

矢板式係船岸の施工中の変形挙動の数値解析

NUMERICAL ANALYSIS FOR DEFORMATION BEHAVIOR OF SHEET-PILE QUAYWALL UNDER CONSTRUCTION

大槇正紀¹・佐伯公康²・鹿田正一³・馬場慎太郎⁴

Seiki OHMAKI, Kimiyasu SAEKI, Shoichi SHIKADA, Shintaro BABA

1 正会員 工博 水産庁水産工学研究所 漁港施設研究室 室長 (〒314-0421 茨城県鹿島郡波崎町海老台)

2 正会員 水産庁水産工学研究所 漁港施設研究室 研究員

3 財団法人 漁港漁村建設技術研究所 第一調査研究部長

4 東洋建設株式会社

Two-dimensional finite element analysis on ground-structure interaction system is conducted. The FEM program consists of a generalized elastoplastic constitutive model (tij-model). Now using this program, movement of sheet-pile quaywall and reclaimed land of a fishing port on soft ground treated by the sand drain piles is estimated. Effect of the treatment by the sand drain method and width of preloading on the behavior of sheet piles and deformation of reclaimed land is shown.

Key Words : Fishing port, finite element analysis, tij-model, quaywall, soft ground, consolidation

1. はじめに

全国の海岸線に点在する漁港は、地形条件や地盤条件が複雑な場所に立地していることが多く、天然の良港であっても施工箇所に軟弱地盤が存在することは少なくない。そのため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。

本研究は、地盤-構造物系の挙動をシミュレートできる弾塑性有限要素解析プログラムを用いて、実在の漁港の係船岸および背後の埋立地を対象に、施工計画策定の一助とすべく施工中・施工後の2次元圧密変形解析を行ったものである。

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、粘性土及び砂質土の両地盤に対し弾塑性解析が可能である。
- ii) 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成分, 等方的な塑性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。
- iii) 移動硬化モデルとなっているため応力誘導異方性の影響を考慮できる。

以下に tij モデルで用いるパラメータを示す。粘性土のモデルは tij-clay モデル, 砂質土のモデルは tij-sand モデルと呼ばれる。

2. 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。

(1) tijモデルの概要

(2) tijモデルに含まれるパラメータ

1) 応力～ひずみ関係を表すパラメータ

粘性土では $\varepsilon_v \sim \ln p$ の間に直線関係が成り立つ。ここに ε_v は体積ひずみ, p は平均有効主応力である。この直線の傾きを、図-1(a)に示すように $\lambda/(1+e_0)$, $\kappa/(1+e_0)$ で表す。ここに, λ , κ は圧縮指数, 膨張指数であり, e_0 は初期間隙比である。ここでは, κ は, 軽部⁶⁾による次の実験式より求めた。

$$1-\kappa/\lambda=M/1.75 \quad (1)$$

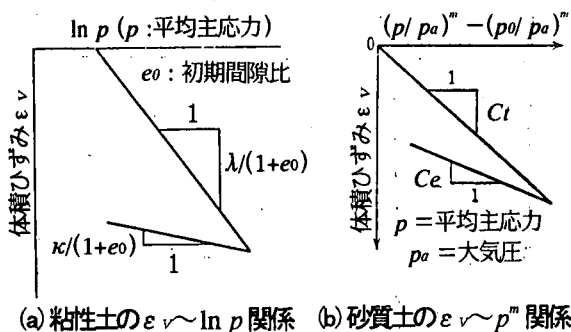


図-1 応力～ひずみ関係

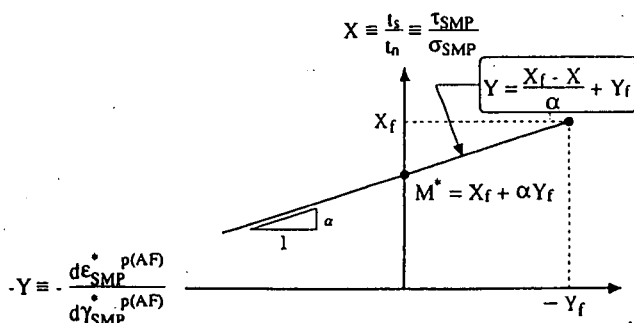


図-2 応力比 X ～ひずみ増分比 Y 関係

ここに、 M は限界状態の強度定数で次式から計算される。

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad (2)$$

ここに、 ϕ' は土の内部摩擦角である。

一方砂質土では、図-1(b)に示したように、 ε_v と p のべき乗の間に直線関係が成り立つと仮定し、圧縮時及び膨張時の勾配を C_t 、 C_e としている。

