

動的弾塑性有効応力解析によるロックフィルダムの 遠心力模型振動実験のシミュレーション

岩下友也¹・津國正一²

¹正会員 工修 国土交通省国土技術政策総合研究所 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工修 (株)竹中土木技術研究所 (〒270-1395 千葉県印西市大塚1-5-1)

ロックフィルダムの地震による終局的な破壊・損傷形態は、未解明な点が多い。レベル2地震動対応の耐震設計を行うには、損傷過程を考慮する必要があるため、ロックフィルダムの地震被災形態を解明し、残留変形を精度よく予測し得る数値解析手法が不可欠である。

本論文では、ロックフィルダムの大型遠心力模型実験を行い、高加振レベルによるロックフィルダムの変形・損傷形態について考察した。そして、実験による変形挙動をサイクリックモビリティを考慮した土の構成式を用いた動的弾塑性有効応力解析によりシミュレーションを行った。その両者の比較からロックフィルダムの残留変形の予測手法として、弾塑性 FEM 解析の適用性について評価した。

Key Words: rockfill dam, effective stress analysis, elasro-plastic, constitutive equation, centrifuge model test

1. はじめに

ロックフィルダムの耐震設計において、現行の震度法あるいは修正震度法による耐震設計基準（ほぼレベル1地震動に対する設計に相当）では地震時の堤体のすべり破壊を想定し、すべり安全率 1.2 を確保する断面設計をするとしている。しかし、地震で甚大な被害を受けた事例がこれまでにないこともあり、ロックフィルダムの地震による終局的な破壊・損傷形態は、未解明な点が多いのが現状である。

レベル2地震動に対する耐震設計においては、ダムの損傷過程とそれに伴う貯水機能への影響を考慮する必要がある。具体的な手法としては、ロックフィルダムの地震損傷形態を解明した上で、高レベル地震動に対する残留変形を数値解析により推定し、それが許容変形量以下であることを照査することになる。このように、レベル2地震動対応のロックフィルダムの耐震設計を行うには、フィルダムの残留変形を精度よく予測し得る数値解析手法が不可欠である。現在、一般に用いられている数値解析法としては、すべり面を仮定し、剛体と仮定したすべり土塊に作用する応答加速度からすべり変位量を算出する Newmark 法による簡便法がある。この解析手法は、大粒径のロック材からなるロックフィルダムにおいても損傷形態を堤体のすべりのみと規定しており、また、応答計算において等価線型手法を用いているため、大変形にともなう非線型性を精度よく再現できない。そこで、より直接的な時刻歴解析手法である動的弾塑性 FEM 解析が挙げられる。緩い砂地盤等での液状化問題を扱う有効応力解析はこれまでに

種々の構成式モデルや解析事例があるが、ロックフィルダムのように締め固められたロック材の動的強度特性は緩い砂とは大きく異なり、サイクリックモビリティ挙動も顕著である。このような点に着目した土の構成式で、動的弾塑性有効応力解析はほとんど事例がない。

本論文では、実ダムの堤体材料を用いて、中央土質コア型ロックフィルダムの大型遠心力模型実験を行い、高加振レベルによるロックフィルダムの変形・損傷形態について考察する。また、その模型実験による変形挙動をサイクリックモビリティ挙動中のダイレイタンス発生量を制御できる土の構成式を用いた動的弾塑性有効応力解析により数値シミュレーションした。その両者の比較からロックフィルダムの残留変形の予測手法として弾塑性 FEM 解析の適用性について論じる

2. 遠心力模型振動実験

2.1 実験方法

大型の遠心力載荷試験装置を用いて、中央土質コア型ロックフィルダム模型の振動実験を行った（詳細は文献1）参照）。ダム模型は高さ 40cm、幅 150cm、奥行き 30cm、法面勾配上流側 1:2.0、下流側 1:1.7 である。この法面勾配は日本の既設ロックフィルダムのなかでは急勾配の部類に属する。模型堤体は、コア部とロック部から成り、材料は実ロックフィルダムの堤体材料を相似粒度調整して用いた。模型堤体の物性値を表-1に示す。堤体模型作成に際し、事前

に S 波速度を遠心力場で測定し、実ダムにおけるコアとロックの剛性と模型の剛性がほぼ合致するように、密度を D 値 108 程度に設定し、突き固めた。

試験は、遠心加速度 50G 場で行った。水位は満水位を想定して堤高の 90% に設定した。貯水には試験機の揺動架台上の排水タンク容量の制限があり、水の 50 倍粘度のメトロース溶液を使用した。50Hz の正弦波（20 波+テーパ波を前後に 5 波）を加速度振幅 5g(重力場で 98gal)–30g(重力場で 588gal)の 6 段階に増加させていくステップ加振で行った。

