

弾塑性モデルを用いた盛土基礎地盤の簡易変形解析

亀井 健史¹⁾, 珠玖 隆行²⁾

¹⁾ 島根大学総合理工学部 地球資源環境学科

²⁾ 島根大学大学院総合理工学研究科 地球資源環境学専攻

Simplified deformation analysis of clay foundation under embankment using elast-plastic model

Takeshi KAMEI¹⁾ and Takayuki SHUKU²⁾

¹⁾ Department of Geoscience

Interdisciplinary Faculty of Science and Engineering, Shimane University

²⁾ Department of Geoscience

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

Abstract

This paper describes the predicted and the observed performance of full-scale trial embankment constructed on Kurashiki soft clays. The mechanical behavior of clay foundation under an embankment fill was simulated using the soil/water coupled finite element method based on finite deformation theory. The soil parameters for the constitutive model estimated from plasticity index. Comparisons have been carried out between the finite element method based on finite deformation theory and observed result, to investigate the usefulness of finite deformation theory for deformation analysis of embankment foundation. A comparison with measurements indicates reasonable agreement between the measured and computed values of the deformation characteristic.

1. はじめに

近年の交通ネットワークの発達に伴って、住民生活が広範囲にわたり、地盤工学的に問題の多い軟弱粘性土地盤上に盛土や河川堤防等の構造物が多く建設されるようになってきた。また、都市部では、既設構造物に近接した場所で構造物等を施工する機会が多く、地盤の支持力不足による地盤破壊だけでなく、地盤沈下や側方流動等の地盤変状が周辺の既設構造物に及ぼす影響についても十分な注意を払う必要性が発生してきた。このため、構造物の建設に伴う基礎地盤の変状を定量的に予測・評価するためには、数値解析手法の利用が有効となる。

代表的な数値解析手法の一つである有限要素法は、任意の構成モデル・多様な幾何学形状・きめ細かな境界条件への適用が比較的容易であり、数値解析手法の中でも汎用性・柔軟性が高く、地盤工学の種々の問題に適用されている。近年では、コンピュータの発達と土の力学的挙動を精度よく表現できる構成モデルの開発によって、構成モデルに必要な土質定数が得られれば、実際の構造物建設に地盤の変形破壊挙動を精度良くシミュレートで

きるようになってきている。例えば、関口・柴田¹⁾は、現場から採取された土試料の一連の土質試験結果から構成モデルに必要な土質定数を求め、関口・太田の弾・粘塑性モデルを用いた有限要素解析によって、盛土建設に伴う基礎地盤の変形挙動をシミュレートし、解析結果と実測値がよい対応を示すことを報告している。また、Indraratna *et al.*²⁾も現場から採取した土試料の土質試験結果から構成モデルに必要な土質パラメータを求め、修正 Cam-clay モデルを用いた有限要素解析によって、実際の盛土の変形から破壊に至るまでの挙動を精度良くシミュレートしている。

一方、実務においては、時間や実験設備、高度な技術には制約があり、得られる情報は限られている。そのため、構成モデルに必要な一連の土質定数が得られることは少なく、このような場合、解析は不可能となる。また、たとえ多数の不攪乱試料を採取し、室内試験を行って精度の高い土質定数を得たとしても、必然的に多くの調査費用・実験費用が必要となり、経済的に問題となる可能性がある。

このような観点から、Kamei³⁾, Nakase *et al.*⁴⁾は、高精

度の土質試験結果に基づいて、構成モデルに必要な一連の土質定数を塑性指数 PI から推定する方法(簡易土質定数推定法)を提案している。塑性指数 PI は一般の工事報告書の物理試験結果から容易に得られる。また、報告書に塑性指数がない場合でも、標準貫入試験の土試料から塑性指数を得ることができるため、この推定法はほとんどすべての現場に適用できる。この推定法を用いた有限要素解析(以下、簡易変形解析)は、要素試験^{4), 5)}(三軸試験)やモデル地盤(遠心模型実験)^{3), 5)}、実地盤^{6)~9)}へ適用され、その実用性が実証されている。

