

(59) コンクリート・フェイス型ロックフィルダムの耐震性について

○ ㈱青木建設開発技術センター技術員 狩谷 典男
 " 元山 泰史
 (財)大阪土質試験所 所長 岩崎 好規
 " スタッフ エンジニア 田居 優

1. まえがき コンクリートフェイス型ロックフィルダムは、表面遮水型としての高い安定性と、完成後の維持管理の容易さが、施工技術上の進歩に伴って具現化されるようになってきている。海外では 100 以上の施工例があり、その内、高さ 100 m を超えるものが 15 例となっている。日本では、最も新しいもので、1963 年完成した皆瀬ダムで高さ 65 m である。これは有数の地震国である日本で、コンクリートフェイス型ロックフィルダムの耐震性の評価法が、未だ確立したものになっていないことによっている。現在設計基準においては、ゾーン型フィルダム、均一型フィルダムでは、震度法及び修正震度法が用いられ、この基準による設計では、計算は簡単明瞭であり、統一的に安全率を算定できる簡便さなどから、すてがたい実用性を有している。震度法の妥当性は、地震動の周期に対してダムが剛体に近い程度の短い固有周期を有する場合に適するとされるが、実測のフィルダムでの地震記録では、必ずしも剛体的応答挙動ではなく、このことはフィルダムの耐震設計にダムの変形挙動も考慮する必要性を示している。このことから、動的応答解析が主に有限要素法 (FEM) を用いて必要に応じ、ケーススタディとしていくつか試行的に実施されているのが現状である。本報告は、パナマ国において㈱青木建設が第 1 期工事施工した、フォルツナダム (堤高 104 m, 斜面勾配 1:1.3, 1:1.4) をケーススタディとしてとりあげ、設計に用いられた耐震性の評価法を紹介するとともに、渡辺によって提案されている動的応答解析 (FEM) 手法にもとづく、動的安定解析を行い、この結果もふくめて、コンクリートフェイス型ロックフィルダムの耐震性及び照査法に関して検討した。

2. 原設計によるフォルツナダムの耐震性の評価

図-1 はフォルツナダムの標準断面図及び強度定数(表-1)の分布を示したものである。強度定数は L_{eps} によってまとめられたもの(図-3)を用いている。設計震度は周辺の地震活動度を考慮して、マグニチュード 7.5, 震央距離 21 Km を想定し、最大加速度 0.4 g を採用している。設計ではまず、図-1, 2 の断面により、種々の wedge block による静的震度解析を行なっている。(一例を図-4 に示した。)そこで、この土塊のいわゆる安全率が 1.0 となる震度を降伏加速度 k_y (yield acceleration) として定義し、wedge の各形状に応じて図-4 に示すような図を求めている。そこでは、多種多様な wedge block について計算を行なっているがおおむね、0.2 g 内外の値が最小値となっている。次に、せん断バリとしての動的応答解析を SHAKE を用い、しかも図-5 に示すような剛性率 G と減衰定数 h のひずみ依存を取り入れて、wedge block に作用する水平加速度 k の時刻歴を算定し、図-6 に示すような、

表-1 採用している強度定数

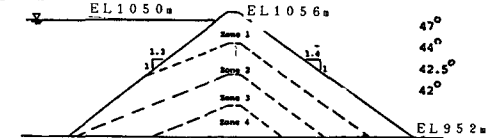


図-1 フォルツナダムの標準断面(1)



図-2 フォルツナダムの標準断面(2)

