

浚渫粘土埋立地の沈下予測 —北九州空港の事例—

(本文10～13ページ参照)



口絵写真—21
供用中の北九州空港の全景



口絵写真—22 地盤改良中の北九州空港用地2工区



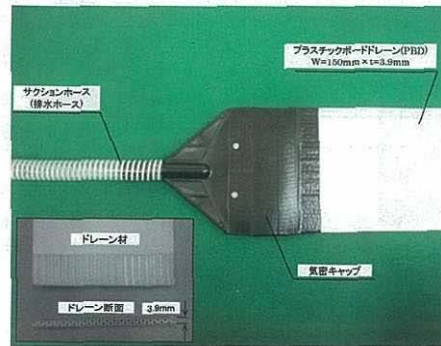
口絵写真—23 地盤改良中の北九州空港用地2工区

新海面処分場の延命化対策 —真空圧密による軟弱地盤の減容化—

(本文14～17ページ参照)



口絵写真—24 試験工事で使用したドレーン打設船



口絵写真—25 気密キャップ付プラスチックドレーン



口絵写真—26 本格工事で使用するドレーン打設船



口絵写真—27 ポンプ運転状況

浚渫粘土埋立地の沈下予測 —北九州空港の事例—

Consolidation Settlement Prediction of Reclaimed Land with Dredged Clay
—Case Record of Kita-Kyushu Airport—

野村 茂 (のむら しげる)

池田 高 則 (いけだ たかのり)

㈲港湾空港建設技術サービスセンター (前国土交通省九州地方整備局)

国土交通省九州地方整備局

片桐 雅 明 (かたぎり まさあき)

寺 師 昌 明 (てらし まさあき)

㈲日建設シビル 地盤調査設計部門

㈲日建設計

1. はじめに

2006年3月に周防灘の人工島に移転した北九州空港(図-1, 口絵写真-21)は, 港湾整備事業と空港整備事業の連携事業として整備された。本事業は, 短期間の施工計画であったため, 浚渫粘土の埋立からその後の覆土下の沈下までの予測手法を構築して進められた^{1),2)}。

本事業では, 海底土砂を大量の海水と一緒にポンプで船艙に取り込み, 土砂処分場に投入できるドラグサクシオン船を用いた。このようなポンプ浚渫では, 海底の粘土地盤の構造は完全に破壊され, それを土砂処分場に投入すると, 粒子の分級を伴いながら堆積する。この堆積層の不均質性に起因して不同沈下が発生し, それが空港施設で重要となる平坦性の確保に悪影響を与える。そこで, 本事業ではある間隔で設置した観測点ごとに, 残留沈下量を推定し, 施工高さを設定した。

浚渫土埋立から施設整備までを急速に施工した本事業では, 様々な特有の課題に直面し, それらを解決してきた³⁾。本文では, それらとは別の課題, すなわち不同沈下を考慮した覆土による沈下予測手法を紹介し, 実測値による予測手法の評価, ならびに在来地盤の沈下や護岸構造の安定性に影響する地盤内水位の挙動を報告する。

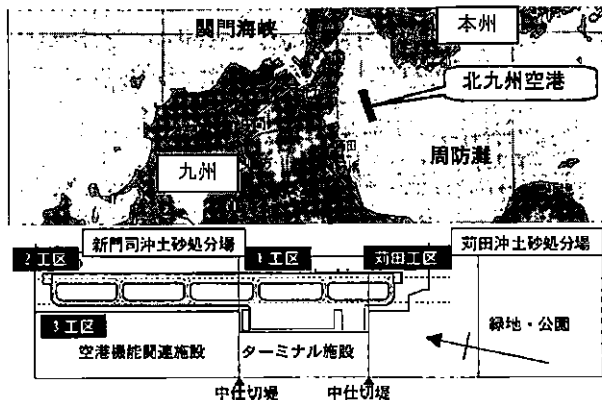


図-1 北九州空港の位置, 施設の配置と処分場の関係

2. 急速施工における各点の沈下予測手法

図-2は, 浚渫粘土の埋立処分が終了した時点から, その跡地に空港施設を建設するまでの地盤高さの経時変

化と, 実施すべき調査を示したものである。図に示した各調査の実施時期は, 北九州空港2工区の例である。

バーチカルドレーン(VD)(口絵写真-22~23)の打設間隔と覆土厚を決定するための地盤改良の設計は, 工程に余裕がない場合, 浚渫粘土埋立中に行われる。地盤改良の設計には, VD打設時の地盤性状と圧密定数が必要となるが, 設計の時点では対象となる地盤が完成していない。そのため, 地盤性状は埋立地全域における埋立過程の動態観測結果で同定した圧密パラメータの解析結果, 圧密定数は同定した圧密パラメータを実際に想定される応力状態まで外挿した結果とする方法⁴⁾を採用した(これによる予測を「当初予測」と呼ぶ)。この方法では, 地盤改良の設計対象となる地盤は, 埋立地全域で平面的に違いがない様な地盤と単純化される。ところが, 実際には浚渫土の堆積状況は投入される土砂の構成だけでなく, 濃度や排砂管の方向などにも依存するため, 覆土過程では埋立地を複数の管理区域に分割して, 動態観測や地盤調査を行い, 管理区域ごとの地盤性状を把握した上で, 設計を修正していくことが必要となる。

以下, 覆土過程における管理区域ごとの沈下予測の修正と確認方法を示す。

- i) 浚渫土埋立確認調査の実施: 埋立中に実施した地盤改良実施時の地盤性状が妥当であるかを確認することが目的であり, 通常, 鉛直方向の含水比分布が測定される。測定結果は埋立後に行う事後解析において圧密パラメータを同定するために用いられる。
- ii) 沈下測定機器の設置: 浚渫粘土の圧密沈下を把握

