

3.6 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：榎村康史、金銅将史、藤田将司

【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⁾が試行されている。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能照査の考え方に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っている。

今年度は、既設堤体上での嵩上げおよび削孔による放流管増設ブロックを対象に、それらの施工過程を考慮して初期応力状態を推定した上で大規模地震を想定した地震応答解析を実施し、再開発ダムで想定される損傷形態について検討し、新設ダムとの相違等を明らかにした。また、大規模地震時における堤体損傷の可能性や損傷過程を地震応答解析により推定する上で必要となるダムコンクリートの引張強度について、動的（急速）载荷や繰返し载荷条件を含む強度試験による実験的検討を行った。さらに両検討の結果を踏まえ、耐震性能照査において必要となる大規模地震時における再開発ダム堤体の挙動推定の基本的考え方の素案を留意点とともに取り纏めた。

キーワード：重力式コンクリートダム、嵩上げ、放流管削孔、耐震性能照査、地震応答解析

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に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、当該ダム地点で考えられる最大級の地震動を想定したダム の耐震性能照査¹⁾が試行されている。しかし、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照査の方法は十分に確立されていない。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とそれに続く充填コンクリートの打設に

あつては、コンクリートの後打設や削孔に伴い堤体内応力の再配分が生じること、施工前、既設ダムを運用しながらとなる施工中、再開発工事完了後では荷重条件が変化することから、考慮すべき堤体の応力状態は通常の新設ダムと異なるものとなる。このため、耐震性能照査にあたっては、まず実際の施工過程を適切に考慮して常時（非地震時）の応力状態を再現する必要があると考えられる。また、大規模地震に対する耐震性能照査においては、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特性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、実際の再開発ダムにおける挙動計測データの分析や再開発ダム の施工過程を反映した FEM 解析により、常時の応力状態を考慮したうえで、大規模地震による影響を適切に評価する方法に

について、動的荷重条件下でのダムコンクリートの動的物性に関する実験的検討や地震応答解析による数値解析的検討により検討している。

今年度は、既設堤体上での嵩上げおよび削孔による放流管増設ブロックを対象に、それらの施工過程を考慮して初期応力状態を推定した上で大規模地震を想定した地震応答解析を実施し、再開発ダムで想定される損傷形態について検討し、新設ダムとの相違等を明らかにした。また、大規模地震時における堤体損傷の可能性や損傷過程を地震応答解析により推定する上で必要となるダムコンクリートの引張強度について、動的（急速）荷重や繰返し荷重条件を含む強度試験による実験的検討を行った。さらに両検討の結果を踏まえ、耐震性能照査において必要となる大規模地震時における再開発ダム堤体の挙動推定の基本的考え方の素案を留意点とともに取り纏めた。

2. 動的荷重条件下でのコンクリートの引張亀裂進展特性の解明

2.1 概要

大規模地震に対する耐震性能照査において重力式コンクリートダム の損傷形態を地震応答解析により推定する上では、ダムコンクリート動的強度特性や軟化特性を適切に考慮する必要がある。これらを把握することを目的として、今年度はダムコンクリートの動的引張強度について、繰返し荷重による影響を含めた実験的検討を行った。

なお、本検討は、ダムコンクリート（RCD用コンクリートおよび外部コンクリート）を想定した配合のコンクリート供試体を用いた室内試験により実施した。

(1) 引張強度試験

地震時における動的荷重条件下でのダムコンクリートの引張強度特性について把握するため、大規模地震時において想定される応力増加速度を考慮した急速荷重条件下での直接引張試験及び割裂引張試験を静的荷重試験とあわせて実施した。割裂引張試験は、引張試験に関する既往研究から、偏心による二次曲げ等の影響により安定した結果を得るのが難しい直接引張試験よりも安定した試験結果が得られるとされていることから実施したものである。また、直接引張試験は、ダム堤体上流部が大規模地震時に受ける実際の引張応力状態（一軸引張）にできるだけ近い状態を再現するために実施したものである。なお、

以下本文中では荷重速度（応力増加速度）条件に応じて、静的荷重条件である $1\text{N/mm}^2/\text{s}$ 未満は「静的」、急速荷重条件である $10\text{N/mm}^2/\text{s}$ 以上は「急速」と呼ぶこととする。

また、大規模地震時は、繰返し応力を受けるため、事前の繰返し荷重有無による比較の試験を実施した。なお、事前の繰返し荷重は急速荷重での実施が難しいため、静的荷重により行い、その後、急速荷重または静的荷重により破壊させた。また、実際の地震時は引張と圧縮の交番荷重を受けるが、今回の試験での事前繰返し荷重は引張領域での荷重・除荷により行った。

(2) 圧縮強度試験

引張強度試験に用いるダムコンクリートの基本物性としての圧縮強度や弾性係数等を把握することを目的として、圧縮強度試験（一軸圧縮試験）を実施した。

2.2 配合試験及び供試体作成

2.2.1 配合試験

供試体用コンクリートの配合は、所要のスランブ値または VC 値が得られるよう単位水量を変化させた配合試験を行って決定した。表-2.1 に決定したコンクリートの配合を示す。同表中の「A 配合」、「B 配合」は、それぞれ本配合は、表-2.2 に示した重力式コンクリートダムでの一般的なダムコンクリートの配合（A 配合は外部コンクリート、B 配合は RCD 用コンクリート）をもとにウェットスクリーニングにより粗骨材最大寸法 $G_{\max}=40\text{mm}$ とした場合を想定した配合である。

なお、スランブ試験は A 配合を対象に「コンクリートのスランブ試験方法」（JIS A 1101）、標準 VC 試験は B 配合を対象に表-2.3 に示す仕様の VC 試験機を用いて「RCD 用コンクリートのコンシステンシー試験方法」（JSCE F 507-2007）に基づき実施した。VC 試験の試験手順は以下のとおりである。

1. 試料（ $\phi 240 \times 200$ ）は各配合 2 回実施し、平均値とする。
2. 試料の作製にあたっては、2 層に分けて試料を投入し、突き棒で各層 25 回突く。
3. 表面は金コテなどを用いて均し、容器の上端から 3cm 程度下がるように仕上げる。
4. 振動台に供試体を固定し、円盤を試料表面に設置する。
5. 振動を加え、ペースト分が上昇してくるまでの

表-2.1 供試体作成用コンクリートの配合

配合 区 分	粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラン プ の 範 囲 (cm)	標準 V C の 範 囲 (秒)	空気量 の 範 囲 (%)	水 セ ム ト 比 W/C (%)	細骨材 率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					混和剤 マスター ボ [®] ザリス No.8 (C×%)	備考	
							水 W	セメント C	細骨材 s	粗 骨 材 S				
										80～ 40mm	40～ 20mm	20～ 5mm		
A配合	40	3±1	－	3.2～ 5.7	49.3	41.7	139	282	785	－	564	564	0.25	外部コンク リート
B配合	40	－	20±10	3.2～ 5.7	74.7	41.7	118	158	876	－	630	630	0.25	RCD用コンク リート

表-2.2 参考とした実ダムでの配合

配合 区 分	粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラン プの 範囲 (cm)	標準 V C の範囲 (秒)	空気量 の範囲 (%)	水 セ メント 比 W/C (%)	細骨材 率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					混和剤 マス ター ポ ゾ リス No.8 (C×%)	備考	
							水 W	セ メント C	細骨材 s	粗 骨 材 S				
										80～ 40mm	40～ 20mm	20～ 5mm		
外部コンクリート	80	3±1	－	3.5±1	53.2	30.0	117	220	605	580	435	435	0.25	
RCD用コンクリート	80	－	20±10	3.5±1	79.2	30.0	95	120	662	635	476	476	0.25	

時間を測定する。(VC 値：秒)

- 試験完了後の試料の単位容積質量を求める。深さの測定はデプスゲージを使用して、代表4箇所について行う。
- VC 値と締固め密度を得る。

表-2.3 標準VC試験機仕様

モールド寸法	内径24cm×内高22cm
載荷質量	20kg
振動台振動数	3,000cpm
振動台全振幅	1mm

本配合に用いた材料は、セメントは普通ポルトランドセメント、骨材は粗骨材が青梅産砂岩の碎石、細骨材は大井川水系の陸砂である。また、混和剤としてAE減水剤遅延形マスターポゾリス No.8 を添加した。

2.2.2 供試体作製

(1) 供試体作製

供試体寸法は、全供試体で直径15cm×30cmの円柱とした。

作製方法は、A配合（有スランプ）は鋼製型枠に2層に詰め、1層につき棒上バイブレーターで3点締固めた後、突き穴が無くなりモルタルが上面に浮きあがる程度木槌により締固めた。

B配合（スランプゼロ）は、鋼製型枠に3層に詰

め、1層に突き棒で25回突き固めた後、モルタルが表面に浮き上がってくるまで振動タンパにより10秒/層程度締固めた。（写真-2.1）なお、各層間の締固め後は、突き棒で平滑面をかき乱して次層との馴染みをよくした。

供試体上面は翌日セメントペーストキャッピングを施し、材齢2日で脱型し、約3ヶ月間恒温水槽で



写真-2.1 供試体作製（タンパ締固め）状況

養生を行った。

2.3 圧縮強度試験

(1) 試験方法

圧縮強度試験は、JIS A 1108「コンクリートの圧縮試験方法」により行った。また、ひずみ計測をひずみゲージでJIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」による方法で行った他、補足的に変位計（固定部と稼働側加圧版の間2箇所）により行っ

た。試験材齢は、91～92 日である。

試験の実施状況を写真-2.2 のとおり示す。



写真-2.2 圧縮強度試験状況

(2) 試験結果

圧縮強度試験の試験ケースおよび結果の一覧を表-2.3 に示す。なお、静弾性係数については、ひずみゲージの値を用いて、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」により算出した。

表-2.3 圧縮強度試験結果一覧

配合	ピーク強度		静弾性係数	
	N/mm ²		kN/mm ²	
	各値	平均	各値	平均
A	50.4	50.2	34.3	35.2
	51.2		35.3	
	48.9		35.9	
B	22.5	22.5	31.9	32.2
	22.2		33	
	22.9		31.6	

2.4 引張強度試験

2.4.1 試験方法

(1) 試験方法

引張強度試験は、割裂試験および直接引張試験により実施した。なお、今回の試験では、割裂試験はA配合及びB配合、直接引張試験はB配合のみ実施した。載荷速度は、単調載荷時については、静的載荷条件から急速載荷の両条件とした。急速載荷での載荷速度は、大規模地震時において重力コンクリートダム内で生じる可能性のある応力増加速度を考慮し、100N/mm²程度とした。なお、両試験とも単調載荷のみによる破壊ケースと、事前繰返し載荷後に単調載荷して破壊させるケースを実施した。供試体の

材齢は、100～115 日である。以下、各試験の手順を述べる

i) 割裂試験

割裂試験は、JIS A 1113「コンクリートの割裂引張強度試験方法」を基本に、破壊させる際の載荷速度および事前繰返しの有無を変化させて行った。

試験手順は、以下のとおりである。

a) 供試体の加工

ひずみゲージ貼付を確実にを行うため、あらかじめ供試体の上下端 30mm をコンクリートカッターで切除し良質で平滑な面を露出させた。（この結果、供試体長さは 240mm となった。）なお、A配合の供試体については、試験装置の許容上限荷重を考慮して、供試体全長が 20cm となるよう上下端部 50mm を切除した。

b) ひずみ計測

歪みの計測は急速載荷試験ではサンプリング速度をかなり大きくする必要のあることから、これに対応可能な計測方法として歪みゲージによることとした。

供試体の切断両面に、ひずみゲージを図-2.1 に示すとおり、想定破断面をカバーするように水平方向に貼付し、データロガーに接続して時々刻々の歪み値を記録した。

c) 載荷治具

載荷方法は、圧縮荷重が均等に伝達されるよう、専用の鋼製載荷版（図-2.1）を製作し、この載荷版を通じて供試体に載荷する方法とした。なお、載荷速度等は各試験条件に応じて行う。

以上による割裂試験の実施状況を写真-2.3(a)～(c)に示す。

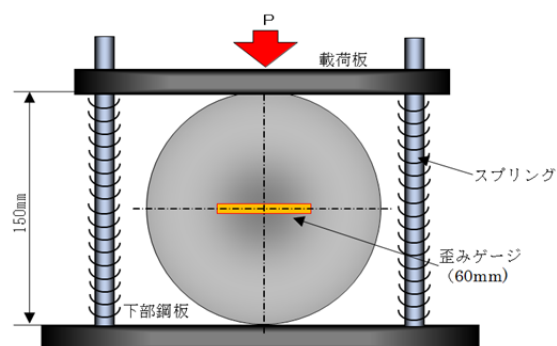
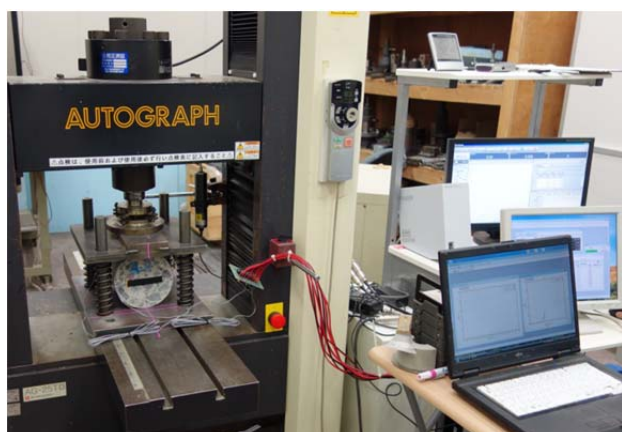
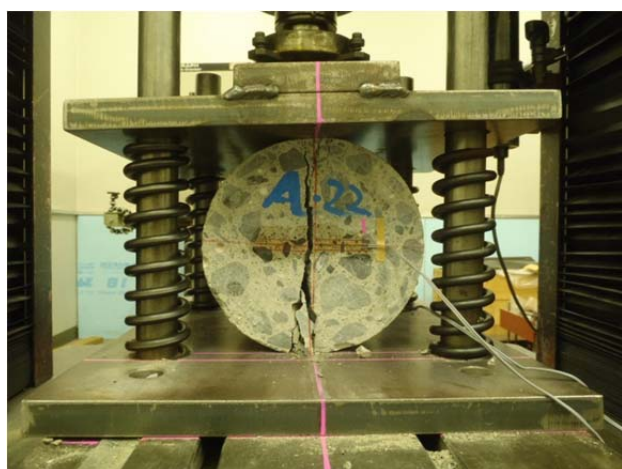


図-2.1 割裂引張試験（概念図）



(a) 試験状況（静的载荷）



(b) 割裂破断状況



(c) 供試体破断面

写真-2.3 割裂引張強度試験の状況

ii) 直接引張試験

直接引張試験は、破壊面が規定されている割裂引張試験より安定的な結果を得るのが難しいとされ、コンクリートを対象として既往の研究⁴⁾では供試体の形状や固定方法など試験方法に様々な工夫が試みられているが、規格化された試験方法が確立してい

ない。本研究では以下の手順により実施した。

a) 供試体の加工

治具への接着を確実にを行うため、供試体の上下端 30mm をコンクリートカッターで切除し良質で平滑な面を露出させる。（この結果、供試体長さは 240mm となった。）

b) ひずみ計測

歪みの計測は急速载荷試験ではサンプリング速度をかなり大きくする必要があることから、これに対応可能な計測方法として歪みゲージによることとした。

供試体の切断両面に、ひずみゲージを図-2.2 に示すとおり、応力集中により破断面となることが想定された治具縁部または打継面をカバーするように高さ方向に 4 本、上下の治具縁部に各 2 本を貼付し、データロガーに接続して時々刻々の歪み値を記録した。なお、治具縁部のひずみゲージについては、治具に埋まっている範囲が接着剤の拘束を受ける可能性があるため、補足的に計測するものである。また、補足的に変位計（上下の治具間 2 箇所）による変位計測も行った。

c) 载荷治具

供試体には試験機に設置するための治具（鋼製、帽子型形状）を接着し、二次曲げを引き起こす荷重の偏心が生じないように、治具の上下にはベアリング型式のユニバーサルジョイントを取り付け、ピンジョイントを介して各载荷試験機上・下部に固定された治具と接続した。供試体と治具の固定にはエポキシ系接着剤を使用した。

