

# 不連続面に着目した複合降伏モデルによる 崩落斜面の地震応答解析

萩原 育夫<sup>1\*</sup>・佐々木 猛<sup>2</sup>・佐々木 勝司<sup>3</sup>・吉中龍之進<sup>4</sup>

<sup>1</sup>サンコーコンサルタント(株) 地質調査・防災部 (〒136-8522 東京都江東区亀戸1-8-9)

<sup>2</sup>サンコーコンサルタント(株) 岩盤工学研究所 (〒136-8522 東京都江東区亀戸1-8-9)

<sup>3</sup>サンコーコンサルタント(株) 岩盤工学研究所 (〒136-8522 東京都江東区亀戸1-8-9)

<sup>4</sup>埼玉大学名誉教授 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

\*E-mail: i.hagiwara@suncoh.co.jp

本研究は2004年10月に発生した新潟県中越地震で崩落した妙見地区の斜面をモデルとして、調査結果に基づく節理群分布を複合降伏モデルに導入した地震応答解析結果と、以前に検討した不連続変形法(DDA)による挙動解析の崩落の初期の部分の結果と比較し、不連続面が斜面崩落にどのような影響を及ぼすかを検討した。不連続面の繰返し変形特性は本来、動的繰返し試験に基づくモデル化が必要であるが、ここでは、暫定的に静的な一面せん断試験を拡張した弾塑性の応答特性を考慮した。

本モデル化サイトは、震源から8kmの直下型地震で、上下振動が水平振動とほぼ同程度の加速度であり、これらの結果から、始めに、上下振動により、高角度の不連続面が分離、次に水平振動により低角度の不連続面が分離し、これらを繰り返すことによりブロック状の岩塊が継続的に崩落したことが示された。

**Key Words :** earthquake response analysis, FEM, joint system, Multiple Yield Model, DDA

## 1. はじめに

わが国では、斜面崩落事故の引き金の約30%以上が地震を原因としている。2004年10月に発生した新潟県中越地震や、2008年6月の宮城県内陸地震では、大規模な斜面崩壊が発生した。このような斜面崩壊のメカニズムを検討し、対策に生かすことは重要である。

このような背景から著者らは、これまでに不連続変形法(DDA)による地震応答解析を実施し、その挙動を検討してきた<sup>2)</sup>。今回は前回DDAにより解析した新潟県中越地震で発生した大規模な斜面崩落に、有限要素法の等価連続体解析である複合降伏モデルの地震応答解析を適用し、崩落直前の斜面の応答特性を前回のDDA解析結果と比較することにより、連続体モデルと不連続体モデルの違いを検討した。これらから、節理面を考慮した等価連続体モデルにより、事前に斜面の安定性評価が可能であれば、本解析法が有用であると思われる。

## 2. 解析の概要

不連続面を含む等価連続体の動的応答解析は、不連続

面の剛性が拘束応力に依存し、強い非線形性を示すことから、直接積分法を用いることになり膨大な計算量が必要であり実用的ではなかった。しかし、近年、地震応答解析の精度向上のための繰返し動的な一面せん断試験による構成則の研究<sup>3,4,5,6)</sup>や、計算能力の向上により解析が実用的な段階になってきている。本報では不連続面を考慮した等価連続体解析の一種である複合降伏モデルの動的解析手法について述べる。

### (1) 全体運動方程式

式(1)は、Hamiltonの原理による運動方程式を示す。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \int_{S_2} [N]^T \{f\} ds - [M]\{\ddot{U}\} + \int_V [N]^T \begin{Bmatrix} 0 \\ -\gamma \end{Bmatrix} dV \quad (1)$$

ここに、[M]: 質量マトリックス、[C]: 減衰マトリックス、[K]: 剛性マトリックス、 $\{\ddot{u}\}$ : 加速度、 $\{\dot{u}\}$ : 速度、 $\{u\}$ : 変位、右辺第1項は表面外力、第2項は地震による加速度外力、第3項は自重による物体力である。これらを式(2)の増分形式で表わす。

