3.+ 再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究

研究予算:運営費交付金(一般勘定)

研究期間: 平23~平27

担当チーム:水工構造物チーム

研究担当者:山口嘉一、金銅将史、切無沢徹

【要旨】

既存ストックを有効利用しつつ、治水・利水需要の変化に対応するため、既設ダムの機能増強を図る再開発が、経済的にも環境負荷の面でも有効な事業手法のひとつとなっている。その中で、近年、より大規模な嵩上げや放流管新設のための堤体削孔を指向する事例が増えている。一方、大規模地震に対する土木構造物の安全性に対する社会的関心の高まりを受けて、ダムにおいても大規模地震に対する耐震性能照査¹⁾の試行が既に始まっている。しかし、既設ダム堤体の改造を伴う再開発ダム特有の構造的特徴を考慮した耐震性照査の考え方については確立していないのが現状である。このため、本研究では堤体嵩上げや放流管新設に伴う大規模な改造事例が多い既設重力式コンクリートダムの再開発を対象に、再開発ダム特有の構造的特徴を考慮した耐震性能照査技術に関する検討を行う。

今年度は、実際に嵩上げや堤体削孔を行ったダムの計測データをもとに、再開発ダムの挙動を分析した。また、嵩上げダムおよび放流管増設ブロックをモデル化し、施工過程を考慮した応力解析や、大規模地震を想定した地震応答解析を実施し、再開発ダムの損傷形態について検討した。さらにダムコンクリートの動的引張強度について既往の研究成果や現場での試験結果を整理分析し、耐震性能照査を実施する際の合理的な引張強度の設定方法について検討した。

キーワード: 重力式コンクリートダム、嵩上げ、放流管増設、地震応答解析、動的引張強度

1. はじめに

既存ストックを有効利用しつつ、治水・利水需要の変 化に対応するため、堤体削孔や嵩上げ等による、ダムの 再開発が実施されている。その設計方法については、嵩 上げでは垣谷²⁾による設計論や2次元FEM解析により、放 流管削孔ブロックついては有孔無限板による理論解や3 次元FEM解析または2次元FEM(横断面と縦断面の2種類 の2次元解析の組み合わせによる方法) 3)などの手法に より、新設ダムと同等の構造安定性が確保されるよう行 われている。一方大規模地震に対する十木構造物の安全 性に対する社会的関心の高まりを受け、ダムにおいても その試行が始まっている耐震性能照査!) では当該ダム地 点で考えられる最大級の地震動に対してダム耐震性能を 照査する必要があるが、嵩上げダムや放流管ブロック特 有の構造的な特徴を考慮した耐震性能の照査の方法は確 立されていない。嵩上げダムでの嵩上げ(増厚)部コン クリート打設、放流管増設ブロックでの削孔後の充填コ ンクリートの後打設については、貯水池を運用しながら 実施することから施工過程が複雑であるという特徴があ り、場体の応力状態は通常の新設ダムと異なるものとな る。耐震性能照査にあたっては常時(非地震時)の応力

状態が適切に再現されるよう実際の施工過程を適切に考慮して解析条件を設定する必要がある。また、耐震照査においては、必要に応じダムの損傷過程も考慮する必要があるため、堤体材料であるダムコンクリートの動的強度や破壊特性について適切に把握し、解析に反映する必要がある。

そこで、本研究では再開発ダムの耐震性能照査手法の確立に向け、実際の再開発ダムの挙動計測データを分析しその挙動特性を明らかにする。また、再開発ダムの施工過程を反映したFEM解析を行って常時応力の傾向を把握した上で、大規模地震に対する地震応答解析によって損傷形態の検討をおこなう。さらに大規模地震時に対応した動的荷重下でのダムコンクリートの引張破壊進展特性について、既往研究等の分析や実験により明らかにする。

今年度は、実際に再開発を行ったダムでの計測データを整理・分析し、その傾向から解析に反映すべき留意点を抽出した。また、嵩上げダムおよび放流管増設ブロックをモデル化し、再開発での施工過程を考慮した静的応力解析、大規模地震を想定した地震応答解析を実施した。さらに、ダムコンクリートの引張強度特性を明らかにす

るため、既往の研究成果やダム現場での試験結果を整理・分析した。

2. 再開発ダムの挙動分析

2.1 目的

再開発ダムは新設ダムに比べて応力状態が複雑であると考えられる。そこで、実際の再開発ダムの埋設計器などで観測されたデータを分析し、嵩上げダムや放流管(削孔空洞)周りの挙動について傾向を把握した。

2.2 観測項目

嵩上げを実施した重力式コンクリートダムである a ダム、堤体を削孔し、空洞周りの挙動を計測した b ダムについて諸元及び計測項目を表-1 に示す。

表-1 再開発ダムの諸元及び計測項目

	a ダム(嵩上げ)	b ダム(堤体削孔)
堤高	既設:53m 嵩上げ後:74.9m (+11.9m)	117.5m (削孔試験実施断面:約103m)
計器	(新旧堤体接合部付近) ・堤体温度 ・継ぎ目変位 (開口、せん断、傾斜) ・新堤体堤敷応力 ・堤体変位 (プラムライン)	(削孔まわり) ・ ひずみ(削孔周り、削孔空洞内) ・ 空洞鉛直変位 ・ 横継ぎ目変位 ・ 空洞内温度 等
施工	・旧堤体チッピング→モルタル塗り込み・鉄筋補強・パイプクーリング・グラウト用配管設置	(削孔試験時)コアドリルによる縁切り削孔油圧ブレーカーによる内部取壊し削孔バースターによる破壊

嵩上げダムである a ダムでは、特に新旧堤体の一体性 を確認する観点から、新旧堤体接合面(継目)の相対変 位(面直交方向、面平行方向)が複数箇所で観測されて いる。

堤体削孔を行ったbダムは、実際に放流管を設置する ための削孔を実施する前に、堤体下流面(堤敷付近)を 削孔し、削孔部周りの挙動を確認したものである。

2.3 整理項目・計測結果

以下、各ダムにおける計測結果による傾向と考察を述べる。

2.3.1 嵩上げダム

a ダムでは 2 つのブロックで埋設計器による計測を行っており、その内、最大断面である 9 ブロックの埋設計器位置を図-1 に示す。

本報告では9ブロックに設置されている埋設計器の中で、比較的貯水位や気温による傾向が得られている新旧堤体接合面の継目変位(J4~J12)、及び新堤体部堤敷付近の鉛直応力(S1~S4)の計測結果について示す。

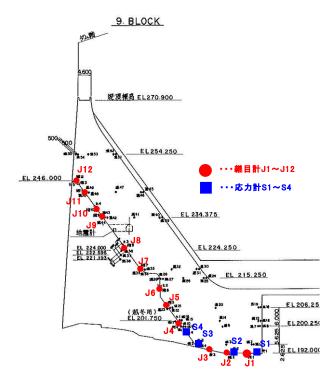


図-1 埋設計器位置 (a ダム)

(1) 継目変位

新旧堤体接合面での継目変位の時系列変化を図-2、3 に示す。

図-2 は施工時の継目変位と継目変位計を設置している9ブロックの打設リフト高さの経過を示している。施工時の継目変位量は計測初期の値が不安定であり、計測された変位量が正値となっても新旧堤体の開口を必ずしも示しているものではないと考えられるが、堤敷付近のJ4 や既設堤体の中標高付近(J7, J8)で継目開口量が0.5mm 程度の値を示している。また、上流面に近い J12では施工中から気温が要因と推測される変動が生じている。

次に、図-3に竣工後の継目変位の変化を貯水位と示す。 貯水位の変動により堤体内応力は変化することが想定されるため、継目変位量が正値(開口)を示している箇所では貯水位変動による継目変位量の変動が起こると考えられるが、計測値からは継目開口量と貯水位の関係性は得られず、ほとんどの位置では特定の時期を除きほぼ一定値であった。この原因としては、これは貯水位変動が堤体内部の新旧堤体接面の挙動に与える影響が小さいか、もしくは継目変位の計測値が正値(開口)を示していても実際には常に圧着状態にあり、貯水位変動程度では継目が開口しないためと考えられる。

J12 では計測開始から、また J7 では 1997 年頃から周期的な変動が計測されている。特に上流面に最も近い

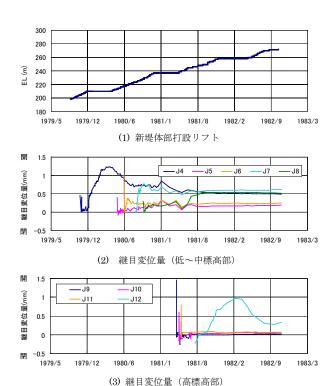


図-2 打設リフト高さと面直方向の継目変位量の経過 (a ダム)

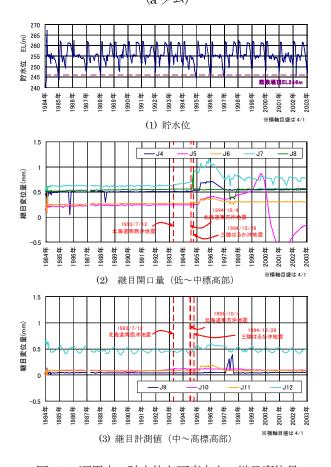


図-3 運用中の貯水位と面直方向の継目変位量 (a ダム)

