

# マレーシア軟弱海成粘土地盤上に建設された 試験盛土の変形挙動の評価

亀井 健史<sup>1)</sup>, 珠玖 隆行<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> 島根大学総合理工学部 地球資源環境学科

<sup>2)</sup> 島根大学大学院総合理工学研究科 地球資源環境学専攻

## Evaluation of deformation behavior of a test embankment constructed on Malaysian soft marine clay

Takeshi KAMEI<sup>1)</sup> and Takayuki SHUKU<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Department of Geoscience,

Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Shimane University

<sup>2)</sup> Department of Geoscience,

Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Graduate School of Shimane University

### Abstract

This paper describes the predicted and observed performance of full-scale trial embankment constructed on Malaysian soft marine clays, and built to failure. Finite element analysis based on the Cam-clay model was utilized to investigate the deformation behavior of the embankment and the foundation soil until failure. Finite element solution based on shear band and deformation vectors agree well with the actual slip surface observed in the field measurements. However, more accurate prediction of slip surface requires careful assessment of the ground surface, corresponding to the actual mechanical behavior in the field during embankment.

### 1. はじめに

軟弱粘性土地盤上に盛土を急速に施工する場合、その地盤の透水性が低いと、排水による地盤の圧縮（体積変化）は瞬時には発生せず、地盤は非排水変形挙動を示す。また、透水性が低いことによって盛土載荷直後では地盤内には大きな過剰間隙水圧が発生している。しかしながら、盛土建設後、時間経過に伴って地盤内の間隙水圧が徐々に消散、地盤の有効応力が増大していくと、地盤の支持力は増大し、基礎地盤は安定な状態に向かう。したがって、盛土建設直後が基礎地盤の最も不安定な状態であり、このような場合、地盤の安定性は一般に短期安定問題として評価される。

土構造物建設における基礎地盤の安定性を検討するために、円弧すべり解析による安定計算（極限平衡法）が慣用的に広く用いられている<sup>1)</sup>。この解析手法は、円弧のすべり面を想定するとともに、土を非常に単純なモデルである剛塑性体として扱う。いいかえれば、ある応力状態まで土にひずみは全く生じない剛体として反応し、

ある応力状態に達すると土は塑性化し、応力が変化しない状態でひずみのみが生じると仮定している。すなわち、すべり面上でのせん断応力とせん断強さの極限釣り合い状態のみを考えることによって地盤の安定性を検討している。したがって、このような極限平衡法では、一般に地盤が破壊に至るまでに発生している変形は考慮されていない。

しかしながら近年、都市域にみられるように用地幅に制限がある地域や、既設構造物に近接した場所に構造物を建設する場合も多くみられる。このような場合には地盤の破壊のみならず、地盤が破壊に至るまでに生じる地盤の変形量（地盤沈下や側方流動など）が、近接構造物に大きな影響を及ぼすため、安全な施工を実施するためには十分な注意を払う必要がある。

一方、近年の計算機の発達と土の力学挙動をよく表わすことができる構成モデルの出現により、構成モデルに必要な土質定数が精度良く得られれば、有限要素法等の数値解析（極限解析法）を行うことにより、地盤の変形挙動を工学的に十分な精度と時間で予測することが可能

となってきた<sup>2), 3)</sup>. 最近ではこのような数値解析手法を用いることによって, 極限平衡法では考慮されない載荷初期から破壊に至るまでに地盤に発生する沈下や側方流動等の変形を予測することができ, 地盤の変形・破壊挙動の統一的な評価が可能となってきた. このような評価は, 軟弱粘性土地盤上に盛土を安全施工する場合の施工管理などにおいて極めて重要な情報となる.

これまで, 実際の盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動予測が多数実施されてきた. とくに, マレーシアで建設された試験盛土に関しては, 多くの研究者や技術者が, 種々の方法を用いて限界盛土高さやすべり面の発生位置等の予測を行っている. その結果はBrand and Premchitt<sup>4)</sup>によって詳細にまとめられ, 実際の限界盛土高さやすべり面の発生位置を正確に予測することは難しく, 多くの予測結果は実測結果とかなり異なっていることが報告されている.

例えば, Nakase and Takemura<sup>5)</sup>は, 主として円弧すべり解析手法を用い, 補助的に遠心模型実験を行うことによってすべり面の発生位置等の予測を行った. また, Balusbramianiam *et al.*<sup>6)</sup> や Poulos *et al.*<sup>7)</sup> も主として円弧すべり解析によって限界盛土高さやすべり面の発生位置を予測している. しかしながら, これらの研究では, 限界盛土高さを過小評価し, すべり面に関しては実際よりも深度の浅いすべり面を予測した結果となっている<sup>4)</sup>. 一方, Indraratna *et al.*<sup>8)</sup>は, 修正Cam-clayモデルを用いた有限要素解析によってすべり面の発生位置等の予測を行い, 解析結果から予測されるすべり面が実際のすべり面と良い対応を示すことから, 解析の際に適切な解析条件や土質定数を選択することによって, すべり面の発生位置を精度良く予測できることを実証している. しかしながら, 盛土建設に伴う基礎地盤の変状や地盤内最大せん断ひずみ分布の遷移については明らかされておらず, 盛土基礎地盤の変形から破壊に至るまでの一連の解析結果に関しては不明な点が多い.

そこで本研究では, マレーシアの海成軟弱粘土地盤上に急速に建設し, その後破壊に至らした試験盛土を対象として, 盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動を, Cam-clay モデルを用いた土/水連成有限要素解析によってシミュレートしている. そこで, 解析から得られた地盤変状(地表面沈下・隆起, 側方変位)と現場計測結果との比較を行うとともに, 最大せん断ひずみ分布と変位ベクトルの分布性状が, 実際のすべり面形状とどの程度の対応を示しているのかを検討している.

## 2. 土の構成モデル

本研究では, 粘性土の構成モデルとしてCam-clayモデル<sup>9) ~ 11)</sup>を用いた. Cam-clayモデルは, 粘性土の圧密・せん断挙動を統一的に表現することが可能であり, 世界的に最も広く認められているモデルの1つである. こ

のモデルでは, 全ひずみが弾性ひずみと塑性ひずみの直和により表現できるものと仮定し, 弾性部分にはフックの法則, 塑性部分にはドラーカーの弾塑性体理論(降伏曲面の凸面性, 関連流動則)が用いられている.

弾塑性材料においては, その弾性限界を規定する降伏曲面なるものが仮定される. 弾塑性材料の応力状態がこの降伏曲面の内側にある場合や, 降伏曲面上であっても降伏曲面の内向き(除荷)および, 降伏曲面に沿う向き(中立)の応力増分が与えられる場合には弾性的な変形挙動を示し, 降伏曲面上において外向き(負荷)の応力増分が与えられる場合には弾塑性的な挙動を示す.

そこでまず, Cam-clay モデルの降伏曲面(降伏関数)を次式に示す.

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta - v^p = 0 \quad (1)$$

ここで,  $p'$ は平均有効主応力,  $p'_0$ は $p'$ の初期値であり,  $\eta$ は $p'$ と一般化された偏差応力 $q$ の比を,  $v^p$ は塑性体積ひずみを表している. また,  $\lambda$ と $\kappa$ はそれぞれ自然対数表示による圧縮指数と膨潤指数であり,  $e_0$ は初期間隙比を表す.  $D$ はダイレイタンシー係数であり, 限界状態での応力比 $M$ を用いて,

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)} \quad (2)$$

と表現できる. なお,  $p'$ と $q$ はそれぞれ次式で定義される.

$$p' = \frac{1}{3} \sigma'_{ii}, \quad q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (3)$$

ここで,  $\sigma'_{ij}$ は有効応力であり,  $S_{ij}$ は $\sigma'_{ij}$ の偏差成分を表している.