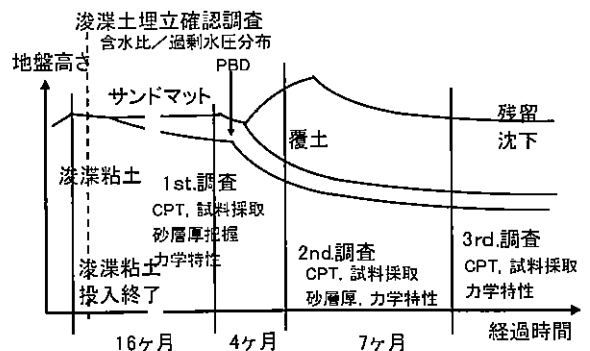


図-2 建設工程とローカル特性を把握するための調査案

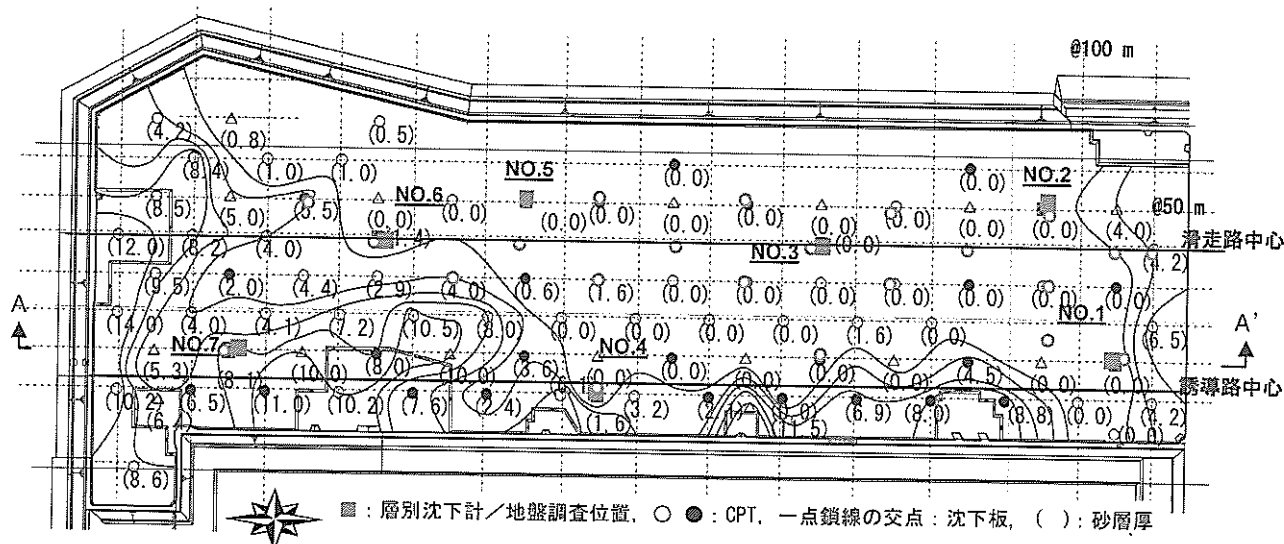


図-3 地盤調査位置と動態観測計画における沈下板の位置ならびに介在している砂層厚の分布

するための沈下板や層別沈下計をなるべく高密度で設置する(図-3参照)。

- iii) 地盤の実態調査(1st調査)の実施:設計時点で砂層がないとした地盤の実体(砂層がどの程度介在しているか)を把握することが目的である。ここでは、広大な埋立地を対象とするため、機動性を重視した車載式のコーン貫入試験装置(CPT)を用い、安定した走行が確保できるVD打設時期に調査した。なお、CPT結果から土質を判定する方法は、Robertsonの方法⁵⁾に従った。
- iv) 管理区域ごとの層構成の設定:iii)の調査結果から各区域の砂層厚さを設定する。
- v) 当初予測の修正:iv)で設定した層構成に基づき、埋立事後の解析を行い、i)で求めた地盤状態を表現できる圧密パラメータを同定する。この圧密パラメータを外挿して再設定した圧密定数を用いて覆土下の沈下予測を行う。これを「初期修正予測」と呼ぶ。
- vi) 各種係数の設定のための地盤調査(2nd調査)の実施:CPTの結果を圧密管理に用いるための各種係数(強度増加率とコーン係数)を設定するため、不攪乱試料に対する圧密試験と一軸圧縮試験、CPTを行う。なお、CPTの結果から、iii)の地盤調査で推定した砂層厚さの妥当性も再確認できる。
- vii) 各領域での圧密定数の同定と予測修正:iv)で設定した層構成と沈下板による動態観測結果から覆土下の圧密の定数を同定し、それを用いてそれ以降の圧密沈下を予測する。この予測値を修正予測と呼ぶ。
- viii) 工程の変更:vii)で求めた修正予測の結果を用い、必要に応じて施工計画を修正する。
- ix) 圧密度確認調査(3rd調査)の実施:覆土による圧密の程度を地盤内部の状態から確認することが目的で、CPTや不攪乱試料による室内試験を行う。それぞれ、目標となる圧密度に相当する q_t 値と圧

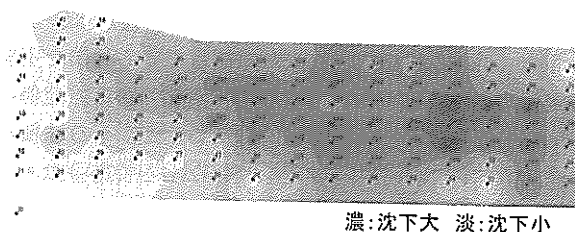


図-4 サンドマット敷設時に生じた沈下分布

密降伏応力を設定しておく。

- x) 目標に達しない場合の対処方法:ix)で設定した目標値に実測値が達していない場合には、その要因を探り、予測値を修正して、ix)に戻る。

以上の沈下予測と確認方法は、浚渫土埋立過程で均質とした「当初予測」、浚渫粘土埋立完成後に調査して、各領域の層構成・地盤性状を把握した上での「初期修正予測」、覆土下の動態観測結果を考慮した「修正予測」により、初期状態と圧密定数を修正することで、予測精度の向上が図られる。

予測手法としては、浚渫土埋立過程では一般化された一次元圧密理論⁶⁾をベースに構築した「CONAN」⁷⁾を、VDを併用した覆土下ではウェルレジスタンスを考慮した吉國の式⁸⁾と C_c 法との組合せを用いた。

3. 浚渫粘土の堆積状況

図-3に、サンドマットが敷設された時点で行った89地点における1st調査でのCPT結果から推定した介在砂層厚さのコンター線を示す。図中のカッコ内の数字が推定した介在砂層の層厚である。ここで、コンター線を描くため、およそ100mの調査地点間の層厚変化を線形と仮定した。この図を見ると、砂層が堆積している部分は、北側、西側に集中し、その箇所は浚渫粘土投入時の排砂管の出口に相当していた。

