

藤沼ダムの新たな締固め管理と安定解析による再建

Reconstruction of Fujinuma Earth Fill Dam Based on New Methods of Compaction Control and Stability Analysis

鈴木 秀一郎* 渡邊 浩樹* 田中 忠次** 龍岡 文夫***
 (SUZUKI Shuichiro) (WATANABE Hiroki) (TANAKA Tadatsugu) (TATSUOKA Fumio)
 毛利 栄征**** デュッティン アントワン***** 三浦 亨*****
 (MOHRI Yoshiyuki) (DUTTINE Antoine) (MIURA Tohru)

I. はじめに

藤沼ダム（福島県須賀川市）は、2011年東北地方太平洋沖地震（3月11日14時46分）によって決壊した。本ダムによる藤沼湖は農業用貯水池（灌漑面積837ha）であり、本堤（堤高18.5m、頂長133.2m）と副堤（堤高10.5m、頂長72.5mの土堰堤）からなるアースフィルダム¹⁾である。本堤の決壊および副堤の大規模崩壊とその原因は、「福島県農業用ダム・ため池耐震性検証委員会」^{1),2),3)}によって明らかにされている。これを受けて、福島県による藤沼ダムの復旧では、「再度災害の防止」を実現するために築堤にかかわる技術的な課題を検討し、施工管理と安全性照査方法を見直して強化復旧を実施した。

本報では、本堤と副堤の復旧で実施した新たな施工管理法と新たな数値安定解析による高耐震化の状況を紹介し、崩壊した旧本堤と旧副堤よりも遙かに高い安全性を確保したことを報告する。

II. 堤体の築造と耐震性評価の課題と対応

近代的な設計施工技術が確立される以前の堤体では、崩壊した旧藤沼ダムのように、堤体構造、堤体材料の選定と堤体の締固め、耐震性評価などが不十分であるため、強地震動に対する安定性が不十分となる場合が少なくない。これに対応するには、締固め度の管理基準値（全測定値の許容下限値）を適切に規定し、許容下限値プラス5%程度の平均値を実現する施工が必要となる。図-1に、再建された新本堤と被災した旧本堤の締固め状態を示す。後述する新しい締固め管理法によって施工された新本堤での標準プロクター基準による締固めエネルギー（ $1E_c$ ）での締固め度 $[D_c]_{1E_c}$ の平均値は、管理値95%に対してほぼ100%に達しており、旧本堤と比較すると非常に高い。

また、従来の堤体の安全性の評価手法は、0.15程度の水平震度を用いた極限釣り合い法による全体すべり安全率の解析が主流である。今回は、地震動の時刻歴を用いて最大加速度、周波数特性、継続時間等の要因を考慮し非排水繰返し載荷による堤体の強度低下を評価して残留変形を解析し、新堤の安定性を確認した。

III. 新堤の設計・施工

新本堤と新副堤は、被災した旧本堤と旧副堤を撤去して構築したが、「再度災害」の完全な回避を前提として、2011年東北地方太平洋沖地震と同じレベルの地震動を受けても十分な健全性を維持できることを要求性能とした。このため、新本堤と新副堤の設計・施工では、崩壊原因となった土質、堤体構造と締固め法の技術的な課題を以下のように見直した。

1. 新本堤と新副堤の土質と堤体構造

① 盛立材料：図-2に示すように機能別にゾーニングして、それぞれに適切な材料を選定した。遮水性ゾーンには、火山灰質粘性土に礫質土を混合した。遮水性の確保と同時に高い締固め度が得られて過大な残留沈下を生じない材料となるように、粒度特性を規定した。

② 図-2に示すように、浸透水を速やかに堤外へ排水できる断面構成とした。遮水性ゾーン底幅は、貯水深に対して100%確保して確実に遮水できるようにした。新本堤では、基礎地盤は N 値30以上の地盤とし、旧本堤よりも基礎を深い位置に設定した。

2. 堤体の締固め管理の新しい枠組み

新本堤と新副堤の築堤では、通常为重機を用いたが、施工管理では、遮水性ゾーンの材料は透水係数が十分に低く、また貯水による浸水飽和時の過大な沈下・変形を防ぎ地震時に高い強度を発揮し地震荷重による低

