

土木研究所資料

大規模地震時における台形 CSG 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台形 CSG 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
研		究		員	小堀俊秀		
交	流	研	究	員	中田哲二		
(元)	上	席	研	究	員	山口嘉一	
(現)	地質研究監						
(前)	上	席	研	究	員	佐々木隆	
(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					
(元)	研	究	員	切無沢徹			
(現)	国土交通省北海道開発局						
(元)	交	流	研	究	員	小島裕之	
(現)	株式会社建設技術研究所						
(元)	交	流	研	究	員	志田孝之	
(現)	株式会社建設技術研究所						
(前)	交	流	研	究	員	土田将己	
(現)	株式会社建設技術研究所						

要 旨 :

ダム事業において、経済性や環境配慮の面からダムサイト近傍で得られる河床砂礫などの礫質材料を簡易な設備を用いてセメント・水と混合して製造する CSG(Cemented Sand and Gravel)を主な堤体材料とする新型式のダムである台形 CSG ダムの建設・計画事例が増えつつある。

本資料は、台形 CSG ダムを対象とし、最大級の地震動を考慮して行う耐震性能照査を合理的に行うため、大規模地震時の損傷過程を含む動的挙動の推定に関する解析的検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：台形 CSG ダム，耐震性能照査，地震応答解析，動的挙動，非線形動的解析

目 次

1. はじめに.....	1
2. 動的応答の基本的特性についての検討.....	3
2.1 概要.....	3
2.2 堤体のモデル化方法による影響の検討.....	4
2.2.1 解析条件.....	4
2.2.2 解析結果・考察.....	9
2.3 ダム規模（堤高）の違いによる影響の検討.....	18
2.3.1 解析条件.....	18
2.3.2 解析結果・考察.....	20
2.4 考慮する地震動強さの相違による影響の検討.....	27
2.4.1 解析条件.....	27
2.4.2 解析結果・考察.....	28
2.5 基礎岩盤の物性の相違による影響の検討.....	36
2.5.1 解析条件.....	36
2.5.2 解析結果・考察.....	37
2.6 貯水位条件の相違による影響の検討.....	44
2.6.1 解析条件.....	44
2.6.2 解析結果・考察.....	45
3. 大規模地震時に想定すべき損傷形態の検討.....	52
3.1 概要.....	52
3.2 検討条件.....	53
3.3 検討結果・考察.....	55
4. 大規模地震時における損傷過程を考慮した動的挙動の推定に関する検討.....	61
4.1 概要.....	61
4.2 解析方法.....	62
4.2.1 解析モデル.....	62
4.2.2 物性値.....	63
4.2.3 解析方法.....	67
4.3 解析結果・考察.....	68
4.3.1 引張軟化領域.....	68
4.3.2 転倒・滑動に対する安定性.....	69
5. まとめ.....	78
参考文献.....	80

【付録】 堤体材料の品質（物性）のばらつきを考慮した発生応力の検討（参考）..... 付録-1

1. はじめに

ダム事業において、経済性や環境配慮の面からダムサイト近傍で得られる河床砂礫などの礫質材料を簡易な設備を用いてセメント・水と混合して製造する CSG¹⁾(Cemented Sand and Gravel)を主な堤体材料とする新形式のダムである台形 CSG ダムの建設・計画事例が増えつつある。台形 CSG ダムの設計法(断面設計法)の特徴の1つに、震度法に基づく安定計算によるコンクリートダムなどと異なり、有限要素モデルを用いた動的解析(地震応答解析)が採り入れられていることが挙げられる。台形 CSG ダムの設計では、この解析で得られる堤体内応力が常時(非地震時)、地震時とも所要の安全率を確保したうえで弾性域内に収まるよう、また、堤体の転倒や滑動に対する安定性が確保されるよう、堤体断面形状や CSG の配合が決められる。

一方、大規模地震に対するダムの耐震性能照査²⁾では、個々のサイトで考えられる想定地震による最大級の地震動を考慮し、必要に応じダムの損傷過程まで推定した上で、貯水機能が維持されることなど所要の耐震性能が確保されることを地震応答解析などにより確認しなければならない。ダムの耐震性能照査の考え方を示した「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)²⁾」には新形式のダムである台形 CSG ダムでの具体的な照査方法の記述はないが、上記の基本的考え方に基づくとともに、CSG の破壊特性を含む堤体材料の特性や堤体構造の特徴、さらには既に地震応答解析を用いた検討手法が採り入れられている断面設計法との関係も考慮し、合理的な照査の考え方を整理しておく必要があると考えられる。

そこで、本検討では大規模地震時における台形 CSG ダムの動的挙動の推定に関する以下の点を明らかにすることを目的として数値解析による各種検討を行った。

(1) 台形 CSG ダムの動的応答の基本的特性

堤体のモデル化方法、ダム規模(堤高)、考慮する地震動、基礎岩盤の物性、貯水位条件などの諸条件の相違が大規模地震時の動的応答(固有周期、堤体内発生応力、転倒・滑動に対する安定性)に及ぼす影響について、線形動的解析により検討した。

【検討項目】

- ・ 堤体のモデル化方法による影響の検討
- ・ ダム規模(堤高)の違いによる影響の検討
- ・ 考慮する地震動強さの相違による影響の検討
- ・ 基礎岩盤の物性の相違による影響の検討
- ・ 貯水位条件の相違による影響の検討

(2) 損傷過程を考慮した台形 CSG ダムの大規模地震時の挙動

線形動的解析結果をもとに大規模地震時に想定すべき損傷形態について検討した。

その上で、別途行った実験的検討³⁾で得られた CSG の破壊特性も踏まえ、堤体の損傷過程を考慮した非線形動的解析を行い、大規模地震時における台形 CSG ダムの動的挙動の推定に関する検討を行った。

【検討項目】

- ・ 大規模地震時に想定すべき損傷形態の検討
- ・ 大規模地震時における損傷過程を考慮した動的挙動の推定に関する検討

なお、台形 CSG ダムの特徴として、あらかじめ定めた一定の範囲内に CSG の粒度・単位水量を管理することでその品質（強度）のばらつきが許容される点がある。このため、CSG の品質のばらつきが大規模地震時の動的応答に及ぼす影響についても検討した。その結果を巻末に【付録】として参考に示す。

2. 動的応答の基本的特性についての検討

2.1 概要

台形 CSG ダムの設計（断面設計）は、基本的に堤体材料（CSG）が弾性材料と見なせる範囲で行われる点でコンクリートダムと共通するほか、基本的に貯水圧や地震荷重などの水平荷重を堤体自重を介して基礎岩盤に伝達することで支持するなど、コンクリートダムの中でも重力式コンクリートダムとの共通点が多い。しかし、上流面勾配が鉛直に近い三角形断面とすることが一般的な重力式コンクリートダムと異なり、台形 CSG ダムでは、堤体材料の大部分を占める CSG の強度が一般にコンクリートに比べて小さいことや、堤体底面沿いに作用するせん断力に対して摩擦抵抗のみ抵抗できる設計とするため、地震時においても端部の応力集中が少なく、堤体底面が広い台形断面となっている。

このような台形 CSG ダムの大規模地震時における挙動を推定する上で、同型式ダムの動的応答の基本的特性を把握するため、2次元有限要素モデルを用いた線形動的解析によって、堤体のモデル化方法、堤体規模（堤高）、考慮する地震動、基礎岩盤の物性、貯水位条件などの諸条件の相違が大規模地震時の動的応答（固有周期、堤体内発生応力、転倒・滑動に対する安定性）に及ぼす影響について検討した。

2.2 堤体のモデル化方法による影響の検討

2.2.1 解析条件

解析モデルとして、一般的な台形 CSG ダムの標準断面形状(図- 2.1)を参考に、台形 CSG ダムの堤体（堤高 50m, 上下流面勾配 1 : 0.8, 天端幅 8m）、基礎岩盤及び貯水池をモデル化した。

なお、台形 CSG ダムの設計時の解析では、堤体材料の物性として堤体の大部分を占めかつ強度が小さい CSG の物性（弾性係数）が与えられるのが一般的で、上流端側に配置される着岩面の水密性の確保のための止水コンクリート及び堤体内構造物周辺の構造物コンクリートや堤体表面に配置される耐久性の確保のための保護コンクリート、堤体底面に配置される滑動に対する抵抗性や耐久性の向上を図るための富配合 CSG については通常モデル化されない。しかし、本検討では、大規模地震時の挙動を推定する上で台形 CSG ダムの動的応答特性をより精度よく把握しておく必要があると考え、止水・構造物コンクリートや保護コンクリート、富配合 CSG を含む堤体内部構造を考慮したモデル（詳細モデル）を用いた解析を行い、設計で用いられるものと同様の堤体の物性を一律 CSG の物性としたモデル（均一モデル）の解析結果と比較した。

解析モデルの要素分割は、堤体内部構造を考慮した詳細モデルでの解析も行うため、常時(非地震時)の静的解析及び線形動的解析においては、保護コンクリートや富配合 CSG 部の厚さを考慮し、保護コンクリート部、止水・構造物コンクリート部及び富配合 CSG 部では 0.5m 程度とした。なお、内部 CSG では 1.0m 程度とした。非線形動的解析(4.)では、実験的検討³⁾で得られた CSG の引張強度や破壊エネルギーの大きさをもとに想定した CSG 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、要素分割をこれよりも小さくし、保護コンクリート部、止水・構造物コンクリート部及び富配合 CSG 部では 0.1m 程度、内部 CSG では 1.0m 程度の大きさとした。均一モデル、詳細モデルの形状を図- 2.2、図- 2.3 及び表- 2.1 に、要素分割を図- 2.4 にそれぞれ示す。また、解析モデルに与えた物性値を表- 2.2 に示す。

解析モデルの境界条件は、常時(非地震時)の静的解析では、岩盤の境界条件は側方、底面とも固定境界とし、地震動を作用させた動的解析では、側方及び底面の境界条件については仮想仕事の原理に基づく粘性境界を設定した。

動的解析で考慮する減衰はレイリー減衰を用い、堤体部についての固有値解析(表- 2.3)により得られた主要振動モード（水平動：1 次、鉛直動：2 次）の固有周期で減衰定数が 10%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。なお、減衰定数の値については実際のダムにおける地震動観測結果などにに基づき設定することが望ましいが、現時点では台形 CSG ダムでの観測記録が無いことから、堤体の減衰定数は重力式コンクリートダムでの地震時応答に関する既往研究⁴⁾などを参考に設定した。

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時刻歴波形を大規模地震に対するダムの耐震性能照査で考慮される照査用下限加速度スペクトル²⁾になるように調整した波形（図- 2.5 に示す水平動及び鉛直動。以下、「下限一庫波」という。）が堤体を考慮した解析モデルにおける堤体底面中央で再現されるよう引き戻した波形をモデル底面より入力した。

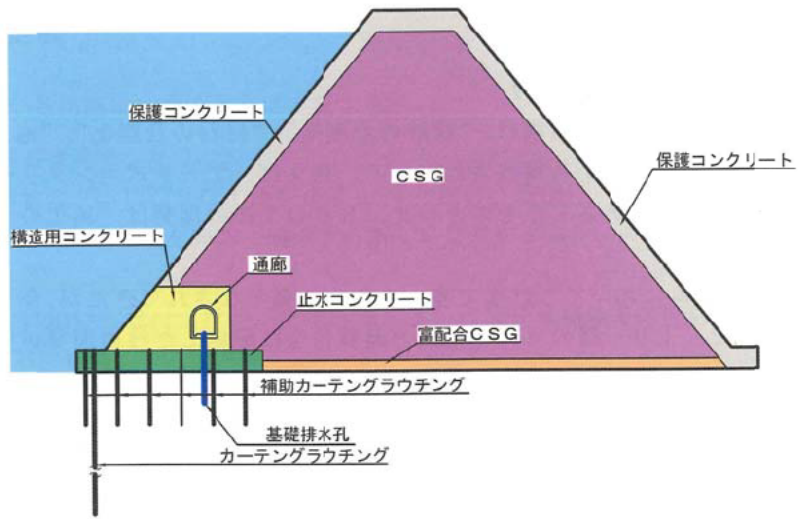


図- 2.1 台形 CSG ダムの標準断面形状の例¹⁾

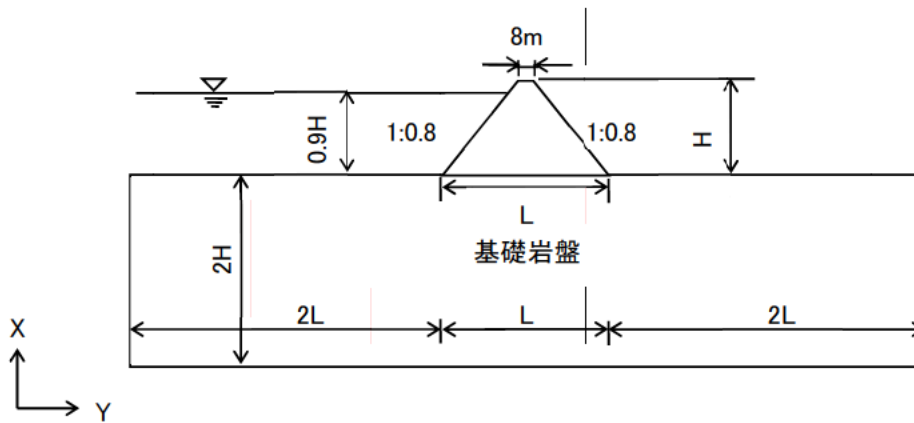
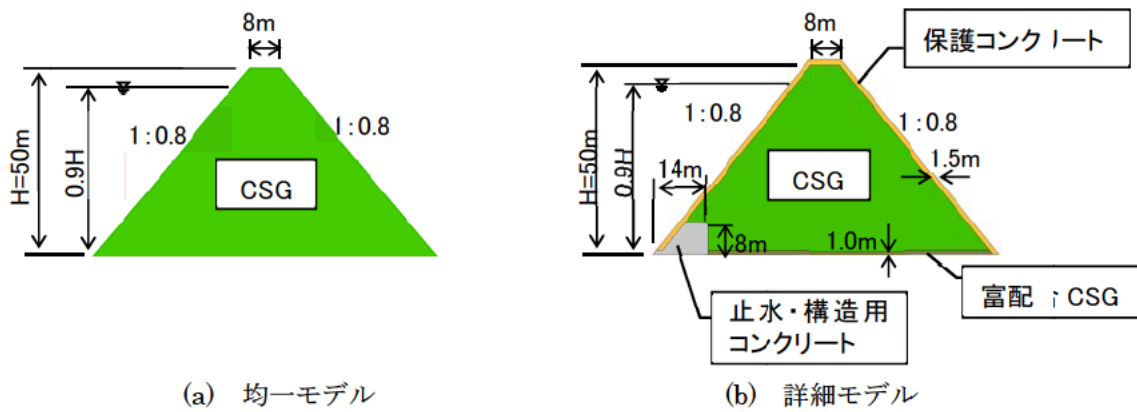


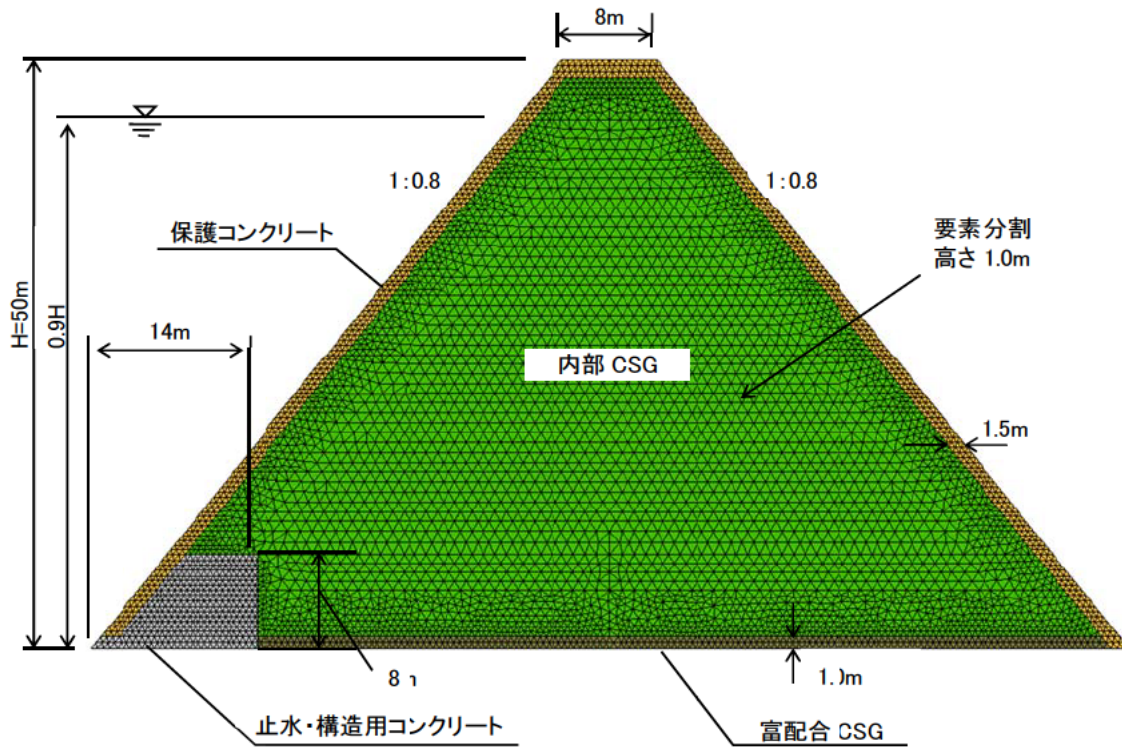
図- 2.2 解析モデル形状 (全体)



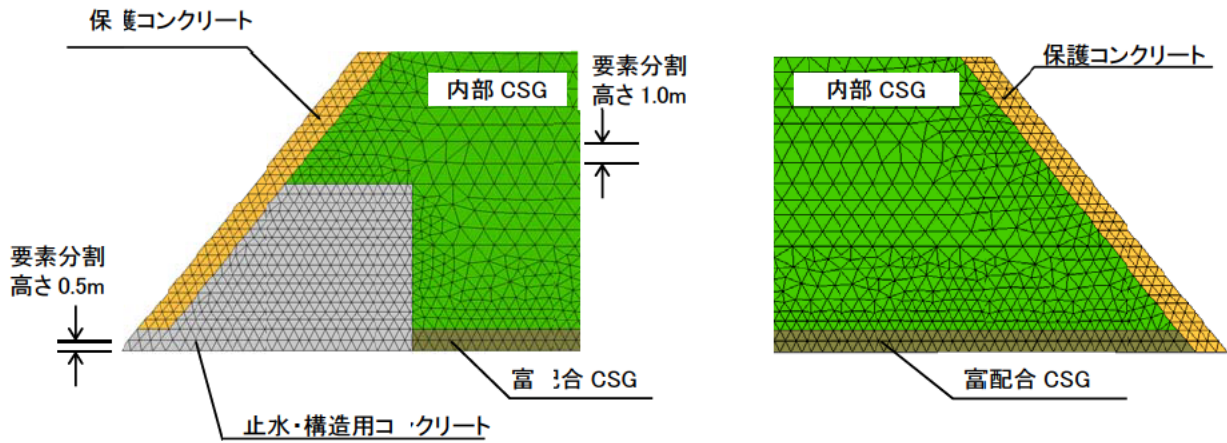
(a) 均一モデル

(b) 詳細モデル

図- 2.3 解析モデル形状 (詳細部, 堤高H=50m)



(a) 堤体部 全体



(b) 上流端部

(c) 下流端部

*均一モデルは、要素分割は詳細モデルと同じで堤体全体を一律 CSG の物性として設定。

図・2.4 解析モデル(堤高 50m) 要素分割図

表- 2.1 解析条件（解析モデル，貯水位）

モデル	均一モデル	詳細モデル
堤高 H	50m	50m
貯水位	0.9H	

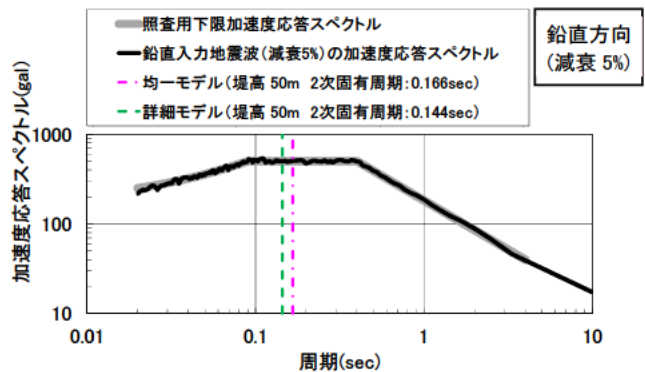
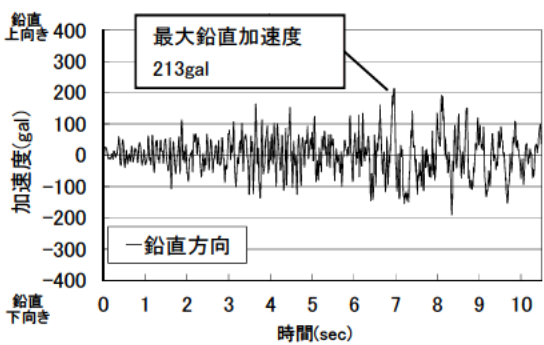
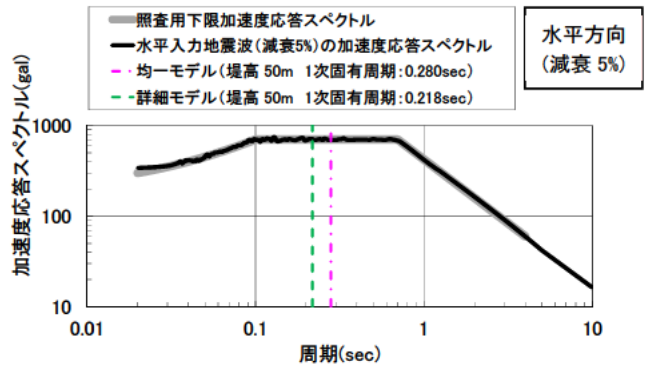
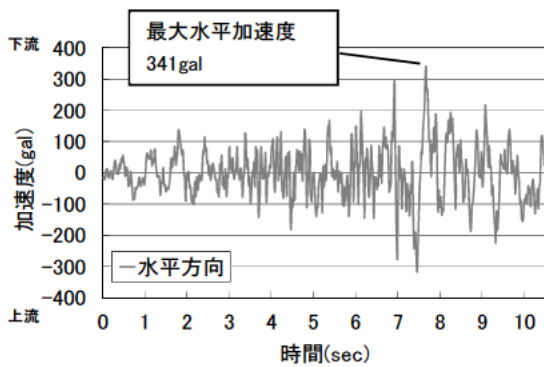
表- 2.2 物性値

モデル		弾性係数 (N/mm ²)	密度 (kg/m ³)	ポアソン比	減衰
堤 体	CSG	2,000	2,300	0.25	10%
	富配合 CSG	4,000	2,300	0.25	
	止水・構造用コンクリート 保護コンクリート	25,000	2,300	0.2	
岩 盤		2,000	2,300	0.3	10%

*均一モデルでは，堤体内の物性を一律「CSG」の値とした。

表- 2.3 固有値解析結果（堤体の固有周期）

モード	堤高 50m					
	均一モデル			詳細モデル		
	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	0.280	66%	0%	0.218	74%	2%
2 次	0.166	0%	67%	0.144	0%	64%
3 次	0.153	18%	0%	0.124	5%	1%



(1)加速度時刻歴

(2)加速度応答スペクトル

図 - 2.5 入力地震動

なお、詳細モデルの場合、常時(非地震時)の静的解析において堤体自重を一括で与えると、頂部に引張応力、上下流面の保護コンクリートに圧縮応力の集中が生じる(図-2.6)。しかし、これは弾性係数の小さい内部のSGが弾性係数の大きい保護コンクリートに拘束されるためと考えられ、堤体の施工(打設)過程を考えると実際の応力状態とは大きく異なるものと考えられる。このため、詳細モデルについては堤体自重による応力については高さ方向に10分割してのステップ解析を行い、その後貯水による静水圧を与えて常時(非地震時)応力を算出することとした。なお、均一モデルではこのような問題は生じないため、常時(非地震時)の静的解析での堤体自重は貯水による水圧とあわせて一括して与えた。

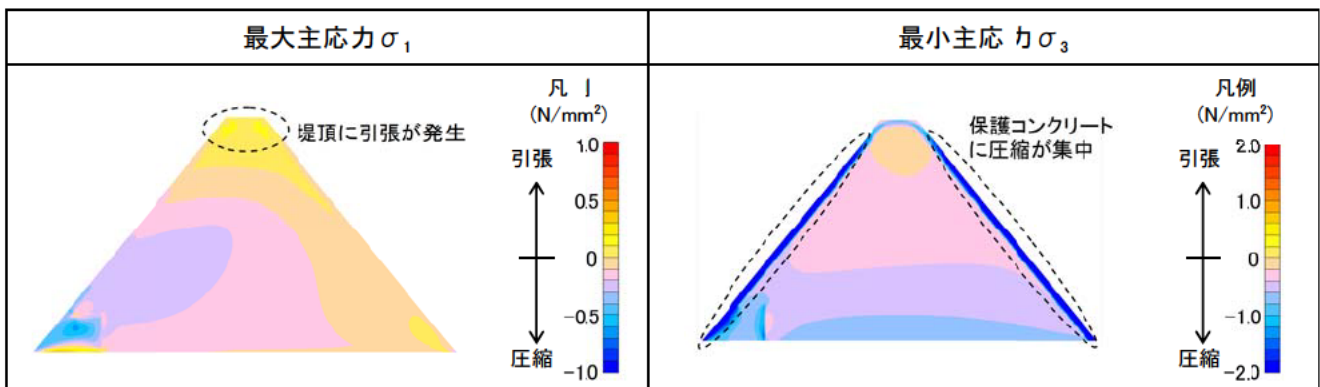


図- 2.6 詳細モデルの常時の静的解析で堤体自重を一括で載荷した場合の常時(非地震時)応力

2.2.2 解析結果・考察

(1) 固有値

各モデルの固有値解析で得られた堤体部の固有周期（表・2.3）のうち水平方向の主要モードに相当する1次固有周期と入力地震動（水平動）の加速度応答スペクトルとの比較を図-2.7に示す。

同図より、均一モデルで得られる固有周期は、詳細モデルに比べやや長くなることわかる。なお、本検討で用いた入力地震動では、堤体の1次固有周期は両ケースで加速度応答スペクトルが最大（一定）となる周期帯に含まれている。このため、モデル化方法の相違（止水・構造用コンクリートや保護コンクリート部のモデル化の有無）による堤体の加速度応答への影響は余り大きなものとはならない可能性もある。しかし、考慮する地震動の周波数応答特性によっては応答が大きく相違する可能性があり、耐震性能照査での想定地震の選定時には注意する必要があると考えられる。

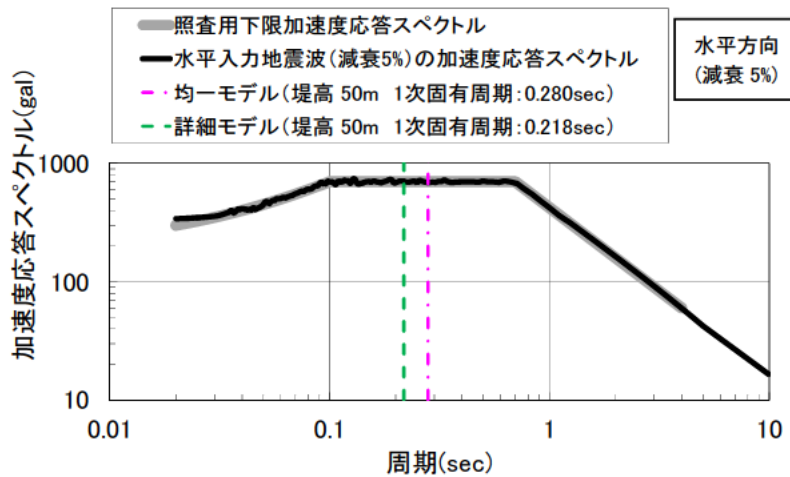


図- 2.7 入力地震動の加速度応答スペクトル（水平動）と堤体の1次固有周期

(2) 堤体内発生応力

堤高 50 m のモデルにおいて、常時(非地震時)の静的解析で得られた常時(非地震時)応力状態での主応力(最大主応力 σ_1 、最小主応力 σ_3) 及び動的解析で得られた大規模地震における堤体内発生応力のピーク値(時刻歴解析での σ_1 の最大値 σ_{1max} 及び σ_3 の最小値 σ_{3min}) を図- 2.9 に示す。また、各モデルで与えた堤体内各部(物性値が同一の領域ごと)の常時(非地震時)応力及び大規模地震時における発生応力(主応力のピーク値)を表- 2.4 に示す。

なお、本検討での解析では、堤内部構造も考慮した詳細モデルで解析も行うため、台形 CSG ダムの設計時に通常用いられる解析モデル(堤体内の物性を一律 CSG の物性とした均一モデル)より要素分割を細かくしている。このように要素分割を細かくすると、数値解析上の異点になる端部要素で局部的に過大な応力値が算出されることがある。この影響を余くため、解析モデル上、端部となる上下流端での応力値は、端部要素とそれに隣接する要素(図- 2.8)での平均値により示している。

また、図- 2.9(a)の常時(非地震時)における詳細モデルの解析結果で最大主応力 σ_1 の分布に凹凸があるのは、常時の静的解析をステップ解析に行っていることによる。

図- 2.9 と表- 2.4 より、堤内部構造を考慮する詳細モデルでは、弾性係数が相対的に大きいコンクリート部分に応力が集中することで、CSG 部の発生応力は大幅に均一モデルより小さくなることがわかる。

このように、詳細モデルでは均一モデルより実際の応力状態が良く再現されていると考えられることや、CSG はコンクリートに比べその強度が小さいことを考慮すると、台形 CSG ダムの大規模地震に対する耐震性能照査では、堤内部構造を考慮したモデルを用いた解析を行うのが良いと考えられる。また、詳細モデルで CSG 部の応力に着目すると、コンクリート部との境界付近(止水構造用コンクリート下流側)でやや大きくなっており、地震動レベルが大きくなると、この箇所での発生応力による損傷の可能性も考えられる。

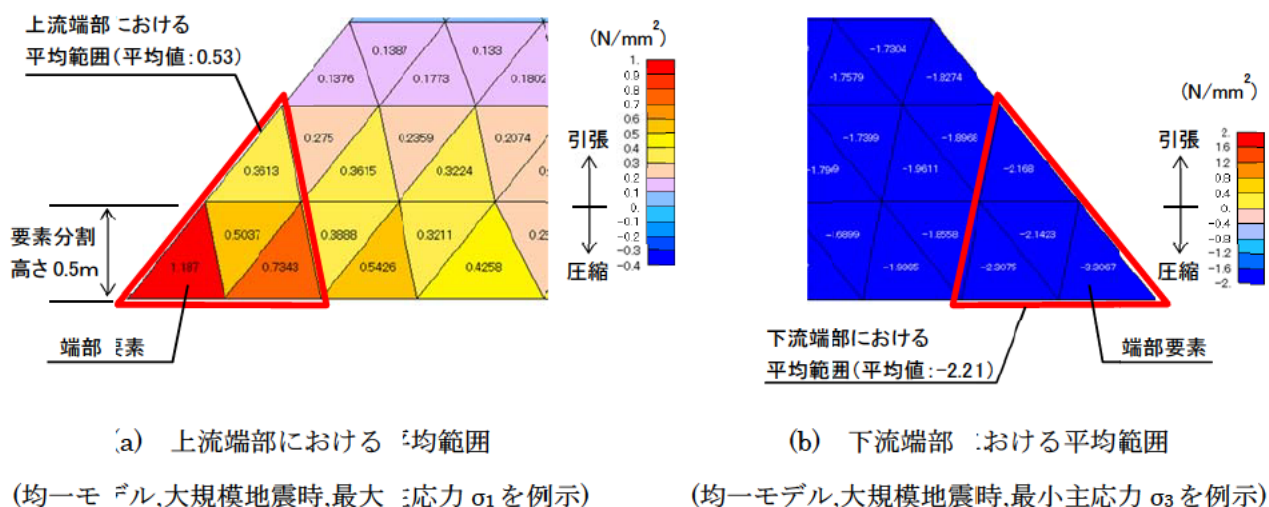
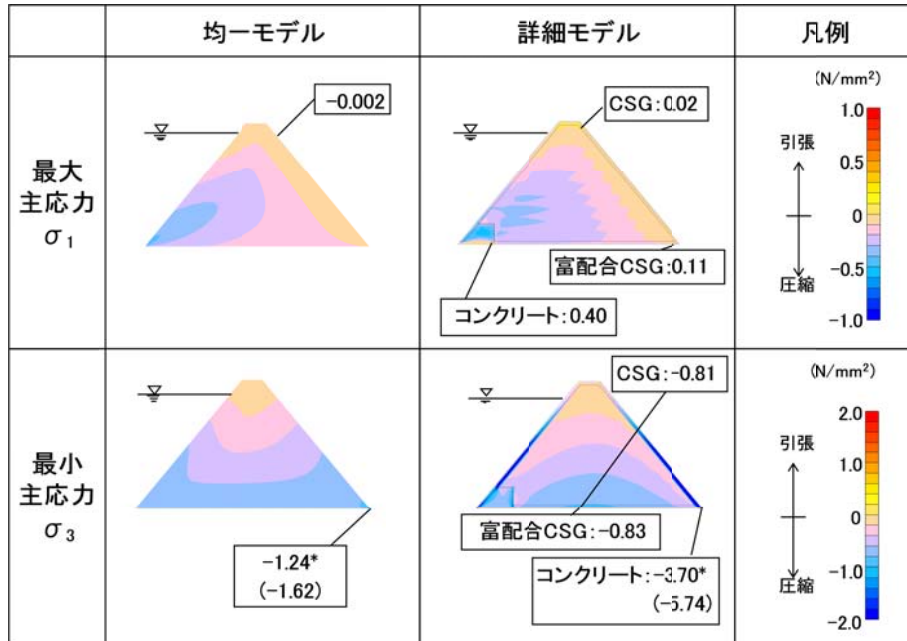
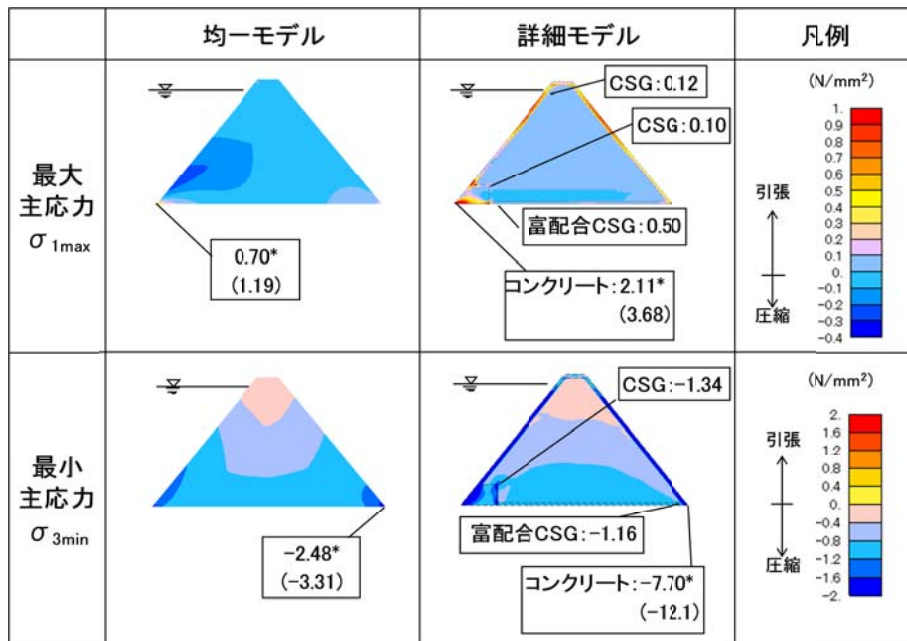


図- 2.8 上下流端部における平均範囲(均一モデル 大規模地震時を例示)



*: 堤体上下流端部の応力は、端部要素とそれに隣接する要素での平均値。()は端部要素での計算値。

(a) 常時(非地震時)



*: 堤体上下流端部の応力は、端部要素とそれに隣接する要素での平均値。()は端部要素での計算値。

(b) 大規模地震時(線動的解析)

図- 2.9 堤体内の主応力分布(均一モデルと詳細モデルの比較, 堤高 50m)

表- 2.4 最大主応力 σ_1 , 最小主応力 σ_3 (堤高 50m)

		均一 モデル	詳細 モデル		
			CSG	富配合 CSG	コンクリート
常時(非地震時)	最大主応力 σ_1 (N/mm ²)	0.00	0.02	0.11	0.40
	最小主応力 σ_3 (N/mm ²)	-1.15	-0.81	-0.83	-3.02
大規模地震時(線形動的解析)	最大主応力 σ_1 (N/mm ²)	0.53	0.12	0.50	1.58
	最小主応力 σ_3 (N/mm ²)	-2.21	-1.34	-1.16	-6.24

(3) 転倒及び滑動に対する安定性

台形 CSG ダムの設計では、堤体内発生応力のほか、転倒や滑動に対しても十分な安定性を確保することが要件となっている。このうち、転倒に対する安定性については動的解析により得られる堤体底面での鉛直応力が基本的に圧縮側であることが必要とされる。また、滑動に対する安定性については、滑動力に対する摩擦抵抗力の比である(1)式¹⁾の滑動係数が一定値以上確保されることが求められる。

$$F_s = \frac{f \times V}{H} \dots \dots \dots (1)^{1)}$$

ここに、

F_s : 滑動係数

f : 堤体底面の摩擦抵抗係数

V : 堤体底面に作用する鉛直力の総和(= $\sum\sigma_y$, σ_y : 堤体底面各要素での鉛直応力。ただし、 σ_y が引張応力となる範囲はマイナスで計上)

H : 堤体底面に作用する水平力の総和

上式の滑動係数は、重力式コンクリートダムの設計で用いられる(2)式 (Henny 式) で考慮される堤体底面付近の基礎岩盤のせん断強度 τ_0 をゼロとした場合に相当する。

$$F = \frac{f \times V + \tau_0 \times \ell}{H} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

F : 滑動安全率

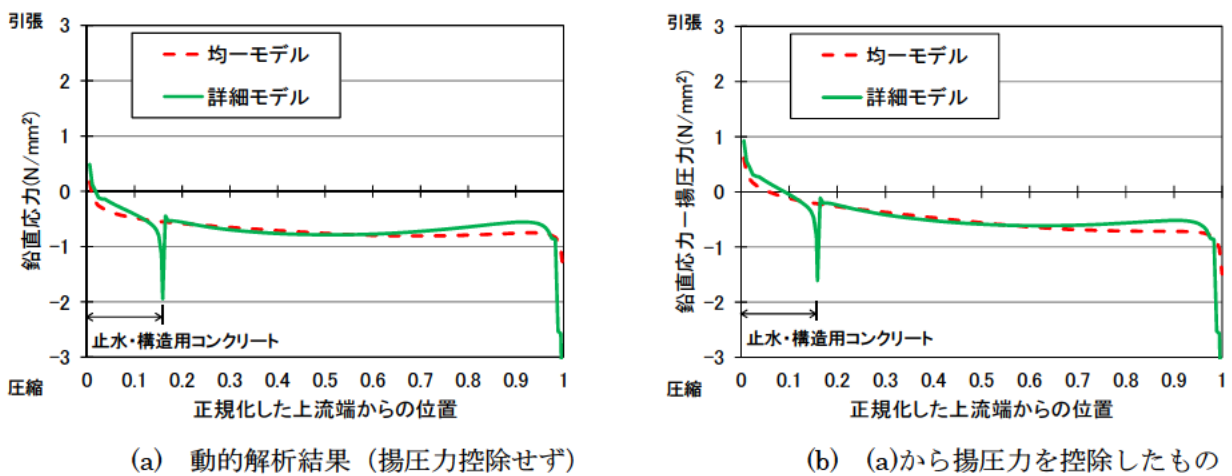
τ_0 : せん断面のせん断強度

ℓ : せん断抵抗を考える長さ

であり、(2)式での f は、摩擦抵抗係数に相当する。

そこで、まず転倒に対する安定性について、堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布（均一モデル及び詳細モデルでの結果）を図- 2.10 に示す。なお、同図には線形動的解析から求まる鉛直応力と同鉛直応力から底面に作用する揚圧力(台形 CSG ダムの設計で考慮される図- 2.11 の分布⁵⁾)を控除した値の分布を示している。

図- 2.10 より、均一モデル、詳細モデルとも上流側の一部を除く堤体底面の大部分で圧縮側となっており、本解析の条件では転倒に対する安定性は確保されると考えられる。ただし、詳細モデルの結果から、上流端側の一部に生じる引張応力や下流端部での鉛直応力は均一モデルでの結果よりも大きくなることや、止水・構造用コンクリートの下流端（富配合 CSG との境界部）では均一モデルで計算されないやや大きな鉛直応力が作用する可能性があることがわかる。