J9-12では3月に開口が極大となり、9月に極小となる挙動が確認できる。この原因としては気温変化が考えられる。すなわち、冬期の気温低下及び3月末の水位低下により既設堤頂(EL.246m)付近まで貯水位が下がることにより新旧堤体接合面付近が冷たい外気に直接ふれるためにコンクリートの収縮に伴って上流面に近い継目がわずかに開き、気温の上昇する夏期には洪水期(6/1~10/31)に水位を常時満水位(EL.261.20m)より低下することにより上流面も暖められやすくなるために継目が閉じ、9月以降は気温の低下と洪水期後の水位上昇により再び継目が開口するといった年変動を繰り返しているものと推測される。なお、継目変位量は変動をしながら僅かずつ小さくなっている(年0.02mm程度)。

また、近傍の震度観測点で震度 4 が観測された 1994 年 12 月 28 日の三陸はるか沖地震後に、J7 が大きく変動し、またその後 6 月に洪水制限水位に水位低下させた際にも J4~7, J11 がやや開口する傾向が確認された。これは、新旧堤体打継面が地震やその後の水位変動による影響を受けている可能性を示すものと考えられる。

(2) 新堤体部堤敷の応力

新堤体堤敷(S9-1~3)及び低標高部新旧堤体接合部付近(S9-4)の鉛直応力について、施工中の計測値を図-4に、施工リフトと新堤体堤敷鉛直応力の関係を図-5に示す。施工中の鉛直応力は施工リフトの上昇に伴い大きくなっているが、施工を止めている時期(12月~4月)でも鉛直応力が大きくなっている。これは、コンクリート硬化に伴う影響と考えられる。

また、竣工後の運用中の堤敷応力について図-6に示す。 気温及び貯水の影響を受けて変動があるが、a ダムでは 竣工後 10 年程度経過した以降は各計測値ともほぼ一定 で推移していることがわかる。1995年頃からはS9-2 と

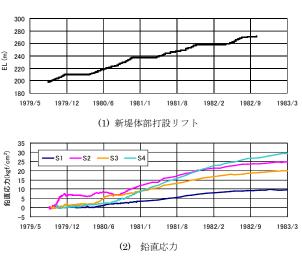


図-4 新堤体堤敷鉛直応力(aダム)

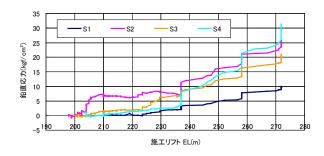


図-5 打設リフト高さと新堤体堤敷鉛直応力(aダム)

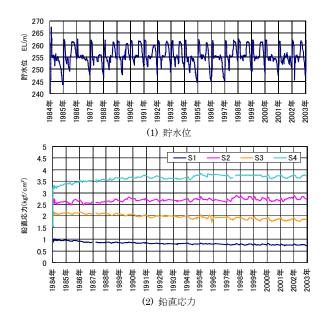
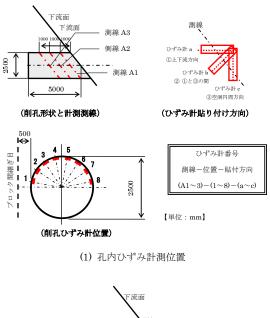


図-6 運用中の水位と新堤体敷鉛直応力 (a ダム)

S9-4 は一定、S9-1 と S9-3 は徐々に下降している傾向がある。これは経年的な計測誤差が発生している可能性もあるものの、堤体の塑性変形、長期的な物性変化を示すものと考えられる。

2.3.2 堤体削孔試験

b ダムは、その治水機能を向上させる上で低水位時における放流能力を増強するため、既設堤体の低部を削孔し、 φ 4800mm の放流管を増設する工事が実施されている。施工時はブロック幅15mに対して直径6mの削孔を実施するもので、ブロック幅に対する削孔径の大きさ及び放流管より上部の堤高の観点から、その設計においては削孔部周辺の堤体に発生する応力集中に対して詳細な検討が行われている。3次元 FEM 解析により予想された削孔時に発生する応力は堤体コンクリートの引張強度を下回るものであったが、削孔時に発生する引張応力および引張クラック発生の有無を確認するために、本設の増設放流管施工に先立って下流面側で堤体削孔試験が行われたものである。



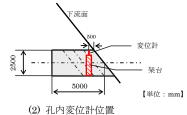


図-7 計測位置 (b ダム)

試験は、本設のものより小規模な削孔(内径 2.5m)でブロック間継目に近い位置で削孔された。削孔位置及び計測機器設置位置を図-7に示す。以下では、削孔内壁のひずみおよび削孔部空洞内の鉛直変位について計測結果を示す。

(1) 削孔内壁ひずみ

削孔内壁のひずみは削孔面上半分の3測線で計測している。図-8に下流面側のA1測線と空洞奥側のA3測線について、貯水位、外気温、ひずみ(1月1日を基準(値0)とした変化量)を示す。なお、ひずみの値は、ひずみ計を貼り付けるための接着材の影響により、時間に伴い減少(圧縮側に増加)していることが確認されている。図に示す値はこの誤差を含んではいるが、計測データから水位や気温が空洞周りの応力に与える影響の傾向を整理・分析した。

測線 A1 と測線 A3 では、下流面に近い測線 A1 の方がひずみの変動が大きい。これは貯水位変動による堤体低部の応力変化は下流面(表面)付近の方が大きいと考えられる他、下流面に近い方が温度による影響を受けやすいことも要因のひとつである。

2月中旬と3月上旬において貯水位が上昇しており、ほぼ同時にひずみが大きく(引張側に)変化している。特に上下流方向(ひずみ計a)の変化が大きい。

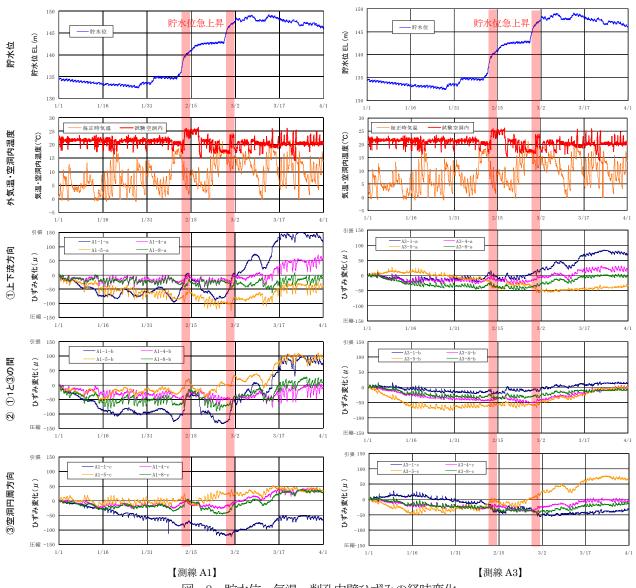


図-8 貯水位・気温・削孔内壁ひずみの経時変化

(2) 削孔部空洞の鉛直変位

空洞内の鉛直方向の変位を計測した結果について図ー9に示す。鉛直変位については、堤体の変位が温度の影響を受けるほか、変位計設置架台が空洞内温度の影響を受けるためばらつきは大きいが、貯水位が高くなることで空洞高さが低くなることが確認された(図-10参照)。

2.3.3 まとめ

再開発ダムの実測挙動について把握するため、嵩上げダムと削孔試験の計測結果について整理、分析した。これらの結果から嵩上げダムでは、温度変化や既往の地震などによる影響を考慮した新旧堤体接合部の挙動、放流管削孔ブロックについては貯水位変化に考慮した削孔部周辺の挙動に特徴があることがわかる。また、堤体の応力状態は、重力式コンクリートダムの現行の設計や耐震性能照査で考慮されている荷重(自重、貯水)だけではな

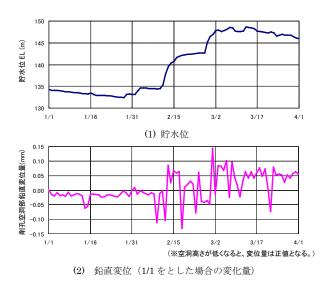
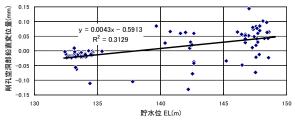


図-9 貯水位及び空洞内鉛直変位の時系列変化

く、温度による影響が大きい。それらを考慮の上で耐震 性能照査に用いる解析モデルを設定する必要があると考 えられる。



(※空洞高さが低くなると、変位量は正値となる。)

図-10 貯水位と削孔空洞部鉛直変位の関係

3. 再開発ダムの応力解析

既設コンクリートダムの嵩上げダムおよび放流管増設ブロックの大規模地震時の挙動を明らかにするため有限要素法を用いて常時(非地震時)応力分布を求め、新設ダムの場合との違いを把握するとともに、動的解析(線形解析)により地震の影響について検討した。

3.1 嵩上げダムの解析

嵩上げダムは、施工過程を考慮すると常時(非地震時) の応力状態が新設ダムと異なると考えられる。このため、 常時(非地震時)の応力分布を明らかにするため、施工 過程を考慮した応力解析を実施した。

本検討では、以下(1)~(3)に示す各解析条件を変化させ、施工過程を考慮した常時(非地震時)の応力、および地震時応力(初期応力と地震動による発生する動的応力の合成値)を求め、各解析条件の違いによる影響について分析した。なお、嵩上げダムでは、新旧堤体の一体化を確実なものとするため新旧堤体接合面となる既設堤体表面のチッピングや施工時の温度応力対策などの工夫がなされている。しかしながら、新旧堤体接合面は堤体に比べて相対的には弱部となる可能性があるため、その部分にも着目して結果整理を行った。

