

# 逐次破壊現象としての斜面の安定性の数値解析

—粘・塑性有限要素法・模型実験との比較—

FINITE ELEMENT METHOD TO PROGRESSIVE FAILURE  
OF SANDY SLOPE SUBJECTED TO INCREMENTAL LOADS  
IN COMPARISON WITH MODEL EXPERIMENT

林 正 夫\*・藤 原 義 一\*\*

By Masao Hayashi and Yoshikazu Fujiwara

## 1. はしがき

地盤や斜面の耐荷力はいままで極限平衡の考えによる剛体のすべり摩擦安定あるいは塑性力学に基づく最終的な力のつりあいから論じられてきたが、現実の土質材料では最終耐力自体があまり明確でなく非線型な変形過程を経て破壊に至るので破壊の経過をより明確に把握できる解析手法がもたれている。ここでは、逐次破壊現象として斜面の安定を考えるための有限要素法に基づく手法と、その応用について模型実験による三笠正人教授らの研究と比較しつつ報告している。有限要素法が非線型問題に適用できることは、たとえば J.H. Argyris<sup>1)</sup>, O.C. Zienkiewicz<sup>2)</sup>, R.W. Clough<sup>3)</sup>, あるいは C.V. Girijavallabham<sup>4)</sup>, 川本眺万ら<sup>5)</sup>, 山田嘉昭<sup>6)</sup>, 筆者<sup>7)</sup>などにより相ついで報告されている。しかしながら、従来のいずれの報告も数値計算例にとどまるか、あるいは地盤でない材料の場合の実験結果との比較であるか、あるいは地盤材料を扱っていても破壊の問題には言及していないなどの場合であったのに対し、今回の報告は土や砂の物性に基づく非線型有限要素解析を極限耐力を求めるために考察をし、その結果を逐次破壊現象として検討し、かつ極限耐力が別途に実施された大阪市大三笠正人教授ら<sup>7)</sup>の模型実験の現象とかなりの近似を確認した点に特色を有していると考えられる。また外荷重でなく分布した質量力を取り扱っている点に特色がある。

しかしながら、逐次破壊の問題は依然として非常に複雑であり、たとえば今回取り扱った静的な荷重増加時でさえも破壊近くなると実際は間げき水圧がかなり動的な様相を呈するものと予想されることや、内部の逐次的な緩みに伴う局部的なすべりの発達の詳細な機構などについてもなお今後の研究にまつべき事がらが多い。

## 2. 解析手法に関する考察

土や砂、粘土などの土質特性を有限要素法にとり入れるための工夫はほとんどが今後の研究にまつべき事項とも考えられる。従来はただ単に三軸圧縮試験に基づく応力-ひずみ曲線を折線弾性問題として逐次的な非線型変形計算を築堤の過程に適用した R.W. Clough の報告<sup>3)</sup>あるいは、鋼材やコンクリート材で慣用されている八面体応力説から出発して非線型解析を土質基礎に対して適用しようとしている Girijavallabham らの報告<sup>4)</sup>などがみられるにすぎない。筆者が用いた解析手法も基本的には、これらの手法と異ならないが、つぎのような諸特性を考慮に入れることに努めた。

- (1) 砂および土の三軸圧縮試験に基づく応力-ひずみの非線型関係
- (2) 土の圧密試験に基づくひずみ硬化の特性
- (3) 砂および土の三軸的な応力状態の違いによるポアソン比の変化の特性
- (4) 粘弾性変形を伴う場合の弾性、粘弾性の相互作用を考える応力状態の解析手法
- (5) 既存の不連続面がある場合の応力解析手法

これらの報告のまえにまず有限要素法の基本<sup>8)</sup>をごく簡単に述べておく。地盤や斜面を多数の三角形要素に分割し(今回の課題に対しては 60 個)、増分荷重  $\{dL\}$  の過程での変形係数  $\{D\}$ , ポアソン比  $\{\mu\}$ , 先行応力  $\{\sigma_{i,0}\}$ , クリープ係数  $\{\alpha\}$ ,  $\{\beta\}$  (あとで述べる)などの物性に基づき、節点変形  $\{V\} = [B]\{d\epsilon\}$ , 応力増分  $\{d\sigma\}$  とひずみ増分  $\{d\epsilon\}$  の関係  $\{d\sigma\} = [H]\{d\epsilon\}$ , 節点力  $\{dS\} = \iint [B^{-1}]^T [H] [B^{-1}] dx dy \{V\} = [k_r]\{V\}$ , 一般座標に関する剛性マトリックス  $[K]$  は  $k_e$  を要素の順序に対角線上に配列し、残りを 0 とした斜めマトリックス  $[k]$  および一般座標における節点変位  $\{dr\}$  と各要素ごとの節点変形  $\{V\}$  の関係  $\{V\} = [a]\{dr\}$  (この  $[a]$  は要

\* 正会員 工博 電力中央研究所 地盤基礎研究室室長

\*\* 正会員 電力中央研究所 地盤基礎研究室

素の配列と節点順序によって決まる配列マトリックス) ならびに外的仕事  $\{dr\}^T \{dL\}$  と内的エネルギー  $\{V\}^T \{dS\}$  が相ひとしい関係を用いると  $\{dL\} = [K] \{dr\} = [a]^T [k] [a] \{dr\}$  の関係が生じる。 $[K] = [a]^T [k] [a]$  を要素群の配列および物性に基づいてまず求め、ついで荷重増分  $\{dL\}$  と  $[K]$  を用いて変位増分  $\{dr\} = [K^{-1}] \cdot \{dL\}$  を求めうる。ついで  $\{V\}$ ,  $\{d\sigma\}$  が定まることになり、ついでこの増分過程における物性の変化を規定することになる。

この報告ではさきに述べた (1) ないし (5) の項目を考察し、さらに逐次破壊としての筆者の数値実験が三笠教授の模型実験の結果<sup>8)</sup> とどのような関係にあったかを報告し、ついで従来定量的にはあまり明らかでなかったと思われる破壊にいたるまでの経過を若干考察することを目的とした。

(1) 材料の三軸圧縮試験に基づく非線型な応力-ひずみの関係と変形係数  $D$

地盤内の任意の点の側主応力  $\sigma_1$ , 軸応力  $\sigma_3$  (いま平面ひずみ状態として近似的に取扱っている) に応じた変形係数  $D$  は  $D = \partial \sigma_3 / \partial \epsilon_3 (\sigma_1)$  によって主要な影響を与える軸応力基準で定めることができよう。ここで軸ひずみ  $\epsilon_3$  は側応力  $\sigma_1$  の関数として考えている。まず実際の地盤内の作用応力状態は通常材料試験の試験行程で便宜上慣用されているようなある側応力  $\sigma_1$  が定数値での応力変化の過程をたどるのではなく、図-1 のような応力軌跡をたどると考えるほうが一般的であろう。すなわち、ある荷重段階 ( $i+1$ ) での拘束応力  $\sigma_{1,(i+1)}^m$  は前段階  $i$  での  $\sigma_1$  の増分  $\Delta \sigma_{1,(i)}$  と  $i$  段階の終りでの地盤系として求めた応力分布  $\sigma_{1,(i)}$  とに基づいて、第一次近似として線型外挿を行なうならば

$$\sigma_{1,(i+1)}^m = \sigma_{1,(i)} + (\sigma_{1,(i)} - \sigma_{1,(i-1)}) / 2 \dots\dots\dots (1)$$

となり、図-1 における拘束応力  $\sigma_1$  の“乗り移り”を考慮して、各荷重増分段階の変形係数  $\{D\}$  を求めた。

今回の数値解析の中での斜面 (図-2) の砂質材料とコア土質材料は、三笠教授らにより実施された模型実験材料のそれら<sup>8)</sup> と同一性質である。砂材の配合比は粒径範囲 4.8~2.0 mm が 22.5%, 2.0~0.85 mm が 26.5

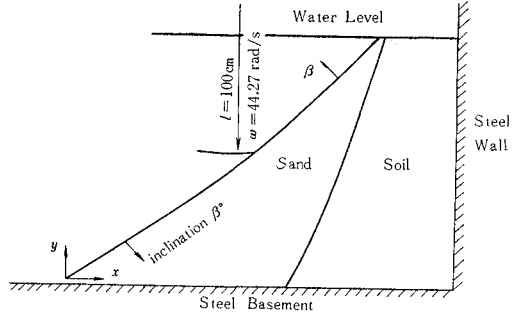


図-2 Sand Slope

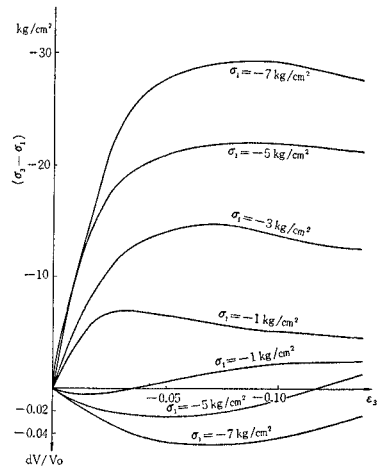


図-3 Triaxial Test of a Sand<sup>8)</sup>

%, 0.85~0.42 mm が 23.5%, 0.42 mm 以下が 27.5% で乾燥密度  $r_d = 1.91 \text{ gr/cm}^3$ , 間げき比  $e_0 = 0.42$ , 粒子比重  $G_s = 2.71$ , 水中単位体積重量  $r_{sub} = 1.2 \text{ gr/cm}^3$ , 飽和排水時の三軸圧縮試験での粘着強度  $C = 0.9 \text{ kg/cm}^2$ , 内部摩擦角  $\phi = 39^\circ$ , 図-3 の飽和排水時の三軸圧縮試験の軸応力  $\sigma_3$  (引張りを正として), 側応力  $\sigma_1$ , 軸ひずみ  $\epsilon_3$  は近似的に

$$\sigma_3 = -10.0 + 5.2 \sigma_1 + (-6.0 + 1.8 \sigma_1) \log_{10} \cdot (-\epsilon_3 + 0.006) \dots\dots\dots (2)$$

