

## 実大斜面の破壊実験と安定性の検討

山口 柏樹\*・大根 義男・成田 国朝  
奥村 哲夫・稲葉 延寿\*\*・片桐 克己\*\*

### Evaluation of Slope Stability for Full-scale Test Embankments

Hakuju YAMAGUCHI\*, Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA,  
Tetsuo OKUMURA, Nobutoshi INABA\*\* and Katsumi KATAGIRI\*\*

In the evaluation of safety for sliding of cohesive slopes and for bearing capacity on soft foundations, effect of progressive failure and strain-dependent instability have been special concerns instead of limit equilibrium approach. Some simple and practical methods of estimating foundation failure of clay deposits have already been proposed on the basis of field measurements and finite element analysis, by taking notice of the relationship between settlement (or surcharge load) and lateral deformation.

In the present paper, results of field failure tests performed on full-scale model embankments of about 5-m in height are studied, comparing with finite element solutions on them, to examine the relationship between slope stability and lateral deformation of embankments. Procedures for safety control are then discussed for an actual earth dam with an inclined core of material having high water content, to prevent sliding and extreme deformation during construction.

#### 1. はじめに

斜面の破壊予測において、すべり面を円形と仮定することの妥当性や、 $c\phi$ 法や $\phi=0$ 法など解析方法による最危険円の相違、それらと実際すべり面との対応性、更に進行性効果とすべり面形状との関連性などの問題は、基礎的に重要な事項でありながら必ずしも議論が十分とは言えない。このうち、進行性効果や変形による破壊予測の問題については、盛土載荷による軟弱地盤の破壊を対象として実測に基づいた議論が二、三進められている。例えば、盛土中央部の沈下量 $\rho$ と盛土斜面先の側方変位量 $\delta$ を同時に計測し、それらの比 $\delta/\rho$ の値の動向を調べることによって盛土の安定・破壊を予測したり、破壊の前兆を見出そうとする提案が富永・橋本<sup>1)</sup>や松尾・川村<sup>2)</sup>によってなされている。また、柴田・関口<sup>3)</sup>は同種の問題に解析的議論や室内実験による検討を加え、地盤の安定性を評価する指標としては盛土荷重の増分と地盤の側方変位の増分の比が有効であるとして、これを側方変形係数と定義し、地盤破壊や支持力予測に適用する方法を示している。

房総導水路事業（水資源開発公団）の一環として千葉県に建設された長柄ダム（ゾーン型アースフィルダム、昭和56年6月盛土工事着手、昭和59年11月盛土完了）では、ダムサイト周辺に分布している関東ロームをコア用土として使用し、かつ前面に不透水性の泥岩盛土を施工したことから、盛立て中の間隙水圧の蓄積・消散や堤体変形（はらみ出しやすべり）の動向を予測することが安全施工を進める上で重要な検討事項になった。このため、現場において高さ約5mの実大盛土斜面を作製して破壊実験を行い、その挙動解析の結果から安全性の管理に関する資料を作成するとともに、実際施工に当っては盛土斜面の表面に変位杭を設置し、堤体変形を観測しながら盛立てを進めていった。

本研究は、上記実大盛土斜面の破壊実験における盛土の変形挙動を、FEM計算との整合性を吟味しながら解析し、安定性の評価について若干考察するとともに、本堤盛土における安全性の管理方法やその考え方について二、三検討した結果を報告するものである。

なお、本研究は昭和59年度文部省科学研究費（総合研究A、代表：山口柏樹、No.58350029）の援助を受けたことを付記し、謝意を表す。

\* 名古屋大学工学部土木工学科  
\*\* 水資源開発公団房総導水路建設所

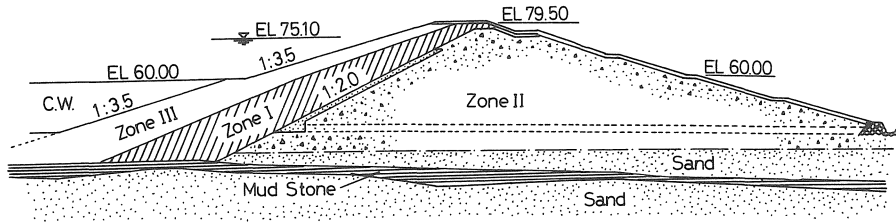


図-1 長柄ダム横断面図

表-1 長柄ダム諸元

ダム型式	ゾーン型アースダム (傾斜コア)		
堤 高	52m		
堤 頂 長	250m		
堤 体 積	本堤	145.4万m <sup>3</sup>	
	ゾーンI (ローム)	36.5万m <sup>3</sup>	
	ゾーンII (砂)	85.7万m <sup>3</sup>	
	ゾーンIII (泥岩)	19.8万m <sup>3</sup>	
	ドレーン, フィルター	3.4万m <sup>3</sup>	
	副堤	159.3万m <sup>3</sup> (延長 793m)	
貯水容量	(総)	1,000万m <sup>3</sup>	(有効) 960万m <sup>3</sup>