2.2 実験結果

加振ステップ毎の天端コア部の累計沈下量を図-1 に示す。重力場換算の振幅加速度 294gal の加振ステップ (step3) まではほとんど変形しなかった。振幅 392gal の step4 加振では、上流側の法肩付近のロックが上流側に崩れ、コアの上端部が引きずられて上流側に若干傾斜した。同時に下流側のロックも法肩から若干崩れた。

最終 step6 加振後の堤体の状況を写真-1 に示す。また、加振前 (点線) と step6 まで加振後 (実線) の堤体の変形状況を図-2、堤体内部の変位ベクトルを図-3 に示す。step4-6 では、次に述べるような変状が観察された。法肩付近では強振動によりロックが緩み、そして更なる加振でロックが崩れ落ちることにより堤体に変形している。堤体深部や低標高部はほとんど変形していない。中標高部の浸水部上流法面の極表層域はわずかに法面に沿った方向に変形しているが、腹み出しはしていない。図-2 で、上下流法面が若干はらんでいるが、これは法肩付近の緩んで崩れ落ちたロックが堆積したものである。深いすべり面を形成するようなすべり破壊は生じなかった。上流側法肩のロックが下流側より大きく崩壊したため、コアの上端部は沈下しながら上流側に傾斜した。

3. シミュレーション解析

3.1 初期応力解析

上記で述べた模型実験によるロックフィルダムの挙動を動的弾塑性有効応力解析によりシミュレーションする。動的解析を行うには初期応力状態を設定する必要がある、これは動的解析結果に大きな影響を及ぼす。遠心力模型実験の模型堤体ロック材を用いた排水三軸圧縮試験 (供試体: 径 200mm, 高さ 300mm) 結果 (内部摩擦角 $\phi=47^\circ$, 粘着力 $C=58\text{kPa}$) から、Duncan-Chang のパラメータを設定し、ダム堤体の築堤解析を行った。次に浸透流解析から求めた浸透流速を土粒子に作用させる。透水係数はロック部 $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$, コア部 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ とし、動的解析にもこの値を用いた。最後に浸潤線以下の部分の浮力を考慮して堤体内部の初期有効応力分布を求めた。

表-1 模型堤体材料の物性値

	コア材	ロック材	
		上流側	下流側
乾燥密度 (g/cm^3)	1.679	2.250	2.242
含水比 (%)	11.4	4.9	
締固め度 D 値 (%)	94.5	108.7	108.3
最大粒径 (mm)	4.75	9.75	
平均粒径 D_{50} (mm)	0.5	3.0	
均等係数 U_c		12	
S 波速度 (m/s)	490	550	460

