

中間土地盤の真空圧載荷による変形解析

Deformation analysis of the intermediate soil applied by vacuum pressure

金田一広*・渡部要一**・山崎浩之***

Kazuhiro KANEDA, Youichi WATABE and Hiroyuki YAMAZAKI

*正会員 工博 株式会社竹中工務店, 技術研究所 (〒270-1395 千葉県印西市大塚 1-5-1)

** 正会員 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所, 地盤・構造部 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

*** 正会員 工修 独立行政法人港湾空港技術研究所, 地盤・構造部 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

Soil- water coupled analysis of the vacuum consolidation were performed using SYS Cam Clay model, assuming the clay and the intermediate soils. The soil void is reduced with the decay of soil structure when the vacuum pressure is loaded under the low effective stress level. As for this consolidation method, the soils are improved by the increase of the effective stress along the soil deep area. In this paper, it is explained both mechanical behavior of the intermediate soils and mechanics of vacuum consolidation. And the possibility of the deformation prediction using FEM was shown.

Key Words: intermediate soil , vacuum consolidation , soil-water coupled analysis

1. はじめに

軟弱粘土や浚渫粘土で埋られた地盤の地盤改良工法の一つとして真空圧密工法が挙げられる。これは地盤内にドレーンを打設し,真空圧を載荷することで地盤内の有効応力の増加を期待し圧密を促進させる工法である(例えば 1),2)。一方で,埋立地などの粘土は砂と粘土が混ざったいわゆる「中間土」であることもしばしばあり,また圧密特性など不明確な部分が多い³⁾。

名古屋大学地盤力学研究室が開発した SYS カムクレイモデル^{4),5)}は砂から粘土までの力学挙動を説明できる弾塑性構成式である。このモデルは,骨格構造(構造・過圧密・異方性)の働きを記述し,その発展則によって砂と粘土の違いを説明するものである。そこで本研究は,粘土に砂を混ぜた人工的な中間土を作成し,その圧密,せん断特性を調べ SYS カムクレイモデルでの説明を試みる。次に,同定した粘土や中間土の弾塑性パラメータ,発展則パラメータをもとに,仮想的な粘土・中間土地盤にドレーンを介して真空圧を作用させた時の地盤の沈下・変形挙動を調べる。さらに,中間土地盤についてはプレロード工法など盛土載荷による圧密沈下との違いについて調べる。計算は,水~土連成有限変形計算⁶⁾による。

2. 試料の作成

試料は,川崎粘土と相馬珪砂6号を用いて,粘土のみの

場合および,細粒分含有率(以下 Fc と略す)Fc30, 50, 70% になるように混合して作製した。表-1 に試料の物理試験のデータを示す。なお, Fc30 の場合は,砂分が多くなり,液性限界・塑性限界試験ができなかった。

表-1 試料の物性

	川崎粘土	Fc70	Fc50	Fc30
密度 (g/cm ³)	2.72	2.73	2.70	2.69
液性限界 (%)	54.7	45.7	33.1	
塑性限界 (%)	25.0	22.5	18.0	
Ip	29.7	23.2	15.1	

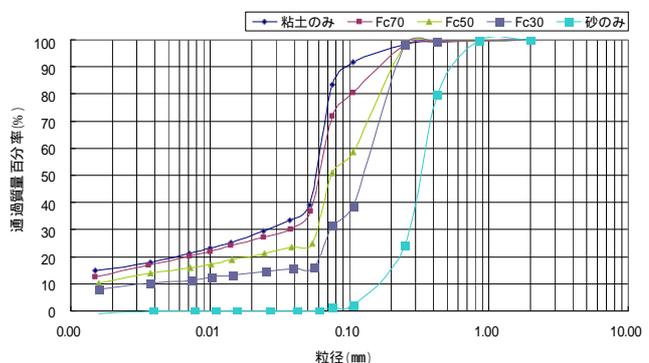


図-1 粒径分布

室内実験（圧密試験・三軸非排水試験）を行う試料は、液性限界の2.0倍程度になるように粘土および砂と粘土の混合試料に水道水を加えミキサーで十分攪拌した後に圧密土槽に投入し、1週間かけて98kPaまで予備圧密して作製した。Fc30は液性限界が求められなかったため、Fc70と50の結果から比例的に液性限界を算出した。図-1に実験で用いた粒径分布曲線を示す。

