

ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定方法

山口嘉一*、富田尚樹**、水原道法***

Influence Analysis and Simplified Estimation Method of Sliding Deformation of Rockfill Dams due to Large Earthquakes

by Yoshikazu YAMAGUCHI, Naoki TOMIDA, and Michinori MIZUHARA

要旨

1995年の兵庫県南部地震以降、大規模地震に対する土木構造物の耐震性能確保に対する社会的要請がますます高まってきている。フィルダムに関しては、レベル2地震動によるすべりや揺すり込みなどにより天端が沈下した状態でも、越流により堤体が壊滅的な被害を受けないことを確認することにより、その耐震性能を照査することが考えられている。本研究では、中央土質遮水壁型ロックフィルダムを対象に、等価線形化法に基づく動的解析およびNewmark法によりレベル2地震動によるすべり変形量を算出し、地震動の最大加速度、堤体の上下流斜面勾配、貯水位、鉛直方向の地震動、堤高および入力地震動の周波数特性がその安全性に及ぼす影響について考察を行った。また、これらの結果より、大規模地震時の中央土質遮水壁型ロックフィルダムについて、最大すべり変形量の簡易推定方法の検討を行った。

キーワード：ロックフィルダム、レベル2地震動、動的解析、Newmark法、すべり変形量、簡易推定法

Synopsis

In response to the frequent occurrence of large earthquakes in Japan such as the 1995 Hyogoken- Nambu Earthquake, it is necessary to establish a safety evaluation method for dams during large earthquakes such as “Level 2 earthquake”. Embankment dams are supposed to settle due to the strong earthquake motion. We should, therefore, evaluate the earthquake-resistance of embankment dams by confirming that the catastrophic failure due to the overtopping of reservoir water does not occur. In this paper, we adopted the sliding deformation evaluation method by combining the dynamic analysis and Newmark method, and analyzed the effects on sliding deformation of rockfill dams with a central earth core due to large earthquakes, considering strength of earthquake motion, up- and down-stream slope gradient of dam body, reservoir water level, vertical earthquake motion, dam height and the frequency characteristic of input earthquake motions. Based on these results, we discussed a simplified maximum sliding estimation method of a rockfill dam with a impervious core against large earthquake motion.

Keywords : Rockfill Dams, Level 2 Earthquake, Dynamic Analysis, Newmark Method, Sliding Deformation, Simplified Estimation Method

- * 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上席研究員，工博
- ** 元 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研究員（現 独立行政法人水資源機構），工修
- *** 元 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交流研究員（現 西日本技術開発(株)），工修

ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定法

目 次

1. 序論

- 1. 1 はじめに
- 1. 2 地震時永久変形解析の方法と本研究で採用する方法の位置付け

2. すべり変形量に与える各種要因の影響分析

- 2. 1 解析モデル
- 2. 2 解析の基本的な流れ
- 2. 3 基本解析条件
- 2. 4 解析ケース
- 2. 5 解析結果
 - 2. 5. 1 入力地震動の最大加速度の影響
 - 2. 5. 2 斜面勾配の影響
 - 2. 5. 3 貯水位の影響
 - 2. 5. 4 鉛直方向の地震動の影響
 - 2. 5. 5 堤高および入力地震動の周波数特性の影響

3. 大規模地震による最大すべり変形量の簡易推定

4. 結論

1. 序論

1. 1 はじめに

わが国は、世界有数の地震国であり、過去に幾度となく大規模地震による多大な被害を被ってきた。特に、1995年1月の兵庫県南部地震を契機として、大規模地震に対する土木構造物の安全性の確保に対する社会的要請はますます高まり、将来発生しうる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精力的に進められている。

このような調査研究の成果の一つとして、土木学会から土木構造物の耐震基準に関する3次にわたる提言（1995年¹⁾、1996年²⁾、2000年³⁾）が示され、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こととされている。

一方、現在わが国におけるダムの耐震設計は、『河川管理施設等構造令』⁴⁾（以下、「構造令」という。）に基づき、「震度法」⁴⁾⁵⁾により行われている。この震度法で設計されたわが国のダムは、兵庫県南部地震⁶⁾⁸⁾や鳥取県西部地震⁹⁾などを含めた大規模地震において、その安全性が損なわれるような被害を被っていない。

しかし、前述のような社会的要請に応えるためには、各ダム地点において、レベル2地震動を具体的に設定し、当該ダムの安全性について照査する方法を確立する必要がある。国土交通省河川局は、2005年3月に、レベル2地震動に対するダムの耐震性能照査方法を体系的にとりまとめた「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」¹⁰⁾（以下、指針（案）と呼ぶ）を示し、実ダムへの適用性の検証など、正式運用までに必要な技術的な課題の解決を図るための「試行」段階に入った。この指針（案）の中でフィルダムについては、レベル2地震動によるすべりや揺すり込みなどによる永久変形あるいは非可逆的変形（以下、永久変形で統一）に伴う天端の沈下やすべりを受けた状態でも、貯水の越流や浸透破壊が発生して堤体が壊滅的な被害を受けないことを確認することで、その耐震性能のうち、ダム下流域に制御できない流出を発生させないという貯水機能が維持されることを照査することが示されている。

この指針（案）の作成過程において、筆者らは、フィルダムの耐震性能照査手法確立に向けての数多くの基礎的な検討を実施した。本研究は、これら数多くの検討のうち、フィルダムの中でも大規模ダムを建設す

る際に採用される型式である、中央土質遮水壁型ロックフィルダムのレベル2地震動におけるすべり変形量に着目し、各種要因（入力地震動の最大加速度、堤体の上下流面勾配、貯水位、鉛直方向の地震動、堤高および入力地震動の周波数特性）が、すべり変形量に与える影響についての検討結果をとりまとめた。

また、上記のすべり変形量に与える各種要因の影響分析のために実施した解析の結果、および別途実施した、実際の中央土質遮水壁型ロックフィルダムをモデルダムとし、モデルダム地点において想定されるレベル2地震動によるすべり変形量の解析結果を踏まえ、大規模地震時における中央土質遮水壁型ロックフィルダムについて、耐震性能照査上最も重要な最大すべり変形量の簡易推定方法の検討を行った。

1. 2 地震時永久変形解析の方法と本研究で採用する方法の位置付け

レベル2地震動のような大規模地震動によるフィルダムの永久変形解析方法に関する既往の研究経緯をとりまとめるとともに、本研究において採用する解析方法の位置付けを明確にする。なお、フィルダムの永久変形解析方法については、「フィルダム設計合理化検討分科会報告書（2001年3月発刊：（財）ダム技術センター主催）」¹¹⁾において示されている区分を基本として分類整理する。

地震によるフィルダムの変形は、地震後に元に戻る弾性変形と地震後に元に戻らない永久変形に分けられる。一般に、弾性変形はフィルダムの機能に影響を与えるほど大きくないため、レベル2地震動のような大規模地震動による永久変形が過大となるとフィルダムの機能に影響を与えることになる¹¹⁾。

また、永久変形は、揺すり込み変形とその他のせん断変形（以下、塑性変形と呼ぶ）に分けられる¹¹⁾。フィルダムは施工中および完成後、自重により沈下する。沈下は時間とともに収束に至るが、それには長期間を要す。揺すり込み変形とは、この沈下を地震時に先取りした変形であり、本研究の対象とするロックフィルダムでは、主としてロック材料の接触点の破碎や粒子の相対移動による圧縮変形により生ずる。一方、塑性変形は、堤体内のある部分において地震動により増加したせん断応力によって引き起こされる非可逆的な変形である。

上記2種類の変形のうち、揺すり込み変形は設計時に予測し、余盛りで対応している変形であるため、通

常は問題とならない。このことは、コアゾーンが着岩し、堤体を大型締固め機械により薄層転圧して築造した近代的なロックフィルダムにおける地震による実測沈下量に基づく、山口・澤田¹²⁾の検討結果からも明らかである。なお、これらの事例においてはすべりは認められていない。一方、塑性変形は、フィルダムの堤体材料の特性に大きく依存する。ただし、近代的な工法により築造されたフィルダムであれば、ロック材料や粘性材料はもちろんのこと、砂質土であっても密に締め固めることで、地震時に間隙水圧が大きく増加して液状化し、強度低下することはないと考えられる¹¹⁾。

以上より、レベル2地震動に対するフィルダムの耐震性能評価においては、永久変形のうち、塑性変形の算定が重要となることが明らかとなった。塑性変形を解析的に求める方法には、時々刻々の堤体材料の応力-ひずみ関係から塑性条件を考慮し、直接的に塑性変形を求める方法(有効応力法に基づく弾塑性解析方法)と、堤体材料の応力-ひずみ関係は線形弾性として近似(等価線形化法)して求めた堤体加速度の時刻歴応答から塑性変形を求めるなどの間接的な方法に大別することができる¹¹⁾。

直接的な解析方法によれば、段階的な手順を踏まずに塑性変形量を評価することが可能であるが、複雑な構成式を表す多くのパラメータを適切に設定することが大きな課題である。特に、せん断層の幅を考慮してせん断層の発生と発達を解析的に再現するには、かなり高度な解析手法が求められるが、現段階ではせん断層の発生に伴う材料のピーク強度から残留強度への低下過程、つまりひずみ軟化過程を解析的に再現することは研究段階にある¹¹⁾。さらに、ロックフィルダムを対象とした解析となれば、その研究事例も少なく、わが国においては岩下¹³⁾の研究など散見する程度である。そのため、実務的には、次の間接的な解析方法によることが、現段階では妥当な選択と考えられる。

一方、間接的な解析方法は、上記の方法も含め、すべり面を仮定する方法と室内土質試験結果として得られた応力-ひずみ関係から推定する方法に分類できる^{11),14)}。

すべり面を仮定する方法は、Newmark¹⁵⁾が1965年に提案した方法に代表される。この方法は、平板上のブロックを想定し、ある一定値以上の力が加わった時に初めて変形が生じるような剛塑性的な荷重・変形モデルを考えることにより、地震動による塑性変形量を算出する方法である。この方法は、1966年に、Goodman

& Seed¹⁶⁾による一様層厚の傾斜砂層を水平加振するという実験により裏付けられた。また、Newmarkが提案した方法において、例えば平板が傾斜している場合には、すべりと反対方向に作用する加速度を考慮していないため、すべり変形量の上限值を与えると考えられていたが、Franklin & Chang¹⁷⁾の数多くの地震記録に基づく検討の結果、安全側の変形量を与えるものの、必ずしも上限値を与えないことが明らかにされた。さらに、実際のロックフィルダムにおける地震時の天端沈下量¹⁸⁾やカオリン粘土を用いたアースダム模型の動的遠心力載荷実験による天端沈下量¹⁹⁾と比較して、Newmarkが提案した方法による沈下量推定値が小さくなるとの研究報告もあるが、オーダとしての問題はないというのが一般的な評価である²⁰⁾。

また、1977年に、Makdisi & Seed^{21), 22)}は、Newmarkが提案したように、すべりが生じるまでは土構造物は剛体としての挙動をすると仮定するものの、土の非線形性を考慮した土構造物の地震応答解析を行い、その結果から得られたすべり土塊に作用する加速度を用いて地震時沈下量を計算する手法を提案している。なお、彼らは、想定したすべり面上ですべり安全率が1.0となる加速度を降伏加速度と定義し、すべり土塊の平均加速度がこの値をこえた場合に、すべり面に沿って変形が生じるものとしている。わが国においても、同様な手法として、1981年に、渡辺・馬場²³⁾が、Newmarkの方法とフィルダムの動的応答解析を組み合わせ、すべり円弧状の土塊の永久変形量を推定する方法を提案している。これ以降、わが国においては、このようなNewmarkの方法と堤体の動的応答解析を組み合わせ、すべり土塊のすべり変形量を算出することで、本研究の対象であるロックフィルダムの耐震性を評価する事例²⁴⁾²⁶⁾が多くみられるようになった。

一方、室内土質試験結果として得られた堤体材料の応力-ひずみ関係から塑性変形量を算定する方法としては、1974年に発表されたLee²⁷⁾の研究がある。彼は、土が初期せん断応力の存在する状態において繰返し荷重を受けると大きな永久変形を生じる現象に着目し、繰返し三軸試験結果に基づいて土構造物の地震時永久変形量を算定する方法を提案した。彼は、5つのフィルダムを対象として地震時永久変形量を計算した結果、計算値と実測値がかなりよく一致する場合もあるが、ダムにクラックが入ったり、大きくせん断を受けたり、大きく流動した場合はこの方法では扱えないとしている。その後も、同様な研究が、アースダムや盛土を対

象として精力的に進められた^{14),28)-30)}。また、ロックフィルダムを対象とした研究としては、等価線形化法により堤体材料の変形特性の非線形性を考慮した地震応答解析と非排水状態での繰返し載荷試験を組み合わせ、累積損傷度理論により地震後の残留変形を求める方法についての東京大学(龍岡)と水資源開発公団(現独立行政法人水資源機構)の共同研究がある³¹⁾。しかし、累積損傷度理論などに基づく変形解析は、かなりの数量の繰返し載荷試験が必要なうえ、解析が煩雑であることもあり、ロックフィルダムへの適用事例は少ないのが現状である。

以上のような、フィルダムに適用できる地震時の塑性変形解析方法についての研究や、実務における適用の現状を踏まえ、本研究においては、堤体材料の変形特性の非線形性を考慮した等価線形化法に基づく地震時応答解析と Newmark 法の考え方を組み合わせた方法(以下、単純に Newmark 法と呼ぶ)を用いることとした。つまり、この方法は、比較的多くの仮定に基づき塑性変形量を算出する方法ではあるが、比較的その方法が簡便であること、そのため解析結果としての客観性が保証されること、加えて独立行政法人土木研究所における大型遠心力載荷試験装置を用いたロックフィルダム模型の塑性変形量の再現性が良好であったという報告³²⁾があることなどを踏まえての判断である。

なお、前述したように、2005年3月、国土交通省河川局より、レベル2地震動に対するダムの耐震性能照査を行うための指針(案)として、『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)』¹⁰⁾がとりまとめられた。これにあわせて、この指針(案)の主旨に沿った具体的な耐震性能照査解析事例が、国土交通省国土技術政策総合研究所および独立行政法人土木研究所の資料³³⁾として同時に発刊された。その資料の中では、地震時応答解析と Newmark 法の考え方を組み合わせた方法がロックフィルダムの塑性変形量予測手法として紹介されている。

2. すべり変形量に与える各種要因の影響分析

2. 1 解析モデル

中央土質遮水壁型ロックフィルダムの設計は2次元断面を対象に実施されるため、耐震性能照査についても、基本的には2次元断面で検討を行うこととしている。本研究での解析モデルは、図-1に示す堤高 $H=50$ 、100、150m、天端幅10mの中央土質遮水壁型ロックフィルダムで、コアゾーンの上下流勾配はともに1:0.2、フィルタゾーンの勾配は1:0.35とした。また、ロックゾーンの上下流斜面勾配は、現行設計法である震度法^{4), 5)}によるすべり安定解析で、強震帯における震度 $k=0.15$ を与え、貯水位は堤高 H の92%(0.92H)(常時満水位相当)という条件で最小安全率がほぼ1.2(ただし1.2以上)になる勾配として上流側1:2.6、下流側1:1.9と決定した。断面決定に用いた堤体材料の物性値を、表-1に示す。これらの物性値のほか、以下で説明する複素応答法による等価線形解析で用いる動的物性値なども含めて、わが国のロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断した七ヶ宿ダムの物性値や設計値を基本として設定した^{8), 25), 34)}。また、本研究では、基礎地盤が良好な岩盤であると想定して、堤体底面を剛結(固定境界)として堤体のみをモデル化した。

2. 2 解析の基本的な流れ

本研究では、まず、複素応答法による等価線形解析により、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求めた。そのうえで、設定したすべり土塊の入力地震動に対する応答加速度の平均値の時刻歴を求め、Newmark 法の考え方にに基づきすべり変形量を算出した。この方法は、1. 2で紹介した Makdisi & Seed^{21), 22)}の方法に代表されるが、前述したように、本論文では Newmark 法と呼ぶ。

等価線形解析における、堤体材料のせん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係²⁵⁾は図-2で与えた。

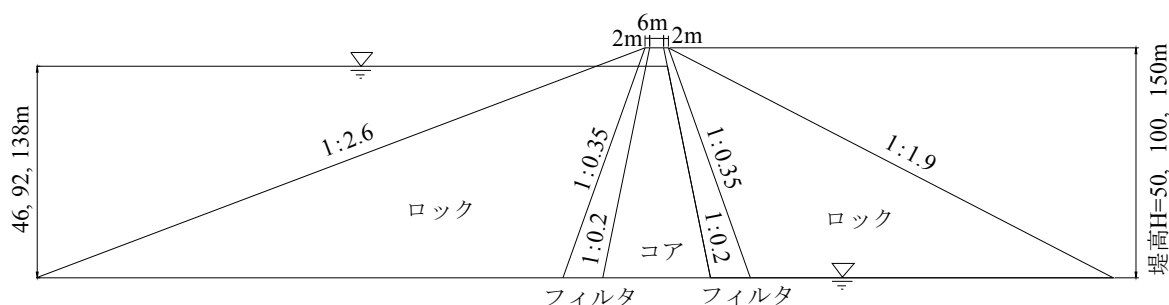


図-1 解析モデル

表-1 堤体断面決定に用いた堤体材料の物性値

堤体材料		ロック	フィルタ	コア
湿潤密度(t/m³)		1.94	2.13	2.22
飽和密度(t/m³)		2.15	2.24	2.23
せん断強度	粘着力(kN/m²)	—	—	0
	内部摩擦角(°)	42	36	35

なお、初期せん断剛性率 G_0 (kN/m²)は次式²⁵⁾により算出した。

$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.6} \quad (\text{ロック}) \dots (1)$$

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.7} \quad (\text{フィルタ、コア}) \dots (2)$$

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \dots (3)$$

ここで、 e : 間隙比、 σ_m' : 平均有効主応力(kN/m²)、 K : 主応力比、 ρ : 密度(t/m³)、 g : 重力加速度(=9.8m/s²)、 D : 層厚(m)である。

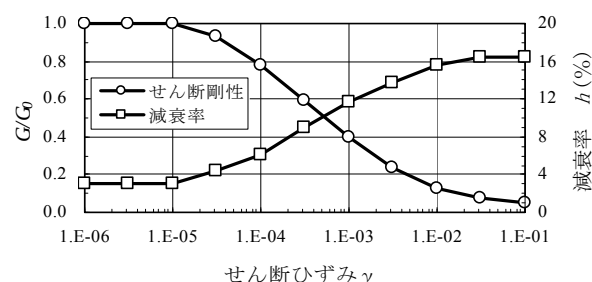
また、動的解析においては、基礎地盤でのエネルギー逸散を適切に考慮する必要がある。本研究では、図-1に示したように、堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、既往のロックフィルダムの動的解析事例²⁴⁾を参考に、材料減衰率に一律 15%上乗せする形で動的解析を行った。実ダムでの解析では、実測地震動が存在する場合、事前に実測地震動を用いた再現解析により適切な等価逸散減衰率を求めておくことが重要となる。

本研究では、Newmark 法によるすべり変形量の算出を以下の手順で行っている。すべり土塊のすべり安全率が 1.0 となるときの加速度を限界加速度とし、すべり土塊の地震動に対する応答加速度の平均値が限界加速度を超えるときに変形が生じるとしたうえで、すべり土塊の限界加速度およびすべり変形量は、図-3のイメージ図に示すように、モーメント法に基づく簡便分割法により求めた^{35), 36)}。ここで、すべり変形量 δ は、限界加速度以上の応答加速度による円弧中心周りの回転角 θ を剛塑性的な考え方に従って算出し、それに円弧半径 R を乗じることで算出する。