*福島県中農林事務所, ** (一社) 地域環境資源センター
 元 東京大学, *茨城大学農学部
 ***** (株) 複合技術研究所
 ***** NTC コンサルタンツ (株) 東北支店



フィルダム、締固め度、飽和度管理、地震時挙動、強度低下、塑性すべり解析

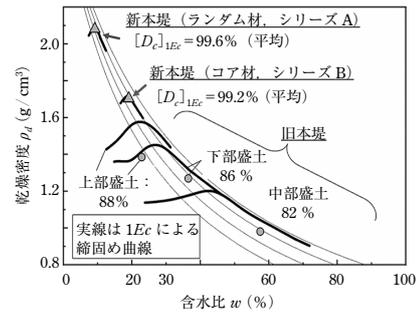
下を確実に防ぐために、堤体の締固め度と含水比を適切に規定するとともに新たに飽和度の許容範囲を規定した。表-1は新本堤と新副堤のコア部の要求物性値である。近年のフィルダムの管理基準に倣って、締固め度 $[D_c]_{1Ec}$ の管理基準値を従来の90%から95%に引き上げた。また、新たに「施工目標値」 $[D_c]_{1Ec} = 100%$ を設定した。これは、従来の管理基準値だけの規定では、本来締固め度の全測定値に対する許容下限値である管理基準値を施工時の目標値と置き換えられる懸念があり、また、締固め土の性能と品質を確保するためには目標値の設定が有効だからである²⁾。

3. 盛土の品質管理と関連した締固め管理

堤体の締固め管理では締固め度 $[D_c]_{1Ec}$ と含水比 w を管理するため、選定した場所で乾燥密度 ρ_d と含水比 w を測定し、盛土材の代表試料を用いた室内締固め試験で得られる最大乾燥密度 $(\rho_d)_{max}$ と最適含水比 w_{opt} を基準として管理する。図-3は、新本堤の遮水材の定期管理(19回)で得られた締固め曲線と日常管理で得られた現場締固め状態の全データを重ねた結果である³⁾。盛土材の粒度分布は管理したが全工程では不可避免的に変動した。このため、図-3に示すように、定期管理試験で得られた代表試料の締固め曲線(1Ec)は変動した。さらに、それぞれの箇所での現場締固め曲線も変動したため、代表試料の締固め曲線と現場締固め状態との関係は変動した。現場の締固めエネルギーレベル(CEL)を管理しない場合では、CELの変動によるばらつきが重畳される。これらのため、現場での締固め度と含水比の状態と締固め土の強度、透水係数等の物性的確かな評価と適切な管理ができなくなる。この課題は、以下で説明するように、現場CELと締固め土の飽和度 S_r を管理することによって解決した^{5),6)}。

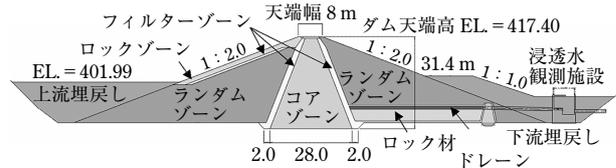
まず、最大乾燥密度が得られる飽和度(最適飽和度 $(S_r)_{opt}$)は、CELと土質の変化が一定の範囲内ならばおおむね一定である。また、図-4は図-3に示す1Ecでの締固め曲線を締固め度 $[D_c]_{1Ec} = \rho_d / [(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ と $S_r - (S_r)_{opt}$ の関係に正規化してプロットし直したものであり、おおむね一定である。最適飽和度と正規化締固め曲線は、シルトから礫までの広範な材料の異なるCELでのデータでも、おおむね一定であることが分かっている^{5),6)}。したがって、現場CELを1Ecに管理した現場では、土質が不可避免的に変化しても、現場 S_r の値をこの正規化締固め曲線に代入することによって現場 $[D_c]_{1Ec}$ を推定できる。すなわち、現場CELを1Ecに管理した上で現場 S_r を管理することで現場 $[D_c]_{1Ec}$ を管理できる。

また、飽和後の透水係数、強度・変形特性と湿潤化



注) 文献4) から転載、一部修正

図-1 旧本堤と新本堤の締固め特性と締固め度 $[D_c]_{1Ec}$



注) 文献3) から転載、一部修正

図-2 新本堤 (中心遮水型アースフィルダム)

