

3.5 フィルダムの設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：水工研究グループ（水工構造物）

研究担当者：榎村康史、佐藤弘行

【要旨】

近年、ロックフィルダムの建設において、設計施工の合理化やコスト縮減が強く求められている。本研究では、ロックフィルダムの断面設計法の合理化のため、拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価と材料安全率の設定および修正震度法に用いる震力係数の設定について検討を行う。また、ロックフィルダムの耐震性能照査技術の高度化・信頼性向上を図るために、堤体物性（密度、強度等）のばらつきが地震時変形（すべりを伴わない揺すり込み沈下）に与える影響を評価する方法についても検討する。さらに、継続時間の長い地震動に対するフィルダムの耐震性能照査法について検討する。

平成 25 年度は、動的解析にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討およびすべり変形解析の基礎的な検討として、指定円弧と任意円弧によるフィルダムの地震時すべり変形量について検討を行った。地震動の継続時間の長さがすべり変形量に及ぼす影響を検討するため、継続時間の短い地震動と長い地震動を用いて、Newmark 法によりすべり変形量の差異を検討した。ロックフィルダムの合理的設計法および簡易な耐震性能照査法に関する検討として、昨年度までに提案した震力係数を用いて、既往の修正震度法との安全率の差異を検討した。

キーワード：フィルダム、設計、耐震性能照査

1. はじめに

近年、逼迫した国家財政事情から社会資本整備予算の縮減が要請されており、ロックフィルダムの設計および施工においても更なる合理化が求められている。現行のダムの断面設計は河川管理施設等構造令¹⁾（以下、「構造令」という）に基づき実施されており、特に耐震設計は震度法に基づいている。構造令に基づき設計されたダムは、これまで東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震をはじめとする大地震を経験しても、直ちにその安全性を脅かすような被害は生じていない²⁾⁴⁾。このことから、震度法は一定の信頼性を有した耐震設計法であると認識されている。しかし、震度法における地震力は一様の設計震度を用いて計算される堤体慣性力として与えられている¹⁾。このように震度法は実物性、実挙動を必ずしも忠実に反映していない面があり、この設計方法を基本として適切な設計合理化が図りづらい状況にある。一方、将来のより実際に近い地震荷重、強度を採用した設計法を視野に入れ、耐震性の照査法として、1991 年 6 月に「フィルダムの耐震設計指針（案）」²⁾（以下、「指針（案）」という）が策定されている。この指針（案）では、堤高 100m 程度以下のロックフィルダムの耐震性能照査においては、地震時の堤体の応答を考慮するため、高さ方向の地震

力分布を変化させる震力係数が導入された修正震度法が提案されている。しかし、震力係数については、指針（案）の策定後も加速度の大きい地震動記録が多数観測されており、これらを考慮したうえで地震時の応答を適切に設定したものに見直す必要があると考え、昨年度までに、近年ダムサイトで観測された地震動を考慮して、堤高 100m 以上のフィルダムにも適用可能な震力係数を提案した。

平成 25 年度は、前年度までの研究に引き続き、以下について研究を行った。

動的解析にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討およびすべり変形解析の基礎的な検討として、Newmark 法による指定円弧と任意円弧によるフィルダムの地震時すべり変形量について検討を行い、指定円弧と任意円弧によるすべり変形量の差異について検討を行った。

地震動の継続時間の長さがすべり変形量に及ぼす影響を検討するため、継続時間の短い地震動と長い地震動を用いて、Newmark 法によりすべり変形量の差異を検討した。

ロックフィルダムの合理的設計法および簡易な耐震性能照査法に関する検討として、前年度までに提案した震力係数を用いて修正震度法による安定解析を行い、指針（案）との安全率の差異について検討を行った。

参考文献

- 1) 河川管理施設等構造令研究会編集：解説・河川管理施設等構造令, (社)日本河川協会, pp.33～47, 1978 年 3 月.
- 2) 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編集, pp.5-10, pp.43～48, 1991 年 6 月.

2. 指定円弧と任意円弧によるフィルダムの地震時 すべり変形量の影響検討

2. 1 概要

ダムの耐震性能照査は、近年各地で発生している大規模な地震に対し、ダムの安全性を評価する上で重要である。「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）（2005年3月、国土交通省河川局）」¹⁾（以下、指針（案））においては、レベル2地震動が発生した時にダムから制御できない貯水の流出が生じた場合、ダム下流域に対し甚大な被害を発生させるおそれがあることから、ダムの耐震性能として貯水機能の維持が要求されている。指針（案）におけるフィルダムの耐震性能照査では、すべり変形量を基本的な評価指標とし、ダムの変形に伴う沈下により貯水の越流を生じる恐れがないほどに小さく、かつダムに浸透破壊を生じる恐れがないことを確認する必要がある。

地震時に生じるフィルダムのすべり変形量は、まず地震発生前の堤体の応力状態から地震応答解析を実施し、得られた応答加速度を用い、Newmark 法により算出する方法が広く用いられている^{2,3)}。

すべり変形量を算出する際のすべり円弧の設定は、計算機の性能に起因する計算時間の制約などもあり、いわゆる指定円弧により作成した数十個程度の限られた円弧を対象とする場合が多かった^{4,5)}。しかし、静的なすべり安定解析と同様に、Newmark 法においてもすべり変形量が最大となる円弧を円弧の半径と中心座標を変えながら自由に探索する方法、いわゆる任意円弧により、すべり変形量を算出することが望ましいと考えられる。

そこで本検討では、中央土質遮水壁型ロックフィルダムを想定したモデルダムを対象とし、指定円弧と任意円弧を用いて Newmark 法によるすべり変形解析を実施し、地震時のすべり変形量に及ぼす影響の検討を行った。

2. 2 解析方法の概要

本検討では、地震前の応力状態を求めるために築堤過程および湛水を考慮した静的解析を実施し、その後、等価線形化法による地震応答解析を行った。

築堤解析では、堤体材料の非線形性を考慮するために Duncan-Chang モデルによる非線形弾性解析を実施した⁶⁾。次に、湛水解析により湛水時に堤体に生じる浮力と浸透力を求めた。地震発生前の応力状態（初期応力）は、築堤解析結果と湛水解析結果を重ね合わせることで算出した。堤体の初期応力から算出した初期せん断剛性と動的変形特性を用いて地震応答解析

を実施することで、地震動に対する堤体の応答加速度を算出した。その後、想定したすべり円弧の土塊内における応答加速度の平均値の時刻歴を用いて Newmark 法の考え方⁷⁾に基づき、すべり変形量を算出した。以降では、これら一連の解析方法を Newmark 法と呼ぶこととする。

2. 3 解析条件とすべり変形解析方法

2.3.1 解析モデル

解析モデルは、図-2.1 に示す堤高 $H=100\text{m}$ 、天端幅 10m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムとした。コアゾーンの下流勾配は $1:0.2$ 、フィルタゾーンの下流勾配は $1:0.35$ とした。ロックゾーンの下流斜面勾配は、設計震度 $k=0.15$ および貯水位を堤高 $H=100\text{m}$ の 92% ($0.92H$) とした条件で、震度法による安定解析を実施し、最小安全率が 1.2 以上となる勾配を設定した。安定解析の結果、ロックゾーンの上流側の斜面勾配は $1:2.7$ 、下流側の斜面勾配は $1:1.9$ となった。安定解析に用いた堤体材料の物性値を表-2.1 に示す。なお、せん断強度の評価方法には、粘着力を 0 （ゼロ）とした $c\phi$ 法を用いた。

表-2.1 解析モデルの断面決定に用いた物性値

堤体材料	密度 ρ		粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
	湿潤 (t/m^3)	飽和 (t/m^3)		
コア	2.07	2.10	0	36.0
フィルタ	2.08	2.15	0	37.0
ロック	2.01	2.11	0	41.5

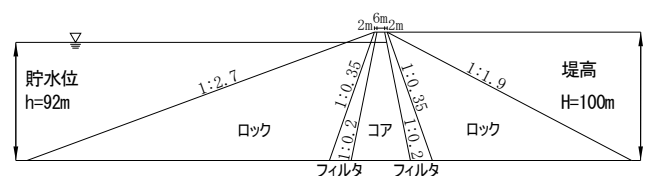


図-2.1 解析モデル

築堤解析に用いた解析モデルの格子分割を図-2.2 に示す。基礎地盤の水平方向（上下流方向）には堤敷長の約 3 倍を、鉛直方向には堤高の約 2 倍をモデル化範囲とした。なお、築堤解析では堤体と基礎地盤をモデル化し、浸透流解析ではコアゾーンをモデル化し、湛水解析および地震応答解析、すべり変形解析では堤体のみをモデル化した。

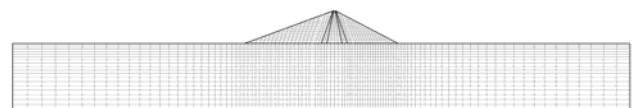


図-2.2 解析モデルの要素分割

表-2.2 築堤解析に用いた物性値

区分	物理特性		静的変形特性						強度特性	
	密 度 ρ		弾性係数 E_t			ポアソン比 ν_t			粘着力 c (kN/m ²)	内部 摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
	湿潤	飽和	K	n	Rf	G	F	D		
	(t/m ³)	(t/m ³)								
コア	2.07	2.10	281.6	0.564	0.785	0.342	0.1	8.3	15.2	36.0
フィルタ	2.08	2.15	947.2	0.317	1.042	0.303	0.344	7.21	23.5	37.0
ロック	2.01	2.11	1073.5	0.131	0.744	0.24	0.183	10.68	64.7	41.5
基礎地盤	—		4,312 MN/m ²			0.25			—	

2.3.2 築堤解析

築堤解析に用いた Duncan-Chang パラメータと物性値を表-2.2 に示す。これらの物性値には、日本における既設ロックフィルダムの物性値を基本に設定した。基礎地盤は線形の変形性を仮定した。基礎地盤の境界条件として、側方境界は鉛直ローラー、底面境界は固定とした。

2.3.3 湛水解析

浸透流解析に用いたコア材料の物性値と不飽和浸透特性を図-2.3 に示す。水位は堤高の 92%とした。湛水解析では、浸透流解析で得られた浸透力と浮力を、コア部、上流側フィルタ部、上流側ロック部に作用させた。また、上流側浸潤面よりも上のロック部およびフィルタ部は、築堤終了時の応力のままとした。

表-2.3 浸透流解析に用いた物性値

堤体材料	水位条件	飽和透水係数 k	間隙比 n
	(m)	(m/s)	
コア	92	1.E-07	0.338

図-2.3 コア材料の不飽和浸透特性

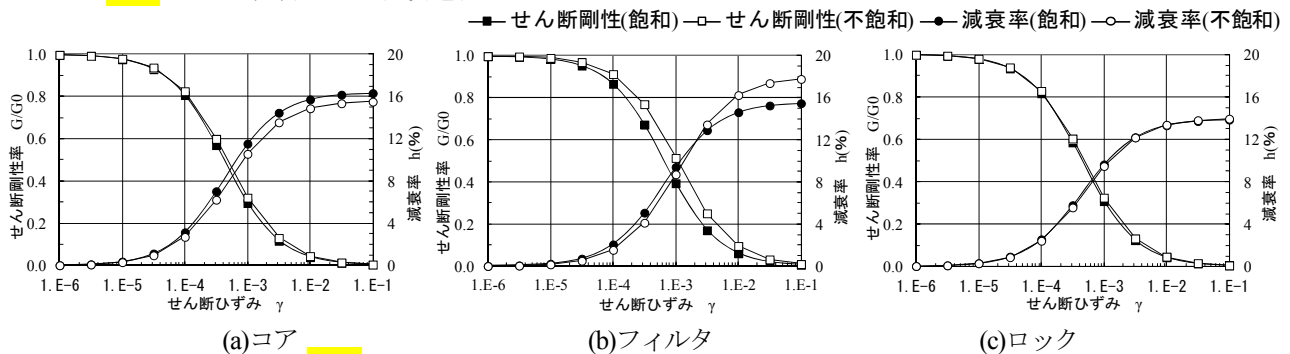


図-2.4 せん断ひずみとせん断剛性率および減衰率の関係

2.3.4 地震応答解析

地震応答解析に用いた堤体材料の動的変形特性を表-2.4 に、ひずみ依存特性を図-2.4 に示す。本研究で用いた動的変形特性には、日本の既設ロックフィルダムの築堤材料を用いて実施された室内試験により得られた動的変形試験結果を使用した。

本研究では、湛水解析により求めた浸潤線を境界として、浸潤線より上部の要素を飽和部、下部の要素を不飽和部と設定し、表-2.4 の飽和、不飽和条件の物性値を用いた。動的ポアソン比には澤田式を用い、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として材料減衰率に一律 15%上乗せして考慮した。境界条件は、堤体底面を固定とした。

表-2.4 動的変形特性

堤体材料		動的変形特性			
		初期せん断剛性 ^{*1}	ひずみ依存特性 ^{*2}		ポアソン比
		G_0 (MN/m2)	$\gamma \sim G/G_0$	$\gamma \sim h$	
コア	飽和部	$335\sigma'_m$ ^{0.496}	$\gamma_i = 6.52 \times 10^{-4}$	$h_{\max} = 15.6\%$	澤田式 ^{*3}
	不飽和部	$295\sigma'_m$ ^{0.444}	$\gamma_i = 1.06 \times 10^{-3}$	$h_{\max} = 18.0\%$	
フィルタ	飽和部	$523\sigma'_m$ ^{0.580}	$\gamma_i = 4.20 \times 10^{-4}$	$h_{\max} = 16.4\%$	
	不飽和部	$628\sigma'_m$ ^{0.665}	$\gamma_i = 4.74 \times 10^{-4}$	$h_{\max} = 15.6\%$	
ロック	飽和部	$474\sigma'_m$ ^{0.479}	$\gamma_i = 4.45 \times 10^{-4}$	$h_{\max} = 13.9\%$	
	不飽和部	$737\sigma'_m$ ^{0.680}	$\gamma_i = 4.80 \times 10^{-4}$	$h_{\max} = 14.0\%$	

*1) σ'_m : 横接應力 $\sigma'_m = (\sigma_1 + \sigma_3)(1 + \nu)/3$

*2) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_i)$, $h = h_{max}(1 - G/G_0)$

*3) $\nu = 0.450 - 0.006Z^{0.60}$: コア材料

$\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$: フィルタ・ロック材料(浸潤線以浅)

$\nu = 0.490 - 0.001Z^{0.95}$: フィルタ・ロック材料(浸潤線以深)

Z: 堤体表面からの深度 (m)

