

フィルダムの耐震設計法に関する基礎的研究

Fundamental Study on the Seismic Design Method of Fill Dams

大根 義 男・成 田 国 朝・奥 村 哲 夫
Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA, and Tetsuo OKUMURA

ABSTRACT: Some discussions were made in this paper on the seismic design method of fill dams, through laboratory element tests on dynamic properties of fill materials, shaking table tests on model earth and rock fills, and FEM dynamic response analysis of embankments. The paper consists of discussions on 1) seismic failure patterns of fill dams observed in model tests and in the field, 2) applicability of the seismic coefficient method to rockfill slopes and the static and dynamic properties of the stable angle of friction of rock materials, 3) evaluation of seismic stability of earth and rock fills in terms of cyclic shear strains mobilized in the embankment during earthquake, by introducing the reduction of rigidity with increasing shear strain, and 4) the effects of differential settlement and arching action in the core zone on the re-distribution behavior of stresses during reservoir filling, and evaluation of the stability against hydraulic fracturing.

1. はじめに

我が国のダムの総数は30万個とも言われているが、これらのうちの90%以上は第二次世界大戦以前に築造されたもので、その規模は小さく(堤高15m以下)、しかもアースフィルダムである。しかし、戦後、諸外国主としてアメリカのダム建設技術が導入され、我が国にも大型のフィルダムが登場するようになり、御母衣ダムや牧尾ダムは当時建設された代表的な大型ダムとして知られている。

これらのダムは1960年頃に完成し、完成後今日までに大小数多くの地震に見舞われたが、いずれもダムの致命的な被害には至らなかった。特に牧尾ダムは昭和59年9月14日(1984年)に発生した長野県西部地震(M=6.8)に襲われ、震央がダムサイトから4km内であったにも拘わらず、堤頂部の一部に亀裂が発生し、また堤頂付近のロックの一部が滑落した

程度で、ダムの安定を脅かす程の被害には至らなかった^{1),2)}。

一方、これより6年程前の1978年に発生した宮城県沖地震(M=7.4)ではアースフィルダムを含む多くの土質構造物が被災した。このうちアースフィルダムに限っては亀裂や斜面のすべり破壊等の発生が多く見られたが、これらは何れも戦前から戦後間もなく築造されたものであった³⁾。ここでは、これらの被害形態を分類し、模型振動実験結果や応答解析結果を踏まえ、今後のフィルダムの耐震設計のあり方を議論してみた。

2. 被害形態

フィルダムが過去経験した地震被害を分類すると次のケースとなる。すなわち、

(1) 堤体中央部(コア部)に堤軸方向に発生する亀裂: この種の亀裂(図-1(a))は、アース

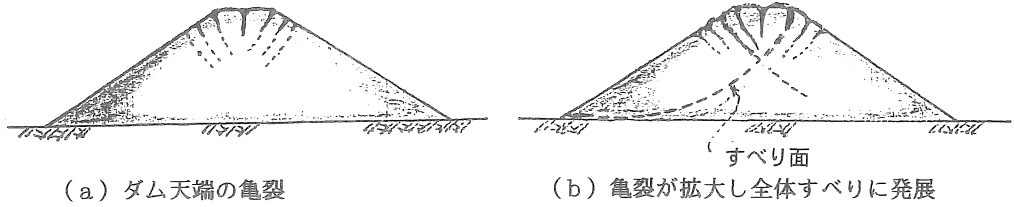


図-1 地震時の被害

フィルダム、ロックフィルダムに共通してみられるが、特にアースフィルダムの場合は斜面に直角方向に発生し、図-1(b)に示したように頭部は楔状の塊となり、またすべり面は地震力の増加に伴って拡大し、堤体全体のすべりに発展する。

- (2) ダム両岸付近に堤軸と直交方向に発生する亀裂：この種の亀裂(図-2)は地震時の堤体の沈下や振動の位相差によるものと思われ、したがって、主に谷の形状や堤高に支配されることになる。
- (3) 堤頂肩付近のロックの滑落：ロックフィルダムの斜面崩壊は主としてこの形態をとる。すなわちロックの滑落は堤頂付近の表層部に始まり、これが地震力の増加に伴って拡大する。

3. 模型実験に見られる破壊形態

均一型アースフィルダムと中心コア型ロックフィルダム(いずれも堤高2m)について振動実験(正弦波)を行った結果によると、その破壊形態は実ダムで観察されたものとほとんど同様であり、アースフィルダムの場合とロックフィルダムの場合とではかなり相違している。そしてその特徴は、アースフィルダムの場合は堤頂または堤頂付近に斜面と直角方向の亀裂が発生し、これが加振力の増加に伴って拡大し、円形に近いすべり面に沿って滑動する。しかし、堤体の静的せん断強度(c_u, ϕ_u)を求め、破壊したすべり面に沿って震度法を適用し、安全率(F_s)を求めてみると、 $F_s \geq 3$ となり、安定計算結果からは破壊の予測は困難である。

一方、ロックフィルダムについては、ロック単一材料を用いた堤体、および中心コア型の堤体に対して振動実験を行った。両者の破壊形態も上記実ダムの被害形態と同様、堤頂肩付近のロックの滑落に始まり加振力の増加に伴って滑落の範囲が広がり、堤

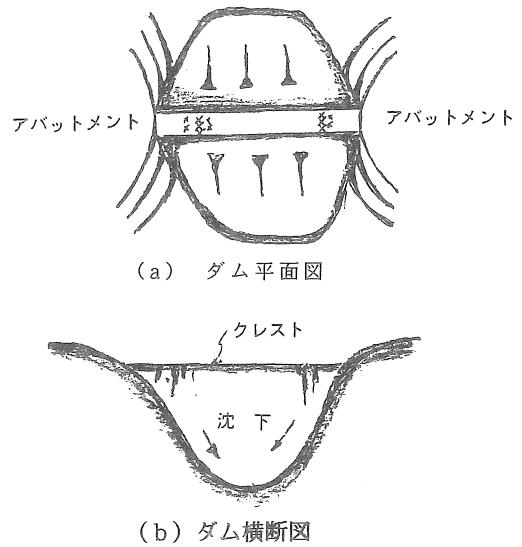


図-2 堤軸直交方向の亀裂

頂部は半円形となり、同時に堤高は逐次減少する。このような崩壊過程を図-3に示したが、先ず図-3(a)の①の部分が崩落し②の形状となり、②の勾配は局部的に急になるので、次にこの部分の崩落が始まり、図-3(b)の③の形となり、この部分も崩落する。この現象は斜面勾配が地震強度に対応した安定勾配となるまで繰り返し継続される。このため、ロックフィルダムの場合はアースフィルダムで見られるような堤体全体を通る深いすべり面は発生しにくい。また中心コア型の場合は堤頂付近のロックの沈下によりコア部は図-4に示したように取り残された状態となり、側方拘束圧を失い、このためコア頭部には堤軸方向に亀裂が発生することになる。

