

③-6 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：佐々木隆、佐藤弘行、坂本博紀

【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 24 年度は、ロック材料の設計せん断強度を定める際の材料安全率を提案するため、ロック材料の材料物性のばらつきがロックフィルダムのすべり安全性評価に与える影響についての検討を実施し、信頼性設計に基づくロック材料の材料安全率を提案した。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、東北地方太平洋沖地震を含む近年ダムサイトにおいて観測された地震動記録を用いて 100m 以上のロックフィルダムにも適用可能な震力係数を提案した。地震時にフィルダムの天端に発生する亀裂を解析により再現するための基礎物性として、コア材料の直接引張試験を実施した。フィルダム堤体と関連構造物等の境界部において地震時に発生した被災事例の文献調査を行った。

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、震度法におけるロックフィルダムの主材料であるロック材料の設計強度は、その三軸圧縮試験結果をモール・クーロンの破壊基準により整理したうえで粘着力を無視して内部摩擦角のみを用いて設定されており、また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）」⁵⁾（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 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と、ロック材料のせん断強度について拘束圧依存性を考慮した評価方法を組み合わせた方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。また、指針（案）は照査法であることから解析に用いるロック材料の強度には試験強度をそのまま用いているが、設計法として用いるためには適切な材料安全率を定めて設計強度を設定する必要があると考える。本研究では、上記の課題を踏まえたうえで、ロックフィルダムの合理的な設計法（以下、「新設計法」という）を提案するための検討を実施する。

また、本研究においては、新設計法における材料安全

率の設定に関する検討にあたって、信頼性設計の概念の導入を試みた。信頼性設計とは確率論的手法に基づくもので、構造物の耐用期間における終局限界状態と使用限界状態に相当する破壊モードを設定し、それらの破壊モードの発生頻度を設定した範囲に抑えるという思想に基づく設計法である⁹⁾。近年、欧州では限界状態の不確実性に対して確率統計を用いて安全性を評価する手法として信頼性設計が用いられるようになってきている。このような国際的な流れに対応するよう国内の土木分野においても各種の構造物において信頼性設計の適用のための検討がなされており、一部の構造物においては設計基準自体が信頼性設計に基づくものに移行している。本研究における検討も、このような設計基準の整備における最近の動向に対応したものである。

平成 24 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。

材料安全率を信頼性設計に基づき設定するために、ロックフィルダムの震度法に基づいて設計された堤体断面に対して、ロック材料のせん断強度のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを実施し、せん断強度や地震力の評価方法や堤高等の解析条件がすべり安定性評価に与える影響を検討した。さらに検討結果に基づき、信頼性設計に基づくロック材料の材料安全率の値を提案した。

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について、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地震動記録を用いて引き続き震力係数の検討を行い、前年度までに検討した内容とあわせて、100m 以上のロックフィルダムにも適用可能な震力係数を提案した。

既往の大規模地震、特に東北地方太平洋沖地震では、フィルダムの天端に亀裂が発生した事例が多かった。フィルダム天端に発生する亀裂が深い場合には、安全性や修復可能性に影響を及ぼす可能性があるため、地震時にフィルダム天端に発生する亀裂を解析により再現するための基礎物性として、コア材料の直接引張試験を実施した。

大規模地震により、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部において変状が発生する可能性が考えられる。そのため、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における地震時の被害形態を把握するための基本的な検討として、既往の地震時にフィルダム堤体と関連構造物等の境界部に発生した被災事例の文献調査を行った。

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) 例えば 建設省土木研究所：土木研究所所報 第 196 号, pp.321~339, 1996 年 3 月.
- 3) 例えば 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所, 独立行政法人建築研究所：平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震被害調査報告, pp.90~137, 2008 年 12 月.
- 4) 例えば 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所：平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, pp.342~366, 2011 年 7 月.
- 5) 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.
- 6) 例えば 星谷勝, 石井清：構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, pp.1~9, 1986 年 5 月.

2. ロックフィルダムの新設計法の検討

本章では、ロックフィルダムのより合理的な設計法として、修正震度法に基づくすべり安全性の照査式にレベルⅠの信頼性設計法である部分安全係数法を適用し、各部分安全係数についての検討を行いその推奨値を提案する。さらに、既設ダムの材料強度の実績範囲を考慮して強度定数を設定した、種々の材料に対して、提案する推奨値に基づく断面設計を行い、震度法設計断面との関係を確認し推奨値を採用した場合の影響について考察を行う。

2.1 新設計法におけるすべり安全性照査式の基本構成

新設計法は「フィルダムの耐震設計指針（案）」¹⁾（以下、「指針（案）」という）に示される耐震照査法を基本として改善を加えた解析方法を想定している。新設計法において照査対象とする水位条件と水位条件に応じた地震力の最大値の考え方は指針（案）にならうことを前提とし、すべり安定解析を行う際の照査式についての検討を行った。本節では、照査式に関する基本的な考え方を概説する。

新設計法での照査式は震度法および指針（案）で採用されているフェレニウス法を採用するが、式中の強度、荷重、すべり安全率の設定において信頼性設計に基づく検討を実施した。

信頼性設計における構造系の限界状態に対する設計水準レベルはレベル1～3の3段階があるが、レベル2、レベル3の信頼性設計を行うためには、荷重や強度の確率分布関数若しくは統計基本数量が設計段階で必要となるため個別ダムの共通の設計法として採用することは現実的ではない。そこでレベル1の信頼性設計法である部分安全係数法を採用することとした。なお、部分安全係数法は他の構造物においても限界状態設計法に基づく設計基準類に一般的に採用されている。

レベル1の信頼性設計では設計強度の公称値または特性値、平均値に対して部分安全係数を定め、それらの係数を有する設計基準式に基づいて決定論的手法で設計を行う方法である。部分安全係数を決定する際にレベル3の破壊確率やレベル2の安全性指標と関連付ける方法を取ることで、設計断面は所用の信頼度を有することになる。また、この方法では部分安全係数を設計基準の中で定めておけば、設計者は確率計算を伴わず、従来の方法で設計を行うことが出来る。ここで、部分安全係数法の概念的な設計基準式を式(2.1)に示す。

$$\frac{R_d}{S_d} = \frac{R(f_k / \gamma_m)}{\gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)} \geq \gamma_i \quad (2.1)$$

R_d : 設計対荷重効果
 S_d : 設計荷重作用効果
 f_k : 材料強度の特性値
 γ_m : 材料係数
 $R()$: 対荷重効果算定関数
 F_k : 荷重の特性値
 γ_f : 荷重係数
 $S()$: 荷重作用効果算定関数
 γ_a : 構造解析係数
 γ_i : 構造物係数

式(2.1)に対して、指針（案）に示される円弧すべりの照査式を当てはめると式(2.2)のように表現することが出来る。

$$\begin{aligned} \frac{R_d}{S_d} &= \frac{R(f_k / \gamma_m)}{\gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)} \\ &= \frac{r \sum (\tau_f (\gamma_{fw} \cdot \bar{W}) / \gamma_m \cdot l)}{\gamma_a \cdot \sum (\gamma_{fw} \cdot \bar{W} \cdot r \cdot \sin \theta + \gamma_{fk} \cdot k \cdot \gamma_{fw} \cdot W \cdot h)} \geq \gamma_i \\ \therefore \frac{r \sum (\tau_f (\gamma_{fw} \cdot \bar{W}) / \gamma_m \cdot l)}{\sum (\gamma_{fw} \cdot \bar{W} \cdot r \cdot \sin \theta + \gamma_{fk} \cdot k \cdot \gamma_{fw} \cdot W \cdot h)} &\geq \gamma_i \cdot \gamma_a = Sf \end{aligned} \quad (2.2)$$

r : 円弧半径
 τ_f : スライス土柱重量に応じたせん断強度の特性値
 γ_m : 材料係数
 l : 各スライスの底面幅
 $\bar{W}$: 各スライスの単位幅あたりの有効土柱重量の特性値
 W : 各スライスの単位幅あたりの全土柱重量の特性値
 k : 堤体震力係数
 γ_{fw} : 材料密度に関する荷重係数
 γ_{fk} : 堤体震力係数に関する荷重係数
 h : すべり円弧の中心と各スライスに働く地震力の作用線との垂直距離
 γ_a : 構造解析係数
 γ_i : 構造物係数
 Sf : すべり安全率

式(2.2)中に含まれる各種の特性値と部分安全係数の設定についての検討内容を次節以降で順次説明する。

2.2 荷重係数の検討

荷重係数とは荷重の特性値を設定する際の不確実性を考慮するための係数で、荷重特性値を決定する際のデータ不足・偏り、耐用期間中の荷重の変化、荷重の算出方

法に関する不確実性等を考慮するための係数である²⁾。

式(2.2)では荷重係数は、材料密度に関する荷重係数と、堤体震力係数に関する荷重係数の2種類の荷重係数がある。

2.2.1 材料密度に関する荷重係数 γ_{fw}

式(2.2)における各土柱重量の特性値は盛土材料の設計密度の特性値と土柱高さの積であるため、土柱重量に掛かる荷重係数は「材料密度に関する荷重係数」と表現している。

震度法における設計密度には、一般に実施工で確実に確保することが出来る相対密度における設計間隙比に対応する密度が用いられている。設計密度と施工密度の関係は、施工間隙比は設計間隙比よりも小さく管理されることと、室内試験の締固めエネルギーと実施工における締固めエネルギーは後者の方が大きいこともあり、一般に後者の方が大きく、施工時の品質管理試験において設計密度を下回る密度が確認されることは極めて稀である¹⁾。

既設ダムの設計密度と施工密度の関係は既往の研究でも調査がされており、施工密度/設計密度の比率は大部分の岩種で概ね1.00~1.20に分布している(図-2.1 参照)。しかし、この比率は材料毎に異なっており、設計時点の情報で平均的な施工密度を精度よく予測することは困難であるといえる。よって、材料密度の特性値については設計値と品質管理値の関係から決めることとした。

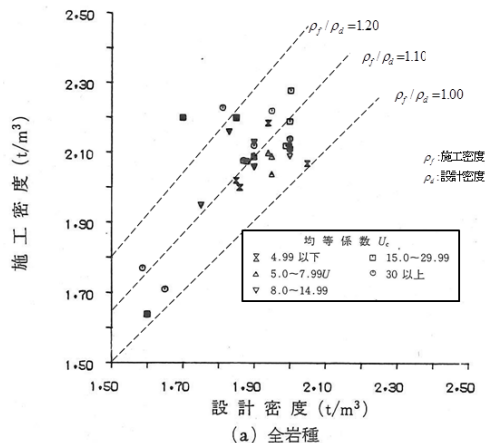


図-2.1 既設ダムロック材の設計密度と施工密度の関係(参考文献1)の図面を加工)

ここで、式(2.2)を確認すると、土柱重量はすべりの起動力と抵抗力の双方に影響しており、正の荷重係数を導入すると、起動力と抵抗力はともに増幅するため、分母分子の増幅割合のバランスによっては必ずしも安全側の評価をすることになるとは限らない。そこで、ロック材のせん断強度の強度定数(c , ϕ , A , b)と土柱重量に関する

荷重係数 γ_{fw} を変数とした新設計法によるすべり安定解析を行い、荷重係数の影響を分析した。なお、この検討においては、式(2.2)の左辺における他の部分安全係数は全て1.0として、 γ_{fw} の影響のみを分析した。

(1) 解析ケース

解析ケースの一覧を表-2.1に示す。土柱重量に関する荷重係数 γ_{fw} の変動範囲は先に示したIダムロック材の設計値と品質管理平均値の関係を参考に、1~1.1の範囲で変動させることとした。表-2.1に示した各ケースのAb法の強度定数 A, b は c - ϕ から与えられるモール・クーロンの破壊基準線上で垂直応力が $\sigma_n=100, 200, 300, 400, 600, 800\text{kPa}$ に対応する6点の強度を用いて算出した。

③-6 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

表-2.1 解析ケース一覧 (γ_{FW} の検討)

Case	対象設計断面		震度法最小安全率		M-Cの破壊基準式		Ab法強度定数	
	上流勾配	下流勾配	上流面	下流面	せん断強度 ϕ (°)	粘着力c (kPa)	A	b
Case1-1	3.2	2.2	1.21	1.21	38	25	1.089	0.951
Case1-2						50	3.040	0.802
Case1-3						100	7.363	0.678
Case2-1	2.9	2.1	1.20	1.20	40	25	1.722	0.894
Case2-2						50	3.031	0.813
Case2-3						100	7.121	0.693
Case3-1	2.5	1.8	1.23	1.22	43	25	1.798	0.904
Case3-2						50	3.040	0.828
Case3-3						100	6.825	0.713

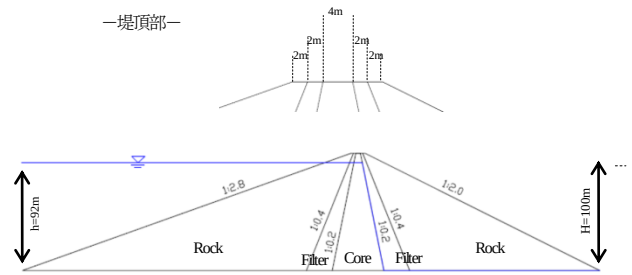


図-2.2 解析モデルの例 (case2)

表-2.2 解析物性値 (γ_{FW} の検討)

材料	飽和密度 ρ_{sat} (kN/m ³)	湿潤密度 ρ_t (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	備考
コア	20.70	20.21	0	30	内部摩擦角は最大頻度を採用
フィルタ	21.81	20.11	0	37	内部摩擦角は平均値を採用
ロック①	21.48	19.33	0	38.0 ~ 43.0	内部摩擦角は既設ダムの実績分布範囲で変化
ロック②	22.13	19.91	0	38.0 ~ 43.0	$\gamma_{kw}=1.03$
ロック③	22.56	20.29	0	38.0 ~ 43.0	$\gamma_{kw}=1.05$
ロック④	23.20	20.87	0	38.0 ~ 43.0	$\gamma_{kw}=1.08$
ロック⑤	23.63	21.26	0	38.0 ~ 43.0	$\gamma_{kw}=1.11$

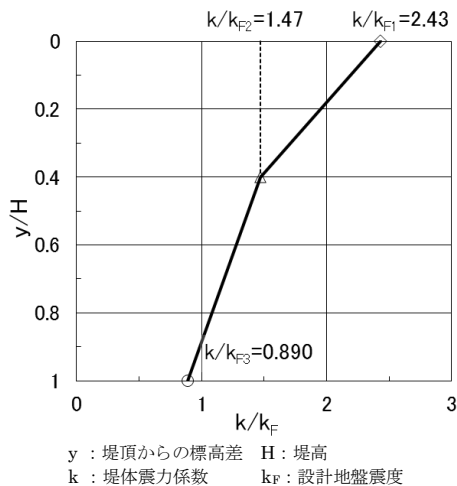
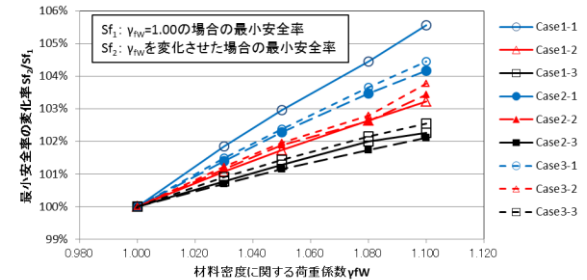
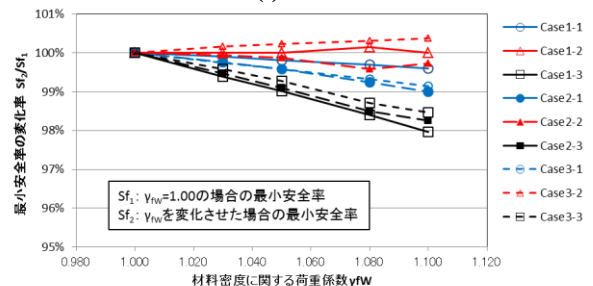


図-2.3 震力係数 (H=100m)



(a) 上流側



(b) 下流側

図-2.4 γ_{FW} と最小安全率の変化率の関係

(2) 解析物性値

表-2.1 に示した強度定数以外の解析物性値を表-2.2 に示す。ロック材の密度は既設ダムの平均値に対して、I ダムの設計密度と施工密度の関係を参考に 8%高く見込んだ数値を基準とし、各ケースの荷重係数を乗じた値としている。コア材、フィルタ材の飽和密度、湿潤密度とフィルタ材の内部摩擦角は既設ダムの物性値の平均値を採用し、コア材の内部摩擦角については、頻度分布のピークが 30° と 35° の2点が生じたため、安全側の 30° で設定している。なお、本検討ではコア材、フィルタ材の