図-4は、浚渫粘土投入後に敷設したシートネットに取り付けた沈下板で測定したサンドマット敷設中の沈下

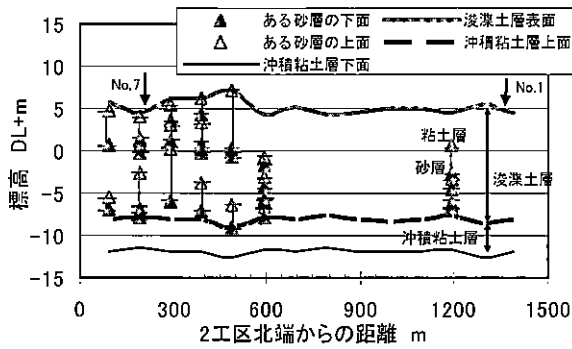


図-5 1st 調査により求めた誘導路路肩付近の層構成

量の分布である。色が濃いほど沈下量大きいことを示し、最大沈下量は18 cm、最小値は1 cmであった。この沈下量が大きいところは、図-3の砂層を介していない領域の中心付近で、沈下量が小さいところは砂層が厚く堆積しているところに対応していることがわかる。

図-5に、図-3中のNo. 1とNo. 7を含む誘導路東側路肩付近のAA'断面における地盤構成を示す。Robertsonの方法で判定された連続している砂層を実線で表し、その下端を▲、上端を△で示してある。北側の600 mの部分は砂層が卓越している区域、その堆積パターンは同じではなく、非常に複雑なものであった。

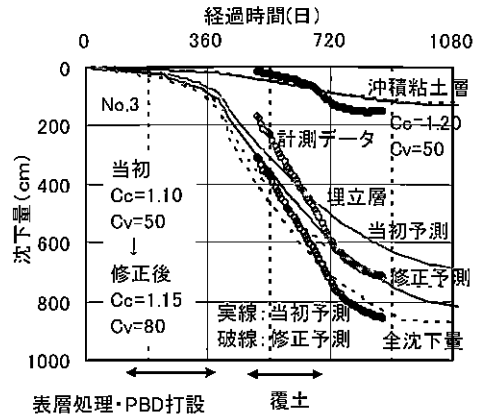
4. 沈下予測と測定結果

図-6は、層別沈下計を設置したNo. 3とNo. 4地点の実測値と予測値を比較したものである。経過時間は浚渫土埋立完了時を原点としている。当初予測は浚渫粘土埋立中の地盤改良設計で予測したもの、修正予測は覆土下の沈下計測結果と層構成を反映させたものである。なお、同じ地盤定数 ($C_c = 1.15$, $c_v = 60 \text{ cm}^2/\text{day}$) で予測した当初予測がNo. 3とNo. 4で異なるのは、両地点の覆土厚さが異なるためである。修正予測は、介在する砂層厚さを差し引いた浚渫土内の粘土層厚さを対象としている。修正後の圧密定数は図中に示すとおりであり、場所によって異なることがわかる。なお、過剰水圧が消散した後に生じる二次圧密量は全域15 cmとした。

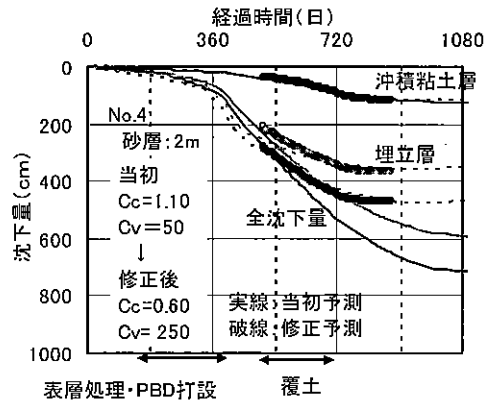
経過時間810日(3rd 調査)の時点では、これ以降の一次圧密沈下量はNo. 3地点で60 cm程度、No. 4地点ではほとんどないという予測となった。しかも、No. 3地点では、開港半年前の施設完成後においても、10 cm程度の一次圧密沈下量が発生するという結果であった。

図-7は2工区の滑走路中心線沿いの修正予測結果である。修正予測では、図-3に示す砂層厚さを考慮し、滑走路中心の沈下板による測定結果から同定した圧密定数を用いた。同図には、施設完了時から開港時までの予測沈下量と施設完成時からの一次圧密完了までの予測沈下量、開港時と開港後約1年半の実測沈下量分布を示した。滑走路北端から900 m程度(No. 3点付近)で沈下量が大きく、砂層が介在している滑走路北側では沈下量が小さかった。そこで、沈下量が大きい領域の施設整備では残留沈下量を見越し、路床厚さを厚くした。

図-8は、滑走路中心の標高を測定した結果であり、



(a) No.3 での比較



(b) No.4 での比較

図-6 覆土下の動態観測結果と修正予測の例

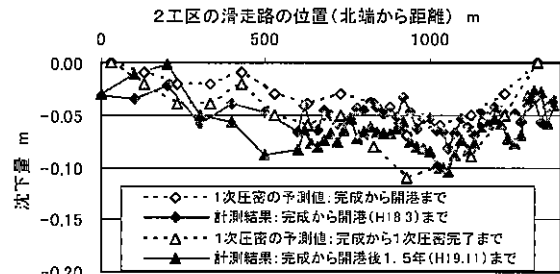


図-7 2工区内の滑走路中心の沈下予測と実際

測定時期は、開港半年程度前の完成時、開港時(H18年3月)、開港後半年(H18年9月)、開港1年半程度(H19年11月)であった。施設完成時の施工計画高さは、北側の2工区でCDL+8.61 m、1工区で+8.36 m、荻田工区の南端で+9.18 mであった。ただし、図-7に示したように、2工区南側(No. 9~No. 12)では、施設完成時から開港までに10 cm程度の沈下が予測されたため、沈下を見越して上げ越した。完成時の出来形の計測結果は、No. 9~No. 12での上越し量も含めて、計画施工高さ±3 cmで整備されたことがわかる。

