

ダム基礎となる不連続性岩盤の大規模地震における引張時力学特性に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：水工構造物チーム

研究担当者：山口嘉一、岩下友也、小堀俊秀

【要旨】

現在試行中の「大規模地震動に対するダム耐震性能照査解析（案）・同解説」¹⁾（以下、指針（案）と呼ぶ）では、ダム本体についてレベル2地震動に対して貯水機能の維持ならびに修復可能性の確保を求めている。指針（案）では、ダム本体（堤体および堤体と接する部分の基礎岩盤）の損傷過程を考慮した地震応答解析により、生じる損傷が限定的な範囲にとどまることを確認する必要があるとしている。

現在のコンクリートダム堤体の破壊を考慮した解析では、堤体内の引張破壊をモデル化した手法が用いられることが多いが、基礎岩盤の破壊は考慮されていない。一方で、堤体の地震応答解析時には基礎岩盤の破壊が影響を与えると考えられることから、堤体に加えて基礎岩盤も合わせてモデル化したうえで、両者の破壊を考慮する必要があると考えられる。

本研究では、基礎岩盤の不連続性による破壊を考慮した堤体と基礎岩盤の安全性に着目して実験的・解析的な検討を行い、重力式コンクリートダムの堤体と基礎岩盤を一体とした大規模地震時の安全性を照査する解析手法について検討を行った。

キーワード：重力式コンクリートダム、大規模地震動、動的解析、基礎岩盤、引張破壊

1. はじめに

現在試行中の「大規模地震動に対するダム耐震性能照査解析（案）・同解説」¹⁾（以下、指針（案）と呼ぶ）では、ダム本体についてレベル2地震動に対して貯水機能の維持ならびに修復可能性の確保を求めている。指針（案）では、ダム本体（堤体および堤体と接する部分の基礎岩盤）の損傷過程を考慮した地震応答解析により、生じる損傷が限定的な範囲にとどまることを確認する必要があるとしている。

現在のコンクリートダム堤体の破壊を考慮した解析では、堤体内の引張破壊をモデル化した手法が用いられることが多いが、基礎岩盤の破壊は考慮されていない。一方で、堤体の地震応答解析時には、基礎岩盤の破壊が影響を与えると考えられることから、堤体に加えて基礎岩盤も合わせてモデル化したうえで、両者の破壊を考慮する必要があると考えられる。

本研究では、重力式コンクリートダムの堤体と基礎岩盤を一体とした大規模地震時の安全性を照査する解析手法について、図-1 に示すフローに沿って検討を行った。

はじめに、不連続性岩盤の破壊の検討に関して重要な物性値である引張破壊に着目し、岩盤の破壊に関する事例と研究に関して文献調査を行った。文献調査では大規模地下空洞やトンネルに関する研究事例も対象

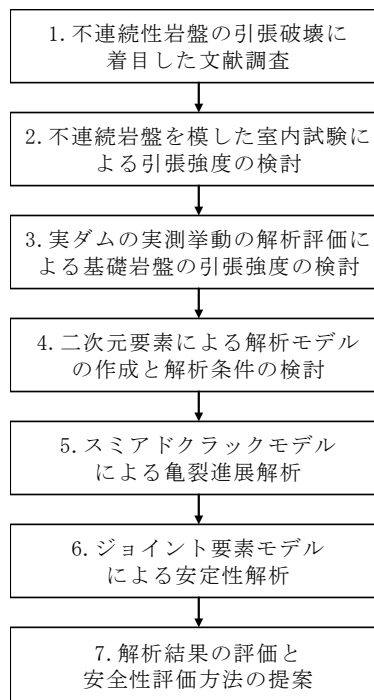


図-1 研究のフロー

とした。次に、モルタルと石粉を用いて不連続面を有する供試体を作成して室内試験を行い、不連続面を有する岩盤の引張強度について微視的観点から検討を行った。さらに、実ダムにおける実測挙動の解析評価を行い、ダムの基礎岩盤の引張強度について巨視的観点

から検討を行った。次に、二次元有限要素による解析モデルを作成し、既往の解析事例や実験結果を考慮して解析条件の検討を行った。解析では大規模地震動を考慮した時の亀裂進展と安定性に着目した。最後に堤体と基礎岩盤の応答と損傷について評価を行い、安全性評価手法の提案を行った。

2. コンクリートダム の 損傷・破壊および基礎岩盤の引張破壊に関する既往事例・設計・研究

2.1 コンクリートダム の 損傷・破壊事例調査

本研究を行うにあたって、主に基礎岩盤の破壊によるコンクリートダム の 損傷・破壊事例を挙げる。

①Malpasset (マルパッセ) ダム：フランス

Malpassetダムは、1954年に完成した堤高61mのアーチ式コンクリートダムである。このダムは、1959年12月2日、数日前からの激しい雨により水位が急激に上昇し、右岸の基礎岩盤が連続性のあるシームに沿って滑動、崩壊した。この事例により、ダム の 安全性にとって基礎岩盤の安定性が極めて重要であることが認識され、日本においては黒部川第4ダムなどで基礎岩盤に対する大規模な原位置試験が行われた^{2),3)}。

②Koyna (コイナ) ダム：インド

Koynaダムは、1954～1963年に建設された堤高102.4mの重力式コンクリートダムであり、通常のみドルサードの基準を満たさない断面を有している。このダムは、1967年に発生したKoynanagar地震(マグニチュード6.5)により堤体に水平亀裂が発生したが、貯水池の水が下流へ溢水するような被害はなかった。亀裂の発生位置は、地震時の応答解析の結果、大きな引張応力の発生する位置と一致し、解析で現象を説明し得るものであった²⁾。

③石岡ダム：台湾

石岡ダムは、1997年に建設された堤高25mの重力式コンクリートダムである。このダムは、1999年に発生した集集地震(マグニチュード7.3)により、右岸側の洪水吐きゲート2門と、その箇所 の 堤体が破壊された。被害の原因は、河床部に生じた約7.5mの断層変位によるものである²⁾。

以上の事例から、ダム の 安全性の評価には、基礎岩盤の強度や断層などの不連続面を考慮することが重要であることがわかる。また、堤体の損傷として引張破壊による亀裂の発生が考えられ、引張応力の発生位置は地震時の応答解析により推定できるものと考えられる。

2.2 岩盤(地盤)の引張強度に関する既往設計・研究調査

(1)調査の目的

基礎岩盤を含む重力式コンクリートダムの大規模地震に対する損傷、特に引張応力による損傷について検討を行う際には、基礎岩盤の不連続面 の 位置や角度、強度を適切にモデル化する必要がある。しかしながら、現状では不連続面を有する基礎岩盤の引張強度を求めることは容易ではないため、設計に安全側 の 立場から不連続面 の 強度を考慮しないなどの対応がなされる場合が多い。ここでは、ダム以外 の 分野における、岩盤(地盤)の引張破壊を考慮した設計に関して、電力(原子力発電・大規模地下空洞)・道路トンネル・鉄道トンネル(NATM)について主な研究等を示す。

(2)設計に関する事例

1)電力分野(原子力発電・大規模地下空洞)⁴⁾

文献①「岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発」電力中央研究所報告(昭和53年3月)

二次元平面ひずみ条件下での有限要素法による掘削解析プログラムに用いる物性値の考え方として、地盤及びコンクリートの緩みの判定、変形係数 の 変化式のパラメータの基準となる破壊包絡線を、次式で表すこととしている。

$$\left(\frac{\tau}{\tau_R}\right)^a = 1 - \frac{\sigma}{\sigma_t'} \quad (1 \leq a \leq 2) \quad (2.1)$$

ここに、

τ : せん断応力

σ : 垂直応力

τ_R : せん断強度

σ_t' : 包絡線における見かけの引張強度で、

引張強度 σ_t と異なる場合もある

破壊包絡線は図-2.2.1に示す放物線型破壊基準となる。破壊包絡線を規定するせん断強度 τ_R と引張強度

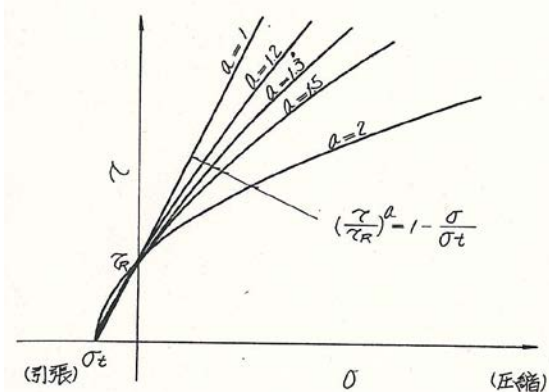


図-2.2.1 放物線型の破壊包絡線⁴⁾

σ_t' は、岩盤せん断試験結果に基づいて決定する。引張強度の設定は、岩石供試体を用いた三軸圧縮試験と圧裂引張試験により求める方法があるが、亀裂等の不連続面を有する岩盤では大きな引張強度は期待できないと考え、 $\sigma_t/\tau_R=1/8\sim 1/10$ 程度の値に設定されている。

2) 道路トンネル分野^{5),6)}

文献②「トンネルの標準設計に関する研究報告書—数値解析と施工実績の分析—」日本道路公団試験所(昭和61年2月)

昭和53年度に開発されたトンネル解析用粘弾塑性有限要素法システム(NONTEX)への入力パラメータに関して、地盤の強度特性に関して以下のように設定することとしている。

- せん断強度 c : 一般に三軸圧縮試験より求める
- 内部摩擦角 ϕ : 一般に三軸圧縮試験より求める
- 引張強度 σ_t : 一般に引張強度試験より求められるが、地盤としての値を入力する必要がある
- 破壊包絡線 : 破壊包絡線は一般には直線から放物線との間の曲線となる

強度特性については、岩石試験や原位置試験で求めることができるものの、地山としての値を用いなければならないとしており、その決定方法には不明な点が多いとされている。

文献③「トンネル数値解析マニュアル」日本道路公団試験研究所 道路研究部 トンネル研究室(平成10年10月)

市販のFEM解析ソフトの比較・検討のために、マニュアル内の解析用地盤定数を使用することとしている。粘着力と引張強度の関係は、図-2.2.2 に示すように一律に $\sigma_t=c/5$ で与えられている。

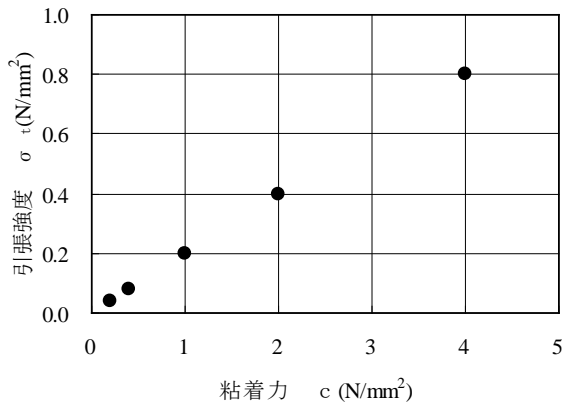


図-2.2.2 粘着力と引張強度の関係⁶⁾

3) 鉄道トンネル分野⁷⁾

文献④「NATM 設計施工指針」日本鉄道建設公団(平成8年2月)

FEM 解析(NATMFEM)に用いる物性パラメータに関する記載として、地山の強度に関して以下のように記載されている。

- 粘着力 c は三軸圧縮試験より一応求まるが、割れ目の影響を受けやすく、地山全体を考えると不明点が多い。
- 内部摩擦角 ϕ は三軸圧縮試験より求まるが D_0 (初期変形係数) や c に比べると割れ目の影響は小さい。
- 引張強度 σ_t は引張強度試験より求まるが、一般には行われていない。また、 c と同じように地山状態の影響を受けやすい。

なお、地山等級に応じた標準値を示しており、地山において物性試験が行われていない場合は、標準値を入力物性値の目安として用いてもよいこととしている。ここで、引張強度は一律に $\sigma_t=c \times 0.2$ としている。

(3) 試験に関する事例^{8),9)}

文献⑤「引張を含む低垂直応力下での原位置岩盤せん断試験法の考察」電力中央研究所報告(平成15年12月)

堆積軟岩である凝灰岩(大谷)および珪藻泥岩を対象に、室内モデル試験(一辺19.5cmの試験体ブロックを用いた引張~低垂直応力下でのせん断試験)と岩石コアによる一面せん断試験(直径60mm×高さ40mm)、および引張圧裂試験を実施して比較を行った。

図-2.2.3 は、大谷石についての室内モデル試験と一面せん断試験結果を比較したものであり、以下の結果が得られている。

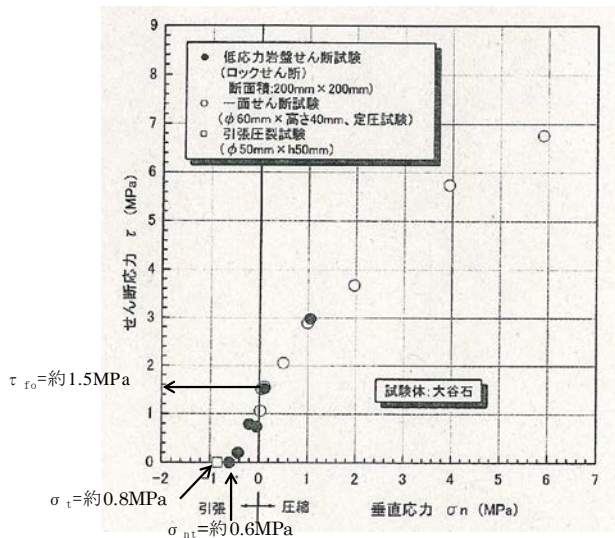


図-2.2.3 モデル試験と一面せん断試験結果の比較⁸⁾

- ・低圧縮垂直応力でのモデル試験結果は、試験数は少ないがほぼせん断試験の強度と良好な一致を示している。
- ・引張垂直応力下でのせん断強度は、低圧縮垂直応力でのせん断強度とほぼ連続している。
- ・単純引張試験時の引張強度は、コアによる引張圧裂強度よりやや小さいものの同程度の値となる。

ここで、図-2.2.3において $\sigma_n=0$ の時に推定されるせん断強度を τ_{f0} 、引張圧裂試験による引張圧裂強度を σ_t 、単純引張試験による破壊時の垂直応力を σ_{nt} とすると、 τ_{f0} が約1.5MPaに対し、 σ_t は約0.8MPa ($\sigma_t/\tau_{f0} \doteq 1/2$)であり、 σ_{nt} は約0.6MPa ($\sigma_{nt}/\tau_{f0} \doteq 1/2.5$)である。

文献⑥「原位置岩盤三軸試験法の開発(その2)ー計測システムの改良と不均質岩盤への適用ー」電力中央研究所報告(平成18年9月)

原位置岩盤三軸試験を用い、不均質岩盤である礫岩(新第三系の礫岩)を対象に、中空円筒供試体(外径400mm,内径86mm×高さ1,000mm)による原位置岩盤三軸試験を実施するとともに、ボーリングコア(ϕ

50mm および ϕ 55mm)を用いた室内三軸試験の結果との比較を行っている。

図-2.2.4は原位置岩盤三軸圧縮試験(3本)と原位置岩盤三軸引張試験(2本)のモールの円である。P-1は最小主応力が負となり引張で破壊しているが、P-2は最小主応力が正であることからせん断(伸張)で破壊したものと考えられる。

図-2.2.5は室内三軸試験と原位置三軸試験について、 $(\tilde{\sigma}_1 + \tilde{\sigma}_3)/2$ と $(\tilde{\sigma}_1 - \tilde{\sigma}_3)/2$ の関係を比較した図である。三軸圧縮試験、三軸引張試験ともに有効応力で整理すると強度は排水条件に依存せず、原位置岩盤三軸試験は室内三軸試験と概ね同等の強度が得られている。

ここで、図-2.2.4において引張破壊したP-1について $\sigma=0$ の時に推定されるせん断強度を τ_{f0} とすると、 τ_{f0} が約0.7~0.8MPaに対して、最小主応力が引張強度 σ_t に近似すると考えると σ_t は約0.2~0.3MPa ($\sigma_t/\tau_{f0} \doteq 1/3$)である。

(4)まとめ

直線型の破壊基準であるMohr-Coulombの破壊基準($\tau = c + \sigma \tan \phi$)は、地盤材料の破壊基準として最も一般的であり、岩盤の破壊基準としても数多く利用されている。しかし、岩石および岩盤の破壊包絡線は図-2.2.6に示すように、やや上に凸の非線形性を呈する。また、不連続面の破壊包絡線はある程度の非線形性を示し、粘着力成分 $c=0$ の場合には原点0を通る。不連続面内に密着部などがあり、完全に分離した面ではない場合には、その密着部のせん断強さに相当する粘着力成分 c が発揮される。

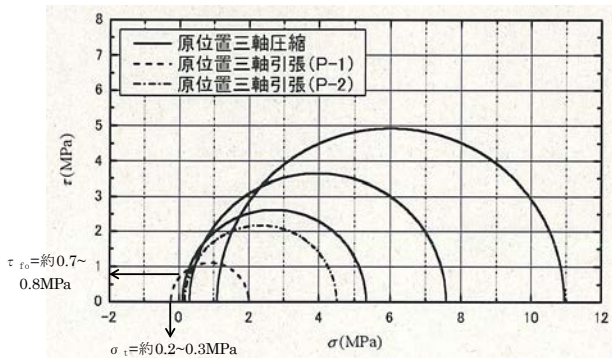


図-2.2.4 三軸圧縮試験と三軸引張試験のモールの円(参考文献9)に一部加筆

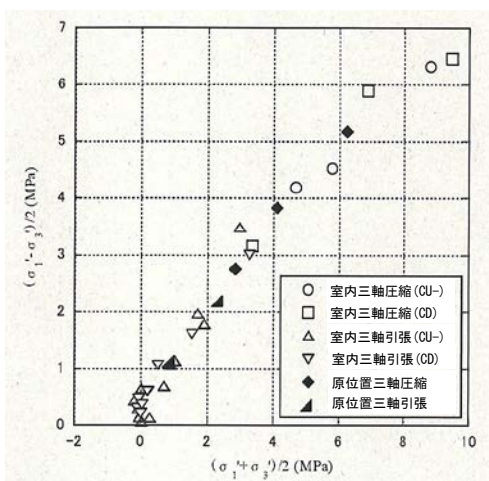


図-2.2.5 室内三軸と原位置三軸の強度比較⁹⁾

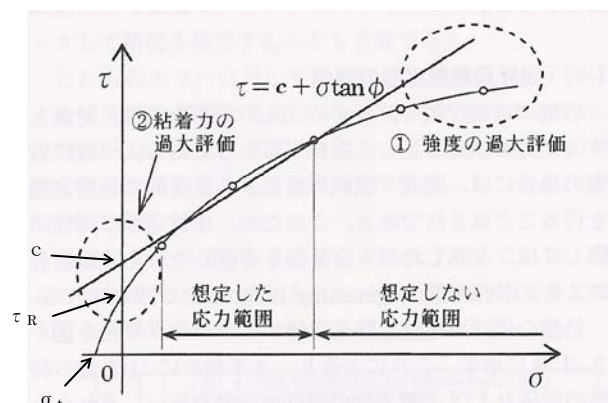


図-2.2.6 Mohr-Coulombの破壊基準を使用する場合の注意点(参考文献10)に一部加筆

破壊基準はMohr-Coulombの破壊基準の他に、放物線型破壊基準やGriffith基準($\tau^2 + 4\sigma_t\sigma = 4\sigma_t^2$)などがある。ここで、前述したように大規模地下空洞分野では、放物線型破壊基準を用いて $\sigma_t/\tau_R=1/8 \sim 1/10$ 程