入力地震動は、1995年の兵庫県南部地震時に、箕面川ダム（中央土質遮水壁型ロックフィルダム）の監査廊内で観測された地震動を基本波形として用いた。箕面川ダムで観測された地震動を図-2.5に示す。本研究では、基本波形の上下流方向加速度時刻歴の最大値が1000galとなるように振幅調整した波形を入力地震動に用いた。鉛直方向の入力地震動は、上下流方向で設定した倍率と同倍率により鉛直方向の地震動を引き伸ばした。入力地震動は、堤体底面から入力した。

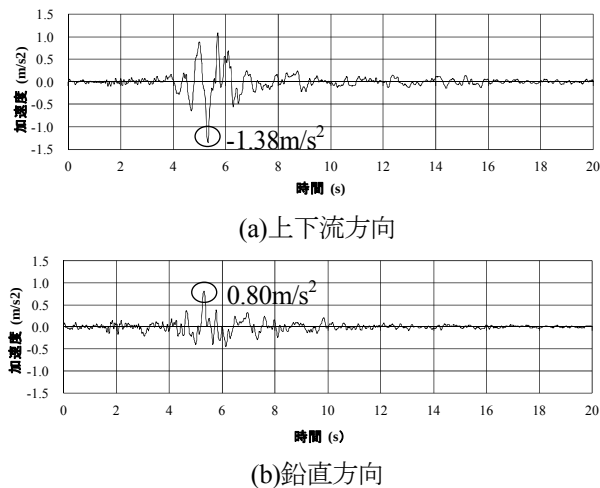


図-2.5 箕面川ダム観測波の加速度時刻歴

2.3.5 想定すべり円弧の設定方法

(1) 指定円弧

解析対象とするすべり円弧を図-2.6に示す。上流側の円弧は、ロック部分のみを通る円弧として、浅い円弧①～⑤および深い円弧⑥～⑩、コア部分を通る円弧として、天端下流端を始点とする深い円弧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を始点とする円弧⑯～⑳計4円弧群を設定した。4つの円弧群に対してそれぞれ、 y/H が0.2、0.4、0.6、0.8、1.0となるよう5つの円弧を設定し、計20円弧を設定した^{4),5)}。下流側の円弧も同様の方法で設定した。以降、これらの円弧群を指定円弧と呼ぶこととする。

(2) 任意円弧

図-2.7、図-2.8に示すように、上流側においては指定円弧で設定した20円弧の中心座標がすべて包含される格子範囲を設定し、その範囲で円弧の中心点となる格子分割を行った。次に1つの格子点（円弧の中心点）において、堤体表面からの土被り厚が5mとなる半径を持つ基準の円弧を設定し、その後、堤体の最深部を超えない半径になるまで円弧の半径を5mずつ増加させ複数の円弧を設定した。設定した円弧の数は、上流

側で約2600個、下流側で約2200個であった。以降、これらの円弧群を任意円弧と呼ぶこととする。

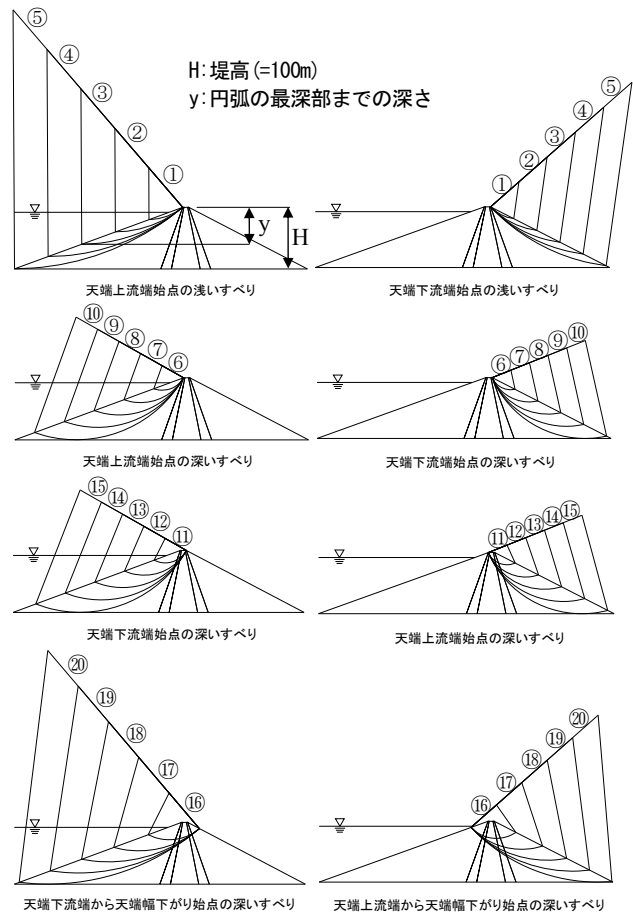


図-2.6 指定円弧の想定すべり円弧

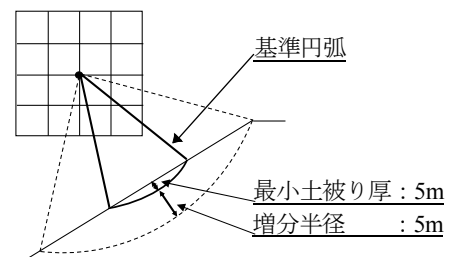


図-2.7 任意円弧の作成条件

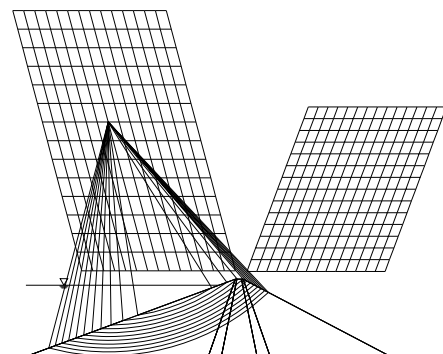


図-2.8 1つの格子点から設定した
任意円弧の想定すべり円弧

2.3.6 すべり変形解析

すべり変形解析は、Newmark 法により算出した。強度物性値は、粘着力を 0 (ゼロ) とした $c-\phi$ 法を用い、表-2.1 の物性値を用いた。

2. 4 解析結果

図-2.9 に地震応答解析により得られた上下流方向の最大加速度応答分布を示す。全体的に、堤体底面から天端に向かうに伴い、応答加速度が小さくなる傾向となった。これは、堤体材料の動的変形特性の非線形性に起因するものと考えられる。

Newmark 法によるすべり変形解析結果を表-2.5 に、指定円弧および任意円弧において最大のすべり変形量が発生した円弧を図-2.10、図-2.11 に示す。また、図-2.11 に示すコンターは、1 つの格子点で作成される複数の円弧から算出したすべり変形量のうち最大となったものを全格子点においてコンター化したものである。

上流側の指定円弧では、ロック部分のみを通る浅い

円弧①の場合に、最大すべり変形量が発生し、すべり変形量は 0.19m となった。上流側の任意円弧では、斜面表層の高標高部の円弧番号 1590 に、最大すべり変形量が発生し、すべり変形量は円弧①の約 1.7 倍の 0.33m となった。上流側の指定円弧は、飽和部高標高の天端を通らない浅く小さい円弧が設定されていなかったため、任意円弧による最大すべり変形量の方が大きくなったと考えられる。下流側の指定円弧では、円弧⑤で最大すべり変形量が発生し、すべり変形量は 0.03m となった。下流側の任意円弧では、斜面表層の中標高部の円弧番号 2142 で大きなすべり変形量が発生し、すべり変形量は円弧⑤の約 12 倍の 0.37m となった。下流側の任意円弧で最大すべり変形が発生する円弧は上流側と同様に、指定円弧で考慮されていなかった斜面表層の中標高部の浅く小さい円弧であった。これは、図-2.9 で示した応答加速度が下流側斜面の法尻で大きくなっていることによる影響と考えられる。

表-2.5 指定円弧および任意円弧による最大すべり変形量

	上流側		下流側	
	円弧番号	最大すべり変形量	円弧番号	最大すべり変形量
指定円弧	①	0.19 m	⑤	0.03 m
任意円弧	1590	0.33 m	2142	0.37 m

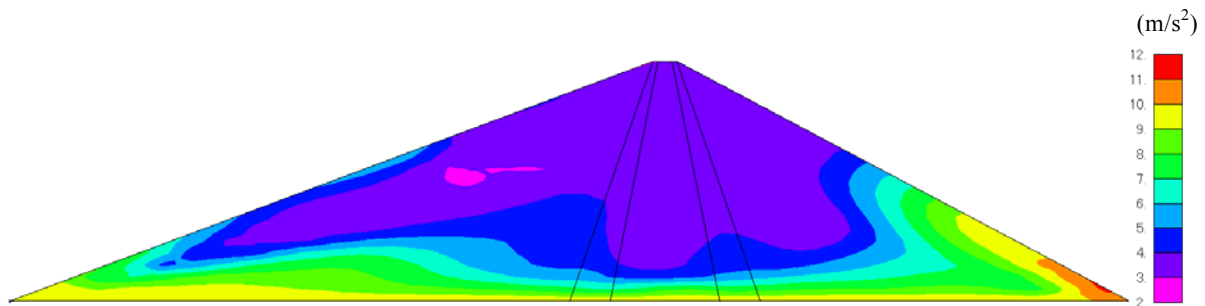


図-2.9 上下流方向の最大加速度分布

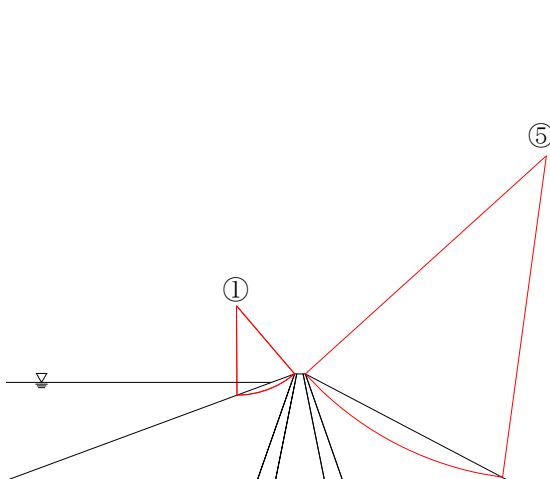


図-2.10 指定円弧による最大すべり変形円弧

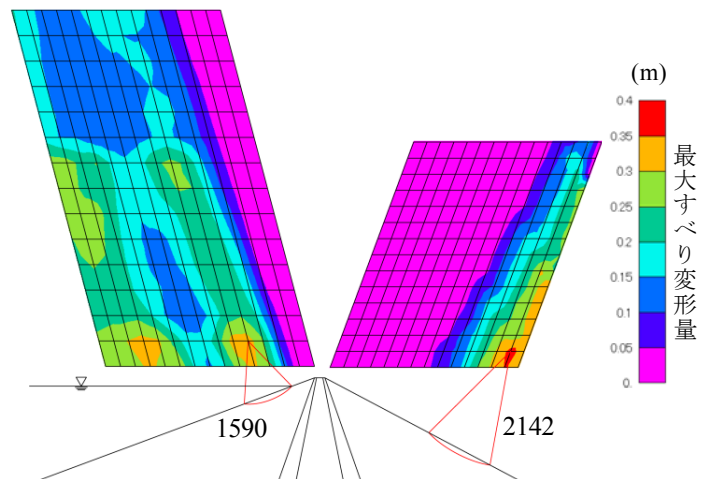


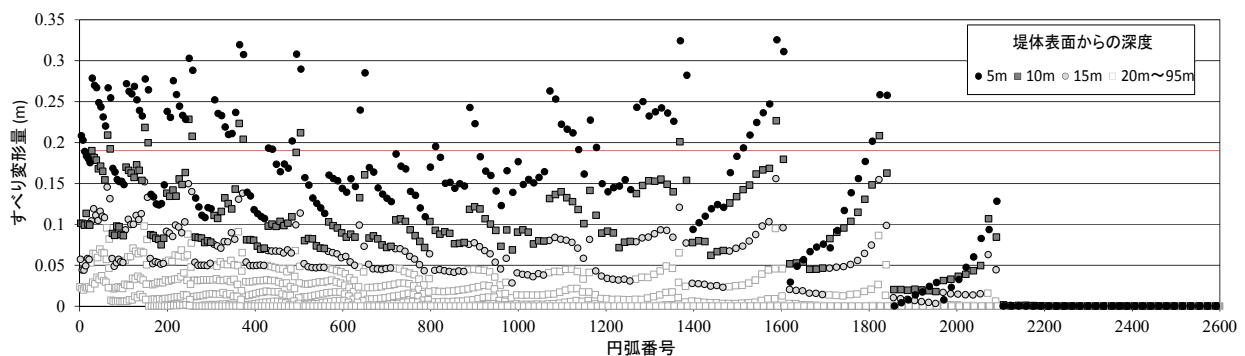
図-2.11 任意円弧による最大すべり変形円弧
および最大すべり変形量コンター

2. 5 任意円弧で設定した全円弧のすべり変形量について

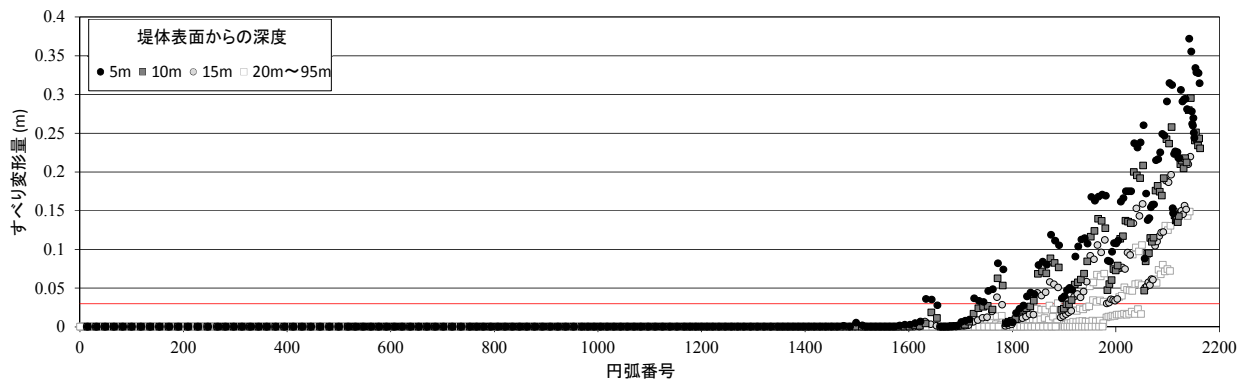
任意円弧において最大すべり変形量が発生した円弧は、上下流ともに斜面表層の浅い円弧となった。任意円弧で作成した全円弧について、横軸を円弧番号、縦軸を当該円弧のすべり変形量として、堤体表面からの深度別にプロットしたものを図-2.12に示す。赤線で示すものは、指定円弧における最大すべり変形量である。図-2.12を見ると、赤線よりもすべり変形量が大きくなる円弧は、堤体表面からの深度が5mである基準円弧が多く、表層を通る円弧が多いことがわかる。これは、強度物性値としてc- ϕ 法で粘着力をゼロとして使用し

