

真空圧密工法で改良された浚渫埋立地盤の変形とその解析

Deformation Analysis of Dredging Reclaimed Ground Improved by Vacuum Consolidation Method

水野健太 Kenta MIZUNO (広島大学大学院工学研究科)  
 土田 孝 Takashi TSUCHIDA (広島大学大学院工学研究科)  
 新舎 博 Hiroshi SHINSHA (五洋建設(株))

真空圧密工法で改良された浚渫埋立地盤に対して、土～水連成の弾塑性有限要素解析を適用し、地盤変形量の予測精度を検証した。構成モデルとして、著者らが提案する修正関口・太田モデルを適用した結果、浚渫埋立地盤を均質な粘土地盤とした場合は、改良域内の圧密沈下量や引き込み型の水平変位量を比較的精度良く再現できた。一方、改良域外においては地盤変形量を過小評価した。そこで、浚渫埋立地盤に存在するレンズ状の砂層を解析上考慮した結果、介在砂層を通じて負圧の影響が周辺地盤へ伝搬し、改良域外においても実測沈下量を再現できることがわかった。本工法を採用する際には、介在砂層の分布状況やその透水性を事前に把握することが重要である。

キーワード：埋立地盤，圧密，変形，有限要素法，真空圧密工法 (IGC : C-7, D-5, E-2)

1. はじめに

真空圧密工法は、鉛直ドレーンを介して地盤中の間隙水や空気を強制的に排出する地盤改良技術である。軟弱粘性土地盤における支持力増加や圧密促進、浚渫埋立地の減容化、湖沼や内湾の水深確保など、真空圧密工法の適用範囲は幅広く、近年になって着実に施工実績を伸ばしている地盤改良技術の一つである。

真空圧密工法の技術的な課題は、いかにして改良対象地盤の気密性を確保し、所定の負圧を安定的に作用させるかにあるといっても良い。一方、設計的には、工法原理<sup>1)</sup>を適切にモデル化した上で沈下量や水平変位量を精度良く予測し、ドレーンの改良ピッチや真空載荷期間などの設計条件を合理的に設定することが重要である。特に真空圧密工法では、改良域内へ引き込み型の変形が大きく生じるほか、改良域外においても、かなり広範な範囲まで真空載荷に起因する沈下や側方変形が観測される事例が多い。このような周辺地盤に及ぼす変形の影響範囲およびその程度を定量的に事前予測し、必要に応じてこれらの影響を軽減する補助工法の効果を評価することが、真空圧密工法を選定する上では極めて重要である。

このような背景から本研究では、真空圧密工法が採用された浚渫埋立地の地盤改良工事に対して、土～水連成の弾塑性有限要素解析を適用し、実測値との比較により真空載荷時の沈下量および水平変位量の予測精度を検証した。

2. 工事概要

2.1 地盤条件および地盤改良概要

検討対象とした地盤は、浚渫土が投入されてから数年が経過した徳山下松港(徳山地区) T-9 埋立地である。浚渫埋

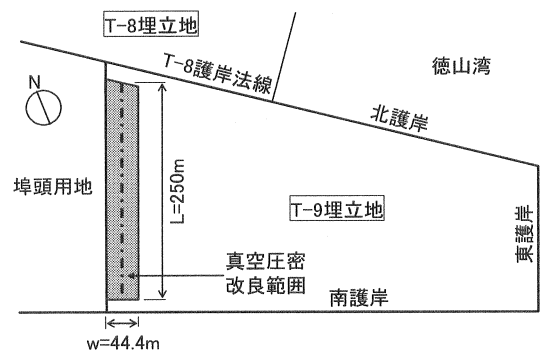


図-1 平面図

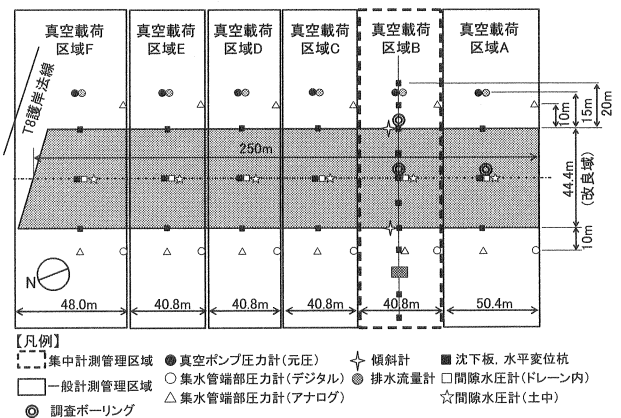


図-2 計測機器配置図

立部は非排水せん断強度が  $c_u=1.4kN/m^2$  程度の超軟弱未圧密地盤である。この埋立地内において臨港道路を建設する際に、圧密促進および支持力増加を目的とした地盤改良工法としてキャップ付きドレーンを用いた真空圧密工法が採用された<sup>2),3)</sup>。

図-1 に施工位置平面図、図-2 に動態観測機器の平面配

置図を示す。改良範囲は、幅  $w=44.4\text{m}$ 、中心線延長  $L=250\text{m}$ 、改良層厚  $H=28\text{m}$  で、設計真空圧は  $-65\text{kN/m}^2$  である。鉛直ドレーンの打設は、泥土施工機 (PDF 船) によって行われた。図-2 に示すように施工中は地表面沈下および地表面水平変位、作用負圧 (ポンプ元圧、集水管端部、ドレーン内)、地盤内間隙水圧、排水量、傾斜計による地中水平変位を計測した。特に「区域 B」は集中計測管理区域と位置づけ、密な計測を行っている。後述の有限要素解析においても「区域 B」を検討対象断面とした。

図-3 に土層構成図と間隙水圧計の設置深度を示す。真空圧密工法による地盤改良は、図-3 に示すように、浚渫土である埋立粘土 1、埋立粘土 2 および在来粘土である沖積粘性土を対象に実施した。ドレーンは基礎砂礫層より  $1.0\text{m}$  上部まで打ち込み、地表面から  $1.5\text{m}$  の埋立粘土を負圧シール層<sup>4)</sup>とした。ドレーン打設長さは  $27\text{m}$ 、ドレーンの打設間隔は  $1.2\text{m}$  ピッチの正方形配置、ドレーンの総打設本数は  $8,053$  本、総延長は  $217,431\text{m}$  である。

表-1 に地盤物性値、図-4 に事前、負圧载荷前および事後調査の一軸圧縮強さ、含水比、湿潤密度の深度分布図を示す。表-1 に示す値は本工事着手前に実施された事前調査結果である。当該地域の在来粘土に関する元々の地盤特性は、既往の文献<sup>5), 6), 7)</sup>が詳しいのでここでは省略するが、浚渫土の埋立に起因する圧密によって、含水比  $w_n$  は  $97\sim 143\%$  から  $72\sim 122\%$  へと  $20\%$  程度低下している。浚渫埋立粘土の含水比  $w_n$  は  $120\%$  程度で、比較的均質な地盤を形成していることがわかる。その物理特性は浅部の在来粘土と大きく変わらないが、図-4 に示すように一軸圧縮強さがほとんど発揮されない超軟弱粘土である。

