

関西国際空港におけるサンドドレーン 改良地盤の施工管理

SAND DRAIN WORKS OF THE KANSAI INTERNATIONAL
AIRPORT RECLAMATION ISLAND

前田 進*・小林正樹**・早田修一***
By Susumu MAEDA, Masaki KOBAYASHI
and Shuichi SOHDA

Sand drain works which accelerate the consolidation of the clayey stratum have been successfully adopted to improve the soft seabed in many harbour construction projects for some decades. The works especially in the short-time construction, however, require elaborate observations and construction processes all through the term due to some uncertain phenomena of its consolidation.

This paper tries to show that pilot observations of the actual consolidation based on the site experimental construction can be instructive to a safe and swift construction of a large-scale reclamation island with following reasons.

- (1) The pilot observation and analysis concerning the settlement and strength of a clayey stratum contribute to forecasting consolidation trends with sufficient accuracy.
- (2) The original construction processes can be reasonably adjusted with this forecast.

Keywords : sand drain, consolidation, field observation, execution management

1. まえがき

関西国際空港は、世界最初の本格的海上空港であり、大阪湾泉州沖約5km、水深16.5~19.0mの軟弱地盤上の約511haの人工島に建設するものである。大水深における軟弱地盤上での埋立には通常地盤改良が不可欠であり、当空港島では、約100万本の砂杭によるサンドドレーン工法で全面的に地盤改良を実施することとした(写真-1参照)。この建設工事は、民活第1号として設立された関西国際空港株式会社によって昭和62年1月に着工され、約6年の工期で完成させることとなっており、これまでの大プロジェクトに例をみない大量急速施工が要求されている。

従来の埋立は比較的地盤の良好なところで行われておらず、埋立区域全面に地盤改良が行われることは少なかつた。しかし本プロジェクトのような大水深における埋立は、荷重となる埋立層厚、圧密の対象となる沖積粘土層厚などが従来に比べるかに大きいこと、さらには短い工期で残留沈下等を含まない高品質の地盤が要求される



写真-1 空港島の地盤改良の施工状況(62年8月)



写真-2 関西国際空港建設位置

* 正会員 関西国際空港株式会社常務取締役
(〒542 大阪市南区南船場 3-11-18)

** 正会員 運輸省港湾技術研究所土性研究室長
(〒239 横須賀市長浦 3-1-1)

*** 正会員 関西国際空港株式会社建設事務所次長
(〒596 岸和田市大北町 9-25)

など、新しい課題の解決に迫られている。

このため、経済的ではあるものの急速施工には不適とされてきたサンドドレン工法によって、大量で急速な施工を安全かつ確実に実施することが可能であることを示すことができれば、土地需要の高まりのなか今後各地で進められることとなる臨海部開発、沖合人工島建設においても同工法が有力な工法となると考えられる。

本論文はサンドドレン工法が大量急速施工を前提とする大水深下の軟弱海底地盤の改良に十分適用可能なことを示すものである。すなわち、一般工区に先立って調査工区を設け、先行的に粘土地盤の動態観測を入念に実施し、従来必ずしも明らかにされていなかった大水深軟弱地盤でのサンドドレンが地盤に与える各種の影響を把握することにより、粘土地盤の挙動予測の精度向上を図った。さらに一般工区においても沈下計測とチェックボーリングを行い、地盤の圧密の進行状況を頻繁に把握することにより、現場での地盤の挙動が設計での予測と異なる場合において必要に応じて施工工程の見直しを実施し、じん速かつ確実な施工が可能となることを示した。

2. 関西国際空港建設海域における地盤・土質特性

(1) 地盤の構成(層序)

泉州沖の空港建設予定地は大阪湾東部に位置し(写真-2 参照), 水深 16.5 m から 19 m 程度で, その海底地形は海岸線から湾央部に向かってゆるやかな斜面を形成している. この傾斜は, 海岸線から沖に向かって 100 分の 1 程度の勾配であるが, 水深 11 m から 21 m の空港建設予定地を含む範囲では 750 分の 1 程度とゆるやかな斜面となっている.

海底地盤の地質構造は、走行が海岸線に平行で湾の中央部へ傾斜する単斜構造となっており、軟弱な粘土層厚は、沖側の護岸部で約 20 m、岸側の護岸部で約 16 m である。そして沖積粘土層の下には、薄い砂礫層と洪積粘土層の互層が堆積している。

(2) 含水比 w

この海域における沖積粘土層の自然含水比 w は 50% から 120% の範囲にあり、海底面付近にはきわめて軟弱な粘性土が堆積している。

(3) 壓密降伏應力 p_c

図-1 は、沖積層および洪積層の圧密降伏応力 p_c と有効土被り圧 $\sum r'h$ (r' は水中単位体積重量) を示している。

沖積層の圧密降伏応力 p_c については、表層から G.L. - 15 m 程度までは正規圧密状態であるが、G.L. - 15 m 以深ではやや過圧密状態にある。これは Bjerrum¹⁾