Cam-clayモデルにおいて, ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ の塑性成分 $d\varepsilon^p_{ij}$ は, この降伏関数 $f$ に対して関連流れ則を適用することにより得られる. なお,  $d\varepsilon^p_{ij}$ は $d\varepsilon^p_{ij}$ の偏差成分を表している.

$$2d\varepsilon^p_{ij} = \frac{1}{h} \frac{S_{ij}}{\bar{\tau}} \left( \frac{S_{kl}}{2\bar{\tau}} d\sigma'_{kl} + \frac{1}{3} \bar{\beta} d\sigma'_{kk} \right) \quad (4)$$

$$d\varepsilon^p_{kk} = \frac{\bar{\beta}}{h} \left( \frac{S_{kl}}{2\bar{\tau}} d\sigma'_{kl} + \frac{1}{3} \bar{\beta} d\sigma'_{kk} \right) \quad (5)$$

ここで,  $d\sigma'_{ij}$ は有効応力の増分を表しており,  $\bar{\tau} = \sqrt{S_{ij} S_{ij} / 2}$ である.  $\bar{\beta} = (M - \eta) / \sqrt{3}$ は限界状態への隣接度を表す関数であり,  $h = (\bar{\beta} / \sqrt{3} D) p'$ は硬化係数を表す. このとき, Cam-clayモデルの構成式は次式で与えら

れる。

$$d\sigma'_{ij} = \left\{ \left( \tilde{K} - \frac{2}{3} \tilde{G} \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + \tilde{G} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) - \frac{1}{\tilde{G} + \tilde{h}} \left( \frac{\tilde{G}}{\tau} S_{ij} + \tilde{K} \tilde{\beta} \delta_{ij} \right) \left( \frac{\tilde{G}}{\tau} S_{kl} + \tilde{K} \tilde{\beta} \delta_{kl} \right) \right\} d\epsilon_{kl} \quad (6)$$

ここで、 $\tilde{K} = (1+e)p'/\kappa$  と  $\tilde{G} = 3(1-2\nu)\tilde{K}/\{2(1+\nu)\}$  はそれぞれ体積弾性係数とせん断弾性係数を表しており、 $\tilde{K}\tilde{\beta}^2 + h$  を  $\tilde{h}$  と置いた。

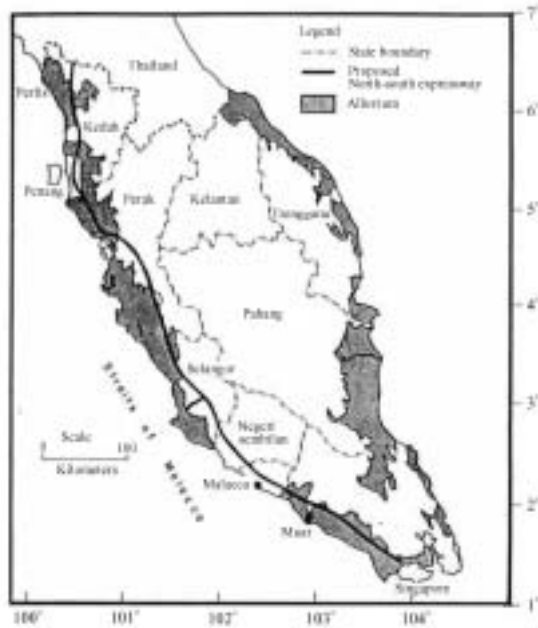


図-1 マレーシアにおける沖積層の分布<sup>8)</sup>

### 3. 解析対象と手法

1980年代後半、マレーシア南西部を南北に縦断する高速道路の建設が計画されていた(図-1)。しかしながら、その地域には軟弱な海成粘土地盤が広く分布しており、高速道路建設に伴う基礎地盤の沈下や側方流動、地盤破壊等種々の地盤工学的な問題の発生が考えられた。そこで、このような軟弱海成粘土地盤の詳細な力学的挙動調査を行うために、1988年から1989年にかけてムーア郊外において試験盛土が建設された。その際、盛土建設地点の地盤構成や地盤の物理的・力学的性質、基礎地盤の変形・破壊挙動の実測結果等、種々の地盤工学的性質に関する情報が得られた。本研究では、このように詳細な地盤情報が得られているムーア試験盛土を対象とし、盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動を、Cam-clayモデルを用いた土/水連成有限要素解析を行うことによってシミュレートしている。また、得られた解析結果と実測値を比較検討することにより、その信頼性について考察している。

#### 3.1 試験盛土の概要<sup>4), 8), 12), 13)</sup>

試験盛土建設地点は、マレーシアの南西部に位置するマラッカから100km程度シンガポールに向けて南下したムーア地域である(図-1)。盛土建設地点の地盤構成とその特性を表-1に示す。盛土建設地点では、地表面から深度2m程度の範囲において風化したクラストが存在し、その下位に厚さ16m程度のシルト質粘土層が続く。そのシルト質粘土層は、さらに上部の極めて軟弱な層(厚さ6m程度)と下部の軟弱な層(厚さ10m程度)に分類される。シルト質粘土層のすぐ下位には、厚さ0.5m程度のピート質の粘土層、さらにその下位に厚さ4m程度の剛性の大きな砂質粘土層が続く。この砂質粘土層は、深

表-1 盛土建設地点における地盤構成とその特性<sup>8)</sup>

Depth (m)	Soil description	Dominant minerals determined by X-ray diffraction	Grain Size				Coefficient of horizontal permeability $k_h$ (m/sec)	Compression ratio $(C_c/1+e_0)$	Preconsolidation pressure, $P_c$ (kPa)
			Clay	Silt	Sand	Gravel			
+2.5m	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0.5m	Crust	—	62	35	3	0	—	0.3	110
-5.6m	Upper clay	Kaolinite, montmorillonite, illite, quartz	45	52	3	0	$4 \times 10^{-9}$	0.5	40
	Lower clay	Kaolinite, montmorillonite, illite, quartz	50	47	3	0	$10^{-9}$	0.3	60
-15.3m	Peat	—	—	—	—	—	—	—	—
-15.9m	Sandy clay	—	20	36	44	0	$2 \times 10^{-7}$	0.1	60
-19.9m	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	Sand	—	4	20	71	5	—	—	—