- (1) 嵩上げ高さ(既設堤高)
- (2) 岩盤弾性係数
- (3) 新旧堤体の弾性係数

3.1.1 解析モデル

解析モデルの諸元を表-2に、モデル形状を図-11に示す。また、基本とする物性値を表-3に示す。モデルのは新設堤体のケースである。自重、貯水による施工時および嵩上げ後の常時の応力解析では、岩盤の側方の境界

条件は側方固定鉛直自由の境界、底面は鉛直及び側方固 定境界とし、地震動を作用させた動的解析では側方及び 底面を仮想仕事の原理に基づく粘性境界とした。

表-4 にモデル 2 (既設堤高 70m) の固有モードにおける有効質量比を示す。動的解析ではレイリー減衰を考慮し、支配的と考えられる振動モード (堤体:1次と3次、岩盤:1次と6次)の固有周期で減衰定数が堤体は10%、岩盤は5%となるように、質量マトリクス及び剛性マトリクスの係数を設定した。

表-2 解析モデル諸元(嵩上げダム)

モデル	既設	嵩上げ	嵩上げ後	施工時	上流面	下流i	面勾配	
モケル	堤高 (m)	高さ (m)	堤高(m)	水位(m)	勾配	既設	嵩上げ	
0 (新設)	ı	-		-		ı		
1	50	40	90	40	鉛直	0.71	0, 86	
2	70	20	90	56	¥1 JE.	0.74	0.00	
3	80	10		64		0. 75		

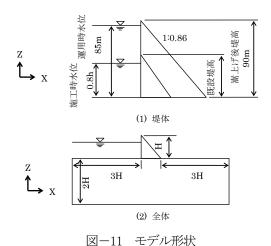


表-3 解析モデル物性値(基本値)

モデル	密度(kg/m³)	弾性係数(N/mm²)	ポアソン比	減衰
堤体	2, 300	25, 000	0.2	レイリー 10% (1 次、3 次)
岩盤	2, 300	25, 000	0.3	レイリー 5% (1 次、6 次)
新旧堤体境界 (ジョイント要素)	-	バネ剛性 鉛直:2.5×10 ⁶ せん断:1.04×10 ⁶	ı	-
貯水	1,000	-	-	-

表—4	固有モー	ドにおける有効質量比	: (エデル2)
11 1	EDIT -	1 (これ) () かりり 単れ	1 (L / / P 4 /

モデル	堤	体	岩盤		
有効質量比	X	Y	X	Y	
1次	52%	2%	73%	0%	
2 次	26%	1%	7%	0%	
3 次	1%	61%	0%	6%	
4 次	7%	1%	0%	24%	
5 次	2%	1%	4%	0%	
6次	1%	10%	0%	52%	

3.1.2 解析条件

嵩上げによる施工過程を考慮するため図-12 に示す 手順で解析を行った。動的解析では、1995 年兵庫県南部 地震の際、震源近傍のダムの基礎部で観測された波形を ダムの耐震性能照査で考慮される照査用下限加速度応答 スペクトル¹⁾ になるよう振幅調整した波形(図-13)が 堤踵部で再現されるように、引き戻した加速度時刻歴波 形を全体モデル底面に入力した。

(1) 嵩上げ高さ

嵩上げ高さの違いが発生応力分布に及ぼす影響を把握するため、表-2 に示した各モデルについて解析を実施した。嵩上げ後のダム形状を同じにしたため、新旧堤体の物性値を変えない条件では、地震応答は変化せず、主に初期応力の違いが地震時の応力状態に影響すると考えられる。また新旧堤体接合面の位置が異なることによる、接合面での応力分布の相違について分析する。

(2) 岩盤の弾性係数

岩盤の弾性係数について、表-2に示したモデル2(既設堤高70m)を用いて岩盤の弾性係数 E_R を表-5に示すように変化させた条件で解析を実施した。新旧堤体の岩盤条件は異なる場合もあると考えられるが、ここでは岩盤の弾性係数は一定としてその大小により地震時の応力に与える影響について検討した。

(3) 堤体弾性係数の違い

嵩上げ時には既設ダム建設時と骨材や配合条件が異なるのが通常である。また、これらを仮に同一としても、既設堤体は建設から数十年経過していることを場合すると、そのコンクリート強度の長期的な伸びに伴い、弾性係数も大きくなっていることが考えられる。このため、ダムコンクリートの弾性係数として想定される範囲内で新旧堤体に異なる弾性係数を表-6のように設定した。弾性係数が異なることで初期応力及び地震時応力にも影響が生じる。ここでも(2)同様、表-2のモデル2を用いた。

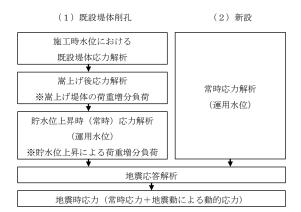
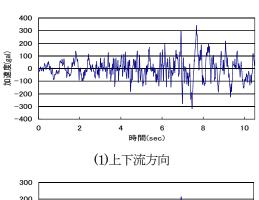


図-12 嵩上げダム解析フロー



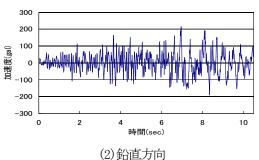


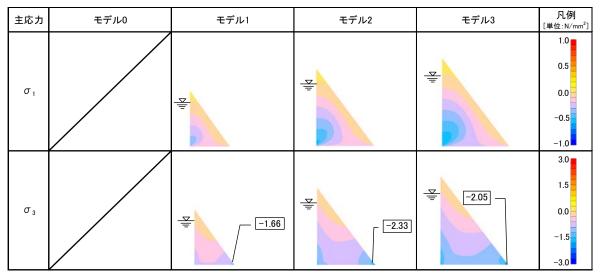
図-13 入力地震動

表-5 解析ケース(岩盤の弾性係数)

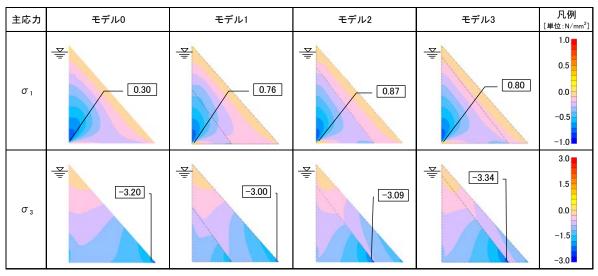
ケース	堤体弾性係数 E _C (N/mm²)	岩盤弾性係数 E _R (N/mm²)	$E_{\rm C}/E_{\rm R}$
1	25, 000	25, 000	1
2	25, 000	12, 500	2
3	25, 000	50,000	1/2

表-6 解析ケース (新旧堤体の弾性係数)

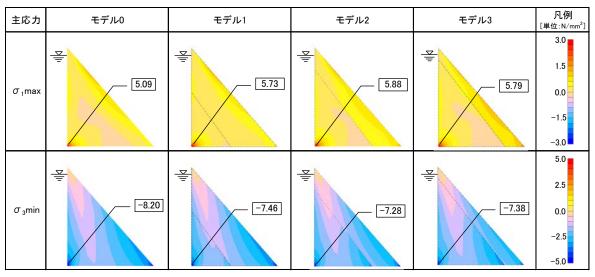
ケース	既設堤体弾性係数 E _{C1} (N/mm ²)	新設堤体弾性係数 E _{C2} (N/mm ²)	E_{C1}/E_{C2}	
1	25, 000	25, 000	1	
4	30, 000	20, 000	3/2	
5	20, 000	30,000	2/3	



(1) 施工時応力



(2) 嵩上げ後の常時応力



(3) 地震時応力

図-14 嵩上げ高さが異なるダムモデルによる主応力分布

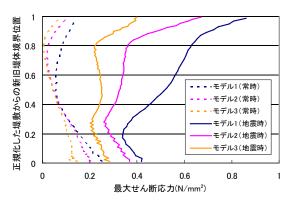
3.1.3 解析結果

(1) 嵩上げ高さの影響

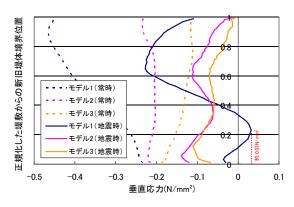
嵩上げ高さの異なるモデルによる解析結果について、 主応力分布を図-14に示す。また、新旧堤体接合面におけるせん断応力、垂直応力を図-15に、堤敷及び下流面の最大主応力を図-16に示す。

新旧堤体接合面接合面のせん断応力は、嵩上げ高さが高い(既設堤高が低い)ほど、常時及び地震時ともに小さくなる。ただし、今回の解析では、地震時に発生するせん断応力は最大でも 1N/mm²未満であり、新旧堤体接合面が一体化し、新設ダムにおける水平打継ぎ面程度の強度を有する場合は接合面でのせん断破壊は生じにくいと考えられる。

新旧堤体接合面の軸方向の応力は、常時では全て圧縮側である。地震時でもほぼ圧縮側であるが、既設堤高が最も低く嵩上げ高さが最も高いモデル1(既設堤高50m)では低標高部において引張応力が発生している。ただしその値は、0.03N/mm²程度であり、新旧堤体接合面が一体化していれば破壊を生じるレベルの応力ではない。