引張りを正, 単位:  $\text{kg/cm}^2$

と表現され、各応力段階での変形係数  $D$  は

$$D = \partial \sigma_3 / \partial \epsilon_3 = (-2.59 + 0.78 \sigma_1) / (\epsilon_3 - 0.006) \dots\dots\dots (2)$$

と数値表現した。

斜面のコアを形成している部分はシルト混り砂で乾燥密度  $r_d = 1.6 \text{ gr/cm}^3$ , 間げき比  $e_0 = 0.30$ , 粒子比重  $G_s = 2.08$ , 水中単位体積重量  $r_{sub} = 0.83$ , 粘着強度  $C = 0.10 \text{ kg/cm}^2$ , 内部摩擦角  $\phi = 36^\circ$  であった<sup>8)</sup>。水中での単位体積重量  $r_{sub}$  は

$$r_{sub} = (G_s - 1) / (1 + e_0) \dots\dots\dots (3)$$

によって定めた。しかし間げき比  $e_0$  が実験時には 200  $G$  に達する強制自重圧密によってかなり小さくなり、水

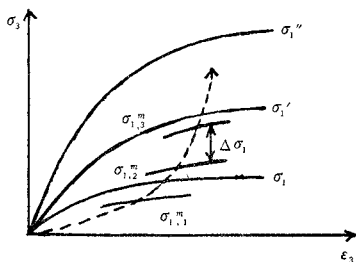


図-1 Change of Confined Stress  $\sigma_{1,i}$

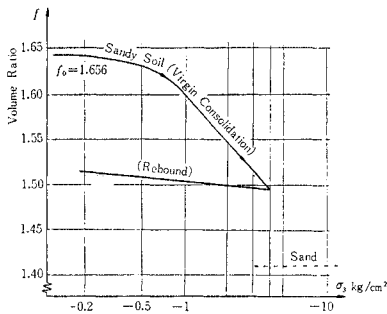


図-4 Compaction Test of a Soil<sup>8)</sup>

中単位重量  $\gamma_{sub}$  が増加するが、数値解析では遠心力の増加に伴う  $\gamma_{sub}$  の増加は考慮しなかったため、あとで述べる耐荷力の数値実験の耐荷力の結果は割引かれるべき傾向の誤差を生じているものと反省される（しかし、この傾向の誤差は模型実験と数値実験の両結果がより接近する傾向を生じることになる）。

斜面を形成しているコア土は図-4に示した圧密特性を顕著に有するので、応力-ひずみ曲線は砂の場合の上述のような三軸圧縮試験から数値表現をせず、つぎに2.(2)に述べるように圧密変形特性から数値表現をした。一方、砂の場合は図-4で明らかなように圧密によるひずみ硬化の特性は省略できるものと考えた。

(2) 圧密に伴うひずみ硬化の考慮

上述の土および砂の一軸圧密試験<sup>9)</sup>を後述の模型実験の載荷速度に近似させて実施された図-4によればコア土の圧縮性がかなり大きいことがわかる。したがって、土の圧密に伴うひずみ硬化特性を数値解析に考慮に入れる必要があった。後述の模型実験の中でのコア土の圧密は二次元排水状態であるので材料の圧密に伴うひずみ効果特性もその状態で求めることが望ましかったが、データがなかったため、やむなく一軸圧密の結果を近似的に用いた。

間げき比を  $e$ 、体積比を  $f$ 、高さ  $H_0$  の供試体の圧密沈下量を  $S$ 、最終圧密状態での供試体の高さを  $H_f$ 、ひずみを  $\epsilon$  とすると、圧密荷重の増分  $\Delta P_i$  の段階での変形係数  $D$  は次式により定まる。

$$f = (H_0 - S) / H_f = 1 + (H_0 - H_f - S) / H_f = 1 + e$$

$$f_0 = H_0 / H_f, \quad \epsilon = S / H_0 = (f_0 - f) / f_0$$

$$D = \Delta P_i \cdot f_i / (f_{i-1} - f_i) \quad \dots\dots\dots (4)$$

図-4の処女圧密に関して、近似的に

$$D = (-44.4 \sigma_3 - 2.8 \sigma_3^2) (\sigma_1 - 0.1) / (\sigma_3 - 0.2) + 10.0 \dots \text{単位 kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (5)$$

リバウンドに関して

$$D = (-376.0 \sigma_3 - 42.1 \sigma_3^2) (\sigma_1 - 0.1) / (\sigma_3 - 0.2) + 10.0 \dots \text{単位 kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

を数値表現とした。側応力  $\sigma_1$  は一軸圧密試験に合わせ

て考えると円柱座標での応力-ひずみの関係に基づく必要があり、 $\epsilon_1, \epsilon_2$  がそれぞれ0の条件で

$$\sigma_1 = 2G \frac{\mu}{(1-2\mu)} \epsilon_3 = \frac{\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \cdot \{\sigma_3 - \mu(\sigma_1 + \sigma_2)\} \quad \dots\dots\dots (7)$$

となり、側方拘束応力  $\sigma_1, \sigma_2$  は相ひとしいので、

$$\sigma_1 = \frac{\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \{\sigma_3 - 2\mu\sigma_1\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

の関係を得、これを  $\sigma_1$  に関して解くと

$$\sigma_1 = \frac{\mu}{(1-\mu)} \sigma_3 \quad \dots\dots\dots (9)$$

として軸応力  $\sigma_3$  とポアソン比  $\mu$  から  $\sigma_1$  を定めた。ポアソン比  $\mu$  に関しては一軸圧密試験では定めがたく、本来、三軸圧密試験によるべきであるが、ここでは排水状態での三軸圧縮試験から次項のようにして定めた。

(3) 材料の三軸的応力の違いによるポアソン比の変化

三軸圧縮試験のもとでの体積変化  $dV$ 、元の体積  $V_0$ 、軸ひずみ  $\epsilon_3$ 、横ひずみ  $\epsilon_1$  とすると、ポアソン比  $\mu$  はつぎの関係

$$dV / V_0 = \epsilon_3 + 2\epsilon_1$$

を用いると、

$$\mu = -\epsilon_1 / \epsilon_3 = -(dV / V_0 - \epsilon_3) / 2\epsilon_3 \quad \dots\dots\dots (10)$$

となる。今回の場合の砂質土では

$$\mu = 0.30 - 0.18 \log_{10}(-\sigma_1 - \epsilon_3) \dots \text{単位 } \sigma : \text{kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (11)$$

砂の場合には

$$\mu = 0.17 - \{6.0 - 5.5 \log_{10}(-\sigma_1)\} \epsilon_3 \quad \dots\dots\dots (12)$$

と近似した。土質材料の  $\mu$  は弾性体の場合と異なり、ダイラテンシーが大きくなると0.5をこす領域についても解析手法が適用できるようにすべきであるが、あとで述べる手法では0.5以下として上限値を0.49として数値解析した。しかしながら、その誤差はまだ検証されていない。

(4) クリープ現象を拘束した場合に発生する応力の解析法

軟弱な地盤は見掛け上クリープをする。このクリープを人為的に拘束したら応力を発生する。土留、擁壁、覆工、支保工などの経時的な応力はこの例であることが多い。地盤の系と構造物の系が一体化されたものとして、地盤がクリープするような場合の応力の発生について筆者は具体的な解析手法をつぎのように誘導したので紹介する。

a) 状態 1

まず各要素は弾性ひずみ  $\Delta e_{e,i}$  を生じ、さらに要素が拘束なしにクリープするとし、そのクリープが収束型と

考えて Voigt 型とすると、 $p$  段階後のクリープひずみ増分  $d\epsilon_c$  は

$$\begin{aligned}
 d\epsilon_c = & d\epsilon_{e,1} \cdot \alpha \left\{ -\exp\left(-\beta\left(\sum_{i=1}^p \Delta t_i\right)\right) + \exp\left(-\beta\left(\sum_{i=1}^{p-1} \Delta t_i\right)\right) \right\} \\
 & + d\epsilon_{e,2} \cdot \alpha \left\{ -\exp\left(-\beta\left(\sum_{i=2}^p \Delta t_i\right)\right) + \exp\left(-\beta\left(\sum_{i=2}^{p-1} \Delta t_i\right)\right) \right\} \\
 & + d\epsilon_{e,3} \cdot \alpha \left\{ -\exp\left(-\beta\left(\sum_{i=3}^p \Delta t_i\right)\right) + \exp\left(-\beta\left(\sum_{i=3}^{p-1} \Delta t_i\right)\right) \right\} \\
 & \vdots \\
 & + d\epsilon_{e,p-1} \cdot \alpha \left\{ -\exp\left(-\beta(\Delta t_{p-1} + \Delta t_p)\right) + \exp\left(-\beta(\Delta t_{p-1})\right) \right\} \\
 & + d\epsilon_{e,p} \cdot \alpha \left\{ -\exp\left(-\beta \Delta t\right) \right\}
 \end{aligned} \quad (13)$$

で与えられる。ここに  $\alpha$  と  $\beta$  はクリープの係数である。このクリープの係数  $\alpha$  と  $\beta$  は材料によっては定数と考えられないで応力水準に応じて変数と考えるべき場合もある。コンクリートなどはほぼ応力レベルに関係なく定数として重畳の法則が成りたつと考えることが多くの実験例で認められているが、土・粘土などは定数ではないであろう。その場合には式 (13) の各段階  $p$  に応じて  $\alpha$  と  $\beta$  を変化させて数値的に扱うことができる。その問題はさておき、いま状態 1 では式 (13) によるクリープひずみ増分  $d\epsilon_c$  を完全に阻止する状態を考え、この阻止に必要な要素の節点力を求め、これを  $\{dS^{(1)}\}$  とする。そしてこのときに地盤内での応力を  $\{d\sigma^{(1)}\}$  と記す。