## 2.2 計測結果

図-5 に「区域 B」における真空ポンプの元圧、集水管端部の負圧、ドレーン先端の負圧の経時変化を示す。図-6 は地盤内 (図-3 参照) の負圧の経時変化である。いずれの図も経過時間の基準日を負圧作用開始時 (ドレーン打設から  $178$  日後) としている。図-5 より、 $30$  日~ $40$  日、 $55$  日、 $70$  日~ $75$  日にかけてポンプ元圧が一時的に低下する期間はあるが、ポンプ元圧は  $-90\sim -95\text{kN/m}^2$ 、集水管端部およびドレーン先端部の負圧は概ね  $-65\text{kN/m}^2$  を達成しており、設計真空圧がほぼ均一に作用していると判断できる。一方、図-6 より地盤中の負圧は、ほぼ直線的に経時低下しており、地表層のシール層 ( $-1.5\text{m}$ ) を除くと改良終了時の負圧は、 $-35\sim -54\text{kN/m}^2$  となった。

図-7 は「区域 B」の改良域中心、改良域端部、改良域中心から  $52.2\text{m}$  における時間~沈下量関係、図-8 は改良域縦断方向の沈下形状、図-9 は「区域 B」横断方向の地表面沈下形状、図-10 は「区域 B」横断方向の地表面水平変位状況を示したものである。なお、図-7~図-10 は、ドレーン打設時を経過時間の基準日としている。図-7~図-9 を見てわかるように、改良地盤はドレーンの打設によって自重圧密が促進され (ドレーン材の打設過程で地盤内に過剰間隙水圧が発生している可能性も考えられる)、改良域中

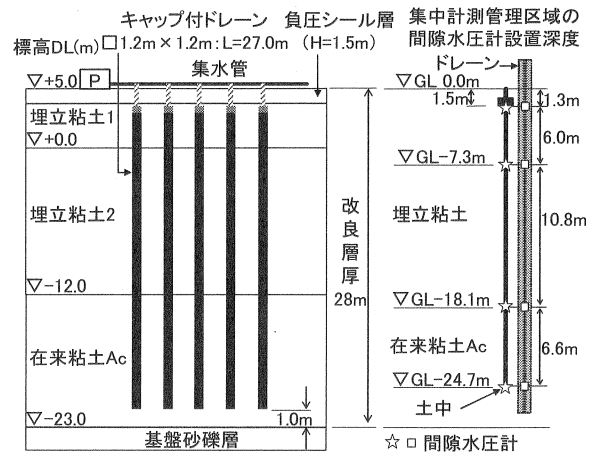


図-3 土層構成図および間隙水圧計設置深度

表-1 地盤物性値

パラメータ	単位	埋立粘土 1	埋立粘土 2	在来粘土
層厚	m	5.0	12.0	11.0
湿潤密度 $\rho_t$	$\text{kN/m}^3$	14.0	14.0	14.8 (13.5~14.5)
含水比 $w_n$	%	119	120~129	72~122 (97~143)
せん断強度 $c_u$	$\text{kN/m}^2$	1.4	$1.4+0.3z$ [z=0 at DL=0]	$4.0+0.7z$ [z=0 at DL=0]
圧縮指数 $C_c$	-	1.026	1.026	1.035 (1.24~1.60)
圧密係数 $C_v$	$\text{cm}^2/\text{d}$	180	180	130 (87~94)

( ) 内の数値は浚渫土 (埋立粘土) 投入前の在来粘土の物性値

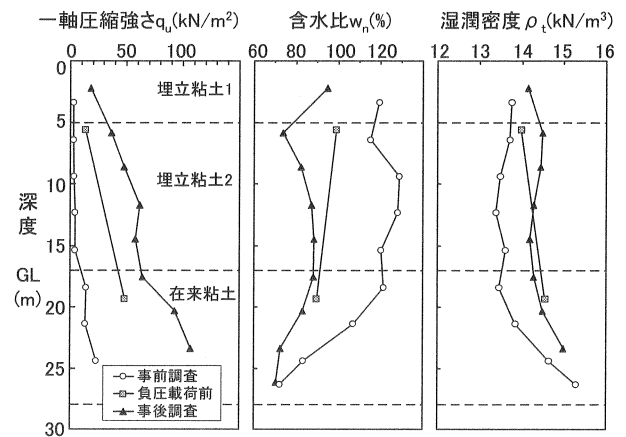


図-4 一軸圧縮強さ、含水比、湿潤密度の深度分布

心部で最大  $1.8\text{m}$  程度の沈下量が生じている。この自重圧密による沈下と負圧载荷による沈下を合わせると、改良域中心部で  $2.0\text{m}\sim 3.8\text{m}$  の沈下量が生じており、区域 B~区域 E においてはほぼ様な沈下を示している。これに対して区域 A および区域 F は、既設護岸における築堤材が介在していることと、在来地盤が低置換率 SCP 工法<sup>7)</sup>による地盤改良が行われていることが原因で沈下量が小さくなっていると思われる。

図-9 の地表面沈下に着目すると、横断方向の沈下形状はすり鉢状となっており、改良域中央部と改良域端部の沈下比は、約  $0.64$  (=端部沈下量/中央部沈下量) であった。

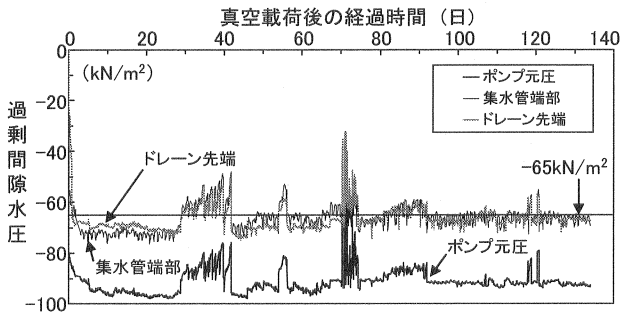


図-5 真空ポンプ元圧，集水管端部，ドレーン先端の負圧

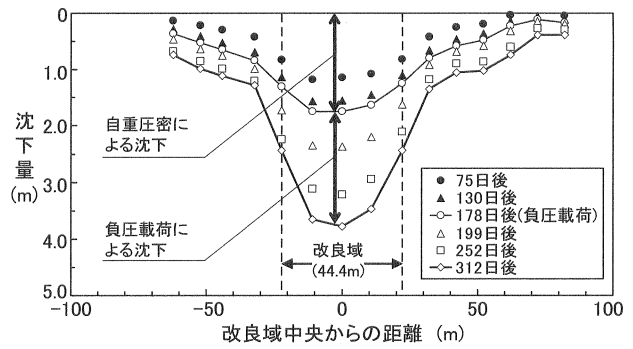


図-9 横断方向の地表面沈下形状 (区域B)

