

基礎岩盤の不連続性が重力式コンクリートダム の地震時クラック進展挙動に及ぼす影響

木全宏之¹・藤田 豊²・堀井秀之³・Mahmoud YAZDANI⁴

¹清水建設株式会社土木技術本部グループ長 (〒105-8007 東京都港区芝浦1-2-3)

E-mail:kimata@shimz.co.jp

²清水建設株式会社原子力・火力本部グループ長 (〒105-8007 東京都港区芝浦1-2-3)

E-mail:yutaka.fujita@shimz.co.jp

³東京大学大学院工学系研究科教授 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail:horii@civil.t.u-tokyo.ac.jp

⁴Tarbiat Modares University, Associate Professor

E-mail:mahyaz@gmail.com

重力式コンクリートダムを対象として、基礎岩盤の不連続面の進行性破壊を考慮した大規模地震時の動的クラック進展解析を実施した。まず、筆者らが既に提案した接線剛性比例型減衰について示し、クラック進展現象を表現する場合にその適用の有効性について示した。また、基礎岩盤の進行性破壊を考慮するため、不連続面の構成則を想定し、既往模型実験に対するシミュレーション解析から、構成則の妥当性を検証した。そして、堤高100mのモデルダムを対象に動的クラック進展解析を実施し、基礎岩盤の不連続性がダム堤体のクラック進展挙動に及ぼす影響を検討した。

Key Words : *concrete gravity dam, dynamic cracking analysis, jointed rock foundation, earthquake-induced failure*

1. はじめに

重力式コンクリートダムの大規模地震に対する耐震安全性評価の対象となる主な破壊現象は、堤体のクラック発生、進展による貫通破壊であるとされている¹⁾。筆者らは重力式コンクリートダムのクラック進展挙動を精緻に評価するため、接線剛性比例型減衰を用いた評価手法を提案し、クラック進展挙動に関する種々の解析的検討を行ってきた²⁾⁻¹⁰⁾。

ところで、1959年、アーチ式コンクリートダムである Malpasset ダム（フランス）が基礎岩盤のすべりが原因で決壊に至ったように、ダムの耐震安全性を評価する上で、堤体のみならず基礎岩盤の破壊現象を併せて評価することは重要である。しかしながら、大規模地震時のダムの耐震安全性評価において、堤体の破壊が中心に扱われているのが現状である¹⁾。

基礎岩盤の破壊については、内在する節理等の不連続面の開口破壊やせん断破壊により生じる。このため、基礎岩盤の大規模地震時の耐震安全性を厳密に評価するためには、不連続面の進行性破壊挙動を精緻に予測、追跡する必要がある。しかしながら、

基礎岩盤の耐震安全性評価において、従来、岩盤は連続体として扱われ、不連続面の進行性破壊を直接的に取り扱った研究はほとんど見当たらないのが現状である。

本報では、重力式コンクリートダムを対象として、基礎岩盤の不連続面の進行性破壊を考慮した大規模地震時の動的クラック進展解析を実施した。まず、筆者らが既に提案した接線剛性比例型減衰について示し、クラック進展現象を表現する場合にその適用の有効性について示した。また、基礎岩盤の進行性破壊を考慮するため、不連続面の構成則を想定し、既往模型実験に対するシミュレーション解析から、構成則の妥当性を検証した。そして、堤高 100m のモデルダムを対象に動的クラック進展解析を実施し、基礎岩盤の不連続性がダム堤体のクラック進展挙動に及ぼす影響を検討した。

2. ダム堤体のクラック進展挙動評価のための減衰特性

重力式コンクリートダムのクラック進展挙動を精

緻に評価するために、筆者らが既に提案した接線剛性比例型減衰²⁾について以下に示す。

重力式コンクリートダム¹⁾の動的クラック進展解析で用いる運動方程式は、式(1)のように表される。ここで、式(1)に用いられる減衰は、一般的にレーリー減衰が採用される。レーリー減衰の減衰マトリックスは、質量マトリックスと初期剛性マトリックスの線形和として式(2)のように表すことができる。

$$[M]\ddot{\mathbf{u}} + [C]\dot{\mathbf{u}} + [K]\mathbf{u} = \{f(t)\} \quad (1)$$

$$[C] = a[M] + b[K_0] \quad (2)$$

ここで、 $[M]$ ：質量マトリックス、 $[C]$ ：減衰マトリックス、 $[K_0]$ ：初期剛性マトリックス、 $\ddot{\mathbf{u}}$ ：加速度ベクトル、 $\dot{\mathbf{u}}$ ：速度ベクトル、 \mathbf{u} ：変位ベクトル、 $\{f(t)\}$ ：外力ベクトル、 a 、 b ：1次および2次の固有円振動数とモード減衰定数から決定される定数である。

ところで、無筋コンクリート構造物を対象に、式(2)を用いてダムのクラック発生とその進展を検討した既往の研究¹¹⁾では、減衰が大きくなるとクラックは分散して進展しにくくなること示されている。この結果は、無筋コンクリート構造物を扱った既往の実験¹²⁾で示されているクラックの局所化現象と異なり、実際のクラック発生、進展状態を適切に表現しているとは言えない。元来、無筋コンクリート構造物にクラックが発生した場合、鉄筋コンクリート構造物と異なりクラック直交面で引張力は伝達されないはずである。しかし、式(2)の減衰マトリックスを運動方程式に採用した場合、クラック直交面にクラック開口速度が生じると、それにとまらぬ減衰力が生じて抵抗力となり引張力が伝達されることになるため、クラックは分散しやすくなることも進展しにくくなる。