**b) 状態 2**

つぎに各要素を節点系に接合して地盤系として考え、状態 1 で求めた  $\{dS^{(1)}\}$  と大きさが同じで向きが反対の力  $\{dS^{(2)}\}$  を各節点に作用させて拘束をとく。このときには各節点は相互に弾塑性的に接合されている不静定構造なので  $\{dS^{(2)}\}$  の影響は構造系のすべての要素に連鎖的に応力分布  $\{d\sigma^{(2)}\}$  を発生させることになる。

**c) 状態 3**

結局、 $\{d\epsilon_c\}$  が発生しようとしてその際に地盤の剛性に阻止された結果としての状態は、さきの状態 1 と状態 2 の和として求められるので、応力と変位は

$$\{d\sigma\} = \{d\sigma^{(1)}\} + \{d\sigma^{(2)}\} \quad (14)$$

$$\{d\gamma\} = \{0\} + \{d\gamma^{(2)}\} \quad (15)$$

となる。

以上の手続きを具体的に記述すると、平面ひずみの場合につぎようになる。

(1) まず、状態 1 での  $\{dS^{(1)}\}$  による応力は、各時点での変形係数を  $D$ 、ポアソン比を  $\mu$  として周知のように

$$\begin{aligned}
 \{d\sigma^{(1)}\} = & \begin{Bmatrix} \sigma_x^{(1)} \\ \sigma_y^{(1)} \\ \tau_{xy}^{(1)} \end{Bmatrix} = -\frac{D}{(1+\mu)(1-2\mu)} \\
 & \cdot \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\mu)/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_{c,x} \\ d\epsilon_{c,y} \\ d\epsilon_{c,xy} \end{Bmatrix} \\
 = & -[H] \begin{Bmatrix} d\epsilon_{c,x} \\ d\epsilon_{c,y} \\ d\epsilon_{c,xy} \end{Bmatrix} = -[H]\{d\epsilon_c\} \quad (16)
 \end{aligned}$$

(2) 状態 2 での  $\{dS^{(2)}\} = -\{dS^{(1)}\}$  を求めるためには、 $d\epsilon_c$  に対応する応力が  $[H]\{d\epsilon_c\}$  であること、節点力  $\{dS^{(2)}\}$  と要素としての節点変形  $\{dV^{(2)}\}$ 、応力とひずみの関係、仮想仕事の原理などを用いる。すなわち、いま外的な仕事を  $W_e$ 、内的なひずみエネルギーを  $W_i$  とすれば、

$$\begin{aligned}
 W_e = & [\bar{V}^{(2)}]^T [dS^{(2)}] = [I]\{dS^{(2)}\} = \{dS^{(2)}\} \\
 W_i = & \iint \{\bar{\epsilon}\}^T \{dS^{(2)}\} dx dy \quad (17)
 \end{aligned}$$

となる。ここに  $[I]$  は単位の仮想変位を表わし、上つきの横棒のある量は仮想変位および仮想ひずみを表わしている。節点変形  $\{V\}$  は三角形要素の 3 節点  $i, j, k$  のうち  $i$  は固定、 $j$  は  $x$  方向に自由で  $y$  方向に固定、 $k$  は自由とした場合には R.W. Clough<sup>9)</sup> によって示されているように、

$$\begin{aligned}
 \{V\} = & \begin{Bmatrix} U_i \\ U_k \\ V_k \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_j & b_j^2/a_j & b_j \\ a_k & b_k b_j/a_j & b_k \\ 0 & (b_k - a_k b_j/a_j) & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} \\
 = & [D_e]\{\epsilon\} \quad (18)
 \end{aligned}$$

の関係がある。ここに  $a_j, b_j$  は辺  $ij$  の  $x$  座標と  $y$  座標への投影長であり、 $a_k, b_k$  は辺  $ik$  のそれらである。これらの関係と  $W_e = W_i$  の条件からつぎの関係をいまの問題に対して導くことができる。

$$\begin{aligned}
 \{dS^{(2)}\} = & \iint [D_e^{-1}]^T [H]\{d\epsilon_c\} dx dy \\
 = & \frac{D}{2(1+\mu)(1-2\mu)} \\
 & \cdot \begin{bmatrix} (1-\mu)b_k & \mu b_k & -\frac{(1-2\mu)}{2}a_k \\ -(1-\mu)b_j & -\mu b_j & \frac{(1-2\mu)}{2}a_j \\ \mu a_j & (1-\mu)a_j & -\frac{(1-2\mu)}{2}b_j \end{bmatrix} \\
 & \cdot \begin{Bmatrix} d\epsilon_{c,x} \\ d\epsilon_{c,y} \\ d\epsilon_{c,xy} \end{Bmatrix} \quad (19)
 \end{aligned}$$

(3) 状態 2 での系全体としての節点荷重  $\{dF^{(2)}\}$  と  $\{dS^{(2)}\}$  の関係は、エネルギーのつりあい、あるいは要素群の幾何学的な配列マトリックス (変形の適合条件を形成するもの)  $[a]$  によって定められる。すなわち、各

要素の仕事の和  $\{V^{(2)}\}^T \{dS^{(2)}\}$  と系としての外的な仕事  $\{d\tau^{(2)}\}^T \{dF^{(2)}\}$  が相ひとしい条件をつかうと、

$$\begin{aligned} \{d\tau^{(2)}\}^T \{dF^{(2)}\} &= \{dV^{(2)}\}^T \{dS^{(2)}\} \\ &= [a] \{d\tau^{(2)}\}^T \{dS^{(2)}\} = \{d\tau^{(2)}\}^T [a]^T \{dS^{(2)}\} \\ &\dots\dots\dots(20) \end{aligned}$$

したがって、

$$\{dF^{(2)}\} = [a]^T \{dS^{(2)}\} \dots\dots\dots(21)$$

の関係がある。

(4) 変位  $\{d\tau^{(2)}\}$  は各応力段階での剛性マトリックスを  $[K]$  とすれば

$$\{d\tau^{(2)}\} = [K^{-1}] \{dF^{(2)}\} \dots\dots\dots(22)$$

であり、

(5) 状態 2 での応力  $\{d\sigma^{(2)}\}$  は

$$\begin{aligned} \{d\sigma^{(2)}\} &= [H] \{\epsilon\} = [H] [D_e^{-1}] \{V\} \\ &= [H] [D^{-1}] [a] \{d\tau^{(2)}\} \dots\dots\dots(23) \end{aligned}$$

となる。

(6) 結局、 $\{d\epsilon_c\}$  なるクリープが弾塑性的に拘束された場合の求めるべき応力  $\{d\sigma\}$  は

$$\{d\sigma\} = \{d\sigma^{(1)}\} + \{d\sigma^{(2)}\} = -[H] \{d\epsilon_c\} + \{d\sigma^{(2)}\} \dots\dots\dots(24)$$

となる。

今回の数値解析例では、ごく短時間 (15~20 分) の間での模型実験に対する逐次破壊をとりあげた。式 (13)~式 (24) に記述したクリープの人為的拘束による応力の再配分の解析手法は今回の斜面の逐次破壊にとっては二次的な影響しかもたないと思われたので模型実験との対比の数値計算では省略した。しかし、粘塑性地盤内の構造物の破壊を論じるときには重要であるので、ここで紹介させていただいた。応用例は別報<sup>10)</sup>を参照されたい。

(5) 潜在するすべりやすい面の局部すべりを考慮する解析法

仮定として、潜在するすべりやすい面  $b$  があらかじめわかっているとす。図-5 でそれらの面で仕切られた各領域を I, II, III, …… とし、荷重増分  $\{dL\}$  に対して各領域内の変位ベクトルを  $\{d\tau_{in}\}$ 、不連続予定面でのそれを  $\{d\tau_b\}$ 、各領域内での外力増分  $\{dL_{in}\}$ 、不連続予

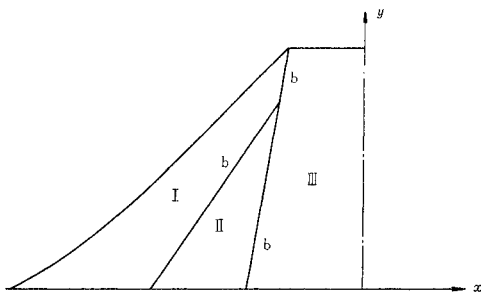


図-5 Zoning and Discontinuous Planes

定面でのそれを  $\{dL_b\}$  とする。剛性マトリックス  $[K]$  を各領域のそれに分解した式 (25) をもとにして、

$$\begin{Bmatrix} dL_b \\ dL_{in} \end{Bmatrix}_{I, II, III, \dots} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\tau_b \\ d\tau_{in} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(25)$$

まず、不連続予定面での変位ベクトル  $\{d\tau_b\}$  が完全に拘束されて外力  $\{dL_{in}\}$  が作用する場合には拘束力  $\{dL_{b,1}\}$  は式 (26) となる。

$$\{dL_{b,1}\} = [k_{12}] [k_{22}]^{-1} \{dL_{in,1}\} \dots\dots\dots(26)$$

不連続予定面にだけ仮想的に任意の変位  $\{r_{b,0}\}$  が生じるときに、対応する予定面上での力  $\{L_{b,0}\}$  を予備的にもとめておくと式 (27) になる。

$$\begin{aligned} \{L_{b,0}\}_{I, II, III, \dots} &= [k_{11}] - [k_{12}] [k_{22}]^{-1} [k_{21}] \{r_{b,0}\} \\ &= [K_0] \{r_{b,0}\} \dots\dots\dots(27) \end{aligned}$$

