

V-5 コンクリートダム の再開発技術に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 13～平 16

担当チーム：ダム構造物チーム

研究担当者：山口嘉一、佐々木隆、金縄健一、
石橋正義

【要旨】

近年の自然環境の保全および公共事業費の削減等の要請を背景に、ダム のさらなる効率的な建設・活用が求められている。既存ダム の効率的利用を進めるための再開発事業としては、①貯水容量を増やすための既設堤体の嵩上げ、②貯水容量の有効利用を目的とした既設堤体における放流設備の増設が主な方法としてあげられる。本課題は、①コンクリートダム の合理的な嵩上げ設計方法、②放流設備増設に伴う合理的な堤体穴開け設計方法を提案することを目的として実施するものである。

平成 16 年度は、既設堤体の嵩上げに関して、現状同じ堤高の新設ダム と嵩上げダム を比較すると、嵩上げダム の方が著しく下流面勾配が緩やかとなる場合があるため、嵩上げダム の下流面勾配の設計合理化について検討を実施し、合理的な嵩上げ設計方法を提案した。また、既設堤体への放流管増設に関して、放流管増設時の堤体設計・鉄筋配置の合理化を進めることを目的として、コンクリートのひび割れおよび鉄筋を考慮した解析モデルを用いて有限要素法解析を実施し、放流設備増設に伴う合理的な堤体穴開け設計方法を提案した。

キーワード：重力式コンクリートダム、嵩上げ、穴開け、地震時安定性

1. はじめに

近年、自然環境の保全および公共事業費の削減等の要請を背景に、既設ダム の効率的な利用が求められている。ダム の効率的利用を目的とした再開発事業としては、①貯水容量を増やすための既設堤体の嵩上げ、②貯水容量の有効利用を目的とした既設堤体における放流設備増設があげられる。

重力式コンクリートダム の嵩上げ設計には、梁理論に基づいた「嵩上げ公式」が一般に用いられる。これにより設計された嵩上げダム に関しては、有限要素法解析により応力状態を評価した場合、安定性に関する大きな問題がないとされている¹⁾。しかし、今後、嵩上げ事例の増加あるいは嵩上げ規模の拡大が想定されることから、嵩上げダム の設計合理化を図ることが必要と考えられるため、嵩上げダム の下流面勾配の設計合理化について検討を実施し、重力式コンクリートダム の合理的な嵩上げ設計方法を提案した。

また、既設ダム に放流管を増設する場合、設置する放流管より大きな開口部を設け、放流管設置後、既設ダム 堤体には堤体自重および水圧荷重による応力が発生した状態で、放流管と開口部の空隙がコンクリートにより充填される。その際、新規にダム を建設する場合と同じような考え、つまり放流管径と同幅の空洞部

があると仮定して求めた放流管周辺の引張応力を対象に、充填コンクリート内に配筋する補強鉄筋量の設計を行っている事例が多い。しかし、既設堤体と充填コンクリートの応力状態の違いから、既設ダム に放流管を増設する場合の放流管周辺発生応力は新設ダム のそれと比較して、引張応力発生箇所や発生応力値が大きく異なる²⁾。そこで放流管を既設堤体へ増設する場合について、その施工手順を考慮した 3 次元有限要素解析を実施し、放流管周辺応力を確認するとともに、鉄筋配置の合理的な設計手法について提案した。

2. 既設堤体の嵩上げ

2.1 研究方法

2.1.1 嵩上げダム の合理化検討

現在、嵩上げダム の設計は、梁理論を用いて垣谷が提案した「嵩上げ公式」³⁾を用いて、上流端の鉛直応力が引張とならないように下流面勾配を決定している。「嵩上げ公式」を用いた場合の荷重条件は、図-1に示すように嵩上げ前の旧堤体に作用する荷重は静水圧のみとし、嵩上げによって新たに加わる荷重は静水圧（嵩上げによる増分）、地震時動水圧、地震時慣性力、堤体自重および揚圧力とすることが行われる。しかし、嵩上げ前の旧堤体の自重や旧堤体に作用する揚圧力は、

既に旧堤体に作用しているという実際の荷重条件（図-2参照）とは異なった仮定をしている。そのため、「嵩上げ公式」によって求めた断面形状が、条件によっては同じ堤高の新規ダムを設計する場合に比べて下流面勾配が著しく緩くなる場合がある。そこで、上述のような荷重条件の影響も考慮に入れ、嵩上げダムの下流面勾配の設計合理化について検討を行う。

嵩上げ後の堤高と同じ堤高のダムを新設する場合の下流面勾配を採用した嵩上げダムと新設ダムは、堤体に作用している力の剛体的な釣合い状態は、同じとなる。その点から考えた場合、堤体の全体的安定性（転倒、滑動）に関して言えば、嵩上げダムでも新設ダムと同じ下流面勾配を採用できる可能性がある。しかし、上流端に引張応力が発生した場合には、底面に亀裂が発生してその部分に作用する揚圧力が上昇する可能性がある。海外における重力式コンクリートダムの設計方法⁴⁾では、底面に発生する亀裂を考慮した断面設計がなされる場合がある。

そこで、以下の方法により嵩上げダムの下流面勾配を決定することを考える。図-3に、断面決定フローを示す。図-2に示す実際的な荷重条件で、堤体底面での応力分布を梁理論を用いて算出する。引張応力が発生した箇所には亀裂発生を想定し（コンクリートと岩盤の接合面の引張強度は考慮しない）、亀裂内には上流端に作用している静水圧と同じ（揚圧力係数を1.0）揚圧力を考慮し、亀裂の下流側先端で鉛直応力が0（ゼロ）となるまで亀裂を順次進展させて繰り返し計算を行う。亀裂の先端での鉛直応力が0（ゼロ）となった状態で、考慮している荷重の底面内での作用位置の上流端からの距離が、底面幅の2/3以下の場合は下流面勾配をさらに急にし、荷重の作用位置がちょうど上流端から底面幅の2/3になった時の勾配を嵩上げダムの下流面勾配に採用する。これは、海外での重力式コンクリートダムの設計法のように、上流側での引張破壊による亀裂発生を許容するものとし、さらに、転倒に対する全体的安定性を荷重の底面内での作用位置が堤体底面幅の中央1/3の範囲に入っているという「ミドルサードの条件」で判定するという考えである。

本報告では、まず、①現在の嵩上げダムの設計に用いられている荷重条件（図-1参照）での「嵩上げ公式」により下流面勾配を決定した嵩上げダム、②嵩上げ前の旧堤体の自重および揚圧力は旧堤体に作用する荷重条件（図-2参照）に変更し「嵩上げ公式」を準用した際に上流端の鉛直応力が0（ゼロ）となるように下流面勾配を決定した嵩上げダム、③亀裂発生を許容し、

転倒に対する安定性をミドルサードの条件で判定し下流面勾配を決定した嵩上げダム、④嵩上げ後の堤高と同じ堤高の現行法で設計された新設ダムの4種類のダムを設定し、堤体断面決定時の堤体安定性について比較検討を行う。

次に、②嵩上げ前の旧堤体の自重および揚圧力は旧堤体に作用する荷重条件（図-2参照）に変更し「嵩上げ公式」を準用した際に上流端の鉛直応力が0（ゼロ）となるように下流面勾配を決定した嵩上げダム、③亀裂発生を許容し、転倒に対する安定性をミドルサードの条件で判定し下流面勾配を決定した嵩上げダム、④嵩上げ後の堤高と同じ堤高の現行法で設計された新設ダムの3種類のダムに、大きな地震動が作用した時の堤体安定性について比較検討する。各々のダムに大きな地震力を作用させ、ダムの断面設計の際に満たされるべき三つの条件、(1)転倒しない、(2)滑動しない、(3)材料強度を超える応力が発生しない、に着目して、上記方法により下流面勾配を決定した嵩上げダムが、新設ダムと同等あるいはそれ以上の安定性を有していることを確認して、嵩上げダムの合理的な下流面勾配の設計手法について提案を行う。

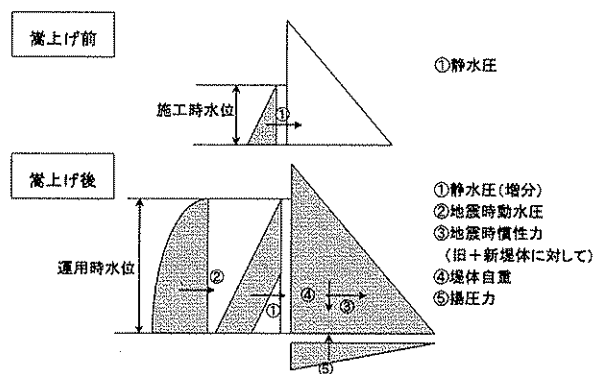


図-1 一般に用いられる荷重条件

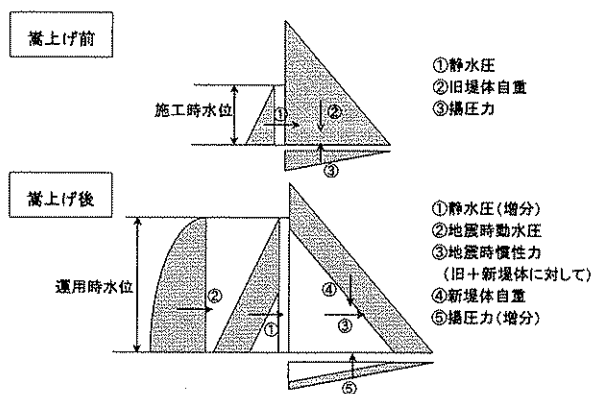


図-2 実際的な荷重条件

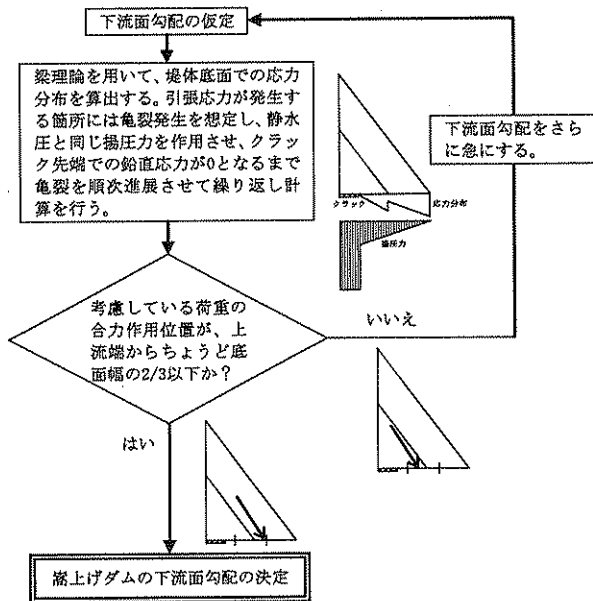


図-3 堤体底面の亀裂を許容した場合の断面決定フロー

大きな地震動が作用した際の堤体応答については、重力式コンクリートダムに対して提案されている修正震度法を用いて評価することとした。以下、修正震度法について簡単に説明する⁵⁾⁶⁾。

