基礎岩盤の不連続性を考慮した 重力式コンクリートダム地震時挙動

木全宏之¹・藤田 豊²・堀井秀之³・Mahmoud YAZDANI⁴

¹フェロー会員 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非会員 清水建設株式会社原子力・火力本部副部長 (〒105-8007 東京都港区芝浦1-2-3)

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

³正会員 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 (Jalale-Ale Ahmad Ave., Tehran, Iran)

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、基礎岩盤のせん断破壊や開口破壊を表現するため、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、筆者らが既に提案した接線剛性比例型減衰と想定した不連続面の構成則を適用し、動的クラック進展解析を実施して、堤体のクラック進展挙動ならびに基礎岩盤の進行性破壊挙動について検討した。

Key Words : concrete gravity dam, dynamic cracking analysis, constitutive law of jointed rock, progressive failure of jointed rock foundation, tangent stiffness-proportional damping

1. はじめに

平成17年3月、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説」¹⁾が試行された。同指針において、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。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、模型振動実験結果に対するシミュレーション解析からその評価手法の妥当性を検証して、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⁾⁻⁶⁾。

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。

この分野の研究として、Valliappan,S.らは基礎岩盤を不連続面を有する損傷モデルとして扱い、ダム堤体-基礎岩盤連成系の地震応答解析を行っている⁷⁾。また、筆者らも連続体解析を基本に、不連続面を有するダム基礎岩盤の簡易な耐震安全性評価手法を提案している⁸⁾。しかしながら、ダム基礎岩盤の大規模地震時の破壊挙動を進行性破壊挙動として直接的に取り扱った研究や加えてその耐震安全性を評価した研究はほとんど見当たらないのが現状である。

本研究では、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、基礎岩盤のせん断破壊や開口破壊を表現するため、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、筆者らが既に提案した接線剛性比例型減衰²⁾⁻⁶⁾と想定した不連続面の構成則を適用し、動的クラック進展解析を実施して、堤体のクラック進展挙動ならびに基礎岩盤の進行性破壊挙動について検討した。

2. 既往模型実験における基礎岩盤の進行性破壊挙動

(1) 模型実験装置と試験体

アーチ式コンクリートの実ダム建設のため、基礎岩盤を模擬した模型実験が行われ、岩盤の安定性評価のための検討が行われている⁹⁾。

模型実験装置と試験体の概要を図-1、図-2に示す。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が構築されており、厚さ50mmのダム堤体と基礎岩盤が1000mm×860mmの加力フレーム内にジャッキを含め配置されている。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(基質岩盤)はモルタルで製作されており、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が構築されている。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にほぼ平行ならびに直角な規則正しい二組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角とほぼ45°の角度をなす規則正しい二組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。

なお、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不連続面が存在することが知られている。本実ダムサイトの基礎岩盤は花崗岩であり、直角な二組の不連続面が試験体で設けられている。

(2) 進行性破壊挙動

試験体の破壊状況を図-3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、アバットメン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。最終破壊は、アバットメン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。

図-1 模型実験装置の概要⁹⁾

図-2 試験体の概要⁹⁾

図-3 試験体の破壊状況⁹⁾

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

前節の模型実験でも示されているように、基礎岩盤のせん断破壊や開口破壊を表現するため、不連続面の構成則を以下のように想定した。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^{10),11)}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-4(a)参照）。せん断強度 τ_f は、式(1)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-5 参照）。

$$\tau_f = \pm c \mp \sigma \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 σ ：垂直応力、 c ：粘着力、 ϕ ：内部摩擦角である。

(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-4(b)参照）。

(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-4 不連続面の構成則

(iii) 不連続面はインターフェイス要素で表現することとし、インターフェイス要素の弾性域での要素剛性マトリックス $[D_e]$ は式(2)、塑性域での要素剛性マトリックス $[D_{ep}]$ は式(3a)～式(3c)のとおりとする。 $[D_{ep}]$ は、増分ひずみに対するマトリックスである。式(3a)の $[D_{ep}]$ の非対角項に示すように、塑性域では垂直ひずみ 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（ダイレイション）については無視することにする。

