

部分改良地盤の沈下と強度増加

Settlement and Strength Increase Behavior of Improved Ground with a Vertical Drain System

熊 本 直 樹* (Naoki Kumamoto)
住 岡 宣 博** (Nobuhiro Sumioka)
森 脇 武 夫*** (Takeo Moriwaki)
吉 国 洋**** (Hiroshi Yoshikuni)

キーワード：圧密／強度／沈下／粘性土／バーチカルドレーン／有効応力／有限要素法 (IGC : D5)

1. まえがき

バーチカルドレーン工法は、軟弱地盤改良の最も代表的な工法である。この工法は、1936年に実用化されて以来、約30年間は有効性に疑いを持たれることなく、急速に普及した。ところが、1960年後半になると、この工法の有効性に疑問を抱く技術者が現れ始め、バーチカルドレーン工法の有効・無効論争が現在まで続いている。

わが国における有効・無効論争は「海・山論争」とも言われ、海側、山側の技術者ともに経験と信念に基づいて真摯に討議した。しかし、海側、山側の地形・土質等の自然条件の違いの他に、バーチカルドレーンに何を期待するかが大きく異なっていたこと、圧密のメカニズムにまで立ち入った論議があまりなされなかったことなどもあって、水掛け論に終始した感がある。

バーチカルドレーン工法が無効であると主張する理由の一つとして、設計時に期待した効果が実際にはみられなかったということが挙げられている。これは、バーチカルドレーンが無効であったというよりも、設計理論の前提条件と実際の現場の条件が多くの場合に異なっていることに起因することが多い。

例えば、設計理論と実際の相違点のひとつとして、改良範囲および荷重範囲の違いが挙げられる。設計で用いられるBarronの理論は、バーチカルドレーンを広範囲に打設し、荷重も無限に広く荷重される全面改良・全面荷重を前提としているのに対し、実際のはほとんどが部分改良・部分荷重である。

このような設計理論と実際の境界条件の相違点はいくつかあるが、著者らは、これまでに部分改良・部分荷重により多次元的な変形が生じる地盤の地表面沈下挙動を、弾塑性有限要素法を用いた数値実験によって検討し、通常の設計理論で予測される挙動との違いを明らかにしている。本論文では、これらの地表面沈下だけでなく、地盤内の有効応力増加および強度増加についても検討し、通常の設計理論で予測される挙動との違いを明らかにする。

2. 部分改良地盤の変形挙動の検討手法

バーチカルドレーン打設地盤の変形挙動を、系統的な数値計算で検討する。数値計算方法としては、境界条件の処理、材料の多様性への対応が容易である有限要素法を用いる。

圧密現象の解析を行う場合は、通常の変形解析の基礎方程式にDarcy 則および変形と脱水の連続条件を加

* 三菱重工業㈱ 広島研究所 鉄構・土木研究室, **中電技術コンサルタント㈱ 土木第2本部

*** 広島大学 工学部 第四類 助手,

**** 広島大学 教授 工学部 第四類

圧密現象を有限要素法で解く方法についてはかなり研究されており、間隙水圧の離散化方法について言えば、それを要素に対応させる方法と節点に対応させる方法とに大別される。ここでは前者の方法を採用し、連続条件式は安定な差分として最も簡単な後退差分で近似している。粘土骨格の構成関係は、いわゆる修正 Cam-clay 理論に基づき、関連流れ則および直交則を採用して導出している。

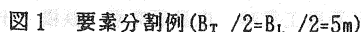
3.1 数值解析用モデル地盤

$\lambda = 0.291$	(圧縮指数〔自然対数〕)
$\kappa = 0.0304$	(膨潤指数〔自然対数〕)
$M = 1.40$	(限界状態線の傾き)
$\sigma'_{v0} = 2 + 0.5z$	(tf/m ²) (初期鉛直応力, z : 地表面からの深度〔単位: m〕)
$K_0 = 0.597$	(静止土圧係数)
$e_0 = 2.01 - 0.291 \lg \{(1 + 2K_0) \sigma'_{v0} / 3\}$	(初期間隙比)
$k_0 = c_v m_v r_w$	(初期透水係数)
$c_v = 100 \text{ cm}^2/\text{day}$	(圧密係数〔圧密過程中一定〕)
$m_v = \lambda / \{(1 + e_0) \sigma'_{v0}\}$	(体積圧縮係数)
$r_w = 1.0 \text{ tf/m}^2$	(間隙水の単位体積重量)

計算は、載荷幅(B_L), 改良幅(B_T), ドレーンピッチなどを変化させて, 58ケース行った。そのうち約半分のケースでは壁状のドレーンピッチを2 mとし, 残りのケースは3 mである。以下で引用する計算ケースの荷重強度は全て $q=5 \text{ tf/m}^2$ であり, これはモデル地盤に対しては安全率約1.2に相当する²⁾。

$$T_h = c_v t / L^2 \quad (L: \text{壁状ドレーンピッチの} 1/2) \quad (1)$$
$$T_v = c_v t / H^2 \quad (H: \text{層厚}) \quad (2)$$

計算では、改良幅および載荷幅を系統的に変化させ、それに応じてモデル地盤の要素分割も変化させた。 $B_T/2 = B_L/2 = 5\text{ m}$ のときの要素分割図を、図1に示す。



