

ノルウェー南東部におけるオンソイ試験盛土の簡易変形解析

Simplified Deformation Analysis for a Trial Embankment
Using an Elasto-plastic Model, Onsoy, Southeast Norway亀井健史 Takeshi KAMEI (島根大学総合理工学部)
珠玖隆行 Takayuki SHUKU (島根大学大学院総合理工学研究科)

ノルウェー南東部のオンソイ地区に建設された試験盛土基礎地盤の変形挙動を、Cam-clayモデルを用いた土/水連成有限要素解析により予測した。解析に際しては、構成モデルに必要な土質定数がすべて明らかとなっていなかったため、簡便に塑性指数 I_p のみから推定した。本研究では、このような簡易変形解析結果の信頼性を検討するため、得られた解析結果と実測値の比較検討を行った。その結果、本解析結果は、対象とした実際の盛土基礎地盤の変形性状をよく反映しており、本簡易解析手法は実地盤の変形挙動を工学的に十分な精度で評価できることが再確認された。また、これまで報告例のないポアソン比の違いが解析結果に及ぼす影響についても検討し、適切なポアソン比を用いることによって、これまで正確な予測が比較的困難であった側方変形が高い精度で予測できる可能性を示唆した。

キーワード：変形，盛土，有限要素法，側方流動，ポアソン比 (IGC : E02, E13, H04)

1. はじめに

近年、交通ネットワークの発達に伴って、住民の生活の場が広がり、軟弱地盤で覆われた平野部に鉄道盛土や道路盛土が建設され、治水や利水を目的とした護岸・河川堤防の整備が行われている。このような盛土等の構造物を軟弱地盤上に建設する際には、通常設計段階において円弧すべり解析等の安定解析が行われ、構造物・地盤の安定性に十分な注意が払われる。

しかしながら、都市部のような構造物の近接する場所に新たに盛土や堤防等の構造物を建設する際には、構造物や地盤の安定性のみならず、構造物建設に伴う地盤変状が周辺の既設構造物に及ぼす影響を事前に予測・評価しなければならない。そのため、構造物建設に伴う基礎地盤の変形挙動をより正確に予測することが必要となる。

地盤変状を予測できる手法の一つとして、近年地盤工学の種々の問題に適用されてきている有限要素法が挙げられる。有限要素法は、任意の構成モデル、多様な幾何学形状への適用が比較的容易である。さらに、コンピュータの急速な発達と、土の力学挙動をうまく表現できる構成モデルの出現とあいまって、精度の高い土質定数が得られれば、構造物建設に伴う実地盤の変形挙動を高い精度で予測できるようになってきている^{1), 2)}。

しかしながら、実際の工事においては、しばしば時間や実験設備、経験には制約があり、構成モデルに必要な土質定数がすべて得られないことも多く、そのような場合、解析は不可能となる。また、十分な土質調

査を行うとともに、数多くの不攪乱試料を採取し、室内試験を実施した結果から構成モデルに必要な精度の高い土質定数を得たとしても、必然的に多くの費用が必要となり経済的に問題である。

このような観点から、Kamei³⁾、Nakase *et al.*⁴⁾は、高精度の室内試験結果に基づいて、構成モデルに必要な土質定数を塑性指数 I_p から推定する方法(簡易土質定数推定法)を提案している。この塑性指数は、一般の工事において広く実施されている標準貫入試験から得られる土試料から求めることができ、この簡易土質定数推定法はほとんど全ての工事に適用できる。この手法を用いた有限要素解析(以下、簡易変形解析)は、要素試験(三軸試験)^{4), 5)}やモデル地盤^{3), 5)}、実地盤^{1), 2), 6)}でその実用性がすでに実証されている。しかしながら、この簡易変形解析の実地盤への適用例は国内が2つ、海外が1つと少ない。そのため、この簡易変形解析を多くの実地盤へ適用し、その信頼性について実証することは非常に有益である。

そこで本研究では、ノルウェー南東部のオンソイ地区に建設された試験盛土⁷⁾基礎地盤の変形挙動を、土/水連成有限要素解析によってシミュレートした。土の構成モデルとしては、簡易に変形解析を行うという観点から、世界的に有名で用いる土質定数が比較的少ないCam-clayモデル^{8)~10)}を用いた。試験盛土建設時に不攪乱試料を用いた室内試験も実施されているが、構成モデルに必要な土質定数はすべて得られていなかった。そこで、先述した簡易解析手法を用いて地盤をモデル化し、地盤解析を実施することとした。さらに、解析から得られた地盤変状(沈下、側方変位)とその

実測値の比較・検討を行った。さらに、これまで予測が困難であった側方変位予測に関して、予測が困難な原因の一つに挙げられているポアソン比¹¹⁾に着目し、ポアソン比の違いが解析結果に及ぼす影響についても検討した。