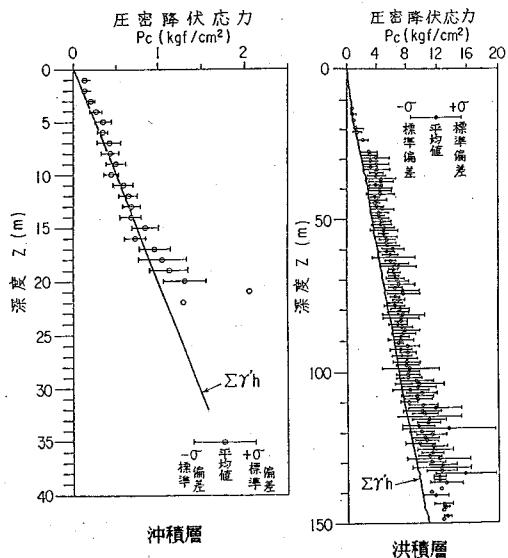


図-1 圧密降伏応力と深度の関係

の指摘している土の aging 効果により疑似過圧密状態になっているためと判断される。

また、洪積層の粘土は過圧密比(OCR)が約1.3の過圧密粘土であるが、当空港島工事では埋立層厚が約30mと非常に大きな荷重がかかることから、洪積層においても圧密沈下が発生すると判断される。

(4) 体積圧縮係数 m_v

図-2 は、圧密沈下量算定に用いる体積圧縮係数 m_v と圧密圧力 p の関係を示している。 m_v のばらつきは若干あるものの、圧密沈下量の算定に用いる m_v と p の関係として、データが収束している正規圧密の範囲をもとに次式を設定した。

しかしながら、データのばらつきを考慮すると実際の圧密沈下量が設計での想定と必ずしも一致しない可能性を残している。

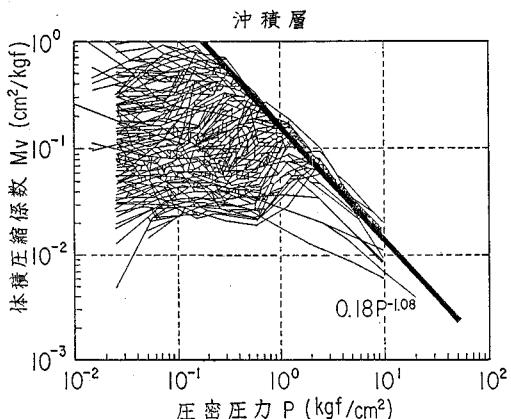


図-2 体積圧縮係数と圧密圧力の関係

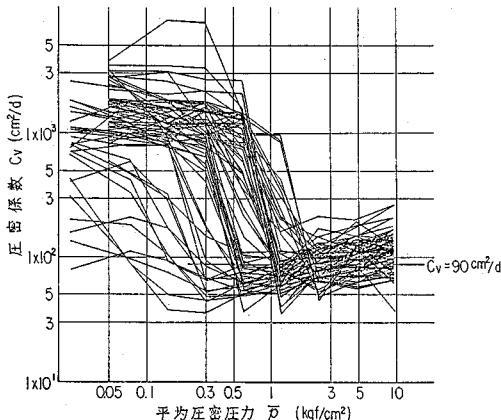


図-3 圧密係数と圧密圧力の関係

(5) 圧密係数 c_v

図-3 は圧密沈下速度の算定に用いられる圧密係数 c_v と圧密圧力 p の関係であるが、設計用としては m_v の場合と同様に正規圧密の範囲のデータをもとに $c_v = 90 \text{ (cm}^2/\text{day)}$ と設定した。しかし、実際のデータは $c_v = 60 \sim 140 \text{ (cm}^2/\text{day)}$ 程度の幅でばらつきがあり、実際の圧密沈下速度が設計での想定とは必ずしも一致しない可能性が常に残っている。

(6) 非排水せん断強度 c_u

護岸の設計においては、一軸圧縮強度 q_u の $1/2$ を非排水せん断強度 c_u とし、これは深度 Z に比例して増加するものとして次式を採用した。

$$c_u = 0.2 Z \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

ここに、 Z : GL からの深さ (単位: m)

3. サンドドレン工法による地盤改良と緩傾斜石積護岸の設計

(1) 地盤改良の必要性

2. に示したように、空港島建設海域はきわめて軟弱な沖積粘性土に覆われていることから、地盤改良をせずに空港島を建設すれば地盤の安定性の確保が不可能であるばかりでなく、開港後に大きな残留沈下や不等沈下が避けられない。そのため、埋立護岸と埋立部の沖積粘土層をすべて地盤改良することにした。

(2) 護岸構造の選定

511 ha の空港島を取り囲む護岸は、総延長約 11 km に及び、各護岸の面している方向や背後の土地利用、建設の工程等によってそれぞれ次のような機能および条件が必要とされる。

- i) 前面海域の利用状況等からみた反射波の低減機能
- ii) 海上アクセスおよび建設資機材の荷揚げ場としての岸壁機能
- iii) 建設計画および上記の機能からみた急速施工の必要性

各護岸ごとの構造形式および地盤改良工法の選定に際しては、護岸構造形式として緩傾斜石積構造、直立ケーン構造、鋼製セル構造を取りあげ、また地盤改良工法としてサンドドレン工法、サンドコンパクションパイアル工法、深層混合処理工法を取りあげ、上記の機能および条件を満たす組合せについてさらに①経済性、②施工性、③安全性、④護岸工事全体の施工工程との整合性、⑤資材、機材の調達の能力との整合性等の観点から比較評価を行った。その結果、図-4 に示すとおりの護岸構造を選定した。