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta f\} \quad (2)$$

## (2) 釣合方程式の解法

式(2)の運動方程式は、Newmark の  $\beta$  ,  $\gamma$  法で、 $\beta=0.25$ ,  $\gamma=0.5$  とし、これを増分変位に対する連立方程式の式(3)を各時間刻みで解くことにより得られる。

$$\begin{aligned} & \left[ [K] + \frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C] \right] \{\Delta u\} \\ &= -\alpha(\Delta t) [M] + [M] \left[ \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{u}(t)\} + \frac{1}{2\beta} \{\ddot{u}(t)\} \right] + [C] \left[ \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{u}(t)\} + \left\{ \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right\} \Delta t \{\ddot{u}(t)\} \right] \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $\{\Delta u\}$  : 増分変位、 $\Delta t$  : 時間刻み、 $\beta$  ,  $\gamma$  : Newmark の積分定数、 $\alpha(t)$  : 地震加速度の時刻歴である。変位増分が求まったら、式(4)で加速度増分、式(5)で速度増分を求める。

$$\{\Delta \ddot{u}\} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \left[ \{\Delta u\} - \{\dot{u}(t)\} \Delta t - \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{u}(t)\} \right] \quad (4)$$

$$\{\Delta \dot{u}\} = [\{\ddot{u}(t)\} + \delta \{\Delta \ddot{u}\}] \Delta t \quad (5)$$

## (3) 質量および構造減衰

式(3)のブロックの構造減衰マトリックス  $C$  は粘性係数と質量マトリックス  $M$  を用いて式(6)で表わされる。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (6)$$

ここに、 $\alpha$  : 質量減衰定数、 $\beta$  : 構造減衰定数である。

## (4) 複合降伏モデルによる不連続面の構成則

複合降伏モデル<sup>1)</sup>は式(7)に示すように岩盤の総ひずみ  $\{\varepsilon_T\}$  を母岩のひずみ  $\{\varepsilon_R\}$  と複数の節理群のひずみ  $\{\varepsilon_I\}$  の和で表現されるものと仮定している。

$$\{\varepsilon_T\} = \sum \{\varepsilon_I\} + \{\varepsilon_R\} \quad (7)$$

ここで、各節理群は周期的に存在し、それらの体積が母岩に比較して無視でき、母岩の応力と節理群の応力は等しいと仮定すれば、岩盤の総ひずみは次式で表すことができる。

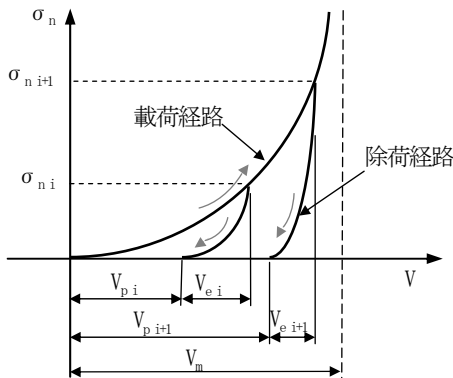


図-1 不連続面の垂直方向の変形特性

$$\{\varepsilon_T\} = [\sum [F_I] + [E]^{-1}] \cdot \{\sigma\} = [C] \cdot \{\sigma\} \quad (8)$$

ここに、 $\{\sigma\}$  : 総応力ベクトル、 $[E]$  : 等方弾性体の応力-ひずみマトリックス、 $[F_I]$  : 節理群のコンプライアンスマトリックス、 $[C]$  : 母岩と節理群の和のコンプライアンスマトリックスである。

## (5) 節理群の降伏条件

式(9)に示すMohr-Coulombの降伏条件を節理群に用いる。

$$F_s = |\tau_s| - (C + \sigma_n \tan \phi_j) \quad (9)$$

ここに、 $\tau_s$  : 不連続面のせん断応力、 $\sigma_n$  : 不連続面の垂直方向応力、 $C$  : 不連続面の粘着力、 $\phi_j$  : 不連続面の摩擦角である。

## (6) 節理群の変形特性

不連続面の垂直剛性  $K_n$  は式(10)に示す Bandis らの提案式による双曲線型の変形特性を用いた。

$$K_n = K_{ni} \left[ 1 - \frac{\sigma_n}{V_m K_{ni} + \sigma_n} \right]^{-2} \quad (10)$$