表-1 旧本堤の物性と新本堤・新副堤に要求する規定値

		旧本堤 上部盛土	新本堤・新副堤の コアゾーン
粒度組成	礫分	6.1%	20% 以上
	細粒分	15.2%	25% 以上
現場透水係数		4.16×10^{-4} cm/s	1×10^{-5} cm/s 以下
締固め度 (1Ec)		87.9%	許容最低値 95% 施工目標値 100%
飽和度 S_r		65.5%	$(S_r)_{opt}^* - 5\% \sim (S_r)_{opt}^* + 5\%$ (施工目標値: $(S_r)_{opt}$)

* $(S_r)_{opt}$: それぞれの CEL と土質で最大乾燥密度が得られる飽和度

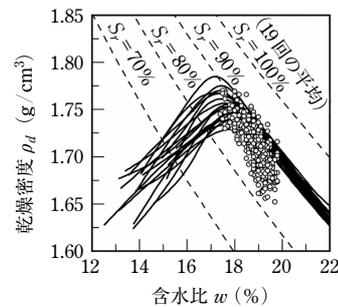


図-3 新本堤の遮水ゾーンでの19回の定期管理による1Ecでの締固め曲線と現場締固め状態の全データ³⁾

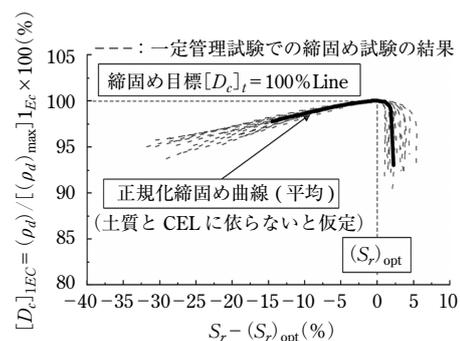


図-4 正規化締固め曲線 (新堤体の遮水ゾーンでの例)³⁾

によるコラップス等は、 $[D_c]_{1Ec}$ と締固め時の S_r と強い関係がある⁶⁾。以上を踏まえて、新本堤と新副堤の締固めは以下の盛土の要求性能を実現する性能施工であるとして、目標締固め度は $[D_c]_{1Ec} = 100\%$ とした上で目標飽和度を最適飽和度 (S_r)_{opt} とした。①十分大きな強度・剛性、②十分小さな水浸沈下、③十分小さな水浸時強度・剛性低下、④十分小さな飽和化後の透水係数、である。このため、盛土材の土質と w を適切に調整した上で施工時の CEL を $1Ec$ 以上に維持して、締固め目標 ($[D_c]_{1Ec} = 100\%$, $S_r = (S_r)_{opt}$) での締固めを目指して、締め固めた盛土の w , $[D_c]_{1Ec}$ と S_r の値に対して5つの管理境界を導入した(表-2)^{3), 5)}。 $[D_c]_{1Ec}$ の許容下限値は95%であり、崩壊した旧本堤と旧副堤の実測値よりも遥かに高い。 S_r の許容下限値の導入によって、第一に強度低下・コラップス沈下を従来の管理方法よりも確実に回避できる。第二に、 w の許容下限値を従来の管理法よりも低く設定できて、従来よりも低い w かつ高い CEL での施工によってより高い $[D_c]_{1Ec}$ で $S_r \approx (S_r)_{opt}$ の状態を無理なく実現でき、必要な強度・剛性と十分低い透水係数を保証できるようになる。これは、現場では $1Ec$ を超える CEL を無理なく実現できるので、実際的な利点となる。さらに、 S_r の許容上限値と w の従来よりも低い許容上限値の導入によって、高飽和で低乾燥密度状態での土の低強度、および過転圧とそれに伴う土の強度低下を回避できる。図-5に、図-3に示す定期管理試験で得たすべての締固め曲線 ($1Ec$) から平均締固め曲線Nを得て、曲線Nを基準とした管理境界線(表-2)とそれらで構成された管理許容領域(ハッチの領域)を示す。この管理領域は、図-5に領域Cで示す旧ため池整備指針⁸⁾による管理領域と比較すると、低含水比、高乾燥密度であり飽和度の許容下限値はかなり大きくなっている。