*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図- 2.10 堤体底面での鉛直応力分布

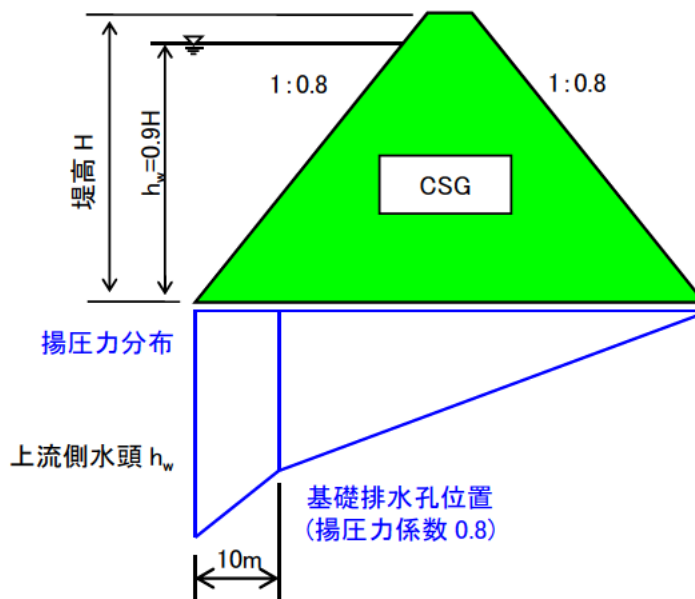


図- 2.11 仮定した揚圧力分布⁵⁾

次に、滑動に対する安定性への影響について、(2)式により求めた滑動安全率が最小となる時刻(図- 2.12)における堤体底面での鉛直応力、せん断応力の分布、また、このときのせん断応力及び鉛直応力を用いて(3)式により求めた滑動に対する局所滑動安全率を図- 2.13 に示す。

$$f_s = \frac{\sigma_n \times f}{\tau} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

- f_s : 滑動に対する局所滑動安全率
- σ_n : 堤体底面各要素の鉛直応力 (地震時の堤体内鉛直応力と揚圧力 u の差分.)
- f : 堤体底面の摩擦抵抗係数
- τ : 地震時の堤体底面各要素のせん断応力 (岩盤に接する要素の応力)

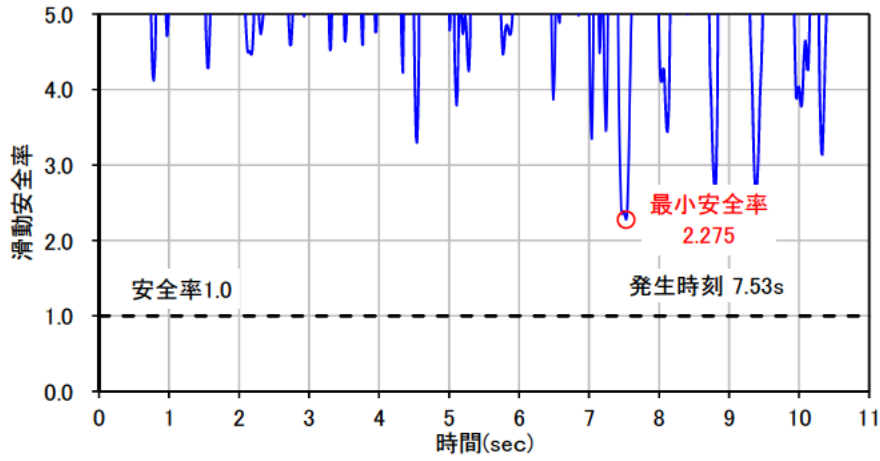
なお、堤体底面の摩擦抵抗係数 f の値は、CL～CM 級岩盤での原位置せん断試験後の二度押し試験結果⁶⁾を参考に $f=1.2$ とした(図- 2.14)。また、 σ_n が引張側となる場合は、局所滑動安全率 f_s は計算しないものとした。

台形 CSG ダムの実際の施工においては、上流側の止水コンクリート部は貯水に対する着岩面の水密性を確保するためコンクリートダムと同等の岩盤面処理を行うほか、コンクリート打設時には仕上げ掘削した基礎岩盤にモルタルを敷設して基礎岩盤との一体化が図られる⁷⁾。このため、図- 2.13 には(3)式による局所滑動安全率分布のほか、止水コンクリート部では(4)式により基礎岩盤のせん断強度 τ_0 と内部摩擦角 ϕ で示されるせん断摩擦抵抗を考慮した場合の局所滑動安全率 f_s' の分布も併記している。

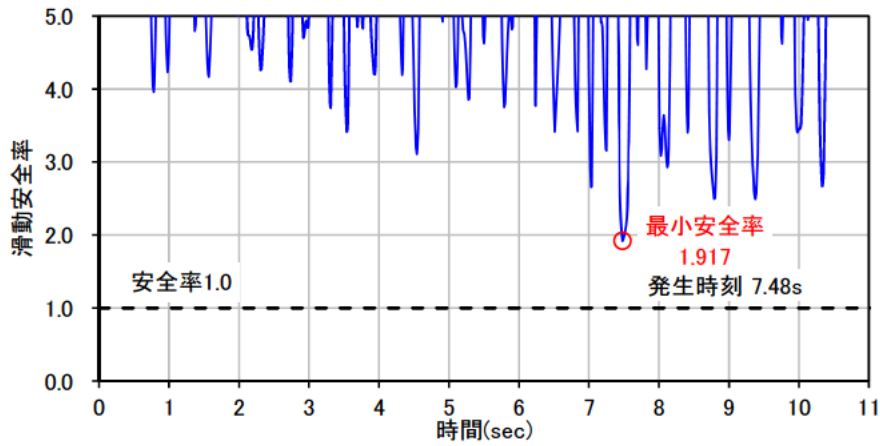
$$f_s' = \frac{\tau_0 + \sigma_n \times \tan \phi}{\tau} \dots \dots \dots (4)$$

なお、(4)式における τ_0 および ϕ の値は、既往文献⁸⁾を参考に、CL～CM 級岩盤での値として、止水コンクリート部においては $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2(=10\text{kgf/cm}^2)$ 、 $\phi=45^\circ$ ($f=1.0$)とした。また、 $\tau_0 + \sigma_n \times \tan \phi$ が負となる場合は、局所滑動安全率 f_s' を計算しないものとした。

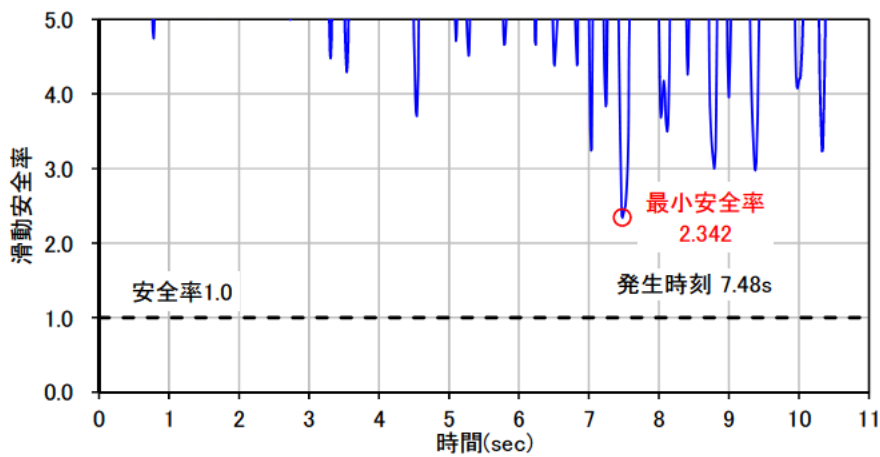
図- 2.13 より、設計条件と同様、止水コンクリート部での基礎岩盤との間のせん断強度を考慮しない場合の滑動に対する局所滑動安全率は、均一モデルでは上流側の一部で 1.0 を下回る分布となるが、詳細モデルでは上流端付近及び止水コンクリートと富配合 CSG の境界部で 1.0 を下回ることがわかる。これはコンクリート部を考慮したことによる影響と考えられ、止水コンクリートの中央部や下流面側の保護コンクリート部では均一モデルよりも局所滑動安全率が大きくなっている。なお、止水コンクリート部での基礎岩盤との間のせん断強度を見込んだ場合には、上流側(止水コンクリート部)の局所滑動安全率は大幅に大きくなっている。



(a)均一モデル:堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮しない(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)



(b)詳細モデル:堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮しない(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)

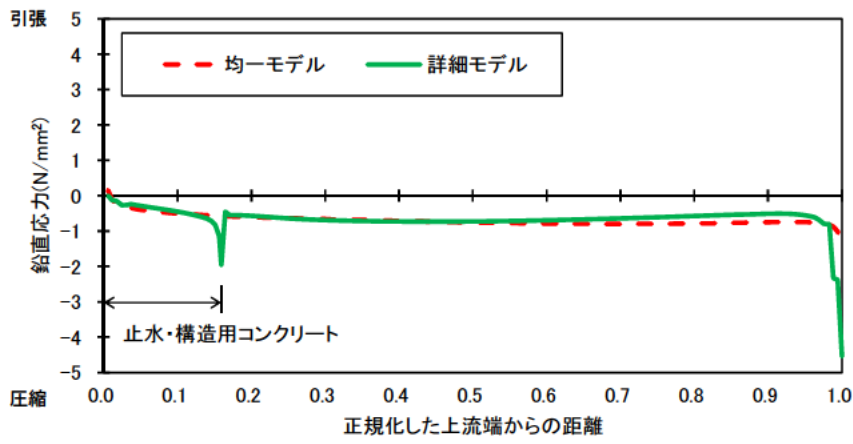


(c)詳細モデル:止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮

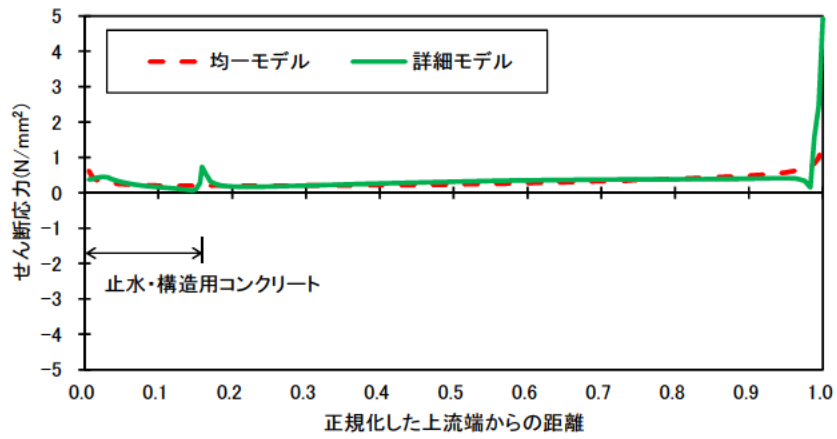
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2$, $f=1.0$)

止水コンクリート部以外 : $\tau_0=0\text{N/mm}^2$, $f=1.2$)

図- 2.12 滑動安全率時刻歴

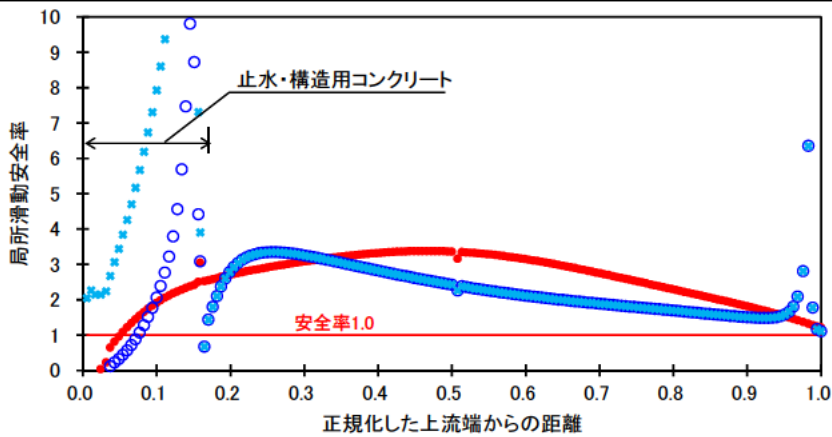


(a)鉛直応力



(b)せん断応力

- 均一モデル [堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)]
- 詳細モデル [堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)]
- 詳細モデル [止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2$, $f=1.0$,
止水コンクリート部以外 : $\tau_0=0\text{N/mm}^2$, $f=1.2$)]



(c)局所滑動安全率

図- 2.13 堤体底面沿いのせん断応力及び局所滑動安全率の分布 (最小滑動安全率の発生時刻)

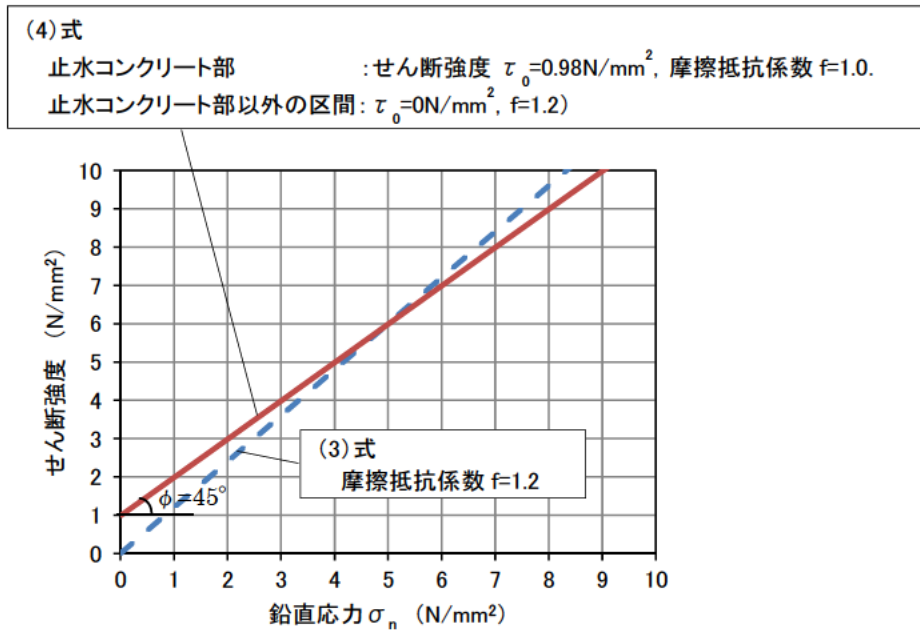


図- 2.14 堤体底面の局所滑動安全率算出に用いたせん断強度及び摩擦抵抗係数

以上の解析結果より、断面設計時の解析で用いられる堤体物性を CSG の物性（弾性係数）で代表させるモデル（均一モデル）と実際の堤体内構造（止水・構造用コンクリートや保護コンクリート）を考慮したモデルでは、再現される堤体の動的応答特性が以下のように多少異なることがわかった。

- ① 詳細モデルでは、均一モデルの場合に比べ固有周期は短くなる。
- ② 詳細モデルでは、均一モデルでは現れないコンクリート部への応力集中が再現される一方、CSG 部の発生応力は小さくなる。
- ③ 詳細モデルでは、コンクリート部を考慮するため、転倒・滑動に対する安定性に関わる堤体底面での鉛直応力分布や滑動係数（及び滑動に対する局所滑動安全率分布）も均一モデルとは多少異なるものとなる。

以上のような相違を踏まえると、耐震性能照査など大規模地震時の挙動をできるだけ精度良く推定することが必要な場合には、実際の堤体内構造をモデル化した解析モデルを用いることが良いと考えられる。

なお、その場合、滑動に対する安定性については、安全側の条件として設計時と同様に摩擦抵抗力のみ考慮する方法も考えられるが、実施工の状況から止水コンクリート部基礎など堤体底面の一部で基礎岩盤との間に一定のせん断強度が期待できる場合には、大規模地震を考慮した照査であることも考慮し、より実際に近い条件として、当該部分ではせん断摩擦抵抗力を考慮することも考えられる。

2.3 ダム規模（堤高）の違いによる影響の検討

2.3.1 解析条件

2.2 で用いた解析モデル(堤高 50m)に加え、これと同様の形状で、堤高を 100m としたモデルでの解析を行い、両者の結果を比較することによってダム規模の違いによる影響について検討した。堤高を 100m とした場合の解析モデルは、2.2 での考察を踏まえ、止水・構造用コンクリートや保護コンクリート、富配合 CSG を含む堤体内部構造を考慮した詳細モデルを基本としたが、比較のため均一モデルでも解析を行った。解析条件を表-2.5、堤高 100m の解析モデル形状を図-2.15、要素分割図を図-2.16 にそれぞれ示す。解析モデルの要素分割は、堤高 50m と同様に、堤体内部構造をモデル化して解析を行うため、保護コンクリート厚なども考慮し、保護コンクリート部、止水・構造用コンクリート部及び富配合 CSG 部では 0.5m 程度、内部 CSG では 1.0m 程度の大きさとした。なお、物性値、地震動等の解析条件は 2.2 と同様である。

表-2.5 解析条件

堤高 H	50m
	100m
モデル	均一モデル
	詳細モデル
貯水位	0.9H
入力地震動	下限一庫波

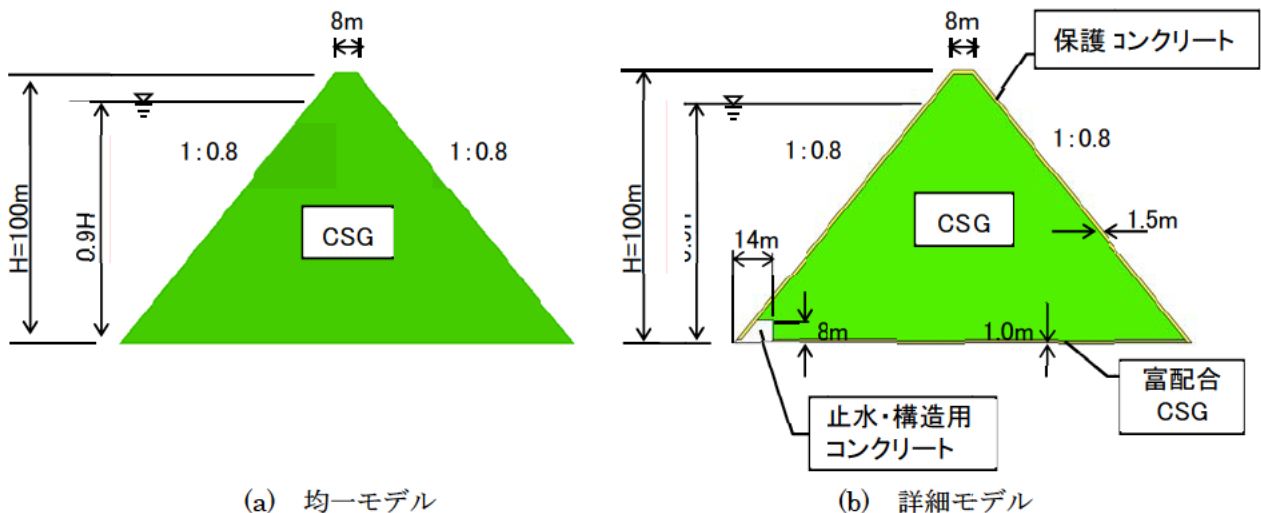
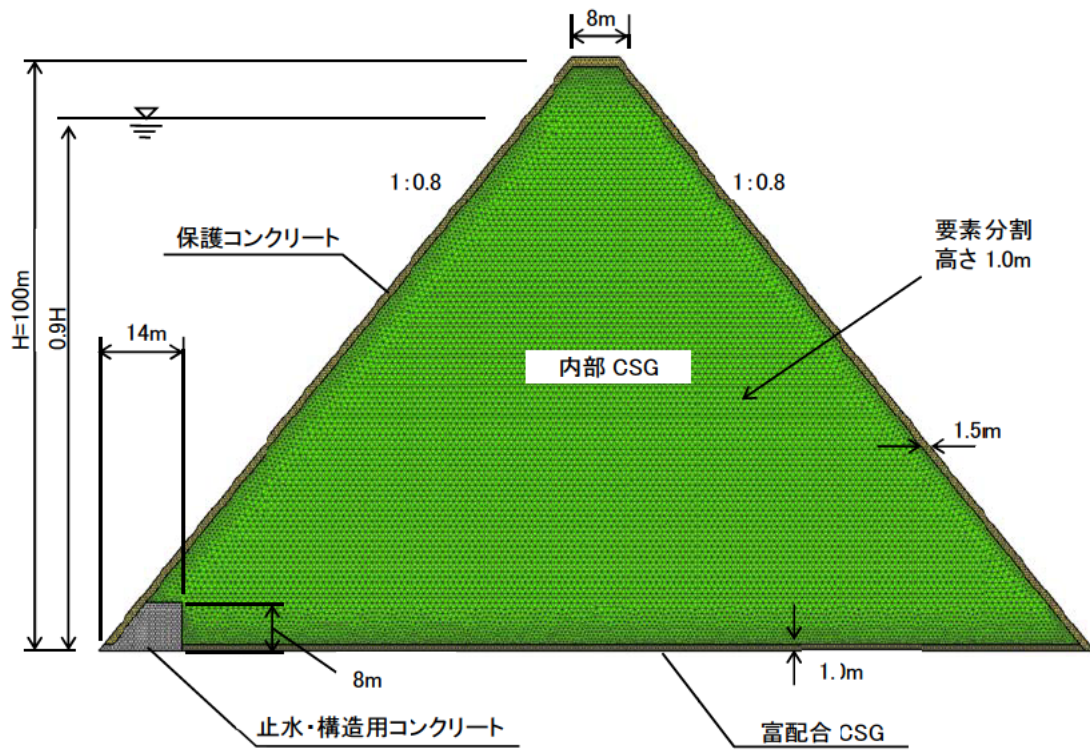
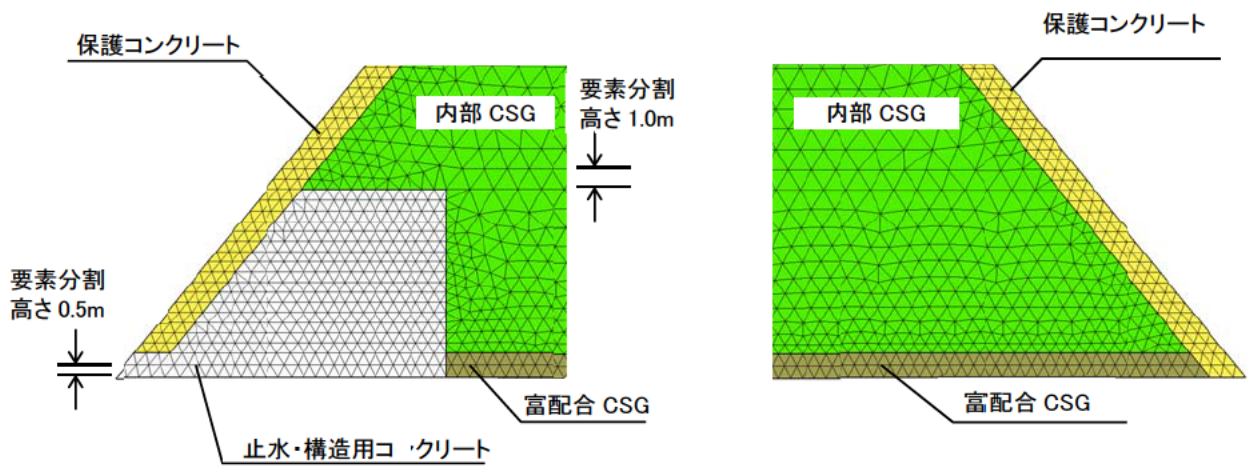


図-2.15 解析モデル形状（堤体部、堤高 H=100m）



(a) 堤体部 全体



(b) 上流端部

(c) 下流端部

*均一モデルは、要素分割は詳細モデルと同じで堤体全体を一律 CSG の物性として設定。

図- 2.16 解析モデル(堤高 100m) 要素分割図

2.3.2 解析結果・考察

(1) 固有値

各モデルの固有値解析で得られた堤体部の固有周期（表- 2.6）のうち水平方向の主要モードに相当する1次固有周期と入力地震動（水平動）の加速度応答スペクトルとの比較を図- 2.17 に示す。

同図より，CSG の物性（弾性係数）を一律に与えた均一モデル，堤体内部構造を反映した詳細モデルとも堤高が高いほど固有周期が長くなることがわかる。

表- 2.6 固有値解析結果（堤体の固有周期）

モード	堤高 50m						堤高 100m					
	均一モデル			詳細モデル			均一モデル			詳細モデル		
	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		固有 周期 (sec)	有効 質量比	
		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1次	0.280	66%	0%	0.218	74%	2%	0.548	65%	1%	0.467	67%	1%
2次	0.166	0%	67%	0.144	0%	64%	0.323	1%	66%	0.295	0%	58%
3次	0.153	18%	0%	0.124	5%	1%	0.299	19%	1%	0.261	9%	0%

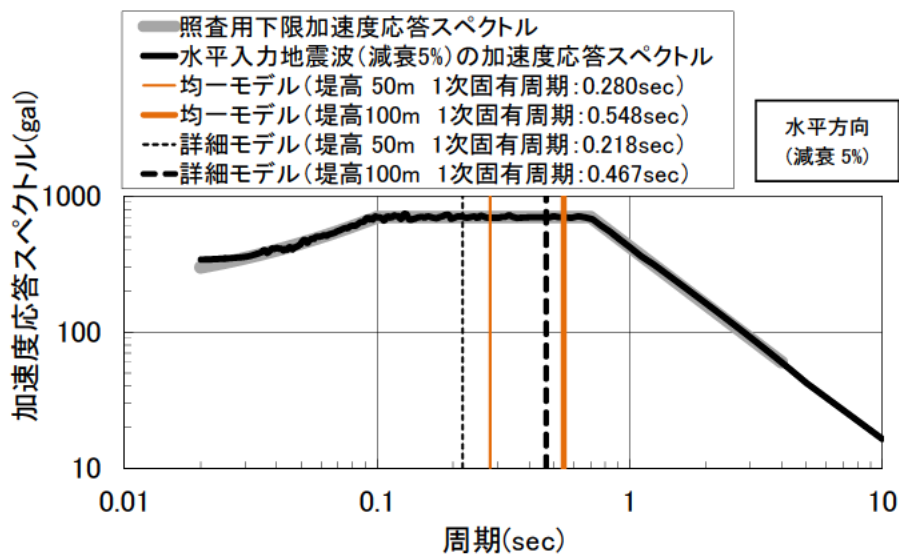


図- 2.17 入力地震動の加速度応答スペクトル（水平動）と堤体の1次固有周期

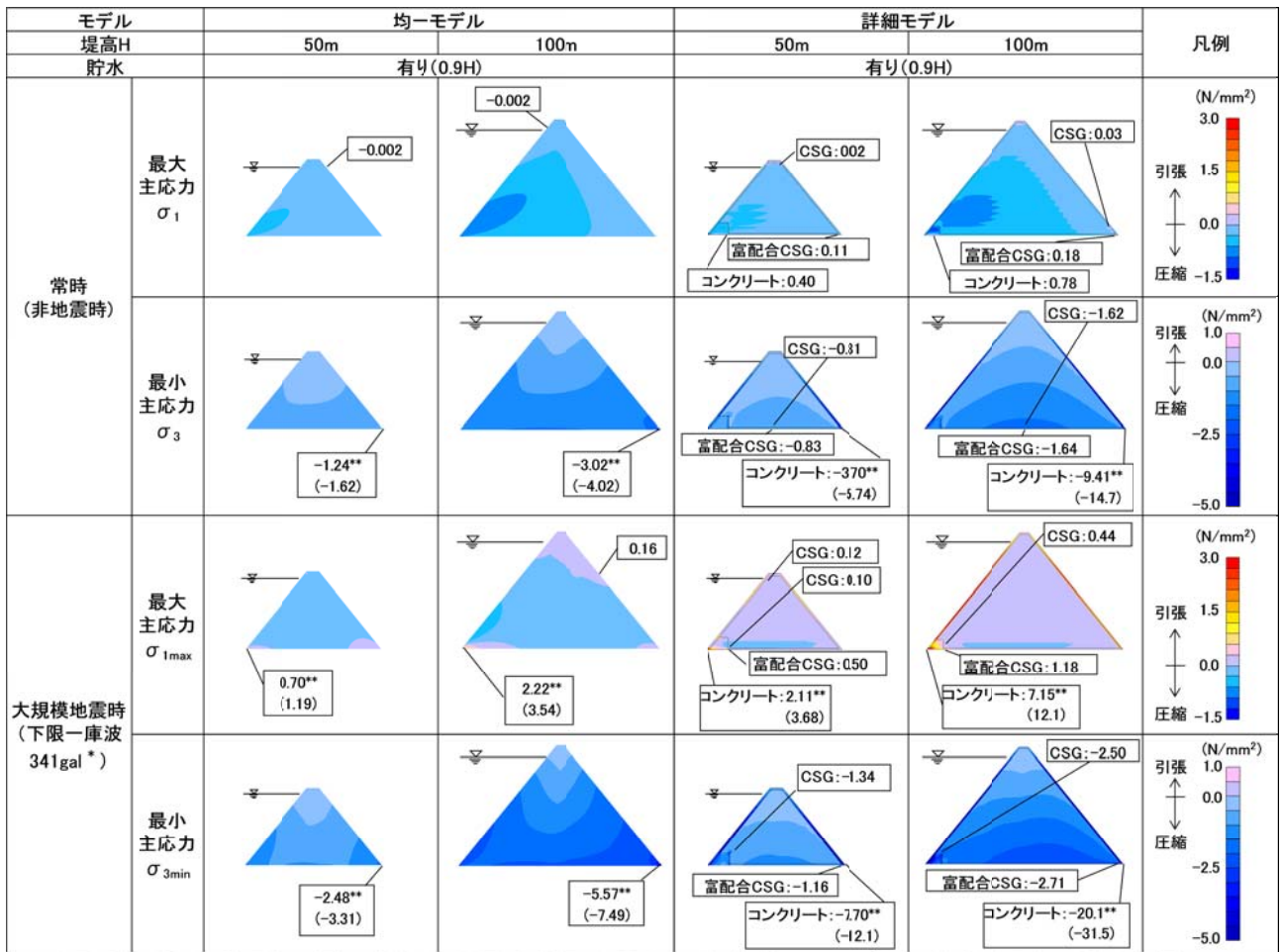
(2) 堤体内発生応力

堤高 50m, 100m モデルにおける常時(非地震時)の静的解析で得られた常時(非地震時)の応力状態での主応力(最大主応力 σ_1 , 最小主応力 σ_3)及び線形動的解析で得られた大規模地震時における堤体内発生応力のピーク値(時刻歴解析での σ_1 の最大値 σ_{1max} 及び σ_3 の最小値 σ_{3min})の分布を図- 2.18 に示す.

常時(非地震時)においては, 均一モデルでは, 堤高 100m の場合でも, 堤高 50m の場合と同様に引張応力は発生せず, 全圧縮状態となっている. なお, 圧縮応力が集中するのは下流端部であり, その最大値は堤高 50m の場合よりも大きくなっている. 一方, 詳細モデルでは, 堤高 50m, 100m とともに常時においても一部引張応力が生じている. (内部)CSG, 富配合 CSG の σ_1 の最大値は堤高 100m の場合も堤高 50m の場合と大きく変わらないが, 止水コンクリート部の引張応力が大きくなっている. σ_3 は特に下流端の保護コンクリート部に応力が集中しているが, 全体的に堤高 100m では堤高 50m の場合よりも堤体各部で大きくなっている.

大規模地震時の堤体内応力については, 堤高 100m の場合, 均一モデルでは上流端部のほかに, わずかながら天端付近の下流側高標高部で引張応力が生じている. σ_3 については, 堤高 50m の場合と比較してほぼ堤体全域で大きくなっている. 一方, 詳細モデルでは, (内部)CSG の止水・構造用コンクリートとの境界部における応力集中が σ_1 , σ_3 とも堤高 50m の場合に比べて大きくなり, 保護コンクリート部, 止水・構造用コンクリート部に生じる引張・圧縮応力も堤高 50m の場合に比べて大きくなっている.

このような詳細モデルでの傾向は均一モデルでは再現されていないことを考慮すると, 堤高が高くなり, 応力集中箇所での発生応力が大きくなるケースでは, 特に大規模地震時については, 堤体の内部構造を考慮した解析を行っておくのがよいと考えられる.



*: 1995年兵庫県南部地震の際、震源近傍の一庫ダムの基礎部で観測された加速度時刻歴波形を照査用下限加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整した波形の最大水平加速度。

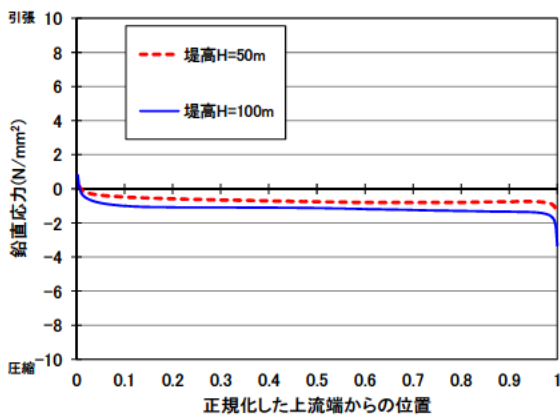
**：堤体上下流端部の応力は、端部要素とそれに隣接する要素での平均値。()は端部要素での計算値。

図- 2.18 常時応力及び線形動的解析による大規模地震時の堤体内応力分布

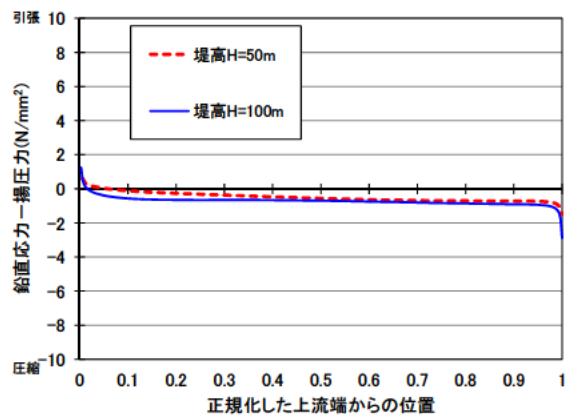
(3) 転倒及び滑動に対する安定性

転倒に対する安定性について、堤高 50m, 100m の両モデルの線形動的解析で得られた堤体底面上流端の要素での引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布（線形動的解析から求まる鉛直応力と同鉛直応力から底面に作用する揚圧力(台形 CSG ダムの設計で考慮される図- 2.11 の分布)を控除した値の分布)を図- 2.19(均一モデル), 図- 2.20(詳細モデル)に示す。

両図より、本解析条件では、均一モデル、詳細モデルともに、上流端付近の一部で鉛直応力が引張側となったが、ほぼ堤体底面の大部分で鉛直応力は圧縮側となっている。なお、鉛直応力が圧縮側となる範囲での鉛直応力(圧縮応力)は堤高 100m の場合、同 50m の場合よりも大きくなっている。



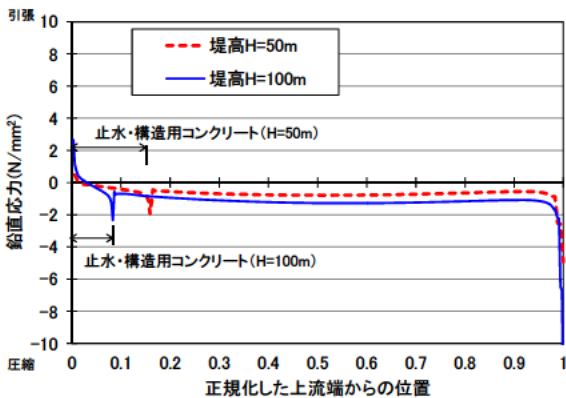
(a) 動的解析結果 (揚圧力控除せず)



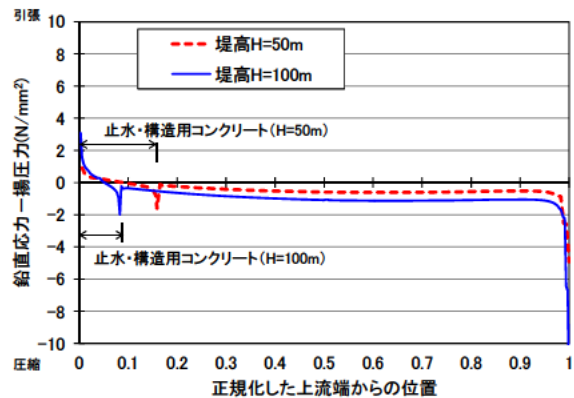
(b) (a)から揚圧力を控除したものの

*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図- 2.19 堤体底面での鉛直応力分布【均一モデル】



(a) 動的解析結果 (揚圧力控除せず)



(b) (a)から揚圧力を控除したものの

*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図- 2.20 堤体底面での鉛直応力分布【詳細モデル】

次に、滑動に対する安定性への影響について、堤高 50m, 100m の線形動的解析結果から(2)式により求めた各貯水位条件における滑動安全率の時刻歴最小値(最小滑動安全率)を図- 2.21 に示す。また、最小滑動安全率が生じる時刻におけるせん断応力及び鉛直応力を用いて(3)式により求めた滑動に対する局所滑動安全率を図- 2.22(均一モデル), 図- 2.23(詳細モデル)に示す。図- 2.23 には(3)式による局所滑動安全率分布のほか、止水コンクリート部では(4)式によりせん断強度と内部摩擦角で示されるせん断摩擦抵抗を考慮した場合の局所滑動安全率分布も併記している。ここで用いた基礎岩盤のせん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ は、2.2 と同様である。

図- 2.21 より、均一モデル、詳細モデルともに堤高 100m の場合、堤高 50m の場合より最小滑動安全率が小さくなっている。詳細モデルではコンクリート部でせん断応力が大きくなっており(図- 2.22)、均一モデルに比べて最小滑動安全率が小さくなっているが、止水コンクリート部において基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮すると均一モデルと同程度の値となっている。

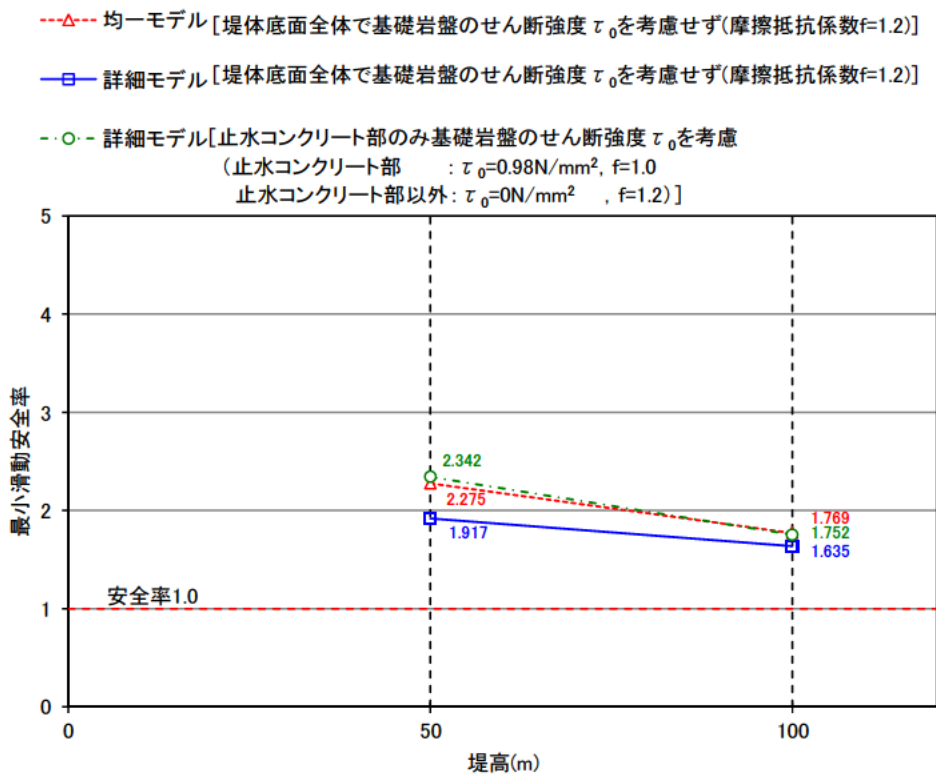
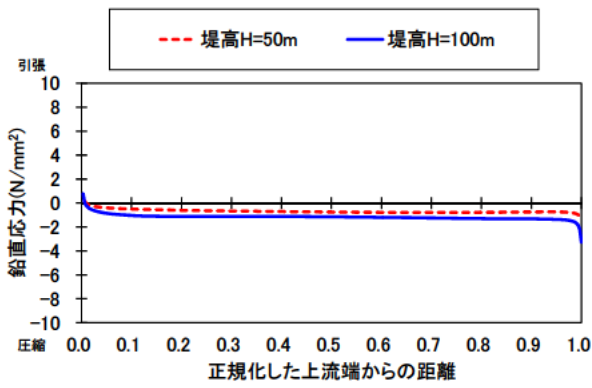


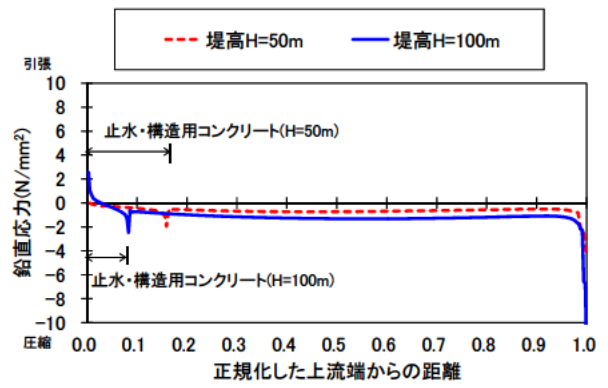
図- 2.21 各堤高における最小滑動安全率

図- 2.22 より、均一モデルでは、堤高が高くなることで発生する鉛直応力及びせん断応力が増大するが、堤高 100m の場合でも鉛直応力は上流端の局所を除いてほとんどの範囲で圧縮側となる。局所滑動安全率は、堤高 100m の場合は堤高 50m の場合と比較してやや低下するものの、両者とも上流端付近を除く堤体底面のほとんどの範囲で 1 以上となっている。

