

施工中の矢板式係船岸の変形挙動の数値解析

大楨正紀*・西崎孝之**・佐伯公康*・馬場慎太郎***

Numerical Analysis for Deformation Behavior of Sheet-pile Quaywall under Construction

Seiki OHMAKI, Takayuki NISHIZAKI, Kimiyasu SAEKI and Shintaro BABA

Abstract : In Japan, many fishing ports exist in inlets. At the bottom of inlets there often exist soft deposits. Before construction work on such ground, appropriate measures are necessary to prevent facilities from settlement.

To contribute to a construction planning of a certain sheet-pile quaywall, two-dimensional finite element analysis on ground-structure interaction system is conducted. The FEM program consists of a generalized elastoplastic constitutive model (tij-model). Using this program, movement of quaywall and reclaimed land of a fishing port on soft ground treated by sand drain piles is estimated. Effect of the sand drain method and preloading method upon the behavior of sheet piles and ground was shown.

Keywords : Fishing port, Finite element analysis, Sheet-pile, Deformation, Soft ground

1. はじめに

全国各地の漁港において、用地の不足、静穏な泊地の不足等を解決すべく拡張が計画され、防波堤、岸壁等が施工されている。しかし漁港は、小さな入り江などの地形条件や地盤条件が複雑なところに位置している場合が多く、地形的に天然の良港であっても、そこに軟弱地盤が存在することは少なくない。

軟弱地盤上での施工は、軟弱地盤への新たな載荷により数年にわたって地盤の変形や沈下が続くことになる。現場ごとに異なる地盤条件をふまえて、構造物の安定性を確保し、かつ変位量を許容範囲に収めるような施工計画を立てることは容易ではない。

そのような状況を改善し施工中・施工後の地盤-構造物系の挙動を精度良く予測することを目的として、パーソナルコンピュータ上で作動する弾塑性有限要素解析プログラムを、このたび本研究所と民間7団体による官民共同研究により開発、作製した。

本プログラムでは土特有の弾塑性挙動、応力経路の影響等

を適切に表現する構成式として tij モデルを使用した。tij モデルはあらゆる応力状態、応力経路に対応できることから非常に汎用性の高い構成式である。

さらに、実際に施工中の漁港の係船岸及び背後の埋立地を対象に、最適な施工計画策定の一助とすべく、本プログラムを用いて施工中・施工後の2次元圧密変形解析を行った。

本報は、プログラムの概要を紹介するとともに、実施した解析の内容およびその結果を報告するものである。

2. プログラムの概要

2.1 プログラムの概要

解析に用いた圧密変形解析プログラムは、弾塑性の骨格要素を有する土と非圧縮性の間隙水より成る2相系の挙動を連成し、平面ひずみ条件のもとで解くもので、土骨格の構成式としては中井による tij モデル^{1,2)}を用いている。

2.2 tij モデル

tij モデルは次のような特徴を持つ。

- i) 正負のダイレイタンスーを表現できるため、粘性土及び砂質土の両地盤に対し弾塑性解析を行うことが可能である。
- ii) 三軸圧縮条件下 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) に限らず、一般的な相異なる3主応力下においても、その応力状態に合った土の変形・強度特性を表現することが出来るので、実際の地盤により近い条件で解析が行える。なお、本プログラムでは平面ひずみ条件下で計算を行っている。
- iii) ひずみ成分を弾性成分、tij空間で関連流動則を満足する塑性ひずみ成分、等方的な塑性ひずみ成分に分けて扱うため、応力経路の違いによるひずみ増分方向の変化を表現できる。
- iv) 移動硬化モデルを導入しており、除荷→載荷→除荷といった繰り返し載荷等が土の変形に与える応力誘導異方性の影響を考慮することが出来る。

2.3 tijモデルに含まれる材料定数

本節ではtijモデルでの計算に必要な材料定数を示す。tijモデルでは、粘性土と砂質土は別々のモデルで表現し、それぞれtij-clay model, tij-sand modelと呼ばれている。

各パラメータが、どちらのモデルに用いられるかを [] 内に付記する。

2.3.1 圧縮指数 λ , 膨張指数 κ

[いずれも粘性土]

粘性土については、一般に図1に示すとおり ϵ_v と $\ln p$ の間に直線関係が成り立つ。ここに ϵ_v は体積ひずみであり、 p は圧密圧力である。このとき圧縮時の勾配を $\lambda(1+e_0)$ で、膨張時の勾配を $\kappa(1+e_0)$ で表す。ここに e_0 は初期間隙比である。

λ と κ はカムクレイモデル等で使用されているものと同じパラメータであり、等方圧密(または標準圧密)→除荷を行うことで両方を得ることが出来る。

2.3.2 圧縮時のパラメータ C_c , 膨張時のパラメータ C_e , べき乗の値 m

[いずれも砂質土]

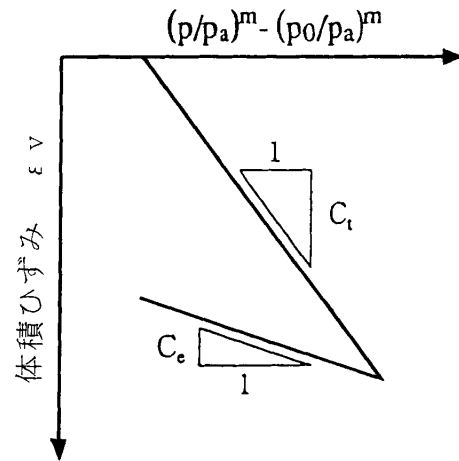
砂質土については、一般に図2に示すとおり ϵ_v と p のべ

き乗の間に直線関係が成り立つ。そのとき圧縮時の勾配を C_c , 膨張時の勾配を C_e で表現する。 C_c, C_e, m は等方圧密(または標準圧密)→除荷により得ることが出来る。また m は一般に0.2~0.3程度の値をとる。

2.3.3 tij空間上における応力比 X ~塑性ひずみ増分比 Y 関係の傾き α

[粘性土, 砂質土]

傾き α は、空間滑動面 (Spatial Mobilized Plane) 上での応力とひずみ増分の関係を表すパラメータであり、粘性土、砂質土ともに用いる。図3に X ~ Y 関係を示す。ここに X は、空間滑動面上のせん断応力 τ_{SMP} と垂直応力 σ_{SMP} の比である。添字の SMP は空間滑動面を意味している。また Y は、空間滑動面上の垂直ひずみ増分 $d\epsilon_{SMP}^{p(AF)}$ とせん断ひずみ増分 $d\gamma_{SMP}^{p(AF)}$ の比である。上添字 AF は関連流動則に従



p : 平均主応力
 p_0 : 初期圧力
 p_a : 大気圧

図2 砂質土の等方圧縮試験結果 (模式図)

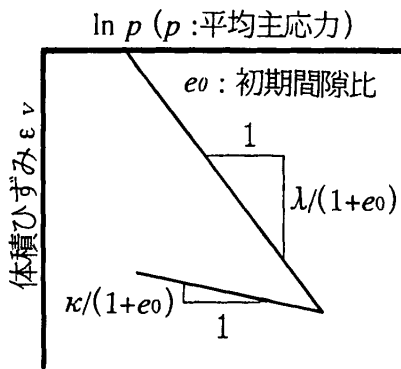


図1 粘性土の圧密試験結果 (模式図)

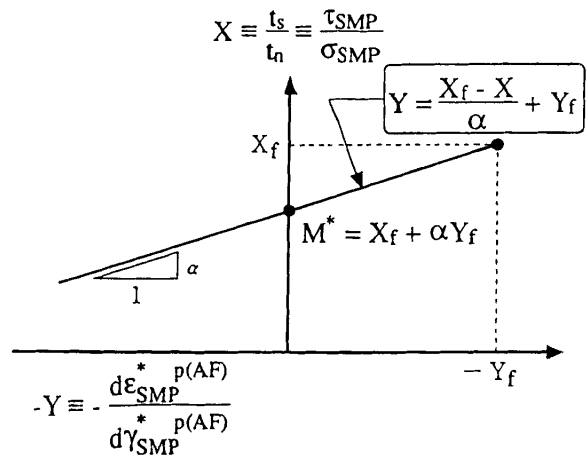


図3 応力比 X ~ひずみ増分比 Y 関係

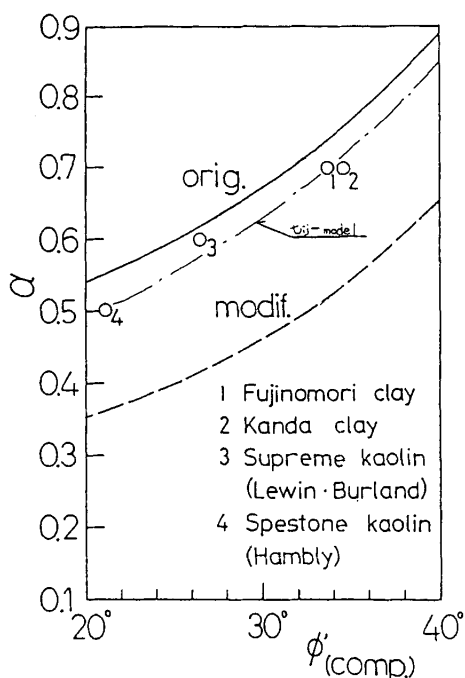


図4 α -内部摩擦角 ϕ' 関係

う成分であることを意味している。また p は tij 空間で関連流動則を満足する塑性ひずみ成分（全ひずみ増分から弾性的なひずみ増分と等方的な塑性ひずみ増分を除いたもの）であることを意味している。

空間滑動面は3次元空間において土粒子が最も滑動しやすい面であり、この面上のせん断応力 τ_{SMP} と垂直応力 σ_{SMP} の比 X が土の変形特性を支配すると考える。実験により粘性土及び砂質土について、この応力比 X ~ ひずみ増分比 Y 関係が、中間主応力や応力経路の影響を受けずに、図3のようなユニークな直線関係をとることが確認されている。^{2,3)}