以上による直接引張強度試験の実施状況を写真-2.3(a)～(c)に示す。

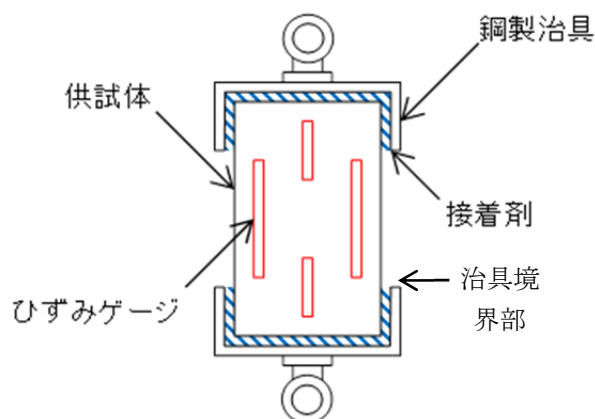
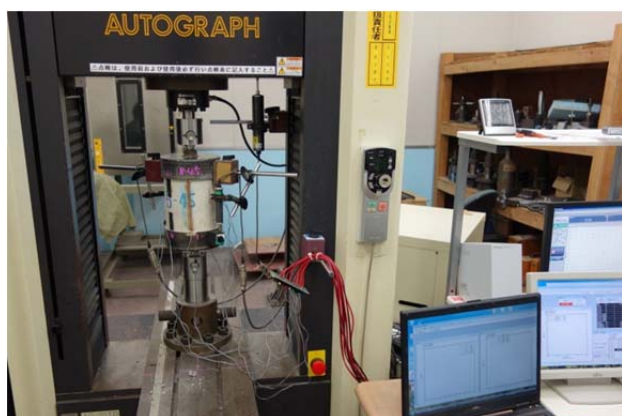


図-2.2 直接引張試験（概念図）



(a) 試験状況（静的荷重）



(b) 供試体破断状況



(c) 供試体破断面

写真-2.4 直接引張強度試験の状況

(2) 荷重方法

i) 荷重パターン

各試験とも単調荷重（静的荷重・急速荷重）のみによる破壊ケースと、事前繰返し後に単調荷重して破壊させるケースを実施した。荷重方法の概念図を図-2.3に示す。

破壊時の急速荷重速度は $100\text{N/mm}^2/\text{s}$ 程度となるよう実施した。ただし、事前繰返し荷重については、地震時の荷重速度による繰返しが理想的ではあるが、試験機の性能上動的荷重での実施が難しいため、引張領域での静的な繰返し荷重をピーク荷重の 80%に相当する荷重を上限、同 10%に相当する荷重を下限とし、この間で荷重・除荷を 10 回繰り返すことにより行った。

なお、急速荷重速度および事前繰返し回数は、図-2.4 に示す最大主応力の時刻歴波形を参考に決定した。図-2.4 は、嵩上げダムおよび放流管増設ブロックの解析と同じ図-3.4 に示す地震動（水平最大加速度 341gal ）に対して、堤高 100m の一般的な重力式コンクリートダムで数値解析をした結果、上流端堤敷部に発生した最大主応力の値である。この結果では、応力増加速度の最大値は約 $98\text{N/mm}^2/\text{s}$ であった。また、ピーク強度の 80%を超える荷重はピークを除いて計 1 回で、70%を超える荷重はピークを除いて計 4 回であったが、試験の繰返し回数は安全側を見て 10 回を基本とした。

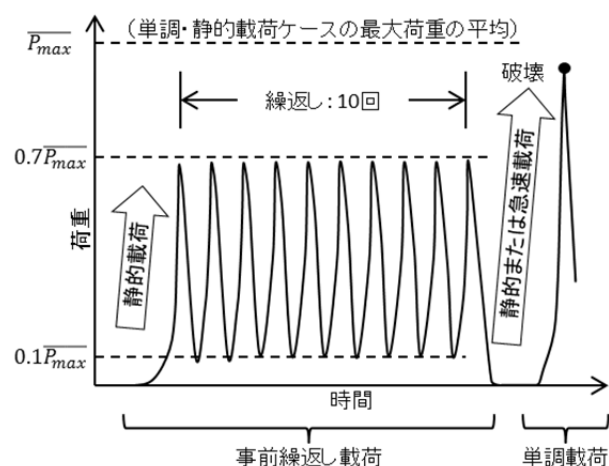


図-2.3 荷重方法（概略図）

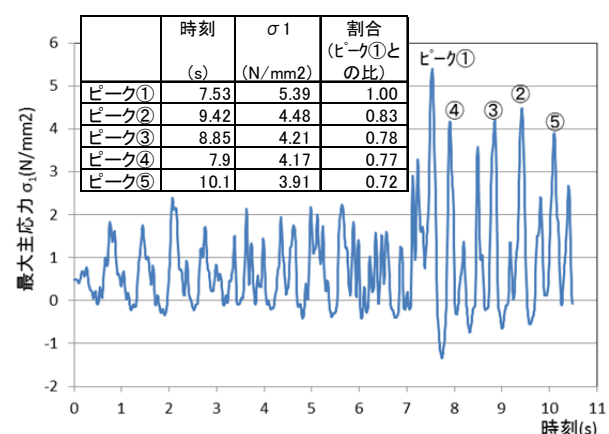


図-2.4 最大主応力の時刻歴波形の事例

ii) 載荷試験機

① 静的載荷

事前の繰返し載荷及び破壊のための単調載荷を含めた全ての静的載荷は、写真-2.3(a)および写真2.4(a)に示す万能試験機（最大ロードセル秤量250kN）を用いて実施した。

② 急速載荷

急速載荷試験は、油圧をアキュムレータ部分に蓄圧させ、その圧力を急激に解放させることにより所定の載荷速度を得ることができるサーボ式急速載荷試験装置（図-2.5、防衛大学校所有）を用いて行った。同試験装置では、載荷速度の制御は、油圧制御バルブを機械的に一定速度で作動させることにより試験機の変位速度を設定できるようになっている。

以上による急速載荷引張試験の実施状況を写真-2.5および写真-2.6に示す。

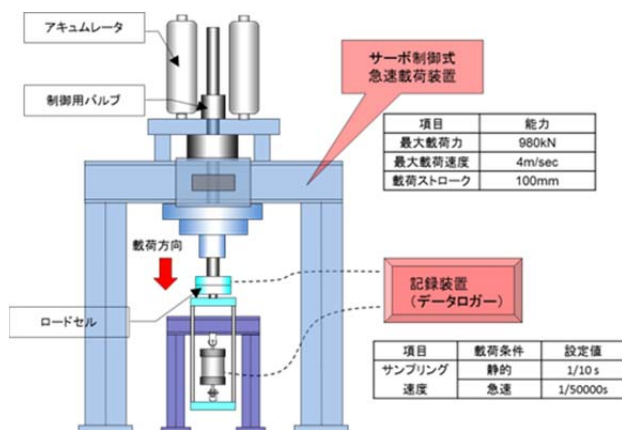


図-2.5 急速載荷試験装置



写真-2.5 急速載荷での割裂試験



写真-2.6 急速載荷での直接引張試験

2.4.2 引張強度試験結果・考察

(1) 試験結果

引張強度試験の試験ケースおよび試験結果一覧を表-2.4（割裂試験）および表-2.5（直接引張試験）に示す。また、引張強度試験から得られた応力-歪み曲線の代表事例を図-2.6(a)～(b)に示す。表-2.4、2.5中の引張強度はピーク強度（最大応力値）である。なお、応力値は、直接引張試験では荷重／断面積、割裂引張試験では以下の（2.1）式により算出した。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dL} \dots \dots \dots (2.1)$$

ここに、 σ_t ：引張強度（N/mm²）、P：荷重（N）、d：供試体の直径（mm）、L：供試体長さ（mm）

弾性係数（引張領域）は、直接引張試験における応力-歪み曲線の直線区間の傾きで、単調載荷のケースは原点とピーク応力点の1/3点の応力となる点を結んだ直線の勾配として算出した（図-2.7）。また、繰返し載荷後単調載荷により破壊させたケースでは事前繰返し後の荷重ゼロとなった点とピーク応力点の1/3点の応力となる点を結んだ直線の勾配として算出した。なお、弾性係数の算出に用いるひずみ値は直接引張試験は中央の4箇所のひずみゲージの平均値を用いた。

載荷速度は応力増加速度及び歪み速度により示すこととした。

応力増加速度は、基本的には載荷中の応力値の時間変化率（応力の時刻履歴曲線上のピーク応力点とピーク応力の1/3の応力の点を結んだ直線の勾配

表-2.4 割裂引張試験結果

(a)割裂引張試験結果 (A 配合)

	配合	事前繰返し 载荷	载荷条件 (破壊時)	ピーク強度 (最大強度) (N/mm ²)	応力増加速度		歪み速度	備考
					事前载荷時 (N/mm ² /s)	破壊時 (N/mm ² /s)	破壊時 (1/s)	
1	A配合	なし	静的	4.188	—	0.060	8.94E-06	
2	〃	〃	〃	4.446	—	0.060	1.96E-05	
3	〃	〃	〃	4.957	—	0.060	1.25E-05	
4	〃	〃	〃	4.381	—	0.060	1.55E-05	
5	〃	〃	〃	4.479	—	0.060	1.46E-05	
6	〃	〃	〃	4.755	—	0.060	1.29E-05	
7	〃	〃	急速	6.994	—	171.385	4.31E-02	
8	〃	〃	〃	6.186	—	59.627	1.45E-02	
9	〃	〃	〃	6.438	—	101.172	7.68E-03	
10	〃	0.5倍×10回	静的	4.683	0.060	0.060	1.13E-05	
11	〃	〃	〃	4.421	0.060	0.060	3.88E-06	
12	〃	0.7倍×10回	〃	4.314	0.060	0.064	4.70E-06	
13	〃	〃	〃	4.213	0.060	0.060	5.54E-06	
14	〃	0.8倍×10回	〃	4.496	0.060	0.060	9.36E-06	
15	〃	〃	〃	4.312	0.060	0.060	3.02E-06	
16	〃	〃	〃	4.576	0.060	0.060	8.16E-06	
17	〃	〃	急速	6.573	0.060	280.839	1.98E-02	
18	〃	〃	〃	6.268	0.060	179.991	2.84E-02	
19	〃	〃	〃	5.650	0.060	65.137	9.18E-03	
20	〃	〃	〃	6.926	0.060	111.536	1.08E-02	

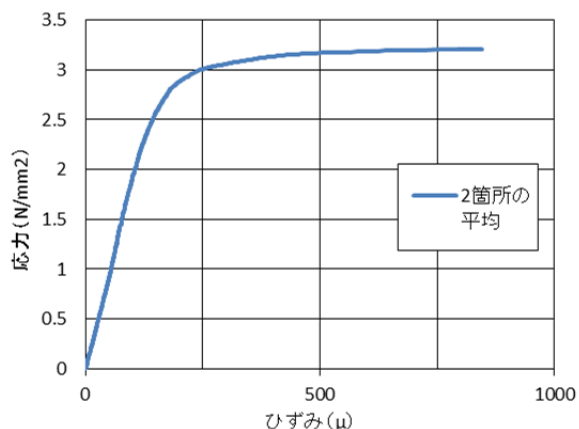
(b)割裂引張試験結果 (B 配合)

	配合	事前繰返し 载荷	载荷条件 (破壊時)	ピーク強度 (最大強度) (N/mm ²)	応力増加速度		歪み速度	備考
					事前载荷時 (N/mm ² /s)	破壊時 (N/mm ² /s)	破壊時 (1/s)	
1	B配合	なし	静的	3.202	—	0.060	5.86E-05	
2	〃	〃	〃	2.851	—	0.060	2.38E-06	
3	〃	〃	〃	3.370	—	0.060	9.32E-06	
4	〃	〃	〃	3.127	—	0.060	7.17E-05	
5	〃	〃	〃	3.365	—	0.060	3.19E-06	
6	〃	〃	〃	3.410	—	0.060	1.84E-05	
7	〃	〃	急速	4.431	—	119.919	4.46E-02	
8	〃	〃	〃	4.420	—	44.031	2.89E-03	
9	〃	〃	〃	3.978	—	227.226	7.89E-03	
10	〃	0.5倍×10回	静的	2.756	0.060	0.059	2.05E-05	
11	〃	〃	〃	3.134	0.060	0.059	3.86E-05	
12	〃	〃	〃	3.586	0.060	0.059	2.45E-06	
13	〃	0.7倍×10回	〃	3.132	0.060	0.059	2.62E-06	
14	〃	〃	〃	2.996	0.060	0.060	1.04E-05	
15	〃	〃	〃	2.650	0.060	0.060	4.73E-06	
16	〃	0.8倍×10回	〃	2.915	0.060	0.060	4.35E-06	
17	〃	〃	〃	3.198	0.060	0.060	6.19E-06	
18	〃	〃	〃	3.616	0.060	0.066	4.23E-06	
19	〃	〃	急速	4.357	0.060	129.156	8.28E-03	
20	〃	〃	〃	4.199	0.060	48.048	8.42E-03	
21	〃	〃	〃	4.578	0.060	244.856	4.63E-02	

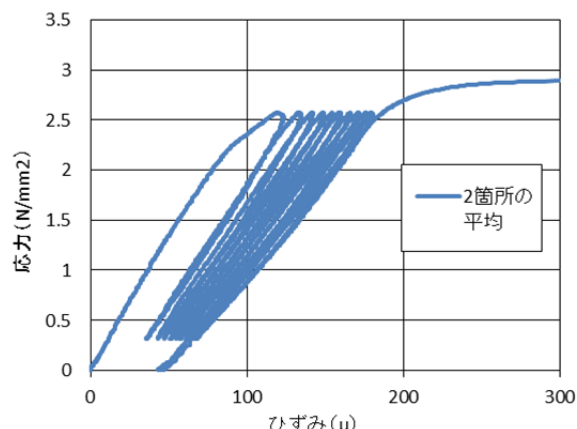
表-2.5 直接引張試験結果

	配合	事前繰返し 載荷	載荷条件 (破壊時)	ピーク強度 (最大強度) (N/mm ²)	応力増加速度		歪み速度 破壊時 (1/s)	弾性係数 (N/mm ²)	備考
					事前載荷時 (N/mm ² /s)	破壊時 (N/mm ² /s)			
1	B配合	なし	静的	1.070	—	0.033	1.837E-06	33,327	
2	〃	〃	〃	1.053	—	0.094	4.966E-06	40,733	
3	〃	〃	〃	1.185	—	0.078	3.500E-06	46,172	
4	〃	〃	〃	1.113	—	0.050	2.234E-06	25,641	
5	〃	〃	〃	1.135	—	0.054	2.334E-06	51,471	
6	〃	〃	〃	1.184	—	0.071	4.190E-06	46,032	
7	〃	0.7倍×1回	急速	1.349	—	23.030	1.005E-03	30,283	
8	〃	〃	〃	1.519	—	43.141	5.235E-03	31,131	
9	〃	〃	〃	1.431	—	37.594	3.334E-03	25,671	
10	〃	〃	〃	1.668	—	249.965	6.700E-03	30,402	
11	〃	なし	〃	1.268	0.060	—	—	—	※
12	〃	〃	〃	1.291	0.060	—	—	—	※
13	〃	〃	〃	1.307	0.060	—	—	—	※
14	〃	〃	〃	1.300	0.060	—	—	—	※
15	〃	〃	〃	1.527	0.060	—	—	—	※
16	〃	0.5倍×10回	静的	1.030	0.060	0.044	1.696E-06	32,570	
17	〃	〃	〃	1.125	0.060	0.037	1.493E-06	40,035	
18	〃	〃	〃	1.132	0.060	0.049	1.648E-06	26,883	
19	〃	〃	〃	1.183	0.060	0.044	1.854E-06	27,542	
20	〃	〃	〃	1.066	0.060	0.036	1.961E-06	34,965	
21	〃	〃	〃	1.266	0.060	0.041	2.362E-06	36,015	
22	〃	0.7倍×10回	〃	1.140	0.060	0.045	2.425E-06	24,904	
23	〃	〃	〃	1.148	0.060	0.049	2.323E-06	23,457	
24	〃	〃	〃	0.994	0.060	0.053	2.099E-06	25,813	
25	〃	〃	〃	1.102	0.060	0.048	2.211E-06	24,843	
26	〃	〃	〃	1.171	0.060	0.042	2.130E-06	28,084	
27	〃	〃	〃	1.109	0.060	0.042	1.108E-06	36,964	
28	〃	0.8倍×10回	〃	1.118	0.060	0.052	2.296E-06	24,442	
29	〃	〃	〃	1.160	0.060	0.050	2.361E-06	23,503	
30	〃	〃	〃	1.096	0.060	0.054	2.173E-06	28,926	
31	〃	〃	〃	1.086	0.060	0.052	5.011E-06	16,107	
32	〃	〃	〃	1.105	0.060	0.049	2.067E-06	26,723	
33	〃	〃	〃	1.152	0.060	0.050	2.162E-06	24,761	
34	〃	〃	急速	1.380	0.060	12.875	2.228E-03	22,232	
35	〃	〃	〃	1.575	0.060	55.335	7.535E-03	33,457	
36	〃	〃	〃	1.512	0.060	212.423	1.411E-02	20,857	
37	〃	〃	〃	1.467	0.060	43.516	9.796E-04	27,721	
38	〃	〃	〃	1.595	0.060	236.721	6.218E-03	19,014	
39	〃	〃	〃	1.425	0.060	22.317	1.006E-03	30,550	

