

## コア型ロックフィルダムのハイドロリックフラクチャーリング に関する研究

### Study on Hydraulic Fracturing of Core-type Rockfill Dams

大根義男\* 成田国朝\* 奥村哲夫\* 村瀬祐司\*\*

Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA, Tetsuo OKUMURA and Yuji, MURASE

**ABSTRACT:** The mechanism of hydraulic fracturing in the core-type rockfill dams was studied in this paper. Series of laboratory seepage fracture tests were carried out on fill materials to investigate the relationship between the hydraulic gradient at failure and the state of effective confining pressures. FE stress analysis was made on a typical model rockfill dam, to examine the process of stress redistribution in the core zone due to wetting and the local stress states to be compared with hydraulic conditions. These results were summarized to propose a practically useful procedure of evaluating the possibility of hydraulic fracturing in rockfill dams.

#### 1. はじめに

アースダムやロックフィルダムは、初期湛水時にしばしば崩壊することがあるが、このことはダム技術者にとって極めて深刻な問題である。この種の崩壊は通常2つのカテゴリーに分類することができ、その1つは均一型アースダムの上流斜面に発生するすべり破壊である。これは不飽和状態の堤体斜面が貯水により飽和し、せん断強度が低下することによりせん断破壊を起こすものである<sup>1)</sup>。

また、他の1つは主としてコア型ロックフィルダムで経験される崩壊でコア内部の浸食によって発生する、いわゆる水理的破壊現象によるものである<sup>1)</sup>。

本研究は上記のうち、コア部の水理的破壊現象に関するものであるが、著者らのこの問題に関する研究は1976年に遡る。すなわち1976年5月アメリカ内務省開拓局により建設されたTeton Damが崩壊し、世界のダム技術者に対し大きな衝撃を与えたが、このダムの崩壊原因として水理的破壊が挙げられた<sup>2, 3, 4)</sup>。そしてこれを機に、ダムの水理的破壊現象(ハイドロリックフラクチャー; 以下HF)に関する研究が各機関や研究者の間で盛んに行われるよう

になった。

しかし、水理的破壊現象が原因で崩壊したダムはTeton Damが始めてではなく、1950年にはStockton Creek Dam<sup>5)</sup>、1967年にはBolder Head Dam<sup>6)</sup>などが崩壊し、その原因として水理的破壊現象が挙げられた。このためこの当時からこの問題に関する研究が行われ、様々な角度からその発生機構の議論がなされている。

本研究ではこれらのダムの崩壊形態を分類し、崩壊に至る過程を議論し、また崩壊は有効拘束圧と動水勾配に支配されることを示し、さらに水理破壊の判定方法を提案した。

#### 2. 水理的破壊現象の発生機構

水理的破壊現象については様々な角度から、また方法によって説明がなされている。例えばボーリング孔を利用した現場透水試験やグラウチング作業において、注入圧を徐々に上昇させた場合、注入量はある圧力で突然増大する。このことは土中に施工水圧による破壊の発生を意味することから、この現象を以て水理的破壊現象と定義している研究が最も多く見られる。確かにこの定義は一般に理解し易い。しかし、フィルダムのコア内において、注水試験で

\* 愛知工業大学土木工学科(豊田市)

\*\* 愛知工業大学大学院博士課程(豊田市)

経験されるような水圧分布の発生は特殊なケースを除いてほとんど考えられない。

2.1 現場透水試験の破壊圧力

ボーリング孔を用いた現場透水試験において、圧力の増加に伴い注水量が急激に増加することは、土中に亀裂が発生し水道が形成されたことを意味し、この状態が長期間継続すれば、土粒子は流亡し、遂には土中の崩壊を招くことになる。図-1はボーリング孔を用いた注水試験結果の一例である。図で明らかに注水量  $q$  は a) 点で急増し、その後も注入圧  $p_w$  の増加に伴い比例的に  $q$  も増加する。しかし、注入圧が b) 点を過ぎると  $q$  は、① 逐次減少し c) 点に至るケースと、② 一層増加し d) 点に至るケースに分かれる。

①のケースは土中に発生した亀裂の拡大がある範囲で止まり、その後土粒子の流動により目詰まりを起こし、 $q$  は減少傾向を示す。この現象について一部では完全な水理的破壊ではないという意見もあるが、c) 点から減圧した場合、 $q$  は a) 点に戻らないことから a) 点を破壊水圧  $(p_w)_f$  と定義するのが妥当である。また、②のケースでは水圧によって土中に発生した亀裂が、地表面あるいは地中の潜在亀裂に連絡 (パイピングの発生) したことを意味し、これによって土粒子は流亡し、 $q$  も一層増加することになる。