3. 力学試験とSYSカムクレイモデルとの比較

粘土 Fc70, 50, 30 の各試料の段階圧密載荷試験および拘束圧196kPa、側圧一定の非排水三軸圧縮試験を行った。圧密試験の供試体は直径6cm、高さ2cm、三軸試験の供試体は直径3.5cm、高さ8cmである。表-2には同定したSYSカムクレイモデルの材料定数群（弾塑性パラメータ、発展則パラメータ、初期値）を示す。弾塑性パラメータの圧縮指数は圧密試験の最終段階の $e-\ln v_v$ (v_v :鉛直応力)の傾きから、膨潤指数は最終段階5021kPaから20kPaまで除荷した時の $e-\ln v_v$ の傾きから、限界状態定数 M は三軸非排水試験で限界状態線に達したときの $p'-q$ 空間での傾き $q=Mp'$ から算出した。発展則パラメータは圧密試験、三軸試験結果を説明できるように設定した。SYSカムクレイモデルでは初期状態において異方性の程度、過圧密、構造、有効応力および比体積の5つの状態は互いに関連していて、いずれか4つの状態をあたえたと残りの1つの状態が必ず決まる。圧密試験の初期値は間隙比と拘束圧20kPa、異方性、構造の程度を与えて過圧密比を未知数と

して算出した。表では括弧で過圧密比を示した。特にFc50, 70では R^* があり上負荷面から除荷されるため過圧密比が大きくなっている。一方、三軸試験の初期値は拘束圧196kPa、異方性、構造の程度、過圧密比を与えて間隙比を未知数とした。同様に括弧で間隙比を示した。表-2の初期値の欄で、左側が圧密試験、右側は三軸試験を示す。ここで、初期値の $1/R_0^*$ は構造の程度を表し、値が大きいほど高位な構造を示し、最小値の1は完全に繰り返された状態に対応する。 $1/R_0$ は過圧密比（構造のある状態から応力が除荷された割合）を示し1は正規状態を示す。また、 α_0 は異方性の状態で、0は等方状態を示し、数字が大きくなると異方性が発達していることを示している。簡単なモデルの説明は付録Aに示してある。モデルの応答は一樣変形場を仮定して構成式を差分的に数値積分している。なお、本節の計算では透水係数と土粒子の密度は必要ないが、後に行う水-土連成計算に必要なためここでまとめて示しておく。図-3に実験結果とモデルの応答を示す。各試料でグラフは4つあり、左下のグラフが圧密試験で残りは三軸試験である。圧密試験は $e-\log v_v$ 関係、三軸試験は軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_a 関係、平均有効応力 $p' \sim$ 軸差応力 q 関係、 $e-\log p'$ 関係である。ここで、実験では $q = \sigma_1 - \sigma_3$, $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_2 + \sigma_3)/3$, 計算では $p' = \sigma_1 T/3$, $q = (1.5 S \cdot S)^{0.5}$, $S = T + p I$, T は Cauchy 有効応力で引張を正としている。実験結果は黒丸、計算結果は灰色の太線で示している。すべての場合について、圧密試験と三軸試験の弾塑性パラメータ、発展則パラメータは各試料で同一のものをを用いている。三軸試験の間隙比が実験と計算で整合性があまりよく

表-2 材料定数群

	粘土		Fc70		Fc50		Fc30	
<弾塑性パラメータ>								
圧縮指数	0.137		0.118		0.098		0.100	
膨潤指数	0.017		0.014		0.01		0.006	
限界状態定数 M	1.60		1.60		1.60		1.55	
正規圧密線の切片 N ($p'=98$ kPa の時の比体積)	2.11		1.93		1.81		1.83	
ポアソン比	0.3		0.3		0.3		0.3	
<発展則パラメータ>								
構造劣化指数 a	1.0		0.7		7.0		15.0	
構造劣化指数 b, c	1.0		1.0		1.0		1.0	
正規圧密粘土化指数 m	5.0		3.0		1.0		1.0	
回転硬化指数 b_t	0.001		0.1		1.0		1.0	
回転硬化限界指数 m_b	1.0		1.0		1.0		1.0	
透水係数 k (cm/sec)	5.0×10^{-8}		8.0×10^{-8}		8.0×10^{-8}		1.0×10^{-7}	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.72		2.73		2.70		2.69	
<初期値>								
構造の程度 $1/R_0^*$	圧密	三軸	圧密	三軸	圧密	三軸	圧密	三軸
過圧密比 $1/R_0$	(4.13)	1.0	(2.73)	1.0	(4.41)	1.0	(10.6)	1.0
異方性の程度 α_0	0.107	0.0	0.230	0.0	0.230	0.0	0.230	0.0
側圧係数 K_0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
拘束圧 (kPa)	20.0	196.0	20.0	196.0	20.0	196.0	20.0	196.0
間隙比 e	1.157	(1.02)	1.011	(0.848)	0.853	(0.762)	0.803	(0.799)

ないが、逆に間隙比を実験結果と合わせると、有効応力経路などで整合性が悪くなる。本論文では、間隙比は実験の誤差を含む可能性があることから、有効応力経路などを優先して Fitting することにした。どのケースも圧密試験は実験結果と計算結果の整合性はよい。平均有効応力～軸差応力関係図で細粒分含有率が小さくなるほど、 p' が減少し、あるところから増加して硬化する傾向がみられ、 p' の増加が反転する軸差応力が小さくなる。この特徴をあわせるように Fitting した。せん断試験に関してもおおむね整合性がよい結果となっている。次に、このように Fitting した結果得られた構造の程度と構造の劣化および異方性の発達について各試料について調べる。図4 に各試料の R^* ～軸ひずみ関係図を示す。Fc50、30 のように砂分が多くなってい

