

# 土木研究所資料

## 大規模地震時における 再開発重力式コンクリートダム の動的挙動の推定に関する解析的検討

平成 28 年 3 月

国立研究開発法人土木研究所  
水工研究グループ水工構造物チーム

Copyright © (2015) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

※本書のカラー版は付属の CD に収録されています。

# 大規模地震時における 再開発重力式コンクリートダムの 動的挙動の推定に関する解析的検討

水工研究グループ

水工構造物チーム

上 席 研 究 員	榎村康史
総 括 主 任 研 究 員	金銅将史
主 任 研 究 員	藤田将司
交 流 研 究 員	繁田淳吾
交 流 研 究 員	中田哲二
(元) 上 席 研 究 員 (現) 地質研究監	山口嘉一
(前) 上 席 研 究 員 (現) 国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究部大規模河川構造物研究室 室長	佐々木 隆
(元) 研 究 員 (現) 国土交通省 北海道開発局	切無沢 徹
(元) 交 流 研 究 員 (現) (株) 建設技術研究所	志田孝之
(前) 交 流 研 究 員 (現) (株) 建設技術研究所	土田将己

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有効な事業手法のひとつとなっており、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は十分に確立していない。

このため、本資料は、大規模地震時における再開発重力式コンクリートダムの動的挙動とその推定方法を明らかにすることを目的に実施した解析的検討の結果をとりまとめたものである。

キーワード：再開発ダム、嵩上げ、放流管増設、耐震性能照査、地震応答解析

# 目 次

1. はじめに.....	1
2. 大規模地震時における嵩上げダムの動的挙動.....	2
2.1 既設堤体上への嵩上げダムの挙動.....	2
2.1.1 施工過程を考慮した嵩上げ堤体の挙動推定（新設ダムとの比較）.....	2
2.1.2 嵩上げ高さの違いによる影響.....	11
2.1.3 施工時水位の違いによる影響.....	25
2.1.4 供用後の運用時水位の違いによる影響.....	30
2.1.5 新旧堤体物性値の違いによる影響.....	35
2.1.6 岩盤物性の違いによる影響.....	40
2.2. 既設堤体下流での新堤体による嵩上げダムの挙動（既設堤体との間の貯水の振動による影響）.....	49
3. 大規模地震時における放流管設置（削孔）ブロックの動的挙動.....	60
3.1 施工過程を考慮した放流管設置（削孔）ブロックの挙動推定 （新設ダムや放流管がない場合との比較及び鉄筋の補強効果）.....	60
3.2 水位条件の違いによる影響.....	78
4. まとめ.....	96
参考文献.....	99
付録	
参考 1 嵩上げダムの大規模地震時挙動における温度応力の影響.....	付録-1
参考 2-1 大規模地震後における堤体の安定性（嵩上げダム）.....	付録-41
参考 2-2 大規模地震後における堤体の安定性（放流管設置のための削孔ブロック）.....	付録-51
参考 3 管内水の振動による管路内設備への影響.....	付録-55



## 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、既設ダム機能増強を図る再開発が有効な事業手法のひとつとなっており、近年、嵩上げや放流管新設のための堤体削孔を指向する事例<sup>例え</sup>ば<sup>1),2)</sup>が増えている。一方で、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、ダムにおいても大規模地震に対する耐震性能照査<sup>3)</sup>が試行されている。同照査では、地震応答解析により、また必要に応じダム堤体の損傷過程まで考慮してその動的挙動を推定することで、貯水機能などの耐震性能への影響を照査することが求められる。

ところで、既設ダム堤体の改造を伴う再開発ダムは、一般に既設ダムとその貯水池を運用しながらの施工となるなど、その施工過程、また構造上の特徴において新設ダムと相違する点がある。このため、耐震性能照査における大規模地震時の挙動推定にあたっては、新設ダムと異なる取り扱いを要する可能性がある。しかし、この点を含め、再開発ダムを対象とした耐震性能照査の考え方や留意点はまだ十分に整理されていない。

そこで、本資料では、わが国で大規模な再開発の施工事例が多い既設重力式コンクリートダムでの既設堤体上への嵩上げや放流管増設のための堤体削孔を行う場合を対象に、再開発ダムの耐震性能照査で必要となる大規模地震時の損傷過程を含む動的挙動の推定方法を明らかにすることを目的に行った以下の解析的検討とその結果についてとりまとめた。

### ○大規模地震時における嵩上げダムの動的挙動（2章）

#### 1. 既設堤体上への嵩上げダムの挙動

- ・ 施工過程を考慮した嵩上げダムの挙動（新設ダムとの比較）
- ・ 嵩上げ高さの違いによる影響
- ・ 施工時水位の違いによる影響
- ・ 供用後の運用時水位の違いによる影響
- ・ 新旧堤体物性値による影響
- ・ 岩盤物性の違いによる影響

#### 2. 既設堤体下流での新堤体による嵩上げダムの挙動

- ・ 既設堤体との間の貯水の振動による影響

### ○大規模地震時における放流管設置ブロックの動的挙動（3章）

- ・ 発生応力及び損傷範囲（新設ダム及び放流管がない場合との比較及び鉄筋の補強効果）
- ・ 水位条件（施工時水位、供用後の運用水位）の違いによる影響

このほか、上記の検討に関連する事項として、以下の各点についても検討した。その結果を付録として巻末に示す。

- ・ 嵩上げダムの大規模地震時挙動における温度応力の影響
- ・ 大規模地震後における堤体の安定性（嵩上げダム、放流管設置のための削孔ブロック）
- ・ 管内水の振動による管路内設備への影響

## 2. 大規模地震時における嵩上げダムの動的挙動

### 2.1 既設堤体上への嵩上げダムの挙動

#### 2.1.1 施工過程を考慮した嵩上げ堤体の挙動推定（新設ダムとの比較）

##### (1) 概要

大規模地震時における既設堤体上への嵩上げダムの動的挙動を推定する際、同形状の新設ダムの場合との相違として、既設堤体上に新たにコンクリートを打設する嵩上げダムでは、その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は異なるものとなると考えられる。

このため、はじめに嵩上げダムでの初期応力状態である常時（非地震時）の応力分布を明らかにするため、嵩上げ堤体の施工過程を考慮した常時の応力解析により非地震時における嵩上げ堤体内の応力分布を求め、同一断面形状の新設ダムの場合との違いを把握することとした。その上で、大規模地震時の地震動を想定した動的解析（線形動的解析）により地震時の堤体内応力について検討した。

##### (2) 解析条件

本検討での解析モデルは、既設重力式コンクリートダム堤体（堤高 70m）上に 20m の嵩上げを行って堤高 90m とする嵩上げダム及びこれと断面形状が同一の堤高 90m の新設ダムの 2 次元有限要素モデルとし、貯水池及び基礎岩盤とあわせてモデル化した。解析モデルの要素分割は、2.1.2～2.1.6 で実施した非線形動的解析において、コンクリートの引張軟化特性による損傷過程を適切に再現するための等価要素長を考慮して、堤体部では高さが 1.0m 程度の大きさとした。堤体の上流面勾配は鉛直とし、下流面勾配については、嵩上げダムの断面設計で用いられる垣谷の式<sup>4)</sup>により上流端に鉛直方向の引張が発生しない最小断面となるよう（すなわち、河川管理施設等構造令に規定されるのと同様の震度法による安定計算でミドルサード条件を満足するよう）設定した。貯水位は、嵩上げダムについては貯水池運用をしながらの施工を想定し、施工時水位を既設堤体堤高の 80%（56m）とした。嵩上げ後の運用水位は嵩上げ後の堤高-5m（85m）とし、新設ダムも同じとした。解析モデルの諸元を表- 2.1、モデル形状を図- 2.1、要素分割を図- 2.2、解析に用いた物性値を表- 2.2 にそれぞれ示す。

解析モデルの境界条件は、自重、貯水による施工時および嵩上げ後の常時（非地震時）の応力解析では、岩盤の側方について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、地震動を作用させる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。新旧堤体接合面にはジョイント要素を配置したが、本検討では新旧堤体は十分に一体化されているものとして、ジョイント要素に開きが生じないよう、ジョイント剛性は表- 2.2 に示す値に設定した。

表- 2.3 に嵩上げダムの固有値解析結果を示す。動的解析ではレイリー減衰を考慮し、固有値解析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）の固有周期での減衰定数が堤体は 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- 2.1 解析モデル諸元

モデル	既設 堤高 (m)	嵩上げ 高さ (m)	嵩上げ後 堤高(m)	施工時 水位(m)	上流面 勾配	下流面勾配	
						既設	嵩上げ
新設	—	—	90	—	鉛直	—	0.86
嵩上げ	70	20		56		0.74	

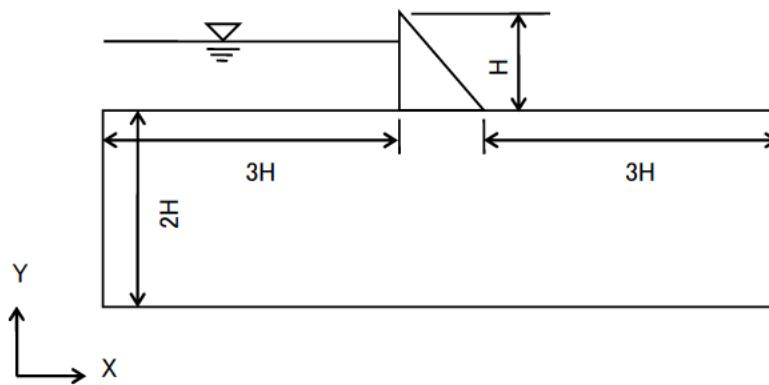
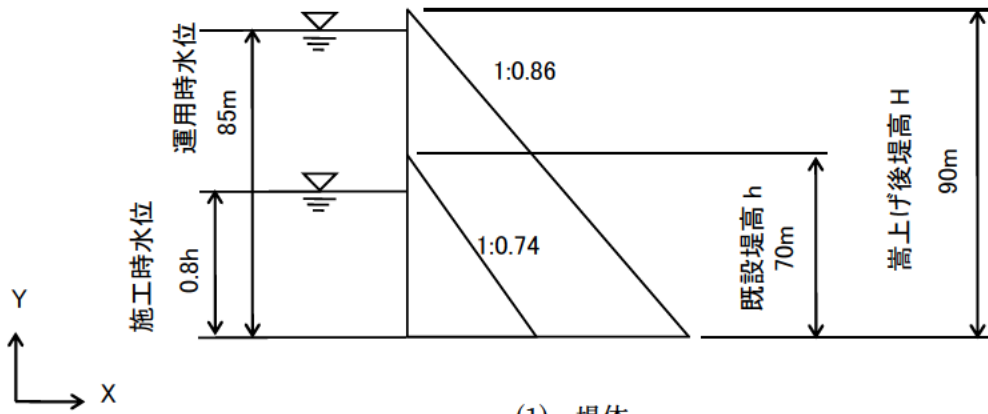
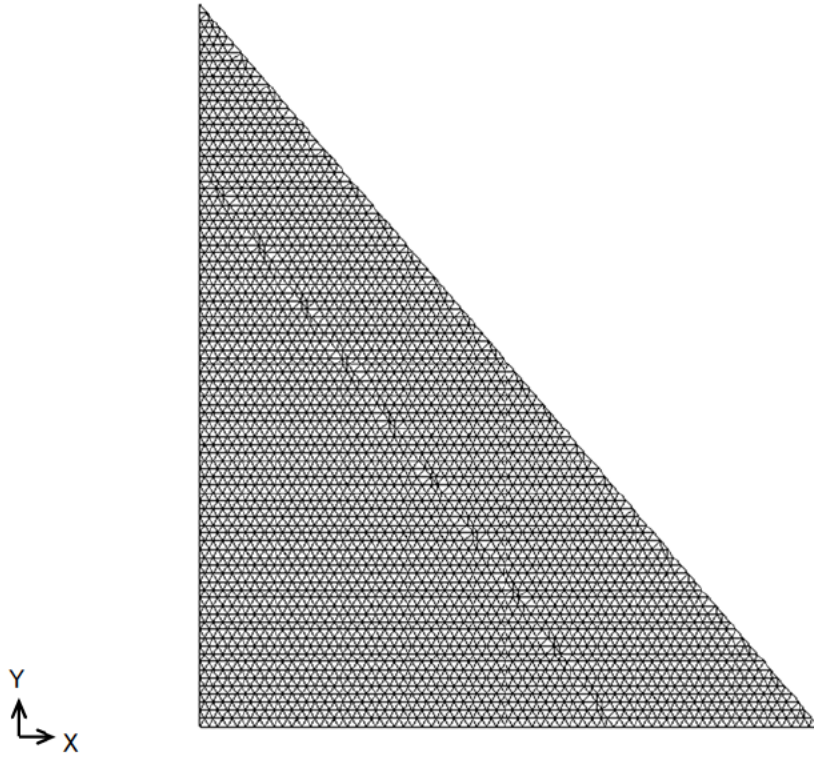
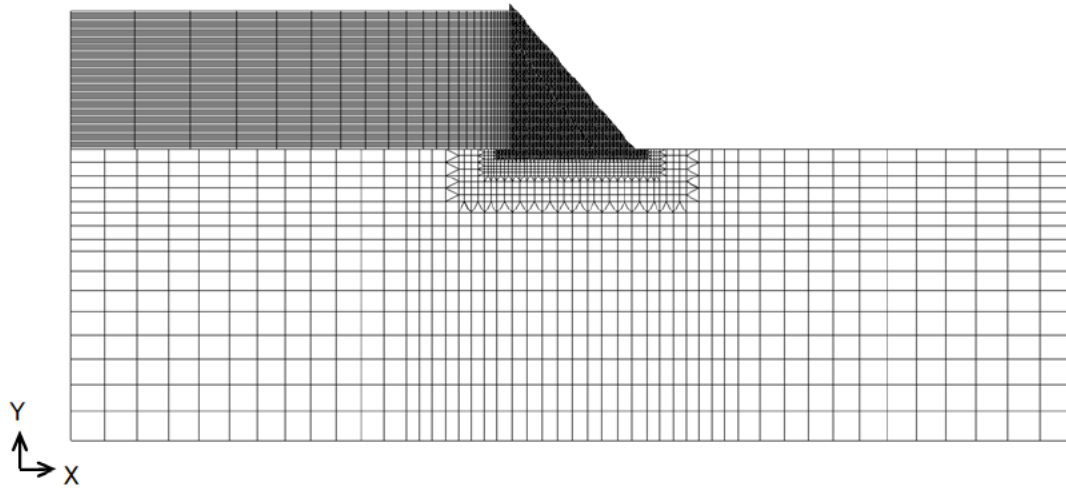


図- 2.1 モデル形状



(1) 堤体



(2) 全体（堤体，基礎岩盤，貯水池）

図- 2.2 解析モデル要素分割

表- 2.2 解析モデル物性値

モデル	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	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* 軸方向：2.5×10 <sup>6</sup> せん断：1.04×10 <sup>6</sup>	-	-
貯水	1,000	-	-	-

\*新旧堤体が一体となって挙動することを想定した値を設定。

表- 2.3 固有値解析結果（嵩上げダムモデル）

モード	堤体			岩盤		
	固有 周期 (sec)	有効質量比		固有 周期 (sec)	有効質量比	
		X (上下流方向)	Y (鉛直方向)		X (上下流方向)	Y (鉛直方向)
1次	0.229	52%	2%	0.414	73%	0%
2次	0.097	26%	1%	0.299	7%	0%
3次	0.076	1%	61%	0.279	0%	6%
4次	0.054	7%	1%	0.212	0%	24%
5次	0.037	2%	1%	0.204	4%	0%
6次	0.036	1%	10%	0.189	0%	52%

### (3) 解析方法

嵩上げダムモデルでは、堤体嵩上げ時の施工過程において生じる応力再配分の影響を考慮するため、常時（非地震時）の応力解析において、施工時水位条件での既設堤体応力を求めたうえで、堤体嵩上げによる荷重増分及び嵩上げ後の運用水位への水位上昇に伴う荷重増分を考慮するステップ解析を行い、その後、大規模地震を想定した地震動を入力しての地震応答解析（線形動的解析）を行った（図-2.3）。新設ダムでは、常時応力解析においてステップ解析は行わず、堤体自重及び運用水位での静水圧を同時に考慮して常時（非地震時）の応力状態を求めたうえで、大規模地震を想定した地震応答解析を線形動的解析により行った。図-2.4に両モデルでの解析手順を示す。

なお、動的解析での入力地震動は、1995年兵庫県南部地震の際、震源近傍の一庫ダム（重力式コンクリートダム、堤高75m）の基礎部で観測された加速度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<sup>3)</sup>に適合するよう振幅調整した波形（図-2.5、下限スペクトル適合波）が堤踵部で再現されるよう引き戻した波形をモデル底面に入力した。

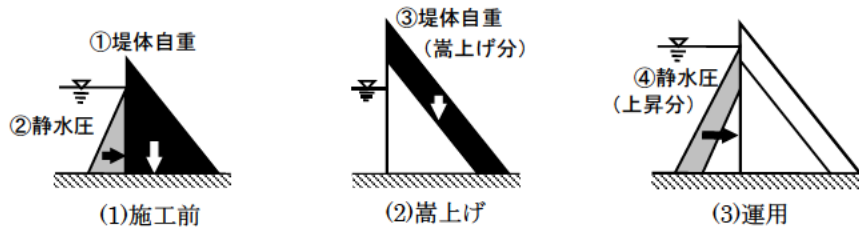


図- 2.3 嵩上げダム常時応力解析手順（各段階で考慮する荷重）

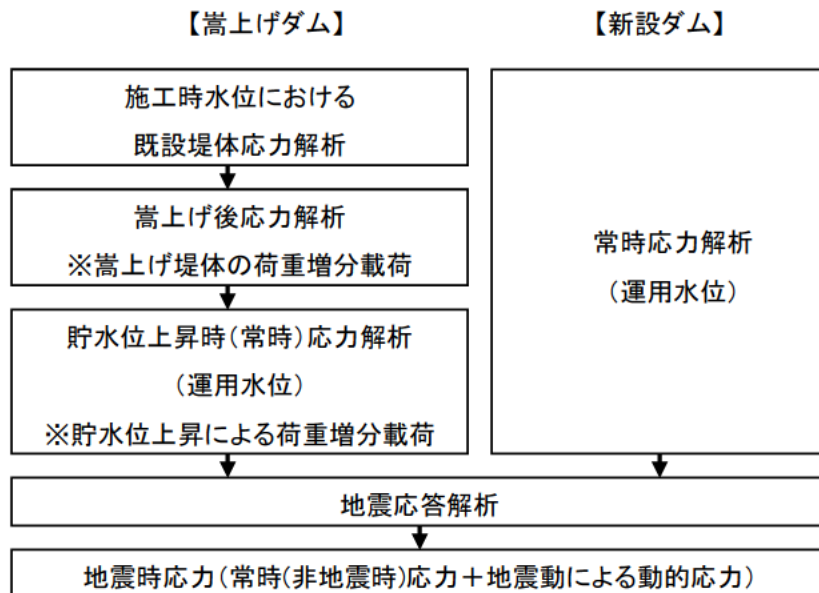
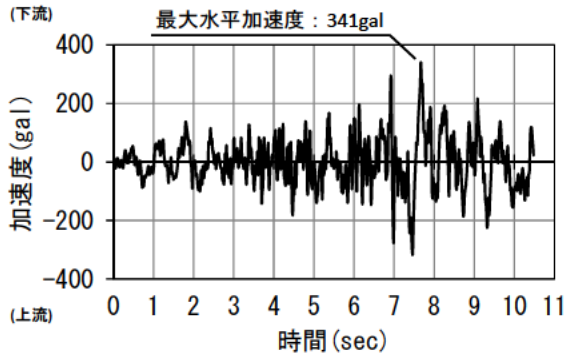
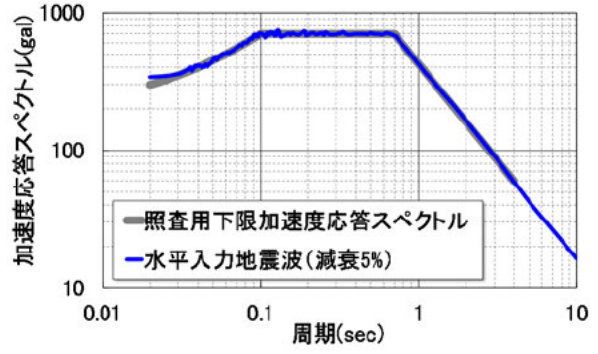


図- 2.4 解析手順

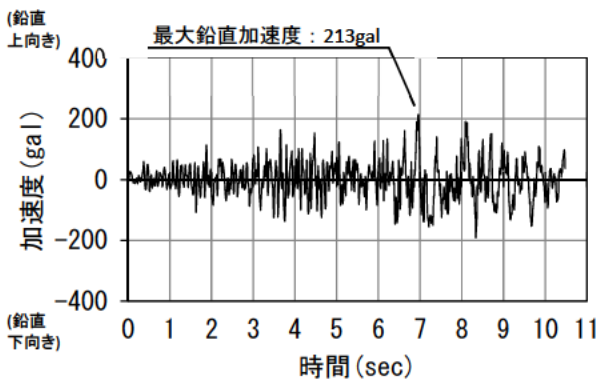


①加速度時刻歴

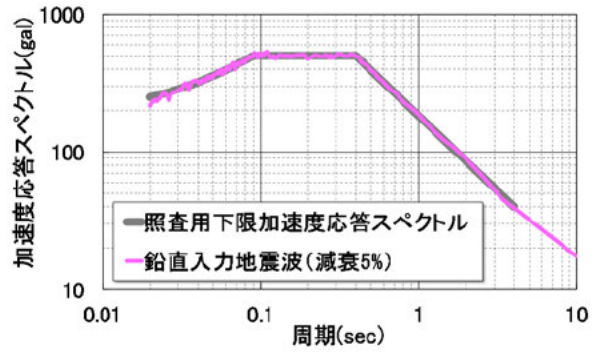


②加速度応答スペクトル

(1)上下流方向



①加速度時刻歴



②加速度応答スペクトル

(2)鉛直方向

図- 2.5 入力地震動

#### (4) 解析結果

##### 1) 常時（非地震時）応力

静的解析による常時（非地震時）の応力状態について、嵩上げダムと新設ダムの比較を図-2.6 に示す。同図より、嵩上げダムでは、下流端とともに堤体内部の既設堤体の下流端部にも圧縮応力  $\sigma_3$  の集中が見られ、圧縮応力が最大となる下流端部での圧縮応力は新設ダムに比べ小さくなっている、一方で、上流端部に局所的に生じる引張応力  $\sigma_1$  は新設ダムよりも大きくなっている。これらの相違は、嵩上げダムでは図-2.3 に示すステップ解析によりその施工過程を考慮していることによるものと考えられる。

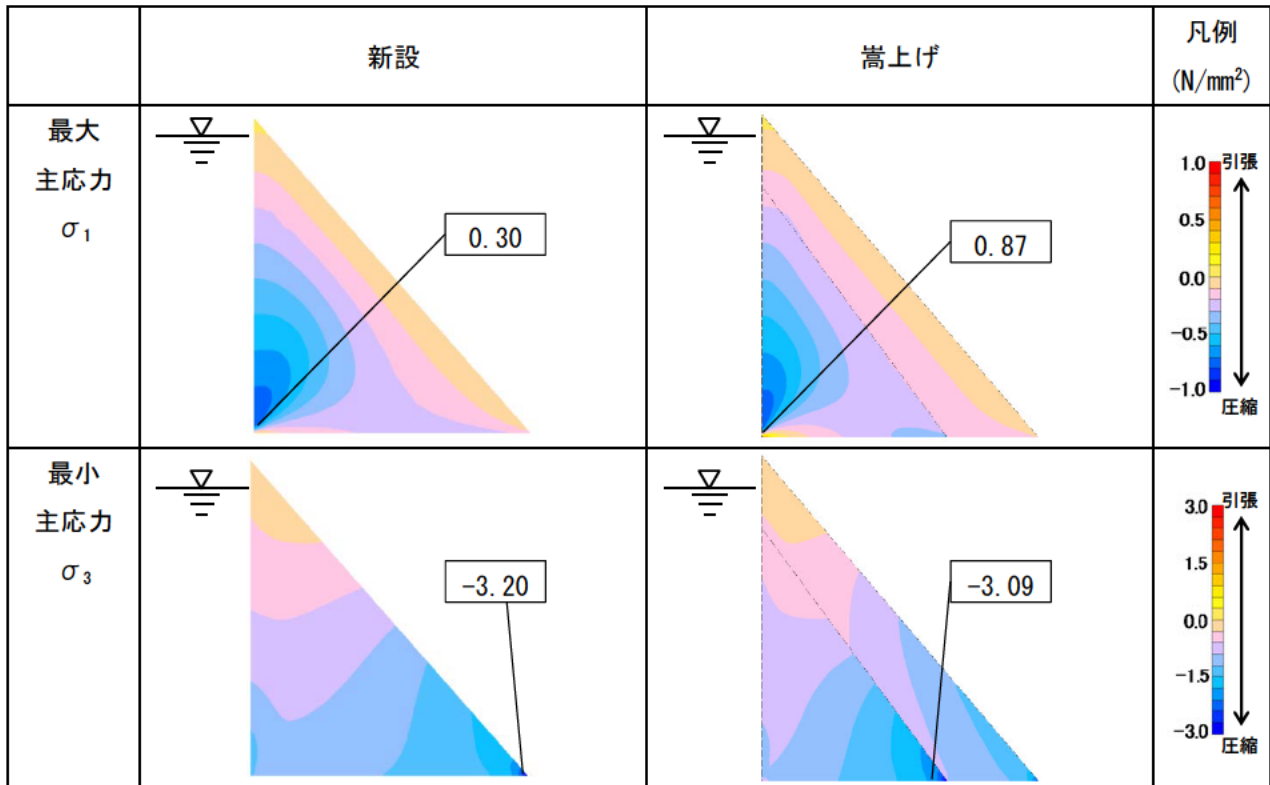


図- 2.6 常時（非地震時）における最大主応力  $\sigma_1$ 、最小主応力  $\sigma_3$ （嵩上げダムと新設ダムの比較）



## 2) 大規模地震時の堤体内応力（線形動的解析）

線形動的解析により得られた大規模地震時の最大発生応力(全時刻最大値  $\sigma_{1max}$ , 全時刻最小値  $\sigma_{3min}$ )の分布について、嵩上げダムと新設ダムの比較を図-2.7に示す。同図より、嵩上げダムの下流端部に生じる大規模地震時の圧縮応力  $\sigma_3$  は新設ダムに比べ小さく、上流端部に局所的に生じる引張応力  $\sigma_1$  は新設ダムよりも大きくなっている。この相違の傾向は常時（非地震時）の応力状態の場合と類似しており、大規模地震時の両者の応力状態の相違は常時の応力状態の相違が反映されていると考えられる。

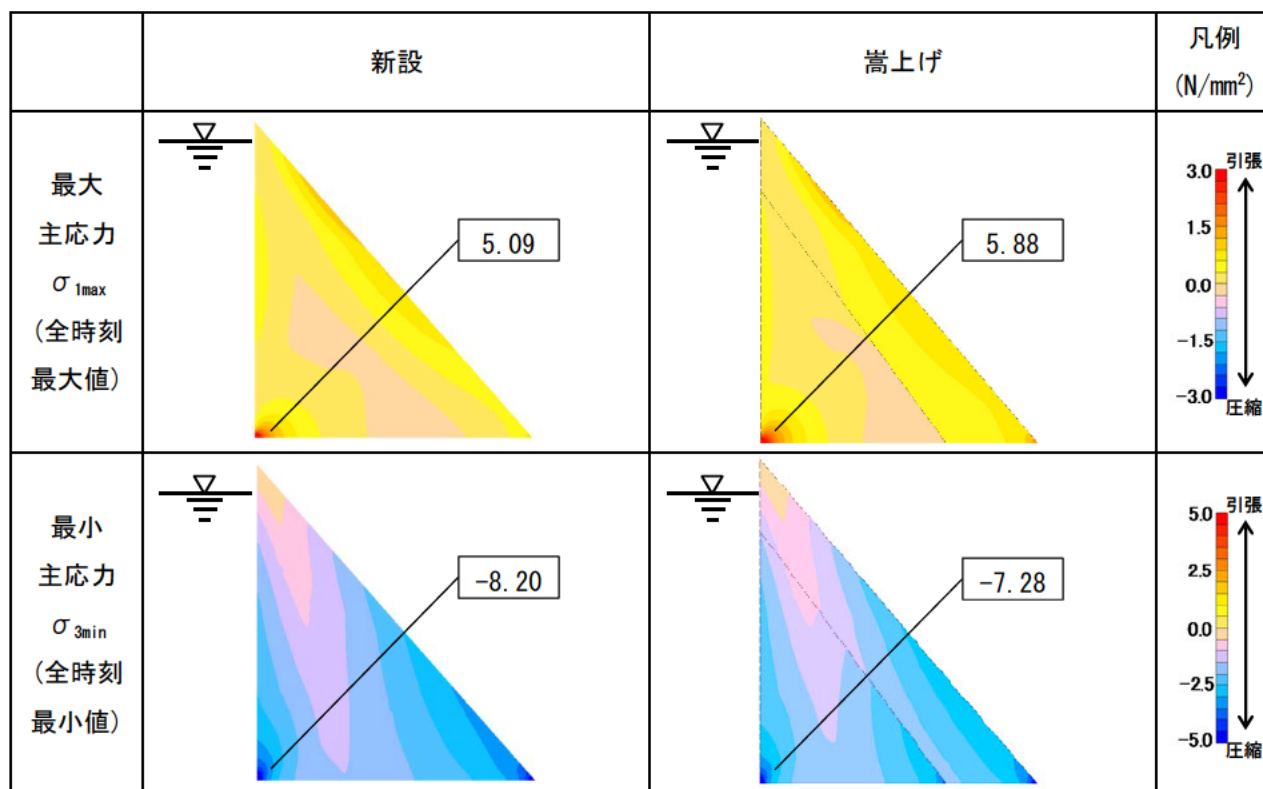


図- 2.7 大規模地震時における最大主応力  $\sigma_1$ 、最小主応力  $\sigma_3$ （嵩上げダムと新設ダムの比較）

## (5) まとめ

以上の解析結果から、嵩上げダムでは、常時（非地震時）の応力状態が同一断面形状の新設ダムの場合とはやや相違すると考えられ、これに起因して大規模地震時の応力状態も、上流端部に生じる引張応力が新設ダムに比べ大きくなる可能性があるなど、新設ダムとはやや相違するものとなることに注意が必要である。

このため、既設堤体上への嵩上げダムの大規模地震時の挙動を動的解析により精度よく推定するには、動的解析に先立って、初期状態としての常時（非地震時）の応力状態を精度よく推定しておくことが重要になる。これには、嵩上げ堤体の施工に伴う堤体自重の増加や嵩上げ後の水位上昇による水圧荷重の増加に伴う既設堤体との間での応力再配分を図-2.3に示したようなステップ解析により考慮することが有効と考えられる。

## 2.1.2 嵩上げ高さの違いによる影響

### (1) 概要

前節の検討から、嵩上げダムでは同形状の新設ダムとは常時（非地震時）の応力状態が異なること、及びこのことに伴って線形動的解析で求まる大規模地震時の堤体内の応力状態にも相違が生じることがわかった。そこで、嵩上げ高さが種々異なる場合について、前節と同様の手順（図- 2.3、図- 2.4）で常時（非地震時）及び線形動的解析による大規模地震時の堤体内応力状態を求め、前節で解析した新設ダム（嵩上げ高さ 0 に相当）の場合を含めて比較した。さらに、各ケースについて重力式コンクリートダムの耐震性能照査<sup>3)</sup>に用いられる堤体コンクリートの引張軟化を考慮した非線形動的解析を行い、大規模地震時に想定される損傷範囲（引張軟化領域の進展範囲）についても比較した。

### (2) 解析条件

解析モデルの諸元を表- 2.4 に示す。解析モデルの形状は図- 2.8 のとおりとし、既設堤高が 70m で+20m の嵩上げを行うケース（基本ケース）は前節での検討と同一とした。そして、これと比較するケースとして、既設堤高が異なり（50m、80m）嵩上げ後の堤高が同一（90m）となるケース及び既設堤高が同一（70m）で嵩上げ高さが異なるケース（+10m、+30m のほか新設（+0m））を設定した。堤体上下流面勾配は、各ケースとも上流面勾配は鉛直、下流面勾配は基本ケース（既設堤高 70m）と同様に嵩上げ高に応じて垣谷の式<sup>4)</sup>で求まる勾配を設定し、既設堤高が異なるケースは、基本ケースと同一勾配とした。嵩上げダムでの施工時水位条件は、各ケースとも既設堤高  $h \times 80\%$ 、嵩上げ後の運用時水位条件は嵩上げ後堤高  $H - 5m$  で、新設ダムも同じとした。

表- 2.4 解析モデル諸元

モデル	既設堤高 h	嵩上げ後堤高 H		
		80m	90m	100m
新設	—	1:0.82	1:0.86	1:0.87
嵩上げ	50m 【下流面勾配 1:0.71】	—	1:0.86 (1:0.87)*	—
	70m 【下流面勾配 1:0.74】	1:0.82	1:0.86	1:0.87
	80m 【下流面勾配 1:0.75】	—	1:0.86 (1:0.82)*	—

\* ( ) 内は垣谷の式<sup>4)</sup>により転倒に対する安定性を満足する最小勾配。  
解析モデルは断面形状をそろえるため 0.86 とした。

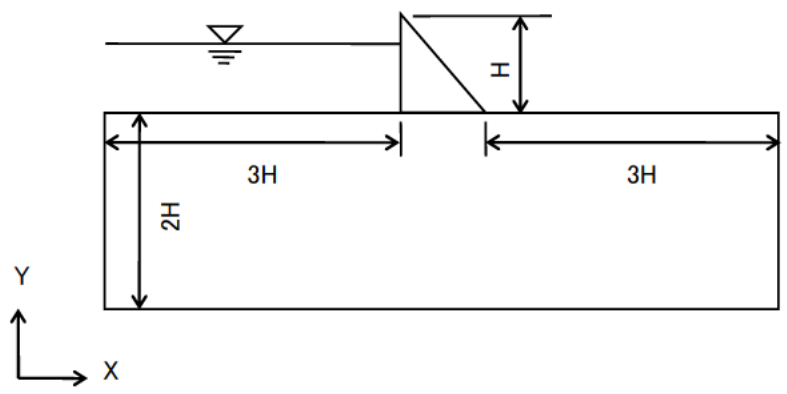
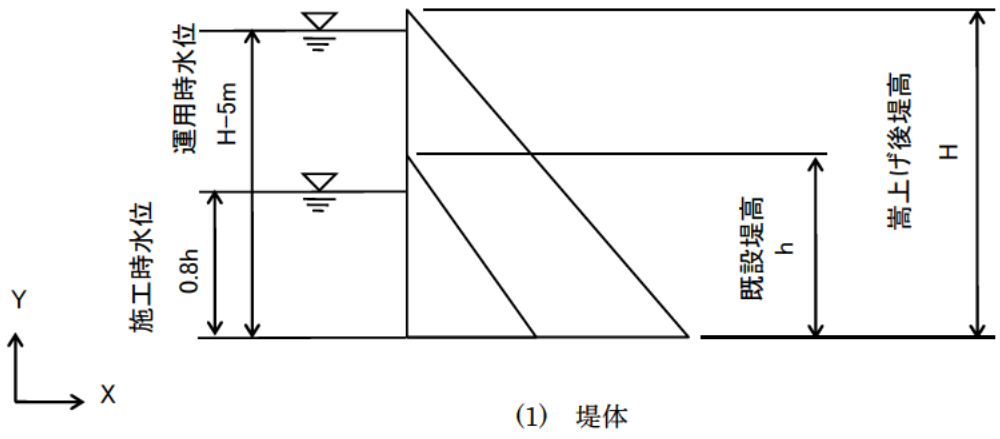


図- 2.8 モデル形状

物性値については基本的に前節での設定値（表- 2.2）と同一としたが、これらに加え、損傷過程を考慮した非線形動的解析に必要となる堤体コンクリートの引張軟化特性を表- 2.5 に示すとおり設定した。引張軟化モデルは図- 2.9 に示すとおりコンクリート標準示方書<sup>5)</sup>のモデルと同様の2直線モデルとした。なお、表- 2.5 中の破壊エネルギーの値は、堀井ら<sup>6)</sup>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の算定式において圧縮強度  $f_{cm}=20\text{N/mm}^2$ 、粗骨材最大寸法  $d_{max}=150\text{mm}$  と仮定して算出した。

$$G_F = (0.79d_{max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.7} \dots \dots \dots (2.1)^6$$

ここに、

- $G_F$  : 破壊エネルギー(N/m)
- $d_{max}$  : 粗骨材最大寸法(mm)
- $f_{cm}$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

表- 2.5 引張軟化特性（非線形動的解析時）

モデル	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	破壊エネルギー $G_F$ (N/m)	引張軟化モデル
堤体 (新旧)	2.0	300	2直線近似 <sup>5)</sup> (図- 2.9)

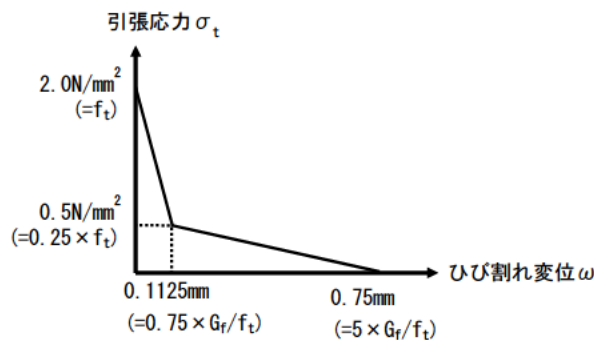


図- 2.9 堤体コンクリートの引張軟化モデル

解析モデルへの入力地震動は、前節での検討と同様、図- 2.5 に示す下限スペクトル適合波（最大水平加速度 341gal）が堤体底面で再現されるよう引き戻した加速度波形とした。ただし、堤体コンクリートの引張軟化による損傷過程を考慮する非線形動的解析では、軟化領域の進展傾向をより明確に把握するため、下限スペクトル適合波のほか、その加速度振幅を2倍に引き伸ばした加速度波形（同 682gal）とした場合についても解析した。

### (3) 解析方法

解析手順は前節での方法（図- 2.3、図- 2.4）と同様、嵩上げダムでは常時（非地震時）応力を施工過程を考慮したステップ解析で求め、大規模地震時の地震動（図- 2.5）での地震応答解析（動的解析）を実施した。なお、動的解析では、前節と同様の線形動的解析により得られる堤体内応力とともに、表- 2.5 の引張軟化特性を考慮した非線形動的解析によって引張軟化領域を推定した。

#### (4) 解析結果

##### 1) 常時（非地震時）応力

各ケースでの常時（非地震時）応力の解析結果（最大主応力  $\sigma_1$  及び最小主応力  $\sigma_3$  の分布）を図-2.10 に示す。同図より、重力式コンクリートダムで地震時に問題となりやすい上流端に発生する引張応力を嵩上げ後断面が同一の嵩上げダムと新設ダムで比較すると、嵩上げダムでは各嵩上げ高さのケースとも新設ダムに比べて大きくなっている。一方、嵩上げ後断面が同一の各嵩上げケースでの下流端の圧縮応力は、嵩上げ高さが高い（既設堤高が低い）条件の方が大きくなっている。なお、これら上流端での引張応力や下流端での圧縮応力はいずれもダムコンクリートの一般的な各強度に比べると小さな値である。一方、既設堤高が同じ条件の嵩上げダムでは、嵩上げの高さが高くなるほど上流端での引張応力や下流端での圧縮応力が大きくなっている。

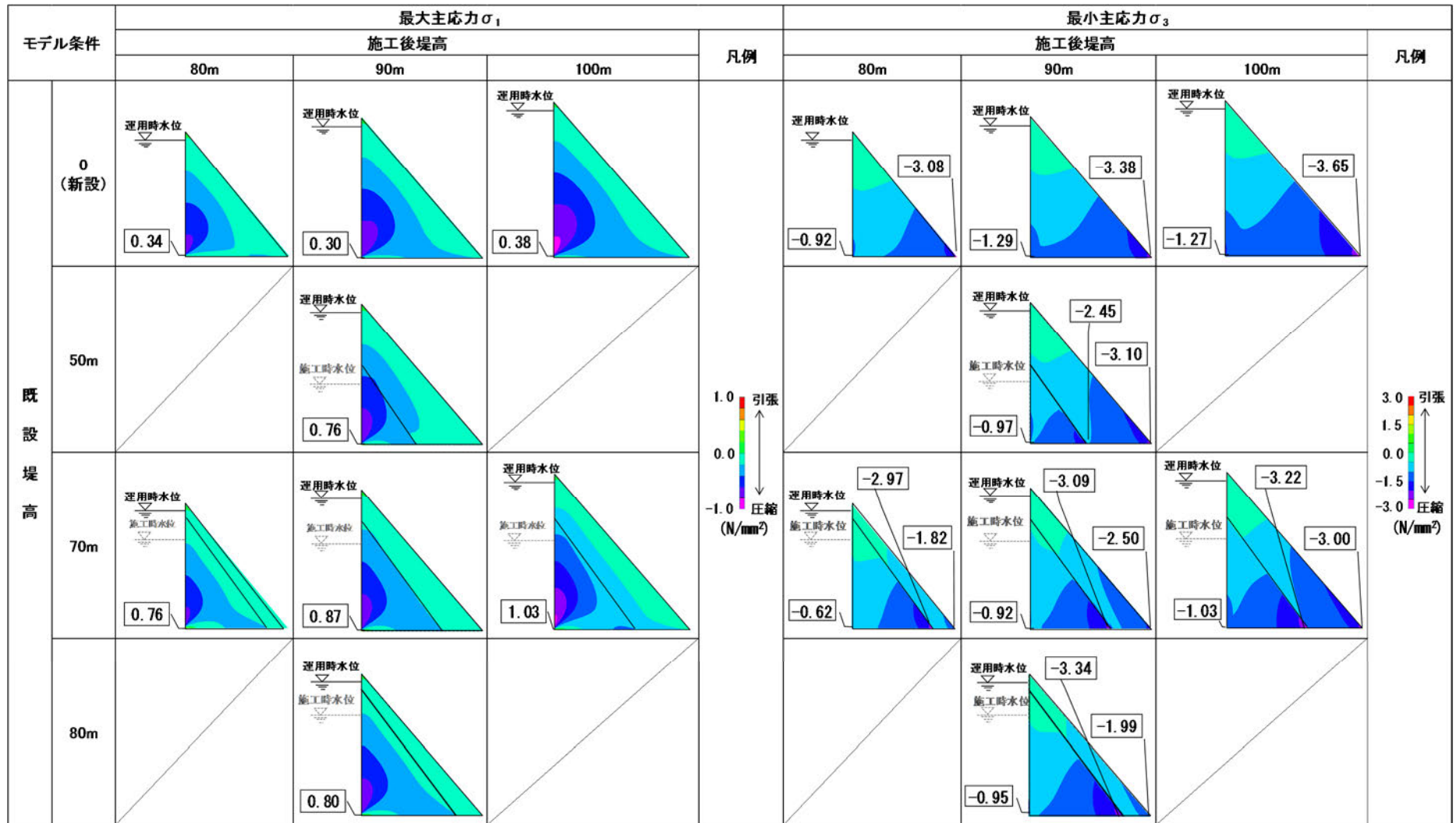


図- 2.10 常時（非地震時）応力の分布  
 (嵩上げ後堤高が同一で嵩上げ高さが異なるケースの比較)



## 2) 大規模地震時の堤体内応力（線形動的解析）

常時（非地震時）応力と地震時の動的応力を重ね合わせた地震時の最大主応力（全時刻最大値  $\sigma_{1max}$ ）、及び最小主応力（全時刻最小値  $\sigma_{3min}$ ）の分布を図- 2.11 に示す。

嵩上げ後の断面形状が同一で嵩上げ高さが異なるケースにおいて、上流端及び下流端での引張応力は、嵩上げダム各ケースとも同一断面形状の新設ダムよりも大きくなっており、常時（非地震時）応力の相違による影響が反映されているものと考えられる。なお、嵩上げダム上流端の引張応力は嵩上げ高さによる差が小さいが、一般的なダムコンクリートの引張強度を超える可能性のある値となっている。下流端の引張応力は嵩上げ高さが低い（既設堤高が高い）条件の方が大きくなっている。なお、嵩上げダム特有の構造的特徴である新旧堤体接合面での応力状態を把握するため、同接合面沿いのせん断応力及び垂直応力の分布を図- 2.12 にそれぞれ示す。せん断応力（図- 2.12(1)）については、嵩上げ高さが低い（既設堤高が高い）ほど常時・地震時ともに小さくなることがわかる。垂直応力（図- 2.12 (2)）については、常時では全て圧縮側であるが、大規模地震時には既設堤高が最も低く嵩上げ高さが最も高いケース（既設堤高 50m、嵩上げ高さ+40m）において、低標高部で僅かながら引張応力が発生していることがわかる。さらに、堤体底面及び下流面沿いの最大主応力の分布を図- 2.13 に示すが、堤体底面での引張応力は、新設ダムを含め、嵩上げ高さが異なる各ケースでほとんど変わらないのに対し、下流面での引張応力は、嵩上げ後の堤高が同一の場合、嵩上げ高さが低い程大きくなることがわかる。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、地震力が作用した場合に生じる引張応力が大きくなるためと考えられる。

既設堤高が同じで嵩上げ高さが異なるケースについては、嵩上げ後の堤高が高いほど地震時の発生応力は大きくなっている。

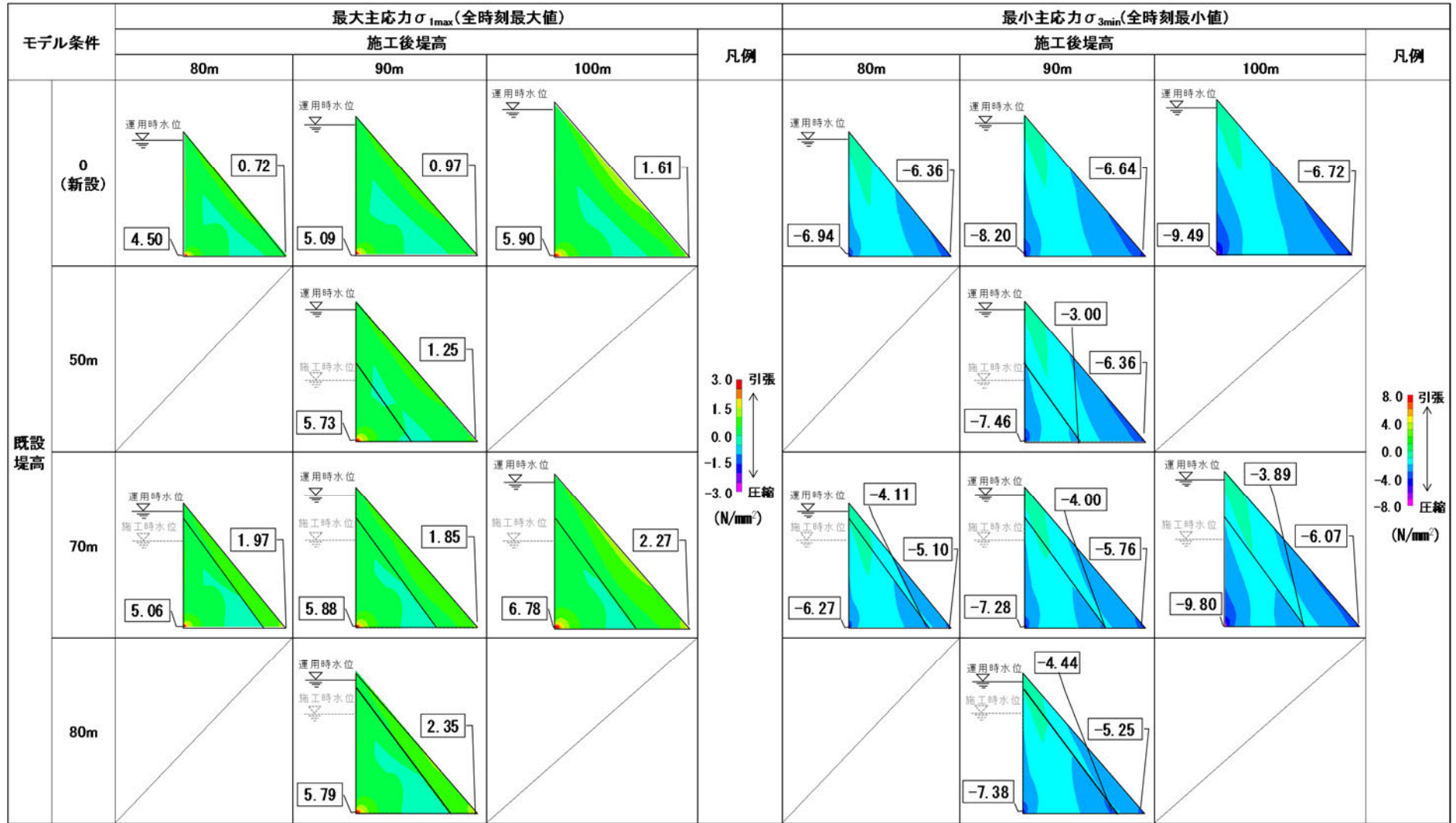
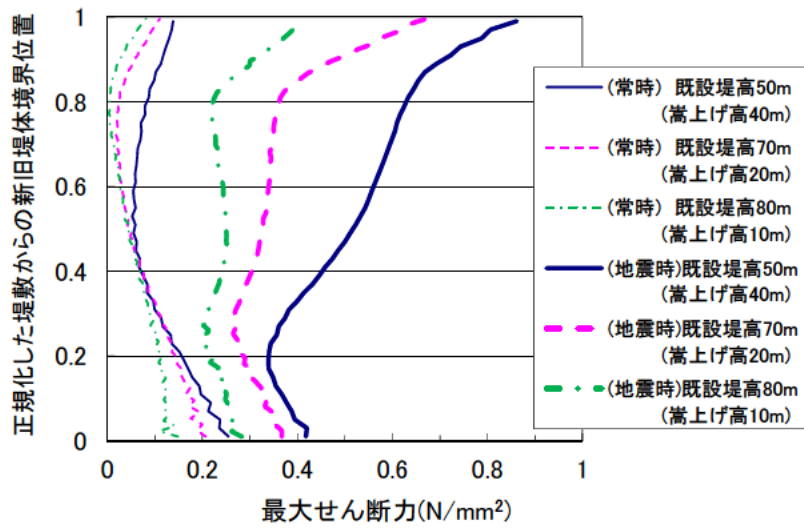
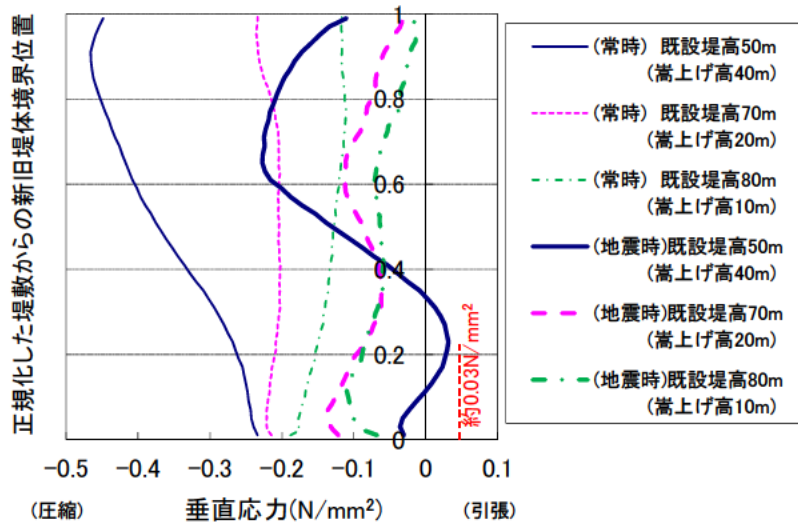


図- 2.11 線形動的解析による大規模地震時の最大応力分布  
 (嵩上げ後堤高が同一で嵩上げ高さが異なるケースの比較)  
 [加速度振幅 1 倍 (最大水平加速度 341gal) ]

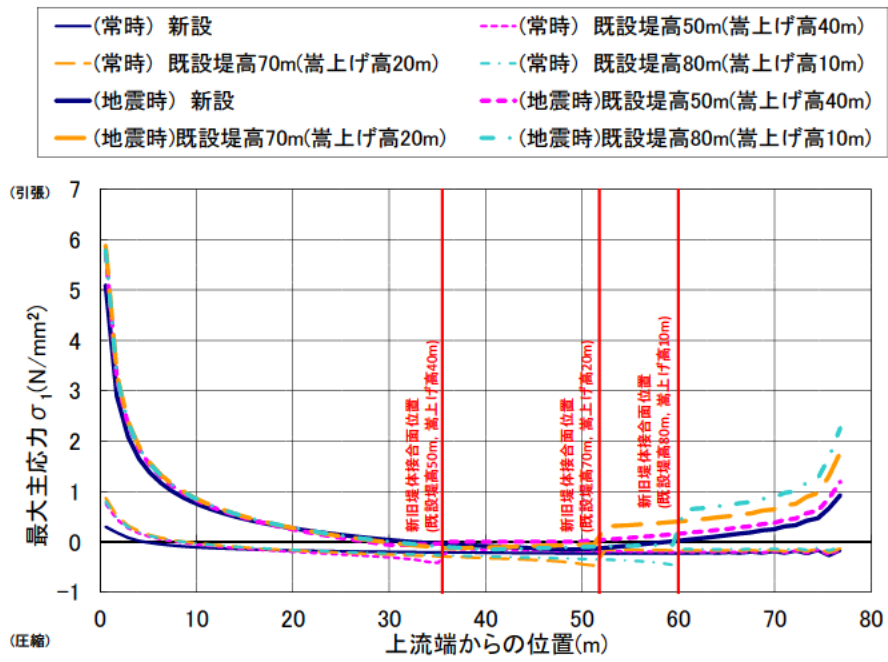


(1) 最大せん断応力

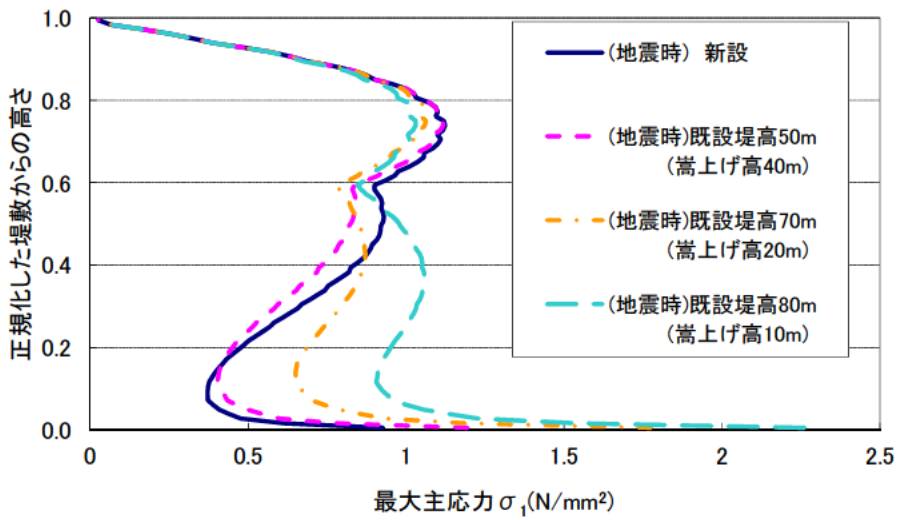


(2) 最大垂直応力

図- 2.12 新旧堤体打継面沿いの応力分布  
(嵩上げ後堤高が同一で嵩上げ高さが異なるケースの比較)



(1) 堤体底面



(2) 下流面 (地震時)

図- 2.13 堤体底面及び下流面沿いの最大主応力  
(嵩上げ後堤高が同一で嵩上げ高さが異なるケースの比較)

### 3) 大規模地震時の損傷範囲（非線形動的解析）

引張軟化による損傷過程を考慮した非線形動的解析の結果を図- 2.14 に示す。下限スペクトル適合波での解析結果では、軟化領域は堤体底面上流端付近にごく限られているが、入力地震動の振幅をその 2 倍とした場合の解析結果では、堤体に生じる軟化領域がより明瞭となり、本検討での解析条件では、上下流端からの堤体底面沿いや下流面から堤体内部に向かって軟化領域が生じる可能性があることがわかる。