計算は中心線から左半分について行い、中心線から左側へX座標を、地表面から鉛直方向へY座標をとっている。解析領域の左右端面は、X方向変位を拘束、Y方向変位は自由、下端面はX、Y方向変位を拘束、上端面の変位は完全自由としている。また、解析領域の上端面のみを排水境界とし、他の境界面は全て非排水面としている。なお、ウェルレジスタンス、ドレーンおよび荷重の剛性は考慮していない。荷重は、微小荷重増分法を用いて、非排水条件で載荷し、そのあと圧密過程の計算に入って、非改良域の圧密が終了する20000日まで計算した。

4. 改良および載荷パターンと変形特性

4.1 地表面沈下形状

改良幅、載荷幅と地表面沈下形状の関係について説明する。

図2は載荷幅が5mで、改良と非改良のケースを比較したものである。同図から、サンドドレーンによって沈下が促進されている様子がよく分かる。また、載荷幅が同じであるにもかかわらず、最終沈下形状が異なり、改良した方が非改良の場合に比べて中心線上の沈下量がわずかに大きい。弾塑性計算を行っているので、圧密が速く進行したところは他に比べて硬くなって応力が集中するためにこのような現象が発生する。

4.2 時間～沈下度関係

載荷幅と改良幅の関係が地表面沈下～時間関係に与える影響について考察する。図4に、載荷幅 B_L と改良幅 B_T の比 B_L/B_T が1.0、2.0 のときの時間係数 T_h と沈下度 I_v の関係を示す。ここで時間係数 T_h は式(1)で定義され、沈下度 I_v は式(3)で定義する量である。

$$I_v = (S - S_0) / (S_f - S_0) \quad (S: \text{地表面沈下量}, S_0: S \text{ の初期値}, S_f: S \text{ の最終値}) \quad (3)$$

図4の中でdesign theory と書いている曲線は、改良設計時に期待する $T_h \sim I_v$ 関係、non-improvement と書いてある曲線は、無処理地盤の $T_h \sim I_v$ 関係である。

図4(a)から分かるように、載荷幅と改良幅が等しい場合は、 $X=0 \sim X=0.8B_T/2$ まではほぼ設計理論と同じ速度で圧密は進行する。しかし、 I_v が0.7以上では設計理論からの遅れが顕著になる。改良端部においては、圧密の初期から、設計理論からのかなり大きな遅れが発生する。このような設計理論からの遅れは、非改良域の圧密速度が遅いために、その影響を受けて発生する。

$B_L/B_T=2.0$ と改良幅に比して載荷幅を大きくすると、改良端部から2割内側でも、設計理論からの遅れが大きい。また、中心線上においても、圧密の後期に設計理論からのかなり大きな遅れが発生する。このように、改良幅に比べて載荷幅を大きくしたとき設計理論からの遅れが大きくなるのは、載荷幅を大きくすると $B_L/B_T=1.0$ の場合よりも非改良域の沈下量が増大し、非改良域の遅い圧密沈下が改良域に大きく影響す

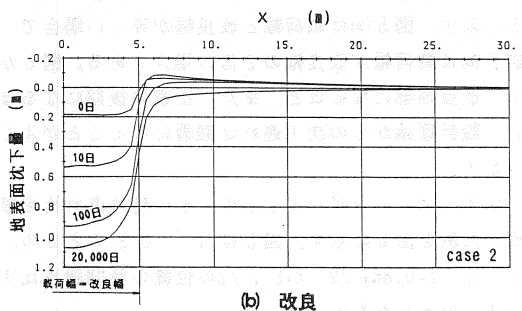
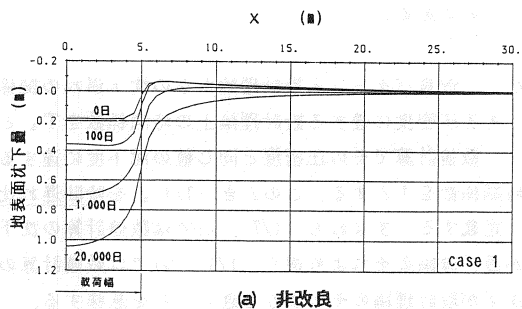


図2 地盤改良有無による地表面沈下の違い

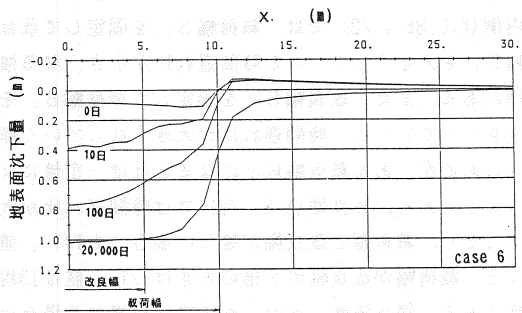


図3 改良幅より載荷幅が広いときの

るためである。

4.3 改良パターンと設計理論からの沈下遅れの関係

ある圧密度に達する設計理論上の時間係数を T_s とし、数値計算でその圧密度と同じ値の沈下度 I_v に達する時間係数を T とする。このとき、 T/T_s を時間遅れ比と定義する。すなわち、 $T/T_s < 1$ では数値計算の沈下が設計理論のそれより速く、 $T/T_s > 1$ では数値計算の沈下が設計理論のそれよりも遅いことを意味する。

以上で定義した時間遅れ比と沈下度の関係の例を図5に示す。図5(a)は載荷幅と改良幅が等しい場合で、図5(b)は載荷幅が改良幅の2倍の場合である。図5から、改良端部になるほど、また、圧密の後期になるほど、設計理論からの沈下遅れが顕著になることがよく分かる。

