

異方圧密粘土の長期沈下と二次圧密

○飯沼孝一¹・白子博明²・赤石 勝³・杉山太宏⁴

¹株式会社オオバ・²株式会社 CPC・³新日本開発工業株式会社・⁴ 東海大学工学部

1. はじめに

室内一次元圧密試験では粘性土や有機質土などにかかわらず、ほとんどの土で二次圧密が観察される。図-1は、軟弱地盤上に施工された高速道路と宅地造成盛土で長期間測定された沈下量の経時変化である。測定地点、盛土高と盛土形状、軟弱層厚や物性が違うにもかかわらず、数100日以降、実地盤においても室内試験の二次圧密に類似な時間の対数に比例する長期沈下が観測されている。このような軟弱地盤の二次圧密的長期沈下に伴う不同沈下によって、路面の段差、地下埋設管の勾配変化や切断、そして家屋の傾斜など各種不具合が報告されてきた¹⁾²⁾。

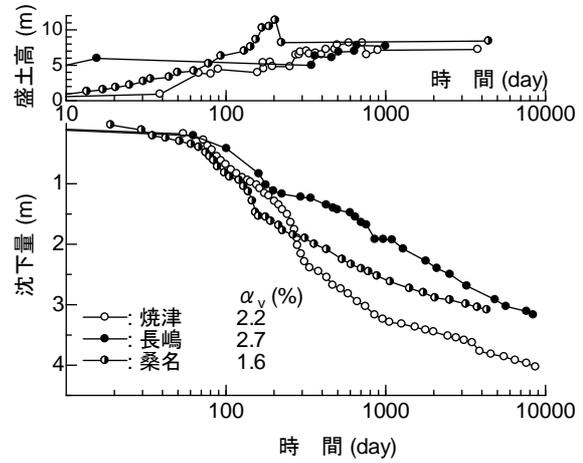
白子らは、図-1のような長期沈下を含む簡便な沈下予測法として、盛土完了後一年前後の沈下実測値と Mesri の含水比と二次圧密係数の関係³⁾を利用する方法を検討した⁴⁾。この方法による予測結果は、室内一次元圧密試験や宅地造成現場の沈下データに対しては良好であるが、道路盛土では長期沈下量を過小に評価する結果となり、面的な宅地造成盛土による地盤の長期沈下（一次元圧密条件）と、道路盛土の長期沈下（平面ひずみ条件）は異なることが予想された。そこで、日本全国118箇所的高速道路盛土と7カ所の宅地造成盛土による長期沈下データから二次圧密係数を求めて平均自然含水比 w との関係調べ、道路盛土の二次圧密係数が Mesri の推定式よりもかなり大きな値となることを見出した⁵⁾。また、この関係を軟弱地盤の全層厚をパラメーターとして定式化を試みている⁵⁾。

本研究では、高速道路盛土で観測されたデータをさらに追加して、二次圧密係数と平均自然含水比 w との関係を整理する。そして、平面ひずみ条件の道路盛土の長期沈下が一次元圧密条件よりも大きく現れるのは、側方へのせん断変形が大きく関与しているものと考え、有効主応力比 $K(=d\sigma_3/d\sigma_1)$ を変化させた再構成試料による三軸異方圧密試験を行い、長期沈下（二次圧密係数）と有効主応力比 K の関係を検討する。また、二次圧密を考慮した多次元圧密条件下の有限要素解析に、著者らが提案した塑性ポテンシャル⁶⁾⁷⁾を導入することで、三軸異方圧密試験の長期沈下結果を上手く説明できることを示す。なお、本論文では、有効応力を示すプライム“'”を省略している。

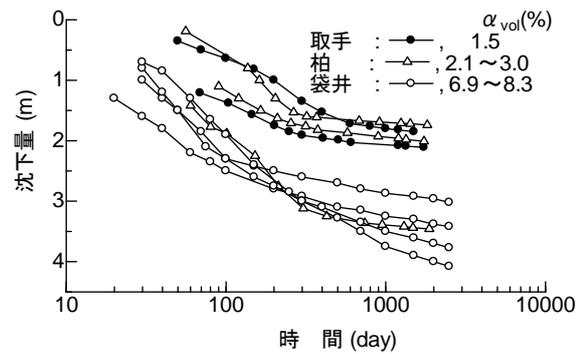
2. 長期沈下、二次圧密係数と自然含水比

2.1 長期沈下と二次圧密⁸⁾

現場における長期沈下とは、軟弱な粘性土地盤上に盛土を施工した場合に発生する大きな沈下（一次元圧密終了）が終了するころから認められ、ある時期以降、長きに亘り継続する沈下（時間の対数に比例するクリープ的沈下）をいう。その傾向は、室内試験で確認される二次圧密と同様に“時間の対数に比例して直線的”である。ただし、現場では室内試験と違って圧密に長期間を要するため、過剰間隙水圧の消散を容易には確認できない。なお、本論文では、長期沈下は室内試験と同様な二次圧密に起因する沈下として着目している。また、道路盛土のような平面ひずみ条件下では、側方への変形が長期沈下に含まれる可能性が高い。現場の長期沈下事例と二次圧密との対比を行うために、本章で用いる現場沈下データ（日本道路公団試験所技術資料他⁹⁾から収集）は、最大25年という長期間継続された観測結果を使用



