延性的な崩壊挙動を示す泥岩斜面の 地震時残留変位量と時刻歴非線形解析の適用性

石丸 真1*・岡田 哲実1・中村 大史2

□電力中央研究所 地球工学研究所地震工学領域(〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646) 2関西電力株式会社 土木建築室技術グループ(〒530-8270 大阪市北区中之島3丁目6番16号) *E-mail: ishimaru@criepi.denken.or.jp

岩盤斜面に対しては、これまで等価線形解析に基づくすべり安全率評価が行われてきたが、すべり安全 率が1を下回ることと斜面が崩落することは必ずしも等価ではなく、有限な変位に留まる場合も想定され る.従って、今後は岩盤の破壊箇所や残留変位量を評価できる時刻歴非線形解析の実用化が望まれている。 本研究では、岩盤斜面の地震時すべり安定性評価に用いる解析手法の検証と高度化を目的として、泥岩 斜面の動的遠心力模型実験を対象に時刻歴非線形解析による数値シミュレーションを実施した.その結果、 せん断破壊後のひずみ軟化過程における強度変形特性を考慮することで、模型実験における地震時残留変 位量との対応が向上することを示した.

Key Words : slope, mudstone, residual displacement, dynamic centrifugal model test, nonlinear timehistory analysis

1. はじめに

近年,大規模地震時における重要構造物周辺の岩盤斜 面の安定性評価が求められている.岩盤斜面の地震時の すべりに対する安定性については,従来から主として解 析的に,すべり面法(極限平衡法)や動的有限要素解析 (等価線形解析)等の力のつり合いに基づくすべり安全 率により評価されてきた^{1,2}.しかし,すべり安全率が1 を下回ることと斜面が崩落することは必ずしも等価では なく,地震後に有限な変位に留まる場合も想定される. このため,急激な破壊進展により脆性的に崩落する場合 を除き,地震後の残留変位量により斜面の安定性を評価

する方法も検討されている^{3,4}. 本研究では、斜面の地震時残留変位量を評価する方法 として、時刻歴非線形法による動的解析(以下、時刻歴 非線形解析と記載)に着目する.時刻歴非線形解析では、

岩盤のせん断・引張り破壊の影響を時々刻々考慮するこ とが可能であり、本論文ではせん断破壊後のひずみ軟化 過程における強度変形特性を考慮することで、より定量 的に残留変位量を評価することを試みる.

以下では、まず、脆性的な崩落を防止する対策を施す ことで、延性的に崩壊が進展する泥岩斜面を対象とした 動的遠心力模型実験と、そのすべり安全率評価の結果に ついて述べる.次に、動的遠心力模型実験に対して、時 刻歴非線形解析の適用性について検討した結果を示す.

2. 泥岩斜面の動的遠心力模型実験

遠心力模型実験では、1/Nの縮小模型にN倍の重力(遠心力)を載荷することにより、実際の応力状態の再現が可能である.本研究では、1/50縮小率の斜面模型を作製し、遠心加速度50Gの遠心力場において加振実験を行った.

(1) 地盤材料

自然の岩石では物性のばらつきが大きいため、本研究 ではセメント改良土(養生期間:7日)を用いて斜面模 型を作製した.約1m³あたりの配合を以下に示す.

- ・水:740kg
- ・普通ポルトランドセメント:200kg
- ・トチクレイ:860kg

なお,トチクレイの物理定数は,土粒子密度:2.65 t/m³,液性限界:28.9%,塑性限界:18.8%,塑性指数:10.1%, 圧縮指数:0.18である.

各種物理試験および力学試験から求めた地盤材料の物 性値を表-1に示す. なお,初期せん断弾性係数および動 ポアソン比は三軸セル内での弾性波速度測定,ピーク強

表-1 地盤材料の物性値 項目 値 <基本物性值> (σ_m:拘束圧) 湿潤密度 ρ_r 15. 7kN/m³ 初期せん断弾性係数 G₀ $162600+111 \cdot \sigma_m \, kN/m^2$ 動ポアソン比 ν 0.469 <強度定数> 粘着力(ピーク) c_n 96. 1kN/m² 内部摩擦角(ピーク) ϕ_p 26.5° 粘着力(残留)c_r 0.0kN/m^2 内部摩擦角(残留) ϕ_r 33.5° 引張り強度 σ_r 156.<u>7kN/m²</u>

表-2 各加振ステップにおける加速度振幅の最大値

加振ステップ	加速度振幅輩 水平動	長大値(m∕s ²) 鉛直動
d03	0. 51	0. 27
d04	1.44	0.49
d05	3. 24	1.02
d06	3.82	1.43
d07	5.10	2.07
d08	5.71	2.68
d09	6.15	3.05
d10	7.04	3.14



図-1 斜面模型と計測器配置(単位 mm, 括弧内は実規模換算値で単位 m)

度および残留強度は平面ひずみ圧縮試験,引張り強度は 一軸引張り試験から求めた.