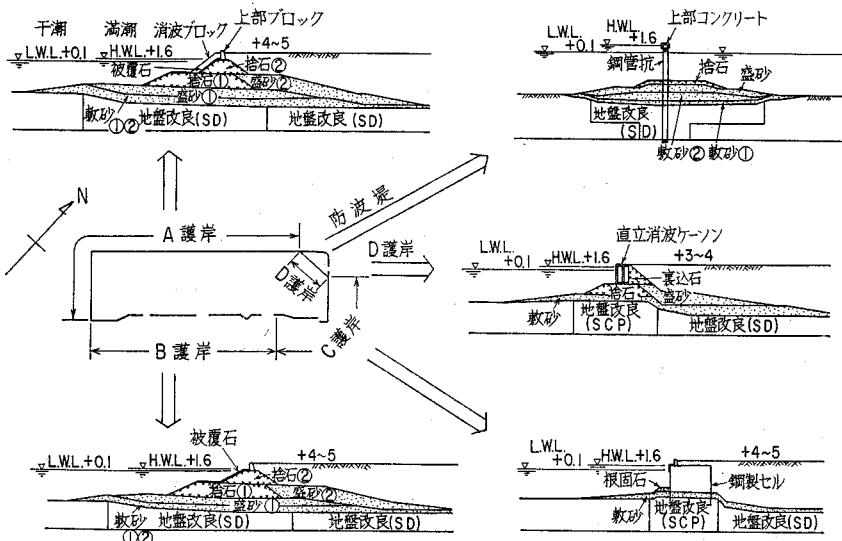


図-4 地盤改良工法と埋立護岸構造の配置

すなわち、空港島を取り囲む総延長約 11 km の護岸のうち約 80% にはサンドドレーン改良地盤上に緩傾斜石積護岸を建築する組合せの護岸構造を採用した。さらに埋立部においても全面的にサンドドレーンを施工することとした。

(3) 基本設計

緩傾斜石積護岸の高さ、幅、形状等の基本断面およびその載荷段階数ならびにサンドドレーンの砂杭の直径、砂杭の間隔、圧密期間などを仮定し、改良地盤の圧密の予測は Barron の理論²⁾を用いて行った。

また沈下量の予測に関しては一般に① m_v 法、② e ~ $\log p$ 法、③ C_c 法が用いられるが、ここでは港湾構造物の設計に実績が多く、その妥当性も確認されている m_v 法を採用した。設計に際しての主な計算条件は以下のとおりである。

a) 地盤のメッシュ分割

沖積粘土の計算層厚は、従来 3~5 m に分割している³⁾のに対し、沈下計算や強度増加の計算精度を高めるためにはできるだけ細分化することが望ましいことから、今回の計算では 2~3 m で 8 層に分割した。

b) 地中応力の計算

地中応力の算定には Boussinesq の弾性解を用いた。なお計算上の載荷面としては従来海底面をとることが一般的であったが、今回は段階載荷であり、かつ各層の層厚が厚いことから、新規の荷重の載荷面はその前の載荷の天端面（それまでの沈下を考慮した値）として、対象荷重よりも下の層による荷重分散があるものとした。

c) 体積圧縮係数 m_v

m_v は式(1)をもとにした式(3)で求めることとなるが、その際の圧密圧力は式(4)で計算した。

$$m_{vn} = 0.18(p_n)^{-1.08} \quad (3)$$

$$p_n = p_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta p_i + \frac{1}{2} q_{zn} \quad (4)$$

m_{vn} : 第 n 次載荷における体積圧縮係数

p_n : 第 n 次載荷による平均圧密圧力

p_0 : 先行圧密圧力（有効土被り圧）

$\sum_{i=1}^{n-1} \Delta p_i$: 第 $(n-1)$ 次載荷までの增加圧密圧力

q_{zn} : 第 n 次載荷による増加圧力

d) 沈下計算

段階載荷による圧密沈下量は、その沈下量が大きいことを考慮して、図-5 に示すような考え方を用いた。ここで $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ は各荷重に対する最終沈下量、 $\Delta p_1, \Delta p_2, \dots, \Delta p_n$ は各段階の載荷重、 H_0 は原層厚である。つまり第 n 次載荷による最終沈下量の算定の際の m_v としては式(3)を用い、また層厚としては第 $(n-1)$ 次載荷までの荷重による圧密沈下量を原層厚から差し引いた値を用いた。なお、各段階の載荷に対応する圧密度を

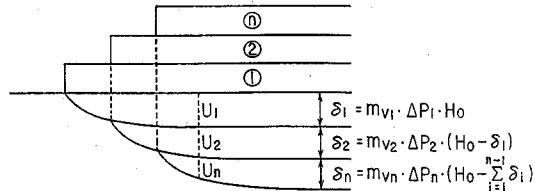


図-5 圧密沈下の計算の考え方

U_1, U_2, \dots, U_n とすれば、その時点における沈下量 δ は次式で算出される。

$$\delta = \delta_1 U_1 + \delta_2 U_2 + \dots + \delta_n U_n \quad (5)$$

e) 粘土層の強度増加

圧密に伴う強度増加は、沈下の進行より幾分遅れ気味になること⁴⁾を考慮し、計算上の値を 10% 減じることとした。この低減率は、圧密度 80% あるいは圧密期間 180 日の載荷重による強度増加の算定を行う場合を想定し、設定した。また、沖積粘土は正規圧密粘土とみなし、強度増加率 c/p として 0.3 を用いた。