そこで、上述の特性をできる限り忠実に表現するために、次のような減衰マトリックスを設定した。

(i)動的クラック進展解析で採用するレーリー減衰は、 $[M]$ が存在することにより低振動数側で減衰が増大しクラック近傍領域の応力が適切に解放されないことから、次式に示すように、式(2)において第1項を無視することでクラックが生じたときの減衰力の影響を排除する。この場合の減衰は、初期剛性比例型減衰である。

$$\text{初期剛性比例型減衰：} [C] = b[K_0] \quad (3)$$

(ii)さらに $[K_0]$ を次式に示すように、時刻 t の関数マトリックスと表現する。この場合の減衰は、瞬間剛性比例型減衰である。

$$\text{瞬間剛性比例型減衰：} [C(t)] = b[K(t)] \quad (4)$$

ここで、 $[C(t)]$ ：時刻 t における減衰マトリックス、 $[K(t)]$ ：時刻 t における剛性マトリックス、 b ：1次の固有円振動数とモード減衰定数から決定される定数である。すなわち、時々刻々変化する剛性マトリックス $[K(t)]$ に応じた減衰が与えられることにより、例えばクラックが完全開口した場合には剛性がゼロになると同時にクラック直交面において減衰が生じない。上記の設定により、クラックの発生、進展に応じてクラック発生面の引張応力伝達が実状に整合するように変更されたものとなる。ただし、コンクリートが圧縮破壊するような場合には、一般に減衰は増大すると考えられるが、無筋コンクリートのクラック発生、進展といった引張破壊による場合とは減衰特性が異なるものと考えられる。

提案した接線剛性比例型減衰適用の有効性については、Tinawiらによる重力式コンクリートダムを模擬した無筋コンクリート構造物の既往模型振動実験¹²⁾に対するシミュレーション解析結果から検証している²⁾。詳細は省略するが、試験体の構造概要を図-1、三角形パルス波加振による試験体のクラック進展状況を図-2に示す。

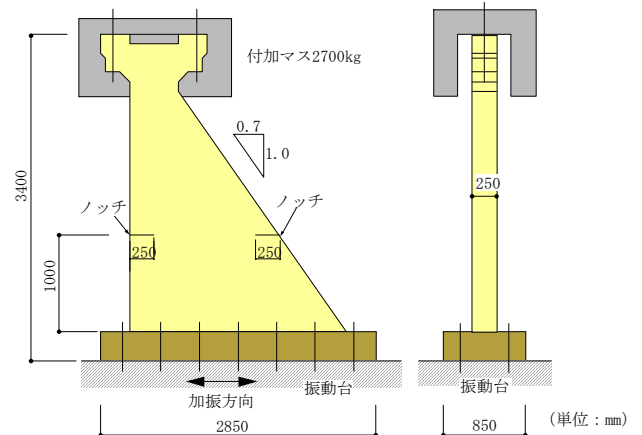
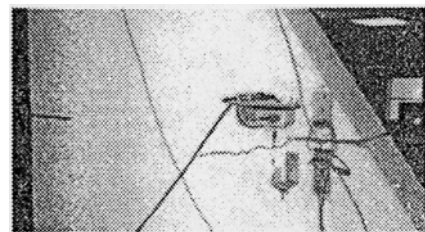
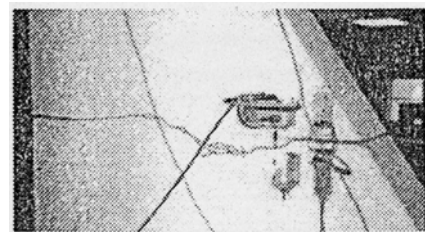


図-1 試験体の構造概要¹²⁾



(a) 2回目の加振



(b) 3回目の加振

図-2 クラックの進展状況¹²⁾

また、クラック進展解析から得られた2回目と3回目のパルス波形入力時のクラック開口ひずみ分布（クラック開口変位をひび割れ帯幅で除したもの）と最大主応力分布を図-3～図-6に示す。クラック開口ひずみ分布はクラック発生範囲を示すものであり、瞬間剛性比例型減衰を用いた解析結果は、図-2に示す実験で生じたクラックと極めて良く対応していることがわかる。なお、クラック開口ひずみ分布は、限界クラック開口ひずみ ϵ_c 以上の発生ひずみを赤で表示し、 ϵ_c 未満の発生ひずみを青で表示した。また、最大主応力分布からクラック直交方向の引張応力が解放されており、クラック進展現象を適切に表現できているものと考えられる。一方、初期剛性比例型減衰を用いた場合、クラック発生後も減衰がクラック直交方向の引張応力に影響を与えているためクラックが余り進展せず、現象を表現できていない。

以上のことから、重力式コンクリートダムクラックの発生とその進展現象を表現する場合には、式(4)に示した瞬間剛性比例型減衰を用いることが適切と判断される。

3. 基礎岩盤の進行性破壊挙動評価のための構成則

(1) 不連続面の構成則

本報で想定する基礎岩盤の不連続面（インターフェイス要素）の構成則は、以下のとおりである。岩盤の不連続面の構成則について、変形特性は強度特性を含め、不連続面の粗さ、長さ、充填物等によって異なり、また特に動的特性については、不明な点が多いのが現状である。本研究では、既往の研究^{13),14)}等を参考にして、単純化した不連続面の構成則を想定した。

(i)せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係には、完全弾塑性型の履歴特性を仮定する（図-7(a)参照）。せん断強度 τ_f は、式(5)に示す Mohr-Coulomb の破壊規準により設定し、引張強度はゼロとして、引張側でのせん断強度 τ_f はゼロとする Mohr-Friction モデルを想定する（図-8参照）。