ここに、 $K_{ni}$  : 初期垂直剛性、 $V_m$  : 不連続面の最大閉合量、 $\sigma_n$  : 不連続面の垂直応力である。

不連続面の垂直方向の繰返し載荷試験では、図-1 に示すように除荷過程においても非線形性を示し、残留変形を生じる。任意の拘束圧  $\sigma_n$  における不連続面の閉合量を  $V_i$  とし、これを弾性変形  $V_e$  と塑性変形  $V_p$  の和として式(11)で表し、弾性変形  $V_e$  は式(12)に示す最大閉合量  $V_m$  の二次関数で定義する。除荷時の変形特性は、この弾性変形  $V_e$  を Bandis の提案式に除荷特性を付加した。

$$V_i = V_{ei} + V_{pi} \quad (11)$$

$$V_{ei} = \left( 1 - \frac{V_i}{V_m} \right)^2 V_i \quad (12)$$

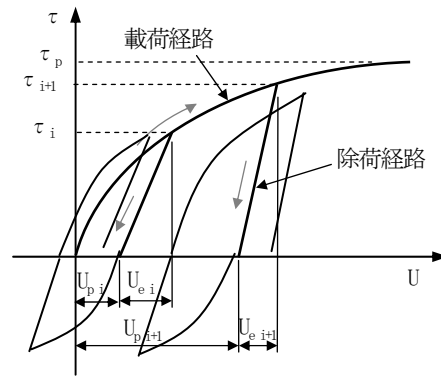


図-2 不連続面のせん断方向の変形特性

また、不連続面のせん断剛性  $K_s$  は式(13)に示す Kulhawy の提案式による双曲線型の変形特性を用いた。

$$K_{st} = K_{si} \left( \frac{\sigma_n}{P_a} \right)^{nj} \left( 1 - \frac{\tau_s \cdot R_f}{\tau_p} \right)^2 \quad (13)$$

ここに、 $K_{si}$ ：初期せん断剛性、 $\sigma_n$ ：不連続面の垂直応力、 $P_a$ ：大気圧、 $\tau_p$ ： $C$ 、 $\phi_j$ により計算されるせん断強度、 $\tau_s$ ：せん断応力、 $nj$ ：剛性係数、 $R_f$ ：破壊比であり一般的に 0.7～0.9 の係数。なお、一般的に係数  $nj$ 、 $R_f$  は不連続面のせん断試験結果をもとに設定される。

不連続面のせん断方向の繰返し載荷試験においても、図-2に示すように除荷過程で残留変形が生じる。垂直方向と同様に、任意の拘束圧  $\tau_i$  における不連続面のせん断変位  $U_i$  を、弾性変形  $U_{ei}$  と塑性変形  $U_{pi}$  の和として式(14)で表し、弾性変形  $U_{ei}$  は式(15)に示す破壊接近度  $\tau_i / \tau_p$  の二次関数で定義する。除荷経路の変形特性は、単純化のために線形とした。

$$U_i = U_{ei} + U_{pi} \quad (14)$$

$$U_{ei} = U_i \cdot \left( 1 - \frac{\tau_i R_f}{\tau_p} \right)^2 \quad (15)$$

岩盤不連続面の動的繰返し一面せん断試験は Jafari et al.<sup>3,4</sup>, Puntel et al.<sup>5</sup>, Belem et al.<sup>6</sup> により行われている。これらの結果では、繰返し回数により不連続面の凹凸が平滑化することにより、強度が一定に収束する挙動などが報告されている。しかし、本報告ではそのような特性は考慮していない。また、地震応答解析では、不連続面の垂直応力は引張り側と圧縮側に交互に変化し、連続的な応力経路を辿ることは少ない。したがって、不連続面の剛性の変化も拘束応力の変化に伴い断続的な変化をする。

### 3. 数値解析例

#### (1) 解析モデル

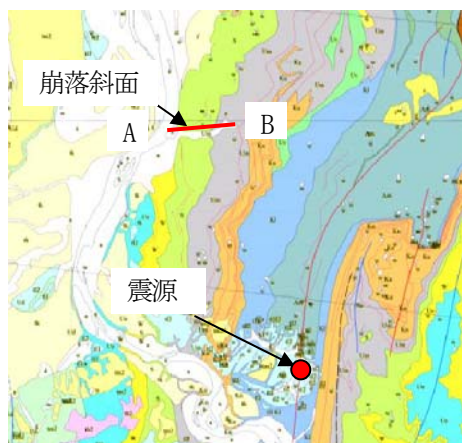


図-3 崩落斜面近傍の地質(産業技術総合研究所)