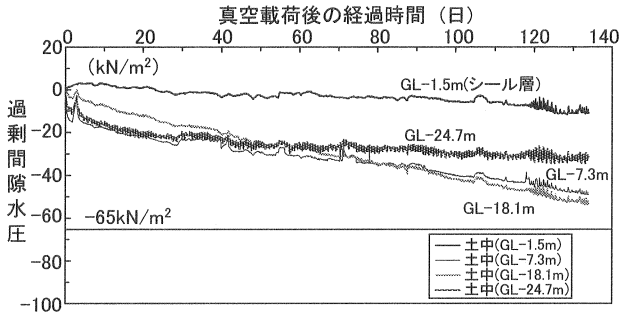


図-6 地盤内の負圧の経時変化

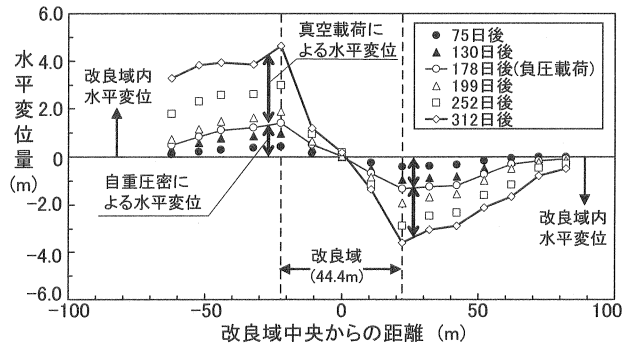


図-10 横断方向の地表面水平変位 (区域B)

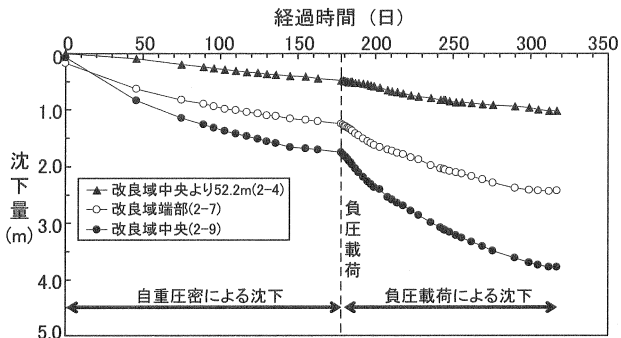


図-7 時間～沈下関係 (区域B)

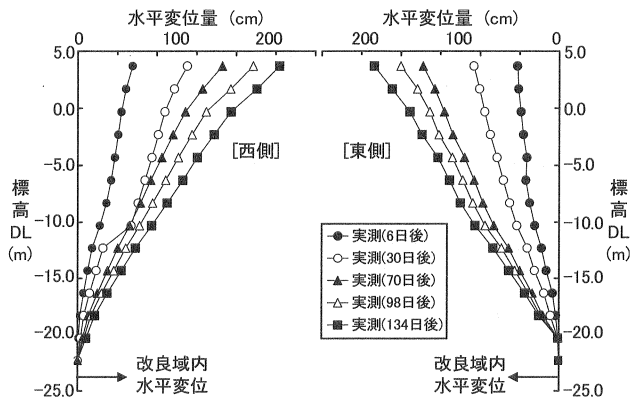


図-11 改良域端部の水平変位深度分布 (区域B)

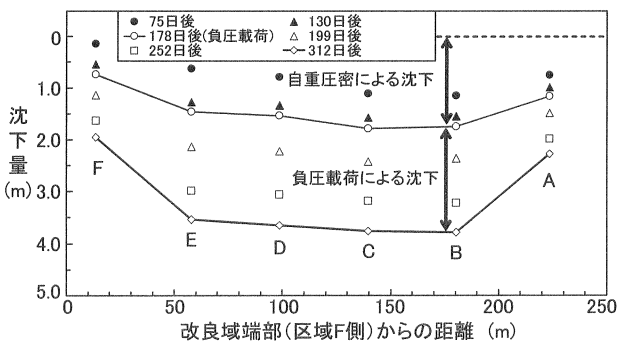


図-8 縦断方向の地表面沈下形状 (区域A~F中央部)

また、改良域端部から40m離れた地点においても70cm程度の沈下が生じている。周辺地盤の沈下の原因としては、①天日乾燥、②自重圧密沈下の進行、③介在砂層の存在と負圧の伝搬による圧密沈下、④改良域の沈下に伴う連れ込み沈下などが考えられる。

図-10より、地表面の水平変位は改良域内へ一貫して引き込まれており、真空荷重時の典型的な地盤変形状を示

している。なお、自重圧密時も改良域内への引き込み型の変形を示している。地表面水平変位の最大値は、改良域端部において4.6mである。地表面沈下量と同様に、水平変位量についても周辺地盤への影響が大きく、改良域端部から40m離れた地点において、2~3m程度の大きな水平変位が生じている。また、地表面には引張クラックが観察された。

図-11は「区域B」の改良域端部における地中水平変位の深度分布図である、傾斜計は負圧荷重の数日前に設置し、負圧荷重に併せて自動計測を行っている。図-11に示す値は、負圧荷重開始時を初期値として整理したものである。改良域端部の水平変位は地表面で最大値を示し、改良域内へ倒れ込むような変形モードを示していることがわかる。

### 3. 有限要素解析

前章の計測結果で詳述したように、真空載荷時は地盤改良域内だけでなく、改良域外においても広範囲に及ぶ地盤変形を誘発していることがわかる。これらの影響を定量的に評価する手法として有限要素解析が有効であり、その適用性を検証した研究は幾つか報告されている<sup>8),9)</sup>。しかし、通常の盛土、埋立、掘削工事に比べて、真空圧密工法を採用した工事実績は圧倒的に少なく、実測値と解析結果を比較した報告については、数少ないのが現状である。そこで、本事例についても土～水連成の弾塑性有限要素解析を実施し、解析手法の適用性や予測精度の検証を試みた。なお、解析に使用したプログラムは港湾空港技術研究所が開発した GeoFem である<sup>10)</sup>。

#### 3.1 解析メッシュ

図-12に解析に用いた有限要素メッシュ図を示す。地盤改良中心から片断面をモデル化し、平面ひずみ条件で解析を行った。水平方向の解析範囲は改良層厚の約3倍の80mとした。土層構成は、埋立粘土（浚渫土）と在来地盤（沖積粘土）が成層状態で均質に堆積しているものとしてモデル化した。