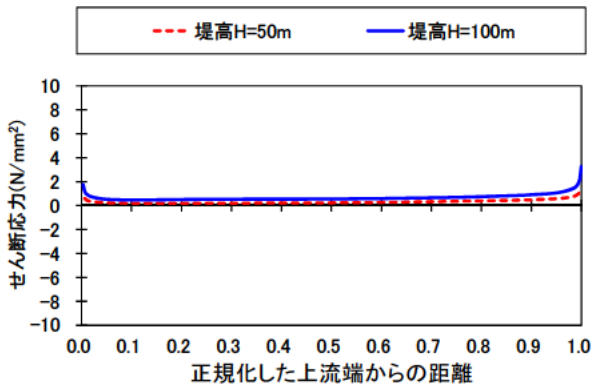
図- 2.23 より、詳細モデルも同様に、堤高が高くなることで発生する鉛直応力及びせん断応力が増大するが、堤高 100m の場合でも鉛直応力は上流端の局所を除いてほとんどの範囲で圧縮側となる。局所滑動安全率は、止水コンクリート部において基礎岩盤との間でせん断強度を見込まない場合、堤高 100m、同 50m の場合とも、上流端付近のほか、止水・構造用コンクリートと内部 CSG の境界部で一部 1 を下回るが、堤体底面の大部分において、1 以上である。なお、止水コンクリート部の基礎岩盤との間でせん断強度を見込んだ場合、上流端部において局所滑動安全率が 1 を下回る領域は、堤高 50m のケースでは生じなくなる。堤高 100m のケースではなお同安全率が 1 を下回る領域が残るが、その範囲はせん断強度を見込まない場合よりも小さくなっている。



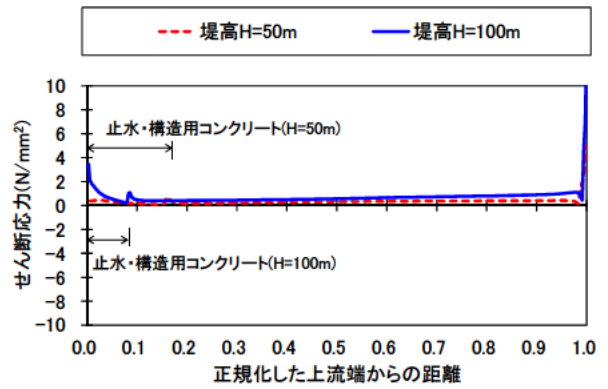
(a)鉛直応力



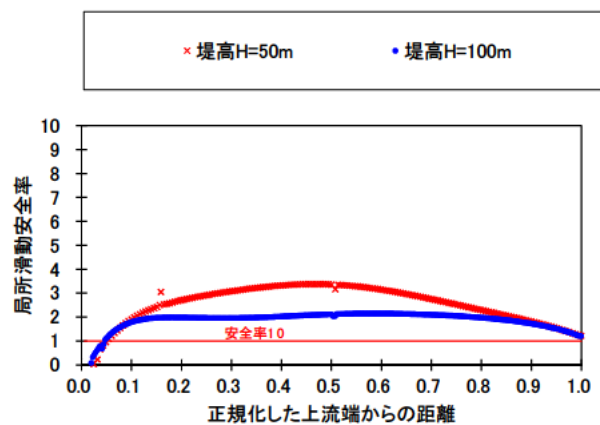
(a)鉛直応力



(b)せん断応力

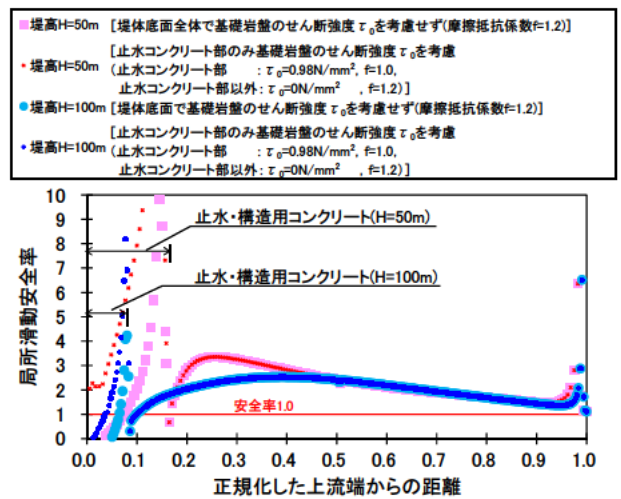


(b)せん断応力



(c)局所滑動安全率

図- 2.22 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)【均一モデル】



(c)局所滑動安全率

図- 2.23 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)【詳細モデル】

2.4 考慮する地震動強さの相違による影響の検討

2.4.1 解析条件

解析モデルは、2.2 で用いたモデル(図- 2.3)と同じ(堤高 50m)とした。止水・構造用コンクリートや保護コンクリートを含む堤体内部構造を考慮した詳細モデルを基本としたが、比較のため均一モデルでも解析を行った。物性値等は 2.2 と同様である。入力地震動は表- 2.7 に示すとおり、2.2 の検討で用いた波形の下限一庫波(図- 2.5)に加え、下限一庫波の加速度振幅の倍率（下限一庫波に対する加速度応答スペクトルの引伸ばし倍率。以下、「引伸ばし倍率」という）を数ケース設定した合計 4 波形とし、入力地震動強さによる影響について検討した。

表- 2.7 解析条件

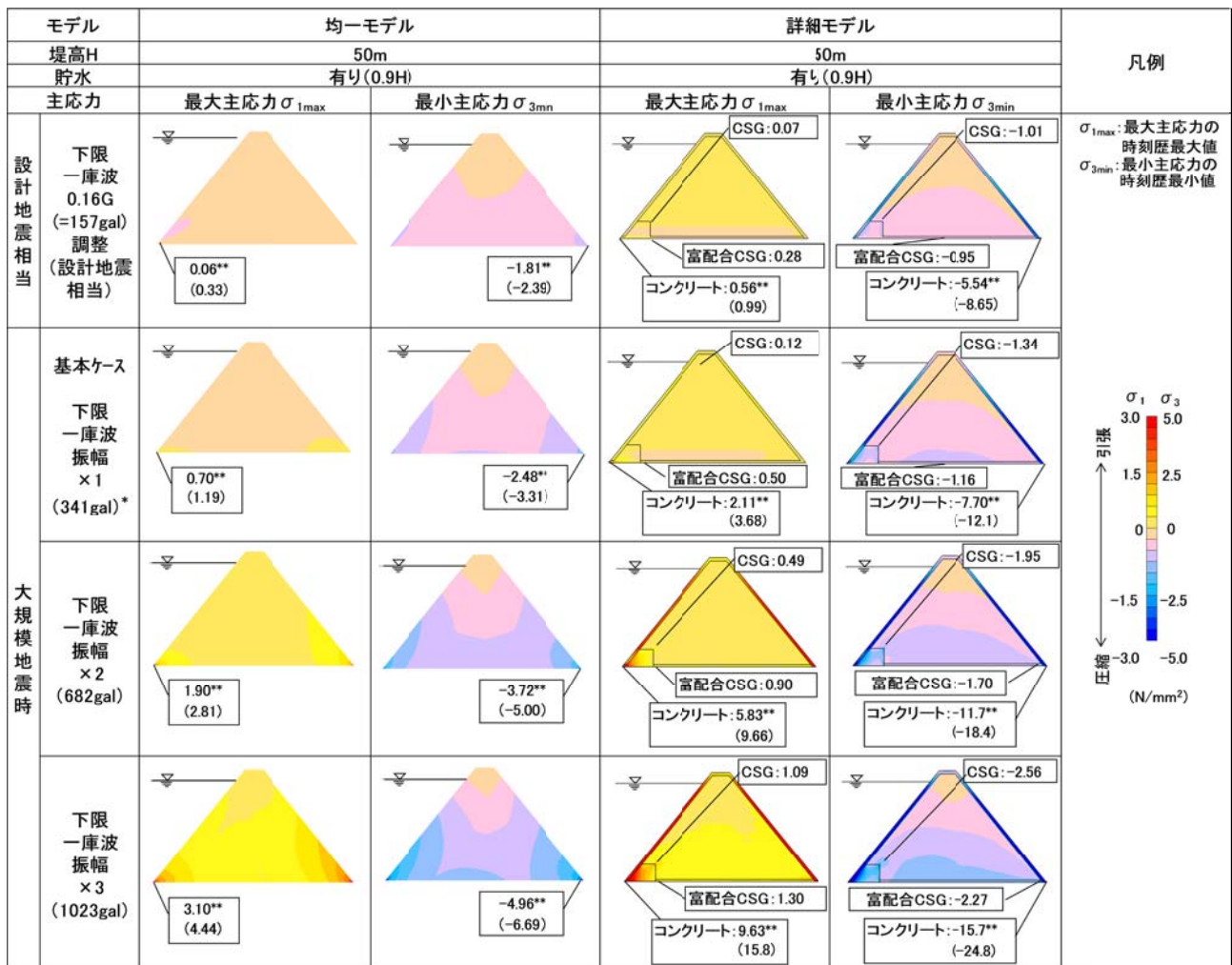
堤高 H	50m
堤体物性	均一モデル, 詳細モデル
貯水位	0.9H (45m)
入力地震動 (波形, 最大加速度)	<p>①：下限一庫波 0.16G (②を振幅調整, 最大水平加速度 0.16G:設計地震相当)</p> <p>基本ケース②：下限一庫波振幅×1 (1995 年兵庫県南部地震の際, 震源近傍の一庫ダムの基礎部で観測された加速度時刻歴波形を照査用下限加速度応答スペクトル²⁾に適合するよう振幅調整: 最大水平加速度 341gal)</p> <p>③：下限一庫波振幅×2 (②の加速度振幅を 2 倍: 最大水平加速度 682gal)</p> <p>④：下限一庫波振幅×3 (②の加速度振幅を 3 倍: 最大水平加速度 1,023gal)</p>

2.4.2 解析結果・考察

地震動強さの違いによる影響を把握するため、下限一庫波を基本として、加速度振幅が相違する4波形(表-2.7の①・④)を対象として、堤体内発生応力、転倒及び滑動に対する安定性について検討した。

(1) 堤体内発生応力

下限一庫波の加速度振幅を一定倍率(2, 3倍)で調整し条件での線形動的解析による大規模地震時の堤体内応力のピーク値(最大主応力 σ_1 の時刻歴最大値 σ_{1max} 、最小主応力 σ_3 の時刻歴最小値 σ_{3min})の分布を図-2.24に示す。均一モデルでは、全てのケースで最大引張応力は堤体上流端で生じ、最大圧縮応力は堤体下流端で生じているが、詳細モデルでは内部CSの σ_{1max} の最大値は、引伸ばし倍率1倍(下限一庫波)のケースを除き、止水・構造用コンクリートとの境界で発生し、 σ_{3min} の最大値は全てのケースで止水・構造用コンクリートの境界部で発生している。詳細モデルのコンクリート部では全てのケースで、 σ_{1max} は上流端で、 σ_{3min} は下流端で最大となっている。



*: 1995年兵庫県南部地震の際、震源近傍の一庫ダムの基礎部で観測された加速度時刻歴波形を照査用下限加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整した波形の最大水平加速度。

**：堤体上下流端部の応力は、端部要素とそれに隣接する要素での平均値。()は端部要素での計算値。

図- 2.24 線形動的解析による大規模地震時の堤体内主応力(時刻歴最大値)の分布

また、地震動強さ（基本ケースにある下限一庫波に対する加速度応答スペクトルの引伸ばし倍率）と堤体内発生応力（ σ_{1max} の最大値及び σ_{3min} の最小値）の関係を図-2.25に示す。同図より、詳細モデルでのCSG部の発生応力は、均一モデルに比し地震動強さの増大に対する増加が小さいことがわかる。これは、詳細モデルにおいてモデル化しているコンクリート部の弾性係数がCSGよりも大きいためコンクリート部に応力が集中することにより、地震動強さが増大してもCSG部が負担する応力の増加が抑えられるためと考えられる。このことは図-2.26に示す堤体上下流面沿いのCSG部(均一モデル)、同保護コンクリート(詳細モデル)及びコンクリート部との境界面沿いのCSG部(詳細モデル)における発生応力の最大値分布(図-2.27、図-2.28)の比較からもわかる。

なお、CSG、コンクリートとも圧縮強度や引張強度に相当するよう大きな応力が発生しない設計地震程度の地震動強さでは、このような解析モデルの違いによる影響は実務的にはあまり問題にならないと考えられる。しかし、発生応力レベルが大きくなる大規模地震を考慮する場合には、物性(弾性係数)の異なるCSG部とコンクリート部がそれぞれ負担する応力を推定できるように堤体内部構造も考慮したモデル(詳細モデル)での解析を行うのがよいと考えられる。

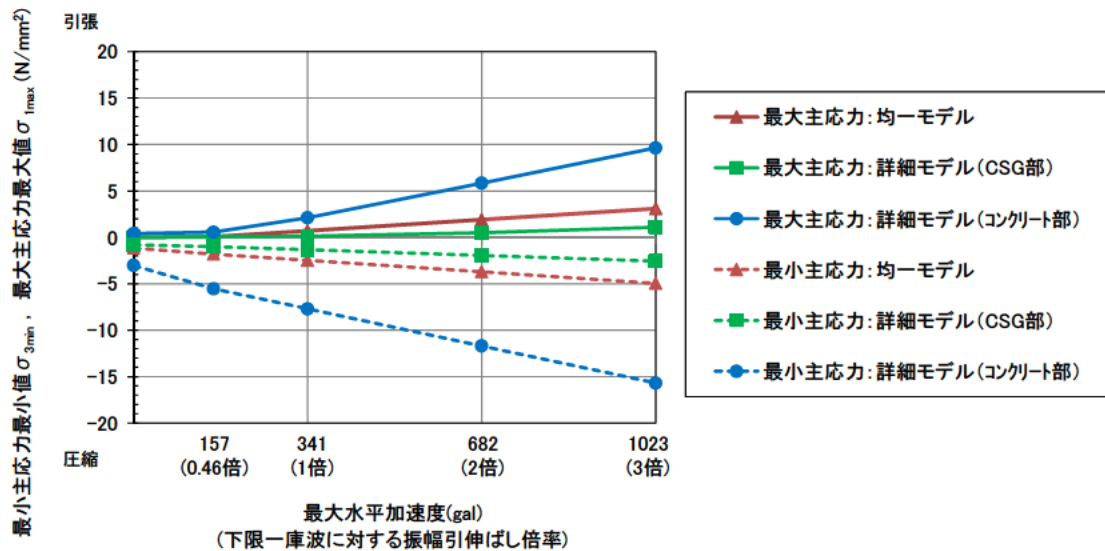


図- 2.25 地震動強さと堤体内発生応力

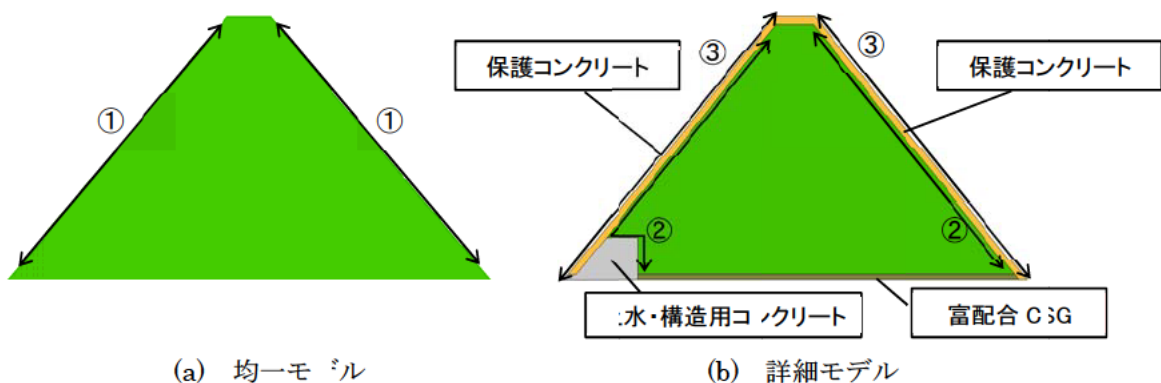
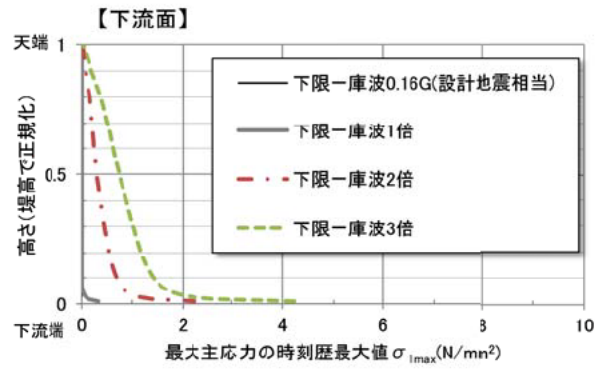
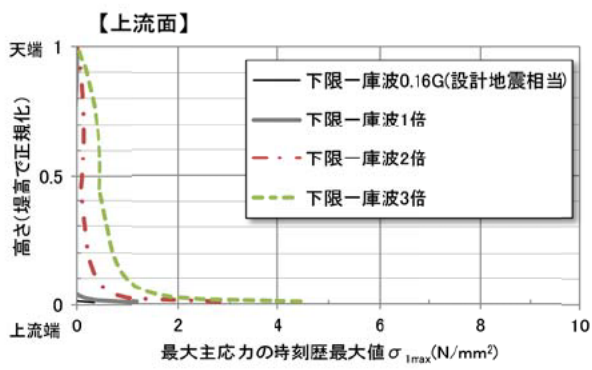
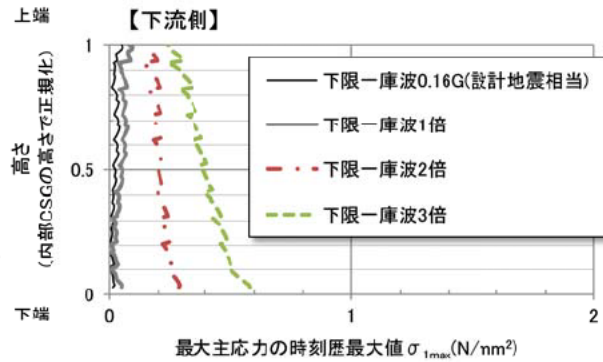
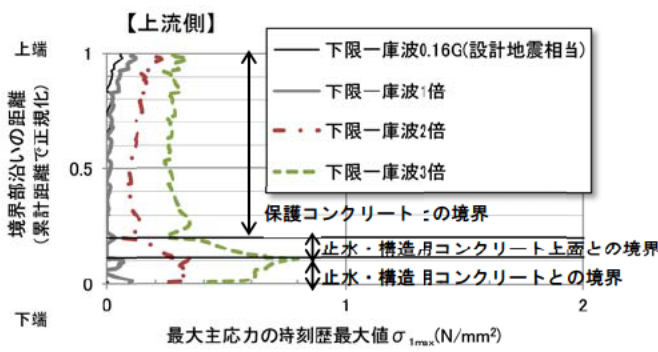


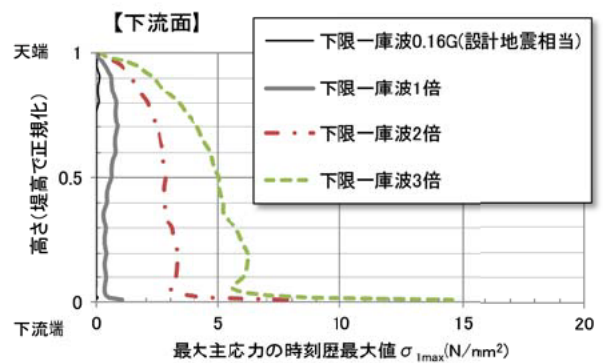
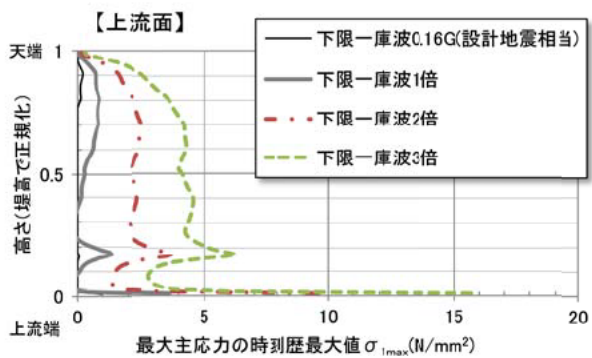
図- 2.26 詳細モデルにおけるCSGとコンクリート境界の応力抽出位置



(a) 均一モデル 上下流面沿いの(図-2.26①)

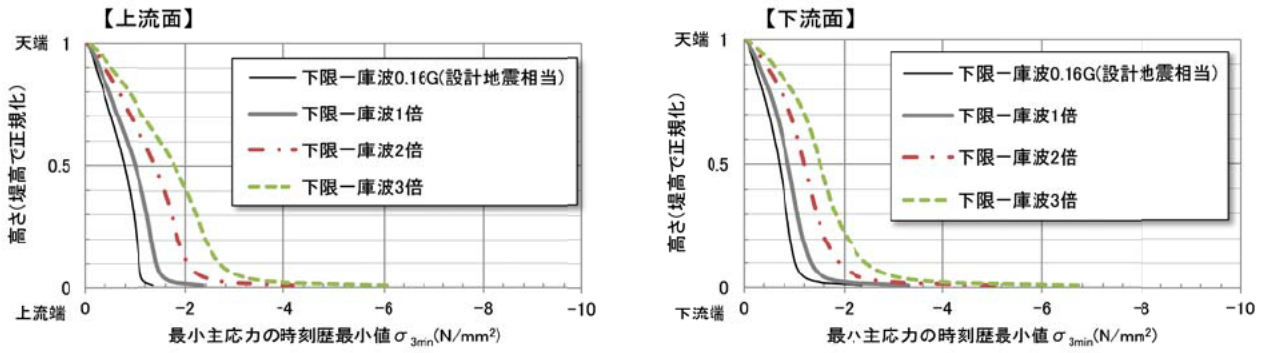


(b) 詳細モデル CSG)コンクリートとの境界部(図-2.26②)

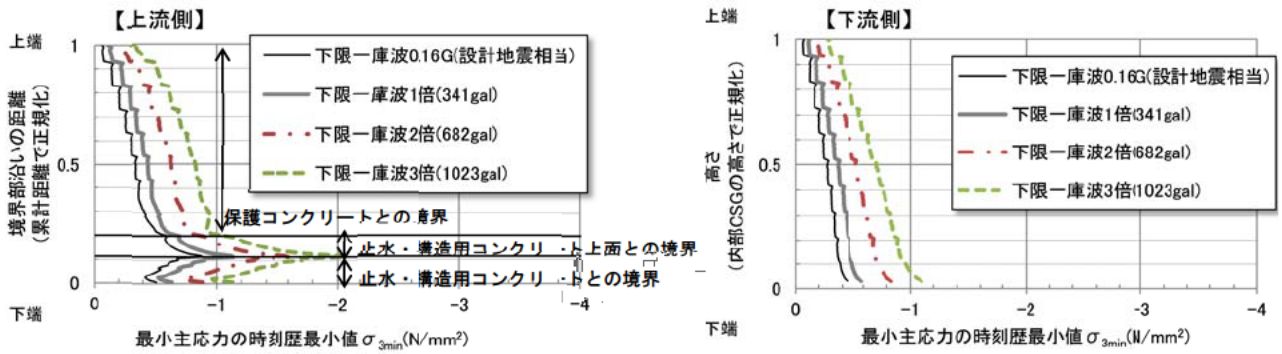


(c) 詳細モデル 保護コンクリート部(図-2.26③)

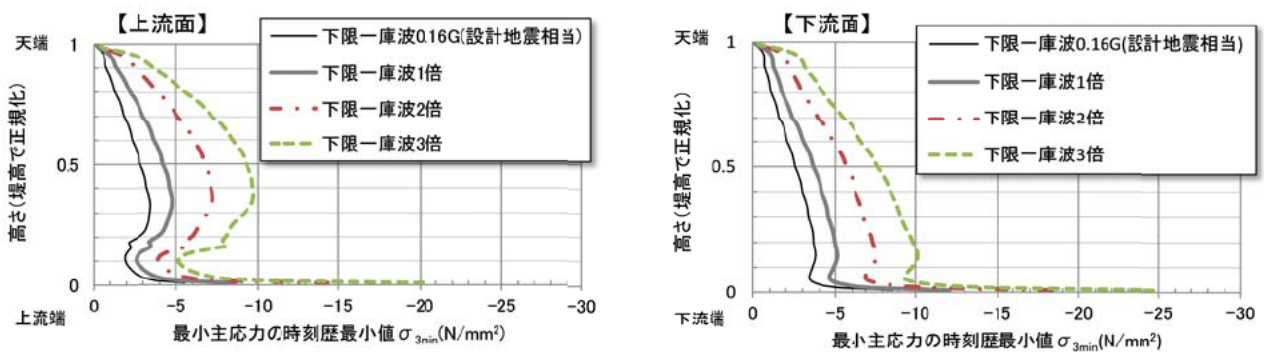
図-2.27 上下流面付近における最大主応力の時刻歴最大値 σ_{1max} の分布



(a) 均一モデル 上下流面沿い(図- 2.26①)



(b) 詳細モデル CSG)コンクリートとの境界部(図- 2.26②)



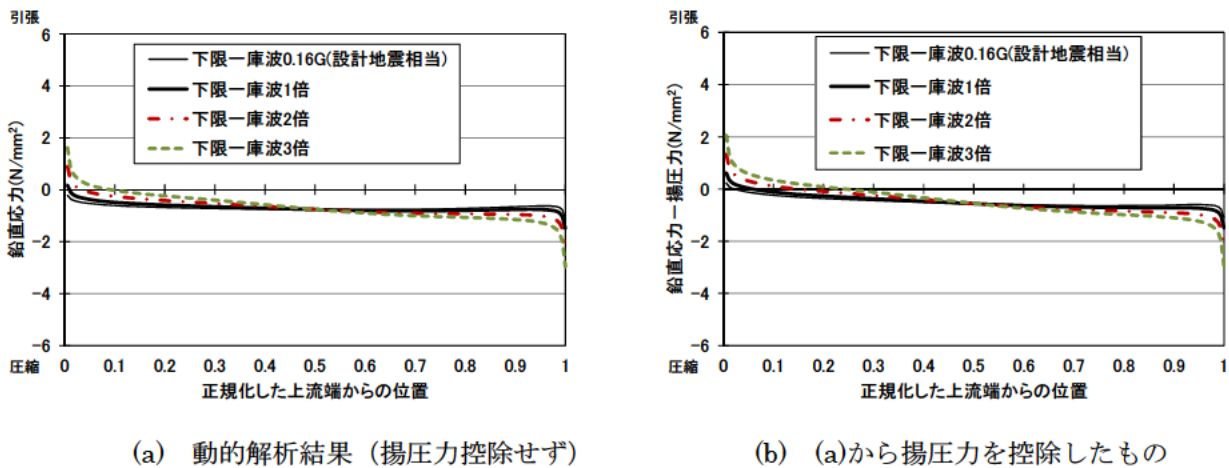
(c) 詳細モデル 保護コンクリート部(図- 2.26③)

図- 2.28 上下流面付近における最小主応力の時刻歴最小値 σ_{3min} の分布

(2) 転倒及び滑動に対する安定性

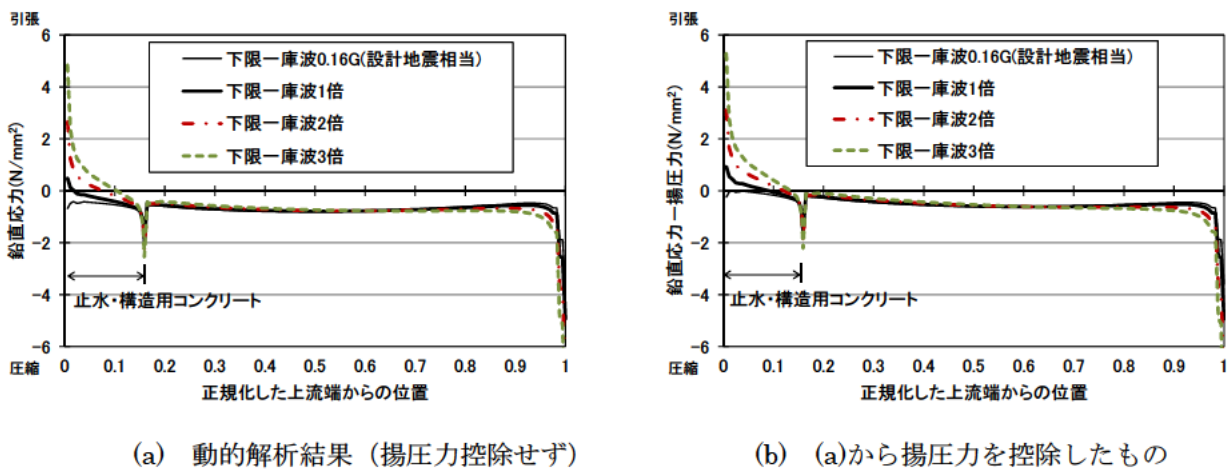
転倒に対する安定性について、堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図-2.29、図-2.30に示す。なお、同図には線形動的解析から求まる鉛直応力と同鉛直応力から底面に作用する揚圧力（台形CSGダムの設計で考慮される図-2.11の分布）を控除した値の分布を示している。

図-2.29、図-2.30より、均一モデル、詳細モデルとも、上流端付近で一部引張側となっている領域があるが、底面のほとんどで圧縮側となっている。両モデルともに引張側の鉛直応力の範囲は、下限一庫波3倍のケースで最も広がっており、均一モデルでは下流端付近で堤体底面長の20%程度の範囲で鉛直応力が引張側となっているが、詳細モデルではそれが10%程度の範囲となっている。これは、堤体内構造を考慮する詳細モデルでは、弾性係数が相対的に大きいコンクリート部分に応力が集中し、CSG部の引張側の鉛直応力が低減されているためと考えられる。



*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図-2.29 堤体底面での鉛直応力分布【均一モデル】



*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図-2.30 堤体底面での鉛直応力分布【詳細モデル】

次に、滑動に対する安定性への影響について、(2)式により求めた各入力地震動における滑動安全率の時刻歴最小値(最小滑動安全率)を図- 2.31 に示す。また、最小滑動安全率が生じる時刻におけるせん断応力及び鉛直応力を用いて(3)式により求めた滑動に対する局所滑動安全率を図- 2.32, 図- 2.33 に示す。図- 2.34 には詳細モデルにおいて止水コンクリート部におけるせん断強度と内部摩擦角で示されるせん断摩擦抵抗 ((4)式)を考慮した場合の局所滑動安全率分布を示している。ここで用いた基礎岩盤のせん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ は、2.2 と同じである。

図- 2.31 より、均一モデル、詳細モデルともに、最小滑動安全率は地震動強さの増大とともに減少している。なお、基礎岩盤のせん断強度を考慮しない場合、詳細モデルの方が均一モデルに比べ最小滑動安全率が小さくなっているのは、コンクリート部において相対的に大きな引張応力(鉛直方向)が生じたことにより摩擦抵抗成分が低下したことや、同部において相対的に大きなせん断応力が生じたためと考えられる(図- 2.32, 図- 2.33)。詳細モデルにおいて、止水コンクリート部における基礎岩盤のせん断強度を考慮すると、止水コンクリート部の局所滑動安全率が大きくなる(図- 2.34)ことで、最小滑動安全率は均一モデルの場合に比較的近い値となっている(図- 2.31)。

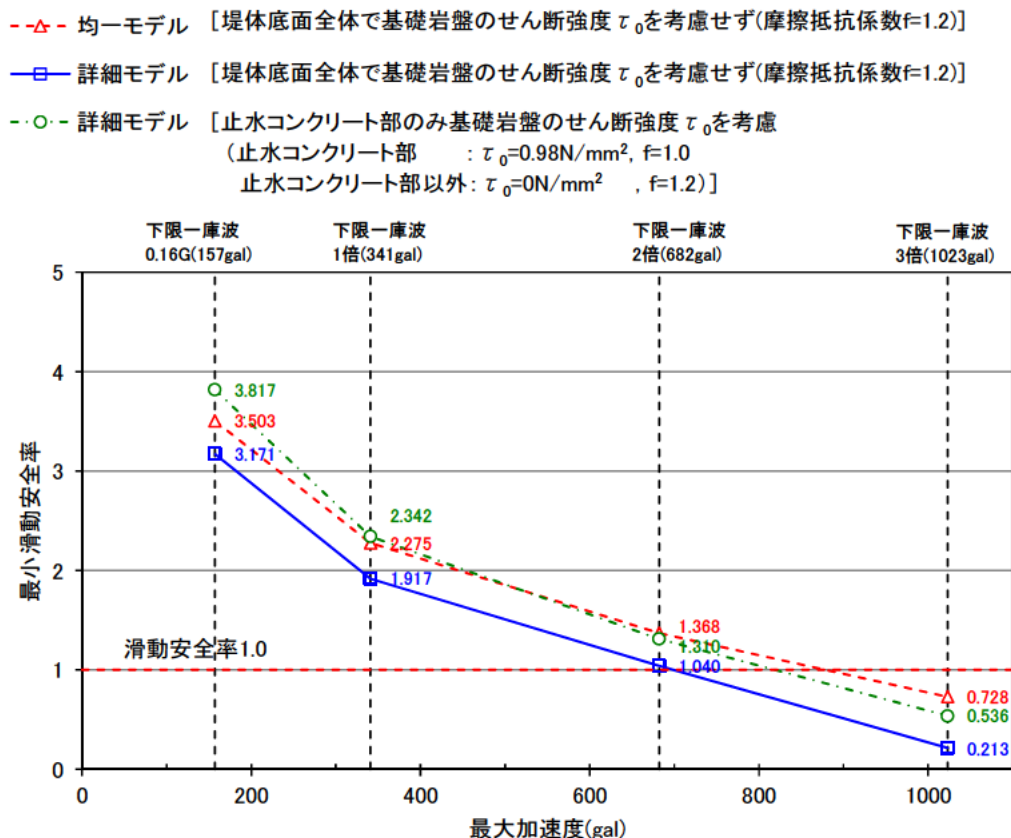
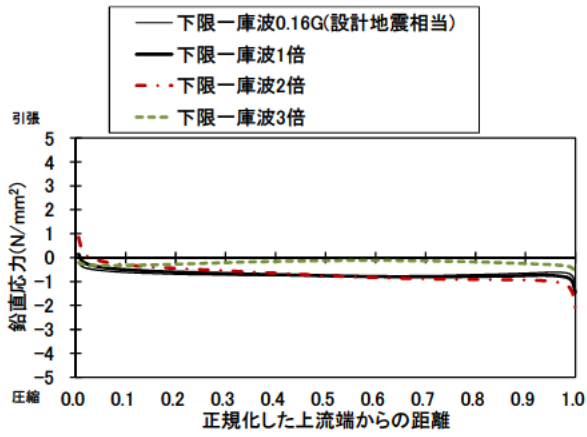
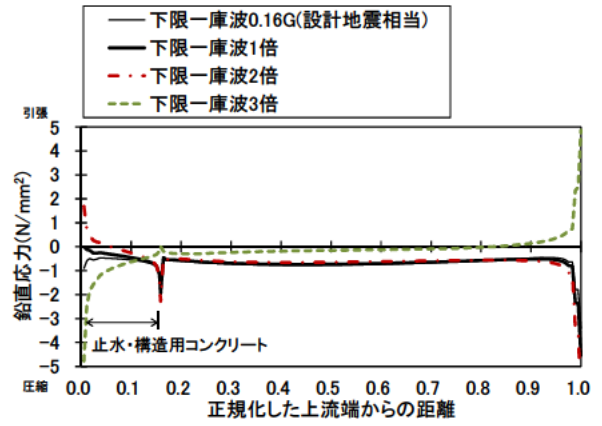


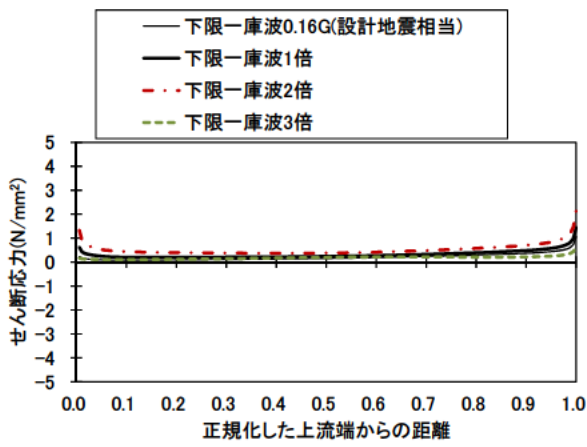
図- 2.31 各入力地震動における最小滑動安全率



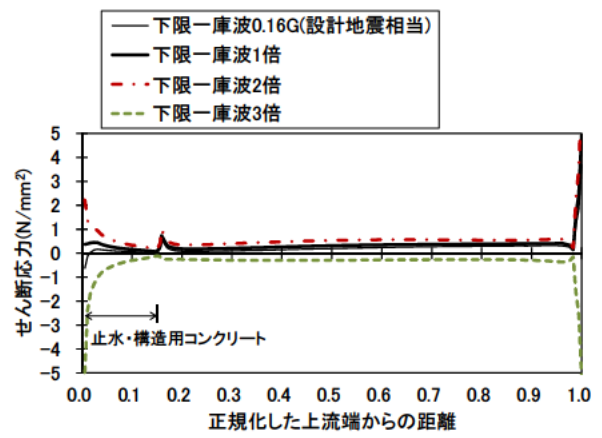
(a)鉛直応力



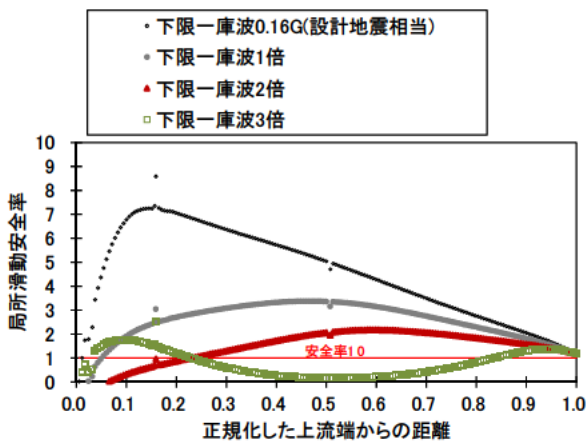
(a)鉛直応力



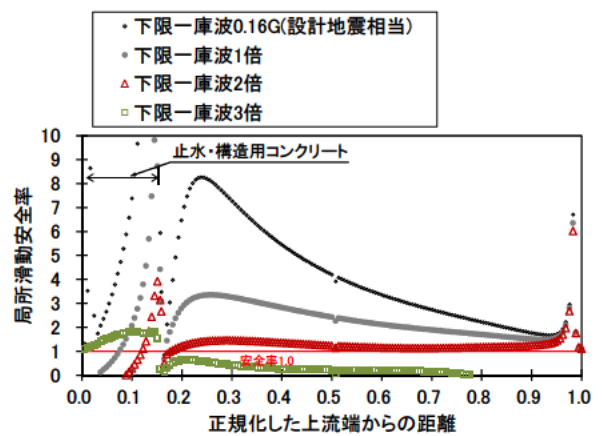
(b)せん断応力



(b)せん断応力



(c)局所滑動安全率



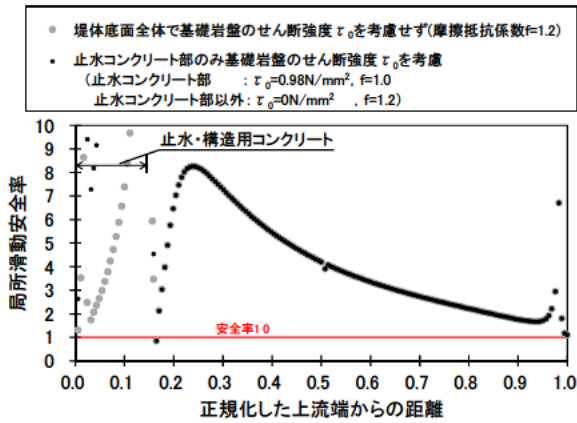
(c)局所滑動安全率

図- 2.32 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)

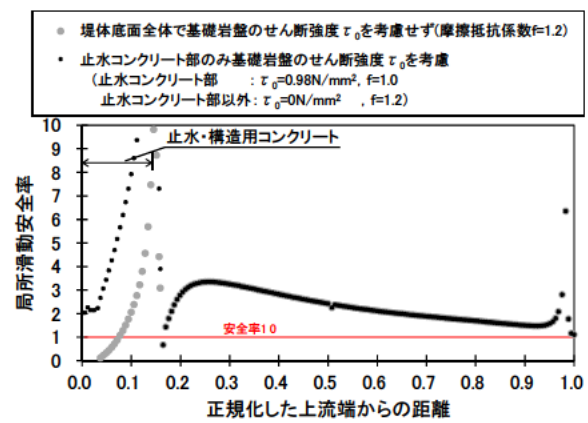
【均一モデル：堤体底面での τ_0 を考慮せず】

図- 2.33 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)

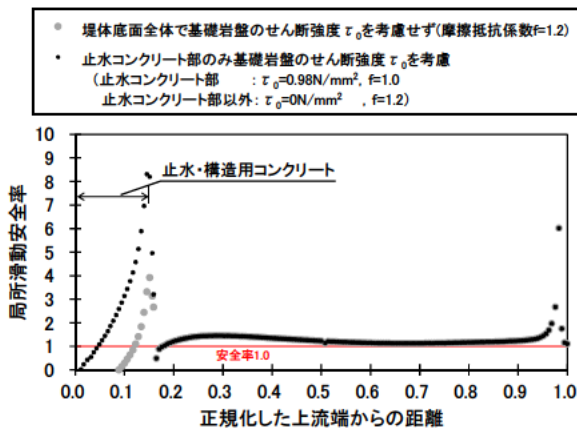
【詳細モデル：堤体底面での τ_0 を考慮せず】



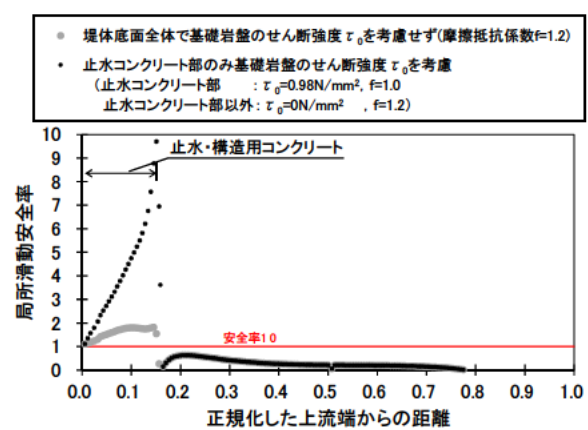
(a) 下限一庫波 0.16G(設計地震相当)