X ~ Y 関係の勾配 α は、排水三軸試験から求めることが出来る²⁾。すなわち、平均主応力一定条件の排水三軸試験を行うと、等方的な塑性成分はゼロと考えられるので、この時の X ~ Y 関係から α を求めることが出来る。但し平均主応力試験は手間がかかることから、代わりに側圧一定の三軸圧縮試験結果と同じ条件下で三軸試験の数値シミュレーションを行い、その軸ひずみ ~ 体積ひずみ関係より α を求めることもできる。

また、既存の資料から簡単に決定する方法として、内部摩擦角 ϕ'_{comp} から α を求めることもできる。これは、ストレス ~ ダイレイタンスー関係と土の内部摩擦角には密接な関係があるとの研究結果²⁾ に基づくものであり、関係を図4に示す。

2.3.4 破壊時主応力比 R_f

[粘性土, 砂質土]

$R_f (= (\sigma_1 / \sigma_3)_{f, comp})$ は tij モデルにおいて破壊基準を示すパラメータであり、その定義を図5に示している。ここに σ_1 は最大主応力、 σ_3 は最小主応力、添字 f は破壊時を、 $comp$ は圧縮を示している。 R_f は三軸圧縮試験の結果から得られる。

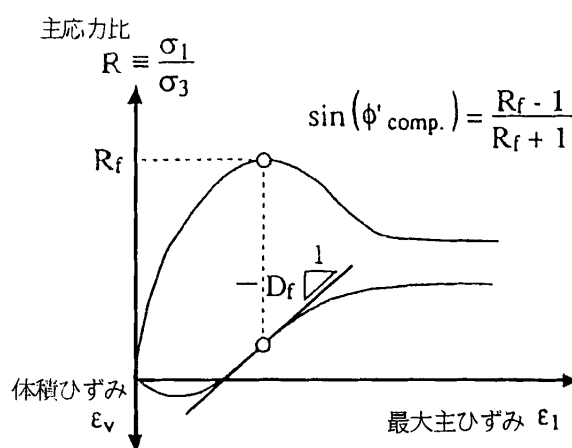


図5 主応力比 ~ 最大主ひずみ ~ 体積ひずみ関係

2.3.5 破壊時のダイレイタンスー曲線の勾配 D_f

[砂質土]

$D_f (= (d\epsilon_v^p / d\epsilon_1^p)_{f, comp})$ は、砂質土における破壊時の ϵ_v ~ ϵ_1 曲線の勾配を示すパラメータであり、その定義を図5に示している。ここに ϵ_v は体積ひずみを、 ϵ_1 は最大主ひずみを示している。 D_f は排水三軸試験の結果から得られる。

2.3.6 移動硬化パラメータ ξ

[粘性土, 砂質土]

ξ は応力の変化によって生じる土の構造変化(誘導異方性)を表現するパラメータであり、排水条件のもとに、平均応力一定の圧縮-除荷試験を行って求める。

ξ を大きい値にすると等方硬化材料として計算することが出来る。

3. 解析の実施

3.1 解析対象の概要

今回の解析対象は、大潟漁港(徳島県阿南市)改修計画の一環として計画された-2.0m物揚場と背後の埋立、用地造成である。

現地は軟弱な沖積粘性土が厚く堆積している地点であり、矢板式係船岸を現在の護岸法線より80m程度海側に築造し、その背面をEL+3.00mまで埋め立てる計画となっている。

現在、矢板式係船岸の施工が進捗中であり、今後埋立に移ることになっている。

埋立の荷重が原地盤に加わると、圧密沈下の発生が避けられないことから、地盤改良としてサンドドレーンの施工と余盛土によるプレローディングを実施して圧密沈下を早期に終了させることが計画されている。しかしこれらの施工により、軟弱地盤の側方流動と矢板の変状が懸念されるため、数値解析によって挙動を予測し検討することとした。特に、サンドドレーンと余盛土の施工範囲が、地盤と矢板の変形及び応力に及ぼす影響に注目することとした。

3.2 諸定数の設定

3.2.1 現地の地盤条件のモデル化

土質調査結果に基づいて土層を区分し、横断面を図6のようにモデル化した。

原地盤は、基盤層の上に沖積粘土層が堆積しているが、これを上部粘土層①、上部粘土層②、下部粘土層に区分した。矢板は支持層まで打設され、H型鋼による控杭とタイロッドを設置する。矢板の近傍は-5.00mまで浚渫されて捨石と裏埋土が投入される。背後地の-1.00m以浅には浚渫粘土が投入される。

3.2.2 粘性土のパラメータ

粘性土については、基本的な物理試験、圧密試験、三軸試験を実施した。それらの結果を用い、各パラメータを次の通り決定した。

(1) 圧縮指数 λ 、膨張指数 κ

圧縮指数 λ は圧密試験によって求めた。

膨張指数 κ は、軽部⁶⁾による次の実験式より求めた。

$$1 - \kappa/\lambda = M/1.75 \tag{1}$$

ここに、M は限界状態の強度定数で次式から計算される。

$$M = 6\sin\phi' / (3 - \sin\phi') \tag{2}$$

ϕ' は土の内部摩擦角であり、三軸試験によって得られた値を用いた。

(2) tij 空間上における応力比 X~塑性ひずみ増分比 Y 関係の傾き α

三軸試験によって得られた ϕ' を用いて図5から求めた。

(3) 破壊時主応力比 R_f

三軸圧縮試験における何種類かの圧密圧力のもとでの破壊時主応力比より求めた。

(4) 移動硬化パラメータ ξ

今回の解析においては、既往の文献の値を用いた^{2,4)}。

(5) ポアソン比 ν_e

弾性せん断ひずみが比較的小さいことから、0 と仮定した。²⁾

以上の各パラメータの設定値を、表1に示す。

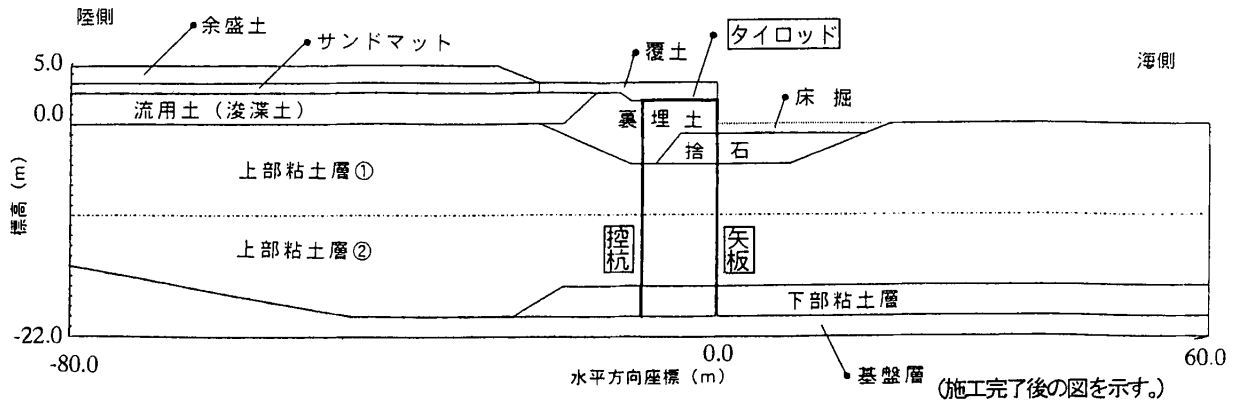


図6 横断面のモデル化

表1 地盤パラメーター一覧

土層名	構成則	湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	飽和単位体積重量 γ_{sat} (tf/m ³)	圧縮指数 (粘) λ 圧縮パラメータ (砂) Ct	膨張指数 (粘) κ 膨張パラメータ (砂) Ce	べき乗の値 (砂) m	内部摩擦角 ϕ (度)	破壊時のダイレイタンスの曲線勾配 (砂) Df	tij 空間における X~Y 関係の直線勾配 α	移動硬化パラメータ ξ	ポアソン比 ν_e	静止土圧係数 K_0	初期間隙比 e_0	透水係数 k (cm/sec)
下部粘土層	tij-clay	1.70	1.90	0.109	0.009	...	39.20	...	0.80	0.20	0.0	0.426	0.90	1.0•10 ⁻⁷
上部粘土層①	tij-clay	1.60	1.75	0.173	0.027	...	36.50	...	0.70	0.20	0.0	0.420	1.20	5.0•10 ⁻⁷
上部粘土層②	tij-clay	1.60	1.75	0.173	0.027	...	36.50	...	0.70	0.20	0.0	0.420	1.20	1.0•10 ⁻⁷
捨石	tij-sand	1.80	2.00	0.0191	0.0055	-0.25	42.30	-0.6	0.81	100.0	0.3
裏埋土	tij-sand	1.80	2.00	0.0256	0.0131	0.30	43.50	-0.3	1.00	100.0	0.3
浚渫土	tij-clay	1.60	1.75	0.173	0.027	...	36.50	...	0.70	0.20	0.0	0.420	1.20	5.0•10 ⁻⁷
サンドマット	tij-sand	1.80	2.00	0.084	0.060	0.30	40.48	-0.6	0.85	100.0	0.3
覆土	tij-sand	1.80	2.00	0.0256	0.0131	0.30	43.50	-0.3	1.00	100.0	0.3
		γ_t (tf/m ³)	γ_{sat} (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (tf/m ²)								
岩盤	弾性体	1.80	2.00	10000.0	0.333	3750.0								

(1tf/m³=9.8kN/m³ 1tf/m²=9.8kPa)

3.2.3 砂質土のパラメータ

本解析で, tij-sand モデルの適用対象は, 矢板背面側の裏埋土, 埋立地の覆土, ドレーン用のサンドマットである。

これらのパラメータを正確に決定するためには, 三軸試験等を行う必要があるが, 砂の三軸試験は実施に手間を要する。また, 本構成式で用いるべき乗則については, N 値からの推定法の適用が困難である。以上の事情により, 砂質土のパラメータの値は, 中井による既往の研究^{3,5)} で求められた砂のパラメータの中から, それぞれの土層の特徴(粒度等)に近いものを用いた。