さて、ドレーンピッチ2mのときの時間遅れ比を整理した例を図6に示す。図6は $I_v = 0.9$ のときの、 $X=0$ 、 $X=0.8B_T/2$ 、 $X=B_T/2$ の位置の時間遅れ比 T/T_s を示したものである。

図6をみると、中心線上($X=0$)では、時間遅れ比が比較的小さい。中心線上($X=0$)および改良端から2割内側($X=0.8B_T/2$)では、載荷幅 B_L を固定して改良幅 B_T を大きくしていくと時間遅れ比が小さくなる傾向にある。また、改良幅 B_T を固定して載荷幅 B_L を大きくしていくと、時間遅れ比が大きくなっていく傾向にあるが、ある載荷幅以上になるとほぼ一定値になるようである。改良端($X=B_T/2$)では時間遅れ比が大きくなり、載荷幅と改良幅が等しい場合でも T/T_s 値は3、載荷幅が改良幅の2倍のときは T/T_s 値は13程度である。図は省略したが、沈下度 I_v が異なる場合は、 X 座標位置が同じであれば、曲線の形は類似し、 T/T_s 値が異なる。すなわち、 I_v が大きくなると、 T/T_s 値も大きくなっており、 I_v が異なっても定性的には図6と同じ傾向である。

これまでの考察は、全て、ドレーンピッチが2mのときの計算に基づいている。次に、ドレーンピッチを変えて改良速度を遅くしたときの時間遅れ比 T/T_s を説明する。結論から述べると、ドレーンピッチを抜げて改良速度を遅くした方が、ドレーンピッチが密で改良速度が速いときよりも T/T_s 値が小さくなる³⁾。

この理由として、次のふたつが考えられる。第1の理由は、設計理論では鉛直方向の排水の影響は考慮していないのに対し、数値解析では粘土層の上端面も排水面としていることである。ドレーンピッチ2mの場合は、無処理地盤に比べて100倍の沈下速度になるので、鉛直方向排水の影響は小さい。ところが、ドレーンピッチ3mの場合は、無処理地盤に比べて44.4倍の沈下速度であるので、ドレーンピッチ2mの場合よりも鉛直方向排水の影響が相対的に大きくなる。

第2の理由は、ドレーンピッチを広げることにより改良速度が遅くなり、無処理時の圧密速度すなわち非改良域とのギャップが緩和されることである。

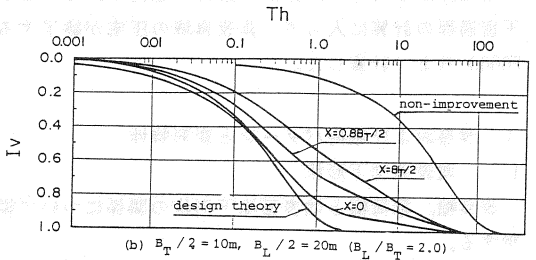
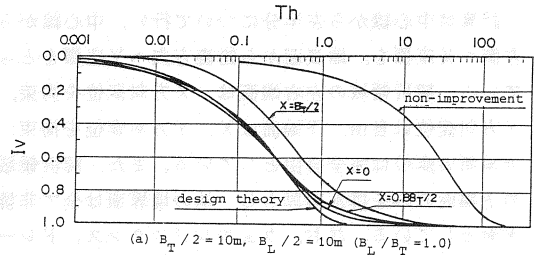
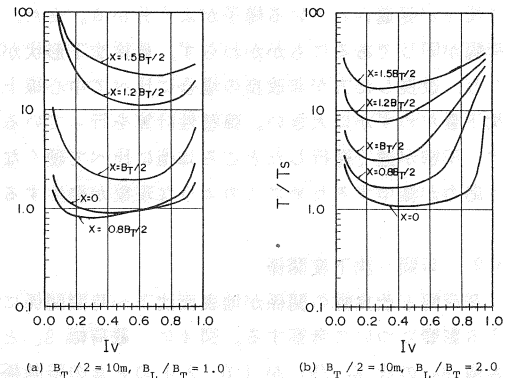


図4 時間～沈下度関係の例 (ドレーンピッチ 2 m)



(b) $B_T/2 = 10\text{m}$, $B_L/B_T = 2.0$

図5 沈下度と時間遅れ比の例 (ドレーンピッチ 2 m)

さて、このような改良仕様と沈下遅れの関係について、もう少し定量的に検討する。設計理論におけるある圧密度に達する時間を、無処理時に t_n 、改良時に t_i とすると、本解析では壁状ドレーンを使用しているので、その比は式(4)で与えられる。この t_n/t_i は、ある圧密度に達する時間を、ドレーンを打つことによって何分の1に短縮しようとするかを示す値である。

$$\frac{t_n}{t_i} = \left(\frac{H}{L} \right)^2 \quad (4)$$

したがって、ドレーンピッチ2mのとき $t_n/t_i = 100$ 、ドレーンピッチ3mのとき $t_n/t_i = 44.4$ である。

$B_L/B_T = 2.0$ で、沈下度 $I_v = 0.9$ のときの t_n/t_i と改良端から2割内側の沈下遅れ比 T/T_s の関係を図7に示す。この図から、 t_n/t_i を大きくすると、時間遅れ比 T/T_s が大きくなることが分かる。大胆に言えば、ドレーンピッチ3mのときの T/T_s 値は、ドレーンピッチ2mのときの約半分である。