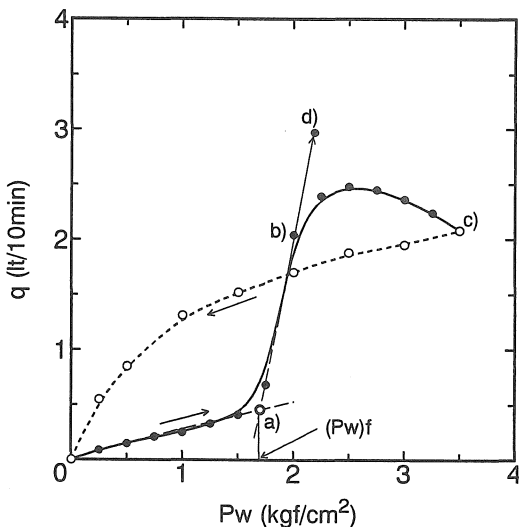


図-1 注水試験における注水量  $q$  ~ 注入圧  $p_w$  関係の一例

図-2はボーリング孔を利用した現場透水試験における、破壊圧力  $(p_w)_f$  と土中深度  $z$  との関係を示したものである。この図から、土中における水理的破壊の現れる条件として次式が得られる。

$$(p_w)_f \geq A \cdot \rho_t \cdot z \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 $A = f(\sigma_t)$  であり、砂質土では  $A \approx 1.3 \sim 2.2$ 、粘性土では  $A \approx 2.9 \sim 4.5$ 、また  $\sigma_t$  は土の引張強度と考えてよい。

フィルダムの貯水時において式(1)は、特殊なケースを除いて常に  $(p_w)_f \leq A \cdot \rho_t \cdot z$  であり、したがってフィルダムのコア内部では、ボーリング孔を利用した注水試験で見られるような水理的破壊は発生しないことになる。しかし、特殊なケースとして図-3に示すような地質条件下では、地下水位の上昇による破壊が考えられる。すなわち、ダムサイト地山の地質が透水性層と不透水性層との互層から成り、透水性層の地下水は築堤によりその出口を失

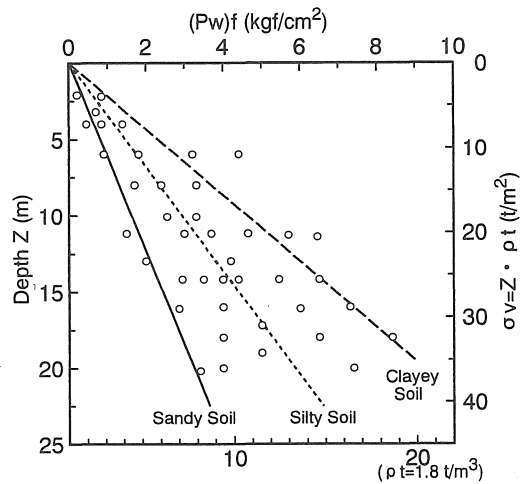


図-2 現場透水試験における破壊圧力  $p_{wf}$  ~ 深度  $z$  関係の一例

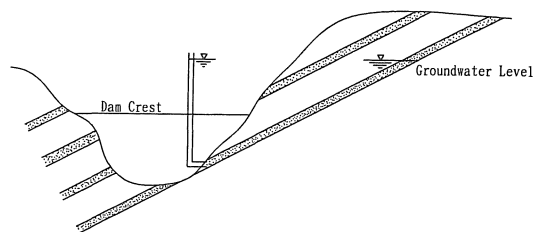


図-3 ダムサイト地山内透水性層の地下水位上昇

い、これにより層内の地下水位が上昇し、破壊条件  $(p_w)_t \geq A \cdot \rho_t \cdot z$  を満たすからである。

2.2 フィルダムの水理的破壊現象の発生条件

水理的破壊現象により崩壊したと思われる代表的なダムの特徴を整理してみると、以下の如くである。

1) Stockton Creek Dam<sup>5)</sup>

このダムの崩壊は、右岸側アバットメントのクレスト付近で発生した。この時の貯水池はほぼ満水位に達し、崩壊は満水位より4~5mの水深付近で発生し(図-4の(A)点)、図-4に示した範囲が流失した。またコアトレンチの縦断勾配は同図で明らかのように、崩壊が発生した部分においてその勾配は急変し、コア部の不等沈下を惹起する形状であった。すなわち、(A)点や(B)点のアバットメントの勾配急変部付近では不等沈下が起こることになるが、

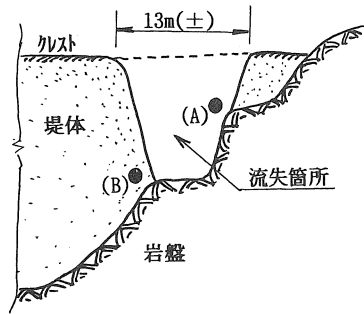


図-4 HFによる堤体材料の流失 (Stockton Creek Dam)

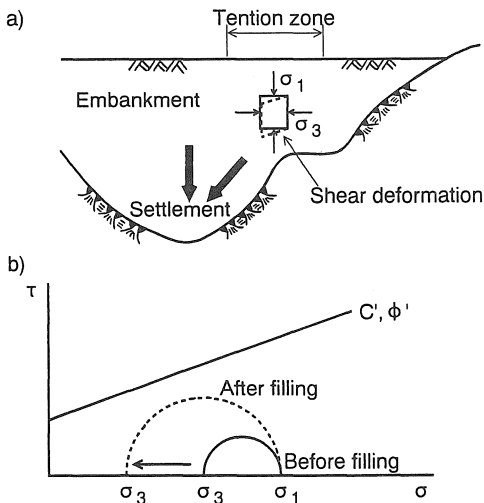


図-5 アバットメントこう配急変部の応力・変形 (Stockton Creek Dam)

