

# MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

圧密・浸透(軟弱地盤)分野 6



# MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION

圧密・浸透(軟弱地盤)分野

## 6.

地盤構造物の設計と  
解析の利用

-フィルダムを主な例として

共和技術コンサルタンツ 技術顧問 谷 茂 様



## 地盤構造物の設計と解析の利用

ー フィルダムを主な例として ー

共和技術コンサルタンツ 谷 茂

1

本日お話しする内容は以下のものを考えています。

1. フィルダムを例に、従来の設計法について述べる。
2. 過去の地震被害を総括し、被害原因を考えて、従来の設計法では安全性を十分に検討できない原因を考えて見る。
3. フィルダムの被災事例で三次元応答解析により、被災原因の究明に役立った事例を通して、三次元解析の有用性について述べる。
4. 仮想のフィルダムの耐震設計を例に、耐震設計の考え方を述べるとともに、地震力の想定方法、解析の考え方、解析結果について述べる。

2

5. 性能設計及び地震リスクを考慮したフィルダムの耐震設計の考え方について述べる。
6. 実際に行われた、液状化を伴うフィルダムの耐震設計及び施工事例について述べる。
7. シールドトンネルの地震被害事例を挙げて、その被災原因の解明に、動的応答解析（弾性解析）が役立った事例の紹介を行い、フィルダム以外での解析の有用性について述べる。
8. 本日の講演のまとめ

以上、多岐にわたる内容ですが、ご清聴いただければ幸いです。

3

土質構造物 (Geotechnical Works) とは地盤上に構築される人口構造物のことを指す。このような構造物は地盤との相互作用を受けているため、設計上はこの相互作用を考慮して設計されるのが理想的である。

ダム、河川盛土、トンネル、橋梁等が含まれる国際耐震基準である、IS023469 (Bases for design of structures -Seismic actions for Geotechnical works, 2003) は、これらの地盤構造物に対する耐震設計の基本的な考え方を整理したものである。

この中では、慣習的な方法である、例えば‘すべり解析法’、‘静的解析法’、および‘動的応答解析法’等が紹介されており、各国の状況に応じてそれぞれの方法が適切に選択もしくは複数を選択されるべきとされている。

4

わが国では設計基準に代表されるように、構造物に応じた基本的な設計法が採用されてきていて、安全な構造物の設計・施工に寄与してきた。これらの設計法は理論に基づくとともに、さらに‘安全率’という概念が付加され、設計体系が構築されている。‘安全率’は材料の強度等のばらつきや理論上の不完全さを考慮した‘余裕’と考えているのが一般的な解釈である。

例えば、ダムของすべり安全率は $1.0+0.20=1.20$ を採用している。この0.20の根拠はあまり明確ではない。実際のすべりは逐次変形が進行する‘進行性破壊現象’であるといえるが、実際のすべり解析は‘極限解析’であり、理論と実現象には‘差異’がある。また、盛土材料にはばらつきがあり、設計強度より弱いものも混ざっているため、‘安全率’が必要とされている。

5

次に現在のフィルダムの実際の設計の概要について述べる。ここでは、水理的なものを除いた、構造的設計についてのみ述べる。

1. すべり解析による、すべり安全率が所定の値以上あること。水位、地震力、堤体内の残留水圧等を考慮して、下記の6ケースについて安全性が検討される。

表 フィルダムの安定性を検討するケース

ケース	貯水池の水位	コンクリートダム	フィルダム	摘要
1	設計洪水水位	すべてのダム	すべてのダム	
2	サーチャージ水位	すべてのダム	すべてのダム	
3	常時満水位	すべてのダム	すべてのダム	
4	中間水位	-	危険が予測されるダム	ケース1~3以外の水位で危険が予測される水位(通常堤高の45~50%の高さとする)
5	空虚	危険が予測されるダム	危険が予測されるダム(完成直後)	
6	水位急降下	-	水位降下が予測されるダム(ピーク発電用ダムを除くすべてのダム)	常時満水位から最低水位に低下した場合とする

6

設計震度の基本量

ダムの種類		地域の区分	強震帯 地域	中震帯 地域	弱震帯 地域
1	重力式コンクリートダム		0.12	0.12	0.10
2	フィルダム	堤体がおおむね均一の材料によるもの	0.15	0.15	0.12
		その他のもの	0.15	0.12	0.10

7

「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」の作成について

2005年（平成17年）4月（国土交通省河川局治水課HPより）

近年、大規模地震に対する各種構造物の安全性の評価に関する調査研究が、ダム分野を含む各方面で行われており、例えば土木学会からは、構造物の耐震性能は現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動として定義されたレベル2地震動を設定して照査するとの提言が示されました。

現在、ダムの耐震設計は、河川管理施設構造令に基づき行われていますが、これにより設計されたダムは、兵庫県南部地震後の評価において、同地震により生じたと推定された最大の強さの地震動に対しても十分な耐震性を有していることが確認されています。しかしながら、その後の地震観測体制の整備等に伴い、これを上回る強さの地震動も観測されるようになってきました。

そこで、レベル2地震動を設定し、それに対するダムの安全性について合理的に照査を行うため、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」を作成しました。今後、幾つかのダムにおいて、本指針（案）の試行を予定しています。

参考文献；国総研資料第 244 号 大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、2005

8

近代的な設計体系で設計・施工されてきたフィルダムでは、液状化による強度低下を伴う事例を除いては、‘致命的な被害をほとんど受けていないという事実’がある。このことから、この設計体系が経験に基づいても、‘適切な設計体系’であることがわかる。

では最近の地震被害等で多くの地盤災害が生じているのはなぜなのかを考えると、従来の設計では必ずしも想定しなかったような外力の大きさ、相互作用、液状化、三次元効果等があげられる。さらに地震力では最近話題になっているような、‘長周期成分’の影響など、従来では考慮しなかった要素が、設計上のウイークポイント‘となっている可能性があげられる。2016年の熊本地震では、震度7クラスが短期間に繰返し発生したことによる、家屋の被害も特徴的な現象である。

9

ダムの地震被害を例に、被害の特徴について以下に述べる。

1. 戦後体系化されたダム設計基準に基づいて設計された大ダム(15m以上)で、致命的な被害を受けた事例はほとんどない。この理由として、強固な地盤上に構築され、地盤、堤体とも液状化を生じるといった性質のものではなかった。  
15m以上のフィルダムでも、戦前に作られたものでは大きな被害を受けているものも少数ある。
2. 堤高15m以下の小規模ダムでは、基準のなかった時代に築造されたものが大部分で、また戦後の設計基準は大ダムとは異なり、大きな被害を受けた事例も多くある。このような事例では、地盤が軟弱であり、特に液状化現象が関連したものが多かったことがあげられる。

以下に実例を挙げて、説明したい。

10

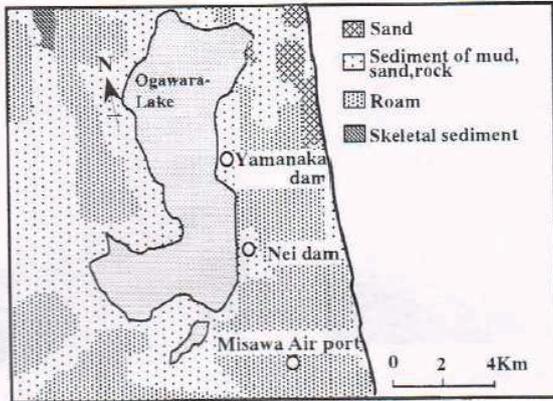


Fig. 11. The location of Yamanaka and Nei dam.

図 山中ため池の位置  
(青森県三沢市)

No.	1	2	3	4
Name of earthquake	Tokachi-Oki	Miyagken-Oki	Nipponkai-chubu	Sanriku-Haruka-Oki
Occurrence (year)	1968	1978	1983	1994
Distance from the epicenter (Km)	202	307	199	225
Damage	Yamanaka Nei	Damaged (Failure) Damaged	Damaged No	Damaged No
Magnitude in Japanese scale	7.9	7.4	7.7	7.5
Assumed* max. acc. (cm/s <sup>2</sup> )	55	32	57	45
Seismic Intensity in Japanese scale (Near site)	Hachinohe 5	Hachinohe 4	Hachinohe 4	Hachinohe 6
Acceleration record (cm/s <sup>2</sup> ) (Near site)	Hachinohe ( )	Hachinohe ( )	Hachinohe 19	Hachinohe 416

$$*A_{max} = 18.4 \times 10^{1.15M} \times \Delta^{-0.8}$$

M<sub>j</sub> = Magnitude, Δ = epicentral distance (Km)

\* Maximum acceleration at Hachinohe city office

Fig. 12. The damage to the earth dams caused by the past multiple earthquakes.

図 山中ため池が被害を受けた地震の諸元

11



Fig. 13. The damage to the Yamanaka dam caused by the 1968 Tokachi-Oki earthquake.