施設完成から開港までの約半年の間に生じた沈下量の最大値は、No. 10~11付近に発生した8 cm程度であり、予測とほぼ一致していた。No. 0~No. 8の2工区では、最大5 cm、平均的には3 cm程度と、粘土が卓越する部分よりも沈下量は少なかった。工程に余裕があり、この期間で過剰水圧の消散に伴う沈下量がゼロと推定された

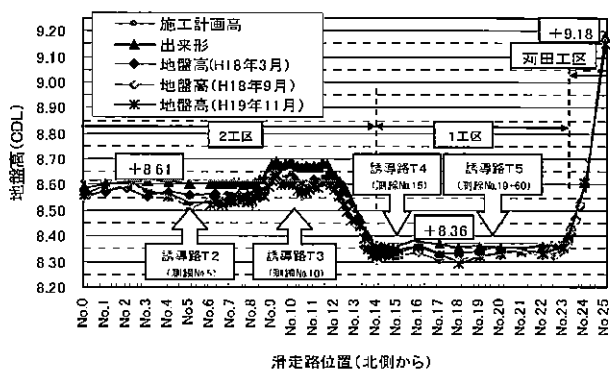


図-8 滑走路中心の標高の経時変化

1工区 (No. 14~No. 23) では、沈下量の最大値は 3 cm であった。地盤に過剰水圧がほとんどなかったことから、この沈下はほとんどが二次圧密と考えられる。

開港から約 1 年半を経過した沈下量は、最大値として 4 cm が計測されているが、平均的には 2 cm 程度であり、明らかに収束傾向にあることも認められた。

埋立開始から供用開始までの期間が最も短く、短期間での施工で進められた 2 工区では、先に述べたように、施設完成時では一次圧密が完了しておらず、最大 10 cm 程度の一次圧密沈下が予測された。この 2 工区における予測値と実測値を比較したものが図-7 である。この図を見ると、滑走路北側から 700 m (No. 7) 程度までとそれよりも南側で予測値が異なっていることがわかる。一方、実測値は 1 000~1 100 m 付近での沈下量がやや大きく、中仕切堤近傍 (1 300~1 400 m) と砂層が介在している 0~400 m を除き、おおむね一様に沈下し、南側予測値とほぼ等しかった。以上が実測値と予測値の比較であり、施設完了から開港までの半年での両者の差は最大で 4 cm 程度であり、予測手法が実務的に有効とみなせる。なお、仕切堤近傍では滑走路の縦断勾配規定を満足させるように、覆土中に余盛りしている。

5. 地盤内水位の挙動

図-9 は、図-3 の No. 2 と No. 5 における地盤内水位と降水量の関係である。図中には、2 工区における滑走路の構造と外海の HWL, MWL, LWL も示してある。地下水位の計測結果を見ると、降雨により地下水位が上昇し、その後低下している。また、計測位置によって、地下水位が異なるが、降雨がないと CDL + 3.5 m に収束する傾向にある。この収束する水位は、HWL よりも低く、MWL よりも高くなっている。設計時点では、地下水位を設定する基準がなく、2 工区の土質断面では MWL を地下水位として圧密沈下量を推定した。実際には、地下水位はそれよりも上方に位置し、上載圧が軽減される方向となった。しかし、覆土の実測値 (18~22 kN/m³) は設計時の設定値 (18 kN/m³) はより大きく、結果的に、その増分は水位上昇分に相当していた。

6. まとめ

2006年 3 月に移転した北九州空港の整備において得

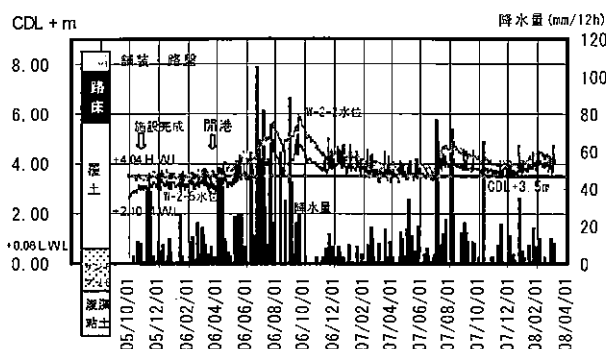


図-9 地盤内水位と降雨の関係

られた知見を以下にまとめる。

- 浚渫粘土、特にポンプ浚渫土で埋め立てた地盤は、粒子の分級によって複雑な層構成となる。それを把握するための地盤調査は不可欠であり、広大な埋立地を迅速に調査するためには CPT が有効であった。
- VD を併用した覆土の圧密沈下予測方法として、ウェルレジスタンスを考慮した吉國式に、介在する砂層厚さと動態観測結果で同定した圧密定数を与える予測手法は実務的に有効であった。
- 地盤内水位は HWL よりもやや低いところに収束する傾向にあること、多雨期には最大 2 m 程度も上昇することが観測された。

滑走路は不同沈下を嫌う構造物であり、スポット的な沈下により、クラックの発生や、時には規定勾配を満たさなくなることもありうる。これらの予兆を把握するためにも、今後とも地盤高さと地盤内水位を測定していく予定である。

参考文献

- 1) 江頭和彦・岩瀧清治・佐藤孝夫・片桐雅明・寺師昌明・吉福 司：浚渫土埋立地を利用した新北九州空港の建設に関する課題とその対策，土木学会論文集，No. 707/VI-55, pp. 21~36, 2002.
- 2) 吉本靖俊・吉田秀樹・東野忠伸・片桐雅明・寺師昌明：新北九州空港建設を支えた浚渫粘土埋立予測解析，基礎工，2006年 7 月号，pp. 45~47, 2006.
- 3) 吉田秀樹・片桐雅明・寺師昌明：大規模浚渫粘土処分工の跡地利用に関する地盤工学的問題，土と基礎，Vol. 56, No. 1, pp. 24~27, 2008.
- 4) 吉田秀樹・坂田和俊・片桐雅明・寺師昌明・村川史朗：浚渫粘土埋立地盤の状態と圧密定数の設定方法，土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 1, pp. 111~126, 2008.
- 5) Robertson, P. K.: Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151~158, 1990.
- 6) Imai, G.: A unified theory of one-dimensional consolidation with creep, Proc. of 12th ICSMFE, Vol. 1, pp. 57~60, 1989.
- 7) 江頭和彦・岩瀧清治・佐藤孝夫・片桐雅明・寺師昌明・吉福 司：浚渫粘土による埋立の予測と評価，土木学会論文集，No. 715/III-60, pp. 147~164, 2002.
- 8) 吉國 洋：パーチカルドレーンの設計と施工管理，技法堂出版，1979.

