

不連続面の空間分布特性に着目した斜面崩壊に伴う社会的損失推定

大津宏康¹・大西有三²・伊藤利和³・竹山雄一郎⁴・西山哲⁵

¹正会員 博士(工学) 京都大学大学院 助教授 工学研究科 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²正会員 工博 Ph. D. 京都大学大学院 教授 工学研究科 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

³正会員 国土交通省近畿地方整備局 企画部 (〒540-8586 大阪市中央区大手前1-5-44)

⁴正会員 新日本製鉄 (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

⁵正会員 工修 京都大学大学院 助手 工学研究科 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

本研究の目的は、実際の国道に隣接する岩盤斜面を検討対象とし、不連続面分布に関する幾何学的な不確か性を考慮した場合の、地震に起因する斜面崩壊により発生する損失に及ぼす影響について検討を加えるものである。具体的には、不連続性岩盤での亀裂ネットワークモデルを構築するために適用されるモデル化手法を援用し、露頭で観察される不連続面の統計情報に基づき、想定される様々な不連続面を発生させ、その不連続面のネットワークにより構成される岩盤ブロック形状を表現するものとした。その結果として、不連続面の空間分布情報に起因する不確か性は、岩盤斜面の崩壊による社会的な損失に重大な影響を及ぼすことを明らかにした。

Key Words : discontinuous rock mass, slopes, Monte Carlo simulation, risk, socio-economics

1. はじめに

急峻な地形からなる日本の国土では、急傾斜斜面に道路が隣接している箇所が多い。いうまでもなく、斜面は一度崩壊すると重大な被害を引き起こすため、岩盤斜面崩壊は道路防災上の重点対策項目であり、定期的に防災点検が実施されると共に、その点検結果に基づき道路に隣接する斜面の防災対策工事が実施されてきた。

一般に、道路を管理する事業者は、その管轄する地域内に多くの斜面を管理しているため、どの斜面からどの程度の補強工事を実施するかを判定する必要がある。また、斜面補強を立案することは、機能喪失に伴う損失を抑制するための投資と捉えられるため、最適な斜面補強を実施するためには、いわゆる投資対効果を考慮することが必要となる。特に、これまでの右肩上がりの経済状況での建設投資が潤沢であった時代から、昨今の低成長経済の下で建設投資の妥当性が問われる時代には、投資対効果の議論は極めて重要である。

こうした課題に対処するため、筆者ら¹⁾²⁾は、これまでに道路に隣接する斜面の補強対策を対象として、地震に起因する斜面崩壊により発生する社会経済学的損失の評価に基づく、リスク管理手法について研究を進めてきた。そして、この検討結果において、斜面崩壊に伴う

損失は、復旧費のような直接的損失と、道路利用者が斜面崩壊後から道路が復旧するまでの期間に、迂回走行することで被る損失のような間接的損失とに分類され、その内迂回・走行時間損失が支配的となることを示してきた。

もちろん、この知見は、対象とする斜面が隣接する道路のネットワーク特性に依存することは言うまでもない。本来、迂回走行時間損失を含め、斜面崩壊による損失(事業者・利用者)は、筆者らが提案するように、斜面崩壊に伴う崩落土塊・岩塊の関数となる。このため、その損失を精度良く推定するためには、従来の斜面安定解析での検討課題であった斜面崩壊の形状に加えて、斜面が崩壊した後にその崩壊土塊・岩塊がどの程度の範囲まで拡大し、その結果として復旧までにどの程度の期間、道路通行上の支障となるかを評価することが不可欠な検討課題となる。これに対して、これまでの筆者ら³⁾の研究においては、この斜面崩壊後の土塊・岩塊の運動に対して十分な検討がなされているとはいえない。したがって、実際の斜面での大規模な崩落土塊・岩塊を対象にして、その崩壊後の道路およびその周辺地域への拡大を評価した場合には、斜面崩壊による損失(事業者・利用者)の内、どの要因が支配的になるかを検討することは、今後の斜面防災計画を立案する上で極めて重要な重