つぎに、不連続予定面での拘束を解くに必要な力  $\{dL_{b,2}\}$  はその面に関与する領域 I, II, III, ……  $j$  …… などの影響を重ね合わせて式 (28) となる。

$$\{dL_{b,2}\} = \{dL_b\} - \sum_{j=1}^j \{dL_{b,1,j}\} \dots\dots\dots(28)$$

この解放力  $\{dL_{b,2}\}$  による対応成分の変位  $\{d\tau_{b,2}\}$  は、要素のひずみエネルギーの和が系全体の外的な仕事にひとしいという条件から式 (29) として得られる。

$$\{d\tau_{b,2}\} = [G]^T [k_0] [G]^{-1} \{dL_{b,2}\} \dots\dots\dots(29)$$

この  $[G]$  は適合条件を形成する配列マトリックスである。この  $\{d\tau_{b,2}\}$  は不連続予定面でも不整合が生じない場合のこの面の変位ベクトルである。これらの値を各領域に分解して  $\{d\tau_{b,2}\}_{I, II, III, \dots}$  による各領域内の変位は式 (30) となる。

$$d\tau_{in,2} = -[k_{22}]^{-1} [k_{21}] \{d\tau_{b,2}\} \dots\dots\dots(30)$$

したがって、不整合を生じない場合の応力  $\{d\sigma_k\}$  は式 (31) となる。

$$\{d\sigma_k\} = [H] [B^{-1}] [a] \begin{Bmatrix} d\tau_{b,2} \\ d\tau_{in,1} + d\tau_{in,2} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(31)$$

また、各領域の境界力  $\{d\tau_{b,k}\}$  は式 (32) となる。

$$\{dL_{b,k}\} = [k_{11}] \{d\tau_{b,2}\} + [k_{12}] \{d\tau_{in,1} + d\tau_{in,2}\} \dots\dots\dots(32)$$

$x, y$  直交座標系をとっている場合には 図-6 のように予定面への垂直圧力  $\{dF_n\}$  およびせん断力  $\{dF_r\}$  に変換しておくと式 (33) のようになる。

$$\begin{Bmatrix} dF_n \\ dF_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\cos \theta & -\sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dL_{x,k} \\ dL_{y,k} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(33)$$

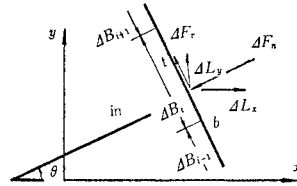


図-6 Model Forces  $dF_n$  and  $dF_r$  on the Discontinuous plane  $\Delta B_k$

予定面で局所はく離あるいは局所すべりを生じないかどうかを調べるために、先行力を  $F_0$ 、不連続予定面の面素  $\Delta B_i$  での引張り抵抗とせん断抵抗をそれぞれ  $\sigma_t \cdot \Delta B_i$ ,  $(F_{n,0} + \Delta F_n) \tan \varphi + \tau_0 \Delta B_i$  とすれば、はく離を生じるのは式 (34) の場合であり、

$$(F_{n,0} + \Delta F_n) + \sigma_t \Delta B_i < 0 \dots\dots\dots(34)$$

その場合には、その後の荷重増分に対してこの面素  $\Delta B_i$  は自由面として配列マトリックス  $[a]$  と  $[G]$  を考慮する。式 (34) に抵触しないが式 (35) の場合にはこの過程でその面素はすべろうとする。

$$[(F_{n,0} + \Delta F_n) \tan \varphi + \tau_0 \Delta B_i] - |F_{\tau,0} + \Delta F_\tau| < 0 \dots\dots\dots(35)$$

ただし、 $F_{\tau,0}$  は先行せん断力である。超過しているせん断力  $\Delta F_\tau$  は式 (36) である。

$$\Delta F_\tau = |F_{\tau,0} + \Delta F_\tau| - [(F_{n,0} + \Delta F_n) \tan \varphi + \tau_0 \Delta B_i] \dots\dots(36)$$

この  $\Delta F_\tau$  は隣接する面素  $\Delta B_{i-1}$  と  $\Delta B_{i+1}$  に対応する両節点に、両節点の先行変位のせん断面方向の成分  $r_{0,\tau,i-1}$  と  $r_{0,\tau,i+1}$  に逆比例して配分する。この超過力を式 (28) の付加荷重として式 (35) までの再計算をくりかえし、局部すべりが止まるまでくり返す。その後につぎの増分荷重の段階にすむ。

あとで述べる模型実験では、あらかじめとくに潜在する節理面のようなすべり面もなく、また、模型実験時面としてすべった形せきがないので、今回の模型実験との対比には、この数値解析法は考慮する必要がなかった。しかしながら、今後、実用的な問題で断層や節理に出会わされる読者には参考となると思い、ここに掲げさせていただいた。

(6) 遠心力下での斜面の模型実験での質量力の成分について

今回の数値解析の対象となった荷重は遠心力下で発生する静的な質量力である。現実の地盤あるいは斜面との関係で考えるとまず自重という重力による質量力を受けており、その段階で圧密されると同時に自重による応力を発生する。ついで地震のような動的な水平慣性力あるいは鉛直慣性力を発生する状態での安定を考えるのが妥当であろう。

今回、三笠教授の実験にあわせた静的な計算を行なうにあたって前半は斜面に対する圧密荷重、後半は水平質量力に対応している。すなわち 図-7 で腕の長さ  $l$ 、回転角速度  $\omega$  の場合、遠心力場で  $\rho_0$  の密度は  $\rho_0 l \omega^2$  に増加され、圧密荷重となる。ついで三笠教授の考案<sup>5)</sup> のように斜面を  $\beta$  だけ傾斜させていくと、斜面からみると水平質量力が発生することとなる。

さらに詳細に述べれば、つぎのようになる。図-7 と

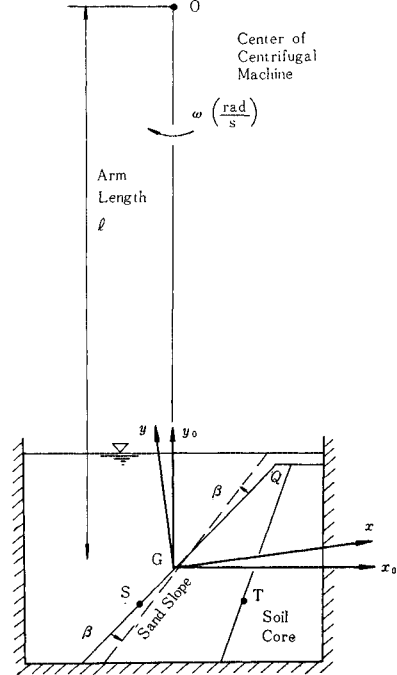


図-7

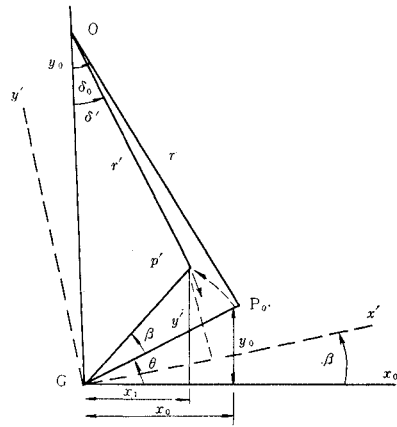


図-8

図-8 を参照して、 $\omega$  で回転後に  $\beta$  だけ傾斜させると、当初  $P_0(x_0, y_0)$  の点は  $P'(x', y')$  に移動する。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= r \sin \delta_0, & x' &= \sqrt{x_0^2 + y_0^2} \cos(\theta + \beta) \\ y_0 &= l - r \cos \delta_0, & y' &= \sqrt{x_0^2 + y_0^2} \sin(\theta + \beta) \\ \tan \theta &= y_0/x_0, & r' &= \sqrt{x'^2 + (l - y')^2} \\ & & \delta' &= \tan^{-1}(x'/(l - y')) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(37)$$

$P'$  点の加速度  $r'\omega^2$  は  $\delta'$  の方向を指向していることと、模型のベース ( $x_0$  の方向) も  $\beta$  だけ傾いて  $x'$  方向を指向していることを考慮し、 $x'-y'$  系での  $P'$  点の質量力  $f_{x'}$ ,  $f_{y'}$  を求めると

$$\left. \begin{aligned} f_{x'}(\text{gr/cm}^2) &= \rho_0(\text{gr/cm}^3) \cdot r' \omega^2 \sin(\delta' - \beta) \\ &\quad \cdot (\text{cm/sec}^2) / 980(\text{cm/sec}^2) \\ f_{y'}(\text{gr/cm}^2) &= \rho_0(\text{gr/cm}^3) \cdot r' \omega^2 \cos(\delta' - \beta) \\ &\quad \cdot (\text{cm/sec}^2) / 980(\text{cm/sec}^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(38)$$

今回の計算に用いた数値は実験条件に対応しており、重力加速度  $G$  の  $l\omega^2/G$  倍すなわち  $100 \text{ cm} \times (44.27 \text{ rad/sec})^2 / 980 \text{ cm/sec}^2 = 200$  倍がまず自重圧密として作用している。その後、 $\beta$  だけ回転させると、表-1 のように、斜面の低部表面  $S$  (第3象限) 近くでは左向きに質量力が増すが、斜面の低部の奥のコーに近い第4象限  $T$  では  $\beta$  を増加させても  $r'$  が減る作用を伴うので  $f_{x'}$  はあまり増加しない。この表-1 で  $k$  が負の

表-1  $k = (-f_{x'}) / (-f_{y'})$  versus  $\beta$  at Sveral Points  $Q, S, T$  and  $G$

point	$k(\beta=0^\circ)$	$k(\beta=3^\circ)$	$k(\beta=5^\circ)$	$k(\beta=7^\circ)$
Q	-0.14	-0.10	-0.06	-0.02
S	0.02	0.06	0.10	0.11
T	-0.08	-0.04	0	0.17
G	0	0.052	0.088	0.123