弾性域の場合：

$$[D_e] = \begin{bmatrix} G & 0 \\ 0 & E \end{bmatrix} \quad (2)$$

塑性域の場合：

$$[D_{ep}] = \begin{bmatrix} S_h & -S_v \cdot \tan \phi \cdot \text{Sign}(\tau) \\ 0 & S_v \end{bmatrix} \quad (3a)$$

$$S_h = 0 \quad (3b)$$

$$S_v = \begin{cases} E(\sigma < 0) \\ 0(\sigma \geq 0) \end{cases} \quad (3c)$$

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-5 Mohr-Friction モデル

式(3a)～式(3c)に示した塑性域の要素剛性マトリックス $[D_{ep}]$ の誘導について、垂直応力 σ が圧縮 (≤ 0) の場合の定式化を以下に示す。なお、定式化を簡略化するため、せん断応力 τ が正の場合について示す。

今、弾性状態と降伏状態は降伏関数 F を用いて式(4a)、式(4b)で表される。

$$\text{弾性状態} : F = \tau - c + \sigma \tan \phi - H(\gamma) < 0 \quad (4a)$$

$$\text{降伏状態} : F = \tau - c + \sigma \tan \phi - H(\gamma) = 0 \quad (4b)$$

ここに、 $H(\gamma)$ ：等方硬化を表す関数である。また、塑性ポテンシャル Q は、非関連流れ則に従い式(5)で表される。

$$Q = \tau - c + \sigma \tan \phi \quad (5)$$

ここに、 ϕ ：ダイレイタンス角である。

塑性域での要素剛性マトリックス $[D_{ep}]$ は、有限要素法の弾塑性構成則の定式化で一般に式(6)で表される。

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T [D_e]}{H(\gamma) + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T [D_e] \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right)} \quad (6)$$

式(6)を計算すると、式(7)のようになる。ダイレイションを無視し、完全弾塑性型の履歴特性を仮定したことから、ダイレイタンシー角 $\phi = 0$ 、等方硬化を表す関数 $H(\gamma) = 0$ とすると、式(7)は式(8)のようになり、式(3a)～式(3c)が導かれる。

$$[D_{ep}] = \begin{bmatrix} G & 0 \\ 0 & E \end{bmatrix} - \frac{1}{H(\gamma) + G + E \tan \phi \tan \phi} \begin{bmatrix} G^2 & GE \tan \phi \\ GE \tan \phi & E^2 \tan \phi \tan \phi \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[D_{ep}] = \begin{bmatrix} 0 & -E \tan \phi \\ 0 & E \end{bmatrix} \quad (8)$$

(2) 構成則の妥当性検証

想定した基礎岩盤の不連続面の構成則の妥当性検証のため、前節の既往模型実験⁹⁾に対し、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-6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。載荷方法は、実験と同様、ジャッキ位置で集中の増分荷重を加えた。

二次元 FEM 非線形解析により得られた変形分布を図-7に、最小主応力分布を図-8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。一方、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-3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-9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が、破壊現象としては元来変位が急増するといった傾向を示すのではないかと考えられる。解析結果や実験結果についてはさらなる分析が必要と考えられるが、実験結果に対して解析結果は概ね同程度の相対変位を生じており、想定した構成則は概ね妥当であると考えられる。

図-6 解析モデル

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	2.0
ポアソン比 ν	0.2	0.2
密度 $\gamma(\text{kg/m}^3)$	2000	2000
粘着力 c(MPa)	—	0.12
内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	—	18

図-7 変形分布

図-8 最小主応力分布

図-9 相対変位の比較

4. 基礎岩盤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。減衰特性には筆者らの提案する接線剛性比例型減衰²⁾⁶⁾を適用し、不連続面には既述の構成則を適用した。そして、堤体のクラック進展挙動ならびに基礎岩盤の進行性破壊挙動について検討した。

(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-10 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¹²⁾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。

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 $1.5 \times \sin 60^\circ \text{ m}^{13)}$ 。