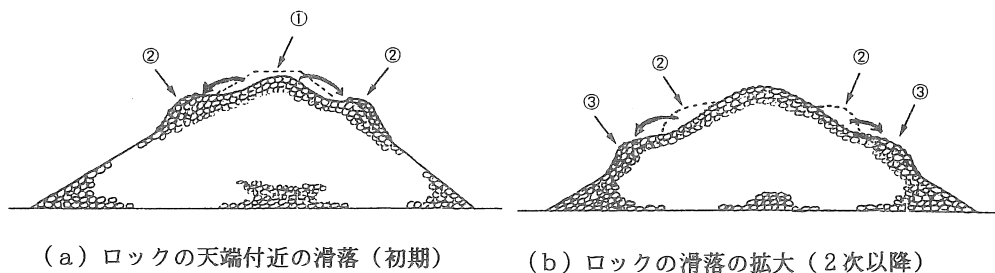


図-3 ロックフィルの崩壊過程

4. フィルダムの耐震性

フィルダムの地震時の被害状況や振動実験結果等を総合すると、この種のダムの耐震設計法を確立するためには、次の諸点を明らかにし、これらの対策を明確にする必要がある。

- (1) 入力加速度と応答加速度との関係
- (2) ロックフィルダムの場合は応答加速度と表層ロックの滑落に対する評価方法
- (3) アースフィルダムまたロックフィルダムでも堤内部にせん断強度の低い材料を用いるゾーン型ダムの場合は堤体内部を通る滑動に対する安定性の評価方法
- (4) 地震時におけるコア部の沈下機構（内部応力の分布）とコア部の水理的破壊現象の判定

などであるが、上記 1) については平成 3 年 6 月、建設省によって「フィルダムの耐震設計指針(案)」⁴⁾ が示され、入力加速度に対する応答加速度の具体的な数値が定められた。この応答加速度値は数多くの実ダムで観測された地震記録の解析結果や応答解析結果に基づいており、実務的には十分満足されるものである。

また、2), 3) についても上記指針(案)において、より実務的な安定解析法が示された。しかし、この安定解析法は十分完成されたものとは言い難く、疑問点も残されており、今後の研究が期待されている。例えば、アースフィルダムでは安定性の検討に際し堤体全体のすべり破壊が対象となるが、上記の模型実験で破壊した堤体に対して、震度法を適用し、安定解析を行っても破壊するという結果は得られない点や、ロックフィルダムでは地震時には表層ロック

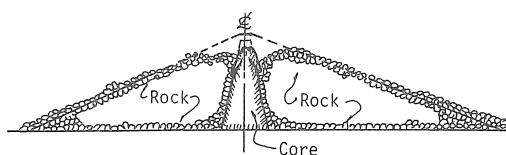


図-4 中心コア型ロックフィルダムの崩壊状況

の滑落が先行するため、斜面勾配は地震強度に応じて逐次緩くなり、アースフィルダムで見られるような堤体内を通る深いすべりの発生はほとんど起こらないと思われる点など、震度法の信頼性に関する疑問点が幾つか指摘される。しかし、指針(案)では堤体全体のすべりを重視し、堤頂部の沈下に伴う安定性等についての議論がなされていない疑問点を有している。なお、堤体基礎地盤や堤体の液化化等に伴う崩壊については別に議論されなければならない(例えば文献7, 8)。

5. 堤体斜面の滑動に対する評価

地震時における堤体の安定性の評価法には震度法のように、地震力を静的外力に置き換えて滑動モーメントと抵抗モーメントを比較して安定性を評価する方法や堤体の破壊ひずみを定義して評価する方法などがある。

言うまでもなく震度法は静的条件下において仮定されたすべり面上における力のつり合いが基本であるが、動的条件下においては刻々、堤体内の応力状態が変化し、これに伴って最大せん断応力面も変化することになる。このため、材料の動的強度の発揮

の仕方も異なり、したがって破壊面の特定はもとより、材料の動的強度の決定も難しく、安定性の評価は更に難しくなる。ここでは安定性の評価法の実務への適用性について、模型実験結果に基づいて議論し、より合理的と思われる評価法を提案してみた。

5.1 ロックフィルダムの表層すべりの震度法による評価

ロックフィルダムの表層すべりに対し震度法を適用すると、加速度 α_B 下における安定勾配 ϕ_d （以下動的安定勾配という）は次式で表し得る⁵⁾。

$$\phi_d = \phi_i - \tan^{-1} (\alpha_B / 980 \lambda) \quad \text{--- (1)}$$

ここで、 ϕ_i はロックの表層部における静的安定角、 λ は地震の特性によって変化するロック材料の力学的特性であり、地震の加速度や周波数特性、あるいはロックの形状、最大寸法などによって異なると考えられる。なお、 $\lambda = 1$ において震度法が満足されることになる。

1) ロック材料の静的安定角 (ϕ_i)

震度法を適用して斜面表層ロックの滑動を評価するには、先ず静的安定角 ϕ_i を精度よく求めなければならない。 ϕ_i は図-5に示した実験で求めることができる。すなわち、一方をヒンジとした可動台上に直径80cmの円筒台を固定し、これに円筒台と同径の高さ80cmのモールドをセットする。このモールド内にロック材料を投入し加振して、十分締固めた後モールドを静かに引き抜く。モールド内のロックは任意の角(ϕ_s)で安定するが、 ϕ_s はモールド引き抜きによって生じたすべり面であるので、可動台を更に傾斜させ、ロックが滑り落ちた時の斜面角を求め、これをロックの静的安定角とする(図-5)。このような実験を図-6に示した7種のロック材料について行い、この結果を図-7に示した。図で明らかのように、平均粒径(\bar{D})が大なる程 ϕ_i も大となるが、 ϕ_i の最大値は概ね $\phi_i \approx 60^\circ$ であり、この値は多くのロックフィルダムの表層ロックの ϕ_i に近いと想定される。