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^{8)~10)}を用いた。このモデルは4つの土質定数(λ, κ, e, M)で定式化することができ、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。

まず、全応力 σ_{ij} 、有効応力 σ'_{ij} と間隙水圧 u の間に次式で与えられる有効応力の原理を仮定する。

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + u\delta_{ij} \quad (1)$$

δ_{ij} はクロネッカーデルタである。

このとき、Cam-clayモデルに用いられたパラメータ、平均有効主応力 p' と一般化された偏差応力 q は、それぞれ次式で表現される。

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

ここで、 S_{ij} は有効Cauchy応力 σ'_{ij} の偏差成分である。

このとき、Cam-clayモデルの降伏関数は次式で与えられる。

$$F = f(q, p', p'_0) - v^p = 0 \quad (3)$$

p'_0 は初期状態における平均有効主応力であり、 v^p は塑性体積ひずみである。式(3)の完全形は次式で表現される。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta - v^p = 0 \quad (4)$$

ここで、 η は p' と一般化された偏差応力 q の比である。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 はダイレイタンスー係数であり、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。

Cam-clayモデルの場合、ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ の塑性成分 $d\epsilon^{p}_{ij}$ 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、 $d\epsilon^{*p}_{ij}$ は $d\epsilon^{p}_{ij}$ の偏差成分を表している。

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

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

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。

$$d\sigma'_{ij} = \left\{ \left(\bar{K} - \frac{2}{3}\bar{G} \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + \bar{G} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) - \frac{1}{\bar{G} + \bar{h}} \left(\frac{\bar{G}}{\bar{\tau}} S_{ij} + \bar{K}\bar{\beta} \delta_{ij} \right) \left(\frac{\bar{G}}{\bar{\tau}} S_{kl} + \bar{K}\bar{\beta} \delta_{kl} \right) \right\} d\epsilon_{kl} \quad (5)$$

ここで、 $\bar{K} = (1 + e)p' / \kappa$ と $\bar{G} = 3(1 - 2\nu)\bar{K} / \{2(1 + \nu)\}$ 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、 $\bar{K}\bar{\beta}^2 + h$ を \bar{h} と置いた。

なお、式(5)で用いた体積弾性係数 \bar{K} やせん断弾性係数 \bar{G} の与え方は、弾性論の応力経路非依存性の観点からは適切ではない。しかしながら、本解析事例では、応力依存性が大きく影響しないと考えられること、および簡易に解析を行うという観点から、このような与え方が最も実務的であるといえる。

3. 解析対象と手法

本研究で対象とした試験盛土は、盛土建設に伴う基礎地盤の変形挙動の観測と盛土-基礎地盤の不安定化に対する安全率の検討を目的として、1972年にノルウェー南東部のオンソイ地区(図-1)に建設された。その試験盛土基礎地盤に関する詳細はBerre⁷⁾によってすでに報告されている。試験盛土建設の際には不攪乱試料が採取され、室内試験が実施されているものの、解