くと R^* の低下、すなわち骨格構造が発達している。また、構造の劣化速度 ($R^* - 1$) は細粒分含有率が小さくなるほど早くなる。図5 に各試料の m_b ～軸ひずみ関係を示す。 m_b は異方性の発達度合いで、1 になると完全に異方性が発達しそれ以上異方性が発達しない。図5 より細粒分含有率が小さくなるほど異方性の発達が早くなる。SYS カムクレイモデルは砂と粘土の力学挙動を発展則の違いで表現できるモデルであることを先に述べた。これは、次のように説明される。粘土は過圧密の解消が早く、その後構造の劣化が生じ、異方性の発達には多くのせん断ひずみが必要である。一方、砂は構造の劣化がすぐに生じ、その後過圧密が解消される。異方性の発達・解消は粘土に比べ早い。このことを鑑みると細粒分含有率が小さくなり砂の成分

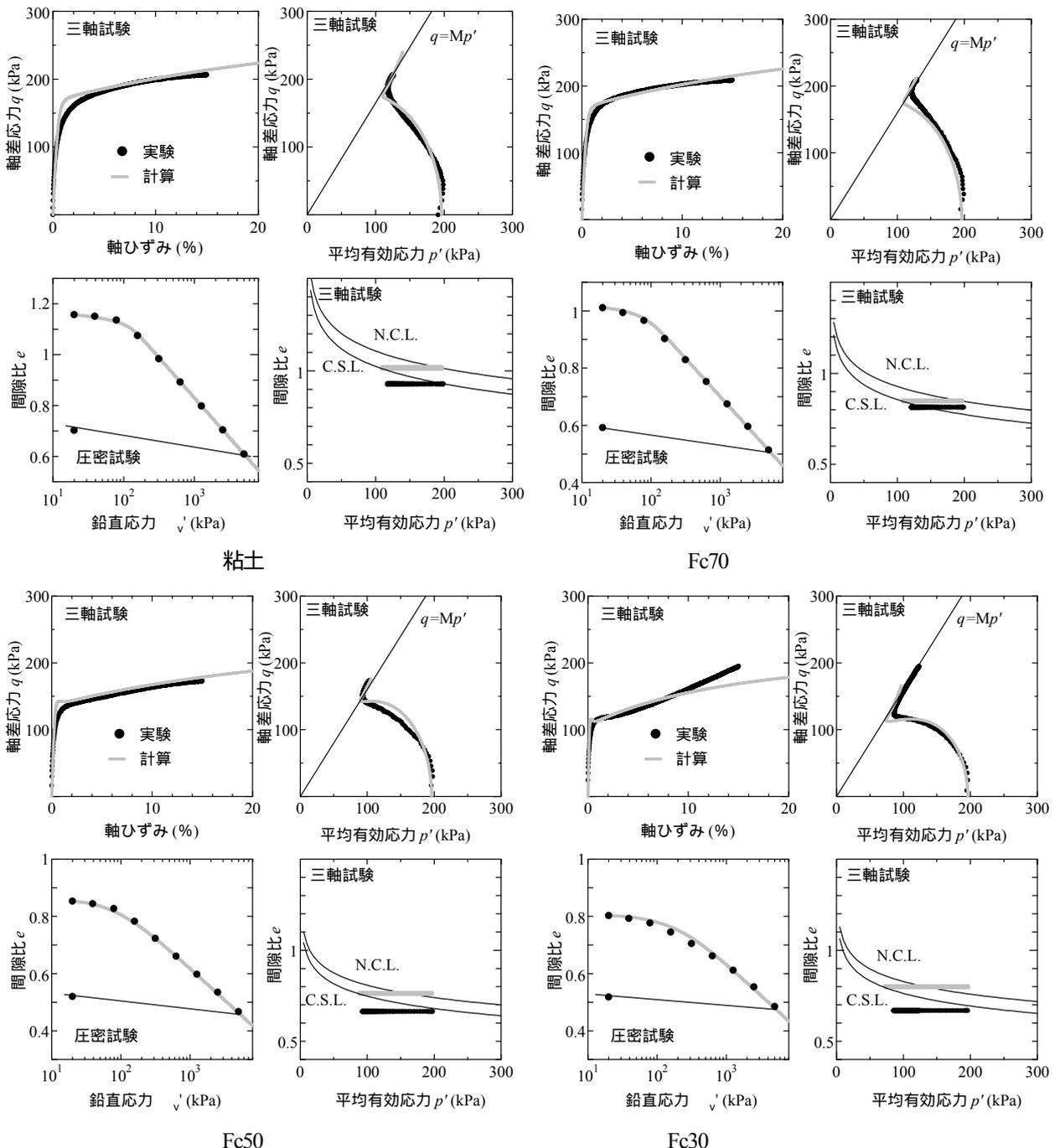


図-3 実験結果と計算結果

が大きくなると、骨格構造を形成し、劣化速度が速くなり、さらに異方性の発達速度も速くなる傾向にある。SYS カムクレイモデルで Fitting した結果、中間土を粘土から砂へ（砂から粘土へ）の遷移ととらえ発展則の観点からうまく説明でき、既往の研究の説明ができていない⁷⁾。同定したパラメータについて、 α , β , M に関しては細粒分含有率が小さくなると値が小さくなる傾向が見られる。また、 γ で Fc50, Fc30 でその傾向が逆になっているのは実験の誤差であると思われる。発展則パラメータの値は付録の式(5), (6), (7)に示すようにダイレイタンシー-D にも関係するため、直接的には比較できないが、 R^* などの進展は先に図4,5に示したような傾向が得られる。

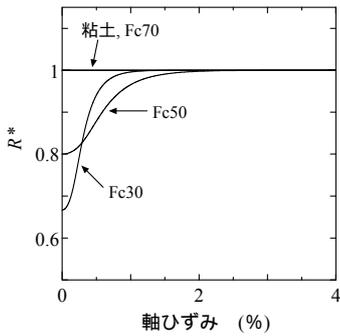


図4 $R^* \sim$ 軸ひずみ関係