$$\tau_f = \pm c \mp \sigma \tan \phi \quad (5)$$

ここに、 τ_f :せん断強度、 σ :垂直応力、 c :粘着力、 ϕ :内部摩擦角である。

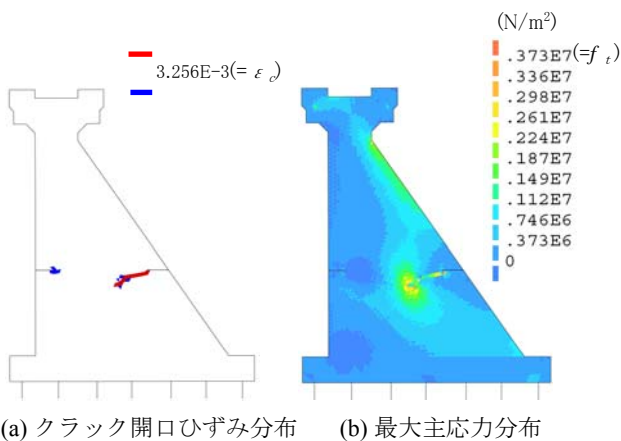


図-3 2回目の加振時のクラック開口ひずみ分布と最大主応力分布（瞬間剛性比例型減衰）

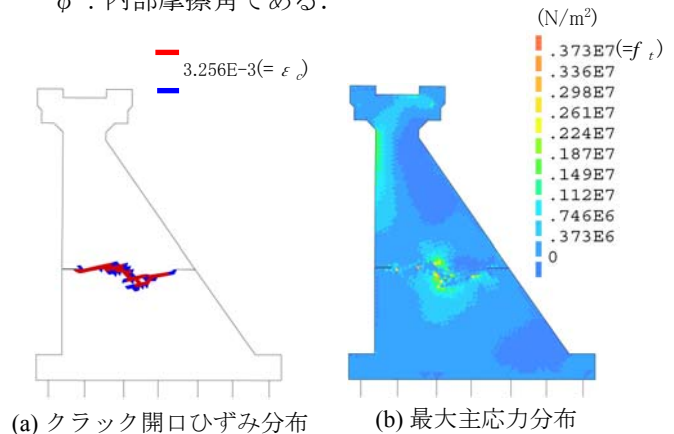


図-4 3回目の加振時のクラック開口ひずみ分布と最大主応力分布（瞬間剛性比例型減衰）

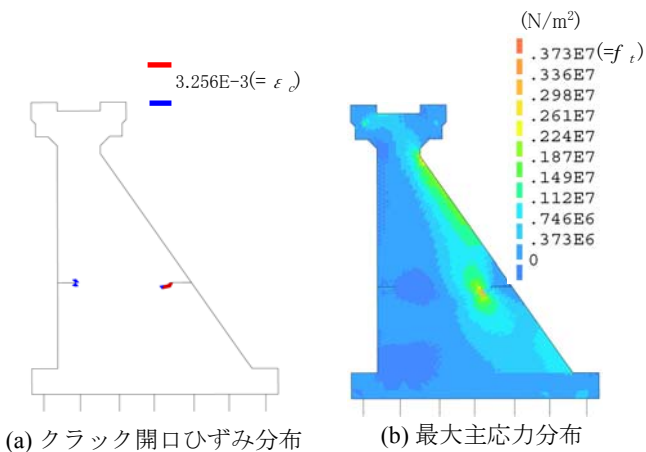


図-5 2回目の加振時のクラック開口ひずみ分布と最大主応力分布（初期剛性比例型減衰）

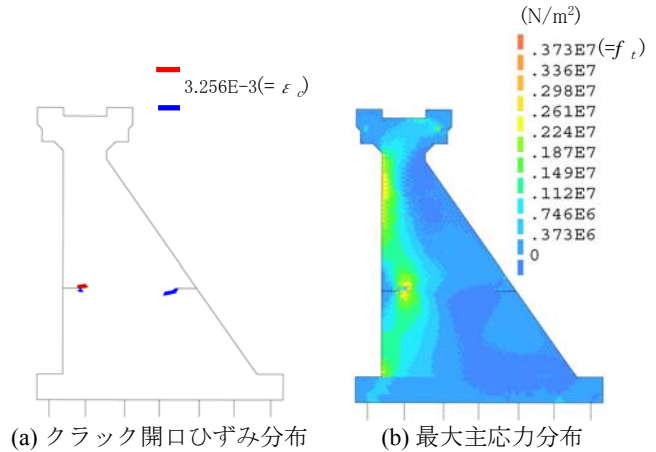


図-6 3回目の加振時のクラック開口ひずみ分布と最大主応力分布（初期剛性比例型減衰）

(ii)垂直応力 σ —垂直ひずみ ε 関係は、引張（開口）では剛性ゼロ、圧縮（閉塞）では弾性（線形）とする（図-7(b)参照）。

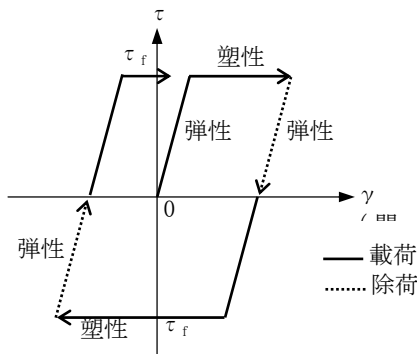
(iii)式(6)に示す応力—ひずみ関係において、インターフェイス要素の要素剛性マトリックス $[D]$ は式(7)、式(8a)~(8c)のとおりとする。式(8a)の要素剛性マトリックスの非対角項に示すように、塑性域では σ が圧縮の場合に拘束によるせん断応力増分を考慮する。一方、不連続面の粗さの影響（ダイレーション）については無視することにする。なお、対角項がゼロの場合、数値計算上の問題からゼロに近い値を設定する。

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} \gamma \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad (6)$$

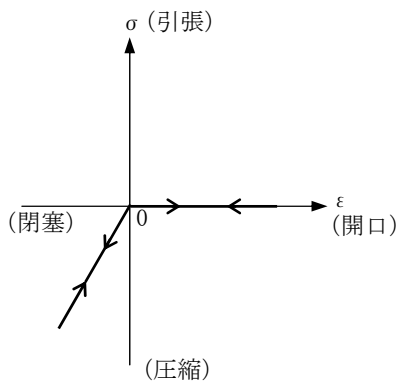
ここに、 τ : せん断応力、 σ : 垂直応力、 γ : せん断ひずみ、 ε : 垂直ひずみ、 $[D]$: 要素剛性マトリックスである。