修正震度法とは、構造物およびその基礎の地震応答特性をもとに設計震度（大きさ、分布）を定めて行う計算方法である。震度法では高さ方向に震度は一定であるが、重力式コンクリートダムの修正震度法では高さ方向に震度を大きくする分布を与えることが提案されている。本報告では、堤体の1次固有振動形を高さの2.0乗に比例すると近似し、高さ方向の震度分布を式(1)のように設定した。

$$(k_p) = \beta \times (H_p)^{2.0} \times Sa(1/f, h) / g \quad (1)$$

ここに、 (k_p) は震度、 (H_p) は無次元化高さ（底面からの高さ/堤高）、 $Sa(1/f, h)$ は加速度応答スペクトル、 g は重力加速度、 β は堤体の1次固有振動形に対応した刺激係数である。本報告では、水平方向の最大値を1とした1次固有振動形ベクトルに対応した値として β の値を2.86とした。その時の高さ方向の震度分布を図-4に示す。また、式(1)に示した震度分布に対応した動水圧の分布は式(2)のようになる。図-5に高さ方向の動水圧分布を示す。

$$\{P\} = [Pw] \times \beta \times \{u\} \times Sa(1/f, h) \quad (2)$$

ここに、 $\{P\}$ は動水圧、 $[Pw]$ は動水圧マトリクス（参考文献6）参照）、 $\{u\}$ は堤体の1次固有振動形である。

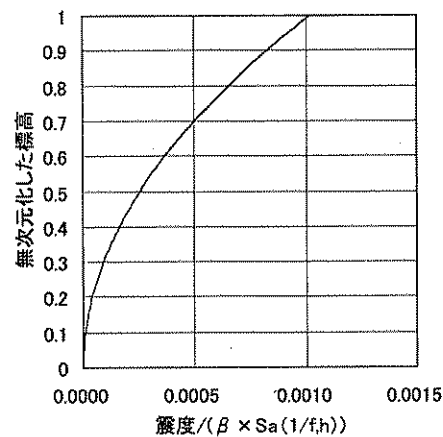


図-4 高さ方向の震度分布

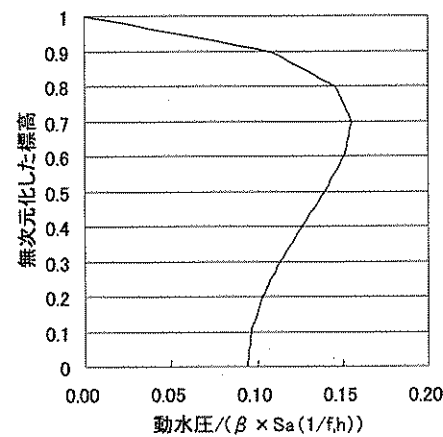


図-5 高さ方向の動水圧分布

2.2 解析条件

2.2.1 共通事項

本検討においては梁理論により応力算出を行なった。堤体の形状は、上流面が鉛直の直角三角形形状とし、解析モデルを図-6に示す。考慮した荷重は、基本的に静水圧、自重、地震時慣性力、地震時動水圧、揚圧力である。

2.2.2 堤体断面決定時の堤体安定性

表-1に、モデルケースについて示す。Model1は現在の嵩上げダムの設計に用いられている荷重条件（図-1参照）での「嵩上げ公式」により下流面勾配を決定した嵩上げダム、Model2は嵩上げ前の旧堤体の自重は旧堤体に作用する荷重条件（図-2参照）に変更し「嵩上げ公式」を準用した際に上流端の鉛直応力が0（ゼロ）となるように下流面勾配を決定した嵩上げダム、Model3は亀裂発生を許容し、転倒に対する安定性をミ

ドルサードの条件で判定し下流面勾配を決定した嵩上げダム、Model4は嵩上げ後の堤高と同じ堤高の現行法で設計された新設ダムである。表-1に示す各ケースの下流面勾配を決定する際の設計条件を表-2に示す。地震力は設計震度 0.10 の震度法で考慮し、動水圧は Westergaard の式により考慮した。揚圧力について、上流端で揚圧力係数 0.33、下流端で 0 の三角形分布とした。岩盤強度について、Model3 に設計震度 0.10 の震度法にて地震力を考慮した際、せん断に対する Henny 式安全率が 4.0 となるよう岩盤のせん断強度と内部摩擦角を 1.91MPa と 45 度に設定した。

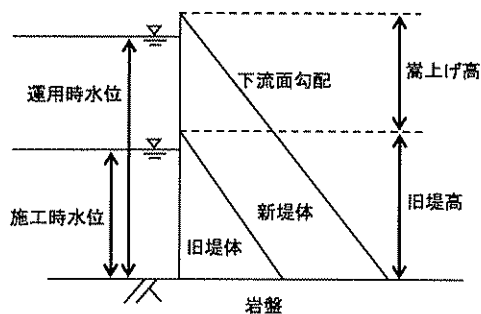


図-6 解析モデル

表-1 モデルケース

Model	旧堤高 (m)	旧下流面勾配	新堤高 (m)	下流面勾配	施工時水位 (m)	運用時水位 (m)
Model1 (嵩上げ公式)	70	0.737	90	0.855	56	85
Model2 (実際の荷重条件)	70	0.737	90	0.808	56	85
Model3 (亀裂許容)	70	0.737	90	0.792	56	85
Model4 (新設ダム)	-	-	90	0.756	-	85

表-2 設計条件

単位体積質量 (g/cm ³)	2.3
設計震度	0.10
揚圧力係数	上流端 : 0.33 下流端 : 0 の直線分布

2.2.3 大きな地震動を考慮した際の堤体安定性

表-1に示す Model2、Model3 および Model4 を用いて、地震力を修正震度法にて考慮し、堤体底面に発生する応力を算出した。荷重条件は、図-2に示す実際の荷重条件で考慮し、揚圧力について、上流端で揚圧力係数 0.33、下流端で 0 の三角形分布とした。地震力については、加速度応答スペクトル $S_a(1/f, h)$ の値は 700gal とした。なお、2005 年 3 月に試行された『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)』⁷⁾に、地震の震

源となる活断層が地表面に現れていない場合を想定して、最低限考慮すべき水平地震動を加速度応答スペクトルとして設定した「照査下限加速度応答スペクトル」が存在する。その照査下限加速度応答スペクトルは、減衰定数 5% で周期 0.1 から 0.7 秒で 700gal であり、ここでの設定値と対応する。底面からの高さに応じた修正震度の値は、ある高さにおいては水平方向には一様分布と考えた。岩盤強度について、前項と同様とした。また、Model3 について断面決定時には上流端より亀裂が発生することを許容するとしたが、後述するように、地震力が作用しない通常時には堤体底面に亀裂を発生させる引張応力は発生しないので、ここでの検討では亀裂は発生しておらず健全な状態を対象に評価した。

2.3 研究結果

2.3.1 堤体断面決定の堤体安定性

図-7は、堤体断面決定時の堤体底面での応力分布を、Model1 から Model4 について示したものである。また、各ケースについて、堤体底面内での荷重作用位置の上流端からの距離も併記している。亀裂発生を許容し、転倒に対する安定性を「ミドルサードの条件」で判定し下流面勾配を決定する Model3 については、上流端から 4.33m の位置まで亀裂が発生することとなり、亀裂の下流側先端での鉛直応力は 0 (ゼロ) となっている。図より、Model3 を除いた嵩上げダムについては、旧堤体底部では新設ダムより大きな圧縮応力が発生し、一方新堤体底部では新設ダムより小さな圧縮応力となっていることがわかる。

なお、図-8は Model3 について、地震力を考慮しない通常時の堤体底面での応力分布を示したものである。この図より、地震力が作用しない通常時においては、堤体底面の上流端での鉛直応力は圧縮となり、亀裂は発生しないと想定される。

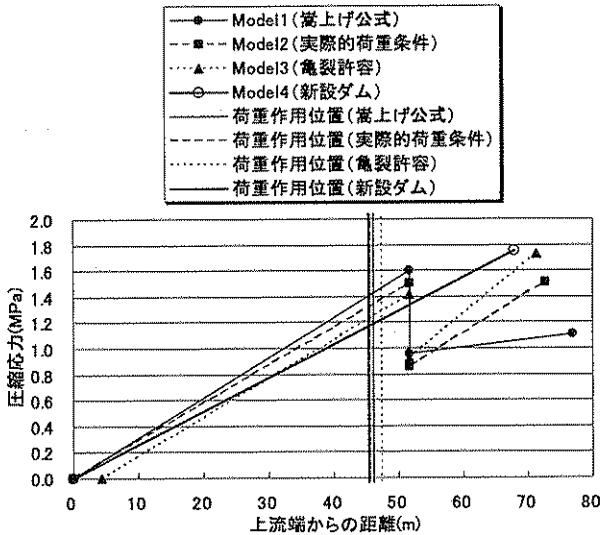


図-7 堤体底面での鉛直応力

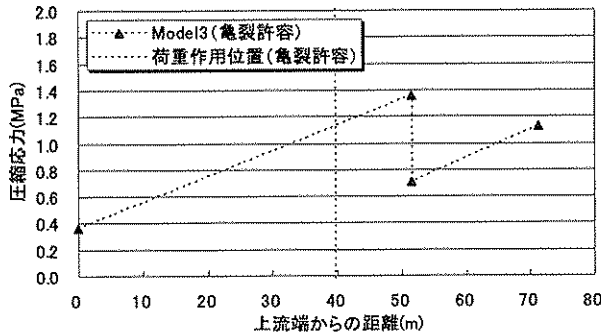


図-8 堤体底面での鉛直応力 (Model3の通常時)

表-3は、Model1 から Model4 の荷重の作用位置を示したものである。荷重の作用位置については、荷重の作用位置の上流端からの距離と、上流側を正とした荷重の作用位置の下流端からの距離の堤体底面幅に対する割合の2通りについて示す。表より、Model3とModel4については、荷重の作用位置が下流端から堤体底面幅のちょうど1/3にあり、Model1とModel2については、下流端から堤体底面幅の1/3の位置より上流側にあることがわかる。

表-3 荷重の作用位置

	Model1 (嵩上げ 公式)	Model2 (実際の 荷重条件)	Model3 (亀裂許 容)	Model4 (新設ダ ム)
荷重作用位置 の上流端から の距離(m)	46.1	45.7	47.5	45.4
荷重作用位置 の下流端から の距離の底面 幅に対する割 合(%)	40.1	37.2	33.3	33.3

表-4は、Model1 から Model4 について、せん断に対する Henny 式安全率を示したものである。Model3 については、亀裂発生箇所については純せん断強度を考慮しないこととし、次式により Henny 式安全率を算出した。

$$f_s = \frac{f * V + \tau_0 * (B - B_{cr})}{H} \quad (3)$$

ここで、 f_s :せん断に対するHenny式安全率、 f :内部摩擦係数、 V :ダムに作用する垂直力、 τ_0 :純せん断強度、 B :堤体底面幅、 B_{cr} :堤体底面上流端に発生した亀裂の水平方向長さ、 H :ダムに作用する水平力である。表より、Model1およびModel2については、Model4よりもHenny式安全率が上がり、Model3については、Model4より少し下がることがわかる。

表-4 せん断に対する Henny 式安全率

	Model1 (嵩上げ 公式)	Model2 (実際の 荷重条件)	Model3 (亀裂許 容)	Model4 (新設ダ ム)
せん断に対す る Henny 式安全 率	4.52	4.31	4.00	4.08

表-5は、Model1 から Model4 について、最大引張応力および最大圧縮応力を示したものである。最大引張応力は、堤体底面上流端にて鉛直方向に発生すると仮定し、最大圧縮応力は、堤体底面下流端にて下流面に平行な方向で発生すると仮定し、次式により算出した。

$$\sigma = (1 + n^2) * \sigma_D \quad (4)$$

ここで、 σ :下流端での最大圧縮応力、 n :下流面勾配、 σ_D :下流端での鉛直応力である。なお、Model3の最大引張応力については、底面上流端に発生する亀裂の下流側先端にて鉛直方向に発生すると仮定した。表より、最大引張応力についてはどのケースも 0.0MPa となっていることがわかる。また、最大圧縮応力については、Model3ではModel4と比較して大きな圧縮応力が発生しているが、ダム用コンクリートの圧縮強度を勘案すると安定性を評価する際に有意な差であるとはいえない。

表-5 最大発生応力

	Model1 (嵩上げ 公式)	Model2 (実際の 荷重条件)	Model3 (亀裂許 容)	Model4 (新設ダ ム)
堤体底面上流 端での最大引 張応力 (MPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
堤体底面下流 端での最大圧 縮応力 (MPa)	1.91	2.50	2.82	2.75

