v}{\zeta} \quad (157)$$

$$\tilde{\gamma}^{(i)} = \frac{\gamma^{(i)} / \gamma_v}{\xi} \quad (158)$$

これらを用いて、履歴ループ内での仮想せん断応力は、次のとおり与えられる ((Iai et al., 1992b)).

$$\frac{\tilde{q}^{(i)} - \tilde{q}_r^{(i)}}{2\delta} = \frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta} \frac{1}{1 + \left| \frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta} \right|} \quad (159)$$

$q^{(i)}$ を規定する式(150)(153)(154)では、状態変数 S および液状化フロントパラメタ S_0 を用いて、以下のような拘束圧力依存性および液状化状態依存性を与える。

$$\tau_m = \tau_{m0} S \quad (160)$$

$$G_m = \tau_m / \gamma_m \quad (161)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m0} / (S_0 / S_{0bd})^{q_4} \quad (162)$$

ここに、

$$S_{0bd} = 1.0 \quad (163)$$

また、パラメタ q_4 のデフォルト値は $q_4 = 1$. ただし、粘性土の解析では、 $q_4 \approx 0$ なるゼロに近い値をセットすることを推奨。

また、状態変数および液状化フロントパラメタは、以下で与える。

$$S = p / p_0 \quad (164)$$

$$S_0 = \min(p'' / p_0) \quad (165)$$

式(165)における仮想圧力 p'' は、圧力を規定する式(103)(105) (塑性域のみを考慮する場合)、式(112)(114) (解析初期での過圧密域)、式(133)(135) (塑性域)、ないし、式(144)(146) (塑性域からの復帰後の過圧密域)、に準じて、それぞれの式で、有効体積ひずみ ε' (式(75)) を仮想有効体積ひずみ ε'' (式(82)) に、また、体積弾性係数の低減パラメタ r_K を仮想低減パラメタ r_K'' に代えることにより算定する (デフォルトでは、 $r_K'' = r_K$)。

正規圧密からの解析では、せん断強度は、以下で与える。

$$\tau_m = p \sin \phi_f = m_1 p \quad (166)$$

他方、過圧密からの粘性土の非排水せん断では、応力経路が、砂の場合のせん断破壊線よりも上側を通ることから、この挙動を表現するため、粘着力 c_a (規準拘束圧力 p_a に対応する値) を入力パラメタとして用い、以下のようにせん断強度を与える。

$$\tau_m = c^* \cos \phi_f + p \sin \phi_f \quad (167)$$

$$c^* = 4\varepsilon^* (1 - \varepsilon^*) c \quad (168)$$

$$c = \left(1 - \frac{1}{r_{p_{n0}}} \right) c_a \left(\frac{p_{n0}}{p_a} \right) \quad (169)$$

式(168)の ε^* は、限界状態における膨張的ダイレイタンスを ε_{dus}^d (式(27)) として、以下で与える。

$$\varepsilon^* = \varepsilon_d^d / \varepsilon_{dus}^d \quad (170)$$

(3) ダイレイタンスの収縮的成分の定式化

式(78)におけるダイレイタンスの収縮的成分 ε_d^c は、収縮的ダイレイタンスおよび膨張的ダイレイタンスに共通してかかるパラメタ r_{ε_d} , 収縮

的成分のみにかかるパラメタ $r_{\varepsilon_d}^c$ を用いて、仮想塑性せん断ひずみ増分 $d\gamma_p^{(i)}$ に応じて、以下で与える。

$$\varepsilon_d^c = \int d\varepsilon_d^c \quad (171)$$

$$d\varepsilon_d^c = -r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_e} r_{S_0} r_{\text{tmp}} \sum_{i=1}^I M_v \left| d\gamma_p^{(i)} \right| \Delta\omega \quad (172)$$

仮想塑性せん断ひずみ増分 $d\gamma_p^{(i)}$ は、パラメタ c_1 を用いて、以下で与える。

$$d\gamma_p^{(i)} = d\gamma^{(i)} - c_1 d\gamma_e^{(i)} \quad (173)$$

なお、 $\left| d\gamma^{(i)} \right| \leq \left| c_1 d\gamma_e^{(i)} \right|$ の場合には、 $d\gamma_p^{(i)} = 0$ とする。

仮想弾性せん断ひずみ増分 $d\gamma_e^{(i)}$ は、微小ひずみにおける式(150)の関係により、以下で与えられる。

$$d\gamma_e^{(i)} = \left(\frac{\gamma_v}{q_v} \right) dq^{(i)} \quad (174)$$

ここで、式(150)～(159)より、

$$dq^{(i)} = G_{LU}^{(i)} d\gamma^{(i)} \quad (175)$$

また、微小ひずみ時 ($d\gamma^{(i)} \approx 0$ の時) の仮想せん断弾性係数 $G_{L0}^{(i)}$ は、

$$G_{L0}^{(i)} = G_{L0} = \frac{q_v}{\gamma_v} \quad (176)$$

となるので、式(174)は、以下のとおりにかける。

$$d\gamma_e^{(i)} = \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}^{(i)}} \right) d\gamma^{(i)} \quad (177)$$

ゆえに、式(173)に示す仮想塑性せん断ひずみ増分 $d\gamma_p^{(i)}$ は、全仮想せん断ひずみ増分 $d\gamma^{(i)}$ より、以下のとおり与えられる。

$$d\gamma_p^{(i)} = \left(1 - c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}^{(i)}} \right) \right) d\gamma^{(i)} \quad (178)$$

なお、 $1 < c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}^{(i)}} \right)$ の場合には、 $d\gamma_p^{(i)} = 0$ とする。

る。

式(172)における r_{S_0} は、過剰間隙水圧上昇過程の立上がりの形状や後半の形状と、これに対応するひずみの伸びを制御することを目的としたもので、パラメタ q_1 、 q_2 を用いて、以下で与える。

$S_0^* > S_{bi} (= 0.8)$ の場合

$$r_{S_0} = S_0^{*q_2} \left[(S_0^* - S_{bi}) q_1 + (1 - S_0^*) \right] / (1 - S_{bi})$$

$S_0^* \leq S_{bi} (= 0.8)$ の場合

$$r_{S_0} = S_0^{*q_2} \quad (180)$$

ここに、

$$S_0^* = p^m / p_0 \quad (181)$$

ただし、 $S_0^* \geq S_1$ とする。

また、 r_{tmp} は、変相線を超えた領域における収縮的ダイレイタンシの寄与度を制御するもので、小堤ら (2001) に従い、以下で与える。

$$r_{\text{tmp}} = (m_{\text{tmp}} - \tau^* / p) / (m_{\text{tmp}} - m_3) \quad (182)$$

ここに、

$$\tau^* = \frac{r_\gamma \gamma}{1 + r_\gamma \frac{\gamma}{\gamma_m}} \tau_{m0} \quad (183)$$

$$\gamma = \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} \quad (184)$$

ここに、

$$m_{\text{tmp}} = r_{m_{\text{tmp}}} m_1 + (1 - r_{m_{\text{tmp}}}) m_2 \quad (185)$$

$$m_3 = 0.67 m_2 \quad (186)$$

ここに、内部摩擦角、変相角をそれぞれ ϕ_p 、 ϕ_f とすると、 $m_1 = \sin \phi_f$ 、 $m_2 = \sin \phi_p$ 。粘性土の場合には、以下とする。

$$\phi_f = \phi_p \quad (187)$$

なお、 $m_{\text{tmp}} \leq \tau^* / p$ の時は $r_{\text{tmp}} = 0$ 、 $\tau^* / p \leq m_3$ の時は $r_{\text{tmp}} = 1$ とする。

また、上のアルゴリズムでは、終局状態が過大評価となる傾向がある点を改善するため、収縮的ダイレイタンシーの低減係数の評価式で低減が開始されるせん断応力比を、式(186)に代え、以下で制御可能とするオプションを導入する。

$$m_3 = r_{m_{\text{tmp}_3}} m_1 \quad (188)$$

このオプションにおいて、 $r_{m_{\text{tmp}_3}} = 1$ の場合には、 $r_{\text{tmp}} = 1$ とする。

式(172)において収縮的ダイレイタンシを規定する M_v は、変相角を ϕ_p として、以下で与える値に基づいて与える。

$$M_{v0} = \frac{M_p}{\sum_{i=1}^I |\sin \omega_i| \Delta\omega} \quad (189)$$

$$M_p = \sin \phi_p \quad (190)$$

式(189)に対して、さらに、収縮的体積ひずみの極限值 ε_d^{cm} 、パラメタ $q_3 (=1.0)$ を用いて、以下のとおり与える。

$$M_v = \left(1 - \frac{(-\varepsilon_d^c)}{\varepsilon_d^{cm}} \right)^{q_3} M_{v0} \quad (191)$$

なお、 $-\varepsilon_d^c > \varepsilon_d^{cm}$ の場合には、 $M_v = 0$ とする。ここに、収縮的ダイレイタンスーの上限値は、パラメタ $r_{\varepsilon_{dus}^c}$ 、限界状態での収縮的ダイレイタンスー $-\varepsilon_{dus}^c$ より、以下で与える。

$$\varepsilon_d^{cm} = -r_{\varepsilon_{dus}^c} \varepsilon_{dus}^c \quad (192)$$

パラメタ $r_{\varepsilon_{dus}^c}$ のデフォルトは、 $r_{\varepsilon_{dus}^c} = 1$ とする。

式(82)における仮想収縮的ダイレイタンスー成分 $\varepsilon_d^{c''}$ も、式(171)~(191)に準じた定式化を適用するが、式(172)(191)に代えて、仮想収縮的体積ひずみの極限值 $\varepsilon_d^{cm''}$ を用いて、以下のとおり与える。

$$d\varepsilon_d^{c''} = -r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} r_{S_0} r_{imp} \sum_{i=1}^l M_v'' |d\gamma_p^{(i)}| \Delta\omega \quad (193)$$

$$M_v'' = \left(1 - \frac{(-\varepsilon_d^{c''})}{\varepsilon_d^{cm''}} \right)^{q_3} M_{v0} \quad (194)$$

ここに、仮想収縮的ダイレイタンスーの上限値は、パラメタ $r_{\varepsilon_{dus}^{c''}}$ を用いて、以下で与える。

$$\varepsilon_d^{cm''} = -r_{\varepsilon_{dus}^{c''}} \varepsilon_{dus}^{c''} \quad (195)$$

パラメタ $r_{\varepsilon_{dus}^{c''}}$ のデフォルトは、 $r_{\varepsilon_{dus}^{c''}} = 1$ 。

なお、式(192)(195)における限界状態での収縮的ダイレイタンスー $\varepsilon_{dus}^{c''}$ は、 $l_K = 1$ の場合には、式(32) (ただし、Cam Clay 型の場合は式(34)または(36)) により与える。

$l_K \neq 1$ の場合には、限界状態での有効拘束圧力 p_{us0} が、 $l_K = 1$ の場合と共通して、以下で与えられると考える。

$$p_{us0} = p_{n0} \exp\left(-\Lambda \frac{\eta_{us}^*}{M}\right) \quad (196)$$

他方、 $l_K \neq 1$ の場合の正規圧密曲線の体積弾性係数は、式(101)に準じて、以下で与えられる。

$$K_{LU} = K_{Un0} \left(\frac{p}{p_{n0}} \right)^{l_K} \quad (197)$$

式(197)における有効拘束圧力 p_0 での体積弾性

係数 K_{Un0} は、既往のひずみ空間多重せん断モデルによる砂の液状化解析 (カクテルグラスモデルによる) と同様に、参照拘束圧力 p_a における体積弾性係数 K_{Ua} を基に、以下で与えられる。

$$K_{Un0} = r_K K_{Ua} \left(\frac{p_{n0}}{p_a} \right)^{l_K} \quad (198)$$

これを、 $p = p_{n0}$ の時、 $\varepsilon' = \varepsilon'_0$ の条件で積分して、

$$p = p_{n0} (\eta + 1)^{\frac{1}{1-l_K}} \quad (199)$$

$$\eta = -(1-l_K)(\varepsilon' - \varepsilon'_0) / \varepsilon_{mn0} \quad (200)$$

$$\varepsilon_{mn0} = p_{n0} / K_{Un0} \quad (201)$$

ここで、体積ひずみ-平均圧力の関係で与えられる図-3を参照し、有効体積ひずみ-平均圧力の関係として与えられる正規圧密曲線において、初期状態では $\varepsilon_d = 0$ 、限界状態曲線上では $\varepsilon_d = \varepsilon_{dus}^c$ となることから、限界状態曲線は、以下で与えられる。

$$\frac{1}{1-l_K} \left[\left(\frac{p}{p_{n0}} \right)^{1-l_K} - 1 \right] = -\frac{\varepsilon - \varepsilon_{dus}^c - \varepsilon_0}{\varepsilon_{mn0}} \quad (202)$$

この曲線が、式(196)で与えられる限界状態での有効拘束圧力点 $p = p_{us0}$ 、 $\varepsilon = \varepsilon_0$ を通ることから、 $l_K \neq 1$ の場合の限界状態における収縮的ダイレイタンスーが以下で与えられる。

$$\varepsilon_{dus}^c = \frac{1}{1-l_K} \left[\left(\frac{p_{us0}}{p_{n0}} \right)^{1-l_K} - 1 \right] \varepsilon_{mn0} \quad (203)$$

以上においては、初期応力誘導異方性を式(196)により、考慮しているが、Can Clay 型モデルのように限界状態が等方性を持つと考える場合には、

$$p_{us0} = p_{n0} \exp(-\Lambda) \quad (204)$$

また、Cam Clay 型モデルにおいて、初期有効体積ひずみ ε'_0 での限界状態のせん断抵抗を入力パ

ラメタとして q_{usa} で与える場合には、

$$p_{us0} = p_{usa} \quad (205)$$

とにおいて、これを式(203)に代入することにより、限界状態における収縮的ダイレイタンスーが求まる。

なお、過圧密域においても、収縮的ダイレイタ

ンシーは発生可能としておき、その際に用いるパラメタの r_{ε_d} , $r_{\varepsilon_d^c}$ は、過圧密域に適用される値として、塑性域で用いるパラメタとは異なるパラメタ $r_{\varepsilon_{dc}}$, $r_{\varepsilon_{dc}^c}$ を用いることができるようにしておく。

(4) ダイレイタンシの膨張的成分の定式化

式(78)におけるダイレイタンシの膨張的成分 ε_d^d は、砂の解で Steady State を考慮する場合の定式化に順じて定式化を行う。その際、粘性土解析用に S_0^* の減少に応じて、膨張的ダイレイタンシーを低減するための係数 r_{S_0} を導入して、以下で与える。

$$\varepsilon_d^d = r_{\varepsilon_d} r_{S_0} \sum_{i=1}^I \left[\left| \frac{\tilde{\gamma}^{(i)}}{\gamma_v} \right| - \ln \left(1 + \left| \frac{\tilde{\gamma}^{(i)}}{\gamma_v} \right| \right) \right] \gamma_v m_{1v} \Delta \omega$$

ここに、

$$\left| \frac{\tilde{\gamma}^{(i)}}{\gamma_v} \right| = \left(1 - \exp \left(- \left| \frac{\gamma^{(i)}}{\gamma_{vus}} \right| \right) \right) \frac{\gamma_{vus}}{\gamma_v} \quad (207)$$

$$m_{1v} = \frac{m_1}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (208)$$

$$r_{S_0} = \left(1 - r_{S_0}^{d \min} \right) \left(S_0^* \right)^{q_s} + r_{S_0}^{d \min} \quad (209)$$

デフォルト $r_{S_0}^{d \min} = 1$ の場合は、現在のカクテルグラスモデルの膨張的ダイレイタンシーの定式化に還元される。

限界状態では、式(207)で $\left| \gamma^{(i)} \right| \approx \infty$ となるので、これを式(206)に代入し、 $\varepsilon_d^d = \varepsilon_{dus}^{d*}$ とおいて、逆算により、 γ_{vus} を算定する。その際、解析の安定上の観点から、 ε_{dus}^{d*} を以下で与えて、逐次更新していく。

$$\varepsilon_{dus}^{d*} = \varepsilon_{dus}^c - \varepsilon_d^c \quad (210)$$

ここに、限界状態のダイレイタンシー ε_{dus} は、 $l_K = 1$ の場合には、式(24)(27)(32) (ただし、Cam Clay 型の場合は式(34)または(36)) により与える。

$l_K \neq 1$ の場合には、限界状態における膨張的ダイレイタンシーを以下のとおり求める。まず、体積ひずみ-平均圧力の関係で与えられる図-3を参照し、有効体積ひずみ-平均圧力の関係として式(103)(104)で与えられる圧密曲線において、初期状態では $\varepsilon_d = 0$, 正規圧密曲線上では $\varepsilon_d = \varepsilon_{dus}^d$ となることから、正規圧密曲線は、以下で与えられる。

$$\frac{1}{1-l_K} \left[\left(\frac{p}{p_0} \right)^{1-l_K} - 1 \right] = - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_0}{\varepsilon_{m0}} \quad (211)$$

この曲線が、点 $p = p_{n0}$, $\varepsilon = \varepsilon_0$ を通ることから、

$$\varepsilon_{dus}^d = \frac{1}{1-l_K} \left[\left(\frac{p_{n0}}{p_0} \right)^{1-l_K} - 1 \right] \varepsilon_{m0} \quad (212)$$

式(19)より、

$$\varepsilon_{dus}^d = \frac{1}{1-l_K} \left[r_{p_{n0}}^{1-l_K} - 1 \right] \varepsilon_{m0} \quad (213)$$

正規圧密からの解析は、過圧密からの解析において、 $r_{p_{n0}} = 1$ とおいた場合に相当し、上の式をそのまま適用すればよい。

よって、 $l_K \neq 1$ の場合には、限界状態のダイレイタンシー ε_{dus} は、式(24)(203)(213)により与える。

(5) せん断ひずみ速度依存項

ひずみ空間多重せん断モデルの構成式は、せん断ひずみ速度依存性を考慮しない場合には、2次元解析でのベクトルマトリクス表示で、式(66)で与えられる。この構成式に Tatsuoka et al(2002)の3要素モデル(Tatsuoka et al., 2002)を参考として、Isotach 型の粘性項(ひずみ速度依存項)を、ひずみ空間多重せん断モデルに導入する。

まず、せん断ひずみ速度依存性を考慮しない式(66)に Isotach 型のせん断ひずみ速度依存項を追加して、以下とする。

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p \mathbf{n}^{(0)} + \sum_{i=1}^I q^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \Delta \omega + \boldsymbol{\sigma}^* \quad (214)$$

ここに、せん断ひずみ速度依存項 $\boldsymbol{\sigma}^*$ は、以下のとおり与える。

$$\boldsymbol{\sigma}^* = \sum_{i=1}^I q^{*(i)} \mathbf{n}^{(i)} \Delta \omega \quad (215)$$

多重せん断機構の各せん断機構におけるせん断ひずみ速度依存項は、Isotach 特性を規定するパラメタ r_{Iso} , $r_{\dot{\gamma}}$, q_{Iso} を用いて、以下で与える。

$$q^{*(i)} = r_{Iso} r_q \frac{\dot{\gamma}^{*(i)}}{\max \left| \dot{\gamma}^{*(i)} \right|} \left(\frac{\max \left| \gamma^{(i)} / \gamma_v \right|}{1 + \max \left| \gamma^{(i)} / \gamma_v \right|} \right) \gamma_m \gamma_v$$

ここに、

$$r_q = 1 - \exp\left(1 - \left(1 + \max|\dot{\gamma}^{*(i)}|\right)^{q_{\text{iso}}}\right) \quad (217)$$

また、正規化仮想せん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}^{*(i)}$ は、以下で与える。

$$\dot{\gamma}^{*(i)} = r_{\dot{\gamma}} \dot{\gamma}^{(i)} \quad (218)$$

$\max|\dot{\gamma}^{*(i)}|$ および $\max|\gamma^{(i)}/\gamma_v|$ の max は、全ての多重せん断機構および経過時間を通じての最大値とする。せん断ひずみ速度は、数値解析で得られる全体速度ベクトル $\dot{\mathbf{u}}$ を直接参照し、有限要素解析における \mathbf{B} マトリクスを用いて、以下で計算する。

$$\dot{\gamma}^{(i)} = \mathbf{n}^{(i)\text{T}} \mathbf{B} \dot{\mathbf{u}} \quad (219)$$

式(216)において、第1項と第2項の積 $r_{\text{iso}} r_q$ は、Isotach 型のひずみ速度依存項の上限値を規定する。また、第3項 $\dot{\gamma}^{*(i)} / \max|\dot{\gamma}^{*(i)}|$ は正規化した線形減衰を表す。

また、第4項 $q_v \max|\gamma^{(i)}/\gamma_v| / \left(1 + \max|\gamma^{(i)}/\gamma_v|\right)$ は、せん断応力への依存性を近似的に表現する。

式(215)(216)(218)より、

$$\boldsymbol{\sigma}^* = \left[\sum_{i=1}^l \beta_{\text{iso}}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)\text{T}} \Delta\omega \right] \mathbf{B} \dot{\mathbf{u}} \quad (220)$$

ここに、

$$\beta_{\text{iso}}^{(i)} = r_{\text{iso}} r_q \frac{r_{\dot{\gamma}}}{\max|\dot{\gamma}^{*(i)}|} \left(q_v \frac{\max|\gamma^{(i)}/\gamma_v|}{1 + \max|\gamma^{(i)}/\gamma_v|} \right) \frac{\gamma_m}{\gamma_v} \quad (221)$$

他方、運動方程式における線形減衰としてのレーレー減衰のうち、接線せん断剛性に比例する粘性項（レーレー減衰係数 β が掛かる項）は、以下で表せる。

$$\left[\beta \int \mathbf{B}^{\text{T}} \left(\sum_{i=1}^l G_{\text{LU}}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)\text{T}} \Delta\omega \right) \mathbf{B} \text{d}v \right] \dot{\mathbf{u}} = \int \mathbf{B}^{\text{T}} \boldsymbol{\sigma}^{**} \text{d}v \quad (222)$$

よって、

$$\boldsymbol{\sigma}^{**} = \left[\sum_{i=1}^l \beta G_{\text{LU}}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)\text{T}} \Delta\omega \right] \mathbf{B} \dot{\mathbf{u}} \quad (223)$$

式(220)と式(223)を比較すると、レーレー減衰項において、 $\beta G_{\text{LU}}^{(i)}$ の係数を、式(221)の $\beta_{\text{iso}}^{(i)}$ により置換することにより、Isotach 型の減衰項が、近似的に表現されることとなる。

上に示す定式化において、(Tatsuoka et al., 2002) におけるパラメタとの関係は、 $r_{\text{iso}} = \alpha$ ，

$r_{\dot{\gamma}} = 1/\varepsilon_r^{\text{ir}}$ ， $q_{\text{iso}} = m$ となる。

図-9に、Kaolin の場合の Isotach 型レーレー減衰のを示す。同図に示すとおり、せん断ひずみ速度のレベルが 10^{-5} から 10^{+7} という 12 オーダーの範囲で、 r_q が 0.1~0.9 に変化する、という感度レベルであり、線形減衰と比較して、著しく感度が鈍いのが特徴である。

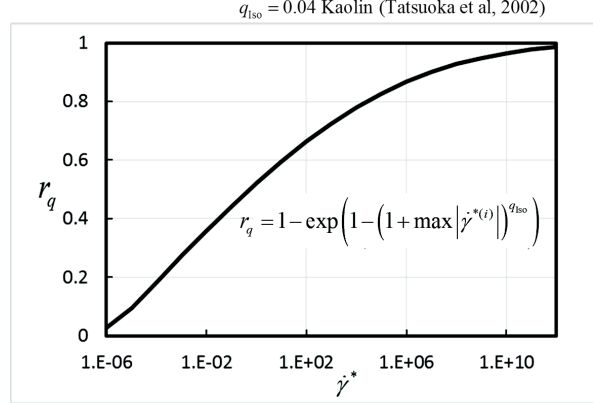


Fig.9 Strain rate dependency of Isotach Model

(6) 間隙比と体積ひずみの関係 ($l_K \neq 1$ の場合)

以上において、間隙比との明示的な対応付けが必要な場合には、2.5 に準じて行う。ただし、2.5 においては、 $l_K = 1$ の場合に限定していたが、ここでは、 $l_K \neq 1$ の場合を対象として、定式化を示す。図-6に示すとおり、間隙比を算定する際に用いる液状化解析での初期体積ひずみを、液状化解析での正規圧密曲線上の初期有効拘束圧力 p_{n0} に対応する体積ひずみ ε_{n0} に置換することにより行う。すなわち、間隙比と体積ひずみの関係を、2.5 に準じて、式(50)で与える。

液状化解析用の正規圧密曲線が p_a ， ε_a を通るという条件から、 $l_K \neq 1$ の場合には、

$$\varepsilon_{n0} - \varepsilon_a = -\frac{1}{1-l_K} \left[\left(\frac{p_{n0}}{p_a} \right)^{1-l_K} - 1 \right] \varepsilon_{\text{ma}} \quad (224)$$

ここに、 ε_{ma} は、式(52)で与えられる。

よって、 $l_K \neq 1$ の場合には、次式により、間隙比を算定すればよい。

$$\ln\left(\frac{1+e}{1+e_a}\right) = (\varepsilon - \varepsilon_0) - \frac{1}{1-l_K} \left[\left(\frac{p_{n0}}{p_a} \right)^{1-l_K} - 1 \right] \varepsilon_{\text{ma}}$$

5. 初期自重解析による水平成層地盤（1次元）での静止土圧係数 K_0 について

はじめにで触れたとおり、地震応答解析に先立って、初期自重解析を行い、地盤・構造物系の初

期応力を的確に評価することが重要である。この際の解析は、基本的には、第4章に示す圧密沈下・地震応答解析に準じ、ダイレイタンシーを無視して行う。その際の水平成層地盤での静止土圧係数 K_0 は、以下のようにして制御し、所要の K_0 を満たす自重解析が可能となる。

まず、内部摩擦角 ϕ_f の双曲線モデルにおいて、体積弾性係数、せん断弾性係数の拘束圧依存性を、同一の指数 m を用いて以下で与える。

$$K = K_{La} \left(\frac{p}{p_a} \right)^m \quad (226)$$

$$G_m = G_{ma} \left(\frac{p}{p_a} \right)^m \quad (227)$$

1次元初期自重解析（1次元正規圧密）では、側方へのひずみが拘束されているので、

$$\varepsilon_x = 0 \quad (228)$$

よって、体積ひずみ、軸差ひずみは、以下で与えられる。

$$\varepsilon = \varepsilon_x + \varepsilon_y = \varepsilon_y \quad (229)$$

$$\gamma = \varepsilon_x - \varepsilon_y = -\varepsilon_y \quad (230)$$

よって、1次元圧密においては、

$$\gamma = -\varepsilon \quad (231)$$

カクテルグラスモデルによる初期自重解析では、せん断応力-せん断ひずみの関係が以下の双曲線で近似できる。

$$\frac{\tau}{\tau_m} = \frac{Q}{1+Q} \quad (232)$$

ここに、

$$Q = \frac{\gamma}{\gamma_m} \quad (233)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_x' - \sigma_y') \quad (234)$$

$$\tau_m = p \sin \phi_f \quad (235)$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_m} \quad (236)$$

静止土圧係数は、初期自重解析の結果として、以下で与えられる。

$$K_0 = \frac{\sigma_x'}{\sigma_y'} \quad (237)$$

これを用いて、式(232)の左辺は、以下のとおり書ける。

$$\frac{\tau}{\tau_m} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_x' - \sigma_y')}{-\frac{1}{2}(\sigma_x' + \sigma_y') \sin \phi_f} = \frac{1 - K_0}{(1 + K_0) \sin \phi_f}$$

式(232)(238)を静止土圧係数について解くと、

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi_f + (1/Q)}{1 + \sin \phi_f + (1/Q)} \quad (239)$$

他方、式(226)を、初期条件を考慮して、式(103)に準じて積分し、ダイレイタンシーが発生しない ($\varepsilon = \varepsilon'$) 条件で、体積ひずみについて解くと、

$$\varepsilon = -\frac{1}{1-m} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-m} \frac{p_a}{K_{La}} \quad (240)$$

よって、式(227)(231)(233)(235)より、

$$Q = \frac{G_{ma}}{(1-m) K_{La} \sin \phi_f} \quad (241)$$

これを式(239)に代入し、さらに展開すると、

$$(1-m) K_{La} = \frac{(1 + \sin \phi_f) K_0 - (1 - \sin \phi_f)}{(1 - K_0) \sin \phi_f} G_{ma}$$

よって、初期自重解析後の所用の K_0 状態を与えるには、式(242)を満たす初期自重解析用の m と K_{La} の組合せを与えればよい。

6. クリープに伴う過圧密域の拡大

クリープによる体積ひずみを考慮する場合、式(54)を式(103)~(107)に代入すれば理解されたとおり、限界状態線および現在の状態線は、クリープ（負の体積ひずみ）の発生とともに、図-3において、下側に下がっていく。

これに対して、正規圧密曲線は、クリープには依存せず、初期の曲線の位置を維持するものと考えられる。この条件を満たすため、式(19)によるクリープ発生時のパラメータ $r_{p_{noc}}$ を、以下により逆算する。

(1) $l_K \neq 1$ の時：

体積ひずみ-平均圧力の関係で与えられる図-3を参照し、有効体積ひずみ-平均圧力の関係とし

て、式(103)(104)を参照し、初期状態では $\varepsilon_d = 0$,

正規圧密曲線上では $\varepsilon_d = \varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c$ とすれば、正規
圧密曲線上の有効体積ひずみは、

$$\varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon_{dus}^d \quad (243)$$

であたえられ、クリープひずみに依存しないとい
う条件を満たす。この条件により、正規圧密曲線
は、以下で与えられる。

$$p = p_0 (\eta + 1)^{\frac{1}{1-l_K}} \quad (244)$$

$$\eta = -(1-l_K) \left(\varepsilon - (\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c) - \varepsilon_0 \right) / \varepsilon_{m0} \quad (245)$$

この曲線が、点 $p = p_{n0}$, $\varepsilon = \varepsilon_0$ を通ることか
ら、

$$p_{n0} = p_0 (\eta_0 + 1)^{\frac{1}{1-l_K}} \quad (246)$$

$$\eta_0 = (1-l_K) (\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c) / \varepsilon_{m0} \quad (247)$$

式(19)より、

$$\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c = \frac{1}{1-l_K} \eta_0 \varepsilon_{m0} \quad (248)$$

$$\eta_0 = r_{p_{n0c}}^{1-l_K} - 1 \quad (249)$$

これを、 $r_{p_{n0c}}$ について解くと、

$$r_{p_{n0c}} = (\eta_0 + 1)^{\frac{1}{1-l_K}} \quad (250)$$

$$\eta_0 = (1-l_K) (\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c) / \varepsilon_{m0} \quad (251)$$

(2) $l_K = 1$ の時

同様にして、初期状態では $\varepsilon_d = 0$, 正規圧密
曲線上では $\varepsilon_d = \varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c$ となることから、正規圧
密曲線は、以下で与えられる。

$$\ln \frac{p}{p_0} = - \frac{\varepsilon - (\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c) - \varepsilon_0}{\varepsilon_{m0}} \quad (252)$$

この曲線が、点 $p = p_{n0}$, $\varepsilon = \varepsilon_0$ を通ることか
ら、

$$\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c = \varepsilon_{m0} \ln \frac{p_{n0}}{p_0} \quad (253)$$

式(19)より、

$$\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c = (\ln r_{p_{n0c}}) \varepsilon_{m0} \quad (254)$$

これを、 $r_{p_{n0c}}$ について解くと、

$$r_{p_{n0c}} = \exp \left(\frac{\varepsilon_{dus}^d - \varepsilon_c}{\varepsilon_{m0}} \right) \quad (255)$$

クリープによる過圧密域の拡大に伴って、以下の
2つの効果を導入する。

(a)クリープ硬化

過圧密により、収縮的ダイレイタンシーの発生が
抑制される（硬化する）ようになると考え、これ

を、 $r_{p_{n0}}$ の比の指数関数として、以下のとおり表
わす。

$$r_{\varepsilon_d^c} = r_{\varepsilon_d^c} \left(r_{p_{n0c}} / r_{p_{n0}} \right)^{n_{pp}} \quad (256)$$

(b)終局状態の更新

解析オプションとして、以下の2種類を導入する。
IUSW=0：従来型（終局状態がクリープに依存し
ない場合）：初期の過圧密状態で定まる膨張的ダイ
レイタンシーの定式化を適用
IUSW=1：更新型（終局状態もクリープに依存す
る場合）：以下にて更新する。

$$\varepsilon_{dus}^d = \varepsilon_{dus0}^d - \varepsilon_c \quad (257)$$

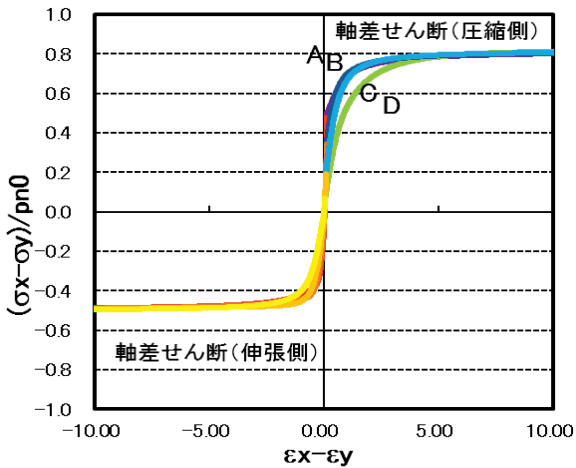
7. 適用例

(1) 非排水単調せん断挙動

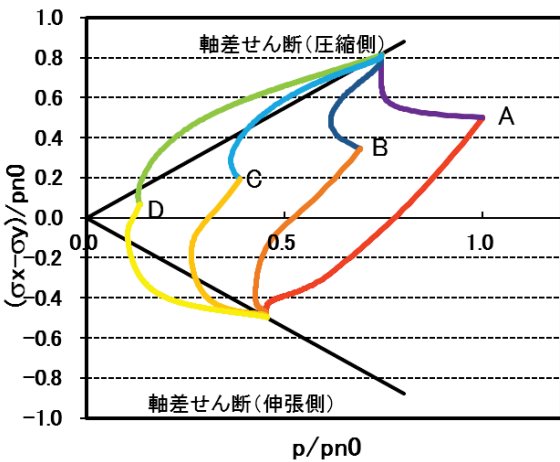
以上に述べた定式化による提案モデルの基本的
な挙動を検討するため、過圧密比を OCR=1, 2, 6,
40, $K_0=0.6$ とし、 $\lambda=0.596$, $\kappa=0.272$ の条件で、
同一の間隙比 $e_i=2.3$ の状態からの非排水単調せん
断を行った。解析では、せん断ひずみ増分に比例
して発生する収縮的ダイレイタンシー増分の比例
係数に相当するパラメタ $r_{\varepsilon_d^c}$ と、限界状態における
収縮的ダイレイタンシーを規定するパラメタ Λ
を変化させた。第2章で述べたとおり、弾塑性モ
デルの場合には、塑性ポテンシャル面を有するた
め、 $0 \leq \Lambda < 1$ などの制約条件があるが、提案モ
デルの場合にはこのような制約条件がなく、対象と
する粘土の挙動に即して適切な値に設定すること

ができる。解析の結果は、図-10~13 に示すとおりとなり、提案モデルは、構造を有する粘土での巻返し（図-11）やクイックレーの挙動（図-12, 13）を含め、粘性土の非排水単調せん断挙動を、柔軟かつ精緻に表現することが確認された。

また、比較のため、粘性土の弾塑性モデルとして代表的な関口・太田モデル (Sekiguchi and Ohta, 1977) を適用し、提案モデルの図-10 に示す解析条件と同様の $\Lambda = 0.544$, $\lambda = 0.596$, $\kappa = 0.272$, 初期間隙比を $e_s = 2.3$ として、解析プログラム DACSAR (Iizuka and Ohta, 1987) を用いて解析した。解析の結果は、図-14 に示すとおりとなり、限界状態は、図-10 に示す解析結果の限界状態と一致することが確認された。また、提案モデルは、関口・太田モデルと比較して、過圧密状態からの非排水せん断であっても、その初期において収縮的ダイレイタンスを示す特徴ある挙動を示すことが確認された。

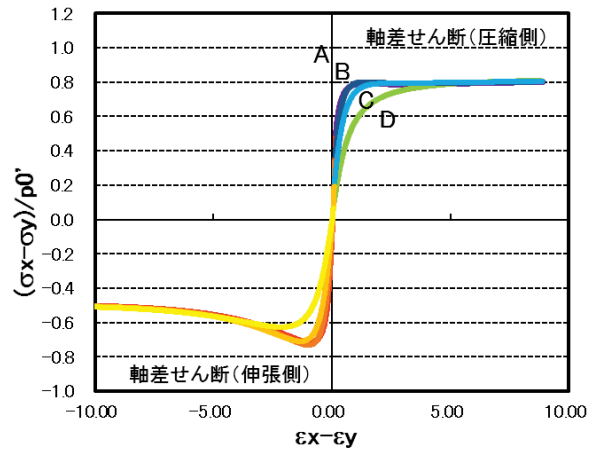


(a) stress-strain relation

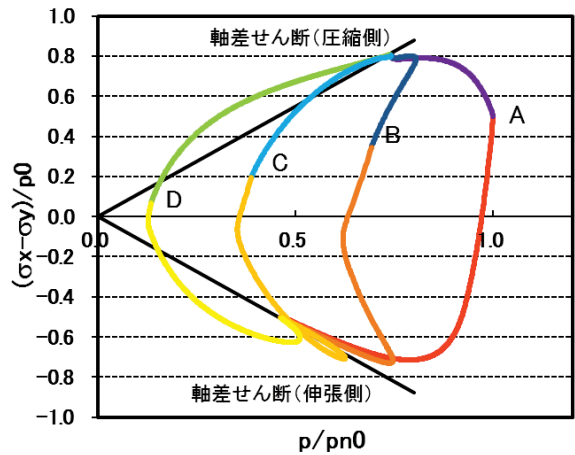


(b) stress path

Fig.10 Computed results for undrained monotonic shear with $r_{\varepsilon_s} = 0.85$, $\Lambda = 0.554$

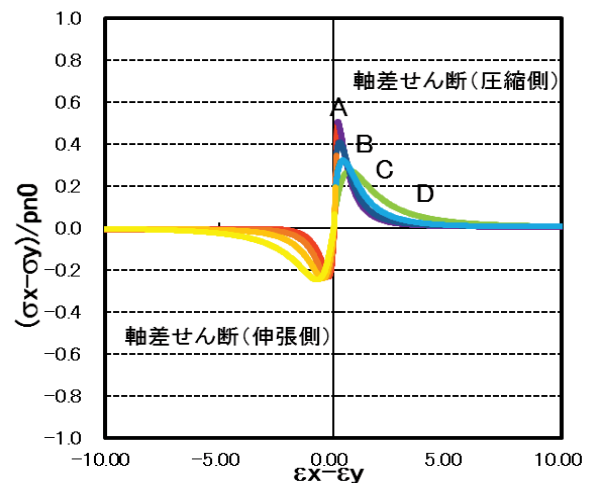


(a) stress-strain relation

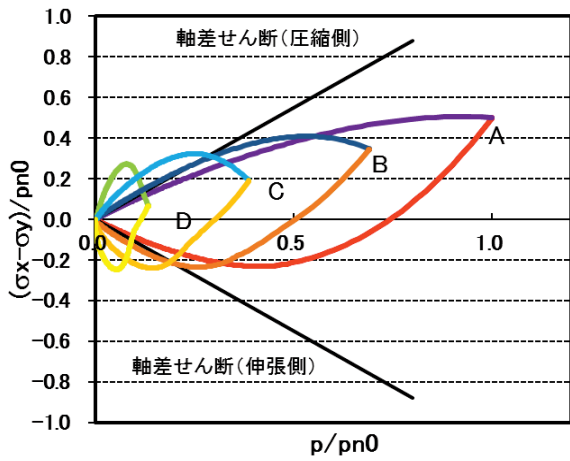


(b) stress path

Fig.11 Computed results for undrained monotonic shear of structured clay with $r_{\varepsilon_s} = 0.085$, $\Lambda = 0.554$

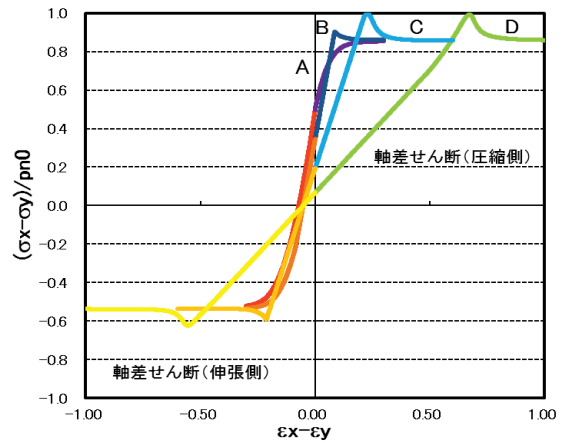


(a) stress-strain relation

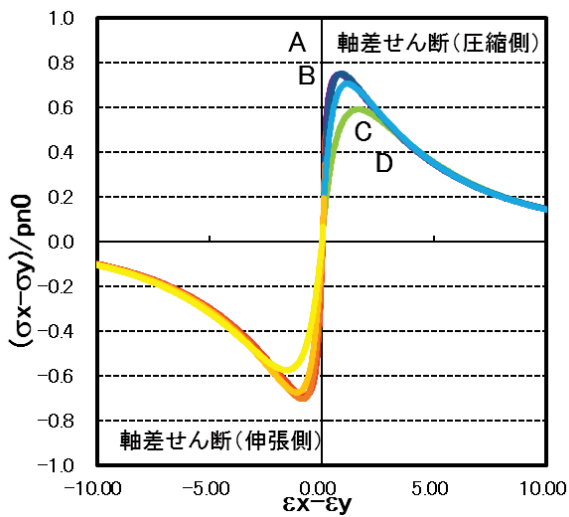


(b) stress path

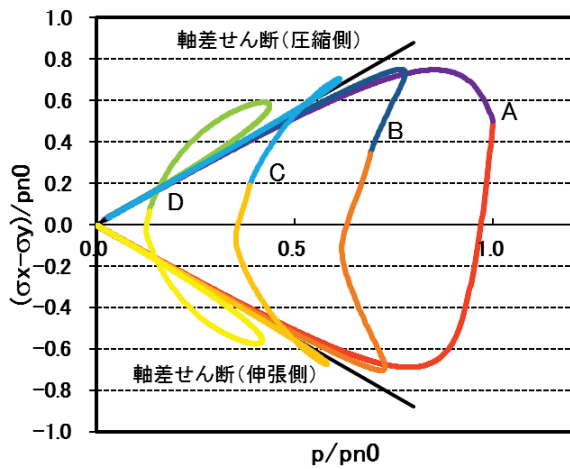
Fig.12 Computed results for undrained monotonic shear of quick clay with $r_{e_d}^c = 0.85$, $\Lambda = 10$



(a) stress-strain relation

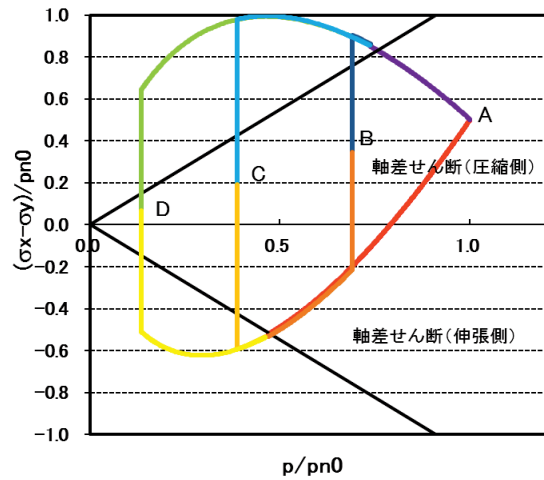


(a) stress-strain relation



(b) stress path

Fig.13 Computed results for undrained monotonic shear of structured quick clay with $r_{e_d}^c = 0.085$, $\Lambda = 10$



(b) stress path

Fig.14 Computed results for undrained monotonic shear by Sekiguchi-Ohta Model through DACSAR

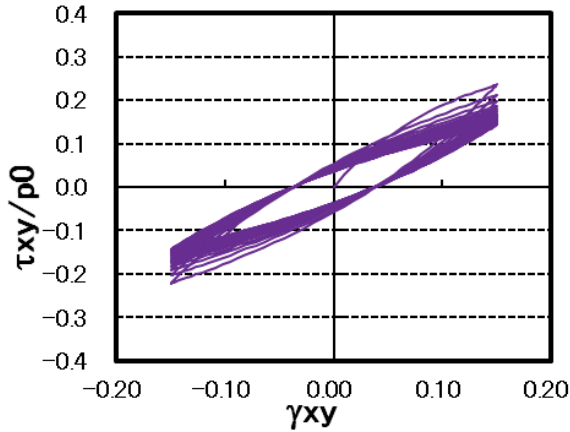
(2) 非排水繰返しせん断挙動 (Isotach/Rayleigh 型減衰)

提案モデルの特徴である Isotach/Rayleigh 型減衰についての適用性を確認するため、等方圧密の後、ひずみ制御によりせん断ひずみ振幅 0.15、1 Hz の正弦波（ピークでのせん断ひずみ速度は 15%/s に相当）にて非排水せん断の解析を行った。用いた Isotach パラメタは、Kaolin のパラメタを参照して、 $n_{iso}=0.5$ 、 $r_{\dot{\gamma}}=10^6$ s、 $q_{iso}=0.04$ とした。解析において、体積ひずみクリープは無視した。その他のひずみ空間多重せん断モデルのパラメタは、表-1 に示すとおりである。解析の結果は、図-15 に示すとおりとなり、提案モデルは、Isotach/Rayleigh 減衰型のせん断ひずみ速度依存性の特徴を適切に表現することが確認された。

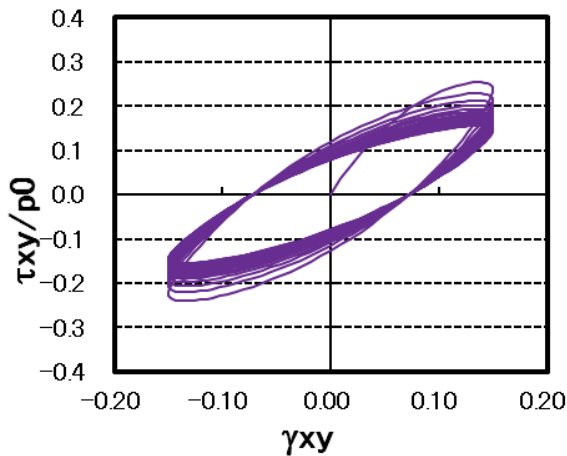
表-1 解析モデルパラメタ ($p_a = 135.5\text{kPa}$).

