

土／水連成有限要素解析に基づいた 限界盛土高さ推定法

小林 一三¹・飯塚 敦²・太田 秀樹³

¹学生会員 工修 金沢大学大学院 自然科学研究科 (〒920 金沢市小立野 2-40-20)

²正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657 神戸市灘区六甲台 1-1)

³フェロー 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野 2-40-20)

土／水連成変形解析手法に地盤材料の限界状態を表現できる仮想粘性法を組み込んだ土／水連成変形・安定解析手法を用いて、モデル化した盛土基礎地盤の支持力(限界盛土高さ)を求めた。さらにモデル化した盛土基礎地盤の限界盛土高さを用いて、任意の盛土基礎地盤の限界盛土高さを、有限要素解析を行うことなく、推定する方法を提案した。提案した限界盛土高さ推定法を実際の盛土破壊事例に適用して、その有用性を検証した。

Key Words : bearing capacity, soil/water coupled finite element method, imaginary viscosity method

1. はじめに

有限要素法は、解析対象の複雑な形状や境界条件、場所ごとに異なる物性を表現できることから、広い適用性を有し、境界値問題を解く道具として威力を発揮している。しかし逆に言えば、解析対象ごとに個別的となってしまう、ある対象の解析結果を他の対象の予測に用いることが難しい。それぞれの解析から、詳細にして豊富な情報が得られるにもかかわらず、その解析対象で必要とされる部分を利用した後には、お蔵入りしてしまうことが多い。有限要素法が個別的なケーススタディに帰納的に利用されるだけで、多くのケーススタディから演繹的な結論を得ようとする試みが少なかったといえよう。本論文では、多くのケーススタディを実施して、その結果を演繹的に利用しようと試みている。たとえば、粘性土軟弱地盤における盛土施工を取り上げると、盛土の形状、施工などに大きな差がない場合、地盤の不均質性・個性の取り扱いに工夫を施せば、境界条件を問わない結果が導けるのではないかと考えた。はじめに、粘性土軟弱地盤上の盛土施工を代表

できるモデル(仮想モデル)を考へて、土／水連成の有限要素法を実施する。モデルでは、地盤の物性である材料特性、現在と過去の応力履歴を、それぞれ塑性指数、過圧密比で表現し、盛土の施工という境界条件の変化を盛り立て速度で代表させる。有限要素解析からは、その地盤に盛ることができるギリギリの盛土高さ(限界盛土高さ)を求め、得られた限界盛土高さを無次元化して、地盤の材料物性と応力履歴の違いごとに整理する。ここまですべてのケーススタディの実施とその結果の整理である。次に、これを用いて、任意の粘性土軟弱地盤上に盛土を施工したときの、その盛土基礎地盤が支えうる限界盛土高さを推定する方法を提案する。あくまでも当初設計段階における目安を与えるものにはかならないが、有限要素解析を個別に実施しなくてもすむ。これが有限要素解析結果の演繹の利用である。最後に、この限界盛土高さ推定法を、実際の盛土破壊事例に適用して、その妥当性を検討する。

表-1 塑性指数と各物性パラメータ

	PI=20	PI=40	PI=60	PI=80
限界応力比 M	1.220	1.022	0.912	0.835
非可逆比 $A = 1 - C_s / C_c$	0.697	0.584	0.521	0.477
ダイレイタンス係数 D	0.051	0.074	0.089	0.099
有効ポアソン比 ν'	0.344	0.378	0.409	0.437
静止土圧係数 K_0	0.524	0.608	0.692	0.776
透水係数 k (cm/min)	2.32 $\times 10^{-4}$	9.89 $\times 10^{-5}$	3.48 $\times 10^{-5}$	1.14 $\times 10^{-5}$

ただし、 $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$ 、 $D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)}$ 、
 $\lambda = 0.434 C_c$ 、 $\kappa = 0.434 C_s$ 、 C_c : 圧縮指数、
 C_s : 膨潤指数、 ϕ' : 三軸圧縮試験の有効内部摩擦角

2. 盛土基礎地盤のモデル化

ケーススタディの対象となる盛土施工と基礎地盤のモデルを考えよう。得られた有限要素解析の結果を整理した後に、現場ごとの個性が考慮できるように、解析対象とする仮想的な地盤を想定するわけである。この時、次の4点を仮定する。

1. 盛土基礎地盤は均質一様とし、物性の違いは塑性指数に代表させる、
2. 盛土基礎地盤が過去に受けた応力履歴は、過圧密比 OCR で表現する、
3. 盛土形状は、法勾配 1 対 1.8 をもつ台形断面の道路盛土とする¹⁾、
4. 盛土の施工は、一定の盛り立て速度で代表させる。

有限要素解析には、構成式に関口・太田による弾塑性モデル²⁾を組み込んだ土/水連成解析手法を用いる³⁾。計算に必要な物性パラメータは、Iizuka and Ohta による手順⁴⁾を用い、塑性指数から推定する。ここでは、塑性指数として、PI が 20, 40, 60, 80 の 4 通りを選んだ。塑性指数から推定された物性パラメータの一覧を表-1 に示す。過圧密比 OCR (先行圧密時の有効上載圧 σ'_{v0} に対する載荷直前の有効上載圧 (初期有効上載圧) σ'_{vi} の比) を 1.0, 1.5, 2.0 の 3 通り、盛り立て速度 v を 1.5, 20 cm/day の 3 通り、合計 36 通りのケースを考えた。