(原稿受理 2008.5.8)

新海面処分場の延命化対策—真空圧密による軟弱地盤の減容化—

Life-prolongation Method for the New Waste Disposal Area in Tokyo Bay

手塚 博 治 (てづか ひろじ)

東京都港湾局東京港建設事務所 沖合埋立整備課長

竹谷 健 一 (たけや けんいち)

東京都港湾局東京港建設事務所 沖合埋立整備課

新 舎 博 (しんしゃ ひろし)

真空圧密ドレーン工法研究会

山 下 徹 (やました とおる)

真空圧密ドレーン工法研究会

1. はじめに

新海面処分場は、東京23区から発生するごみや浚渫土・建設発生土を海面埋立処分するために、東京港内で整備できる最後の最終処分場である。東京都では、この限られた処分場を有効に活用していくため図-1に示す、処分場の延命化対策を実施している¹⁾。具体的には、①最初に、処分場内の海底地盤をA.P.-17mまで深掘する(掘削土は青潮対策として、千葉沖に水底土砂有効利用事業として活用されている)、②深掘部に、港内や河川から発生した浚渫土をA.P.+1.5mの高さまで埋立処分する、③浚渫土と在来粘性土の両層内に鉛直ドレーンを打ち込み、真空圧密によって沈下させる(土の体積の減容化)、④沈下に相当する浚渫土量を再度埋立処分する。

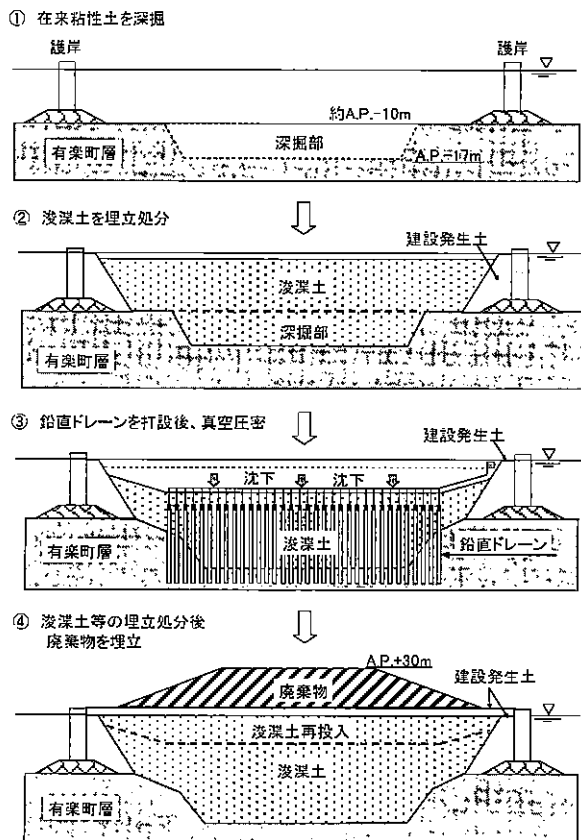


図-1 新海面処分場の延命化対策

これら一連の施策を、延命化対策と呼んでいる。

陸域での処分場確保が困難な東京都では、この真空圧密工法を用いた処分場の延命化対策を行うことで、最後の海面処分場を少しでも長く使い続けることが可能となる。

しかしながら、真空圧密工法の適用に関しては、海底地盤での確実な負圧作用、既設護岸に対しての影響や地盤の水平変位、水面上での施工性(口絵写真-24)や費用対効果等の確認すべき課題²⁾もあった。

本文では、これらを検証すべく新海面処分場において実施した、真空圧密による軟弱地盤の減容化試験工事の概要と施工結果および沈下解析方法について報告する。

2. 試験工事の概要

試験工事の平面配置を写真-1、図-2に示す。新海面処分場において浚渫土の埋立が進んでいる、Cブロック内に設定した。A工区60m×60m、B工区61.2m×61.2mの2箇所に、各々2.0m、1.8mの正方形配置でドレーンを計画した。図-3は地盤の地層構成を示している。改良範囲は、処分した浚渫土の全層と在来粘性土層の18m程度とし、ドレーンの打設深度をA.P.-29mまでと設定した。また、改良区域の3方向には、A.P.-12mの深度までⅢ型鋼矢板を打設し、改良区域周辺からの浮泥土砂の流入を防止する措置をとった。

真空圧密に使用したドレーン材(口絵写真-25)は、幅150mm、厚さ3.9mmで、気密キャップ付のプラスチックボードドレーン³⁾⁴⁾を採用し、施工に当たってはキャップ部が浚渫土層内に約1.0mの深さになるように打設し、キャップ部より上部の粘性土層を負圧シール

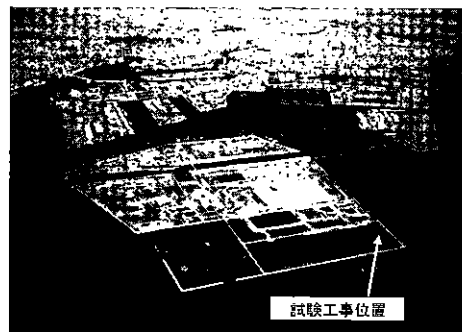


写真-1 試験工事の位置

層⁵⁾として利用した。

改良範囲内の負圧作用期間については、現地調査結果(浚渫土および在来粘性土の圧密係数 $C_v = 120 \text{ cm}^2/\text{day}$)を考慮し、204日間(圧密度80%程度)とした。

3. 地盤特性

試験工事をを行った箇所では、2002年4月から浚渫土の受け入れを開始しており、地盤高は当初のA.P. -11 mから2005年10月にはA.P.+1 mまで達し、平均3.5 m/年の速度で埋立が進められていた。