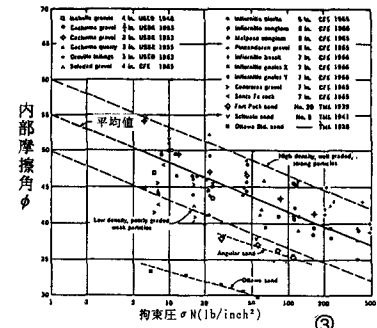


図-3 強度定数と拘束圧

$k - k_y$ の2重積分値として、この土塊の残留変位量を算出している。入力地震波形にはエルセントロを用い各wedgeで計算すると、最大1~2m程度の残留変位が生じている。すなわち、下流面に沿って10m程度の土塊が、 $\phi 47^\circ$ のときで約0.8m、 $\phi 42^\circ$ のときで約2.0mの残留変位量が計算されるが、そこで、水平変位を垂直変位とほぼ同じにみなせば、クレストのこの程度の沈下は、貯水の余裕高7.3m以下であるので、地震時の越流に対しては十分安全であると示している。

3. 動的応答を考慮したすべり変位解析による耐震性照査

3.1 動的安定解析手法について

文献①にしたがって、渡辺による動的安定解析手法として、フィルダムの盛立て及び湛水過程の静的FEM解析より計算された初期応力に、動的FEM解析によって得られる地震応答応力を重ね合わせた合応力を用いて、各時間ステップで、任意のエレメント内の局所安全係数 F_{se} をモール・クーロンの破壊基準より、

$$F_{se} = (2c \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_2 - 2ud) \sin \phi) / (\sigma_1 - \sigma_2)$$

(ここで、 C, ϕ :強度定数、 ud :過剰間げき水圧、 σ_1, σ_2 :主応力)で定義する。そこで、各時間ステップで $F_{se} < 1$ となる要素を検討し、ある時間帯にわたって比較的広範囲にかたまわって分布する時点で、マクロ的なすべり破壊の発生の可能性が大きい。そして、その時点で主応力面から $45^\circ \pm \phi/2$ のいわゆるモビライズ面の方向を各エレメントで検討し、図-7に示したような複合すべり面を設定する。この面が、最もせん断に対してすべりやすい、潜在すべり面と考えると、このすべり面上の土塊の力学的状況を次のように設定できる。まず、潜在すべり面上での安全率 F_s は各時間ステップで、

$$F_s = (\sum_1 \tau_{Ri} \cdot li) / (\sum_1 \tau_i \cdot li)$$

(τ_{Ri} : i エレメントのせん断強度、 τ_i : i エレメント内に発生しているせん断応力、 li : i エレメントでのすべり線の長さ)で計算される。また、土塊に作用する平均的な加速度(渡辺によれば等価瞬間震度 k_H)を、

$k_H = (\iint_C \rho(x,y) \cdot \ddot{w}(x,y) dx dy) / (g \cdot \iint_C \rho(x,y) dx dy)$ で定義する。そこで F_s は時間の関数で刻々と変化するが、 $F_s = 1.0$ となる時点の加速度を降伏震度 k_R とこれ以上の加速度で土塊はすべり出す。さて、このように等価瞬間震度 $k_H(t)$ と降伏震度 $k_R(t)$ が定まると、前述したNewmarkの方法より $k_H(t) - k_R(t)$ の2重積分により、

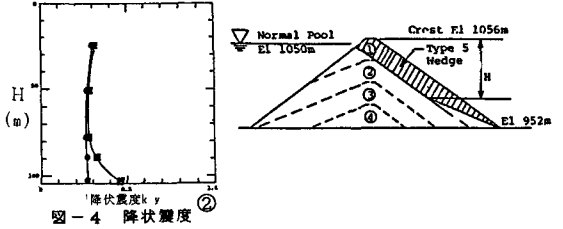


図-4 降伏震度

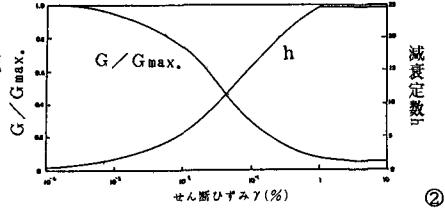


図-5 剛性率Gと減衰定数hのひずみ依存性

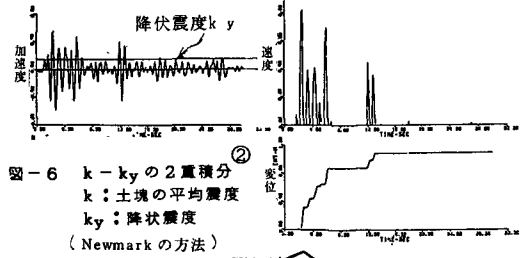


図-6 $k - k_y$ の2重積分
k:土塊の平均震度
 k_y :降伏震度
(Newmarkの方法)