$r_K K_{Ua}$	G_{ma}	ϕ_i	h_{max}	r_{ed}	q_2
750 kPa	352 kPa	33.3 °	0.24	0.085	2.0

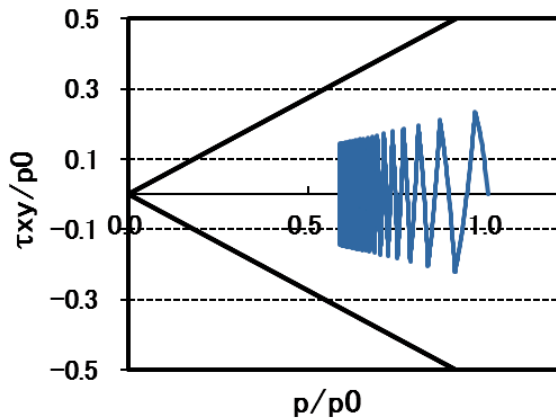
なお, $\Lambda = 0.544$



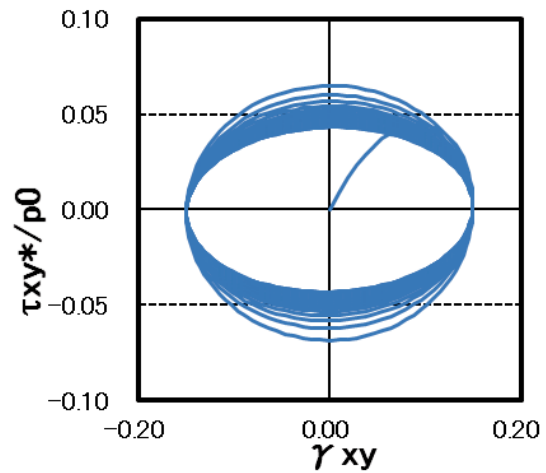
(a) stress-strain relation (without the viscous term)



(b) stress-strain relation with the viscous term



(c) stress path



(d) stress strain relation for viscous term (Isotach/Rayleigh type)

Fig.15 Computed results for undrained cyclic loading with viscous term of Isotach/Rayleigh type

(3) 圧密沈下・地震応答挙動

さらに、粘土地盤の圧密沈下解析とその後の地震応答解析への適用性を検討した一例を図-16～19に示す。解析対象は、図-16に示すとおり、港湾・海岸地域の堤防に準じた盛土断面で、地盤工学会主催の関口・太田モデルを用いた一斉解析で用いられている（地盤工学会,2005）。地震前の圧密沈下解析による盛土中央の沈下および過剰間隙水圧は、図-17, 18でFLIPと表示した結果のとおりとなった。同図には、比較のため、コンピュータープログラム DACSAR(Iizuka and Ohta, 1987)を用い、関口・太田モデル(Sekiguchi and Ohta, 1977)より解析した結果も示している。圧密沈下終了後（約50年後）に地震が襲来した場合の結果は図-19に示すとおりとなり、地震動の影響で、さらなる沈下が発生することが分かる。

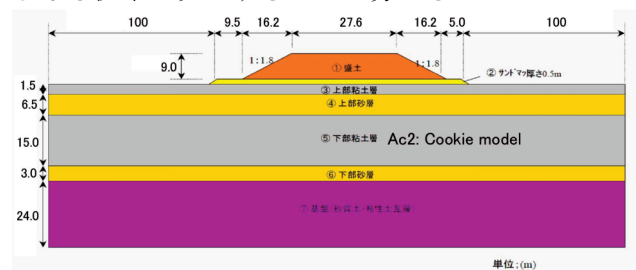
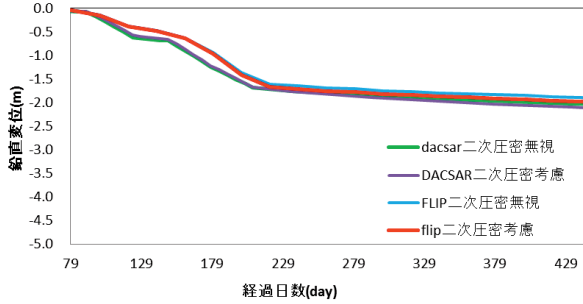


Fig.16 Cross section of embankment model

鉛直変位 (P2:0m地点) 短期



鉛直変位 (P2:0m地点) 長期

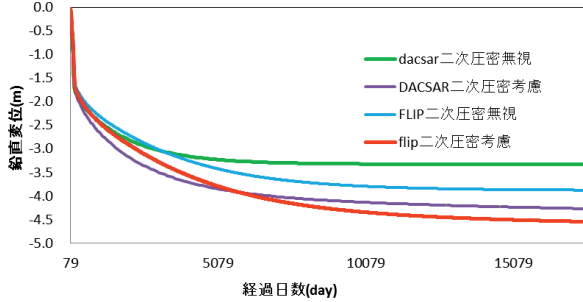
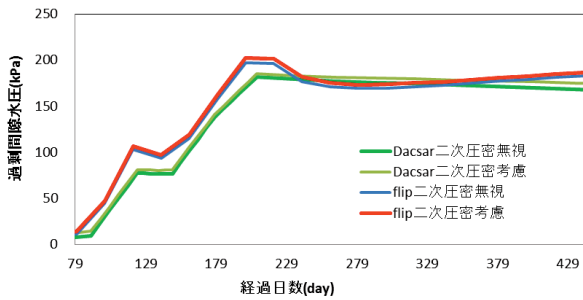


Fig.17 Computed settlement due to consolidation before earthquake

過剰間隙水圧 E4(-15m地点)



過剰間隙水圧 E4(-15m地点)

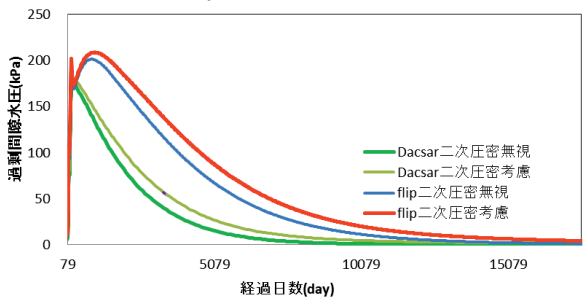
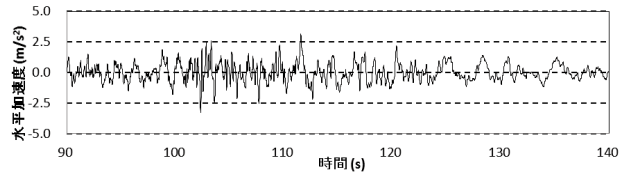
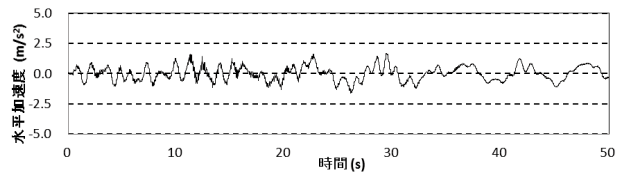


Fig.18 Computed excess pore water pressures due to consolidation before earthquake

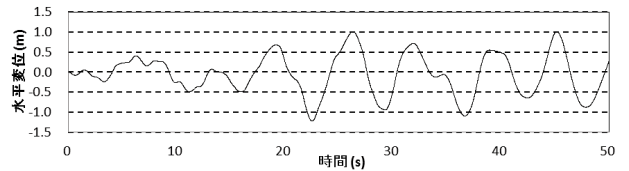
入力地震動: 東日本大震災品川基盤波の5倍



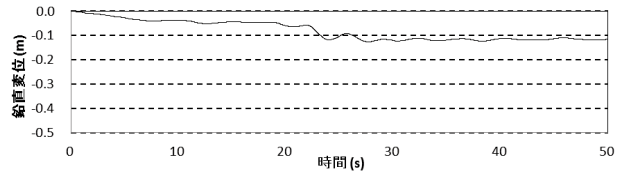
盛土中央地表面レベルでの応答水平加速度



盛土中央地表面レベルでの応答水平変位



盛土中央地表面レベルでの応答鉛直変位



盛土中央直下Ac2層中央(-15m)過剰間隙水圧

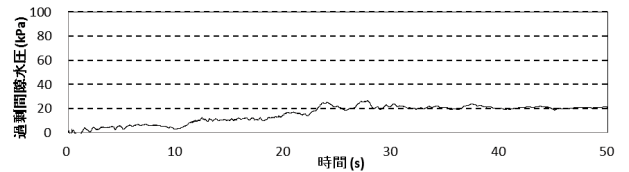


Fig.19 Settlement and excess pore water pressure increase due to earthquake

8. 結論

ひずみ空間多重せん断モデル(Iai et al., 2011)は、地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く利用されている。本研究では、このモデルの粘土地盤の圧密解析とこれに引き続く地震応答解析への適用性について、検討した。

提案モデルは、砂と異なり、以下のような特徴を有する粘性土の力学的特長を反映している。

- (1) 接線体積剛性の拘束圧依存性を規定する指数が 1.0 となる。
- (2) 限界状態 (砂の場合の Steady state) が初期応力誘導異方性を持つ。
- (3) 過圧密からのせん断において、粘着力がゼロの場合の Mohr-Coulomb の破壊基準に対応するせん断破壊線を越える (上回る) 応力経路を辿り、限界状態に至る。
- (4) ひずみ速度依存性 (二次圧密および地震時の粘性減衰) の影響が著しい。

また、初期応力の決定においては、一般には、地盤・構造物系を対象とした静的自重解析 (重力

に伴って発生する地盤・構造物内の応力分布の解析)を行って初期応力分布を決定する必要がある。その際に、パラメタを任意に与えるのではなく、水平成層地盤で想定される静止土圧係数が同じ静的自重解析で実現できるという制約条件を満たすものとなっている。

提案モデルの基礎的な挙動を、いくつかの例題に即して検討した結果、汎用性、安定性の面で、すぐれたモデルとなっていることについて、一定の見通しが得られた。

参考文献

Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., 1992a. Strain space plasticity model for cyclic mobility. *Soils and Foundations*. 32 (2), 1-15.

Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., 1992b. Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation. *Soils and Foundations*. 32 (2), 16-20.

Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O., Ueda, K., 2011. Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 35 (3), 360-392.

Iai, S., 2012. Consolidation analysis of clayey ground through strain space multiple mechanism model for granular materials. *Disaster Prevention Research Institute, Annuals*. 183-194 (in Japanese).

Iizuka A and Ohta H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.

Sekiguchi, H., Ohta, H., 1977. Induced anisotropy and time dependency in clays. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, 306-315.

Shibata, T., 1963. On the volume change of normally consolidated clays. *Annuals, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*. 6 128-134 (in Japanese).

Tatsuoka, F., Ishihara, M., Di Benedetto, H., Kuwano, R., 2002. Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation. *Soils and Foundations*. 42 (2), 103-129.

地盤工学会：地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会成果報告書，2005。

付録 A : Cookie Model のパラメタ設定例

A1. パラメタ (FLIPβ41 版用)

```

MATE
1 19
# Pa Gma mG KLA KUA nK AA BB
135.5 352.0 0.5 2155.0 4310.0 0.5 0.001 0.000
# RHO n Kf width L joints LRIAABB FAABB IUST KILL
0.000 0.697 2.2e+6 0.0 2 0 1 0 0.0 0 0
# Hmax Pr0 Pry hmaxL is12 IRYL α β NSPR4IDLSW
0.24 0.0 0.0 0.00 0 0 0.0 0.0 6 1
# C φf φp ε dcm r ε dc ITERMD STOL
20.0 33.3 33.3 0.850 0 1.0E-6
# r ε d q1 q2 rkpp plk rk s1 c1
1.0 1.0 0.01 0.0 1.00 0.174 0.005 0.0
# qus q4 rgamma rrmtmp1865SW ICSW
0.0 0.001 0.0 0.0 0 1
#限界状態パラメタカード
# clam rpn0 rrmtmp3 rs0dm q5 repsdus reduspp rrK0
0.544 1.000 1.0 0.0 1.0 1.0 1.0 0.0
#ひずみ速度依存項パラメタカード
# alc vdot0 riso rgdot qiso ISSW
9.03E-3 6.96E-10 0.5 1.E6 0.04 0
#過圧密領域パラメタカード
# rkea rtte qe alce vdot0e repsdce pnrp IESW IUSW
0.0 0.0 0.0 0.0 1.e+6 0.0 8.0 0 0

```

緑マーカーパラメタ：Cookie Model では使用しない

青マーカーパラメタ：Cookie Model で ICSW=3 の場合にのみ使用

【粘性土モデルオプション】

ICSW :

- =0 : カクテルグラスモデル
- =1 : Cookie モデル : 関口・太田モデル型
- =2 : Cookie モデル : カムクレイモデル型
- =3 : Cookie モデル : カムクレイモデル型 (qus 指定)

ICSW=0 の場合には、従来のカクテルグラスモデルの入力データと同じで、限界状態パラメタカード（7枚目）以下の3枚のカードは不要（置いてはいけない）

A2. カクテルグラスモデル系パラメタ（データカード1～6枚目）の設定例

(1) 初期自重解析

(a) 静止土圧係数 K_0

内部摩擦角 ϕ_f の双曲線モデルにおいて、体積弾性係数、せん断弾性係数の拘束圧依存性を、同一の指数 m を用いて以下で与える。

$$K = K_{La} \left(\frac{p}{p_a} \right)^m \quad (258)$$

$$G = G_{ma} \left(\frac{p}{p_a} \right)^m \quad (259)$$

すると、1次元初期自重解析（1次元正規圧密）では（第5章参照）、

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi_f + (1/Q)}{1 + \sin \phi_f + (1/Q)} \quad (260)$$

ここに、

$$Q = \frac{G_{ma}}{(1-m)K_{La} \sin \phi_f} \quad (261)$$

これらを Q について解き、さらに展開すると、

$$(1-m)K_{La} = \frac{(1 + \sin \phi_f)K_0 - (1 - \sin \phi_f)}{(1 - K_0)\sin \phi_f} G_{ma} \quad (262)$$

よって、初期自重解析後の所用の K_0 状態を与えるには、式(242)を満たす初期自重解析用の m と K_{La} の組合せを与えればよい。

(b) 内部摩擦角 : FLIP(Cookie モデル) と DACSAR (関口太田モデル) での M の与え方の相違について

DACSAR では、限界状態が三軸圧縮状態でのせん断破壊時の条件と一致するとして、以下で与える。

$$q = M^{DCSR} p_{3D} \quad (263)$$

ここに、

$$q = \sigma_1' - \sigma_3' \quad (264)$$

$$p_{3D} = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} \quad (265)$$

$$M^{DCSR} = \frac{6 \sin \phi_f^{DCSR}}{3 - \sin \phi_f^{DCSR}} \quad (266)$$

ここに、 ϕ_f^{DCSR} は、DACSAR で用いる内部摩擦角。また、DACSAR では、一般応力条件でのせん断破壊に相当する限界状態を、 $\sqrt{J_2} / p = \text{const}$ として与えている。すなわち、中間主応力の影響については、Mohr Coulomb 規準ではなく、Drucker Prager 規準に準じた破壊規準で考慮していると考えられる。

付録 B の式(B3)より、

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \sqrt{J_2} \cos \theta \quad (267)$$

であるから、三軸圧縮条件 $\cos \theta = \cos \frac{\pi}{6}$ を代入す

ると、DACSAR では、

$$\frac{q}{2} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \sqrt{J_2} \cos \frac{\pi}{6} \quad (268)$$

よって、一般応力条件での限界状態は、以下で与えられる。

$$\sqrt{J_2} \cos \frac{\pi}{6} = \frac{1}{2} M^{DCSR} p_{3D} \quad (269)$$

他方、FLIP 系の2次元モデルでは、偏差応力を

$$\tau = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \quad (270)$$

で与え、平均有効応力 p でのせん断破壊時の偏差

応力を、平面ひずみ状態での内部摩擦角 ϕ_f より、Mohr Coulomb 規準に従って以下で与える。

$$\tau = p \sin \phi_f \quad (271)$$

ここに、

$$p = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \quad (272)$$

これを、式(267)を用いて書き換えると、

$$\sqrt{J_2} \cos \theta = p \sin \phi_f \quad (273)$$

FLIP の 2 次元解析は、純せん断 $\theta = 0$ 、 $p_{3D} = p$ (す

なわち、 $\sigma_2' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ の条件に相当するとみなすと、

$$\sqrt{J_2} = p_{3D} \sin \phi_f \quad (274)$$

式(269)および式(274)を比較して、

$$\sin \phi_f \cos \frac{\pi}{6} = \frac{1}{2} M^{\text{DCSR}} \quad (275)$$

よって、

$$\sin \phi_f = \frac{1}{2} \frac{1}{\cos \frac{\pi}{6}} M^{\text{DCSR}} \quad (276)$$

すなわち、DACSAR (関口太田モデル) での M^{DCSR}

(式(266)) から、式(276)により、FLIP (Cookie Model) での内部摩擦角を求め、両モデルによる解析結果を比較すればよい。

例 1) 地盤工学会一斉解析例題

$$K_0 = 0.66$$

$$\phi_f = 33.3^\circ$$

$$G_{ma} = 352 \text{ kPa}$$

の場合、 $m = 0.5$ とすれば、

$$K_{La} = 2155 \text{ kPa}$$

よって、FLIP の初期自重解析では、パラメタを以下で与える。

$$G_{ma} = 352 \text{ kPa}$$

$$\text{PMG} = \text{PNK} = m = 0.5$$

$$\text{RKLA} = K_{La} = 2155 \text{ kPa}$$

$$\text{RKUA} = K_{Ua} :$$

初期自重解析を正規圧密で行う通常の解析では、 $\text{RKUA} = \text{RKLA}$ としてよい。特殊なケースとして、初期自重解析で過圧密解析を行う場合には、 $\text{RKUA} = 4310 \text{ kPa}$ などのように RKLA より大きい値をセット。

なお、 $\text{IDLSW} = -1$

(初期自重解析では、粘性土パラメタ λ, κ から定まる RKLA や RKUA は用いない。)

粘性土モデルオプション ICSW は、初期自重解析では、 $=0$: カクテルグラスモデルでよい。(以下のパラメタでもよいが、 $\text{IDLSW} = -1$ の場合には、初期自重解析結果は同じとなる)

$=1$: Cookie モデル : 関口・太田モデル型

$=2$: Cookie モデル : カムクレイモデル型

$=3$: Cookie モデル : カムクレイモデル型 (qus 指定)

例 2) PS 検層によりせん断波伝播速度 V_s が得られている場合 :

V_s より G_0 を設定

その他のパラメタは、 G_0 より、例 1 での手順に準じて設定。

(2) 圧密 (液状化) 解析用パラメタ

(a) 以下は、初期自重解析と同じパラメタとする。

$$G_{ma} = 352 \text{ kPa}$$

$$\text{PMG} = \text{PNK} = m = 0.5$$

$$\text{RKLA} = \text{RKUA} = K_{LU} = 2155 \text{ kPa} \quad (\text{初期自重}$$

解析で正規圧密とする)

(b) 液状化関連パラメタ

$$\text{IDLSW} = 1$$

$\text{plk} = 1.0$ (液状化解析時の指数)

C : 過圧密の場合、Hvorslev 線の $p=0$ における粘着力 (ただし、参照拘束圧 p_a に対応する値)

$$r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} = \Lambda \frac{1}{M} \frac{\varepsilon_{ma}}{\gamma_{ma}} :$$

ここに、

$$\varepsilon_{ma} = \frac{p_a}{K_{La}^c}, \quad \gamma_{ma} = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}}, \quad M = \sin \phi_f$$

$$r_K = K_{La}^c / K_{Ua} \quad (\text{体積弾性係数の低減係数})$$

ここに、

K_{Ua} は初期自重解析での（過圧密解析用）体積弾性係数
 粘土の正規圧密での体積“弾性係数”（接線剛性）

$$\text{を } K_{La}^c = \frac{1+e_a}{\lambda} p_a \circ$$

【粘性土モデルオプション】

ICSW :

- =0 : カクテルグラスモデル
- =1 : Cookie モデル : 関口・太田モデル型
- =2 : Cookie モデル : カムクレイモデル型
- =3 : Cookie モデル : カムクレイモデル型 (qus 指定)

例) 地盤工学会一斉解析例題

Gma=352kPa

PMG=PNK= $m = 0.5$

RKLA=RKUA= $K_{LU} = 2155\text{kPa}$

IDLSW=1

$$K_{La}^c = \frac{1+e_a}{\lambda} p_a = 750\text{kPa} \text{ なので } rk=750/2155 =$$

0.348

rkpp=rk (ないし, デフォルト rkpp=0 を使用)

ICLAYSW=1 (関口・太田モデル相当)

例 : 地盤工学会一斉解析

$$\phi_p = \phi_f = 33.3 \text{ 度}$$

$$\varepsilon_{ma} = \frac{p_a}{K_{La}^c} = \frac{135.5}{750} = 0.181$$

$$\gamma_{ma} = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = \frac{135.5 \times \sin 33.3^\circ}{352} = 0.211$$

$$M = \sin 33.3^\circ = 0.549$$

$$r_{Kus} = \frac{K_{La}^c}{K_{Ua}^c} = \frac{750}{1644} = 0.456$$

$$\Lambda = 1 - r_{Kus} = 0.544$$

$$r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} = 0.544 \frac{1}{0.549} \frac{0.181}{0.211} = 0.85$$

よって, $r_{\varepsilon_d} = 1$ とすれば, $r_{\varepsilon_d^c} = 0.85$

粘性土モデルオプション : 関口太田モデル型 ICSW=1

B3. Cookie Model (粘性土) 系のパラメタ (データカード7~9枚目) と設定例

(1) 【限界状態】パラメタ (データカード7枚目)

Λ_{clam} : ダイレイタンシーパラメタ

指定方法1 : $\Lambda = 1 - \kappa / \lambda$

弾塑性モデル (関口・太田モデルなど) と関連付ける解析を行う場合に、このように指定する。この場合には、結果として、 $0 \leq \Lambda \leq 1$ となる。

指定方法2 (実務ではこれを推奨) : 等方圧密からの非排水単調せん断試験における終局状態

におけるせん断応力 (せん断抵抗) q_{usa} を試験結果より読み取り、

$q_{usa} = \sin \phi^* p_{n0} \exp(-\Lambda)$ で逆算

(異方圧密を含む一般的な初期応力状態からの非排水単調せん断試験での終局状態での平均有効応力は $p_{us0} = p_{n0} \exp\left(-\Lambda \frac{\eta_{us}^*}{M}\right)$ で与えられる。)

FLIP の Cookie Model のパラメタとして室内試験結果などに基づいて設定する場合には、 $\Lambda \geq 0$ の範囲で自由に設定すればよく、 $\Lambda > 1$ の値をとることも可能。

$$r_{p_{n0}} \quad r_{pn0} : = p_{n0} / p_0$$

ここに、 p_0 : 初期平均有効応力、 p_{n0} 初期間隙比における正規圧密曲線上の平均有効応力

$$r_{pn0} = OCR^{(1-\kappa/\lambda)}$$

$$r_{m_{tmp3}} \quad r_{rm3} : r_{rm3} = r_{rm3} \times \sin \phi^f \text{ のように制御。}$$

$r_{rm3} = 1.0$ の場合には tmp 法を適用しない。

デフォルトは、従来どおり $r_{rm3} = 0.67 \sin \phi^p$

$r_{S_0}^{d \min}$ rdS0dm: 膨張的ダイレイタンシーの最小値 (q5 とセットで用いる)

q5 : S0 の指数関数で、膨張的ダイレイタンシーに掛ける係数を制御

$$r_{\varepsilon_{dus}} \quad r_{\text{repsdus}} : \text{収縮的ダイレイタンシーの終局値を}$$

$\text{epsdcm} = \text{repsdus} * \text{epsdus}$ で制御。地震応答解析でひずみの伸びを増やしたい場合などに、 $\text{repsdus} > 1$ でセット。デフォルトは、 $\text{repsdus} = 1$

$r_{\varepsilon_{\text{dus}}}^{\text{reduspp}}$: S0 算定用の仮想収縮的ダイレイタンシーの終局値を、 $\text{epsdcm}=\text{reduspp}*\text{epsdus}$ で制御。有効応力経路には影響を与えずに、地震応答解析でひずみの伸びを増やしたい場合に、 $\text{reduspp}>1$ および $q4>0$ ($q4=1.0$ など) の組合せでセット。デフォルトは、 $\text{reduspp}=1$

(2) 【ひずみ速度依存項】パラメタ (データカード 8 枚目)

二次圧密およびひずみ速度依存性を指定する

α_c alc : 二次圧密係数

\dot{v}_0 vdot0 : 二次圧密 (クリープ) の初期体積ひずみ速度 (圧縮を正)

r_{iso} riso : Isotach パラメタ

$r_{\dot{\gamma}}$ rgdot : Isotach の参照ひずみ速度の逆数

q_{iso} qiso : Isotach の指数

ISSW: 二次圧密解析の解析オプション

=0 : 経過時間に応じたアルゴリズム (推奨)

$$\varepsilon_c = \alpha \ln\left(\frac{t+t_c}{t_c}\right)$$

ここに、 $t_c = \alpha / (-\dot{\varepsilon}_{c0})$

=1 : $\dot{\varepsilon}_c = \dot{\varepsilon}_{c0} \exp(\varepsilon_c / \alpha)$ の逐次積分 (ここに、 $\dot{\varepsilon}_{c0} = -\dot{v}_0$)

例 1)

二次圧密パラメタ : 地盤工学会一斉解析

$$\text{alc} = 9.03\text{E}-3$$

$$\text{vdot0} = 6.96\text{E}-10 \text{ s}^{-1}$$

$$\text{ISSW} = 0$$

参考 : これらのパラメタに対する約 50 年後の二次圧密による沈下量 (1 次元圧密の場合) は、

$$\text{tc} = \text{alc} / \text{vdot0} = 150 \text{ 日}$$

$$t = 20000 \text{ 日} (\approx 55 \text{ 年})$$

$$(t+\text{tc})/\text{tc} = 134$$

$$\varepsilon_c = \text{alc} * \log((t+\text{tc})/\text{tc}) = 4.42\text{E}-02$$

$$\text{層厚 } H(\text{m}) = 15\text{m}$$

$$\text{沈下量}(\text{m}) = \varepsilon_c \times H = 0.66\text{m}$$

Isotach パラメタ : (Tatsuoka et al, 2002)

	riso	rgdot	qiso
Kaolin 粘土	0.5	1.E6 s	0.04
四日市粘土	0.6	1.E6 s	0.045
藤森粘土	0.35	1.E6 s	0.05

(3) 【過圧密領域】パラメタ (データカード 9 枚目)

過圧密粘土の沈下解析で、体積弾性係数が大きい

領域 (κ に対応する領域) を指定する

r_{κ_e} : 塑性域での体積弾性係数に対する過圧密領域での体積弾性係数の比。

$0 \leq \Lambda \leq 1$ の場合のデフォルトでは、

$$r_{\kappa_e} = \lambda / \kappa = 1 / (1 - \Lambda)$$

r_{θ_e} q_e : 過圧密領域の範囲を指定 $\theta_e = r_{\theta_e} \pi / 2$

デフォルト $r_{\theta_e} = 0.75$ $q_e = 0.2$

α_{ce} : 過圧密領域での二次圧密係数 (擬似過圧密粘土の解析用)

\dot{v}_{0e} ($= -\dot{\varepsilon}_{c0e}$) : 過圧密領域での二次圧密 (クリープ) の初期体積ひずみ速度

$r_{\varepsilon_{\text{dc}}}$ repsdce : 過圧密領域での収縮的ダイレイタン

シーの比例係数。デフォルトは、

$$\text{repsdce} = \text{repsdc} / r_{\kappa_e}$$

pnrp : クリープによる過圧密域拡大に伴う repsdus の低減用指数 (式(256)参照)

IESW: 過圧密領域 SW

=0 : 過圧密領域を考慮しない

=1 : 過圧密領域 (κ に対応する領域) を考慮する

IUSW : クリープによる過圧密域拡大に伴う限界状態スイッチ :

=0 : 限界状態 q_{us} がクリープに依存しない場合

=1 : 限界状態 q_{us} がクリープの発生 (過圧密域拡大) に伴い変化する場合

付録 B 主応力表示について

図-B1 のような主応力平面において、Lode 角を θ とすると、各主応力は、以下のとおり書ける。

$$\sigma_1' = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} I_1$$

$$\sigma_2' = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta) + \frac{1}{3} I_1$$

$$\sigma_3' = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{4\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} I_1$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}J_3}{2(\sqrt{J_2})^3} \right)$$

$$-\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$$

$$\sigma_1' \geq \sigma_2' \geq \sigma_3'$$

(B1)

ここに、

$$\begin{aligned}
I_1 &= \sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' \\
I_2 &= \sigma_1' \sigma_2' + \sigma_2' \sigma_3' + \sigma_3' \sigma_1' \\
I_3 &= \sigma_1' \sigma_2' \sigma_3' \\
J_2 &= \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{1}{2} s_i s_i \\
J_3 &= \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki} = s_1 s_2 s_3 \\
s_{ij} &= \sigma_{ij}' - \frac{1}{3} \delta_{ij} \sigma_{kk}'
\end{aligned}$$

(B2)

また、2次元的な平均主応力、せん断応力は、以下で与えられる。

$$\begin{aligned}
\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} &= -\frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin \theta + \frac{I_1}{3} \\
\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} &= \sqrt{J_2} \cos \theta
\end{aligned} \quad (B3)$$

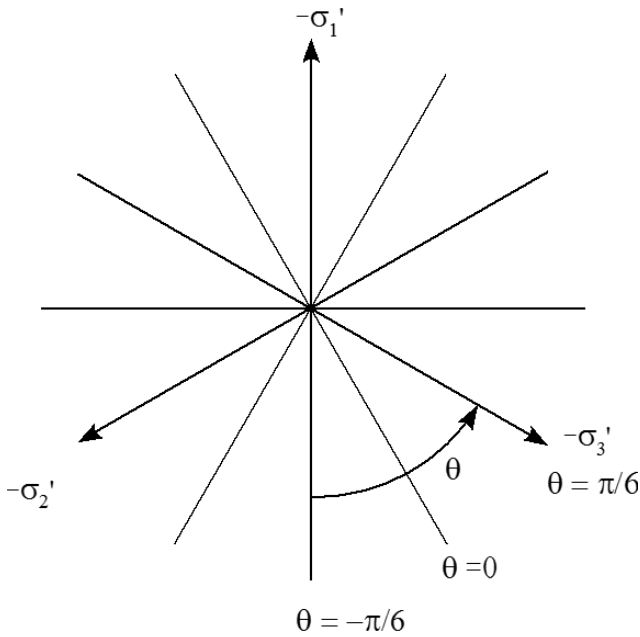


図-B1 主応力平面

付録 C：増分形の構成式（圧密沈下・地震応答解析）

$$C1 \quad K_{LU} = -\frac{dp}{d\varepsilon'} \text{ の計算}$$

(1) 塑性域での解析

正規圧密からの圧密沈下・地震応答解析や過圧密からの地震応答解析のように、塑性域での体積弾性係数を、式(102)で与える。

(2) 過圧密状態を初期状態とする初期の過圧密域での解析

過圧密域では、塑性域での体積弾性係数に対する過圧密域での体積弾性係数の比に相当するパラメータ r_{ke} を用いて、体積弾性係数を、式(111)で与える。

$$C2 \quad G_{LU}^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} \text{ の計算}$$

せん断成分に関する式(150)～(159)より、 $G_{LU}^{(i)}$ は以下のとおり与えられる。

(1) 骨格曲線上：

$$G_L^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} = \frac{1}{\left(1 + \left|\gamma^{(i)} / \gamma_v\right|\right)^2} \frac{q_v}{\gamma_v} \quad (277)$$

(2) 履歴ループ上：

$$G_{LU}^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} = \frac{1}{\left(1 + \left|\frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta}\right|\right)^2} \frac{\zeta}{\xi} \frac{q_v}{\gamma_v} \quad (278)$$

ここに、 q_v / γ_v は、付録 E の式(353)で与えられる。

$$C3 \quad H^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon'} \text{ の計算}$$

まず、

$$H^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon'} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \varepsilon'} \quad (279)$$

ここに、

$$\frac{\partial q^{(i)}}{\partial p} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v} \frac{\partial q_v}{\partial p} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v} \frac{\partial \gamma_v}{\partial p} \quad (280)$$

(1) 骨格曲線上：式(150)より、

$$\frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v} = \frac{\gamma^{(i)} / \gamma_v}{1 + \left|\gamma^{(i)} / \gamma_v\right|} \quad (281)$$

$$\frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v} = -\frac{\gamma^{(i)} / \gamma_v}{\left(1 + \left|\gamma^{(i)} / \gamma_v\right|\right)^2} \frac{q_v}{\gamma_v} \quad (282)$$

(2) 履歴ループ上：式(157)(158)(159)より、

$$\frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v} = \frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta} 2\delta\zeta + \tilde{q}_r^{(i)}\zeta$$

$$1 + \left| \frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta} \right| \quad (283)$$

$$\frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v} = -\frac{\tilde{\gamma}^{(i)}}{2\delta} \frac{q_v}{\gamma_v} 2\delta\zeta$$

$$\left(1 + \left| \frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta} \right| \right)^2 \quad (284)$$

式(280)の残りの項は、骨格曲線上、履歴ループ上に関わらず、付録の式(356)(357)より与えられる。これらの結果と式(101)ないし(111)を式(279)に代入することにより $H^{(i)}$ が計算される。

C4 $L^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon''}$ の計算

まず、

$$L^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon''} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial S_0} \frac{\partial S_0}{\partial p''} \frac{\partial p''}{\partial \varepsilon''} \quad (285)$$

として、順に計算していく。
まず、次のようにおく。

$$\frac{\partial q^{(i)}}{\partial S_0} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v} \frac{\partial q_v}{\partial S_0} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v} \frac{\partial \gamma_v}{\partial S_0} \quad (286)$$

ここに、 $\frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v}$ 、 $\frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v}$ は、式(281)~(284)で与えら

れる。

また、

$$\frac{\partial q_v}{\partial S_0} = \frac{\partial q_v}{\partial \tau_m} \frac{\partial \tau_m}{\partial S_0} \quad (287)$$

$$\frac{\partial \gamma_v}{\partial S_0} = \frac{\partial \gamma_v}{\partial \gamma_m} \frac{\partial \gamma_m}{\partial S_0} \quad (288)$$

ここに、 $\frac{\partial q_v}{\partial \tau_m}$ 、 $\frac{\partial \gamma_v}{\partial \gamma_m}$ は、付録 E の式(354)(355)で

与えられる。

また、式(160)~(165)より、

$$\frac{\partial \tau_m}{\partial S_0} = 0 \quad (289)$$

$$\frac{\partial \gamma_m}{\partial S_0} = -q_4 \gamma_m / S_0 \quad (290)$$

式(165)より、

$$\frac{\partial S_0}{\partial p''} = p_0^{-1} \quad (291)$$

式(286)~(291)を式(285)に代入すれば、

$$L^{(i)} = \frac{\gamma_m}{S_0} \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v} \frac{\partial \gamma_v}{\partial \gamma_m} \frac{K_{LU}}{p_0} \quad (292)$$

ここに、 $\frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v}$ 、 $\frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v}$ は式(281)~(284)で、また、

$\frac{\partial q_v}{\partial \tau_m}$ 、 $\frac{\partial \gamma_v}{\partial \gamma_m}$ は付録の式(354)(355)で与えられる。

C5 \mathbf{n}_d^c 、 \mathbf{n}_d'' の計算

まず、収縮的成分は、式(172)より、

$$d\varepsilon_d^c = -r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} r_{S_0} r_{\text{tmp}} \sum_{i=1}^I M_v \left| 1 - c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}} \right) \right| \mathbf{n}^{(i)T} d\varepsilon \Delta\omega \quad (293)$$

これを、以下のとおりに書く。

$$d\varepsilon_d^c = -r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} r_{S_0} r_{\text{tmp}} \left(\sum_{i=1}^I \bar{M}_v^{(i)} \left| \mathbf{n}^{(i)} \right|^* \Delta\omega \right)^T d\varepsilon \quad (294)$$

ここに、

$\mathbf{n}^{(i)T} d\varepsilon \geq 0$ の時

$$\left| \mathbf{n}^{(i)} \right|^* = \mathbf{n}^{(i)} \quad (295)$$

$\mathbf{n}^{(i)T} d\varepsilon < 0$ の時

$$\left| \mathbf{n}^{(i)} \right|^* = -\mathbf{n}^{(i)} \quad (296)$$

また、

$$\bar{M}_v^{(i)} = M_v \left| 1 - c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}} \right) \right| \quad (297)$$

なお、 $1 < c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}} \right)$ の場合には、 $\bar{M}_v^{(i)} = 0$ とする。

式(85)に式(293)を代入して、両辺を比較すれば、

$$\mathbf{n}_d^c = -r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} r_{S_0} r_{\text{tmp}} \left(\sum_{i=1}^I \bar{M}_v^{(i)} |\mathbf{n}^{(i)}|^* \Delta\omega \right) \quad (298)$$

同様に、

$$\mathbf{n}_d^c = -r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} r_{S_0} r_{\text{tmp}} \left(\sum_{i=1}^I \bar{M}_v^{(i)} |\mathbf{n}^{(i)}|^* \Delta\omega \right) \quad (299)$$

ここに、式(194)を参照して、

$$\bar{M}_v^{(i)} = M_v \left| 1 - c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}} \right) \right| \quad (300)$$

C6 \mathbf{n}_d^d の計算

次に、膨張的成分については、式(206)の両辺を微分して、

$$d\varepsilon_d^d = \sum_{i=1}^I \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma^{(i)}} d\gamma^{(i)} + \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma_v} d\gamma_v + \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial S_0^*} dS_0^* \quad (301)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma^{(i)}} &= \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial |\tilde{\gamma}^{(i)}|} \frac{\partial |\tilde{\gamma}^{(i)}|}{\partial \gamma^{(i)}} \\ &= r_{\varepsilon_d} \left(\frac{|\tilde{\gamma}^{(i)} / \gamma_v|}{1 + |\tilde{\gamma}^{(i)} / \gamma_v|} \right) m_{1v} \operatorname{sgn}(\gamma^{(i)}) \exp\left(-\frac{|\gamma^{(i)}|}{\gamma_{\text{vus}}}\right) \Delta\omega \end{aligned} \quad (302)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma_v} = r_{\varepsilon_d} \sum_{i=1}^I \left(\frac{|\tilde{\gamma}^{(i)} / \gamma_v|}{1 + |\tilde{\gamma}^{(i)} / \gamma_v|} - \ln\left(1 + \frac{|\tilde{\gamma}^{(i)}|}{\gamma_v}\right) \right) m_{1v} \Delta\omega \quad (303)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial S_0^*} = \frac{1}{r_{S_0^*}} \varepsilon_d^d \frac{\partial r_{S_0^*}}{\partial S_0^*} \quad (304)$$

ここに、 $|\tilde{\gamma}^{(i)} / \gamma_v|$ は、式(207)で与えられる。

式(83)より、

$$d\gamma^{(i)} = \mathbf{n}^{(i)T} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (305)$$

また、

$$d\gamma_v = \frac{\partial \gamma_v}{\partial \gamma_m} \frac{\partial \gamma_m}{\partial S_0} \frac{\partial S_0}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \varepsilon} d\varepsilon \quad (306)$$

$$dS_0^* = \frac{\partial S_0}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \varepsilon} d\varepsilon \quad (307)$$

これに、式(290)～(291)を代入すると、

$$d\gamma_v = q_4 \frac{\gamma_v}{S_0} \frac{K_{LU}}{p_0} d\varepsilon \quad (308)$$

式(85)と式(82)より、

$$d\varepsilon = (\mathbf{n}^{(0)} - \mathbf{n}_d^c)^T d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (309)$$

これを式(308)に代入すると、式(165)より、

$dp < 0$ の時

$$d\gamma_v = q_4 \frac{\gamma_v}{S_0} \frac{K_{LU}}{p_0} (\mathbf{n}^{(0)} - \mathbf{n}_d^c)^T d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (310)$$

$dp \geq 0$ の時

$$d\gamma_v = 0 \quad (311)$$

同様に、式(181)より、

$$dS_0^* = -\frac{K_{LU}}{p_0} (\mathbf{n}^{(0)} - \mathbf{n}_d^c)^T d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (312)$$

式(304)(305)(310)～(312)を式(301)に代入すると、

$$d\varepsilon^d = \left[\sum_{i=1}^I \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma^{(i)}} \mathbf{n}^{(i)T} + \psi (\mathbf{n}^{(0)} - \mathbf{n}_d^c)^T \right] d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (313)$$

ここに、

$dp < 0$ の時

$$\psi = \left(q_4 \frac{\gamma_v}{S_0} \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma_v} - \frac{1}{r_{S_0^*}} \varepsilon_d^d \frac{\partial r_{S_0^*}}{\partial S_0^*} \right) \frac{K_{LU}}{p_0} \quad (314)$$

$dp \geq 0$ の時

$$\psi = -\frac{1}{r_{S_0^*}} \varepsilon_d^d \frac{\partial r_{S_0^*}}{\partial S_0^*} \frac{K_{LU}}{p_0} \quad (315)$$

よって、

$$\mathbf{n}_d^d = \sum_{i=1}^I \frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma^{(i)}} \mathbf{n}^{(i)} + \psi (\mathbf{n}^{(0)} - \mathbf{n}_d^c) \quad (316)$$

ただし、式(313)～(315)における $\frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma^{(i)}}$ 、 $\frac{\partial \varepsilon_d^d}{\partial \gamma_v}$ はそ

れぞれ式(302)(303)で与えられ、また、以下を用いる。

$$\frac{\partial r_{S_0^*}}{\partial S_0^*} = (1 - r_{S_0^*}^{\text{dmin}}) q_5 (S_0^*)^{q_5 - 1} \quad (317)$$

C7 n_d の計算

n_d は、式(88)に、式(298)および式(316)を代入することにより求まる。

付録 D. 積分形の構成式（初期自重解析）

初期自重解析の積分形の基本形は、式(72)を以下のとおり、有効体積ひずみ ε' 、および仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ の関数として、以下で与える点を除いて、圧密沈下・地震応答解析の基本形（式(64)～(88)）と同じである。

$$q^{(i)} = q^{(i)}(\gamma^{(i)}, \varepsilon') \quad (318)$$

D1 圧縮伸張成分 p の定式化

初期自重解析においては、圧力 p を、正規圧密の場合と過圧密の場合に分けて、 $0 \leq n_K < 1$ に対して、以下のように与える。

(1) 正規圧密解析の場合

初期自重解析での体積弾性係数は、有効拘束圧力依存性を表わす指数を $n_K < 1$ 、参照有効拘束圧力 $p = p_a$ における体積弾性係数を K_{La} として、以下で与える。

$$K_L = K_{La} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{n_K} \quad (319)$$

これを、 $\varepsilon' = 0$ の時、 $p = 0$ の条件で積分すると、

$$p = p_a \eta^{\frac{1}{1-n_K}} \quad (320)$$

$$\eta = -(1-n_K) \varepsilon' / \varepsilon_{Lma} \quad (321)$$

ここに、

$$\varepsilon_{Lma} = p_a / K_{La} \quad (322)$$

これにより、圧力 p を以下で与える。

ただし、圧力がゼロに近づいた際の数値解析的な破綻を回避するため、圧力の最小値を $p_{\min} = 10^{-6}$ と規定する。すなわち、

$$\eta_{\text{low}} = (p_{\min} / p_a)^{1-n_K} \text{ として、 } \eta \leq \eta_{\text{low}} \text{ の時：}$$

$$p = p_{\min} \quad (323)$$

(2) 過圧密（除荷）解析の場合

同様に、初期自重解析で過圧密（除荷）解析を適用する場合には、除荷時の体積弾性係数を、参照有効拘束圧力 $p = p_a$ における除荷時の体積弾性係数を K_{Ua} として、以下で与える。

$$K_U = K_{Ua} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{n_K} \quad (324)$$

除荷開始時点での有効拘束圧力および有効体積ひずみをそれぞれ p_r 、 ε_r' とおき、除荷開始時点での体積弾性係数を K_{Ur} として、積分すると、

$$p = p_r (\eta_r + 1)^{\frac{1}{1-n_K}} \quad (325)$$

$$\eta_r = -(1-n_K)(\varepsilon_r' - \varepsilon_r') / \varepsilon_{mr} \quad (326)$$

ここに、

$$\varepsilon_{mr} = p_r / K_{Ur} \quad (327)$$

$$K_{Ur} = K_{Ua} \left(\frac{p_r}{p_a} \right)^{n_K} \quad (328)$$

ただし、圧力がゼロに近づいた際の数値解析的な破綻を回避するため、 $\eta_{\text{rflow}} + 1 = (p_{\min} / p_r)^{1-n_K}$

として、 $\eta_r \leq \eta_{\text{rflow}}$ の時には、圧力 p を式(323)で与える。

なお、ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土地盤の初期自重解析では、その目的を適切な初期応力分布を与えることにおき、過圧密状態からの圧密沈下・地震応答解析の場合でも、正規圧密解析として解析を実施する。その後、過圧密状態からの解析の場合には、式(19)により、パラメタによる指定により、初期の過圧密状態を与えて解析する。

D2 せん断成分 $q^{(i)}$ の定式化

初期自重解析時は、式(150)～(159)までの定式化は圧密沈下・地震応答解析時と同じであるが、 $q^{(i)}$ を規定する式(150)(153)(154)では、以下のような拘束圧力依存性を与える。

$$\tau_m = p \sin \phi_f = m_1 p \quad (329)$$

$$G_m = G_{ma} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{m_G} \quad (330)$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_m} = m_1 \frac{p}{G_{ma}} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{-m_G} \quad (331)$$

D3 ダイレイタンシー

ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土地盤の初期自重解析では、ダイレイタンシーを無視する。

付録 E. 増分形の構成式（初期自重解析）

非液状化解析の増分形の基本形も、液状化解析の基本形（式(89)～(100)）に準じたものとなるが、積分形における式(318)の変更点に対応した変更が必要となり、接線剛性マトリクスは、以下で与えられる。

$$\mathbf{D} = K_{LU} \mathbf{n}^{(0)} \mathbf{n}^{(0)T} + \sum_{i=1}^I G_{LU}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)T} \Delta \omega + \sum_{i=1}^I H^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(0)T} \Delta \omega \quad (332)$$

$$E1 \quad K_{LU} = -\frac{dp}{d\varepsilon'} \text{ の計算}$$

(1) 正規圧密の場合

K_L を式(319)で与える。

(2) 過圧密（除荷）の場合

K_U を式(324)で与える。

$$E2 \quad G_{LU}^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} \text{ の計算}$$

液状化解析時と同じ結果（すなわち式(277)(278)）となる。

$$E3 \quad H^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon'} \text{ の計算}$$

まず、

$$H^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \varepsilon'} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \varepsilon'} \quad (333)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q^{(i)}}{\partial p} &= \frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v} \frac{\partial q_v}{\partial p} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v} \frac{\partial \gamma_v}{\partial p} \\ &= \frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v} \frac{\partial q_v}{\partial \tau_m} \frac{\partial \tau_m}{\partial p} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v} \frac{\partial \gamma_v}{\partial \gamma_m} \frac{\partial \gamma_m}{\partial p} \end{aligned} \quad (334)$$

ここに、 $\frac{\partial q^{(i)}}{\partial q_v}$ 、 $\frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma_v}$ は、式(281)～(284)で、また、

その他の項は、付録の式(354)(355)(358)(359)で与えられる。以上より、 $H^{(i)}$ が計算される。ただし、

$$K_{LU} = -\frac{\partial p}{\partial \varepsilon'} \text{ は式(319)(324)で与えられる。}$$

付録 F: 増分形式で必要となる基礎関係式

式(151)～(154)(160)～(165)(329)～(331)で定義されるせん断に関する各項の比や圧力による偏微分は、以下のとおりである。

(1) 仮想単純せん断でのパラメタとせん断試験でのパラメタの関係（式(151)～(154)より）

$$\frac{q_v}{\gamma_v} = \frac{G_m}{\sum_{i=1}^I \sin^2 \omega_i \Delta \omega} \quad (335)$$

$$\frac{\partial q_v}{\partial \tau_m} = \frac{1}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (336)$$

$$\frac{\partial \gamma_v}{\partial \gamma_m} = \left(\frac{\sum_{i=1}^I \sin^2 \omega_i \Delta \omega}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \right) \quad (337)$$

(2) 圧密沈下・地震応答解析における τ_m 、 γ_m の圧力 p による偏微分（式(160)～(165)より）

$$\frac{\partial \tau_m}{\partial p} = \frac{\partial \tau_m}{\partial S} \frac{\partial S}{\partial p} = \frac{\tau_{m0}}{p_0} = m_1 \quad (338)$$

$$\frac{\partial \gamma_m}{\partial p} = \frac{\partial \gamma_m}{\partial S} \frac{\partial S}{\partial p} = 0 \quad (339)$$

(3) 初期自重解析における τ_m , γ_m の圧力 p による偏微分 (式 (329) ~ (331) より)

$$\frac{\partial \tau_m}{\partial p} = m_1 \quad (340)$$

$$\frac{\partial \gamma_m}{\partial p} = (1 - m_G) m_1 \frac{1}{G_{ma}} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{-m_G} = \frac{(1 - m_G) m_1}{G_m}$$

付録 G : 液状化解析の初期ダイレイタンシについて

初期自重解析においてダイレイタンシの発生を考慮する場合で、液状化解析で用いるダイレイタンシパラメータ r_{ε_d} と同じパラメータを用いる場合には、

液状化解析の初期ダイレイタンシ ε_{d0}^c , ε_{d0}^d は、初期自重解析の最終段階で得られた値 ε_{dst}^c , ε_{dst}^d と同じものを用いればよい。すなわち、

$$\varepsilon_{d0}^c = \varepsilon_{dst}^c \quad (342)$$

$$\varepsilon_{d0}^d = \varepsilon_{dst}^d \quad (343)$$

このようにセットすれば、初期自重解析で得られた変位に対応する体積ひずみより、これらのダイレイタンシを考慮して、初期有効体積ひずみ類を算定することにより、自重解析と液状化解析とが整合的につながる。すなわち、

$$\varepsilon_0' = \varepsilon_0 - (\varepsilon_{d0}^c + \varepsilon_{d0}^d) \quad (344)$$

$$\varepsilon_0'' = \varepsilon_0 - \varepsilon_{d0}^c \quad (345)$$

$$\eta_0 = -(1 - l_K)(\varepsilon_0' - \varepsilon_0') / \varepsilon_{m0} = 0 \quad (346)$$

$$\eta_0'' = -(1 - l_K)(\varepsilon_0'' - \varepsilon_0'') / \varepsilon_{m0} = 0 \quad (347)$$

$$p_0 = p_{st} \quad (348)$$

$$p_0'' = p_0 \quad (349)$$

$$S(\text{初期値}) = p_0 / p_0 = 1 \quad (350)$$

$$S_0(\text{初期値}) = p_0'' / p_0 = 1 \quad (351)$$

これにして、初期自重解析において、液状化解析で用いるダイレイタンシパラメータ r_{ε_d} とは異なるダイレイタンシパラメータを用いる場合がある (たとえば、初期自重解析ではダイレイタンシを無視する、すなわち $r_{\varepsilon_d} = 0$ とセットするなど)。この場合には、膨張的ダイレイタンシに関する初期自重解析終了直後と液状化解析初期(349)間で以下の不整合が発生する。

$$\Delta \varepsilon_{d0}^d = \varepsilon_{d0}^d - \varepsilon_{dst}^d \quad (352)$$

これを解消するため、液状化解析における有効体積ひずみを以下で与える。

$$\varepsilon' = \varepsilon - (\varepsilon_{d0}^c + (\varepsilon_{d0}^d - \Delta \varepsilon_{d0}^d)) \quad (353)$$

この定義を用いれば、液状化解析初期の値が以下のように、自重解析の最終段階と整合的になる。

$$\begin{aligned} \varepsilon_0' &= \varepsilon_0 - (\varepsilon_{d0}^c + (\varepsilon_{d0}^d - \Delta \varepsilon_{d0}^d)) \\ &= \varepsilon_0 - (\varepsilon_{dst}^c + \varepsilon_{dst}^d) \end{aligned} \quad (354)$$

$$\varepsilon_0'' = \varepsilon_0 - \varepsilon_{d0}^c \quad (355)$$

$$\eta_0 = -(1 - l_K)(\varepsilon_0' - \varepsilon_0') / \varepsilon_{m0} = 0 \quad (356)$$

$$\eta_0'' = -(1 - l_K)(\varepsilon_0'' - \varepsilon_0'') / \varepsilon_{m0} = 0 \quad (357)$$

$$p_0 = p_{st} \quad (358)$$

$$p_0'' = p_0 \quad (359)$$

$$S(\text{初期値}) = p_0 / p_0 = 1 \quad (360)$$

$$S_0(\text{初期値}) = p_0'' / p_0 = 1 \quad (361)$$

付録 H : 圧密沈下解析後 (圧密における過剰間隙水圧がゼロに戻った後) の状態を基準とする地震応答解析での変数類の引継ぎ

(1) 変位, 水圧

圧密沈下が完全に終了 (過剰間隙水圧が完全に消散してゼロとなる時点) 後に地震動を受ける状態を想定し、圧密沈下解析終了時の変位, 水圧 (静

水圧)を地震応答解析の初期条件として、以下で与える。

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 \quad (362)$$

$$\dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}} = 0 \quad (363)$$

$$p = p_0 \quad (364)$$

$$\dot{p} = 0 \quad (365)$$

圧密沈下解析に引き続く地震応答解析は、初期自重解析後の地震応答解析（通常地震応答解析）と同じく、INIT スイッチ=2 で立上げ、初期変位からの相対変位、および、過剰間隙水圧を変数として、解析する。

(2) 応力, ひずみ, ダイレイタンス, クリープ (更新しないで, 引き継ぐ)

圧密沈下解析 (ダイレイタンス解析) に引き続く地震応答解析では、圧密沈下解析終了時の応力, ひずみ, ダイレイタンス, クリープを、地震応答解析でも、そのまま引き継ぐ。

なお、初期自重解析後の地震応答解析 ((初期自重解析でダイレイタンス解析を行わない解析に引き続く通常地震応答解析) では、初期自重解析後のダイレイタンスがゼロである。この状態を初期値として地震応答解析を行う際には、地震応答解析での初期せん断応力に対応する初期の膨張的ダイレイタンスをゼロに持って行くように、補正をかけて、初期自重解析終了後のダイレイタンスがゼロという状態が引き継がれるようにしている。

初期自重解析後の圧密沈下解析でも、上と同じ補正を適用しており、これに引き続く地震応答解析でも、この補正値を (地震応答解析の初期せん断応力に対応する値に更新するのではなく、圧密沈下解析の初期に得られた値をそのまま) 引き継ぐ。すなわち、INIT=2 で圧密沈下解析後に立ち上げて地震応答解析を行う際の初期有効体積ひずみ類は、前解析段階終了時のダイレイタンス ε_d ,

クリープによる体積ひずみ ε_c を用いて、以下のとおりセットする。

$$\varepsilon'_0 = \varepsilon''_0 = \varepsilon_0 - \varepsilon_d - \varepsilon_c \quad (366)$$

(3) 状態変数 (更新する)

圧密沈下解析に引き続く地震応答解析では、以下の状態変数を、地震応答解析での初期平均有効応力 p_0 (すなわち、圧密沈下解析終了後の p)

を用いて、更新し、通常地震応答解析と同様のスタンスで、液状化パラメタなどが使用できるようにする。すなわち、

$$S = p / p_0 \quad (367)$$

$$S_0 = \min(p'' / p_0) \text{ ただし, } S_0 \geq 1 \quad (368)$$

$$S_0^* = p'' / p_0 \quad (369)$$

(4) 初期体積弾性係数, 初期せん断弾性係数 (更新する)

圧密沈下解析に引き続く地震応答解析では、初期体積弾性係数, 初期せん断弾性係数類も、地震応答解析での初期平均有効応力 p_0 (すなわち、圧密沈下解析終了後の p) を用いて、更新する。

$$K_{U0} = K_{Ua} \left(\frac{p_0}{p_a} \right)^k \quad (370)$$

$$\varepsilon_{m0} = \frac{p_0}{r_k K_{U0}} \quad (371)$$

$$\tau_{m0} = p_0 \sin \phi_f \quad (372)$$

$$G_{m0} = \tau_{m0} / \gamma_{m0} \quad (373)$$

ここに、

$$\gamma_{m0} = \gamma_{m0} \text{ (変更せずひきつぎ)} \quad (374)$$

式(374)を変更せずに、圧密解析での初期の値をそのまま引き継ぐ理由は、以下のとおりである。粘性土の圧密解析中は、

$$\gamma_m = \gamma_{m0} S_0^{q_4} \text{ (変更せずひきつぎ)} \quad (375)$$

であり、これに引き続く地震応答解析初期には、圧密解析終了時の値を引き継ぐ必要があるが、圧密解析では、 $q_4 \approx 0$ と指定する (また、多くの場合には、結果として、 $S_0 = 1$ のまま推移する)

ので、

$$\gamma_m = \gamma_{m0} \quad (376)$$

となるため。

(5) ICCLAYSW=1 (関口・太田モデル相当) の際の初期せん断応力比

関口・太田モデルでは、圧密沈下解析の初期せ

せん断応力比を記憶し、応力誘導異方性を表現するが、この初期せん断応力比は地震応答解析初期では更新せず、圧密解析初期の値を引き継ぐ。

地震応答解析では、液状化パラメタ ($r_{\varepsilon_d^c}$ を含む) の更新が可能。

(6)更新可能パラメタ

5-2 要素挙動解析

中原知洋¹・井合進²・上田恭平²・楠謙吾³・山口匡宏⁴・小堤治⁵・奈良俊介⁶
木村康隆⁷・水野匠⁷・仲摩貴史⁸・細尾敦⁸・鈴木明憲⁹

¹正会員 五洋建設(株)

²特別顧問 京都大学防災研究所

³正会員 (株) ニュージェック

⁴正会員 中央復建コンサルタンツ(株)

⁵正会員 (株) 明窓社

⁶正会員 北日本港湾コンサルタント(株)

⁷正会員 復建調査設計(株)

⁸一般会員 (株) 地震工学研究所

⁹正会員 (株) 海洋河川技術研究所

砂の力学モデルとしてのひずみ空間多重せん断モデルは、これまで、地盤の液状化を含む地震時の地盤・構造物系の解析や被害程度予測に広く用いられてきている。さらに、同モデルの粘土地盤の挙動解析に対する適用性に関する研究が進められ、ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現モデルが提案されている。提案モデルは、従来のCam-clay型の断塑性モデルに対して、(1)初期自重解析で任意の K_0 状態を再現できる、(2)限界状態(砂の場合のSteady State)の初期応力の応力誘導異方性を柴田のダイレイタンシーモデル(1963)に基づき解析で表現できる、(3)過圧密粘土の解析では限界状態のダイレイタンシーを過圧密比に基づき規定できる、(4)単調載荷せん断および繰り返しせん断におけるひずみ速度依存性(二次圧密および地震時の粘性減衰)をTatsuoka et al (2002)によるIsotach減衰型のせん断ひずみ速度依存項に基づき表現できる、以上4点の優位性を有する。

本研究では、これらの点を考慮した上で、同モデルにより、粘性土地盤の圧密解析とこれに引き続く地震応答解析が必要となる、圧密沈下および単調載荷ならびに繰り返しせん断時の要素シミュレーション解析を行い、その基本的な適用性を確認した。初期応力状態 K_0 からの圧密沈下、限界状態の初期応力誘導異方性、過圧密状態からのせん断挙動、ひずみ速度依存性、を的確かつ精緻に表現できることを確認した。

Key Words : *clay, anisotropy, strain rate effect, consolidation, earthquake response, monotonic shear, cyclic shear, critical state*

1. はじめに

ひずみ空間多重せん断モデル(Iai et al., 2011)は、これまで、地盤の液状化を含む地震時の地盤・構造物系の解析や被害程度予測に広く用いられてきている。さらに、同モデルの粘土地盤の挙動解析に対する適用性に関する研究が進められ、ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現モデルが提案されている。

提案モデルは、従来のCam-clay型の断塑性モデルに対して、以下の優位性を有する。(1)初期自重解析で任意の K_0 状態を再現できる、(2)限界状態(砂の場合のSteady State)の初期応力の応力誘導異方性を柴田のダイレイタンシーモデル(1963)に基づき解析で表現できる、(3)過圧密粘土の解析では限界状態のダイレイタンシーを過圧密

比に基づき規定できる、(4)単調載荷せん断および繰り返しせん断におけるひずみ速度依存性(二次圧密および地震時の粘性減衰)をTatsuoka et al (2002)によるIsotach減衰型のせん断ひずみ速度依存項に基づき表現できる。

本研究では、これらの点を考慮した上で、同モデルにより、粘性土地盤の圧密解析とこれに引き続く地震応答解析が必要となる圧密沈下および単調載荷ならびに繰り返しせん断時の要素シミュレーション解析を行い、その基本的な適用性を確認した。特に、初期応力状態 K_0 からの圧密沈下、限界状態の初期応力誘導異方性、過圧密状態からのせん断挙動、ひずみ速度依存性、を的確かつ精緻に表現できることを確認した。

以下においては、定式化の要点を説明し、同モデルにより粘土地盤の要素挙動解析ならびに一次元地盤を対象

とした圧密解析に引き続く地震応答解析について説明する。なお、新たな提案モデルは以下においてCookieモデルと称する (Cookie Model: Cohesive soil with or without Overconsolidation, K_0 and Isotach Effects) .

2. ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現

(1) ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土モデル

ひずみ空間多重せん断モデルは、土粒子間の接点力の体積要素内でのbranch (粒子の中心間の距離) の重みつきテンソル平均として定義される粒状体の応力を理論的基礎とする¹⁾。同モデルの枠組みで粘性土の挙動を表現するため、砂の挙動解析モデルであるカクテルグラスモデル系のダイレイタンスーモデル (せん断ひずみ型)

(Iai et al,2011) に、柴田 (1963) によるダイレイタンスーモデル (せん断応力比型) を合体した構成モデル²⁾が開発された。Cookieモデルと称される。粘性土の挙動解析に対する適用性が研究されている。

(2) ひずみ空間多重せん断モデルの基本式

ひずみ空間多重せん断モデルは、粒状体の巨視的な応力テンソル とひずみテンソル を以下により関係づける。

$$\boldsymbol{\sigma} = -p\mathbf{I} + \int_0^\pi q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle = \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} + \mathbf{n} \otimes \mathbf{t} \quad (1)$$

ここに、 \mathbf{I} はunit tensor, \mathbf{n} と \mathbf{t} は粒子間の接点の垂直および接線方向ベクトル, p は平均有効応力 (圧縮を正), q は仮想単純せん断応力を表し、巨視的なひずみ成分の履歴依存型の関数を用いて以下で与えられる。

$$p = p(\varepsilon'), \quad q = q(\gamma), \quad \varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon_d, \quad \varepsilon = \mathbf{I} : \boldsymbol{\varepsilon}, \quad \gamma = \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2)$$

(3) 限界状態のダイレイタンスー

ダイレイタンスーの定式化については、数値解析的な安定性の観点から、既報²⁾による定式化のうち、柴田 (1963)によるせん断応力比型のダイレイタンスー³⁾を、終局状態 (下添字US) の収縮的ダイレイタンスーを規定する項として限定して使用することとし、基本的には、カクテルグラスモデル系のダイレイタンスーモデルに基づくものとした。限界状態でのダイレイタンスー ε_{dus} は、収縮的ダイレイタンスーおよび膨張的ダイレイタンスーの和として与える。

$$\varepsilon_{dus} = \varepsilon_{dus}^c + \varepsilon_{dus}^d \quad (3)$$

このモデルを体積ひずみ—有効拘束圧力の関係で説明

すると図-1のとおり、正規圧密からの解析では、同曲線が、収縮的ダイレイタンスーの発生に応じて、下方へ移動していき、限界状態線に達する。また、過圧密からの解析では、収縮的ならびに膨張的ダイレイタンスーの和で規定されるダイレイタンスーの発生に応じて、同曲線が、限界状態線よりも下方から始まる解析では、上方へ移動していき、限界状態に到達する。このうち、限界状態における収縮的ダイレイタンスーは、柴田 (1963) のダイレイタンスー式に基づき、以下で与える。

$$\begin{aligned} \varepsilon_{dus}^c &= -\Lambda \left(\eta_{us}^* / M \right) \varepsilon_{m0}, \quad \eta^* = \left(1 / \sqrt{2} \right) \varepsilon_{m0}, \\ \eta^* &= \left(1 / \sqrt{2} \right) | \bar{\boldsymbol{\sigma}} / p - \bar{\boldsymbol{\sigma}}_0 / p_0 |, \quad \bar{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\sigma} - p\mathbf{I} \\ \varepsilon_{m0} &= \lambda / (1 + e_0) = p_0 / (r_K K_{U0}) \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、限界状態におけるせん断応力比 η_{us}^* は、図-2の矢印の長さに相当し、粘性土の応力誘導違方向性を表す。

また、限界状態における膨張的ダイレイタンスーは、過圧密の状態に応じて以下で与える。

$$\varepsilon_{dus}^d = \varepsilon_{m0} \ln(p_{n0} / p_0) \quad (5)$$

過圧密域の設定にあたり、過圧密状態からの解析における初期の体積ひずみ ε_0 における正規圧密曲線上の圧力 p_{n0} は、初期の圧力 p_0 から、以下により与えられるものとする。 r_{pn0} は、過圧密比OCRと λ と κ から求めることができる。

$$p_{n0} = r_{pn0} p_0 \quad r_{pn0} = \text{OCR}^{(1-\kappa/\lambda)} \quad (6)$$

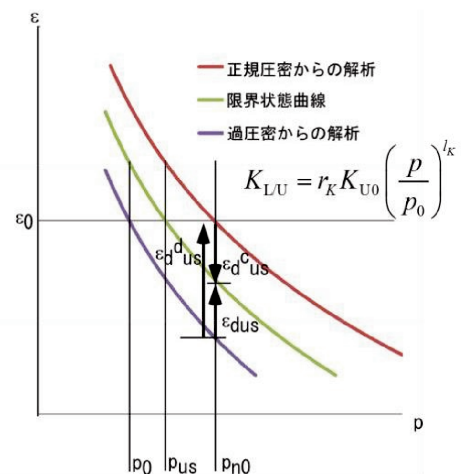


図-1 正規圧密ないし過圧密状態からの解析における体積ひずみ—有効拘束圧力関係

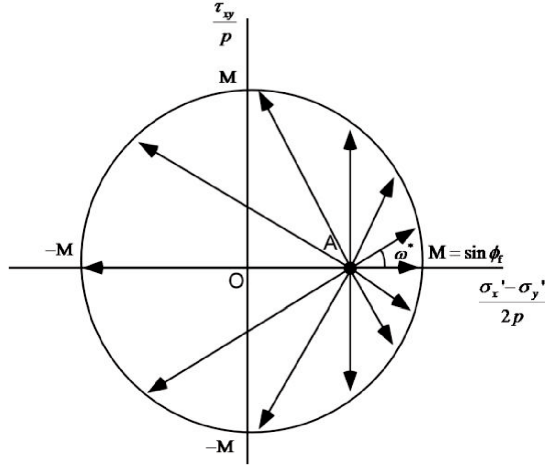


図-2 初期応力 (A点) を起点とする限界状態におけるせん断応力比

(4) 過圧密領域

過圧密からの非排水せん断では、せん断破壊線を超える応力経路を辿って、せん断破壊線上の限界状態に到達することが知られている。この挙動を表現するため、せん断強度 τ_m を粘着力と内部摩擦角で与え、粘着力を膨張的ダイレイタンシー ε_d^d の関数として、以下で与える。

$$\tau_m = c^* \cos \phi_f + p \sin \phi_f, \quad c^* = 4\varepsilon^* (1 - \varepsilon^*) c$$

$$c = (1 - p_0 / p_{n0}) c_a (p_{n0} / p_a), \quad \varepsilon^* = \varepsilon_d^d / \varepsilon_{dus}^d \quad (7)$$

(5) せん断ひずみ速度依存性

ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土モデルに、Tatsuoka et al (2002)⁹⁾によるIsotach/Rayleigh減衰型のせん断ひずみ速度依存項を以下のように追加する。

$$\boldsymbol{\sigma} = -p\mathbf{1} + \int_0^\pi q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega + \boldsymbol{\sigma}^* \boldsymbol{\sigma}^* = \int_0^\pi q^* \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (8)$$

式(5)におけるIsotach/Rayleigh減衰型の項 q^* は、地震応答解析における数値解析的な観点から、Tatsuoka et al (2002)⁹⁾によるviscosity function (せん断ひずみ速度に応じて応力増加率を規定する関数) を、新たに、現在までの最大せん断ひずみ速度レベルにおける線形減衰の上限値を規定する関数として解釈しなおすことにより、以下で与える。

$$q^* = r_{iso} r_q \frac{\dot{\gamma}^*}{\max |\dot{\gamma}^*|} \left(q_v \frac{\max |\xi|}{1 + \max |\xi|} \right)$$

$$r_q = 1 - \exp \left(1 - \left(1 + \max |\dot{\gamma}^*| \right)^{q_{iso}} \right) \quad (9)$$

ここに、 $\xi = \gamma / \gamma_v$ 、 $\dot{\gamma}^* = r_\gamma \dot{\gamma}$ を表す。

他方、線形のレーレー減衰で接線せん断剛性に比例する項は、ベクトルマトリクス形式では、以下のように書ける。

$$\left[\beta \hat{\mathbf{B}}^T \hat{\mathbf{D}}_q \hat{\mathbf{B}} \right] \dot{\mathbf{u}} \equiv \int \hat{\mathbf{B}}^T \hat{\boldsymbol{\sigma}}_q^{**} dv \quad (10)$$

ここに、接線せん断剛性マトリクスは、テンソル表示では $\mathbf{D}_q = \int G_{LU} \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle \otimes \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega$ 、また、ベクトルマトリクス表示では $\hat{\mathbf{D}}_q = \int G_{LU} \hat{\mathbf{n}}_q \hat{\mathbf{n}}_q^T d\omega$ と書くことができるので、レーレー減衰による速度依存項は、以下で与えられる。

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}}_q^{**} = \beta \int G_{LU} \hat{\mathbf{D}}_q = \int \beta G_{LU} \hat{\mathbf{n}}_q \hat{\mathbf{n}}_q^T d\omega \mathbf{B} \dot{\mathbf{u}} = \int \beta G_{LU} \hat{\mathbf{n}}_q \dot{\gamma} d\omega \quad (11)$$

式(8)(9)と式(11)を比較すると、レーレー減衰項において、 βG_{LU} の係数を、以下の項で置換することにより、Isotach/Rayleigh減衰型の減衰項が表現されることとなる。

$$r_{iso} \left(1 - \exp \left(1 - \left(1 + \max |\dot{\gamma}^*| \right)^{q_{iso}} \right) \right) \frac{r_\gamma}{\max |\dot{\gamma}^*|} \frac{\gamma_m}{\gamma_v} \left(q_v \frac{\max |\xi|}{1 + \max |\xi|} \right) \quad (12)$$

この定式化において、(Tatsuoka et al, 2002)におけるパラメタとの関係は、 $r_{iso} = \alpha$ 、 $r_\gamma = 1 / \dot{\varepsilon}_r^{ir}$ 、 $q_{iso} = m$ となる。

図-3に、Kaolinの場合のIsotach型レーレー減衰のせん断ひずみ速度依存性を示す。同図に示すとおり、せん断ひずみ速度のレベルが 10^5 から 10^{17} という12オーダーの範囲で、 r_q が0.1~0.9に変化する、という感度レベルであり、線形減衰と比較して、著しく感度が鈍いのが特徴である。

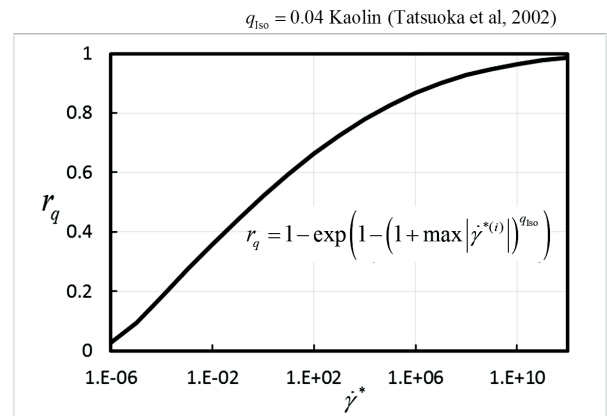


図-3 Isotach型モデルのせん断ひずみ速度依存性

表-1 Cookieモデルの主要パラメータ

(a) 体積/せん断成分およびダイレイタンスーを規定するパラメータ

標記	分類	概要
$K_{L/Ua}$	体積成分	初期体積弾性係数
n_K, m_G	体積/せん断成分	体積弾性係数およびせん断弾性係数の拘束圧依存性を規定する指数
r_K	体積成分	液状化解析での体積弾性係数の低減係数
r_{pn0}	体積成分	初期有効体積ひずみ ε'_{r0} における正規圧密曲線上の初期圧力 p_{n0} を過圧密状態の初期圧力 p_0 から規定するパラメータ (過圧密比OCR, λ, κ より規定)
G_{ma}	せん断成分	初期せん断弾性係数
ϕ_f	せん断成分	内部摩擦角 ($M = \sin \phi_f$)
c_a	せん断成分	規準拘束圧力に対応する粘着力 (過圧密領域のせん断挙動を制御)
h_{max}	せん断成分	最大減衰定数
$r_{\varepsilon_d^c}$	ダイレイタンスー成分	収縮的ダイレイタンスーを制御
q_2	ダイレイタンスー成分	過剰間隙水圧上昇の後半における収縮的ダイレイタンスー制御
Λ	ダイレイタンスー成分	終局状態を指定するダイレイタンスーパラメータ ($\Lambda = (1 - \kappa / \lambda)$)

(b) ひずみ速度依存性を規定するパラメータ

標記	分類	概要
α_c	体積成分	二次圧密係数
\dot{v}_0	体積成分	二次圧密 (クリープ) の初期体積ひずみ速度
r_{ISO}	せん断成分	Isotach パラメータ $r_{ISO} = \alpha$
$r_{\dot{\gamma}}$	せん断成分	Isotach の参照ひずみ速度の逆数 $r_{\dot{\gamma}} = 1 / \dot{\varepsilon}_r^{ir}$
q_{ISO}	せん断成分	Isotach の指数 $q_{ISO} = m$

(6) モデルパラメータ

モデルパラメータを表-1に示す。粘性土の挙動解析で設定するモデルパラメータは、砂の挙動解析で設定するパラメータの多くとデフォルト値を指定すればよい。

粘性土の挙動解析を特徴づけるパラメータは、接線剛性の拘束圧依存性を規定する指数を $l_K = l_G = 1.0$ (砂では 0.5) とする、変相角を内部摩擦角と等しくとる $\phi_p = \phi_f$ 、ダイレイタンスーを規定するパラメータ $r_{\varepsilon_d} = 1$ (砂では 0.2程度)、せん断初期のダイレイタンスーを規定するパラメータ $q_1 = 1$ とし、収縮的ダイレイタンスーの上限値を限界状態の収縮的ダイレイタンスーで与える $\varepsilon_d^{cm} = \varepsilon_{dus}^c$ 。限界状態のせん断強度 q_{us} は基本的には使用せずに、 $\Lambda = (1 - \kappa / \lambda)$ で限界状態のダイレイタンスー制御する。

3. 排水条件でのひずみ制御の圧縮・せん断の複合単調載荷挙動

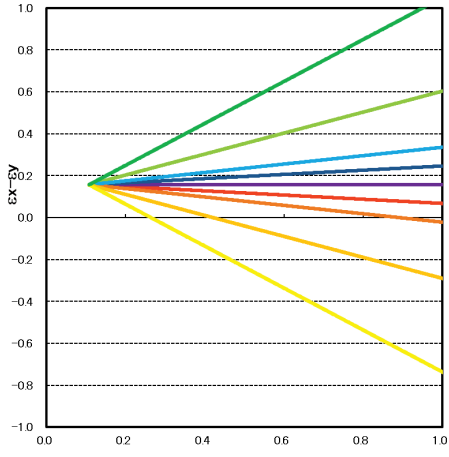
以上に述べた定式化によるひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の土要素としての基本的な挙動を検討するため、排水条件下での単調載荷時の応力とひずみ経路を解析で再現した。使用したモデルパラメータを表-2に示す。解析は2次元とし、排水条件下で、初期異方圧密 (静止土圧係数 $K_0=0.6$) の後、等方ひずみおよび偏差ひずみの種々の割合のひずみ経路に対する応力経路および $\varepsilon - \ln p$ 関係を解析で評価した。

解析の結果以下のことが確認できる。

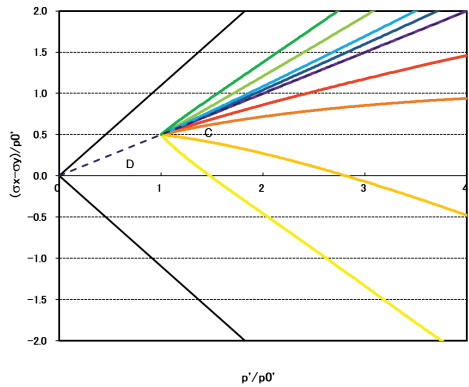
- (1) 異方圧密 ($K_0=0.6$) の後、等方的なひずみを与えた場合に (図-4(a)の紫線)、初期の異方圧密の値 ($K_0=0.6$) を継続する応力経路を辿る (図-4(b)の黒線)。
- (2) 異方圧密 ($K_0=0.6$) の後、側方ひずみを拘束した条件 (体積ひずみと偏差ひずみが同じ条件) での圧縮せん断 (図-4(a)の緑線) では、初期の異方圧密の値 ($K_0=0.6$) よりもせん断破壊線に近づく応力経路を辿る (図-4(b)の緑線)。

表-2 解析モデルパラメータ($p_a=135.5\text{kPa}$)

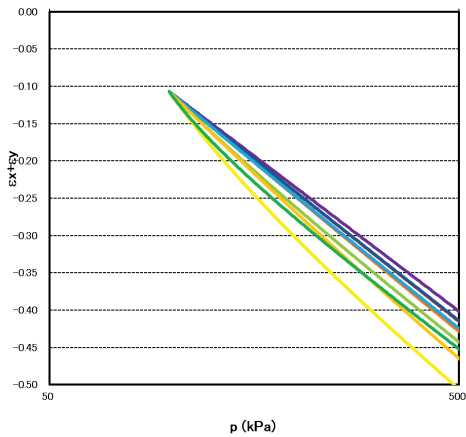
$K_{L/Ua}$ (kN/m^2)	n_K, m_G	r_K	r_{pn0}	G_{ma} (kN/m^2)	ϕ_f ($^\circ$)	c_a (kN/m^2)	h_{max}	r_{ε_d}	q_2	Λ
2,155	0.5	0.348	1.0	352	33.3	20	0.24	0.85	1.0	0.544



(a) ひずみ経路

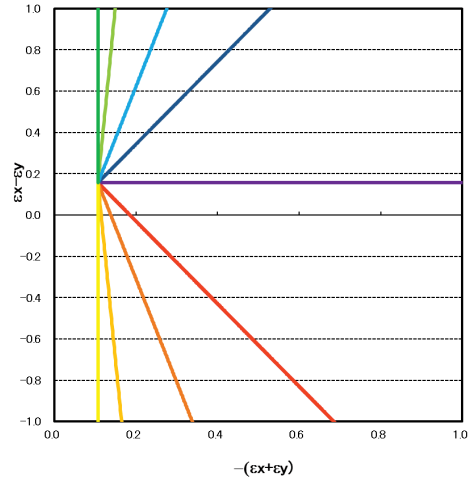


(b) 応力経路

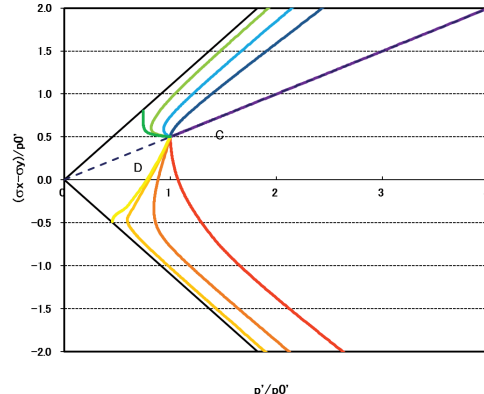


(c) ε - $\ln p$ 関係 (圧密曲線)

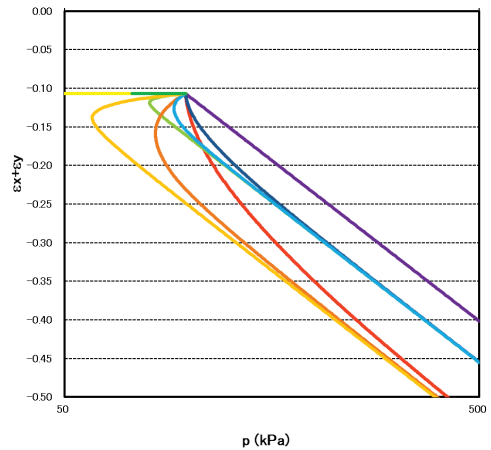
図-4 圧縮・せん断の複合単調載荷挙動
(圧縮が卓越する経路)



(a) ひずみ経路



(b) 応力経路



(c) ε - $\ln p$ 関係 (圧密曲線)

図-5 圧縮・せん断の複合単調載荷挙動
(せん断が卓越する経路)

- (3) 提案モデルでは、弾塑性モデルで課題となる、 K_0 付近のある範囲の応力経路が一定の K_0 ラインにトラップされる特異点の問題 (Meta-stability) (Takeyama et al.2013) は認められない (図-4(c)) .
- (4) 圧密沈下曲線が、初期応力誘導異方性を有する限界状態線に漸近する (図-5(c)) .

4. 非排水単調せん断挙動

前述のとおり、Cookieモデルでは、限界状態における収縮的ダイレイタンシーは、柴田 (1963) のダイレイタンシー式に基づき式(4)で与える。このため、限界状態の収縮的ダイレイタンシーは、初期応力状態の応力誘導異方性を表現できる。また、限界状態における膨張的ダイレイタンシーは、過圧密の状態に応じて式(5)(6)で与える。

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = -\Lambda(\eta_{\text{us}}^* / M)\varepsilon_{m0}, \quad \eta^* = (1/\sqrt{2})\varepsilon_{m0},$$

$$\eta^* = (1/\sqrt{2})|\bar{\sigma} / p - \bar{\sigma}_0 / p_0|, \quad \bar{\sigma} = \sigma - p\mathbf{1},$$

$$\varepsilon_{m0} = \lambda / (1 + e_0) = p_0 / (r_k K_{U0}) \quad (4)\text{再掲}$$

$$\varepsilon_{\text{dus}}^d = \varepsilon_{m0} \ln(p_{n0} / p_0) \quad (5)\text{再掲}$$

$$p_{n0} = r_{pn0} p_0, \quad r_{pn0} = \text{OCR}^{(1-\kappa/\lambda)} \quad (6)\text{再掲}$$

よって、Cookieモデルでは、初期応力状態ならびに過圧密状態 (正規圧密状態も含む) に応じた限界状態を与えることが可能である。終局状態での収縮的ダイレイタンシーは、粘性土モデルオプションICSWに応じて、以下で与える。

ICSW=1 : Cookieモデル 関口・太田モデル型

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = -\Lambda(\eta_{\text{us}}^* / M)\varepsilon_{m0} \quad (13)$$

ICSW=2 : Cookieモデル カムクレイモデル型

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = -\Lambda\varepsilon_{m0} \quad (14)$$

ICSW=3 : Cookieモデル カムクレイモデル型 qus指定

$$\varepsilon_{\text{dus}}^c = \ln(p_{\text{usa}} / p_{n0})\varepsilon_{m0} \quad (15)$$

また、終局状態に至るまでの収縮的ダイレイタンシーは、下式で与えられる。収縮的ダイレイタンシー増分の制御パラメータ $r_{\varepsilon_d^c}$ 、終局状態に近い領域での収縮的ダ

イレイタンシーの寄与度を制御パラメータ r_{tmp} 、収縮的ダイレイタンシーの上限値 $\varepsilon_d^{\text{cm}}$ への接近状況を柔軟かつ精緻に制御できる。

$$\varepsilon_d^c = -r_{\varepsilon_d} r_{\varepsilon_d^c} r_{s_0} r_{\text{tmp}} \sum_{i=1}^I \left(1 - \frac{(-\varepsilon_d^c)}{\varepsilon_d^{\text{cm}}} \right) M_{v0} |d\gamma_p^{(i)}| \Delta\omega^{(i)},$$

$$M_{v0} = \frac{M_p}{\sum_{i=1}^I |\sin \omega_i| \Delta\omega_i}, \quad M_p = \sin \phi_p \quad (16)$$

非排水条件での単調せん断の要素シミュレーション解析を行い上記特性を確認する。初期間隙比 =0.84を同一とするように条件を揃えて、種々の過圧密比OCR=1, 2, 5, 20からの非排水せん断を行った。また、過圧密後の種々の初期間隙比 =0.75, 0.84, 0.95からの非排水せん断を行った。初期応力状態はいずれも異方圧密KO=0.6とした。

表-3にモデルパラメータを示す。ICSW=1として、限界状態のダイレイタンシーは、関口・太田モデル型を指定した。図-6に要素シミュレーションのイメージを図示する。初期体積ひずみ ε_0 に対する正規圧密曲線上の応

力 p_{n0} を設定して、過圧密比OCRと から式(6)による

関係 $p_{n0} = r_{pn0} p_0$ より圧密応力 p_0 が求める。なお、

圧密解析の応力経路と独立して過圧密状態を表現することができる (除荷解析を必要) ため、初期自重解析後の有効体積ひずみを明示的に引き継がなくとも、液状化解析が可能となる。解析の結果以下のことが確認できる。

- (1) 初期間隙比が同じなら異なる過圧密比から行っても同じ限界状態に至る (図-7(a)) .
- (2) 圧縮側と伸張側の挙動が異なり、初期応力状態の誘導異方性が確認できる (図-7(a)) .
- (3) 初期間隙比が異なると異なる限界状態に至る (図-7(a)) .
- (4) 過圧密領域での有効応力経路は、せん断初期に収縮的な挙動を示すものもあり、柔らかい曲線から構成される。
- (5) Cookieモデル固有のパラメータ類である で限界状態に至るまでの収縮的ならびに膨張的挙動を詳細に制御できる。
- (6) Cookieモデル固有のパラメータ類である で過圧密領域でのせん断挙動が限界状態線の上側を辿り限界状態に至る挙動を任意に制御できる (図-7(a), 図-7(b), 図-7(c)) .

表-3 解析モデルパラメータ (非排水単調載荷)

p_a (kN/m ²)	G_{ma} (kN/m ²)	n_K, m_G	K_{La} (kN/m ²)	K_{Ua} (kN/m ²)	ϕ_f, ϕ_p (°)	c_a (kN/m ²)	$r_{\varepsilon_d^{cm}}$	$r_{\varepsilon_d^c}$	h_{max}	n
135.5	352	0.5	2155	4310	33.3	20	0.5	0.85	0.24	0.67

r_{ε_d}	q_1	q_2	l_K	r_K	q_{us} (kN/m ²)	q_4	ICSW	Λ	$r_{p_{n0}}$	$r_{m_{tmp3}}$
1.0	1.0	0.1	1.0	0.174	30	0.001	1	0.544	1.0	1.0

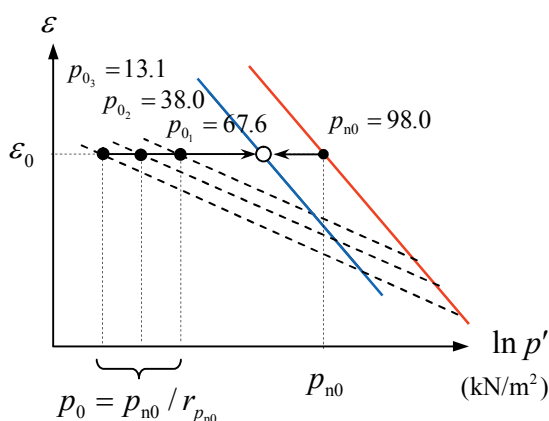
表-4 初期間隙比 e_0 および過圧密比に応じた初期平均有効応力 p_0 の設定

(a) 初期間隙比 e_0 一定

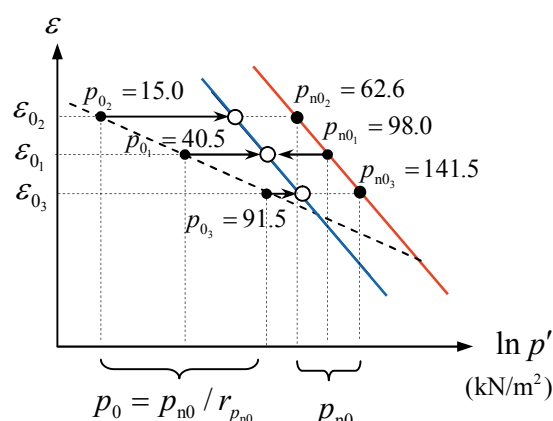
	過圧密比 OCR	初期間隙比 e_0	初期平均有効応力 p_0 (kN/m ²)	正規圧密曲線上の 応力 p_{n0} (kN/m ²)	$r_{p_{n0}}$ $= p_{n0}/p_0$
正規圧密	1	0.84	98.0	98.0	1.0
過圧密	2	0.84	40.5	98.0	2.42
	5	0.95	15.0	62.6	4.17
	20	0.75	91.5	141.5	1.55

(b) 種々の初期間隙比 e_0

	過圧密比 OCR	初期間隙比 e_0	初期平均有効応力 p_0 (kN/m ²)	正規圧密曲線上の 応力 p_{n0} (kN/m ²)	$r_{p_{n0}}$ $= p_{n0}/p_0$
正規圧密	1	0.84	98.0	98.0	1.0
過圧密	2	0.84	67.6	98.0	1.45
	5	0.84	38.0	98.0	2.58
	20	0.84	13.1	98.0	7.48



(a) 初期間隙比 e_0 一定



(b) 種々の初期間隙比 e_0

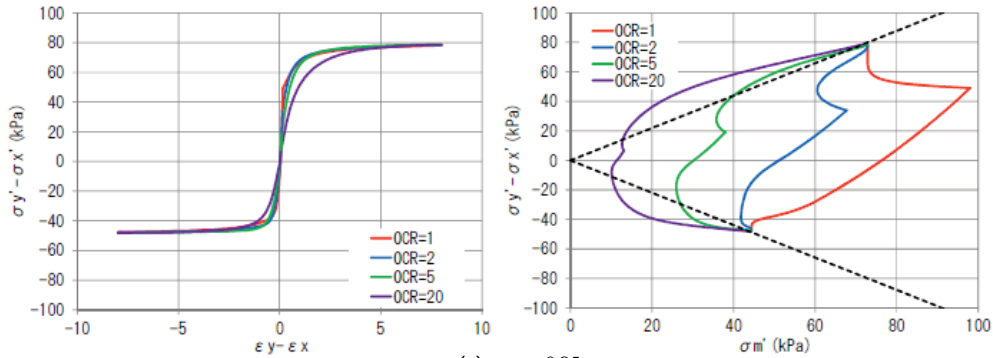
図-6 要素シミュレーションの概念図

粘性土解析プログラムDACSAR (関口・太田モデル (1977)) を用いた比較解析を行い、Cookieモデルの粘性土挙動解析における適用性と特徴を確認した。解析の結果から以下のことが確認できる。

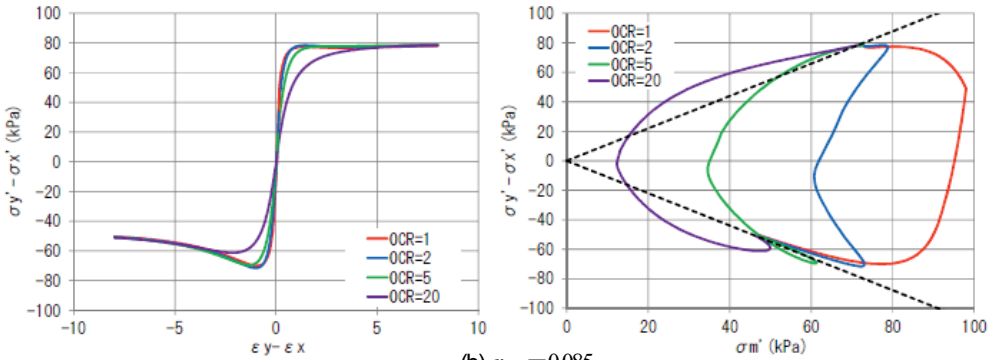
(1) 異方圧密状態 $K_0=0.6$ から非排水単調せん断を行うと、圧縮側およびせん断側ともに、Cookieモデルの限界状態はDACSARの限界状態とほぼ同じ限界状態に至り、Cookieモデルで関口・太田モデル型の限界状態の初期応力の誘導異方性が表現できる (図-9)。

(2) 過圧密領域での有効応力経路は、Cookieモデルでは、せん断初期からダイレイタンスが発生し、収縮的な挙動を示して柔らかい曲線から構成される。一方、DACSARは、せん断初期はダイレイタンスが生じない弾性的な挙動を示し、降伏局面に至り、その後は降伏局面を辿り限界状態に至る。過圧密領域での挙動は、それぞれのモデルに特徴的な挙動を示す (図-9)。

(3) Cookieモデルの粘性土挙動解析における基本的適用性を有する。



(a) $r_{i,k}=0.85$



(b) $r_{i,k}=0.085$

図-7 異なる過圧密比からの非排水単調せん断 (初期間隙比 $e_0=0.84$ で一定, OCR=1, 2, 5, 20, $c_a=20\text{kN/m}^2$)

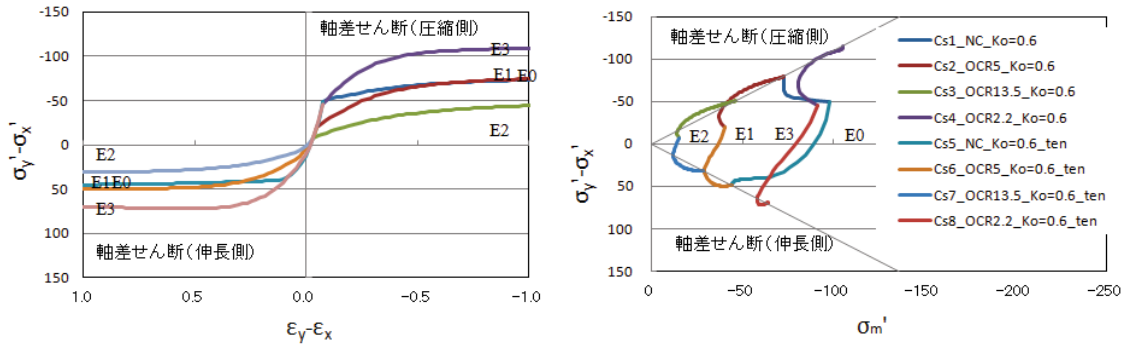
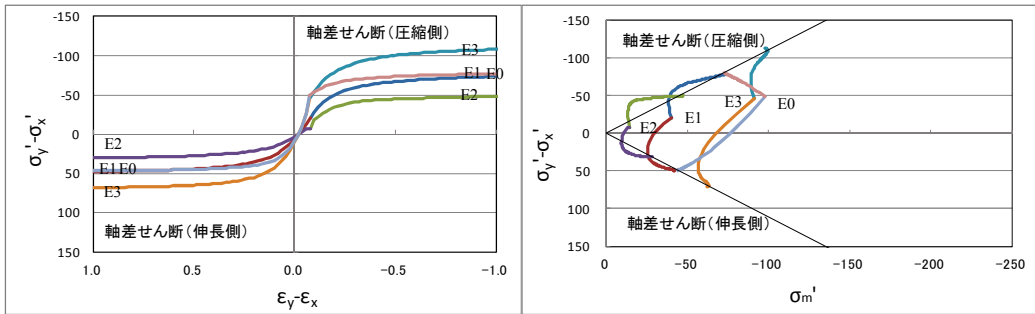
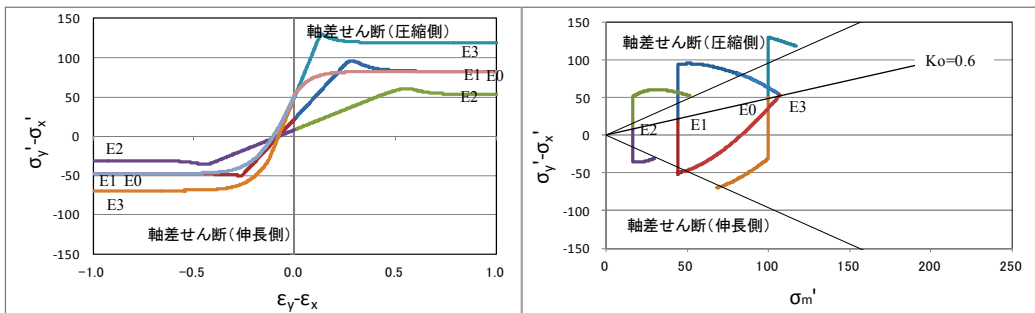


図-8 異なる初期間隙比からの非排水単調せん断 (種々の初期間隙比 e_0 , $r_{i,k}=1.48$, $c_a=10\text{kN/m}^2$)



(a) Cookieモデル



(b) DACSAR

図-9 Cookieモデルと DACSAR の比較

5. 繰り返しせん断挙動

ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土のせん断ひずみに対する速度依存性 (Isotach/Rayleigh減衰型) の基本的な挙動を検討するため要素シミュレーション解析を行った。等方圧密の後、ステップ状載荷による非排水せん断 (ひずみ制御)、非排水単調せん断 (ひずみ制御) ならびに非排水繰り返しせん断 (応力制御) を行った。

ステップ状載荷による非排水せん断では、1サイクルを24分割し、せん断ひずみ速度が交互に1倍 (0.25/s)、10倍 (2.5/s) と変化させた。

非排水単調せん断の解析においては、ひずみ速度依存性を考慮しない (Case1)、ひずみ速度依存性を考慮する (Case2)、ひずみ速度依存性を考慮せず載荷速度を1000倍とする (Case3)、ひずみ速度依存性を考慮して載荷速度を1000倍とする (Case4)、の合計4ケースを行い、せん断ひずみ速度依存性およびその影響を検討した。

非排水繰り返しせん断の解析においては、応力制御により、振幅 $\tau/\sigma' = 0.2$ 、1Hzの正弦波を60波与えた。ひずみ速度依存性を考慮しない (Case5)、ひずみ速度依存性を考慮する (Case6) の2ケースを行った。

Isotachパラメタは、Kaolinのパラメタを参照して、 $r_{\text{bo}} = 0.5$ 、 $r_{\dot{\gamma}} = 106 \text{ s}$ 、 $q_{\text{bo}} = 0.04$ とする。体積ひずみクリープは無視した。

表-5 解析パラメタ (ステップ状載荷、単調載荷、繰り返し載荷)

p_a (kN/m ²)	G_{ma} (kN/m ²)	n_K, m_G	$K_{\text{La}}, K_{\text{Ua}}$ (kN/m ²)	ϕ_f, ϕ_p ($^\circ$)	c_a (kN/m ²)	$r_{\varepsilon_d^{\text{cm}}}$	$r_{\varepsilon_d^{\text{c}}}$	h_{max}
135.5	352	0.5	2155	33.3	0	0.5	0.85	0.24

r_{ε_d}	q_1	q_2	l_K	r_K	q_{us} (kN/m ²)	q_4	ICSW	Λ	$r_{p_{n0}}$	$r_{m_{\text{imp}3}}$
1.0	1.0	0.01	1.0	0.348	30	0.001	1	0.544	1.0	1.0

表-6 単調載荷の解析ケース

case	粘性減衰モデル	載荷速度
Case1	従来型 (粘性減衰を考慮しない)	1倍
Case2	Isotach/Rayleigh減衰型 $r_{\text{ISO}} = 0.5$	1倍
Case3	従来型 (粘性減衰を考慮しない)	1000倍
Case4	Isotach/Rayleigh減衰型 $r_{\text{ISO}} = 0.5$	1000倍

表-7 繰り返し載荷の解析ケース

case	粘性減衰モデル	載荷速度
Case5	従来型 (粘性減衰を考慮しない)	1Hz
Case6	Isotach/Rayleigh減衰型 $r_{\text{ISO}} = 0.5$	1Hz

その他のひずみ空間多重せん断モデルのパラメタは、表-5に示すとおりである。

解析の結果は、図-10、図-11、図-12に示すとおりとなり、提案モデルは、Isotach/Rayleigh減衰型のせん断ひずみ速度依存性の特徴を適切に表現することが確認された。

- (1) ステップ状載荷による非排水せん断において、せん断ひずみ依存項を含まない応力ひずみ関係 (図-10の黒線) に対して、Isotach/Rayleigh減衰型のせん断ひずみ速度依存性を加算した応力ひずみ関係 (図-10の青線) は、Tatsuoka et al (2002) によるIsotach減衰型のせん断ひずみ速度依存項に基づく応力ひずみ関係の特徴を適切に表現する。
- (2) 非排水単調せん断において、Isotach/Rayleigh減衰型のひずみ速度依存性を考慮すると、せん断ひずみの発達および過剰間隙水圧の発生が緩やかとなる。さらにその傾向はひずみ速度が高くなるほど顕著となる (図-11)。
- (3) 非排水繰り返しせん断において、Isotach/Rayleigh減衰型のひずみ速度依存性を考慮すると、せん断ひずみの発達および過剰間隙水圧の発生が緩やかとなる (図-12)。これらの解析の傾向は、粘性土を対象とした既往の室内試験結果と整合する。

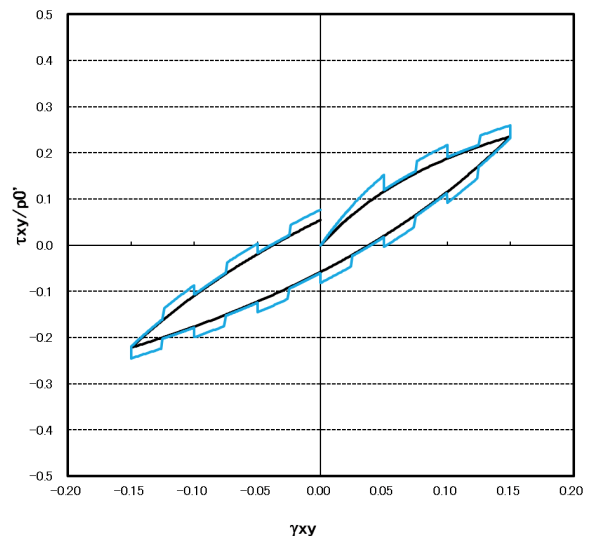


図-10 Isotach/Rayleigh減衰型を考慮した段階状載荷でのせん断応力-せん断ひずみ関係

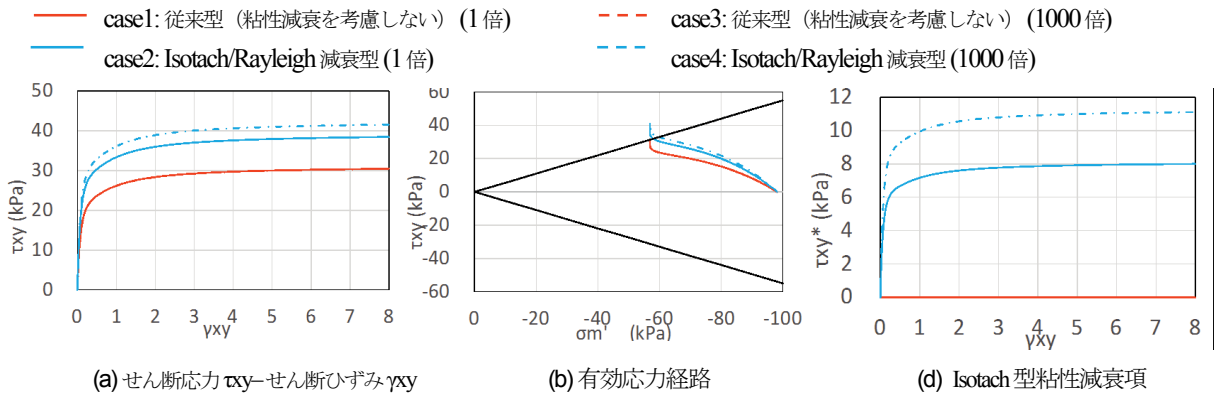


図-10 Isotach/Rayleigh 減衰型のせん断ひずみ速度依存性 (粘性減衰) の効果 (非排水単調せん断の要素シミュレーション)

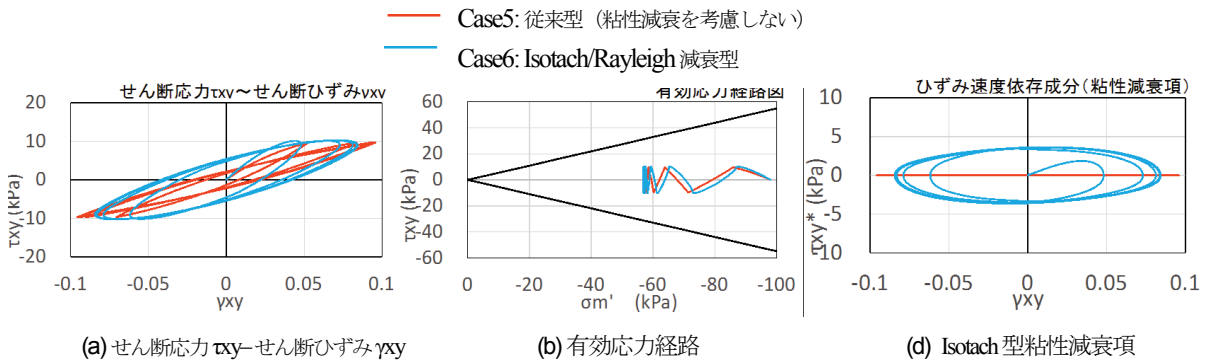


図-11 Isotach/Rayleigh 減衰型のせん断ひずみ速度依存性 (粘性減衰) の効果 (非排水単調せん断の要素シミュレーション)

6. 一次元地盤の圧密沈下解析後の地震応答解析

前述のとおり，提案モデルは，要素レベルでの粘性土の挙動解析に対する適用性を有することが確認できた。さらに，実際の地盤・構造物系の解析で必要となる，粘性土地盤の圧密解析とこれに引き続く地震応答解析に対する基本的な適用性を確認するために，1次元解析モデルによる圧密沈下解析後の地震応答解析を行った。特に，せん断ひずみ粘性項によるひずみ速度依存性と，繰り返しせん断におけるひずみ振幅の上限値の制御機能（収縮的ダイレイタンスの終局状態の制御パラメータ S_0 ）の効果に着目した。

解析モデルは，図-13に示すとおり層厚10mの1次元地盤モデルの粘性土要素を対象とした。砂質土は線形平面要素($E=30811\text{kpa}$, $\nu=0.35$)でモデル化した。粘性土要素のモデルパラメータを表-8に示す。ひずみ振幅の上限値の制御は r_{ε_d}'' で調整した。

解析は，初期自重解析 $K_0=0.66$ で行い，その後圧密沈下を行い，引き続き地震応答解析を行った。圧密沈下解析の上乗荷重は50秒間で 100kN/m^2 となるように段階的に载荷して，以後は間隙水圧が消散するまで载荷した。透水係数は $k=1.91 \times 10^{-7}\text{m/s}$ とした。地震応答解析は，図-14に示す波形を入力した。