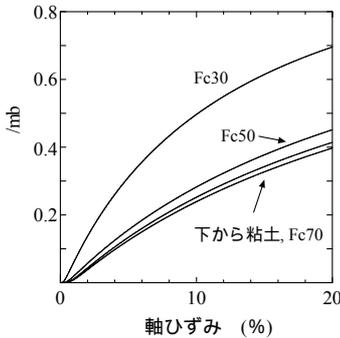


図5 $m_b \sim$ 軸ひずみ関係

4. 水～土連成計算による中間土地盤の沈下・変形挙動

4.1 計算条件

2次元平面ひずみ条件で左右対称地盤を想定する。図6

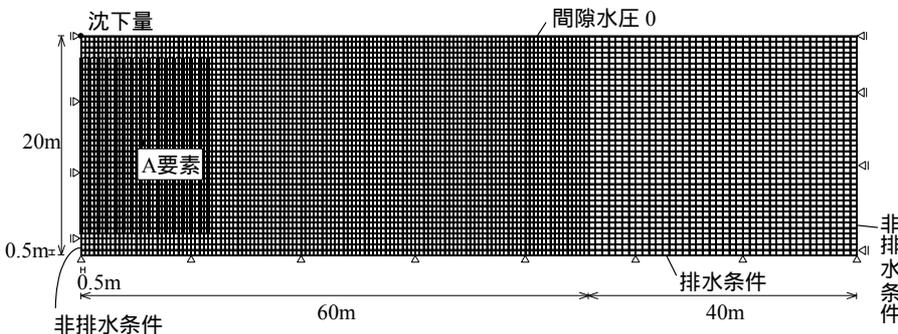


図6 有限要素メッシュと境界条件

に有限要素メッシュならびに境界条件を示す。地盤の深度は20mとし、有限要素は0.5mの正方形とした。地盤の上端面(地表面)は水面と一致するように水圧を常にゼロに保つようになっている。1.0mピッチで16本のドレーンを想定し、負圧の载荷は、図中の太線で示した部分の間隙水圧を一様に低下させて行った。負圧はドレーン全域で1日に-60kPaまで水圧を低下させて、その後3000日間一定に放置した。表-3に各計算の初期値を、図-7に地盤の初期状態を示す。各試料の初期値は以下のように設定した。真空圧を载荷する地盤は比較的高含水比状態と仮定する。すべての場合に対して側圧係数と異方性の程度は同じとし、構造の程度、過圧密比を一定として、10m～13mの位置の間隙比が各地盤の液性限界になるように間隙比を地盤内に分布させた。なお、高含水比状態のような間隙比が大きい状態は骨格構造が高位な状態と本研究では仮定した⁸⁾。また、図-8に10～13mの位置にある要素の1次元圧縮応答の $e \sim \log p'$ 関係図を示す。粘土は下に凸の挙動を示し、細粒分含有率が小さくなると構造の劣化が速くなるため p' が低下する軟化が顕著になる。

表-3 初期値

	粘土	Fc70	Fc50	Fc30
構造の程度 $1/R_0^*$	7.0	12.0	1.4	1.2
過圧密比 $1/R_0$	1.2	1.2	1.2	1.3
異方性の程度 α_0	0.545	0.545	0.545	0.545
側圧係数 K_0	0.6	0.6	0.6	0.6