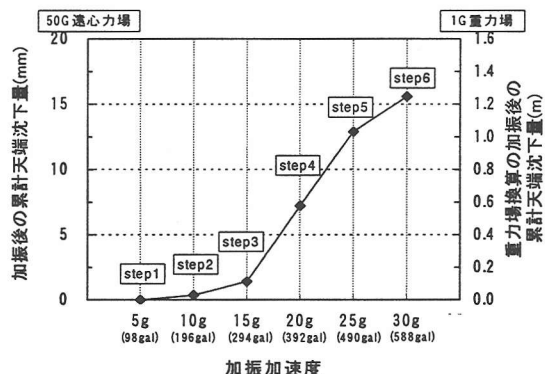


図-1 加振ステップ毎のコア部天端の累計沈下量

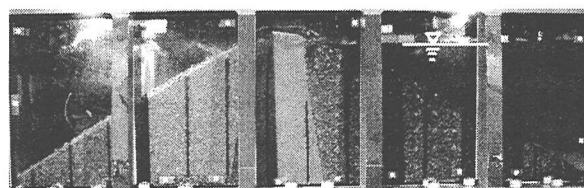


写真-1 step6 加振後の状況

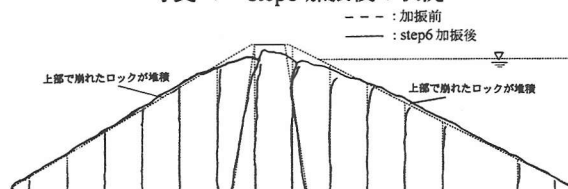


図-2 step6 加振後の変形状況図

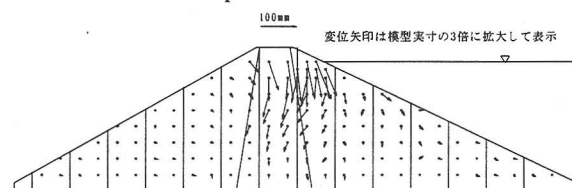


図-3 step6 加振後の堤体内の変位ベクトル図

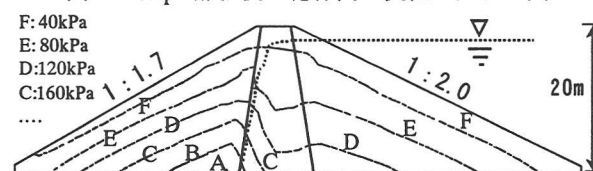


図-4 初期平均有効応力分布

浸透流解析で求めた浸潤線の位置と、初期平均有効応力の分布を図-4 に示す。

3.2 動的弾塑性解析

a) 構成式

締固めたロック材の動的強度特性を精度良く表す

ために、2相系のモデル化では Densification モデル²⁾を修正し、サイクリックモビリティが表せるようにした修正 Densification モデルを使用した。Densification モデルでは、体積ひずみ ε_v^p に対する硬化則とせん断ひずみ ε_s^p に対する硬化則を独立に考える(増分形で塑性ひずみ $d\varepsilon^p = d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_s^p$) ことにより、土の構成式のパラメータが土質試験結果より直接的に求められる特徴がある。修正 Densification モデルでは、塑性体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v^p$ としてダイレイタンスによって発生する自生体積ひずみ増分 $d\varepsilon_{v0}$ だけを考える。 $d\varepsilon_{v0}$ は土が受けたダメージの程度を表す損傷パラメータ κ から求まる関数 $f(\kappa)$ 、応力比 $(\theta = \bar{\sigma} / \sigma_m, \sigma_m: \text{平均有効応力}, \bar{\sigma}: \text{相当応力})$ から求まる関数 $h(\theta)$ によって、(1)式に示すようにコントロールされている。

$$d\varepsilon_{v0} = f(\kappa) \cdot h(\theta) \cdot d\kappa, \quad d\kappa = \bar{\sigma} / \sigma_{m0} \cdot d\xi \quad (1)$$

(σ_{m0} : 初期平均有効応力, $d\xi$: 偏差ひずみの第二次不変量の増分)

塑性せん断ひずみ増分 $d\varepsilon_s^p$ の計算では下負荷面の考え方を取り入れ、Mohr-Coulomb の降伏面を用いている。

フィルダムでは、地震時にはせん断挙動だけではなく、発生する応力状態を考えた場合、その形状故に堤体自体の揺動によって発生する偏差応力成分の影響がある。本解析で用いた土の構成式ではダイレイタンス量および、塑性せん断ひずみ量の計算を相当応力で行うことにより、偏差応力成分の影響を考慮している。

遠心力模型実験の堤体模型で使ったロック材と相似粒度分布のロック材料を用いた繰返しねじりせん断試験(円筒供試体: 外径 800mm, 内径 400mm, 高さ 800mm)による $\sigma'_m = 98\text{kPa}$ の要素試験結果をもとに修正 Densification モデルのパラメータ設定を行った。要素シミュレーションの繰返しせん断強度比較結果を図-5に示す。要素試験とシミュレーション解析による有効応力経路の比較を図-6に示す。

b) 動的解析方法

模型振動実験において顕著な変状が生じ始めた step4 (加振加速度 振幅は重力場換算で 392gal) をシミュレーション解析した。

浸潤線以上の部分は土だけの1相系で、浸潤線以下の部分は土と水の2相系でモデル化した。浸潤線以下ロック部の破壊線を定義する内部摩擦角は排水単調載荷ねじりせん断試験から設定した。コア部の強度はロック部の70%とした。1相系のロック部では排水三軸圧縮試験結果を用いて Mohr-Coulomb の降伏則でモデル化した。初期せん断剛性率は深度 10m

