

ひずみ軟化理論を適用したロックフィルダム地震後残留沈下の検討

水資源開発公団 正会員 ○佐藤信光

同上 米崎文雄

東京大学工学部 フェロー 龍岡文夫

1. はじめに

レベル2地震動に対する土構造物の耐震設計にあたっては、耐震性能を変位量や沈下量で評価する方法が妥当であると考えられる。例えば、長野県西部地震では震央近くに牧尾ダムがあり、この強震動によって堤頂に約15cmの沈下を生じた¹⁾。このような土構造物の地震後の残留沈下量を推定する手法として、繰返し三軸試験の結果を「累積損傷度理論でのひずみ軟化理論」²⁾に適用した残留変形解析がある。本研究では、2種類のレベル2地震動を用いて、ロックフィルダムにおける上記残留変形解析を実施し、地震後の残留沈下量を推定する方法を検討した。

2. ロックフィルダムにおける地震後の残留沈下の事例

牧尾ダム（ロックフィルダム：堤高105m）は、長野県西部地震（1984年9月14日 Mj 6.8）の震央から約5kmの位置にあり、強い地震動によって最大断面付近の堤頂で約15cm沈下した（図1）。これは強い地震の揺れによって残留ひずみが蓄積し、地震後に沈下が残留したものと考えられる。この地震によって堤体の一部に軽微な損傷を生じたが、ダム機能には問題は生じなかった。なお、牧尾ダムにおける地震波形は地震計が振り切れたために記録されておらず、正確な地震動の大きさは不明である。

3. 解析条件

今回のダム堤体の地震応答解析に用いる地震波形（ダム底面）は、鳥取県西部地震（Mj=7.3）で賀祥ダムの底部監査廊で観測された地震波形（最大加速度528Gal: NS）³⁾と、断層モデルから試算した模擬地震波（最大加速度734Gal）である（図2）。この模擬地震波は、長さ55kmの震源断層に対して近傍数百mの位置にダムサイトを仮定し、ハイブリッドグリーン関数重ね合わせ法⁴⁾を用いて作成したものである。

解析対象は、牧尾ダムと同規模の高さ100mのロックフィルダムを想定した。堤体の初期せん断弾性係数は既設ダムでのPS検層の実測値から設定した。その分布を図3に示す。ひずみ軟化理論を適用した残留変形解析に用いる繰返しせん断応力比（SRd）と繰返し回数（Nc）の関係は、実ダムのコア材の繰返し三軸試験から求めた。その結果を図4に示す。過去に同様な多くの試験を行って求めた明石層の試験結果も併記する。

4. 解析内容

地震応答解析は2次元有限要素法で行うこととし、堤体を平面ひずみ条件でモデル化して等価線形法を用いた複素応答解析を行った。

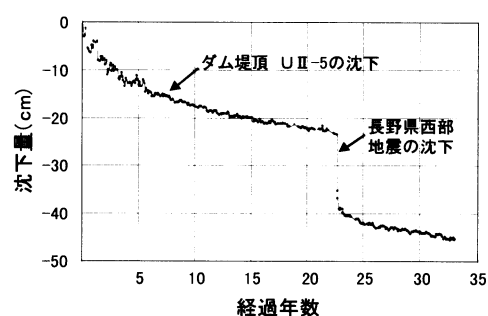


図1 牧尾ダム堤頂の沈下経時変化

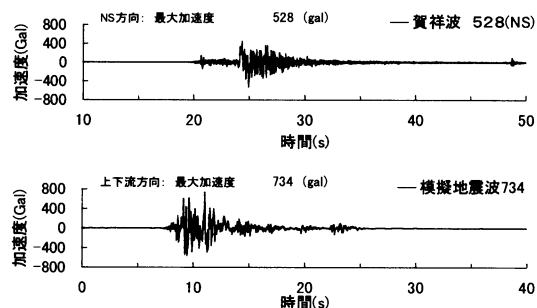


図2 検討に用いた地震動

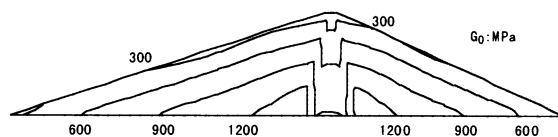


図3 初期せん断弾性分布の係数

キーワード：レベル2地震動、フィルダム、耐震、ひずみ軟化理論、残留沈下量

〒338-0812 埼玉県浦和市神田936 水資源開発公団試験研究所

Tel 048-853-1785 Fax 048-855-8099

ひずみ軟化理論を適用した残留変形解析は以下の手順で行った⁵⁾。

①地震応答解析により堤体の各要素の繰返しせん断応力（片振幅）を求め、平均有効圧密応力との比から繰返しせん断応力比（ $SR_d = \sigma_d / 2 \sigma'_{mc}$ ）の時刻歴を求める。

②地震により最終的に発生する最大主ひずみ ε_{1+max} を、上記 SR_d の時刻歴、三軸試験（図4）並びに累積損傷を考慮したひずみ軟化理論を用いて求める。（詳細は文献5参照）

③②で求めた最大主ひずみ ε_{1+max} が地震後に変形として残留する。しかし、このひずみ量はポテンシャル量（潜在的な量とする）であり、要素間のひずみの適合性を満足していない。よって、図5に示すように地震前の堤体剛性 G_0 （ τ_0 は初期応力）に対して、地震時の ε_{1+max} を考慮して劣化した堤体剛性 G_1 を求める。そして、地震前後の剛性を変形係数に換算して自重解析を行い、その差を地震後の残留沈下量として求める。