(a) 道路盛土による長期沈下



(b) 宅造盛土による長期沈下

図-1 軟弱地盤上に施工された盛土による長期沈下事例

し、時間の対数に比例した沈下が認められるものに対して整理した。

2.2 二次圧密係数と自然含水比の関係

一般に二次圧密係数 C_α は、間隙比 e を用いて式(1)で表されることが多いが、式(2)のように対数時間目盛り1サイクル当たりの鉛直ひずみまたは体積ひずみで定義されることもある¹⁰⁾。

$$c_\alpha = de / d \log_{10} t \quad (1)$$

$$\alpha = dv / d \log_{10} t \quad (2)$$

道路盛土による沈下量は、盛土直下に部分的な荷重となり周辺地盤の体積変化とせん断変形の和として考慮する必要があるため、本論文ではひずみで定義される式(2)の α を使用し、これを二次圧密係数と呼ぶ。また、道路盛土による地盤の地表面沈下量を軟弱層厚で除した鉛直ひずみから求める二次圧密係数を α_v 、宅地造成盛土を一次元圧密状態と仮定して体積ひずみ (=鉛直ひずみ) によるそれを α_{vol} と表しと区別して使用する。

地表面沈下量から求めた図-1の二次圧密係数 α_v と α_{vol} は、成層して堆積した自然含水比の異なる軟弱層全体の平均値と考えられるので、層厚で重み付けをした地盤全体を代表する平均自然含水比 \bar{w}_n を計算して、軟弱地盤の α_v 、 α_{vol} と \bar{w}_n の関係を調べた。図-2がその結果で、含水比120%で記号を分けている。測定地点の盛土高さは4mから10m、軟弱層厚は4mから24mである。図からデータのばらつきは大きい。一次元圧密条件下の宅地造成盛土による二次圧密係数 α_{vol} (半丸記号) は、 $\alpha_{vol} = \bar{w}_n / 100$ を表す図の実線³⁾よりもやや下側に位置するものが多いのに対し、平面ひずみ条件下の高速道路盛土による α_v は、実線よりも上側に大きく離れたデータが多い。これは含水比120%以下のデータにおいてより顕著に観察され、最小二乗法で計算した直線の切片 β は、メスリ式の4倍程度を示す(図中表記)。したがって、自然含水比から推定する道路盛土基礎地盤の二次圧密係数 α_v は、実際よりも過小な値を与えることになる。

図-3(a), (b) は、図-2の結果を層厚で分類し、さらに地盤改良の有無で整理した結果である。図-3(a)の未改良地盤の平均自然含水比は50%~80%に集中しており、メスリ式に平行としてやや強引に求めた直線の切片 β は軟弱層厚が厚いほど大きくなり、メスリ式からは遠く離れる。一方、図-3(b)の地盤改良された地盤の平均含水比は広範に分布している、同様に計算した切片 β は未改良地盤よりも低下することが分かる。採用された地盤改良の大半は圧密促進工法(サンドドレーンなど)であり、長期沈下に対して沈下量軽減効果を発揮したことが示される結果と考えられる。

自然含水比から推定可能 α_{vol} とされるのは、一次元圧密試験結果の体積ひずみ (=鉛直ひずみ) によって定義されたものであり、図-2、図-3のように道路盛土による地盤の二次圧密係数が宅地造成盛土のそれより大きくなるのは、せん断変形が影響していると推察される。そこで次章では、圧密圧力増分を変化させた三軸異方圧密試験により、二次圧密係数に及ぼすせん断変形の影響について検討する。

3. 三軸異方圧密試験による二次圧密係数の検討

道路盛土による軟弱地盤の二次圧密係数 α_v は、一次元圧密試験の α_{vol} よりも総じて大きくなることが確認された。こ

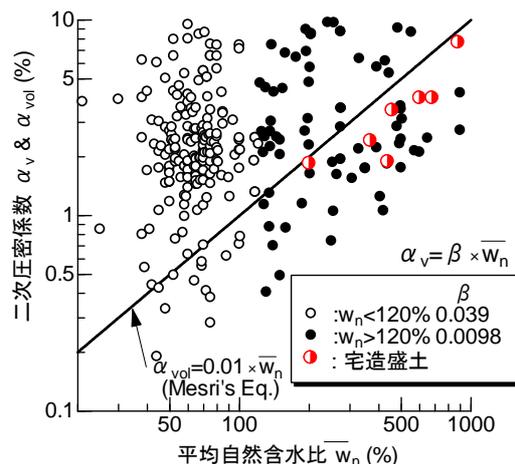
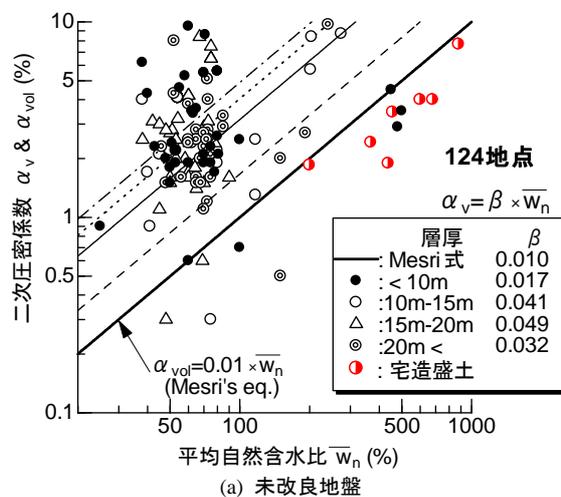
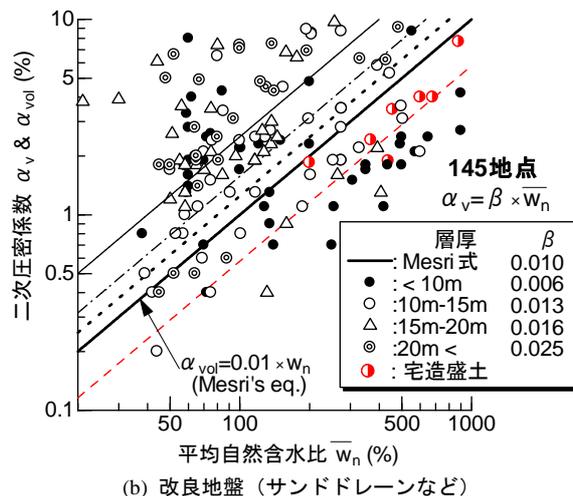