図-10 解析モデル

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-11) 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。コンクリートの圧縮は弾性と仮定した。モデルダムの解析定数を表-2 に示すが、これらの値は既往の研究^{14)~18)}等を参考にして設定した。

表-2 解析定数

		基礎岩盤	不連続面
ヤング係数 $E(\text{GPa})$	28	10	10
ポアソン比 ν	0.2	0.25	0.25
密度 $\gamma(\text{kg/m}^3)$	2300	2500	2500
引張強度 $f_t(\text{MPa})$	3.0	—	—
破壊エネルギー $-G_f(\text{N/m})$	400	—	—
粘着力 $c(\text{MPa})$	—	—	0.16
内部摩擦角 $\phi(^\circ)$	—	—	42
1 次モード減衰定数 h_1	0.07	0.02	0.02

図-11 コンクリートの引張軟化構成則

一方、基礎岩盤については、基質岩盤を線形弾性の四角形要素、不連続面を既述の構成則を有するインターフェイス要素でモデル化した。ダム堤体近傍に直交する二組の不連続面を想定し、上流から下流へのすべり面を念頭に水平方向に対して $+45^\circ$ と -45° の不連続面を仮定した。実岩盤においては複数の不連続面が存在するが多いが、既述のように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三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二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¹⁹⁾を参考にして、不連続面の間隔を3.54m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、重力式コンクリートダムのサイトを念頭に、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⁸⁾。

なお、ダム堤体に発生するクラックおよび基礎岩盤の不連続面の開口やすべりによって浸入する水の影響については、本解析では考慮しないこととした。地震時におけるクラックならびに開口やすべりの進展速度は水の浸入速度に比べてかなり速いことが指摘されている(例えば²⁰⁾)、実証されておらず、水の影響については今後の検討課題である。

(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。同スペクトルは、伏在断層を想定し、ダムの大規模地震時の耐震安全性を照査する上で最低限考慮すべき地震動の強さを規定したものである。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(最大水平加速度328Gal, 最大鉛直加速度223Gal)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-12に示す。水平(H)ならびに鉛直(V)の二方向同時入力を行った。

(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

(a) 時刻歴加速度波形

(b) 加速度応答スペクトル

図-12 入力地震動(モデル底面位置)

況を図-13~図-16に示す。動的クラック進展解析は、基礎岩盤の不連続面を考慮しない線形弾性とした解析も併せて実施した。

図-13に示す相対変位は、入力地震動に相対するように8秒付近で急激に大きくなっている。図-14および図-15より基礎岩盤に着目すると、堤体が下流側へ変形した場合、堤体下流側の基礎岩盤では、堤体による基礎岩盤の押し込みに伴い -45° 方向にすべりや開口が生じ、基礎岩盤が隆起する現象が現れている。上流側の基礎岩盤でも概ね -45° 方向にすべりや開口が生じている。一方、堤体が上流側へ変形した場合、下流側の基礎岩盤では -45° 方向だけでなく、 $+45^\circ$ 方向にもすべりや開口が生じている。上流側の基礎岩盤では、堤体が下流側へ変形した場合も同様であるが、開口やすべりは下流側に比べて小さい。これは貯水の静水圧による拘束圧効果があるためと考えられる。基礎岩盤の耐震安全性の観点からは、上流側から下流側に連続したすべりや開口によって基礎岩盤が破壊することはなく、耐震安全性が確保されている。

図-16よりダム堤体に注目すると、筆者らがこれまで実施してきた解析^{2)~6)}と同様、クラックは主に上流側堤体底面に発生、進展している。注目すべきは、基礎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減少していることがわかる。堤体底面幅Bに対し、基礎岩盤の不連続面を考慮しない解析結果のクラック進展度合い $(L_1+L_2)/B$ が40%程度に対して、不連続面を考慮した解析結果では10%程度以下に減少している。これは、基礎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。現行指針(案)¹⁾では、堤体のクラック貫通破壊がダムの耐

震安全性評価の主な対象となっているが、基礎岩盤の不連続性を考慮することで、ダム耐震安全性がさらに確保される結果となっている。

注) +:下流側, -:上流側, O:上流側または下流側最大相対変位

図-13 堤体の時刻歴水平相対変位波形(頂部-底部)