図 山中ため池の被災状況(1968年)

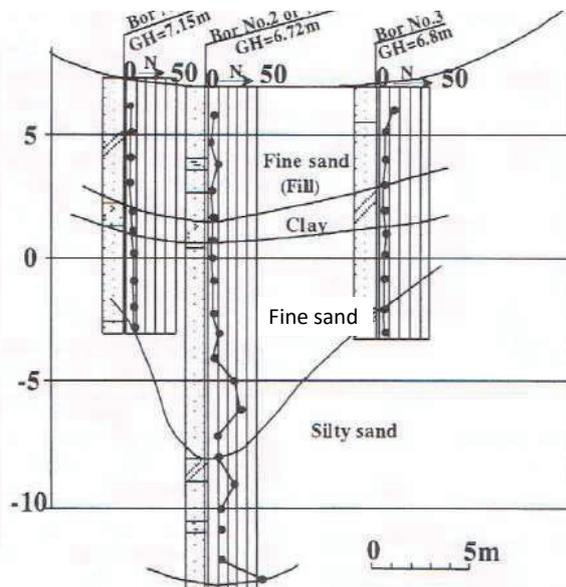


図 山中ため池の地盤断面図

参考文献 ; S.Tani, Behavior of large fill dams during earthquake and earthquake damage, Soil dynamics and earthquake engineering, 2000

12

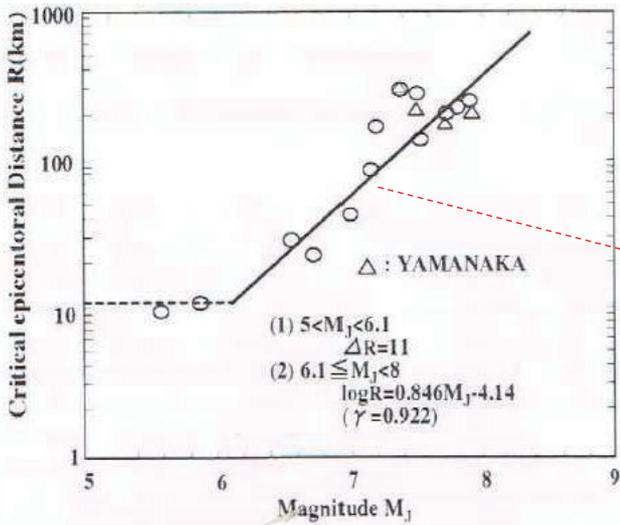


図 マグニチュード  $M_j$  と小規模フィルダムに地震被害が生じた最大震央距離 (堤高15m以下)

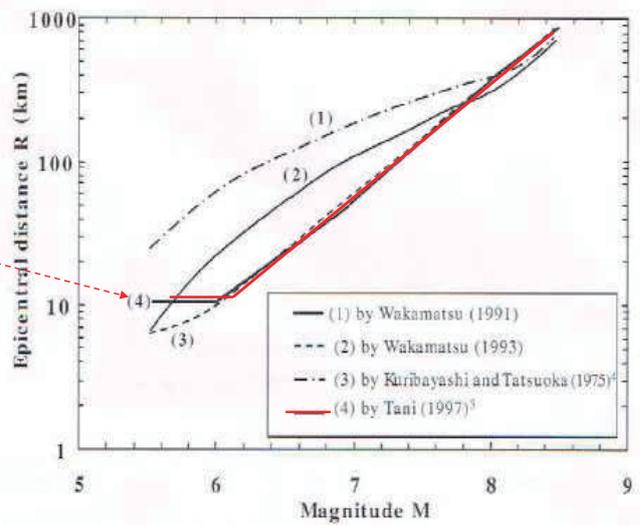


図 マグニチュード  $M_j$  と地盤の液状化限界震央距離の関係 (堤高15m以下)

参考文献 ; S.Tani, Earthquake damage to earth dams -maximum epicentral distance to cause damage as a function of magnitude, Soil dynamics and earthquake engineering, 1999

13

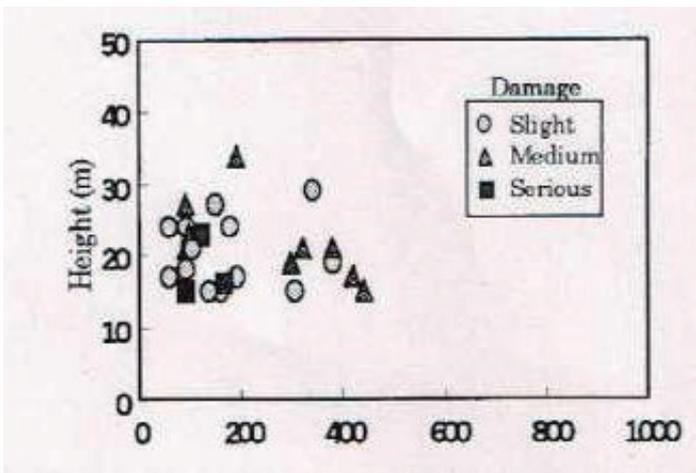


図 1953年以前に築造されたフィルダムの地震被害 (日本)

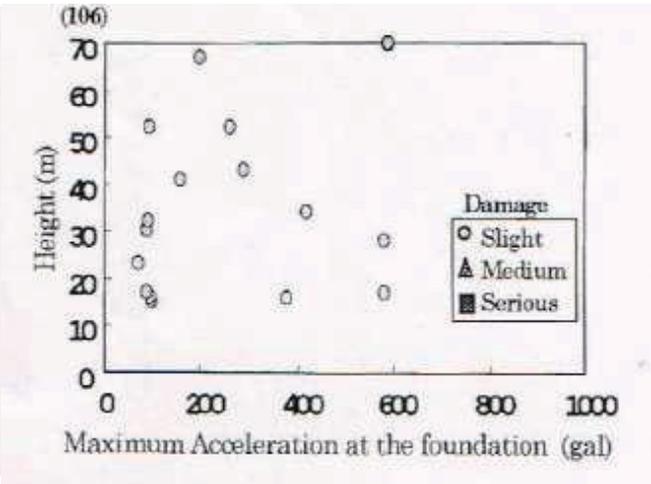
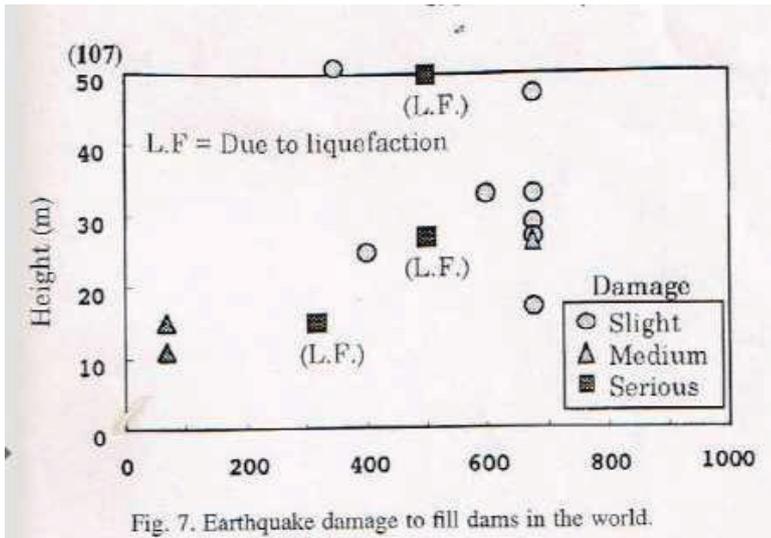


図 1953年以降に築造されたフィルダムの地震被害 (日本)

参考文献 ; S.Tani, Behavior of large fill dams during earthquake and earthquake damage, Soil dynamics and earthquake engineering, 2000

14



\* 大きな被害は液状化が関係している

図 フィルダムの地震被害（世界）

参考文献 ; S.Tani, Behavior of large fill dams during earthquake and earthquake damage, Soil dynamics and earthquake engineering, 2000

### 被災フィルダムの3次元地震応答解析事例

## 被災フィルダムの地震応答解析 —三次元地震応答解析による被災原因の解明—



17



- ・ かんがいダム（新潟  
県中魚郡川西町）
- ・ 堤高 43 m,
- ・ 総貯水量1,118千トン、  
1978年完成

図 川西ダム

18



図 川西ダムの上流斜面全景（被災前）

19

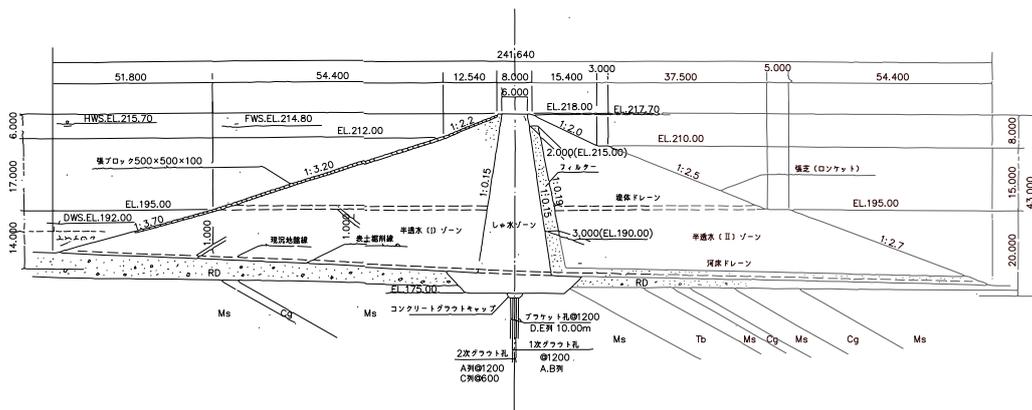


図 川西ダム標準断面

20

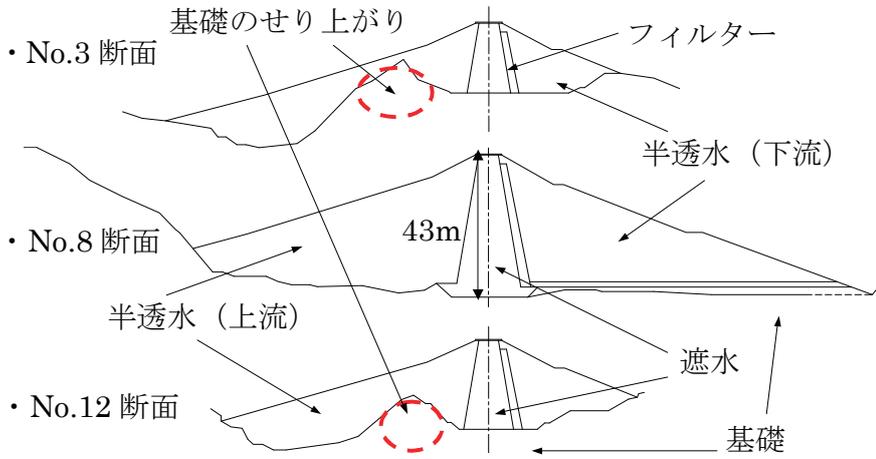


図 川西ダム断面図

21

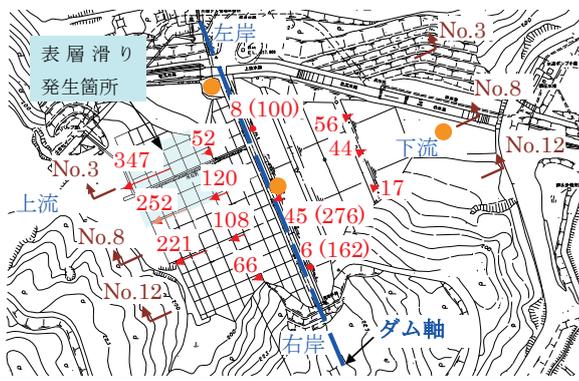


図 川西ダムの被災状況

←水平変位、( ) 内は鉛直変位、単位 mm、●地震計

22



図 川西ダム、左岸崩壊部（下流より見たもの）

23



図 川西ダム、左岸崩壊部（下流より見たもの）

24

## ダム地震記録

本震(10.23.17.56)では下記の地震記録が得られている。本ダムには天端中央、左岸地山、下流法尻、3箇所に地震計が設置されている。上下方向成分がX方向成分の58%~74%となっているのが特徴である。