図-2 実地盤で測定された二次圧密係数と平均自然含水比の関係



(a) 未改良地盤



(b) 改良地盤(サンドドレーンなど)

図-3 層厚・地盤改良の有無で分類した二次圧密係数と平均自然含水比の関係

の理由が、道路盛土直下の部分的な荷重に伴うせん断変形によるものと考え、異方圧密状態から有効主応力比 $K(=d\sigma_3/d\sigma_1)$ を変化させた三軸異方圧密試験を行い、荷重経路が二次圧密係数に及ぼす影響を調べた。

表-1 試料の物理的性質

試料	ρ_s (t/m^3)	ω_L (%)	ω_p (%)	Grading(%)		
				sand	silt	clay
A	2.356	73.3	50.7	40	38	22
B	2.638	107.6	69.8	11	55	34
C	2.223	198.9	86.7	11	72	18
D,E,F	2.625 ~2.643	97.1 ~110.5	45.0 ~54.2	7	37	56

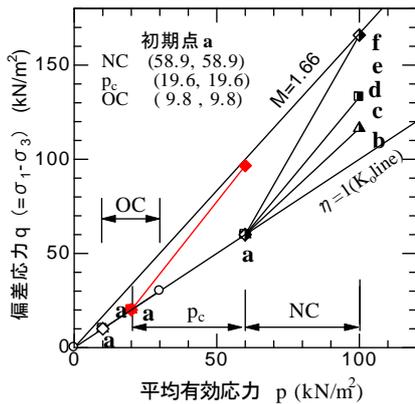


図-4 異方圧密試験の荷重経路と初期応力状態

3.1 試料および実験方法

実験には三種類の再構成粘性土 (A, B, C) と横浜市内 G.L.-10m~15m で連続採取した不攪乱試料 (D, E, F) を使用した。試料の物理的性質を表-1 に、不攪乱試料の荷重経路を図-4 にそれぞれ示した。再構成試料は全て正規圧密条件、不攪乱試料では正規圧密、圧密降伏応力 p_c 付近、過圧密条件となるように圧密圧力 (図-4 の3つの a 点) で 24 時間圧密した後、ab 経路から af 経路となるように主応力増分 $d\sigma_1$ と $d\sigma_3$ を 10 段階で荷重する異方圧密試験を行った。CU 試験の ϕ' から推定した各試料の K_0 値は 0.4~0.45 であるが、いずれも 0.4 と仮定した。

3.2 実験結果と考察

異方圧密中の排水量と軸変位を測定し、体積ひずみと軸ひずみによる二次圧密係数をそれぞれ α_{vol} と α_v と定義した。試料 A, C, D の正規圧密条件で得られた体積ひずみと軸ひずみの経時変化が図-5(a), (b), (c) である。実線と破線で示した体積ひずみ量は、有効主応力比 K が減少しても一定あるいは減少するのに対して、記号で表した軸ひずみ量は顕著に増加している。また、両