2) ロックの動的安定角(ϕ_d)

静的安定角を求めた装置を用い、モールド内にロック材料を詰め、モールドを引き抜いた後に加振し、ロック斜面が安定する勾配を求め、この角を与えた加速度に対応する動的安定角(ϕ_d)とする(図-8)。

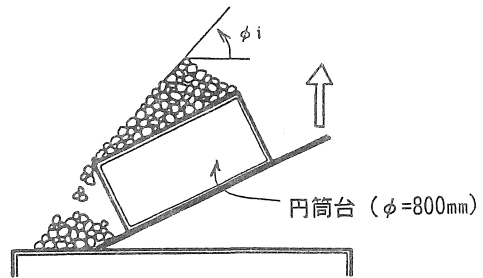


図-5 静的安定角 (ϕ_i) の実験

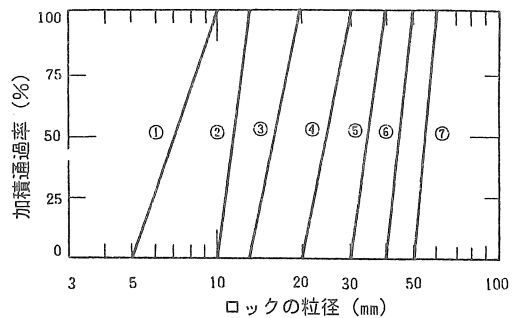


図-6 ロック材料の粒度分布

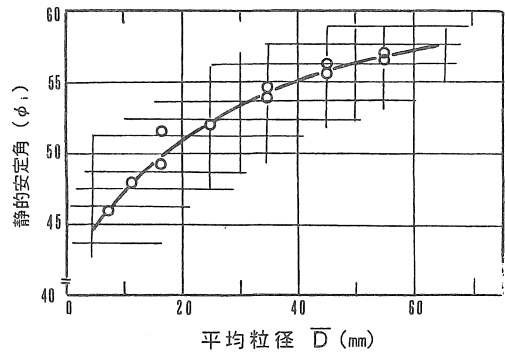


図-7 静的安定角(ϕ_i)とロックの平均粒径(\bar{D})との関係

実験は図-6に示した③材料を除いた6種の材料について行い、加速度や周波数を変えた場合の ϕ_d を求めた。

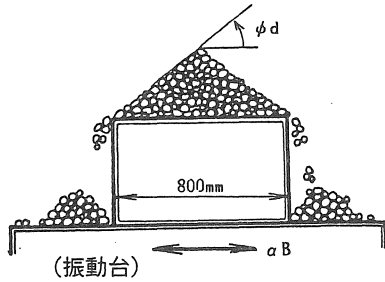


図-8 動的安定角(ϕ_d)の実験

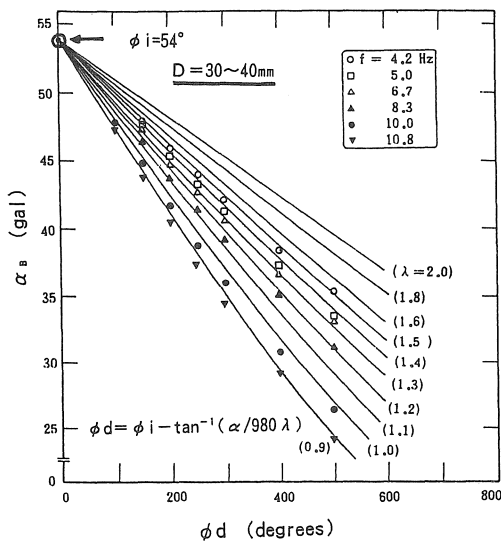


図-9 動的安息角(ϕ_d)と入力加速度(α_B)の関係

図-9は図-6に示したロック材料⑤を用いて作製した模型の振動実験結果であり、振動周波数(f)を変化させた場合の動的安定角(ϕ_d)と入力加速度(α_B)との関係である。図中には、式(1)の $\lambda=0.9 \sim 2.0$ の値(実線)も示されている。なお、 $D=30 \sim 40\text{mm}$ ($\bar{D}=35\text{mm}$)の ϕ_i は図-7より、 $\phi_i \approx 54^\circ$ である。図で明らかなように、 $\lambda=1$ (震度法)が満足される振動数 f は $f \approx 10\text{Hz}$ であるが、 f の減少に従って λ は大となり、 $f \approx 4\text{Hz}$ において $\lambda \approx 1.5$ となる。また、図-10は⑤材料を用いた実験結果の α_B に対応する摩擦係数比 $A (\equiv \tan \phi_{df} / \tan \phi_{dk})$ と f との関係を示したものである。ただし、 ϕ_{df} 、 ϕ_{dk} はそれぞれ斜面滑動時の ϕ_d 及び震度法によって求

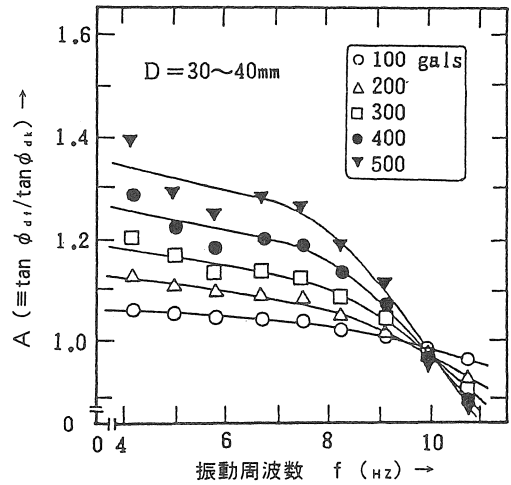


図-10 動的安定角と α 、 f との関係

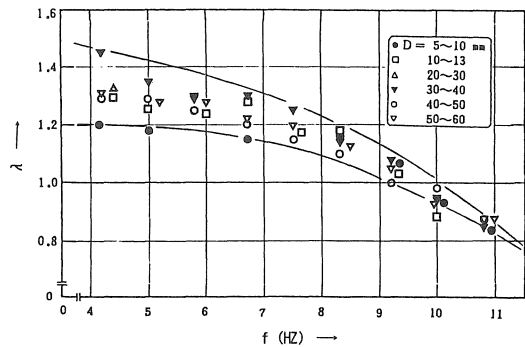


図-11 材料変化による λ と f との関係

められる斜面滑動時の ϕ_d である。 A の値は f が小さく α_B が大なる程大となり、 $f=10\text{Hz}$ において $A \approx 1$ となり、震度法を満足することになる。