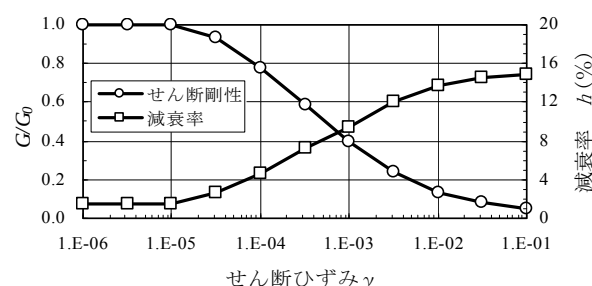
なお、Makdisi & Seed^{21), 22)}などの研究では、上記の限界加速度を降伏加速度と定義しているが、本論文では独立行政法人土木研究所における研究^{6-8), 32)-34)}における継続性を重視して「限界加速度」という用語を用いることとする。

等価線形解析およびすべり変形量の算出には、前述したように、表-2に示す七ヶ宿ダムの物性値や設計値

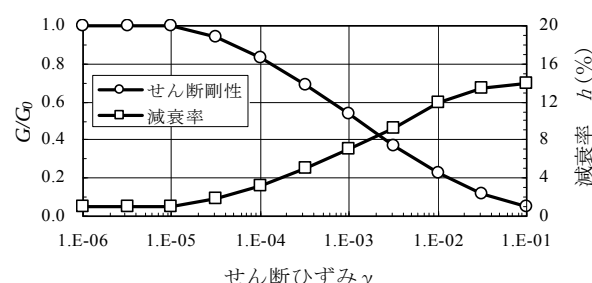
を基本に設定したものを用いた。ただし、強度定数については、より実際の特性を再現することに留意した。つまり、ロック材料やフィルタ材料などの粗粒材料については、そのせん断強度の拘束圧依存性を考慮し、三軸圧縮試験から得られた複数のモール円の破壊包絡線を $\tau_f = A(\sigma_n')^b$ というべき関数で表現した式を用いて近似した。表中の A 、 b はその定数である。ここに、



(a) ロック材料



(b) フィルタ材料



(c) コア材料

図-2 堤体材料のせん断ひずみとせん断剛性および減衰率の関係²⁵⁾

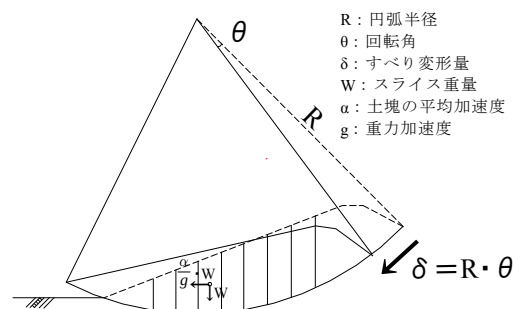


図-3 Newmark 法のイメージ

表-2 解析に用いた堤体材料の物性値

堤体材料	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.94	2.13	2.22
飽和密度 ρ_d (t/m ³)	2.15	2.24	2.23
粘着力 c (kN/m ²)	—	—	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	—	—	35.0
A^*	4.37	1.57	—
b	0.804	0.902	—
ポアソン比	0.35	0.35	0.35
間隙率	0.33	0.33	0.33

※応力は kN/m² 単位として算出

τ_f はせん断強度で、 σ_n は想定すべり面に垂直な有効応力である。なお、Newmark 法をより厳密に実施するためには、すべり開始後のすべり変形量の増加に伴う強度の低下、いわゆるひずみ軟化特性をモデル化する必要がある^{10), 37)-39)}。しかし、本研究がモデルダムおよびモデル物性を用いた解析であること、ロックフィルダムの体積の大半を占めるロック材料のような粗粒材料のひずみ軟化特性については研究段階にあるとともに、それを得るための試験が基準化されたものでないこと、などを考慮して、本研究においてはひずみ軟化特性は考慮せず、堤体材料はすべり開始後も最大の強度を保ち続ける完全塑性体とみなした。

Newmark 法の検討対象とするすべり円弧は、本来、震度法や修正震度法に基づいてすべり安全率を算出するときのように任意の円弧とし、その中で最大すべり変形量を与える円弧を抽出することが理想であるが、この作業にはかなりの時間と労力を要する。筆者らの既往の研究⁴⁰⁾より、Newmark 法により最大すべり変形量を与える円弧の抽出とその量を算定する際、進行性破壊の発生が懸念されるコアゾーンを上下流に切る円弧が重要であるとの観点から、天端中央のほか、対象斜面の反対側の斜面に始点を持つ円弧を設定する必要があることを指摘している。この成果も考慮して、本研究においては、すべり円弧始点や円弧深さにより上流側・下流側それぞれ図-4 に示す 20 円弧を設定した。上流側では、ロック部分のみを通過する円弧として、天端上流端を始点とする浅い円弧（円弧①～⑤）および深い円弧（円弧⑥～⑩）、コアを切る円弧として、天端下流端を始点とする深い円弧（円弧⑪～⑮）および天端下流端より天端幅分鉛直方向に下がった下流側斜面点を始点とする深い円弧（円弧⑯～⑳）を設定し、それぞれの設定円弧グループにおいて、円弧の無次元高さ y/H を 0.2、0.4、0.6、0.8 および 1.0 の 5 円弧設定した。ここに、 y は天端から円弧最深部までの深さである。下流側も同様に 20 円弧を設定した。

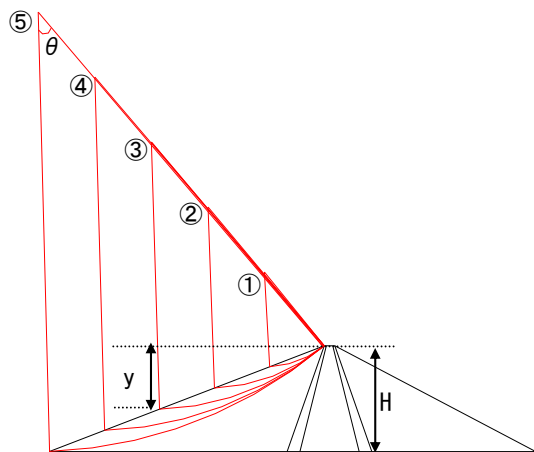
以上のように、堤体材料を完全塑性体とみなしていることや、すべり変形量を評価する円弧を上下流側それぞれ 20 に設定していることは、より精緻な形で最大すべり変形量を評価することが求められる個別具体のロックフィルダムの照査においては若干問題となる可能性があるが、各種因子が最大すべり変形量評価に与える影響を分析するとともに、ある程度の精度での最大すべり変形量の簡易推定法について検討するという本研究の目的に対しては大きな問題にならないと判断した。

2. 3 基本解析条件

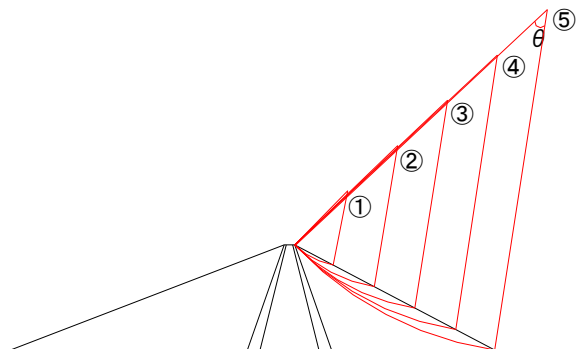
入力地震動は、1995 年に発生した兵庫県南部地震の際に中央土質遮水壁型ロックフィルダムである箕面川ダムの基礎岩盤（底設監査廊内）で観測された地震動を基本として、2000 年に発生した鳥取県西部地震の際に重力式コンクリートダムである賀祥ダムの基礎岩盤（下段監査廊）で観測された地震動、および 2004 年に発生した新潟県中越地震の際にアースダムである川西ダムの下流法尻で観測された地震動⁴¹⁾、重力式コンクリートダムである鯖石川ダムの基礎岩盤（下段監査廊）で観測された地震動、中央土質遮水壁型ロックフィルダムである新山本調整池で観測された地震動を用いた。なお、新山本調整池における観測地震動は余震時のものであること、751gal という最大加速度は極めて高周波のスパイク状の波形によっていることに留意されたい。地震動の加速度時刻歴を図-5 に、水平（上下流）方向の地震動の加速度応答スペクトルを図-6 に示す。なお、箕面川ダム観測波については、最大加速度を 500gal に引き伸ばした波のスペクトルを示している。水平（上下流）方向の地震動については、正の符号は、下流方向への加速度を表す。

解析では、各種検討における基本地震動である箕面川ダム観測波に関しては、水平方向の地震動の加速度時刻歴を、その最大値が設定した値となるように振幅のみを引き伸ばしたものをを用いた。鉛直方向の地震動も考慮する場合は、鉛直方向の地震動についても水平方向のものと同倍率で振幅のみを引き伸ばしたものをを用いた。また、入力地震動は堤体のみをモデル化しているため、堤体底面より直接入力した。

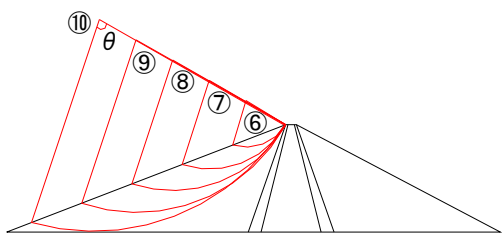
なお、本研究における解析、検討条件は 2. 4 で詳述するが、入力地震動の最大加速度の影響、斜面勾配の影響、貯水位の影響、および鉛直方向の地震動の影響の検討では堤高 100m のモデルダムと兵庫県南部地



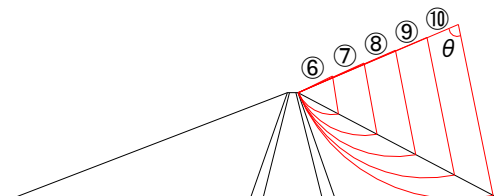
天端上流端始点の浅いすべり
($\theta \cong 40^\circ$)



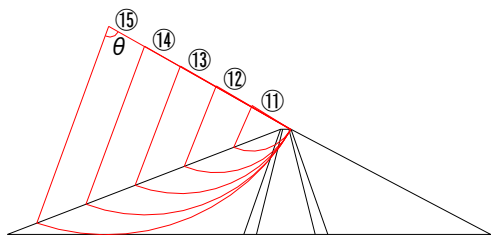
天端下流端始点の浅いすべり
($\theta \cong 40^\circ$)



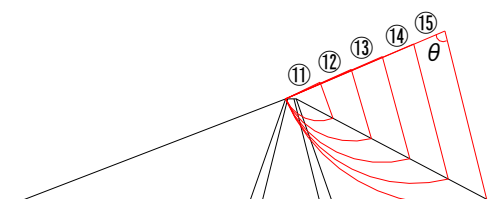
天端上流端始点の深いすべり
($\theta \cong 80^\circ$)



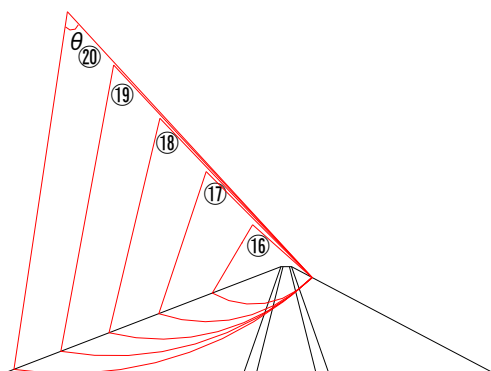
天端下流端始点の深いすべり
($\theta \cong 80^\circ$)



天端下流端始点の深いすべり
($\theta \cong 80^\circ$)

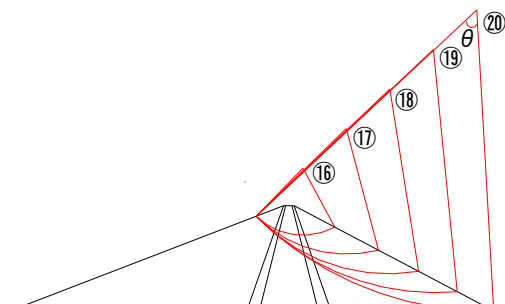


天端上流端始点の深いすべり
($\theta \cong 80^\circ$)



天端下流端から天端幅下がり
始点の深いすべり
($\theta \cong 40^\circ$)

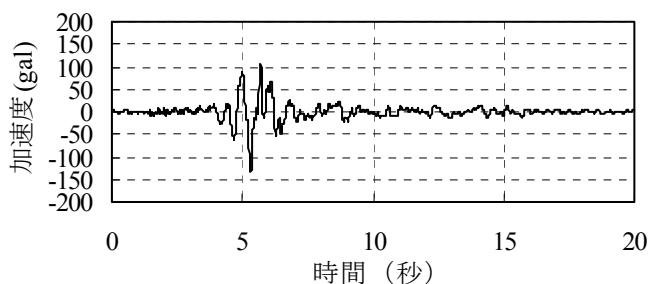
(a) 上流側



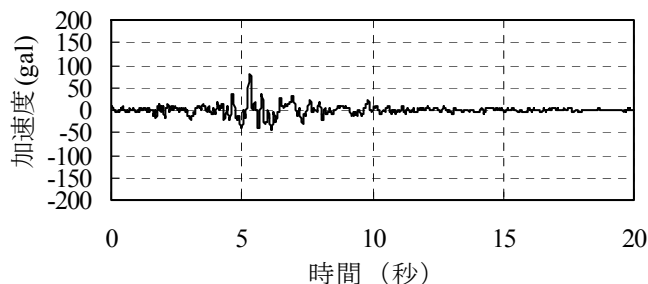
天端上流端から天端幅下がり
始点の深いすべり
($\theta \cong 40^\circ$)

(b) 下流側

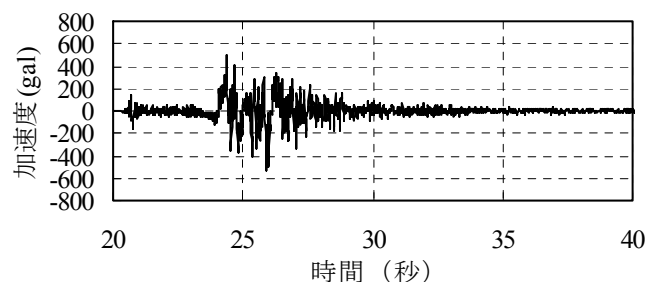
図-4 解析の対象としたすべり円弧



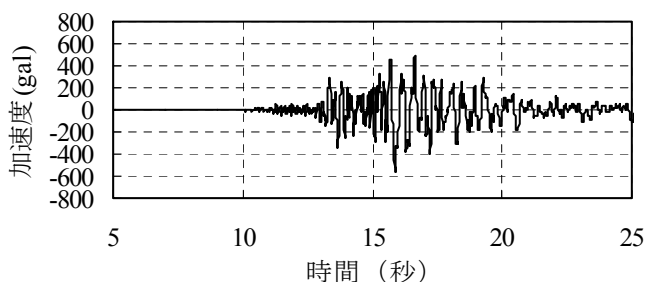
(a) 箕面川ダム観測波（水平方向の地震動）



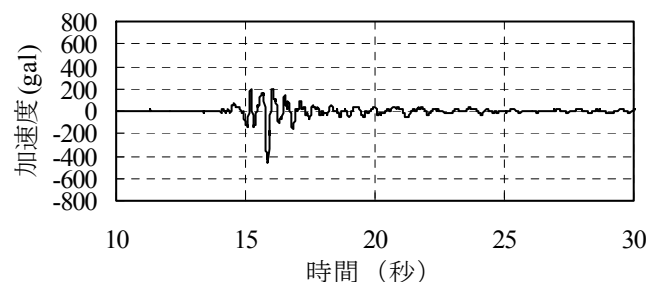
(b) 箕面川ダム観測波（鉛直方向の地震動）



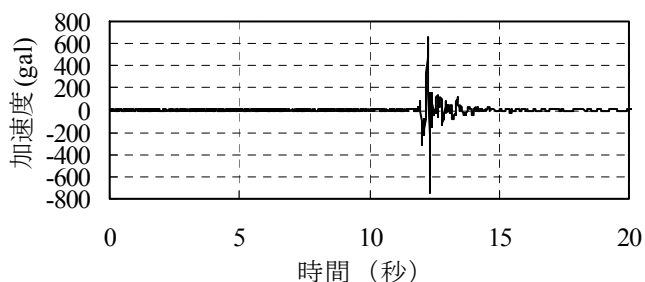
(c) 賀祥ダム観測波（水平方向の地震動）



(d) 川西ダム観測波（水平方向の地震動）



(e) 鯖石川ダム観測波（水平方向の地震動）



(f) 新山本調整池観測波（余震）（水平方向の地震動）

図-5 入力地震動

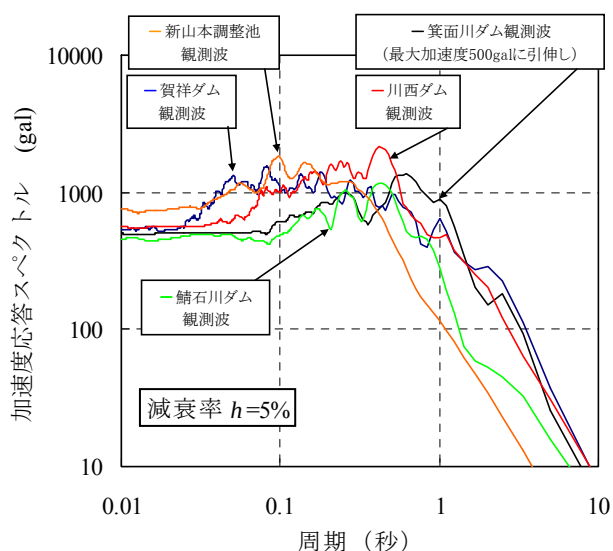


図-6 入力地震動の加速度応答スペクトル

震時の箕面川ダム観測波を振幅のみ引き伸ばした入力地震動の組み合わせを基本とした。これは、以下の理

由による。つまり、兵庫県南部地震直後、中央土質遮水壁型ロックフィルダムについて、堤高 63m、110m、150m の 3 つのモデルダムと兵庫県南部地震時に比較的大きな加速度が観測された 4 つのダムの地震動をその水平（上下流）方向最大加速度が 250gal になるように引き伸ばした地震動を組み合わせで解析した際に、堤高 110m と箕面川ダム観測波の組み合わせにおいて最もすべりに対する安全性が低かった^{6)8), 34)}という結果に基づいている。本来、入力地震動については様々な周波数特性を考慮して複数設定することが望ましいが、上記の結果より兵庫県南部地震時の箕面川ダム観測波は、これまでダム基礎岩盤で観測された、ある程度大きな加速度を持つ地震動、厳密には内陸直下型地震による地震動の中では、相対的に大きめのすべり変形量を与えると推定できることから照査上安全側の結果が得られると考えられる。この設定の妥当性については、3 種類の堤高（50m、100m、150m）のモデルと複数の地震動を組み合わせた検討において検証する。