※載荷途中の応力・ひずみ減少が多数みられたため、応力増加速度、ひずみ速度の算出が困難であったケース。



(a)単調載荷



(b)繰返し載荷

図-2.6 応力ひずみ曲線の例 (割裂試験)

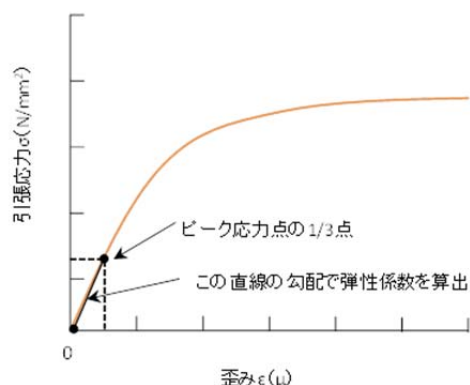


図-2.7 弾性係数（引張領域）の算出方法

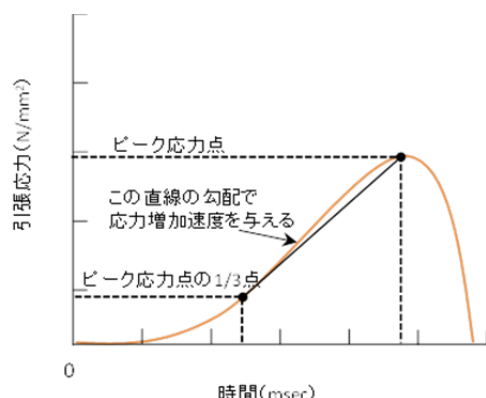
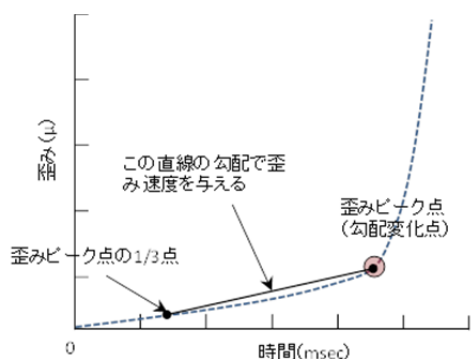
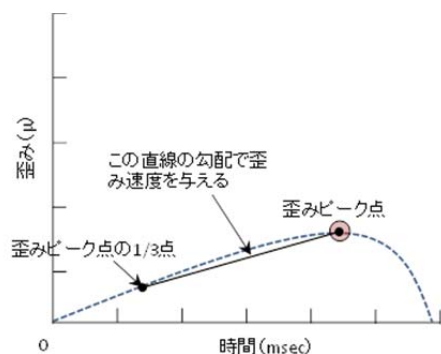


図-2.8 応力増加速度算出方法



(a) 歪みゲージ内で破断した場合



(b) 歪みゲージ外で破断した場合

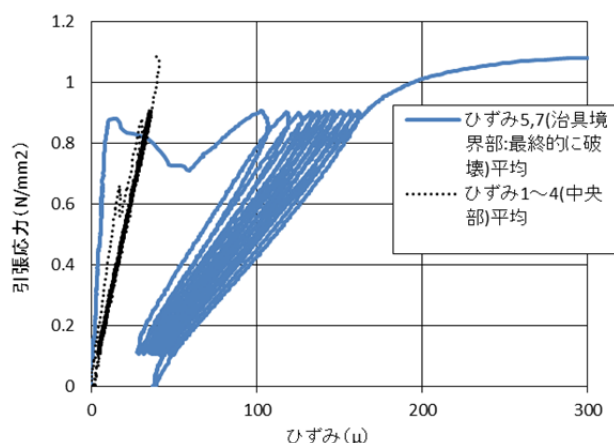
図-2.9 歪み速度算出方法

(図-2.8))として算出した。

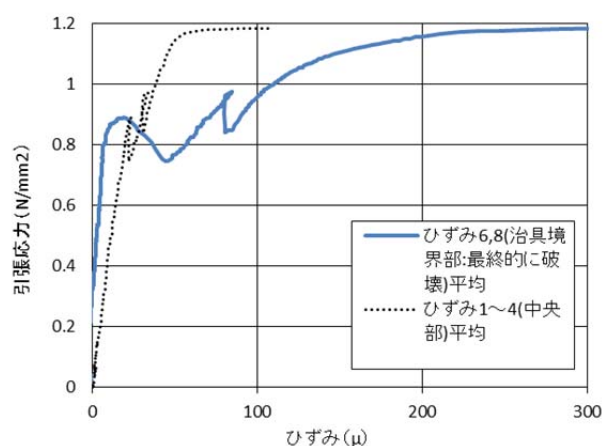
歪み速度は、基本的には高さ方向の歪みゲージから得られた時々刻々の時間変化率（歪みの時刻履歴曲線上の破断時歪みとその1/3の歪みとなる点を結んだ直線の勾配(図-2.9(a), (b))として算出した。ただし、事前繰返し載荷ケースでは、事前載荷が終了し除荷後の単調載荷時のひずみ速度とした。なお、ひずみ速度の算出に用いるひずみ値は、割裂試験は2箇所の歪みゲージの平均値、直接引張試験は中央の4箇所のひずみゲージの平均値を用いた。

なお、今回の直接引張試験においては、全てのケースで載荷途中（最大荷重の50～80%程度）に異音とともに応力及びひずみが一時的に減少する現象が見られ、その後、応力・ひずみが再度増加し、破壊に至った。直接引張試験の応力-ひずみ曲線の例を図-2.10(a), (b)に示す。同図からわかるとおり、一時的な応力・ひずみの一時的な減少が起こる前の応力-ひずみ曲線の勾配は、再度、応力・ひずみが増加する際の勾配よりも大きく、その値は、同様の現象がない割裂試験での応力-ひずみ曲線の勾配より大幅に大きい。このことから、一時的な応力低下は、荷重増加に伴い、治具・供試体間の接着面の一部剥離に伴う局所的な応力解放によるものと推察される。しかしながら、その後の破壊までの応力-ひずみ曲線は割裂試験とほぼ同様の形状のものが得られたことから、割裂試験の場合に比べ信頼性はやや劣ると考えられるものの、直接引張試験での応力増加速度およびひずみ速度を、図-2.11(a), (b)に示すとおり、一時的な応力・ひずみ減少後、応力又はひずみの時刻歴において単調に増加しはじめた点とピーク点（最大応力点、最大ひずみ点）を結ぶ直線の勾配として算出した。各ピーク点と事前繰返し載荷ケースの一部では、ピーク点とピークの1/3点の間に一時的な応力・ひずみの低下が見られなかったケースもあった。この様なケースでの応力増加速度、ひずみ速度は、割裂引張試験同様に、図-2.8および図-2.9に従い算出した。

また、以上のような載荷途中の局所的な応力解放が生じないように、今後の改善点としては、治具の天板部を厚くすること等で、供試体と接着面における応力の偏りを極力小さくすることが考えられる。

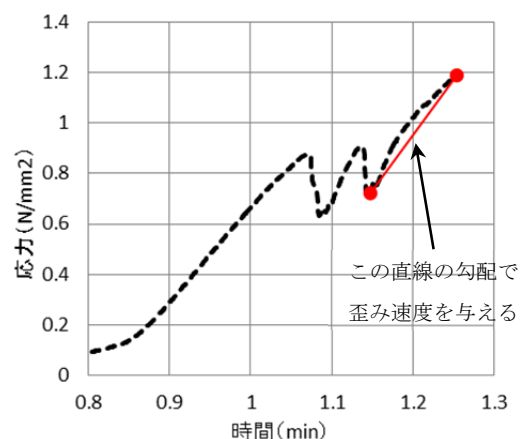


(a)直接引張試験，繰返し载荷

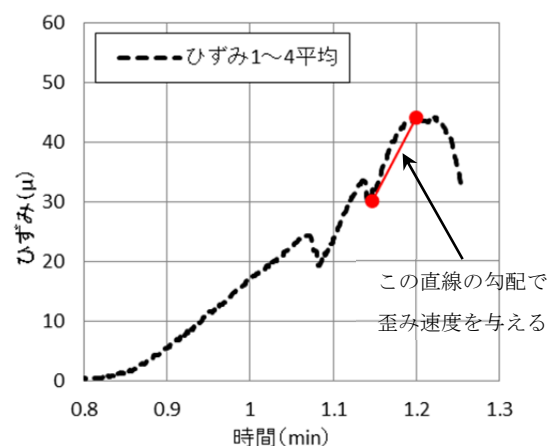


(b)直接引張試験，単調载荷

図-2.10 応力ひずみ曲線の例（直接引張試験）



(a)応力の時刻歴



(b)ひずみの時刻歴

図-2.11 直接引張試験の時刻歴データの例(B-30)

(2) 引張強度と圧縮強度の関係

既往研究⁵⁾における载荷（载荷速度 $0.01\text{N/mm}^2 \sim 0.1\text{N/mm}^2$ ）での一軸圧縮強度と静的・単調载荷での引張強度の関係に今回実施した単調・静的载荷ケースの結果を加えて図-2.12に示す。静的・単調载荷での割裂引張強度、直接引張強度とも、一軸圧縮強度に対する比はほぼ既往研究の範囲内であることがわかる。

また、一般にコンクリートの割裂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ことなどから、割裂強度より直接引張強度が小さくなると考えられ、図-2.12に示した既往研究においてこの傾向が認められるが、この点は今回の試験でも同様であった。

なお、今回の試験では直接引張強度のばらつきが既往研究に比べて小さいが、これはほぼ全てのケースで破断面が治具縁部で生じたことから当該箇所での

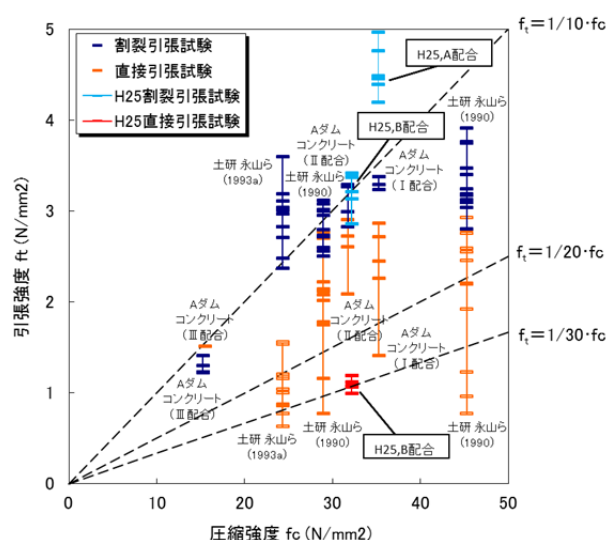


図-2.12 圧縮強度と引張強度の関係
(载荷速度 $0.01 \sim 0.1\text{N/mm}^2/\text{s}$)

の応力集中による影響で破断面がある程度規定されたことが一因と考えられる。

(3) 荷重速度（ひずみ速度）による影響

i) 割裂試験

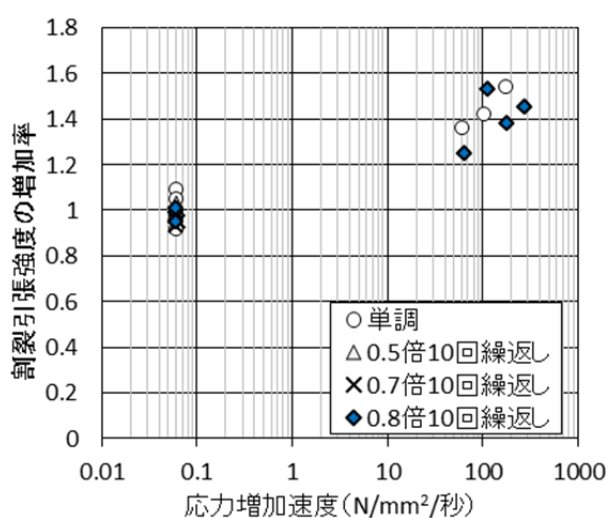
割裂試験での荷重速度（応力増加速度）と引張強度（ピーク強度）の単調・静的荷重ケースでの平均値に対する増加率との関係を図-2.13に示す。また、荷重速度を歪み速度として同様の整理をした結果を図-2.14に示す。

割裂試験での引張強度は、静的荷重に比べ急速荷重では明らかに増加する傾向が見られ、今回の試験での荷重条件では静的荷重時の1.3～1.5倍程度（A配合）、1.2～1.4倍程度（B配合）となった。

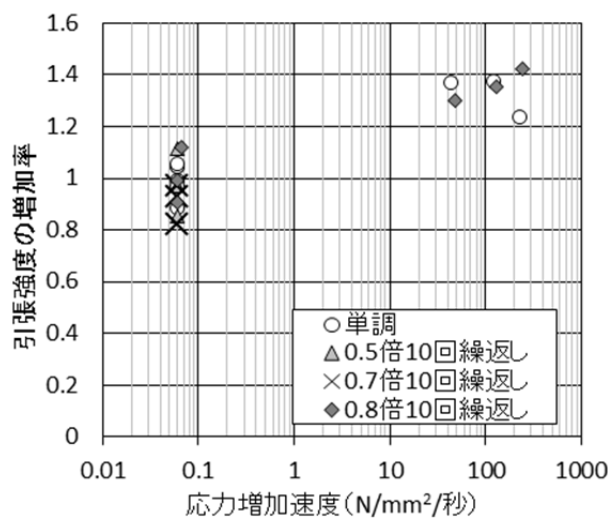
ii) 直接引張試験

直接引張試験での荷重速度（応力増加速度）と引張強度（ピーク強度）の単調・静的荷重ケースでの平均値に対する増加率との関係を図-2.15(a)に示す。また、荷重速度と歪み速度として同様の整理をした結果を図-2.15(b)に示す。

直接の引張強度についても荷重速度に比べ、急速荷重になると明らかに増加する傾向が見られ、今回の試験での荷重条件では静的荷重時の1.2～1.5倍程度（B配合）となっている。