一方、図-11は図-6の6種(③材料を除く)の材料を用いた堤体に関する実験結果であり、材料が異なった場合の λ と f との関係を示したものである。図で明らかなように、 $f \leq 7 \sim 8\text{Hz}$ における λ のばらつきが顕著で、 $f \approx 11\text{Hz}$ において $\lambda \approx 0.8$ に収束する。そして、このばらつきは材料の種類にはあまり影響されないことが判る。

図-12は f をパラメーターとし、 λ と材料の平均粒径(\bar{D})との関係を示したものである。この図からは λ は \bar{D} にはそれ程影響されず、 f に左右される

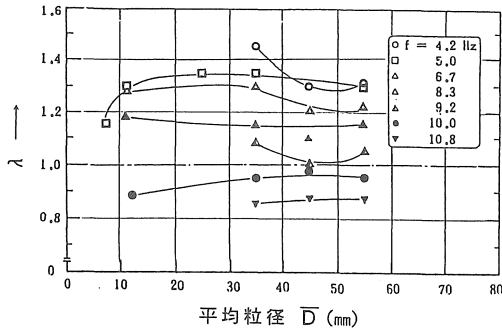


図-12 f の変化時の λ と \bar{D} との関係

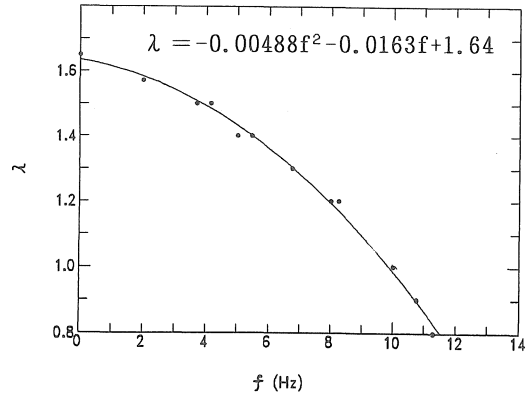


図-13 λ と f との関係

ことが判る。

以上の実験結果から、ロックフィルダムの表層斜面の崩壊現象は震度法と以下のように対応させることができる。

- (1) $f \approx 10\text{Hz}$ において、 $\lambda \approx 1$ (震度法が満足され) となり、 $f \leq 10\text{Hz}$ では $\lambda \geq 1$ 、 $f \geq 10\text{Hz}$ では $\lambda \leq 1$ となる。
- (2) λ の値はロック材料の種類 (\bar{D}) にはあまり影響されない。
- (3) λ の値は f が低い程、また α_B が大なる程大となり、そのばらつきも大となる。

以上のように、 λ の値は主として f や α_B に左右されることが判るが、この理由として、ロック相互の動的摩擦抵抗は振動周波数によって変化する、表層ロックの滑落機構は振動周波数によって異なる、などが挙げられる。このうちの後者については模型実験によって確認されている。すなわち、ロックフィル斜面を加振した場合、 $f \leq 5 \sim 7\text{Hz}$ において表層ロックは斜面の法線方向に、 $(5 \sim 10\text{Hz}) \leq f \leq 10\text{Hz}$ ではほぼ水平方向、また $f \geq 10\text{Hz}$ では斜面と平行方向に振動し、ロックは滑落する。このことは振動方向によってロックの噛み合わせ効果が異なり、振動数の低い場合の斜面と直角方向の振動時にその効果が最大となり、またこの条件下ではロックの僅かな形状変化も λ に大きな影響を与えることになるためと考えられる。

いずれにしても実ダムの安定を脅かすような地震は、 $1 \sim 2\text{Hz}$ 以下と見做し得るので⁴⁾、ロックフィルダムの表層崩壊に対し、震度法を適用し安定性を評価するのは過小安全率を見積もることになり、経

済的には好ましくない堤体断面形状を選ばなければならない場合もある。このため、震度法を実務に適用する際は地震時の応答周波数に応じて式(1)の修正が必要となろう。

図-13は図-6の材料を用いた堤体の実験結果を λ と f の関係においてまとめたものであり、両者の関係は、

$$\lambda = -0.00488 f^2 - 0.0163 f + 1.64 \quad \text{--- (2)}$$

で表され、式(1)の λ は上式によって修正することができる。

5.2 堤体内ひずみ分布による破壊の評価⁶⁾

1) 振動実験結果

図-14は均一型アースフィルダムの振動実験結果の堤頂部 (CREST)、中腹部 (MIDDLE) および堤底部 (BASE) の各々の位置におけるせん断ひずみ $\bar{\gamma}$ と平均応答加速度 α_m の関係を示したものである。ここで、 $\bar{\gamma}$ は堤軸上の任意の2点、例えば図-14の i 点と j 点の相対変位の時刻歴から1周期間の最大値 (正と負の平均: $|\Delta d|/2$) を求め、これを2点間の距離 d で除した値で定義している。また、 α_m はせん断ひずみを定義した2点の応答加速度の平均である。CRESTの $\bar{\gamma}$ と α_m との関係において、○印は入力振動数と振幅を種々変化した一連の実験結果をプロットしたものであり、全ての組合せに対し一定の傾向が示されている。また、●印は同一加振時の堤体各部 (CREST, MIDDLE, BASE) の α_m と $\bar{\gamma}$ の関係を連ねて示したものである。図から明らかなように、 α_m が増加し、ある値に達すると堤頂部の $\bar{\gamma}$ が急激に増大する。このことを破壊実験の結果と結び