(b) 下限一庫波 1 倍



(c) 下限一庫波 2 倍



(d) 下限一庫波 3 倍

図- 2.34 堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布(最小滑動安全率の発生時刻)

【詳細モデル：堤体底面での τ_0 の考慮の有無による比較】

2.5 基礎岩盤の物性の相違による影響の検討

2.5.1 解析条件

基礎岩盤の物性の相違による影響を把握するため、表-2.8に示すとおり、岩盤弾性係数を3ケース設定した。解析モデルは、2.2で用いた堤高50mのモデル(均一モデル及び止水・構造用コンクリートや保護コンクリートを含む堤体内部構造を考慮した詳細モデル)とし、他の物性値、入力地震動等の解析条件は2.2と同様である。

なお、堤体の応答は、常時においては主に基礎浅部の岩盤の変形性、地震時においては一般に浅部より変形性が小さな深部も含めた基礎全体の変形性の影響を受けると考えられることや、地震時における基礎岩盤の動的変形での歪みレベルは、静的載荷での変形性を調べる原位置試験での歪みレベルより一般的に小さいと考えられることから、応力解析において考慮する基礎岩盤の弾性係数を必要に応じ常時と地震時で異なる値(地震時は常時よりも大きな値)とすることも考えられる。このため、参考として、大規模地震を入力した動的解析時のみ基礎岩盤の弾性係数を常時の解析で用いる値よりも大きい条件(2倍)としたケースについても合わせて比較することとした。

表- 2.8 解析条件

堤高 H	50m
モデル	均一モデル 詳細モデル
CSG 弾性係数 $E_d(\text{N/mm}^2)$	2,000
岩盤弾性係数 $E_r(\text{N/mm}^2)$	1,000 ($E_r/E_d=0.5$) 2,000 ($E_r/E_d=1.0$) 4,000 ($E_r/E_d=2.0$) *参考 常時 2,000, 地震時 4,000 (E_d の2倍)
貯水位	0.9H (45m)
入力地震動	下限一庫波

2.5.2 解析結果・考察

(1) 堤体内発生応力

異なる岩盤物性値条件による解析結果から、常時(非地震時)の静的解析で得られた常時(非地震時)応力状態での主応力(最大主応力 σ_1 , 最小主応力 σ_3)を図- 2.35(a)に示す。

同図より、均一モデルでは、基礎岩盤に対する堤体の弾性係数の比(以下、「 E_r/E_d 」とする。)が小さく(基礎岩盤の変形性が堤体に比べ大きく)になると、上流端での最大主応力 σ_1 はより圧縮側に移行する。最小主応力 σ_3 については堤体の下流端で最大となるが、 E_r/E_d が小さくなるほど大きくなっている。

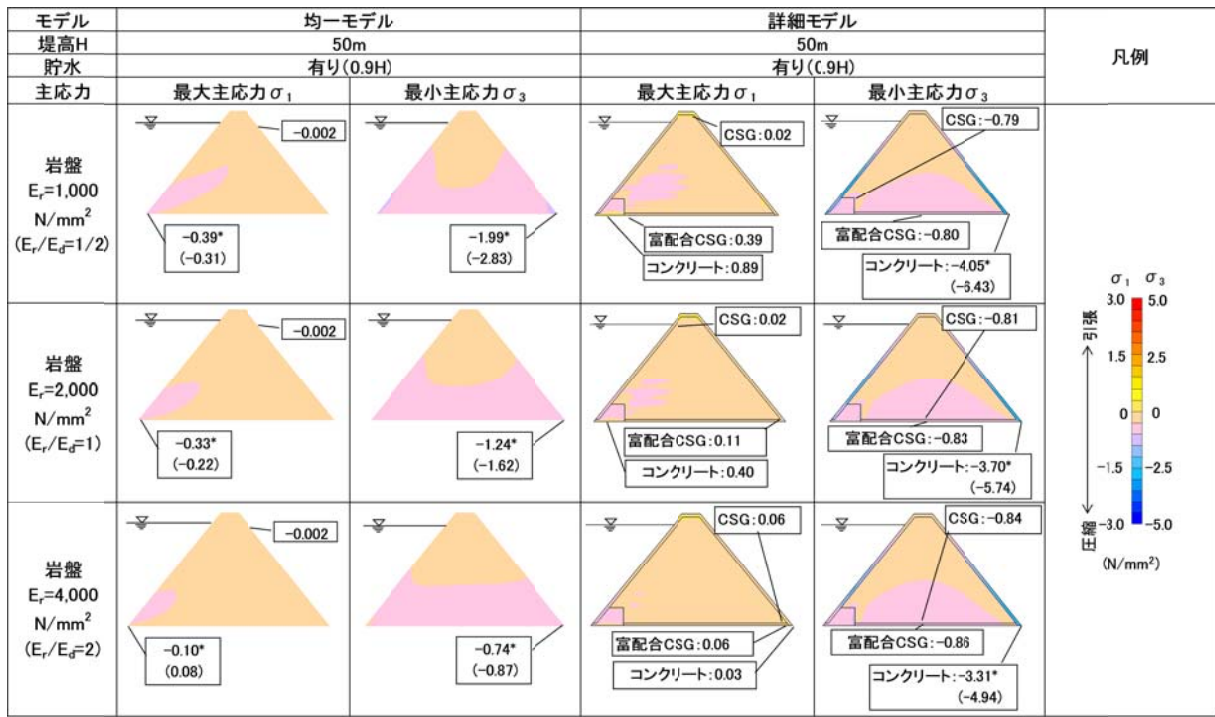
一方、詳細モデルでは、内部 CSG の σ_1 は E_r/E_d の変化による影響はほとんどない。 σ_3 については、 E_r/E_d が大きくなると応力は若干大きくなっている。また、 σ_3 は、 E_r/E_d が大きい場合、堤体底面の中央部で最大となるが、 E_r/E_d が小さい場合は止水・構造用コンクリートとの境界周辺で最大となる。なお、コンクリート部及び富配合 CSG 部については引張応力が生じているが、その大きさは E_r/E_d が小さくなるほど大きくなっている。富配合 CSG については、 σ_3 は E_r/E_d による差はほとんどないが、コンクリート部の σ_3 は、堤体の下流端で最大となるが、 E_r/E_d が小さくなるほど大きくなっている。

次に、線形動的解析で得られた大規模地震時における堤体内発生応力のピーク値(σ_1 の時刻歴最大値 σ_{1max} , σ_3 の時刻歴最小値 σ_{3min})を図- 2.35(b)示す。

均一モデルでは、 σ_1 についてはいずれのケースも上流端部に引張応力が発生しているが、 E_r/E_d の変化による差はほとんどない。 σ_3 については、最大圧縮応力が下流端で生じており、 E_r/E_d が小さくなるにつれて圧縮応力が大きくなっている。

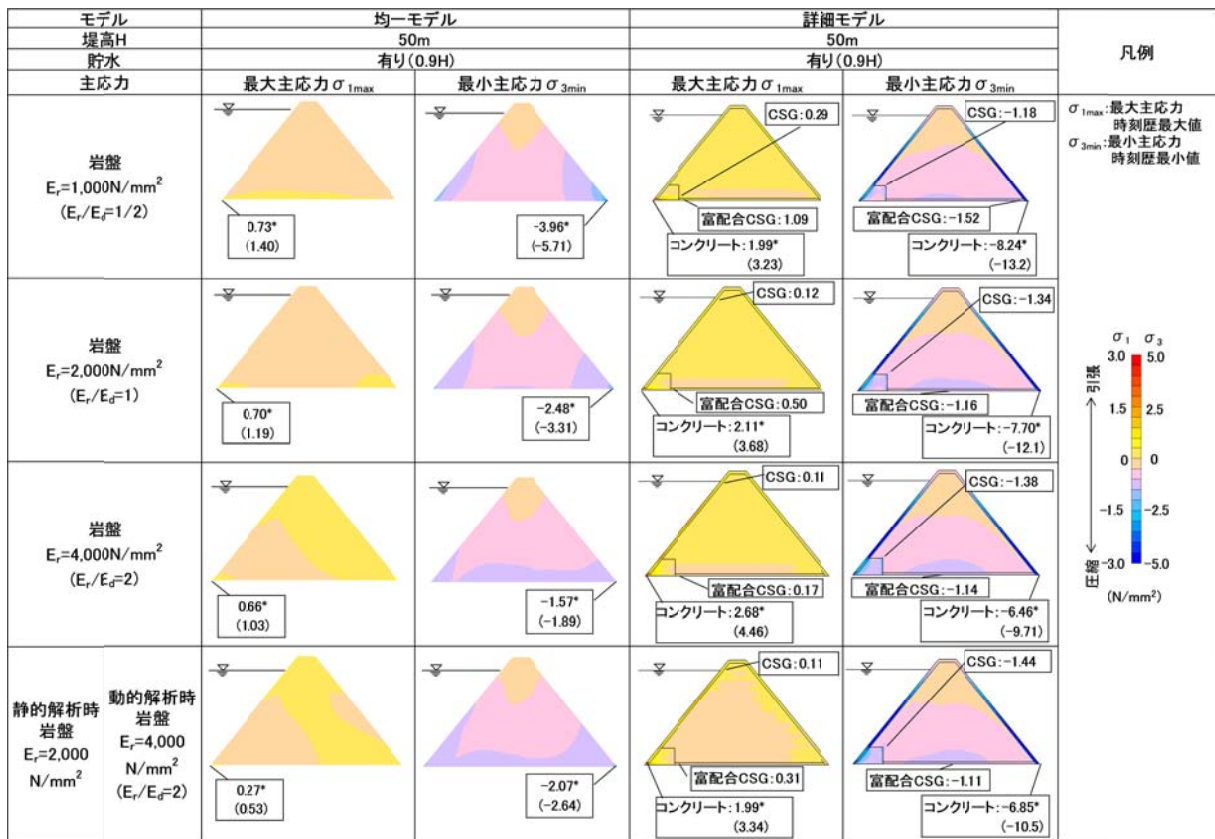
一方、詳細モデルにおいても内部 CSG の σ_1 は、 E_r/E_d を大きくすると若干小さくなるが、その最大値は均一モデルに比べて小さい。なお、内部 CSG での σ_1 は、 E_r/E_d が比較的大きい場合($E_r/E_d=1, 2$)は天端周辺で最大となるが、 E_r/E_d が小さい場合($E_r/E_d=1/2$)は、止水・構造用コンクリートとの境界で最大となっている。止水・構造用コンクリート部との境界で最大となっている内部 CSG の σ_3 については、 E_r/E_d が大きくなると若干増大する。なお、富配合 CSG 部の σ_1 については、内部 CSG と同様に E_r/E_d が小さくなると、止水・構造用コンクリート部との境界で σ_1 が大きくなる。また、コンクリート部においては、 E_r/E_d を大きくすると、堤体上流端部の σ_1 は大きくなり、下流端での σ_3 は小さくなる。

以上より、均一モデルによる場合、 E_r/E_d が小さくなると堤体内(CSG)に発生する圧縮応力は大きくなるが、詳細モデルによる場合、均一モデルと比べ岩盤の変形性による最大応力への影響は小さい。これは、基礎岩盤の弾性係数が堤体に比べ相対的に小さいと、堤体が変形しやすくなるものの、実際には、堤体内の CSG は弾性係数が大きいコンクリートに拘束されていることで、基礎岩盤の変形性による堤体内応力への影響がある程度抑えられるためと考えられる。ただし、詳細モデルの解析結果より、 E_r/E_d が小さくなると、内部 CSG 及び富配合 CSG では、止水・構造用コンクリートとの境界周辺での応力集中が生じやすくなることから大規模地震時にはこの点に注意する必要があると考えられる。なお、図- 2.35(b)中に参考として示した動的解析時のみ岩盤の弾性係数を増加させた場合では、上下流端の応力は、動的解析の弾性係数を静的解析時と同一とした場合よりも小さくなっている。これは、考慮した E_r/E_d の範囲では、上下流端の応力は、主として常時応力よりも地震時の発生応力(動的応力)によるものであったためと考えられる。



*: 堤体上下流端部の応力は、端部要素とそれに隣接する要素での平均値。()は端部要素での計算値。

(a) 常時(非地震時)



*: 堤体上下流端部の応力は、端部要素とそれに隣接する要素での平均値。()は端部要素での計算値。

(b) 大規模地震時(線形動的解析)

図- 2.35 堤体内の主応力分布

(2) 転倒及び滑動に対する安定性

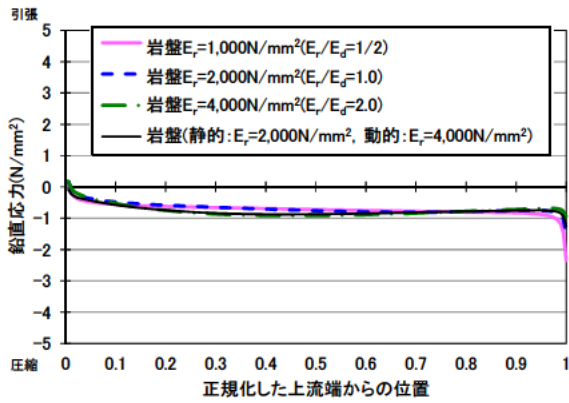
転倒に対する安定性について、堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図- 2.36, 図- 2.37 に示す。なお、同図には線形動的解析から求まる鉛直応力と同鉛直応力から底面に作用する揚圧力(台形 CSG ダムの設計で考慮される図- 2.11 の分布)を控除した値の分布を示している。

両モデルともに、鉛直応力は堤体底面の大部分で圧縮側となっており、本解析の条件では転倒に対する安定性は確保されると考えられる。

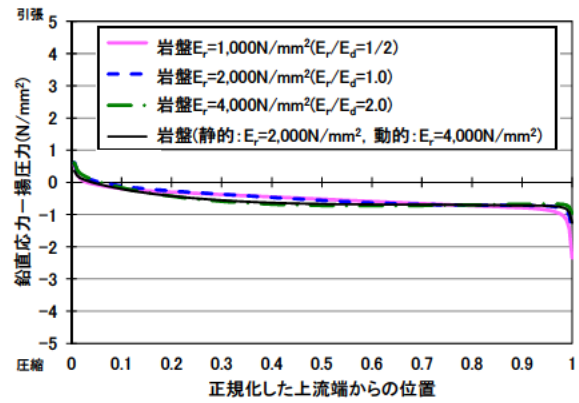
均一モデルでは、上流端では E_r/E_d による鉛直応力の差はないが、下流端では E_r/E_d が小さい場合 ($E_r/E_d=1/2$)、基礎岩盤の変形性が堤体に比べ大きいため、圧縮側の鉛直応力が大きくなっている。

一方、詳細モデルでは、 E_r/E_d が大きいほど上流端で引張側の鉛直応力が大きくなっているが、上流端付近から下流はいずれのケースも同程度の分布になっている。これは、詳細モデルでは堤体内部の CSG は弾性係数が大きいコンクリートに拘束されているために、基礎岩盤の変形性が堤体(CSG)に比べ小さくなっても堤体底面沿いの応力の変化が抑えられるためと考えられる。

また、両モデルともに動的解析時のみ岩盤の弾性係数を増加させたケースでの鉛直応力分布は、 $E_r/E_d=2.0$ のケースと同程度となっている。これは、考慮した E_r/E_d の範囲では、鉛直応力が主として常時応力よりも地震時の発生応力(動的応力)によるものであったためと考えられる。



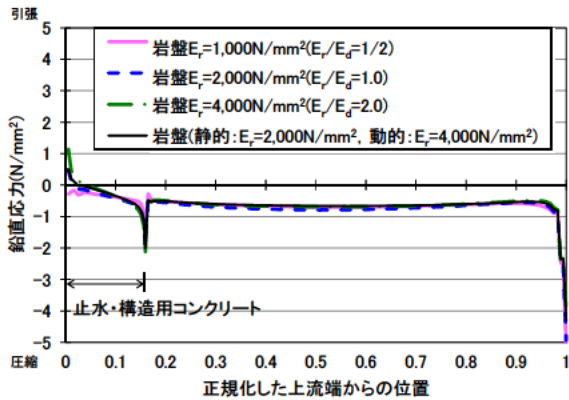
(a) 動的解析結果（揚圧力控除せず）



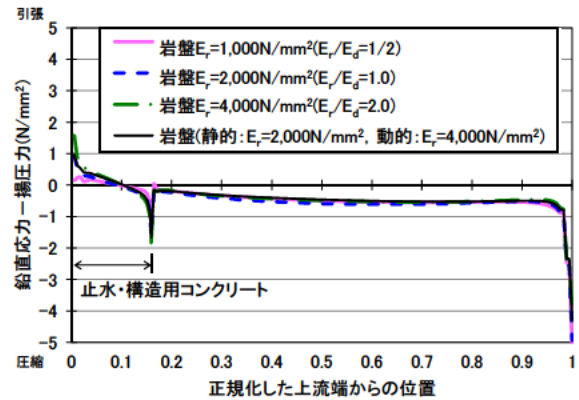
(b) (a)から揚圧力を控除したものの

*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図- 2.36 堤体底面での鉛直応力分布【均一モデル】



(a) 動的解析結果（揚圧力控除せず）



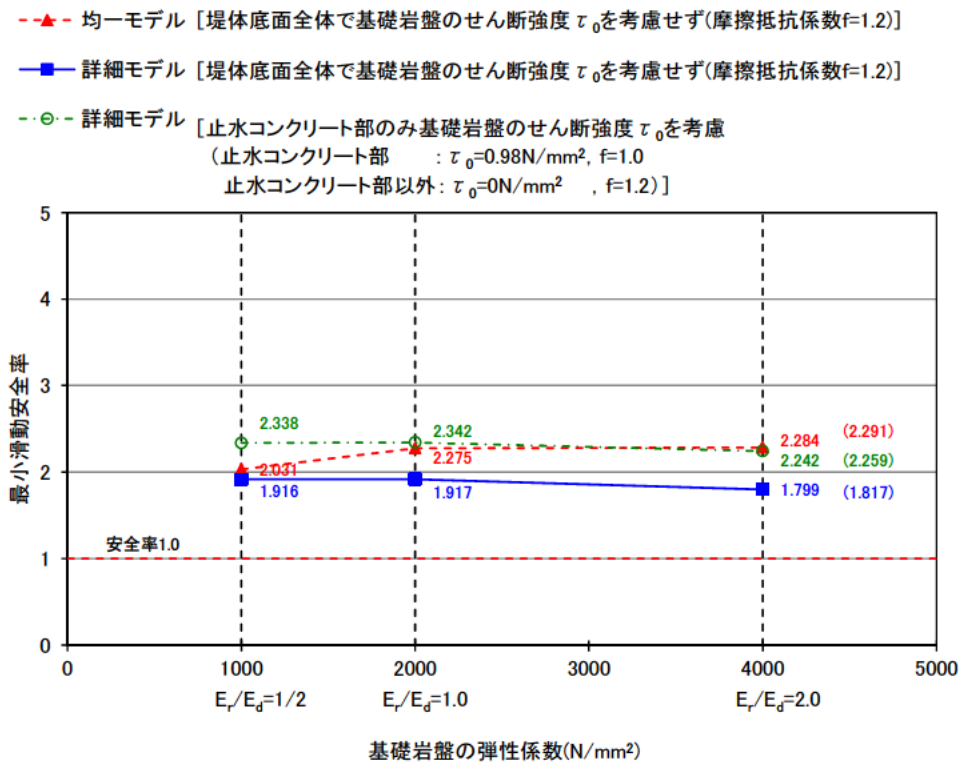
(b) (a)から揚圧力を控除したものの

*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図- 2.37 堤体底面での鉛直応力分布【詳細モデル】

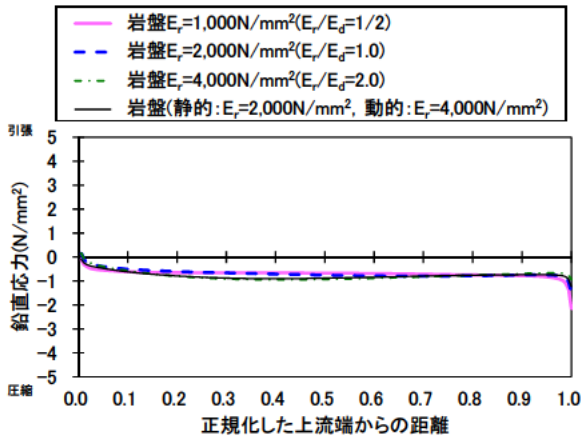
次に、滑動に対する安定性への影響について、(2)式により求めた各貯水位条件における滑動安全率の時刻歴最小値(最小滑動安全率)を図- 2.38 に、最小滑動安全率が生じる時刻におけるせん断応力及び鉛直応力を用いて(3)式により求めた滑動に対する局所滑動安全率を図- 2.39、図- 2.40 に示す。図- 2.41 には(3)式による局所滑動安全率分布のほか、止水コンクリート部では(4)式によりせん断強度と内部摩擦角で示されるせん断摩擦抵抗を考慮した場合の局所滑動安全率分布も併記している。ここで用いた基礎岩盤のせん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ は、2.2 と同様である。

図- 2.38 より、最小滑動安全率は、均一モデルでは E_r/E_d が小さくなるほどやや低下しているが、詳細モデルでは E_r/E_d の違ってほとんど変化していない。これは、詳細モデルでは堤体内部の CSG は弾性係数が大きいコンクリートに拘束されているために、基礎岩盤の変形性が堤体(CSG)に比べ小さくなくても堤体底面沿いの応力の変化が抑えられるためと考えられる。

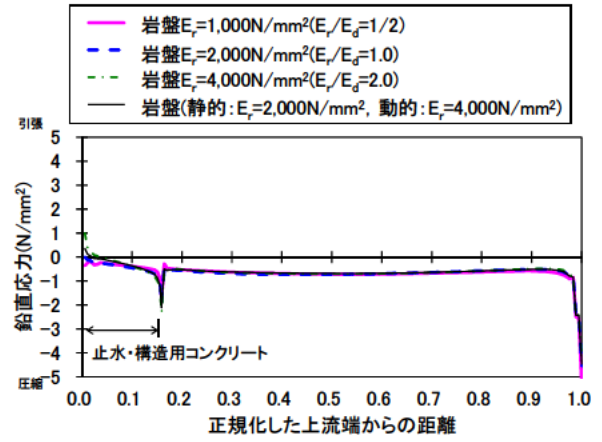


* () 内の値は、基礎岩盤の弾性係数を常時で $2,000\text{N/mm}^2$ 、地震時で $4,000\text{N/mm}^2$ とした場合。

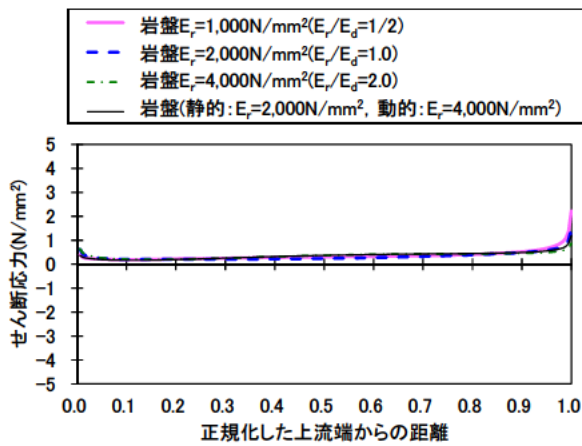
図- 2.38 各基礎岩盤物性における最小滑動安全率



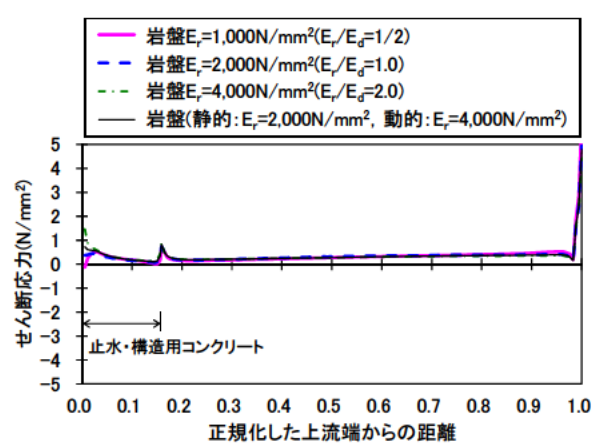
(a)鉛直応力



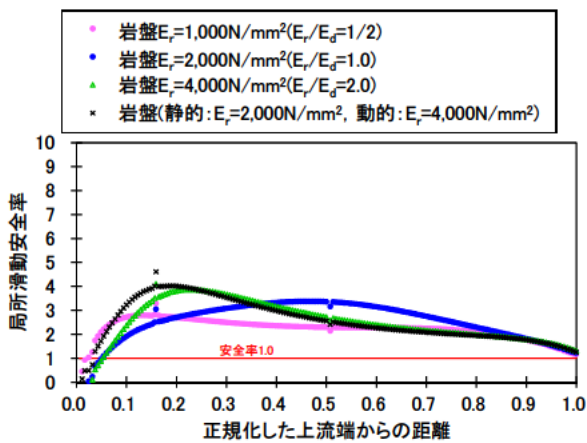
(a)鉛直応力



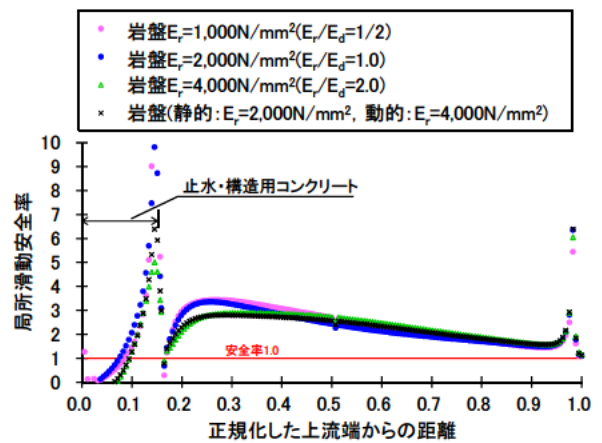
(b)せん断応力



(b)せん断応力



(c)局所滑動安全率



(c)局所滑動安全率

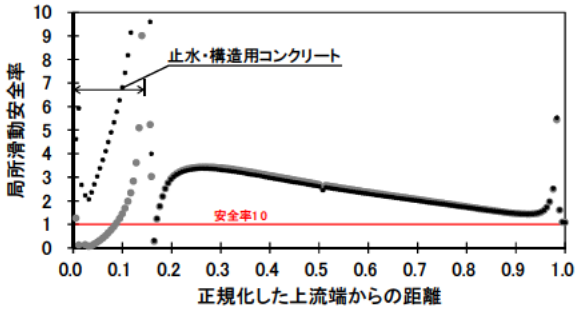
図- 2.39 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)

【均一モデル：堤体底面での τ_0 を考慮せず】

図- 2.40 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)

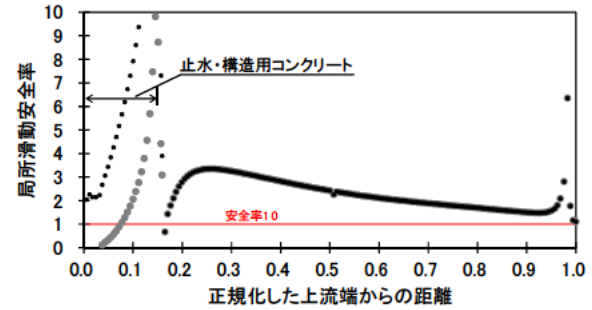
【詳細モデル：堤体底面での τ_0 を考慮せず】

- 堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)
- 止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2$, $f=1.0$
止水コンクリート部以外: $\tau_0=0\text{N/mm}^2$, $f=1.2$)



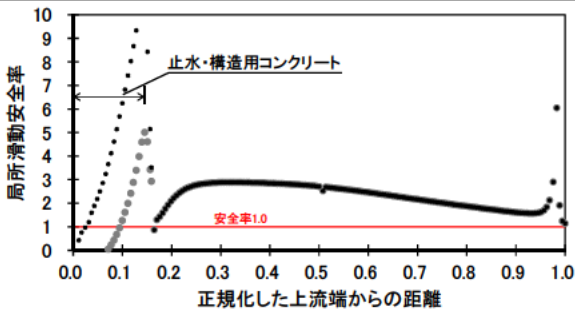
(a) 岩盤 $E_r=1,000\text{N/mm}^2$ ($E_r/E_d=1/2$)

- 堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)
- 止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2$, $f=1.0$
止水コンクリート部以外: $\tau_0=0\text{N/mm}^2$, $f=1.2$)



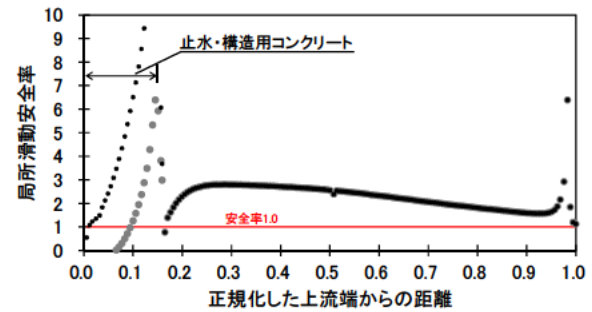
(b) 岩盤 $E_r=2,000\text{N/mm}^2$ ($E_r/E_d=1.0$)

- 堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)
- 止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2$, $f=1.0$
止水コンクリート部以外: $\tau_0=0\text{N/mm}^2$, $f=1.2$)



(c) 岩盤 $E_r=4,000\text{N/mm}^2$ ($E_r/E_d=2.0$)

- 堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)
- 止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N/mm}^2$, $f=1.0$
止水コンクリート部以外: $\tau_0=0\text{N/mm}^2$, $f=1.2$)



(d) 岩盤(静的 : $E_r=2,000\text{N/mm}^2$,
動的 : $E_r=4,000\text{N/mm}^2$)

図- 2.41 堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布(最小滑動安全率の発生時刻)

【詳細モデル : 堤体底面での τ_0 の考慮の有無による比較】

2.6 貯水位条件の相違による影響の検討

2.6.1 解析条件

貯水条件の相違による影響を把握するため、表-2.9に示すとおり、貯水位を3ケース設定した。

解析モデルは、2.2で用いた堤高50mのモデル(均一モデル及び止水・構造用コンクリートや保護コンクリートを含む堤体内部構造を考慮した詳細モデル)とし、他の物性値、入力地震動等の解析条件は2.2と同様である。

表- 2.9 解析条件

堤高 H	50m
モデル	均一モデル 詳細モデル
貯水位	0.9H (45m) 0.5H (25m) 0
入力地震動	下限一庫波

2.6.2 解析結果・考察

(1) 固有値

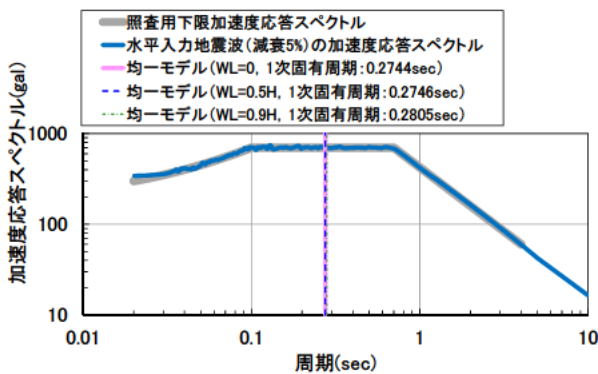
各モデルの固有値解析で得られた堤体部の固有周期（表- 2.10）のうち水平方向の主要モードに相当する1次固有周期と入力地震動（水平動）の加速度応答スペクトルとの比較を図- 2.42 に示す。

均一モデル，詳細モデルともに，貯水位が低いほど堤体固有周期はやや短くなるが，その変化は小さく，固有周期の変化する範囲では本検討で考慮する地震動の加速度応答スペクトルの値は変わらない。

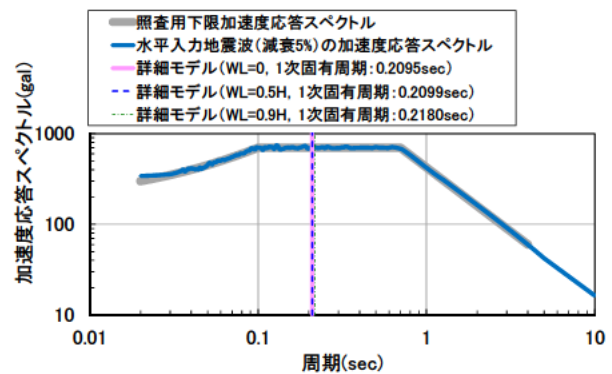
表- 2.10 堤体固有周期

単位：sec

堤体形状		均一モデル			詳細モデル		
貯水位 WL		0	0.5H	0.9H	0	0.5H	0.9H
モード	1次	0.2744	0.2746	0.2805	0.2095	0.2099	0.2180
	2次	0.1640	0.1640	0.1663	0.1430	0.1431	0.1442
	3次	0.1438	0.1448	0.1525	0.1180	0.1185	0.1240
	4次	0.0937	0.0969	0.1065	0.0867	0.0881	0.0958



(a)均一モデル



(b)詳細モデル

図- 2.42 入力地震動の加速度応答スペクトル（水平動）と堤体の1次固有周期

(2) 堤体内発生応力

各貯水位での常時(非地震時)の静的解析で得られた常時(非地震時)応力状態での主応力(最大主応力 σ_1 、最小主応力 σ_3)及び線形動的解析で得られた大規模地震時における堤体内発生応力のピーク値(時刻歴解析での σ_1 の最大値 σ_{1max} 及び σ_3 の最小値 σ_{3min})を図-2.43に示す。

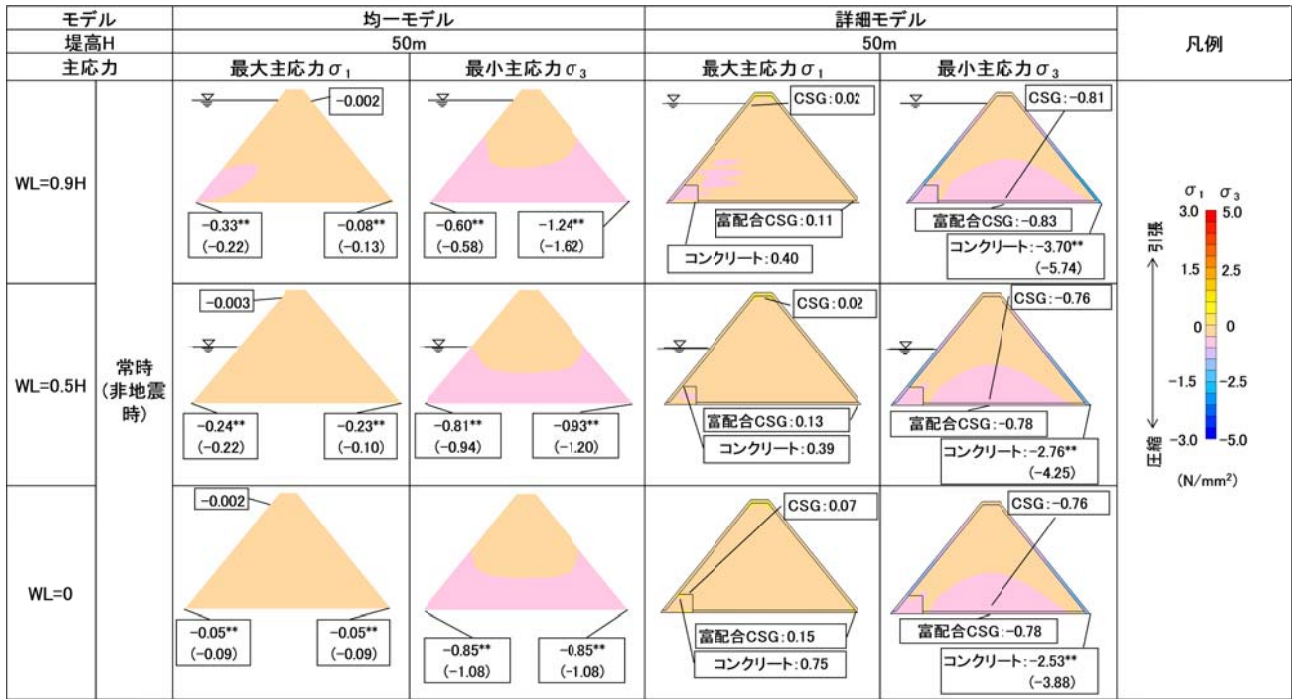
常時において、均一モデルでは、全ての貯水位条件で堤体内に引張応力は発生せず、全圧縮状態である。最大圧縮応力は、全ての貯水位条件で堤体下流端に生じ、貯水位が高いほど大きくなっている。なお、上流端では貯水位が低いほど大きくなっている。

これに対し、詳細モデルでは、内部 CSG では最大主応力 σ_1 については、貯水が低いほど最大引張応力は若干大きくなるものの、その値は比較的小さく、また貯水位による影響も小さいことが分かる。なお、最大引張応力は、貯水位 0.5H 及び 0.9H の場合で天端付近に生じ、貯水なしでは止水・構造用コンクリートとの境界部に発生する。最小主応力 σ_3 については、全ての貯水位条件で最大圧縮応力は堤体底面中央部に生じ、貯水位が高くなると若干大きくなる。富配合 CSG 部では、最大引張応力の値は内部 CSG と同様、貯水位が低いほど若干大きくなり、最大圧縮応力は貯水位が高いほど大きくなる。コンクリート部についても、最大応力の値は同様の傾向であるが、最大引張応力は貯水位が 0.9H の場合は富配合 CSG との境界部で、貯水位が 0.5H 及び 0(貯水なし)の場合は止水・構造用コンクリートの上面で生じ、最大圧縮応力は全ての貯水位条件で下流端に生じる。

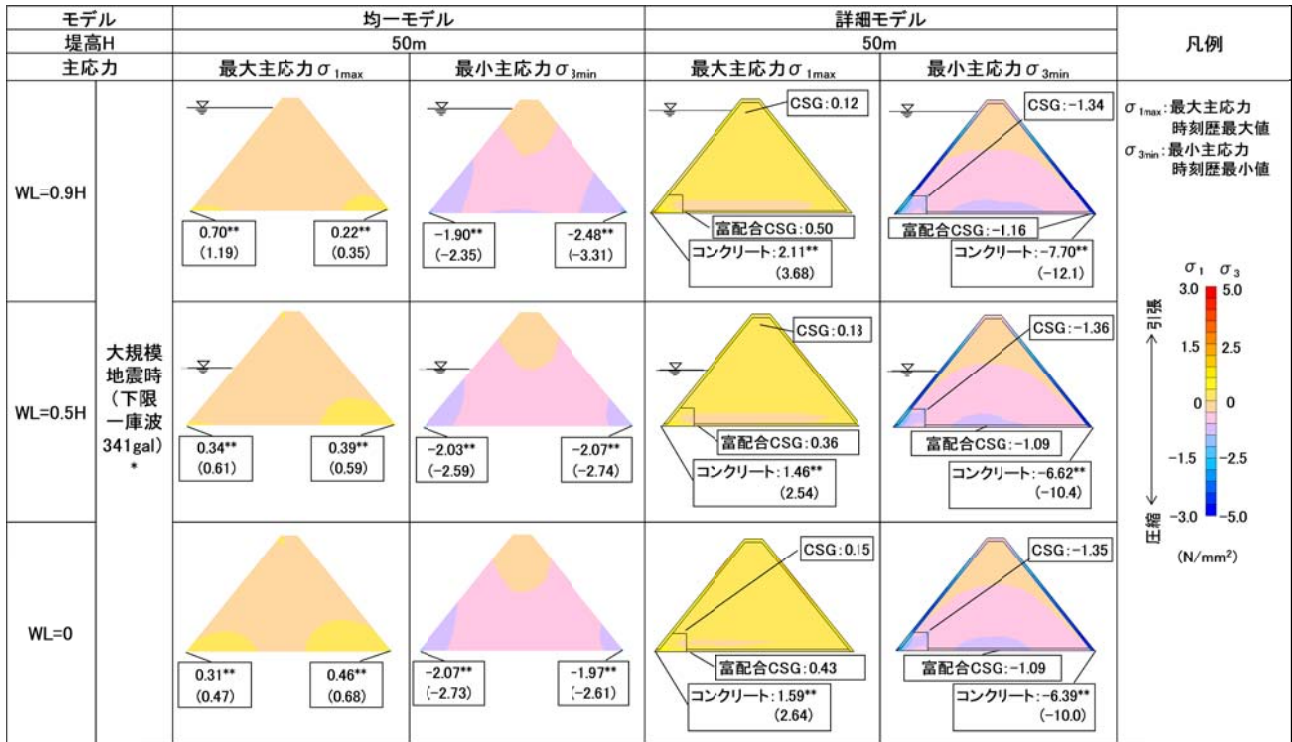
大規模地震時においては、均一モデルでは堤体内に引張応力が生じ、その最大値は貯水位が高くなると大きくなる傾向にある。引張応力が集中するのは貯水位が 0.9H の場合は上流端、貯水位が 0.5H 及び貯水なしの場合は下流端である。 σ_3 については、貯水位が高くなると最大圧縮応力は大きくなり、最大応力の発生位置は貯水位が 0.5H、及び 0.9H の場合は下流端、貯水なしの場合は上流端である。