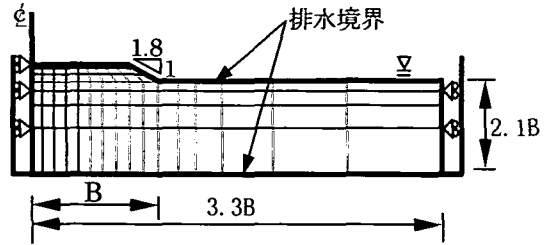


図-1 モデル化した解析対象メッシュ図

現実の地盤の初期有効上載圧は深さとともに増大する。しかし、仮想地盤の初期有効上載圧は深さ方向に変化しない一定値と単純化し、また、物性が同じでも過圧密比が異なる場合、Iizuka and Ohta による手順⁴⁾に従って、透水係数を過圧密比に応じて変化させている。初期側方有効応力 σ'_{hi} は、初期静止土圧係数 K_0 を初期有効上載圧 σ'_{vi} に乗じて求めているが、この初期静止土圧係数 K_0 も過圧密比に応じて変化させている。

今、求めようとしているのは、ギリギリに盛り立てることのできる限界盛土高さである。Prandtl などの支持力理論によると、粘性土の支持力は非排水強度 C_u で決まる。非排水強度は、OCR が同じであれば、粘性土の有効上載圧に比例するから、極限支持力も有効上載圧に比例する。また、極限支持力は地盤剛性には依らない^{6), 7)}。計算で得られる限界盛土高さは、盛土基礎地盤の極限支持力に他ならない。従って、この限界盛土高さを地盤の有効上載圧で除した値は、OCR が同じであれば、地盤の有効上載圧や地盤剛性の違いに依らないと考えられる。以上の議論は、地盤が非排水の状態に限られており、ここで取り扱うような間隙水の移動を考慮した不均質な部分排水状態にそのままあてはめることはできないが、有効上載圧の違いによる個性を除くため、すべての計算は、盛土基礎地盤の初期有効上載圧 σ'_{vi} で除した値で整理することにした。従って、入力パラメータとして、地盤の有効上載圧を指定する必要がなくなる。計算に用いた有限要素モデルを図-1 に示す。

盛土は左右対称と考えてよいから、右半分だけを

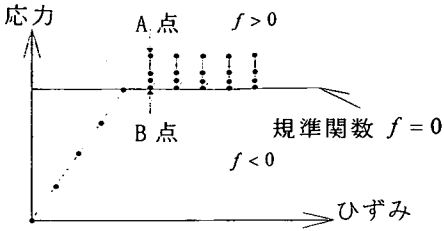


図-2 仮想粘性法概念図

解析の対象とする。仮想粘性法を用いた有限要素法で地盤の極限支持力を求める場合、地盤内に発生する破壊領域が、側方および深度方向の境界にかからない程度に解析領域を設定しておけば十分であると、小林⁹⁾が述べているから、計算容量と計算時間をも勘案して、水平盛土載荷幅の3.3倍の距離をとり、地盤深さ方向には、載荷幅（盛土幅の半分）の2.1倍をとって解析領域とした。地盤内に発生する破壊領域が、側方および深度方向の境界にかからないことを確認したことを付記しておきたい。地下水位は地表面におき、上面と下面の境界を排水条件とし、側方境界では間隙水の出入りを許していない。側方の境界では水平方向の変位を許さず、また下面境界では鉛直、水平とも変位を許さないものとした。

3. 土/水連成変形・安定解析手法

地盤の変形解析において有限要素法は、土/水連成解析手法や関口・太田によるモデルなどの地盤材料特有の挙動を表現できる構成則によって、実務的な成果をあげるまでに至っている⁹⁾。しかしながら、限界盛土高さを求めるような地盤材料の変形から破壊までを解析する場合、別途、数値解析上の工夫が必要となる。土の骨格の変形と間隙水の運動を連成させながら（土/水連成）、過去の変形履歴を考慮して、破壊という極限つりあい状態を解析する手法は、すでに、Asaoka and Ohtsuka⁹⁾、庄子・松本・太田・飯塚¹⁰⁾、飯塚¹¹⁾などによって示されている。ここでは、庄子らの手法と同様であるが、有限要素法によって地盤材料の変形から破壊までを一貫して取り扱うために、土/水連成変形解析手法⁴⁾に仮想粘性法^{5), 12)}

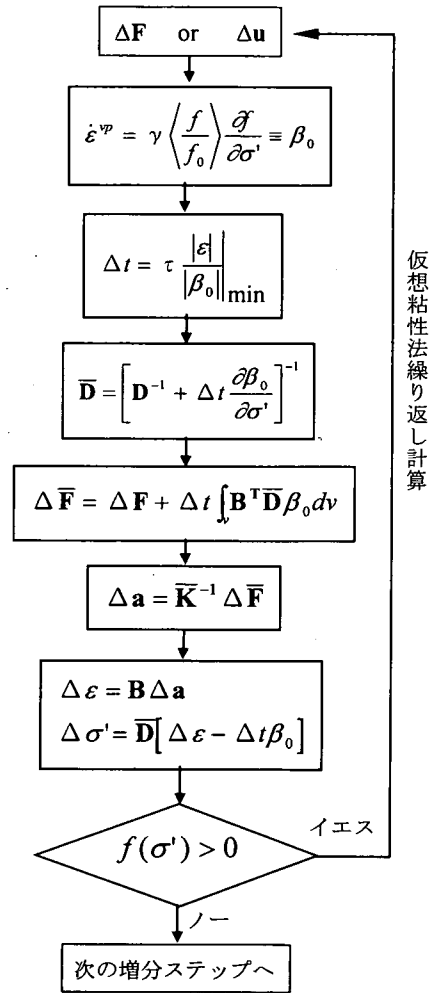


図-3 仮想粘性法のアルゴリズム

を組み込んだ土/水連成変形・安定解析手法⁹⁾を用いる。仮想粘性法を図-2を用いて説明しよう。ある規準関数 f を越えた応力状態（図中A点）が、その規準上に収束するまで仮想的な粘塑性計算を繰返し（図中A点からB点に至る経路）、完全塑性部分（図中の各段階のB点を連ねた線）を表現するというものである。便宜上導入された仮想的な時間を用いて、この粘塑性計算が実行されるため、粘塑性計算のアルゴリズム中では実際の時間は経過しない。規準関数として破壊関数（破壊条件式）を用いると、仮想粘性法によって、極限つりあい状態にある完全塑性部分を安定して追跡することができる。この手法を土/水連成解析に組み込むことによって、破壊に至る