これによって図-5の如きせん断変形が起こる。この変形は土中に引張領域を形成することになり、水理的破壊条件を満たしたものと推測される。

2) Bolder Head Dam<sup>6)</sup>

このダムのコア部の形状は図-6に示したように、水理的破壊が発生したと思われる部分において勾配が急に変化している。このことは勾配の変化点付近より下部のコアが沈下した際、上部のコアは周辺摩擦により支持され、したがってこの部分においては不連続な沈下が起こり、拘束圧が低下することになるが、更に沈下が進行すれば亀裂が発生することになる。このことから本ダムの破壊は、拘束圧の低下から亀裂発生過程において起きたものと思われる。なお図-7はコアの勾配変化点付近の沈下時の応力状態を示したものである。

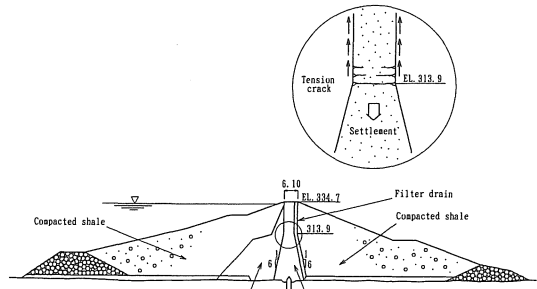


図-6 コア部のこう配変化点付近でのHF破壊 (Bolder Head Dam)

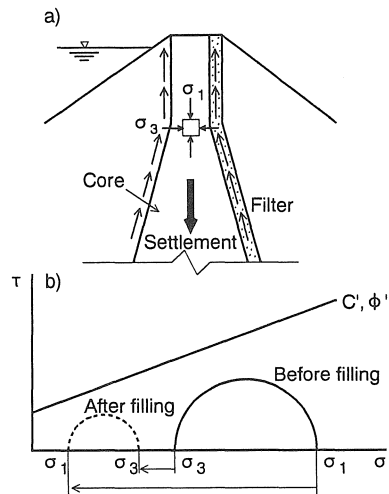


図-7 コア部のこう配変化点付近の沈下時応力状態 (Bolder Head Dam)

### 3) Teton Dam<sup>2, 3)</sup>

このダムのコア敷には図-8に示したように堤高の1/2より僅かに低い位置(EL:5100ft)に水平部が存在し、更にコア敷内には深さ70ftに及ぶコアトレンチが設けられていた。水理的破壊現象は右岸側のコア敷水平部付近で発生し、これが上方に拡大したものと考えられる。本ダムのコア敷の水平部の形状およびコアトレンチの形状は、Stockton Creek Damの場合と同様、コア部が沈下した際、アバットメント付近のせん断変形やアーチング現象の誘因となる。すなわち、コア敷水平部付近では図-5と同様の変形及び応力状態となり、コアトレンチ周辺では図-6に示したように、Bolder Head Damと同様の応力状態となり、水理的破壊の誘因となったものと思われる。

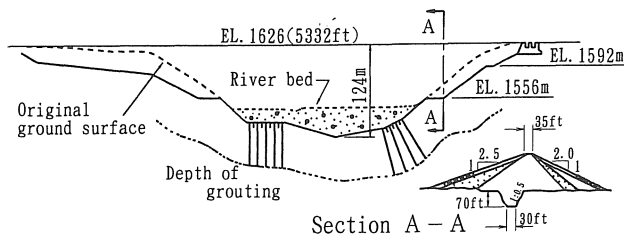


図-8 Teton Dam のコア敷

以上、水理的破壊現象の誘因と形態について、実ダムにおいて経験した事実に基づいて述べたが、これらの崩壊例を通じて、崩壊に最も寄与するのは堤体(特にコア部)の沈下・変形であるという点が明らかになった。

沈下現象は言うまでもなく、圧密によるものと土の骨格構造の破壊、すなわちカラースによるものの2種に大別される。圧密現象による沈下は、一般には長期に亘るのでアバットメントの形状に比較的なじみやすく、したがって短期間にコア内部に亀裂の現れることも少ない。これに対し、カラースによる沈下は不飽和土が飽和する際に起こり、同時に強度低下も起きるので、沈下や変形も大きく急速であり、水理的破壊現象は一層起こりやすくなる。

成田はアバットメントの形状と盛土終了後に生ずるひずみ量から、コア部の引張領域を推定する手法を提案し、図-9を作成した<sup>7, 8)</sup>。同提案では施工中から施工後の全沈下量(S t)を次式で表し、

$$S t = W_0 \cdot (\gamma H / E) \quad \text{----- (2)}$$

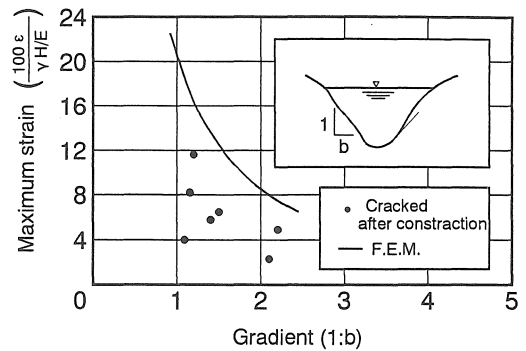


図-9 引張り領域の推定

また、施工中に起こる沈下量(S a)を次式で与えている。

$$S a = A \cdot S t \quad \text{----- (3)}$$

$$A = (100 - U) / 100$$

ここで  $W_0$ : 定数(=1/2).