IV. 現場の締固め状態の総括と評価

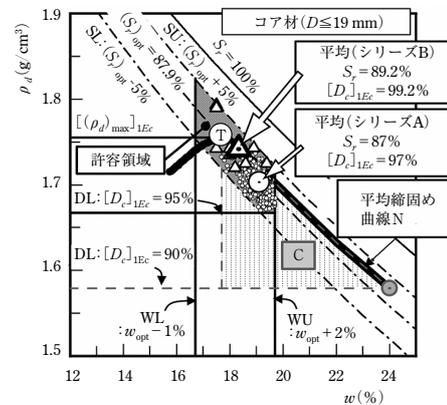
図-3では、締固め曲線と現場締固め状態のばらつきのために、現場全体の締固め状態の把握が難しい。図-6に、現場締固め状態A(対応する締固め曲線はa)を共通の平均締固め曲線Nに対して再プロットする過程を示す。図-6を参照して、以下の手順で、ばらつきのある現場締固め状態のデータ全体を共通の締固め曲線を基準とした等価なデータ群に変換した³⁾。

- ① 共通の締固め曲線とした平均締固め曲線Nと対応する $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$, $[w_{opt}]_{1Ec}$, $(S_r)_{opt}$ の平均値を得る。
- ② それぞれの現場締固め状態の点Aを、締固め度 $[D_c]_{1Ec} = (\rho_d)_N / [(\rho_d)_{max}]_{1Ec.N}$ を点Aでの値 $(\rho_d)_A /$

表-2 締固めにおける5つの管理境界³⁾

管理境界		土構造物の要求性能の実現に必要な物理特性			
		高い強度・剛性確保	水浸時の強度低下・沈下抑制	遮水性確保	過転圧防止
締固め前の盛土材の管理境界	含水比 w	下限: WL	○	●	○
		上限: WU	●		
締め固めた盛土の管理境界	締固め度	下限: DL		○	○
		飽和度 S_r	下限: SL	●	●
		上限: SU	○		●

●: その要求性能の確保に非常に重要な境界
○: その要求性能の確保に重要な境界



注) 文献7) から転載、一部修正

図-5 新本堤の遮水ゾーンの締固め曲線のばらつきを除去した全定期管理試験(剪頭粒度試験試料)のまとめ

(対応する室内締固め試験による $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec.A}$) に維持し S_r の値は状態Aでの値に維持して、平均締固め曲線Nに対して点 A_N に再プロットする。

図-5に、平均締固め曲線Nとそれを基準にした締固め目標T、管理境界線、管理許容領域、および現場締固め状態 A_N (○印)を示す。すべての締固め状態が許容領域内で全体としての締固め状態は良好であり、目標とした高品質な盛土が実現できたと評価できる³⁾。特に、すべてのデータの S_r は狭い範囲内にあり、現場の CEL は $1Ec$ 以上に維持されていたので、図-4に示す正規化締固め曲線に従えば、現場の $[D_c]_{1Ec}$ は土質のばらつきにかかわらず非常に高い値が実現されたことを示している。

図-5において、シリーズA (○印)のデータは現場で測定された締固められた (ρ_d, w) 状態であり、通常の管理で行われる $3,000 \text{ m}^3$ ほどの盛土材の代表試料の室内締固め試験による締固め曲線(平均曲線は図中のN)に対してプロットしてある。しかし、測定

された現場締固め状態は全体的に締固め目標Tから右下にずれており、これは現場試料が室内試験用の代表試料よりも系統的に細粒分が多かったためと推定された。そこで、現場締固め状態を測定した複数地点で現場盛土材の試料を採取して、室内締固め試験(IEc)を行って締固め曲線を得た。この締固め曲線に対する現場締固め状態を図-6に示す方法で平均締固め曲線Nに対してプロットしたのが図-5に示すシリーズB(△印)のデータである。この結果の平均状態は締固め目標点Tに非常に近く、目標締固め状態がほぼ実現されている。図-1に、新本堤のランダム材でのシリーズAによる平均締固め曲線と現場平均締固め状態、およびコア材でのシリーズBによる平均締固め曲線と現場平均締固め状態を示す。ランダム材とコア材の締固め状態は、被災した旧本堤よりも遥かに良いことが分かる。