たことが原因の1つと考えられる。

任意円弧の上流側ですべり変形量が0.19m以上となる円弧を図-2.13(a)に示す。図-2.13(a)から任意円弧では指定円弧よりも大きいすべり変形量をもつ円弧が、中標高部の円弧だけではなく、天端を通るような高標高の円弧でも発生することが確認された。下流側においても、図-2.13(b)で示すように最大すべり変形量が0.03mを超える円弧は、数多くある。また、下流側のすべり変形量が0.2m以上となる円弧を示した図-2.13(c)では、円弧はすべて斜面表層の中標高部に集中しており、下流側の斜面表層の高標高部の円弧の最大すべり量は0.03m～0.2m程度であることがわかる。



(a) 上流側



(b) 下流側

図-2.12 任意円弧で設定した全円弧のすべり変形量

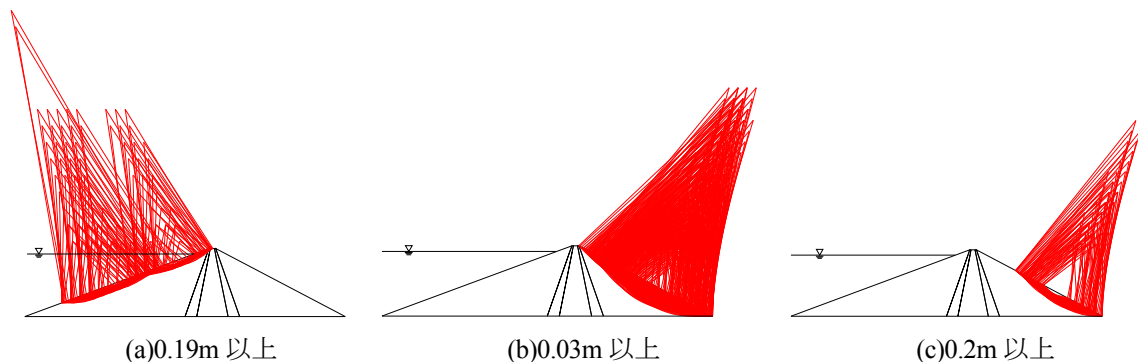


図-2.13 任意円弧におけるある一定すべり変形量を超える円弧

2. 6 まとめ

Newmark 法におけるフィルダムの地震時すべり変形量において、指定円弧と任意円弧がすべり変形量に及ぼす影響を検討した。指定円弧および任意円弧ともに、斜面表層の浅い円弧において最大すべり変形量が発生した。指定円弧よりも任意円弧の方が、より大きいすべり変形量を示した。また、指定円弧と任意円弧によるすべり変形量は、任意円弧の方が上流側で約 1.7 倍、下流側で約 12 倍大きくなった。これは、指定円弧において斜面表層の中標高の飽和部を通る浅い円弧が設定されていなかったこと、最大応答加速度が堤体斜面の法尻付近で大きくなっていることによるものと考えられる。特に下流側では、その差が顕著であった。また、斜面表層の高標高部を通る円弧についても、指定円弧で算出された最大すべり変形量よりも大きいすべり変形量が任意円弧で算出された。

今後は、斜面勾配、最大加速度、入力波形、物性値などの条件を変化させた解析を行い、指定円弧と任意円弧の最大すべり変形量の影響についてさらに検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案），2005.3
- 2) 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の影響分析と簡易推定方法，土木研究所報告，No.212，2009.3
- 3) 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
- 4) 山口嘉一，佐藤弘行，富田尚樹，水原道法：大規模地震に対するロックフィルダムの耐震性能照査—Newmark 法における最大すべり変形量を与える円弧の検討—，第 31 回土木学会関東支部技術研究発表会，No.3，pp.3-4，2004
- 5) 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
- 6) Duncan, J. M. and Chang, C. Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(SM5), pp.1629-1653, ASCE, 1970
- 7) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-173, 1965

3. 地震動の継続時間によるフィルダムの最大すべり変 形量の影響検討

3. 1 検討の概要

日本は世界有数の地震国であり、過去にたびたび大規模地震による被害を被ってきた。特に、1995 年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の高まりにより「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」¹⁾(以下、指針(案))が策定された。指針案(案)では、想定地震の選定には地震動の加速度応答スペクトルだけでなく、地震動の継続時間も勘案する必要があるとされている。

継続時間の長い地震動は、海溝型地震において発生する可能性が高いと考えられる。2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震は海溝型地震であったため、内陸型地震に比べ、広い範囲において、継続時間が長い強い揺れが観測された。

本検討では、内陸型地震と海溝型地震における地震波の継続時間の長短が、フィルダムの最大すべり変形量に及ぼす影響について検討を行った。

3. 2 解析概要

3.2.1 解析方法

本検討では、地震発生前におけるダム堤体の応力状態(初期応力)を、Duncan-Chang モデル²⁾による築堤解析および飽和・不飽和浸透流解析による湛水解析によって求めた。地震時における堤体応答として、複素応答法による等価線形解析を実施し入力地震動に対する堤体の応答加速度を算出した。

その後、地震応答解析結果により、Newmark 法³⁾を用いたすべり変形解析を実施し、想定すべり円弧におけるすべり変形量を算出した。

3.2.2 解析モデル

解析モデルを図-3.1 に示す。解析モデルは、堤高 100m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルとした。堤体の上下流斜面勾配はコアゾーンを 1 : 0.2、フィルタゾーンを 1 : 0.35 とした。ロックゾーンの上下流斜面勾配は、表-3.1 に示す中央土質遮水壁型ロックフィルダムの強度物性値を用いて、現行の設計法である震度法および修正震度法によるすべり安定解析により決定した。

すべり安定解析では、強震帯における設計震度 $k=0.15$ を与え、貯水位を堤高 H の 92% ($0.92H$) (常時満水位相当) という条件で、最小すべり安全率が 1.2 以上となる勾配を決定した。

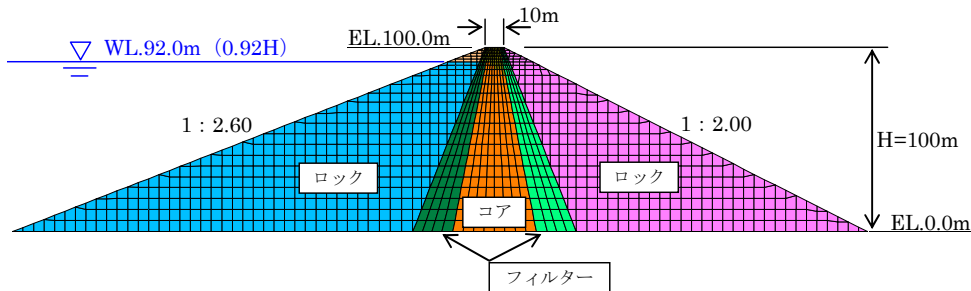


図-3.1 解析モデル

表-3.1 すべり安定計算に用いた物性値

材料	強度定数						上下流 斜面勾配
	震度法		修正震度法				
	c	φ	c	φ	A	b	
	(N/mm²)	(°)	(N/mm²)	(°)	N/mm²系	N/mm²系	
コア	0.0	35.0	0.0304	36.0	—	—	上流：1：2.60 下流：1：2.00
フィルター	0.0	36.0	—	—	0.788	0.893	
ロック	0.0	42.0	—	—	1.098	0.794	

表-3.2 築堤解析に用いた物性値

名 称	密 度		弾性係数			ポアソン比			強 度	
	湿潤 (g/cm ³)	飽和 (g/cm ³)	K	n	Rf	G	F	D	C (N/mm ²)	φ (°)
コ ア	2.220	2.220	141.0	0.941	1.039	0.397	0.098	7.96	0.0304	36.0
フ ィ ル タ	2.470	2.470	608.0	0.419	0.998	0.252	0.173	11.16	0.0431	37.0
ロ ッ ク	2.110	2.170	1086.0	0.218	0.767	0.221	0.200	14.50	0.1499	44.0
岩 盤	—		1,254N/mm ²			0.20			—	

3.2.3 解析条件

築堤解析に用いたダンカンチャンパラメータを表-3.2に示す。地震応答解析に用いた動的変形特性を表-3.3、図-3.2に示す。動的変形特性は、七ヶ宿ダム の材料試験結果から得られた値を基本としている⁴⁾。なお、すべり変形解析の解析条件は、3.2.5「すべり変形解析」に示す。

表-3.3 地震応答解析に用いた物性値

名 称		初期剛性 G_0 (N/mm ²)	ひずみ依存特性		ポアソン比
			$\frac{\gamma \sim G/G_0}{G_0} = \frac{1}{1+\gamma/\gamma_c}$	$\gamma \sim h$ $h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right)$	
コ ア	飽和部	733 $\sigma_m^{0.70}$	図-3.2		澤田式 ²⁾
	不飽和部				
フ ィ ル タ	飽和部	1041 $\sigma_m^{0.70}$			
	不飽和部				
ロ ッ ク	飽和部	837 $\sigma_m^{0.60}$			
	不飽和部				
岩 盤		線形：Vs=1,500m/sec		2.0%	0.2

※1： $\nu=0.375-0.006Z^{0.58}$ ロック材(浸潤面以浅)
 $\nu=0.490-0.001Z^{0.95}$ ロック材(浸潤面以深)
 $\nu=0.450-0.006Z^{0.60}$ コア材
 ここに、Z (m) は堤体表面からの深度であり、また、フィルターはロックと同等とする。

モデル化範囲は、築堤解析では堤体と基礎地盤を、浸透流解析ではコアゾーンを、湛水解析、動的解析およびすべり変形解析では堤体を対象とした。

解析モデルの境界条件は、築堤解析では基礎地盤の側方境界を鉛直ローラー、底面境界を固定とし、地震応答解析では、堤体底面境界を固定として設定した。

また、地震応答解析では、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、材料減衰率に一律で15%上乘せすることで考慮した。

3.2.4 入力地震動

基準地震動は、原種波形に兵庫県南部地震で観測された箕面川波（波形1）および東北地方太平洋沖地震で観測された七ヶ宿波（波形2）を用いて照査用下限加速度応答スペクトル（H20式）を対象にスペクトル調整して作成した。作成した基準地震動の加速度応答スペクトルを図-3.3、図-3.4に示す。

その後、基準地震動の振幅を一律に2.5倍（最大水平：750gal、最大鉛直 625gal）に増幅させて入力地震動とした。地震動は、境界条件を固定とした解析モデルの堤体底面から入力した。入力地震動の加速度時刻歴を図-3.5、図-3.6に示す。ここで、上下流方向の入力地震動においては上流から下流方向への値を正、鉛直方向の入力地震動においては鉛直上向きの値を正、とする。二つの地震動を比較すると、継続時間が箕面川波（波形1）では25秒程度に対し、七ヶ宿波（波形2）では300秒程度と長いことがわかる。

