

## 盛土による人工島地盤の動態観測と解析

大槻正紀\*・佐伯公康\*・鈴木俊介\*\*

### Observation and Analysis of the Behavior of a Man-made Island and a Quay due to Embankment

Seiki OHMAKI, Kimiyasu SAEKI, and Shunsuke SUZUKI

**Abstract**: A man-made island was constructed on the soft marine ground. A road was planned to be constructed on this island. Large deformation of the ground and the quay was expected to occur due to road embankment. So test banking was constructed and behavior of ground and quay was observed. A numerical simulation was also carried out. The following results were obtained from the present study. 1) The ground under the embankment exhibited long-term consolidation settlement under partial drain condition. 2) A quay and underneath treated ground were regarded to deform together rigidly. 3) Numerical results explain qualitatively observational results although deformation from the numerical analysis was rather localized to the upper part of the soft ground.

**Keywords**: *site observation, numerical analysis, marine soft ground, man-made island, road construction*

#### 1. はじめに

漁港構造物の設計は、予備調査、詳細調査、補足調査などにより得られた現地の地盤調査結果などをもとに、漁港構造物標準設計法に基づいて行われる。特に、軟弱地盤などで地盤の支持力や沈下に問題がある場合、地盤改良などの適切な対策を施す必要がある。しかし、いずれの場合も何らかの形で施工中の施工管理調査、施工後の維持管理調査などが行われるのが普通である。以上は標準的な漁港構造物の建設の場合であるが、急速施工、大量施工などの施工条件が厳しい場合、新しい工法や構造物を導入する場合、施工後予想外の変状が発生した場合などにおいては、詳細に現場の状況把握を行うために現地で動態観測を行ったり、動態のメカニズムや将来の詳細な予測を行うために数値シミュレーションなどを行う場合がある。

漁港事業において、サンドコンパクションとH型鋼沈床を併用した防波堤の建設<sup>1),2)</sup>、台風で被災した防波堤の大量急速施工<sup>3)~9)</sup>、漁港用地の造成のための埋立にともなう背後地盤及び民家などの連れ込み沈下防止のための矢板を用いた対策<sup>10)~12)</sup>、波による砂質地盤の液化化による防波堤の沈下に対

する対策工の検討<sup>13)~23)</sup>、軟弱地盤中に建設した矢板式物揚場の建設<sup>24)</sup>、などに際して、現地で動態観測を行ったり、現地の施工条件に合わせた数値シミュレーションを行ったり、また、必要に応じてこれらの結果に基づいて現場での施工管理が行われてきた。これらの事例は、①軟弱な粘性土地盤または緩い砂質地盤上に構造物を建設する場合、②大量、急速施工などの施工条件が厳しい場合、③軟弱粘性土地盤中に矢板、H型鋼などの大きく地盤と剛性の異なる材料と地盤の相互作用を考慮しなければならない場合、④防波堤の施工や埋立などにもない地盤が沈下とともに、側方変形を生じ、特に後者の挙動が顕著に発生しやすい場合、などの特徴を有している。このような場合、従来法による標準的な設計では予期しない挙動を示す場合が見られ、現場での施工中及び施工後の動態を的確に把握、予測することが、安全に構造物の建設を行うために重要である。

本文においては、このような観点のもとに行われた動態観測と数値シミュレーションの結果を示す。すなわち、軟弱地盤上に造成された人工島上の道路盛土にともなう地盤及び物揚場の動態観測の結果を示すと同時に、これと施工条件を合わせて行った数値シミュレーションの結果を示した。また、

両者の結果を比較検討するとともに、将来の挙動の予測を行っている。

## 2. 人工島整備の概要

### 2.1 磯崎漁港及び人工島の整備の経緯

本文で報告する人工島は、宮城県磯崎漁港地先に位置する。磯崎漁港の位置する松島町は、古来景勝の地として知られる松島湾を擁する観光・漁業・商業の町であり、特に水産業における浅海養殖業は、松島湾特産として全国的に出荷される「カキ」が有名である。本漁港は昭和26年に松島町が管理する第1種漁港に指定され、昭和57年に第2種漁港に昇格してから、県が管理している。

漁港整備は、昭和52年度から始まった第6次漁港整備長期計画の改修事業として採択されて以来、第7次漁港整備長期計画の修築事業で、本土側の長田地区を重点的に整備してきた。近年カキを主とした浅海養殖業の水揚げ量の増加にともない、係船岸を始め、漁具置場、養殖用資材置場・野積み場等の施設用地の不足を来している。また、これに加えカキ処理場の老朽化と背後に隣立している住宅地などへの公害に対する影響を回避することから、移転用地の確保などが問題となってきた。

人工島(仮称)計画は、これらの諸問題の解決を図るため、漁港区域の一部を埋め立て、人工島を造成する計画である。その整備は第8次漁港整備長期計画の初年度である昭和63年度から始まり、第9次漁港整備長期計画の最終年度である平成13年度に、一部供用開始を図る予定となっている。

### 2.2 人工島の整備計画の概要

第9次漁港整備長期計画は、人工島の整備を中心に平成6

年度からスタートし、これまでに外郭・係留・水域の各施設の整備とあわせ、公有水面の埋立を実施しながら、陸側と人工島を連絡する橋梁工事に着手している。

図1に、人工島の計画平面図を示す。

表1に、人工島の施設の規模を示す。人工島は、面積6.5ha、埋立量約30万m<sup>3</sup>の計画である。周囲の漁港、港湾(塩釜漁港、磯崎漁港、松島港)、松島湾内(越の浦、浜田)からの浚渫土をセメント系固化材により固化処理後埋立に充当することにより、湾内及び漁港内の軟弱土の除去とそれらの再利用を図るものである。

表1 人工島の施設の規模

施設	内容	数量
埋立面積	漁港関連用地	A = 64,000m <sup>2</sup>
	物揚場・道路・その他	A = 40,000m <sup>2</sup>
	造成高	A = 25,000m <sup>2</sup>
外郭施設	東防波堤	DL + 2.0 ~ 4.7m
	護岸	L = 280m
水域施設	-2.5m 航路浚渫	L = 436m
	-2.0m 航路浚渫	W = 20m
	-1.5m 航路浚渫	W = 20m
係留施設	-2.0m 物揚場	W = 20m
	-1.5m 物揚場	L = 240m
	船揚場	L = 345m
輸送施設	乗り入れ道路	L = 40m
	橋梁	L = 160m
	人工島内道路	L = 90m
		L = 1536m

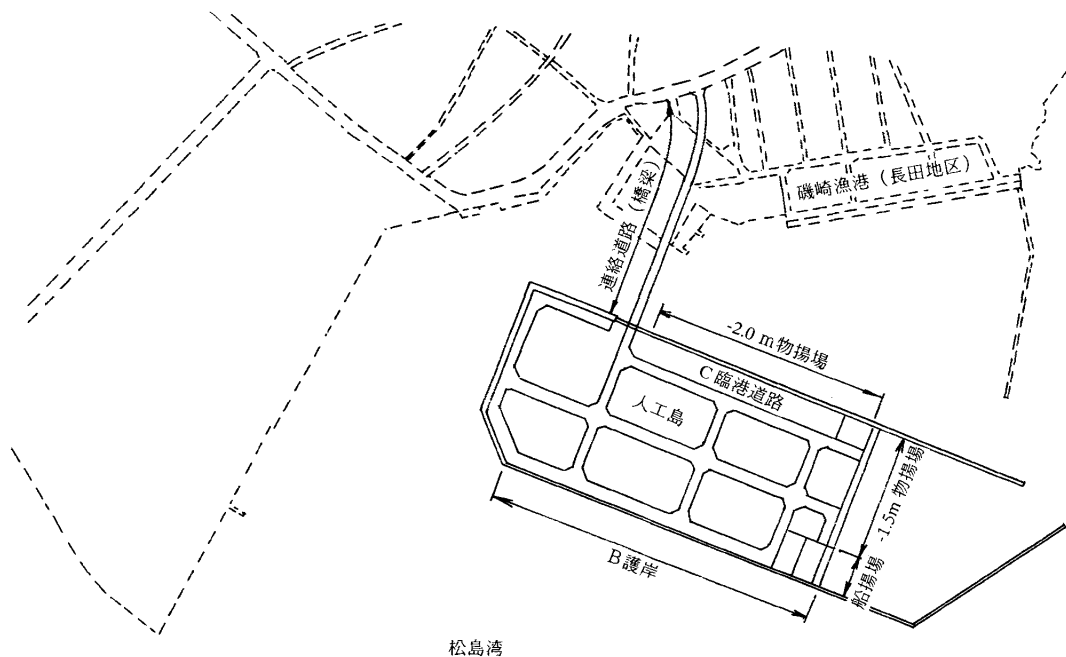


図1 人工島の平面図

人工島は、特別名勝松島及び県立自然公園の区域内に位置しており、特に風致景観を損なわないように、島内に環境整備用地を確保するとともに、全体的に「緑」を配置し、橋梁・護岸などには自然景観を醸し出すような修景を実施する予定になっている。

表2に、事業の実施経過及び今後の計画を示す。

2.3 浚渫土を利用した埋立の検討と影響調査

人工島の整備の前提条件として、①浚渫土の再利用を図る、②原地盤が層厚20m程度の軟弱地盤である、③周辺海域に養殖施設が多数存在している、④埋立地は物揚場などの護岸施設が施工中であり、作業場が海域である、ことが挙げられた。

工法の選定に当たっては、①限られた工期内に相当量の施工が可能であり、さらに、セメント混合による改良層の強度のばらつきが少ないこと、②原地盤の局部破壊を生じさせない薄層撒きだしが可能で、施工中の施設に影響がないこと、③浚渫土の処理施設が小規模で、海上で施工可能なこと、④汚濁、汚水の発生が少ないこと、⑤水中と陸上ともに、施工可能な工法であること、等を考慮した。その結果、海上施工と陸上施工の2段階施工とした。

周辺海域はカキなどの浅海養殖が盛んに行われており、固化材を用いた処理土の埋立施工による海水への影響が懸念された。この対策として、物揚場などの施設がないところは鋼矢板と固化処理土を利用した土堰堤による仮締め切りによ

表2 事業の経過及び計画

漁港整備 長期計画	年度	事業内容
8	昭和63	-1.5m 泊地浚渫：9,440m <sup>2</sup> -2.0m 泊地浚渫：2,460m <sup>2</sup> -2.0m 航路浚渫：10,160m <sup>2</sup>
	平成1	-2.0m 泊地浚渫：3,140m <sup>2</sup> -2.0m 物揚場（基礎処理）：41m
	2	-2.0m 物揚場（堤体工）：38m 用地（埋立）：347m <sup>2</sup>
	3	-2.0m 物揚場（堤体工）：54m -1.5m 物揚場（基礎処理）：55m -1.5m 泊地浚渫：7,750m <sup>2</sup>
	4	-2.0m 物揚場（堤体工）：45m -1.5m 物揚場（堤体工）：45m -1.5m 泊地浚渫：2,200m <sup>2</sup>
	5	-2.0m 物揚場（上部工）：226m 船揚場（上部工）：40m -1.5m 物揚場（上部工）：124m 用地（埋立）：1,700m <sup>2</sup> -1.5m 泊地浚渫：1,935m <sup>2</sup> B護岸（堤体工）：8m
	6	東防波堤：100m -1.5m 泊地浚渫：2,410m <sup>2</sup>
	7	東防波堤：60m -1.5m 泊地浚渫：370m <sup>2</sup> 橋梁下部工（A2基礎工）：1基 護岸工（基礎工）：40m -2.0m 物揚場（基礎工）13m 用地及び補償：1式
	8	橋梁下部工（A2躯体工、A1基礎工） -2.0m 物揚場（堤体工）：18.4m 護岸工（堤体工）：9.8m 用地及び補償：1式
	9	9 橋梁下部工（A1躯体工）、P1橋脚工 -2.0m 物揚場（上部工）：24m C道路地盤改良：27m 護岸工（上部工）：12m F道路改良：160m
	10	橋梁上下部工（A1躯体工、P1橋脚工） E道路地盤改良：90m 用地及び補償：1式
	11	11 島内臨港道路（地盤改良工）（A、C、D、E）：309m
	12～13	B護岸：65m 島内臨港道路（地盤改良工）（A、C、D、E）：620m
	14以降	東防波堤：130m、護岸：476m、物揚場、臨港道路：916m

り、常時は海水と処理土を遮断することにより埋立施工を行なうこととした。浚渫土の改良はセメント系の固化材を混入攪拌させるため、海域への影響として考えられる pH(水素イオン濃度指数)、SS(浮遊物質量)の調査項目を中心に管理した。採水箇所は、汚濁防止膜内、外部と隣接養殖施設、さらに、pH に関しては松島湾内の数カ所で実施した。これより、SS の挙動は工事箇所のごく近辺の汚濁防止膜内、外でかなりの変動を示しているものの隣接養殖施設ではわずかな影響度合であった。一方、pH は施工箇所付近及び周辺海域とも、ほぼ一定に推移し影響のないことが分った。

## 2.4 人工島造成の概要

図 2 に、-2.0m 物揚場(図 1 参照)の土質断面図を示す。いずれも、原地盤は標準貫入試験の N 値がほぼゼロの層厚 20 m 程度の軟弱な沖積粘性土層が堆積し、その下に基盤層として沖積砂礫層及び沖積砂質土層が互層状に堆積している。さらにその下には松島層の軟岩(凝灰岩)が堆積している。

人工島の物揚場は平成 1～5 年度に建設され、その後平成 5～8 年度にかけて浚渫土を固化した埋立用材により人工島が造成された。図 3 に、-2.0m 物揚場の標準断面図を示す。図に示したように、沖積粘性土層の部分を深層混合処理工法により地盤改良を行っている。その上に、基礎捨石を施工し、その上に 3 段積みの方塊式係船岸を施工している。係船岸の背後には裏込め石を投入し、その背後は固化処理土により埋立を行って人工島を造成している。

図 4 に、人工島の埋立の概念図を示す。人工島の仕上がり高さは、物揚場の天端高 DL+2.0m と B 護岸(図 1 参照)の天端高 DL+3.1m を基準として排水勾配を考慮した結果、最大で DL+4.7m となっている。埋立は図 4 に示したように、

DL±0～+2.0m の海上施工部分(「固化盤」と称す)と、これより上の陸上施工部分(「盛土」と称す)の 2 段階に分けて行われている。海上施工部分の埋立は軟弱な原地盤の粘性土層(層厚 20m 程度)に影響の少ない工法として、船上で浚渫土砂と固化処理材を混合攪拌し圧送管で人工島に搬入するトレミー工法を採用した。陸上施工部分の埋立は、浚渫土砂と固化処理材の混合攪拌を船上で行い、固化処理土の場内運搬はキャリアダンプを使用し、薄層撒き出しにはブルドーザー及びバックホウを使用している。

固化処理土の目標強度は、固化盤(DL±0～+2.0m)ではトラフィカビリティーの確保から一軸圧縮強度  $q_u=196\text{kPa}$  ( $2.0\text{kgf/cm}^2$ ) とし、盛土部(DL+2.0m～最大+4.7m)では将来の利用目的を考慮し、 $q_u=98\text{kPa}$  ( $1\text{kgf/cm}^2$ ) としている。固化盤の固化処理材としては、セメント系の一般軟弱土用固化材(ゼオライト 10)(添加量  $70\text{kg/m}^3$ )を使用した。盛土部の固化処理材としては、普通ポルトランドセメント(添加量  $50\text{kg/m}^3$ )を使用した。

固化盤(DL±0～+2.0m)及び盛土部(DL+2.0m～最大+4.7m)の改良効果を確認するため、シンウォールサンプリングにより乱さない試料を採取し、一軸圧縮試験を実施した。これにより、固化盤及び盛土での目標強度の確保を確認している。実験より得られた強度にかなりのばらつきが見られたが、これは浚渫土の中にカキ殻や部分的に粗粒土が混入しているなどの理由によると考えられる。

## 3. 平成 8 年度の試験盛土による地盤の動態観測

### 3.1 動態観測の目的

人工島の物揚場は、前述したように平成元～5 年度に建設

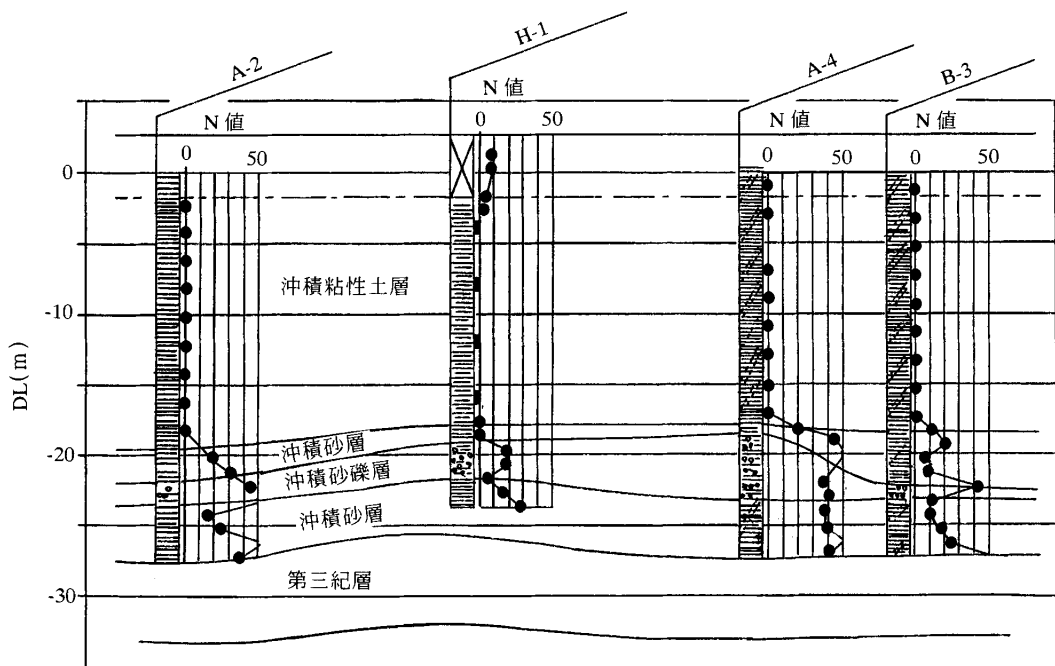


図 2 土質断面図

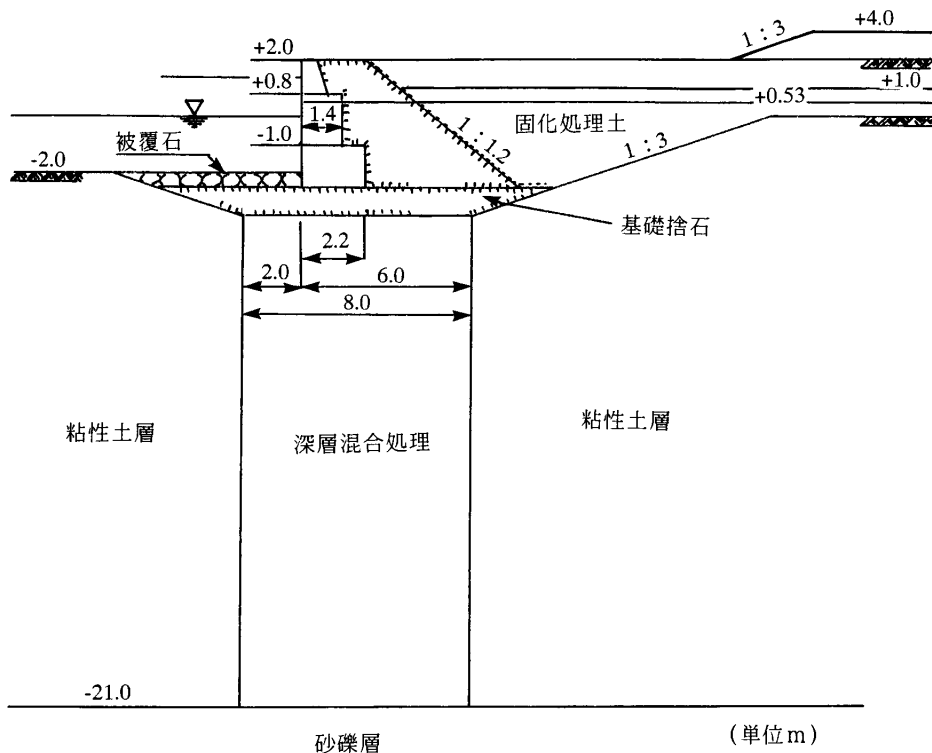


図3 -2.0m物揚場の標準断面図

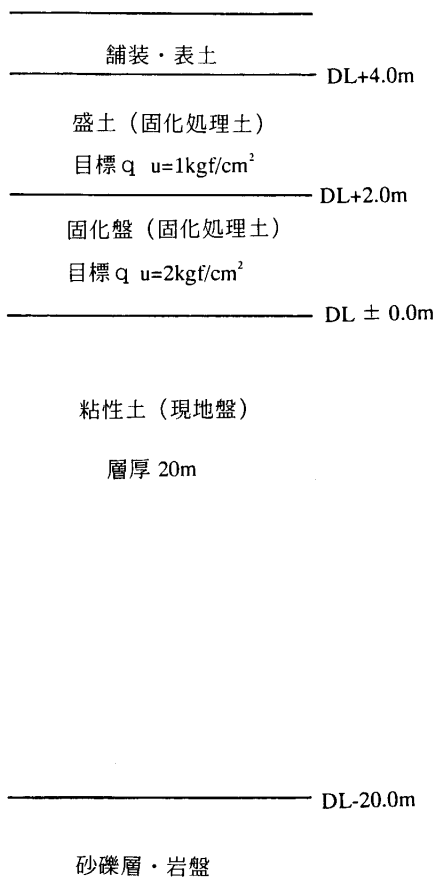


図4 人工島の地質構成の概念図

され、平成5～8年度にかけて浚渫土を固化処理した埋立用材によりその背後の埋立が行われた。この埋立にともない、沈下や物揚場法線の計測が行われ、物揚場の頭部が海側へ変位していることが判明した。平成8年3月時点の変位量は図5に示すように、-1.5m物揚場は両サイドに防波堤が設置されているため、中央部が約10cm海側に変位し、-2.0m物揚場は橋梁計画付近(図1参照)の護岸が未施工であるため、防波堤基部付近より橋梁計画付近に向けて変位量は大きくなり、最大で約22cmに達している。原因として、埋立土による側方土圧の増加が考えられる。今後、C臨港道路部(-2.0m物揚場に平行に35m離れた位置、図1参照)においてサンドドレーン工法による地盤改良が予定されている。サンドドレーンの施工と载荷盛土により物揚場に作用する側方土圧がさらに増加することが考えられ、物揚場の安定性が懸念された。このため、盛土による人工島地盤の沈下挙動と物揚場の側方変位の挙動を明らかにするため、平成8年度に試験的に载荷盛土を行い、これにともなう盛土周辺地盤及び物揚場の動態観測が行われた。