しかしながら、簡易変形解析の実地盤への適用例^{6), 7)}では、沈下(鉛直変位)に関しては解析結果と実測値が良い対応を示しているものの、側方変位に関しては解析結果が実測値を過大評価している。この、側方変位を過大評価する主要因の一つとしては、これらの研究が、微小変形理論に基づいて実施されている点が考えられる。微小変形理論では、载荷に伴う変形を無視し、変形に省略や近似を行うため、定式化が比較的容易となり、これまで多くの地盤解析にこの理論が用いられている。しかしながら、変形(面積変化)を無視することによって応力を過大評価することにより、その結果得られた変形量は実際の変形量を過大評価する可能性がある^{10), 11)}。そのため、これまで微小変形理論に基づいて実施されてきた簡易変形解析を、応力(変形)を適切に評価できる有限変形理論に拡張し、有限変形理論に基づいた簡易変形解析によって、実地盤の変形挙動がどの程度予測できるか、すなわち、簡易解析手法の信頼性について再検討することは非常に有益であると考えられる。

そこで本研究では、倉敷試験盛土基礎地盤の変形性状を土/水連成有限変形有限要素解析によってシミュレートすることとした。その際土の構成モデルとしては、より単純な y モデルで実地盤の変形挙動をどの程度評価できるかを検討するため、必要な土質定数が比較的少なく、世界的に有名な弾塑性モデルである Cam-clay モデル^{12)~14)}を用いた。構成モデルに必要な一連の土質定数に関しては、力学試験が実施されておらず、簡単な物理試験結果(PI 等)のみ得られている場合を想定し、先述した簡易土質定数推定法によって推定した。そこで、解析から得られる過剰間隙水圧や地盤変状(沈下・側方変位)とその実測値を比較することによって、本簡易解析手法の信頼性について再検討する。

2. 土の構成モデル

Cam-clay モデル^{12)~14)}は、微小変形理論と弾塑性理論に基づいて誘導されており、4 つと比較的少ない土質定数(λ , κ , e , M)から粘性土の圧密およびせん断挙動を統一的に表現できるモデルである。本研究では、有限変形解析を行うことから、土の構成モデルとして、有

限変形に拡張された Cam-clay モデル¹⁵⁾を用いる。

まず、微小変形における Cam-clay モデルの降伏関数と同様に、有限変形 Cam-clay モデルの降伏関数 f は次式で表される。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} + D\eta - v^p = 0 \quad (1)$$

ここで、 p' は平均有効主応力、 p_0' は p' の初期値であり、 η 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、 λ と κ 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^{16), 17)}であり、限界状態での応力比 M を用いて、 $D = (\lambda - \kappa) / \{M(1 + e_0)\}$ と表現できる。

この降伏関数 f に関連流れ則を適用することによって、変形速度の塑性成分として次式が得られる。

$$D_{ij}^p = \begin{cases} = AN_{ij} & (f = 0, \text{および } N_{ij} \dot{T}'_{ij} > 0) \\ = 0 & (f < 0, \text{あるいは } N_{ij} \dot{T}'_{ij} \leq 0) \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 A は比例定数である。 $\beta = M - \eta$ とすると、 N_{ij} は次式で表される。

$$N_{ij} = \frac{D}{p'} \left(\frac{3}{2\eta} \frac{S_{ij}}{p'} - \frac{1}{3} \beta \delta_{ij} \right) \quad (4)$$

最終的に、有限変形 Cam-clay モデルの構成式は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \dot{T}'_{ij} = & \left\{ (\tilde{K} - \frac{2}{3} \tilde{G}) \delta_{ij} \delta_{kl} + \tilde{G} (\delta_{ik} \delta_{jl} - \delta_{il} \delta_{kj}) \right. \\ & \left. - \frac{1}{\tilde{G} + \tilde{K} \beta^2 + h} \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{ij} - \tilde{K} \tilde{\beta} \delta_{ij} \right) \left(\frac{\tilde{G}}{\bar{\tau}} S_{kl} - \tilde{K} \tilde{\beta} \delta_{kl} \right) \right\} D_{kl} \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 $\bar{\beta} = \beta / \sqrt{3}$ 、 $\bar{\tau} = \sqrt{S_{ij} S_{ij}} / 2$ であり、 $\tilde{K} (= (1 + e) p' / \kappa)$ 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いる。また、 h は硬化係数であり、次式で表される。

$$h = \frac{\bar{\beta}}{\sqrt{3} D} p' \quad (6)$$

3. 解析対象と手法

3.1 倉敷試験盛土の概要

倉敷試験盛土工事は、高盛土建設に伴う周辺地盤への影響範囲やすべり破壊に対する安全性等を調べるために実施されたもので、その成果は望月¹⁸⁾らによってすでに報告されている。