以上から、ドレーンを密に打設して、圧密を速くしようとすればするほど沈下遅れが顕著になり、設計理論で予想するほどには圧密は速くならないことが分かる。

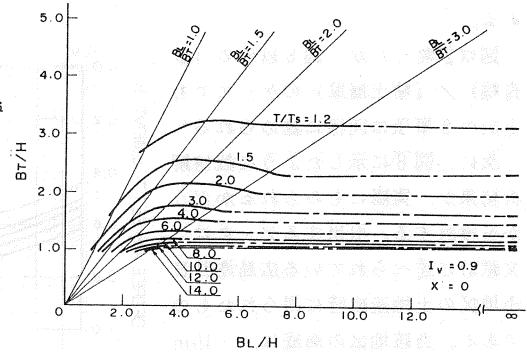
5. 部分改良地盤に全面載荷したときの地表面沈下

この章では、埋立地盤のように幅広く載荷された地盤を、部分的に改良するときの地表面沈下を検討する。

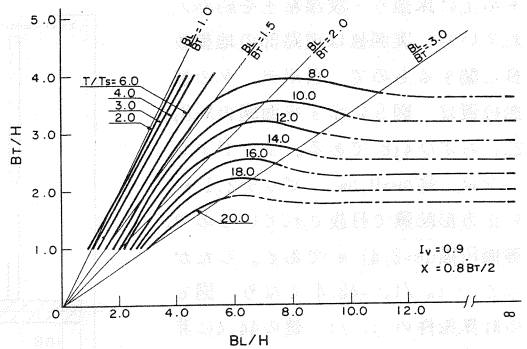
これまでの議論で明らかになったように、部分的に改良された地盤の沈下遅れは改良端部で顕著であるので、改良端部に着目して、改良端から中心線へ向かって座標 X_R を新たにとる。

ドレーンピッチ2m、載荷幅 $B_L = \infty$ 、改良幅 $B_T/H = 2.1$ のときの数値計算結果を用いて、設計理論で圧密度が0.7, 0.8, 0.9, 0.95に達する時間の沈下度 I_v 、すなわち沈下度の等時曲線の一例を示すと、図8の実線のようなのである。

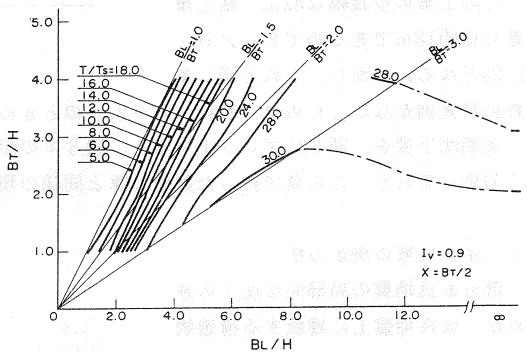
図8の実線から3つの事柄が読みとれる。その一つは、設計理論の圧密度と数値計算による沈下度とに差があり、ほとんどの場合において数値計算の I_v が遅れていることである。二つめは、改良端からある範囲までは相対的に沈下度の変化が目立つが、改良端からある程度内側に入ると、沈下度の等時曲線がフラットになってくるということである。三つめは、少なくとも設計理論という $U = 0.7 \sim 0.95$ の範囲では、沈下度の等時曲線群はほぼ類似した形状を保っていることで



(a) $X = 0$



(b) $X = 0.8B_T/2$



(c) $X = B_T/2$

図6 時間遅れ比の等値線の例 ($I_v = 0.9$)

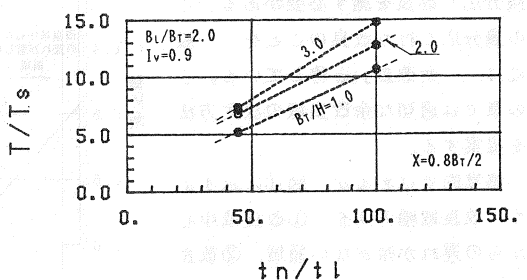


図7 t_n/t_i と時間遅れ比の関係例

ある。

図は省略したが、図8以外の（改良幅）／（粘土層厚）のケースでも上記の3事項は同様に認められる²⁾。

次に、図8に示したような数値解析結果が、実際にもみられるかどうかを検討する。引用するデータは、文献4)に述べられている広島港廿日市地区の土地造成時に得られたものである。当該地区の海底は、-10m～-20mにわたって沖積粘土があり、その上に床掘り・浚渫粘土を約8m入れている。実測値は道路部の地盤改良に関するもので、引用データの観測位置は、図9に示す平面図のNo.81, 291 および418 である。サンドドレーンは、径 $d_w=0.5$ m, ピッチ2.1 m の正方形配置で打設されているので、等価円径 $d_e=2.41$ m である。したがって、 $t_n/t_i=43.4$ となり、図8の計算条件の t_n/t_i 値の44.4に非常に近い。

この工事の改良幅は42m、粘土層厚 H は約18mであるので $B_T/H=2.33$ となる。しかし、これと同じ条件の計算例がなかったので、 $B_T/H=2.1$ のときの沈下度 I_v の等時曲線（図8）と実測値を比較する。

実測沈下度を、図8にプロットすると、図8中の記号のようになる。図8をみると、実測値と計算値はよく対応しており、この章で行った数値計算と同様の現象は、実際にも発生していることが認められる。