$\gamma$ : 土の単位重量

H: 堤高

E: 圧密試験から定まる弾性率

U: 施工中の圧密度

$\epsilon_t$ : 破壊ひずみ

である。

例えば、堤高50m、 $\gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、 $E = 100 \text{ kgf/cm}^2$ 、残留沈下量  $A = 0.25$  とし、 $\epsilon_t = 0.4$  とすると、 $100 \epsilon_t / (\gamma H / E) = 16$  となり図-9より  $1/b = 1.2$  となる。この値には安全率(F s)が考慮されていないので  $F s = 1.5$  とすると、同図より  $1/b = 1.7$  となる。すなわち、この種の材料を用いてダムを構築する場合、クレスト付近において引張領域の発生しないアバットメントの平均勾配は  $1:1.7$  より緩くすることである。

この提案は簡便で実務的であり、ダム設計時に極めて有効である。しかし、この方法は盛土終了後の圧密沈下を対象としたもので、カラースによる沈下・変形は含まれていない。

カラースはすでに述べたように、不飽和土が飽和する際に起こるので、式(2)のEの代わりに図-10に示した  $E_c$  を用いることにより、貯水時の沈下量を求めることができる。

また、亀裂の深さ(Z c)について調べてみると、Z cは引張領域において土圧論から水平土圧( $\sigma_h$ )をゼロとして求めることができるので、

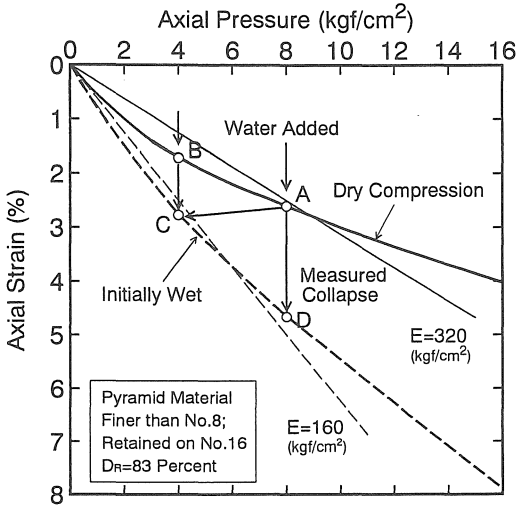


図-10 カラープessによる構造破壊

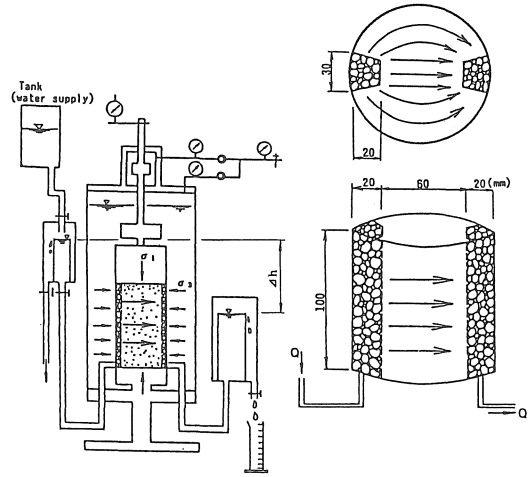


図-11 HF実験装置(Test 1)

$$\sigma_h = K a \cdot \sigma_v$$

$$= \gamma_t \cdot Z c \cdot \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) \quad \text{---- (4)}$$

$$\therefore Z c = (2c / \gamma_t) \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) \quad \text{---- (5)}$$

となる。言うまでもなく、 $Z c$ が貯水位以内に達すれば水中に没した亀裂部では、当然のことながら水理的破壊現象が起こることになるが、 $\sigma_h$ が十分減少し $\sigma_h \neq 0$ の応力条件下でも水理的破壊の可能性が考えられる。

これを確認するため以下の2種類の実験が行われた。

**Test 1:** 三軸試験装置を用いて初期応力状態を $\sigma_1 = \sigma_3$ とし、動水勾配を一定下において透水試験を行いながら $\sigma_3$ を段階的に減じ、破壊の発生する応力状態を明らかにする。このTestは図-5を想定したものである。

**Test 2:** 有効鉛直応力( $\sigma_v'$ )を一定下において透水試験を行い、動水勾配を段階的に増加させ、破壊時の動水勾配( $i_t$ )を明らかにする。この試験は図-7の応力状態を想定したものである。

### 3. 水理的破壊実験

上記Test 1 に対しては図-11に示した装置を、またTest 2 に対しては図-12に示す装置を用いた。

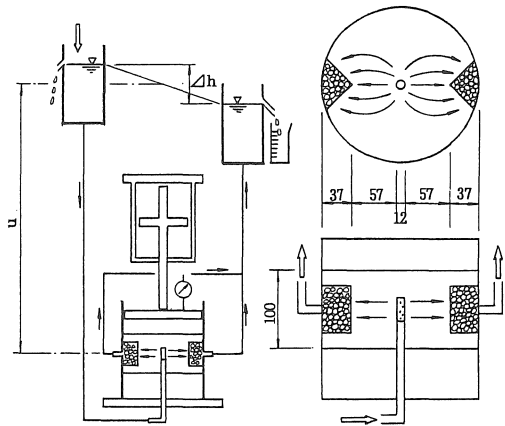


図-12 HF実験装置(Test 2)