付けて調べてみると、堤体の破壊は $\bar{\gamma}$ の急増後、わずかな入力加速度の増加によって発生していることがわかる。すなわち破壊実験において、 $\bar{\gamma}$ が急増したときの入力加速度は $\alpha_B \approx 230 \text{ gals}$ (2.3 m/s^2)であり、斜面崩壊が認められた時点では、 $\alpha_B \approx 250 \text{ gals}$ (2.5 m/s^2)でその差はわずか20 gals (0.2 m/s^2)であった。

一方、均一型ロックフィルダムの実験結果においても上記と同様の傾向が認められた。すなわち、実験結果も α_m の増加に伴って $\bar{\gamma}$ が逐次増加し、堤頂部のひずみは、やはりある α_m において急激に増加している。この破壊実験では $\bar{\gamma}$ の急増点の入力加速度が $\alpha_B \approx 200 \text{ gals}$ (2.0 m/s^2)であり、表層のすべり出しは $\alpha_B \approx 210 \text{ gals}$ (2.1 m/s^2)において観察され、 $\bar{\gamma}$ の急増直後に破壊が生じている。

2) 実験結果とその考察

耐震設計の議論において、破壊の前兆を明確にしておくことは極めて重要であるが、実験結果にみられるように振動中に堤体内に発生するひずみ($\bar{\epsilon}$, $\bar{\gamma}$)は何れも堤体の破壊と密接に関連し、破壊直前にはこれらに何らかの変状の現れることが判明した。特にせん断ひずみ $\bar{\gamma}$ に関しては、堤体の破壊との関連が顕著に現れており、アースフィルダム、ロックフィルダムいずれの場合もせん断ひずみの急増の後に破壊が確認された。すなわち、せん断ひずみの急増点は堤体破壊の前兆を示唆するものであり、耐震設計を確立するための重要な要素の一つと考えることができる。一方、水平ひずみについても堤体の破壊評価において同様の重要性を有しているが、実用面上の問題点を多く含んでいるため、これにより耐震設計を議論するのは现阶段ではかなりの困難が予想される。このため、以下の考察ではせん断ひずみに着目して議論を進めることとした。せん断ひずみの急増する点のひずみ量を降伏ひずみ($\bar{\gamma}_y$)、対応する応答加速度を降伏応答加速度(α_{my})と定義することにする。

(1) せん断ひずみによる堤体の破壊評価

堤体内に発生するせん断ひずみ $\bar{\gamma}$ は築堤材料の動的変形特性 (G, h) に支配されると考えられるので、ここでは先に述べた繰返し三軸試験結果と対応させ検討してみた。

図-15は繰返し三軸試験(等方圧密)で得られた

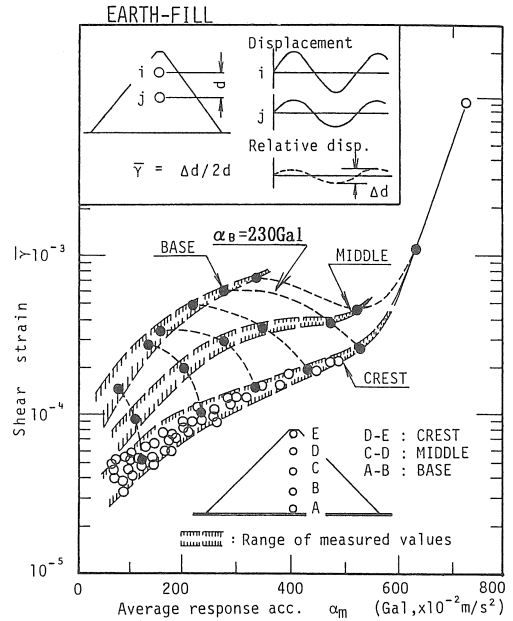


図-14 せん断ひずみと平均応答加速度の関係 (アースフィルダム)

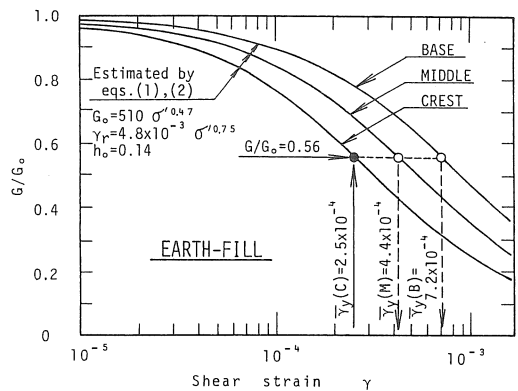


図-15 アースフィルの降伏ひずみ

アースフィル材料の G/G_0 と γ との関係である。図中の3つの曲線は、それぞれ、図-14に示したアースフィルのCREST、MIDDLEおよびBASE部分の拘束圧 ($2/3 \cdot K_0 \cdot \rho \cdot H$ により推定) に対応するものである。さてアースフィルの実験結果に着目してみると、図-16に再度示したように、CRESTが降伏したときのせん断ひずみ $\bar{\gamma}_y(c)$ は 2.5×10^{-4} である。そして、この時点でのMIDDLEおよびBASEのひずみ量は図か

ら (●印) それぞれ 3.9×10^{-4} および 6.2×10^{-4} と読み取れる。ここで、CRESTの降伏ひずみ $\bar{\gamma}_y(c)$ を図-15の $G/G_0 \sim \bar{\gamma}$ 関係にあてはめてみると、 $\bar{\gamma}_y(c) = 2.5 \times 10^{-4}$ のときの G/G_0 の値は0.56である。すなわち、剛性率が56%まで低下したときにCRESTが降伏したことになる。いま、一つの考え方として、MIDDLE と BASEにおいても CRESTと同様に $G/G_0 = 0.56$ で降伏するものと考え、図-15からMIDDLE とBASEのそれぞれの降伏ひずみは $\bar{\gamma}_y(M) = 4.4 \times 10^{-4}$ および $\bar{\gamma}_y(B) = 7.2 \times 10^{-4}$ となる。このようにして求めた降伏ひずみを再び図-16にプロットすると、CRESTが降伏に達した時点では、MIDDLEおよびBASEのひずみが、まだそれぞれの降伏ひずみに達していないことが判る。そこで、いま CRESTが降伏に達したときの安全率をひずみ安全率と定義し 1.0 とすると、MIDDLEおよびBASEではひずみ安全率が、
 MIDDLE: $F_s(\bar{\gamma}_y) = (4.4 \times 10^{-4}) / (3.9 \times 10^{-4}) = 1.13$
 BASE : $F_s(\bar{\gamma}_y) = (7.2 \times 10^{-4}) / (6.2 \times 10^{-4}) = 1.13$
 となり、ひずみ安全率の分布は図-16の下図のようになる。この分布から、アースフィルダムのひずみ安全率は全体的に 1.0 に近く、したがって堤体は深いすべりによって全体的に破壊する可能性が高くなると考えられる。