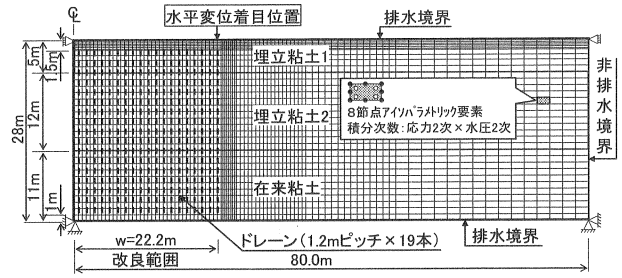


図-12 有限要素メッシュ図

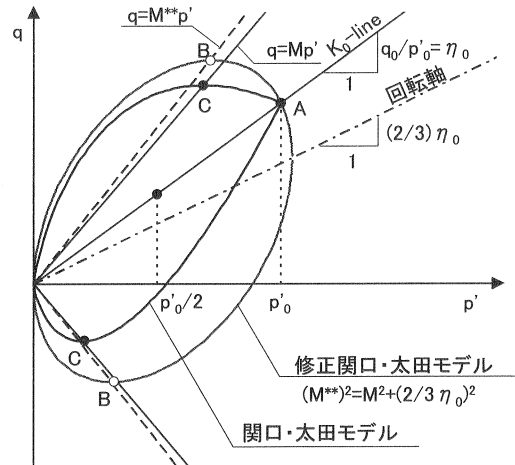


図-13 降伏曲面の比較

#### 3.2 境界条件

変位境界条件は側面を水平変位固定、底面（基盤砂礫層上面）を水平および鉛直変位固定とした。水理境界条件は、右側側面を非排水境界、上面および底面を排水境界（ $\Delta u=0$ ）とした。ドレーンは、1.2m毎の鉛直メッシュ線上に水圧固定境界を設けて表現し、設計負圧（ $-65\text{kN/m}^2$ ）を2日間で徐々に作用させた。なお、図-5に示したような元圧の一時的な低下は考慮していない。解析次元は平面ひずみ条件であるため、改良域の透水係数を軸方向流れのBarronの理論解とTerzaghiの一次元圧密理論解が50%圧密時間で一致するように換算した<sup>11)</sup>。

#### 3.3 構成モデル

埋立粘土および在来粘土は、Sekiguchi and Ohta<sup>12)</sup>の弾塑性モデルの降伏曲面をオリジナルCam-clay型から楕円関数を用いた修正Cam-clay型に変更した構成モデル<sup>13)</sup>（以下、修正関口・太田モデルと呼ぶ）でモデル化した。本検討で採用した修正関口・太田モデルの降伏関数は、次式で表される。

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p) = MD \ln \left( \frac{p'}{p'_0} \right) + MD \ln \left( \frac{M^2 + \eta^{**2} - (q_0/p'_0)^2/9}{M^2} \right) - \varepsilon_v^p \quad (1)$$

ここに、 $M$ は限界状態の応力比、 $D$ はダイレイタンス係数で $D=(\lambda-\kappa)/M(1+e_0)$ （ $\lambda$ : 圧縮指数、 $\kappa$ : 膨潤指数、 $e_0$ : 初期間隙比）で表される。 $p'$ は平均有効応力、 $p'_0$ は初期平均有効応力、 $\varepsilon_v^p$ は塑性体積ひずみである。

式(1)の $\eta^{**}$ は修正関口・太田モデルに導入している応力比パラメータで次式で表される。

$$\eta^{**} = \sqrt{\frac{3}{2} \left( \eta_{ij} - \frac{2}{3} \eta_{ij0} \right) \left( \eta_{ij} - \frac{2}{3} \eta_{ij0} \right)} \quad (2)$$

ここに、 $\eta_{ij}$ は応力比テンソルで $\eta_{ij}=s_{ij}/p'$ 、 $s_{ij}$ は偏差応力テンソルで $s_{ij}=\sigma'_{ij}-p'\delta_{ij}$ （ $\sigma'_{ij}$ : 有効応力テンソル、 $\delta_{ij}$ : クロネッカーのデルタ）、 $\eta_{ij0}$ は異方圧密終了時の応力比テンソルで次式により表される。

$$\eta_{ij0} = \frac{s_{ij0}}{p'_0} = \frac{\sigma'_{ij0} - p'_0 \delta_{ij}}{p'_0} \quad (3)$$

図-13に $p'$ - $q$ 応力空間における関口・太田モデルおよび修正関口・太田モデルの降伏曲面の比較を示す。修正関口・

表-2 土質パラメータ

パラメータ	単位	埋立粘土1	埋立粘土2	在来粘土
圧縮指数 $\lambda$	—	0.445	0.445	0.449
膨潤指数 $\kappa$	—	0.045	0.045	0.045
非可逆比 $A$	—	0.90	0.90	0.90
初期間隙比 $e_0$	—	2.90	2.40	2.10
限界状態応力比 $M$	—	0.873	0.873	0.898
内部摩擦角 $\phi$	度	22.4	22.4	23.0
過圧密比 $OCR$	—	1.0	1.0	1.0
降伏曲面の回転角 $\beta$	—	0.341	0.341	0.352
透水係数 $k$	cm/sec	8.38E-7	3.79E-7	1.86E-7
$e$ -log $k$ の傾き $\lambda_k$	—	0.445	0.445	0.449
ポアソン比 $\nu'$	—	0.382	0.382	0.389
先行時静止土圧係数 $K_0$	—	0.619	0.619	0.609
原位置静止土圧係数 $K_1$	—	0.619	0.619	0.609

パラメータの算定式： $\lambda=0.434C_v$ 、 $\kappa=0.434C_s(C_s=C_v/10)$ 、 $A=1-\kappa/\lambda$ 、 $M=6\sin\phi/(3-\sin\phi)$ 、 $\beta=(2/3) \cdot \eta_0=(2/3) \cdot 3(1-K_0)/(1+2K_0)$ 、 $\lambda_k=\lambda$ 、 $\nu'=K_0/(1+K_0)$ 、 $K_0=1-\sin\phi$  (Jáky,1944)、 $K_1=K_0(OCR)^{\sin\phi}$  (Schmidt,1966)

太田モデルのように降伏曲面を楕円関数で表現することにより、圧縮側の応力経路の勾配は立ち上がり、その結果、塑性せん断ひずみ増分が関口・太田モデルに比べて低減される効果がある。また、破壊時の非排水せん断強度 (B点) は、圧縮側も伸張側も関口・太田モデル (C点) よりも大きく計算される。修正関口・太田モデルの大きな特徴は、Banerjee and Yousif<sup>14)</sup>による降伏関数に倣って、降伏曲面の回転を初期応力比 $\eta_0$ の2/3と規定している点である。これにより、伸張側の初期の非排水せん断挙動は、降伏曲面の内側に存在するために過圧密応答 (弾性応答) となる。