下流法尻(計測震度5.7) ; X= 558 gal Y= 444  
Z= 406

左岸地山(計測震度5.6) ; 435 、 546 、 254

天端中央(計測震度6.0) ; 582 、 518 、 430

25

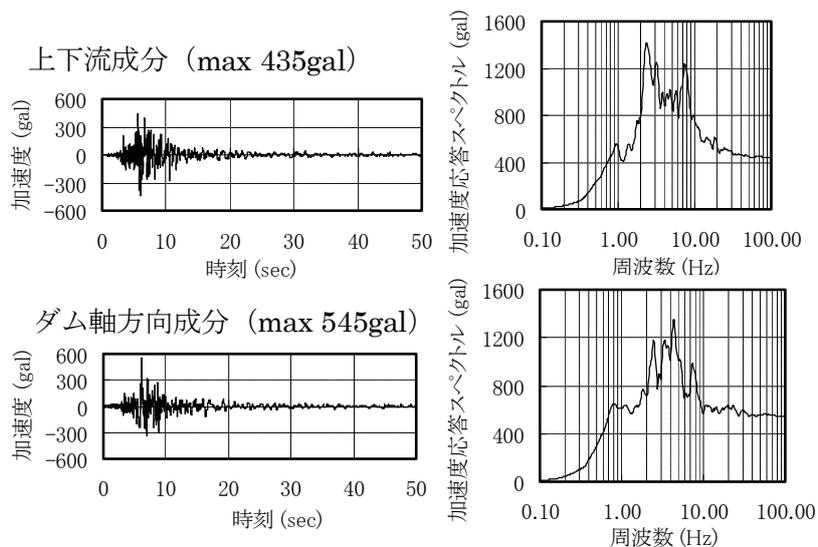


図 解析で用いた入力地震動左岸地山での観測波)

26

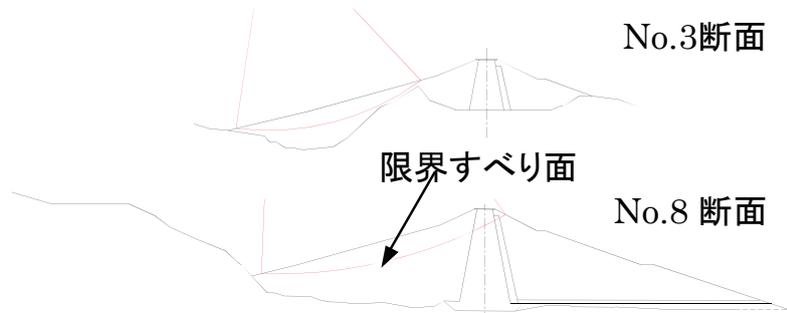


図 ニューマーク法で用いた限界すべり面

27

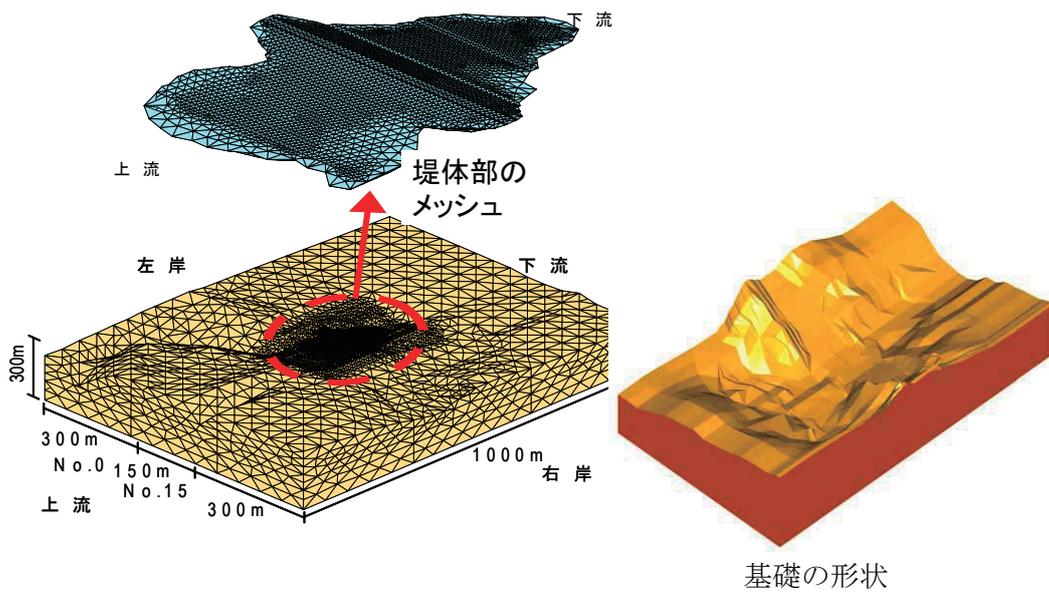


図 3次元FEM解析メッシュ

28

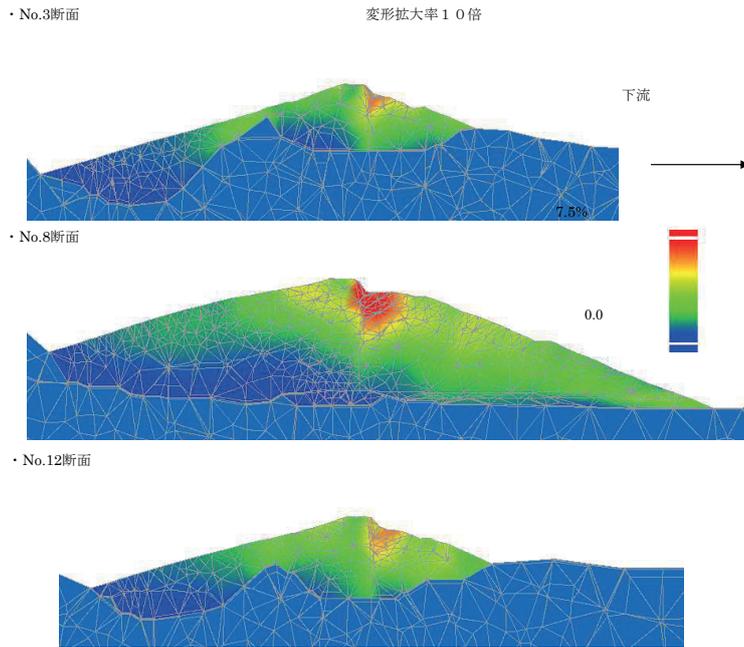


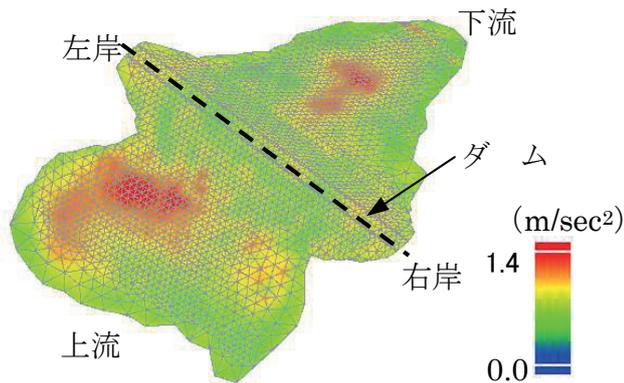
図 解析最終ステップでの  $\gamma_{max}$  コンター図

29

図は解析最終ステップでの  $\gamma_{max}$  コンター図で、変形を10倍に拡大して描いている。 $\gamma_{max}$  がピークを示すのは堤体天端の下流側で、各断面ともこの付近で最も大きな残留変位が発生している。No. 8, 12断面では堤体変位は上下流とも法面の中段付近より高い位置で大きく発生している。

No. 3断面の下流法面の中段付近より高い位置で大きな変位が発生しているのは、No. 8, 12断面と同じであるが、No. 3断面の上流法尻から基礎がせりあがっている部分にかけては変位量は小さい。基礎の拘束効果で堤体変位の発生量は小さくなっていると考えられる。

30



上下流ともに堤体中央付近の法面中段付近で応答加速度が最大値を示しているのは、天端に近づくにつれて変位も大きく塑性化しているため、中段より堤高の高い部分での加速度応答が小さくなるためである。

また、上流左岸側の法尻から中段にかけて加速度が大きくなっているのは、基礎の拘束効果で堤体の変位が抑えられているため、法面付近での加速度応答が大きくなるため、地震時に上流左岸で表層すべりが発生したのは基礎の形状に起因したものと考えられる。

31

## 6. まとめ

本解析で得られた知見をまとめると、次のようになる。

- ①地震時に上流左岸側で発生した表層すべりは、上流左岸側の基礎形状に起因した応答特性によるものである。
- ②ニューマーク法による堤体滑動変位量の算出では、上流左岸側で法尻～法面中段にかけて限界滑り面が表れ、地震時に表層滑りが発生した現象と対応するが、左岸地山観測波を用いた滑動変位量の値は小さい。
- ③堤体全体の変状によってダム軸中央付近で最も沈下量が大きくなる傾向は解析で示された。堤体天端沈下量や左岸に発生した残留変形量の定量的評価を行うためには、使用する入力地震動と地盤定数、土の構成則等に依存しているために、定量的な評価は難しいが、三次元効果の定性的な影響は確認できた。

32

## 1. 3次元解析の必要性 —2次元解析ではだめなのか?—

### 3次元解析が必要かどうかのポイント

- 構造物の形状が複雑、構造物の基礎となる地盤の性質が複雑
- 2次元解析では`危険な判断結果`になる可能性がある場合
- 3次元のデータが容易に得られるか。特に地盤の三次元情報が得られるか。
- (CIM(Construction Information Modering/Management)の活用)