試験地は瀬戸内海に面した倉敷市玉島地区に位置し、地盤標高が T.P.±0m に近い典型的な軟弱海性粘土地盤であり、過去に干拓地であったことが報告されている。支持基盤は深度 45m と深く、その上位に洪積層（砂層が優位し、粘土層を挟在）が堆積する。軟弱粘性土層は深度 6.3m までであり、その下位層は N≒15 の砂層である。この砂層のチューブ法による測定透水係数は $k = 8 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ であり、プレシオメーター測定変形係数は $E_p \approx 14700 \text{kN/m}^2$ である。また、最表層部には 0.4m 厚にてマサ土が敷きならされているが、この敷砂工の実施は当試験盛土工の一年以上前に行われているので、敷砂荷重による軟弱粘性土層（深度 0.4m～6.3m に分布）の圧密は終了していると判断される。地下水位はこの敷砂下面付近に位置している。

軟弱粘性土層の地盤構成を図-1 に示す。粒度は均一でなく、上部および下部では砂分の混入が 10～40%あり、このため含水比も弓形分布形状を示し、 $w_n \approx 30\sim 80\%$ である。また、 w_n と w_L の値がほぼ等しいことからこの粘性土地盤は正規圧密であると評価できる。

試験盛土形状・観測計器の配置状況を図-2 に示す。盛土高さは 5.0m、盛土敷幅 22m であり、奥行き方向には

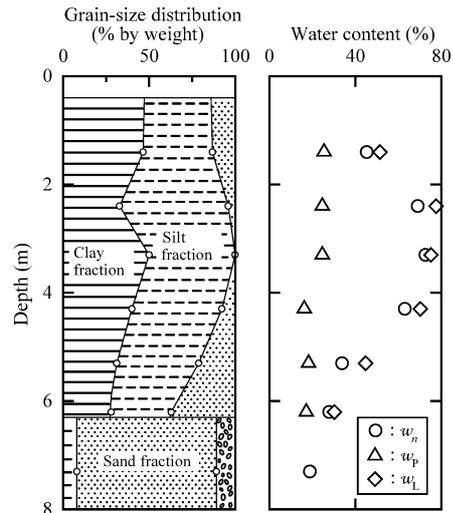


図-1 盛土建設地点の地盤構成¹⁸⁾

天端距離にて 30m となっている。観測計器は地表面沈下板、スクリー式深層沈下計、表面変位杭、伸縮計、地中変位計および間隙水圧計である。

3.2 有限要素法と境界条件

有限要素法は有限変形理論に基づき、Sandhu and Wilson¹⁹⁾ の方法に従って定式化した。本研究では、平面ひずみ条件を仮定するとともに、盛土-基礎地盤系の幾何形状の対称性に基づいて図-3 のような有限要素近似を行った。要素は、土骨格の変形に対して 8 節点アイソパラメトリック要素を用い、間隙水圧に関しては 4 節点ア