なお、著者らは、海上の護岸断面 (サンドドレーン改良、低置換率SCP改良) を対象にした事後解析を幾つか実施し、上記の修正関口・太田モデルを用いることによって、従来では過大評価される場合が多いとされていた水平変位についても高い精度で予測できることを示している<sup>13)</sup>。

### 3.4 土質パラメータ

前章の計測結果に示したように、埋立地盤は未圧密地盤であり、ドレーンの打設によって自重圧密が生じている。このような地盤を対象とした圧密解析では、粘土の沈降から圧密沈下に至る過程を一貫して扱うことのできる解析手法が必要となる。しかし、そのようなモデル化を行うことは一般的には煩雑である。事前土質調査結果による圧密降伏応力の深度分布図から、真空載荷直前の地盤はほぼ正規圧密状態にあると判断できたため、ここでは浚渫埋立粘土についても正規圧密地盤 ( $OCR=1.0$ ) と仮定し、通常の弾塑性構成モデルの枠組みで解析を行うこととした。したがって、検証解析は負圧載荷後を対象として行い、実測値との比較も負圧載荷日を基準日として整理した。なお、未圧密状態からの沈下量は無視し得ないため、自重圧密を含めたトータルの沈下量を事前に精度良く求めることは今後の課題である。

表-2に解析に用いた土質パラメータおよびその算定式を示す。土質パラメータは、事前ボーリング調査結果を参考に設定した。内部摩擦角 $\phi$ は三軸圧縮試験より求めたが、一般の粘性土に比べると小さい値を示している。膨潤指数 $\kappa$ は圧縮指数 $\lambda$ の1/10を仮定した。先行時 (正規圧密時) の静止土圧係数 $K_0$ はJákyの式 ( $K_0=1-\sin\phi$ ) から算定した。ポアソン比 $\nu$ は地盤を弾性体と仮定した式 ( $\nu=K_0/(1+K_0)$ ) から算定した。本解析は正規圧密領域を対象としているため、正規圧密状態において圧密定数が一定値となるように、透水係数を間隙比の関数として与えた。

### 3.5 解析結果

図-14に時間～沈下量関係、図-15に地表面沈下形状、図-16に地表面水平変位、図-17に改良域端部の地盤内水平変位、図-18に地盤内間隙水圧、図-19に地盤変形図、図-20に変位コンター図 (鉛直変位、水平変位) をそれぞれ示す。なお、図-14はドレーン打設日、図-15～図-18は真空載荷開始日を経過時間の基準日として整理している。

図-14および図-15より、解析結果は実測値に比べて沈

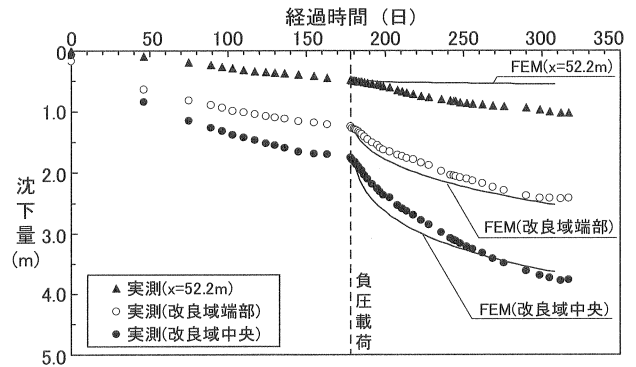


図-14 時間～沈下量の比較 (基準日: ドレーン打設日)

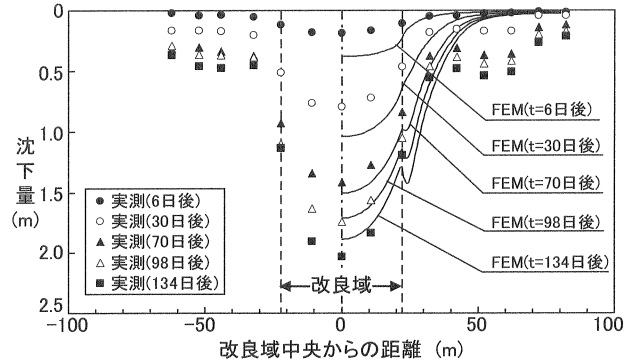


図-15 地表面沈下形状の比較 (基準日: 真空載荷開始日)

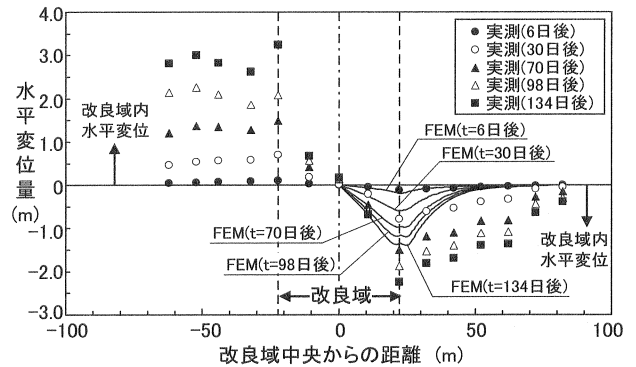


図-16 地表面水平変位の比較 (基準日: 真空載荷開始日)

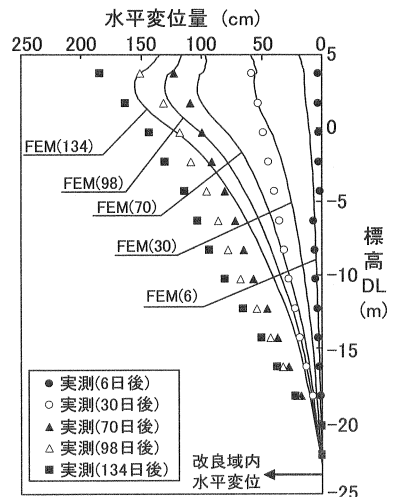


図-17 地中水平変位量の比較 (基準日: 真空載荷開始日)

下速度がやや速いものの、改良域内に生じた圧密沈下量を良好に再現できていると思われる。しかし、改良域外の沈下量は過小評価となっており、周辺地盤への影響予測を行う観点からは、課題の残る解析結果となっている。また、改良域端部で沈下量分布が増減しているが、これは端部で局所的に大きなせん断ひずみが生じたことによるものである。改良域端部に近い未改良域は、改良域の圧密沈下に連れ込まれるため、圧密による強度増加量が小さいにも関わらず伸張方向にせん断力が作用するため、局所的な大きなせん断ひずみが生じたと思われる。

