

動的解析で用いる岩石の非線形モデルの改良

石丸 真^{1*}・岡田 哲実¹

¹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)

*E-mail: ishimaru@criepi.denken.or.jp

Key Words : 岩石, 動的解析, せん断破壊, 引張り破壊, ひずみ軟化, 応力再配分

1. はじめに

近年, 重要構造物の基礎岩盤あるいは周辺の岩盤斜面のリスク評価等において, 非常に大規模な地震を想定した安定性評価が求められている. 非常に大規模な地震に対しては, 従来の等価線形解析に基づくすべり安全率評価よりも, 動的解析により変位量を直接的に評価する方法が有効と考えられる.

非線形性を考慮した動的解析においては, 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. 動的解析に用いる岩石の非線形モデルとして, 著者ら¹⁾は軟岩のせん断破壊後の強度変形特性をモデル化し, 2次元平面ひずみ状態において, 多重せん断ばねモデル²⁾に基づいて導出された応力-ひずみ関係に, ひずみ依存性やせん断破壊の影響を考慮した材料非線形モデルを開発した. 本研究では, せん断破壊だけでなく, 以前の非線形モデルでは保守的に扱っていた引張り破壊後の強度特性についてモデル化を行うとともに, 引張り破壊後の応力再配分の方法等を修正した.

以下では, 改良を行った非線形モデルの詳細と, 岩盤斜面を対象とした解析例を示す.

2. 非線形モデル

(1) 多重せん断ばねモデル

本研究では, 前述のように, 2次元平面ひずみ状態において, 多重せん断ばねモデル²⁾に基づいて導出された応力-ひずみ関係をベースに用いる. なお, 多重せん断ばね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.

(2) 破壊前の材料非線形モデル

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³⁾を用いる. (以下では, 便宜上, せん断応力 τ - せん断ひずみ γ 関係で記述する.)

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{\frac{1}{C_1(\gamma)} + \frac{1}{C_2(\gamma)} \cdot \frac{|\gamma|}{\gamma_r}} \quad (1)$$

ここに, G_0 : 初期せん断弾性係数, γ_r : 規準ひずみで $\gamma_r = \tau_{a0}/G_0$ であり, τ_{a0} : 初期規準せん断強度である. また, $C_1(\gamma)$ と $C_2(\gamma)$ は補正係数で式(2)で表される.

$$C_1(\gamma) = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{\alpha/(\gamma/\gamma_r) + 1} \right\} \quad (2a)$$

$$C_2(\gamma) = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{\beta/(\gamma/\gamma_r) + 1} \right\} \quad (2b)$$

ここに, $C_1(0)$, $C_2(0)$, $C_1(\infty)$, $C_2(\infty)$, α , β はパラメータである.

一方, 減衰特性は仮想の骨格曲線⁴⁾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.

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

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 : 減衰特性に関する調整パラメータである. なお, 多重せん断ばねモデルにおける減衰定数の設定方法については, Ozutsumi and

Iai⁵⁾が提案する方法を用いた。

(3) 破壊判定

本モデルのせん断強度の定義を以下に示す。なお、本論文では圧縮を正としている。

$$\tau_f = c_p \cdot \cos \phi_p + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi_p \quad (4)$$

ここに、 ϕ ：内部摩擦角、 c ：粘着力であり、添え字 p はピーク強度時を表している。また、 σ_1 ：最大主応力、 σ_3 ：最小主応力である。

破壊判定については、せん断破壊の判定は式(5)、引張り破壊の判定は式(6)による。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \geq \tau_f \quad (5)$$

$$\sigma_3 \leq \sigma_t \quad (6)$$

ここに、 σ_t ：引張り強度である。

(4) 破壊後のモデル化

破壊後の骨格曲線も式(1)に示すGHEモデルを用いる。ただし、規準せん断強度 τ_a は破壊の程度に応じて初期値 τ_{a0} から残留せん断強度（試験結果の整理方法により式(7a)あるいは式(7b)のどちらかを用いる）まで徐々に低下する。

$$\tau_r = c_r \cdot \cos \phi_r + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi_r \quad (7a)$$

$$\text{あるいは} \quad = a \cdot \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^b \quad (7b)$$

ここに、 a および b ：残留強度を規定するパラメータであり、 ϕ と c の添え字 r は残留強度時を表している。なお、破壊後の減衰特性については、式(3)と同じ扱いとする。

次に、破壊後の規準せん断強度 τ_a と引張り強度 σ_t のモデル化について述べる。破壊後の強度の扱いについて、本来は異方性を考慮すべきであるが、動的解析においては処理が非常に複雑になるため、ここでは等方を仮定する。