(4) 標準断面

以上のような考え方に基づいた沈下計算、強度増加計算等を行い、その結果をもとに安定計算を各施工段階について行った。その結果、図-6 に示すような標準断面および表-1 に示すような安定計算結果を得た。円形すべりに対する許容安全率は通常 1.3 としている⁵⁾が、盛砂①の前面側においては円形すべりの円弧がサンドドレーン改良部を通らないこと、さらにはたとえ円形すべりが発生しても先の局部的なすべりであることなどを考慮して 1.2 とした。

サンドドレーンについては、護岸部で直径 400 mm の砂杭を 2.5 m × 1.6 m (等価換算 2.0 m × 2.0 m) の間隔で打設し、背面側の埋立部では直径 400 mm の砂杭を 2.5 m × 2.5 m の間隔で打設することとした。

護岸の前面側の安定については、敷砂②と捨石①、捨石①と捨石②の施工の間にそれぞれ 6か月の圧密期間をおくこととし、粘土強度の増加を待って施工することとした。一方、背面側の安定性については、前面側と同様に粘土強度の増加を期待し、さらに盛砂②のようなカウンターウェイトを置くなどの工夫をしている。

さらに、護岸を構成するのに要する約 2 年の間の護岸全延長に対する施工工程を検討し、また大水深下での盛砂、捨石、サンドドレーン等の施工精度（表-2 参照）等を考慮して、表-1 に示すような安定性に若干余裕のある施工計画を策定した。

4. 調査工区における動態観測

軟弱地盤における大規模な埋立工事の急速施工においては、従来の場合のように調査→設計→施工という一本道の進め方をすることはできず、調査→設計→観測施工

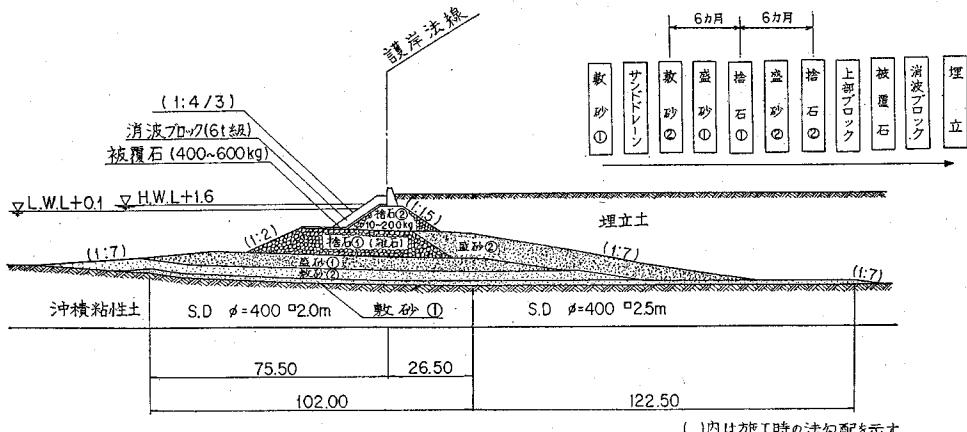


図-6 緩傾斜石積護岸の標準断面

表-1 緩傾斜石積護岸標準断面の安定計算結果

検討項目	円形すべりの安全率	
	前面側	背面側
盛砂①	1.20±1.2	1.30±1.3
捨石①	1.67±1.3	1.61±1.3
盛砂②	—	1.61±1.3
捨石②	1.71±1.3	1.66±1.3
消波ブロック及び上部工	1.40±1.3	1.57±1.3
背後埋立完成時	1.35±1.3	—
護岸完成時 (沖積粘土層圧密終了時)	1.49±1.3	—

表-2 護岸施工精度の許容範囲の概要

工種	施工精度の許容範囲
サンドドレン	位置間隔±20cm
敷砂①	天端高+50cm、-30cm
敷砂②及び盛砂	天端高±50cm
捨石及び均し	天端高±10cm

注) 测定単位: 10cm

という試行錯誤的決定法を含んだ流れのなかで進める必要がある。すなわち、施工の各段階で地盤や構造物が調査や設計で予定したように、あるいは許容できる範囲のなかで挙動しているかどうかを判定しながら工事を進めなければならない。

そこで、関西国際空港の護岸建設においては、一般工区での工事に先立ち、サンドドレン改良地盤の挙動を事前に詳細に把握するため調査工区を設定し、昭和61年11月に調査を開始した。

(1) 調査工区における動態観測の概要

動態観測を行う調査工区は、A護岸の北東端つまりD護岸に隣接したA護岸の延長500mの区域とし、一般工区と全く同じ断面、工法、工程により護岸の施工を行

表-3 調査工区に設置された計器の概要

計測項目	計器	センサー変換方式	設置箇所	凡例
沈下	アンカーロッド式沈下計	振動抵抗式	10個	●●●
	水位計式沈下計	交流式差動トランジ	37個	
水平変位	サーボ式設置型傾斜計	サーボアクセロメータ	18個	
	多段式設置型傾斜計	交流式差動トランジ		
	方位計	常磁変換方式	18組	=====
	沈下計	交流式差動トランジ		
	挿入型傾斜計	サーボアクセロメータ	2ヶ所	■■
間隙水压	マノメータ式間隙水压計	マノメータ	17組	■□
	電気式間隙水压計	半導体歪ゲージ		
土圧	土圧計	交流式差動トランジ	10個	▲
潮位	水位計	半導体歪ゲージ	1個	△