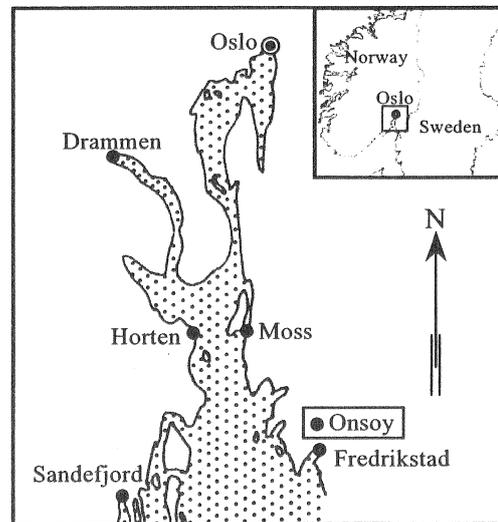


図-1 試験盛土建設地点

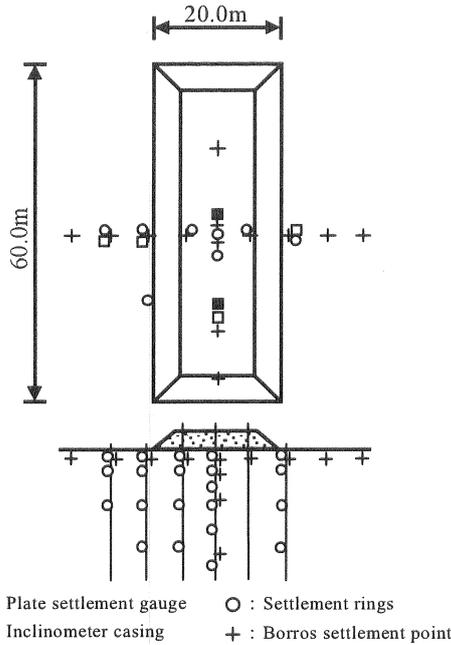


図-2 試験盛土の平面図・断面図および観測計器の配置状況⁷⁾

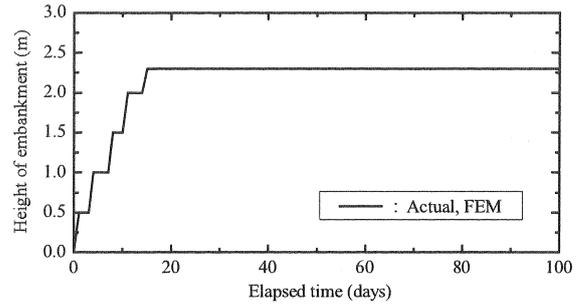


図-4 試験盛土の建設過程⁷⁾

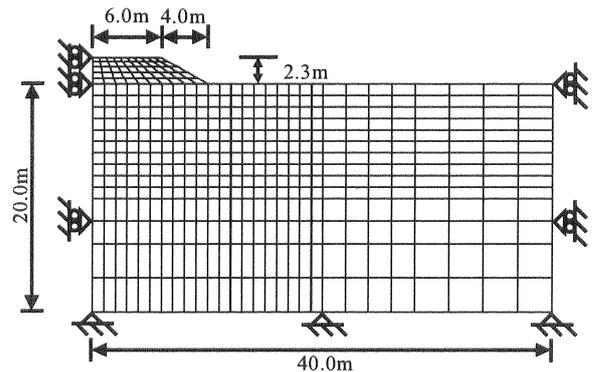


図-5 有限要素メッシュ

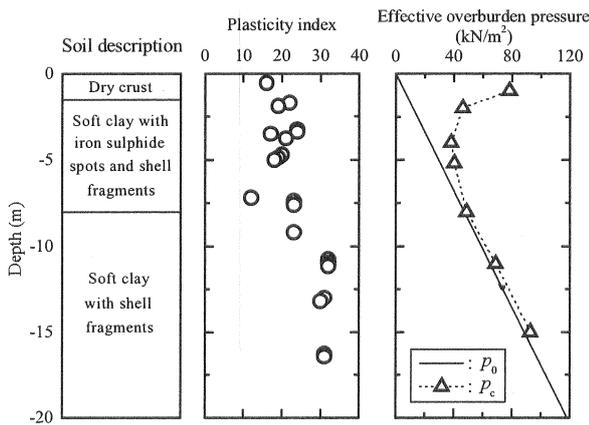


図-3 試験盛土建設地点の地盤構成とその特性⁷⁾

析(構成モデル)に必要なすべての土質定数は得られていなかったため、一般には地盤変形解析が不可能となる。この問題を解決する一つの方法として、 I_p のみによって一連の土質定数を推定可能な手法がある^{3), 4)}。そこで本解析では、 I_p に基づいた簡易変形解析手法を用いて試験盛土基礎地盤の変形挙動をシミュレートし、得られた解析結果と実測値を比較することによって、本簡易解析手法の実地盤への適用性について考察することとした。

3. 1 試験盛土の概要⁷⁾

試験盛土建設地点は、ノルウェーの首都オスロから100km程度南下したオンソイ地区である(図-1)。

図-2はオンソイ試験盛土の平面図と断面図、および用いられた観測計器の配置状況を示したものである。

試験盛土は、長さ60m×幅20m、高さ2.3mで建設され、当時としては比較的大規模な盛土であり世界的にも注目された試験盛土の一つであった。

試験盛土建設地点の地盤構成を図-3に示す。右端の図中の p_0 は先行圧密圧力を示し、 p_c は圧密降伏応力を示している。地表面から深度0.8m~1.5mの範囲にドライクラスト(海水準変動や地表面からの乾燥に伴う地盤表層部に発生するキレット^{12), 13)}が存在し、深度1.5m~8mには塑性指数が20程度の軟弱な粘性土層が分布している。さらに、8m以深には塑性指数30程度の軟弱な粘性土層が分布している。20m以深にも軟弱粘性土層が分布しているが、基礎に関する報告はないため、どの程度の深度まで軟弱粘性土層が分布しているかは不明である。また、地下水面はほぼ地表面と一致している。

盛土に関しては、単位体積重量 $\gamma = 19.9 \text{ kN/m}^3$ であったことが報告されているのみで、ポアソン比や弾性係数といった詳細な物性値は得られていない。盛土は、約50cm/dayの盛立て速度で1日盛立てたのち、2日~3日の放置期間を置くというサイクルを5回繰返し、15日かけて高さ2.3mまで盛立てている(図-4)。

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に基づきSandhu and Wilson¹⁴⁾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

いた。本研究においては平面ひずみ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-5のようなメッシュ分割を行った。台形領域は盛土部を表し、5層10列の四辺形要素から成り立っている。