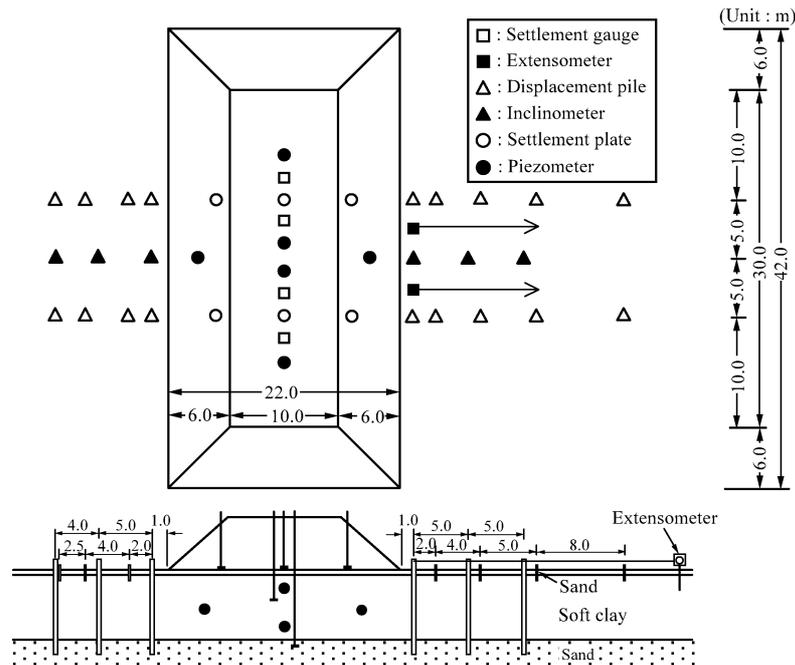


図-2 試験盛土形状と観測計器の配置¹⁸⁾

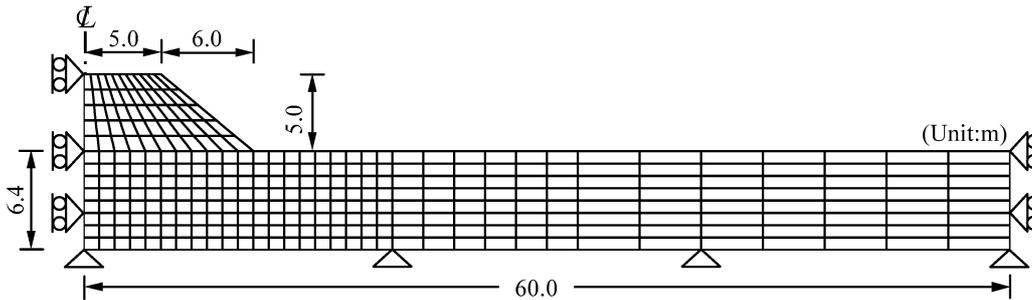
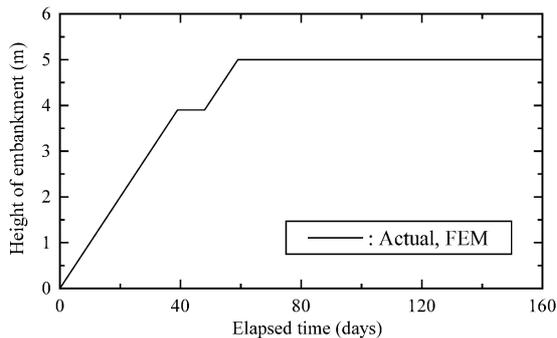


図-3 有限要素メッシュ

図-4 盛土施工過程¹⁸⁾

イソパラメトリック要素を用いた。また、全要素数は319、全節点数は1050である。

境界条件は、変位に関して両側面で水平変位固定、底面で水平・鉛直変位固定（完全固定）とし、水の移動に関しては両側面で非排水境界、上下面で排水境界と設定した。

3.3 盛土築造過程のシミュレーション

盛土材料はマサ土であり、単位体積重量は 18.1 kN/m^3 であった。盛土は、できるだけ等速施工とするため、一回のブル敷き厚さを 30 cm とし、雨天を除いて3日に1回の割合で施工された（実績では 9.5 cm/day ）。途中 3.9 m 施工後、9日間の放置期間が1度取られ、その後10日間で 5.0 m まで盛立てられている。その後は放置され、盛立て開始から161日間の計測が行われている（図-4）。

本解析においても、上述のような盛土施工過程を忠実に再現し、実際の盛土施工速度（ 10 cm/day ）に等価な載荷速度を与えるために、盛土厚に相当する物体力増分を当該盛土要素を形成する11個の要素に作用させている。

3.4 土質定数

Kamei³⁾, Nakase *et al.*⁴⁾ は、広範な土の種類への適用性と簡便性に基づいて、土の構成モデルに必要な土質定数（圧縮指数 λ , 膨潤指数 κ , 比体積 N , 圧縮側の限界状態での応力比 M_C , 伸張側の限界状態での応力比 M_E 等）を

塑性指数 (PI) のみから推定する方法を提案している（表-1）。ここで、 $N (=1+e_0)$ は正規圧密曲線上の平均有効主応力 $p' = 98 \text{ kPa}$ に対応する比体積である。この簡易土質定数推定法を用いた解析結果は、要素試験（三軸試験）^{4), 5)}, モデル実験（遠心模型実験）^{3), 5)}, 実地盤の変形挙動^{6)~9)} を非常に良く表現できることが報告されている。

本研究で対象とした試験盛土基礎地盤に関する土質調査としては、不攪乱試料が採取され、すでに一連の土質試験が実施されている。しかしながら、本研究では、先述したように簡易に変形解析を行うという観点から、Kamei³⁾, Nakase *et al.*⁴⁾ によって提案されている簡易土質定数推定法を用いて構成モデルに必要な土質定数を推定した（表-2）。ただし、地表面付近の砂層に関しては、弾性体（弾性係数 $E = 2400 \text{ kPa}$, ポアソン比 $\nu = 0.30$ ）と仮定している⁶⁾。なお、限界状態応力比 M に関しては、 M_C と M_E の平均値を用い、透水係数に関しても、PI- k_{v0} の関係から推定し、既往の研究結果⁶⁾ に基づいて、解析の際には表-2の k_{v0} を3倍した値を用いた。