τ — γ 関係が弾性域の場合 :

$$[D] = \begin{bmatrix} G & 0 \\ 0 & E \end{bmatrix} \quad (7)$$



(a) せん断応力 τ —せん断ひずみ γ 関係



(b) 垂直応力 σ —垂直ひずみ ε 関係

図-7 不連続面（インターフェイス要素）の構成則

τ — γ 関係が塑性域の場合 :

$$[D] = \begin{bmatrix} S_h & -S_v \cdot \tan \phi \cdot \text{Sign}(\tau) \\ 0 & S_v \end{bmatrix} \quad (8a)$$

$$S_h = 0 (= G/1 \times 10^4) \quad (8b)$$

$$S_v = \begin{cases} E(\sigma < 0) \\ 0 (= E/1 \times 10^4)(\sigma \geq 0) \end{cases} \quad (8c)$$

ここに、 G : せん断弾性係数、 E : ヤング係数、 $\text{Sign}(\tau)$: $+1(\tau \geq 0)$ 、 $-1(\tau < 0)$ である。

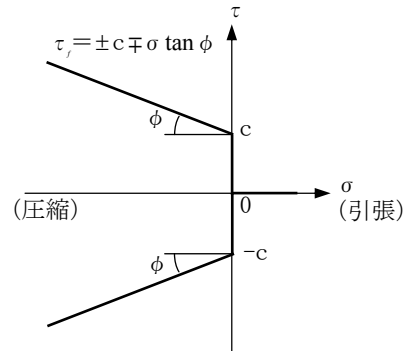


図-8 Mohr-Friction モデル

(2) 構成則の妥当性検証

想定する基礎岩盤の不連続面の構成則の妥当性検証のため、既往模型実験¹⁵⁾に対するシミュレーション解析を行った。

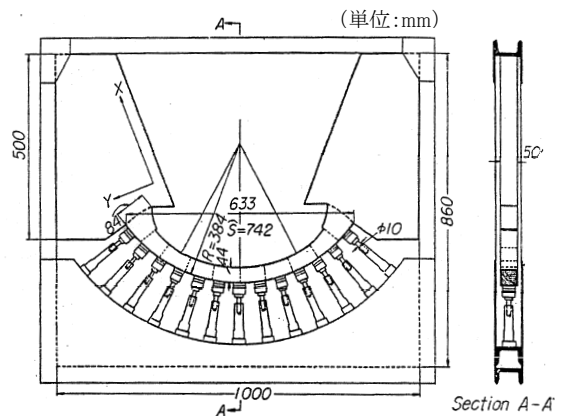


図-9 実験装置の概要¹⁵⁾

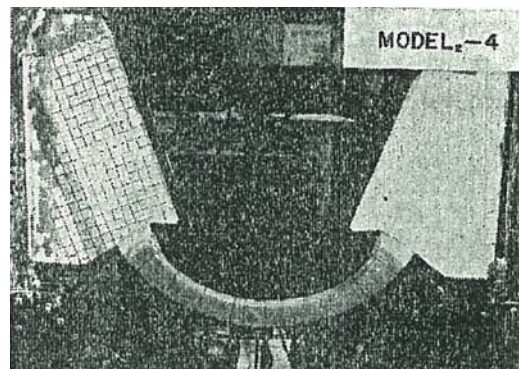


図-10 試験体の概要¹⁵⁾

既往模型実験装置と試験体の概要を図-9, 図-10に示す. 本模型実験は, 過去にアーチ式コンクリートダム¹⁴⁾の耐震安全性を確認するために実施されたもので, アーチ式コンクリートダムのアバットメントを模擬して試験体を構築している.

試験体の厚さは50mmで, ダム堤体と基礎岩盤を構築し, その模型を1000mm×860mmの加力フレーム内にジャッキを含め配置している. また, 载荷には13本のジャッキを用いており, ダム堤体に加わる水圧(地震時の動水圧を含む)を表現している. 基礎岩盤自体はモルタルで製作されており, その平面寸法が20mm×20mmの正方形の要素を積層するように基礎岩盤を構築している. 不連続面を表現するために, 要素と要素の境界部分は, せん断特性が明確なプラスターと珪藻土を混ぜ合わせた材料を2mmの厚さで設けている. 本試験体は, アバットメントにおける合力線の方向にほぼ平行ならびに直角な規則正しい二群の不連続面を有する試験体である. 他にもアバットメントにおける合力線の方向とほぼ45°の角度をなす規則正しい二群の不連続面を有する試験体等を作成し, 種々の実験が行なわれている. 本実験では, 計測は载荷荷重と変位について行われている.

試験体の破壊状況を図-11に示す. アーチを介して基礎岩盤に加えた圧縮荷重は, 基礎岩盤を押し込みながら, 基礎岩盤の不連続面のせん断破壊と加力方向に平行な開口破壊を深部まで発生させている. この破壊現象は, 圧縮力により拘束の弱い内側の基礎岩盤がはらみ出し, せん断破壊と開口破壊が生じたものと考えられる. このはらみ出しは着岩部近傍のみならず, かなり深い位置でも大きく現れており, アバット内側の基礎岩盤が薄い場合にはこの破壊が顕著になるものと想定される. また, 最終破壊は, アバット内側の基礎岩盤が開口破壊し, 支持力を失う結果になっている.

本模型実験結果に対し, 想定する不連続面の構成則を適用した二次元FEM非線形解析によるシミュレーション解析を実施した. 平面ひずみ状態を仮定し, 試験体を模擬した解析モデルを図-12に示す. 基質岩盤は4節点四角形要素でモデル化し, 破壊することはないものとして線形弾性とした. 不連続面はインターフェイス要素でモデル化し, 既述の構成則を設定した. 表-1には解析物性値を示す. 境界条件は, 実験時を考慮して, 試験体枠に接する位置で固定境界, それ以外では自由境界とした. 载荷方法は, 実験に習い, ジャッキ位置で集中の増分荷重を加えた.