梁理論を用いた数値解析の結果、堤体の安定性について、亀裂を許容した Model3 は下流面勾配がより大きい Model1 および Model2 と比較すると低いものの、新設ダムである Model4 と比較した場合の堤体の安定性は差が少ない。以下では、大きな地震動が作用した際の堤体の安定性について、Model2、Model3 および Model4 のモデルを用いて比較検討を行う。

2.3.2 大きな地震動が作用した際の堤体安定性

図-9は、実際の荷重条件を用いて下流面勾配を決定した嵩上げダムの Model2、亀裂発生を許容し下流面勾配を決定した嵩上げの Model3 および新設ダムの Model4 について、上流端からの距離と堤体底面の鉛直応力の関係を示したものである。また、堤体底面内での荷重作用位置の上流端からの距離も併記している。図より、嵩上げダム堤体底部と新設ダム堤体底部での発生応力値には違いがあり、その差は、嵩上げダムの旧堤体底部より新堤体底部で大きくなっていることがわかる。また、上流端付近で発生する引張応力は嵩上げダムが新設ダムより小さくなり、下流端付近で発生する圧縮応力についても嵩上げダムの方が小さくなっていることがわかる。

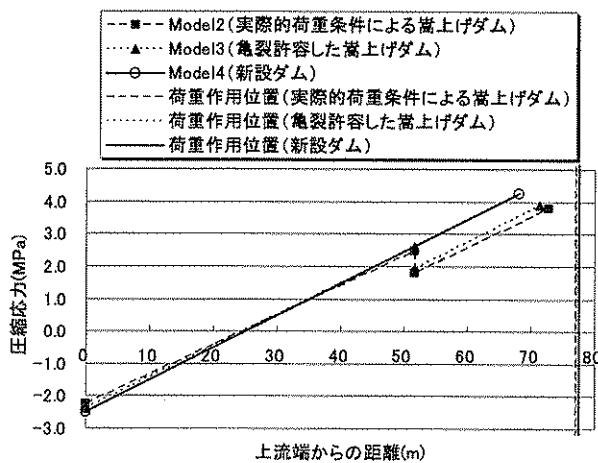


図-9 堤体底面での鉛直応力

表-6は、Model2、Model3 および Model4 について、合力の作用位置および転倒安全率を示したものである。荷重の作用位置については、荷重の作用位置の上流端からの距離と、上流側を正とした荷重の作用位置の下流端からの距離の堤体底面幅に対する割合の2通りにして示す。転倒安全率については、次式により算出した。

$$f_T = \frac{M_R}{M_T} \quad (5)$$

ここで、 f_T : 転倒安全率、 M_R : 自重および揚圧力による下流端周りのモーメント、 M_T : 静水圧、地震時動水圧および地震時慣性力による下流端周りのモーメントである。表より、嵩上げダムである Model2 および Model3 が、新設ダムである Model4 と比較して荷重の作用位置が下流端に近いことがわかる。また、転倒安全率も Model2 および Model3 が Model4 より大きいことがわかる。なお、ここで転倒安全率が 1.0 より小さくなっているが、地震中瞬間的に 1.0 より小さくなる場合があるということであり、ダム堤体がすぐさま転倒するということを意味するものではない。

表-6 荷重の作用位置

	Model2 (実際の荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
荷重作用位置の上流端からの距離(m)	77.1	77.2	77.7
荷重作用位置の下流端からの距離の底面幅に対する割合(%)	-6.0	-8.3	-14.2
転倒安全率	0.92	0.89	0.82

表-7は、Model2、Model3 および Model4 のせん断に対する Henny 式安全率を示したものである。表より、嵩上げダムである Model2 および Model3 が、新設ダムである Model4 と比較して Henny 式安全率が大きいことがわかる。

表-7 せん断に対する Henny 式安全率

	Model2 (実際の荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
せん断に対する Henny 式安全率	2.46	2.42	2.35

表-8は、Model2、Model3 および Model4 の最大引張応力および最大圧縮応力を示したものである。表より、最大引張応力について、新設ダムである Model4 が嵩上げダムである Model2 および Model3 より大きい引張応力が発生しており、最大圧縮応力についても、新設ダムで大きな圧縮応力が発生していることがわかる。

表-8 最大発生応力

	Model2 (実際の荷重条件)	Model3 (亀裂許容)	Model4 (新設ダム)
堤体底面上流端での最大引張応力 (MPa)	2.27	2.39	2.50
堤体底面下流端での最大圧縮応力 (MPa)	6.25	6.32	6.68

以上より、嵩上げ前の旧堤体の自重および揚圧力は旧堤体に作用する実際的な荷重条件を用いて、上流端の鉛直応力が 0 (ゼロ) となるように下流面勾配を決定

した嵩上げダムは、新設ダムと同等以上の安定性を有していることが確認できた。また、亀裂発生を許容し、転倒に対する安定性をミドルサードの条件で判定する方法により下流面勾配を決定した嵩上げダムについても、亀裂発生を許容しない場合と比較すると余裕度は減少するものの、新設ダムと同等の安定性を有していることが確認できた。

3. 既設堤体への放流管増設

3.1 研究方法

3.1.1 解析方法

重力式コンクリートダムに設置される放流管の周辺応力は3次元的な分布となるが、コンクリートを線形弾性体として考えた場合には、放流管を増設する場合でも、2次元解析によって応力状態を評価できることは既に報告済み⁸⁾である。しかし、平成16年度は堤体コンクリートのひび割れの影響さらに補強鉄筋の効果を詳細に検討するため、解析手法として3次元FEM解析を用いて検討を実施した。

3.1.2 解析条件

1) 検討対象モデル

検討対象として、堤高100mの重力式コンクリートダム（上流面鉛直、下流面勾配1:0.85）を想定した。施工手順は、施工時水位を56mとした状態で、最深部からダム堤高の1/3（33m）かつブロック中央の位置に開口径5.0mで水平に削孔し、その中に管径 ϕ 3.8mの放流管を設置後、放流管と削孔された空洞との間隙をコンクリートにより充填する。その後、貯水位を運用水位（100m）まで上昇させる段階までを一連の施工手順と考えた。対象ダムの規模・開口部の諸元を図-10に示す。

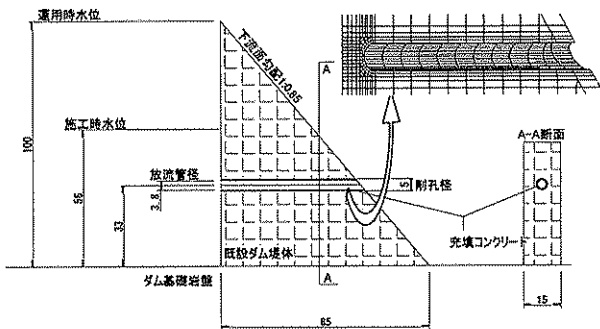


図-10 対象ダムの規模・開口部の諸元（単位：m）

放流管増設の施工手順を考慮した有限要素法での解析手順を図-11に、有限要素メッシュを図-12および図-13へそれぞれ示す。なお、モデルの対称性を考慮し1

ブロックの半分（幅7.5m）のみ切り出した部分を解析対象とした。

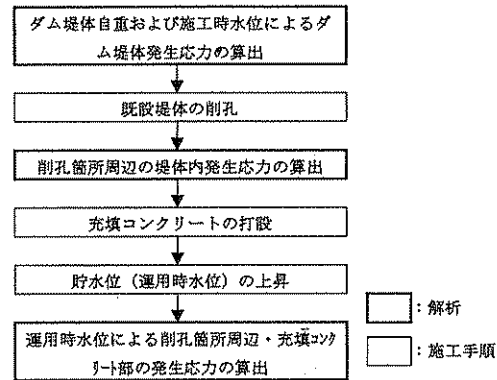


図-11 三次元有限要素法解析検討フロー

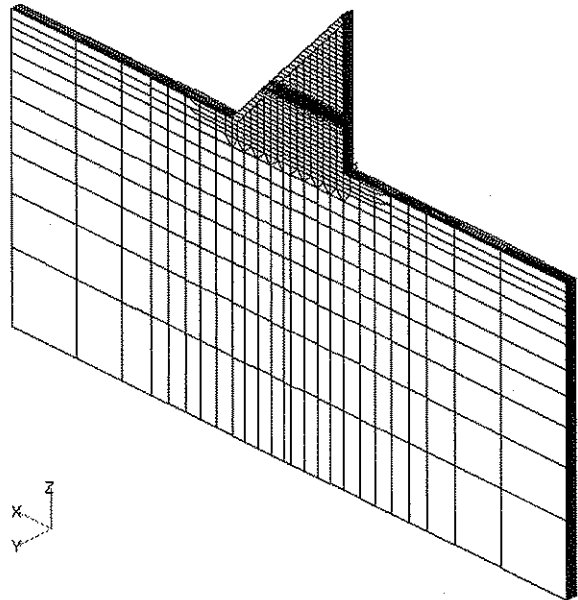


図-12 3次元有限要素メッシュ（全体）

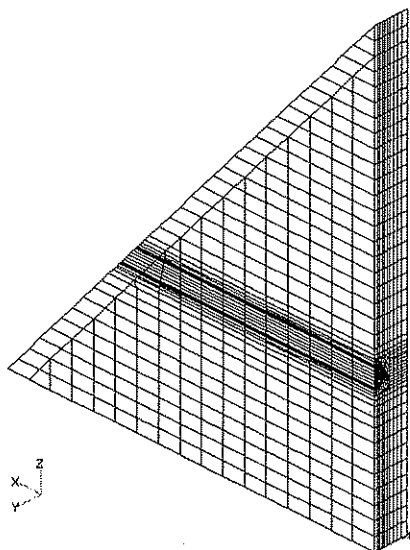


図-13 3次元有限要素メッシュ (堤体部拡大)

2) コンクリートの引張破壊のモデル化

放流管周辺の応力状態を考慮すると、堤体コンクリートのひび割れの発生箇所は放流管上下部および側部と予測される。このため、これらの位置に二重節点およびそれらを繋ぐ非線形バネ要素を配置し、コンクリートの引張破壊を考慮することとした。非線形バネ要素はこれに発生する引張応力が引張強度を超えた場合ただちに開口することを仮定し、引張破壊後のコンクリートの引張軟化特性は考慮していない。また、鉄筋を考慮した解析では、軸力のみが発生するロッド要素を用いて鉄筋をモデル化した。非線形バネ要素およびロッド要素の配置位置を図-14に示す。

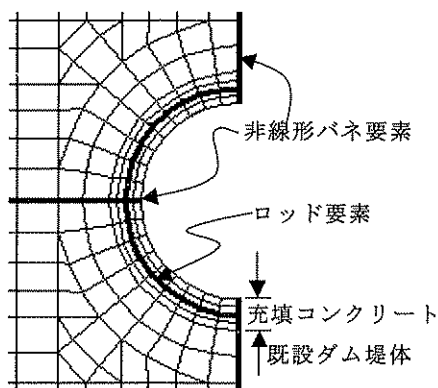


図-14 各要素の配置位置

3) 材料物性値

解析に使用した材料物性値を表-9に示す。なお、モデル化した鉄筋量(断面積)は新設ダムの設計手法(新設ダムに同じ放流管径の空洞を設けた場合に発生する引張力を全て鉄筋で受け持つものとして、鉄筋量を設

定)に基づき設定したものである。このときの荷重条件は、堤体自重、静水圧、地震慣性力($k=0.15$)、動水圧である。また、コンクリートの圧縮強度を20~30MPaと想定し、引張強度はその1/10よりも小さい値として、 $f_t=1.0$ MPaと設定した。