図-4は改良範囲の土質特性を示している。浚渫土層は密度 $\rho_t = 14.7 \text{ kN/m}^3$ 、圧縮指数 $C_c = 0.88$ であり、在来粘性土(有楽町層)の $\rho_t = 13.7 \text{ kN/m}^3$ 、圧縮指数 $C_c = 1.34$ に比べるとやや圧縮性が小さい傾向がある。また、圧密降伏応力 p_c から、浚渫土層はほぼ正規圧密状態であるのに対して、在来粘性土層は、上部の約5 m(一点鎖線内)は浚渫土層下端を排水面とした一次元圧密の傾向があり、その下部は浚渫土層の有効土被り圧とほぼ等

しい 40 kN/m^2 程度の未圧密状態にあることがわかる。

また、図-4内の三成分コーンの試験結果を見ると、浚渫土層は砂分の多い箇所が随所に見られ、こうした層が排水層となっており、自重圧密がほぼ終了した状態になったものと考えられる。一方、在来粘性土層はほぼ均質な粘性土であり、排水長が長いために一次元圧密が終了しておらず、浚渫土層の自重に相当する荷重分が未圧密状態として残っていた。

4. 沈下の計測結果

沈下計測は各工区に、11箇所の沈下板を置くとともに、護岸への影響を確認するため、6箇所に水圧式沈下計を設置して測定した。作用負圧に関しては、ドレーン先端と浚渫土層内、在来粘性土層内に計9箇所、間隙水圧計を設置して計測した(図-5)。

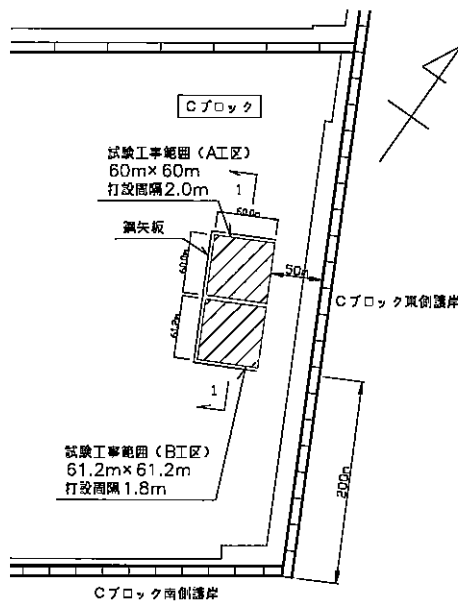


図-2 試験工事の平面配置

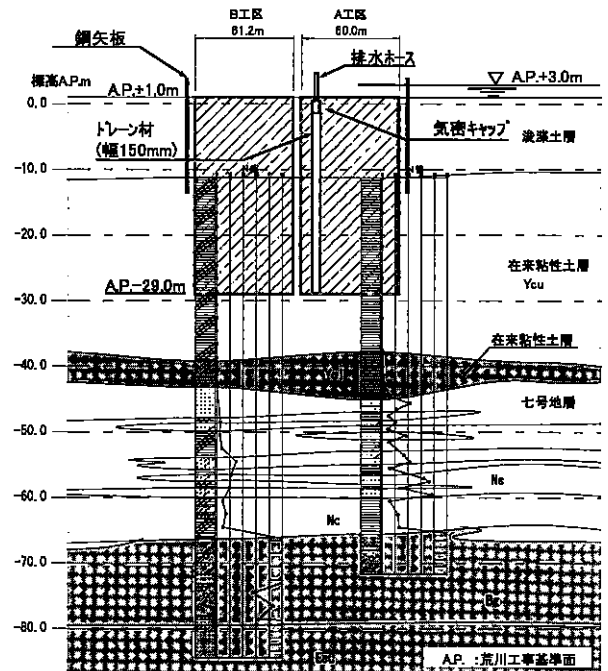


図-3 地盤の地層構成 (1-1断面)