要な課題であると推察される。

ただし、斜面崩壊およびその後の崩壊土塊・岩塊の運動という複雑な現象は、力学および幾何学的な様々な不確実要因に支配されるため、一意的に損失評価に関する解を得ることは困難である。したがって、斜面崩壊による損失評価においては、推定される結果は、ある程度の分布幅を持つ値として取り扱うことが実務的であると共に、支配的な不確実要因が損失の評価結果に及ぼす影響について検討を加えることが必要となる。

ここで、不連続性岩盤斜面を検討対象とした場合には、斜面内部は複雑な形状をした岩盤ブロックの集合体であるため、そのブロック間の力学的特性に関する不確実性および、ブロックの形状分布という幾何学的特性に関する不確実性の両者について考慮することが必要となる。なお、ここでの不連続性岩盤斜面における幾何学的特性に関する不確実性とは、岩盤斜面内部の不連続面の分布が、露頭での不連続面の観察結果に基づき推測されることに起因する、その情報の不確実性と定義する。

いうまでもなく、前者のブロック間の力学的特性に関する不確実性は、斜面が崩壊するか否かに関わる要因であり、一方後者のブロックの幾何学的特性に関する不確実性は、斜面が崩壊するか否かに加えて、その後の崩壊岩塊の運動に関わる要因である。

本研究では、従来筆者らが実施してきたリスク評価解析の前段階として、斜面が崩壊するか否かを検討するものではなく、斜面崩壊後の様々な形状の崩壊岩塊の運動による損失の発生状況を評価することを目的とする。このため、上記の2種類の不確実性の内で、主としてブロックの幾何学的特性に関する不確実性に着目し、力学的特性に関する不確実性については、崩落する岩塊の衝突によるエネルギー吸収のみについて検討を加えるものとする。具体的には、不連続性岩盤での亀裂ネットワークモデルを構築するために適用されるモデル化手法を採用し、露頭で観察される不連続面の統計情報に基づき、想定される様々な不連続面を発生させ、その不連続面のネットワークにより構成される岩盤ブロック形状を表現するものとする。

なお、亀裂ネットワークモデルにより構築される不連続面群は、本質的には3次元の空間分布に基づくものであるため、構成される岩盤ブロックも複雑な凹凸形状を含む3次元図形となる。しかし、本研究では、崩落する岩盤ブロックの挙動を評価する数値解析手法として2次元DDA（不連続体変形解析）⁹を適用するため、議論を簡素化して検討対象とする断面に投影された岩盤ブロック形状のみについて検討を加える。また、斜面崩壊のトリガーとしては、地震・降雨・割れ目の間隙水の凍結融解による強度劣化等の様々な要因が想定されるが、こ

こでは崩壊との関連性が明確である、地震ハザードのみを考慮する。

このような仮定条件の下で、本研究では実際の国道を対象とし、以下の手順で地震に起因する斜面崩壊に伴う社会的損失の評価について検討を加えるものとする。

- ① 実際の国道での道路ネットワーク特性を考慮し、迂回路の長さから検討対象区間を選定した後、事前に実施された道路法面防災調査結果での危険度の評価に基づき、検討対象とする不連続性岩盤斜面を選定する。
- ② 検討対象とする斜面での、不連続面情報に関する不確実性要因に着目した、DDAを用いたモンテカルロシミュレーションを実施し、社会的損失を算定する。この結果として、以下の事項について検討を加える。
 - ・斜面崩壊により発生する損失の内訳としての支配的となる要因の抽出
 - ・斜面崩壊により発生する損失額の大きさ・分布幅の推定および、その分布に関して支配的となるパラメータの抽出