うとともに、各種計測器を用いて地盤の挙動等を調査した。

調査工区の規模と計測断面の配置は図-7に示すとおりである。つまり500mの調査工区の中間部に20m間隔でチェックボーリング断面と計器による計測断面をそれぞれ2断面ずつ用意している。

動態観測については、表-3に示した計器を設置し、それぞれ次のような項目の計測を行った。

a) 沈下量

まず、チェックボーリング断面に設置している鋼管パイプ(沈下板)上で、携帯形水位計を用いて全沈下量を測定した。一方、沖積層下端の砂層と沖積層中央部深さをそれぞれ支点としたアンカーロッド式層別沈下計を用いて沖積層の全層および上部層の圧縮量も測定した。そこで、全沈下量と沖積層の圧縮量との差が沖積層の沈下量であることから、沖積層の沈下を算出できる。

b) 水平変位量

水平変位量は、盛土のり尻で計測するのが一般的であるが、本工事のように大水深での段階載荷の場合には各段階ごとにのり尻が移動することから、図-7に示す

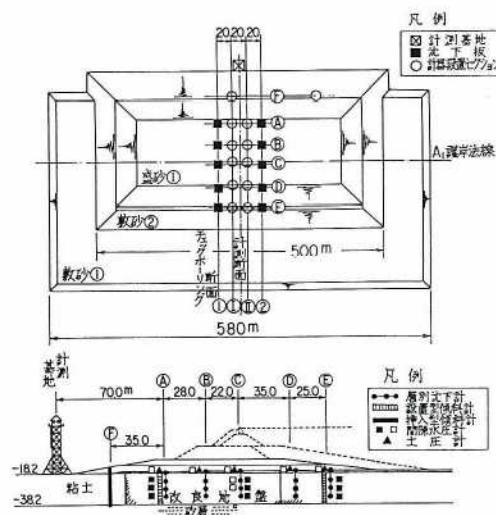


図-7 調査工区の計測断面および計器配置

ように A, E, F の 3 地点で計測を行った。

c) 間隙水圧

圧密の進捗度や砂の透水性の変化などを把握するため、沖積粘土層、砂杭、沖積粘土層下端の砂層および敷砂層内の間隙水圧を計測した。

d) 載荷重量

敷砂①の中に設置した土圧計により、上載荷重の載荷状況を把握した。

e) 地盤の強度増加

予定した圧密期間後の載荷に対する安定性をチェックするため、所定の時期にボーリングを行い、地盤の強度増加を把握した（写真-3 参照）。

(2) 調査工区における改良地盤の挙動特性

a) 全沈下量の状況

沈下板 A, B, C, D 各地点の実測沈下量とこれまでの施工履歴をもとに 3.(3) に述べた手法で計算したそれぞれの地点の沈下量の理論曲線を併せて示したのが 図-8 である。沈下板 4か所の実測沈下量のうち A, B, C 地点は 2.0 m ピッチのサンドドレン改良地盤上のものであり、D 地点は 2.5 m ピッチ上のものであるが、こ



写真-3 強度確認のチェックボーリング

れらのピッチの違いによる沈下量の有意な差は認められない。これは、砂杭打設による杭周辺粘土の乱れ等が一因と考えられるが、詳細な検討はさらにデータの蓄積を待って行う必要がある。また、沈下板の実測沈下量は理論曲線より幾分小さいものの比較的よく一致していることからサンドドレンの効果により圧密が順調に進んでいることがわかる。

b) 沈下状況を考慮した c_v , m_v の見直し

次に、カーブフィッティングによって求めた盛砂①までの載荷による最終沈下量と、土質定数 c_v , m_v をパラメーターとしていろいろ変化させ 3.(3) の方法で計算した理論沈下量とが整合するよう沈下解析を行った。ここでは、カーブフィッティングの手法として、取扱いの比較的容易な双曲線法を採用した。沈下板 A, B, C, D の各地点についてこの解析を行った結果を 表-4 に示す。見直された m_v は設計値より小さめに計算されているが、これは 図-2 のばらつきの範囲に入っている。一方見直された c_v については D 地点を除いて 図-3 のばらつきの範囲に入っている。

表-4 沈下状況を考慮して見直した c_v と m_v

沈下板位置	圧密係数 C_v	体積圧縮係数 m_v
A	114 (cm^2/day)	$0.137 P^{-1.08}$ (cm^3/kgf)
B	99	$0.138 P^{-1.08}$
C	88	$0.140 P^{-1.08}$
D	(160)	$0.147 P^{-1.08}$
平均	100 *	$0.141 P^{-1.08}$

*は D 地点を除いた平均値

サンドドレンの排水を支配する水平方向の圧密係数 c_h は、一般的に土質試験から求められた c_v の数倍といわれている。ところが実際には砂杭打設時のスミアードゾーンの形成による粘土の透水性の低下¹²⁾などもあり、沈下状況から見直された現場の c_v は土質試験から求められた c_v とほぼ等しくなることが多い¹³⁾、とされている。