一方、Iizuka and Ohta²⁰⁾ も塑性指数 (PI) から構成モデルに必要な一連の土質定数を推定する方法を提案しているが、その方法ではPIに加えて圧密試験の結果も必要となる。本研究で用いた簡易土質定数推定法は、Iizuka and Ohtaの方法よりもさらに簡便で、PIのみから構成モデルに必要な土質定数を推定できる。

表-1 簡易土質定数推定法^{3), 4)}

Parameter	r
$\lambda = 0.02 + 0.0045 \cdot \text{PI}$	0.98
$\kappa = 0.00084 \cdot (\text{PI} - 4.6)$	0.94
$N = 1.517 + 0.019 \cdot \text{PI}$	0.95
$M_C = 1.65$	—
$M_E = 1.385 - 0.00505 \cdot \text{PI}$	—
$K_{0NC} = 0.45$	—
$k_v = k_{v0} \cdot \exp\{(e - e_0) / \lambda_k\}$	—
$\lambda_k = 0.073 + 0.019 \cdot \text{PI}$	0.98

r : 相関係数

表-2 塑性指数より推定した土質定数

Depth (m)	PI	ν'	λ	κ	e_0	M_C	M_E	k_{v0} (cm/s)	σ'_{v0} (kPa)
0.0-0.8	11	0.30	Elastic material ; $E = 2400\text{kPa}$					6×10^{-7}	7.2
0.8-1.6	26	0.31	0.137	0.018	1.01	1.65	1.25	7×10^{-8}	13.6
1.6-2.4	45	0.31	0.223	0.034	1.37	1.65	1.16	7×10^{-8}	19.2
2.4-3.2	45	0.31	0.223	0.034	1.37	1.65	1.16	7×10^{-8}	24.0
3.2-4.0	50	0.31	0.245	0.038	1.46	1.65	1.13	7×10^{-8}	28.8
4.0-4.8	54	0.31	0.263	0.042	1.54	1.65	1.11	7×10^{-8}	33.6
4.8-5.6	26	0.31	0.137	0.018	1.01	1.65	1.25	7×10^{-8}	39.2
5.6-6.4	13	0.31	0.079	0.007	0.76	1.65	1.32	2×10^{-8}	45.6

PI から推定した表-2 の土質定数と、関口・柴田¹⁾ が用いた実験から得られた土質定数を比較すると、各パラメータに多少の違いが認められる。しかしながら、PI から一連の土質定数を推定することによって、実験を行う過程で発生しうる種々の誤差が入らず、全体として非常にバランスの取れた土質定数が得られるものと考えられる。実際、簡易土質定数推定法を用いた既往の研究結果^{6) ~9)} は、マスとしての地盤の変形挙動を精度よく表現している。

4. 解析結果および考察

4.1 過剰間隙水圧

まず、過剰間隙水圧の経時変化の比較を示す(図-5)。U-1(図-5(a))は盛土中央の深度2mに位置し、U-2(図-5(b))は盛土中央の深度5mに位置する、また、U-3(図-5(c))は盛土斜面直下(盛土中央から約8m)の深度3mに位置する。なお、U-1、U-2の間隙水圧計は盛土完成後(盛土建設開始から約60日経過後)に計測コードが破断しており、60日以降の実測値は得られていない。

まず、実測値に着目すると、U-1~U-3どの地点においても、盛土建設に伴って上下に小刻みに変動しながらも水圧が上昇していき、盛土完成後(59日以降)は緩やかに消散していく。一方、実線で示した解析結果は、実測値に認められた小刻みの上下変動は表現されていないものの、盛土建設に伴って水圧が上昇し、盛土完成後は緩やかに水圧が消散していくため、実測値をうまくシミュレートしているといえる。また、水圧変化の傾向だけでなく、その値も概ね実測値と同じである。

4.2 地盤変状

図-6は盛土中央における地表面沈下の計時変化の比較を示している。まず、実測値に着目すると、盛土建設初期(0日~10日)ではほとんど沈下量が認められないものの、10日以降から急激に沈下が増大し、盛土開始初期から盛土完成まで(10日~60日)ほぼ同じような増加勾配を示す。盛土完成後(盛土建設開始から59日以降)

は、沈下量の増加勾配も緩やかになり、最終的に161日経過した時点で65cm程度の沈下を示している。一方、解析結果は、盛土建設初期(盛土建設開始~20日)で実測値を僅かに過大評価しているものの、20日以降はほぼ実測値と同じような沈下量を示しており、非常に高い精度で実際の沈下挙動をシミュレートできていることがわかる。