V. 耐震性評価のための土質試験と安定解析

飽和土の非排水せん断強度は、非排水で繰返し載荷を受けると低下するが、その傾向は土質と締固め度によって大きく異なる^{5), 6), 9)}。そこで、以下に示す新たな枠組みで、この要因を室内実験で評価し、その結果を導入して盛土の残留変位・変形解析を行った。

1. 非排水繰返し載荷による非排水強度の低下

地震動による飽和非排水繰返し載荷で生じるひずみ(ϵ_D)の時刻歴を累積損傷度理論^{10), 11)}によって算出し、 ϵ_D による非排水せん断強度の低下を評価するために、以下の一連の三軸圧縮試験を行った¹²⁾。

- ① 非排水単調載荷試験 (JGS 0523)
- ② 非排水繰返し載荷でさまざまな損傷ひずみを生じさせた後に、非排水単調載荷試験 (JGS 0541, JGS 0523)

図-7に被災した旧本堤の上部盛土(緩詰め)と新本堤のコア材(密詰め)での実験例¹³⁾を示す。新本堤での非排水せん断強度の初期値 τ_{cu0} は旧本堤よりも遥かに大きい。また、非排水せん断強度は非排水繰返し載荷で生じたひずみ ϵ_D が大きいほど低下するが、低下率は緩詰めの方が大きい。密詰めでは、 τ_{cu0} が高い上に非排水繰返し載荷で ϵ_D が生じにくく液体状には至らず、その後の単調載荷では高い残留強度 τ_{cuD} を維持している¹⁴⁾。図-8 aに、被災した旧本堤の上部、中部盛土の試料を現場推定締固め度で締め固めて求めた疲労曲線(繰返し応力振幅比と繰返し載荷回数の関係)を示す。図-8 bに、強度低下特性(せん断強度残存率と両振幅ひずみ ϵ_D の関係)を示す¹²⁾。 τ_{cu0} は試験①で求めた初期非排水せん断強度であり、 τ_{cuD} は同一の拘束圧でのそれぞれの ϵ_D が生じた後の単調

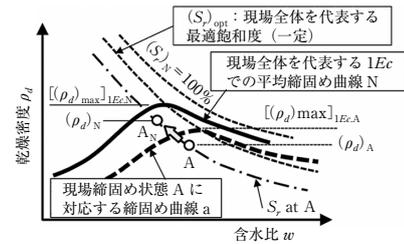


図-6 実測締固め状態から等価な締固め状態への変換方法³⁾

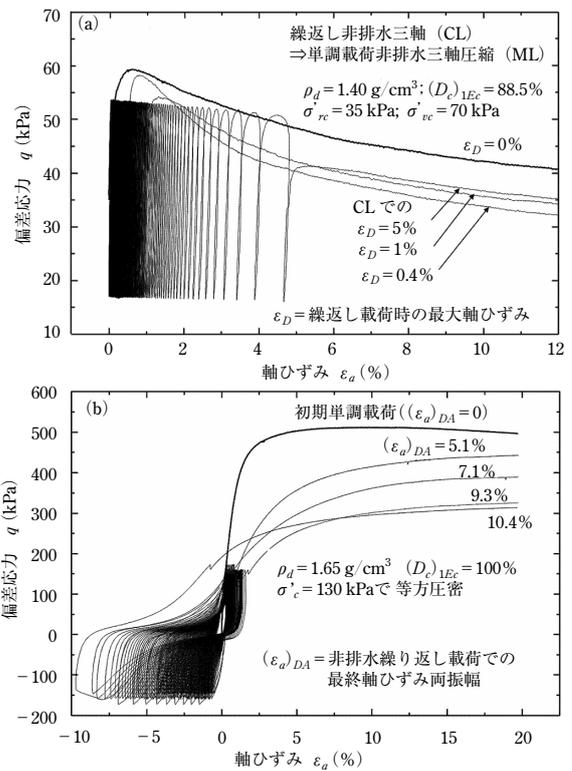


図-7 三軸実験による飽和盛土材の非排水せん断強度の非排水繰返し載荷による低下の例 (a: 旧本堤上部盛土試料(緩詰め), b: 新本堤コア試料(密詰め))¹³⁾