各パラメータの設定値を, 表1に示す。

3.2.4 捨石のパラメータ

捨石部は, 数値解析において弾性体としてモデル化される場合が多い。その理由の一つとして, 捨石材を弾塑性体として扱える構成式が数少ないことが挙げられる。

作用する応力レベルが小さい場合は, 弾性体として取り扱うことも適切といえる。しかし, 現実には捨石が矢板に押されて盛り上がるような変状を見せた例もある。これは塑性域での変形であり, ひずみ硬化して剛性が変化していると考えられる。

本解析では, 捨石についても砂と同様弾塑性体として tij-sand モデルを用いて解析した。材料定数は繰り返し大型三軸試験⁷⁾の結果等に基づき決定した。

各パラメータの設定値を表1に示す。

3.2.5 基盤層のパラメータ

基盤である砂岩, 頁岩の変形は, 粘性土と比べて微小であり量的に問題にならないと考えられるため, 弾性体として取り扱うこととした。

各パラメータの設定値を表1に示す。

3.2.6 係船岸のモデル化

解析対象の係船岸は矢板形式であり, その構造は鋼矢板と控杭, タイロッドから成っている。表2に, これらの各部材の材料定数を示す。部材の諸元の決定には以下の仮定を行った。

- (1) 矢板の下端は基盤層上に岩着している。
- (2) 控杭の下端は基盤層上に岩着している。また実際の控杭

は打設間隔1.6m ピッチで計画されているが, 本解析では2次元解析の制約上, 壁と見なす。断面積, 断面二次モーメント及び断面係数については, H鋼1本の値を1.6mで除して, 1m当りに換算して用いる。

- (3) タイロッドの断面積についても, 控え杭と同様1m当りに換算して用いる。タイロッドは梁要素の曲げ剛性をほぼゼロにしてモデル化する。

鋼構造物と地盤の接触面には, 摩擦力を表現するためにジョイント要素を挿入した。

本プログラムで用いたジョイント要素は, Goodman型と呼ばれるものである。図7において, $P_s/P_n < \tan\delta$ (δ =壁面摩擦角) のときすべり面は弾性変形を示し, $P_s/P_n \geq \tan\delta$ のとき, すべり面は塑性変形を示す。ここに, P_s, P_n はそれぞれすべり面のせん断及び垂直応力であり, δ はすべり面の摩擦角である。

鋼矢板に関わる摩擦角 δ の値は, 次の通り設定した。鋼矢板と原地盤の間は, 通常的设计で用いられる壁面摩擦角の値を参考にして, 15° とした。但し鋼矢板と背面側裏埋部分の間の摩擦角は, $\delta=15^\circ$ とすると, 生成直後の土かぶり圧が小さいときに, 砂要素の応力状態に比してせん断応力が大きすぎて計算上, 矢板近傍の砂要素が破壊してしまうため, 5° とした。

一方, 控杭は1.6m間隔で打設されるものを計算上, 壁としてモデル化しているため, 控杭に関わる摩擦角については 15° とすると過度に土の変形を拘束してしまうと考えられることから, 5° とした。

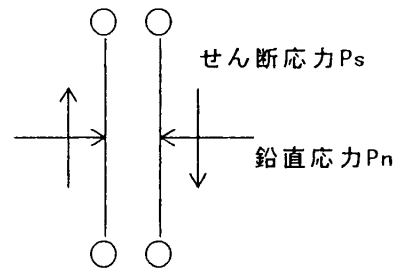


図7 ジョイント要素

表2 鋼材パラメーター一覧

部材名	種別、寸法	単位	断面積 (cm ²)	断面二次 モーメント (cm ⁴)	断面係数 (cm ³)
鋼矢板	FSP III A	壁幅 1 m 当たり	186	22,800	1,520
控杭	H250×250×9×14	H 鋼 1 本当たり	91.43	10,700	860
タイロッド	φ28mm	タイロッド 1 本当たり	6.16	—	—

弾性係数 $E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
 $\approx 206 \text{ kN/mm}^2$

3.2.7 地盤の透水係数

(1) 粘性土の透水係数

サンプリング試料の圧密試験から得た透水係数の平均値を用いた。但し、土かぶり圧が大きいほど透水係数は小さくなる傾向があるため、上部粘土層を2層に区分し、異なる透水係数を設定した。また浚渫土については上部粘土層の値をそのまま用いた。

各土層の透水係数を表1に示す。

(2) サンドドレーン打設部の透水係数

粘性土地盤内にドレーン材を打設すると、地盤内では水平方向の透水距離が小さくなるため、排水は水平方向が卓越する。しかし解析上は、改良部の土のマス全体の透水係数が一様に平均的に改良されたと見なして、次の手順により等価な透水係数を設定した。

- ①バロンの式に基づき、ドレーンによる改良を考慮した沈下～時間曲線を求める。
- ②同じ層厚の地盤に対して、いくつかの透水係数を設定して有限要素法により一次元圧密の解析を行い、それぞれの沈下～時間曲線を描く。
- ③②で求めた沈下～時間曲線のうち、①の沈下～時間曲線の圧密時間に一番近いものを改良地盤の等価透水係数とする。

以上の検討の結果、表3に示すとおり改良地盤の透水係数は改良前と比べて1オーダー改良されるものとした。

表3 地盤改良による透水係数の変化

	透水係数 (cm/sec)	
	改良前	改良後
浚渫土	5.0×10^{-7}	5.0×10^{-6}
上部粘性土①	5.0×10^{-7}	5.0×10^{-6}
上部粘性土②	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-6}
下部粘性土	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-6}

3.3 解析ケースと工程の設定

3.3.1 地盤改良工の施工範囲

サンドドレーンによる地盤改良は、圧密を促進させることで早期に地盤の強度を発現させることを目的としている。その施工範囲については過不足無いよう設定することが望まれる。本解析では、図8に示すように、比較検討のため2種類の施工範囲を設定し、比較のため全く改良しない場合も解析した。

2種類の施工範囲は次の通りである。

(1) 地盤改良範囲(ア)

矢板下端から背面側に45°の勾配の直線を引き、これが埋立地盤の表面と交わる点を通る鉛直線より背後の部分にサンドドレーンを施工する。

(2) 地盤改良範囲(イ)

控杭下端から背面側に45°の勾配の直線を引き、これが埋立地盤の表面と交わる点を通る鉛直線より背後の部分にサンドドレーンを施工する。

3.3.2 余盛の施工範囲

埋立計画では、地盤の圧密沈下を1.8m程度と予測しており、沈下促進のため+4.70mまで余盛を行うものとしている。ただし矢板式係船岸の近傍まで余盛を行った場合、その荷重により控杭、矢板の挙動に悪影響を与える可能性があることから、図8に示すように、次の2種類の余盛土範囲を設定し検討することとした。

(1) 余盛土範囲①

矢板下端から背面側に45°の勾配の直線を引き、これが埋立地盤の表面と交わる点より背後に余盛を行う。

(2) 余盛土範囲②

控杭下端から背面側に45°の勾配の直線を引き、これが埋立地盤の表面と交わる点より背後に余盛を行う。

3.3.3 解析ケースの設定

上述の地盤改良範囲および余盛土範囲を組み合わせる5通りの解析を行った。表4に、解析ケースの一覧を示す。

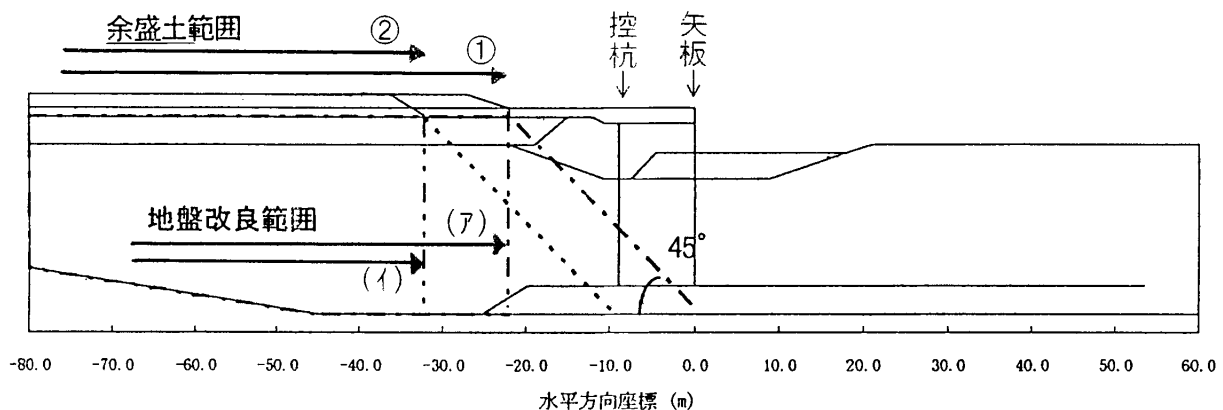


図8 地盤改良範囲と余盛土範囲の設定

表4 解析ケースの設定

検討ケース名	余盛土範囲	地盤改良範囲
ケース1-1	①	(ア)
ケース1-2	①	無し
ケース2-1	②	(イ)
ケース2-2	②	無し
ケース2-3	②	(ア)

但し

余盛土範囲：①：矢板下端から45°線の延長上

②：控杭下端から45°線の延長上

地盤改良範囲：(ア)：矢板下端から45°線の延長上

(イ)：控杭下端から45°線の延長上

3.3.4 施工工程

施工工程は表5の通り設定した。また施工中の9つの時点における施工断面のメッシュ図を図9に示す。表5の最右列に、対応するメッシュ図の番号を示している。

なお、計算では次のような仮定を用いた。

- (1) 背面側に投入する土は、均等な速度で同じレベルで徐々に投入されるものとする。
- (2) 地盤改良により透水係数を1オーダー変化させる時点は、ドレーン施工日数240日の中間、すなわち改良開始後120日目とする。