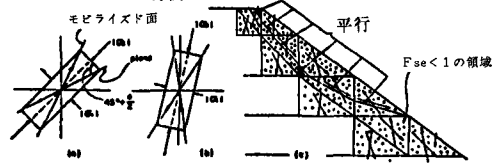


図-7 複合モビライズ面

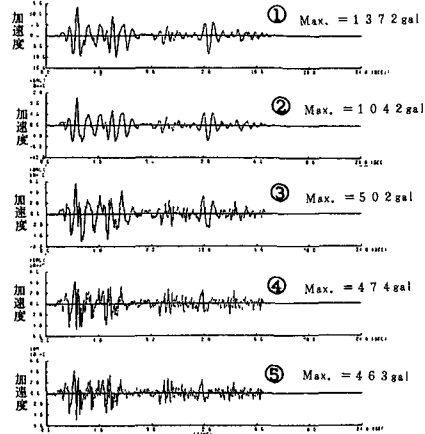


図-8 応答加速度の時刻歴

残留変位量Dを算出する。

3.2 動的応答解析結果

図-8はFLUSHにもとづく(入力地震波、エルセントロ、最大加速度0.4g、G,hのひずみ依存は図-5) 応答解析結果の一例で、下流面での応答加速度波形及び $t=2.08\text{sec}$ での基盤に対する変位図を示したものである。クレストで基盤加速度の3.4倍、卓越周期は基盤の0.27secに対して0.9secと長くなっている。次に図-9には局所安全係数 $F_{se} < 1$ となる要素の各時間での頻度分布を示した。そこで、 $t=2.08\text{sec}$ でのモビライズド面を示したものが、図-10である。図中には、図-7で示した手法で潜在すべり面をD-1~D-11と示したが、ほとんどが表層すべりに近く、ダム内部まで達するものは皆無であった。図-10に示したすべり面での安全率 F_s の時刻歴及び等価瞬間震度 k_H 及び降伏震度 k_{HR} そして、 $k_H - k_{HR}$ の2重積分として計算した残留変位量の時刻歴をまとめて記したものの一例を図-11,12に示した。