載荷試験②で得られた非排水せん断強度である。締固め度が低い砂質土(上部盛土)は、 τ_{cu0} が低い上に繰返し載荷強度SRが低いために ϵ_D が容易に大きくなり、さらに非排水繰返し載荷による強度低下率が大きいため、 τ_{cuD} は非常に小さい値に低下してゆく¹²⁾。

図-8 a, bに示すように、新本堤のランダム材とコア材は旧本堤の上部・中部盛土と比べると、①非排水繰返し載荷に対する抵抗力は大きくなり、②同じ ϵ_D での強度低下率は半分程度になっている。このように、非排水せん断挙動には、土質の影響に加えて締固めの影響が大きく、新本堤と新副堤の耐震性の向上には適切な締固めが必要であることを示している。

2. 安定解析方法

新本堤は被災した旧本堤が受けた地震動に対しても安定であり主要な修復が必要となる変形が生じないこ

とを、旧本堤のすべり崩壊を説明できる解析法によって確認した。すなわち、①地震応答解析、②Newmark-D法による地震時の堤体の強度低下を考慮した残留すべり解析^{7), 8), 12)}、③準静的FEM解析による剛体すべり以外の残留変形解析を行った¹⁴⁾。解析②では、盛土が地震動による非排水繰返し载荷を受けた時の損傷ひずみ ε_D を図-8 aの疲労曲線から求め、 ε_D による土が発揮できる強度の低下量を、図-8 bの両振幅ひずみ ε_D -非排水せん断強度の関係から算定することによって非排水せん断強度の時刻歴を得ている。各試行すべり面の各点でのこの時刻歴を算定し、地震荷重の時刻歴によるすべり変位量を計算している。

図-9に、新本堤での解析結果を示す。いずれの臨界すべり面でも、降伏震度 k_{hy} (安全率 F_s が1.0になる時のすべり土塊に作用する水平震度)の初期値と低下後の値は、作用水平震度 k_h (=斜面外側に向かう平均水平加速度の最大値/g)よりも遥かに高い値を維持しており、すべりは全く生じないことが確認できた。また、剛体すべり以外の残留変形量も非常に小さいことを確認している^{12), 13), 14)}。これらより、新本堤の耐震性能は非常に高いと判断できた。

図-10は、Newmark-D法で求めた結果であり、被災した旧本堤の盛土上部の臨界すべり面と新本堤の上部での臨界すべり面C1, C3に沿った非排水せん断強度(初期と地震後)、および排水せん断強度(初期と地震時直応力最小時)の平均値の比較である。右端のデータ群は参考値であり、新本堤で $[D_c]_{1Ec}$ が仮に103.4%の時の解析値である。締固めが非常に悪い旧本堤の上部盛土では、地震時に発揮される非排水せん断強度は元々低い初期値から著しく低下して、崩壊に至ったことがわかる。締固めが適切な新本堤では、非排水せん断強度は非排水繰返し载荷で低下しても排水強度より遥かに高い値を保っている。これらの結果は、地震時の高い安全性には適切な締固めが必須であることを端的に示している。

以上で示した残留すべり・変形解析法は、排水せん断強度に基づき安全率を求める従来の方法と比較して、以下の点で優れていることが分かる¹³⁾。①締固めが悪い盛土に対しては、危険性を過小評価しない。②良く締め固めた盛土に対しては、安定性を過小評価せず現実的な耐震対策の有効性を確認できる。

VI. まとめ

藤沼ダムの本堤は、再構築によって堤高は18.5 mから31.4 mに、堤体積は99万 m^3 から230万 m^3 に大規模化された。強地震動に対しても健全性を維持できるという要求性能を保証するために、適切な堤体構