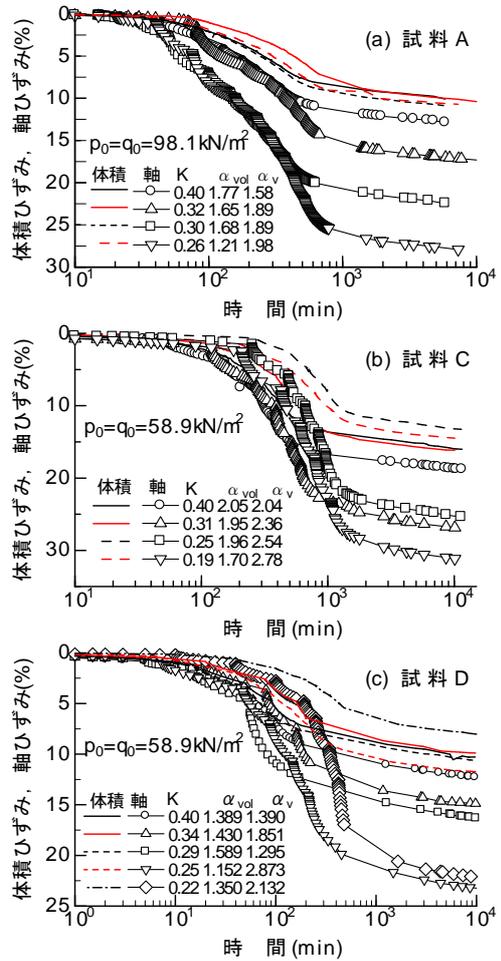


図-5 正規圧密試料の経時変化

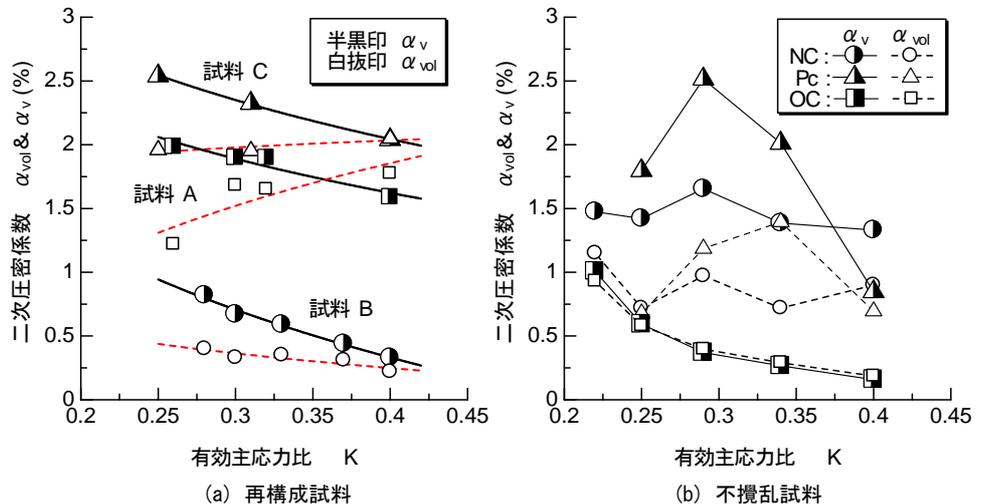


図-6 二次圧密係数と有効主応力比 K

ひずみとも圧密経過時間約 1000 分以降では対数軸に比例した二次圧密が観察される。1000 分以上の直線部分から求めた二次圧密係数 α_{vol} と α_v を図-5 中に記入した。

図-6 は、 α_{vol} 、 α_v と有効主応力比 K の関係である。 K_0 圧密から軸差応力の増加によって K が小さくなると、軸ひずみによる α_v は増加する傾向を示す。体積ひずみの α_{vol} は増減するがその変動量は小さい。また α_v は α_{vol} よりも大きくなるのが明らかである。実験では、平均有効応力増分 Δp を等しくしていること、道路盛土による地盤応力は p - q 空間において c 線より上側に位置すると異方応力状態が多いと考えられることから、図-5、6 の α_v にはせん断変形の影響が含まれるものと思われる。なお、 K がさらに減少して限界状態線 CSL に近づいた場合には、 α_v がさらに増加し排水クリープ破壊に繋がると考えられる。

4. 異方圧密における二次圧密

4.1 弾粘塑性応力ひずみ時間関係

一次元圧密における全圧密量 (= 全体積ひずみ) v を一次圧密量 (= 弾性体積ひずみ v_e と塑性体積ひずみ v_p の和) と二次圧密量 (= 粘塑性体積ひずみ v_s) の和として式(3)で表す^{6,7)}。

$$v = v_e + v_p + v_s = \frac{\lambda^*}{f_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + \alpha \ln\left(\frac{\dot{v}_i}{\dot{v}_s}\right) \quad (3)$$

ここに λ^* は一次圧密量で定義する圧縮指数、 f_0 は初期体積比、 p_0 と p は圧密前後の平均有効応力、 α は体積ひずみで定義された二次圧密係数、 \dot{v}_i は二次圧密速度 \dot{v}_s の初期速度である。式(3)は関口・太田モデルに類似しているが、一次圧密量で定義する圧縮指数 λ^* を用いる点と、二次圧密の初期速度に関する考え方が異なる¹¹⁾。式(3)より二次圧密速度は式(4)で表される。また、1 日後の二次圧密量 v_{sf} における二次圧密速度を \dot{v}_{sf} とすれば、二次圧密の初期速度 \dot{v}_i が式(5)で計算される。なお、関口・太田モデルにおける二次圧密の初期速度 \dot{v}_0 は、圧密度 90% の圧密時間 t_{90} を用いて計算することが提案されている¹²⁾。この仮定では t_{90} 以降で二次圧密が発生するが、式(5)では圧密開始直後から二次圧密が発生する。

$$\dot{v}_s = \dot{v}_i \cdot \exp\left(\frac{-v_s}{\alpha}\right) \quad (4) \quad \dot{v}_i = \dot{v}_{sf} \cdot \exp\left(\frac{v_{sf}}{\alpha}\right) \quad (5)$$

本論文では、初期降伏の始まる正規圧密粘土の降伏関数 F ならび塑性ポテンシャル Q として、著者らが提案した塑性ひずみに式(6)、粘塑性ひずみには式(7)を用いた^{7,17)}。両式は係数 γ に異なる値を利用できる。

$$F(=Q_p) = q^2 + M^2 p(p - p_0) + 2\gamma_p pq + \gamma_p^2 pp_0 = 0 \quad (6)$$

$$Q_s = q^2 + M^2 p(p - p_0) + 2\gamma_s pq + \gamma_s^2 pp_0 \quad (7)$$

ここに、 q は偏差応力 ($= \sigma_1 - \sigma_3$)、 p は平均有効応力、 M は限界状態線 CSL の勾配、 p_0 は K_0 圧密時の平均有効応力、 γ_p と γ_s は F と Q の係数である。 $\gamma_p = 0$ とした降伏関数 F は修正 Cam Clay モデルのそれと一致する。図-7 の赤実線が提案モデルの降伏関数で、比較のため係数 $\gamma_p = 0$ とした修正 Cam Clay モデルの降伏関数を赤破線で、黒破線でオリジナル Cam Clay モデル併記した。塑性ひずみ速度成分 $\dot{\underline{\epsilon}}_p$ ならびに粘塑性ひずみ速度成分 $\dot{\underline{\epsilon}}_s$ は、塑性ポテンシャル Q の応力勾配に比例すると仮定する粘塑性流動則をそれぞれ式(8)と式(9)に利用して計算する¹⁴⁾。

$$\dot{\underline{\epsilon}}_p = \langle F \rangle \frac{\partial Q_p}{\partial \underline{\sigma}} \quad (8)$$

$$\dot{\underline{\epsilon}}_s = \langle \dot{v}_s \rangle \frac{\partial Q_s}{\partial \underline{\sigma}} \quad (9)$$