一方、詳細モデルでは、内部 CSG の σ_1 については貯水位による影響はほとんどない。富配合 CSG 部の地震時応力については、最大圧縮応力は、貯水位が高いほど若干大きくなっており、その最大値は貯水位が高いと下流端側に移行している。コンクリート部の地震時応力については、全ての貯水位条件で、 σ_1 については上流端、 σ_3 については下流端で最大となっており、最大引張応力、最大圧縮応力とも貯水位が高いほど大きくなる。

以上より、均一モデルでは、貯水位が高いほど、堤体内の最大引張応力及び最大圧縮応力は大きくなるが、堤体内部構造を考慮した詳細モデルでは、均一モデルと比べ貯水位の変化による堤体内応力への影響は小さい。また、貯水位条件の相違による堤体内発生応力への影響は、基本的には両モデルとも貯水位が高いほど、応力集中箇所での発生応力の最大値は引張応力・圧縮応力とも大きくなるが、応力値が最大となる箇所は貯水位条件により異なる。



(a) 常時(非地震時)



(b) 大規模地震時(線形動的解析)

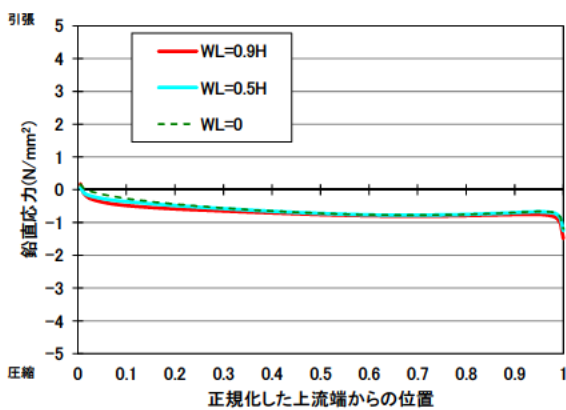
* : 1995年兵庫県南部地震の際、震源近の一庫ダムの基礎部で観測された加速度時刻歴波形を照査し、下限加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整した波形の最大水平加速度。
 ** : 堤体上流端部の応力は、端部要素とそれに隣接する要素での平均値。()は端部要素での計算値。

図- 2.43 常時応力及び線形動的解析による大規模地震時の堤体内応力分布

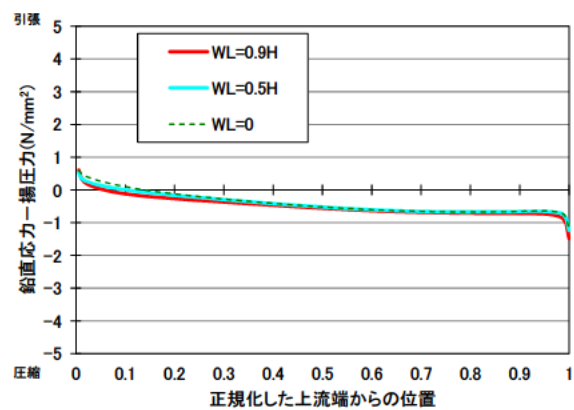
(3) 転倒及び滑動に対する安定性

転倒に対する安定性について、堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図- 2.44、図- 2.45 に示す。なお、同図には線形動的解析から求まる鉛直応力と同鉛直応力から底面に作用する揚圧力（台形 CSG ダムの設計で考慮される図- 2.11 の分布）を控除した値の分布を示している。

両モデルとも、鉛直応力の分布は貯水位条件によらず、ほぼ同程度であり、堤体底面の大部分で圧縮側となっている。貯水位が 0.5H 及び貯水なしの場合、貯水位が 0.9H の場合に比べて鉛直応力が若干引張側となる傾向にあるが、これは貯水位が低いと上流面に作用する水重が小さくなること或いは作用しないことによるものと考えられる。



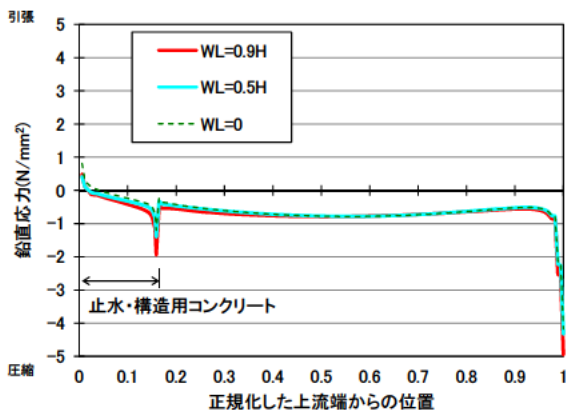
(a) 動的解析結果（揚圧力控除せず）



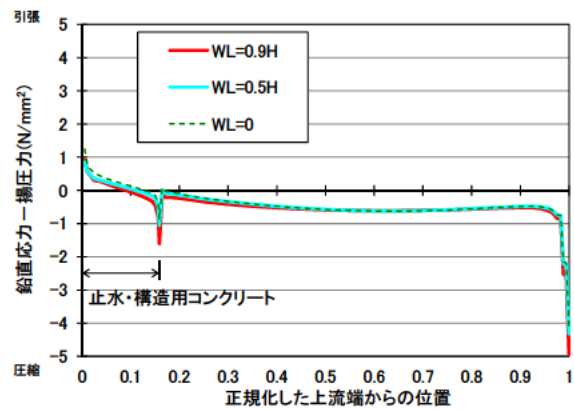
(b) (a)から揚圧力を控除したもの

*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図- 2.44 堤体底面での鉛直応力分布【均一モデル】



(a) 動的解析結果（揚圧力控除せず）



(b) (a)から揚圧力を控除したもの

*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図- 2.45 堤体底面での鉛直応力分布【詳細モデル】

次に、滑動に対する安定性への影響について、(2)式により求めた各貯水位条件における滑動安全率の時刻歴最小値(最小滑動安全率)を図- 2.46 に、最小滑動安全率が生じる時刻におけるせん断応力及び鉛直応力を用いて(3)式により求めた滑動に対する局所滑動安全率を図- 2.47, 図- 2.48 に示す。図- 2.49 には(3)式による局所滑動安全率分布のほか、止水コンクリート部では(4)式によりせん断強度と内部摩擦角で示されるせん断摩擦抵抗を考慮した場合の局所滑動安全率分布を示している。ここで用いた基礎岩盤のせん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ は、2.2 と同様である。

図- 2.46 より、均一モデル、詳細モデルともに、貯水位条件が高いほど、最小滑動安全率が小さくなっている。また、図- 2.47, 図- 2.48 より、最小滑動安全率が生じる時刻におけるせん断応力は $WL=0.9H$ のときが最も大きく、局所滑動安全率は貯水位が最も高い $WL=0.9H$ のケースが最も小さくなっている。

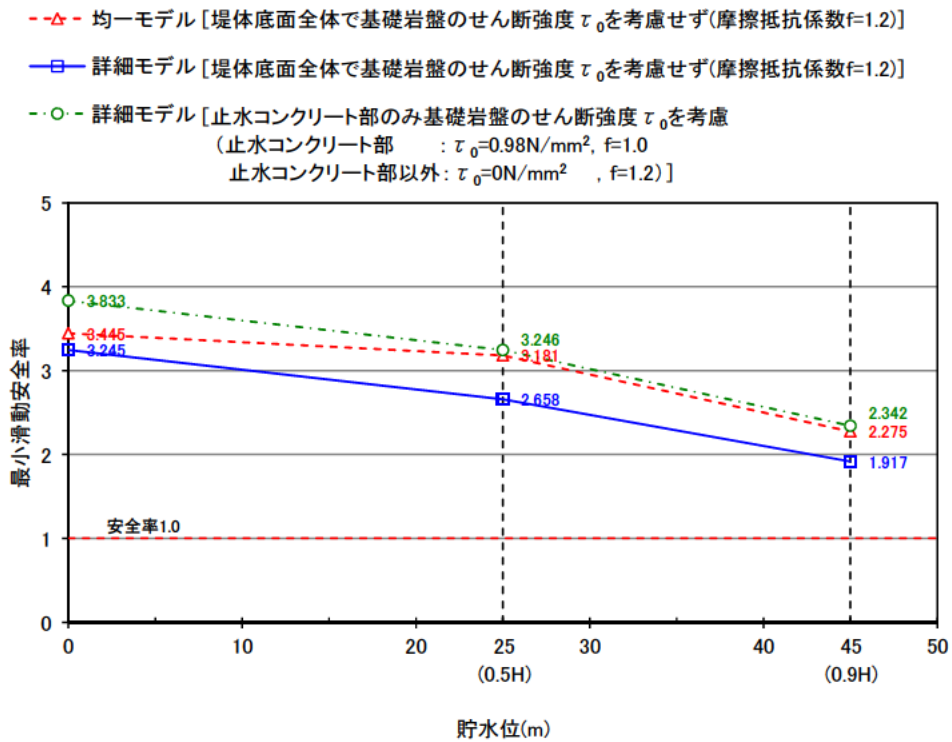
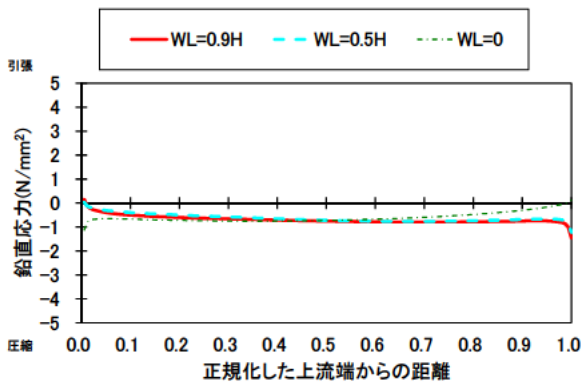
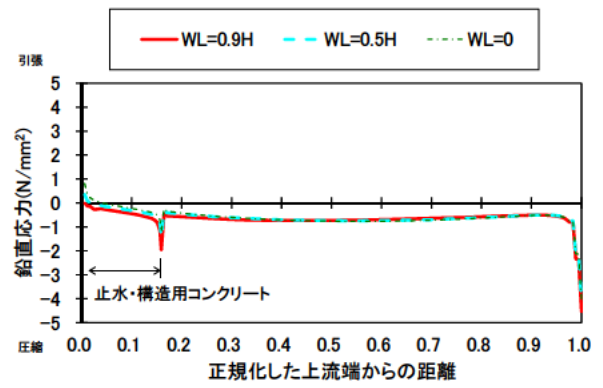


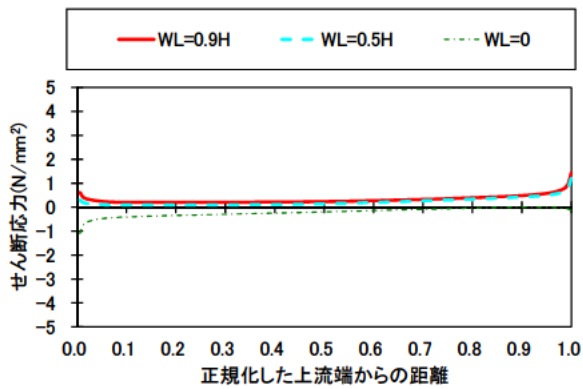
図- 2.46 各貯水位条件における最小滑動安全率



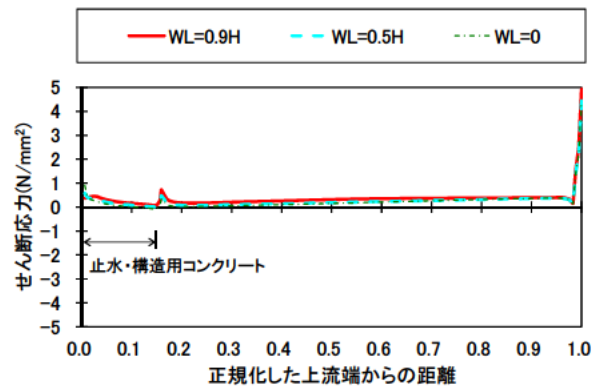
(a)鉛直応力



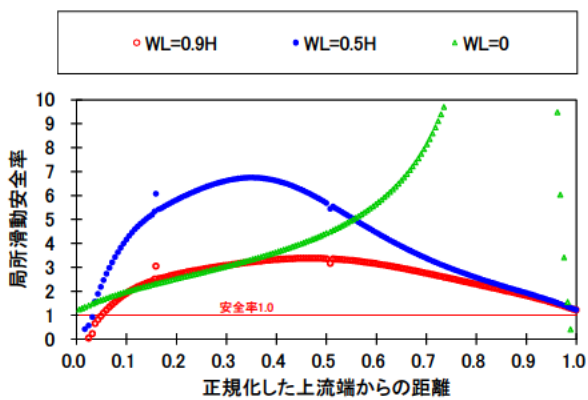
(a)鉛直応力



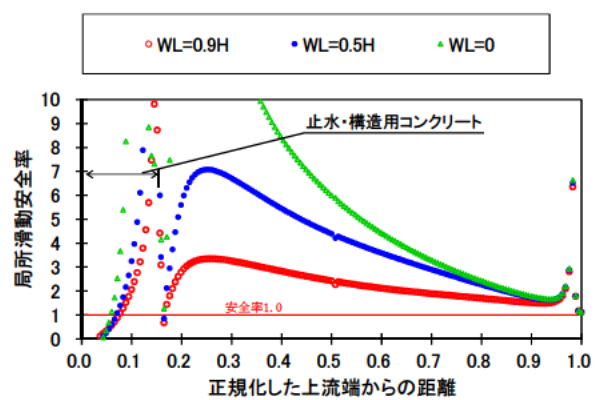
(b)せん断応力



(b)せん断応力



(c)局所滑動安全率



(c)局所滑動安全率

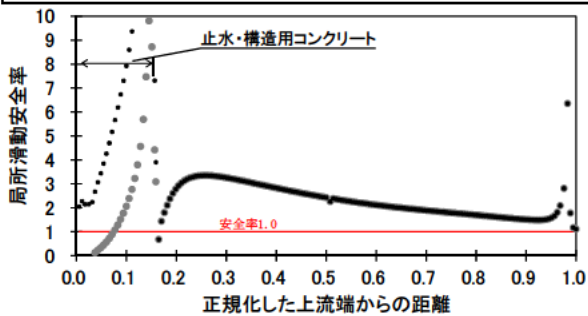
図- 2.47 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)

【均一モデル：堤体底面での τ_0 を考慮せず】

図- 2.48 堤体底面沿いのせん断応力，鉛直応力，局所滑動安全率の分布
(最小滑動安全率の発生時刻)

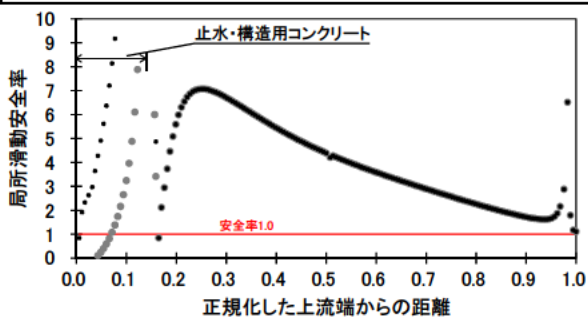
【詳細モデル：堤体底面での τ_0 を考慮せず】

- 堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)
- 止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N}/\text{mm}^2$, $f=1.0$
止水コンクリート部以外: $\tau_0=0\text{N}/\text{mm}^2$, $f=1.2$)



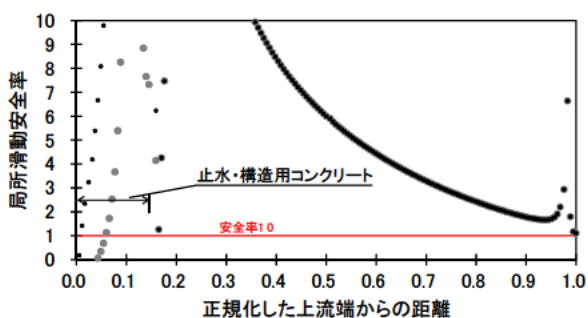
(a) 貯水位 $WL=0.9H$ (45m)

- 堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)
- 止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N}/\text{mm}^2$, $f=1.0$
止水コンクリート部以外: $\tau_0=0\text{N}/\text{mm}^2$, $f=1.2$)



(b) 貯水位 $WL=0.5H$ (25m)

- 堤体底面全体で基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮せず(摩擦抵抗係数 $f=1.2$)
- 止水コンクリート部のみ基礎岩盤のせん断強度 τ_0 を考慮
(止水コンクリート部 : $\tau_0=0.98\text{N}/\text{mm}^2$, $f=1.0$
止水コンクリート部以外: $\tau_0=0\text{N}/\text{mm}^2$, $f=1.2$)



(c) 貯水位 $WL=0$ (貯水なし)

図- 2.49 堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布(最小滑動安全率の発生時刻)

【詳細モデル：堤体底面での τ_0 の考慮の有無による比較】

3. 大規模地震時に想定すべき損傷形態の検討

3.1 概要

堤体材料を弾性材料とみなして設計される点で共通するコンクリートダムの耐震性能照査では、その損傷過程を含め大規模地震時の挙動を推定する必要がある場合、コンクリートの強度特性（圧縮強度に比べ引張強度がかなり小さい）を考慮し、引張破壊による損傷過程を考慮できる非線形動的解析⁹⁾が用いられる。この解析は、特に重力式コンクリートダムの耐震性能照査では一般的なものとなっているが、これは同型式ダムで引張応力の集中が問題となる上流端（堤踵部）での主応力が上流面に沿うほぼ一軸引張状態となることとも対応している。

台形 CSG ダムにおいても、CSG の強度特性として圧縮強度より引張強度がかなり小さい点ではコンクリートと同様であり、大規模地震時における損傷形態としてまず引張破壊によるものが想定される。しかし、コンクリートダムとは上下流面勾配などの断面形状が異なるほか、堤体内にはその大部分を占める CSG 以外に止水・構造用コンクリートや保護コンクリートが配置される。このため、前章（2.）に示した線形動的解析で得られた堤体各部の応力状態を既往の設計事例等に基づいて想定される堤体各部の材料強度等と比較することで、台形 CSG ダムで大規模地震時の挙動を推定する場合に考慮すべき損傷形態について検討した。

なお、ここで検討する堤体内の応力集中によるもの以外の損傷形態として、構造設計時にも検討される堤体全体の転倒や堤体底面での滑動がある。大規模地震時の挙動としてはこれらを想定した検討も別途必要と考えられる。

3.2 検討条件

2.2 の検討に用いた台形 CSG ダム堤体(堤高 $H=50\text{m}$)と貯水池及び基礎岩盤からなる解析モデルのうち、堤体内部構造を反映したモデル(詳細モデル, 図-2.3)を用いた線形動的解析で得られる堤体各部における大規模地震作用中の主応力(最大主応力 σ_1 及び最小主応力 σ_3)を抽出した。なお、大規模地震時における損傷形態をより明確に把握するため、2.4 での解析と同様、下限一庫波 1 倍の解析結果のほか、下限一庫波 2 倍、3 倍での解析結果も用いた。また、2.6 での考察を踏まえ、貯水位が高いほど、堤体内発生応力や滑動に対する安定性に対して安全側の条件となることから、貯水位は $0.9H(=45\text{m})$ として設定した。解析条件を表-3.1 に示す。

表- 3.1 解析条件

堤高 H	50m
堤体物性	詳細モデル
貯水位	0.9H (45m)
入力 地震動	①下限一庫波振幅×1 (下限一庫波(図-2.5): 最大水平加速度 341gal) ②下限一庫波振幅×2 (①の加速度振幅を 2 倍: 最大水平加速度 682gal) ③下限一庫波振幅×3 (①の加速度振幅を 3 倍: 最大水平加速度 1,023gal)

各種形態での損傷の可能性を検討する上で発生応力との比較が必要となる堤体材料(CSG 及びコンクリート)の各種強度等は表-3.2 及び表-3.3 のように設定した。

CSG の圧縮強度は、台形 CSG ダムの設計の考え方¹⁾を参考に設定した。すなわち、均一ダムモデル(図-2.3)での解析(設計地震(0.16G)相当の地震動を考慮)を別途行って得られた堤体内の地震時最大圧縮応力に対し、設計時に考慮される安全率(1.5)が確保される弾性領域強度(CSG の一軸圧縮試験で得られる弾性領域での最大応力で、台形 CSG ダムの断面設計や品質管理において「CSG の強度」¹⁾と呼ばれるもの)を有する CSG が使用されるものとした。そして、このようにして設定した弾性領域強度をもとに、既往建設事例での CSG のピーク強度に対する弾性領域強度の比(0.6~0.8 程度¹⁰⁾)を参考に、この比を 0.7 として圧縮強度(ピーク強度)を設定した。

CSG の引張強度は、上記の弾性領域強度に対する一般的な比¹⁾を考慮し、弾性領域強度の 1/7 相当とした。

CSG のせん断強度は、既往の室内試験結果³⁾を参考に圧縮強度(ピーク強度)の 1/5 相当とした。

CSG の内部摩擦角は、既往の試験事例¹⁾を参考に 43° (内部摩擦係数 0.93)とした。

コンクリート(止水・構造用コンクリートおよび保護コンクリート)の強度等については、一般的な値として圧縮強度を設定し、引張強度はその 1/10、せん断強度は同 1/5¹¹⁾とした。内部摩擦角は既往の試験事例¹²⁾を参考に 45° とした。

表- 3.2 CSG の各種強度等の設定値

強度	設定値	摘要
弾性領域強度 (N/mm ²)	3.59	設計地震 (0.16G) 時における 最大圧縮応力×1.5
圧縮強度(ピーク強度) (N/mm ²)	5.13	弾性領域強度/0.7
引張強度 (N/mm ²)	0.51	弾性領域強度/7 ¹⁾
せん断強度 (N/mm ²)	1.0	圧縮強度 (ピーク強度) /5 ³⁾
内部摩擦角 (°)	43	試験事例 ¹⁾

表- 3.3 コンクリートの各種強度等の設定値

強度	設定値	摘要
圧縮強度 (N/mm ²)	24.0	一般値
引張強度 (N/mm ²)	2.4	圧縮強度/10 ¹¹⁾
せん断強度 (N/mm ²)	4.8	圧縮強度/5 ¹¹⁾
内部摩擦角 (°)	45	試験事例 ¹²⁾

一方、滑動に対する安定性を判定するにあたって必要となる堤体底面でのせん断強度及び摩擦抵抗係数は表- 3.4 のとおり設定した。このうち、せん断強度は設計時には考慮されないが、前章(2.)での検討と同様、実施工では止水コンクリート部については少なくとも基礎岩盤との一体化が図られるものとし、せん断強度を期待できる条件とした。すなわち、富配合 CSG 部では摩擦抵抗のみ考慮し、摩擦抵抗係数の値は CL~CM 級岩盤での原位置せん断試験後の二度押し試験結果⁶⁾を参考に設定した。止水コンクリート部では、既往文献の岩級区分と岩盤物性の関係⁸⁾を参考に同岩級でのせん断強度及び摩擦抵抗係数を設定した。

表- 3.4 滑動に対する安定性検討用物性値

範囲	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	摩擦抵抗係数 f
富配合 CSG 部	0	1.2
止水コンクリート部	0.98	1.0

3.3 検討結果・考察

(1) 圧縮，引張，およびせん断応力に対する検討

解析結果から抽出した圧縮応力の最大値（最小主応力 σ_3 の最小値の絶対値）と設定した堤体各部の CSG またはコンクリートの圧縮強度（ピーク強度）の関係を図- 3.2 (a)，同引張応力の最大値（最大主応力 σ_1 の最大値の絶対値）と引張強度の関係を図- 3.2 (b)に示す。両図とも，それぞれ線形動的解析で得られる圧縮応力（ σ_3 ）がピーク強度を超過する領域及び引張応力が引張強度を超過する領域を着色して示している。また，組み合わせ応力であるせん断応力については，コンクリートのほか CSG についても供試体での一面せん断試験結果³⁾を参考に Mohr-Coulomb の破壊規準が適用できるものとし，(5)式で算出される局所せん断摩擦安全率が 1.0 を下回る領域を図- 3.2(c)に着色して示している。なお，本検討で設定した強度等の条件では，各図とも下限一庫波 1 倍の場合(加速度 1 倍)には着色領域が生じなかったため，ここでは同波形の振幅を 2 倍及び 3 倍に引き延ばした波形を入力地震動とした場合(加速度 2 倍，3 倍)の結果を示している。

$$f_s \equiv \frac{r_{\max}}{r} = \frac{\tau_0 \cos \phi + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) \sin \phi}{\frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1)} \dots (5)$$

ここに，

- f_s : 各堤体材料のせん断強度及び内部摩擦角で示される摩擦抵抗を考慮した局所せん断摩擦安全率
- r, r_{\max} : 図- 3.1 参照
- τ_0 : 各堤体材料のせん断強度（表- 3.2，表- 3.3）
- ϕ : 各堤体材料の内部摩擦角（表- 3.2，表- 3.3）
- σ_1 : 最大主応力
- σ_3 : 最小主応力

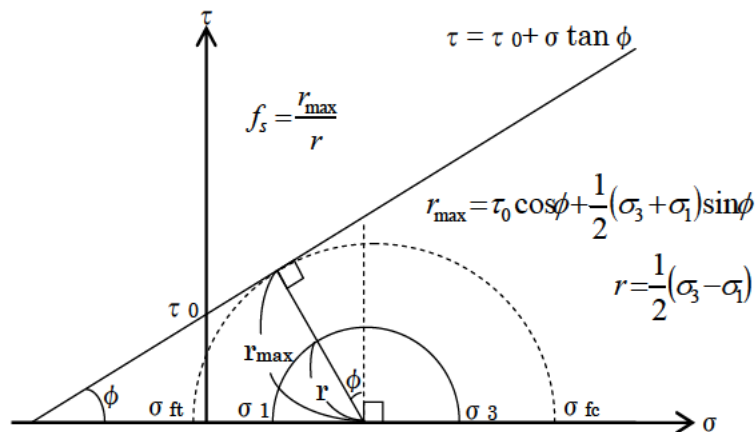


図- 3.1 局所せん断摩擦安全率 f_s 算出の概念図

図- 3.2 より以下のことが言える。

1) 圧縮応力による損傷の可能性 (図- 3.2 (a))

最小主応力 σ_3 が堤体材料の圧縮強度を超える着色領域は、加速度 2 倍のケースまでは全く生じず、同 3 倍のケースで堤体下流端部のごく一部に生じるのみである。

2) 引張応力による損傷の可能性 (図- 3.2 (b))

最大主応力 σ_1 が堤体材料の引張強度を超える着色領域は、CSG 部については、加速度 2 倍のケースで堤体底面の止水・構造用コンクリート境界部 (図中 A) の内部 CSG と下流端付近 (図中 B) の富配合 CSG に生じ、同 3 倍ケースではこれらの領域から堤体内部に広がるとともに、新たに止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG (図中 C) に生じている。コンクリート部については、加速度 2 倍のケースで堤体上流端付近の止水・構造用コンクリート (図中 D) および上流面の保護コンクリート (図中 E, F) に生じ、同 3 倍のケースではさらに拡大している。

3) せん断応力による損傷の可能性 (図- 3.2 (c))

局所せん断摩擦安全率が 1.0 を下回る着色領域は、CSG 部については加速度 2 倍および同 3 倍の両ケースで止水・構造用コンクリートとの境界付近の富配合 CSG (図中 G)、加速度 3 倍のケースでは止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG (図中 H) に生じている。コンクリート部については、加速度 2 倍のケースで堤体上流端付近の止水・構造用コンクリート (図中 I)、同 3 倍のケースではこれに加えて上流面の保護コンクリートの一部 (図中 J) に分布している。

以上(1)~(3)の着色領域を比較すると、最も大きいのは最大主応力 σ_1 が引張強度を超える領域である。続いては局所せん断摩擦安全率が 1.0 を満たす領域であるが、同領域は、CSG 部、コンクリート部とも最大主応力 σ_1 が引張強度を超える領域に含まれている。なお、入り地震動が強大で着色領域が相対的に広がる加速度 3 倍のケースの各図中には、着色領域中の代表箇所 (A~J) での各応力の方向も示しているが、このうち図- 3.2 (b)での各代表箇所に生じる引張応力 (最大主応力 σ_1) の方向は、堤体内部 CSG と止水・構造用コンクリート部の境界 (A, C) では両者を分離しようとする方向、上下流端部 (B, D) では堤体が基礎岩盤から浮き上がる方向、保護コンクリート部 (E, F) では上下流面にほぼ平行である。一方、図- 3.2 (c)の各代表箇所 (G~J) でのせん断応力はいずれもほぼ水平方向である。

以上のことから、大規模地震時三台形 CSG ダム堤体内で先行的に生じる可能性がある損傷形態は、主に引張応力の集中によるものと考えられ、想定される損傷箇所としては、堤体上下流端付近のコンクリート及び CSG のまわりの止水・構造用コンクリートとの境界付近の内部 CSG と上下流面の保護コンクリート部が挙げられる。

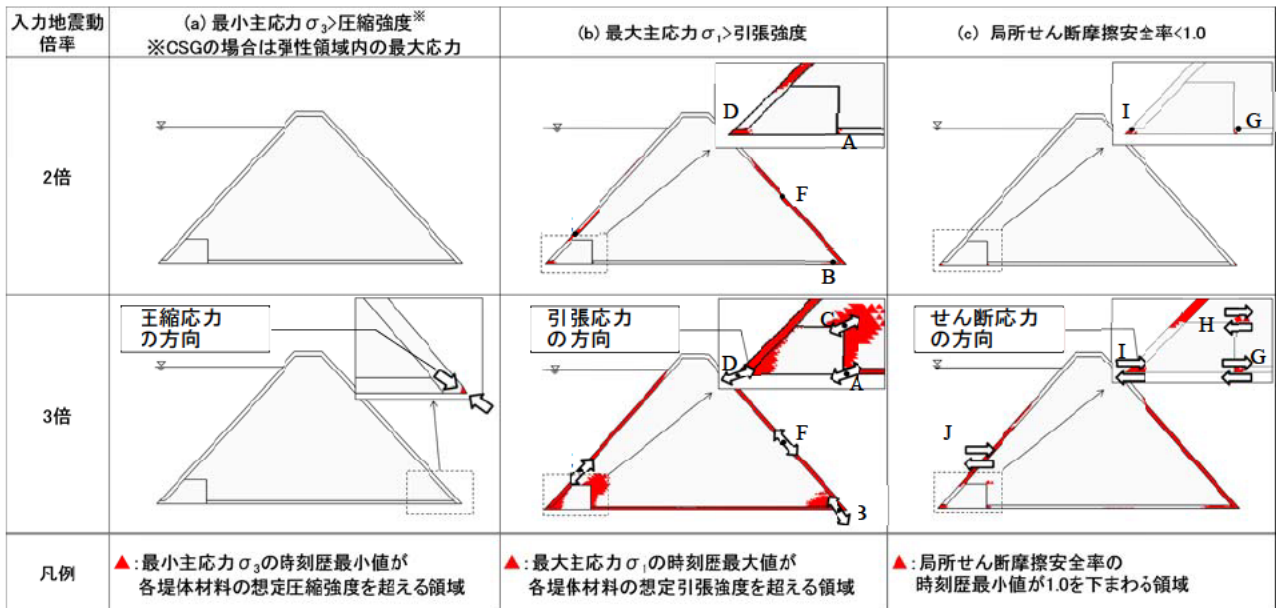
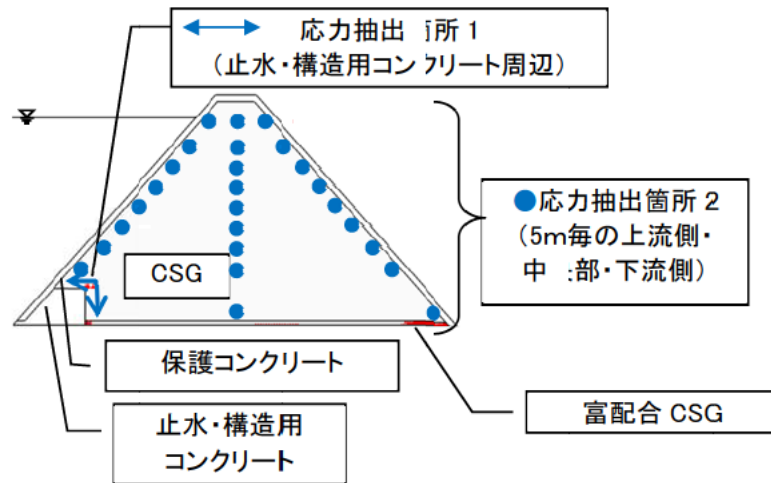


図- 3.2 大規模地震時に主応力が堤体材料の引張強度、圧縮強度を超える領域および局所せん断摩擦安全率が1.0を下まわる領域（線形動的解析）

(2) 二軸応力状態を考慮した検討

重力式コンクリートダムの場合、地震時に応力集中が問題となる上流端（堤踵部）での主応力状態は上流面勾配が鉛直に近い一般的な形状の場合ほぼ一軸引張状態となり、圧縮力が集中する下流端での主応力状態はほぼ下流面に沿う方向の一軸圧縮状態となる。しかし、断面形状や内部構造が異なる台形CSGダムでは、応力集中箇所での主応力状態が単なる一軸応力状態とならない可能性もある。そこで、上記(1)の検討で応力集中が生じやすいと考えられる箇所のうち、CSG部における応力集中箇所を含む主要箇所（図-3.3）を対象に、引張・圧縮を同時に受ける状態（二軸応力状態）での員傷の可能性について、線形動的解析で得られた主応力（ σ_1 、 σ_3 ）の履歴により確認することとした。なお、CSGの多軸応力状態での破壊規準は実験的に明らかにされていないが、供試体での簡易一面せん断試験結果³⁾を参考にMohr-Coulombの破壊規準が適用できるものとし、ここでは同規準と等価な二軸応力平面上的規準線として図-3.4に示すものを仮定した。同図中の実線が引張強度と一軸圧縮強度（ピーク強度）の設定値をもとに設定した規準線であり、支線は一軸圧縮強度（ピーク強度）のかわりに弾性領域強度の設定値を用いた場合のものである。



*赤領域は堤体内部 CSG の局所せん断摩擦安全率が 1.0 を下まわる領域（入力地震動加速度の加速度 3 倍のケース）。

図- 3.3 内部 CSG の応力抽出箇所

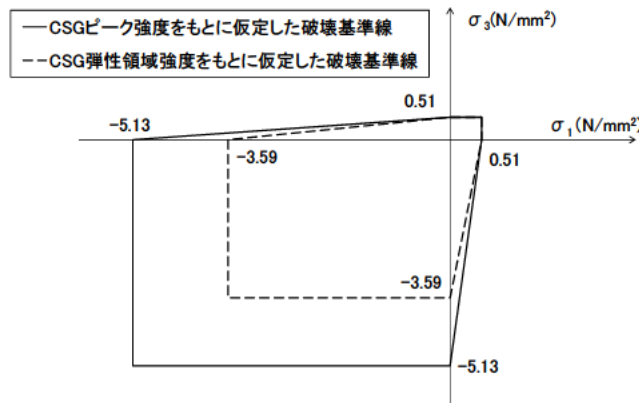
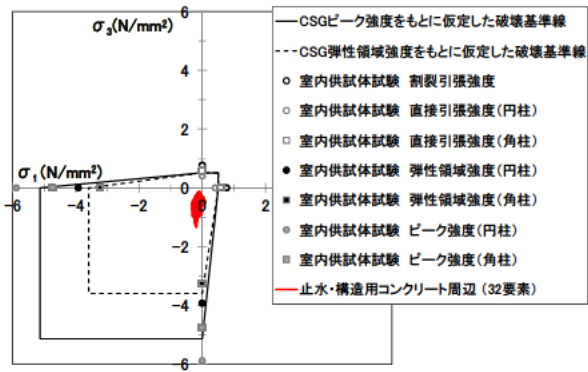


図- 3.4 仮定した CSG の破壊規準線

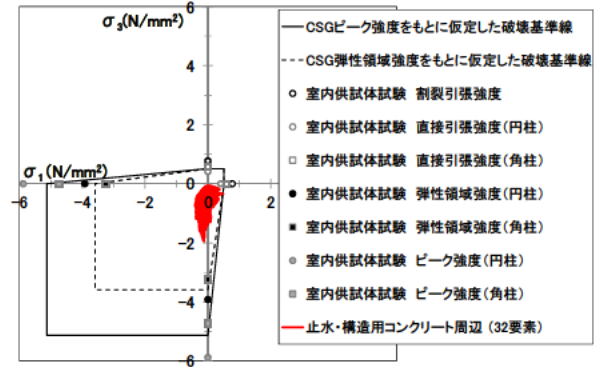
図- 3.3 に示した各抽出箇所における σ_1 , σ_3 平面での地震動作用中の応力履歴を入力地震動倍率別に図- 3.5～図- 3.7 に示す。各図中には、参考として CSG 供試体での試験値（引張強度、一軸圧縮強度（ピーク強度）及び弾性領域強度）³⁾も示している。図- 3.5 及び図- 3.6 より、入力地震動の加速度 1 倍および 2 倍のケース（最大水平加速度 341gal, 682gal）では各抽出箇所とも仮定した破壊基準を超える応力状態は生じていない。一方、加速度 3 倍（最大水平加速度 1,023gal）のケース（図- 3.7）では、止水・構造用コンクリート周辺の内部 CSG のみ一時的に仮定した破壊規準を超えることが分かるが、この際の応力状態はほぼ一軸引張状態に近く、他の抽出箇所では全て応力状態は規準線内に収まっている。

以上のことから、大規模地震時における台形 CSG ダム体内（CSG 部）の応力集中による員傷形態として二軸応力状態での損傷を特に想定する必要性は低く、基本的には一軸引張状態での応力集中による損傷過程（引張軟化によるひび割れの発生・進展）を考慮すればよいものとえられる。

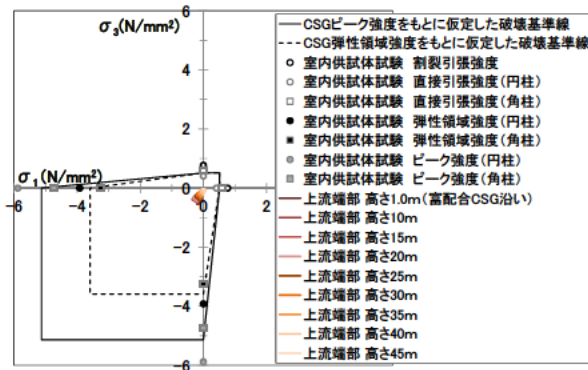
なお、コンクリート部については、引張応力の集中する上流端部や保護コンクリート部での二軸応力状態は概ね上下流面に沿う方向の一軸引張に近い状態となっており（図- 3.2 中の D,E,F）、基本的に一軸引張状態での損傷を考慮すればよいものとえられる。