表-3 解析ケース

解析ケース	斜面勾配	堤高 (m)	貯水位 (m)	入力地震動の 最大加速度(gal)	地震動方向	入力地震動	対象斜面
ケース1 (入力地震動の最大 加速度の影響検 討)	上流側 1:2.6 下流側 1:1.9	100	92	250 300 400 500 600 700 800 900 1000	H	箕面川ダム観測波（引き伸ばし）	上流側 および 下流側
ケース2 (斜面勾配の影響 検討)	上流側 1:2.05 下流側 1:1.55	100	92	500 700 1000	H	箕面川ダム観測波（引き伸ばし）	上流側
	上流側 1:2.6 下流側 1:1.9			500 700 1000			
	上流側 1:3.3 下流側 1:2.25			500 700 1000			
ケース3 (貯水位の影響検 討)	上流側 1:2.6 下流側 1:1.9	100	92	500 1000	H	箕面川ダム観測波（引き伸ばし）	上流側
			96	500 1000			
			100	500 1000			
ケース4 (鉛直方向の地震 動の影響検討)	上流側 1:2.6 下流側 1:1.9	100	92	500 1000	H+V	箕面川ダム観測波（引き伸ばし）	上流側
ケース5 (堤高と入力地震 動の周波数特性の 影響検討)	上流側 1:2.6 下流側 1:1.9	50	46	500 500 531 531 559 559 459 459 751 751	H	箕面川ダム観測波（引き伸ばし） 箕面川ダム観測波（引き伸ばし）（反転） 賀祥ダム観測波 賀祥ダム観測波（反転） 川西ダム観測波 川西ダム観測波（反転） 鯖石川ダム観測波 鯖石川ダム観測波（反転） 新山本調整池観測波 新山本調整池観測波（反転）	上流側
		100	92	500 500 531 531 559 559 459 459 751 751	H	箕面川ダム観測波（引き伸ばし） 箕面川ダム観測波（引き伸ばし）（反転） 賀祥ダム観測波 賀祥ダム観測波（反転） 川西ダム観測波 川西ダム観測波（反転） 鯖石川ダム観測波 鯖石川ダム観測波（反転） 新山本調整池観測波 新山本調整池観測波（反転）	
		150	138	500 500 531 531 559 559 459 459 751 751	H	箕面川ダム観測波（引き伸ばし） 箕面川ダム観測波（引き伸ばし）（反転） 賀祥ダム観測波 賀祥ダム観測波（反転） 川西ダム観測波 川西ダム観測波（反転） 鯖石川ダム観測波 鯖石川ダム観測波（反転） 新山本調整池観測波 新山本調整池観測波（反転）	

注) H：水平地震動のみ入力、H+V：水平および鉛直地震動を同時入力。

貯水位は常時満水位相当として、堤高の 92%に相当する貯水位を基本貯水位とした。

2. 4 解析ケース

解析は、入力地震動の最大加速度や堤体の上下流斜面勾配、貯水位、鉛直方向の地震動および堤高と入力地震動の周波数特性が、ロックフィルダムのすべり変形量に与える影響を評価することを目的として、表-3 に示す条件において行った。

ケース1では、図-1 に示す堤高 100m で震度法によるすべり安全率 1.2 を満足する断面を対象に、箕面川ダムの水平方向の地震動のみを考慮し、その最大加速度を 250、300、400、500、600、700、800、900 および 1000gal に設定し、入力地震動の最大加速度とすべり変形量の関係について評価を行った。なお、最大加速度 250gal という値は、1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震直後に組織された「ダムの耐震性に関する評価検討委員会」において、ダムサイトとなりうる岩盤の断

層直近における水平方向の地震動の最大加速度として推定された 220gal という値^{6)8), 34)}をもとに、ダムの耐震性を照査するために設定された値である。

ケース 2 では、堤高 100m で、震度法によるすべり安全率 1.0 を満たす上流斜面勾配 1:2.05、下流斜面勾配 1:1.55 の断面、すべり安全率 1.2 を満たす上流斜面勾配 1:2.6、下流斜面勾配 1:1.9 の断面、およびすべり安全率 1.4 を満たす上流斜面勾配 1:3.3、下流斜面勾配 1:2.25 の断面を対象として検討を行い、堤体断面形状とすべり変形量の関係について評価を行った。各断面は、現行設計法である震度法によるすべり安定解析で、強震帯における震度 $k=0.15$ を与え、貯水位は堤高 $H=100\text{m}$ の 92%(0.92H) (常時満水位相当) という条件のもと、表-1 に示す物性値を用いて決定した。入力地震動は、箕面川ダムの水平方向の地震動のみを考慮し、その最大加速度が、500gal、700gal および 1000gal の場合について検討を行った。

ケース 3 では、図-1 に示す堤高 100m で震度法によるすべり安全率 1.2 を満足する断面において、貯水位を堤高 H の 92%、96% および 100% に設定し、箕面川ダムの水平方向の入力地震動の最大加速度が 500gal および 1000gal の場合における、貯水位とすべり変形量の関係について評価を行った。

ケース 4 では、図-1 に示す堤高 100m で震度法によるすべり安全率 1.2 を満足する断面を対象に、箕面川ダムの水平方向の地震動とともに鉛直方向の地震動も考慮し、鉛直方向の地震動がすべり変形量に与える影響を検討した。水平方向の入力地震動の最大加速度が 500gal および 1000gal となるように引き伸ばし、鉛直方向の地震動も同倍率で引き伸ばしたものをを用いた。

ケース 5 では、図-1 に示す堤高 50、100、150m で震度法によるすべり安全率 1.2 を満足する断面を対象に、入力地震動として、箕面川ダム観測波 (引き伸ばし)、賀祥ダム観測波、川西ダム観測波、鯖石川ダム観測波、新山本調整池観測波を用い、水平方向の地震動のみを考慮し、堤高、入力地震動の周波数特性がすべり変形量に与える影響を検討した。また、水平方向の地震動については、各観測波形の加速度符号を反転した地震動 (以下、「反転」と表記する場合がある) についても検討を行った。ケース 5 に用いた箕面川観測波に関しては、水平方向の入力地震動の最大加速度が 500gal となるように引き伸ばしたものをを用いた。

ケース 1~ケース 5 では、地震動の大小における各種要因のすべり変形量に与える影響を検討するために、

入力地震動の最大加速度は上流側、および下流側向きの加速度の絶対値の最大値とした。また、最大すべり変形量の簡易推定方法の検討では、上流側のすべりを考えた場合に、下流側向きの加速度が大きいくほど上流側のすべりに対する安定性が小さくなることから、入力地震動の最大加速度は下流側向きの加速度が最大の値とした。

以上の 5 ケースのうち、ケース 1 では、上流側・下流側斜面を対象として検討を行ったが、その結果、震度法による設計では上流側と下流側でほぼ同程度の安定性を有していても、大規模地震時には上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変形量が大きく危険度が高いことがわかったため、その後のケース 2~ケース 5 では、上流側斜面のみを対象として検討を行った。

Newmark 法を用いた地震時のすべり変形量算出に与える、入力地震動の最大加速度、堤体の上下流勾配、貯水位、鉛直方向の地震動、および堤高と入力地震動の周波数特性の影響分析について、個々の因子に対する検討は必ずしも新規性のあるものとは言えない部分もある。しかし、本研究は、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)」のとりまとめ過程において、同一モデルを用いて体系的に解析条件を変化させた検討が必要との判断から実施している研究であることを強調したい。

2. 5 解析結果

2. 5. 1 入力地震動の最大加速度の影響

水平方向の地震動を考慮した場合における、上流斜面および下流斜面の、入力地震動の最大加速度と、耐震性能照査上最も重要となる、図-4 に示した各 20 の

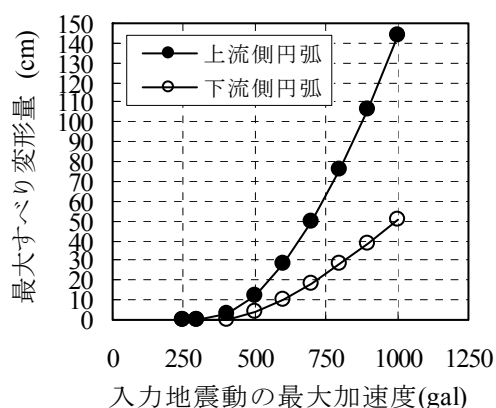
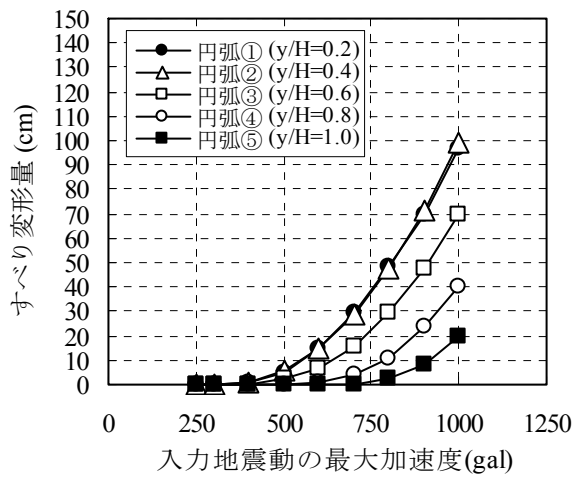
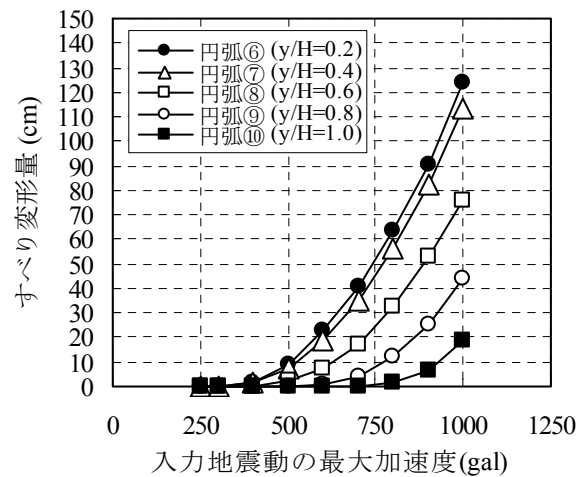


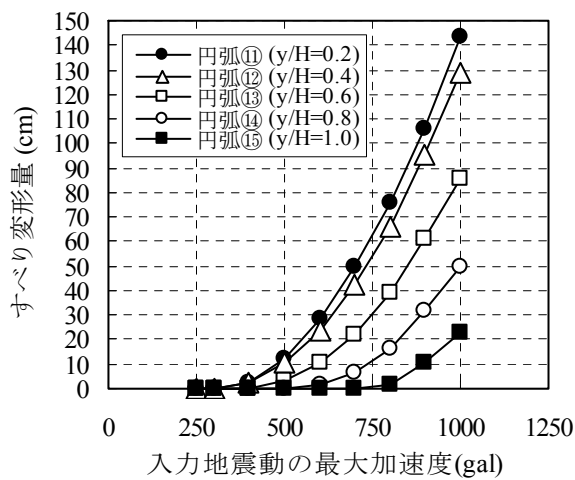
図-7 入力地震動の最大加速度と最大すべり変形量



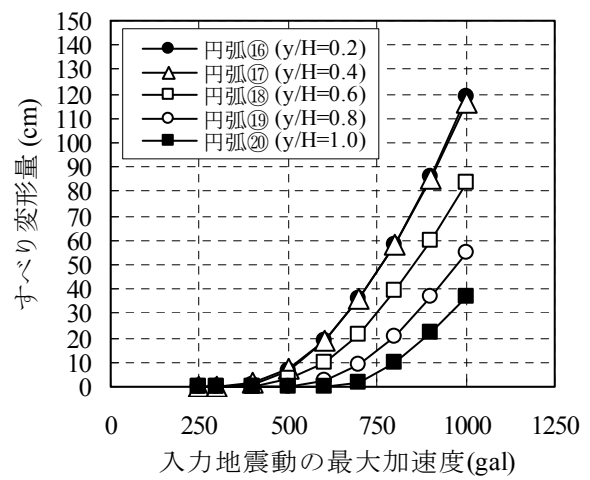
(a) 円弧①～⑤



(b) 円弧⑥～⑩

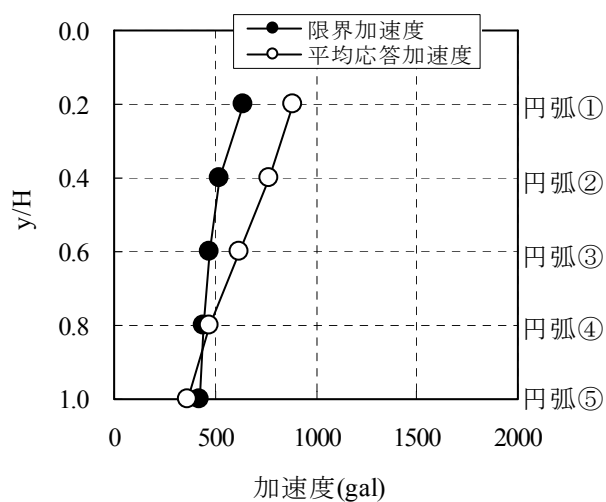


(c) 円弧⑪～⑮

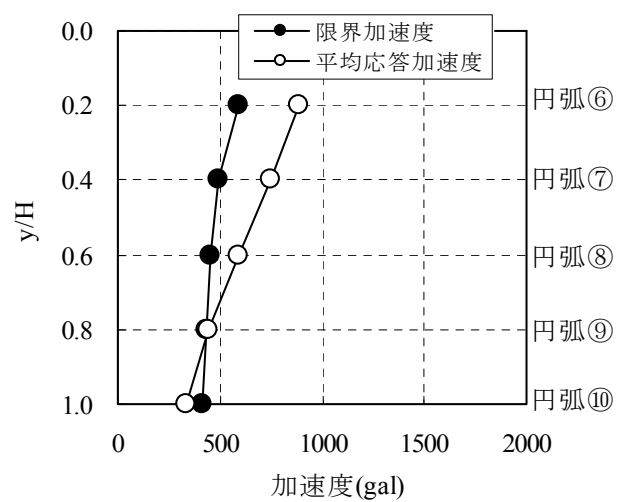


(d) 円弧⑯～⑳

図-8 上流側 20 円弧における入力地震動の最大加速度とすべり変形量との関係

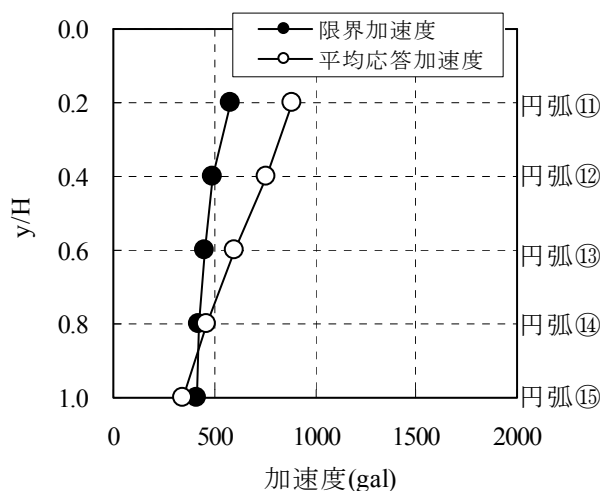


(a) 地震動の最大加速度 500gal、円弧①～⑤

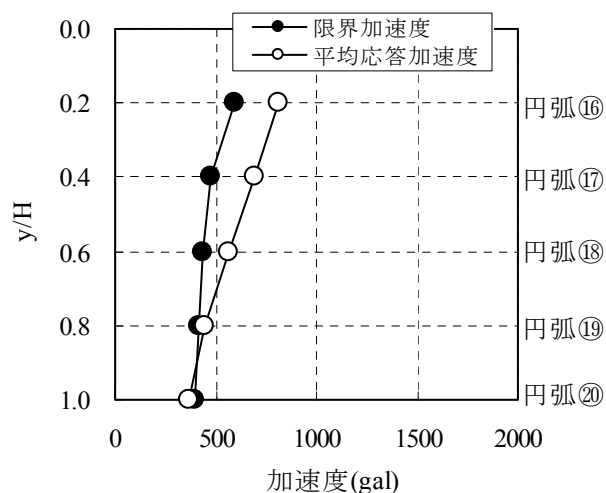


(b) 地震動の最大加速度 500gal、円弧⑥～⑩

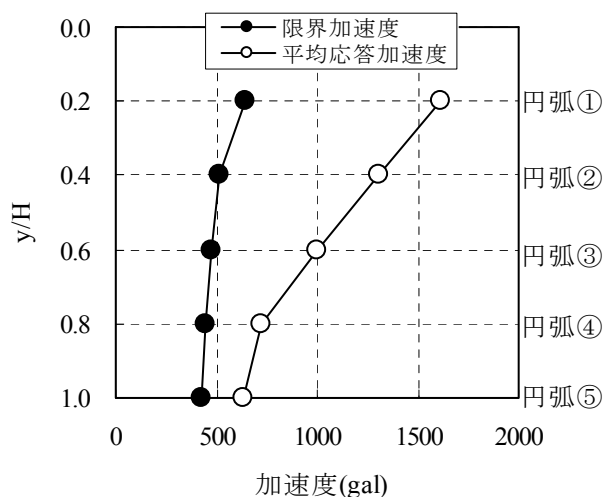
図-9 上流側 20 円弧における平均応答加速度と限界加速度との関係



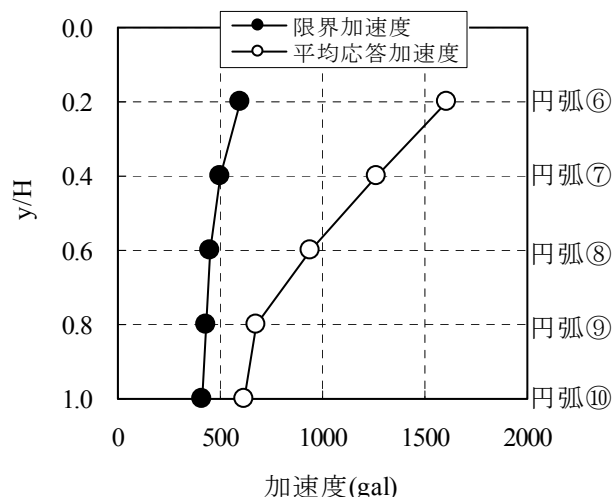
(c) 地震動の最大加速度 500gal、円弧⑪～⑮



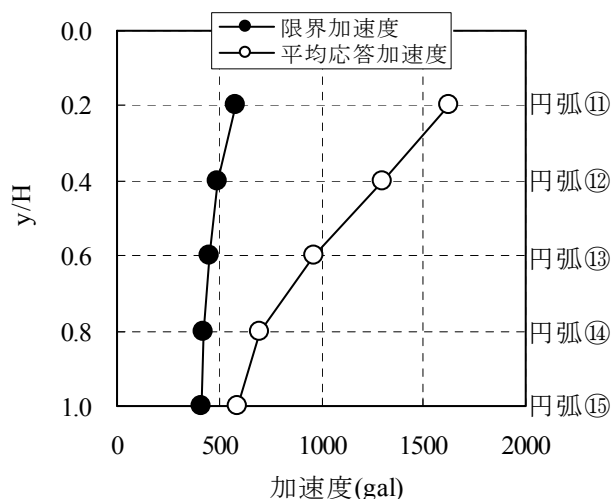
(d) 地震動の最大加速度 500gal、円弧⑯～㉔



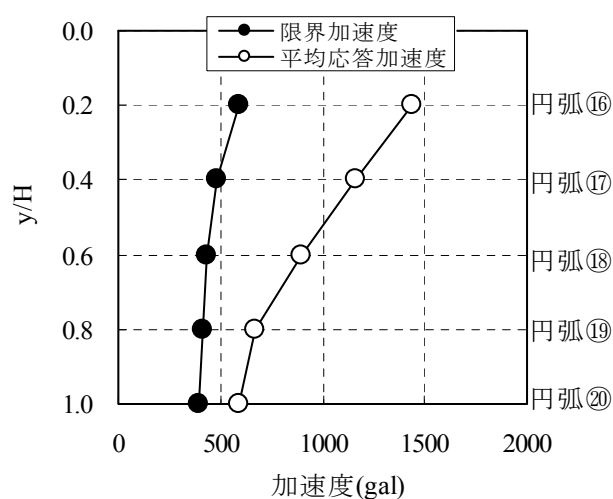
(e) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧①～⑤