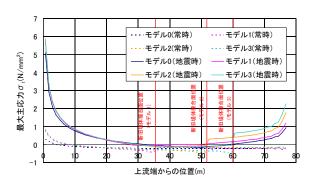
(1) 最大せん断応力



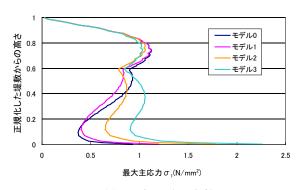
(2) 最大垂直応力

図-15 新旧場体打継面応力(嵩上げ高さが異なる条件)

堤敷では、新設ダムでも嵩上げ高さを変化させたダムでも地震時に既設堤体に働く引張応力はほとんど変わらないが、下流面に働く引張応力は嵩上げ後の堤高が同じであれば、嵩上げ高さが低い程大きくなる(図-16)。これは、嵩上げ高さが低い場合は嵩上げ後の常時(非地震時)において新堤体の下流面に発生する圧縮応力が小さいため、地震力が作業した場合に生じる引張応力が大きくなるためである。



(1) 堤敷



(2) 下流面(地震時)

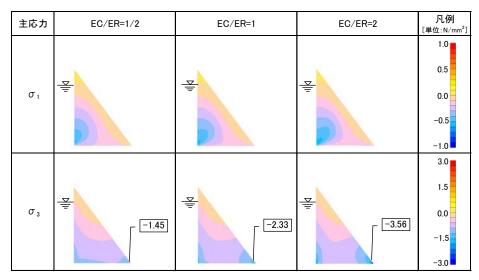
図-16 最大主応力(嵩上げ高さが異なる条件)

(2) 岩盤の弾性係数

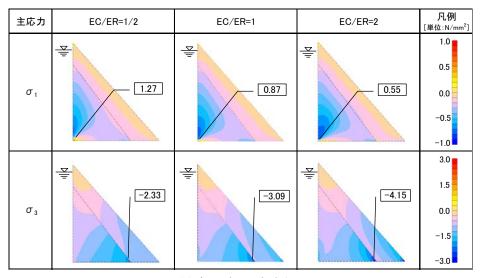
岩盤の弾性係数の影響を変化させたモデルによる解析結果について、主応力分布を図-17に示す。また、新旧堤体接合面におけるせん断応力、垂直応力を図-18に、堤敷の最大主応力を図-19に示す。

新旧堤体接合面では岩盤の弾性係数の違いによる常時(非地震時)のせん断応力や垂直応力の違いはほとんど無い(図-18)。

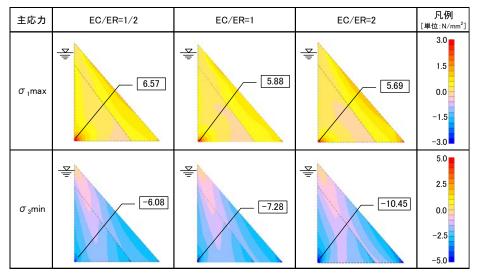
堤敷部では、岩盤の弾性係数が異なっていても上流端に発生する第1主応力(引張側の応力)はほとんど変化がないが、地震時では岩盤の弾性係数が小さい方が下流端に発生する引張応力が大きくなる(図-19)。また、主応力 σ 3 については岩盤の弾性係数が小さい方が堤踵部、堤趾部、既設堤趾部に発生する圧縮応力が大きくなる。



(1)施工時応力

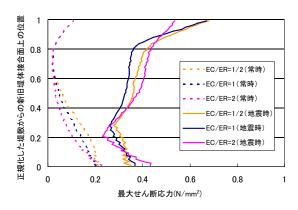


(2) 嵩上げ後の常時応力

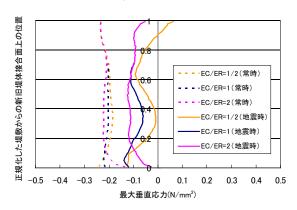


(3) 地震時応力

図-17 岩盤弾性係数が異なるダムモデルによる主応力分布



(1) 最大せん応力断力



(2) 最大垂直応力 図-18 新旧堤体接合面の最大応力 (岩盤弾性係数が異なる条件)

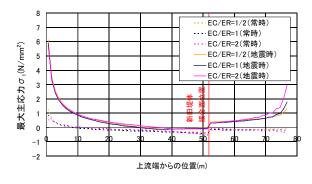


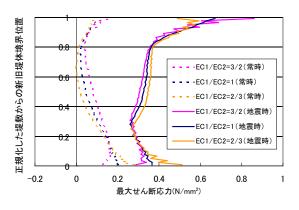
図-19 堤敷最大主応力(岩盤弾性係数が異なる条件)

(3) 新旧堤体弾性係数の違い

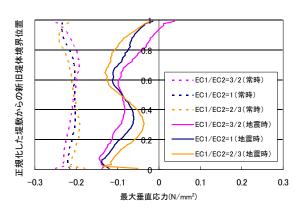
堤体の弾性係数を変えた条件による解析結果について、主応力分布を図-20 に示す。また、新旧堤体接合面におけるせん断応力、垂直応力を図-21 に、堤敷の最大主応力を図-22 に示す。

新旧堤体の弾性係数の影響は全般的に小さいが、既設堤体の弾性係数が大きいE_{Cl}/E_{C2}=3/2 の条件では、地震時の上流面付近の新旧堤体接合面では最大 0.04N/mm²程度の引張側の応力が発生している(図-20)。また、既設堤

体の弾性係数が大きい場合は、地震時に堤踵部に発生する引張応力が大きくなり、堤趾部に発生する引張応力が小さくなる傾向が見られる(図-21)。なお常時(非地震時)の初期応力についても同様の傾向であるが、堤体弾性係数の比を 3/2~2/3 とした本解析条件の範囲内ではほとんど違いは現れない。



(1) 最大せん断応力



(2) 最大垂直応力 図-20 新旧堤体接合面の最大応力 (新旧堤体弾性係数が異なる条件)

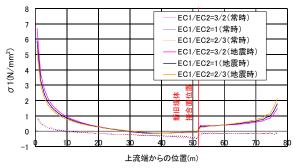
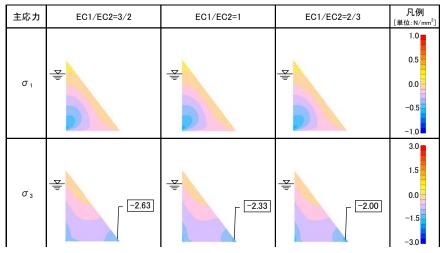
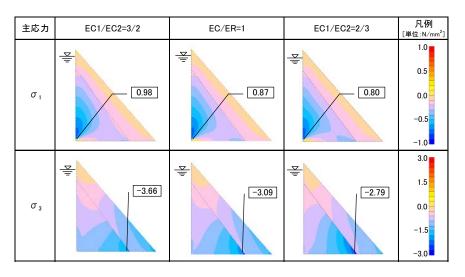


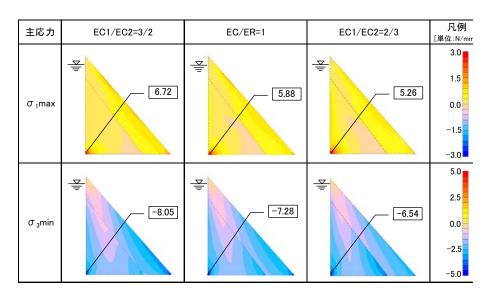
図-21 堤敷最大主応力 (新旧堤体弾性係数が異なる条件)



(1) 施工時応力



(2) 常時応力



(3) 地震時応力

図-20 堤体弾性係数が異なるダムモデルによる主応力分布

3.2 放流管増設ブロック解析

重力式コンクリートダム堤体の上下流面間を貫通する 削孔を行って、放流設備を増設する場合を対象に、大規 模地震時の挙動を明らかにするための応力解析を実施し た。比較のため新設ダムの放流管ブロックを想定した解 析も行った。なお、実際の設計施工では、応力集中によ り堤体コンクリートに引張応力が生じやすい放流管周り は鉄筋により補強するため、鉄筋を考慮した解析モデル とし、比較のため鉄筋を考慮しない解析モデルも作成し た。

3.2.1 解析モデル

解析モデル形状を図-23、物性値を表-7、解析ケースを表-8に示す。解析は堤体1ブロックを抽出した3次元FEMモデルを作成した。実際の施工では、放流管周りは鉄筋により補強するため、放流管周りには鉄筋をロッド要素でモデル化し、従来の設計手法(設計震度を0.15として、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が受け持つ条件)に基づき設定した必要鉄筋量を、放流管全長に配置した。解析モデルは上下流面に近い要素の大きさを小さくしたため、各ロッド要素の断面積が異なるが、単位長さ(上下流方向)当たりの総断面積は同じとなるようにモデルに反映した(図-24参照)。なお、放流管(管胴)についてはモデルに反映していない。

減衰はレイリー減衰を用い、表-9 に示す各ケース1での振動モードに対する固有周期、有効質量比から、支配的と考えられる振動モード(堤体:1次と3次、岩盤:1次と6次)の固有周期で減衰定数が堤体は10%、岩盤は5%となるように、質量マトリクス及び剛性マトリクスの係数を設定した。

ダム軸方向(Y 方向)への変形について、堤体は自由と し、岩盤は固定とした。岩盤の上下流方向(X)及び底面は、 静的解析時は固定境界とし、動的解析では仮想仕事の原 理に基づく粘性境界とした。