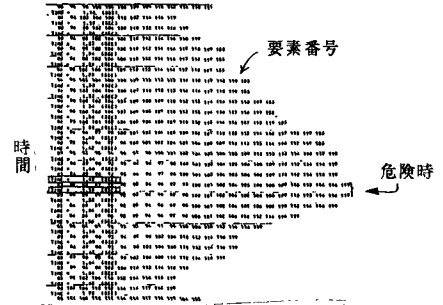


図-9 局所安全係数 $F_{se} < 1$ の要素のヒストグラム

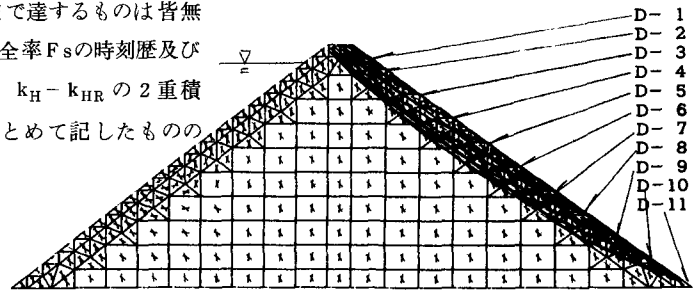


図-10 モビライズド面と潜在すべり面

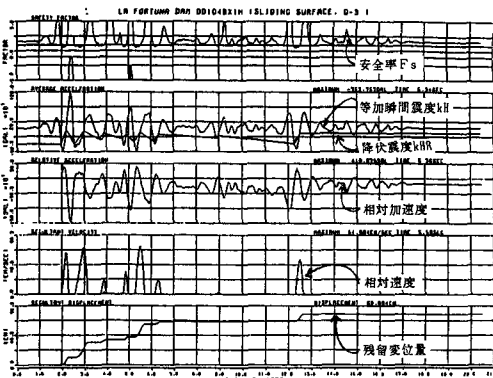


図-11 すべり土塊の安全率 F_s , 等価瞬間震度 k_H 降伏震度 k_{HR} , 残留変位量の時刻歴

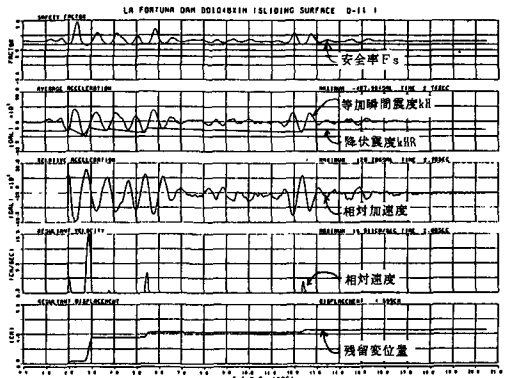


図-12 すべり土塊の安全率 F_s , 等価瞬間震度 k_H 降伏震度 k_{HR} , 残留変位量の時刻歴

図.10は合応力下での最もせん断の可能性の大きい潜在すべり面が、高々下流面から厚さ10m内外の表層すべりに近似されることがわかる。そこで、潜在すべり面の下流面に交わる地点で、その土塊の残留変位量をプロットしたものを、入力地震波の最大加速度を変化させて、及び、3種類のせん断低抗角に対してプロットしたものが、図-13(a)である。いずれも、下流面にそって、30m程度の土塊に対してすべり面D-3の変位量がピークとなっている。これはフィルダムの模型実験で示されているように、表層破壊がのり面上部1/4~

1/3 程度の所で生じることと整合的である。

以上の結果はwedge block による手法と残留変

位量ではほぼ同程度のものとなっている。そこで、同じすべり面を用いて、静的震度法による安全率の解析を修正 Bishop法を用いて計算し、前述の結果と比較したものが、図・13(b)である。図中 F.S.=1.0となる震度を求めたものをプロットしているのが、残留変位量の傾向とは異なり、D-1からD-11になるにつれ、その震度は減少し、すなわち危険側となる。これは、時間的にせん断力、及び、土塊に作用する震度が変化するものと考えた場合、すなわち、動的なタムの変形挙動を考慮した結果があらわれ、一度に震度が剛体として作用する震度法の結果と相異したものと考えられる。

図-13(c)には、各すべり面での残留変位量を固定し、その変位量を生ぜしむるための入力最大加速度を示した。震度法によると、 $k = 0.2g$ で S.F. = 1.0となり、すべりは、のり尻を通る長いすべり面で最も危険となるが、動的解析によると、最危険すべり面ののり尻がのり面の堤頂から、全のり長さの1/4ていどの位置を有するすべり面(D-3)となり、入力最大加速度0.2gで10cm、0.3gで30cm、0.35gで50cm程度の変形量となっている。

図-14に最危険すべり面によるD-3での入力最大加速度そして、内部マサツ角及び残留変位量の関係を示した。もし、設計残留変位量を50cmとし、 $\phi = 47^\circ$ とすれば、350gal程度の入力地震が許容される。

4 まとめ

1) 合応力(初期応力+振動応力)によるモビライズド面から推定された潜在すべり面は表層すべりに近い形状となり、表面から深いすべり及び、下流面内でのすべりはみられなかった。