ここに、 $\underline{\sigma}$ は有効応力成分、アンダーラインは行列を意味し、 $\langle \rangle$ 内の値は負の場合ゼロとする。式(4)で表す \dot{v}_s は、一次元圧密における二次圧密による体積ひずみ速度である。この体積ひずみ速度を利用し、式(9)により多次元圧密における二次圧密速度の各方向速度成分を求めることも可能である。しかし、本論文の検討は一次元圧密に限定されている。

4.2 弾塑性ならびに弾粘塑性圧密 FE 解析

本論文で用いる弾粘塑性 FE 解析プログラムの多くのサブルーチンは、I. M. Smith によって作成されたものを利用する¹⁴⁾。また、計算結果の比較のため修正 Cam clay モデルを導入した弾塑性 FE 解析プログラム CRISP も用いた¹⁹⁾。このプログラムは、流動則と弾塑性応力ひずみマトリックスを採用している。修正 Cam Clay モデルを用いた計算では、著者らのプログラムの妥当性が CRISP との比較で評価できるためである。二次圧密を考慮した多次元圧密連成 FE 解析

における力のつり合い方程式と圧密方程式は、式(10)で表される⁷⁾。

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{C} \\ \underline{C}^T & \Delta t \cdot \underline{P} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{u}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{0} \\ \underline{C}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{d}_0 \\ \underline{u}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{F} + \underline{F}_p + \underline{F}_s \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad (10)$$

ここに、 \underline{K} は剛性マトリックス、 \underline{C} は連成マトリックス、 \underline{P} は透水マトリックス、 \underline{d}_1 、 \underline{d}_0 は節点変位、 \underline{u}_1 、 \underline{u}_0 は節点水圧、下付き添え字 1 は 0 の Δt 時間後を意味する。 \underline{F} は節点外力、 \underline{F}_p と \underline{F}_s はそれぞれ塑性ひずみと粘塑性ひずみによる等価節点力であり、式(11)、(12)で計算する。

$$\underline{F}_p = \int \underline{B}^T \cdot \underline{D}_e \cdot \underline{\varepsilon}_p \cdot dv \quad (11) \quad \underline{F}_s = \int \underline{B}^T \cdot \underline{D}_e \cdot \underline{\varepsilon}_s \cdot dv \quad (12)$$

式(10)から計算される節点変位 \underline{d}_1 を用いて要素の全ひずみ成分 $\underline{\varepsilon}$ を計算し、有効応力成分 $\underline{\sigma}$ を式(13)で計算する。

$$\underline{\sigma} = \underline{D}_e (\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_p - \underline{\varepsilon}_s) \quad (13)$$

ここに、 \underline{D}_e は弾性応力ひずみマトリックス、 \underline{B} はひずみ変位マトリックスは、 $\underline{\varepsilon}_s$ 式(9)で計算する二次圧密による粘塑性ひずみ成分、 dv は要素微小部分の体積である。この計算法は、ひずみの時間的累計値を推定し、それに対応する等価節点力を求める。時間積分には、簡単な前進オイラー法を使用するが、安定性に限界があるため時間増分の選択に留意する必要がある。また、時間積分過程で応力増分を少しずつ増加させることで、塑性ひずみ増分方向が不正確という批判は回避できる。そして一般的な弾塑性FE解析、たとえばCRISPのように、応力～塑性ひずみ関係を陽的に表す必要がないため、この方法は、弾塑性FE解析と比較して計算時間を低減できる利点がある¹²⁾。また、式(10)を利用すると多次元圧密解析が可能であるが、本論文では、一次元圧密解析のみを対象としている。著者らは、弾塑性構成式の塑性ポテンシャルに式(6)、(7)を用いた一次元圧密FE解析で、実測値に一致する有効応力が再現計算可能であることを確認している¹⁸⁾。この論文では、多次元圧密条件下の二次圧密挙動の圧密FE解析に式(6)、(7)を用い、その適用性を検討する。

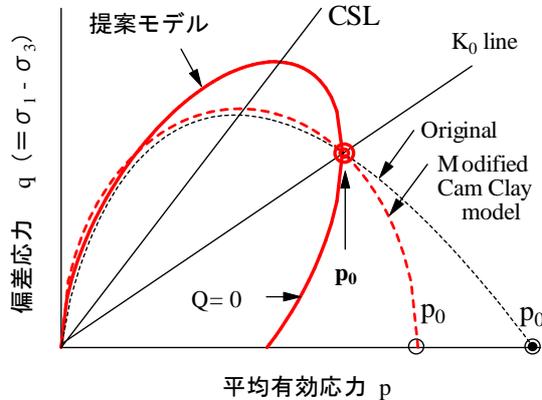


図-7 塑性ポテンシャル Q=0の形状

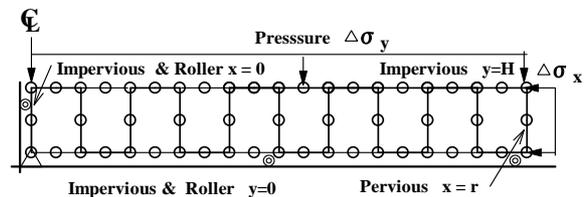


図-8 FE解析に使用した三軸異方圧密試験の要素図

表-2 計算に用いた土質定数

m_v (1/kPa)	c_v (cm ² /min)	α_{vol}	ϕ'	K_0	λ	κ	ν	e_0
5.9×10^{-4}	0.04	4.0×10^{-3}	37	0.44	0.54	0.11	0.31	2.75