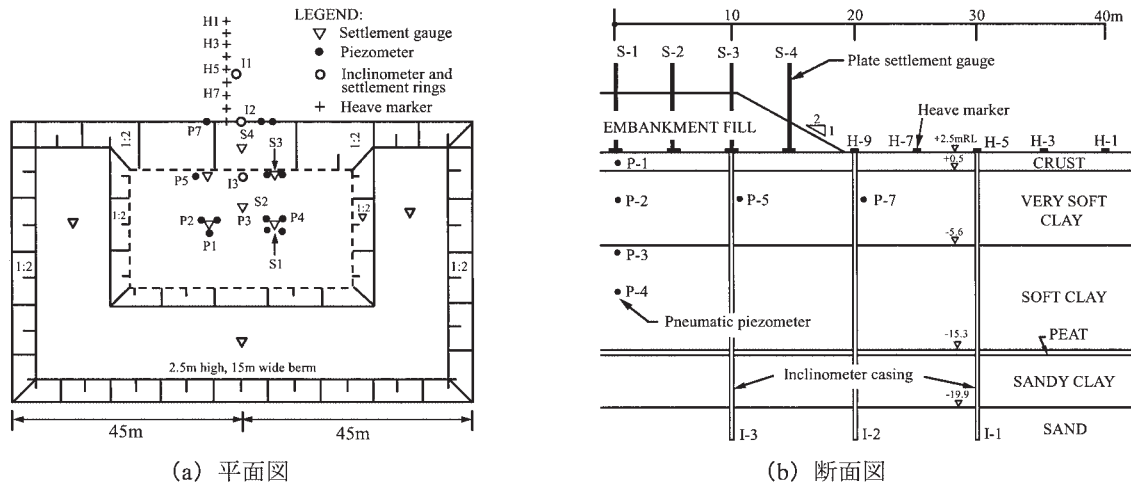


図-2 試験盛土形状と観測計器の配置<sup>4), 8), 12)</sup>

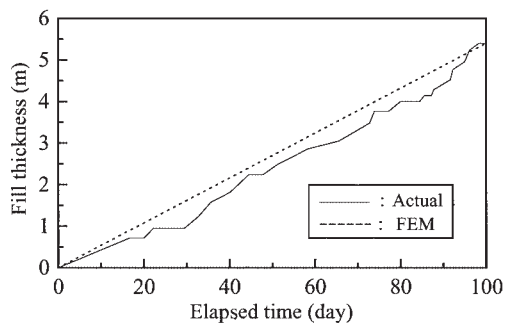


図-3 盛土建設過程<sup>4)</sup>

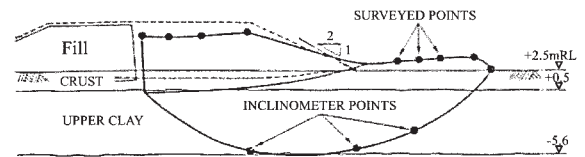


図-4 現場におけるすべり面の発生位置<sup>4)</sup>

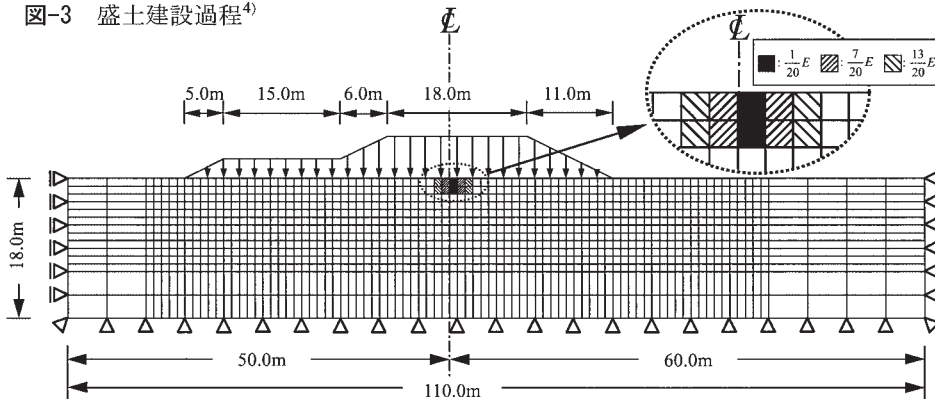


図-5 有限要素メッシュ

度 8m~18m に存在する下部シルト質粘土層の 200 倍程度の透水係数を有している。このような一連の粘土層は、地表面から深度 22m 程度まで続き、22m 以深には密な砂層が存在している。

盛土は最初、敷幅 55m, 奥行き幅 90m の寸法で建設され、盛土高さが 2.5m に達した段階で、3 方向に長さ 15m の小段が設けられた。そのため、試験盛土の寸法は、敷幅 40m, 奥行き幅 60m となった。観測計器としては、沈下板、隆起計、変位杭、間隙水圧計が盛土建設前に設置された。図-2 は試験盛土形状と観測計器の配置を示しており、(a) が平面図、(b) が盛土中央での断面図である。盛土材料は花崗岩質の砂で、盛土のヤング率  $E = 5100\text{kN/m}^2$ 、ポアソン比  $\nu = 0.3$ 、単位体積重量  $\gamma =$

$20.5\text{kN/m}^2$  であった。盛土は 1 回のブル敷き厚さを 0.2m とし、1 週につき 0.4m の速度で建設された (図-3)。盛土建設開始から 98 日経過し、盛土高さが 5.4m に達した段階で、盛土中央付近にほぼ鉛直のテンションクラックが発生し、その後テンションクラックがクラストにまで達した後、基礎地盤はすべり破壊に至った。すべり面の発生位置については、すべり破壊発生直後の沈下計、隆起計、変位杭等の測定結果に基づいて推定された。そのすべり面の発生位置を図-4 に示す。

### 3. 2 有限要素法、境界条件およびモデル地盤

有限要素法は、微小変形理論を用い Sandhu and

Wilson<sup>14)</sup>の方法に従って定式化した。要素は土骨格の変形に関して8節点アイソパラメトリック要素を、間隙水圧に関して4節点アイソパラメトリック要素を用い、基礎地盤のみモデル化を行った。盛土荷重に関しては、盛土に相当する荷重を基礎地盤に作用させることによって表現した。解析に用いた基礎地盤の要素分割を図-5に示す。本解析では盛土中央から右側に60m、左側に50m(幅110m)、地表面から深度18m(クラストから下部のシルト質粘土層まで)の範囲を解析対象として要素分割した。なお、深度18m~22mに存在する砂質粘土層に関しては、剛性が大きく、変形がほとんど生じないと仮定して要素分割は行わなかった。全要素数は1204個で、全節点数は3814個である。境界条件は、変形に関して両側面で水平変位固定とし、底面境界では鉛直・水平変位固定境界とした。一方、水理条件は、地表面で排水とし、両側面では非排水とした。また、深度18m以深に存在する砂質粘土層の透水係数が、下部のシルト質粘土層の200倍程度であることから、底面境界においても排水条件とした。

解析に必要な基礎地盤の土質定数、初期応力をそれぞれ表-2および表-3に示す。これらの値は一連の室内試験結果から決定された値を用いた<sup>8)</sup>。深度18m付近に存在する厚さ0.5m程度のピート質粘土層については、土質定数が得られておらず、層厚が小さく解析結果に大きな影響を及ぼさないものと考えられることから、下部のシルト質粘土層を含めて地盤のモデル化を行った。地表面から深度2m程度に存在するクラストに関しては弾性体と仮定し、盛土荷重が作用する要素に関しては、盛土の剛性を考慮するため、盛土材料のパラメータを用いた。本解析では直線的な盛土建設過程を仮定し(図-3)、盛土建

設開始から盛土が破壊に至るまでの98日間(盛土高さ5.4mまで)の基礎地盤の変形・破壊挙動の解析を行った。

また、実際には、基礎地盤のすべり破壊が発生するまでに、盛土中央付近においてほぼ鉛直のテンションクラックが確認されており、すべり破壊もこのテンションクラックから発生している。そこで、このような現場からの情報を考慮した解析も合わせて行った。その際、テンションクラックに関しては、テンションクラックが発生した盛土中央付近の要素の剛性を1/20に低減することで表現した。さらに、テンションクラックが発生したと考えた要素の周辺の要素に関しては、テンションクラック発生による地盤の応力解放を考慮するため、要素の剛性を線形的に低減させた(図-5)。