度の値に設定されることが多い。道路トンネルと鉄道トンネルの分野では、粘着力 c と引張強度 σ_t の関係は $\sigma_t/c=1/5$ としている。なお、 $\tau_R < c$ であることから、大規模地下空洞分野の方がトンネル分野よりも σ_t を小さく評価していることとなる。

また、近年の試験事例では $\sigma_t/\tau_{f0} \doteq 1/2 \sim 1/3$ 程度となる事例が報告されている。なお、本稿において τ_{f0} は各種せん断試験の結果から $\sigma=0$ の時に推定されるせん断強度として用いる。

2.3 弱層面沿いの強度に関する既往研究調査

(1) 調査の目的

不連続面の形態の1つである低角度亀裂面などの弱層沿いの物性値は、弱層面の規模や連続性、介在物によるばらつきが大きいと考えられる。よって、解析に際しては、想定する弱層面に対して適切な物性値を用いることが重要である。ここでは、弱層面の物性値について確認を行う。

(2) せん断強度と内部摩擦角

図-2.3.1 は、ダム基礎岩盤で弱層沿いのせん断強度が評価された事例（33 ダムにおける 34 の事例）について、原位置せん断試験の結果を弱層のタイプ毎に区分したものである¹¹⁾。図中の純せん断強度 τ_0 は、粘着力 c と同義である。

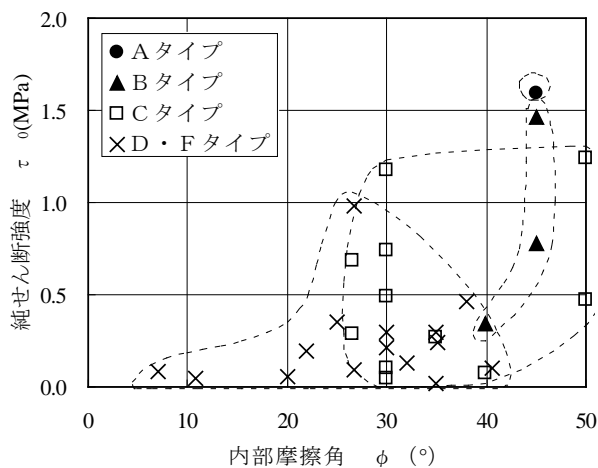


図-2.3.1 弱層沿いの原位置せん断試験の結果¹¹⁾

図中に示した各タイプの説明は以下の通りである。

- Aタイプ：通常のブロックせん断試験によるものであり、せん断面に不連続部（岩盤部）を含むため、岩盤の強度を反映した大きな値となる。
- Bタイプ：充填物を含まない弱面を対象とした三面ラインカット方式のブロックせん断試験によるものである。内部摩擦角 ϕ は $40 \sim 45^\circ$ と高く、純せん断強度 τ_0 の値には大きなばらつきが有る。
- Cタイプ：薄い充填物を含む壁面がかみ合う弱面に

対する試験であり、大型の姿勢制御、側方拘束などによるロックせん断試験によるものである。 τ_0 、 ϕ ともに広い範囲の値が得られている。

- D・Fタイプ：試験面では壁面のかみ合わせが得られないタイプの弱層であり、基本的には充填物に対する試験である。

(3) 軸剛性とせん断剛性

弱層面などの特定の不連続面は、ジョイント要素を用いてモデル化されることが多い。ジョイント要素の特性を表すために、軸剛性 K_n とせん断剛性 K_s が必要となる。ここで、亀裂面の滑りや剥離が生じるまでは接触面の相対変位はゼロであるため、理想的な接触面の構成関係を考える場合、 K_n と K_s はともに無限大となり数値計算上の困難が伴う。そこで、実際の数値計算に際しては数値計算の可能な範囲で出来る限り大きな値の剛性を仮定し、どの程度の誤差がジョイントに生じているかを把握した上で解析を行う¹²⁾。

蒋らは不連続面を有するボーリングコアのせん断試験を行い、基質部の岩の圧縮強度が 70MPa 以上の頁岩や砂岩、溶結凝灰岩の場合、 K_n/K_s が $4 \sim 30$ と幅広く変化する結果を得ている¹³⁾。さらに、個別要素法を用いた不連続体解析のうち、せん断試験を行わずに経験的に決定された垂直剛性（軸剛性）とせん断剛性の比は、ほとんどの解析で K_n を K_s の約 10 倍を中心として設定していることを示している。また、若林らは不連続面を有する角閃石片麻岩の直径 150mm のボーリングコアのせん断試験を行い、垂直応力が 2.9MPa のもとで K_s は $50 \sim 4\text{GPa/m}$ 、 K_n は $30 \sim 100\text{GPa/m}$ となり、剛性比は $0.6 \sim 25$ となる結果を得ている¹⁴⁾。

3. 不連続岩盤を模した実験的検討

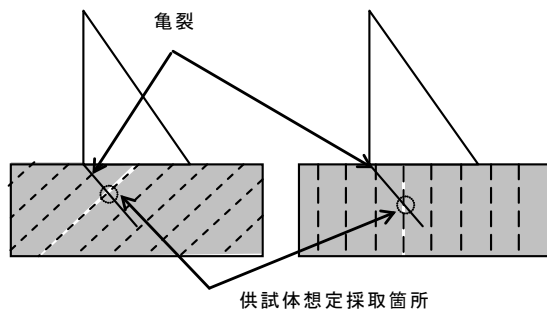
3.1 実験の目的

不連続岩盤の引張強度に関しては、原位置での引張試験として基準化されたものはなく、また研究的に実施されている試験方法を適用することを想定すると試験が大掛かりなるため、試験数量を増やすことが困難であることなどから、解明されていないことが多い。そのため、岩盤に関する解析に際して、引張強度については既往の解析で用いられた値を参考として設定することが多く、特に設計あるいは照査上安全側の立場から小さめの値を採用することが多い。

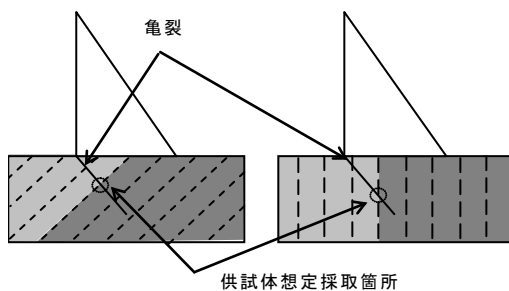
本検討では、不連続面を有する岩盤を模した供試体を用いて力学試験を行うことにより、不連続面の付着の程度や、不連続面の角度が引張強度に及ぼす影響を検討する。これにより、数値解析で用いる岩盤の引張強度の設定根拠の1つとする。

3.2 実験の方針

ダムの基礎として図-3.2.1 に示すような不連続面を有する模擬岩盤を想定し、砂と石粉を用いた低強度コンクリートにプラスチックシートで不連続面を設けた直径 ϕ 100mm、高さH200mmの円柱供試体を作製する。供試体は、不連続面内の不連続性の指標として結合程度をパラメータとし、異なる性状の岩盤の指標として静弾性係数をパラメータとして作製する。この供試体を用いて、割裂強度試験、直接引張試験を実施する。



(a)均一な岩盤に不連続面が存在する場合



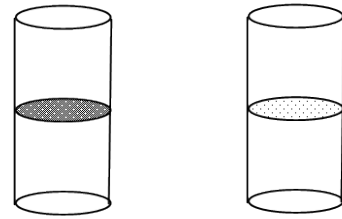
(b)異なる性状の岩盤境界に不連続面が存在する場合

図-3.2.1 模擬岩盤の供試体の想定条件

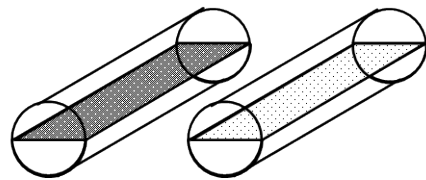
3.3 実験方法

(1)供試体の形状と不連続面

供試体形状は、図-3.3.1 に示す直径 ϕ 100mm、高さH200mmの円柱供試体とした。想定する不連続面には図-3.3.2 に示す有孔プラスチックシートを挟み、接合

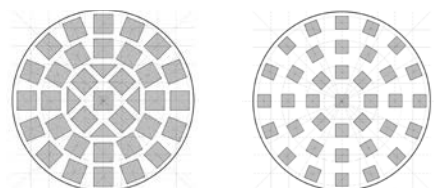


(a-1)空隙面積率50% (a-2)空隙面積率75%
(a)直接引張試験の供試体($\phi=100\text{mm}$,H=200mm)

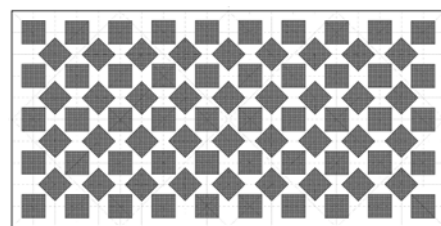


(b-1)空隙面積率50% (b-2)空隙面積率75%
(b)割裂引張試験の供試体($\phi=100\text{mm}$,H=200mm)

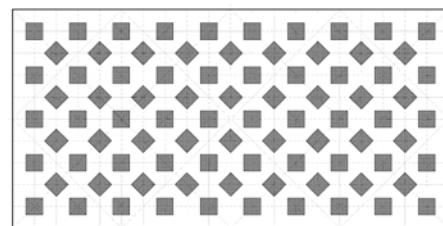
図-3.3.1 供試体の模式図



(a-1)空隙面積率50% (a-2)空隙面積率75%
(a)直接引張試験のシート



(b-1)空隙面積率50%



(b-2)空隙面積率75%

(b)割裂引張試験のシート

図-3.3.2 不連続面を想定した有効プラスチックシート（ハッチング部分が結合箇所）

程度を空隙割合として数値化(空隙面積率:50%,75%)することとした。

(2)物性値

物性値については圧縮強度をパラメータとすることが良いと考えられるが、不連続面(割れ目)を含まない岩石(インタクトロック)の強度に関する研究はあるものの、ダム基礎岩盤のように不連続面を含む岩盤の強度は不連続面の結合程度や角度に大きく依存するため、定量的に表したものが無い。このため、岩盤の物性値の指標として静弾性係数をパラメータとし、ダム基礎岩盤に対する調査事例¹⁵⁾を考慮して1,500、3,000、4,500N/mm²とした。目標とする静弾性係数を得るためのモルタルの配合は、予備試験により求めた。

(3)載荷方法と計測項目

①割裂引張強度試験

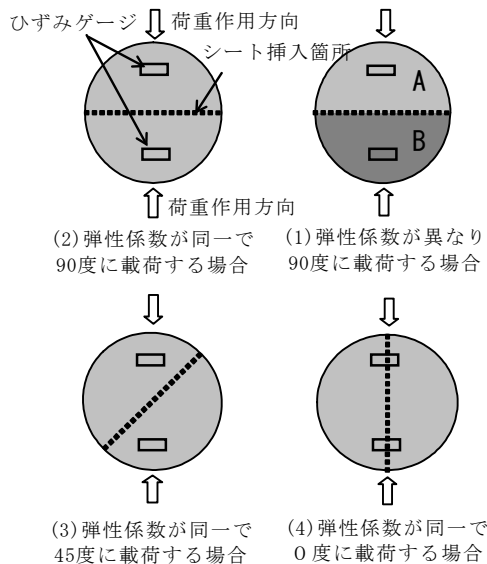


図-3.3.3 割裂引張強度試験の載荷方法の例

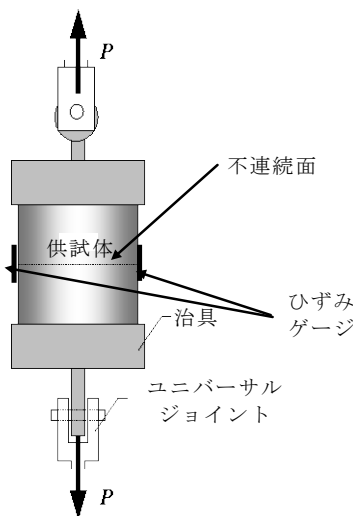


図-3.3.4 直接引張強度試験の概要

割裂引張強度試験では、円柱供試体内に設定する不連続面に対して荷重を90度(鉛直方向載荷荷重に対して不連続面が水平)、45度、0度(鉛直方向載荷荷重に対して不連続面が鉛直)の角度で載荷させた。図-3.3.3に載荷方法の概要を示す。供試体には荷重とひずみの関係を把握するため、図-3.3.3に示すように2箇所ひずみゲージを取り付けた。

②直接引張強度試験

直接引張強度試験では、図-3.3.4のように不連続面に垂直方向に引張荷重の載荷を行った。供試体には、割裂引張強度試験と同様に荷重とひずみの関係を把握するため、図-3.3.4に示すように側方にひずみゲージを2箇所設置した。

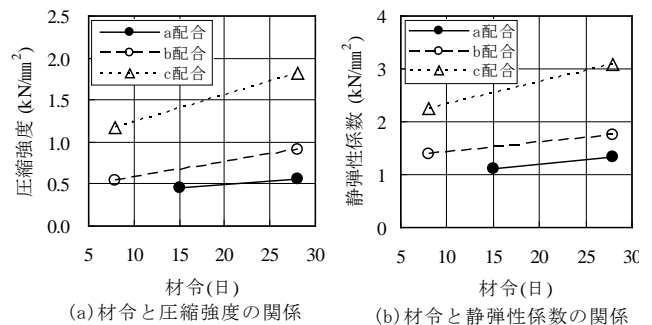
(4)予備試験

所定の静弾性係数を得るための配合を求めるため、予備試験を行った。試験条件を表-3.3.1に示す。

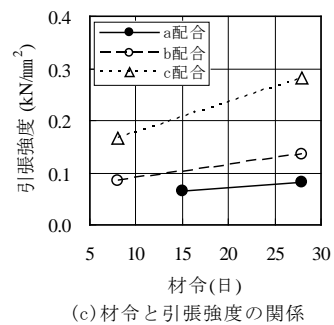
材令と物性値の関係を図-3.3.5に示す。養生期間が長いほど物性値が増加しており、水セメント比が小さいほど、物性値の増加が大きい。

表-3.3.1 予備試験条件

配合種別	水セメント比 (%)	水量 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	石粉 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)
a	500	391	79	780	781
b	400	389	98	778	776
c	300	385	126	770	768



(a) 材令と圧縮強度の関係 (b) 材令と静弾性係数の関係

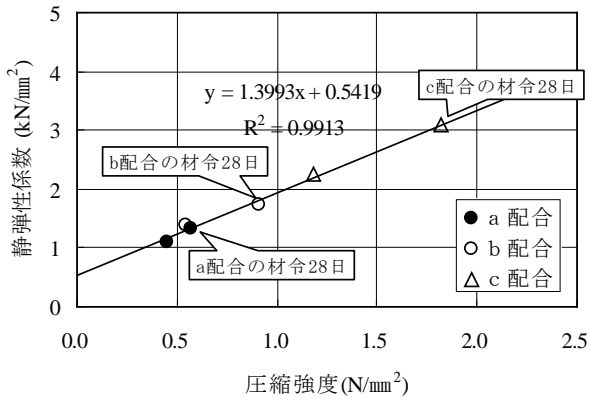


(c) 材令と引張強度の関係

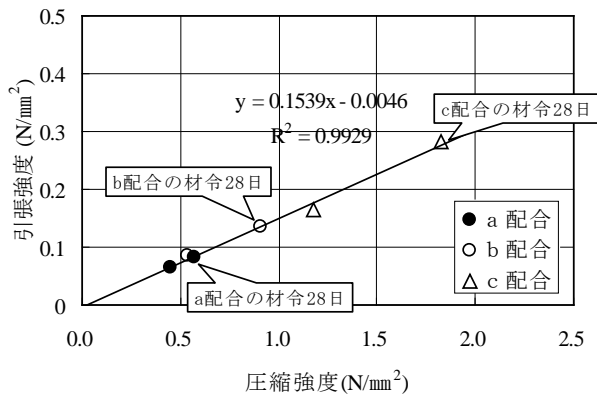
図-3.3.5 材令と物性値の関係

図-3.3.6 は圧縮強度と静弾性係数および圧縮強度と引張強度の関係である。図中には、各配合種別で養生日数の異なる値も示している。圧縮強度と静弾性係数、圧縮強度と引張強度の関係は、高い相関性を示した。引張強度は圧縮強度の約 1/7 である。水セメント比と圧縮強度、水セメント比と静弾性係数の関係についても高い相関性が得られた。

予備試験結果 (a ~ c 配合) を基に、本試験の配合条件 (A ~ C 配合) を図-3.3.7 のように設定した。なお、



(a) 圧縮強度と静弾性係数の関係



(b) 圧縮強度と引張強度の関係

図-3.3.6 圧縮強度と静弾性係数および圧縮強度と引張強度の関係

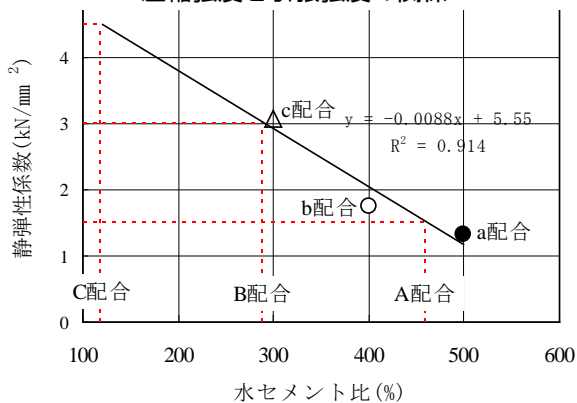


図-3.3.7 本試験の配合設定条件

予備試験で得られた静弾性係数の最大値は $3,080\text{N/mm}^2$ であるため、本試験で想定する $4,500\text{N/mm}^2$ の配合条件は、予備試験結果を外挿して設定した。

(5) 実験ケース

実験ケースを表-3.3.2 に示す。実験に際しては、1 ケースあたり 3 供試体の載荷を行った。配合種別と配合の設定条件および圧縮強度試験から得られた静弾性係数は表-3.3.3 のようになる。なお、C 配合の静弾性係数の実測値は設定値よりも約 25% 大きな値となったが、ダム基礎岩盤に対する調査事例¹⁵⁾の範囲内であるため、配合条件の変更は行わなかった。

表-3.3.2 実験ケース

試験名	配合種別	空隙面積率	不連続面に対する載荷角度
圧縮強度	A	0%	-
	B		
	C		
直接引張	A	0%	-
	B		
	C		
割裂引張	B	50%	0度
			45度
			90度
	B	75%	0度
			45度
			90度
	A+B	0%	45度
	A+C		90度
	A+C		45度

表-3.3.3 配合種別と配合の設定条件

配合種別	水セメント比 (%)	静弾性係数 (N/mm^2)	
		設定値	実測値
A	460	1,500	1,457
B	290	3,000	3,180
C	119	4,500	5,617