(2) 斜面模型と計測器配置

斜面模型と計測器配置を図-1に示す.斜面高さは 600mm(実規模換算30m),法面勾配は1:0.5,奥行寸 法は344mmであり,模型背後の境界面では,土槽との干 渉を避けるため200mm×200mmの切欠き部を設けた.

本実験では、図-1に点線で示した斜面前方の円弧上の 範囲はジオテキスタイルで補強した.ここでのジオテキ スタイル補強は、実際の斜面に対してはロックボルトエ や鉄筋挿入工等で対策を施すことに相当し、斜面が急激 な破壊進展により脆性的に崩落することを防止する意図 である.また、河井・石丸³および原子力安全基盤機構⁴⁰ では、残留変位量照査を行う前提条件として、常時の滑 動力に対して残留強度による抵抗力で安定であることを 求めており、ジオテキスタイル補強の範囲はこの条件を 考慮して設定した(ジオテキスタイル補強境界の円弧す べり線では、常時の残留強度によるすべり安全率は1.55 である).

計測器は、斜面模型内部と表面に加速度計を、斜面模型表面にレーザー変位計を図-1に示す配置で設置した.

また、実験前後の斜面模型の変状を観察するため、側面 にマーカーを50mm間隔で設置し、斜面模型と土槽の間 はグリースを挟む2枚のテフロンシートにより摩擦を低 減した.

(3) 入力加速度

入力加速度波形は主要部で波数20波の正弦波(実規模 換算の周波数1.2Hz,以降は実規模換算した値で示す) であり、主要部前後に4波のテーパーを設けた.実験で は、加振ステップ毎に加速度振幅を大きくして入力した. なお、入力は水平動のみであるが、加振時にはロッキン グに起因すると考えられる鉛直動も計測された.表-2に 各加振ステップにおける加速度振幅の最大値(水平動: TASH,鉛直動:TASVの計測記録)を示す.

(4) 実験結果

図-2に、加振ステップと斜面模型表面の残留変位(累 積)の関係を示す.図より、加振ステップd06において 有意な残留変位が発生しており、それ以降、徐々に残留 変位が累積することが確認できる.実験終了後の斜面模 型は、補強範囲の境界付近で段差とひび割れの発生が確 認できたが、明瞭なすべり線は確認できなかった.また、



マーカーの動きから補強範囲を中心とした土塊の法尻方 向への移動が推測された.

等価線形解析に基づくすべり安全率評価

(1) 等価線形解析

動的遠心力模型実験を対象に等価線形解析(Super-FLUSH/2D)を実施した.入力加速度波形については, 上記の実験において法面側で計測された加速度波形(水 平動:TASH,鉛直動:TASV)を用いた.解析物性値 のうち,湿潤密度,初期せん断弾性係数,動ポアソン比 は**表**-1に示した値を使用し,動的変形特性については繰 返し三軸試験結果を元にHardin-Dmevichモデルで設定し た.パラメータは規準ひずみ γ_r =0.0019,最小減衰定数 h_{\min} =0.02,最大減衰定数 h_{\max} =0.15である.また,ジオ テキスタイルについては,剛な軸方向バネとしてモデル 化し,法面から1メッシュ入ったところから斜面模型の ジオテキスタイルの長さと同じになるように,既存のメ ッシュ間に1.0×10[®]kPaの水平方向軸ばねを設定した.

等価線形解析の加速度応答の一例を図-3に示す.加速 度応答は、実験で有意な残留変位が発生した加振ステッ プd06以降に位相にずれが生じ、最大値も一致しない結 果となった.

(2) すべり安全率評価

上記の等価線形解析による地震時応力と,静的線形解 析による自重応力を足し合わせ,加振ステップ毎に最小 すべり安全率を求めた. 図-4に,最小すべり安全率とそ のすべり線形状を示す.なお,ジオテキスタイル補強範 囲内は地盤の破壊は生じるものの,実際にはジオテキス タイルの効果によりすべりは発生しないと考えられるた め,すべり線探索時に補強範囲は除外した.

図-4より、実験において有意な残留変位が発生した加振ステップd06で最小すべり安全率が1を下回っているこ



図-4 最小すべり安全率とすべり線形状

とが確認できる.このことから、等価線形解析によるす べり安全率評価は、斜面模型が破壊するか否かの判定に ついては妥当と考えられる.ただし、実験では斜面模型 の残留変位は有限な値に収まっているので、すべり安全 率が1を下回ることと、斜面模型が崩落することは必ず しも等価ではないこともこの結果から確認できる.