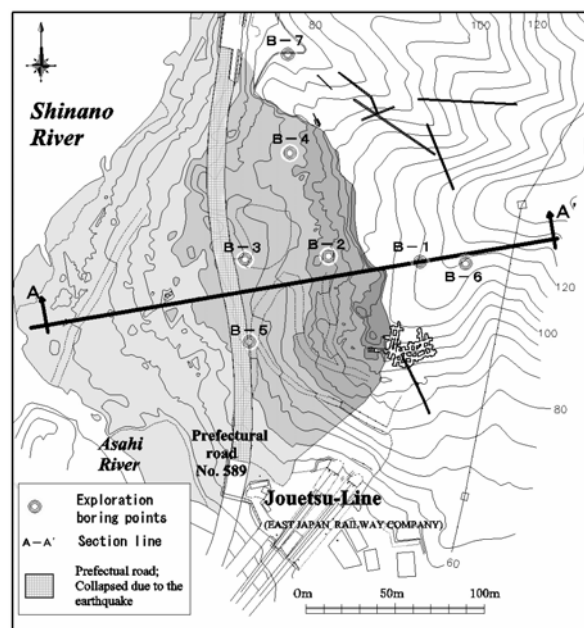


図-4 崩落後の地形

新潟県中越地震では強震動に伴って流れ盤斜面や崩壊跡地形箇所と比較的規模の大きな斜面崩壊が発生したことが報告されている。

図-3に震源と崩落斜面の地質分布を示す。当該箇所は本震の震源から約8kmの位置にあり、周辺には軟岩相当の新第三紀堆積岩類が20～25度程度の傾斜(当該斜面では流れ盤構造)で分布する。

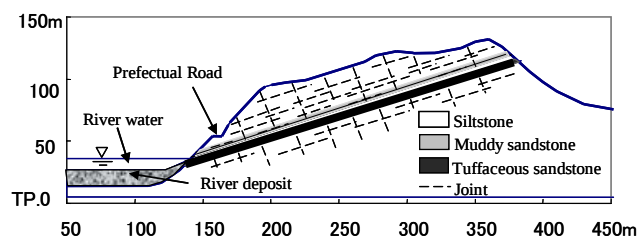


図-5 地質断面

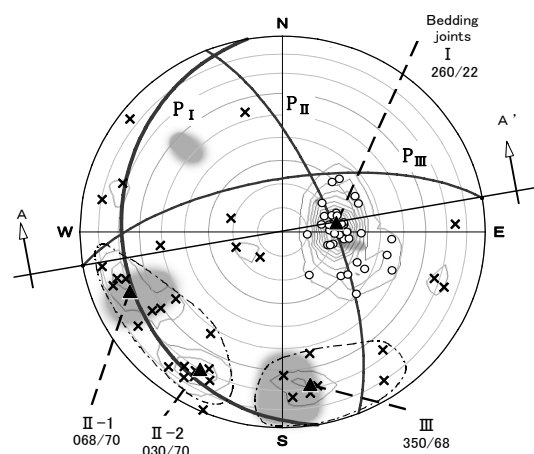


図-6 節理群の走向/傾斜の分布

崩壊土塊は図-4に示すように数m～10m規模の岩塊と岩屑等からなり、崩壊土塊の中央からやや前方（移動方向側）は凸状の形状を呈し、崩壊前斜面末端（想定）から100～150m程度の位置まで到達した。検討箇所周辺では流れ盤構造をなす斜面でのすべり崩壊が報告されており、当該箇所においても同様の崩壊形態が想定された。しかし、崩落斜面内部の詳細は不明である。現地状況をもとに推定した検討箇所の想定断面を図-5に示す。

図-6はボーリング調査結果から推定した節理の分布と走向/傾斜を示す。主要な節理群は斜面の砂岩層に平行な低角度の22度とそれに直交する112度の2組で、ジョイント間隔は約5mである。

図-7に有限要素分割を示す。左右の側方境界にLysmerの粘性境界とし、下端を固定とした。図-8に崩落斜面に近い地点の加速度記録(新潟大学, NIG019, 37.30,138.8東西)および図-9に上下の入力地震波形を示す。