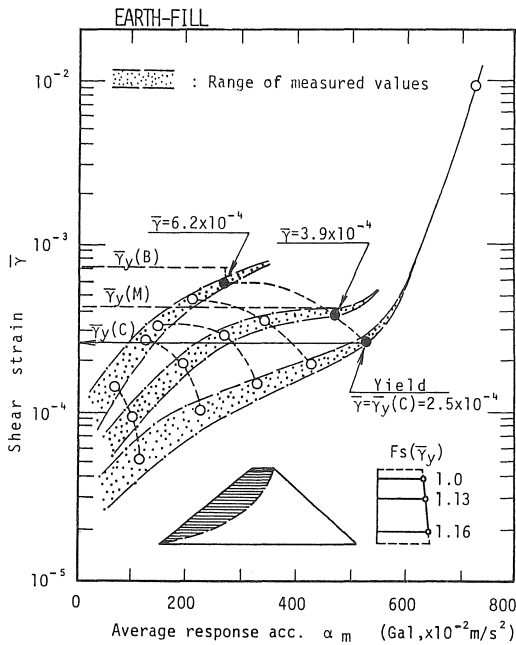


図-16 降伏ひずみによる安全率 (アースフィルダム)

図-17および図-18は、ロックフィルダムの場合について同様の議論を行ったものである。図-17にはアースフィルダムと同様な趣旨で、ロックフィルダムのCREST、MIDDLEおよびBASEに対応する $G/G_0 \sim \bar{\gamma}$ 関係を示している。図-18から、ロックフィルダムの実験ではCRESTの降伏ひずみが $\bar{\gamma}_y(c) = 3.0 \times 10^{-4}$ 、このときの MIDDLE および BASEのひずみが、それぞれ 2.9×10^{-4} および 3.4×10^{-4} である。また、図-17から $\bar{\gamma}_y(c)$ に対応する G/G_0 値は0.44で与え

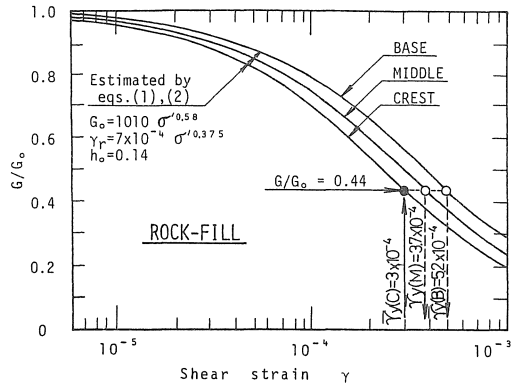


図-17 ロックフィルの降伏ひずみ

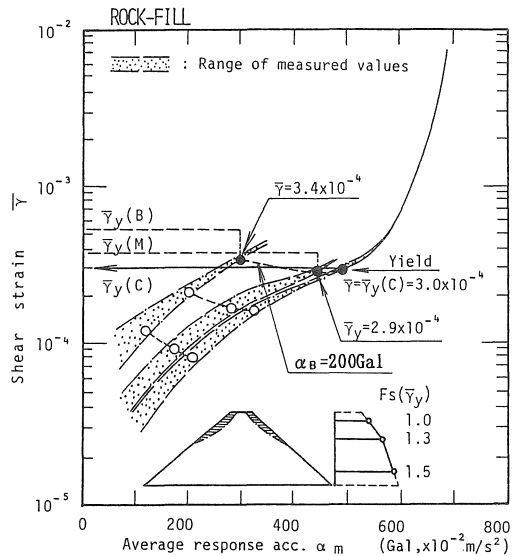


図-18 降伏ひずみによる安全率 (ロックフィルダム)

られる。したがって、先の考え方から $\bar{\gamma}_y(M) = 3.7 \times 10^{-4}$ 、 $\bar{\gamma}_y(B) = 5.2 \times 10^{-4}$ が得られ、CRESTが降伏したときの各部のひずみ安全率は、

$$\text{MIDDLE: } F_s(\bar{\gamma}_y) = (3.7 \times 10^{-4}) / (2.9 \times 10^{-4}) = 1.3$$

$$\text{BASE : } F_s(\bar{\gamma}_y) = (5.2 \times 10^{-4}) / (3.4 \times 10^{-4}) = 1.5$$

となり、ひずみ安全率の分布は図-18の下図で示される。この分布から、ロックフィルのひずみ安全率は堤頂から堤底に至る間の変化が比較的大きく、このため地震時には堤頂付近でまず破壊が発生し、これが下方に伝達されるものと考えられる。

以上の議論は、降伏時の剛性の低下率が堤体内各点で等しいという考え方に基づくものであったが、観点を改めて検討すると次のようになる。

まずロックフィルについて、CRESTが降伏した時点の各部分のひずみに対応する G/G_0 の値に着目すると、図-19よりCRESTでは $G/G_0 = 0.44$ ($\bar{\gamma}_y(C) = 3.0 \times 10^{-4}$)、MIDDLEでは、 $G/G_0 = 0.51$ ($\bar{\gamma}_y(M) = 2.9 \times 10^{-4}$)、BASEでは、 $G/G_0 = 0.55$ ($\bar{\gamma}_y(B) = 3.4 \times 10^{-4}$) となり、堤頂部ほど剛性低下が著しい。ここで、剛性低下率の面からひずみ安全率を定義すると、CRESTのひずみ安全率を1.0としたとき