#### 4. 解析結果および考察

まず、盛土建設前に得られた地盤情報を用いて行った解析結果を示す。図-6は地盤内の最大せん断ひずみ( $\gamma_{max}$ )分布と、実際のすべり面発生位置との比較を示している。なお、図中水平方向に関しては、盛土中央を $X=0m$ として右に正、左に負の座標をとり、鉛直方向に関しては、地表面を $Y=0m$ とし、上方に正、下方に負の座標をとって表記した。以下に示す図においてもこのような表記を用いることとする。ここでは現場において基礎地盤のすべり破壊が発生したとされる盛土高さ5.4mの解析結果に着目した。実際のすべり面は、上部のシルト質粘土層と下部のシルト質粘土層の境界である深度8m程度を最深部とした下に凸の円弧状を示しており、盛土中央から盛土法尻前方12m( $X=32m$ )程度にまで達

表-2 解析に用いた土質定数<sup>8)</sup>

Depth (m)	$\kappa$	$\lambda$	$e_{cs}$	$M$	$\nu$	$k_v$ (m/s)
0-2.0	(Elastic material; $E=500kPa, \nu=0.3$ )					$0.8 \times 10^{-9}$
2.0-8.0	0.05	0.13	3.07	1.19	0.3	$0.8 \times 10^{-9}$
8.0-18.0	0.08	0.11	1.61	1.07	0.3	$0.6 \times 10^{-9}$

表-3 地盤内の初期応力状態<sup>8)</sup>

Depth (m)	$\sigma_{ho}$ (kPa)	$\sigma_{vo}$ (kPa)	$u$ (kPa)
0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	10.6	17.6	13.4
8.0	31.0	51.7	72.2
18.0	65.2	108.7	170.3

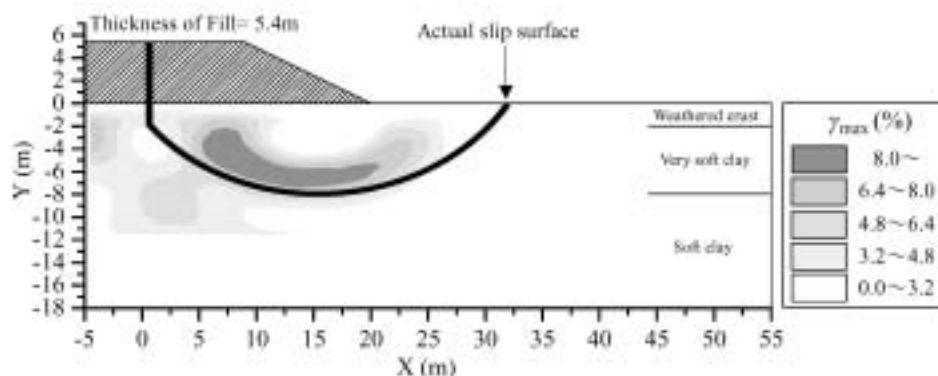


図-6 地盤内の最大せん断ひずみ分布と実際のすべり面との比較

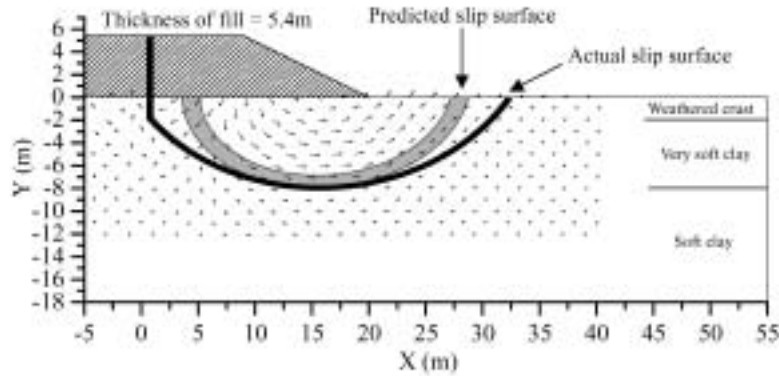


図-7 変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面と実際のすべり面との比較

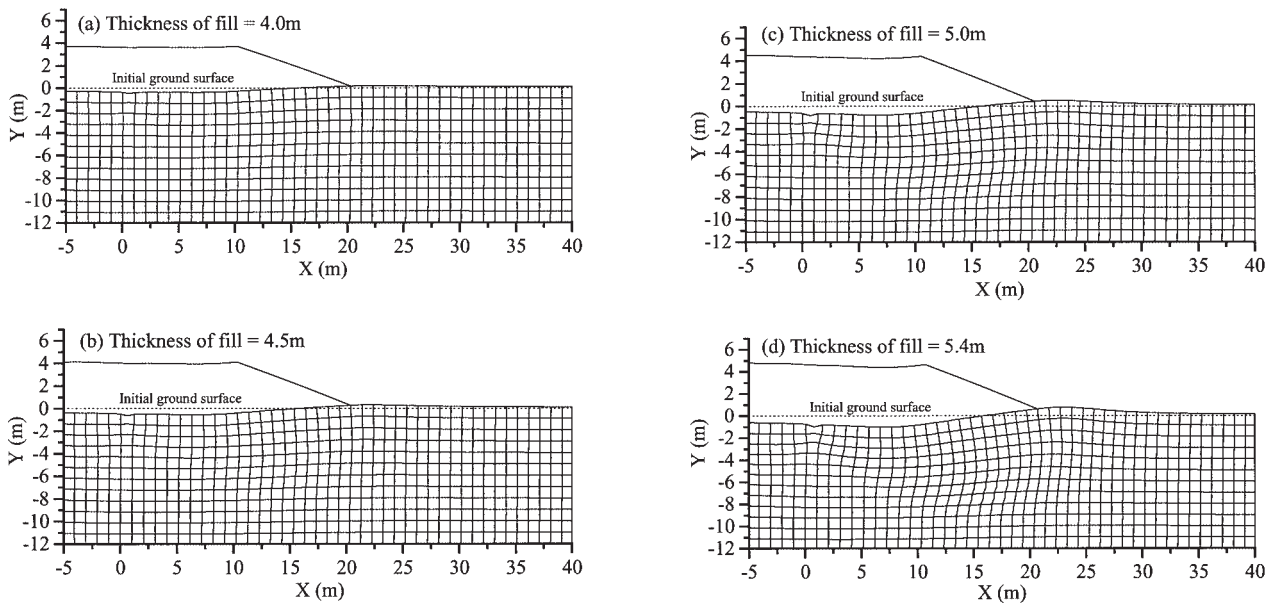


図-8 盛土建設に伴う基礎地盤の変状

している。一方、解析から得られた地盤内の $\gamma_{\max}$ 分布は、 $\gamma_{\max}=6.4\% \sim 8.0\%$ の領域が、深度 8m程度を最深部として、 $X=5\text{m}$ から $X=25\text{m}$ まで下に凸の円弧状に分布している。その円弧状領域には $\gamma_{\max}=8\%$ 以上の領域も認められ、このようなひずみの局所化領域（せん断帯）ですべり破壊が発生しているものと考えられる。せん断ひずみ分布と実際のすべり面を比較すると、その形状に関しては実際よりも僅かに小さな円弧状を示す結果となったが、 $\gamma_{\max}=8.0\%$ の領域の下限と実際のすべり面の最深部はよい対応を示した。