33

## ダム(土木構造物)の三次元解析

- ダム(土木構造物)の三次元解析を行う場合には、地形情報、地盤の三次元情報、構造物の三次元形状情報が必要となり、この情報をいかに効率的に取得するかがポイント。
- 三次元解析ソフトがこの三次元情報を、容易に取り込める、インターフェースが必要。
- 優れた三次元解析ソフトが必要。  
土の構成則(液状化の考慮)、入力データの容易さ、解析時間)

34

## フィルダムの性能設計と仮想ダムの耐震設計例

35

## 性能設計とは

‘性能設計’とは何かについて、文献によって様々なとらえ方、表現があるが、本報告では詳細については述べないので、それぞれの文献を参照されたい。各種設計指針や基準類が仕様規定型から性能規定型への移行を指向する状況下において、各関係学会等により性能設計（照査）に関する委員会や基準が設立、施行されている。

地盤工学会からも2006年3月に地盤工学会基準として、性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則が公表された。これらの報告書や基準等では、“仕様設計から性能設計に移行することで、新技術・新工法の採用など、設計の自由度が増し、建設コストの縮減に繋がることが期待される”と性能設計の導入効果が概念的に述べられている。

36

## 性能規定型設計規定の例（鉄道構造物等設計標準・同解（土構造物））について

～土構造物の要求性能としては、使用者や周辺の人々の生命を脅かさないようにするための安全性、使用者が快適に使用でき、周辺の人々が快適に生活するための性能である使用性、想定される作用に対して使用可能な状態に保つ、もしくは損傷を受けた場合に容易に性能回復するが行えるようにするための性質である復旧性があります。

（地盤工学における性能設計入門、地盤工学会（2012）、30P より）

37

文献（土構造物の地震時における許容設計と性能設計に関する研究委員会. 委員会報告, 2005）では性能設計として、

「性能（照査）設計とは事業主体などが、構造物の目的、適用範囲、各限界状態における要求性能を明示し、かつ、構造物の性能照査に用いる方法に制限を設けない構造物に対して、設計者が規定した性能規定を一定のある適切な信頼度で満足することを証明する設計方法に基づく設計」と定義されている。

簡便に表現すれば、設計・照査の方法に関係なく求められる性能目標を（結果）を満足する設計法であるともいえる。

38

## フィルダムに関する性能設計

### ダムの要求性能

#### 地震時に

- ①ダムの貯水機能が維持されること
- ②生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること

フィルダムでは特に最大沈下量が、貯水の越流を生じることがない沈下量に収まる（沈下量(1.0m以下)で規定している）（国交省指針（案）、2007）

～パイピング破壊はどのように判断するか？

現実にはこの判断は解析等では難しいので、従来の経験から、沈下量をこの程度に抑えれば大丈夫という判断から、沈下量のみで考える。

また、想定すべりが水位以下で生じないことで、安全性を評価する考えもある。

39

## 耐震補強のシュミレーション事例

検討事例では、国際耐震規準として制定されているIS023469に準拠して耐震診断を実施した。次表では検討事例とIS023469との適合を項目毎にチェックした一覧である。性能目標の地震時および地震後の使用性の規定は、レベル1地震動に対する耐震性能とした。

日本において、フィルダムの耐震設計で一般的に用いられている強震帯地域の水平震度 $k_h=0.15$ を、レベル1地震動の参照地震動とした。解析手法は円弧すべりによるすべり面解析とし、耐震性能規定はすべり安全率1.20以上とした。参考にレベル2地震動相当の $K_h$ を推定し、そのときの安全率を求めた。

参考文献 ; S.Tani, Performance of a fill dam based on the performance-based design concept and study of a seismic retrofitting method , SOILS AND FOUNDATION, Vol. 49, No. 6, 2009

40

表 IS023469との適合性チェックリスト

項目		適用 (○)	内容と項目の説明	IS023469 関連章節
耐震性能 地震動の 規定	耐震性能目標の 規定	使用性	○ レベル1地震動に対する耐震性能、健全性を損なわない	5.1.2
		安全性	○ レベル2地震動に対する耐震性能、限定された損傷にとどめる	
	参照地震動	使用性照査	○ レベル1地震動として強震帯地域の設計震度0.15を設定	5.1.3 6.2
		安全性照査	○ レベル2地震動として照査用下限加速度応答スペクトル適合波形と、 宮城沖地震想定波形を使用	
	耐震性能規定の 明示	使用性	○ すべり安全率で規定	5.1.4
		安全性	○ 堤体天端最大沈下量で規定	
設計耐用期間		○ 100年		
地盤応答 断層変位 等の評価	地盤応答解析	経験的解析	○ 設計震度による地盤種別に応じた増幅係数の適用	6.3.2
		簡易動的解析	○ 想定土塊での加速度時刻歴を規定	6.3.4
		詳細動的解析	○ 基盤面で加速度時刻歴を規定	6.3.5
	液状化の評価	-	液状化の予測判定なし	6.3
	地震動の空間的変動の評価	-	水平方向の波動伝播の考慮	6.4
	断層変位等の評価	-	断層変位/地盤破壊等の考慮	6.5
地震作用 の評価	地震作用の評価	簡易等価静的解析	○ 円弧すべり解析を用いた地盤-構造物非一体型モデルによる静的解析	7.2.1
		詳細等価静的解析	- 地盤-構造物一体型モデルによる静的解析	7.2.2
		簡易動的解析	○ Newmark法を用いた地盤-構造物非一体型モデルによる動的解析	7.3.1
		詳細動的解析	○ FEMを用いた地盤-構造物一体型モデルによる動的解析	7.3.2

41

照査用地震動は何を用いるか。

1. 国交省指針（案）～下限値加速度応答スペクトル
2. シナリオ地震動

実際の例では、

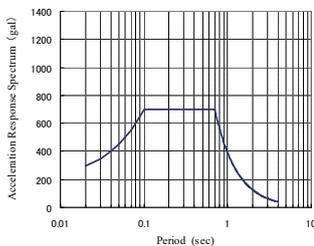


図 照査用下限加速度  
応答スペクトル

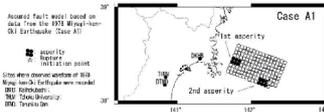


図 断層モデル

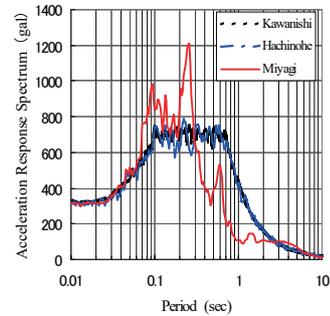


図 解析に用いる加速度応  
答スペクトル

42

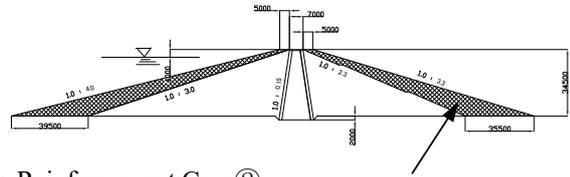
表、図 模擬耐震補強事例の補強断面の諸元、断面 (3ケース)

	補強断面①	補強断面②	補強断面③
補強方法	押え盛土	押え盛土	改良土
補強後の天端幅	17m	17m	7m
上流側法勾配	1.0 : 4.0	1.0 : 4.0	1.0 : 3.3
下流側法勾配	1.0 : 3.3	1.0 : 4.0	1.0 : 2.3
補強位置	既設の外側	既設の外側	既設の内側

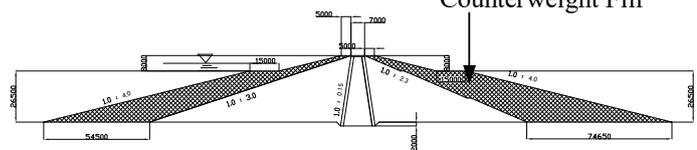
図 動的解析での堤体天端最大沈下

	堤体天端の最大沈下量 (m)		
地震波	川西波	八戸波	宮城波
無対策	0.676	0.606	0.268
補強断面①	0.507	0.433	0.146
補強断面②	0.384	0.326	0.073
補強断面③	0.244	0.242	0.102

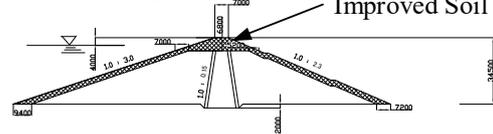
・ Reinforcement Case①



・ Reinforcement Case②



・ Reinforcement Case③



43

表 地震時のすべり安全率一覧

補強材料	地震時安全率 ( $k_h=0.15$ )		地震時安全率 ( $k_h=0.35$ )	
	堤体材	改良土	堤体材	改良土
無対策	1.357	—	0.889	—
補強断面①	1.624	—	1.018	—
補強断面②	1.634	—	1.018	—
補強断面③	—	1.438	—	0.954