基礎地盤は、深度20m、水平距離40mの範囲をモデル化し、深度10m、水平0m~20mの範囲を1.0m厚の格子状に要素分割し、10m以深や水平距離20mよりも右側では格子を漸次粗くしている。軟弱粘性土層は20m以深にも存在しているが、基礎に関する詳細な情報が得られていないこと、また、実測値において深度10m程度ではほとんど変位が認められないこと等を考慮し、解析範囲の最下部を深度20mに設定した。

その結果、基礎地盤部は392個の四辺形要素で近似されることになり、節点数は1421個である。変位の境界条件に関しては、底面で水平・鉛直変位を固定し、両端を水平変位固定とした。一方、水理境界条件として地表面を排水境界、両側面を非排水境界と設定し、底面に関しては、20m以深にも透水性の低い粘性土層が分布していることから非排水境界とした。

表-1 土質定数と I_p の関係^{3)~5)}

Parameter	r
$\lambda = 0.02 + 0.0045 \cdot I_p$	0.98
$\kappa = 0.00084 \cdot (I_p - 4.6)$	0.94
$N = 1.517 + 0.019 \cdot I_p$	0.95
$M_C = 1.65$	—
$M_E = 1.385 - 0.00505 \cdot I_p$	0.85
$K_{0NC} = 0.45$	—

r : 相関係数

4. 土性評価

亀井³⁾、Nakaseら⁴⁾は、塑性指数 $I_p=10\sim55$ の広範囲の粘性土（川崎粘土-混合土、日本全国各地で採取された繰り返し粘性土）に対して一連の試験を行い、それらの力学挙動を調べた。そして、それらの試験結果に基づいて、塑性指数 I_p のみから土の構成モデルに必要な一連の土質定数（圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、比体積 N 、圧縮側の限界状態応力比 M_C ^{15), 16)}、伸張側の限界状態応力比 M_E 、静止土圧係数 K_{0NC} ^{15), 16)} 等）を推定できる簡易土質定数推定法を提案している（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 $p'=98\text{kN/m}^2$ に対する比体積である。この簡易土質定数推定法を用いた解析によって、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^{1), 2), 6)} を高い精度でシミュレートできることがすでに報告されている。

一方、Iizuka and Ohta¹⁷⁾ も塑性指数 (I_p) 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 I_p 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、 I_p のみから構成モデルに必要な土質定数を決定できる。

本研究で対象とした試験盛土基礎地盤に関しては、不攪乱試料が採取され室内試験が実施されているものの、構成モデルに必要な土質定数はすべて得られていない。そのため、この推定法を用いて構成モデルに必要な土質定数を求めた（表-2）。本研究の趣旨から、地盤の応力履歴は、自然含水比 (w_n) と液性限界における含水比 (w_L) から推定することが適当である。しかしながら、それぞれの塑性指数に対応する正確な自然

表-2 塑性指数より推定した土の構成モデルに用いた土質定数

Depth (m)	I_p	λ	κ	e_0	M_C	M_E	ν'	$k_{70}(\text{m/s})$
0.0 - 1.0	16	0.092	0.0096	0.821	1.65	1.30	0.31	2×10^{-9}
1.0 - 8.0	20	0.110	0.0129	0.897	1.65	1.26	0.31	7×10^{-10}
8.0 - 20.0	30	0.178	0.0255	1.182	1.65	1.23	0.31	7×10^{-10}