今回のデータのうち D 地点の c_v だけは A, B, C 地点に比べて大きく評価されているが、これは、①D 地点が 2.0 m ピッチの改良範囲に近いためその沈下挙動が速い沈下速度に引きずられたこと、②スミアードゾーンの影響が 2.0 m ピッチより 2.5 m ピッチの場合のほうが定性的に小さいことなどによるものと考えられる。

代表的な例として C 地点において補正 c_v , m_v を用いて計算した理論沈下曲線を 図-9 に示す。これは 図-8 と比較してみると沈下板の実測沈下量をよく再現していることがわかる。現時点では、解析に利用できる圧密期間がまだ十分長くないが、実測沈下量から c_v , m_v を補正することにより 3.(3) に示した方法で沈下量をさらに

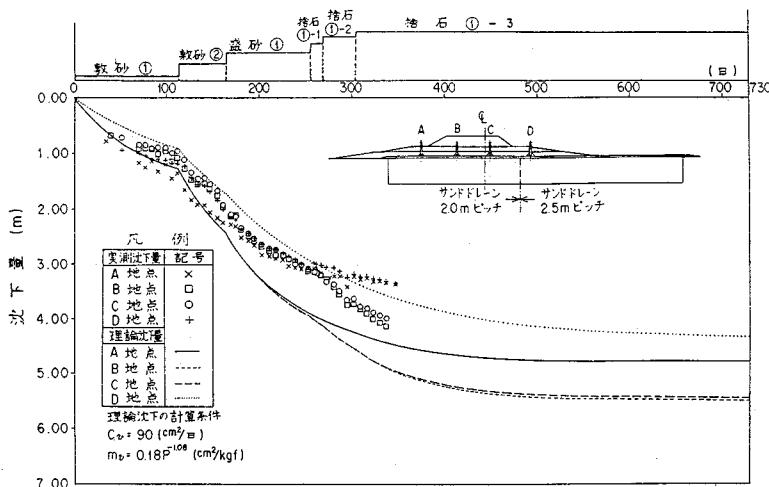


図-8 調査工区における沈下量の実測値と理論値の関係

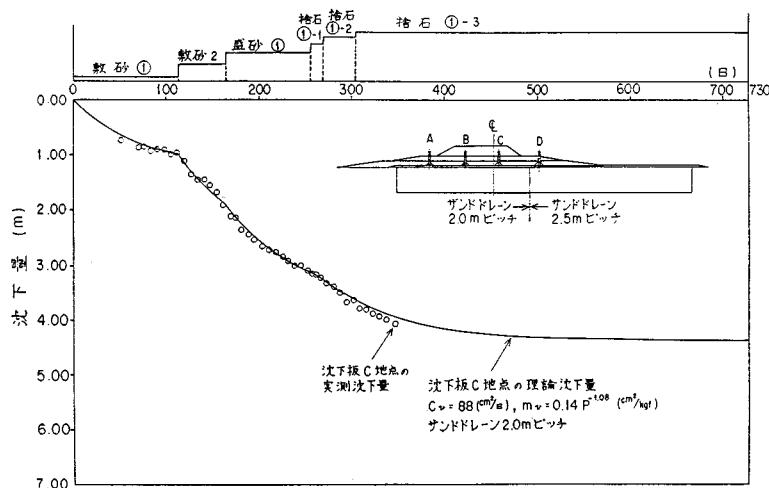


図-9 調査工区C地点における沈下量の実測値と修正理論値の関係

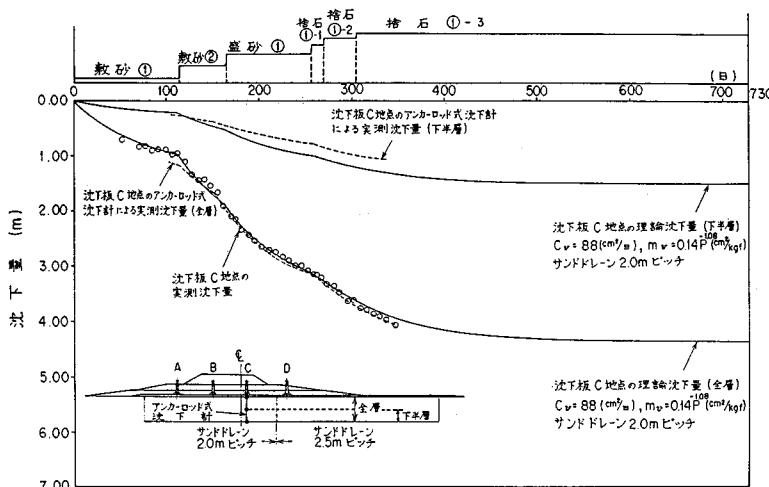


図-10 調査工区C地点における層別沈下量の実測値と修正理論値の関係

精度よく再現することが可能となった。

c) 層別沈下量の状況

C地点の沈下板による全沈下量、アンカーロッド式沈下計による沖積層の全層および下半層の圧縮量、さらに**4.(2) b)**で見直した c_v と m_v を用いて計算した沖積層の全層および下半層の理論沈下量を併せて示したのが図-10である。