このうち、嵩上げ後の断面形状が同一のケースを比較すると、嵩上げダム各ケースとも新設ダムよりも上下流端からの堤体底面沿いの軟化領域がやや深くなっている。なお、上流端からの軟化領域の進展深さは嵩上げ高さの相違による違いは見られない。一方、下流端からのものは嵩上げ高さが低くなる（既設堤高が高い）ほど深くなっている。ただし、新旧堤体接合面より既設堤体内へは進展しにくい。また、既設堤高が同じで嵩上げ後の堤高が異なるケースを比較すると、上下流端から堤体底面沿いの軟化領域は嵩上げ高さが高いケースほど深くなっている。堤体下流面からの軟化領域は、嵩上げ部が薄くなる嵩上げ高さが低いケースほど新旧堤体接合面の広範囲に達する可能性があるが、この場合も既設堤体内へは進展しにくい。

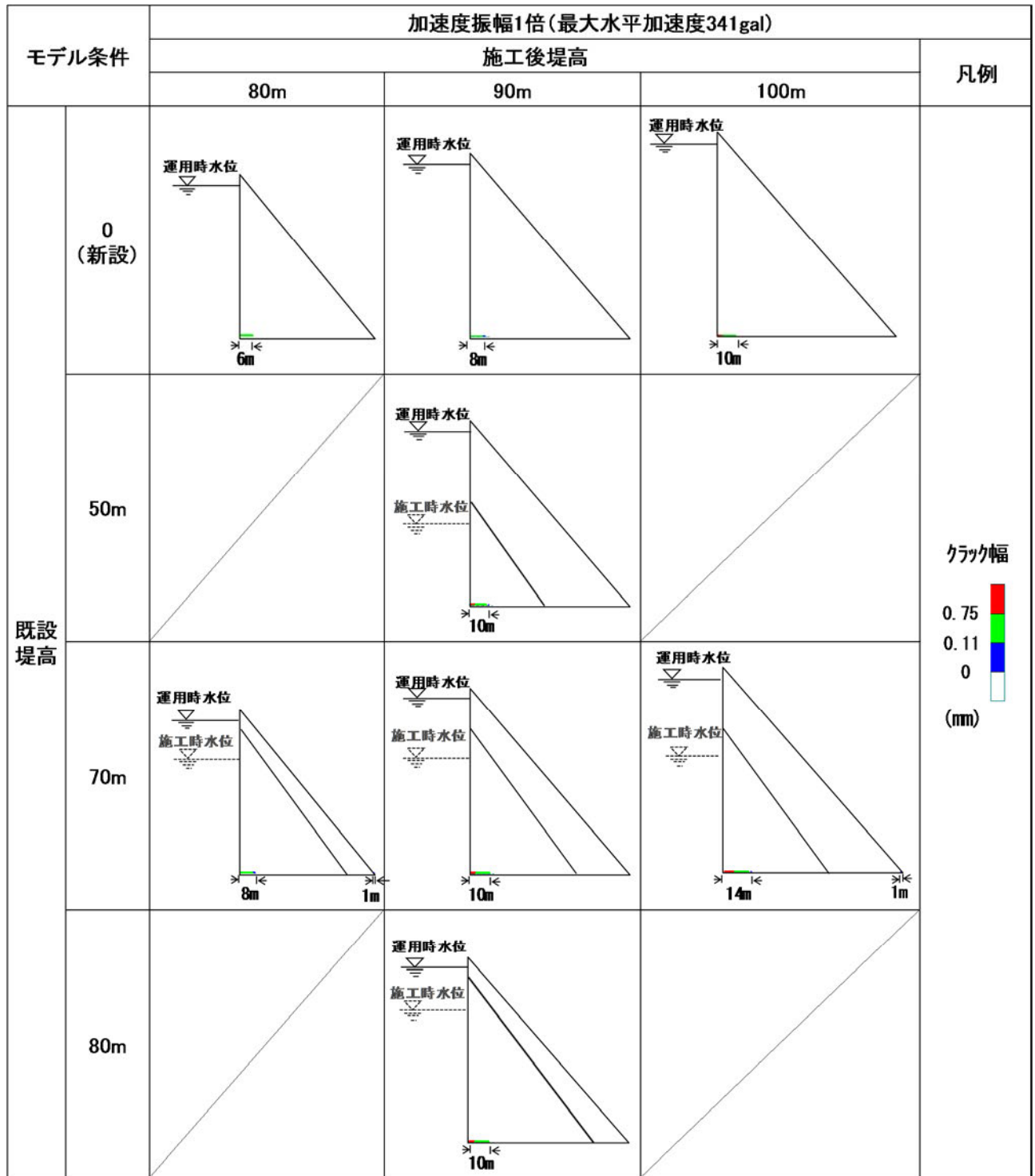


図- 2.14(1) 非線形動的解析による大規模時地震時の引張軟化領域  
 (嵩上げ後堤高が同一で嵩上げ高さが異なるケースの比較)  
 [加速度振幅1倍(最大水平加速度341gal)]

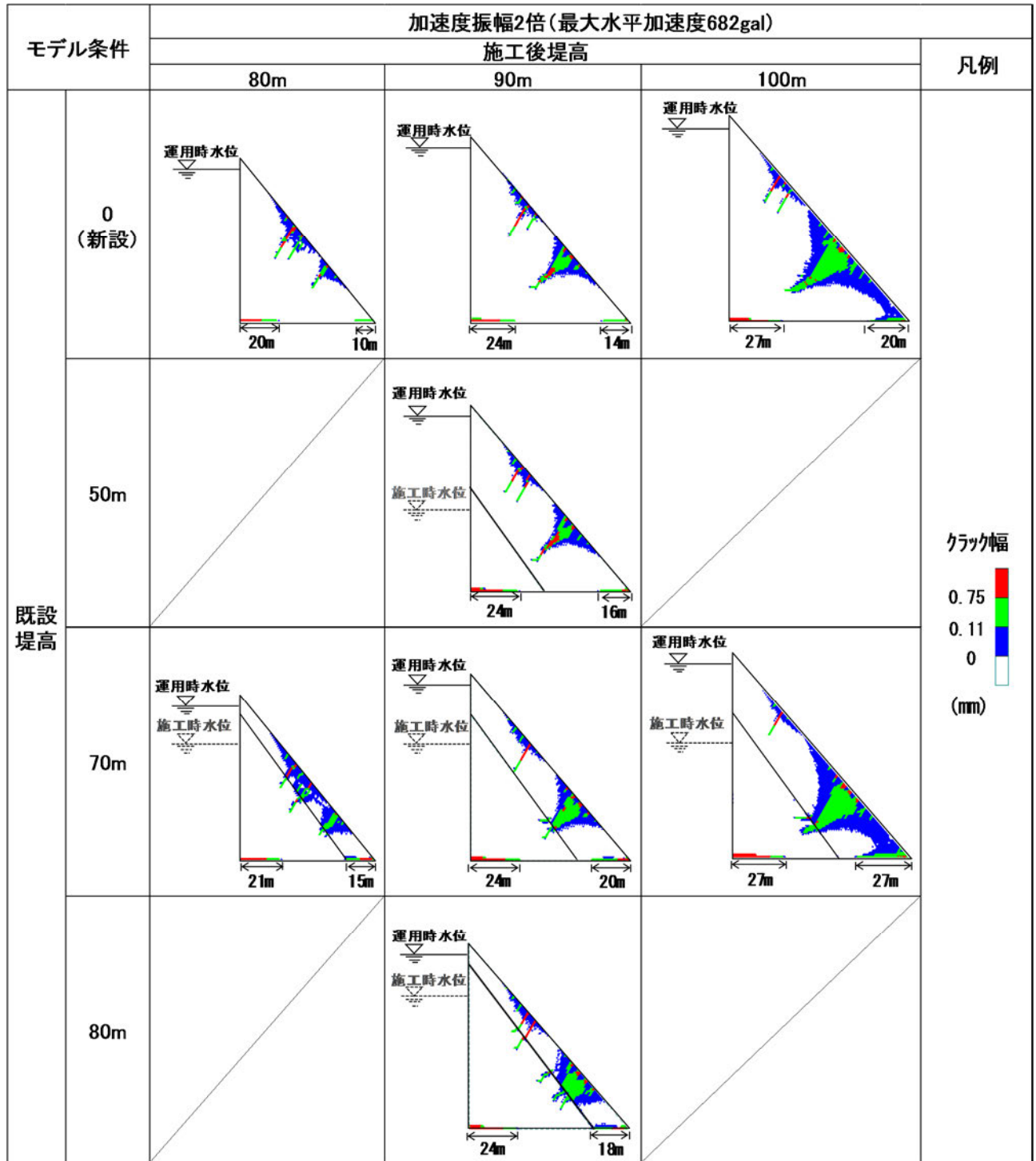


図- 2.14(2) 非線形動的解析による大規模時地震時の引張軟化領域  
 (嵩上げ後堤高が同一で嵩上げ高さが異なるケースの比較)  
 [加速度振幅2倍(最大水平加速度682gal)]

## (5) まとめ

以上の解析結果から、嵩上げ高さの相違による大規模地震時の挙動への影響については、主に以下のことがいえる。

- ・ 上下流端部での引張応力の集中やそれによる損傷が生じる可能性のある範囲は、基本的に嵩上げ高さが高くなるほど大きくなる。
- ・ 嵩上げ堤体の下流端部や下流面での引張応力の集中については、嵩上げ高さが低い（増厚幅が薄い）場合においても、嵩上げダム特有の構造的特徴である新旧堤体接合面にその影響が及びやすくなる点で注意が必要と考えられる。



## 2.1.3 施工時水位の違いによる影響

### (1) 概要

貯水池を運用しながら嵩上げ施工する場合、貯水位は一定とはならず、気象条件や運用状況により変化するが、実際の設計においては、設計上安全側となる施工時水位が高い条件で嵩上げ堤体の断面形状を設計している。この場合、常時の水圧荷重により上流端部に生じる引張応力に対しては安全側の条件となる。前節までの検討では、施工時水位は全て既設堤体の80%の高さで一定とし、モデルの嵩上げ後の下流面勾配は同条件から垣谷の式<sup>4)</sup>を用いて、ミドルサード条件を満足する最小断面となるように設定した。しかし、上下流両方から大きな地震力が作用する大規模地震時の耐震性能照査では、貯水位が低い場合であっても、例えば上下流面両側から引張応力の集中による軟化領域が進展することで貯水機能に影響を及ぼすようなことが無いか確認しておくことが考えられる。このため、施工時水位の違いが常時（非地震時）や大規模地震時の嵩上げダム堤体の挙動に及ぼす影響について検討した。

### (2) 解析条件

2.1.1での検討における嵩上げダムの基本ケース（既設堤高  $h=70\text{m}$ 、嵩上げ後堤高  $H=90\text{m}$ ）の解析モデルを用い、施工時水位  $0$ 、 $0.3h$ 、 $0.6h$  の各条件で常時（非地震時）応力及び大規模地震時の地震応答解析（線形動的解析及び非線形動的解析）を実施し、基本ケース（施工時水位  $0.8h=56\text{m}$ ）での解析結果と比較した。物性値、入力地震動等その他の解析条件は前節までの検討と同じである。

### (3) 解析結果

常時（非地震時）の応力解析結果を図-2.15、大規模地震時の地震動として図-2.5の下限スペクトル適合波を考慮した線形動的解析で得られた堤体内の最大応力分布（全時刻最大値  $\sigma_{1\text{max}}$ 、全時刻最小値  $\sigma_{3\text{min}}$ ）を図-2.16に示す。これらの図より、嵩上げ後（貯水位の運用水位への上昇後）に上流端に発生する引張応力は、常時及び大規模地震時とも施工時水位が高いほど大きくなっている。一方、常時（非地震時）に下流端に発生する圧縮応力は、施工時水位が高いほど小さくなっている。大規模地震時には下流端にも引張応力が生じるが、その大きさは施工時水位が高いほど大きくなっている。なお、下流端に発生する圧縮応力は一般的なダムコンクリートの圧縮強度に比べて小さいが、上流端部の引張応力は一般的なダムコンクリートの引張強度を超える大きさとなっている。このため、堤体コンクリートの引張軟化を考慮した非線形動的解析を行った結果を図-2.17に示す。非線形動的解析による底面沿いの引張軟化領域（図-2.17）は、上流側から軟化領域には施工時水位による変化は余りないが、下流端（新設堤体側）から生じる軟化領域は施工時水位が高い方が深くなっている。

これらの傾向は、いずれも施工時水位が高いほど常時の水圧荷重を既設堤体が負担する割合が大きくなることによるものと考えられる。

常時（非地震時）と線形動的解析による地震時の主応力の局所での最大値及び非線形動的解析により推定される堤体底面沿いの上下流端からの引張軟化領域の長さを施工時水位が異なるケースで比較した結果を図-2.18～図-2.20に示す。施工時水位の変化に対する上記の各傾向は、施工時水位が高い範囲においてより顕著となることがわかる。

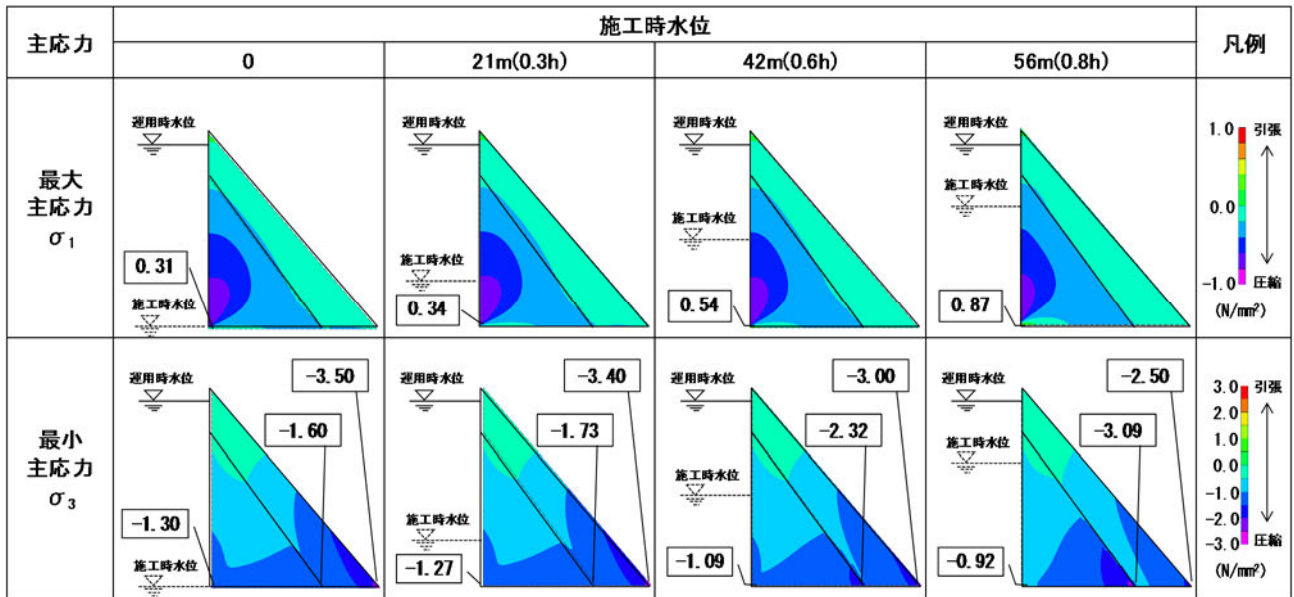


図- 2.15 常時(非地震時)応力の分布 (施工時水位の違いによる比較)

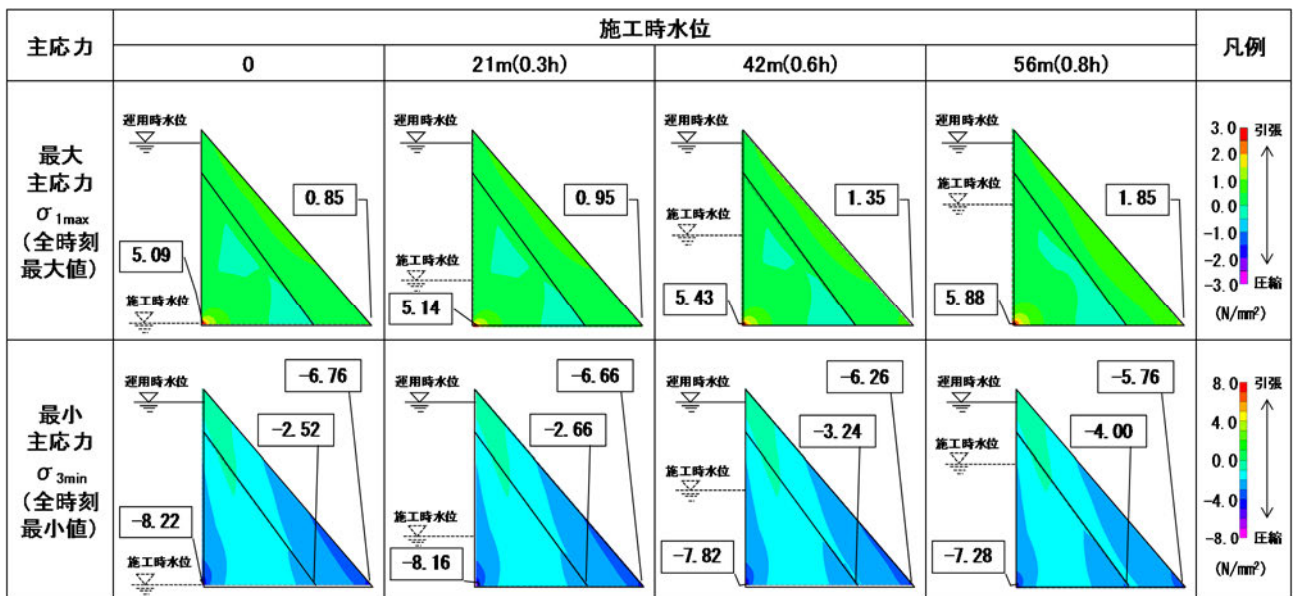


図- 2.16 線形動的解析による大規模地震時の最大応力分布 (施工時水位の違いによる比較)

[加加速度振幅 1 倍 (最大水平加速度 341gal) ]

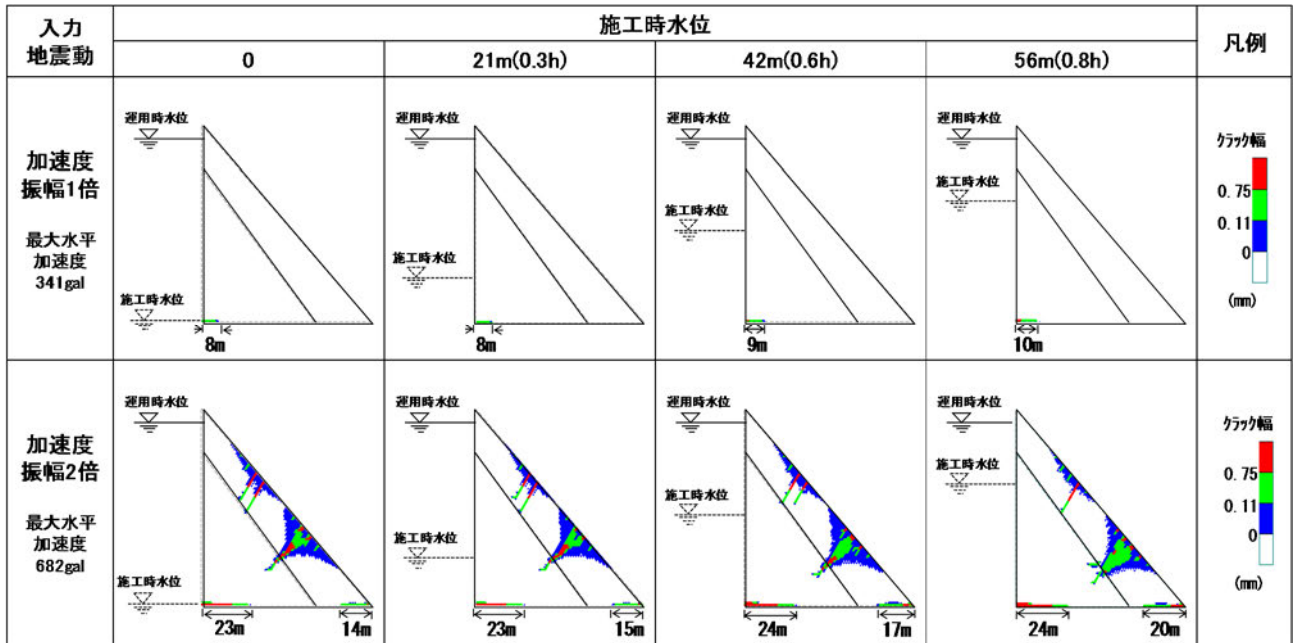


図- 2.17 非線形動的解析による大規模地震時の引張軟化領域  
(施工時水位の違いによる比較)

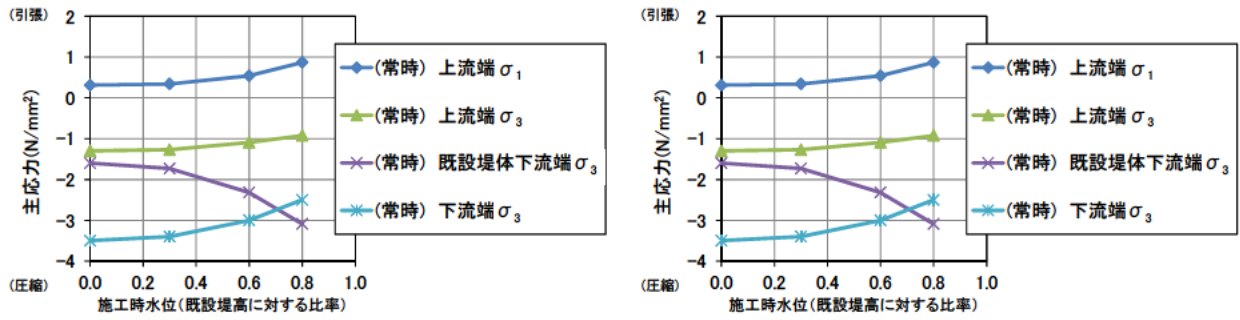


図- 2.18 施工時水位と常時の応力  
(左：主応力、右：施工時水位 0 のケースに対する比率)

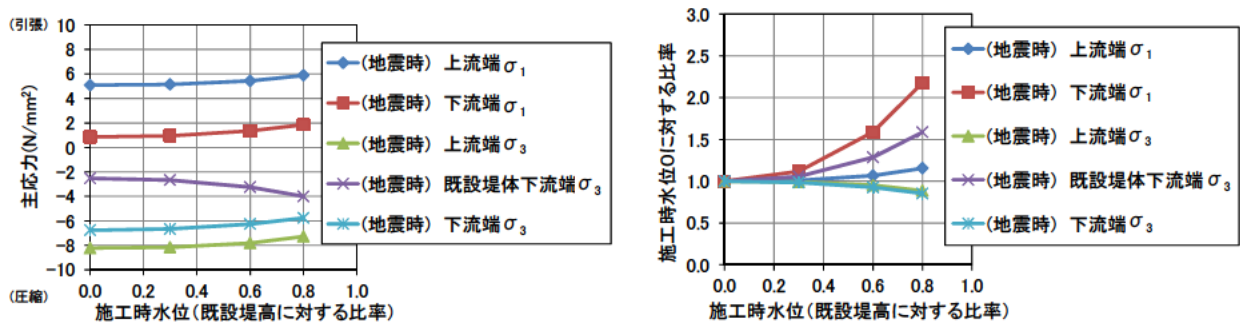


図- 2.19 施工時水位と大規模地震時応力  
[加速度振幅 1 倍 (最大水平加速度 341gal) ]  
(左：主応力、右：施工時水位 0 のケースに対する比率)

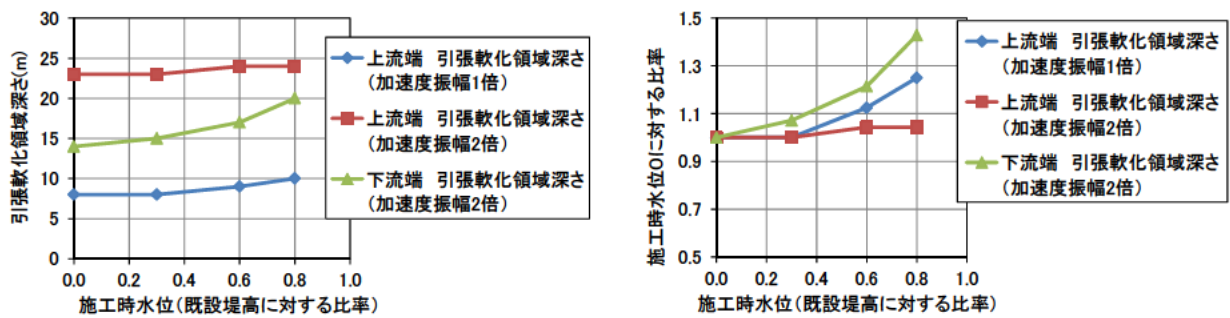


図- 2.20 施工時水位と大規模地震時の引張軟化領域の深さ  
[加速度振幅 1、2 倍 (最大水平加速度 341gal、682gal) ]  
(左：引張軟化領域の深さ、右：施工時水位 0 のケースに対する比率)

#### (4) まとめ

既設堤体上への嵩上げダムでは、施工時水位が高いほど常時の水圧荷重を既設堤体が負担する割合が大きくなるために、嵩上げ後（運用水位への水位上昇後）の上流端では常時及び大規模地震時の引張応力が生じやすくなり、また大規模地震時には下流端（新設堤体側）に生じる引張応力も大きくなる可能性がある。

したがって、嵩上げダムの大規模地震に対する耐震性能照査においては、既設の嵩上げダムを対象とするときは実際の施工時水位、施工計画を含め設計中の嵩上げダムを対象とするときは施工時水位として考えられる水位のうち、断面設計時の構造計算と同様、最も高い水位条件での検討を行っておくことが基本的に安全側の照査になるものと考えられる。

## 2.1.4 供用後の運用時水位の違いによる影響

### (1) 概要

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常時（非地震時）及び大規模地震時の応力状態や非線形動的解析による損傷範囲（引張軟化領域の進展範囲）への影響について検討した。

### (2) 解析条件

解析モデルは 2.1.1 における既設堤高  $h=70\text{m}$ 、施工時水位は 2.1.1 と同様、堤高の 80%（56m）、嵩上げ後堤高  $H=90\text{m}$  とし、運用時水位を 0m（空虚）、21m、56m（施工時水位と同一）、85m（堤高-5m）の各条件で常時応力解析及び大規模地震時の動的解析を実施した。なお、運用時水位が 0m（空虚）と 85m（最高水位）の条件については、同一断面形状の新設ダムの場合との比較も行った。

### (3) 解析結果

常時（非地震時）の応力解析結果を図-2.21 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-2.22 に示す。図-2.21 に示した常時（非地震時）に比べ、大規模地震時には上流端や下流側に引張応力が発生しやすくなることがわかる。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設定した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<sup>9)</sup>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。

非線形動的解析結果を図-2.23 に示す。前述の線形動的解析と同じ図-2.5 に示す入力地震動条件（最大水平加速度 341gal）では損傷範囲（引張軟化領域）は堤体底面付近のごく限られる範囲となった。このため、より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-2.5 の波形の 2 倍（最大水平加速度 682gal）とした条件での解析も行った。図-2.23 にはその結果も合わせて示している。同図より、上流端から生じる軟化領域の範囲は、運用時水位が高い方が深くなっている。また、下流端から生じる軟化領域の範囲は、図-2.5 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深くなったが、堤趾部付近のごく限られた範囲となっているが、2 倍の地震動を考慮すると各運用水位のケースとも広がっており、上流端からの堤体底面沿いの軟化領域は運用時水位が高い方が深くなっている。下流側については堤体底面沿いの下流端からの軟化範囲は、運用時水位による違いは余り見られないが、嵩上げ（増厚）堤体下流面からの軟化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。

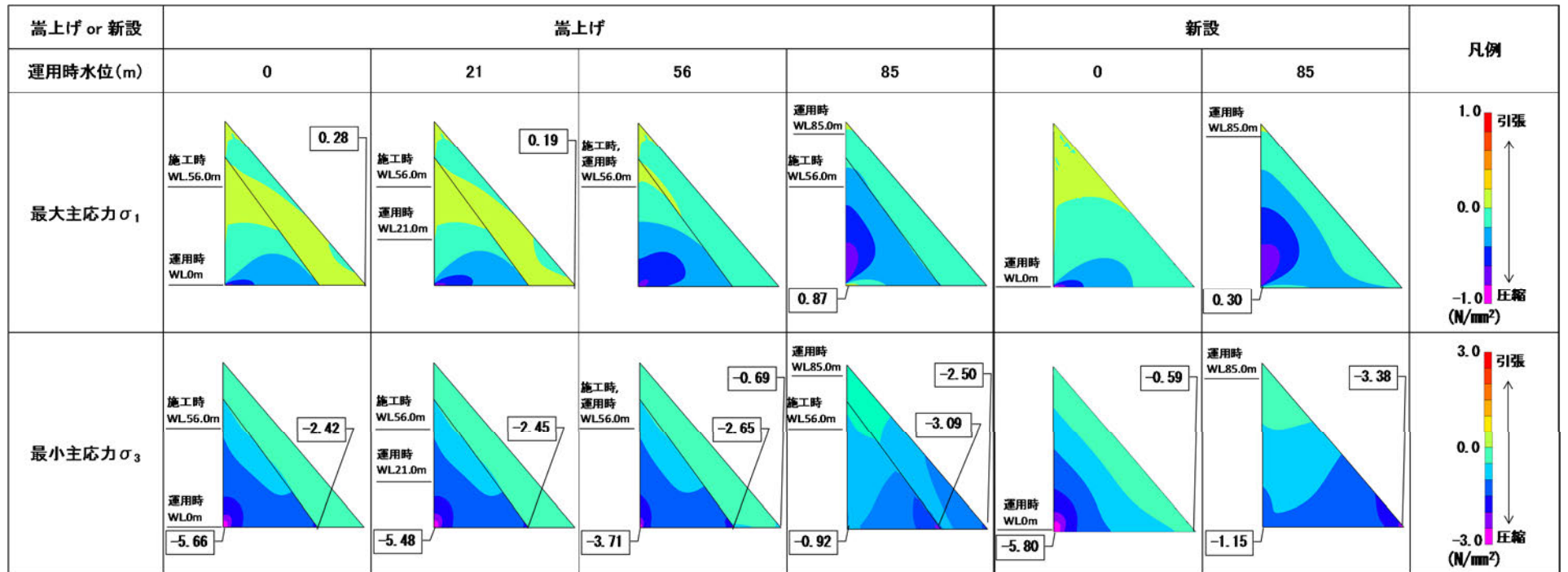


図- 2.21 常時(非地震時)応力の分布 (運用時水位の違いによる比較)



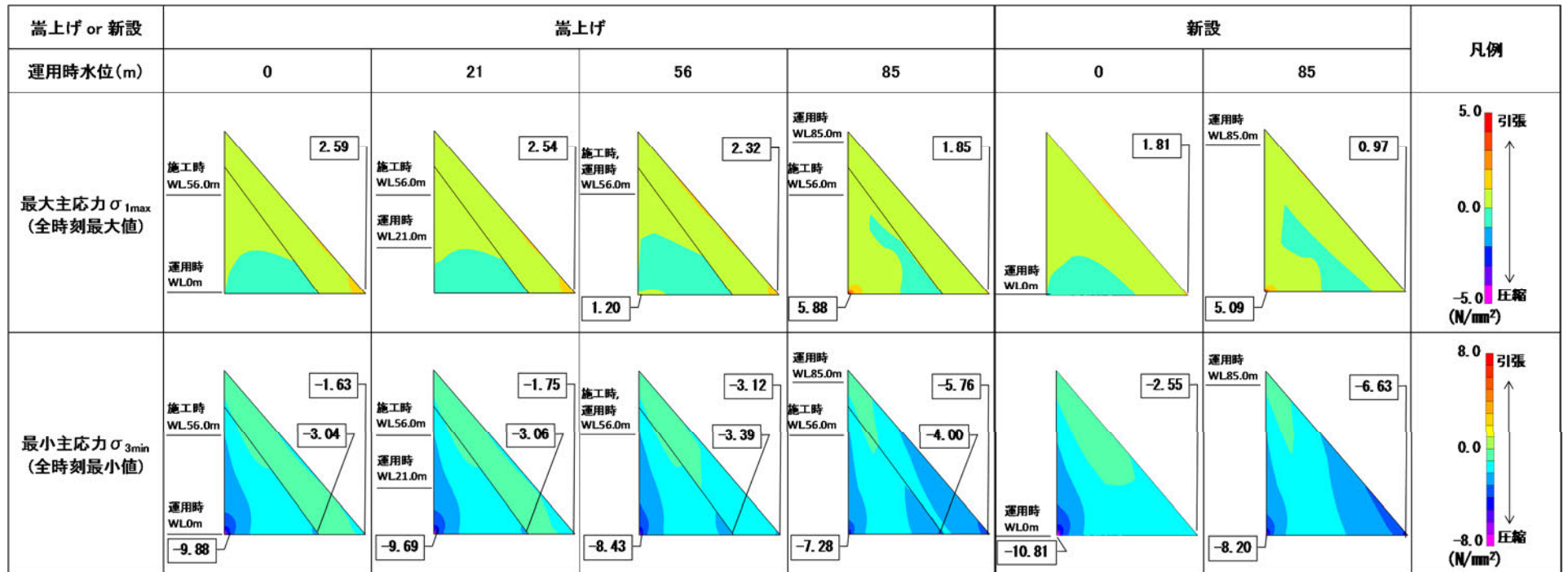


図- 2.22 線形動的解析による大規模地震時の最大応力分布 (運用時水位の違いによる比較)

[加速度振幅 1 倍 (最大水平加速度 341gal) ]



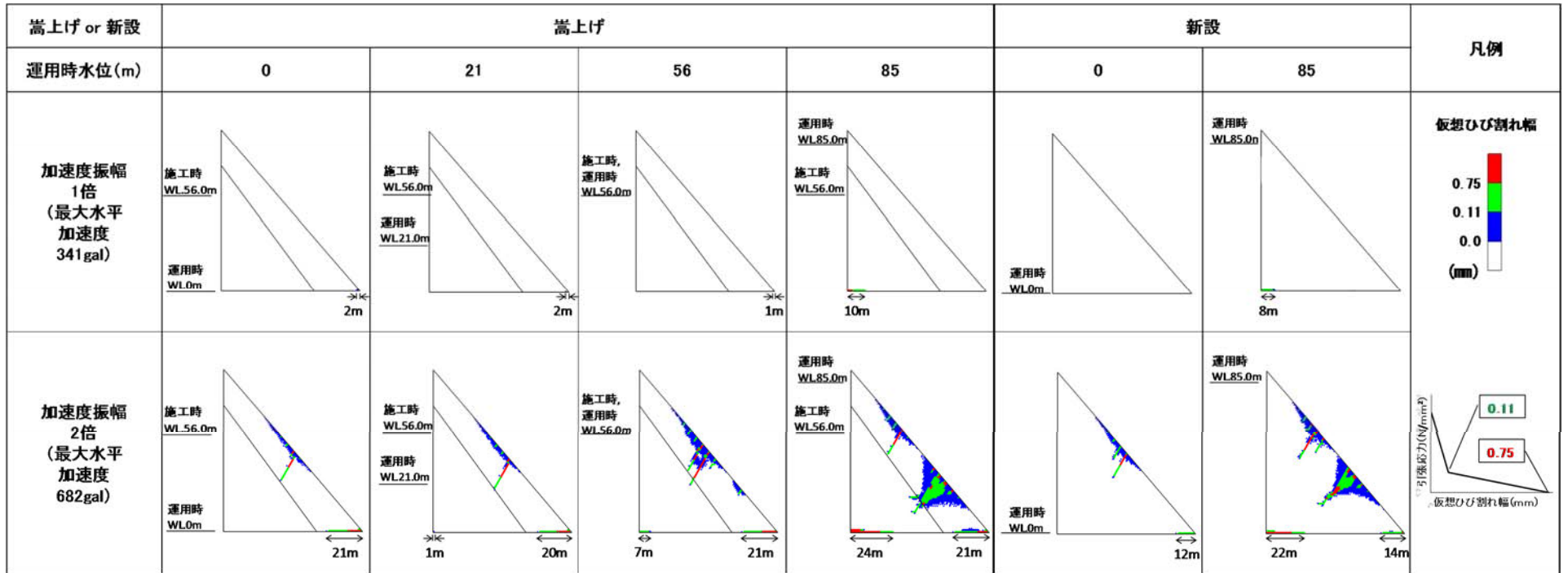


図- 2.23 非線形動的解析による大規模地震時の引張軟化領域 (運用時水位の違いによる比較)

#### (4) まとめ

このように、嵩上げダムの大規模地震時の引張応力の集中やそれに伴う軟化領域は、運用水位を反映した常時応力状態の影響を受け、基本的に運用水位が高い方が大きくなる。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<sup>3),9)</sup>が、今回の解析結果を踏まえれば、既設堤体上への嵩上げダムの耐震性能照査においても、水位条件としては基本的には常時の最高水位（常時満水位）を考慮すれば良いと考えられる。

## 2.1.5 新旧堤体物性値の違いによる影響

### (1) 概要

既設堤体上へ嵩上げ（増厚）する場合、新旧堤体間の相対的な挙動に起因する応力集中を抑制する観点からは、嵩上げ堤体の物性値はできるだけ既設堤体に近いものとするのが良いと考えられる。しかし、既設堤体に新たにコンクリートを打設する場合、その時点で使用可能な材料や配合条件、材齢の相違などにより嵩上げ堤体の物性値は既設堤体と同一にはならない。そこで、新旧堤体の物性値の相違が嵩上げダムの大規模地震時挙動に及ぼす影響を把握するため、嵩上げ堤体の物性値（弾性係数及び強度）を相違させた条件での解析を前節までの検討と同様の方法で行い、常時（非地震時）及び大規模地震時の応力状態や非線形動的解析による損傷範囲（引張軟化領域の進展範囲）を比較した。

### (2) 解析条件

解析モデルは 2.1.1 の検討と同じ既設堤高  $h=70\text{m}$ 、嵩上げ後堤高  $H=90\text{m}$  の解析モデル（図-2.1）とした。物性値は、既設堤体については前節までの解析と同じとし、嵩上げ堤体の物性値として、弾性係数を変化させたケースを表-2.6の通り設定した。なお、その他の物性値についても、弾性係数の相違に応じて以下のように変化させた。すなわち、嵩上げ堤体コンクリートの圧縮強度は、前節までの解析での弾性係数（ $25,000\text{N/mm}^2$ ）と圧縮強度（ $20\text{N/mm}^2$ ）を基本ケースでの値とし、弾性係数が異なる他のケースでの圧縮強度はコンクリート標準示方書<sup>7)</sup>に示される圧縮強度と弾性係数の関係を考慮して設定した。引張強度は、圧縮強度の  $1/10$ <sup>8)</sup> とし、破壊エネルギー  $G_F$  は、式(2.1)で圧縮強度  $f_{cm}$  を上記の値、 $d_{\max}=150\text{mm}$  として求まる値とした。引張軟化モデルは、前節までと同様に、図-2.9に示すコンクリート標準示方書<sup>9)</sup>のモデルと同様の2直線モデルとした。

参考として、各ケースのモデルでの固有値解析結果を表-2.7に示す。嵩上げ堤体の弾性係数を低下させることで固有周期がやや長くなることがわかる。

入力地震動は、前節と同様に下限スペクトル適合波（図-2.5）及びその加速度振幅を2倍とした地震動とした。

表- 2.6 新旧堤体物性（弾性係数）の相違による影響検討ケース

ケース	引張強度 $f_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )	破壊エネルギー $G_F(\text{N/m})$
嵩上げ堤体弾性係数 $25,000\text{N/mm}^2$ (既設 $\times 1$ )	2.0(既設 $\times 1$ )	300
嵩上げ堤体弾性係数 $22,000\text{N/mm}^2$ (既設 $\times 0.88$ )	1.5(既設 $\times 0.75$ )	250
嵩上げ堤体弾性係数 $28,000\text{N/mm}^2$ (既設 $\times 1.12$ )	2.5(既設 $\times 1.25$ )	350

\*既設堤体の物性は表- 2.2、表- 2.5 と同様

表- 2.7 嵩上げ堤体の物性が異なる条件の固有周期、有効質量比

モード	嵩上げ堤体弾性係数 22,000N/mm <sup>2</sup>			嵩上げ堤体弾性係数 25,000N/mm <sup>2</sup>			嵩上げ堤体弾性係数 28,000N/mm <sup>2</sup>		
	固有 周期 (sec)	有効質量比		固有 周期 (sec)	有効質量比		固有 周期 (sec)	有効質量比	
		X (上下流 方向)	Y (鉛直 方向)		X (上下流 方向)	Y (鉛直 方向)		X (上下流 方向)	Y (鉛直 方向)
1次	0.236	52%	1%	0.229	52%	2%	0.223	52%	2%
2次	0.099	26%	0%	0.097	26%	1%	0.095	27%	1%
3次	0.077	1%	61%	0.076	1%	61%	0.074	1%	61%
4次	0.056	8%	1%	0.054	7%	1%	0.053	7%	1%
5次	0.038	2%	1%	0.037	2%	1%	0.036	1%	3%
6次	0.037	0%	13%	0.036	1%	10%	0.035	2%	6%

### (3) 解析結果

常時(非地震時)の応力状態を図- 2.24、線形動的解析で得られた大規模地震時の最大応力の分布を図- 2.25、非線形動的解析で得られた引張軟化領域を図- 2.26 にそれぞれ示す。図- 2.26 より、上流端から堤体底面沿いに生じる引張軟化領域については、新旧堤体の物性値の相違によってもあまり変化しない。一方、入力地震動の加速度 2 倍のケースで生じる嵩上げ堤体下流面からの軟化領域は、既設堤体に比べ嵩上げ堤体の物性値(弾性係数及び強度)が小さい場合には比較的広い範囲に及んでいるが、ひび割れ開口領域は逆に既設堤体に比べ嵩上げ堤体の物性値(弾性係数及び強度)が大きい場合の方が明瞭であり、下流面(新設堤体)側でのひずみ集中が顕著となって堤体内部に進展するひび割れが生じやすくなる可能性を示唆している。

### (4) まとめ

このように、嵩上げダムの大規模地震時の挙動や損傷形態は、新旧堤体の物性値の相対的な関係によっても異なるものとなり、特に新設堤体の下流面から生じる引張軟化領域の広がりやひび割れ深さに影響すると考えられる。

このため、嵩上げダムの大規模地震時の挙動や損傷形態をより精度よく推定するには、実情に応じて新旧堤体の物性値を適切に設定する必要があると考えられる。

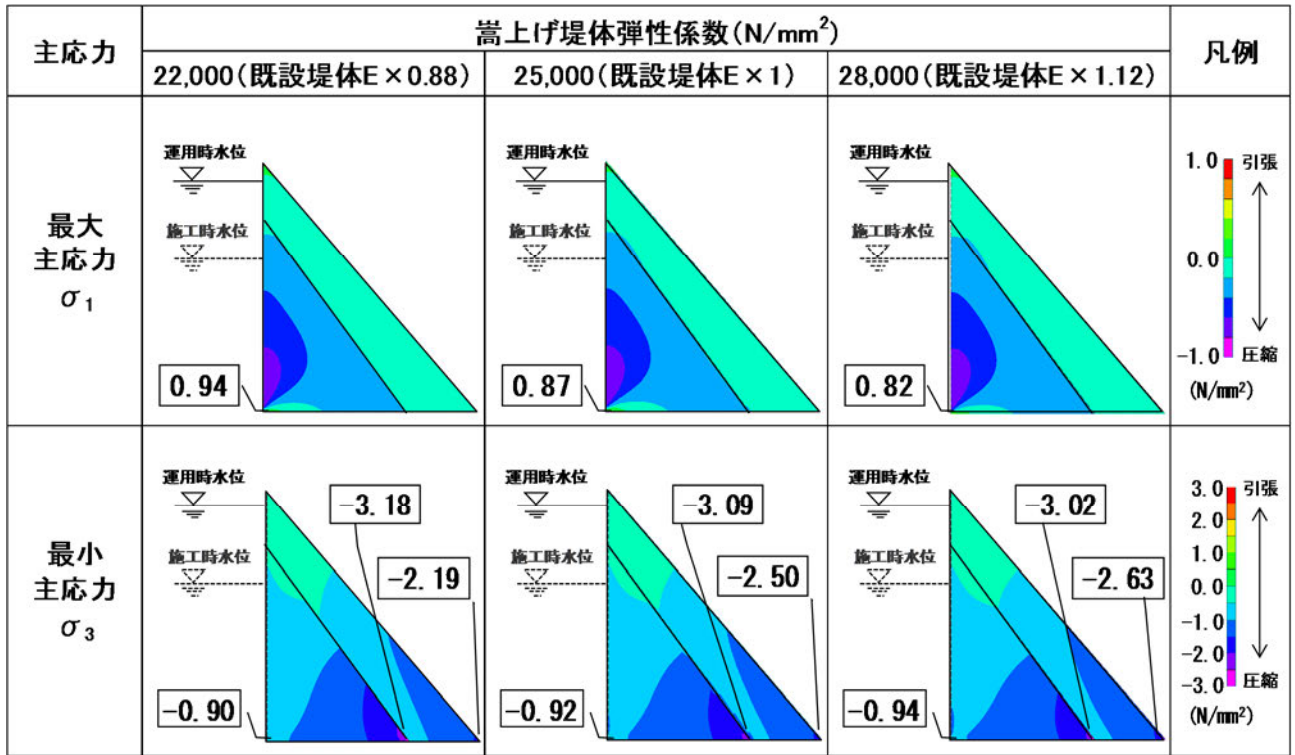


図- 2.24 常時(非地震時)応力分布 (新旧堤体物性値の違いによる比較)

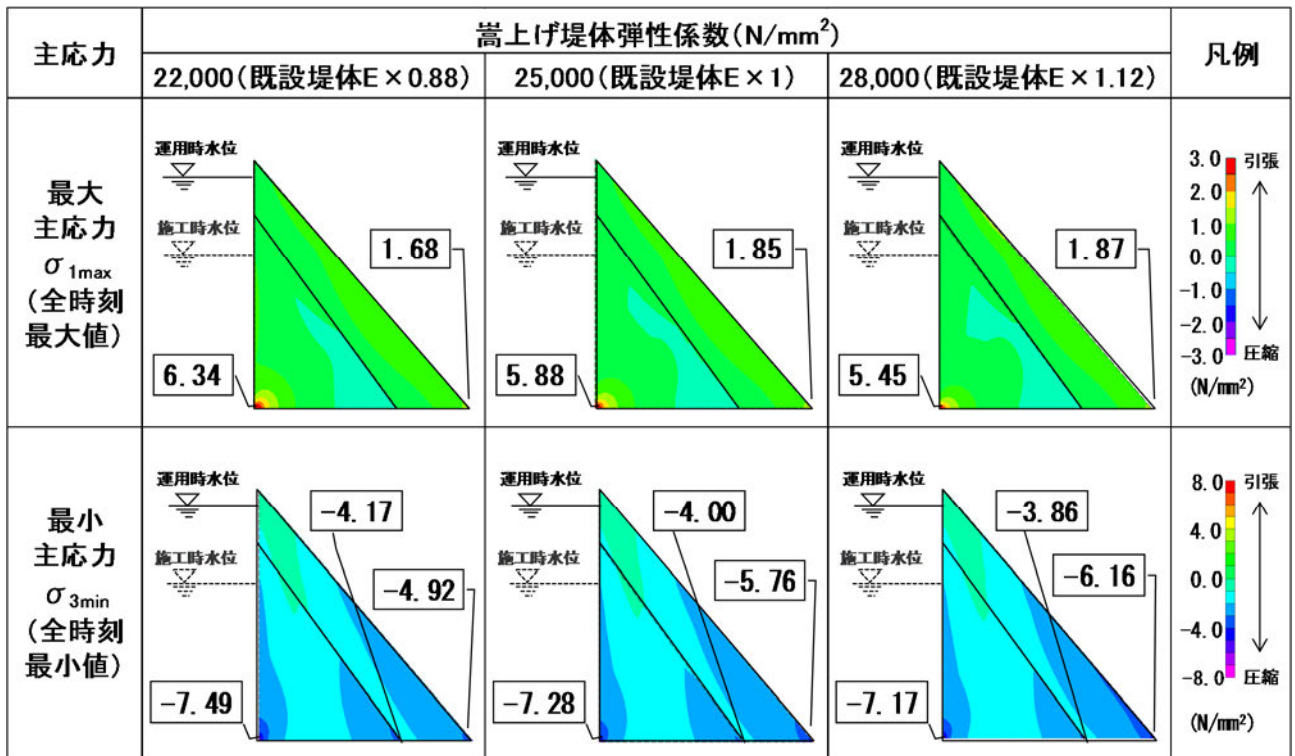


図- 2.25 線形動的解析による大規模地震時の堤体内応力 (新旧堤体物性値の違いによる比較)

[加速度振幅 1 倍 (最大水平加速度 341gal) ]

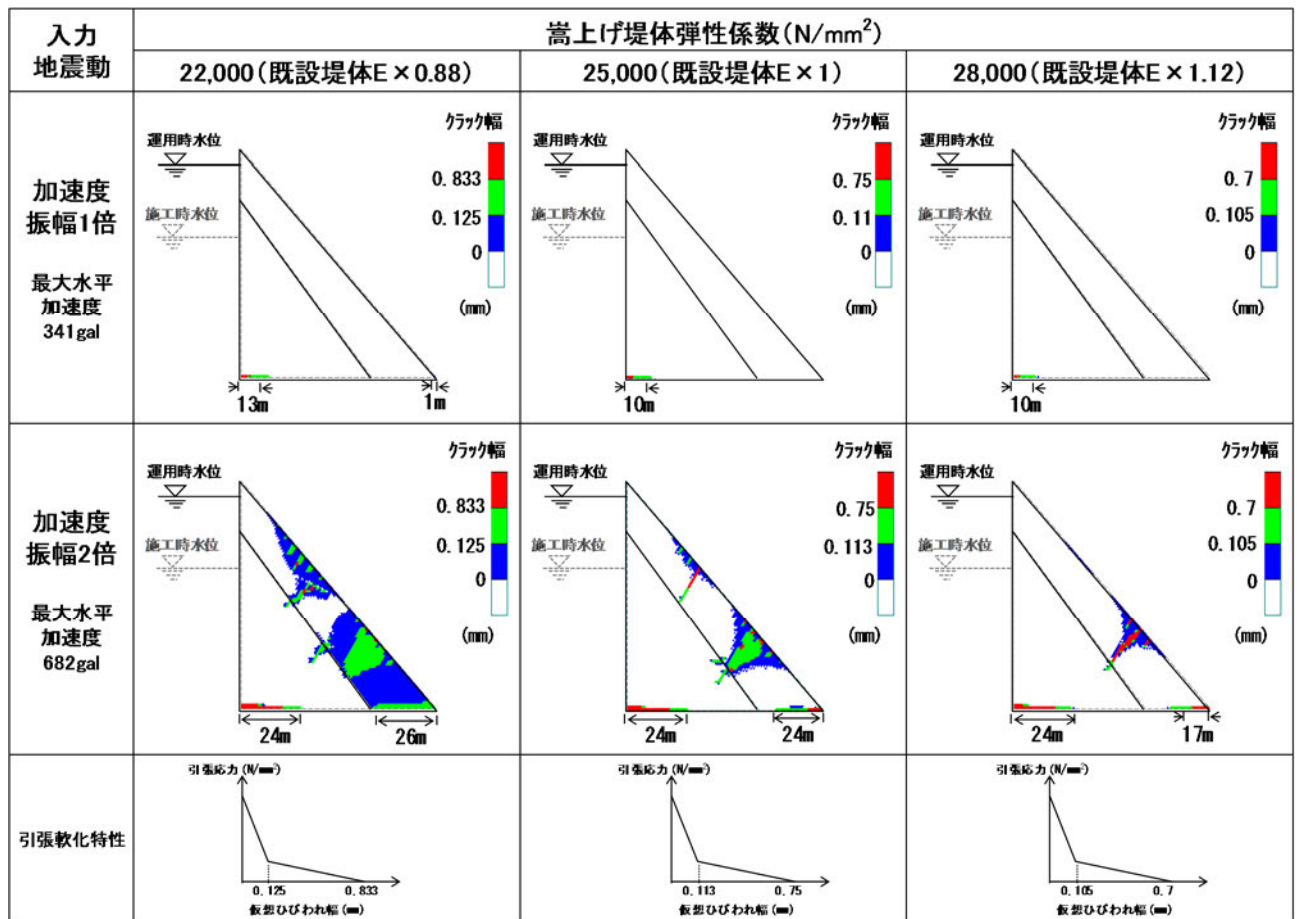


図- 2.26 非線形動的解析による大規模地震時の引張軟化領域（新旧堤体物性値の違いによる比較）

## 2.1.6 岩盤物性の違いによる影響

### (1) 概要

重力式コンクリートダムは、堅硬な基礎岩盤を基礎として設計・建設が行われるが、既設堤体基礎と同等の岩盤を新設堤体基礎とすることが可能とは限らない。このため、新旧堤体基礎岩盤の物性の違いが常時(非地震時)及び大規模地震時の挙動(堤体内応力や損傷形態)に与える影響を検討した。

### (2) 解析条件

解析モデルの諸元を表-2.8に、解析モデルを図-2.27に示す。モデルの堤体部の形状及び水位条件は前節までの検討での基本ケースの条件と同じであり、下流面勾配は、実際の断面設計を想定して、垣谷の方法<sup>4)</sup>により上流端に鉛直方向の引張が発生しない勾配で設定した。

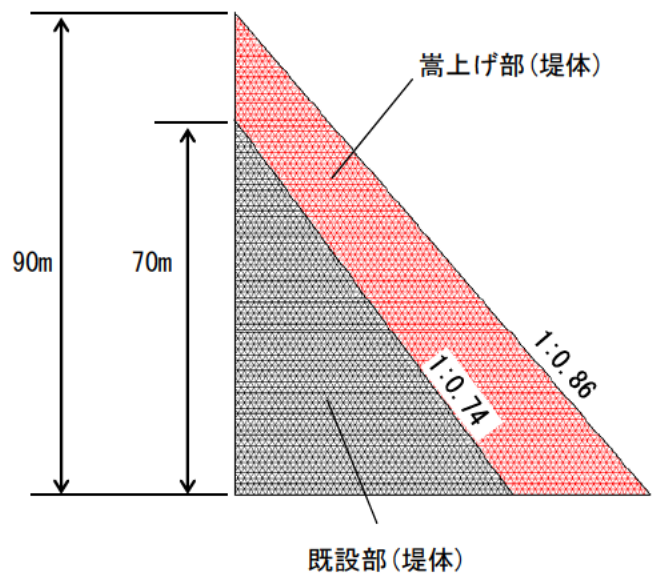
解析に用いた物性値を表-2.9に示す。このうち、基礎岩盤の弾性係数は、前節までの検討と同じく新旧堤体基礎とも同一としたケースとともに、既設ダムにおいてはダムサイトの選定において、基礎岩盤の状況が最も良い場所が選定されていることが多いと考えられることから、嵩上げ部の基礎岩盤が既設堤体部の基礎岩盤よりもやや劣る(弾性係数が小さい)ケースを想定した。基礎岩盤の弾性係数の設定値を表-2.10に示す。非線形動的解析で用いた堤体(コンクリート)の引張軟化特性、引張軟化モデルは、2.1.2と同様である。