(f) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑥～⑩



(g) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑪～⑮



(h) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑯～㉔

図-9 上流側 20 円弧における平均応答加速度と限界加速度との関係

すべり円弧で算出したすべり変形量 δ の最大値との関係を図-7に示す。つまり、Newmark法により、大規模地震時のすべり変形量を評価する場合、多数の円弧におけるすべり変形量を累積してすべり変形量を評価するのではなく、最初にすべりが発生した円弧にすべりが集中し、その他の円弧のすべりは発生せず、そのすべり変形量がここで示す最大すべり変形量に一致すると想定している¹⁾。

最大すべり変形量は、上流側では天端下流端を始点とし、コアを切る高い標高に位置する深い円弧（上流側円弧⑪）において、下流側では天端上流端を始点とし、やはりコアを切る高い標高に位置する深い円弧（下流側円弧⑪）において発生している。図-7より、地震動の最大加速度の増加にともない、上流側・下流側ともに最大すべり変形量が大きくなり、さらに、その増加率も、入力地震動の最大加速度の増加にともない大きくなっていることがわかる。上流側、下流側ともに、地震動の最大加速度が300galまではすべりが発生せず、400galで上流側2.6cm、下流側0.4cmという小さいすべり変形量にとどまっている。また、現行の設計基準に従ってほぼ同程度の安全率で断面設計した場合、今回検討を行った地震動に関しては、大規模地震に伴うすべり量は常に上流側の方が下流側と比較して相対的に大きくなることがわかる。つまり、現行の設計基準で設計した中央土質遮水壁型ロックフィルダムの大規模地震に対する危険度は、上流側の方が高いことがわかる。

次に、円弧の位置による最大加速度の変化に伴うすべり変形量の違いを詳しく分析するために、図-8に、下流側と比較して相対的にすべり変形量が大きくなる上流側のすべり円弧①～⑫の、入力地震動の最大加速度とすべり変形量の関係を示す。

現行の設計基準に従って設計した断面において、すべり変形量は、天端下流端を始点とする深い円弧（円弧⑪～⑮）において相対的に大きく、天端上流端を始点とする浅い円弧（円弧①～⑤）において相対的に小さいことがわかる。

また、それぞれの円弧グループにおいて、標高の高い円弧ほど、すべり変形量が大きくなっている。これは、例として地震動の最大加速度が500、1000galの場合について図-9に示すように、標高が高くなるほど、すべり円弧土塊の平均応答加速度と限界加速度の差が大きくなるためと考えられる。同様な傾向が、他の最大加速度のケースにおいてもみられた。

2. 5. 2 斜面勾配の影響

震度法によるすべり安全率1.0、1.2および1.4を満たすそれぞれの堤体断面（以下、それぞれ、すべり安全率1.0、1.2、1.4の断面と呼ぶ）において、水平方向の地震動の最大加速度が500gal、700galおよび1000galの場合における、上流斜面の最大すべり変形量と斜面勾配の関係を図-10に示す。また、図-11に、3断面の最大すべり変形量を、基本断面である上流斜面勾配1:2.6、下流斜面勾配1:1.9（震度法によるすべり安全率1.2）の断面における最大すべり変形量に対する比で表したものを示す。すべり変形量の最大値は、3断面とも、高い標高に位置する円弧（円弧⑪）において発生

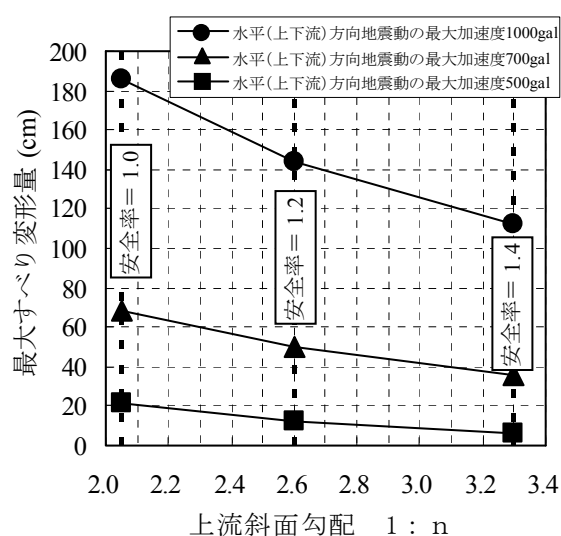


図-10 上流斜面勾配と最大すべり変形量との関係
(安全率は震度法による値)

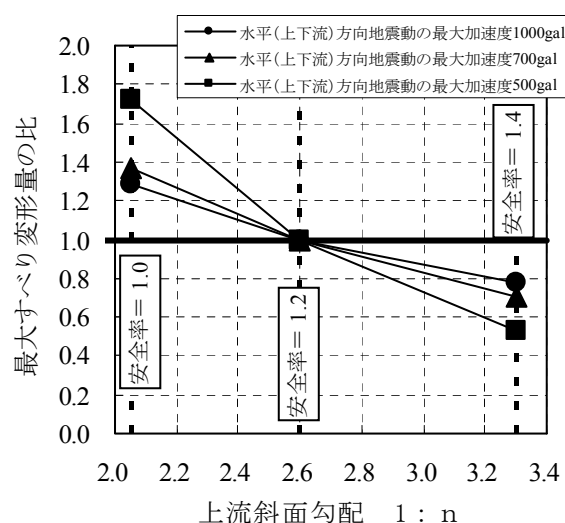
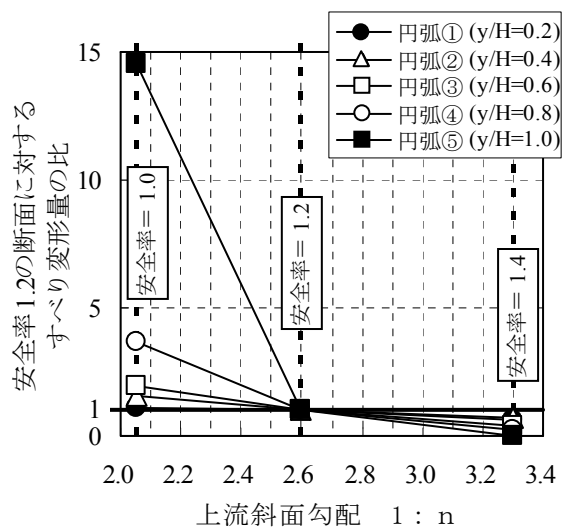
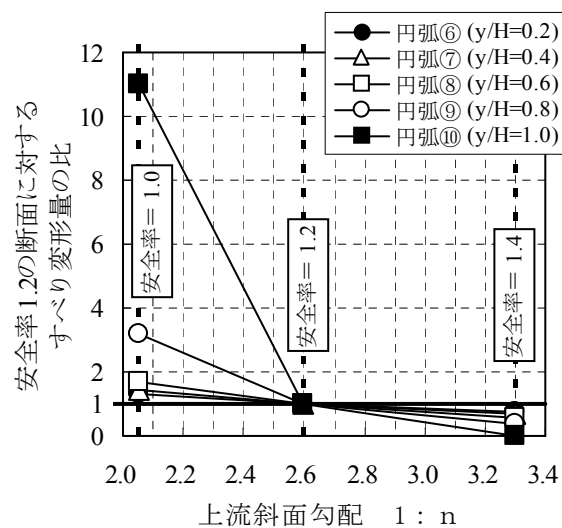


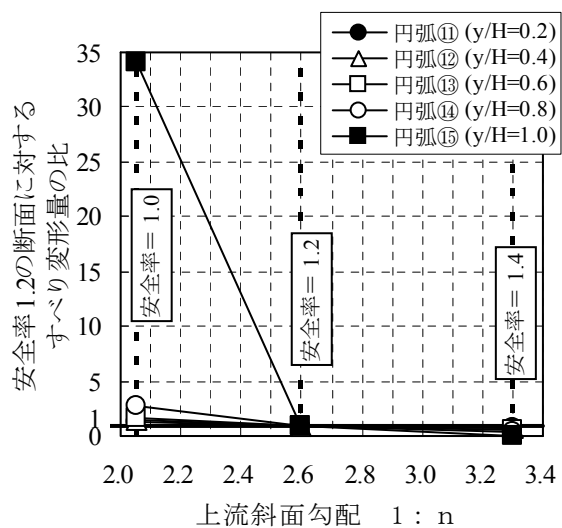
図-11 上流斜面勾配と最大すべり変形量の比
(安全率は震度法による値)



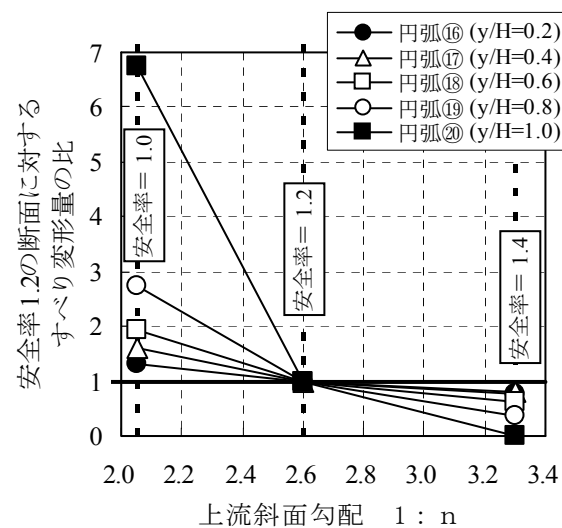
(a) 地震動の最大加速度 700gal、円弧①～⑤



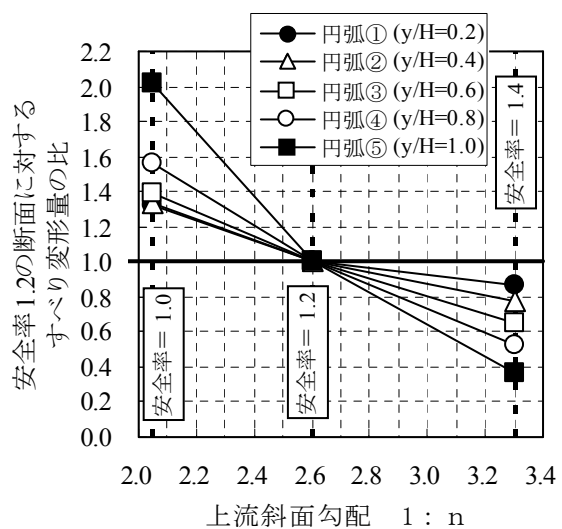
(b) 地震動の最大加速度 700gal、円弧⑥～⑩



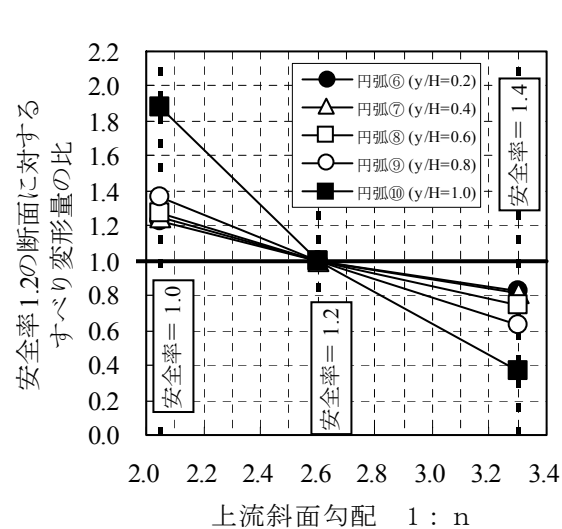
(c) 地震動の最大加速度 700gal、円弧⑪～⑮



(d) 地震動の最大加速度 700gal、円弧⑯～㉔

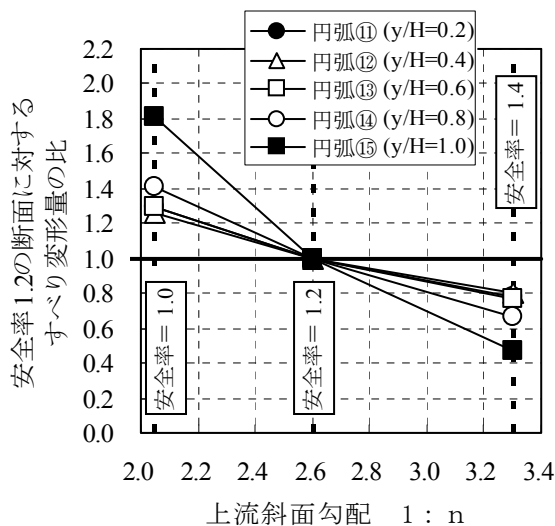


(e) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧①～⑤

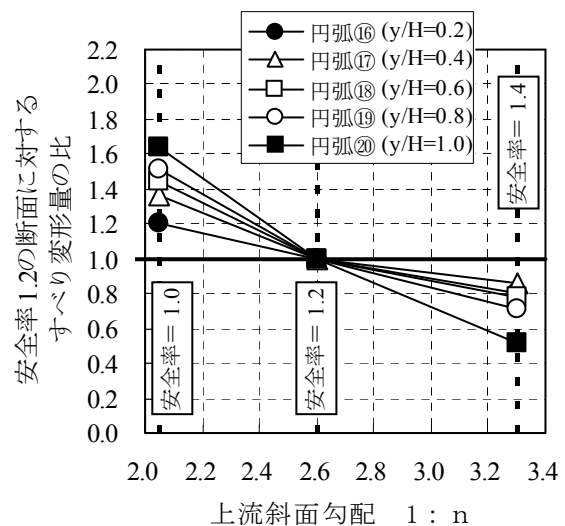


(f) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑥～⑩

図-12 上流側斜面勾配と安全率 1.2 断面に対するすべり変形量との比の関係



(g) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑪～⑮



(h) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑮～⑳

図-12 上流側斜面勾配と安全率 1.2 断面に対するすべり変形量との比の関係

している。

図-10、図-11 より、斜面勾配が緩やかになるにしたがって最大すべり変形量が減少することがわかる。しかし、すべり変形量が最も大きくなる地震動の最大加速度 1000gal の場合を例にとってみると、すべり安全率 1.2 の断面の上流斜面で最大すべり変形量 143.7cm に対して、すべり安全率 1.4 の断面の上流斜面では最大すべり変形量 111.8cm と、2 割強減少するものの急激な減少傾向を示していない。このことは、断面を増厚することで最大すべり変形量を低減させることはできるが、現断面である程度大きいすべり変形量、例えば数十 cm 以上のすべり変形量が発生するような地震動に対して断面の増厚のみですべり変形量をゼロないしはそれに近い状態に抑えようとするとかかなりの断面増厚が必要となるため、効果的あるいは実用的な対策ではないことがわかる。一方、震度法によるすべり安全率 1.0 の上流面勾配 1:1.55 とかなりの急勾配としても、入力地震動の最大加速度 1000gal の場合、すべり変形量は 185.3 cm であり、すべり安全率 1.2 の断面におけるすべり変形量と比べて 3 割弱ほどの増加であり、極端にすべり変形量が伸びないこともわかる。同様の傾向が、他の最大加速度のケースにおいてもみられた。

次に、円弧の位置による斜面勾配の変化に伴うすべり変形量の違いを詳しく分析するために、例として、図-12 に、地震動の最大加速度が 700、1000gal の場合における、3 断面の上流側 20 円弧のすべり変形量を、すべり安全率 1.2 の断面におけるすべり変形量に対する比で表したものを示す。図-12 より、すべり変形量の値が相対的に大きい、高い標高に位置するすべり円

弧は、斜面勾配の変化に伴うすべり変形量の増減の割合が低い標高にまで及ぶすべり円弧と比べて相対的に小さいことがわかる。なお、地震動の最大加速度が 700gal で、上流斜面勾配 1:2.05 のケースにおける堤体底部にまで及ぶ円弧 (円弧⑤、⑩、⑮、⑳) において、すべり変形量の比が極端に大きくなっているのは、上流斜面勾配 1:2.6 のケースにおけるすべり変形量が非常に小さいためである。同様の傾向が、他の加速度のケースにおいてもみられた。

2. 5. 3 貯水位の影響

図-13 に、水平方向の地震動の最大加速度が 500gal および 1000gal の場合における、貯水位と最大すべり変形量の関係を示す。また、図-14 に、各貯水位における最大すべり変形量を、貯水位が常時満水位相当の 92m である場合の最大すべり変形量に対する比で表したものを示す。なお、指針 (案) では、耐震性能照査解析の貯水位として常時満水位を基本とすることが記述されている。最大すべり変形量は、すべての貯水位条件において、天端下流端を始点とし、高い標高に位置する深い円弧 (円弧⑪) において発生している。

図-13、図-14 より、地震動の最大加速度が 500gal および 1000gal の場合ともに、貯水位の増加に伴って、最大すべり変形量が増加することがわかる。例えば、今回の解析条件において、すべり変形量が最も大きくなる、地震動の最大加速度 1000gal の場合、貯水位が常時満水位相当の 92m から 96m に上昇した場合、最大すべり変形量は 143.7cm から 178.3cm へとおよそ 2 割 4 分大きくなり、また貯水位 92m から 100m