また空間滑動面 (Spatial Mobilized Plane) 上での応力とひずみ増分の関係を示すパラメータとして、粘性土、砂質土ともに、 $X \sim Y$ 関係の傾き α を用いる。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。 Y は、空間滑動面上の垂直ひずみ増分 $d\varepsilon_{SMP} \cdot p^{(AF)}$ とせん断ひずみ増分 $d\gamma_{SMP} \cdot p^{(AF)}$ の比である。なお上添字 p はtij空間で関連流動則を満足する塑性ひずみ成分であることを示す。 AF は関連流動則に従う成分であることを示す。この $X \sim Y$ 関係は、中間主応力や応力経路の影響を受けずに、図-2のようなユニークな直線関係をとるとされている^{2,3)}。

2) 破壊基準を表すパラメータ

粘性土、砂質土ともに、破壊時主応力比 $R_f = (\sigma_1/\sigma_3)_{f \text{ comp}}$ を用いる。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。

砂質土については、破壊時のダイレイタンスー曲

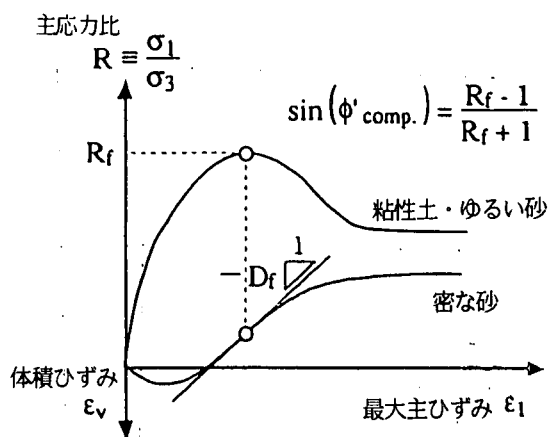


図-3 主応力比～最大主ひずみ～体積ひずみ関係

線の勾配 $D_f = (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_{f \text{ comp}}$ を用いる。ここに、 ε_1 は最大主ひずみである。

これらのパラメータの定義を図-3に示す。

3) 構造変化を表すパラメータ

粘性土、砂質土ともに、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として移動硬化パラメータ ξ を用いる。 ξ を大きい値にすると等方硬化材料を表すことになる。

3. 解析の実施

(1) 解析対象の概要

解析対象は、施工途中のO漁港の矢板式係船岸と背後の埋立地である。現地は、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まで埋め立てる予定である。しかし軟弱な沖積粘性土が厚く堆積していることから、サンドドレーンの施工と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、今回解析を行い詳細に検討することとした。

(2) 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-4のようにモデル化した。

矢板は支持層まで打設され、H型鋼による控え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) パラメータの決定