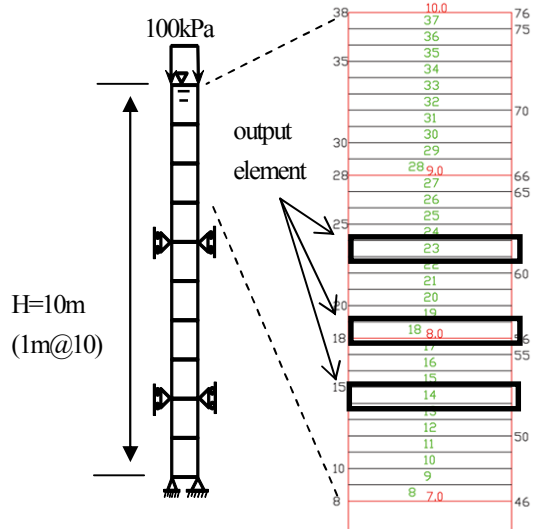


図-13 一次元地盤解析モデル図

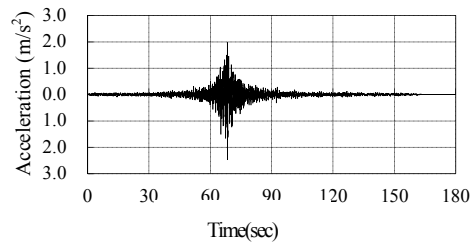


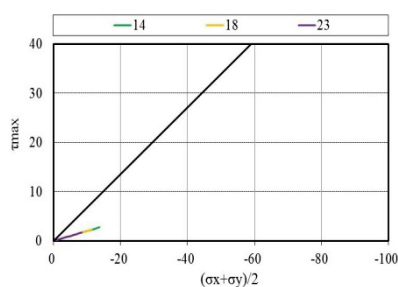
図-14 入力地震動

表-8 解析パラメータ

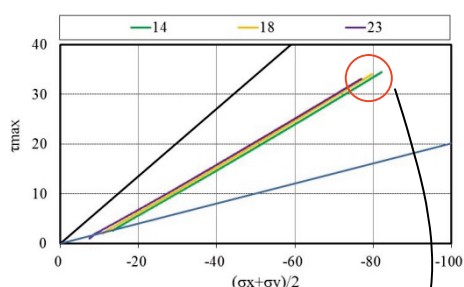
ρ (t/m^3)	p_a (kN/m^2)	G_{ma} (kN/m^2)	n_K, m_G	K_{La}, K_{Ua} (kN/m^2)	ϕ_f, ϕ_p ($^\circ$)	c_a (kN/m^2)	$r_{\varepsilon_d}^{cm}$	$r_{\varepsilon_d}^c$	h_{max}
1.48	135.5	352	0.5	2155	33.3	0	0.062(con.) 0.5 (seis.)	0.85	0.24

r_{ε_d}	q_1	q_2	l_K	r_K	q_{us} (kN/m^2)	q_4	ICSW	Λ	$r_{p_{n0}}$	$r_{m_{imp3}}$	$r_{m_{imp3}}$
1.0	1.0	0.01	1.0	0.174	30	0.001(con.) 1.0 (seis.)	1	0.544	1.0	1.0	

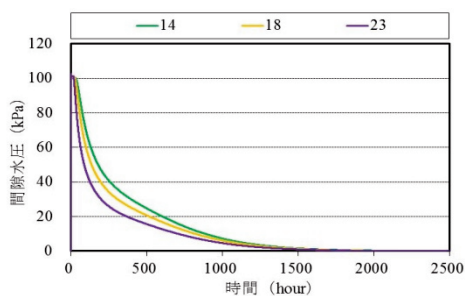
r_{ISO}	$r_{\dot{\gamma}}$	q_{ISO}	$r_{S_0}^{dmin}$	q_5	$r_{\varepsilon_{dus}}^c$	$r_{\varepsilon_{dus}}''$
0.5	1.0×10^6	0.04	0.001	5.0	1.0	1.0



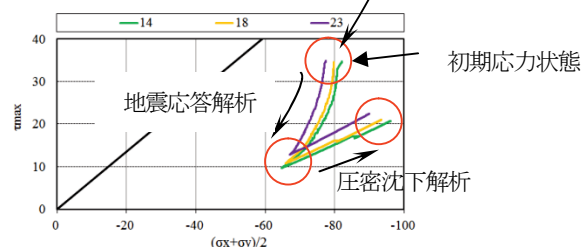
(a) 有効応力経路
(初期自重解析, $K_0=0.66$)



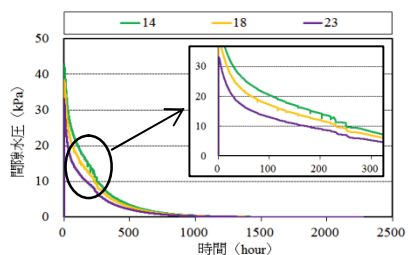
(b) 有効応力経路
(圧密沈下解析)



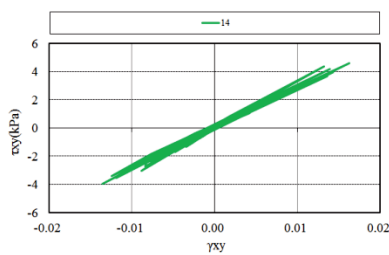
(c) 過剰間隙水圧
(圧密沈下解析)



(d) 有効応力経路
(地震応答解析とそれに引き続く圧密沈下解析)



(e) 過剰間隙水圧
(地震応答解析とそれに引き続く圧密沈下解析)



(f) せん断応力-せん断ひずみ関係
(地震応答解析)

図-15 圧密沈下解析に引き続く地震応答解析 (1次元地盤モデル)

表-9 解析ケースおよび解析条件

ケース	contents	モデルパラメータ			
		$r_{S_0}^{dmin}$	q_5	$r_{\varepsilon_{dus}^c}$	$r_{\varepsilon_{dus}^c}''$
Case1	Isotach/Rayleigh 減衰型, 入力振動数0.1Hz	0.001	5.0	1.0	1.0
Case2	Isotach/Rayleigh 減衰型, 入力振動数0.01Hz	0.001	5.0	1.0	1.0
Case3	Isotach/Rayleigh 減衰型, 入力振動数0.1Hz, 限界状態のせん断ひずみ振幅の最大値を制御	1.000	1.0	1.0	5.0

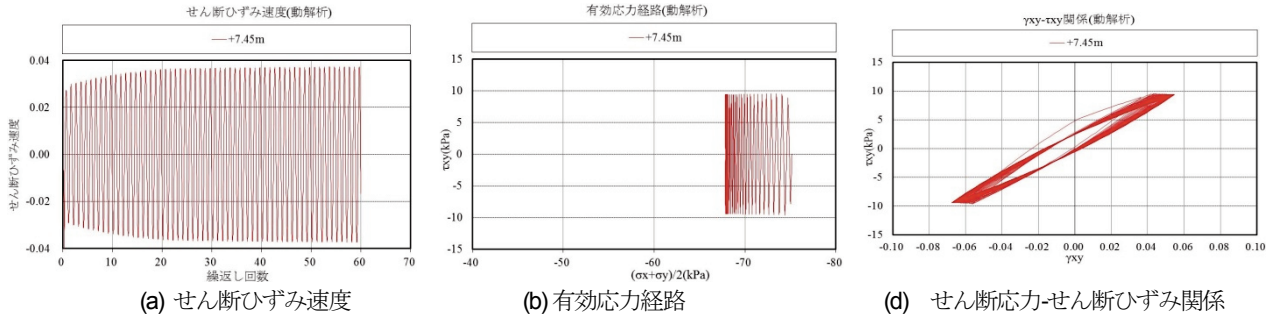


図-16 Case1 Isotach/Rayleigh 減衰型, 入力振動数0.1Hz $r_{\varepsilon_d^c}'' = 1.0$

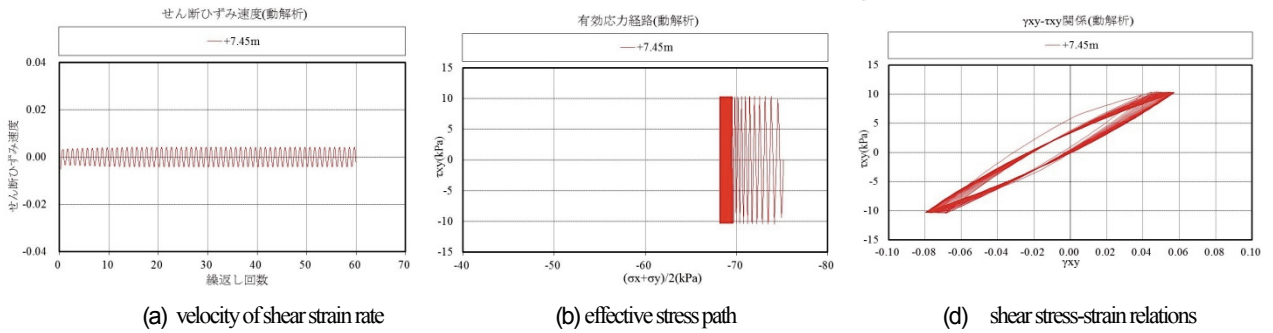


図-17 Case2 Isotach/Rayleigh 減衰型, 入力振動数0.01Hz $r_{\varepsilon_d^c}'' = 1.0$

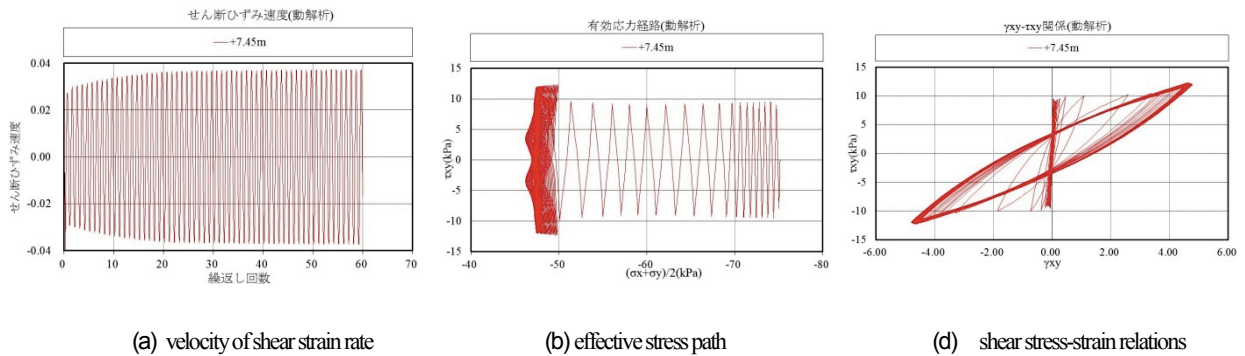


図-18 Case3 Isotach/Rayleigh 減衰型, 入力振動数0.1Hz $r_{\varepsilon_d^c}'' = 5.0$

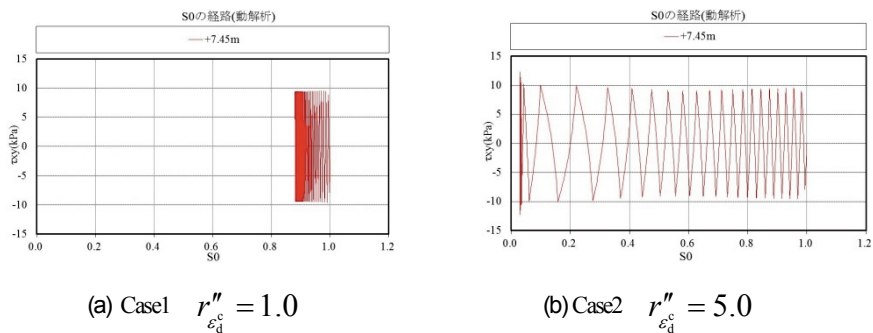


図-19 モデルパラメータ $r_{\varepsilon_d^c}''$ による限界状態のせん断ひずみ振幅の最大値の制御 (限界状態の状態変数 S_0 の制御)

図-15に、初期自重解析および圧密沈下解析の有効応力経路と過剰間隙水圧の時刻歴を示す。初期自重解析では指定した $K_0=0.66$ が再現できていることが確認できた(図-15(a))。また、圧密沈下解析では、1次元地盤モデルにおいて側方変位を拘束しているためにダイレイタンスーが発生して、有効応力経路は K_0 ラインを辿らずに破壊線よりの応力経路を辿り限界状態線に漸近する(図-15(b))。圧密時の間隙水圧は水圧上昇後に消散する(図-15(c))。

自重解析後の圧密解析に引き続く地震応答解析では、圧密沈下解析完了後の応力状態と地震応答解析初期の応力状態は等しく、圧密沈下解析で発生したダイレイタンスーを含めた状態が、地震応答解析の初期状態として適切に引き継がれている(図-15(b)と図-15(d))。また、地震応答解析中に過剰間隙水圧は上昇して(図-15(e))有効応力は低下する(図-15(d))。さらに、地震応答解析後の圧密沈下解析中に過剰間隙水圧は徐々に消散して(図-15(e))有効応力は回復する。

以上の結果から、提案モデルは、圧密沈下解析に引き続く地震応答解析に対する適用性を有すると判断できる。

7. 地震応答解析時の粘性減衰

地震応答解析における提案モデルの粘性減衰の適用性と影響を検討した。解析は、前項6.と同じ次元地盤モデルを使用し、圧密解析に引き続く地震応答解析において正弦波(入力加速度3.0m/s、波数 $N=60$ 回)を入力した。正弦波の入力振動数を0.1Hz (Case1)と0.01Hz (Case2)としてひずみ速度の影響を検討した。また、限界状態のせん断ひずみ振幅の上限値を制御するパラメータ $r_{\varepsilon_d}''=5.0$ (Case3)として、限界状態のせん断ひずみを任意に制御できる機能を確認した。解析ケースおよび条件を表9に示す。

解析結果を図-16, 17, 18に示す。Case1,2の解析結果から、有効応力経路より限界状態の位置がほぼ同じあるが、せん断ひずみ速度が小さいCase2の方が少ない回数で限界状態に至る挙動を示し、応力ひずみ関係は、Case2のせん断ひずみが大きいことを確認した。せん断ひずみ速度が速いほどせん断抵抗が発揮される粘性土の基本的な挙動を表現できていることが確認できた。

つぎに、Case1と3のせん断ひずみと有効応力の状態を示す状態変数 S_0 の経路を図-19に示す。ひずみ振幅の上限値を $r_{\varepsilon_d}''=5.0$ として制御したCase3では、 $r_{\varepsilon_d}''=1.0$ とした

Case1と比較して、有効応力(状態変数 S_0)の低下が進行して限界状態の位置も低下した。Case3では、応力ひ

ずみ関係でのせん断ひずみは繰返し回数20回程度で急激に伸張して、限界状態でのせん断ひずみ振幅は、Case1と比べて100倍程度伸張する。

以上のことから、提案モデルは、地震応答解析における粘性減衰の効果を的確に表現でき、限界状態での応力状態およびひずみ振幅を詳細に制御できることを確認した。

8. 結論

砂の力学モデルとしてのひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動を表現する研究が進められている。本研究では、粘性土地盤の圧密沈下とこれに引き続く地震応答解析の挙動解析について、要素挙動レベルでの適用性について検討した。単調載荷および繰返しせん断時の要素シミュレーション解析、ならびに次元地盤モデルを対象とした圧密沈下解析に引き続く地震応答解析を行い、初期自重解析後(圧密沈下解析の初期)の K_0 の制御、初期応力状態 K_0 からの圧密沈下、限界状態の初期応力誘導違方性、過圧密状態からの解析、ひずみ速度依存性、圧密沈下解析に引き続く地震応答解析、を的確かつ精緻に表現できることを確認した。主要な研究結果を以下に示す。

- (1) 初期自重解析で任意の K_0 状態を再現できる。
- (2) 限界状態(砂の場合のSteady State)の初期応力の応力誘導異方性を柴田のダイレイタンスーモデル(1963)に基づき解析で表現できる。
- (3) 過圧密粘土の解析では、限界状態のダイレイタンスーを過圧密比に基づき規定できる。
- (4) 単調載荷せん断および繰返しせん断におけるひずみ速度依存性(二次圧密および地震時の粘性減衰)をTatsuoka et al (2002)によるIsotach減衰型のせん断ひずみ速度依存項に基づき表現できる。
- (5) 次元地盤モデルを対象とした圧密沈下解析に引き続く地震応答解析を解析できる。圧密沈下解析後のせん断応力、せん断ひずみおよびダイレイタンスーを地震応答解析の初期値として引き継ぐことができる。

謝辞

本研究は、一般社団法人FLIPコンソーシアムWGの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。また、粘性土解析プログラムDACSTAR(関口・太田モデル(1977))²⁾の使用許可を快諾戴きました中央大学太田秀樹教授、神戸大学飯塚教授に謝意を表します。

参考文献

- 1) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda k. Dilatancy of granular materials in a

strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 2011, 35(3):360-392.

2) Iizuka A, Ohta H. A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations* 1987, 27(3): 71-87.

3) Sekiguchi H, Ohta H. Induced anisotropy and time dependency in clays. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1977, Tokyo.

4) Shibata T. On the volume change of normally consolidated clays, *Annals, Disaster prevention Research Institute, Kyoto University* 1963, 6:128-134 (in Japanese).

5) Takeyama T, Pipatpngsa T, Iizuka A, Ohta H. Stress-strain relationship for the singular point on the yield surface of the elasto-plastic constitutive model and quantification of metastability. *Geotechnical Predictions and Practice in Dealing with Geohazards* (eds) J. Chu, S.P.R Wardani and A.Iizuka. Springer 2013, 229-239.

6) Tatsuoka F, Ishihara M, Di Benedetto H, Kuwano R. Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulations, *Soils and Foundations* 2002, 42(2):103-129.

5-3 既往の室内試験を対象とした Cookie モデルの適用性に関する検討

上田恭平¹・井合 進²

¹京都大学防災研究所 助教 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: ueda.kyohei.2v@kyoto-u.ac.jp

²京都大学防災研究所 教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp

ひずみ空間多重せん断モデル¹⁾が組み込まれた有効応力解析プログラムFLIPは、これまで地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く用いられている。さらに、砂質土と粘性土の複合地盤の地震時挙動や、地震前後の圧密沈下に代表される粘性土の静的挙動を精緻に予測するため、同モデルを基にした Cookie (Cohesive soil with or without Overconsolidation, K_0 and Isotach Effects)モデル²⁾が提案されている。本研究では、Cookieモデルを組み込んだFLIP β 41を用いて既往の室内試験を対象にした要素シミュレーションを実施することで、過圧密や二次圧密、クリープに代表される粘性土の挙動に対するCookieモデルの適用性について検討した。

Key Words : clay, undrained shear, strain rate effect, secondary consolidation, creep

1. はじめに

ひずみ空間多重せん断モデル¹⁾が組み込まれた有効応力解析プログラムFLIPは、これまで地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く用いられている。さらに、砂質土と粘性土の複合地盤の地震時挙動や、地震前後の圧密沈下に代表される粘性土の静的挙動を精緻に予測するため、同モデルを基にしたCookie (Cohesive soil with or without Overconsolidation, K_0 and Isotach Effects)モデル²⁾が提案されている。

ひずみ空間多重せん断モデルの構成式の観点から捉えると、砂と粘土の間に本質的な違いはなく、モデルパラメータの相違に帰着できる。すなわち、粘性土においては、(1) 接線体積剛性の拘束圧依存性を規定する指数が1.0となる、(2) 限界状態(砂の場合のSteady state)が初期応力誘導異方性を持つ、(3) 過圧密からのせん断において、粘着力がゼロの場合のMohr-Coulombの破壊基準に対応するせん断破壊線を越える応力経路をたどり、限界状態に至る、(4) ひずみ速度依存性(二次圧密および地震時の粘性減衰)の影響が著しい、といった特徴が見られるため、Cookieモデルにおいてはこれらの影響が考慮されている。

本研究では、Cookieモデルを組み込んだFLIP β 41を用いて既往の室内試験を対象にした要素シミュレーション

を実施することで、過圧密や二次圧密、クリープに代表される粘性土の挙動に対するCookieモデルの適用性について検討した。なお、構成モデルの定式化の詳細については、既報²⁾もしくは本報告書の5-1において詳述されているので、そちらを参照されたい。

2. 過圧密粘土に対する時間依存性挙動の検証

砂質土と比較して、特に過圧密粘土ではせん断速度依存性等の時間依存性挙動が顕著であることがわかっている³⁾。ここでは、三軸非排水せん断試験の要素シミュレーションを実施し、時間依存性挙動に対する提案モデルの適用性について検討した。解析に用いたパラメータを表-1(a)に示す。これらの値は、関口・太田モデル⁴⁾(およびその改良モデル^{例えば、5)})を搭載した土/水連成有限要素解析プログラムDACSAR⁶⁾を用いた既往の文献³⁾(表-1(b))を参考に、付録に示す方法により設定した。ここでの検討では、過圧密比(OCR)は4.0に設定している。なお、次章以降に示す既往の室内要素試験に対するシミュレーションを含め、粘土の終局状態はクリープに依存しないものと仮定して検討を行っている。また、収縮的ダイレイタンスを制御するtmp法関連のパラメータ $r_{m,mp3}$ ²⁾は、特に断りのない限り、1.0としてシミュ

表-1 シミュレーションに用いたモデルパラメータ

(a) FLIP (Cookieモデル)

Reference effective stress	: p_a kPa	80.9
Bulk modulus at reference state	: K_{La} kPa	124716
Power index for bulk/shear modulus	: m	0.50
Reduction factor of bulk modulus	: r_k	0.05
Overconsolidation state parameter	: r_{pn0}	3.03
Shear modulus at reference state	: G_{ma} kPa	19064
Internal friction angle	: ϕ_f deg	43.85
Parameter for controlling contractive component of dilatancy	: $r_{\varepsilon_d^c}$	1.00
Parameter controlling dilatancy at the steady state	: Λ	1.20
Coefficient of secondary consolidation	: α_c	6.67E-03
Initial volumetric creep strain rate	: \dot{v}_0 1/s	7.72E-08

(b) DACSAR (関口・太田モデル)

Critical state parameter	: M	1.200
Coefficient of dilatancy	: D	0.058
Compression index	: λ	0.245
Irreversibility ratio	: $\Lambda^*)$	0.800
Effective poisson's ratio	: ν'	0.333
Initial void ratio	: e_0	1.800
Coefficient of earth pressure at rest	: K_0	0.650
Preconsolidation vertical pressure	: σ'_{v0} kPa	98.10
Coefficient of secondary compression	: α	6.67E-03
Initial volumetric strain rate	: \dot{v}_0 1/min	4.63E-06
Subloading parameter	: m	10.00
Fitting parameter of dilatancy	: n_E	1.20

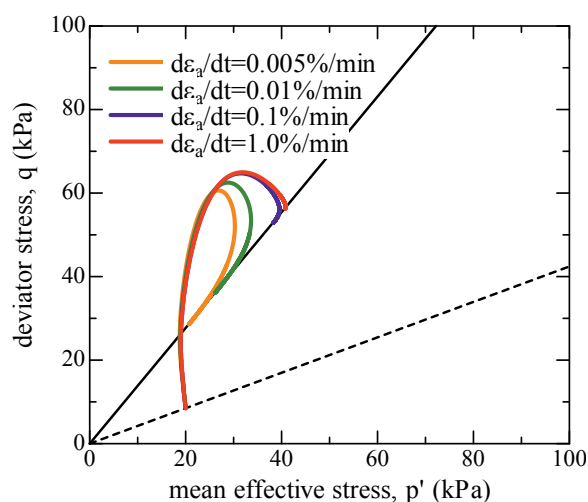
$*) \Lambda = 1 - \kappa / \lambda$ (κ : Swelling index)

レーションを実施した。

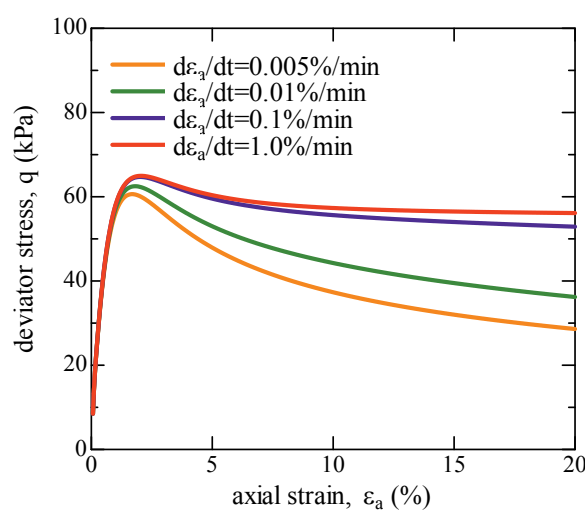
図-1に、せん断速度を変化させた三軸非排水せん断試験の要素シミュレーション結果を示す。せん断速度が速いほどピーク強度が増加するとともに、その後の軟化（応力低下）傾向はせん断速度が遅い場合と比べて緩やかになっていることが確認できる。このことから、提案モデルを用いることで、過圧密状態におけるせん断速度依存性（時間依存性）を表現することが可能であると言える。

3. 粘土の非排水せん断挙動のシミュレーション

前章での検討結果より、提案モデルは粘性土に特有な時間依存性挙動を表現可能であることが確認された。本章以降では、時間依存性挙動に関する既往の室内試験を対象に要素シミュレーションを実施することで、実際の粘性土の挙動に対する提案モデルの適用性、有効性について検討を行う。まず本章では、中野ら⁷⁾が実施した大



(a) effective stress path



(b) deviator stress vs axial strain

図-1 三軸非排水せん断試験の要素シミュレーション（せん断速度依存性）

阪湾内の堆積粘土（Ma12）の不攪乱試料を用いた三軸非排水せん断試験を対象に、提案モデルによるシミュレーションを実施した。この試験では、等方圧力490kPa（NC：正規圧密）と98kPa（OC：過圧密）の下で非排水せん断が行われている。解析に用いたモデルパラメータを表-2(a)に示す。これらの値は、中野ら⁷⁾が行った上負荷面モデルを用いたシミュレーション、および平田ら³⁾がDACSARによるシミュレーションで採用したパラメータ（表-2(b)）を参考に、付録に示す方法により設定した。なお、表-2(a)に示すパラメータのうち、収縮的ダイレイタンスを制御する $r_{\varepsilon_d^c}$ と体積弾性係数の低減係数 r_k に関しては、付録に示す方法で設定した後、試験結果とのキャリブレーションを行うことにより最終的な値を決定した。

図-2に試験とシミュレーション結果の比較を示すが、提案モデルにより実験結果の傾向をほぼ再現できている

表-2 Osaka bay clay のモデルパラメータ

(a) FLIP (Cookieモデル)

Reference effective stress	: p_a kPa	450.0
Bulk modulus at reference state	: K_{La} kPa	273690
Power index for bulk/shear modulus	: m	0.50
Reduction factor of bulk modulus	: r_k	0.035
Overconsolidation state parameter	: r_{pn0}	1.00 (NC) 3.12 (OC)
Shear modulus at reference state	: G_{ma} kPa	126319
Internal friction angle	: ϕ_f deg	55.65
Parameter for controlling contractive component of dilatancy	: $r_{\epsilon_d^c}$	7.00
Parameter controlling dilatancy at the steady state	: Λ	1.20
Coefficient of secondary consolidation	: α_c	1.25E-02
Initial volumetric creep strain rate	: \dot{v}_0 1/s	4.63E-07

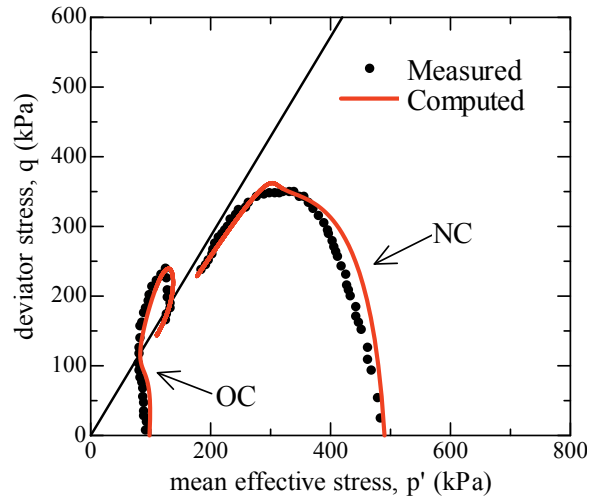
(b) DACSAR (関口・太田モデル)

Critical state parameter	: M	1.430
Coefficient of dilatancy	: D	0.060
Compression index	: λ	0.250
Irreversibility ratio	: Λ	0.820
Effective poisson's ratio	: ν'	0.300
Initial void ratio	: e_0	1.400
Coefficient of earth pressure at rest	: K_0	1.000
Preconsolidation vertical pressure	: σ'_{v0} kPa	400 (OC) 500 (NC)
Coefficient of secondary compression	: α	1.25E-02
Initial volumetric strain rate	: \dot{v}_0 1/min	2.78E-05
Subloading parameter	: m	10.00
Fitting parameter of dilatancy	: n_E	1.20

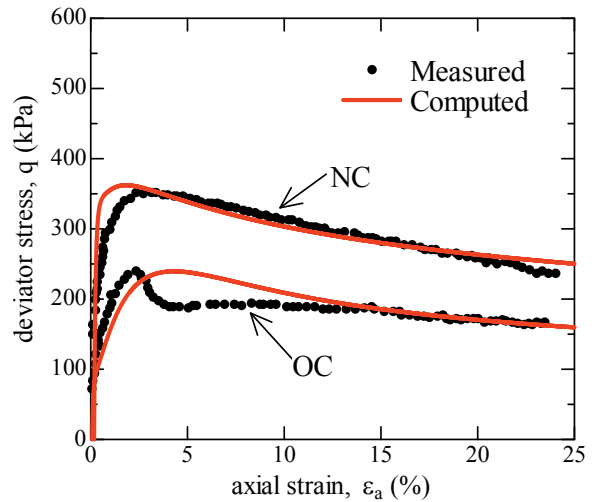
ものと考えられる。特に、過圧密状態の有効応力経路 (図-2(a)のOC) で見られる“巻き返し”挙動 (限界状態線 (C.S.L.) を超えてピーク後に軟化する現象) を精度良く表現できており、提案モデルの有効性が確認できる。

4. 二次圧密による強度増加のシミュレーション

ここでは、二次圧密後のせん断強度特性を明らかにするためにMitachi and Fujiwara⁸⁾が実施した三軸非排水せん断試験を対象に、提案モデルによる要素シミュレーションを行った。この試験では、北海道勇払郡早来町で採取した自然粘土 (早来粘土) の練返し試料を K_0 条件で長期間圧密 ($\sigma'_v = 600\text{kPa}$, 圧密時間 $T_s = 8 \sim 120$ 日) した後に、非排水せん断を行っている。表-3(a)に、シミュレーションに用いた主なモデルパラメータを示す。これらの値は、平田ら³⁾が行ったDACSARによるシミュレーション (表-3(b)) を参考に、付録に示す方法により設定した。なお、



(a) effective stress path



(b) deviator stress vs axial strain

図-2 大阪湾粘土の試験結果とシミュレーション結果の比較

前章と同様に、収縮的ダイレイタンスを制御する $r_{\epsilon_d^c}$ と体積弾性係数の低減係数 r_k に関しては、付録に示す方法で設定した後、試験結果とのキャリブレーションを行うことにより最終的な値を決定した。また、本検討では長期間圧密に伴うクリープの影響により収縮的ダイレイタンスの発生が抑制される (硬化する) と考え、シミュレーションの各ステップでパラメータ $r_{\epsilon_d^c}$ を次式により更新することとした。

$$r_{\epsilon_d^c} = r_{\epsilon_d^c} \left(\frac{r_{p_{noc}}}{r_{p_{no}}} \right)^{n_p} \quad (1)$$

ここに、

$$r_{p_{noc}} = \exp \left(\frac{\epsilon_{dus}^d - \epsilon_c}{\epsilon_{m0}} \right) \quad (2)$$

$$\epsilon_{m0} = p_0 / K_{U01} \quad (3)$$

表-3 Hayakita clay のモデルパラメータ

(a) FLIP (Cookieモデル)

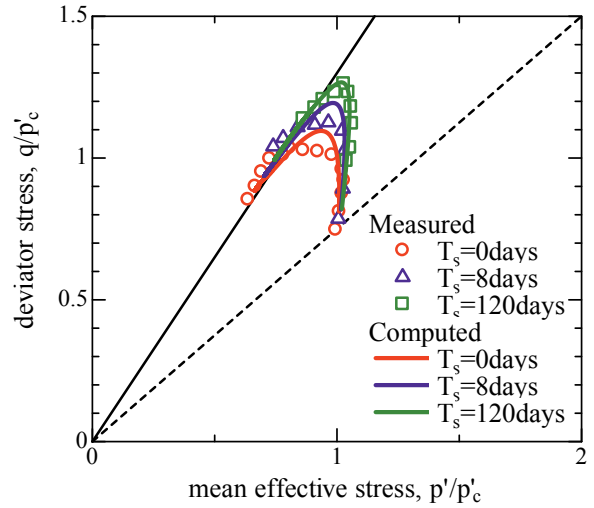
Reference effective stress	: p_a kPa	450.0
Bulk modulus at reference state	: K_{La} kPa	383010
Power index for bulk/shear modulus	: m	0.50
Reduction factor of bulk modulus	: r_k	0.015
Overconsolidation state parameter	: r_{pn0}	1.00
Shear modulus at reference state	: G_{ma} kPa	114835
Internal friction angle	: ϕ_f deg	48.64
Parameter for controlling contractive component of dilatancy	: $r_{\varepsilon_d^c}$	1.20
Parameter controlling dilatancy at the steady state	: Λ	0.85
Coefficient of secondary consolidation	: α_c	2.00E-03
Initial volumetric creep strain rate	: \dot{v}_0 1/s	5.55E-08
Reduction factor for $r_{\varepsilon_d^c}$ due to creep	: n_{rp}	10.0

(b) DACSAR (関口・太田モデル)

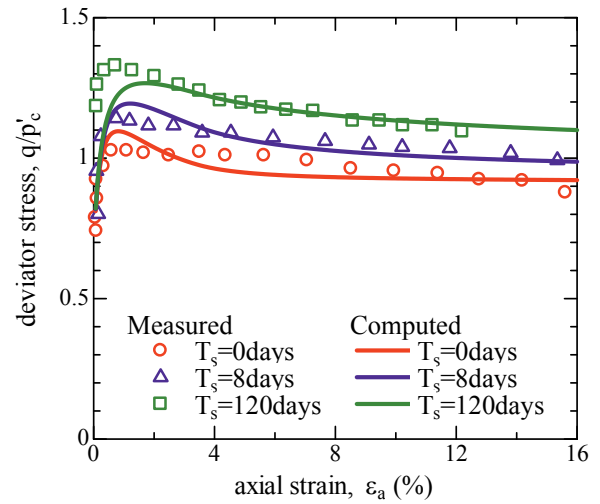
Critical state parameter	: M	1.300
Coefficient of dilatancy	: D	0.0333
Compression index	: λ	0.128
Irreversibility ratio	: Λ	0.851
Effective poisson's ratio	: ν'	0.330
Initial void ratio	: e_0	1.515
Coefficient of earth pressure at rest	: K_0	0.500
Preconsolidation vertical pressure	: σ'_{v0} kPa	600.0
Coefficient of secondary compression	: α	2.00E-03
Initial volumetric strain rate	: \dot{v}_0 1/min	3.33E-06
Subloading parameter	: m	20.00
Fitting parameter of dilatancy	: n_E	1.20

で表され、 ε_{dus}^d は限界状態における膨張的ダイレイタンス、 ε_c はクリープによる体積ひずみ、 n_{rp} は硬化の程度を規定するパラメータである²⁾。また、式(1)における $r_{\varepsilon_{d0}^c}$ はパラメータ $r_{\varepsilon_d^c}$ の初期値であり、表-3(a)に示す値である。なお、本シミュレーションでは、軸ひずみ(図-3(b)参照)に関する試験値との整合性を高めるため、収縮的ダイレイタンスを制御する tmp 法関連のパラメータ $r_{m_{tmp}}$ ²⁾を0.96に設定した。

試験結果とシミュレーション結果を図-3に併せて示す。圧密時間 T_s の増加に伴いピークせん断強度が増大する試験結果の傾向を、シミュレーションでも適切に再現できていることが確認できる。また、有効応力経路(図-3(a))と偏差応力～軸ひずみ関係(図-3(b))の両者において、二次圧密(クリープ)によるピーク強度の違いに加え、ピーク前後での挙動も含めて、提案モデルにより精度良く評価できているものと考えられる。特に、試験結果の有効応力経路を見ると、二次圧密時の圧密時間の違いが非排水せん断の初期の段階から顕在化する傾向に



(a) effective stress path

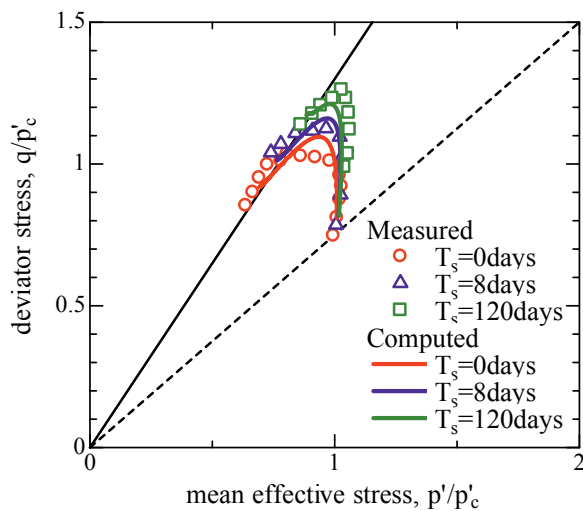


(b) deviator stress vs axial strain

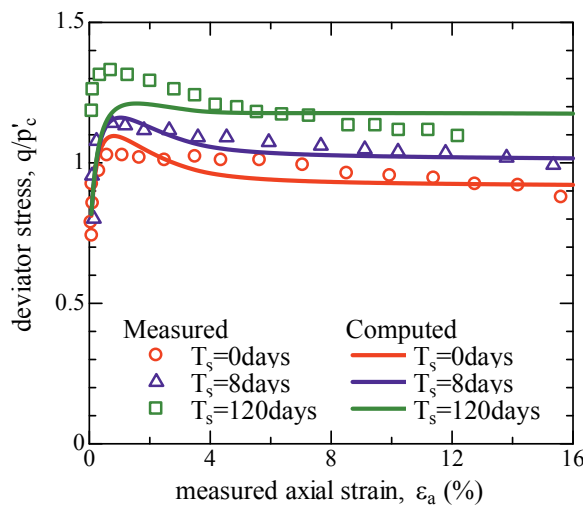
図-3 早来粘土の試験結果と要素シミュレーション結果の比較

あり、提案モデルを用いたシミュレーションにおいても同様の挙動が確認できる。

なお、Mitachi and Fujiwara⁹⁾によると、二次圧密に起因した(擬似的な)過圧密比が、圧密時間 $T_s=8$ daysの場合にOCR=1.12、 $T_s=120$ daysの場合ではOCR=1.30と算定されている。図-3に示すシミュレーションでは、(非排水せん断に先立つ)二次圧密の段階を解析においても厳密に模擬したが、ここでは比較検討として、上記の過圧密比を非排水せん断時に入力パラメータ r_{pn0} において直接考慮することとした。すなわち、まず K_0 圧密のシミュレーションを行った後、二次圧密の解析は実施せず、式(26)により設定した r_{pn0} を用いて非排水せん断シミュレーションを行う流れとなる。この結果を図-4に示すが、圧密時間 T_s の増加に伴いピークせん断強度が増大する試験結果の傾向はある程度表現することができている。ただし、ピーク強度の値や、ピーク前後での挙動にまで着目する



(a) effective stress path



(b) deviator stress vs axial strain

図4 早来粘土の試験結果と要素シミュレーション結果の比較 (試験から得られた過圧密比を用いた場合)

と、図-3に示す二次圧密の段階を厳密に考慮したシミュレーション (クリープに伴う過圧密比の増大は自動的に考慮) の方が、試験結果に対する再現精度は高いものと考えられる。このことは、長期間における二次圧密後の非排水せん断のシミュレーションでは、過圧密比の増加だけではなく、クリープによる体積ひずみ ϵ_c の発生の影響等も考慮する必要があるということを示唆している。

5. サーチャージ除去後の二次圧密挙動のシミュレーション

提案モデルの今後の適用例の一つとして、軟弱地盤対策の一種であるサーチャージ工法における長期的な沈下予測が考えられる。ここでは、その適用性について基礎

的な検討を行うため、サーチャージ工法を模擬した室内圧密試験⁹⁾に対して、要素シミュレーションを実施した。この試験では、神奈川県平塚市で採取した有機質粘土 (平塚粘土) を圧密圧力 σ'_0 で予備圧密し、盛土荷重 σ'_E とサーチャージ σ'_S を瞬時载荷した後、60分が経過した時点でサーチャージ σ'_S を除荷している。シミュレーションに用いた主なパラメータを表-4(a)に示す。これらの値は、平田ら³⁾が行ったDACSARによるシミュレーション (表-4(b)) を参考に、付録に示す方法により設定した。なお、これまでと同様に、収縮のダイレイタンスを制御するパラメータ $r_{\epsilon'_d}$ と体積弾性係数の低減係数 r_K に関しては、付録に示す方法で設定した後、試験結果とのキャリブレーションにより最終的な値を決定している。また、表-4(a)に示す基準せん断弾性係数 G_{ma} は、前章までの方法 (式(10)) と異なり、膨潤指数 κ から求まる体積弾性係数 (式(9)) に基づき設定した。

ここで、これまでの非排水せん断シミュレーションとは異なり、本シミュレーションでは表-4(a)に示す通り透

表-4 Hiratsuka clayのモデルパラメータ
(a) FLIP (Cookieモデル)

Reference effective stress	: p_a kPa	14.0
Bulk modulus at reference state	: K_{La} kPa	186.3
Power index for bulk/shear modulus	: m	0.50
Reduction factor of bulk modulus	: r_K	0.55
Overconsolidation state parameter	: r_{pn0}	1.72
Shear modulus at reference state	: G_{ma} kPa	59.8
Internal friction angle	: ϕ_f deg	43.85
Parameter for controlling contractive component of dilatancy	: $r_{\epsilon'_d}$	0.01
Parameter controlling dilatancy at the steady state	: Λ	0.79
Coefficient of secondary consolidation	: α_c	6.00E-03
Initial volumetric creep strain rate	: \dot{v}_0 1/s	3.33E-07
Coefficient of permeability	: k m/s	5.00E-06

(b) DACSAR (関口・太田モデル)

Critical state parameter	: M	1.200
Coefficient of dilatancy	: D	0.0585
Compression index	: λ	0.304
Irreversibility ratio	: Λ	0.786
Effective poisson's ratio	: ν'	0.330
Initial void ratio	: e_0	2.400
Coefficient of earth pressure at rest	: K_0	0.500
Preconsolidation vertical pressure	: σ'_{v0} kPa	18.6
Coefficient of secondary compression	: α	6.00E-03
Initial volumetric strain rate	: \dot{v}_0 1/min	2.00E-05
Subloading parameter	: m	20.00
Fitting parameter of dilatancy	: n_E	1.20
Coefficient of permeability	: k cm/min	4.50E-06

水係数 k を用いている。FLIP β 41ではDACSARと同様に透水係数の間隙比依存性を考慮できるが、平田ら³⁾によるシミュレーションにおいて間隙比依存性を考慮したかどうかは不明である。そのため、本検討では、間隙比依存性を考慮した場合としない場合の両者を実施し、その結果を比較することとした。なお、間隙比依存性を考慮した透水係数は、

$$k = k_0 \exp\left(\frac{e - e_0}{\lambda_k}\right) \quad (4)$$

のように与えられる。ここに、 k_0 は初期間隙比 e_0 における透水係数（表-4(a)に示す入力値）であり、 λ_k は透水係数の間隙比依存性の程度を制御する入力パラメータである。本シミュレーションでは $\lambda_k = 0.3$ とした。

図-5にシミュレーション結果を試験結果と併せて示す。まず、透水係数の間隙比依存性を考慮しないケースでは、図-5(b)に示すように大まかな試験結果の傾向は再現できているものの、フィッティング精度に改良の余地がある結果となった。一方、間隙比依存性を考慮したケースでは、図-5(a)に示す通り、試験結果に対するフィッティング精度が図-5(b)よりも向上しているのが確認できる。特に、サーチャージ σ'_s が大きいほど除荷後の圧密度が低減される試験結果の傾向を、シミュレーションでも精度良く表現できている。このことから、提案モデルは、含水比が高く二次圧密度が大きい粘土に対しても適用性を有しているものと考えられる。

6. まとめ

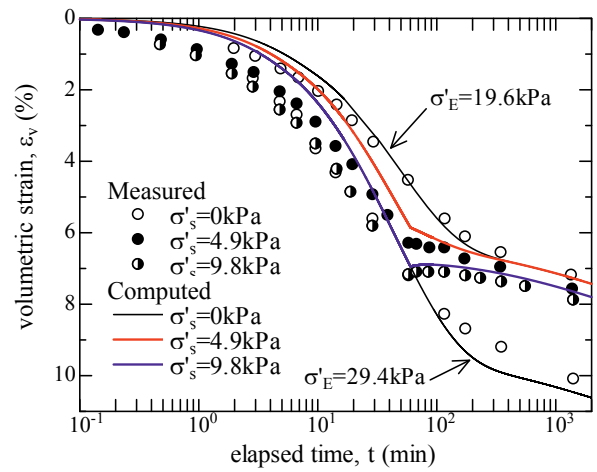
本研究では、Cookieモデルが組み込まれたFLIP β 41プログラムを用い、既往の室内試験を対象にした要素シミュレーションを実施した。その結果、過圧密状態での時間依存性挙動（せん断速度依存性、クリープ挙動等）や二次圧密による先行効果（擬似過圧密効果）に代表される粘性土の挙動を、提案モデルにより適切に表現できることが確認された。

付録 Cookieモデルにおけるパラメータ設定

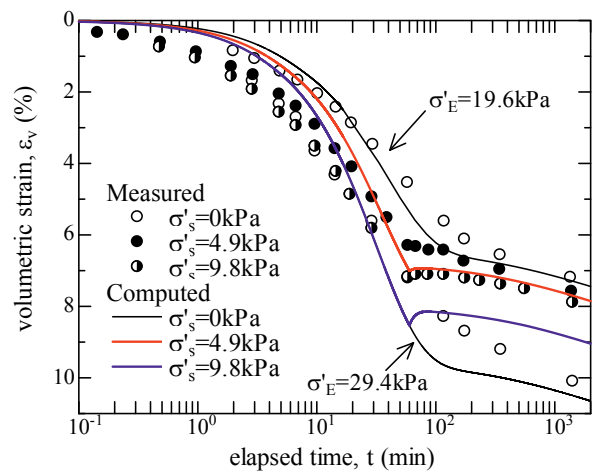
本付録では、Cookieモデルにおけるモデルパラメータの概要と、それらの設定方法について記す。粘性土の挙動評価のために必要なパラメータは、砂の挙動解析においてカクテルグラスモデルで用いるパラメータと共通する部分も多いため、ここでは粘性土に特有のパラメータに絞って述べることとする。

(1) 排水条件での初期（等方）圧密解析

体積弾性係数およびせん断弾性係数の拘束圧依存性を、



(a) 透水係数の間隙比依存性あり



(b) 透水係数の間隙比依存性なし

図-5 平塚粘土の体積ひずみ時刻歴

以下のように同一の指数 m を用いて与える（本稿のシミュレーションでは、すべて $m = 0.5$ とした）。

$$K = K_{La} (p / p_a)^m \quad (5)$$

$$G = G_{ma} (p / p_a)^m \quad (6)$$

ここで、基準等方圧力 p_a の下での体積弾性係数 K_{La} は、初期圧密解析後の静止土圧係数 K_0 が（例えば、DACSARにおける）所定の値になるように、次式²⁾により算定した。

$$K_{La} = \frac{(1 + \sin \phi_f) K_0 - (1 - \sin \phi_f) G_{ma}}{(1 - m)(1 - K_0) \sin \phi_f} \quad (7)$$

また、基準等方圧力 p_a は、初期有効上載圧 σ'_{v0} により次式を用いて与えることとした。

$$p_a = \frac{1 + K_0}{2} \sigma'_{v0} \quad (8)$$

なお、式(6)における基準せん断弾性係数 G_{ma} を、（過圧密時の）体積弾性係数、

$$K_{Ua}^c = \frac{1+e_0}{\kappa} p_a \quad (9)$$

から推定した場合（ここに、 e_0 ：初期間隙比、 κ ：膨潤指数），一般的な正規圧密粘土のせん断波速度と比べてせん断弾性係数が小さく評価されてしまう．そのため，5章に示すサーチャージ除去後の二次圧密挙動のシミュレーションを除き，せん断弾性係数 G_{ma} は，内部摩擦角と平均有効応力に基づき次式¹⁰⁾により推定することとした．

$$G_{ma} = 170q_u \quad (10)$$

ここに，一軸圧縮強度 q_u は次式で与えるものとする．

$$q_u = 2p_a \sin \phi_f \quad (11)$$

次に，内部摩擦角について述べる．DACSARでは，次式のように，限界状態が三軸圧縮状態でのせん断破壊時の条件と一致するとしている．

$$q = Mp_{3D} \quad (12)$$

ここに，

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (13)$$

$$p_{3D} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (14)$$

一方，FLIPによる2次元解析では，平面ひずみ状態での内部摩擦角 ϕ_f を用い，せん断破壊時の偏差応力をMohr-Coulomb規準に従い以下のように与える．

$$\tau = p \sin \phi_f \quad (15)$$

ここに，

$$p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (16)$$

したがって，三軸圧縮状態における限界応力比 M （式(12)）がわかっている場合は，次式²⁾を用いてFLIPにおける内部摩擦角 ϕ_f を与えればよい．

$$\sin \phi_f = \frac{M}{2 \cos(\pi/6)} \quad (17)$$

(2) 圧密（液状化）解析

正規圧密からの圧密沈下・地震応答解析や過圧密からの地震応答解析のように，過圧密域を考慮しない解析が適用できることが明らかな場合は，基準となる等方圧力 p_0 での体積弾性係数 K_{U01} を用いて，体積弾性係数を以下で与えるものとする．

$$K_{LU} = K_{U01} (p/p_0)^k \quad (18)$$

ここに，体積弾性係数 K_{U01} は，参照等方圧力 p_a における体積弾性係数 K_{Ua} に基づき，次式で与えられる．

$$K_{U01} = r_K K_{Ua} (p_0/p_a)^k \quad (19)$$

ここに，

$$r_K = K_{La}^c / K_{Ua} \quad (20)$$

$$K_{La}^c = \frac{1+e_a}{\lambda} p_a \quad (21)$$

であり，式(20)の r_K は体積弾性係数の低減係数である．なお，式(18)(19)における拘束圧依存係数 r_K は，本稿のシミュレーションでは1.0とした．一方，せん断弾性係数は，初期圧密解析と同様に，基準せん断弾性係数 G_{ma} と拘束圧依存係数 m を用いて，式(6)により与えられる．

収縮的ダイレイタンスを制御するパラメータ $r_{\epsilon_d}^c$ は，限界応力比 M 等に基づき，次式²⁾より算定する．

$$r_{\epsilon_d}^c r_{\epsilon_d}^c = \Lambda \frac{1}{M} \frac{\epsilon_{ma}}{\gamma_{ma}} \quad (22)$$

ここに，

$$\epsilon_{ma} = \frac{p_a}{K_{La}^c} \quad (23)$$

$$\gamma_{ma} = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = \frac{p_a \sin \phi_f}{G_{ma}} \quad (24)$$

であり，式(22)におけるダイレイタンスパラメータ Λ は，弾塑性モデルと関連付けた解析を行う場合には，

$$\Lambda = 1 - \kappa / \lambda \quad (25)$$

により与えるものとする．一方，室内試験結果等に基づいて設定する場合には，式(25)のように明示的に膨潤・圧縮指数と対応付ける必要はなく， $\Lambda \geq 0$ の範囲で自由に設定すればよい（ $\Lambda > 1$ も可能）．なお，本稿におけるシミュレーションでは，基本方針として式(22)において $r_{\epsilon_d}^c = 1.0$ とおくことで $r_{\epsilon_d}^c$ を求めることとしたが，試験結果を適切に表現できるように適宜キャリブレーションを行った．

過圧密粘土を対象とする場合は，初期平均有効応力 p_0 と初期間隙比における正規圧密曲線上の平均有効応力 p_{n0} の比で表されるパラメータ，

$$r_{p_{n0}} = p_{n0} / p_0 = \text{OCR}^{(1-\kappa/\lambda)} \quad (26)$$

を与える必要があるが，これは式(26)に示す通り，過圧密比（OCR）と膨潤指数，圧縮指数に基づき決定すればよい．なお，正規圧密粘土の場合は，式(26)よりパラメータは1.0となる．

謝辞

本検討はFLIPコンソーシアムの活動の一環として実施されたものである．

参考文献

- 1) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O., Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(3), 360-392, 2011.
- 2) 井合進, 上田恭平: ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所年報, 2016.
- 3) 平田昌史, 飯塚敦, 太田秀樹: 二次圧密による先行効果を考慮した弾・粘塑性構成モデルの拡張, 土木学会論文集 C, 69(4), 404-416, 2013.
- 4) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 306-315, 1977.
- 5) 大野進太郎, 飯塚敦, 太田秀樹: 非線形コントラクタンシー表現式を用いた土の弾塑性構成モデル, 応用力学論文集, Vol. 9, 407-414, 2006.
- 6) Iizuka, A. and Ohta, H.: A deformation procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, 27(3), 71-87, 1987.
- 7) 中野正樹, 浅岡顕, 野田利弘, 林成浩, 山田貴史: 「砂と粘土の違い」に関する構造・過圧密の劣化過程から見た一考察, 第 35 回地盤工学研究発表会, 573-574, 2000.
- 8) Mitachi, T. and Fujiwara, Y.: Undrained shear behavior of clays undergoing long-term anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, 27(4), 45-61, 1987.
- 9) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝: サーチャージ除去後の二次圧密沈下挙動, 土木学会論文集 C, 65(1), 275-287, 2009.
- 10) 善功企, 山崎浩之, 梅原靖文: 地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 26(1), 41-113, 1987.