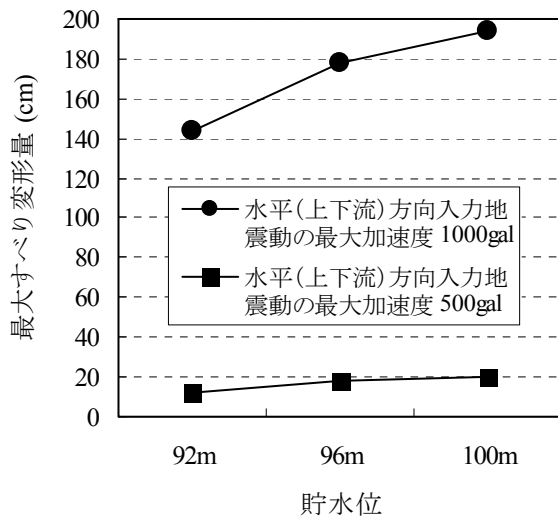


図-13 貯水位と最大すべり変形量の関係

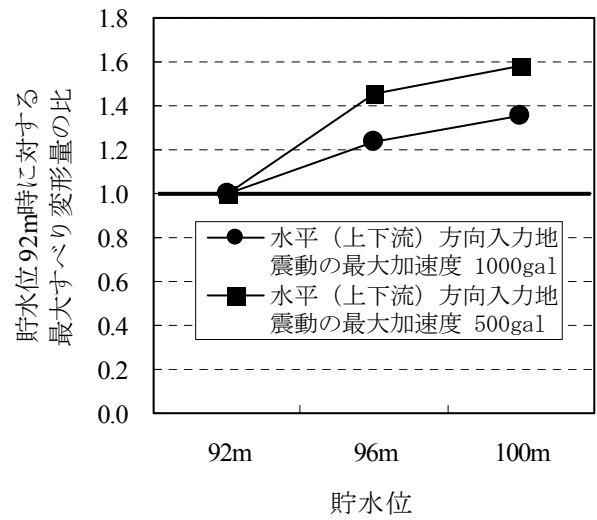
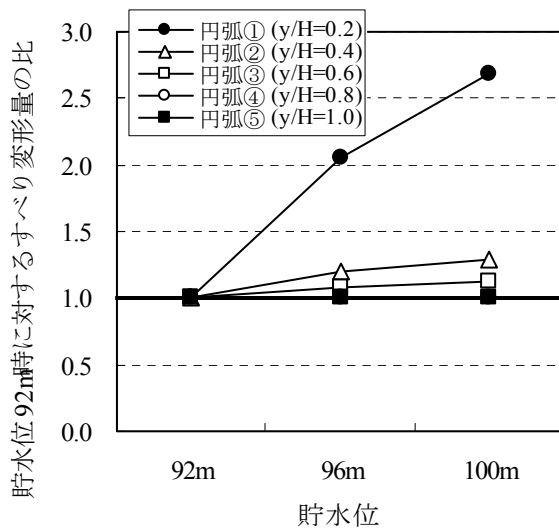
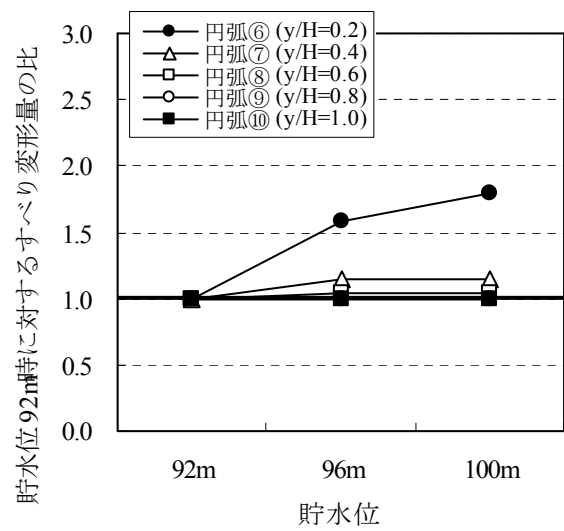


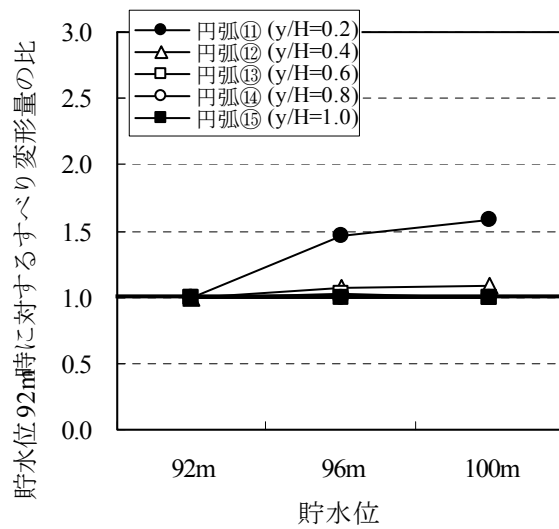
図-14 貯水位と貯水位 92m 時に対する最大すべり変形量の比との関係



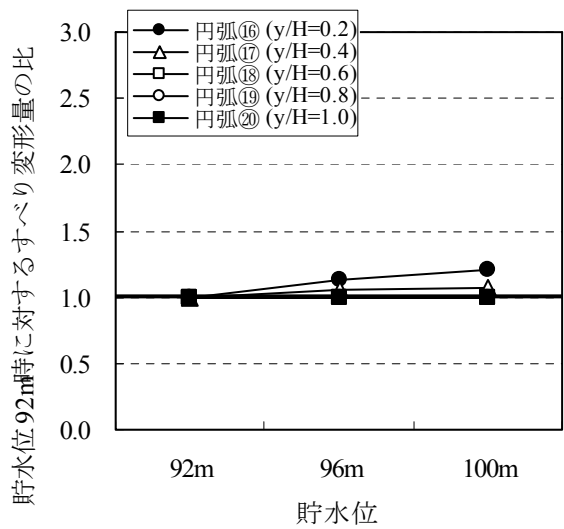
(a) 地震動の最大加速度 500gal、円弧①～⑤



(b) 地震動の最大加速度 500gal、円弧⑥～⑩

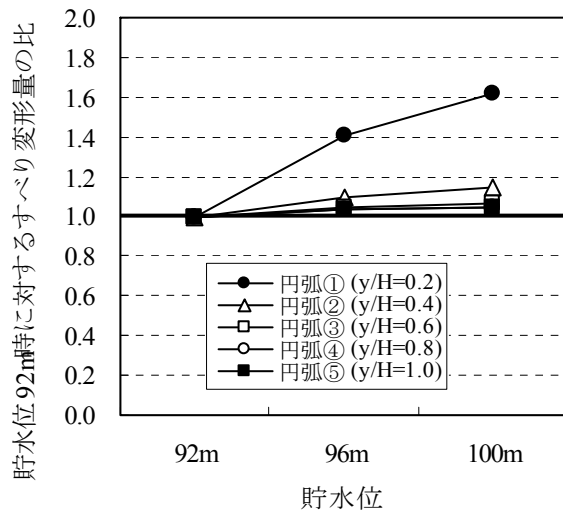


(c) 地震動の最大加速度 500gal、円弧⑪～⑮

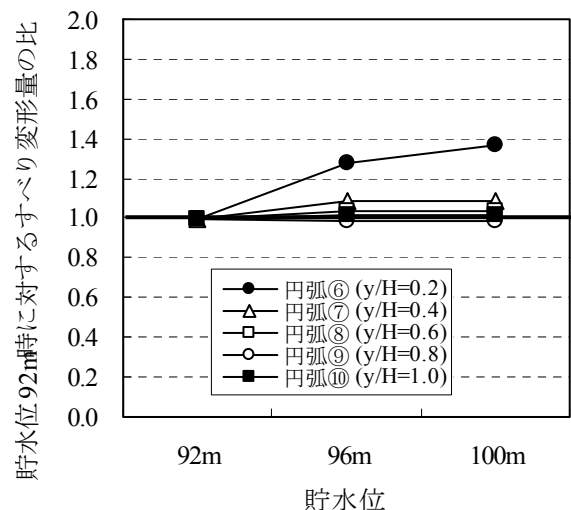


(d) 地震動の最大加速度 500gal、円弧⑯～⑳

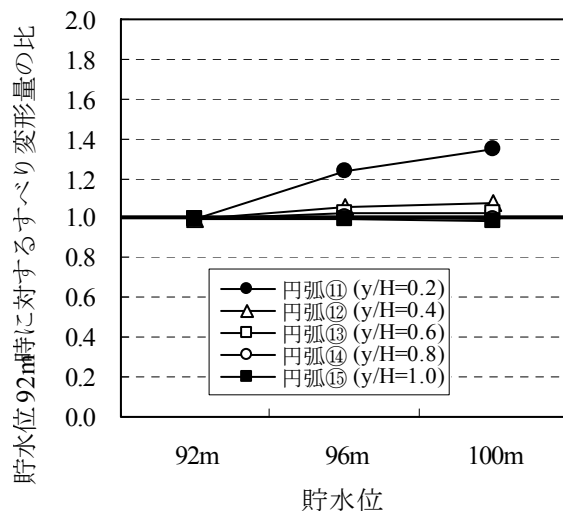
図-15 貯水位 92m 時に対するすべり変形量の比



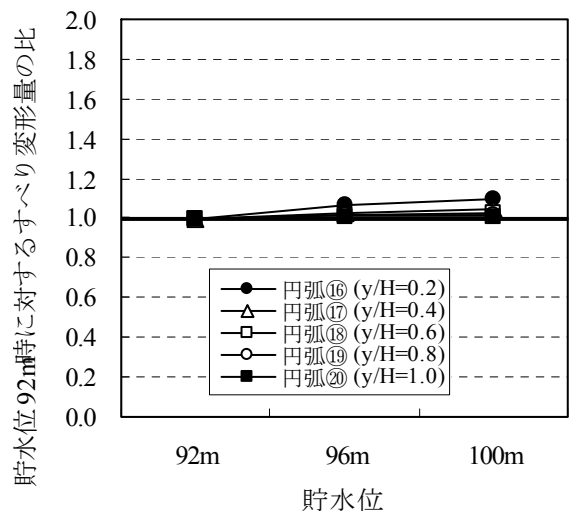
(e) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧①～⑤



(f) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑥～⑩



(g) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑪～⑮



(h) 地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑯～㉔

図-15 貯水位 92m 時に対するすべり変形量の比

に上昇した場合、最大すべり変形量は 143.7cm から 194.1cm へとおよそ 3 割 5 分大きくなっている。これらの結果より、基本の貯水位を堤高の 92%とした場合、この水位よりも貯水位が上昇することにより最大すべり変形量が 2～3 割増加し、すべり変形量に与える貯水位の影響が比較的大きいことがわかる。これらのことから、常時満水位とサーチャージ水位の差の大小は、ダムによって異なるが、堤高 H の 92%の水位を常時満水位相当水位とみなし、96%の水位はサーチャージ水位相当水位とみなした場合、サーチャージ水位時の最大すべり変形量は常時満水位時のそれよりも 2 割 5 分程度大きいだけである最大すべり変形と解釈することができる。

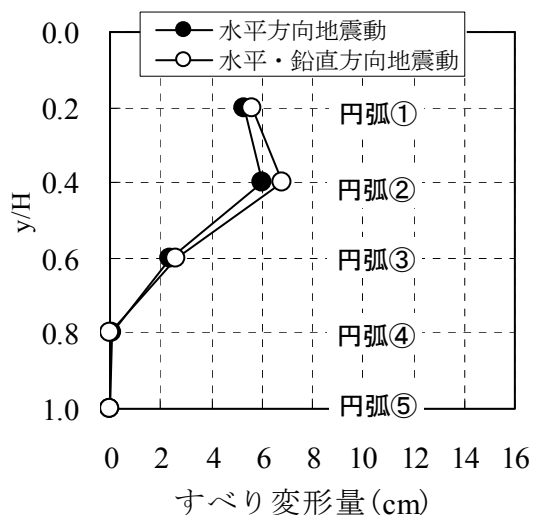
次に、円弧の位置による貯水位の変化に伴うすべり変形量の違いを詳しく分析するために、例として、図-15 に、地震動の最大加速度が 500、1000gal の場合に

おける、各貯水位における上流側 20 円弧のすべり変形量を、貯水位が 92m である場合のすべり変形量に対する比で表したものを示す。

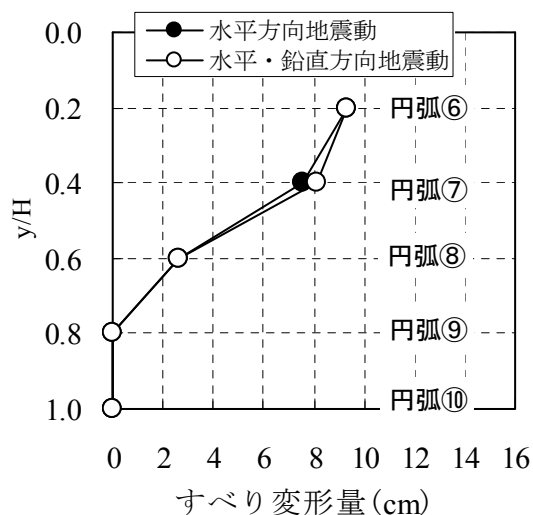
図-15 より、それぞれの円弧グループにおいて、貯水位 92m のときに円弧全体に占める不飽和領域が相対的に広く、貯水位が増加したときに飽和領域の拡大率が大い、標高の高い部分のすべり円弧においてすべり変形量の増加の割合が大きくなっていることがわかる。

2. 5. 4 鉛直方向の地震動の影響

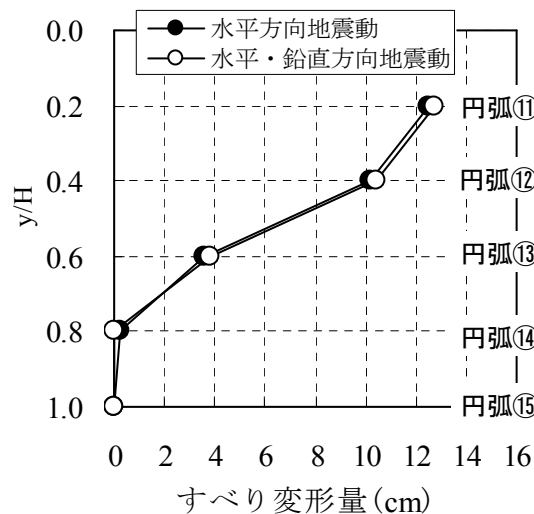
水平方向の地震動の最大加速度が 500gal および 1000gal の場合において、鉛直方向の地震動を入力した場合としない場合の各解析ケースにおけるすべり変形量の最大値を表-4 に示す。最大すべり変形量は、天端下流端を始点とする深い円弧(円弧⑪)で発生している。



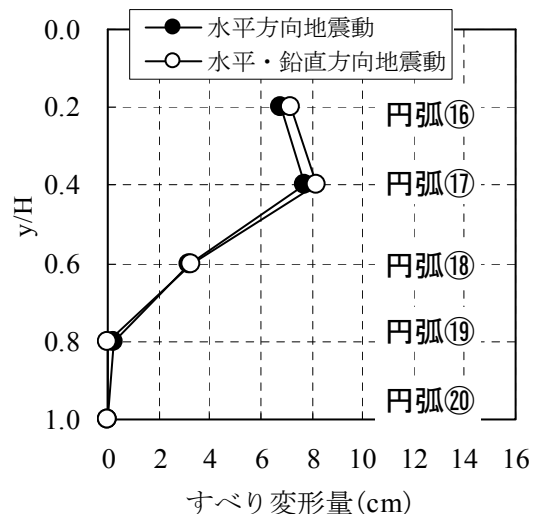
(a) 水平方向地震動の最大加速度 500gal、円弧①～⑤



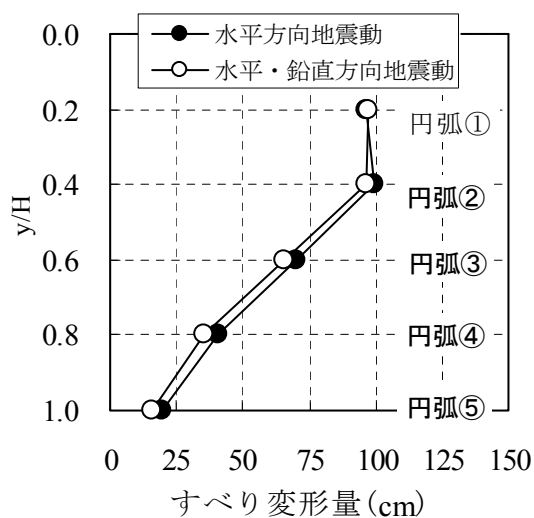
(b) 水平方向地震動の最大加速度 500gal、円弧⑥～⑩



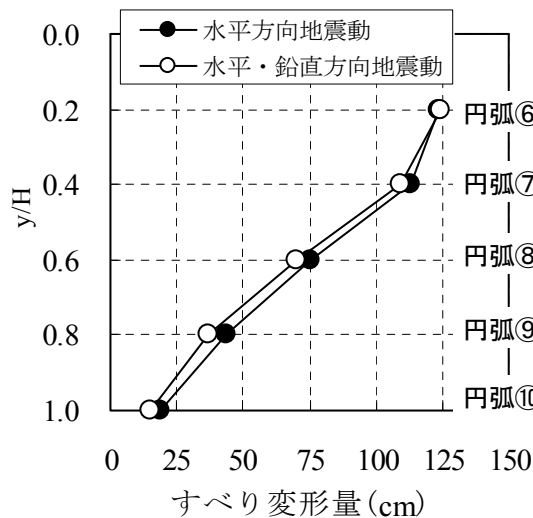
(c) 水平方向地震動の最大加速度 500gal、円弧⑪～⑮



(d) 水平方向地震動の最大加速度 500gal、円弧⑯～⑳

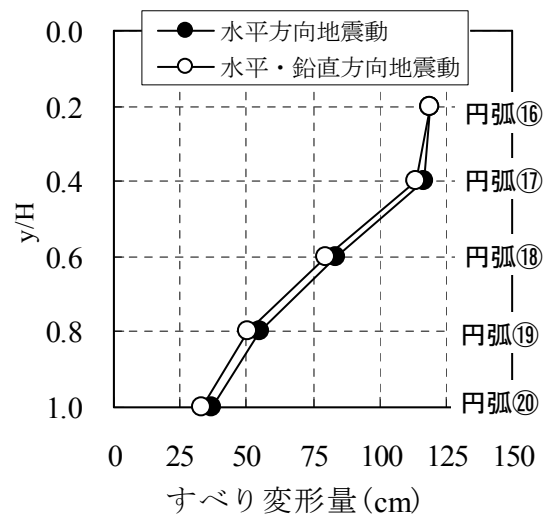
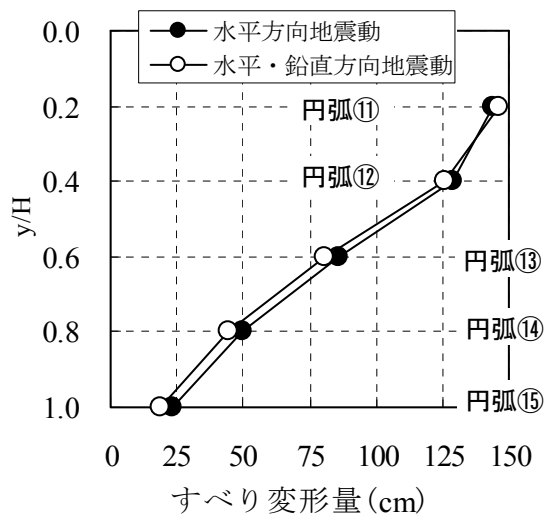


(e) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧①～⑤



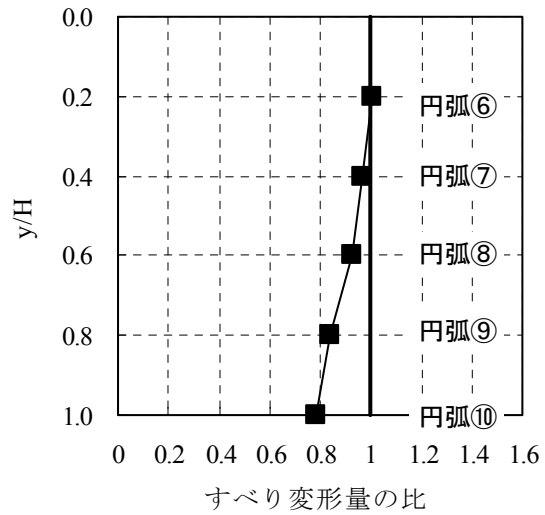
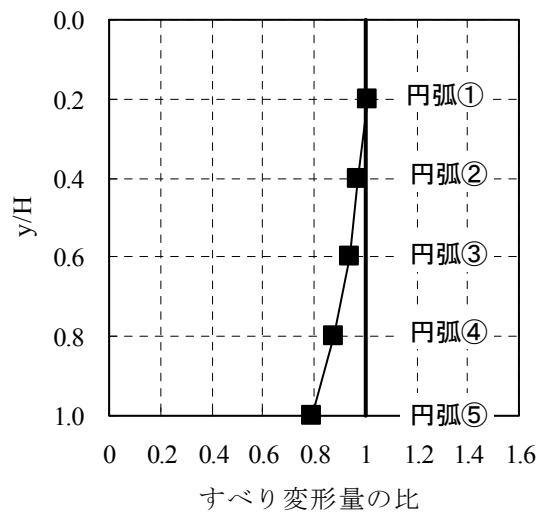
(f) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑥～⑩