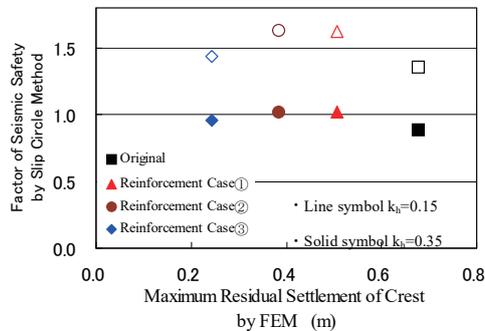


図 FEM解析の残留沈下量とすべり安全率の関係

44

# 既存フィルダムの耐震補強事例 ー性能目標を決めてー

45

## 事例1

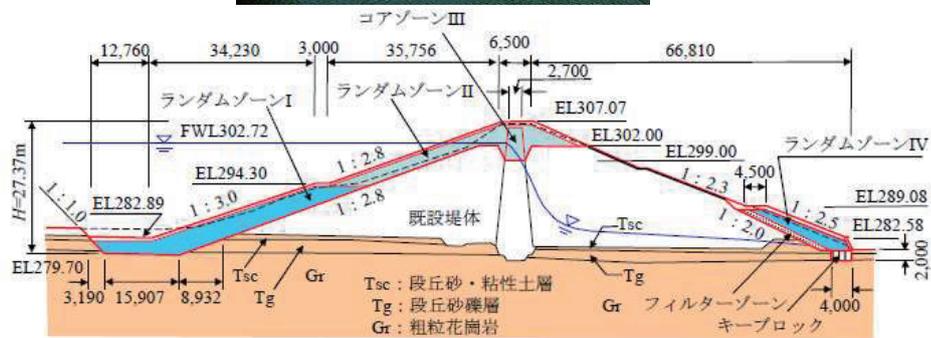


図 大原ダムの改修前、改修後の標準断面

46

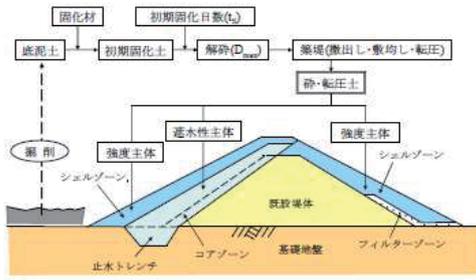


図 1 砕・転圧盛土工法の概念図



47

図 31 設定地震動の時刻歴

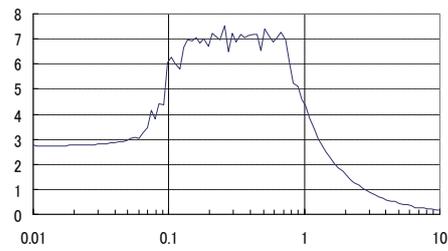


図 設定地震動の応答スペクトル(減衰 5%)

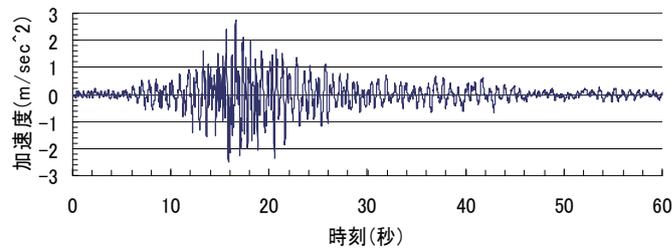
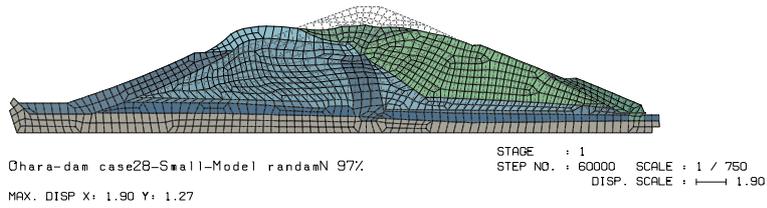
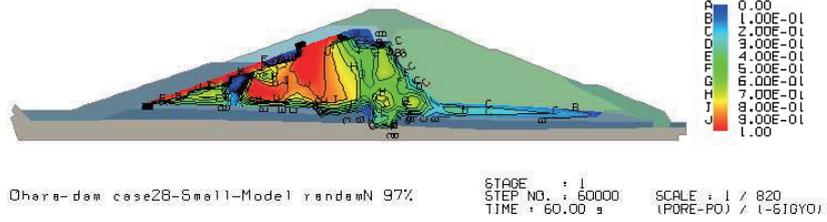


図 設定地震動の時刻歴

48



a) 60 秒後の変形図



b) 60 秒後の間隙水圧分布図

49

## 事例2

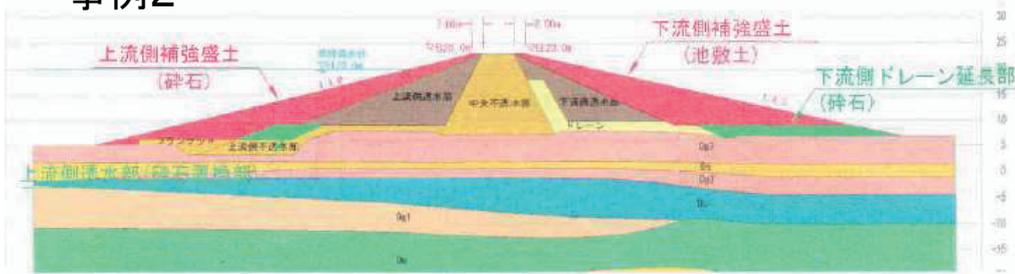


図-12 押え盛土

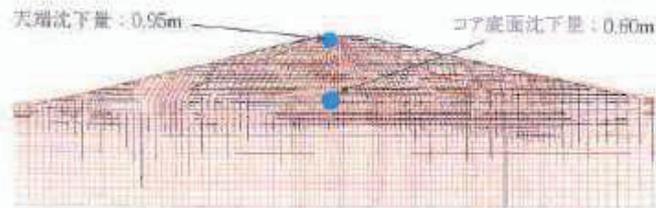


図-14 圧密沈下終了時の沈下量 (地震終了21時間後)

図 初立ダムの解析結果

50



図 初立ダムの補強前、補強後の状況

51

事例3

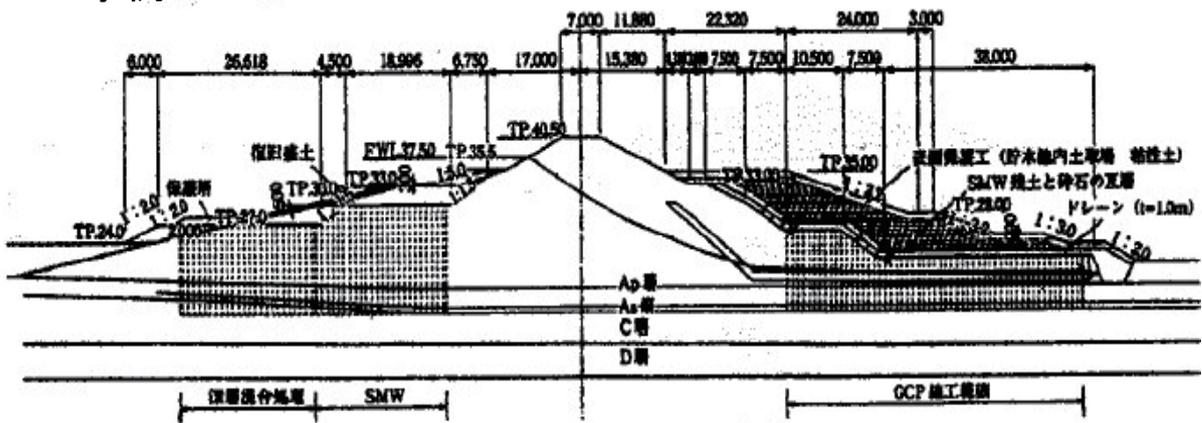


図-7 山倉ダムの改修後堤体横断面(4)

図 山倉ダム（千葉県）補強断面

52

## 事例4

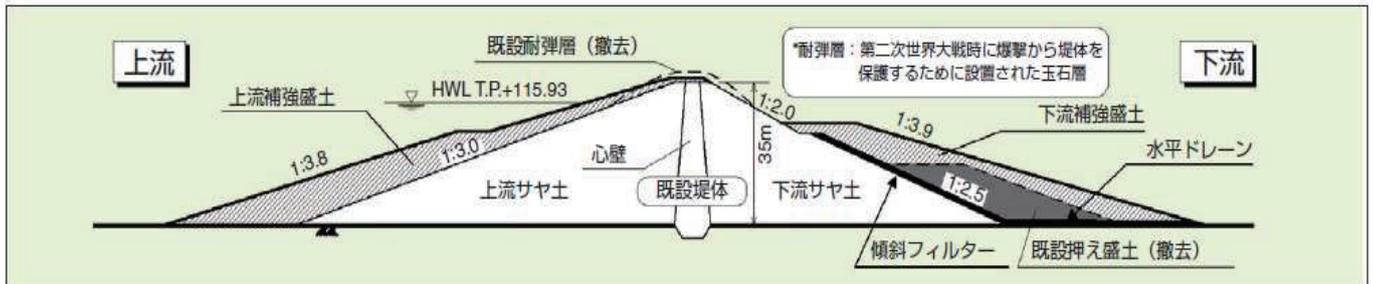


図-2 山口貯水池堤体強化断面図

参考文献；福島、谷、フィルダムの大規模地震を対象とした耐震補強における課題、地盤工学会誌、63-, 2015

53

H28資料4

地震リスクを考慮した仮想既存フィルダムの震補強とLCC評価手法について

54

## はじめに

近年、大規模地震に対する老朽化フィルダムの安全性の評価において、耐震補強対策の必要性、対策の合理性の説明が求められていること、仕様設計から性能設計へと移行していること等から、耐震補強する場合でも、耐震補強対策の程度と地震リスクを考慮したLCCの概念に基づく耐震補強対策の最適化が求められている。

本報告では仮想フィルダムを対象として、築堤材のばらつきを考慮し、性能目標を設定し、動的応答解析によりレベル2地震動における安全性の検討を行った。さらに地震動や地震ハザードの設定、および補強工法を仮定して耐震補強を行った場合の破壊確率を求め、大規模地震動のリスクを考慮した既存フィルダムのライフサイクルコストの評価を行った。