3.2.2 解析条件

解析は図-23に示したモデルにより、既設堤体を削孔して充填コンクリートを打設した場合、新設ダムで同じ形状の空洞が設置されている場合をそれぞれ想定した解析条件で実施した。また、削孔による条件では、鉄筋の効果を比較するため、鉄筋をモデルに反映しない場合についても解析を実施し、堤体内応力分布を比較した。

また、常時(非地震時)の応力状態は施工過程により 異なることから、既設堤体を削孔する場合については施 工過程を考慮した解析を行った。解析フローを図-25 に 示す。

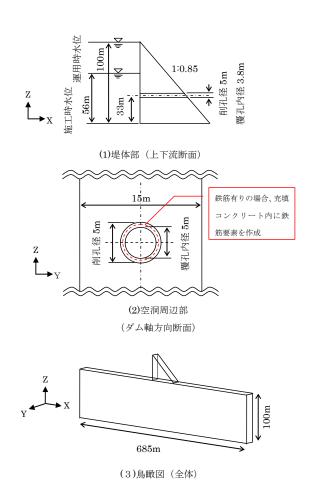


図-23 解析モデル形状 (放流管ブロック)

表-7 解析モデル物性値(放流管ブロック)

モデル	密度 (kg/m³)	弾性係数 (N/mm²)	ポアソン 比	断面積 (m²/m)	減衰
堤体	2, 300	25, 000	0.2	-	レイリー10% (1 次、3 次)
岩盤	2, 300	25, 000	0.3	_	レイリー5% (1 次、6 次)
鉄筋	-	200,000	0.3	0.006	-



図-24 鉄筋要素モデル

表-8 解析条件(放流管ブロック)

モデル	デル 削孔堤体削孔 新			
鉄筋有り	ケース 1	ケース 2		
鉄筋無し	ケース 3	-		

表-9 固有周期、有効質量比(ケース1:削孔-鉄筋有 り)

	堤体			岩盤		
モード	固有周期	有効質:	量比(%)	固有周期	有効質量比(%)	
	(sec)	X	Z	(sec)	X	Z
1 次	0. 273	52	1	0. 464	71	0
2 次	0.112	25	0	0. 345	9	0
3 次	0.085	2	61	0. 310	0	6
4次	0.062	8	2	0. 235	0	24
5次	0.042	3	0	0. 226	4	0
6 次	0.040	0	9	0. 210	0	52

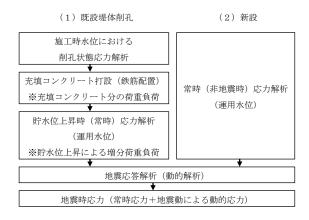


図-25 放流管ブロック解析フロー

動的解析における入力地震波形は、嵩上げモデル同様、 図-13 に示した加速度波形が堤踵部で再現されるよう に、引き戻した波形を解析モデル底面から入力した。

3.2.3 解析結果

施工時、嵩上げ後の常時(非地震時)、地震時(常時応力と地震動による動的応力の合成)の主応力分布を既設堤体削孔の場合と新設ダムの場合についてそれぞれ図ー26、27に示す。なお、本解析で考慮した地震動レベルでは、鉄筋の有無による応力分布の違いがほとんど認められなかったため、両図とも鉄筋有りの場合を示している。

図-28 に放流管周りの各位置での発生応力(常時(非 地震時)、地震時(常時と地震動による動的応力の合成) を図-29 に示す。圧縮応力についてはコンクリートの強度に対して各発生応力が十分小さいことから、ここでは引張応力(最大主応力)についての結果を示す。

常時では、削孔の場合、空洞内面側部に 2N/mm²を超える大きな引張が計算される。増設放流管の充填コンクリート部に関しては、施工時水位から運用時水位に水位が上昇したことに伴う静水圧の負荷により、充填コンクリートのみに大きな引張応力が発生しているものである。新設ダムでは空洞の上下縁で 1N/mm²程度の引張応力が放流管全長に渡って計算されている。下流面側では削孔・新設ダムどちらの場合も同程度の応力となっている。

地震時では、新設ダムの場合、局所的ではあるが下流面付近の上縁で5N/mm²程度の引張応力が計算されている。また、削孔の場合、空洞側部に6N/mm²を超える引張応力が計算されており、引張破壊が生じる可能性が高い。しかし既設堤体の削孔面(充填コンクリートより 0.6m内部)では、引張応力は1N/mm²未満であり、破壊は充填コンクリート内局所にとどまると推測される(図-30参照)。

本解析で考慮した地震動レベル(最大加速度約300gal)では鉄筋の有無による発生応力の違いはほとんど認められなかったが、若干最大主応力(引張応力)が低減する傾向が見えられる(図-29(3)参照)。今後、堤体の引張破壊を考慮した上で、鉄筋の効果を確認する必要がある。

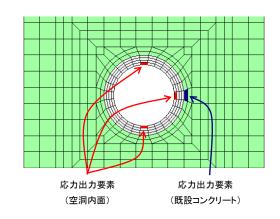
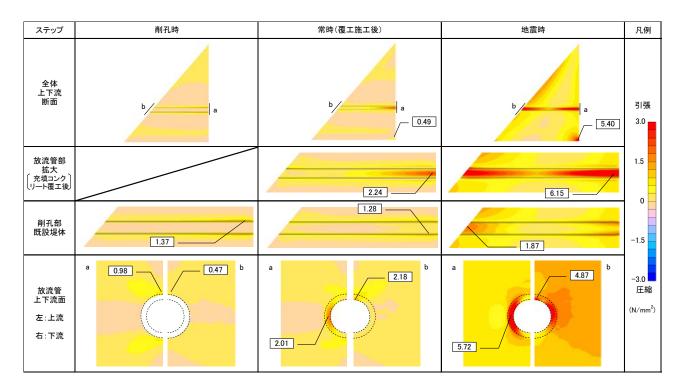
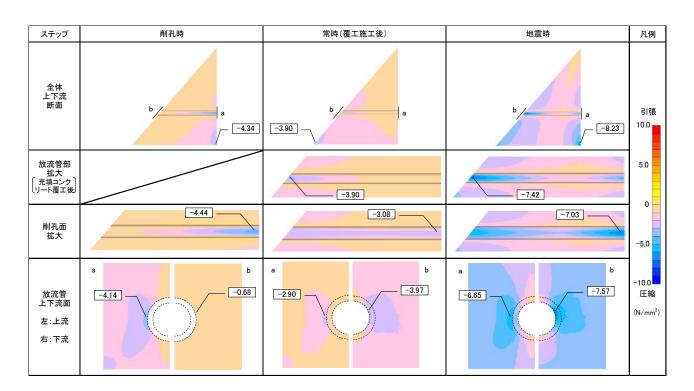


図-28 放流管周りの応力出力要素

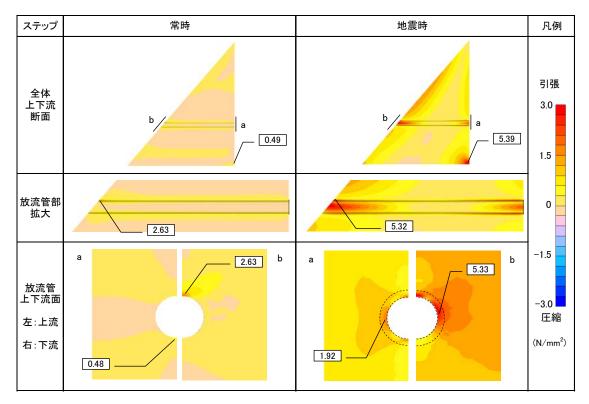


(1) 最大主応力

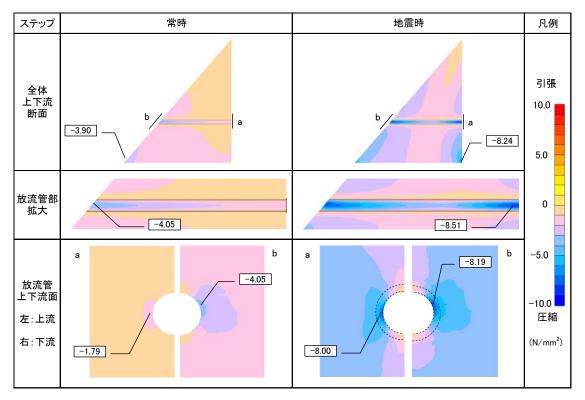


(2)最小主応力

図-26 ケース1 (削孔-鉄筋有りモデル) の各ステップ最大最小主応力

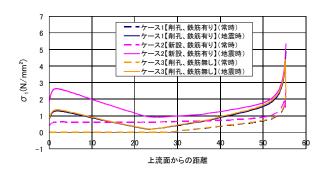


(1) 最大主応力

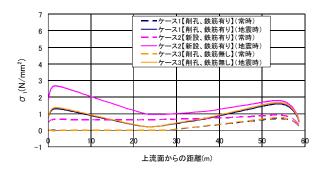


(2) 最小主応力

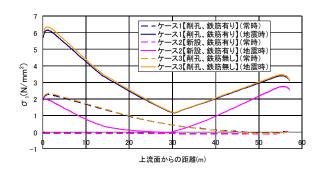
図-27 ケース2 (新設-鉄筋有りモデル) の各ステップ最大最小主応力



(1) 上縁



(2) 下縁



(3) 側部 図-29 空洞内面の最大主応力

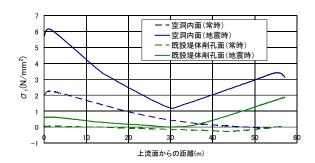


図-30 空洞内面側部の最大主応力 (ケース1:削孔、鉄筋有り)