入力地震動は、前節と同様に下限スペクトル適合波(図-2.5)及びその加速度振幅を2倍とした地震動とした。

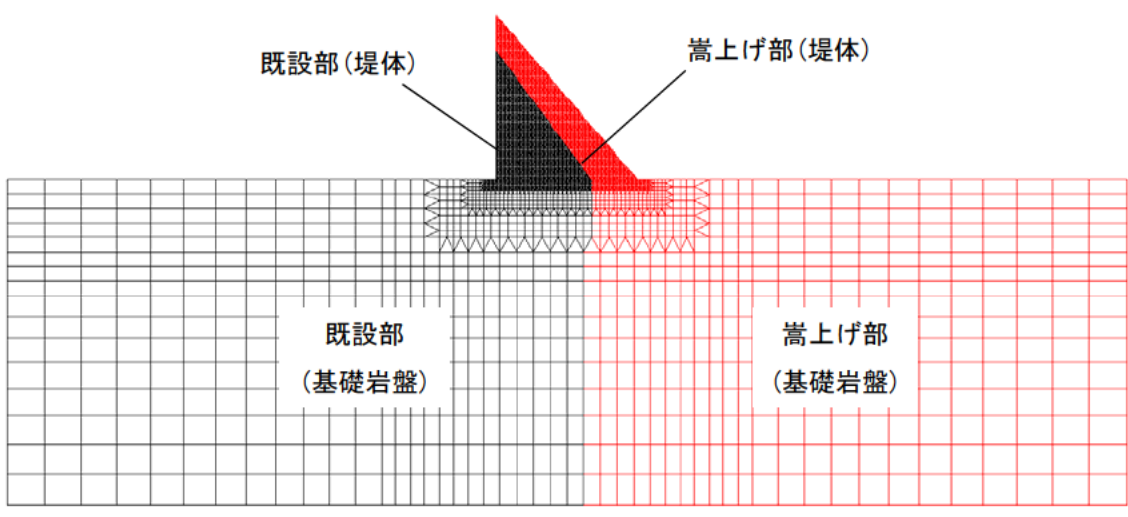
表-2.8 解析モデル諸元

	嵩上げ	
	既設部	嵩上げ部
堤高	h=70m	H=90m
上流面勾配	鉛直	鉛直
下流面勾配	1 : 0.74	1:0.86
施工時水位 (0.8h)	56m	
運用時水位 (H-5m)	85m	





(1) 堤体



(2) 堤体+基礎岩盤

図- 2.27 解析モデル

表- 2.9 物性値

項 目		値
堤体	単位体積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2,300
	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	25,000
	ポアソン比	0.2
岩盤	単位体積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2,300
	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	表- 2.10 参照
	ポアソン比	0.3

表- 2.10 検討ケース（基礎岩盤の弾性係数）

基礎岩盤弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	
既設部 E <sub>r1</sub>	嵩上げ部 E <sub>r2</sub>
35,000	35,000
35,000	25,000

### (3) 解析結果

#### 1) 常時応力

常時（非地震時）の応力解析結果(嵩上げ+貯水位上昇後の非地震時の堤体内応力)を図- 2.28、堤体底面沿いの鉛直応力  $\sigma_y$  分布を図- 2.29 にそれぞれ示す。

嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が既設堤体部に比べ相対的に小さい場合( $E_{r2}=25,000\text{N/mm}^2$ )、同一の場合に比べて上流端（堤踵部）の最大主応力  $\sigma_1$  が大きくなっている。これは、嵩上げ部の基礎岩盤の方が既設堤体部に比べ弾性係数が小さいため、嵩上げ部での変形量が相対的に大きくなることで、堤体の上流端（堤踵部）の主応力がより引張側に移行するためと考えられる。

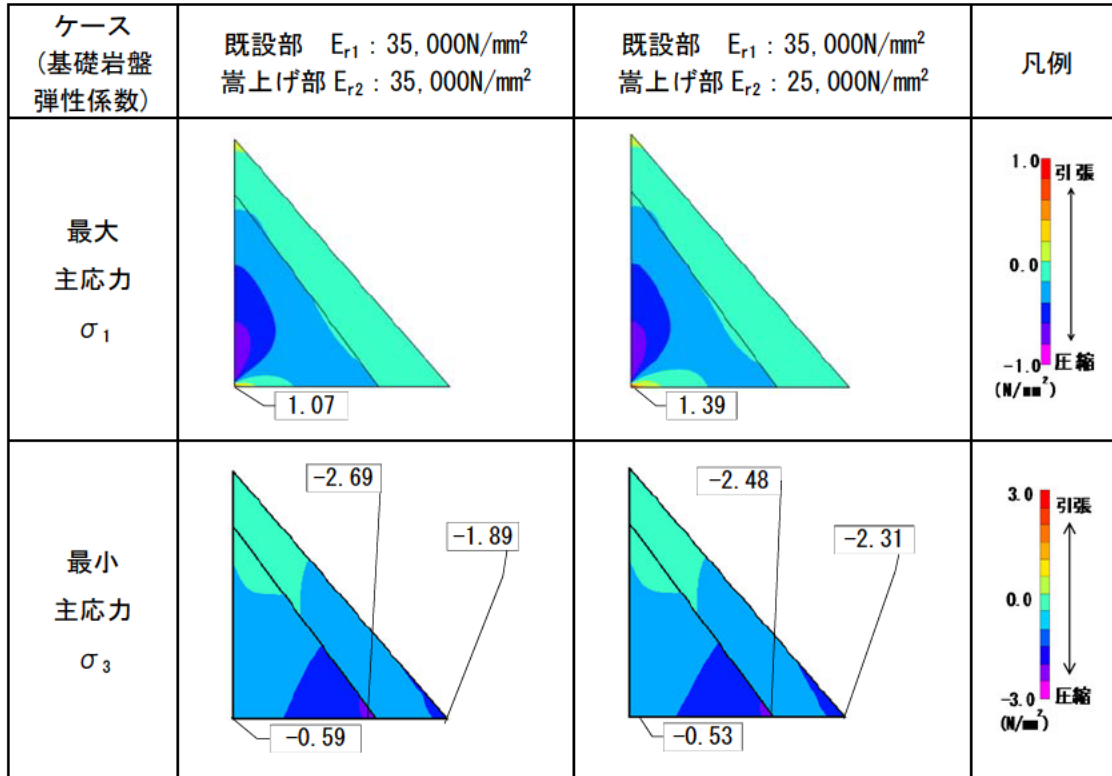


図- 2.28 常時の発生応力(新旧堤体基礎岩盤の弾性係数の相違による比較)

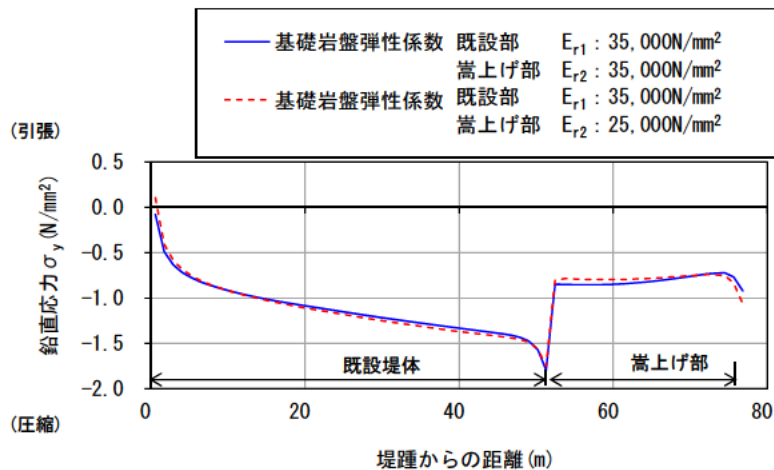


図- 2.29 堤体底面沿いの鉛直応力  $\sigma_y$  の分布(常時)

## 2) 大規模地震時の発生応力

常時応力に線形動的解析による動的応力を重ね合わせた大規模地震時応力(全時刻最大値  $\sigma_{1max}$ , 全時刻最小値  $\sigma_{3min}$ )の分布を図-2.30 及び図-2.31 にそれぞれ示す。両図中には、応力集中が見られる箇所として、堤踵部、堤趾部及び既設堤体下流端の境界部(既設堤体側の要素)の発生応力を記入している。

嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が既設堤体部に比べ相対的に小さい場合( $E_{r2}=25,000\text{N/mm}^2$ )の方が、同一の場合に比べて、堤体上流端(堤踵部)の最大主応力  $\sigma_1$  が大きい。この傾向は常時応力と同様であり、大規模地震時の応力状態も常時の応力状態の相違を反映したものとなると考えられる。

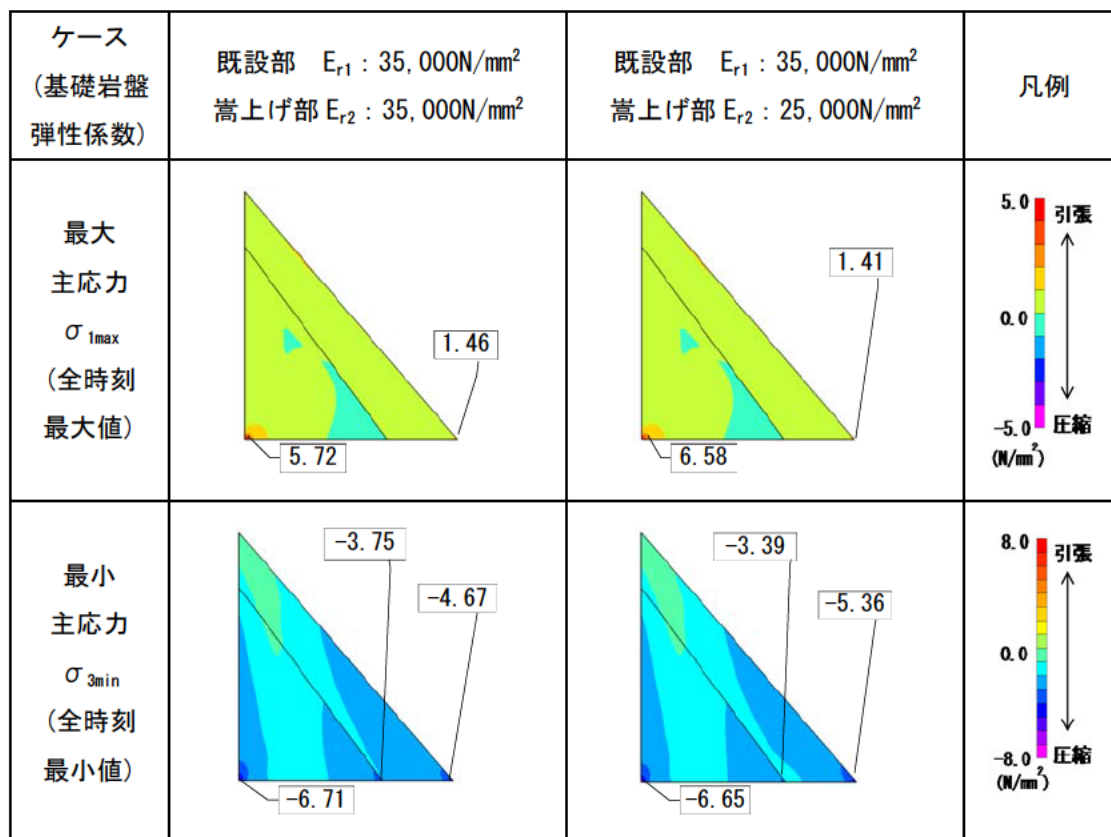


図- 2.30 大規模地震時の発生応力(新旧堤体基礎岩盤の弾性係数の相違による比較)

[加速度振幅 1 倍 (最大水平加速度 341gal) ]

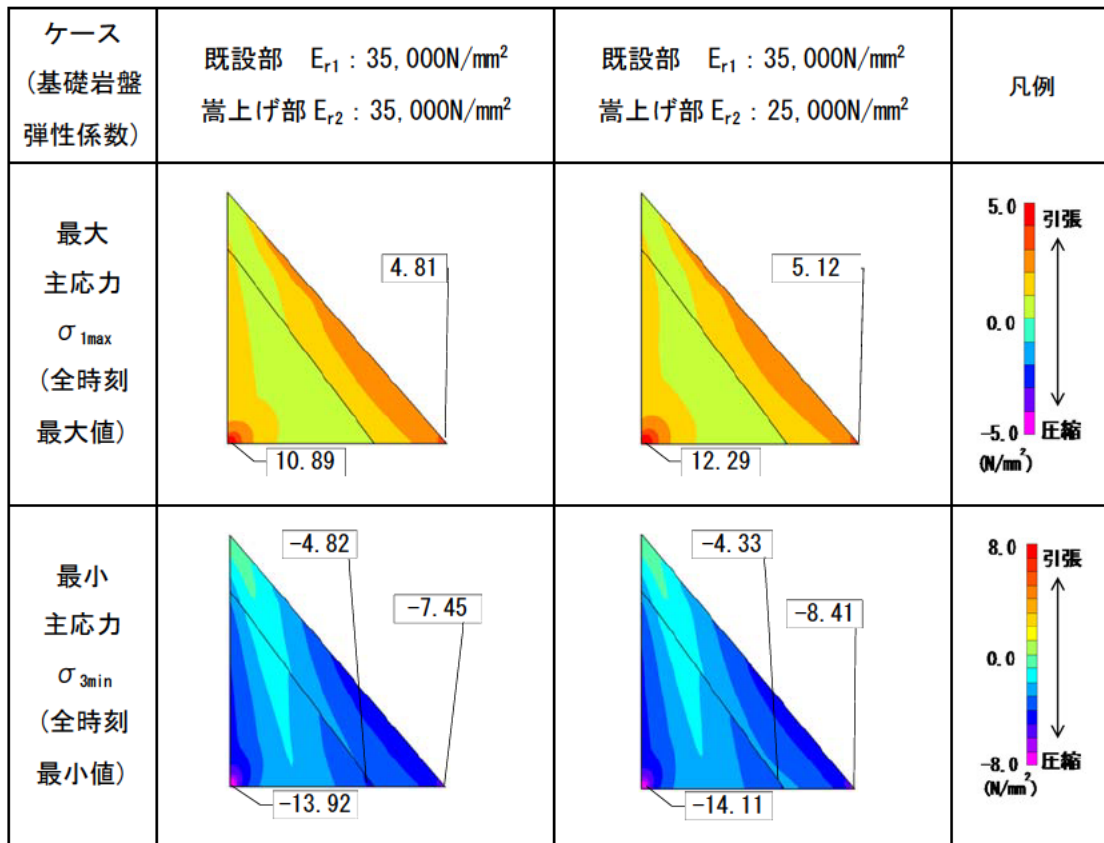


図- 2.31 大規模地震時の発生応力(新旧堤体基礎岩盤の弾性係数の相違による比較)  
[加速度振幅 2 倍 (最大水平加速度 682gal) ]

### 3) 大規模地震による損傷範囲への影響

堤体コンクリートの引張軟化を考慮した非線形動的解析の結果を図- 2.32 及び表- 2.11 に示す。なお、非線形動的解析結果については、線形動的解析にて応力集中が生じた上流端（堤踵部）及び下流端（堤趾部）からの引張軟化領域の範囲(延長)に着目した。

堤踵部の引張軟化領域の範囲は、加速度振幅 1 倍（最大水平加速度 341gal）、2 倍(同 682gal)の解析結果とも、嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数を小さくした場合( $E_{r2}=25,000\text{N/mm}^2$ )の方が深くなっている。これは、前述の常時応力、線形動的解析による地震時応力(図- 2.30、図- 2.31 参照)における上流端（堤踵部）の最大主応力  $\sigma_1$  は、嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数を小さくした場合の方が大きいことを反映したものと考えられる。

一方、加速度振幅 2 倍の場合のみ生じている下流端（堤趾部）の引張軟化領域は、嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が小さい方が短くなっている。これは、嵩上げ部の基礎岩盤の弾性係数が上流側に比べて小さいと、常時応力がより圧縮側にあることが要因と考えられる。

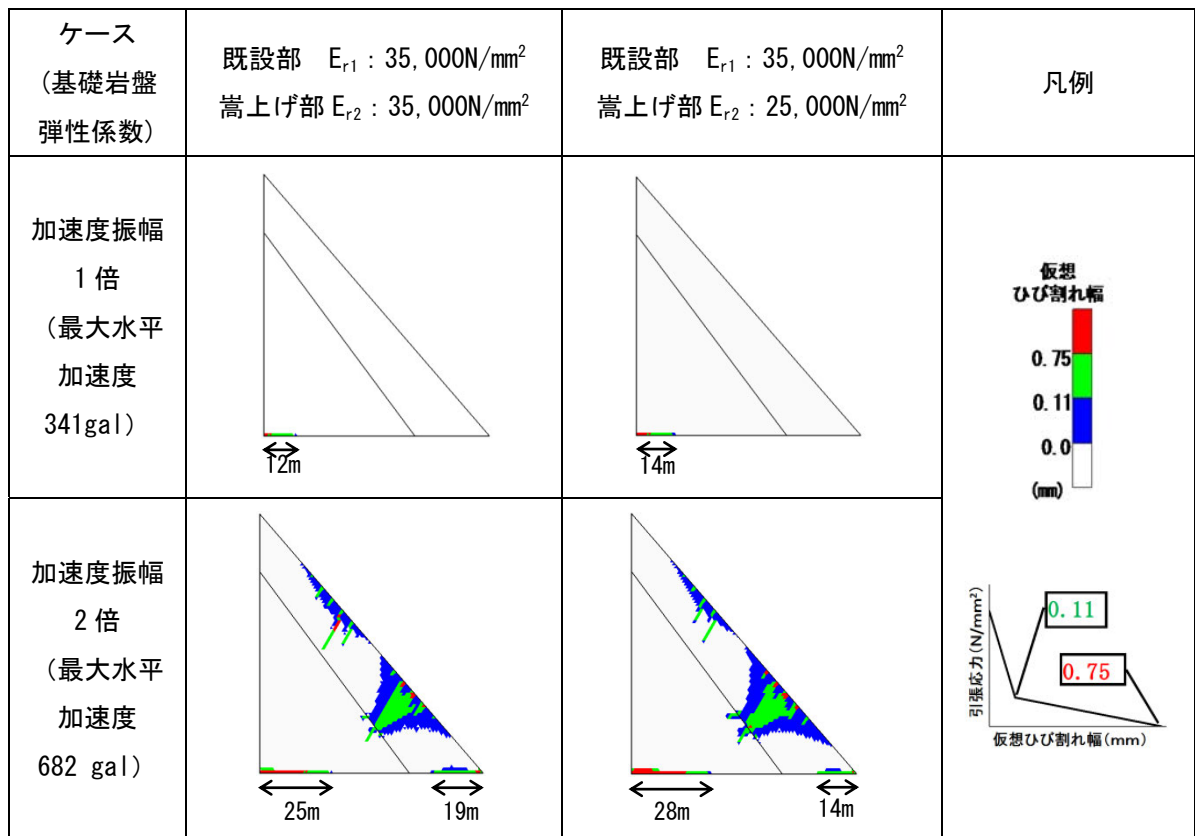


図- 2.32 大規模地震時の引張軟化領域の分布  
(新旧堤体基礎岩盤の弾性係数の相違による比較)

表- 2.11 最大主応力  $\sigma_1$  (線形動的解析) と引張軟化範囲

ケース (基礎岩盤弾性係数)	最大主応力 $\sigma_1$ , 引張軟化範囲	堤踵部	堤趾部
既設部 : 35,000 N/mm <sup>2</sup> 嵩上げ部 : 35,000 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	10.23	4.81
	引張軟化範囲(m)	25	19
既設部 : 35,000 N/mm <sup>2</sup> 嵩上げ部 : 25,000 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	12.29	5.12
	引張軟化範囲(m)	28	14

#### (4) まとめ

大規模地震時の嵩上げダム堤体の応力状態は、新旧堤体部の基礎岩盤の変形性（弾性係数）の相違による常時の応力状態の相違による影響を受ける。なお、大規模地震時に引張応力の集中により堤体底面沿いに損傷が生じる場合、嵩上げ堤体側の基礎岩盤の弾性係数が既設堤体に比べ相対的に小さい場合には、新旧堤体基礎岩盤の弾性係数が同一の場合に比べ上流側からの損傷領域が深くなる可能性がある。

このため、嵩上げダムの大規模地震時の挙動や損傷形態をより精度よく推定するには、新旧堤体部の基礎岩盤の物性値を適切に設定する必要があると考えられる。



## 2.2 既設堤体下流での新堤体による嵩上げダムの挙動（既設堤体との間の貯水の振動による影響）

### (1) 概要

既設堤体の下流に堤体を新設する下流嵩上げダムの耐震性能照査を行う場合を想定し、地震により貯水池内で発生する流体圧力が大規模地震時の挙動におよぼす影響を把握するため新設堤体上流の貯水池、既設堤体を含めてモデル化し、FEM 解析による検討を行った。

### (2) 検討条件

解析モデルの諸元を表- 2.12、物性条件を表- 2.13 に示す。解析モデルは、新設堤体の堤高を 90m とし、既設堤体の振動特性が流体圧力に与える影響を把握するため、既設堤高 50m と 70m のケースについて検討した。堤体の下流面勾配は、実際の断面設計を想定して堤体の安定計算により、上流端に鉛直方向の引張が発生しない勾配で設定した。また、新旧堤体間の離隔距離の影響を把握するため、離隔距離 0、50、100m のケースを設定した。検討ケースを表- 2.14 に、解析モデルの一例を図- 2.33 にそれぞれ示す。

貯水については非圧縮性流体と圧縮性流体の 2 つの条件でモデル化した。なお、本解析では既設堤体による影響に着目しているため、圧縮性流体でモデル化した解析では、貯水池底面の反射（インピーダンス比）は考慮していない。

入力地震動は、前節と同様に下限スペクトル適合波（図- 2.5）及びその加速度振幅を 2 倍とした地震動とした。

表- 2.12 解析モデル諸元

既設ダム堤高 $h$	50m, 70m
既設ダム下流面勾配	0.71(50m), 0.74(70m)
新設ダム堤高 $H$	90m
新設ダム下流面勾配	0.76
貯水深 $h_w$ ( $H-5m$ )	85m
新設ダムと既設ダムの離隔距離 $D$	0, 50, 100m

表- 2.13 物性値

項目		値
新旧堤体	単位体積質量 ( $kg/m^3$ )	2,300
	弾性係数 ( $N/mm^2$ )	25,000
	ポアソン比	0.2
岩盤	単位体積質量 ( $kg/m^3$ )	2,300
	弾性係数 ( $N/mm^2$ )	25,000
	ポアソン比	0.3
貯水	単位体積質量 ( $kg/m^3$ )	1,000
	水の伝播速度 ( $m/s$ )	1,400

表- 2.14 検討ケース

	ケース A	ケース B-1	ケース B-2	ケース B-3	ケース C-1	ケース C-2	ケース C-3
新設／嵩上げ	新設	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ
離隔距離 D	—	0	50m	100m	0	50m	100m
既設堤高 h	—	50m	50m	50m	70m	70m	70m
新設堤高 H	90m	90m	90m	90m	90m	90m	90m

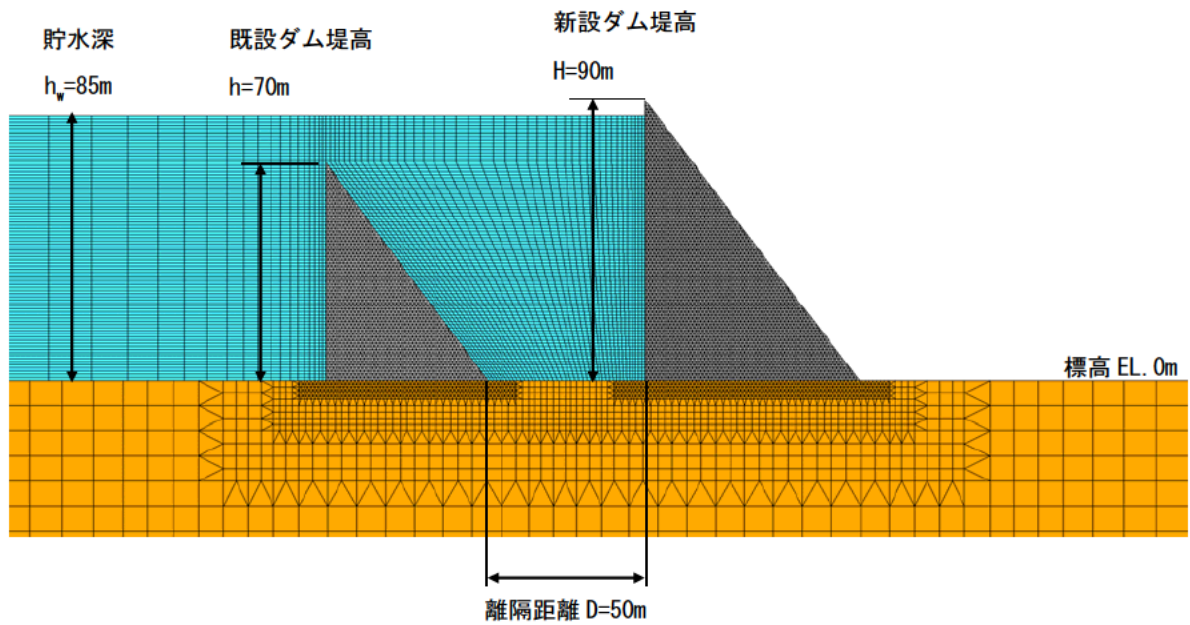


図- 2.33 解析モデルの例

### (3) 検討結果

解析結果のうち、新設堤体で最も応力が集中する堤踵部に発生する最大主応力に着目し、その時刻歴最大値を表- 2.15 および図- 2.34 に示す。

新設ダム(堤高 90m)の場合 (ケース A) では、貯水を非圧縮性流体とした場合の発生応力に比べて圧縮性流体とした場合の発生応力が若干大きな値となっているが、その差はわずかである。

しかし、下流嵩上げの場合、新設堤体(堤高 90m)堤踵部の最大主応力は、既設堤体の堤高や新旧堤体の離隔距離、貯水のモデル化方法(非圧縮性流体、圧縮性流体)により異なることがわかる。また、新設ダムとの比較では、既設堤体の堤高が 50m より 70m の方が、新旧堤体の離隔距離では 100m より 50m の方が、それぞれ貯水のモデル化による相違の影響が大きいことが分かる。これらは、新旧堤体間の貯水の振動において、旧堤体で反射する圧力波の影響の受けやすさの相違を反映したものと考えられる。なお、離隔距離 0m の場合、離隔距離 50m、100m に比べて最大主応力が大きくなっているのは、新設堤体堤踵が既設堤体堤趾による拘束の影響を受けていることが一因と考えられる。

表- 2.15 新設堤体堤踵部の最大主応力の比較 (N/mm<sup>2</sup>)

検討ケース	ケース A	ケース B-1	ケース B-2	ケース B-3	
新設/嵩上げ	新設	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	
離隔距離	—	0	50m	100m	
既設堤高	—	50m	50m	50m	
新設堤高	90m	90m	90m	90m	
新設堤体堤踵部の最大主応力 (N/mm <sup>2</sup> )	非圧縮性流体	6.80 (9.39s)	7.34 (7.51s)	5.87 (7.53s)	6.25 (9.39s)
	圧縮性流体	6.94 (9.42s)	6.77 (7.49s)	5.44 (7.52s)	5.80 (7.50s)
検討ケース		ケース C-1	ケース C-2	ケース C-3	
新設/嵩上げ		嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ	
離隔距離		0	50m	100m	
既設堤高		70m	70m	70m	
新設堤高		90m	90m	90m	
新設堤体堤踵部の最大主応力 (N/mm <sup>2</sup> )	非圧縮性流体	7.72 (7.50s)	6.42 (9.38s)	7.10 (9.39s)	
	圧縮性流体	9.14 (7.50s)	8.79 (9.38s)	7.99 (9.42s)	

※( )内は最大値発生時刻

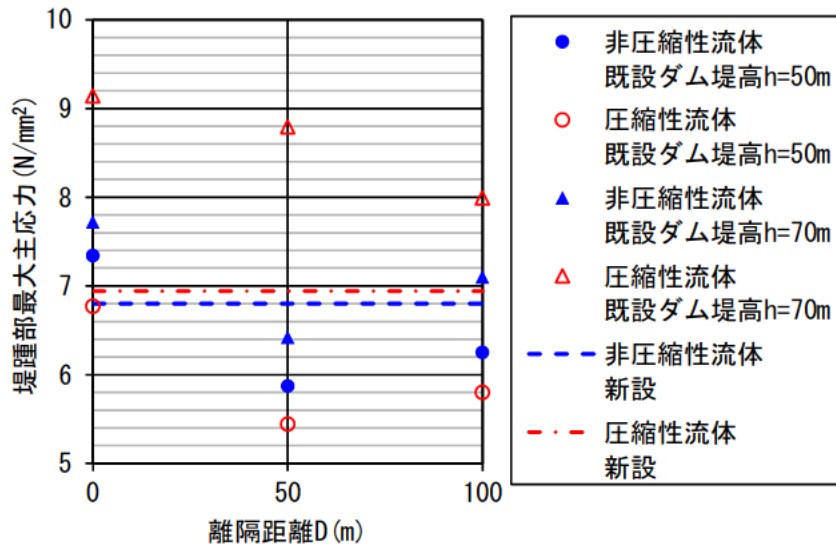


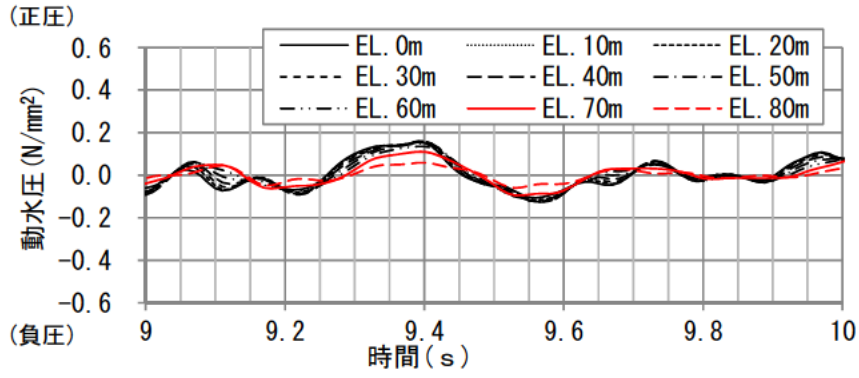
図- 2.34 新設堤体堤踵部の最大主応力の比較

図- 2.35 には図- 2.34 に示した新設堤体堤踵部の最大主応力の貯水のモデル化方法(非圧縮性流体、圧縮性流体)の違いによる差が顕著なケース C-2 について、比較のため新設ダムの場合 A とともに堤体上流面の動水圧時刻歴を基礎から 10m 毎に示す。

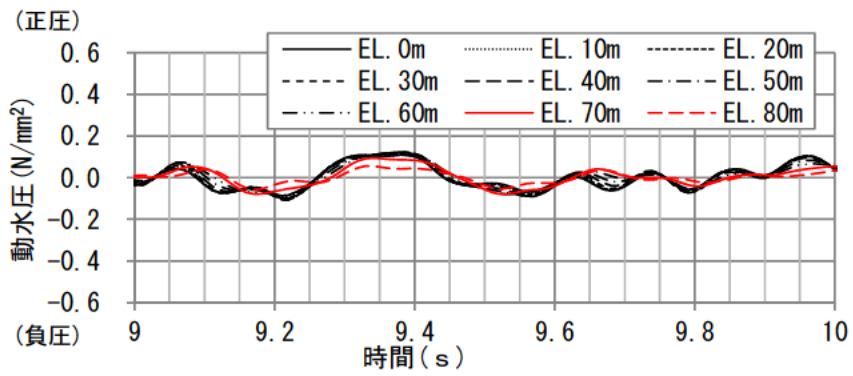
貯水を非圧縮性流体でモデル化した場合、下流側の新設堤体の上流面に作用する動水圧 (図- 2.35 (2))は、新設ダムの場合(図- 2.35 (1))と大きな違いはないのに対し、圧縮性流体とした場合(図- 2.35 (3))には、下流側の新設堤体に作用する動水圧の振幅及び最大値が大きくなるのがわかる。また、図- 2.35 (3)で動水圧の振幅が大きいのは既設堤体の堤高(70m)以下の標高であることがわかる。

なお、新設堤体上流面に作用する動水圧が、堤踵部の発生応力に与える影響について試算するため、新設堤体上流面の各標高での動水圧時刻歴から求めた動水圧荷重モーメント(各標高での動水圧による荷重に、堤踵からの高さを乗じたモーメント)の時刻歴を図- 2.37 に示す。また、同図から最大主応力  $\sigma_1$  の時刻歴最大値が発生する時刻( $t_1$ とする)付近の動水圧荷重モーメントの最大値を抽出した結果を表- 2.16 及び図- 2.36 に示す。図- 2.36 より、新設堤体堤踵部での最大主応力が最大となる時刻付近での動水圧荷重モーメントの傾向は、既設堤体による拘束の影響が考えられる離隔距離 0m の場合を除き図- 2.34 に示した堤踵部での最大主応力の傾向と類似している。そして、非圧縮性流体での動水圧荷重モーメントは、各離隔距離のケースとも既設堤高 50m と 70m のケースで大きな差がないが、圧縮性流体での結果は、各離隔距離とも既設堤高が高いケース C-1~3(70m)の動水圧荷重モーメントが大きく、とくに離隔距離 50m のケースで差が大きい。

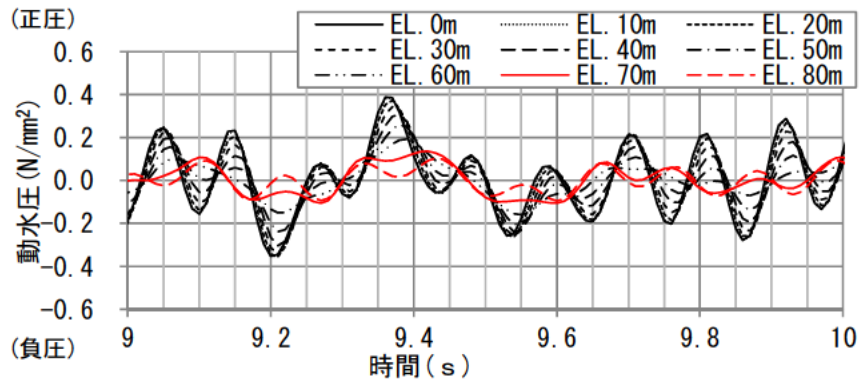
これらのことから、図- 2.34 に示した新設堤体堤踵部における最大主応力を精度よく推定するには、新設堤体上流面に作用する動水圧が既設堤体の影響により変化することの影響を適切に考慮する必要があると考えられる。すなわち、下流嵩上げダムにおいては、新旧堤体間の貯水の振動による動水圧の影響を精度よく考慮するため、既設堤体をモデル化するとともに、貯水を圧縮性流体とした解析を行うことが望ましいと考えられる。



(1)ケース A 新設ダム (非圧縮性流体)



(2)ケース C-2 下流嵩上げダム (非圧縮性流体)



(3)ケース C-2 下流嵩上げダム (圧縮性流体)

図- 2.35 新設堤体上流面の動水圧時刻歴

表- 2.16 動水圧荷重モーメントの比較

検討ケース		ケースA	ケースB-1	ケースB-2	ケースB-3
新設/嵩上げ		新設	嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ
離隔距離		—	0	50m	100m
既設堤高		—	50m	50m	50m
新設堤高		90m	90m	90m	90m
動水圧荷重モーメント (kN・m)	非圧縮性流体	439.30	300.65	351.97	406.29
	圧縮性流体	626.91	449.99	321.15	435.11
検討ケース		/	ケースC-1	ケースC-2	ケースC-3
新設/嵩上げ			嵩上げ	嵩上げ	嵩上げ
離隔距離			0	50m	100m
既設堤高			70m	70m	70m
新設堤高			90m	90m	90m
動水圧荷重モーメント (kN・m)	非圧縮性流体		311.40	342.50	416.44
	圧縮性流体		516.04	660.79	546.45

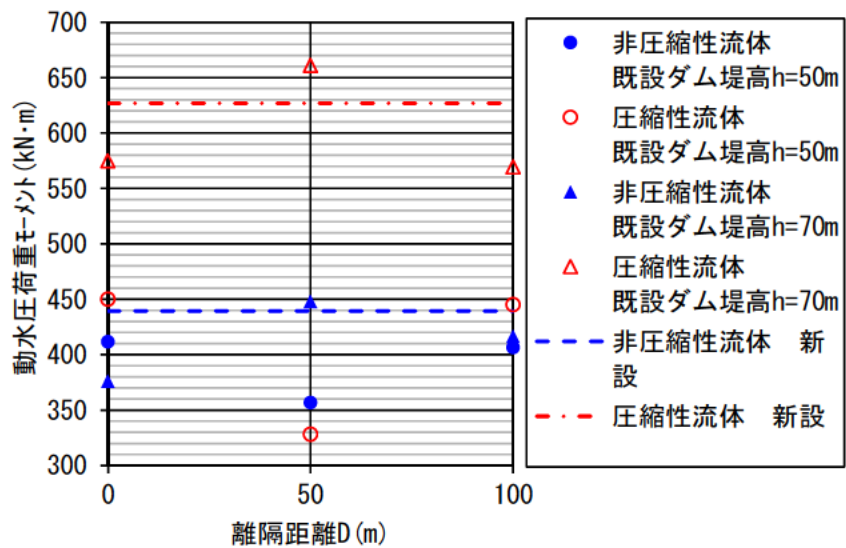
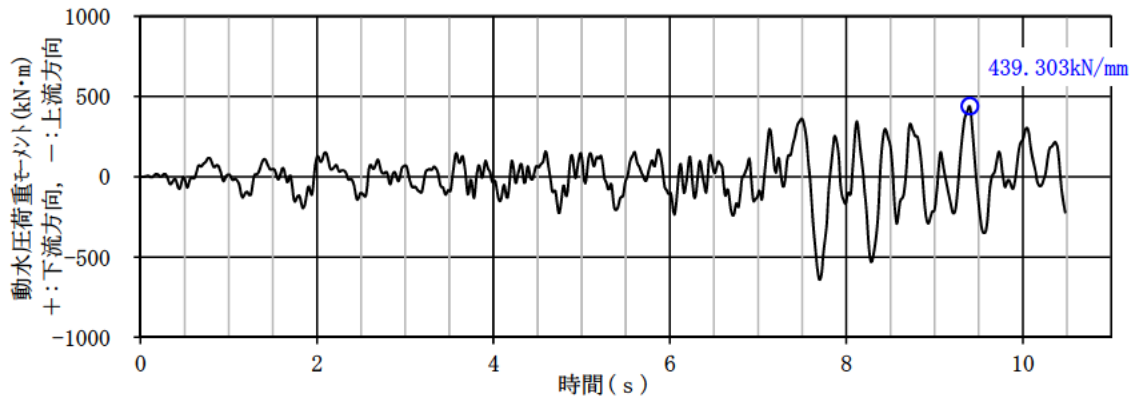
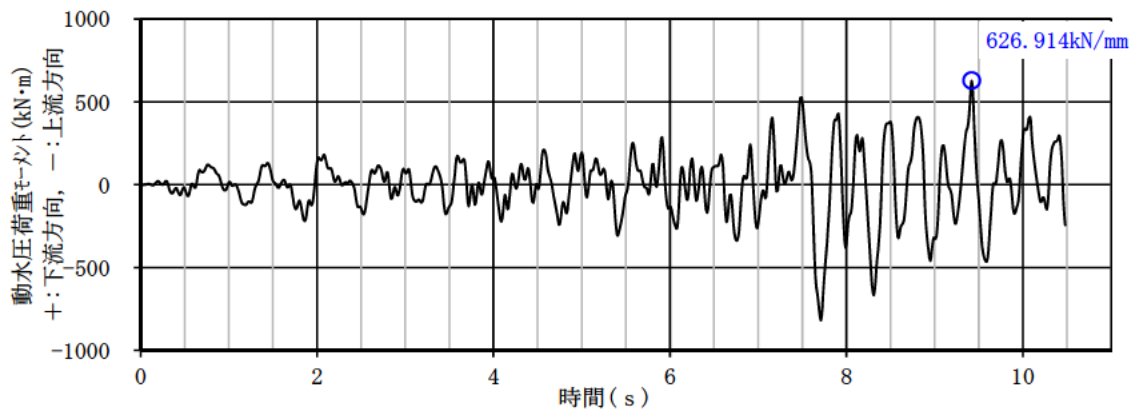


図- 2.36 動水圧荷重モーメント ( $\sigma_1$  最大値発生時刻前後での最大値) の比較

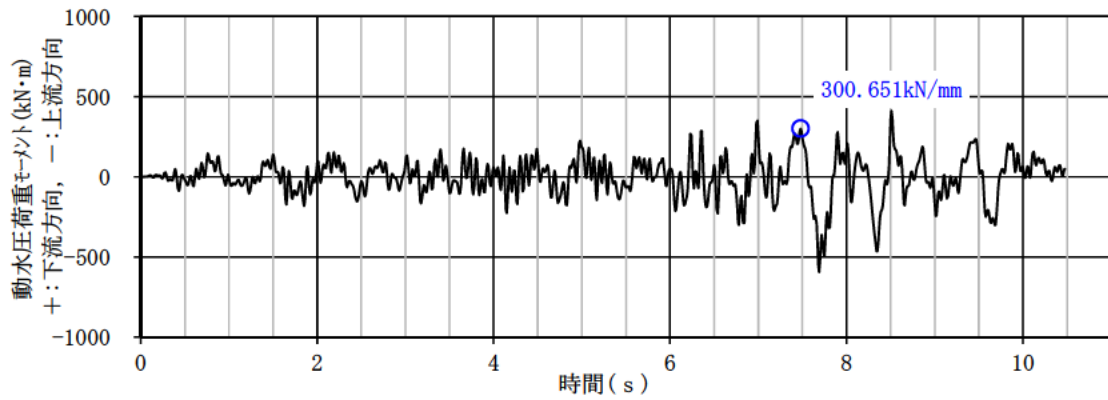




(a) ケース A (非圧縮性流体)  $t_1: 9.39\text{s}$

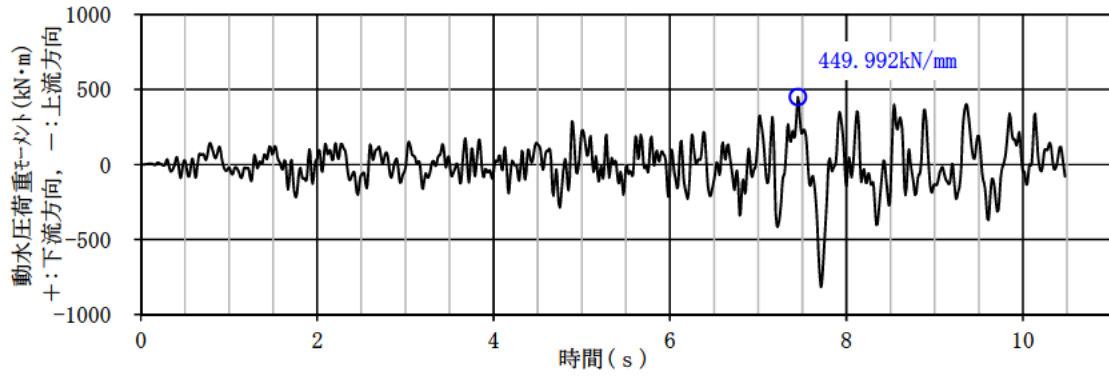


(b) ケース A (圧縮性流体)  $t_1: 9.42\text{s}$

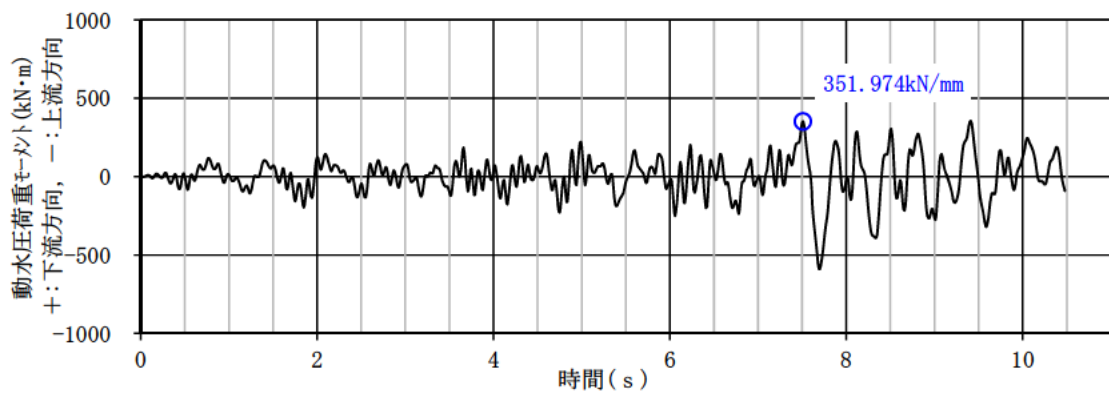


(c) ケース B-1 (非圧縮性流体)  $t_1: 7.51\text{s}$

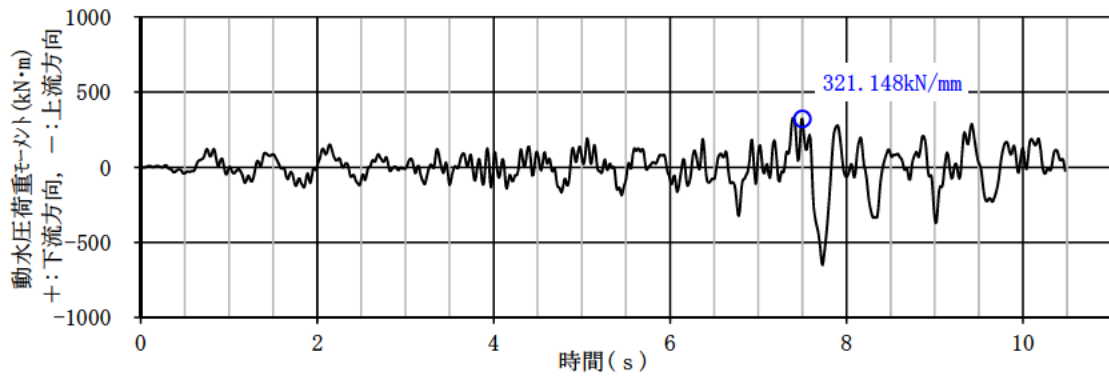
図- 2.37(1) 新堤体上流面の動水圧荷重モーメント時刻歴  
 ( $t_1$  は新堤体堤踵部に発生する最大主応力  $\sigma_1$  が最大となる時刻)



(d)ケース B-1(圧縮性流体)  $t_1:7.49s$



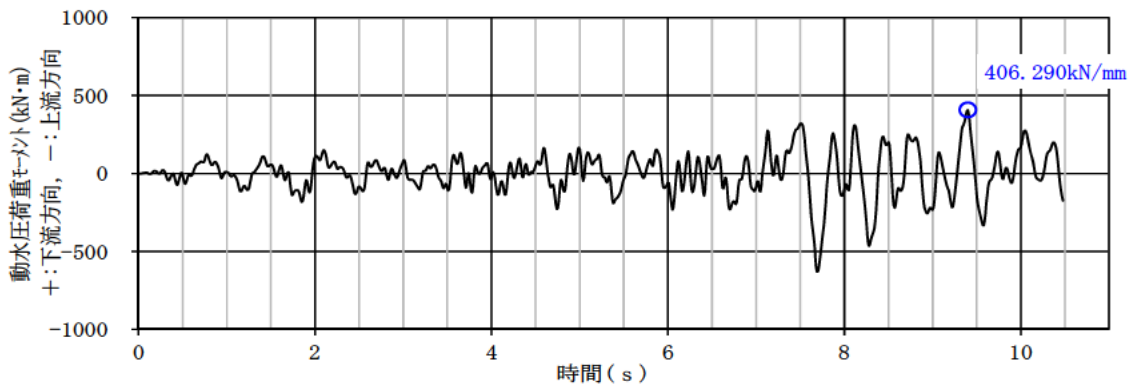
(e)ケース B-2(非圧縮性流体)  $t_1:7.53s$



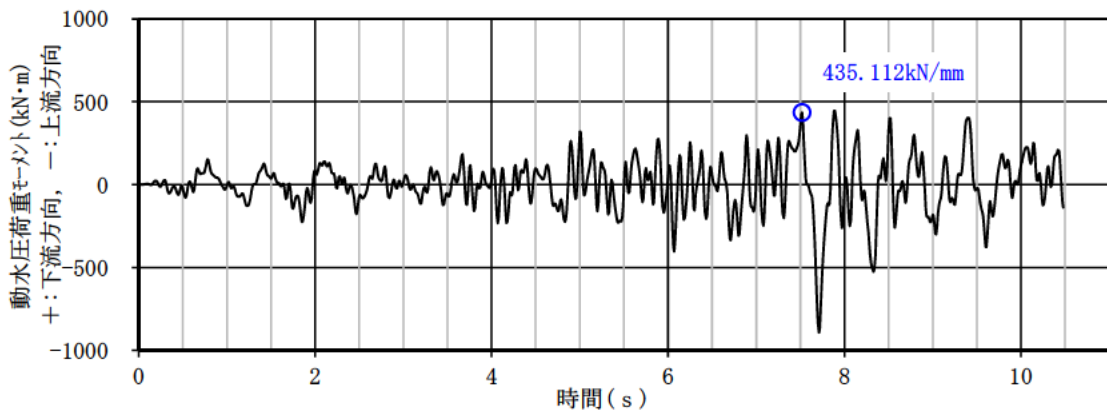
(f)ケース B-2(圧縮性流体)  $t_1:7.52s$

図- 2.37(2) 新堤体上流面の動水圧荷重モーメント時刻歴  
( $t_1$ は新堤体堤踵部に発生する最大主応力 $\sigma_1$ が最大となる時刻)

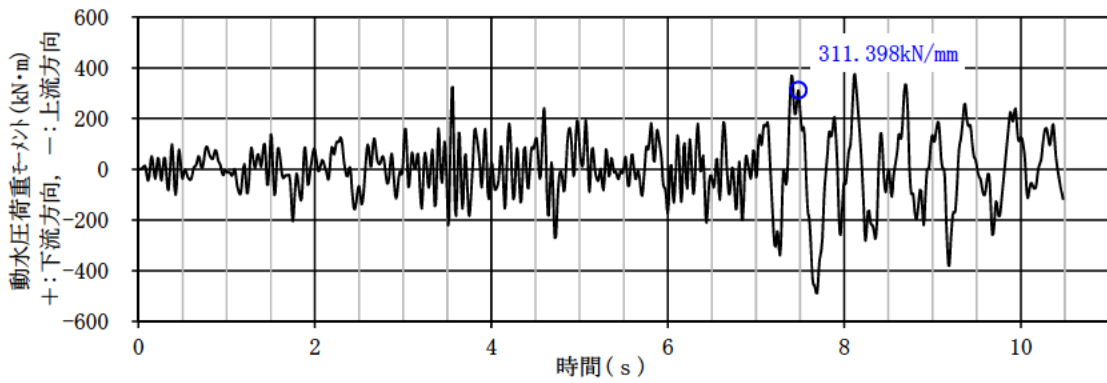




(g) ケース B-3 (非圧縮性流体)  $t_1: 9.39\text{s}$

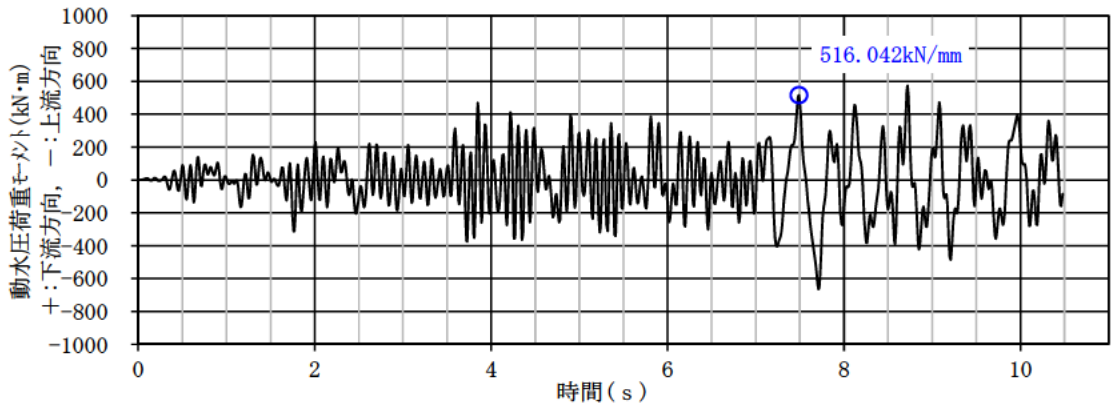


(h) ケース B-3 (圧縮性流体)  $t_1: 7.50\text{s}$

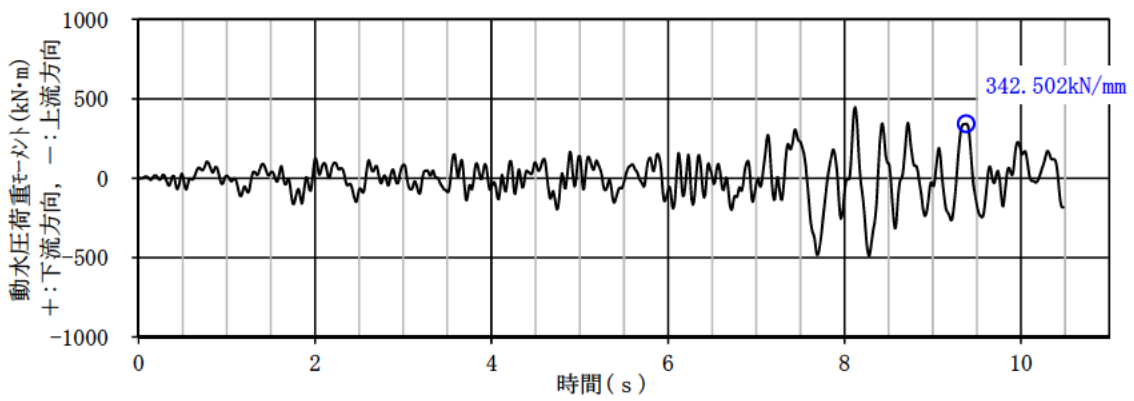


(i) ケース C-1 (非圧縮性流体)  $t_1: 7.50\text{s}$

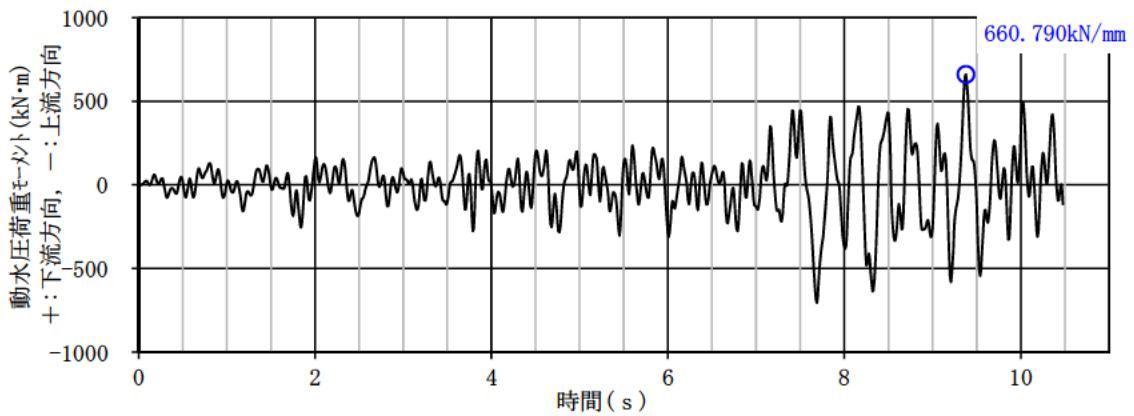
図- 2.37(3) 新堤体上流面の動水圧荷重モーメント時刻歴  
 ( $t_1$ は新堤体堤踵部に発生する最大主応力 $\sigma_1$ が最大となる時刻)