5-4 理論解 (Terzaghi圧密理論) との比較

田代 聡¹・井合 進²

¹東亜建設工業株式会社 土木事業本部設計部 (〒163-1031 東京都新宿区西新宿3-7-1)

E-mail:s_tashiro@toa-const.co.jp

²京都大学防災研究所教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp

Cocktail glass系のひずみ空間多重せん断モデルは砂地盤の液状化解析に広く用いられているが、当該モデルをもとに粘土地盤の圧密沈下解析およびそれに続く地震応答解析に適用できるように構成式が改良され、新たなモデル (Cookieモデル) が開発された。本モデルを粘土地盤の圧密沈下解析に適用するに当たっては、予め本モデルによる圧密沈下解析が理論的に妥当であることを確認しておく必要がある。ここではよく知られているTerzaghi圧密理論に一致するかを確認することを目的として、地盤工学会による一斉解析(2005)に使用された盛土の圧密沈下解析事例をもとに一次元モデルに簡略化し、微小載荷の下で一次元圧密解析を行った。その結果、本モデルを用いた一次元圧密沈下解析結果が理論解と一致することを確認できた。

Key Words :consolidation theory,clay, nonlinear finite element analysis, excess pore water pressure, strain space multiple mechanism model

1. はじめに

Cocktail glass系のひずみ空間多重せん断モデル¹⁾は砂地盤の液状化解析に広く用いられているが、当該モデルをもとに粘土地盤の圧密沈下解析およびそれに続く地震応答解析に適用できるように構成式が改良され、新たなモデル (Cookieモデル) ²⁾が開発された。本モデルを粘土地盤の圧密沈下解析に適用するに当たっては、予め本モデルによる圧密沈下解析が理論的に妥当であることを確認しておく必要がある。ここではよく知られているTerzaghi圧密理論³⁾に一致するかを確認することを目的として、地盤工学会による一斉解析(2005)⁴⁾に使用された盛土の圧密沈下解析事例をもとに一次元モデルに簡略化し、微小載荷の下で一次元圧密解析を行った。

密係数である。ただし、圧密係数は、次式で表される。

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (2)$$

ここに、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 m_v は体積圧縮係数である。

この一次元圧密方程式の解を、厚さ H の粘性土層に圧力 p_0 が載荷された場合に、粘性土層内の深さ z (下端で $z=0$ 、上端で $z=H$)、時間 t において生じる過剰間隙水圧 $u(z,t)$ について、Fourier級数を用いて解く⁵⁾と次のようになる。ただし、載荷時点 ($t=0$) における水圧分布は $u(z,0)=p_0$ (一定) であるとする。また、均一土層として c_v 一定と仮定する。

式(3)および式(4)に示す無次元量を用いて、式(1)を書き換えると、式(5)で表される。

$$Z = \frac{z}{H} \quad (3)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (4)$$

ここに、 T_v は時間係数である。

$$\frac{\partial u}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} \quad (5)$$

この場合の境界条件は、以下の通りである。

2. Terzaghi圧密理論とCookieモデルの比較方法

(1) 一次元圧密理論の解

一次元圧密における圧密方程式は、式(1)に示す通り、Terzaghi³⁾により導かれている。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

ここに、 u は過剰間隙水圧、 t は時間、 z は深さ、 c_v は圧

$$(u)_{r_v=0} = p_0 \quad (6)$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial Z}\right)_{Z=0} = 0 \quad (7)$$

$$(u)_{Z=1} = 0 \quad (8)$$

式(5)を満たす要素解を式(9)で表すと、これらの要素解は境界条件の式(7)と式(8)を満足する。

$$u = \exp(-\alpha_n^2 T_v) \cos \alpha_n Z \quad (9)$$

ただし、

$$\alpha_n = \frac{2n+1}{2} \pi \quad (n=0,1,2,\dots) \quad (10)$$

次にこれらの要素解の一次結合をとると、

$$u = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \exp(-\alpha_n^2 T_v) \cos \alpha_n Z \quad (11)$$

となる。ここで、 A_n は、境界条件の式(6)より、

$$\sum_{n=0}^{\infty} A_n \cos \alpha_n Z = p_0 \quad (12)$$

となるため、Fourier級数の理論を用いて、次式の通り求まる。

$$A_n = 2 \int_0^1 p_0 \cos \alpha_n Z dZ = \frac{2(-1)^n p_0}{\alpha_n} \quad (13)$$

よって、過剰間隙水圧の理論解を過剰間隙水圧比で表すと、次式の通りである。

$$\frac{u}{p_0} = \sum_{n=0}^{\infty} A_n' \exp(-\alpha_n^2 T_v) \cos \alpha_n Z \quad (14)$$

ただし、

$$A_n' = \frac{2(-1)^n}{\alpha_n} \quad (15)$$

(2) Cookieモデルにおける理論解との比較方法

一次元圧密解析における体積収縮に関して、Terzaghiの圧密理論では圧密係数または体積圧縮係数が用いられているのに対し、Cookieモデルでは体積弾性係数とせん断弾性係数が平均有効応力に依存した形で用いられている。これらを式で表すと、それぞれ、式(16)および式(17)に示す通りである。

$$G_0 = G_{ma} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{m_G} \quad (16)$$

$$K = K_{ma} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{l_K} \quad (17)$$

ここに、 G_{ma} は基準平均有効応力 p_a における基準初期せん断弾性係数、 K_{ma} は p_a における基準体積弾性係数で

ある。ただし、粘性土の場合、 m_G については近似的に0.5を用い、 l_K については1.0を用いる。

これらの式からもわかるように、載荷重 p_0 に依存して平均有効応力の増加に伴いせん断弾性係数および体積弾性係数が変化する。しかし、これでは圧密係数を一定とするTerzaghi圧密理論解と比較できないため、せん断弾性係数等が変化しないように載荷重を十分小さくする必要がある。ここでは、 $p_0=0.001\text{kPa}$ とした。

なお、Cookieモデルを用いた場合の体積圧縮係数は、一次元圧密においては次式で表される。

$$m_v = \frac{1}{G'+K} \quad (18)$$

ここに、 K は圧密前における体積弾性係数である。 G' については、圧密前におけるせん断ひずみに対する $\tau \sim \gamma$ 曲線（双曲線）の接線剛性であり、単調載荷の場合、次のように導かれる。

双曲線モデルにおける $\tau \sim \gamma$ 骨格曲線は、次式の通りである。

$$\tau = G_0 \frac{\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (19)$$

ここに、 γ_r は基準ひずみで、次式で表される。

$$\gamma_r = \frac{\tau_m}{G_0} = \frac{p \sin \phi'}{G_0} \quad (20)$$

圧密前におけるせん断ひずみが γ_0 であるときの接線剛性は、式(19)の γ に対する導関数に γ_0 を代入した、次式を用いて求められる。

$$G' = G_0 \frac{1}{\left(1 + \frac{\gamma_0}{\gamma_r}\right)^2} \quad (21)$$

しかし、実際の一次元圧密解析においては、図-1に示すように、載荷直後の有効応力は変化しないように見えても、時間軸を拡大してみると圧密開始直後に微妙に除荷から載荷に移行する。この場合、接線剛性は式(21)ではなく、再載荷時の接線剛性を用いる必要がある（図-2参照）。ここでは、除荷時の接線剛性と再載荷時の接線剛性が等しいとみなして、次のようにして求める。

載荷から除荷に移行する際に履歴曲線は反転するが、当該履歴曲線においては減衰を任意に調節できるように反転時からのせん断ひずみの増分およびせん断応力の増分をそれぞれ、 $1/\xi$ 倍および $1/\eta$ 倍する。これを考慮してせん断ひずみ γ_0 に対する接線剛性を求めると、次式のようになる。

$$G' = \frac{\eta}{\xi} G_0 \quad (22)$$

ここで、 ξ は、次式を満足するように求める。

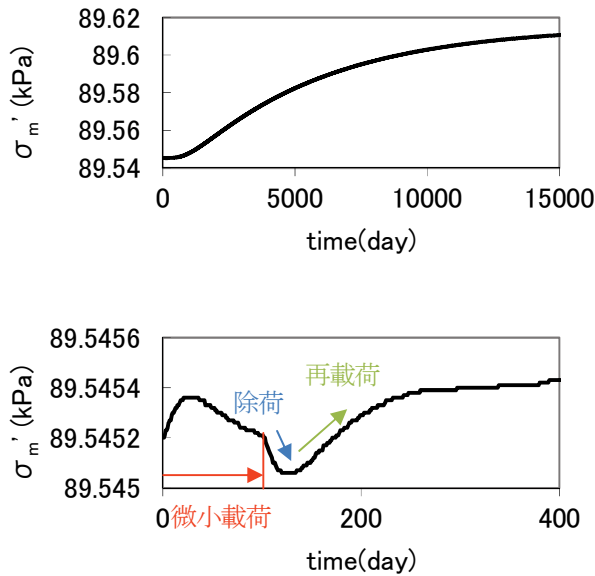


図-1 実際の微小載荷時における平均有効応力の変化
(上段：全時刻，下段：時間軸を400日間に拡大)

$$\frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{\xi}{r_i}\right) \left[1 - \frac{\xi}{r_i} \ln\left(1 + \frac{r_i}{\xi}\right)\right] - \frac{2}{\pi} = h_{\max} \frac{r_i}{1+r_i} \quad (23)$$

ここに、 h_{\max} は最大減衰である。ただし、

$$r_i = \frac{\gamma_0}{\gamma_r} \quad (24)$$

η は、 ξ が求まれば、次式を用いて求められる。

$$\eta = \frac{\xi + r_i}{1+r_i} \quad (25)$$

なお、ダイレイタンスーについてはTerzaghiの圧密理論では考慮されていないことからここでは無視するものとする。また、Cookieモデルにおける初期応力は自重解析により求めるのが一般的であるが、これだと深さ方向に分布するため、一定の平均有効応力になるように分布荷重を用いた静的解析により初期応力を求める。

3. Cookieモデルによる一次元圧密解析

(1) 一次元地盤モデルとメッシュ分割条件

Cookieモデルによる一次元圧密解析において対象とする地盤モデルは、地盤工学会の一斉解析(2005)に用いられた地盤モデルを参考に設定した。一斉解析においては、地盤パラメータおよびメッシュ分割サイズが指定されている。図-3は、その一斉解析に用いられた二次元地盤モデルを一次元地盤モデルに変更したものである。ただし、一斉解析ではAc1層とAc2層の2層を粘性土扱いとしているが、ここではTerzaghi圧密理論との比較が目的であることからAc2層のみを粘性土扱いとし、Ac1層につ

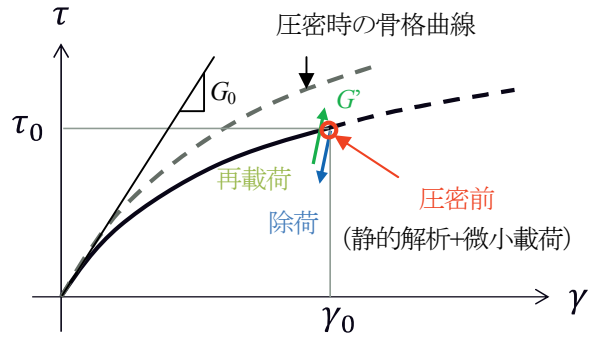


図-2 再載荷時の接線剛性のイメージ

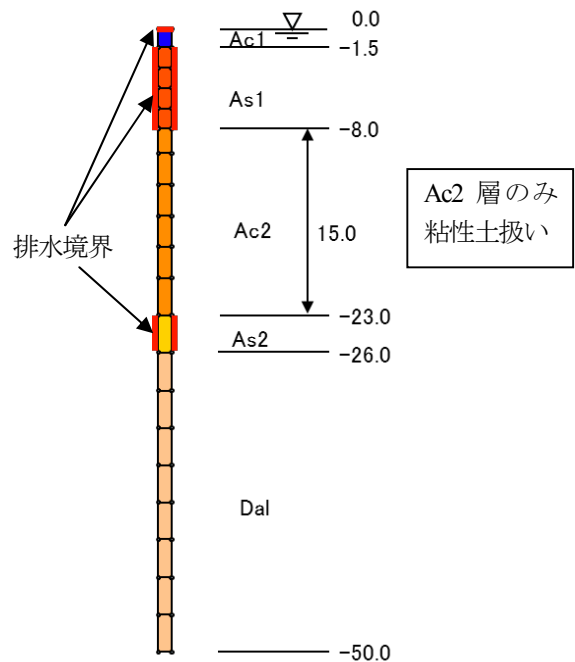


図-3 一次元圧密解析に用いる地盤モデル

いては便宜的にAs1層と同じ物性値であるとした。一斉解析で指定された物性値に今回の修正を加えた、本解析で使用する物性値を表-1に示す。

メッシュ分割による影響をみるため、一斉解析で指定されたメッシュ分割サイズを含め、Ac2層のメッシュ分割条件を変えたケース(表-2)を検討した。ここで、中間節点を用いた要素は、通常のメッシュが4節点で構成されるのに対し8節点で構成される。また、要素積分次数としては、4節点要素では、土骨格でL=2, LR=1, 間隙水でL=1, LP=2に対し、8節点要素では、土骨格でL=2, LR=0, 間隙水でL=LP=2を用いる。

(2) Cookieモデルパラメータ

地盤工学会一斉解析で指定されたパラメータからCookieモデルパラメータを算定する方法は以下の通りである。

基準平均有効応力 p_a は、初期鉛直応力に等しいとした。

表-1 一斉解析指定の地盤パラメータ (一部修正)

土層名	質量密度 ρ (t/m ³)	変形係数 E(kN/m ²)	ポアソン比 ν	透水係数 k(cm/s)
Ac1	1.720	3881	0.4	5.1×10^{-3}
As1	1.900	3881	0.4	5.1×10^{-3}
As2	1.545	30811	0.35	5.4×10^{-4}
Dal	1.766	68972	0.35	6.58×10^{-8}

Ac2の弾塑性パラメータ		設定値
質量密度	ρ (t/m ³)	1.478
先行時間隙比	e_0	2.299
圧縮指数	λ	0.596
膨張指数	κ	0.272
圧密降伏応力	σ_{v0}' (kN/m ²)	135.5
初期鉛直有効応力	σ_{v1}' (kN/m ²)	135.5
先行時静止土圧係数	K_0	0.66
原位置静止土圧係数	K_i	0.66
有効ポアソン比	ν'	0.4
内部摩擦角	ϕ' (°)	24.2
透水係数	k(cm/s)	7.33×10^{-8}

$$p_a = \sigma'_{v1} \quad (26)$$

基準平均有効応力 p_a に対応する基準初期せん断弾性係数 G_{ma} は、過圧密時の体積弾性係数 (式(27)) を用いて式(28)により算定した。

$$K_{Ua}^c = \frac{1+e_i}{\kappa} p_a \quad (27)$$

$$G_{ma} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K_{Ua}^c \quad (28)$$

ここに、 e_i は初期時間隙比、 κ は過圧密粘土の圧密曲線の接線勾配、 ν はポアソン比である。

内部摩擦角 ϕ'_{flip} は、一般的に三軸圧縮状態でのせん断破壊時を限界状態とするのに対し、FLIPでは平均有効応力でのせん断破壊時を限界状態とすることから、次式を用いて補正した。

$$\phi'_{flip} = \frac{M}{2 \cos(\pi/6)} \quad (29)$$

ただし、 M は次式で表される。

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (30)$$

この補正した内部摩擦角を用いれば、FLIPにおける限界状態は次式で表される。

$$M_{flip} = \sin \phi'_{flip} \quad (31)$$

初期自重解析時に用いる基準体積弾性係数 K_{La} は、分荷重を用いた静的解析後の静止土圧係数 K_i が所定の値になるように、次式により算定した。

$$K_{La} = \frac{(1 - \sin \phi'_{flip}) K_i - (1 - \sin \phi'_{flip}) G_{ma}}{(1 - m)(1 - K_i) \sin \phi'_{flip}} \quad (32)$$

表-2 メッシュ分割条件

ケース	メッシュ分割条件 (Ac2層)
Case1	一斉解析指定メッシュサイズ
Case2	一斉解析指定メッシュサイズの1/5
Case3	一斉解析指定メッシュサイズ+中間節点

表-3 Cookieモデルパラメータ

P_a (kPa)	135.5	n	0.697
G_{ma} (kPa)	3520	$\phi'_F = \phi'_c$	33.3
$m = m_G = n_k$	0.5	H_{max}	0.24
K_{La} (kPa)	2155.0	r_k	0.348
K_{Ua} (kPa)	2155.0	l_k	1.0

ここに、 m は体積弾性係数とせん断弾性係数の拘束圧依存性を同一の指数で表したもの ($m = n_k = m_G$) で、本来粘性土では一般に $m=1.0$ であるが、ここでは、数値計算の安定性を考慮して近似的に $m=0.5$ を用いた。

基準体積弾性係数 K_{Ua} については、静的解析および圧密沈下解析において $K_{Ua} = K_{La}$ とした。ただし、圧密沈下解析時の体積弾性係数 K_{LU} としては、平均有効応力 p に応じて式(33)が適用されるため、正規圧密状態での圧密沈下時の体積弾性係数 (式(34)) にするためには、式(35)を用いて r_k を設定する必要がある。ただし、式(33)中の l_k は、ここでは $l_k=1.0$ とした。

$$K_{LU} = r_k K_{La/Ua} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{l_k} \quad (33)$$

$$K_{La}^c = \frac{1+e_i}{\lambda} p_a \quad (34)$$

$$r_k = \frac{K_{La}^c}{K_{La/Ua}} \quad (35)$$

なお、静的解析においても体積弾性係数は式(33)が適用されるため、静的解析では $r_k=1.0$ とした。

以上の方法により算定したCookie地盤パラメータを表-3に示す。

(3) 理論解との比較

Cookieモデルを用いた次元圧密解析結果をTerzaghi圧密理論解と比較する前に、圧密前における体積圧縮係数を式(18)を用いて求めておく必要がある。静的解析後のAc2層内の要素におけるせん断ひずみ (軸差ひずみ) は一律 $\gamma_0=0.1067$ であった。この時の接線剛性 G は、式(22)～式(25)を解いて求められ、結果としては $G=312$ kPaとなった。体積弾性係数については、静的解析後の平均有効圧力が $p=113.8$ kPaであったことから、これと $p_a=135.5$ kPa、 $K_{ma}=K_{La} \times r_k=2155 \times 0.348=750$ (kPa)を式(17)に代入して得ら

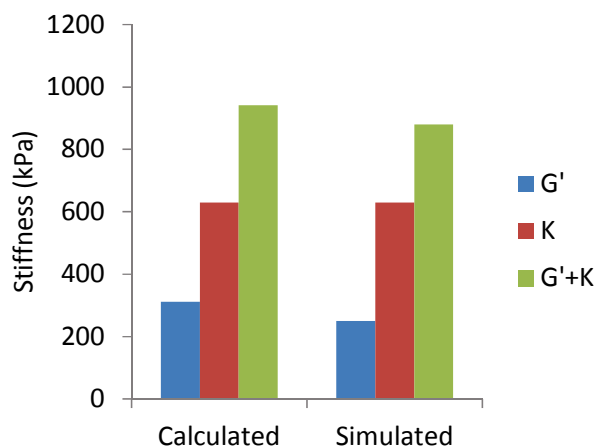


図4 設定した体積圧縮係数の妥当性の検証

れ、 $K=630\text{kPa}$ となった。したがって、圧密理論に用いる体積圧縮係数は式(18)より、 $m_v=0.00106$ とした。

図4は、一次元圧密解析時におけるAc2層中央深度の要素における $d\tau \sim d\gamma$ 曲線および $dp \sim d\varepsilon$ 曲線からそれぞれの曲線勾配を読み取って G' および K を解析解 (Simulated) として求め、 $G'+K$ を含めてこれらの解析解と比較したものである。図より、上記で設定した体積圧縮係数が妥当であることが確認できる。

図5は、過剰間隙水圧比について等時曲線をTerzaghi圧密理論解と比較したものである。また、図6は各深度における過剰間隙水圧比の経時変化を理論解と比較したものである。通常メッシュ分割サイズを用いたCase1では、圧密初期の段階で理論解との乖離が見られるものの

圧密後半では一致する。すなわち、圧密初期の過剰間隙水圧の信頼性は低いながら圧密が完了する時間においては十分信頼できる。通常メッシュ分割より細かく分割したCase2と通常メッシュに中間節点を設けたCase3では、いずれも排水境界近くにおいて圧密初期に無視できる程度のわずかな誤差が見られるもののそれ以外はすべて理論解と一致する。したがって、圧密沈下解析において過剰間隙水圧を適切に評価するには、通常メッシュ分割をさらに細かくするか、または中間節点を設ければよい。

4. まとめ

Cookieモデルを用いて微小载荷の下で一次元圧密沈下解析を行い、Terzaghi圧密理論解と比較した。その結果、Cookieモデルを用いた一次元圧密沈下解析結果が理論解に一致することが確認できた。ただし、通常メッシュ分割サイズでは圧密初期において理論解と乖離するため、圧密沈下に伴う過剰間隙水圧の変化を適切に評価するには、メッシュ分割を通常サイズより細かくするか中間節点を用いる必要がある。

謝辞：本検討は一般社団法人FLIPコンソーシアムWGの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism

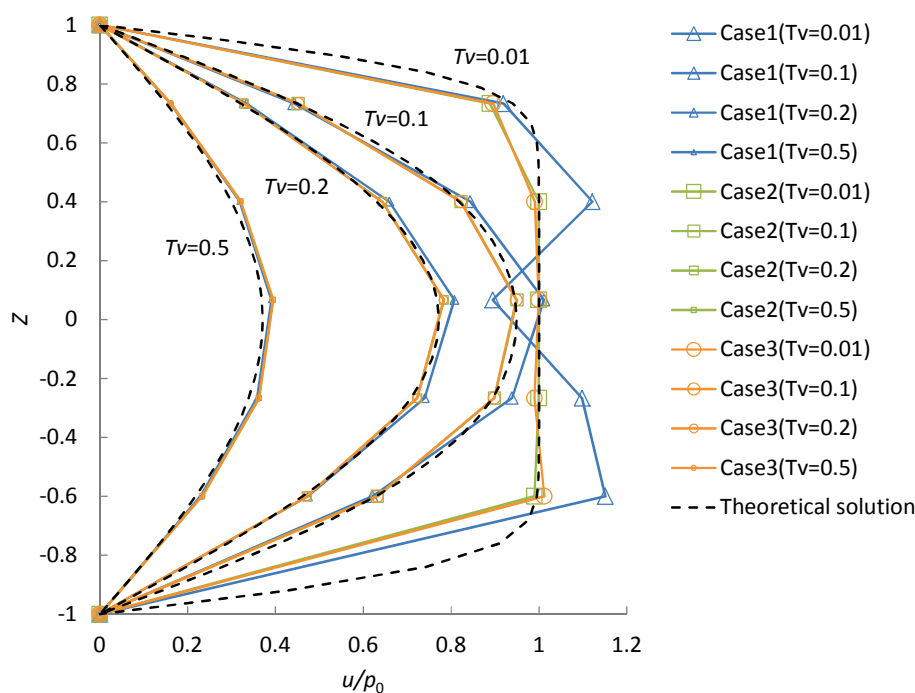


図5 過剰間隙水圧比等時曲線 (理論解との比較)

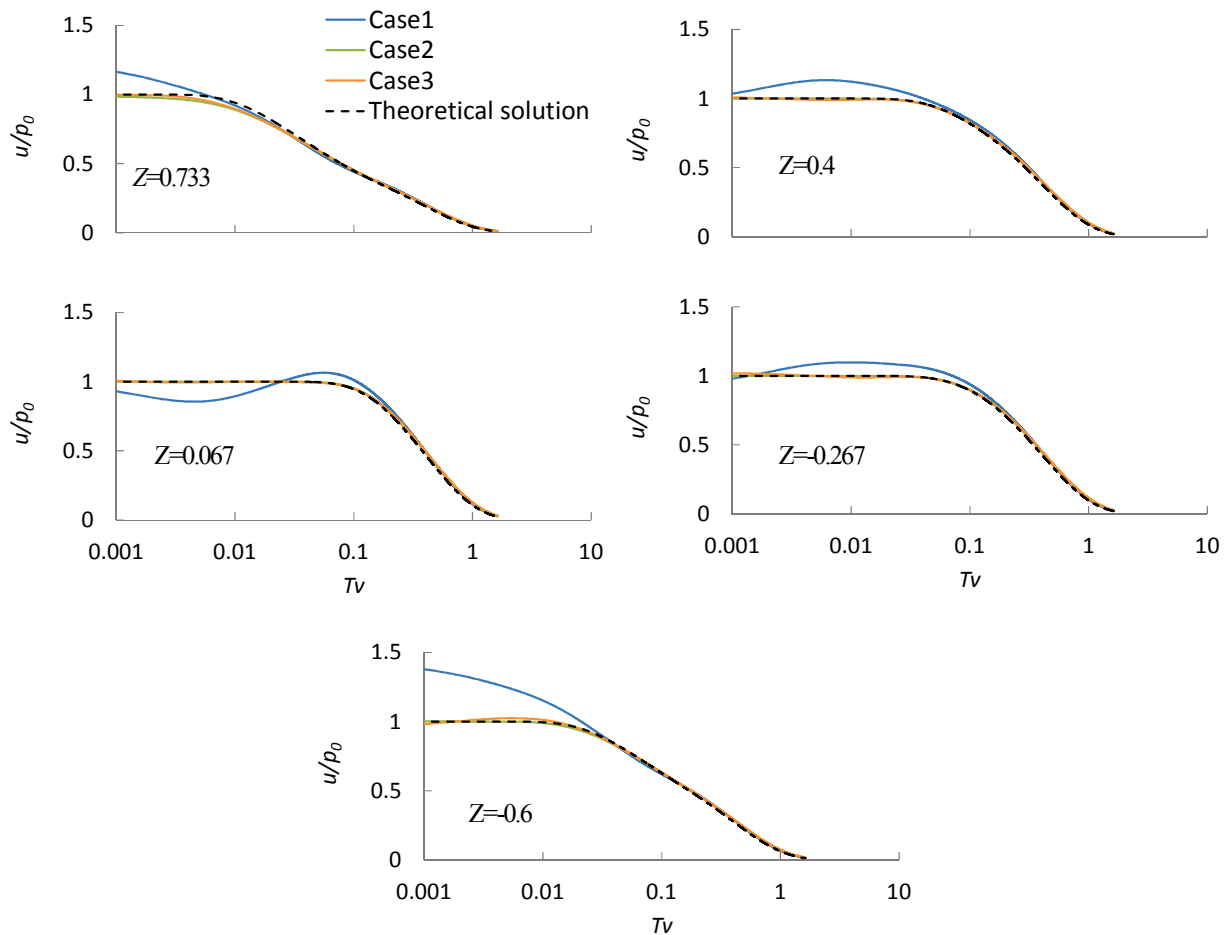


図-6 過剰間隙水圧比の経時変化（理論解との比較）

- model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392.
- 2) 井合進, 上田恭平: ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所, 1962.
 - 3) Terzaghi, K. (1923) : Die Berechnung der Durchlässigkeitziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen, From Theory to Practice in Soil Mechanics, John Wiley & Sons.
 - 4) 藤山哲雄, 杉江茂彦 (2005) :複数の FEM プログラムによる解析結果の比較と考察—軟弱地盤上における盛り土の圧密解析の場合—,土と基礎,Vol.53, No.8, pp.13-15.
 - 5) 山口柏樹:土質力学(講義と演習), pp.117-120, 技報堂出版, 2004.

COMPARISON WITH THEORETICAL SOLUTION BASED ON TERZAGHI'S CONSOLIDATION THEORY

Soichi TASHIRO and Susumu IAI

The strain space multiple mechanism model of Cocktail Glass type that can be used for effective stress analysis of various liquefaction problems has been enhanced for clayey consolidation settlement analysis and subsequent earthquake response analysis by Iai and Ueda(2016). This enhanced model is called Cookie model. It is necessary to verify that the consolidation settlement analysis by this model is theoretically accurate, before clayey consolidation settlement analysis using this model in practice. In order to verify that the excess pore water pressure calculated by this model will be coincident with the theoretical solution based on Terzaghi's consolidation theory, the one-dimensional consolidation settlement analysis subjected to very small embankment load of the clayey ground proposed by JGS(2005) is conducted in this study.

Based on the results in this study, it is verified that consolidation settlement analysis by Cookie model is theoretically correct.

5-5 圧密沈下解析

田代 聡一¹・井合 進²

¹東亜建設工業株式会社 土木事業本部設計部 (〒163-1031 東京都新宿区西新宿3-7-1)

E-mail: s_tashiro@toa-const.co.jp

²京都大学防災研究所教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp

現在、液状化解析に広く用いられているCocktail Glass系のひずみ空間多重せん断モデルをもとに粘土地盤の圧密沈下解析およびそれに続く地震応答解析に適用できるように拡張した新しい構成モデル (Cookieモデル) が井合・上田(2016)により開発されている。ここでは、当該モデルの圧密沈下解析への適用性を確認することを目的として、一面せん断試験等の室内試験が事前に実施されている柳井試験盛土を対象とし、要素解析によりパラメタの妥当性を確認した上で圧密沈下解析を行った。その結果、ダイレイタンスーに関するパラメタを一面せん断試験などの室内試験に整合するように設定すれば粘性土を基礎地盤とする盛土の圧密沈下挙動を適切に評価できることが確認できた。

Key Words : *clay consolidation, nonlinear finite element analysis, shear test, embankment, dilatancy*

1. はじめに

現在、液状化解析に広く用いられているCocktail Glass系のひずみ空間多重せん断モデル¹⁾をもとに粘土地盤の圧密沈下解析およびそれに続く地震応答解析に適用できるように拡張した新しい構成モデル²⁾ (Cookieモデル) が井合・上田(2016)³⁾により開発されている。ここでは、当該モデルの圧密沈下解析への適用性を確認することを目的として、粘性土の圧密特性およびせん断特性が室内試験により明らかにされている柳井試験盛土³⁾を対象とし、せん断試験を模擬した要素解析、および圧密沈下解析を行った。

また、従来より圧密沈下解析に広く用いられている弾粘塑性プログラムDACSAR⁴⁾ (関口・太田モデル(1977)⁵⁾)との整合性を確認するため、要素解析と圧密沈下解析の両方について当該プログラムとの比較も併せて行った。特に、圧密沈下解析においては一般に、試験盛土において計測されている沈下量、過剰間隙水圧および側方変位のみが注目されるが、ここでは、それ以外にも両プログラムの構成式の違いによる影響を詳しく調べる目的で、有効応力経路および圧密沈下曲線 ($\varepsilon \sim p$ 曲線) についても比較検討した。

以上の検討により、Cookieモデルの圧密沈下解析への適用性を確認できたが、圧密沈下挙動を適切に評価するには、ダイレイタンスーに関するパラメタを一面せん断

試験等の室内試験に整合するように設定することが不可欠であることが明らかになった。また、Cookieモデルと関口・太田モデル系 (ECモデル等⁶⁾を含む)の両要素挙動が互いに整合すれば、圧密沈下解析において、側方変位を除く沈下量および過剰間隙水圧について、両モデルで整合することが確認できた。このことは、既往の関口・太田モデル系による圧密沈下解析に対し、要素挙動が両者で整合するようにCookieモデルのダイレイタンスーに関するパラメタを設定すれば、Cookieモデルにおいても圧密沈下挙動を適切に評価できることになる。

ただし、関口・太田モデル系とCookieモデルが他の圧密沈下事例においても同様に整合的であることを確認しておく必要がある。そのため、ここでは、地盤工学会の一斉解析(2005)⁷⁾で用いられた盛土の例題を対象として、一面せん断試験を模擬した要素解析、および圧密沈下解析を行った。その結果、当該例題についても側方変位を除く沈下量および過剰間隙水圧に関して両モデルが整合することを確認できた。

なお、盛土載荷等における粘性土地盤の側方変位についてはCookieモデルにおいて初期せん断弾性係数を適切に設定すれば妥当な評価を得られる可能性を見出した。

本報告は、以上の一連の成果を報告するものである。

2. 柳井試験盛土の概要

柳井試験盛土は、山口県柳井市沿岸部の埋立地において柳井バイパスの建設に伴う基礎地盤の安定性や圧密沈下などの種々の情報を得ることを目的に実施されたものである。埋立地の基礎地盤は軟弱な海成粘土で、埋立工事は1988年に完了している。埋立に伴う粘土層の一次圧密がほぼ終了した1992年5月に盛土の安定性評価および圧密沈下予測に必要な各種地盤調査が実施され、さらにその地盤調査開始から5ヶ月後の1992年10月に試験盛土の施工が開始されている。

地盤調査の主要なものとしては、3成分コーン貫入試験(CPT)、不攪乱試料を用いた一面せん断試験(DST)および定ひずみ速度圧密試験(CRST)である。盛土材としてはマサ土が使用されており、現場密度として $\rho_f=20\text{kN/m}^3$ が得られている。試験盛土では、5cm/日の緩速施工が採用され、最終盛土高さ5.5mに達するまでに143日の施工日数を要している。動態観測は、図-1に示す各種計測機器(地表面沈下板、層別沈下計、間隙水圧計、傾斜計)を用いて施工開始から400日間実施されている。

3. 柳井試験盛土の再現解析

(1) 検討条件

a) DACSAR用パラメタ (関口・太田モデル)

表-1は、文献3においてCPT、DSTおよびCRSTの各試験をもとに設定されたDACSAR用のパラメタである。ただし、各土層の単位体積重量および地下水位を実測値に修正したため、初期有効上載圧力 σ'_v とOCRが文献3とわずかに異なる。また、線形弾性体としてモデル化され

ている土層のせん断弾性係数 G_0 は、文献3においては式(1)に示すN値との関係式より設定されているが、層別沈下計から逆算できる土層についてはこれを測定値に整合するように修正した。

$$G_0 = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{0.7N}{2(1+\nu)} \quad (\text{Mpa}) \quad (1)$$

なお、二次圧密については、動態観測日数400日間に対し二次圧密の開始時間として $t_c=1600$ 日を用いられているため、ここでは考慮しないものとした。

b) FLIP用パラメタ (Cookieモデル)

表-1に示すDACSAR用パラメタをもとにFLIP用のパラ

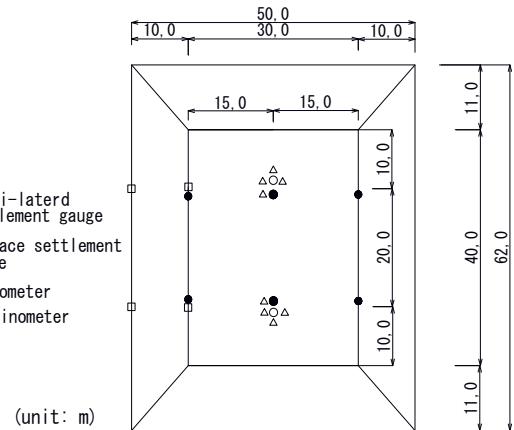


図-1 柳井試験盛土の断面図と計測位置

表-1 DACSAR用パラメタ (柳井試験盛土)

Layer	Depth	λ	κ	M	G_0 (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_y (kPa)	OCR	K_f	ν	e_i	k (m/day)
Embankment	-6.06 - 0.0	-	-	-	2800	-	-	-	0.40	0.29	-	-
Reclaimed soil	0.0 - 2.1	-	-	-	1400	18.9	-	-	0.40	0.29	-	-
Reclaimed soil	2.1 - 5.5	-	-	-	1400	55.1	-	-	0.40	0.29	-	1.86×10^2
Silt	5.5 - 7.0	-	-	-	800	78.4	-	-	0.40	0.29	-	4.30×10^2
UC-1	7.0 - 8.0	0.19	0.052	1.29	1600	88.3	127	1.44	0.53	0.35	1.25	4.78×10^4
UC-2	8.0 - 9.2	0.23	0.052	1.29	1200	96.3	111	1.15	0.54	0.35	1.41	5.75×10^4
UC-3	9.2 - 11.0	0.31	0.056	1.29	1600	106.1	127	1.20	0.55	0.35	1.57	1.72×10^4
UC-4	11.0 - 13.7	0.34	0.049	1.29	2000	119.5	152	1.27	0.56	0.36	1.85	2.62×10^4
UC-5	13.7 - 15.5	0.33	0.054	1.29	2200	132.4	164	1.24	0.55	0.35	1.86	6.34×10^4
Volcanic ash	15.5 - 16.5	-	-	-	575	140.1	-	-	0.40	0.29	-	4.30×10^2
LC-6	16.5 - 18.3	0.36	0.039	1.39	2900	148.4	174	1.17	0.54	0.35	1.69	2.10×10^4
LC-7	18.3 - 19.2	0.37	0.048	1.39	3000	156.9	234	1.49	0.54	0.35	1.54	1.06×10^4
Silt	19.2 - 20.1	-	-	-	338	163.3	-	-	0.40	0.29	-	4.30×10^2
Gravelly sand	20.1 - 24.9	-	-	-	5200	191.6	-	-	0.40	0.29	-	1.56×10^3

表-2 FLIP用基本パラメタ (柳井試験盛土)

土層区分	γ_t (kN/m ³)	p_a (kPa)	n	G_{ma} (kPa)	E (kPa)	ϕ'_{fp} (°)	M_{fp}	K_{Ua} (kPa)	K_{La} (kPa)	r_K	λ	r_{p0}	$r_{\epsilon \zeta}$	k (m/s)
盛土	20.0	-	-	-	7000	-	-	-	-	-	-	-	-	-
埋立土層	18.0	-	-	-	3605	-	-	-	-	-	-	-	-	-
埋立土層	20.0	-	-	-	3605	-	-	-	-	-	-	-	-	2.15×10^{-3}
シルト層	17.7	-	-	-	2100	-	-	-	-	-	-	-	-	4.98×10^{-7}
UC-1	17.6	67.5	0.556	974	-	48	0.745	3725	3725	0.215	0.73	1.303	1.603	5.53×10^{-9}
UC-2	16.7	74.1	0.585	1145	-	48	0.745	4593	4593	0.169	0.77	1.116	2.047	6.66×10^{-9}
UC-3	16.2	82.3	0.611	1258	-	48	0.745	5290	5290	0.129	0.82	1.158	2.728	1.99×10^{-9}
UC-4	15.5	93.2	0.649	1675	-	48	0.745	7377	7377	0.106	0.86	1.228	3.322	3.03×10^{-9}
UC-5	15.5	102.6	0.650	1811	-	48	0.745	7612	7612	0.117	0.84	1.196	3.085	7.34×10^{-9}
火山灰層	14.9	-	-	-	1488	-	-	-	-	-	-	-	-	4.98×10^{-7}
LC-1	16.2	114.3	0.628	2627	-	53	0.803	11043	11043	0.077	0.89	1.153	4.252	2.43×10^{-9}
LC-2	15.8	120.8	0.606	2131	-	53	0.803	8956	8956	0.093	0.87	1.416	3.471	1.23×10^{-9}
シルト層	18.2	-	-	-	875	-	-	-	-	-	-	-	-	4.98×10^{-7}
砂礫土層	20.0	-	-	-	13300	-	-	-	-	-	-	-	-	1.80×10^{-2}

メタに設定し直したものを表-2に示す。ただし、これらのパラメタは基本条件として設定したものであり、各パラメタの設定方法は以下の通りである。

各土層の初期有効上載圧は、DACSARでは σ'_{vi} を直接入力することにより与えられるのに対し、FLIPでは自重解析により求めるため単位体積重量を入力パラメタに加える必要がある。これについては、文献3より単位体積重量の深度分布図を読み取って設定した。

基準平均有効応力 p_a は、平面ひずみ条件を考慮して次式により算定した。

$$p_a = \frac{1+K_i}{2} \sigma'_{vi} \quad (2)$$

ここに、 K_i は静止土圧係数、 σ'_{vi} は初期有効上載圧である。

基準平均有効応力 p_a に対応する基準初期せん断弾性係数 G_{ma} は、過圧密時の体積弾性係数(式(3))を用いて式(4)により算定した。

$$K_{Ua}^c = \frac{1+e_i}{\kappa} p_a \quad (3)$$

$$G_{ma} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K_{Ua}^c \quad (4)$$

ここに、 e_i は初期間隙比、 κ は過圧密粘土の圧密曲線の接線勾配、 ν はポアソン比である。

内部摩擦角 ϕ'_{fp} は、DACSARでは三軸圧縮状態でのせん断破壊時を限界状態とするのに対し、FLIPでは平均有効応力でのせん断破壊時を限界状態とすることから、各粘性土層の内部摩擦角(UC-1~UC-5では $\phi' = 32^\circ$ 、LC-1~LC-2では $\phi' = 34^\circ$)を、次式を用いて補正した。

$$\phi'_{flip} = \frac{M_{dacsar}}{2 \cos(\pi/6)} \quad (5)$$

ただし、 M_{dacsar} は次式で表される。

$$M_{dacsar} = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (6)$$

この補正した内部摩擦角を用いれば、FLIPにおける限界状態は次式で表される。

$$M_{flip} = \sin \phi'_{flip} \quad (7)$$

初期自重解析時に用いる基準体積弾性係数 K_{La} は、自重解析後の静止土圧係数 K_i が所定の値になるように、次式により算定した。

$$K_{La} = \frac{(1 - \sin \phi'_{flip}) K_i - (1 - \sin \phi'_{flip}) G_{ma}}{(1-m)(1-K_i) \sin \phi'_{flip}} \quad (8)$$

ここに、 m は体積弾性係数とせん断弾性係数の拘束圧依存性を同一の指数で表したもの($m = n_K = m_G$)で、本来粘性土では一般に $m=1.0$ であるが、ここでは、数値計算の安定性を考慮して近似的に $m=0.5$ を用いた。

基準体積弾性係数 K_{Ua} については、初期自重解析および圧密沈下解析において $K_{Ua} = K_{La}$ とした。ただし、圧密沈下解析時の体積弾性係数 K_{LU} としては、平均有効応力 p に応じて式(9)が適用されるため、正規圧密状態での圧密沈下時の体積弾性係数(式(10))にするためには、式(11)を用いて r_K を設定する必要がある。ただし、式(9)中の k_k は、ここでは $k_k=1.0$ とした。

$$K_{LU} = r_K K_{La/Ua} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{k_k} \quad (9)$$

$$K_{La}^c = \frac{1+e_i}{\lambda} p_a \quad (10)$$

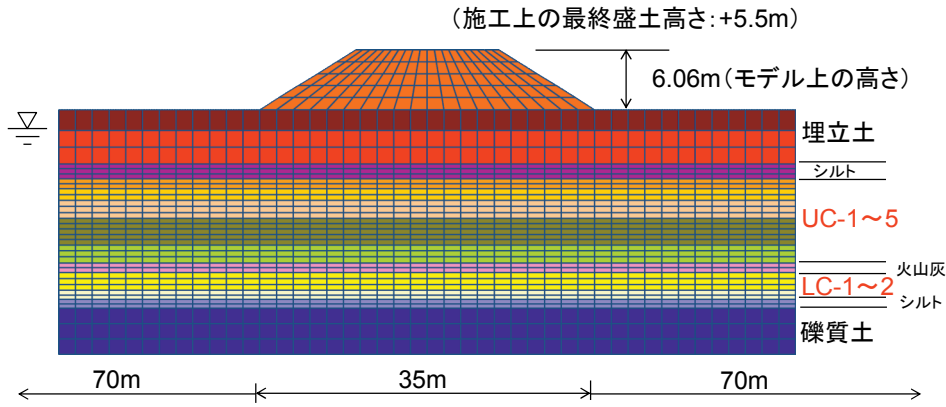


図-2 柳井試験盛土の解析モデル

$$r_K = \frac{K_{La}^c}{K_{La/Ua}} \quad (11)$$

なお、初期自重解析においても体積弾性係数は式(9)が適用されるため、初期自重解析では $r_K=1.0$ とした。

ダイレイタンシーに関するパラメタのうち収縮的ダイレイタンシーを制御する係数 $r_{\varepsilon_d}^c$ については、せん断試験から設定するのが望ましいが、ここでは基本条件として次のように求めた。カムクレイモデル(初期等方応力状態)を念頭においてCookieモデルに導入されている柴田のダイレイタンシー式が塑性的な現象を対象としていることを考慮すれば、ダイレイタンシー係数は次式から求めることができる。

$$r_{\varepsilon_d}^c r_{\varepsilon_d}^c = \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right) \frac{1}{M_{flip}} \frac{\varepsilon_{ma}}{\gamma_{ma}} \quad (12)$$

ここに、

$$\varepsilon_{ma} = \frac{p_a}{K_{La}^c} \quad (13)$$

$$\gamma_{ma} = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = \frac{p_a \sin \phi'_{flip}}{G_{ma}} \quad (14)$$

なお、ここでは、 $r_{\varepsilon_d} = 1.0$ として $r_{\varepsilon_d}^c$ を求めた。

過圧密粘土として扱う場合、パラメタ r_{pn0} を次式により設定する。

$$r_{pn0} = OCR^{(1-\kappa/\lambda)} \quad (15)$$

なお、正規圧密粘土の場合は、 $r_{pn0}=1.0$ とする。

その他、粘性土の共通パラメタとして、 $q_f=1.0$ 、 $q_z=0.01$ 、 $q_f=0.001$ 、 $s_f=0.005$ 、 $h_{max}=0.20$ を設定した。

c) 载荷履歴および解析用メッシュ

载荷履歴としては、盛り立て開始から143日目で最終盛土高さ5.5mになるが、沈下板により計測されたこの間の沈下量は0.56mであることから、解析上の盛土高さは、

これらを足し合わせた高さ6.06mとする。

要素のメッシュ分割は、図-2に示す通り、DACSARとFLIPで共通に用いる。なお、粘性土のメッシュ分割は、過剰間隙水圧の評価方法が両プログラムで異なる(DACSARでは要素中心で評価するのに対し、FLIPでは節点で評価する)ことから、この影響を無視できるように一般的な分割高さより細かくした。

d) 検討ケース

Cookieモデルを用いた要素解析および圧密沈下解析の検討ケースを表-3に示す。Case1は、表-2に示す基本条件のパラメタを用いた場合の解析である。ただし、正規圧密粘土扱いとする。このときの収縮的ダイレイタンシー係数は、前述の仮定に基づいて設定されているため、どの程度実現象を再現できるかは不明である。そのため、Case1の解析によりどの程度要素挙動および圧密沈下挙動を再現するかを明らかできる。Case2は、DSTに合致する収縮的ダイレイタンシー係数を試行錯誤的に求め、そのときの圧密沈下挙動の再現性を確認するためのケースである。このときの粘性土各層のパラメタを表-4に示す。以上のケースでは、初期せん断弾性係数は過圧密時の体積弾性係数から求められており、せん断波速度では20m/s~40m/sと、正規圧密粘土の一般的なせん断波速度100m/s前後と比べると半分以下である。そのため、Case3では微小ひずみ時における初期せん断弾性係数を次のようにして推定し、この時の要素挙動および圧密沈下挙動を調べることにした。

まず、式(16)に示すように、正規圧密粘土を仮定して一軸圧縮強度を内部摩擦角と平均有効応力から推定し、次に、式(17)に示すように、初期せん断弾性係数と一軸圧縮強度の関係式⁹⁾を用いて初期せん断弾性係数を推定する。

$$q_u = 2p_a \sin \phi' \quad (16)$$

表-3 Cookieモデルパラメタの検討ケース

ケース	OCR	G_{ma}	$r_{\varepsilon d}^c$	q_2	q_4
Case1 (基本)	=1(正規圧密粘土)	関口・太田モデルパラメタより設定(基本条件)	計算式(関口・太田モデル相当)(基本条件)	0.01	0.001
Case2	=1(正規圧密粘土)	同上	一面せん断試験に整合するように調整	0.01	0.001
Case3	=1(正規圧密粘土)	微小ひずみ時の初期せん断弾性係数を設定	同上	0.01	0.001
Case3-1	=1(正規圧密粘土)	同上	同上	2.5	1.0
Case4	>1(過圧密粘土)	同上	同上	0.01	0.001
Case4-1	>1(過圧密粘土)	同上	同上	2.5	1.0

表-4 CookieモデルCase2のパラメタ

土層区分	G_{ma} (kPa)	V_s (m/s)	K_{La} (kPa)	r_K	$r_{\varepsilon d}^c$
UC-1	974	23	3725	0.215	0.145
UC-2	1145	26	4593	0.169	0.185
UC-3	1258	28	5290	0.129	0.246
UC-4	1675	33	7377	0.106	0.300
UC-5	1811	34	7612	0.117	0.279
LC-1	2627	40	11043	0.077	0.384
LC-2	2131	36	8956	0.093	0.313