までの圧密変形履歴を考慮しながら、極限つりあい状態の追跡が可能となる。図-3に、Zienkiewicz and Cormeau¹²⁾が提案した方法に小林⁵⁾が改良を加えたアルゴリズムのフローチャートを示す。

フローチャート中の記号の意味は以下の通りである。

$\Delta \mathbf{F}$: 荷重増分ベクトル, $\Delta \mathbf{u}$: 変位増分ベクトル, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\nu p}$ および β_0 : 仮想粘塑性ひずみ速度ベクトル, f および f_0 : 破壊関数, γ および τ : 仮想粘塑性計算に関する入力パラメータ, Δt : 仮想時間, \mathbf{D} :

弾塑性変形性計算に用いる応力~ひずみマトリックス, \mathbf{B} : 弾塑性変形計算に用いるひずみ~変位マトリックス, $\bar{\mathbf{D}}$: 仮想粘塑性計算で用いる応力~ひずみマトリックス, $\Delta \bar{\mathbf{F}}$: 仮想粘塑性計算で用いる荷重ベクトル, $\Delta \mathbf{a}$: $\Delta \bar{\mathbf{F}}$ によって生じる変位増分ベクトル, $\Delta \boldsymbol{\sigma}'$ および $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}$: $\Delta \bar{\mathbf{F}}$ によって生じる有効応力およびひずみ増分ベクトル。また、図中の $\left(\frac{f}{f_0}\right)$ は、 $\frac{f}{f_0} \leq 0$ の時 $\left(\frac{f}{f_0}\right) = 0$, $\frac{f}{f_0} > 0$ の時 $\left(\frac{f}{f_0}\right) = \frac{f}{f_0}$ である。

以上、図-3のアルゴリズムを土/水連成変形解析手法に組み込む際には、以下のことに注意しなければならない。

1. 図中のパラメータ τ と γ は、計算の収束性や解の精度に非常に大きな影響を及ぼすパラメータであるが、実験などから得られるものではなく、ある解析例に対して計算の収束性や解の精度を検討して経験的に定めるパラメータといえる。例えば小林⁵⁾は、 $\tau = 0.1 \sim 1.0$ を用いている。

2. $\Delta t = \tau \frac{|\boldsymbol{\varepsilon}|}{|\beta_0|_{\min}}$ は、Zienkiewicz と Cormeau¹²⁾ による仮想粘性時間の定義式であり、あるステップで破壊した全ての要素のうち最小の Δt (仮想粘性時間) を用いるということを意味する。また小林⁵⁾ によれば、 γ の計算に及ぼす影響を τ に包含させることができ、 τ の影響についてのみ、注意すれば良いとしている。また、記号 $||$ はノルムである。

3. 限界状態においては、塑性体積ひずみ増分が発生してはならない。しかし、図中のアルゴリズムに、破壊関数 f として弾塑性構成モデルから得られる破壊規準を、そのまま関連流れ則に適用し組み込

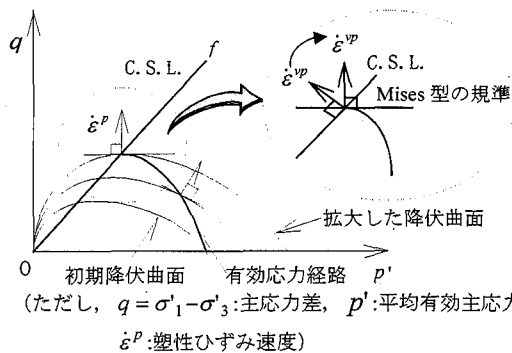


図-4 破壊規準の概念図

むと、塑性体積ひずみが生じる結果となる。(限界状態線: 関口・太田によるモデルの場合、

$$f = M - \frac{3}{2\eta^*} \eta_{kl} (\eta_{kl} - \eta_{kl0}), \text{ ただし } p' = \frac{\sigma'_{ij} \delta_{ij}}{3},$$

$$\eta_{ij} = \frac{\sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}}{p'}, \quad \eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} (\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})}^2$$

これは、図-4の点線の円中に示すように、限界状態において仮想粘塑性ひずみ速度 $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\nu p}$ が限界状態線(C.S.L.)に対して直交するように発生するためである。これを回避するために、ここでは、限界状態に達した時点(限界状態線上の点)で、平均有効応力変化に独立なMises型の破壊線に置き換えている。

4. 土/水連成変形・安定解析結果の検討

土/水連成変形・安定解析手法を用いて、盛土基礎地盤の限界盛土高さを求めるには、計算から得られた盛土高さ~沈下曲線において、最大盛土高さを限界盛土高さとするればよい。しかしながら盛土施工の問題は、荷重制御の解析となるために盛土高さの値が一定値に収束することはなく、盛土高さ~沈下量曲線から単純に限界盛土高さを決定することが難しい。そこで限界盛土高さを決定するパラメータとして、仮想粘性繰返し回数を取り上げてみる。仮想粘性法では、破壊域が拡大する(破壊した要素数が増える)ほど、仮想粘性繰返し回数は増えることになるから、繰返し回数が破壊域の進展の上限を表わすことができると考えた。図-5に、解析から得られ