密度には荷重係数を考慮していない。

(3) 解析モデル

解析モデルは、中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルで、堤体のみをモデル化した。モデル断面の一例を図-2.2 に示す。モデルダムの堤高は $H=100m$ 、上流水位は $h=92m$ とし、上下流面勾配は震度法に基づき表-2.1、表-2.2 に示す $\gamma_{FW}=1.00$ の場合の物性値を採用して設定した。

(4) 堤体震力係数

地震荷重は指針 (案) に示される修正震度法に基づき

算定したが堤体震力係数については、著者らが既往の研究で見直しを行った推奨値を採用した。この検討結果については第3章で詳述する。本検討で採用した堤体震力係数を図-2.3(3章の表-3.1に堤高100mとして求めた値)に示す。

(5) 解析結果

解析結果を図-2.4に示す。各ケースにおいて材料密度に関する荷重係数を $\gamma_{pw}=1.0$ とした場合のすべり安全率に対する、 $\gamma_{pw}=1.03, 1.05, 1.08, 1.10$ と変化させた場合のすべり安全率の変化率をプロットしている。

図-2.4より材料密度に関する荷重係数を考慮すると、上流側では危険側の評価となり、下流側では安全側の評価となることが分かる。また、上下流の安全率の変化率 Sf_2/Sf_1 の絶対値を比較すると、上流側の方が、荷重係数の影響が大きいことが分かる。また、上流側の方が低拘束圧条件下の強度で最小安全率が発生しているが、詳細は次節で述べるが、せん断強度のばらつきは低拘束圧条件下の方が大きい上流側の評価を安全側に設定する必要があると考えた。以上を勘案して、新設計法における材料密度に関する荷重係数は $\gamma_{pw}=1.0$ とすることとした。

2.2.2 堤体震力係数に関する荷重係数 γ_{fk}

新設計法で採用予定の堤体震力係数の推奨値（H=100mのダムでは図-2.3に示す震力係数）はモデルダムにおける48の地震波形を用いた堤体応答解析結果を整理分析して定めている。実務においてはダム毎に断面形状と材料の繰り返しせん断特性が異なることから、厳密にはダム毎に堤体震力係数は異なる。そこで新設計法における震力係数の推奨値には、複数の堤体材料の繰り返しせん断特性の中から、最も堤体応答が大きく計算される物性を用いて算出した値を採用している。この際、48の地震波形に対する堤体応答値について統計平均を行い、平均値 μ_k と標準偏差 σ_k の値を推奨値として提案している。この様に、新設計法における震力係数の推定値は材料の動的物性に起因する応答値については上限値に近い値で設定しており、入力地震波形に起因する応答値についても統計分析に基づき応答のばらつきを考慮した安全側の値で設定している。このため、震力係数に関する荷重係数はすでに堤体震力係数 k に含まれているものと考え、 $\gamma_{fk}=1.0$ とした。以上を勘案すると式(2.2)は式(2.3)のように簡略化される。

$$\frac{r \sum (\tau_f(\bar{W}) / \gamma_m \cdot l)}{\sum (W \cdot r \cdot \sin \theta + k \cdot W \cdot h)} \geq \gamma_i \cdot \gamma_a = Sf \quad (2.3)$$

r : 円弧半径

τ_f : スライス土柱重量に応じたせん断強度の特性値

γ_m : 材料係数

l : 各スライスの底面幅

$\bar{W}$: 各スライスの単位幅あたりの有効土柱重量

W : 各スライスの単位幅あたりの全土柱重量

k : 堤体震力係数

h : すべり円弧の中心と各スライスに働く地震力の作用線との垂直距離

S_f : すべり安全率

γ_a : 構造解析係数

γ_i : 構造物係数

2.3 材料係数の検討

部分安全係数法における材料係数は一般に材料強度のばらつきや強度試験法のもつ不確実性、材料強度の経時変化などを考慮するための係数を示している⁹⁾。なお、本稿では震度法における試験強度に対する設計強度の余裕を材料安全率とし、新設計法においては材料係数と呼び区別する。

本研究ではせん断強度の頻度分布が正規分布に従うと仮定し、強度特性値に平均値を採用し、平均値に対する信頼区間の下限値を設計せん断強度とし、設計強度に対する強度特性値の比を材料係数と定めることとした。設定する信頼区間は平均値より上側のばらつきについては、設計上安全側なので問題とならないため、下限値以下の割合は全体の5%となるように定めた(図-2.5参照)。この信頼区間を本稿では95%片側信頼区間という。

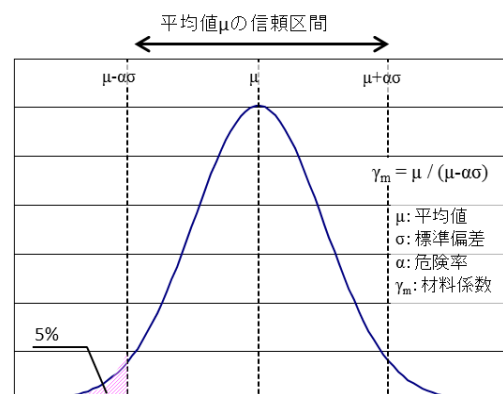


図-2.5 材料係数の設定イメージ

平均値の95%片側信頼区間の下限値は母集団の標本数により定まる危険率 α と母集団の標準偏差によって定まるが、個別ダムごとに標準偏差が推定できる程度の数量の試験を実施することは現実的ではない。そこで既設ダムのせん断強度の統計基本数量に基づき、全ダム共通の材料係数を定めることとした。以下に検討内容を示す。

表-2.3 垂直応力-せん断強度の標準偏差

材料	平均値				変動係数				
	τ_ϕ		τ_{Ab}		τ_ϕ		τ_{Ab}		
	c (kPa)	ϕ (°)	A	b	c (kPa)	ϕ (°)	A	b	C.V. τ_{Ab}
I-R1	88.5	41.9	3.025	0.837	46%	1%	34%	5%	$C.V. \tau_{Ab}(\sigma_n) = -0.044 \ln(\sigma_n) + 0.3601$
I-R2	74.1	41.3	2.516	0.859	41%	3%	27%	4%	$C.V. \tau_{Ab}(\sigma_n) = -0.031 \ln(\sigma_n) + 0.2606$
M-R1	61.6	42.0	2.226	0.878	45%	2%	44%	5%	$C.V. \tau_{Ab}(\sigma_n) = -0.055 \ln(\sigma_n) + 0.4110$
M-R2	60.0	41.3	2.061	0.886	43%	3%	32%	5%	$C.V. \tau_{Ab}(\sigma_n) = -0.041 \ln(\sigma_n) + 0.3013$
平均値	-	-	-	-	44%	2%	34%	5%	$C.V. \tau_{Ab}(\sigma_n) = -0.044 \ln(\sigma_n) + 0.3333$

c: 粘着力 ϕ : 内部摩擦角 A,b: Ab法の強度定数 C.V. τ_{Ab} : Ab法によるせん断強度の変動係数

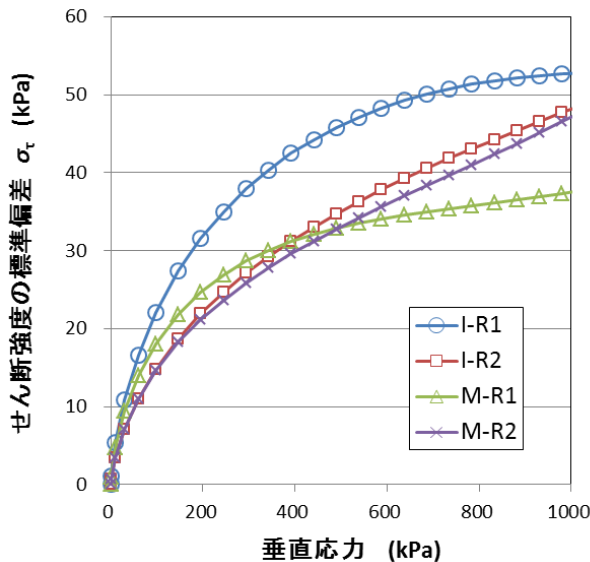


図-2.6 垂直応力-Ab 法強度の標準偏差

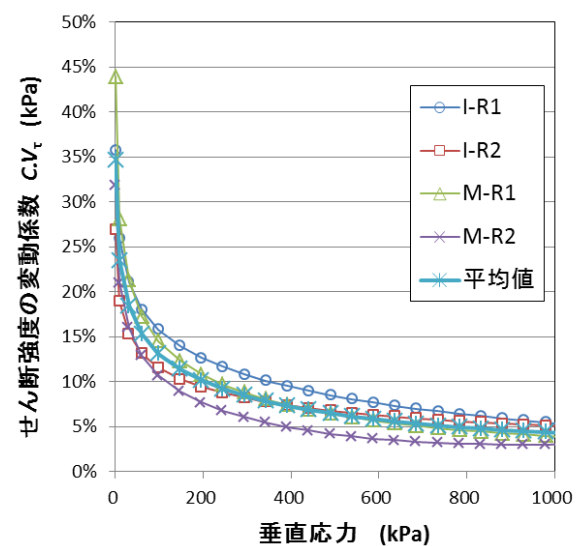


図-2.7 垂直応力-Ab 法強度の変動係数

2.3.1 既設ダムの材料強度のばらつき

材料係数の検討に先立ち、既設ダムの材料強度のばらつきについて整理する。既設ダムではロック材料の設計強度を定める際に多数の強度試験が行われるものの、粒度と間隙比の試験条件が全て異なるため、同一の締固め条件における統計分析には適していない。そこで、本研究では施工時の品質管理試験として大型三軸圧縮試験を実施しているダムにおける試験結果を用いて現場強度のばらつきについての分析を行った。

(1) 分析対象

分析対象はI ダム、M ダムの外部ロック材および内部ロック材の4材料とした。

(2) 分析結果

各材料の試験結果を再整理し c- ϕ 法と Ab 法の強度定数と Ab 法強度の標準偏差、変動係数の関係を整理した。表-2.3 に分析結果の一覧を示す。また、拘束圧に応じた Ab 法強度の標準偏差を図-2.6 に、Ab 法強度の変動係数(=標準偏差:平均値)を図-2.7 に示す。

表-2.3 において、c, ϕ の変動係数を確認すると ϕ の変動係数は平均で 2%程度であるのに対して、c の変動係数は 41~46%である。このことは低拘束圧条件下での強度の変動が非常に大きく、拘束圧条件が大きくなると変動は

小さくなることを示している。既設ダムの中で品質管理項目にせん断強度試験を含むダムでは、品質試験結果から得られる ϕ が設計内部摩擦角 ϕ_d を満足するかどうか注目している場合が多い。しかし、図-2.6, 2.7 に示されるとおり、せん断強度の標準偏差 σ_τ と変動係数 $C.V. \tau$ は一律ではなく垂直応力の関数となっていることが分かる。 $C.V. \tau$ の分布より、せん断強度の変動は低拘束圧条件下では変動幅が大きく、拘束圧が大きくなるに従い減衰し一定値に収束していく。

2.3.2 材料係数の設定

設計強度 τ_d と材料係数 γ_{m1} は以下の式で表せる。

$$\begin{aligned}\tau_d &= \mu_\tau - \alpha \cdot \sigma_\tau \\ &= \mu_\tau - \alpha \cdot \mu_\tau C.V. \tau \\ &= \mu_\tau (1 - \alpha \cdot C.V. \tau) = \frac{\mu_\tau}{\gamma_{m1}}\end{aligned}\quad (2.4)$$

$$\therefore \gamma_{m1} = \frac{1}{1 - \alpha \cdot C.V. \tau} \quad (2.5)$$

μ_τ : せん断強度の平均値
 σ_τ : せん断強度の標準偏差
 $C.V. \tau$: せん断強度の変動係数
 α : t 分布の危険率

表-2.4 解析結果

	材料係数	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kPa)	強度定数			最小安全率		安全率比(対震度法※)	
				A (特性値)	A' (A/ γ_{m2})	b	上流	下流	上流	下流
Case1-1	1.15	40	125	9.9667	8.774	0.6463	1.497	1.496	125%	125%
Case1-2		40	100	7.1214	6.269	0.6925	1.372	1.433	115%	120%
Case1-3		40	75	4.8183	4.241	0.7471	1.230	1.348	103%	112%
Case1-4		40	50	3.0311	2.668	0.8128	1.075	1.220	90%	102%
Case1-5		40	25	1.7216	1.515	0.8944	0.870	1.015	73%	85%

※ 震度法安全率 上流:1.197 下流:1.199

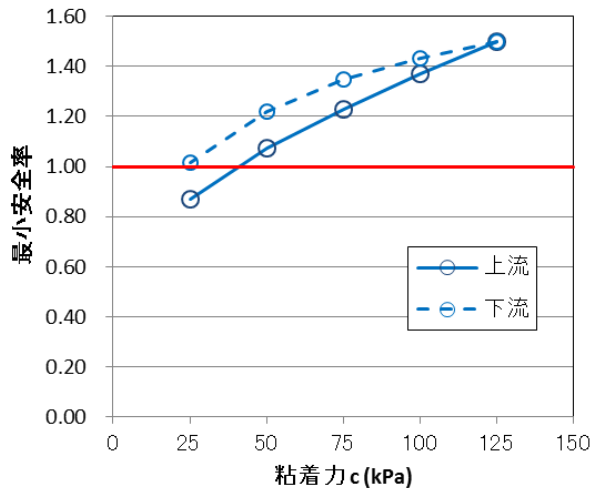


図-2.8 解析結果

予備検討として、材料係数に拘束圧依存性を考慮した関数を用いた検討を行ったが、内部摩擦角が $\phi=40^\circ$ の設計断面では粘着力が $c=70\text{kPa}$ 以下の材料ではすべり安全率が1.00を下回るという結果となった。これは現在のフィルダムの耐震性能実績とのバランスを欠く結果であった。

そこで、式(2.2)における強度の変動係数 $C.V_r$ を、拘束圧に無関係な一定値で代表させることとした。ここでは、ある一定の拘束圧範囲における平均強度のばらつきを用いて変動係数の代表値を定めることとした。まず4種類の材料別に垂直応力が $0 \leq \sigma_n \leq X$ の範囲における平均強度 τ_{mean_X} の変動を用いて材料毎に平均強度の変動係数を算出する。ここで得られた4材料の変動係数を更に平均し材料係数を算定するための変動係数の代表値とした。なお、平均強度 τ_{mean_X} は以下の式で算出した。

$$\tau_{\text{mean}_X} = \frac{\int_0^X (A \cdot \sigma_n^b) d\sigma_n}{X} = \frac{A}{b+1} X^b \quad (2.6)$$

図-2.7より、平均強度 τ_{mean_X} の変動係数は平均強度 τ_{mean_X} を算出する際の積分範囲 X の設定により大きく変化することが分かる。本研究では修正震度法で最小安全率発生円弧の発生する拘束応力の範囲を想定して、 $X=800\text{kPa}$ として平均強度 τ_{mean_X} を算出することとした。

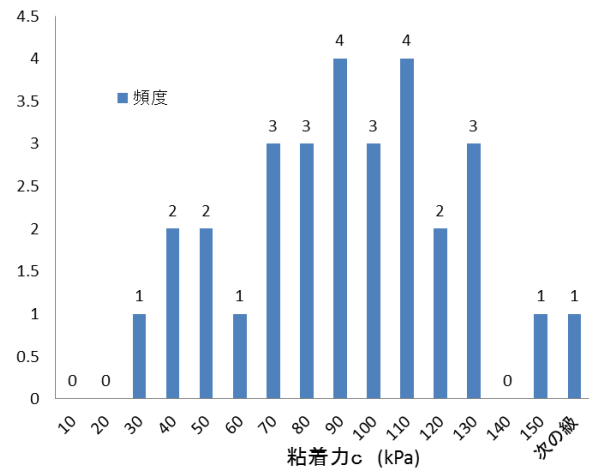


図-2.9 ロック材料の粘着力の頻度分布

このような条件で得られた変動係数の代表値を式(2.5)に代入し、片側信頼区間95%となる材料係数 γ_m を求めると $\gamma_m=1.136$ となったため、計算結果を0.05単位で丸めて $\gamma_m=1.15$ とした。

ここで(2-1)と同様に、震度法設計断面に対して材料係数に γ_{m2} を採用した新設計法による安定性照査を行い震度法の評価結果との関係性を確認した。解析条件は材料係数の設定以外は前節の(2-1)における条件と同一とした。解析結果を表-2.4と図-2.8に示す。