表-5 CookieモデルCase3,4のパラメタ

土層区分	G_{ma} (kPa)	V_s (m/s)	K_{La} (kPa)	r_K	$r_{\varepsilon d}^c$
UC-1	12165	82	46535	0.0172	2.403
UC-2	13358	89	53571	0.0145	2.865
UC-3	14821	95	62299	0.0109	3.856
UC-4	16797	103	74000	0.0106	4.000
UC-5	18481	108	77685	0.0114	3.779
LC-1	21948	115	92258	0.0093	4.264
LC-2	23203	120	97532	0.0085	4.537

表-6 DACASRA (SOモデル, ECモデル) パラメタの検討ケース

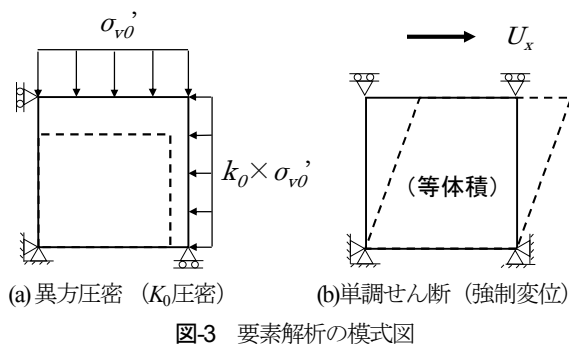
ケース	OCR	Model	n_E
Case1	=1 (正規圧密粘土)	SO model	-
Case2	>1 (過圧密粘土)	SO model	-
Case3	=1 (正規圧密粘土)	EC model	1.2
Case4	>1 (過圧密粘土)	EC model	1.2
Case5	=1 (正規圧密粘土)	EC model	1.5

$$G_{ma} = 170q_u \quad (17)$$

また、Case3では、このようにして求めた初期せん断弾性係数から式(8)等を用いて体積弾性係数等を求め、当該条件においてDSTと合致するように収縮のダイレイタンス係数を調節した。当該結果を表-5に示す。以上のケースでは、 q_2 および q_4 は標準的な値を用いているが、Case3-1では、Case3に対してDSTから得られたせん断応力～ひずみ関係に整合するように q_2 および q_4 を調節した。Case4およびCase4-1は、それぞれ正規圧密粘土扱いの

Case3およびCase3-1の条件を過圧密粘土扱いの条件に変更したケースである。

一方、DACASRAを用いた要素解析および圧密沈下解析の検討ケースを表-6に示す。Case1およびCase2は、関口・太田モデルを用いた場合で、それぞれ正規圧密粘土扱いとした場合と過圧密粘土扱いとした場合である。Case3およびCase4は、ECモデルを用いた場合で、それぞれ正規圧密粘土扱いの場合、および過圧密粘土扱いの場合である。このときの n_E 値(=1.2)は初期有効上載圧が大きい範囲($\sigma'_{vc}=571\sim 857\text{kPa}$)でDSTに整合するよう



に求めた値である。Case5は、正規圧密粘土扱いを前提として初期有効上載圧が盛土直下の粘土層内に生じる有効上載圧の範囲 ($\sigma'_{vc}=88\sim 278\text{kPa}$) に近い範囲 ($\sigma'_{vc}=143\sim 286\text{kPa}$) でDSTに整合するようにECモデルにおける n_E 値を設定した場合 ($n_E=1.5$) である。

(2) 一面せん断試験 (DST) との比較

a) 要素解析の方法

DSTでは、直径6cm、高さ2cmの供試体を収めた金属製のせん断箱が用いられ、異方圧密後に等体積下でせん断力を変位制御により载荷している。これを要素解析で模擬するため、図-3に示すように、1m四方の要素を用い、DSTと同様に異方圧密後に変位制御により等体積下のせん断力を载荷する。ただし、供試体高さがDSTでは2mであるのに対し要素高さが1mであるので、強制変位はDSTの50倍とした。

対象土層は、UC-4のみであるが、初期有効上載圧 σ'_{vc} は、143kPa、286kPa、571kPaおよび857kPaの4通りである。なお、UC-4層の初期有効上載圧は $\sigma'_v=119.5\text{kPa}$ であるから要素解析は正規圧密粘土を前提とした。

b) 要素解析の結果

図-4は、Cookieモデルの基本条件(Case1)と関口・太田モデル (以下、SOモデルという) (Case1)の要素解析結果をDSTと比較したものである。SOモデルでは $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係においてDSTと概ね整合するものの有効応力はやや減少しやすい傾向を示す。同一せん断応力に対して有効応力が減少しやすいということは、収縮的ダイレイタンスが発生しやすいことを意味する。Cookieモデルではこの傾向が顕著であることから収縮的ダイレイタンスはSOモデルよりもさらに過大評価であることがわかる。 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係においては、SOモデルでせん断剛性が過小評価で、Cookieモデルではそれよりもさらに過小評価であることがわかる。

図-5は、Cookieモデルの基本条件から収縮的ダイレイタンス係数をDSTの $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係に整合するように求めて変更したケース(Case2)について、DSTとSOモデル(Case1)に対して比較したものである。 $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係にお

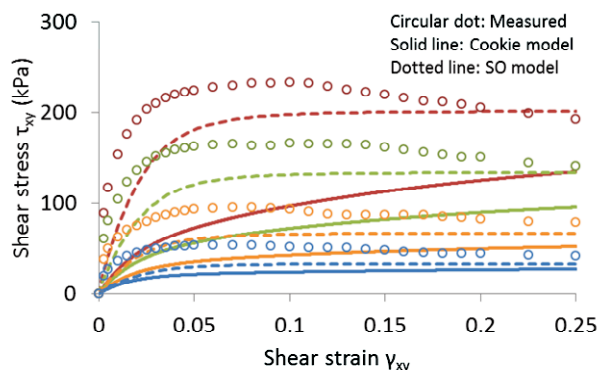
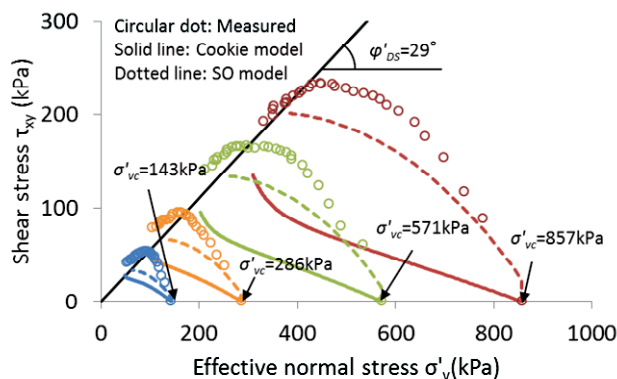


図-4 要素解析結果 (Cookie Case1とSO Case1)

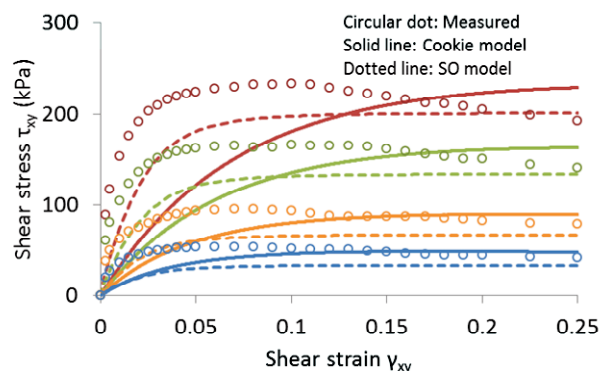
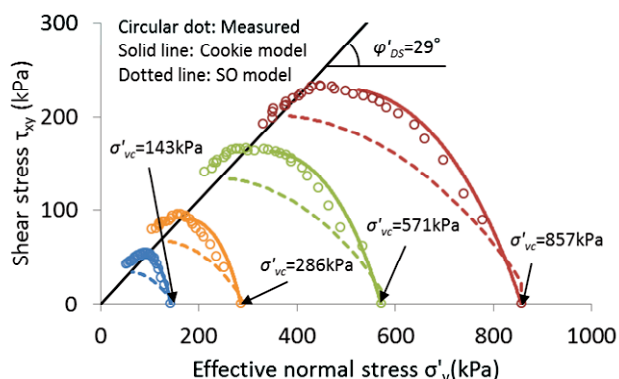


図-5 要素解析結果 (Cookie Case2とSO Case1)

いては、Cookieモデル(Case2)はどの初期有効上載圧のケースについてもDSTと比較的良好な整合性を示す。しかし、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係においては、依然としてDSTだけでなくSO

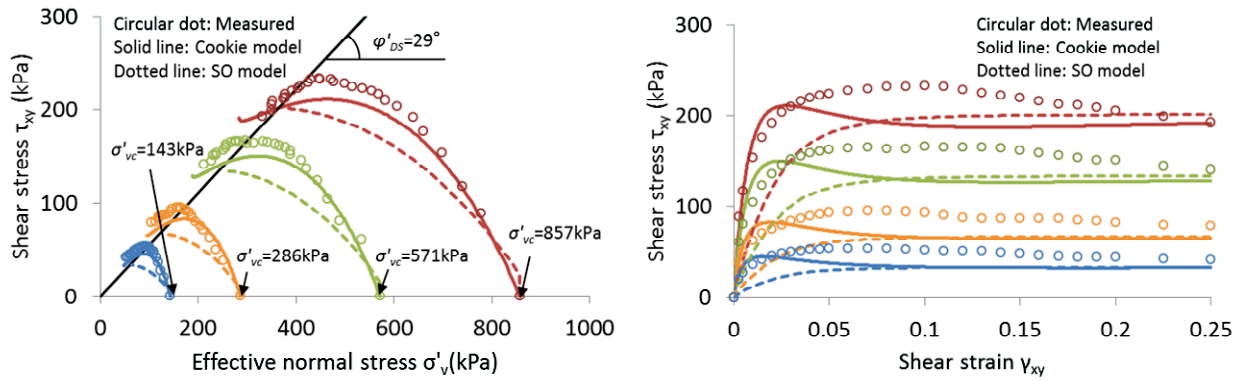


図-6 要素解析結果 (Cookie Case3とSO Case1)

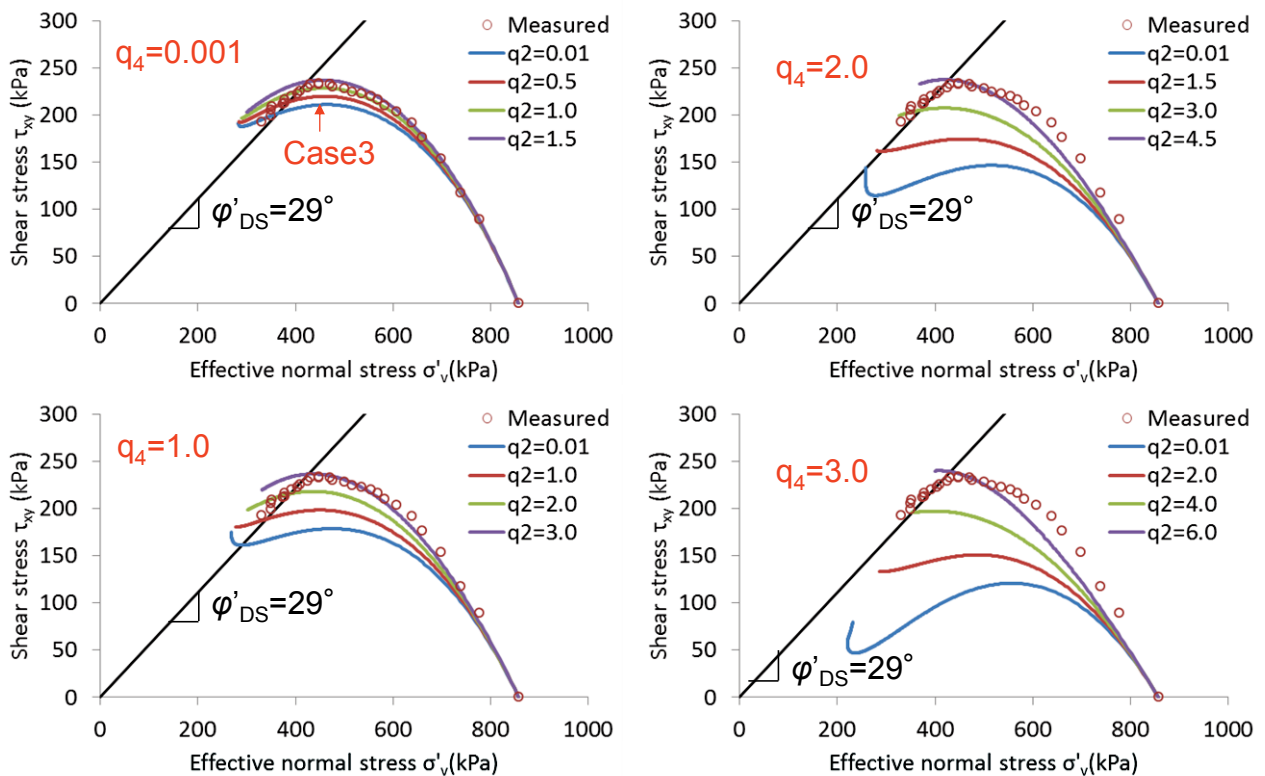


図-7 パラメタ q_2 と q_4 の感度分析結果 ($\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係)

モデルよりもせん断剛性が低い。

図-6は、Cookieモデルにおいて初期せん断弾性係数を微小ひずみ時の値に変更し、かつ、DSTに整合するように収縮的ダイレイタンス係数を求めたケース(Case3)について、DSTとSOモデル(Case1)に対して比較したものである。 $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係においてDSTと整合するのは勿論であるが、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係において最大せん断応力に達するまでのせん断剛性も比較的よく整合することが確認できる。これは、設定した初期せん断弾性係数が妥当であることを裏付けるものである。

ただし、この $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係をよりDSTと整合させるには q_2 および q_4 を調節する必要がある。図-7および図-8は、それぞれ $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係および $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係について q_2 、

q_4 のDSTに対する感度を調べたものである。これらの感度分析結果から、表-3に示す通り、 $q_2=2.5$ 、 $q_4=1.0$ の組み合わせがDSTを最も良く再現するケース(Case3-1)であるとした。当該ケースについて、DSTおよびSOモデル(Case1)と比較したのが図-9であるが、Case3に比べてDSTの再現性がより良好になっているのがわかる。

以上は、CookieモデルとSOモデルの要素解析の結果である。次に、ECモデルを使用するにあたって n_E のDSTに対する感度を調べる必要がある。図-10および図-11は、それぞれ $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係および $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係について初期有効上載圧毎に n_E の感度を調べたものである。これらの図からわかるように、同一 n_E 値ですべての初期有効上載圧についてDSTと整合させるのは困難である。したがっ

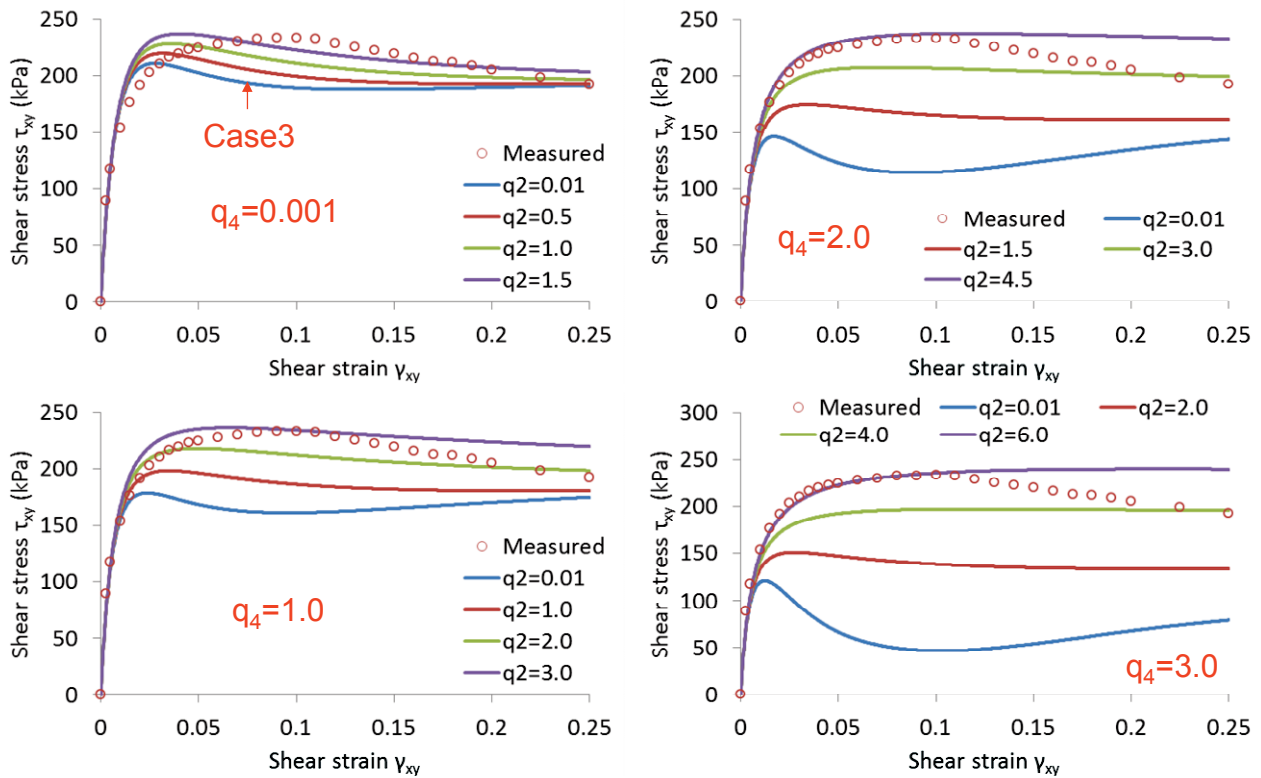


図-8 パラメタ q_2 と q_4 の感度分析結果 ($\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係)

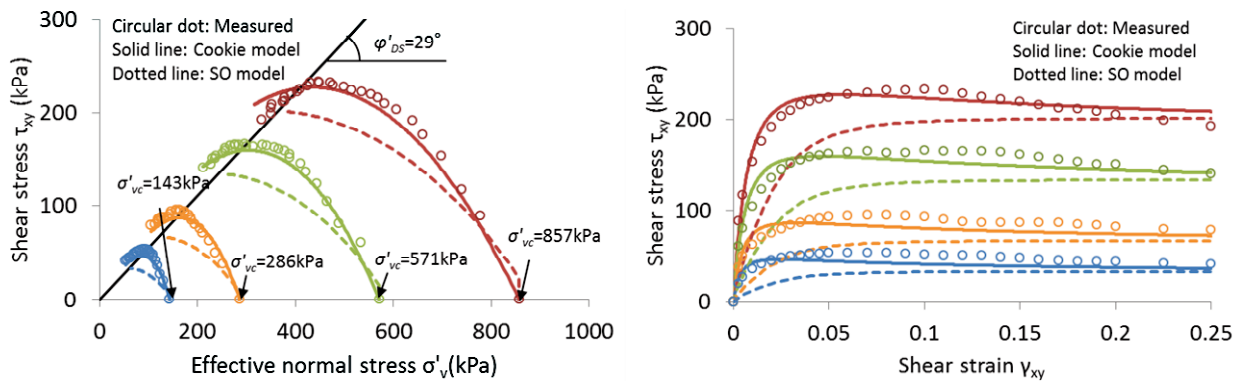


図-9 要素解析結果 (Cookie Case3-1とSO Case1)

て、ここでは、表-6に示す通り、初期有効上載圧の大きい範囲でDSTと整合するCase3で $n_E=1.2$ を、初期有効上載圧の小さい範囲でDSTと整合するCase5で $n_E=1.5$ をそれぞれ設定した。これらのCase3およびCase5における要素解析結果をそれぞれ、図-12および図-13に、DSTとCookieモデル(Case3-1)と比較して示す。これらの図から確認できるように、3者 (DST, ECモデル, Cookieモデル) は所定の初期有効上載圧の範囲内で比較的良好に整合する。

(3) 圧密沈下解析結果と計測値の比較

a) 沈下

FLIP (Cookieモデル) およびDACSAR (SOモデル, ECモデル) を用いた圧密沈下解析結果のうち地表面の沈下

経時変化およびUC-3,4層の層別沈下の経時変化について計測値と比較すると、図-14に示す通りである。地表面の測定値については、沈下板による計測値と層別沈下計の合計値の2種類あるが、後者が解析対象土層の沈下を表していることから解析結果の妥当性を検証する意味においては後者との比較が適当である。要素解析においてDSTとの整合性を確認できなかったCookieモデルCase1とSOモデルCase1においては、沈下量は過大評価となるが、その他のDST (特に $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係) とある程度整合するケースにおいては、沈下量は適切に評価されているといえる。なお、これらの沈下が適切に評価されるケースは、基本的に正規圧密粘土扱いか過圧密粘土扱いかに依らないが、正規圧密粘土扱いのSOモデルCase1を過圧密粘土

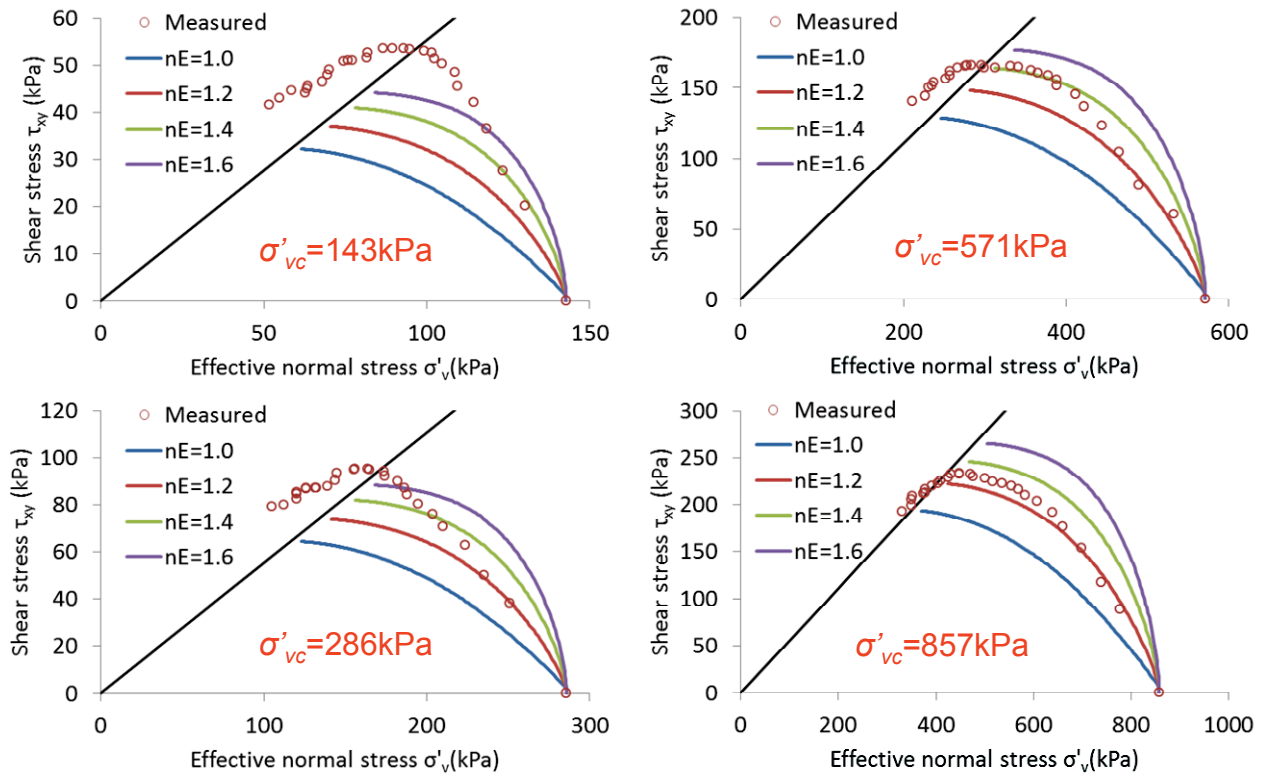


図-10 ECモデルにおける n_E の感度分析結果 ($\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係)

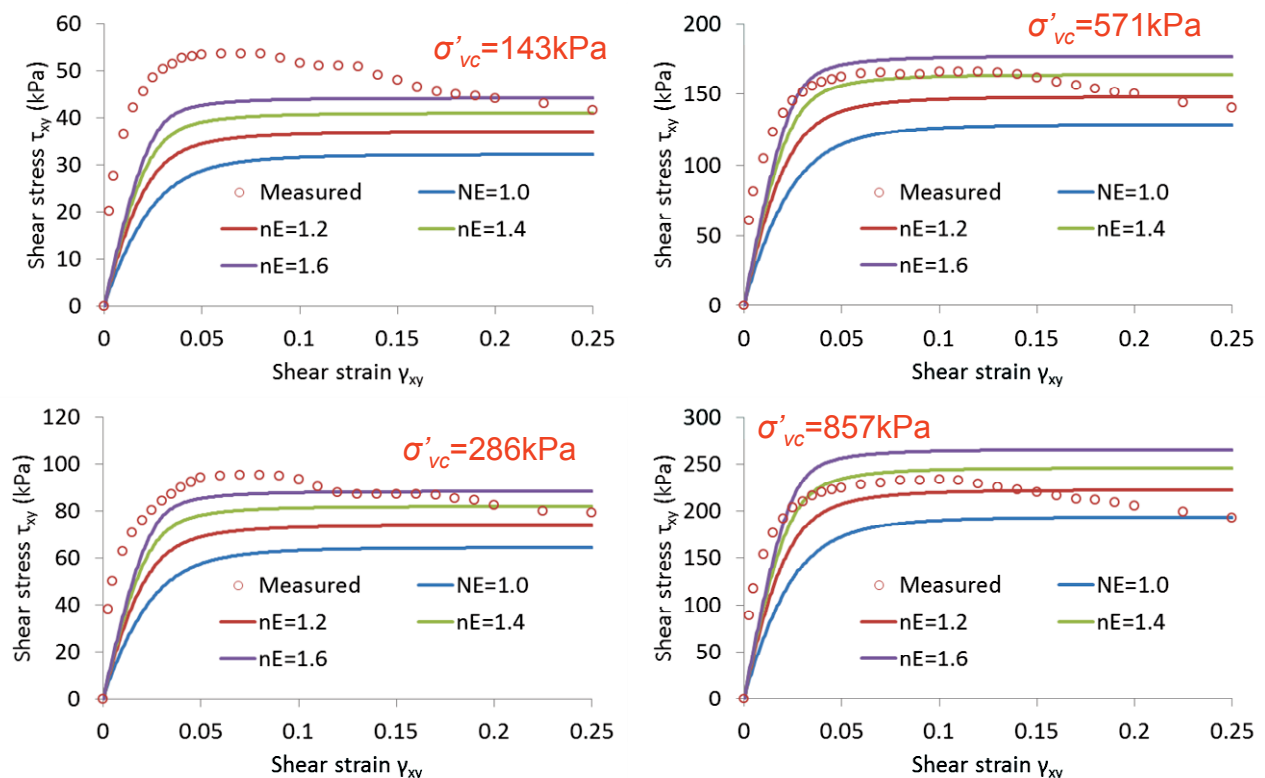


図-11 ECモデルにおける n_E の感度分析結果 ($\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係)

扱いにしたSOモデルCase2についてのみ、ここでは例外的である。

Cookieモデルにおけるパラメタ q_2 および q_4 は、要素解析においてはせん断ひずみが数パーセント以上発生する

場合にDSTとの整合性に影響するものの、圧密沈下解析においては、正規圧密粘土扱いおよび過圧密粘土扱いの両方において、沈下量についてはあまり影響していない。

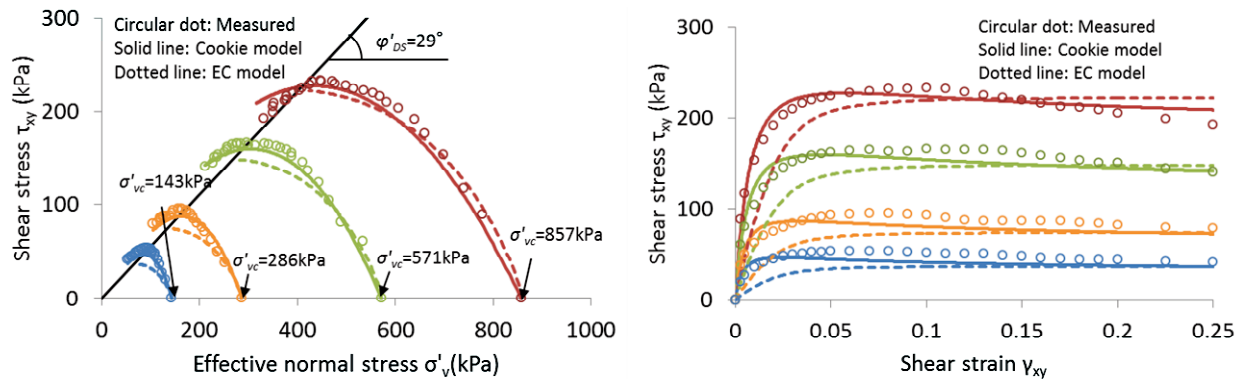


図-12 要素解析結果 (Cookie Case3-1とECモデル $n_E=1.2$)

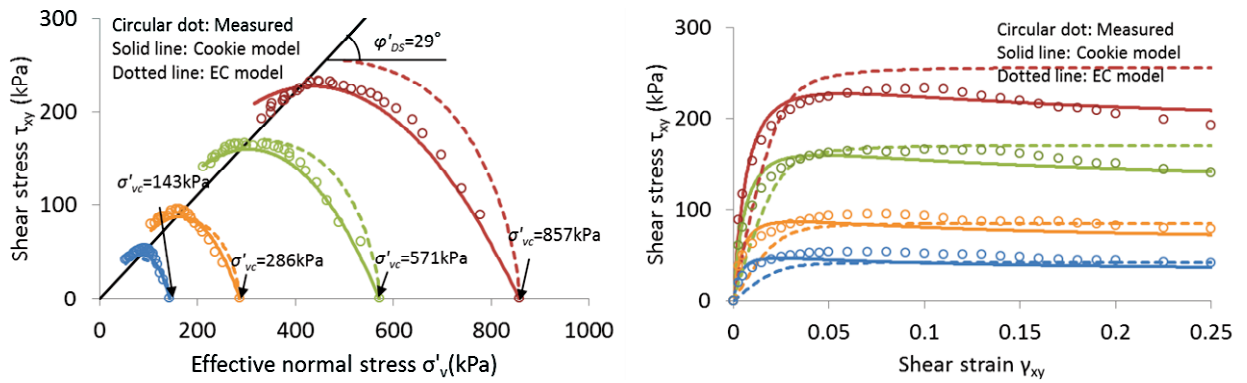


図-13 要素解析結果 (Cookie Case3-1とECモデル $n_E=1.5$)

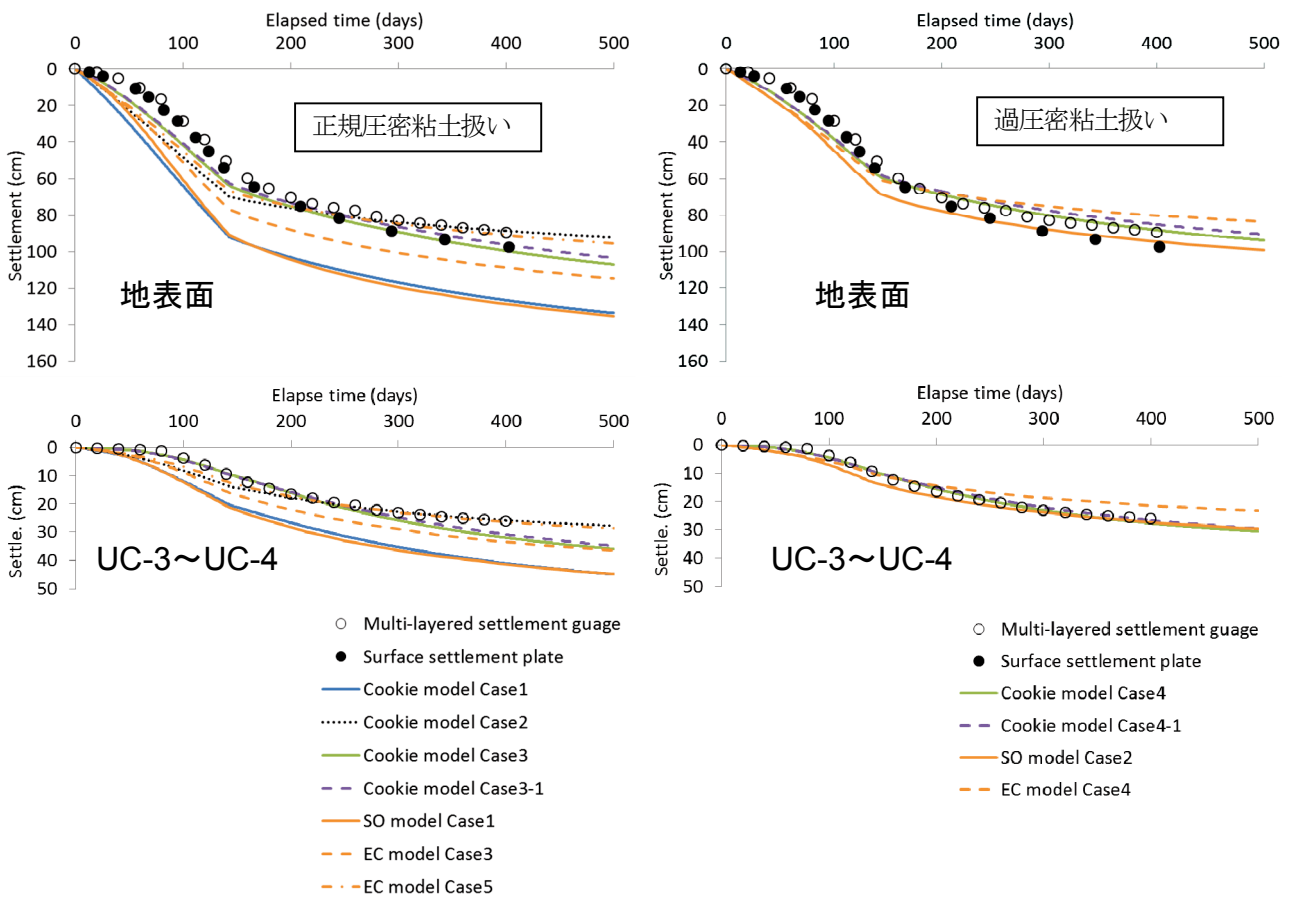


図-14 圧密沈下解析結果 (沈下の経時変化)

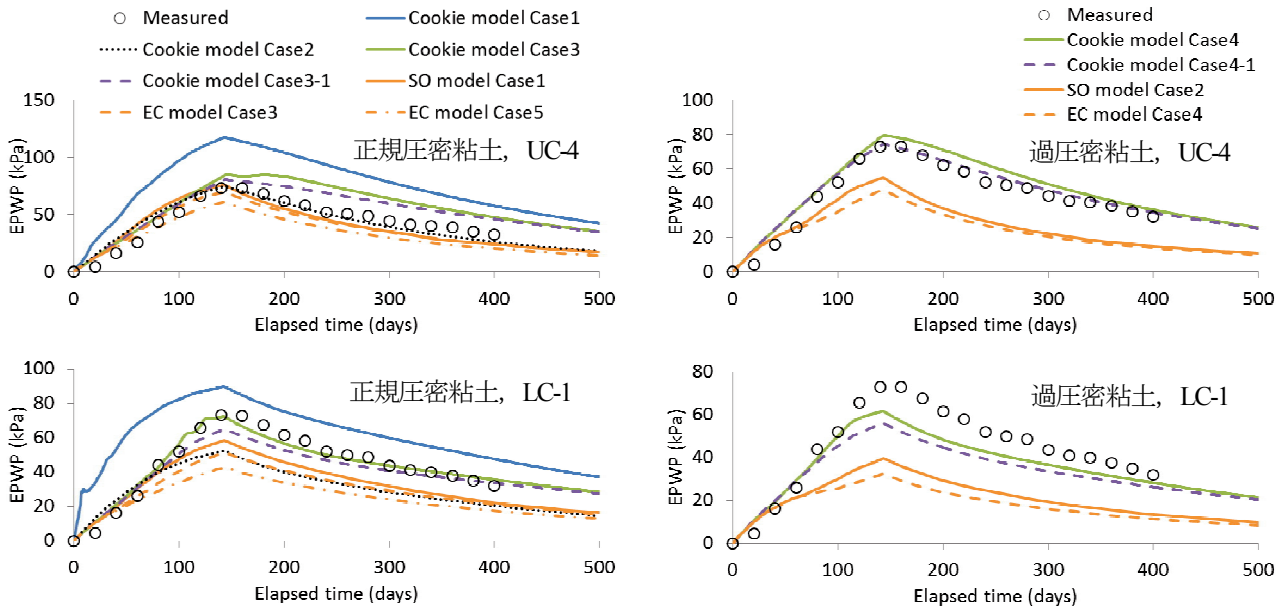


図-15 圧密沈下解析結果 (過剰間隙水圧の経時変化)

b) 過剰間隙水圧

圧密沈下解析結果のうちの過剰間隙水圧を計測値と比較すると、図-15に示す通り、要素解析においてDSTとの整合性がまっぴらなCookieモデルCase1を除いてある程度の整合性が見られる。特にUC-4層に着目すると、Cookieモデルでは正規圧密粘土扱いか過圧密粘土扱いかに依らずどのケースでもそこそこの整合性が見られるが、もう少し詳しく見ると、初期せん断弾性係数を過圧密時の圧密勾配から求めたCase2では正規圧密粘土扱いでも実測値をよく再現している一方、初期せん断弾性係数を微小ひずみ時のものに修正したケース (Case3,3-1,4,4-1) では正規圧密粘土扱いの場合 (Case3,3-1) よりも過圧密粘土扱いの場合 (Case4,4-1) の方がより計測値をよく再現している。ただし、初期せん断弾性係数の違いによる影響としては、両者の差が小さいことから過剰間隙水圧の評価においては影響はないといえる。また、パラメタ q_2 および q_4 の影響については、沈下の場合と同様、過剰間隙水圧の評価に与える影響は小さい。

なお、DACSAR (SOモデル, ECモデル) については、既往の研究³⁾と同様、正規圧密粘土扱いと過圧密粘土扱いを比べると正規圧密粘土扱いの方が実測値の再現性がよい。この傾向は、UC-4層に着目した場合にCookieモデルと一見異なるが、LC-1層に着目すれば、Cookieモデルにおいても正規圧密粘土扱いの方が実測値を再現する上で良好で、DACSARと同じ傾向を示す。

c) 法尻直下地盤の水平変位

法尻直下地盤の水平変位については、図-16に示す通り、初期せん断弾性係数を微小ひずみ時のものに修正 (Case3,3-1,4,4-1) しない限り、過大評価となる。ただ唯

一、施工開始から323日目においてCookieモデルCase2とECモデルCase5のみが実測値に近い結果を示す。

水平変位を再現するケース (Case3,3-1,4,4-1) についてみると、正規圧密粘土扱いか過圧密粘土扱いかの影響はなく、またパラメタ q_2 および q_4 の影響もみられない。

d) 計測値との誤差

以上の沈下、過剰間隙水圧および水平変位について、FLIP (Cookieモデル) およびDACSAR (SOモデル, ECモデル) の全ケースについて実測値との誤差をまとめたものを図-17に示す。ただし、沈下および過剰間隙水圧については、施工開始から100日, 200日, 300日および400日における誤差 (実測値に対する解析値の誤差) を単純平均して絶対値で表したものであり、水平変位についてはGL-5m, -10m, -15mの3深度における誤差の単純平均の絶対値表示である。

施工開始から82日目の水平変位を除けば、CookieモデルではCase1を除くダイレイタンスーに関するパラメタを調節したすべてのケース、DACSARでは $\tau_{xy} \sim \sigma'_y$ 関係において盛土直下の有効上載圧の範囲でDSTと整合させたECモデルCase5のケースが誤差50%以内に収まっている。地盤工学における一般的な解析精度が倍半分程度であることを考慮すれば、これらのケースが圧密沈下挙動を適切に評価できる条件であるといえる。

なお、施工開始から82日目の水平変位を評価の対象に入れば、前述の通り、微小ひずみ時の初期せん断弾性係数を用いたCookieモデルのケース (Case3~4) のみとなり、その誤差も25%程度以下に収まり、解析精度は高まる。

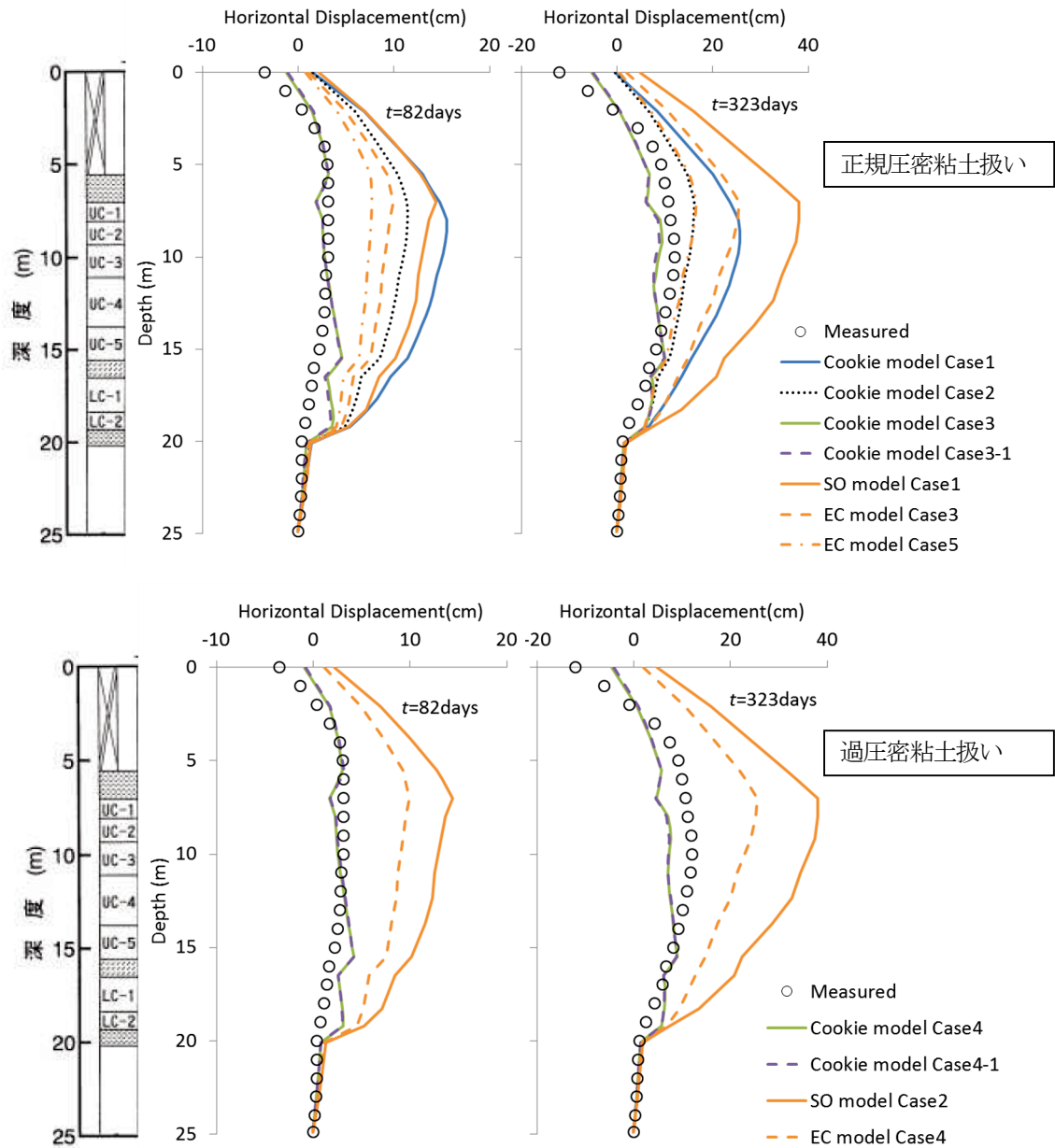


図-16 圧密沈下解析結果（法尻直下における水平変位；上段：正規圧密粘土，下段：過圧密粘土）

e) 要素挙動

図-18は、盛土直下および法尻下におけるUC4層内の代表要素の $\epsilon \sim p$ 曲線を示したものである。正規圧密粘土扱いの場合においては、同一有効拘束圧 p に対して正規圧密曲線からの体積ひずみ ϵ の増加分がダイレイタンスーに相当する。DACSAR（SOモデル，ECモデル）では盛土載荷時点で多少のダイレイタンスーは生じるものの概ね正規圧密曲線をたどって沈下する。一方，Cookieモデルにおいては、まずCase1については要素解析においてダイレイタンスーが過大評価されていたことから圧密沈下解析においても同様に過大評価になるのがわかる。次に初期せん断弾性係数についてはCase1と同じであるが、収縮的ダイレイタンスー係数をDSTに整合するよう

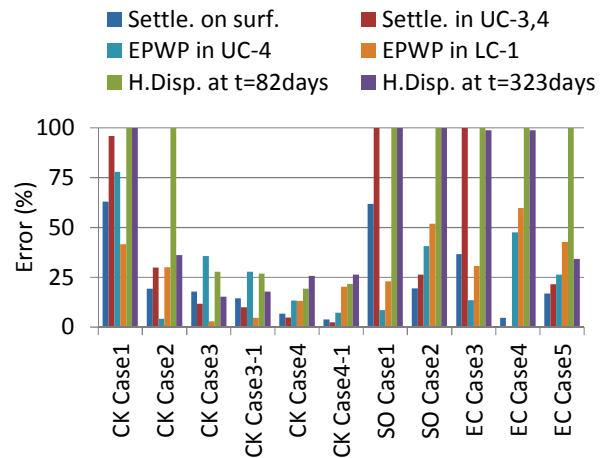


図-17 圧密沈下解析結果と計測値との誤差

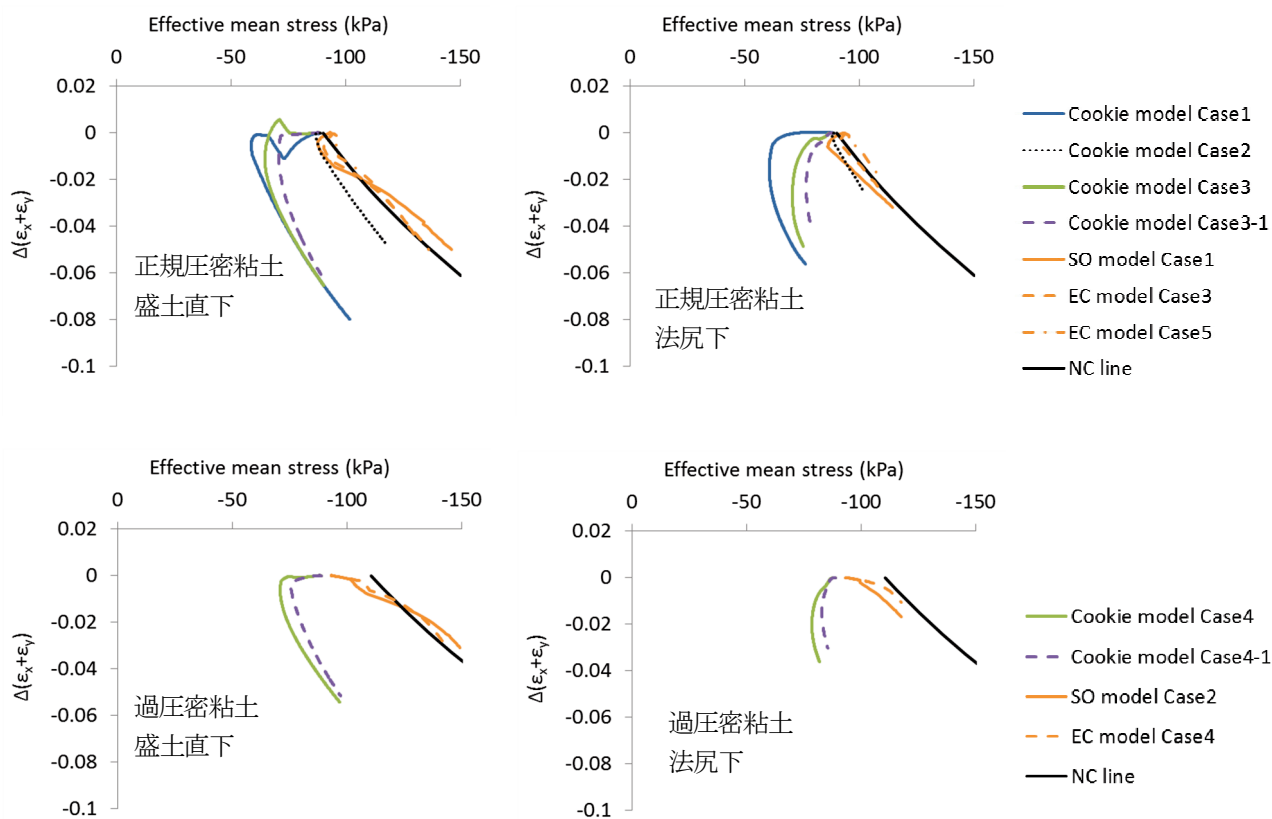


図-18 圧密沈下解析結果 (UC-4層内要素の $\epsilon \sim p$ 曲線)

に調節したケース (Case2) では、盛土載荷時点ではSOモデル、ECモデルの両モデルと同程度のダイレイタンスが生じるものの圧密に伴ってダイレイタンスは増加し続け、DACSARとは異なる傾向を示す。初期せん断弾性係数を微小ひずみ時の一般的な値に修正したケース (Case3,3-1) については、後述の有効応力経路でもわかるように盛土載荷時点で限界状態線近くまでせん断が生じ、これに伴い大幅なダイレイタンスが生じる。また圧密時には限界状態線付近に沿った状態で沈下する。なお、パラメタ q_2 および q_4 の影響については、標準値 (Case3) と調整値 (Case3-1) で傾向はほぼ同様であるものの調整した方が自然な挙動を示す。

過圧密粘土扱いにした場合については、収縮的ダイレイタンスに加え膨張的ダイレイタンスも加わるが、上記の正規圧密粘土扱いの場合の傾向と同様で、DACSARではほぼ正規圧密曲線に沿って沈下するのに対し、Cookieモデルでは、ここでは微小ひずみ時の初期せん断弾性係数を用いたケースのみであるが、盛土載荷時に大幅なダイレイタンスが生じ、限界状態線付近に沿って沈下する。

図-19は、上記の $\epsilon \sim p$ 曲線と同様、代表要素の有効応力経路を示したものである。CookieモデルのCase1では、ダイレイタンスが過大評価されているのがここにも

確認できる。初期せん断弾性係数がDACSARと同程度であるCookieモデルのCase2では、DACSARにおいては圧密沈下に伴って K_0 が初期の K_0 値に戻る傾向を示すものの、平均的な K_0 勾配は概ねDACSARに整合しているように見える。一方、微小ひずみ時の初期せん断弾性係数を用いたケース (Case3~4) では、限界状態線に到達はしないまでもこの付近に沿った状態で K_0 値は減少し、この点がDACSARと大きく異なる。ただし、当該ケースが法尻下で計測された水平変位を比較的良好に再現していることから、実際にこのような応力状態にある可能性も否定できない。