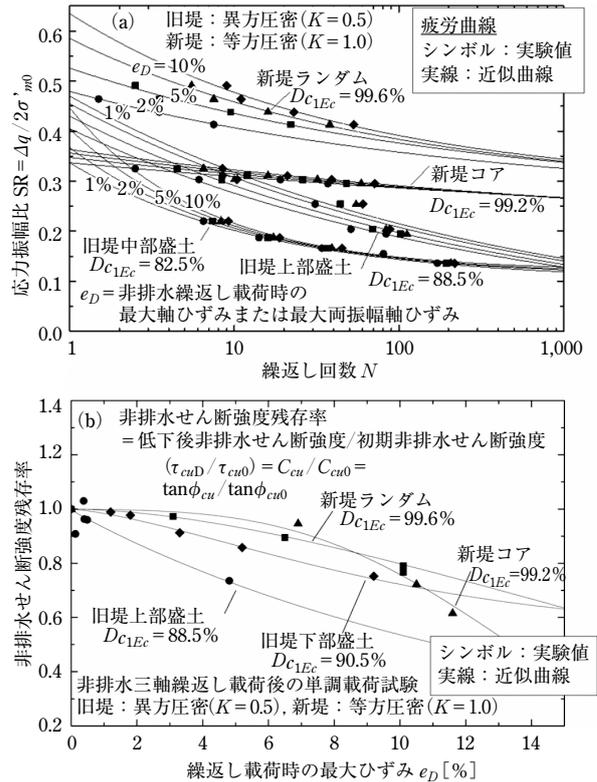


図-8 新旧堤の堤体材料の疲労曲線とせん断強度低下特性¹²⁾

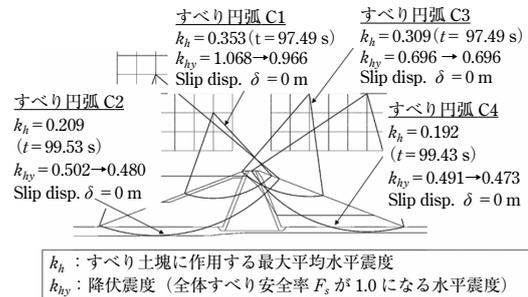
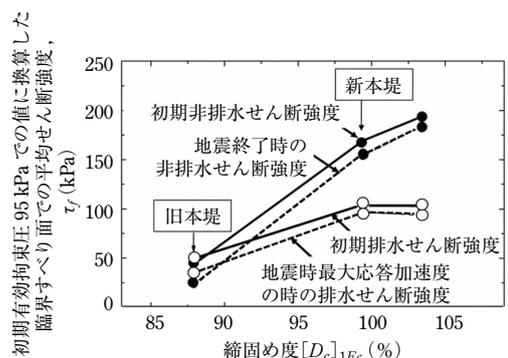


図-9 新本堤のNewmark-D法と非線形FEMによる地震時残留変形解析



注) 文献13)から転載、一部修正

図-10 旧本堤と新本堤での非排水せん断強度および排水せん断強度と $[D_c]_{1Ec}$ の関係

造の採用と適切な盛土材の選択に加えて、合理的な盛土締固め管理を行うことによって確実に高品質な盛土

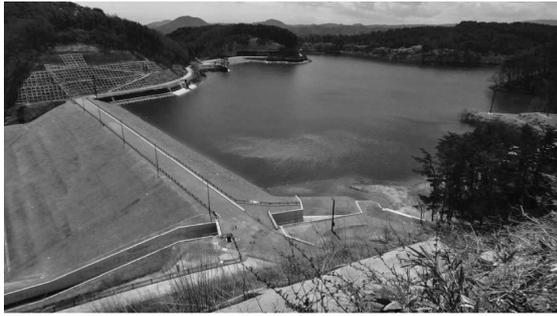


写真-1 完成した藤沼ダム本堤 (2017年11月21日)

を実現できた。すなわち、堤体土に対する従来の締固め度と含水比の管理値の改善に加えて「最適飽和度」を目標値とする飽和度管理を実施することによって、効果的に盛土の品質を管理できた。新本堤の高い安全性は、地震時の非排水せん断強度に対する繰返し載荷履歴の影響を適切に導入した Newmark-D 法による安定解析を行うことで確認された。

藤沼ダム新本堤を写真-1に示す。湛水試験でも堤体の変形、間隙水圧の挙動や漏水などに異常はなく安全性が確認された。また、満水状態で震度6の福島県沖地震(2021年2月13日)を受けたが特段の変状はなく安全性が確保され、現在、正常に機能している。