さらに、鉛直変位プロファイルの比較を示す(図-7)。まず、盛土完成時(図-7(a))での比較に着目すると、

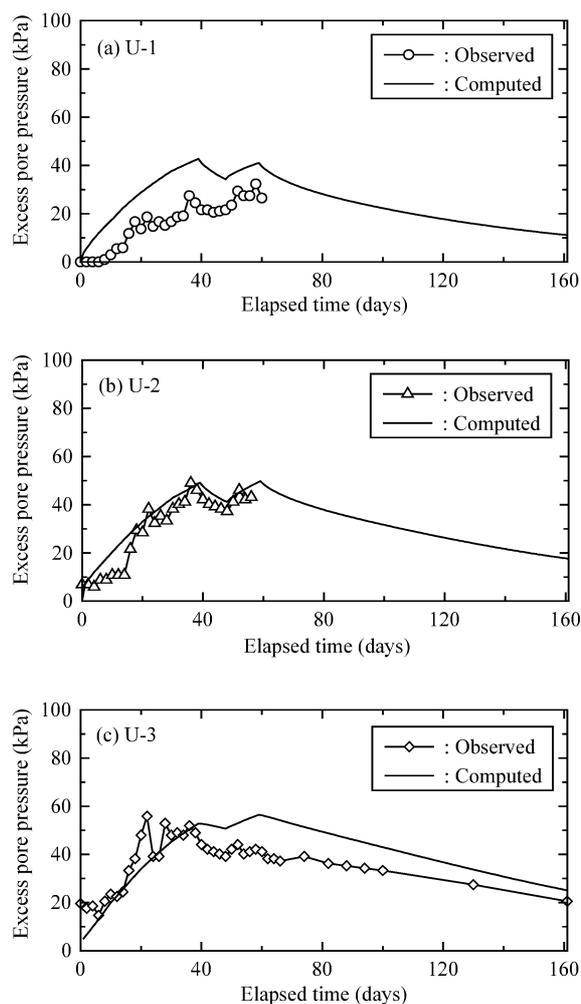


図-5 過剰間隙水圧の経時変化

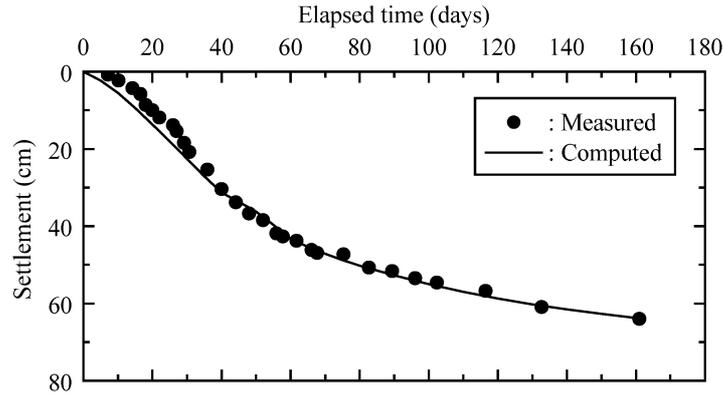


図-6 盛土中央における時間-地表面沈下関係

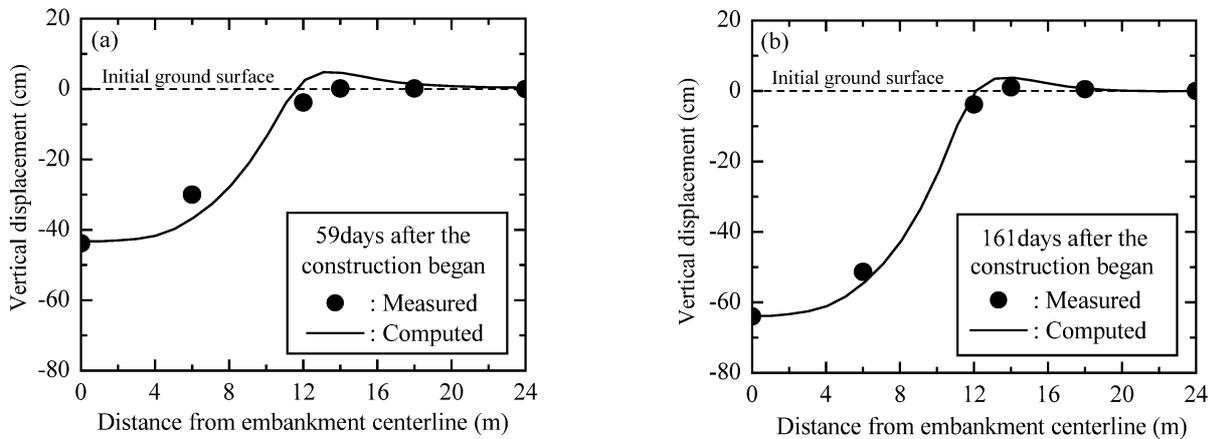


図-7 鉛直変位の分布性状の比較

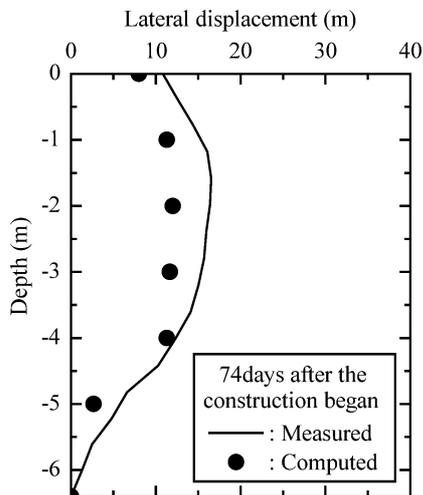


図-8 側方変位の深度分布の比較

盛土法尻先端 (11.0m~16.0m) の隆起に関しては、解析結果は実測値を僅かに過大評価 (最大 5cm 程度の過大評価) している。しかしながら、盛土直下の沈下や全体的な変位の分布性状に関して、実測値と解析結果により対応が認められる。また、盛土建設開始から 161 日経過した時点の比較 (図-7 (b)) においても、実測値と解析結

果に非常により対応が認められる。以上のことから、本簡易解析によって、既往の研究結果と同程度もしくはそれ以上の高い精度で実際の鉛直変位をシミュレートできることがわかる。