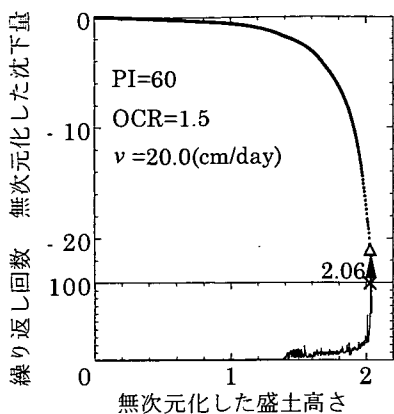


図-5 盛土高さ～盛土沈下関係と
盛土高さ～仮想粘性繰返し回数
の関係

た盛土高さと沈下量，盛土高さと仮想粘性繰返し回数との関係の一例を示す。ただし，盛土高さと沈下量は，ともに，盛土の単位体積重量 γ を乗じ，さらに盛土基礎地盤の初期有効上載圧 σ'_v で除することによって無次元化している。

前述のように，図-5の上部に示す盛土高さ～沈下曲線では，盛土高さの値が一定値に収束していないから，図-5の上部だけからでは限界盛土高さを決めることができない。そこで，図-5の下部に示す盛土高さ～仮想粘性繰返し回数の関係に着目してみる。盛土高さ～沈下曲線の勾配が大きくなるにしたがって，仮想粘性繰返し回数が急激に増加していることが分かる。さらに盛土高さが大きくなる（土を盛る）と計算が発散する（応力状態が破壊関数上に収束しなくなる）。この発散した点が，急激に破壊域が進行する盛土高さであるから，図-5の△印の点が限界盛土高さを示すと考えることができよう。

仮想粘性法のような数値計算手法では，破壊に達した要素にも仮想的な剛性を与え，変形の発生を人為的に制御している。ここでは，それ自身に限界状態（critical state）を内包している弾塑性構成式を仮想粘性手法に組み込んでいるため，破壊要素の仮想的剛性も極めて小さな値となっており，その結果，変形量が過度に生じてしまう。例えば，図-5の例でも，盛土高さの10倍にも及ぶ，非現実的な変形量が計算されている。これは限界状態に達した要素

表-2 モデル化した盛土基礎地盤の
限界盛土高さ(OCR=1.0)

塑性指数	v (cm/day)	限界高さ
20	1.0	1.87
	5.0	1.70
	20.0	1.67
40	1.0	1.73
	5.0	1.68
	20.0	1.65
60	1.0	1.67
	5.0	1.65
	20.0	1.58
80	1.0	1.45
	5.0	1.41
	20.0	1.39

表-3 モデル化した盛土基礎地盤の
限界盛土高さ(OCR=1.5)

塑性指数	v (cm/day)	限界高さ
20	1.0	2.30
	5.0	2.18
	20.0	2.14
40	1.0	2.18
	5.0	2.14
	20.0	2.13
60	1.0	2.11
	5.0	2.07
	20.0	2.06
80	1.0	1.85
	5.0	1.82
	20.0	1.80

表-4 モデル化した盛土基礎地盤の
限界盛土高さ(OCR=2.0)

塑性指数	v (cm/day)	限界高さ
20	1.0	3.23
	5.0	3.04
	20.0	3.01
40	1.0	2.94
	5.0	2.70
	20.0	2.63
60	1.0	2.65
	5.0	2.60
	20.0	2.48
80	1.0	2.57
	5.0	2.41
	20.0	2.35

の剛性が極端に小さくなり，極めて大きなひずみ量が計算されているからである（なお，理論上は限界

状態に対応するひずみは無限大である)。しかし、ここで求めようとしている極限支持力に対しては、そのような仮想的な剛性は影響しないことが分かっている^{6),7)}、以上のような手順から極限支持力である限界盛土高さを決定した。

このようにして土/水連成変形・安定解析手法を用いて、36通りのモデル化した盛土基礎地盤の限界盛土高さを得た。それをまとめて、過圧密比の違いごとに、表-2から表-4に示す。ただし、表中の限界盛土高さは、盛土の単位体積重量 γ_t を乗じ、さらに盛土基礎地盤の初期有効上載圧 σ_w で除することによって無次元化して表わされている。この結果を利用して、無次元化された限界盛土高さと塑性指数、過圧密比、盛り立て速度との関係をまとめると、図-6から図-8となる。図-6では、塑性指数が大きいほど、限界盛土高さが小さくなっている。図-7では、盛り立て速度が速いほど、限界盛土高さが低下することが分かる。また盛り立て速度が、1から5(cm/day)の範囲における限界盛土高さの低下の割合が、5から20(cm/day)の範囲における割合に比べて顕著である。これは塑性指数が大きい(透水係数が小さい)ほど、また盛り立て速度が速いほど地盤内は非排水条件に近い状態になり、破壊域付近での局所的な圧密効果が現れなくなるからであると考えられる。図-8では、過圧密比が大きいほど、限界盛土高さは大きく、その増加率も大きくなる傾向を示している。初期有効上載圧 σ_w が同じであれば、過圧密比が大きいほど、地盤は強くなる。さらに一方で、圧縮性が小さく圧密係数が大きくなるため圧密の進行が速くなる。この両者が相俟って現れた結果であろう。

5. 実地盤への限界盛土高さ推定法の適用

これまででは、仮想的な盛土基礎地盤について考えてきた。ここでは、仮想的な盛土基礎地盤の限界盛土高さの結果をどのようにして実際の盛土基礎地盤に適用するか、について述べる。実際の粘性土盛土基礎地盤は不均質な多層地盤と考えられる。しかし