#### 3.1 供試体

実験に用いた材料は、Test 1 に対しては図-13に示したa)材料(統一分類SM)、またTest 2 に対しては同図のb)材料(同SC)を用いた。供試体の作成は、a)、b)材料をProctorの基準に従って突き固めて作成した。また供試体の乾燥密度、含水比等については、Test 1 の場合図-14に示したB、C、Dの3点、Test 2 ではEの1点とし、これらに対して実験が行われた。表-1に両実験の条件を示す。

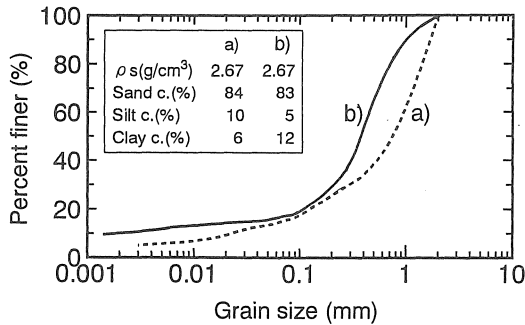


図-13 実験に用いた材料(Test 1, 2)

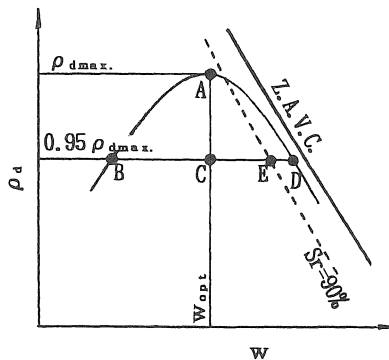


図-14 供試体の  $\rho_d \sim w$  関係(Test 1, 2)

表-1 HF試験の条件

	Test-1	Test-2	
応力条件 浸透条件	初期応力状態 : $\sigma_1 = \sigma_3$ $\sigma_1 = 1, 2, 3$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) $i = 5, 10, 20$ $\sigma_3$ : 徐々に減少	$\sigma_v = 0.5$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) $\sigma_v' = 0.1, 0.2, 0.4$ $i$ : 徐々に増加	
供試体	試験点	B C D E	
	密度	$0.95 \times \rho_{dmax.}$ ( $\rho_{dmax.} = 1.86$ g/cm <sup>3</sup> )	$0.95 \times \rho_{dmax.}$ ( $\rho_{dmax.} = 1.85$ g/cm <sup>3</sup> )
	含水比 w (%)	9.4 13.7 16.8	17.6
	飽和度 Sr (%)	49.1 71.6 87.8	90.0

### 3.2 実験方法

Test 1 では図-11で明らかなように、円柱供試体の片面の溝から給水し、他方の片面の溝へ排水した。そして動水勾配 ( $i$ ) を一定とし、等方応力状態 ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ) から  $\sigma_3$  を段階的に減じ、浸透量を測定した。

また Test 2 では図-12に示したように、円柱供試体の中央から給水し、両端の溝に排水した。この場

合、有効鉛直応力を一定とし、動水勾配を段階的に増やし、破壊時の動水勾配 ( $i_f$ ) を明らかにした。

### 3.3 実験結果

#### (1) Test 1

試験結果を図-15、16に示した。図-15は流量  $q$  と応力比 ( $\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_c$ ) との関係であるが、図で明らかなように応力比を段階的に増すと流量は急激に増加する。この増加点を図中に示した如く求め、破壊応力比 ( $\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_c$ )<sub>f</sub> とする。同様の試験を動水勾配 ( $i$ ) を変化させて行い、破壊時の  $i$  を ( $i_f$ ) として ( $\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_c$ )<sub>f</sub> と ( $i_f$ ) との関係をもとめたのが図-16である。図中 B, C, D はそれぞれ図-14に対応している。

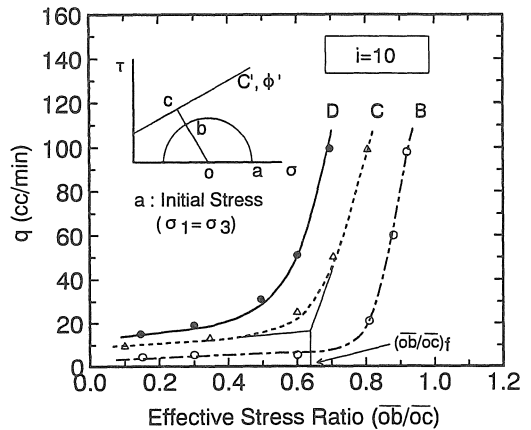


図-15 流量  $q \sim$  応力比関係(Test 1)

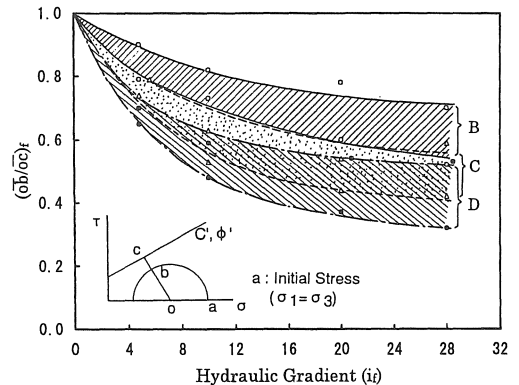


図-16 破壊時の応力比と動水勾配(Test 1)

## (2) Test 2

図-17は実験結果の代表例( $\sigma_v' = 0.4\text{kgf/cm}^2$ )である。横軸・縦軸は、それぞれ流量 $Q$ 、動水勾配 $i$ であり、図中に示した斜線は両者が正比例にある場合の勾配を表している。したがって動水勾配 $i$ の変化に伴う測定流量が、これらの斜線に沿って変化する間は、ダルシー則が成立するいわゆる層流状態にある(透水係数が一定)。同図では概ね $i \approx 40$ 付