4. 時刻歴非線形解析の適用性

本章では、残留変位量も含めた地震時すべり安定性評価に用いる解析手法の検証と高度化を目的として、泥岩斜面の動的遠心力模型実験を対象に、時刻歴非線形解析による数値シミュレーションを実施した.

(1) 解析手法

時刻歴非線形解析においては、岩盤のせん断破壊およ び引張り破壊の影響を適切に考慮する必要がある.本研 究では、2次元平面ひずみ状態において、マルチスプリ ングモデル³に基づいて導出された応力-ひずみ関係に、 ひずみ依存性や破壊の影響を考慮した材料非線形モデル を導入した.なお、マルチスプリングモデルはばね毎に 異なる硬さや強さを与えれば異方性を考慮することも可 能であるが、本研究では等方モデルとして扱っている.

a)材料非線形モデル(破壊前)

破壊前の骨格曲線は、微小ひずみからピーク強度に至 るまでの幅広いひずみ領域で実験値にフィッティング可 能なモデルとして、以下のGHEモデル[®]を用いる. (以 下では、便宜上、せん断応力₇-せん断ひずみ γ 関係



せん断破壊後は初期値保持,引張り破壊後はゼロ

図-5 材料非線形モデルにおける強度の定義

で記述する.)

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{\frac{1}{C_1(\gamma)} + \frac{1}{C_2(\gamma)} \cdot \frac{G_0[\gamma]}{\tau_{a0}}}$$
(1)

ここに, G_0 :初期せん断弾性係数, τ_{a0} :初期規準せん断強度である.また, $C_1(\gamma) \ge C_2(\gamma)$ は補正係数で式(2)で表される.

$$\begin{split} C_{1}(\gamma) &= \frac{C_{1}(0) + C_{1}(\infty)}{2} + \\ & \frac{C_{1}(0) - C_{1}(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\alpha/(G_{0}|\gamma|/\tau_{a0}) + 1}\right\} \end{split} (2a) \\ C_{2}(\gamma) &= \frac{C_{2}(0) + C_{2}(\infty)}{2} + \\ & \frac{C_{2}(0) - C_{2}(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\beta/(G_{0}|\gamma|/\tau_{a0}) + 1}\right\} \end{aligned} (2b) \\ & \subset \subset \mathbb{K}, \ C_{1}(0), \ C_{2}(0), \ C_{1}(\infty), \ C_{2}(\infty), \ \alpha, \\ & \beta \wr \checkmark \forall \exists \prec - \not \exists \forall \forall \exists \varkappa. \end{split}$$

一方,減衰特性は仮想の骨格曲線⁷を導入し,最大減 衰定数 h_{max} を規定した以下のモデルに従うものとする.

$$h = h_{\max} \cdot (1 - G_R / G_0)^{\beta_1}$$
(3)

ここに、 G_R :除荷点のひずみレベルにおけるせん断弾 性係数、 β_1 :パラメータである.なお、マルチスプリ ングモデルにおける減衰定数の設定方法については、 Ozutsumi and Iai[®]が提案する方法を用いた.

b) 強度の定義

強度の定義を図-5に示す.なお、本論文では圧縮を正 としている.図において、 σ_1 :最大主応力、 σ_3 :最 小主応力である.また、せん断破壊と引張り破壊の判定 は、以下の式(せん断破壊は式(4a)、引張り破壊は式 (4b))による.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \ge \tau_f$$
 (4a)

表-3構成モデルのパラメータ

項目	設定値
マルチスプリングのばねの本数	半円で12本
履歴曲線の関数	双曲線モデル
	0.0019
初期規準せん断強度 _{て_a0}	$\gamma_{r} imesG_{0}$
最大減衰定数 h _{max}	0.15
ひずみ軟化係数 А	250

$$\sigma_3 \le \sigma_t \tag{4b}$$

c)材料非線形モデル(破壊後)

破壊後の骨格曲線は、式(5)に示す双曲線モデルを用いる.なお、破壊後の減衰特性については、式(3)と同じ扱いとした.

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \frac{G_0 |\gamma|}{\tau_a}} \tag{5}$$

ここに、 τ_a :規準せん断強度(初期値 τ_{a0})である.