3.4 実験結果

(1) 直接引張強度・圧縮強度・割裂引張強度と静弾性係数の関係

図-3.4.1 に空隙面積率 0% の供試体について、直接引張強度・圧縮強度・割裂引張強度と圧縮強度試験から得られた静弾性係数の関係を示す。直接引張強度と割裂引張強度はほぼ同一の値となる。図-3.4.2 は空隙面積率 0% の供試体の圧縮強度に対する引張強度と圧縮強度の比の関係である。直接引張強度は圧縮強度の $1/4.6 \sim 1/9.0$ となる。また、割裂引張強度は圧縮強度の $1/5.5 \sim 1/7.4$ となる。

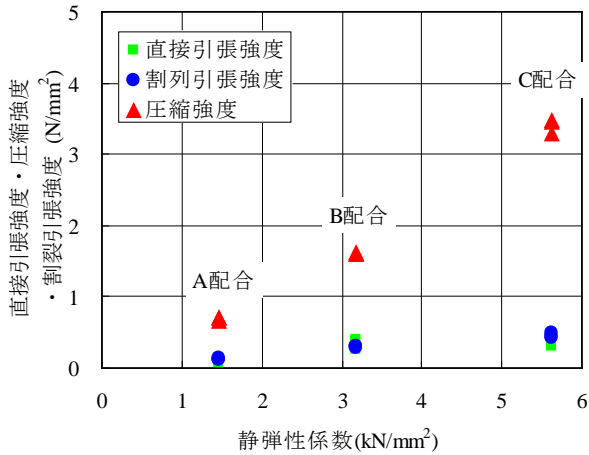


図-3.4.1 直接引張強度・圧縮強度・割裂引張強度と静弾性係数の関係

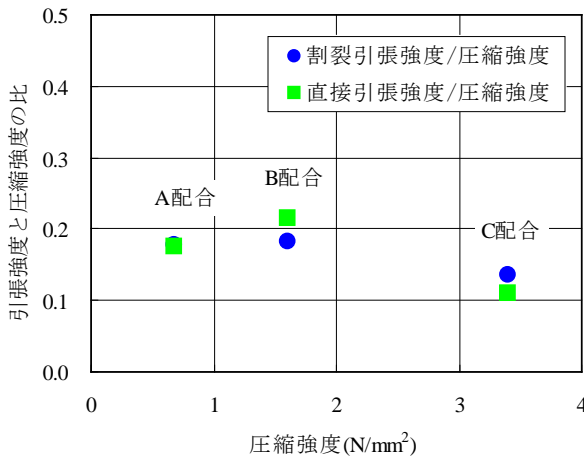


図-3.4.2 圧縮強度に対する引張強度と圧縮強度の比の関係

(2)空隙面積率と直接引張強度の関係

図-3.4.3 は配合条件を B 配合とし、不連続面なし(空隙面積率 0%)と空隙面積率 50%とした条件で直接引張試験を行った時の荷重とひずみの関係である。

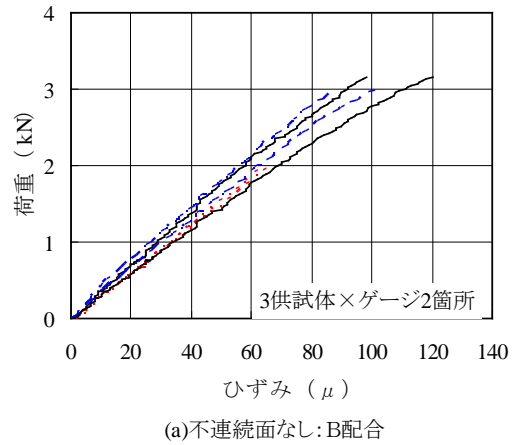
不連続面なしの条件では最大荷重が2~3kNであり、荷重初期は 20μ のひずみに対して 0.5~0.7kN の荷重である。空隙面積率 50%とした条件では最大荷重が0.5~1.4kNであり、荷重初期は 20μ のひずみに対して 0.3~0.6kN の荷重である。

以上のことから、空隙面積率 50%の直接引張強度は不連続面なしの値の 1/2~1/4 であり、空隙面積率 50%の荷重初期の静弾性係数は不連続面なしの値とほぼ同程度と想定することができると思われる。

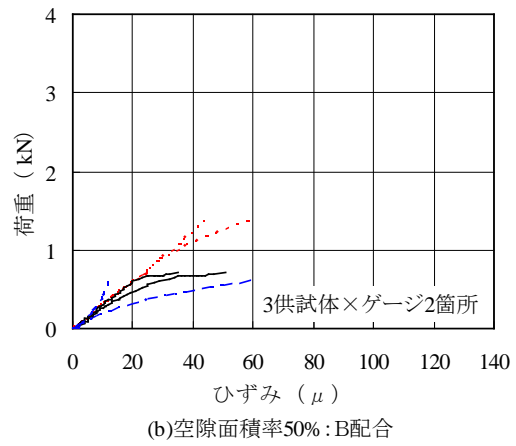
(3)空隙面積率と割裂引張強度および荷重角度の関係

図-3.4.4 は配合条件を B 配合とした時の、空隙面積率と割裂引張強度および荷重角度の関係である。

空隙面積率の影響は、荷重角度 90 度では小さい。空



(a)不連続面なし:B配合



(b)空隙面積率50%:B配合

図-3.4.3 直接引張強度試験の荷重～ひずみ関係

空隙面積率 50%の割裂引張強度は、荷重角度 45 度と 0 度で不連続面なしの値の約 1/2 程度に低下する。さらに、空隙面積率 75%の割裂引張強度は、荷重角度 0 度で不連続面なしの値の約 1/3 程度に低下する。

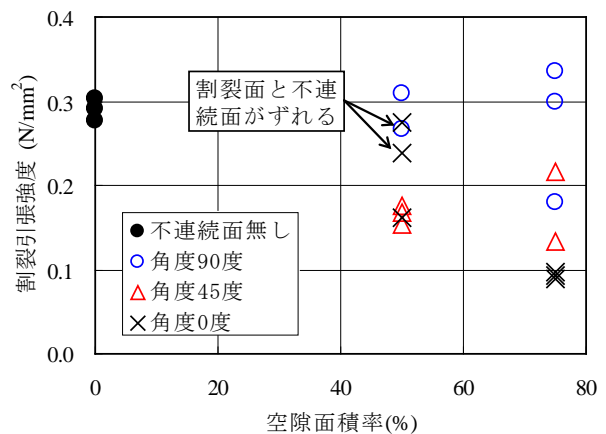


図-3.4.4 空隙面積率と荷重角度および割裂引張強度の関係 (B 配合)

(4)荷重角度と割裂引張強度および配合条件の関係

図-3.4.5 は不連続面なしの時の、荷重角度と割裂引張強度および配合条件の関係である。また、写真-3.4.1

に破壊後の供試体の状況を示す。

A～C配合（打継面なしのため、載荷角度を90度と考慮する）の時には引張強度は配合条件に依存するが、配合を(A+B)配合または(A+C)配合とする条件では強度の弱いA配合とほぼ同一の値となる。これにより、供試体の引張強度は、低強度の部分に大きく依存することがわかる。また、載荷角度45度の時の引張強度もA配合とほぼ同一である。これは、写真-3.4.1に示すように、低強度であるA配合の部分に引張破壊が生じるためと考えられる。

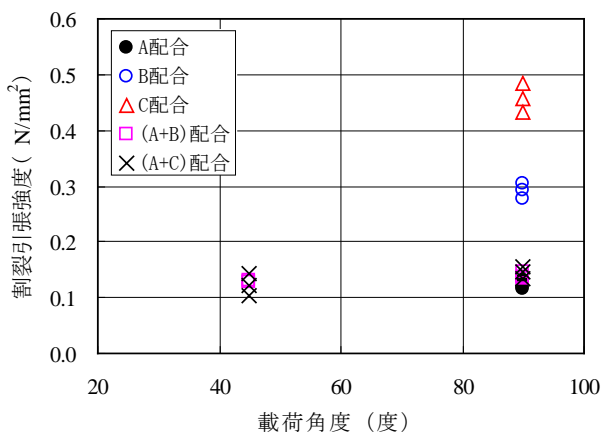


図-3.4.5 載荷角度と割裂引張強度および配合条件の関係（不連続面なし）

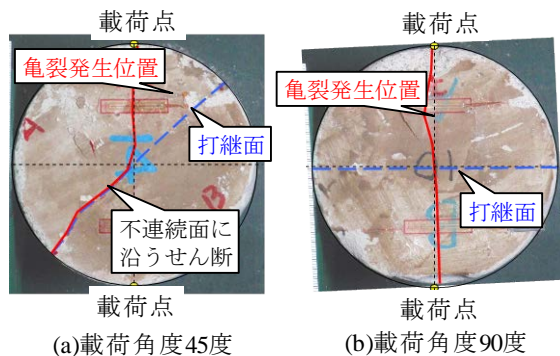


写真-3.4.1 割裂引張強度試験後の状況の例（(A+B)配合）

3.5 実験結果のまとめ

今回行った実験結果から、以下の知見が得られた。

- 1) 空隙面積 0%（不連続面なし）の供試体の直接引張強度と割裂引張強度はほぼ同一の値となることから、直接引張強度は割裂引張強度から推定できるものと考えられる。
- 2) 空隙面積率 50%の直接引張強度は不連続面無しの値の 1/2～1/4（50～75%）であり、空隙面積率 50%の載荷初期の静弾性係数は不連続面無しの値とほぼ同程度と想定できる。よって、不連続面の引張強度は

結合程度に応じて変位するが、変形初期の弾性係数は不連続面を考慮しない時の値とすることができると考えられる。

- 3) 不連続面に対する載荷角度 90 度の割裂引張試験では、空隙面積率の割裂引張強度への影響は小さいことから、不連続面に平行な引張応力に対しては不連続面の影響は小さいと評価できる。
- 4) 空隙面積率 50%の割裂引張強度は、不連続面に対する載荷角度45度と0度の時に不連続面無しの値の約 1/2 程度に低下し、空隙面積率 75%の割裂引張強度は、不連続面に対する載荷角度 0 度の時に不連続面無しの値の約 1/3 程度に低下する。よって、2)の知見と合わせ、空隙面積率の 50～75%の増加（付着面積の 50～75%の減少）に対し、引張強度は 1/2～1/4（50～75%）程度低下すると考えられる。
- 5) A～C配合単独の供試体の割裂引張強度は配合条件に依存するが、配合を(A+B)配合または(A+C)配合とする条件では強度の弱いA配合とほぼ同一の値となる。よって、引張強度は低強度の部分に大きく依存すると評価できる。

なお、ダム基礎岩盤の不連続面には、(a)連続した一面の力学的弱面となってダム堤体の安定性に影響を及ぼすものと、(b)1つの面としての連続性はないが狭い間隔で発達しているために岩盤の力学特性に影響を及ぼすものがある¹⁶⁾。本研究で行った試験は、図-3.2.1に示したように(a)の不連続面に近い状態を想定したものである。(b)のように連続性のない不連続面に対する引張強度の評価は、前述のように試験が大掛かりとなり実務的には困難であるため、異なる評価方法を用いる必要がある。

4. ダムの実測挙動の再現解析に基づく岩盤引張強度の評価

4.1 概要

3章では、室内における実験的検討により、岩盤中の不連続面の結合程度や載荷荷重の方向と引張強度の関係について検討した。いま、実際の岩盤において卓越した割れ目方向や間隔が明確である場合には、この実験的検討に基づいて岩盤の引張強度を設定できると考えられるが、実際の岩盤においてはこのような単純な対応が困難な場合が多いと考える。

ここでは、次章での解析的検討における岩盤引張強度の入力値の妥当な設定範囲を確認するとともに、具体のダムにおける耐震性能照査の適切な岩盤引張強度値の参考値を得るために、安全に稼働している実ダムにおける実測挙動の再現解析を行い、実際に持ちうるであろう岩盤の引張強度を評価する。

4.2 重力式コンクリートダムの地震時挙動に基づく評価

(1)調査の目的

2章でも紹介したように、岩盤の引張強度については、引張垂直応力下での原位置岩盤せん断試験や原位置岩盤三軸試験により求める試みが行われているが、装置が大掛かりなため試験数量を増やすことは困難で、実務レベルでの使用にはかなりの制約がある^{8),9)}。ここでは、大規模地震動を受けた既設重力式コンクリートダムの再現解析結果から、地震時の安全性に関する点検結果を踏まえて、ダム基礎岩盤の引張強度について評価を試みた。

(2)対象ダムおよびダムサイトの地質概要¹⁷⁾

対象とするダムは、2000年10月6日に発生した鳥取県西部地震（マグニチュード7.3）の震央に近い賀祥

ダム（鳥取県）とした。このダムは1989年に完成した堤高46.4mの重力式コンクリートダムである。地震計の設置位置断面を図-4.2.1に示す。この断面にはエレベータ棟が有り、堤高は最大断面と同じである。

ダムサイト一帯は花崗岩とそれに貫入した玢岩岩脈で構成されており、右岸EL.100.00mの試掘横坑内でのC_M級岩盤に対する原位置せん断試験から、設計値として $\tan \phi = 0.7$ および $\tau_0 = 1.176 \text{N/mm}^2$ を設定している。最大断面の河床部にはC_H級の岩盤が露出しており、図-4.2.1の断面を有するブロックもC_H級岩盤上に位置している。

(3)鳥取県西部地震時における賀祥ダムの挙動と地震後の安全性の評価¹⁸⁾

本震時にはダム底部の監査廊内で最大加速度529gal(北/南)、531gal(東/西)、485gal(上/下)、天端標高のエレベータ棟内で最大加速度2,051gal(北/南)、1,406gal(東/西)、884gal(上/下)を記録している。なお、ダムの下流方向は、北から東へ20度である。地震後の現地調査の結果、天端から上流側に張り出し構造となっている予備ゲート室の壁面および基礎に亀裂が発生していたが、基礎排水量、堤体漏水量、変位の計測値も安定しており、ダムの安全性に問題はなかった。

(4)地震時の挙動再現解析方法¹⁹⁾

解析に際して、堤体と貯水池を有限要素により図-4.2.2のようにモデル化した。なお、基礎岩盤はモデル化していない。貯水位は地震時の水位である34.3mとした。解析に用いた物性値を表-4.2.1に示す。減衰定数は、ダムの堤頂部で観測された加速度と解析で得られた加速度の比較から10%とした。入力加速度波形を図-4.2.3に示す。(a)の水平方向加速度は、観測されたNS成分とEW成分から算出したものである。

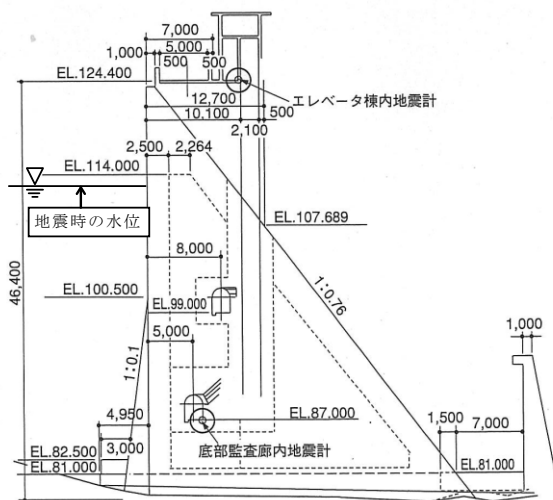


図-4.2.1 賀祥ダムの地震計設置断面

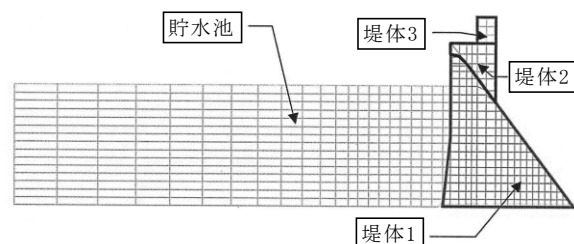


図-4.2.2 解析モデル

表-4.2.1 解析に用いた物性値

領域区分	弾性係数 (N/mm^2)	ポアソン比	単位体積質量 (kg/m^3)	厚さ (m)	減衰定数 (%)
堤体1	30,000	0.2	2,300	15.0	10
堤体2	30,000	0.2	2,300	3.0	10
堤体3	30,000	0.2	2,300	1.0	10
貯水池	∞	-	1,000	15.0	-

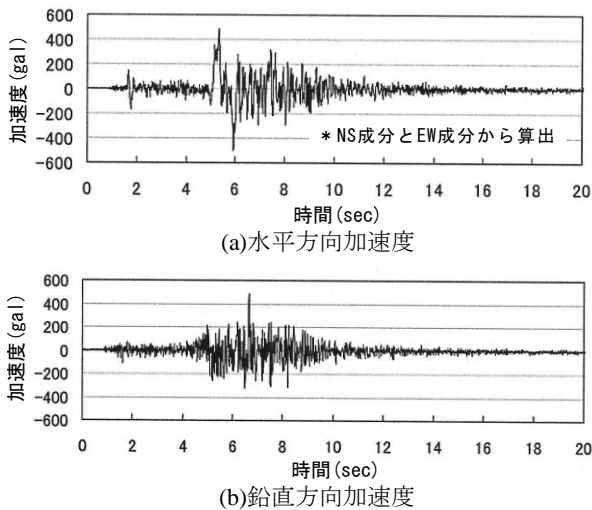


図-4.2.3 入力加速度波形

(5) 引張強度の評価

図-4.2.4 は線形動的解析で得られた全解析時間の最大主応力の分布状態である。堤踵部に 1.459N/mm^2 の引張応力が発生しているが、コンクリートの引張強度は圧縮強度（フィレット部の91日圧縮強度の平均値¹⁷⁾： 35.1N/mm^2 ）の1/10程度であり、動的引張強度は静的引張強度より30～50%程度大きい^(20,21)ことなどから、堤体に損傷が発生する可能性は小さいと考えられる。また、基礎岩盤を含めた大規模地震時の解析事例では、基礎岩盤にも堤体と同程度の引張応力が発生して損傷が生じるが、賀祥ダムの地震後の調査では基礎排水量や変位の計測結果が安定していることから、基礎岩盤の損傷は発生していないか、発生していたとしても軽微であると考えられる。この結果から、原位置の基礎岩盤の引張強度は解析で発生した引張応力（約 1.5N/mm^2 ）以上の値であると推測される。

図-4.2.5は他ダムの $C_M \sim C_H$ 級岩盤の原位置せん断試験結果¹⁵⁾と賀祥ダムの試験結果（4点： C_M 級岩盤）および設計値と解析時に堤踵部で発生する引張応力（ $\tau=0$ と考える）の値を比較したものである。賀祥ダムの試験結果は他ダムの試験結果の範囲内にあることから、他ダムの $C_M \sim C_H$ 級の基礎岩盤の引張強度としても同程度の値（約 1.5N/mm^2 ）以上を想定できると考える。次に4点の試験結果のうち、相対的に値の小さな3点でモール・クーロン型と二次放物線型による破壊包絡線を求めた。2つの包絡線の $\tau=0$ 時の σ は、解析時に堤踵部で発生する引張応力よりも小さな値となる。ここで、河床部は C_H 級岩盤であり、原位置せん断試験が実施された C_M 級岩盤よりも大きい引張強度を有していると考えられる。