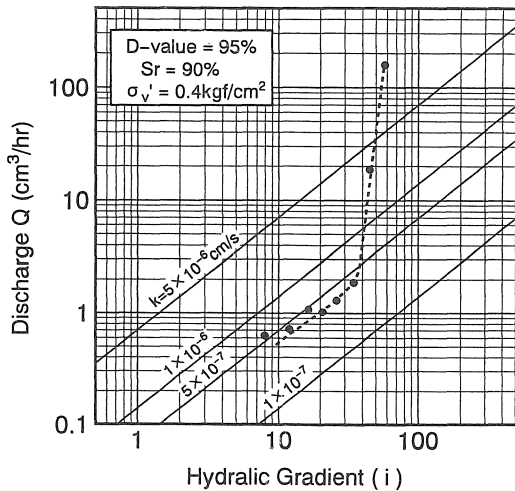


図-17 流量 $Q$ ～動水勾配関係(Test 2)

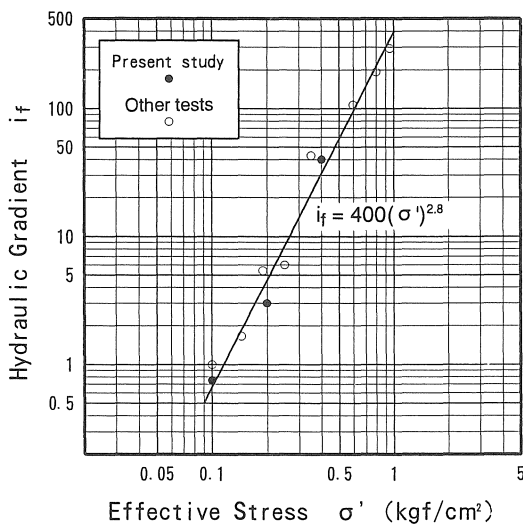


図-18 限界動水勾配と有効応力の関係

近まで比例関係が認められるが、それ以降は急激な流量増大が現れる。この急変点の動水勾配を $\sigma_v' = 0.4\text{kgf/cm}^2$ における破壊点( $i_f$ )とすると $i_f = 40$ となる。図-18はこのように定めた $i_f$ と $\sigma_v'$ の関係を示している。なお、図中には同様な実験装置を用いて行われた実験結果(SM-CL材料、締固め密度:  $0.95\rho_{dmax}$ )も併記されている。

## 3.4 結果の考察

不等沈下によって生ずる応力分布を想定し、Test 1, 2を行った。この結果アバットメント付近の破壊時の応力比と動水勾配との関係、およびコア内部が不等沈下を起こした場合の有効拘束圧と破壊動水勾配との関係が明らかになった。図-16のB, C, Dで明らかのように、同一締固め密度であっても湿潤側で締固めることによって、破壊に対する抵抗性はかなり大きくなる。

また、堤体の変形解析を行い堤体内の応力分布が明らかになれば、この実験結果を用いて水理的破壊現象の評価が可能となる。以下は堤体コア部の変形解析(FEM)を行い、水理的破壊現象に関して検討した結果である。

## 4. FEM解析

## 4.1 解析条件

Teton Damの例で見られるように、HFが主因と考えられているダムの破壊例は、多くの場合、初期湛水時に生じている。不飽和なコアゾーンが浸水飽和すると、サクシジョンの消滅に伴う変形(カラプス)が生じ、堤体内部の応力再配分がおこなわれる。

他方、中心コアタイプのロックフィルダムでは、コアとフィルターの構造的な形状あるいは両者の剛性の差によってアーチング現象が生じ、コアゾーン内部への応力伝達が阻害される。

このようなカラプスやアーチング現象による拘束応力の低下は、実験結果も示しているようにHFに対する抵抗性を低下させることとなる。ここでは中心コアタイプのロックフィルダムの初期湛水時を想定し、有限要素法を用いてコアゾーン内部の応力状態を求める。そして応力状態と動水勾配の関係を実験結果と対比することによってHF発生に対する評価を行おうとするものである。

図-19は堤高80m, 上下流斜面勾配がそれぞれ1:2.5、1:2.0のダム横断面の要素分割図である。コアゾーン内部は予め湛水に伴う浸潤線の形成を予想<sup>9)</sup>した要素分割としている。また瞬時に満水貯水がなされたものとし、その後の時間経過とともに形成される浸潤線形状とその時の応力状態を追跡していく。

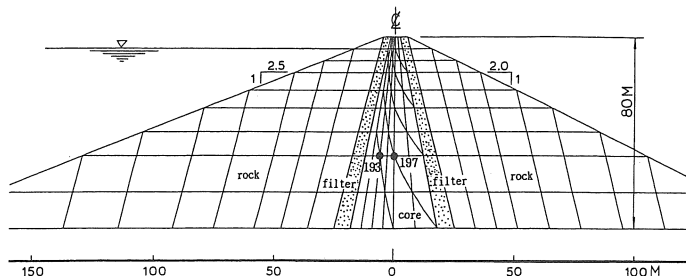


図-19 解析断面と要素分割

図-10の太い実線及び破線は、ピラミッドダム(Pyramid Dam) 築堤材料のカーブスを算出した結果である<sup>11)</sup>。解析では同図に示される沈下特性をコアゾーンに導入し、有効応力の立場から不飽和部分に $\rho_t$  (湿潤重量)、浸潤線以下の飽和部分に $\rho_{sub}$  (水中重量)を用いた。