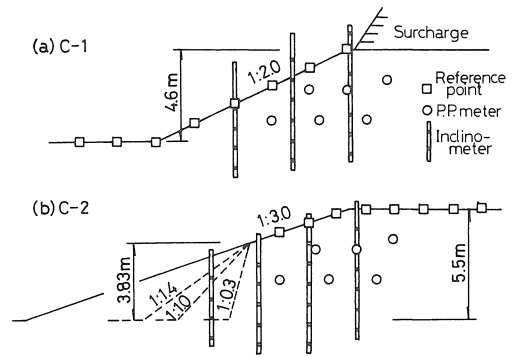


図-2 破壊実験の概要

表-2 盛土材料の物性値

項目		区分	実験盛土	基盤部
土の種類			関東ローム (VH <sub>2</sub> )	
湿潤密度 $\gamma_t$ (g/cm <sup>3</sup> )			1.30	1.38
含水比 $w$ (%)			121	116
コーン値	コーンベネ		4.7	7.5
	ダッチコーン		4~7	8~12
一軸圧縮強度 $q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			0.67	0.88
三 軸	$C_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		0.36	0.67
	$\phi_u$ (°)		4.80	3.7
三 軸	$c'$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		0.20	0.33
	$\phi'$ (°)		31.0	31.3

2. 長柄ダムおよび破壊実験の概要

(1) 長柄ダムの諸元

図-1に長柄ダムの本堤横断面図を示す。また、表-1に本ダムの諸元をまとめた。

図-1に見られるように、本堤の構造の主要部はゾーンIIの砂盛土であり、その前面に止水ゾーンとして関東ロームを材料とするゾーンI (傾斜コア) が配置されている。また、コアの前面には抑え補強としてゾーンIIIの泥岩盛土層が設けられ、更に上流側には堤体の安定を確保するためのカウンターウェイトが、堤高の約2/3高、EL.60.00mまで盛られる構造になっている。したがって、この標高までは平坦に盛立てられるので堤体の安定上特に問題はないが (コア内の間隙圧の消散が主たる検討事項になる)、これより上の盛土では斜面部が形成されるため、盛土の進行に伴う堤体の変形やすべりに関して厳重な管理が要求されることになった。

(2) 破壊実験の概要

EL.60m以上の盛土を開始するに当たり、施工計画の指針を得ることを目的として実大斜面の破壊実験が行われた。図-2に破壊実験の概要を、表-2に実験盛土の築堤材料の諸物性値を示した。

破壊実験は、本ダム敷地内において本堤コア材料と同

じ関東ローム材で高さ約5mの盛土を造り、これを2区間に分けて2ケース (C-1, C-2) 実施された。C-1実験では、斜面勾配を2割に整形し、盛土天端面に段階的に砂盛土を載荷して斜面を破壊せしめた。C-2実験では、斜面勾配を3割に整形したのち、盛土高の約70%高の点から前面を段階的に掘削して斜面を破壊させた。両実験において、盛土表面には変位杭を、盛土内にはひずみゲージを貼付けた塩ビパイプ式土すべり計を数箇所設置して斜面の変形状態を観測した。また同時に、盛土内に間隙圧計を数点配置してその動向を調べた。

表-2に示した各種物性値は、すべて原位試験ある

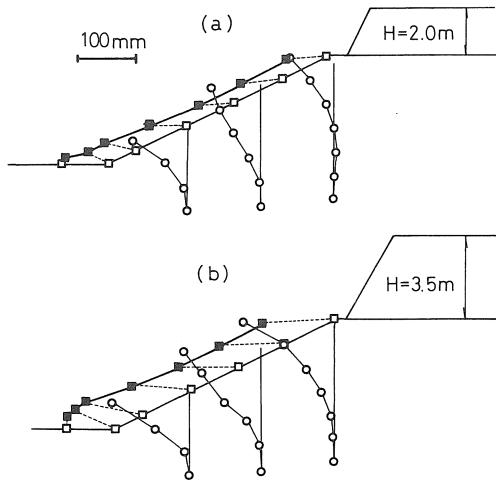


図-3 斜面の変形 (C-1 実験)

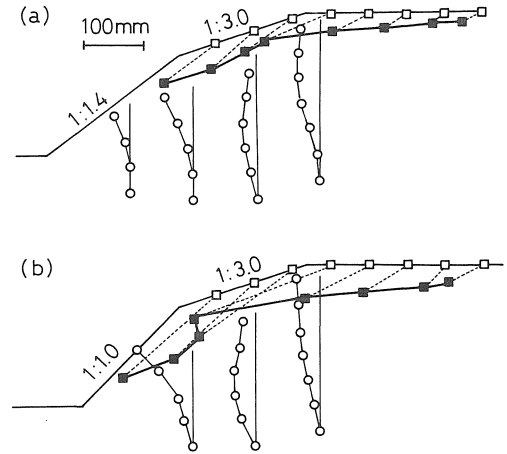


図-4 斜面の変形 (C-2 実験)

いは不攪乱試料に対する室内試験の結果の平均値である。ここで、基盤部とは実験盛土の下の土層を意味するが、この部分は副堤コア盛土の一部であり、同じ関東ローム材が本堤盛土と同一基準で盛立てられている。実験盛土はこれよりかなりゆるく盛られており、表に見られるように強度的には基盤部の50~70%程度と考えられる。