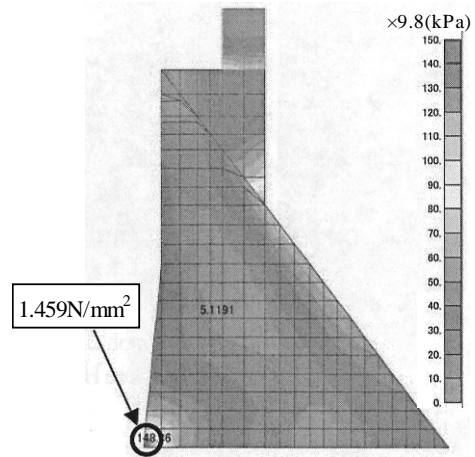


図-4.2.4 最大主応力分布

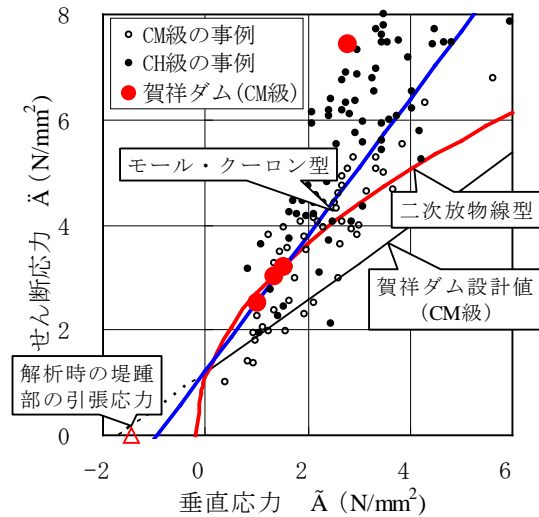


図-4.2.5 岩級区分と原位置せん断試験結果との比較（文献15）に加筆修正

4.3 アーチ式コンクリートダムの試験湛水時の挙動に基づく評価

(1) 調査の目的

アーチ式コンクリートダムは、ダムに作用する貯水池からの水圧荷重を、主としてアーチ作用を利用して兩岸の基礎岩盤に伝え、兩岸の基礎岩盤の厚みと強度を利用して水圧荷重に抵抗する。このため、基礎岩盤へ作用する単位面積当たりの荷重は大きなものとなり、基礎岩盤は堅硬で強度の高い岩盤が要求される²⁾。ここでは、4.2の重力式コンクリートダムに対する検討と同様の観点から、既設のアーチ式コンクリートダムの設計・解析で得られた応力と試験湛水を含む湛水時の安定性評価の結果を踏まえて、基礎岩盤の引張強度の評価を行う。

(2) 対象ダムおよびダムサイトの地質概要²²⁾

対象とするダムは、国土交通省中国地方整備局直轄の温井ダムとした。このダムは2002年3月に完成した堤高156m、堤頂長382mのアーチ式コンクリートダムであり、1999年から行われた試験湛水によりダム本体や基礎岩盤等の安全性の確認を行い、現在運用中である。

ダムサイトの基礎は、中～粗粒黒雲母花崗岩、細粒黒雲母花崗岩、斑状黒雲母花崗岩からなる。これらは工学的性質にはほとんど差が認められず、土木地質学的には同一の岩盤と見なすことができる。原位置せん断試験は、本ダムにおいて基礎岩盤として設計上考慮する岩級区分のうち、最も評価の低い岩級区分に属するC_M級岩盤に対して行われた。なお、試験は①低角度節理を含むC_M級岩盤（低角度節理部）を対象としたものと、②一般的なC_M級岩盤（堅岩部）を対象としたものに分かれる。図-4.3.1に原位置せん断試験結果を示す。

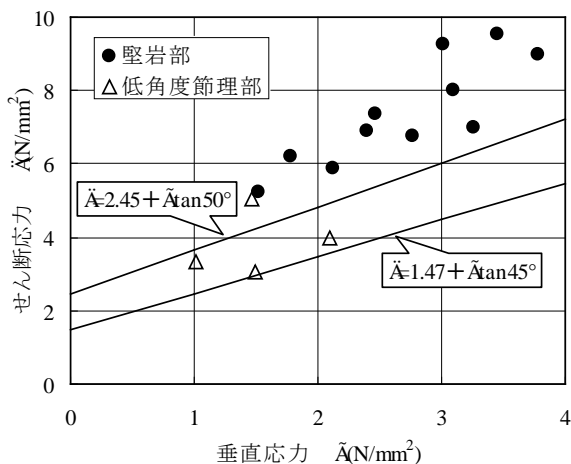


図-4.3.1 温井ダム基礎岩盤の原位置せん断試験結果

(3)設計・解析方法の概略

アーチ式コンクリートダムの設計では、初期段階では比較的簡便な応力解析法である荷重分割法（半径方向調整計算・完全調整計算）が用いられ、最終段階では模型実験や有限要素法による応力解析が行われる。

基礎岩盤の変位量については、荷重分割法ではいくつかの仮定により、半無限体長方形基礎面が荷重を受けた場合の平均変形に関する方程式から求められる。模型実験や有限要素法では、ある程度の範囲の基礎岩盤を含んだ検討が可能である。有限要素法では三次元解析モデルとする必要があるため、コンピュータの発達により近年は解析事例が増えつつある。

(4)解析による引張応力に基づく岩盤引張強度の評価

図-4.3.2は、荷重分割法と模型実験によって得られ

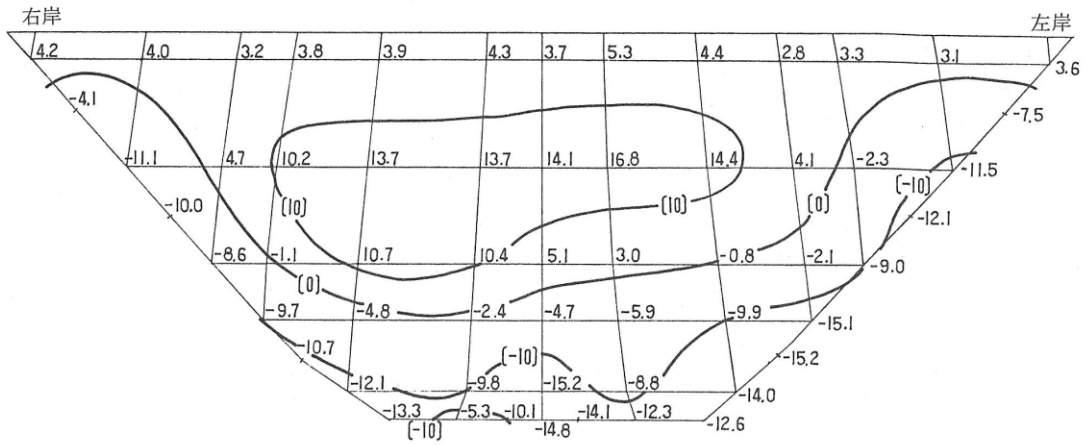
た応力状態のうち、上流面鉛直応力について比較したものである²³⁾。設計荷重については、水位は設計洪水水位+波浪高とし、地震係数は $k=0$ である。応力値は全て自重を考慮しない場合の値であり、模型実験で得られる値は実物換算した値である。

荷重分割法(半径方向調整計算)による計算値では、ダムベース沿いに最大 $4\text{N/mm}^2(40\text{kg/cm}^2)$ 程度の引張応力を示しているが、模型実験による最大引張応力は $1.5\text{N/mm}^2(15\text{kg/cm}^2)$ 程度である。なお、上流面のクラウン部において、堤体の自重を考慮することにより引張応力は $1\text{N/mm}^2(10\text{kg/cm}^2)$ 程度圧縮側に移行する。

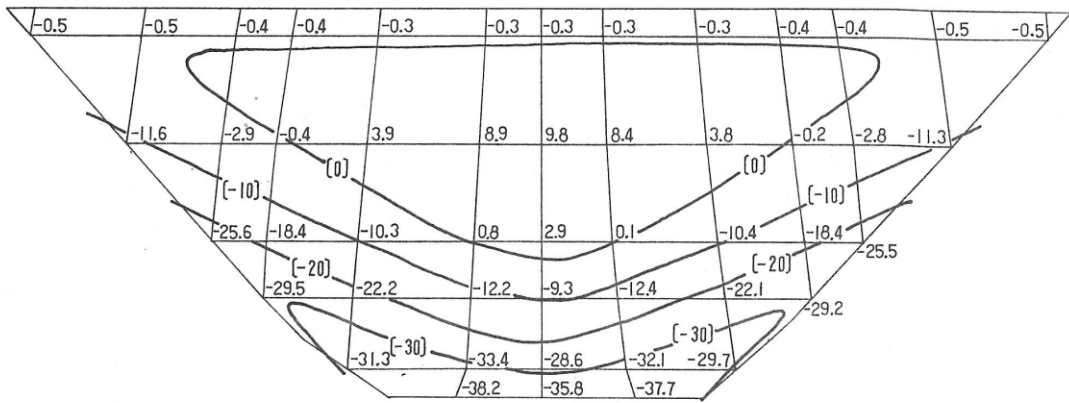
一方、他のアーチ式コンクリートダムにおいて有限要素法による検討を行った事例報告²⁴⁾では、有限要素法による応力分布は模型実験の結果と似ており、両者の差は $0.5\text{N/mm}^2(5\text{kg/cm}^2)$ 程度以下である。しかし、着岩部付近では応力集中の影響により $5\text{N/mm}^2(50\text{kg/cm}^2)$ 以上の応力差が生じ、有限要素法の結果は模型実験の結果よりも引張側に移行している。

以上から、模型実験ではクラウン部の着岩部付近に $1.5\text{N/mm}^2(15\text{kg/cm}^2)$ 程度の引張応力が発生するが、堤体の自重を考慮すると $0.5\text{N/mm}^2(5\text{kg/cm}^2)$ 程度となり、有限要素法の結果を考慮すると、 $3\sim 4\text{N/mm}^2$ 程度の引張応力がクラウン部の着岩部付近に発生していると考えられる。

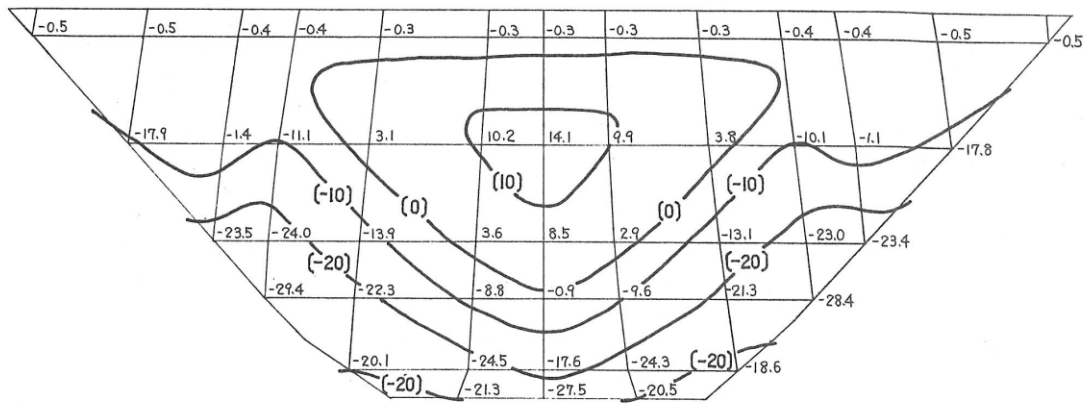
ここで、基礎岩盤にもほぼ同じ引張応力が発生していると推測されるが、温井ダムの今日までの運用では基礎排水量などに異常が認められないため、基礎岩盤に重大な損傷は発生していないと考えられる。よって、基礎岩盤の引張強度の上限値として 3N/mm^2 程度の値を想定できるものとする。



(a) 模型実験値 (自重を考慮しない)



(b) 半径方向調整計算値 (自重を考慮しない)



(c) 完全調整計算値 (自重を考慮しない)

図-4.3.2 上流側鉛直応力の比較 (単位: kgf/cm^2 , $1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/mm}^2$)

5. 解析モデルと解析条件の検討

5.1 解析モデルの概要

基礎岩盤を含めたダム堤体の応答を的確に再現するためには、堤体と岩盤および貯水池をモデル化し、それぞれを連成させた解析を行う必要がある。本解析では、堤体と岩盤を連続体と仮定し、重力式コンクリートダムの最大断面について、上下流方向に平面ひずみ状態を仮定した2次元有限要素モデルとした。

5.2 堤体形状と基礎岩盤形状

(1) 堤体形状

堤体形状は、本来は個別のダムの機能や基礎岩盤の強度などを考慮して決定するものであるが、本解析では一般的な形状を有する重力式コンクリートダムを考える。そこで、国内で既設ダム数が多いことや、堤高

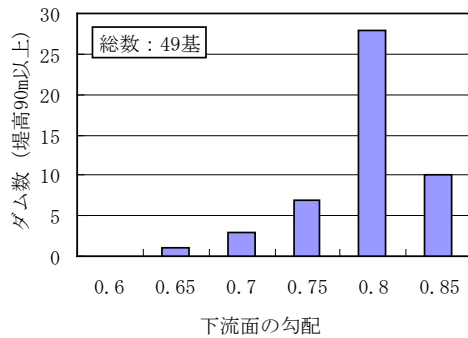


図-5.2.1 下流面の勾配の度数分布

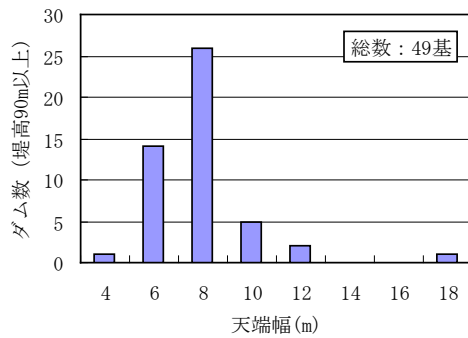


図-5.2.2 天端幅の度数分布

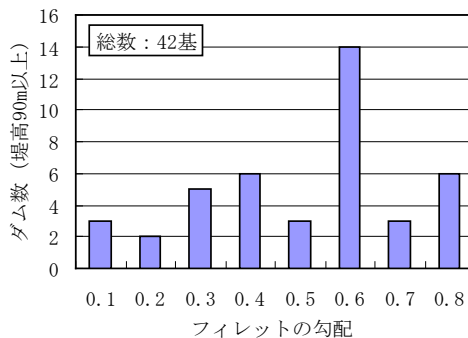


図-5.2.3 フィレット勾配の度数分布

が高いほど地震時の応答が大きいことを考慮し、国内における堤高 90m以上の重力式コンクリートダム (調査対象 53 基) の形状を参考として、堤体の形状を設定した。

堤高は、国内において堤高が 150mを超える既設ダムは少ないことから、100mとした。図-5.2.1 は堤高 90m以上の重力式コンクリートダムの下流面の勾配、図-5.2.2 は天端幅、図-5.2.3 はフィレット勾配の度数分布である。なお、図-5.2.1～図 5.2.3 において、値の不明なものはグラフの総数に含んでいない。下流面の勾配は、1:0.8 の事例が多く、天端幅は 8mの事例が多い。フィレットの勾配は、1:0.6 とする事例が多い。以上のことから、堤体の形状を以下のように設定した。

- ・ダム高 ; 100m
- ・下流面勾配 ; 1 : 0.8
- ・フィレット勾配 ; 1 : 0.6
- ・堤頂幅 ; 8m

解析モデルの堤体の寸法を図-5.2.4 に示す。堤体はフィレット無しと、フィレット有りの両条件を考慮した。

(2) 基礎岩盤の形状

基礎岩盤の形状は既往の解析事例^{25),26),27)}を参考にして、深さ方向に堤高の 2 倍、水平方向に堤高の 4 倍に

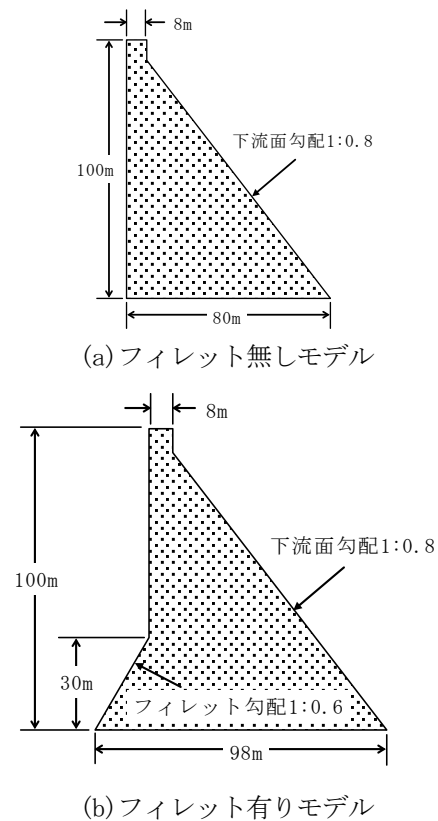


図-5.2.4 解析モデルの堤体の寸法

底幅を加えた長さに設定した。なお、水平方向の幅が短いため、岩盤端部の変形が堤体付近の変形や応力に与える影響を低減する目的で、適切な境界条件を用いることとした。

5.3 貯水池

(1)貯水位

貯水位は、供用中のダムにおいて常時の状態として想定される水位の中で、地震が発生した場合に構造物に対する影響が大きくなる水位である常時満水位とした。図-5.3.1は堤高90m以上の重力式コンクリートダム（調査対象53基）の常時満水位の度数分布である。なお、値の不明なものはグラフの総数に含んでいない。常時満水位は、堤高の90%以上とする事例が多いことから、モデルの貯水位を堤高の90%とした。

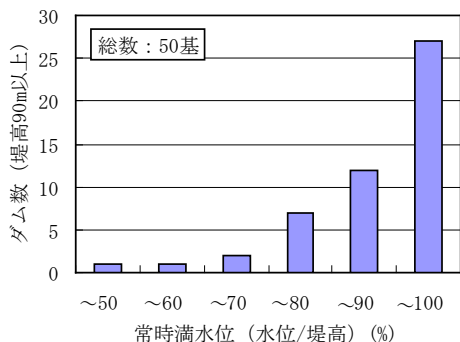


図-5.3.1 常時満水位の度数分布

(2)動水圧

ダム堤体と貯水池および基礎岩盤と貯水池の連成に際して、貯水池を「圧縮性流体」または「非圧縮性流体」としてモデル化し、動水圧を付加する。圧縮性流体は伝播速度が考慮されるため、現実に近い結果を与えると考えられる。一方で、堆砂の有無などによる貯水池底の反射条件（インピーダンス比）等により、動水圧に変化が生じる²⁸⁾。非圧縮性流体は伝播速度が考慮されないため、瞬間的に応答が伝達する。なお、圧縮性を考慮しない場合には、付加質量マトリクスを用いることで貯水池は動的解析のモデルに含まずに解析を行うため、計算量が低減される。また、既往の研究では圧縮性を考慮しない解析事例も見られることから^{2),25)}、本解析では貯水池を非圧縮性流体としてモデル化し、付加質量を用いて動水圧を堤体への与えることとした。