図-14 不連続面の開口とすべりの状況
(堤体下流側へ最大相対変位時、
堤体底面付近変形拡大図)

図-15 不連続面の開口とすべりの状況
(堤体上流側へ最大相対変位時、
堤体底面付近変形拡大図)

注) 完全開口変位 $w_c=0.869\text{mm}$ 以上の
変位発生箇所をクラックとして表

図-16 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、堤体のクラック進展挙動ならびに基礎岩盤の進行性破壊挙動について検討した。入力地震動には、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(最大水平加速度 328Gal, 最大鉛直加速度 223Gal)を適用した。得られた知見をまとめると、以下ようになる。

(i) 本研究では、基礎岩盤が節理が発達した硬岩で不連続面が概ね新鮮であるとし、深成岩や堆積岩を念頭に直交する二組の不連続面を想定して、水平方向に対し $+45^\circ$ と -45° の不連続面を仮定した。また、ダム堤体に発生するクラックおよび基礎岩盤の不連続面の開口やすべりによって浸入する水の影響を考慮しない等の条件下で解析的検討を実施した。

(ii) 基礎岩盤のせん断破壊や開口破壊を表現するため、不連続面の構成則を想定した。そして、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。

(iii) 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、クラックは堤体底面に発生、進展するが、堤体は貫通破壊せず、また基礎岩盤も上流側から下流側に連続したすべりや開口によって破壊することはなく、耐震安全性が確保される結果となった。

(iv) また、動的クラック進展解析の結果、基礎岩盤の不連続面を考慮すると、堤体底面幅に対してクラックの進展度合いは 40%程度から 10%程度以下に減少し、不連続面を考慮しない場合に比べて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。

(v) 現行指針(案)¹⁾では、堤体のクラック貫通破壊がダムの大規模地震に対する主な耐震安全性評価の対象となっているが、基礎岩盤の不連続性を考慮することでクラックの進展度合いが大幅に減少することから、ダムの耐震安全性評価では基礎岩盤に注目することも重要である。

今後、入力地震動のレベルや基礎岩盤の不連続面の強度、角度等を変化させ、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, 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.
 - 7) Valliappan, S., Yazdchi, M. and Khalili, N.: Earthquake analysis of gravity dams based on damage mechanics concept, *Int. J. for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.20, pp.725-751, 1996.
 - 8) 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.
 - 9) 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.
 - 10) 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.
 - 11) 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.
 - 12) Westergaard, H. M.: Water Pressures on dams during earthquakes, *Trans. ASCE*, Vol.75, pp.418-433, 1933.
 - 13) 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳治: 仮想ひびわれモデルを組込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.
 - 14) 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.
 - 15) CEB Comite Euro-International du Beton: CEB-FIP Model Code 1990, *Bulletin d'Information*, No.213/214, pp.36-37, 1993.
 - 16) 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.
 - 17) 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.
 - 18) 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.
 - 19) 菊地宏吉, 斉藤和雄, 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.
 - 20) Reich, R. W., Bruehwiler, E., Slowik, V. and Saouma, V. E.: Experimental and computational aspects of a water/fracture, *Dam Fract. Damage*, pp.123-131, 1994.

(2011. 12. 16受付、2012. 2. 29修正、2012. 3. 6受理)

DYNAMIC BEHAVIOR OF CONCRETE GRAVITY DAM ON JOINTED ROCK FOUNDATION DURING LARGE-SCALE EARTHQUAKE

Hiroyuki KIMATA, Yutaka FUJITA, Hideyuki HORII and Mahmoud YAZDANI

Dynamic cracking analysis of concrete gravity dam has been carried out during large-scale earthquake, considering the progressive failure of jointed rock foundation. Firstly, 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, using the previously proposed approach with tangent stiffness-proportional damping to express the propagation behavior of crack and the constitutive law of jointed rock. The crack propagation behavior of dam body and the progressive failure of jointed rock foundation are investigated.