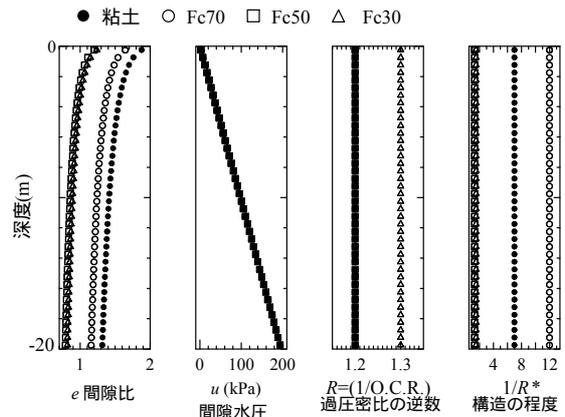


図-7 地盤の初期条件

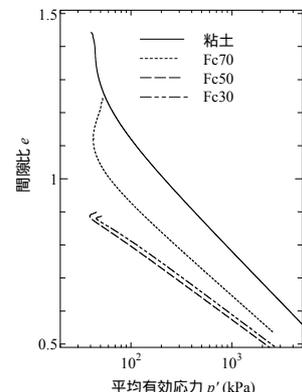


図-8 1次元圧縮応答

4.2 真空圧荷による計算結果

図-9 にそれぞれの中央部の沈下量・時間関係を示す。粘

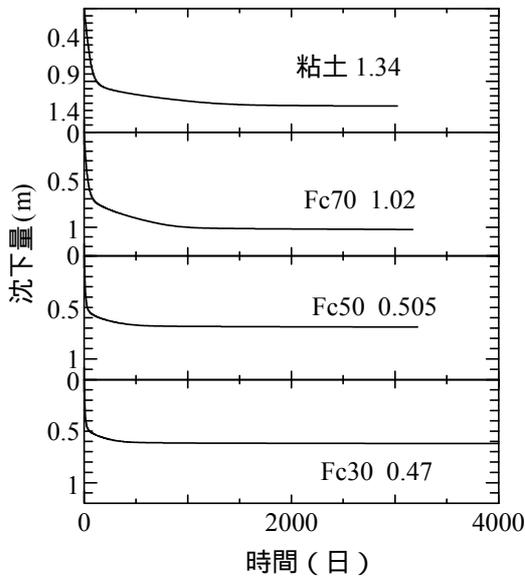


図-9 沈下量～時間関係

土, Fc70 などの後の数値は最終沈下量(m)を示している。粘土, Fc70 は 1m 以上の沈下が生じているが, Fc50, 30 は 0.5m 程度となった。表-2 より細粒分含有率が小さくなると正規圧密線の傾き が小さくなっていくためである。次に, 粘土地盤と Fc50 地盤の比較を行う。図-10(a)に間隙比, (b)にせん断ひずみのコンター図を示す。粘土も Fc50 地盤もドレーンを設置した部分を中心に間隙比の減少が生じている。せん断ひずみ分布では粘土地盤はドレーンを設置した領域深部から外側にせん断ひずみが卓越した部分が生じている。これは間隙比が高い地盤に真空圧による圧縮力が作用するため, 周りの地盤を引きずり込んで大きなせん断ひずみが発生している⁸⁾。一方, Fc50 地盤はせん断ひずみの発生が粘土地盤に比べて小さく卓越したせん断ひずみは生じていない。図-11 に, 3000 日後の地表面形状を示す。Fc50 地盤に比べて粘土地盤の方がドレーン打設領域で沈下が進んでいるが, Fc50 地盤はドレーンを打設している領域から離れても若干沈下が見られる。図-12 に粘土地盤と Fc50 地盤について, 図-6 の A 要素の $e-p'$ 関係を示す。粘土地盤は若干過圧密挙動を示した後, 大きな間隙の圧縮が見られるが, Fc50 地盤は平均有効応力が低



500 日後 (粘土地盤)



3000 日後 (粘土地盤)



500 日後 (粘土地盤)



3000 日後 (粘土地盤)



500 日後 (Fc50 地盤)



3000 日後 (Fc50 地盤)



500 日後 (Fc50 地盤)



3000 日後 (Fc50 地盤)