### 3. 破壊実験の結果

#### (1) 盛土斜面の変形

図-3および図-4は、それぞれC-1実験およびC-2実験における盛土斜面の変形状態を代表的な2段階について示したものである。両図には、斜面表面に配置した変位杭の移動量と、斜面内に設置した地すべり計のひずみ記録から算出した水平変位量の分布を合わせてプロットしたが、盛土表面での変位量を比較した場合、特にC-2実験において両者の対応はあまり良くない。これは、地すべり計による変位量がパイプ下端の移動や回転はないという条件で計算されているため、実際の変形状態を十分反映していないことによると考えられる。これらを加味して斜面の変形状態を概括すると以下のようになる。

C-1実験では天端盛土の初期段階から斜面表面が水平方向にほぼ一様にはらみ出す。そして、天端荷重が進行するにつれて斜面下部の水平変位量が相対的に大きくなるとともに、斜面先および下部層表面に隆起が生ずるようになる。(b)図が荷重の最終段階であり、斜面先近傍を通るすべり破壊が想像される。C-2実験では前面掘削に伴う拘束の開放によって側方流動による水平変位

(はらみ出し)が顕著に現われ、同時に、これに伴う斜面表面や天端面の沈下が大きく見られる。(b)図で顕著に示されているように、斜面表面と天端面では、はらみ出しと沈下の割合が異なり、前者では沈下の比率がかなり大きくなっている。また、斜面肩の杭の変位が(a)図から(b)図に至る段階で急増していることを考えると、破壊の形態としては斜面肩近傍を通る円弧すべりが示唆せられる。

#### (2) 間隙圧の挙動

図-5および図-6は、それぞれC-1実験およびC-2実験における間隙圧の経時変化を実験行程とともに図示したものである。C-1実験では、天端荷重直下のNo.1で荷重の増加に伴う間隙圧上昇が顕著であり、一部消散を伴いながら荷重の進行とともに間隙圧が漸次蓄積されていく様相が見られる。しかし、その他は、斜面肩のNo.2で前半( $h=2\text{ m}$ まで)、その下のNo.4で後半( $h=2\text{ m}$ から)に若干の間隙圧上昇が見られる以外は、全実験行程を通じて間隙圧の変化がほとんどない。

図-7は両実験における全応力 $\sigma$ と間隙圧 $u$ の関係を示したものであり、○印および●印は各々C-1およびC-2実験における破壊実験開始直前の各間隙圧計の観測値( $\sigma$ は土かぶり圧で計算)、⊗印はC-1実験におけるNo.1間隙圧計の天端荷重による動き、斜線部は不攪乱試料の圧密試験結果からHilfの式<sup>9)</sup>を用いて推定した $u\sim\sigma$ 関係である。図によると、両実験盛土における実測値は概ね斜線の推定範囲内にあり、C-1実験ではその上限( $\bar{B}=0.5\sim 0.75$ )、C-2実験では下限( $\bar{B}=0.3\sim 0.5$ )の値を示している。C-1実験のNo.1では天端荷重の増加によって間隙圧が漸次上昇しているが、そ

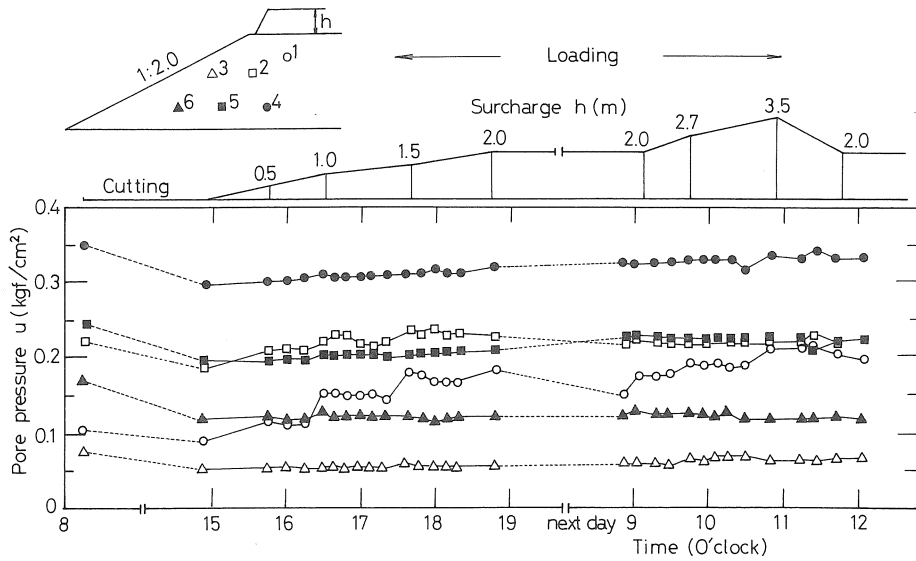


図-5 間隙圧の経時変化 (C-1 実験)