5.4 境界条件

有限要素法による地盤—構造物系の解析では、ある有限の領域で系を切断する必要がある。領域の境界には、静的解析と動的解析時で異なる境界条件を与える。

(1)静的解析時

静的解析時には、以下の条件とする。

- ・基礎岩盤底面：完全固定条件
- ・基礎岩盤側面：水平固定条件

(2)動的解析時

動的解析時には、構造物の振動や地盤の散乱波により生じるエネルギーが系内に閉じこめられてしまうため、エネルギーを吸収する境界条件を用いる必要がある²⁹⁾。境界条件としては、ダッシュポットによる粘性境界が用いられる事例が多いが、エネルギー吸収能が十分でないため、解析対象となる中央部で境界の影響が及ばないように解析領域を十分に広く取る必要がある³⁰⁾。

この問題に対して、三浦³¹⁾はダッシュポットに加え、基礎岩盤と自由地盤の接合部にばねを入れてせん断変形を与え、自由地盤の振動による変位が基礎岩盤へ及ぼす影響を考慮した（以後、この粘性境界を「仮想仕事の原理に基づく粘性境界」という）。この境界条件を用いることにより、基礎岩盤の解析領域を狭くすることが可能となる。よって本解析では、動的解析時の基礎岩盤側面の境界条件として仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いることとした。

5.5 要素分割条件

(1)堤体

要素の形状は、亀裂の進展に与える要素形状の影響が少なくなるように正三角形要素とした。

堤体の損傷については、離散型クラックモデル（ジョイント要素）や分布型クラックモデル（スミアドクラックモデル）により引張破壊を考慮する方法が用いられる。ジョイント要素を用いる場合、亀裂が入る可能性のある位置に予め要素を導入して解析を行う。スミアドクラックモデルは、亀裂の開きを要素のひずみに置き換えて評価する手法であり、予め亀裂が入る場所を設定する必要が無く、亀裂の進展を追跡できる利点がある³²⁾。本研究では、亀裂の発生位置や進展範囲について検討を行うため、引張破壊モデルはスミアドクラックモデルを用いた。

スミアドクラックモデルを用いた非線形解析を行う場合、計算の安定性を保つために一要素当たりの要素長のある要素長より小さくする必要がある。この要素長は等価要素長または代表要素長と呼ばれ、弾性係数、引張軟化開始応力、破壊エネルギー、引張軟化曲線の形状から求められる³²⁾。要素を正三角形分割とする場合、堤体の物性値の想定範囲において要素1辺の長さを2m以下とすることで単直線型の引張軟化曲線で等

価要素長の条件を満足することから、要素1辺の長さを1.5mとした。

(2)基礎岩盤の線形解析部

要素の形状は、四角形要素とした。

要素長L(m)は、せん断波の伝播速度Vs(m/s)と、解析上考慮する最大振動数f(Hz)から $L < Vs / (5 \times f)$ (5.1)の条件を考慮した。

通常のダムの場合は、ダムの応答に影響する低次の固有振動数が20Hz程度でほぼ収まるため、最大振動数は20Hzと考える。また、入力する加速度自体も、20Hz以上の振動数領域に大きな応答スペクトルが有るものはほとんどない。

次に、岩盤の深部において $V_s=1,500(m/s)$ と推定し、 $f=20(Hz)$ とすると、Lは $L < 15m$ となる。岩盤の表層部では地震動の伝播速度が低下すると仮定して $V_s=700(m/s)$ 、 $f=20(Hz)$ とすると、 $L < 7.0m$ となる。

(3)基礎岩盤の非線形解析部

基礎岩盤の非線形解析部は、堤体と同様に引張破壊モデルとしてスミアドクラックモデルを用いた。

要素の形状は、亀裂進展の要素形状依存性を排除するため、デローニ要素分割³³⁾とした。デローニ要素を正三角形と仮定すると、岩盤の想定物性値範囲において、要素長をダム堤体と同様に1.5m以下とすることで単直線型の引張軟化曲線で等価要素長の条件を満足する。

5.6 物性値

(1)堤体の物性値

堤体の物性値は、一般的な重力式コンクリートダムの値や既往の解析事例²⁷⁾を参考として次の値を用いる。

〈線形・非線形解析時に共通〉

- ・動弾性係数： $E=29,000N/mm^2$
- ・ポアソン比： $\nu=0.2$
- ・単位体積質量： $\rho=2,300kg/m^3$

〈非線形解析時〉

- ・引張軟化開始応力(引張強度)： $f_t=2.8N/mm^2$
- ・破壊エネルギー： $G_f=400N/m$

G_f は、堀井らの研究³⁴⁾により、粗骨材最大寸法150mmのダム用コンクリートのくさび挿入型試験結果から求めた。

$$G = f_t(0.79d_{max}+80) \times (f_{cm}/10)^{0.7} \quad (5.2)$$

ここに、

G_f ：破壊エネルギー(N/m)

d_{max} ：粗骨材最大寸法(=150mm)

f_{cm} ：コンクリート圧縮強度(=28N/mm²)

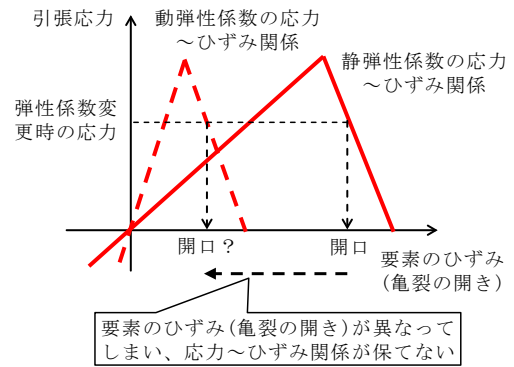


図-5.6.1 スミアドクラックモデルにおける応力~ひずみ関係の模式図

なお、弾性係数は静的(初期応力)解析時には静弾性係数を用い、動的解析時には動弾性係数を用いることが望ましい。既往の研究^{20),21),35)}では、ダムコンクリートの動弾性係数は静弾性係数と同程度か1.1倍程度であることから、本解析では同じ弾性係数を用いて一連の解析を行う。

(2)基礎岩盤の物性値

1)弾性係数

基礎岩盤の弾性係数は、原位置載荷試験で得られる静弾性係数と弾性波探査から算出される動弾性係数の差が大きいため、先に述べたように静的(初期応力)解析時と動的解析時で異なる弾性係数を用いることが望ましい。しかし、弾性係数の変更を行う際に、図-5.6.1に示すように同一応力状態で静弾性係数から得られたひずみ量と、動弾性係数から得られるひずみ量が乖離する。この際に、亀裂の開きを要素のひずみに置き換えて評価するスミアドクラックモデルでは、ひずみ量の変化により亀裂の開き状態が変化してしまう。よって、本解析では弾性係数として動弾性係数を用いて一連の解析を行う。

動弾性係数は、既往の解析事例²⁷⁾や既設ダムの調査結果¹⁵⁾を参考とし、100m級のコンクリートダムの基礎岩盤として良好と考えられるC_M級岩盤からB級岩盤の弾性波速度($V_p=2,500m/s \sim 5,000m/s$)から、次式により以下のように想定した。

$$E=10,000N/mm^2 \sim 40,000N/mm^2$$

2)引張強度

2章の調査事例のように、ダム基礎岩盤の引張強度を調査した事例は少なく、さらに3章の実験結果から引張強度は不連続面の状態に依存するため値の分布幅が大きいと考えられる。また、引張強度は載荷速度の依存性があり、動的引張強度として静的引張強度の1.4倍程度の値が期待できる^{20),21),32)}。そこで、最小値は弱層面を想定して $0N/mm^2$ とし、最大値は4章の評価結

果を踏まえ、さらに堤体コンクリートの引張強度(2.8N/mm²)と同じ程度と考えて、以下の範囲の値を用いる。

$$f_t=0\sim 3.0\text{N/mm}^2$$

3)破壊エネルギー

ダム基礎岩盤の破壊エネルギーを求めた事例は無いので、粗骨材最大寸法 150mmとした堤体コンクリートの破壊エネルギーの値($G_f=400\text{N/m}$)を最大値と考える。最小値は、不連続面の影響やスナップバック現象を考慮して、最大値の 1/4 と想定した。

$$G_f=100\sim 400\text{N/m}$$

5.7 減衰

(1)減衰のモデル

構造物の地震応答解析では、減衰モデルとして次式に示すレーリー減衰が用いられることが多い。

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K]$$

ここに、

[C]：減衰マトリックス

[M]：質量マトリックス

[K]：剛性マトリックス

であり、 α と β は対象とする構造物の支配的な固有振動数に対する減衰定数を設定して定める係数である。 α 、 β を求めるためには、対象とする構造系の主要な振動モードを2つ選定する必要がある。実ダムでは減衰定数をパラメータとする実測地震動の再現解析によって設定することが望ましい。本解析では動的解析に先だって固有値解析を行い、各モードで得られる刺激係数が大きくなる主要モードを2ケース設定した。

(2)減衰定数

基礎岩盤を含む重力式コンクリートダムの照査では、堤体と基礎岩盤の減衰を考慮する必要がある。減衰には、

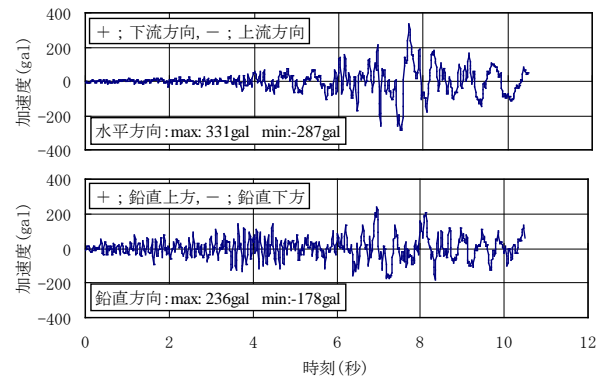
- ・物質の粘性抵抗に起因する粘性減衰
 - ・物質の材料非線形性に起因する履歴減衰
 - ・振動源から伝播する逸散波に起因する逸散減衰
- のほか、コンクリートダム堤体の減衰には、継目の変形による振動エネルギーの消費などが考えられる¹⁾。

地盤を考慮せず、堤体のみをモデル化して解析を行う場合、地盤へのエネルギー逸散を考慮して大きめの減衰定数を仮定する。一方で、基礎地盤もモデル化した既往の解析事例においては、減衰定数は 5~10%程度を用いている。本研究では、土木研究所で行った既往の解析事例を参考とし²⁷⁾、堤体の減衰定数を 10%、基礎岩盤の減衰定数を 5%とした。

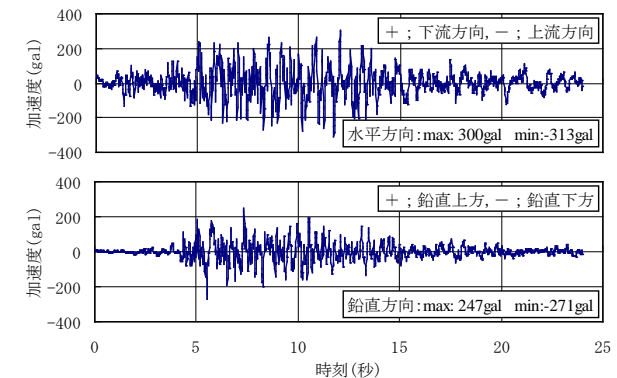
5.8 入力地震動

入力地震動は、1995年兵庫県南部地震の時に一庫ダム(水平最大加速度=182gal)および権現ダム(水平最大加速度=104gal)で観測された地震動の加速度振幅スペクトルを、ダムの照査用下限加速度応答スペクトル¹⁾に合わせ、フーリエ逆変換により求めたものを基本加速度波形として用いた(以下、それぞれ「下限一庫波」および「下限権現波」と呼ぶ)。

図-5.8.1に下限一庫波と下限権現波の基本加速度波形を示す。両波は位相と継続時間が異なる。下限一庫波は主要動が短く(10.48秒)、大きな振幅が1つ(衝撃型)であり、下限権現波は主要動が長く(24.00秒)、同規模の振幅が連続している。なお、加速度データの時間間隔は、 $\Delta t=0.01$ 秒である。図中の符号は、水平方向については下流方向を+、上流方向を-とし、鉛直方向については、鉛直上方を+、鉛直下方を-としている。これは、本文中で統一しており、応答変位の方角と符号についても同様である。



(a)下限一庫波



(b)下限権現波

図-5.8.1 基本加速度波形

5.9 初期荷重条件

初期応力解析時に付加する静的荷重は、ダムおよび基礎岩盤の自重と常時満水位時の静水圧を考慮した。堆砂による泥圧と揚圧力は考慮していない。

初期応力解析時の基礎岩盤の自重は、堤体の応答に対しては直接的な影響を及ぼさないが、基礎岩盤内の応力に対して堤体の自重とともに大きな影響を与える要因となるために初期応力解析時は考慮した。

静水圧は堤体上流面に付加した。基礎岩盤に静水圧を付加する場合、基礎岩盤の表面に鉛直応力が負荷されて、基礎岩盤の変形による応力が発生する。本研究では不連続面を有する基礎岩盤を想定しており、貯水は不連続面から基礎岩盤内に浸透していると考え。よって、基礎岩盤表面に鉛直応力が負荷する状態とは異なるため、基礎岩盤への静水圧は考慮しない。なお、基礎岩盤が不透水性と考える場合には、基礎岩盤に対する静水圧も付加することが考えられる。

6. スミアドクラックモデルによる亀裂進展的解析

6.1 解析モデル

解析モデルの概略を図-6.1.1 に示す。基礎岩盤の堤敷から深さ 35m の台形形状の領域にスミアドクラックモデルを用いて引張亀裂進展を考慮している。

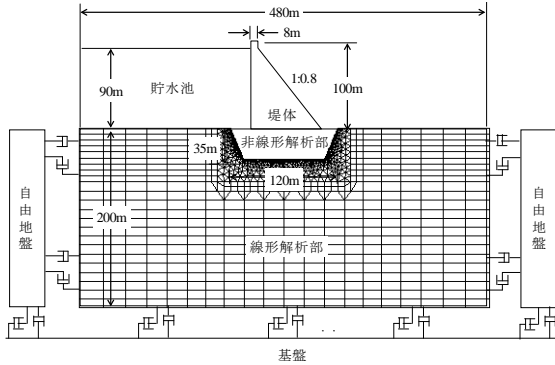


図-6.1.1 解析モデルの概略

6.2 線形解析

(1) 解析の目的

線形解析は亀裂進展解析に先立ち、基礎岩盤の動弾性係数、基本加速度波形、基本加速度波形の振幅を増幅する際の波形振幅倍率の違いによる応力発生状態を確認するために行った。

(2) 解析条件

解析条件を表-6.2.1 に示す。基礎岩盤の動弾性係数は $10,000\text{N/mm}^2$ と $40,000\text{N/mm}^2$ の2条件とした。入力地震動は下限一庫波と下限権現波を基本加速度波形とし、応力の状態が明確になるように波形振幅倍率を1.4倍と1.8倍とした。

表-6.2.1 線形解析条件

項目	堤体	基礎岩盤
動弾性係数E (N/mm ²)	29,000	10,000 40,000
ポアソン比ν	0.2	0.3
単位体積質量(kg/m ³)	2,300	2,300
減衰型	レイリー型	レイリー型
減衰定数h(%)	10	5

(3) 解析結果

図-6.2.1 に下限一庫波を基本加速度波形として用いた場合の全解析時間の最大主応力図を示し、図-6.2.2 に下限権現波を基本加速度波形として用いた場合の全解析時間の最大主応力図を示す。

① 最大主応力の発生位置

下限一庫波と下限権現波の解析結果ともに、最大主応力(引張応力)は、堤踵部と堤趾部の堤体と基礎岩盤の接合面および下流面に発生している。なお、下限一庫波を用いた場合は堤体下流面の中標高部から低標高部に最大主応力が発生し、下限権現波を用いた場合

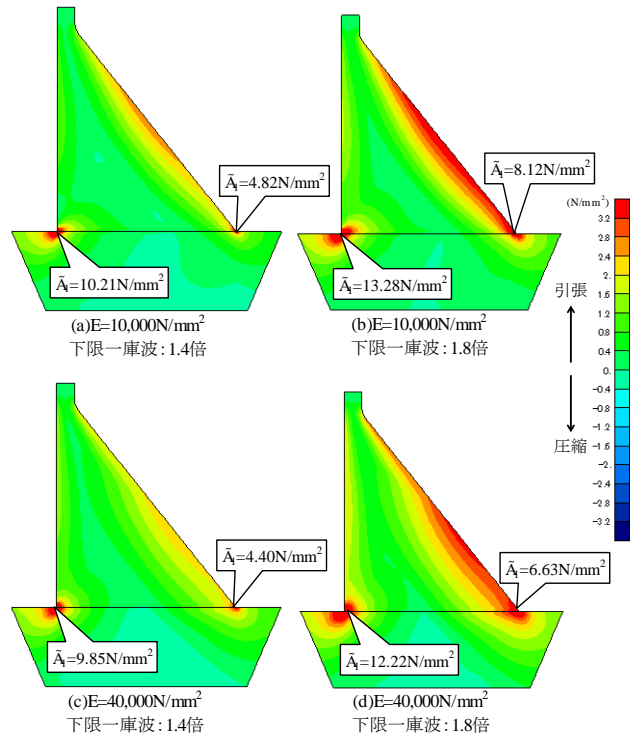


図-6.2.1 下限一庫波を用いた場合の最大主応力図

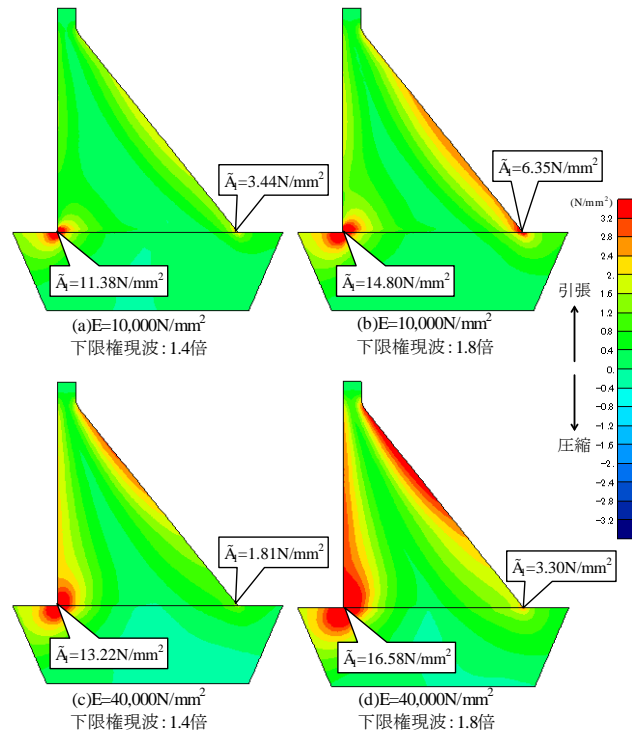


図-6.2.2 下限権現波を用いた場合の最大主応力図

は堤体下流面の高標高部に最大主応力が発生している。

② 波形振幅倍率と最大主応力の関係

波形振幅倍率が1.4倍の場合では堤体の上流面と下流面に発生する最大主応力(引張応力)は堤体コンクリートの引張強度(2.8N/mm^2)を超えないが、波形振幅倍率が1.8倍の場合では堤体コンクリートの引張強度を超える最大主応力(引張応力)が発生している。