図-7 は、解析によって得られた盛土高さ 5.4mの場合の変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面の位置と実際のすべり面との比較を示している。変位ベクトルは、 $X=5\text{m} \sim 7\text{m}$ 、 $Y=-2\text{m} \sim -4\text{m}$ の範囲ではほぼ鉛直下向き、 $X=7\text{m} \sim 10\text{m}$ 、 $Y=-2\text{m} \sim -6\text{m}$ の範囲では右下  $45^\circ$  方向、 $X=14\text{m} \sim 16\text{m}$ 、 $Y=0\text{m} \sim -8\text{m}$ の範囲

ではほぼ水平方向、 $X=20\text{m} \sim 25\text{m}$ 、 $Y=0\text{m} \sim -6\text{m}$ の範囲では右上  $45^\circ$  方向に変位している。また、 $X=0\text{m} \sim 5\text{m}$ の地表面付近では、盛土中央に向かう左下  $45^\circ$  方向の変位が認められ、 $X \geq 32\text{m}$ 、深度 8m以深においては変位がほとんど認められない。このような変位ベクトルの分布性状から、図に示したようなすべり面の発生が予測される。今回予測されたすべり面は、地盤内の $\gamma_{\max}$ 分布の結果と同様に、実際のすべり面よりも僅かに小さな円弧状を示したが、その最深部に関して両者はよい対応を示していることが明らかとなった。

一方、実際の現場では、基礎地盤がすべり破壊に至るまでに盛土中央部付近にほぼ鉛直のテンションクラックが発生しており、すべり破壊もこのテンションクラックから発生している。今回予測されたすべり面と実際のすべり面との形状のわずかな違いも、このテンションクラックの影響によるものと考えられる。そこで、このよう

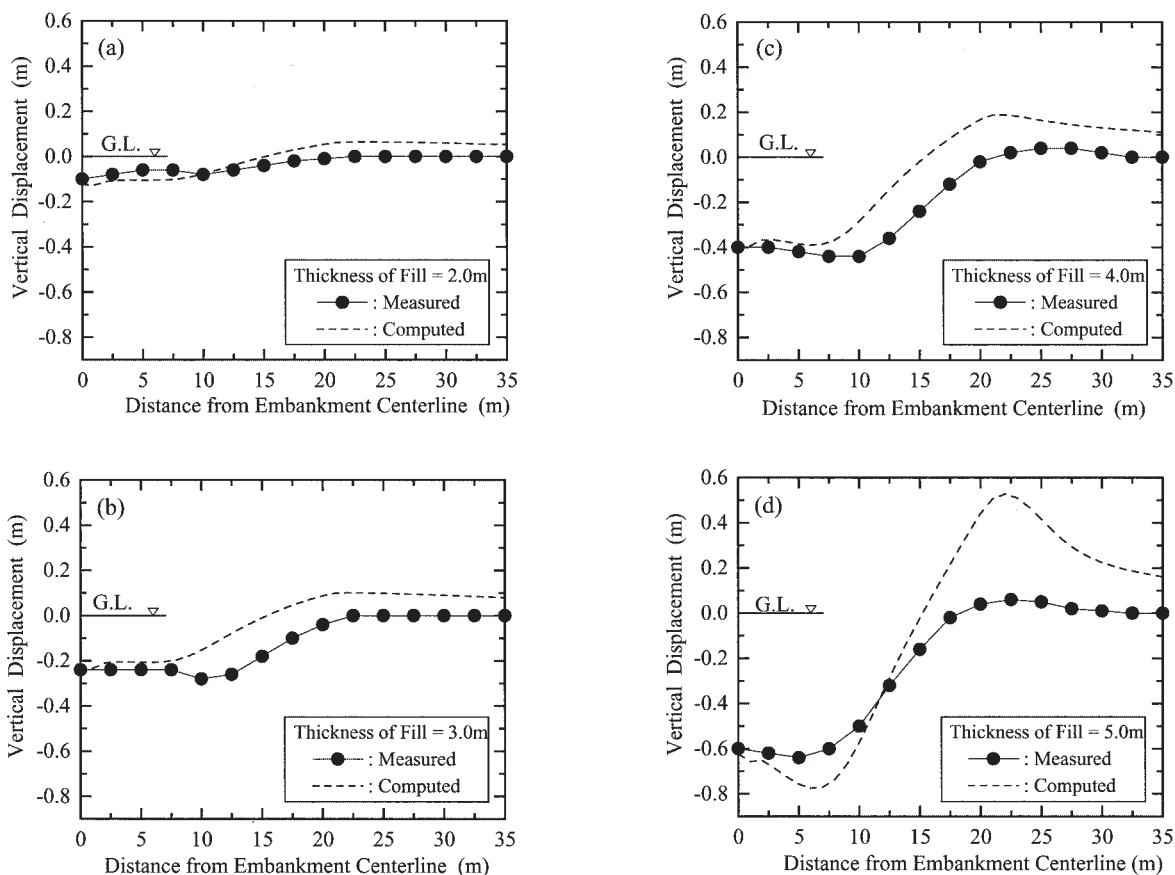


図-9 解析から得られた鉛直変位とその実測値の比較

な現場から得られる情報を考慮した解析を行った。その解析結果を以下に示す。

図-8は、盛土建設に伴う基礎地盤の変状を示している。盛土高さが4.0mの場合(図-8(a))、地表面の鉛直方向変位に着目すると、盛土直下の $X=-5\text{m}\sim 9\text{m}$ の範囲で一様な沈下(鉛直方向下向きの変位)が認められ、 $X=9\text{m}$ 程度から盛土法尻に向かうのに伴い沈下量は徐々に減少し、 $X=15\text{m}$ 付近で沈下は認められなくなっている。 $X\geq 15\text{m}$ では隆起現象(鉛直方向上向きの変位)が認められ、盛土法尻方向に進むにつれ隆起量は大きくなり、 $X=21\text{m}\sim 24\text{m}$ 程度の範囲で最大の隆起量を示している。その後、盛土法尻から離れるのに伴って隆起量は緩やかに減少し、 $X=40\text{m}$ 付近では沈下や隆起は認められなくなった。また、地盤を分割した要素に目立った変形は認められなかった。その後荷重が進行し、盛土高さが4.5mに達すると(図-8(b))、地表面沈下や隆起だけでなく、地盤内での盛土外側に向かう変位(側方流動)も認められるようになる。このような側方変位は、 $X=0\text{m}\sim 25\text{m}$ 、 $Y=0\text{m}\sim -8\text{m}$ の広範囲に認められるが、 $X=10\text{m}\sim 18\text{m}$ 、 $Y=-2\text{m}\sim -5\text{m}$ 付近で最も顕著になっている。また、クラックの発生位置と仮定し、剛性を1/20に低減した盛土中央の要素は、他の要素と比較して著しい変形が認めら