解析結果より、水没条件では粘着力 c が約 30kPa 以下の材料が震度法設計断面は材料係数に γ_m を採用した新設計法を適用すると、すべり安全率が1.00を満足しないことを示している。図-2.9に既設ダムのロック材料の設計強度決定時の室内試験から求まる粘着力 c の平均値のヒストグラムを示す。各材料の c の平均値は工事誌等から確認出来るものを選定し、16ダム30材料を対象とした。図-2.9を参照すると $c<30\text{kPa}$ となる材料は調査対象とした30材料の中には存在しないことから、震度法で設計されたダムの耐震性能実績を勘案しても不自然なバランスとはなっていない。よって、本研究では新設計法で採用する材料係数は拘束圧依存性については考慮しないものとし1.15を推奨値とした。

2.4 すべり安全率の設定

式 (2.3) のすべり安全率 S_f に注目すると S_f は構造解析係数 γ_a と構造物係数 γ_l の積で表現されている。構造解析係数とは解析法における各種の仮定に起因する不確実性を考慮するための係数である²⁾。構造物係数とは構造物の重要度に応じて設定される係数である²⁾。

震度法と指針 (案) ではすべり安全率に 1.2 を経験的に採用しているが、震度法では同一の設計断面のダムでも、設計せん断強度を定める際に基準とする強度特性値 (c , ϕ , $\Delta\phi$) の違いによって材料安全率が異なるため、指針 (案) に基づく断面照査を行うと、すべり破壊に対する安全性は大きく異なる可能性がある。そこで本研究では断面のすべりに対する安全性を客観的に評価したうえで適切なすべり安全率を設定することを試みた。

本章では、まず強度特性値 (c , ϕ , A , b) の違いに応じた震度法設計断面の有する安全性について、信頼性解析に基づく検討を行い安全性の評価指標である安全性指標ならびにすべり安全率が 1.0 を切る確率 (以後、便宜上「破壊確率」という) の分布を確認することで、破壊確率と強度特性値の関係を確認した。この上で、他の国内外の基準等における重要構造物の許容破壊確率を参考にロックフィルダムの許容破壊確率の推奨値を設定し、この推奨値を参考に、強度特性値と破壊確率分布・すべり安全率分布の関係から、新設計法における破壊確率が許容破壊確率以下となるすべり安全率の推奨値を提案した。以下にその検討内容を示す。

2.4.1 信頼性解析の概要

本研究では、震度法設計堤体断面に対して、強度と荷重のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーション (以下、「MCS」という) を実施し、すべり破壊に対する安全性を評価した。MCS のベースとなる解析方法は修正震度法とし、荷重条件となる震力係数と強度条件となるせん断強度の変動を考慮した。

すべり安全性の評価方法は、MCS の試行毎に得られるすべり安全性に関する性能関数 Z について統計処理を行うことで得られる安全性指標および破壊確率を分析評価した。この際、同一の設計断面に対して、せん断強度の特性値 A, b を粘着力 c の変化に応じて変化した種々のシミュレーションを行い、 c の変化 (= 低拘束圧条件下での強度の増加率の変化) がすべり安定性に与える影響を評価した。

なお、本稿では「破壊確率」とは 5,000 回の MCS 試行においてすべり安全率が 1.0 を下回る円弧が発生する確率のことを示しており、ダムが終局限界あるいは使用限

界に至る確率を指しているのではないことに注意されたい。

2.4.2 解析条件

(1) MCS の解析条件

性能関数 Z は MCS の各試行において最小安全率が発生した円弧における起動モーメントを S 、抵抗モーメントを R として、 $Z=R/S-1$ ($Z<0$ の場合にすべり安全率が 1.0 を下回る) で定義した。MCS の試行回数は予備検討の結果より Z の平均値 μ_z の 95% 信頼区間の幅が μ_z の概ね 1% 以下となる 5,000 回とした (図-2.10)。

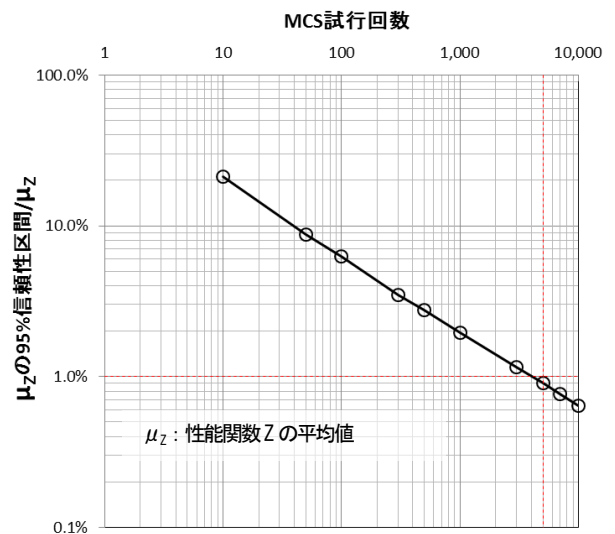


図-2.10 MCS 試行回数と μ_z の 95% 信頼区間の関係

材料物性値の中での変動を考慮したのはロック材料のせん断強度のみであり、ロック材料の密度、コア材料・フィルタ材料の強度および密度の変動は考慮していない。また、地震荷重については、設計地盤震度は強震帯の 0.18 で固定値し、堤体震力係数の変動を考慮することで地震荷重の変動を設定した。

解析モデルはロックゾーンについては、厚さ 1m の層状にメッシュ分割を行い、各メッシュのせん断強度は独立した正規乱数として与えることで空間的な分布を考慮した。

(2) 解析ケース

解析ケースの一覧を表-2.5 に示す。内部摩擦角を $\phi=40^\circ$ とした場合の震度法設計断面について、見かけの粘着力が異なる 5 種類の材料強度を用いて震度法設計断面の破壊確率を算定する。各ケースの A, b は設計値決定のための材料試験あるいは品質管理試験結果から算出した。標準偏差の算出方法については後述する。

解析対象とする震度法断面は、震度法におけるすべり

表-2.5 解析ケース一覧

Case名	内部摩擦角	粘着力	平均値 $\mu_{\varepsilon f}$		標準偏差 $\sigma_{\varepsilon f}$						
	ϕ	c	$\mu_{\varepsilon f}(\sigma_n) = A \cdot \sigma_n^b$		$\sigma_{\varepsilon f}(\sigma_n) = A \cdot \sigma_n^6 + B \cdot \sigma_n^5 + C \cdot \sigma_n^4 + D \cdot \sigma_n^3 + E \cdot \sigma_n^2 + F \cdot \sigma_n + G$						
	(°)	(kPa)	A	b	a	b	c	d	e	f	g
Case1	40	125	9.967	0.646	-1.6110E-15	5.4537E-12	-7.2572E-09	4.8425E-06	-1.7459E-03	3.5762E-01	8.8212E+00
Case2	40	100	7.121	0.693	-1.3620E-15	4.6214E-12	-6.1696E-09	4.1421E-06	-1.5161E-03	3.2590E-01	6.6305E+00
Case3	40	75	4.818	0.747	-1.1020E-15	3.7479E-12	-5.0239E-09	3.3991E-06	-1.2690E-03	2.9051E-01	4.7047E+00
Case4	40	50	3.031	0.813	-8.3400E-16	2.8454E-12	-3.8346E-09	2.6214E-06	-1.0058E-03	2.5136E-01	3.0636E+00
Case5	40	25	1.722	0.894	-5.6400E-16	1.9329E-12	-2.6248E-09	1.8214E-06	-7.2868E-04	2.0797E-01	1.7289E+00

表-2.6 予備解析結果（震度法設計断面の安全率）

Case	強度定数		震度法設計断面		震度法最小安全率	
	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力c (kPa)	上流勾配	下流勾配	上流面	下流面
Case1	38	0	3.2	2.2	1.21	1.21
Case2	39	0	3.0	2.1	1.21	1.21
Case3	40	0	2.8	2.0	1.20	1.20
Case4	41	0	2.7	2.0	1.21	1.24
Case5	42	0	2.6	1.9	1.22	1.23
Case6	43	0	2.5	1.8	1.23	1.22

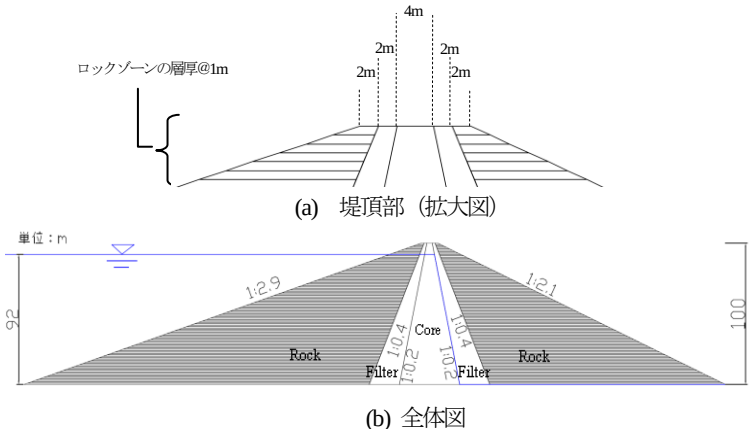


図-2.11 MCS 解析モデル

安全率が震度法の設計条件であるすべり安全率 1.2 ぎりぎりの断面であることが望ましい。盛立材料の飽和密度、湿潤密度に表-2.2 に示す値を採用し、内部摩擦角が $\phi=38 \sim 43^\circ$ で設計した震度法設計断面の安全率を表-2.6 に示す。表-2.6 より $\phi=40^\circ$ では上下流とも 1.20 であり設計上の余裕が最も小さい条件となる。

(3) 解析モデル

解析モデルは、中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルで、堤体のみをモデル化し、ロックゾーンのみ厚さ 1m の層状にメッシュ分割した。モデル断面図を図-2.11 に示す。

(4) 解析物性値

表-2.5 に示したロック材強度以外の入力物性値は表

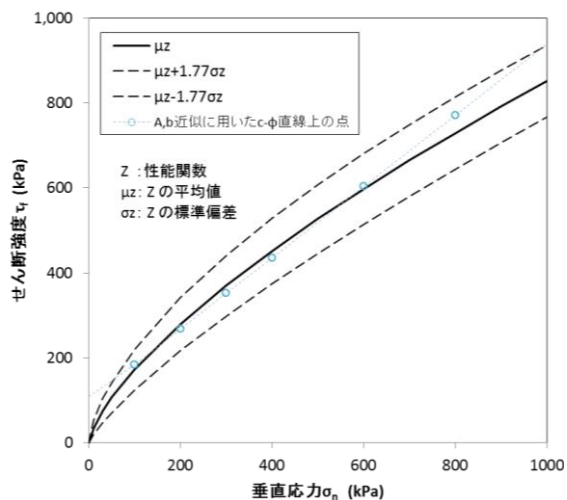


図-2.12 せん断強度の変動範囲の例 (Case1)

-2.2 に示す値を採用した。

各ケースのロック材料の標準偏差は、式 (2.4) を用いて算出した標準偏差の近似関数を用いた。標準偏差の算定に用いる変動係数の近似関数は、最も変動が大きくなる図-2.7 の I-R1 の対数近似関数を採用した。

(5) MCS における変動の設定

(5-1) せん断強度の変動

本研究では MCS の各試行におけるロック材料のせん断強度は、Ab 法によるせん断強度 $\tau_{Ab} (=A\sigma^b)$ の変動の生起確率が正規乱数に従うと仮定して、 τ_{Ab} の平均値と標準偏差を用いて、試行毎に生起させた一様乱数をボックスミューラー法により τ_{Ab} の正規乱数に変換した。せん断強度の変動の分布範囲は平均値を中心に標準偏差の

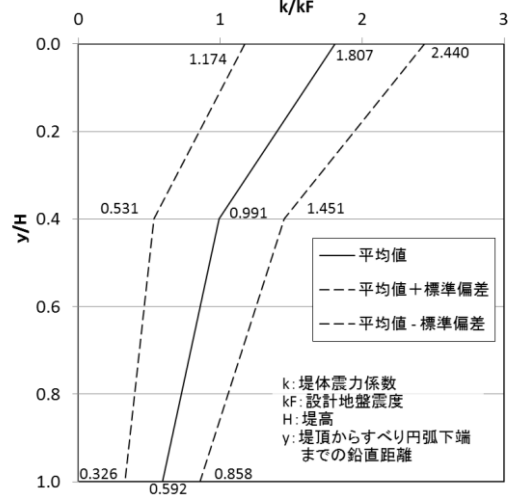


図-2.13 堤体震力係数の変動範囲

±1.77 倍以内とし、この範囲を超える正規乱数が取得された場合は一様乱数の取得から再計算を行った。この標準偏差の±1.77 倍以内という変動分布範囲は、強度分布が正規分布に従うと仮定した場合、信頼区間 90% (片側信頼区間 95%に対応) の範囲となる危険率を I-R1 の標本数 13 に基づき t 分布表から選択した数値である。なお、一様乱数の発生手法は既存の乱数発生アルゴリズムの欠点を改良し、高品質の乱数を高速生成されるとされるメルセンヌ・ツイスタ⁷⁾を採用した。以上の設定に基づくせん断強度の変動範囲の例を図-2.12 に示す。

(5-2) 堤体震力係数の変動

震力係数についても、強度と同様の仮定、手法を用いて、試行毎に生じさせた一様乱数を震力係数の正規乱数に変換した。変動の分布範囲は平均値を中心に標準偏差の±1.0 倍以内とし、この範囲を超える正規乱数が取得された場合

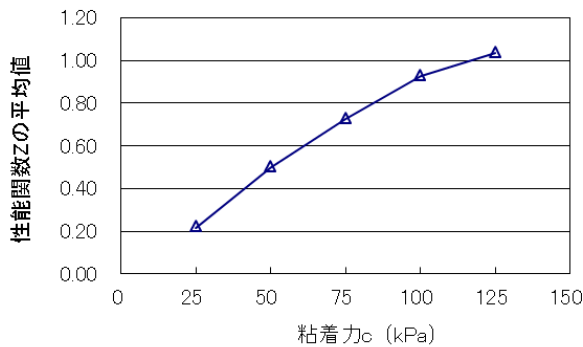
は一様乱数の取得から再計算を行った。なお、標準偏差の±1.0 倍以内という変動分布範囲は、著者らが新設計法において推奨値とする予定である震力係数を上限としている。これは、2.2.2 でも述べたとおり、新設計法で採用予定の震力係数は材料の動物的性に起因する応答値についても、入力地震波形に起因する応答値についても上限値に近い値で設定しているため、新設計法における震力係数の推奨値が震力係数の変動範囲の上限として十分大きいと考えたため、このような設定を行っている。以上の設定に基づく震力係数の変動範囲の例を図-2.13 に示す。

2.4.3 解析結果

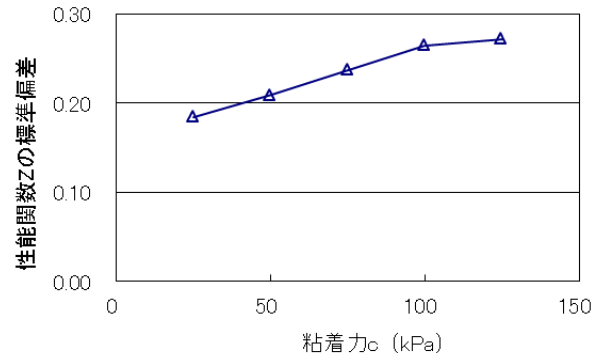
解析結果を用いて算定した各ケースの性能関数 Z の平均値 μ_z および標準偏差 σ_z 、安全性指標 β 、破壊確率 Pf_1 、 $Z < 0$ となる標本数 x および x から直接求められる破壊確率 Pf_1 について表-2.7 および図-2.14 に示す。

表-2.7 MCS 解析結果

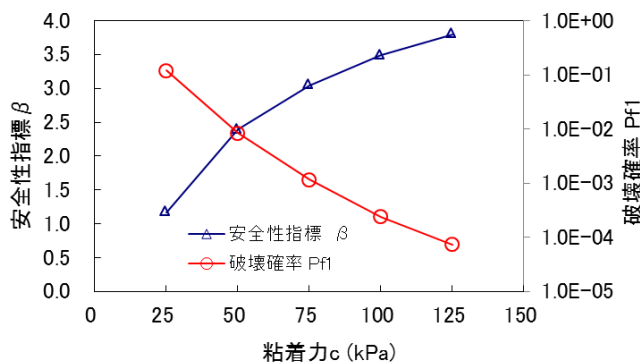
Case	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
粘着力 (kPa)	125.0	100.0	75.0	50.0	25.0
標本数 n	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
性能関数 Z の平均値 μ_z	1.03	0.93	0.72	0.50	0.22
性能関数 Z の標準偏差 σ_z	0.27	0.26	0.24	0.21	0.18
安全性指標 β	3.80	3.49	3.05	2.39	1.17
破壊確率 Pf_1 (β から逆算)	0.01%	0.02%	0.12%	0.84%	12.04%
$Z < 0$ の標本数 x	0	0	0	0	618
破壊確率 Pf_2 ($= x/n$)	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	12.36%