tijモデルのパラメータを、図-4の各土層に対し以下に示す方法で設定した。設定した値を表-1に示

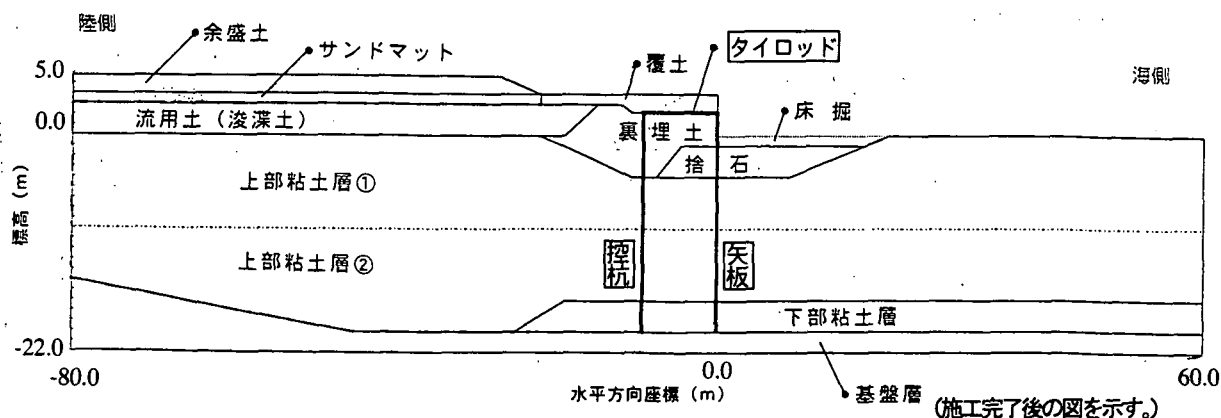


図-4 横断面のモデル化

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) C_t	膨張指数 (粘) κ 膨張パラメータ (砂) C_e	べき乗 の値 (砂) m	内部 摩擦角 ϕ (度)	破壊時のダイ レイタンスー の曲線勾配 (砂) D_f	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 KO	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	0.008	...	39.20	...	0.80	0.20	0.0	0.428	0.90	1.0×10^{-7}
上部粘土層①	tij-clay	1.60	1.75	0.173	0.027	...	38.50	...	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	1.80	1.75	0.173	0.027	...	38.50	...	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)

す。

1) 粘性土のパラメータ

λ と κ は、先述の通り、圧密試験と実験式から求めた。その際 ϕ' は三軸試験によって得られた値を用いた。 α は、 ϕ' との間に存在する相関関係を利用して求めた。 ξ は、既往の文献の値を用いた²⁴⁾。

またポアソン比 ν_e については、弾性せん断ひずみが比較的小さいことから、0とした²⁾。

2) 砂質土のパラメータ

今回、砂質土の三軸試験は実施されなかったため、パラメータの決定にあたっては、中井による既往の研究³⁵⁾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。

3) 捨石のパラメータ

本解析では、捨石についても tij-sand モデルを用いた。捨石部の材料定数は繰り返し大型三軸試験⁷⁾等の結果をもとに決定した。

(4) 岸壁のモデル化

解析対象の岸壁は矢板形式であり、その構造は鋼矢板(SPⅢA型)と控杭(H250×250×9×14)、タイロッド(φ32 高張力鋼)から成っている。部材

諸元は現地で施工されている部材の値を用いた。但し、実際の控杭とタイロッドは打設間隔 1.6m ピッチで施工されているが、本解析は2次元解析のため、控え杭の断面積、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た。タイロッドの断面積についても同様とした。

(5) 地盤の透水係数

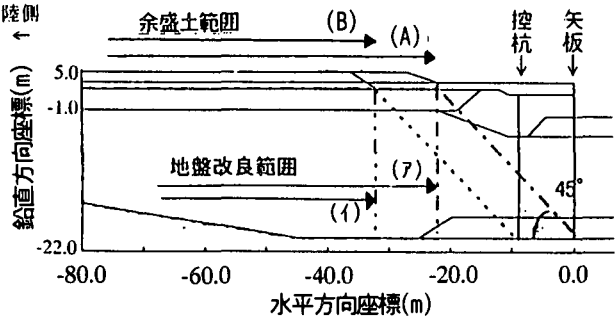
粘性土の透水係数として表-1の値を用いた。

なおドレーン打設部の透水係数は次のように決めた。すなわち、バロンの式に基づいて改良を考慮した沈下～時間曲線が、等価な一様地盤として行った一次元圧密解析より得られる沈下～時間曲線にほぼ一致するように、等価な透水係数を決定し、この透水係数の一様地盤として解析した。その結果、地盤改良によって透水係数は1オーダー改良される結果になった。

(6) 解析ケースと工程の設定

解析にあたり、地盤改良工の施工範囲を、図-5に示すように、次の2種類設定した。

表-2 施工工程の設定



検討 ケース名	余盛土 範囲	地盤改良 範囲
ケース1	(A)	(F)
ケース2	(A)	無し
ケース3	(B)	(I)
ケース4	(B)	無し
ケース5	(B)	(F)

図-5 地盤改良範囲と余盛土範囲の設定

工程	ステップ数	所要日数	日数累計
床掘 1層目	20	12.0	12.0
床掘 2層目	19	12.0	24.0
床掘 3層目	19	12.0	36.0
矢板・控杭打設	19	3.0	39.0
放置	19	7.0	46.0
捨石1層目投入	99	6.0	52.0
捨石2層目投入	99	6.0	58.0
放置	49	4.0	62.0
裏埋土1層目投入	99	4.0	66.0
裏埋土2層目投入	99	4.0	70.0
裏埋土3層目投入	99	4.0	74.0
裏埋土4層目投入	99	1.0	75.0
放置1	99	180.0	255.0
放置2	219	1980.0	2235.0
適用土1層目投入	199	240.0	2475.0
適用土2層目投入	199	240.0	2715.0
適用土3層目投入	299	240.0	2955.0
水位上昇(EL+2.00M) :3層目を達成	49	30.0	2985.0
放置	59	120.0	3105.0
サンドマット、覆土敷設 (+3mまで埋立)	399	240.0	3345.0
余盛土施工	209	210.0	3555.0
放置	104	210.0	3765.0
地盤改良	199	120.0	3885.0
放置1	199	300.0	4185.0
放置2	199	800.0	4985.0