6. 余改良域の決定方法

部分改良地盤の局所的な沈下の遅れが、改良地盤上に建設する構造物にとって不具合がある場合は、その構造物の周囲は均等に沈下するよう、幾分広く改良を施す必要がある。この幾分広く行う改良のことを、一般には、「余改良」と称している。この章では適切な余改良域の決定方法を提案する。

感覚的ではあるが、図10に示すように改良域幅方向を、①改良域中心からの遅れが殆どない領域、②改良域中心からの遅れが著しい領域、お

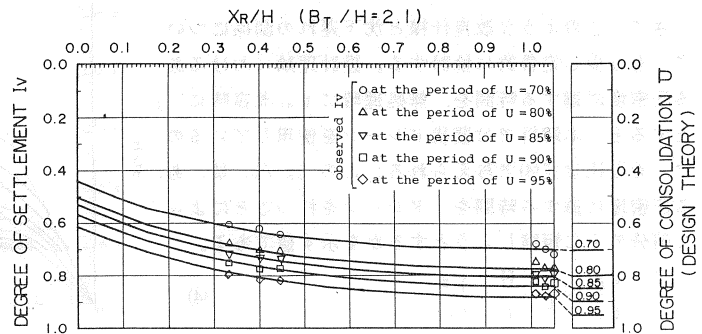


図8 沈下度の等時曲線の例と実測値との対比

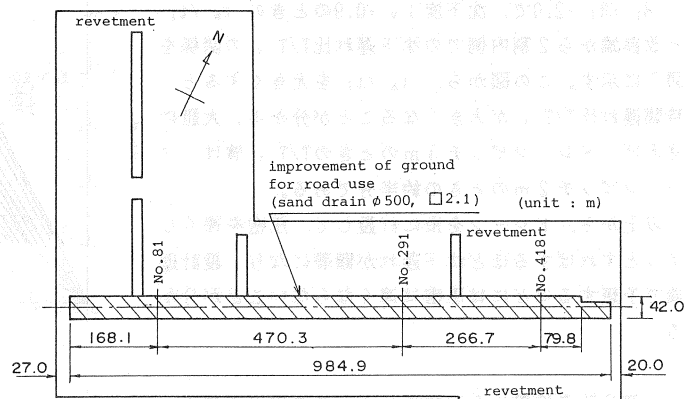


図9 引用データの埋め立て地平面図

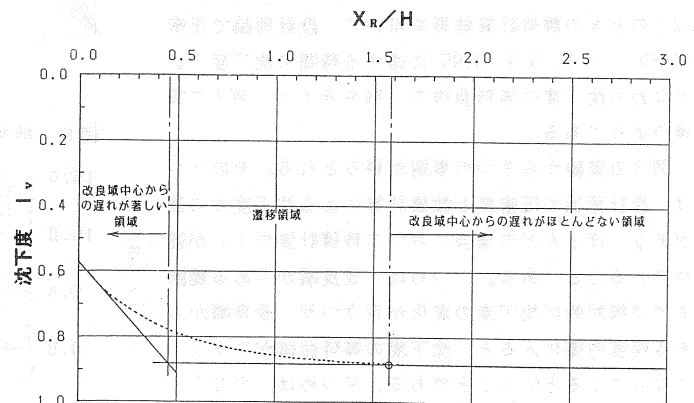


図10 改良域内の沈下遅れの区分

よび③遷移領域に区分する。次に、各改良幅に対して図8で示したような沈下度の等時曲線を作成し、各改良幅に対する上記3区分の境界の X_R/H を求める。これらの図には圧密度に応じて等時曲線線がいくつかあるが、ここでは設計理論の圧密度90%に対応する等時曲線から上記3区分の境界の X_R/H を求めた。等時曲線の形が類似しているため、他の圧密度に対応する値を求めても、結果はあまり変わらない。

上記3区分の境界の X_R/H を遅れが殆どない幅 B_{TN}/H に対してプロットすると図11に示すようになり、3領域に区分できる。ここで、 B_T は全改良幅を、 B_{TN} は有効改良幅を意味し、余改良幅を B_{TS} とすると、 $B_T = B_{TN} + 2B_{TS}$ という関係にある。

図11から、遅れることなく改良したい幅、つまり、有効改良幅 B_{TN} が与えられたときに、全改良幅 B_T を定めることができる。目的によっても異なるが、「改良域中心からの遅れが殆どない領域」で全改良幅 B_T を決めるのはあまりにも安全側であると思われる。余改良幅 B_{TS} を粘土層厚 H と同じにとると図11の一点鎖線のようになり、遷移領域の中央付近にくる。図10から分かるように、遷移領域の中央付近であれば沈下遅れはあまり目立たない。一方、余改良幅 B_{TS} を粘土層厚 H の半分にとると、図11の破線のようになる。この破線は「遷移領域」と「遅れが著しい領域」の境界付近にあり、図10から分かるように、端部において沈下の遅れが目立つ。

したがって、余改良幅 B_{TS} としては、層厚 H と同程度にとることをここでは提案する。こうすると、有効改良幅 B_{TN} 内では沈下遅れがあまり発生せず、ほぼ均等に沈下する。