(j)ケース C-1(圧縮性流体)  $t_1:7.50s$

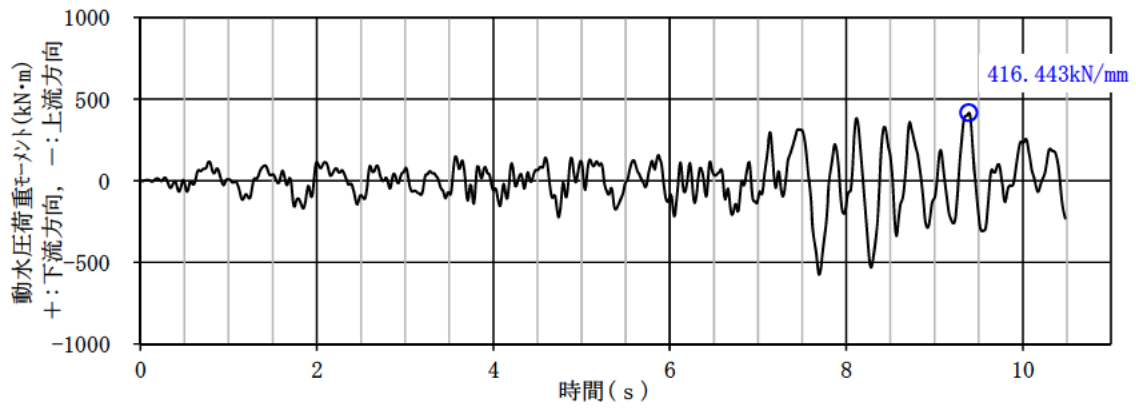


(k)ケース C-2(非圧縮性流体)  $t_1:9.38s$

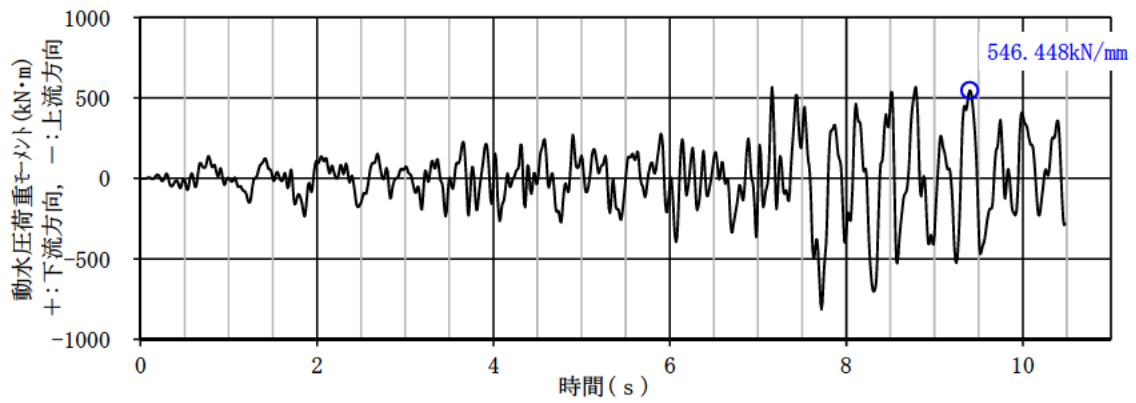


(l)ケース C-2(圧縮性流体)  $t_1:9.38s$

図- 2.37(4) 新堤体上流面の動水圧荷重モーメント時刻歴  
 $(t_1$ は新堤体堤踵部に発生する最大主応力 $\sigma_1$ が最大となる時刻)



(m) ケース C-3(非圧縮性流体)  $t_1: 9.39\text{s}$



(n) ケース C-3(圧縮性流体)  $t_1: 9.42\text{s}$

図- 2.37(5) 新堤体上流面の動水圧荷重モーメント時刻歴  
( $t_1$ は新堤体堤踵部に発生する最大主応力 $\sigma_1$ が最大となる時刻)

### 3. 大規模地震時における放流管設置（削孔）ブロックの動的挙動

既設重力式コンクリートダムにおいて堤体削孔により放流管を増設するダム（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、以下の点に着目して検討を行った。

- ・ 施工過程を考慮した放流管設置（削孔）ブロックの挙動推定（新設ダムや放流管がない場合との比較及び鉄筋の補強効果）（3.1）

削孔ダムは、新設ダムに放流管を設置する場合と施工手順が大きく異なるため、その相違が大規模地震時の挙動（放流管周辺の応力状態や損傷範囲）に与える影響等について検討した。また、放流管周りに配置される補強鉄筋の効果についても検討した。

- ・ 水位条件の違いによる影響（3.2）

削孔ダムは、既設ダムを運用しながらの施工となることが一般的であるが、既設ダム毎の運用状況による制約条件が異なり施工時に水位低下できる条件が異なる。このため、施工時水位が異なる場合に削孔ダムの放流管周りの応力に与える影響について検討した。また、削孔ダム運用開始後の水位変動による影響についても検討した。

### 3.1 施工過程を考慮した放流管設置（削孔）ブロックの挙動推定（新設ダムや放流管がない場合との比較及び鉄筋の補強効果）

#### 3.1.1 概要

削孔ダムでは既設堤体に水圧などの荷重が作用している状態での応力再配分が生じるため、放流管周辺での応力状態は空洞部の断面形状が同一であっても新設ダムでの放流管が設置される場合とは異なる可能性がある。

このため、削孔ブロックの3次元モデルを用い、図-3.1に示す削孔ダムの放流管設置時の施工過程（施工時水位条件での既設堤体削孔、放流管設置、放流管周りへの鉄筋配置及び充填コンクリート施工、運用水位への水位上昇）を考慮したステップ解析により常時（非地震時）の応力状態を推定し、それを初期状態として、大規模地震時の発生応力や想定される損傷範囲を地震応答解析（線形動的解析及びコンクリートの引張軟化を想定した非線形動的解析）により推定した。

そして、これらの結果を新設ダムに放流管を設置する場合を想定し、図-3.1に示す施工過程を考慮したステップ解析を用いないときの解析結果や放流管を考慮しないモデル（重力式コンクリートダムの耐震性能照査で用いられる一般的な2次元モデル）での解析結果と比較し、削孔ダムでの放流管周辺での応力状態や大規模地震時に想定される損傷の特徴について比較検討した。

また、放流管周りに配置される補強鉄筋の効果について、鉄筋のモデル化有無や鉄筋量が異なるモデルでの解析結果を比較することにより検討した。

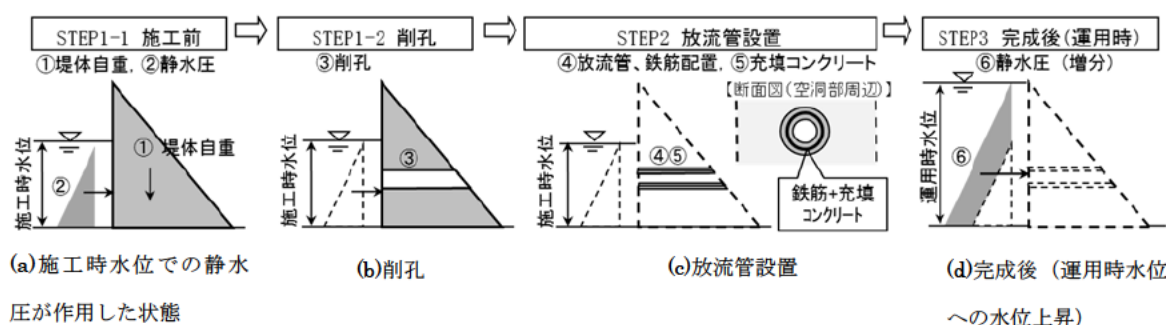


図-3.1 削孔ダムの施工過程

### 3.1.2 解析条件

#### (1) 解析ケース

解析ケース一覧を表－ 3.1 に示す。

表－ 3.1 解析ケース

検討ケース		モデル	鉄筋量	備考
1-1	削孔ダム	3次元 (図－ 3.3)	設計値	基本ケース
1-2	新設ダム		設計値	新設ダムを想定(常時応力のステップ解析なし)
1-3	放流管なし	2次元 (図－ 3.6)	－	放流管を考慮しないモデル
1-1-2	削孔ダム	3次元 (図－ 3.3)	設計値×0.5	補強鉄筋による効果の検討
1-1-3			鉄筋無し	
1-2-2	新設ダム		設計値×0.5	
1-2-3			鉄筋無し	

#### (2) 解析モデル・物性値等

##### 1) 3次元モデル(削孔ダムおよび新設ダム)

解析モデル形状および要素分割を削孔ダムモデルについて図－ 3.2および図－ 3.3にそれぞれ示す。放流管ブロックの堤高は100m、放流管設置標高は堤敷から33mの高さとした。水位条件は、削孔工事に伴う施工中の水位を50m、削孔完了後(再開発ダム運用時)の水位は満水位(100m)とした。

削孔ダムでは、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。削孔ダムのモデルにおける放流管の削孔径(5.0m)および覆工後の内径(3.8m)は、実ダムでの実績を参考に設定した。なお、放流管(管胴)及び削孔に際して通常堤体上流面側に設置される仮締切構造はモデル化していない。新設ダムモデルもモデル形状は基本的に同一で、削孔ダムと同一内径の放流管をモデル化した。

削孔ダム及び新設ダムとも解析モデルは堤体1ブロック(放流管ブロック)を抽出したが、計算を効率化するため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した。放流管周りに配置される補強鉄筋はロッド要素でモデル化し、新設ダムに放流管を設ける場合の一般的な設計の考え方(放流管の空洞周辺に発生する引張力を全て鉄筋が受け持つものとする)に基づき算定される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モデルに反映した(図－ 3.4)。なお、補強鉄筋の効果について検討するため、削孔ダム・新設ダムのモデルとも鉄筋をモデル化しないケース及び鉄筋量が上記の考え方による設計量の0.5倍のケースもあわせて実施した。

解析モデルの境界条件は、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)および底面は、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。

解析に用いた物性値を表－ 3.2 に示す。また、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- 3.3 に示す物性値および図- 3.5 に示す引張軟化モデルを用いた。なお、表- 3.3 の破壊エネルギーについては各材料の条件を考慮した上で、削孔ダム・新設ダムとも堤体コンクリートについては粗骨材最大寸法 $d_{max}=150\text{mm}$ 、圧縮強度 $f_{cm}=20\text{ N/mm}^2$ と仮定して掘井らによるダムコンクリートを用いた実験に基づく算定式(式 3.1) <sup>6)</sup>により算出、放流管周りの充填コンクリートについては粗骨材最大寸法 $d_{max}=40\text{mm}$ 、圧縮強度 $f_{cm}=20\text{ N/mm}^2$ と仮定してコンクリート標準示方書における算定式(式 3.2) <sup>5)</sup>より算出した。

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た。各ケースのモデルでの固有値解析で得られる固有振動モードに対する固有周期と有効質量比から、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10%、岩盤5%となるよう、質量マトリクスおよび剛性マトリクスの係数を設定した。

$$G_F = (0.79d_{max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.7} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$G_F = 10(d_{max})^{\frac{1}{3}} \cdot f_{cm}^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots(3.2)$$

ここに、 $G_F$  : 破壊エネルギー(N/m)  
 $d_{max}$  : 粗骨材最大寸法(mm)  
 $f_{cm}$  : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

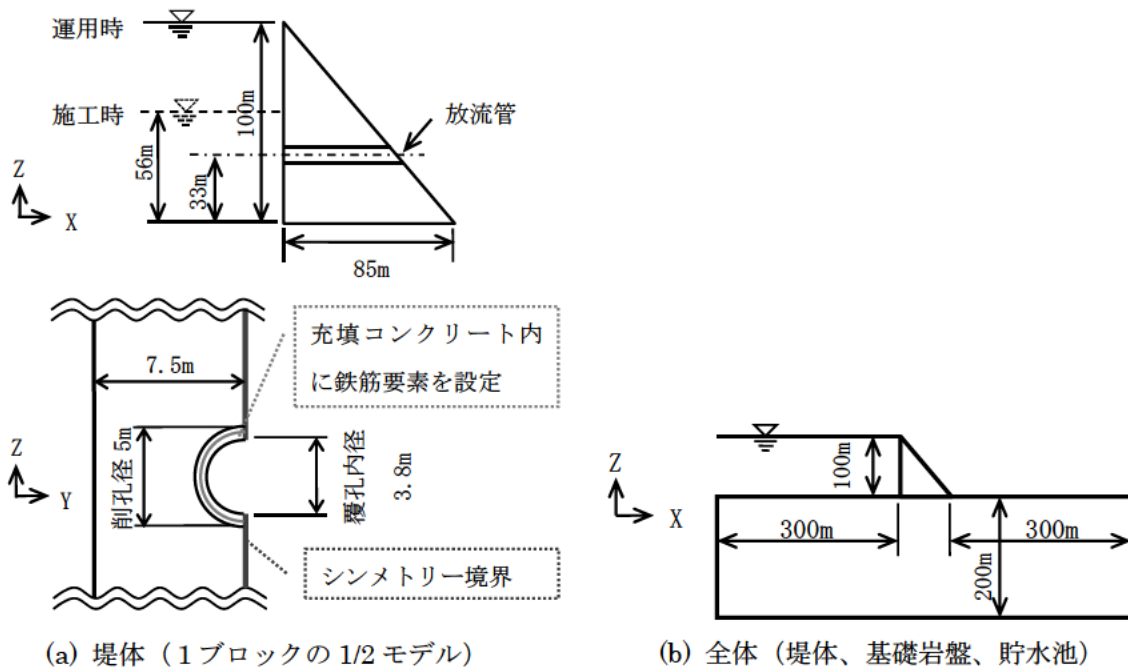
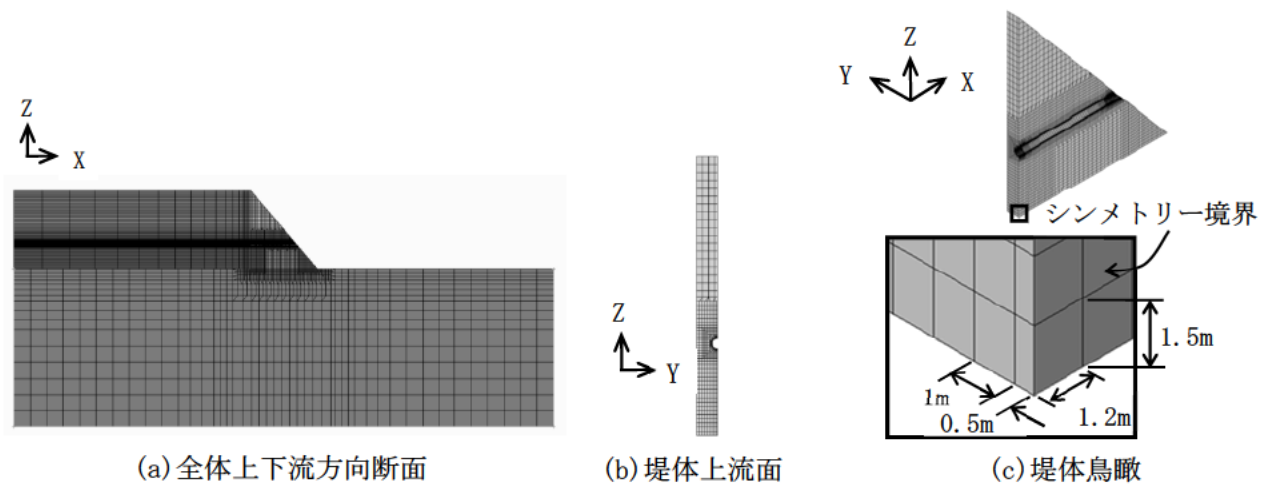
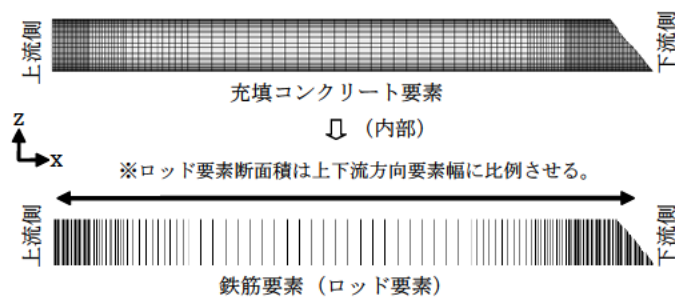


図- 3.2 3次元モデル形状(削孔ダム)



図－ 3.3 3次元モデル要素分割



図－ 3.4 充填コンクリートおよび鉄筋モデル (3次元モデル、削孔ダム)

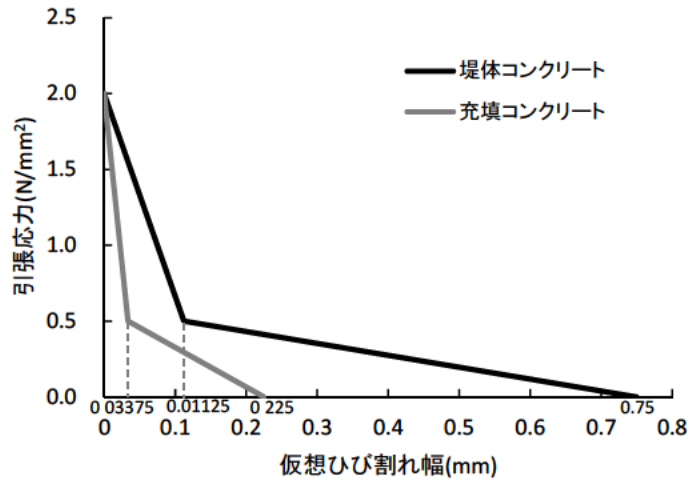
表－ 3.2 物性値

モデル	密度 (kg/m <sup>3</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	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



表一 3.3 非線形物性値（削孔ダム・新設ダム）

モデル	引張強度 (鉄筋は降伏応力) (N/mm <sup>2</sup> )	破壊エネルギー $G_F$ (N/m)	引張軟化モデル
堤体コンクリート	2.0	300	2直線近似 <sup>5)</sup> (図一 3.5)
充填コンクリート	2.0	90	
鉄筋	345	—	



図一 3.5 引張軟化モデル（非線形解析）<sup>5)</sup>

## 2) 2次元モデル（放流管なし）

放流管を考慮しない場合の解析に用いた2次元モデル（平面ひずみ状態を仮定したモデル）を図-3.6に示す。モデル形状は放流管を考慮した3次元モデルの断面形状と同じだが、要素の大きさは放流管がない2次元モデルの方が小さいため、局所の応力が大きく算出される可能性がある。

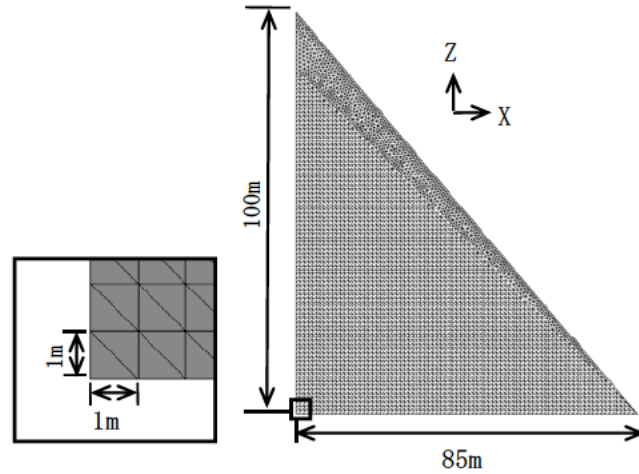


図- 3.6 2次元解析モデルと要素分割（堤体）

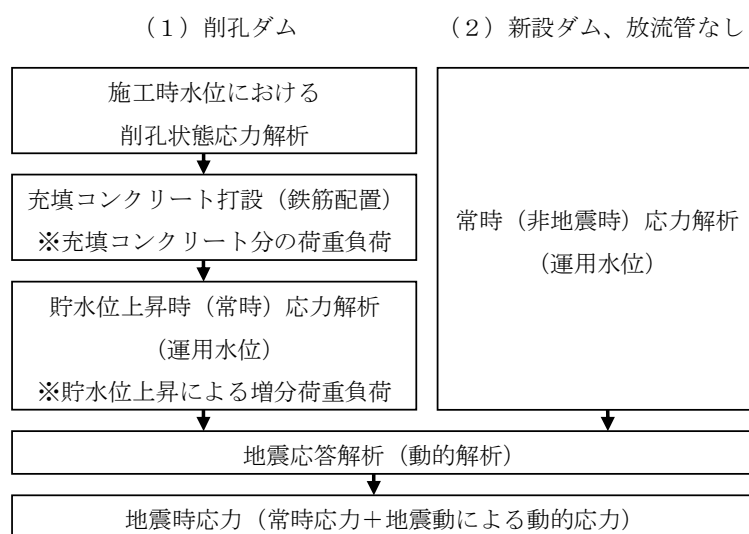
境界条件は、常時応力の解析では岩盤部側方に対して側方固定鉛直自由の境界を、底面に対しては鉛直及び側方固定境界を設定した。動的解析では、側方及び底面を仮想仕事の原理に基づく粘性境界とした。

物性値は表- 3.2の堤体コンクリート及び岩盤の値を用いた。なお、放流管を考慮しない2次元解析との比較は、常時応力及び線形動的解析での地震時応力についてのみ行うこととしたため、堤体コンクリートに引張軟化を考慮するために必要な物性値（表- 3.3）は用いていない。

動的解析における減衰は、3次元モデルのものと同様にレイリー減衰により考慮し、堤体10%、岩盤5%とした。

### 3.1.3 解析方法

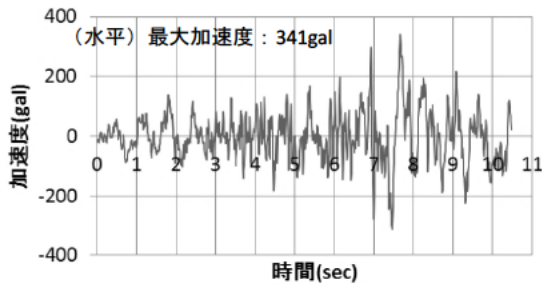
各モデルについて、まず常時応力解析および線形動的解析による大規模地震時の応力解析を実施した。削孔ダム（3次元モデル）では、堤体削孔時の施工過程において生じる応力再配分の影響を考慮するため、常時（非地震時）の応力解析において、図－ 3.1 に示す(a) 既設堤体に施工時水位での静水圧が作用した状態および(b) 削孔をステップ 1、(c) 放流管、鉄筋および充填コンクリートの施工をステップ 2、(d) 運用時水位への水位上昇による静水圧の増加をステップ 3 とするステップ解析を行い、その後、大規模地震を想定した地震動を入力しての地震応答解析（動的解析）を行った。新設ダムのケース（3次元モデル）および放流管を考慮しないケースの2次元モデルでは、常時応力解析においてステップ解析は行わず、堤体自重および運用水位での静水圧を同時に考慮して常時（非地震時）の応力状態を求めたうえで、大規模地震を想定した地震応答解析を線形動的解析により行った。図－ 3.7 に解析手順を示す。



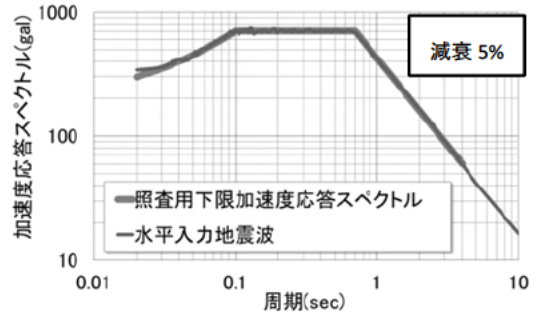
図－ 3.7 解析手順

次に、削孔ダムおよび新設ダムについては、表－ 3.3 及び図－ 3.5 に示したコンクリートの引張軟化特性を考慮した非線形動的解析によって大規模地震時の損傷範囲を推定した。

なお、動的解析での入力地震動は、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加速度波形を、大規模地震に対するダムの耐震性能照査<sup>3)</sup>で考慮される照査用下限加速度応答スペクトル<sup>3)</sup>に適合するように振幅調整した波形（図－ 3.8）が堤体上流端で再現されるよう引き戻した加速度時刻歴波形（上下流方向の水平動及び鉛直動）を用いた。

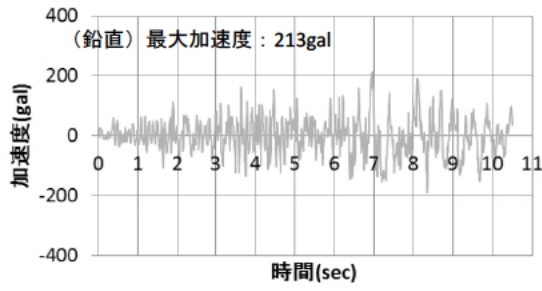


①加速度時刻歴

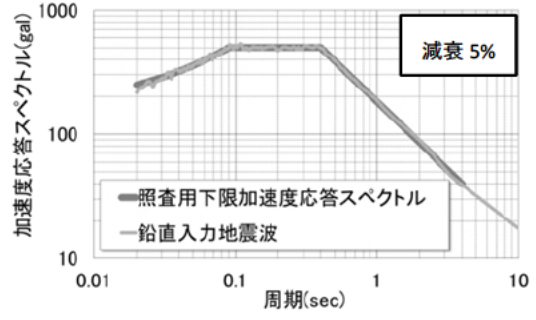


②加速度応答スペクトル

(1)上下流方向



①加速度時刻歴



②加速度応答スペクトル

(2)鉛直方向

図一 3.8 入力地震動

### 3.1.4 解析結果および考察

#### (1) 新設ダム及び放流管を考慮しない場合との相違

##### 1) 常時（非地震時）および大規模地震時（線形動的解析）の堤体内応力

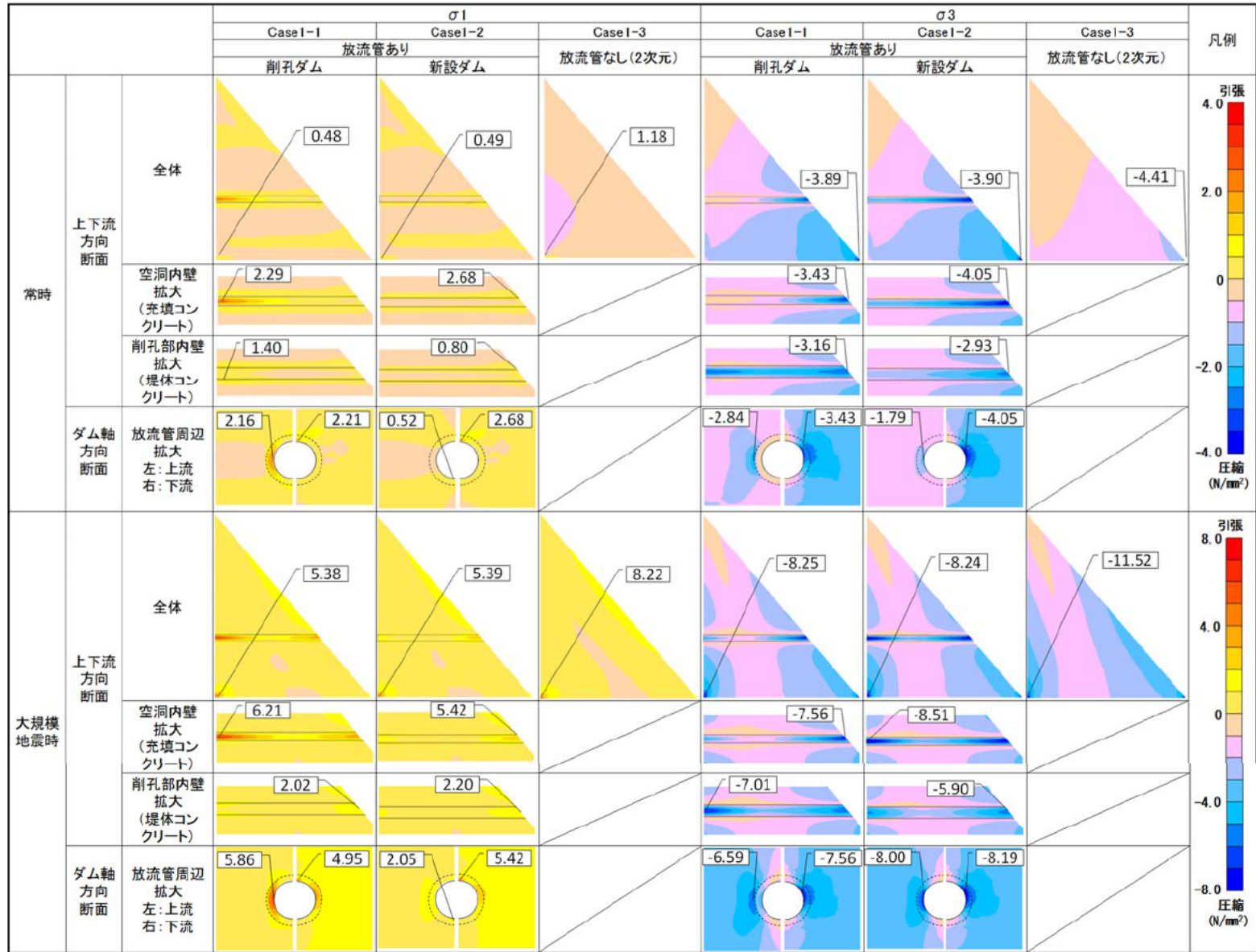
放流管ブロック（削孔ダム・新設ダムの3次元モデル）及び放流管を考慮しない場合（2次元モデル）の解析で得られた堤体内の常時応力及び大規模地震時の応力（最大主応力 $\sigma_1$ の時刻歴最大値及び最小主応力 $\sigma_3$ の時刻歴最小値）を図－3.9に示す。

はじめに、図－3.9の削孔ダムと新設ダムの解析結果を比較すると、削孔ダムでは常時においても上流面側の放流管（空洞）側部や下流面側の同上縁部にコンクリートの引張強度（表－3.3）程度の引張応力が生じている。前者は主に貯水位上昇に伴う静水圧の増加、後者は放流管（空洞）上部の堤体自重によるものと考えられる。そして大規模地震時には、これらの箇所での引張応力がさらに大きくなり、かつ下流面側の側部でもやや大きな引張応力が生じている。これに対し、新設ダムでは削孔ダムに比べ、全般に引張応力が小さく、特に削孔ダムにおいて引張応力の発生が顕著な空洞側部（特に上流面側）に生じる引張応力は大幅に小さくなっている。これは、新設ダムの場合、放流管設置後の堤体打上り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よっても当該箇所に引張応力が発生しにくいと考えられる。これに対し、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り、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に引張応力が生じやすくなるものと考えられる。すなわち、堤体断面形状、放流管規模とも同じ場合でも、ダム新設時に放流管を設置する場合と既設ダムに削孔して設置する場合では、後者の方が大規模地震時による影響（周辺コンクリートにおける引張応力の集中によるひび割れ）が生じやすいと考えられる。

この相違は両者の施工過程の相違による常時の応力状態の違いに起因するものと考えられることから、図－3.1および図－3.7に示したように削孔ダムではその施工過程を踏まえた解析手順で常時の応力状態を求めた上で、大規模地震時の地震動を考慮した地震応答解析（動的解析）を行う必要があると考えられる。

なお、圧縮応力についても、削孔ダムと新設ダムでの解析結果はやや異なるが、その相違は比較的小さく、両者とも発生する圧縮応力の大きさは大規模地震時においても一般に用いられるコンクリートの圧縮強度に比べて十分小さい。

次に、図－3.9の3次元モデルの放流管ありの場合（削孔ダムおよび新設ダム）と2次元モデル（平面ひずみ）の放流管なしの場合を比較すると、放流管ありの場合では放流管なしの場合と異なり放流管周辺に応力集中が発生していることが分かる。よって、新設ダム・再開発による削孔のいずれの場合でも、大規模地震時における放流管周辺部への影響を把握する上では、放流管ブロックについては、空洞部を考慮した3次元モデルでの解析を行っておくのが良いと考えられる。



図－ 3.9 常時および大規模地震時（線形動的解析）の堤体内応力

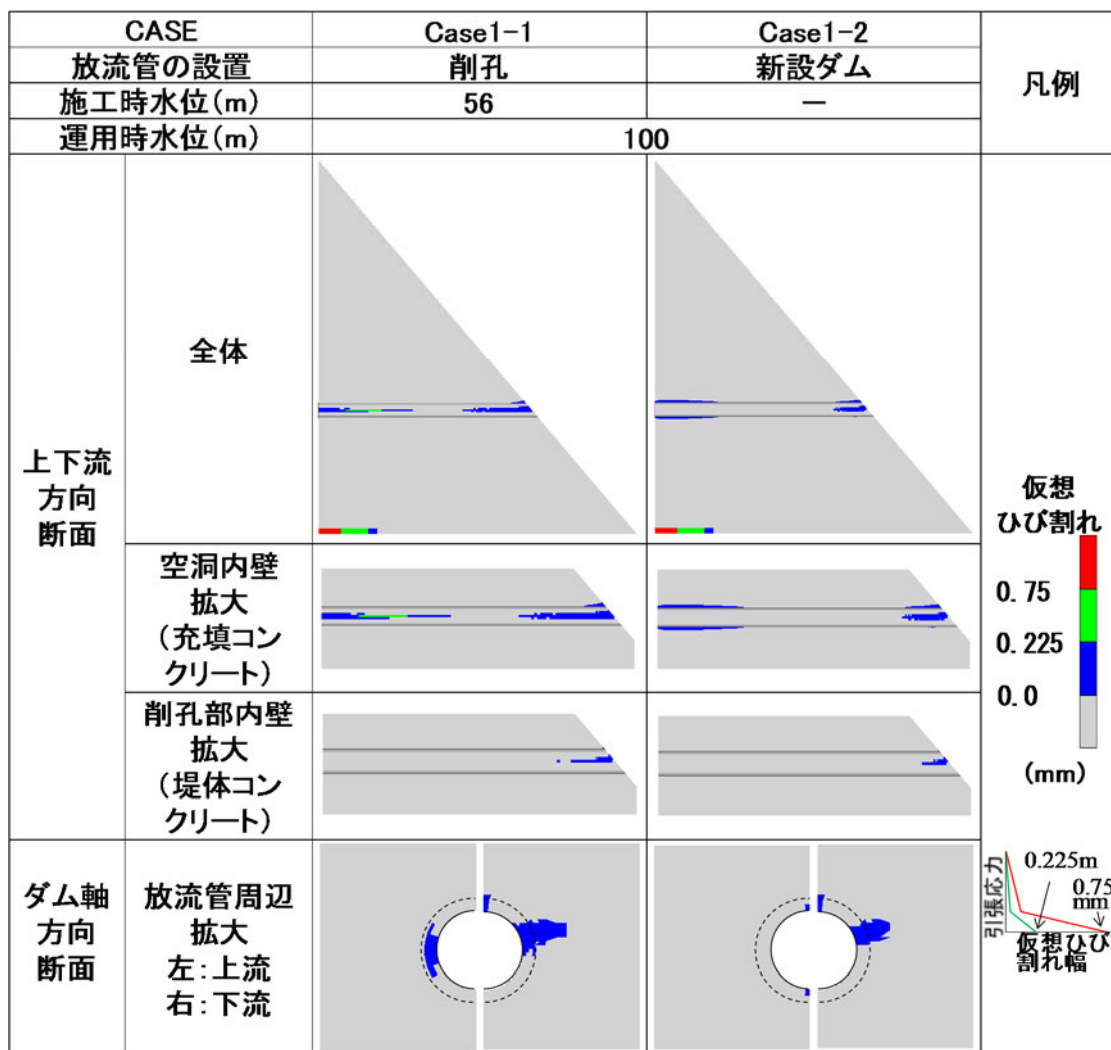
## 2) 大規模地震時の損傷範囲（非線形動的解析）

線形動的解析で得られた大規模地震時の堤体内応力分布（図－ 3.9）より、放流管を考慮した3次元モデル（削孔ダム・新設ダム）において、放流管（空洞）周辺に生じる引張応力は一部においてコンクリートの引張強度（表－ 3.3）を超えるものとなった。そこで、大規模地震時における放流管周りの損傷形態について把握するため、削孔ダム及び新設ダムの3次元モデルを対象にコンクリートの引張軟化を考慮した非線形動的解析を実施した。

なお、断面中央のシンメトリー境界を設定した要素については、当該要素において鉛直方向へ進展するクラックのひび割れ幅を適正に算出できるように破壊エネルギーの値を表－ 3.3に示した値の1/2とした。

図－ 3.10に大規模地震時における放流管ブロックの引張軟化領域を示す。削孔ダムでは、特に引張応力の集中する放流管（空洞）側部からのひび割れが上流面側・下流面側とも生じている。これに対し、新設ダムでは上流面側では側部のひび割れは生じていない。下流面側では側部のひび割れが生じているが、その範囲は放流管方向の延長、深さとも削孔ダムより短く（浅く）なっている。

なお、放流管周辺のひび割れは空洞上下縁でも鉛直方向に生じているが、その範囲（放流管方向の延長及び深さ）は削孔ダム・新設ダムとも側部のひび割れに比べると短い（浅い）。堤体（削孔ブロック）の安定性に与える影響としては、このような鉛直方向のひび割れよりも水平方向に進展する空洞側部からのひび割れの方が大きいと考えられ、その延長や深さが新設ダムに比べて大きく（深く）なる可能性がある削孔ダムでは、前述のとおりその施工過程を考慮した常時応力解析を行った上で大規模地震時の挙動を推定することが必要と考えられる。



図ー 3.10 大規模地震時における放流管ブロックの引張軟化領域

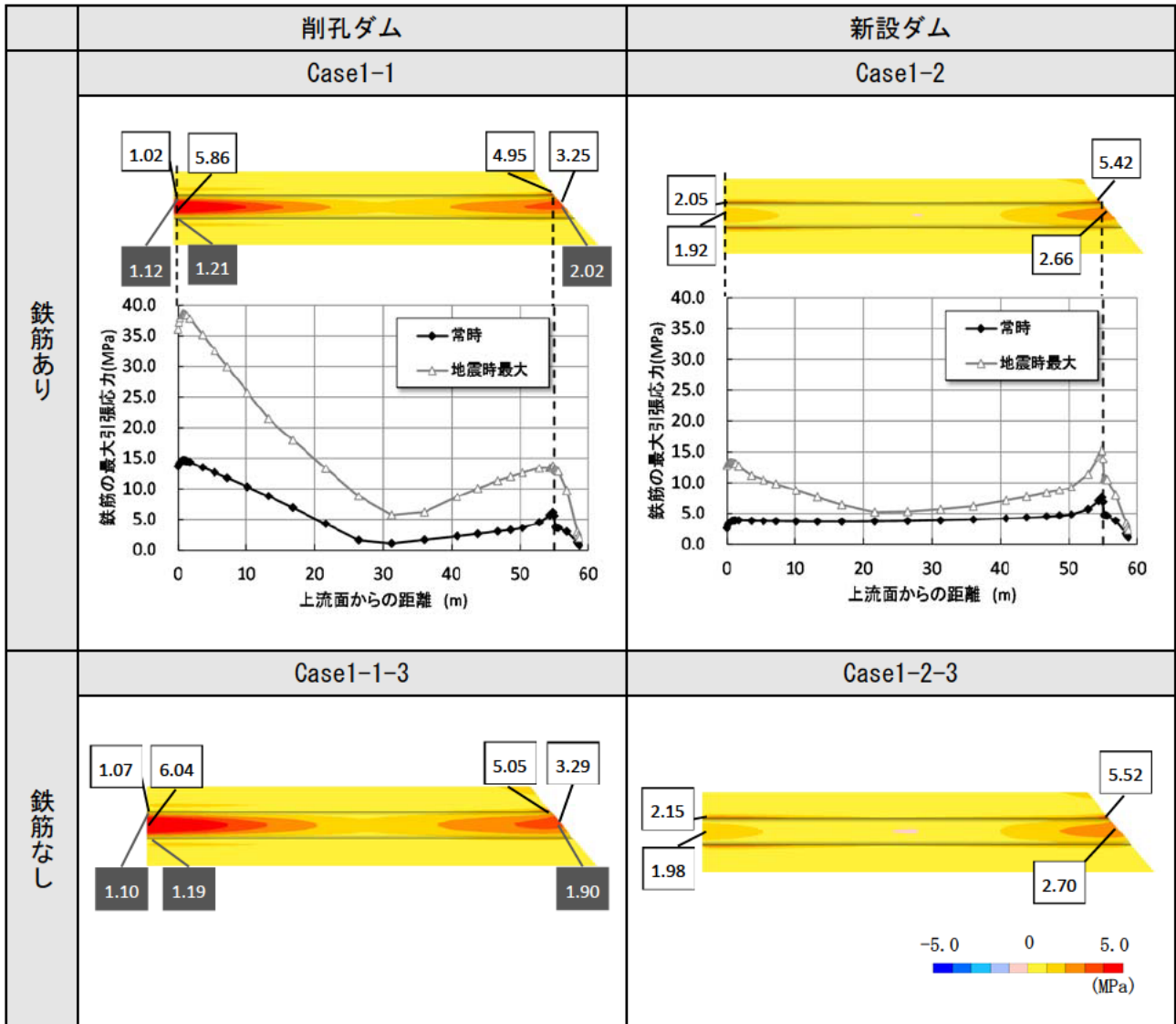


## (2) 補強鉄筋の効果

### 1) 大規模地震時の堤体内応力（線形動的解析）

放流管周辺の補強鉄筋による効果を比較するため、削孔ダム及び新設ダムの3次元モデルでの線形動的解析で得られた鉄筋を考慮した場合と、考慮しない（モデル化しない）場合の大規模地震時における放流管周辺コンクリートと鉄筋の応力状態（コンクリートは大規模地震時の最大主応力 $\sigma_1$ の時刻歴最大値、鉄筋は常時及び大規模地震時の軸方向引張応力（大規模地震時は時刻歴最大値））を図－ 3.11 に示す。

図－ 3.11 より、削孔ダムでは新設ダムに比べ鉄筋の引張応力が常時・大規模地震時とも全体的に大きく、特に放流管（空洞）側部に大きな引張応力の集中が生じる上流面側でその差が大きくなっている。しかし、放流管周辺コンクリートの応力については、鉄筋の有無による差異は削孔ダム、新設ダムともわずかであることが分かる。



※黒字：放流管の空洞内面（削孔ダムの場合は充填コンクリート）の地震時の最大主応力（空洞上縁及び側部）

白字：削孔内面の地震時の最大主応力（上流側の削孔内面上下縁部、及び下流側削孔内面側部）

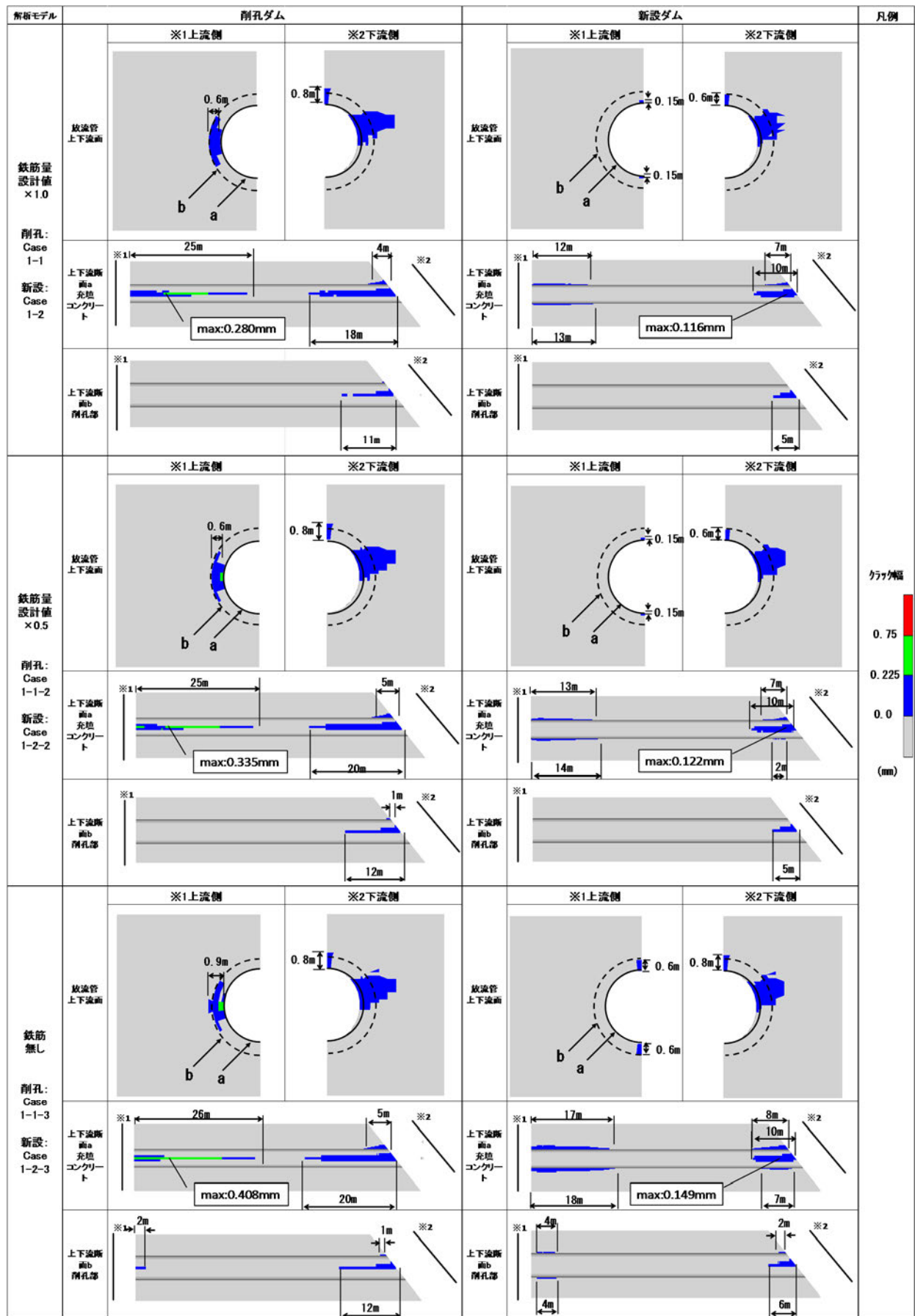
図一 3.11 放流管周辺コンクリート及び鉄筋の応力（鉄筋の有無による比較）

## 2) 大規模地震時の損傷範囲（非線形動的解析）

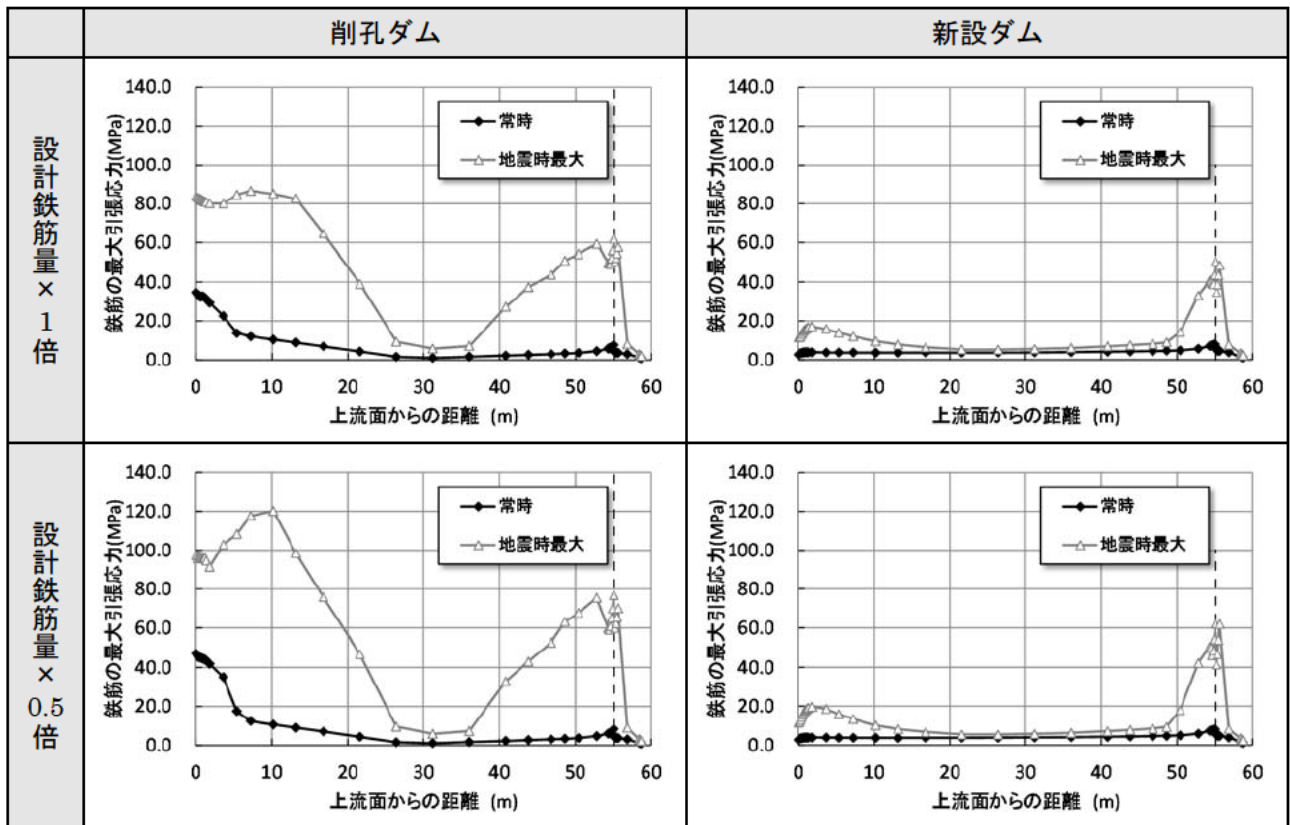
次に、線形動的解析での検討と同じ削孔ダム・新設ダムの両モデルを用いて、鉄筋量の違いによる放流管周辺の損傷範囲への影響について調べるため、鉄筋有（設計量）、鉄筋量少（設計量の1/2）、鉄筋なしの各モデルについて、放流管周辺コンクリートの引張応力の集中に伴う引張軟化を考慮した非線形動的解析で得られた大規模地震時における放流管周辺コンクリートの引張軟化領域を図－ 3.12 に示す。

図－ 3.12 より削孔ダムで特徴的な放流管（空洞）上流面側の側部のひび割れに着目すると、鉄筋量が多いほど、ひび割れの深さ方向への進展範囲は若干浅くなっているものの、放流管方向のひび割れ発生範囲に関してはほとんど変化が無い。ただし、ひび割れの最大開口量は鉄筋量が多いほど小さくなっている。これより、鉄筋の補強効果として大規模地震時におけるひび割れの発生自体を抑制する効果は限定的であるが、発生したひび割れの開口を抑える効果はある程度期待できるものと考えられる。このような効果を追加して見込む上で、放流管ブロックの検討においては補強鉄筋についてもモデルに反映することが必要と考えられる。

なお、鉄筋が負担する引張応力について削孔ダムと新設ダムを比較すると、両ケースとも鉄筋の降伏応力度に比べ十分小さな値となっている（図－ 3.13）が、削孔ダムの場合は新設時設置に比べて特にひび割れの開口が大きくなる上流側の鉄筋が負担する引張応力が大きくなっている。本検討では上下流方向に鉄筋量を一定としているが、実際の再開発ダムにおける放流管増設（削孔）時の設計において、大規模地震時におけるひび割れの抑制効果を鉄筋に期待するためには、ここで示した特徴を考慮した上で配筋設計を行うことも考えられる。



図一 3.12 大規模地震時の放流管周辺堤体の損傷（鉄筋の有無・鉄筋量による比較）



図－ 3.13 大規模地震時に鉄筋が負担する応力  
(コンクリートの引張損傷過程を考慮した非線形解析)

### 3.2 水位条件の違いによる影響

#### 3.2.1 概要

既設堤体への削孔を行う場合、仮締切の設置規模や水中作業の難易度など、施工性の面では出来るだけ水位を下げた状態での施工が有利である。しかし、既設ダム機能を維持しながらの施工が求められるのが一般的であり、既設ダムの運用ルール等の制約条件を考慮して、施工時の水位条件が決まることになる。このため、施工時の水位条件が削孔ダム堤体（放流管ブロック）の常時（非地震時）及び大規模地震時の応力状態や予想される損傷範囲（引張軟化領域の進展範囲）に与える影響について検討した。

また、削孔ダム運用開始後の水位変動（運用時水位）による影響についてもあわせて検討した。

なお、両検討においては、比較のため、前節と同様新設ダムに放流管を設置する場合を想定し、常時応力の算出においてステップ解析を行わないケースでの解析も実施した。

#### 3.2.2 解析条件

##### (1) 解析ケース

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一 3.4 に示す。

表一 3.4 解析ケース（水位条件の違いによる影響検討）

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	—		新設ダムを想定 (常時応力のステップ解析なし)
2-1	削孔	0	100	施工時水位の違いによる 影響検討ケース
2-2		33		
2-3		78		
2-4		100		
3-1	削孔	56	0	運用時水位の違いによる 影響検討ケース
3-2			33	
3-3			56	
3-4			78	

※Case1-1および1-2は、0における表一 3.1と同じである。

##### (2) 解析モデル・物性値等

解析モデルは前節での解析（図一 3.2、図一 3.3 および図一 3.4）と基本的に同様で、施工時水位条件および運用時水位条件のみ変化させたものである。

解析に用いた物性値、引張軟化特性、減衰定数およびモデルの境界条件も 0 での解析（表一 3.2, 表一 3.3 および図一 3.5）と同じである。

### 3.2.3 解析方法

解析手順も前節での解析（図－ 3.7）と同様であり、削孔ダムでは常時応力解析において図－ 3.1 に示した施工過程を考慮したステップ解析を行った。

入力地震動も前節での解析と同じ図－ 3.8 に示す加速度時刻歴波形を用いた。

### 3.2.4 解析結果および考察

#### (1) 施工時水位の違いによる影響

##### 1) 常時（非地震時）における応力状態

図－ 3.14 および図－ 3.15 に施工時水位が異なる削孔ダムの各検討ケースと新設ダムを想定したケースの常時における最大主応力  $\sigma_1$  及び最小主応力  $\sigma_3$  の分布を示す。

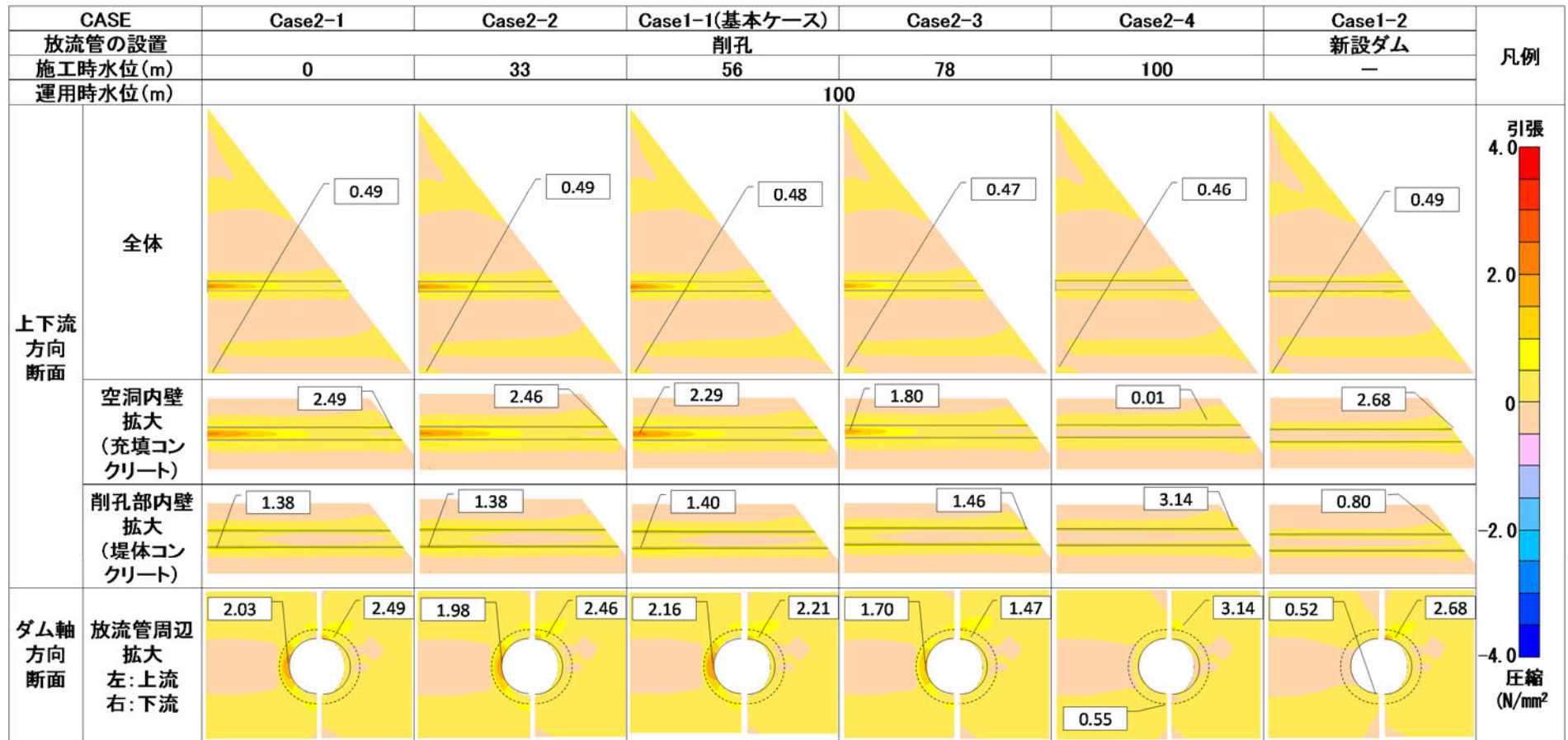
まず、図－ 3.14 より削孔ダムでは、新設ダムの施工と異なり、施工時水位が満水の場合を除く全てのケースで上流面付近の放流管側部の充填コンクリート部において、常時（非地震時）においても引張応力が発生していることが分かる。