れた。さらに荷重が進行し、盛土高さが5.0mに達すると(図-8(c))、これまでの荷重段階で認められた地表面沈下・隆起、側方変位は顕著になり、テンションクラックを考慮した要素の変形もさらに進行している。ここで、地表面沈下に着目すると、これまでの荷重段階では、テンションクラックの発生位置とした要素を除いて、 $X=-5\text{m}\sim 9\text{m}$ の範囲において一様な沈下量を示していたが、盛土高さが5.0mの場合には、 $X=6\text{m}\sim 7\text{m}$ の地表面の沈下量が他の地表面と比較して大きくなっていることがわかる。最終的に、現場において基礎地盤がすべり破壊に至った盛土高さ5.4mに達すると(図-8(d))、地表面沈下・隆起、側方変位はさらに顕著になり、地盤が円弧すべり破壊を発生させるように変形していることがわかる。また、地盤内の要素に着目すると、 $X=0\text{m}\sim 5\text{m}$ 、 $Y=0\text{m}\sim -5\text{m}$ の範囲では圧縮されて横長に変形した要素が、 $X=20\text{m}\sim 25\text{m}$ 、 $Y=0\text{m}\sim -5\text{m}$ の範囲では、伸張されて縦長に変形している要素が認められる。さらに、 $X=5\text{m}\sim 15\text{m}$ 、 $Y=-6\text{m}\sim -8\text{m}$ の範囲では、せん断によって平行四辺形に変形した要素が認められることから、地盤内のせん断状態は、盛土直下から下に凸の円弧状に盛土外側に向かうのに伴って、圧縮状態、単純せん断状態、伸張状態と変化していることが確認できる。

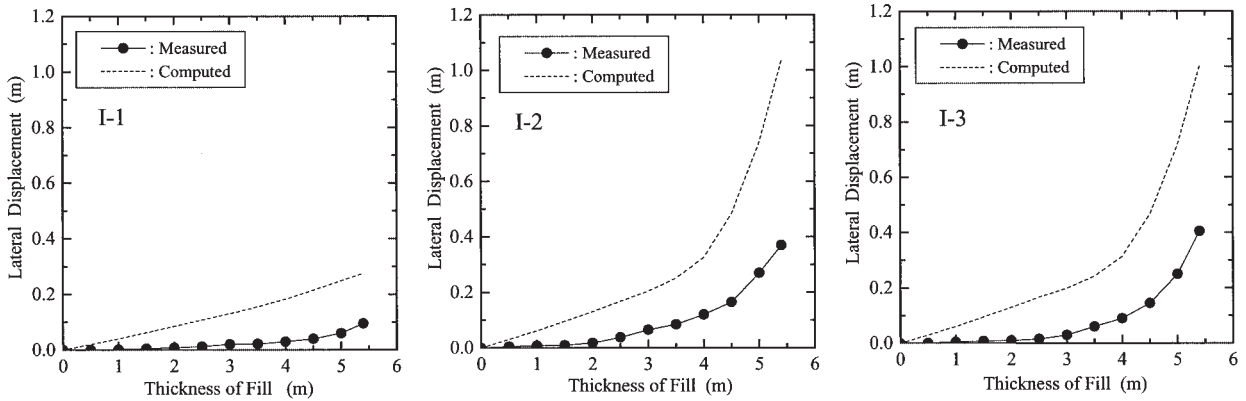


図-10 解析から得られた盛土建設に伴う側方変位量の変化とその実測値の比較 (深度 4.5m)

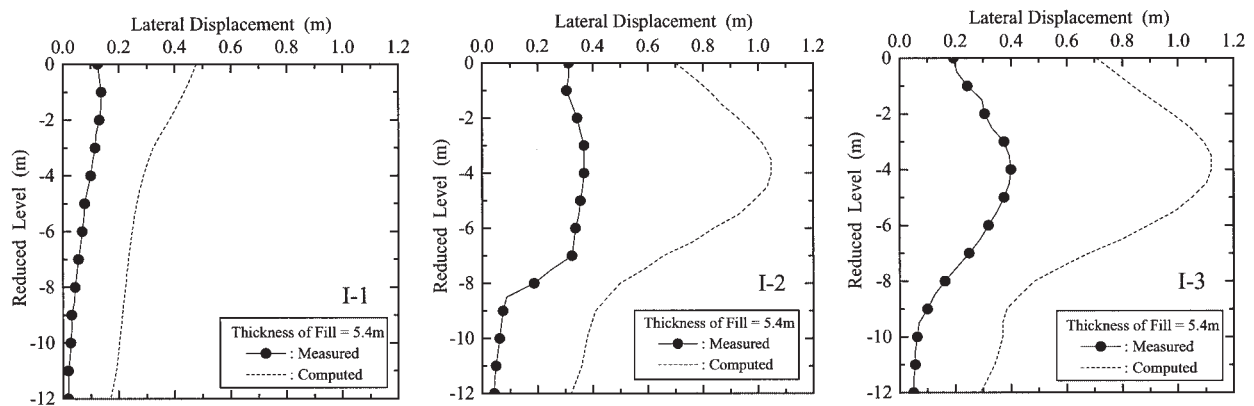


図-11 解析から得られた盛土高さ 5.4m における側方変位の深度分布と実測値の比較

次に、地盤変状を詳細に検討するため、解析から得られた盛土中央～盛土法尻先端 15m の範囲における鉛直変位とその実測値の比較を示す(図-9)。盛土建設初期の盛土高さ 2.0m の場合(図-9 (a)), 0m～10m の範囲に認められる沈下量に関して、解析結果は実測値よりも僅かに大きな値を示している。また、20m～35m の範囲では、実測値はほとんど変位を示さないものの、解析結果のその範囲に 0.05m 程度の隆起が認められることから、沈下量・隆起量ともに過大評価となっている。盛土高さが 3.0m の場合(図-9 (b)), 0m～7.5m の範囲に認められる地表面沈下に関しては、解析結果と実測値は良い対応性を示した。しかしながら、実測値は盛土中央から 10m 程度離れた地表面が他の地表面と比較して著しく沈下しており、解析結果にその傾向は認められなかった。荷重が進行した盛土高さ 4.0m の場合(図-9 (c)), 盛土高さが 3.0m の場合と同様に、0m～7.5m の範囲においては解析結果と実測値が良い対応性を示すものの、15m～35m の範囲に認められる隆起に関しては過大評価となった。さらに荷重が進行した盛土高さ 5.0m では(図-9 (d)), 盛土中央の沈下量に関しては解析結果と実測値は良い対応性を示すものの、盛土中央から 5m～10m の範囲では、

解析結果は実測値よりも大きな沈下量を示した。また、20m～25m の範囲に認められる隆起に関しては、解析結果が実測値の 10 倍以上もの大きな値となった。これは、地盤内の要素の一部が限界状態に達した、すなわち土が摩擦性流体のごとく流れる状態になったため、変形量が極めて大きくなったものと考えられる。

次に、解析から得られた深度 4.5m における盛土建設に伴う側方変位の変化と実測値の比較を示す(図-10)。I-1, I-2, I-3 は変位杭の設置場所を示しており(図-2 (b)), それぞれ盛土中央から 30m, 20m, 10m 離れた位置に対応している。まず、実測値に着目すると、I-1～I-3 のどの地点においても盛土建設初期(盛土高さ 0.5m～2.5m)では側方変位がほとんど認められない。しかしながら、盛土高さが 2.5m を超えた辺りから変位が認められるようになり、盛土高さが 4.0m を超えると変位量の増加勾配が急激に大きくなっていることがわかる。一方、解析結果は、盛土建設初期においても大きな側方変位が認められ、盛土高さの増大に伴い変位量が大きくなっている。基礎地盤がすべり破壊に至った盛土高さ 5.4m では、解析は実測値の 3 倍程度の変位量を示す結果となっている。また、解析結果においても実測値と同様に、盛土高さ 4m