7. 部分改良地盤に全面載荷したときの有効応力および強度増加

7.1 有効応力増加

ここでは、平均有効応力 σ'_a の増加について検討する。境界条件としては、第5章と

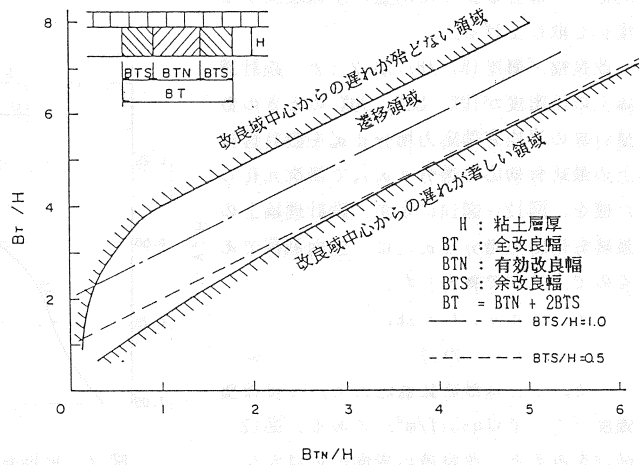


図11 余改良幅決定方法

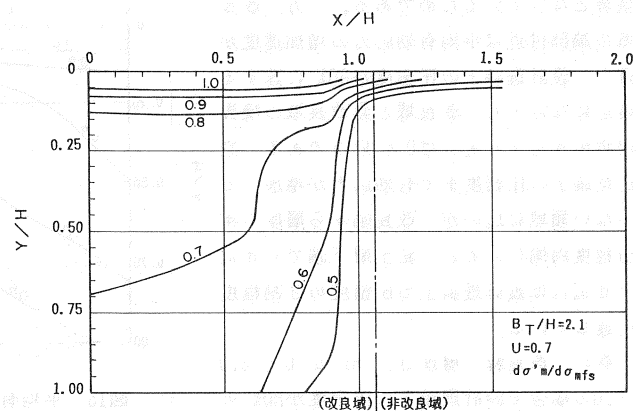


図12 平均有効応力増分 ($B_T/H=2.1$, $U=0.7$)

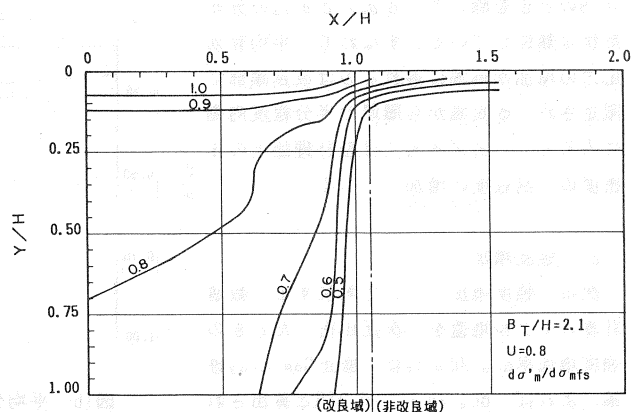


図13 平均有効応力増分 ($B_T/H=2.1$, $U=0.8$)

同様に、部分改良した地盤に全面載荷する場合を取り上げる。

改良幅／層厚 (B_T/H) が 2.1 で、設計理論上の圧密度が 70%, 80%, 90% のときの数値計算の平均有効応力増分 $d\sigma'_m$ を設計理論上の最終有効応力増分 $d\sigma'_{mfs}$ で無次元化した値を、図12～図14に示す。設計理論上の最終有効応力増分 $d\sigma'_{mfs}$ は、全面載荷であるので、式(5)で算出した。

$$\begin{aligned} d\sigma'_{mfs} &= d\sigma_{vf}(1+2K_0) \\ &= q(1+2K_0) \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 σ_{vf} は最終鉛直応力で、 q は荷重強度（ここでは $q=5\text{tf/m}^2$ ）である。図12～図14をみると、改良域の表面付近はかなり早い時期から $d\sigma'_m/d\sigma'_{mfs}=1.0$ に達している。これは、モデル地盤の地表面が排水境界となっているためである。一方、改良域の端部付近は平均有効応力の増加速度が遅く、設計理論上の圧密度が 90% に達する時点になっても、改良域と非改良域の境界付近の $d\sigma'_m/d\sigma'_{mfs}$ は 0.5 以下である。設計理論上の圧密度まで有効応力が増加していない領域は広いが、改良端から層厚の半分程度内側に入ると、粘土層下端でも $d\sigma'_m/d\sigma'_{mfs}$ は設計理論上の圧密度の 9 割程度に達している。

次に、改良幅／層厚 (B_T/H) が 0.9, 3.0, 6.0 の場合で設計理論上の圧密度が 80% のときの $d\sigma'_m/d\sigma'_{mfs}$ を図15～図17に示す。図13および図15～図17を比較すると、 $B_T/H=0.9$ のときを除いて、 $d\sigma'_m/d\sigma'_{mfs}$ の分布形状は類似している。すなわち、平均有効応力の増加が極端に遅れるのは改良端部に限定され、改良端から層厚の半分程度内側に入ると、 $d\sigma'_m/d\sigma'_{mfs}$ は設計理論上の圧密度の 9 割程度に増加している。

7.2 強度増加

次に、強度増加について考察する。数値計算のモデル地盤を一次元圧密したときの強度増加率 $dc_u/d\sigma_{vf}$ は、修正 Cam-clay 理論によれば $dc_u/d\sigma_{vf}=0.318$ と算出される。つまり、この章では $q=5\text{tf/m}^2$ の全面載