(a) 間隙比分布
図-10 コンター図

(b) せん断ひずみ分布
図-10 コンター図

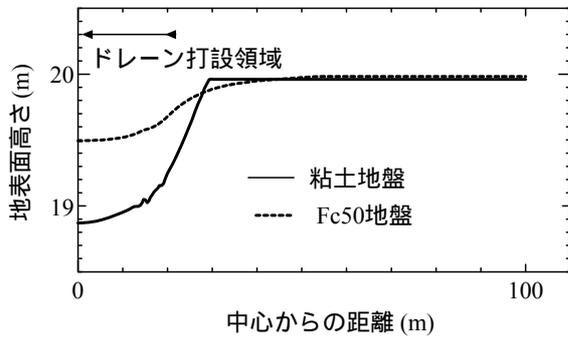


図-11 地表面変形

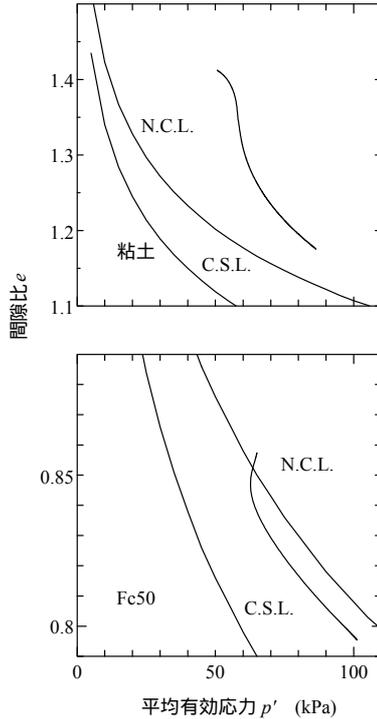


図-12 要素の挙動

下する塑性圧縮を伴う軟化挙動が生じ、その後 N.C.L.や C.S.L.に並行に圧縮している。これは粘土と Fe50 の発展則の違いによる。すなわち、粘土は過圧密の解消の後大きな圧縮を伴う構造の劣化が生じ一方、Fe50 は粘土より早く構造の劣化が生じるためである。Fe50 地盤が粘土地盤より広範囲に沈下が進んでいる原因の一つとして、Fe50 地盤は真空圧密载荷によって有効応力が増加し、そのわずかな変化で塑性圧縮を伴う軟化挙動が生じるためであると考えられる

4.3 真空圧密载荷と盛土载荷による地盤変形の比較

本節では中間土地盤 (Fe50) の真空圧密载荷と盛土载荷による圧密の違いについて調べる。盛土载荷は図-13 に示すような左右対称を仮定した盛土を図-6 の地盤の左端に载荷する。計算では、盛土荷重分を有限要素の節点に作用させる。盛土の単位体積重量 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ とし、盛土高さは 10 日間で 2m とした。これは後に示すが、真空圧密载荷と同等の沈下量とするためである。なお、盛土载荷の場合はドレーンなどで透水性をよくして行う事から本計算で

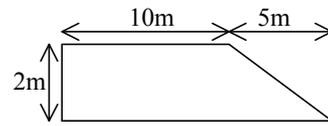


図-13 盛土の形状

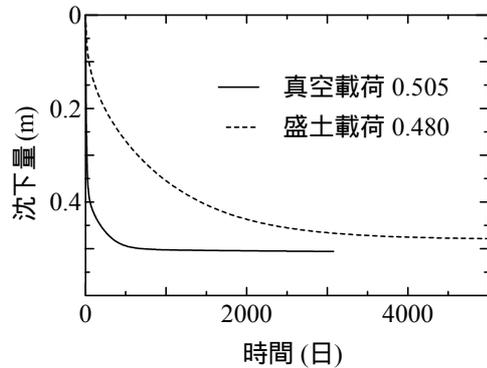


図-14 沈下量～時間関係

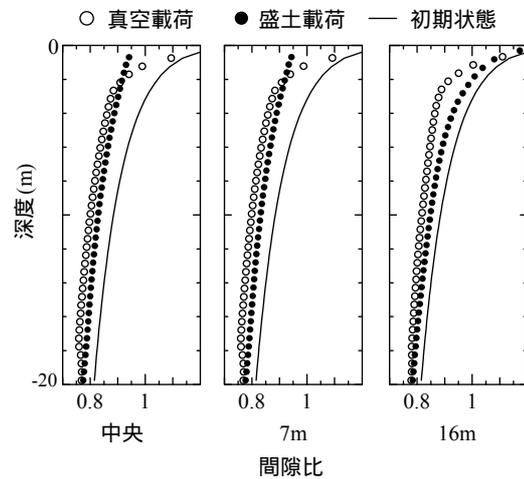


図-15 深度方向の間隙比の分布

は透水係数を4倍とした 図-14 に時間沈下量関係を示す。図中の凡例に示す数値は最終沈下量である。沈下時間は地盤の透水係数に依存するが、最終沈下量はほぼ同じとなった。図-15 に初期状態と圧密終了時の盛土中央部、中央から 7m、16m 地点の深度方向の間隙比分布を示す。ここで、真空圧密载荷は 3000 日、盛土载荷は 6000 日後である。地表付近では真空圧を载荷していないため盛土载荷の方が間隙の減少が見られるが、深度全般にわたって初期状態より間隙の減少が見られる。図-16 に図-6 の A 要素の挙動を示す。盛土载荷は真空载荷よりわずかであるが限界状態線に近づいてその後圧密が進んでいることが分かる。

高含水比粘性土では盛土载荷による地盤改良は土要素が限界状態線に接近し、地盤の破壊の危険性があるためドレーンによる排水や载荷速度などに注意を有する。中間土地盤もその危険性もあるが、盛土を载荷した後の地盤は真空圧密载荷による改良地盤と同様な効果も見られ、ドレーンピッチ、盛土高さや工期を鑑みて、地盤改良工法を FEM で検討することも可能であると考えられる。