4. 関口・太田モデル系とCookieモデルの整合性

前章において、水平変位の挙動を除けば、関口・太田モデル系とCookieモデルのダイレイタンス特性が要素レベルで整合すれば、圧密沈下解析において沈下および過剰間隙水圧は両モデルで整合的であることが明らかになった。本章では、他の事例でも同様に両者が整合的であるかを確認するため、地盤工学会の一斉解析(2005)⁷⁾の例題を対象として、一面せん断試験 (DST) を模擬した要素解析、および圧密沈下解析を実施した。

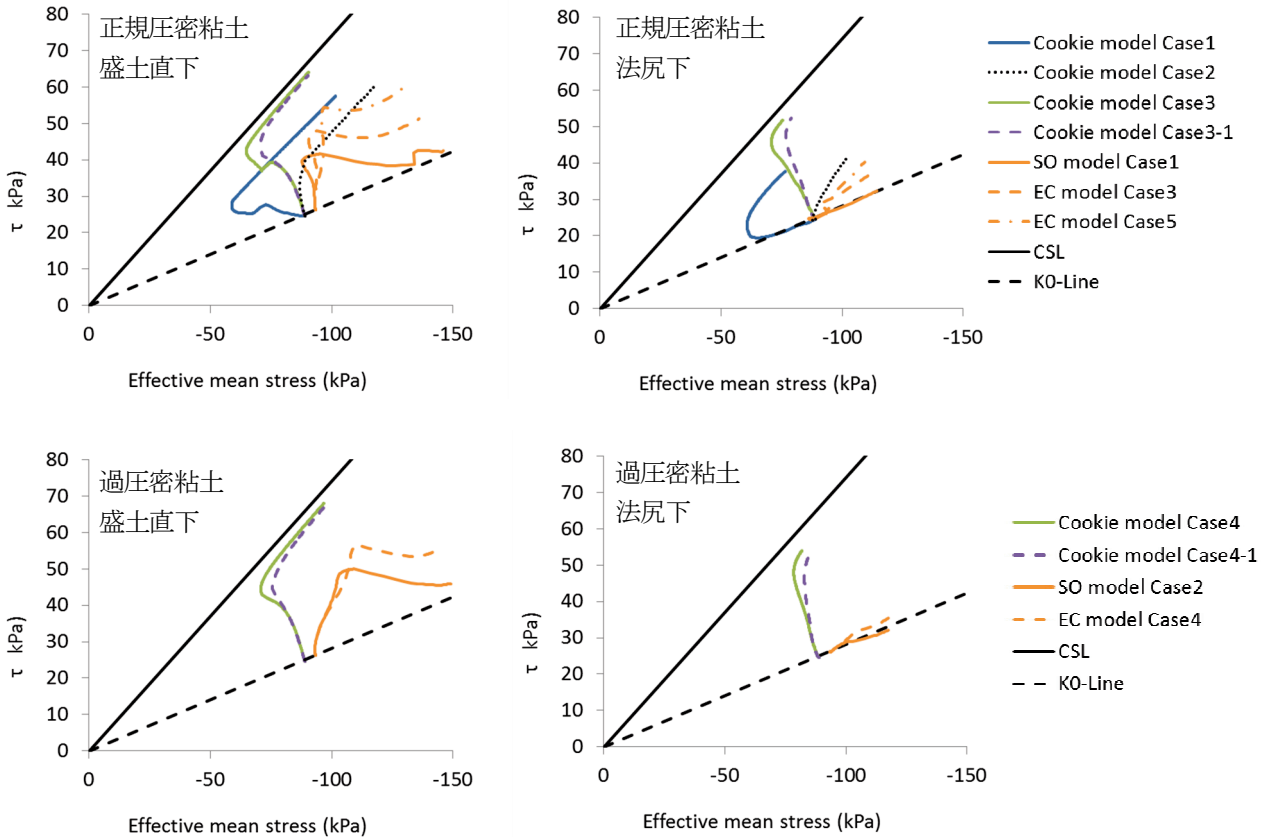


図-19 圧密沈下解析結果 (UC-4層内要素の有効応力経路)

(1) 検討条件

地盤工学会の一斉解析の例題に用いられたモデル断面を図-20に示す。ここで、粘性土は上部粘土層のAc1層と下部粘土層のAc2層の2層であり、上層が過圧密粘土、下層が正規圧密粘土である。ここでは、問題を単純化するため焦点を正規圧密粘土層 (Ac2) のみに絞り、過圧密粘土のAc1層については、透水係数および変形特性はAs1層と同じあるとし、密度のみもとの値を用いた。表-7にここで使用する地盤パラメタを示す。また、Ac2層の地盤パラメタに関して、Cookieモデル用パラメタは、表-8に示す通りである。載荷履歴については、図-21に示す通り、地盤工学会の一斉解析に使用されたものをそのまま用いた。

一斉解析においてメッシュ分割サイズが統一されているが、FLIPでは過剰間隙水圧を節点で評価するのに対し、DACSARでは要素中心で評価するという違いがあるため、同じメッシュ分割サイズでは過剰間隙水圧の評価が異なる。そのため、ここでは、両プログラムで過剰間隙水圧の評価が同じになるように、図-22に示す通り、FLIPではAc2層のもとのメッシュ分割を半分に分し、DACSARではAc2層の上下端付近のメッシュ分割を10分の1に調節した。

また、圧密沈下解析前の初期応力に関して、FLIPでは

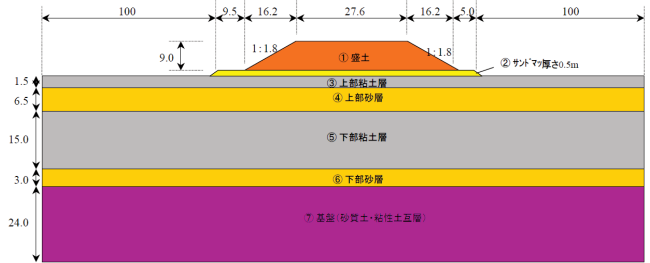


図-20 一斉解析対象断面モデル

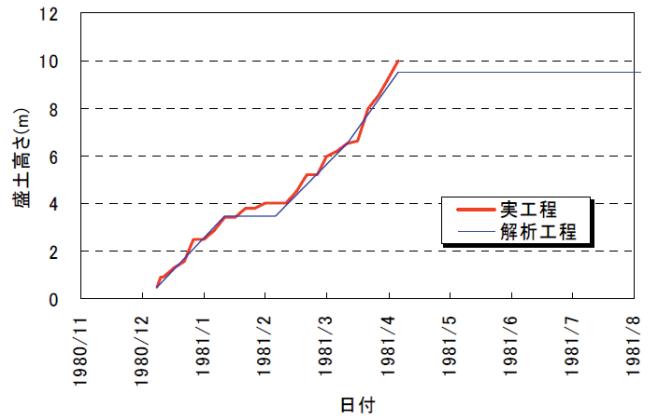


図-21 一斉解析に用いられた載荷履歴

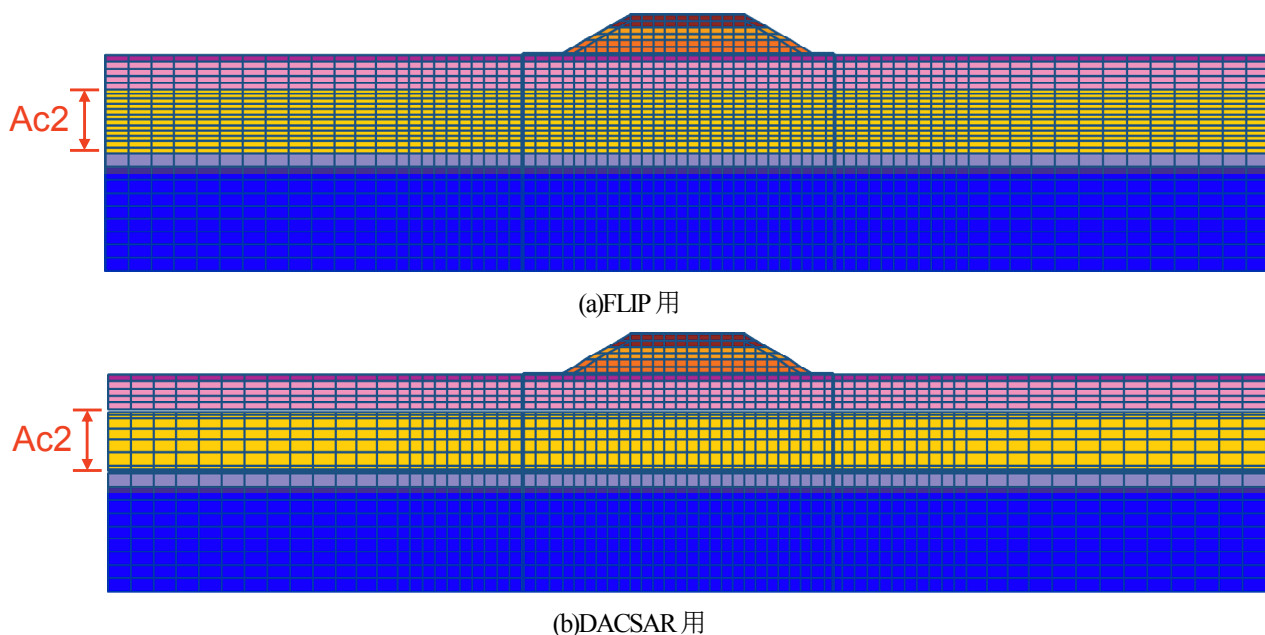


図-22 一斉解析の例題に用いるメッシュ分割図

表-7 一斉解析における地盤パラメータ

土層名	質量密度 ρ (t/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	透水係数 k (cm/s)
Ac1	1.720	3881	0.4	5.1×10^{-3}
As1	1.900	3881	0.4	5.1×10^{-3}
As2	1.545	30811	0.35	5.4×10^{-4}
Dal	1.766	68972	0.35	6.58×10^{-8}

表-8 Ac2層のCookieモデル用パラメータ (基本条件)

P_a (kPa)	135.5	$\phi_f' = \phi_p' (^{\circ})$	33.3	q_1	1.0
G_{ms} (kPa)	352.0	$r_{\varepsilon d}$	1.0	q_2	0.01
$m = m_G = n_K$	0.5	$r_{\varepsilon dc}$	0.85	q_4	0.001
$K_{La} = K_{Lb}$ (kPa)	2155.0	l_k	1.0	q_5	0.0
n	0.697	r_k	0.348	$s1$	0.005
$Hmax$	0.24	r_{kus}	0.456	$c1$	0.0

Ac2の弾塑性パラメータ		設定値
質量密度	ρ (t/m ³)	1.478
先行時間隙比	e_0	2.299
圧縮指数	λ	0.596
膨張指数	κ	0.272
圧密降伏応力	σ_{v0}' (kN/m ²)	135.5
初期鉛直有効応力	σ_{v1}' (kN/m ²)	135.5
先行時静止土圧係数	K_0	0.66
原位置静止土圧係数	K_i	0.66
有効ポアソン比	ν'	0.4
内部摩擦角	$\phi' (^{\circ})$	24.2
透水係数	k (cm/s)	7.33×10^{-8}

表-9 一斉解析検討ケース (二次圧密無視)

ケース	DACSAR	FLIP			
		Gma (kPa)	K_{La}, K_{Lb} (kPa)	r_k	$r_{\varepsilon d}$
Case1	SO model	352	2155	0.348	0.4
Case2	EC model ($n_E=1.5$)	352	2155	0.348	0.1
Case3	-	14780	90480	0.00829	4.0

自重解析により初期応力を求めるとAc2層内の有効上載圧が深さに応じて分布するのに対し、DACSARではAc2層内で一定値を与える。この初期応力の違いも沈下量や過剰間隙水圧に影響することから、両者で条件を統一する目的で、FLIP側の初期応力をDACSAR側の初期応力に合わせて設定した。

要素解析および圧密沈下解析の検討ケースとしては、表-9に示す通りである。ただし、Case1では収縮的ダイレイタンス係数をSOモデルの $\tau_y \sim \sigma'$ 関係に一致するように求め、Case2およびCase3ではECモデル($n_E=1.5$)の $\tau_y \sim \sigma'$ 関係に一致するように求めた。また、Case3ではCookieモデルのみを対象とするが、初期せ

ん断弾性係数を一般的な粘性土のせん断波速度 $V_s=100$ m/sより設定した。

なお、表-9に示す検討は要素解析において二次圧密を考慮しないため、圧密沈下解析においても二次圧密を無視している。二次圧密の影響については、二次圧密を無視したケースのうち圧密沈下挙動が両プログラムで比較的良好であったCase2を対象として検討した。このときに用いた二次圧密に関するパラメータとしては、二次圧密係数 $\alpha=9.03 \times 10^3$ 、初期速度ひずみ比 $\dot{\nu}_0=6.97 \times 10^{-10}$ (m/s)を用いた。

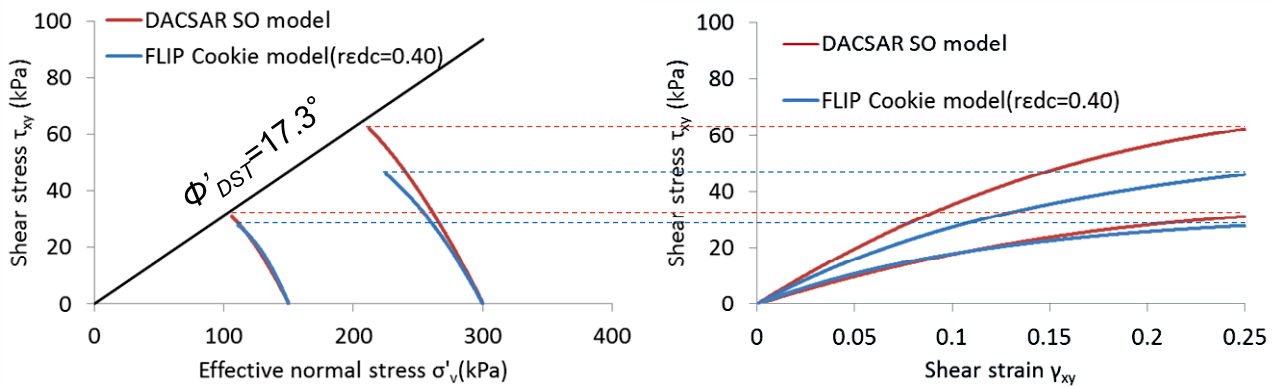


図-23 一斉解析例題の要素解析結果 (Case1)

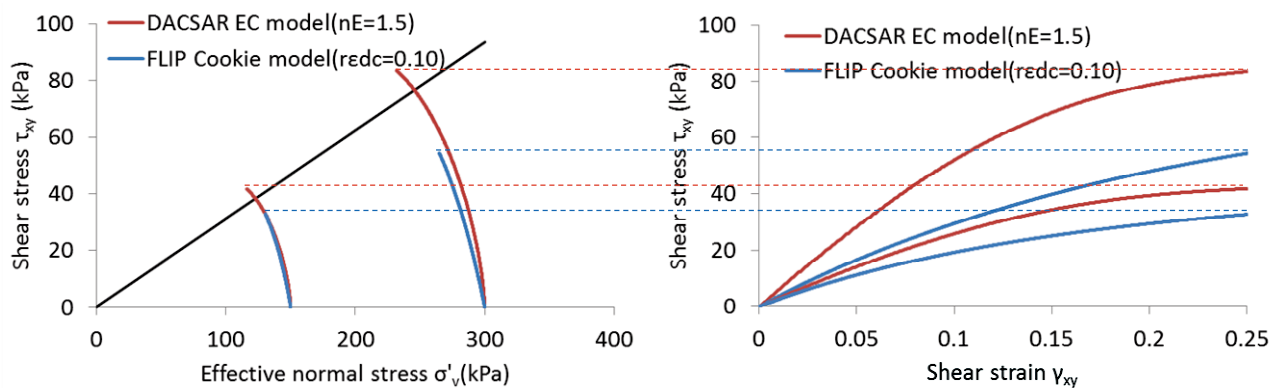


図-24 一斉解析例題の要素解析結果 (Case2)

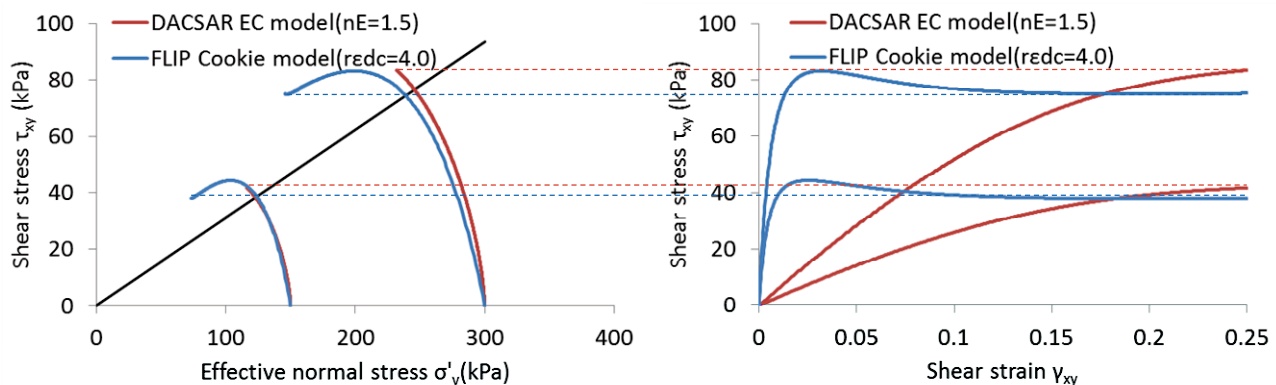


図-25 一斉解析例題の要素解析結果 (Case3)

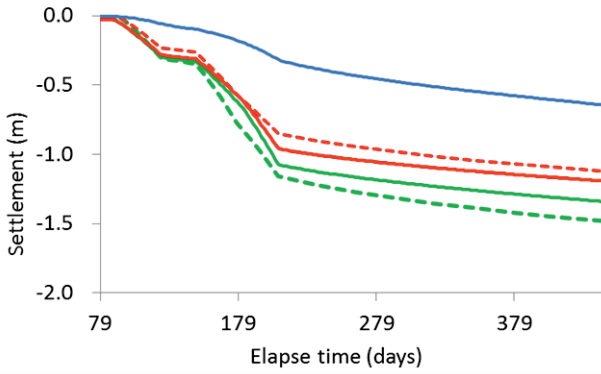
(2) 要素解析 (一面せん断試験型)

図-23～図-25に一面せん断試験を模擬した要素解析結果を、FLIPとDACSARを比較して示す。なお、初期有効上載圧 σ'_{ve} は150kPaと300kPaの2通りであるが、Cookieモデルの収縮的ダイレイタンス係数は $\sigma'_{ve}=150\text{kPa}$ 時のSOモデルまたはECモデルの $\tau_{xy} \sim \sigma'_v$ 関係に一致するように求めている。せん断応力～ひずみ関係までほぼ一致するケースは、Case1の $\sigma'_{ve}=150\text{kPa}$ 時のみであり、その他のケースでは乖離が見られる。特にCase3ではCookieモデル側の初期せん断弾性係数を大きくしている分、乖離の程度は顕著である。

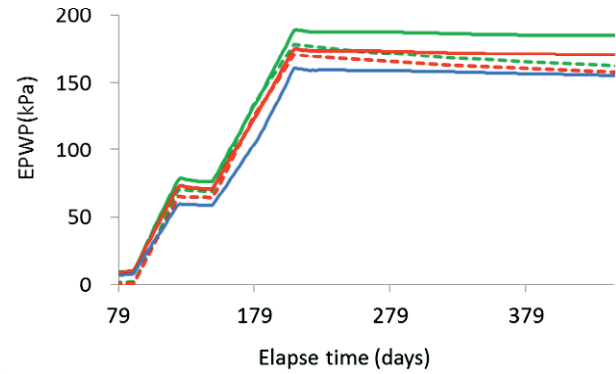
(3) 圧密沈下解析におけるDACSARとの整合性

図-26は、表-9に示すケースに対する圧密沈下解析結果のうちAc2層の沈下経時変化、および盛土直下におけるAc2層中央深度の過剰間隙水圧経時変化である。Case1およびCase2については、要素解析においてダイレイタンス特性では150kPa程度の有効上載圧において一致している一方で、せん断応力～せん断ひずみ関係では乖離するケースがあったにもかかわらず、沈下および過剰間隙水圧は短期および長期ともに両プログラムで整合的であることが確認できる。特にECモデルを用いたCase2ではそれらの一致度が良好である。FLIPのCase3については、対応するDACSARのケースはECモデルのCase2であるが、

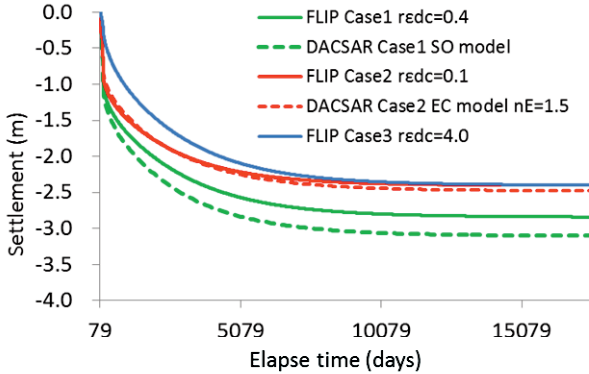
Short term consolidation in Ac2



Short term consolidation in Ac2



Long term consolidation in Ac2



Long term consolidation in Ac2

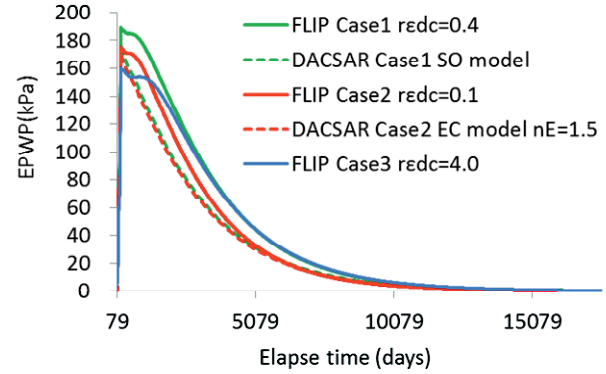


図-26 一斉解析例題の二次圧密無視時の圧密沈下解析結果 (Ac2層の沈下と過剰間隙水圧；上段：短期，下段：長期)

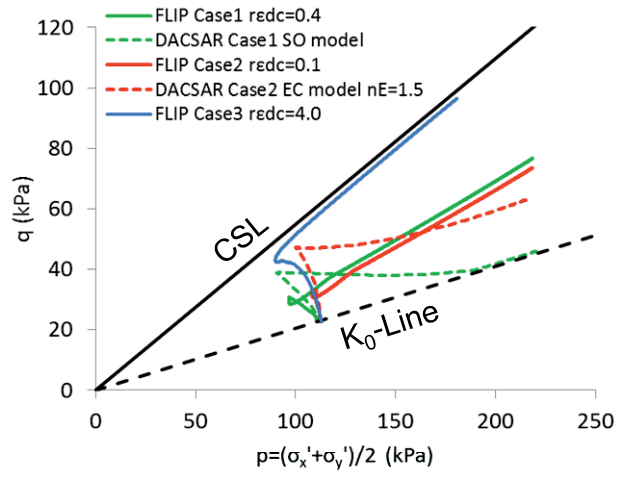
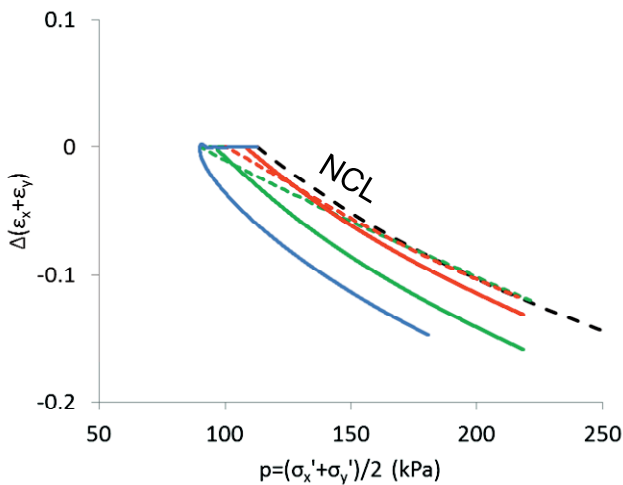


図-27 一斉解析例題の二次圧密無視時の圧密沈下解析結果 (左： $\epsilon \sim p$ 曲線，右：有効応力経路)

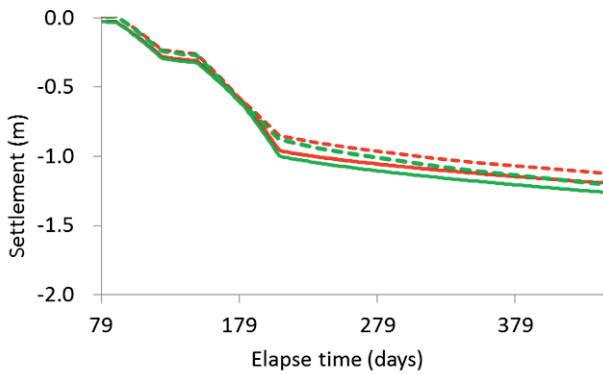
短期における沈下量がECモデルに比べ半分程度になるものの最終沈下量としてはECモデルに整合する。また、過剰間隙水圧については、短期および長期ともに概ね整合する。

図-27は、これらのケースについて $\epsilon \sim p$ 曲線および有効応力経路を、FLIPとDACSARで比較して示したものである。本事例の場合、盛土載荷時におけるダイレイタンスの発生度および限界状態線への接近度をみると、Cookieモデルの初期せん断弾性係数を大きくしたCase3が、DACSARのCase1 (SOモデル) とCase2 (ECモデル) の両

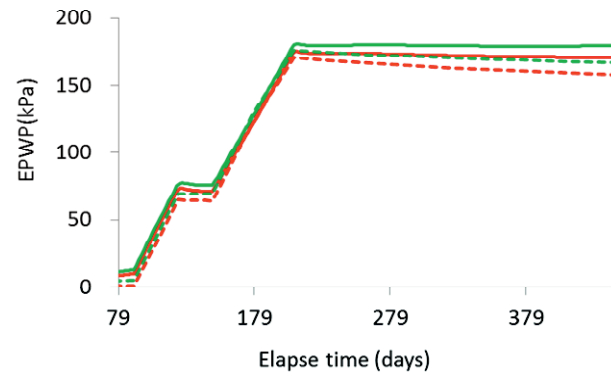
ケースと同程度である。ただし、圧密沈下時には、DACSAR側では正規圧密曲線に沿って沈下するのに対し、Cookieモデルではダイレイタンスをほぼ維持したまま沈下する。また、有効応力経路においても、DACSAR側では元の K_0 線に戻ろうとする傾向があるのに対し、Cookieモデル側では維持する傾向を示す。

図-28および図-29は、二次圧密を考慮しないケースにおいてFLIPとDACSARで最も整合的であったCase2を対象として、二次圧密を考慮した場合の両プログラムを比較したものである。沈下および過剰間隙水圧は、二次圧

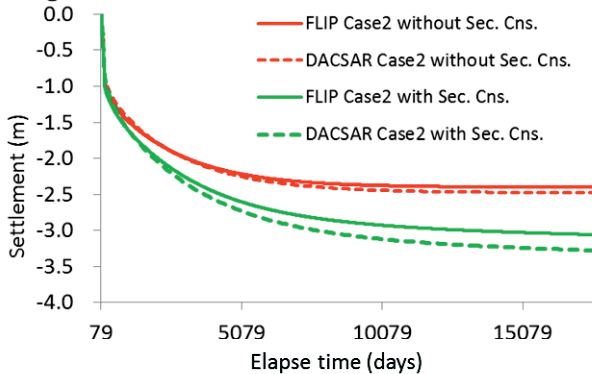
Short term consolidation in Ac2



Short term consolidation in Ac2



Long term consolidation in Ac2



Long term consolidation in Ac2

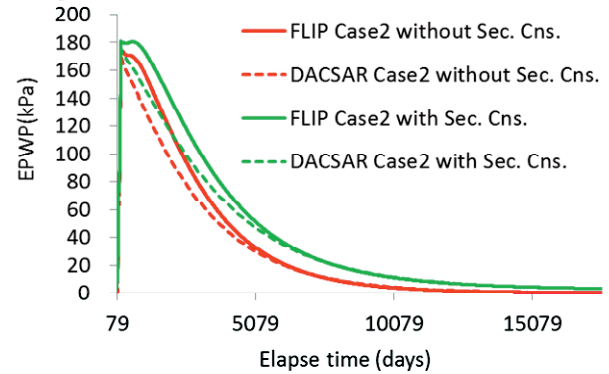


図-28 一斉解析例題の二次圧密考慮時の圧密沈下解析結果 (Ac2層の沈下と過剰間隙水圧；上段：短期，下段：長期)

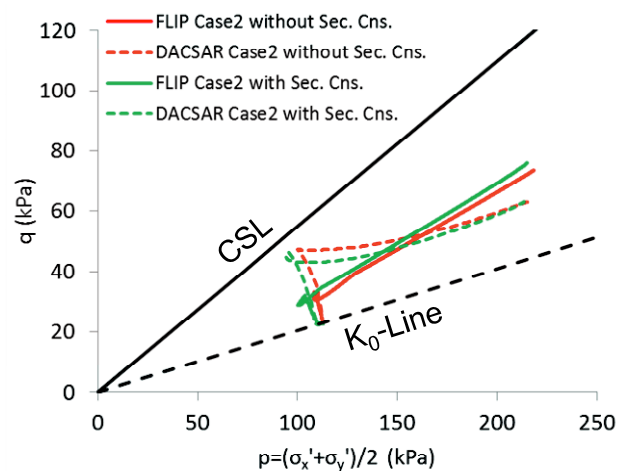
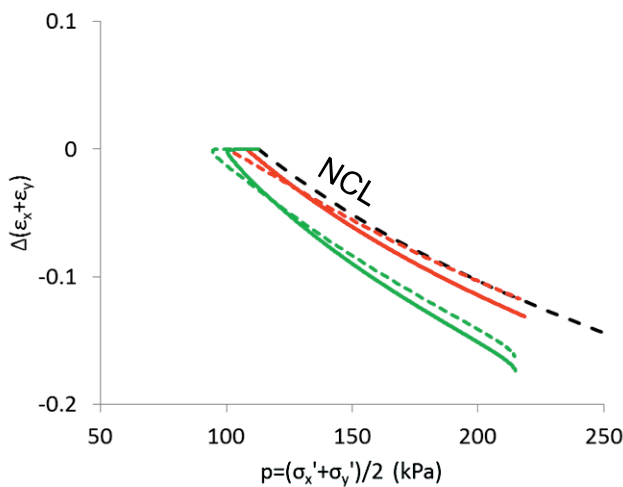


図-29 一斉解析例題の二次圧密考慮時の圧密沈下解析結果 (左： $\epsilon \sim p$ 曲線，右：有効応力経路)

密を考慮しても短期および長期ともに両プログラムで整合的であることが確認できる。 $\epsilon \sim p$ 曲線においては、二次圧密を無視した場合は両プログラムで傾向が異なるように見えたが、二次圧密を考慮した場合には両プログラムで整合的である。ただし、有効応力経路においては、二次圧密による影響は両プログラムともほとんど見られないものの、圧密沈下時の K_0 値の変化については二次圧密を無視した状態と同様、両プログラムで傾向が異なる。

5. まとめ

本報告では、Cookieモデルの圧密沈下解析への適用性を検討する目的で柳井試験盛土を対象として再現解析を行った。また、従来の圧密沈下解析に広く用いられているDACSARとの整合性を確認することを目的として、柳井試験盛土事例および地盤工学会の一斉解析に用いられた事例を対象として、FLIPとDACSARの要素挙動および圧密沈下挙動を比較検討した。以下に、これらの検討結果をまとめる。

(1) Cookieモデルの圧密沈下解析への適用性

- ・ 関口・太田モデルパラメタ（圧密特性およびせん断特性）をもとに基本条件として設定したCookie modelパラメタでは、ダイレイタンスの発生量が過大なため過剰間隙水圧が過大に評価され、また、初期せん断弾性係数が小さいため法尻下における地盤内水平変位が過大に評価される。
- ・ Cookie modelによる圧密解析において水平変位およびダイレイタンスを適切に評価するには、初期せん断弾性係数を適正值に設定した上で、収縮的ダイレイタンスの係数を適正值に設定する必要がある。
- ・ 柳井試験盛土を対象とした事例解析では、収縮的ダイレイタンスを一面せん断試験結果に整合するように設定した。このときの試験盛土の再現解析においては、層別沈下、法尻下における地盤内水平変位、および過剰間隙水圧が観測値と比較的よく一致することが確認できた。
- ・ ダイレイタンスを適切に評価するには収縮的ダイレイタンス係数を適切に設定することが重要であることから、せん断試験等の室内試験がなされていない場合においても、標準的な粘土のせん断応力～ひずみ曲線に照らし合わせるなど、要素解析が欠かせない。
- ・ q_2 および q_4 の値のとり方によって沈下、水平変位および過剰間隙水圧にはあまり影響しないが、応力～ひずみ関係および有効応力経路においては傾向が異なる。

(2) FLIPとDACSARの比較

- ・ FLIPおよびDACSARとも室内試験に整合する適切なパラメタを設定すれば、盛土載荷に伴う沈下、水平変位および過剰間隙水圧を適切に評価できることを確認できた。
- ・ ただし、一面せん断試験を再現する要素解析において、FLIPでは広い範囲の初期有効上載圧に対して一組のパラメタで試験結果を再現できるのに対し、DACSARでは初期有効上載圧の大きさに応じてパラメタ（ここでは n_e 値）を変更する必要がある。
- ・ 両プログラムのダイレイタンスの発生の仕方は、初期せん断弾性係数が両者で整合的であれ

ば盛土載荷時では整合的であるものの、圧密沈下時にはDACSARでは正規圧密曲線に沿って沈下するのに対し、FLIPでは盛土載荷時に発生したダイレイタンスを維持した状態で沈下するという異なる傾向を示す。実際問題としてどの程度のダイレイタンスが発生するのかについては今後の課題であるものの、実務レベルにおいては両プログラムとも十分な適用性があるといえる。

- ・ 有効応力経路についても両プログラムで特に圧密沈下時の K_0 状態が異なるが、実務レベルにおける適用性については上記と同様である。

謝辞：本検討は一般社団法人FLIPコンソーシアムWGの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392.
- 2) 井合進, 上田恭平：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所, 2016.
- 3) H.Miki, H.Kohashi, H.Asada, K.Tsuji: Deformation-pore pressure behaviours measured and analyzed for a trial embankment, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura(eds)©1994 Balkema, Rotterdam, pp.547-552.
- 4) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987): A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87.
- 5) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.229-239.
- 6) Ohta H., Iizuka A. and Ohno S.(2011): Constitutive Modelling for Soft Cohesive Soils, Geotechnics and Earthquake Geotechnics towards Global Sustainability, Springer Dordrecht Heidelberg London New York.
- 7) 藤山哲雄, 杉江茂彦 (2005) :複数のFEMプログラムによる解析結果の比較と考察—軟弱地盤上における盛り土の圧密解析の場合—, 土と基礎, Vol.53, No.8, pp.13-15.
- 8) 善功企, 山崎浩之, 梅原靖文：地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vo..26, No.1, pp.41-113, 1987.

ANALYSIS OF CLAYEY CONSOLIDATION SETTLEMENT

Soichi TASHIRO and Susumu IAI

The strain space multiple mechanism model of Cocktail Glass type that can be used for effective stress analysis of various liquefaction problems has been enhanced for clayey consolidation settlement analysis and subsequent earthquake response analysis by Iai and Ueda(2016). This model is called Cookie model. In this study, in order to verify the applicability of this model to clayey consolidation settlement analysis, the analysis of reproducing consolidation settlement behavior of Yanai test embankment before which the soil test such as a box shear test has been conducted in the same site is examined by using this model.

Based on the results in this study, it is verified that the Cookie model is applicable for appropriately evaluating the deformation of the embankment constructed on the soft clayey ground base, if the results of the element simulation adapting the appropriate dilatancy parameters would be coincident with those of the shear test such as a box shear test.

5-6 圧密沈下・地震応答解析の複合的解析

小堤 治¹・井合 進²・中原知洋³

¹正会員 (株)明窓社

²特別顧問 京都大学防災研究所

³正会員 五洋建設(株)

複合原因に起因する被害予測手法確立のため、粒状体のひずみ空間多重せん断モデルに基づく粘土の構成則(クッキーモデル)が、井合らにより新たに提案された。このモデルは、有限要素法に基づく2次元動的有効応力解析プログラムFLIPに組み込まれた。そこで、同プログラムを用いて、高速道路盛土の基礎地盤の長期圧密沈下解析と圧密途中で地震動を作用させた場合の地震応答解析を実施した。この解析では、初期自重解析、圧密沈下解析、圧密途中の地震応答解析の一連の応答解析を連続して実行することが出来た。また、観測結果と整合する沈下量や過剰間隙水圧の時刻歴を解析結果として得ることが出来た。特に、盛土載荷による圧密の途中で、沈下が急速に進行したり、過剰間隙水圧が上昇したりするという観測された特異な現象については、圧密沈下解析の途中で地震動を作用させることにより、解析的に再現することが可能であることが分かった。

Keywords: clay, strain rate effect, consolidation, earthquake response, 2D analysis

1 はじめに

1.1 概要

石油貯蔵施設や発電所などの重要な施設は、沿岸域に建設されることも多い。このような沿岸域に建設される施設は、往々にして、埋立地盤上に建設される。その基礎地盤には、粘土や砂の堆積層が含まれていることは想像に難くない。

このような場合、施設の建設とともに、粘土層の圧密沈下が始まり、施設は、その護岸構造物も含めて、圧密沈下により、ひずみが生じた状態におかれる。このような状態で地震に見舞われたとすれば、当初の「健全な」状態において地震が作用した場合と比べて、構造物の応答は違うものにならざるを得ない。さらに、構造物には、地震による直接の作用により被害が生

じる他に、地震に起因する粘土層の即時沈下や長期沈下、あるいは、砂層や埋立土層の液化状によっても被害が生じる恐れがある。このような複合した原因に起因する構造物の被害予測については、必要性はあるものの、現時点では、その手法は確立されていない。

複合原因に起因する被害予測手法確立のため、粒状体のひずみ空間多重せん断モデルに基づく粘土の構成則(クッキーモデル)が、井合・上田(2016)により提案された。このモデルが、有限要素法に基づく2次元動的有効応力解析プログラムFLIPに組み込まれたのを機に、同プログラムを使用して、高速道路盛土の基礎地盤の長期圧密沈下解析と圧密途中で地震動を作用させた場合の地震応答解析を実施した。本報告では、これらの解析結果を示すことにより、提案された構成則の適用性を示すこととした。

1.2 複合災害予測のための計算機コード

前述の粘土の構成則（クッキーモデル）は、既に、Iaiら（2011）によって提案された、粒状体のひずみ空間多重せん断モデルに基づく砂質土の構成則（カクテルグラスモデル）の拡張として作られている。この砂質土に対する構成則も既にプログラム FLIP に組み込まれている。FLIP では、透水を考慮した液状化解析等の地震応答解析が可能であったが、これに加えて粘土の圧密沈下解析を行うことも可能になった。

プログラム FLIP は、常時の応力状態をなるべく忠実に再現するという目的から、構造物の築造過程を反映した解析が可能のように、多段階解析機能が整備されている。また、数次にわたる余震を取り扱うことが可能のようにリスタート機能や加速度データの読み込み機能も整備されている。

これら FLIP の機能を使用すると、初期自重解析、圧密沈下解析、圧密途中の地震応答解析を連続的に実行することが可能になる。

1.3 例題について

新たに提案された粘土の構成則（クッキーモデル）の複合災害に対する適用性を示すための例題として、本報告では、FLIP による、基礎地盤に粘土層を有する高速道路盛土の長期の圧密沈下解析および圧密途中での地震応答解析を取り上げる。地震時に砂質土の液状化現象を考慮することも可能であるが、本報告では、液状化現象は取り上げず、圧密途中の粘土層の地震に起因する即時沈下や長期沈下および過剰間隙水圧の上昇等を取り上げる。

2. 粘土の構成則（クッキーモデル）

上述のように、本検討では、井合・上田（2016）により新たに提案された粘土の挙動を表現することのできる構成則（クッキーモデル）を用いた。その定式化、特徴、適用例については、本報告書のこれまでの章・節に詳述されているので、そちらを参照されたい。ここでは、クッキーモデルに搭載された、Isotach damping (Tatsuoka et al. 2002) について触れる。また、初期自重解析における所定の静止土圧係数の再現機能も構成則の一つの側面ではあるが、これについては、例題の説明に含めて述べる。

2.1 Isotach damping について

Isotach damping (Tatsuoka et al. 2002) は体積ひずみ速度あるいはせん断ひずみ速度を対象として提案されたものであるが、クッキーモデルでは、せん断ひずみ速度に依存して発揮される減衰として導入した。さらにいえば、クッキーモデルでは、仮想せん断ひずみ速度に対して、Isotach damping を適用している。

動的要素シミュレーションによれば、1.0Hz 程度の振動に対して、レーレー減衰も Isotach damping も同様の減衰効果を発揮するようにパラメータを調節することが出来る。例として、Ac2 層の定数を使用したサイズ 1m×1m のクッキーモデルの要素に対して、動的要素シミュレ

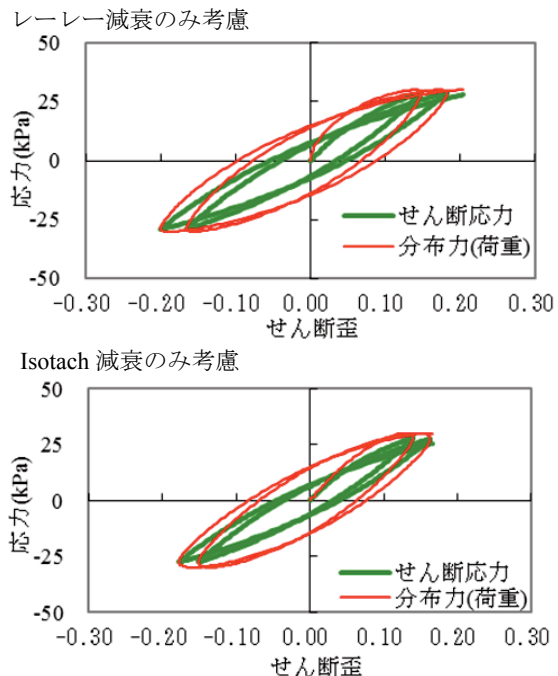


図-1 動的要素シミュレーション結果（例）

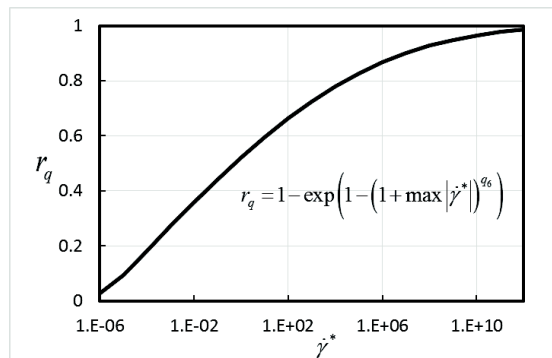


図-2 Isotach damping のひずみ速度依存性 (Tatsuoka et al. 2002)

ーションを行った結果を図-1 に示す。シミュレーションでは、振幅 30kPa, 1Hz で正弦波状に変化する分布力（せん断力）を与えた。同図には、分布力の他に要素のせん断応力も示す。この場合、質量を考慮していないので、分布力とせん断応力の差が減衰力になる。要素シミュレーションの他の結果も参照すると、両減衰は、振幅の減衰と位相のシフトに関して同様の効果を持つことが分かった。しかしながら、これらは、せん断ひずみ速度依存性に関しては、際だって異なる特性を有する。

図-2 は、Isotach damping のカオリン粘土の場合のひずみ速度依存性を示す。図の横軸はせん断ひずみ速度、縦軸はせん断ひずみ速度により変化する減衰の大きさを表すための調整係数 r_q である。図に示す通り、せん断ひずみ速度は、 $10^{-5}(1/s)$ から $10^7(1/s)$ まで変化する間に、 r_q は 0.1 から 0.9 に変化する。せん断ひずみ速度に対する感度は、レーレー減衰のような線形減衰に比べると、非常ににぶい。

後述するように、本検討では、高速道路盛土の基礎地盤中の粘土層の圧密解析を行い、圧密解析の途中で地震動を作用させた。圧密解析は 50 年間に及ぶので、その時間積分間隔 Δt は 20 日を標準とした。ただ、地震応答解析では $\Delta t=0.01$ 秒とした。地震終了後の圧密解析の途中で、 Δt を 0.01 秒から 20 日 (1,728,000 秒) まで徐々に増加させたが、このような Δt の増加は、時として、解析に不安定性をもたらす。このような問題について、Isotach damping の使用は、非常に効果的であった。本検討においては、圧密のプロセスが安定している場合は、せん断ひずみ速度は最大でも $10^8(1/s)$ 程度であった。従って、図-2 によれば、グラフのせん断ひずみ速度の下限值 $10^{-6}(1/s)$ を下回り、Isotach damping は何の作用も及ぼさない。しかし、一旦系が不安定になれば、せん断ひずみ速度は、この下限値を超えて大きくなることは想像に難くない。そうなれば、適当な減衰が働き、系が安定に向かうと思われる。付け加えれば、このような、 Δt の増加過程にて、1Hz 辺りで調整したレーレー減衰のみを作用させた場合には、解析が発散する現象がたびたび見られた。

3. 例題について

本検討では、クッキーモデルの適用性を示すために、高速道路盛土の基礎地盤の圧密解析と圧密途中での地震応答解析を行った。

3.1 高速道路盛土の断面図

図-3 には、日立市にある高速道路盛土の断面図を示す。この断面図は、地盤工学会にて 2005 年に開催された、関ロー太田モデル (Sekiguchi, et al.1977) を搭載したプログラムによる粘性土地盤の圧密に関する一斉解析の際に、委員会より例題として示されたものである (太田ら、2005)。

同図に示すように、基礎地盤には厚さが 15m の軟弱な海成粘土層 Ac2 が存在する。Ac2 層はその上下から砂質土層により挟まれている。高速道路盛土は、最初、浚渫砂を用いて試験盛土として建設された。その後、試験盛土は撤去され、トンネル工事に伴い発生した、より質量密度の大きな、岩ずりを用いて現在の盛土 (以後、試験盛土と区別するために恒久盛土という) が建設された。

堤体の沈下は、試験盛土の建設から 20 年以上経った時点でも続いている。そのため、舗装のかさ上げが繰り返され、また、それに伴う、盛土の拡張も実施されている。ただ、詳細なデータが手元に無いことから、これらの効果は、本検討では無視した。

3.2 メッシュ図と出力位置

図-4 には、本検討で用いた有限要素メッシュ (主要部) を示す。

メッシュ図には、本検討にて、解析結果を出力した位置を示す。堤体直下地表面レベルにある点 A では、圧密・地震による沈下量の推移や地震応答解析での応答加速度・応答変位時刻歴を出力した。Ac2 層中央の点 B では、圧密・地震による過剰間隙水圧の推移を出力した。同じく Ac2 層中央の要素 B では、圧密・地震による要素履歴 (有効応力経路等) を出力した。盛土右側法尻直下の線 C では、試験盛土の盛り立て完了時の水平変位分布を出力した。

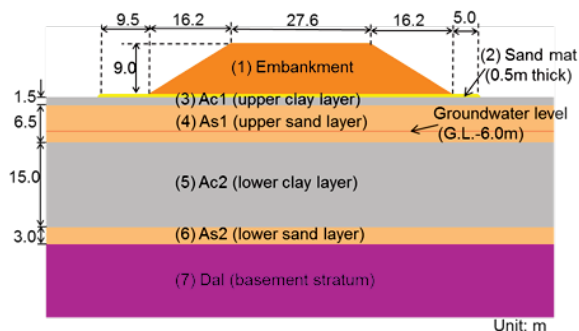


図-3 高速道路盛土の断面図 (太田ら、2005)

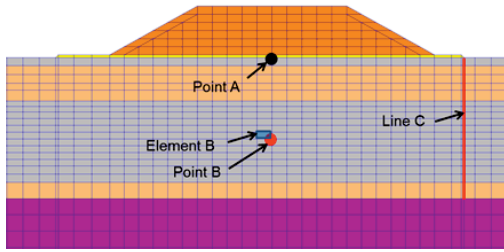


図-4 メッシュ分割（主要部）と出力対象地点

3.3 過剰間隙水圧に関する側方境界条件

図-5には、恒久盛土の盛り立て完了時（恒久盛土の建設開始から208日後）における過剰間隙水圧分布を示す（試験盛土の影響は無視した）。この時の過剰間隙水圧の側方境界条件は水圧0境界（排水境界）である。図を見て分かる通り、過剰間隙水圧の発生源は盛土直下のAc2層であり、側方境界で水圧0と置いても特に違和感はない。逆に、側方境界を不透水境界とすると、各土層の透水係数の設定値にもよるが、本モデルでは、盛土の築造により上昇した過剰間隙水圧が50年後も上がったままになっていて、違和感を覚える。これは、この地点で設定した水平成層構造がそのまま無限に広がっていると想定すること自体が現実的ではないためであろう。

図-6には、恒久盛土の建設開始時点から3200日後（8.8年）に作用させた50秒間の地震動が終わってさらに50秒経過した時点での過剰間隙水圧分布である。この場合の側方境界条件は、地震以前は水圧0境界（排水境界）であるが、地震開始以降は、不透水境界である。地震開始時点までに盛土荷重により上昇した過剰間隙水圧はかなり低下するので、同図に示されている過剰間隙水圧分布は、概ね地震動によるものである。過剰間隙水圧は、Ac2層の全体にわたって上昇し、側方境界でも0にはならない。ここで、もし側方境界を水圧0境界とした場合は、側方境界付近で水圧勾配が大きくなり、図-7に示すように、側方境界付近で水圧分布に乱れが生じる。

従って、側方境界を不透水境界としても不自然であるし、側方境界を水圧0境界とするとAc2層の側方境界付近で水圧分布が乱れる。そこで、本検討では、解析時間50年間を通して、Ac2層の側方境界条件を不透水境界、その他の土層の側方境界条件を水圧0境界と設定した。一般的に言えば、透水係数の小さな粘性土層の

側方境界条件を不透水境界、透水係数の大きな砂質土層では透水境界とするのが適当と思われるが、本検討では、砂質土層では地震時でも過剰間隙水圧の上昇を考慮していない等、モデル化から漏れている事項もままあることから、これ以上の境界条件の設定方法とその検証については、今後の課題とする。

3.4 盛土建設の工程表

盛土建設の工程表を表-1に示す。この表は、試験盛土の建設開始から、その完成と撤去、また恒久盛土の建設からその完成までの各時刻を、試験盛土建設開始日を0日とし、それからの経過日数で表したものである。ただし、これ