表-9 解析に用いた材料物性値一覧

要素種類	物性値	記号	設定値
ソリッド要素 (コンクリート)	弾性係数	E	25,000 MPa
	ポアソン比	ν	0.2
	単位容積質量	γ	2.3 t/m ³
ソリッド要素 (岩盤)	弾性係数	E	2,500 MPa
	ポアソン比	ν	0.2
非線形バネ要素 (ひび割れ部)	垂直バネ剛性	K_n	25,000 MPa
	せん断バネ剛性	K_s	10,417 MPa
	引張強度	f_t	1.0 MPa
ロッド要素 (鉄筋部)	断面積	A	0.006 m ² /m
	弾性係数	E_s	200,000 MPa
	ポアソン比	ν_s	0.3

3.1.3 検討内容

本報告では、放流管増設の施工手順を考慮した上で、その周辺応力およびひび割れ発生状況の把握、充填コンクリートに配置した鉄筋の補強効果の確認を目的とし、以下の検討を実施する。

- 1) コンクリートの引張破壊を考慮した場合の放流管周辺のひび割れ状況・応力特性に関する検討
- 2) 充填コンクリート内に配置する鉄筋の補強効果に関する検討
- 3) 堤体応答を考慮した地震力が堤体に作用した場合(修正震度法)の応力およびひび割れ状況に関する検討
- 4) 大規模地震が堤体に作用した場合における鉄筋の補強効果に関する検討

以降でこれらの内容を述べるとともに、各検討における基本条件を表-10に示す。

なお、表-10の検討は基本的に、運用水位時において地震力が下流向きに作用した場合、つまり堤体が下流側へ変形する場合のみを対象とした。これは、堤体の上流向きに変形する場合の比較的厳しい条件(貯水池空虚時に3)の地震力を上流向きに作用)を想定したところ、放流管周辺のひび割れは上流端で僅かに発生したのみであり、本検討に対してこの条件は大きな影響を与えないと判断したためである。

表-10 各検討項目における基本条件

検討項目	引張破壊	鉄筋	地震力
1)	考慮	無し	震度法 $k=0.15$
2)	考慮	有り	震度法 $k=0.15$
3)	考慮	有り	修正震度法 $S_a=282(\text{gal})$ 、 $\beta=2.86$
4)	考慮	有り	修正震度法 3)の1.72倍の慣性力

(1) コンクリートの引張破壊を考慮した場合の放流管
周辺のひび割れ状況・応力特性に関する検討

放流管周辺のコンクリートに引張破壊（ひび割れ）が生じた場合の応力状況およびひび割れ長さを把握するため、コンクリートの引張強度を1MPaとした非線形解析を実施した。この結果をコンクリートに引張破壊を生じさせない場合と比較して、応力特性がいかに変化するかを評価する。なお、図-14に示したようにコンクリートのひび割れは、放流管上下部および側部のみで考慮している。

(2) 充填コンクリート内に配置する鉄筋の補強効果に関する検討

鉄筋を考慮した非線形解析により、充填コンクリート内に配置した鉄筋によるコンクリートのひび割れ抑制効果について検討する。この結果より、ひび割れ長さおよび鉄筋に作用する軸応力の観点から、鉄筋のひび割れ抑制効果の評価を行う。

(3) 堤体応答を考慮した地震力が堤体に作用した場合（修正震度法）の応力およびひび割れ状況に関する検討

現行のダム設計法では、地震力を震度法に基づき一様な慣性力として考慮しており、(2)項までは基本的にこれに従い各種の検討を実施した。しかし、実際の地震発生時においては、ダム堤体に作用する慣性力の鉛直分布が一様でないことが知られている。そこで、より実際に近い慣性力分布を簡易に表現できる修正震度法を用い、放流管周辺のひび割れ位置および発生応力を震度法での結果と比較した。修正震度法による堤体の震度および動水圧は、これを適用して剛体理論により算出されるせん断安全率が震度法でのそれと同じになるよう、 $S_a=282(\text{gal})$ 、 $\beta=2.86$ と設定した。これらの鉛直方向分布を図-15に示す。なお、修正震度法については前述した堤体嵩上げの章で詳述している。

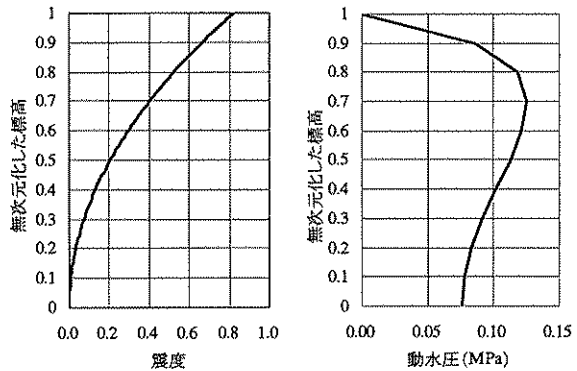


図-15 堤体震度および動水圧の鉛直方向分布

(4) 大規模地震が堤体に作用した場合における鉄筋の補強効果に関する検討

より終局的なダムの耐力に着目して鉄筋の補強効果を評価するため、既設堤体へ地震力（修正震度法）による水平ひび割れが生じるまで地震力を増加させる解析を実施した。この結果より、上下流方向の水平ひび割れ長さおよび鉄筋量との関係を整理するとともに放流管が無いブロックでのひび割れ長さと比較し、鉄筋の補強効果について評価を行った。

3.2 研究結果

3.2.1 コンクリートの引張破壊を考慮した場合の放流管周辺のひび割れ状況・応力特性に関する検討

今回設定したコンクリートの引張強度の条件では、図-16に示すように、放流管上流側で堤体削孔時に放流管上下において0.5mのコンクリートひび割れが発生した。その後、充填コンクリートを充填した後、水位を上昇させると、充填コンクリートの側部においてひび割れが発生（0.6m）するが、既設ダム堤体に生じていた放流管上下部のひび割れは進展することがなかった。また、充填コンクリートに発生した側部のひび割れが既設堤体へ延伸することもなかった。

図-17に、放流管上下部および側部に生じたひび割れの上下流方向分布を示す。図より、充填コンクリート側部に発生したひび割れは、上流面から25mの深さまで進展しているものの、既設堤体までひび割れが達していないことがわかる。また、削孔時に生じた放流管上下部のひび割れは上流側10m程度にとどまった。

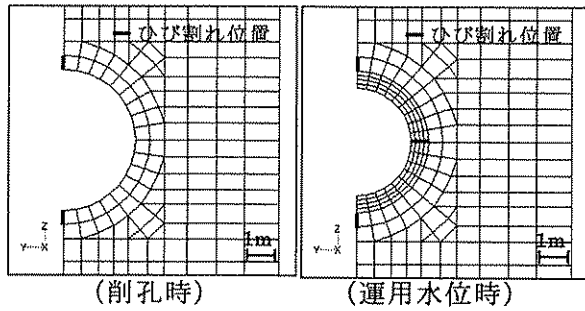
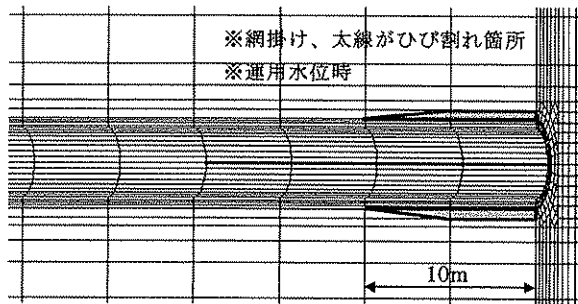
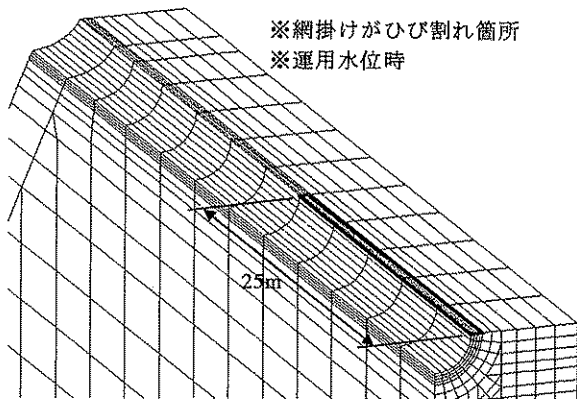


図-16 上流面ひび割れ位置 (鉄筋無し：震度法)



(a) 放流管上下部 (上流端)



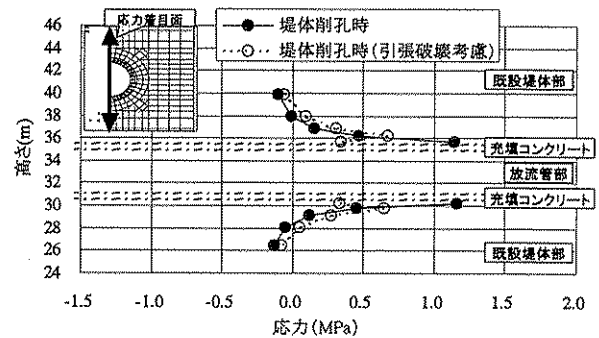
(b) 放流管側部

図-17 上下流方向ひび割れ位置 (鉄筋無し：震度法)

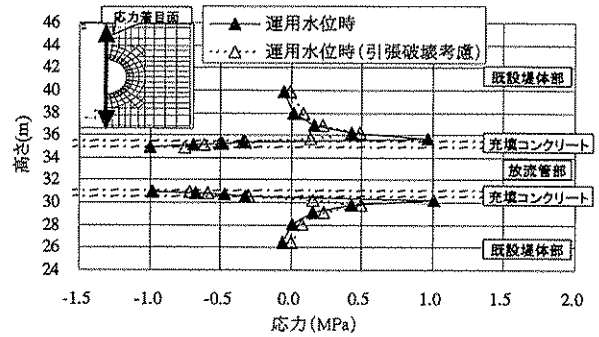
この場合の応力状況を詳細に評価するため、まず上流面において放流管上下方向にひび割れが生じた部分の水平直応力 σ_x 分布を図-18に示す。なお、応力は全て引張を正として示した。堤体削孔時、ひび割れが発生した領域では、引張破壊を考慮しない線形解析結果に比べ、著しく応力が低下している。そして、ひび割れよりも深部のコンクリートは引張応力が増加しており、コンクリートの引張領域が開口部周辺からダム堤体深部へ移行したことがわかる。この傾向は運用水位時においても同様に読みとれる。

しかし、水位上昇後の充填コンクリート部の応力は、ひび割れの有無にかかわらず圧縮領域であり、また、ひび割れよりも深部の既設堤体に発生している引張応

力の水位上昇後の増加量はそれほど大きくない。これより、上流面付近では、施工時に発生する放流管上下方向のひび割れが、完成後に水位が上昇した場合にも進展しにくいことがわかる。



(a) 堤体削孔時



(b) 運用水位時

図-18 上流面上下方向の水平応力 σ_x 分布

次に、上流面における放流管側部の鉛直方向応力 σ_z 分布を図-19に示す。これより、充填コンクリート側部においては、大きな引張応力が働くが、ひび割れが発生した場合でも、隣接する既設ダム堤体部は圧縮領域であるため、既設ダム堤体部へひび割れが進展することはない。このため、ひび割れの有無によって、充填コンクリート内の応力分布に違いが見られるものの、既設ダム堤体内の応力分布には大きな影響を及ぼさないといえる。

ここで、充填コンクリート内の応力分布を見ると、引張破壊を考慮した解析である解析ケースでも、引張強度 $\sigma_t=1.0\text{MPa}$ 以上の要素応力が発生している。本解析では、離散型クラックモデルを使用しているため、2重節点および非線形バネ要素を配置した放流管上下部および側部でしかコンクリートの引張破壊が生じない。また、充填コンクリート要素と既設堤体要素では、その境界面の節点を共有しているため、既設堤体にひび割れが発生していない場合、最も外側の充填コンクリート要素は既設堤体により変形を拘束される。これら