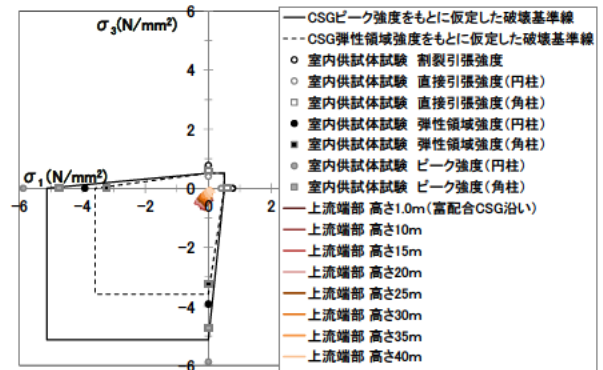
(a) 止水・構造用コンクリート周辺



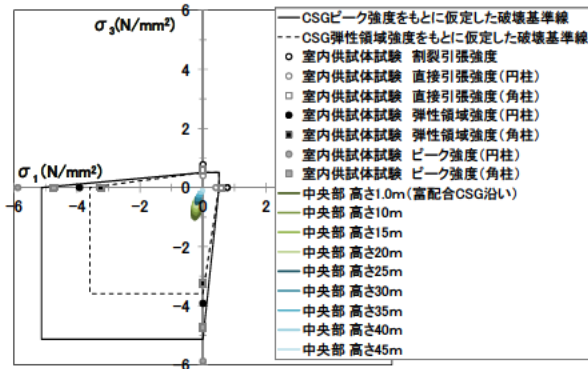
(a) 止水・構造用コンクリート周辺



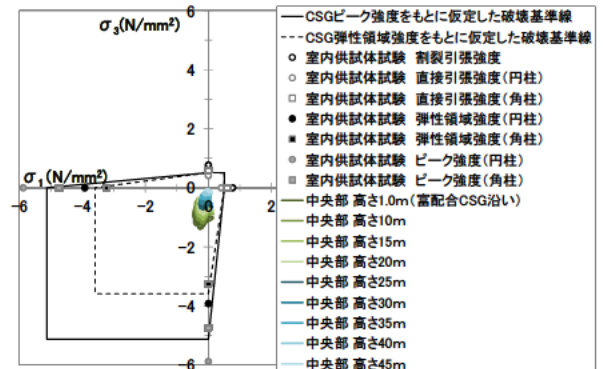
(b) 内部 CSG 上流側



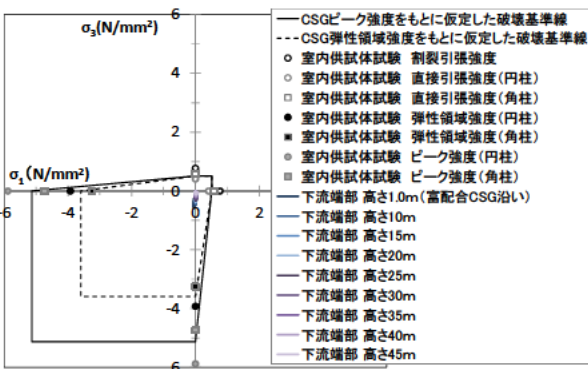
(b) 内部 CSG 上流側



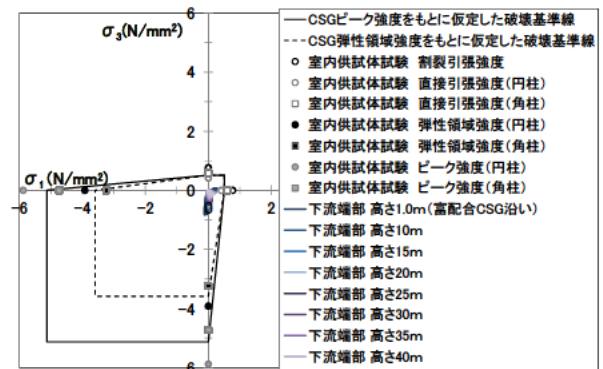
(c) 内部 CSG 中央部



(c) 内部 CSG 中央部



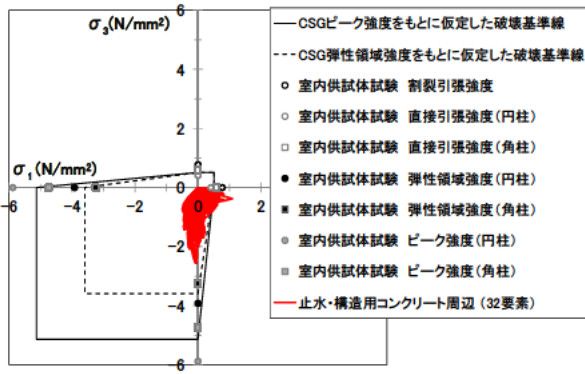
(d) 内部 CSG 下流側



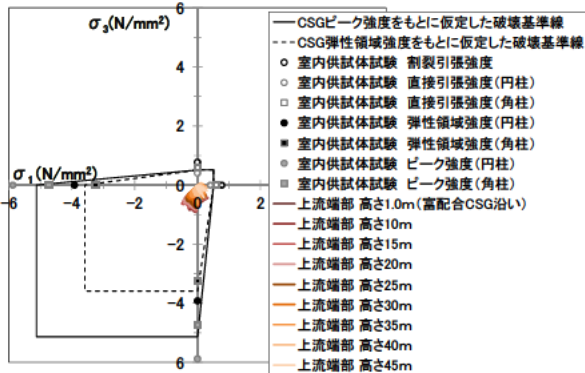
(d) 内部 CSG 下流側

図- 3.5 抽出した要素の応力時刻歴
(下限一庫波振幅 1 倍 : 最大水平加速度 341gal)

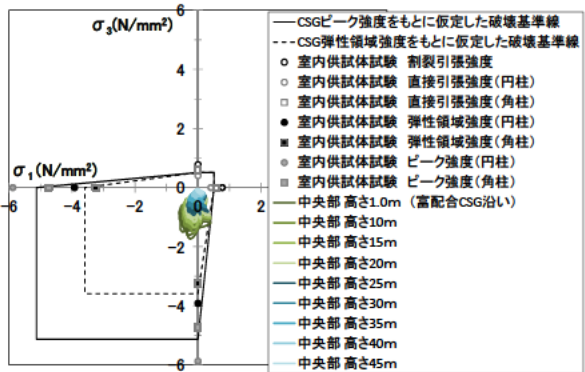
図- 3.6 抽出した要素の応力時刻歴
(下限一庫波振幅 2 倍 : 最大水平加速度 682gal)



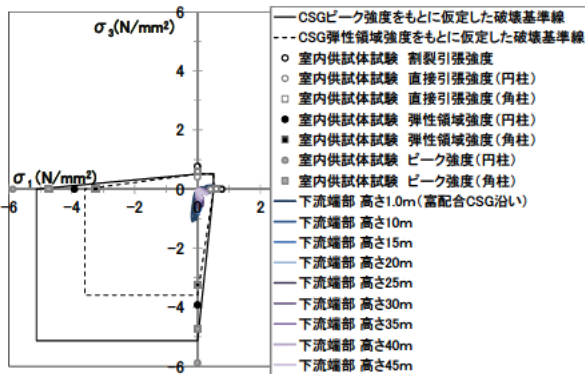
(a) 止水・構造用コンクリート周辺



(b) 内部 CSG 上流側



(c) 内部 CSG 中央部



(d) 内部 CSG 下流側

図- 3.7 抽出した要素の応力時刻歴

(下限一庫波振幅3倍:最大水平加速度1,023gal)

4. 大規模地震時における損傷過程を考慮した動的挙動の推定に関する検討

4.1 概要

前章(3.)での検討から、大規模地震時における台形 CSG ダムの損傷形態のうち堤体内部の応力集中によるものとしては、基本的に一軸引張状態での応力集中によるものを考慮すればよいことがわかった。そこで、これまでの実験的検討で得られている堤体材料(CSG 及びコンクリート)の引張軟化特性を考慮した非線形動的解析を行い、台形 CSG ダムの大規模地震時における損傷過程の推定に関して検討した。

4.2 解析方法

4.2.1 解析モデル

解析モデルは前章までの検討と同じ図- 2.3 のモデル（高さ 50m、止水・構造用コンクリートや保護コンクリートなどの堤体内部構造を考慮したモデル（詳細モデル））を用いた。

解析モデルの要素分割は、図- 4.1 に示すとおり、別途実施した実験的検討³⁾で得られた CSG の引張強度や破壊エネルギーの大きさから求める CSG の引張軟化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、保護コンクリート部、止水・構造用コンクリート部及び高配合 CSG 部では 0.1m 程度、内部 CSG では 1.0m 程度の大きさとした。

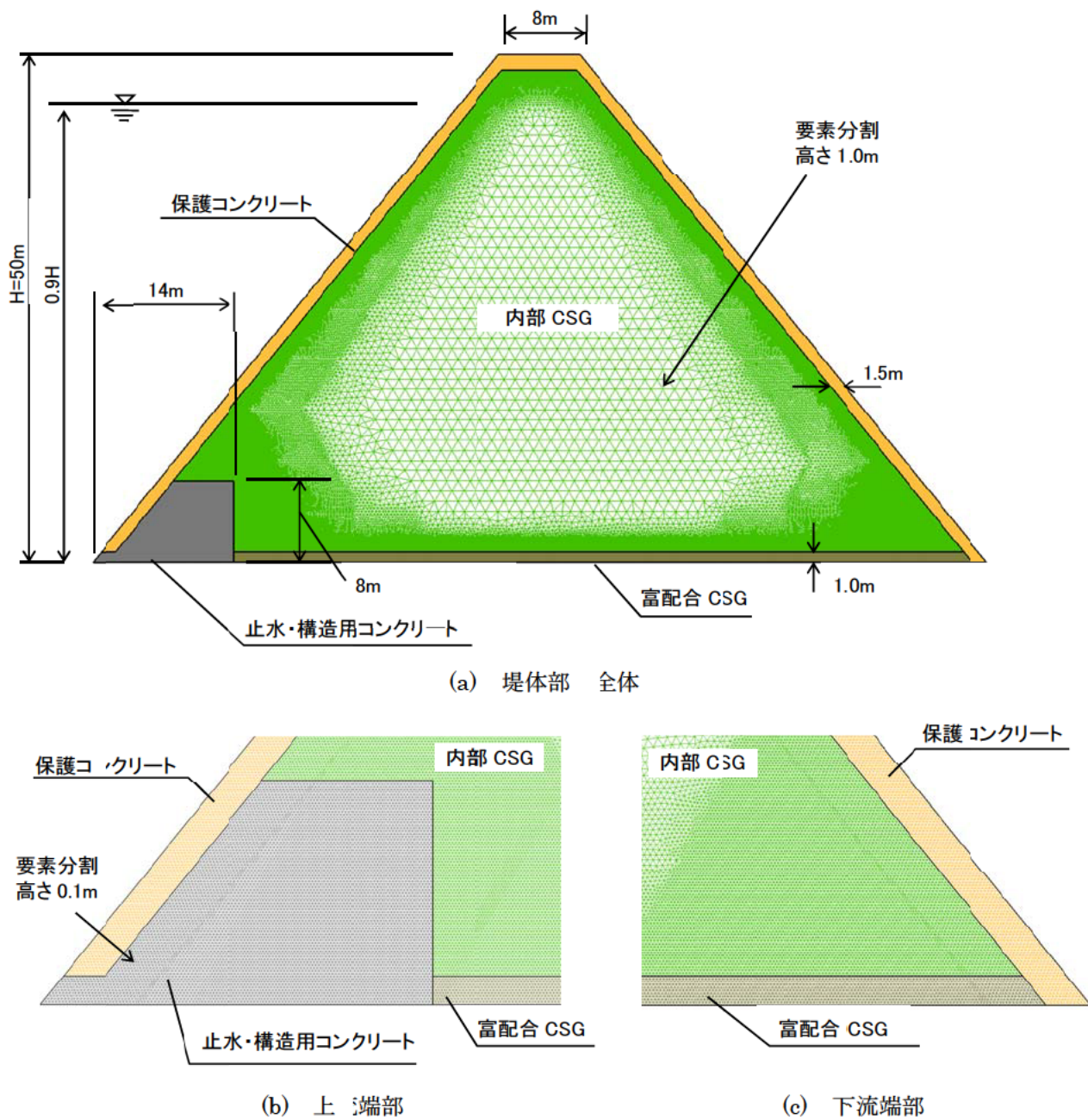


図- 4.1 解析モデル 要素分割図

4.2.2 物性値

(1) 各種強度・弾性係数等

解析に用いた物性値のうち、堤体材料の各種強度・弾性係数など引張軟化特性に係る破壊エネルギー等以外のものは表-4.1に示すとおり設定した。

このうち、CSGの各強度は（圧縮強度（ピーク強度）、弾性領域強度及び引張強度）については、前章の検討では断面設計での必要強度をもとに設定したが、ここでは、後述する破壊エネルギーや引張軟化特性の実験的検討³⁾で用いたのと同配合の内部CSGを想定した供試体で得られた試験結果を参考に設定した。すなわち、試験結果の平均値相当の値として内部CSGでの各強度を設定した。富配合CSGについては、内部CSGの圧縮強度（ピーク強度）に対する富配合CSGの同強度の比を、既往施工事例や両配合を想定した供試体試験結果を参考に1.35倍として設定した。

CSGの弾性係数は、実験的検討³⁾から弾性係数と圧縮強度（ピーク強度）が概ね線形関係にあることがわかっているため、同検討で得られた(6)式^{3)・13)}の関係をを用いて、圧縮強度（ピーク強度）をもとに設定した。

$$E_c = \{0.18 + (f'_c - 4.0) / 37\} \times 10000 \quad (6)^{3)・13)}$$

ここに、

E_c : 変位計を用いた一軸圧縮試験で得られる弾性係数[N/mm²]

f'_c : 圧縮強度（一軸圧縮試験でのピーク強度）[N/mm²]

コンクリートについては、前章での検討と同様、圧縮強度を24N/mm²とし、引張強度はその1/10とした。基礎岩盤については、その弾性係数を内部CSGと同一値とした。

表- 4.1 物性値一覧（引張軟化特性に関わるものを除く）

物性	内部 CSG	富配合 CSG	コンクリート	岩盤
圧縮強度 f_c (t_c - σ 強度) (N/mm ²)	5.88	7.94	24.00	—
弾性領域強度 σ_E (N/mm ²)	3.92	—	—	—
引張強度 f_t (N/mm ²)	0.77	1.04	2.40	—
弾性係数 (N/mm ²)	2,000	3,000	25,000	2,000
単位体積重量 (N/m ³)	22,540	22,540	22,540	22,540
ポアソン比	0.25	0.25	0.20	0.30
破壊エネルギー G_F (N/m)	105	142	200	—

(2) 破壊エネルギー

非線形動的解析での引張軟化による損傷過程の推定に必要な破壊エネルギーは、表- 4.2 に示すとおり設定した。

このうち、内部 CSG については、切欠きを設けた CSG 供試体の 3 点曲げ試験³⁾の結果を参考に設定した。富配合 CSG については同様の試験結果がないが、内部 CSG よりは大きいと考えられることや、両 CSG を想定した配合の供試体による破壊エネルギー試験結果³⁾を参考に、ここでは内部 CSG の値の約 1.3 倍の値を仮定した。

コンクリートの破壊エネルギーは、最大骨材粒径が大きいダムコンクリートを想定した破壊エネルギーに関する既往研究¹⁴⁾で示されている破壊エネルギーと圧縮強度及び最大骨材粒径との関係式である次式を用いて粗骨材最大寸法を $d_{\max}=40\text{mm}$ として設定した。

$$G_F = (0.79d_{\max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.7} \cdot \cdot \cdot \quad (7) \quad 14)$$

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/mm²)

(3) 引張軟化特性

非線形動的解析で考慮する堤体材料の引張軟化特性(引張軟化開始後の応力-仮想ひび割れ幅の関係)は、以下のように設定した。

コンクリートについては、土木学会コンクリート標準示方書¹⁵⁾に示される一般的な2直線モデルを用いた。

CSGについては、本検討と並行して実施した実験的検討³⁾(CSGの切欠き梁供試体の3点曲げ試験)で得られた荷重-CMOD曲線から逆解析により求めた引張軟化曲線に基づく図-4.2中のモデル((8)式¹³⁾)を一部修正した図-4.3のモデルを用いた。これは、図-4.3のモデルでは、軟化開始の直後に仮想ひび割れ幅が0のまま急激な応力低下を生じ、全体ひずみ(線形ひずみ+引張軟化に伴う非線形ひずみ)が線形ひずみの最大値を下回る数値解析上の問題(スナップバック現象)が生じるためである。この問題を回避するには非線形ひずみの算出に必要となる解析モデルの等価要素長 l_e を限りなく小さくする必要があるが、解析時間やデータ容量の面で限界があることから、図-4.3のモデルのもととなった図-4.2中の引張軟化曲線(逆解析結果図)を参考に軟化開始直後の応力低下部に若干の勾配を与えた修正モデル(図-4.3)としたものである。

$$\sigma_t = \begin{cases} \frac{1}{15} \left(10 - 7 \frac{w}{w_1} \right) f_t & ; w \leq w_1 \\ \frac{1}{35} \left(8 - \frac{w}{w_1} \right) f_t & ; w_1 < w \leq w_{cr} \end{cases} \quad \dots \quad (8) \quad (13)$$

ここに、

σ_t : 引張応力

w_1 : 引張軟化曲線の折れ点における仮想ひび割れ幅 ($=0.5G_F/f_t$)

w_{cr} : 限界仮想ひび割れ幅 (引張応力が0となるひび割れ幅 ($=4.0G_F/f_t$))

以上により設定した堤体材料(CSG及びコンクリート)の引張軟化特性を表-4.2, 引張応力-ひび割れ幅の関係及び引張応力-ひずみの関係をそれぞれ図-4.4, 図-4.5に示す。

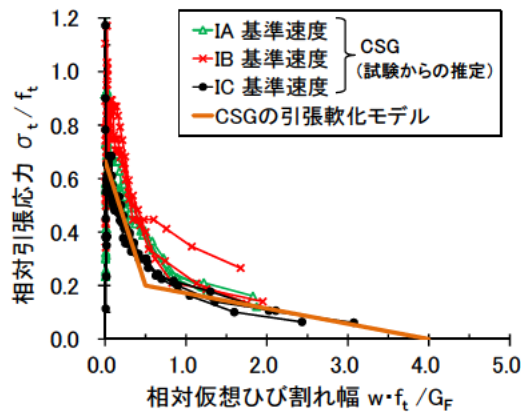
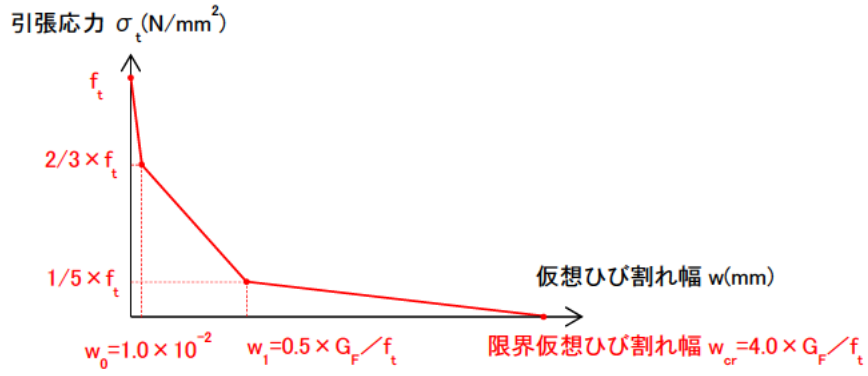
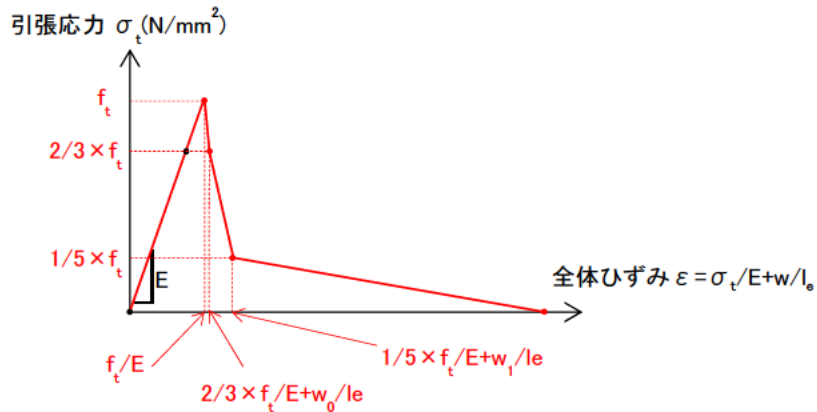


図-4.2 供試体試験で得られたCSGの引張軟化曲線とそのモデル¹³⁾



(a)引張応力とひび割れ幅の関係



(b)引張応力とひずみの関係

図- 4.3 本検討での解析に用いた CSG の引張軟化モデル(修正モデル)

表- 4.2 解析に用いた堤体材料の引張軟化特性

項目		物性値
内部 CSG	引張強度 f_t (N/mm ²)	0.77
	引張軟化開始応力(N/mm ²)	0.513
	破壊エネルギー G_F (N/m)	105
	引張軟化モデル	(8)式
富配合 CSG	引張強度 f_t (N/mm ²)	1.04
	引張軟化開始応力(N/mm ²)	0.693
	破壊エネルギー G_F (N/m)	142
	引張軟化モデル	(8)式
コンクリート	引張強度 f_t (N/mm ²)	2.40
	引張軟化開始応力(N/mm ²)	2.40
	破壊エネルギー G_F (N/m)	200
	引張軟化モデル	2 直線(1/4 則)

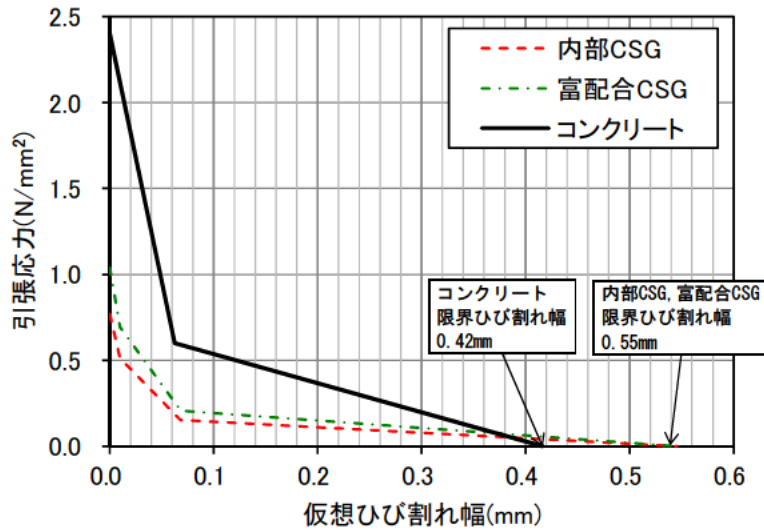
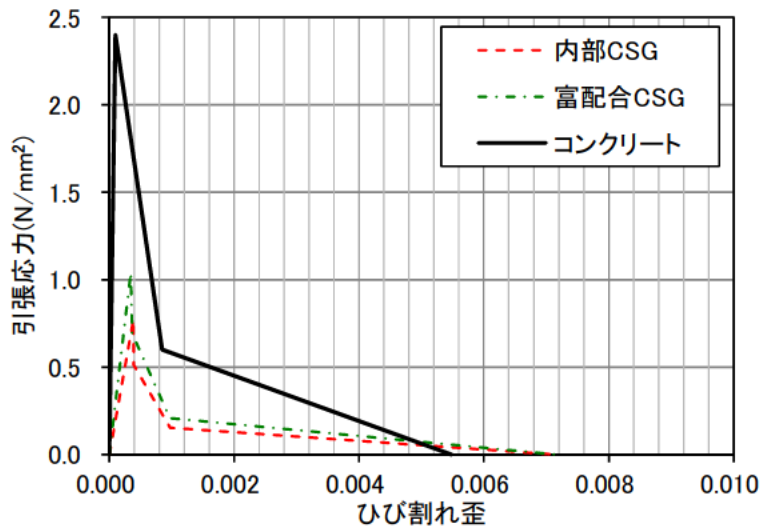


図- 4.4 引張軟化特性（応力-ひび割れ幅）



*ひずみを算出するための等価要素長は解析モデル要素(高さ 0.10m の正三角形)の面積の平方根で設定した。

図- 4.5 引張軟化特性（応力-ひずみ）

4.2.3 解析方法

はじめに、前章までの検討と同様、動的解析に先立ち、堤体部を高さ方向に 10 分割して築堤過程を考慮した自重解析(ステップ解析)の後、静水圧を作用させて得られた常時（非地震時）応力状態を求めた。

次に、大規模地震時の地震動としては前章までの検討と同様の地震動（大規模地震に対する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に適合する加速度波形（下限一庫波，最大水平加速度 341gal）及びその加速度振幅を 2 倍及び 3 倍に引伸ばした波形(それぞれ最大水平加速度 682gal, 1,023gal)が堤体を考慮した解析モデルにおける堤体底面で再現されるよう引き伸ばした加速度波形) をモデル底面に入力し、堤体材料の引張軟化を考慮した非線形動的解析を実施した。

4.3 解析結果・考察

4.3.1 引張軟化領域

非線形動的解析で得られた台形 CSG ダムの引張軟化領域を仮想ひび割れ幅の分布により図-4.6 に示す。

同図より、入力地震動が下限一庫波 1 倍(341gal)のケースでは軟化領域はないが、入力地震動の加速度がその 2 倍(682gal)のケースになると、保護コンクリートや堤体底面付近の上下流端部に一部軟化領域が生じることがわかる。なお、加速度 3 倍(1,023gal)のケースになると、保護コンクリートや上下流端部の軟化領域がさらに広がるとともに、新たに内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界付近（構造用コンクリートの隅角部付近）から堤体上流面及び堤体底面に向けて斜め方向に新たな軟化領域が進展する結果となっており、このうち上流面方向については保護コンクリートの軟化領域と連続するものとなっている。なお、堤体底面方向（基礎岩盤に接する富配合 CSG 側）の軟化領域は底面まで連続するものとはなっていない。

なお、仮想ひび割れ幅分布に着目すると、加速度 1 倍及び 2 倍のケースでは開口ひび割れが生じる領域（仮想ひび割れ幅が限界ひび割れ幅に達する領域）はないが、加速度 3 倍のケースでは、構造用コンクリートの隅角部付近の内部 CSG で生じる結果となり、この箇所が最も引張応力によるひずみが集中しやすい箇所であることが分かる。

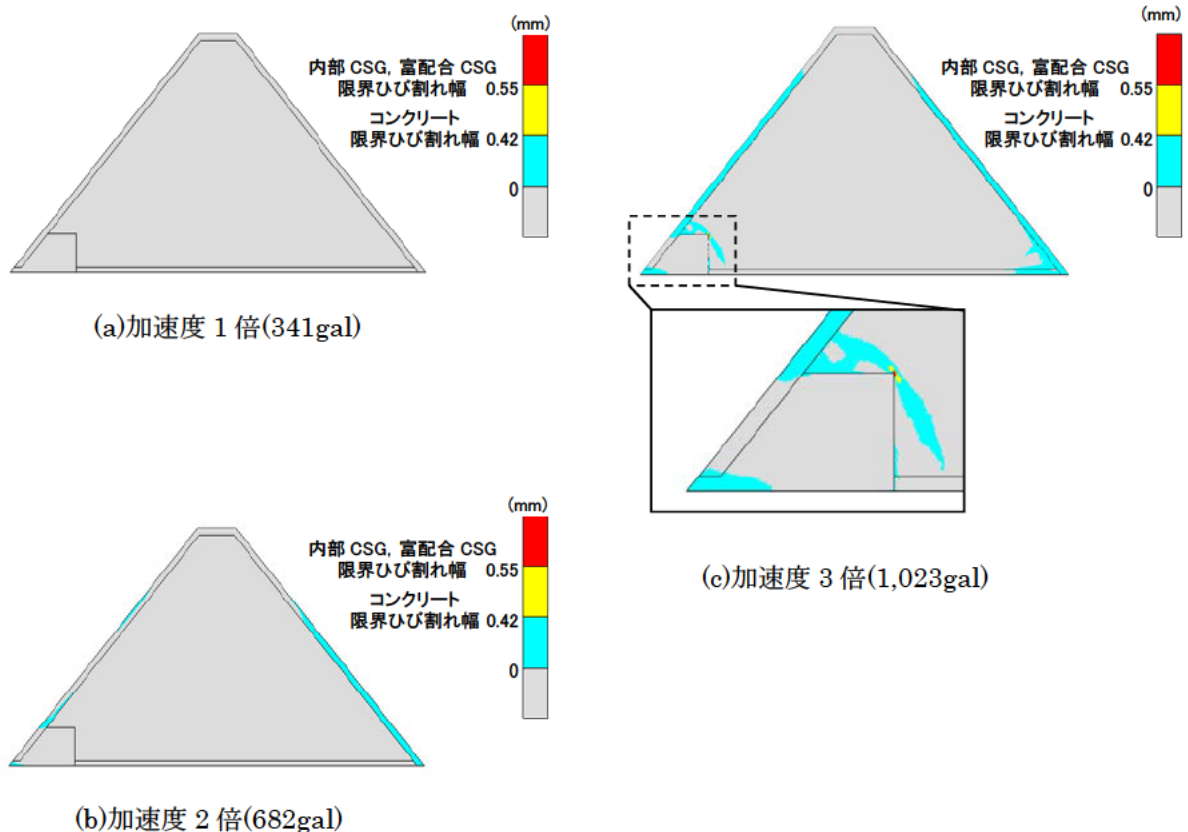


図- 4.6 大規模地震時の引張軟化領域（非線形動的解析）

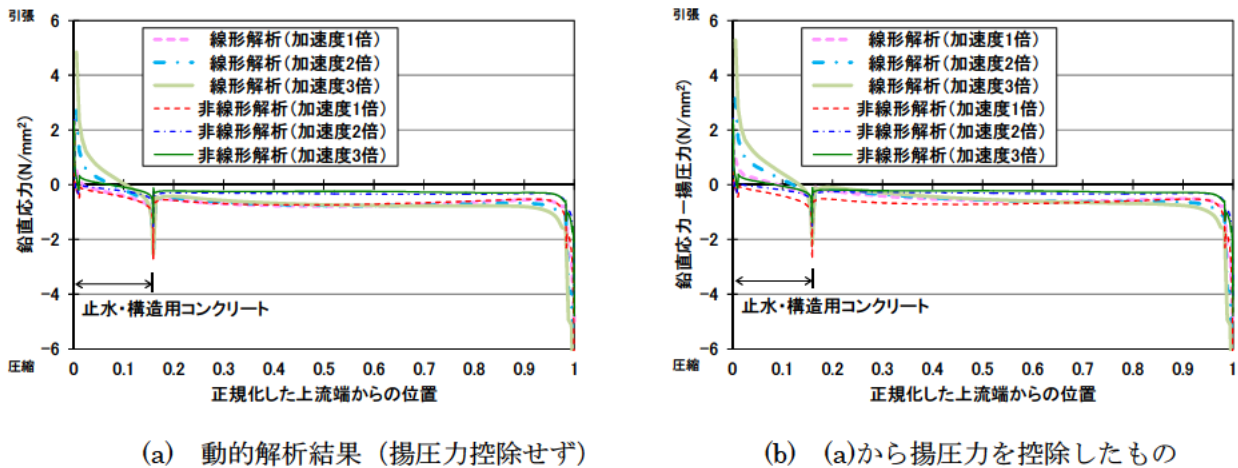
4.3.2 転倒・滑動に対する安定性

2.での線形動的解析結果からの検討と同様に、本章の堤体材料の引張軟化による損傷過程を考慮した非線形動的解析結果より堤体底面沿いの応力（鉛直応力及びせん断応力）を抽出し、転倒及び滑動に対する安定性への影響について検討した。

(1) 転倒に対する安定性

転倒に対する安定性について、非線形動的解析結果から得られた堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における堤体底面の鉛直応力分布を図-4.7に示す。同図中には、比較のため線形動的解析結果から得られた鉛直応力分布も示している。なお、同図には動的解析から求まる鉛直応力と同鉛直応力から底面に作用する揚圧力（台形CSGダムの設計で考慮される図-2.11の分布）を控除した値の分布も示している。

線形解析、非線形解析ともに、上流端付近に一部生じている引張領域は、入力地震動倍率が大きくなるほど大きくなっているが、止水・構造用コンクリートの範囲内であり、底面内の鉛直応力は基本的に圧縮側にあつて、本解析条件では転倒に対する安定性は確保されている。



*堤体底面上流端の要素において引張側の鉛直応力が最大となる時刻における鉛直応力分布を図示。

図-4.7 堤体底面での鉛直応力分布

(2) 滑動に対する安定性

線形・非線形動的解析結果から得られた堤体底面の鉛直応力及びせん断応力から、滑動安全率の時刻歴を(2)式により算定した。また、滑動安全率が最小となる時刻の堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布を(3)式により求めた。なお、台形 CSG ダムの断面設計では、底面の摩擦抵抗力のみを考慮した安全率（滑動係数）が用いられるが、大規模地震時を想定した本検討では、2.での検討と同様、(4)式によりコンクリートダムと同等の岩盤面処理がなされる止水コンクリート部やその下流側の一定範囲（着岩面の水密性を確保するために CSG と基礎岩盤の間に敷モルタルして施工される範囲(一体化 CSG 区間 η , $0.5H$ 程度(H : 堤高))) についてせん断強度を見込んだ場合についても検討した。すなわち、図-4.8 に示す 3 ケース（A: 底面全体でせん断強度を見込まない場合、B: 止水コンクリート部のみせん断強度を見込む場合、C: 止水コンクリート部のほか一体化 CSG 区間のせん断強度も見込む場合）とし、底面のせん断強度および摩擦抵抗係数は表-4.3 のとおり設定した。ただし、底面でせん断強度を見込めるものとした範囲内で非線形動的解析による引張軟化領域が予想される場合、当該領域では引張軟化が生じる時刻以降はせん断強度は見込まない（摩擦抵抗のみ見込む）こととした。また、(2)式での鉛直力 V 及び(3)式において考慮する底面揚圧力は、最近の台形 CSG ダムの断面設計で用いられる考え方⁵⁾として、図-4.8 中に示す分布形状（上流端で貯水位相当、基礎排水孔位置でその 80%）を考慮した。

非線形動的解析結果から求めた滑動安全率の時刻歴を比較のため線形動的解析結果から求めたものとともに図-4.9～図-4.11 に示す。

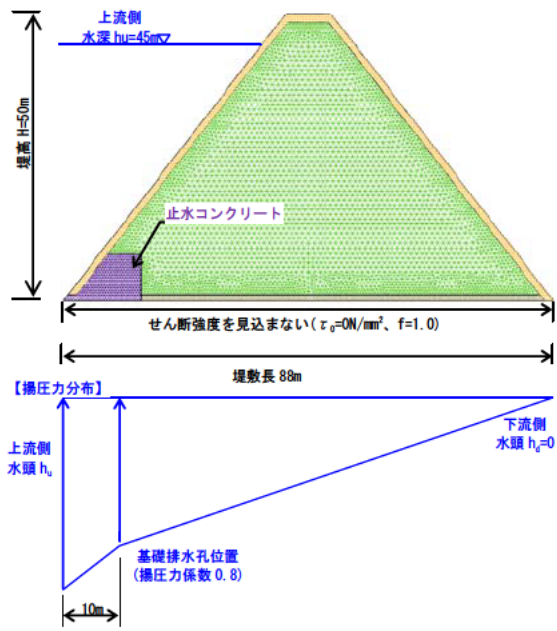
また、各入力地震動レベルにおける最小滑動安全率の比較を図-4.12、滑動安全率が最小となる時間における堤体底面沿いの局所滑動安全率の分布を図-4.13 にそれぞれ示す。

各図より、滑動安全率は入力地震動レベルが大きくなると減少するが、その値は堤体底面の条件（せん断強度 τ_0 を見込める範囲）により異なり、せん断強度を見込める範囲が広いほど大きくなるのがわかる。

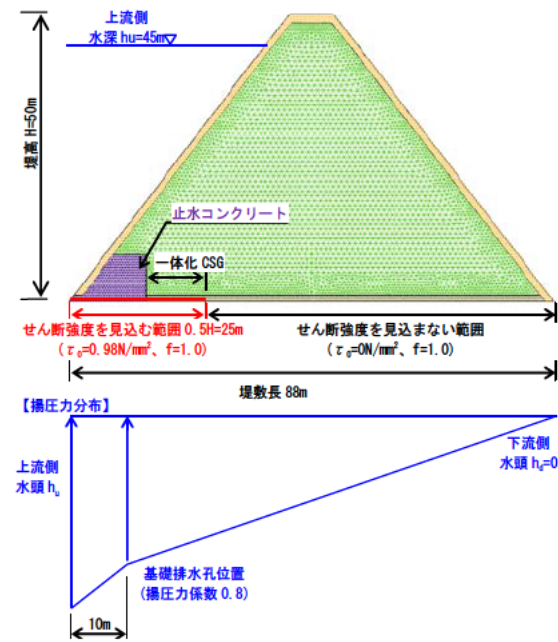
また、最小滑動安全率を線形動的解析と非線形動的解析で比較すると、非線形動的解析の方が各ケースともやや大きくなっている。これは、堤体の損傷過程を考慮することで上下流方向への堤体変位に伴う鉛直応力の減少が軽減され、結果として摩擦抵抗力がやや大きく算出されることになるためと考えられる。

表-4.3 滑動安定性の検討に用いた堤体底面のせん断強度、摩擦抵抗係数

検討ケース	せん断強度を見込む範囲		せん断強度を見込まない範囲	
	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	摩擦抵抗係数 f	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	摩擦抵抗係数 f
(A) なし	-	-	0	1.0
(B) 止水コンクリート部(14m)	0.98	1.0	0	1.0
(C) 止水コンクリート部＋ 一体化 CSG 区間(0.5H=25m)	0.98	1.0	0	1.0

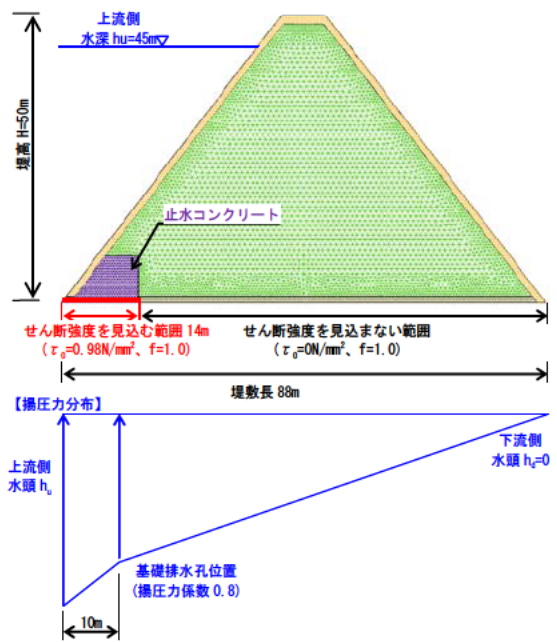


(A)せん断強度を見込む範囲：なし



(C)せん断強度を見込む範囲：

止水コンクリート部＋一体化 CSG 区間

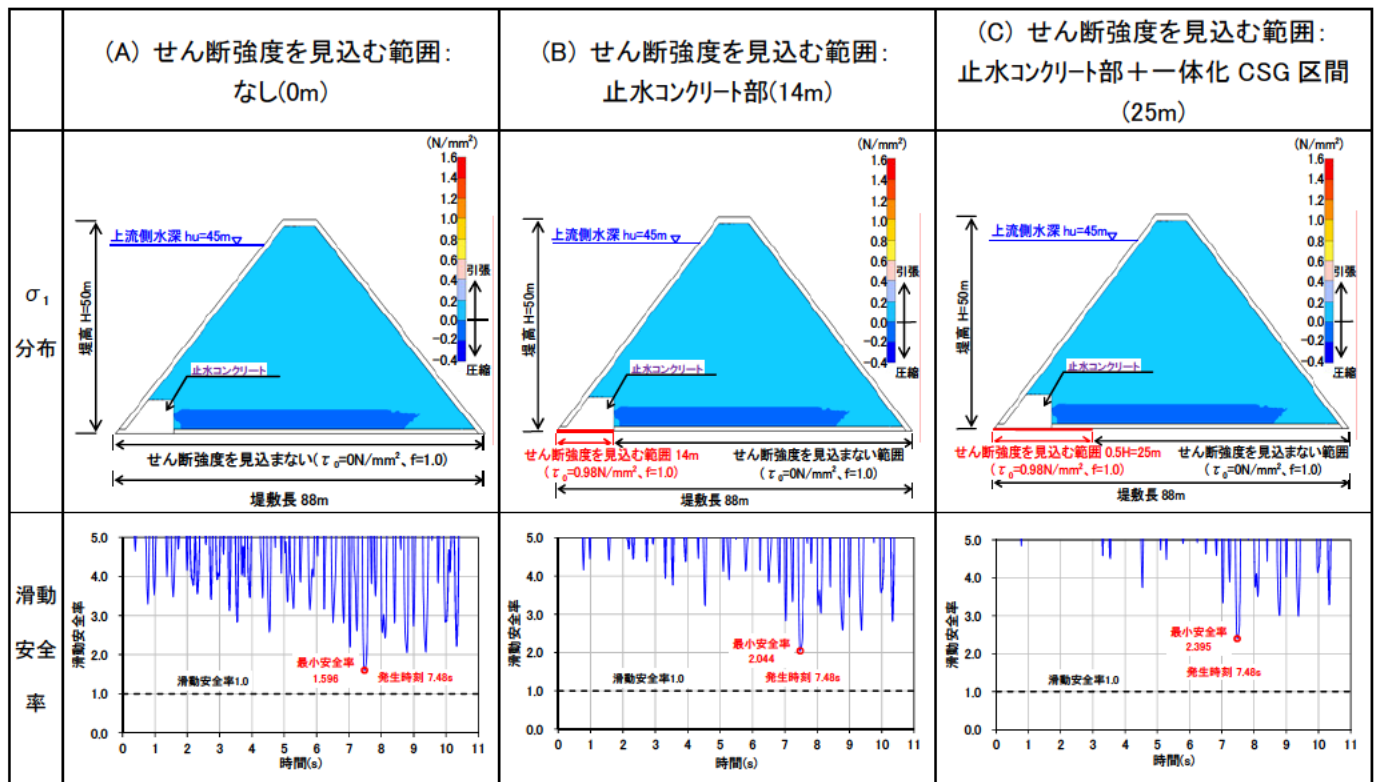


(B)せん断強度を見込む範囲：止水コンクリート部

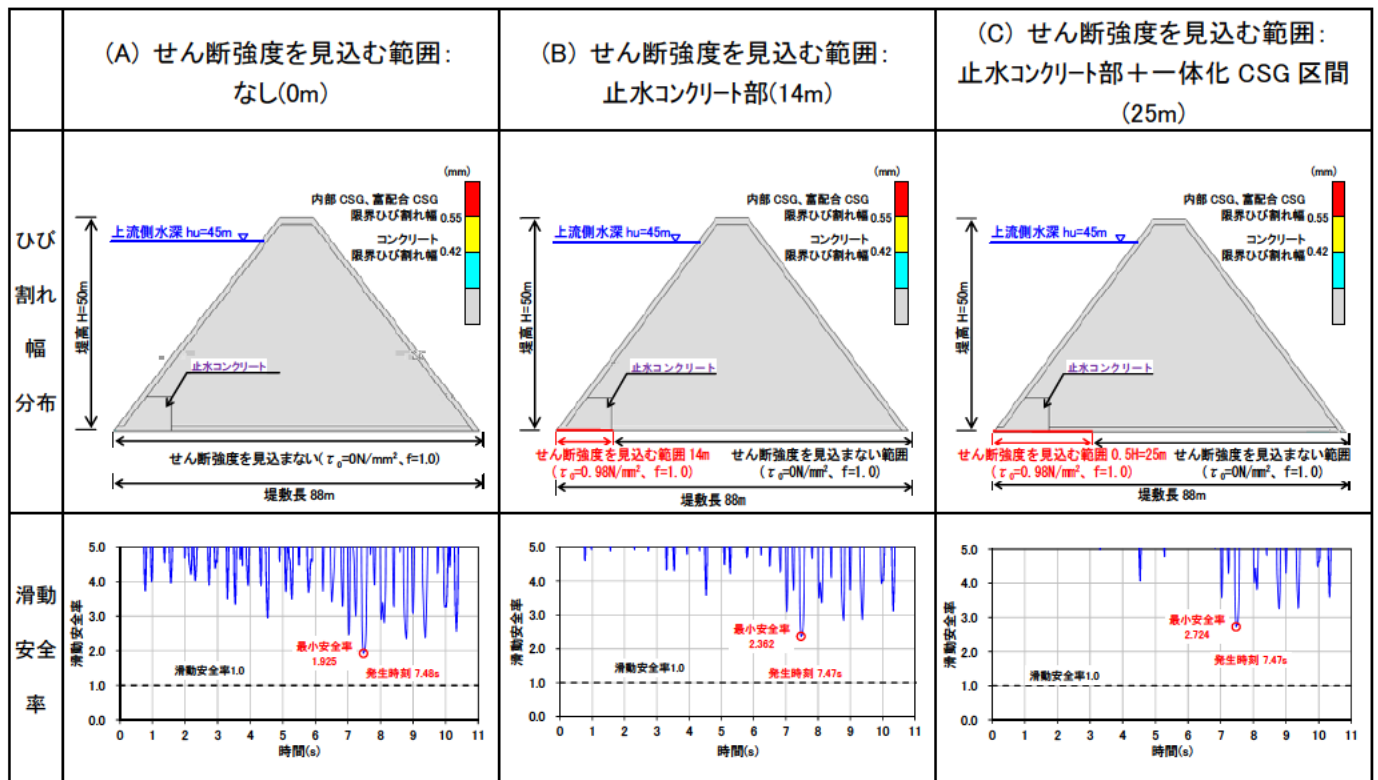
図- 4.8 滑動安定性の検討における堤体底面の条件(せん断強度を見込む範囲及び揚圧力分布)の仮定