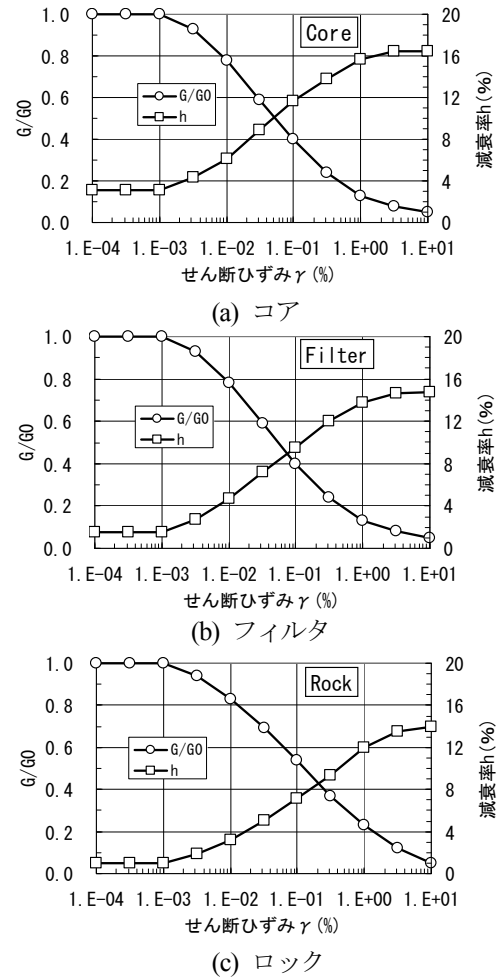


図-3.2 せん断ひずみと剛性率および減衰率の関係

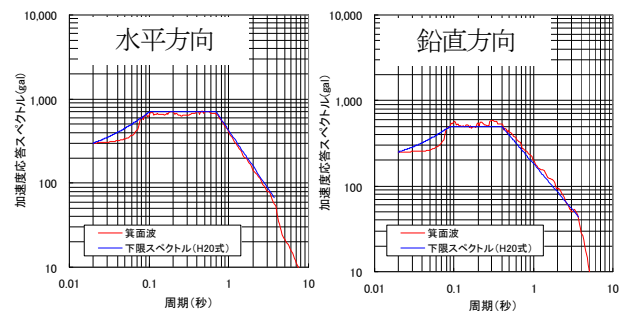


図-3.3 加速度応答スペクトル（波形1：箕面川波）

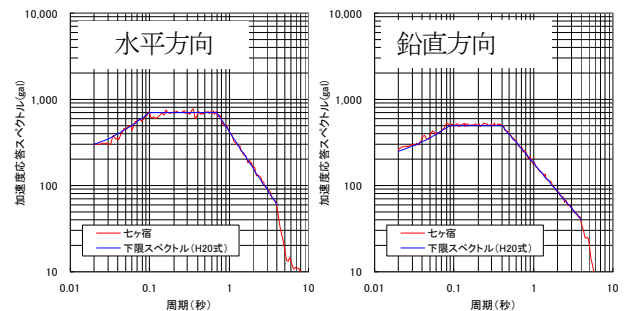


図-3.4 加速度応答スペクトル（波形2：七ヶ宿波）

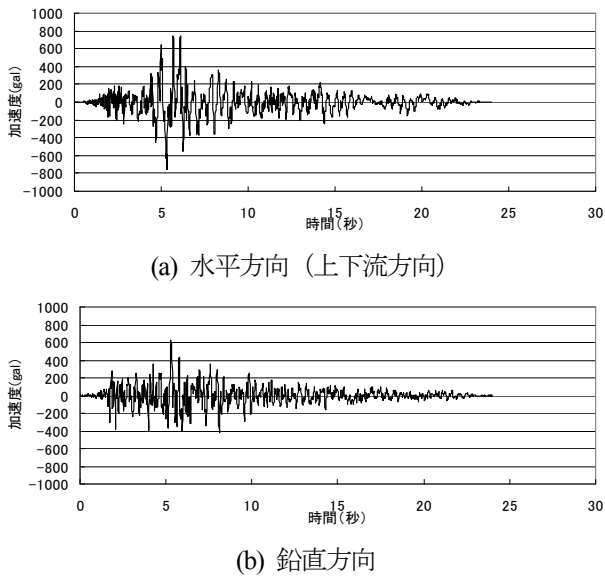


図-3.5 入力地震動の加速度時刻歴（波形1：箕面川波）

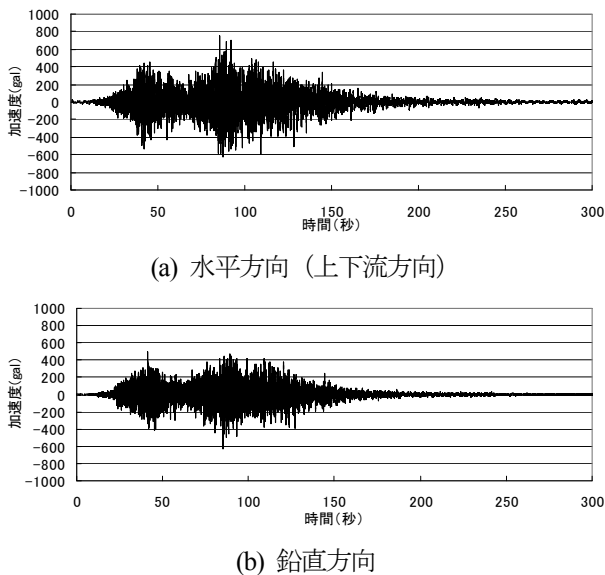


図-3.6 入力地震動の加速度時刻歴（波形2：七ヶ宿波）

3.2.5 すべり変形解析

(a) すべり変形解析用物性値

すべり変形解析に用いたすべり強度物性値を表-3.4 に示す。強度特性としてコア材には $c\phi$ 法、フィルタ材およびロック材には Ab 法による強度物性値を用いた。

表-3.4 すべり変形解析に用いた強度物性値

ゾーン	C, ϕ 法		Ab 法 (N/mm ²)	
	C(N/mm ²)	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	0.0304	36.0	—	—
フィルタ	—	—	0.788	0.893
ロック	—	—	1.098	0.794

(b) すべり円弧の設定

すべり円弧の作成には、既往検討⁵⁾の作成方法を用いて、すべり円弧開始点と円弧の深さにより、上流側と下流側に計 40 円弧を作成した。作成したすべり円弧を図-3.7、図-3.8 に示す。

上流側を例に、コアを通過しない円弧（天端上流端を開始点とする円弧）として、浅い円弧（円弧①～⑤）および深い円弧（円弧⑥～⑩）を、コアを通過する円弧として、天端下流端を開始点とする深い円弧（円弧⑪～⑮）および天端下流端から天端幅分下がった下流側斜面を開始点とする深い円弧（円弧⑯～⑳）の計 4 円弧群を設定し、それぞれの円弧群に対し、堤高を H、天端からすべり円弧の最深部までの深さを y とした円弧の無次元高さ y/H が 0.2、0.4、0.6、0.8、1.0 となるように計 20 円弧を作成した。下流側も同様の方法により計 20 円弧作成した。

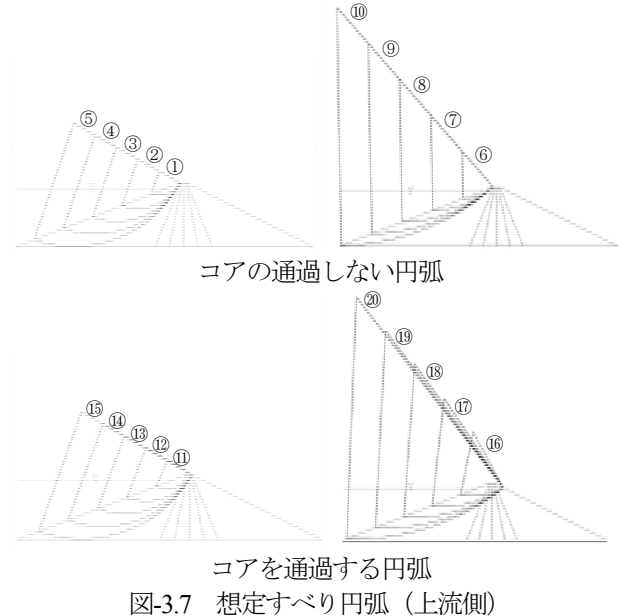


図-3.7 想定すべり円弧（上流側）

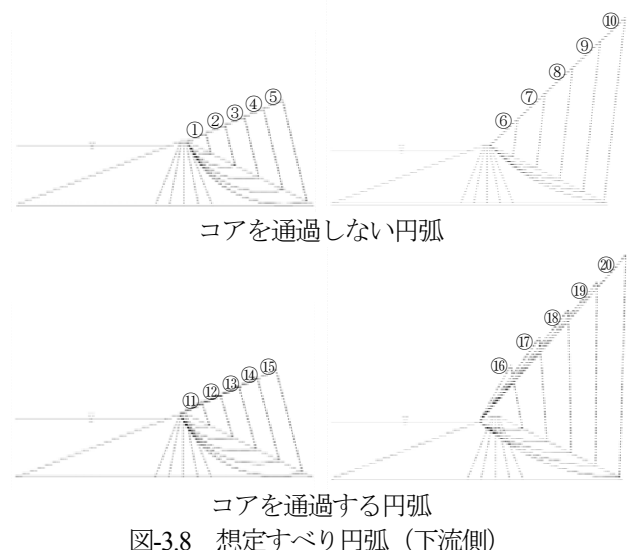


図-3.8 想定すべり円弧（下流側）

3.2.6 解析結果

(a) 地震応答解析結果

地震応答解析による堤体の最大水平応答加速度分布を図-3.10に示す。波形1および波形2ともに、上下流方向は、天端上流側付近の応答が大きくなる傾向となり、最大水平応答加速度値は波形1が波形2よりも大きくなった。

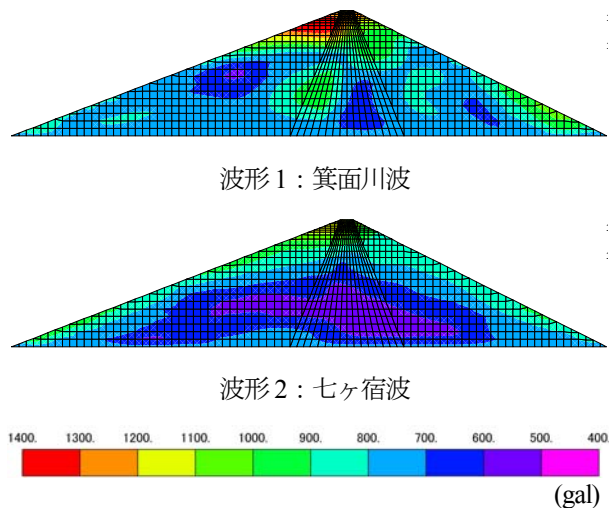


図-3.10 最大水平応答加速度

(b) すべり変形解析結果

Newmark法を用いたすべり変形解析において、波形1および波形2による最小すべり安全率発生円弧および最大すべり変形量発生円弧の一覧結果を表-3.5に示す。上流側では、波形1の最大すべり変形量に対し、波形2では2倍程度大きくなった。反対に、下流側では、波形1に比べ波形2による最大すべり変形量の方が小さくなる結果となった。

表-3.5 すべり変形解析結果

		波形1 箕面川波	波形2 七ヶ宿波
上流側	すべり安全率	②0.56 ⑫0.59	⑦0.48 ⑫0.54
	発生時刻(sec)	②6.00 ⑫6.00	⑦89.76 ⑫92.45
	滑動変位量(cm)	②20.54 ⑫20.93	⑦39.94 ⑫43.07
	すべり線	②、⑫	⑦、⑫
下流側	すべり安全率	0.72	0.84
	発生時刻(sec)	5.62	86.27
	滑動変位量(cm)	6.93	1.85
	すべり線	⑬	⑬

最大すべり変形量発生円弧の平均応答加速度およびすべり変形量の時刻歴を図-3.11～図3.14に示す。

上流側においては、継続時間の短い箕面川波（波形1）では、降伏加速度を超える平均応答加速度が2度発生している。これに対し、継続時間の長い七ヶ宿波（波形2）では、入力地震動波形に2つのフェーズが確認できるように平均応答加速度にも同様の傾向が見られ、各フェーズにおいて降伏加速度を上回っている。さらに、2つ目のフェーズでは、降伏加速度を10数回超過しており、これらの差が波形1に比べ波形2のすべり変形量が大きくなった要因と考えられる。

下流側においては、図-3.13、図-3.14に示す等価加速度時刻歴から応答加速度のピーク値が箕面川波（波形1）に比べて七ヶ宿波（波形2）が小さいことがすべり変形量の差として現れた。これは、図-3.5、図-3.6に示す下流側のすべりに影響を与えると考えられる入力地震動の負の加速度の最大値が箕面川波（波形1）で-750gal程度に対して、七ヶ宿波（波形2）で-600gal程度であったことが一つの要因と考えられる。

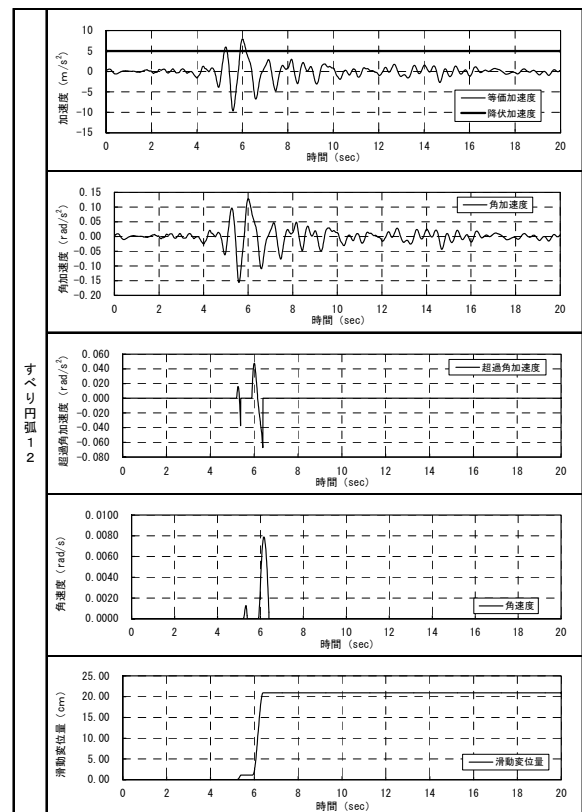


図-3.11 上流側すべり円弧⑫のすべり変形量時刻歴
(波形1：箕面川波)

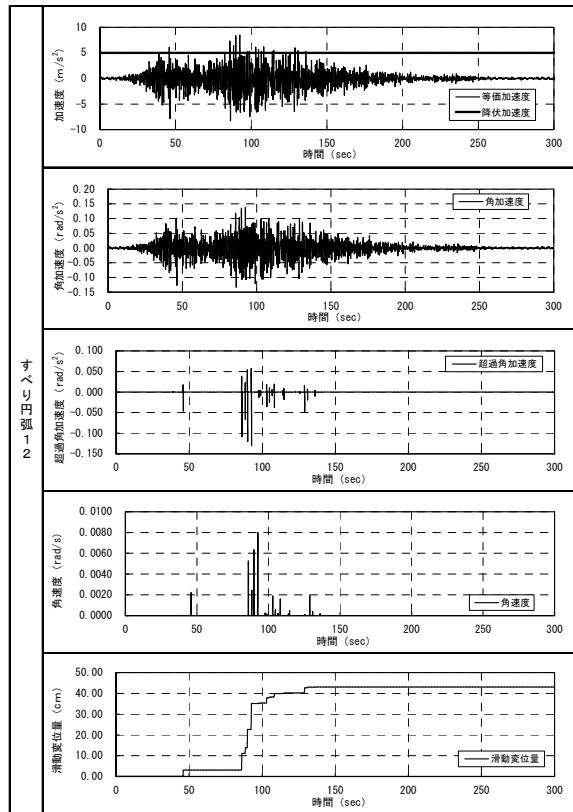


図-3.12 上流側すべり円弧⑫のすべり変形量時刻歴
(波形2：七ヶ宿波)

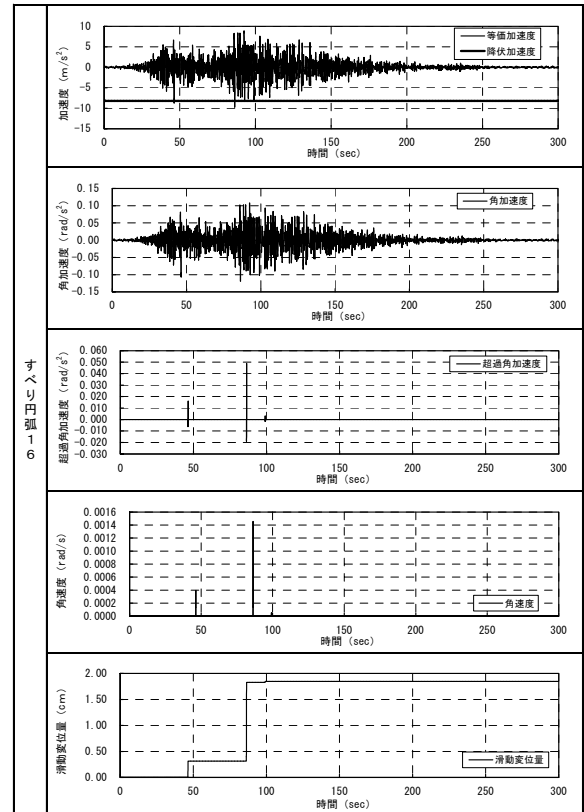


図-3.14 下流側すべり円弧⑯のすべり変形量時刻歴
(波形2：七ヶ宿波)