4. 解析結果

図-7(a), (b), (c)に、それぞれケース1, 2および5の EL+3.00m 部の鉛直変位の経時変化を示す。図-8に、ケース1の矢板の主働側及び受働側に働く水平土圧の深度分布の経時変化を示す。図-9に、全ケースの矢板位置における水平変位量の深度分布の経時変化(ケース1については控杭位置における値も示す)を示す。また、図-10には、余盛土施工後のケース1の変形メッシュ図を示す。これらの図より、次のような変形の特徴が見られる。

(1) 全体的な挙動の傾向

図-9より、矢板の挙動を見ると、裏埋土投入直後(図-6(b))においては、矢板天端の水平変位はいずれも10cm以内である。サンドマットと覆土の施工により、40cm程度に増加する。地盤改良直後に矢板天端の水平変位は最大値を示し、最も条件の悪いケース2で80cm程度、最も条件の良いケース5で60cm程度の値を示している。また、図-9のケース1に示したように、控杭と矢板はほぼ同じ変位挙動を示している。これは図-10の変形メッシュの状況からも理解される。

図-8より、矢板に作用する水平土圧(全応力)は、余盛土施工直後が最大で、その後圧密の進行による過剰間隙水圧の消散にともない減少する。また、受働土圧分布は捨石部付近で大きな値を示し、剛性の大きい捨石部が矢板の水平抵抗に寄与していること

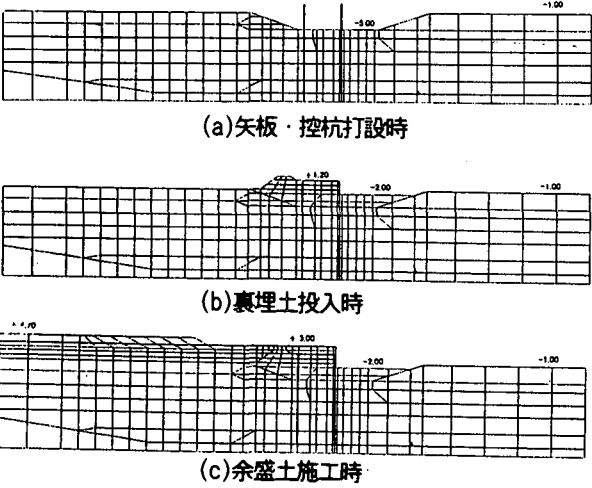


図-6 施工断面のメッシュ図

- (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。
- (イ) 控杭下端から引いた45°の勾配の直線が、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。