表-2

$\beta$	$k$	$f_{x'}$	$\beta$	$k$	$f_{x'}$
$0^\circ$	0	0	$6^\circ$	0.105	21.0G
$1^\circ$	0.018	3.6G	$7^\circ$	0.123	24.6G
$2^\circ$	0.035	7.0G	$8^\circ$	0.141	28.2G
$3^\circ$	0.052	10.4G	$9^\circ$	0.158	31.6G
$4^\circ$	0.070	14.0G	$10^\circ$	0.176	35.2G
$5^\circ$	0.088	17.6G			

ところは右向きの質量力が発生する位置を示す。この表-1 から  $k$  の値は正から負にかなり分布をした変化を示していることからみて、限られた遠心力の腕の長さは実用上やむをえないのであるが、つぎのような傾向を生じやすいことは念頭においておく必要がある。

- (1) のり肩は崩れにくい傾向
- (2) のり面の下半分は崩れやすい傾向
- (3) のり面の下半分の内部ははじめは崩れにくいがいしだいに崩れやすくなる傾向

実際の地震時はここで取り扱ったような静的な水平質量力  $f_{x'}$  でなく交番する質量力が作用するので実際の地震の場合と直接の関連をつける考察は引き出しにくいことはお断わりしておく。また上述の (1)~(3) の傾向があるので、たとえ静的な水平質量力が作用した場合に限定しても今回の結果がごく一般的な知識を与えているとはいいがたい。しかしながら、従来は一方的な増加の過程でさえも地盤の内部の破壊の機構について明らかにできるだけの理論的手法をもたなかったように思われるので、今回の逐次破壊に関する考察が何らかのご参考になれば幸いである。

### 3. 数値解析の結果と三笠教授による模型実験の結果との比較と考察

計算にあたっては自重圧密過程を8段階、水平慣性力

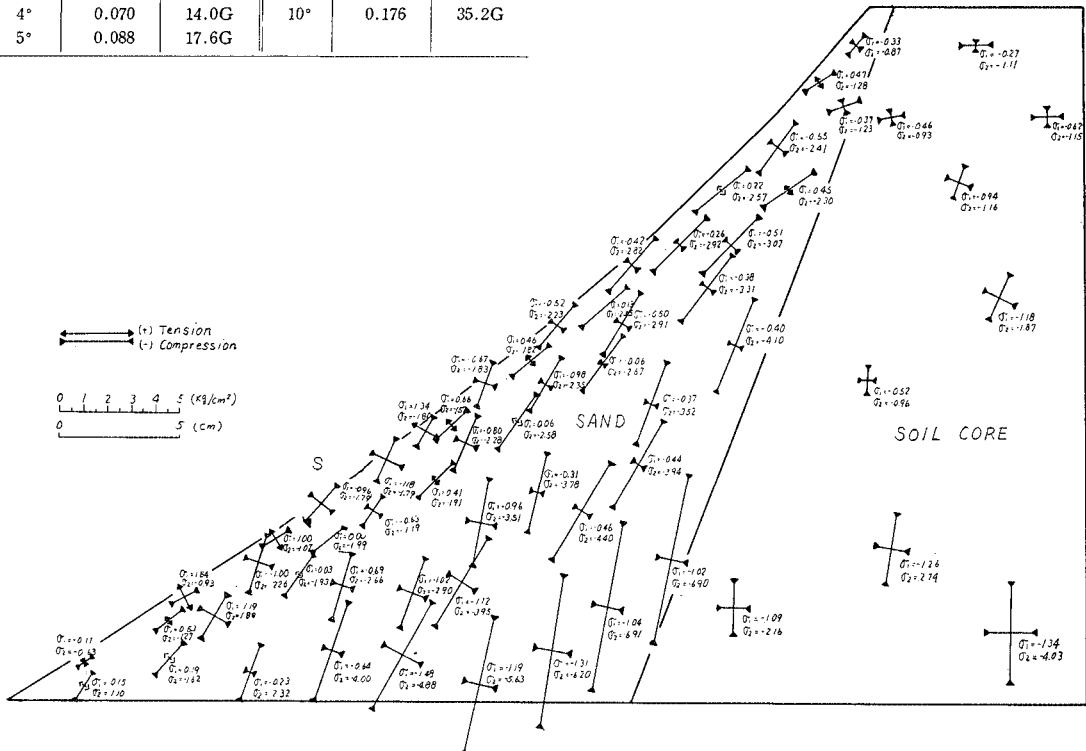


図-9 Principal Stresses ( $R=200 G, k=0$ )

の増加過程を  $\beta$  が  $10^\circ$  までに 20 段階に細分し、逐次的に応力分布計算、変形係数・ポアソン比の変化の計算、および剛性マトリックスの計算を交互にくり返した。全体を半分の 14 段階とかなり粗く逐次計算を行なった結果と比較してみたが変位で 3% 程度しか大きくならなかったのでここでは 28 段階で逐次計算をした結果がほぼ妥当と判断し、その結果と模型実験の結果を比較することにした。貯水位は堤頂と一致した定常水位の状態とし模型実験と同一の条件である。

(1) 応力分布の変化について

最初に無応力状態であった斜面が 200 G までの自重圧密をうけたあとの応力分布が図-9 である。応力は以下すべて有効応力で示してある。図-9 によれば鉛直

に近い圧縮最大主応力  $\sigma_1$  が砂の側で大きく、土の側で小さい特徴が認められる。この理由は両者の剛性の違いによって説明される。すなわち、砂の変形係数  $D$  の分布は図-15 に示したように約  $300\sim 400 \text{ kg/cm}^2$  であり、一方、コアを形成している土の方は約  $20 \text{ kg/cm}^2$  であるので、実験の荷重状態のように斜面に一挙に鉛直の質量力が作用する場合には、砂の側の応力が大きくなると理解できる。現実のフィルタイプダムでは、このような荷重のかかりかたと違って、層状に積上げられるので、ここで現われたようには強調された応力のかたよりは生じないと思うが定性的には同じ傾向を予想すべきように思われる。ちなみに、三国英四郎氏がノルウエーのロックフィルダムでの洩水について報告されているところによると<sup>11)</sup>、「実測によると自重圧力がロック材

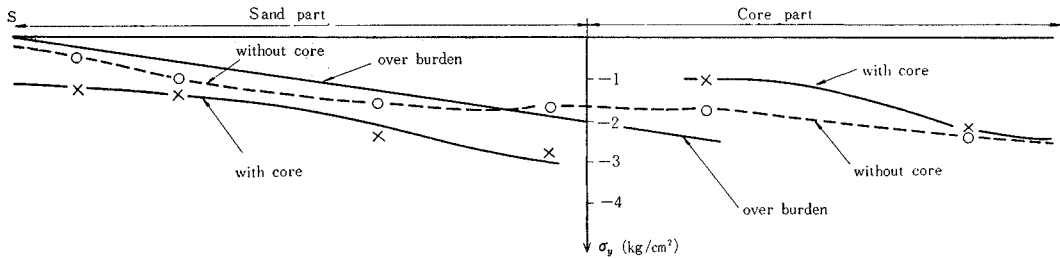


図-10 Comparison of Vertical Stresses  $\sigma_y$  on the Section S

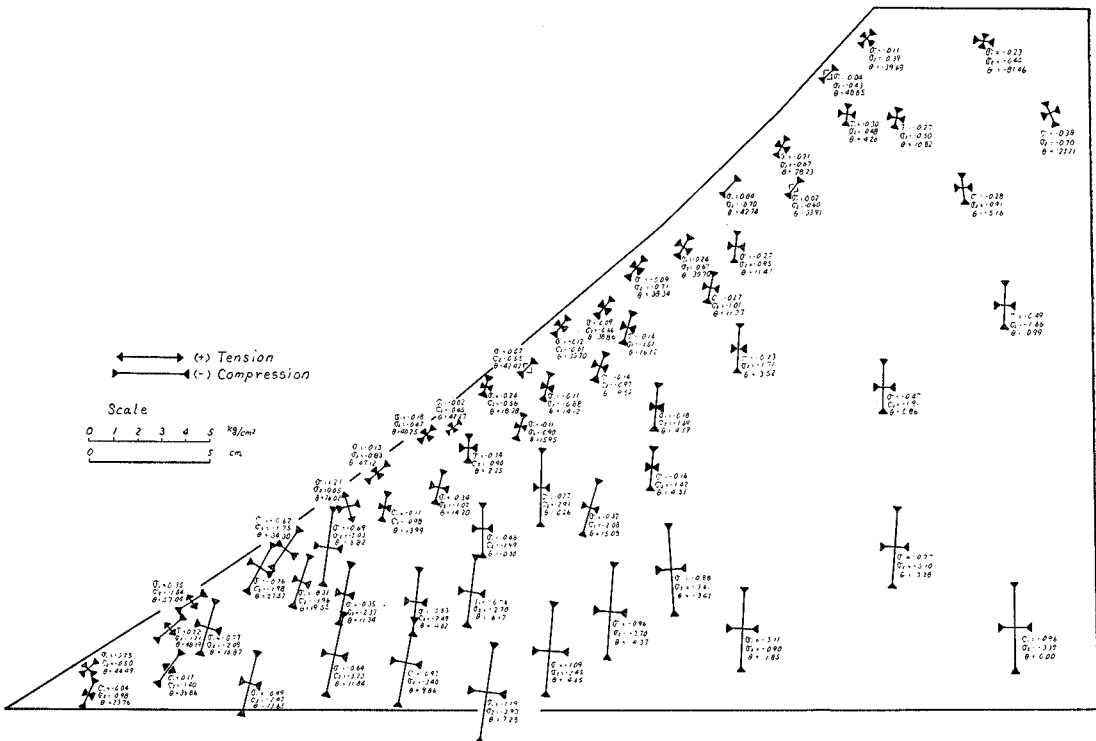


図-11 Principal Stresses ( $\text{kg/cm}^2$ ) (200 G,  $k=0$ ) (Homogeneous Slope)