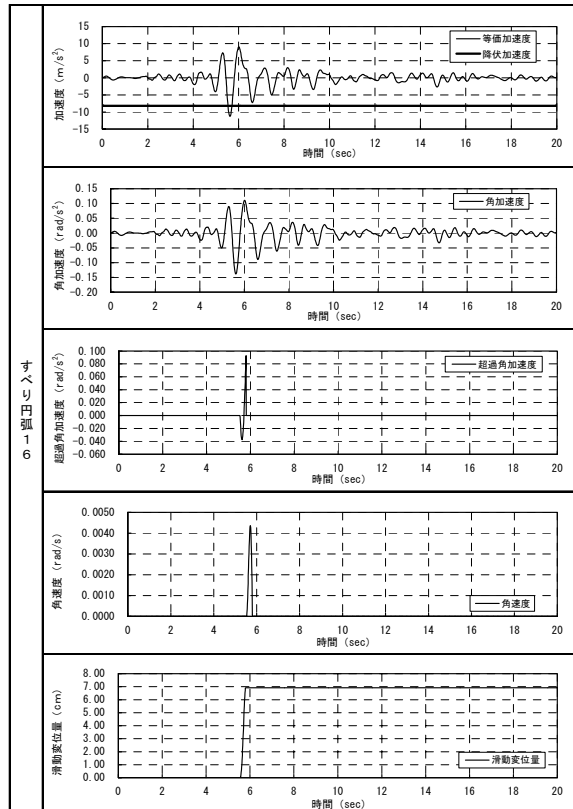


図-3.13 下流側すべり円弧⑯のすべり変形量時刻歴
(波形1：箕面川波)

3. 3 まとめ

内陸型地震を想定した継続時間の短い波形1（継続時間25秒）および海溝型地震を想定した継続時間の長い波形2（継続時間300秒）によるすべり変形解析を実施し、継続時間による最大すべり変形量の影響について検討した。その結果、上流側では、箕面川波（波形1）のすべり変形量に対し、七ヶ宿波（波形2）では、2倍程度大きくなった。ただし、下流側では、入力地震動が下流側のすべりに影響を与える考えられる負の加速度が波形2で小さかったことにより、すべり変形量が小さくなる結果となった。

今後は、すべり開始後のすべり変形量の増加に伴う強度低下（ひずみ軟化）を考慮したすべり変形解析を用いて、引き続き地震動の継続時間の長短によるすべり変形量の影響検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案），2005.3
- 2) Duncan, J. M. and Chang, C. Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(SM5), pp.1629-1653, ASCE, 1970
- 3) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments,

Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-173, 1965

- 4) 建設省土木研究所フィルダム研究室:七ヶ宿ダムの動的解析,
建設省土木研究所資料, No.2460, 1987
- 5) 山口嘉一, 富田尚樹, 水原道法:ロックフィルダムの地震時
すべり変形量の影響分析と簡易推定方法, 土木研究所報告,
No.212, 2009.3

4. 提案した震力係数を用いた修正震度法による安全率の検討

4.1 検討の概要

1991年6月、「フィルダムの耐震設計指針（案）」¹⁾（以下、「指針（案）」という）が策定された。この指針（案）では、堤高100m程度以下のフィルダムを対象に、地震時の堤体の応答が堤高方向に一律でないことを考慮するため、すべり土塊に作用させる地震力について、天端からすべり面の堤体内最下点までの深さを y とし、堤高 H で無次元化した y/H に応じて図-4.1のように変化させて規定する震力係数が導入された修正震度法が提案されている。また、修正震度法は新設ダムの設計・照査法としてだけでなく、今後の既設ダムの簡便な耐震性能照査法としても有用なものと考えられる。

指針（案）¹⁾における震力係数は、1980年代以前にダムサイトにおいて観測された8波のみの地震動記録を用いた検討結果等に基づいて定められている。しかし、指針（案）策定後には、1995年の兵庫県南部地震をはじめとする大規模な地震が頻発し、ダムサイトにおいて加速度の大きい多くの地震動記録が観測されている。また、指針（案）において設定された震力係数は、堤高100m程度以下のフィルダムを対象としており、堤高100m以上のフィルダムについては「高さが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本指針（案）で示した地震力を減ずることができる可能性がある」¹⁾と記述されているものの、堤高100m以上のフィルダムを対象とした震力係数の提示までには至っておらず、(財)ダム技術センターが主催した、「ダム構造・設計委員会 フィルダム設計合理化検討分科会（以下、「検討分科会」）」の成果²⁾である、堤高110mのフィルダムを対象とした震力係数の例示にとどまっている。

このような状況に鑑み、近年のダムサイトにおいて観測された地震動記録を用いた修正震度法における震力係数の見直しの検討が必要と考えた。既往の研究において

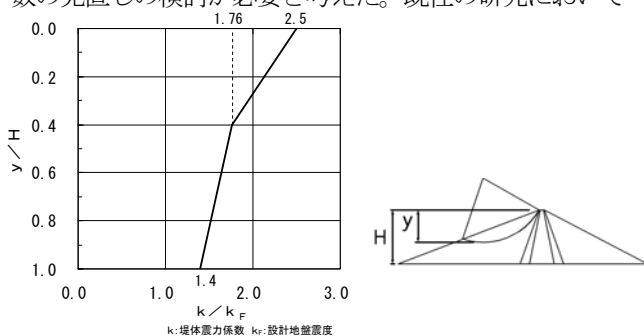


図-4.1 指針（案）の震力係数

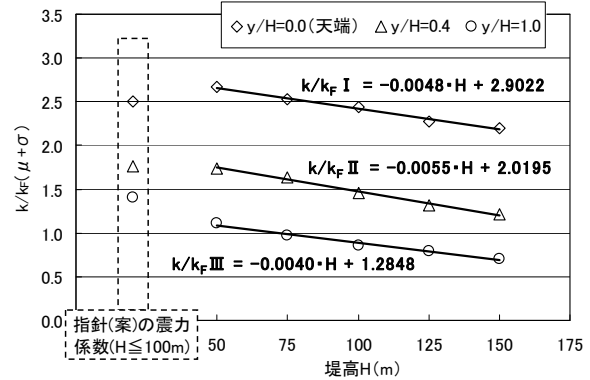


図-4.2 堤高と震力係数 k/k_F ($\mu+\sigma$) の関係

表-4.1 堤高と震力係数の相関近似的式

y/H	震力係数の近似的式
0.0 (天端)	$k/k_F \text{ I} = -0.0048 \cdot H + 2.9022$
0.4	$k/k_F \text{ II} = -0.0055 \cdot H + 2.0195$
1.0	$k/k_F \text{ III} = -0.0040 \cdot H + 1.2848$

ここで、 k : 堤体震力係数
 k_F : 設計地盤震度
 H : 堤高 (m)

※震力係数 k/k_F は、小数点第3位以下を切り上げる

は^{3), 4)}、1966年から2008年にダムサイトにおいて観測された地震動記録から選定した地震動を用い、堤高100m以上のフィルダムも含めた震力係数の検討を行った。また、震力係数の検討にあたっては、堤高だけでなく、上流面と下流面の違い、および斜面勾配が震力係数に与える影響についても検討を行った。その結果、堤高 H と震力係数の関係については、図-4.2のとおり、 $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ いずれの場合においても、高い相関が得られており、堤高が高くなるにつれて震力係数は直線的に低下することを示した。また、上流側すべり、下流側すべりの違い、通常考えられるロックフィルダムの範囲において、斜面勾配の違いによる震力係数への影響もほとんどないことから、表-4.1のとおり、堤高100m以上のフィルダムにも適用可能な震力係数を、堤高のみの一次関数として提案を行った。

その後、2011年3月に連動型の巨大地震である東北地方太平洋沖地震が発生し、多くのダムサイトで地震動記録が収集された。そこで、東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された7地震動を含め、堤高の影響について基本的な堤体断面を対象とした震力係数 k/k_F の検討を行ったところ、既往の48地震動による検討結果と同等の値であった。したがって、東北地方太平洋沖地震の地震動を含めて適用可能な震力係数として、表-4.1で提案した震力係数と堤高の関係式を、新たな震力係数と

して昨年度までに提案した。

本年度は、修正震度法にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討として、既設 12 基のロックフィルダムを対象として、指針（案）と提案した震力係数を用いて修正震度法による安定解析を行い、安全率の差異について検討を行った。

4.2 解析方法および解析条件

4.2.1 検討対象ダム

検討対象ダムの堤高や竣工年等を表-4.2 に示す。検討対象ダムは、直轄のロックフィルダムから、必要な物性等が確認できた 12 ダムとした。12 ダムのうち、各ダムの設計資料等において、指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できたのは 5 ダム、指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できなかったのは 7 ダムである。

なお、表-4.2 には、便宜上、後述する検討結果である安定解析結果の安全率を前もって示している。表-4.2 に示した指針（案）の最小安全率については、指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できた 5 ダムについては、各ダムの設計時の資料から引用している。一方、指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できなかった 7 ダムについては、本検討において実施した安定解析による安全率を示している。

4.2.2 解析方法

安定解析の方法は、指針（案）に記載されている方法に従った。詳細は指針（案）を参照されたい。

4.2.3 解析モデルと物性値

検討対象とした 12 ダムの標準断面を図-4.3 から図-4.14 に示す。安定解析においては、各ダムの標準断面図から、堤体のみをモデル化した。押え盛土等はモデル

化していない。安定解析における設定水位については、一般的に修正震度法のすべり安全率が最小となる常時満水位とした。

表-4.3 から表-4.14 に、12 ダムの安定解析に用いた物性値を示す。指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できたダム 5 基については各ダムの設計時の資料に記載されている物性を使用した。指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できなかったダム 7 基については、特にロックとフィルタの強度物性（A、b）の値については各ダムの L2 照査報告書に記載されている値を使用した。

4.2.4 地盤震度

検討対象 12 ダムの地域区分および地盤震度を表-4.2 に示す。地盤震度については、以下のとおり設定した。指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できたダム 5 基については、各ダムの設計時の資料に記載されている地盤震度をそのまま用いた。一方、指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できなかったダム 7 基については、指針（案）に記載されている地域区分を適用して、各ダムの地盤震度を設定した。

4.2.5 堤体震力係数

堤体震力係数は、図-4.1 に示した指針（案）と、表-4.1 に示した本研究課題において昨年度までに提案した新たな震力係数の 2 種類により安定解析を行った。検討対象の 12 ダムの、指針（案）と本研究課題で提案した震力係数を図-4.15 から図-4.26 に示す。全体的に、本研究課題で提案した震力係数の方が小さい傾向があるが、一部、堤高が比較的低いダムの $y/H=0$ の時の震力係数については提案した値の方が大きくなっている。

表-4.2 検討対象ダムの諸元等

ダム名	堤高(m)	竣工年	修正震度法 実施の有無	地域区分	設計地盤 震度	上流側最小安全率		下流側最小安全率		備考
						指針(案)	提案した 震力係数	指針(案)	提案した 震力係数	
A	91.7	1974	無	弱震帯	0.13	1.811	2.025	1.938	2.131	
B	85	1975	無	中震帯	0.16	1.148	1.199	1.284	1.323	
C	153	1979	無	中震帯	0.16	1.511	1.822	1.545	1.899	
D	69	1981	無	中震帯	0.16	1.431	1.564	1.742	1.919	
E	112	1990	無	中震帯	0.16	1.477	1.624	1.629	1.783	
F	90	1991	無	強震帯	0.18	1.426	1.593	1.641	1.706	
G	119.5	1993	無	中震帯	0.16	1.319	1.512	1.374	1.440	
H	66.5	2004	有	弱震帯	0.13	1.425	1.515	-		注1
I	105	2006	有	強震帯	0.18	1.206	1.445	1.283	1.467	
J	41.2	2009	有	中震帯	0.16	1.252	1.420	-		注1
K	84.9	2012	有	中震帯	0.16	1.222	1.505	1.280	1.436	
L	132	2013	有	強震帯	0.18	1.214	1.473	1.328	1.541	