表-1に解析に用いたパラメータおよび物性値を示す。想定される現地の斜面の弾性係数と単位体積重量は1～3GPa, 20～25kN/m<sup>3</sup>の間と思われる。

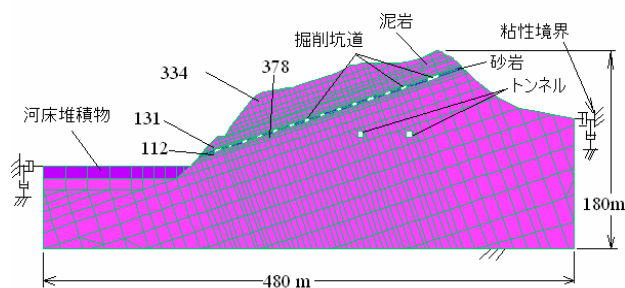


図-7 複合降伏モデルのメッシュ分割と境界条件

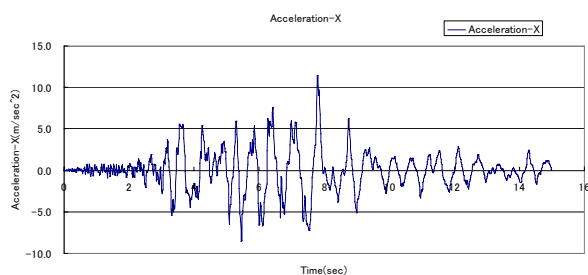


図-8 入力水平加速度(E-W)

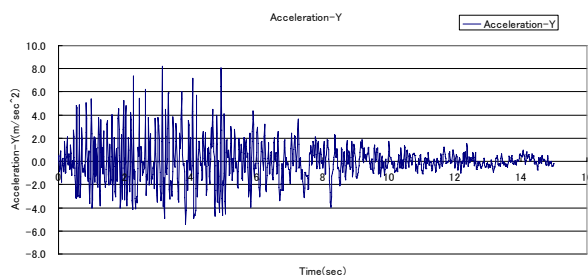


図-9 入力鉛直加速度(U-D)

| 表-1 基盤と節理の物性                                      |                               |                                |                   |                      |
|---------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------|----------------------|
|                                                   | Siltstone                     | Tuffaceous sandstone           |                   |                      |
| Unconfined compressive strength(MPa)              | 3.6-9.7,<br>5.5 (average)     | 1.15                           |                   |                      |
| Tensile strength (MPa)                            | 0.34-1.05,<br>0.5 (average)   | 0.03                           |                   |                      |
| Elastic modulus(GPa)                              | 0.75-1.70,<br>1.2(average)    | 0.3-1.8,<br>0.33(average)      |                   |                      |
| Poisson's ratio                                   | 0.1-0.28,<br>0.23(average)    | 0.23                           |                   |                      |
| Cohesion (MPa)<br>(total stress)                  | 1.65                          | 0.58                           |                   |                      |
| Cohesion (MPa)<br>(effective stress)              | 1.24                          | 0.38                           |                   |                      |
| Internal friction angle (°)<br>(total stress)     | 22                            | 32                             |                   |                      |
| Internal friction angle (°)<br>(effective stress) | 30                            | 35                             |                   |                      |
| Unit mass (kN/m <sup>3</sup> )                    | 18.7(average)                 | 18.7(average)                  |                   |                      |
| 節理および動的係数関係                                       |                               |                                |                   |                      |
|                                                   | Stiffness                     | Shear strength                 |                   |                      |
|                                                   | Shear<br>(MN/m <sup>3</sup> ) | Normal<br>(MN/m <sup>3</sup> ) | Cohesion<br>(MPa) | Friction<br>angle(°) |
| Siltstone                                         | 14700                         | 140000                         | 0.5               | 38                   |
| Tuffaceous sandstone                              | 14700                         | 140000                         | 0.4               | 38                   |
| Time Increment                                    | 0.001sec                      | Vs=1Km/s                       | Vp=2Km/s          |                      |
| Mass Damping                                      | 0.05                          | Structure                      | Damping           | 0.001                |

## (2) 解析手順および結果

解析手順は以下の3段階である。

- 自重による初期応力の計算 (50増分収束解析)
- 砂岩層の坑道の掘削解析 (50増分収束解析)
- 地震応答解析(時間刻み 0.001sec, 40,000step-40sec)