また余盛土範囲についても、図-5に示すように(A)(B)の2種類設定した。

以上の地盤改良範囲と余盛土範囲を組み合わせ、図-5中の表に示す5ケースの解析を行った。

解析で設定した施工工程を表-2に示す。また、代表的な時点における施工断面のメッシュ図を図-6に示す。

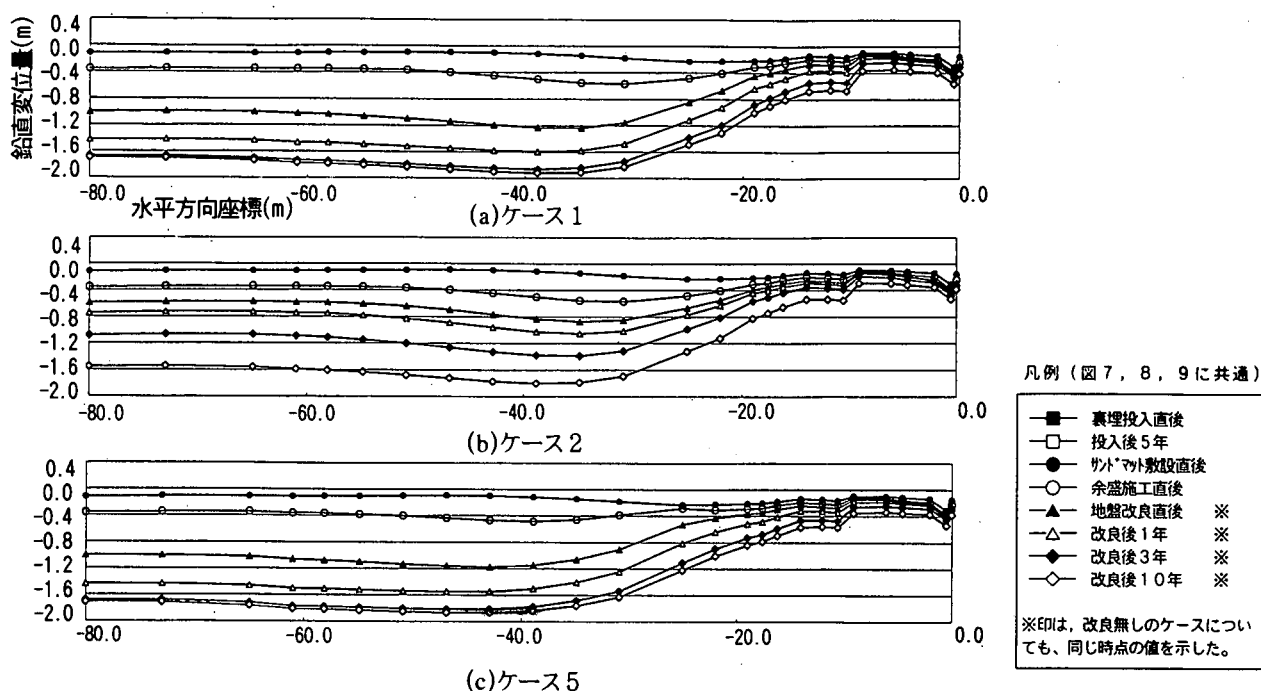


図-7 EL+3.00m 部の鉛直変位

後になっても圧密沈下が完全には終了せず、残留沈下が続く結果となっている。

また図-9より、水平変位は大半がサンドマット敷設と余盛土施工の時点、すなわち地盤改良を行うより前に発生しており、地盤改良の有無による影響は小さい。

(3) 余盛土施工範囲の違いによる影響

図-9より、余盛土範囲が狭い方が矢板の水平変位量は若干小さくなる傾向が見られる。

また図-7より、余盛土範囲が狭いケース5に比べ、範囲が広いケース1では、範囲を広げた部分の直下（水平座標 -20m から -35m）付近で、沈下量が 30cm 程度大きくなる結果が得られている。

5. 結果のまとめと考察

ここで示した解析より、次のような結論が得られた。

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. 矢板の水平変位の大部分は、サンドマット及び余盛土の施工直後に発生し、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。
3. 余盛土範囲が狭い方が、また、地盤改良幅が大きい方が矢板の水平変位は若干小さくなる。