$$\text{MIDDLE: } F_s(\bar{\gamma}_y, G) = 0.51 / 0.44 = 1.16$$

$$\text{BASE : } F_s(\bar{\gamma}_y, G) = 0.55 / 0.44 = 1.25$$

となる。先のひずみ安全率の分布と比べてやや変化は小さいが、やはり堤頂部は破壊に対する危険性の高いことがうかがわれる。

同様な手法でアースフィルダムを検討すると、降伏時の G/G_0 はCRESTで0.56、MIDDLEで0.59、BASE

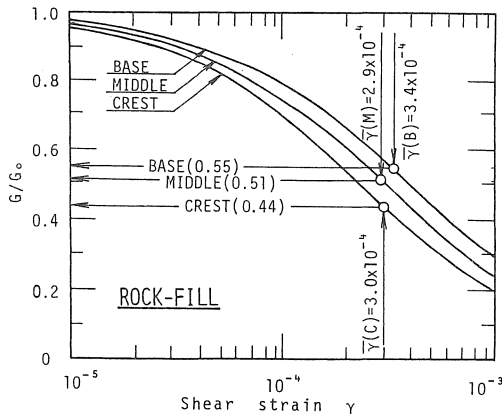


図-19 ロックフィルの降伏ひずみと剛性の低下率

で0.60である。したがって、剛性低下に基づくひずみ安全率 F_s は、MIDDLEで1.05、BASEで1.07となり、やはり堤体は全体にひずみ安全率が1.0に近い。

以上のように、堤頂部が降伏に至るときの剛性低下率は、ロックフィルダムで44%、アースフィルダムで56%、平均的には約50%である。もちろんこの値の物理的意味については不明な部分が多く、議論の余地が残されているが、破壊評価の1つの目安として簡便的に使用するのには、現段階でもさほど無理がないように考えられる。

(2) 数値解析による降伏ひずみ

振動実験に用いた堤体に対し応答解析を行った。解析は基本的には QUAD-4 と同じであり、等価線形化法を土台とし、比例減衰の考え方に基づいている。材料物性の非線形性はH-Dモデルで表現した。解析結果は、図-20にロックフィルダム、図-21にアースフィルダムの場合をそれぞれ示した。両結果は、傾向的には実験結果と一致するが、破壊ひずみ量の面からは実験結果は必ずしも一致しない。この理由として低拘束圧下（模型ダム）における材料の動的物性値の決め方に適性を欠くことが挙げられる。

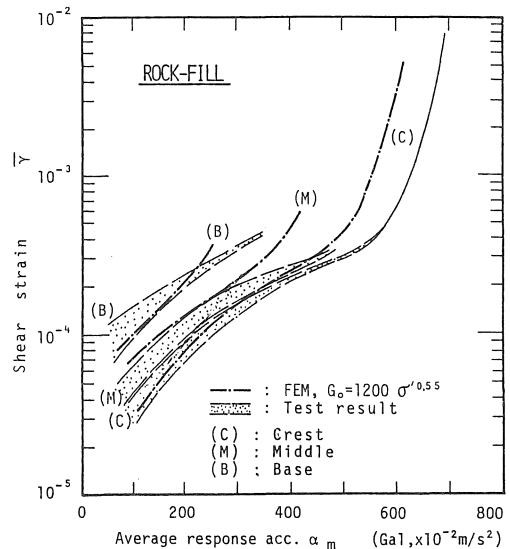


図-20 計算値と実験値の比較 (ロックフィルダム)

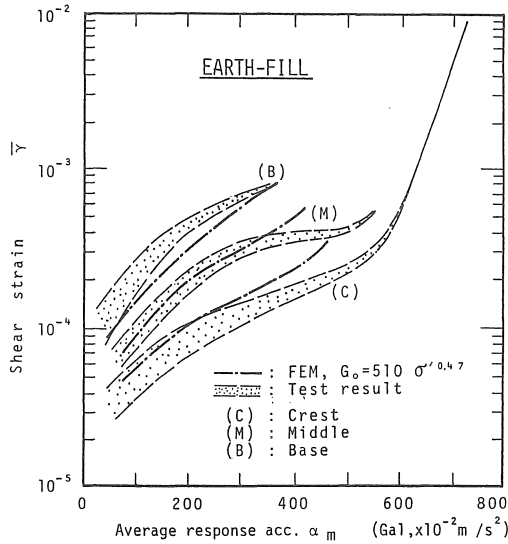


図-21 計算値と実験値の比較
(アースフィルダム)

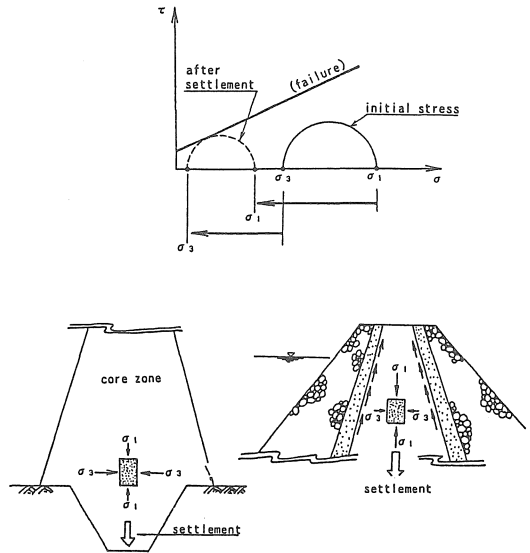


図-22 コア部の沈下に伴う応力変化

6. コア部の水理的破壊

地震によってコア部が沈下することは容易に予想されるところである。コア部の沈下は堤内応力の再配分を意味し、局部的に水理的破壊条件が満たされ、堤体の破局的崩壊の誘因となることがある。

コアの沈下に起因する水理的破壊現象は次の応力条件下において発生すると想定される。

(1) コア内部のアーチング現象

この種の現象は中心コア型のダムで、しかもコアの形状が鉛直に近い程発生し易い。すなわち、コア部が沈下すればコアの上部は図-22に示したように、コア側方の拘束摩擦によって宙吊り状態となり、鉛直方向(最大主応力方向)の応力が減少し破壊することになる。

(2) アバットメント付近の不等沈下

コアのアバットメント付近の沈下はせん断変形を伴うもので、最小主応力の減少につながる。また、このような沈下により堤頂付近のコア部横断方向の亀裂が発生し、コア内部に至るような事態が生ずれば、これが水理的破壊の誘因となる。この応力状態を図-23に示した。