注1：実際は押え盛土などがあるが、本検討では堤体のみモデル化しており、指針（案）による設計時の安定計算と条件が異なるため、下流側の安全率は除外した。

3.5 フィルダムの設計・耐震性能照査の 合理化・高度化に関する研究

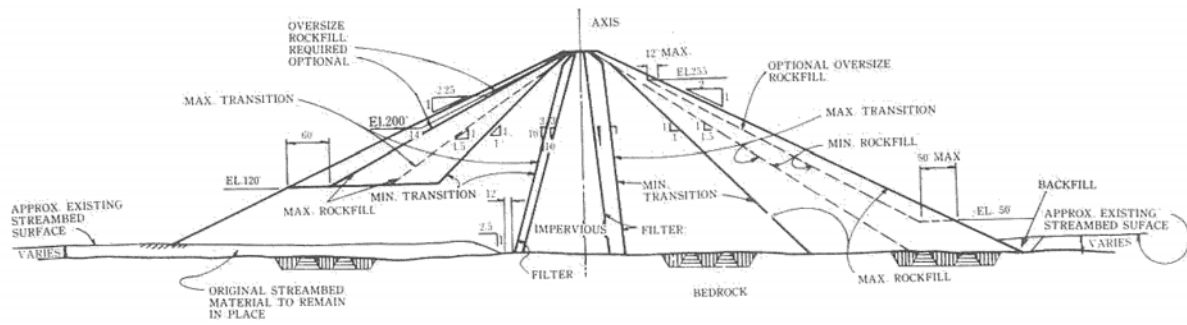


図-4.3 A ダムの標準断面図

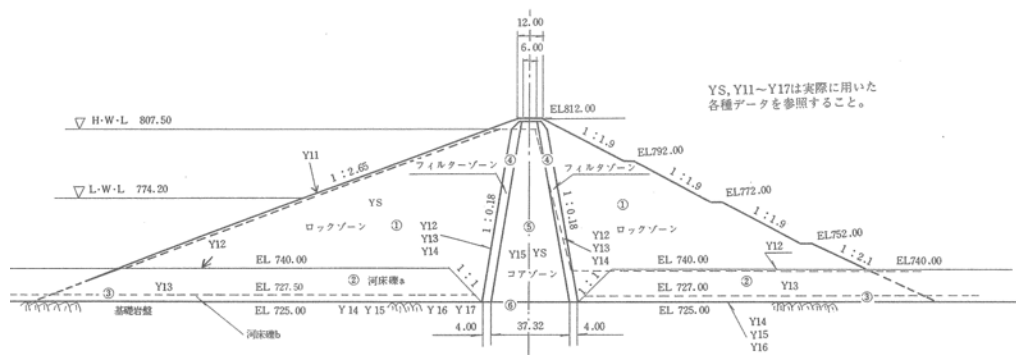


図-4.4 B ダムの標準断面図

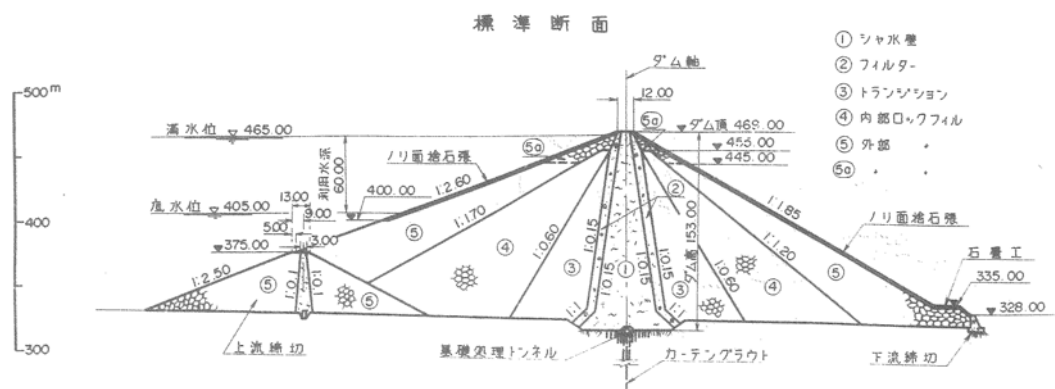


図-4.5 Cダムの標準断面図

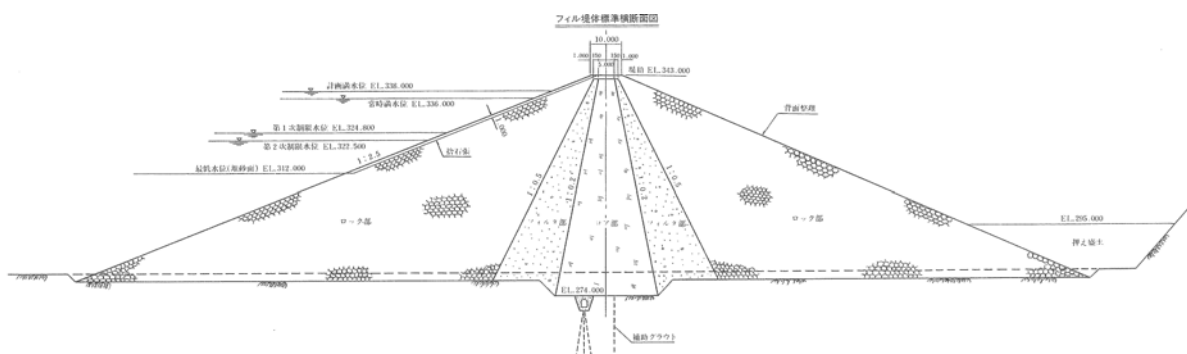


図-4.6 D ダムの標準断面図

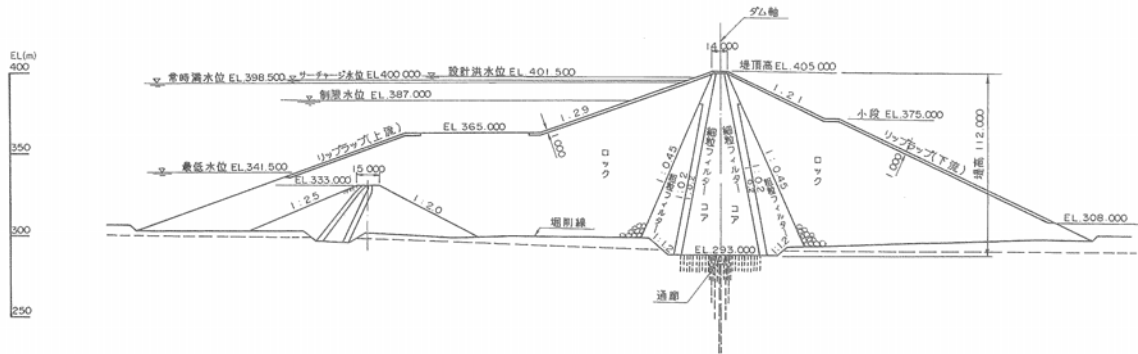


図-4.7 Eダムの標準断面図

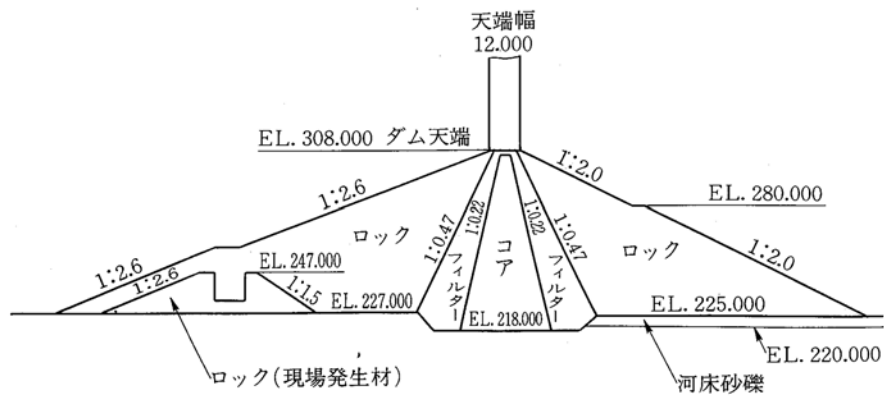


図-4.8 Fダムの標準断面図

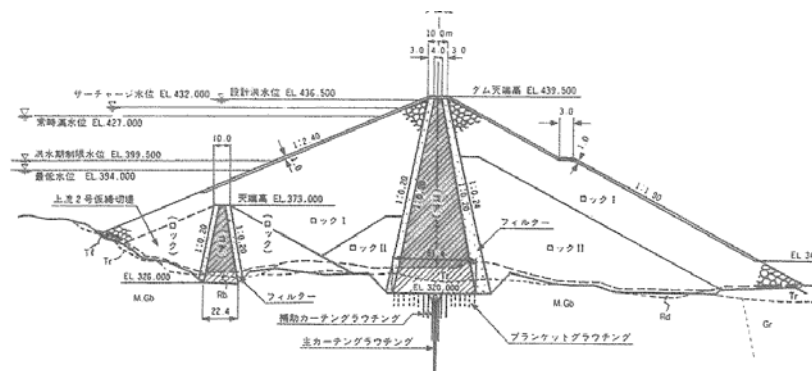


図-4.9 Gダムの標準断面図

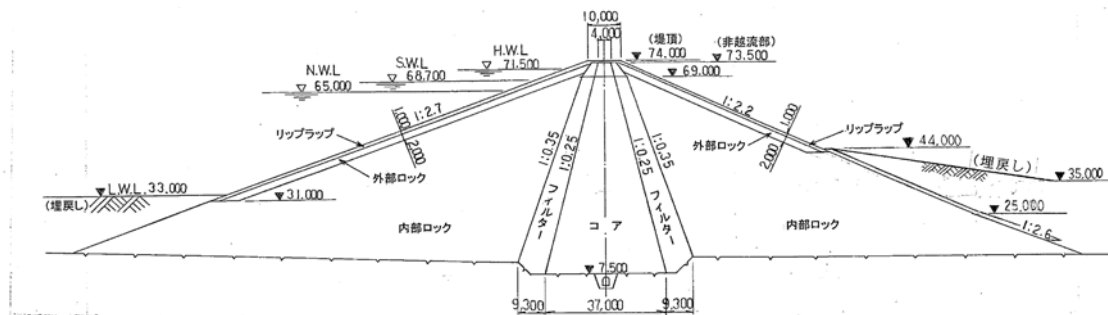


図-4.10 Hダムの標準断面図

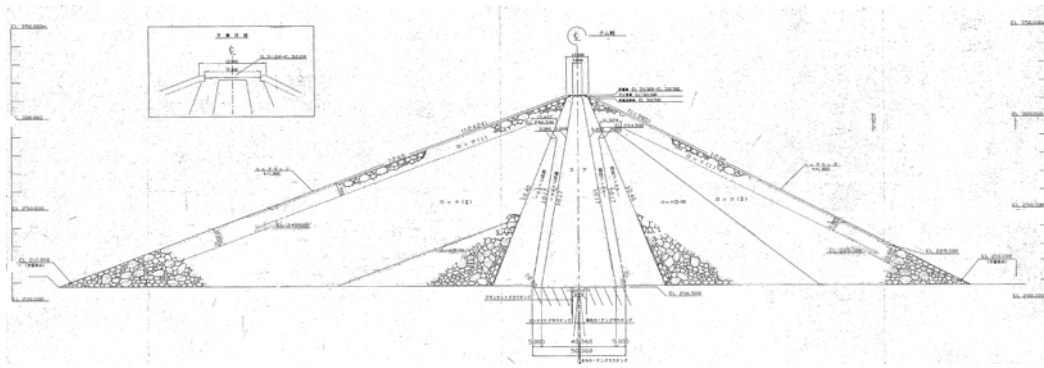


図-4.11 I damの標準断面図

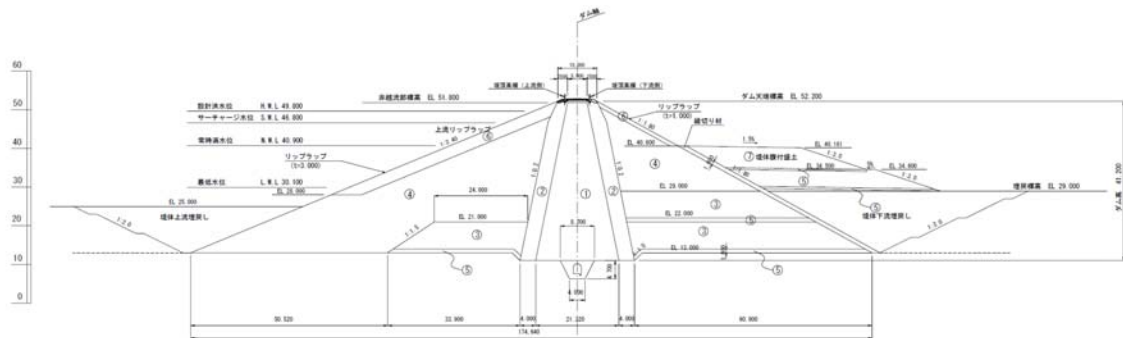


図-4.12 J damの標準断面図

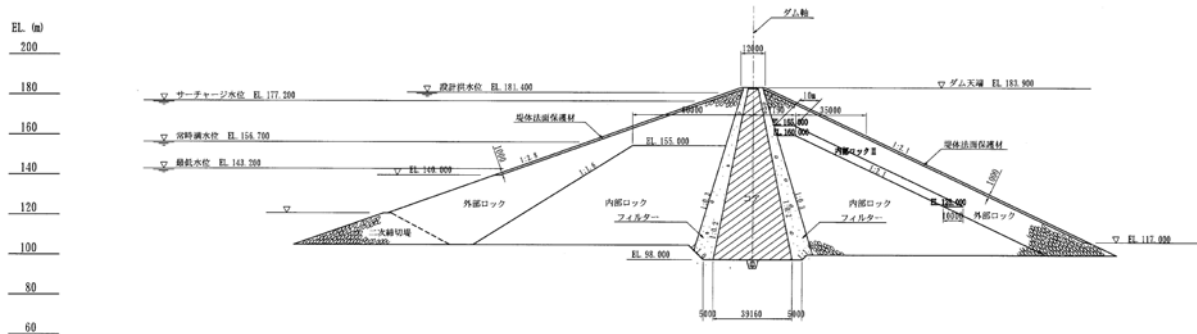


図-4.13 K damの標準断面図

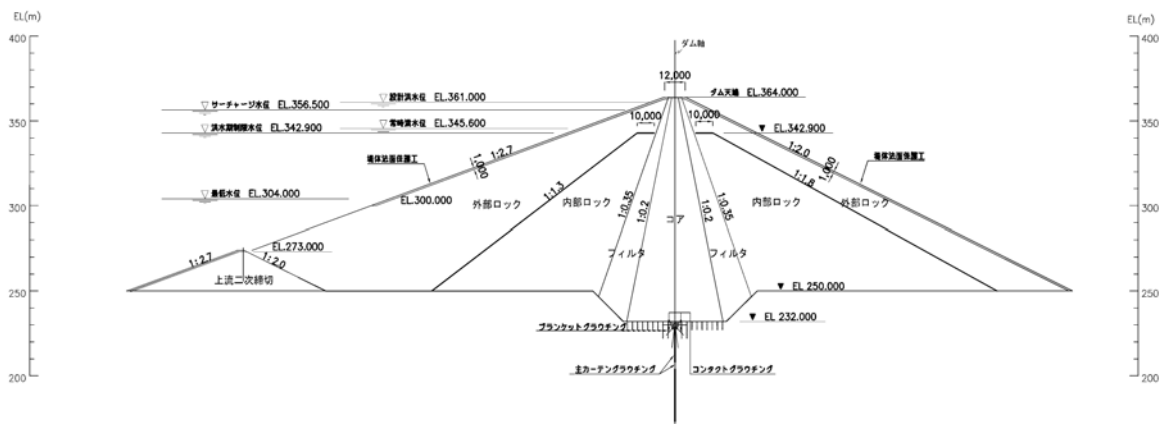


図-4.14 L damの標準断面図

表-4.3 A ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kPa)	
	$\gamma_{sat}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	c(kPa)	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	19.53	18.89	5.88	33.9	—	—
トランジション	23.58	21.87	—	—	6.855	0.738
ロック	21.47	18.47	—	—	7.768	0.689
フィルタ	22.60	20.80	—	—	2.146	0.870

表-4.4 B ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kPa)	
	$\gamma_{sat}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	c(tf/m ²)	$\phi(^{\circ})$	A	b
ロック材	23.14	21.48	—	—	3.112	0.801
河床礫a	21.57	18.63	0.16	38.0	—	—
河床礫b	21.57	18.63	0.16	40.0	—	—
フィルタ材料	23.44	22.06	0.00	33.0	—	—
コア材料	22.95	22.95	0.00	30.0	—	—

表-4.5 C ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kPa)	
	$\gamma_{sat}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	c(kPa)	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	22.50	22.50	12.50	36.5	—	—
フィルター	22.90	21.80	—	—	3.844	0.817
トランジション	22.70	21.10	—	—	4.353	0.805
内部ロック	22.80	21.20	—	—	5.049	0.777
外部ロック	22.30	20.80	—	—	4.711	0.792

表-4.6 D ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kPa)	
	$\gamma_{sat}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	c(kPa)	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	22.41	22.27	70.00	36.0	—	—
フィルター	22.43	21.36	—	—	4.999	0.791
ロック	21.09	19.04	—	—	4.071	0.779

表-4.7 E ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(\text{t/m}^3)$	$\gamma_t(\text{t/m}^3)$	c(tf/m ²)	$\phi(^{\circ})$	A	b
ロック	2.38	2.21	0.00	40.0	1.606	0.788
粗粒フィルタ	2.42	2.30	0.00	40.0	1.198	0.918
細粒フィルタ	2.36	2.31	0.00	40.0	1.198	0.918
コア	2.04	2.01	0.00	25.0	—	—