まず、引張り破壊については、本モデルでは引張り破壊面の数に応じて全方向の強度を一律に低減することを考える。すなわち、平面上の解析領域をある角度で分割（分割数 N ）し、主応力面の方向で規定した引張り破壊面が含まれる分割領域の数 n_f をカウントして、以下の式により τ_a と σ_t をそれぞれ τ_r とゼロまで徐々に低減する。

$$\tau_a = \tau_{as} \cdot (1 - n_f/N)^{\alpha_1} + \tau_r \cdot \{1 - (1 - n_f/N)^{\alpha_1}\} \quad (8)$$

$$\sigma_t = \sigma_{ts} \cdot (1 - n_f/N)^{\alpha_1} \quad (9)$$

ここに、 α_1 ：調整パラメータ（ $0 \leq \alpha_1$ ）、 τ_{as} ：せん断破壊の影響を考慮した規準せん断強度、 σ_{ts} ：せん断破壊の影響を考慮した引張り強度である。 τ_{as} と σ_{ts} はひずみ軟化の勾配を考慮し、せん断破壊後のひずみの発生量に応じて、以下の式により徐々に低減する。

$$\tau_{as} = \tau_r + (\tau_{a0} - \tau_r)/(A \cdot \gamma^p + 1) \quad (10)$$

$$\sigma_{ts} = \sigma_{t0}/(A \cdot \gamma^p + 1) \quad (11)$$

ここに、 σ_{t0} ：初期（破壊前）の引張り強度、 γ^p ：せん断破壊後の最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ の最大値（せん断破壊時からの増分量）、 A ：ひずみ軟化係数である。ひずみ軟化係数 A は、 τ_{as} と σ_{ts} の低下の傾きを決めるパラメータである。

(5) 応力再配分の方法

応力再配分の方法は下記の通りである。

- ・せん断破壊に対して、平均主応力固定でモールの応力円を縮小。
- ・引張り破壊に対して、最大主応力固定でモールの応力円を縮小。この処理の後でもせん断強度を超えている場合は、最小主応力固定でモールの応力円を縮小。
- ・作用外力と応力から算定した内力の差（不釣合力）を作用。

3. 解析例

(1) 解析条件

検討に用いた岩盤斜面モデルと解析用物性値を図-1と表-1にそれぞれ示す。境界条件については、底面は粘性境界（単位体積重量 19 kN/m^3 、初期せん断弾性係数 930 MPa 、動ポアソン比 0.41 ）とし、側面は粘性境界とともに切欠き力を考慮した。

表-2には、本非線形モデル固有のパラメータの設定値を示す。解析対象の岩盤斜面モデルは引張り破壊が卓越する傾向であったため、今回は引張り破壊の影響のみに着目することとし、せん断破壊後は直ちに強度が低下する設定とした（せん断破壊後の強度低下を規定するひずみ軟化係数 $A=1.0$ ）

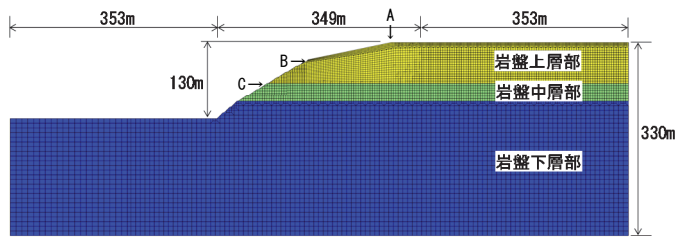


図-1 検討用斜面モデル

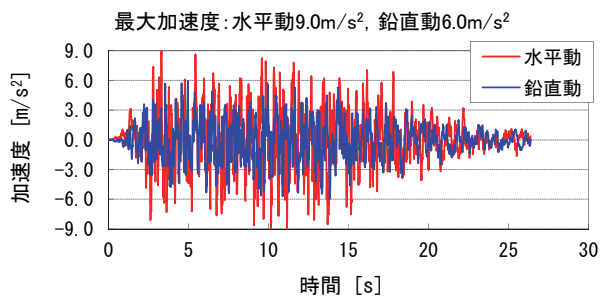


図-2 入力地震動

$\times 10^8$ ）。一方で、引張り破壊後の強度低下を規定するパラメータについては、CASE-1（分割数 $N=1$ ：引張り破壊後は直ちに $\tau_a = \tau_r$ ， $\sigma_t = 0$ ）と、CASE-2（分割数 $N=6$ ： 30° 間隔で分割， $\alpha_1=0.5$ ）の2パターンとした。