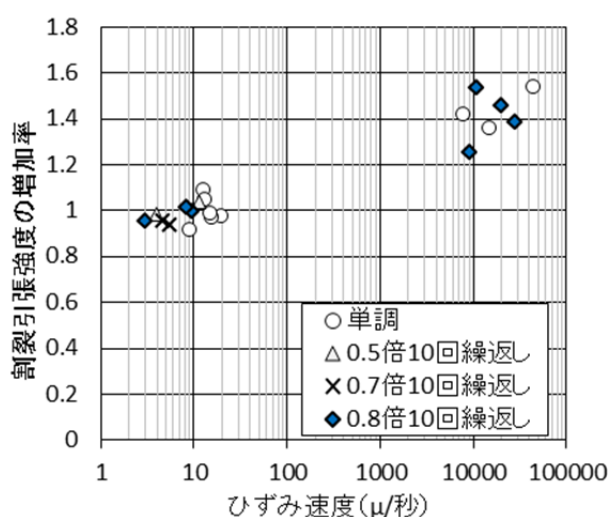


(a) A 配合

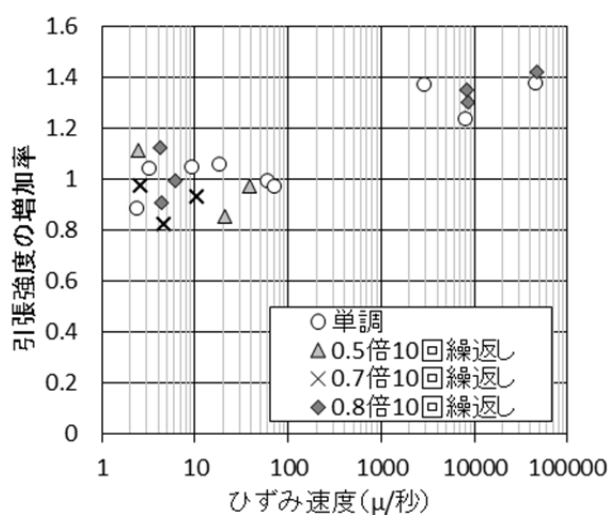


(b) B 配合

図-2.13 応力増加速度と割裂引張強度の増加率の関係（割裂引張強度）

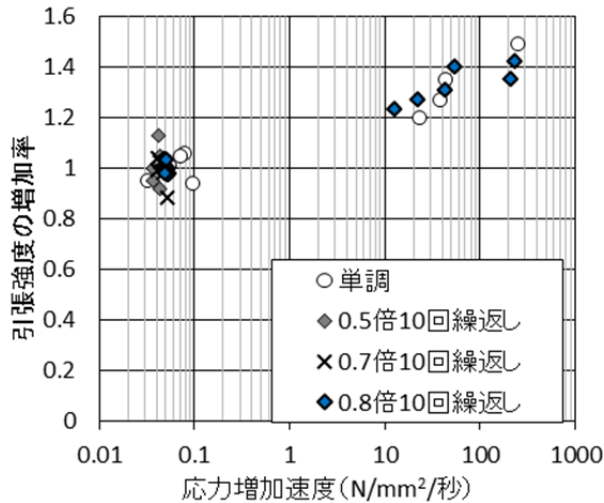


(a) A 配合

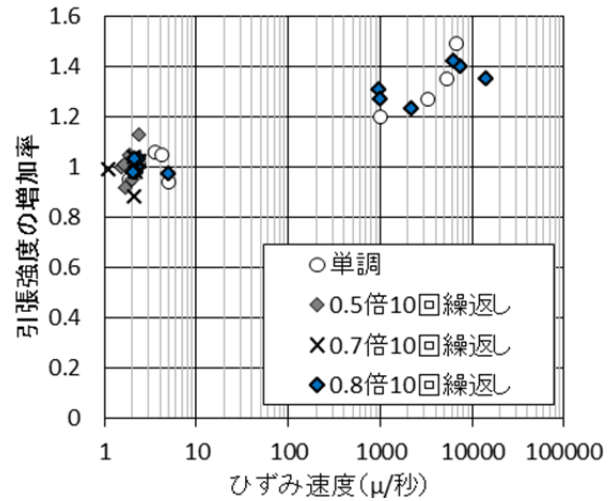


(b) B 配合

図-2.14 ひずみ速度と割裂引張強度の増加率の関係（割裂引張強度）



(a) 応力増加速度と直接引張強度の増加率



(b) ひずみ速度と直接引張強度の増加率

図-2.15 載荷速度と引張強度の増加率(直接引張試験:B 配合)

参考として、一般のコンクリートを対象にその引張強度とひずみ速度の関係について各者による既往研究を整理した藤掛⁶⁾の結果に本研究のほか永山⁵⁾、⁷⁾らによるダムコンクリートについてのデータ等を加筆したものを図-2.16 に示す。今回の結果は、 10^{-1} (sec)程度以下のひずみ速度範囲に限られるが、一般のコンクリートや既往研究と概ね整合する結果であることがわかる。

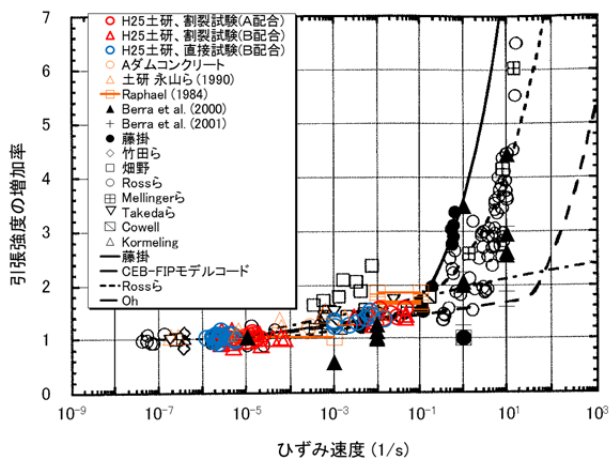


図-2.16 ひずみ速度と引張強度の増加率の関係

(4) 事前繰返し載荷による影響

事前繰返し載荷の有無による引張強度の比較を表-2.6 に示す。今回実施した静的載荷による事前繰返し載荷では、いずれのケースでも事前繰返し載荷を行わないケースと比べ、明確な引張強度の低下は認められなかった。

よって、今回行ったコンクリート（ダムの外部コ

ンクリートやRCD用コンクリート）については、事前載荷による10回程度の繰返しが影響を受ける可能性があるのはピーク強度の80%よりも大きい強度と考えられる。

表-2.6 引張強度の繰返し有無による比較

配合	試験	事前繰返し載荷の有無	静的	急速	急速／静的
			0.06 N/mm ² /s	(A割裂) 59~281 (B割裂) 44~245 (B直接) 18~120 N/mm ² /s	
A 配合	割裂引張 (N/mm ²)	①なし	4.53 (n=6)	6.54 (n=3)	1.44
		②あり※ ¹	4.46 (n=3)	6.35 (n=4)	1.42
		②／①	0.98	0.97	
B 配合	割裂引張 (N/mm ²)	①なし	3.22 (n=6)	4.28 (n=6)	1.33
		②あり※ ¹	3.24 (n=3)	4.38 (n=3)	1.35
		②／①	1.01	1.02	
	直接引張 (N/mm ²)	①なし※ ²	1.10 (n=6)	1.49 (n=4)	1.36
		②あり※ ¹	1.12 (n=6)	1.49 (n=6)	1.33
		②／①	1.02	1.00	

3. 嵩上げダムの応力解析と損傷形態の推定

3.1 目的

既設堤体上に嵩上げを行うダムは、その施工過程（嵩上げ堤体の施工及び施工中の水位から嵩上げ後の運用水位への水位上昇）を考慮すると、同一形状の新設ダムの場合とは異なるものとなると考えられる。このため、常時の応力状態の相違が大規模地震時の応力状態や損傷形態に及ぼす影響を明らかにするため、施工過程を考慮した常時の応力状態を把握するとともに、大規模地震を想定した地震応答解析を行い、嵩上げダムにおける地震時の挙動について検討した。

昨年度までの検討⁸⁾では、嵩上げ高さ、施工時水位、新旧堤体物性等の条件が及ぼす影響について、地震応答解析（動的解析）による検討を行った。この結果から、施工時水位の違い等による既設堤体の応力状態の相違が、嵩上げ施工後の堤体内応力状態や大規模地震時の損傷範囲に影響を与えることが分かっている。

なお、これまでの検討では嵩上げ後の運用時水位は一定（常時満水位）としていた。そこで、今年度は、嵩上げ後の運用時水位が低下した場合を含め、運用時水位の違いによる影響について検討した。

3.2 解析条件

本検討では、施工過程を考慮した常時（非地震時）の応力、および嵩上げダムの運用開始後に大規模地震を受けた場合に生じる地震時応力（常時応力に地震動により発生する動的応力が加わったもの）について、嵩上げダムの2次元有限要素モデルを用いた線形動的解析により検討するとともに、堤体の損傷形態としてダムコンクリートの引張軟化を考慮した非線形動的解析実施し、これらによって運用時水位の違いが嵩上げダムの堤体内応力や損傷範囲に及ぼす影響について検討した。

各検討項目で基本とする解析モデル（2次元有限要素モデル）の形状及び要素分割を図-3.1及び図-3.2に、物性値をそれぞれ表-3.1、3.2に、引張軟化モデルを図-3.3示す。なお、表-3.2中の破壊エネルギーの値は、堀井ら⁹⁾のダムコンクリートによる破壊エネルギー試験から得られた次式において圧縮強度 $f_c=20\text{N/mm}^2$ 、粗骨材最大寸法 $d_{\max}=150\text{mm}$ として算出した。

$$G_F = (0.79d_{\max} + 80) \times \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0.7} \cdots \cdots (1)^9$$

ここに、

G_F ：破壊エネルギー（N/m）

$d_{\max}$ ：粗骨材最大寸法（mm）

f_c ：圧縮強度（N/mm²）

また、嵩上げダムでは図-3.4に示すように既設堤体自重に嵩上げ部の自重が加わるが、その際施工中の貯水位に応じた静水圧が作用していること、また、嵩上げ後の貯水位上昇により静水圧が増加することを踏まえ、これらの载荷ステップを考慮して解析を実施した。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。動的解析（地震応答解析）では、レイリー減衰を用い、各ケース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（堤体は1次（上下流方向）と3次（鉛直方向）、岩盤は1次（上下流方向）と6次（鉛直方向））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。入力する地震動は1995年兵庫県南部地震の際、震源近傍の重力式コンクリートダムの基礎部で観測された波形をダムの耐震性能照査指針¹¹⁾で考慮される照査用下限加速度応答スペクトル¹²⁾（図3.5）に適合するように振幅調整した図-3.6に示す波形が、堤体底面の流端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。

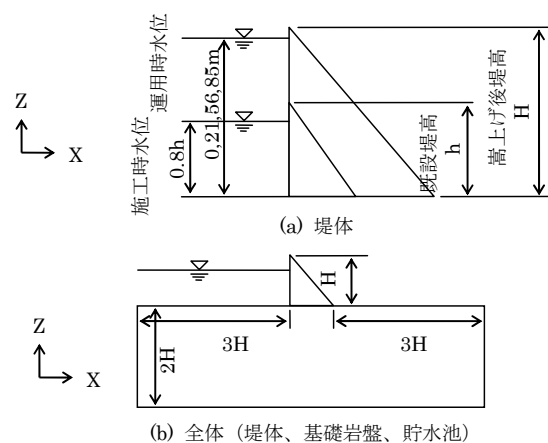


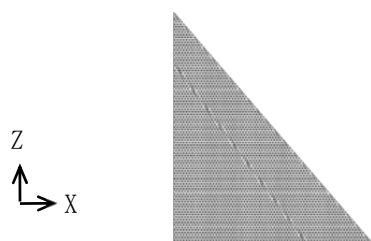
図-3.1 解析モデル形状

表-3.1 解析モデル物性値 (基本値)

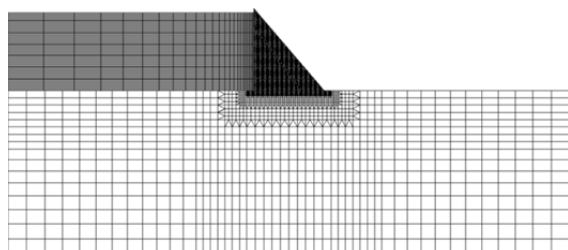
モデル	密度 (kg/m ³)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
堤体 (新旧)	2,300	25,000	0.2
岩盤	2,300	25,000	0.3

表-3.2 引張軟化特性 (非線形解析時)

モデル	引張強度 (N/mm ²)	破壊エネルギー G_F (N/m)	軟化モデル
堤体 (新旧)	2.0	300	図-3.3

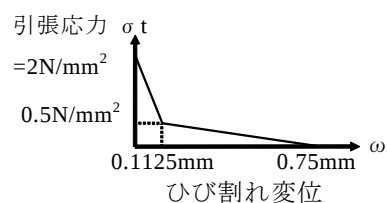
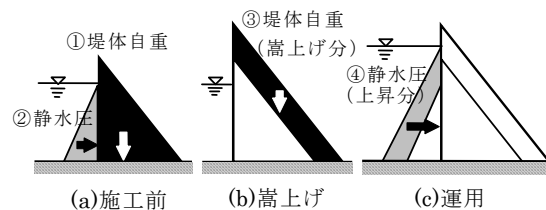
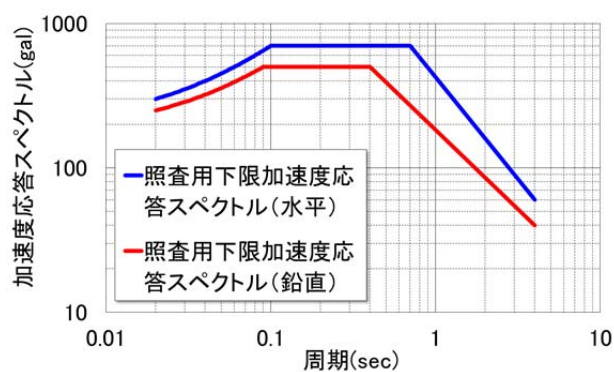
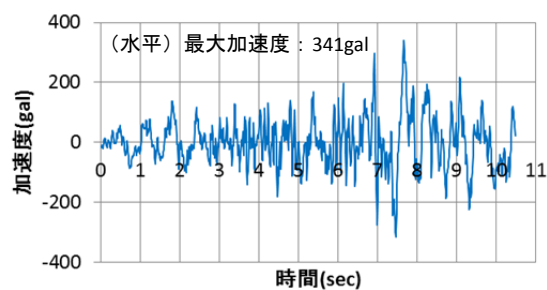


(a) 堤体

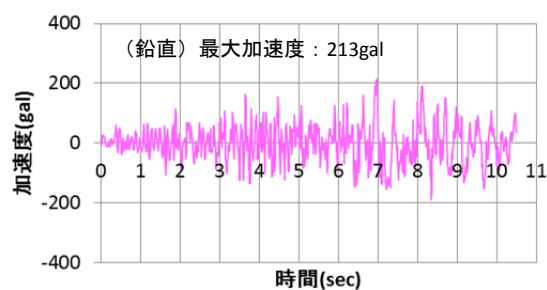


(b) 全体 (堤体、基礎岩盤、貯水池)

図-3.2 解析モデル要素分割

図-3.3 堤体コンクリートの引張軟化モデル¹⁰⁾図-3.4 嵩上げダム常時応力解析手順
(各段階で考慮する荷重)図-3.5 照査用下限加速度応答スペクトル¹²⁾

(a) 上下流方向



(b) 鉛直方向

図-3.6 入力地震動 (堤体底面上流端での再現計算)