5 結論

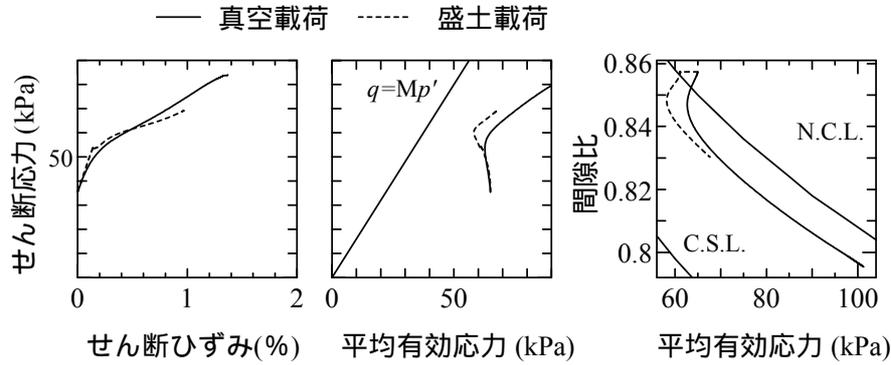


図-16 要素の挙動の比較

中間土の力学挙動と粘性土・中間土地盤に真空圧が作用した場合の地盤の圧密について SYS カムクレイモデルを用いた水～土連成計算を行い以下の知見が得られた。

- (1) 粘性土・中間土地盤の室内実験を行い, SYS カムクレイモデルによる弾塑性パラメータ, 発展則パラメータ, 初期値の同定を行った. 細粒分含有率が小さくなるほど, 骨格構造が高位化し, 骨格構造の劣化速度, 異方性の発達速度が速くなり, 砂に近い挙動になる.
- (2) 粘性土・中間土地盤にドレーンを打設して真空圧を載荷すると, ドレーン打設域では間隙の減少が見られる. これは, 細粒分含有率が小さくなると正規圧密線の傾き が小さくなることに起因する.
- (3) 粘性土地盤で真空圧載荷すると, 改良域以外で大きなせん断ひずみが発生する領域が現れる. これは間隙比が高い地盤に真空圧による圧縮力が作用し, 周りの地盤を引きずり込むためである.
- (4) 真空圧載荷は地盤に負の間隙水圧を与え有効応力を増加させるもので, 盛土載荷は全応力を増加して, 圧密によって有効応力を増加させるものである. 高含水比粘性土に盛土を載荷すると地盤のすべり破壊が懸念される. 中間土地盤もその可能性もあるが, 盛土を載荷した後の地盤は真空圧載荷による地盤と同様な改良効果も見られ, 工期を鑑みて FEM により検討することも可能であると考えられる.

今後は, 中間土地盤に真空圧を作用させた実験などを実施して, 数値計算との比較を行う予定である.

謝辞

本研究を行うにあたり名古屋大学地盤力学研究室にご協力をいただきました. ここに深く感謝いたします.

付録 A SYS カムクレイモデルの概要

構造のない正規圧密土の挙動を, 関口・太田⁹⁾による異方性を表す応力パラメータ η^* とその発展を考慮した回転硬化概念¹⁰⁾を有する修正カムクレ

イで記述し次式で表す.

$$f(\tilde{p}', \eta^*) = \text{MD} \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}'_0} + \text{MD} \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} (= \varepsilon_v^p) = - \int_0^t J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau \quad (1)$$

さらに 構造概念を表すために修正カムクレイの外側に相似な上負荷面⁶⁾(相似中心は原点 $p'=q=0$ でその相似率を R^*)を, 過圧密状態については Hashiguchi^{11),12)}に倣い, 上負荷面の下側に相似な下負荷面(相似中心は原点 $p'=q=0$ でその相似率を R)を導入し 構造を有する過圧密土の塑性ポテンシャルを次式で表す. 構造が高位なほど, 過圧密の程度が大きいくほど, それぞれ R^* と R が小さいことを意味する. 図-A.1 に 3 つ塑性ポテンシャルを示す.

$$f(p', \eta^*) + \text{MD} \ln R^* - \text{MD} \ln R + \int_0^t J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0 \quad (2)$$

また,

$$R = \frac{p'}{q} \quad (0 < R \leq 1, 1/R: \text{過圧密比に相当}) \quad (3)$$

$$R^* = \frac{\tilde{p}'}{q} = \frac{\tilde{q}}{q} \quad (0 < R^* \leq 1) \quad (4)$$

で, 本論文 R^* (構造), R (過圧密)ならびに β (異方性)の発展則は, それぞれ次式で与える.

$$R^* \text{の発展則: } \dot{R}^* = J U^* \|\mathbf{D}_s^p\|, \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (5)$$

$$R \text{の発展則: } \dot{R} = J U \|\mathbf{D}^p\|, \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (6)$$

$$\beta \text{の発展則: } \dot{\beta} = J \frac{br}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|\mathbf{D}_s^p\| \|\dot{\eta}\| \left(m_b \frac{\dot{\eta}}{\|\dot{\eta}\|} - \beta \right) \quad (7)$$