図-8はFE解析に使用した三軸異方圧密試験用の要素図で、一次元圧密解析は片面排水条件で10行1列、三軸供試体の異方圧密は図のように供試体外周・半径方向のみへの排水で1行10列の8節点アイソパラメトリック要素を利用した。異方圧密供試体の上下y方向の載荷面は自由ひずみである。3章の三軸供試体は上下部ペDESTALで等ひずみ条件となるので、FE解析条件は実験とは異なる。しかし、バロンのサンドドレーンに関する研究では、三軸供試体上部変形条件は、圧密度50%以降の圧密量-時間関係にほとんど影響しない^{20,21)}。この論文の検討対象である三軸異方圧密条件下の

二次圧密挙動に対する影響は少ないと考えられる。また、提案モデルとの比較のため、代表的な弾塑性モデルとして知られている修正 Cam Clay モデルを用いた圧密 FE 解析を実施する。

4.2 計算結果と考察

前出の再構成した有機質粘土（試料 C）で実施した最大排水距離 $H_L=1\text{cm}$ の圧密量-時間曲線（図-9 の○印）から、計算に必要な土質定数の一部を以下のように決定する。

- 1) 1 日後の圧密量から、 $\Delta v_{sf} (=0.092)$ 全圧密量で定義する慣用的体積圧縮係数 m_v を求める。また、初期間隙比 e_0 を 2.75 と設定し、全圧密量で定義する $\lambda (=0.537)$ を得る。一次圧密量で定義する圧縮指数 $\lambda^* = 0.7 * \lambda$ と仮定すれば、一次圧密量 $(= \Delta v_e + \Delta v_p = 0.064)$ であり、1 日後の二次圧密量 $(\Delta v_s = \Delta v_{sf} - \Delta v_e - \Delta v_p)$ である。ここでは、体積圧縮指数でも、同様に、一次圧密量で定義される m_v も併記すれば、 $m_p = 0.7 * m_v$ となる。
- 2) 二次圧密係数 α_{vol} は、120 分以降の圧密量-時間曲線の勾配から決定する。1 日後の二次圧密速度 $\dot{v}_{sf} = \alpha_{vol} / t = 4.0 * 10^{-3} / 1440$ である。
- 3) 全圧密量時間曲線に \sqrt{t} 法を適用して圧密係数 $c_v = 0.04 (\text{cm}^2 / \text{min})$ を求め、透水係数 $k (= m_v c_v \gamma_w)$ 値を決定した。全圧密量から決定した c_v 値と同じように k 値も二次圧密の影響を受けていると考えられるが、全圧密量から一次圧密量を分離測定できないため、 c_v 値から求めた k 値を計算に用いた。
- 4) 表-2 に示した FE 解析に必要な土質定数や、载荷前の有効応力状態を示す静止土圧係数 K_0 値などは別途実施した試験から求めた。

図-9 は、二次圧密を考慮した提案法による一次元圧密解析と CRISP による弾塑性解析結果を示している。一次圧密量で定義される圧縮指数 λ は、実験により決定できない。全圧密量中の一次圧密量の比 λ^* / λ を 0.7 あるいは 0.95 と仮定した計算結果をそれぞれ赤線と赤破線で示した。計算される圧密量時間曲線の形状は、仮定する λ^* / λ 値に影響されるが、1 日後の全圧密量は、 λ^* / λ 値によらず○印の実測値に一致する。しかし、修正 Cam Clay モデルを用いた CRISP による弾塑性圧密 FE 解析では、実測値より大きな圧密量（1.16 倍）が計算される。

非排水面に接する底部要素の一次元圧密中の偏差応力 q と平均有効応力 p の変化として、有効応力経路を図-10 に示した。载荷前、 K_0 圧密時の静止土圧係数 $K_0 (=0.44)$ である。赤線で示した提案法による計算では、一次元圧密中の有効応力経路が一定の K_0 値となるようにポアソン比 ν を K_0 値から求め、式(6)、(7)の係数 $\gamma_p = \gamma_s = 0.4$ に設定している。黒破線で示した CRISP の修正 Cam clay モデルによる有効応力経路は、図から明らかなように K_0 線より下側に位置している。修正 Cam clay モデルの塑性ポテンシャルでは、実際より大きな値 K_0 を与えてしまうことはよく知られている。その結果として圧密終了時の平均有効応力が K_0 状態より大きくなるため、図-10 に示すように圧密量が大きく計算されるものと考えられる。