表-4.8 F ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(\text{t/m}^3)$	$\gamma_t(\text{t/m}^3)$	c(tf/m ²)	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	2.23	2.22	0.00	35.0	—	—
フィルタ	2.24	2.13	0.00	36.0	1.010	0.893
ロック(ありや山)	2.15	1.94	0.00	42.0	1.771	0.794
ロック(現場発生材)	2.13	1.97	0.00	41.0	1.771	0.794

表-4.9 G ダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(\text{t/m}^3)$	$\gamma_t(\text{t/m}^3)$	c(tf/m ²)	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	2.30	2.29	0.00	28.0	—	—
フィルタ	2.37	2.21	0.00	36.0	1.326	0.831
ロック	2.37	2.07	0.00	41.7	1.533	0.836

表-4.10 Hダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	$\gamma_t(t/m^3)$	$c(tf/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	A	b
内部ロック	2.39	2.13	—	—	1.196	0.848
フィルタ	2.39	2.13	—	—	1.196	0.848
コア	2.15	2.07	0.00	30.00	—	—
外部ロック	2.39	2.13	—	—	1.196	0.848

表-4.11 Iダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	$\gamma_t(t/m^3)$	$c(tf/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	2.12	2.05	0.00	33.00	—	—
細粒フィルタ	2.25	2.08	—	—	1.940	0.860
粗粒フィルタ	2.24	2.07	—	—	1.260	0.860
ロックⅡー①	2.21	2.00	—	—	1.180	0.830
ロックⅡ(内部)	2.20	1.98	—	—	1.430	0.830
ロックⅠ(外部)	2.21	1.98	—	—	1.510	0.790

表-4.12 Jダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	$\gamma_t(t/m^3)$	$c(tf/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	2.15	2.12	0.00	37.4	—	—
フィルタ	2.38	2.34	—	—	1.406	0.825
トランジション	2.22	2.14	—	—	0.757	0.925
ロック	2.26	2.08	—	—	1.406	0.825

表-4.13 Kダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	$\gamma_t(t/m^3)$	$c(tf/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	A	b
コア	2.05	2.00	0.00	33.00	—	—
フィルタ	2.10	1.85	—	—	1.140	0.880
外部ロック(上流)	2.20	2.00	—	—	1.470	0.826
内部ロック(上流)	2.00	1.95	—	—	1.180	0.868
外部ロック(下流)	2.20	2.00	—	—	1.470	0.826
内部ロック(下流)	1.95	1.85	—	—	1.040	0.901
内部ロックⅡ(下流)	1.95	1.85	—	—	1.040	0.901

表-4.14 Lダム物性値

材料	飽和重量	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角	Ab法係数(kgf/cm ²)	
	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	$\gamma_t(t/m^3)$	$c(tf/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	A	b
ロック外部	2.11	2.01	—	—	1.460	0.827
ロック内部	2.06	1.95	—	—	1.220	0.889
フィルタ	2.15	2.08	—	—	1.660	0.902
コア	2.10	2.07	0.00	36.0	—	—

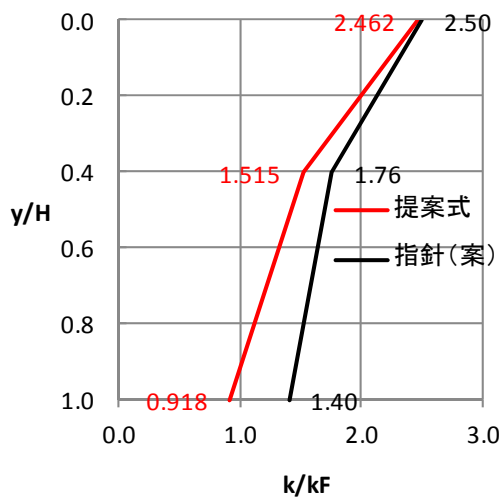


図-4.15 Aダムの指針(案)と提案式の震力係数

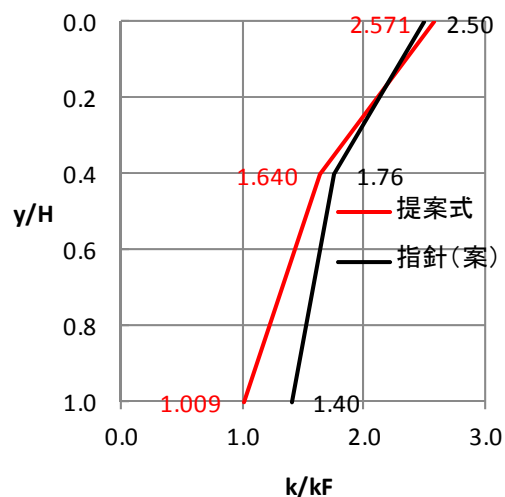


図-4.18 Dダムの指針(案)と提案式の震力係数

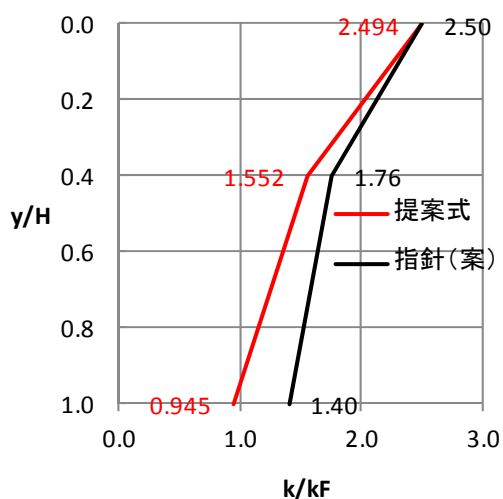


図-4.16 Bダムの指針(案)と提案式の震力係数

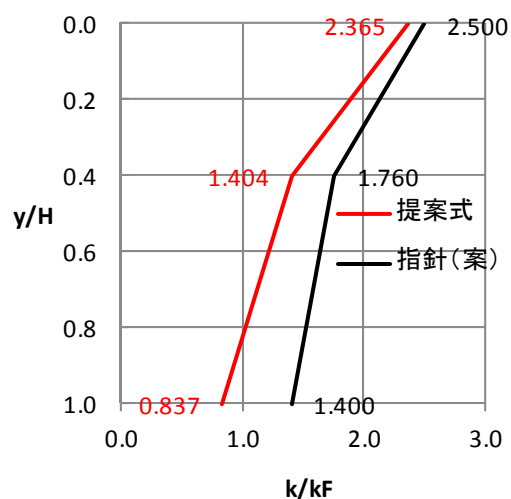


図-4.19 Eダムの指針(案)と提案式の震力係数

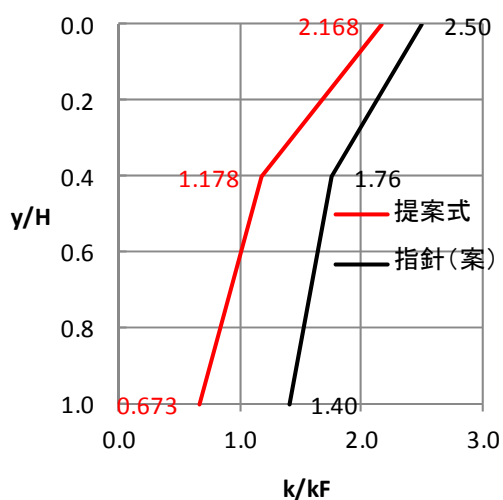


図-4.17 Cダムの指針(案)と提案式の震力係数

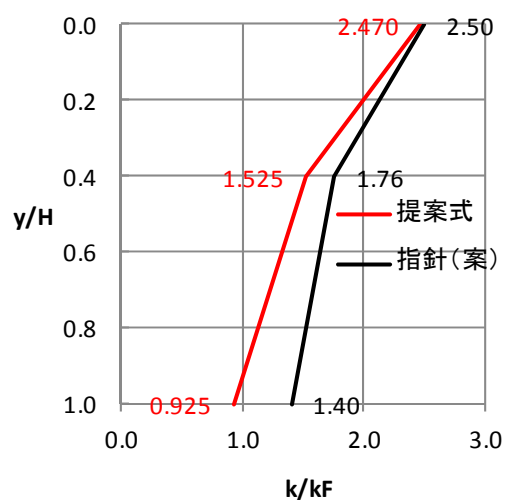


図-4.20 Fダムの指針(案)と提案式の震力係数

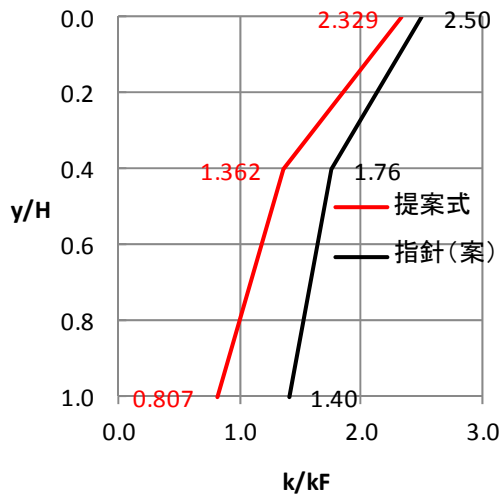


図-4.21 Gダムの指針(案)と提案式の震力係数

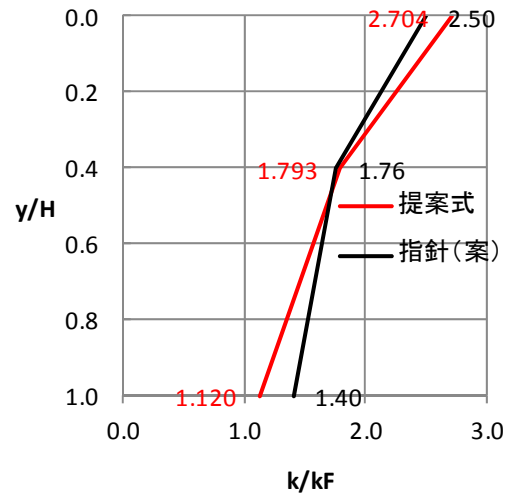


図-4.24 Jダムの指針(案)と提案式の震力係数

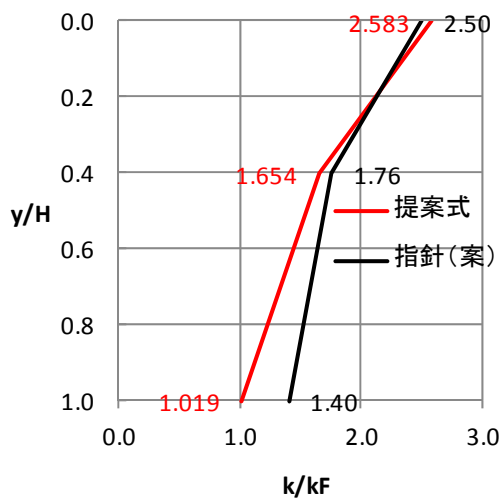


図-4.22 Hダムの指針(案)と提案式の震力係数

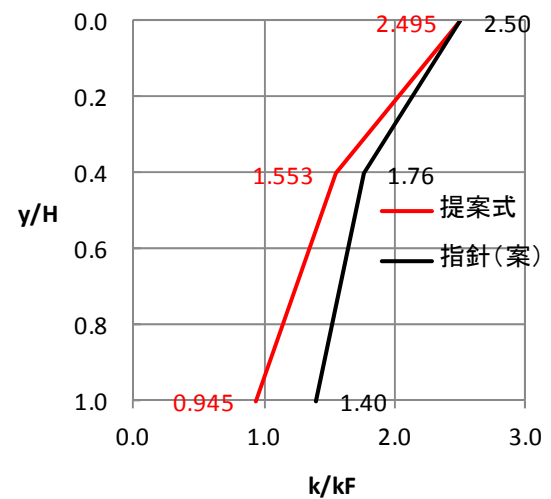


図-4.25 Kダムの指針(案)と提案式の震力係数

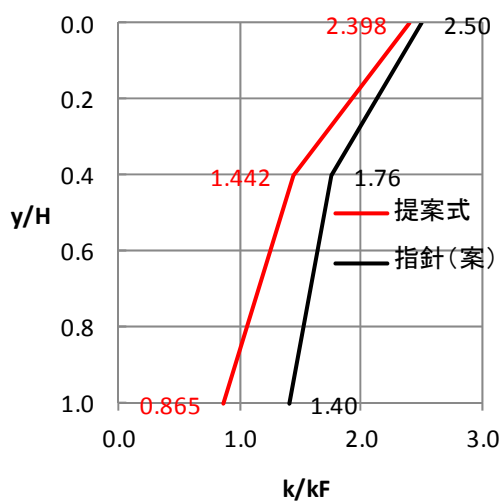


図-4.23 Iダムの指針(案)と提案式の震力係数

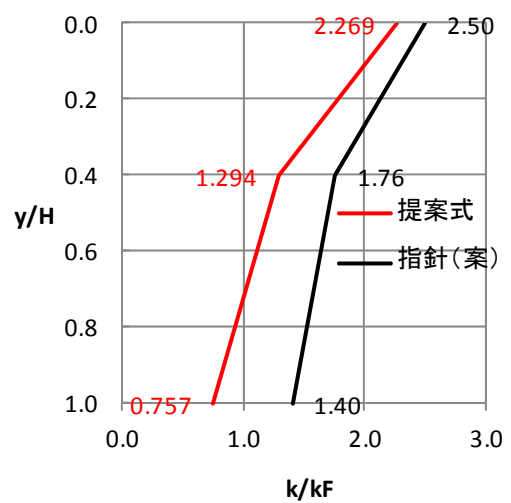


図-4.26 Lダムの指針(案)と提案式の震力係数

4.3 解析結果

指針（案）と、本研究課題で提案した震力係数を用いた修正震度法による上流側と下流側の最小安全率の値を表-4.2に示す。図-4.27には12ダムの堤高と上流側の安全率を示した。そのうち、図-4.28には指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できなかった7ダムの結果を示し、図-4.29には指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できた5ダムの堤高と上流側の安全率を示した。図-4.30には、12ダムの上流側について、指針（案）による安全率と提案した震力係数による安全率の比較を示した。図-4.31には、上流側の安全率について、堤高と安全率の差を示した。なお、図-4.31における安全率の差とは、（提案した震力係数による安全率）－（指針（案）による安全率）、である。