4. ダムコンクリートの引張強度特性の検討

4.1. 目的

コンクリートダムの耐震性能を動的解析によって照 査する事例が増え、ダムコンクリートの動的強度(特に 引張強度)の把握が重要になってきている。

A ダムでは現場のコンクリート配合を参考にして作製した供試体によるコンクリートの動的強度試験(以下、A ダムコンクリート試験と表記)が実施されてきている。この試験データ及び過去に土木研究所が実施してきた各種のコンクリート強度試験、および土木研究所以外での既往研究も参照し、ダムコンクリートの動的強度特性について検討を行う。

4.2 動的載荷による引張強度試験

4.2.1 A ダムコンクリート試験

試験に用いられたコンクリート配合を表-10 に示す。 本配合はAダムのコンクリート配合を参考に設定された ものであり、骨材はAダム原石山より採取した花崗岩の 砕石、砕砂である。

実施された試験は、一軸圧縮試験、割裂引張試験、直接引張試験である。供試体は骨材寸法 40mm 以上をウェットスクリーニングで除去した材料で作製され、割裂引張試験には \$200mm×H200mm の円柱供試体、一軸圧縮試験と直接引張試験には \$150mm×H300mm の円柱供試体が用いられている。 なお、直接引張試験においては、ブリージングの影響を受けて強度が弱くなると考えられる供試体端面を除去するため、上下端とも 30mm ずつ切断除去し、高さ 240mm とした供試体で試験を実施している。

4.2.2. 土木研究所既往試験

土木研究所では、これまでに割裂引張試験や直接引張 試験により、配合、供試体寸法、載荷速度、載荷速度パ ターンなどが、ダムコンクリートの引張強度に与える影 響ついて検討を行っている。表-11に土木研究所が実施 した既往の引張試験(以下、土木研究所既往試験と表記) を示す。

4.2.3 試験条件

A ダムコンクリート試験及び土木研究所で行われた各種条件での試験を以下に示す載荷パターンの違いに着目して、その別に整理した結果を割裂引張試験、直接引張試験についてそれぞれ表-12、13に示す。

a. 単調載荷(割裂引張試験、直接引張試験)

載荷開始時から供試体破壊時まで一定の載荷速度で 引張荷重を与える載荷方法で、載荷速度の違いによる影響を調べるために最も多く実施例がある。

	粗骨材	スランプ	水セメント比	空気量	細骨材率			単	.位量 (kg/n	n ³)			混和]剤
配合名	最大寸法		W/C	()	s/a	水	セメント	混和材	細骨材		粗骨材		減水剤	AE剤
	(mm)	(cm)	(%)	(%)	(%)	W	С	F	s	G-80	G-40	G-20	(g/m^3)	(g/m^3)
I	80	3±1	56.8	3.5±1	25	125	220	-	504	506	504	502	550	106
п	80	5±1.5	57.0	3.5±1	27	130	228	-	539	488	486	486	570	96
Ш	80	3±1	93.6	3.5±1	27	131	140		560	506	504	504	350	50

表-10 コンクリート配合 (A ダムコンクリート試験)

表-11 土木研究所実施既往コンクリート引張試験

表記	文献	著者	発表年
土研 永山ら(1990)	土木研究所資料 ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討 ^{※1}	永山・渡辺・尾畑	1990年12月
土研 永山ら(1993a)	土木研究所資料 ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討(その2)**2	永山・渡辺・首藤・尾畑	1993年5月
土研 永山ら(1993b)	土木研究所資料 ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討(その3)**3	永山・渡辺・佐々木・首藤・庄司・向江	1993年12月
土研 永山ら(1997)	土木学会第52回年次学術講演会 コンクリートの引張強度の載荷速度依存性に関する検討 ^{※4}	永山・佐々木・波多野	1997年9月
土研 永山ら(1999)	ダム技術No.148 載荷速度がコンクリートの引張強度に及ぼす影響 ^{※5}	永山・佐々木・波多野	1999年1月
土研(1999)	土木研究所年度報告書 コンクリートダム本体及び付属構造物の耐震設計に関する調査 ^{※6}	ダム構造研究室	1999年3月
土研(2000)	土木研究所年度報告書 コンクリートダム本体及び付属構造物の耐震設計に関する調査 ^{※7}	ダム構造研究室	2000年3月

b. 速度切替載荷 (割裂引張試験)

初期載荷速度と後期載荷速度が異なる条件で引張荷重を 与える載荷方法。①初期載荷速度が後期載荷速度より小 さい場合、②初期載荷速度が後期載荷速度より大きい場 合について試験結果が得られている。

c. 指数曲線載荷(割裂引張試験)

載荷速度が指数関数的に減少していく条件で引張荷重を 与える載荷方法。

d. 振幅漸増引張繰返し載荷(割裂引張試験、直接引張試験)

引張領域側で振幅が漸増するように周期的な繰返し引張 荷重を与える載荷方法。

e. 振幅漸増正負交番載荷(直接引張試験)

振幅が漸増する正弦波状の繰り返し荷重(圧縮・引張) を与える載荷方法。

f. 模擬波載荷(直接引張試験)

ダムに大きな地震動が作用した場合に、堤体に生じる と予想される応力の時刻歴が再現されるよう不規則な引 張荷重を与える載荷方法。

4.2.4 引張強度特性

(1)試験方法の違いによる影響

a. 引張強度と圧縮強度の関係

一軸圧縮強度と静的引張強度の関係について、既往研究のによれば、割裂引張強度は、圧縮強度の 1/10 程度の大きさとされている。また、一般にコンクリートの直接引張強度は割裂引張強度よりも小さいとされ、その原因

として、①割裂引張試験ではコンクリートの破壊面が規定されるのに対し、直接引張試験では供試体の最も弱い部分で破壊が生じる、②割裂引張試験と直接引張試験では想定される破壊面上における応力分布の状態が大きく異なることが挙げられている。

Aダムコンクリート試験及び土木研究所既往試験における緩速載荷(載荷速度が 0.01N/mm²~0.1N/mm²)の一軸圧縮強度と静的引張強度の関係を図ー30に示す。割裂引張強度は、圧縮強度の 1/10 程度、直接引張強度は、圧縮強度の 1/20 程度の大きさであることがわかる。

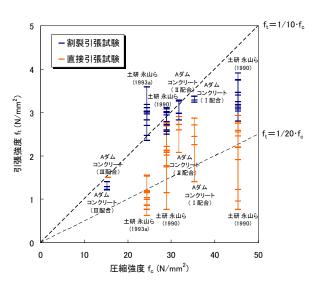


図-30 圧縮強度と引張強度の関係 (載荷速度=0.01~0.1N/mm²/s)

表-12 各試験の試験条件(割裂引張試験)

載荷方法 研究名 粗骨材 最大寸法 (mm) 水セメント比 (%) 試験時材齢 (日) 供試体本数 (本) 供試体寸法 (mm) 載荷速度式 (Mmm) 載荷速度式 (N/mm²/s) 5 5 56.8 138 5			載荷パターン
56.8 138 5 5 5			
56.8 138 5			
Aダムコンクリート試験 40 5 φ 200×200 0.1	1		
57 125 5			
5 85			
93.6 136 5 0.1			
45 12 -			
土研 永山ら(1990) 40 160~200 12 - 0.01 1			
土研 永山ら(1993a) 40 75 160~180 12 - 0.01			
- 0.1	\		
	\		
φ50×50 10	\		
- 100	1		
- 0.1	1		
- 1	1		
±研 永山ら(1997) 10 60 91 - φ100×100 10	1		Λσ
	-		
	1		
	\		
単調載荷	\		$\downarrow \longrightarrow$
	1 1		t t
- 100	\		
18 0.01	1		
50 18 0.1	\		
18	\		
18 50	1 1		
18 0.01	\	\ \	
18 4.00.400	1 1		
土研 永山ら(1999) 10 60 91 18 φ190×190 1			
18 50			
18 0.01			
18 0.1	1		
80 18	\		
18 50	- 11		
21 0.1	\		
±研(1999) 10 60 91~95 21 φ190×190 50	\ \l		
18 0.01	\		
18 0.01	V		
±研(2000) 10 60 91~95 18 φ190×190 1	\		
18 50			
載荷方法 研究名 知骨材 水セメント比 試験時材齢 供試体本数 供試体寸法 載荷速度式 初期 載		切替後	載荷パターン
┃	替時応力	載荷速度	4201131 19
(mm) (%) (日) (本) (mm) a (N/mm²/s) b ((N/mm ²)	c (N/mm²/s) 2.5	Λ ,
21 21	1	50	
I		2.5	
速度切替載荷 土研(1999) 10 60 91~95 $\frac{21}{21}$ ϕ 190×190 σ_{τ} =at $(\sigma \le b)$ σ_{τ} =ct $(b < \sigma)$	2	50	\downarrow
21 50	3	0.1	$\uparrow \sigma$ t
21 載荷方法 研究名 粗骨材 水セメント比 試験時材齢 供試体本数 供試体寸法 載荷速度式 a	b	2.5	載荷パターン
┃			単元回ハラーン
(mm) (%) (目) (本) (mm) (N/mm²) (N	N/mm²)		<u> </u>
	0.0082		↑ σ
【指数曲線載荷】 土研(2000) 10 60 91~95	0.104		
	6.31		
18	45.5 英国油粉		サルジターン・
┃	b		載荷パターン
(mm) (%) (日) (本) (mm) (N/mm²/s)	(Hz)		
18 0.1	2		$\uparrow \sigma$
#F-60 本社	5		H
振幅漸増 引張繰返し載 土研(2000) 10 60 91~95 18 φ 190×190 σ _t =(at/2)[sin(2 π bt)+1]+0.5 0.1			
振幅漸増 引張繰返し載 荷	2 5		1 × × × × × × × × × × × × × × × × × × ×