つぎに、側方変位の深度分布の比較を示す (図-8)。図は、盛土建設開始から 74 日経過した時点における比較を示している。まず、実測値に着目すると、地表面で 7cm 程度の変位を示し、深度-1m~4m の範囲では 12cm 程度の変位が認められる。さらに、深度-4 以深では、変位量が急激に小さくなり、砂層の分布する深度-6.4m では変位が認められない。一方、解析結果は、全体的に実測値を 4cm 程度過大評価するが、変位の分布性状に関しては両者に良い対応が認められる。

簡易解析手法を用いた既往の研究では、側方変位に関しては実測値の 4 倍~5 倍程度と大きく過大評価する結果となっていた。しかしながら、今回実施した解析結果は、側方変位に関しても高い精度で評価できており、有限変形理論に基づいた簡易変形解析手法によって、鉛直変位だけでなく側方変位に関してもうまくシミュレートできることが示唆された。

一般に、地盤の変形挙動予測を行った場合、鉛直変位に関しては高い精度で予測できるものの、側方変位に関

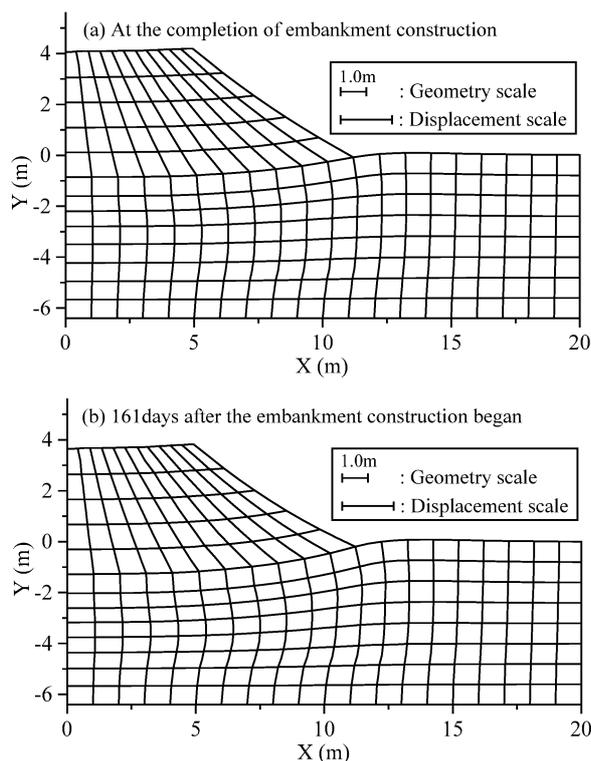


図-9 盛土建設に伴う盛土基礎地盤の変状

しては予測が困難であるという報告例^{21), 22)}が多い。このような原因として Poulos²¹⁾ は、ポアソン比推定の困難さや土の異方性等を挙げている。本研究で用いた Cam-clay モデルは等方硬化型モデルであり、実際の土が有する異方性を考慮できるモデルではない。