### 3.2 試験盛土及び動態観測の調査項目

図6(a),(b)に、それぞれ試験盛土の平面位置及び物揚場の頭部に設置された傾斜計(K-1～K-8)の平面位置を示す。試験盛土は-2.0m物揚場付近のC臨港道路の計画法線上で行われた。盛土の上面は幅20m×長さ60mの長方形である。

図7に、-2.0m物揚場付近の試験盛土中央部の横断方向に沿う動態観測用計器の配置の平面図及び断面図を示す。図より、孔内傾斜計2箇所(H-1, H-3)、垂直水平変位計2箇所

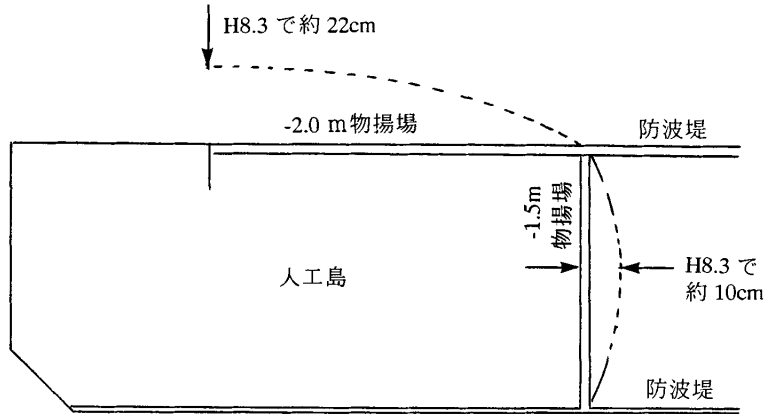
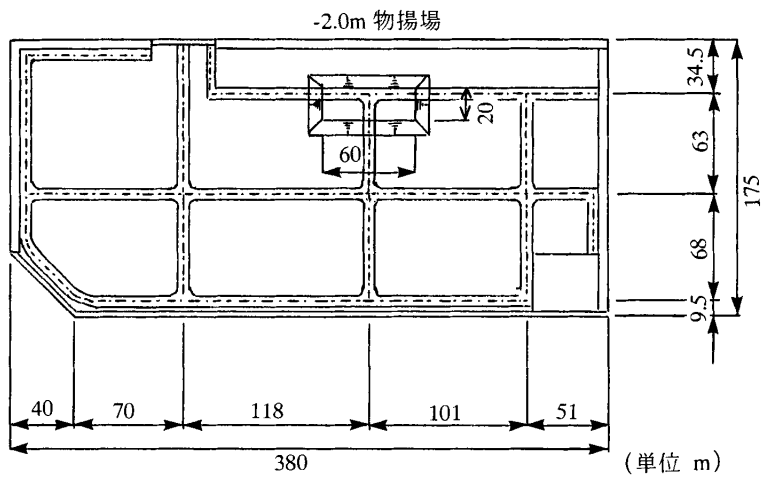
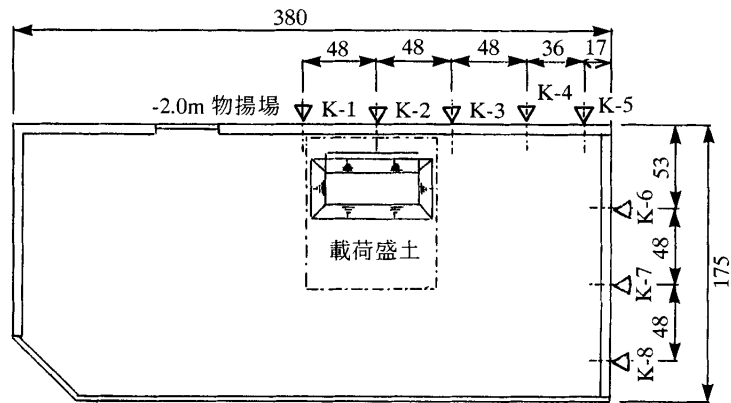


図5 人工島物揚場の側方変形



(a) 人工島及び载荷盛土平面図



(b) 傾斜計位置(K-1 ~ K-8)

図6 人工島の载荷盛土及び係船岸の傾斜計の位置

(HV-1, HV-2), 沈下板8箇所(V-1~V-8)が盛土中央の横断線上に設置されている。なお、孔内傾斜計H-1は深層混合処理内の側方変形を調べるため、裏込め土部、基礎捨石部及び深層混合処理部を貫通してボーリング孔が掘削されている。また、垂直水平変位計は、図示した沈下素子部分の各深さの沈下量と孔内の側方変位を同時に計測できるようになっている。観測は試験盛土施工時は1回/週、放置期間は2回

／週、試験盛土完了後は1回/月程度行った。

表3に、盛土の施工状況を示す。盛土は平成8年9~10月に約1.0m毎に3段階に分けて行われ、最終的に約DL+6.5mまで行われている。3次盛土終了時の円弧滑りの安全率は、 $F_s=1.894 (>1.3)$ で安定である。

図8に、盛土中央部に設置した沈下板(V-4)の沈下量Sと人工島中央側の盛土法尻部に設置した垂直水平変位計(HV

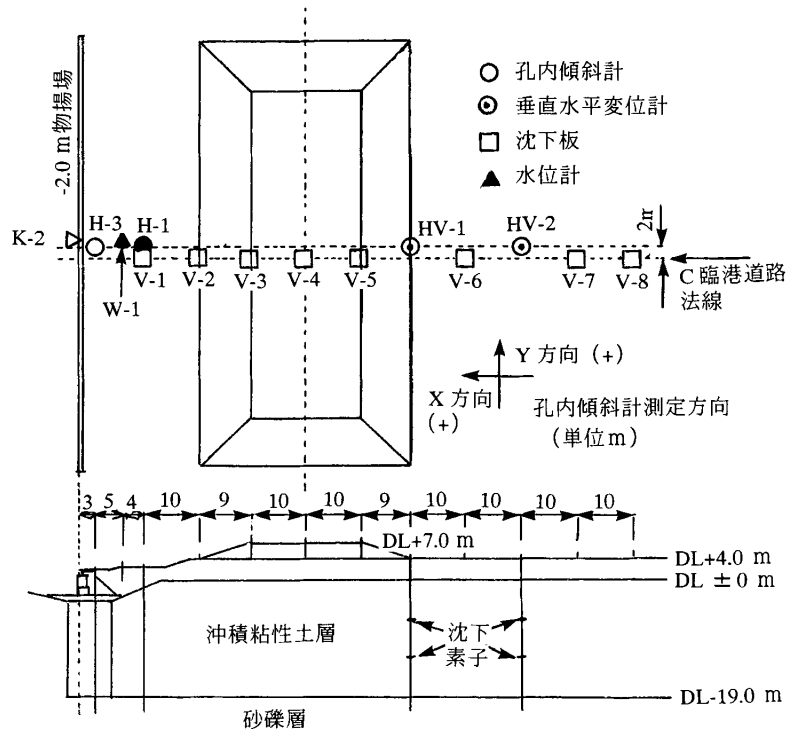


図7 各種計測機器の平面位置 (平成8年度)

表3 盛土施工の概要 (平成8年度)

盛地段階	盛土期間 (期間:日)	放置期間 (日)	盛土高さ (DLm)
1次盛土	H8.9.9~9.13 (5)	22	+4.48~+4.77m
2次盛土	H8.10.2~10.5 (5)	21	+5.44~+5.67m
3次盛土	H8.10.23~10.26 (4) H8.11.5	24	+6.44~+6.59m

-1) の最大側方変位  $\delta H$  (DL-3.4m) の関係を示す。本図は盛土の安定管理に用いられる富永・橋本法<sup>25),26)</sup>による図である。図より、 $S \sim \delta H$  関係は各盛土段階ともほぼ同じ勾配 ( $\delta H / S = 0.274$ ) で推移しており、盛土の施工は安定に行われたと考えられる。

### 3.3 動態観測の結果

-2.0m 物揚場及び背面地盤に設置した計測機器は荷重盛土直前の平成8年9月7日を初期値として平成9年1月28日までの観測を行った。なお、-2.0m 物揚場での荷重盛土期間及び観測結果の整理に用いた放置期間は、表3に示したように、平成8年11月15日 (合計67日間) である。

#### 3.3.1 地盤内の側方変位

地盤内の側方変位は、-2.0m 物揚場の深層混合処理土内(H

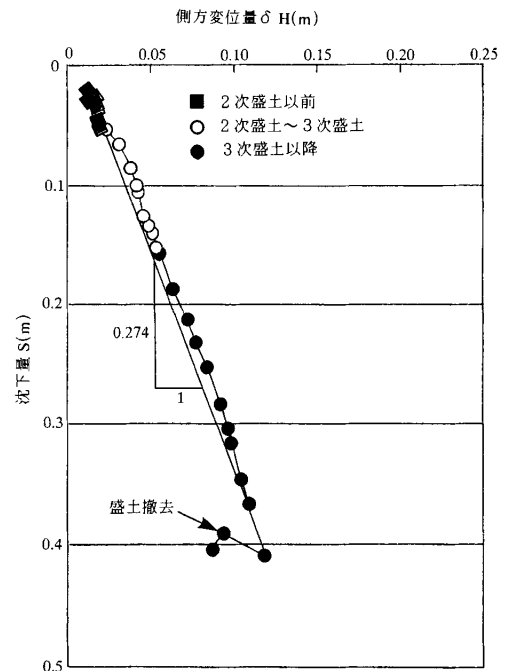


図8 荷重盛土時の地表面沈下量と側方変位の関係 (平成8年度)

-3) と背面地盤 (H-1) の孔内傾斜計及び埋立土内の2箇所 (HV-1, HV-2) の垂直水平変位計の合計4箇所を観測が行われた。

表4に、本観測における最大変位である平成8年12月6日 (それ以降の観測は盛土撤去を行ったためデータが減少している) 現在の観測結果を示す。表中の X 方向, Y 方向はそれ

表4 地中側方変位量 (H8.12.6盛土撤去直前)

	H-1		H-3		HV-1		HV-2	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
地表面付近	54.96	0.44	45.34	-4.74	-12.42	-5.92	-43.88	0.62
粘性土上部	64.82	-1.92	34.38	-4.42	-118.36	3.04	-36.66	0.28
粘性土中央	71.46	-0.02	22.60	-3.10	-87.52	2.10	-30.68	1.74
粘性土下部	43.00	2.56	8.94	-1.64	-52.50	-0.18	-20.66	1.26

(単位 mm)

それ-2.0m物揚場の法線に垂直方向及び平行方向の変位の成分を表す(図7参照)。表より、盛土法尻部に設置したHV-1のX方向の変位が最も大きく(-118mm)、法尻から離れるに従い、H-1が65mm、HV-2が37mmと小さくなっている。また、深層混合処理土内に設置したH-3の側方変位は最下端より直線的に増加し、頭部の変位量が最大(45mm)となっている。Y方向の変位量は、各観測点とも6mm以下で非常に小さい。

図9(a)~(c)に、それぞれ孔内傾斜計H-1、H-3及び垂直水平変位計HV-1、HV-2から得られたDL-3~4m、-9~-10m、-15~-16mの各深さにおける側方変位の経時変化を示す。同図(a)(DL-3~4m)の経時変化を見ると、各測点とも盛土の施工期間に変位が増加し、放置期間に変位が一定に落ち着く傾向を示している。また、3次盛土以降は盛土により1ヶ月程度は側方変形が急速に増加し、その後は落ち着く傾向が見られる。なお、平成8年12月21日(経過日数105日)の観測値からHV-1の変位の絶対値が減少しているが、これは盛土撤去の影響である。同図(b)(DL-9~-10m)及び同図(c)(DL-15m~-16m)の場合も、深度が深くなるに従い変位の絶対値は小さくなっているが、傾向は同図(a)(DL-3~4m)の場合と同様である。

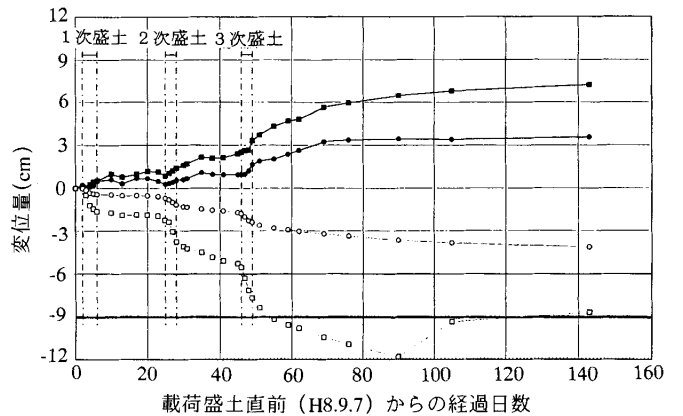
3.3.2 物揚場頭部の傾斜

図10に、平成8年12月6日現在における-2.0m物揚場の頭部の傾斜計K-1~K-5より得られた傾斜角の分布を示す。図より、物揚場頭部の傾斜は、盛土中央部に最も近いK-2地点が最も大きく、盛土中央から離れるに従い減少している。K-5地点では傾斜は生じていない。これより、物揚場の傾斜は盛土による地盤内の側方土圧の増加により発生していると推定される。

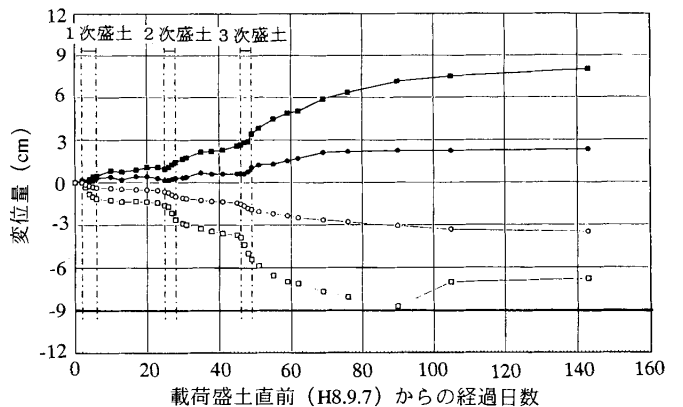
図11に、-2.0m物揚場の頭部の傾斜計K-1~K-5より得られた各点の傾斜角の経時変化を示す。図より、盛土の施工期間に傾斜は急増し、その後少し増加した後一定に落ち着く傾向がみられる。3次盛土以降は1ヶ月程度は側方変位が急速に増加し、その後はほぼ一定に落ち着いている。この傾向は、図9に示した孔内傾斜計による地盤内の側方変形の挙動とはほぼ連動している。

3.3.3 地表面沈下

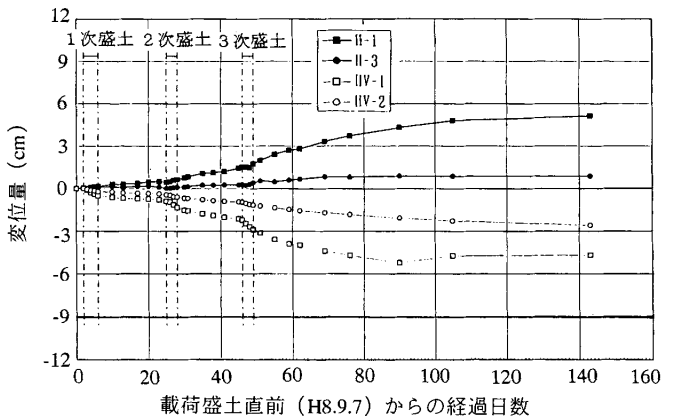
地表面沈下の測定は、図7に示す8台の沈下板(V-1~V-8)と2箇所の層別沈下計(HV-1、HV-2)の地表面沈下素



(a) DL-3~4m



(b) DL-9~10m



(c) DL-15~16m

図9 载荷盛土による層別沈下の経時変化(平成8年度)



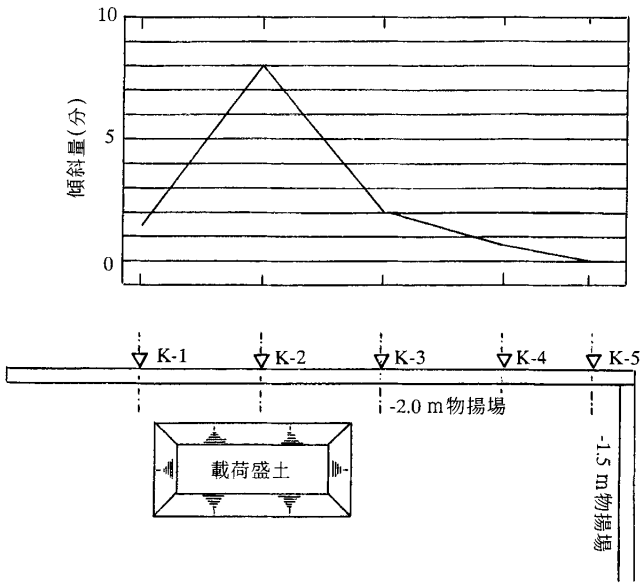


図10 载荷盛土による-2.0m物揚場の側方変位 (平成8年度)

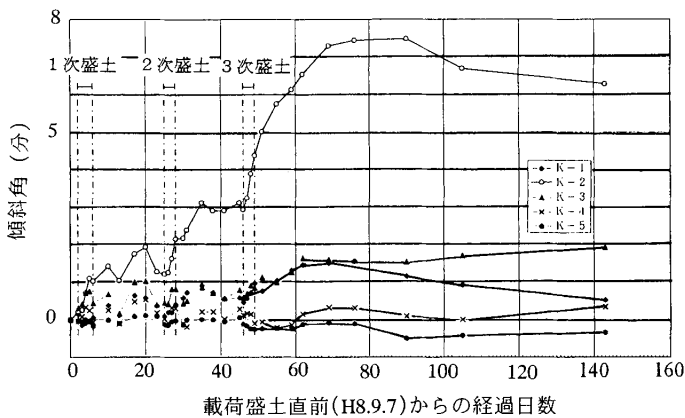
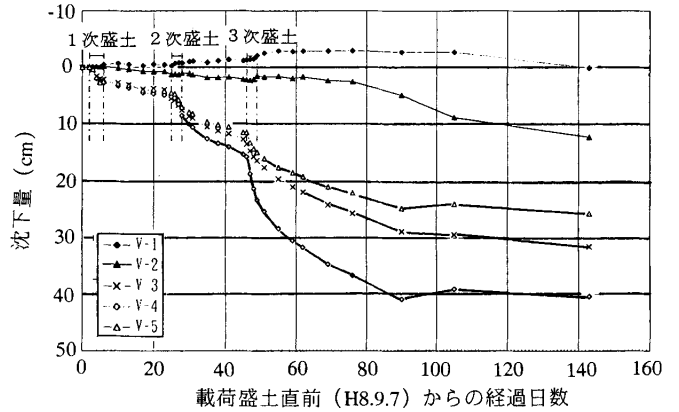


図11 载荷盛土による-2.0m物揚場の側方変位の経時変化 (平成8年度)

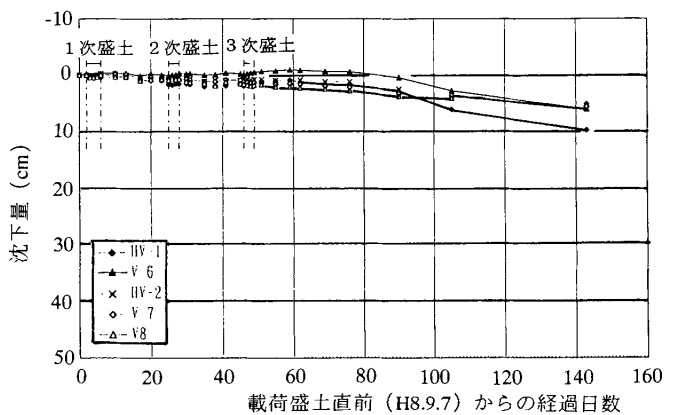
子により行われた。図12(a), (b)に、それぞれV-1~V-5及びその他の各測点の地表面沈下の経時変化を示す。盛土部に設置したV-3~V-5地点の沈下は、盛土が载荷されたとき急激に増加し、その後双曲線状に減少している。また、その他の測点は盛土法尻部またはこれより盛土の外側に位置しており、载荷時には若干の隆起あるいは横這いの傾向を示し、その後わずかながら沈下の傾向を示している。

図13(a)に、盛土の横断方向の地表面の沈下分布を示す。図より、沈下は盛土中央部が最大で、盛土法尻部でわずかな隆起が発生している。また、これより盛土の外側では非常に小さな沈下を示しているが、これは試験盛土より前に施工された固化処理土の荷重による圧密沈下と考えられる。

本調査における沈下量は、今回実施した試験盛土による沈下(即時沈下と圧密沈下)と平成6年7月より実施された固化処理土の埋立荷重(DL±0~+4.0m, 層厚約4m)による圧密沈下が合成されたものと考えられる。このため、今回の



(a) V-1~V-5断面



(b) V-6、V-7、HV-1、HV-2断面

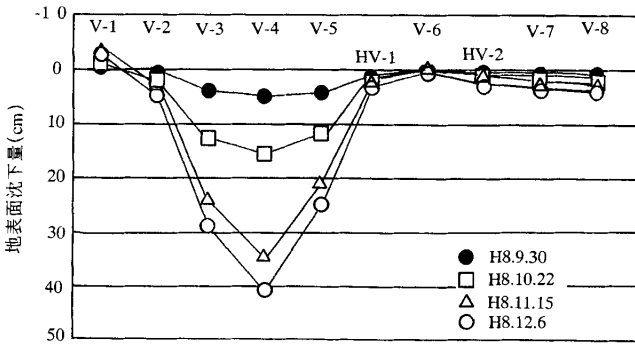
図12 载荷盛土による地表面沈下の経時変化 (平成8年度)

試験盛土に起因する沈下量を分離するため、試験盛土前1ヶ月の沈下量から観測期間の固化処理土の埋立荷重による沈下量を推算し補正を行った。図13(b)に、平成8年12月6日の実測沈下量、補正沈下量(固化処理土の埋立荷重による圧密沈下量)及び補正後の沈下量の分布を示す。図より、平成8年12月6日現在の载荷盛土による地表面沈下(補正後の沈下量)は、盛土部では補正前の傾向と同様であるが、法尻部の沈下はほとんどなく、法尻部から10m離れたV-1とV-6は32~41mmの隆起となり、さらに、20m~30mと離れるに従い隆起量は減少している。40m離れたV-8地点では、ほぼ沈下量ゼロとなっている。このことから、今回の载荷盛土による地表面沈下量の影響範囲は法尻から40m程度と考えられる。