3.4 拘束条件、境界条件の設定

3.4.1 拘束条件

解析モデルの拘束条件を図10に示す。

側方境界については、係船岸の施工による影響が出ないと

表5 施工工程

工程	所要日数	ステップ数	累計 ステップ	時間間隔	時間累計	対応する 図9の 図番号
(施工前)					0.0	①
床掘1層目	12.0	20	20	0.5714	12.0	
床掘2層目	12.0	19	40	0.6000	24.0	
床掘3層目	12.0	19	60	0.6000	36.0	②
矢板・控杭打設	3.0	19	80	0.1500	39.0	③
放置	7.0	19	100	0.3500	46.0	〃
捨石1層目投入	6.0	99	200	0.0600	52.0	
捨石2層目投入	6.0	99	300	0.0600	58.0	④
放置	4.0	49	350	0.0800	62.0	〃
裏埋土1層目投入	4.0	99	450	0.0400	66.0	
裏埋土2層目投入	4.0	99	550	0.0400	70.0	
裏埋土3層目投入	4.0	99	650	0.0400	74.0	
裏埋土4層目投入	1.0	99	750	0.0100	75.0	⑤
放置1	180.0	99	850	1.8000	255.0	〃
放置2	1980.0	219	1070	9.0000	2235.0	〃
流用土1層目投入	240.0	199	1270	1.2000	2475.0	
流用土2層目投入	240.0	199	1470	1.2000	2715.0	
流用土3層目投入	240.0	299	1770	0.8000	2955.0	⑥
水位上昇 (EL+2.00m)：3層目を連成	30.0	49	1820	0.6000	2985.0	〃
放置	120.0	59	1880	2.0000	3105.0	〃
サンドマット、覆土敷設 (+3 m まで埋立)	240.0	399	2280	0.6000	3345.0	⑦
余盛土施工	210.0	209	2490	1.0000	3555.0	⑧
放置	210.0	104	2595	2.000	3765.0	〃
地盤改良 (240日の半分とした)	120.0	199	2795	0.6000	3885.0	⑨
放置1	300.0	199	2995	1.5000	4185.0	〃
放置2	800.0	199	3195	4.0000	4985.0	〃