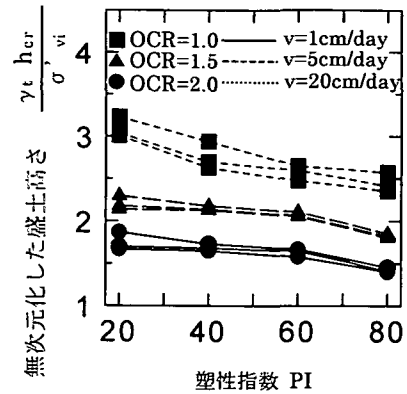


図-6 塑性指数と限界盛土高さの関係

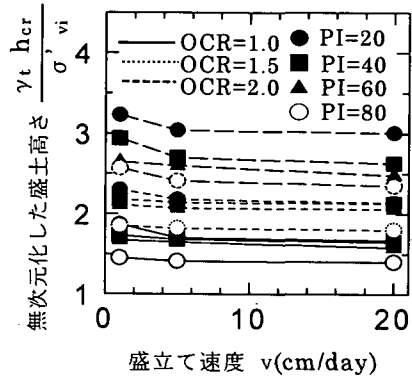


図-7 盛り立て速度と限界盛土高さの関係

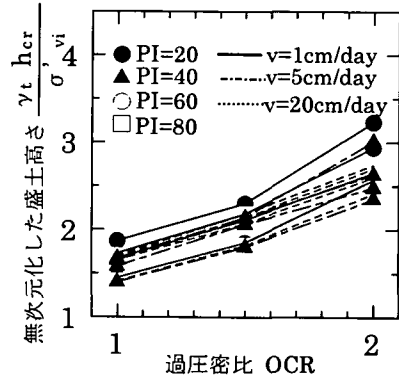


図-8 過圧密比と限界盛土高さの関係

ながら、多層地盤の各層の限界盛土高さを、これまで求めた仮想的な均質地盤の限界盛土高さから定めることができれば、これまでの結果を用いて、実際の粘性土盛土基礎地盤の限界盛土高さを推定することができる⁸⁾と考えた。その方法を順を追って説明する。まず、地盤全体の限界盛土高さを多層地盤の各

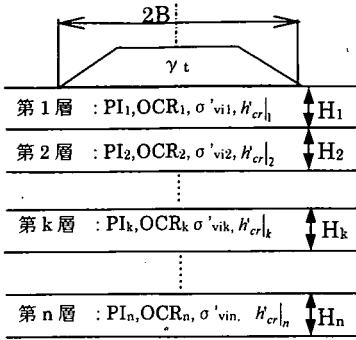


図-9 粘性土軟弱地盤の概要

層の限界盛土高さからどう評価するかを説明しよう。実際の盛土基礎地盤全体が崩壊に至るのは、始め、盛土下方のある深さに現れた破壊域が、地表面まで進展して連なったときと考えることとする。図-9を用いて説明する。ある地盤が、 n 個の粘性土層から成るとし、各層の物性 (PI), 応力履歴 (OCR) および盛り立て速度 v に対して、それぞれ限界盛土高さが、表-2から表-4 (または、図-6から図-8) より、 $h_{cr|1}, h_{cr|2}, \dots, h_{cr|k}, \dots, h_{cr|n}$ と求まる。この各層の限界盛土高さは、その層の極限支持力を意味している。ある盛土高に対して表層より k 番目の層が極限支持力に達したとしても、それより上部の層が未だ耐荷力を発現し剛性を保持していると (極限支持力に達していないと)、その地盤は全体として、破壊に達していないと見なす。破壊領域が未破壊領域の中に封じ込まれるかたちとなり、全体的な破壊につながらないからである。従って、地盤全体の破壊 (極限支持力) は、はじめに極限支持力に達した第 k 層を含んで、それより上部の層 (第1層から第 $(k-1)$ 層) の全てが極限支持力に達している時の盛土高となる。ただし、盛土のような局所荷重は、地盤内を深度方向に拡散して伝達する。従って、第 k 層に作用する荷重は、地表面から第 k 層までの距離 (深さ) を考慮して求めなければならない。すなわち、盛土基礎地盤全体の限界盛土高さは、以下の手順により決定される。

1. 各層内では均質一様と考え、表-2から表-4の限

界盛土高さを内挿、外挿することによって、各層 (第 k 層) の無次元化された限界高さ $h_{cr|k}$ を求める。

2. 盛土荷重の地盤内伝達を考慮すると、各層 (第 k 層) の実際の限界盛土高さ $h'_{cr|k}$ は、式 (1) によって決定される。

$$h'_{cr|k} = \frac{h_{cr|k} \times \sigma'_{vi|k}}{\gamma_t} \times \frac{B + \left(\sum_{i=1}^{k-1} H_i + \frac{H_k}{2} \right) / \alpha}{B} \quad (1)$$

3. 各層の限界盛土高さ $h'_{cr|k}$ ($k=1, 2, \dots, n$) に対して、最も限界盛土高さが小さい層 (この層が最初に破壊する) から地表面付近まで連なる極限状態 (破壊領域) を与える限界盛土高さ h'_{cr} を求める。この高さまで盛土を盛り上げた時に、最初に破壊した層を含んで、破壊領域が地表に自由に流動 (地盤が崩壊) できることになる。以上より多層地盤の限界盛土高さが求められた。