図-16より、地表面水平変位については、解析結果は実測値に比べて全体に過小評価となっているが、改良域内への引き込み型の変形モードを示している点や改良域端部で最大値を示している点は再現できている。また、図-17の改良域端部の水平変位の深度分布についても、解析結果は深部ほど過小評価となっているが、地表面付近では実測値をほぼ再現できていると言える。地中部の水平変位が過小評価となっている明確な原因はわかっていないが、改良域端部での局所的なせん断変形が影響している可能性もあり、さらなる検証解析を行う必要がある。

図-18は、上段がドレーン間中央の積分点、下段がドレーン近傍の積分点における地盤内の過剰間隙水圧をプロットしたものである(図中に着目点を表示)。解析モデルの制約上、ドレーン間のメッシュは2メッシュしかないため、実測値と解析結果の厳密な比較は困難であるが、ドレーン間中央の水圧が初期に一時的に正圧となっていることを除けば、地盤内間隙水圧の経時変化の傾向は、実測値と比較的良好く一致しているようである。

図-19および図-20より、解析による地盤変形の影響範囲は改良域端部から約20mの範囲に留まり、実測に見られる広範囲の影響は再現できていないことがわかる。

以上をまとめると、修正関口・太田モデルを用いた土〜水連成の有限要素解析は、改良域端部の地中水平変位量をやや過小評価したものの、真空圧密改良域内の地盤変形特性を概ね再現できている。解析手法および土質パラメータの設定はほぼ妥当であったと思われる。しかし、埋立粘土を均質地盤と仮定した本モデルでは、改良域外の広範囲の地盤変形を十分に再現することができず、変形量を過小評価する問題が残った。

前章の計測結果で述べたように、改良域外の変形の要因として、1)天日乾燥の影響、2)自重圧密沈下の進行、3)介在砂層の存在と負圧の伝搬による圧密沈下、4)改良域の沈下に伴う連れ込み沈下などが考えられるが、本モデルは、4)の連れ込み沈下以外の影響を考慮できるものではない。本工事前ボーリング調査結果(ボーリング本数:3本、図-2参照)の記事によれば、シルト質である浚渫埋立粘土中には、「所々微細砂を不規則に混入する」、「GL-12.4m付近にレンズ状に砂を挟む」とある。そこで次章では、3)の影響について着目し、介在砂層を仮想的にモデル化した地盤を想定して、砂層の透水係数に関する感度解析を実施し、実測値の再現性について考察した。なお、1)〜

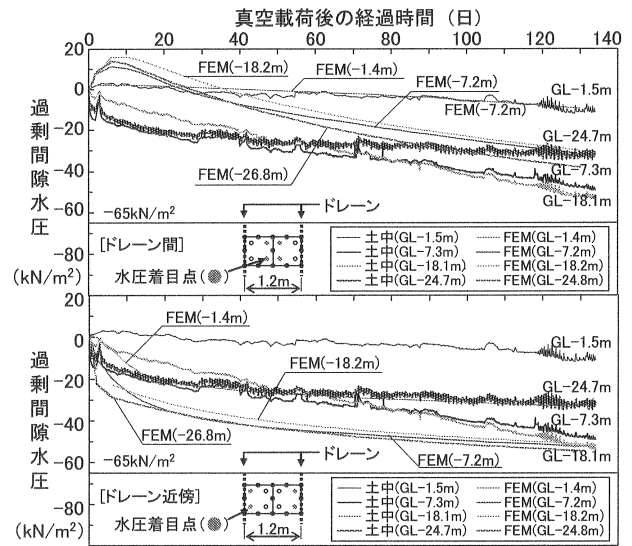


図-18 地盤内間隙水圧の比較(基準日:真空载荷開始日)  
(上段:ドレーン間中央,下段:ドレーン近傍)

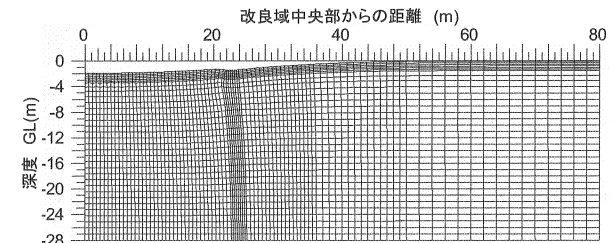


図-19 地盤変形図(真空载荷後130日)

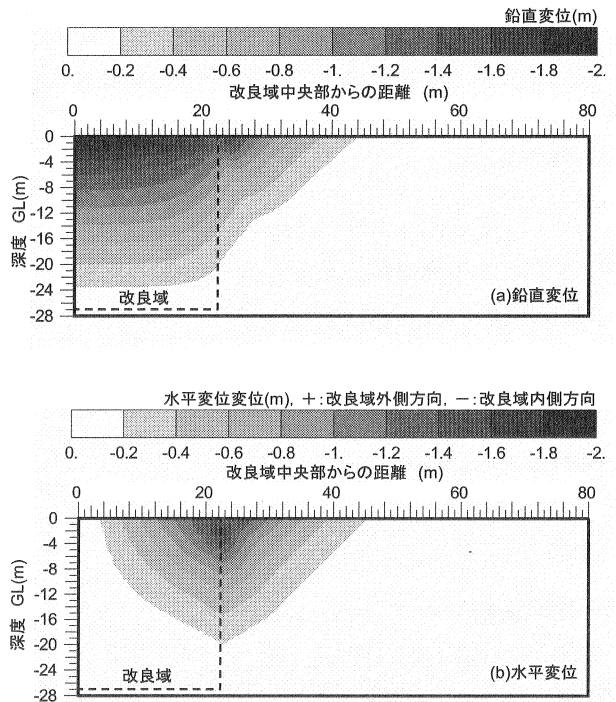


図-20 変位コンター図(真空载荷後130日)

4)の要因の中では、2)の自重圧密の影響が相対的に大きい可能性があるが、通常の弾塑性解析の枠組みの中で自重圧

密の影響を考慮することは困難であるため、2)に関する詳細な分析については、今後の検討課題としたい。

#### 4. 介在砂層の影響に関する感度解析

##### 4.1 検討条件

一般に、浚渫土を埋立てた地盤は超軟弱な粘性土を主体とするが、所々に砂質土を挟む場合がある<sup>15), 16)</sup>。本工事の事前ボーリング調査でも、GL-12.4m付近にレンズ状に砂が介在することがわかっている。ただし、数少ないボーリング調査結果のみでは砂層の連続性は知り得ない。また、改良域に作用させた負圧が、はたしてレンズ状の砂層を通して周辺地盤に伝搬するかどうかとも確認がない。

ここでは、改良域周辺の地盤変形を再現することを目的に、図-21に示すようにGL-12m～-13mにかけて連続した透水層が存在すると仮定し、透水層の透水係数を変化させた感度解析を実施した。簡単のため透水層の構成モデルおよび土質パラメータは、元の埋立粘土と基本的には同じとし、透水係数のみを変更した。透水係数は砂質土の一般的な値である(a) $k=1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$  および(b) $k=1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$  の2ケースを仮定した。なお別途、透水係数を $k=1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 以下としたケースを実施しているが、 $k \leq 1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ の場合は、介在砂層の存在を考慮しない均質粘土地盤モデルの結果と概ね一致することを確認している。