削孔ダムで放流管周辺での引張応力の集中が最も顕著な放流管上流端側部での  $\sigma_1$  と施工時水位との関係を図－ 3.16 に○印で示すが、上流端側では施工時水位が放流管設置標高程度までは当該箇所での常時の引張応力（最大主応力）はほぼ一定であり、施工時水位が放流管設置標高を超えて高くなると小さくなることが分かる。このことから削孔ダムでは、放流管設置標高よりも上部の貯水による静水圧が放流管周辺の応力の大きさに大きく影響していると考えられる。

また、図－ 3.14 より削孔ダムでは、下流端付近の放流管上縁にも引張応力が発生しているが、その大きさは施工時水位がゼロのケースから水位が高くなると小さくなるが、施工時水位が満水位（EL. 100m）の場合は逆に既設堤体部で大きくなることが分かる。この傾向は、新設ダムでもこの箇所において、引張応力が生じていることを考慮すると、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加とともに貯水位自体に応じた静水圧の大きさによるものと考えられる。

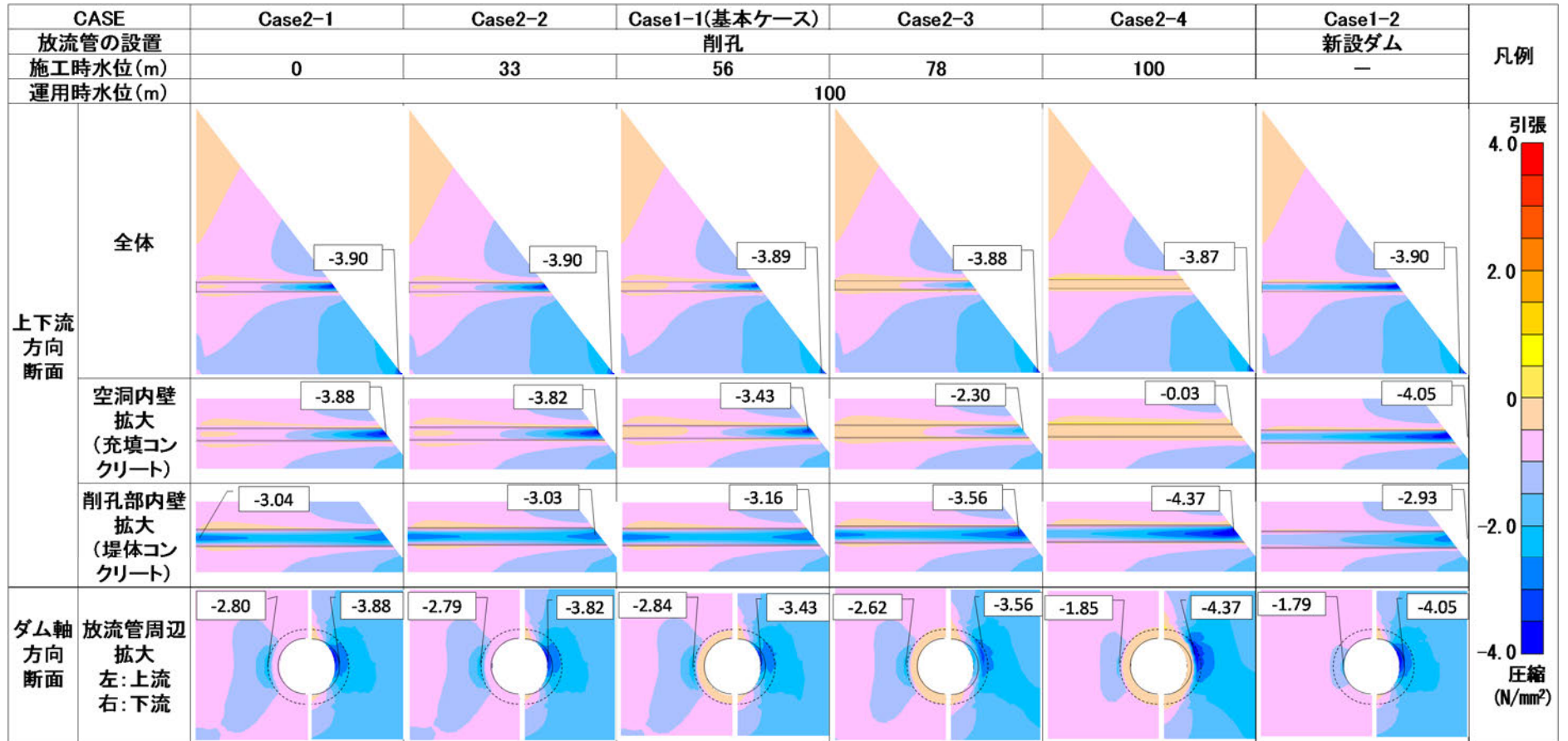
なお、図－ 3.15 より常時において放流管ブロックに発生する圧縮応力は、コンクリートの圧縮強度に対して十分小さい。

以上のような常時（非地震時）に削孔ダム放流管周辺での応力状態の概念図を図－ 3.17 に示す。

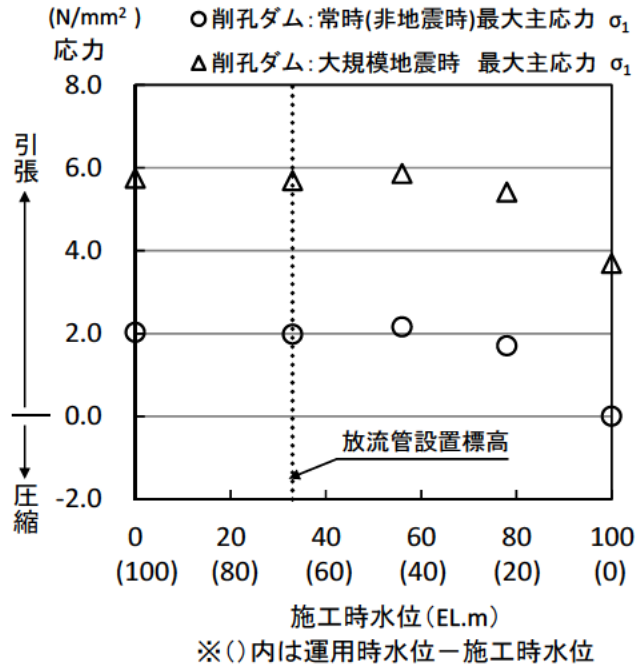


図一 3.14 常時の最大主応力 $\sigma_1$  (施工時水位による影響)

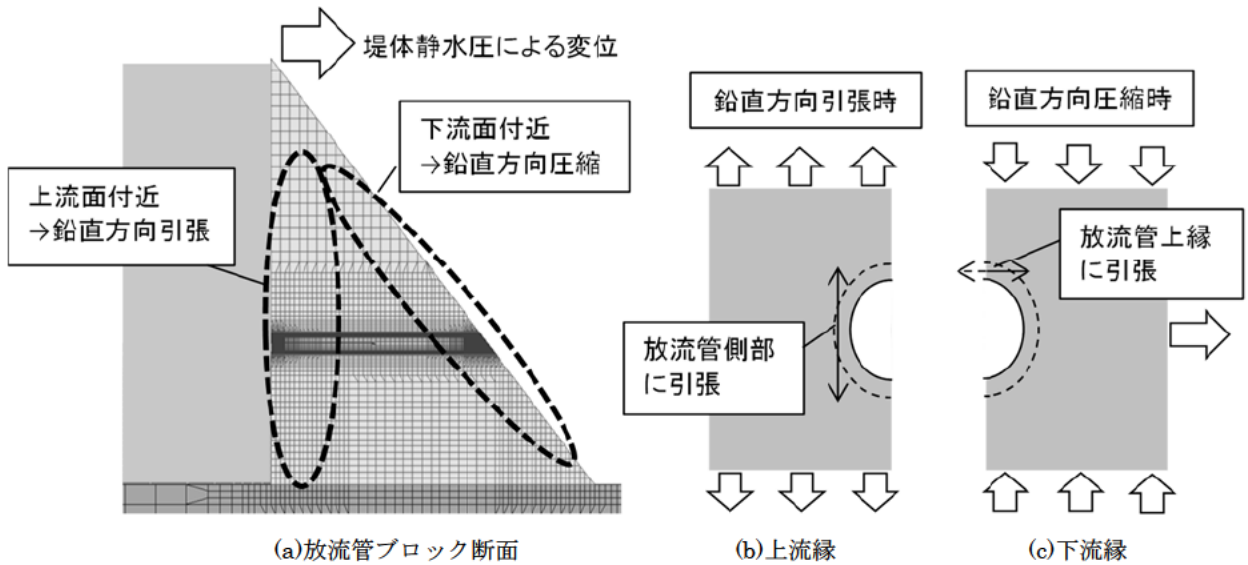




図一 3.15 常時の最小主応力 $\sigma_3$  (施工時水位による影響)



図一 3.16 施工時水位と放流管上流端側部における最大主応力  $\sigma_1$  の関係



図一 3.17 常時（非地震時）における削孔ダム放流管周辺での応力状態（概念図）

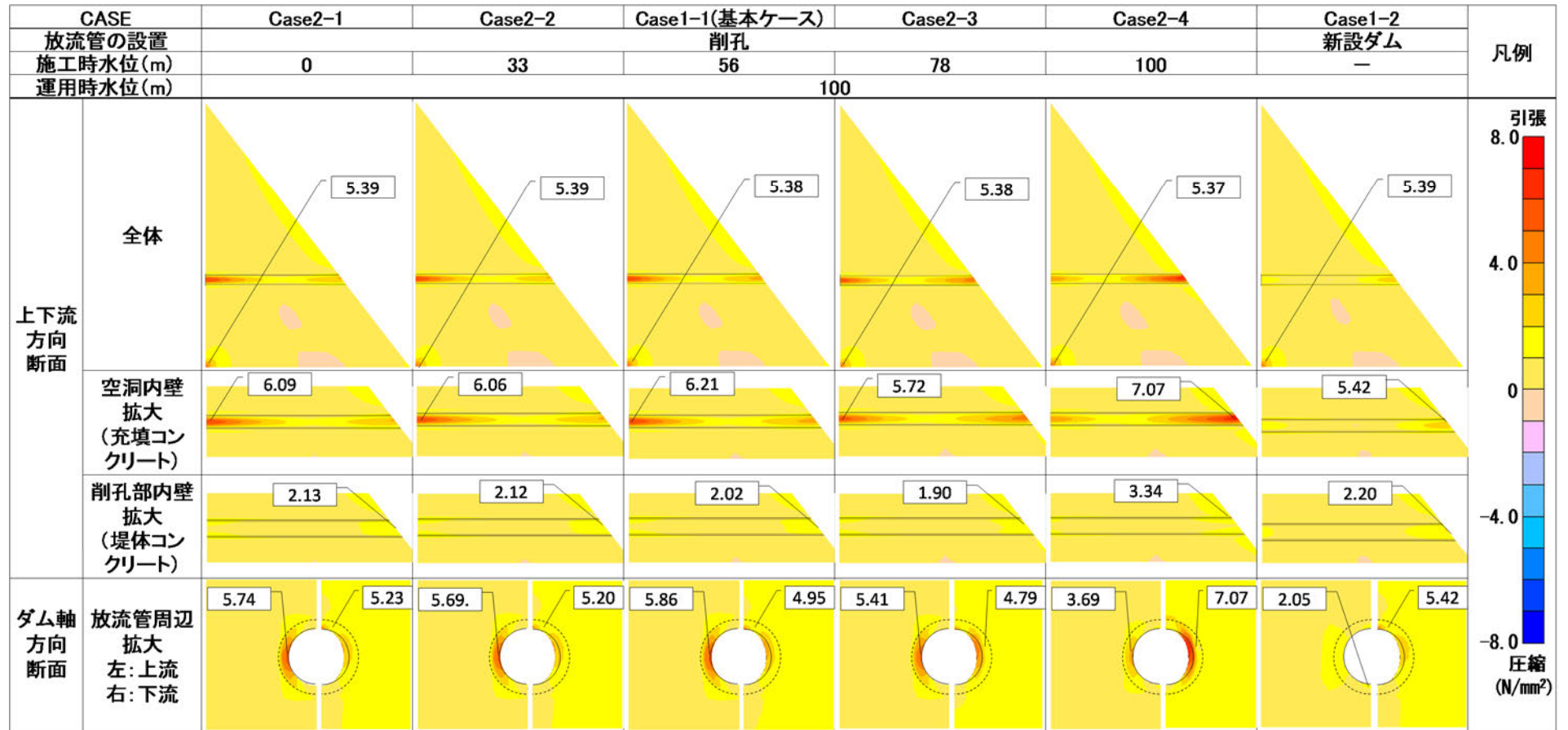
## 2) 大規模地震時における発生応力（線形動的解析）

図－ 3.18 および図－ 3.19 に施工時水位が異なる削孔ダムの各検討ケースと新設ダムを想定したケースの大規模地震時の線形動的解析結果（最大主応力 $\sigma_1$ （全時刻最大）および最小主応力 $\sigma_3$ （全時刻最小）の分布）を示す。

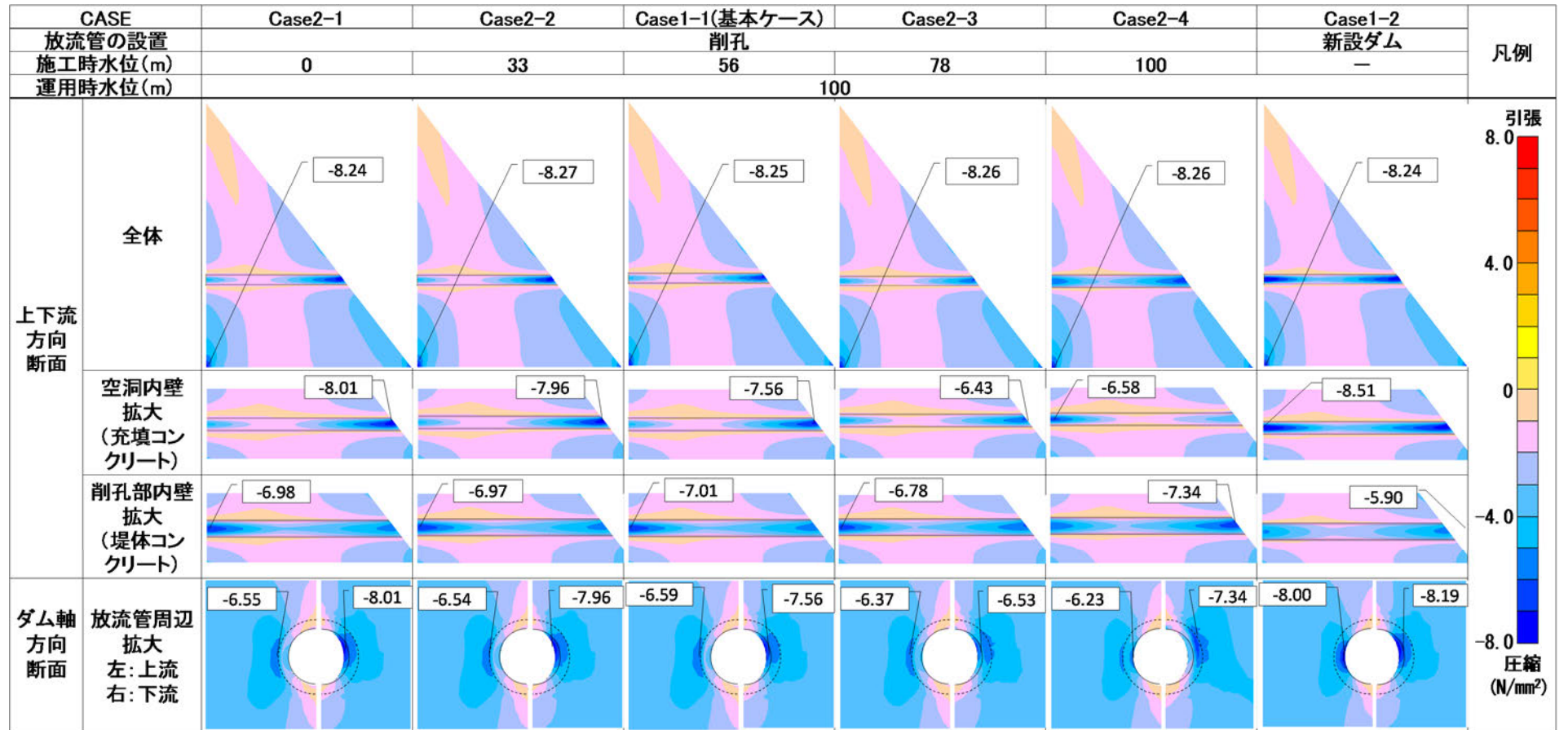
図－ 3.18 より、削孔ダムの全ケースで放流管上・下流端付近側部にコンクリートの引張強度を上回る引張応力が比較的広い範囲に生じている。また、下流端付近の上縁部でも、コンクリートの引張強度を上回る引張応力が生じているが、放流管に沿った上下流方向にみると比較的狭い範囲に限られている。

常時と同様、引張応力の集中が顕著な放流管上流端側部での引張応力（最大主応力）の関係を図－ 3.16 に△印で示す。施工時水位の違いによる影響は、常時応力の傾向と同様、施工時水位が放流管設置標高程度以下の場合、大規模地震時に当該箇所が生じる引張応力はほぼ一定であり、施工時水位が放流管設置標高より高くなると小さくなることから分かる。これより、大規模地震時の発生応力に及ぼす施工時水位の影響は、常時の応力状態への影響を反映したものとなっていると考えられる。

なお、図－ 3.19 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。



図一 3.18 線形動的解析による大規模地震時の最大主応力 $\sigma_1$  (全時刻最大) (施工時水位による影響)



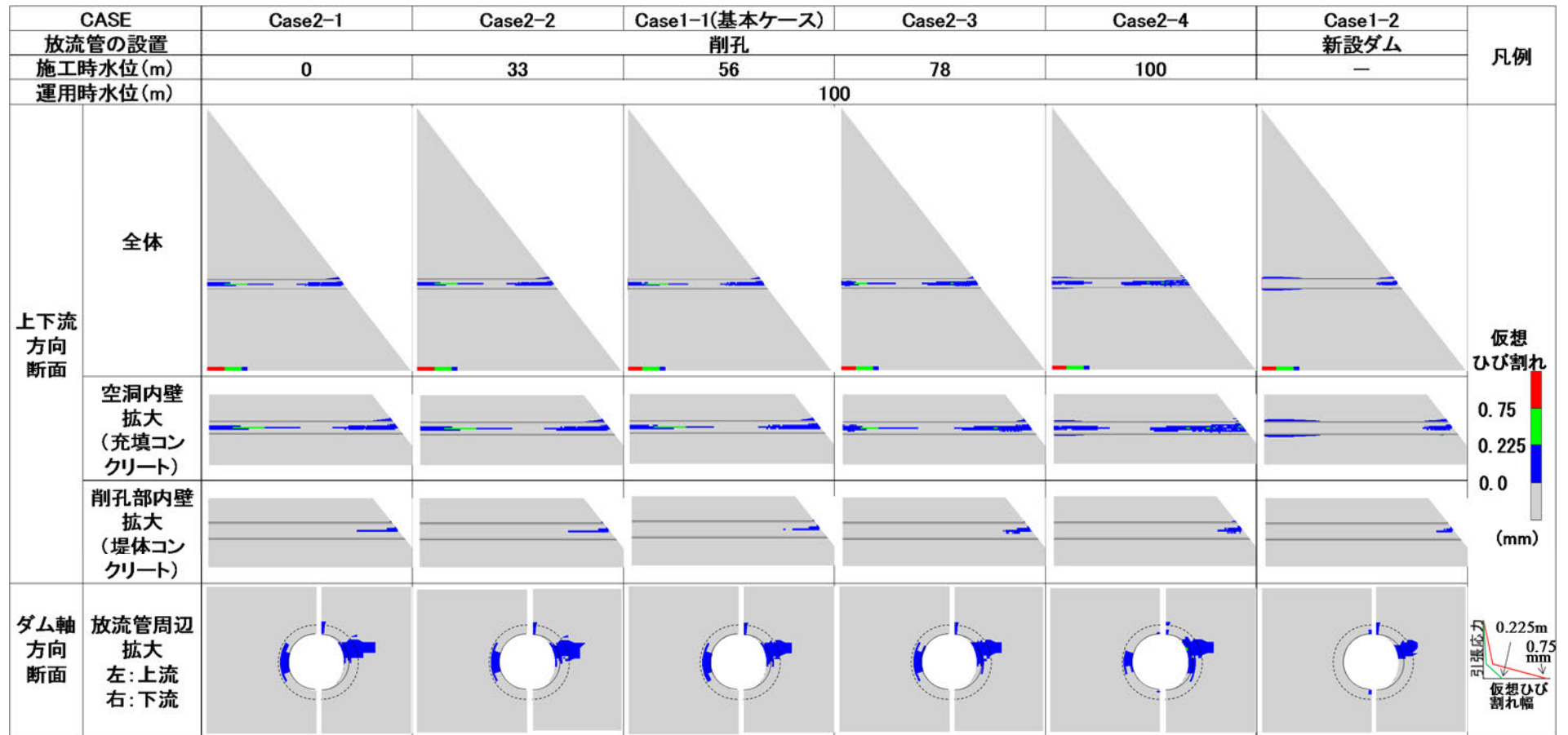
図一 3.19 線形動的解析による大規模地震時の最大主応力 $\sigma_3$  (全時刻最小) (施工時水位による影響)

### 3) 大規模地震時における損傷範囲（非線形動的解析）

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）を図－ 3.20 に示す。

削孔ダム各ケースにおいて、堤体（放流管ブロック）の安定性への影響が大きいと考えられる放流管側部から水平方向の損傷が想定される範囲は、図－ 3.18 で示した線形動的解析による引張応力の大小と概ね同様の傾向となった。すなわち、上流側側部での損傷が想定される範囲（上下流方向）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）＞新設の順となった。下流側側部については、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。

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あま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、実際の施工では、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削孔が行われ、堤体上流面の放流管近傍では静水圧の作用条件がやや異なる可能性がある。この影響については、必要に応じ実際の設計に即した検討を行うことが考えられる。



図一 3.20 非線形動的解析による大規模地震時の損傷範囲（施工時水位による影響）

## (2) 運用時水位の違いによる影響

### 1) 常時（非地震時）における応力状態

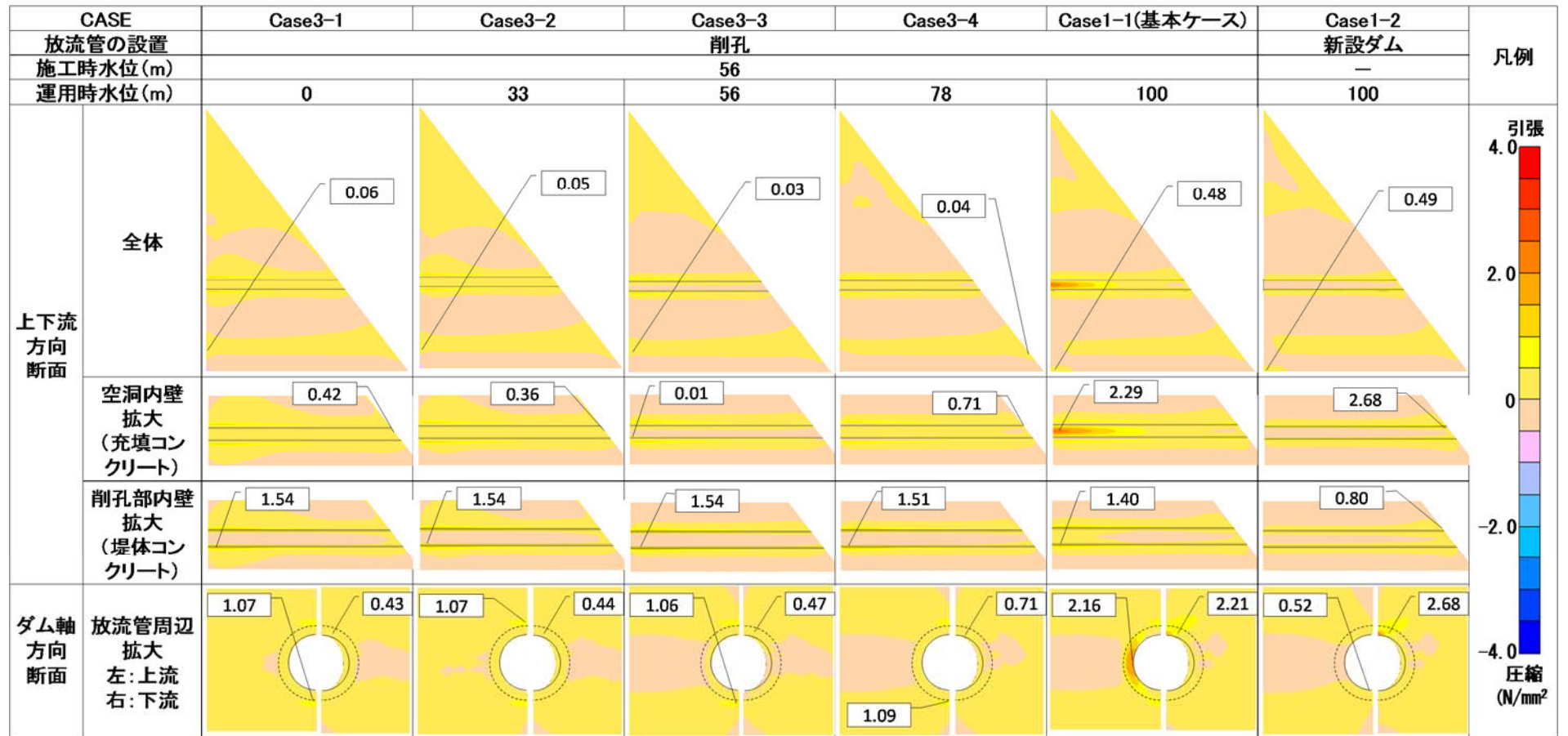
削孔ダムでの施工時水位を一定（56m）とし、運用時水位を変化させた各検討ケースと新設ダムを想定したケースの常時及び線形動的解析による大規模地震時の最大主応力 $\sigma_1$ ・最小主応力 $\sigma_3$ の分布を図一 3.21 および図一 3.22 にそれぞれ示す。

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。

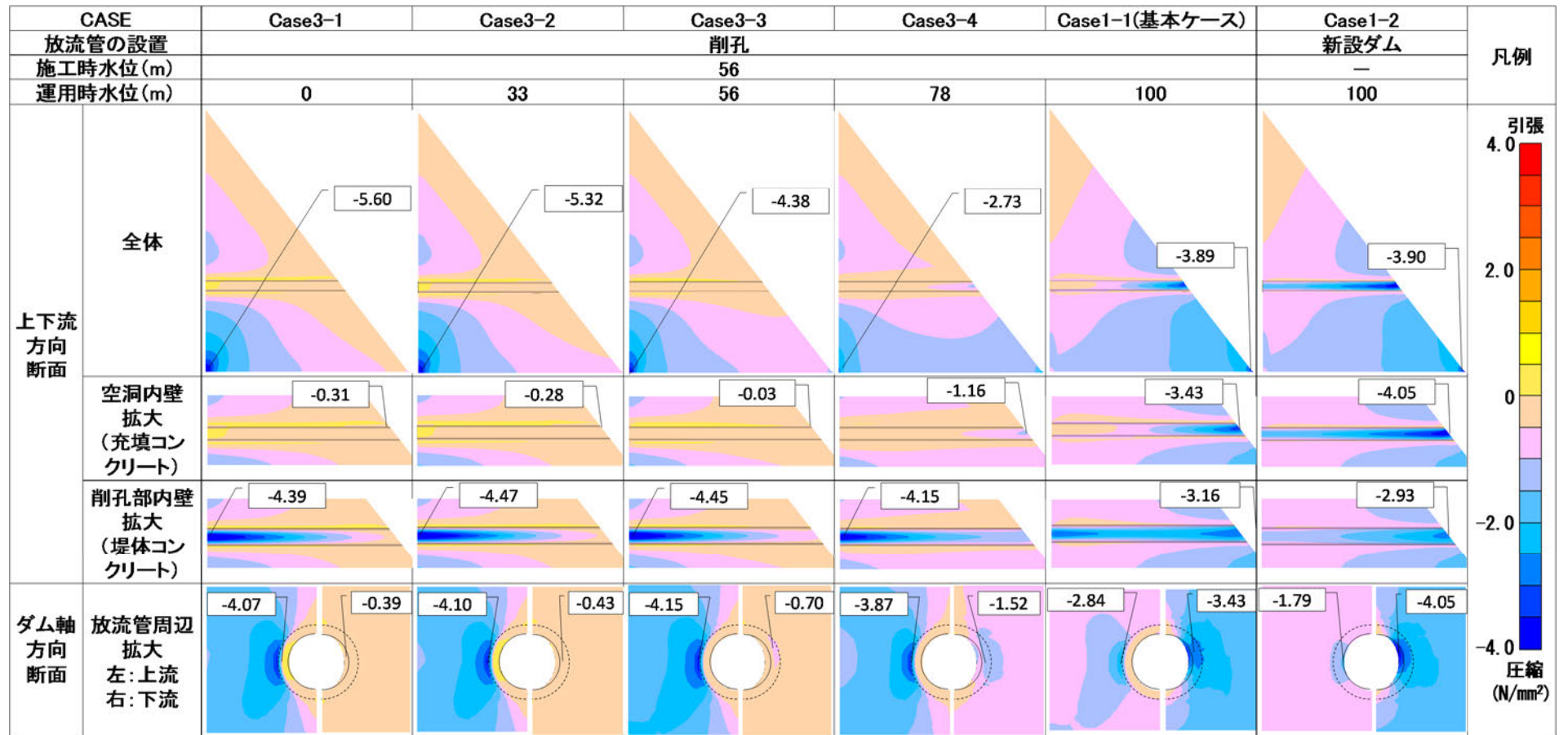
図一 3.21 より、運用時水位を上げていくと上流面側の放流管側部に引張応力が発生している。逆に下流面側は、圧縮応力が大きくなっている。一方、運用時水位が低い場合は、施工時と大きな変化は見られず、下流端での初期応力もほぼ発生しない。

上記と同様に、運用時水位を上げていく場合は、下流面上縁部付近の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。





図一 3.21 常時の最大主応力 $\sigma_1$  (運用時水位による影響)



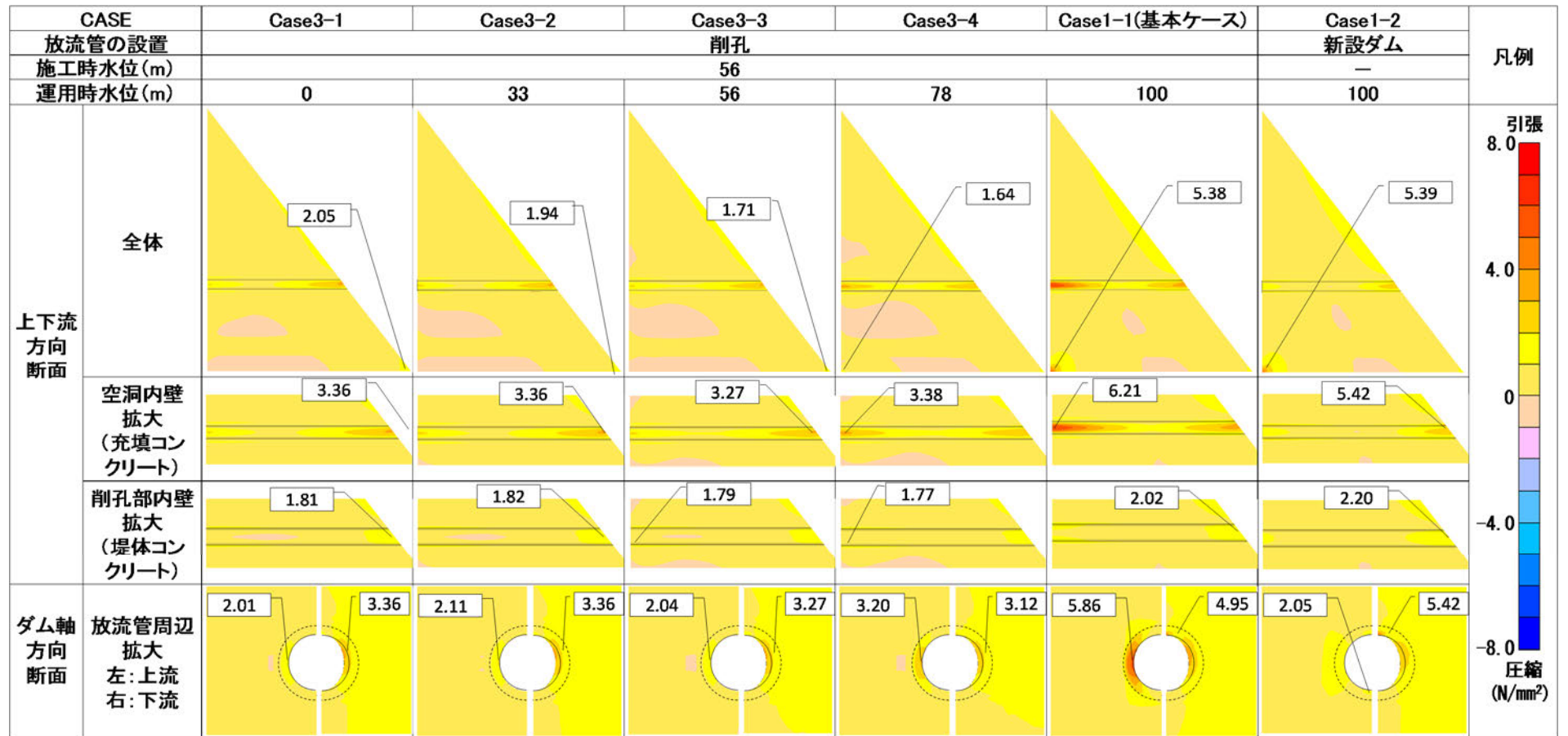
図一 3.22 常時の最小主応力 $\sigma_3$  (運用時水位による影響)

## 2) 大規模地震時における発生応力（線形動的解析）

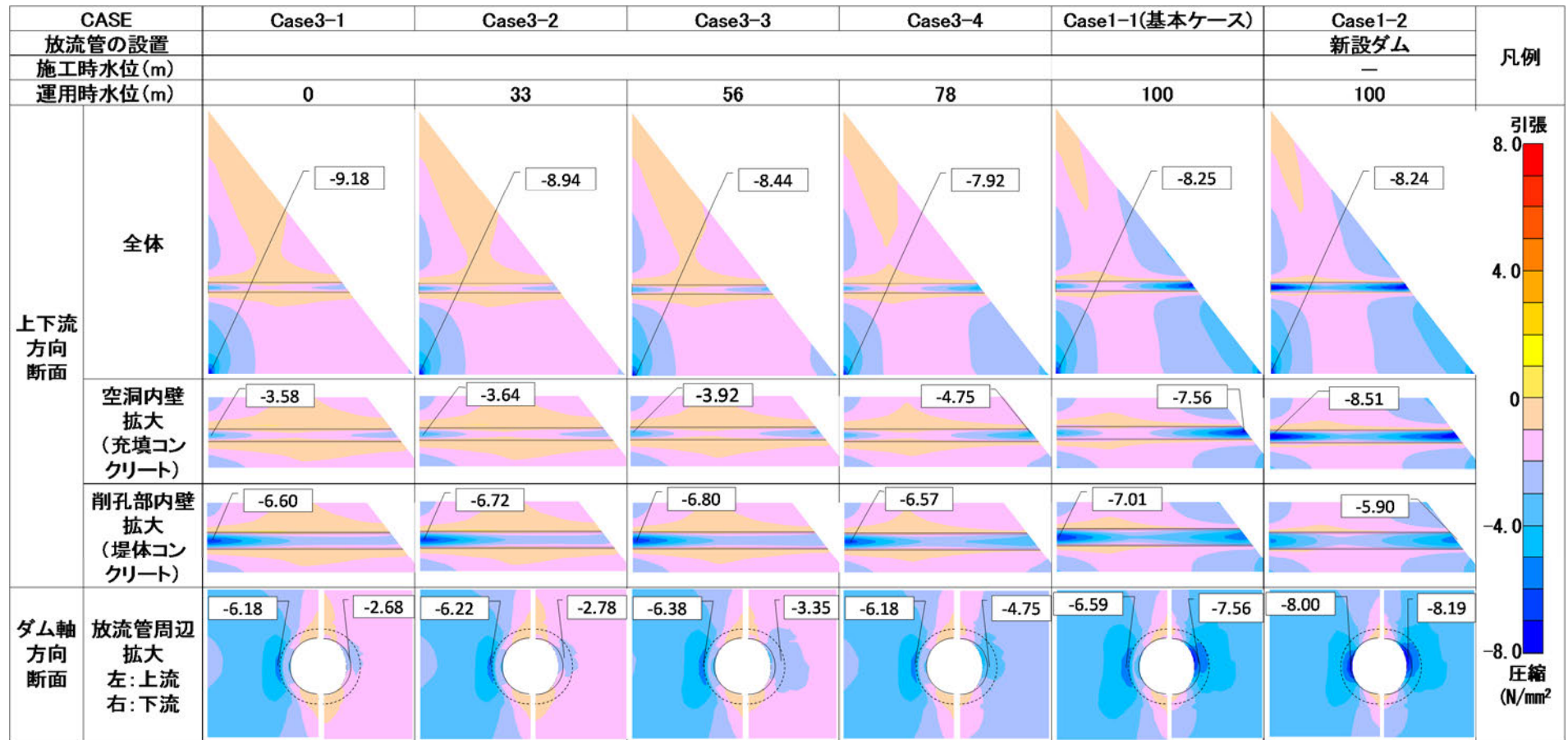
削孔ダムでの運用時水位が異なる各検討ケースと新設ダムを想定したケースの線形動的解析結果（大規模地震時の最大主応力 $\sigma_1$ （全時刻最大）、最小主応力 $\sigma_3$ （全時刻最小）の分布）を図－ 3.23 および図－ 3.24 にそれぞれ示す。

放流管側部に発生する引張応力の最大値は、上流面側・下流面側とも概ね運用時水位が高いケースほど大きくなっている。

なお、圧縮応力の最大値は各ケースともコンクリートの圧縮強度に対して十分小さい。



図一 3.23 線形動的解析による大規模地震時の最大主応力 $\sigma_1$  (全時刻最大) (運用時水位による影響)



図一 3.24 線形動的解析による大規模地震時の最小主応力 $\sigma_3$  (全時刻最小) (運用時水位による影響)

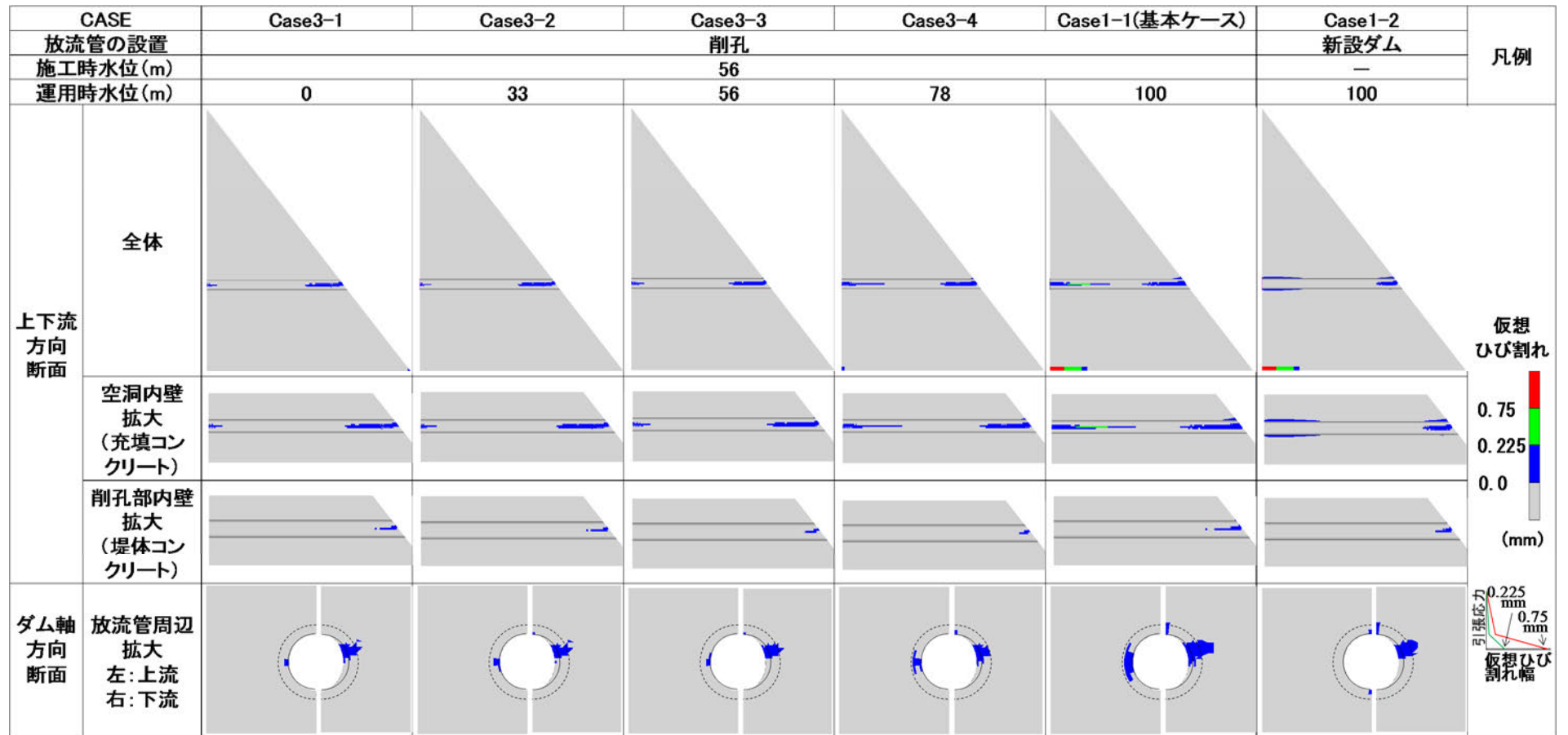
### 3) 大規模地震時における損傷範囲（非線形動的解析）

非線形動的解析の結果（大規模地震時に想定される既設コンクリートの引張軟化による損傷範囲）を図－ 3.25 に示す。

損傷が想定される箇所は、放流管の側部と上縁である。このうち、堤体安定性への影響が大きいと考えられる側部からの水平方向のひび割れ範囲（上下流方向の延長）は、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が、3.1.1(1)1)の線形動的解析で得られた引張応力の大小と同じく運用時水位が高いほうが大きくなっている。

このことから、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、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。





図一 3.25 非線形解析による大規模地震時の損傷範囲（運用時水位による影響）

## 4. まとめ

既設重力式コンクリートダムでの既設堤体上への嵩上げや放流管増設のための堤体削孔を行う場合などを対象に、その大規模地震時の損傷過程を含む動的挙動の推定方法を明らかにすることを目的に地震応答解析等による解析的検討を行った。

本検討で得られた主な結果は以下のものであり、大規模地震に対する再開発ダムの耐震性能照査を行う上で参考になるものと考えられる。

### 4.1 大規模地震時における嵩上げダムの挙動

#### (1) 既設堤体上への嵩上げダム

##### ・施工過程を考慮した嵩上げ堤体の挙動推定（新設ダムとの比較）(2.1.1)

嵩上げダムでは、新設ダムとの施工過程の相違から、常時(非地震時)の応力状態が同一断面形状の新設ダムの場合と同一とはならず、これに伴い、大規模地震時の応力状態も上流端部に生じる引張応力が新設ダムに比べて大きくなる可能性がある。このため、既設堤体上への嵩上げダムの大規模地震時の挙動を動的解析によって精度よく推定するには、動的解析に先立って、初期状態としての常時（非地震時）の応力状態を精度よく推定しておくことが重要となる。なお、常時応力状態の推定に際しては、嵩上げ堤体の施工に伴う堤体自重の増加や嵩上げ後の水位上昇による水圧荷重の増加に伴う既設堤体との間での応力再配分をステップ解析により考慮することが有効と考えられる。

##### ・嵩上げ高さの違いによる影響(2.1.2)

嵩上げダム上下流端部での引張応力の集中やそれによる損傷が生じる可能性のある範囲は、基本的に嵩上げ高さが高くなるほど大きくなる。ただし、嵩上げ高さが低い（増厚幅が薄い）場合でも、嵩上げ堤体の下流端部や下流面に生じる引張応力の集中による損傷については、新旧堤体接合面にその影響が及びやすくなる点で注意が必要と考えられる。

##### ・施工時水位の違いによる影響(2.1.3)

嵩上げダムでは、施工時水位が高いほど常時の水圧荷重を既設堤体が負担する割合が大きくなるために、嵩上げ後（運用水位への水位上昇後）に堤体上流端での引張応力が生じやすくなる。また、大規模地震時には上流端のほか、下流端（新設堤体側）に生じる引張応力も大きくなる可能性がある。このため、既設堤体上の嵩上げダムの耐震性能照査などでの大規模地震時における挙動の推定では、施工時水位として考えられる水位のうち、最も高い水位条件での検討を行っておくことが基本的に安全側の条件になるものと考えられる。

##### ・供用後の運用時水位の違いによる影響(2.1.4)

嵩上げダムの大規模地震時の引張応力の集中やそれに伴う軟化領域は、運用水位を反映した常時応力状態の影響を受け、基本的に運用水位が高い方が大きくなる。このため、既設堤体上の嵩上げダムの耐震性能照査などでの大規模地震時における挙動の推定では、水位条件としては基本的には常時の最高水位（常時満水位）を考慮すれば良いと考えられる。



#### ・新旧堤体物性値の違いによる影響(2.1.5)

嵩上げダムの新旧堤体の物性値（弾性係数）の相対的な関係は、常時の応力状態に影響し、その結果、大規模地震時の挙動にも影響する。特に、新設堤体の下流面から生じる引張軟化領域の広がりやひび割れ深さに影響すると考えられる。

このため、嵩上げダムの大規模地震時の挙動や損傷形態をより精度よく推定するには、実情に応じて新旧堤体の物性値を適切に設定する必要があると考えられる。

#### ・岩盤物性値の違いによる影響(2.1.6)

嵩上げダムの新旧堤体部の基礎岩盤の変形性（弾性係数）の相違は、常時の応力状態に影響し、その結果、大規模地震時の挙動にも影響する。例えば、大規模地震時に引張応力の集中により堤敷沿いに損傷が生じる場合、嵩上げ堤体側の基礎岩盤の弾性係数が既設堤体に比べ相対的に小さい場合には、新旧堤体基礎岩盤の弾性係数が同一の場合に比べ上流側からの損傷領域が深くなる可能性がある。

このため、嵩上げダムの大規模地震時の挙動や損傷形態をより精度よく推定するには、新旧堤体部の基礎岩盤の物性値を適切に設定することが必要である。

### (2) 既設堤体下流での新堤体による嵩上げダム(2.2)

既設堤体の下流に堤体を新設する下流嵩上げダムの場合、新設堤体上流面に作用する動水圧が既設堤体の影響により変化する。このため、新設堤体上流面に作用する動水圧の影響を精度よく考慮するために、既設堤体も含めてモデル化するとともに、貯水を圧縮性流体とした解析を行うのがよいと考えられる。

## 4.2 大規模地震時における放流管設置ブロックの動的応答と損傷形態の推定

### ・新設ダムや放流管がない場合との比較(3.1)

既設ダム堤体に削孔して放流管を設置する場合、放流管周辺の常時（非地震時）における応力状態は、施工過程の違いから、ダム新設時に放流管を設置する場合と同一にはならず、これに伴い大規模地震時における応力状態も放流管周辺に生じる引張応力やそれにより生じる損傷（ひび割れ）範囲は、ダム新設時に放流管を設置する場合に比べ大きくなる可能性がある。このため、削孔ダムの大規模地震時の挙動を動的解析により精度よく推定するには、動的解析に先立って、初期状態としての常時（非地震時）の応力状態を精度よく推定しておくことが重要になる。なお、常時応力状態の推定に際しては、削孔ダムの放流管設置時の施工過程（施工時水位条件での既設堤体削孔、放流管設置、放流管周りへの鉄筋配置及び充填コンクリート施工、運用水位への水位上昇）をステップ解析により考慮することが有効と考えられる。

### ・鉄筋の補強効果(3.1)

放流管周辺に配置される補強鉄筋は、大規模地震時におけるひび割れの発生自体を抑制する効果は限定的であるが、発生したひび割れの開口を抑える効果はある程度期待できると考えられる。放流管ブロックの大規模地震時の挙動推定においては、このような効果を考慮する上で補強鉄筋についても適切にモデルに反映することが必要と考えられる。

### ・水位条件の違いによる影響(3.2)

既設ダム削孔においては、施工上は水位を下げる方が有利となる。しかし、堤体安定性への影響が大きいと考えられる放流管側部から水平方向の損傷（ひび割れ）が想定される範囲は、施工時水位が低いほど大きくなる。この点からは施工時水位は高い方が望ましいと考えられる。

一方、運用時水位の面からは大規模地震時の削孔ダムにおける発生応力及び損傷範囲は、運用時水位が高いほど大きくなる。このため、削孔ダムの耐震性能照査などでの大規模地震時挙動の推定においては、常時の最も高い運用時水位を考慮するのがよいと考えられる。

## 参考文献

- 1) 社団法人日本大ダム会議ダムリフレッシュ分科会：ダムリフレッシュ技術調査報告、大ダム、No.202、pp.4-186、2008.1.
- 2) 安陪和雄：ダム再開発に係る技術の動向、土木研究所資料、第 4272 号、pp.15-24、2013.11.
- 3) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説、2005.3.
- 4) 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.
- 5) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp.37-38、2013.3.
- 6) 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、2000.3.
- 7) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、p.39、2013.3.
- 8) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕、p.40、2008.3.
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室、独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、国土技術政策総合研究所資料第 244 号、土木研究所資料第 3965 号、2005.3.