3.3 運用時水位の違いによる堤体内応力・大規模地震時の損傷形態への影響

3.3.1 検討方法

解析モデルは既設堤高 $h=70\text{m}$ 、施工時水位 56m 、嵩上げ後堤高 $H=90\text{m}$ とし、運用時水位 0m 、 21m 、 56m （施工時水位と同一）、 85m の各条件で常時応力解析及び大規模地震時の解析を実施した。なお、運用時水位が 0m と 85m の条件については、新設ダムとの比較も行った。

3.3.2 解析結果

常時の応力解析結果を図-3.7 に示す。同図より、運用時水位を施工時水位（ 56m ）よりも高くすると、既設堤体上流端には鉛直方向の引張応力が生じ、下流側での圧縮応力は増加することがわかる。また、逆に運用時水位を施工時水位 56m より低下すると、上流側は圧縮応力が増加し、下流側で引張応力が生じることがわかる。運用水位が同一の新設ダムと比較すると、嵩上げダムでは、運用時水位が高い場合

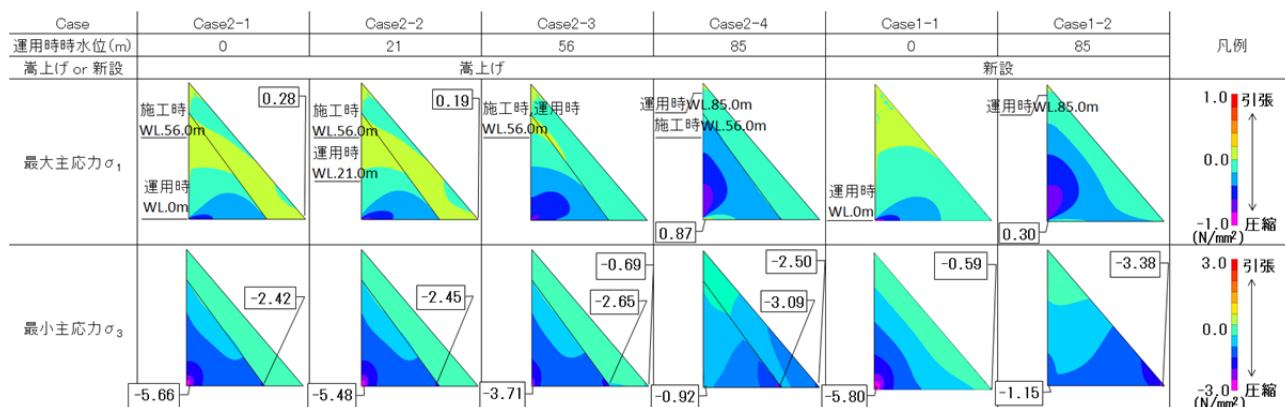


図-3.7 常時応力の分布

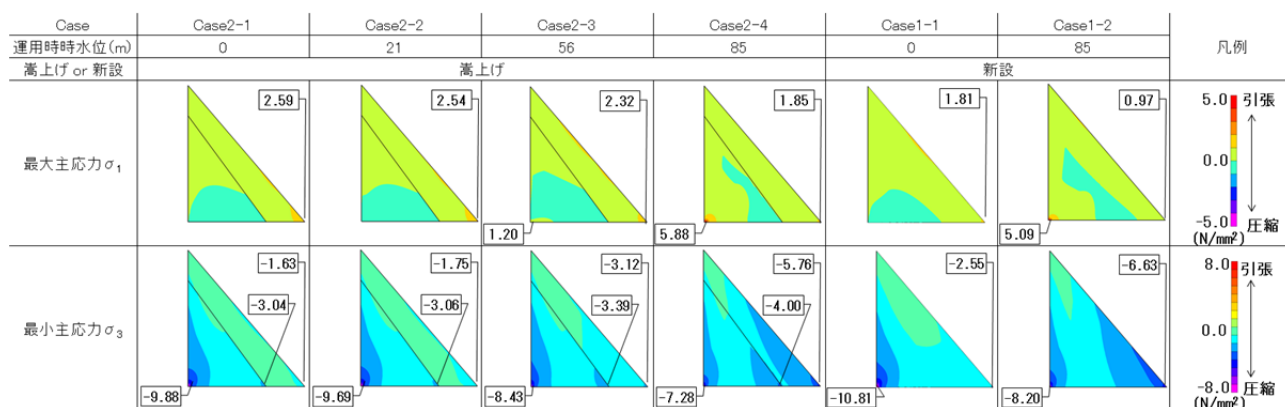


図-3.8 線形解析による大規模地震時の最大応力分布（最大水平加速度 341gal）

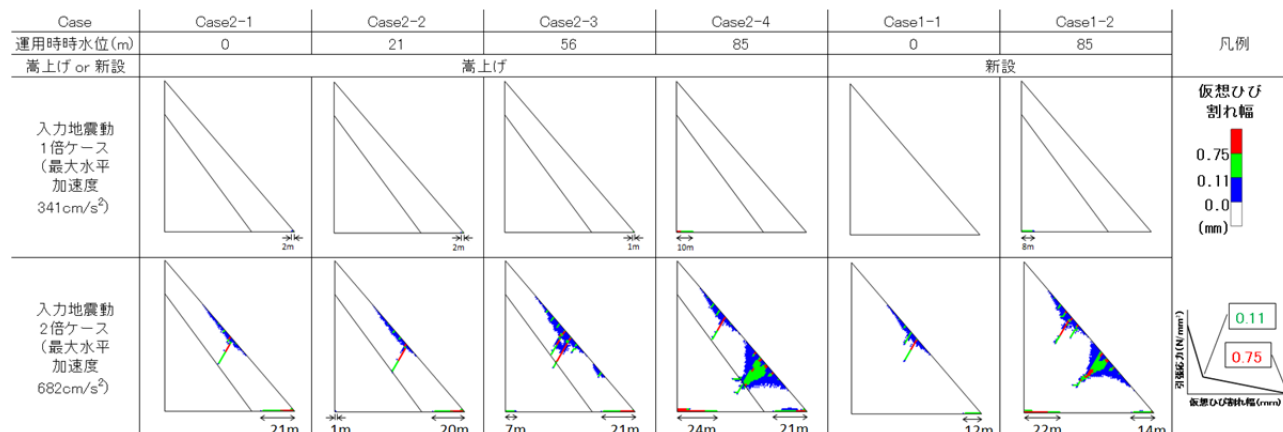


図-3.9 非線形解析による大規模地震時の引張軟化領域

の上流端、運用時水位が低い場合の下流端での常時（非地震時）の引張応力が新設ダムより発生しやすくなっていることがわかる。

大規模地震時の線形動的解析による応力解析結果を図-3.8 に示す。図-3.7 に示した常時（非地震時）に比べ上流端や下流側に引張り応力が発生しやすくなっていることがわかる。なお、上流端に発生する引張応力は運用時水位が高い方が大きく、下流端に発生する引張応力は運用時水位が低い方が大きくなっている。これらの点は、常時の場合と同様の傾向にある。そして、引張応力を運用時水位が同一の新設ダムの場合と比較すると、嵩上げダムの方が大きくなっている。

なお、発生する圧縮応力はいずれのケースとも、設定したコンクリートの圧縮強度に比べ十分小さいが、上流端部または下流端部の引張応力はコンクリートの引張強度を超えている。このため、分布ひび割れモデル¹⁰⁾を用いてコンクリートの引張軟化による損傷を考慮した非線形動的解析を行った。解析結果を図-3.9 に示す。前述の線形動的解析と同じ図-3.6 に示す入力地震動条件では損傷範囲は堤敷付近のごく限られる範囲となった。このため、より想定すべき損傷形態が明確になるよう、入力地震動の加速度振幅を図-3.6 の波形の2倍とした条件での解析も行った。図-3.9 にはその結果も合わせて示している。同図より、上流端から生じる亀裂の範囲は、運用時水位が高い方が深くなっている。また、下流端から生じる亀裂の範囲は、図-3.6 に示す地震動を考慮したケースでは運用時水位が低い方がやや広い範囲となったが堤趾部付近のごく限られた範囲となっている。2倍の地震動を考慮したケースでは、図-3.6 に示す地震動の場合に比べ全般に亀裂範囲は広がっている。運用時水位による影響については、上流端からの堤敷沿いの亀裂は運用時水位が高い方が広がっている。下流側については堤敷沿いの下流端からの亀裂範囲は、運用時水位による違いは余り見られないが、嵩上げ（増厚）堤体下流面からの亀裂範囲は運用時水位が高い方が広がっている。また、運用時水位が同一の新設ダムとの比較では、上記の各部の損傷範囲は嵩上げダムの方が広がっている。

このように、嵩上げダムの大規模地震時の損傷範囲は、常時応力状態の影響を受け、運用時水位によって変化する。なお、重力式コンクリートダムの耐震性能照査では、通常、常時における最も高い水位

（常時満水位）での照査が基本となっている¹¹⁾が、今回の解析結果を踏まえれば、嵩上げダムの耐震性能照査においては、施工時水位とともに運用時水位としては基本的には常時の最高水位を考慮すれば良いと考えられる。

4. 放流管削孔ダムの応力解析と損傷形態の推定

4.1 概要

既設重力式コンクリートダム堤体削孔により放流設備を増設するダム（以下、「削孔ダム」という。）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。また、コンクリートの引張亀裂による放流管周りの損傷形態を把握するための解析を実施した。

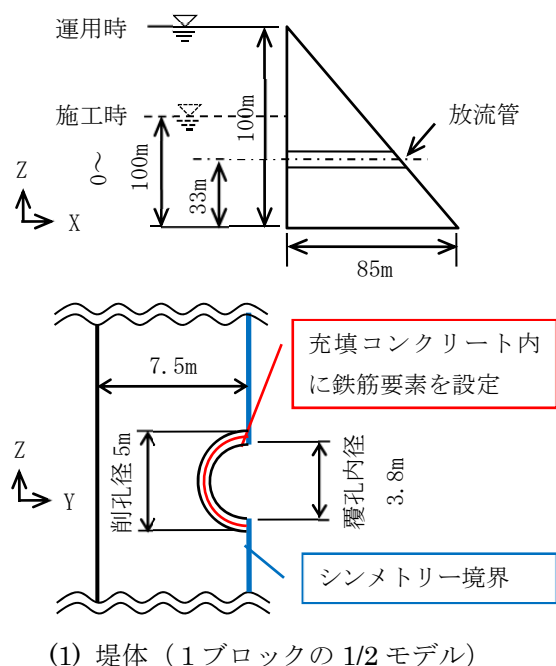
昨年度までの検討⁸⁾では、削孔ダムと新設ダムに放流管を設置する場合の比較等を行い、堤体ブロック及び放流管の位置・形状、運用時水位条件とも同一の場合でも削孔ダムにおける大規模地震時の堤体内応力や損傷範囲は、削孔及びその後の水位上昇過程での応力配分を考慮した場合、新設ダムの場合と異なるものとなることが分かっている。

今年度は、堤体の常時の応力状態の違いに影響する施工時および運用時の水位の違いによる影響について検討した。なお、各検討においては比較のため、新設ダムに放流管を設置する場合の解析も実施した。

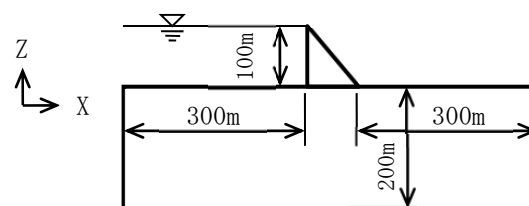
4.2 解析モデル・解析条件

本検討での検討には放流管ブロックの3次元有限要素モデルを用いた。解析モデルの形状及び要素分割を図-4.1及び図-4.2に、施工時水位および運用時水位等を変化させた解析ケースを表-4.1に示す。削孔ダムでは、図-4.3に示す施工過程により、設置する放流管の内径よりやや大きな径で削孔の上、鉄筋を設置し、コンクリートで覆工することとなる。常時の応力解析ではこの過程を考慮したステップ解析を行った。削孔ダムのモデルにおける放流管の削孔径及び覆工後の内径は、実ダムでの実績を参考に設定した。新設ダムモデルでは、削孔ダムと同一内径の放流管をモデル化した。解析に用いた物性値を表-4.2に示す。堤体コンクリートの引張軟化による損傷を考慮した非線形解析では、これに加えて表-4.3に示す物性値および図-4.4に示す引張軟化モデル

を用いた。入力地震動は、表3.2、図-3.3および図-3.5と同様である。また、解析モデル（堤体1ブロックを抽出）は、ブロック中央にシンメトリー境界を設定して半断面のみモデル化することで計算を効率化した。実際の施工においては、放流管周りは鉄筋により補強するため、当該箇所には鉄筋をロード要素でモデル化（図-4.5）し、従来の設計手法（新設ダムに同じ放流管径の空洞を設けた場合に常時及び設計上考慮される地震時の荷重によって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

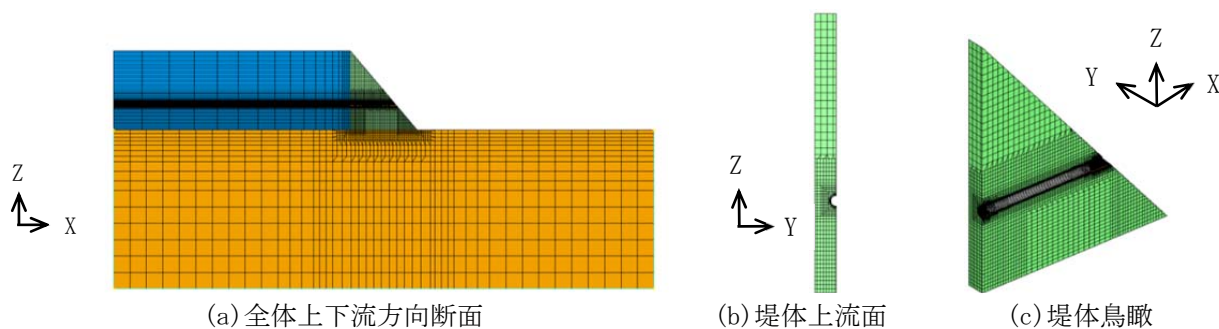


(1) 堤体（1ブロックの1/2モデル）



(2) 全体（堤体、基礎岩盤、貯水池）

図-4.1 モデル形状



(a) 全体上下流方向断面

(b) 堤体上流面

(c) 堤体鳥瞰

図-4.2 解析モデル要素分割

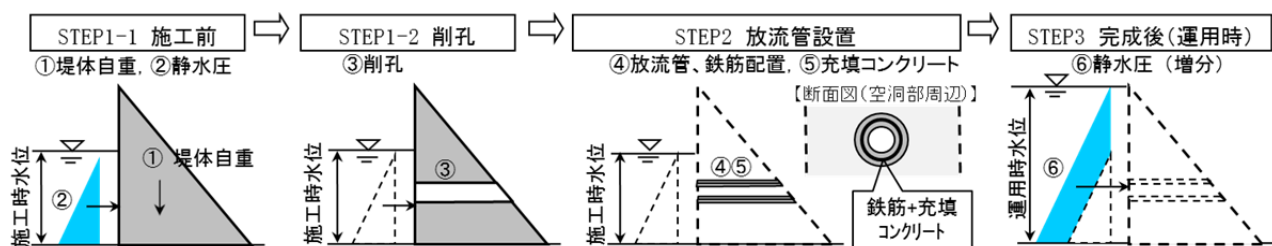


図-4.3 削孔ダムの施工過程（常時応力解析でのステップ解析手順）

表-4.1 解析ケース

Case	放流管の設置	施工時水位 (m)	運用時水位 (m)	備考
1-1	削孔	56	100	基本ケース
1-2	新設ダム	0		新設ダムケース
2-1	削孔	33		施工時水位による影響検討ケース
2-2		78		
2-3		100		
2-4		56	0	運用時水位による影響検討ケース
3-1	削孔	33	56	
3-2		78	56	
3-3		100	56	
3-4		56	78	