6.3 非線形解析

6.3.1 基礎岩盤の線形・非線形条件の影響

(1)解析の目的

基礎岩盤の引張破壊を考慮しない場合と考慮した場合について動的解析を実施し、基礎岩盤と堤体の亀裂進展状況について比較・検討を行った。

(2)解析条件

解析条件を表-6.3.1 に示す。基礎岩盤の動弾性係数は $10,000\text{N/mm}^2$ と $40,000\text{N/mm}^2$ の2条件とした。さらに、基礎岩盤の引張強度と破壊エネルギーはばらつきが大きいと考え、動弾性係数に対応させて、堤体コンクリートより小さい値と、やや大きな値となるように設定した。入力地震動は、線形解析結果を考慮して堤体と基礎岩盤の両方に引張応力が発生する下限一庫波を用い、波形振幅倍率を1.6、1.8、2.0倍とした。

表-6.3.1 解析条件

項目	堤体	基礎岩盤	
動弾性係数E (N/mm ²)	29,000	10,000	40,000
ポアソン比ν	0.2	0.3	
単位体積質量(kg/m ³)	2,300	2,300	
減衰型	レイリー型	レイリー型	
減衰定数h (%)	10	5	
引張強度ft (N/mm ²)	2.8	1.5	3
破壊エネルギーGf (N/m)	400	120	400

(3)解析結果

1)亀裂の進展状況

図-6.3.1 は、堤体は引張破壊を考慮した非線形条件とし、基礎岩盤は引張破壊を考慮しない線形条件と、引張破壊を考慮した非線形条件とした場合の、全解析時間における各要素の亀裂の最大開口幅の分布状況である。

基礎岩盤を線形条件とした場合は(a)、(c)のように堤体下流面および上下流面の堤体と基礎岩盤の接合部で堤体側に亀裂が進展する。基礎岩盤を非線形条件とした場合は(b)、(d)のように基礎岩盤の上下流側に亀裂が進展し、堤体と基礎岩盤の接合部の亀裂はほとんど認められなくなった。

基礎岩盤の亀裂は、上流側では鉛直方向からやや下流方向に、下流側では上流方向に進展する傾向となる。また、基礎岩盤の動弾性係数が $10,000\text{N/mm}^2$ の時には、基礎岩盤を非線形条件とすることで、堤体下流面の亀裂進展長の低下が認められる。これは、堤体よりも強度の小さい基礎岩盤で亀裂が進展しやすく、堤体に伝達されるエネルギーが減少するためと考えられる。

以上のように、基礎岩盤の破壊を考慮することで、

堤体に進展する亀裂が低減する結果が得られた。

2)堤体の損傷状態の比較

図-6.3.2 は、波形振幅倍率と図-6.3.1 に示すように求めた堤体のリガメント長の関係である。凡例中の線形・非線形条件は、基礎岩盤の解析条件を示している。

波形振幅倍率の増加に伴い、リガメント長はほぼ直線的に減少する傾向が認められる。本解析条件では、基礎岩盤を非線形とする場合は、線形とする場合よりもリガメント長は10m程度大きな値となり、この傾向は基礎岩盤の動弾性係数の依存性は少ない結果が得られた。

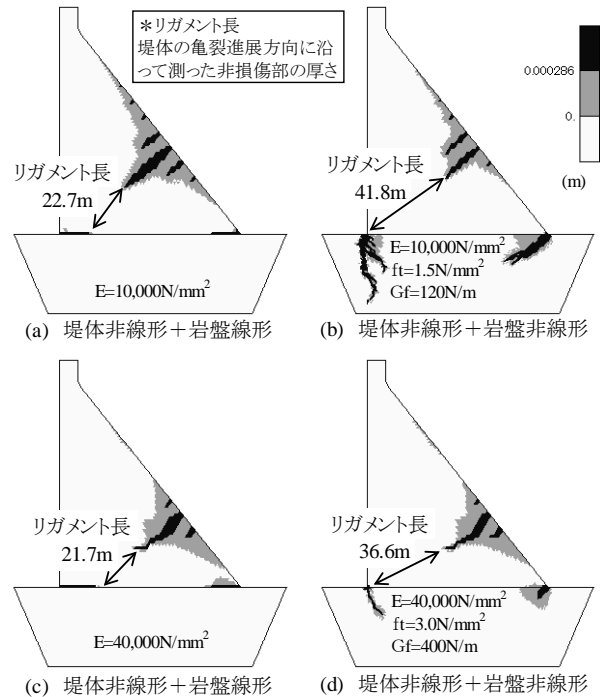


図-6.3.1 全解析時間における各要素の亀裂の最大開口幅の分布状況 (下限一庫波: 2.0倍)

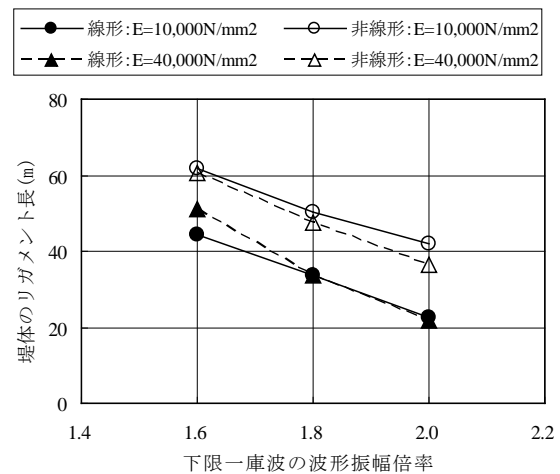


図-6.3.2 波形振幅倍率とリガメント長の関係

6.3.2 地震動の影響

(1)解析の目的

線形解析では、下限一庫波と下限権現波による最大主応力の発生状態が異なったため、堤体と基礎岩盤の亀裂進展状況について両波形による比較・検討を行った。

(2)解析条件

解析条件を表-6.3.2 に示す。基礎岩盤の動弾性係数は $10,000\text{N/mm}^2$ とし、引張強度と破壊エネルギーは堤体コンクリートより小さい値に設定した。入力地震動の波形振幅倍率は、亀裂進展状態の推移を確認するために 1.2、1.4、1.6、1.8、2.0 倍とした。

表-6.3.2 解析条件

項目	堤体	基礎岩盤
動弾性係数E(N/mm ²)	29,000	10,000
ポアソン比ν	0.2	0.3
単位体積質量(kg/m ³)	2,300	2,300
減衰型	レイリー型	レイリー型
減衰定数h(%)	10	5
引張強度ft(N/mm ²)	2.8	1.5
破壊エネルギーGf(N/m)	400	120

(3)解析結果

図-6.3.3 のように亀裂進展方向に沿って測った堤体厚さ L_1 と亀裂進展方向に沿って測った非損傷部の厚さ L_2 から堤体のリガメント残存率を $L_2/L_1 \times 100(\%)$ と定義して求め、さらに基礎岩盤の亀裂進展の規模（深さと幅）を求め、波形振幅倍率（最大水平加速度）との関係を図-6.3.4 のように求めた。

下限一庫波では、最大水平加速度が 500gal 以下でリガメント残存率はほぼ 100% であるが、500gal 以上で急激に低下する。基礎岩盤の亀裂は、堤踵部では深さ方向への進展が顕著であり、堤趾部では幅方向への進展が顕著である。下限権現波では、本解析の最大水平加速度の範囲ではリガメント残存率の急激な低下は起こらない。基礎岩盤の亀裂は堤踵部の深さ方向への進

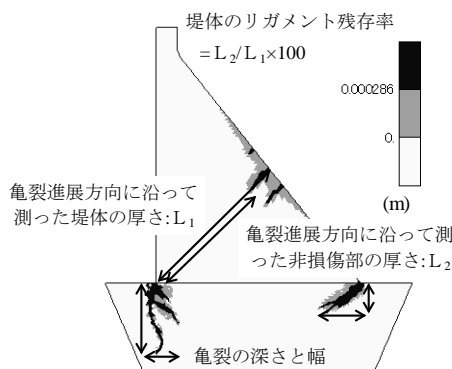


図-6.3.3 堤体のリガメント残存率と基礎岩盤の亀裂進展規模の定義（下限一庫波：1.8倍）

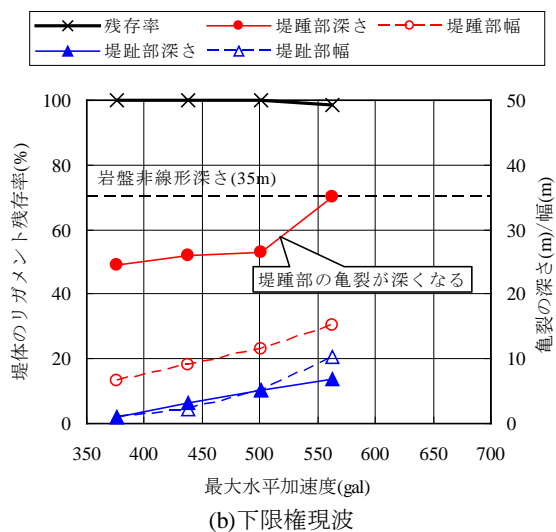
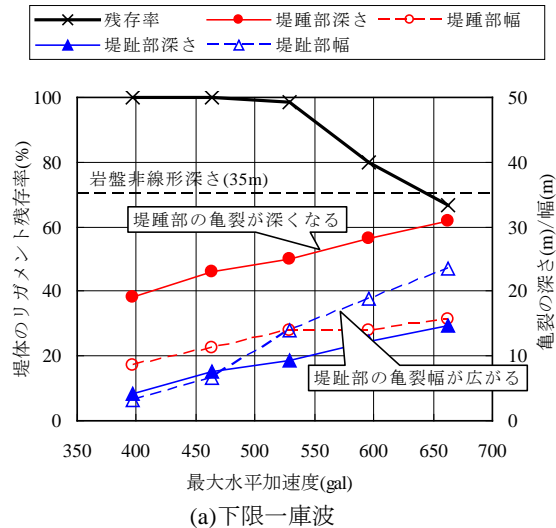


図-6.3.4 最大水平加速度と堤体のリガメント残存率および基礎岩盤の亀裂規模の関係

展が顕著であり、波形振幅倍率 1.8 倍（最大水平加速度約 560gal）の時に基礎岩盤の亀裂深度が非線形解析部（深さ 35m）を超えたため、波形振幅倍率 2.0 倍の解析は実施していない。

下限権現波と比べて継続時間の短い下限一庫波による亀裂が進展しやすいのは、時刻約 7.5 秒からの水平加速度の大きな反転により、堤体に瞬間的に大きな変位が発生するためと考えられる。

6.3.3 基礎岩盤の引張軟化特性の影響

(1)解析の目的

これまでの解析では、基礎岩盤の引張強度と破壊エネルギーは動弾性係数に応じて一定値に設定した。しかし、基礎岩盤の物性値については不明な点が多いため、幅を持った値を考慮する必要がある。本解析では、基礎岩盤の引張強度および破壊エネルギーと亀裂進展の関連について比較・検討を行った。

(2)解析条件

解析条件を表-6.3.3 に示す。基礎岩盤の動弾性係数を $10,000\text{N/mm}^2$ とし、基礎岩盤の引張強度と破壊エネルギーは堤体の値を超えない範囲で3条件設定した。入力地震動は、堤体と基礎岩盤の両方に引張亀裂が発生する下限一庫波を用い、波形振幅倍率は 1.8 倍とした。

表-6.3.3 解析条件

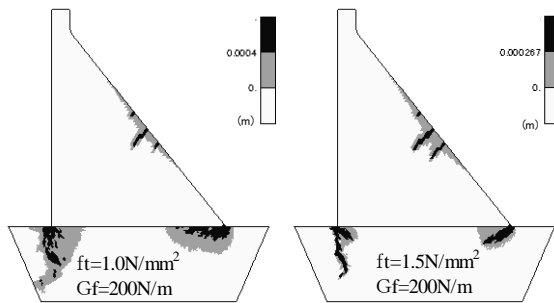
項目	堤体	基礎岩盤		
		1.0	1.5	2.0
動弾性係数E(N/mm ²)	29,000	10,000		
ポアソン比 ν	0.2	0.3		
単位体積質量(kg/m ³)	2,300	2,300		
減衰型	レイリー型	レイリー型		
減衰定数h(%)	10	5		
引張強度 f_t (N/mm ²)	2.8	1.0	1.5	2.0
破壊エネルギーGf(N/m)	400	200	120, 200, 300	200

た。

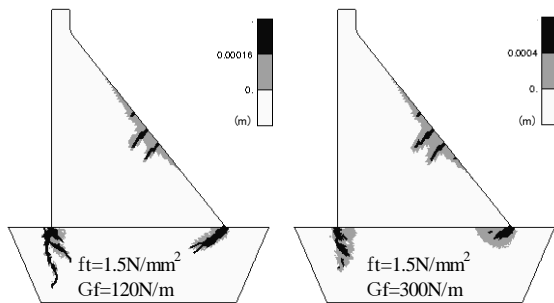
(3)解析結果

図-6.3.5 は全解析時間における各要素の亀裂の最大開口幅の分布である。図中の灰色の部分の部分は相対的に亀裂の幅が小さく、引張強度が残存する要素の分布範囲（以下、微小開口部と呼ぶ）である。黒色の部分は相対的に亀裂幅が大きく、引張強度が残存しない要素の分布範囲（以下、完全開口部と呼ぶ）である。

ここで、亀裂の分布範囲が深くかつ遮水性上重要な上流部にあたる堤踵部に着目し、亀裂の分布範囲の深さと幅を求め、基礎岩盤の引張強度と破壊エネルギーとの関係を図-6.3.6 のように整理した。引張強度が大きい場合は微小開口部が狭くなり完全開口部が局所化する。破壊エネルギーが大きい場合は完全開口部が減



(a)引張強度変化; $f_t=1.0\text{N/mm}^2 \rightarrow 1.5\text{N/mm}^2$

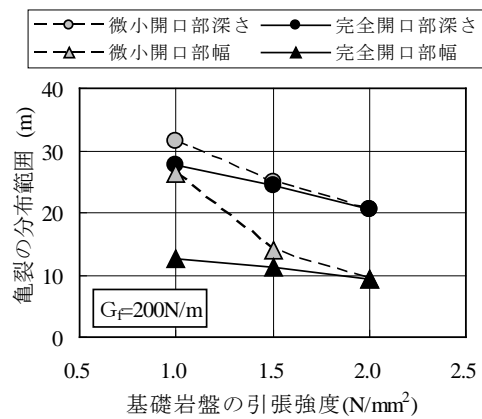


(b)破壊エネルギー変化; $G_f=120\text{N/m} \rightarrow 300\text{N/m}$

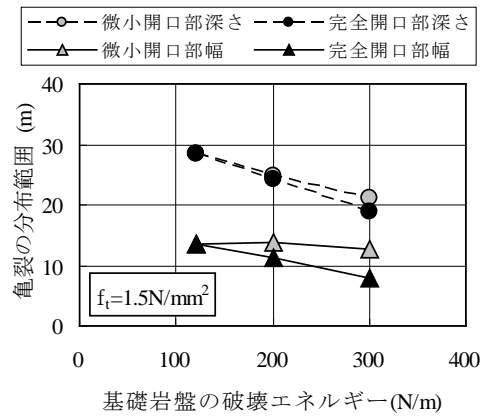
図-6.3.5 全解析時間における各要素の亀裂の最大開口幅の分布状況（下限一庫波：1.8倍）

少して微小開口部の分散が起こる。よって、引張強度が大きく、破壊エネルギーが小さいほど亀裂は局所的に進展・開口する。

この結果は、図-6.3.7 に示す単直線型の引張軟化曲線から、破壊エネルギーが一定の場合は引張強度の増加により相対的に粘り強さが低下することで完全開口と判定される要素が多くなり、引張強度が一定の場合は破壊エネルギーの増加により相対的に粘り強さが増加することで完全開口と判定される要素が減るためである。なお、堤体の亀裂状態には顕著な変化は認められない。



(a)引張強度変化 ($G_f=200\text{N/m}$)



(b)破壊エネルギー変化 ($f_t=1.5\text{N/mm}^2$)

図-6.3.6 基礎岩盤の引張応力・破壊エネルギーと堤踵部の亀裂分布の関係（下限一庫波：1.8倍）

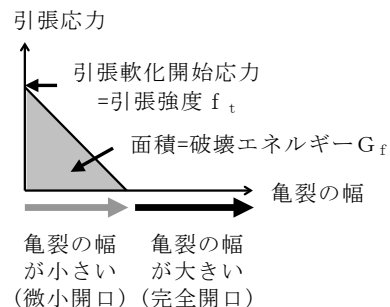


図-6.3.7 単直線型の引張軟化曲線

7. ジョイント要素モデルによる安定性解析

7.1 解析モデル

(1) 想定する亀裂面の形態と地震時の変位と破壊

基礎岩盤内の亀裂面の形態と大規模地震時における変位と破壊について、図-7.1.1 (太い線が想定亀裂面) に示すような、形態が考えられる。

- ・ケース1：下流上がりの亀裂面
岩盤の弾性変形および、亀裂面のせん断変位・破壊により、下流側への変位が発生すると考えられる。
- ・ケース2：下流下がりの亀裂面
岩盤の弾性変形および、亀裂面のせん断変位・破壊により、上流側への変位が発生すると考えられる。
- ・ケース3：堤敷に水平な亀裂面
亀裂面が水平なため、ケース1やケース2のような変位は発生し難いと考えられる。主な変位は、亀裂面の破壊後の揺動（ロッキング）と考えられる。

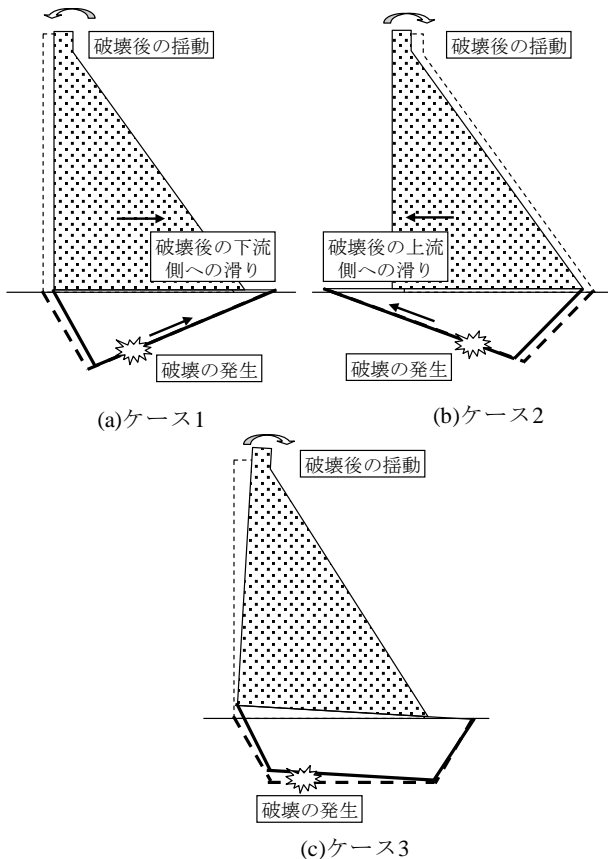


図-7.1.1 想定する亀裂面の形態および地震時の変位と破壊

3 ケースうち、ダム安全性のうえで最も危険な状態となるのはケース1の形態であると考えられる。さらに、亀裂進展解析による大規模地震時の亀裂進展形態としてはケース1が近似する。よって、解析モデルの亀裂面は、下流上がりの亀裂面を考慮する。