## 付 録

- 参考 1 嵩上げダムの大規模地震時挙動における温度応力の影響
- 参考 2-1 大規模地震後における堤体の安定性（嵩上げダム）
- 参考 2-2 大規模地震後における堤体の安定性（放流管設置のための削孔ブロック）
- 参考 3 管内水の振動による管路内設備への影響

## 参考 1

嵩上げダムの大規模地震時挙動における温度応力の影響

## 参考1 嵩上げダムの大規模地震時挙動における温度応力の影響

### (1) 嵩上げダムに生じる温度応力の影響

#### 1) 概要

嵩上げダムでの実測データ分析により、その挙動は貯水位の他、特に温度変化（季節変動）による影響を受ける可能性が大きいと考えられる。嵩上げ堤体コンクリートの水和反応による発熱や、その後の温度降下過程に伴うひずみが、堤体の常時の応力状態に影響を与える可能性がある。そこで、嵩上げダムの温度応力を把握するため、温度応力解析を実施した。

#### 2) 解析方法・条件

本検討での解析モデルは、既設重力式コンクリートダム堤体（堤高 70m）上に 20m の嵩上げを行って堤高 90m とする嵩上げダム及びこれと断面形状が同一の堤高 90m の新設ダムの 2 次元有限要素モデルとし、貯水池及び基礎岩盤とあわせてモデル化した。堤体の上流面勾配は鉛直とし、下流面勾配については、嵩上げダムの断面設計で用いられる垣谷の式<sup>1)</sup>により上流端に鉛直方向の引張が発生しない最小断面となるよう（すなわち、河川管理施設等構造令に規定されるのと同様の震度法による安定計算でミドルサード条件を満足するよう）設定した。なお、比較のため嵩上げダムと同一断面形状の新設ダムのケースでも解析を行った。貯水位は、嵩上げダムについては貯水池運用をしながらの施工を想定し、施工時水位を既設堤体堤高の 80%（56m）とした。嵩上げ後の運用水位は嵩上げ後の堤高-5m（85m）とし、新設ダムも同じとした。解析モデルの諸元を表- 1.1、モデル形状を図- 1.1、要素分割を図- 1.2 にそれぞれ示す。なお、解析モデルの要素分割は、堤体部では高さが 1.0m 程度の大きさとした。

温度の条件については、積雪寒冷地のダム地点での外気温データ、及びダム貯水池の貯水温計測データを参考に設定した。解析条件を図- 1.3～図- 1.6、表- 1.2 に示す。

また、ここでは以下①～⑤について簡素化した条件として計算した。

- ①気温は日変動を考慮せず、日平均値を用い、近似したサインカーブで設定した。
- ②施工時水位、嵩上げ後の運用水位及び施工終了後の水位上昇時における水位上昇速度はそれぞれ一定とした。
- ③施工終了時の水位上昇は試験湛水の実施（サーチャージ水位までの上昇）を考慮せず、嵩上げ後の常時満水位（堤高 H-5m）までとした。
- ④堤体打上がり速度は一定速度とした（冬期は休工）。
- ⑤実際の施工では、温度応力によるひび割れを避けるため、断熱効果を高めるための養生マット（断熱材）や夏期のクーリングや冬期のウォーミングにより温度変化を小さくするための対策が講じられるが、ここでは温度応力の影響を明確化するため、無対策の施工条件とした。

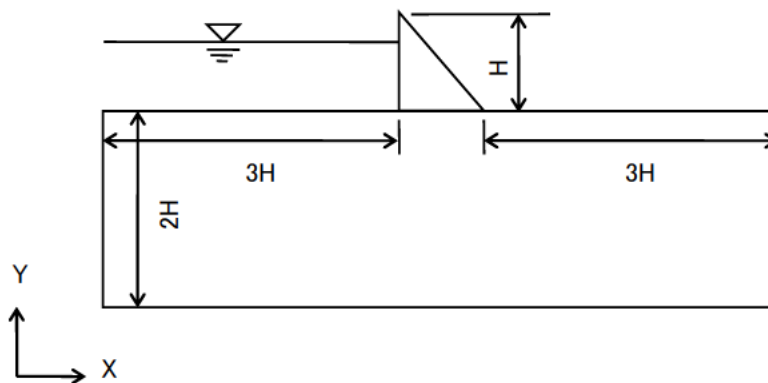
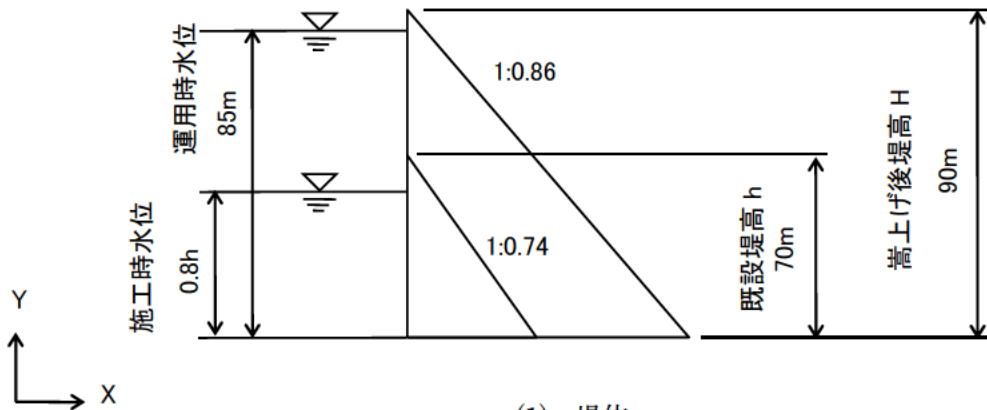
なお、嵩上げダムのモデルでは、堤体嵩上げ時の施工過程において生じる応力再配分の影響を考慮するため、常時（非地震時）の応力解析において、施工時水位条件での既設堤体応力を求めたうえで、堤体嵩上げによる荷重増分及び嵩上げ後の運用水位への水位上昇に伴う荷重増分を考慮するステップ解析を行い、その後、大規模地震を想定した地震動を入力しての地震応答解析（線形動的解析）を行った（図- 1.7）。新設ダムでは、常時応力解析においてステップ解析は行わず、堤体自重及び運用水位での静水圧を同時に考慮して

常時（非地震時）の応力状態を求めたうえで、大規模地震を想定した地震応答解析を線形動的解析により行った。図－ 1.8 に両モデルでの解析手順を示す。

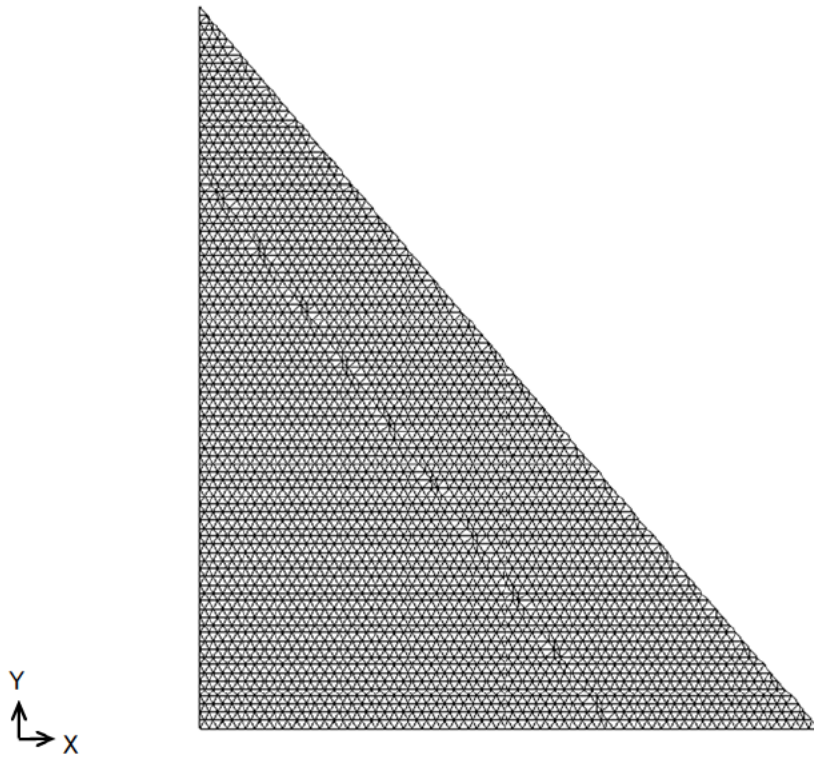
また、地震応答解析での入力地震動は、1995年兵庫県南部地震の際、震源近傍の一庫ダム（重力式コンクリートダム、堤高 75m）の基礎部で観測された加速度波形をダムの耐震性能照査で考慮される照査用下限加速度応答スペクトル<sup>2)</sup>に適合するよう振幅調整した波形（図－ 1.9、下限スペクトル適合波）が堤踵部で再現されるよう引き戻した波形をモデル底面に入力した。

表－ 1.1 解析モデル諸元

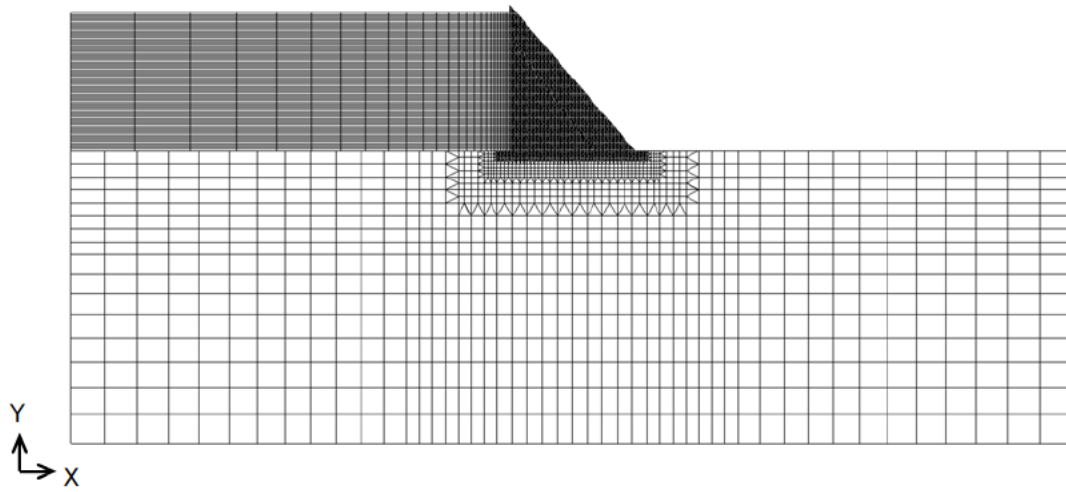
モデル	既設堤高(m)	嵩上げ高さ(m)	嵩上げ後堤高(m)	施工時水位(m)	上流面勾配	下流面勾配	
						既設	嵩上げ
新設	—	—	90	—	鉛直	—	0.86
嵩上げ	70	20		56		0.74	



図－ 1.1 モデル形状



(1) 堤体



(2) 全体 (堤体, 基礎岩盤, 貯水池)

図- 1.2 解析モデル要素分割



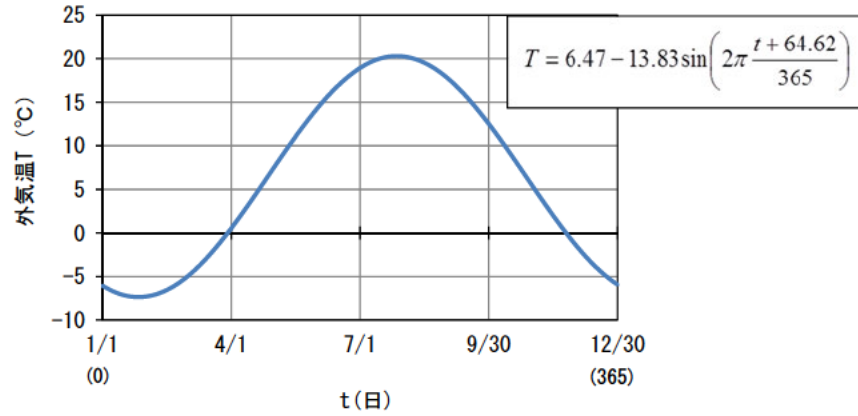
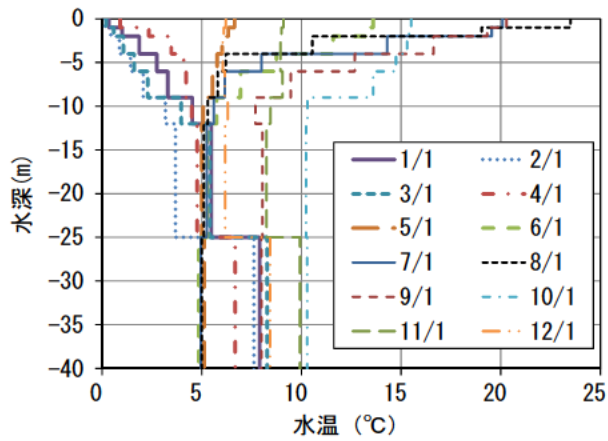


図- 1.3 外気温条件



※施工中（貯水位 56m）、運用中（貯水位 85m）とも水深 25m 以降は一定水温とした。

※図では解析入力値の内、各月 1 日の分布を示しているが、解析では毎日のデータを使用した。

図- 1.4 貯水温条件

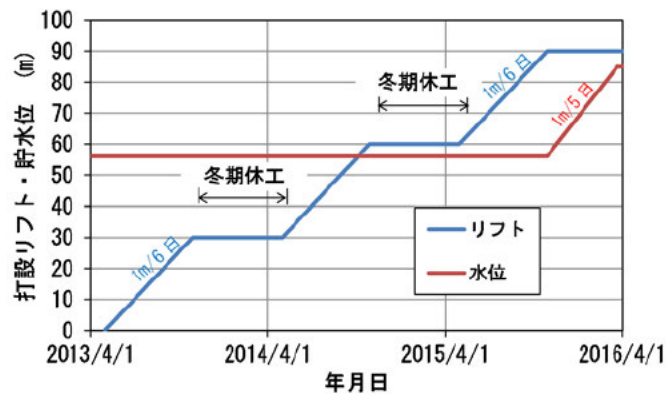


図- 1.5 リフトスケジュール及び貯水位

表－ 1.2 物性値

物性値	コンクリート	岩盤
熱伝導率(W/m・℃)	2.3	2.3
熱拡散率(×10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s)	0.73	0.73
密度(kg/m <sup>3</sup> )	2,300	2,300
弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	既設堤体：25,000 嵩上げ部：(i),(ii)式による*	25,000
比熱(kJ/kg・℃)	1.2	1.2
ポアソン比	0.2	0.3
線膨張係数(μ/℃)	8	8

\*嵩上げ堤体コンクリートの弾性係数は次式<sup>3)</sup>により算出した値 (図－ 1.6).

$$E(t) = \Phi(t) \times 4.7 \times 10^3 \sqrt{f'_{c}(t)} \cdot \cdot \cdot (i)^3$$

$$f'_{c}(t) = \frac{t}{a + bt} \times d(i) \times f'_{c\alpha} \cdot \cdot \cdot (ii)^3$$

ここに、

$E(t)$  : 材齢  $t$  における弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)

$\Phi(t)$  : 補正係数 (材齢 3 日まで 0.73、材齢 5 日以降 1.0、材齢 3 日～5 日まで線形補間)

$f'_{c}(t)$  : 材齢  $t$  における圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

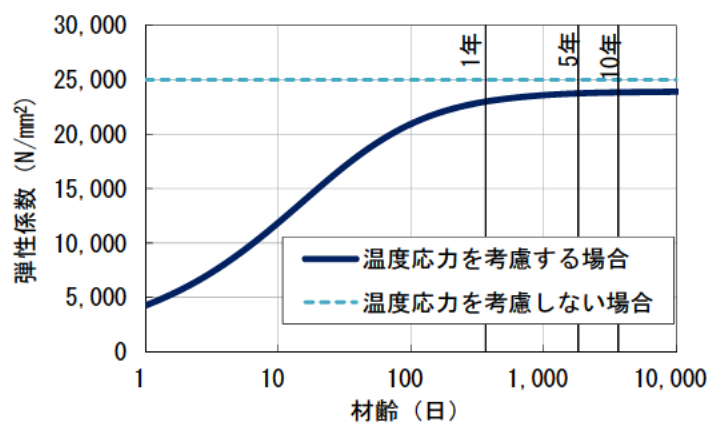
$t$  : 材齢 (日)

$a, b$  : セメントの種類による定数 (※検討の参考として嵩上げ計画ダムでの強度試験結果に基づき、 $a = 23.7, b = 0.77$  とした)

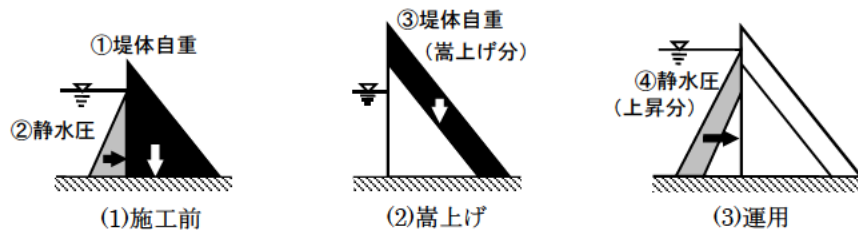
$i$  : 設計基準強度に対する基準材齢

$d(i)$  : 材齢 28 日強度に対する材齢 91 日強度の増加率、基準材齢が 91 日なら「1」

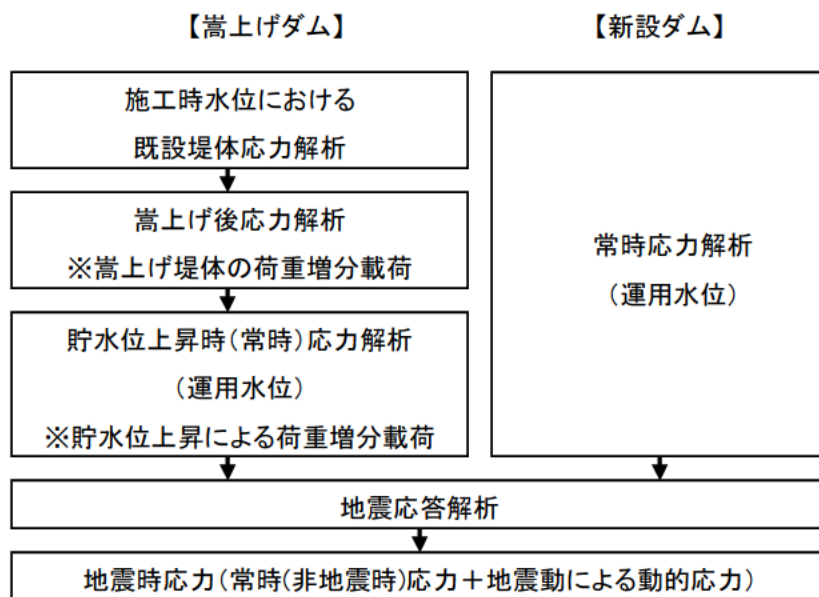
$f'_{c\alpha}$  : 設計基準強度. 本検討では 20N/mm<sup>2</sup> とした



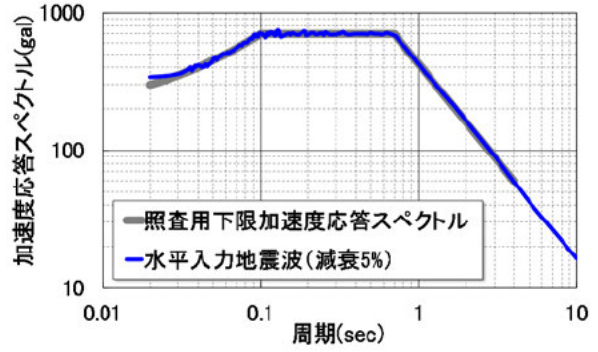
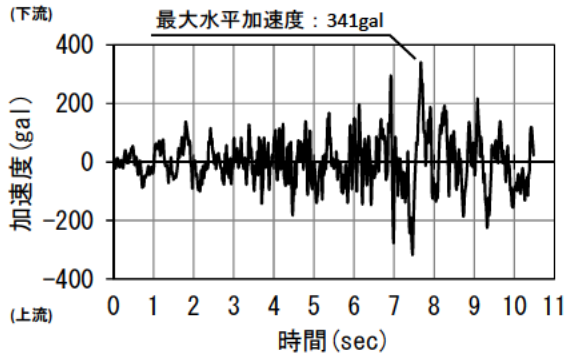
図－ 1.6 嵩上げ堤体コンクリートの材齢と弾性係数の関係



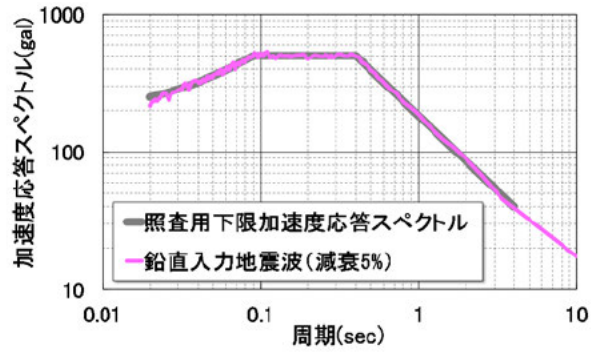
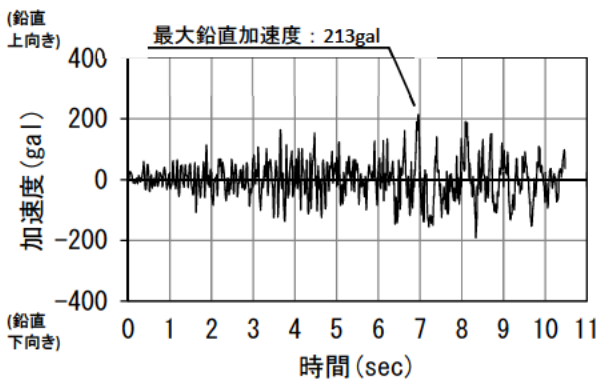
図一 1.7 嵩上げダム常時応力解析手順（各段階で考慮する荷重）



図一 1.8 解析手順



(1)上下流方向



(2)鉛直方向

図- 1.9 入力地震動

### 3) 解析結果と実測データの比較

解析結果から、実際の嵩上げダムでの実測データ（施工時の鉛直応力、施工時及び運用時の継目（新旧堤体接合部）の変位）との対応について整理した。実際の嵩上げダムでの埋設計器（応力計、継目変位計）位置及び実測データを、解析モデルからの計算結果抽出位置及び解析結果データと比較して図－ 1.10 に示す。

#### a) 施工時の嵩上げ堤体底面及び新旧堤体接合面低標高部での鉛直応力

実測データでは、嵩上げ堤体の打ち上がりに伴い鉛直応力が上昇するほか、冬期休工期間においても応力の増加が確認された。これは、嵩上げ堤体のコンクリートの硬化による影響が考えられる。

解析では、まず新旧堤体接合面から嵩上げ堤体底面内部（■②～④の位置）について見ると、実測データに比べ、打ち上がりに伴う鉛直応力の増加は小さく、コンクリートの引張強度に比べて十分小さいものの、打ち上がり初期は新旧堤体接合面内（■④の位置）でわずかに引張応力が生じている。これは、解析モデルの方が実測のダムに比べて、既設堤体に対する嵩上げ堤体が小さく、嵩上げ堤体底面への応力伝達が小さくなるためと考えられる。しかし、冬期の休工期間中に鉛直応力が増加する傾向は実測データと共通している。なお、解析では下流端部（■①の位置）での鉛直応力が大きく変動し、夏期は圧縮応力が大きくなり、冬期（休工中）に引張応力が生じている。実測データでは直接比較できる同様の条件の位置でのデータが無いが、夏期は外気温上昇によりコンクリートが膨張し、基礎岩盤との間に圧縮力が、冬期（休工中）は逆にコンクリートの収縮に伴う引張力が働くためと考えられる。

なお、解析条件（堤体と基礎岩盤の弾性係数が同程度）では、下流端での夏期の鉛直応力（圧縮応力）はコンクリートの圧縮強度に対して十分に小さい。一方、冬期に生じる引張応力は、コンクリートの引張強度を超えないがやや大きな値となっている。

#### b) 新旧堤体接合面の変位

実測データでは、上流面に近い高標高部の新旧堤体接合面で外気温の変化による変動（冬期に開き、夏期に閉じる傾向）が確認されている。しかし、それ以外の箇所ではほとんど変化が無い。なお、中標高部（J7）で、1994年頃以降ではやや挙動が変化し、堤体上流面と類似した季節変動のような挙動が確認された。

解析では、接合面の変化ではなく接合面に垂直な方向の応力の変動を図示しているが、上流面に近い高標高部の継目は冬期に開きやすくなる（鉛直方向の圧縮ひずみが低減する）傾向が確認できた。

以上、実測データと解析モデルで数値の大小に違いはあるが、挙動としては近い傾向が確認された。

### 4) 温度応力を考慮した大規模地震時の堤体内応力状態

次に、施工後（水位上昇後）1年目、5年目、10年目の気温最低日（1/27）における常時応力分布（図－ 1.11）及び大規模地震時による動的応力を合成した地震時最大応力の分布（図－ 1.12）を求めた。両図とも、温度応力を考慮しない場合の結果を参考として右側に示している。なお、嵩上げ堤体の弾性係数については材齢で変化する（図－ 1.6）ため、厳密には動的応力の算出時も地震時の材齢に応じた弾性係数を考慮すべきであるが、ここでは常時応力として温度応力を考慮した場合の影響を把握するため、動的応力の算出に用いる弾性係数は一定（ $25,000\text{N/mm}^2$ ）とした。嵩上げ後1年以上経過すれば両者の差は小さい（図－ 1.6）。

まず、常時応力（図－ 1.11）の引張応力は温度応力を考慮しない場合と同様に上流端（局所）に生じる他、新堤体下流端、下流面の越冬リフト面付近及び堤体内部の新旧堤体接合部付近に生じることがわかる。このうち下流面越冬リフト面付近の引張応力は、時間が経過すると低減するが、新旧堤体接合面付近の引張応力

は長期にわたり残留することがわかる。また、温度応力を考慮した場合、下流端の圧縮応力は温度応力を考慮した条件の方が小さくなるが、かわりに新旧堤体接合面の既設堤体側の圧縮応力が大きくなり、同時に既設堤体の上流端の引張応力も大きくなっている。これらは、嵩上げ堤体コンクリートの施工時の発熱とその後の温度降下に伴う収縮の影響を受けたものと考えられる。なお、既設堤体内の圧縮応力は、温度応力を考慮しても堤体コンクリートの圧縮強度に対し、十分に小さいが、上流端の引張応力は堤体コンクリートの引張強度程度の大きさになっている。

大規模地震時の応力（全時刻最大値  $\sigma_{1max}$ 、全時刻最小値  $\sigma_{3min}$ 、図－ 1.12）については、上流端の引張応力は温度応力を考慮した場合の方が大きくなり、常時応力での温度応力の影響を反映したものと考えられる。また、下流面については、下流端の他に越冬リフト付近で堤体コンクリートの引張強度を超える引張応力が生じており、亀裂の発生が想定される。また、新旧堤体接合面付近でも引張応力が大きくなっている。このため、無対策の場合、新旧堤体接合部沿い、あるいは下流面から越冬リフト面沿いに嵩上げ堤体内部への引張亀裂が生じる可能性がある。温度変化の抑制や、新旧堤体の一体化を確実なものとする対策が必要である。圧縮応力については、既設堤体下流端の応力が最大となるが、その値は堤体コンクリートの強度に対しては十分に小さい。

また、比較のため同様の条件で新設のダムを打設した場合の解析結果を図－ 1.13、図－ 1.14 に示す。リフトスケジュールについても嵩上げダムと同様に、高さ方向一定速度での施工を仮定している。新設のダムの場合、温度応力による内部拘束が大きい1年目の夏期の打設部で引張応力が生じるが、大規模地震時の引張応力に着目すると、このうち上下流端付近の応力に注意すべきことがわかる。越冬リフト面付近の下流面での引張応力は時間の経過に伴い嵩上げダムよりも早く低下し、温度応力を考慮しない解析結果との違いが小さくなることがわかる。

以上の温度応力を考慮した解析結果から、嵩上げダムの大規模地震に対する耐震性能照査においては、温度応力を考慮した場合、新設ダムと異なる点として、堤体内応力分布における以下の点に注意が必要と考えられる。

- ①新旧堤体接合面付近の嵩上げ堤体側の引張応力
- ②嵩上げ堤体下流面の下流端及び越冬リフト面付近の引張応力
- ③既設堤体上流端の引張応力

この内、新設ダムでも留意すべき③については、温度応力を考慮しない場合との違いはあまり大きくないが、嵩上げダム特有の①、②については温度応力を考慮しない場合との違いが大きいため、嵩上げダムの耐震性能照査では、新設ダムに比べて温度応力の影響も考慮して常時応力の評価をしておく必要性が高いと考えられる。

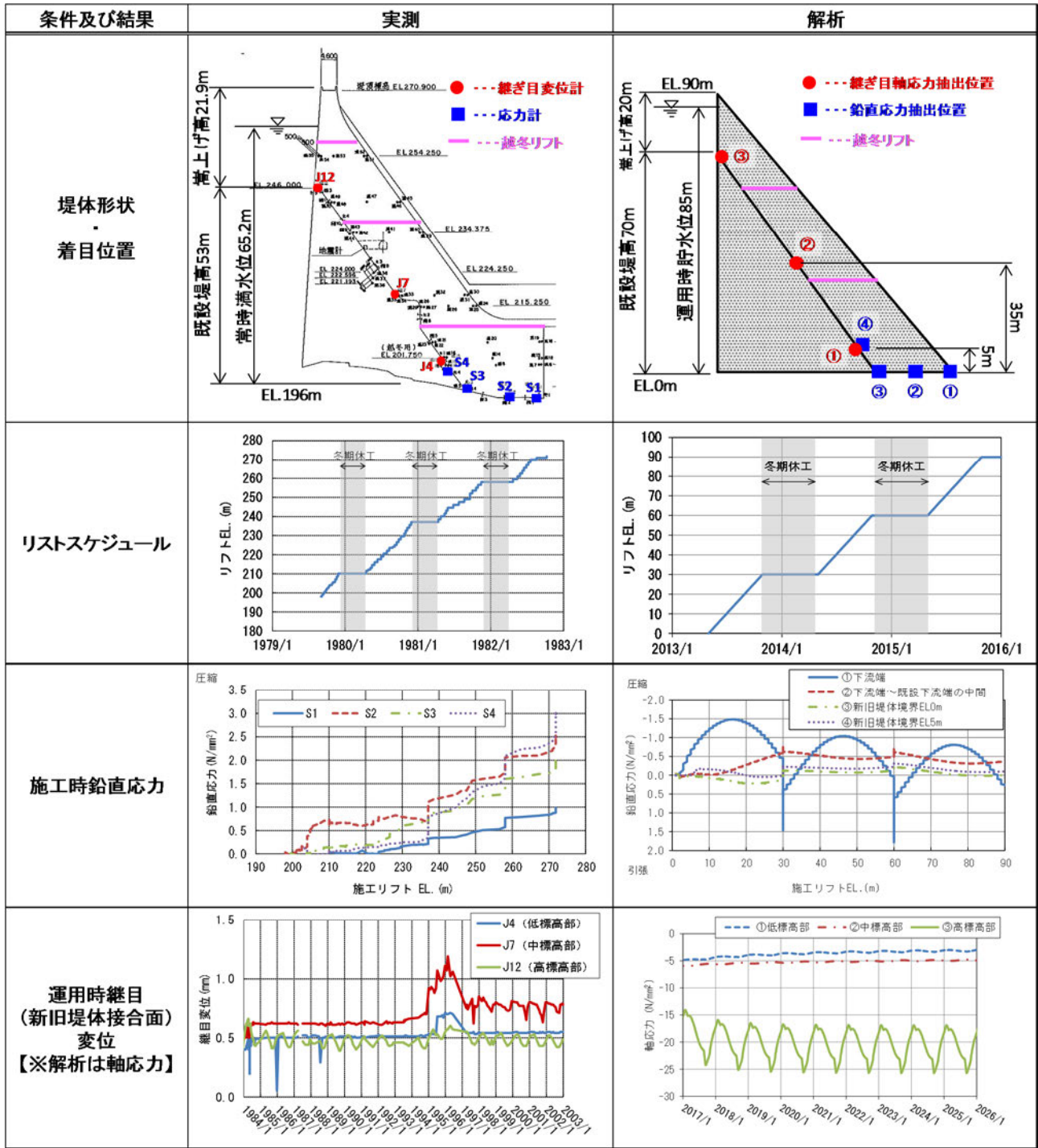
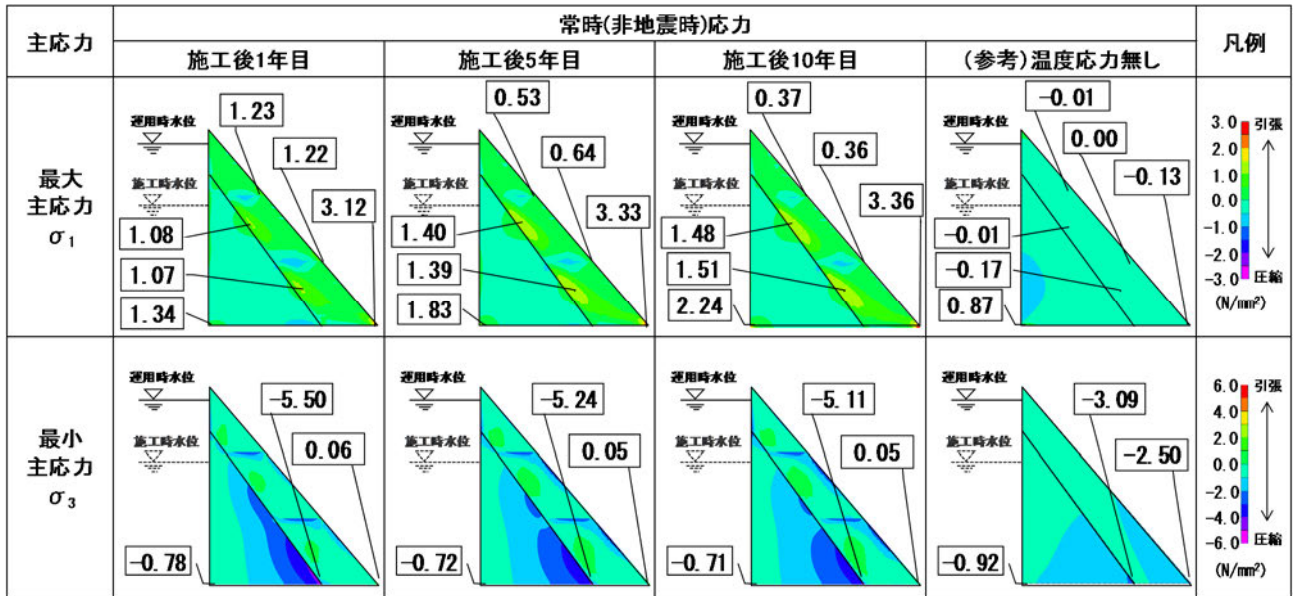
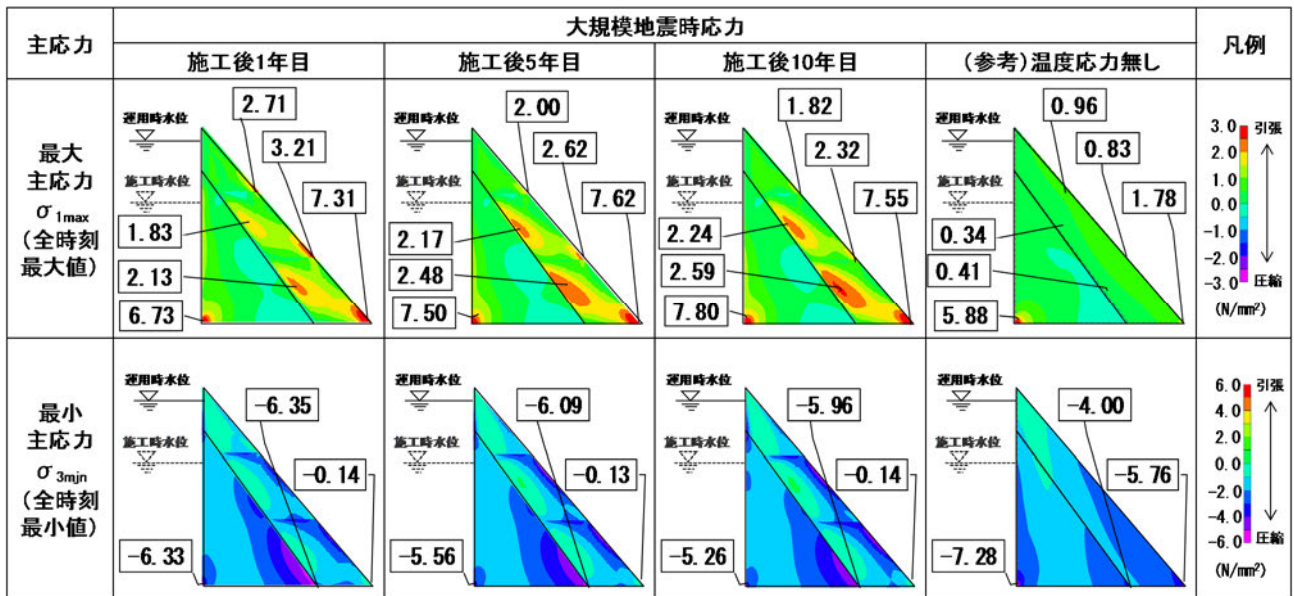


図- 1.10 実測データと温度応力解析による条件及び結果の比較





図－ 1.11 温度応力を考慮した場合の常時(非地震時)応力(嵩上げダム)



図－ 1.12 温度応力を考慮した場合の線形動的解析による大規模地震時応力(嵩上げダム)



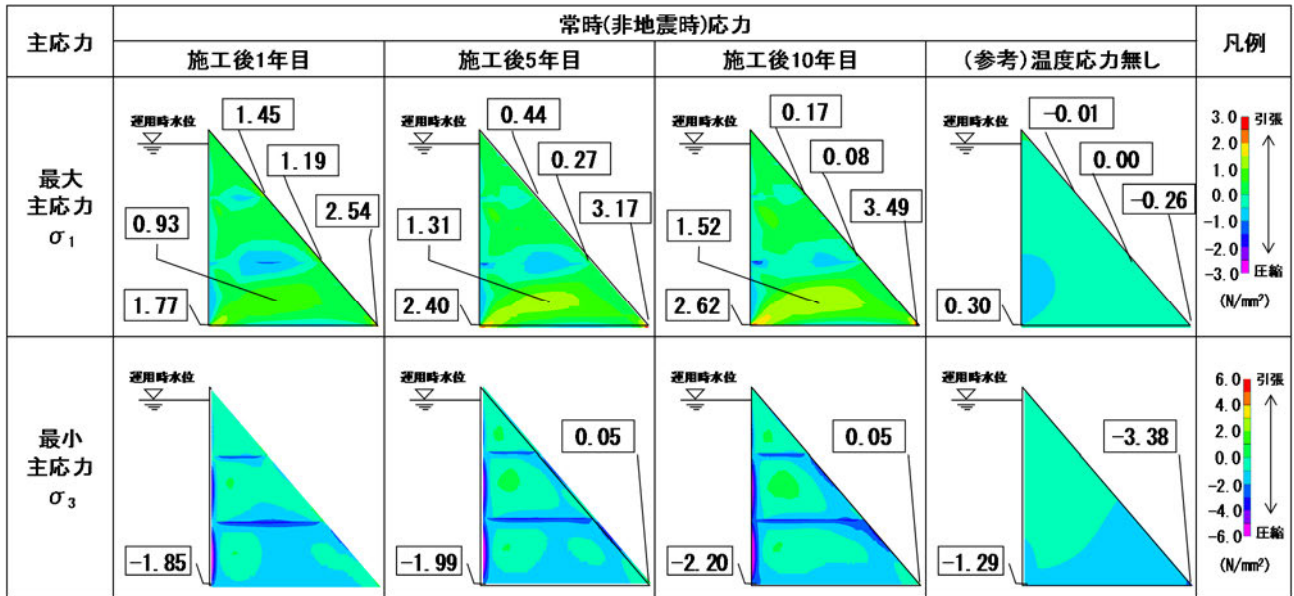


図- 1.13 温度応力を考慮した場合の常時応力 (新設ダム)

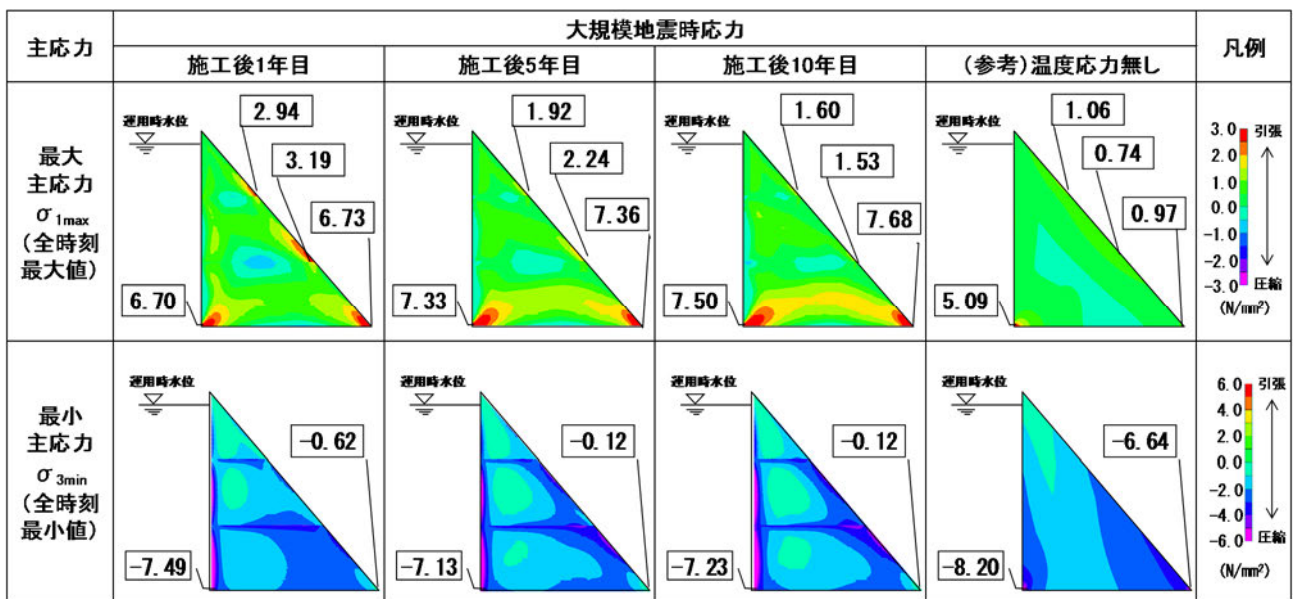


図- 1.14 温度応力を考慮した場合の線形動的解析による大規模地震時応力 (新設ダム)

## (2) 嵩上げ条件が異なる場合の温度応力の影響

### 1) 概要

初期応力として嵩上げダムに生じる温度応力を考慮した条件において、嵩上げ堤体施工速度、新旧堤体の物性、嵩上げ高さの違いによる常時および大規模地震時の堤体内応力への影響を把握するため、温度応力解析、地震応答解析を行った。

### 2) 解析モデル及び解析条件

本検討では、図－ 1.15 のモデルをもとに、図－ 1.16 に示す堤体部の既設ダム堤高と嵩上げ高さを変更した（嵩上げ後の高さを一定とした）解析モデルを作成した。

各解析ケースは、以下の違いによる影響を把握するため表－ 1.3 に示すケースを実施した。

- ①新設ダムとの相違
- ②嵩上げダムでの各種条件の違いによる影響
  - I) 嵩上げ堤体施工速度の違いによる影響
  - II) 新旧堤体の弾性係数の違いによる影響
  - III) 嵩上げ高さ（厚さ）の違いによる影響

表－ 1.3 解析ケース

	解析ケース名		解析条件		
	温度解析 ケース名	温度応力 解析 ケース名	モデル (旧堤高→新堤高)	施工速度	旧堤体 弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
嵩 上 げ	1-1-①	1-1-①-①	1-1(70m→90m)	① 1m/6日	① 12,500
		1-1-①-②	〃	〃	② 25,000
		1-1-①-③	〃	〃	③ 50,000
	1-1-②	1-1-②-①	〃	② 1m/4日	① 12,500
		1-1-②-②	〃	〃	② 25,000
		1-1-②-③	〃	〃	③ 50,000
	1-2-①	1-2-①-①	1-2(80m→90m)	① 1m/6日	① 12,500
		1-2-①-②	〃	〃	② 25,000
		1-2-①-③	〃	〃	③ 50,000
	1-2-②	1-2-②-①	〃	② 1m/4日	① 12,500
		1-2-②-②	〃	〃	② 25,000
		1-2-②-③	〃	〃	③ 50,000
	1-3-①	1-3-①-①	1-3(88m→90m)	① 1m/6日	① 12,500
		1-3-①-②	〃	〃	② 25,000
		1-3-①-③	〃	〃	③ 50,000
1-3-②	1-3-②-①	〃	② 1m/4日	① 12,500	
	1-3-②-②	〃	〃	② 25,000	
	1-3-②-③	〃	〃	③ 50,000	
新 設	2-①	2-①	2(90m)	① 1m/6日	
	2-②	2-②	〃	② 1m/4日	

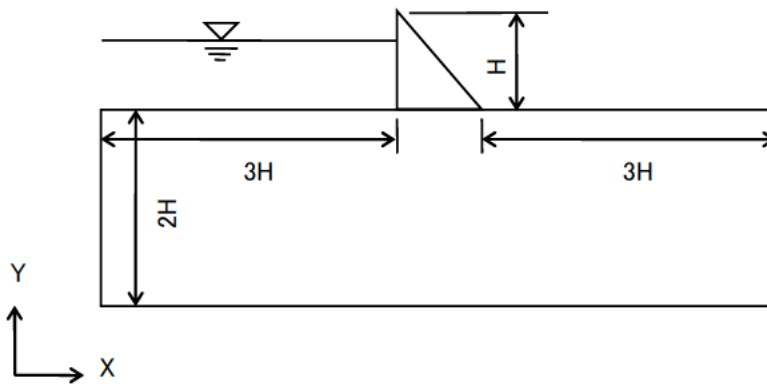
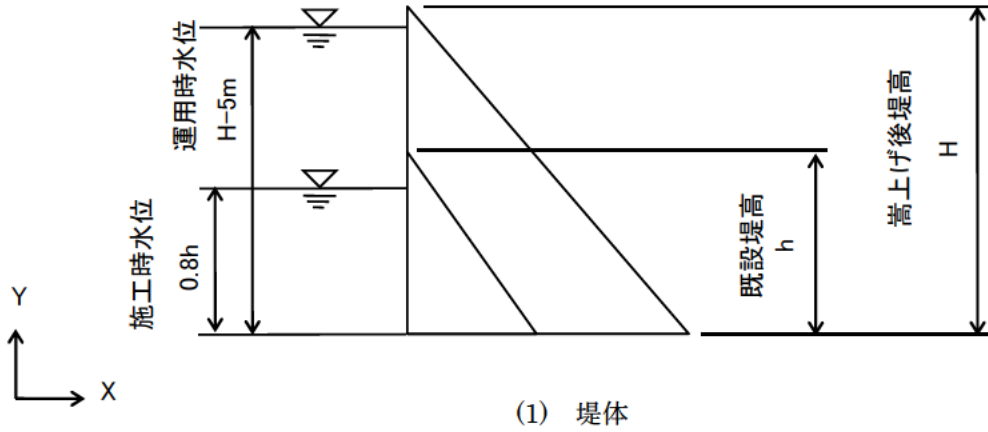


図- 1.15 モデル形状

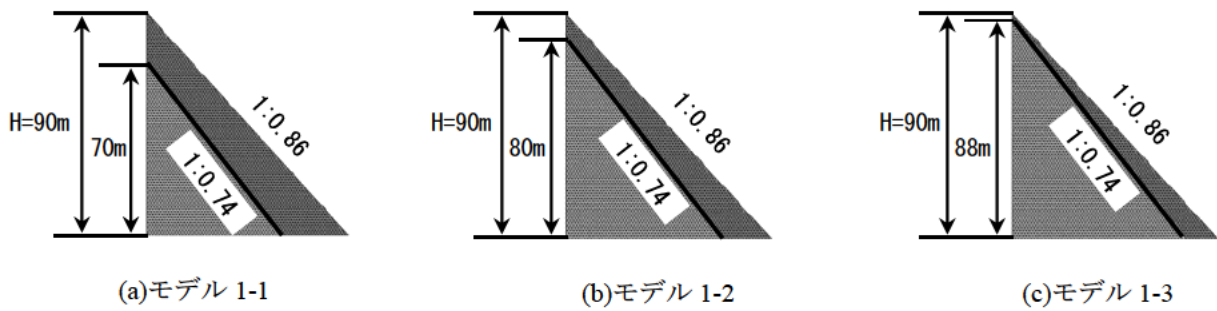


図- 1.16 解析モデル（堤体部）

なお、新設堤体の弾性係数はセメントの水和に伴う剛性の変化とクリープに伴う応力緩和の両者を平均的に扱う方法<sup>4)</sup>により、その材齢による変化を考慮したが、旧堤体の弾性係数は、上記の方法による新設堤体の弾性係数が長期的には約 25,000N/mm<sup>2</sup>となることを考慮して、これより大きいケース及び小さいケースを設定した。解析条件を表- 1.4 および図- 1.17～図- 1.19 に示す。また、嵩上げダム<sup>5)</sup>の常時応力解析手順や入力地震動は前述の(1)の条件と同様である。

**a) 気温**

関東地方山間部の A ダムにおける観測データを参考に、図- 1.17 に示すサインカーブで設定した。

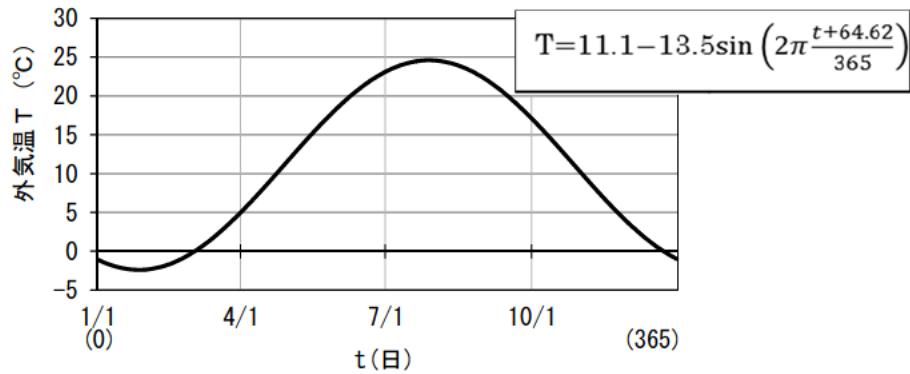


図- 1.17 外気温条件

**b) 貯水温**

関東地方山間部の A ダムにおける観測データを参考に、図- 1.18 に示すとおり設定した。なお、図に記載のない日については、前後の日を直線補間した。

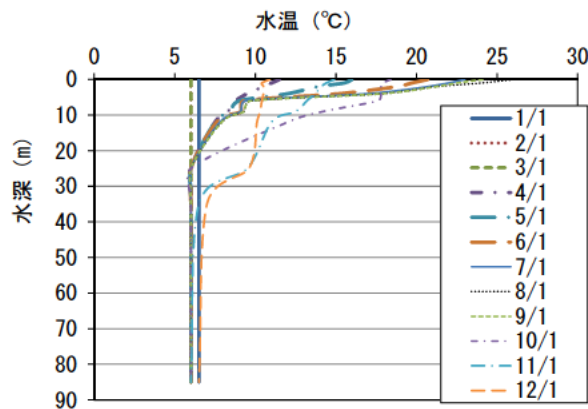


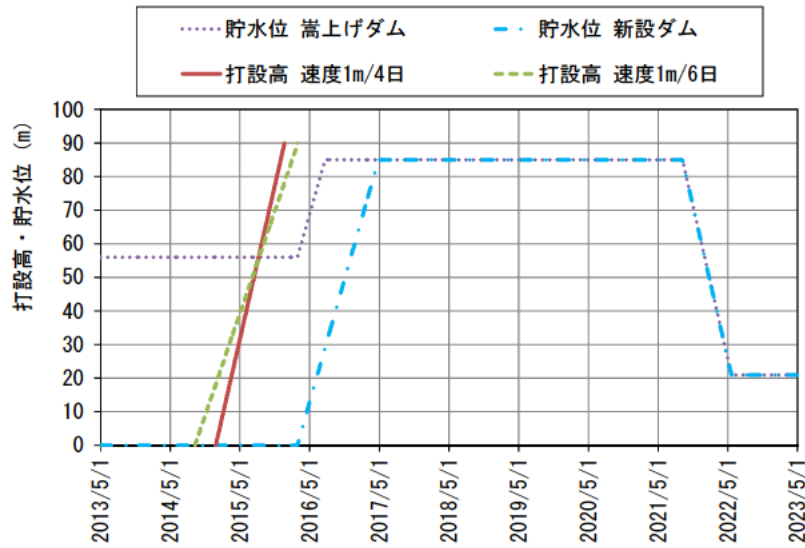
図- 1.18 貯水温鉛直分布の年変化

c) 新堤体のリフトスケジュールおよび貯水位（施工時および運用時）

図－ 1.19 に示すとおり設定した。

新堤体のリフトスケジュールは、打設後のコンクリート温度が高く、温度応力が大きくなると想定される8月頃にいずれの条件でも同一標高（打設高 55m 付近）を打設するよう設定した。打設速度は、1m/6日と1.5m/6日になるようにしたが、解析モデルの1メッシュが高さ1mであることから、1.5m/6日と同様の速度になるよう1m/4日とした。

貯水位は、施工時は56mで一定とし、打設完了後に0.2m/日で常時満水位（85m）まで上昇させ、堤体温度が概ね低下する約5年間運用し、その後最低水位（21m）まで低下させ約1年間運用することとした。



図－ 1.19 打設高および貯水位

表 - 1.4 解析条件 (物性値等) 一覧

項目		条件				
堤体温度上昇量 $T_c(^{\circ}C)$		$T_c = K \times (1 - \exp(-0.25t))$				
		$K = 25^{\circ}C$				
		t : 日 (打設からの経過時間)				
熱伝達率		コンクリートと外気 : $12W/m^2^{\circ}C$				
		コンクリートと外気 (養生マット有) : $5W/m^2^{\circ}C$				
		コンクリートと貯水 : $280W/m^2^{\circ}C$				
打込温度		外気温と同じとする				
項目		新設堤体		既設堤体	岩盤	
弾性係数	圧縮強度 $f_c(t)(N/mm^2)$	C/W	2.023	$f_c(t) = \{(t \cdot S_p) / (A + B(t \cdot S_p))\} \times F_c'$  $A = \alpha_1 + \beta_1 \times (C/W)$ $B = \alpha_2 + \beta_2 \times (C/W)$ $F_c' = p_1 + p_2 \times (C/W)$	-	-
		$\alpha_1$	24.3		-	-
		$\beta_1$	-6.09		-	-
		$\alpha_2$	0.844		-	-
		$\beta_2$	0.0399		-	-
		$S_f$	0.42		-	-
		p1	-7.28		-	-
		p2	29.1		-	-
	引張強度 $f_{tk}(N/mm^2)$	C	0.13	$f_{tk} = C \times f_c(t)^{A_2}$	-	-
		A2	0.85		-	-
	弾性係数 $E(t)(N/mm^2)$	$\phi_1$	0.42	$E(t) = \phi(t) \times D_C \times f_c(t)^{B_2}$	① 12,500 ② 25,000 ③ 50,000	25,000
		$\phi_2$	0.65			
		D <sub>C</sub>	6,300			
B <sub>2</sub>		0.45				
物性値	熱伝導率 (W/m・ $^{\circ}C$ )		2.3	-	2.3	2.3
	密度 (kg/m <sup>3</sup> )		2,300	-	2,300	2,300
	比熱 (kJ/kg・ $^{\circ}C$ )		1.2	-	1.2	1.2
	ポアソン比		0.2	-	0.2	0.3
	線膨張性係数 ( $\mu/^{\circ}C$ )		8	-	8	8

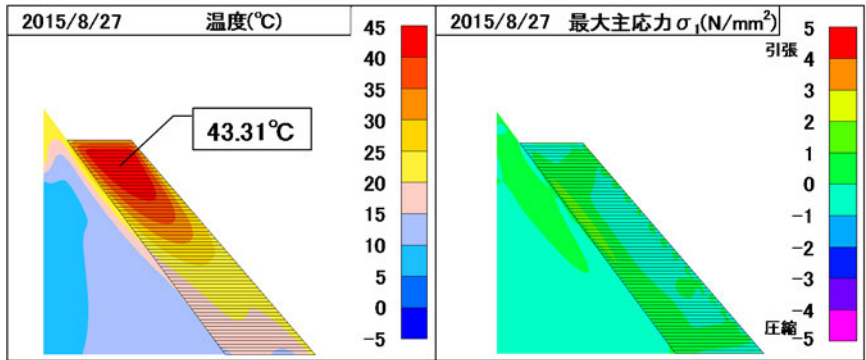
### 3) 解析結果（常時における応力状態）

#### a) 新設ダムとの比較概要

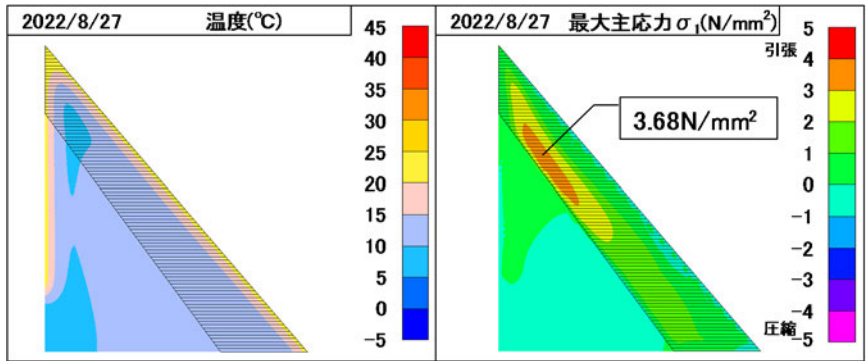
嵩上げダムに共通する特徴として、以下の点が挙げられるが、代表的なケース 1-1-②-②（嵩上げ）とケース 2-②（新設）の結果を比較したものを図－ 1.20～図－ 1.22 に示す。

図－ 1.20 (a)、(b)に示すとおり、嵩上げダムは、旧堤体の境界付近の新堤体側に大きい引張応力が発生する。なお、発生箇所は、夏期に施工し最高温度が高い標高 55m 付近である。この箇所付近の温度および最大主応力の時刻歴データを図－ 1.21、図－ 1.22 に示すが、建設後の嵩上げ堤体温度低下に伴い最大主応力が増加している。

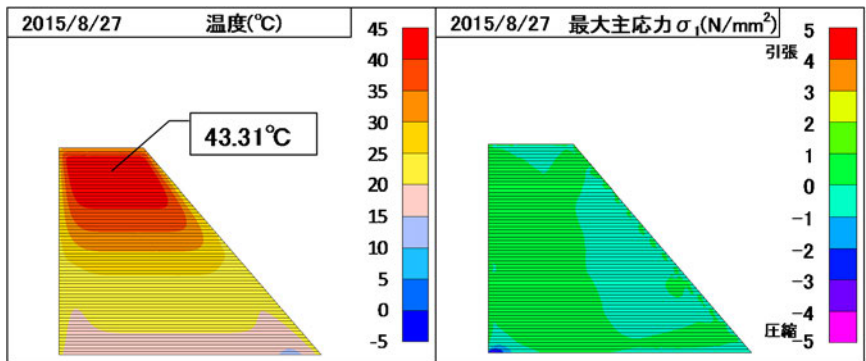
嵩上げダム（ケース 1-1-②-②）で最大主応力が大きくなる新旧堤体打設部の新設堤体側（標高 55m 付近）における最大主応力ベクトルを図－ 1.23 に示す。同図からわかるとおり、旧堤体側では圧縮応力となっているが、嵩上げ堤体側は新旧接合面と平行に近い方向の引張応力が生じている。よって、この箇所の温度応力は、新堤体が建設後の温度低下に伴い収縮しようとするが、旧堤体に拘束されるため発生していると考えられる。新設ダムでは、着岩部や水平打継面での外部拘束による温度応力が問題となることがあるが、嵩上げダムではこれに加えて新旧堤体打継部において既設堤体による新設堤体コンクリートの拘束も問題となる可能性があることがわかる。



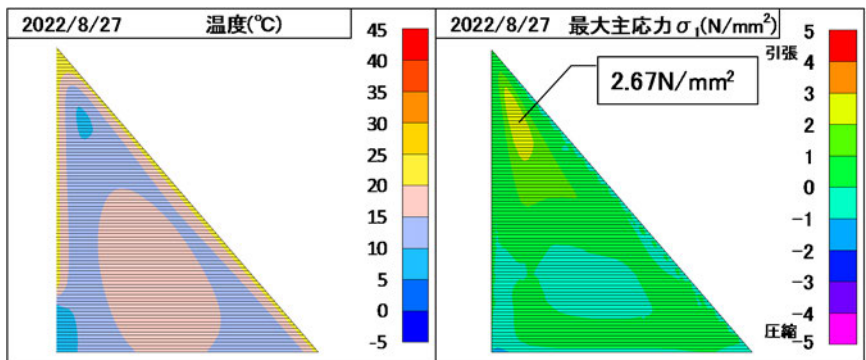
(a)嵩上げケース 1-1-②-② (施工時)



(b)嵩上げケース 1-1-②-②(完成約7年後)



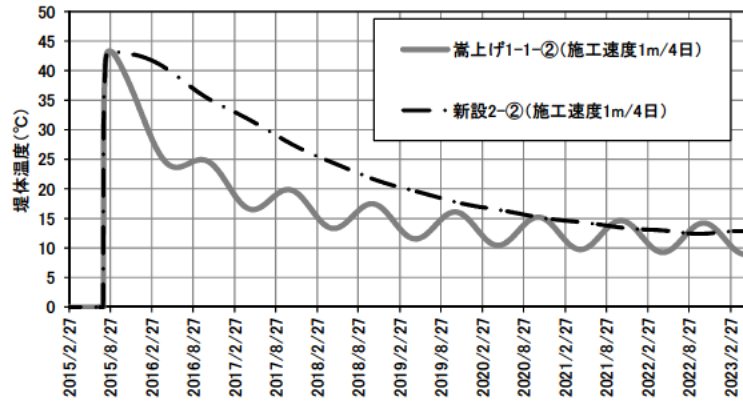
(c)新設ケース 2-② (施工時)