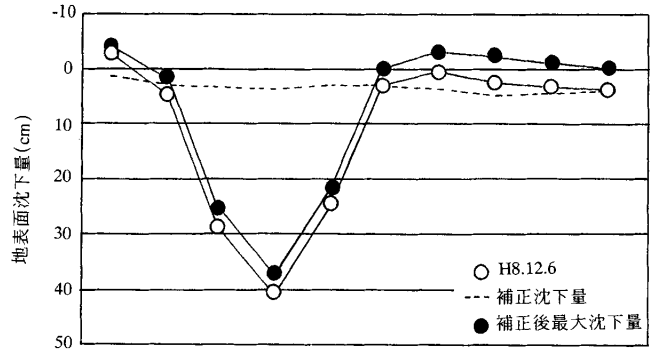
### 3.3.4 層別沈下

層別沈下は、盛土の法尻部(HV-1)と法尻から20m離れた位置(HV-2)の2箇所に設置した垂直水平変位計より計測した。この垂直水平変位計に設置した層別沈下計は各層の境に沈下素子を設置し、その素子の沈下を測定することにより各層の沈下量を観測するものである。今回の観測は埋立土層、沖積粘性土層及び沖積砂層に深に区分し、沖積粘性土層は層厚が厚いため上部、中部、下部の3層に分け観測を行った。

図14(a), (b)に、それぞれHV-1及びHV-2による各深さ

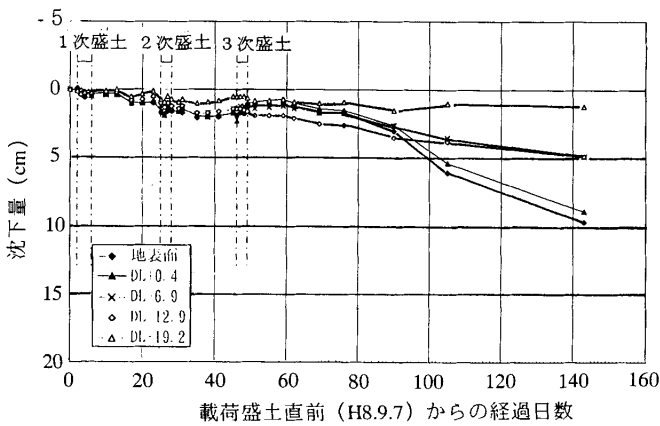


(a) 地表面沈下量分布の変化

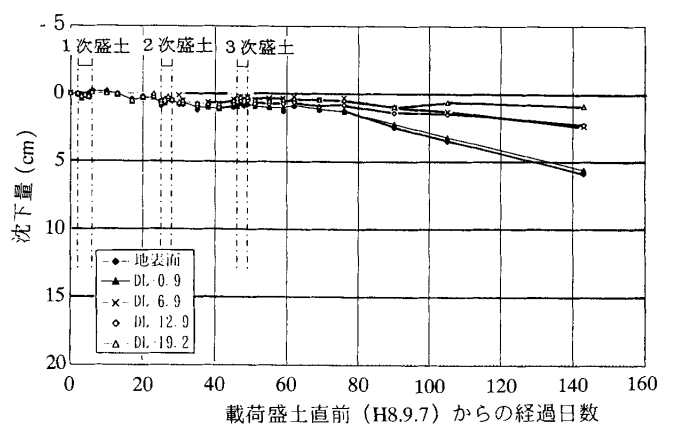


(b) 地表面沈下量の補正

図13 载荷盛土による地表面沈下の分布 (平成8年度)

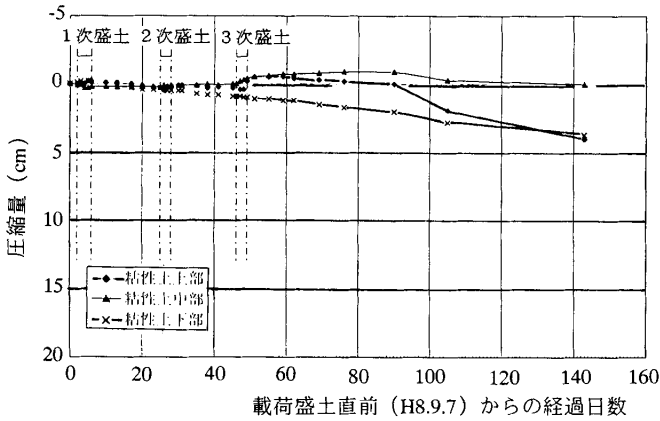


(a) HV-1断面

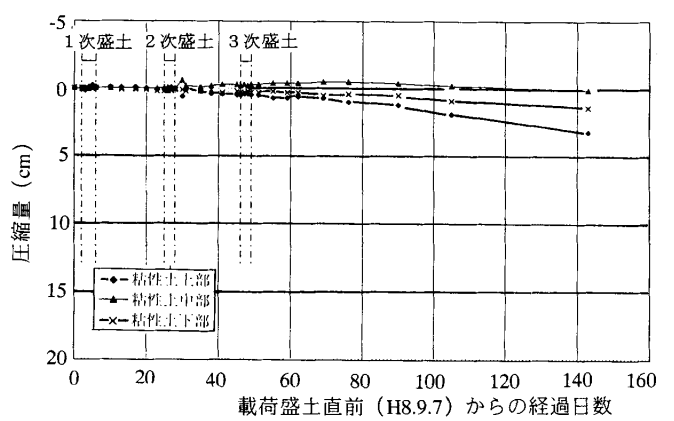


(b) HV-2断面

図14 载荷盛土による層別沈下の経時変化 (平成8年度)



(a) HV-1断面



(b) HV-2断面

図15 载荷盛土による粘土層の圧縮量の経時変化 (平成8年度)

での沈下量の経時変化を示す。HV-1は盛土法尻部、HV-2はこれより20m離れた地点であるため、盛土期間中の沈下は非常に小さく、盛土後に圧密沈下が生じている。沖積砂層以深の層においても0.9~1.5cm程度の沈下を示している。

図15(a), (b)はそれぞれHV-1, HV-2の層別沈下計より得られた粘性土層上部 (DL-0.9m~6.9m), 中部 (DL-6.9m

~12.9m), 下部 (DL-12.9m~19.2m) の圧縮量の経時変化を示す。図より、法尻部のHV-1の粘性土層上部, 中部とHV-2の粘性土層中部はわずか(最大で10mm)ではあるが、膨張の傾向が認められる。これは载荷盛土による即時沈下でこの地点の土が水平方向に移動し隆起したことによると考えられる。

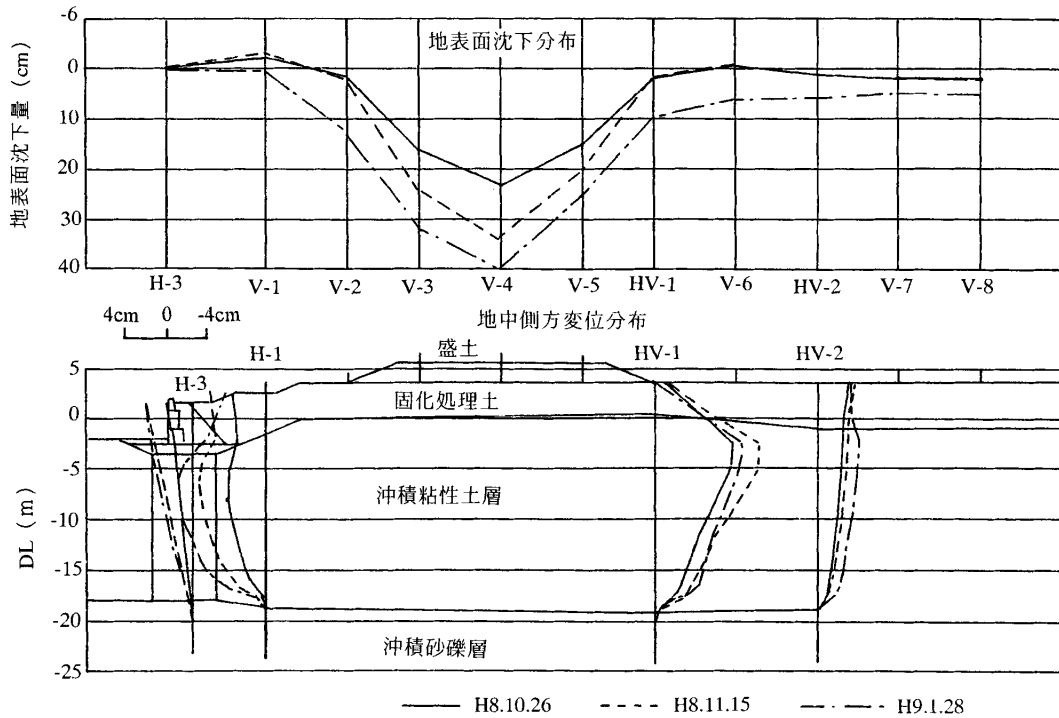


図16 荷重盛土による地盤の挙動 (平成8年度)

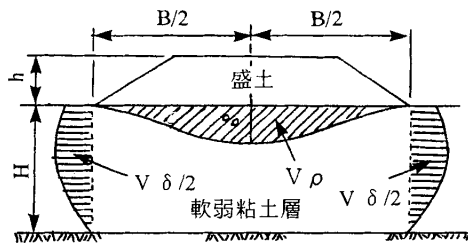


図17 盛土にともなう沈下土量と側方移動土量

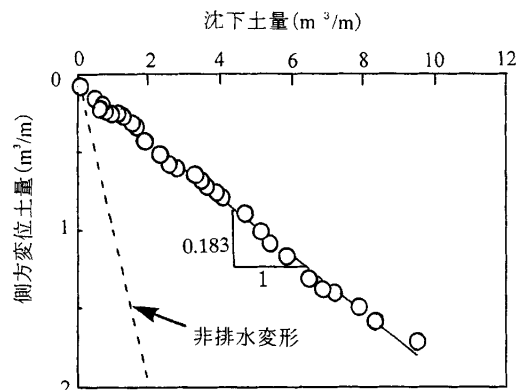
3.3.5 観測結果のまとめ

図16に、各時点の地中側方変位と地表面沈下をまとめて示す。図には、3次盛土施工直後 (H8.10.26) 及びその後の放置期間中の H8.11.15及び H9.1.28における結果を示している (表3参照)。これらの各観測項目の傾向は、上で既に説明したが、ここでは各観測項目の関連性について整理を行なう。

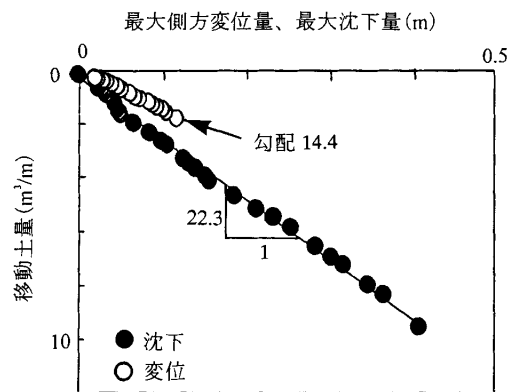
(1) 沈下土量と側方移動土量の関係

図17に示すように、荷重盛土により荷重盛土直下は地盤沈下し、これにともない法尻部の土中では側方変位が発生する。ここでは、図に示したように沈下による移動土量  $V_\rho$  と、側方変位による水平変位土量  $V_\delta$  の関係について整理を行なう<sup>27)</sup>。単位奥行きあたりの沈下土量は V-2~V-5, HV-1の地表面沈下量から、図16に示したように、荷重盛土の両側の地盤内の側方変形の深さ分布は完全に左右対称となっていないが、ここでは側方変位土量は HV-1の水平変位分布の面積の2倍と仮定して求めた。

図18(a)に、 $V_\delta$  と  $V_\rho$  の関係を示す。図中の破線は体積変化のない非排水状態 ( $V_\rho = V_\delta$ ) のときの関係である。図より、



(a) 沈下土量と側方変位土量の関係



(b) 移動土量と沈下量または側方変位量の関係

図18 平成8年度の荷重盛土中の地盤の挙動

$V_s \sim V_p$  関係は地盤の変形状態、特に部分排水の割合を把握するのに用いられる。図より、 $V_s \sim V_p$  関係はほぼ直線的であり、その勾配は  $V_p : V_s = 1 : 0.183$  となっている。これより、今回観測した地盤の変形はかなりの部分排水を伴っていると考えられる。同図(b)に、地表面の最大沈下量と沈下土量の関係(黒丸)、最大側方変位と水平変位土量の関係(白丸)を示す。両者ともにほぼ直線的であり、沈下量の分布形状及び側方変形の深度分布の形状はほぼ相似的に進行していると推定される。また、同図(a)の直線関係を考慮すると、地表面の最大沈下量と盛土の法尻部の地盤内の最大側方変位の関係もほぼ直線関係にある(図8参照)。

(2) 地盤変位と物揚場の傾斜量の関係

図19に、载荷盛土終了後の深層混合処理土内の孔内傾斜計 H-3 の地表面変位と物揚場頭部の傾斜計 K-2 の傾斜量の関係を示す。図より、両者はほぼ直線関係にある。これより、物揚場の傾斜と変位の関係はほぼ  $5.98\text{mm/分}$  となる。他方、表4及び図16に示したように、深層混合処理土内の孔内傾斜計 H-3 の変位データより、深層混合処理土部はその下端を基点として、海側にほぼ直線的に傾斜していることが示されている。このときの傾斜量は  $5.8\text{mm/分}$  であり、図19から得られた  $5.98\text{mm/分}$  の結果に近い。すなわち、深層混合処理土部と物揚場堤体は一体となって海側へ剛体的に傾斜する挙動を示していると考えられる。

図20に、孔内傾斜計 H-3 から求まる深層混合処理土内の傾

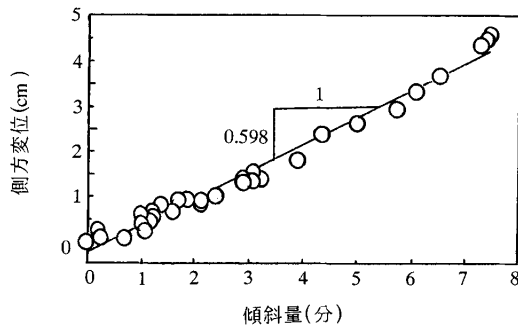


図19 -2.0m 物揚場の頭部の側方変位と傾斜角の関係

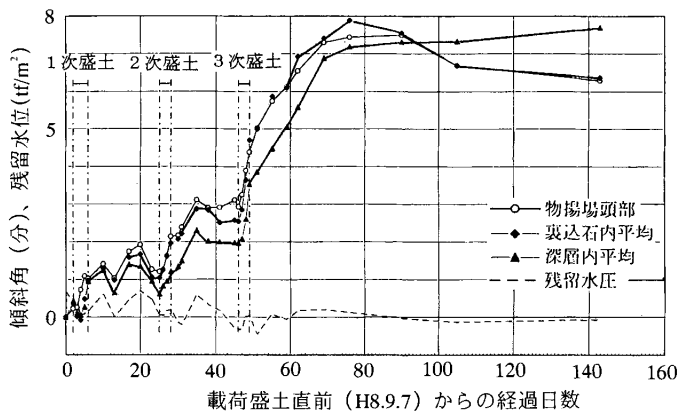


図20 载荷盛土による-2.0m 物揚場の挙動の経時変化(平成8年度)

斜の平均、H-1から求まる裏込め石内の傾斜の平均及び物揚場の傾斜計 K-2 から求まる物揚場の堤体の傾斜の経時変化を、裏込め土部の残留水圧とともに示す。図より、物揚場頭部と裏込め部はほぼ同じ挙動を示している。また、深層混合処理土部と物揚場堤体の挙動は約1分程度の差の中で同様な変化を示している。しかし、载荷盛土を撤去した後の2回の観測では物揚場堤体は荷重の減少にともない陸側にもどる動きが認められるが、深層混合処理土部の平均傾斜にはその傾向は認められない。

4. 平成10年度の試験盛土による地盤の動態観測

4.1 動態観測の目的

平成8年度に行われた動態観測により、物揚場及び人工島地盤の挙動が観測された。ここでは、道路建設のためのサンドドレンによる地盤改良及び载荷盛土による周辺地盤及び物揚場への影響を明らかにする目的で動態観測を行った。

4.2 地盤改良、試験盛土及び動態観測の調査項目

本調査では計測機器を設置した後、サンドドレンによる地盤改良を行い、その上にプレローディングのための载荷盛土を行った。地盤改良の施工中及び施工後に地盤及び物揚場の動態観測が行なわれた。地盤改良はC臨港道路(図1参照)の建設のために行われるため、試験的にこの道路予定地の上に、サンドドレンによる地盤改良及び試験盛土を行った。

図21に、地盤改良及び载荷盛土の行われた人工島上の平面位置を示す。ただし、試験盛土の行われた位置は、平成8年度に行った盛土地点(傾斜計 K-2 付近、図6参照)より-1.5m 物揚場側に48m 寄った傾斜計 K-3 地点を通る C 臨港道路の法線で行っている。

図22に、地盤改良及び载荷盛土の平面図の詳細を示す。サンドドレンの打設範囲は幅18.4m×長さ27.4mである。サンドドレンの打設区域のほぼ中央に排水ピットを設け、図中に示した配水管を通して集水した水を一定水位を保つように強制的に汲み上げている。

図23(a), (b)に、それぞれ図22に示した「1-1面」及び「2-2面」の断面図を示す。固化処理土部は硬く、固化盤(DL±0~+2.0m)及び埋立部(DL±2.0~最大+4.7m)を貫通してサン

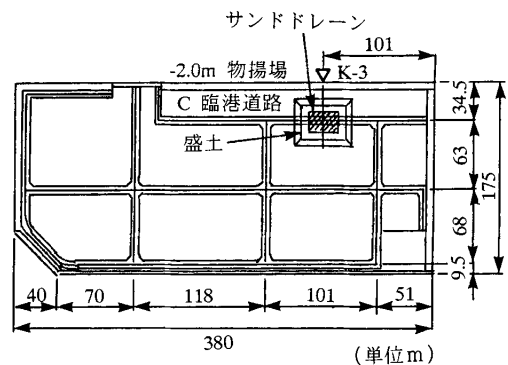


図21 平成10年度のサンドドレン及び载荷盛土の平面位置

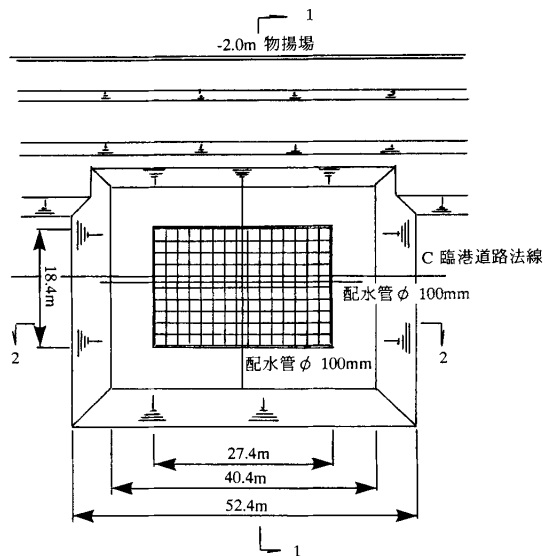


図22 平成10年度のサンドドレーン及び载荷盛土の平面位置の詳細

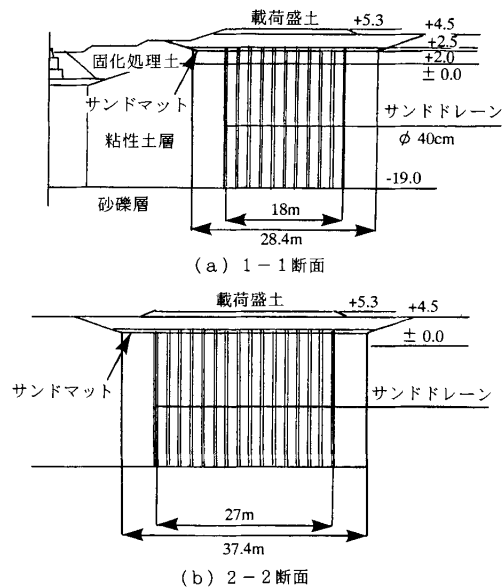


図23 サンドドレーン及び载荷盛土の施工断面

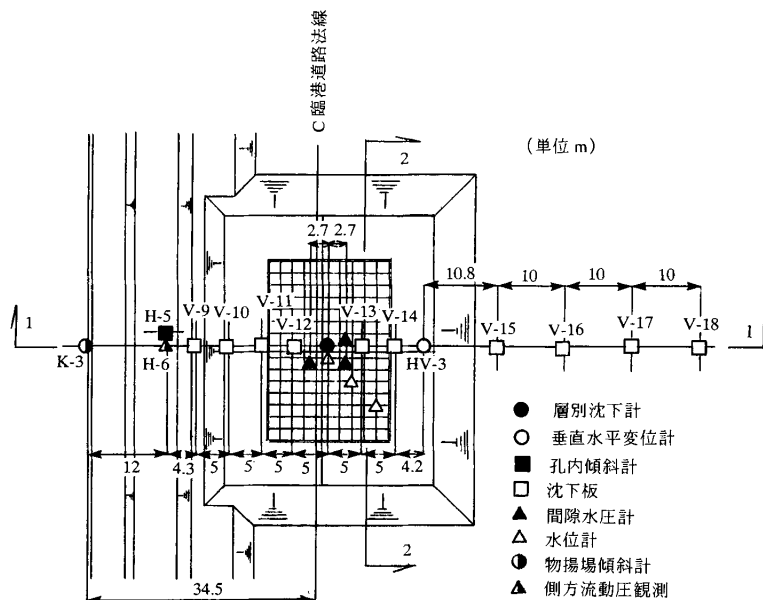


図24 各種計測機器の平面位置 (平成10年度)

ドドレーンを打設するのは困難なため、サンドドレーンの打設に先だて、その打設位置の固化処理土部をDL+2.0mまで掘削している。その後、DL+2.0～+2.5mに50cmの厚さでサンドマットを施工し、その後にサンドドレーンを施工している。サンドドレーンは直径40cm、中心間隔1.8mで、沖積粘性土層の最下端(DL-19.0m)まで打設されている。サンドドレーンを通じて排水した水をサンドマットを通じて集水できるようになっている。サンドマットの上には周囲の盛土材(セメント固化処理土)と同じ材料により载荷盛土がDL+5.3mまで行われている。

図24に、動態観測を行った各種計測機器の平面位置を示す。層別沈下計(S-1)、孔内傾斜計(H-5、H-6)、垂直水平変位

計(HV-3)、沈下板(V-9～V-18)、側方土圧計(H-6)は、傾斜計K-3を通る盛土の横断方向の直線上に設置されている。地盤改良部の間隙水圧計(Pa-1～Pa-3)、水位計(W-1～W-3)は、この線上から少し離れた位置に設置されている。

表5に、これらの計測機器の名称、記号、数量を示す。

図25に、これらの計測機器の設置断面図を示す。

#### 4.2.1 層別沈下計、孔内傾斜計及び垂直水平変位計

層別沈下計(S-1)は、サンドドレーンによる地盤改良効果を確認するため、地盤改良区域の中央部の各土層境界に設置した沈下素子の深度を観測し、層別の沈下量を求めるために