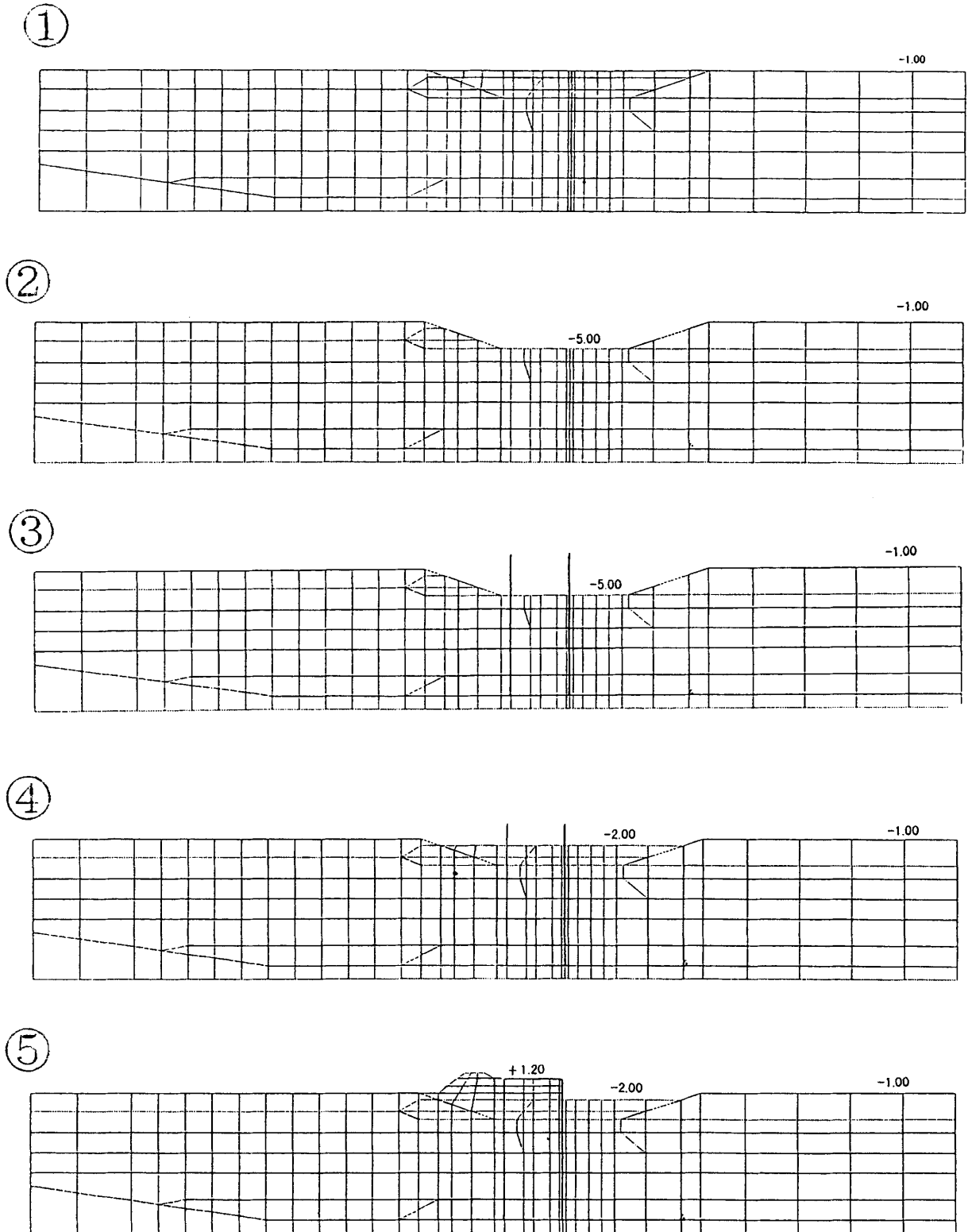


図9 メッシュの設定

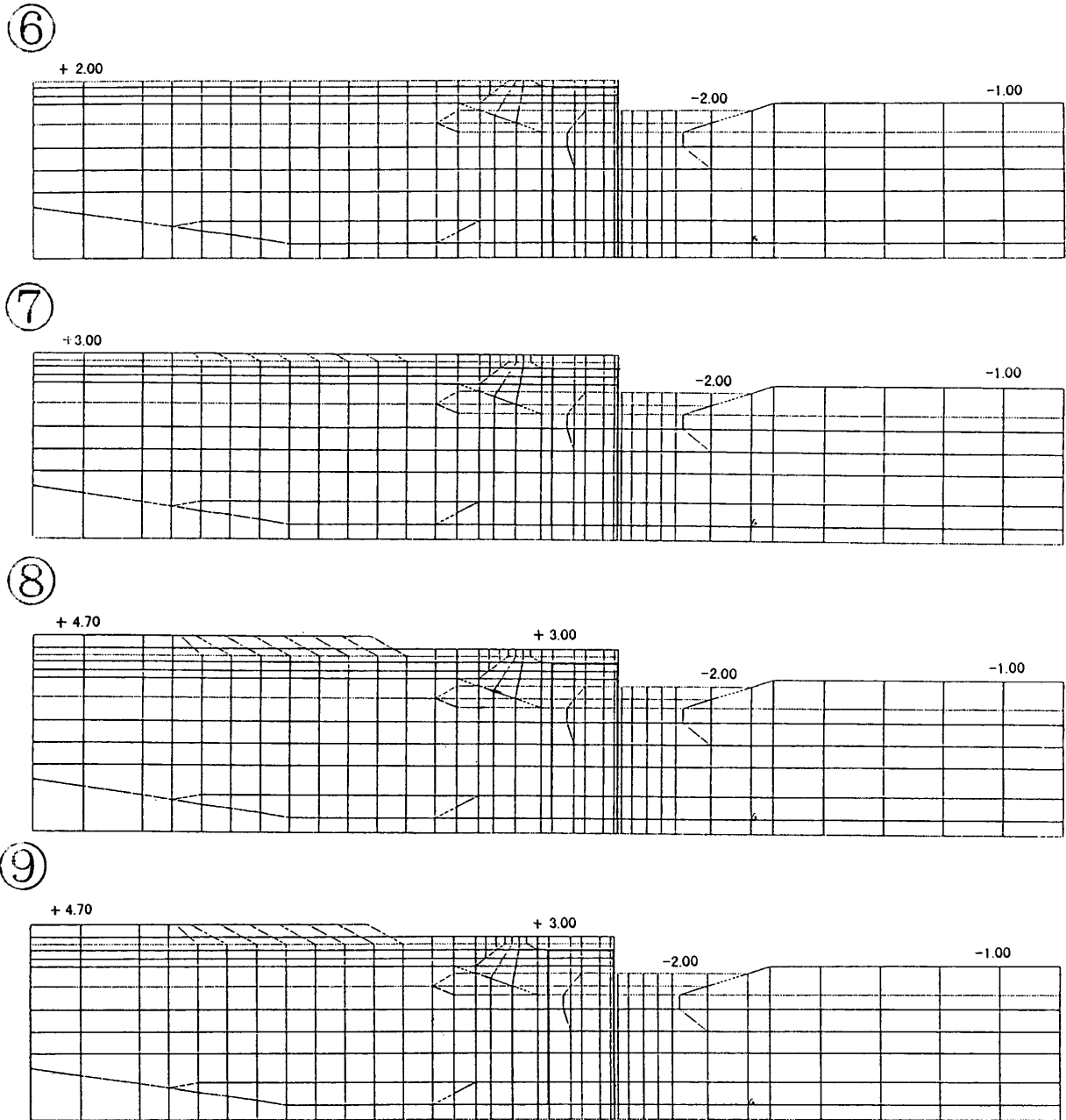


図9 つづき

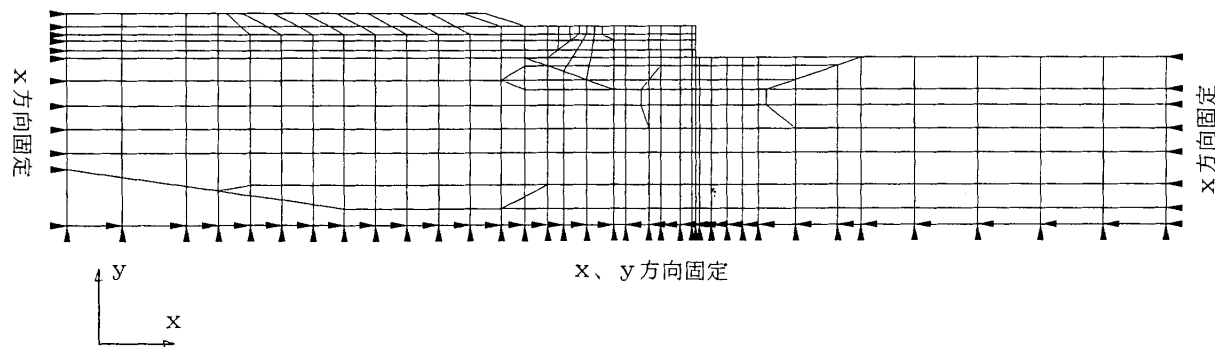


図10 解析モデルの拘束条件

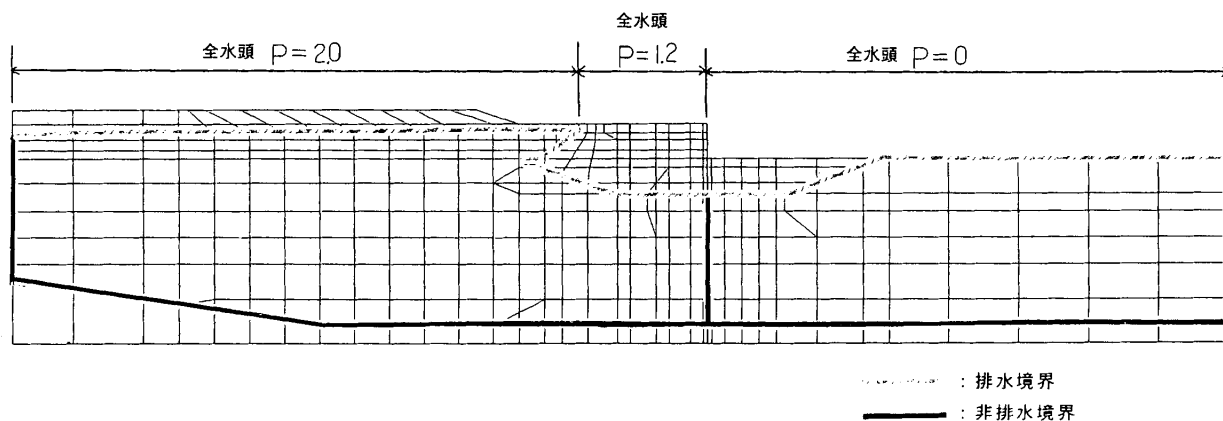


図11 水理境界条件（流用土投入時～地盤改良1年後）

考えられる所まで解析範囲をとっているため水平方向固定、鉛直方向自由とした。

下方境界については、基盤層の変位はゼロと見なせることから、水平、鉛直とも固定とした。

3.4.2 水理境界条件

解析モデルの水理境界条件は施工の進捗に伴う変化を考慮して設定した。例として流用土投入時から地盤改良1年後までの水理境界条件を図11に示す。

水面下に投入する裏埋土、捨石は透水係数が比較的大きいことから、これらの要素には過剰間隙水圧が生じないものとして排水要素としてモデル化した。従って図11に示したように、それら排水要素と粘性土の間に上方の排水水理境界を設定した。左右端の側方境界及び基盤層上面は、非排水境界とした。また、潮位は $\pm 0.0\text{m}$ と仮定した。

施工段階に応じて次のように水理境界条件を変化させた。

(1) 原地盤～矢板打設までの水理境界

床掘の進行に伴い、上方水理境界の位置も切り替えて行くが、上方境界の全水頭（=位置水頭+圧力水頭）はゼロで一定とする。

(2) 矢板打設～裏埋土施工までの水理境界

矢板と原地盤の間に境界を設定し非排水条件とする。控杭については水が自由に行き来できるので境界を設定しない。

(3) 流用土投入後の水理境界

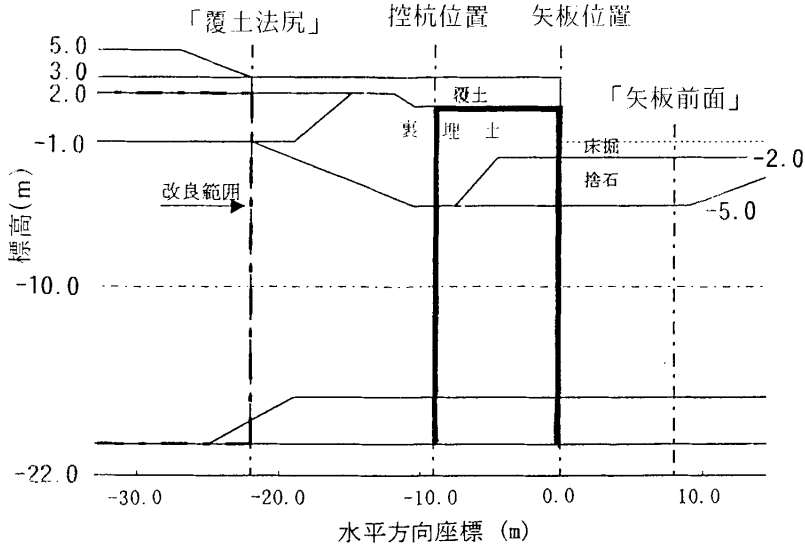
投入する流用土は粘性土であるため、流用土投入の進行に伴い埋立地盤の水理境界を切り替える。投入に伴い、埋立地盤の水位が $+2.0\text{m}$ まで上昇するので、その部分では全水頭は $+2.0\text{m}$ としている。また裏埋土直下の境界条件については、残留水圧が発生するので全水頭は $+1.20\text{m}$ を与えている。これらの条件は図11に図示している。

しかし、この条件では、水頭が $+2.0\text{m}$ の位置から $+1.2\text{m}$ の位置の方向に常に水が流れ続けることとなり、圧密終了の判断が難しくなるので、本解析では、地盤改良の約1年後に $+2.0\text{m}$ の水位を $+1.2\text{m}$ まで下げて、背面側地盤の水位を一定とした。これは粘性土中に排水層を設けることになり、当該箇所の粘性土は水中重量から気中重量に切り替わるが、荷重の違いは小さく、地盤の沈下量に与える影響も小さいと考えられる。

4. 解析結果

以上の設定に基づいて行った解析の結果を以下に示す。原則として5つのケースの結果を並べて示すが、ケース間の比較を目的としない場合は、ケース1-1の結果のみを代表として示す。

ケース1-1の各施工過程での①覆土法尻、②控杭位置、③矢板位置及び④矢板の前面（矢板より 8m 離れた場所）にお



ケース 1-1

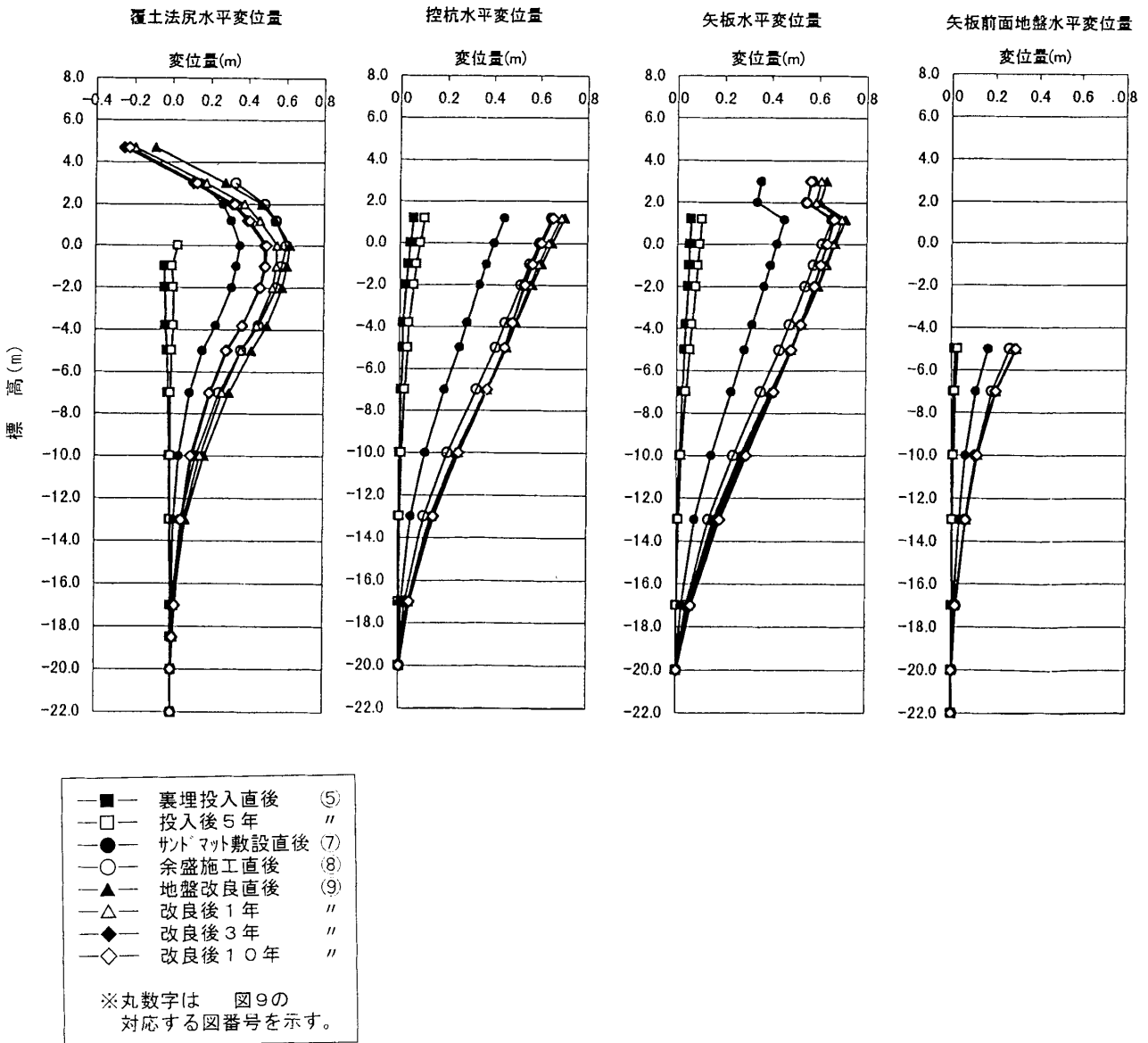


図12 水平変位量の経時変化 (ケース1-1)