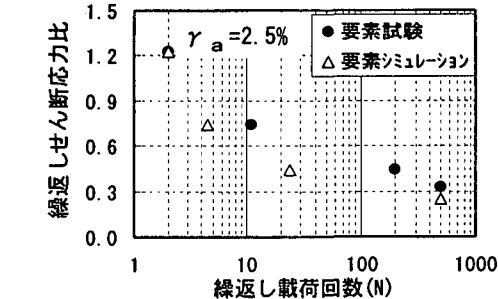


図-5 繰返しせん断強度の比較

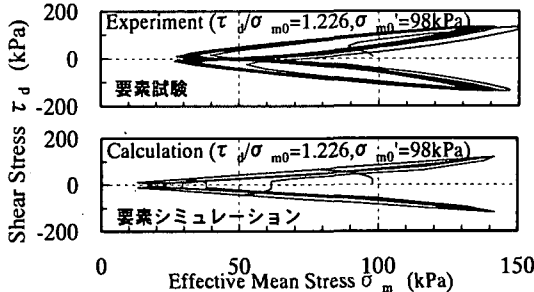


図-6 有効応力経路の比較

表-2 動的解析で用いた堤体材料の物性値

	コア材	ロック材	
		上流側	下流側
内部摩擦角	50°	70°	45.5°
粘着力 (kPa)	0	0	84.9
透水係数 (cm/s)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-1}	-
土粒子密度 (g/cm ³)	2.725	2.929	2.929
間隙率	0.383	0.242	0.237

地点で遠心力場で測定した表-1のS波速度と同等になるように、沢田らによる経験式³⁾を修正して設定した。動的解析で用いた物性値を表-2に示す。

動的解析コードは MuDIAN⁴⁾を用い、有効応力解析した。試験土槽で観測された加速度の水平成分と鉛直成分の2方向入力した。

c) 解析結果

図-7はstep4のシミュレーション解析による変形図に変位ベクトルを重ねたものである。加振step履歴は異なるが、図-2に示した模型実験におけるstep6加振後の変形状況と比較すると、次のことがいえる。
 ①上流高標高部で大きく変形しているのは模型実験結果と同じであるが、模型実験では殆ど見られなかった上流法先付近での腹み出し変形している。
 ②模型実験と同様に、コア上部が上流側に傾斜変形している。
 ③下流ロック部が殆ど変形していないのも模型実験と同じである。
 ④上流側浸潤部の高標高部での沈下変位は、解析でも現れている。高標高部の法面付近では、解析では法面に平行な残留変位が見られるが、模型実験ではそのような残留変位は極わずかであった。
 ⑤模型実験では一番大きな残留変位が天端法肩付近で生じたのに対して、解析では標高が堤高の1/2よりやや上部の上流側法面で一番大きく変位している。

図-8は模型実験と解析における堤体天端中央の沈

下量と水平変位の時刻歴比較である。両者の最終沈下量はほぼ一致しているが、水平変位量は解析結果の方が大きい。これは模型実験では上流法先付近で殆ど変形がないのに対し、解析で腹み出しが表れている変形状況の差と対応している。図-9は加振直後の残留過剰間隙水圧比($t = 31.5 \sim 32.5$ sec間の平均)の分布の両者の比較である。解析での上流法先付近で水圧比が大きくなっている点を除いては、解析と模型実験の両者で良い対応がとれている。

図-10は図-9に図示したロック部の代表的な3地点(A, B, C)における過剰間隙水圧比の時刻歴である。模型実験で表れている表層近くの点Aでは深部の点Bに比べて、加振中の過剰間隙水圧比の振幅が大きい傾向は解析結果にも見られる。加振後の残留過剰間隙水圧比と過剰間隙水圧の消散過程も、点Aと点Bでは解析結果は模型実験を良く再現している。

法先近くの点Cにおいて模型実験では過剰間隙水圧比は殆ど上昇していないが、解析では加振中の振幅が大きく、かつ残留過剰間隙水圧比も大きい。このように解析では法先付近で過剰間隙水圧の発生量が大きいために、有効応力の低下による強度低下が原因となり変形が生じ、模型実験では現れなかった腹み出し現象が生じたと考えられる。解析で法先付近の過剰間隙水圧が上昇する原因としては、初期応力状態で法先付近には大きな初期せん断応力が生じており、さらに加振中には法先部に応力が集中するため解析上は破壊線に近づき易い状況にあることなどが考えられる。

4. まとめ

ロックフィルダムの大型遠心力模型実験を行い、加振時の変形・損傷形態を調べた。400gal 正弦波加振以上で、ダムに変状が生じ始めたが、ロック部の変形箇所は法肩付近の高標高部や浸潤部の極表層に限られていた。