地震応答解析でも各時間 step で収束計算を行った。これらの収束回数は各 step で1-2回程程度であった。主要動を15秒与え、その後40秒までの自由振動を計算した。

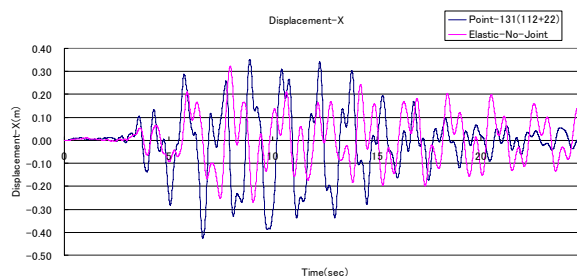


図-10 法先節点(131)の水平変位応答

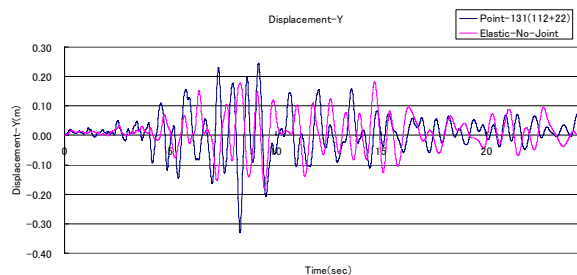


図-11 法先節点(131)の鉛直変位応答

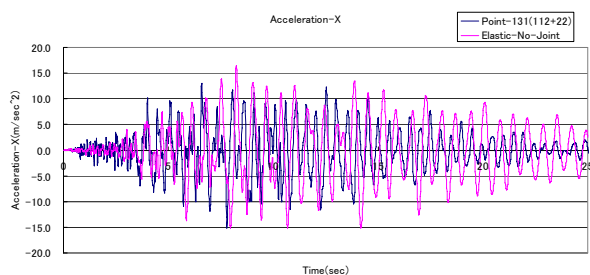


図-12 法先節点(131)の水平加速度応答

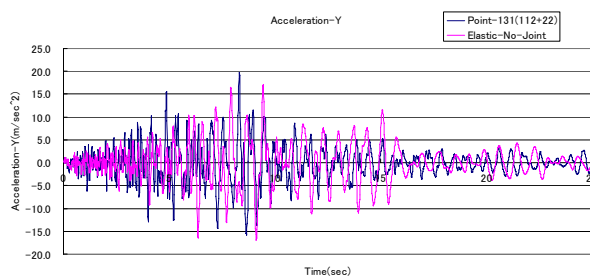


図-13 法先節点(131)の鉛直加速度応答

図-10, 図-11は斜面法先要素(131)の水平および鉛直変位応答を示す。図中の青線が節理を考慮したケースで、桃色線が節理を考慮しない弾性解析結果である。同様に図-12, 図-13が水平および鉛直加速度応答である。主要動中(0-15秒)の変位応答は節理を考慮した方が明らかに大きな応答を示しているが、自由振動区間(15-40秒)では節理を考慮しない弾性モデルの方の応答が大きくなっている。加速度応答の傾向も同様に主要動区間では節理を考慮したモデルの応答が大きく、主要動以降では弾性モデルの応答が大きくなっている。