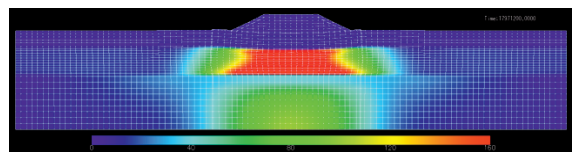


図-5 恒久盛土盛り立て完了時の過剰間隙水圧

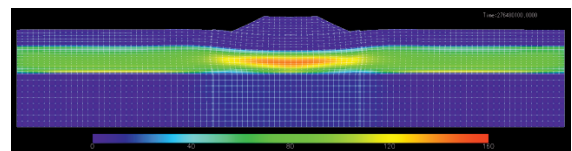


図-6 最初の地震の終了後の過剰間隙水圧

地震開始79.17分後水圧分布

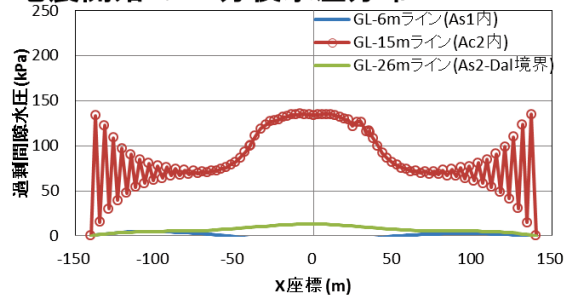


図-7 側方過剰間隙水圧0境界の場合の地震後のAc2層中央での過剰間隙水圧分布（茶線）

表-1 盛土建設の工程表

出来事	経過時間 (日)
1.試験盛土建設開始	0
2.試験盛土完成	208
3.試験盛土撤去開始	430
4.撤去完了	520
5.恒久盛土建設開始	936
6.恒久盛土完成	1144
7.圧密沈下解析の終了	18250 (50年)

らの時刻は、各種資料に掲載されている図から読み取ったもので、正確なものではない。

試験盛土は、建設開始から208日に完成した。また、520日までに撤去され、さらに936日には恒久盛土の盛り立てが開始された

3.5 一斉解析の際のAc2層モデルパラメータ

地盤工学会主催の関口-太田モデル(粘弾塑性構成則)を搭載したプログラムによる粘性土地盤の圧密に関する一斉解析(太田ら, 2005)が実施されたが、その際、委員会から図-3に示す各土層のモデルパラメータが指定された。これら土層のうち、二つの粘土層Ac1とAc2には、Elasto-visco plastic material(関口-太田モデル)としてのモデルパラメータが指定された。残りの各土層は、Linearly-elastic Materialとしてのモデルパラメータが指定された。FLIPによる解析でも、一斉解析と同様に、砂質土層は線形弾性体として取り扱うこととし、Ac2層のみクッキーモデルでモデル化した。なお、Ac1層は、層厚が薄いことから、本検討では、Ac1層も線形弾性体として取り扱った。なお、各土層に対して指定された透水係数は、FLIPによる解析においても、そのまま踏襲した。

表-2には、一斉解析の際に指定されたAc2層に対するElasto-visco plastic material(関口-太田モデル)としてのモデルパラメータの一部を示す。この表によれば、Ac2層は正規圧密粘土である。また、静止土圧係数 K_0 は0.66である。初期自重解析において、静止土圧係数を再現することは重要なことである。

3.6 Ac2層のクッキーモデルのパラメータ

表-3には、Ac2層のクッキーモデルのためのパラメータを示す。パラメータセットは、Case A, B, Cの3通りを試した。Case A, Bは剛性を主に表-2に示す λ と κ に基づいて設定した。これに対してCase Cでは剛性をサイト近傍で実施されたPS検層結果(稲垣他, 2002)に基づいて設定した。また、Case Aでは二次圧密を考慮しないが、Case B, Cでは二次圧密を考慮する。二次圧密のパラメータは、表-2に記載の二次圧密のパラメータに基づいて設定した。Isotach dampingは全ケースで考慮したが、パラメータはカオリン粘土のもの(Tatsuoka et al. 2002)を用いた。

表-2 一斉解析の際のAc2層モデルパラメータ(太田ら, 2005)

Parameters	Symbol	Specified value
Void ratio	e_0	2.299
Compression index	λ	0.596
Swelling index	κ	0.272
Effective overburden pressure	σ_{vi}'	135.5 kPa
Over-consolidation ratio	OCR	1.00
Coefficient of earth pressure at rest	K_1	0.66
Coefficient of permeability	k	6.462E-6 m/day/(kN/m ³)
Effective Poisson's ratio	ν'	0.40
Secondary consolidation coefficient	α	9.03E-03
Initial volumetric creep strain rate	\dot{v}_0	6.02E-05 1/day

表-3 Ac2層のクッキーモデルのパラメータ

Parameters	Symbol	Specified value		
		Case A	CaseB	CaseC
Reference effective stress	P_a	135.5 kPa		135.5kPa
Bulk modulus at reference state	K_{LA}	2155 kPa		90481kPa
Power index for bulk/shear moduli at static gravity analysis	m		0.5	
Reduction factor of bulk modulus for consolidation analysis	r_K	0.348		0.00844
Over-consolidation state	r_{pn0}		1.00	
Shear modulus at reference state	G_{ma}	352 kPa		14780 kPa
Internal friction angle ($M=\sin\phi_f$)	ϕ_f		33.3°	
Coefficient of permeability	k		7.48E-11m/s	
Parameter controlling contractive component	$r\epsilon_{dc}$	0.85		5.0
Parameter controlling dilatancy at the steady state	Λ		0.544	
Secondary consolidation coefficient	α_C	0.0		9.03E-03
Initial volumetric creep strain rate	\dot{v}_0	0.0 1/s		6.97E-10 1/s
Isotach parameter representing max amplitude	riso		0.5	
Isotach parameter for normalizing strain rate	rgdot		1.0E+06 s	
Isotach parameter for representing strain rate dependency	qiso		0.04	

Case A, B では、表-2 に示す、膨潤指数 κ 、間隙比 e_0 、有効上載圧 σ_{vi} に基づいて、体積剛性を算定した。それから、線形弾性体の体積剛性とせん断剛性の間の関係式を用いて、せん断剛性 G_{ma} を 352kPa と算定した。表-2 に示す静止土圧係数 K_i を初期自重解析の結果として再現するため、(1)式により体積剛性 K_{La} を調整して、2155 kPa と設定した。しかしながら、圧密解析においては、圧縮指数 λ に対応する体積剛性を使用する必要がある。この目的のために、体積剛性の低減係数 r_k を 0.348 と置いた。

$$(1-m)K_{La} = \frac{(1+\sin\phi_f)K_0 - (1-\sin\phi_f)}{(1-K_0)\sin\phi_f} G_{ma} \quad (1)$$

Case A, B のせん断剛性 $G_{ma}=352\text{kPa}$ はせん断波速度にして 15m/s に相当する。一方、近傍で実施された PS 検層（稲垣他, 2002）によれば、Ac2 層で $V_s=100\text{m/s}$ である。

Case C では、PS 検層結果である $V_s=100\text{m/s}$ からせん断剛性を 14780kPa と算定した。これ以降の、パラメータ設定手順は、Case A, B と同様である。

収縮的ダイラタンシーの発現を制御するための係数 r_{cd} は、重要なパラメータであり、非排水せん断試験が実施され、その結果に基づいて有効応力経路図等が得られている場合にはそれを参照して設定するところ、そのような試験結果を参照することが出来なかったため、ここでは、既に実施された一斉解析で得られた堤体の沈下や Ac2 層の過剰間隙水圧の傾向と概ね整合するように設定した。

表-4 本検討での解析ケース一覧

Ac2 層パラメータ		二次圧密	①	②	③
ケース	剛性決定法		試験盛土載荷	恒久盛土載荷	恒久盛土載荷圧密途中の地震載荷
Case A	λ, κ	考慮せず	Case 01	Case 11	—
Case B	λ, κ	考慮	Case 02	Case 12	Case 22
Case C	PS 検層	考慮	Case 03	Case 13	Case 23

3.7 本検討での解析ケース

Ac2 層のパラメータの Case A, B, C と解析対象の以下の①②③の組み合わせで、表-4 に示す 8 ケースについて解析を実施した。

- ① 試験盛土載荷による圧密沈下解析
- ② 恒久盛土載荷による圧密沈下解析
- ③ 恒久盛土載荷による圧密沈下解析途中での地震の影響把握

3.8 解析手順

どの解析ケースも原地盤の初期自重解析→圧密沈下解析の二段階で行った。ケースによっては、圧密解析の途中で地震動を作用させ、地震応答解析を行った。

初期自重解析では、地下水位を -6m とし、そのレベルに過剰間隙水圧 0 境界を置いた。解析モデルの側方と底面は不透水境界とした。引き続き圧密解析では、盛土を段階的に盛り立てることにより、盛り立て過程を模擬した。盛土荷重は、各盛り立て段階で増加する盛土重量に相当する分布力を作用させることにより表現した。この分布力は、盛り立て過程の前段階までに盛り立てが完了した部分の上面に作用させた。圧密解析では、地表面に過剰間隙水圧 0 境界を設定した。解析モデルの底面は不透水境界、側方は前述の通りである。

圧密解析では途中で地震応答解析を挟む関係で、FLIP の地盤要素、間隙水要素、盛土要素には飽和/湿潤質量密度を与えている。圧密解析中は、盛土の重量は、上述の通り、分布荷重で与えるので、重力加速度は作用させていない。従って、各要素に質量密度を与えているが、これにより重量をダブルカウントする恐れはない。

4. 試験盛土の載荷による圧密沈下解析

試験盛土の載荷による圧密沈下解析 (Case 01, 02, 03) の結果を示す。

4.1 試験盛土の盛り立ての工程

試験盛土の盛り立ての工程を表-5 に示す。解析では、表中の「7 放置」の前半までを、この工程表に従って、盛土荷重を増加させた。

表-5 試験盛土の盛り立ての工程

step	内容	盛土高 (m)	経過日数 (日)
1	基礎地盤出現	0	0
2	サトマット敷設	0.5	90
3	盛土(3.5mまで)	3.5	123
4	放置	3.5	148
5	盛土(6.5mまで)	6.5	183
6	盛土(9.5mまで)	9.5	208
7	放置	9.5	1621
8	放置	9.5	19883

4.2 沈下時刻歴と過剰間隙水圧時刻歴

図-8 は、盛土中央直下地表面レベルの点 A における鉛直変位時刻歴である。縦軸は鉛直変位（沈下が負）、横軸は時刻（試験盛土建設開始時点からの日数）を表す。緑色、赤色、青色の各線が、それぞれ、Case 01, Case 02, Case 03 に対応する。また、黒線は計測値（竜田他, 2003）である。Case 01, 02 の傾向が全体的には計測値の傾向と一致している。なお、計測値は 165 日辺りまでは、Case 03 と同様の動きをしているが、それ以降は急速に沈下が進んでいる。この辺りで(1981 年 2 月頃)、地震等、何らかのイベントがあった可能性もあるが、これについては、今のところ把握していない。

図-9 は、Ac2 層中央の点 B における過剰間隙水圧の時刻歴である。沈下時刻歴図と同様、緑色、赤色、青色の各線が、それぞれ、Case 01, Case 02, Case 03 に対応する。また、黒線は計測値である。Case 01, 02, 03 は、傾向としては計測値と整合的である。

4.3 試験盛土盛り立て完了時の水平変位分布

図-10 には、試験盛土盛り立て完了時（208 日）における側線 C での水平変位分布を示す。横軸が水平変位、縦軸が深度を表す。

PS 検層結果に基づいて剛性を設定した Case03 の水平変位分布が実測値（太田ら, 2005）の傾向と整合している。一方、一斉解析の際に提示された λ と κ に基づいて剛性を設定した Case 01, 02 は、G.L.-14m 辺りで 0.8m の水平変位が出ていて、実測値より大きめの値になっている。一斉解析（太田ら, 2005）に参加した各

プログラムも G.L.-14m 辺りで、1.2m 程度の水平変位になっていて、実測値を大幅に上回っている。

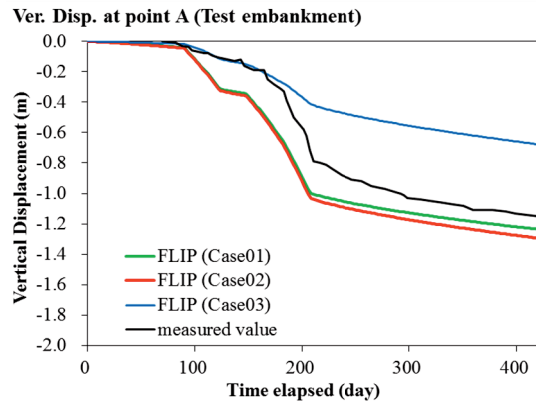


図-8 点 A における鉛直変位時刻歴

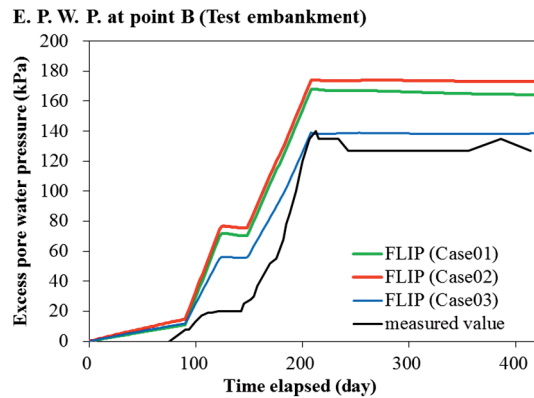


図-9 点 B における過剰間隙水圧時刻歴

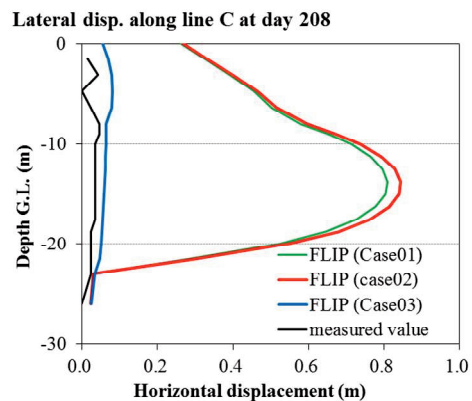


図-10 線 C における盛り立て完了時の水平変位分布

5. 恒久盛土の载荷による圧密沈下解析

恒久盛土の载荷による圧密沈下解析 (Case 11, 12, 13) の結果を示す。

5.1 沈下時刻歴と過剰間隙水圧時刻歴

図-11 は、盛土中央直下地表面レベルの点 A における鉛直変位時刻歴である。横軸は時刻 (試験盛土建設開始時点からの日数) を表す。横軸の範囲は、恒久盛土建設開始日の 936 日から 50 年後の 18250 日までである。緑色、赤色、青色の各線が、それぞれ、Case 11, Case 12, Case 13 に対応する。また、黒線は計測値 (野田他, 2004) である。計測値は、恒久盛土の建設開始日 (936 日) において、試験盛土の影響で、既に 1.07m の沈下が生じている。解析は、試験盛土の影響は無視して、936 日に恒久盛土の建設が始まったとして実施している。すなわち、解析では、936 日の沈下量は 0 としている。従って、計測値と解析値を単純には比較することが出来ない。

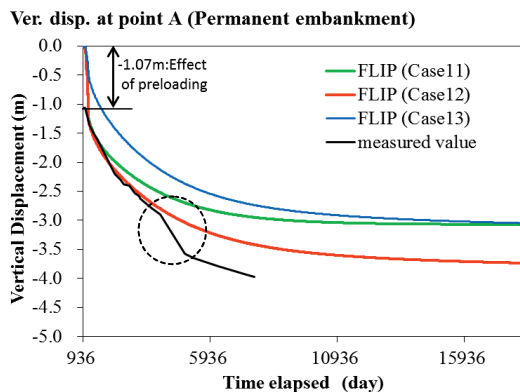


図-11 点 A における鉛直変位時刻歴

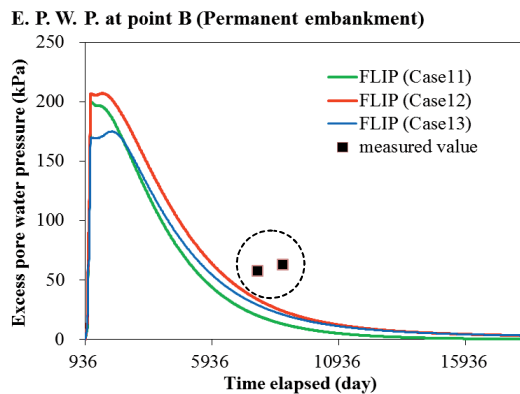


図-12 点 B における過剰間隙水圧時刻歴

まず、二次圧密を考慮しない Case11 と考慮する Case12 を比較すると、50 年後には、Case12 の方が、Case11 より約 0.7m 沈下量が多い。次に、Case12 および Case13 と計測値を比較すると、約 4000 日までは、解析値と計測値は同程度の速度で沈下しているが、それ以降は、試験値では急速に沈下が進行した (黒色の破線で囲んだ部分)。

図-12 は、Ac2 層中央の点 B における過剰間隙水圧の時刻歴である。沈下時刻歴図と同様、緑色、赤色、青色の各線が、それぞれ、Case 11, Case 12, Case 13 に対応する。また、■は計測値である (竜田他, 2003)。計測値としては、同じ間隙水圧計で測定した 7718 日と 8721 日の 2 回の計測値を表示している。問題は、間隙水圧 (計測値) が時間の経過とともに上昇していることである (黒色の破線で囲んだ部分)。一方、解析値にはこのような現象は見られない。

これらの計測値における二つの現象、すなわち、圧密途中で沈下が急速に進行するという現象と圧密途中で過剰間隙水圧の上昇という二つの現象について、これらが生じた辺りで地震動を作用させて見て、解析で再現出来るかどうかを以下で取り扱う。

6 恒久盛土载荷による圧密沈下解析途中での地震の影響把握

恒久盛土载荷による圧密沈下解析途中での地震の影響を把握するため、4136 日と 7336 日 (恒久盛土建設開始日から 3200 日と 6400 日) に地震を作用させてその影響を調べた (Case 22, 23)。

6.1 作用させた地震動

4136 日と 7336 日に、基盤面に入力加速度を作用させて地震応答解析を行った。これらは架空の地震である。基盤面に入力した地震動の加速度波形を図-13 に示す。この加速度波形は、2011 東日本大震災における東京都品川観測所での基盤観測データの主要動部分 50 秒間を取り出し、その振幅を 5 倍したものである。

6.2 沈下時刻歴と過剰間隙水圧時刻歴

図-14 は、盛土中央直下地表面レベルの点 A における鉛直変位時刻歴である。赤色、青色の各線が、それぞれ Case 22, Case 23 に対応する。比較のために、Case 22 に対応する、地震動を

作用させない Case 12 の鉛直変位時刻歴(再掲)をピンクの線で示す。また、黒線は計測値である(再掲)。垂直の点線は地震を作用させた時刻を示す。

Case 22 および Case 23 の鉛直変位時刻歴によれば、4136 日地震(最初の地震)の際に、Case22 で 0.15m の沈下、Case23 で 0.20m の即時沈下が生じた。この時、地震を作用させない Case12 と Case22 を比較すると、地震時には沈下量 0.15m の差が生じたが、50 年後には 0.33m の差に広がっている。

図-15 は、Ac2 層中央の点 B における過剰間

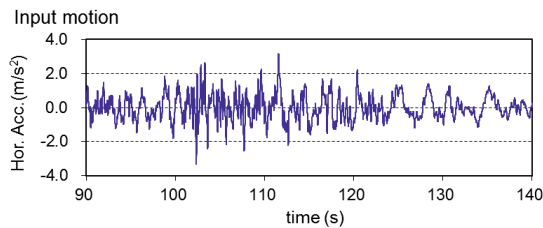


図-13 入力地震動

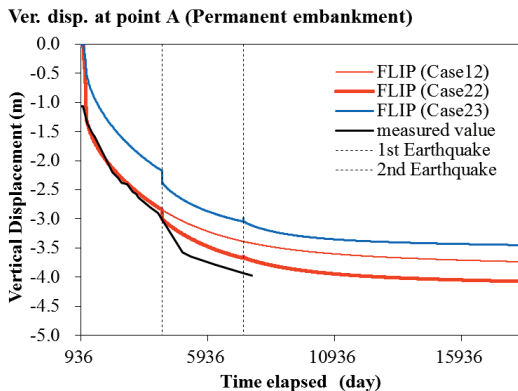


図-14 点 A での鉛直変位時刻歴

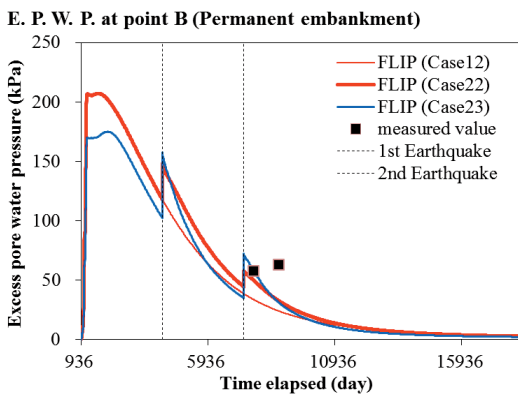


図-15 点 B での過剰間隙水圧時刻歴

隙水圧時刻歴を示す。鉛直変位時刻歴と同様、比較のために Case 12 の時刻歴も示す。

4136 日の最初の地震の際には、過剰間隙水圧は、最初の数日間で、Case 22 で 30kPa 上昇、Case23 で 56kPa 上昇した。7336 日の二番目の地震の際には、過剰間隙水圧は、最初の数日間で、Case 22 で 13kPa 上昇、Case23 で 37kPa 上昇した。

沈下が急速に進行するという現象と圧密途中での過剰間隙水圧の上昇という二つの観測された現象について、圧密沈下解析の途中で地震動を作用させることにより、解析的に再現することが出来た。

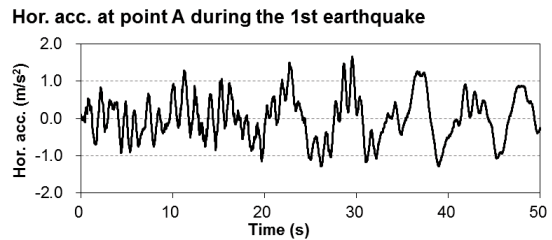


図-16 最初の地震時の点 A での水平加速度

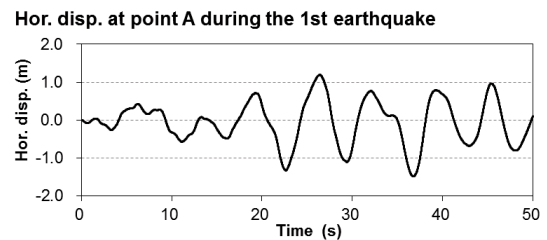


図-17 最初の地震時の点 A での水平変位

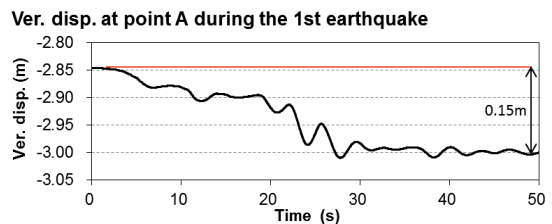


図-18 最初の地震時の点 A での鉛直変位

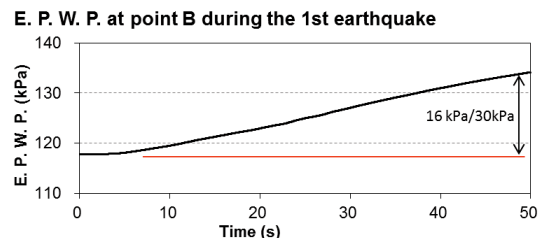


図-19 最初の地震時の点 B での過剰間隙水圧

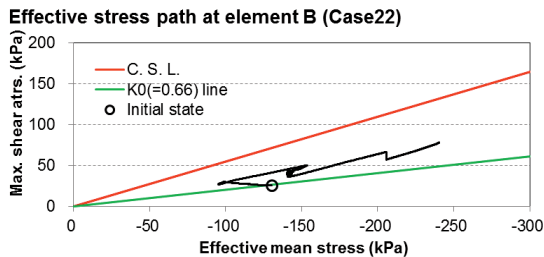


図-20 要素 B の有効応力経路図

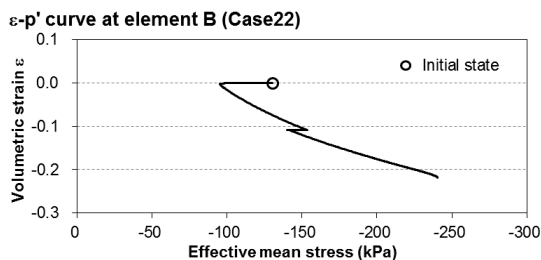


図-21 要素 B の $\varepsilon - \sigma'_m$ 関係

6.3 最初の地震の間の各種時刻歴

図-16～図-19には、Case 22の最初の地震の50秒間における各種時刻歴を示す。すなわち、図-16には、点Aにおける応答加速度時刻歴、図-17には、点Aにおける応答水平変位時刻歴、図-18には、点Aにおける応答鉛直変位時刻歴、図-19には、点Bにおける過剰間隙水圧時刻歴をそれぞれ示す。最初の地震における点Aでの0.15mの沈下は、地震動作用中の50秒間に起こったことが分かる。これに反して、点Bでの過剰間隙水圧30kPaの上昇量のうち、地震動作用中の50秒間には、16kPaの上昇が見られた。

6.4 Ac2層中央での要素履歴

図-20には、Case22のAc2層中央の要素Bでの50年間の有効応力経路図、図-21には、体積ひずみ-平均有効応力関係を示す。

有効応力経路図によれば、初期状態は、所定の $K_0 (=0.66)$ ラインの上にある。どちらの図を見ても、恒久盛土の荷重により、平均有効応力は一旦低下している。その後、体積収縮を伴いながら平均有効応力が増加し、最初の地震の際には、平均有効応力が再び減少し、最大せん断応力も若干低下している。そして再び、圧密の過程を辿っている。

7. 結論

(1) ひずみ空間多重せん断モデルに基づく粘土の構成則(クッキーモデル)を組み込んだ、2

次元動的有効応力解析プログラムFLIPを用いて、2次元盛土構造物を対象とした、初期自重解析、圧密沈下解析、圧密途中の地震応答解析の一連の応答解析を実施した。

(2) PS検層結果に基づく初期せん断剛性を用いることにより、試験盛土荷重による圧密沈下解析において、実測値に整合する盛土法尻直下の水平変位分布が得られた。

(3) 恒久盛土荷重による圧密沈下解析の途中で地震動を作用させると、ある解析ケースでは0.15mの即時沈下が生じ、50年間では、地震動を作用させない場合に比べて沈下量が0.33m増加した。また、過剰間隙水圧は、一回の地震で、30～56kPa増加した。

(4) 盛土荷重による圧密の途中で、沈下が急速に進行したり、過剰間隙水圧が上昇したりするという観測された現象については、圧密沈下解析の途中で地震動を作用させることにより、解析的に再現することが可能であることが分かった。

参考文献

- 1) 井合, 上田, 2016. ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所年報.
- 2) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K., 2011. Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in eomechanics, 35(3): 360-392.
- 3) Tatsuoka, F., Ishihara, M., Di Benedetto, H. and Kuwano, R., 2002. Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation, Soils and Foundations, 42(2): 103-129.
- 4) Sekiguchi, H. and Ohta, 1977. H. Induced anisotropy and time dependency in clays, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- 5) 太田他, 2005. 地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会(委員長: 太田秀樹): 活動成果報告書, 地盤工学会.
- 6) 野田他, 2004. 骨格構造が発達した粘土地盤の長期圧密沈下挙動に及ぼす各種要因に関する考察, 第39回地盤工学研究発表会.
- 7) 稲垣他, 2002. 盛土荷重による軟弱地盤の圧密沈下, 第37回地盤工学研究発表会.
- 8) 竜田他, 2003. 軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期変形挙動予測と性能設計への応用, 土木学会論文集 No. 743/III-64, 173d87.

謝辞

本検討は一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。

5-7 砂と粘土の互層からなる複合地盤の 液状化・圧密沈下解析

井合 進¹

¹ 特別顧問 京都大学防災研究所

地震時の地盤の液状化解析は、これまで、主に砂地盤の挙動に焦点を当てて行われてきた。しかし、沿岸部の大都市が展開する平野では、砂と粘土の互層からなる地盤が広範囲に形成されているケースも多く、このような複合地盤において、粘性土層の下の砂層が液状化するとどのような現象が発生するのか、など、未解明の点も多い。そこで、本研究では、ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土 (Cookie model) と砂質土 (カクテルグラスモデル) の力学モデルを併用し、砂と粘土の互層からなる複合地盤の地震応答・液状化・圧密沈下解析を実施した。解析の結果、地震動が作用すると、地表付近の粘土層直下の砂層が液状化するが、その後、次第に、液状化した砂層からその上の粘土層の下端境界に向けて、間隙水が供給されて、体積膨張が局所的に発生し、あたかも水の膜が粘土層直下に形成される様子が再現された。また、その後、30年ほどかけて、地表面が沈下していく様子が再現された。解析は、数値解析的にも安定しており、このような複合地盤の液状化・圧密沈下解析に対する Cookie model の適用性に関する基本的な見通しが得られた。

Keywords: clay, sand, liquefaction, consolidation, earthquake response

1. はじめに

地震時の地盤の液状化解析は、これまで、主に砂地盤の挙動に焦点を当てて行われてきた。1964年新潟地震の際の液状化現象の発生で知られている新潟平野に広がる砂地盤などが代表例である。しかし、沿岸部の大都市が展開する平野では、砂と粘土の互層からなる地盤が広範囲に形成されているケースも多く、このような複合地盤において、粘性土層の下の砂層が液状化するとどのような現象が発生するのか、など、未解明の点も多い。特に、切迫する東南海・南海トラフ地震においては、名古屋や大阪を中心とする大都市圏に、広域に亘って砂と粘土の互層からなる地盤が形成されており、その影響の評価が、重要となっている。

そこで、本研究では、ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土と砂質土の力学モデルを併用し、砂と粘土の互層からなる複合地盤の地震応答・液

状化・圧密沈下解析を実施した。ひずみ空間多重せん断モデル(Iai et al., 2011)は、地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く利用されているものであるが、これを機能拡張して粘性土を含む複合地盤に適用しようとするものである。本検討では、このように機能拡張されたモデルの粘土地盤の圧密解析とこれに引き続く地震応答解析への適用性について、検討することとした。

なお、新たに機能拡張して開発した粘性土のモデルは、Cookie Model (Cohesive soil with or without Overconsolidation, K_0 and Isotach Effects) と呼ぶ。

2. 砂と粘土の互層からなる複合地盤の液状化・圧密沈下解析における諸条件

本検討では、最も基本的な水平成層地盤の1次元解析をした。対象とした地盤は、仮想的な地盤であり、地盤材料の構成式ワークショップ (地盤

工学会，2014) で用いた千葉県浦安市 (図-1) の地盤モデル (図-1のA地点) を参考に，本検討のため，そのうちの地表2mの埋土層B,Fを粘土層に置き換えたものを想定した．図-2に示すとおり，地表2mが粘土層B,F，その下に層厚10mの砂層As，さらにその下に延べ15mの層厚の粘土層Ac1,Ac2,Ac3が続き，その下に剛な基盤があるものと想定した．

サンプリング地点



図-1 千葉県浦安市 (地盤工学会，2014)

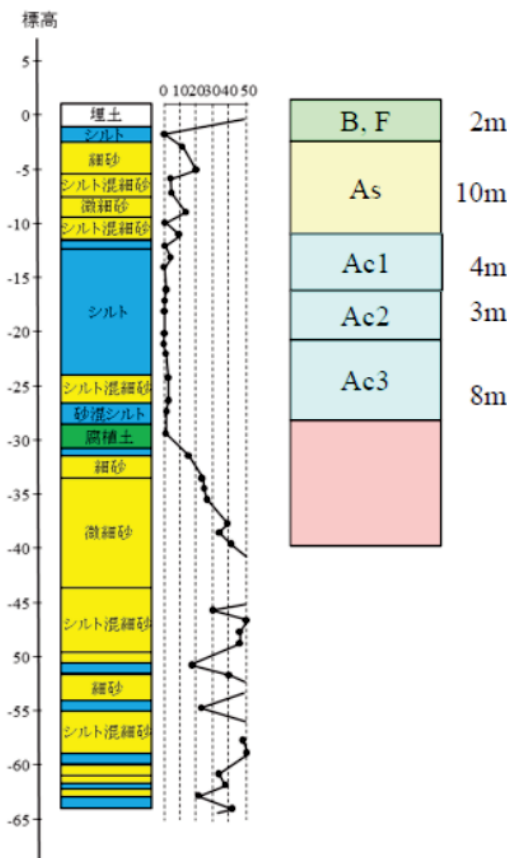


図-2 解析対象地盤モデル

基盤への入力地震動データは，2011年東日本大震災における東京都品川観測所での基盤における観測データ EW 成分の振幅を，大地震を想定して，5倍に拡大し，そのうちの最大加速度を含む 450秒間のデータを用いた．

解析に用いた主な地盤パラメタは，表-1に示すとおりである．粘土層 (B,F,および Ac1,Ac2,Ac3層) の透水係数は 10^{-7} m/s, Ac2 は 10^{-6} m/s, Ac3 は 10^{-9} m/s とした．なお，データの並びの詳細は，本成果報告書 5.1 を参照のこと．

表-1 解析に用いた主な地盤パラメタ
粘土層 (B,F および Ac1,Ac2,Ac3 層)

3 19LayerB, F&Ac1		mG	KLA	KUA	nK	AA	BB
#	Pa	35500.0	0.5	92300.0	92300.0	1.000	0.000
#	RHO	n	Kf	width	L Joints	FAABB	IUST KILL
#	Hmax	Pr0	Pry	hmaxL	IS12 IRYL	α	β NSPR4IDL
#	C	φ f	φ p	ε dcm	r ε dc	ITERMD	STOL
#	r ε d	q1	q2	rkpp	plk	rk	s1 c1
#	qus	q4	rgamma	rrmtmp1	865SWICLSW	0.05	0.005 2.5
#	clam	rpn0	rrmtmp3	rs0dm	q5	repsdus	reduspp rrK0
#	alphac	vdot0	riso	rgdot	qiso	ISSW	0
#	rke	thetae	qe	aloe	vdot0e	rpesdce	dum IESW
#		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0

砂層 (As 層)

2 19Layer2		0.5000	136700.0	136700.0	0.5000	0.0010	0.0000
80.0000	52400.0	0.5000	136700.0	136700.0	0.5000	0.0010	0.0000
1.9630	0.4800	2200000.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	6 1
0.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	01.000e-006
0.0000	36.5000	28.0000	0.2000	0.4000	0.1000	0.0050	3.0000
1.0000	10.0000	1.5000	0.0000	1.0100	0.1000	0.0050	3.0000
496.0000	1.0000	0.1000	0.5000	0	0.0000	0.0000	0

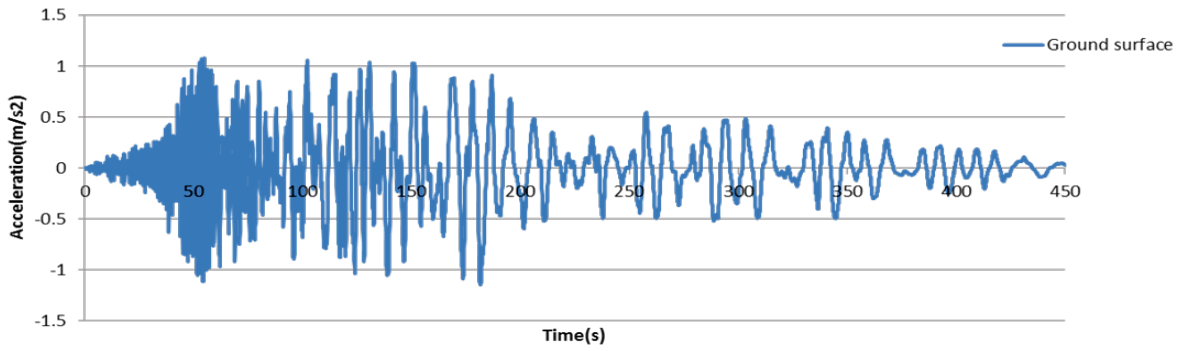
3. 砂と粘土の互層からなる複合地盤の液状化・圧密沈下解析結果

砂と粘土の互層からなる複合地盤の液状化・圧密沈下解析の結果，図-3～6に示す結果が得られた．解析は，地震動開始から，粘土層を含む全ての土層の過剰間隙水圧が消散するまでの60年間を対象とした．

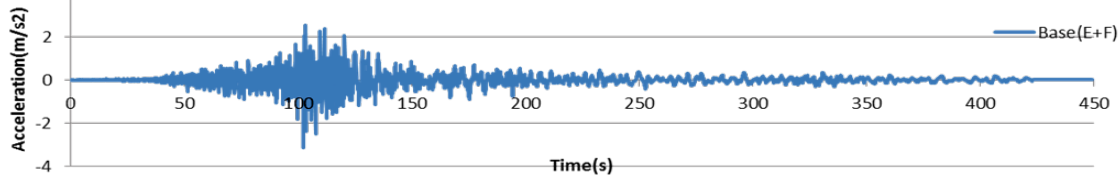
図-3～4に示すとおり，地震動開始後120秒ほどで，層厚10mの砂層が液状化し (図-4)，それに伴って，地表面での加速度応答も，長周期化していることが分かる (図-3)．地表から2mの粘土層 (B,F層) での過剰間隙水圧も，地震開始後上昇し，地震開始後200秒ほどで，初期鉛直有効応力の80%ほどにまで達している (図-4)．また，砂層より下の粘土層の過剰間隙水圧も上昇し，初期鉛直有効応力の50%ほどにまで達している．砂層の液状化や粘土層での過剰間隙水圧の上昇により，地表面変位は，周期10秒以上の長周期の振動が卓越し，最大変位は3m程度に達している．

なお，液状化が発生した砂層では，サイクリックモービリティ現象が発生している (図-6)．

Ground surface



Base(E+F)



Ground surface

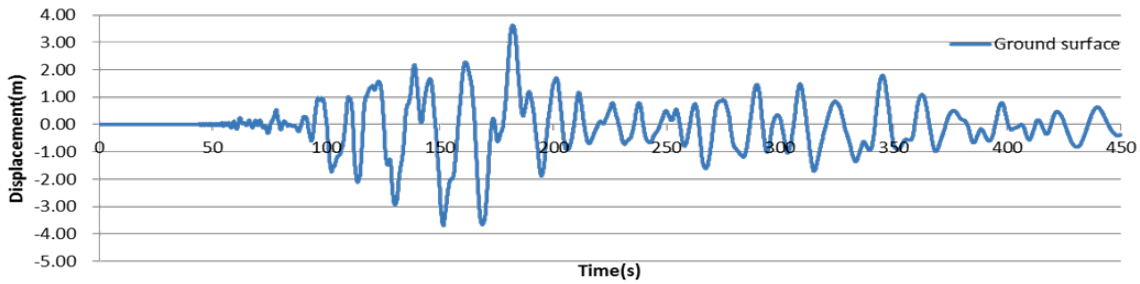


図-3 複合地盤の地震応答解析結果：(上) 地表面応答加速度，(中) 基盤入力加速度，(下) 地表面応答変位

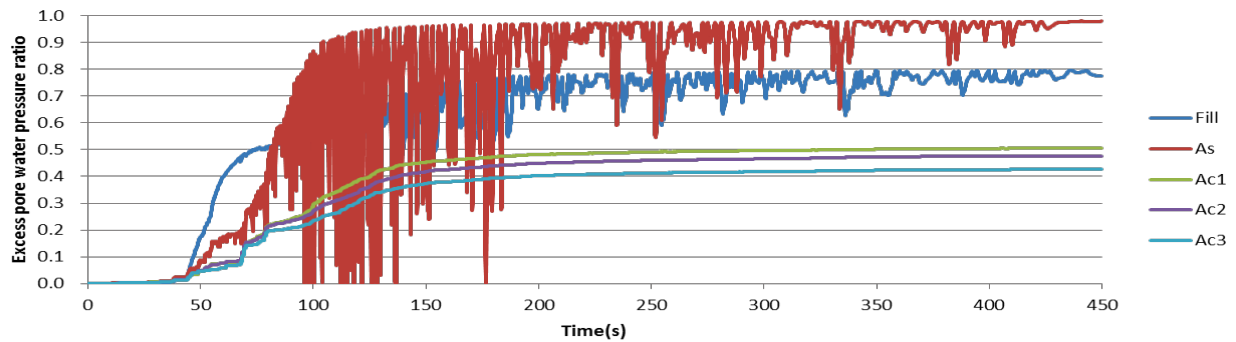
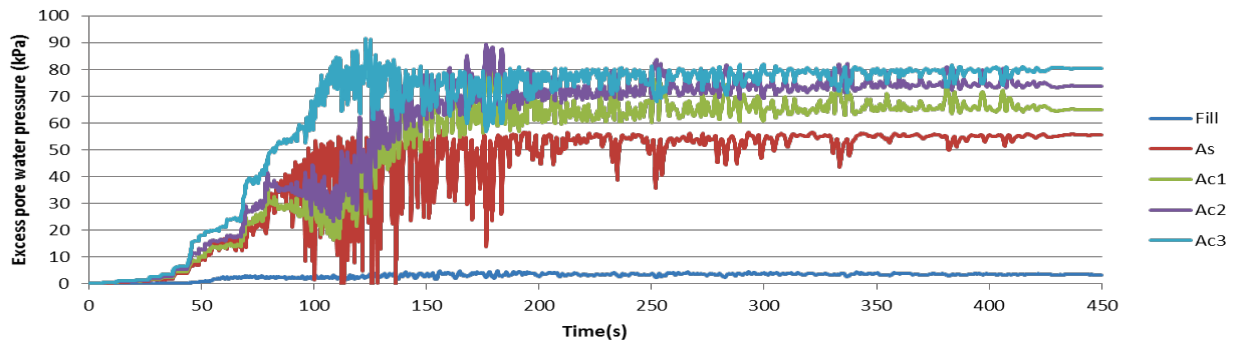


図-4 複合地盤の地震応答解析結果：(上) 過剰間隙水圧，(下) 過剰間隙水圧比

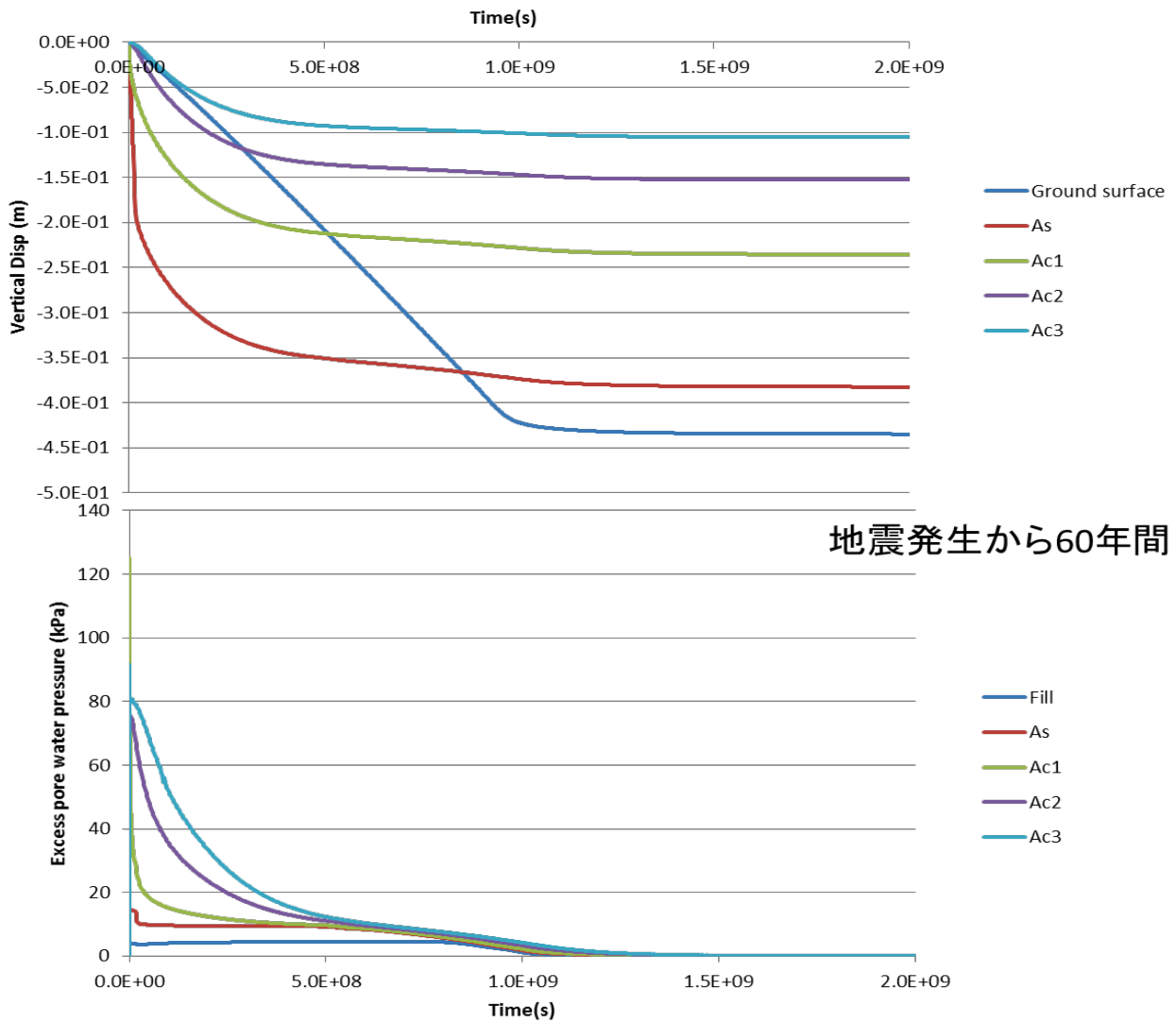


図-5 複合地盤の地震応答解析結果（地震発生から 60 年間）：（上）地震発生時からの地表および各層上面境界での鉛直変位，（下）地震発生時からの各層の過剰間隙水圧

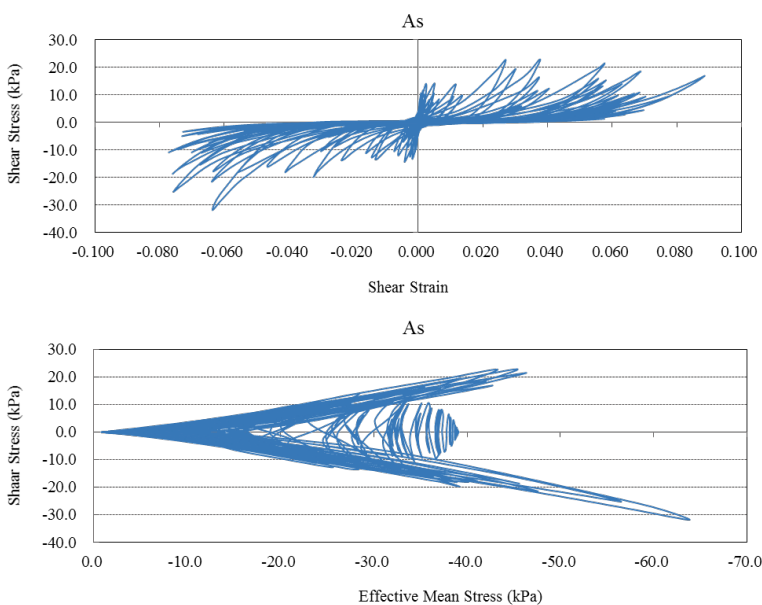


図-6 複合地盤の地震応答解析結果：砂層（As 層）における応力ひずみ関係（上）と応力経路（下）

図-5に示すとおり、地表面付近に2m層厚の粘性土層があるため、その下の砂層からの過剰間隙水の浸透に時間を要する結果となり、そのため、地震・液状化発生を契機として、地震発生後約30年程度は、圧密沈下が継続することとなる。地表面の沈下速度に比較し、その下に位置する砂層上面(As)の沈下速度は、地震後に速やかに発生している。したがって、この30年間においては、地表面より砂層上面の沈下が大きい状態が継続する。これは、粘土層の下面に、砂層から供給され、粘土層によって、地表面に向かって浸透しにくい状況におかれた間隙水が溜まった状態が、長期に継続するものと解釈することができる。あたかも、水の膜が粘土層直下に形成される様子が解析で再現されているようである。このように、粘土と砂の複合地盤における液状化の発生においては、数十年程度の長期の地盤沈下に結びつく潜在的な問題が発生する可能性が予想される。

以上のような砂と粘土の互層からなる液状化・圧密沈下解析において、本検討における解析では、提案モデルであるCookie modelが、数値解析的にも安定性を見せており、このような複合的な地盤災害の解析に対する基本的な適用性を有することが確認された。

4. 結論

ひずみ空間多重せん断モデル(Iai et al., 2011)は、地震時の液状化を含む地盤・構造物系の動的解析に広く利用されている。本研究では、このモデルの粘土地盤の液状化・圧密沈下解析への適用性について検討した。

解析の結果、地震動が作用すると、地表付近の粘土層直下の砂層が液状化するが、その後、次第に、液状化した砂層からその上の粘土層の下端境界に向けて、間隙水が供給されて、体積膨張が局部的に発生し、あたかも水の膜が粘土層直下に形成される様子が再現された。また、その後、30年ほどかけて、地表面が沈下していく様子が再現された。解析は、数値解析的にも安定しており、このような複合地盤の液状化・圧密沈下解析に対するCookie modelの適用性に関する基本的な見通しが得られた。

参考文献

- Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O., Ueda, K., 2011. Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 35 (3), 360-392.
- 地盤工学会：地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会成果報告書，2014.

6. 粘性土モデル化 WG の対外発表成果 (2016年8月現在)

6. 粘性土モデル化 WG の外部発表成果 (2016 年 8 月現在)

平成 23 年度～平成 27 年度に設置された“粘性土モデル化 WG”の検討成果のうち、2016 年 8 月現在における外部発表成果を以下に示す。

- 1) 井合 進：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘土地盤の圧密解析：京都大学防災研究所年報，第 55 号，2012.
- 2) 井合 進，上田恭平：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現：京都大学防災研究所年報，第 59 号，2016.
- 3) 田代聡一，井合 進：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の挙動解析：一次元圧密解析，第 48 回地盤工学研究発表会（富山），pp.419-420, 2013.
- 4) 山口匡宏，上田恭平：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の挙動解析，第 48 回地盤工学研究発表会（富山），pp.421-422, 2013.
- 5) 井合 進：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現(Cookie Model 構成式)，第 48 回地盤工学研究発表会（富山），pp.423-424, 2013.
- 6) 楠 謙吾，井合 進：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の挙動解析：非排水せん断時の要素挙動（その 1），第 48 回地盤工学研究発表会（富山），pp.425-426, 2013.
- 7) 中原知洋，上田恭平：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の挙動解析：非排水せん断時の要素挙動（その 2），第 48 回地盤工学研究発表会（富山），pp.428-429, 2013.
- 8) 井合 進：Isotach/TESRA 型粘性のひずみ空間多重せん断モデル（Cookie モデル型）への組み込み，第 50 回地盤工学研究発表会（札幌），pp.407-408, 2015.
- 9) 井合 進：ひずみ空間多重せん断モデル（Cookie モデル型）による粘性土の力学挙動の表現，第 51 回地盤工学研究発表会（岡山），2016.（投稿中）
- 10) S.Iai, K.Ueda, O.Ozutsumi: Strain space multiple mechanism model for clay under monotonic and cyclic loads, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand, 2015.
- 11) O.Ozutsumi, S.Iai, T.Nakahara: Two-dimensional effective stress analysis on consolidation of clay under highway embankment and its seismic response after consolidation, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand, 2015.
- 12) 井合 進：港湾の耐震におけるいくつかの地盤工学的知見，総説，地盤工学会誌，Vol.64, No.7, pp.1～3, 2016