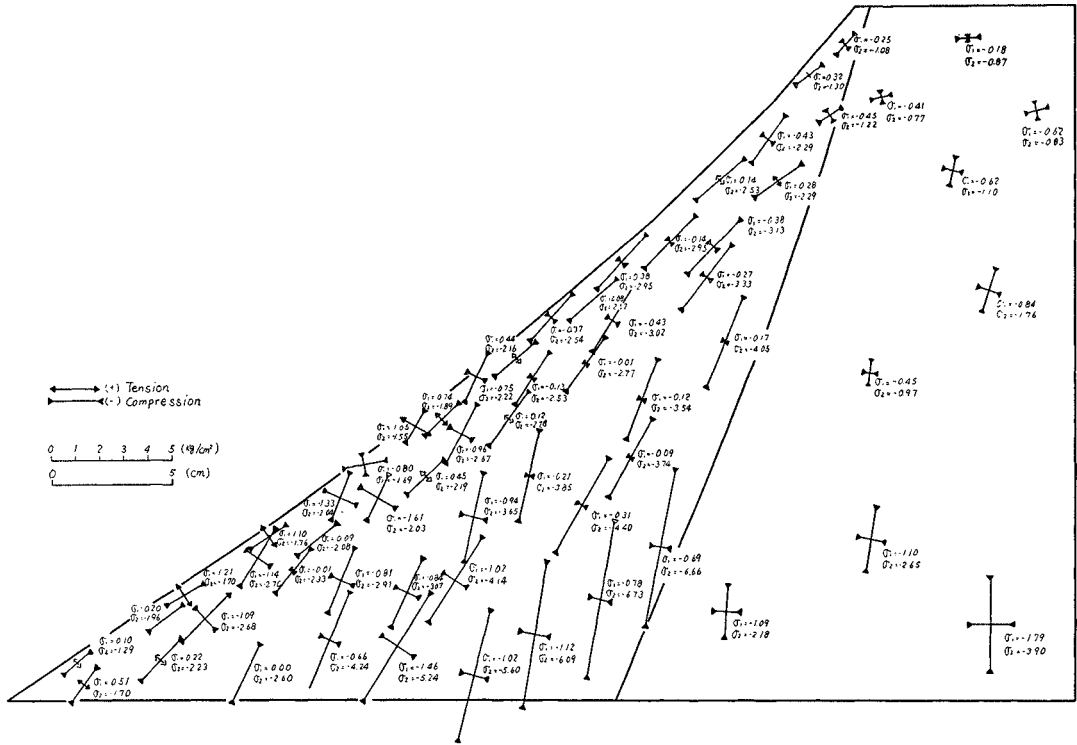


図-12 Principal Stresses (kg/cm<sup>2</sup>) ( $R=200 G$ ,  $k=0.052$ )

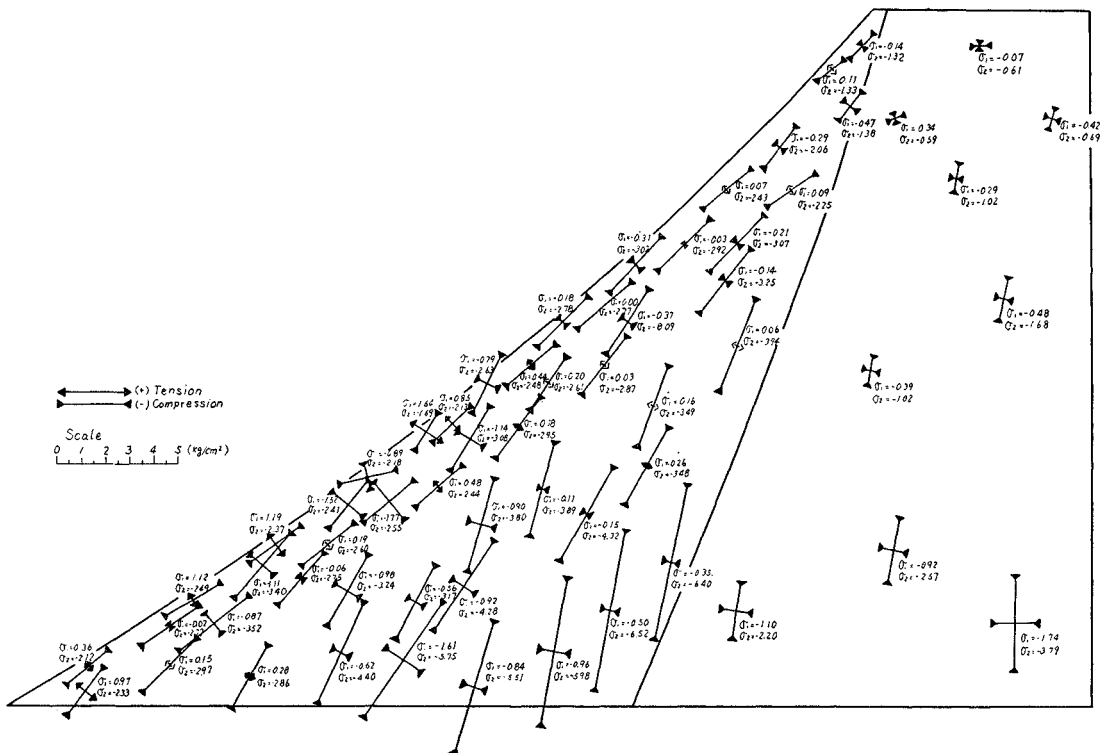


図-13 Principal Stresses (kg/cm<sup>2</sup>) ( $R=200 G$ ,  $k=0.105$ )

側にかたよりコアの圧密圧力が不足し、コアからの洩水を生じた」との解釈をノルウェーで採っていたようで、筆者の見解と軌を一にするものである。また最近のフィルタイプダムの実測報告<sup>13)</sup>でも類似の傾向が認められている。

コア土がなく全体が砂でできている場合の鉛直応力と上述のコア土のある場合のそれとの比較は図-10に示す。この比較は、上述の説明に役立っている。模型実験でこの種の傾向を見出すことはかなりむずかしく、今回の計算の利点の一つがうかがえる。参考までに図-11には均質砂斜面の場合の200G圧密での応力分布を示す。

つぎに水平質量力が増していくと、図-12から図-13に変化していく。その変化の傾向は、横の圧力が減り引張り応力の傾向に転じていくことであり、破壊の包絡線図-14でみれば、水平質量力の増大とともに作用

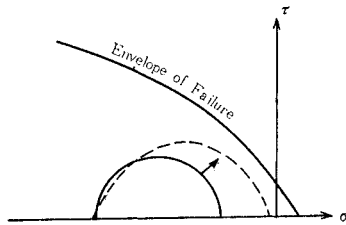


図-14

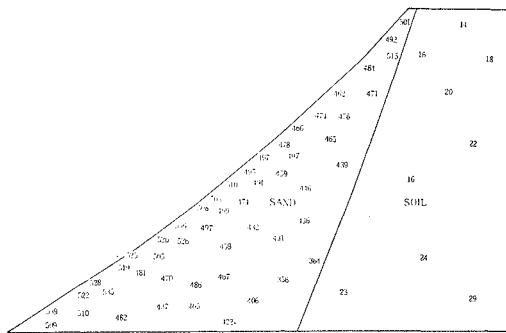


図-15 Modulus of Deformability  $D(\text{kg}/\text{cm}^2)$  (50 G,  $k=0.0$ )

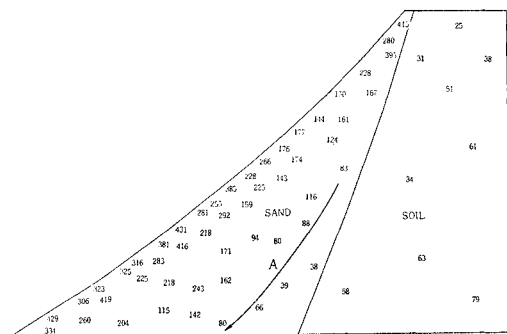


図-16 Modulus of Deformability  $(\text{kg}/\text{cm}^2)$  (200 G,  $k=0.0$ )

応力円が点線の傾向になり破壊に近づくことを物語っている。

(2) 剛性分布の変化 (潜在的なすべり線の発生)

圧密過程で 50 G の状態の変形係数の分布を 図-15 に、200 G まで圧密した状態を 図-16 に示す。この両図を比較してみると、コアとなっている土の部分は圧密されるのでひずみ硬化をおこし、変形係数が大きくなる傾向が現われており、砂の深部 A には 図-16 のように潜在的な剛性低下域 (後述) が現われている。この潜在的な剛性低下域が生じる主因は軸差応力が大きくなるためであり (図-9)、概念的に圧縮されるのに剛性が低下するのはおかしいとの質問を筆者はうけたが、圧縮されても側圧はあまり増えず、破壊の包絡線との関係で局部的に降伏に近づくものと筆者は理解する。しかし、土の方は圧密されやすい材料なので、ひずみ硬化が卓越するので変形係数が大きくなる (図-15 と 図-16 の関連)。

水平慣性力の増加とともに、さきに 図-14 に示したように作用応力円が各部で破壊の包絡線に接近する結果、斜面の表面に向かって剛性低下域が拡大する。その様子は 図-17 から 図-18 の経過をたどる。これらの図の中で A, B, C, D と記した部分は砂の変形係数がと