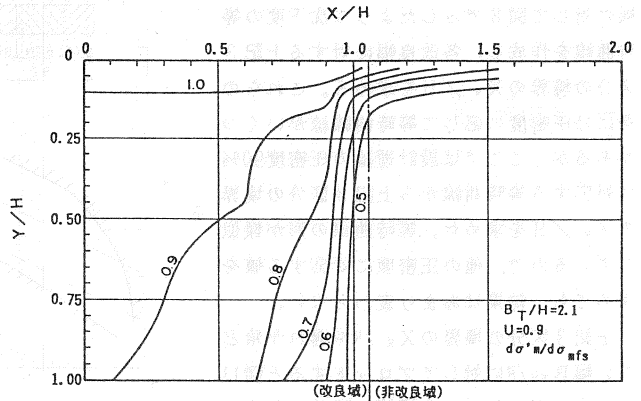


図14 平均有効応力増分 ($B_T/H=2.1$, $U=0.9$)

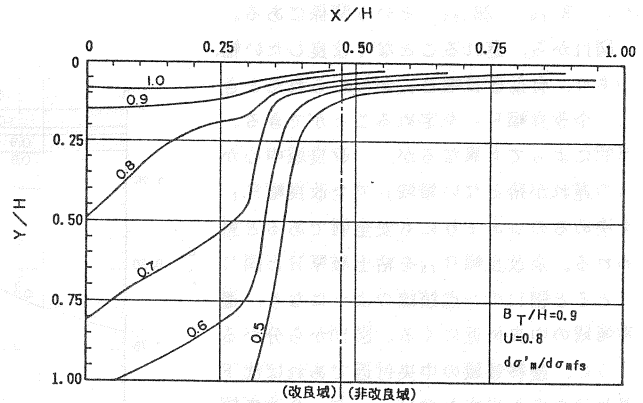


図15 平均有効応力増分 ($B_T/H=0.9$, $U=0.8$)

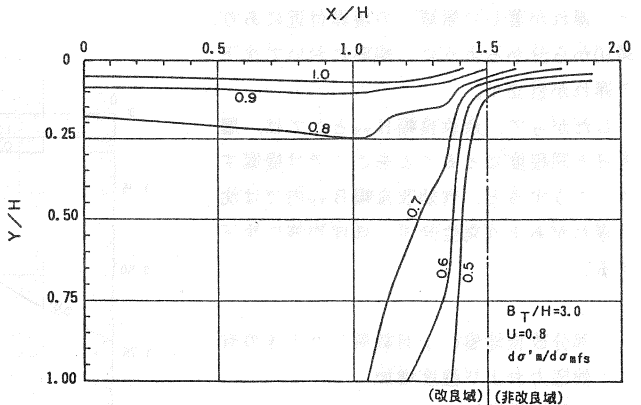


図16 平均有効応力増分 ($B_T/H=3.0$, $U=0.8$)

荷のケースを考えているので、通常的设计の考え方をすれば、 $dc_{ufs} = 1.59tf/m^2$ の最終的な強度増加を期待することになる。

一方、数値計算の強度増加 dc_u は、以下のようにして求める。解析に用いた修正Cam-clay理論によれば、平均有効応力 σ'_m 、偏差応力 q_s で異方応力状態にある要素の一軸圧縮強度 q_u は式(6)で与えられる。

$$q_u = M\sigma'_m \left\{ \frac{1 + (q_s / (M\sigma'_m))^2}{2} \right\}^{1-\kappa/\lambda} \quad (6)$$

したがって、圧密過程中的任意の応力状態にある要素の非排水粘着力増分 dc_u は、その状態での一軸圧縮強度 q_u と初期状態での一軸圧縮強度 q_{u0} を式(6)で算出し、式(7)に代入することによって求められる。

$$dc_u = dq_u / 2 = (q_u - q_{u0}) / 2 \quad (7)$$

$B_T/H=2.1, 3.0, 6.0$ の場合で、設計理論上の圧密度が80%に達する時間の dc_u / dc_{ufs} を示すと、図18～図20のようになる。図18～図20中の数値は、設計理論上の圧密度が80%のとき、通常的设计理論で予想される粘着力の最終増加量に対して、数値計算で得られた粘着力増加量との程度大きくなっているかを示している。また、ここでは全面載荷について検討し、粘土層全域にわたって通常的设计理論で予想される粘着力の最終増加量 dc_{ufs} は一定と考えているので、図18～図20の数値は数値計算で得られた非排水粘着力増分の分布をも示している。

図18～図20は設計理論上の圧密度が80%の時点の dc_u / dc_{ufs} であるが、その値が0.8に達している領域は少ない。平均有効応力増分と同様に、強度増加の遅れは改良域端部で顕著であり、改良端から層厚の半分程度内側へ入ると設計理論上の圧密度の9割程度に達する。

したがって、設計に際しては、いわゆる強度増加率を0.85～0.9程度に低減し、さらに改良端付近は強度の発現が遅れるというところを見込む必要がありそうである。

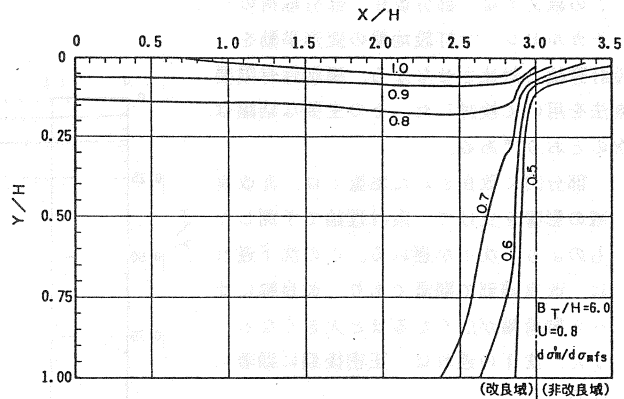


図17 平均有効応力増分 ($B_T/H=6.0, U=0.8$)