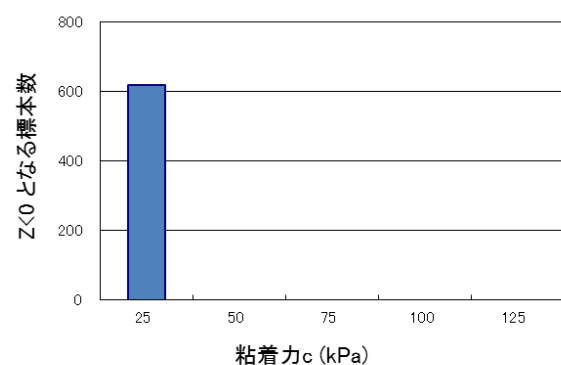
(a) 性能関数 Z の平均値



(b) 性能関数 Z の標準偏差



(c) 破壊確率 Pf_1



(d) $Z < 0$ の標本数

図-2.14 MCS 解析結果

表-2.7 および図-2.14 より、震度法の設計断面は粘着力 c が小さくなるほど、破壊確率が高くなることが分かる。これは3章で示した、同一の設計強度であっても、設計強度を定めるにあたって $c=0$ とすることによる材料安全率が大きく異なることに起因している。図-2.14(c)より破壊確率 Pf_1 は c の低下とともに徐々に上昇し、 $c=50\text{kPa}$ の条件では 0.84% となっている。しかし、実際の MCS では 5000 回の試行のうち、 $Z<0$ となるケースは存在しないため MCS 結果から直接計算される Pf_2 は少なくとも 0.05% 以下となる可能性が高い。ここで、 $Pf_2=0\%$ となる範囲で最も Pf_1 の値が大きかった、Case4 ($c=50\text{kPa}$) における性能関数 Z の頻度分布を図-2.15 に示す。図-2.15 より、性能関数 Z の頻度分布は正規分布ではなく対数正規分布や Weibul 分布に近い形状となり、平均値より低範囲の頻度分布が平均値側に若干集中しており、 Z が $0.1 (\cong \mu_z - 2\sigma_z)$ 以下の発生頻度が $0.9 (\cong \mu_z + 2\sigma_z)$ 以上の発生頻度と比べて小さくなっていることが分かる。このことから、 Pf_1 と Pf_2 の差は性能関数の生起確率密度関数の違いに起因するものであると判断し、次節以降における許容破壊確率の検討対象には Pf_2 を採用すること

が妥当であると考えた。

2.5 他の基準等における重要構造物の許容破壊確率

前節では、震度法の設計断面は同一断面であっても、材料特性、特に低拘束応力条件下での強度特性に応じてすべりに対する破壊確率が異なることを示した。本節では、破壊確率の分布を参考に新設計法で確保すべき許容破壊確率について検討する。

まず、国内外の重要構造物の信頼性設計に関する基準等に規定される重要構造物における許容破壊確率について、幾つかの事例を表-2.8 に示す。

表-2.8 から、各種設計基準における重要構造物の許容破壊応力は $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ で設定されていることから、ロックフィルダムの新設計法における許容破壊確率もこの範囲に設定することが妥当と考えた。

2.6 ロックフィルダムにおける許容破壊確率

2.4 の分析結果に基づき、MCS 結果から直接算定した破壊確率 Pf_2 を用いてロックフィルダムの許容破壊確率の検討を行った。

ここでは、今回実施した信頼性解析において、性能関数 Z が 0 未満の試行結果が生じなかったケースの中で安

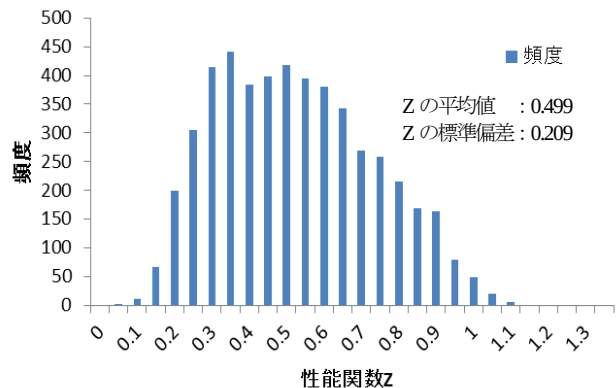
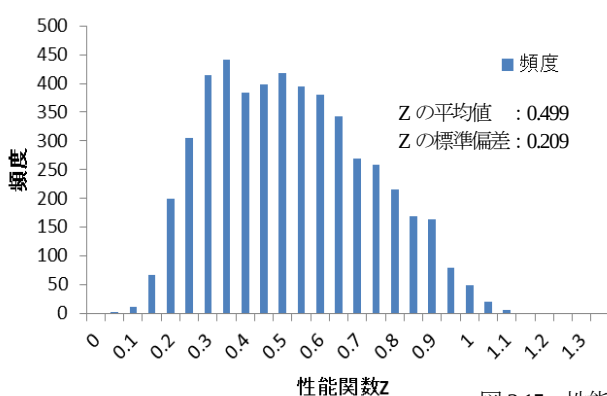


図-2.15 性能関数の頻度分布

(左 : Case4_5,000 回、右 : Case4_10 万回)

表-2.8 国内外の設計基準等における許容破壊確率

国(地域)	区分	構造物	許容破壊確率 Pf	安全性指標 β	限界状態 or 破壊モード	耐用年数	参考文献
欧州	設計基準: Eurocode EN1990	重要構造物 (RC3※1)	1.0×10^{-5}	4.3	終局限界	50年	(10)
国際	設計基準: ISO2394: 1998	重要構造物	1.0×10^{-5}	4.3	終局限界	100年	(11)
カナダ	設計基準: Ontario Hiway Bridge Design Code	橋梁	2.3×10^{-4}	3.5	終局限界	50年	(23)
ノルウェー	設計基準: Nordic Committee on Building Regulations	建築構造物	$1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-5}$	3.7 ~ 4.3	破壊の結果: 重大~大変重大 破壊モード: I (ひずみ硬化により 耐力を保つ破壊モード)	-	(8)
日本	道路橋示方書 耐震設計編 (H24.3)	橋梁	記載なし	記載なし	-	-	(24)
米国	論文 (参考)	フィルダム	$1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-6} \times 2$	3.7 ~ 4.8×2	-	-	(25)

※1 Reliability Class3 社会的影響度の3種類の分類中、最も高い分類

※2 人的損失・損失費用に応じて決定。人的損失が1000人または損失費用が1ビリオン\$の場合に $Pf \cong 1.0 \times 10^{-5}$

全性指標 β が最も低い Case2 ($c=50\text{kPa}$) の上流面における破壊確率が新設計法において確保する許容破壊確率となり得るか検討した。

Case2 について 10 万回の MCS を追加で実施し性能関数 Z 頻度分布を確認した (図-2.15 参照)。この結果から、乱数発生の際のばらつきを考慮しても、Case4 における破壊確率は 1.0×10^{-4} 以下であると判断しても問題はないと考えた。この確率は、著者らがロックフィルダムの許容破壊確率として妥当と考える破壊確率の範囲 $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ 以下になると判断し、Case2 すなわち $c=50\text{kPa}$ 程度の材料を用いて震度法で設計されたダムの有する破壊確率を新設計法の許容破壊確率とすることを提案する。

なお、今回の信頼性解析では計算時間の制約から上記以上の計算を実施することは困難であったが、発生頻度の極めて低い事象の発生確率を少ない MCS 試行回数で評価する手法として重点サンプリング法⁸⁾の適用が考えられる。この手法を適用することが出来れば、Case1~3 のような更に低い破壊確率が生じるケースも含めた評価を行うことが可能になると考えられるが、この点については今後の課題としたい。

2.6 すべり安全率の検討

新設計法において、前節で定めた許容破壊確率が確保できるすべり安全率を定めるには、震度法設計断面に対して、 $c=50\text{kPa}$ に対応する強度条件で 2.2, 2.3 で定めた荷重係数と材料係数を採用した新設計法によるすべり安定解析を行った場合のすべり安全率を新設計における安全率とすればよい。このように新設計法におけるすべり安全率を設定すると、 $c=50\text{kPa}$ の材料では震度法とほぼ同一の設計断面となるが、 $c<50\text{kPa}$ の材料では震度法より設計勾配が緩くする必要があり、逆に $c>50\text{kPa}$ の材料では震度法より設計勾配を急にすることが可能となる。すなわち、震度法において生じていた、粘着力 c の違い (低拘束圧条件下での強度の増加率の違い) によって破壊確率が異なるという現象がなくなり、全ての設計断面が震度法において $c=50\text{kPa}$ の材料における破壊確率と同等のすべり安全性を確保することができる。

(1) 解析ケース

解析ケースの一覧を表-2.9 に示す。内部摩擦角 φ を $\varphi=38\sim 43^\circ$ 、粘着力を $c=10\sim 125\text{kPa}$ の範囲で変動させた 36 種類の材料物性に対して、2.2, 2.3 で定めた荷重係数と材料係数を採用した新設計法を適用する。各ケースの Ab 法の強度定数 A, b の算出方法はこれまでの検討と同様である。

(2) 解析物性値

ロック材強度の解析物性値は表-2.9 に示した通りである。ロック材強度以外の入力物性値は表-2.2 に示した数値を採用した。

(3) 解析モデル

モデルの基本形状は図-2.2 と同様である。モデルダムの上下流面勾配は震度法設計断面で表-2.9 に示すとおりである。

(4) 解析結果

解析結果を図-2.16 に示す。上流面の Case3-3 ($\varphi=40^\circ$, $c=50\text{kPa}$) のすべり安全率は 1.055 である。また、最小安全率が発生する円弧の深さと最小すべり安全率の関係をみると、粘着力が 25kPa 以下の範囲では照査対象の中で最も浅い鉛直深さ 5m の円弧で最小安全率が発生しており、低拘束圧条件下での強度評価が反映された結果となっている。

図-2.16 において Case 1~6 の比較を行うと、各ケースで同一の粘着力 c に対するすべり安全率が若干異なっている。これは、各ケースの設計断面は震度法ですべり安全率 Sf_1 が 1.20 以上となるよう設計しているが、各ケースの Sf_1 は 1.20 ~ 1.23 の幅を持っているためである。そこで、各ケースにおける震度法のすべり安全率 Sf_1 にたいする新設計法のすべり安全率 Sf_2 の変化率 Sf_2/Sf_1 を計算すると、図-2.17 に示す通り、 Sf_2/Sf_1 は上流側の $c \geq 100\text{kPa}$ の範囲以外の全ケースで概ね 1%以内の範囲に分布し、

表-2.9 解析ケース一覧

Case	対象設計断面		震度法最小安全率		震度法強度定数		Ab法強度定数	
	上流勾配	下流勾配	上流面	下流面	内部摩擦角 φ ($^\circ$)	粘着力 c (kPa)	A	b
Case1-1	3.2	2.2	1.21	1.21	38	10	0.947	0.951
Case1-2						25	1.460	0.888
Case1-3						50	2.643	0.802
Case1-4						75	4.279	0.734
Case1-5						100	6.402	0.678
Case1-6						125	9.037	0.631
Case2-1	3.0	2.1	1.21	1.21	39	10	0.972	0.952
Case2-2						25	1.480	0.891
Case2-3						50	2.641	0.807
Case2-4						75	4.236	0.741
Case2-5						100	6.298	0.685
Case2-6						125	8.852	0.639
Case3-1	2.8	2.0	1.20	1.20	40	10	0.995	0.954
Case3-2						25	1.497	0.894
Case3-3						50	2.636	0.813
Case3-4						75	4.190	0.747
Case3-5						100	6.193	0.693
Case3-6						125	8.667	0.646
Case4-1	2.7	2.0	1.21	1.24	41	10	1.021	0.956
Case4-2						25	1.517	0.898
Case4-3						50	2.636	0.818
Case4-4						75	4.152	0.753
Case4-5						100	6.099	0.700
Case4-6						125	8.499	0.654
Case5-1	2.6	1.9	1.22	1.23	42	10	1.046	0.957
Case5-2						25	1.538	0.901
Case5-3						50	2.636	0.823
Case5-4						75	4.117	0.760
Case5-5						100	6.010	0.706
Case5-6						125	8.338	0.661
Case6-1	2.5	1.8	1.23	1.22	43	10	1.076	0.958
Case6-2						25	1.563	0.904
Case6-3						50	2.644	0.828
Case6-4						75	4.093	0.765
Case6-5						100	5.935	0.713
Case6-6						125	8.195	0.668

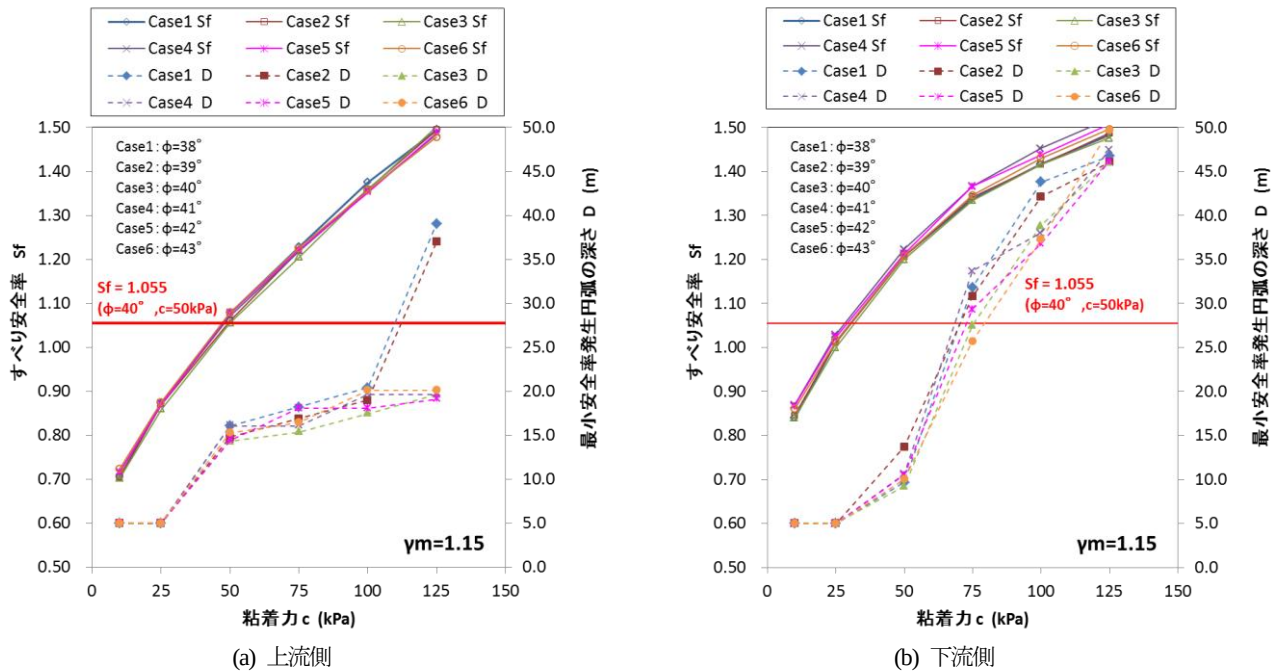


図-2.16 新設計法における最小すべり安全率と円弧深さ

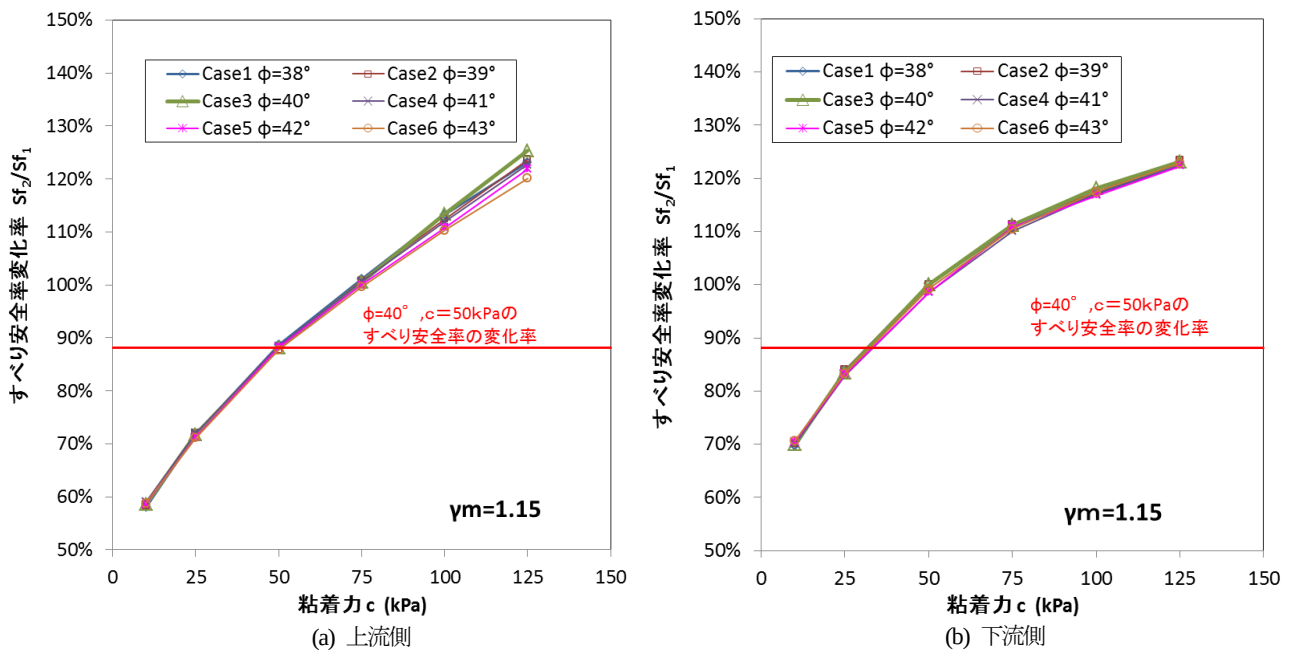


図-2.17 新設計法における最小すべり安全率と円弧深さ

上流側の $c \geq 100\text{kPa}$ の範囲においても $\phi=40^\circ$ のケースの S_{f1}/S_{f2} が最も大きくなっているため、 $\phi=40^\circ$ の断面で得られたすべり安全率が最も安全側の数値となることを示している。以上より、新設計法でのすべり安全率の推奨値は 1.055 とする。