の理由から、外側の充填コンクリート要素ほど、ひび割れ発生に伴う応力開放が十分に行われず、結果として引張強度を超える要素応力が発生しているのである。

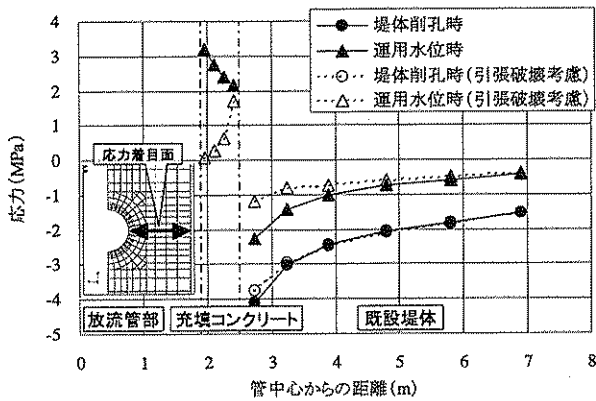


図-19 上流面ダム軸方向の鉛直応力 σ_z 分布

次いで、放流管下流端（上流端から下流約 52.5m に位置する）におけるひび割れ発生位置を図-20および図-21に示す。これより、堤体削孔時にはひび割れが発生しないものの、放流管増設後に運用水位まで水位を上げることで、放流管上部に 1.6m のひび割れが発生する。また、図-21を見ると、放流管上下部のひび割れは下流端から 10m ほど上流まで延伸している。さらに、放流管下部について、下流面でのひび割れは発生しないものの、堤体内部では放流管下部にも僅かながらひび割れが発生していることがわかる。下流端における放流管は鉛直断面においてその上部が無い形状となっており、上方からの荷重を受けづらい構造である。このため、下流面より 5~10m ほど上流側（堤体内部）の領域で応力集中が生じ、このため、下流面ではなくそのやや上流側でひび割れが発生したと考えられる。

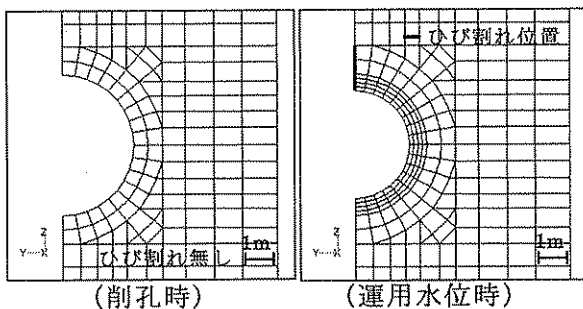


図-20 下流面ひび割れ位置（鉄筋無し：震度法）

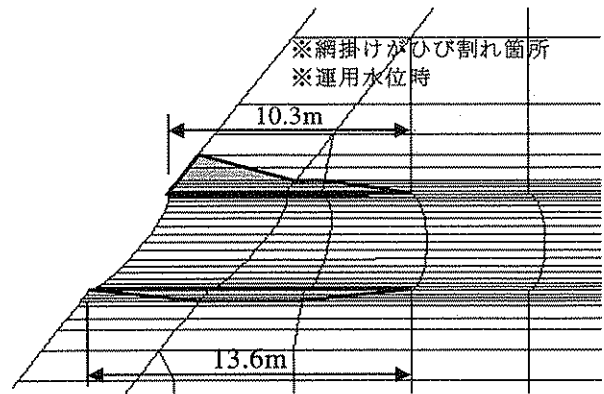
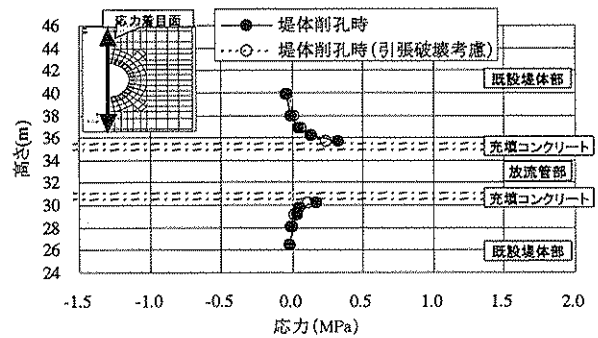
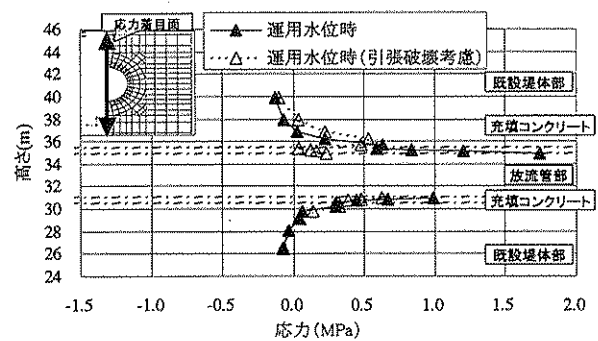


図-21 下流端の上下流方向ひび割れ位置（鉄筋無し：震度法）

図-22に、下流端における放流管上下部に発生したひび割れ領域の水平直応力 σ_y 分布を示す。図より、運用水位時には、上流側と同様、引張破壊を考慮する場合におけるひび割れ周辺の要素応力は引張破壊を考慮しない線形解析に比べ著しく低下している。また、引張領域は深部へ移動していることがわかる。



(a) 堤体削孔時



(b) 運用水位時

図-22 下流面上下方向の水平応力 σ_y 分布

さらに、放流管上部における水平応力 σ_y の上下流方向分布を図-23に示した。図より、ひび割れが発生した上流側 2 要素および下流側 1 要素では、応力開放により線形解析結果より発生応力が大幅に低下している。

また、引張破壊を考慮した場合は全体に渡って応力が低下していることがわかる。これは、ひび割れ部での応力開放の影響が全体に渡って波及しているためと考えられる。

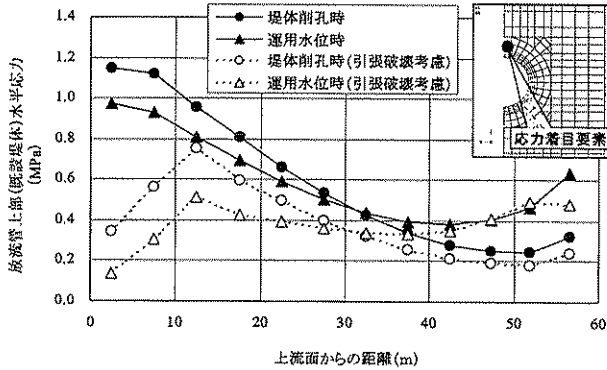


図-23 放流管上部の水平応力 σ_y 上下流方向分布

3.2.2 充填コンクリート内に配置する鉄筋の補強効果に対する検討

コンクリート内に鉄筋を配置した場合について、堤体上流側のひび割れ位置を図-24および図-25に示す。これを、図-16および図-17に示した鉄筋無しのひび割れ位置と比較すると、その発生位置は完全に一致した。

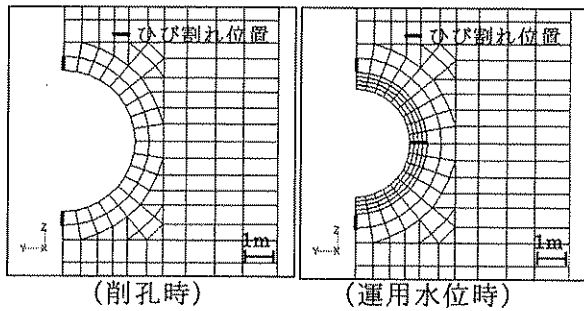
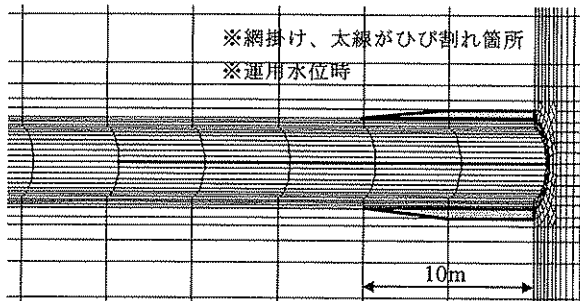
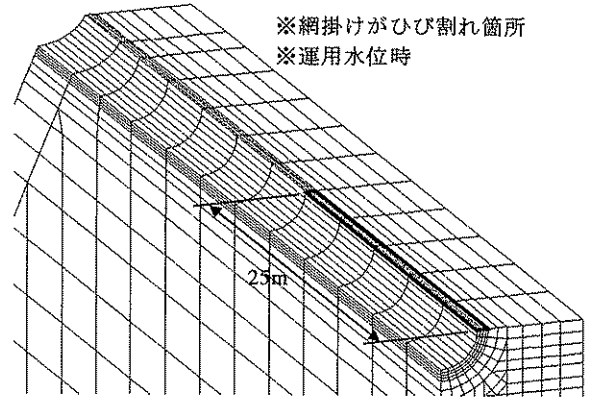


図-24 上流面ひび割れ位置 (鉄筋有り：震度法)



(a) 放流管上下部 (上流端)



(b) 放流管側部

図-25 上下流方向ひび割れ位置 (鉄筋有り：震度法)

次に、ひび割れ領域の放流管上下部における水平方向応力分布 σ_y および側部の鉛直方向応力分布 σ_z を図-26および図-27にそれぞれ示す。これらには鉄筋無しのケースにおける応力分布も併せて載せた。鉄筋の有無に対してそれぞれの応力分布を比較すると、充填コンクリート内の応力値に僅かな差があるものの、両者ともほとんど同様の応力分布を示している。

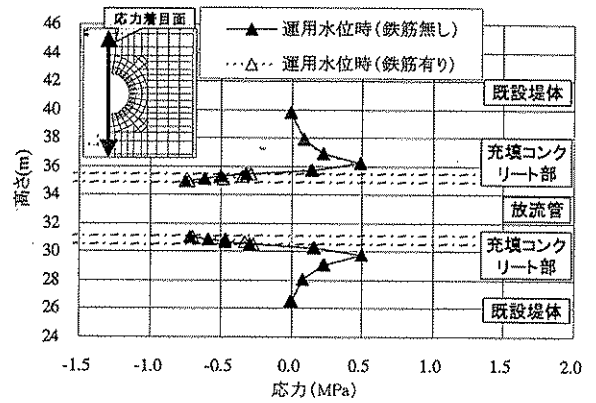


図-26 上流面上下方向の水平応力 σ_y 分布

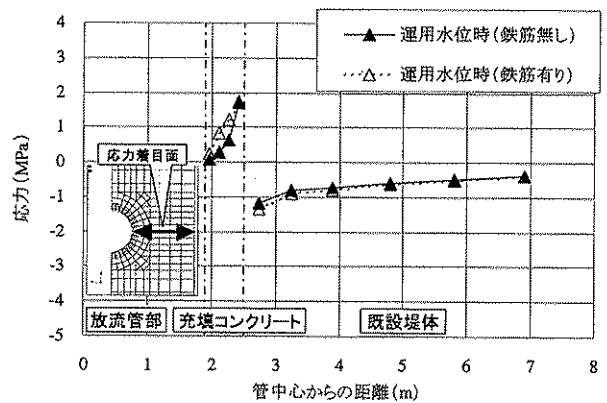


図-27 上流面ダム軸方向の鉛直応力 σ_z 分布

一方、下流側のひび割れ位置を図-28および図-29に示す。これらを、図-20および図-21に示した鉄筋無しの場合と比較すると、鉄筋無しのケースでは放流管上部のひび割れが10m程度上流へ延伸していたのに対し、鉄筋有りのケースではそれが5m程度まで低減していることがわかる。また、上下方向に対しても、ひび割れ領域は減少している。つまり、下流側においては鉄筋の補強効果が発揮されたといえる。