(2) 亀裂面の角度と深さ

図-7.1.1 のケース1について、上流側の亀裂面の角度は、スミアドクラックモデル解析の結果を考慮して下流下がり¹⁾に 60° とした。下流側の亀裂面の角度は、角度による安全性の変化を検討するために上流下がり²⁾に 10° 、 20° 、 30° の3条件とした。

(3) 堤体の形状

100m級の重力式コンクリートダムについて、基礎岩盤内の弱層等の影響によりせん断強度が小さい場合、フィレットが無い形状ではダム堤体と基礎岩盤のせん断に対する安全率を満足しない。よって、本解析ではフィレットを有する堤体形状とした。なお、ここで検討する方法は、基礎岩盤内に弱層が存在する場合のみ

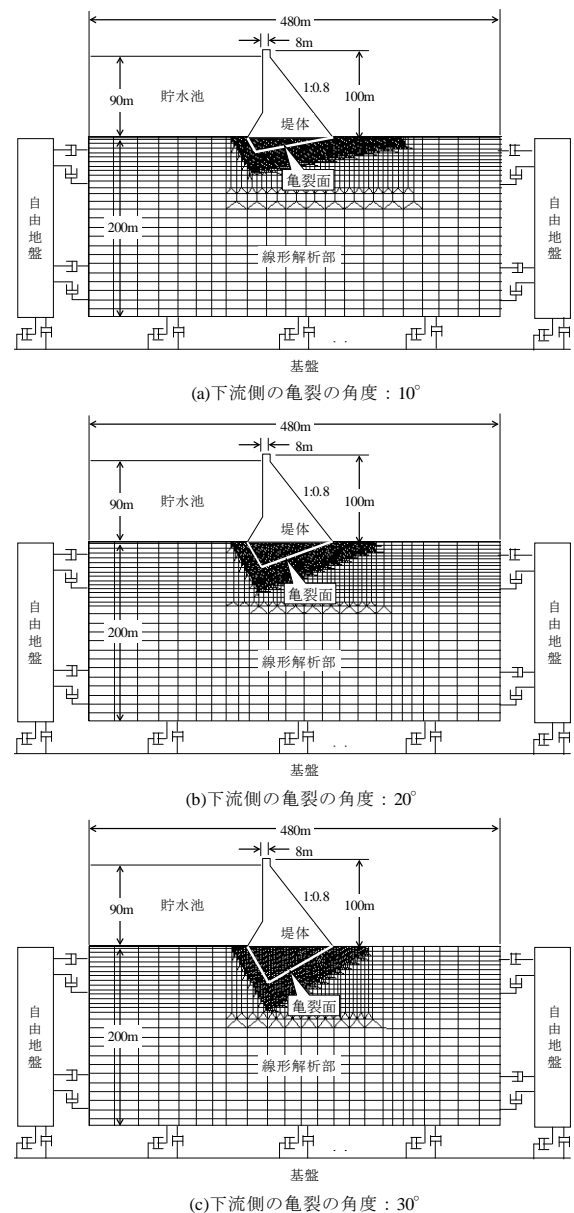


図-7.1.2 解析モデルの概略

ではないため、弱層が存在しないダムではフィレットのない断面での検討も想定される。

(4)解析モデル

解析モデルの概略を図-7.1.2 に示す。基礎岩盤の寸法や境界条件は、亀裂進展解析モデルと同一とした。なお、亀裂進展解析では堤体を貫通するような亀裂の進展は認められなかったことから、計算の負荷を減らすために堤体の破壊は考慮しないこととした。

(5)亀裂面モデル

亀裂面はジョイント要素を用いてモデル化する。亀裂モデルは、亀裂面に平行な方向はせん断モデルを考え、亀裂面に垂直な方向は軸方向モデルを考える。

①せん断モデル

せん断モデルは、せん断破壊後の残留強度を考慮することとし、図-7.1.3 に示す残留強度モデルを用いる。残留強度モデルは以下の条件に従う。

- 亀裂面方向にはせん断強度 f_s を有し、せん断破壊後の残留強度は $f_{s'}$ となる。
- せん断強度 f_s と残留せん断強度 $f_{s'}$ は、モール・クーロン型の破壊基準に従う。
- せん断破壊前とせん断破壊後の除荷時には、除荷開始点からせん断剛性(= K_s)に従って変位する。

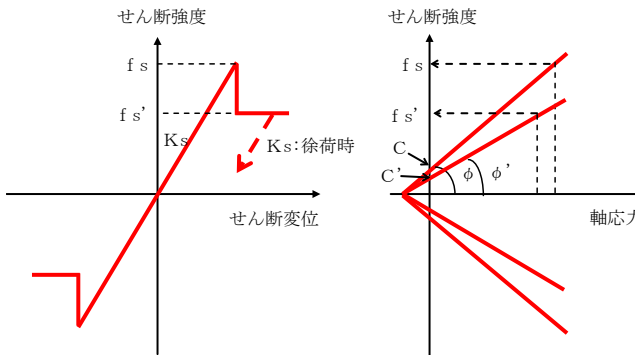


図-7.1.3 亀裂面のせん断モデル：残留強度モデル

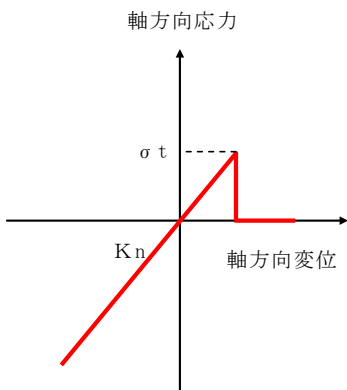


図-7.1.4 亀裂面の軸方向モデル

- 亀裂面の引張破壊後は、残留せん断強度 $f_{s'}$ となる。

②軸方向モデル

軸方向モデルは、初期引張強度を考慮するため、図-7.1.4 に示すモデルを用いる。軸方向モデルは以下の条件に従う。

- 亀裂面の軸方向（亀裂面に垂直方向）に引張強度 σ_t を持つ。
- 引張破壊後の再付着時には、引張強度は 0 になる。
- 引張破壊前と引張破壊後の再付着後は、軸剛性(= K_n)に従って変位する。

7.2 安全性の検討

(1)解析の目的

本解析では、下流側の亀裂面の角度が 10° 、 20° 、 30° の各条件について、入力地震動の波形振幅倍率と堤体と基礎岩盤の安全性の関係について検討を行った。

(2)解析条件

解析条件を表-7.2.1 に示す。基礎岩盤の動弾性係数は $10,000\text{N/mm}^2$ とし、軸剛性とせん断剛性は既往の事例^{(12),(13),(14)}を参考して、軸剛性を動弾性係数の 100 倍、せん断剛性を軸剛性の 1/10 とした。内部摩擦角と粘着力は C_H 級岩盤を想定してそれぞれ 45° と 3.0N/mm^2 とし、引張強度は亀裂進展解析で用いた値の中で最も小さな値である 1.0N/mm^2 とした。

入力地震動は、主要動が明確で上下流側の基礎岩盤に引張破壊が生じることを考慮して下限一庫波を用いた。波形振幅倍率は、亀裂進展解析と同等なることを考慮して 1.0、1.4、1.8 倍の 3 条件とした。

表-7.2.1 解析条件

項目	堤体	基礎岩盤
動弾性係数 E (N/mm^2)	29,000	10,000
ポアソン比 ν	0.2	0.3
単位体積質量 (kg/m^3)	2,300	2,300
減衰型	レイリー型	レイリー型
減衰定数 h (%)	10	5
軸剛性 K_n (N/mm^2)	---	1,000,000
せん断剛性 K_s (N/mm^2)	---	100,000
引張強度 f_t (N/mm^2)	---	1.0
内部摩擦角 ϕ (度)	---	45
粘着力 C (N/mm^2)	---	3.0
残留内部摩擦角 ϕ_r (度)	---	45
残留粘着力 C_r (N/mm^2)	---	0.0

(3)解析結果

①亀裂面の破壊と局所安全率

図-7.2.1 は、下流側の亀裂面の角度 20° の条件で波形振幅倍率が 1.0 倍と 1.8 倍の時の亀裂面の局所安全率

の最小値 S_f を示したものである。局所安全率は、地震動の全継続時間について、次式により求めている。

$$\text{局所安全率} = \frac{\text{各ジョイント要素のせん断強度}}{\text{各ジョイント要素のせん断応力}}$$

図中の破線部分は $0 \leq S_f < 1$ であり、引張破壊による破壊範囲を示す。灰色の実線部分は $1 \leq S_f < 2$ であり、 $S_f=1$ の時はせん断強度とせん断応力が等しい状態となるため、灰色の実線部分はせん断破壊している範囲を含んでいる。細い実線と太い実線の部分は $2 \leq S_f$ であり、引張破壊やせん断破壊が起こっていない健全な範囲である。上流側の亀裂面は、波形振幅倍率が1.0倍で引張破壊を起こしている。下流側の亀裂面は、波形倍率が1.8倍で堤趾部付近にも引張破壊を起こしているが、深部は健全な状態であり基礎岩盤の分断は起こっていないと判断できる。

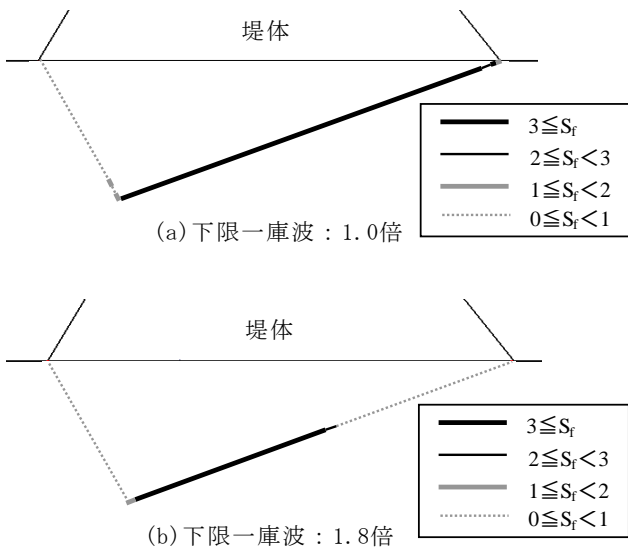


図-7.2.1 全継続時間の局所安全率の最小値 (下流側の亀裂面の角度: 20°)

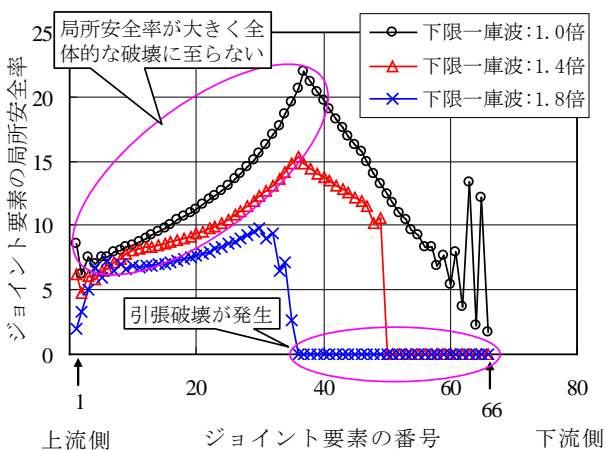


図-7.2.2 下流側亀裂面における全継続時間の局所安全率の最小値の分布 (下流側の亀裂面の角度: 20°)

図-7.2.2は下流側の亀裂面の角度20°の条件で、波形振幅倍率が1.0、1.4、1.8倍の時の下流側亀裂面における局所安全率の最小値の分布である。

図中のジョイント要素番号1は上流側亀裂面との接合部にあたり、ジョイント要素番号66は堤趾部にあたる。波形振幅倍率の増加により堤趾部で引張破壊範囲が広がり、亀裂面全体の局所安全率が低下することが確認できる。また、破壊に至らない部分の局所安全率は2以上の値であり、健全な状態であると判断できる。

② 亀裂面の残存長と残存率

上流側と下流側の亀裂面で破壊が生じていない部分の長さを残存長として求め、さらに残存長と全亀裂面の長さの比を残存率として求めて最大水平加速度との関係を図-7.2.3のように整理した。図から、残存率は今回設定した下流側亀裂面の角度に対する依存性は小さいことがわかる。また、最大水平加速度が600gal程度でも残存率は30~40%であり、基礎岩盤の分断は生じないと判断できる。

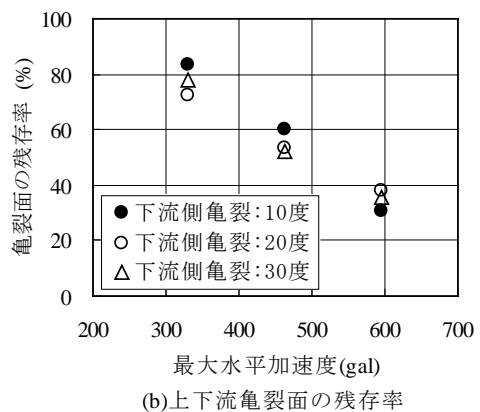
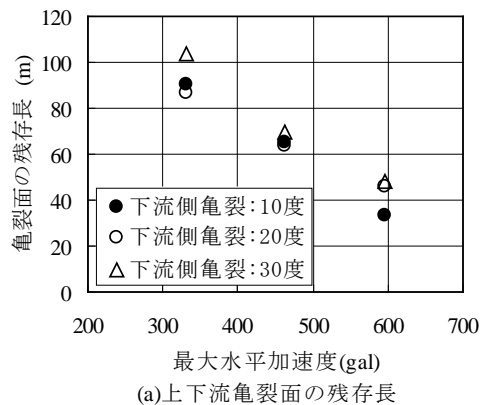


図-7.2.3 最大水平加速度と上下流の亀裂面の残存長と残存率の関係

③ 堤体の変位と亀裂の開口状態

図-7.2.4は、亀裂面の残存率が小さく安全性が最も低下すると考えられる下流側亀裂面の角度10度の条

件で、波形振幅倍率が 1.8 倍の時の基礎岩盤の最大主応力と変位状態を示したものである。(a)は堤踵部の亀裂開口が最大となる時刻 (7.55 秒) の状態であり、(b)は堤趾部の亀裂開口が最大となる時刻 (7.74 秒) の状態である。なお、変位状態は解析で得られた変位量に対して 200 倍の倍率を与えて表示している。亀裂面の変位量は堤体と基礎岩盤の二重接点の変位の差として求めており、X 方向 (水平) 変位は堤体の下流側への変位が正となり、Y 方向 (鉛直) 変位は堤体の上方側への変位が正となる。

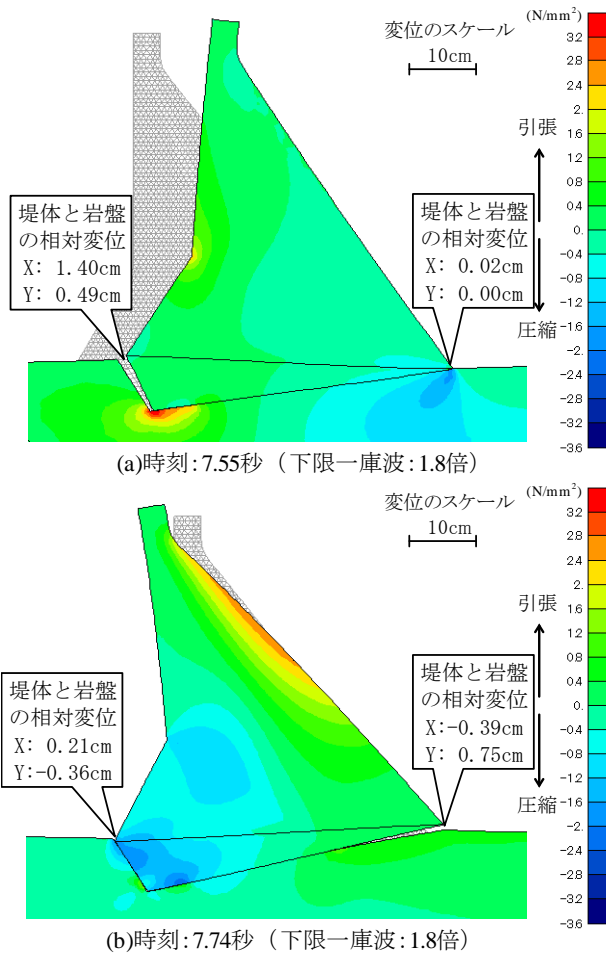


図-7.2.4 堤体と基礎岩盤の最大主応力と変位状態

次に、堤踵部と堤趾部の亀裂について、下限一庫波の主要動が発生する直前の時刻である 5.0 秒から解析終了時 (10.48 秒) までの水平変位の時刻歴を図-7.2.5 に示す。堤踵部の亀裂変位は経過時刻約 6 秒で発生し、概ね水平加速度が最大となる時刻で最大値が発生する。その後、約 0.2cm の変位が残留した状態で変位の振幅が発生している。堤趾部の亀裂変位は、堤踵部で最大変位が表れた振幅の揺り返しにより経過時刻約 7.74 秒で最大値が発生する。

図-7.2.6 は 7.55 秒と 7.74 秒および解析終了時 (10.48

秒) の、下流側亀裂面の水平変位量の分布である。水平変位量は、ジョイント要素の二重節点の X 方向 (水平) 変位の差として求めている。上流側では 7.55 秒時に生

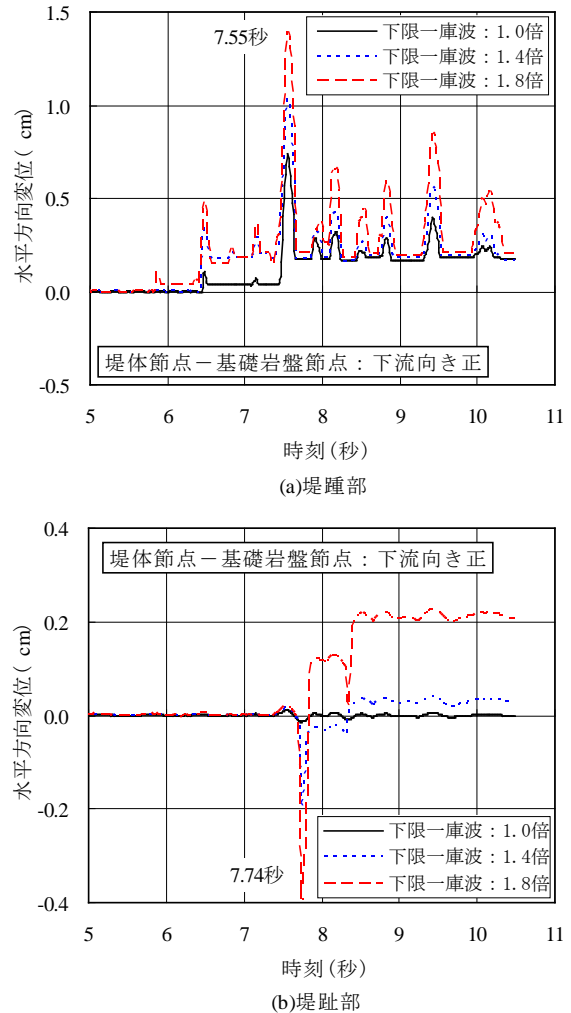


図-7.2.5 堤踵部と堤趾部の亀裂の水平変位の時刻歴

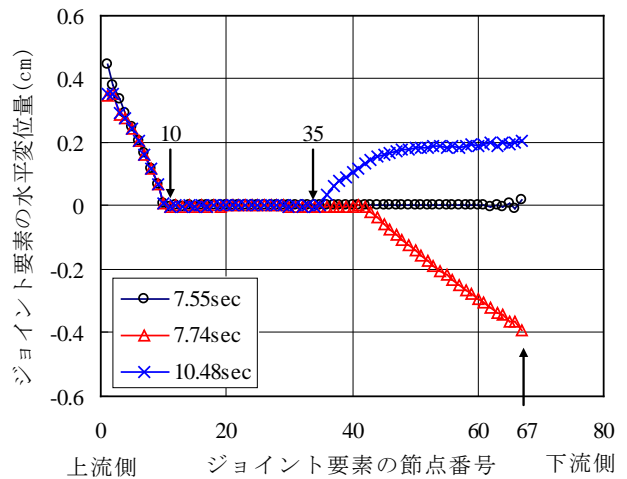


図-7.2.6 下流側亀裂面の水平変位量の分布 (下限一庫波 : 1.8 倍)