ここで、第 k 層の層厚を H_k 、盛土載荷幅を $2B$ 、盛土材の単位体積重量を γ_t 、第 k 層の初期有効上載圧を $\sigma'_{vi|k}$ 、与えられた盛り立て速度 v 、第 k 層の物性と応力履歴に対応する仮想地盤の無次元化された限界盛土高さを $h_{cr|k}$ 、実際の多層地盤における第 k 層の限界盛土高さを $h'_{cr|k}$ としている。式 (1) の右辺第2項は、盛土荷重が鉛直方向と水平方向に $\alpha : 1$ の比で伝播した時の換算項で、盛土基礎地盤表面での載荷応力とある深さの層まで伝達された荷重応力の比である。

実際の盛土基礎地盤に限界高さ推定法を適用するにあたって3つの仮定を設けた。

1. 実際の盛土基礎地盤は不均質な多層地盤であると考えられるが、それぞれの層においては均質であるとする。
2. 実際の盛土基礎地盤の各層の材料物性 (塑性指数, PI), 応力履歴 (過圧密比, OCR), 初期有効応力 (初期有効上載圧, σ'_{vi}), 盛り立て速度 v に応じて、表-2から表-4より内挿、または外挿して限界盛土高さを決定できる。
3. 盛土荷重の応力伝播による各層ごとの荷重分布の違いを補正するために、盛土荷重が鉛直方向と

水平方向に $\alpha : 1$ の比で深度方向に伝播すると考え、式(1)を用いて補正できる。

上述の手法の適用性を調べるために、3例の盛土崩壊事例の限界盛土高さの推定を試みた。ただし、盛土荷重が地盤内を鉛直と水平方向に $2 : 1$ の比で伝播した(式(1)中、 $\alpha=2$)¹³⁾としている。

(1) New Liskeard 盛土

カナダの New Liskeard における盛土の破壊例である。盛土高さ 6.1(m)まで盛り立てが完了した直後にすべりを生じ、盛土が崩壊したと報告されている¹⁴⁾。盛土基礎地盤の塑性指数、初期有効上載圧、先行圧密圧力、過圧密比(図-10)に対して、盛土基礎地盤の各層の限界盛土高さを求めると、表-5を得る。

ここでは、Lacasse の報告¹⁴⁾により、盛土の下端幅 $2B$ を 44(m)、盛土材料の単位体積重量 γ_t を $20.6(\text{kN/m}^3)$ 、盛り立て速度 v を $20(\text{cm/day})$ とした。盛土基礎地盤を、深さ 12.1(m)まで、各層厚 1(m)で 10層に分割した。表層の固結した粘土層(深さ 0~2.1m)は、亀裂の発生を想定し強度的には無視した。表-5より、各層の限界盛土高さは、深度が深くなるにつれて大きくなっていることから、地表面まで地盤の極限状態が進展するのは、実際の盛土高さが一番小さい限界盛土高さを越えた時となる。よって、地盤全体での限界盛土高さは、5.96(m)と推定される。実際には、盛土高さが 6.1(m)に達した時に、盛土の崩壊が生じたと報告されているので、推定値はおおむね妥当な値を予測していることが分かる。

(2) Portsmouth 試験盛土

アメリカ合衆国の東海岸北部、ニューハンプシャー州での高速道路の建設に際して実施された試験盛土の破壊例である¹⁵⁾。盛土基礎地盤は、軟弱で鋭敏な海成粘土であり、その盛土基礎地盤の塑性指数、初期有効上載圧、先行圧密圧力、過圧密比(図-11)に対して、盛土基礎地盤の各層の限界盛土高さを求めると、表-6となる。

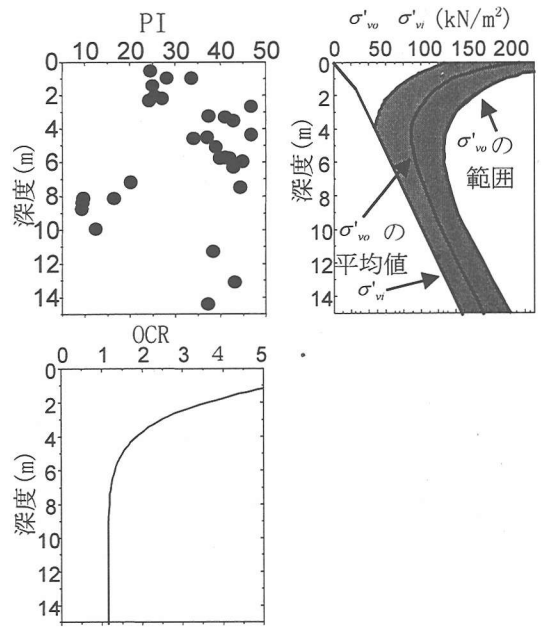


図-10 New Liskeard 盛土基礎地盤の土質パラメータ¹⁴⁾

表-5 New Liskeard 盛土の各層におけるパラメータと限界盛土高さ

深度 (m)	PI	OCR	σ'_{v1} (kN/m ²)	$h'_{cr,k}$ (m)
2.1	-	-	-	-
3.1	40	2.56	36.1	5.96
4.1	40	2.11	43.9	6.34
5.1	40	1.78	51.3	6.64
6.1	40	1.56	58.2	6.88
7.1	40	1.39	65.0	7.35
8.1	40	1.28	71.9	7.85
9.1	20	1.22	78.8	8.75
10.1	20	1.22	85.6	9.50
11.1	10	1.22	92.5	9.73
11.1	40	1.22	99.3	9.77

ここでは、Ladd の報告¹⁵⁾により、盛土の下端幅 $2B$ を 46(m)、盛土材料の単位体積重量 γ_t を $17.7(\text{kN/m}^3)$ とし、盛り立て速度は実際の盛り立て状況を平均して、 $20(\text{cm/day})$ とした。盛土基礎地盤を深度 10.2(m)まで、各層厚 1(m)で 8層に分割した。また表層の固結した層(深さ 0 から 2.2m)は亀裂の発生を想定し強度的には無視した。