表-1 解析物性値

項目	基質岩盤	不連続面
ヤング係数 E(GPa)	2.0	—
ポアソン比 ν	0.2	—
密度 $\gamma(\text{kg/m}^3)$	2000	—
粘着力 c(MPa)	—	0.12
内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	—	18

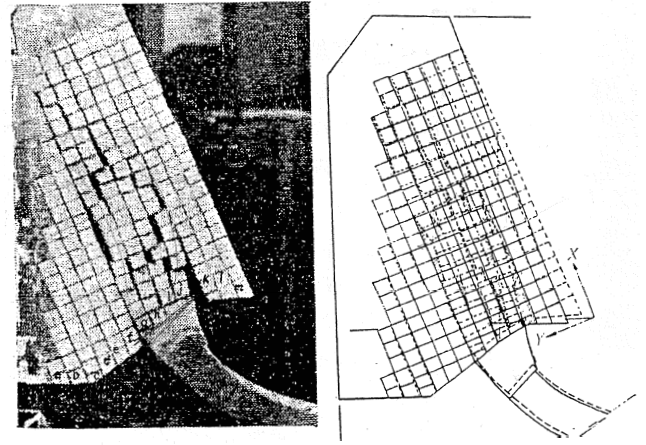


図-11 試験体の破壊状況¹⁵⁾

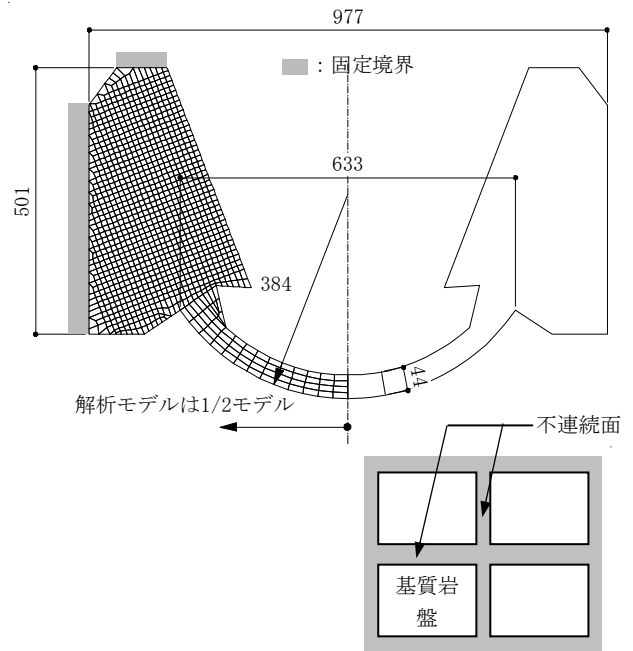


図-12 解析モデル

二次元 FEM 非線形解析により得られた変形分布を図-13に, 最小主応力分布を図-14に示す. 変形分布によれば, 初期荷重を加えた時点から, 変形は拘束の弱い基礎岩盤の内側にはらみ出す傾向を示し, 荷重の増加とともにその傾向は顕著になっている. 最小主応力分布によれば, アバット部分の荷重による基礎岩盤の圧縮応力は深い位置まで到達しており, 最終的にはアバット両端の圧縮応力が増加して破壊に至っている. 解析による破壊性状は, 図-11に示した実験結果と同様の結果を示しており, 基礎岩盤の破壊がせん断破壊と開口破壊によるものであることが明らかである. また, 基礎岩盤のはらみ出しが破壊の指標の一つと考えられることから, 基礎岩盤のはらみ出しに関する相対変位について実験結果と比較したものを図-15に示す. 解析結果によれば, ある荷重以上で相対変位が急激に大きくなる傾向を示している. 一方, 実験結果はなだらかな増加傾向を示しているものの, 実験結果と解析結果は概ね類

似の相対変位を生じており、想定した構成則は妥当であると考えられる。

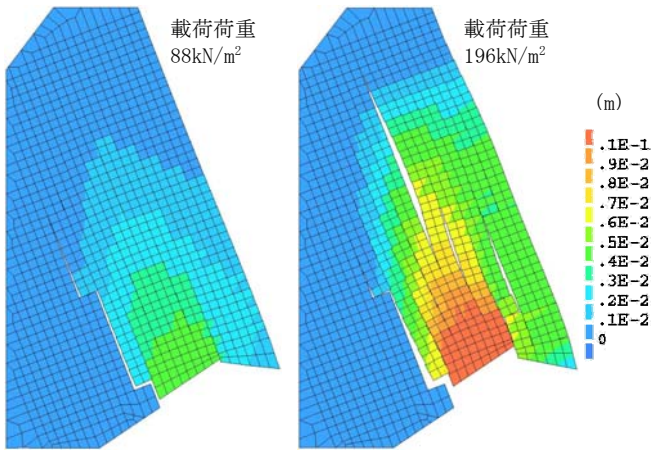


図-13 変形分布

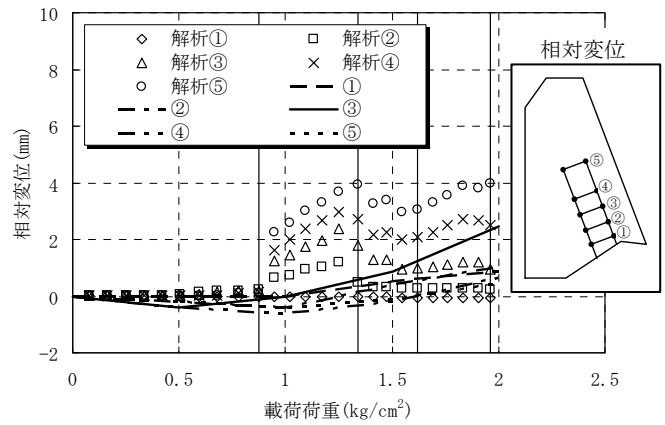


図-15 相対変位の比較

4. 基礎岩盤の不連続面の進行性破壊を考慮した動的クラック進展解析

重力式コンクリートダムを対象として、基礎岩盤の不連続面の進行性破壊を考慮した動的クラック進展解析を実施した。減衰特性には接線剛性比例型減衰を適用し、不連続面には既述の構成則を適用した。そして、岩盤の不連続性がダム堤体のクラック進展挙動に及ぼす影響を検討した。