また不飽和状態から飽和状態への移行には、飽和に伴う有効応力の減少を伴いながら沈下が進行する。図-10ではA→Cへの状態変化に対応する。解析ではこれをA→BおよびB→Cの2ステップに分割して求めている。前者のA→Bは飽和に伴う有効応力の減少を、そして後者は飽和に伴う軟化により沈下が生じたことを表している。解析に用いた物性値を表-2にまとめた。

なお、解析は弾性線形解析とした。

表-2 解析に用いた物性値

	コア		フィルター		ロック	
	不飽和	飽和	不飽和	飽和	不飽和	飽和
E kgf/cm <sup>2</sup>	320	160	800		1000	
$\nu$	0.4		0.35		0.3	
$\rho$ g/cm <sup>3</sup>	2.0	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0

注) フィルター, ロックとも想定値

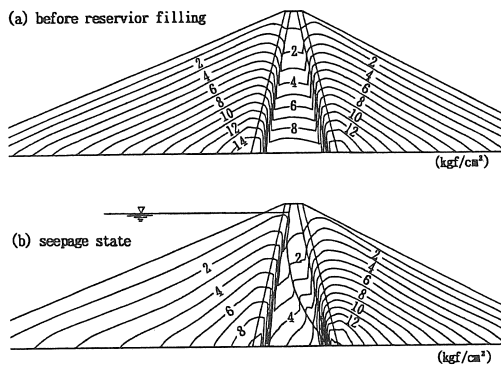


図-20 鉛直応力分布

4.2 堤体内部の応力状態と変形

図-20に鉛直応力 $\sigma_v'$  (有効応力)のコンターを示した。図a)は湛水開始以前の結果であり、図b)は浸潤線が形成されていく代表的プロセスを示している。図a)では前述したように、コアゾーン内部で自重が下方へ十分に伝達されないアーチング現象がうかがわれる。また図b)ではコアゾーン下方部で浸水飽和に伴う有効応力の低下が明瞭に現れている。

一方、図-21は上記のアーチング現象を定量的にとらえたものである。すなわち、コアゾーンを中心として上下流ロックゾーンに至る同一標高の各点に着目し、解析で得られた $\sigma_v'$ とその点における土柱高( $\gamma h$ 、水面下では $\gamma' h$ )の比 $\sigma_v'/\gamma h$ を求めている。図から判断されるように、コアゾーン内部では浸水に伴ってアーチングの程度が助長され、有効拘束圧が減少する傾向にあることが知れる。

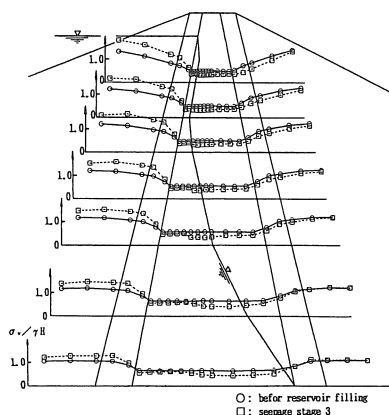


図-21 アーチングによるコア部鉛直応力の減少



同様に、図-22は浸水飽和に伴う沈下量を求めており、浸潤線位置での沈下が卓越することが知れる。

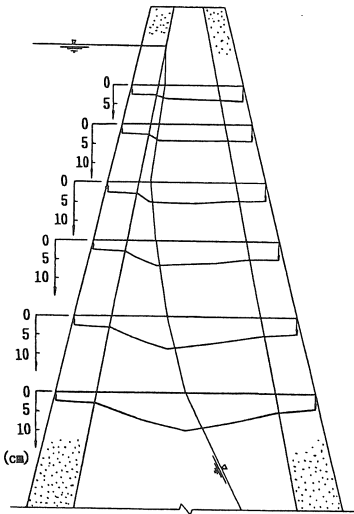


図-22 浸水飽和によるコア部の沈下

4.3 HFに対する評価

HFに対する評価は以下のように行った。

実験結果は有効拘束圧 $\sigma_v'$ に対して、対応する限界動水勾配 $i_r$ が得られている。コアゾーン内部の広範な応力状態に対して実験結果を適用するために、応力比 $\sigma_v'/\sigma_{v0}'$ を導入する。 $\sigma_v'$ は各貯水段階における有効鉛直応力、そして $\sigma_{v0}'$ は湛水前の応力値である。

一方、動水勾配 $i$ はコアゾーン内部の浸透が水平方向に行われるものと仮定し、浸透路長 $d$ を着目する点のコアゾーン上流面からの水平距離、水頭差 $\Delta h$ を湛水面までの標高差として $i = \Delta h/d$ で定義する。

図-23は代表的節点(P.193およびP.197; 図-19参照)について、応力比と動水勾配の関係を貯水段階毎に追跡したものである。P.193ではStage3となった段階で実験結果による限界動水勾配 $i_r$ を上回り、P.197ではHFに対する危険度が増す方向で推移している。今、同図中の●印で示したように、この点の安全率 $F_s$ を $F_s = i_r/i$ で定義し、コアゾーン内部の安全率分布を調べると図-24が得られる。なお、各貯水段階での動水勾配算定に際して、前の