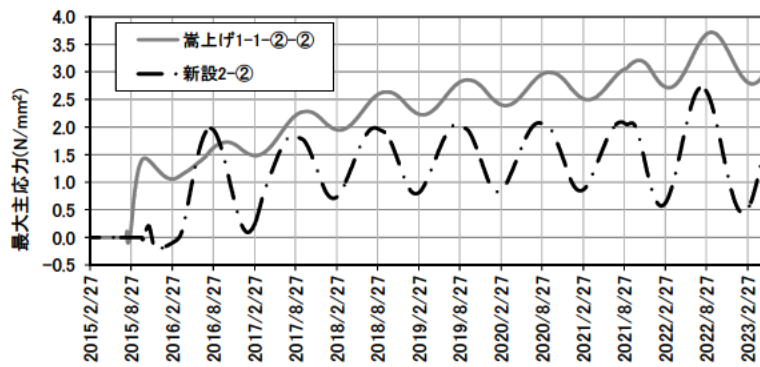
(d)新設ケース 2-② (完成約7年後)

図- 1.20 堤体温度および最大主応力 (嵩上げダムと新設ダムの比較)

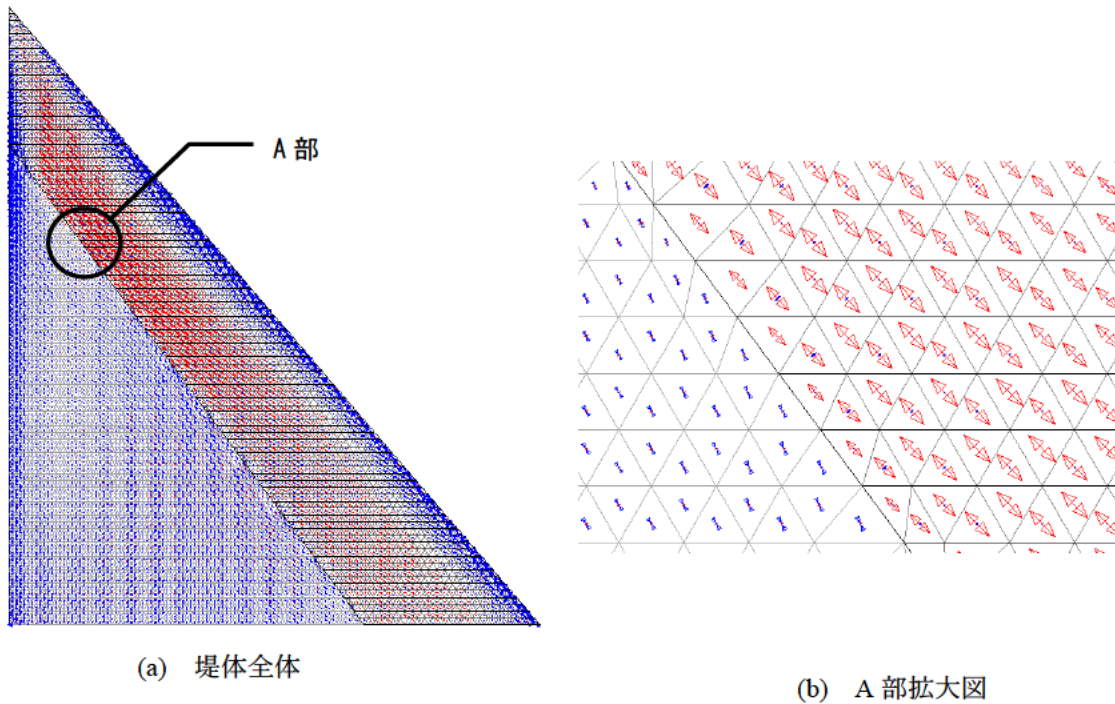




図－ 1.21 堤体温度の時刻歴（標高 55m 付近の堤体温度最大要素）



図－ 1.22 最大主応力の時刻歴（標高 55m 付近の最大主応力最大要素）



(a) 堤体全体

(b) A部拡大図

図－ 1.23 主応力ベクトル図

## b) 嵩上げダムでの各種条件の違いによる影響

コンクリートダムの施工において、一般に外部拘束による温度応力が問題となるのは、主に打設されたコンクリートと基礎岩盤の間などとされており、その大きさ（次式で示される外部拘束度  $R$ ）は既往研究<sup>5)</sup>より、打設幅（レヤ長  $L$ ）、コンクリートと岩盤の弾性係数比（ $E_c/E_R$ ）、及び打設厚さ  $H$  と図- 1.24 の関係があることが示されている。

$$R = \frac{\sigma_t}{E_c \alpha_c \Delta \phi} \dots (iii) \quad 5)$$

ここに、

$\sigma_t$  : コンクリート内に生ずる温度応力

$E_c$  : コンクリートの弾性係数

$\alpha_c$  : コンクリートの熱膨張率

$\Delta \phi$  : コンクリート内に生ずる温度降下量

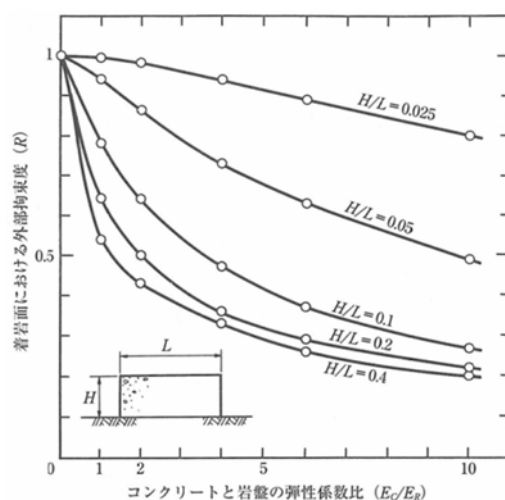


図- 1.24 基礎岩盤による外部拘束度<sup>5)</sup>

すなわち、

- ①コンクリートのレヤの長さ  $L$  が大きい程、外部拘束度は大きくなる。
- ②コンクリートと岩盤の弾性係数の比（ $E_c/E_R$ ）が小さい程、外部拘束度は大きくなる。
- ③コンクリートの打上り高さ  $H$  が小さい程、外部拘束度は大きくなる。

これらの傾向を新設堤体コンクリートを嵩上げ堤体コンクリート、岩盤を旧堤体コンクリートと置き換えて考えると、新旧コンクリート間において類似の傾向となることが考えられる。よって、嵩上げダムでの新旧堤体打設面付近における温度応力の影響について、①～③に対応する次の各要因に着目してその影響について検討した。

- I) 嵩上げ堤体施工速度の違いによる影響
- II) 新旧堤体弾性係数の違いによる影響
- III) 嵩上げ厚さの違いによる影響

なお、外部拘束は、夏期施工箇所付近において大きくなるため、図- 1.19 で示したとおり、全ケースについて、夏期の施工が標高 55m 付近となるよう設定し、主に新設堤体部のこの箇所について比較した。

表－ 1.5、表－ 1.6 および図－ 1.25、図－ 1.26 に、全ケースの結果を示す。これらの結果について、上記のⅠ)～Ⅲ)の各要因に着目して以下に整理・考察する。

表－ 1.5 堤体最高温度(標高 55m 付近、全期間の堤体温度最大要素)

	モデル	施工速度	堤体最高温度(°C)
嵩上げ	1-1 (70m→90m)	①1m/6日	39.99
		②1m/4日	43.32
	1-2 (80m→90m)	①1m/6日	39.90
		②1m/4日	43.15
	1-3 (88m→90m)	①1m/6日	38.77
		②1m/4日	41.24
新設	2	①1m/6日	40.01
		②1m/4日	43.32

表－ 1.6 最大主応力(標高 55m 付近、全期間の最大主応力最大要素)

	モデル	施工速度	最大主応力(N/mm <sup>2</sup> )			最大時の季節
			旧堤体 弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )			
			①12,500	②25,000	③50,000	
嵩上げ	1-1 (70m→90m)	①1m/6日	3.15	3.60	3.88	夏期
		②1m/4日	3.25	3.72	3.97	〃
	1-2 (80m→90m)	①1m/6日	3.18	3.25	3.32	〃
		②1m/4日	3.31	3.45	3.69	〃
	1-3 (88m→90m)	①1m/6日	2.58	3.36	4.15	冬期
		②1m/4日	3.09	4.05	4.96	〃
新設	2	①1m/6日	2.86			夏期
		②1m/4日	2.72			〃

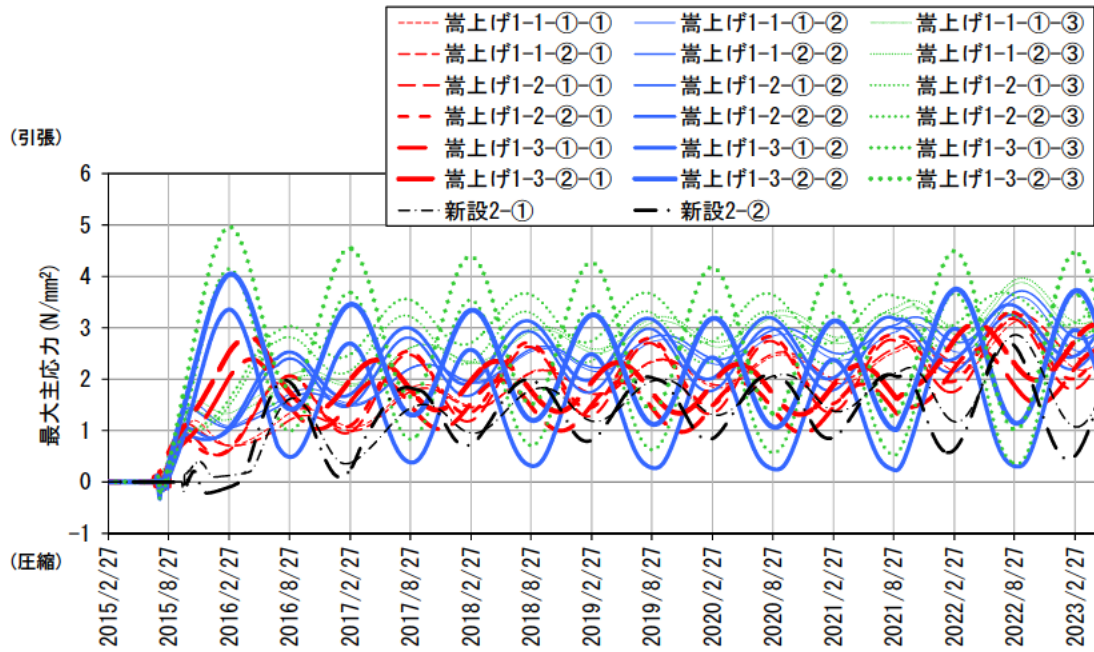


図- 1.25 最大主応力の時刻歴 (全ケース、標高 55m 付近の最大主応力最大要素)

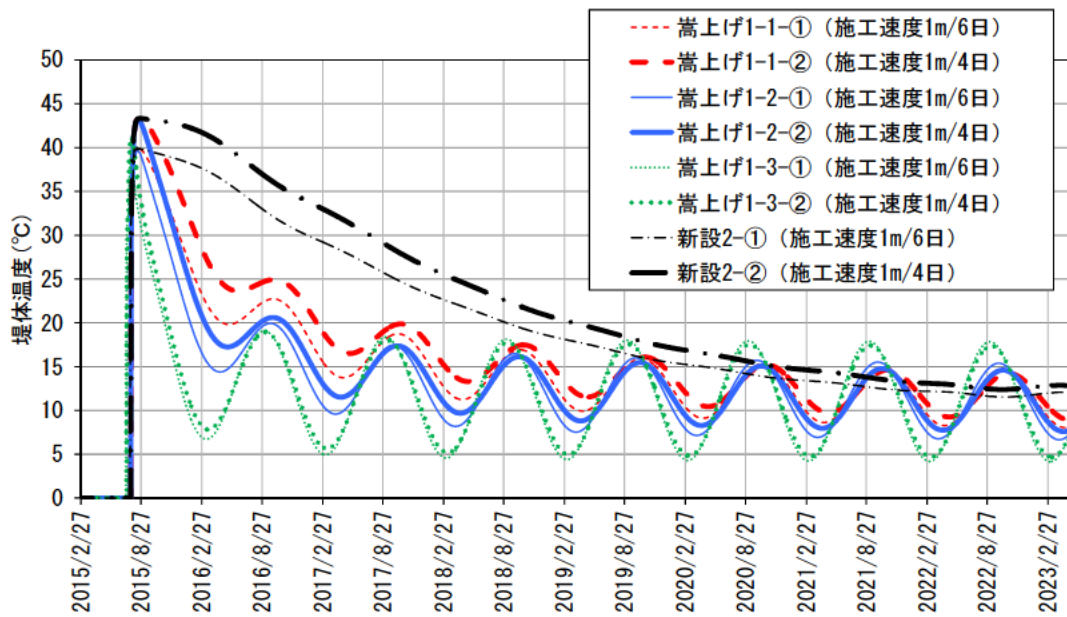


図- 1.26 堤体温度の時刻歴 (全ケース、標高 55m 付近の堤体温度最大要素)

### I) 嵩上げ堤体施工速度の違いによる影響

表- 1.6の最大主応力の結果を嵩上げ堤体施工速度別に示したのが図- 1.27である。同図に示すとおり、全てのケースで施工速度②(1m/4日)の方が①(1m/6日)の条件よりも大きな最大主応力が発生している。

また、表- 1.5の堤体温度の結果を嵩上げ堤体施工速度別に示したのが図- 1.28である。同図に示すとおり、嵩上げダム全てのケースで施工速度②1m/4日のケースが①1m/6日のケースよりも堤体最高温度が高くなっており、最終的な温度降下量が大きくなる。なお、この結果は図- 1.27の最大主応力の大きさの傾向と同じである。

これらの代表としてケース1-1-①(施工速度1m/6日)-②とケース1-1-②(施工速度1m/4日)-②の比較結果を図- 1.29～図- 1.31に示す。

以上より、堤体施工速度が早いと堤体施工時の最高温度が高く温度降下量が大きくなることで、嵩上げ堤体内部に温度応力が大きくなる箇所が生じることがわかる。

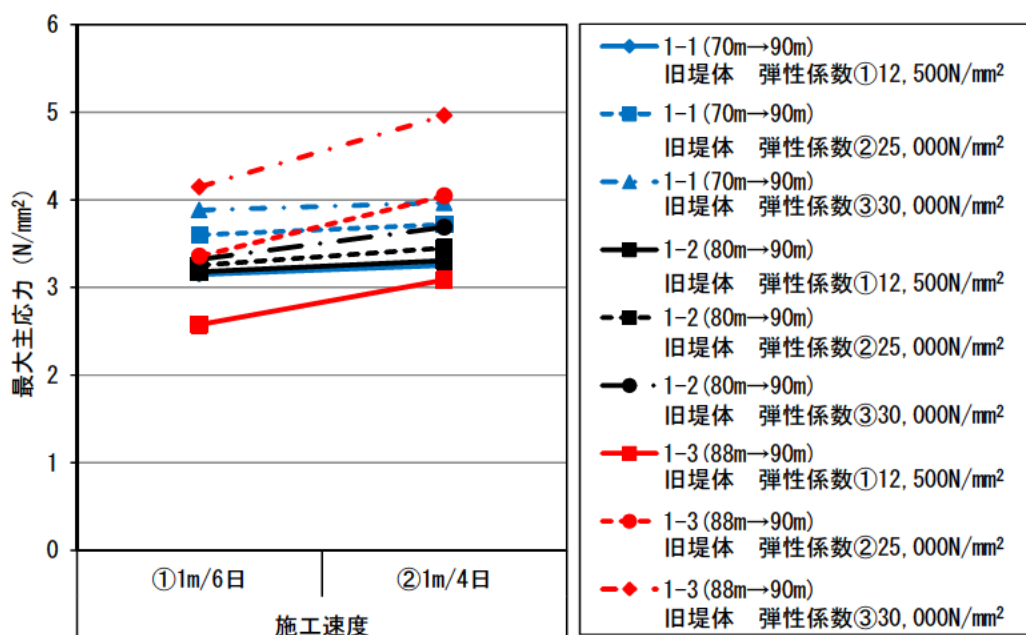


図- 1.27 最大主応力（最大値発生箇所、施工速度が異なるケースの比較）

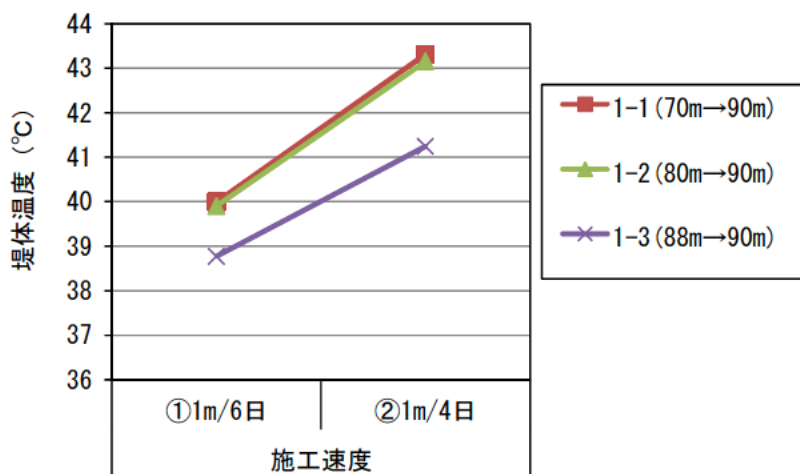
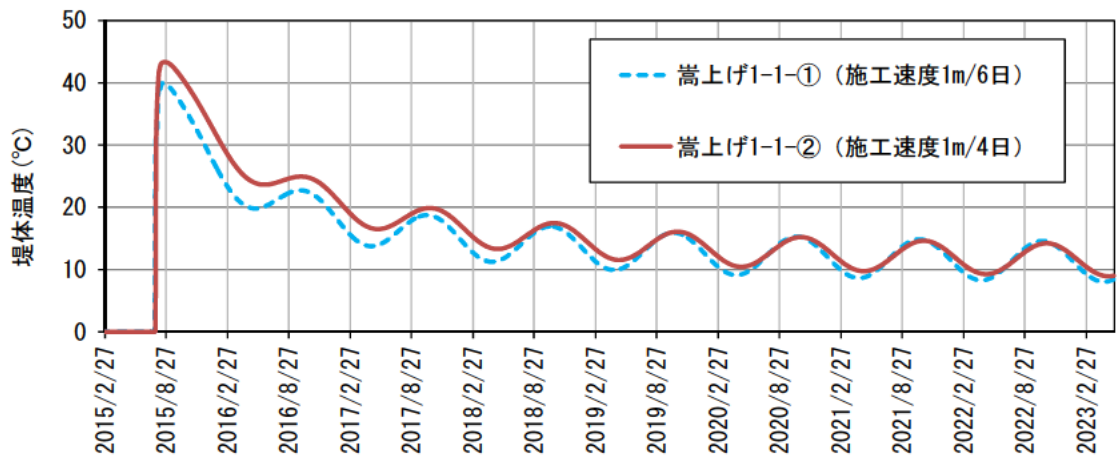
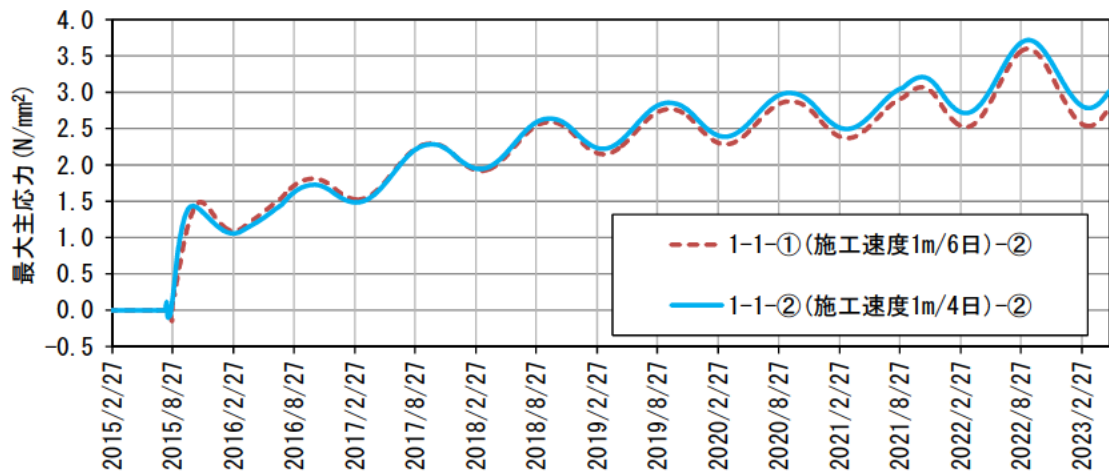


図- 1.28 堤体最高温度（最大値発生箇所、施工速度が異なるケースの比較）

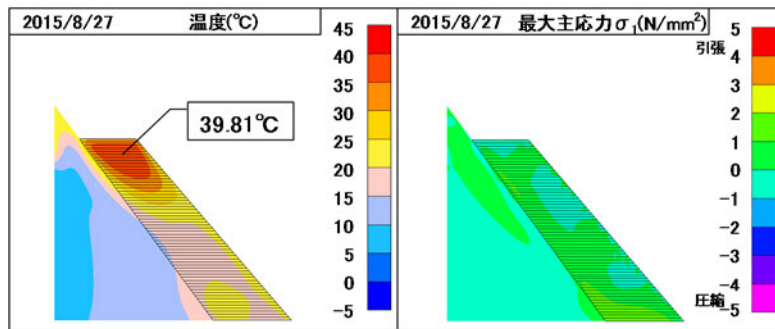


図－ 1.29 堤体温度の時刻歴（標高 55m 付近の堤体温度最大要素）

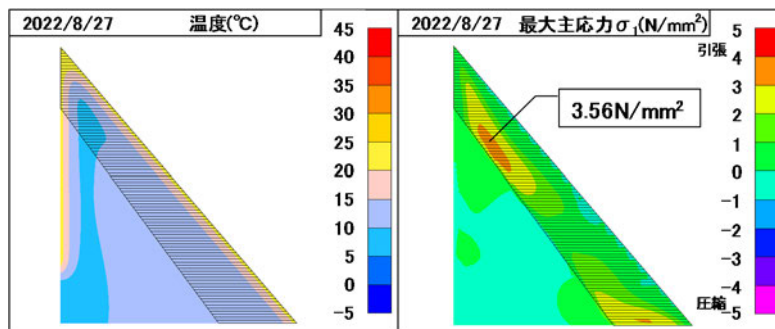


図－ 1.30 最大主応力の時刻歴（標高 55m 付近の最大主応力最大要素）

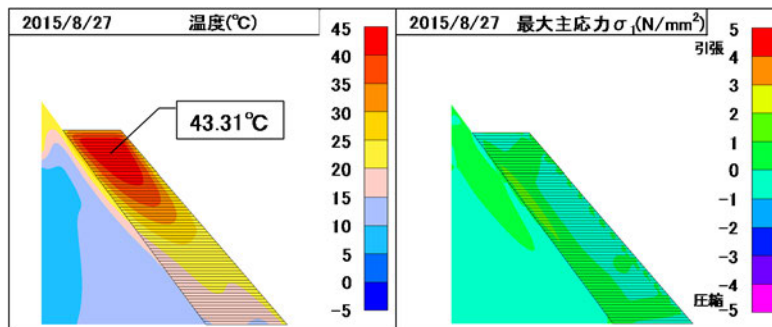




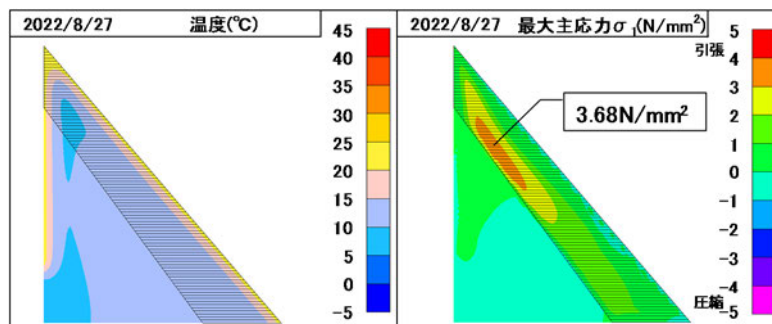
(a) ケース 1-1-①(施工速度 1m/6 日)-② (施工時)



(b) ケース 1-1-①(施工速度 1m/6 日)-② (完成約 7 年後)



(c) ケース 1-1-②(施工速度 1m/4 日)-② (施工時)



(d) ケース 1-1-②(施工速度 1m/4 日)-② (完成約 7 年後)

図- 1.31 堤体温度および最大主応力(施工速度が異なるケースの比較)

## II) 新旧堤体弾性係数の違いによる影響

表- 1.6 の最大主応力の結果を旧堤体弾性係数別に示したのが図- 1.32 である。同図に示すとおり、全てのケースで旧堤体の堤体弾性係数が大きい方が最大主応力も大きくなっている。旧堤体の弾性係数が大きいほうが、旧堤体による拘束力が大きくなるためと考えられ、これは、新設ダムにおける②コンクリートと岩盤の弾性係数の比 ( $E_c/E_R$ ) が小さい程、外部拘束度は大きくなる傾向と同様である。なお、嵩上げ高さの低いケースの方がグラフの勾配が急であり、嵩上げ高さが低い方が新旧堤体弾性係数の相違による影響を受けやすいことがわかる。

これらの代表としてケース 1-1-②-①(旧堤体弾性係数  $12,500\text{N/mm}^2$ 、ケース 1-1-②-③(旧堤体弾性係数  $50,000\text{N/mm}^2$ )の比較を図- 1.33~図- 1.35 に示す。なお、図- 1.34 は、ケース 1-1-②-②(旧堤体弾性係数  $25,000\text{N/mm}^2$ )の結果も合わせて示す。

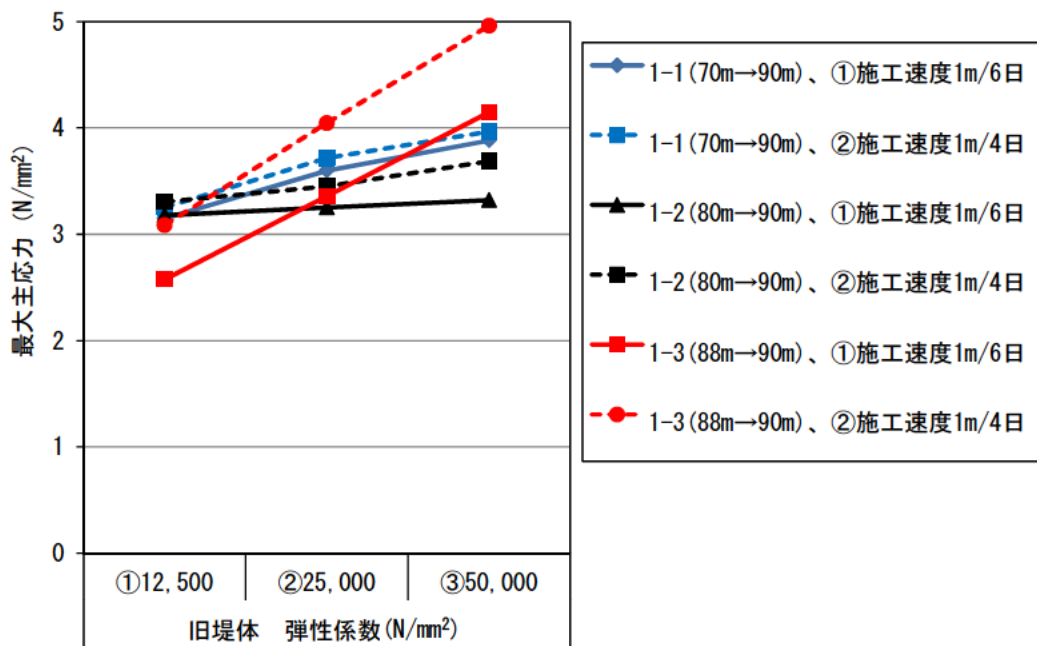
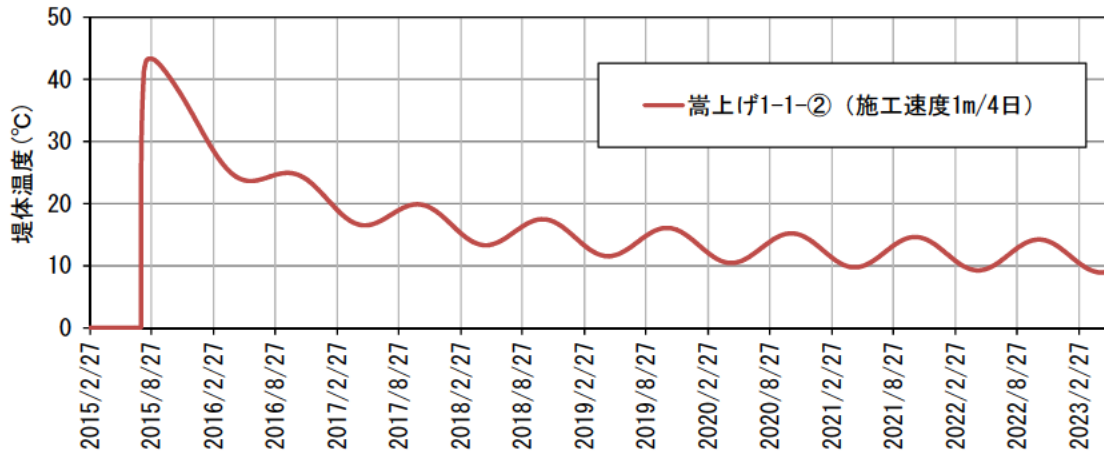
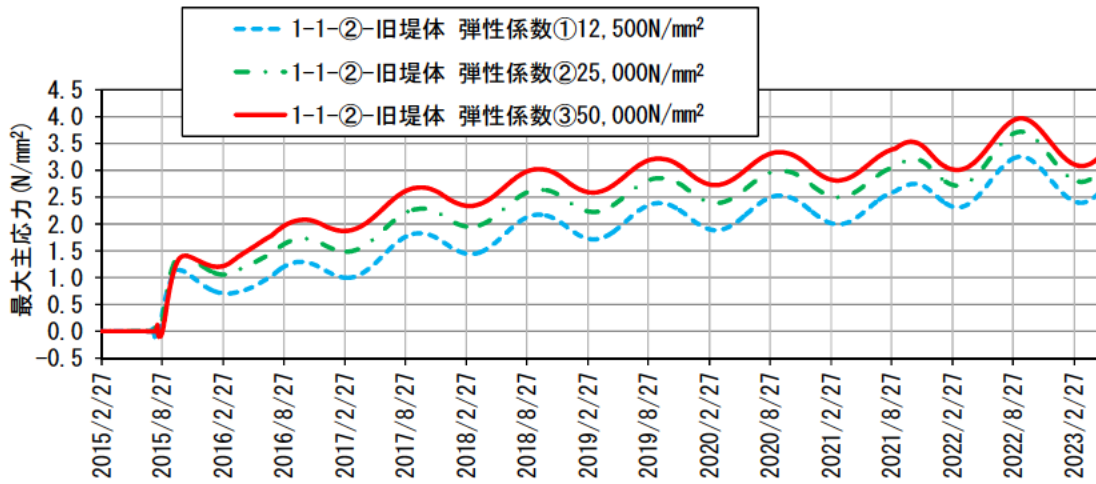


図- 1.32 最大主応力（最大値発生箇所、旧堤体弾性係数が異なるケースの比較）

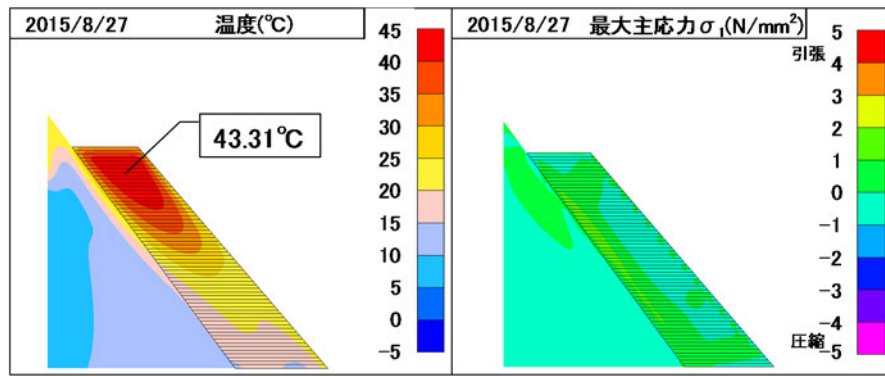




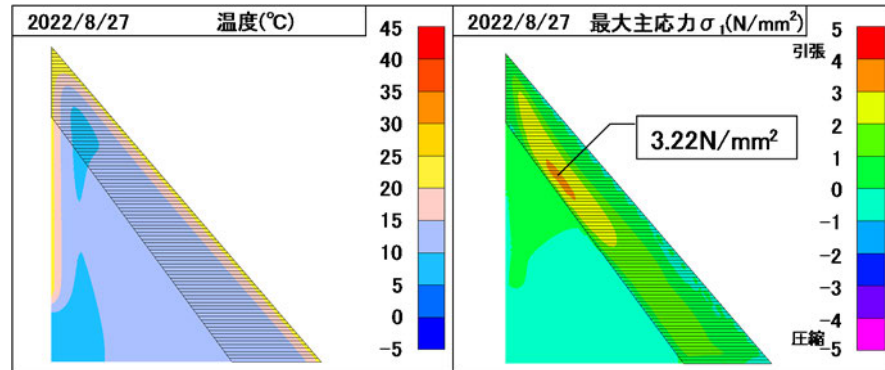
図－ 1.33 堤体温度の時刻歴（標高 55m 付近の堤体温度最大要素）



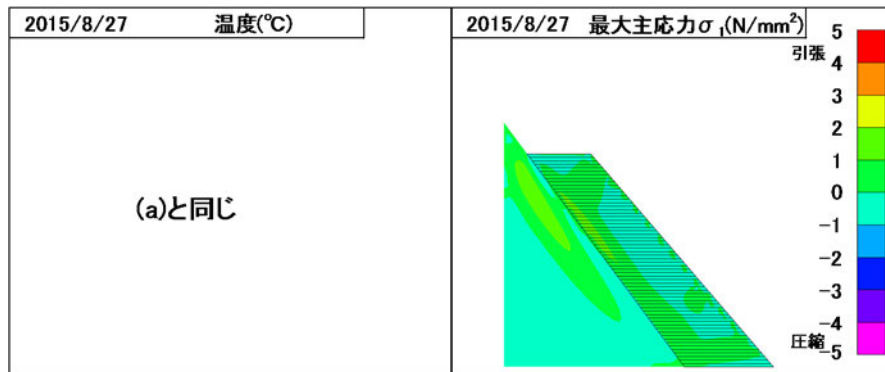
図－ 1.34 最大主応力の時刻歴（標高 55m 付近の最大主応力最大要素）



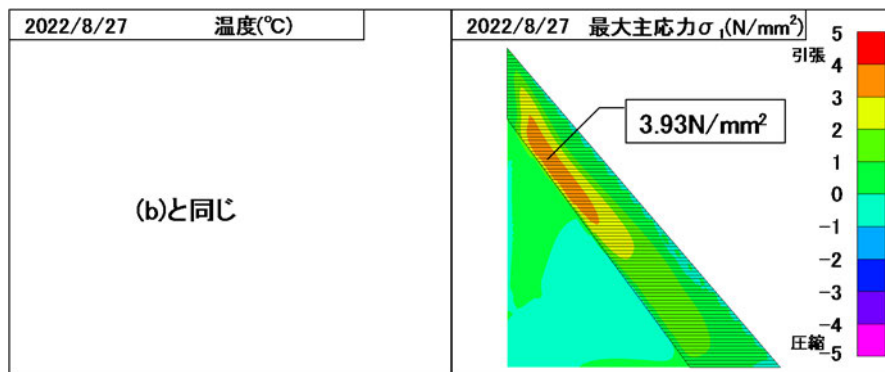
(a) ケース 1-1-2-1(12,500N/mm<sup>2</sup>) (施工時)



(b) 1-1-2-1(12,500N/mm<sup>2</sup>) (完成約 7 年後)



(c) ケース 1-1-2-3(50,000N/mm<sup>2</sup>) (施工時)



(d) ケース 1-1-2-3(50,000N/mm<sup>2</sup>) (完成約 7 年後)

図ー 1.35 堤体温度および最大主応力 (旧堤体弾性係数が異なるケースの比較)

### Ⅲ) 嵩上げ高さの違いによる影響

表- 1.6 の最大主応力の結果を嵩上げ高さ別に示したのが図- 1.36 である。I)で述べた施工速度の影響は嵩上げ高さによらず同傾向（施工速度が大きい程最大主応力が大きい）を示しているが、嵩上げ高さが最も低いモデル 1-3 では、他モデルのケースと比較してII)で述べた新旧堤体の弾性係数の相違による最大主応力への影響が大きくなっている。

なお、表- 1.5 の堤体最高温度を嵩上げ高さ別に示した図- 1.37 からわかるように、嵩上げ高さが低い（増厚幅が薄い）と温度降下は小さくなるものの、温度応力への影響は新設堤体と旧堤体の弾性係数の相違による下流面での拘束度の相違によるものも大きいことがわかる。

これらの代表として施工速度が②(1m/4日)のケースについて、堤体嵩上げ高さ毎の比較結果を各弾性係数のケース別に図- 1.38～図- 1.40 に示す。

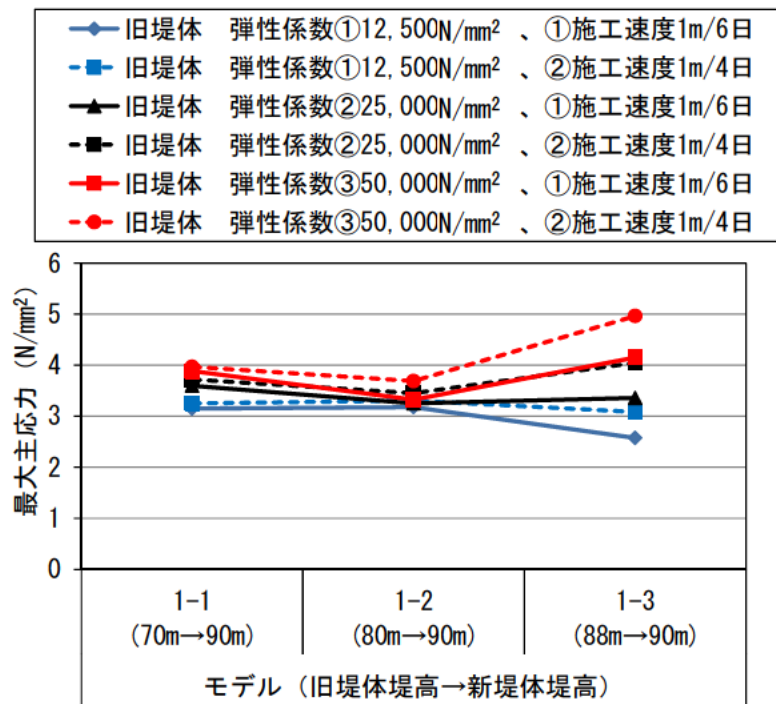


図- 1.36 最大主応力（最大値発生箇所、嵩上げ高さが異なるケースの比較）

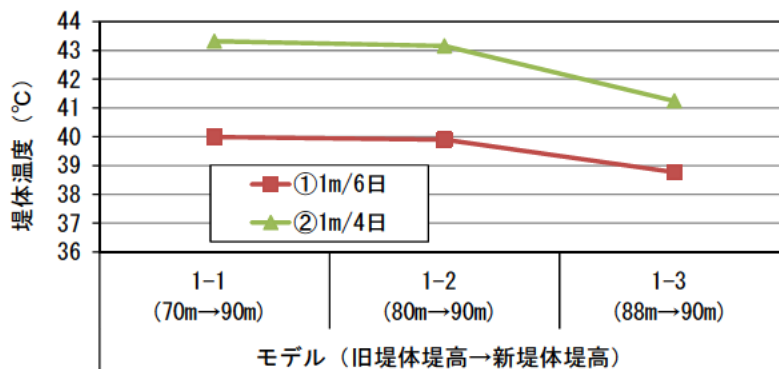


図- 1.37 堤体最高温度（最大値発生箇所、嵩上げ高さが異なるケースの比較）

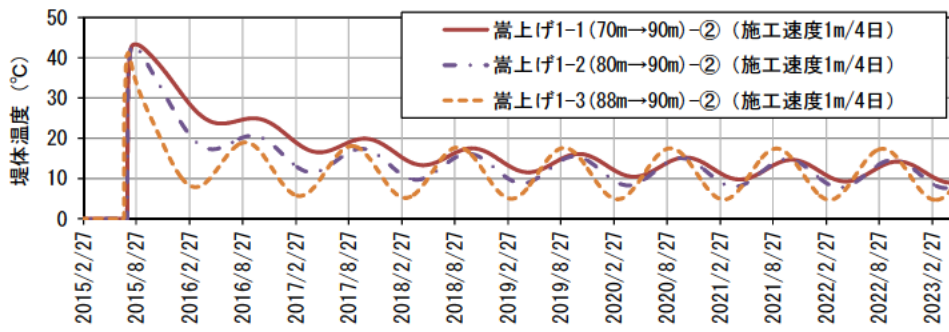
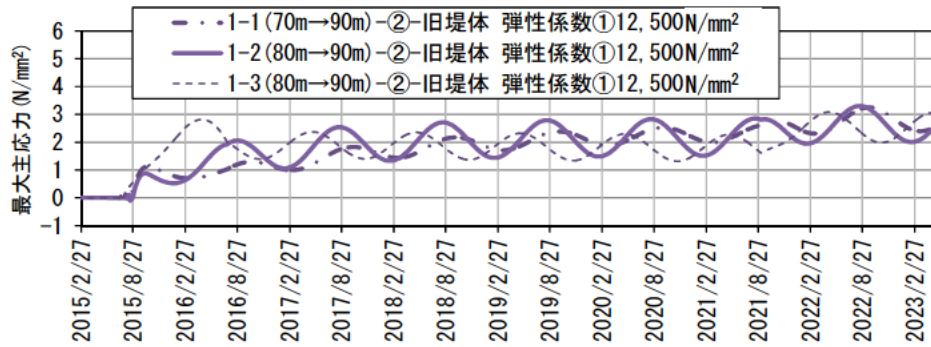
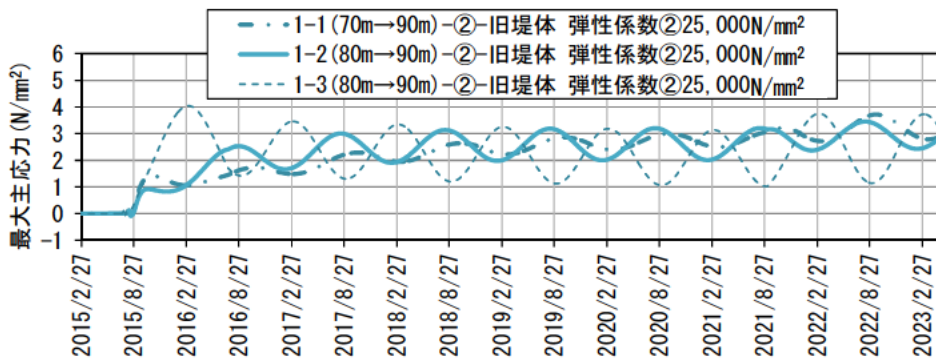


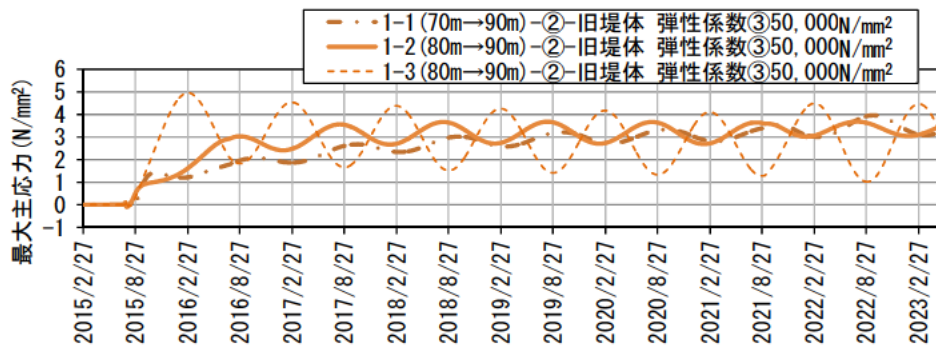
図- 1.38 堤体温度の時刻歴 (標高 55m 付近の堤体温度最大要素)



(a) 旧堤体弾性係数 : 12,500N/mm<sup>2</sup>

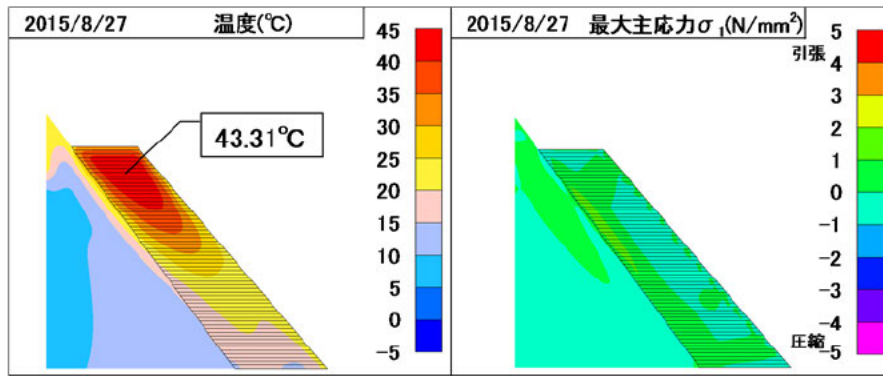


(b) 旧堤体弾性係数 : 25,000N/mm<sup>2</sup>

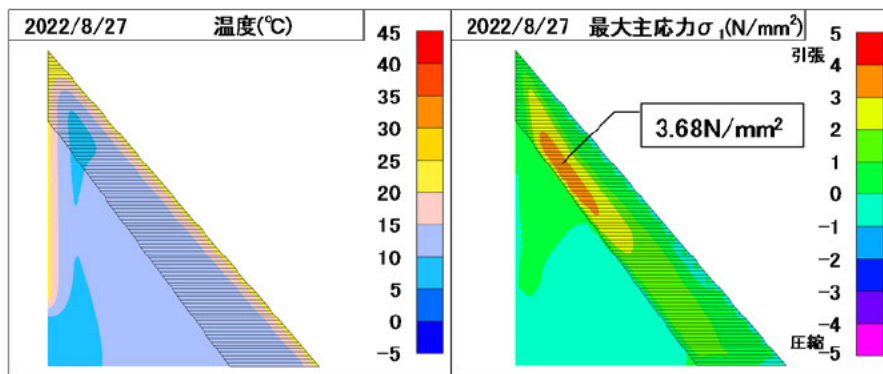


(c) 旧堤体弾性係数 : 50,000N/mm<sup>2</sup>

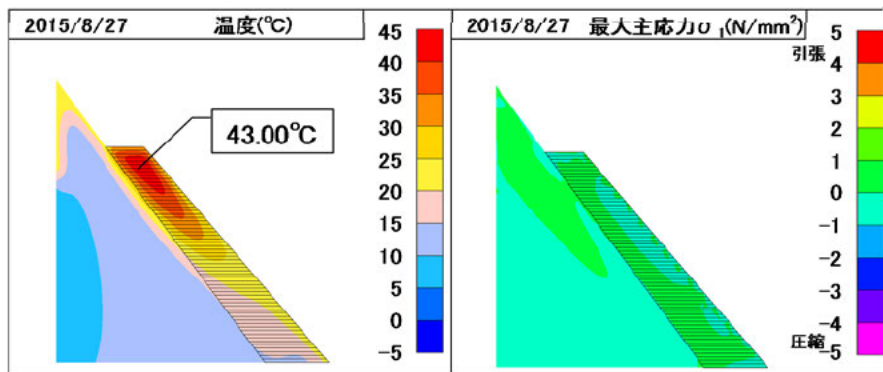
図- 1.39 最大主応力の時刻歴 (標高 55m 付近の最大主応力最大要素、嵩上げ高さによる影響)



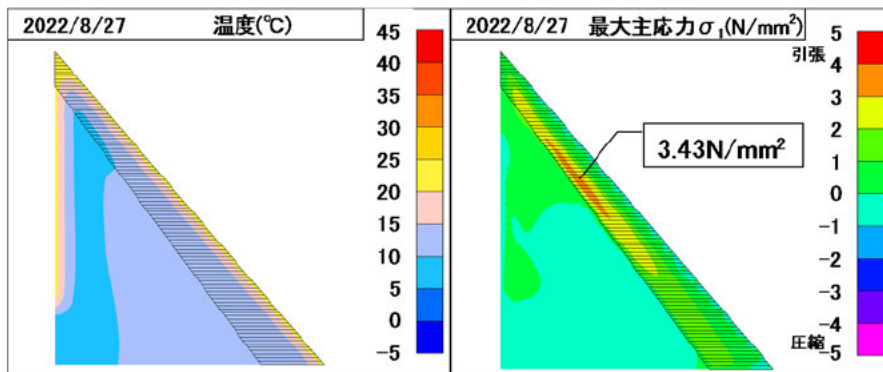
(a) 嵩上げケース 1-1(70m→90m)-②-② (施工時)



(b) 嵩上げケース 1-1(70m→90m)-②-② (完成約7年後)

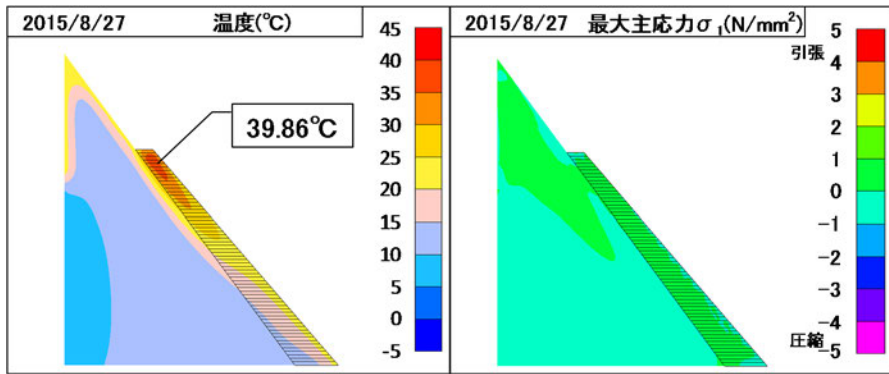


(c) 嵩上げケース 1-2(80m→90m)-②-② (施工時)

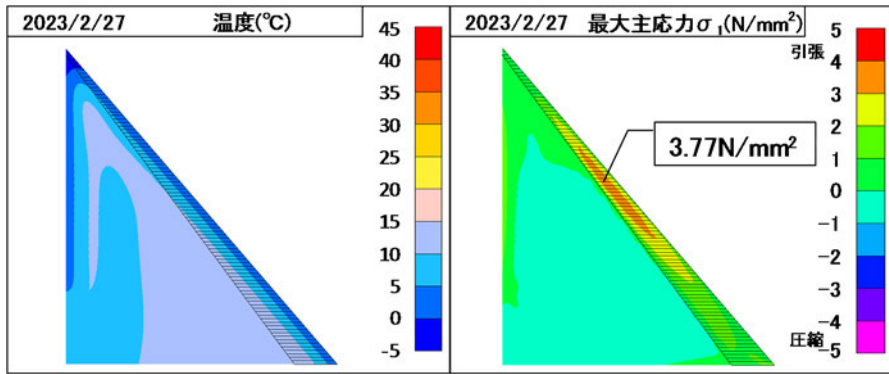


(d) 嵩上げケース 1-2(80m→90m)-②-② (完成約7年後)

図- 1.40 (1) 堤体温度および最大主応力



(e) 嵩上げケース 1-3(88m→90m)-②-② (施工時)



(f) 嵩上げケース 1-3(88m→90m)-②-② (完成約7年後)

図- 1.40 (2) 堤体温度および最大主応力



#### 4) 解析結果（温度応力を考慮した大規模地震時の応力状態）

ここでは、3)の常時応力分布に線形動的解析による大規模地震時の動的応力を合成して地震時応力の分布を求めた。なお、解析ケースは、常時応力解析のケース(表- 1.3)中、表- 1.7に示す代表3ケースとした。なお、温度応力の抽出時点は、堤体温度の年変動が概ね一定となる施工完了から約5年後とし、嵩上箇所(新堤体)の標高55m付近の最大主応力が該当年における年変動の中で最大となる時点とした。

表- 1.7 解析ケース

	ケース名	モデル (旧堤高→新堤高)	施工速度	旧堤体 弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	温度応力 抽出時点
嵩 上 げ	ケース1-1-②-②	1-1(70m→90m)	②1m/4日	②25,000	2021/9/5
	ケース1-2-②-②	1-2(80m→90m)	②1m/4日	②25,000	2021/8/13
	ケース1-3-②-②	1-3(88m→90m)	②1m/4日	②25,000	2021/3/27

各ケースの解析結果をそれぞれ図- 1.41～図- 1.43に示す。これらの図には、最大主応力と最小主応力について、常時（非地震時）応力、温度応力を考慮した場合の常時応力、大規模地震時の時刻歴最大値、温度応力を考慮した場合の大規模地震時の時刻歴最大値を示している。

以下では、堤体のうち主にI)およびII)の箇所に着目して結果と考察を示す。

I) 嵩上箇所（新堤体）の標高55m付近の夏期施工箇所

II) 旧堤体堤踵部（上流端着岩部）付近

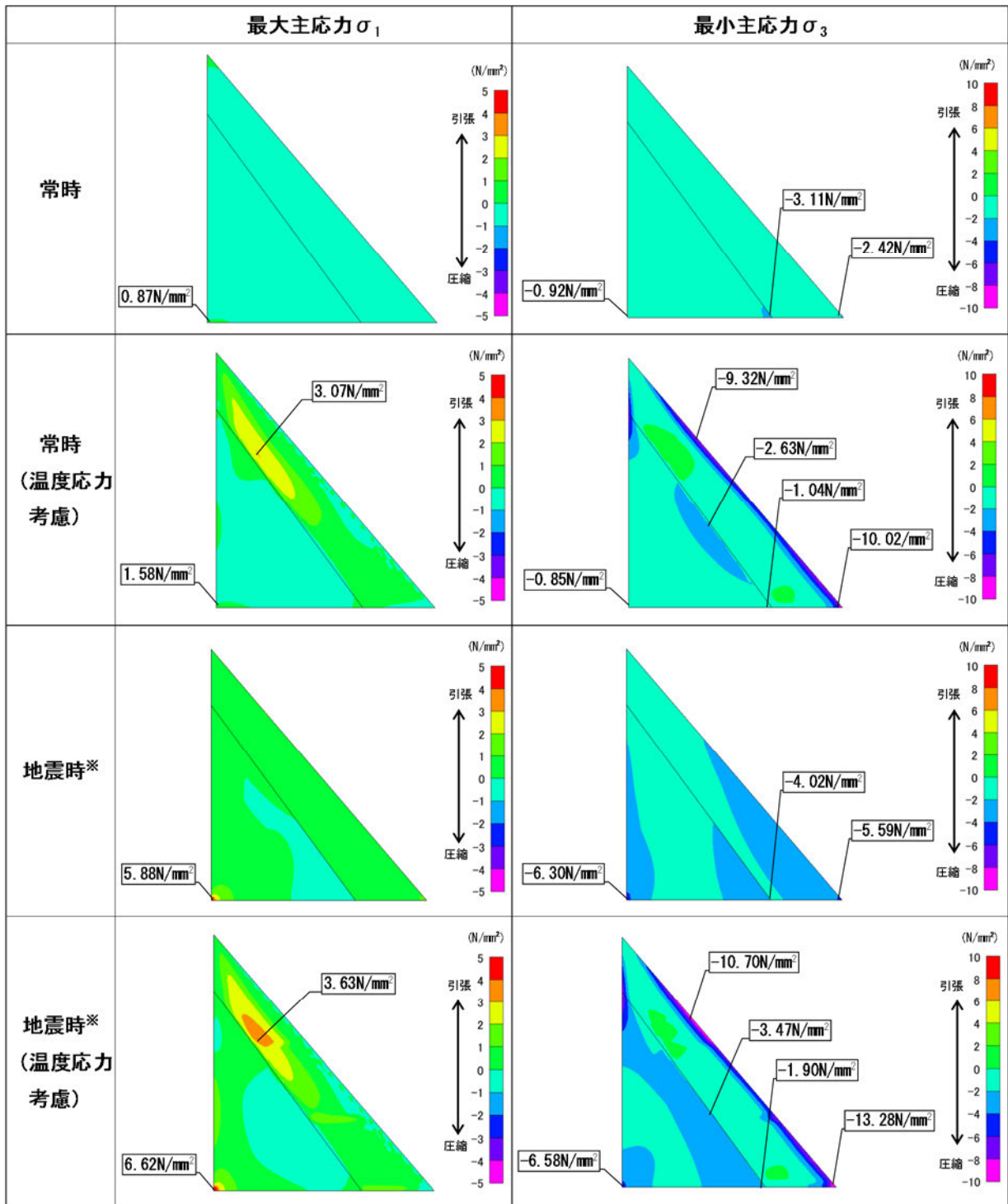
I)については、前項で着目したとおり、新堤体で大きな最大主応力が発生する箇所である。また、II)については、これまでの検討で大規模地震時に引張応力によるひび割れが発生する可能性がある箇所のうち、貯水の浸入による堤体安定性への影響を考慮すべきと考えられる箇所である。