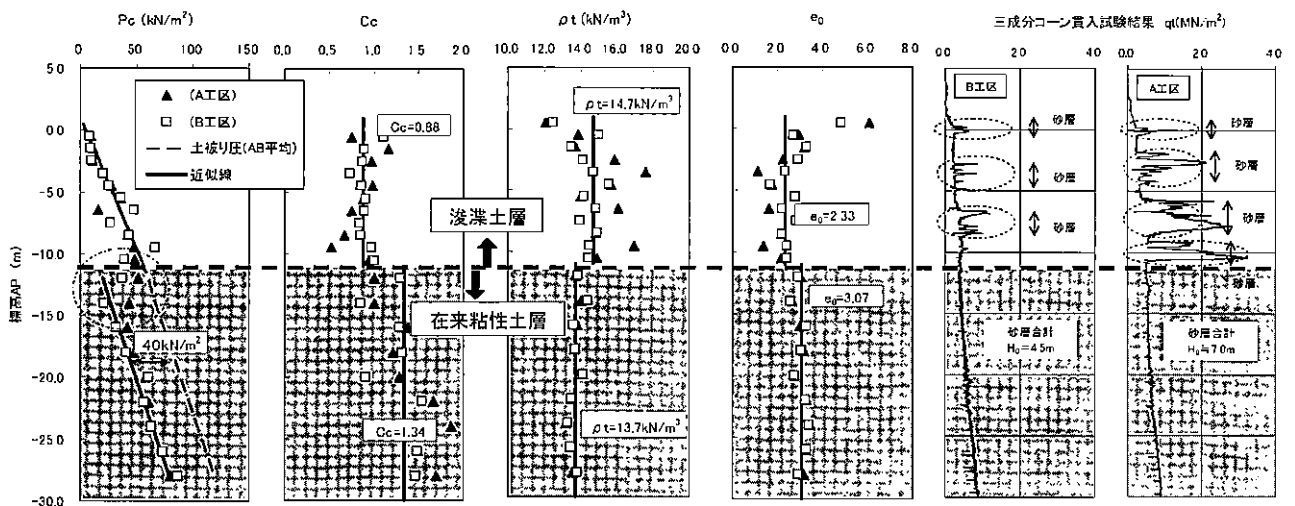


図-4 改良範囲の土質特性

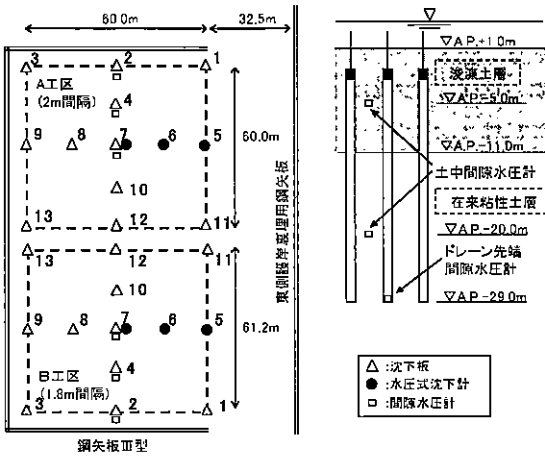


図-5 計測位置

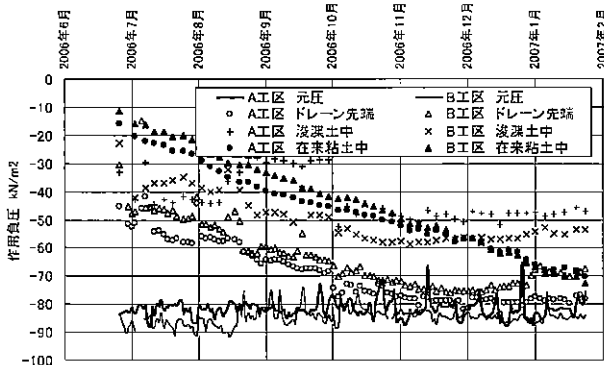


図-6 元圧とドレーン先端および土中の作用負圧

4.1 作用負圧

図-6に、真空ポンプの元圧と土中およびドレーン先端の作用負圧を示す。元圧は-80~-90 kN/m²とほぼ一定であったが、ドレーン先端においては-50 kN/m²程度から徐々に増加し、120日が経過した時点(2006.10末)で-75 kN/m²程度になった。負圧のこうした漸増現象については、①負圧作用初期において、浚渫土層内に挟在する砂層からの吸水が多かったこと、②負圧の伝播により砂層の間隙が減少して負圧シール効果が徐々に向上したこと等が要因として考えられる。当初計画の負圧力は、ドレーン先端で-65 kN/m²と設定していたことから、負圧作用期間平均ではこの値を上回ることが確認できた。

4.2 沈下特性

A工区およびB工区の改良範囲中央部における平均沈下曲線を図-7に示す。沈下はドレーンを打設した時点から生じ、A工区では約6ヶ月の自重圧密期間で1.3 m、B工区では約5ヶ月間で1.6 m程度の沈下が生じている。これは、ドレーンを打設したことにより排水距離が短縮され、未圧密状態にある在来粘性土層の自重圧密が促進されたものである。負圧を作用させた時点(2006.6.30)から後は、初期に50 cm程度の沈下が速やかに生じ、その後は緩やかな沈下となっている。ドレーン打設からの総沈下量(2007.1.24)はA工区で3.44 m(目標値3.21 m)、B工区で4.08 m(目標値3.75 m)となり、ほぼ目標とする沈下量を得ることができた。

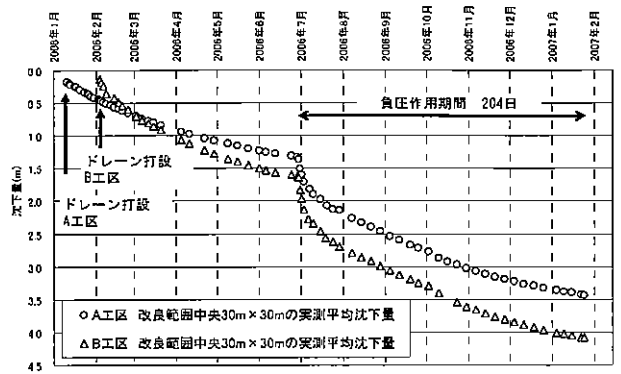


図-7 改良範囲中央部の平均沈下曲線

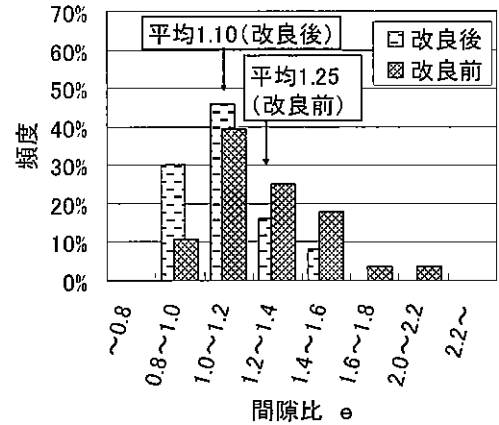


図-8 砂層の間隙比の度数分布

5. 沈下解析

沈下解析の対象土層は、浚渫土層(中間砂層、粘性土層)と在来粘性土層とした。各層の沈下量は以下に示す考えに基づき算出した。

5.1 沈下量の算定方法

(1) 浚渫土層内の中間砂層の沈下

即時的に生じる砂層の沈下は、負圧の作用と考えられる。また圧縮沈下量は改良前後のRIコーン⁶⁾調査(B工区)で得られた間隙比の変化量から算定した。なお、間隙比はRIの湿潤密度の結果に飽和条件を加えて算定した。図-8は砂層の間隙比の度数分布図である。改良前の間隙比 e_0 は平均1.25であり、改良後は平均 $e_1=1.10$ であった。よって、砂層の圧縮沈下量 ΔS_s は次式で算定した。

$$\Delta S_s = H_0(e_0 - e_1) / (1 + e_0) \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 H_0 :改良前の砂層の層厚である。