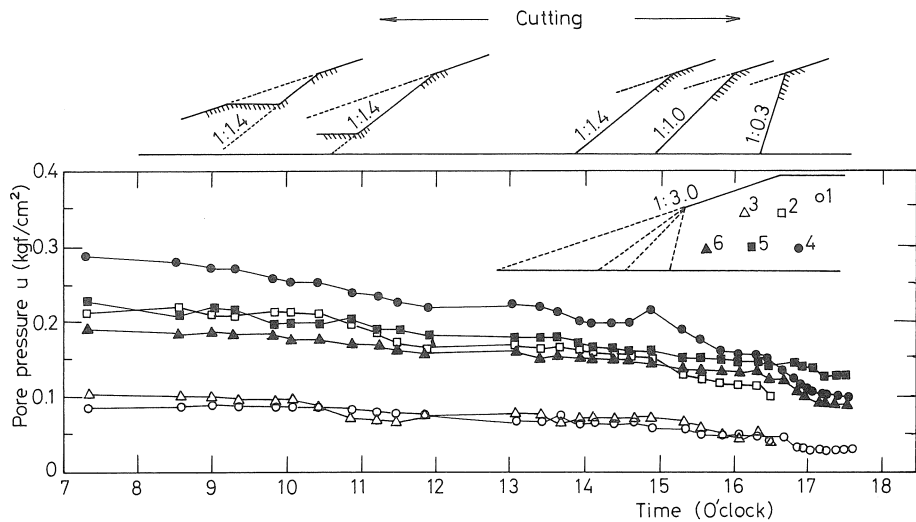


図-6 間隙圧の経時変化 (C-2 実験)

の上昇率は $\sigma$ の増加とともに低下しており、推定値の傾向と相反している。この理由としては、実測値の整理に際して天端載荷による土かぶり圧を、応力分散を考えずに100%全応力 $\sigma$ の増加としたこと(つまり、 $\sigma$ が過大評価されているので、プロット点は実際には幾分左へ移行すると考えられる)の他に、図-5に見られるようにNo. 1では一部消散(圧密)を伴いながら間隙圧が上昇しているため、Bishop<sup>9)</sup>が述べているように、土構造の圧縮によって $\bar{B}$ 値が逐次低下したとも考えられる。

C-2実験では、図-6に見られるように、前面掘削の進行に伴って盛土内全点で間隙圧が一定の傾向で低下

している。これは、もちろん側方拘束圧が開放されたこと( $\sigma$ の低下)によるものであろうが、部分的には、例えばNo. 4(●印)の1:1.4から1:1.0への掘削過程のように、間隙圧が一担上昇する現象も幾つか見られる。これは、掘削に伴い斜面内(特にすべり面近傍)のせん断応力が増加したことによる過剰水圧増分と考えられる。図-5のC-1実験におけるNo. 4(●印)の後半における間隙圧上昇も、部分的にはせん断による成分が含まれていると考えられるが、この場合は天端載荷による間隙圧上昇もあるので、その区別は判然としない。

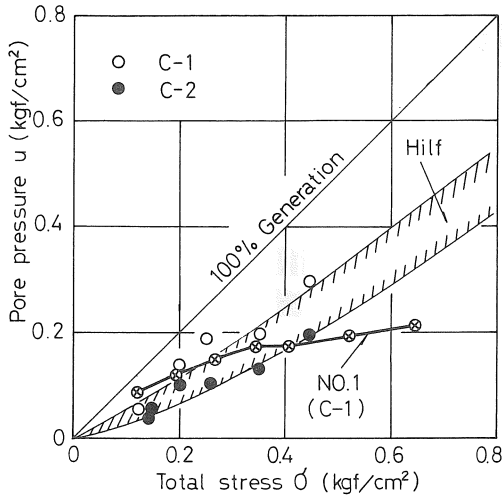


図-7 全応力～間隙圧関係

(3) 安定性の評価

図-8はC-1実験の代表的な荷重段階について、Bishopの分割法(全応力解析： $c_u = 0.36 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\phi_u = 4.8^\circ$ )で最危険すべり面と安全率を求めた結果である。同図には地すべり計で測定されたひずみ量の分布も合わせて示したが、ひずみ量の変化が最も大きい区間にすべり面が集中する傾向がうかがわれている。図-3に示したように、天端荷重を3.5mまで行くと、斜面のはらみ出しや斜面先の隆起が顕著になり、天端面にはきれつが何本も発生する状況になったが、この段階でも安定計算では $F_s = 2.0$ を得ている。

柴田ら<sup>3)</sup>は盛土荷重が行われる粘土地盤の変形と破壊との関連性に関する議論のなかで、盛土荷重 $q$ の増分 $\Delta q$ と地盤の側方変形の増分 $\Delta\delta$ の比を側方変形係数と定義し、この値の動向により地盤の安定性を評価する方法を提案している。図-9はC-1実験における天端荷重高 $h$ と斜面先水平変位 $\delta$ の関係から側方変形係数 $\Delta h/\Delta\delta$ を求め、その変化を $h$ との関係で調べたものである。同図には図-8で求めた最小安全率と $h$ の関係もプロットしてみた。この実験では天端荷重が1mに達した時点で天端面にきれつが確認されたが(矢印)、側方変形係数や安全率の値を見る限りでは、この段階では斜面の全体的なすべり破壊にはまだかなり余裕があることが知れる。問題の性質が異なるので絶対値の比較はできないが、粘土地盤上の盛土では側方変形係数の値が5程度以下で盛土にきれつが発生すると報告されている<sup>9)</sup>。本図で、限界荷重高は側方変形係数が0になる点、あるいは安全率が1を切る点で定義されるが、曲線の低下傾向からすると、前者による限界荷重高は5~6m、後者によ