一方、異方性を考慮できる構成モデルを用いることによって、盛土建設中の側方変位を精度良く予測している報告例^{1), 23)}もあり、異方性を考慮できる構成モデルの使用によって本解析結果も改善されるものと考えられる。しかしながら、本研究では、簡易に変形解析を行うという観点から、必要な土質定数が比較的少なく簡便な Cam-clay モデルを用いており、その条件の範囲では既往の研究と比較しても比較的良好な解析結果が得られているといえる。

図-9 は解析から得られた盛土完成後（盛土建設開始から 59 日経過時点）と盛土建設開始から 161 日経過後（盛土完成から 100 日経過時点）の盛土基礎地盤の変状を示している。なお、地盤変状を明瞭にするため変位量を 2 倍して描画している。図は、軟弱粘性土地盤上に盛土が築造された場合の地表面沈下や側方変形、盛土法尻先端の隆起等の地盤変状をうまくシミュレートできていることがわかる。

5. 結論

本研究で得られた主要な結論を以下に列記する。

- 1) 塑性指数 PI のみから構成モデルに必要な土質定数を推定する方法（簡易土質定数推定法）を用いた、土/水連成有限変形有限要素解析によって、実地盤の過剰間隙水圧の消散特性や変形挙動、とくに、これまで予測が困難であった側方変位を高い精度でシミュレートできることを示した。
- 2) 本解析手法は、簡便かつ十分高い精度で実地盤の変形挙動が予測可能であり、十分実務に適用できる手法であると考えられる。
 今後は、本解析手法をより多くの実地盤の変形挙動に適用することによって、その信頼性が実証されよう

参考文献

- 1) 関口 秀雄, 柴田 徹 : 盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点, 土と基礎, Vol.30, No.5, pp.47-54, 1982.
- 2) Indraratna, B. Balsubramaniam, 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.
- 3) Kamei, T. : A study on the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils, *thesis presented to the Tokyo Institute of Technology, at Tokyo, Japan*, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor Engineering, 340pp, 1985.
- 4) Nakase, A., Kamei, T. and Kusakabe, O. : Constitutive parameters estimated by plasticity index, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.114, No.7, pp.884-858, 1988.
- 5) Kamei, T. : An integrated evaluation of the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils”, *Geological reports of Shimane University*, No.14, pp.1-14, 1997.
- 6) Kamei, T. and Sakajo, S. : Simplified deformation analysis of clay foundation under embankment using elasto-viscoplastic model, *Memories of Faculty of Science, Shimane University*, Vol.29, pp.51-72, 1995.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 亀井健史, 珠玖隆行, 志比利秀 : Cam-clay 有限変形解析による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力学挙動の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.1, No.3, pp.71-83, 2006.
- 10) Asaoka, A., Noda, T. and Fernando, G.S.K., : Effects of changes in geometry on the linear elastic consolidation deformation, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.29-39, 1997.
- 11) 清水正喜, 木越健二, : 有限変形・有限要素法による 1 次元圧密問題の動的解析, 地盤と建設, Vol.20, No.1, pp.81-92, (2002).
- 12) Roscoe, K. H., Schofield, A. H. and Wroth, C. P. : On the Yielding of soils, *Geotechnique*, Vol.8, No.2, pp.22-53, 1958

- 13) 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.
- 14) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, 1968, 370pp.
- 15) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A., and Sano, I. : General theory of shear bands formation by a non-coaxial Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.3, pp.41-53, 1989.
- 16) 柴田徹 : 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, 6号, pp.128-134, 1963.
- 17) Kamei, T. : Dilatancy characteristics of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.165-172.
- 18) 望月公夫, 広山利之, 森田悠紀夫, 酒巻 章 : 軟弱地盤の側方変形, 第15回土質工学研究発表会, pp.861-864, 1980.
- 19) 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.
- 20) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 21) 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.
- 22) Tavenas, F., Mieussens, C. and Bourges, F. : Lateral displacements in clay foundations under embankments, *Canadian geotechnical journal*, Vol.16, pp.532-550, 1979.
- 23) Nishimura, S., Nishiyama, T. and Murakami, A. : Inverse analysis of soft grounds considering nonlinearity and anisotropy, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.2, pp.87-95, 2005.