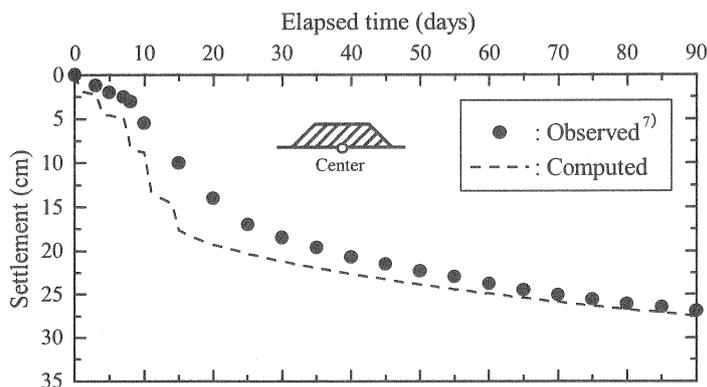


図-6 盛土中央における地表面沈下の実測計時変化とその解析結果の比較

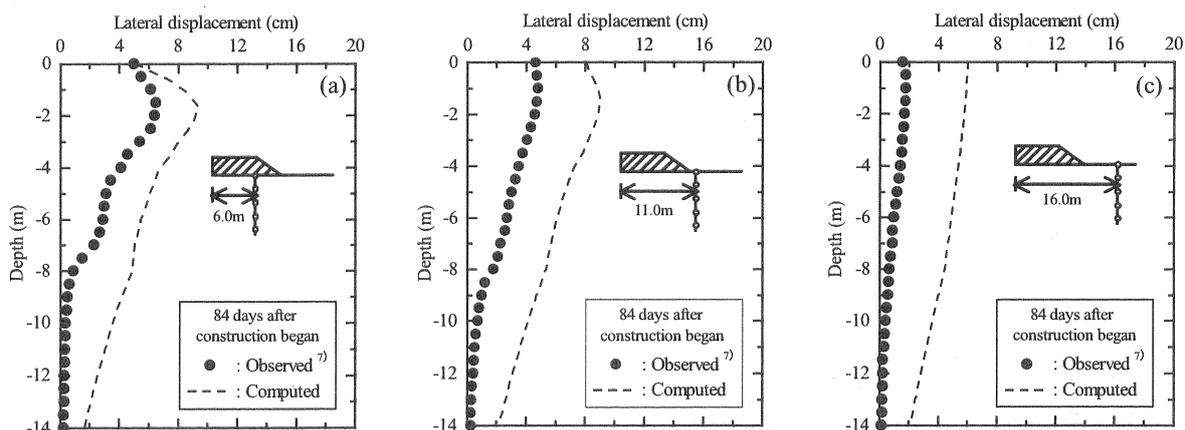


図-7 解析から得られた側方変位の深度分布とその実測値の比較

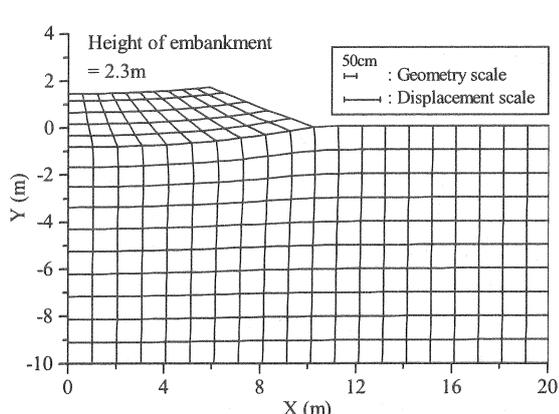


図-8 盛土建設開始から84日経過後の盛土-基礎地盤の変状

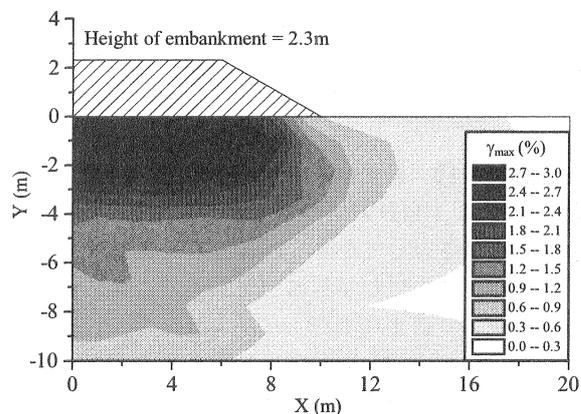


図-9 盛土建設開始から84日経過後の地盤内の最大せん断ひずみ分布

含水比の値が得られていないため、地盤の応力履歴は、実験から得られた p_c (図-3) を用いて評価した。限界状態応力比 M に関しては、 M_c と M_E の平均値を用いた。また、透水係数に関しても、先述した一連の試験結果を整理して得られた塑性指数 I_p と透水係数 (平均有効主応力 $p' = 98 \text{ kN/m}^2$ 時) の関係から推定した^{3), 18)}。一般に水平方向の透水係数は鉛直方向の透水係数に比べて大きいことを考慮して、解析の際には、表-2の4倍の透水係数を用いた。

盛土に関しては、詳細な物性等のデータが得られていない。そこで、簡単のため、盛土を等方弾性体でモデル化し、ポアソン比 (ν) を 0.333 と仮定した。弾性係数 (E) に関しては、オンソイ試験盛土と同程度の単位体積重量である試験盛土^{19), 20)}の弾性係数を参考にし、 5000 kN/m^2 と仮定した。解析においては実際の盛土施工過程を忠実に再現し (図-2)、盛土厚 50cm に相当する物体力増分を当該盛土層を形成する5個の要素に作用させ、盛土建設開始より90日間の地盤の変形挙動をシミュレートした。

5. 解析結果および考察

5.1 沈下特性

図-6は、盛土中央における地表面沈下の実測経時変化と、その解析結果の比較を示している。まず、実測値に着目する。盛土建設初期 (盛土建設開始~10日) では 1~2cm 程度の僅かな沈下しか認められないが、盛土建設開始から10日以降、沈下量の増加勾配が急激に大きくなり、30日の時点で約 18cm の沈下量を示す。その後、時間経過に伴い沈下量の増加勾配は緩やかになり、盛土建設開始から40日以降では約 0.14cm/day の速度で沈下が進行し、最終的に、90日経過した時点で約 27cm の沈下量が認められる。一方、解析結果は、盛土建設開始から完成まで (0~15日)、盛土の施工過程を反映した形状の沈下曲線となっており、実測値を過大評価していることがわかる。盛土完成後 (15日以降) は、約 0.11cm/day の速度で緩やかに沈下が進行し、90日経過した時点で実測値と同程度の沈下量 (約 27cm) を示した。