破壊後は、双曲線モデルにおける規準せん断強度 τ_a が残留強度 τ_r まで低下する. その際、引張り破壊後は 直ちに残留強度まで低下するが、せん断破壊後はひずみ 軟化を考慮し、せん断ひずみの発生量に応じて、以下の 式により徐々に低下する.

$$\tau_a = \tau_r + \frac{\left(\tau_{a0} - \tau_r\right)}{A \cdot \gamma^p + 1} \tag{6}$$

ここに、 γ^{p} :破壊後の $|\gamma_{xy}|$ の最大値(破壊ひずみ γ_{f} からの増分量), A: ひずみ軟化係数である. ひずみ 軟化係数Aは規準せん断強度 τ_{a} の低下の傾きを決める パラメータであり、値が大きいほど τ_{a} が早く低下する. 一方、引張り強度(破壊前: σ_{t} ,破壊後: σ_{tr})を 超える引張り応力については、最小主応力 σ_{3} が破壊後 の引張り強度 σ_{tr} となるまでモールの応力円を平行移動 し、それに伴う残差力を周囲の要素に配分する. なお、 破壊後の引張り強度 σ_{tr} については、本モデルではせん 断破壊後は $\sigma_{tr} = \sigma_{t}$ (初期値保持),引張り破壊後は $\sigma_{tr} = 0$ とした.

(2) 動的遠心力模型実験の数値シミュレーション

泥岩斜面の動的遠心力模型実験を対象に,TDAP IIIと 前節で示した構成モデルを導入したユーザー非線形モデ ルを用いて数値シミュレーションを行った.

a)解析条件

構成モデルのパラメータの設定値を**表-3**に示す. 破壊 前の骨格曲線は、室内試験結果から双曲線モデルとした (GHEモデルにおいて、 $C_1(0) = 1.0, C_2(0) = 1.0,$ $C_1(\infty) = 1.0, C_2(\infty) = 1.0, \alpha = 0.0, \beta = 0.0, \beta_1 = 1.0 \ge$ した).



構成モデルのパラメータは基本的に試験結果に基づい て設定しており、ひずみ軟化係数 A については、平面 ひずみ圧縮試験のピーク後のひずみ軟化過程における軸 差応力 σ_d ー軸ひずみ ε_a 関係から求めた.具体的には、 式(6)を式(7)のように変形し、図-6に示すように σ_d - ε_a 関係のフィッティングからひずみ軟化係数 A =250と 設定した.

$$\sigma_{d} = \sigma_{dr} + \frac{\left(\sigma_{df} - \sigma_{dr}\right)}{A\left(1 + v_{f}\right)\varepsilon_{a}^{p} + 1}$$
(7)

ここに、 σ_{df} :破壊時の軸差応力、 σ_{dr} :残留時の軸 差応力、 ε_a^p :破壊後の $|\varepsilon_a|$ の最大値(破壊時の軸ひず み ε_{af} からの増分量)であり、破壊後のポアソン比 v_f は0.5と仮定した.

模型実験の数値シミュレーションにおける境界条件は, 底面は固定とし,側面は土槽との接触条件を考慮してジ ョイント要素(引張り・せん断方向ばね:0kPa,圧縮方 向ばね:1.0×10⁸kPa)を設置した.また,ジオテキスタ イルについては,等価線形解析と同様にモデル化した.

自重解析は重力を100分割して作用させ,その後,加 振ステップd04~d06を対象に,振動台上の加速度波形 (水平動:TASH,鉛直動:TASV)を入力して地震応 答解析を行った.なお,地震応答解析においては,1次 固有振動数3.5Hzで2%の剛性比例減衰を考慮し,前ステ ップの応力および変形状態を次ステップに引き継ぐ形で 実施した.また,地震応答解析における計算時間刻みは, より細かい条件で解がほぼ同じになることを確認したう えで1.0×10⁴秒とし,自重解析,地震応答解析ともに反 復計算は行わずに,残差力は次ステップに持ち越した.

b)解析結果

図-7(a)に、比較のために実施したひずみ軟化を考慮 しない場合(ひずみ軟化係数 *A* =1.0×10⁸)の加振ステ ップd05終了時の最大せん断ひずみ分布(変形倍率:1 倍)を示す.ひずみ軟化を考慮しない場合は、実験では



有意な残留変位が発生しなかった加振ステップにおいて, 最大せん断ひずみが大きな領域が形成されていることが 確認できる.

一方,図-7(b)には、ひずみ軟化を考慮した場合の加 振ステップd05とd06終了時の最大せん断ひずみ分布(変 形倍率:1倍)を示す.図より、このケースでは、d05加 振終了時は最大せん断ひずみが大きな領域はまだ形成さ れておらず、d06加振終了時に図-7(a)と概ね同様のひず み分布に至っていることが確認できる.