る水平変位量の深度分布の経時変化を図12に示す。

ケース1-1以外の矢板水平変位量の深度分布の経時変化を図13に示す。

ケース1-1の矢板に働く水平土圧の深度分布の経時変化を図14に示す。但し水平土圧は、矢板に最も近い土要素の水平方向の垂直応力の値として示している。

矢板に発生する軸方向の応力度の経時変化を図15に示す。図中の M は曲げモーメント、Z は断面係数、N は垂直力、A

は断面積である。

全ケースにおける EL+3.00m 部の鉛直変位の経時変化を図16に示す。

全ケースのタイロッドの 1 m 当たりの軸力の経時変化を図17に示す。

ケース1-1のタイロッドの伸びの経時変化を図18に示す。

メッシュの変位図の一例を図19に、間隙水圧の等値線図の例を図20に示す。

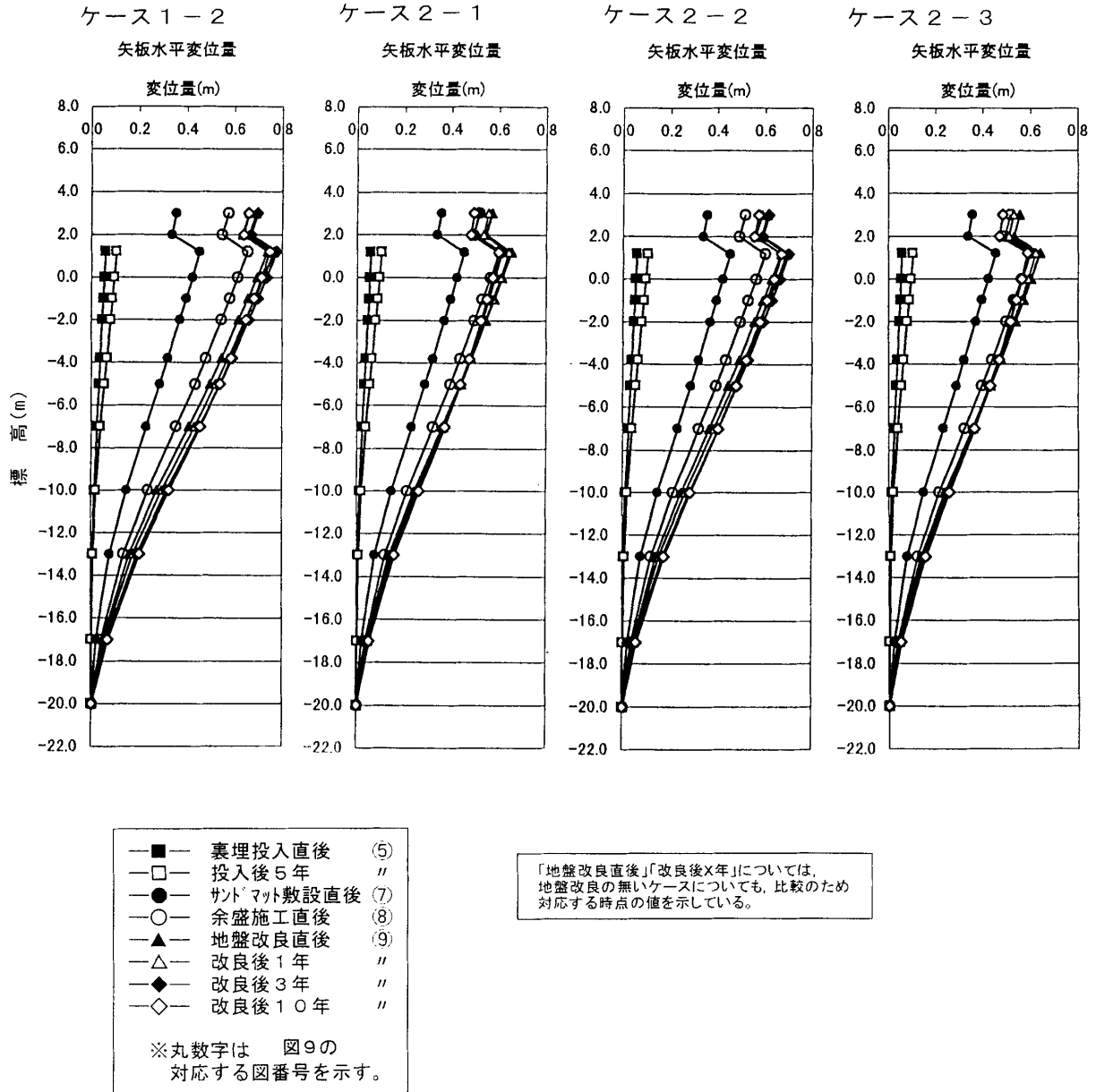


図13 矢板水平変位量の経時変化

ケース1-1

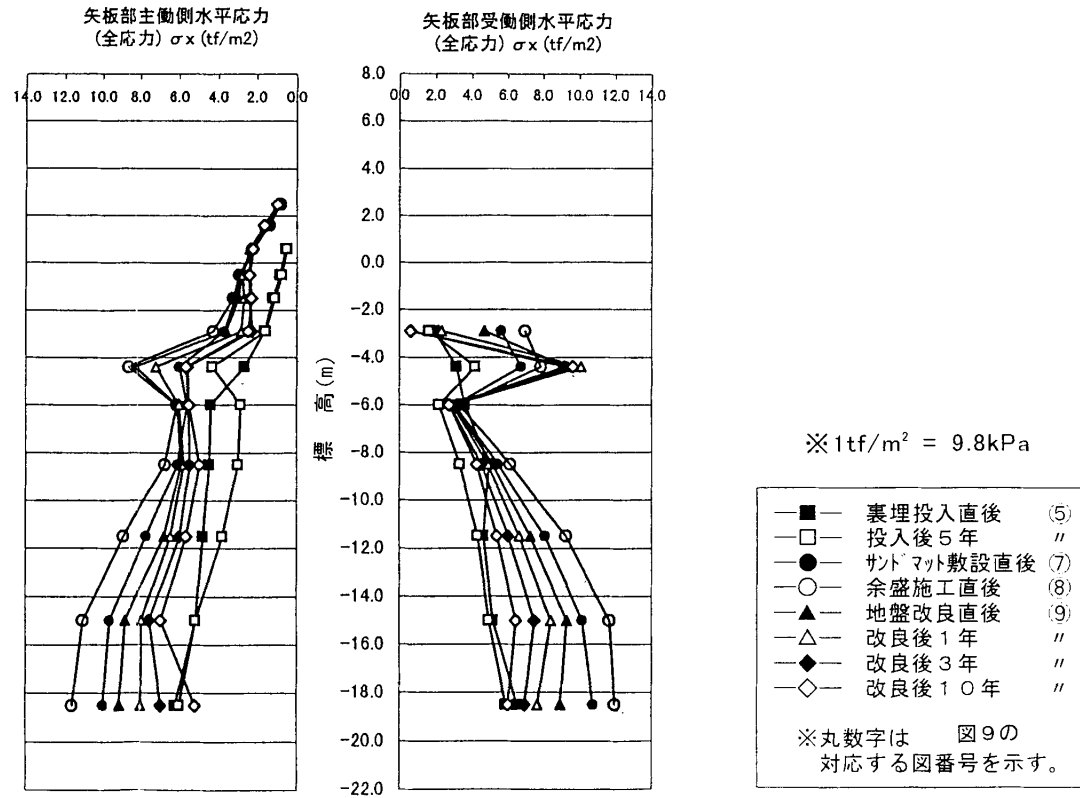


図14 矢板に働く水平土圧 (ケース1-1)

4.1 地盤および構造物の挙動の傾向

解析によって得られた、施工段階ごとの地盤及び構造物の挙動の傾向を、以下に示す。

4.1.1 埋立開始前 (図9の⑤まで) の挙動

図12及び図13に示したように、各ケースとも裏埋土の施工により矢板に水平変位が発生するが、水平変位の最も大きい矢板頭部付近で10cm以内で、根固め捨石付近にかけて漸減していき、原地盤部ではほぼゼロとなっている。

また図14の裏埋土投入5年後の折れ線を見ると、矢板に作用する土圧は主働側、受働側とも捨石部で大きくなっていて、剛性の高い根固め捨石が矢板の変位を抑えていると考えられる。

4.1.2 埋立 (覆土, サンドマット) 時 (図9の⑦まで) の挙動

覆土の施工と埋立により、軟弱地盤への新たな载荷がなされる時点である。

図12, 図13より、いずれのケースも矢板の水平変位が増大しており、矢板の最大水平変位は40cm程度となる。控杭も最大40cm程度の水平変位を示している、裏埋土を含めて矢板式係船岸全体が水平に変位する挙動を見せている。また図12より、ケース1-1の覆土法尻の水平変位の深度分布は、投入し

た流用土の±0m付近で最大40cm程度の水平変位を示しており、埋立表面より地盤内の水平変位が大きくなっている。

図20より、この時点において、埋立部の下を中心として地盤内に間隙水圧の上昇が生じていることがわかる。

以上より、新たな载荷によって地盤内の間隙水圧が上昇し、側方流動を引き起こすというメカニズムを見ることが出来る。

また、図14から分かるように、矢板に作用する全土圧は過剰間隙水圧の上昇に伴い増加している。

4.1.3 余盛土施工直後 (図9の⑧) の挙動

図12より、余盛の施工に伴いいずれの断面においても水平変位が増加する。ケース1-1の場合、矢板の水平変位は70cm程度に達している。

図12及び図13より、改良条件の相違が水平変位に与える影響を比較すると次の通りである。すなわち、余盛土範囲が広くて地盤改良が無しという、改良条件の最も悪いケース1-2の水平変位が最も大きい。一方、余盛土範囲が狭くて地盤改良が有りという、改良条件の良いケース2-1や2-3の矢板の水平変位は比較的小さくなっているが、それでも変位の最大値は60cm程度に達している。