55

## 性能設計について

フィルダムの性能設計に必要なものとして下記の項目が主に挙げられる。

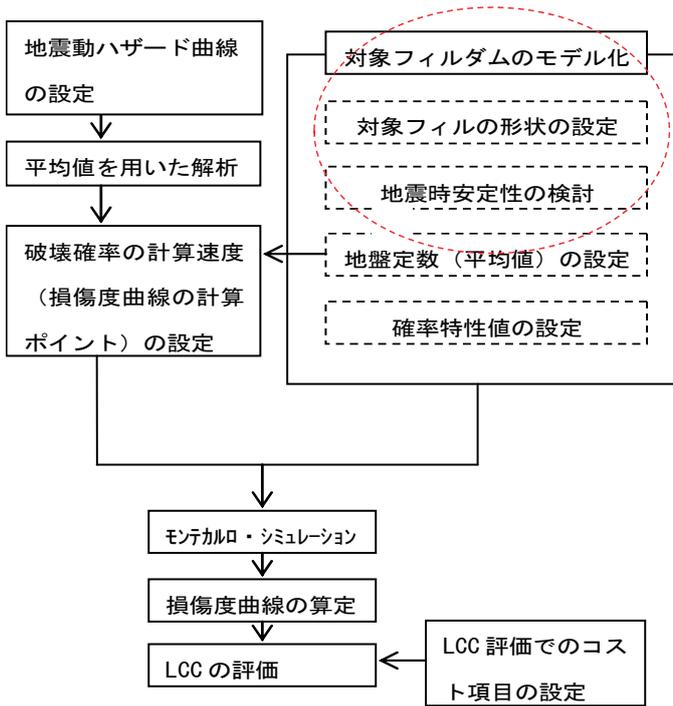
設計条件；

外力（レベル地震動）の設定～たとえばシナリオ地震動

性能目標～たとえば、沈下量

設計手法と評価法～適切な信頼度を有する性能照査法（動的解析）

56



参考文献；谷他、地震リスクを考慮した老朽化フィルダムの耐震補強対策とLCC評価について、ダム工学, Vol. 20, No. 3, 2010

図-1 LCC 評価の流れ

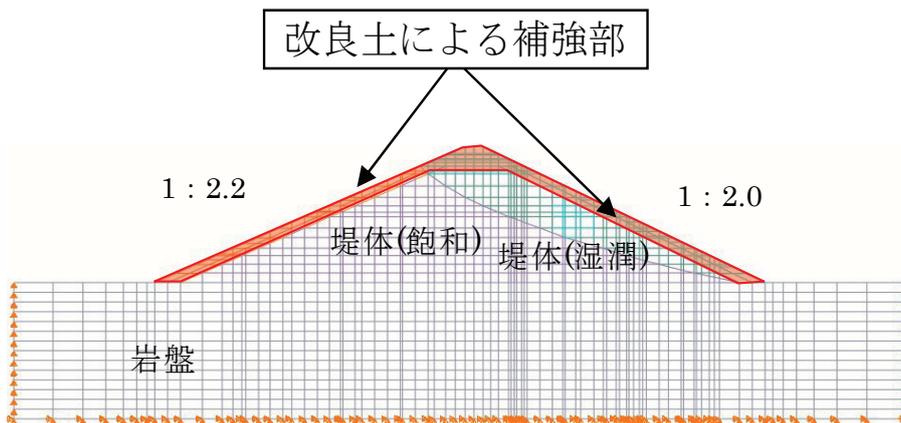


図 解析対象のフィルダムの標準断面

表 動的応答解析に用いる地盤定数

材料区分		弾性係数* (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )	せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )
堤体材	湿潤	121,000	0.41	1.9	25	5	42,750
	飽和	134,000	0.49	2.0			45,000
改良土	湿潤	482,000	0.41	1.9	10	150	171,000
	飽和	536,000	0.49	2.0	10	150	180,000
岩盤		3,572,000	0.35	2.7	—	—	1,323,000

59

表 地盤定数の確率特性値

対象		変動係数	確率密度関数
堤体材	内部摩擦角	0.10	対数正規分布
	粘着力	0.30	
改良土	内部摩擦角	0.10	
	粘着力	0.30	

60

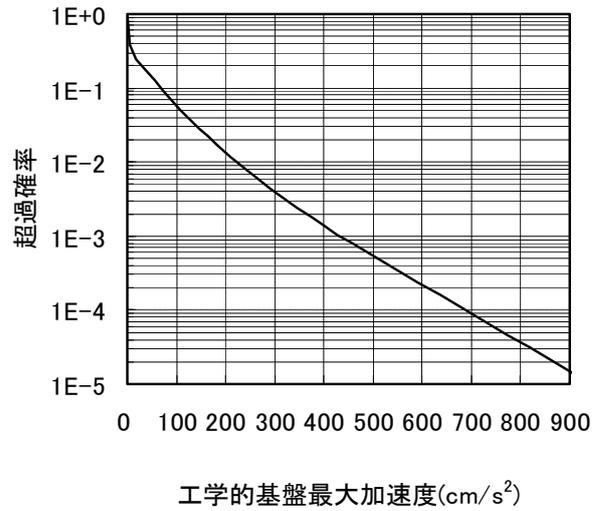


図 地震ハザード曲線

(防災科学技術研究所のデータによる)

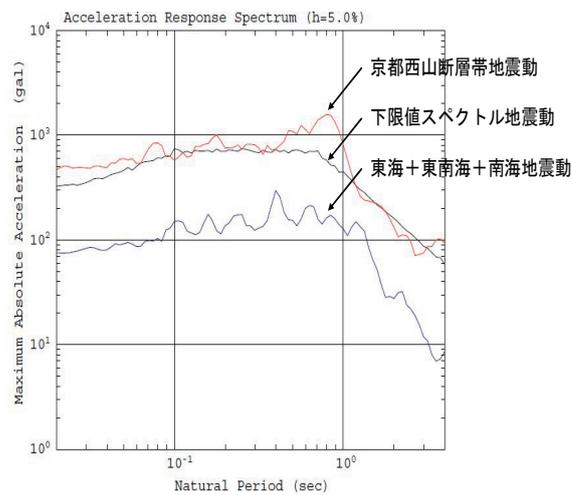
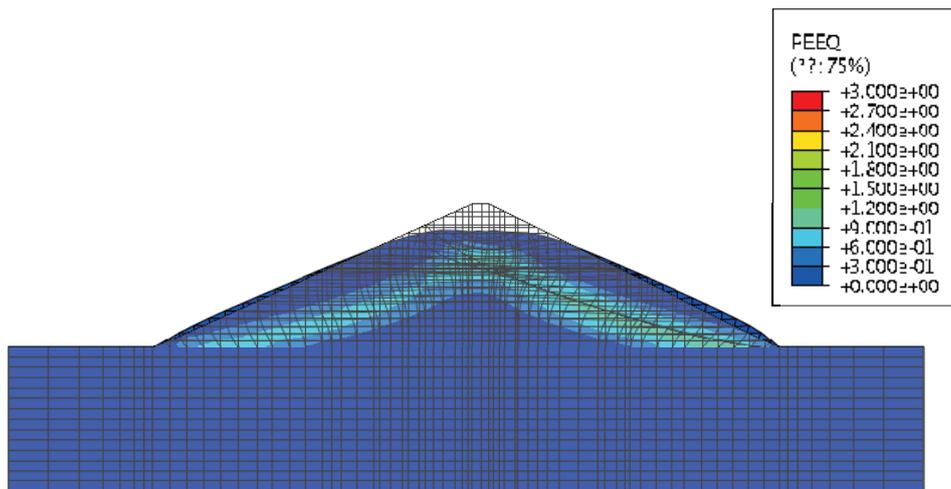


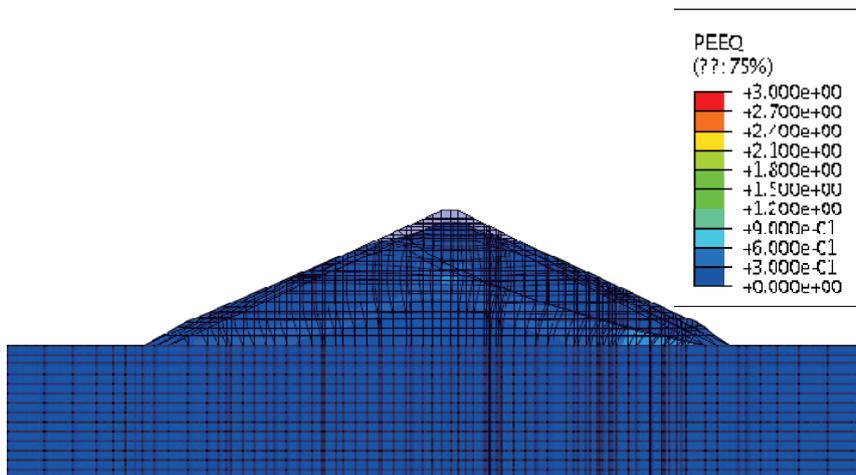
図 候補とした波形の加速度応答スペクトルの比較(解析には西山断層帯地震動を使用した)



最大加速度  $300\text{cm/s}^2$  ( $c=8.05\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=20.35^\circ$ , 天端沈下量  $102.2\text{ cm}$ )

図 変形と塑性ひずみコンター (対策前)

63



最大加速度  $300\text{cm/s}^2$  (天端沈下量  $46.31\text{ cm}$ )

図 変形と塑性ひずみコンター (対策後)

64

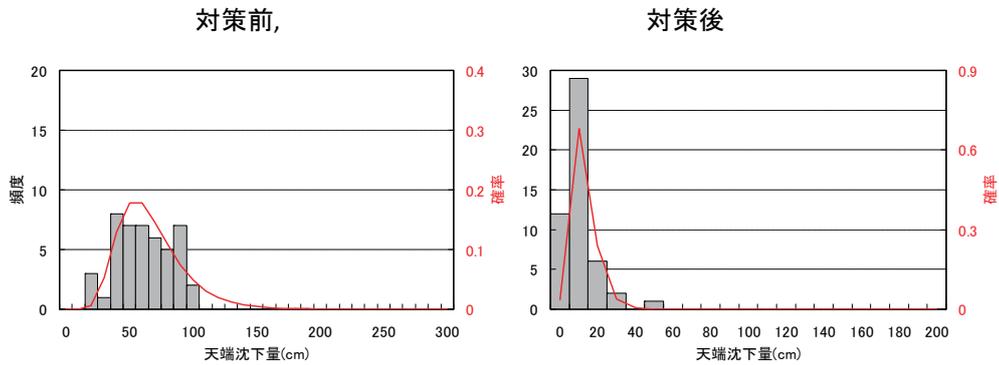


図 天端沈下量のヒストグラム  
(最大加速度 $300\text{cm/s}^2$ , 対策前, 対策後)

65

表 損傷確率の算定結果

対策前		対策後	
最大加速度	損傷確率	最大加速度	損傷確率
150gal	0.072	300gal	0.001
300gal	0.726	600gal	0.309
600gal	1.000	900gal	0.929