以上のことから、堤体材料の引張軟化を考慮した非線形動的解析により、大規模地震時の台形 CSG ダムの損傷過程やその堤体安定性への影響について以下のことがわかった。

- 堤体上下流端部や保護コンクリート部のほか、堤体内部の構造用コンクリートの隅角部付近の内部 CSG において引張応力の集中による損傷が生じる可能性がある。なお、構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG での損傷は、上流面及び堤体底面に向かう斜め方向に進展する可能性がある。
- 転倒及び堤体底面沿いの滑動に対する安定性は、地震動が強くなると低下する。なお、滑動に対する安定性への影響は、止水コンクリート部やその下流側の一部での着岩処理の方法やその解析条件への反映有無（せん断強度を見込める範囲の有無や広さ）により異なり、せん断強度が見込める場合には断面設計での条件と同様に摩擦抵抗力しか考慮しない場合に比べ相対的に小さくなる。

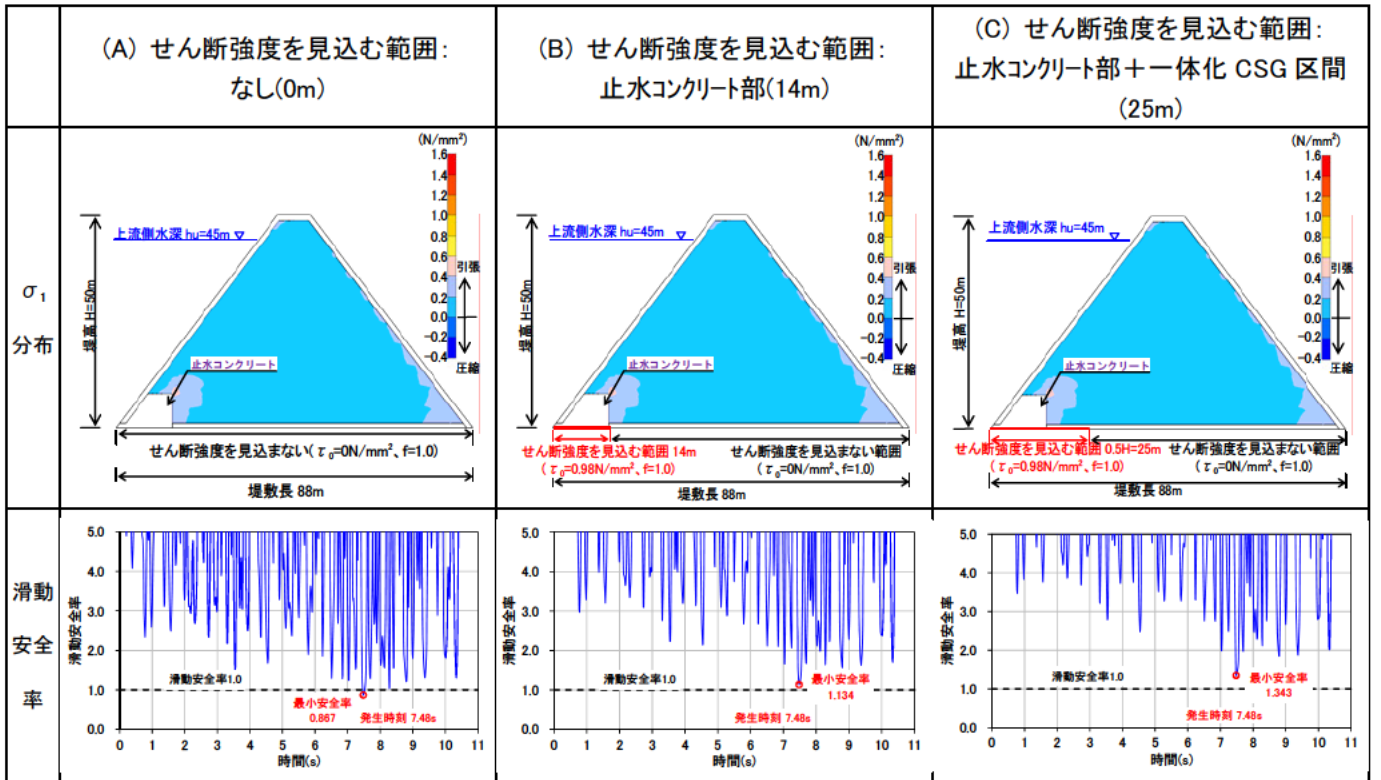


(a) 線形解析

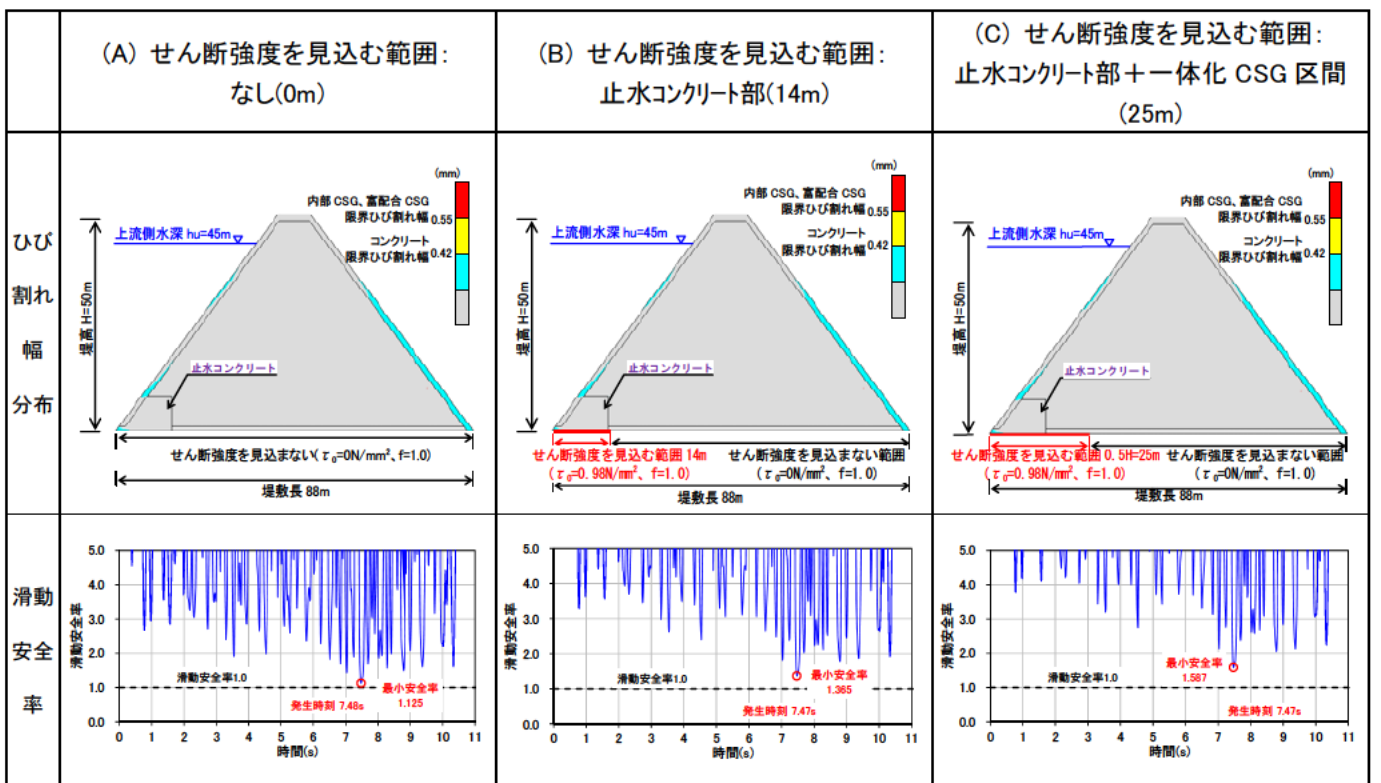


(b) 非線形解析

図- 4.9 滑動安全率の時刻歴変化 (加速度 1 倍 : 最大水平加速度 341gal)

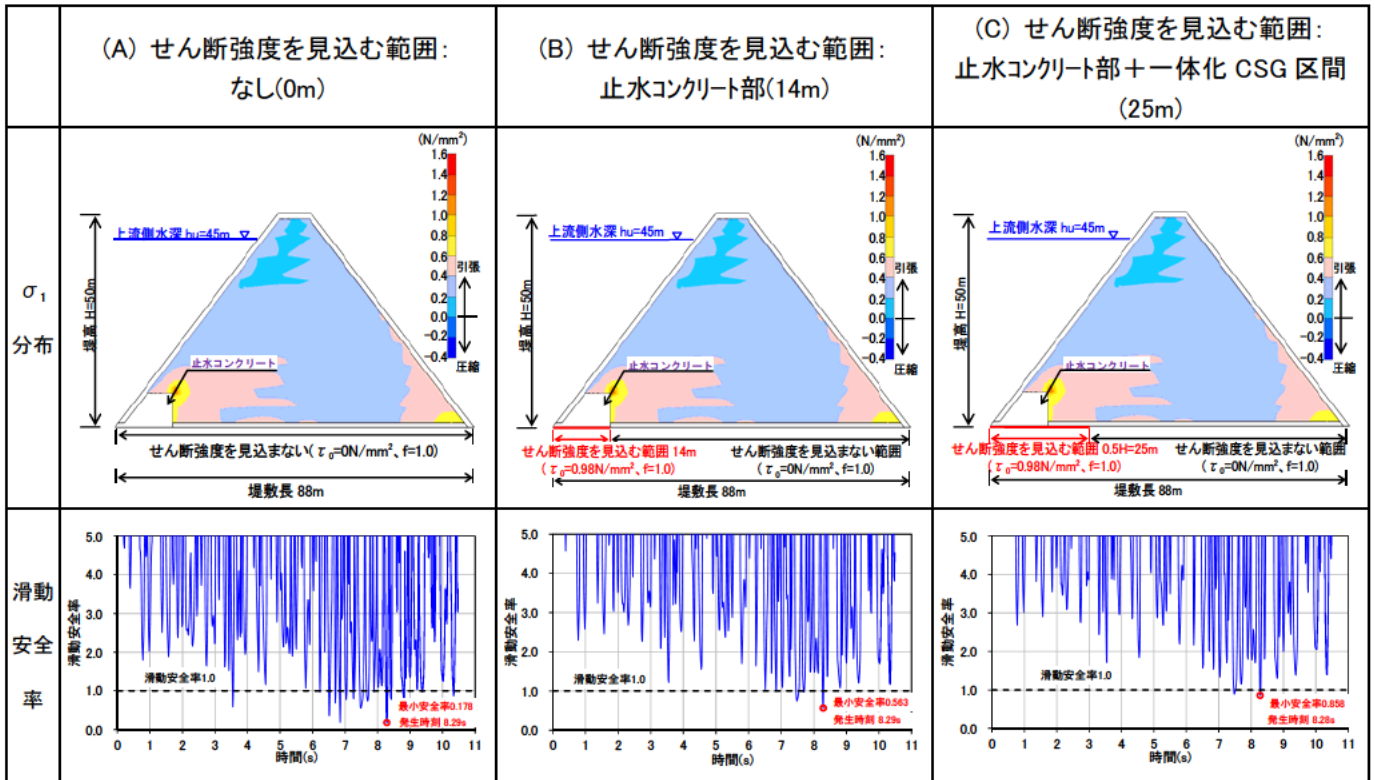


(a) 線形解析

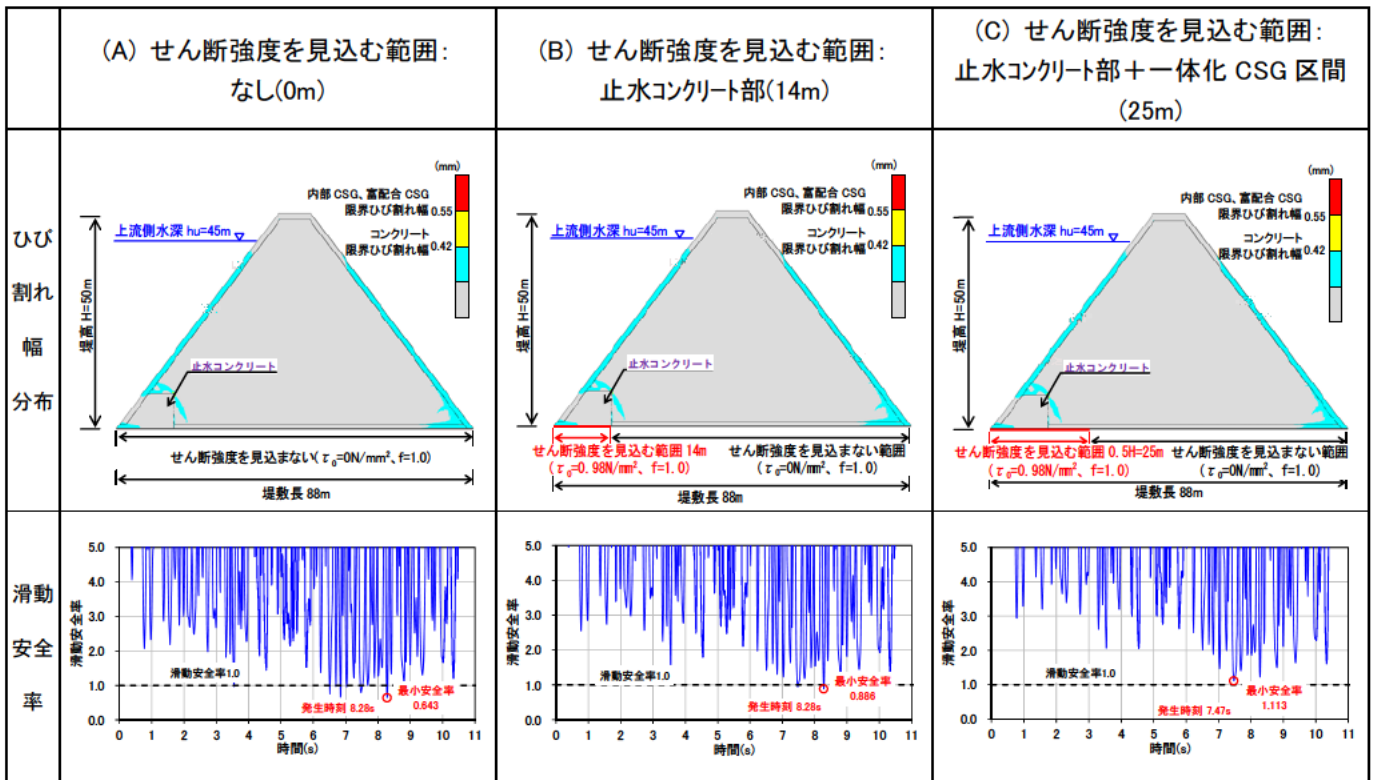


(b) 非線形解析

図- 4.10 滑動安全率の時刻歴変化 (加速度 2 倍 : 最大水平加速度 682gal)

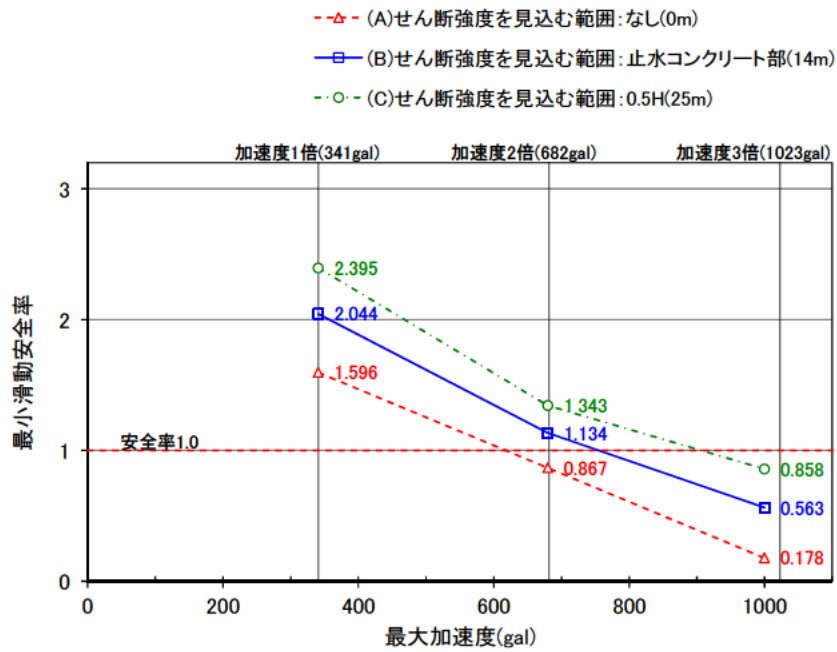


(a) 線形解析

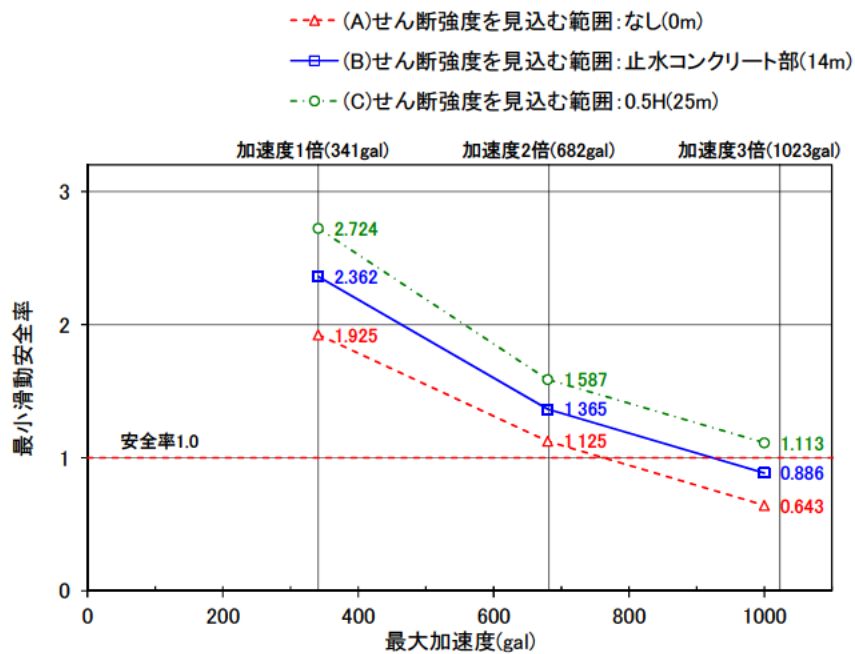


(b) 非線形解析

図- 4.11 滑動安全率の時刻歴変化 (加速度 3 倍 : 最大水平加速度 1,023gal)

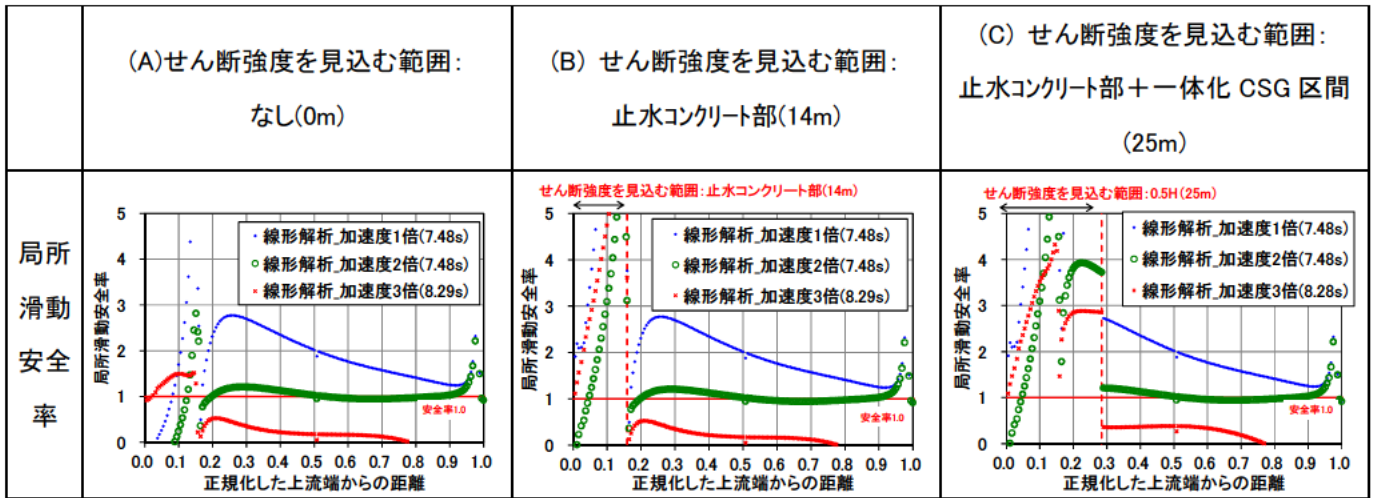


(a) 線形解析

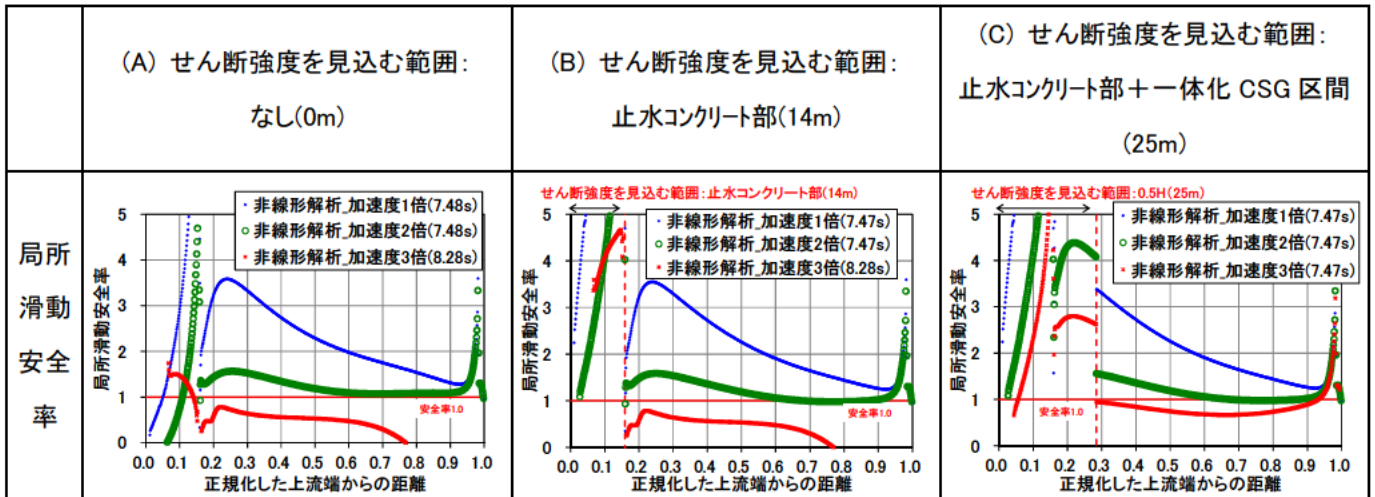


(b) 非線形解析

図- 4.12 各入力地震動における最小滑動安全率



(a) 線形解析



(b) 非線形解析

図- 4.13 滑動安全率最小時刻の局所滑動安全率分布

5. まとめ

台形 CSG ダムを対象に、その大規模地震時の損傷過程を含む動的挙動の推定に関する以下の点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ようであり、大規模地震に対する台形 CSG 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。

(1) 動的応答の基本的特性

① 堤体のモデル化方法による影響

台形 CSG ダムの設計で用いられる堤体の物性を一律 CSG の物性としたモデル（均一モデル）と止水・構造用コンクリートや保護コンクリートを含む堤体内部構造を考慮したモデル（詳細モデル）の比較では、常時(非地震時)及び大規模地震時における堤体内発生応力の分布は異なるものとなり、詳細モデルでは、相対的にコンクリート部分に応力が集中する結果が得られた。

② ダム規模（堤高）の違いによる影響

均一モデル、詳細モデルともに、物性値が同じ場合、堤高 50m の場合に比べて堤高 100m の場合の方が堤体内発生応力は全般的に大きくなり、堤体の滑動に対する安定性は両モデルともに、堤高 50m に比べて滑動安全率は堤高 100m の方が小さくなった。なお、詳細モデルの解析では、内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界部における応力集中箇所や、コンクリート部に生じる応力も堤高 50m の場合に比べて大きくなった。

③ 考慮する地震動強さの相違による影響

均一モデル、詳細モデルともに、考慮する地震動強さが大きいほど堤体内発生応力は大きくなるが、詳細モデルの場合、弾性係数が相対的に CSG よりも大きいコンクリート部に応力が集中することにより、地震動強さが増大しても CSG 部が負担する応力の増加は抑えられる。CSG、コンクリートとも圧縮強度や引張強度に相当するような大きな応力が発生しない設計地震程度の地震動強さでは、均一モデル、詳細モデルの違いによる影響は実務的にはあまり問題にならないと考えられるが、発生応力レベルが大きくなる大規模地震を考慮する場合には、実現象の再現性をできるだけ高めるため、堤体内部構造も考慮したモデル(詳細モデル)での解析を行うのがよいと考えられる。

滑動に対する安定性については、両モデルともに滑動安全率は地震動強さの増大とともに減少するが、詳細モデルの方が均一モデルに比べ滑動安全率が小さくなる傾向にある。

④ 基礎岩盤の物性の相違による影響

均一モデルの場合、基礎岩盤の変形性が堤体に比べて大きくなると、堤体内(CSG)に発生する応力は大きくなるが、詳細モデルの場合、堤体内の CSG が弾性係数が大きいコンクリートに拘束されていることから、均一モデルと比べ岩盤の変形性による最大応力への影響は小さい。ただし、詳細モデルの解析では、基礎岩盤の変形性が堤体に比べて大きくなると、内部 CSG 及び富配合 CSG では、止水・構造用コンクリートとの境界周辺での応力集中が生じやすくなる結果が得られた。

滑動に対する安定性については、均一モデルでは基礎岩盤の変形性が堤体に比べて大きくなると、滑動安

全率が低下するが、詳細モデルでは、堤体内部の CSG は弾性係数が大きいコンクリートに拘束されているため、均一モデルに比べて滑動安全率の変化は小さくなった。

⑤ 貯水位条件の相違による影響

均一モデルでは、貯水位が高いほど、堤体内の最大引張応力及び最大圧縮応力は大きくなるが、堤体内部構造を考慮した詳細モデルでは、均一モデルと比べ貯水位の変化による堤体内応力への影響は小さい。また、貯水位条件の相違による堤体内発生応力への影響は、基本的には両モデルとも貯水位が高いほど、応力集中箇所での発生応力の最大値は引張応力・圧縮応力とも大きくなるが、応力値が最大となる箇所は貯水位条件により異なる。

滑動に対する安定性については、両モデルとも、貯水位条件が高いほど、堤体底面に作用するせん断応力が大きくなることで、滑動安全率が小さくなる結果が得られた。

(2) 大規模地震時に想定すべき損傷形態

堤体内部構造を考慮した解析モデル（詳細モデル）での検討から、大規模地震時には、堤体上下流端付近のコンクリート及び CSG のほか、止水・構造用コンクリートとの境界付近の内部 CSG や上下流面の保護コンクリート部に引張応力が集中することがわかった。このことから台形 CSG ダムにおいて大規模地震時に生じる可能性がある損傷形態としては、主にこのような引張応力の集中によるものが考えられる。

なお、コンクリート部については、引張応力の集中する上流端部や保護コンクリート部で引張応力の集中による損傷が考えられる。

(3) 大規模地震時における損傷過程を考慮した動的挙動

堤体内部構造を考慮した解析モデル（詳細モデル）での検討から、大規模地震時には、地震動強さが極めて大きくなると、保護コンクリートや堤体底面付近の上下流端部に加え、内部 CSG の止水・構造用コンクリートとの境界付近から堤体上流面及び堤体底面に向けて軟化領域が進展する結果が得られた。

なお、滑動に対する安定性については、滑動安全率は、地震動強さが大きくなるほど小さくなるが、堤体底面においてせん断強度を見込める範囲が広いほど大きくなる。

以上の検討結果を踏まえると、耐震性能照査など大規模地震時の挙動をできるだけ精度良く推定することが必要な場合には、実際の堤体内構造をモデル化した解析モデルを用いるのが良いと考えられる。また、滑動に対する安定性の検討では、安全側の条件として設計時と同様に摩擦抵抗力のみ考慮する方法も考えられるが、実施工の状況から止水コンクリート部基礎など堤体底面の一部で基礎岩盤との間に一定のせん断強度が期待できる場合には、より実際に近い条件として、当該部分ではせん断摩擦抵抗力を考慮することも考えられる。

参考文献

- 1) 財団法人ダム技術センター：台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料，2012.6.
- 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) 榎村康史，金銅将史，小堀俊秀，矢田一也：CSG の動的引張強度・破壊特性等に関する実験的検討，土木研究所資料，第 4320 号，2016.3.
- 4) 土木学会：ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書，1995.
- 5) 藤澤侃彦：CSG ノート その 7—揚圧力と堆砂荷重の取扱い—，ダム技術，No.340，pp.6-16，2015.1.
- 6) 財団法人ダム技術センター：台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料，pp.1-10・1-12，2012.6.
- 7) 藤澤侃彦：CSG ノート その 4—着岩部の設計と施工—，ダム技術，No.330，pp.3-16，2014.3.
- 8) 斉藤孝三，片平 博：ダム基礎岩盤の原位置試験に関する諸検討と考察，土木研究所資料，第 1899 号，1983.1.
- 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.
- 10) 横森源治，嵩本 博，山下武宣，高橋一浩，山田孝治，石澤寛，坂 秀治，前田信二，吉村 智ら：台形 CSG ダム等の設計・施工事例，ダム技術，No.216，pp.59-161，2004.9.
- 11) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]，pp.34-35，2013.10.
- 12) 永山 功，渡辺和夫，小林政登：コンクリートのせん断強度についての実験的考察（その 1），土木研究所資料，第 2829 号，1990.3.
- 13) 金銅将史，佐々木 隆，別府万寿博：CSG の引張強度・軟化特性とその載荷速度依存性，土木学会論文集 E2，Vol.70，No.2，pp.232-251，2014.6.
- 14) 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.
- 15) 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.

【付 録】

堤体材料の品質（物性）のばらつきを考慮した発生応力の検討（参考）

付録 堤体材料の品質（物性）のばらつきを考慮した発生応力の検討（参考）

(1) 概要

台形 CSG ダム堤体の主材料となる CSG 材は、現地発生材(母材)に必要最小限の処理を施したものであるため、コンクリートダムに使用されるダムコンクリートと比較して品質のばらつきが大きい。この特性から、CSG の施工では、粒度と単位水量の変動を考慮した「ひし形¹⁾」によって、所要の強度が得られるよう品質管理が行われる。これにより、堤体各部に施工される CSG の物性は、ダムコンクリートの場合に比べ、確率変数としての性質を強く有することとなる。

そこで、CSG の強度のばらつきが大規模地震時の応答(堤体内発生応力)に与える影響について、堤体各部の物性にモンテカルロ法を用いてばらつきを与えたモデルでの線形動的解析を行って検討した。

(2) 解析方法

解析手順を図-1に示す。本解析では、堤体の大部分を占める内部 CSG を対象に、その物性値として最も重要な強度と概ね線形の関係があると考えられる弾性係数のばらつきを考慮した。弾性係数の分布は正規分布を仮定し、ばらつきの大きさは変動係数により設定した。そして、設定した確率分布に従う弾性係数の値を解析モデルの FEM 各要素にランダムに計 1,000 パターン与え、築堤・湛水解析（常時の静的解析）及び大規模地震での地震動を考慮した線形動的解析を実施した。この解析結果をもとに、CSG の物性のばらつきが主応力及び各応力に対する要素安全率(=強度/応力)への影響を分析した。

なお、このように堤体材料の物性のばらつきを考慮する場合、動的解析での解析パラメータである減衰定数を一般的なレイリー型減衰を用いて一定値となるよう設定するには、厳密には 1,000 パターンの固有値解析結果が必要となる。しかし、ここでは簡単のため、物性値（弾性係数）を全て平均値で与えたモデル（平均値モデル）での固有値解析結果をもとに設定した。また、堤体底面において考慮する地震動（図-2、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時刻歴波形を大規模地震に対するダムの耐震性能照査で考慮される照査用下限加速度スペクトル²⁾になるように調整した波形、以下、「下限一庫波」という。）を再現するために解析モデル底面に入力する入力地震動も平均値モデルにより設定した。

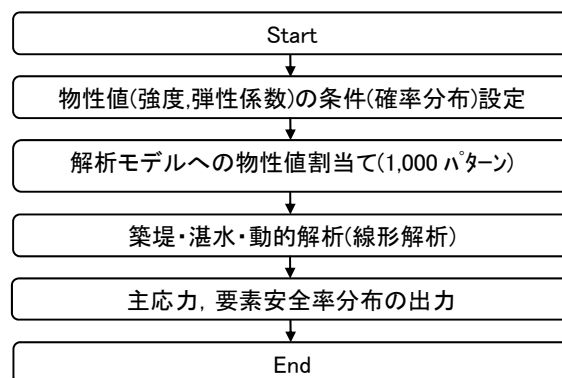


図-1 解析手順

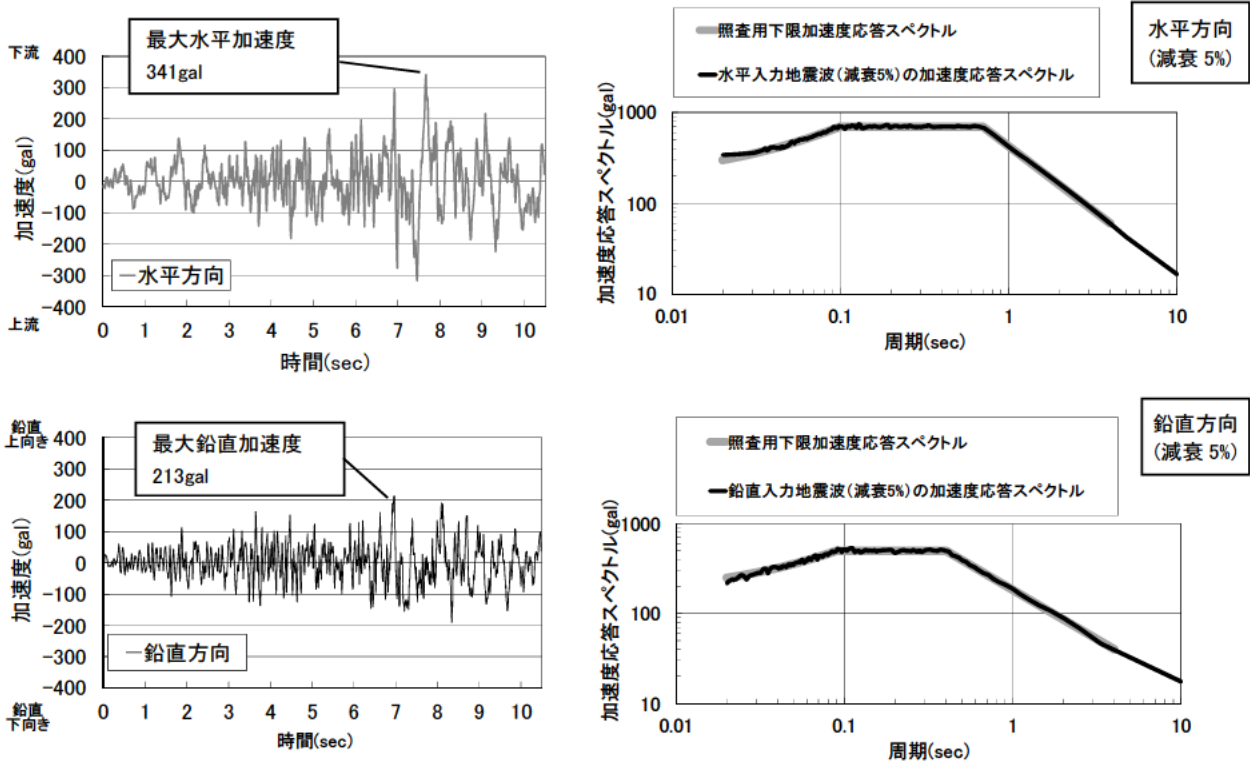


図- 2 入力地震動

(3) 解析モデルおよび入力地震動

検討に用いた解析モデルは、図- 3 および表- 1 に示す台形 CSG ダム(堤高 H=50m)の標準的な横断面をその内部構造を含めてモデル化した 2 次元有限要素モデルである。

ダム基礎(堤体底面)で考慮する地震動は、応力分布の違いがより明瞭にわかるように、下限一庫波(図- 2)の加速度振幅を 3 倍(1,023gal)に引伸ばした地震動とした。

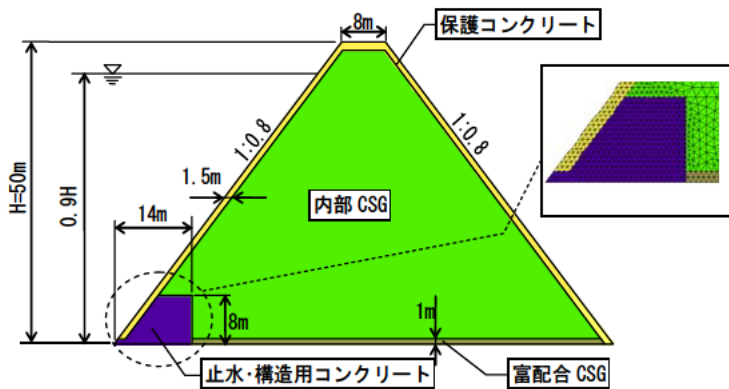


図- 3 解析モデル

表- 1 モデルの主要諸元

諸元	設定値
堤高(m)	50
下流面勾配	1 : 0.8
上流面勾配	1 : 0.8
堤頂幅(m)	8.0
貯水深(m)	45

(4) 解析条件（物性のばらつき）

内部 CSG の物性のばらつきの大きさは以下のように設定した。すなわち、実ダムの設計・施工例³⁾を参考に弾性係数の平均値を 2,000N/mm²とし、既往の実験結果⁴⁾による(1)式の弾性係数と圧縮強度(ピーク強度)の関係式⁵⁾を用いて求められる圧縮強度の平均値に対するばらつき(変動係数)が 10%(ケース 1)及び 20%(ケース 2)相当となるよう、弾性係数の変動係数を 6.4%(ケース 1)及び 12.8%(ケース 2)に設定した(図- 4)。

なお、上記の変動係数の設定にあたっては、実ダムでの品質管理試験（一例を図- 5 に示す）における弾性領域強度（一軸圧縮試験での弾性領域の最大応力で「CSG の強度」¹⁾と呼ばれる。）のデータを参考とした。

なお、比較のため、上記 2 ケースのほか、物性のばらつきを考慮しないモデルでの解析(ケース 0)も併せて行った。

$$E_c = \{0.18 + (f'_c - 4.0)/37\} \times 10000 \quad (1)^5$$

ここに、

E_c : 変位計を用いた一軸圧縮試験で得られる弾性係数[N/mm²]

f'_c : 圧縮強度（一軸圧縮試験でのピーク強度）[N/mm²]