まず、沈下板による全沈下量とアンカーロッド式沈下計による沖積層全層の圧縮量が非常によく一致していることから、現時点までの荷重では洪積層の沈下は認められない。

また、層別の沈下量についてみると、下半層の実測沈下量が理論値に比較して小さめである。これは、 m_v の見直しによって沖積層全層にわたって理論沈下量が補正されたのに対し、実際には**2.(3)**で述べた疑似過圧密の効果等によって沖積層のうち下層部分での沈下が小さめになっていることによると考えられる。

d) 水平変位

敷砂のり尻にある測点であるF地点はサンドドレン改質域外の無処理地盤であることなどから図-11に示すように前面側への変位量が大きくなり計測不能となった。この部分は設計当初から構造的には全く問題のない半径の小さい円形すべりが発生することが予測されていたが、それが現場で実際に発生したものと思われる。また、捨石①のり尻部に当たるA地点の変位量は、図-12に示すように前面側への30cm程度にとどまっている。そこで捨石①のり尻部の水平変位と盛土荷重を用いた柴田・関口の安定管理図を描くと、図-13のように安定な領域（盛土荷重の増分／水平変位の増分 ≥ 15 （tf/m³）^⑩）で順調に載荷が行われたことがわかる。

e) 間隙水圧の減少傾向

調査工区における代表的な地点として、上載荷重が最も大きいC地点の粘土中における間隙水圧の実測値および計算された理論値の経時変化を図-14に示す。理論値は砂杭から平面的に最も離れた点1、砂杭中心と点1の中間の点2に対応するものを示している。間隙水圧計は海底面下10mの点1に相当する場所に設置されている。載荷によって発生した過剰間隙水圧が圧密の進行とともに消散していく様子が実測値から確認できる。このことからも圧密が順調に進んでいることがうかがわれる。

f) 地盤強度の増加

設計では捨石①の前にサンドドレン改質地盤の強度を増加させ、円形すべり

の安全率を確保するように圧密期間を設けている。図-15は敷砂②の施工開始から4か月後の地盤強度を、在来地盤強度と併せて図示したものである。また、表-4で得られた c_v の平均値を用いて計算した4か月後の圧密度は約80%であった。そこで、実際の載荷履歴を