5.2 側方変位特性

図-7は、地中側方変位分布の実測値とその解析結果

の比較を示している。なお、信頼性のある側方変位の
 実測値が 84 日経過後しかないため、ここでは、84 日
 経過後の比較のみを行っている。盛土法肩直下にあたる
 (a) に着目すると、実測値は地表面で 5cm 程度の変位
 を示し、深度の増大とともに変位量が増加していき、
 深度 2m で最大の側方変位 (7cm 程度) を示している。
 その後、深度が深くなるのに伴い変位量は小さくなり、
 10m 以深では変位がほとんど認められない。一方、解
 析結果は、深度 2m で 11cm 程度の最大側方変位を示し、
 2m 以深では深度の増大に伴い変位量が減少していく
 が、10m 以深においても 2~5cm の変位が認められる。
 解析結果は実測値を 1.5 倍程度過大に評価するものの、
 その分布性状は実測値とよい対応を示している。また、
 盛土法尻先端にあたる (b) や盛土法尻先端から 6m 離
 れた位置にあたる (c) においても、解析結果は実測値
 を過大に評価するものの、変位の分布性状に関しては
 両者に良い対応が認められた。

5. 3 地盤変状図, 最大せん断ひずみ (γ_{max}) 分布

図-8 は、盛土建設開始から 84 日経過後の盛土 - 基
 礎地盤の変状を示している。地盤変状を明瞭にするた
 め、変形量を 3 倍にして描画している。なお、図中水
 平方向に関して盛土中央を $X=0m$ とし、右側に正の座
 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ている。図

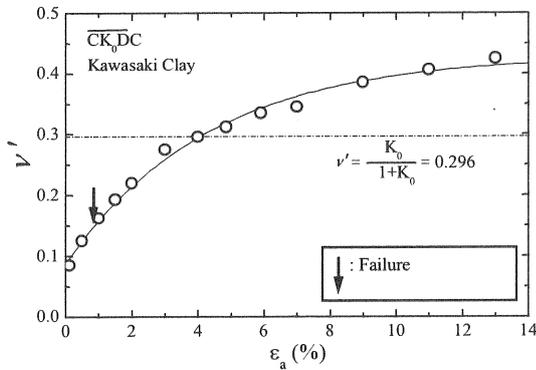


図-10 K_0 圧密排水圧縮試験におけるポアソン比と
 ひずみの関係³⁾

は、軟弱地盤上に盛土が建設された場合の、基礎地盤
 の地表面沈下や側方流動等の変形特性をよくシミュレ
 ートしていることがわかる。

さらに、盛土建設開始から 84 日経過後の盛土基礎地
 盤内の最大せん断ひずみ分布を示す (図-9)。盛土直下
 の $Y=0m \sim -4m$, $X=0m \sim 8m$ の範囲にせん断ひずみが
 集中しており、地盤深部や盛土外側に向かうのに伴い
 その値が徐々に小さくなっていくことがわかる。また、
 図において $Y=-8m \sim -10m$ 付近でせん断ひずみのコン
 ターが特異な形となっているが、これは、 $Y=-8m$ に土
 層の境界が存在し、 $Y=-8m$ の上下で物性が違うことが
 影響しているものと考えられる。今回解析の対象とし
 た試験盛土-基礎地盤は、破壊に至っておらず、破壊盛
 土を対象としたせん断ひずみ分布の解析結果²¹⁾にみ
 られるような、円弧状のひずみの局所化領域 (せん断
 帯) は認められなかった。

5. 4 ポアソン比の違いが解析結果に及ぼす影響

一般に、有限要素解析によって地盤の変形状を予
 測した場合、鉛直変位に関しては高い精度で予測でき
 るものの、側方変位に関しては予測が困難であるとい
 う報告例が多い^{11), 22), 23)}。本研究においても図-7 に
 示したように、解析結果は実測値を多少過大に評価す
 る傾向が認められた。このように側方変位が予測困難
 な原因として Poulos¹¹⁾ は、ポアソン比推定の困難さや
 応力-ひずみ関係の非線形性、地盤の不均質性等を挙げ
 ている。

ここで、ポアソン比とひずみの関係に着目する。図
 -10 は、川崎粘土の K_0 圧密排水圧縮試験におけるポア
 ソン比 (ν') と軸ひずみ (ϵ_a) の関係³⁾ を示している。
 図中の一点鎖線は、弾性論に基づいて K_0 値から求めた
 ポアソン比を示し、矢印は非排水破壊時の軸ひずみを
 指している。試験初期の軸ひずみが 0% に近い状態
 では、ポアソン比は 0.08 程度を示し、ひずみの増大と
 ともにポアソン比も増大し、非排水破壊時の軸ひずみ (矢
 印の位置、約 1%) ではポアソン比が 0.15 程度となっ
 ている。その後、軸ひずみの増大とともにポアソン比