2.7 提案した推奨値を採用した場合の設計断面の変化

前節までに提案した、部分安全係数法に基づく新設計法を用いて断面設計を実施し、震度法設計断面との設計

断面勾配の変化について比較分析を行った。

2.7.1 解析ケース

内部摩擦角 ϕ を $\phi=39\sim 41^\circ$ 、粘着力を $c=25\sim 125\text{kPa}$ の範囲で変動させた 24 種類の強度定数に対して、2.2、2.3 で定めた部分安全係数を採用した新設計法を適用し断面設計を行った。各ケースの Ab 法の強度定数 A、b の算出方法はこれまでの検討と同様である。解析ケースの一覧を表-2.10 に示す。なお、震力係数は図-2.3 に示す堤高

表-2.10 解析ケースおよび解析結果一覧

Case	震度法 設計勾配		震度法最小安全率		M-Cの破壊基準式		Ab法強度定数		新設計法 設計勾配		最小安全率が発生した 円弧の深さ(m)	
	上流勾配	下流勾配	上流面	下流面	せん断強度 ϕ (°)	粘着力c (kPa)	A	b	上流面	下流面	上流	下流
Case1-1	30	2.1	1208	1205	39	25	1.480	0.891	5.2	2.3	6.2	6.8
Case1-2						30	1.679	0.873	4.3	2.1	6.6	7.8
Case1-3						40	2.127	0.839	3.3	1.9	13.9	8.8
Case1-4						50	2.641	0.807	3.0	1.7	14.3	9.8
Case1-5						60	3.225	0.779	2.6	1.6	109.3	10.8
Case1-6						75	4.236	0.741	2.2	1.5	17.1	11.8
Case1-7						100	6.298	0.685	1.8	1.4	16.5	12.8
Case1-8						125	8.852	0.639	1.5	1.3	34.9	13.8
Case2-1	28	20	1.197	1.199	40	25	1.497	0.894	4.8	2.2	5.2	5.0
Case2-2						30	1.694	0.877	4.0	2.1	6.9	9.4
Case2-3						40	2.133	0.843	3.3	1.8	13.9	9.0
Case2-4						50	2.636	0.813	2.8	1.7	14.6	12.1
Case2-5						60	3.205	0.785	2.5	1.5	14.9	13.2
Case2-6						75	4.190	0.747	2.2	1.4	17.1	31.2
Case2-7						100	6.193	0.693	1.8	1.3	16.5	38.4
Case2-8						125	8.667	0.646	1.5	1.2	33.4	44.0
Case3-1	27	20	1210	1242	41	25	1.517	0.898	4.4	2.1	5.0	5.0
Case3-2						30	1.711	0.880	3.7	2.0	6.9	8.2
Case3-3						40	2.143	0.848	3.1	1.7	12.8	9.7
Case3-4						50	2.636	0.818	2.7	1.6	13.1	12.3
Case3-5						60	3.192	0.791	2.4	1.5	13.5	19.2
Case3-6						75	4.152	0.753	2.1	1.4	40.4	27.0
Case3-7						100	6.099	0.700	1.7	1.3	17.0	36.5
Case3-8						125	8.499	0.654	1.5	1.2	18.1	44.4

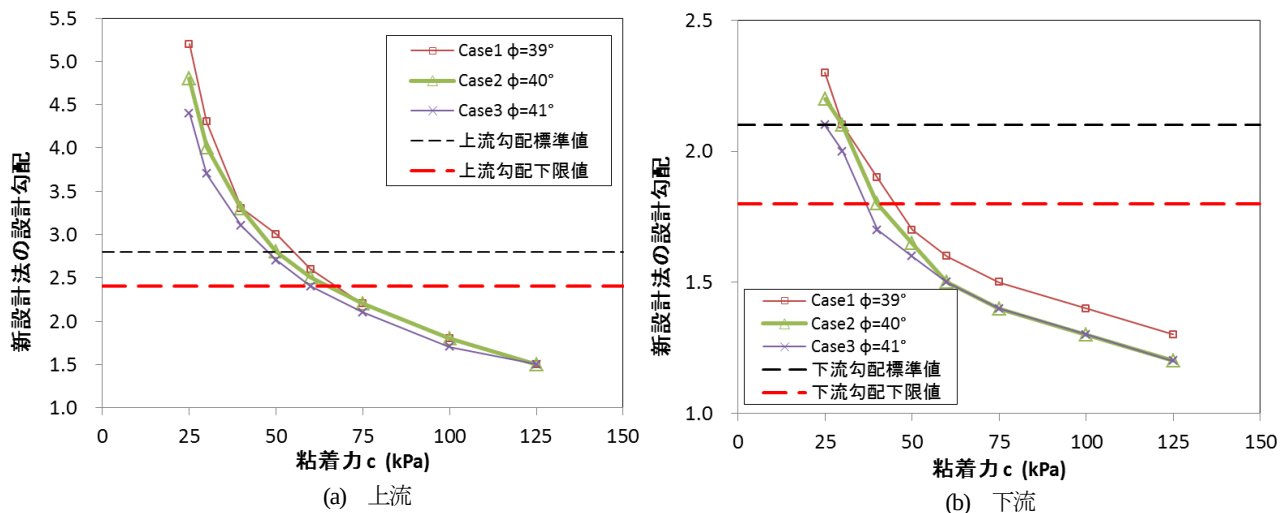


図-2.18 新設計法による設計勾配

H=100m における推奨値を採用し、設計地盤震度は強震帯の0.18を採用した。

2.7.2 解析物性値

ロック材強度の解析物性値は表-2.10 に示した通りである。ロック材強度以外の入力物性値は表-2.2 に示した値を採用した。

2.7.3 解析モデル

モデルの基本形状は図-2.2 と同様である。ケース毎に推奨する部分安全係数を用いた新設計法によるすべり安定解析を行い、すべり安全率 1.055 を満足する上下流面勾配を確認した。

2.7.4 解析結果

解析結果を表-2.10 および図-2.18 に示す。図-2.18 には参考として、強震帯における既設ダムの勾配の標準値と

下限値¹⁾を記載している。

図-2.18 より上流側では内部摩擦角 ϕ の大きさによらず、 $c=50\text{kPa}$ では概ね既設ダムの標準値付近の設計勾配となるが、 $c<50\text{kPa}$ の範囲では設計勾配が 2 次関数的に大きくなる事が分かる。ここで表-2.10 に示す最小安全率が発生した円弧の深さを参照すると、設計勾配が大きくなる材料は深さが 5m 程度の浅いすべりで最小安全率が発生していることが分かる。これらのことから、今回設定した新設計法では低拘束圧条件下での強度が小さい材料については、特に外部ロックに使用すると設計上不利になるといえる。また、 $c>50\text{kPa}$ の範囲では設計勾配は大幅に急にすることが可能となる。しかし、震度法の設計断面の下限値よりも更に小さくなり、 $c=125\text{kPa}$ のケースでは内部摩擦角に関係なく設計勾配は 1.5 程度になる。

これは CSG ダムや海外の CFRD と同程度の設計勾配である。

一方、設計勾配が既設ダムと比べて著しく小さくなると地震時の堤体応答も大きくなり震力係数の設定方法との整合がつかなくなる可能性がある。また、レベル 2 地震動に対する耐震性能を確保するために必要な設計勾配との関係性についても検討する必要がある。2005 年以降の新規ダムではレベル 2 地震動に対する耐震性能照査が実質的には義務づけられているが、震度法で設計された近年建設されたロックフィルダムの設計断面はレベル 2 地震動に対する要求性能を満足している。このため新設計法の設計勾配については、既設ダムの設計勾配とのバランスを取るため、例えば既設ダムの最急勾配などで下限値を定める必要があると考えられる。

下流側でも c の増加に従い設計勾配は小さくなる傾向がある。また、下流の設計勾配は全般的に震度法と比較して急勾配になり、上流側と同様に設計勾配に下限値を与える必要があると考えられる。

なお、許容破壊確率の基準とする材料強度定数を粘着力 c が大きい材料に変更すれば既設ダムの最急勾配よりも設計勾配が急になる範囲は狭くなるが、その分、震度法の設計断面ではすべり安全率を満足しない材料強度の範囲が増えるため、震度法の耐震性能実績を考慮するとややバランスを欠く結果となると考えられる。

2.8 まとめ

本研究では、既設ロックフィルダムの材料強度定数の整理分析を行い既設ダムにおける材料安全率のばらつきを明らかにした。さらに、ロックフィルダムのより合理的な設計法として、修正震度法に基づくすべり安全性の照査式に部分安全係数法を適用し、各種安全係数についての検討を行いその推奨値を提案した。さらに、既設ダムにおける材料強度定数の実績範囲を考慮して設定した種々の強度定数のロック材料に対して、提案した推奨値を採用した新設計法による断面設計を行い、震度法設計断面との関係について比較分析を行い、設計法として採用するにあたっての課題についての考察を行った。以下にその結果をまとめる。

- (1) 既設ダムに使用された 30 種類のロック材料における強度定数 c, φ の試験値と設計値の関係から、粘着力 c を無視することと内部摩擦角の余裕 $\Delta\varphi$ を見込むことによる材料安全率を算出した。この結果、分析対象としたロック材料の材料安全率 γ_{ms} の分布範囲は、土柱深さ 40m の深い円弧に対して 1.04~1.50 程度、土柱深さ 10m の浅いすべりに対して 1.18~3.20

程度となった。

- (2) ロックフィルダムのより合理的な設計法として、修正震度法に基づくすべり安全性の照査式に部分安全係数法を適用し、各種安全係数の推奨値についての検討を行った。この結果、密度に関する荷重係数は $\gamma_w=1.00$ 、堤体震力係数に関する荷重係数は $\gamma_k=1.00$ 、材料係数については $\gamma_m=1.00$ 、構造物係数 γ_t と構造解析係数 γ_a の積で表されるすべり安全率は $Sf=\gamma_t \cdot \gamma_a=1.055$ を推奨値とすることで、新設計法の基本構成を提案した。
- (3) 部分係数の検討の過程において、震度法の設計断面に MCS による信頼性解析を実施した結果、本研究の解析条件では震度法設計断面は同一の内部摩擦角を採用した設計断面でも低拘束圧条件下の強度特性の違いによりすべり破壊に対する安全性指標 β が 1.17~3.80 の範囲で大きく異なることを示した。
- (4) 他の重要構造物に関する信頼設計に基づく設計基準等を参考にロックフィルダムの許容破壊確率を $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ の範囲と提案した。また、(2) に記述した新設計法におけるすべり安全率は上記の MCS の結果から直接計算される破壊確率が上記の範囲以下に入る設計断面が基準となるよう設定している。
- (5) 本稿で提案した新設計法の部分係数のうち、材料係数については、盛立材料の動物的物性の更なる収集分析を行うことで堤体震力係数の推奨値を下方修正することが出来れば拘束圧依存性を考慮した関数として再設定できる可能性がある。
- (6) 提案した部分安全係数法に基づく新設計法を用いて断面設計を実施し、震度法設計断面との設計断面勾配の変化について比較分析を行った。この結果、許容破壊確率の基準とした強度定数付近では震度法と同等の設計断面となるが、強度定数が異なることで震度法設計断面と比べて大きく変化した。低拘束圧条件下の強度が大きい材料 ($c > 50 \text{ kPa}$) では震度法設計断面よりも設計勾配が大幅に急なるため、提案した新設計法に基づく断面設計を行う場合には上下流面の最急勾配を定めるなどの制限が必要となる。

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，pp.5-10，pp.43~48，1991 年 6 月。
- 2) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，pp.208，1986.5

- 3)Nordic Committee on Building Regulations ;
Recommendation for Loading and Safety Regulations for
Structural Design, NKB-Report No.36, Nov.1978
- 4)CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code,
CSA, Nov. 2006
- 5)国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説,
（社）日本港湾協会編集, 2007.7
- 6)例えば 星谷勝, 石井清：構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会,
pp. 208, 1986. 5
- 7)M. Matsumoto and T. Nishimura, Mersenne twister: A
623-dimensionally equidistributed uniform pseudorandom
number generator, ACM Trans. on Modeling and Computer
Simulations, 1998
- 8)例えば 長尾毅：重点サンプリング法を用いたモンテカルロシ
ミュレーションによる防波堤の累積滑動量に関する破壊確率評
価の効率化に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料
No.503, 2009.1

3. 近年の地震動を用いた震力係数の検討

3.1 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様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-3.1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は^{3), 4)}、1966年から2008年にダムサイトにおいて観測

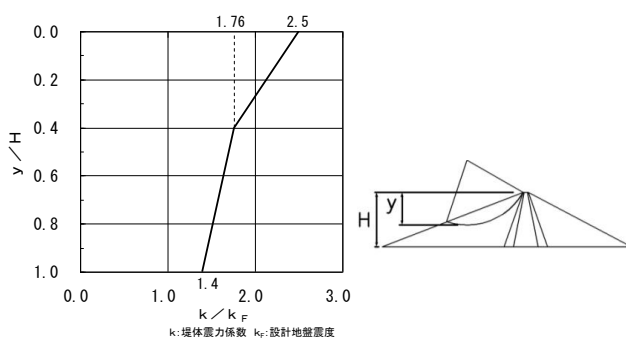


図-3.1 指針(案)の震力係数

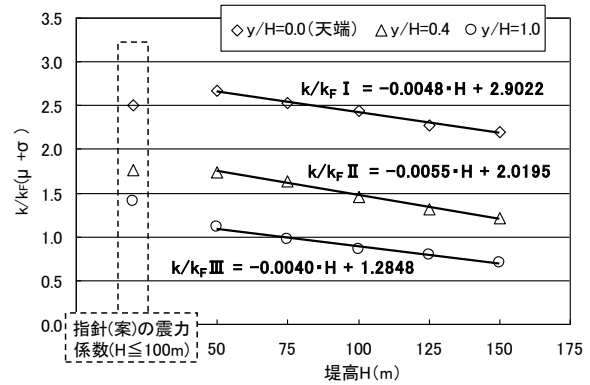


図-3.2 堤高と震力係数 k/k_F (μ+σ) の関係

表-3.1 堤高と震力係数の相関近似式

y/H	震力係数の近似式
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

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-3.2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-3.1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。そのため、本年度は追加的検討として、既往研究で示した新たな震力係数の、東北地方太平洋沖地震のような連動型の巨大地震への適用性について検証を行う。検証の方法は、1966年から2008年に観測された48地震動(以下、「既往の48地震動」という)を用いた震力係数と、既往の48地震動に東北地方太平洋沖地震の地震動記録を含めて算出した震力係数を比較し、それらの差異について分析を行う。