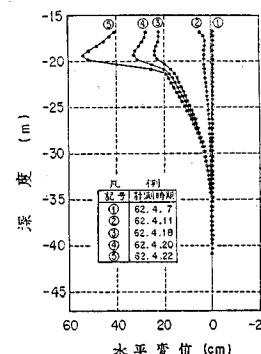


図-11 調査工区F地点における水平変位量

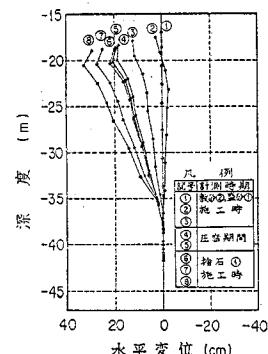


図-12 調査工区A地点における水平変位量

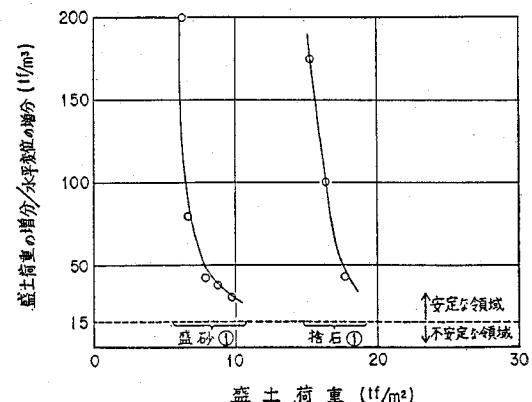


図-13 柴田・関口の安定管理図

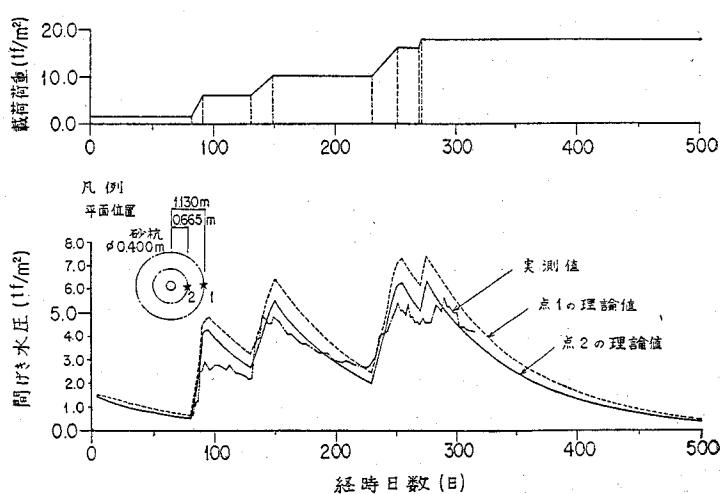


図-14 調査工区C地点における間隙水圧の実測値と理論値の関係

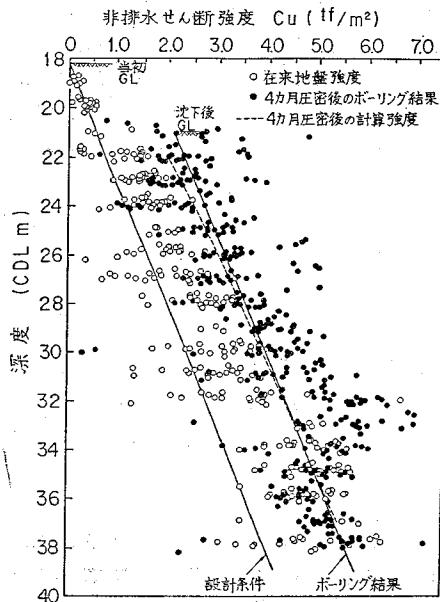


図-15 調査工区における4か月の圧密による地盤強度の実測値と理論値の関係

もとに、3.(3)e)に示したように圧密に伴う強度増加は沈下の進行より遅れ気味になることを考慮して計算した強度を同図中に示した。図-15から、地盤強度の実測値は計算値とよく近似しており、サンドドレーンの効果が十分現われていることが明らかである。

5. 動態観測結果の施工計画への反映

3.(4)で述べたように当工事においては、捨石①、②の施工に先立つ圧密期間を6か月としているが、全体の限られた工期の中でのじん速かつ安全な施工を進めいくために、現場での動態観測を入念に実施している。動態観測の結果から、沈下状況や地盤の強度増加が設計での予測と異なる状況が生じれば、工程等を変更することになる。強度増加が遅れた場合には、載荷時期を標準工事より遅らせる必要があるし、その逆の場合には、載荷時期を早め、工程を短縮することも可能となる。いずれの場合にも円形すべり計算による安定解析を行い、その後の載荷に関する安全性を十分確認することになる。

このような考え方に基づいて、調査工区において実際に実測された動態観測結果の施工計画への反映について以下に紹介する。

地盤強度の増加については4.(2)に示したように敷砂②の施工開始後4か月の時点でのボーリング結果、実測強度が計算強度と相応に発現していることが確認された。さらに、表-1に示した標準工事に基づく各施工段階ごとの安定解析結果をみると、捨石①の載荷による安全率は、3.(4)に述べたような理由から前面側、背面側

ともに1.6を超えており、比較的余裕があることがうかがえる。

そこで、「捨石①前までの圧密期間が約4か月の時点でのボーリング結果から得た地盤強度の発現が順調なことから、設計での圧密期間6か月を約4か月に変更して捨石①を施工する。」という施工計画の変更が可能か否かについて安定解析を行い、その是非を検討した。その結果、前面側、背面側の安全率は、ともに約1.4であり、許容安全率1.3を超えることが確認されたため、上述のとおり、施工計画を変更し工程を短縮することができた。

さらに一般工区においても、この調査工区の検討結果を踏まえ、護岸法線方向500~1000mごとに調査断面を設け、沈下計測および強度増加の確認を実施している。そしてこれらをもとに圧密期間を短縮する方向で検討を行い、良好な結果を得つつある。

6. 結論

サンドドレーン工法による大水深下の軟弱地盤の改良に関する挙動の予測、その施工計画への反映等について、現在大阪湾泉州沖で建設中の関西国際空港の埋立護岸における動態観測のデータをもとに検討した結果、次のような知見を得た。

(1) 本研究で用いた圧密沈下量と強度増加の計算手法により、大水深下のサンドドレーン改良地盤の実際の圧密現象を良好な精度で予測できた。

(2) 限られた期間の実測沈下データであってもそのデータを考慮して c_v , m_v を見直すことによって、圧密沈下量や強度増加量の計算精度をさらに向上させることができた。

(3) 沈下状況および過剰間隙水圧の消散傾向等から、大水深下の大量急速施工の条件でもサンドドレーン改良地盤の圧密は総合的にみて順調に進行していることが明らかになった。さらに地盤強度については、圧密に伴う強度増加が沈下の進行より遅れ気味になる傾向があるものの、当初設計で見込んだとおり順調に増加していくことが確認された。

(4) これらを踏まえ、先行的調査工区でサンドドレーン改良地盤の動態観測に基づいた施工計画の見直しを行うことにより、載荷後の圧密期間を6か月から4か月に短縮することが可能となった。

(5) 以上のことから、サンドドレーン工法は大量急速施工を前提とする大水深下の軟弱海底地盤の改良に十分適用可能であることを示すことができた。

参考文献

- Bjerrum, L.: Engineering Geology of Norwegian Normally-consolidated Marine Clays as Related to

- Settlements of Buildings, Geotechnique, 13-177, 1967.
- 2) Barron, R.A. : Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Well, Trans. A.S.C.E., Vol. 113, 1948.
- 3) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, p. 5-88, 1979.
- 4) 末松直幹ほか: 軟弱地盤上の載荷盛土による沈下の予測と実際について, 第31回土質工学シンポジウム論文集, pp. 107~110, 1986.
- 5) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, p. 5-94, 1979.
- 6) 田沢光弥ほか: サンドドレーン工法の比較実験, 土と基礎, Vol. 22, No. 7, pp. 23~30, 1974.
- 7) 軟弱地盤ハンドブック, 建設産業調査会, p. 330, 1984.
- 8) 軟弱地盤ハンドブック, 建設産業調査会, p. 438, 1984.

(1988.1.14・受付)