引用文献

- 1) 福島県農業用ダム・ため池耐震性検証委員会：藤沼湖の決壊原因調査報告書(要旨)(2012), http://www.pref.fukushima.lg.jp/download/1/nosonkeikaku_kensyo_houkokul-1.pdf (参照2021年5月1日)
- 2) 田中忠次, 龍岡文夫, 毛利栄征：東北地方太平洋沖地震による藤沼湖の決壊原因調査について, *ダム工学* 23(2), pp.99~114 (2013)
- 3) 田中忠次, 龍岡文夫, 毛利栄征, 松浦正一, 三浦 亨：2011年東北地方太平洋沖地震による小規模ダムの破壊メカニズムと強化復旧に関する考察, *大ダム* 61 (246), pp.79~86 (2019)
- 4) 龍岡文夫, 田中忠次, 毛利栄征, 三浦 亨：堤体の新たな枠組みでの締固め管理, 2021年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, pp.696~697 (2021)
- 5) 龍岡文夫：土の締固めにおける飽和度管理の重要性, *ダム技術* 354, pp.3~16 (2016)
- 6) 龍岡文夫：飽和度と剛性の管理に基づく盛土締固めの合理化について, *地盤工学会誌* 67(11/12), pp.30~33(2019)
- 7) 三浦 亨, 龍岡文夫, 田中忠次, 毛利栄征, 山岸明広：新たな締固め管理基準に基づく盛土施工, 2021年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, pp.700~701 (2021)
- 8) 農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業土木学会 (2006)
- 9) Tatsuoka, F., Tanaka, T., Ueno, K., Duttine, A. and Mohri, Y.: Soil properties and seismic stability

of old and new Fujinuma dams, Validation of Dynamic Analyses of Dams and Their Equipment (eds. Fry, J.-J. and Matsumoto, N.), CRC Press, pp.119~170 (2018)

- 10) Duttine, A., 龍岡文夫, 堀井克己, 矢崎澄雄, 毛利栄征：ひずみ軟化と非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク法による地震時斜面変位推定, 第48回地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.1589~1590 (2013)
- 11) 龍岡文夫, Duttine, A., 矢崎澄雄, 毛利栄征：非排水繰返し載荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定, 平成26年度地盤工学会特別シンポジウム—東日本大震災を乗り越えて—発表論文集, pp.394~402 (2014)
- 12) デュッティン アントワン, 龍岡文夫：ため池耐震性評価のための地盤調査と試験方法の事例, *基礎工* 47(7), pp.89~91 (2019)
- 13) デュッティン アントワン, 龍岡文夫, 田中忠次, 毛利栄征：藤沼ダム堤体の地震時残留変形による耐震性の評価, 2021年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, pp.698~699 (2021)
- 14) Duttine, A., 龍岡文夫, 田中忠次, 毛利栄征, 石本敏樹, 三浦 亨：農業用フィルダムの地震時安定性に対する締固めの効果の評価例, 第54回地盤工学会研究発表会, pp.933~934 (2019)

[2022.2.28.受理]

紹介

鈴木秀一郎 (正会員)



1991年 福島県入庁
2014年, 2021年 県中農林事務所

渡邊 浩樹

1983年 福島県入庁。2011年, 2021年 県中農林事務所

田中 忠次 (正会員)

1969年 農林水産省農業土木試験場。2001年 東京大学農学系生命科学研究科教授。2004年 農業土木学会会長。2006年 (一社) 地域環境資源センター理事長。2009年 東京大学名誉教授

龍岡 文夫

1973年 建設省土木研究所。1995年 東京大学大学院工学系研究科教授。2003年 東京理科大学理工学部教授。2004年 東京大学名誉教授。2013年 東京理科大学名誉教授

毛利 栄征 (正会員)

1980年 農業工学研究所。2014年 茨城大学農学部特任教授

デュッティン アントワン (正会員)

2005年 東京大学生産技術研究所。2009年 東京理科大学理工学部助教。2016年 (株)複合技術研究所解析技術部長

三浦 亨 (正会員・CPD個人登録者)

1997年 日本技研(株)技術研究所。2019年 NTC コンサルタンツ(株)東北支社技術部長