設置した。

孔内傾斜計 (H-5, H-6) は深度毎の水平変位量から地中水平変位を求めるために、載荷盛土と-2.0m 物揚場の間に設置した。

垂直水平変位計 (HV-3) は、層別沈下と地中側方変位の両方を観測するもので、人工島中央側の載荷盛土の法尻部に1ヶ所設置している。

これらの観測を行うため、機械ボーリングを実施し、ボーリング孔内に測定管を建込み、図25に示した位置に沈下素子または傾斜量の計測地点を設置した。

4.2.2 間隙水圧計

Pa-1~Pa-3の間隙水圧計は、サンドドレーンによる粘性土層の過剰間隙水圧の消散状況を把握するため、機械ボーリング (削孔径 φ66mm) を実施し、ボーリング孔底よりボーリングロッドで粘性土内に50cm 圧入して設置した。設置深度は、近傍に設置する層別沈下計の沈下素子中間地点とし、間隙水

圧計 Pa-1, Pa-2, Pa-3でそれぞれ DL-4.0, -10.0, -16.0m である。

4.2.3 水位計

水位測定管 (W-1~W-3) はサンドドレーン打設後、排水ピットから等間隔に3台設置し、サンドマット内の水位を観測するとともに、サンドマットの排水機能を確認するために設置した。水位測定管は人力掘削でサンドマット内を50cm 掘削し設置した。

4.2.4 沈下板

沈下板 (V-9~V-14) は、地盤改良に伴う地表面沈下を観測し、層別沈下データの補間や改良部と未改良部の不等沈下を把握するためC臨港道路の法線に直角方向に5~10m ピッチでサンドマット敷設後に設置した。また、サンドドレーン打設時は、延長ロッドを取り外して破損しないようにした。

4.2.5 側方流動圧

側方流動圧は、サンドドレーン打設及び載荷盛土にともない発生する軟弱地盤内の側方流動圧を測定するために、物揚場背面地盤 (H-6) に土圧計、間隙水圧計及び孔内傾斜計を取り付けた H 型鋼を設置した。土圧計及び間隙水圧計は側方流動土圧及び間隙水圧を感知するため、両者を1組にして、5箇所の深度 (DL-3.0, -6.0, -9.0, -12.0, -15.0m) に設置した。また、孔内傾斜計は側方流動により H 型鋼が変形すると考えられるため、H 型鋼の変形 (たわみ) を観測し、土圧データを補間するために設置した。

4.3 動態観測の結果

サンドドレーンの打設は、平成10年4月30日~5月12日に行なわれた。図26に施工の進捗状況を示す。サンドドレーンの打設は、-1.5m 物揚場側から4列ずつ、陸側から-2.0m 物揚場方向に打設している。

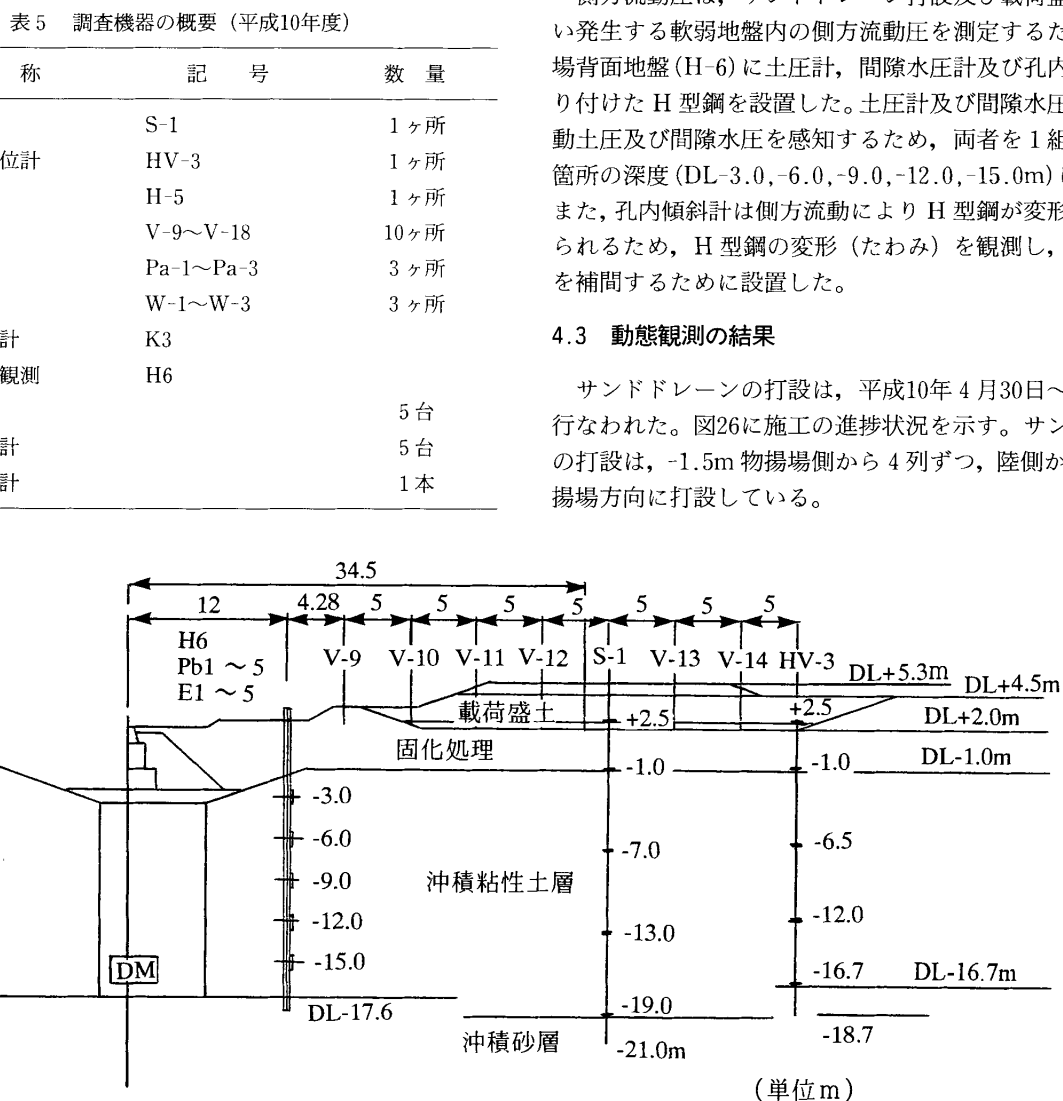


図25 各種計測機器の設置断面 (平成10年度)

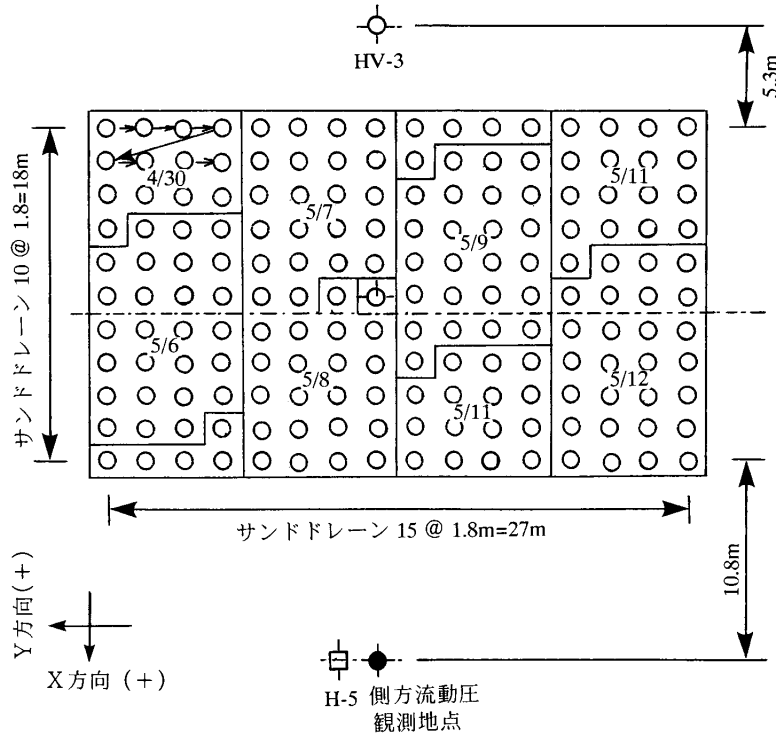


図26 サンドドレーンの施工状況

サンドドレーンの打設後、圧密促進のため、载荷盛土が1.0 m~0.8mの層厚で3層に分けて実施された。表6に、载荷盛土の施工工程を示す。

表6 载荷盛土の施工工程（平成10年度）

盛土段階	盛土期間 (期間：日)	盛土高さ (DL) (層厚)
1次盛土	H10.5.26~5.28 (3)	+3.5m (1.0m)
2次盛土	H10.6.4~6.6 (3)	+4.5m (1.0m)
3次盛土	H10.6.19~6.22 (4)	+5.3m (0.8m)

#### 4.3.1 サンドドレーンの施工中の周辺地盤および-2.0m物揚場の挙動

##### (1) 側方変位

図27に、地盤内の側方変位の深度方向の分布を示す。なお、側方変位は平成10年4月27日の値を初期値としている。図より、X方向(-2.0m物揚場の法線と直角方向)はHV-3断面(同図(b))で最大70mm、H-5断面(同図(a))で最大25mmの水平変位を示し、いずれも改良区域から離れるに従い小さくなっている。また、サンドドレーンの打設後(5/18)の変位量は5/12の変位量の約8割程度まで戻っている。

Y方向の側方変位は、打設の施工順序(-1.5m物揚場→橋梁方向)に伴い、打設位置から押し出されるように反対方向に変位しており、打設区域に近いHV-3断面(同図(d))は変位が顕著である。

XY両方向の水平変位ともHV-3断面では固化盤の中央、H-5断面では固化盤の下端が変位の変曲点となっているが、いずれも固化盤によって変位は拘束されている。

##### (2) 鉛直変位

図28(a),(b)に、それぞれS-1断面及びHV-3断面の層別沈下計の各深度における沈下量の経時変化を示す。これらの各値は平成10年4月27日を初期値としている。図より、両地点ともサンドドレーン打設に伴い区域中央(S-1断面)では地表面で約25cm、区域外のHV-3断面で約7cmの隆起となつて

いる。また、この隆起傾向は全深さにわたって生じているが、下方に行くに従い小さくなっている。

##### (3) 側方流動土圧(有効応力)

図29に、H-6断面で計測された土圧及び間隙水圧より計算された有効応力(=全応力-間隙水圧)の深度分布の経時変化を示す。サンドドレーン打設期間(H10.4.30~5.12)の応力増加は、DL-3.0mが $0.9\text{t/m}^2$ (8.8kPa)、DL-6.0mが $0.4\text{t/m}^2$ (3.9kPa)、DL-9.0mが $1.1\text{t/m}^2$ (10.8kPa)、DL-12.0mが $1.2\text{t/m}^2$ (11.8kPa)、DL-15.0mが $0.6\text{t/m}^2$ (5.9kPa)であり、粘性土中央が大きくなっている。

##### (4) -2.0m物揚場の挙動

図30に、サンドドレーンの打設に伴う-2.0m物揚場の法線方向の傾斜計の挙動を示す。物揚場の挙動は平成10年4月8日を初期値としている。図より、物揚場の傾斜は、サンドドレーン打設部の中央付近(K-3地点)が最も大きい。図19の結果を用いると、サンドドレーンにより-2.0m物揚場の天端は

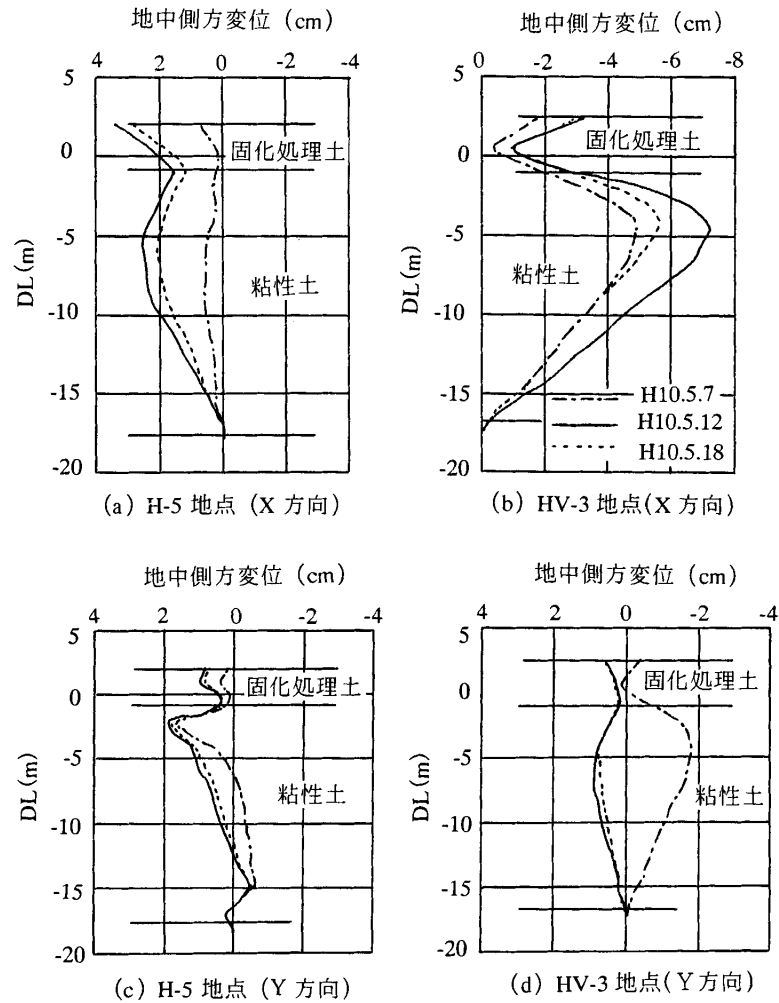


図27 サンドドレーンの施工にともなう地中側方変位

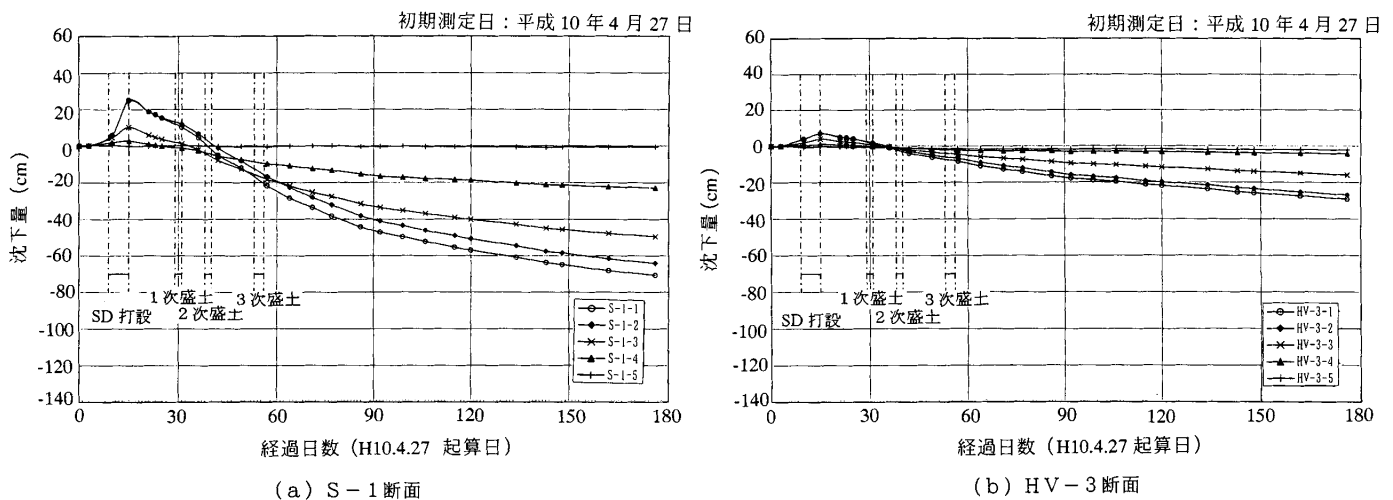


図28 層別沈下の経時変化 (平成10年度)

最大で約1.5cm程度の側方変位を示している。また、サンドドレーン打設後の5/18には、K-3地点以外では傾斜がややもどる傾向が見られる。

#### 4.3.2 载荷盛土に伴う挙動および地盤改良効果の観測結果

表6に示したように、サンドドレーン打設後に圧密促進のための载荷盛土が、3層に分けて施工された。この载荷盛土



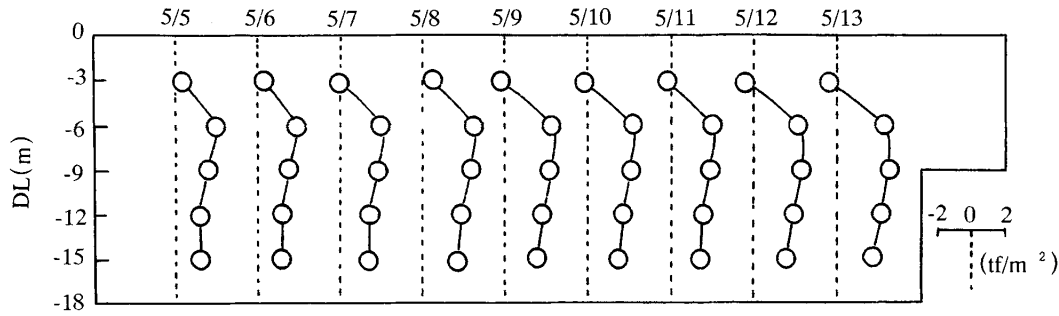


図29 サンドドレーンの打設にともなう側方流動土圧の変化

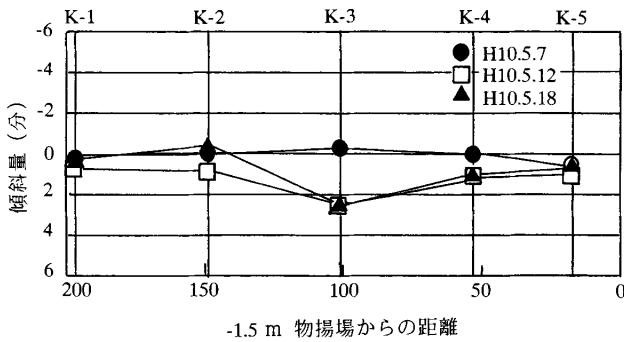
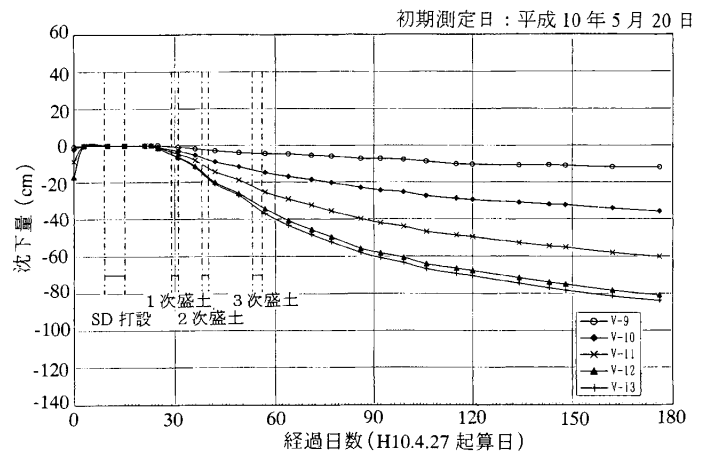
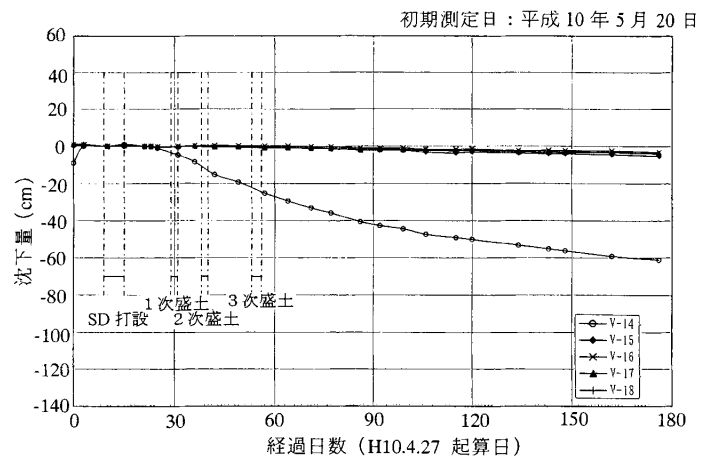


図30 サンドドレーンの打設にともなう-2.0m 物揚場の天端の傾斜角の変化



(a) V-9～V-13地点



(b) V-14～V-18地点

図31 地表面沈下量の経時変化 (平成10年度)

による地盤沈下、側方変位等の周辺地盤の挙動や、過剰間隙水圧、残留水位から地盤改良の進捗状況を確認するとともに、地盤内の応力変化や物揚場の挙動について整理した。

(1) 地表面沈下

地表面の鉛直変位の観測は、地盤改良区域の中央部(S-1)、載荷盛土法尻部(HV-3)の層別沈下計及び盛土中央部を横断方向に5～10mピッチで設置された沈下板(V-9～V18)により行った。S-1地点及びHV-3地点の沈下の経時変化は、既に図28(a)、(b)に示した。

図31(a)、(b)にそれぞれV-9～V-13、V-14～V-18地点の地表面沈下の経時変化を示す。図中の地表面沈下は平成10年5月20日を初期値としている。図より、地表面沈下は盛土中央付近(S-1、V-12、V-13地点)で最大となり、中央から離れるに従い、小さくなっている。特に、盛土法尻より外側ではほとんど発生していない。これらの沈下は、双曲線状に進行し、落ち着く傾向がみられる。

図32の上部に、地表面沈下の各計測日の横断方向の分布を示す。図からも沈下量は盛土中央部付近が最も大きく、中央から離れるに従い、減少する傾向がみられる。

(2) 地盤の側方変位

側方変位は、HV-3断面とH-5断面の2ヶ所で観測を行った。図32の下部に、各観測日での側方変位の深さ分布を示す。これらの側方変位は平成10年4月27日を初期値としている。図より、側方変位の深さ分布は物揚場側(H-5地点)と人工島中央側(HV-3断面)では変位分布が異なっている。H-5断面の最大変位は、粘性土中のDL-5.0m付近(約9cm)で、変

位は粘性土層全体にわたって発生している。一方、HV-3断面の最大水平変位は、固化処理土下端のDL±0.0m付近(約11cm)で発生しており、DL-5.0m付近から下方の変化はかなり小さい。すなわち、DL±0m付近に変形が局部的に現れている。この相違は、物揚場側と人工島中央側での地盤の側方拘束条件の違いによると考えられる。