段階で $F_s < 1$ となった領域に対しては、破壊後の措置としてこれらの領域を浸透路長に含まないものとした。

これらの結果からHFに対して、次のように考察される。

湛水初期のコアゾーン上流面付近では、浸水飽和に伴う沈下と応力の再分配によって、限界動水勾配に近いか、あるいはこれを上回る状態となる。そしてこの部分が水理的破壊(HF)を起せば、更に下流側の領域に対して動水勾配の上昇と沈下をもたらすことになる。この状態が下流フィルターに達し、フィルターが十分でない場合には破局的なパイピングにつながるものと考えられる。

解析結果では、下流側フィルターに達する破壊領域は見られなかったものの、コア材やフィルター材の物性値、あるいはコアゾーンとフィルターゾーンの形状、さらにはアバットメントの縦断形状如何によっては、破壊領域が下流側に達する可能性のあることは想像に難くない。

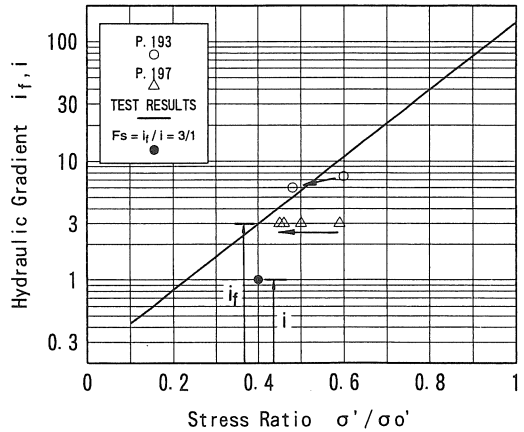


図-23 動水勾配と応力比( $\sigma_v'/\sigma_{v0}'$ )の関係

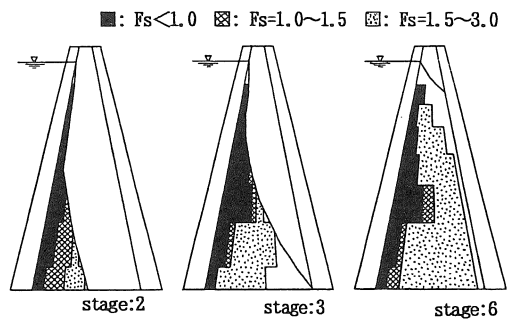


図-24 コア一部の安全率分布

## 5. 結論

コアゾーンの不等沈下によって生ずる応力分布の変化を想定して室内実験を行った結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 同一締固め密度であっても、湿潤側で締固めることによってHFに対する抵抗性はかなり大きくなる (Test 1)。
- (2) HF発生時の動水勾配  $i_r$  と有効拘束圧  $\sigma'$  には、指数関係が認められる (Test 2)。
- (3) HFに対する評価方法として、カラープスを考慮した堤体の応力解析を実施し、ここで得られる応力状態と動水勾配の関係を調べることによってHFを評価する方法を提案した。HFを生じたダム事例では初期湛水の満水位に近くなった状態で、貯水深がせいぜい数メートルの地点 (標高) で生じていることが報告されている<sup>10)</sup>。
- (4) 解析結果では湛水初期の時点で、コアゾーン上流面の中高部で限界動水勾配に近いが、あるいはこれを上回るような領域が発生しており、実ダムとの対応が示唆されるとともに、ここに述べた一連の解析手法の有用性が認められる。

なお、本研究は文部省科学研究費補助金 (課題番号07455194) の援助を受けた研究であることを付記し、謝意を表する。

## 【参考文献】

- 1) Ohne, Y.: Failure Causes of Embankment Dams, Proceeding of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mech. and Foundation Engineering, Bangkok, 1991.

- 2) Teton Dam Failure Interior Review Group (1976a): First Interim Report on the Teton Dam Failure July 14.
- 3) Teton Dam Failure Interior Review Group (1976b): Second Interim Report on the Teton Dam Failure October 21.
- 4) Ohne, Y., Narita, K.: Some Consideration of the Teton Dam Failure, 1978.
- 5) Leonards, G.A. and Narian, J.: Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams, J. of Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.89, No.SM2, pp47-98, 1963.
- 6) Vaughan, P. R., Kuth, D. J., Leonard, M. W. and Pradoura, H.H.M.: Cracking and Erosion of the Rolled Clay Core of Bolder Head Dam and the Remedial Works and Adopted for its Repair, 10th ICOLD. Montorial, Vol.3, pp. 73-93. 1970.
- 7) Narita, K.: On the Mechanism of Crack Generation in Fill-Type Dams, Doctoral thesis submitted to Tokyo Institute of Technology, 1976. (in Japanese)
- 8) Narita, K., Ohne, Y.: A Study on the Crack Generation in Fill-Type Dams. Soil and Found. Vol.18, No.1. 1978.
- 9) 土木学会編: 水理公式集
- 10) Lo, K.Y. and Kaniaru, K.: Hydraulic Fracture in Earth and Rock-Fill Dams, Can. Geotech. J., Vol.27, pp.496-506. 1990.
- 11) Nobari, E.S. and Duncan, J.M.: Effect of Reservoir Filling on Stresses and Movements in Earth and Rockfill Dams. University of California, Report No. TE-72-1. 1972.

(受理 平成8年3月19日)