ここに, $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / (1 + e_0)$ は dilatancy 係数, \mathbf{D}^p は塑性ストretching, $J = (1 + e) / (1 + e_0)$ (e は時刻 $t=t$ での間隙比) である. また異方性を表す η^* は, 回転硬化変数 β と有効応力(引張: 正) \mathbf{T} を用いて次式で与える.

$$\eta^* = \sqrt{3/2} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}, \quad \hat{\eta} = \eta - \beta, \quad \eta = \mathbf{S} / p', \quad \mathbf{S} = \mathbf{T} + p' \mathbf{I} \quad (8)$$

\mathbf{D}_s^p は偏差塑性ストretching, $\|\cdot\|$ はノルムを表す. 式(7)

については, Hashiguchi and Chen¹⁰⁾にならい, 客観性を有する β の Dienes 速度 $\dot{\beta}$ を用いている 式(5)~(7)の発展則パラメータは, a, b, c を構造劣化指数, m を正規圧密土化指数, b_r を回転硬化指数ならびに m_b を回転硬化限界定数と呼ぶ. この発展則は, 塑性変形を伴う負荷時には, 過圧密解消 ($R = 1$) と構造劣化 ($R^* = 1$) が生じるとして与えている.

次に, 関連流れ則, 後続負荷面に関するプラグーの適応条件, および有効応力変化は弾性応答によることなど普通の弾塑性諸法則に基づくと, 塑性乗数 (>0) と構成式は式(9), (13)として与えられる.

$$\text{塑性定数: } \lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T} \cdot \dot{T}}{J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} \quad (9)$$

$$M_s^2 = M_a^2 + br \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \beta) - \sqrt{6} MD \frac{U^*}{R^*} \eta^* + MD \frac{U}{R} \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (10)$$

および,

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2 \quad (11)$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{3}{2}} \beta \cdot \beta = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\beta\| \quad (12)$$

$$\text{構成式: } \dot{T} = ED - \lambda E \frac{\partial f}{\partial T} \quad (13)$$

ここに, 式(13)で E は弾性係数テンソル, \dot{T} は T の Dienes 速度, D はストレッチング D による T の別表現である.

また, 式(9)の塑性乗数で負荷時は >0 であるから, $\eta^2 = M_s^2$ が硬化・軟化の敷居線を表す. すなわち, $\eta^2 > M_s^2$ のときは軟化を, $\eta^2 < M_s^2$ のときは硬化を示す. この M_s は, 構造低位化, 過圧密解消, 異方性の発達・消滅および現応力比の値によって変化する. また, 同時に式(11)の $\eta^2 = M_a^2$ は, 塑性ポテンシャルの形から, 塑性圧縮と塑性膨長の敷居線を与えるが, 異方性の発達・消滅に伴いポテンシャル面も回転するのでこの敷居線も変化する.

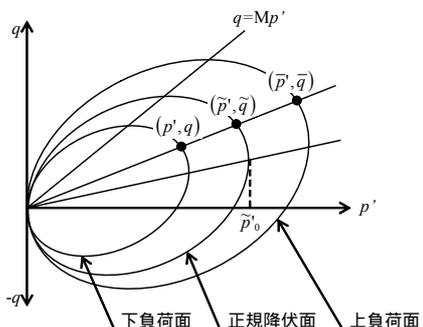


図-A.1 3つの塑性ポテンシャル

参考文献

1) 三田地利之・高橋秀彰・香西篤: 真空圧密工法による

地盤の変形と強度増加—三軸試験によるシミュレーション, 土木学会論文集, No. 722/III-61, pp. 245-252, 2002.

- 2) 今井五郎: 「真空圧密工法」のさらなる発展に向けて - 真空圧を利用した地盤改良の原理とその適用 - 土木学会論文集, No. 798/III-68, pp. 1-16, 2005.
- 3) 地盤工学会: ジオテクノート2 中間土 砂か粘土か, 2004.
- 4) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, 40(2), pp.99-110, 2000.
- 5) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, T., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), pp.47-57, 2002.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of saturated clay near/ at critical state, *Soils and Foundations*, 34(1), pp.91-105, 1994.
- 7) Nakano, M. Yamada R. and Noda, T.: Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, 48(5), pp.653-671, 2008.
- 8) 金田一広・渡部要一・山崎浩之・新舎博・椎名貴彦: 水～土連成計算による真空圧密工法の改良メカニズムの検討とその適用例, 地盤工学ジャーナル, 掲載予定, 2009.
- 9) Sekiguchi, H. and Ohta H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9)*, Tokyo, pp.229-238, 1977.
- 10) Hashiguchi, K. and Chen, Z. -P.: Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 22, pp.197-227, 1998.
- 11) Hashiguchi, K.: Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. US-Japan Seminar on Continuum mechanics and Statistical Approaches in the Mechanics of Granular Materials* (eds. By Cowin, S. C. and Satake, M), Sendai, JSSMFE, pp. 321-329, 1978.
- 12) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, *Inter. Journal of Solids and Structures* 25, pp.917-945, 1989.

(2009年4月9日 受付)