図-16 水平方向の地震動のみを考慮した場合および鉛直方向の地震動も考慮した場合のすべり変形量

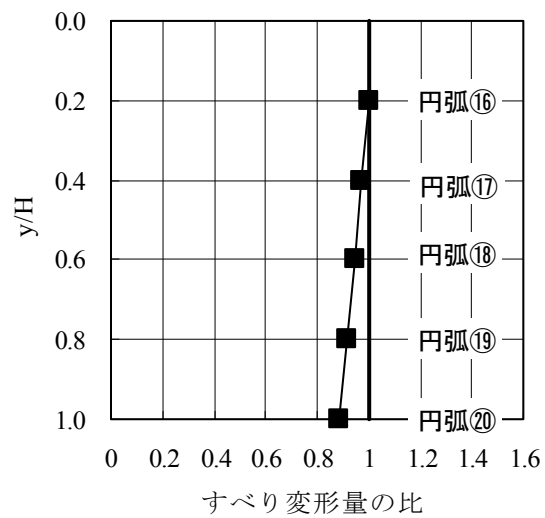
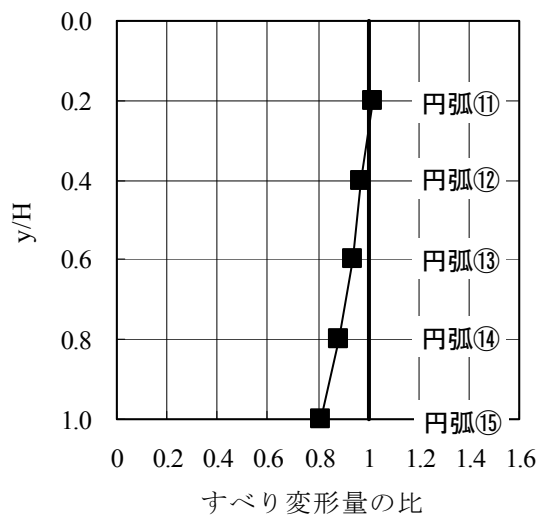


(g) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑪～⑮ (h) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑯～⑳

図-16 水平方向の地震動のみを考慮した場合および鉛直方向の地震動も考慮した場合のすべり変形量



(a) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧①～⑤ (b) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑥～⑩



(c) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑪～⑮ (d) 水平方向地震動の最大加速度 1000gal、円弧⑯～⑳

図-17 水平方向の地震動のみを考慮した場合および鉛直方向の地震動も考慮した場合のすべり変形量の比

表-4 最大すべり変形量に与える鉛直方向地震動の影響

入力地震動	入力地震動の水平最大加速度(gal)	最大すべり変形量(cm)
水平	500	12.5
水平+鉛直	500	12.7
水平	1000	143.7
水平+鉛直	1000	146.1

表-4 より、すべり変形量の最大値については、水平方向の地震動の最大加速度が500galである場合および1000galである場合ともに、水平方向の地震動のみを考慮した場合に比べて水平方向の地震動と鉛直方向の地震動をともに考慮した場合の方が最大すべり変形量が若干大きくなるがその差は極めて小さいことがわかる。

次に、円弧の位置による鉛直方向の地震動の影響の違いを詳しく分析するために、水平方向の地震動の最大加速度が500、1000galの場合において、水平方向の地震動のみを考慮した場合および鉛直方向の地震動も考慮した場合の、上流側20円弧のすべり変形量を図-16に示す。また、地震動の最大加速度が1000galの場合において、水平方向の地震動のみを考慮した場合のすべり変形量に対する、水平方向の地震動と鉛直方向の地震動をともに考慮した場合のすべり変形量の比を図-17に示す。

図-17 より、地震動の最大加速度が1000galである場合、円弧の標高が高くなるほど、水平方向の地震動のみを考慮した場合と水平方向の地震動と鉛直方向の地震動をともに考慮した場合のすべり変形量の差が小さくなり、すべり変形量が相対的に大きくなる高い標高に位置する円弧ではその差は極めて小さいことがわかる。同様な傾向が、地震動の最大加速度が500galのケースにおいてもみられた。

以上より、今回検討を行った地震動の範囲では、鉛直方向の地震動が、大規模地震時のすべり変形量に及ぼす影響は小さいといえる。なお、今回検討を行った地震動である兵庫県南部地震時の箕面川ダム観測波では、鉛直方向の最大加速度の水平方向の最大加速度に対する比が0.6程度で、これまでわが国のダムサイト岩盤で観測された水平方向の最大加速度が100gal程度以上の比較的大きな地震動としては一般的な値といえる。しかし、ダム直近断層起源の地震動では、この比が1程度になることも想定されるため、すべり変形量に与える鉛直方向地震動の影響は少し大きくなるものと予想される。なお、指針（案）に沿った耐震性能照

査解析においては、水平方向の地震動のみならず鉛直方向の地震動も併せて用いている。

2. 5. 5 堤高および入力地震動の周波数特性の影響

表-3 に示す複数の堤高と入力地震動を組み合わせた解析ケースにおける結果を、堤高および円弧グループで区分してまとめたすべり変形量分布の関係を図-18に示す。

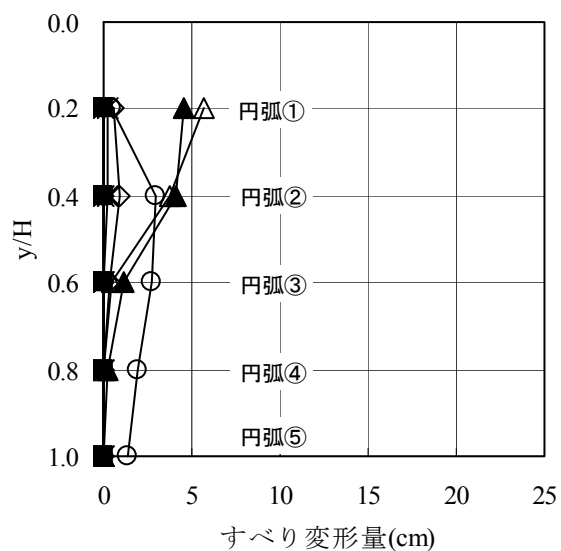
図-18 より、堤高50mのモデルダムについては、 $y/H=0.6\sim 1.0$ の円弧では、箕面川ダム観測波形（引き伸ばし：最大加速度500gal）の加速度符号を反転した地震動によるすべり変形量が最も大きく、 $y/H=0.2\sim 0.4$ の円弧では、川西ダム観測波形の加速度符号を反転した地震動によるすべり変形量が最も大きい。

堤高100mのモデルダムについては、箕面川ダム観測波形（引き伸ばし：最大加速度500gal）の加速度符号を反転した地震動によるすべり変形量が最も大きく、以下箕面川ダム観測波形（引き伸ばし：最大加速度500gal）、川西ダム観測波形の加速度符号を反転した地震動の順となっている。

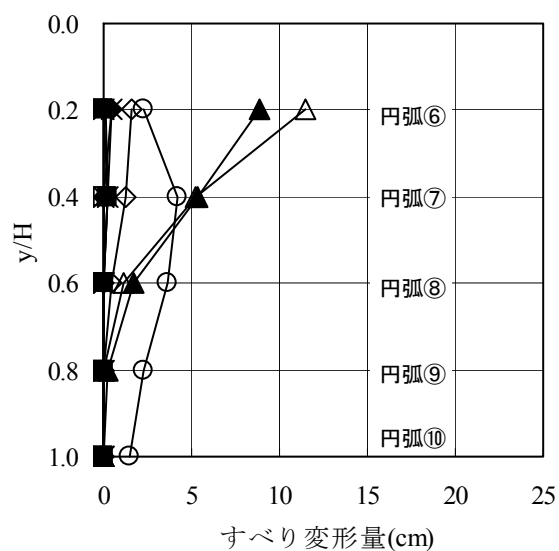
堤高150mのモデルダムについては、箕面川ダム観測波形（引き伸ばし：最大加速度500gal）の加速度符号を反転した地震動によるすべり変形量が最も大きく、次に箕面川ダム観測波形（引き伸ばし：最大加速度500gal）によるすべり変形量大きい。しかし、その他の地震動によるすべり変形量は5cm以下である。

次に、表-3 に示す各種の入力地震動に対して得られた堤高と最大すべり変形量の関係を図-19に示す。

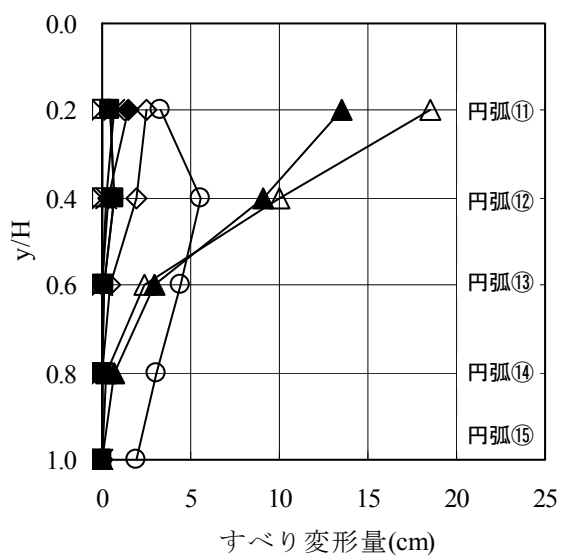
図-19 より、最大すべり変形量は、堤高50mでは川西ダム観測波形の加速度符号を反転した地震動によるものが最も大きく18.5cm、堤高100mおよび150mでは、箕面川ダム観測波形（引き伸ばし：最大加速度500gal）の加速度符号を反転した地震動によるものが最も大きく、それぞれ17.1cm、22.4cmである。これらの最大すべり変形量は、耐震性能上問題となるような値ではない。このことから、周波数特性が異なる複数の地震動を対象にロックフィルダムの耐震性能照査解析を実施した場合でも、水平方向の地震動の最大加速度が500～700gal程度までであれば耐震性能上問題となるような損傷が発生しないことがわかった。また、鯖石川ダム観測波形、新山本調整池観測波形、賀祥ダム観測波形、およびそれらの加速度符号を反転した地震動によるすべり変形量は、どの堤高においても5cm



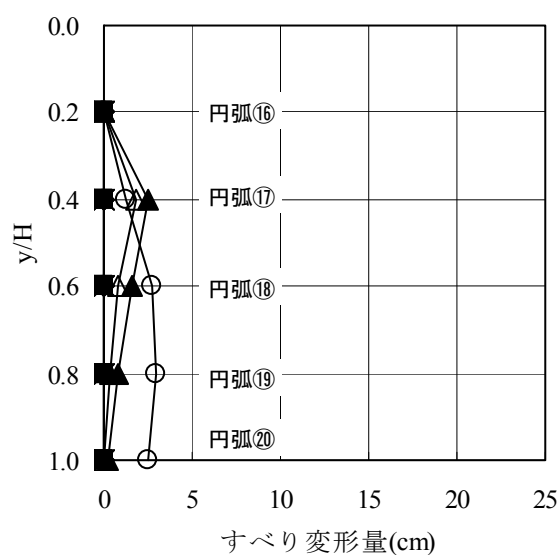
(a) 堤高 50m、円弧①～⑤（上流側斜面）



(b) 堤高 50m、円弧⑥～⑩（上流側斜面）



(c) 堤高 50m、円弧⑪～⑮（上流側斜面）



(d) 堤高 50m、円弧⑯～⑳（上流側斜面）

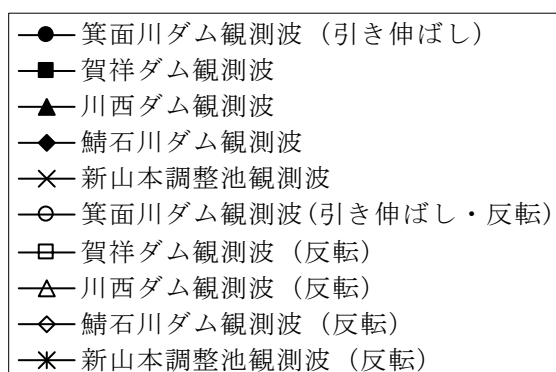
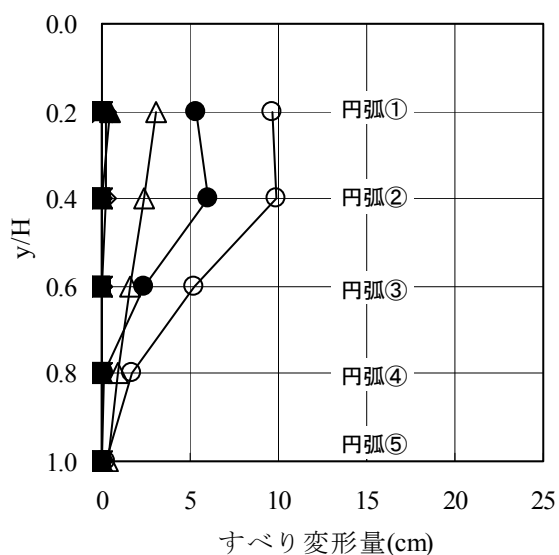
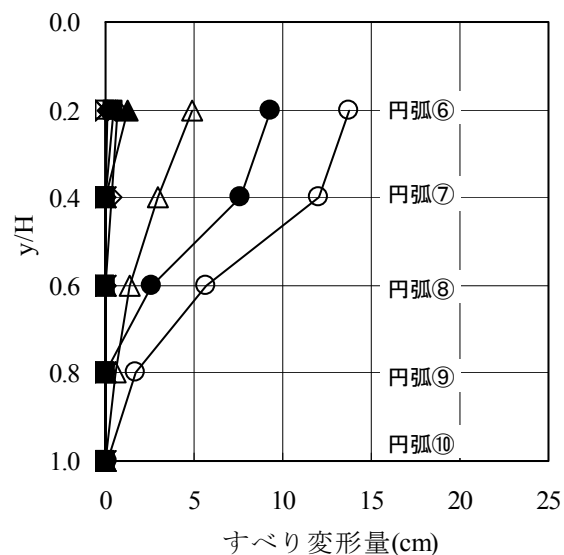


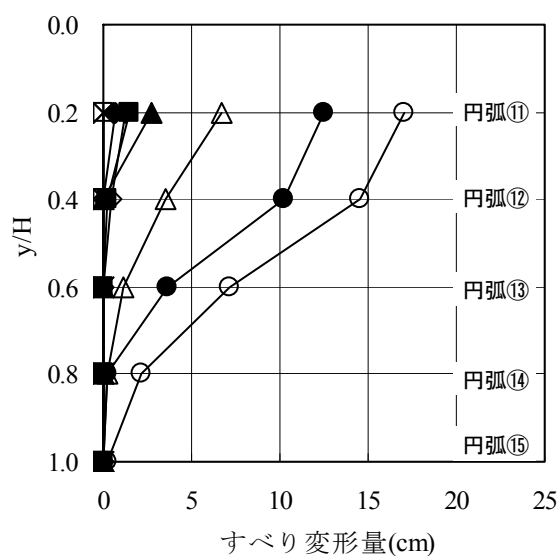
図-18 堤高および周波数特性の異なる入力地震動とすべり変形量の関係



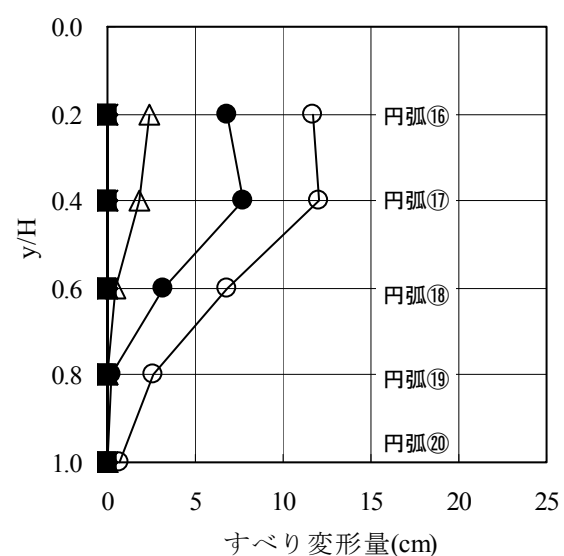
(e) 堤高 100m、円弧①～⑤（上流側斜面）



(f) 堤高 100m、円弧⑥～⑩（上流側斜面）



(g) 堤高 100m、円弧⑪～⑮（上流側斜面）



(h) 堤高 100m、円弧⑯～⑳（上流側斜面）

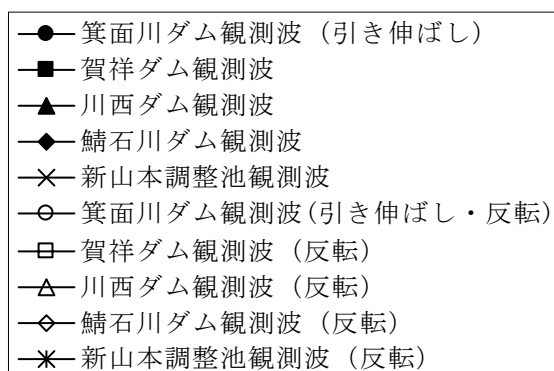
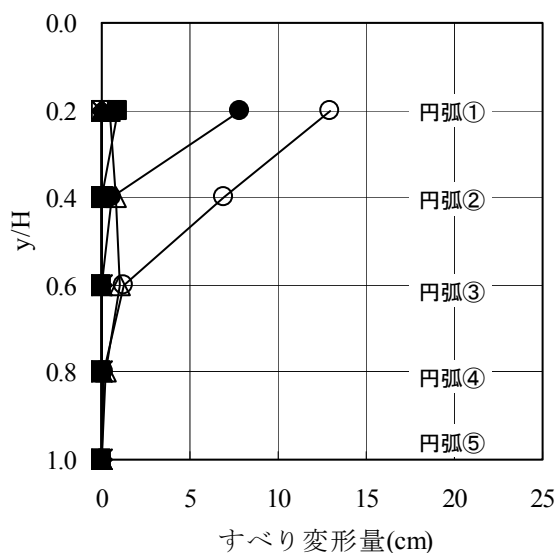
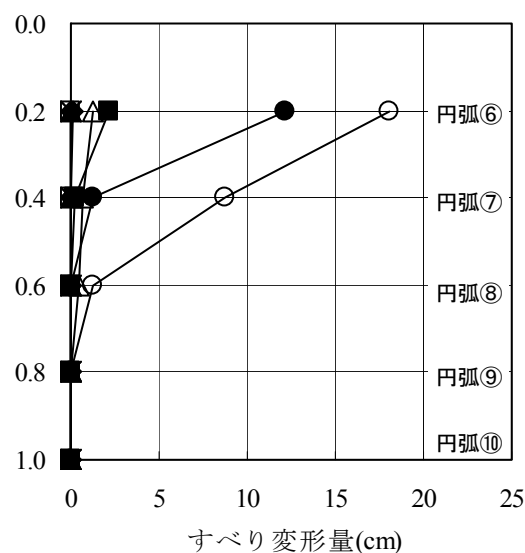