じている変位が解析終了時まで残留する。下流側では解析終了時に約 0.2cm の変位が残留している。一方で、ジョイント要素の節点番号 10~35 の間では解析終了時に水平変位は認められないことから、せん断変位による滑動は発生せず、最終的な安全性は保たれていると判断できる。

7.3 弱層面を想定した場合の安全性の検討

(1) 解析の目的

7.2 の検討では、亀裂面の物性値には基礎岩盤の物性値と同じ値を用いた。しかし、ダムによっては亀裂面の位置には充填物の混在や部分的に分断している等の理由で、不連続性を有した弱層面が存在する場合がある。本解析では、下流側の亀裂面を弱層部と想定し、入力地震動の波形振幅倍率に対する安全性について検討を行った。

(2) 解析条件

解析モデルは、安全性が最も低いと考えられる下流側亀裂面の角度 10 度のモデルを用い、下流側亀裂面を弱層面と想定した。解析条件を表-7.3.1 に示す。堤体と基礎岩盤の物性値および上流側の亀裂面の物性値は 7.2 の解析条件と同じとした。下流側の亀裂面の物性値は調査事例¹¹⁾を考慮して粘着力を基礎岩盤の粘着力の 1/10 とし、引張強度は期待できないと考えて粘着力の 1/10 とした。さらに内部摩擦角を 30° とした。

入力地震動は、7.2 の解析条件と同じ条件になるように、下限一庫波の波形振幅倍率を 1.0、1.4、1.8 倍とする 3 条件とした。

表-7.3.1 弱層面を想定した解析条件

項目	堤体	基礎岩盤
動弾性係数E(N/mm ²)	29,000	10,000
ポアソン比ν	0.2	0.3
単位体積質量(kg/m ³)	2,300	2,300
減衰型	レイリー型	レイリー型
減衰定数h(%)	10	5
軸剛性K _n (N/mm ²)	---	1,000,000
せん断剛性K _s (N/mm ²)	---	100,000
亀裂面の位置	---	上流側 下流側
引張強度f _t (N/mm ²)	---	1.0 0.03
内部摩擦角φ(度)	---	45 30
粘着力C(N/mm ²)	---	3.0 0.3
残留内部摩擦角φ _r (度)	---	45 30
残留粘着力C _r (N/mm ²)	---	0.0 0.0

(3) 解析結果

① 亀裂面の破壊状態

図-7.3.1 は、波形振幅倍率が 1.0 倍と 1.8 倍の時の亀

裂面における局所安全率の最小値S_fを示したものである。局所安全率は、地震動の全継続時間について求めている。

波形振幅倍率が 1.0 倍の時には、2 ≤ S_f の細い実線と太い実線の部分が下流側の亀裂面で認められ、安全性が保たれていると判断できる。波形振幅倍率が 1.8 倍の時には、0 ≤ S_f < 1 の部分が多く、一部は 1 ≤ S_f < 2 の部分となり、亀裂面全体で安全性が低下していると判断できる。

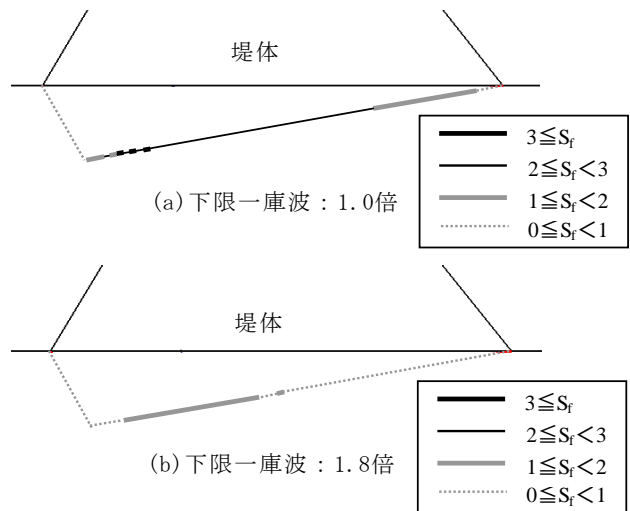


図-7.3.1 全継続時間の局所安全率のカウンター図 (下流側の亀裂面(弱層面)の角度: 10°)

② 亀裂面の局所安全率

図-7.3.2 は、波形振幅倍率が 1.0、1.4、1.8 倍の時の下流側亀裂面における局所安全率の最小値の分布である。図中のジョイント要素番号 1 は上流側亀裂面との接合部にあたり、ジョイント要素番号 66 は堤趾部にあたる。

波形振幅倍率の増加により堤趾部で引張破壊範囲が

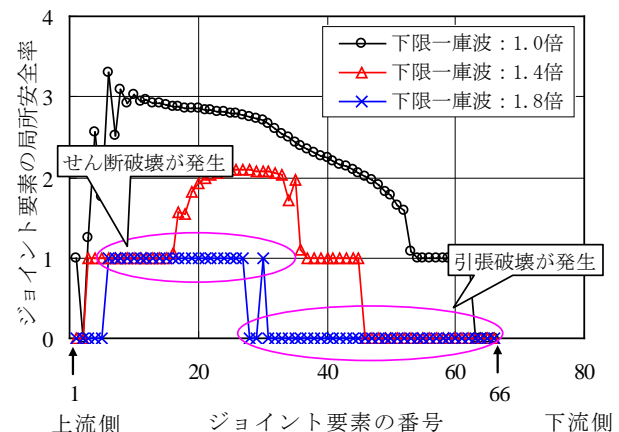


図-7.3.2 全継続時間の局所安全率の最小値の分布 (下流側の亀裂面(弱層面)の角度: 10°)

広がり、亀裂面全体で局所安全率が低下する。また、引張破壊に至らない部分でも、局所安全率が1になる範囲ではせん断強度とせん断応力等しい状態であることから、せん断破壊が発生していると判断できる。

③堤体の変位

図-7.3.3 は波形振幅倍率が 1.0、1.4、1.8 倍の時の解析終了時 (10.48 秒) の下流側亀裂面における水平変位量の分布である。水平変位量は、ジョイント要素の二重節点の X 方向 (水平) 変位の差として求めている。

波形振幅倍率が 1.0、1.4 倍の時には、堤趾部と上流側の亀裂面との接合部付近で残留変位認められるが、破壊が生じていない健全部 (ジョイント要素の節点番号 17~37) では水平変位は発生していない。波形振幅倍率が 1.8 倍の時には、0.2~0.5cm 程度の上流側 (正方向) への残留変位が認められる。よって、図-7.3.1 から図-7.3.2 の結果と合わせ、上流側と下流側の亀裂面が全面破壊して滑動が起きていると判断できる。

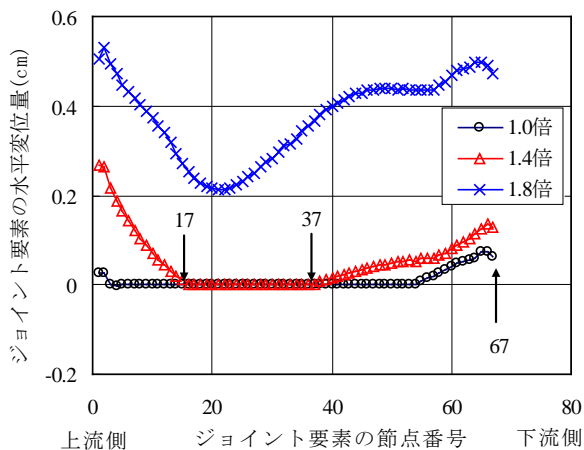


図-7.3.3 下流側亀裂面の水平変位量

8. 基礎岩盤の破壊を考慮した重力式コンクリートダムの大規模地震時の安全性照査方法の提案

7 章までの検討結果と「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)・同解説」の内容を踏まえて、基礎岩盤の破壊を考慮した重力式コンクリートダムの大規模地震時の安全性照査方法について図-8.1 のように提案する。

はじめに、堤体と基礎岩盤の物性値を原位置試験 (せん断試験・引張試験) や室内試験により求める。この際、基礎岩盤の不連続面の角度や連続性、付着程度などの状態を十分に確認する。

次に、レベル 2 地震動の選定または作成を行い、線形解析を行う。線形解析の結果、堤体や基礎岩盤に損

傷を与えるような応力が発生する場合は、スミアドクラックモデルによる亀裂進展解析を行う。

スミアドクラックモデルを用いた解析により、堤体と基礎岩盤の亀裂進展状態を確認する。堤体に分断が生じる場合は、修復方法等の検討を行った後に再度照査を行う。堤体に分断は生じないが、基礎岩盤の亀裂進展が著しい場合や、安全性に影響を及ぼすと考えら

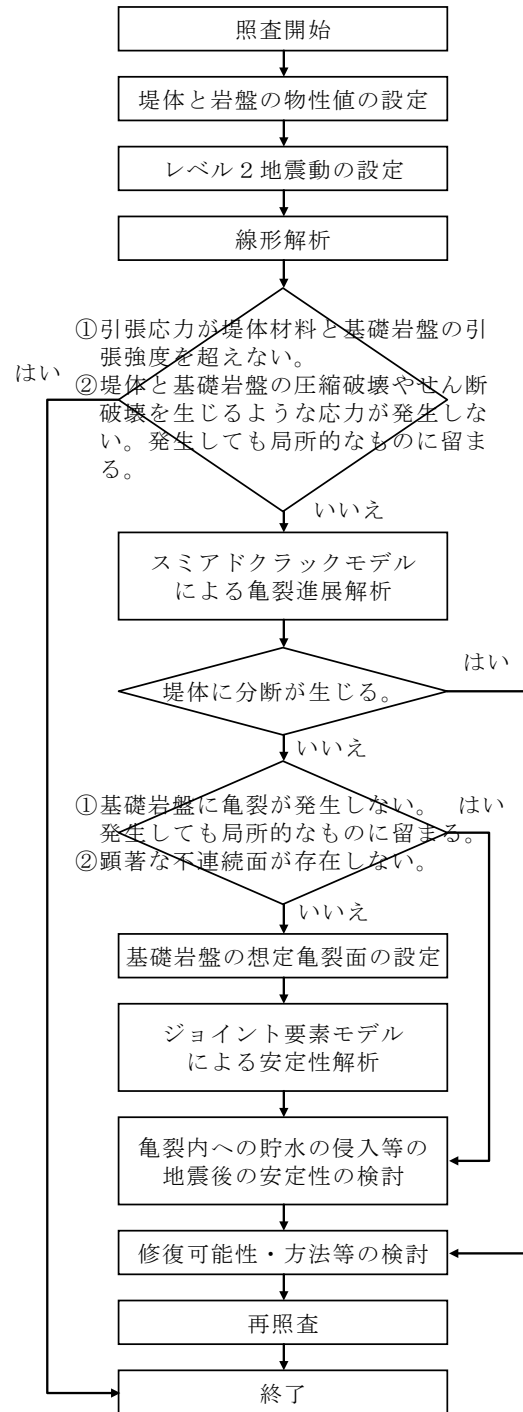


図-8.1 基礎岩盤の破壊を考慮した重力式コンクリートダムの大規模地震時の安全性照査方法

れるような不連続面が確認される場合は、ジョイント要素モデルによる安定性解析を行う。

ジョイント要素モデルでは、原位置の亀裂の位置や角度、連続性を考慮して亀裂面の設定を行う。解析では、破壊の範囲や分断の有無・局所安全率・滑動変位などについて確認をおこない、最終的な安全性を検討する。

9. まとめ

本研究では、不連続性岩盤の破壊を考慮した堤体と基礎岩盤の安定性に着目して実験的・解析的な検討を行い、重力式コンクリートダムと基礎岩盤を一体とした大規模地震時の安全性を照査する解析手法について検討を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ・不連続性岩盤をモデル化した不連続面（空隙面）を有する円柱供試体の引張強度試験を行った結果、不連続面を有する供試体の割裂引張強度は不連続面の結合状態に応じて変化し、割裂引張強度は荷重方向と不連続面の角度に依存することを確認した。
- ・大規模地震動を受けた既設ダムの再現解析結果と地震時の安全性に関する点検結果や、既設アーチダムの解析事例を踏まえて、ダム基礎岩盤の引張強度について評価した。その結果、ダム基礎岩盤の引張強度の最大値として $1.5 \sim 3.0 \text{ N/mm}^2$ 程度が想定できると考えられる。
- ・基礎岩盤の引張破壊をスミアドクラックモデルにより考慮した亀裂進展解析では、基礎岩盤の引張破壊を考慮しない条件よりも堤体の損傷が減少することが解った。さらに、入力地震動や基礎岩盤の物性値を変えて基礎岩盤の亀裂の発生位置や進展範囲・進展方向について検証を行い、亀裂の発生は基礎岩盤の堤踵部と堤趾部で卓越することを確認した。
- ・亀裂進展解析結果から亀裂の発生位置や進展方向を特定し、ジョイント要素により亀裂面を想定したモデルで解析を行った。解析では加速度や亀裂面の角度、亀裂面の物性値を変えて検証を行い、破壊の範囲や分断の有無や局所安全率、滑動変位などについての検討し、安定性の評価を行った。
- ・以上の検討結果をもとに、不連続性岩盤の引張破壊を考慮したコンクリートダムの耐震性能の評価モデルとして、スミアドクラックモデルとジョイント要素を用いた二次元要素モデルによる手法を提案した。

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,2005.3.

- 2)財団法人ダム技術センター：多目的ダムの建設 第4巻 設計I編,2005.6.
- 3)飯田隆一：コンクリートダムの設計法,技法堂出版,1992.4.
- 4)電力中央研究所報告：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発,1978.3.
- 5)日本道路公団試験所：トンネルの標準設計に関する研究報告書—数値解析と施工実績の分析—,1986.2.
- 6)日本道路公団試験研究所 道路研究部 トンネル研究室：トンネル数値解析マニュアル,1998.10.
- 7)日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針,1996.2.
- 8)野崎隆司,新孝一：引張を含む低垂直応力下での原位置岩盤せん断試験法の考察,電力中央研究所報告,2003.12.
- 9)岡田哲実,金谷守,小早川博亮,伊藤洋,大津仁史,谷和夫：原位置岩盤三軸試験法の開発（その2）—計測システムの改良と不均質岩盤への適用—,電力中央研究所報告,2006.9.
- 10)地盤工学会：設計用地盤定数の決め方—岩盤編—,地盤工学会
- 11)佐々木靖人,寶谷周,矢島良紀：ダム基礎の弱層分類と強度評価手法,ダム技術,No.256,2008.1.
- 12)土木学会：動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法,技報堂出版
- 13)蔣宇静,中川光雄,江崎哲郎：岩盤不連続体解析に必要とする不連続面の挙動特性の評価法,土木学会論文集, No. 624/III-47, 231-243, 1999. 6
- 14)若林成樹,多田浩幸：不連続性岩盤解析の力学パラメータの同定に関する検討,第29回岩盤力学に関するシンポジウム,土木学会, pp. 201-205, 1999.
- 15)菊池宏吉,藤枝誠他：ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合検討,応用地質,特別号,1984
- 16)財団法人ダム技術センター：多目的ダムの建設 第3巻 調査II編,2005.6.
- 17)鳥取県賀祥ダム建設事務所：賀祥ダム工事報告書,1989.3.
- 18)建設省土木研究所：2000年10月6日鳥取県西部地震緊急調査報告書,土木研究所資料,第3769号,2000.12.
- 19)Yoshikazu YAMAGUCHI, Takashi SASAKI, Kenichi KANENAWA：Damages of Dams Caused by The Western Tottori-Prefecture Earthquake in 2000 and Stability Evaluation Analysis about Kasho Dam, 3rd U.S.-Japan Workshop on Advanced on Earthquake

Engineering for Dams, Aug. 2003.

- 20) 永山功, 渡辺和夫, 尾畑伸之: ダム用コンクリートの直接引張強度試験とその試験結果についての考察, ダム技術, No. 54, 1991.
- 21) 永山功, 佐々木隆, 波多野政博: 載荷速度がコンクリートの引張強度に及ぼす影響, ダム技術, No. 148, 1991.
- 22) 建設省土木研究所: 温井アーチダム構造設計, 土木研究所資料, 第 2056 号, 1984.3.
- 23) 建設省土木研究所: 温井ダム構造模型実験報告書, 土木研究所資料, 第 2137 号, 1984.9.
- 24) 建設省土木研究所: 構造模型実験ならびに有限要素法によるアーチダムの応力解析とその精度に関する検討, 第 2529 号, 1988.1.
- 25) 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, 1998.
- 26) 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, 2009.9
- 27) 岩下友也, 原 基樹, 吉永寿幸, 山口嘉一: 短周期成分が卓越する地震動のダムに及ぼす影響, 地震工学論文集, Vol. 66, No. 1, 115-134, 2010
- 28) 塩尻弘雄: 地震時のダムへの動水圧について, 大ダム, No. 99, 1982.3.
- 29) 土木学会: 動的解析と耐震設計 第 2 巻 動的解析の方法, 技報堂出版
- 30) 社団法人地盤工学会: 地盤工学・基礎理論シリーズ 2 地盤の動的解析—基礎理論から応用まで—,
- 31) 三浦房紀, 沖中宏志: 仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物—地盤系の動的解析方法, 土木学会論文集, 第 404 号/ I -11, 1989.4.
- 32) 独立行政法人土木研究所: 大規模地震動に対するダムの耐震性能照査に関する資料, 土木研究所資料, 第 3965 号, 2005.3.
- 33) 谷口健男: FEM のための要素自動分割, 森北出版株式会社
- 34) 堀井英之, 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, pp113-119, 2000.3
- 35) 佐藤正俊, 上田稔, 長谷部宣男, 梅林秀哲: ダムコンクリートの地震時の動弾性係数に関する研究, 土木学会論文集, No. 564/V-15, 43-55, 1997.5.