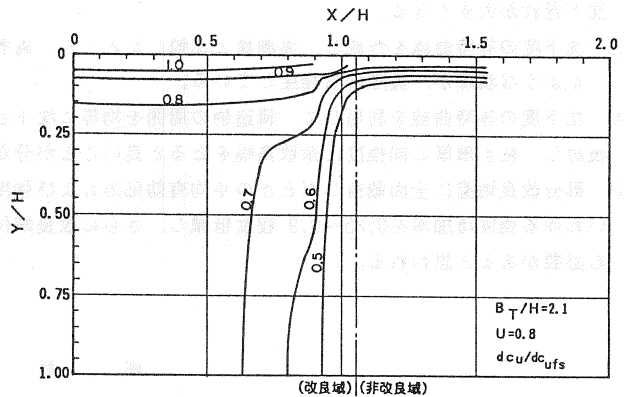


図18 非排水粘着力増分 ($B_T/H=2.1, U=0.8$)

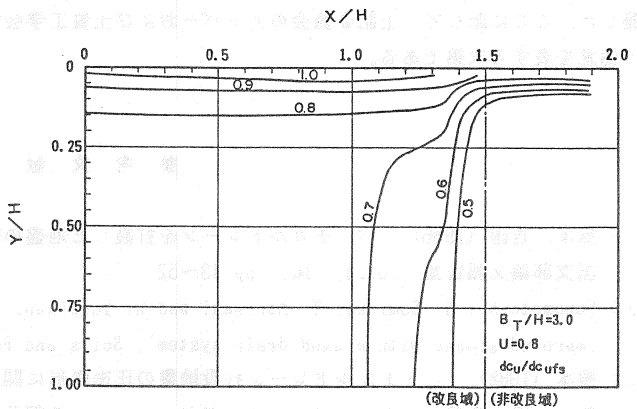
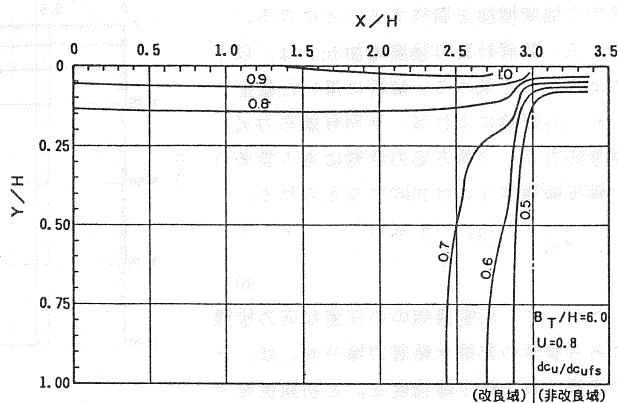


図19 非排水粘着力増分 ($B_T/H=3.0, U=0.8$)

8. 結論

この論文では、部分改良・部分載荷のバーチカルドレーン打設地盤の変形挙動を、設計理論と対比させながら、弾塑性有限要素法を用いて検討した。その主要な結論は、次のとおりである。

- (1) 部分的に改良された地盤では、非改良域の影響を受けて、設計理論で予測したものよりも沈下が遅れる。この沈下遅れは、改良端部で顕著であり、改良幅に比べて載荷幅が広がるほど大きくなる。また、沈下の遅れは、圧密後期に顕著になる。
- (2) ドレーンピッチをせまくして、沈下速度を速くしようとすればするほど、非改良域の影響を強く受け、設計理論からの沈下遅れが大きくなる。
- (3) 沈下度の等時曲線を作成し、実測値と比較したところ、両者はよく一致した。したがって、ここで検討したような現象が、実際にも発生している。
- (4) 沈下度の等時曲線を利用して、構造物の周囲を均等に沈下させるために行う「余改良」の幅についても検討し、粘土層厚と同程度に余改良幅をとると良いことが分かった。
- (5) 部分改良地盤に全面載荷したときの平均有効応力および強度の増加を検討したところ、設計に際しては、いわゆる強度増加率を0.85～0.9程度低減し、さらに改良端付近は強度の発現が遅れるということを見込む必要があると思われる。

図20 非排水粘着力増分 ($B_T/H=6.0$, $U=0.8$)

謝 辞

この研究は、土質工学会中国支部「バーチカルドレーンの有効性に関する研究委員会」の研究の一部として実施したものである。また、数値計算および計算結果の作画は、三和システムサービス㈱吉森幸浩氏が実施した。ここに記して、上記委員会のメンバーおよび土質工学会中国支部の各位、また、吉森幸浩氏に対し謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 熊本, 吉国 (1986), バーチカルドレーンを打設した地盤の有限要素法による計算方法, 土質工学会中国支部論文報告集, Vol.4, No.1, pp.43～52
- 2) Kumamoto, N., N. Sumioka, T. Moriwaki and H. Yoshikuni (1988), Settlement behavior of the improved ground with a sand drain system", Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp. 77-88
- 3) 熊本 (1988), バーチカルドレーン打設地盤の圧密変形に関する研究, 広島大学学位請求論文
- 4) 新倉, 原, 安部, 田中 (1982), 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 土質工学会, Vol.30, No.5, pp. 7～12