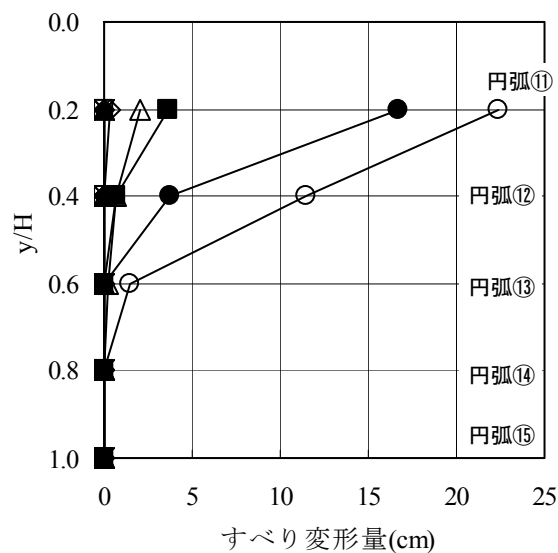
図-18 堤高および周波数特性の異なる入力地震動とすべり変形量の関係



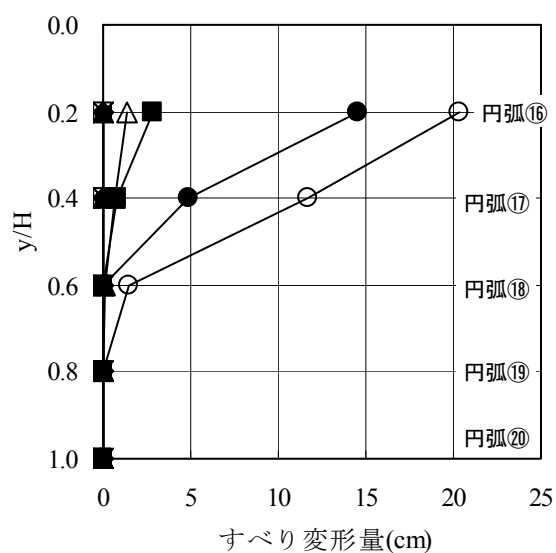
(i) 堤高 150m、円弧①～⑤（上流側斜面）



(j) 堤高 150m、円弧⑥～⑩（上流側斜面）



(k) 堤高 150m、円弧⑪～⑮（上流側斜面）



(l) 堤高 150m、円弧⑯～㉔（上流側斜面）

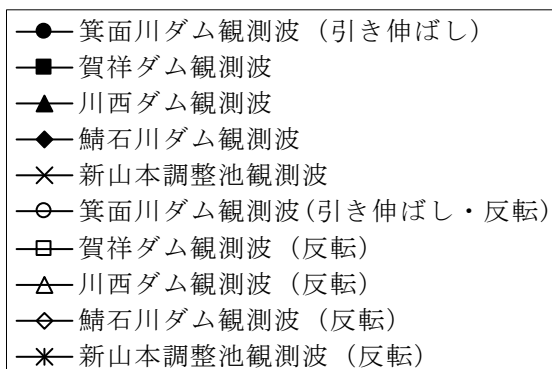


図-18 堤高および周波数特性の異なる入力地震動とすべり変形量の関係

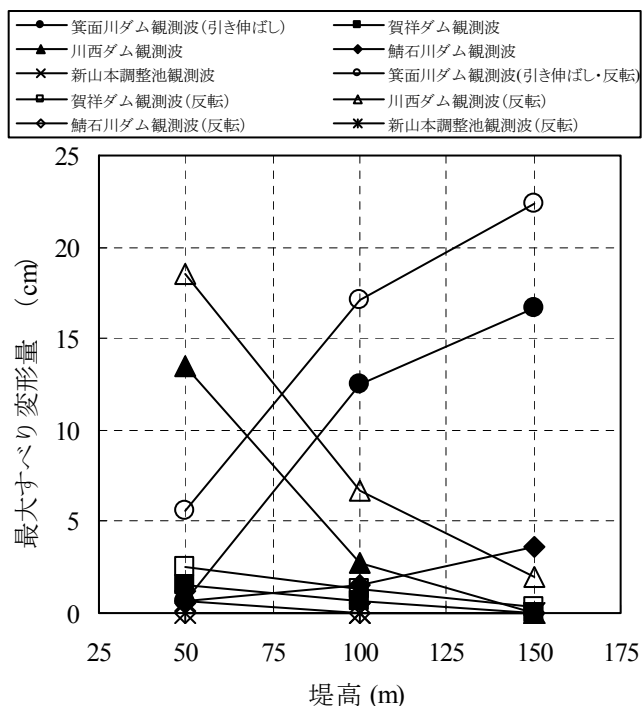


図-19 堤高と最大すべり変形量の関係

以下である。なお、最大すべり変形量は、箕面川ダム観測地震動を反転した地震動とそうでない地震動、および賀祥ダム観測地震動では円弧⑫、それ以外の地震動ですべりが発生したケースでは全て円弧⑪において発生しており、いずれの円弧も天端下流端を始点とし、コアを切る高い標高に位置する円弧において発生している。

また、図-19 より、地震動によって堤高が高くなるほど最大すべり変形量が大きくなるもの（箕面川ダム

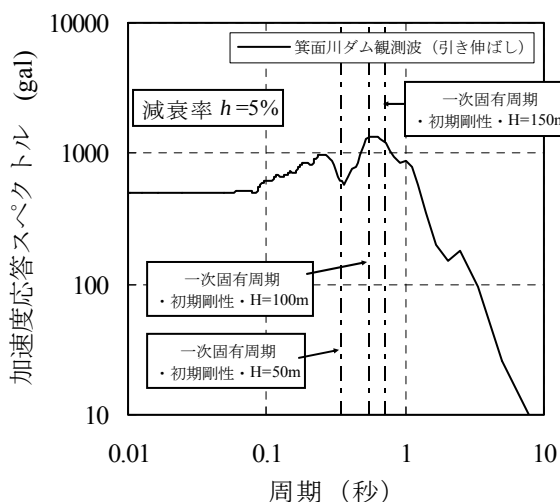
観測波、鯖石川ダム観測波、箕面川ダム観測波（反転）と小さくなるもの（賀祥ダム観測波、川西ダム観測波、新山本調整池観測波、賀祥ダム観測波（反転）、川西ダム観測波（反転））があることがわかる。これは、堤体の固有周期と地震動の卓越周期との関係に起因するものと考えられる。このことについて、以下に詳しく検討する。

入力地震動の減衰率5%の加速度応答スペクトルと、堤体の一次固有周期の関係を図-20 に示す。なお、一次固有周期算出の際のせん断剛性は初期剛性を用いた。この図から、堤高が 50m では一次固有周期は 0.35 秒、堤高が 100m では一次固有周期は 0.65 秒、堤高が 150m では一次固有周期は 0.73 秒となり、堤高が大きくなると一次の固有周期は大きくなる傾向にある。また、堤高と固有周期の関係は、次式の岡本式⁴²⁾より算出すると以下ようになる。

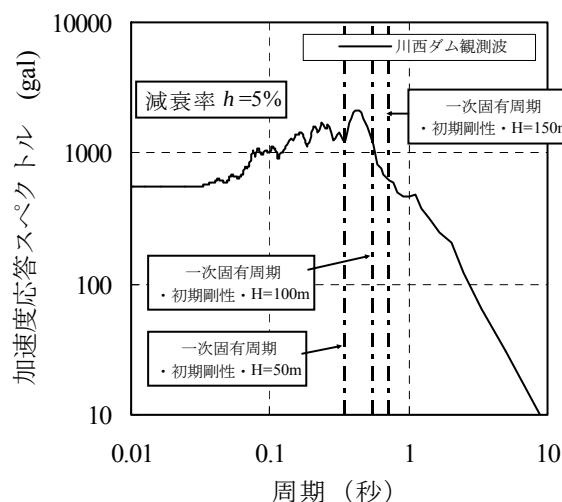
$$T = \frac{0.5}{100} H \quad \cdots(4)$$

ここで、 T ：固有周期（秒）、 H ：堤高（m）である。

堤高 50m では固有周期は 0.25 秒、堤高 100m では固有周期は 0.5 秒、堤高が 150m では固有周期は 0.75 秒となる。よって、初期せん断剛性を用いて算出した一次固有周期と、岡本式より算出した固有周期は近い値となっている。Newmark 法により算出されるすべり変形量の精度等を考慮して、本研究で対象とした地震動の中で比較的すべり変形量が大きくなった地震動に着目すると、箕面川ダム観測波については、堤高が 100、150m の一次固有周期での加速度応答スペクトルは、



(a) 箕面川ダム観測波形



(b) 川西ダム観測波形

図-20 加速度応答スペクトルと堤体の一次固有周期

表-5 モデルダムレベル2地震動における解析ケース

解析ケース	斜面勾配	堤高 (m)	貯水位 (m)	入力地震動の最大加速度 (gal)
A ダム	上流側 1 : 3.4 下流側 1 : 2.8	95.0	91.5 (96.3%)※	424.9
B ダム	上流側 1 : 3.6 下流側 1 : 2.2	63.0	45.0 (71.4%)※	569.2
C ダム	上流側 1 : 3.0 下流側 1 : 1.8	128.0	119.5 (93.4%)※	350.5
D ダム	上流側 1 : 2.6 下流側 1 : 1.9	88.0	73.6 (83.6%)※	254.4
E ダム	上流側 1 : 2.9 下流側 1 : 2.1	43.5	30.5 (70.1%)※	616.1

※ () 内は堤高に対する比率。

堤高が 50m の一次固有周期での加速度応答スペクトルと比較して大きくなっている。川西ダム観測波については、堤高が 50、100、150m と大きくなると一次固有周期での加速度応答スペクトルは小さくなっている。これらのことから、入力地震動により、最大すべり変形量に差がでていることは、これらの入力地震動の周波数特性と関係していると考えられる。

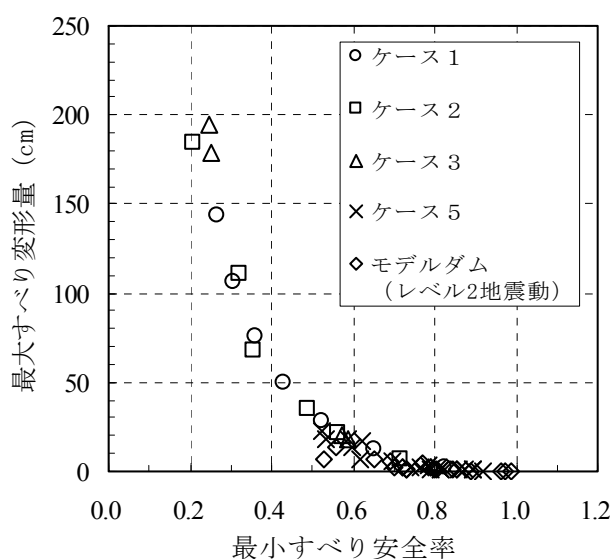
3. 大規模地震による最大すべり変形量の簡易推定

本来、大規模地震に対する中央土質遮水壁型ロックフィルダムの耐震性能照査は、個別ダムごとに対象とする地震動を設定し、そのうえで動的解析を行い、その結果に基づくすべり変形解析により実施しなければならない。しかし、このような照査の既設ダムへの適用を考慮した場合、照査の必要性の事前判断を簡易に行う手法があれば、高度な照査解析に至るダムの数を減少でき、きわめて有用である。そこで、本研究にお

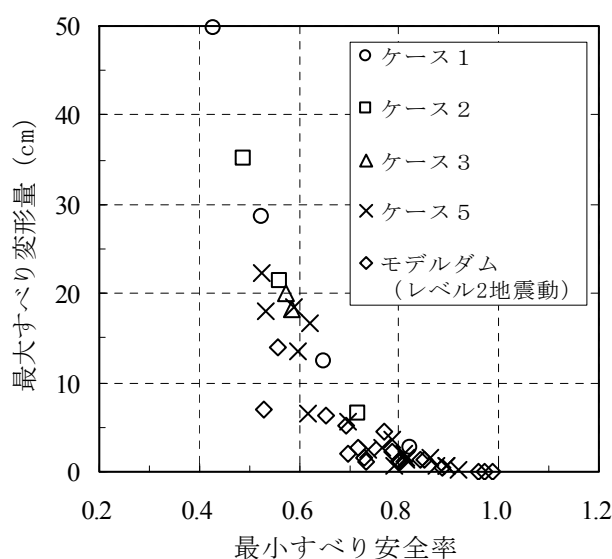
いては、前述したすべり変形量に与える各種要因の影響分析のために実施した解析の結果および別途実施した実際の中央土質遮水壁型ロックフィルダムをモデルダムとし、想定されるレベル2地震動によるすべり変形量の解析結果を整理分析することにより、修正震度法を用いた最大すべり変形量の簡易推定法を検討した。

なお、別途実施した、実際の中央土質遮水壁型ロックフィルダムをモデルダムとし、想定されるレベル2地震動に対する解析は、表-5 に示すモデルを用い、前述のすべり変形量に与える各種要因の影響分析と同様に Newmark 法によりすべり変形量を算定した。この5つのモデルに対する耐震性能照査解析は、基本的に「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」¹⁰⁾および「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」³³⁾に基づいて実施している。ただし、個々の解析については詳述しない。

すべり変形量に与える各種要因の影響分析で実施した表-3 のケース 1、ケース 2、ケース 3、ケース 5 の解析結果、および実際の中央土質遮水壁型ロックフィルダムをモデルダムとし、想定されるレベル2地震動に対する解析結果のうち、各解析における最大すべり変形量を与える円弧のすべり安全率（以下、最小すべり安全率という。）と、最大すべり変形量の関係を図-21 に示す。最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率は、その円弧の動的解析における最大応答加速度を震度に換算した上で、モーメント法に基づく簡便分割法により求めた^{35)、36)}。なお、これらの解析で



(a) 全体図



(b) 拡大図

図-21 最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率と最大すべり変形量の関係

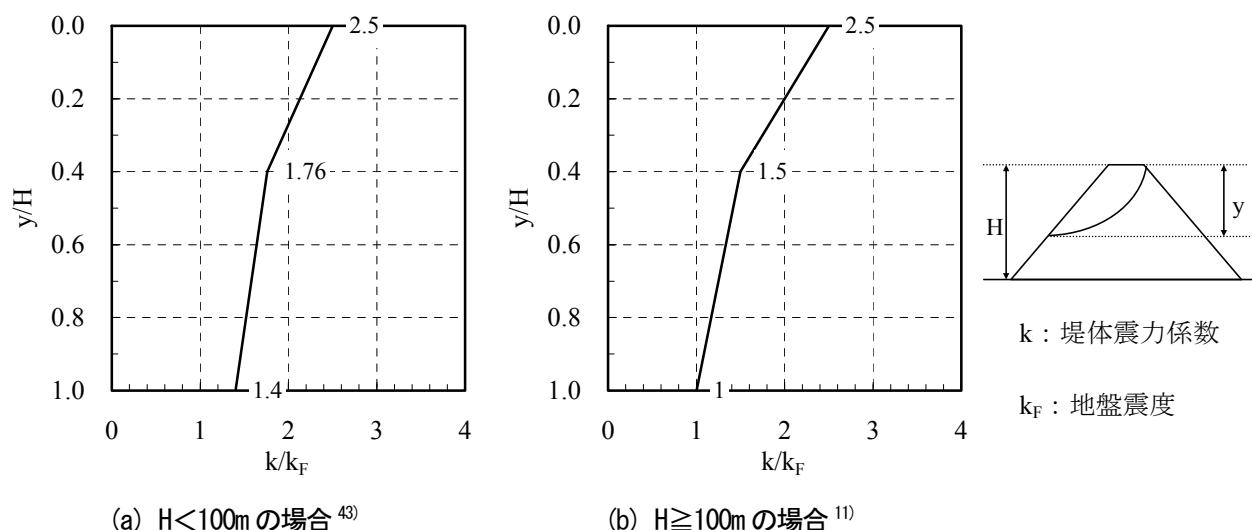


図-22 修正震度法による安定解析に用いた震力係数^{11)、43)}

は、水平方向の地震動のみを入力している。しかし、表-3 に示したケース 4 の検討の結果、鉛直方向の地震動がすべり変形量に与える影響は小さいことがわかっているため、これらの解析結果は水平および鉛直方向の地震動を同時に入力した場合の結果とほぼ近いといえる。さらに、表-3 のケース 1 における検討の結果より、震度法による設計では上流側と下流側でほぼ同程度の安定性を有していても、大規模地震時には、上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変形量が大きく安全性が低いことがわかったため、ここでは上流側斜面を対象とした。図-21 から、最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率が小さくなるほど最大すべり変形量は大きくなることがわかる。詳細にみると、モデルや地震動特性の違いなどにより、ばらつきがあるものの、最小すべり安全率が 0.7 程度以上までは最大すべり変形量が小さく、0.5~0.7 で 10~30cm の最大すべり変形量となり、0.5 以下になると最大すべり変形量の増加率がかなり大きくなることがわかる。

次に、図-21 を利用して中央土質遮水壁型ロックフィルダムの大規模地震によるすべり変形量を求めるための詳細な照査解析の実施の必要性を検討することを目的とした最大すべり変形量の簡易推定法について検討する。ここで、最大すべり変形量としては、各種解析結果の平均的な値ではなく上限値相当、ないしはそれにさらに余裕を見た値であることに注意されたい。しかし、動的解析により堤体応答を求めたうえで、想定したすべり円弧のすべり安全率を算定するのであれば、Newmark 法まで解析を進めてすべり変形量を求める作業量と大きな違いはない。そのため、この方法で

は最大すべり変形量の簡易推定法とならない。簡易推定を行うためには、動的解析を用いずに、最小すべり安全率を与える円弧とその値を求める必要がある。本研究では、フィルダムの修正震度法による安定解析^{11)、43)}を用いることを考える。

修正震度法による安定解析により、最小すべり安全率を求める場合に、図-22 に示す震力係数 k/k_F (堤体の震力係数 k と地盤震度 k_F の比) の分布を用いた。なお、堤高が 100m 以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震動の周波数特性を考慮すると図-22 の(a)に示した地震力を減ずることが可能である⁴³⁾ことから、本研究では堤高が 100m より大きいケースと、小さいケースに場合分けして震力係数分布を

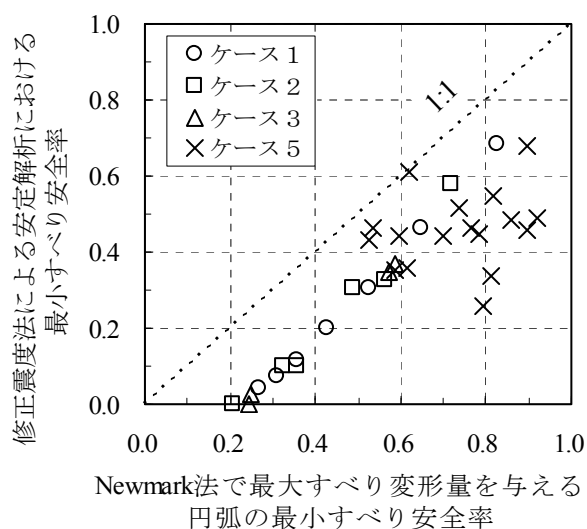


図-23 修正震度法による安定解析における最小すべり安全率と Newmark 法で最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率との関係