(3) 側方流動圧、間隙水圧及び地下水位の挙動

図33(a)に、側方流動圧として測定したH-6断面の土圧、間

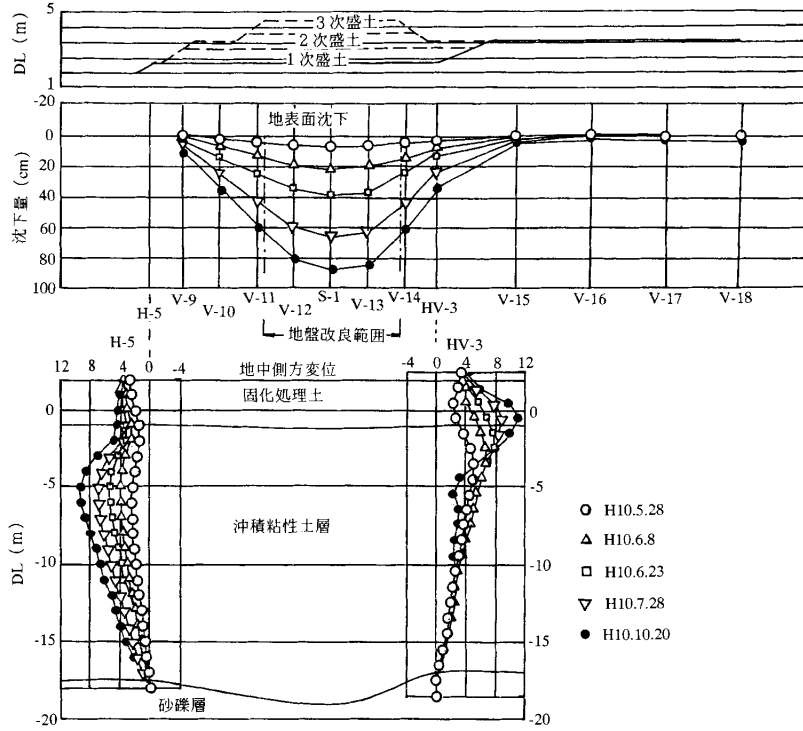
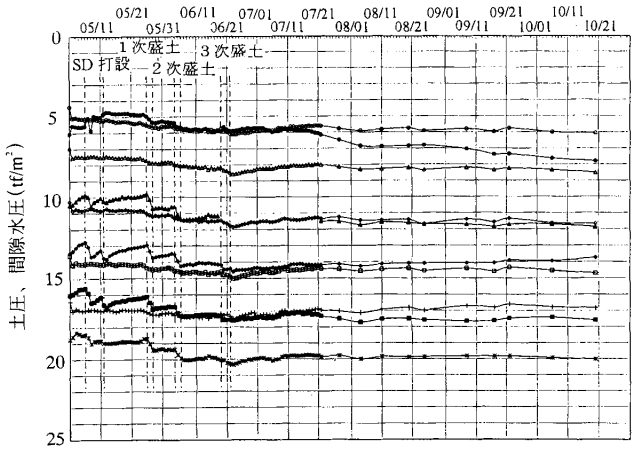
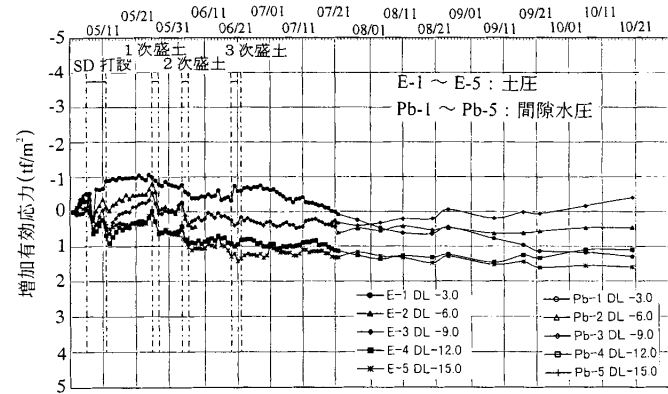


図32 载荷盛土による地盤の挙動 (平成10年度)



(a) 土圧、間隙水圧の経時変化



(b) 増加有効応力の経時変化

図33 側方流動土圧及び間隙水圧の経時変化 (平成10年度)

隙水圧の経時変化を示す。図より、7/21の計測値までは、サンドドレーンの打設及び盛土の施工とともに、土圧及び間隙水圧が増加し、その後の放置期間は漸減していく傾向を示している。7/21以降は両者ともほぼ一定かやや増加する傾向にある。図より、全応力(土圧計観測結果)は载荷盛土により各深度とも約1tf/m<sup>2</sup>程度の増加が認められた。同図(b)に、平成10年5月2日を初期値としたときの増加有効応力の経時変化を示す。図より、サンドドレーンの打設とともに増加するが、盛土期間中は減少し、盛土後はやや増加した後ほぼ一定値に落ち着いている。なお、土圧計E-1(DL-3.0m)の有効応力の挙動は他の部分と異なり、盛土後有効応力の減少が大きい。

図34に、H-6断面の各盛土後の全応力及び間隙水圧の深さ分布を示す。全体として、土圧及び間隙水圧の変化は小さい。

図35に、有効応力の平成10年5月2日からの増加量の深度分布図を示す。ここで、6月6日は2次盛土終了時のデータであるが、経時変化図より大きな変動が収束した時期であり、この時点では深度に比例した有効応力の増加が見られる。最終観測日(H10.10.20)における増加量は、粘性土中央(DL-9.0m)で-0.4tf/m<sup>2</sup>(-3.9kPa)と減少傾向であり、ここより上部、下部へ行くにしたがい増加量が増える傾向にある。

つぎに、载荷盛土部の中心付近(Pa-1~Pa-3)で計測された地盤中の間隙水圧の挙動についてみる。図34(b)に、各観測日での間隙水圧の深さ分布を示す。図36に、残留水位とともに、間隙水圧の経時変化を示す。間隙水圧は载荷盛土の施工段階で上昇し、放置期間で下降している。また、盛土完了後からは緩やかに下降している。また、間隙水圧の上昇量は、深度の浅い土層程大きくなっている。

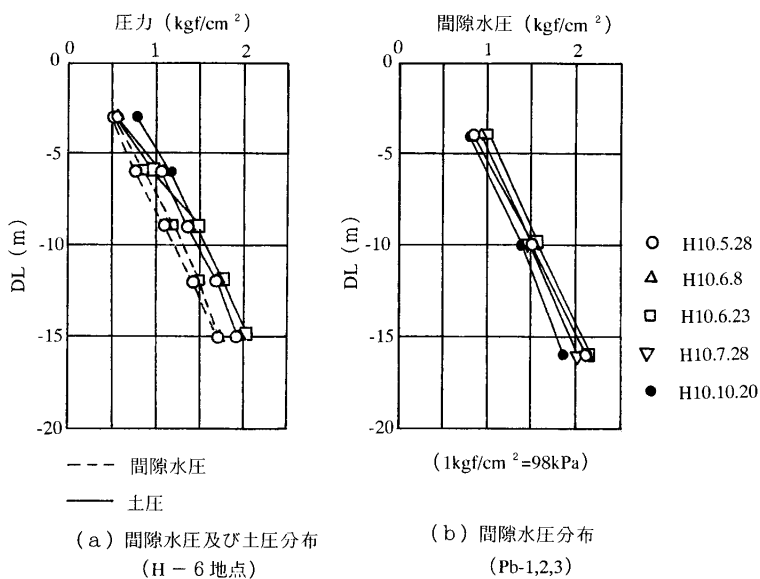


図34 側方流動土圧、間隙水圧の深度分布

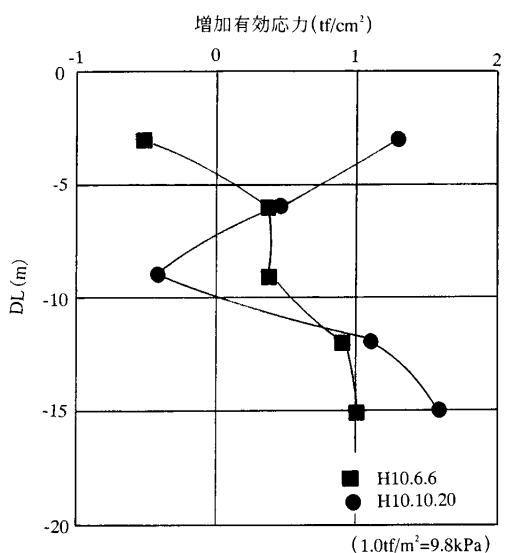


図35 増加有効応力の深度分布

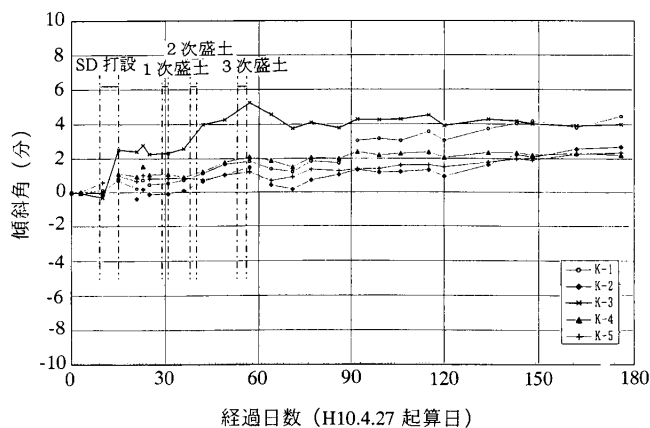


図37 -2.0m物揚場の頭部の傾斜角の経時変化 (平成10年度)

(4) -2.0m物揚場の頭部の傾斜

図37に、物揚場に設置された傾斜計から測定された各測点の傾斜量の経時変化を示す。これらの値は、平成10年4月8日を初期値としている。サンドドレーンの打設及び盛土期間において、盛土中央部付近のK-3地点の傾斜角が最大となっている。その後の時間の経過とともに、K-1地点の傾斜量は単調に増加するのに対し、その他の測点の傾斜量はほぼ一定か漸増する傾向が見られる。K-1地点の挙動の原因については後の図38で説明する。

4.3.3 人工島の建設開始時からの物揚場の挙動

物揚場の傾斜挙動の観測は、平成7年度から行っている。しかし、平成9年4月から約1年間観測を実施していない。また、物揚場の法線変位の測量は、固化処理土による埋立が開始された平成6年7月末より平成8年3月まで実施されており、さらに、平成10年度の調査で法線測量を実施している。図38(a)に、平成7年度からの物揚場頭部の傾斜角の経時変

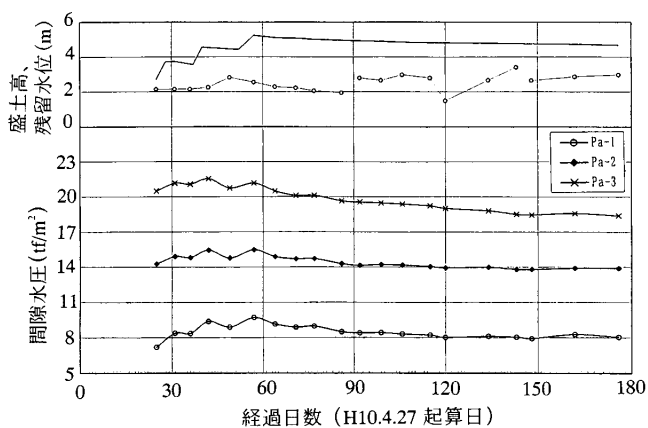


図36 盛土下地盤の間隙水圧の経時変化 (平成10年度)

化を、同図(b)に、平成7年度からの物揚場の法線変位の経時変化を示す。また、図39に、平成10年10月時点の物揚場法線の変位分布の実測値と傾斜計より推定した値の比較を示す。

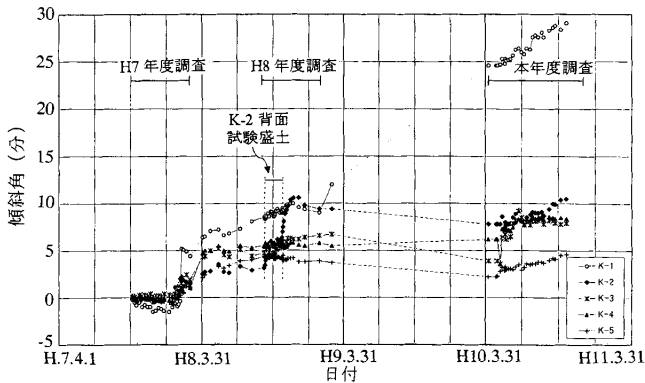
なお、計測地点 A-2~A-7の位置関係については、図39中に示している。物揚場頭部の傾斜角から変位量を算出する方法は、平成8年度の調査結果(図19参照)を用いている。図より、-2.0m物揚場のK-1地点の推定値が法線測量の結果よりかなり過大な値となっている。これは、観測を行っていない時期に重機等の接触があったか、物揚場ブロックまたは上部コンクリートが深層混合処理部分と違う挙動を示している可能性が考えられる。いずれにしても、-2.0m物揚場はK-5地点からK-1地点方向に水平変位が増加し、平成10年10月31日現在で最大で25cm程度に達していると推定される。

5. 試験盛土による人工島地盤の動態の解析

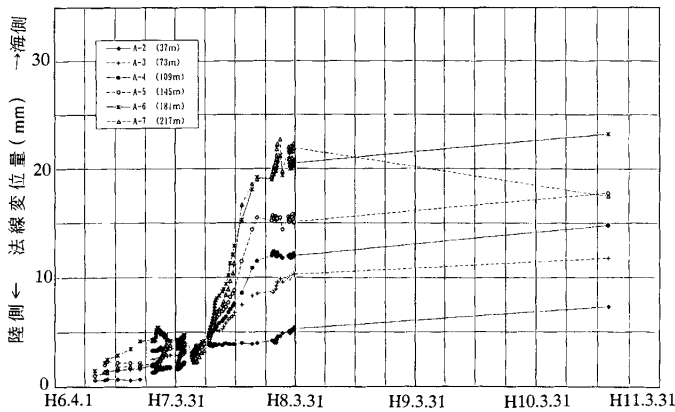
5.1 地盤の特性

解析の対象とした地盤は、平成10年度に試験盛土を行った地点で、-2.0m物揚場の法線に直交した試験盛土の中央断面で、各種計測が行われた部分である。試験盛土の平面位置及び断面図はそれぞれ図21~図23に示している。図24に各種計測の行われた平面位置、図25にそれらの断面位置を示している。

図40に、解析の対象とした土質断面図の概要を示す。現地はほぼDL±0~-20mに軟弱な粘性土層が堆積し、この下は砂礫層より成る地盤構成をしている。このような地盤に深層混合処理工法による地盤改良を施工し、その上に捨石マウンド及び方塊式係船岸を施工している。係船岸の背後には裏込め土を施工し、さらにその背後に浚渫軟弱土をセメントと混合して強度を増加させた混合処理土(セメント固化処理土と呼ぶ)を埋め立てている。ここでは、原地盤及びセメント固化処理土による埋立部の地盤特性を示す。なお、ここに示すデータは文献<sup>28),29)</sup>の調査結果を参考にした。



(a) 頭部傾斜角の経時変化



(b) 頭部水平変位の経時変化

図38 -2.0m物揚場の頭部挙動の経時変化

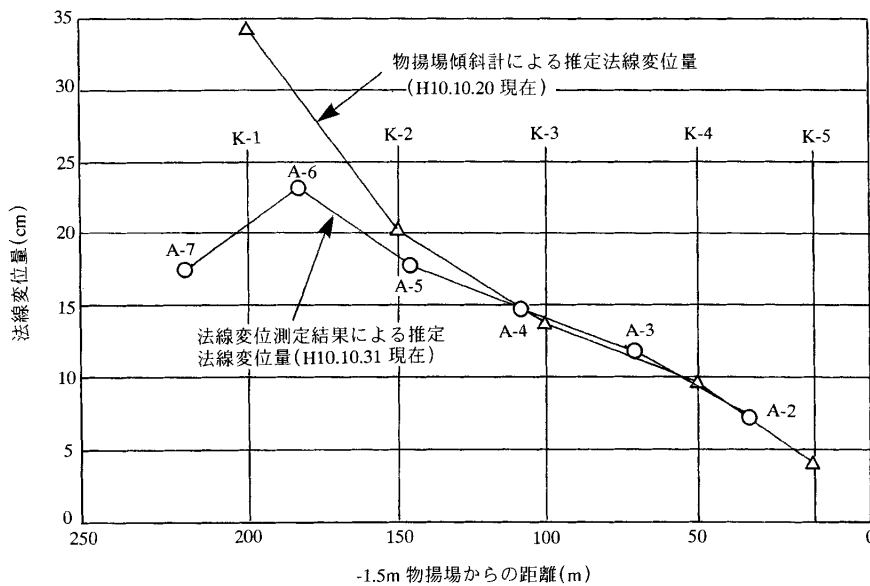


図39 -2.0m物揚場頭部の側方変位の分布

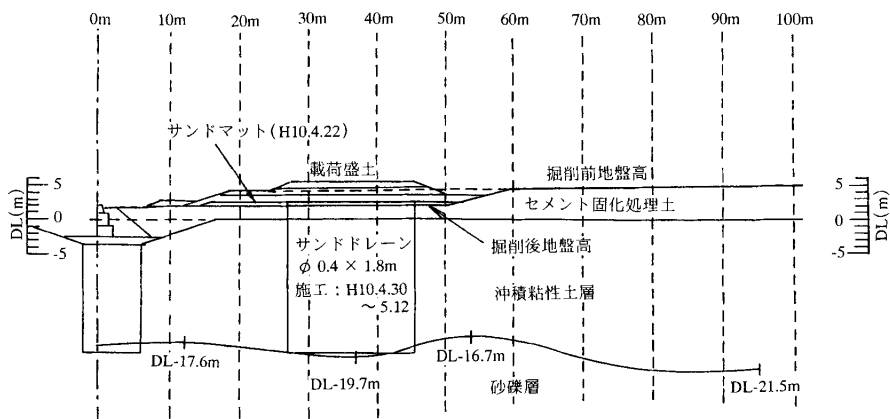


図40 土質断面図

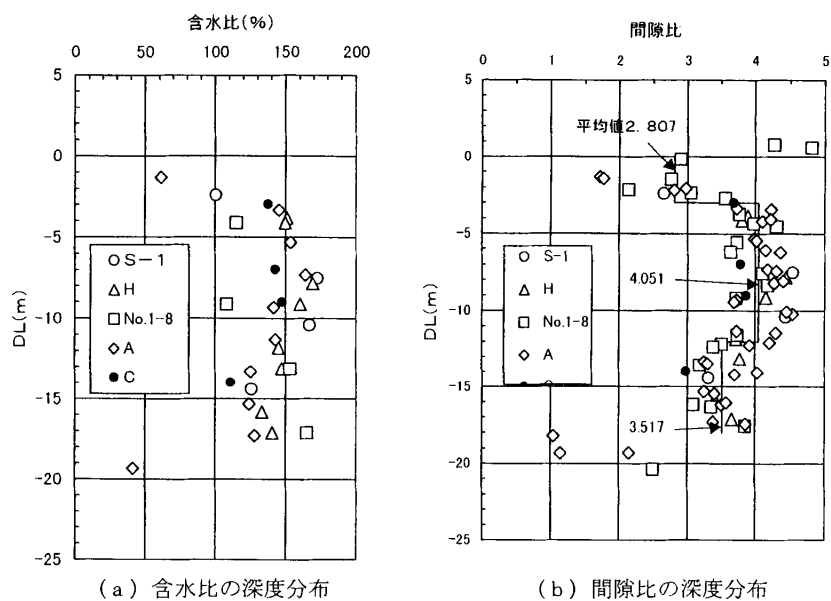


図41 含水比及び間隙比の深度分布

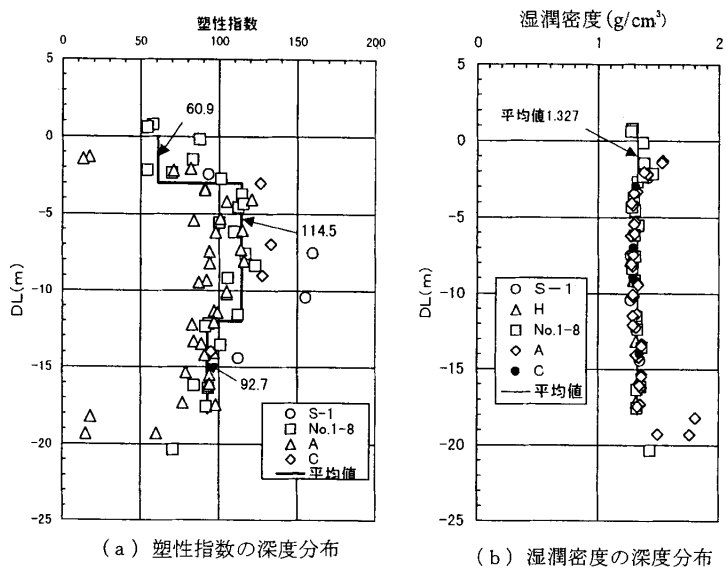


図42 塑性指数と湿潤密度の深度分布

5.1.1 原地盤の物理特性

図41(a), (b)に、それぞれ原地盤の含水比及び間隙比の深度分布を示す。なお、図中の凡例の記号は調査を行ったボーリングの名称である。図より、粘性土層では含水比は100~170%とかなり大きい値を示しており、軟弱な堆積粘土であることが分かる。同図(b)より、間隙比は非常に大きな値を示している。同図中には実線で各深度の間隙比の平均値を示している。

図42(a), (b)に、それぞれ原地盤の塑性指数及び湿潤密度の深度分布を示す。同図(a)には実線でDL±0~-3m, -3~-12m, -12~-18mの塑性指数の平均値を示している。塑性指数も50~150程度の値を示し、特に、DL-3m以深で100前後と大きな値を示している。同図(b)の土の湿潤密度は、DL-20m付近を除いてほぼ一定値(平均値1.327g/cm<sup>3</sup>)を示している。

5.1.2 地盤の力学特性

図43に、地盤の一軸圧縮強度の深度分布を示す。DL±0m付近を除くと、一軸圧縮強度は深さ方向にほぼ直線的に増加している。

つぎに、圧密試験の結果を示す。図44に、DL-2~-4m付近、DL-7~-9m付近、DL-10~-13m付近、DL-14~-17m付近の各試料の間隙比と圧密圧力の関係を片対数紙上に示す。ほぼ標準的なe~log p曲線を示している。

図45(a), (b), (c)に、それぞれ図44より求めた原地盤の圧密降伏応力、圧縮指数、膨潤指数の深度分布を示す。同図(a)より、圧密降伏応力は平均的に次のように表される。

① DL±0~-3mの部分

$$p_y = 0.239$$

② DL-3~-18mの部分

$$p_y = 0.135 - 0.0348z$$

ここに、 $p_y$ : 圧密降伏応力(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $z$ : DL(m)である。