図-2に、入力地震動（水平動・鉛直動同時入力）を示す。Rayleigh減衰については、10Hzで3%の剛性比例減衰（全層共通）とし、地震動終了後30秒まで解析を継続した。また、計算時間刻みは 5.0×10^{-4} 秒、収束判定基準は残差力ノルム／外力ノルムの比が 1.0×10^{-6} 以下となる条件とし、反復計算は最大20回で残差力は次ステップに持ち越した。

(2) 解析結果

図-3に、CASE-1の場合の地震動終了時の破壊状況（引張り破壊面比率 n_f/N ，分割数 $N=1$ の場合は引張り破壊履歴と同一）と最大せん断ひずみの分布を示す。図より、岩盤上層部の斜面表層を中心に広範囲に引張り破壊が広がっている様子が確認できる。最大せん断ひずみ分布を見ると、岩盤上層部と中層部の境界より上部においてひずみの大きな領域が存在し、比較的浅いすべり面が形成されつつある様子が確認できる。

図-4には、CASE-2の場合の破壊状況と最大せん断ひずみ分布を示す。図より、引張り破壊が発生した要素の分布はCASE-1とさほど差がないが、引

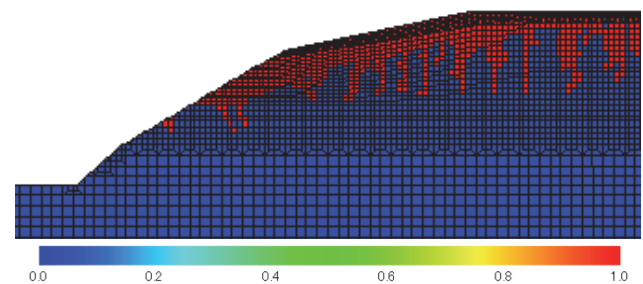
表-1 解析用物性値

項目	単位	岩盤上層部	岩盤中層部	岩盤下層部
単位体積重量	kN/m ³	17	18	19
初期せん断弾性係数	MPa	835-1.69 $\cdot z$	864-1.69 $\cdot z$	690
動ポアソン比	—	0.43	0.43	0.42
粘着力(ピーク)	kPa	300	600	1500
内部摩擦角(ピーク)	°	35	40	50
せん断強度(残留) $a \cdot \sigma_m^b$	kPa	4.0 $\cdot \sigma_m^{0.7}$	5.0 $\cdot \sigma_m^{0.75}$	7.0 $\cdot \sigma_m^{0.75}$
引張り強度	kPa	120	180	300
規準ひずみ	—	0.004	0.005	0.012
最大減衰定数	%	20	15	15
$C_1(\gamma)$, $C_2(\gamma)$, β_1	—	全て1.0	全て1.0	全て1.0

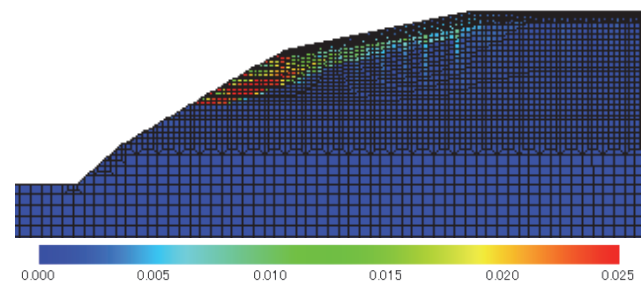
σ_m ：平均主応力(kPa)， z ：モデル下端からの高さ(m)

表-2 非線形モデル固有のパラメータ

項目	岩盤上層部	岩盤中層部	岩盤下層部
ひずみ軟化係数 A	$A=1.0 \times 10^8$		
引張り破壊面比率の分割数 N	CASE-1： $N=1$ ，CASE-2： $N=6$		
調整パラメータ α_1	CASE-1： $\alpha_1=1.0$ ，CASE-2： $\alpha_1=0.5$		



(a) 引張り破壊面比率

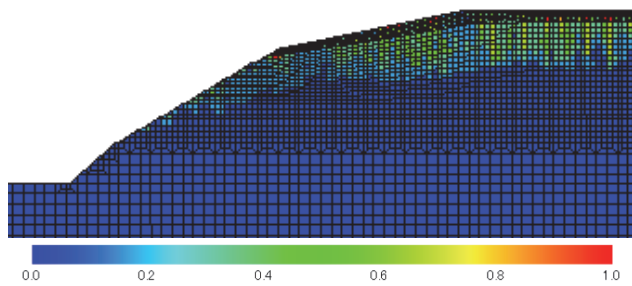


(b) 最大せん断ひずみ

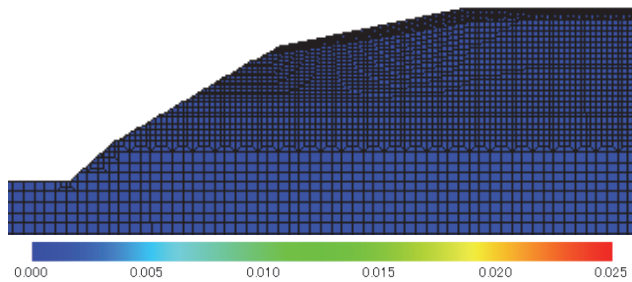
図-3 地震動終了時の破壊・変形状況 (CASE-1)