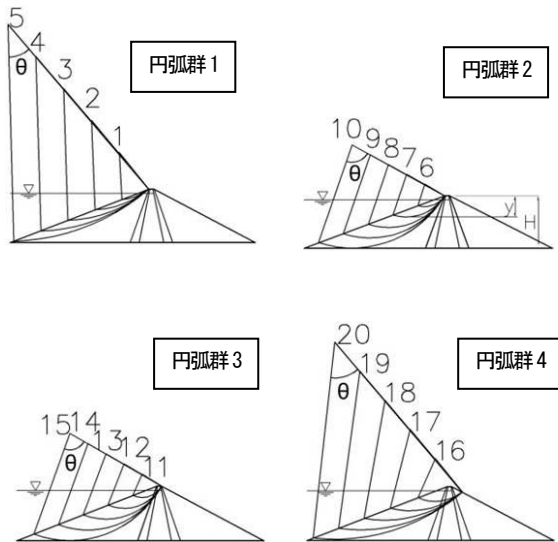


図-3.3 解析の対象とした上流側想定すべり円弧

3.2 解析方法および解析条件

3.2.1 解析方法

ロックフィルダムの解析モデルに対して複素応答法による等価線形解析を行い、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、図-3.3に示すように設定した上流側の20円弧を対象とし⁵⁾、それぞれの円弧土塊の平均応答加速度の時刻歴を求め、その最大値を入力地震動の最大加速度で除することにより、震力係数 k/k_F を求めた。ここで、 k ：堤体震力係数、 k_F ：入力地震動の最大加速度に相当する震度である。

設定した各円弧群においては、 y/H が 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 および 1.0 となるように5円弧設定している。

表-3.2 堤体断面決定に用いた物性値

材料	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
コア	2.22	2.23	0	35
フィルタ	2.13	2.24	0	36
ロック	1.94	2.15	0	42

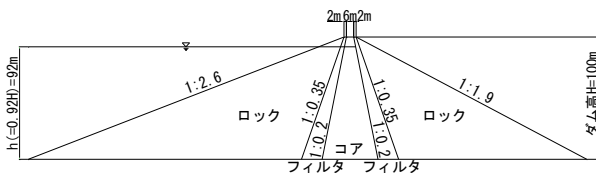


図-3.4 解析モデル（上流面 1：2.6, 下流面 1：1.9）

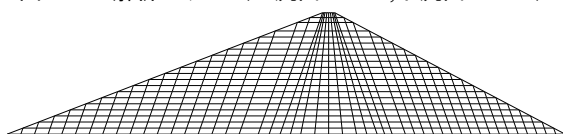


図-3.5 解析モデルの有限要素分割

3.2.2 解析モデルと物性値

解析モデルは、堤高 50m, 100m, 150m の3つの中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルで、堤体のみをモデル化した。ロックゾーンの上流斜面勾配は、現行の設計法である震度法によるすべり安定解析により決定した。この際、設計震度には0.15（強震帯における下限値）を与え、貯水位を堤高 H の92% ($0.92H$)（常時満水位相当）、浸潤線は上流側ロックゾーンからコアゾーンまで水平で、下流側のロックゾーンとの境界に沿ってダ

表-3.3 等価線形解析に用いた物性値（一部）

材料	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm ³)	初期せん断剛性 G_0 (MPa) [※]
コア	2.22	2.23	$299 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m'^{-0.7}$
フィルタ	2.13	2.24	
ロック	1.94	2.15	$367 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m'^{-0.6}$

※ e : 間隙比, σ_m' : 平均有効主応力 $\sigma_m' = \frac{1+2K}{3} \cdot \rho \cdot g \cdot D$

K : 主応力比(0.5), ρ : 密度 (g/cm³), g : 重力加速度 (=9.8m/s²)
 D : 地表からの深さ (m)

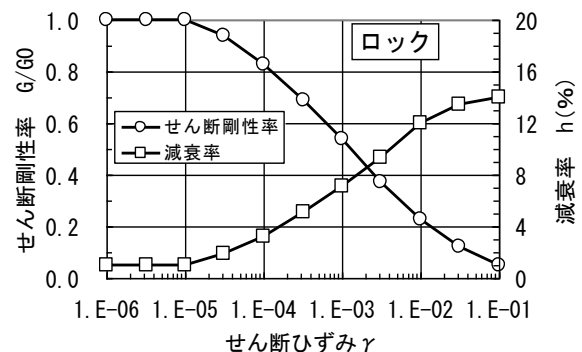
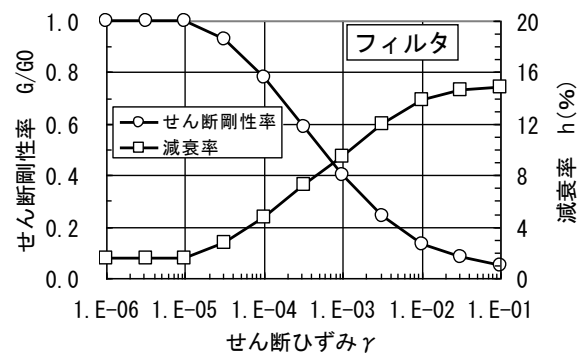
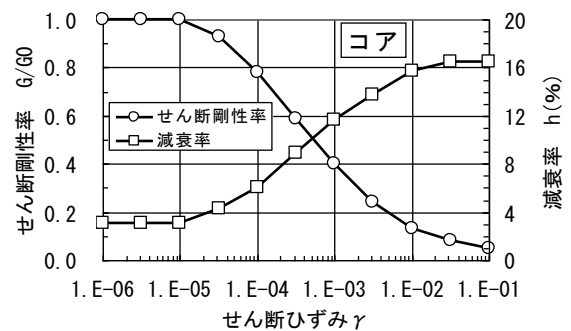


図-3.6 せん断剛性率および減衰率とせん断ひずみの関係

表-3.4 東北地方太平洋沖地震で観測された地震動（上下流方向・100gal 以上）

No.	発震年月日	ダム名	形式	堤高(m)	検出器設置箇所	最大水平加速度 $\alpha_{x\max}$ (gal)※1	最大鉛直加速度 $\alpha_{y\max}$ (gal)※2	$ \alpha_{y\max} / \alpha_{x\max} $	地震名
No.1	2011.03.11	釜房	G	45.5	右岸リムグラウトトンネル	125.42	91.99	0.733	東北地方太平洋沖
No.2	2011.03.11	三春	G	65.0	堤体基礎	194.80	146.90	0.754	東北地方太平洋沖
No.3	2011.03.11	惣の関	GF	23.5	監査廊中央部	290.73	145.62	0.501	東北地方太平洋沖
No.4	2011.03.11	南川	G	46.0	監査廊	270.85	145.40	0.537	東北地方太平洋沖
No.5	2011.03.11	高柴	G	59.5	監査廊	151.03	107.44	0.711	東北地方太平洋沖
No.6	2011.03.11	四時	R	83.5	監査廊	109.81	100.94	0.919	東北地方太平洋沖
No.7	2011.03.11	荒砥沢	R	74.4	監査廊	102.25	65.34	0.639	東北地方太平洋沖

ム底部まで低下するという条件で解析を実施し、最小すべり安全率が 1.2 以上になる勾配 θ として、図-3.4 の上流側 1 : 2.6、下流側 1 : 1.9 からなる堤高 100m の基本解析モデルを決定した。断面決定に用いた堤体材料の物性値を表-3.2 に示す。これらの物性値の他、後述する繰返しせん断特性などを含めて、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設計値や物性値を基本として設定した。等価線形解析に用いた堤高 100m モデルの要素分割を図-3.5 に示す。堤高 50m、150m モデルの堤体形状や貯水位条件および解析モデルの有限要素法は、堤高 100m モデルの堤高比例の相似形とした。堤高比例した場合、各ダムモデルの天端幅は、概ね実事例 θ を反映している。

等価線形解析の物性値のうち湿潤密度、飽和密度および初期せん断剛性を表-3.3 に示す。また、図-3.6 に等価線形解析に用いた堤体材料のせん断剛性率および減衰率とせん断ひずみとの関係（繰返しせん断特性）を示す。本研究の等価線形解析は堤体のみをモデル化しているた

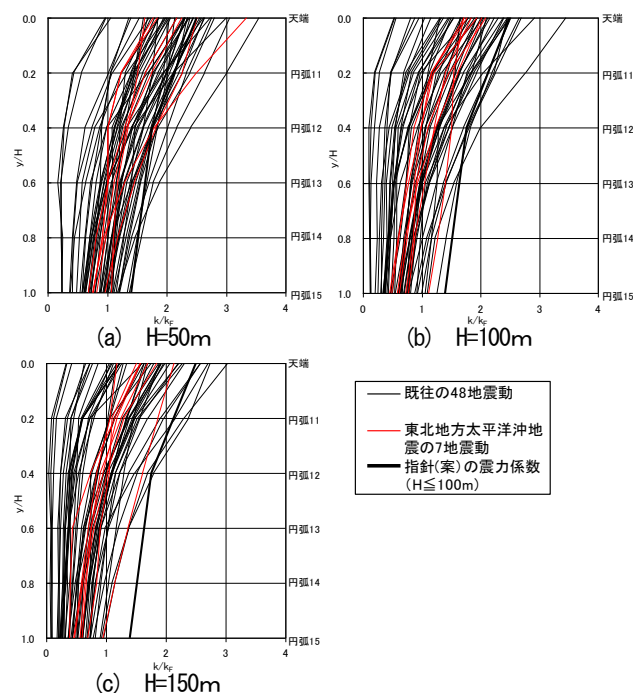


図-3.7 y/H と k/k_F の関係（全解析結果、円弧群3）

め、基礎地盤でのエネルギー逸散の効果を等価逸散減衰率として材料減衰率に一律 15% 上乘せして考慮した。

3.2.3 入力地震動

東北地方太平洋沖地震では、収集した地震動記録 θ のうち、既往の 48 地震動と同じく、ダムサイト岩盤またはダム堤体監査廊で観測された上下流方向の最大水平加速度が 100gal 以上の条件で、表-3.4 に示す 7 地震動を選定した。なお、解析では同時に観測された鉛直地震動も考慮した。また、選定した入力地震動は、最大水平加速度が 196gal (0.2G) となるように振幅調整した。鉛直地震動は、水平地震動と同じ比率を乗じて振幅調整した。

3.3 解析結果

堤高 50m、100m、150m モデルの解析結果を、それぞれ図-3.7 に示す。図-3.3 に示した 4 種の円弧群の解析結果に大きな差異はなかったため、ここでは 4 種の円弧群のうちほぼ最大の震力係数を示した円弧群 3 の結果を例示する。

堤高 150m の低標高部において既往の 48 地震動の震力係数 k/k_F を一部超える場合があるものの、東北地方太平洋沖地震における 7 地震動の震力係数 k/k_F は、既往の 48 地震動における震力係数 k/k_F 分布にはほぼ包含されている。

図-3.8 は、図-3.2 の既往の 48 地震動による震力係数

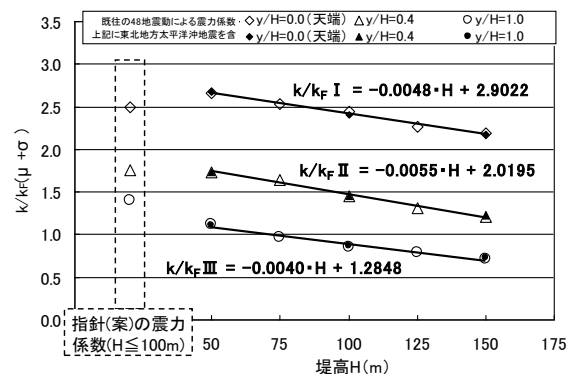


図-3.8 堤高と震力係数 k/k_F ($\mu + \sigma$) の関係
(東北地方太平洋沖地震の 7 地震動を加えた結果を図示)

k/k_F の平均値+標準偏差($\mu + \sigma$)の検討結果に、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 地震動を加えた全 55 地震動による震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差($\mu + \sigma$)の結果を図示したものである。両者を比較すると、わずかな差がみられるものの、いずれの堤高においてもほぼ同様の値であることがわかる。

3.4 まとめ

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 の検討を行ったが、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、表-3.1 で提案した震力係数と堤高の関係式について、東北地方太平洋沖地震の地震動を含めて提案可能な震力係数であると考えられる。

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.
- 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 年 10 月
- 6)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, pp.1-31, 2009 年 3 月
- 7)松本徳久，安田成夫，大久保雅彦，境野典夫：セケストダムの動的解析, 建設省土木研究所資料, No.2480, 1987
- 8)財団法人ダム技術センター：多目的ダムの建設 - 平成 17 年度版, 第 4 巻, 設計 I 編, pp.90
- 9)国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, pp.342~366,2011 年 7 月.

4. 直接引張試験によるコア材料の引張強度の検討

フィルダムや堤防など、土などの地盤材料を用いて構造物を設計する際には、材料の引張強度は無視することが一般的である。その理由としては、地盤材料の引張強度が圧縮強度に比べて非常に小さいこと、地盤材料の引張強度を測定することが容易ではないこと、などが考えられる。しかし、堤防などの盛土の施工中や斜面掘削時の斜面崩壊、あるいは地盤材料の水圧破碎などにおいては、引張による亀裂の発生がそれらの現象の一因となっているものと考えられており、亀裂の発生や進展を精度よく把握するためには、地盤材料の引張強度を評価することが重要であると考えられている。

東北地方太平洋沖地震など、近年発生した大規模な地震において、フィルダム堤体天端に比較的大きな亀裂が発生した事例が多く見られた(図-4.1)。図-4.2は、兵庫県南部地震により天端に亀裂が発生した、農業用ため池の金城池の写真である¹⁾。金城池は、堤高16m、堤頂長176m、築造年代は不明であるが、昭和30年代に改築された、中心刃金タイプのため池である。兵庫県南部地震により、金城池の天端には、ダム中央部に長さ75mにわたり亀裂が確認され、天端での亀裂幅は図-4.2のように開口幅は1cm程度であった。しかし、天端の亀裂から鉄筋を挿入すると深さ4.5m程度まではほとんど抵抗なく挿入することができ、開削調査により深さ50cmでは亀裂の開口幅は15cm程度に大きくなっていたことが確認された。図-4.3のように堤体を半円錐状に掘削し、堤体の亀裂を確認しながら復旧工事を行ったところ、図-4.4のように天端からの亀裂が堤体深部まで達していることが確認された。

このように、大規模地震時におけるフィルダムの耐震性能照査において、フィルダム堤体天端の亀裂、あるいはフィルダム堤体とコンクリート構造物との接合部における局所破壊を評価する重要性が認識されるようになり、そのためにはフィルダムの築堤材料の引張強度を評価する必要がある。しかし、フィルダムの築堤材料を用いた引張強度試験が行われた例はほとんどない。そこで平成24年度は、既設ロックフィルダムのコア材料を用いて直接引張強度試験を実施し、締固め度などの試験条件が引張強度に与える影響について検討を行った。



図-4.1 アースダム天端に発生した亀裂の例

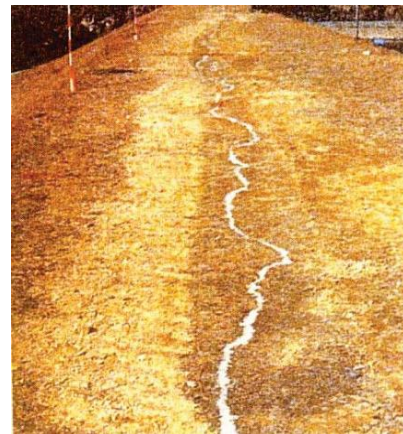


図-4.2 金城池の天端に発生した亀裂の状況¹⁾



図-4.3 金城池の補修状況¹⁾

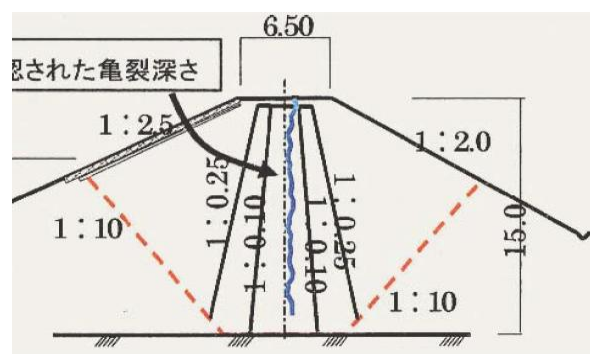


図-4.4 金城池に発生したクラックの深度¹⁾

4.1 試験概要

4.1.1 試験装置と試験方法

試験装置は、Tamrakar らが開発した土の直接引張試験装置²⁾を使用した(図-4.5)。この装置はモールドを2つに分離できるようにモールドの片半分は固定してあり、片半分はリニアスライドを利用して自由に動くようになっている。スライド時の摩擦抵抗はほとんどない。モールドの面積は38.506cm²、最大長さは9.4cm、深さは5cmになっている。モールドの接続部の幅は3cmになっている。引張力は可動部である引張側にあるロードセルで測定する。