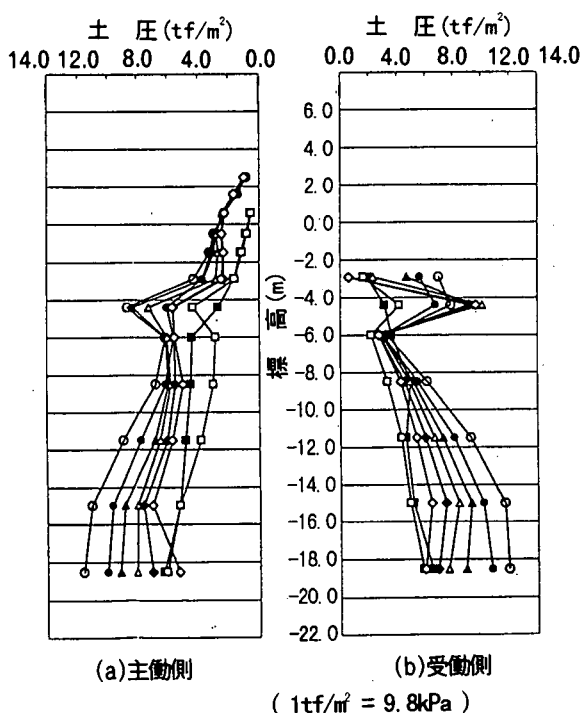


図-8 ケース1の矢板部の水平土圧（全応力）

が分かる。

(2) 地盤改良工の効果

図-7より、地盤改良を行ったケース1、5では急速に圧密沈下が進み、3年後には圧密沈下がほぼ終了することがわかる。無改良のケース2では10年

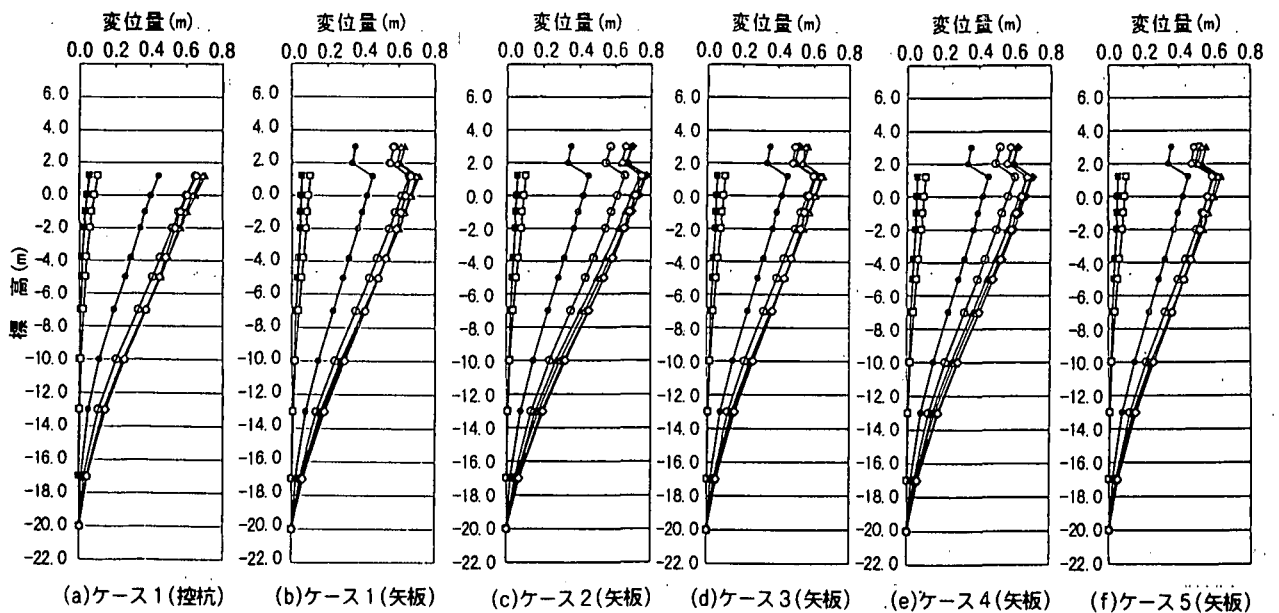


図-9 矢板水平変位量の深度分布

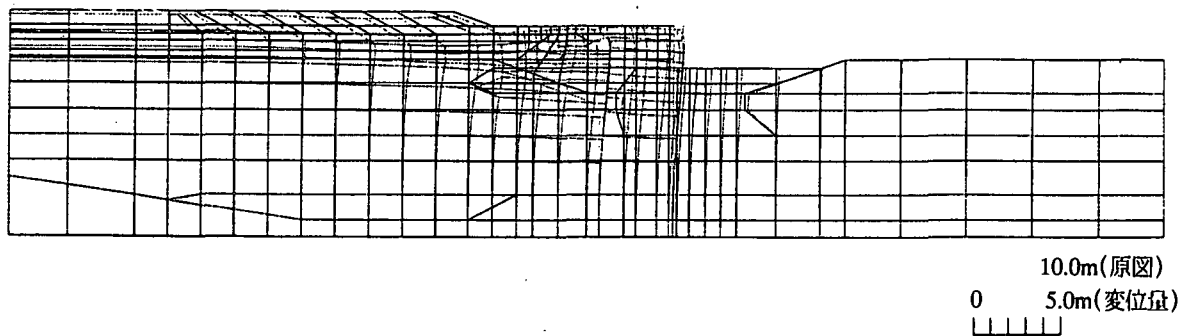


図-10 余盛土施工後の変位図 (ケース 1)

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が、抜本的な設計変更・対策の実施も視野に入れる必要がある。

また本プログラムの数値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 elastoplastic 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) 軽部大蔵：Unstandardized triaxial testing procedures and related subjects for inquiry, *Proc. 20th Symp. on Geotechnical Engineering*, pp.45-60, 1975.
- 7) 大槇正紀，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，水産工学研究所研究報告第 18 号，pp.111-154, 1997.

(1999. 4. 19受付)