(3) 水理的破壊現象の判定

コア内部の沈下に起因する応力状態の変化、これ

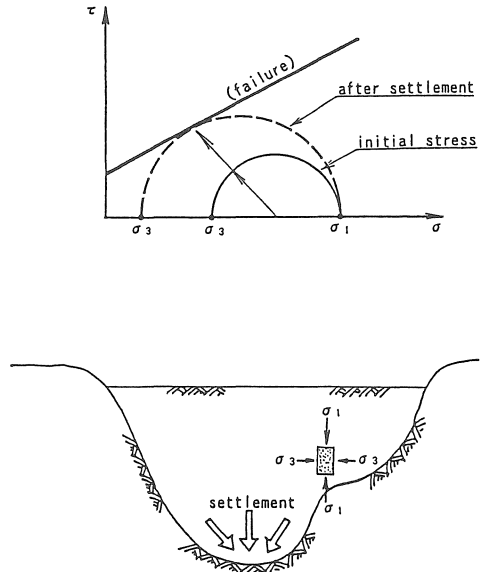


図-23 アバットメント付近の沈下と応力状態

に伴う水理的破壊の現象は図-24に示したように三軸圧縮試験装置を用いて再現することができる。図-25、26はSM材料をD=95%（湿潤側）に締固めた試料についての実験結果であり、いずれも $\sigma_1 = \sigma_3$ の応力状態から σ_3 を減少させた場合の透水量と応力比との関係である。この図から透水量は応力比0.5~0.6において急激に増加しており、この応力比は動水勾配(i)=8における水理的破壊値と見做すことができる（ここでは、限界応力比と呼ぶことにする）。

図-26は動水勾配と応力比との関係を示したものである。言うまでもなくここで示した関係はフィルターを設けない場合の実験結果である。

7. まとめ

フィルダムの耐震性は斜面のせん断破壊とコア部の水理的破壊に関する安全性の両面から検討されなければならない。斜面崩壊に対する安全性はロックフィルダムにおいては、アースフィルダムの場合と同様、堤体全体のせん断破壊に対する安全性の他に、表層ロックの滑落についても検討する必要がある。

堤体全体が対象となるせん断破壊に対する検討は、現段階では震度法によらざるを得ない。しかし、この方法は堤体振動時の破壊機構や材料の動的特性を直接的に反映するものではなく、今後この種の研究が望まれる。

ここで提案した応答解析結果を基にした破壊ひずみによる安全性の評価法は材料の動的強度のひずみ依存性に基づいており、動力的立場からも理解され易いが、今後信頼性や精度の面からの確認が要求される。

これは大型模型を用いた振動破壊実験により確認されるが、この場合、模型応答解析を精度良く行うための材料の低拘束圧下(模型を代表する)における動的物性値の決定についての研究も必要となる。一方、表層ロックの滑落については現行の震度法を振動周波数に応じて一部修正することにより精度良く評価することができる。

さらにコア部の水理的破壊現象は地震時の堤内応力分布を明らかにすることによって限界応力比を求めることにより判定することができる。水理的破壊現象はフィルターの施工により防止することができる。しかしこの現象は特異な応力条件下で発生する

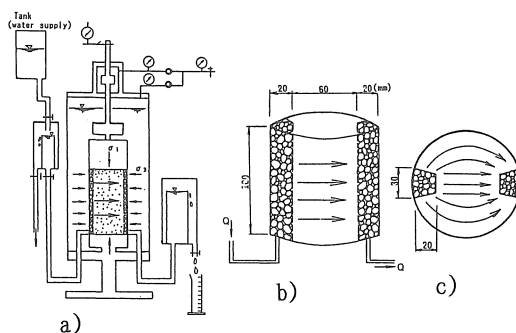


図-24 水理的破壊の実験装置

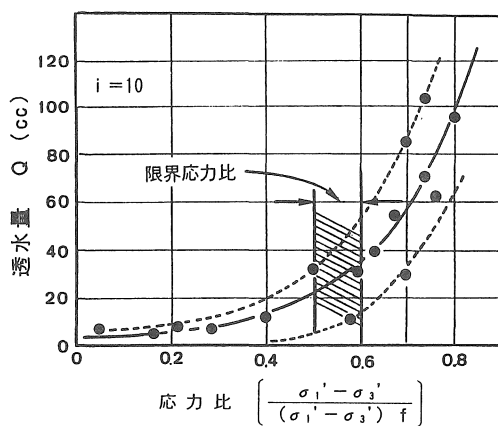


図-25 応力比と透水量の関係

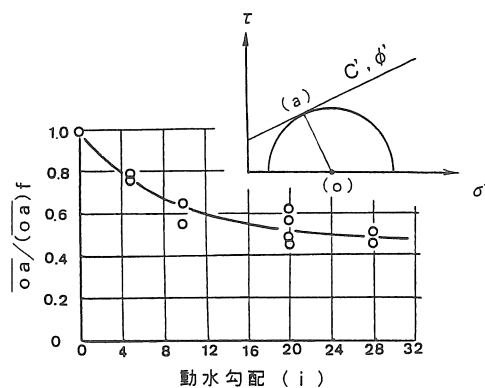


図-26 動水勾配と応力比の関係

ため局部的に動水勾配、透水性が大となり、このためフィルターは流失し、その機能を失うことになると考えられる。このことから今後フィルターゾーンの厚さやトランジションゾーンとの粒度的に要求される条件に関する研究も望まれる。

参考文献

- 1) 名古屋大学理学部地震予知センター他：1984年長野県西部地震とその余震，昭和60年度地震学会春季大会講演予稿集，1985。
- 2) 大根義男：長野県西部地震における斜面崩壊の実態とその教訓-牧尾ダムの地震挙動-，第20回土質工学研究発表会特別セッション，1985。
- 3) 大根義男他：1978年宮城県沖地震の被害調査，愛知工業大学研究報告，No.14,179-191,1979。
- 4) 建設省河川局開発課：フィルダムの耐震設計指針（案），財団法人国土開発技術研究センター，1991。
- 5) Y. OHNE et al.: Discussion on Seismic Stability of Slopes for Rockfill Dams, ICOLD, 407-417, 1987。
- 6) 大根義男他：フィルダムの耐震設計に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第339号,127-136, 1983。
- 7) 奥村哲夫他：人工的にセメンテーション効果を与えた砂の非排水繰返し強度，土質工学会論文報告集,29巻2号,169-180,1986。
- 8) 奥村哲夫：東京工業大学学位請求論文,1990。

(受理 平成 6年 3月20日)