試料の締め固め方法については、試料をあらかじめ最適含水比に調整し、目標の締め固め度に必要な試料をモールドの中に入れ、モールドの上にカラーを載せ、その後、モールドと同型の載荷板上から静的に押し、締め固めた(図-4.6)。深さ5cmのモールドを4層に分けて締め固めた。

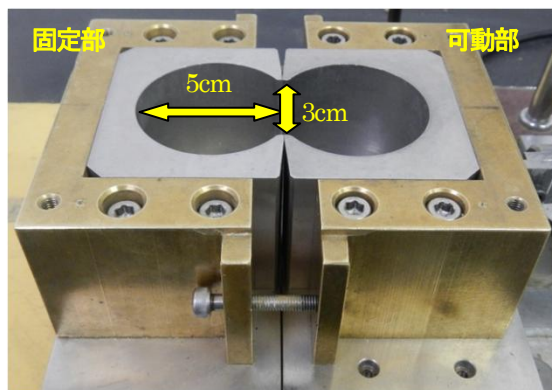


図-4.5 直接引張試験装置

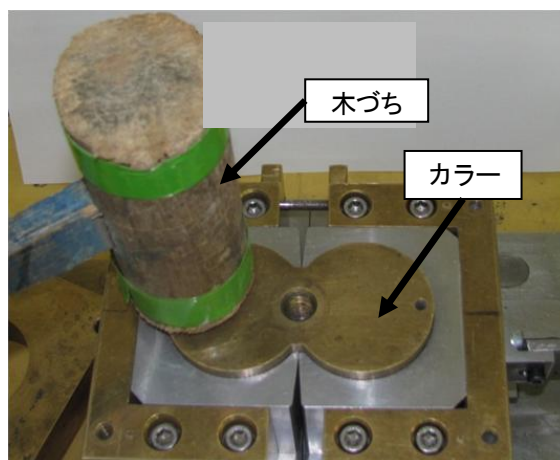


図-4.6 締め固め方法

4.1.2 試験材料と試験条件

試料は、既設の中央コア型ロックフィルダムのコア材料を用いた。コア材料は、粗粒材料と細粒材料の混合材料であり、粗粒材料は泥岩、砂岩、火山礫凝灰岩互層、細粒材料は崖錐および降下堆積物からなる。試料は現地のストックパイルで混合した材料を最大粒径 D_{max} 2mm でせん頭粒度で調整した試料を使用した。試料の粒径加積曲線を図-4.7、締め固め曲線を図-4.8、物理・締め固め試験結果を表-4.1に示す。

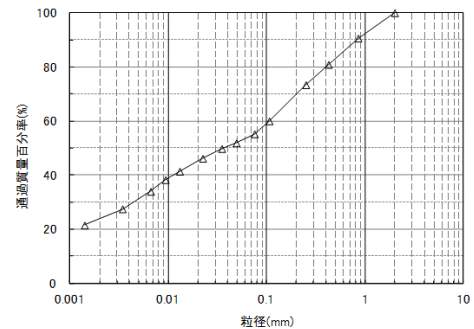


図-4.7 粒径加積曲線

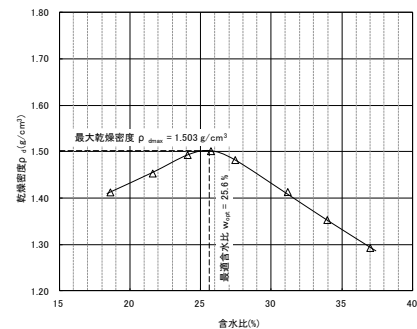


図-4.8 締め固め曲線

表-4.1 物理・締め固め試験結果

試験項目	内容	試験結果
土粒子の密度試験	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.770
粒度試験 (通過質量百分率%)	粗砂	9.4
	中砂	17.2
	細砂	18.2
	シルト	24.2
	粘土	31.0
	60%粒径 D_{60} (mm)	0.106
	50%粒径 D_{50} (mm)	0.0359
最大粒径(mm)	30%粒径 D_{30} (mm)	0.00453
	10%粒径 D_{10} (mm)	-
	最大粒径	2
締め固め試験	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.503
	最適含水比 w_{opt} (%)	25.6
液性限界・ 塑性限界試験	液性限界 w_L (%)	51.1
	塑性限界 w_P (%)	28.0
	塑性指数 I_P (%)	23.1

試験条件は、締固め度については、95%と100%の2種類とした。供試体の引張速度については、0.01mm/分、0.1mm/分、1mm/分の3種類とした。締固め度2種類、引張速度3種類の合計6試験の試験条件について、各試験条件ごとに3供試体の試験を行った。

4.2 試験結果

図-4.9 に、試験前と試験後の供試体の例を示す。試験後の供試体には、想定通り、ほぼ直線的な引張亀裂が発生した。

図-4.10 に、変位と引張応力の関係を示す。引張応力は明瞭なピークを示しており、引張応力のピーク時の変位量は締固め度によらず同程度となっている。また、変位が1mm程度以上になるとロードセルで計測されている引張力はほぼゼロになっている。

図-4.11 に、締固め度ごとの、引張速度と引張強度（引張試験時に計測された最大引張応力）の関係を示す。D値100%の時の引張強度は、D値95%の引張強度よりも10kPa程度大きくなっている。また、わずかではあるが、引張速度が1mm/minまで大きくなると、引張強度が大きくなる傾向が見られる。

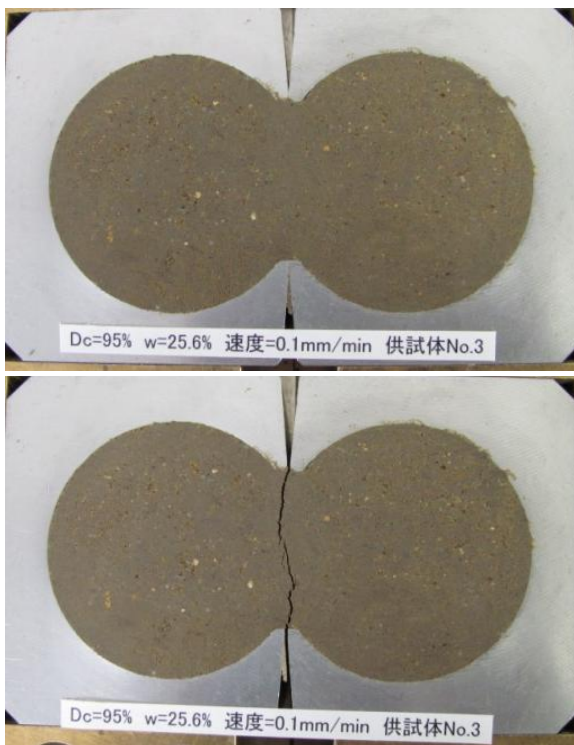


図-4.9 試験前後の供試体の例
(上：試験前、下：試験後)

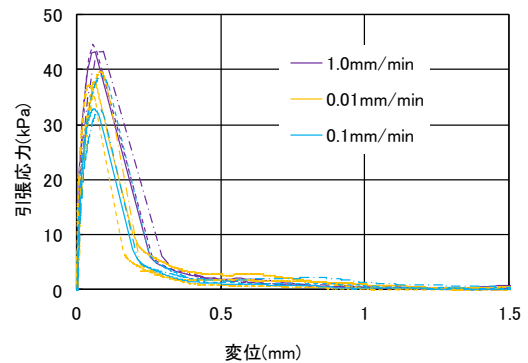
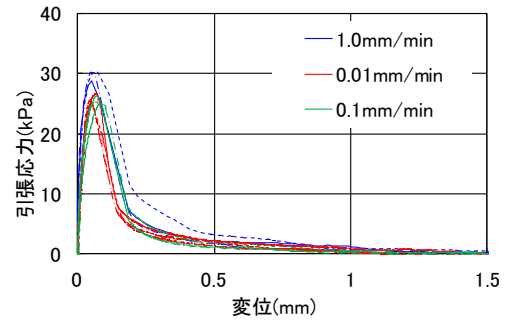


図-4.10 直接引張試験の結果
(上：D値=95%、下：D値=100%)

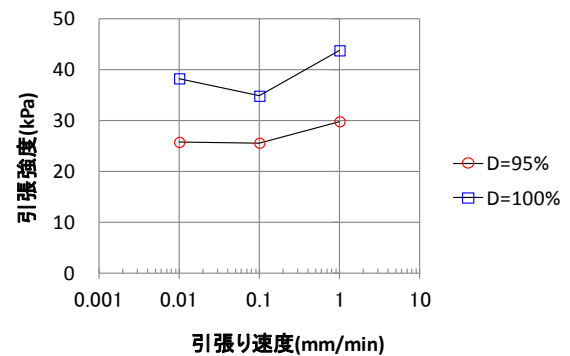


図-4.11 引張速度と引張強度

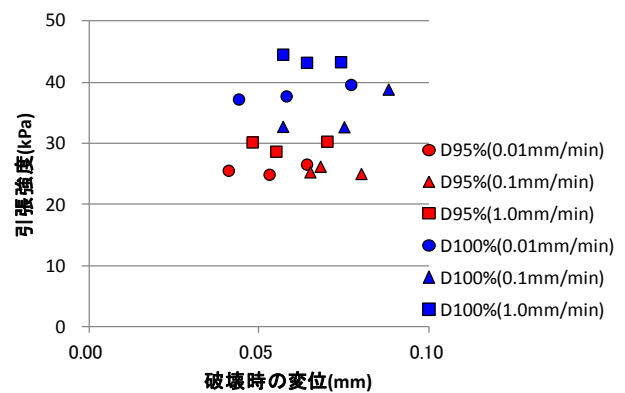


図-4.12 破壊時の変位と引張強度

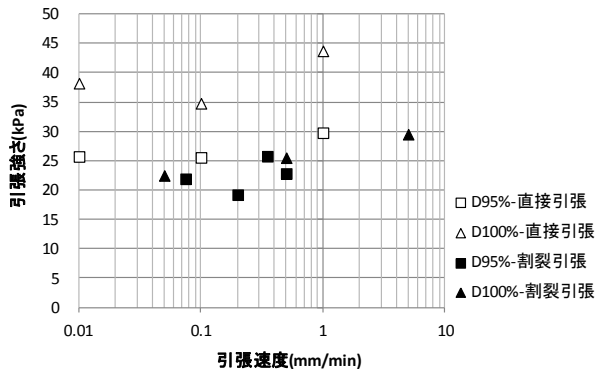


図-4.13 直接引張強度と割裂引張強度の比較

図-4.12 に、引張試験の破壊時（ピーク時）の変位量と引張強度の関係を示す。図-4.12 においては、締固め度ごと、引張速度ごとの結果を示している。破壊時の変位量は、概ね 0.05mm から 0.1mm の間に分布している。D100%の時の破壊時の変位量は、D95%の時の破壊時の変位量よりもわずかではあるが大きな傾向があるが、あまり明瞭ではない。また、破壊時の変位量と引張速度との相関は確認できない。

図-4.13 に、今回の直接引張強度と、過去に同一試料で実施した割裂引張強度³⁾を示す。図-4.13 においては、引張速度を横軸として締固め度で分類して引張強度を示している。図-4.13 を見ると、直接引張強度の方が割裂引張強度よりも大きい傾向を示しており、特に締固め度が 100%の時の直接引張強度は割裂引張強度よりも 10 から 20kPa 程度大きくなっている。また、直接引張強度と同様に、割裂引張強度についても、引張速度が大きいほど強度が大きい傾向が見られる。

表-4.2 に、締固め度ごと、引張速度ごとの引張強度と、締固め度ごとの一軸圧縮強度の関係を示す。一軸圧縮強度は、4.1.2 に記載した試料と同一の材料を用いた既往の試験結果²⁾を示している。引張強度と同様に、締固め度が大きくなると、一軸圧縮強度も大きくなっている。D95%の時は、引張強度/一軸圧縮強度の値は、9.1%から 10.6%の値を示している。同様に、D100%の時は、引張強度/一軸圧縮強度の値は、9.4%から 11.8%の値を示している。この引張強度/一軸圧縮強度の比は、著者らによる割裂引張強度試験結果³⁾、あるいは他の土質材料を用いた引張強度試験による既往の試験結果³⁾の値の範囲に入っており、コンクリートなどと同様に、ロックフィルダムのコア材料などの土質材料についても、一軸圧縮強度から引張強度をある程度の精度で推定できる可能性があると考えられる。

表-4.2 一軸圧縮強度と引張強度

	引張速度 (mm/分)	引張強度 (kPa)	一軸圧縮強度 (kPa)	引張強度/一軸 圧縮強度
D95%	0.01	25.72	280.9	0.092
	0.1	25.56		0.091
	1	29.77		0.106
D100	0.01	38.21	370	0.103
	0.1	34.78		0.094
	1	43.72		0.118

4.3 まとめ

既設ロックフィルダムのコア材料を用いて、直接引張試験を行った。その結果、試験後の供試体にはほぼ直線の引張亀裂が発生し、引張応力には明瞭なピークが見られた。締固め度の大きい供試体の直接引張強度が大きくなる傾向があった。また、引張速度が大きいと引張強度も大きくなる傾向があったが、破壊時の変位と引張強度には明瞭な相関は見られなかった。今回の試料では、引張強度と一軸圧縮強度の比は 0.1 程度となり、既往の試験結果の範囲にあることが分かった。

今後も他の材料などで試験を行いコア材料の引張強度を評価するとともに、地震時にフィルダム天端に発生するクラックの評価についての研究を進めていきたい。

参考文献

- 1) 兵庫県農林水産部農地整備課：兵庫県南部地震農地農業用施設震災記録誌、1996 年 1 月。
- 2) Tamrakar, S., B., 豊澤康男、伊藤和也：新しく開発した土の引張試験装置（関東ロームと一軸圧縮強度の比較）、第 39 回地盤工学研究発表会、pp. 251-252、2004 年 7 月。
- 3) 佐藤弘行、山口嘉一：亀裂形成後の圧密がコア材料の割裂引張強度に与える影響、ダム技術、vol. 262、pp. 28-35、2008 年 7 月。

5. フィルダム堤体と関連構造物等との境界部における被災事例調査

河川管理施設等構造令¹⁾において、フィルダムの堤体には放流設備その他の水路構造物を設けてはならない、と規定されている。そのため、非常用洪水吐はセパレートウォールを介してフィルダム堤体に隣接して設置されることが多く、また取水設備は左右岸どちらかの地山内にトンネルを掘削して設置されることが多い。

一方、ため池においては、堤体底部に取水設備として底樋が設置されている場合が多く、地震時あるいは平常時に底樋周辺パイピングにより堤体が破壊したと推定される事例が多く報告されている²⁾。

フィルダム堤体と関連構造物あるいは基礎岩盤等の境界部については、地震時には剛性の差に起因するクラックや間隙の発生の可能性があり、平常時にはパイピング等の発生のあると考えられる。また、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部において平常時に発生した異常は、地震時には進行的な破壊につながる可能性があると考えられる。

そこで、本年度は、フィルダム堤体と関連構造物や基礎岩盤等との境界部における被災事例を調査した。その際、地震時および平常時の両者について、幅広く事例の収集を行った。

5.1 事例調査の方法

過去の主要な地震におけるダムの調査報告書、フィルダムにおける事故事例に関する文献などを調査し、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における被災事例を収集した。調査にあたっては、地震時におけるフィルダム堤体と関連構造物等の境界部における被災事例とともに、地震時におけるため池と関連構造物等の境界部における被災事例、あるいは平常時におけるフィルダムやため池と関連構造物等の境界部における被災事例など、フィルダム堤体と異種材料の剛性などの物性の差に起因すると推定される被災事例について、幅広く事例の収集を行った。