張り破壊面比率 n_f/N は概ね0.5以下であることが確認できる。なお、地震動終了時のひずみの残留値はごく僅かである。

最後に、図-1に示した地点A～Cの両ケースの水平変位を図-5に比較して示す。図より、地点Aと地点Cでは地震開始から10秒経過時までは両者はほぼ同様の挙動を示すが、その後はCASE-1の方が変位量が大きくなっている様子が確認できる。一方、



(a) 引張り破壊面比率



(b) 最大せん断ひずみ

図-4 地震動終了時の破壊・変形状況 (CASE-2)

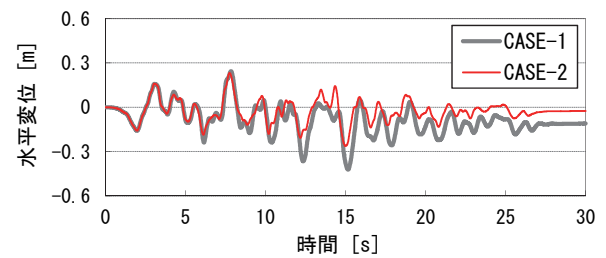
地点Bでは地震開始直後から差が広がっており、破壊要素の応力再配分量の違いの影響が顕著に表れている。本解析例では、どちらが現実に近い挙動かまでは判断できないが、少なくとも引張り破壊後の強度特性の違いが残留変位量等の結果に影響を及ぼすことは確認できる。

4. まとめと今後の課題

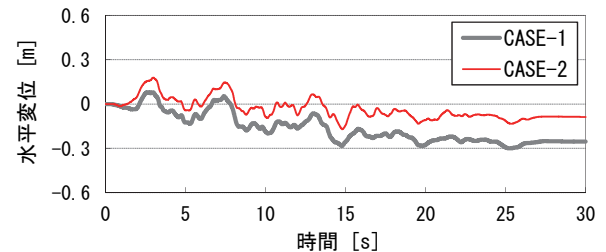
本論文では、引張り破壊後のせん断強度および引張り強度を引張り破壊面の数に応じて低減させるモデルを考案し、既往の非線形モデルに組み込んだ解析手法を提案した。今後、模型実験等を対象に提案モデルの適用性と、関連するパラメータの合理的な設定方法について、より詳細に検討を行う予定である。

参考文献

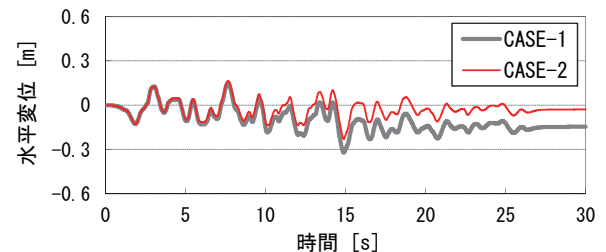
- 1) 石丸真, 岡田哲実, 中村大史, 河井正, 風間基樹: 軟岩のせん断破壊後の強度変形特性のモデル化と斜面の地震



(a) 法肩 (岩盤上層部, 図-1: 地点 A)



(b) 法面中腹 (岩盤上層部, 図-1: 地点 B)



(c) 岩盤上層部と中層部の境界 (図-1: 地点 C)

図-5 水平変位の比較

時すべり安定性評価への適用, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 73, No. 1, pp. 23-38, 2017.

- 2) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, *Proc. 5th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, April 1-5, Vol. 1, pp. 523-530, 1985.
- 3) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, *Proc. 9th Asian Regional Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bangkok, Vol. 2, pp. 101-170, 1992.
- 4) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modeling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, *Proc. 5th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, April 1-5, Vol. 1, pp. 373-380, 1985.
- 5) Ozutsumi, O. and Iai, S.: Adjustment method of the hysteresis damping for multiple shear spring model, *Proc. 4th Int. Conf. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California, March 26-31, Paper No. 1.68, pp. 1-6, 2001.