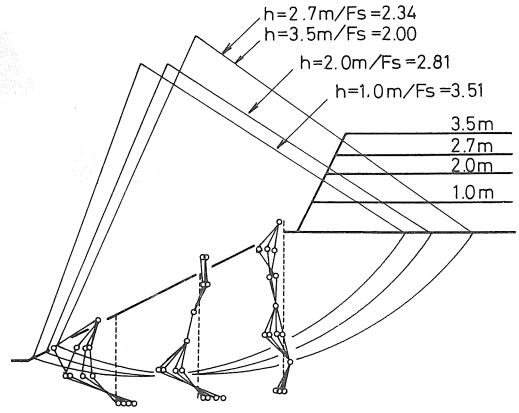


図-8 最危険円と安全率 (C-1)

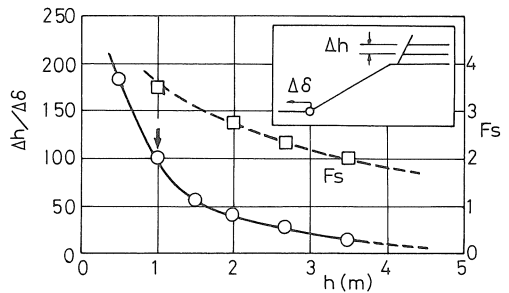


図-9 側方変形係数と安全率

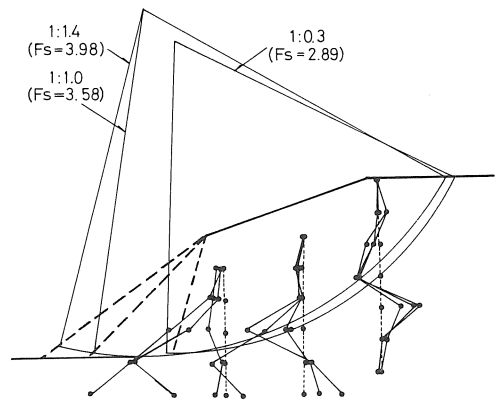


図-10 最危険円と安全率 (C-2)

る場合は7~8m程度と考えられる。

図-10はC-2実験における安定計算の結果である。この実験でも掘削の最終段階までに斜面の変形やきれつの発達が顕著に見られたが、安定計算ではかなり大きな $F_s$ の値を得ている。ちなみに、表-2で $\phi_u = 0$ と考え、 $H_c = 4 c_u/\gamma$ として本実験盛土の鉛直限界高さを求めると約11mであり、 $F_s = 3 \sim 4$ 程度の値はほぼ妥当な値と考えてよいと思われる。

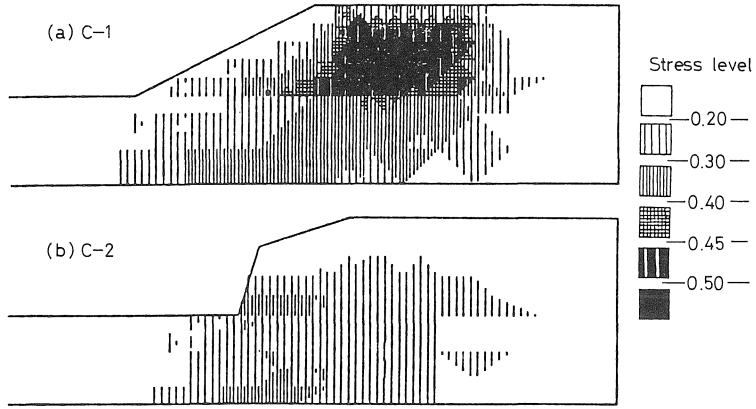


図-11 応力レベル分布

表-3 FEM解析 パラメータ

	実験盛土	基盤部
K	50	88
n	0.4	0.4
Rf	0.75	0.67
$\nu$	0.45	0.45

c,  $\phi$ は表-2 参照,  $\nu$ は推定値

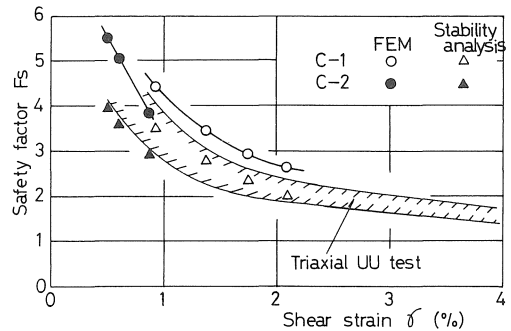


図-12  $F_s \sim \gamma$ 関係

4. FEMによる検討

図-11は両実験に対して行ったFEM解析の最終段階(C-1実験では天端載荷3.5m, C-2実験では前面掘削1:0.3)における解であり, 実験盛土および基盤部内の応力レベル値, すなわち最大せん断応力とせん断強さの比:  $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の分布を示している。解析方法は双曲線近似に基づく非線形弾性解析であり, C-1実験では天端載荷に関する荷重増分解析, C-2実験では掘削過程を負の等価節点力で表現した逐次解析で行っている。表-3に解析に用いたパラメータをまとめた。これらは, ボアソン比 $\nu$ を除いて不攪乱試料に対する三軸UU試験結果を整理して定めたものである。

図-11では応力レベル値を段階的に色分けして分布模様を描いているが, C-1実験では盛土部の天端載荷直下において大きな値が集中し, その等値線が円弧状に漸変している様子がうかがわれる。一方, C-2実験では全般的に応力レベル値が小さいが, 掘削斜面の先端部で応力集中が生じているのが分かる。