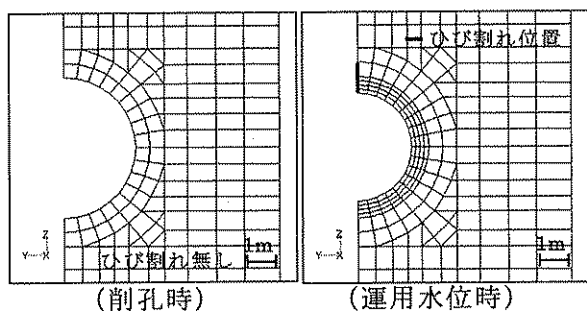


図-28 下流面ひび割れ位置 (鉄筋有り：震度法)

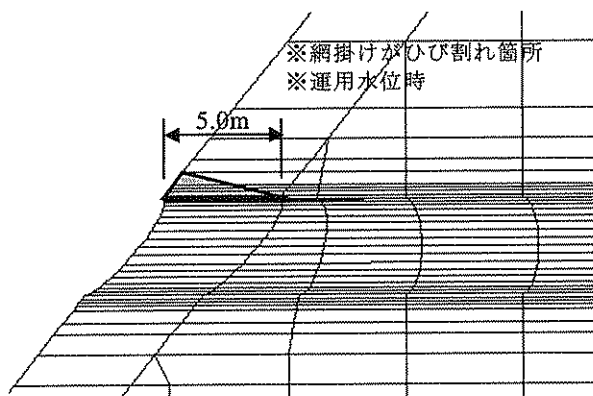


図-29 下流端の上下流方向ひび割れ位置 (鉄筋有り：震度法)

下流側のひび割れ部における応力状況を把握するため、上下方向の水平方向応力分布 σ_y を図-30に示す。図より、鉄筋の配置されている充填コンクリート内では鉄筋の有無によって応力分布に僅かな差が生じているものの、上流側と同様、応力分布に大きな差が生じるには至っていない。

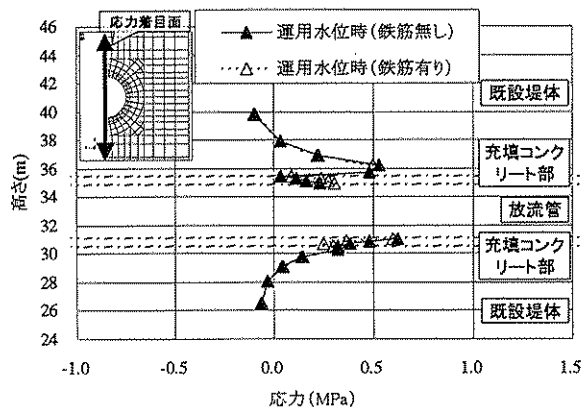


図-30 下流面上下方向の水平応力 σ_y 分布

図-31に運用時水位において放流管側部および上下部の鉄筋に作用する軸応力の上下流方向分布を示した。また、ひび割れを考慮しない線形解析において、放流管周辺に発生する引張応力を鉄筋が全て受け持つと仮定して算出した鉄筋の軸応力を表-11に示す。

図-31を見ると、放流管側部の鉄筋では、ひび割れの発生した上流部(ひび割れ部での鉄筋を表現した5本のバネ要素)において大きな引張軸応力が発生している。一方、放流管上下部の鉄筋では、充填コンクリートにひび割れの生じた下流端の上部のみ、比較的大きな引張軸応力が発生している。これらの傾向から、コンクリートの引張破壊後に鉄筋が引張力を受け持つ現象が良く表現されているといえる。

次に表-11を見ると、ひび割れの発生した上流端側部 σ_z と下流端上部 σ_y は、それぞれ394MPa、550MPaとなっている。図-31から、これらと同じ箇所の鉄筋に作用している軸応力はそれぞれ58MPa、23MPaであり、上述の応力の15%および4%に過ぎない。放流管周辺の応力は、その開口部からある程度以上離れると堤体全体の応力が支配的、つまり圧縮領域となるため、仮にひび割れが発生しても、それが堤体を分断するように進展することはない。このため、放流管周辺のひび割れは開口幅が広がらず、結果としてそこに配置された鉄筋にも小さな引張力しか作用しないことがその原因である。

以上の結果より、充填コンクリート内に配置した鉄筋は、ひび割れの抑制に対し若干の効果があるものの、設計で期待するほどの引張力は作用していないと判断される。

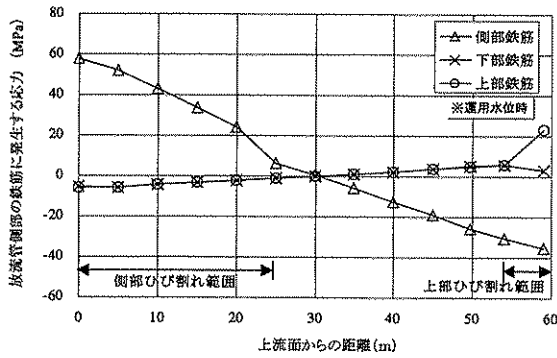


図-31 放流管側部の鉄筋に発生する軸応力

表-11 線形解析で発生する引張力を全て鉄筋が受け持つと仮定して算出した鉄筋の引張軸応力

位置	上流端 (MPa)	下流端 (MPa)
上部 σ_y	246	550 ^{※1}
下部 σ_y	250	293
側部 σ_z	394 ^{※1}	—

※1:SD345を想定した場合、鉄筋の降伏強度を大幅に超えているが、仮に鉄筋が全ての引張応力を受け持った場合の値として表示した。
 ※2:網掛けがひび割れ発生位置。

3.2.3 堤体応答を考慮した地震力が堤体に作用した場合(修正震度法)の応力およびひび割れ状況に関する検討

3.2.2.項での検討と同条件で、地震力を修正震度法により作用させた解析により得られた結果を以下に示す。

まず上流側に着目し、放流管周辺のひび割れ箇所を図-32および図-33に、放流管上下部の水平応力 σ_y および側部の鉛直応力 σ_z をそれぞれ図-34、図-35に示す。

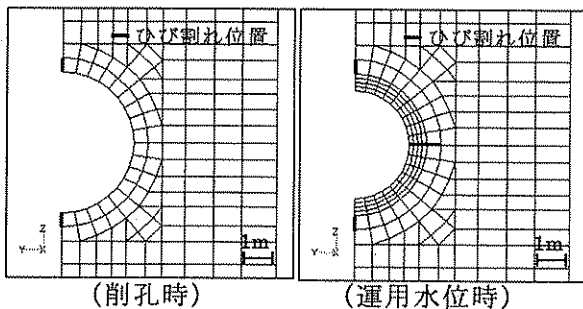
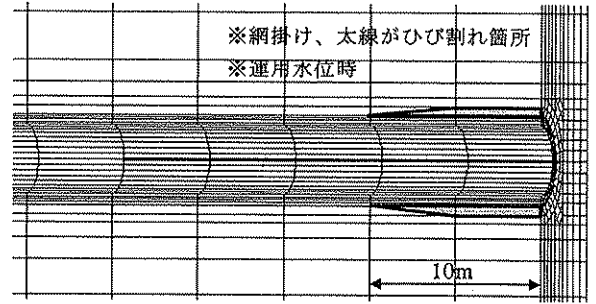
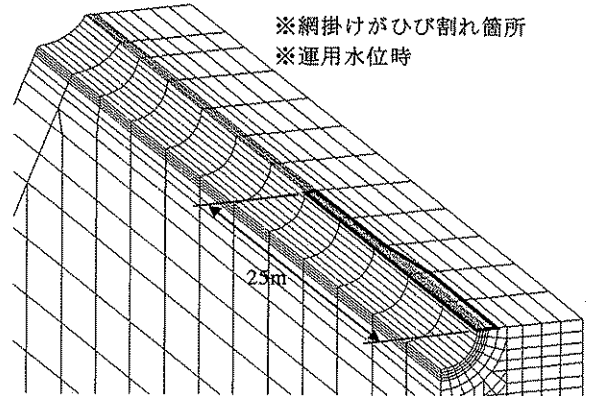


図-32 上流面ひび割れ位置(鉄筋有り:修正震度法)



(a) 放流管上下部(上流端)



(b) 放流管側部

図-33 上下流方向ひび割れ位置(鉄筋有り:修正震度法)

ひび割れ位置および長さについて震度法で検討した図-24および図-25と比較すると、修正震度法を適用した場合、放流管側部に発生したひび割れが、既設堤体へ0.5m延伸した。また、図-34、図-35に示した上流面における応力分布を見ると、放流管上下部の水平引張応力が若干低下し、放流管側部では、震度法において既設堤体の応力は全て圧縮側であったのが、修正震度法では僅かながら引張側へ転じた。

修正震度法では震度法に比べ堤体上部に作用する地震力が大きく、堤体により大きな曲げ変形が生じることで、上流面全体の鉛直応力が引張側へシフトする。上述の結果は、全て、この傾向が原因で生じた変化であるといえる。

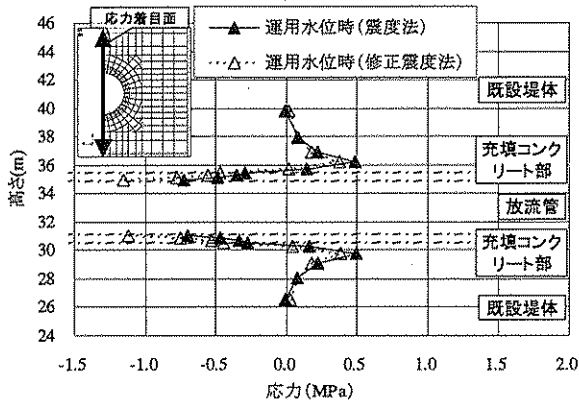


図-34 上流面上下方向の水平応力 σ_x 分布

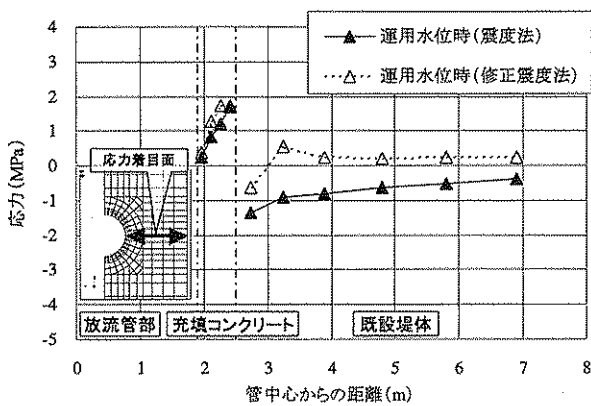


図-35 上流面ダム軸方向の鉛直応力 σ_z 分布

次に、下流側に着目し放流管周辺のひび割れ箇所を
図-36および図-37に、放流管上下部におけるひび割れ
部の水平応力 σ_y を図-38に示す。

まず、上下方向のひび割れに着目すると、図-28に示
した震度法での結果に比べ0.5m 延伸している。しかし、
図-38から応力分布を比較すると、震度法での結果に比
べ修正震度法での引張応力が僅かに大きくなっている
ものの、際だった差は見られない。つまり、上下方向
のひび割れはこの僅かな応力の差によって生じたとい
え、ひび割れ先端部での応力集中はそれほど生じてい
ないといえる。

一方、上下流方向のひび割れに着目すると、放流管
上部では約5m 進展するとともに、下部では新たにひび
割れが発生している。上下流方向のひび割れ周辺応力
を確認するため、放流管上部における既設堤体の水平
応力 σ_y の上下流方向分布を図-39に示した。この図よ
り、修正震度法を用いた解析ケースでは、下流側にお
いて、ひび割れの発生に伴う応力開放およびその先端
部での応力集中が顕著に現れている。