同図(b)より、圧縮指数  $C_c$  は表層付近でやや小さい値を示しているが、DL-3~-18mで平均的に1.9付近の値を示して

いる。同図(c)より、膨張指数  $C_s$  はばらつきは大きいですが、平均的には図中の実線のように表される。

図46に、DL±0~-3m, -3~-12m, -12~-18mにおける土試料から得られた間隙比  $e$  と透水係数  $k$  の関係を両対数紙上に示す。圧縮時、膨張時に関係なくほぼ同一の直線的な関係が見られる。また、 $\log e \sim \log k$  関係は深さが異なってもほとんど変わらない。

図47に、透水係数と圧密圧力の関係を両対数紙上に示す。原地盤の湿潤密度  $\rho_w = 1.327\text{g/cm}^3$  (図42(b)) 及びセメント固化処理土の湿潤密度を  $\rho_w = 1.282\text{g/cm}^3$  (後に示す図49(b)) を用いて、この固化処理土を上載荷重(層厚4m)と考え、図47から各層の中央深さでの  $p_0 + \Delta p/2$  に対応する透水係数を求めると、図48のようになる。ここに、 $p_0$ ,  $\Delta p$  はそれぞれ原地盤の有効土かぶり圧及びセメント固化処理土による上載荷重の増分である。

5.1.3 セメント固化処理土の特性

軟弱な深層土をセメントと混合した固化処理土を原地盤上

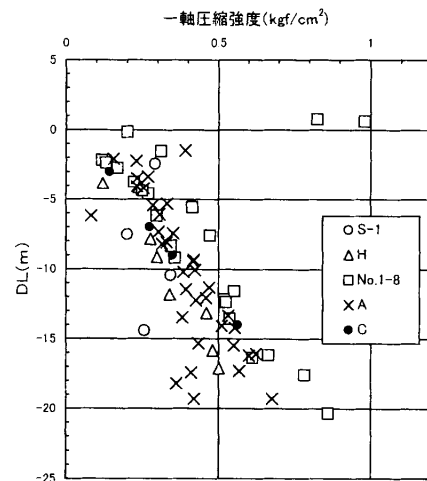


図43 一軸圧縮強度の深度分布

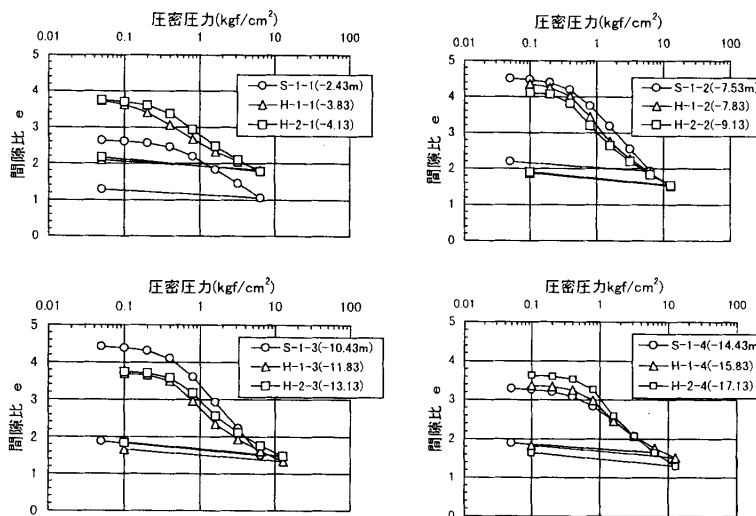


図44 間隙比と圧密圧力の関係

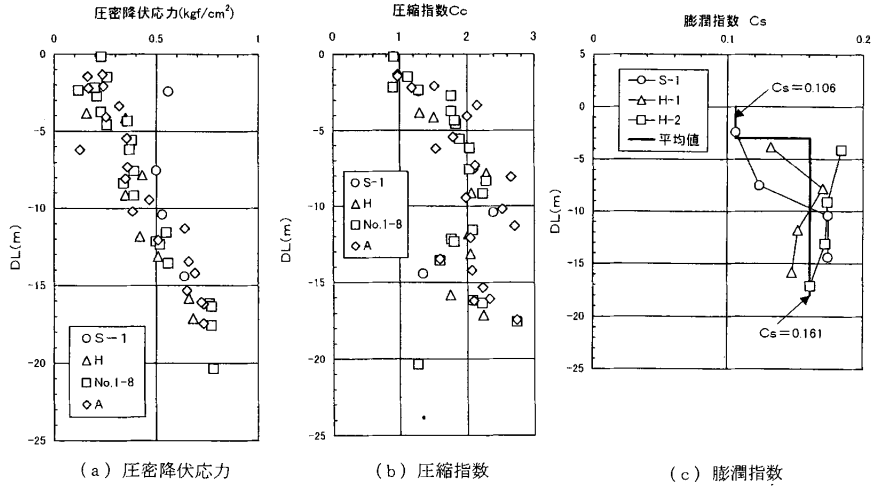


図45 圧密諸定数の深度分布

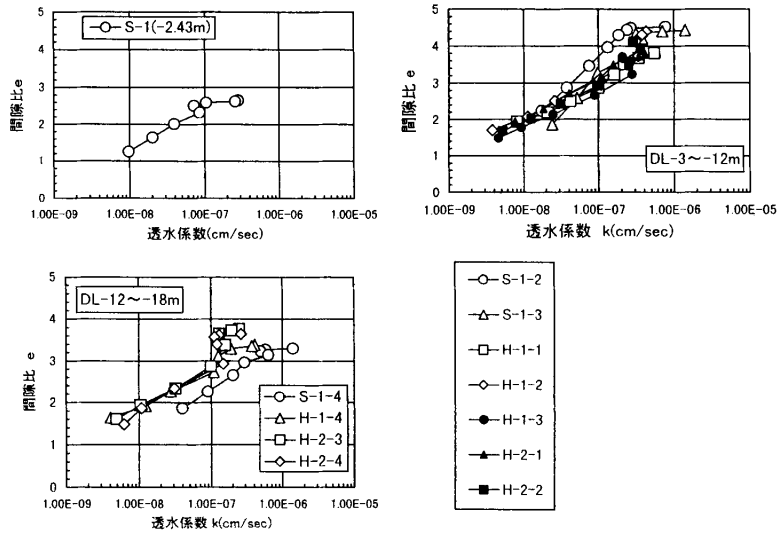


図46 間隙比と透水係数の関係

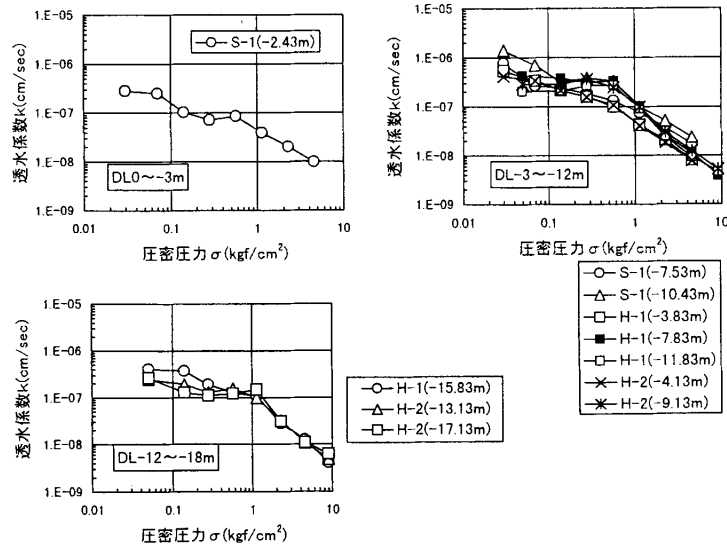


図47 透水係数と圧密圧力の関係

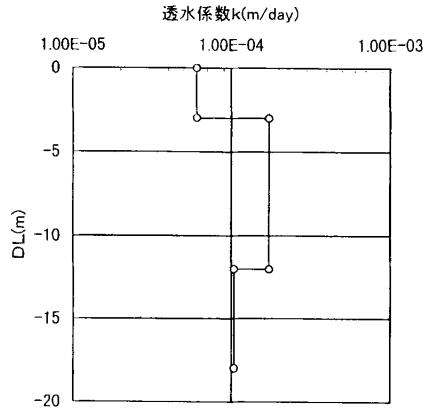


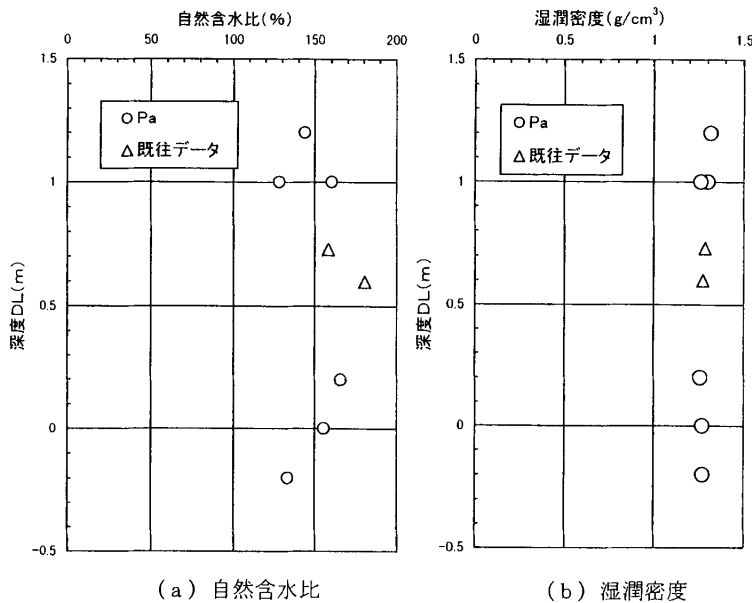
図48 解析に用いた透水係数の深度分布

に埋め立てている。ここでは、このセメント固化処理土の埋立後の物理的及び力学的特性を示す。

図49(a), (b)に、それぞれセメント固化処理土の自然含水比及び湿潤密度の深度分布を示す。同図(a)より、自然含水比は150%前後で、図41(a)の原地盤の含水比とほぼ同じである。同図(b)より、セメント固化処理土の湿潤密度は深さ方向にほぼ一定で、平均値は1.282g/cm<sup>3</sup>である。

図50に、セメント固化処理土の一軸圧縮強度の深度分布を示す。若干のばらつきはみられるが、平均値は0.83kgf/cm<sup>2</sup> (81.3kPa)であり、図43に示した原地盤の表層付近の一軸圧縮強度に比べ、大きく増加している。

図51(a), (b)に、セメント固化処理土の内部摩擦角  $\phi'$  及び粘着力 c の深度分布を示す。図より、平均的には、 $\phi' = 40.0^\circ$ ,



(a) 自然含水比

(b) 湿潤密度

図49 固化処理土の物理的性質の深度分布

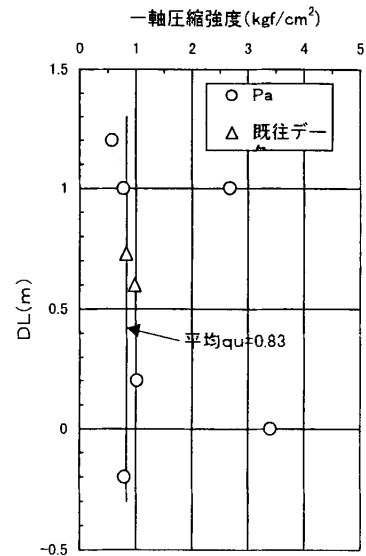
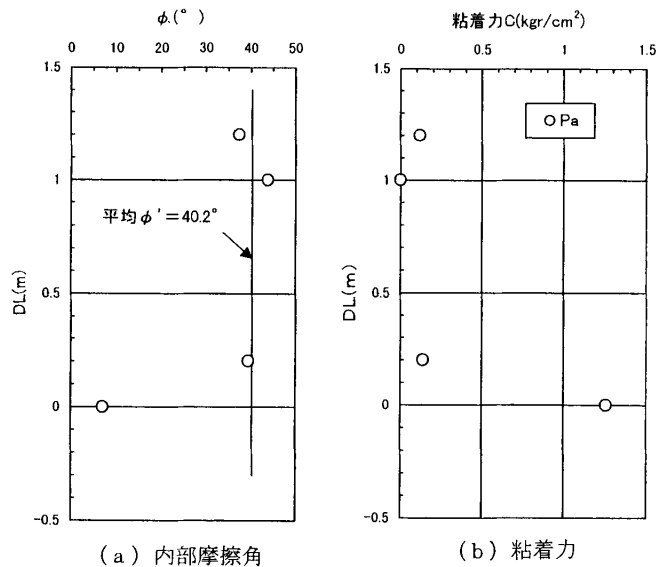


図50 固化処理土の一軸圧縮強度の深度分布



(a) 内部摩擦角

(b) 粘着力

図51 固化処理土の三軸圧縮試験結果



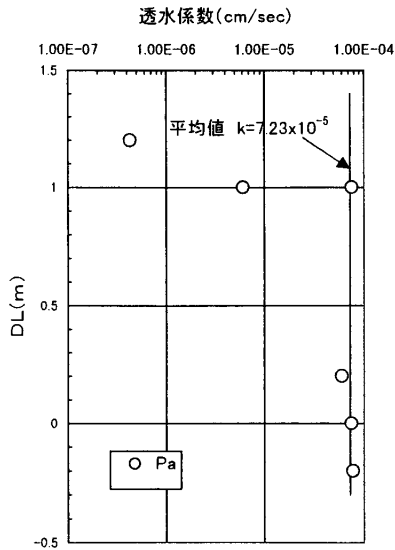


図52 固化処理土の透水係数の深度分布

$c' = 0 \text{ kgf/cm}^2$  (0 kPa) とみなせる。

図52に、セメント固化処理土の透水係数の深度分布を示す。透水係数は、変水位透水試験から求めた。若干のばらつきはみられるが、平均的には、次のようになる。

$$k = 7.23 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} = 6.25 \times 10^{-2} \text{ m/day}$$

## 5.2 解析の条件

ここでは、載荷盛土による地盤—構造物系の動態の解析に用いた地盤及び構造物の材料定数、解析断面、境界条件、施工工程などを示す。

### 5.2.1 地盤及び構造物の材料定数

#### (1) 粘性土層

粘性土層は  $DL \pm 0 \sim -18\text{m}$  付近に分布しており、物理的及び力学的特性は5.1で述べた通りである。ここではこれを関口・太田の弾粘塑性モデル<sup>30),31)</sup>によりモデル化した。粘性土層を上、中、下の3層に分けてモデル化した。各層の計算に用いた材料定数は表7の通りである。

なお、これらの各層の断面位置は後の図54に示している。表に示した各材料定数は、5.1に示した原地盤から採取した試料に関する実験結果より決定しているが、土の2次圧縮特性に関するパラメーター  $v_0$ ,  $\alpha$  は仮定している。

#### (2) セメント固化処理土及び盛土部

セメント固化処理土層は  $DL \pm 0 \sim +4.0\text{m}$  付近に位置する埋立層であり、この上にサンドドレーンのためのプレローディングとしてサンドマット及び盛土を行うことになっている。ここでは、セメント固化処理土層及び盛土部をいずれも弾性体と仮定して、地盤変形の計算を行った。

表8及び表9に、計算に用いたこれらのセメント固化処理土部及び盛土部の材料定数をそれぞれ示す。セメント固化処理土部の地盤定数については、5.1に述べた実験結果を利用した。また、盛土部については実験結果はないが、セメント固

表7 計算に用いた粘性土層の物性定数

土層の番号	1	2	3	備考
DL (m)	$\pm 0 \sim -3$	$-3 \sim -12$	$-12 \sim -18$	
PI	60.9	114.5	92.7	図42(a)
$\sin \phi'$	0.349	0.33	0.352	$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log_{10} PI$
$K_0$	0.606	0.67	0.648	$K_0 = 1 - \sin \phi'$
$\lambda$	0.517	0.807	0.807	図45(b)
$\alpha$	0.046	0.07	0.07	図45(c)
M	0.907	0.742	0.798	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$
$\alpha$	$1.0 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-3}$	仮定
$V_0$	$1.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-5}$	仮定
$v_0$	0.178	0.141	0.153	$v_0 = (1 - K_0) / (1 + 2K_0)$
$e_0$	2.807	4.051	3.517	図41(b)
$k$ (m/day)	$6.05 \times 10^{-5}$	$1.73 \times 10^{-4}$	$1.04 \times 10^{-4}$	図48
$\nu$	0.3	0.3	0.3	仮定
$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.327	1.327	1.327	図42

表8 セメント固化処理土の物性値

係数	係数値	備考
DL (m)	$\pm 0 \sim 4.0$ 付近	
$q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.83	図50
E (tf/m <sup>2</sup> )	4150	$E = 5000q_u$
$\nu$	0.3	仮定
$k$ (m/day)	$6.25 \times 10^{-2}$	図52
$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.282	図49(b)

表9 盛土部の物性特性

係数	係数値	備考
E (tf/m <sup>2</sup> )	4150	$E = 5000q_u$
$\nu$	0.3	仮定
$k$ (m/day)	$6.25 \times 10^{-2}$	仮定
$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.282	仮定

化処理土を流用していることから、この部分の値と同じにした。

#### (3) 深層混合処理部、捨石マウンド及びコンクリートブロック部

係船岸の下は深層混合処理により地盤改良されている。この上に捨石マウンドを築造し、コンクリートブロックを3段積んで、係船岸としている。ここでは、これらの部分をいずれも弾性体と仮定して、地盤変形の計算を行った。表10、表11、表12に、計算に用いた深層混合処理部、捨石マウンド部及びコンクリートブロック部の材料定数を示す。ただし、表10中のヤング率Eは次式を用いて計算した<sup>32),33)</sup>。

$$E = 5000q_u \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

表10 深層混合処理部の計算に用いた物性値

係数	係数值	備考
E(tf/m <sup>2</sup> )	50000	文献 <sup>32),33),34)</sup>
ν	0.3	仮定
k(m/day)	8.64×10 <sup>-3</sup>	仮定
γ(tf/m <sup>3</sup> )	1.327	原地盤と同じとする
γ'(tf/m <sup>3</sup> )	0.327	原地盤と同じとする

表12 コンクリートブロックの計算に用いた物性値

係数	係数值	備考
E(tf/m <sup>2</sup> )	2.7×10 <sup>6</sup>	文献 <sup>38)</sup>
ν	0.3	
k(m/day)	—	
γ(tf/m <sup>3</sup> )	2.3	文献 <sup>35)</sup>
γ'(tf/m <sup>3</sup> )	1.3	文献 <sup>35)</sup>

表14 裏込め部の計算に用いた物性値

係数	係数值	備考
E(tf/m <sup>2</sup> )	2000	仮定
ν	0.3	仮定
k(m/day)	8.64×10 <sup>2</sup>	仮定
γ(tf/m <sup>3</sup> )	1.8	文献 <sup>35)</sup>
γ'(tf/m <sup>3</sup> )	1	文献 <sup>35)</sup>

ここで、文献<sup>34)</sup>より、 $a_u=10\text{kgf/cm}^2$  (980kPa) と仮定した。

#### (4) 砂礫層、裏込め部及びサンドマット部

粘性土層の下部のDL-17～-25m付近に砂礫層が堆積している。また、係船岸のコンクリートブロックの背後は裏込め石を施工している。これらの各部を弾性体と仮定した。表13、表14、表15に、計算に用いた砂礫部、裏込め部及びサンドマット部の材料定数を示す。表14において、単位体積重量 $\gamma$ は文献<sup>35)</sup>の「砂、砂利、栗石(空中湿潤)」として、表の値とし、 $\gamma'$ は「きれいな砂、きれいな砂と砂利の混合物」の「砂、砂利、栗砂(水中重量)」として、表の値を決めた。また、表15において、サンドマットの透水係数は文献<sup>36)</sup>より、「きれいな砂、きれいな砂と砂利の混合物」の透水係数と考えて、 $k=0.1\text{cm/s}$ と仮定した。また、単位体積重量 $\gamma$ は文献<sup>35)</sup>の「砂、砂利、栗砂(空中湿潤)」として、表の値とした。また、 $\gamma'$ は「きれいな砂、きれいな砂と砂利の混合物」の「砂、砂利、栗砂(水中重量)」として、表の値とした。

#### (5) サンドドレーン打設部の等価透水係数

サンドドレーンの打設部においては、粘性土地盤中に砂杭が一定間隔で配置されており、圧密中は土中の間隙水は粘性土層の中から水平方向に砂杭に排水した後、砂杭を通して鉛直上方に上部のサンドマットまで排水することになる。今回

表11 捨石マウンドの計算に用いた物性値

係数	係数值	備考
E(tf/m <sup>2</sup> )	2000	仮定
ν	0.3	仮定
k(m/day)	8.64×10 <sup>2</sup>	仮定(=1cm/s)
γ(tf/m <sup>3</sup> )	1.8	仮定
γ'(tf/m <sup>3</sup> )	0.8	仮定

表13 砂礫部の計算に用いた物性値

係数	係数值	備考
E(tf/m <sup>2</sup> )	2000	仮定
ν	0.3	仮定
k(m/day)	8.64	仮定
γ(tf/m <sup>3</sup> )	1.625	図42(b)
γ'(tf/m <sup>3</sup> )	0.625	図42(b)

表15 サンドマット部の計算に用いた物性値

係数	係数值	備考
E(tf/m <sup>2</sup> )	2000	仮定
ν	0.3	仮定
k(m/day)	8.64×10	仮定
γ(tf/m <sup>3</sup> )	1.8	仮定
γ'(tf/m <sup>3</sup> )	0.8	仮定

使用した解析プログラムでは、このようなサンドドレーン打設部の複雑な間隙水の挙動を忠実に解析することは出来ない。このため、この部分を等価で一様な透水係数を持つ地盤に置き換えて解析を行った。等価な透水係数の決定は、ウェルレジスタンスを考慮した吉国の方法<sup>37)</sup>を用いた。ウェルレジスタンスを考慮したときの地盤全体の平均圧密度の近似式は、次のように表される。

$$U = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(n)+0.8L}\right) \quad (1)$$