(1) 解析モデル・定数

ハイダムを念頭にして、堤高 100m のモデルダムを想定した。図-16 に解析モデルを示すが、上下流方向を対象に平面ひずみ状態を仮定したダム堤体—基礎岩盤—貯水連成系モデルとした。貯水の影響は、Westergaard 式¹⁶⁾から求められる付加質量を堤体上流面に付与することで考慮した。

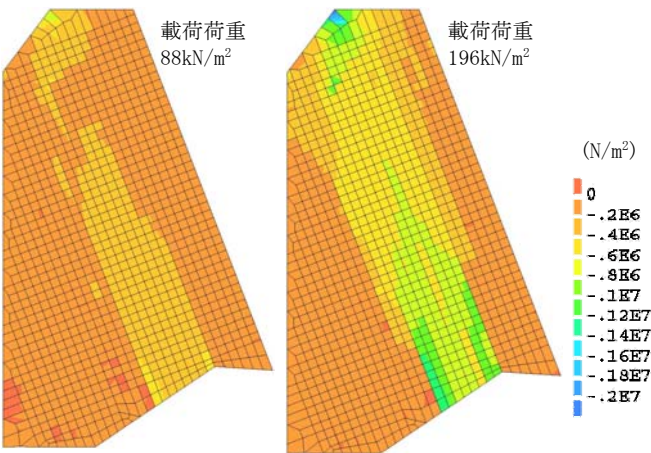


図-14 最小主応力分布

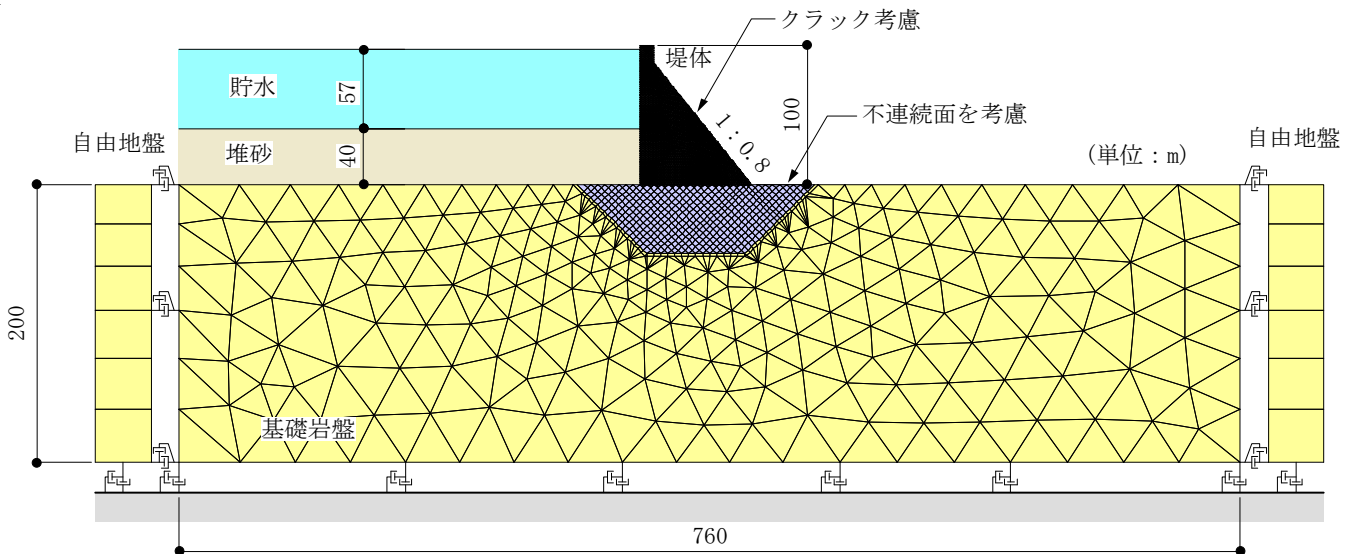


図-16 解析モデル

ダム堤体は、クラック進展方向等に及ぼすメッシュ依存性の影響を排除するため、正三角形を基本とした三角形要素によるメッシュ分割とした。正三角形の一辺の長さは、スナップバック防止のため1.5mとした(ひび割れ帯幅は $1.5 \times \sin 60^\circ \text{ m}^{17)}$ 。コンクリートのクラックは、スミアードクラックモデルを用いて表現し、引張応力-クラック開口変位関係は二直線型引張軟化構成則(1/4モデル、図-17)を適用した。引張応力-クラック開口変位関係における除荷時には、原点指向型の履歴特性を設定した。モデルダムの主な解析定数を表-2に示すが、これらの値は既往の研究^{11), 18)-21)}等を参考にして設定した。

一方、基礎岩盤については、ダム堤体近傍に直交する二方向の不連続面を想定し、鉛直方向に対して+45°と-45°(時計回りを正)の不連続面とした。実岩盤においては複数の不連続面が存在する 경우가多いが、ダム基礎岩盤として利用される花崗岩等の深成岩や堆積岩においては、しばしば互いに直交する3組の不連続面が存在することが知られている。これより、二次元断面上で直交する2組の不連続面を考慮することにした。また、実岩盤において内在する不連続面の間隔は様々であるが、菊地らによる岩盤分類²²⁾を参考にして、不連続面の間隔を6mとし、均一な不連続面分布を仮定した。同岩盤分類では、比較的連続性のある(2m以上の連続性を有する)節理の分布間隔を目安として、岩盤が概ね新鮮である(節理面の状態はやや風化汚染されている場合もある)場合に2~10m、新鮮である(節理面の状態は全く風化されていない)場合に10m以上とされている。既掲の表-2には基礎岩盤の解析定数を併せて示したが、不連続面の粘着力と内部摩擦角は、節理が発達した硬岩で不連続面が概ね新鮮であるとして想定した値である²³⁾。