応力レベル値の逆数は局所安全率に相当するので, これらの図に図-8や図-10の円弧すべり面を重ね合わせ, すべり面上で局所安全率を平均化すると, FEM解析

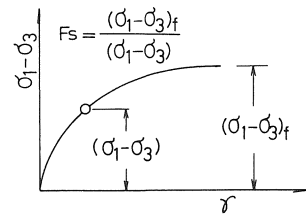


図-13 応力~ひずみ関係の $F_s$

に基づく安全率が算定できる。また, 同じすべり面上でFEMより求まる斜面内のせん断ひずみ量を平均化すると, すべり面に沿うせん断変形の程度を表現する1つの指標が得られ, 安全率との関連性が議論できる。図-12の○印および●印のプロットは, それぞれC-1実験およびC-2実験の各実験段階に対するFEM解析結果を用いて, 上記の形ですべり面上の平均安全率と平均せん断ひずみの関係を調べたものである。同図には, 各実験段階に対する安定計算の結果も(本来, 横軸の $\gamma$ 値とは無関係であるが), ○および●印の対応する位置に△および▲印でプロットしてみた。さらに図中の斜線部は三軸UU試験の応力~ひずみ関係から図-13のように任意の

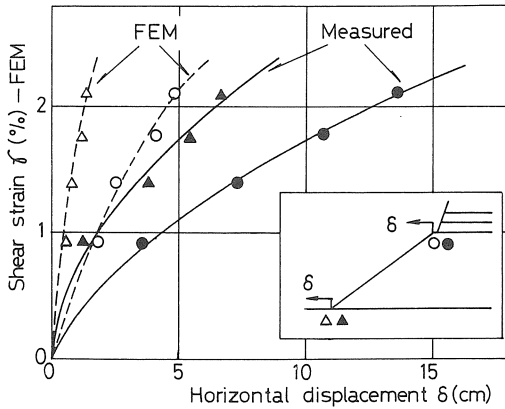


図-14 計算値と実測値の比較

ひずみ量に対する  $F_s$  を求めた結果である。ただし、この場合のせん断ひずみ量  $\gamma$  は、ポアソン比を0.5と仮定して軸ひずみ量  $\epsilon_a$  を1.5倍した概略値である。また、斜線の範囲は不攪乱試料のパラッキと側圧の違い（盛土中で想定される拘束圧として0.5および1.0kgf/cm<sup>2</sup>の結果を用いた）による差を意味している。

図-12では、FEMによる安全率が安定計算のそれと比べて全般的に高く、大体1.0近い差が見られている。しかし、FEMで求めた  $F_s$  と平均せん断ひずみ  $\gamma$  の関係は、三軸試験の応力（レベル）～ひずみ関係に類似した変化傾向を示し、また安定計算による  $F_s$  の値も、同一段階のFEMによる  $\gamma$  の値と関連づけて考えると（特にC-1実験において）三軸試験の変化傾向と良く対応していることが分かる。このことは、斜面のすべり破壊安全率と斜面内ひずみの関係を材料強度のひずみ依存性と関連づけて説明することができることを示唆するものである。

図-14は、C-1実験の各実験段階における斜面肩および斜面先における水平変位量をFEM計算値と実測値で比較したものである。ここで、縦軸には各段階についてFEMより求めたすべり面上の平均せん断ひずみ量をとっている。図から、同じ実験段階（ $\gamma$  値）において実測値は計算値を大きく上回り、その差（あるいは比率）は実験段階が進むにつれて大きくなる傾向が見られる。具体的には、実測値と計算値の比が斜面肩で2～3倍、斜面先で3～5倍程度である。このように大きな差が出た理由としては、本研究で行ったFEM計算では材料非線形性はとり入れたものの、斜面内にき裂が発生したときの効果や材料のクリープ変形特性については特に考慮しなかったことによると考えられる。特に後者については、実測において一定荷重の下での変形の時間遅れが観

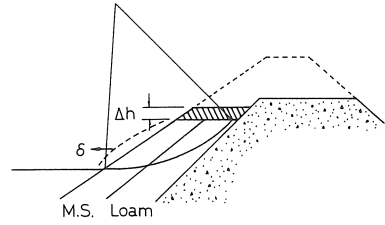


図-15 本堤コア盛土

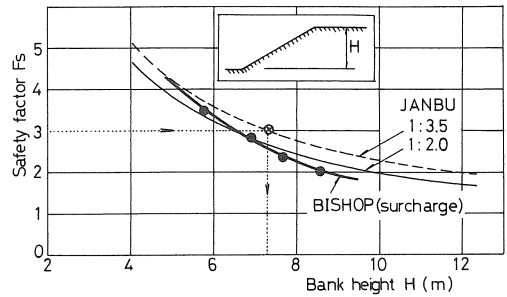


図-16 均一斜面の  $F_s \sim H$  関係

察されており、これがかなりの割合を占めるものと想像される。

### 5. 施工管理に関する検討

盛土破壊実験の結果、その解釈、およびFEMとの整合性については以上に述べたとおりである。本章では以上の結果を踏まえて、長柄ダム本堤EL.60m以上の盛土における安全性の管理方法およびその考え方について、二、三検討した結果をまとめる。

本堤盛土の安全性を管理していくときの考え方としては、図-15に示すように、コア部（ローム）および抑え盛土部（泥岩）を盛立てていく場合のすべり安全率  $F_s$  や斜面の変形量  $\delta$  を幾つかの盛土段階について予測し、それらの値が許容値内に納まるか否かを検討していくことになる。そして、この予測を行うに当たっては、破壊形態の類似性から考えてC-1実験の結果を参考にするのが自然と考えられる。