締固めたロックフィル材料のサイクリックモビリティ挙動を表せる構成式を取り入れた弾塑性有効応力解析により模型実験のシミュレーションを行った。コアや上流側ロック高標高部や下流側の変形・無変形状況や間隙水圧等は再現できたが、上流法先付近の腹み出し変形など実験では生じなかった現象が解析で現れた。すべりに起因する変位のみを対象とした変形解析ではない弾塑性 FEM 解析は、ロックフィルダムの耐震性能の照査における有効な変形予測手法の1つである。設計のツールとして、有効応力解析を適用していくために、今後さらなる精度向上が必要である。

ロック石の緩み崩落など連続体挙動でない現象、破

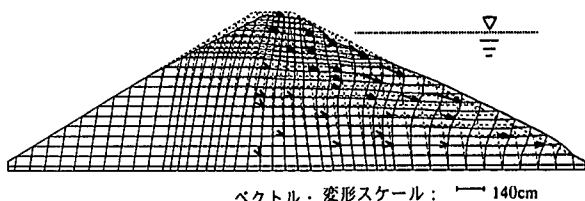


図-7 step4のシミュレーション解析による変形図

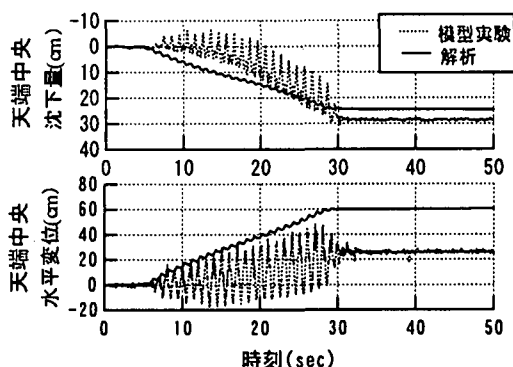


図-8 堤体天端中央での沈下量と水平変位の比較

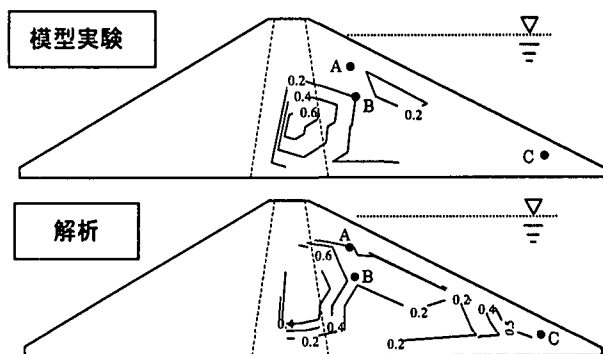


図-9 残留過剰間隙水圧比の分布の比較

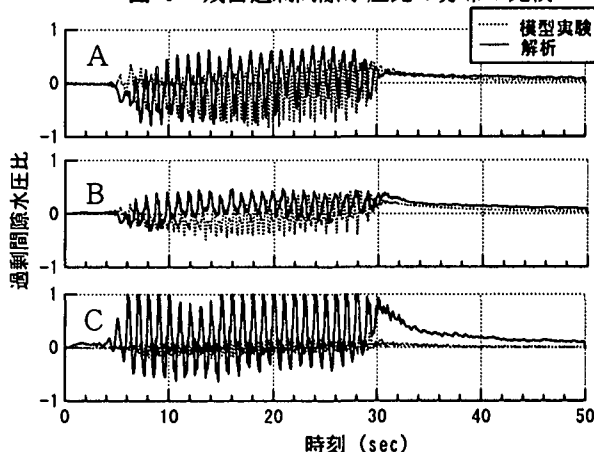


図-10 過剰間隙水圧比時刻歴の比較

壊形態も模型実験では観察している。塑性変形に限定された変形挙動ではない面もあり、弾塑性 FEM 解析の限界をも認知して検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 岩下友也・山本重樹 他: 動的遠心力模型実験による中央土質コア型ロックフィルダムの動的破壊性状, 第36回地盤工学研究発表会, 地盤工学会, pp.1345-1346, 2001.
- 2) Zienkiewicz, O.C. et al.: Nonlinear Seismic Response and Liquefaction, *Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomechanics*, 2(4), pp.381-404, 1978.
- 3) Sawada, Y. & T. Takahashi: Study on the Material Properties and the Earthquake, *Proc. 4th Japan Earthquake Engineering Symp.*, pp.695-702, 1975.
- 4) 塩見忠彦 他: 地盤と構造物の非線形挙動を考慮した構造解析システムの開発, 竹中技術研究所報告, No.54, pp.1-8, 1998.