##### 4.2 解析結果

図-22に各ケースの時間～沈下量関係、図-23に地表面沈下形状、図-24に過剰間隙水圧コンター、図-25に沈下量コンター図の比較をそれぞれ示す。

図-24(a)の過剰間隙水圧コンター図より、透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ の場合は、改良域端部から50m遠方まで負圧が伝搬し、その結果、改良域端部から30m～50m離れた地点においても40cm程度の沈下を生じさせていることがわかる。また、図-23(a)や図-25(a)より全体的な地表面沈下傾向も実測値を概ね再現できていると思われる。一方、透水係数を $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ とした場合は、負圧の影響が改良域端部から20m～30mの範囲にとどまり、図-23(b)や図-25(b)に示すように、地表面沈下量は改良域端部から30m付近で収束していることがわかる。すなわち、介在砂層が連続し、かつ透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ と大きい場合には、介在砂層の存在が周辺地盤に及ぼす影響が大きくなると考えられる。このことは既往の研究<sup>17)</sup>において指摘されている結果とも整合する。なお、図は省略するが、地表面水平変位量についても実測値の再現性は改善されたが、解析結果は依然として過小評価であった。

以上の感度解析より、真空圧密工法採用時の改良域周辺の地盤変形を評価する上では、負圧を伝搬させるような介在砂層の分布やその透水性を事前に把握することも重要であることが示唆される。また、改良域外にも間隙水圧計を設置するなどして、負圧の伝搬メカニズムを解明することも今後重要となってくるとと思われる。

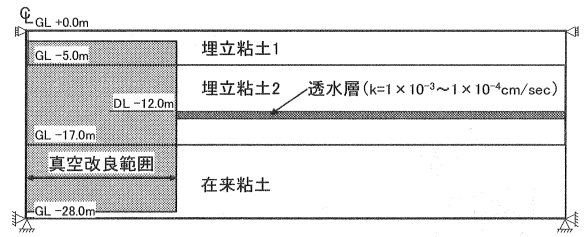


図-21 介在砂層を考慮した仮想モデル

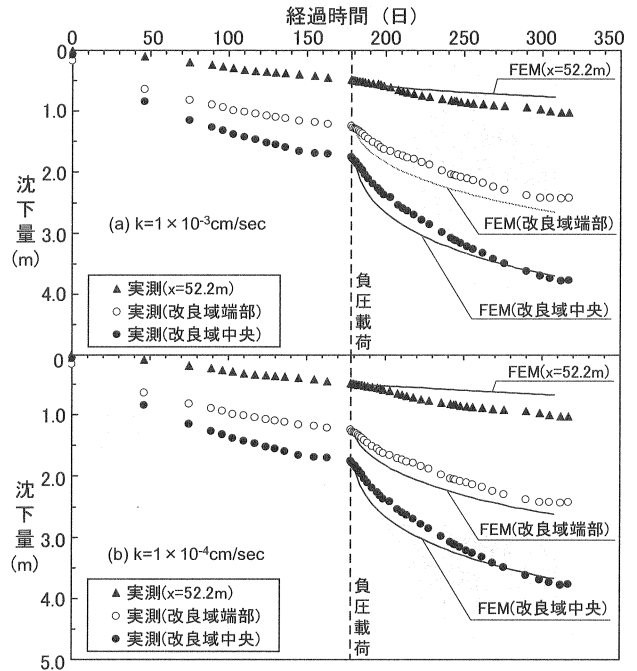


図-22 時間～沈下量関係の比較

(上段： $k=1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ ，下段： $k=1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ )

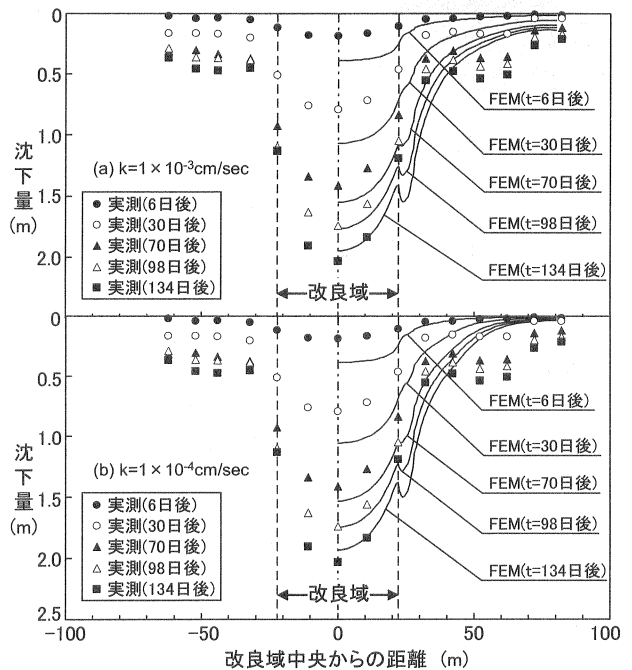


図-23 地表面沈下形状の比較

(上段： $k=1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ ，下段： $k=1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ )



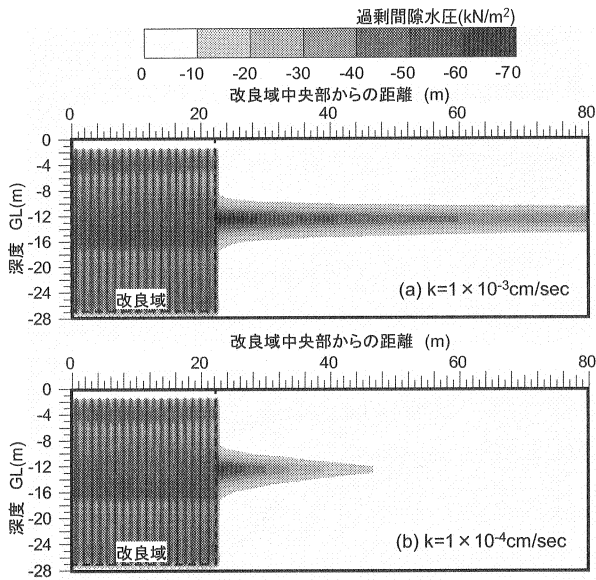


図-24 過剰間隙水圧コンター図 (真空载荷後 130 日)  
(上段:  $k=1 \times 10^{-3}$  cm/sec, 下段:  $k=1 \times 10^{-4}$  cm/sec)