図-11 は、放射状排水条件とした異方圧密試験の FE 解析結

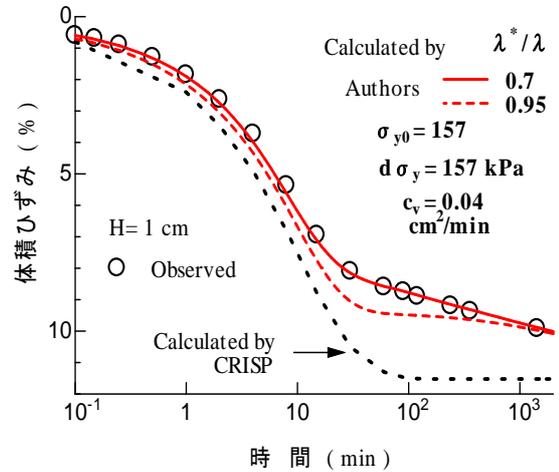


図-9 提案法と CRISP による圧密量の経時変化

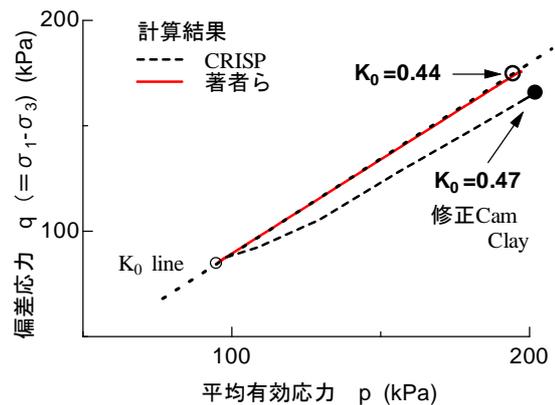


図-10 K_0 圧密時の有効応力経路

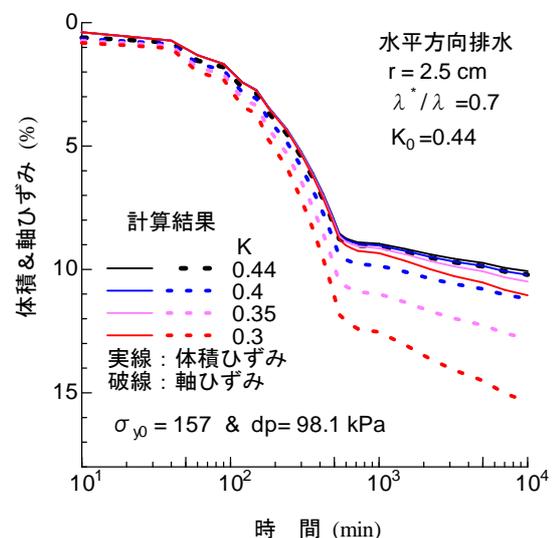


図-11 有効応力比を変えて計算した異方圧密試験の圧密量-時間曲線

果から、体積ひずみ（実線）、軸ひずみ（点線）の経時変化を示したものである。最大排水距離は三軸供試体半径として 2.5 cm、圧密終了時の有効主応力比 $K(= \sigma_r / \sigma_a)$ は、0.44、0.4、0.35 あるいは 0.3 として、平均有効応力増分 dp を K によらず 98.1kPa に統一した。計算には図-8 の要素を用い、土質定数は一次元圧密の場合と同じである。図から、 K_0 圧密条件の $K=0.44$ では、体積ひずみと軸ひずみは等しく計算されていることがわかる。

また、有効主応力比 K 減少に伴い、軸ひずみ量ならびに載荷開始から 600 分以降の沈下曲線の傾きが増加する。これに対して体積ひずみの大きさは、平均有効応力増分が共通のため、有効主応力比の影響をほとんど受けることはない。図の計算結果は、前章の異方圧密試験結果とほぼ同じ傾向を示している。

計算から求めた異方圧密試験の K 値と体積ひずみと軸ひずみの比 v/ε_a の関係を示したのが図-12 である。実線で示した提案法と CRISP による破線の差は、塑性ポテンシャルの違いによるものである。 v/ε_a 関係の計算結果は実測値と類似の傾向を示しているが、 K が小さいときの試験結果と計算結果との相違が大きく、計算法の妥当性を十分には検証できないので、今後さらに検討が必要である。

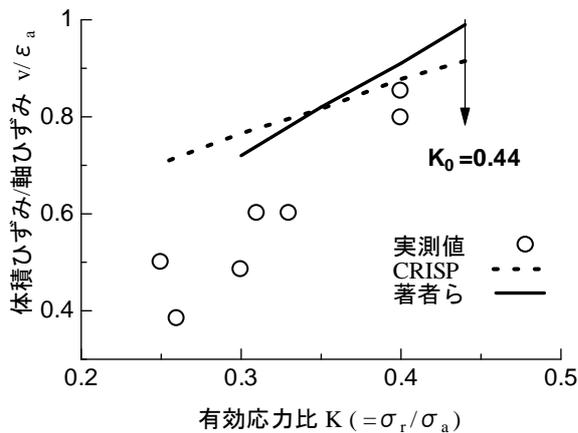


図-12 有効応力比 K と体積ひずみ、軸ひずみ比の関係

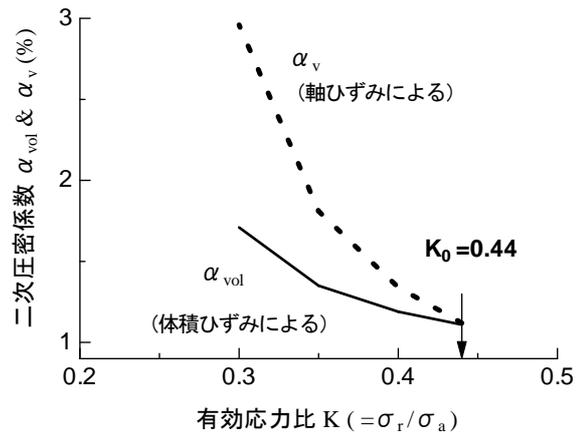


図-13 有効応力比 K と二次圧密係数の関係

本論文の主たる検討対象である異方圧密試験の K と二次圧密速度の関係が図-13 である。鉛直ひずみで定義する二次圧密速度 α_v は、 K の低下とともに著しく増加する。体積ひずみで定義する α_{vol} も同様に増加するがその程度は低い。この計算結果は、2 章の軟弱地盤の長期沈下や 3 章の実験結果と対応する。