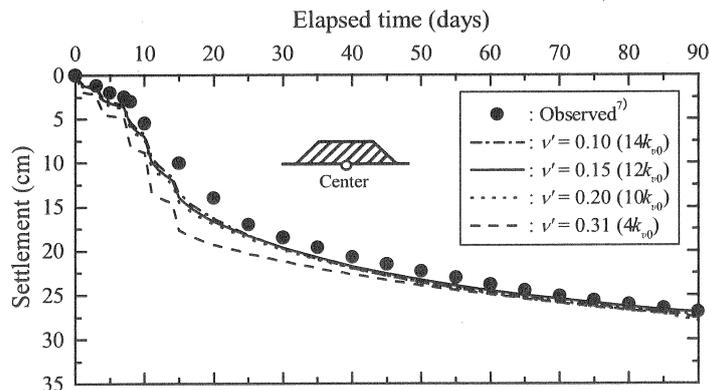


図-11 盛土中央における沈下の実測計時変化とその解析結果の比較

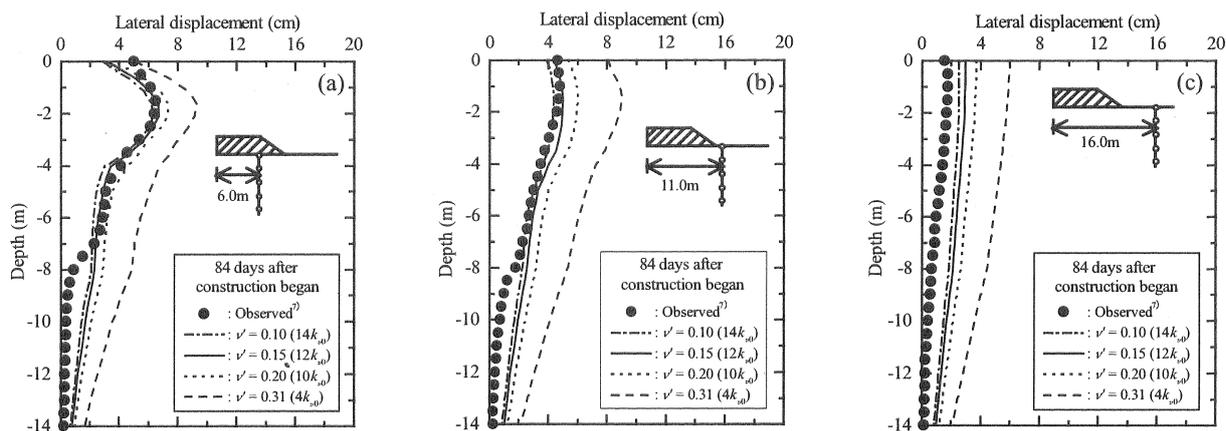


図-12 解析から得られた側方変位の深度分布とその実測値の比較

も大きくなるが、軸ひずみが 4%を越えたあたりからポアソン比の増加勾配が緩やかになり、最終的に、軸ひずみ 14%で 0.4 程度となっている。

図-10 は全ひずみで検討されたポアソン比である。しかしながら、解析で用いる弾性成分のポアソン比も図-10 と同様に、ひずみレベルによって大きく異なり、通常地盤の変形解析に用いられるポアソン比 (0.3~0.5) よりも小さい値となる可能性も考えられる。そこで、上記の点に着目し、ポアソン比の違いが解析結果に及ぼす影響について検討するため、表-2 のポアソン比 (0.31) よりも小さいポアソン比 (0.10, 0.15, 0.20) を用いて解析を実施した。その際、各ポアソン比に対して、表-2 の透水係数を 4~14 倍まで 2 刻みに変化させた (計 18 パターンの解析を実施)。ここでは、その中から実測値と最もよい対応が認められた解析結果 ($\nu=0.20$ に対して $10k_{v0}$, $\nu=0.15$ に対して $12k_{v0}$, $\nu=0.10$ に対して $14k_{v0}$ を用いた解析結果)のみを示す。

まず、盛土中央における地表面沈下の実測経時変化とその解析結果の比較を示す (図-11)。図中には図-7 で示したポアソン比 0.31 を用いた解析結果も載せている。0.1~0.2 のポアソン比を用いた解析では、ポアソン比 0.31 を用いた解析よりも実測値に近い結果を示した。とくに、ポアソン比 0.31 の結果に認められた盛土建設中 (0 日~15 日) の沈下量の過大評価が改善されている。また、ポアソン比 0.10, 0.15, 0.20 のそれぞれの解析結果に大きな違いは認められない。