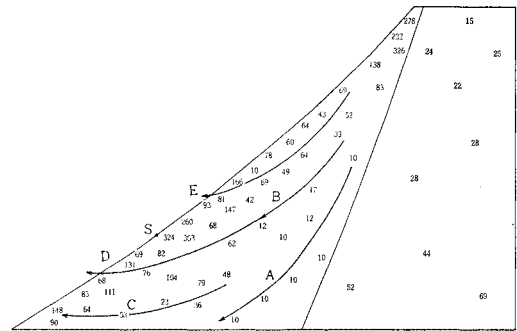


図-17 Modulus of Deformability  $D(\text{kg}/\text{cm}^2)$  (200 G,  $k=0.105$ )

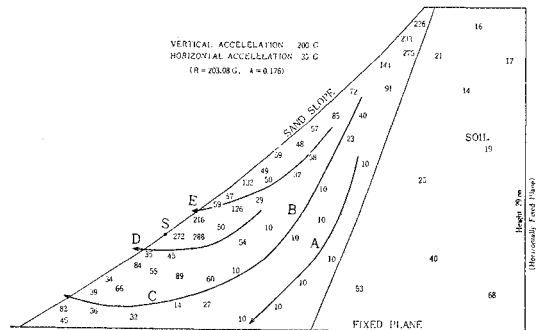


図-18 Modulus of Deformability  $D(\text{kg}/\text{cm}^2)$  (200 G,  $k=0.176$ )

くに  $100 \text{ kg/cm}^2$  以下に低下した部分を示している\*。これらの図から局部的な剛性低下域が自由面にまで到達すると、ひとまず、すべり線に発達する可能性が生じたものと判断してよいと思われるが、この段階を潜在的なすべり線と称しておき、その後の荷重の増大によって自由面の変位が急増した段階をもって（後述）すべり線と称することにする。この現象についてはあとで詳しく述べる。

図-16~18によれば、今回の荷重状態に限定して、斜面の崩壊にいたるまでの内部的要因は斜面の内部 A, B, C に潜在し、C の段階で潜在的なすべり線が発達したと解釈できよう。しかしながら、C の段階では自由面の変位は（後述するが）まだ下部の拘束のために急増せず、その後の局部的降伏域 D, E の発達段階で変位が急増し、顕在的なすべり線 D, E に発達したものと考察できる。図-19 と 図-20 にはコアー土のない場合を参考までに掲げた。

[考察 1]

模型実験では、下部 1/3 の斜面表面が崩落し、深層破壊は生じなかった<sup>8)</sup>（図-27）。今回の数値実験ではまず自重圧密の過程で砂部の深部の軸差応力が大きくなり（図-9）、図-3 の非線型な応力・ひずみ曲線に応じてコアー土に近い深部の砂が局部的降伏にまず近づき、そ

の部分Aで変形係数がまず低下した（図-16）。ついで水平質量力の増加につれて 図-17 の B, C, D, E と局部的な剛性低下域が表層に向かって拡大した。しかし、下部の境界が剛なので、深層の局部降伏域Cは変位を急増させるようなすべり面には発達しなかった。その後、表層の剛性低下域 D, E の発達につれて、斜面の表面 S のあたりの変位が急増し（図-25）、D と E のグループが顕在化したすべり面と称されているものに対応したと考える。このように、結果的には模型実験と数値解析が、ともに表層近くで顕在化した破壊を示したことが一つの結論と考えられる。しかしながら、数値解析はそれにいたる前の内部での局部的な剛性低下域の発達についても情報を与えている（この情報の意味はあとでコアー土の影響のところ再論する）。

(3) 変位の増加の傾向

圧密の過程では 図-21 から 図-22 のように変位が増大し、当然のことながら鉛直成分が卓越し、のり面の上の方では斜面の内部に変位する傾向があることがわかる（表-1）。つぎに水平質量力が増すにつれてのり面の下のの方での水平変位が増し、同時にのり頂の鉛直変位も増加の現象が認められる（図-23）。

[考察 2]

模型実験では、破壊後の測定によるとのり頂は約 10 mm だけ沈下を生じていたと報告されており、今回の数

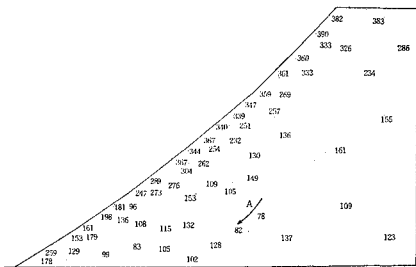


図-19 Modulus of Deformability (kg/cm<sup>2</sup>) (200 G, k=0.105) Homogeneous Slope

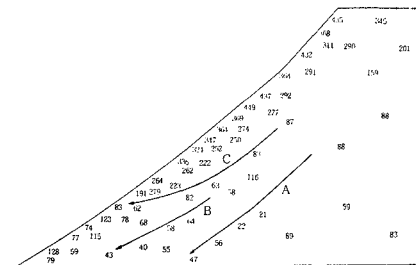


図-20 Modulus of Deformability (kg/cm<sup>2</sup>) (200 G, k=0.264) Homogeneous Slope

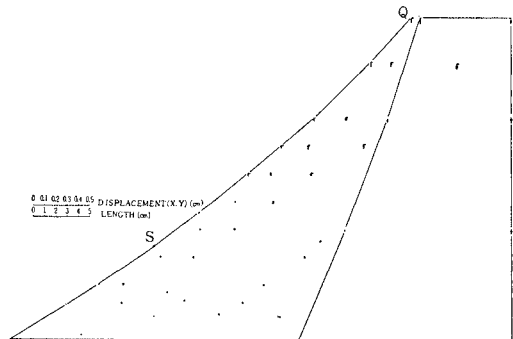


図-21 Displacement (50 G, k=0)

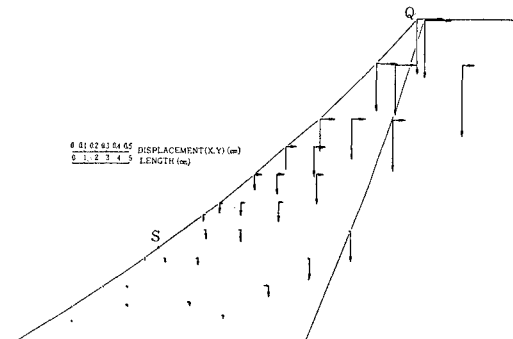


図-22 Displacement (200 G, k=0)

\* コアー内部においては、圧密によるひずみ硬化を示し、変形係数は自重の増加につれて大きくなっている。したがって、すべりに対する不安定な傾向は斜面の部分に比して少なかった。模型実験でも コアーにおよぶ破壊は認められなかった。

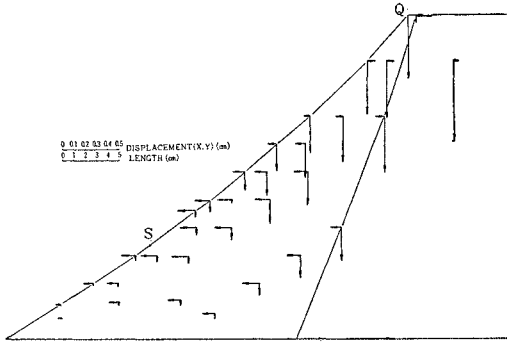


図-23 Displacement (200 G,  $k=0.105$ )

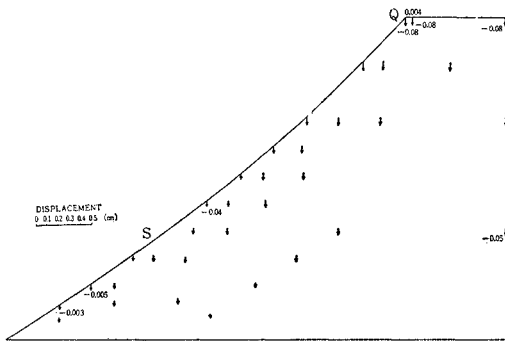


図-24 Displacement (200 G,  $k=0$ ) Homogeneous Slope

値解析では 図-25 の  $\delta_Q$  で示したように約 8 mm であった。このうち模型実験での測定が斜面破壊後の崩落を含めた時点であったことを勘案すると、模型実験と数値実験はほぼ一致していたものと判定できよう。

(4) 耐力の評価

いったん、自重圧密後、水平質量力を増していく場合の耐力を評価するためには、たて軸に変位をとり横軸に水平質量力/鉛直質量力の比  $k$  をとって両対数グラフ上に数値解析の結果をプロットし、その曲線の変曲点から耐力を求めるとを行ってみた。

図-25 の変位  $\delta_S$  は潜在的な局部剛性低下域が表面にまで発達し、変位が急増を示した位置  $S$  での合成変位である。この  $\delta_S-k$  曲線の一次変曲点(下限値)は質量力比  $k$  の値としては約 0.036 にあり、二次変曲点(上限値)は約 0.16 とみられる。このように耐力の評価には、局部外荷重に対してぜい性体の場合にさきに試みた<sup>12)</sup>のとは本質的に異なり、今回の土や砂の場合には、本来それらの材料が粘塑性であることと今回はとくに分布した質量力を扱っているので、局部外荷重のもとのぜい性体の場合のような明確な降伏点を断定しがたいように思われる。このことは解析法の罪ではなく、荷重の形式と材料固有の性質によると判断してよいように思う。従来の塑性力学においても上限、下限の降伏値があるので、二つの降伏値があること自体はとくに異とする