(2) 浚渫土層内の粘性土層の沈下

砂層と砂層に挟まれた粘性土層の圧密速度は、水平方向流れのBarron(バロン)の解と鉛直方向の一次元圧密の両方を考慮したCarrillo(キャリロ)⁷⁾の(2)式で算出した。また、沈下量は C_c 法で求め、初期間隙比 e_0 はRIから求めた平均1.93とし、有効応力増分については、初期が自重圧密終了状態であるとして、作用負圧の65 kN/m²のみとした。

$$U_w = 1 - \{1 - U_{r(t)}\} \cdot \{1 - U_{z(t)}\} \dots\dots\dots(2)$$

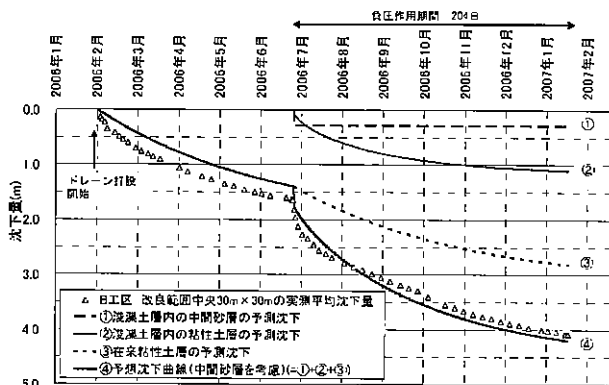


図-9 中間砂層の影響を考慮した沈下曲線と実測値

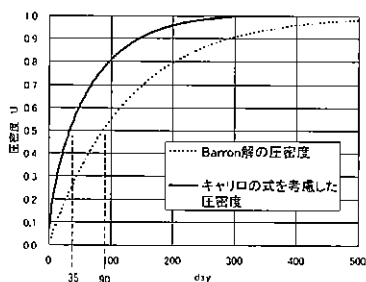


図-10 Barron 解とキャリロの式との比較

ここに、 $U_{(t)}$ ：時間 t における平均圧密度、 $U_{z(t)}$ ：水平方向流れによる平均圧密度、 $U_{z(t)}$ ：鉛直方向流れによる平均圧密度である。

(3) 在来粘性土層の沈下

在来粘性土層は均一な有楽町層から成るが、浚渫土層の自重を加えても圧密が十分ではなく、負圧前は約40 kN/m²の未圧密状態であった。沈下計算はこの未圧密状態と負圧作用を考慮し、Barronの解を適用して算出した。初期間隙比 e_0 は RI から求めた平均 $e_0=2.79$ を用い、他の土質定数は図-4 に示すものを用いた。

5.2 沈下曲線の比較

図-8 は B 工区について、上記の計算方法で求めた沈下曲線と実測沈下量を比較したものである。計算の沈下量は、ドレーン打設から負圧作用前までの在来粘性土層の自重圧密沈下量が約1.5 m、負圧作用後では、浚渫土層内の中間砂層の即時沈下量が約0.25 m、浚渫粘性土層と在来粘性土層の圧密沈下量はそれぞれ約1.2 m と約2.8 m であり、総沈下量の計算沈下曲線は実測結果と比較的よく一致していた。

また、浚渫土層内の粘性土層の沈下速度に関して、中間砂層の影響を調べると、沈下速度は中間砂層の存在によって、Barron 解の約2.5倍（≒90日/35日）の速度（図-10）になっており、砂層の影響を考慮した坪井ら³⁾ $\{1/(t_{98(2D)}/t_{98(radial)}) \approx 2\}$ とほぼ同様になることが確認できた。

6. ま と め

海面下の在来粘性土地盤上に、浚渫土を投入し実施した、真空圧密による減容化試験工場の主な結果は次のとおりである。

- (1) 試験工事は、平均-65 kN/m²以上の負圧を改良範囲内に継続して作用させることができた。
- (2) 在来粘性土地盤が未圧密状態であったこともあり、改良深度約30 m に対して3.5~4.0 m 程度の沈下を生じさせることができた。
- (3) ドレーンによる水平方向の流れ、中間砂層による鉛直方向の排水および即時沈下を考慮すると、実測と計算の沈下曲線がよく一致することがわかった。

本事例では期待どおり、大きな沈下を生じさせることが可能となったが、沈下量は地盤の特性によって大きく変化することが考えられる。すなわち、在来粘性土層に関しては、①層厚と圧密係数、②未圧密の程度、③その上に埋立処分される浚渫土の重量、他方、浚渫土層に関しては、④層厚と圧密係数、⑤中間砂層の存在、⑥自重圧密の程度等の地盤特性が関与する。すなわち真空圧密を採用することで、圧密荷重を増加させられるが、沈下量の大小は主に①~⑥などの各種要因により定まると考えられる。したがって、軟弱地盤での減容化事業の検討にあたっては、事前の地盤特性を十分に把握した上で、沈下量の算出を行うことが必要である。

一般的に、海面処分場は海底地盤が軟弱である場合が多く、工事を行う際はトラフィカビリティーの確保が課題となる。本工事で採用した真空圧密工法は海上での作業性が良く、沈下用の上載荷重等も不要であるため、延命化対策の圧密促進に適していると思われる。

新海面処分場の延命化対策については、Cブロック内で本格的な施工が実施され（口絵写真-26~27）、2007年12月~2008年3月にドレーンを打設し、2008年4月~2009年3月に、負圧を作用させる工事が完了する。今後、この工事の結果についても報告する機会があれば紹介していきたい。

参 考 文 献

- 1) 東京都港湾局ホームページ挿絵を編集
- 2) 竹谷健一・長津辰男・山下 徹：真空圧密による軟弱粘性土地盤の減容化試験工事（その1）、第42地盤工学研究発表概要集，pp. 917~918, 2007.
- 3) 真空圧密ドレーン工法技術資料：真空圧密ドレーン工法研究会，p. I-2, 2008.
- 4) 新舎 博・米谷宏史・長津辰男：真空圧密工法の変化・変遷について，土と基礎，Vol. 54, No. 7, pp. 16~18, 2006.
- 5) 米谷宏史・椎名貴彦・新舎 博・木村道弘：真空圧密工法における粘性土層の気密保持効果，第37回地盤工学研究発表概要集，pp. 1061~1062, 2002.
- 6) 三村 衛・Abhay K. SHRIVASTAVA・柴田 徹・延山政之：RI コーンによる砂質地盤の現位置含水比・湿潤密度検層とその精度評価について，土木学会論文集，No. 638/III-49, pp. 227~240, 1999.
- 7) 吉国 洋：パーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂出版，pp. 37~40, 1979.
- 8) 坪井英夫・大林 淳・塚本琢治・大向直樹：実務のための圧密沈下予測とその対策技術-5. 沈下対策工における課題と最近の対策事例-，土と基礎，講座，p. 49, 2007. 2.

(原稿受理 2008.7.3)