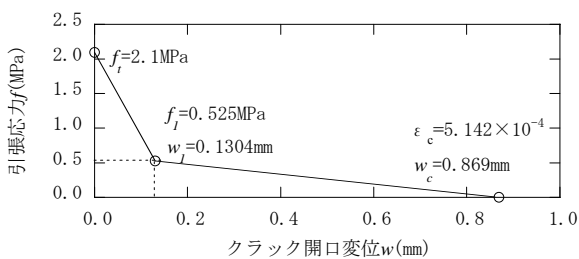


図-17 コンクリートの引張軟化構成則

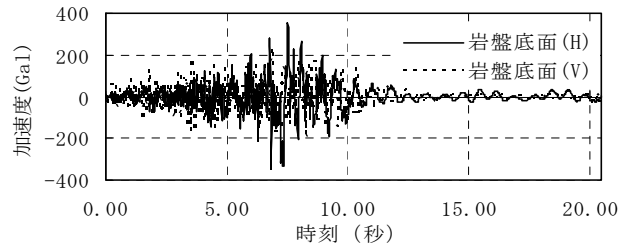
表-2 解析定数

項目	堤体	基礎岩盤	
		基質	不連続面
ヤング係数 E(GPa)	28	10	—
ポアソン比 ν	0.2	0.25	—
密度 γ(kg/m ³)	2300	2500	—
引張強度 f _t (MPa)	3.0	—	—
破壊エネルギー G _f (N/m)	400	—	—
粘着力 c(MPa)	—	—	0.16
内部摩擦角 φ(°)	—	—	42
1次モード減衰定数 h ₁	0.07	0.02	0.02

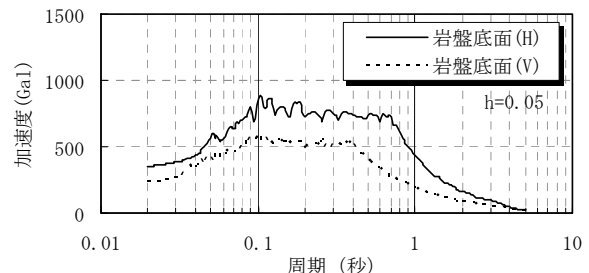
(2) 入力地震動

入力地震動として、照査用下限加速度応答スペクトル¹⁾をターゲットスペクトルとして作成した模擬地震動を適用した。位相特性には、1995年兵庫県南部地震において一庫ダムの監査廊内で観測された時刻歴加速度波形を適用した。

基礎岩盤表面(開放基盤面)で規定される模擬地震動を解析モデル底面まで引き戻し計算を行い、入力地震動として適用した。入力地震動の時刻歴加速度波形と加速度応答スペクトルを図-18に示す。



(a) 時刻歴加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図-18 入力地震動(モデル底面位置)

(3) 動的クラック進展解析結果

動的クラック進展解析より得られた堤体頂部と底部の時刻歴水平相対変位波形、基礎岩盤の不連続面の開口とすべりの状況および堤体のクラック進展状況を図-19~図-21に示す。

相対変位は8秒当たりで急激に大きくなっている。基礎岩盤に着目すると、堤体が下流側へ変形した場合、上流側の岩盤には45°方向の不連続面に開口やすべりが生じ、下流側では-45°方向の不連続面に開口やすべりが生じている。上流側の岩盤の開口やすべりは下流側に比べて小さく、これは静水圧による拘束圧効果があるためと考えられる。堤体が上流側へ変形した場合は、上流側の岩盤には静水圧と堤体の押し込みにより不連続面の開口やすべりは認められないが、下流側では45°と-45°方向の二方向に開口やすべりが生じている。一方、ダム堤体に注目すると、クラックは堤体底面に発生するが、岩盤の不連続面を考慮しない解析結果に比べ、不連続面を考慮した解析結果はクラックの進展度合いが大幅に少なくなっている。これは、岩盤の不連続面の開口やすべりにより、堤体に作用する地震エネルギーが低減するためと考えられる。

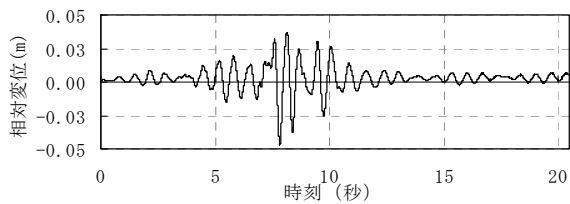
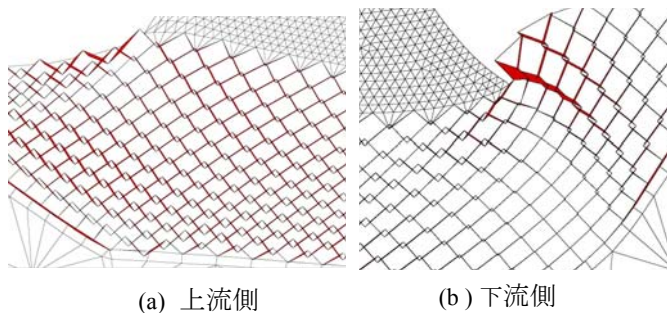


図-19 堤体の時刻歴水平相対変位波形（頂部-底部）



(a) 上流側 (b) 下流側

図-20 不連続面の開口とすべりの状況
(堤体上流側へ最大変形時、変形拡大図)

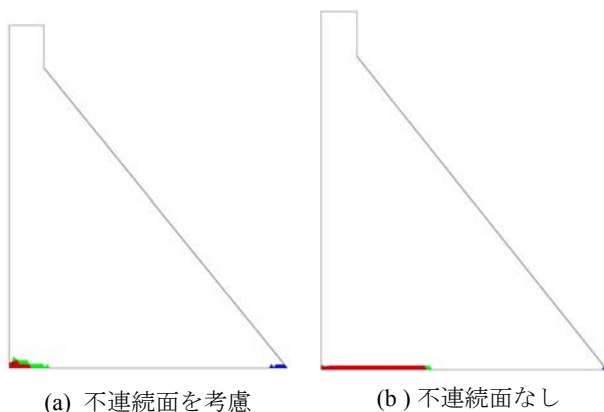


図-21 堤体のクラック進展状況

5. まとめ

重力式コンクリートダムを対象として、基礎岩盤の不連続面の進行性破壊を考慮した大規模地震時の動的クラック進展解析を実施し、岩盤の不連続性がダム堤体のクラック進展挙動に及ぼす影響を解析的に検討した。得られた知見をまとめると、以下のようになる。