ここに、

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (2)$$

$$n = d_e/d_w \quad (3)$$

$$T_h = c_h \cdot t/d_e^2 \quad (4)$$

$$L = \frac{32k_c}{\pi^2 k_w} \left(\frac{H}{d_w}\right)^2 \quad (5)$$

ここに、 $U$ : ウェルレジスタンスを有する地盤の平均圧密

度,  $T_h$ : 時間係数,  $d_e$ : ドレーンの打設間隔より計算される等価有効円の直径,  $d_w$ : サンドドレーンの直径,  $L$ : ウェルレジスタンス係数,  $k_e$ : 原地盤の粘土の透水係数,  $k_w$ : ドレーンの透水係数,  $H$ : ドレーンの打設長さ, である。ただし, 正方形配置に打設されたサンドドレーンの場合,  $d_e$  は次式により計算される。

$$d_e = 1.13d \quad (6)$$

ここに,  $d$ : 正方形配置に打設されたドレーンの打設間隔, である。

つぎに, サンドドレーンを打設した地盤と等価な圧密速度を持つ一様地盤(「等価な一様地盤」と呼ぶ)の圧密は, テルツァーギの1次元圧密理論により表されると仮定する。このとき, 時間係数  $T_{ve}$  は次のように表される。

$$T_{ve} = \frac{c_{ve} \cdot t}{D^2} \quad (7)$$

ここに,  $T_{ve}$ : 等価な一様地盤の時間係数,  $D$ : 等価な一様地盤の最大透水距離,  $c_{ve}$ : 等価な一様地盤の圧密係数, である。 $D$ は, 粘性土層の層厚を  $H$  とすると, ①片面排水の時,  $D=H$ , ②両面排水の時,  $D=H/2$ , である。ここで, 平均圧密度  $U=50\%$  の時の  $T_h, T_{ve}$  をそれぞれ  $T_{h50}, T_{ve50}$  で表す。このとき, サンドドレーンを打設した地盤と等価な一様地盤の50%圧密時の実時間が一致するとき, 両地盤の圧密速度がほぼ等しくなると考えてよいから, このようにして圧密速度を決定した地盤を「等価な一様地盤」と考える。等価な一様地盤に対しては, 式(4), 式(7)より計算される50%圧密時に対応する実時間を等しく置くことにより, 次式を得る。

$$c_{ve} = \frac{D^2}{d_e^2} \frac{T_{ve50}}{T_{h50}} c_h \quad (8)$$

ここで,

$$c_{ve} = \frac{k_{ve}}{m_{ve} \cdot \gamma_w} \quad (9)$$

$$c_h = \frac{k_h}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (10)$$

ここに,  $k_{ve}, m_{ve}$ : 等価な一様地盤の透水係数及び体積圧縮係数,  $k_h, m_v$ : サンドドレーンを打設した地盤の粘性土部分の透水係数及び体積圧縮係数, である。

式(9), (10)を式(8)に代入して, 次式を得る。

$$k_{ve} = \frac{D^2}{d_e^2} \frac{T_{ve50}}{T_{h50}} \frac{m_{ve}}{m_v} k_h \quad (11)$$

したがって, 式(11)により等価な地盤の透水係数が計算される。ここで, テルツァーギの1次元圧密理論より,  $T_{ve50} = 0.197$  である。また, サンドドレーンの打設面積は原地盤の面積に比べ十分小さい(後に示す表16では約4%)ので, サンドドレーンの打設により原地盤の体積圧縮係数はドレーン打設後変化しないと仮定する。すなわち,  $m_{ve} = m_v$  とする。こ

表16 サンドドレーン打設地盤の等価透水係数の決定

名称	記号	値
ドレーンの長さ	H	1900(cm)
ドレーンの直径	$d_w$	40(cm)
ドレーンの打設間隔	$d_w$	180(cm)
等価有効円の直径	$d_e$	203(cm)
ドレーンの透水係数	$k_w$	$1.0 \times 10^{-2}$ (cm/s)
粘土の平均透水係数	$k_c$	$1.13 \times 10^{-7}$ (cm/s)
ウェルレジスタンス係数	L	0.0827
直径比( $d_e/d_w$ )	n	5.075
	F	0.95
U=50%の時の時間係数	$F_{(m)}$	0.0881

これらの関係式を式(11)に代入すると, 次式を得る。

$$k_{ve} = \frac{D^2}{d_e^2} \frac{0.197}{T_{h50}} k_h \quad (12)$$

ここで, 対象とした地盤の諸量は, 表16のようになっている。ただし, ウェルレジスタンス係数  $L$  は式(5)より次のようになる。

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{1.13 \times 10^{-7}}{1.0 \times 10^{-2}} \left(\frac{1900}{40}\right)^2 = 0.0827 \quad (13)$$

これを式(1)に代入することにより,  $U \sim T_h$  関係として次式を得る。

$$U = 1 - \left(-\frac{8T_h}{0.95 + 0.8 \times 0.0827}\right) = 1 - \exp(-7.87T_h) \quad (14)$$

したがって, これの逆関係として,  $T_h$  は次のように表される。

$$T_h = \frac{1}{7.87} \ln(1-U) \quad (15)$$

上式に,  $U=0.5$  を代入すると,  $T_{h50} = 0.0881$  を得る。この  $T_{h50}$  の値及び片面排水 ( $D=H$ ) として, 表16の数値を式(12)に代入すると, 次のような等価な一様地盤の透水係数が求められる。

$$k_{ve} = \left(\frac{1900}{203}\right)^2 \frac{0.197}{0.0881} 1.13 \times 10^{-7} \\ = 2.21 \times 10^{-5} \text{ (cm/s)} = 1.91 \times 10^{-2} \text{ (m/day)} \quad (16)$$

すなわち, 原地盤に比べ, 等価な一様地盤ではサンドドレーンの打設により透水係数が196倍になったことになる。

## 5.2.2 解析断面及び境界条件

### (1) 解析断面

図40に示した解析対象の地盤及び構造物の断面図を解析用に図化した。図53に, 解析対象とした断面の座標を示す。解析の範囲は, サンドドレーン打設地点を中心として縦約30m,

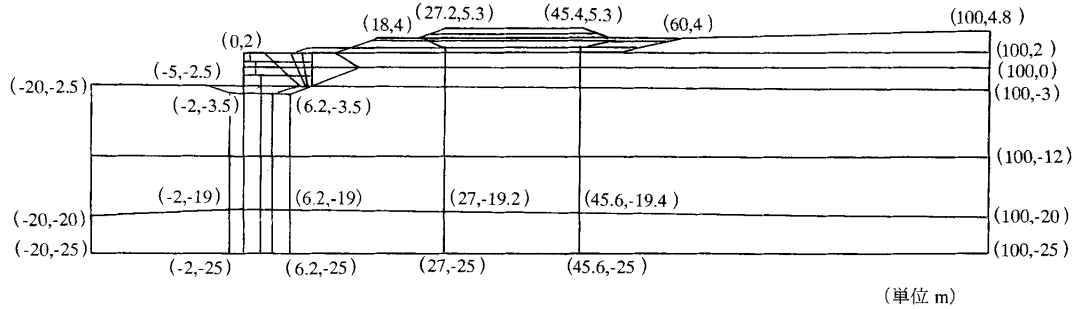


図53 解析に用いた断面の座標

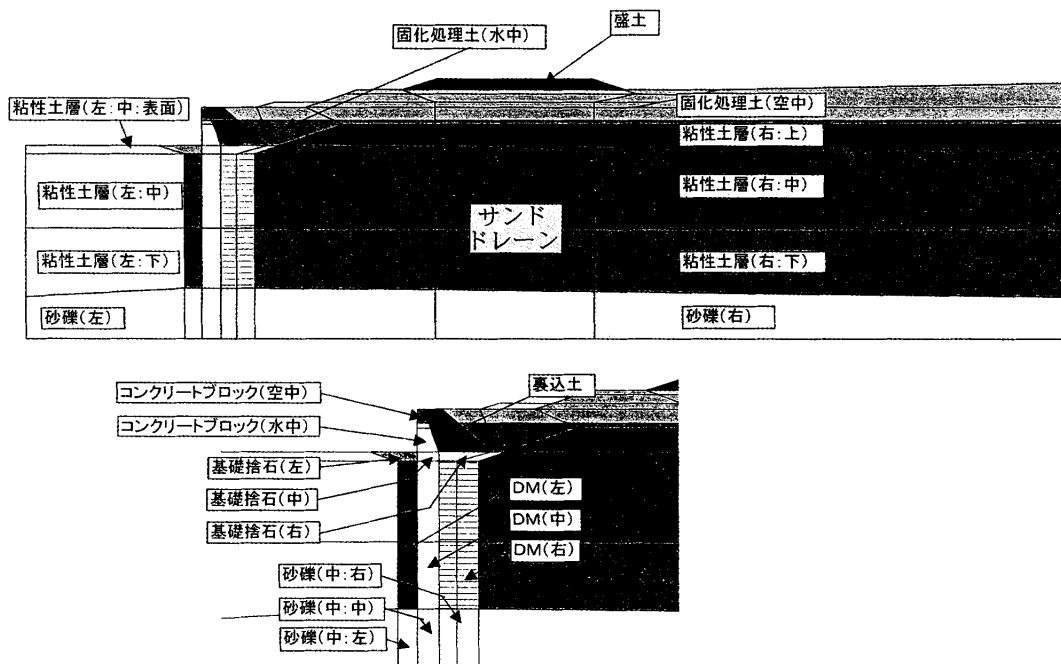


図54 解析に用いた材料区分

横120mである。ここで用いた解析モデルはコンクリートブロックを積み上げた係船岸部において、多少の簡略化を行っているため、正確には図40とは一致していない。なお、用いた有限要素メッシュは後の図55に変形状態とともに示している。

### (2) 変位の拘束条件

図53に示した解析断面の左右両側の側方境界は、水平方向変位を固定、鉛直方向変位を自由としている。下方境界は、基盤層は砂礫層で粘性土層に比べると変位は非常に小さいとみなせることから、水平、鉛直方向とも固定としている。

### (3) 水理境界条件

図53の上面が排水面、他の面は非排水面とした。使用している解析ソフトは、解析ステップに盛土や掘削などの地盤の表面の状態が変化する施工条件を含む場合、各段階毎の異なる水理境界条件を解析ステップに応じて変えていくことが出来ない。このため、①施工毎の水理境界条件を同時に与える方法と、②掘削、埋立を行うセメント固化処理土、盛土自体を排水要素として考える方法、の2つを検討した。前者は間

隙水圧が非常に不安定になる結果が得られた。このため、ここでは後者の方法を取り、解析を行った。

### 5.2.3 検討ケース

解析の対象である人工島は、軟弱な粘性土層の地盤改良工としてサンドドレーン工を行っている。解析でもサンドドレーンの打設を考慮して行っているが、比較のため、サンドドレーンの打設されてない場合についても解析を行った。

図54に解析に用いた各材料の領域を示す。図において、粘性土層(上, 中, 下層)は、関口・太田による弾粘塑性体<sup>30),31)</sup>とし、その他は線形弾性体としている。これらの各部分の材料定数については既に5.1で示した。なお、粘性土層の上, 中, 下層などの違いは地盤定数は同じで、初期鉛直応力の分布が異なるだけである。

### 5.2.4 施工工程

解析において、施工工程を表17のようにモデル化した。このとき、以下の仮定を行った。

- ①地盤改良により、透水係数が変化する現象を表現する際、サンドドレーン施工開始ステップから終了ステップにかけて、地盤改良範囲の透水係数を徐々に粘性土層の持つ値からサンドドレーン打設部の等価透水係数の値に変化させる。
- ②盛土、掘削の解析が含まれる材料(固化処理土部、盛土部)はソフトの制約により、線形弾性体とする。

表17 荷重工程

工程	ステップ	解析期間	時間累積
固化処理土埋立(1層目)	0~13	13	13
	放置	14~128	115
固化処理土埋立(2層目)	129~596	468	596
	放置	597~964	368
掘削	965~971	7	971
	放置	972~981	10
サンドマット工	982	1	982
放置	983~989	7	989
	サンドドレーン工	990~1002	13
放置	1003~1015	13	1015
	1次盛土	1016~1018	3
放置	1019~1023	5	1023
	2次盛土	1024~1026	3
放置	1027~1038	12	1038
	3次盛土	1039~1042	4
放置	1042~	-	-
	Total 解析ステップ		14000day

### 5.3 解析の結果

#### 5.3.1 全体の变形挙動

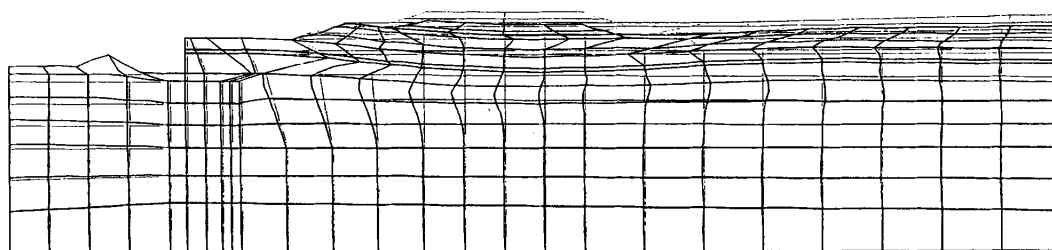
図55(a), (b)にそれぞれサンドドレーンが打設されていない場合と、打設されている場合の全施工終了から約30年後の全体の变形挙動のメッシュ図を示す。図において、地盤の変位を実際のスケールよりも大きくとっている。図より、いずれの場合も盛土中央部が最も大きく沈下している。また、地盤内の側方変形をみると、図(a)のサンドドレーンを打設していない場合は、地盤中の土は盛土部の人工島中央側の法肩付近を中心として、ここより係船岸側はこの方向に、人工島中央側は逆方向に側方変形が生じている。同図(b)のサンドドレーンを打設している場合は、ほぼ地盤全域にわたって-2.0m物揚場側に側方変形が生じている。

#### 5.3.2 地盤内の側方変位

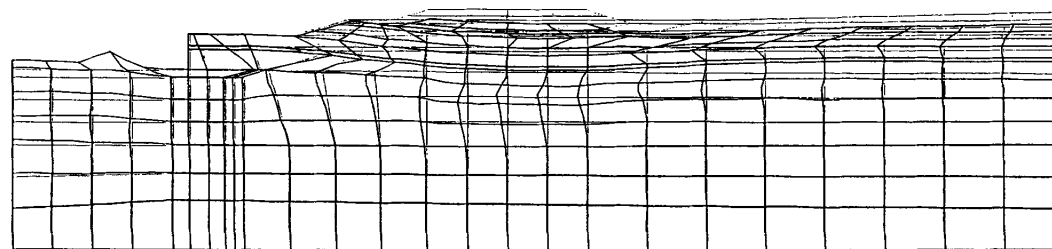
図56に、サンドドレーンが打設されていない場合の施工終了から各時点のH-5及びHV-3断面の側方変位の深度分布を示す。なお、これらの側方変位を示したH-5及びHV-3の位置断面は、後の図59に示している。図より、地盤中の側方変位は、H-5断面ではDL-5m付近、HV-3断面ではDL-2m付近で最大となり、いずれも盛土中心から離れる方向に時間とともに増加している。変形パターンは、H-5断面ではDL-1m~-12mの比較的広い範囲にわたって変位が生じている。一方、HV-3断面ではDL-1m~-6mの比較的狭い深さの範囲で局所的に変位が発生している。

図57に、サンドドレーンが打設されている場合のH-5及びHV-3の各鉛直断面での側方変位の深度分布を示す。これより、次のことがいえる。

- ①H-5断面における側方変位の最大値はサンドドレーンが



(a) サンドドレーンなし



(b) サンドドレーンあり

図55 全施工終了から約30年後の变形メッシュ

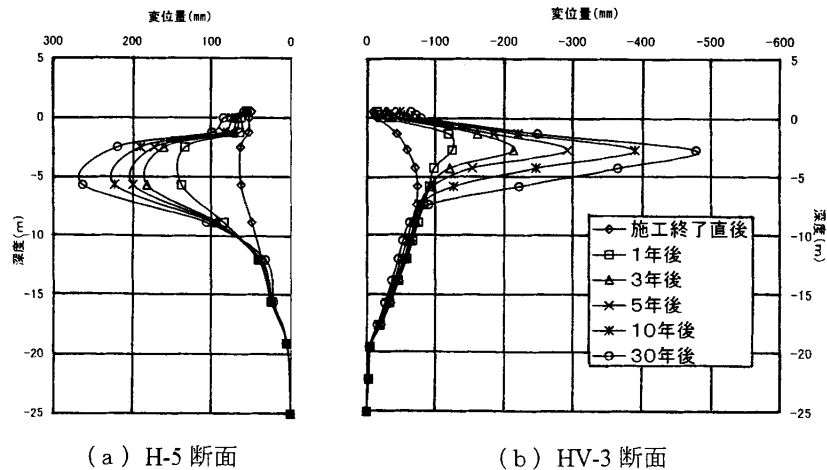


図56 地盤内の側方変位の深度分布の解析結果（サンドドレーンなし）

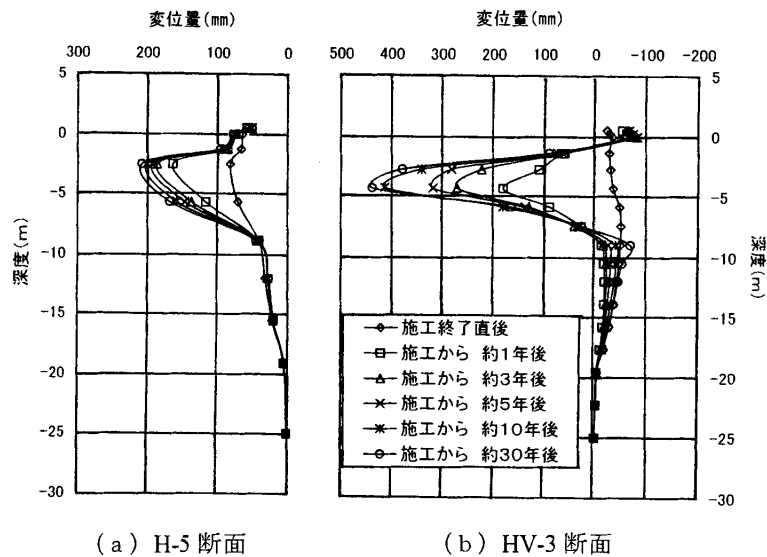


図57 地盤内の側方変位の深度分布の解析結果（サンドドレーンあり）

ない場合に比べ、やや減少している。側方変位はDL-1m～-8m付近で発生しており、サンドドレーンのない場合に比べ、その範囲は狭くなっている。

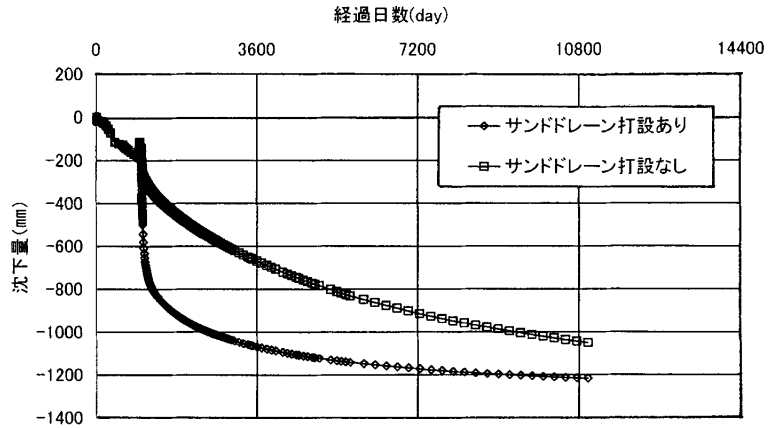
- ② HV-3断面における側方変位は、DL-4m付近を中心としてサンドドレーンがある場合とは逆に物揚場の堤体側（盛土の中心方向）に発生している。変位の発生深度はDL-1m～-7m付近で、ほぼサンドドレーンがある場合と同じである。このようにHV-3付近を中心として地盤中の側方変位がサンドドレーンにより異なることについては明確な理由は分からない。サンドドレーンを打設する事により、改良地盤部が急速に圧密され、体積減少を生じ、側方にも圧縮されやすくなる。物揚場の堤体部は全体として海側に変形するため、地盤の側方の圧縮が大きいと地盤全体としても係船岸の方向に側方変形が生じ易くなると考えられる。
- ③いずれの場合もDL±0m付近のセメント固化処理土部分で水平変位が非常に小さくなっており、セメント固化材の拘束効果と考えられる。

### 5.3.3 盛土中央の地表面沈下及び係船岸基部の側方変位の挙動

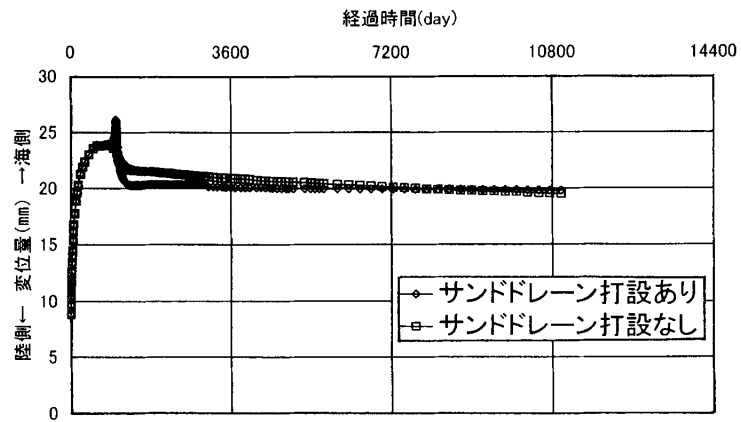
図58(a)に、盛土中央の地表面沈下量と時間の関係を示す。図より、次のことが言える。

- ①サンドドレーンを打設した場合が、初期に沈下が促進されている。
- ②最終沈下量は、サンドドレーンを打設した場合が、しない場合に比べやや大きくなる傾向がみられるが、その差異は小さい。

同図(b)に、物揚場の堤体の基部の側方変位～時間関係を示す。図から、サンドドレーンの打設の有無に関わらず、物揚場の堤体基部は荷重盛土により海側へ約25mm移動する。その後、サンドドレーン有りの場合の方がより急速に陸側へもどった後、一定変位となる。最終的には、側方変位は20mm程度で、両者の差異は非常に小さい。



(a) 沈下量の経時変化



(b) 係船岸基部の水平変位側の経時変化

図58 地表面沈下量及び係船岸の側方変形に及ぼすサンドドレーンの影響

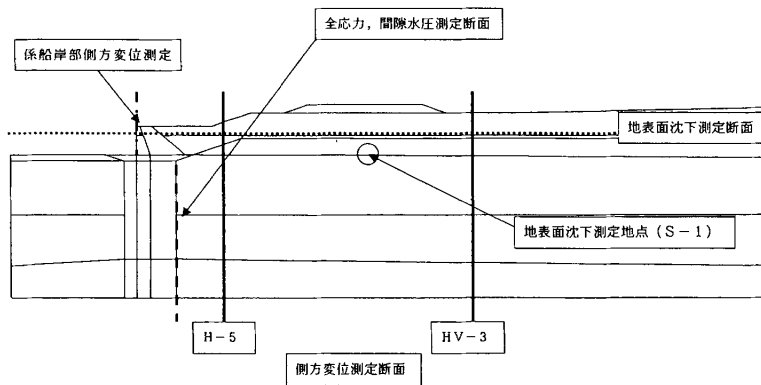


図59 実測結果と解析結果の比較項目の断面位置

#### 5.4 動態観測結果と解析結果の比較

図59に、解析対象とした人工島における各種実測データの測定位置の断面図を示す。ここでは、図中の各位置の計測結果と解析結果の比較を行う。

表18に、実際の施工日数と解析での施工ステップとの一覧を示す。今後の実測値と解析値の比較に用いるデータの初期

時間として、特に断らない限り載荷盛土の開始直前（平成6年5月25日、解析ステップは1015）をとっている。

##### 5.4.1 地表面沈下分布

図60に、載荷盛土直前から約5ヶ月後の沈下分布の比較を示す。図より、地表面沈下の5ヶ月後の実測値は約88cm、解析値は約54cmと後者が小さくなっている。特に、載荷盛土の