##### I) 嵩上箇所(新堤体)の標高55m付近の夏期施工箇所

当該箇所については、3)に示したとおり常時では旧堤体による外部拘束による温度応力（引張応力）が発生している。さらに、図- 1.41～図- 1.43に示すとおり、大規模地震時においても、温度応力を考慮した方が最大主応力が大きくなっており、その特に大きい箇所は常時に最大主応力が集中していた箇所と同様である。

##### II) 旧堤体堤踵部（上流端着岩部）付近

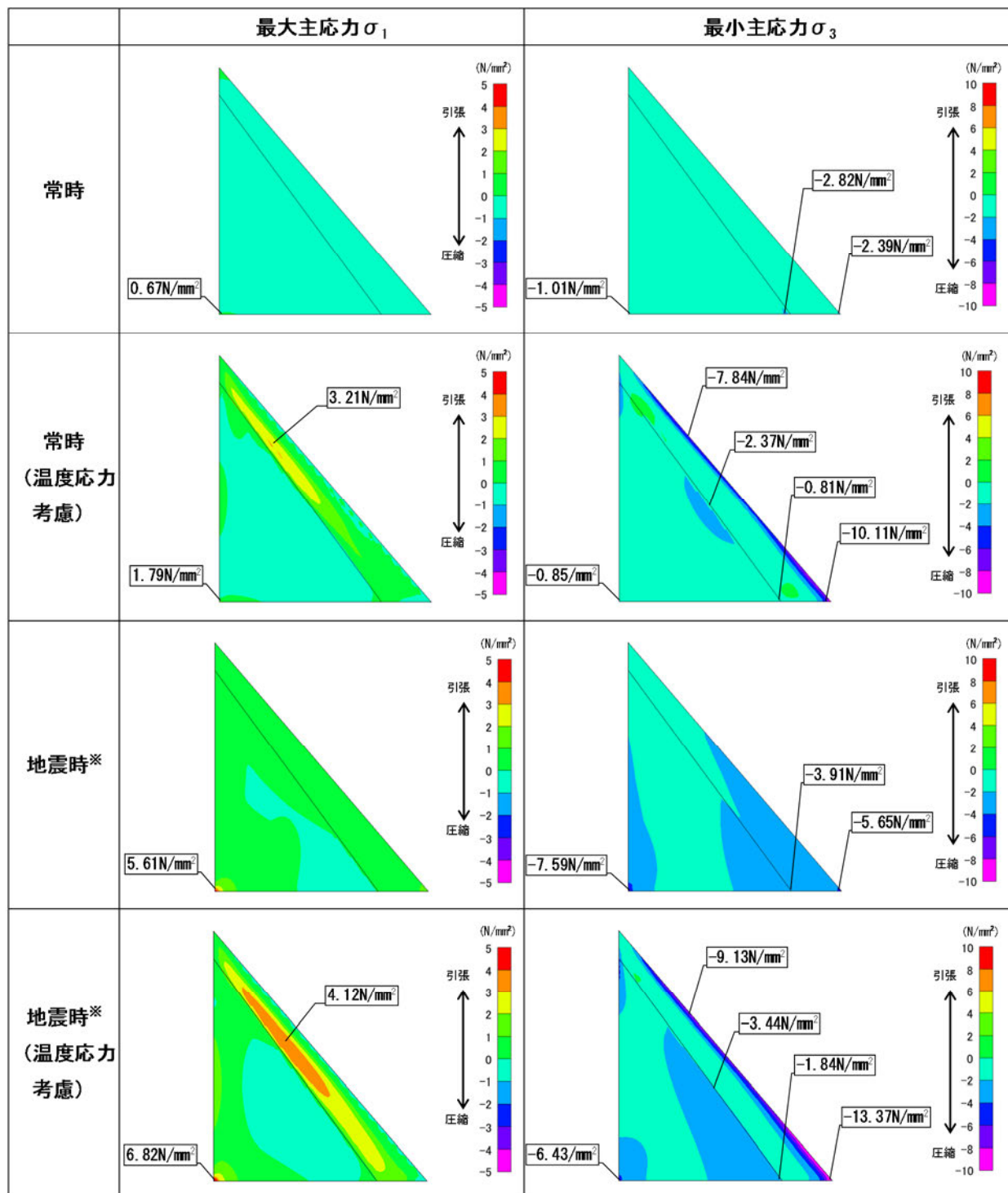
図- 1.41～図- 1.43の旧堤体堤踵部(上流端着岩部)の最大主応力を抽出し各荷重条件で比較したものが図- 1.44である。各モデル（嵩上げ高さ）とも、常時（非地震時）応力と大規模地震時応力とも、温度応力を考慮した方が最大主応力が大きくなっている。この要因として、嵩上げ堤体の温度降下に伴う収縮に伴い旧堤体の下流面（新堤体との境界部）に圧縮応力が生じる（図- 1.23）のと同時に、堤踵部では常時応力としてほぼ鉛直方向の引張応力が生じやすくなることが考えられる。



※地震時の最大（最小）主応力は、時刻歴応力の最大値  $\sigma_{1max}$ （最小値  $\sigma_{3min}$ ）である。

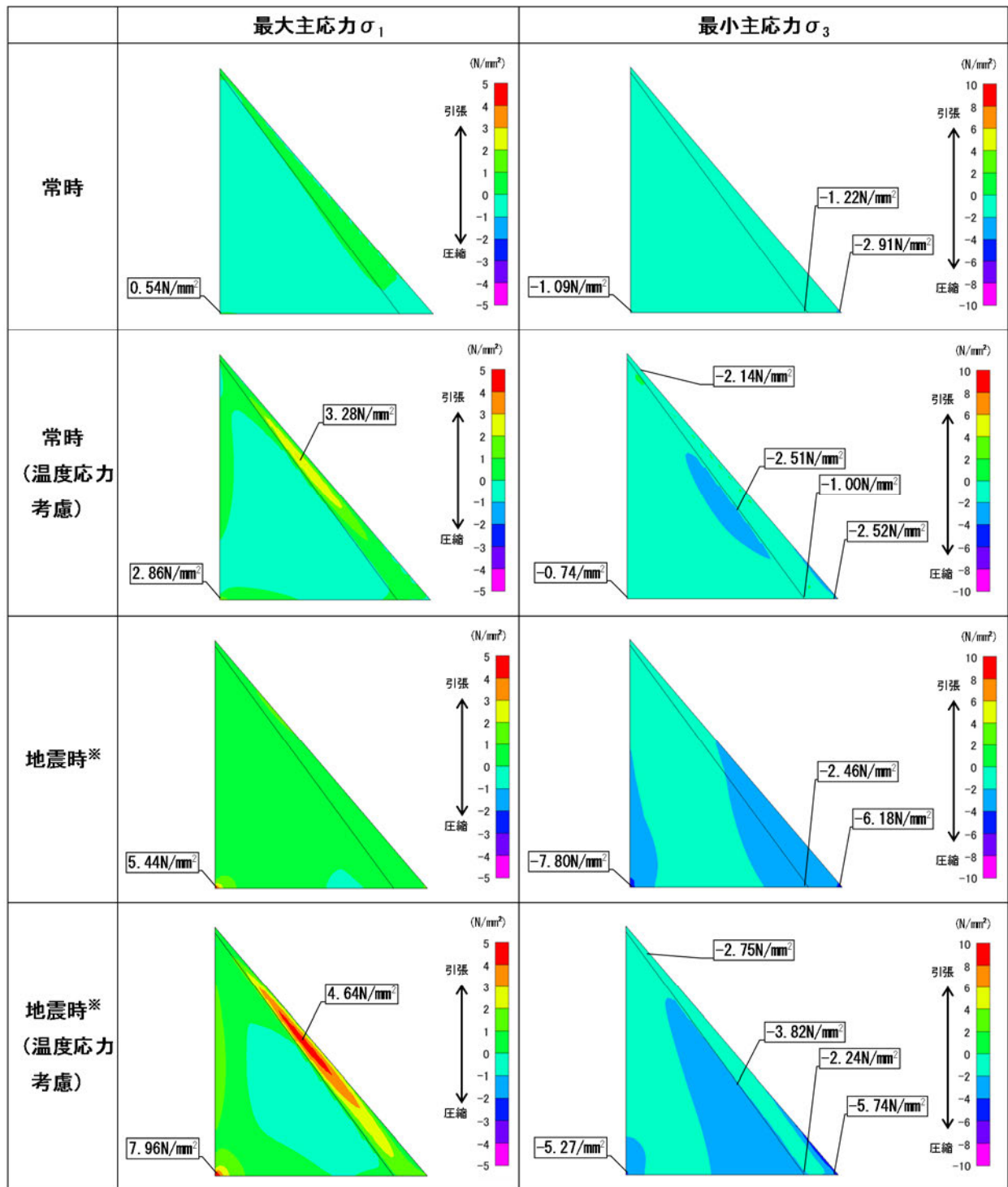
図－ 1.41 温度応力を考慮した場合の応力分布（ケース 1-1-②-②）





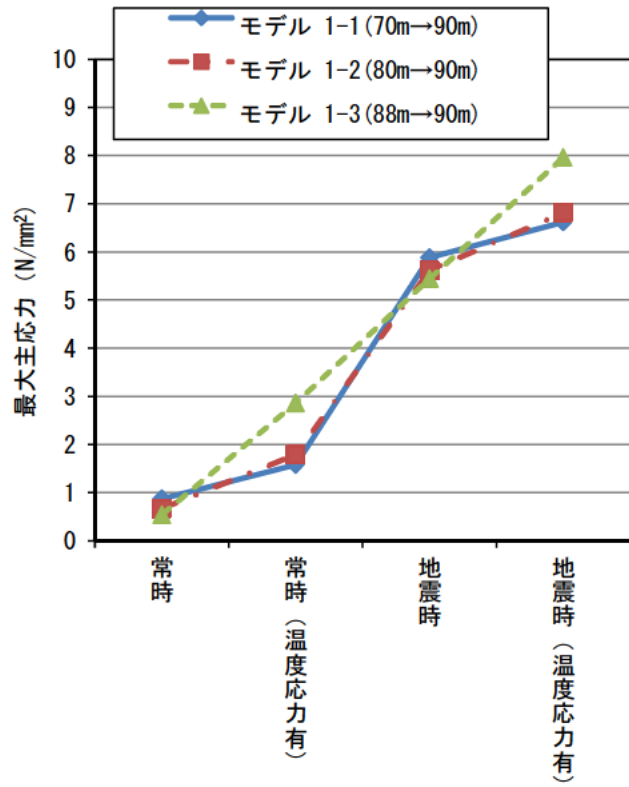
※地震時の最大（最小）主応力は、時刻歴応力の最大値  $\sigma_{1max}$ （最小値  $\sigma_{3min}$ ）である。

図－ 1.42 温度応力を考慮した場合の応力分布（ケース 1-2-②-②）



※地震時の最大（最小）主応力は、時刻歴応力の最大値  $\sigma_{1max}$ （最小値  $\sigma_{3min}$ ）である。

図－ 1.43 温度応力を考慮した場合の応力分布（ケース 1-3-②-②）



図一 1.44 堤踵部における最大主応力の比較

## 参考文献

- 1) 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.
- 2) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説、2005.3.
- 3) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp.340-341、2008.3.
- 4) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp.314-316、2013.3.
- 5) 永山 功、矢沢克敏：コンクリートダムの温度応力解析(Ⅱ)、土木技術資料、Vol.22-9、pp.26-31、1980.9.

## 参考 2-1

### 大規模地震後における堤体の安定性（嵩上げダム）

## 参考2-1 大規模地震後における堤体の安定性（嵩上げダム）

### (1) 概要

既設堤体上への嵩上げダムにおいて、大規模地震により堤体上流面側から内部への損傷（ひび割れ）が生じた場合、当該箇所への貯水の浸入によりその内部に水圧（揚圧力）が作用する可能性がある。このような状況を想定した大規模地震後のダム堤体の安定性についての検討は、コンクリートダムの耐震性能照査<sup>1)</sup>においても実施することとされている。

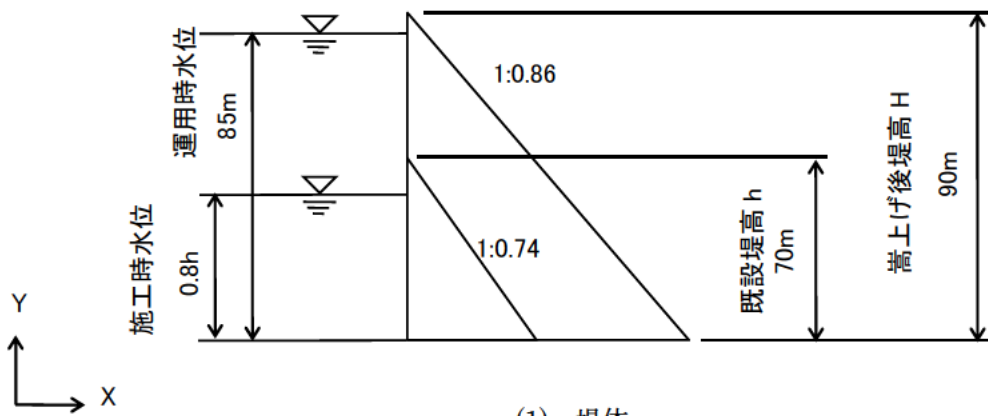
このため、嵩上げダムを対象とした非線形動的解析で得られる損傷範囲（引張軟化領域）に静水圧を作用させ、大規模地震時に生じた損傷（引張軟化領域）の地震後における進展の可能性について、損傷箇所に作用する揚圧力と堤体の引張軟化を考慮した非線形静的解析により検討した。

### (2) 解析条件

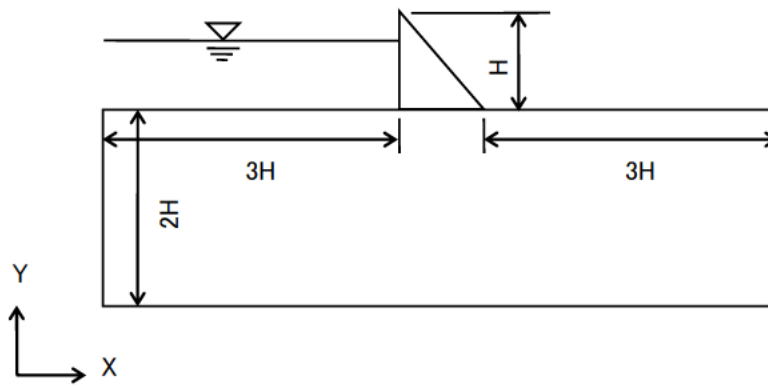
本検討での解析モデルは、既設重力式コンクリートダム堤体（堤高 70m）上に 20m の嵩上げを行って堤高 90m とする嵩上げダム及びこれと断面形状が同一の堤高 90m の新設ダムの 2 次元有限要素モデルとし、貯水池及び基礎岩盤とあわせてモデル化した。堤体の上流面勾配は鉛直とし、下流面勾配については、嵩上げダムの断面設計で用いられる垣谷の式<sup>2)</sup>により上流端に鉛直方向の引張が発生しない最小断面となるよう（すなわち、河川管理施設等構造令に規定されるのと同様の震度法による安定計算でミドルサード条件を満足するよう）設定した。なお、比較のため嵩上げダムと同一断面形状の新設ダムのケースでも解析を行った。貯水位は、嵩上げダムについては貯水池運用をしながらの施工を想定し、施工時水位を既設堤体堤高の 80%（56m）とした。嵩上げ後の運用水位は嵩上げ後の堤高-5m（85m）とし、新設ダムも同じとした。解析モデルの諸元を表ー 2-1.1、モデル形状を図ー 2-1.1、要素分割を図ー 2-1.2、解析に用いた物性値を表ー 2-1.2 にそれぞれ示す。なお、解析モデルの要素分割は、堤体部では高さが 1.0m 程度の大きさとした。

表ー 2-1.1 解析モデル諸元

	嵩上げ		新設
	既設部	嵩上げ部	
堤高	h=70m	H=90m	90m
下流面勾配	1 : 0.74	1:0.86	1:0.86
施工時水位（0.8h）	56m		—
運用時水位（H-5m）	85m		85m

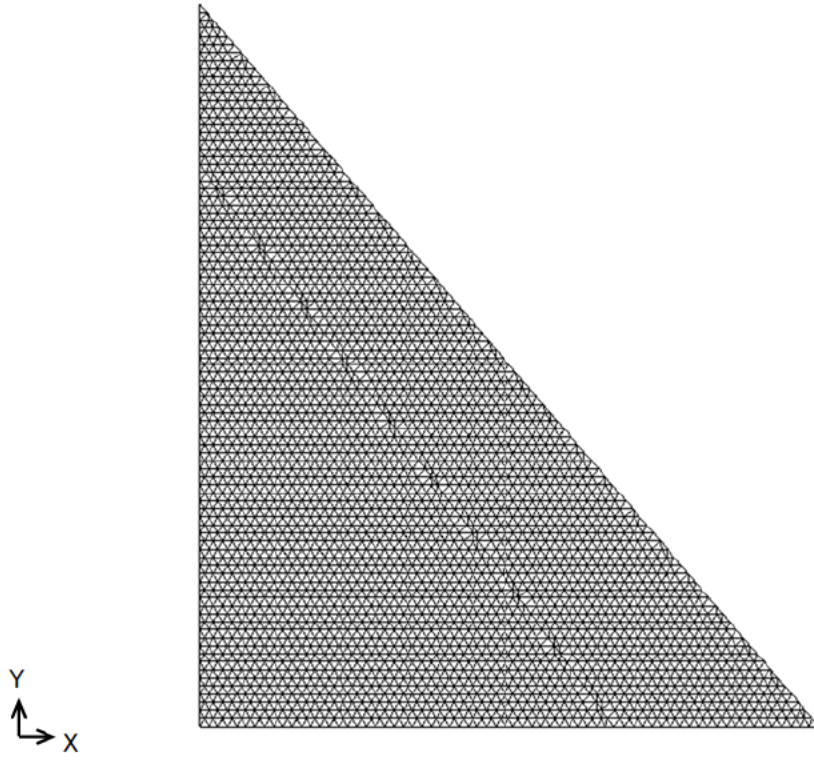


(1) 堤体

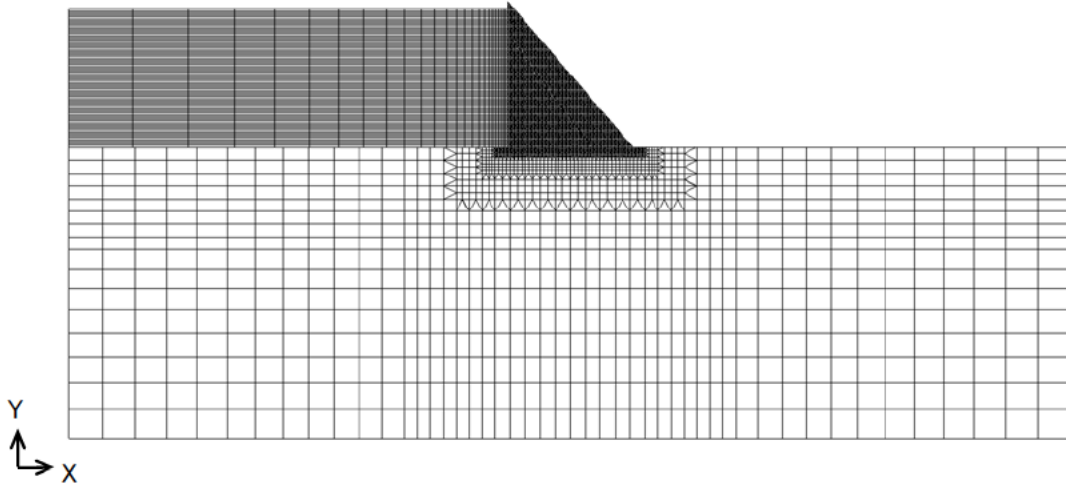


(2) 全体

図一 2-1.1 モデル形状



(1) 堤体



(2) 全体 (堤体, 基礎岩盤, 貯水池)

図- 2-1.2 解析モデル要素分割



表－ 2-1.2 物性値

項目		値
堤体	単位体積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2,300
	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	25,000
	ポアソン比	0.2
岩盤	単位体積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2,300
	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	25,000
	ポアソン比	0.3

堤体コンクリートの引張軟化特性は表－ 2-1.3 に示すとおり設定した。引張軟化モデルは図－ 2-1.3 に示すとおりコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>のモデルと同様の2直線モデルとした。なお、表－ 2-1.3 中の破壊エネルギーの値は、堀井ら<sup>4)</sup>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の算定式において圧縮強度  $f_{cm} = 20\text{N/mm}^2$ 、粗骨材最大寸法  $d_{max} = 150\text{mm}$  と仮定して算出した。

$$G_F = (0.79d_{max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.7} \dots \dots \dots (i)^4$$

ここに、

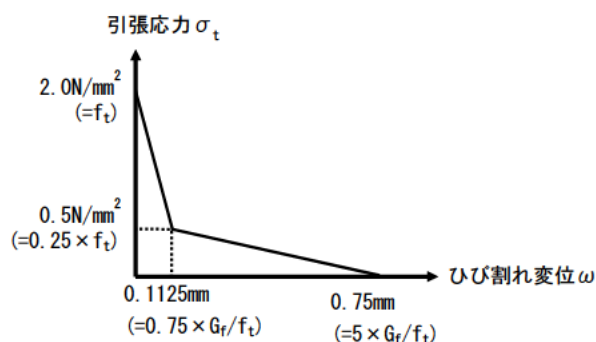
$G_F$  : 破壊エネルギー(N/m)

$d_{max}$  : 粗骨材最大寸法(mm)

$f_{cm}$  : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

表－ 2-1.3 引張軟化特性（非線形動的解析時）

モデル	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	破壊エネルギー $G_F$ (N/m)	引張軟化モデル
堤体 (新旧)	2.0	300	2直線近似 <sup>3)</sup> (図－ 2-1.3)



図－ 2-1.3 堤体コンクリートの引張軟化モデル

### (3) 解析方法

地震後における安定性検討(非線形静的解析)に先立ち、地震前の常時(非地震時)の応力状態と求める常時応力解析(ステップ解析)を図- 2-1.4 に示した手順で行った後、非線形動的解析を行った。なお、新設ダムでは、常時応力解析においてステップ解析は行わず、堤体自重及び運用水位での静水圧を同時に考慮して常時の応力状態を求めたうえで、非線形動的解析を行った。

非線形動的解析に用いる入力地震動は、1995年兵庫県南部地震の際、震源近傍の一庫ダム(重力式コンクリートダム、堤高75m)の基礎部で観測された加速度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<sup>1)</sup>に適合するよう振幅調整した波形(図- 2-1.5)の加速度振幅を2倍とした地震動が堤踵部で再現されるよう引き戻した波形をモデル底面に入力した。そして、堤体の動的応答が収まった状態において、地震後における安定性検討(損傷範囲に静水圧を作用させての非線形静的解析)を行った。

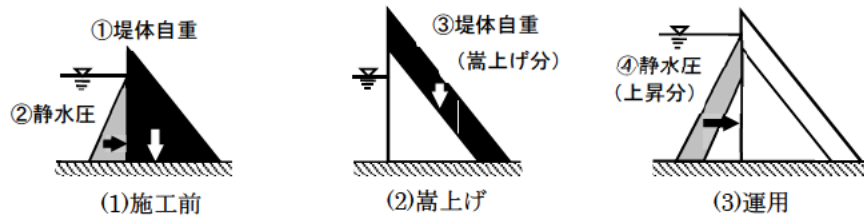
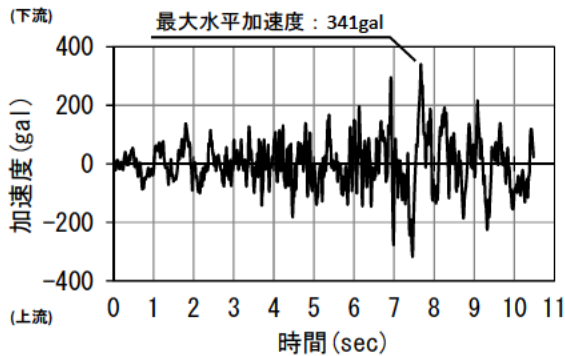
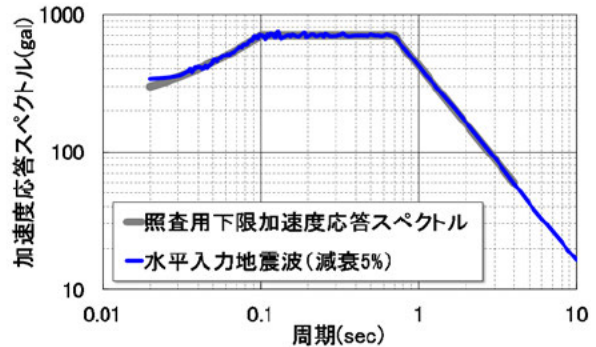


図- 2-1.4 嵩上げダム常時応力解析手順(各段階で考慮する荷重)

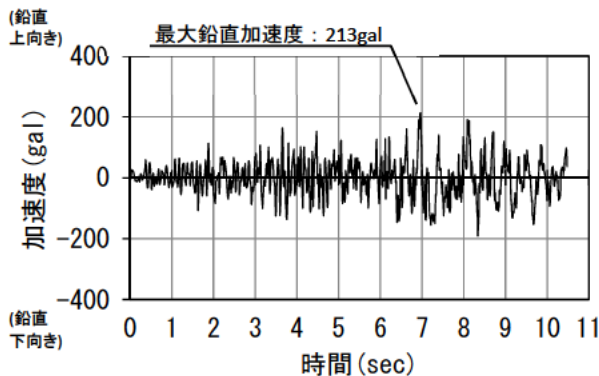


①加速度時刻歴

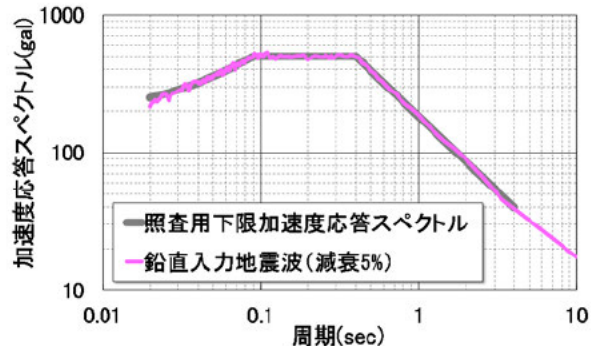


②加速度応答スペクトル

(1)上下流方向



①加速度時刻歴



②加速度応答スペクトル

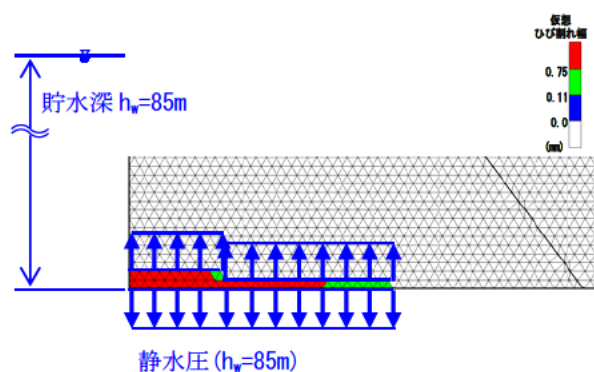
(2)鉛直方向

図- 2-1.5 入力地震動

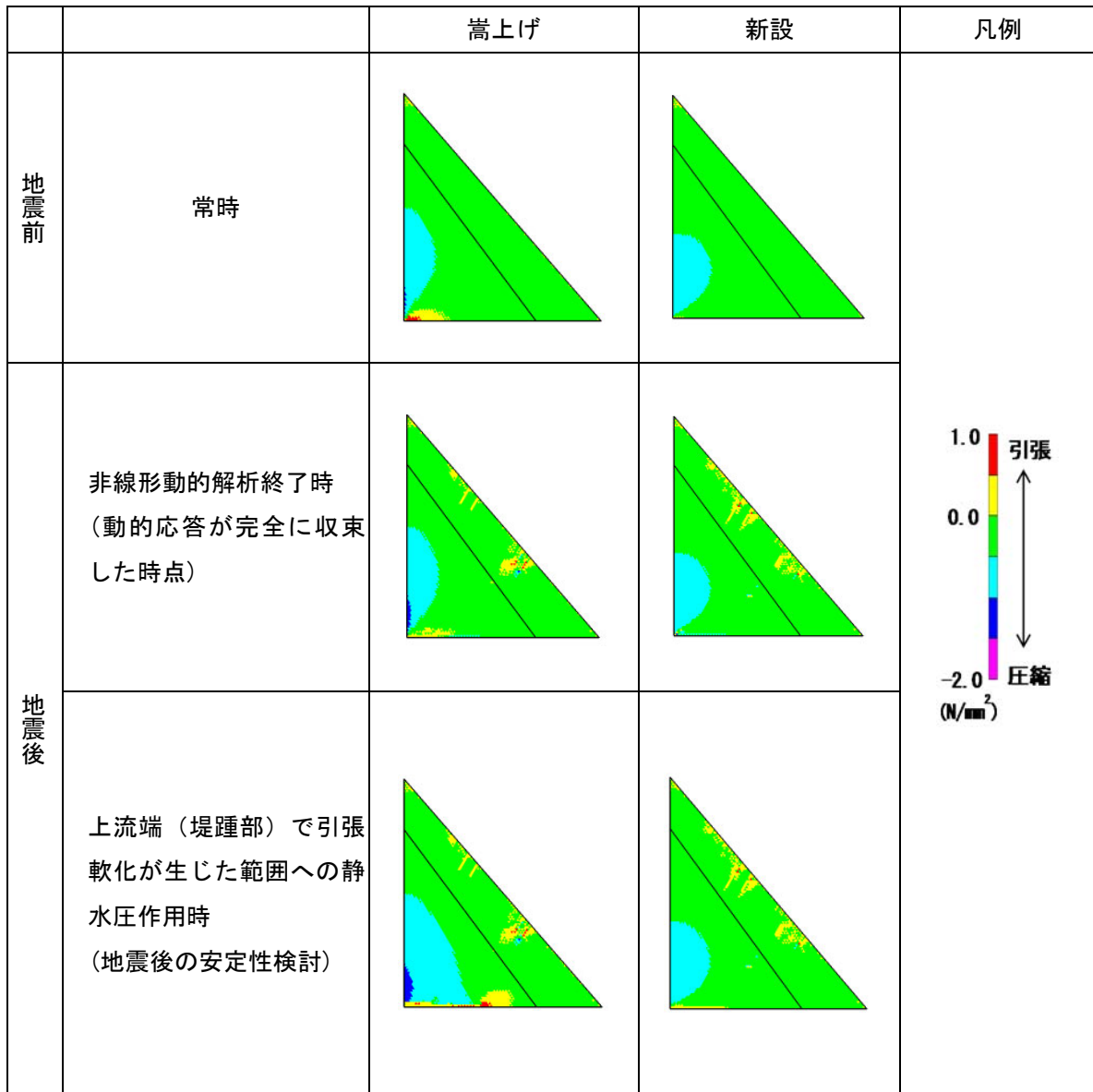
#### (4) 検討結果

動的応答が完全に収束した時点の応力状態、及びこれを初期応力状態として、非線形動的解析により生じた損傷範囲（引張軟化領域）のうち、貯水の浸入が想定される上流端（堤踵部）からの引張軟化領域に貯水深  $h_w=85\text{m}$ （運用時水位）相当の水圧（揚圧力）を図－ 2-1.6 のように等分布荷重で作用させたときの応力状態を地震前の状態とあわせて図－ 2-1.7 に示す。

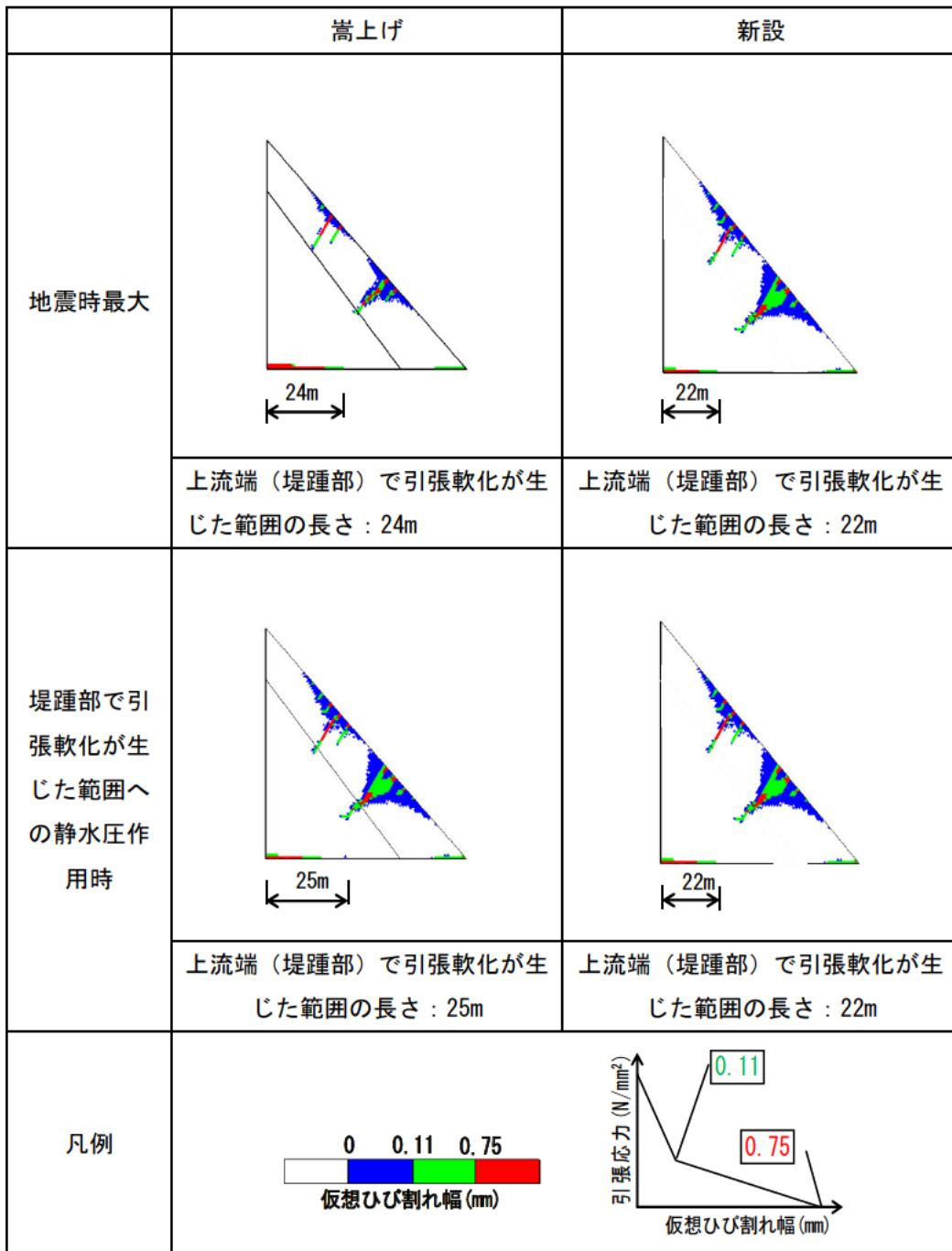
地震時および地震後（損傷範囲への静水圧作用時）の引張軟化領域の分布を図－ 2-1.8 に示す。新設ダムでは堤体底面沿いに生じた引張軟化領域は拡大しなかったが、嵩上げダムでは、揚圧力の作用により損傷範囲（引張軟化領域）がさらに 1m 進展する結果となった。これは、嵩上げダムでは新設ダムに比べ、地震前においても上流端（堤踵部）付近の最大主応力が引張側にあること（図－ 2-1.7）や、それに伴い大規模地震による堤体底面沿いの引張軟化領域が深くなること（図－ 2-1.8）で、地震後に作用する水圧（揚圧力）荷重も大きくなることによるものと考えられる。



図－ 2-1.6 大規模地震による引張軟化領域への地震後の水圧（揚圧力）の載荷方法



図一 2-1.7 地震前後における最大主応力 $\sigma_1$ の分布（嵩上げダムと新設ダムの比較）



図－ 2-1.8 引張軟化領域の分布（嵩上げダムと新設ダムの比較）

## 参考文献

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説、2005.3.
- 2) 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) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]、 pp.37-38、2013.3.
- 4) 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、2000.3.

## 参考 2-2

大規模地震後における堤体の安定性  
(放流管設置のための削孔ブロック)

## 参考2-2 大規模地震後における堤体の安定性（放流管設置のための削孔ブロック）

### (1) 概要

削孔ダムにおいて、大規模地震により堤体上流面側から内部への損傷（ひび割れ）が生じた場合、当該箇所への貯水の浸入によりその内部に水圧（揚圧力）が作用する可能性がある。このような状況を想定した大規模地震後のダム堤体の安定性についての検討は、コンクリートダムの耐震性能照査<sup>1)</sup>においても実施することとされている。

このため、削孔ダムを対象とした、非線形動的解析（3.2）で得られた損傷範囲（引張軟化領域）の地震後における進展の可能性について、損傷箇所に静水圧（揚圧力）が作用することによる引張軟化を考慮した非線形静的解析により検討した。

### (2) 解析条件

解析モデルは3.1での解析（図-3.2、図-3.3 および図-3.4）と基本的に同様で、施工時水位条件は3.2での検討結果（放流管削孔ダムの非線形動的解析結果）のうち、上流側の放流管周辺で引張軟化が生じる範囲が最も広がる条件（施工時水位ゼロ（空虚））として表-2-2.1のとおり設定した。

解析に用いた物性値、引張軟化特性、減衰定数およびモデルの境界条件は3.1での解析（表-3.2、表-3.3 および図-3.5）と同じである。

表-2-2.1 解析ケース（解析モデル諸元）

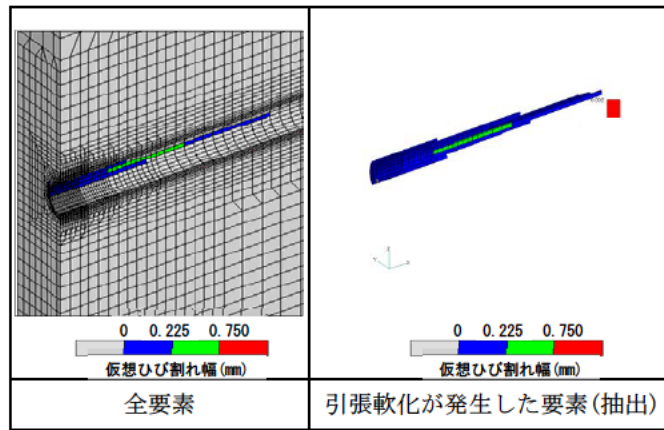
	削孔ダム （ケース1）	新設ダム （ケース2）
堤高	100m	
上流面勾配	鉛直	
下流面勾配	1 : 0.85	
施工時水位	0m	0m
運用時水位	100m	

### (3) 解析方法

地震後における堤体（削孔ブロック）の安定性検討（非線形静的解析）に先立ち、地震前の常時（非地震時）の応力状態を求める常時応力解析を行った後、コンクリートの引張軟化特性を考慮した非線形動的解析を行った。なお、常時の応力解析における解析手順は、3.1での図-3.7と同様である。また、入力地震動も3.1での解析（図-3.8）と同じである。

地震後における堤体（削孔ブロック）の安定性検討（非線形静的解析）で考慮する荷重は、堤体自重、貯水による堤体上流面に作用する静水圧及び大規模地震時の非線形動的解析で得られたひび割れ範囲（引張軟化領域）への貯水の浸入により作用する水圧（揚圧力）とした。引張軟化領域は上流面においては放流管周り及び堤敷に発生しており、このうち放流管周りのものについて、その形状とひび割れ幅の分布を図-2-2.1に示す。このうち、ひび割れ範囲に作用する水圧（揚圧力）は、地震後に貯水の浸入が生じるものとしてひび割れ範囲に該当する要素の外縁節点にひび割れ位置水深相当の静水圧を作用させた。



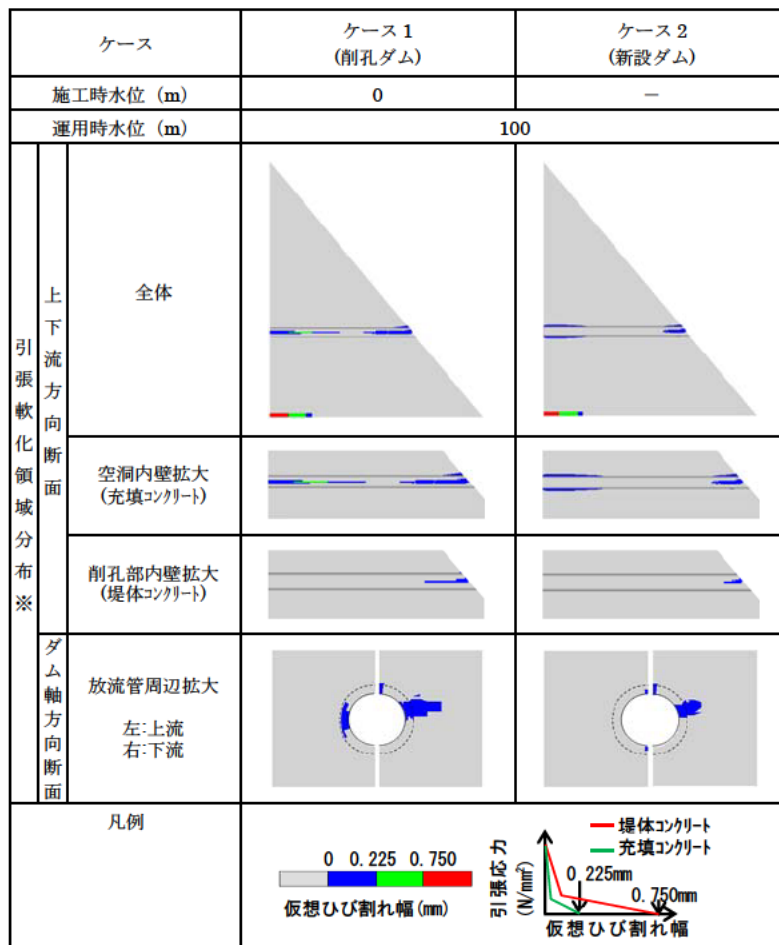


図－ 2-2.1 放流管周りの引張軟化領域（ケース 1）

#### (4) 解析結果および考察

地震後における堤体(削孔ブロック)の安定性検討(非線形静的解析)結果を図－ 2-2.2 に示す。

ケース 1、2 ともに非線形動的解析で得られた引張軟化領域での亀裂発生及び地震後の当該箇所への貯水の浸入による水圧の作用を考慮しても、引張軟化領域は拡大しなかった。したがって、本解析の条件では、地震後に引張亀裂に水圧が作用することによる堤体安定性への影響は小さいと考えられる。



※地震後の安定性検討における引張軟化領域の分布は地震時と同じである（引張軟化領域は拡大していない）。

図－ 2-2.2 引張軟化領域の分布(地震後、引張軟化領域内の水圧考慮)

## 参考文献

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説、2005.3.

## 参考 3

管内水の振動による管路内設備への影響

### 参考3 管内水の振動による管路内設備への影響

#### (1) 概要

大規模地震に対する放流管部の耐震性能照査においては、放流管内水の振動による管路内設備（ゲート等）への影響も検討する必要がある。このため、当該検討において必要となる管内動水圧の推定をできるだけ精度よく行うことを目的として、放流管および管内水などをモデル化した3次元FEMモデルによる大規模地震を考慮した時刻歴応答解析を実施した。

#### (2) 解析条件

##### 1) 解析モデルおよび物性値等

解析モデルを図-3.1に示す。解析モデルは、放流管（管胴）および管内水のほか放流管周辺コンクリート、堤体上流面と貯水池からなっている。なお、放流管内に設置されるゲート設備（閉状態）を想定して、放流管下流端部は閉端部とした。管路部の延長は、 $L=120、250、400\text{m}$ の3ケースを設定した。

管内水の振動による圧力波伝播を考慮するため、本解析では貯水を圧縮性流体とした。

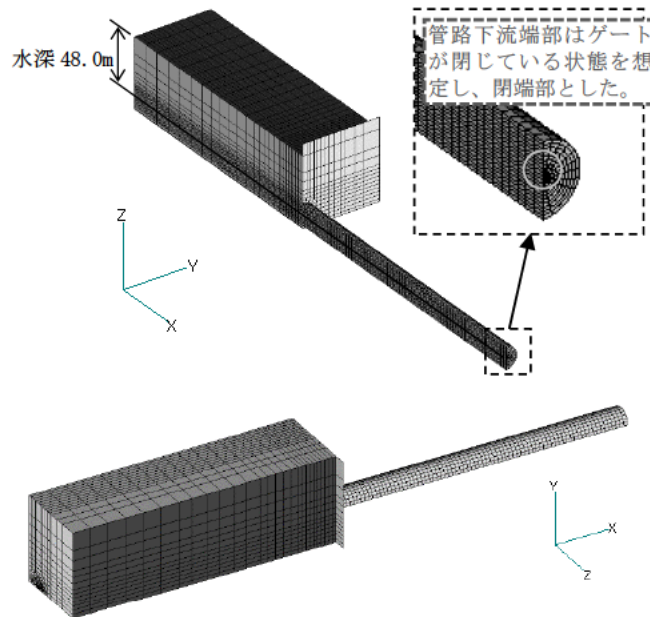
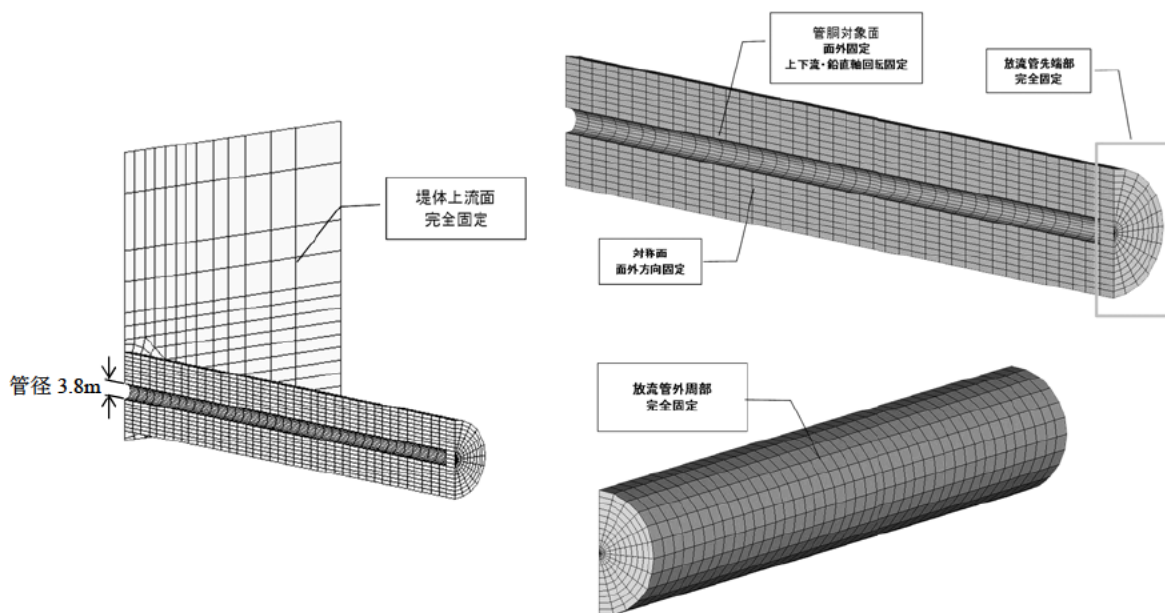


図- 3.1 解析モデル

解析モデルの境界条件は図-3.2のとおりとした。本解析では、管路まわりの変形を考慮するため、放流管の外縁のみを完全固定条件とした。なお、半断面モデルを用いているため、半断面の境界面にはシンメトリ境界を用いた。貯水池底面の境界条件は、堆砂を考慮したインピーダンス比を設定した。

また、解析に用いた物性値等を表-3.1に示す。

なお、動的解析における減衰定数は、堤体コンクリート（管路周辺）で10%、管胴で2%とした。貯水および管内水の減衰は考慮していない。



図－ 3.2 境界条件

表－ 3.1 物性値等

	項目	値	備考
堤体コンクリート (管路周辺)	単位体積質量(kN/m <sup>3</sup> )	22.54	
	弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	25,000	
	ポアソン比	0.2	
管路 閉端部	単位体積質量(kN/m <sup>3</sup> )	22.54	便宜上、堤体コンクリートの 物性値と同一とした。
	弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	25,000	
	ポアソン比	0.2	
管胴	単位体積質量(kN/m <sup>3</sup> )	77.00	炭素鋼(SM490)を想定
	弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	206,000	
	ポアソン比	0.3	
	板厚(m)	0.012	
	延長(m)	120、250、400	
貯水・ 管内水	単位体積質量(kN/m <sup>3</sup> )	9.80	
	水中音速(m/s) (圧力波の伝播速度)	1,400	
貯水池底面	インピーダンス比	5	既往文献 <sup>1)</sup> による

## 2) 入力地震動

入力地震動は、3.1の解析(図-3.8)と同じ加速度時刻歴波形を用いた。加振方向は、上下流および鉛直方向の2方向とした。

### (3) 解析結果および考察

時刻歴応答解析結果から得られた放流管呑口及び管路閉端部の動水圧時刻歴を図- 3.3 に、またその最大値を抽出し、流体(管路内水)の圧縮性を考慮せず非圧縮性流体として管内水に作用する慣性力から求まる動水圧及びモーダル法により圧力波伝播を考慮した Wieland 式<sup>2)</sup>による動水圧と比較したものを図- 3.4 に示す。

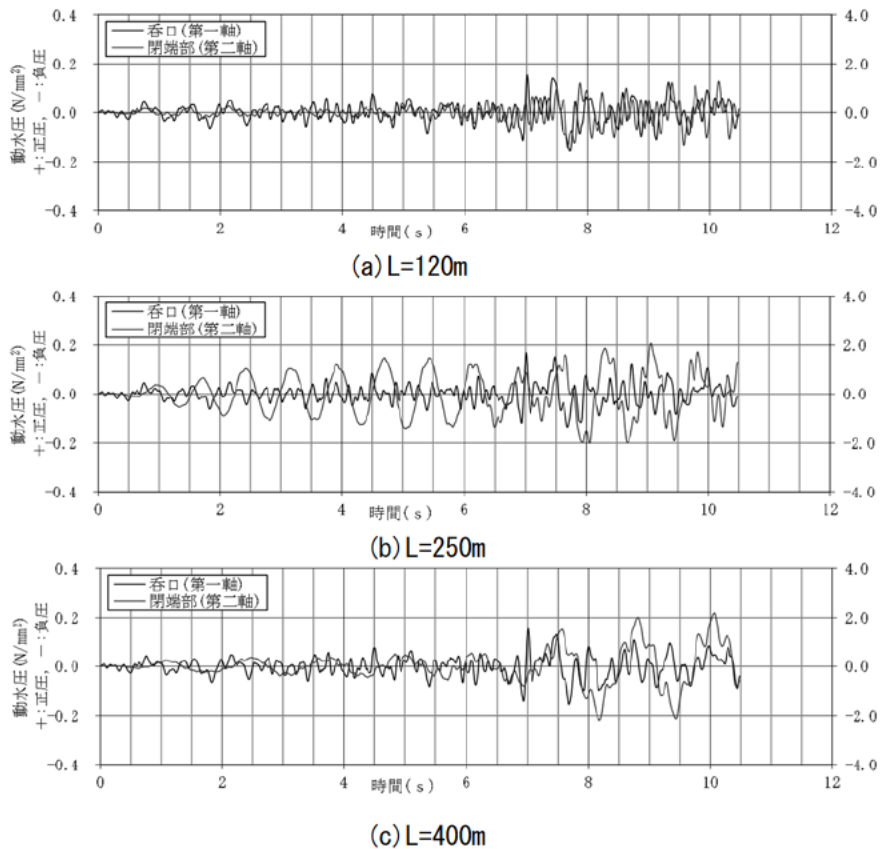


図- 3.3 管路呑口および閉端部の動水圧時刻歴

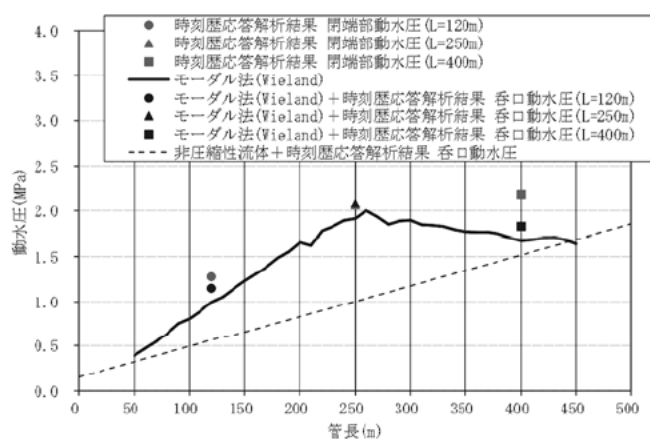


図- 3.4 動水圧最大値の比較

なお、Wieland 式による動水圧は、管路内の 1 次元伝播を考慮したモード合成法 (1~3 次) によるもので、管路端部 (ゲート扉体相当位置) における動水圧の最大値は次式の近似解で求められる。

$$P_{\max} = \left( \sum_{n=1}^N P_{n\max}^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$P_{n\max} = 8\rho L S_a(f_n, \xi_n) / [(2n-1)^2 \pi^2]$$

- $P_{\max}$  : 管路端部 (ゲート扉体位置相当) 動水圧の最大値
- $P_{n\max}$  : n 次モードの振動による動水圧の最大値
- $n$  : 振動モード次数 (主要モード次数として 1 次~3 次までを考慮)
- $\rho$  : 水の単位体積質量
- $L$  : 管路長
- $S_a(f_n, \xi_n)$  : 地震動の加速度応答スペクトル
- $f_n$  : n 次モード固有振動数 ;  $f_n = (2n-1)C_0/4L$
- $\xi_n$  : n 次モード減衰定数 (水の減衰は無視して  $\xi_n = 0$  とした。)

また、図一 3.4 での非圧縮性流体及び、Wieland による動水圧については、呑口における動水圧として、時刻歴応答解析結果から得られた堤体上流面に作用する動水圧(約 0.15MPa)を加算している。

圧縮性流体での時刻歴応答解析における閉端部の動水圧は、本解析条件では、慣性力のみを考慮した非圧縮性流体としての動水圧より大きく、Wieland 式による動水圧と概ね一致していることがわかる。

これより、放流管路内に設置されるゲートなど、管路内設備について大規模地震時における影響を推定する上では、管内水の振動により作用する動水圧を追加して考慮する必要がある、そのために管内水の振動に伴う圧力伝播を考慮できるように、管内水を圧縮性流体として取り扱う必要があると考えられる。

## 参考文献

- 1) 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.
- 2) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説、2005.3.



---

土木研究所資料  
TECHNICAL NOTE of PWRI  
No.4327 March 2016

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは  
国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課  
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754