そこで、まず図-16では、盛土が均一材料から成るとした場合の盛土高  $H$  とすべり破壊の安全率  $F_s$  の関係を調べてみた。図中●印はC-1実験に対する安定計算結果であり（図-8）、 $H$  として天端載荷重を実験盛土高に換算したときの斜面高をとった。一方、細い実線と破線はJanbuの安定図表<sup>7)</sup>から求めた均一斜面に対する  $F_s \sim H$  関係であり、実線は実験盛土と同じ条件（斜面勾配1:2.0、 $\gamma_1=1.3\text{tf/m}^3$ 、 $c_u=0.36\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi_u=4.8^\circ$ ）に対する解、破線は本堤コア盛土（斜面勾配1:3.5、 $\gamma_1=$

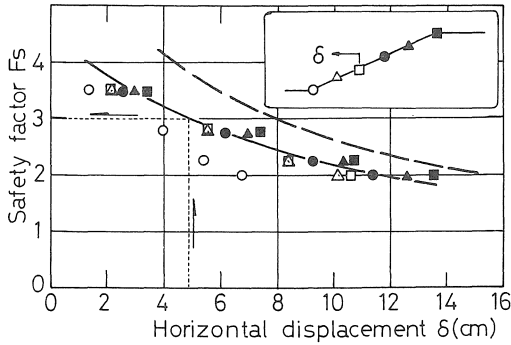


図-17  $F_s \sim \delta$  関係 (C-1 実験)

$1.35 \text{ tf/m}^3$ ,  $c$ ,  $\phi$  値として盛土確認試験による値  $c_u = 0.41 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\phi_u = 3^\circ$  を用いる) に対する解である。実線と●印が一致しないのは、解析方法による差もあるが、計算条件の違い(実線は単純斜面、●印は天端載荷の解)の影響の方が大きいと思われる。

図-16の破線によって本堤コア盛土の安定性に関する1つの指標が得られる。すなわち、圧密による強度増加を期待せずに、ほぼ非排水の状態で盛立っていった場合、 $F_s$  がある値以上に保つためには盛土高  $H$  をいくりに制限すべきか、あるいは逆に、盛土高が  $H$  のとき  $F_s$  がどの程度になるかなどである。しかし、C-1 実験ですでに確認されているように、ローム土のように破壊に至るまでの変形量が相当大きい材料では、安定計算による  $F_s$  の値が比較的大きい段階でも斜面の変形はかなり進行する。

そこで、図-17ではC-1 実験における代表的な実験段階について、安定計算による  $F_s$  の値と斜面表面の水平変位量  $\delta$  の関係を調べてみた。図には表面上の全点における測定値をプロットしたが、斜面先部を除けばほぼ一様変形を示すことが分かる。斜面先では前面の水平部によって変形が抑えられるが、その拘束の程度は近傍土の状態などによって微妙に変化することが予想される。すなわち、斜面先の測定値には斜面の安定性以外の不確定要素が介入することが考えられるので、図ではこれを除く他の点の測定値を実線で近似して1つの関係で表現してみた。

図-17において、例えば  $\delta$  の許容値を5 cm に設定したとすると、点線で示したように所要安全率は  $F_s \approx 3.0$  である。これを図-16にあてはめると、本堤盛土における限界盛土高(非排水状態で一時に盛立ってよい高さ)は約7.3mになる(⊗印)。また、この逆の手順を踏むと、ある盛土高まで盛立ってた場合の変形量が予測できることになる。ただし、図-17の  $\delta$  の値はC-1 実験の初期盛

土高  $H = 4.6 \text{ m}$  を基準にした(この時点をも  $\delta = 0$  とした)値であるから、実際の適用に当たっては、4.6mの盛土中に生じる変形量分だけ何らかの形で補正する必要がある(例えば、図-17の実線を補正量だけ右に平行移動して使用する)。この補正量を概算してみると、まず図-16で  $H = 4.6 \text{ m}$  に対し  $F_s \approx 4.5$ 、これを図-13に適用すると斜面内の平均  $\gamma \approx 0.5\%$ 、そして図-14の実測値から  $\delta = 2 \sim 3 \text{ cm}$  程度と考えられる。図-17には  $\delta = 3 \text{ cm}$  だけ実線を右に平行移動したものを破線で示したが、この関係を用いて先と同様に  $\delta$  の許容値を5 cmとした場合の限界盛土高を求めると、 $F_s \approx 3.7$  を介して  $H \approx 5.8 \text{ m}$  が与えられる。

以上のようにして盛土高  $H$  と変形量  $\delta$  の関係がすべり安全率  $F_s$  を介して議論できることになるが、実際問題としては、 $\delta$  の許容値をどのように、どの程度に設定すべきかが施工管理を進める上で重要な検討事項になる。また、上の議論に汎用性を持たせるためには、盛土破壊実験など多大の労力を費やすことなく  $F_s \sim \delta$  の関係が作成できる方法を案出することが必要と考えられる。前者については、盛土材料の力学的特性、盛土断面形状や高さ、あるいは構造物としての重要度などによって個々に異なるので、過去の崩壊事例などを参考にしながらケース・バイ・ケースで考えていくことになろう。また、変形を観測しながら施工を進め、得られたデータを解析して安定性を確認していく、いわゆる情報化施工の考え方を取り入れるのも1つの方法である。この場合、C-1 実験の破壊過程の説明に用いた図-9の側方変形係数などは、概念の簡明さから考えて有効な指標になると思われる。