5. 解析結果

2つ地震動の解析結果から得られた最大主ひずみの ε_{1+max} の分布を図6に示す。堤体の内部から外に向けてひずみが大きくなり、堤頂部では特に増加している。また、模擬地震波は高標高部で1%以上のひずみが発生しており、これは堤体の強い応答特性によるものと考えられる。この ε_{1+max} を上記自重解析の方法を用いて地震後の残留沈下量を算出した結果を図7に示す。鳥取県西部地震の観測波である賀祥ダムの地震波形では堤頂のコア部で約29cmの沈下が生じた。模擬地震波では約69cmと大きな沈下となり、図6のひずみ分布で模擬地震波の方が大きい結果と整合するものである。一般に、ロックフィルダムでは堤高の1～2%程度の設計余盛りがなされることからこれらの沈下量は十分許容の範囲内である。

6. まとめ

レベル2地震動に対する土構造物の地震後の残留沈下検討として、繰返し三軸試験結果を「累積損傷度理論でのひずみ軟化理論」に適用した残留変形解析をロックフィルダムに対して行った。2種類のレベル2地震動に対する残留変形解析を行い、それに伴うロックフィルダムの残留沈下量は許容の範囲内であった。

参考文献 1)水資源開発公団試験研究所(1996), 堤体変位・浸透量観測記録の収集・解析・整理, p58 2)龍岡文夫(1985), 講座”地震応答解析のための土の動的性質, 土と基礎, 33-9(322) 3)鳥取県土木部(2000), 賀祥ダム地震記録 4)入倉孝次郎(1996), 大阪およびその周辺地域の地震防災のための想定地震と強震動の予測, 第24回地震工学シンポジウム, p91-100 5)山田勝彦, 真鍋進, 龍岡文夫(1989), 橋梁基礎下砂礫地盤内地震時ひずみ, 第20回土木工学会地震工学研究発表会(東京), pp317-320

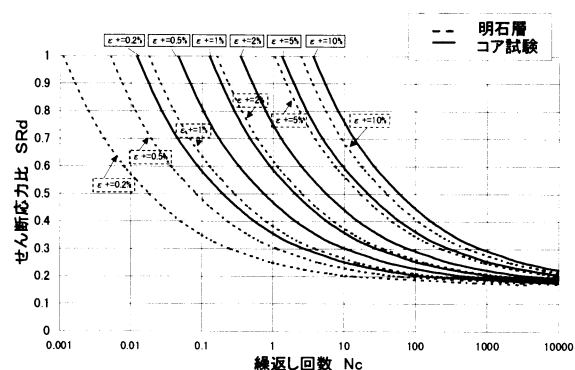


図4 繰返しせん断応力比～繰返し回数

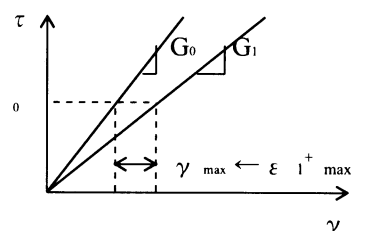


図5 地震前後の剛性 G_0 、 G_1

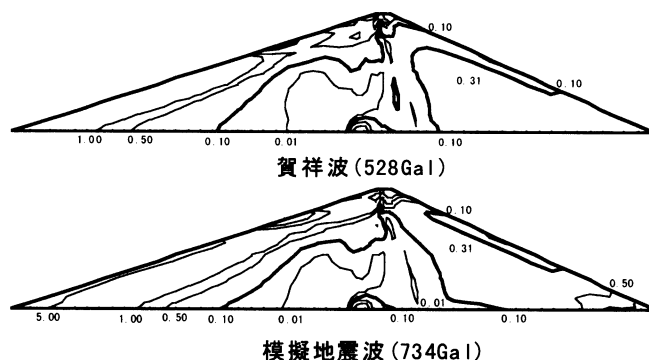
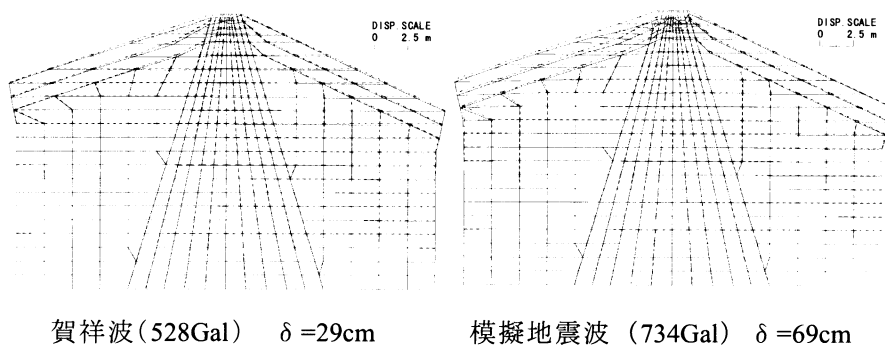


図6 主ひずみの最大値 ε_{1+max} (%) の分布



賀祥波(528Gal) $\delta = 29\text{cm}$ 模擬地震波(734Gal) $\delta = 69\text{cm}$

図7 地震後の残留沈下量 (δ)