図20から分かるように、地盤内の間隙水圧は余盛土の下部を中心として更に上昇している。また、側方流動圧により矢板及び控杭付近の原地盤の間隙水圧も上昇している。

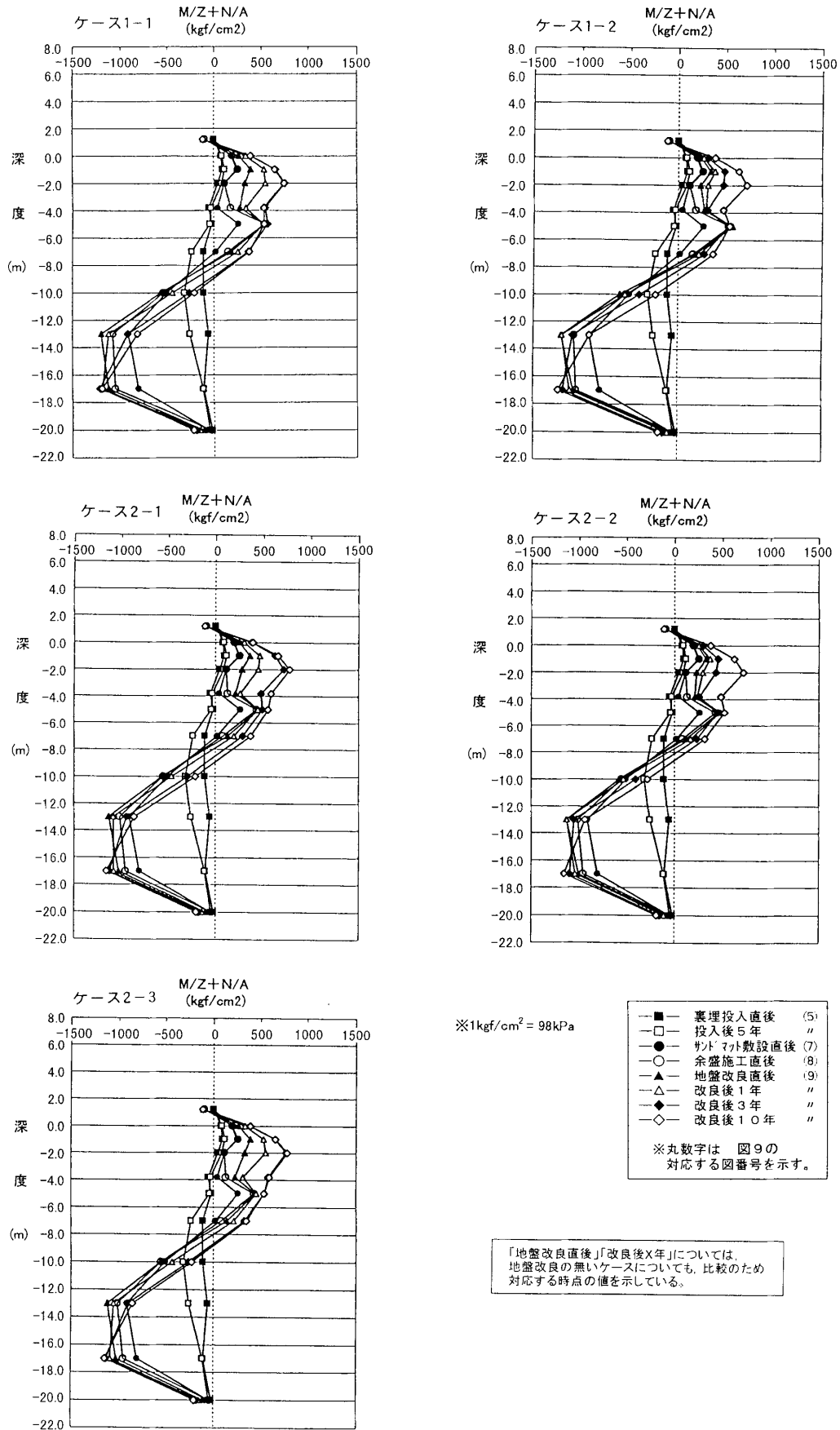


図15 矢板に発生する応力度

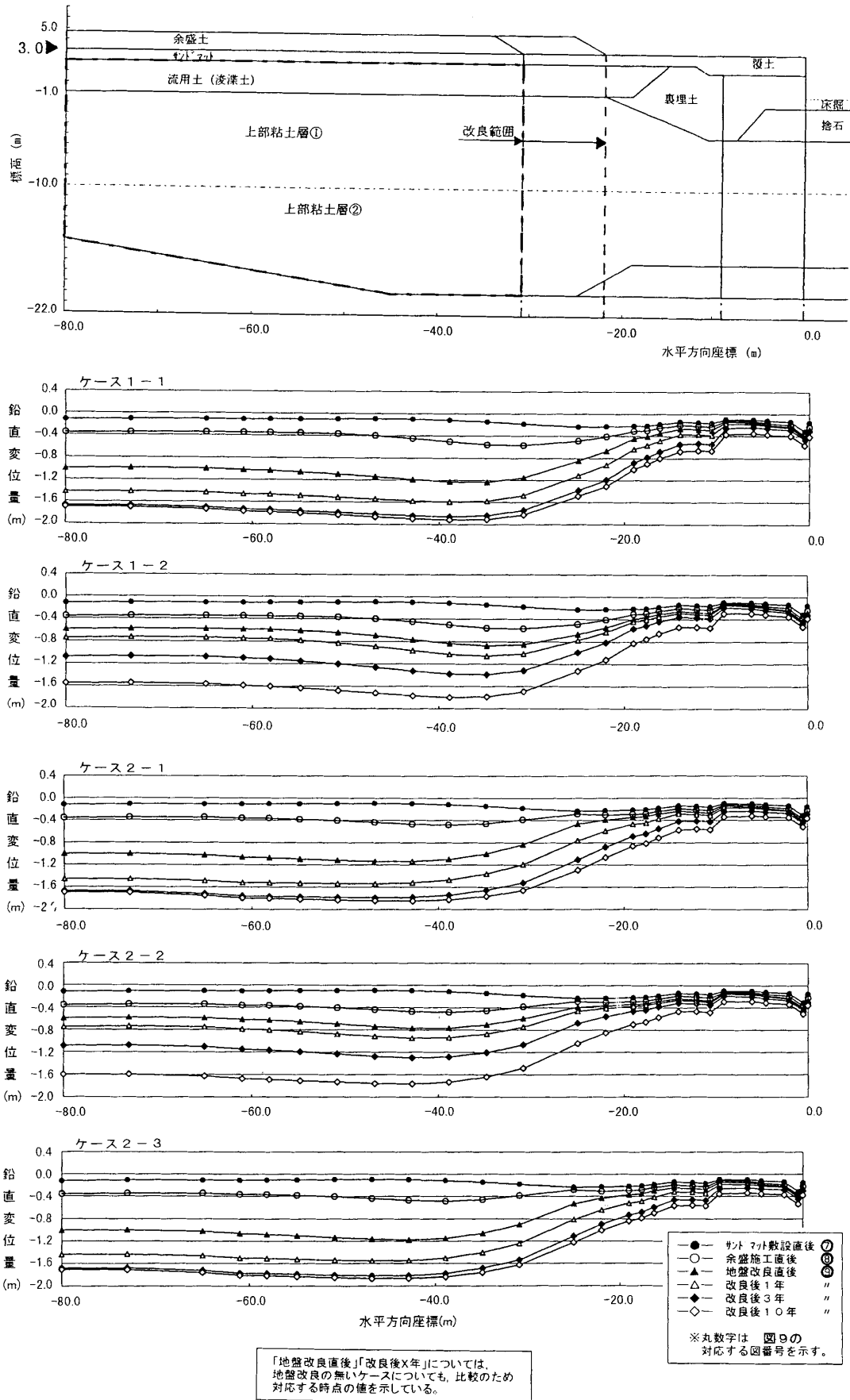


図16 鉛直変位の経時変化 (EL+3.00m 部)