表-4.2 物性値

モデル	密度 (kg/m ³)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
堤体コンクリート	2,300	25,000	0.2
充填コンクリート	2,300	25,000	0.2
岩盤	2,300	25,000	0.3
鉄筋	-	200,000	0.3

表-4.3 引張軟化特性（非線形解析）

モデル	引張強度 (鉄筋は降伏応力) (N/mm ²)	破壊エネルギー (N/m)	引張軟化特性
堤体コンクリート	2.0	300	図-4.4
充填コンクリート	2.0	90	図-4.4
鉄筋	345	-	-

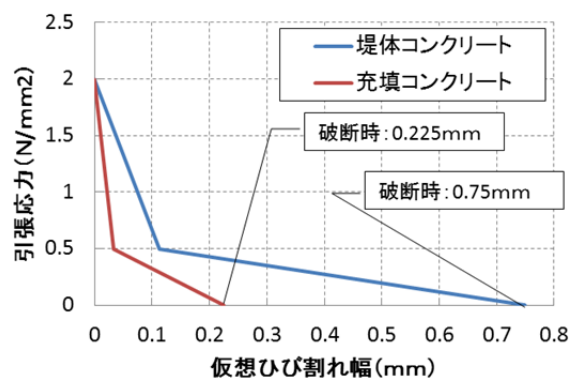
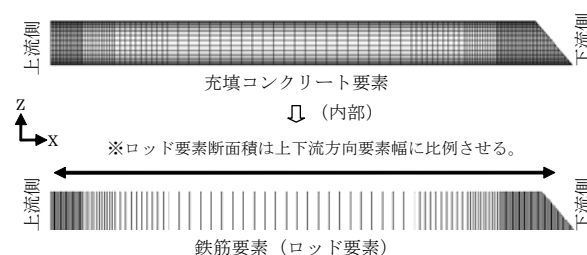
図-4.4 引張軟化モデル（非線形解析）¹⁰⁾

図-4.5 充填コンクリート及び鉄筋モデル

た必要鉄筋量を放流管全長に配置した。その際、設計震度は $k=0.15$ とした。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一定となるようにした（図-4.3 参照）。なお、放流管（管胴）についてはモデル化していない。解析モデルの境界条件は、ダム軸 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 X 方向及び底面は、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。

削孔ダムの施工過程を考慮するため図-4.3 で示した手順で常時応力の解析を行った。さらに、大規模地震時の線形動的解析および非線形動的解析を実施した。

動的解析（時刻歴応答解析）における減衰はレイリー減衰を用い、各ケース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（堤体は1次（上下流方向）と3次（鉛直方向）、岩盤は1次（上下流方向）と6次（鉛直方向））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。大規模地震時の解析に用いる入力地震動は、嵩上げダムの解析と同じ図-3.4 に示す地震動（水平最大加速度 341gal）を用いた。

4.3 解析結果（施工時水位の違いによる影響）

4.3.1 常時（非地震時）における応力状態

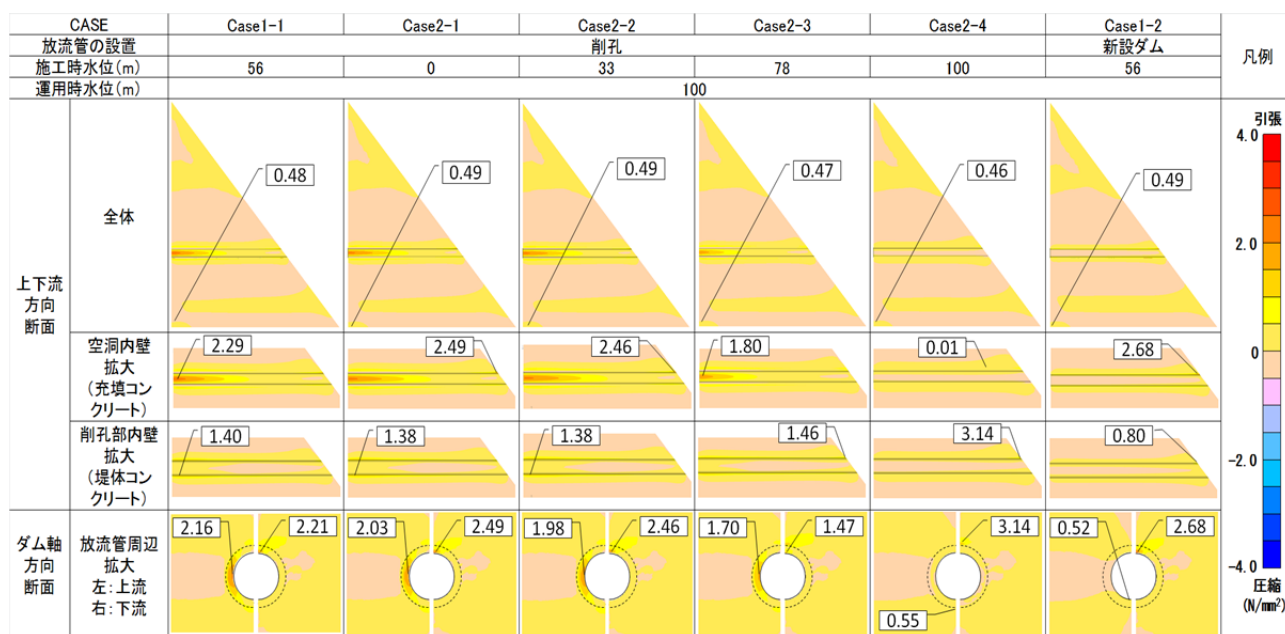
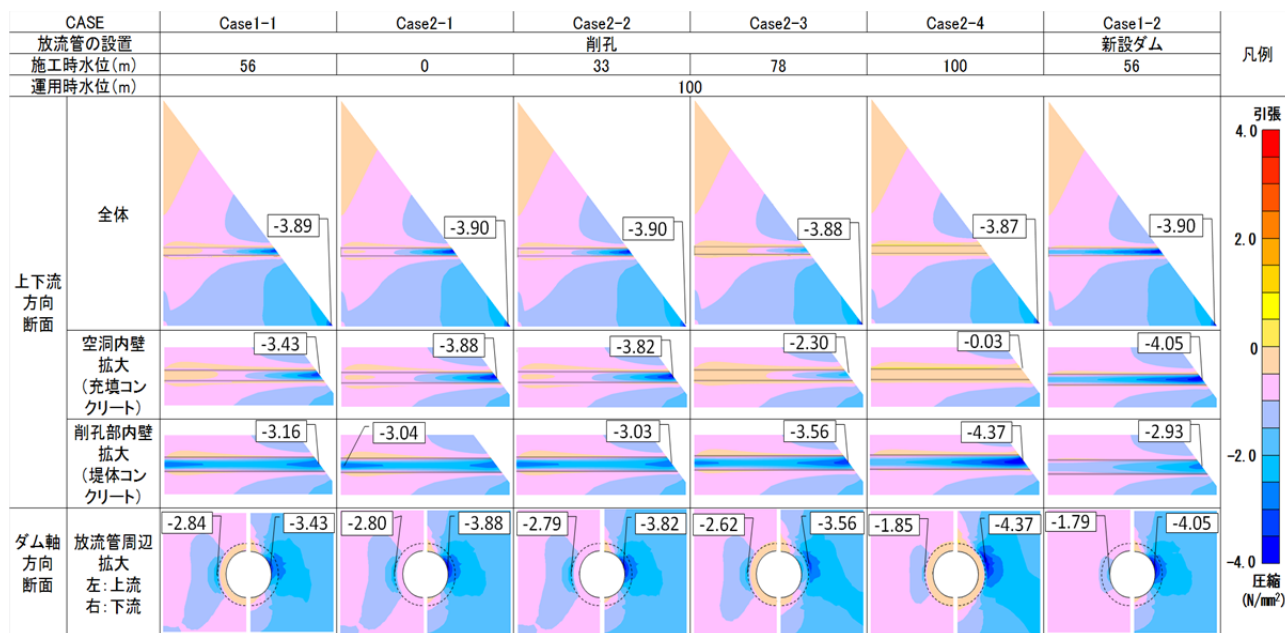
図-4.5、図-4.6 に施工時水位を変えた各検討ケースと新設ケースの線形解析結果（常時の最大主応力 σ_1 ・最小主応力 σ_3 の分布）を示す。また、施工時水位と放流管上流端側部応力の関係を図-4.7 の丸印に示す。

これらの図から、常時において放流管ブロックに発生する圧縮応力はコンクリートの圧縮強度に対して十分小さい値であることがわかる。このため、以

下では主に引張応力に着目して施工時・運用時の水位条件が常時の応力状態に与える影響については述べる。

(1) 放流管側部の引張応力

まず、削孔ダムでは、新設ダムの施工と異なり上流付近の放流管側部の充填コンクリート部において、常時（非地震時）においても引張応力が発生していることがわかる。これは新設ダムの場合、放流管設置後の堤体打上に伴い放流管側部は圧縮領域となるため、施工時水位から運用時水位への水位上昇に

図-4.5 常時の最大主応力 σ_1 （施工時水位による影響）図-4.6 常時の最小主応力 σ_3 （施工時水位による影響）

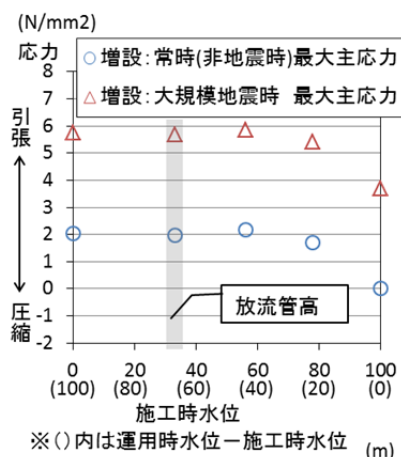
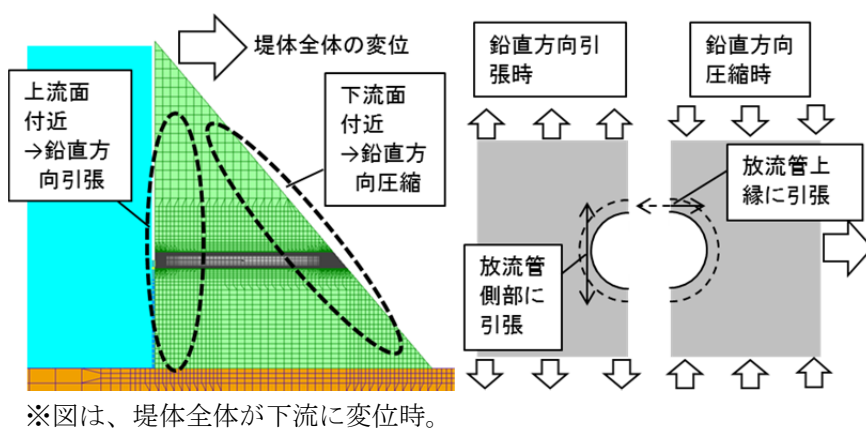


図-4.7 施工時水位と放流管
上流端側部応力の関係



※図は、堤体全体が下流に変位時。

堤体全体が上流に変位した時は、上下流逆の応力が発生する。

図-4.8 引張応力発生箇所

よっても当該箇所に引張応力が発生しにくい、削孔ダムでは、既設堤体の削孔後に充填コンクリートを施工することから、充填コンクリート部はほぼ無応力状態となるため、運用時の水位上昇による静水圧により、上流端付近の放流管側部が引張領域となることによるものと考えられる。なお、図-4.7に示したとおり上流端側では施工時水位が放流管設置標高である 60m 程度までは当該箇所の応力はほぼ一定であることから、削孔ダムでは放流管設置標高より上部の貯水による静水圧が放流管周辺の応力に大きく影響していると考えられる。

(2) 放流管上縁部の引張応力

削孔ダムでは、下流端付近の放流管上縁に引張応力が発生している。これは、新設ダムでも同様であり貯水による静水圧（削孔ダムでは施工時水位から運用時水位の水位上昇に伴う静水圧の増）によるものと考えられる。

以上のような削孔ダム放流管周辺における常時応力状態に関する概念図を参考として図-4.8に示す。

4.3.2 大規模地震時における挙動

(1) 線形動的解析

図-4.9、図-4.10 に削孔ダムでの施工時水位を変えた各検討ケースと新設ケースの線形動的解析結果（大規模地震時の最大主応力 σ_1 （全時刻最大）及び最小主応力 σ_3 （全時刻最小）の分布）を示す。また、施工時水位と放流管上流端側部応力の関係を図-4.7（三角印）に示す。図-4.9、図-4.10 より、本検討で考慮した地震動においては、発生する圧縮応力はコンクリートの圧縮強度に対しては十分小さい値であることがわかる。そこで、引張応力に着目すると

削孔ダムの全ケースで放流管上・下流端付近側部にコンクリートの引張強度を上回る引張応力が比較的広い範囲に生じている。また、下流端付近の上縁部でも、コンクリートの引張強度を上回る引張応力が生じているが、放流管に沿った上下流方向にみると比較的狭い範囲に限られている。

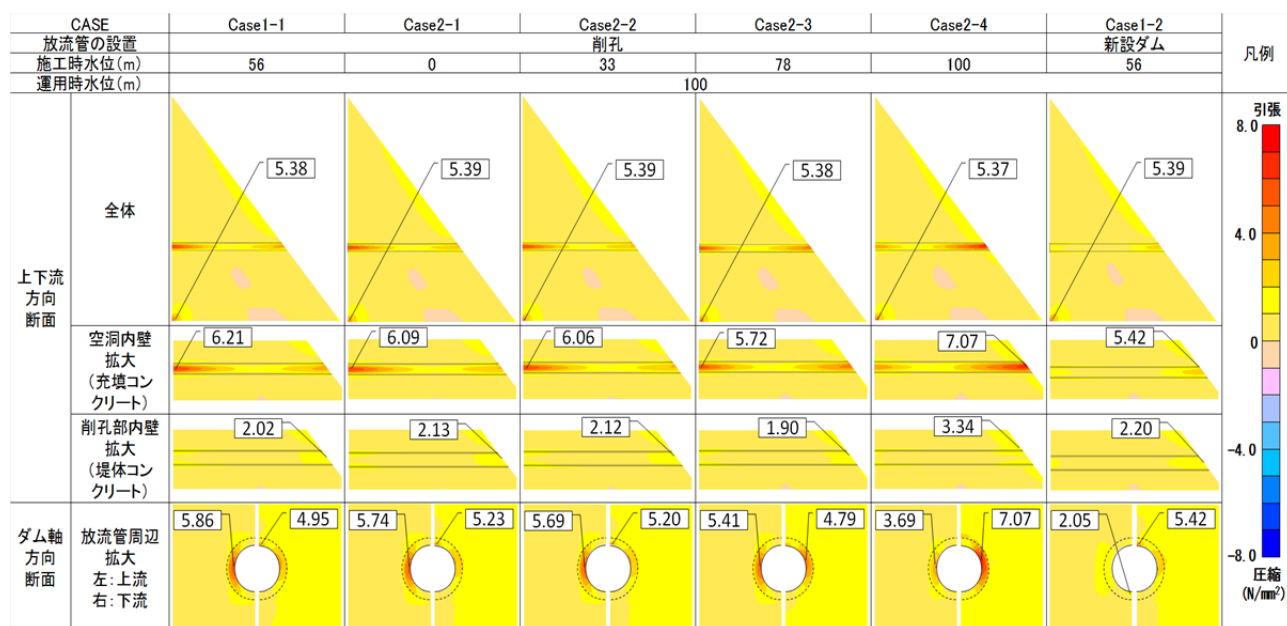
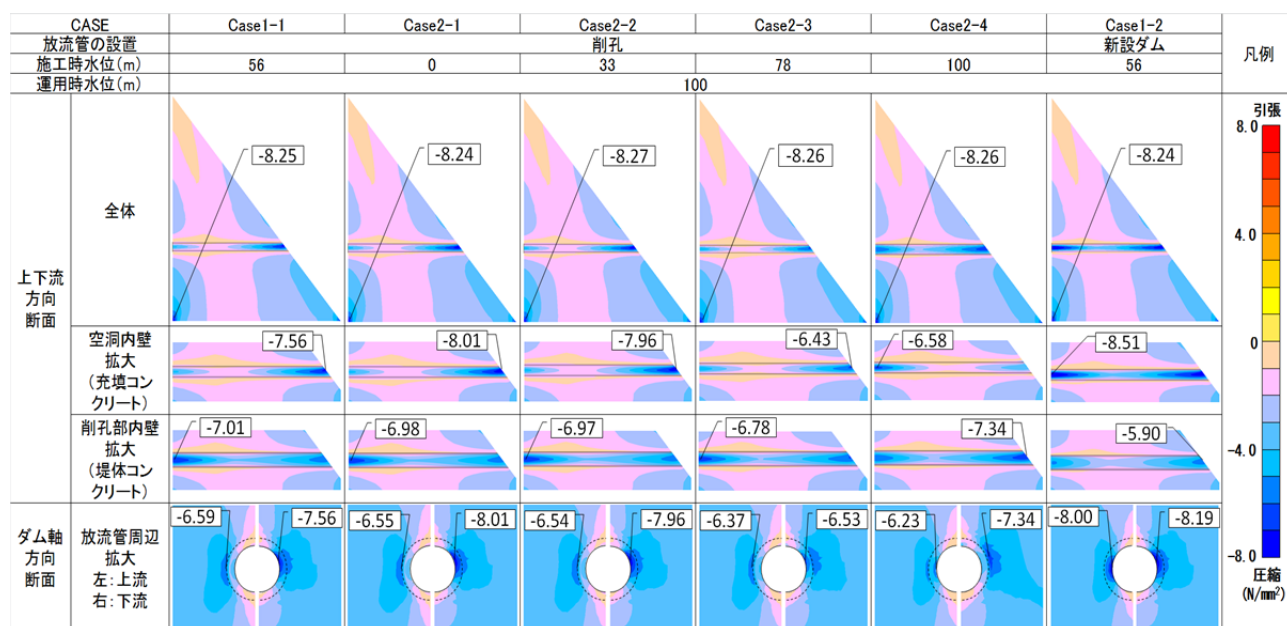
新設ダムのケースでは、下流端付近側部と上・下流端上縁部でコンクリートの引張強度を上回る引張応力が一部生じているが、上流端側部はコンクリートの引張強度以内であった。これは、削孔ダムと比較して常時（非地震時）における圧縮応力が大きいためと考えられる。