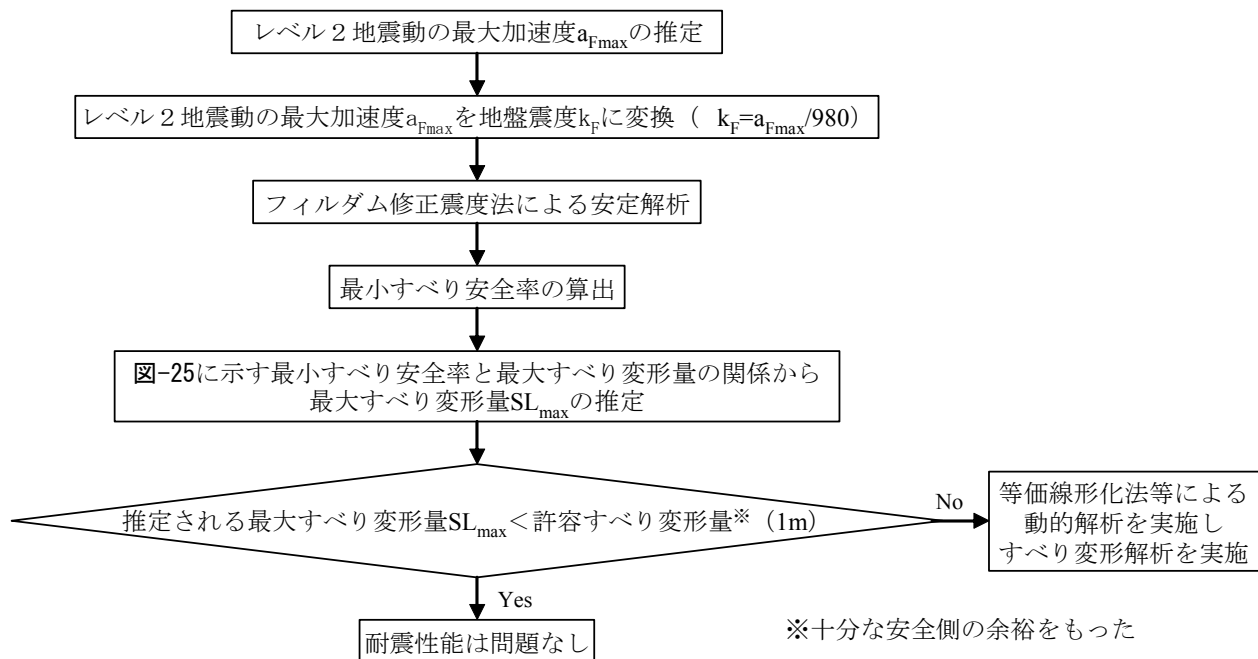


図-24 大規模地震時の中央土質遮水壁型ロックフィルダムの最大すべり変形量の簡易推定法の基本的な流れ

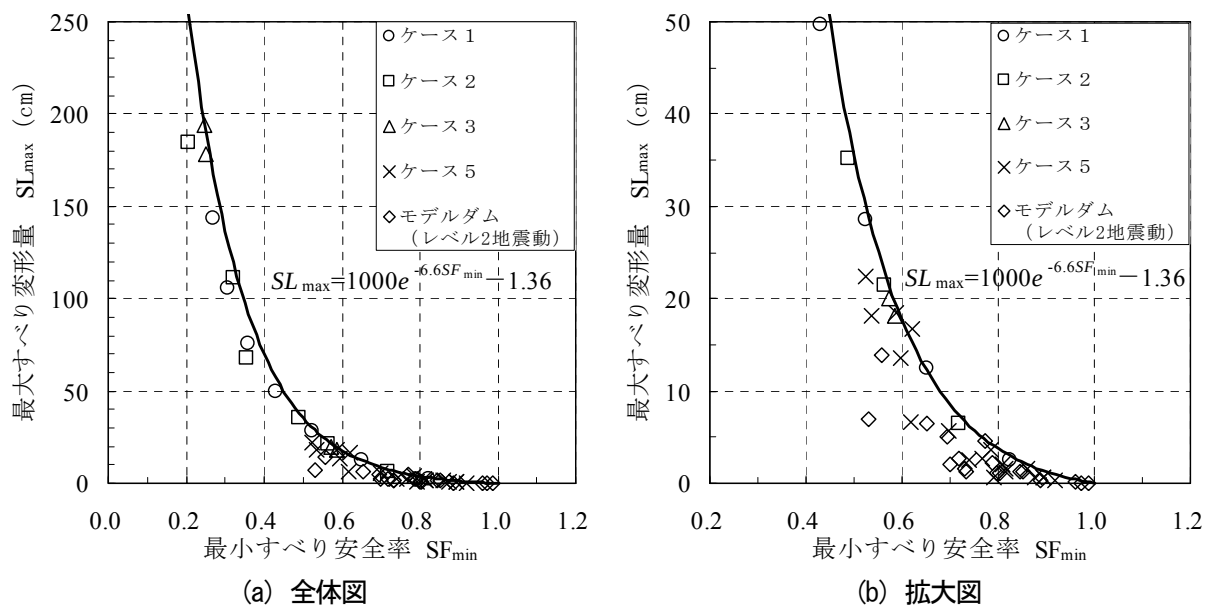


図-25 最小すべり安全率に対する最大すべり変形量の最大包絡線

用いた。なお、堤高が 100m より大きい場合の震力係数については、参考文献 11) によった。震力係数分布は、モデルダムに対して多くの実測地震動を入力して等価線形化法に基づく動的解析を実施して求めた、多くの円弧に対する平均応答加速度の入力地震動の最大加速度に対する比を包絡するように設定されたものである。また、修正震度法による安定解析に用いた入力物性値は、Newmark 法に基づくすべり変形解析で用いた値と同じとし、対象とした円弧は円弧の始点が天端

上流端より下流側となるように試行的に設定した。地盤震度 k_F は入力地震動の下流側向きの最大加速度を 980gal で除して設定した。

表-3 のケース 1、ケース 2、ケース 3、ケース 5 の、修正震度法による安定解析の最小すべり安全率と Newmark 法で最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率との関係は図-23 に示すとおりである。なお、修正震度法による安定解析で最小すべり安全率を与える円弧と、Newmark 法で最大すべり変形量を与

える円弧は、厳密には一致しないが、比較的近い形状の円弧となることが多い。図-23 より、修正震度法による安定解析での最小すべり安全率は、各ケースでばらつきはあるが Newmark 法で最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率と同程度ないしは小さな値となっている。そのため、修正震度法による安定解析を用いて、最小すべり安全率を与える円弧とその値を算定することにより、安全側の最大すべり変形量の簡易推定が可能になる。

以上の結果を踏まえ、修正震度法を用いた大規模地震時の中央土質遮水壁型ロックフィルダム最大のすべり変形量の簡易推定法の基本的流れを図-24 に示す。

簡易推定法は、推定されるレベル2地震動の最大加速度 a_{Fmax} をもとに地盤震度 k_F を設定し、修正震度法による安定解析を行い最小すべり安全率を算出する。図-25 の最小すべり安全率 SF_{min} に対する最大すべり変形量 SL_{max} の最大包絡線より、修正震度法による安定解析で得られた最小すべり安全率に対する最大すべり変形量 $SL_{max}(cm)$ を次式より推定する。

$$SL_{max} = 1000e^{6.6SF_{min}} - 1.36 \quad \cdots(5)$$

いま、得られた推定最大すべり変形量 SL_{max} が十分な安全側の余裕をもった許容すべり変形量の $1m^{10)}$ より大きい場合は、等価線形化法等による動的解析を実施しすべり変形解析を実施する。この $1m$ の値は、構造令によるとフィルダムの堤体からの越流がダムの致命的な破壊をもたらす恐れがあることから $1m$ の付加高さを与えているに基づいている。なお、本研究で提案した簡易推定方法は、修正震度法による安定解析で求まる最小すべり安全率を用い、前述のように Newmark 法で最大すべり変形量となる円弧の最小すべり安全率と比較して小さな値となることから、この簡易推定法により推定される最大すべり変形量は Newmark 法により求まる最大すべり変形量より大きな値となるが、若干安全側の評価であり等価線形化法等による動的解析の実施の必要性の判断には有効であると考えられる。

4. 結論

本研究では、中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルを対象に、堤体の地震応答を考慮した Newmark 法により大規模地震動によるすべり変形量の算出を行い、入力地震動の最大加速度や堤体の上下流斜面勾配、貯水位、鉛直方向の地震動、堤高および入力地震動の周波数特性がロックフィルダムの安全性に及ぼす影響

を評価した。また、すべり変形量に与える各種要因の影響分析のために実施した解析の結果、および別途実施した、実際の中央土質遮水壁型ロックフィルダムのモデルダムとし、想定されるレベル2地震動によるすべり変形量の解析結果を踏まえ、大規模地震時の中央土質遮水壁型ロックフィルダムについて、耐震性能照査上最も重要な最大すべり変形量の簡易推定方法の検討を行った。

本研究は、ある程度限られた条件下での検討結果に基づいているものの、以下に示すような成果が得られた。

- (1) 震度法に基づき設計した断面を持つ堤高 100m のモデルダムでは、上流側、下流側ともに、堤体底面から入力した地震動の最大加速度が 300gal まではすべりが発生せず、400gal で上流側 2.6cm、下流側 0.4cm という小さいすべり変形量にとどまった。
- (2) 入力地震動の最大加速度の増加にともない、上流側、下流側ともに最大すべり変形量が大きくなり、さらに、その増加率も、入力地震動の最大加速度の増加に伴い大きくなることがわかった。
- (3) 現行の設計基準に従って上、下流斜面の勾配をすべりに対してほぼ同程度の安全率となるように断面設計した場合、すべり変形量は常に上流側の方が下流側より大きくなり、現行の設計基準で設計した中央土質遮水壁型ロックフィルダムの大規模地震動に対する危険度は、上流側の方が高いことがわかった。
- (4) 大規模地震動によるすべり変形量は、上流斜面勾配の 1:2.6 から 1:2.05 ないしは 1:3.3 という断面の比較的大幅な増減に伴ってあまり大きく変化しないことがわかった。
- (5) 貯水位が堤高の 92%から 100%までの間で上昇することにより、大規模地震動による最大すべり変形量が 2~3 割増加し、すべり変形量に与える貯水位の影響が比較的大きいことがわかった。
- (6) 鉛直方向の地震動が、すべり変形量に及ぼす影響は小さいことがわかった。
- (7) 周波数特性が異なる複数の地震動を対象にロックフィルダムの耐震性能照査解析を実施した場合でも、水平方向の地震動の最大加速度が 500~700gal 程度までであれば耐震性能上問題となるような損傷が発生しないことがわかった。
- (8) すべり変形量が大きくなる地震動については、最大すべり変形量は、入力地震動の周波数特性とダムの固有周期に関係していることがわかった。

(9) 最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率が小さくなるほど最大すべり変形量は大きくなり、最小すべり安全率が 0.7 程度までは最大すべり変形量は小さく、最小すべり安全率が 0.5 以下になると最大すべり変形量の増加率がかなりおおきくなることがわかった。

(10) 修正震度法による安定解析での最小すべり安全率は、Newmark 法で最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率と同程度ないしは小さな値である。

(11) 本研究で提案した、修正震度法による安定解析より最小すべり安全率を求め、Newmark 法により求めた最大すべり変形量を与える円弧の最小すべり安全率と最大すべり変形量の関係から推定最大すべり変形量を求める方法は、安全側の評価であり等価線形化法等による動的解析の実施の必要性の判断には有効であることがわかった。

本研究では、レベル 2 地震動などの大規模地震動に対する中央土質遮水壁型ロックフィルダムの耐震性能照査技術を確立するための基本的な検討として、堤体の地震応答を考慮した Newmark 法により算出されるすべり変形量に及ぼす入力地震動の最大加速度、堤体形状、貯水位および鉛直地震動の影響についての検討を行った。これらの成果は、国土交通省河川局治水課が、2005 年 3 月にとりまとめた「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」¹⁰⁾の技術的な根拠となっている。今後は、有効応力法に基づく弾塑性解析などの、より高度な解析によるフィルダムの耐震性能照査技術について検討していく予定である。

なお、本論文の一部は、「ロックフィルダムの地震時すべり変形量に関する検討」（ダム工学, Vol.15, No.2, 2005.6）⁴⁴⁾で発表しているが、本論文ではその後の研究成果を追加してとりまとめた。

最後に、東日本旅客鉄道株式会社には、本研究についてご理解を賜り、新山本調整池の観測波のデータを提供いただいた。ここに、記して感謝します。

参考文献

- 1) (社) 土木学会 阪神・淡路大震災対策技術特別委員会耐震基準等基本問題検討会議：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言），1995.5
- 2) (社) 土木学会 阪神・淡路大震災対策技術特別委員会耐震基準等基本問題検討会議：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言），1996.1
- 3) (社) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震性能と耐震設計法等に関する 3 次提言，2000.6
- 4) (財) 国土技術研究センター：改定 解説・河川管理施設等構造令，(社) 日本河川協会，2000.1
- 5) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説，設計編 [I]，(社) 日本河川協会，1997.10
- 6) ダムの耐震性に関する評価検討委員会：ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書，1995.11
- 7) Tamura, C., Takemura, K., Fujisawa, T., Nagayama, I., Nakamura, A. and Suzuki, A.: Behavior of Dams during the Hyogoken-Nambu Earthquake on January 17, 1995 in Japan, 19th ICOLD, Q.75, R.23, pp.289-315, 1997.
- 8) 藤澤侃彦, 永山 功, 吉田 等, 佐々木隆, 岩下友也：地震時におけるダムの安全性に関する検討，土木技術資料, Vol.39, No.3, pp.26-31, 1997.3
- 9) 建設省土木研究所ダム部：平成 12 年鳥取県西部地震におけるダム調査（速報），ダム技術, No.170, pp.47-53, 2000.12
- 10) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案），2005.3
- 11) (財) ダム技術センター：ダム構造・設計等検討委員会－フィルダム設計合理化検討分科会－報告書，2001.3
- 12) 山口嘉一，澤田 尚：大規模地震時のロックフィルダムの実測沈下量，第 30 回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集（CD-ROM），III-90, 2003.3
- 13) 岩下友也：ロックフィルダムの遠心模型振動実験とその動的弾塑性有効応力解析，ダム技術, No.184, pp.32-42, 2002.1
- 14) 谷口栄一：土構造物の地震時永久変形量の予測，建設省土木研究所報告，Vol.176, 1987.2
- 15) Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-173, 1965.
- 16) Goodman, R. E. and Seed, H. B.: Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments, Proc. ASCE, Vol.92, No.SM2, pp.125-146, 1966.
- 17) Franklin, A. G and Chang, F. K.: Earthquake Resistance of Earth and Rock-fill Dam - Permanent Displacement of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis, Miscellaneous Paper S-71-17 Report 5, U.S. Army Engineer Waterways Experimental Station, 1977.

- 18) Reséndiz, D., Romo, M. P. and Moreno, E.: El Infiernillo and La Villita Dams: Seismic Behavior, Proc. ASCE, Vol.108, No.GT1, pp.109-131, 1982.
- 19) Kutter, B. L.: Centrifugal Modeling of the Response of Clay Embankments to Earthquakes, Ph D thesis, Cambridge Univ., 1982.
- 20) (社) 土木学会: 動的解析と耐震設計, 第2巻 エネルギー施設, pp.29-71, 1987.7
- 21) Makdisi, F. I. and Seed, H. B.: A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments, EERC Report No.77-19, Univ. of California, Berkeley, 1977.
- 22) Makdisi, F. I. and Seed, H. B.: Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations, Proc. ASCE, Vol.104, No.GT7, pp.849-867, 1978.
- 23) 渡辺啓行, 馬場恭平: フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 大ダム, No.97, pp.25-38, 1981.9
- 24) 上村洋司, 大本家正, 安養寺学: 短周期成分の卓越する地震動におけるロックフィルダムの挙動解析, 土と基礎, Vol.34, No.8, pp.27-33, 1986.8
- 25) 松本徳久, 安田成夫, 大久保雅彦, 境野典夫: セン宿ダムの動的解析, 建設省土木研究所資料, No.2480, 1987.3
- 26) Yonezawa, T., Omoto, I. and Aoki, K.: Dynamic Behavior of A Rockfill Dam during An Earthquake – Comparison between Observed Records and Analyzed Results, 16th ICOLD, Vol.III, No.C.4, pp.979-1001, 1988.
- 27) Lee, K. L.: Earthquake-Induced Permanent Deformations of Embankments, Report for National Science Foundation, No.NSF-RA-E-75-273, 1974.
- 28) 松尾 修, 佐々木康, 唐沢安秋: 地震による盛土の沈下量の計算, 土木学会第38回年次学術講演会講演概要集, 第III部門, pp.347-348, 1983.9
- 29) Taniguchi, E., Whitman, R. V. and Marr, W. A.: Prediction of Earthquake-Induced Deformation of Earth Dams, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.126-132, 1983.
- 30) 桑野二郎, 石原研而, 李 宏徹, 矢飼稔之: 地震によるアースダムの残留変形予測, 第19回土質工学研究発表会発表講演集, pp.691-692, 1984.6
- 31) 佐藤信光, 米崎文雄, 龍岡文夫: ひずみ軟化理論を適用したロックフィルダムの地震後残留沈下の検討, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), 第III部門, 2001.10
- 32) 山口嘉一, 佐々木隆, 金子裕司: ロックフィルダムの耐震設計方法の合理化に関する調査, 土木研究所成果報告書【平成14年度】, pp.299-310, 2003.3
- 33) 猪股 純, 安田成夫, ほか(国土技術政策総合研究所), 永山 功, 山口嘉一, ほか(独立行政法人土木研究所): 大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料, (第II編: 参考資料), 国土技術政策総合研究所資料, No.244/独立行政法人土木研究所資料 No.3965, 2005.3
- 34) 中村 昭, 岩下友也, 館野 悟, 石田裕哉: ロックフィルダムの耐震性の評価-1995年兵庫県南部地震をうけて-, 建設省土木研究所フィルダム研究室資料, No.2, 1996.1
- 35) 館山 勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己: 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.4
- 36) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計・同解説耐震設計, 1998.11
- 37) 佐藤信光, 播田一雄, 堀井克己, 龍岡文夫, 古賀潤一: ひずみ軟化と粒径特性を考慮した Newmark 法による土構造物の地震時残留変形解析, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.1337-1338, 2001.6
- 38) 吉田達也: 平面ひずみ試験における礫のせん断層の変形特性とロックフィルダムの地震時残留変位解析, 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻土質/地盤研究室修士論文, 2003.3
- 39) 曾田英輝, 吉田達也, 佐藤信光, 堀井克己, 龍岡文夫: 修正 Newmark 法によるロックフィルダムの地震時安定性の評価, 第38回地盤工学研究発表会発表講演集(CD-ROM), 2003.7
- 40) 山口嘉一, 富田尚樹, 水原道法: 大規模地震時のロックフィルダムの最大すべり変形量を与える円弧の検討, ダム技術, No.229, pp.13-23, 2005.10
- 41) 新潟県中越地震ダム工学会災害調査団: 新潟県中越地震に関するダム工学会災害調査団調査報告, ダム工学, Vol.14, No.4, pp.283-296, 2004.12
- 42) 岡本舜三: 耐震工学, オーム社, pp.108-110, 1994.1
- 43) 建設省河川局開発課監修: フィルダムの耐震設計指針(案), (財)国土開発技術研究センター, 1991.3
- 44) 山口嘉一, 富田尚樹, 水原道法: ロックフィルダムの地震時すべり変形量に関する検討, ダム工学, Vol.15, No.2, pp.120-136, 2005.6