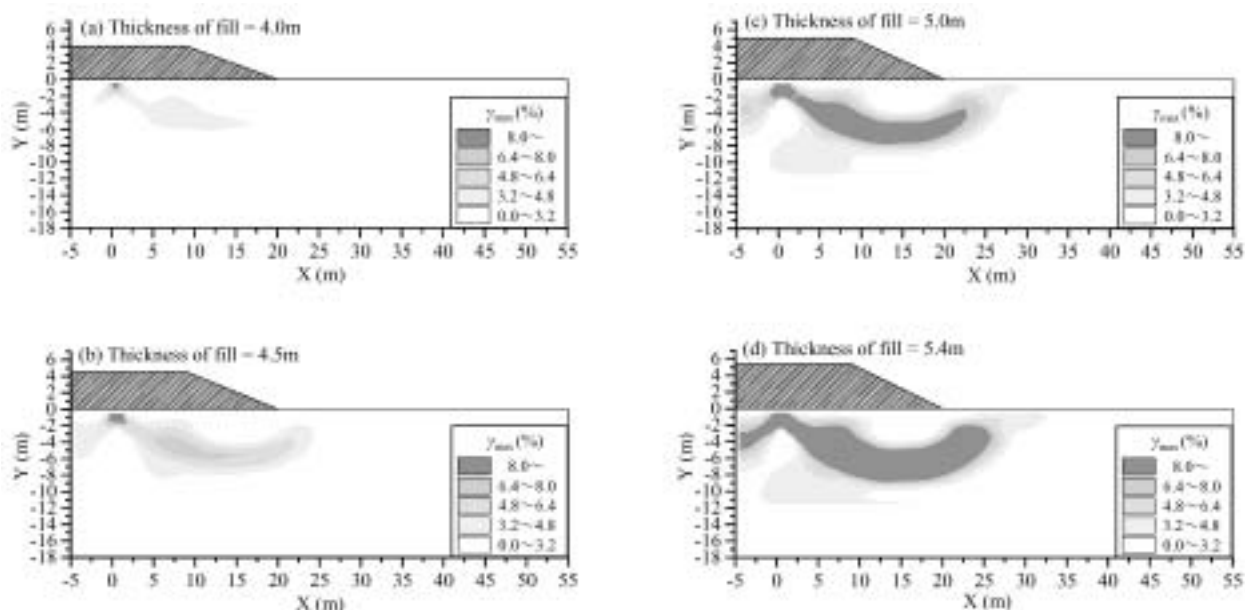


図-12 地盤内の最大せん断ひずみ分布

を超えた辺りから急激に変位量が大きくなっていることがわかる。

図-11 は、基礎地盤がすべり破壊に至った盛土高さ 5.4m における、側方変位の深度分布の解析結果と実測値の比較を示している。まず、I-1 に着目すると、実測値は深度 1.0m 付近で 0.12m 程度の最大の側方変位量を示し、深度の増大に伴って徐々に変位量は小さくなり、深度 9m 程度ではほとんど側方変位は認められない。一方、解析結果は、地表面付近で 0.5m 程度の最大の側方変位量を示し、深度の増大に伴って変位量は小さくなるものの、深度 12m においても 0.2m 程度の大きな側方変位量を示した。次に、I-2 に着目する。実測値は、地表面から深度 7m 程度の広範囲で 0.3m 程度の側方変位が認められる。また、深度 7m～8.5m の間で急激に側方変位量が減少しているため、この範囲に破壊面（すべり面）が存在しているものと考えられる。一方、解析結果は、深度 4m 付近で 1.0m 程度の側方変位量を示し、実測値の 3 倍以上の変位量を示し、実測値と比較して大きな違いが認められた。しかしながら、解析結果においても深度 7m～8.5m の範囲で急激に側方変位量が変化しており、側方変位の深度分布の傾向に関して解析結果は実測値と良い対応性を示した。さらに I-3 に着目すると、実測値は深度 4m 付近で 0.4m 程度の最大の側方変位量を示し、深度 7m～8.5m の範囲において急激な側方変位量の変化が認められた。一方、解析結果は、実測値と比較して 3 倍程度の側方変位量を示し、I-1 および I-2 と同様に過大評価となった。しかしながら、解析結果においても実測値と同様に深度 7m～8.5m の範囲において急激な変位量の変化が認められることから、側方変位の深度分布の傾向に関しては解析結果と実測値は良い対応性を示している。

以上のことから、盛土直下に認められる沈下に関しては本解析結果と実測値がよい対応性を示した。しかしながら、盛土法尻先端の隆起および側方変位に関しては過大評価する結果となった。このような過大評価の一要因としてクラックの影響が考えられるが、その他、自然地盤の異方性、土の不均質性、主応力方向の回転、ポアソン比等の影響が考えられる<sup>15)</sup>。また、一般に有限要素解析は盛土建設初期において側方変位を過大評価する傾向があり<sup>16), 17)</sup>、Tavenas and Leroueil<sup>16)</sup> は実測データに基づき、盛土荷重に対する自然地盤の初期応答を排水条件とする方法を提案している。今後上記のような指摘事項を再検討することにより、本解析結果はさらに改善されるものと考えられる。

次に、盛土建設に伴う地盤内の  $\gamma_{max}$  分布の遷移を図-12 に示す。盛土高さが 4.0m の場合（図-12 (a)）、要素の剛性を低減した盛土中央の地表面と、 $X=5m \sim 15m$ 、 $Y=-2m \sim -6m$  の範囲で、 $\gamma_{max}=3.2\% \sim 4.8\%$  の領域が僅かに認められるが、顕著なひずみの局所化は認められなかった。荷重が進行し、盛土高さが 4.5m に達すると（図-11 (b)）、 $\gamma_{max}=3.2\% \sim 4.8\%$  の領域が、盛土中央から盛土法尻先端の地表面に向かって下に凸の円弧状に分布するようになる。このような円弧状領域の内部には、 $\gamma_{max}=6.4\% \sim 8\%$  の領域も認められる。さらに荷重が進行し、盛土高さが 5.0m に達すると（図-12 (c)）、円弧状の領域が僅かに大きくなり、その領域の内部に  $\gamma_{max}=8\%$  以上の領域も認められるようになる。最終的に、現場において基礎地盤がすべり破壊に至った盛土高さ 5.4m に達すると（図-12 (d)）、円弧状領域の  $\gamma_{max}$  が一様に 8% を超えるようになり、明瞭な  $\gamma_{max}$  の局所化が認められるようになる。