ひずみ軟化を考慮した場合の加振ステップd06の水平 加速度時刻歴と実験との比較を図-8に、水平変位時刻歴 と実験との比較を図-9にそれぞれ示す.水平加速度時刻 歴については、実験結果で見られる振幅の増大は再現で きていないが、等価線形解析(図-3)と比べると、破壊 に伴う位相のずれは再現できている.時刻歴非線形解析 では加速度振幅が減少しているが、これは法尻付近の破 壊に伴う剛性の低下が原因と考えられる.

一方,水平変位時刻歴については,残留変位が発生す るタイミングは解析の方が早く,加振終了後の残留変位 量も解析の方が大きくなっており,解析は実験結果に対 して保守的な評価となっている.この要因としては,解 析では引張り破壊後に要素の全方向のせん断強度を残留 強度まで低下させていることが一因と推測される.今後, 保守性を排除して残留変位量をより定量的に評価するた めには,破壊面の方向に応じて強度・剛性を変化させる 等,異方性を導入する必要があると考えられる.

5. まとめ

延性的な崩壊挙動を示す泥岩斜面を対象に動的遠心力 模型実験を行い,地震時残留変位量の把握とすべり安全



図-8 時刻歴非線形解析の加速度応答(加振ステップ d06)

率評価の検証を行った.得られた知見を以下にまとめる.

- ・実験において有意な残留変位が発生した加振ステップ ですべり安全率が1を下回る結果となり、変状が生じ るか否かの判定としては、等価線形解析によるすべり 安全率評価が妥当であることを確認した.
- ・すべり安全率が1を下回っても斜面模型の残留変位は 有限な値に収まっていたことから、すべり安全率が1 を下回ることと、斜面が崩落することは必ずしも等価 ではないことを確認した.

次に,動的遠心力模型実験を対象に時刻歴非線形解析 の適用性について検討し,以下の知見が得られた.

- ・マルチスプリングモデルに、ひずみ依存性やせん断・
 引張り破壊の影響を考慮した構成モデルを開発した。
 動的遠心力模型実験を対象とした数値シミュレーションでは、解析結果は実験結果に対して保守的な評価となった。
- ・解析において、せん断破壊後のひずみ軟化過程におけ る強度変形特性を考慮することで、模型実験における 地震時残留変位量との対応が向上することを示した.

今後は,異方性を考慮した構成モデルの開発に取り組 む予定である.

謝辞:本研究は、平成22~27年度電事連要請研究の一部 として実施しました.実施にあたって、[1]平成22~24年 度電力共通研究、[2]平成25~26年度共同研究の成果の一 部を使用しました.([1]については、電力9社、日本原



図-9 時刻歴非線形解析の変位応答(加振ステップ d06)

子力発電,電源開発,日本原燃による.[2]については, 北海道電力,東北電力,中部電力,北陸電力,関西電力, 中国電力,四国電力,九州電力,日本原子力発電,電源 開発,日本原燃による.)

参考文献

- 土木学会・岩盤力学委員会(編):岩盤斜面の安定解析と計 測,pp.27-92,土木学会,1994.
- 日本電気協会・原子力規格委員会:電気技術指針 原子 力編 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-2008, 2008.
- 3)河井正,石丸真:地震時のすべり安全率と斜面の滑落の関係に着目した岩盤斜面の耐震安定性評価フローの提案,電力中央研究所研究報告,N09030,2010.
- 4) 原子力安全基盤機構:基礎地盤及び斜面の安定性に係る設計・リスク評価手引き,2014.
- Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 1, pp. 523-530, 1985.
- Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Proc. 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Vol. 2, pp. 101-170, 1992.
- Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 1, pp. 373-380, 1985.
- Ozutsumi, O. and Iai, S.: Adjustment method of the hysteresis damping for multiple shear spring model, Proc. 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, 2001.

RESIDUAL DISPLACEMENT AT EARTHQUAKE-INDUCED DUCTILE COLLAPSE OF MUDSTONE SLOPE AND APPLICABILITY OF NONLINEAR TIME-HISTORY ANALYSIS

Makoto ISHIMARU, Tetsuji OKADA and Hiroshi NAKAMURA

Numerical methods that can accurately evaluate the seismic residual displacement of rock slopes are required to evaluate the stability against sliding of rock slopes around important structures during major earthquakes. Therefore, in this study, numerical simulations by nonlinear time-history analysis were conducted on the dynamic centrifugal model test of mudstone slope for the purpose of verification and improvement of the numerical methods. It was observed that applying the strength and deformation characteristics of the strain softening process after shear failure improved evaluation of the seismic residual displacement of rock slopes.