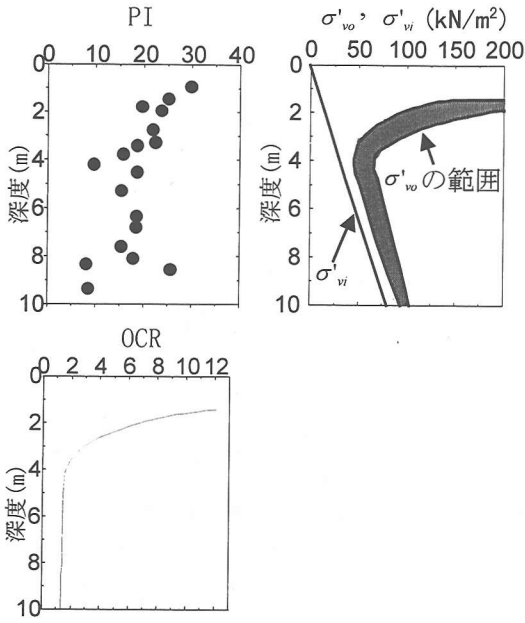


図-11 Portsmouth 盛土基礎地盤の土質パラメータ¹⁵⁾

表-6 Portsmouth 盛土の各層におけるパラメータと限界盛土高さ

深度 (m)	PI	OCR	σ'_{vi} (kN/m ²)	$h'_{cr k}$ (m)
2.2	-	-	-	-
3.2	20	3.00	23.5	6.68
4.2	20	1.67	32.3	4.80
5.2	20	1.44	41.0	5.32
6.2	20	1.40	49.7	6.46
7.2	20	1.36	58.5	7.60
8.2	20	1.32	67.2	8.73
9.2	20	1.28	75.9	9.86
	20	1.24	84.6	9.67

表-6より、第2層目の限界盛土高さが最小である。従って、地表面まで、地盤の極限状態が進展するのは、盛土高さが第1層目の限界盛土高さを越えた時となるので、地盤全体の限界盛土高さは6.68(m)と推定される。実際、盛土高さが6.47(m)に達した時に、盛土の崩壊が生じたと報告されており、妥当な値を予測していることが分かる。

(3) Bangkok-Siracha Highway 試験盛土

1967年8月、タイ国バンコク郊外から東南方向の海岸沿いにThe New Bangkok-Siracha Highwayが開通した¹⁶⁾。地盤は軟弱なBangkok Clayからなる。その盛土基礎地盤の塑性指数、初期有効上

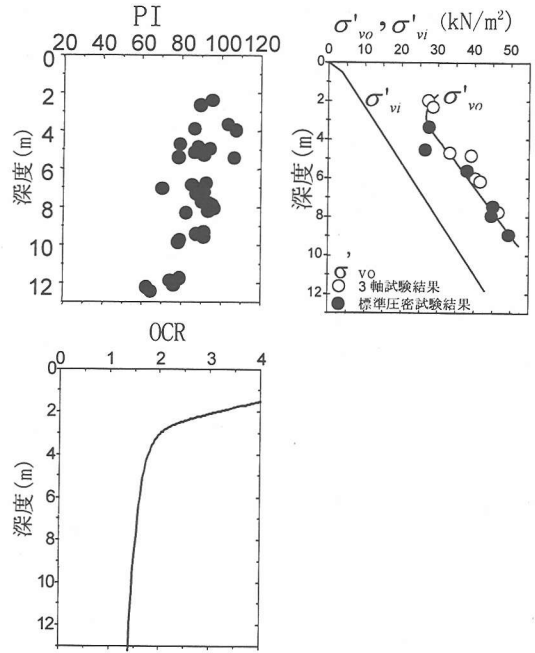


図-12 Bangkok 盛土基礎地盤の土質パラメータ¹⁶⁾

表-7 Bangkok 盛土の各層におけるパラメータと限界盛土高さ

深度 (m)	PI	OCR	σ'_{vi} (kN/m ²)	$h'_{cr k}$ (m)
1.0	-	-	-	-
2.0	90	4.0	7.6	2.01
3.0	90	2.5	11.6	2.05
4.0	90	2.1	15.0	2.35
5.0	90	1.7	18.4	2.47
6.0	90	1.6	21.9	2.90
7.0	90	1.5	25.3	3.27
8.0	90	1.5	28.7	3.84
9.0	80	1.5	32.1	4.15
	80	1.5	35.6	4.75

載圧、先行圧密圧力、過圧密比(図-12)に対して、盛土基礎地盤の各層の限界盛土高さを求めると、表-7のようになる。ここでは、Eide and Holmberg¹⁶⁾の報告より、盛土の下端幅2Bを22(m)、盛土材料の単位体積重量 γ_t を19.6(kN/m³)とし、盛り立て速度は、実際の盛り立て状況から平均して、4(cm/day)とした。盛土基礎地盤は深度10(m)まで、各層厚1(m)で10層に分割した。また表層のクラストは亀裂の発生を予想し強度的に無視している。

表-7より、各層の限界盛土高さは、深度が深くなるにつれて大きくなる。地表面まで地盤の極限状態

が進展するのは、破壊した第1層が表層と連なったときとなるので、地盤全体の限界盛土高さは2.01(m)と推定される。実際には、盛土高さが2.00(m)に達した時に盛土の崩壊が生じたと報告されており、妥当な値を予測していることが分かる。