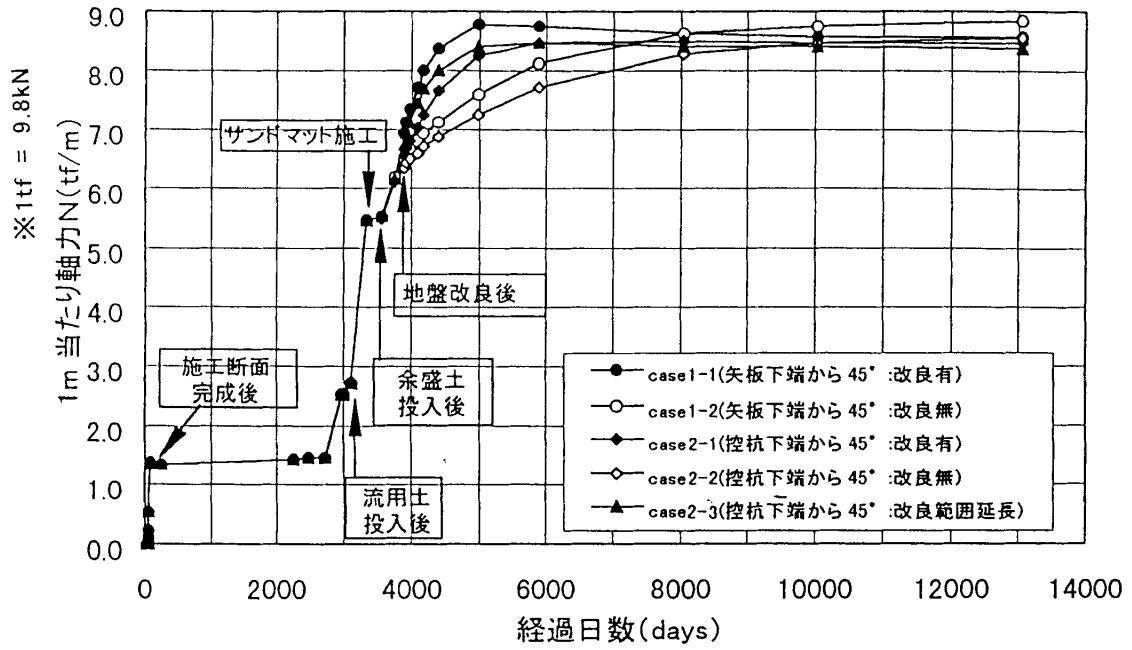


図17 タイロッドの1 m 当たりの軸力の経時変化

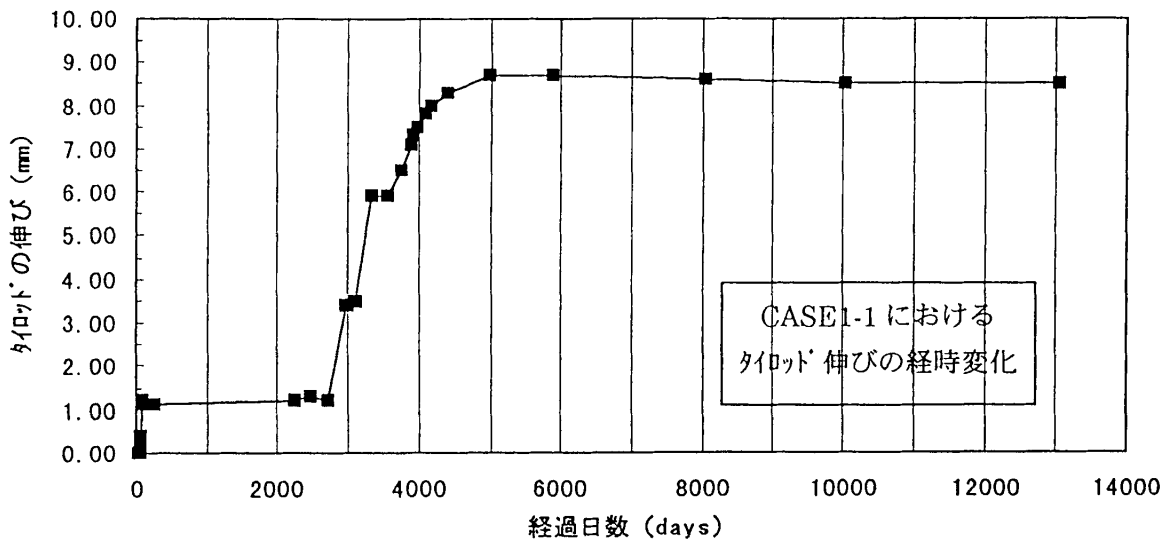


図18 タイロッドの伸びの経時変化

変位図 CASE1-1 余盛り土施工後 (経過日数3555日)

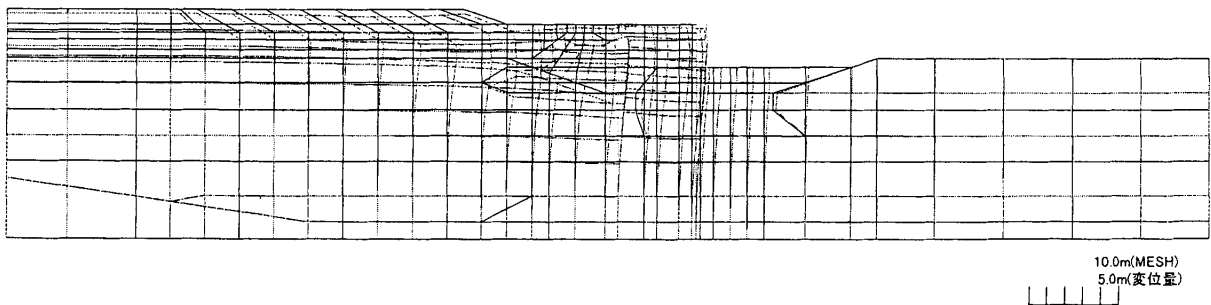
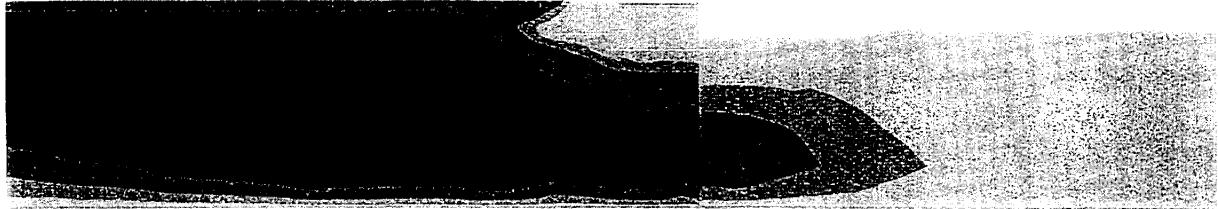


図19 変位図の一例

全ケース共通 流用土投入後 (経過日数3105)



ケース1-1 サトマット・覆土施工後 (経過日数3345)



ケース1-1 余盛土施工後 (経過日数3555)

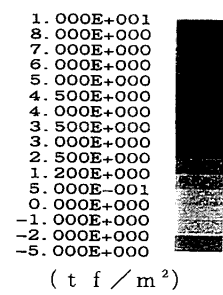


図20 間隙水圧の等値線図の一例

4.2 タイロッドの軸力

タイロッドの軸力の経時変化を図17に示す。タイロッドの軸力は全ケースにおいて引張状態となっている。いずれの場合も流用土の投入に伴い軸力が即時的に増加している。一方、余盛土投入後もタイロッドの軸力は増加するが、地盤改良有りのケース1-1, 2-1, 2-3ではその増加速度が大きいのに対して、無改良のケース1-2, 2-2では地盤の圧密の進行が遅いため、軸力の増加は漸次的となっている。

但し本プログラムでは控杭を壁として表現しているため、実際より土の変形を拘束する度合いが大きくなると考えられる。従って、タイロッドの軸力が解析では約8.5tf/m(83kN/m)、応力度に直すと約2,200kgf/cm²(220MPa)発生しているが、実際にはこれほど大きくならないと考えられる。

なおタイロッドの伸び量も、軸力と同様に推移する。伸び量の変化を図18に示す。

4.3 地盤改良工の効果

図16より、地盤の沈下量を見ると、地盤改良を行ったケース1-1, 2-1, 2-3では改良後急速に圧密が進み、3年後には圧密沈下がほぼ終了することがわかる。一方、無改良のケース1-2, 2-2では10年後になっても圧密沈下が完全には終了せず、残留沈下が続くという結果となっている。

図12, 図13より、矢板の水平変位量を見ると、大部分が地盤改良を行うより前、サンドマット敷設と余盛土施工の時点で発生している。従って地盤改良の有無が水平変形に与える影響は小さいといえる。但し図12, 図13の「余盛施工直後」の折れ線と「改良後3年」の折れ線を比較すると、地盤改良を行わない場合はただただ水平変位が増大していく傾向が見られるのに対し、地盤改良を行った場合は改良直後の時点で変位がほぼ収束するという差異が見て取れる。

4.4 余盛土施工範囲の違いによる影響

地盤改良範囲が同じで余盛土範囲の異なる2つのケース、すなわち余盛土範囲の広い1-1と、狭い2-3を比較する。

図12, 図13より、矢板の水平変位量を見ると、余盛土範囲が狭い方が若干小さい変形にとどまっている。

図15より、矢板の応力度は、余盛土の範囲にあまり左右されない結果が得られている。

また図16より、余盛土範囲が狭いケース2-3に比べ、余盛土範囲が広いケース1-1では、広げた範囲の直下付近(水平座標-20mから-35m)で、沈下量が最大30cm程度大きくなるという結果が得られている。その他の箇所については、2つのケースの沈下量・沈下速度はほとんど同じである。

5. おわりに

ここで示した解析より、次のような結果が得られた。これらは、土質力学の既存の知見と照らし合わせて、傾向として妥当なものと考えられる。

- 1) サンドドレーンの打設により余盛土による埋立部の沈下は大きく促進される。
- 2) サンドドレーンの打設により地盤の沈下速度が速くなる。一方、盛土幅の大小は沈下量に影響を与えるが影響は局所的な範囲に限られる。
- 3) 矢板の水平変位はサンドマット及び余盛土の施工直後に大部分が発生しており、サンドドレーンの施工の有無による顕著な差異は見られない。
- 4) 余盛土範囲が広いときより狭いときの方が、矢板の水平変形は若干小さな範囲にとどまる。

この解析結果から得られた矢板の水平変位量は過大であり、何らかの対策を講じる必要がある。対策として、計測を行いながらの緩速施工や、地盤改良範囲および盛土範囲の再検討が考えられる。しかし、構造物の安定性を確実に発現させるには抜本的な設計変更・対策の実施も視野に入れる必要があろう。

また本プログラムの数量的な精度については、別地点の、すでに挙動が観測された地点の解析を後追いで実施したところ現実の数値と良い整合が得られている。但し今後も精度向上のため、パラメータの設定、メッシュの設定等の更なる検討が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 中井照夫：地盤の応力・変形挙動と地盤材料の力学特性の関連性、土と基礎38-7, pp. 19-25, 1990.
- 2) Nakai, T. and Matsuoka, H.: A generalized elasto-plastic constitutive model for clay in three-dimensional stresses, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp. 81-98, 1986.
- 3) Nakai, T.: An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the path dependency in three-dimensional stress, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 119-137, 1989.
- 4) Nakai, T. and Hoshikawa, T.: Kinematic hardening model for clay in three-dimensional stresses, Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp. 655-660, 1991.
- 5) Nakai, T. and Matsuoka, H.: Elastoplastic Analysis of Embankment Foundation, Proc. of 8th ARCSMFE, Kyoto, pp. 473-476, 1987.
- 6) Karube, D.: Unstandardized triaxial testing procedures and related subjects for inquiry, Proc. 20th Symp. on Geotechnical Engineering, pp. 45-60, 1975.
- 7) 大槓正紀, 鈴木宏一, 高木敦夫, 影山心: 粗粒材料の軸対称応力下での変形挙動, 水産工学研究所研報18号, pp. 111-154, 1997.