5.2 文献調査結果

5.2.1 地震時におけるフィルダム堤体と関連構造物等の境界部における被災事例

地震時におけるフィルダム堤体と関連構造物等の境界部における被災事例の文献は少ないものの、いくつかの事例を見つけることができた。以下にその概要を記す。

5.2.1.1 Ambuklao ダム^{3), 4)}

Ambuklao ダムは1956年にフィリピン・ルソン島に建設された、堤高129mの中央コア型ロックフィルダムであ

る。Ambuklao ダムの断面図を図-5.1に、平面図を図-5.2に示す。ダムの上下流勾配は、低標高部では1:2.0、高標高部では1:1.75となっている。

1990年7月16日、フィリピン・ルソン島で、マグニチュード7.7の大きな地震が発生し、1700人以上の死者が発生した。Ambuklao ダムは震源断層から約10kmに位置しており、大きな揺れを経験した。しかし、観測記録はなく、最大加速度は0.6から0.65gと推定されている。地震時の貯水位はEL. 752mであり、ほぼ満水状態だった。この地震により、ダムは決壊しなかったものの、最大断面の天端において、約1.1m沈下し、上流側へ約1.1mの変位が発生した。

左岸側に設置されている非常用洪水吐とフィルダム堤体の境界部における被害が比較的大きく、安全のため地震後の19日間で水位を9.5m低下させている。図-5.3のように、非常用洪水吐導流壁に隣接する堤体に最大80cm程度の沈下が発生した。図-5.3の左側には、堤体が沈下したことにより、堤体上に設置していた手すりが浮き上がっている。また、図-5.4のように、非常用洪水吐導流壁のジョイントに最大50cm程度の開口が発生した。

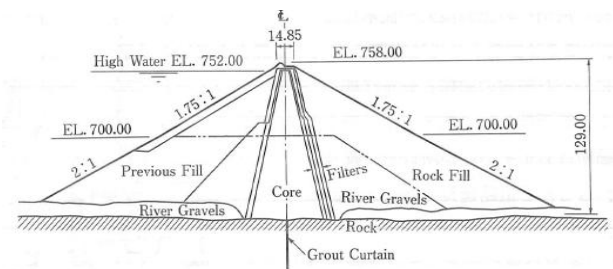


図-5.1 Ambuklao ダムの断面図³⁾

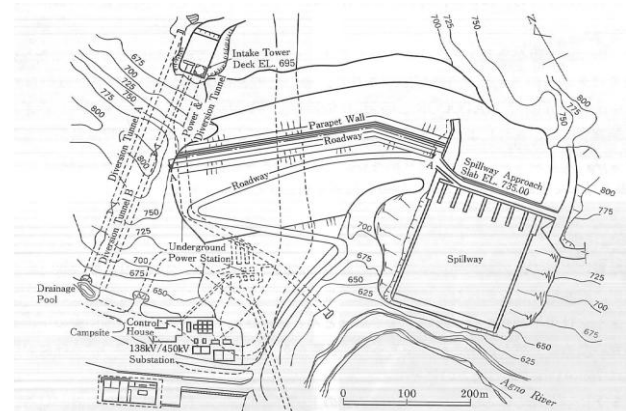


図-5.2 Ambuklao ダムの平面図³⁾

③-6 フィルダム設計・耐震性能照査の 合理化・高度化に関する研究



図-5.3 Ambuklao ダムにおける非常用洪水吐導流壁に隣接する堤体の沈下の状況³⁾



図-5.4 Ambuklao ダムにおける非常用洪水吐導流壁のジョイントの開口の状況³⁾

5.2.1.2 Hebgen ダム⁵⁾

Hebgen ダムは 1914 年にアメリカ・モンタナ州に建設された、堤高約 27m の中央コンクリートコア型フィルダムである。Hebgen ダムの断面図を図-5.5 に示す。図-5.5 のように、コンクリートコアは基礎地盤の岩盤まで設置されていた。

1959 年 8 月 17 日、Hebgen ダム右岸約 210m にある Hebgen 断層を主断層の 1 つとする比較的大きな地震が発生した。この地震により、ダムは決壊しなかったものの、上流側のフィル堤体は最大約 1.8m 沈下、下流側のフィル堤体は最大約 1.2m 沈下したため、図-5.6 のようにコンクリートコアが露出した。また、図-5.6 のように、天端には比較的大きな縦亀裂が発生した。天端から露出したコンクリートコアには右岸側に 4 本の鉛直亀裂が発生していたが、他には特に変状は見られなかった。

コンクリートコアとフィル堤体の間には、ダム中央部付近で約 15cm の空隙が生じた。この空隙は、コンクリー

トコアとフィル堤体の剛性の差に起因する相対的な振動が原因と考えられる。また、堤体下流面には亀裂は少なくはらみ出しは確認されなかったが、堤体上流面には多数の縦亀裂が確認された。

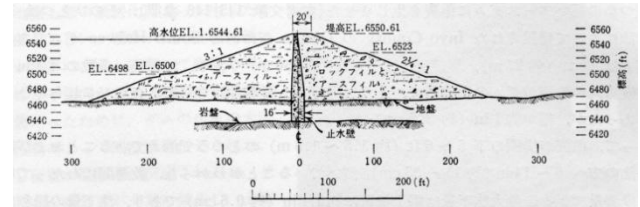


図-5.5 Hebgen ダムの断面図⁵⁾



図-5.6 Hebgen ダムの露出したコンクリートコア（左側）と天端に発生した亀裂（中央）⁵⁾

5.2.1.3 St. Mary's ダム^{2), 5)}

St. Mary's ダムは、1928 年にアメリカ・カリフォルニア州に建設された、堤高約 15m の中央コンクリートコア型フィルダムである。上流面には鉄筋コンクリートスラブが設置されていた。

1955 年 10 月 23 日、局地的な大きな地震が発生した。地震後の目視調査により、コンクリートコアの真上のフィル堤体に、幅 3~6cm の縦亀裂が堤頂全長にわたって発生していることが確認された。その後に行われたトレンチ調査により、縦亀裂はコンクリートコアの上端まで達していること、コンクリートコアとフィル堤体上流側の間には 1~2cm の間隙が確認されたこと、コンクリートコア上端の少し上の上流側の締めめられた築堤材料がひどくひび割れていたこと、などが確認された。以上の概要を図-5.7 に示す。St. Mary's ダムにおける上記の地震被害は、コンクリートコアとフィル堤体の剛性の差に起因する振動特性の差が原因と考えられている。

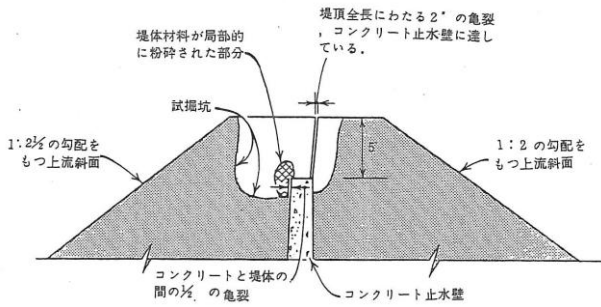


図-5.7 St. Mary's ダムの地震被害概要²⁾

5.2.1.3 地震による底樋周辺のパイピングに起因する ため池の被災事例²⁾

地震時における小規模アースダムあるいはため池と関連構造物等の境界部における被災事例については、底樋周辺のパイピングの事例を中心に、いくつかの被災事例を文献で見つけることができた。

地震による小規模アースダムあるいはため池の被災事例については、地震後1日から1ヶ月程度後に浸透破壊による被災事例、いわゆる遅れ破壊の事例を中心に、いくつか報告されている。1854年の安政南海地震の約1ヶ月後、満濃池（アースダム、現在の堤高32m、当時の堤高約12間半（約22.7m））が浸透破壊により決壊した。決壊の原因は、地震により石造りの底樋周辺にパイピングが発生し、それが進行して決壊に至ったものと推定されている。

この他にも、1939年の男鹿地震、1964年の新潟地震の調査報告においては、小規模アースダムやため池の決壊の大部分は、地震発生から約1日経過して浸透破壊により決壊したと報告されている。1983年の日本海中部地震においても、地震後約1日経過して浸透破壊によりため池が決壊したとの報告がある。

5.2.2 平常時におけるフィルダム堤体と関連構造物等の 境界部における被災事例

平常時におけるフィルダム堤体と関連構造物等の境界部における被災事例としては、小規模アースダムあるいはため池の底樋周辺のパイピングが比較的多くの報告事例がある。以下では、底樋周辺部のパイピングが原因で決壊したため池の3事例を示す。

5.2.2.1 宝谷ため池²⁾

宝谷ため池は、堤高8.7m、堤頂長112m、貯水量22,000m³、築造年1860年頃の愛媛県松山市にあるため池である。1983年に底樋の付替え工事が行われている。1997年9月、改修された底樋直下から右岸側へ約3mの幅にわたっ

て、底樋に沿って堤体が崩壊した。決壊部の堤体天端の被覆は残存しており、底樋を中心として堤体に大きな穴ができた状態となった。以上のことから、底樋周りにおけるパイピングが決壊の原因であると推定されている。また、決壊によって流出した基礎部分の材料に砂礫が含まれており、底樋部分の基礎地盤の材料にパイピング抵抗性の低い砂礫が使用されていた可能性が高いことが推定された。

5.2.2.2 麻生ため池²⁾

麻生ため池は、堤高16m、堤頂長127m、貯水量100,000m³、築造年1921年のため池である。1997年の台風19号により、降雨開始から約4m水位が急上昇した結果、底樋出口周辺から水が噴出し、決壊に至った。図-5.8に平面図を示すが、底樋は堤体内部で屈曲している。また、図-5.9の縦断面図から、底樋が新堤体と旧堤体の境界に位置しており、さらに基礎地盤の屈曲点に埋設されていたことがわかる。以上のように、剛性が異なる堤体と基礎地盤の境界部に底樋が埋設されていたことが破壊の素因であると推定されている。

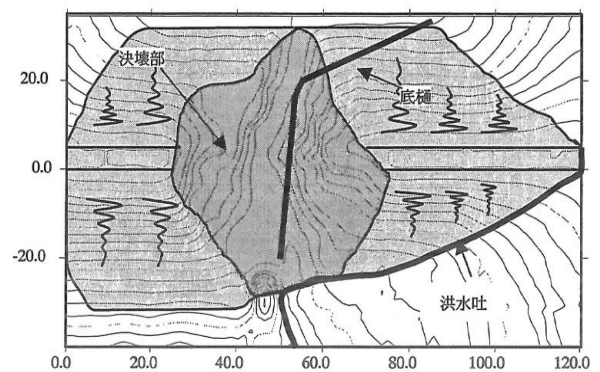


図-5.8 平面図

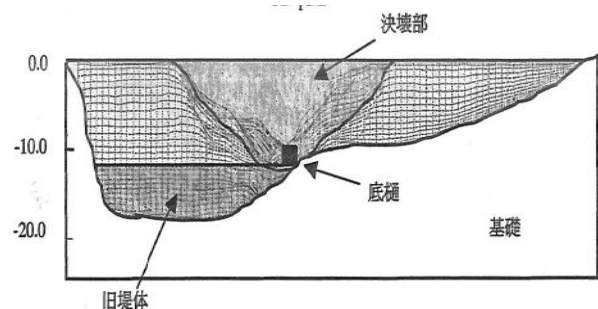


図-5.9 縦断面図

5.2.2.3 洗沢ため池²⁾

洗沢ため池は、堤高5m、堤頂長120m、貯水量22,000m³、築造年不明のため池である。1977年に、底樋と堤体の改修工事が行われている。1995年の梅雨前線による豪雨に

より、堤体左岸地山取付部に設置された洪水吐の側壁および底部にパイプフロー状の漏水が発生した。漏水は洪水吐水路の排水孔から噴出しており、漏水量は $1.2\text{m}^3/\text{day}$ を記録している。緊急に水位を低下させた結果、満水位から1m下がった時点で漏水は完全に停止した。この洪水吐周辺を開削調査した結果、洪水吐側面の満水位付近にパイピングホールが発見された。洪水吐および洪水吐水路には基礎杭が設置されており、基礎地盤と洪水吐の不同沈下により、洪水吐側面と底部にかかる土圧が減少して、パイピングが発生したと推定されている。洪水吐周辺を粘土および矢板で止水した結果、漏水は完全に停止した。

5.3 まとめ

フィルダム堤体と関連構造物や基礎岩盤等との境界部における被災事例の文献調査を行った。その際、地震時および平常時の両者について、幅広く事例の収集を行った。その結果、以下のことがわかった。

- ・地震時において、中央コア型ロックフィルダムのフィルダム堤体と非常用洪水吐導流壁の境界部に変状が発生した事例が1、中心コンクリートコア型フィルダムのフィルダム堤体とコンクリートコアの境界部に変状が発生した事例が2つあった。いずれも、フィルダム堤体とコンクリートの剛性の差に起因する振動特性の差が原因と推定される。いずれのダムも決壊はしていない。
 - ・地震時あるいは平常時において、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における被災事例の文献調査では、小規模なアースダムやため池の底樋周辺の浸透破壊が多かった。底樋周辺は締固め不足により浸透破壊に対して弱部になりやいと考えられ、また底樋の形状が四角形の場合には底樋上部隅角部周辺のフィルダム堤体に亀裂が発生する可能性も考えられる。底樋周辺部の変状を回避するためには、底樋の形状に配慮すること、塑性に富む材料を底樋周辺に使用し締固めを十分に行うこと、などの対策が考えられる。既設のため池で底樋が設置されている場合には、底樋周辺からの漏水探知直後に貯水位を下げることで漏水を止めることができた事例があることから、地震時あるいは豪雨時の底樋周辺からの漏水の監視が重要であると考えられる。
- 前述のとおり、フィルダムにおいては、河川管理施設等構造令¹⁾において、フィルダムの堤体には放流設備その他の水路構造物を設けてはならない、と規定されており、構造令により建設されたフィルダムにおいて、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部で地震により大きな

被害が発生したとの報告はなかった。地震時や豪雨時に、底樋が設置されている小規模なアースダムやため池の決壊事例が多いことから、フィルダム堤体に放流設備等を設置しないことは、そのような施設を発端とする被害を避けるためには重要であると考えられる。

地震時あるいは平常時において、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における変状を防ぐためには、堤体と関連構造物等の境界部の設計、施工が重要であると考えられる。清水ら⁶⁾は、フィルダム築堤の際に、コンタクトクレイを使用した場合としなかった場合についてFEM解析を行い、最小主応力と水圧の比較から、浸透破壊の検討を行っている。その結果、コンタクトクレイを使用した解析ケースでは、最小主応力が水圧より大きくなり浸透破壊の可能性は低いと考えられるが、コンタクトクレイを使用しなかった解析ケースでは、最小主応力が水圧よりも小さくなる領域が大きくなり、浸透破壊が発生する危険性があると指摘している。

今後も、フィルダム堤体と関連構造物等の境界部における地震時の被害形態についての検討を行う予定である。

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.
- 2) 地盤工学会：地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム、219p、2002.
- 3) 土木学会：1990年フィリピン・ルソン地震震害調査報告、254p、1993.
- 4) ICOLD：Design features of dams to resist seismic ground motion、Bulletin 120、2001.
- 5) James L. Sherard、長沢敏夫、河上房義：アースダムとアースロックダム、434p、1972.
- 6) 清水英良、仲野良紀：フィルダム築堤時の珪藻土質泥岩基礎の変形挙動とハイドリックフラクチャリング、農業土木学会論文集、No. 142、pp65-74、1989.

Research on rationalization and improvement of design and seismic performance evaluation of filldams

Abstract: Recently in Japan, rationalization of design and construction or cost reduction has strongly requested. In this research, for rationalization of design of rockfill dams, we investigate strength evaluation of rock materials considering dependency of confining pressure, seismic coefficients for modified seismic coefficient method and rationalization of design based on reliability design method. To improve seismic performance evaluation of rockfill dams, we try to evaluate effects of variations of density and strength of materials on deformation during earthquakes. We also research effects of seismic motions with long duration on seismic performance of filldams.

In fiscal year 2012, we conducted Monte-Carlo simulations of slip circle analysis and proposed a partial safety factor for shear strength of rock material. We investigated seismic force coefficients using recent recorded seismic motions including Tohoku Earthquake and proposed seismic force coefficients as linear functions of dam height. We conducted direct tensile tests for core material of an existing rockfill dam for input values to conduct dynamic analysis which can reproduce cracks on the crest during earthquakes. We conducted literature research of damaged examples of filldams during earthquakes at the boundaries between dam body and appurtenant structures.

Key words: filldam, design, seismic performance evaluation.