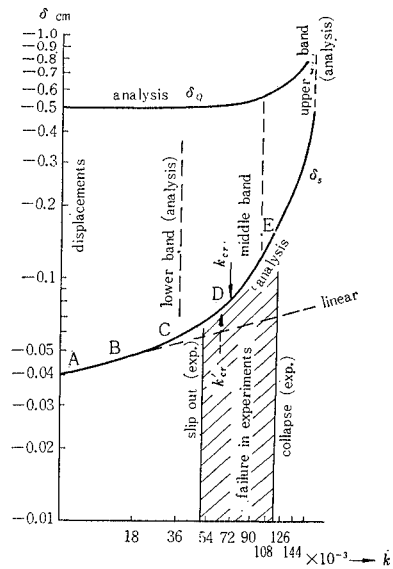


図-25 Comparison of Ultimate Bearing Powers by Experiments and Author's Analysis

にあたらないが、その幅について若干の物理的考察を行なっておく。模型実験で得られた結果は 図-25 の斜線で示した帯域の  $k$  のときに破壊しており、破壊初期のすべり出し(図-27 の I の段階)から破壊後期の頂部の崩落(図-27 の II の段階)までには、 $k$  の値としてかなりの幅があった。このように数値実験も模型実験ともに、崩壊の途中は長い過渡状態をたどっている。

[考察 3]

土や砂で構成された地盤や斜面の変位-荷重曲線は崩壊前にかなりなだらかな変曲を示し、初期破壊と後期破壊の間にはかなりの幅があることが、模型実験でも数値実験でも認められた。従来の土質工学では、あまりにも単純明快に耐力を算定していることについて、分布質量力の場合には、とくに筆者は深い疑念を抱くものである。

この疑念を少しでも解明するには、下限値と上限値の物理的な意味について、さらに説明を加えておく必要がある。模型実験上の比耐力  $k_{cr'}$  についての三笠教授らの判定<sup>9)</sup>によると、比耐力  $k_{cr'}$  は肉眼観察による初期のすべり出しの段階として決定されており  $k_{cr'} = 0.06 \pm 0.01$  である(図-25)。この初期のすべり出しは数値解析上では下限値よりの上限値側のある  $k$  が対応するものと考えられ、いま下限値と上限値の帯域の下側 1/4 の  $k$  の値とすると数値実験上の比耐力  $k_{cr'} = 0.07$  程度となる。

[考察 4]

模型実験上での比耐力  $k_{cr'}$  (=水平質量力/鉛直質量力) は肉眼観察による初期のすべり出しの段階で決定さ

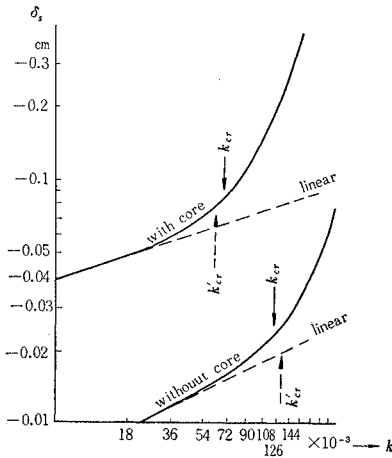


図-26 Resultant Displacement  $\delta_s$  at Lower Slope  $S$  versus  $k$

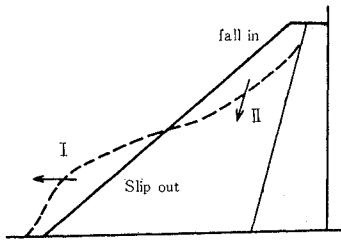


図-27

れており、 $k_{cr}' = 0.06 \pm 0.01$  であった。図-25 の最終崩壊まで含めるならば  $k_{cr}' = 0.05 \sim 0.12$  の範囲で破壊した。数値解析では模型実験と同じ趣旨の定義に立つならば、初期破壊に対し  $k_{cr} = 0.07$  となった。このように初期破壊に関して、模型実験と数値解析ともに認定のしかたに拘束はあるが、耐荷力はほぼ一致した。さらにまったく別の比較実証例として、コア土のない均質砂の場合の実験でも（図-26）模型実験で  $k_{cr}' = 0.13 \pm 0.01$  であったのに対し、数値解析で図-26より  $k_{cr} = 0.12$  であった。

以上、まったく別個の実験により、耐荷力に関し、本数値解析法が分布荷重のように応力集中の生じにくい場合にもほぼ妥当な耐荷力を与えるものと考えられる。

(5) コア土の存在による耐荷力の低下

前項のようにコア土のある場合の砂斜面の耐荷力はコア土のない場合の砂斜面の耐荷力の半分にすぎないことが数値実験でも模型実験でも認められた（図-26）。この現象の生じる理由についてはさきに考察1で述べた表層破壊なる終末現象だけからは何とも説明できない。従来の表層のすべり安定の計算法、すなわち長大斜面の表層すべり法は、コア土があろうがなかるうが耐荷力は同じ計算結果になってしまい、模型実験の事実ないし

数値解析の結果を説明しうる安定計算法とはいえない。砂質斜面やロックフィルダムの破壊が表層の安息条件でのみ考えればよいとする意見が最近が多いようだが、筆者は上の事実よりみて、内部コアの剛性が表層の破壊にも影響する場合もあることを指摘しておきたい。

〔考察 5〕

コア土の存在が、表層での破壊を促進させていた模型実験および数値実験の事実はずいぶん原因によるものと考えられる。すなわちコア土がある場合の圧密過程の応力分布は、コア土の剛性がたとえ圧密に伴うひずみ硬化を受けたとしても、なおかつ砂の剛性よりも低いために、砂の側に軸差応力がかたよる傾向が生じ（図-9）、内部での局所的な降伏傾向を助長しているし、その後の水平質量力の増加過程にもその影響がおよんでいるものと考えられる。このように潜在するコア土の可縮性による耐荷力の半減の現象は従来の長大斜面のすべり摩擦安全率の手法では判明せず、模型実験でもその原因は察知できなかったもので、今回の手法の本質的な利点と考えられる。

4. 今後の問題点

(1) 今回は解析手法自身が実験的な破壊現象、とくにほとんど応力集中を生じない荷重形式の場合の破壊を十分に説明しうるかどうかの問題をしぼった。本来、粘塑性的な土質構造物の耐荷力は一義的には決めがたいものであり、あまり割り切った表現は避けるべきである。とくに、初期破壊と後期破壊の関連については、さらに検討をすすめるべきである。

(2) 現実のフィルダムの地震時の安定の検討のためには、動的非線型解析が必要である。

(3) コア土の存在と表層破壊の関連について触れたが、この事実が現実の施工工程でもはたして存在するかどうかについては、実測や計算により別途に追究中であり、さらに考察を深めたいうで再論を加えたい。

5. 結 論

(1) 土質材料からなる斜面が、自重と水平質量力によって逐次的に壊れていく過程を、砂や土の非線型応力ひずみ関係、圧密に伴うひずみ硬化、応力水準のちがひによるポアソン比の変化、内在する不連続面での応力再配分、粘塑性変形による応力再配分などを考えに入れて解く有限要素法に基づく一つの手法を示した。

(2) 斜面の安定に関し、内在するコア土の変形性と表層すべりの関連を非線型応力-変形解析によって解析した結果、表層のすべり安定にコア土の変形性がか

りの影響を与えることを明らかにし、そのことは、別途に実施された三笠教授らの模型実験の事実とも一致した。

(3) 斜面の圧密後の水平質量力の増加による逐次破壊現象を論じ、内部での剛性低下域の発生の経過や表層破壊の発達を上記の模型実験との対比をしながら論じ、従来は定性的にしか論じられていないことが多かった逐次破壊について、潜在的なすべり面とその顕在化の関連について数量的な考察を加えた。また耐荷力についても、本数値解析の結果は三笠正人教授らの模型実験とかなり一致した。

終りにあたり、大阪市大 三笠正人教授に対し、教授らによって実施された模型実験の結果を対比に使わせていただいたことと、終始ご討議を賜ったことにお礼を申し上げ、関西電力の大長昭雄氏のご討議にも啓発されることが多かったことを付記し、厚く感謝の意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) J.H. Argyris : "Elasto-Plastic Matrix Displacement Analysis of Three-dimensional Continua", J. of Royal Aeronautical Society Vol. 69, Sept. 1965.
- 2) O.C. Zienkiewicz and Y.K. Cheung : "The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics", 1967.
- 3) R.W. Clough : "Analysis of Embankment Stress and Deformations", Proc. ASCE SM 4 July 1967.
- 4) C.V. Girijavallabham and L.C. Reese : "Finite Element Method for Problems in Soil Mechanics", Proc. ASCE SM 2, Vol 94 March 1968.
- 5) 藤田益夫・川本耕万 : "有限要素解析法の二次元問題への応用", 土木学会誌, 52 巻 8 号, 1967.
- 6) 山田嘉昭 : "弾塑性問題とマトリックス法", 生産研究, 20 巻 5 号, 1968.
- 7) 林 正夫 : "逐次破壊現象としての地盤の耐荷力の解析法と問題点", 第 3 回土質工学会講演会, 1968, および第 4 回土質工学会講演会, 1969, 第 2 回岩の力学連合シンポジウム, 土木学会ほか共催, 1967.
- 8) 三笠正人・高田直俊・山田孝治 : "ロックフィルダムの安定性に関する模型実験", 1967, および遠心力を利用した斜面の安定実験, 第 2 回土質工学講演会, 1967, および第 3 回土質工学講演会, 1968.
- 9) R.W. Clough : "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis", 2nd Conf. on Electronic Computation A.S.C.E 1960.
- 10) 林 正夫・北原義浩・日比野敏 : "粘塑性地山内でのトンネル覆工への経時的応力の解析法", 第 5 回岩盤力学シンポジウム, 土木学会, 1969.
- 11) 三国英四郎 : "スカンジナビア諸国のフィルタイプダム", 大ダム, No. 46, 日本大ダム会議, 1968 年 12 月.
- 12) 林 正夫 : "非線型変形現象を考慮した岩盤の変形, 応力と耐荷力の解析法", 電力中央研究所技術研究所報告, 土木, No. 66072, 1967.
- 13) 土と基礎講座委員会 : "土圧の測定", 土と基礎, 17-2, 1969, p. 55

(1969.5.8・受付)