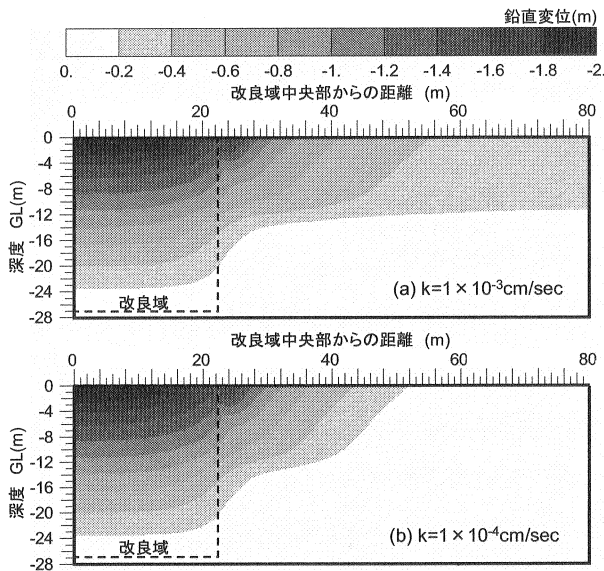


図-25 沈下量コンター図 (真空载荷後 130 日)  
(上段:  $k=1 \times 10^{-3}$  cm/sec, 下段:  $k=1 \times 10^{-4}$  cm/sec)

## 5. 結論

本研究では、真空圧密工法による地盤改良が実施された徳山下松港(徳山地区) T-9 埋立地における動態観測結果を報告するとともに、土～水連成の弾塑性有限要素解析による地盤変形量の予測精度を、著者らの提案する弾塑性構成モデルにより検証した。本研究によって得られた結論および課題を以下にまとめる。

- (1) 在来粘土および浚渫土から成る埋立地盤に対して真空圧密工法を適用したところ、改良域内では最大 3.8m のすり鉢状の沈下形状と最大 4.2m の引き込み型の水

平変位を示した。一方、改良域端部から 40m 離れた地点でも 70cm の沈下を観測した。

- (2) 浚渫埋立地盤を均質な正規圧密粘土地盤と仮定した有限要素解析では、負圧载荷による改良域内の圧密沈下量、地盤内間隙水圧の実測値を概ね再現した。しかし、改良域外の広範囲にわたる沈下量や水平変位量は過小評価した。
- (3) 浚渫埋立地盤にレンズ状に介在する砂質土を連続した透水層と仮定し、透水係数をパラメータとした感度解析を実施した。その結果、 $k=1 \times 10^{-3}$  cm/sec とした場合、負圧の影響は改良域から 50m 遠方まで伝搬し、改良域外における沈下量を良好に再現した。
- (4) 本解析では、浚渫埋立地盤を正規圧密地盤としてモデル化しているため、本来の未圧密地盤としての挙動を再現していない。このことが改良域外の変形を過小評価した可能性も考えられる。したがって、浚渫埋立土を対象とする場合は、未圧密から正規圧密までを一貫して扱うことのできる解析手法の確立とその適用性の検証が今後の課題である。

## 謝辞

本稿で使用した各種データは、山口県周南港湾管理事務所よりご提供いただいた。本工事の調査、設計、施工に携わった多くの関係各位に感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 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/VI-68, pp.1-16, 2005.
- 2) 中岡淳二, 米谷宏史, 仁井克明, 本永博明: 浚渫粘性土を埋め立てた未圧密地盤への真空圧密工法の適用(その1)～施工概要と地盤挙動～, 第40回地盤工学研究発表会(函館), pp.1053-1054, 2005.
- 3) 中岡淳二, 藤木泰宏, 仁井克明, 新舎博: 浚渫粘性土を埋め立てた未圧密地盤への真空圧密工法の適用(その2)～改良効果と地盤強度～, 第40回地盤工学研究発表会(函館), pp.1055-1056, 2005.
- 4) 藤井敦, 田中洋行, 鶴谷広一, 新舎博: キャップ付鉛直ドレーンを用いた真空圧密工法による浚渫土減容化実験, 粘土地盤における最新の研究と実際—微視的構造の観察から超軟弱埋立て地盤対策技術まで—に関するシンポジウム論文集, pp.269-274, 2002.
- 5) 松田博, 石井一郎, 横山壽一, 本田一光, 中川義守: SCP 打設後の粘土地盤の強度・変形特性に関する研究, 地盤と建設, Vol.11, No.1, pp.31-42, 1993.
- 6) 松田博, 高橋総一, 藤原克久, 来山尚義: サンドコンパクションパイルの打設が地盤改良域外の粘土地盤の強度に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.101-110, 1998.
- 7) 水野健太, 土田孝, 松本英雄, 近井玲子: サンドコンパクションパイル工法による改良地盤に対する有限要素解析の適用事例, 第7回地盤改良シンポジウム論文集, pp.249-254, 2006.
- 8) 山添誠隆, 三田地利之: 真空圧密併用盛土下における泥炭地盤の変形挙動解析, 地盤工学ジャーナル, Vol.1,



- No.4, pp.143-156, 2006.
- 9) 松本江基：軟弱地盤上の急速盛土施工への真空圧密工法の適用に関する研究，九州大学学位論文，2002.
- 10) 小林正樹：有限要素法による地盤の安定解析，港湾技術研究所報告，Vol.23, No.1, pp.481-499, 1984.
- 11) 新舎博，原久夫，安部豊彦，田中昭人：サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位，土と基礎，Vol.30, No.5, pp.7-12, 1982.
- 12) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equations of soils, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.229-237, 1977.
- 13) 水野健太，土田孝，小林正樹，渡部要一：水平変位の予測精度に着目した粘土の構成モデルと現地計測事例による検証，土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.936-953, 2007.
- 14) Banerjee, P. K., and Yousif, N. B.: A plasticity model for the mechanical behavior of anisotropically consolidated clay, *Proceedings of the International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.10, pp.521-541, 1986.
- 15) 宮越国夫，新舎博，中川大輔：真空圧密による軟弱粘性土地盤の減容化試験工事（その2）－地盤特性と計測結果－，第42回地盤工学研究発表会（名古屋），pp.919-920, 2007.
- 16) 江頭和彦，岩瀧清治，佐藤孝夫，山縣延文，高田忠宏，片桐雅明，寺師昌明，吉福司：浚渫粘土埋立地におけるバーチカルドレーンの設計とその沈下挙動－北九州空港荻田工区の例－，粘土地盤における最新の研究と実際－微視的構造の観察から超軟弱埋立て地盤対策技術まで－に関するシンポジウム論文集，pp.319-326, 2002.
- 17) 山田満秀，高坂敏明，五十嵐勝，清美博英，林宏親：中間砂層を挟在する軟弱地盤における真空圧密工法の適用性について，第40回地盤工学研究発表会（函館），pp.1067-1068, 2005.

(2007年6月29日 受付)