同様に、図-4.32には10ダムの堤高と下流側の安全率を示した。なお、表-4.2の注意書きに記載したとおり、本検討においては堤体のみモデル化し安定解析を実施しており、下流側に抑え盛土を施工しているために設計時の修正震度法において抑え盛土を通過する円弧で最小安全率を示している2ダムについては、比較から除外している。図-4.32の下流側の安全率の結果のうち、図-4.33には指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できなかった7ダムの結果を示し、図-4.34には指針（案）に基づいた修正震度法の結果が確認できた3ダムの堤高と上流側の安全率を示した。図-4.35には、10ダムの下流側について、指針（案）による安全率と提案した震力係数による安全率の比較を示した。図-4.36には、下流側の安全率について、堤高と安全率の差を示した。図-4.36における安全率の差とは、図-4.31と同様に、（提案した震力係数による安全率）－（指針（案）による安全率）、である。

上流側のすべり安全率についての結果を見ると、本検討で安定解析を実施した全12ダムにおいては、指針（案）を適用しているかどうかに関わらず、提案した震力係数による安全率の方が指針（案）よりも大きくなっている。同様に、下流側のすべり安全率についての結果を見ると、本検討で安定解析を実施した全10ダムにおいては、指針（案）を適用しているかどうかに関わらず、提案した震力係数による安全率の方が指針（案）よりも大きくなっている。これは、図-4.15から図-4.26に示した12ダムの堤体震力係数が、提案した震力係数の方が指針（案）の震力係数よりも全体的に小さくなっているためと考えられる。

図-4.31の12ダムの堤高と上流側の安全率の差、およ

び図-4.36の10ダムの堤高と下流側の安全率の差を見ると、堤高が高いほど、安全率の差が大きくなる傾向がある。これは、図-4.15から図-4.26に示した12ダムの堤体震力係数について、堤高が高くなるほど、提案した震力係数の方が指針（案）の震力係数よりも小さくなる傾向があるためと考えられる。指針（案）は堤高100m程度以下のフィルダムを適用対象としているが、その理由として、堤高が100m以上となると堤高の固有周期が長くなり岩盤における地震加速度の周波数特性を考慮すると地震力を減ずることができる可能性がある、との記述がある。指針（案）の記述のとおり、本研究で提案した震力係数は、図-4.2に示すように堤高100m以上も考慮しており、かつ堤高が高くなるほど小さくなり、実際のフィルダムの応答を適切に表現しているものと考えられる。

一方、指針（案）による修正震度法を適用したフィルダムは、近年の大規模地震においても大きな被害は発生していないことから、指針（案）による修正震度法は設計法としての信頼性が確立されていると考えられる。本検討結果で示したように、提案した震力係数による安全率は、指針（案）による安全率とほぼ同程度か若干大きめの値となっている。

本研究で提案した震力係数は、近年ダムサイトで計測された100gal以上の48地震動、および2011年の東北地方太平洋沖地震において7ダムで観測された地震動から設定している。また、堤高100m以上のフィルダムにも適用可能であり、指針（案）と同程度の安全率となっている。以上のことから、本研究で提案した震力係数は、修正震度法による簡易耐震性能照査方法として広く適用可能と考えられる。

4.4 まとめ

本年度は、修正震度法にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討として、既設12基のロックフィルダムを対象として、昨年度までに提案した震力係数と指針（案）による震力係数を用いた修正震度法による安定解析を行い、安全率の差異について検討を行った。その結果、提案した震力係数による安全率は、指針（案）と同程度か若干大きくなった。

今後も検討ダムを増やして、フィルダムの簡易耐震性能照査方法として、提案した震力係数の妥当性を検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 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編集、1991年6月。
- 2) （財）ダム技術センター：ダム構造・設計等検討委員会 フ

フィルダム設計合理化検討分科会 報告書, 2001 年 3 月.

- 3) 山口嘉一,佐藤弘行,坂本博紀: 修正震度法によるロックフィルダムの設計合理化に関する研究,平成 22 年度土木研究所年次報告書,2011 年 4 月.
- 4) 山口嘉一,佐藤弘行,坂本博紀: 修正震度法によるロックフィルダムの設計合理化に関する研究,平成 23 年度土木研究所年次報告書,2012 年 4 月.

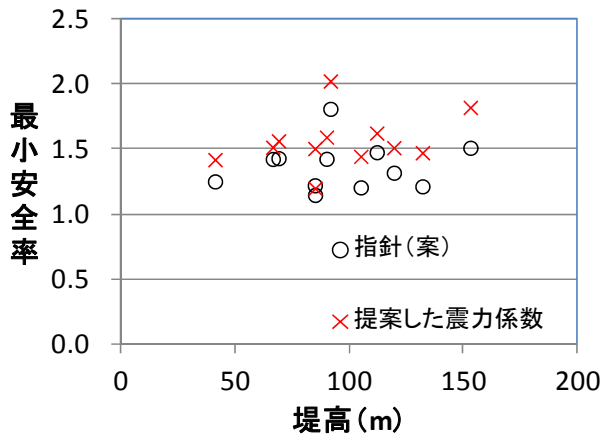


図-4.27 12 ダムの堤高と上流側の最小安全率

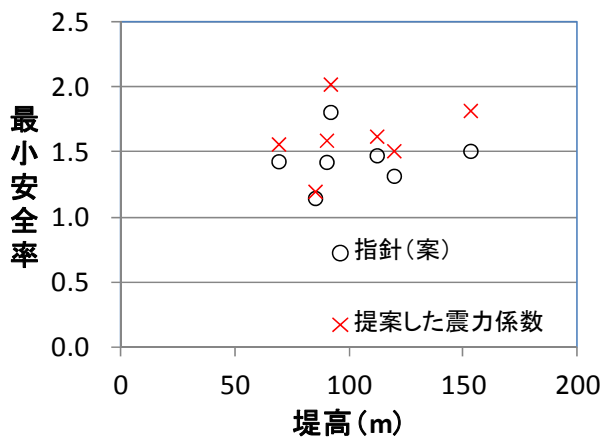


図-4.28 指針(案)適用前の7ダムの堤高と上流側の最小安全率

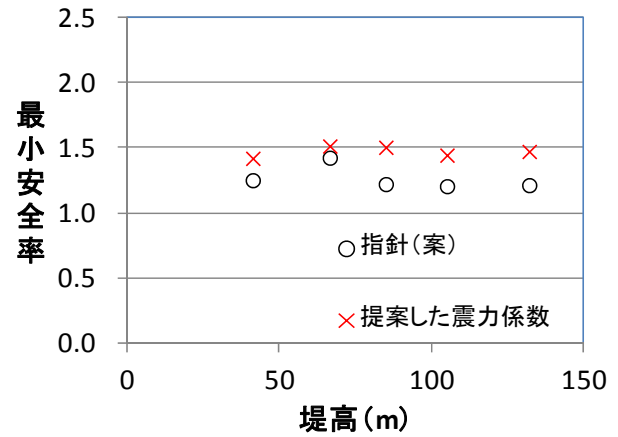


図-4.29 指針(案)適用後の5ダムの堤高と上流側の最小安全率

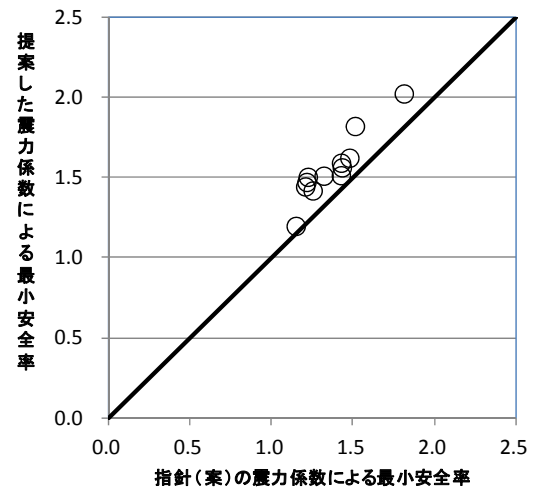


図-4.30 指針(案)による安全率と提案した震力係数による安全率の比較(上流側)

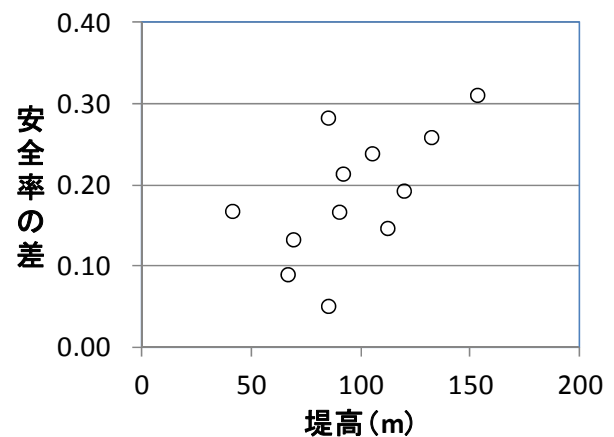


図-4.31 12 ダムの堤高と上流側の安全率の差

(注) 安全率の差= (提案した震力係数による安全率) - (指針(案)による安全率)

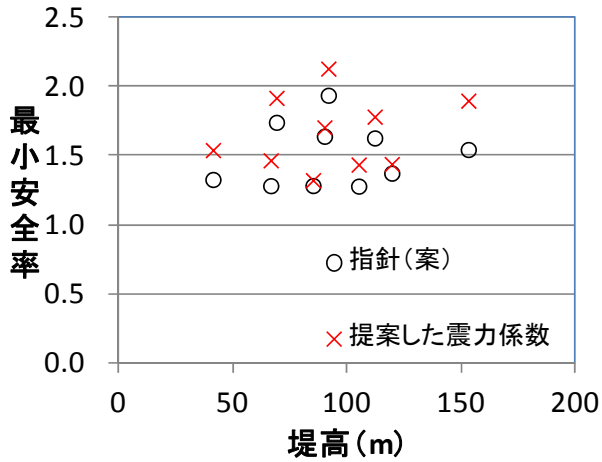


図-4.32 10 ダムの下流側の最小安全率

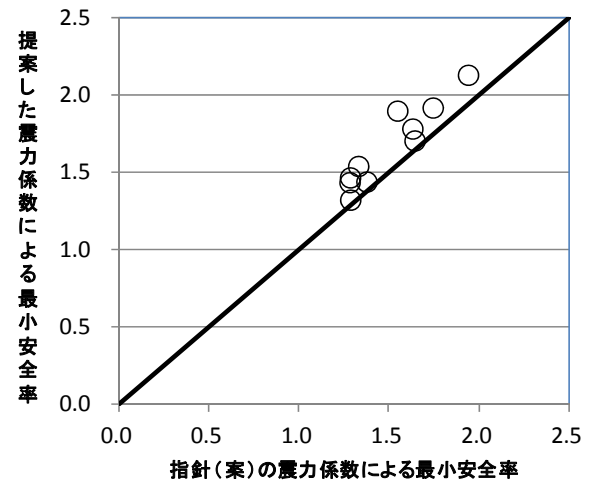


図-4.35 指針(案)による安全率と提案した震力係数による安全率の比較(下流側)

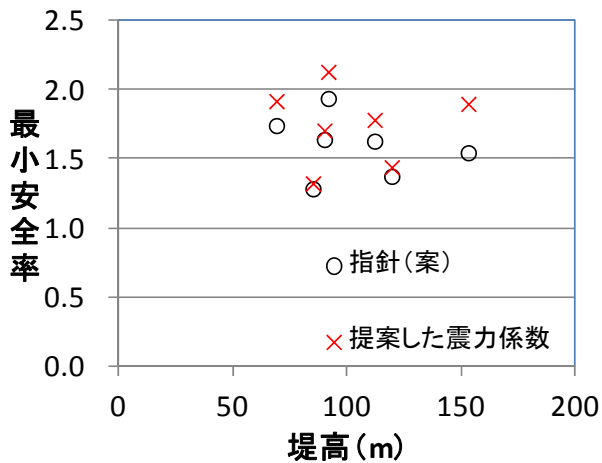


図-4.33 指針(案)適用前の7 ダムの下流側の最小安全率

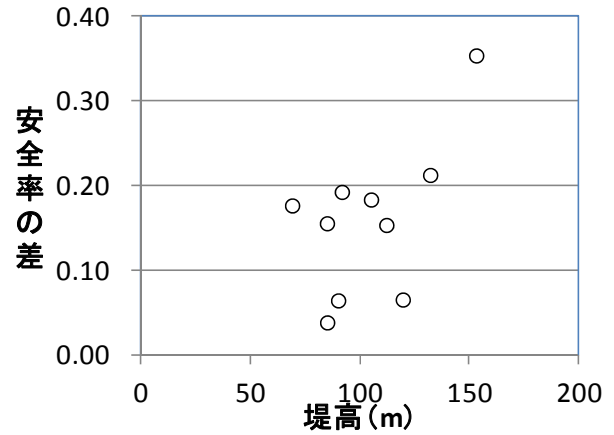


図-4.36 10 ダムの堤高と下流側の安全率の差
(注) 安全率の差= (提案した震力係数による安全率) - (指針(案)による安全率)

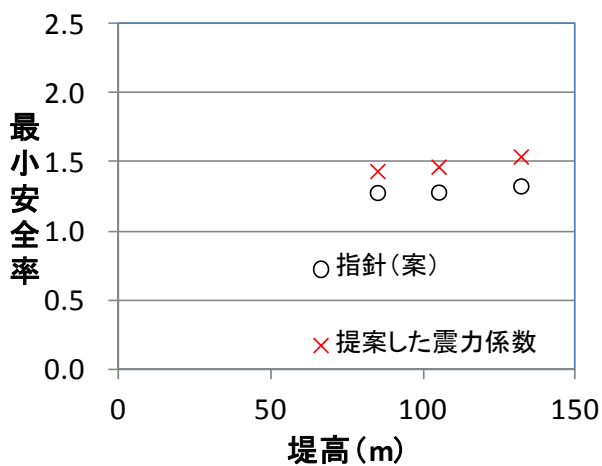


図-4.34 指針(案)適用後の3 ダムの下流側の最小安全率

Research on rationalization and improvement of design and seismic performance evaluation of fill dams

Abstract: Recently in Japan, rationalization of design and construction or cost reduction has strongly requested. In this research, for rationalization of design and seismic performance evaluation of rockfill dams, we proposed seismic coefficients for modified seismic coefficient method considering recent observed seismic records last year. We also research effects of seismic motions with long duration on seismic performance of fill dams.

In fiscal year 2013, we conducted sliding deformation analysis based on Newmark method and evaluated differences of sliding deformations of both restricted slip circles and arbitrary slip circles. We investigated the effects of seismic motions with long and short durations on differences of sliding deformations of rockfill dam. We conducted stability analysis based on modified seismic coefficient method using the our proposed seismic coefficients and investigated the safety factors of the existing rockfill dams.

Key words: fill dam, design, seismic performance evaluation.