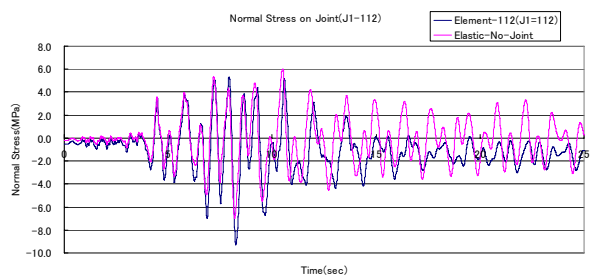


図-14 法先要素(112)の高角度節理(112度)面の垂直応力応答

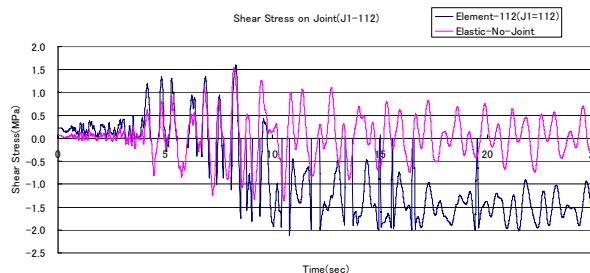


図-15 法先要素(112)の高角度節理(112度)面のせん断応力応答

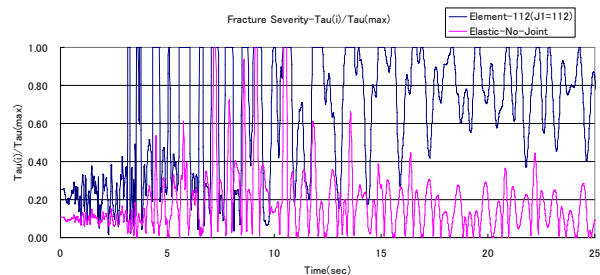


図-16 法先要素(112)の高角度節理(112度)面の破壊接近度

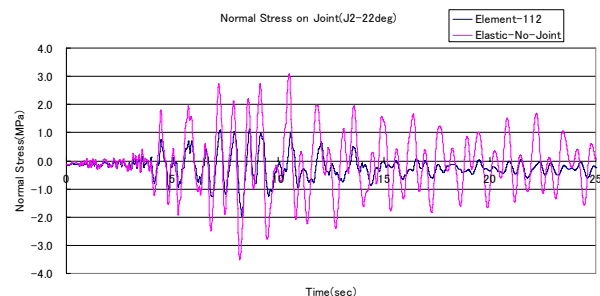


図-17 法先要素(112)の低角度節理(22度)面の垂直応力応答

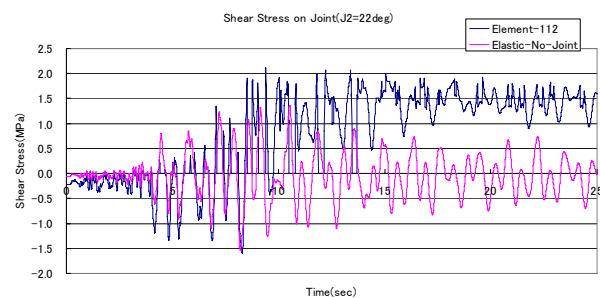


図-18 法先要素(112)の低角度節理(22度)面のせん断応力応答

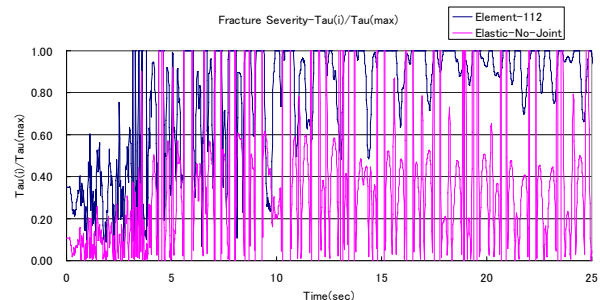


図-19 法先要素(112)の低角度節理(22度)面の破壊接近度

図-14, 図-15, 図-16は斜面法先要素(112)の斜面角度に直交した高角度節理面(112度)上の垂直応力, せん断応力および破壊接近度(面上のせん断応力/面上のせん断強度)の時刻歴を示す。図-14の面に垂直な応力は主要動区間では節理を考慮した方が大きくなっているが、以降の自由振動区間では弾性モデル(比較する節理面の同等応力)の方が大きい。また、図-15のせん断応力は主要動終了後に残留応力が生じているのが分かる。図-16の破壊接近度は主要動後の残留せん断応力により安全率が継続

的に1を切ってその後の継続的な滑りを示唆している。

図-17、図-18、図-19は同様に斜面角度に平行な低角度節理面(22度)上の垂直応力、せん断応力および破壊接近度の時刻歴を示す。図-17の面に垂直応力は弾性モデルが大きい。また、図-18のせん断応力は高角度の節理と同様に残留応力が生じている。図-19の破壊接近度も同様に残留せん断応力により主要動終了後に安全率が1を切り継続的に滑りが生じることが推定される。しかし、前回、著者らが検討した不連続体モデルのDDAの結果では、主要動の開始直後から滑りが始まる結果を示しており、実際には地震の数秒後に崩壊が始まったものと想定され、本解析ではDDAのように崩落を解析上は想定せず、その応力履歴から崩落を予測しているので崩落が始まる直前の状態までが意味を持つと考えられる。