前段後者の  $F_s \sim \delta$  関係の作成については、材料のクリープ試験と安定計算を組み合わせる以下の手法が簡便かつ有用性に富むものと考えられる。

1) 材料のクリープ試験を行う。一面せん断試験(垂直応力  $\sigma$ 、せん断応力  $\tau$ )において、 $\sigma$ 一定の下で  $\tau$  を  $\Delta\tau$ (せん断強さの1/10程度)ずつ応力制御で載荷すると、水平変位  $\delta$ (または  $\delta$  と供試体径  $D$  の比  $\eta = \delta/D$ : 以下クリープ率と呼ぶ)は図-18(a)のように時間の関数で示される。実験の時間的制約から、各段階の最終クリープ量  $\delta_f(\eta_f)$  は次式を用いて実験曲線から推定する( $\mu$ : 時間係数)

$$\delta(t) = \delta_f \{1 - \exp(-\mu t)\}$$

各段階の  $\delta_f(\eta_f)$  を加算すれば、任意の  $\tau$  に対する累計クリープ量  $\delta_c(\eta_c)$  が求まり、図-18(b)のようなクリープ変形を考慮した  $\tau \sim \delta(\eta)$  関係が得られる。

2) 分割法により安定計算を行ってすべり破壊の安全率  $F_s$  を求める。この際、各帯片においてベクトル図を作



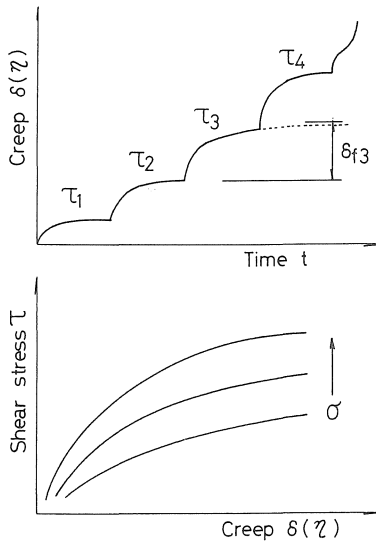


図-18 クリープ試験

成するか、または計算により、すべり面上の垂直力  $N_i$  と  $T_i$  を求め、これらを底辺長  $l_i$  で除して垂直応力  $\sigma_i$  とせん断応力  $\tau_i$  を計算する。

3) 各帯片における  $(\sigma_i, \tau_i)$  の組合せを図-18(b)にあてはめると、対応するクリープ率  $\eta_i$  が求まるので、クリープ変形量は  $\eta_i \times l_i$  で与えられる。これを全帯片について累計すると斜面全体のクリープ変形量が定まり、2) で求めた  $F_s$  と対応させて  $F_s \sim \delta$  関係が作成できる。

上記の手法でC-1 実験の最終段階(天端載荷3.5m)におけるクリープ変形量を求めた結果、125mm が得られた。この値は斜面先を除く実測値の平均(図-17の実線)が約120mmであることを考えると、極めて良く対応していると言える。

### 6. おわりに

土構造物の破壊予測や安定性の評価において、変形に着目することの重要性はすでに多く指摘されており、検討の具体的な方法についても幾つかの有用な手法が提案されている。これらは、崩壊を含む実測例に基づいたもの、室内実験を手掛りとしたもの、さらに精密な FEM 解

析によるものなど、アプローチの方法にも様々な形態が見られる。しかし、既応の研究には成層地盤の問題、例えば地盤上の盛土載荷や地盤の掘削、を扱った例が多く、フィルダムのような盛土斜面を対象とした事例は少ない。この意味で、本研究のような検討は今後の盛土設計において有益な資料を与えるものと考えているが、検討の方法や結果の解釈において必ずしも議論が十分でない面があることも否めない。この点については、本堤盛土の施工管理結果などを解析しながら、再度検討を加え議論を深めたいと考えている。

末尾ではあるが、本研究の基礎となった実大盛土斜面の破壊実験の計画・実施に当り協力頂いた水資源開発公団房総導水路建設所の職員各位、実験結果の解析業務をされた日本技研(株)の大山英治・村瀬祐司両氏に深く感謝の意を表する次第である。

### 参考文献

- 1) 富永真生・橋本正治：側方変位の現場計測による盛土の施工管理について、土と基礎、第22巻11号、43-51、1974.
- 2) 松尾 稔・川村國夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究、土木学会論文報告集、第241号、81-91、1975.
- 3) 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測、土木学会論文報告集、第301号、93-104、1980.
- 4) 山口柏樹・大根義男：フィルダムの設計及び施工、技報堂、東京、1973.
- 5) Bishop, A. W.: Some Factors Controlling the Pore Pressure Set Up during the Construction of Earth Dams, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 2, 294-300, 1957.
- 6) 柴田 徹：盛土の安定性と側方流動、土と基礎、第30巻5号、3-6、1982.
- 7) 中瀬明男・中ノ堂裕文・日下部治：斜面および盛土のための安定図表、技報堂、東京、1973.

(受理 昭和60年1月30日)