※確認できなかった条件は「-」としている。

表-13	各試験の試験条件	(直接引張試験)

****		den C · ·					十(旦按り版試験)	4b ++ ++		<u> </u>	
載荷方法	研究名	粗骨材 最大寸法	水セメント比				載荷速度式	載荷速度 a			載荷パターン
		(mm)	(%)	(日)	(本)	(mm)		(N/mm²/s)			
					5	4		0.1	1		
			56.8	139	5			5	1		
	Aダムコンクリート試験	40			5	φ 150 × 240		60	1		
			57	126	5			0.1			
					5			5			
					5			60		\	
			93.6	137	5			0.1		\	
			45		12			0.01	-		
				- 160~200	12			0.2			
					11			2			
					12			20			
					11			60	\		
					12	ϕ 150 × 240		0.01	1	\	
			60		12		$\sigma_{ m t}=$ at	0.2	1 \		$ \uparrow \sigma $
	土研 永山ら(1990)	40			12			2			
単調載荷					12			20	\		
					11			60	\		
			60	216~230	8						ť
			60*1	229	6						
			60*2	217	5	ϕ 190 × 190		0.01			
								ı	\		
			60 ^{*3}	216	5			0.04	-		
		40	75 50		12			0.01			
	土研 永山ら(1993a) 土研 永山ら(1993b)				12			0.2	. \		
				160~180	12	ϕ 150 × 240	_	2	\	\	
					12			20	\	1 1	
					12			60			
				91~108	10	φ 150 × 240		0.1			
				91~108	10			1			
				91~107	9			10			
				91~99	7			100			
載荷方法	研究名	粗骨材 最大寸法	水セメント比	試験時材齢	供試体本数	供試体寸法	載荷速度式	振幅漸増速度 a	載荷周波数 b		載荷パターン
		(mm)	(%)	(日)	(本)	(mm)		(N/mm ² /s)	(Hz)		
	. Af 1		56.8	140	5				2		
		40		140	5			0.01	5		
				141	5				10		
				140	5				2		$\uparrow \sigma$
				141	5			0.1	5		
振幅漸増				141	5	0 - (+ (0)[: (0 - +) + + + +		10	7 \	ا ۸۸۸ ا	
51張樑返し戦 荷	Aダムコンクリート試験	40		407	5	φ 150 × 240	$\sigma_{\rm t}$ =(at/2){sin(2 π bt)+1}+0.05		2	1 \	LL. MAMMAL
			57	127	5	5		0.01	5	1 \	
				128	5				10	1 \	
				127	5				2	\	
					5			0.1 5		\	
				128	5				10		
載荷方法	研究名	粗骨材	水セメント比	試験時材齢	供試体本数	供試体寸法	載荷速度式	振幅漸増速度	載荷周波数		載荷パターン
		最大寸法 (mm)	(%)	(日)	(本)	(mm)		a (N/mm²/s)	b (Hz)		
		(11111/	\/0/	92~104	9	/mill/		(IN/IIIIII / S)	1		Λσ
振幅漸増	土研 永山ら(1993b)	40	50	92~105	10	φ 150 × 240	σ_{t} =at × sin(2 π bt)	0.1	2		
正負交番載荷	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,			92~106	10	, 2.0			5		***** €
載荷方法	研究名		水セメント比		供試体本数	供試体寸法	振幅レベル		 		載荷パターン
		最大寸法									
模擬波載荷	Aダムコンクリート試験	(mm)	(%)	(日)	(本) 2	(mm)	1.0倍		$\overline{}$		
			56 º	127~129	10		1.5倍		\	\	_ ^
		40	56.8	127~128						\	↑ σ /\
					8	φ 150 × 240	2.0倍				
					6		1.0倍		\		
			57	125	8		1.5倍	\	\	\	†
					6		2.0倍	\	ı \	1 /	И

^{*1} 打継目を設け、打継目面に敷モルタルを厚さ1cmで敷きならした供試体

^{*2} 打継目を設け、打継目面を水で洗い(ワイヤーブラシは使用しない)、敷モルタルを厚さ1cmで敷きならした供試体

^{*3} 打継目を設け、打継目面をレイタンス除去し(ワイヤーブラシを使用する)、敷モルタルを厚さ1cmで敷きならした供試体

b. 引張強度のばらつき

既往研究がによれば、割裂引張強度に比べ直接引張強度のばらつきは大きいことが知られている。その原因として、直接引張強度は、供試体内の平均的な強度を示すものではなく、供試体内に存在する構造的な欠陥部の強度を示し、この欠陥部の分布が強度特性を与えているためと考えられている。

Aダムコンクリート試験及び土木研究所既往試験より、 緩速載荷(載荷速度が 0.01N/mm²~0.1N/mm²の単調載荷) における割裂引張試験と直接引張試験の試験結果を図ー 31に示す。割裂引張強度に比べ直接引張強度のばらつき が大きいことがわかる。

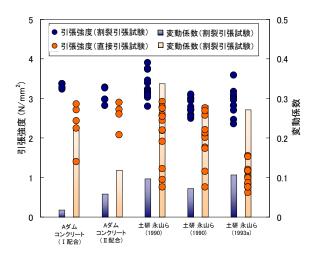


図-31 試験法の違いによる引張強度のばらつき

(2) 載荷速度(ひずみ速度)による影響

a. 単調載荷における載荷速度(ひずみ速度) と引張強度 の関係

一般的に、コンクリートの引張強度は載荷速度(ひずみ速度)の増加とともに増加するとされている。

まず、A ダムコンクリート試験および土木研究所既往 試験の結果から、緩速載荷と急速載荷(ともに単調載荷) での割裂引張試験と直接引張試験について、一軸圧縮強 度との関係をそれぞれ図-32、33 に示す。載荷速度の増 加とともに割裂引張強度、直接引張強度ともに増加する ことがわかる。

また、これらのデータを緩速載荷での引張強度に対する急速載荷での引張強度の比(引張強度の増加率)の形で載荷速度との関係を整理したものを図-34、35に示す。単調載荷では、100N/mm²の急速載荷を行っている場合の引張強度の増加率は1.3~1.5前後となっている。

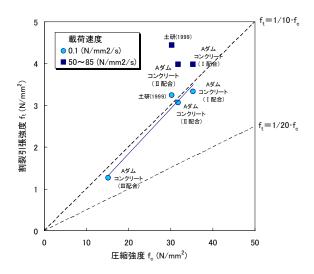


図-32 圧縮強度と割裂引張強度の関係

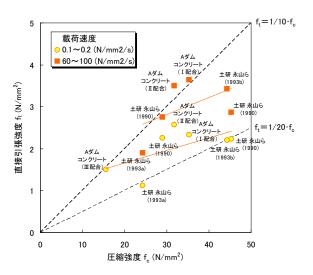


図-33 圧縮強度と直接引張強度の関係

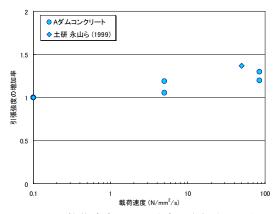


図-34 載荷速度と引張強度の増加率の関係 (割裂引張試験)

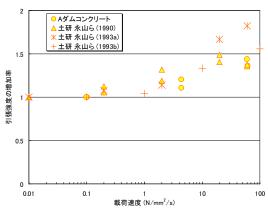


図-35 載荷速度と引張強度の増加率の関係 (直接引張試験)

次に一般のコンクリートに関するものも含む既往研 究により得られている引張強度試験の結果を、引張強度 の増加率の形でひずみ速度との関係を整理したものを図 -36、37に示す。図-36は、藤掛切の作成した、一般の コンクリートを対象としたひずみ速度と引張強度の増加 率の関係を示した図について、割裂引張試験による Raphael、Harris、Rossが実施した試験結果を加筆した ものであり、図-37 は直接引張試験によるAダムコンク リート試験、土木研究所既往試験、Raphaelの試験結果 を加筆したものである。なお、同図に追加したデータ(図 -36 では凡例を青色に、図-37 では朱色に着色) は、ダ ムコンクリート又はその配合を参考にして作製した供試 体による試験結果 (Raphael (1984)、Harris et al. (2000) はコンクリートダムからコアリングした供試体による試 験結果)である。コンクリートの引張強度特性として、 ひずみ速度が約 10×10⁻¹ (1/sec) 程度以上になると、ひ ずみ速度の増加に伴い引張強度の増加率が急激に大きく なる傾向があることがわかる。また、約10×10⁻¹ (1/sec) 以下の範囲の結果であるが、ダムコンクリート又はその 配合を参考にして作製した供試体でも、一般のコンクリ ートと同様の引張強度の増加率を示すことがわかる。

b. 速度切替載荷における載荷速度と引張強度の関係

土木研究所既往試験では、載荷速度の大きさ、および 載荷速度切替時応力を変えた割裂引張試験を実施してい る。動的引張強度は破壊時の載荷速度の大きさによって 定まり、初期の載荷速度には依存しないことを報告して いる®。