2) 最大残留変位量を与える動的解析による最危険すべり面は、クレストを通り堤体の3/4の高さの点を通るのり肩部にあり震度法による最危険すべり面と異なる。

3) 既往の模型実験などから考慮すると、すべり破壊は堤頂付近から発生しており、震度法より動的解析の結果に近いものと推定され、フォルツナダムをケーススタディとして動的手法に基づく検討を行った結果、上流側1:1.3、下流側1:1.4、の高いのり面勾配に対して、Mag = 7.5 d = 21 Km という設計地震動について震度法によればS.F. < 1.0であったが、動的手法によれば、残留変位としてせん断はりモデルで0.8m($\phi = 47^\circ$)、2.0m($\phi = 42^\circ$)又二次元モデルで0.7m($\phi = 47^\circ$)、1.8m($\phi = 40^\circ$)となった。

4) 元設計では、 ϕ の値として最確値として $\phi = 47^\circ$ を与えて、その残留変位による堤高沈下に対応する堤高を設計で与えており変位を考慮した設計の一つの流れを示している。なお、コンクリート、フェイシング型ダムにおいてはコンクリート、フェイシング自体の耐震性も一つの重要な要素となり、検討を必要とする。

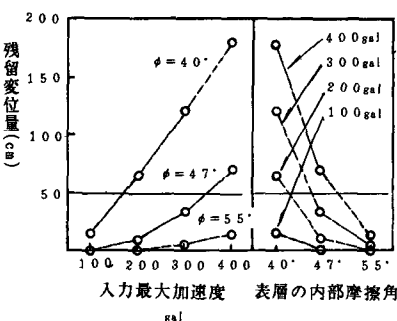


図-14 残留変位量と最大入力加速度及び、内部摩擦角の関係 (潜在すべり面D-3)

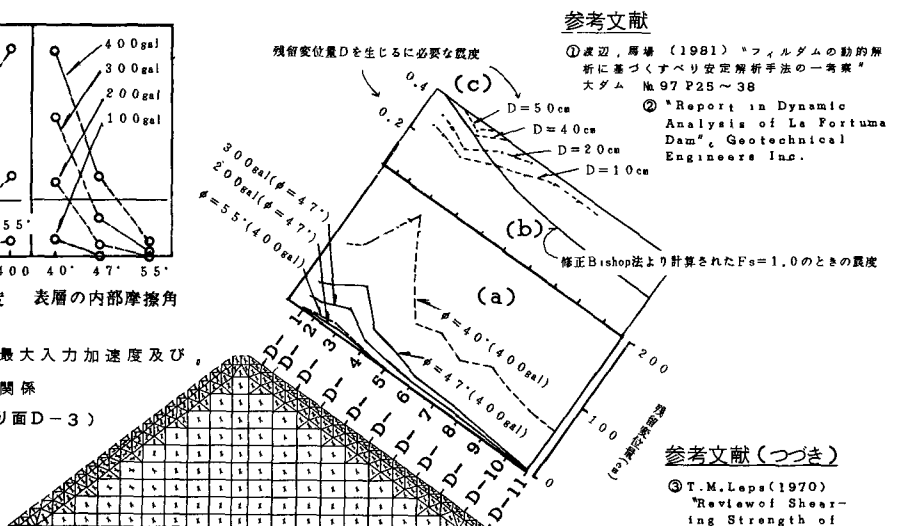


図-13 各潜在すべり面での残留変位量及び静的震度解析結果について

参考文献

- ① 成辺, 馬場 (1981) "フィルダムの動的解析に基づくすべり安定解析手法の一考察" 大ダム No.97 P25~38
- ② "Report in Dynamic Analysis of La Fortuna Dam", Geotechnical Engineers Inc.

参考文献(つづき)

- ③ T.M.Laps(1970) "Review of Shearing Strength of Rockfill", ASCE
- ④ 成辺(1980) "模型実験からみたフィルダムの動特性" 土と基礎, 28-5