多次元圧密条件下の二次圧密に起因する長期沈下は、一次元圧密のそれよりも大きいと考えられるが、二次圧密に関する多くの既往の研究成果は、ほとんどが一次元圧密条件下での議論に基づいている。本計算結果は、体積ひずみで定義される二次圧密を多次元圧密解析で利用する場合、適切な塑性ポテンシャルの選択が重要であることを示唆している。これまでのところ、多次元圧密条件下における二次圧密挙動の研究はほとんど実施されていない。本論文で提案している多次元圧密条件下の二次圧密の予測法は、今後の実験研究で、その妥当性を検証することが必要である。

5. まとめ

道路と宅造盛土による軟弱地盤の長期沈下について検討した。得られた結果は以下のように要約される。

- 1) 道路盛土の二次圧密係数 α_v は、地盤の含水比が 120 % 以下で軟弱層厚が厚いほど大きくなり、 $\alpha_{vol} = \bar{w}_n / 100$ で表される Mesri 式では過小になる。圧密促進工法が採用された場合の二次圧密係数は無処理地盤よりも小さくなる。
- 2) 道路盛土の二次圧密係数の推定式を $\alpha_v = \beta \times \bar{w}_n$ で表した。ばらつきは大きいですが、係数 β は地盤改良の有無、軟弱層厚により異なる値となる。
- 3) 三軸異方圧密試験より、有効主応力比 K の減少は体積ひずみによる二次圧密係数 α_{vol} の大きさには影響しないが、軸ひずみによる二次圧密係数 α_v を増加させる結果が得られた。道路盛土の長期沈下と同じようにせん断変形の影響が含まれる可能性が高い。
- 4) 塑性ポテンシャル係数を適切に設定することにより、静止土圧係数を一定に保つ一次元圧密の計算が可能なプログラムで異方圧密試験の再現計算を行ったところ、有効主応力比の異なる軸ひずみと体積ひずみの関係を適切に捉えることができた。

参考文献

- 1) 林宏親, 西本聡: 泥炭地盤の新しい長期沈下解析手法に関する検討, 寒地土木研究所月報, No.666, pp.11-19, 2008.
- 2) 竹嶋正勝: 軟弱地盤盛土における長期沈下に関する二, 三の知見, 土と基礎, Vol.27, No.3, pp.37-44, 1979.
- 3) Mesri, G. : Coefficient of Secondary Compression, Proc. of ASCE, SM1, pp.123-137, 1973.
- 4) 白子博明, 赤石勝: 実測値を利用した沈下予測法, 土質工学シンポジウム, Vol.31, pp.43-46, 1986.
- 5) 杉山太宏, 白子博明, 外崎明, 赤石勝: 現場における二次圧密を含む簡易な沈下予測法, 基礎工, Vol.34, No.6, pp.61-63, 2006.
- 6) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝: 一次圧密中に発生する二次圧密の推定, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.565-570, 2008.
- 7) 飯沼孝一, 今井誉人, 赤石勝, 杉山太宏: 一次元圧密における有効応力経路と塑性ポテンシャル, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 71, No. 2, pp. 119-124, 2015.
- 8) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝: 道路盛土による軟弱地盤の長期沈下と二次圧密, 土と基礎, Vol.50, No.11, pp.27-29, 2002.
- 9) 日本道路公団試験所: 軟弱地盤における盛土の沈下事例集, 試験所技術資料, 第 302 号, 1977.
- 10) 土質工学会: 土質工学用語辞典, pp.103, 1990.
- 11) Sekiguchi, H. and Torihara, M. : Theory of one dimensional consolidation of clays with consideration of their rheological properties, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 27-44, 1976.
- 12) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 71-87, 1987.
- 13) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. 9thICSMFE, Specialty Session 9, Tokyo, pp.229-237, 1977.
- 14) Smith, I.M. : Programing the finite element method with application to geomechanics, John Wiley & Sons, Inc. , 1982.
- 15) 網干寿夫: 圧密 (最上武雄編著, 土質力学, 第 4 章), 技報堂, pp.331-478, 1969.
- 16) Owen, D. R. J. and Hinton, E. : Finite Elements in Plasticity, Pineridge Press Limited, 1980.
- 17) Dafalias Y. F. , Manzari, M. T. and M. Akaishi : A simple anisotropic caly plasticity model, Mechanics Research Communications, Vol. 29, pp. 241-245, 2002.
- 18) 今井誉人, 杉山太宏, 赤石勝: 圧密降伏応力と降伏関数, 土木学会関東支部技術研究発表会講演集, 2005.
- 19) Britto, A. M. and Gunn, M.J. : Critical State Soil Mechanics via Finite Elements, , Eliss Horwood Limited, 1987.
- 20) Barron, R.A : Consolidation of fine grained soils by drain wells, Trans. ASCE, 113, pp.718-742, 1948
- 21) Richart, F. E. : A review of the theories for sand drains, Proc. of ASCE, Vol. 83, SM3, pp. 1301-1336, 1957.