中央付近でその差異が大きく実測値は局所的な変形となっている。原因については明確でないが、固化処理土部及び载荷

盛土部を局所変形の表しにくい弾性体としたことも原因の一つと考えられる。

表18 実際の施工期間と解析上での施工期間一覧

施工内容	実際の施工		解析上の施工	
	施工期間	施工日数	解析上の期間	解析上の日数
固化処理土埋立 (1層目)	H 6.7.25	18	0~13	13
	H 6.8.13			
固化処理土埋立 (2層目)	H 6.12.9	468	129~596	468
	H 8.3.26			
掘削	H10.4.5	7	965~971	7
	H10.4.11			
サンドマット工	H10.4.22	1	982	1
サンドドレーン	H10.4.30	13	990~1002	13
	H10.5.12			
1次盛土	H10.5.26	3	1016~1018	3
	H10.5.28			
2次盛土	H10.6.4	3	1024~1026	3
	H10.6.6			
3次盛土	H10.6.19	4	1039~1042	4
	H10.6.22			

5.4.2 側方変位分布

図61に、载荷盛土直前から約5ヶ月後におけるH-5及びHV-3断面の側方変位分布の実測値と解析値の比較を示す。HV-3断面においては、実測値の側方変位の分布に比べ、解析値の側方変位は、DL-5m周辺で海側方向に大きい値を示している。それ以外の部分では、ほぼ同じ傾向を示している。

H-5断面の側方変位の分布を比較すると、解析値の最大変位が約15cm(DL-3.0m付近)に対し、実測値のそれは約9cmと、前者が大きな値を示している。しかし、実測値と解析値の全体的な挙動は、ほぼ同じ傾向を示している。H-5とHV-3の両断面の水平変位の解析より、解析結果はサンドドレーンの打設により地盤の海側への水平変位が生じやすい傾向にあるといえる。

5.4.3 全応力、間隙水圧分布

図62に、全応力、間隙水圧測定断面(図59参照)より得られた全応力、間隙水圧分布の実測値と解析値の比較を示す。図より、全体的な傾向はほぼ同じであるが、全応力、間隙水圧とも解析値の方が実測値より小さくなっている。これは測

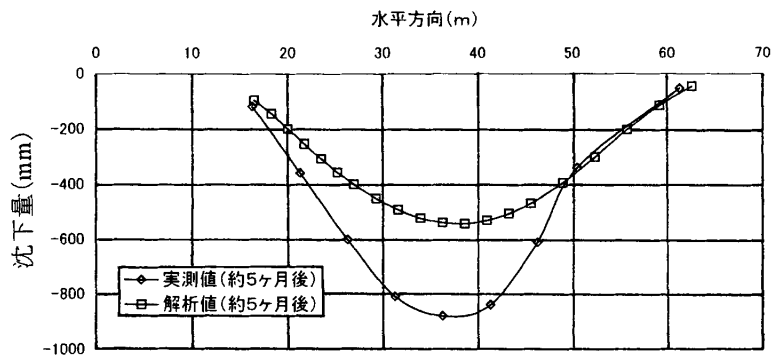
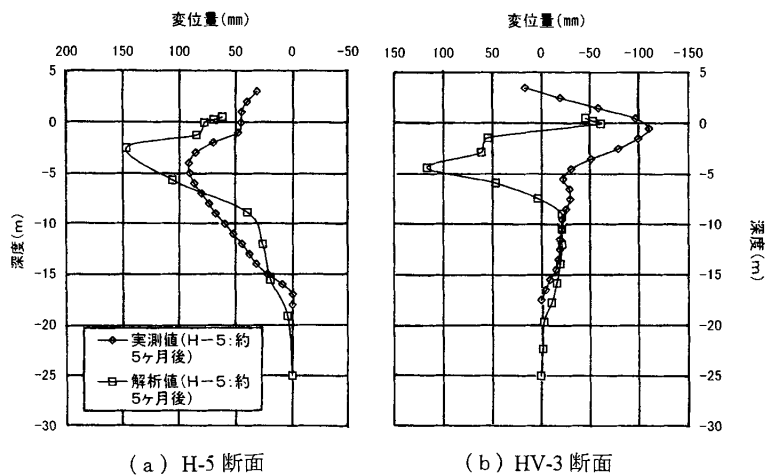


図60 地表面沈下量の分布の実測結果と解析結果の比較



(a) H-5 断面

(b) HV-3 断面

図61 地盤内側方変位の深度分布の実測結果と解析結果の比較



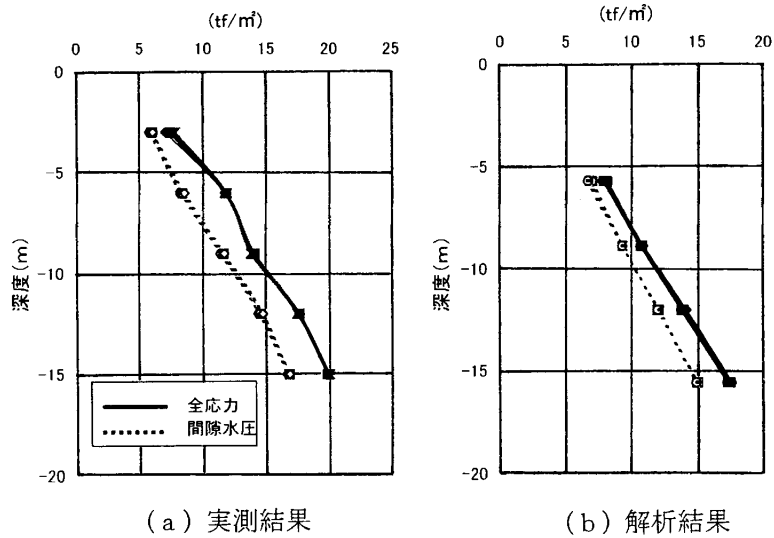


図62 側方流動土圧及び間隙水圧の実測結果と解析結果の比較

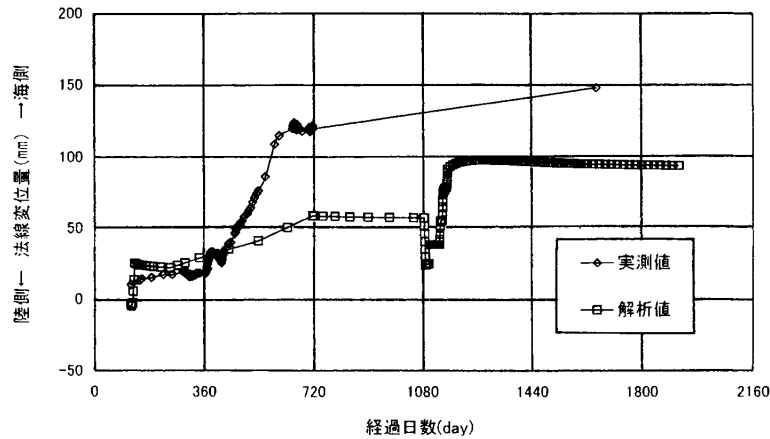


図63 -2.0m 物揚場頭部の側方変位の実測結果と解析結果の比較

定位置より上の部分、特に、固化処理土部及び载荷盛土部の重量が解析に用いた値が小さい可能性があることを示唆するものである。これにより、図60に示した鉛直沈下量の解析値が実測値に比べ小さくなっていることと関係があると思われる。

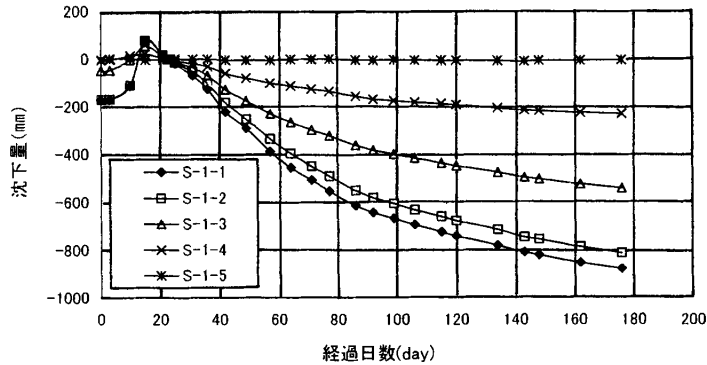
#### 5.4.4 係船岸の側方変位分布

図63に、-2.0m 物揚場の基部 (DL-2.5m) の水平変位の実測値と解析値の比較を示す。図から、係船岸部は固化処理土の埋立により海側に変位している。その後、掘削施工により、水平方向の力が減り、陸側方向へもどる。しかし、その後の载荷盛土の施工によりさらに海側方向へ変位する。その後は、間隙水圧の消散 (全応力の減少) によりわずかに陸側へともどる挙動を示している。図より、実測値と解析値の側方変位の値は一致していないが、これは主として経過日数300~600日頃の固化処理土の埋立時期に実測値が大きく増加していることに起因している。すなわち、この時期に解析条件と異なった荷重が係船岸に作用したか、深層混合処理部、捨石部、コ

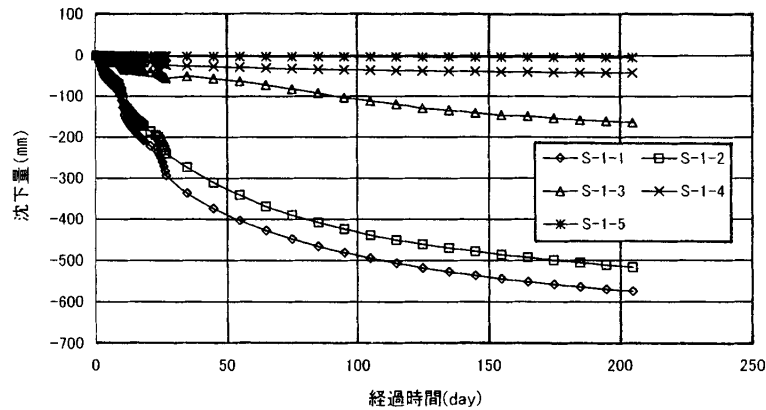
ンクリートブロック部を弾性体と仮定したことによるかなどの原因が考えられる。経過日数600日以降については、計測データが少ないので比較は難しいが、载荷盛土により増加したことが考えられる。この後の係船岸の側方変位は増加せず、落ち着いていると考えられる。しかし、最終的な変位量は大きく離れておらず、両者とも100~150mmの変位になるものと考えられる。

#### 5.4.5 層別沈下

図64(a), (b)に、盛土中央のS-1断面で得られた層別沈下の経時変化の実測値と解析値を示す。各層の沈下量の測定深度は図25に示している。図中の沈下量は盛土開始前を測定値基準とし、約6ヶ月間の実測値を示している。図より、地表面に最も近い測定地点S-1-2 (深度1.0m) では、実測値の沈下量が約80cm、解析値が約50cmとなっており、解析値が小さくなっている。層別の沈下量は実測値に比べ、解析値のS-1-2~S-1-3 (粘土層上部, DL-1.0m~-7.0m) の沈下の割合が大きくなっている。図61に示した地盤内の側方変形につい



(a) 実測結果



(b) 解析結果

図64 層別沈下量の実測結果と解析結果の比較 (S-1地点)

でも、解析値のそれがこの部分に集中する傾向がみられる。すなわち、解析結果はDL-1.0~-7.0m付近で地盤が鉛直にも水平にも変形しやすい状態にある。

## 6. 結論

宮城県磯崎漁港の地先の人工島上で行われた道路建設のための試験盛土と地盤及び近くの物揚場の動態観測結果及びその数値解析の結果を示した。これより、次の結論が得られた。

平成8年度に行われた試験盛土による動態観測の結果より、次のことが明らかになった。

- ①盛土施工中の盛土中央部の地表面沈下(S)と盛土法尻部の地盤内の最大側方変位( $\delta H$ )の関係は、ほぼ直線的であり、勾配 $\delta H/S$ は0.27程度の値で安定に施工されたと考えられる。
- ②载荷盛土により-2.0m物揚場は最大8分(約5cm)程度の側方変形を示し、盛土に近い位置で発生していることから、これは盛土によると考えられる。
- ③载荷盛土の後も盛土の下の地盤は圧密により沈下が継続するが、法尻部においてはやや盛り上がった後、若干の沈下を示す。
- ④载荷盛土の後、地盤内の側方変位が即時的に増加するが、その後はほぼ一定か、ややもどる傾向がみられる。
- ⑤深層混合処理土部、基礎捨石部、係船岸部の側方変形は載

荷盛土後ほぼ深さ方向に直線的に増加し、これらの各部分が剛体的に変形していることを示している。係船岸の傾斜角と側方変位の間には0.598cm/分の関係がある。

- ⑥盛土の下の沈下土量と法尻直下の側方変位土量の関係は、载荷盛土後の圧密中もほぼ直線的に推移する。また、盛土の下の沈下土量~盛土中央部の地表面の沈下量の関係、盛土法尻部直下の側方変位土量~最大側方変位量関係も直線的に推移する。

平成10年度に行われた試験盛土による動態観測の結果より、つぎのことが明らかになった。

- ①サンドドレーンの打設により、粘性土部で最大7cm程度の地盤内の側方変位及び最大25cm程度の地表面の盛上がりが発生した。また、最大1tf/m<sup>2</sup>(9.8kPa)の側方土圧の増加がみられた。また、-2.0m物揚場の天端において2.5分(1.5cm)程度の側方変位がみられた。
- ②载荷盛土の施工後、盛土の下の地盤は圧密沈下が継続する。法尻付近では、沈下はほとんど発生しない。
- ③载荷盛土により、H-5及びHV-3の両断面の地盤内の側方変形は、海側のH-5断面では深さの広い範囲にわたり発生し、継続する。人工島中央部側のHV-3断面では側方変形は比較的浅い部分(DL+1.0~-3.0m)に集中する。
- ④側方流動土圧及び間隙水圧は、サンドドレーンの打設中及び盛土施工中に増加するが、盛土の施工後は減少する。

- ⑤埋立施工開始時からの-2.0m物揚場の側方変位は、セメント固化処理土の埋立中、特にDL±0～+2.0mに大きな変形が発生し、試験盛土によりやや増加がみられる。その法線方向の変位分布は-1.5m物揚場から離れるに従い増加する。
- 平成10年度のサンドドレーン及び載荷盛土の施工を対象とした動態の数値解析より、つぎのことが明らかになった。
- ①サンドドレーンの打設により地表面の沈下は促進される。また、係船岸の側方変形にはサンドドレーンの打設は大きく影響しない。
- ②サンドドレーンの打設により、地盤内の側方変形は抑制される。サンドドレーンによる地盤内の体積圧縮の促進によりサンドドレーンを打設したときの地盤は、全体として係船岸側に変形し易くなる傾向がみられる。
- ③地表面の沈下分布の解析結果は、実測結果より小さい。また、側方変形に関しては、実測結果に比べ解析結果は、海側へ変形し易くなる傾向がみられる。
- ④側方流動土圧及び間隙水圧の解析結果は実測結果よりやや小さくなっているが、同様の傾向を示している。
- ⑤-2.0m物揚場の側方変形の解析結果は、セメント固化処理土(DL±0～+2.0m)の施工時の側方変形を過小評価しているが、その他の部分ではほぼ同様の傾向を示している。
- ⑥載荷盛土中央部の層別沈下の比較から、解析結果では粘土層上部(DL-1.0～-7.0m)に沈下が集中する傾向がみられるが、実測結果は全層にわたり同じように沈下する傾向を示している。

### 謝辞

本研究において、平成8年度の動態観測は宮城県塩釜漁港事務所で行われたものである。また、平成10年度の動態観測は、水産工学研究所漁港施設研究室と協議した後、同事務所で行ったものである。数値解析は水産工学研究所漁港施設研究室で、宮城県からの受託研究として行った。最後ではあるが、動態観測のデータを提供いただいた宮城県塩釜漁港事務所の関係者、実際の動態観測を担当したパシフィックコンサルタント㈱の関係者に対し、深謝の意を表する次第である。

### 参考文献

- 大槇正紀, 菅野典雄, 池田正: 砂強制置換地盤上の防波堤の挙動観測と解析, 水産工学研究所技報(水産土木), 第11号, pp. 25-49, 1989.
- 大槇正紀, 菅野典雄, 池田正: 砂強制置換と沈床を併用した防波堤の施工中の挙動観測, 土と基礎, Vol. 37, No. 8, pp. 27-32, 1989.
- 三村衛, 柴田徹, 盧尚鉉, 大槇正紀: 防波堤基礎地盤の安定性について, 第24回土質工学研究発表会講演集, pp. 1153-1156, 1963.
- 村衛, 柴田徹, 盧尚鉉, 大槇正紀: 大水深防波堤の安定性について, 京都大学防災研究所年報, 第32号B-2, pp. 145-167, 1989.
- 大槇正紀, 三村衛, 宮原貞純, 洪田博司: 防波堤基礎地盤の施工中の安定管理, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp. 1227-1230, 1990.
- 大槇正紀, 三村衛, 宮原貞純, 洪田博司: 台風による被災防波堤の復旧工事の安定管理, 水産工学研究所研究報告, 第11号, pp. 53-93, 1990.
- Mimura, M., S. Shibata and S. Ohmaki: Numerical investigation on the deformation of a marine foundation subjected to caisson-composite breakwater construction, Proc. Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp. 765-770, 1991.
- 関口秀雄, 大槇正紀: 波力による重力式構造物の滑動と転倒, 海洋開発論文集, 第7巻, pp. 149-154, 1991.
- Sekiguchi, H. and S. Ohmaki: Overturning of Caisson by storm waves, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 144-155, 1992.
- 大槇正紀, 石田俊央: 矢板による地盤の連込み沈下の抑止効果について, 土木学会第47回年次学術講演会概要集III, pp. 516-517, 1992.
- 大槇正紀, 金子与雄, 来山尚義, 石田俊央: 鋼矢板による連込み沈下対策の挙動観測と解析, 水産工学研究所研究報告, 第14号, pp. 89-110, 1993.
- 大槇正紀, 金子与雄, 来山尚義: 地盤の連込み沈下対策の挙動観測, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp. 1473-1474, 1993.
- 桑原久実, 大槇正紀: 変動水圧によるブロック周辺地盤の挙動, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp. 885-886, 1992.
- 桑原久実, 大槇正紀: 変動水圧によるブロック周辺地盤の弾塑性挙動, 海洋開発論文集, 第8巻, pp. 445-450, 1992.
- 桑原久実, 大槇正紀: 波浪による混成防波堤周辺地盤の弾塑性挙動, 海岸工学論文集, 第39号, pp. 861-865, 1992.
- 桑原久実, 大槇正紀: 波浪による海底地盤および構造物周辺地盤の弾塑性挙動について, 水産工学研究所技報(水産土木), 第15号, pp. 93-122, 1993.
- 桑原久実, 大槇正紀: 波浪による海底地盤および構造物周辺地盤の液状化について, 第38回漁港建設技術研究発表会講演集, pp. 112-120, 1993.
- 岡二三生, 八嶋厚, 三浦均也, 古川浩司, 大槇正紀: 波浪による液状化に対する防波堤マウンドの効果について, 土木学会第49回年次学術講演会概要集III, pp. 158-159, 1994.
- 岡二三生, 大槇正紀, 鎌田彰, 八嶋厚, 三浦均也: 波浪による防波堤沈下のケーススタディー—北海道東部, 奔幌戸漁港における現地調査結果, 第39回土質工学シンポジウム—海底地盤と海洋施工技術—平成6年度発表論文集, pp. 219-226, 1994.
- 大槇正紀, 山本竜太郎, 鎌田彰, 岡二三生, 八嶋厚, 三浦均也, 東前弘基: 波浪による防波堤の沈下の事例解析, 平成7年度日本水産工学会学術講演会論文集, pp. 75-78, 1995.
- Oka, F., A. Yashima, K. Miura, S. Ohmaki and A. Kamata: Settlement of breakwater on submarine soil due to wave-induced liquefaction, Proc. 5th International Offshore and Polar Engineering Conf., pp. 482-487, 1995.
- 大槇正紀, 山本竜太郎, 鎌田彰, 東前弘基: 波浪による砂質地盤の液状化, 第40回全国漁港建設技術研究発表会講演集, pp. 11-31, 1995.
- 大槇正紀, 山本竜太郎, 鎌田彰, 東前弘基: 砂質土地盤上の防波堤の沈下挙動の解析, 水産工学研究所研究報告, 第17号, pp. 29-49, 1996.
- 大槇正紀, 佐伯公康, 鹿田正一, 馬場慎太郎: 矢板式係船岸の施工中の変形挙動の数値解析, 海洋開発論文集, 第15巻, pp. 207-212, 1999.
- 富永真生, 橋本正治: 側方変位の現地計測による施工管理について, 土と基礎, Vol. 22, No. 11, pp. 43-51, 1974.
- 柴田徹: 建設技術者のための現場計測工法, 日刊工業新聞社, pp. 38-43, 1979.
- 松尾稔, 川本国夫: 軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図, 土と基礎, Vol. 26, No. 7, pp. 5-10, 1978.
- 宮城県塩釜漁港事務所, パシフィックコンサルタント株式会社: 平成7年度磯崎漁港物揚場挙動観測委託報告書, 1996.
- 磯崎漁港村建設技術研究所: 平成9年度磯崎漁港-2.0m物揚場解析調査中間報告書, 1998.
- Sekiguchi, H. and H. Ohta: Induced anisotropy and time depen-

- dency in clay, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 9, pp. 229-237, 1977.
- 31) 柴田徹, 関口秀雄: 弾粘塑性解析に基づく盛土基礎の破壊予測の方法, 土木学会論文集, No. 301, pp. 93-104, 1980.
  - 32) 斉藤聡: 深層混合処理工法による改良土の調査と工学的性質, 基礎工, Vol. 13, No. 2, pp. 108-114, 1985.
  - 33) CDM 研究会編: セメント系深層混合処理工法設計と施工マニュアル, pp. 80-87, 1993.
  - 34) 土質工学会編: 軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—, pp. 170-171, 1991.
  - 35) 水産庁監修: 漁港構造物標準設計法1990年版, (社)全国漁港協会, p. 55, 1990.
  - 36) 赤井浩一: 土質力学, 朝倉書店 p. 41, 1978.
  - 37) 吉国洋: パーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂出版株式会社, pp. 40-49, 1979.
  - 38) 岡田清, 明石外世樹, 神山一, 児玉武三: 土木材料学, 株式会社国民科学社, p. 240, 1977.