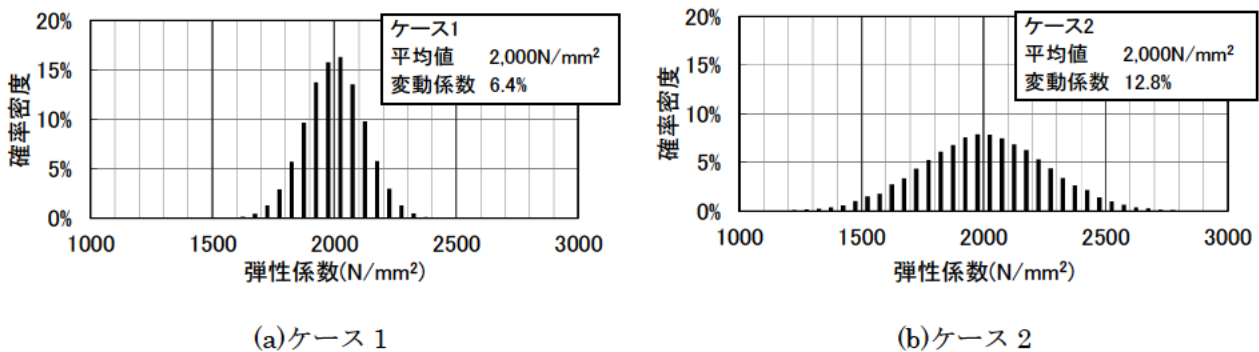


図- 4 弾性係数の確率密度分布

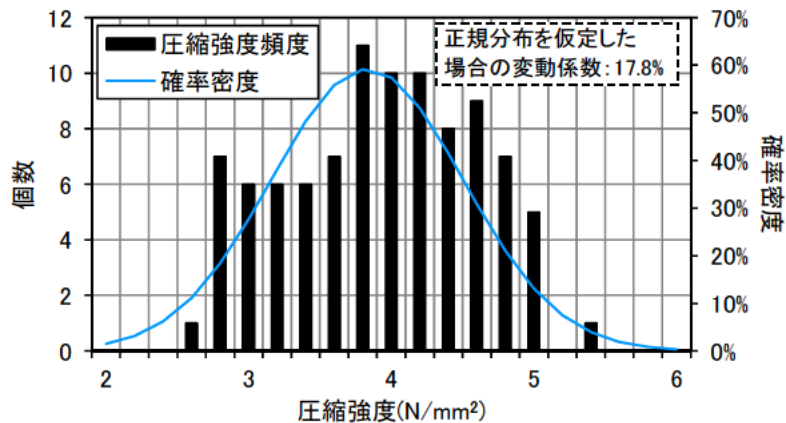


図- 5 圧縮強度頻度分布（既設ダム品質管理試験結果の例）

以上の解析ケース（弾性係数，圧縮強度，引張強度）を表－ 2 に示す。

なお，CSG の弾性領域強度は，既往の施工事例におけるピーク強度に対する比（0.6～0.8 程度³⁾）を参考に，圧縮強度（ピーク強度）×0.7 とし，引張強度は，弾性領域強度に対する一般的な比¹⁾を考慮し，弾性領域強度×1/7 とした。

その他の物性値は各ケースとも表－ 3 に示すとおりとした。

表－ 2 解析ケース

		ケース 0	ケース 1	ケース 2	
内部 CSG	弾性係数 E_c	平均値(N/mm ²)	2,000		
		変動係数(%)	0	6.4	12.8
	圧縮強度(ピーク強度 f'_c)	平均値(N/mm ²)	4.74		
		変動係数(%)	0	10.0	20.0
	圧縮強度(弾性領域強度 σ_E)	平均値(N/mm ²)	3.32		
		変動係数(%)	0	10.0	20.0
	引張強度 f_t	平均値(N/mm ²)	0.47		
		変動係数(%)	0	10.0	20.0

表－ 3 解析物性値（各ケース共通）

モデル		単位体積重量 (N/m ³)	弾性係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比
堤体	内部 CSG	22,540	(表－ 2)	0.25
	富配合 CSG	22,540	4,000	0.25
	コンクリート	22,540	25,000	0.20
基礎岩盤		22,540	2,000	0.30

以上により設定した解析モデルの物性値パターンの一例として、弾性係数および引張強度の分布を図-6と図-7にそれぞれ示す。

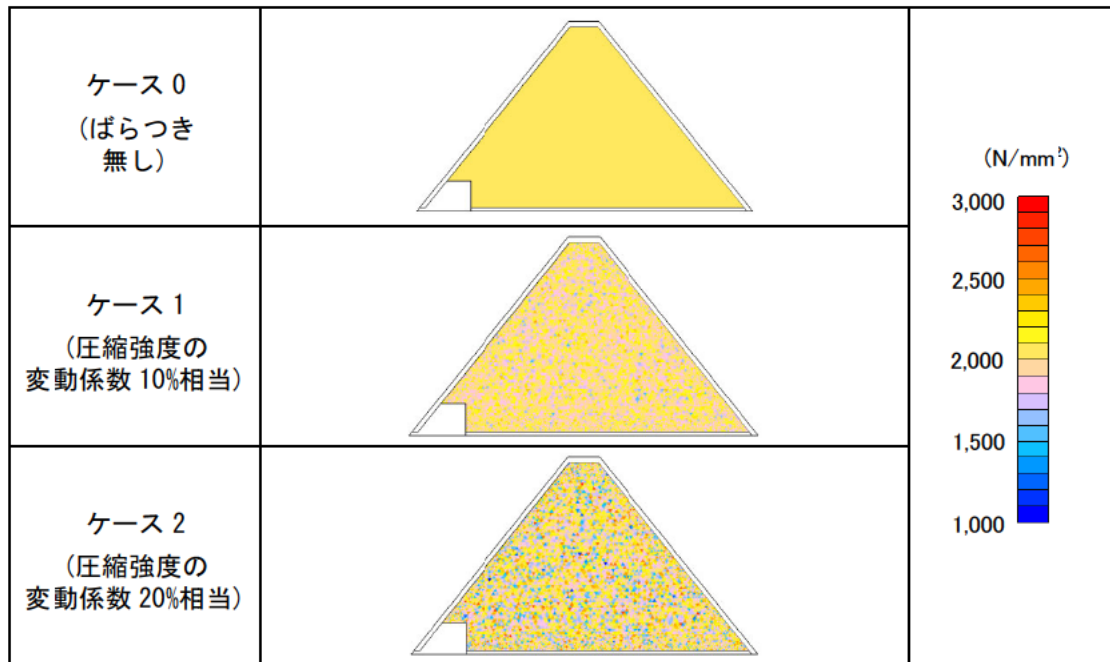


図-6 弾性係数分布 (1,010パターン中の一例)

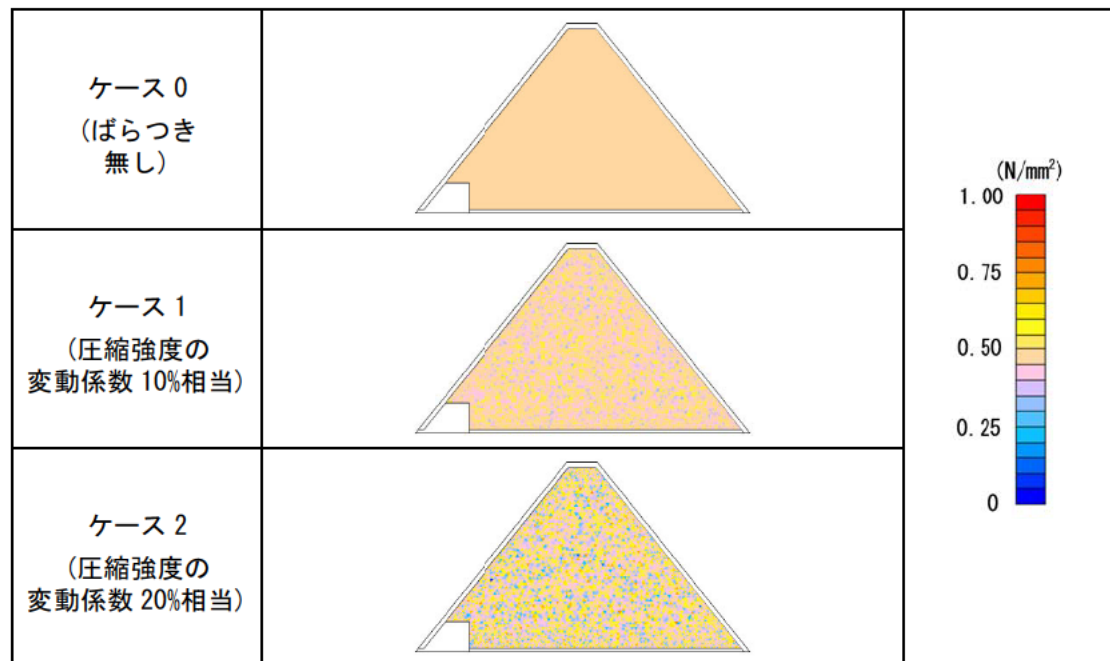


図-7 引張強度分布 (1,010パターン中の一例)

(5) 解析結果および考察

1) 発生応力分布

各ケースの解析で得られた堤体 1 (内部 CSG) 各要素の最大主応力 σ_1 の時刻歴最大値 σ_{1max} と最小主応力 σ_3 の時刻歴最小値 σ_{3min} の分布の一例 (1,000 パターン中の 1 パターン) を図- 8 に示す。また、物性のばらつきを考慮したケース 1,2 について、各要素の σ_{1max} の 1,000 パターン中の最大値及び σ_{3min} の 1,000 パターン中の最小値の分布を図- 9 に示す。

図- 8, 図- 9 から、各ケースとも止水・構造用コンクリート隅角部付近や下流端付近の内部 CSG に応力が集中しているが、それらの箇所での応力集中は、考慮した物性のばらつき(変動係数)が大きいケースほど顕著になっていることがわかる。

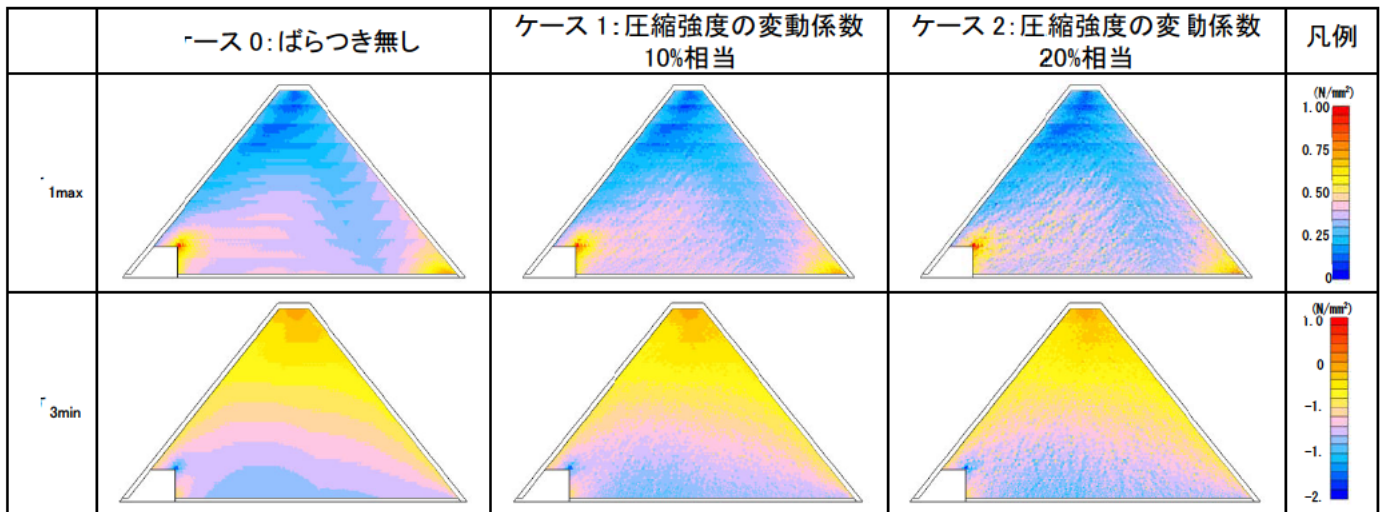


図- 8 発生応力分布 (1,000) パターン中の一例)

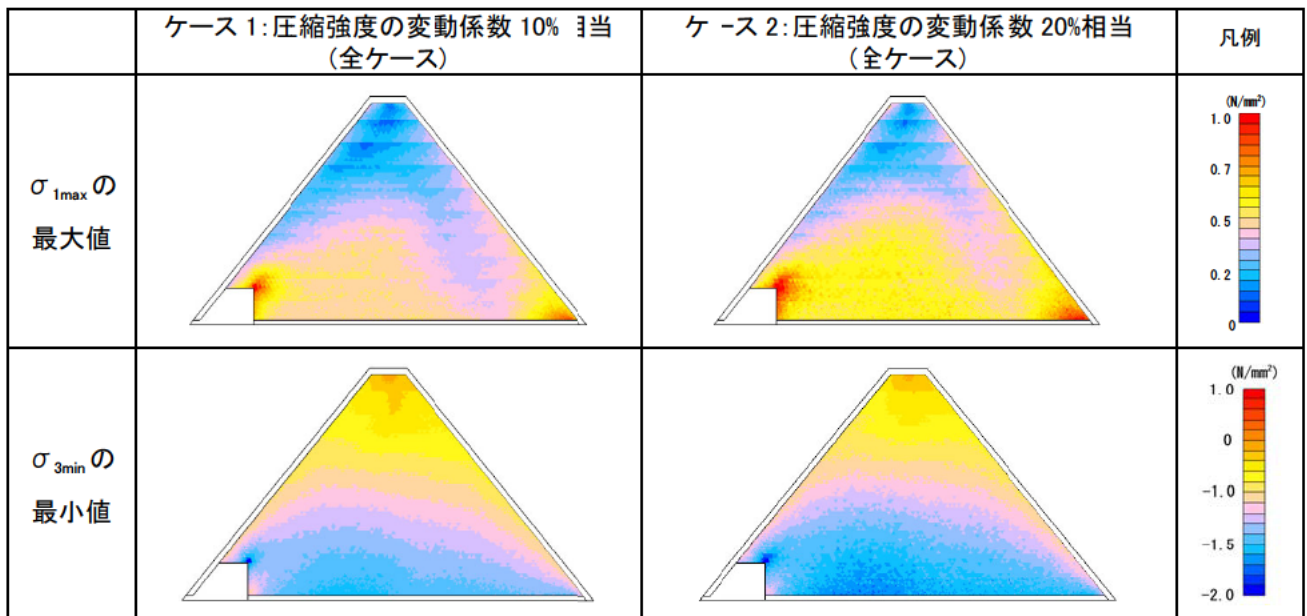


図- 9 発生応力分布 (1,000 パターン中の σ_{1max} の最大値および σ_{3min} の最小値)

なお、堤体内の着目箇所として、図- 10 に示す応力集中箇所（①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG、②内部 CSG 中央、③内部 CSG 下流端）における圧縮強度(確率変数で与えた弾性係数から(1)式により求まる値)と発生応力 (σ_{1max} , σ_{3min}) の関係(1,000 パターンのプロット)を図- 11 に示す。また、着目箇所における 1,000 パターン中の最大主応力 σ_{1max} の最大値と平均値、最小主応力 σ_{3min} の最小値と平均値、及び両主応力の確率分布(標準偏差と変動係数)を表- 4 及び表- 5 に示す。さらに、与条件として与えた圧縮強度の変動係数と発生応力 (σ_{1max} の最大値及び σ_{3min} の最小値) の変動係数の関係を図- 12 に示す。

着目箇所①～③全てで、発生応力の平均値は与条件として与えた物性のばらつきの大きさ(弾性係数及びこれに応じた圧縮強度の変動係数)が変化してもほとんど変わらないが、発生応力の最大値(σ_{1max} , σ_{3min} の絶対値)は、物性のばらつきが大きいほど大きくなる可能性があることがわかる。

なお、大規模地震時において引張応力が集中する着目箇所①や③の最大主応力 σ_{1max} の最大値の変動係数は、着目箇所②に比べて小さくなっている。これは、本解析ではコンクリートについては物性のばらつきを考慮していないため、構造用コンクリートや保護コンクリート部に接する箇所（着目箇所①や③）では、内部 CSG の物性のばらつきによる発生応力への影響が内部 CSG の中央部（着目箇所②）に比べて相対的に抑えられるためと考えられる。

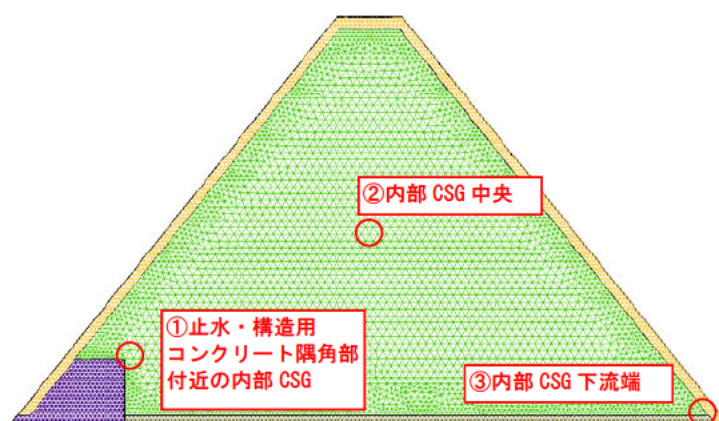


図- 10 着目箇所

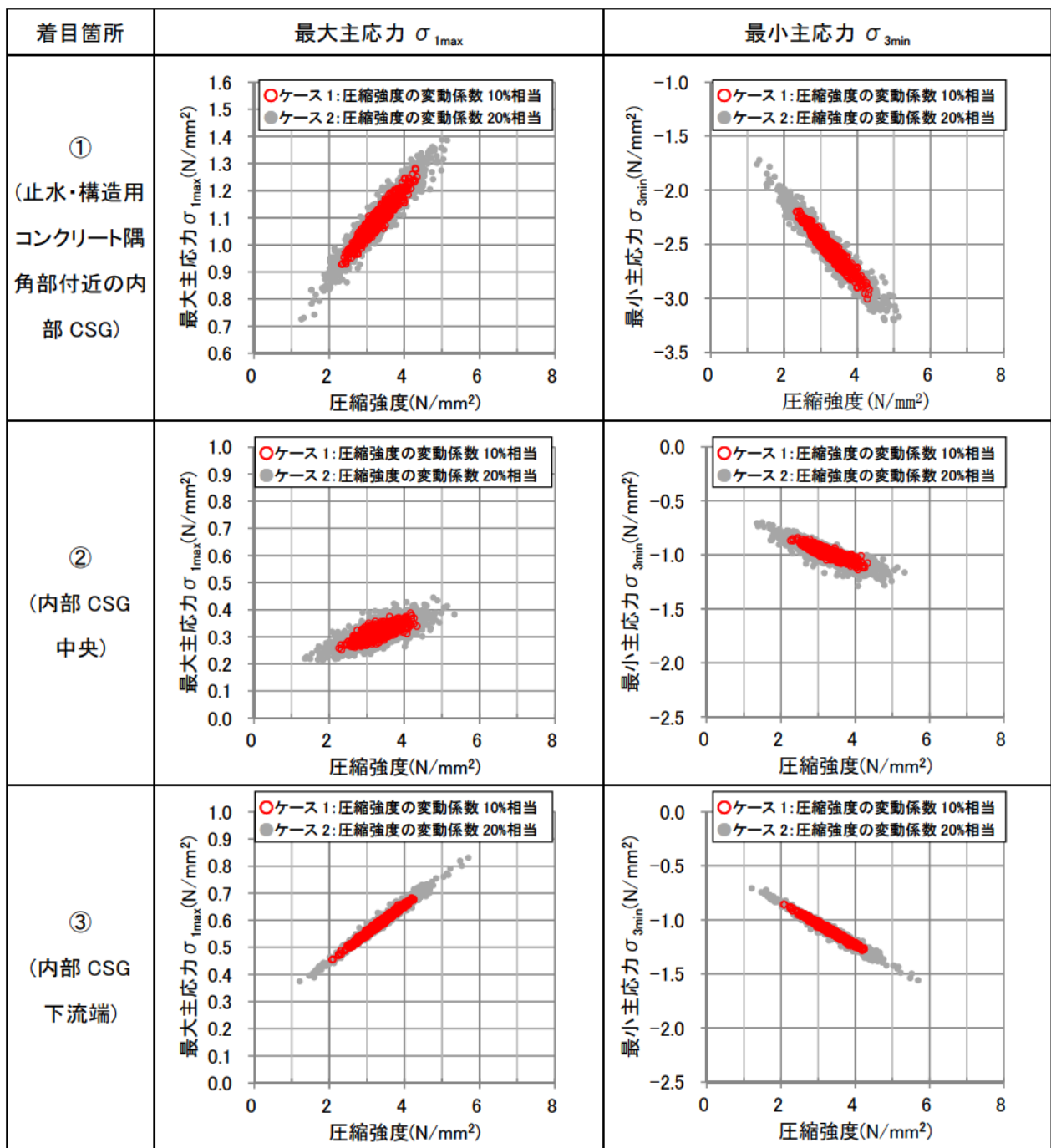


図- 11 着目要素の圧縮強度と最大主応力 σ_1 、最小主応力 σ_3 の関係(1,000パターンのプロット)

表－ 4 発生応力 σ_{1max} の比較（1,000パターン中の最大値，平均値）

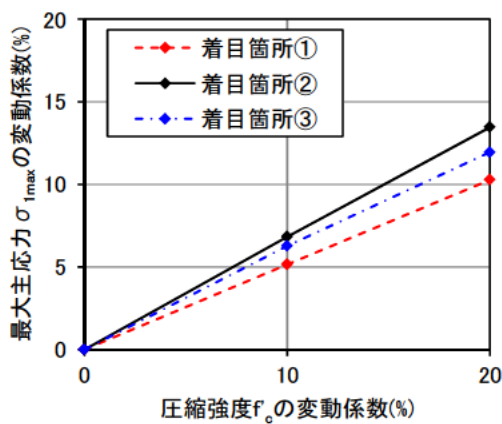
ケース	位置*	σ_{1max} の 最大値 (N/mm ²)	σ_{1max} の 平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数(%)
ケース 0 (変動なし)	①	1.09		—	—
	②	0.31		—	—
	③	0.58		—	—
ケース 1 (圧縮強度の変動係数 10%相当)	①	1.28	1.09	0.056	5.15
	②	0.39	0.31	0.021	6.83
	③	0.68	0.58	0.036	6.27
ケース 2 (圧縮強度の変動係数 20%相当)	①	1.39	1.10	0.112	10.27
	②	0.44	0.31	0.042	13.46
	③	0.83	0.58	0.070	11.94

*①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG
 ②内部 CSG 中央
 ③内部 CSG 下流端

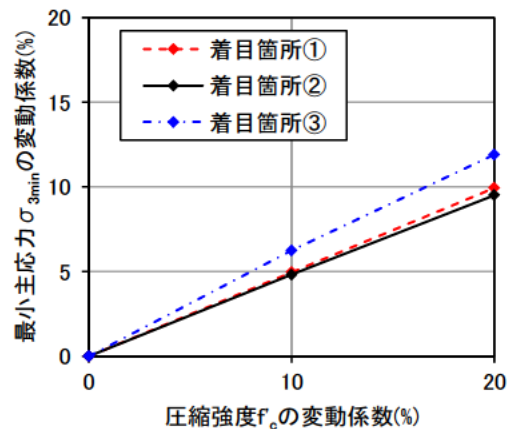
表－ 5 発生応力 σ_{3min} の比較（1,000パターン中の最小値，平均値）

ケース	位置*	σ_{3min} の 最小値 (N/mm ²)	σ_{3min} の 平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数(%)
ケース 0 (変動なし)	①	-2.56		—	—
	②	-0.97		—	—
	③	-1.10		—	—
ケース 1 (圧縮強度の変動係数 10%相当)	①	-3.01	-2.56	0.127	4.96
	②	-1.14	-0.98	0.047	4.82
	③	-1.29	-1.10	0.068	6.25
ケース 2 (圧縮強度の変動係数 20%相当)	①	-3.20	-2.57	0.255	9.94
	②	-1.29	-1.00	0.095	9.51
	③	-1.56	-1.10	0.131	11.91

*①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG
 ②内部 CSG 中央
 ③内部 CSG 下流端



(a) 最大主応力 σ_{1max}



(b) 最小主応力 σ_{3min}

図－ 12 圧縮強度と発生応力の変動係数の関係

2) 強度に対する要素安全率の分布

解析で得られた堤体内(内部 CSG)各要素での発生応力の強度に対する要素安全率(f_t/σ_{1max} 及び σ_E/σ_{3min})の時刻歴最小値の分布の一例(1,000 パターン中の 1 パターン)を図- 13 に示す。最大主応力 σ_1 に対する安全率は、応力が集中する止水・構造用コンクリート隅角部と内部 CSG 下流端で 1.0 を下回る。最小主応力 σ_3 に対する安全率は、一部の要素を以て安全率 1.0 を上回る。

各要素での 1,000 パターン中の安全率の最小値の分布を図- 14 に示す。最大主応力に対する安全率 f_t/σ_{1max} は、ケース 1 では応力が集中する止水・構造用コンクリート隅角部や下流端付近の内部 CSG および堤体中央部の下位標高で安全率が 1.0 を下回る。ケース 2 では、ケース 1 で 1.0 を下回る範囲に加え堤体中央部での同範囲が広がっている。

最小主応力に対する安全率 σ_E/σ_{3min} は、ケース 1 では安全率が 1.0 を下回る箇所はない。ケース 2 では、堤体の下位標高で安全率 1.0 を下回る要素がある。ただし、ここでの安全率は弾性領域強度に対する σ_{3min} の比として算出しているため、安全率が 1.0 を下回ることもって圧縮破壊が生じることを意味するものではない。

なお、着目箇所として、図- 10 に示した応力集中箇所①～③での強度に対する要素安全率について、1,000 パターン中の最小値と平均値及び百分率分布(標準偏差と変動係数)の比較を表- 6, 表- 7 に示す。引張強度と圧縮強度(弾性領域強度)に対する要素安全率は、着目箇所①～③とも物性のばらつきが最も大きいケース 2 で最小となっている。また、着目箇所での圧縮強度と要素安全率の関係を図- 15 に示す。いずれの安全率も最小値は、圧縮強度が小さい場合において生じている。

圧縮強度の変動係数と着目箇所における強度に対する要素安全率の関係を図- 16 に示す。先に述べた主応力についての傾向と同様に、与えられた圧縮強度のばらつきが大きいほど、安全率の変動幅も大きい。また、着目箇所①～③の中では②内部 CSG 中央で変動幅が最も大きくなっていることがわかる。

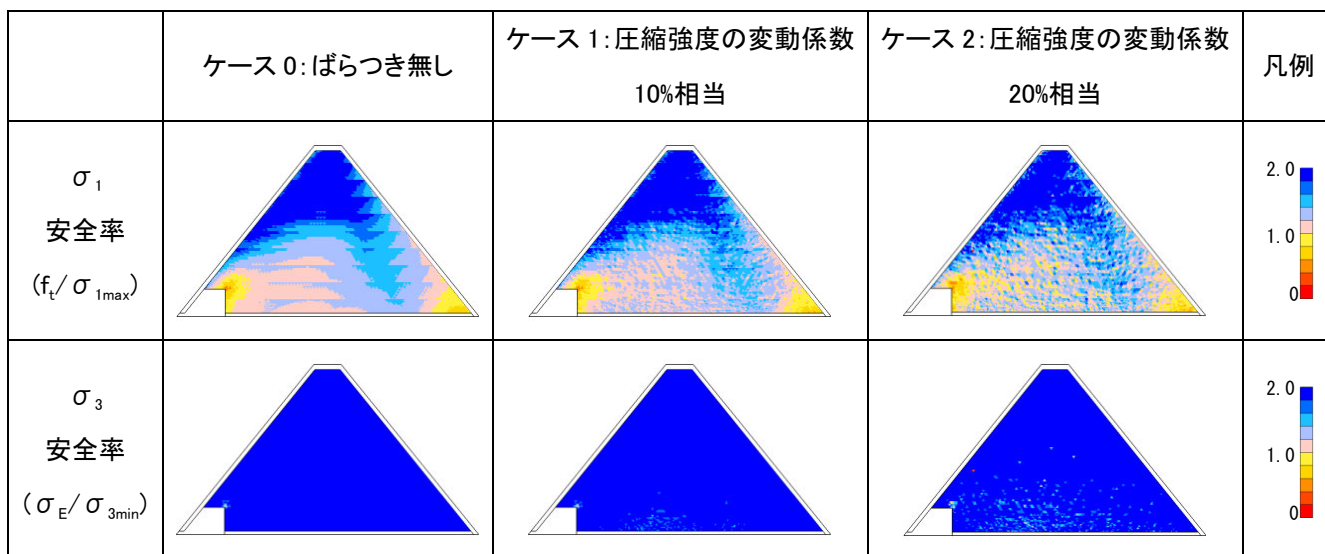


図-13 安全率分布 (1,000パターン中の一例)

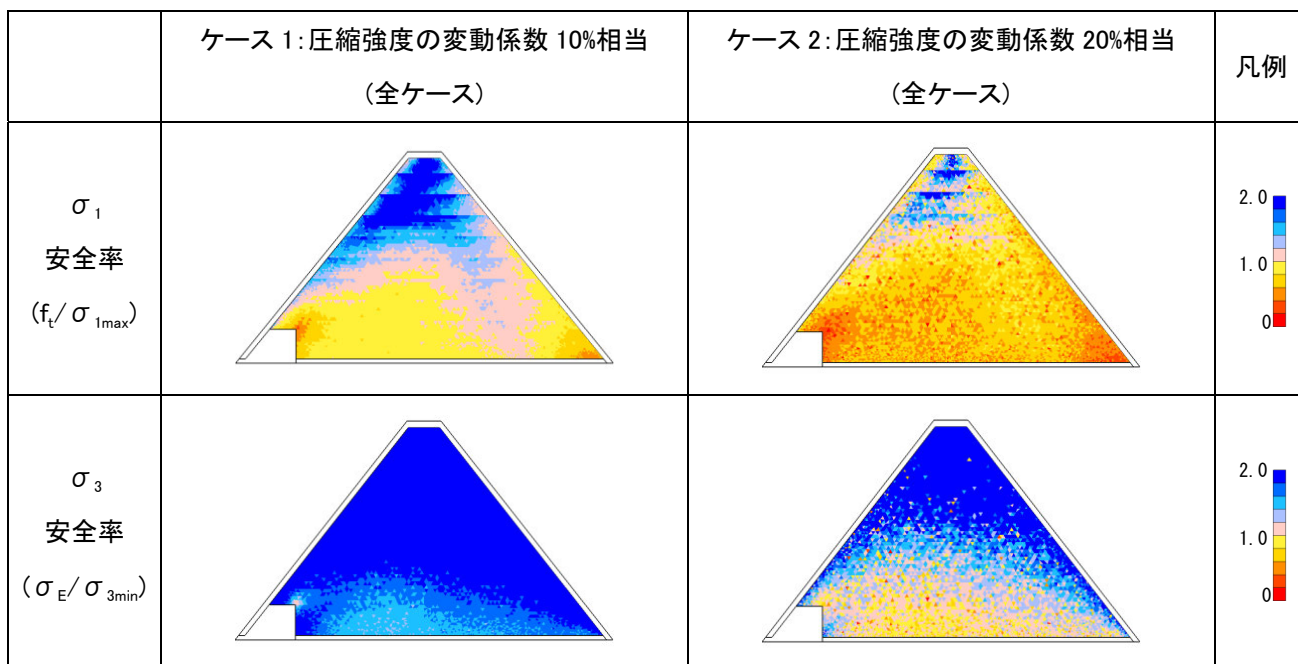


図-14 安全率分布 (各要素での1,000パターン中の最小値)

表-6 着目箇所での引張強度に対する要素安全率 (f_t/σ_{1max}) の比較

(1,000パターン中の最小値, 平均値)

(下限一庫波 加速度振幅3倍: 最大水平加速度 1,023gal)

ケース	位置*	最小値	平均値	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	0.430		—	—
	②	1.504		—	—
	③	0.808		—	—
ケース1 (圧縮強度の変動係数10%相当)	①	0.360	0.430	0.024	5.59
	②	1.219	1.502	0.099	6.57
	③	0.654	0.807	0.036	4.49
ケース2 (圧縮強度の変動係数20%相当)	①	0.250	0.428	0.049	11.31
	②	0.891	1.489	0.211	14.16
	③	0.465	0.799	0.072	9.01

*①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG

②内部 CSG 中央

③内部 CSG 下流端

表-7 着目箇所での圧縮強度に対する要素安全率 (σ_c/σ_{3min}) の比較

(1,000パターン中の最小値, 平均値)

(下限一庫波 加速度振幅3倍: 最大水平加速度 1,023gal)

ケース	位置*	最小値	平均値	標準偏差	変動係数(%)
ケース0 (変動なし)	①	1.284		—	—
	②	3.379		—	—
	③	3.003		—	—
ケース1 (圧縮強度の変動係数10%相当)	①	1.064	1.283	0.073	5.72
	②	2.610	3.336	0.210	6.31
	③	2.426	3.000	0.137	4.57
ケース2 (圧縮強度の変動係数20%相当)	①	0.720	1.277	0.149	11.66
	②	1.885	3.251	0.431	13.26
	③	1.710	2.970	0.273	9.18

*①止水・構造用コンクリート隅角部付近の内部 CSG

②内部 CSG 中央

③内部 CSG 下流端

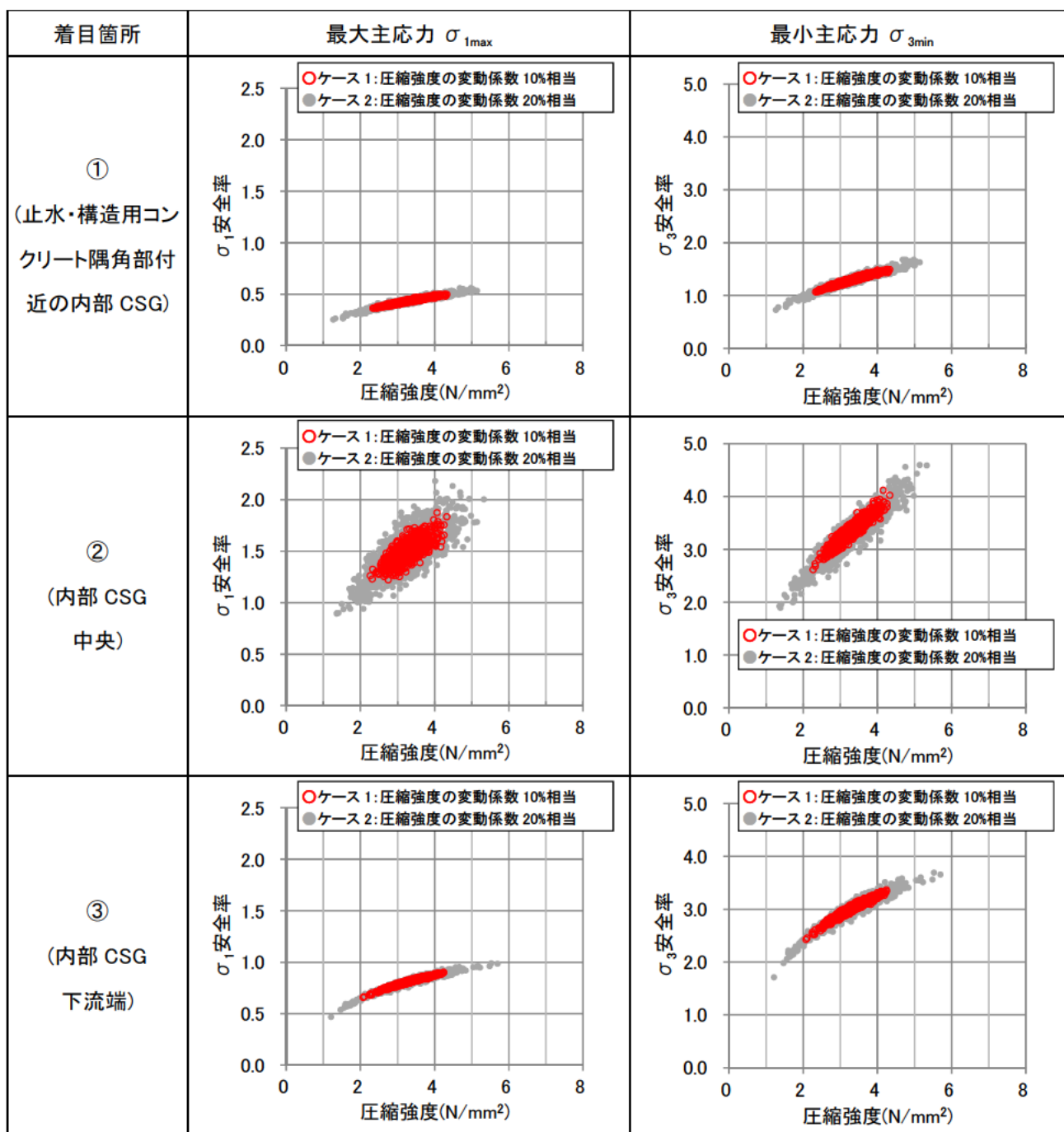


図- 15 圧縮強度と強度に対する要素安全率の関係(1,000パターンのプロット)

(下限一庫波 加速度振幅 3 倍 : 最大水平加速度 1,023gal)

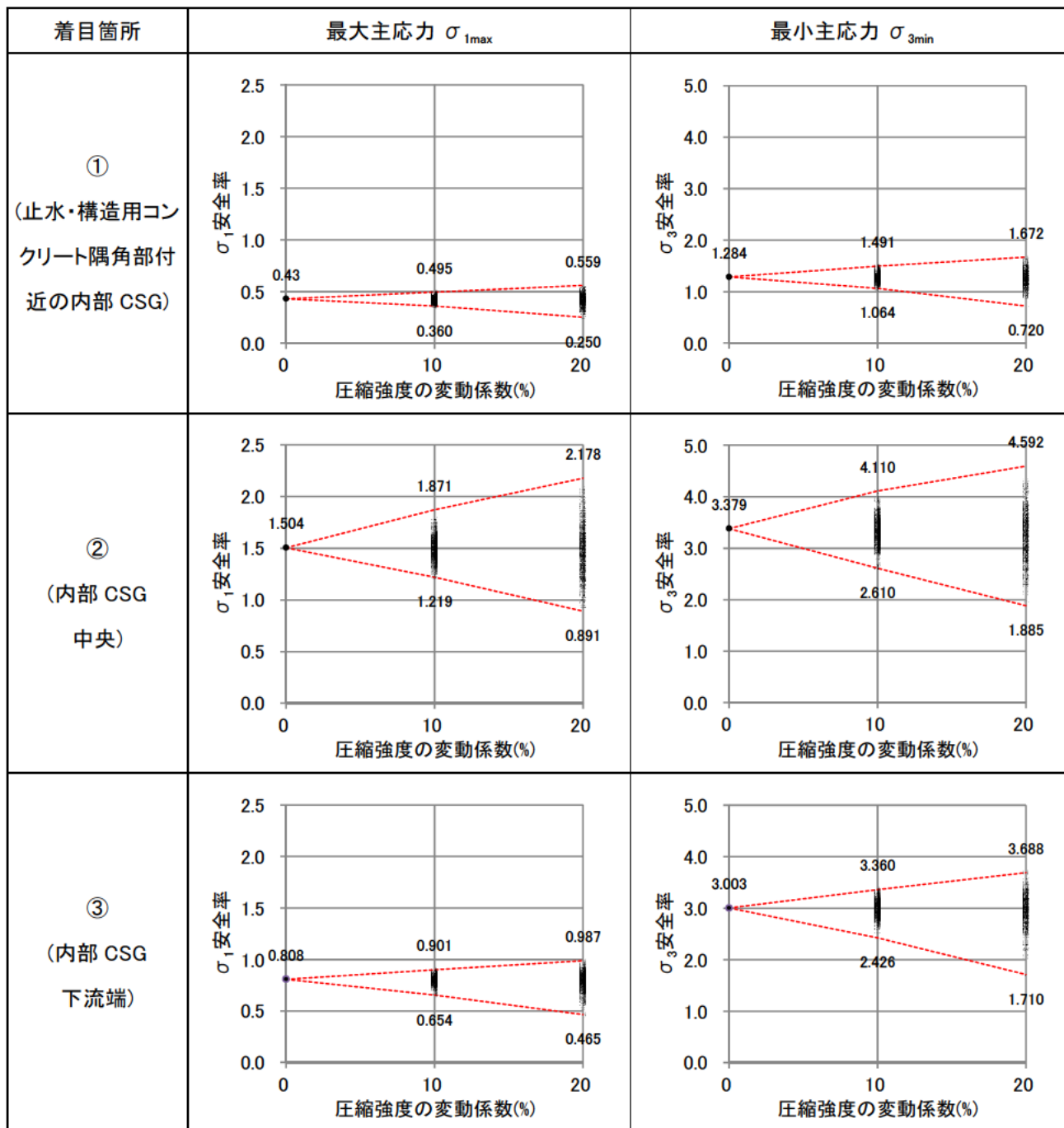


図- 16 着目要素の圧縮強度のばらつき（変動係数）と要素安全率の関係（1,000 パターンのプロット）
（下限一庫波 加速度振幅 3 倍：最大水平加速度 1,023gal）

(6) まとめ

本検討により、台形 CSG ダムにおける堤体材料のばらつきが発生応力に与える影響について以下のことがわかった。

- ・台形 CSG ダムにおける大規模地震時の堤体内発生応力は、CSG の物性のばらつきを考慮した場合、物性値を一定（平均値）とした場合に比べ、その最大値が大きくなる可能性がある。
- ・CSG の物性値のばらつきの大きさが(変動係数)が同条件でも、発生応力の変動幅は、堤体内の位置により異なり、物性のばらつきが小さいコンクリート部周辺より、内部 CSG 中央部の方が大きくなる。

参考文献

- 1) 財団法人ダム技術センター：台形 CSG ダム設計・施工・品質管理技術資料，2012.6.
- 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) 横森源治，嵩本 博，山下武宣，高橋一浩，山田孝治，石澤寛，坂 秀治，前田信二，吉村 智ら：台形 CSG ダム等の設計・施工事例，ダム技術，No.216， pp.59-161，2004.9.
- 4) 榎村康史，金銅将史，小堀俊秀，矢田一也：CSG の動的引張強度・破壊特性等に関する実験的検討，土木研究所資料，第 4320 号，2016.3.
- 5) 金銅将史，佐々木 隆，別府万寿博：CSG の引張強度・軟化特性とその載荷速度依存性，土木学会論文集 E2，Vol.70，No.2， pp.232-251，2014.6.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4324 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