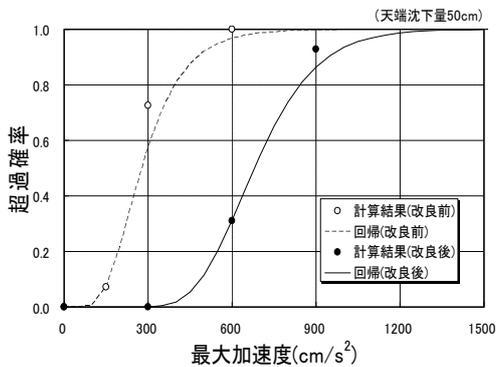


図 損傷度曲線 (沈下量  
50cm, 地震加速度に  
対する損傷確率)

66

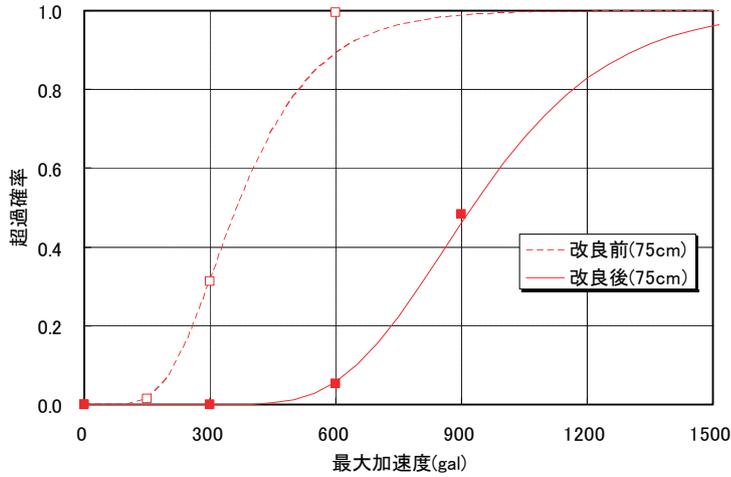


図 損傷度曲線（天端沈下量75cm、地震加速度に対する損傷確率）

67

$$p = \int_0^{\infty} F(\alpha) \frac{dH(\alpha)}{d\alpha} d\alpha$$

ここに、 $p$ : 1年間当りの破壊確率,  
 $F(\alpha)$ : 損傷度(フラジリティ)曲線,  
 $H(\alpha)$ : 地震ハザード曲線,  $\alpha$ : 最大加速度

	年間破壊確率
対策前	$1.1 \times 10^{-2}$
対策後	$2.7 \times 10^{-4}$

表 年間破壊確率の算定結果（天端沈下量の限界値50cm）

	年間破壊確率
対策前	$4.92 \times 10^{-3}$
対策後	$5.77 \times 10^{-5}$

表 年間破壊確率の算定結果（天端沈下量の限界値75cm）

68

### LCCの評価

LCCの評価については、現在から任意の期間までのトータルコストTCとして評価する。このトータルコストとは、任意の期間までのコストの期待値を意味し、既設フィルダムの耐震補強対策のコスト $C_0$ 、フィルダムの破壊確率 $p_i$ と被害コスト（越流による下流域の浸水被害額，再構築に要する費用） $C_f$ から，次式を用いて算出する。

$$TC(n) = C_0 + \sum_{i=1}^n p_i C_f$$

ここに， $TC(n)$ ：トータルコスト、 $C_0$ ：対策費

$C_f$ ：被害額、 $n$ ：経過年数

上式において $p_i$ は， $i$ 年目での破壊確率を示しており，年間破壊確率 $p$ を用いて次式で算出した。

$$p_i = p(1-p)^{i-1}$$

上式は， $(i-1)$ 年目までは破壊せず， $i$ 年目に破壊する条件付き確率となっている。

69

### LCCの計算と評価

LCCの評価について、天端沈下量50cmの場合で、対策費10億円、被害額50億円を仮定してLCCを評価した。対策費は上下流斜面を改良土で補強した場合で対策工事費を10億円とした。維持費については考慮していない。被害額は洪水解析で求めた氾濫域の被害額を算定した額38億円+フィルダムの復旧費を12億円とし、合計50億円の損害額とした。LCCの計算結果を下図に示す。今回の試算では約40年で既存と対策後のLCCが同額になる。設計期間をどの程度にするかによるが、100年とするとこの補強対策はLCCの観点からは合理的であると判断される。

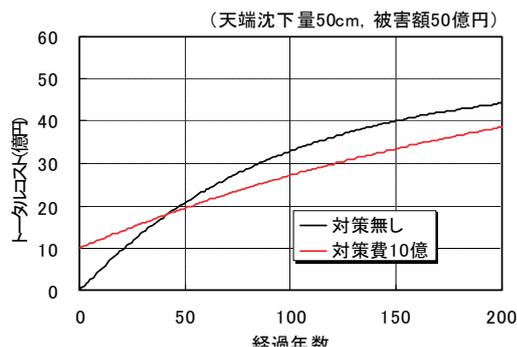
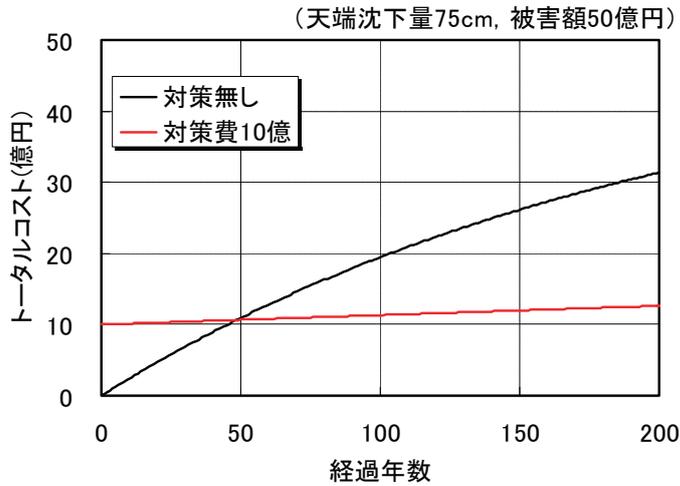


図 LCCの評価結果

70



71

## まとめ

本報告では既存フィルダムをモデルとして、性能目標を設定し、地震リスクを考慮し、改修前と改修後の破壊確率を計算し、ライフサイクルコストを評価した。このような手法を使うことにより、より適切な耐震補強の実施の判断と方法が選択できると考える。

72

## シールドトンネルの 2次元解析

73

### 要旨

新潟県中越沖を震源とする気象庁マグニチュードMj=6.8の地震が発生した。この被害の中で、排水路であるシールドトンネルが被害を受けた。本報告は近傍で得られた地震波を用いて動的応答解析を行い、被災原因の考察を行った。

被災原因は、シールドトンネル上の地山の形状による‘地形効果’と考えられ、今後は同様な地形条件の箇所については耐震上の注意が必要である。

参考文献：谷茂他、中越地震におけるシールドトンネルの被災事例、土木学会論文集A、Vol.66, No.1, 2010

74

## 地震被害を受けたシールドトンネルの2次元解析

本地震によるシールドトンネルの被害はきわめてまれであり、従来の知見では、説明がつかない。本来は弾塑性組成モデルにより3次元解析を行うのが望ましいが、以下の条件で解析を行った。

1. 地震により大きな被害（セグメントの破断）を受けた、シールドトンネルの2次元有限要素法解析（ダム軸方向）
2. 解析は弾性解析で、トンネル軸方向＋直角方向の解析
3. 弾性解析の結果でも、被災原因は概ね解明できたが、定性的にはOKだが、定量的には十分には再現できなかった。

75



図 シールドトンネルの位置

76

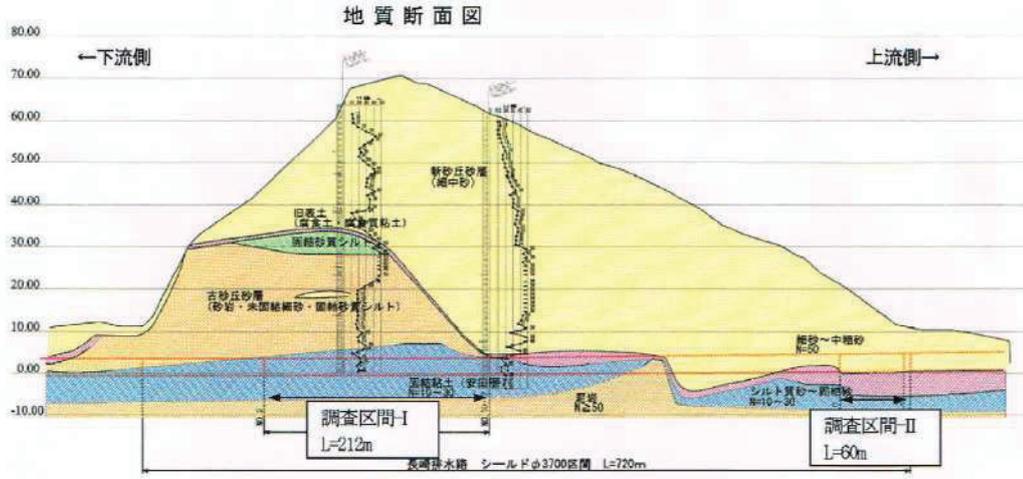


図 シールドトンネル周辺の地質縦断面図

77

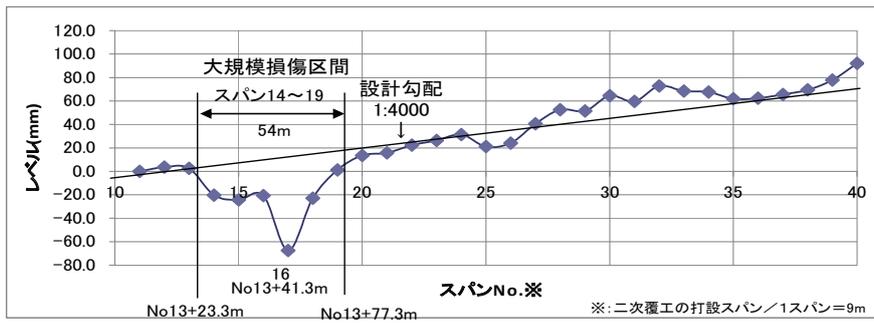


図 縦断勾配の測量結果 (沈下量)