これまで示した盛土建設に伴う基礎地盤の変状や

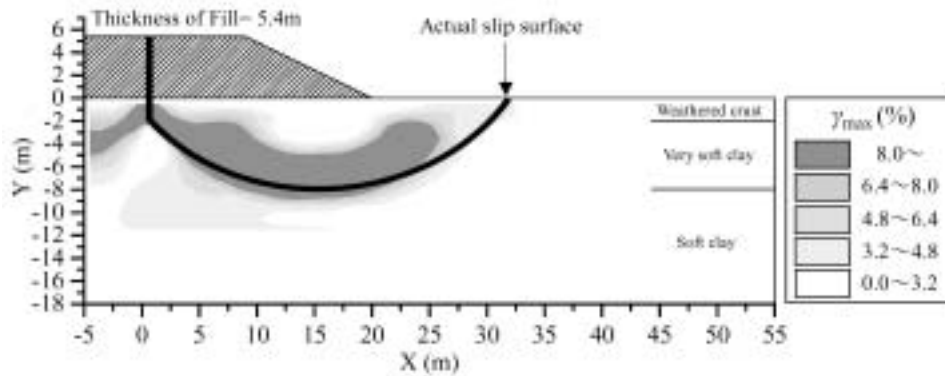


図-13 地盤内の最大せん断ひずみ分布と実際のすべり面との比較

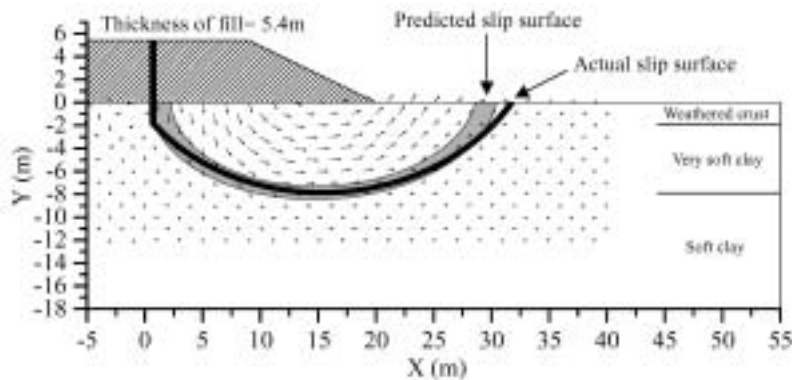


図-14 変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面と実際のすべり面との比較

$\gamma_{\max}$ 分布の遷移等の結果より、基礎地盤の変形・破壊挙動の総合的な評価が行えるものと考えられる。

図-13は、テンションクラックを考慮した解析によって得られた盛土高さ 5.4m の場合の地盤内の  $\gamma_{\max}$  分布と実際のすべり面の比較を示している。ひずみの局所化した  $\gamma_{\max}=8\%$  以上の領域が、深度 8m 程度を底部として盛土中央から盛土法尻先端に向かって下に凸の円弧状に分布している。このような  $\gamma_{\max}$  の局所化領域と実際のすべり面は良い対応性を示すことがわかる。とくに、 $\gamma_{\max}=8\%$  以上の円弧状領域の下限が実際のすべり面と非常に良い対応性を示した。

さらに、テンションクラックを考慮した解析によって得られた盛土高さ 5.4m の場合の変位ベクトルの分布及びその分布性状から予測されるすべり面と、実際のすべり面との比較を示す(図-14)。変位ベクトルの分布性状に着目すると、 $X=0\text{m}\sim 5\text{m}$  の地表面付近ではほぼ鉛直下向き、 $X=7\text{m}\sim 10\text{m}$ 、 $Y=-2\text{m}\sim -6\text{m}$  の範囲では右下  $45^\circ$  方向、 $X=14\text{m}\sim 16\text{m}$ 、 $Y=0\text{m}\sim -8\text{m}$  の範囲ではほぼ水平方向、 $X=20\text{m}\sim 25\text{m}$ 、 $Y=0\text{m}\sim -6\text{m}$  の範囲では右上  $45^\circ$  方向に変位している。また、深度 8m 以深や  $X\geq 32\text{m}$  では変位がほとんど認められないことから、図中に示したようなすべり面の発生が推定される。変位ベクトルから推定されるすべり面の位置および形状は、実際のすべ

り面の位置および形状と良い対応性を示すことが明らかとなった。

## 5. 結論

盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動を、Cam-clay モデルを用いた土/水連成有限要素解析によってシミュレートした。本研究より得られた主要な結論を以下に述べる。

- (1) 本解析から得られた最大せん断ひずみ分布と変位ベクトルの分布性状から推察されるすべり面は、その形状や大きさに関して実際のすべり面とほぼ良い対応性を示した。
- (2) 盛土直下の沈下や側方変位の深度分布の傾向に関して解析結果と実測値が良い対応性を示した。しかしながら、盛土法尻先端の隆起や側方変位に関しては、解析結果が実測値を過大評価する結果となった。
- (3) 現場での動態観測によって得られる表層の僅かな変形(盛土に認められたテンションクラック)を考慮することによって、本解析から得られた最大せん断ひずみの局所化領域(せん断帯)と変位ベクトルの分布性状から実際のすべり面をより正確に予測できることを示唆した。

以上のことから、本有限要素解析結果は、実際の盛土建設に伴う基礎地盤の変形・破壊挙動をよく表現できることが明らかとなった。また、動態観測等により表層の変形性状をいち早く検出し、その観測結果を数値解析に反映させることによって、より精度の高い解析結果が得られる可能性を示唆した。

#### 参考文献

- 1) Nakase, A.: The  $\phi=0$  analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations* Vol.7, No.2, pp.33-45, 1967.
- 2) Sakajo, S. and Kamei, T.: Simplified deformation analysis for embankment foundation using elasto-plastic model, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.1-11, 1996.
- 3) Kamei, T. and Sakajo, S.: A deformation analysis of deep foundation under embankment using elasto-viscoplastic model, *Journal of the Japan Society of Engineering Geology*, Vol.39, No.2, pp.183-192, 1998.
- 4) Brand, E. W. and Premchitt, J.: Comparison of the predicted and observed performance of the Muar test embankment, *Proceedings of the International Symposium. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.10.1-10.29, 1989.
- 5) Nakase, A. and Takemura, J.: Prediction of behavior of trial embankment built to failure. *Proceedings of the International Symposium. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.1.9-1.21, 1989.
- 6) Balasubramaniam, A. S., Phien-wej, N., Indraratna, B., and Bergado, D. T.: Predicted behavior of test embankment on a Malaysian marine clay. *Proceedings of the International Symposium. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.1.1-1.8, 1989.
- 7) Poulos, H. G., Lee, Y., and Seed, H. B.: Prediction of embankment performance on Malaysian marine clays. *Proceedings of the International Symposium. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur*, Vol.2, pp.1.22-1.31, 1989.
- 8) Indraratna, B. Balasubramaniam, A. S. and Balachandran, S.: Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.118, No.1, pp.12-33, 1992.
- 9) Roscoe, K. H., Schofield, A. H. and Wroth, C. P.: On the Yielding of soils, *Geotechnique*, Vol.8, No.2, pp.22-53, 1958.
- 10) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajha, A.: Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol.13, No.3, pp.211-240, 1963.
- 11) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill. 370p, 1968.
- 12) 日下部 治：カムクレイに学ぶ（7. カムクレイと数値解析），土と基礎，Vol.42, No.2, pp.63-70, 1994.
- 13) Chai, J. C., Sakajo, S. and Miura, N.: Stability analysis of embankment on soft ground, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.2, pp.107-114, 1994.
- 14) Sandhu, R.S. and Wilson, E. L.: Finite element analysis of seepage in elastic media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.95, No. EM3, pp.641-652, 1969.
- 15) Poulos, H. G.: Difficulties in prediction of horizontal deformation of foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, No.SM8, pp.843-848, 1972.
- 16) Tavenas, F. and Leroueil, S.: The behavior of embankment on clay foundation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.17, No.2, pp.236-260.
- 17) Chai, J. C. and Bergado, D. T.: Performance of reinforced embankment on Muar clay deposit, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.1-17, 1993.