(2) 非線形動的解析

図-4.11 に非線形動的解析の結果（大規模地震時の堤体コンクリートの引張軟化が想定される範囲）を示す。

損傷が想定される箇所は、放流管の上縁または側部であり、その範囲は、図-4.5 で示した地震時引張応力の大小と概ね同様の傾向となった。上流端側部での損傷が想定される範囲の大きさは削孔ダム（施工時水位 0～56m）＞削孔ダム（施工時水位 78m）＞削孔ダム（施工時水位 100m）＞新設の順、下流端側部については削孔ダム（施工時水位 100m）＞削孔ダム（施工時水位 78m）＞削孔ダム（施工時水位 0～56m）＞新設の順となった。また、放流管上縁については、削孔ダムでは下流側の狭い範囲に限られているのに対し、同一水位条件での新設ダムでは上流側・下流側とも発生した。

なお、今回の解析条件では、引張軟化による損傷が想定される範囲は全ケースとも放流管ブロックを

図-4.9 大規模地震時の最大主応力 σ_1 (全時刻最大) (施工時水位による影響)図-4.10 大規模地震時の最大主応力 σ_3 (全時刻最大) (施工時水位による影響)

分断するものとはなっていない。ただし、放流管側部に連続するほぼ水平なひび割れが発生した場合、放流管ブロックの安定性に影響する可能性があること、さらに、上流側のひび割れについては浸透圧が発生する可能性があることから、大規模地震時及び地震後の安定性評価においてはこのような損傷に着目するの必要があると考えられる。

一方、上縁から発生するほぼ鉛直方向のび割れについては、その方向性から、直接堤体ブロックの安定性に影響する可能性は低いと考えられる。また、本解析では考慮していない隣接ブロックの拘束を受

けることを考慮すると、実際には上記の解析範囲より狭い範囲にとどまる可能性が高いと考えられる。

以上より、既設ダムの削孔において、施工上は水位を下げる方が有利となるが、施工中の貯水池運用を考慮する必要から余り下げられない場合でも、大規模地震時に想定される放流管周辺の損傷範囲の点からはむしろ施工時水位は高い方が望ましいと考えられる。ただし、実際の削孔工事例では、放流管設置標高より高い貯水位を維持した状態で、仮締切を設置し、放流管上流端をドライにして行われており、静水圧の作用条件が異なる。この点の影響について

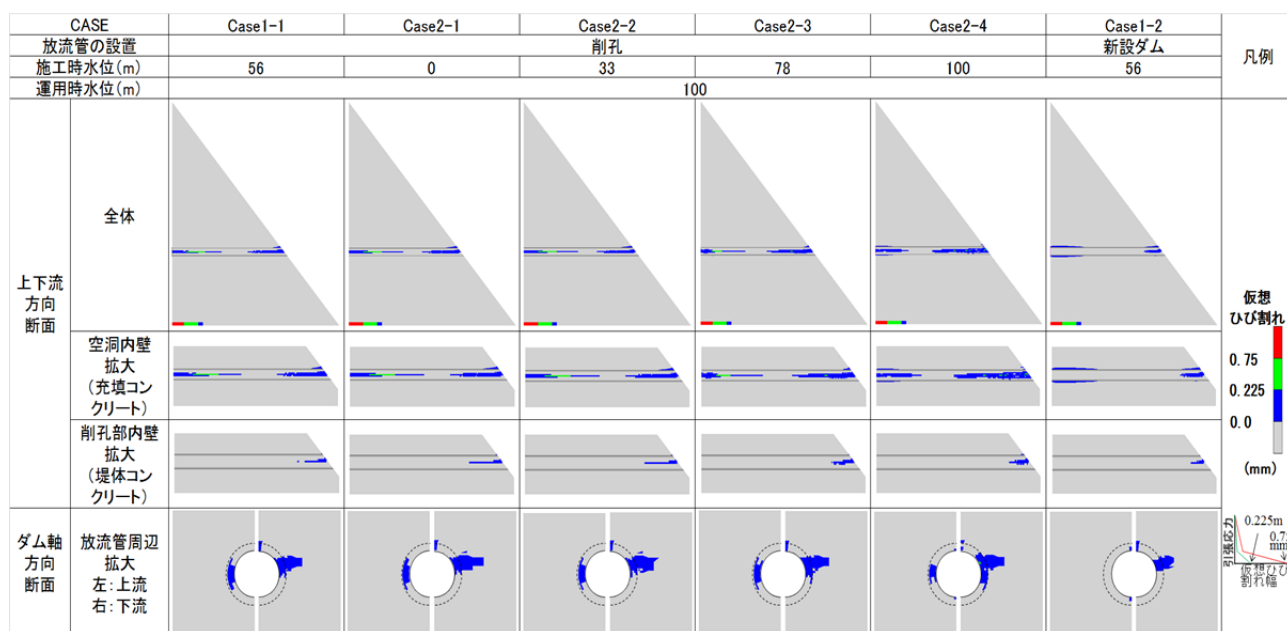


図-4.11 大規模地震時の引張破壊による損傷範囲（施工時水位による影響）

は、実際の設計に即した検討が必要であると考えられる。

4.4 解析結果（運用時水位の違いによる影響）

4.4.1 常時（非地震時）における応力状態

図-4.12、図-4.13 に削孔ダムでの施工時水位を一定（56m）とし、運用時水位を変化させた各検討ケースと新設ケースの線形解析結果（常時の最大主応力 σ_1 ・最小主応力 σ_3 の分布）を示す。

なお、ここでも圧縮応力の最大値は圧縮強度に対して十分小さいことから、以下は引張応力に着目して記述する。

(1) 放流管側部の引張応力

4.3.1 で述べたとおり、運用時水位を上げていくと上流面側部に引張応力が発生する。逆に下流面部は、圧縮応力が大きくなる。

一方、運用時水位が低い場合は、施工時と大きな変化は見られず、下流端での初期応力もほぼ発生しない。

(2) 放流管上縁部の引張応力

(1) 同様、運用時水位を上げていく場合は、下流面上縁部付近に引張応力が大きくなる。一方、運用時水位が低い場合は施工時と大きな変化は見られなかった。

4.4.2 大規模地震時における挙動

(1) 線形動的解析

図-4.14、図-4.15 に削孔ダムでの施工時水位を変えた各検討ケースと新設ケースの線形動的解析結果（大規模地震時の最大主応力 σ_1 （全時刻最大）、最

小主応力 σ_3 （全時刻最小）の分布）を示す。なお、発生する圧縮応力の最大値はコンクリートの圧縮強度に対して十分小さい値であることから、以下は引張応力に着目して記述する。

側部および上縁部の上下流端付近とも発生する引張応力の最大値は、運用時水位が最も高いケース（100m）が最大となった。

(2) 非線形動的解析

図-4.16 に非線形動的解析の結果（大規模地震時に想定される堤体コンクリートの引張軟化による損傷範囲）を示す。

損傷が想定される箇所は、放流管の上縁または側部であり、その範囲は、(1)の引張応力の大小と同じく施工時水位が低い方が小さくなっている。

なお、今回の解析条件では、損傷範囲は全ケースとも放流管ブロックを分断するものとはなっていない。なお、これらの引張応力によってひび割れが発生した場合の堤体安定性への影響は、4.3.3 で述べたものと同様である。

また、運用時水位を上げた場合よりも下げた方が大規模地震時に想定される損傷範囲が小さくなっていることから堤体コンクリートの引張軟化による損傷に着目して削孔ダムの耐震性能照査を行う際には、水位条件として常時の最も高い運用時水位を考慮するのが良いと考えられる。

3.6 再開発重力式コンクリートダム耐震性能照査技術に関する研究

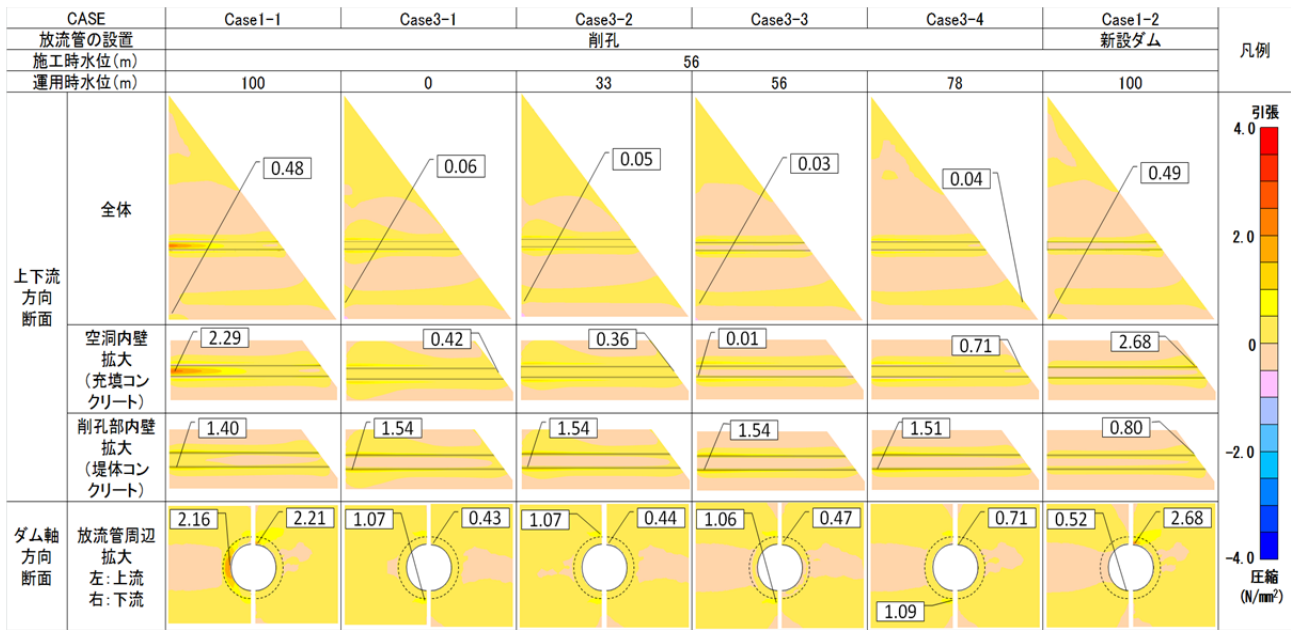


図-4.12 常時の最大主応力 σ_1 (運用時水位による影響)

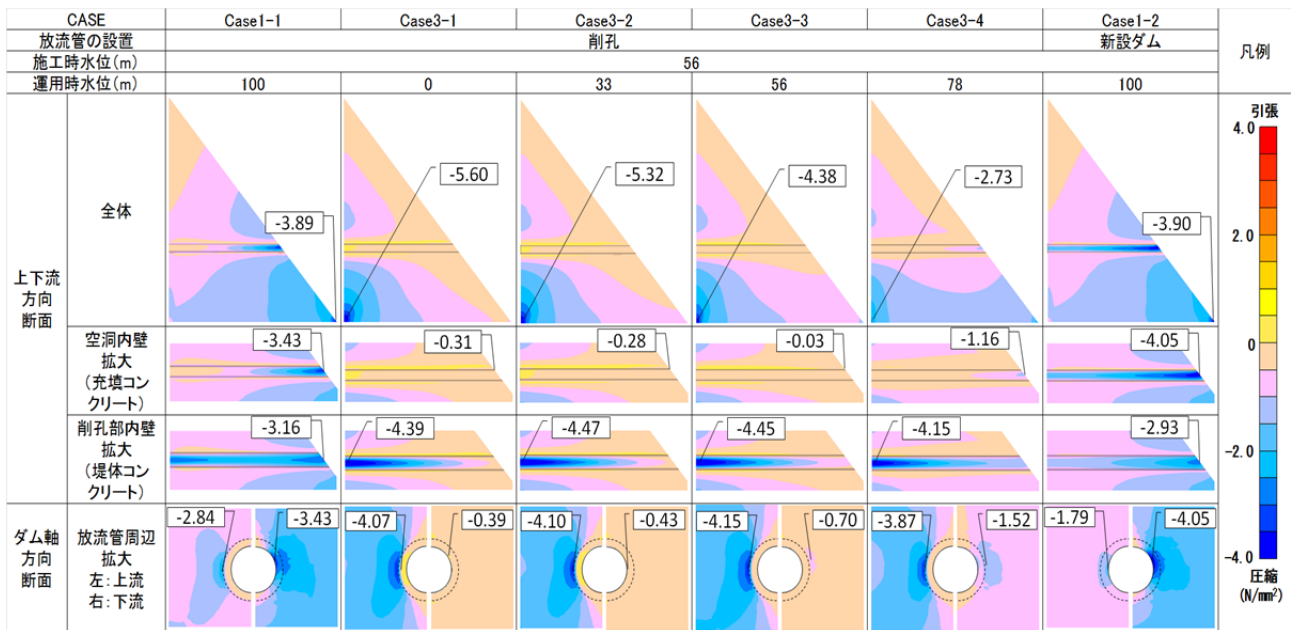


図-4.13 常時の最大主応力 σ_3 (運用時水位による影響)