以上の結果より、堤体へより大きな曲げ変形が生じ
る修正震度法を適用したケースの場合、下流側におけ
る放流管上下方向のひび割れは、鉛直方向よりも堤体
内部方向（上流方向）へ進展しやすいと考えられる。

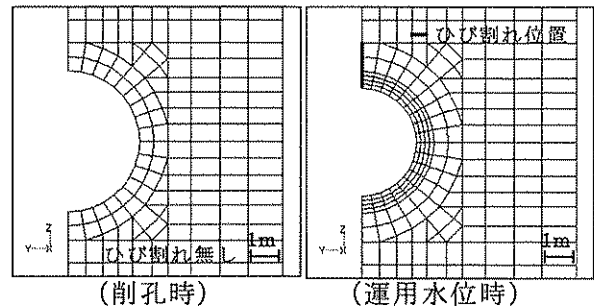


図-36 下流面ひび割れ位置（鉄筋有り：修正震度法）

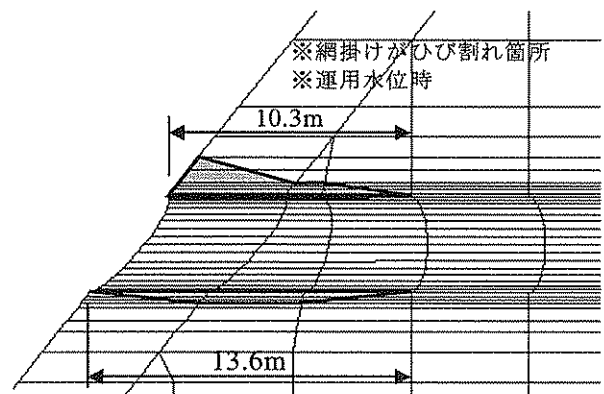


図-37 下流端の上下流方向ひび割れ位置（鉄筋有り：
修正震度法）

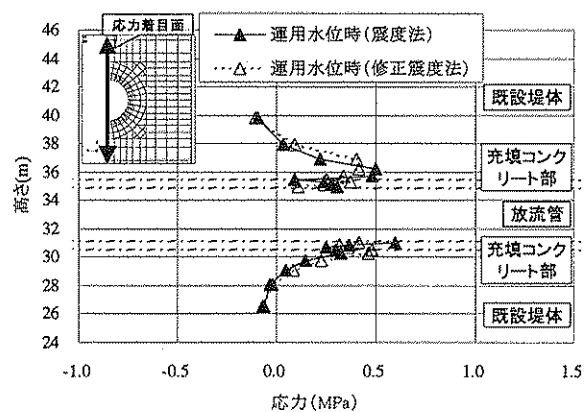


図-38 下流面上下方向の水平応力 σ_y 分布

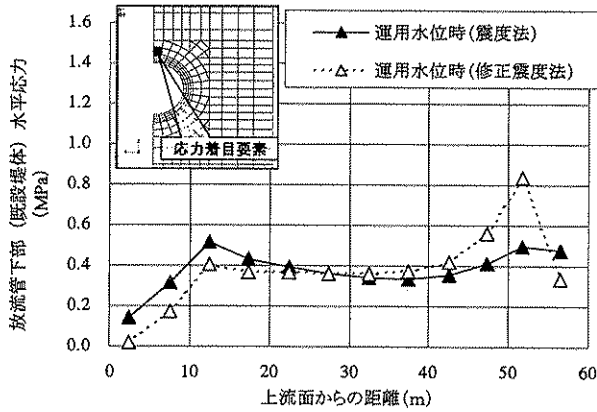


図-39 放流管上部水平応力 σ_y の上下流方向分布

次いで、ひび割れ発生位置およびその周辺応力について、新設ダムと比較する。図-40および図-41にひび割れ発生位置を示す。なお、新設ダムでは、仮に水位が0(ゼロ)になり堤体自重のみが作用した場合でも、放流管周辺の最大引張応力(0.4MPa)はコンクリートの引張強度(1.0MPa)に対して十分小さく、放流管上流側にひび割れは発生しない。そこで、ここでは下流側に着目して検討を行った。図-40より、下流面では既設ダムのひび割れのほうが若干進展しているものの、図-41と図-37を比較すると上下流方向には新設ダムの方がより深部までひび割れが生じていることがわかる。新設ダムの場合、放流管上下部では、運用水位へ水位が上昇する以前から堤体自重に起因する引張応力が作用している。これに対し、既設ダムでは、堤体自重に起因する応力が作用した状態で充填コンクリート部が新たに打設されるため、この部分に新設ダムのような引張応力は作用しない。このため、新設ダムの放流管直近部(既設ダムの充填コンクリート部に相当)では、相対的にひび割れが発生しやすい状況にあるといえる。図-42に、放流管直近部での上下流方向応力分布を示した。これからも新設ダムの方が既設ダムよりも引張側の、つまりひび割れの発生しやすい応力状態となっていることが確認できる。

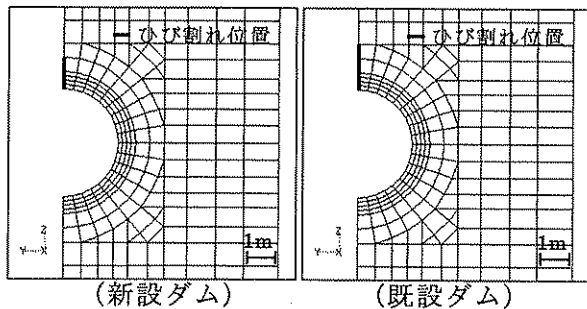


図-40 新設ダムにおける下流面ひび割れ位置(鉄筋有)

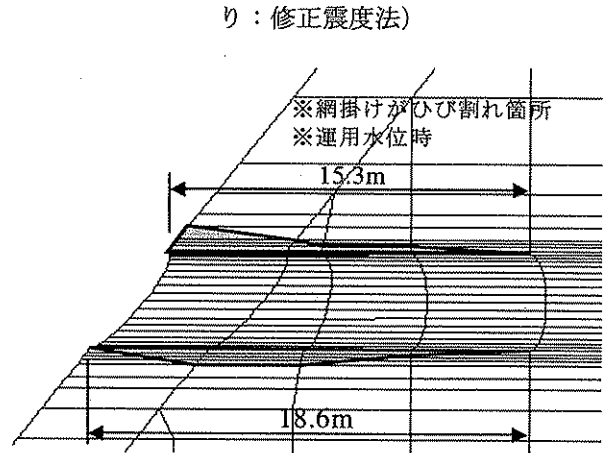


図-41 新設ダムにおける下流端の上下流方向ひび割れ発生位置(鉄筋有り:修正震度法)

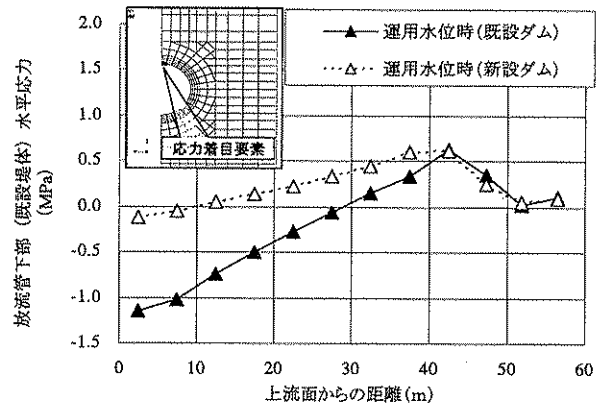


図-42 放流管上部水平応力 σ_y の上下流方向分布(鉄筋有り:修正震度法)

3.2.4 大規模地震が堤体に作用した場合における鉄筋の補強効果に関する検討

3.2.2 項での検討結果から、鉄筋による補強効果はそれほど大きくないと評価が得られた。しかし、これはあくまで設計時に考慮する荷重に対してのみを考慮した評価であり、これだけで鉄筋量削減の可能性を示唆するのは検討が不十分と考えられる。

そこで、荷重として不確定的要素が大きく、実際は設計時より大きく作用する可能性がある地震力に着目し、これによって堤体上流面から水平ひび割れが発生した場合について、鉄筋量の変化が与える水平ひび割れ延伸長さへの影響を検討した。この検討では、放流管の無い堤体との比較も実施する。

大規模な地震力を想定するため、本項の前半で用いた修正震度法による堤体震度および動水圧に適当な倍率を乗じ、堤体上流面からの水平ひび割れを発生させることとした。この結果、放流管無しモデルにおいて、

水平ひび割れを発生させる最小倍率は 1.72 であったため、この倍率を以降の検討で用いた。なお、本検討では鉄筋が降伏から破断に至るまでの変形が予測されるため、SD345 の鉄筋を想定し、図-43 に示す鉄筋の応力ひずみ関係を仮定して解析を実施した。

放流管無しと有りのモデルに対する水平ひび割れ発生位置（運用水位時）をそれぞれ図-44 および図-45 に示す。図-45 では鉄筋無し、鉄筋有りのそれぞれのケースについて示した。

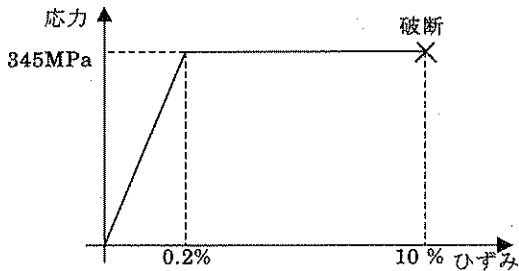


図-43 大規模地震を想定した検討における鉄筋の応力ひずみ関係模式図

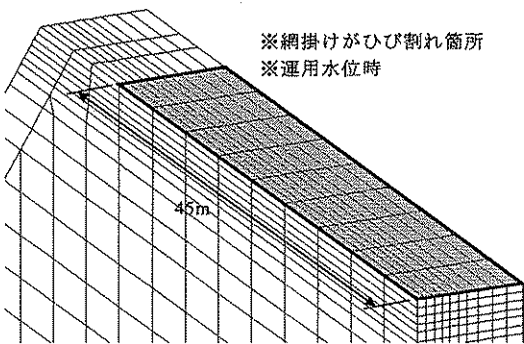
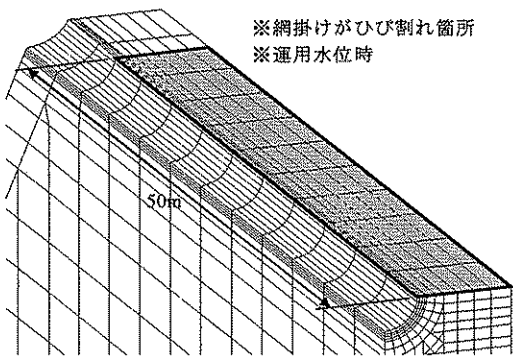
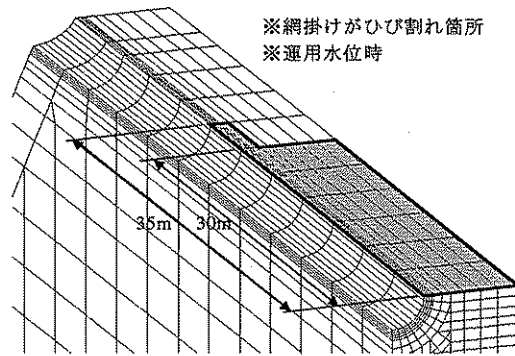


図-44 水平ひび割れ位置（放流管無し）



(a) 鉄筋無し



(b) 鉄筋有り

図-45 水平ひび割れ位置（放流管有り）

まず、図-44を見ると堤体の45mという広い範囲までひび割れが進展している。これは、今回使用したひび割れモデルが引張破壊後の軟化領域を考慮していないため、引張破壊が生じると直ちに開口し、上流端でひび割れが生じると一気に下流まで進展してしまう解析となっているためである。