8. おわりに

土/水連成変形解析手法に仮想粘性法を組み込むことにより、間隙水の移動を考慮した安定解析が行える道具立てを用意した。これを用いて、軟弱粘性土地盤における限界盛土高さを求めた。材料物性と応力履歴をそれぞれ塑性指数と過圧密比に代表させた仮想的な均質一様地盤をモデルとして想定している。このようなモデルに対して求めた限界盛土高さを無次元化して整理し、今度は、改めて有限要素解析することなく、実際のそれぞれ異なる盛土基礎地盤の限界盛土高さを推定できる方法を提案した。最後に、提案した限界盛土高さの推定法を、実際の盛土破壊事例に適用して、その有用性を検証した。以上、本論文では、有限要素解析による計算結果を演繹的に利用する試みについて述べた。

本来、有限要素法は、解析対象の個別性を際立たせるのに威力を発揮する。解析対象の個性ともいべき各々の境界条件を考慮できる点に優れた特徴がある。しかし、ここでは逆に、それぞれ異なるであろう解析対象の個性を、できるだけ平滑化・単純化して、得られた解析結果を普遍的に用いようと試みた。従って、そのような筋書きの下には、相当に強引な仮定や設定が持ち込まれている。問題となる点を列挙すれば、

1. 仮想モデル地盤において、図-1のような境界値問題を設定しておきながら、地盤は物性も初期応力も均質一様である（深さ方向に分布しない）と仮定している。
2. 土/水連成の解析手法を用い、地盤内の間隙水の移動を考慮しながらも、地盤構成などの幾何学的な条件の違いが間隙水の移動に及ぼす影響を無視している。

3. 図-9に示すような多層系地盤における各層の極限破壊メカニズムに立ち入ることなく、直ちに、仮想モデル地盤から得られた結果（限界盛土高さ）を各層の極限支持力として適用している。

4. 関連して、図-9に示すような多層系地盤の極限破壊との相互メカニズムを単純に、式(1)の仮定に基づいた「手順」としてモデル化している。

このように、個々のプロセスでは問題を内包しながらも、しかしながら、本論文で提案している限界盛土高さ推定法は、全体のシステムとして妥当な予測値を与えているように思える。この点为本論文の主たる成果であるが、今後、全体のシステムとしての簡便さを身上としながら、適用事例を増やしつつ、しかし、システムを構成している個々のメカニズムと相互のバランスの解明に進みたいと考えている。

最後に、本論文をまとめるにあたり有益な討議を賜った金沢大学、大森 晃治先生、有限要素法計算の実施に助力をいただいた元金沢大学学部生、青木 宣頼君（現東京工業大学大学院）に謝意を表します。また、本研究は文部省科学研究費（課題番号：08455220，課題番号：08650571）の援助を受けた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 高速道路調査会：昭和58年度道路盛土の沈下予測に関する研究，（財）高速道路調査会報告書，1984。
- 2) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. Specialty Session 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, pp. 229-239, 1977.
- 3) 小林 一三, 飯塚 敦, 太田 秀樹：間隙水の移動を考慮した極限解析, 第40回地盤工学シンポジウム, pp. 237-242, 1995.
- 4) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameter in elasto-visco plastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No.3, pp. 71-87, 1987.
- 5) 小林 正樹：有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, 第23巻 第1号, pp.83-101, 1984.
- 6) 小林 正樹：地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究, 運輸省港湾技術研究所, 土性研究室資料第1号, 1990.

- 7) 飯塚 敦, 良峰 透, 太田 秀樹, 畠 昭治郎: 極限支持力と地盤内応力変化の有限要素解析, 土木学会論文集, 第 382 号/Ⅲ-7, pp.255-263, 1987.
- 8) Duncan,J.M. : The role of advanced constitutive relation in practical applications , 13th *International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering* , Vol. 5, pp. 31-48, 1994.
- 9) Asaoka,A. and Ohtsuka,S. : The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol. 26,No.2, pp.47-59,1986.
- 10) 庄司 幹雄, 松本 喬, 太田 秀樹, 飯塚 敦: 仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析, 土木学会論文集, 第 388 号/Ⅲ-8, pp.121-130, 1987.
- 11) 飯塚 敦: 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1988.
- 12) Zienkiewicz,O.C. and Corneau,I.C. : Visco-plasticity and creep in elastic solids - A unified numerical solution approach, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 8 , pp. 821-845 , 1974.
- 13) 箭内 寛治, 浅川 美利: 土質工学6, わかりやすい土木講座, pp.242-243, 彰国社, 1977.
- 14) Lacasse,S.M., Ladd,C.C. and Barsvavy,A.K. : Undrained behavior of embankment on New Liskeard varved clay , *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 14, pp. 159-180, 1977.
- 15) Ladd,C.C. : Test embankment on sensitive clay, *Proc. of ASCE, Special Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Vol. 1, pp. 101-128, 1972.
- 16) Eide,O. and Holmberg,S. : Test fills to failure on the soft Bangkok clays, *Proc. of ASCE, Special Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Vol.1, pp.159-180, 1972.

(1997. 12. 16 受付)

ESTIMATE METHOD OF ULTIMATE EMBANKMENT HEIGHT ON SOFT CLAYEY GROUND BASED ON SOIL/WATER COUPLED FINITE ELEMENT COMPUTATIONS

Ichizo KOBAYASHI , Atsushi IIZUKA and Hideki OHTA

This paper proposes an estimate method of ultimate embankment height for the soft clayey ground. The ultimate embankment height for imaginary model grounds are obtained from the soil/water finite element computation in which the imaginary viscosity technique is implemented. Based on the obtained ultimate embankment heights for imaginary model grounds, an estimate method of the ultimate embankment height for actual multi-layered soft grounds is constructed. Finally, the proposed method is examined by applying to actual failure records of embankments on soft grounds.