3.6 再開発重力式コンクリートダム耐震性能照査技術に関する研究

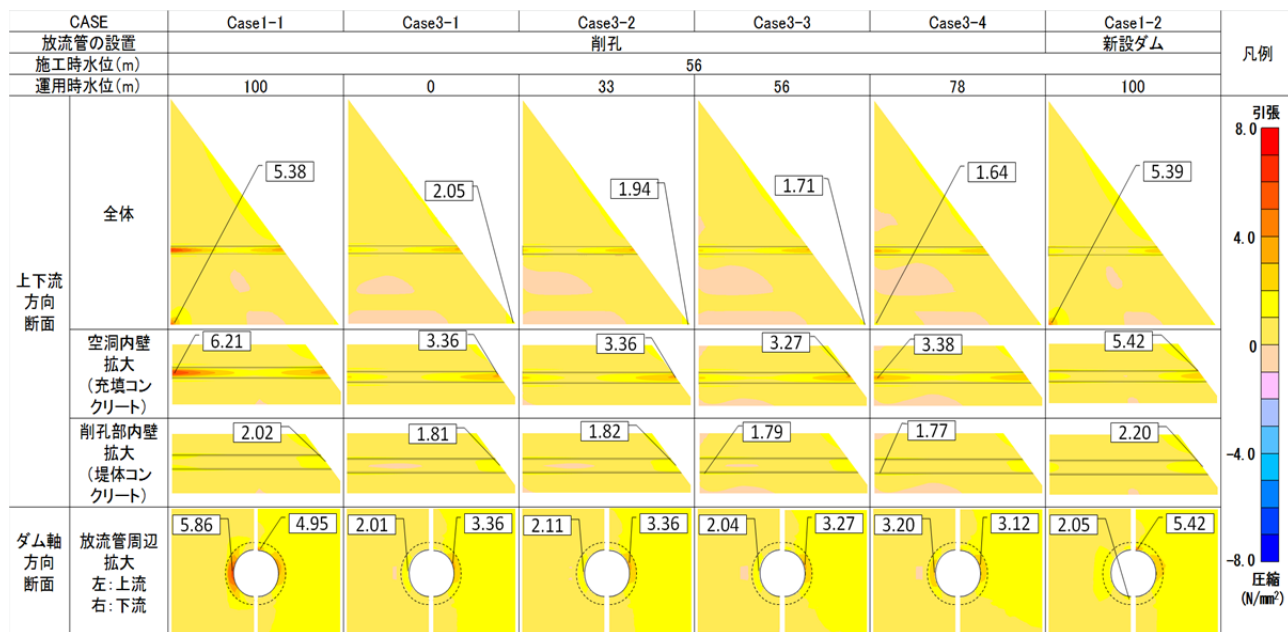


図-4.14 大規模地震時の最大主応力 σ_1 (全時刻最大) (運用時水位による影響)

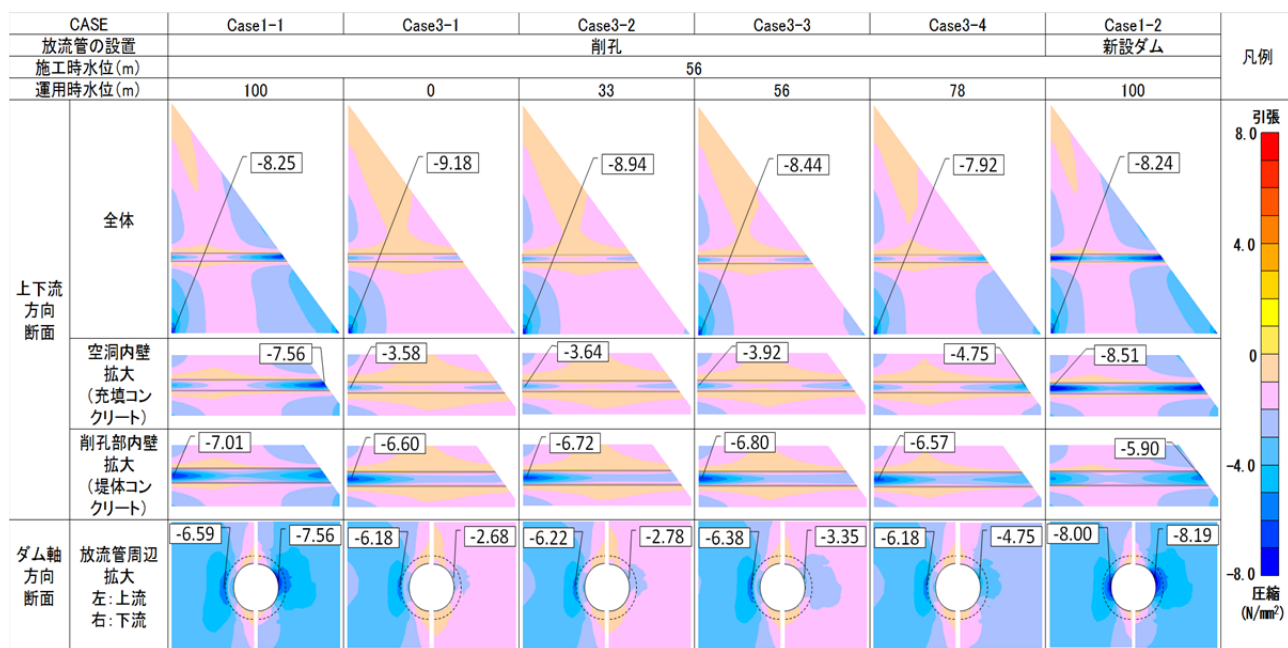


図-4.15 大規模地震時の最大主応力 σ_3 (全時刻最大) (運用時水位による影響)

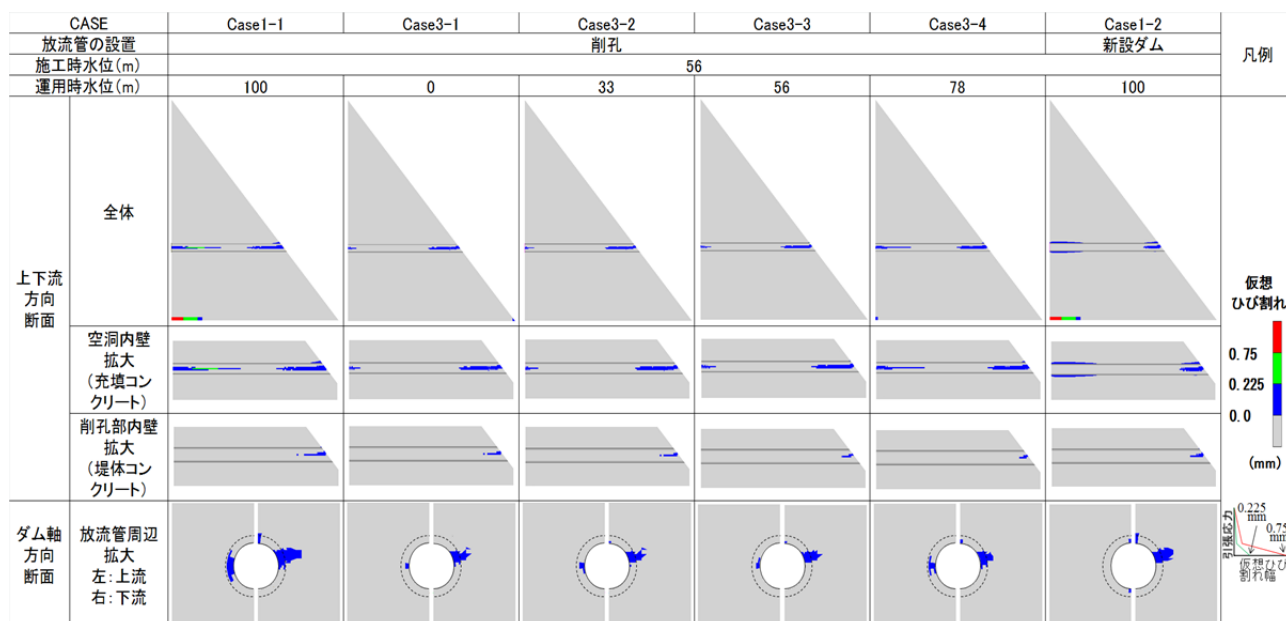


図-4.16 大規模地震時の引張破壊による損傷範囲（運用時水位による影響）

5. 再開発ダムの耐震性能照査解析方法に関する検討

本研究では、再開発ダム（嵩上げダム、削孔ダム）の大規模地震時の挙動を推定するため、これまでダム堤体の応答特性について解析的検討を行うと同時に、ダムコンクリートの材料物性としての強度特性に関する実験的検討を行ってきた。

これまでの検討から、大規模地震時における再開発ダムの挙動を推定する上でいくつかの点が明らかになってきている。このため、再開発ダムの耐震性能照査を適切に行うために必要な、大規模地震時に想定される損傷形態や挙動の推定方法などに関して、現時点までに得られた知見に基づき、その基本的な考え方として考慮すべき点を述べる。

また、今回の検討過程で得られた、設計上で留意すべき点についても合わせて記載する。

5.1 再開発ダムの想定する損傷形態と挙動の推定方法

(1) 解析モデル

嵩上げダムの解析については、通常の重力式コンクリートダム同様、2次元有限要素モデルによることができると考えられるが、削孔ダムについては、4.で示したとおり、放流管周りに応力集中が発生し、また、想定される損傷（ひび割れ）も3次元的なものになることから、3次元有限要素モデルにより行う必要があると考えられる。

(2) 常時応力解析

嵩上げダム、削孔ダムとも常時（非地震時）の応力状態の相違が、大規模地震時の応力状態や損傷状態にも大きな影響を与えることが明らかになった。そして、常時（非地震時）応力状態は、嵩上げや削孔工事の施工過程に伴う応力再配分、また、施工時や運用時の水位条件に依存することも明らかになった。

よって、再開発ダムの耐震性能照査では、新設ダムと異なる以下の施工過程を考慮した常時応力解析によって非地震時の応力状態を精度よく推定することが必要と考えられる。

すなわち、嵩上げダムにおいては、①既設ダムに施工時水位による静水圧を考慮した状態、②嵩上げダムの施工による堤体自重の増加、③運用時水位への水位上昇による静水圧の増加、削孔ダムにおいては、①既設堤体に施工時水位による静水圧を考慮した状態での削孔、②放流管、鉄筋および充填コンクリートの施工、③運用時水位への水位上昇による静水圧の増加」の各家庭を考慮する必要があると考えられる。

(3) 想定する損傷形態と挙動の推定方法

大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査において、その損傷の可能性や予想される損傷箇所・損傷形態を推定するには、まず(2)に従って常時応力解析を実施した上で、応力－ひずみ関係を線形と仮定した線形動的解析を行い、堤体内発生応力の分布を把握することが有効と考えられる。

次に、線形動的解析の結果から、堤体内に何らかの損傷が予想される場合には、その損傷過程を考慮できる解析法により損傷範囲を推定することが必要になるが、3. や 4. で述べたとおり、大規模地震時に想定される再開発ダムの主要な損傷形態は、コンクリートの引張破壊による損傷であると考えられる。このため、嵩上げダムや削孔ダムの耐震性能照査では通常の重力式コンクリートダムと同様、本研究で適用した分布型クラックモデルなど、引張破壊による損傷過程を再現できる非線形動的解析法¹¹⁾を適用することができると考えられる。

5.3 今後の検討

大規模地震時における再開発ダムの挙動や損傷範囲について数値解析による照査結果は、考慮する材料物性によって左右される。この点については、2. で述べたダムコンクリートの引張強度特性のほか引張軟化特性を含めそれらの地震動作用下における影響を適切に考慮し、耐震性能照査での数値解析に反映することが必要と考えられる。

また、耐震性能照査における数値解析結果の判断基準についても検討が必要である。当該判断は、重力式コンクリートダム同様、予想される損傷範囲などからダムの貯水機能が維持¹⁾されるかどうかなどの観点から行われるべきものと考えられるが、再開発ダムの構造的特徴や予想される損傷形態・損傷範囲を踏まえ、具体的にどのような要件であれば所要の耐震性能を満足すると判断できるか、今後明確にしていく必要がある。

6. 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、ダムコンクリートの動的引張に関する実験的検討、施工過程を考慮した常時及び大規模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。得られた主な成果を以下に示す。

(1) 動的荷重条件下でのコンクリートの引張亀裂進展特性の解明

- ・ダムコンクリートの引張強度は、通常のコンクリートと同様に、大規模地震を想定した載荷速度では増大する。

- ・ダムコンクリートの引張強度に対する事前の応力履歴の影響は、今回の繰返し条件（静的引張強度の80%程度までの荷重で、静的載荷による載荷・除荷を10回繰返し。）では明確には認められなかった。

(2) 再開発ダムの挙動の解明

- ・嵩上げダムの解析では、施工時水位とともに、運用時水位によっても大規模地震時の損傷範囲が影響を受け、運用時水位が高い方が地震時の影響が大きいことがわかった。よって、運用時水位を上げた方が危険側の条件となった。

- ・削孔ダムの解析では、大規模地震時の損傷範囲は、施工時水位や運用時水位の違いに影響を受けることが分かった。

施工時水位の影響は、放流管設置標高より上部の貯水による静水圧の影響が大きいことがわかった。

また、運用時水位の違いによる影響については、嵩上げダムの場合と同様、運用時水位が高い方が地震時の影響が大きいことがわかった。

(3) 再開発ダムの耐震性能照査解析方法の検討

これまでの検討結果を踏まえ、嵩上げダムや削孔ダムでの耐震性能照査に必要となる大規模地震時の挙動の推定方法についての基本的考え方として、嵩上げ過程や放流管削孔の過程、また、施工時や運用時の水位条件を考慮した常時応力解析が必要であることなどを示した。

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）、2005.3
- 2) 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) 藤澤侃彦、永山功、自閑茂治、尾畑伸之：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) 佐藤正俊、上田稔、遠藤孝夫、長谷部宣男、「コンクリートの大型供試体直接引張試験装置に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.1、1992
- 5) 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、pp.38-46、1991.3
- 6) 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.
- 7) 山口嘉一、金銅将史、切無沢徹、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、(独)土木研究所平成23年度重点プロジェクト研究報告書、2012
- 8) 佐々木隆、金銅将史、切無沢徹、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、(独)土木研究所平成24年度重点プロジェクト研究報告書（プロジェクト研究3.耐震性能を基盤として多様な構造物の機能を確保するための研究）、2013
- 9) 堀井秀之、内田善久、柏柳正之、木全宏之、岡田武二、コンクリートダムの耐力評価のための引張軟化特性の検討、電力土木 No.286、pp.113-119、2003
- 10) 2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp37-38、2013.3
- 11) 猪股純、安田成夫、金銅将史、佐野貴之、吉岡英貴、川崎秀明、平山大輔、稲垣謙司、永山功、山口嘉一、佐々木隆、佐藤弘行、富田尚樹、金縄健一、大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、国総研資料第244号/土木研究所資料3965号、P56、2005.3
- 12) 三石真也、島本和仁、大規模地震に対するダムの耐震性能照査について、ダム技術 No.274、p14

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 : ENOMURA Yasufumi

KONDO Masafumi

FUJITA Masashi

Abstract: The dam redevelopment project, which means making good use of an existing dam and enhancing its function, is one of the most effective methods 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 the seismic performance of dams during large-scale earthquakes has started on the background of rising public concern with the safety of various civil engineering structures. However, the evaluation method for redeveloped dams that considers structural features of these dams and loading condition under redevelopment works has not been established. This study aims to establish the method to evaluate the seismic performance of redeveloped concrete gravity dams during large-scale earthquakes.

In this year, experimental studies to investigate the effect of roading rate and cyclic roading on the tensile strength of dam concrete were conducted. The experimental results revealed that the difference of roading rate can affect on the tensile strength of dam concrete. Static and dynamic analysis were also carried out to investigate possible damages into dam body. These analyses revealed that the difference in water level condition including the water level during redevelopment works can affect on the stress distribution and potential damages induced by large scale earthquake.

Key words : Concrete gravity dam, Dam heightening, Installing new conduit, Seismic performance evaluation, Seismic response analysis, Fracture energy