78



【損傷パターン1】

- ・ 軸方向のひび割れが顕著であり、発生位置は上半45度と下半45度位置に発生している。
- ・ ひび割れ幅は0.5～1.5mm程度である。
- ・ 損傷規模は“パターン2”に比べて規模は小さい。

図4シールドトンネルの損傷（パターン1）



【損傷パターン2】

- ・ 円周方向のひび割れが顕著であり、約0.9m（セグメント幅）間隔に発生している。
- ・ 大規模なひび割れが数箇所発生しており、そのひび割れ幅は20～50mm程度である。
- ・ 円周方向のひび割れ幅を積算すると、トンネルが延長方向に約1%程度伸びたことになる。
- ・ 天井部に発生した軸方向のひび割れの幅は1～5mm程度である。

図5シールドトンネルの損傷（パターン2）

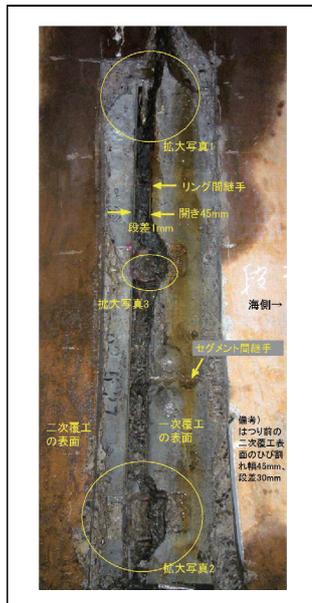


写真 一次覆工の詳細な破損状況



写真 一次覆工の詳細な破損状況

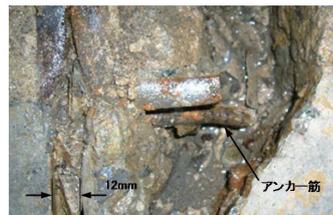


写真 一次覆工の詳細な破損状況

スパン	16	40
備考	損傷	健全
内空形状		
内面写真		

写真 シールドトンネルの損傷状況



図-8 シールドトンネルの損傷状況調査区間I

81

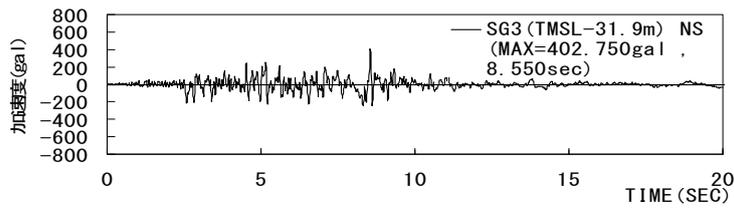


図 解析に用いた入力地震動(NS成分)

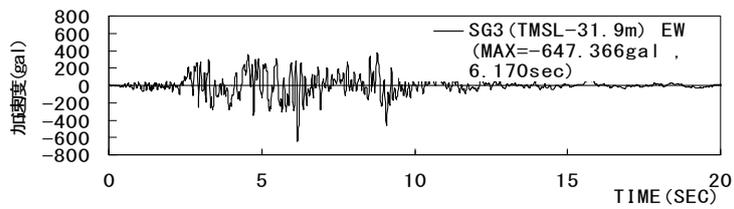


図 解析に用いた入力地震動(EW成分)

82

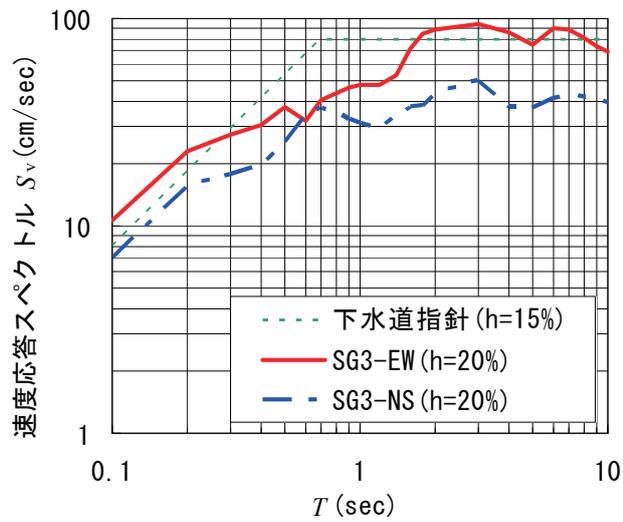


図 解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトル

83

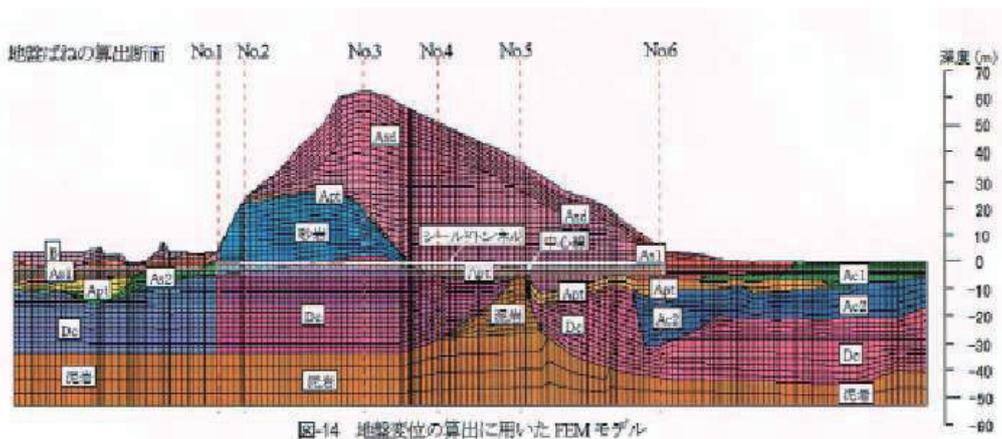


図-14 地盤変位の算出に用いたFEMモデル

図 解析モデル

84

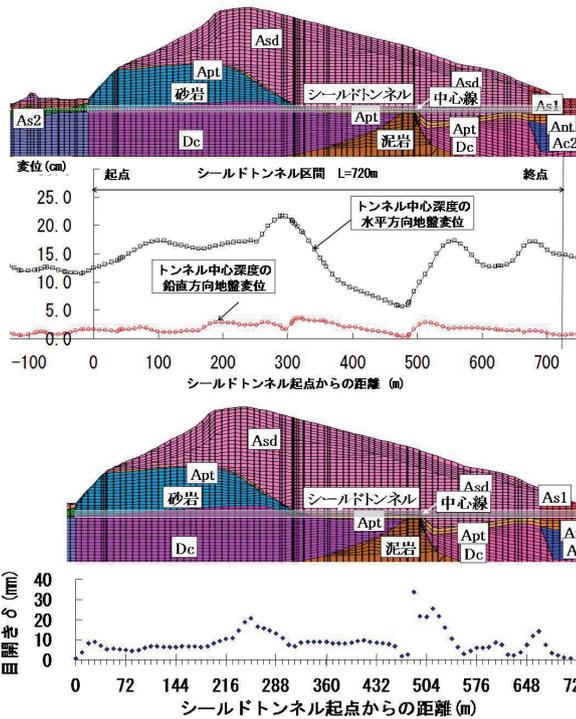


図 トンネル中心深度の  
基盤に対する最大地盤変位

図 目開き量（打継ぎ目に集中したとして、10リング分を加算）

85

## 結論

中越沖地震における被害を受けたシールドトンネルについて2次元動的応答解析を実施し、以下の知見が得られた。

1. 当該サイトでは、現行の耐震設計基準で採用しているレベル2地震動に相当するような地震動を経験したと考えられる。
2. 表層地盤の2次元FEMモデルを水平方向に加振したところ、数 cm オーダーの地盤変位の鉛直方向成分が発生した。この原因は、地形効果と考えられる。
3. リング継手の破断は、地震時の地盤変位が原因となり、二次覆工の強度が弱い打継ぎ目に発生した。
4. 損傷パターン1の原因は、地震時のトンネル上下端における水平方向の地盤変位が卓越したためである。

86

5. 損傷パターン2の原因は、地震時のトンネル上下端における水平方向成分とほぼ等しい鉛直方向の相対変位が作用したためである。
6. 解析でトンネル縦断方向と横断方向の被災のモードを定性的には再現することができたが、定量的には十分に再現できていない。これは、**地盤条件や入力地震動等に多くの仮定を含んだため**である。しかし、過去に例がないような大きな被災原因を定性的には明らかに出来た。

設計の段階で、もしこの結果が「見えていれば」耐震性の配慮が可能である。設計基準等はいくまでも理論上および過去の経験から得られたもので、その前提が崩れれば有効でない。  
2次元、3次元有限要素法解析は「過去の経験を超えて構造物の安全性を評価できる有効なツールである。」

87

## 今日の講演のまとめ

フィルダムを例に耐震設計について述べた。

1. フィルダムで近代的な設計基準に基づいたものは限定的な被害に留まる。しかし、液状化が関連する場合には大きな被害が想定され、解析により安全性の検討が重要であり有用になる。三次元解析では地質の三次元情報が得られる事が難しいが、地盤条件により三次元解析が有用になる。
2. 性能設計では許容変位量の設定が課題となる。
3. LCCを考えた、合理的な耐震補強方法について、
  - ～重要構造物（ダム）の場合にB/Cの考えが受け入れられるか？費用対効果を考えないで設計する必要がある場合はどんな構造物？
  - ～地震動（外力）のレベルをどこまでにするか？ レベル2でも地震波形、最大加速度、スペクトルの違いにより計算される変形量は大きな差が出る。
4. 構造解析の有用性は大きく、積極的に解析を行い、結果として低コストで安全な構造物の設計を行っていく事が重要と考える。

本日は長時間にわたり、ご清聴いただきありがとうございました。 88

圧密・浸透(軟弱地盤)分野

MIDAS CONSTRUCTION  
TECHNICAL DOCUMENT COLLECTION



株式会社マイダスイテジヤパン

〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F

TEL 03-5817-0787 | FAX 03-5817-0784 | e-mail [g.support@midasit.com](mailto:g.support@midasit.com) | URL <http://jp.midasuser.com/geotech>

Copyright © Since 1989 MIDAS Information Technology Co., Ltd. All rights reserved.