次に、図-45(a)を見ると、図-44に示した放流管無しの場合と比べ、5mほどひび割れが下流へ進展し、その長さは50mとなっている。これは、放流管という空洞部が堤体に存在することで、堤体が相対的に弱い構造となっていることを意味している。一方、図-45(b)より鉄筋で補強されたケースを見ると、ひび割れ長さは30～35mとなり、放流管無しの場合と比べて約30%抑制される結果となった。

鉄筋による補強効果について、鉄筋量との関係を把握するため、鉄筋量を0.5倍(30cm²/m)、0.75倍(45cm²/m)、1.5倍(90cm²/m)にした解析ケースを実施した。これによって得られた鉄筋量とひび割れ長さの関係を図-46に示す。

図より、鉄筋量が30cm²/m(0.5倍)を越えた後にひび割れ長さが減少し始め、鉄筋量60cm²/m(1.0倍)まで徐々に減少するものの、それ以上鉄筋量が増えてもひび割れ長さには影響しないという結果が読みとれる。さらに、放流管無しブロックと比較すると、鉄筋量45cm²/m(0.75倍)で、放流管無しブロックより短いひび割れ長さとなっている。また、これらの傾向は既設堤体および充填コンクリートの両者に共通した傾向である。

以上より、次のことが考察できる。

- ・ 鉄筋量を増やすことでその補強効果は増大する。しかし、鉄筋量が一定量以上になるとその伸びは期待できない。これより、補強効果に対し効率的な鉄筋量があるといえる。

- 放流管増設堤体が放流管無し堤体と同等の強さ（ひび割れ長さ）を有するための鉄筋量を必要最小限の鉄筋量と考えれば、現行設計法での鉄筋量を数割程度削減できる可能性がある。ただし、鉄筋量の削減にあたっては、個々のダムにおける諸条件を十分考慮する必要がある。

なお、鉄筋量が0~30cm²/mの間で一定のひび割れ長さとなっている。これは、鉄筋量30cm²/mの場合、ひび割れ長50mの内、35mの区間で鉄筋が破断している結果となっているため、残りの鉄筋によるひび割れ抑制効果が小さくなったことが原因である。一方、鉄筋量が45cm²/m以上のケースにおいて、鉄筋の破断は生じていない。

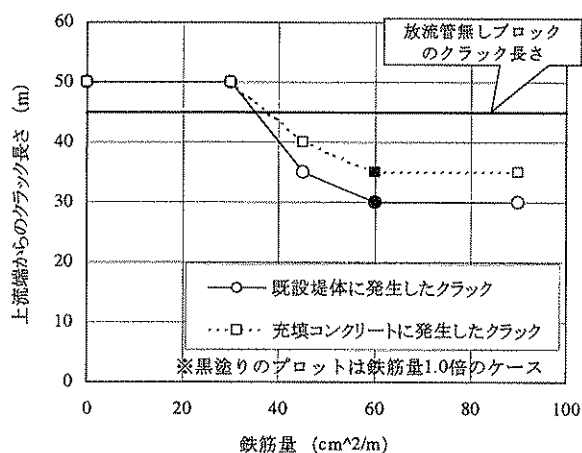


図-46 鉄筋量と水平ひび割れ長さの関係

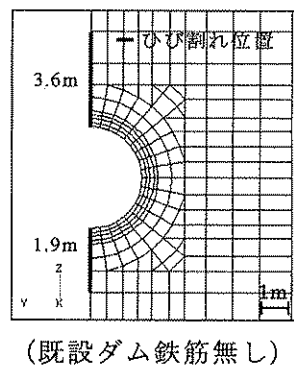
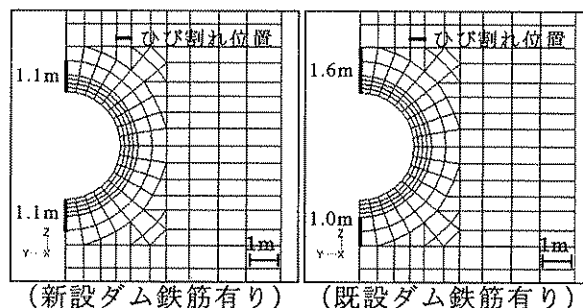
上述の検討では、大規模地震による下流向きの慣性力（堤体慣性力、動水圧）を想定し、これによって発生する上流からの水平ひび割れに着目して、鉄筋量削減の可能性を示した。これに対し、上流向きの慣性力が作用した場合、上流側の放流管上下方向鉛直ひび割れの進展が懸念される。このため、仮に鉄筋を無くした場合について、このひび割れがどの程度進展するのかを以下で確認する。

本項において下流向きに作用させた地震時慣性力（修正震度法での慣性力を1.72倍したもの）を、そのまま上流向きに作用させた場合の上流端ひび割れの発生位置を図-47に示す。なお、上流側放流管周辺のひび割れに対し最も厳しい状況を想定するため、施工後の運用時水位は0（ゼロ）とした。また、鉄筋有りのケースにおける鉄筋量は60cm²/m（1.0倍）とし、比較のため新設ダムの解析結果も併せて示した。

まず、鉄筋有りの場合について新設ダムと既設ダムを見ると、既設ダムでは上部で0.5m、下部で0.1mひ

び割れが延伸するものの、極端なひび割れの延伸が発生することはない。次に、既設ダムにおいて鉄筋がある場合と無い場合を比べると、鉄筋により放流管上部で2.0m、下部で0.9mのひび割れが抑制されている。しかしながら、鉄筋が無い場合でもこれらのひび割れは上下部を併せて5.5mであり、全堤高（100m）に対して小さい割合にとどまっている。さらに、鉛直ひび割れを堤体の横継目と同様の構造と考えると、水平ひび割れと異なり、これが堤体の耐力に対して与える影響は小さいと考えられる。

堤体の3次元性を考慮すると、上流面における放流管上下方向の鉛直ひび割れが延伸するためには、同時に奥行き方向（下流方向）にもひび割れが延伸しなければならない。逆に言えば、上流面でのひび割れ延伸を、その奥行き方向のコンクリートが抑えている状況にあると言え、これが、上述のようにひび割れが極端に延伸しなかった一因と思われる。



※図中の数字はひび割れ長さを示す。

図-47 上流向き慣性力が作用した場合の上流面ひび割れ位置

3.3 既設堤体への放流管増設に関するまとめ

既設堤体への放流管増設に関する研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 上流端付近の充填コンクリート側部では大きな引張応力が働くが、ひび割れが発生した場合でも、既設ダム堤体部へひび割れは延伸しない。また放

流管の上下部では、堤体削孔時にひび割れが生じるが、放流管増設の後、水位を上昇させてもそのひび割れが進展することはない。

- (2) 下流端付近の放流管周辺で、運用時水位において上下方向にひび割れが発生する。また、このひび割れは地震力などの荷重の増加により延伸するが、これは上下方向よりも堤体深部方向（上流方向）へ延伸しやすい。
- (3) 現行設計法で考慮している荷重状態において、放流管周辺に配置する鉄筋には、設計で期待するほど大きな引張力は作用していない。
- (4) 修正震度法を適用し、より実際に近い地震力を作用させた場合、堤体により大きな曲げ変形が生じ、上流側、下流側とも放流管周辺の引張応力が増加する。これにより、ひび割れは上下流とも若干延伸するが、急激にひび割れが進行することはない。
- (5) 既設ダムに放流管を増設する場合、削孔時に、より大きな開口断面となることから、上流面でのひび割れは新設ダムより発生しやすい。しかしながら、下流面では新設ダムの方が放流管直近の引張応力が大きく、既設ダムのひび割れは相対的に発生しにくい状態となる。
- (6) 大規模地震を想定した場合、放流管周辺に配置した鉄筋は、その補強効果を発揮するとともに、鉄筋量を増加させると、補強効果が增大することが期待できる。ただし、鉄筋量がある値以上となると補強効果の伸びは収束する傾向にある。これより、補強効果に対し効率的な鉄筋量があるといえる。
- (7) 放流管を増設した堤体が、放流管の無い堤体と同程度の耐力を有するための鉄筋量を必要最小限の鉄筋量と考えれば、現行設計法での鉄筋量を数割程度削減できる可能性がある。ただし、鉄筋量の削減にあたっては、各ダムの諸条件を考慮したうえで、応力照査等を入念に行う必要がある。
- (8) 貯水が無く地震慣性力が上流向きに作用し、かつ鉄筋が無い場合でも、上流側に発生する放流管周辺の鉛直ひび割れが極端に延伸することはない。

4. まとめ

既設ダムの嵩上げに関する検討結果より、以下のことが明らかになった。

現在の嵩上げダムの設計に用いられている荷重条件をより実際の荷重条件に変更し、堤体底面の上流端の鉛直応力が0（ゼロ）となるように嵩上げダムの下流

面勾配を決定しても、大きな地震動を考慮した際には新設ダムと同等あるいはそれ以上の安定性を有していることが確認できた。これより、実際の荷重作用方法を嵩上げダムの設計で採用することが合理的である。

さらに、上流側での引張破壊による亀裂発生を許容し、転倒しない条件を荷重の底面内での作用位置が堤体底面幅の中央 1/3 の範囲に入っているという「ミドルサードの条件」のみで判定する手法により嵩上げダムの下流面勾配を決定しても、大きな地震動を考慮した際には新設ダムと同等あるいはそれ以上の安定性を有していることが確認できた。これより、上述の荷重の作用方法に加え、このような底面亀裂を許容する考え方を嵩上げダムの下流面勾配の設計手法に採用することは可能であると考えられる。

既設ダムへの放流管増設に関する検討結果より、以下のことが明らかになった。

放流管の増設手順を考慮した検討を行った結果、現行設計法において考慮している荷重条件では、鉄筋の補強効果は小さく、その有無によってひび割れの延伸長さおよび応力状態に大きな差が生じないことがわかった。

しかし、その必要性が重要視されている大規模地震への対応を想定し、現行設計法で考慮する地震荷重よりも大規模な地震荷重を作用させた場合を考えると、堤体の安定性に最も影響が大きいと考えられる放流管側部水平ひび割れに対して、鉄筋が比較的大きな補強効果を有することが確認できた。そこで、この水平ひび割れ長さと鉄筋量の関係を整理したところ、その延伸抑制に対し効率的な鉄筋量が存在することが明らかとなった。さらに、水平ひび割れを放流管の無いブロックと同程度に抑えるという条件で、鉄筋量を削減する可能性も示唆した。

これより、大規模地震を想定し、放流管側部の水平ひび割れ長さに着目して鉄筋量を検討する上記手法を、既設堤体へ放流管を増設する場合における合理的な設計法の一手法として提案する。

参考文献

- 1) 水野光章・安田成夫：コンクリートダムの嵩上げに関する研究、建設省土木研究所資料、第 1663 号、1981.2.
- 2) 木藤賢一、佐々木隆、金縄健一、石橋正義、山口嘉一：既設ダムへの放流設備増設に伴う堤体開口部周辺の応力特性に関する一考察、第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集、2003.9

- 3) 垣谷正道：嵩上げ堰堤の安定計算について、日本発送
電工、第 1202 号、1946.
- 4) US Army Corps of Engineers: Gravity Dam Design、
EM 1110-2-2200、June 1995
- 5) 永山功、田中靖、村岡基晴：コンクリートダムの耐震
設計法に関する考察、土木技術資料、Vol. 29、No. 9、
1987. 9
- 6) 永山功、自閑茂治：重力ダムの動的挙動特性とその簡
易設計法、大ダム、No. 119、1987. 3
- 7) 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）、2005. 3
- 8) 木藤賢一、佐々木隆、金縄健一、石橋正義、山口嘉一：
既設ダムへの放流設備増設時の放流管周辺のひび割れ
発生状況に関する検討、第 59 回土木学会年次学術講演
会講演概要集、2004. 9