次に、側方変位の深度分布の比較を示す (図-12)。まず、盛土法肩直下にあたる (a) に着目すると、ポアソン比の減少に伴い、側方変位量も減少し、0.15 の解析結果が変位量・分布性状ともに実測値と非常に良い対応を示した。盛土法尻先端の (b) においても、ポアソン比の低下に伴い変位量が小さくなり、ポアソン比 0.10, 0.15 の結果がともに実測値と良い対応を示した。一方、盛土法尻先端から 6m 離れた (c) に関しては、ポアソン比 0.10 を用いた解析でも側方変位を過大評価する結果となった。実際には盛土からの距離が離れ

ることによって三次元的な効果が出てくるが、本研究では平面ひずみ条件 (二次元) で解析を行っているため、このような過大評価になったと考えられる。実際の道路盛土等の建設においても縦断方向の区間長は有限であるので、平面ひずみ解析手法によって側方流動に伴う隣接地盤への影響範囲を推定すると、その判定基準にもよるが、一般に過大値を与える可能性が高いことに留意すべきである²⁴⁾。

また、(a) ~ (c) どの地点においても、地盤深部 (8m 以深) の側方変位に関して、解析結果は実測値を過大評価する傾向が認められた。このような傾向は Nakase and Takemura²⁵⁾ によっても報告されており、有限要素法では変位の連続性が応力状態にかかわらず要求されるため、地盤深部での側方変位が過大評価になると考えられる²⁶⁾。

5. 結論

本研究で得られた主要な結論を以下に述べる。

- (1) Cam-clay モデルと塑性指数 I_p のみから土の構成モデルに用いられる土質定数を推定する方法に基づいた簡易変形解析によって、盛土建設に伴う基礎地盤の変形挙動を工学的に十分な精度で予測できることを再確認した。
- (2) ポアソン比の違いが解析結果に及ぼす影響を明らかにし、解析の際に適切なポアソン比を用いることによって、これまで正確な予測が比較的困難とされてきた側方変形をより高い精度で予測できる可能性を示唆した。

今後はより多くの実地盤の変形挙動と本解析結果を比較・検討することにより、その信頼性が実証されよう。

謝辞

ノルウェー地盤工学研究所 (NGI) の Berre 博士から

は、貴重なご意見をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 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 degree of Doctor Engineering*, 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) 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粘性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.
- 7) Berre, T. : Test fill on soft clay at Onsoy in South-Eastern Norway, *NGI publication*, Vol.102, pp.21-30, 1974.
- 8) Roscoe, K. H., Schofield, A. H. and Wroth, C. P.: On the Yielding of soils, *Geotechnique*, Vol.8, No.2, pp.22-53, 1958.
- 9) 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.
- 10) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill. 370p, 1968.
- 11) 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.
- 12) Terzhagi, K. : Influence of geological factors on the engineering properties of sediments, *Economic geology*, 50, pp.557-618, 1955.
- 13) 中瀬明男, 木村 孟, 竹村次郎, 萩原敏行 : クラストを有する軟弱地盤の支持力について, *土木学会論文集*, No.382, /III-7, pp.237-244, 1987.
- 14) Sandhu, R.S. and Wilson, E. L.: Finite element analysis of flow in saturated porous media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.95, No.EM3, pp.641-652, 1969.
- 15) Nakase, A., Kamei, T. and Kusakabe, O. : Closure to 114 (7), 844-858. (Previous discussions by S.Frydman, 116 (10), 1591-1593. and by N. Sivakugan, 116 (10), 1594-1597.), *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, 116 (10), 1597-1599, 1990.
- 16) Kamei, T. : Simplified procedure for evaluating the coefficient of earth pressure at rest, *Memories of Faculty of Science and Engineering, Shimane University*, Vol.30, pp.39-54, 1997.
- 17) 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.
- 18) 亀井健史: ジオテクノート 2, 中間土-砂か粘土か, 第2章, 中間土の力学的性質, pp.7-54, 1992.
- 19) 望月公夫, 広山利之, 森田悠紀雄, 酒巻 章 : 軟弱地盤の側方変形(倉敷の場合), 第15回土質工学研究発表会, pp.861-864, 1980.
- 20) 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.91-105, 1994.
- 21) 亀井健史, 珠玖隆行 : 弾塑性モデルによる盛土基礎地盤の変形解析, *地盤と建設*, Vol.23, No.1, pp.41-50, 2005.
- 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) Tavenas, F. and Leroueil, S. : The behavior of embankments on clay foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.17, pp.236-260, 1980.
- 24) 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.
- 25) 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.
- 26) 川井忠彦 : 新離散化モデルとその土質工学への適用, *土と基礎*, Vol.29, No.6, pp.1-6, 1981.

(2006年6月30日 受付)