このときの試験結果を図-38 に示す。図-38 には速度切替載荷における破壊直前の載荷速度と引張強度の増加率(単調緩速載荷における引張強度に対する速度切替載荷における引張強度の比)の関係を単調載荷での試験結果とともに示している。

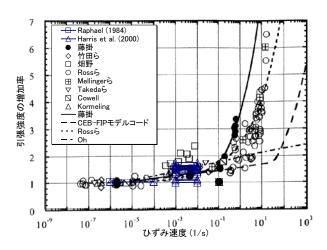


図-36 ひずみ速度と引張強度の増加率の関係 (藤掛⁷⁾ に一部加筆)

(Raphael (1984)、Harris et al. (2000)、Ross が割裂引張試験)

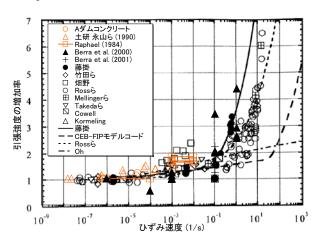


図-37 ひずみ速度と引張強度の増加率の関係 (藤掛⁷⁾ に一部加筆)

(Ross を除いて直接引張試験)

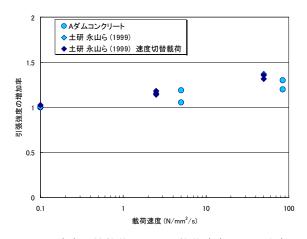


図-38 速度切替載荷における載荷速度と引張強度の 増加率の関係(割裂引張試験)

c. 振幅漸増交番載荷における載荷速度と引張強度の関係

土木研究所既往試験では、振幅漸増正負交番載荷試験 を実施し、交番載荷による動的引張強度は単調な動的引 張強度に比べて小さくなるように見えると報告してい る⁵⁾。

このときの試験結果を図-39 に示す。図-39 には、振幅漸増正負交番載荷での破壊直前の載荷速度と引張強度の増加率(単調緩速載荷における引張強度に対する振幅漸増正負交番載荷における引張強度の比)の関係を単調載荷での試験結果とともに示している。また、図-39 には、A ダムコンクリート試験から、振幅漸増引張繰返し載荷での結果も示している。

これより、振幅漸増交番載荷による動的引張強度はその破壊直前の載荷速度と同等の載荷速度での単調載荷による動的引張強度に比べ小さくなっていることがわかる。

d. 模擬波載荷における載荷速度と引張強度の関係

A ダムコンクリート試験について、模擬波載荷での破壊直前の載荷速度と引張強度の増加率(単調緩速載荷における引張強度に対する模擬波載荷における引張強度の比)の関係を単調載荷での試験結果とともに図ー40に示す。模擬波載荷による動的引張強度は単調載荷による動的引張強度に比べ若干小さくなっている。これは、試験で入力した模擬波には、供試体の破壊をもたらしたすパルスの前に供試体の引張強度よりは小さいが引張応力を生じさせるパルスが1波あるため、この小さなパルスによりで供試体内部での微小破壊が生じたことによる影響が考えられる。これは、cの結果とも共通する事象と考えられる。

4.3 コンクリートの動的引張強度についてのまとめ

コンクリートの動的引張強度は、各試験結果及び既往 研究の成果を総合すると、以下の特性を有するものと考 えられる。

- 直接引張試験は割裂引張試験より試験値のばらつきが大きく、得られる強度が小さくなる。
- ・ 単調載荷では載荷速度の増加により引張強度が増加 する。なお、途中で載荷速度を変化する場合、引張 強度は破壊時の載荷速度により決まり、載荷初期の 載荷速度に依存しない。
- ・ 引張強度は破壊前の応力履歴の影響を受けることにより、繰り返し載荷時には、単調載荷と同程度の強度増加を期待できない可能性がある。

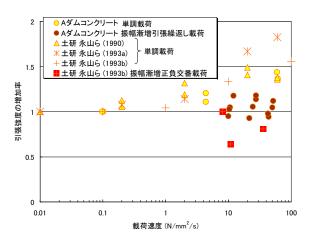


図-39 振幅漸増交番載荷における載荷速度と引張強度 の増加率の関係(直接引張試験)

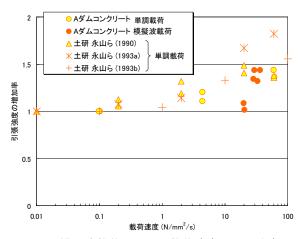


図-40 模擬波載荷における載荷速度と引張強度の 増加率の関係(直接引張試験)

5. まとめ

今年度の研究では、再開発ダムの耐震性能照査手法の確立に向けて、再開発ダムの実挙動の分析、施工過程を考慮した常時及び地震時の再開発ダムの挙動に関する解析的検討を実施した。また、ダムコンクリートの動的引張強度についても土木研究所内外の既往研究や現場で実施された試験結果を整理し、その傾向を分析した。

得られた成果について、以下に示す。

(1) 再開発ダムの実測挙動

実際に嵩上げや堤体削孔を実施したダムの計測結果 から堤体の挙動について分析した。

その結果、嵩上げダムでは、温度変化や既往の地震などによる影響を考慮した新旧堤体接合部の挙動、放流管削孔ブロックについては貯水位変化に考慮した削孔部周辺の挙動に特徴があることがわかった。また、堤体の応

力状態は、重力式コンクリートダムの現行の設計や耐震性能照査で考慮されている荷重(自重、貯水)だけではなく、温度による影響も大きいことを把握した。耐震照査においては、そのような常時(非地震時)の特徴を適切に再現できる解析モデルを設定することが重要である

(2) 再開発ダムの解析と損傷形態の推定

有限要素モデル解析により、再開発ダムの施工過程を 考慮した初期応力解析及び大規模地震による地震動を想 定した地震応答解析を実施した。

その結果、既設堤高に対して嵩上げ高さが大きくなる と、新旧堤体接合面は常時は全て圧縮状態にあっても大 規模地震時には一部で引張状態となる可能性を考慮する 必要があることなどがわかった。

既設堤体を削孔する再開発ダムについては、既設堤体を削孔して放流管を増設した場合の放流管周りの応力分布は新設ダムで同じ形状の放流管が設置されている場合と大きく異なり、既設堤体を削孔したダムでは大規模地震時に放流管まわりに充填されるコンクリートの応力特性も考慮して耐震性能照査を行う必要性があることがわかった。

(3) ダムコンクリートの引張強度特性

既往研究等で得られた引張強度試験結果を分析した。 その結果、ダムコンクリートの引張強度は、単調載荷で は破壊時の載荷速度が速くなると強度が増加するが、一 方、その強度は破壊前の応力履歴の影響を受け、繰返し 載荷を受ける場合には単調載荷時と同程度の強度増加が 発揮されない可能性があることがわかった。

今後は、温度応力などの影響も考慮した上で再開発ダムの常時の応力状態を精度よく評価するための検討、大

規模地震に対する耐震性能照査に用いるべきコンクリートの動的強度特性に関する検討を進める。また、損傷過程を考慮できる非線形解析などにより、大規模地震時において想定すべき嵩上げダムや放流管ブロックの損傷形態を明らかにし、再開発ダム特有の構造的特徴を踏まえた耐震性能照査法の確立を目指す。

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)、2005.3
- 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.
- 3) 藤澤、永山、自閑、尾畑:重力ダム放流管埋設ブロックの応力解析、土木研究所資料第2291号,1985.12
- 4) 尾畑、永山、渡辺(1991): コンクリートの直接引張強度についての一考察、土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集、pp.210-211
- 5) 永山、渡辺、佐々木、首藤、庄司、向江:ダムコンクリート の直接引張強度についての実験的検討(その3)、土木研究所 資料第3223号、1993年12月
- 6) 永山、渡辺、尾畑: 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、pp. 38-46、 1991. 3
- 7) 藤掛一典:高ひずみ速度下におけるコンクリートの引張・圧縮特性に関する研究、筑波大学博士論文、1997.7.
- 8) 金子、永山、波多野、佐々木: コンクリート動的引張強度の 特性に関する検討、土木学会第54回年次学術講演会、pp864-865、 1999.9

A STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF REDEVELOPED DAM

Budget: Grants for operating expenses

General account

Research Period: FY2011-2015

Research Team: Dam and Appurtenant Structures

Research Team, Hydraulic

Engineering Research Group

Author: YAMAGUCHI Yoshikazu

KONDO Masafumi KIRINASHIZAWA Toru

Abstract: The dam redevelopment project, which means making good use of an existing dam and enhancing its function, is one of the most effective method to meet the changing needs for flood control or water use in both economic and environmental terms. In recent years, projects with large-scale dam heightening and drilling dam body for installing new or additional conduit has been increased. On the other hand, an effort to evaluate seismic performance of dams has started on the background of rising public concern with the safety of various civil engineering structures. However, an evaluation method that considers structural features of redeveloped dam has not been established. In this study, methods to evaluate seismic performance of redeveloped concrete gravity dams which is the most typical pattern of dam redevelopment project in Japan are studied.

In this year, firstly, an investigation on the behavior of actual redeveloped dams was carried out based on measurement data of actual heightened and drilled dams. Secondly, a numerical analysis on the behavior of heightened and drilled dams considering their retrofit process and large earthquake motion was conducted. In addition, dynamic tensile strength of dam concrete, which plays very important role in seismic performance evaluation of concrete dams are reviewed based on various experimental data from both test results in a recent dam project and relevant past studies.

Key words : Concrete gravity dam, Dam heightening, Installing new conduit, Seismic performance evaluation, Dynamic tensile strength