(i) 基礎岩盤の不連続面の構成則を想定し、既往模型実験に対するシミュレーション解析から、構成則の妥当性を検証した。解析による破壊性状は実験結果と同様の性状を示し、また、解析結果は実験結果と概ね類似の相対変位を生じており、想定した構成則の妥当性が検証された。

(ii) 減衰特性には筆者らが既に提案した接線剛性比例型減衰を適用し、不連続面には想定した構成則を適用して、堤高 100m のモデルダムを対象に動的クラック進展解析を実施した。その結果、不連続面

を考慮すると堤体のクラック進展度合いが大幅に低減することがわかった。

今後、不連続面の強度や角度を変化させ、重力式コンクリートダムの耐震安全性についてさらに詳細に検討していく予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局:大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説,2005.
- 2) 木全宏之,藤田豊,堀井秀之:動的クラック進展解析による重力式コンクリートダムの耐震安全性評価,土木学会論文集, No.787/I-71, pp.137-145,2005.
- 3) 木全宏之,藤田豊,新美勝之,宝示戸恒夫,佐々木隆:重力式コンクリートダムの動的クラック進展解析,第 14 回ダム工学研究発表会講演集, pp.13-15,2003.
- 4) 新美勝之,木全宏之,宝示戸恒夫,藤田豊,佐々木隆,金縄健一:クラック進展解析を用いた重力式コンクリートダムの耐震補強検討,土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集, 1-278, pp.555-556,2004.
- 5) 木全宏之,藤田豊,宮元大輔,仲山賢司:入力地震動の違いによる重力式コンクリートダムのクラック進展挙動特性,土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集,2008.
- 6) 木全宏之,藤田豊,堀井秀之,Mahmoud YAZDANI:不連続面を有する岩盤上の重力式コンクリートダムの動的クラック進展解析,土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集,2009.
- 7) 木全宏之,新美勝之,井上篤史,玉井誠司,藤田豊,Mohammad Reza OKHOVAT:不連続面節理を有する岩盤上の重力式コンクリートダムの動的非線形挙動,土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集,2010.
- 8) 木全宏之,新美勝之,井上篤史,玉井誠司,藤田豊,Pongwit RUNGBANAPHAN:照査用下限加速度応答スペクトル適合波を用いた重力式コンクリートダムの動的クラック進展解析,土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集,2010.
- 9) 木全宏之,藤田豊, Mahmoud YAZDANI:不連続面を有するダム基礎岩盤の進行性破壊挙動に関する基礎的検討,土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集,2011.
- 10) Kimata,H., Fujita,Y., Horii,H. and Yazdani,M. : Dynamic crack propagation analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundation, *3rd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations, proceedings of the workshop*, pp.486-494, September 2009.
- 11) 経済産業省資源エネルギー庁, (社)電力土木技術協会:ダム耐震設計高度化調査報告書,平成 12 年度電力施設地震対策調査(発電設備耐震信頼性実証試験), 2001.
- 12) Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M. and Cipolla, G. : Seismic safety of gravity dams, from shake table experiments to numerical analysis, *Journal of Structural Engineering*, pp.518-529, 2000.
- 13) Plesha,M.E.:Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation, *Int. J. for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.11, pp.345-362,1987.
- 14) 佐々木猛, 吉中龍之進, 永井文男:有限要素法による節理性岩盤の複合降伏モデルに関する研究, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp.59-68, 1994.

- 15) 高野稔:アーチダムの基礎の安全性に対する実験的検討方法に関する研究,土木学会論文集, No.78, 1962.
- 16) Westergaard, H.M. : Water Pressures on dams during earthquakes, *Trans. ASCE*, Vol.75, pp.418-433, 1933.
- 17) 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳治:仮想ひびわれモデルを組んだ分布ひびわれモデルによるコンクリートのひびわれの有限要素解析, 土木学会論文集, No.466/V-19, pp.79-88, 1993.
- 18) CEB Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP Model Code 1990, *Bulletin d'Information*, No.213/214, pp.36-37, May 1993.
- 19) 堀井秀之, 内田善久, 柏柳正之, 木全宏之, 岡田武二:コンクリートダム耐力評価のための引張軟化特性の検討, 電力土木, No.286, 2000年3月.
- 20) 塩尻弘雄, 上田稔:ダム—岩盤—貯水の連成を考慮した一庫重力式コンクリートダムの兵庫県南部地震応答シミュレーション解析, *ダム工学*, Vol.8, No.2, pp.85-92, 1998.
- 21) 上田稔, 恒川和久, 横井幹仁, 塩尻弘雄:アーチダムの実地震応答シミュレーション解析, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.849-852, 1997.
- 22) 菊地宏吉, 齊藤和雄, 楠建一郎:ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について, *大ダム*, No.102, 103合併号, 1982.
- 23) 多田浩之, 石塚与志雄, 堀井秀之, 内田善久, 柏柳正之, 木全宏之:不連続面を考慮したダム基礎岩盤の地震時安定性評価手法の提案, 土木学会論文集, No.715/III-60, pp.201-213, 2002.

INFLUENCE OF JOINTED ROCK FOUNDATION IN PROPAGATION BEHAVIOR OF EARTHQUAKE INDUCED CRACK IN CONCRETE GRAVITY DAM

Hiroyuki KIMATA, Yutaka FUJITA, Hideyuki HORII and Mahmoud YAZDANI

Dynamic cracking analysis of concrete gravity dam has been carried out to study the propagation behavior of dynamic crack induced by large scale earthquake, considering progressive failure of jointed rock foundation. Firstly, the previously proposed approach using tangent stiffness-proportional damping to express the propagation behavior of crack is presented and its effectiveness is discussed. In order to take into account the progressive failure of rock foundation, the constitutive law of jointed rock is assumed and its validity is evaluated by simulation analysis based on the past experimental model. Finally, dynamic cracking analysis of 100-m high dam model is performed and the influence of jointed rock foundation on the propagation behavior of earthquake induced crack is investigated.