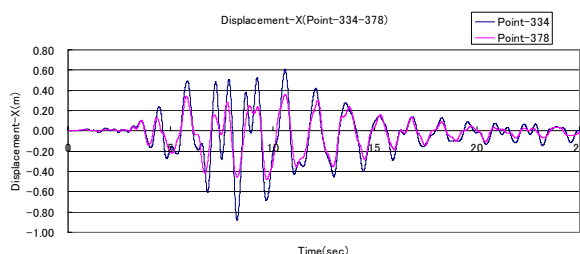


図-20 斜面頂部(節点334)と滑り面近傍(節点478)の水平変位

図-20は斜面頂部と滑り面付近の水平変位履歴を示す。主要動区間で10-40cm程度の相対ずれがあり、地震の主要動で崩落することが予想される。

#### 4. 結論

本検討では、有限要素法の等価連続体モデルの一種の節理を考慮した複合降伏モデルを用いて、地震で崩壊した斜面の応答解析を実施した。節理の繰返し変形特性に残留変形を考慮し、拘束応力に依存した非線形の断塑性変形特性を与えた。これらの結果、節理面上で残留応力

が発生し、そのことが滑り安全率に影響し、継続的な滑りが発生し、実際の崩落現象と対応している。

斜面の崩壊メカニズムでは、先に実施した DDA による崩壊挙動によると、当初、表面に近い法先のブロックが低角度の節理に沿って川側に移動、それに伴い高角度の節理が開口し、これらを繰返しながら次第に山側のブロックに伝播して行くプロセスが認められた。このような観点から本解析の結果を見ると、残留応力と滑り安全率の時刻歴から地震時の斜面の崩壊の可能性を推定できる。また、岩盤内に存在する節理は崩壊に対する最も重要な要因であり、今後はこれらの動的な繰返し特性も検討する予定である。

#### 参考文献

- 1) Sasaki, T., Hagiwara I., Ohnishi Y., : Earthquake response analysis of a rock falling model by Discontinuous Deformation Analysis, *ISRM Symposium & 3<sup>rd</sup> Asia Rock Mechanics Symposium*, Millpress, pp1267-1272, 2004.
- 2) R. Yoshinaka, T. Sasaki, K. Sasaki, S. Horikawa: Consideration on stability and collapse at earthquake of soft rock slope based on an example, *Proceedings of 11<sup>th</sup> ISRM Congress Lisbon, Portugal*, pp. 1109-1112, 2007.
- 3) M. K. Jafari, K. Amini Hosseini, F. Pellet, M. Boulon, O. Buzzi : Evaluation of shear strength of rock joints subjected to cyclic loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23, pp.619-630, 2003.
- 4) M. K. Jafari, F. Pellet, M. Boulon, K. Amini Hosseini : Experimental study of mechanical behaviour of rock joints under cyclic loading, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 37 (1), pp.3-23, 2004.
- 5) Eric Puntel, Gabriella Bolzon, Victor E. Saouma : A fracture mechanics based model for joints under cyclic loading, *Juor. Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 123, Issue 11, pp.1151-1159, 2006.
- 6) Tikou Belem, Souley Mountaka, Françoise Homand : Generalized directional peak shear stress criterion for dilatant rock joints, *Proceedings of 57<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*, 2004.
- 7) 佐々木猛, 萩原育夫, 佐々木勝司, 堀川滋雄, 吉中龍之進, 大西有三 : 不連続変形法による地震時の斜面崩落解析, 土木学会第 35 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.87-92, 2006.

## EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF A COLLAPSED ROCK SLOPE BY MULTIPLE YIELD MODEL FORCING DISCONTINUOUS PLANES

Ikuo HAGIWARA, Takeshi SASAKI, Katsuji SASAKI, Ryunoshin YOSHINAKA

This paper is presented earthquake response analysis of a collapsed rock slope considering rock joint systems. In order to obtain the relations between the slope collapse and the joint system, the authors studied the collapsed mechanism of slope analyzed by using equivalent continuum finite element method as Multiple Yield Model introducing cyclic loading elastic-plastic deformation characteristics of rock joints in an earthquake. The results show that the residual stresses are caused on rock joints after main shock of an earthquake and suggest one of important triggers in slope collapse.