2. 斜面崩壊による損失評価に関わる不確実性要因のモデル化についての基本方針

本章では、斜面崩壊による損失を評価する上で、関連する不確実性要因をモデル化する上での基本方針について述べる。

まず、1. に示したように、本研究では崩落する岩盤ブロックの挙動を評価する数値解析手法として、2次元 DDA を適用する。DDA は、Goodman と Shi⁹ により開発された、任意の弾性体の多角形で構成されるブロックの相互の運動を動的に解析する手法である。この手法の特徴は、要素の形状が三角形や四角形に限定されていないため、凹凸関係なく任意形状の不連続面により区切られた領域をすべて孤立した弾性体ブロックとし、その集まりとしてブロックシステムの崩壊に伴う大変形挙動を評価できることである。

なお、2次元 DDA を適用して不連続性岩盤斜面の破壊に加えて、その後の崩壊状況をも推定するものとするれば、その際の解析モデルに含まれる不確実性要因としては、1. において述べたように、以下のような事項が挙げられる。

1) 力学特性

- ・岩盤ブロック間の強度定数（粘着力、内部摩擦角、引張強度）
- ・崩壊発生後の岩盤ブロックの接触・衝突に係わるエネルギー損失（以下岩盤ブロック崩落時のエネルギー

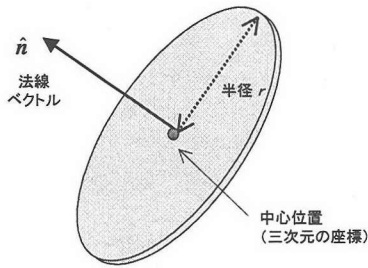


図-1 円盤モデル

一損失と称する)

2) 幾何学的特性

- ・想定される斜面崩壊の形状
- ・岩盤内に存在する不連続面の空間的分布特性

この内、幾何学的特性に示した事項は、DDA ではそれぞれ解析領域あるいはその境界条件、解析メッシュに相当するものである。

なお、1. において示したように、本研究は斜面リスク評価解析の前段階として、斜面崩壊後の様々な形状の崩壊岩塊の運動による損失の発生状況を評価するための第一段階と位置付けられる。このため、本研究では議論を簡素化するために、斜面崩壊について支配的パラメータとなる力学特性および境界条件に関する不確実性は評価せず、岩盤斜面での崩壊後の岩塊の運動に関連すると想定される、以下の2つの要因についてのみ着目するものとする。

- ① 岩盤内に存在する不連続面の空間的分布特性
- ② 岩盤ブロック崩落時のエネルギー損失

この内、①の不連続面の空間的分布特性は、露頭での地質観察結果、あるいはボーリングコアの観察結果に基づき設定されることが一般的である。ただし、不連続面の中では、比較的規模が大きく数の限られた断層・層理面についてはある程度の精度で把握することが可能であるが、規模は小さいがその数が極めて多い節理等については、その分布特性を詳細に把握することは一般に困難である。こうした理由から、不連続面のモデル化手法としては、全体的な分布特性について統計モデルを用いて表現することが多い⁹⁾。ここでは、そのモデル化手法の代表例である亀裂ネットワークモデル化手法を採用して、2次元 DDA を実施するための対象断面を構成する岩盤ブロックモデルを作成する方法⁹⁾について以下に示す。

②の岩盤ブロック崩落時のエネルギー損失割合を表すパラメータは、DDA 手法では粘性係数として取り扱われる。しかし、このエネルギー損失を表現する粘性係

数は、一意的に設定することが困難な上に、数少ない実験結果でもばらつき幅が大きいように、極めて不確実性が高いパラメータである。そこで、本研究では、このパラメータについて、従来行われてきた値の設計方法および過去に行われた実験結果を示し、後述する損失評価段階での入力値の設定方針について示す。

(1) 不連続面の空間的分布特性

不連続面は、本質的にはある程度の曲面性を持っていると考えられるが、本研究では亀裂ネットワークモデル手法に準じて、図-1 に示すように円盤状のディスク(以下円盤モデルと称する)としてモデル化⁷⁾することにより、以下の不連続面情報を表現する。

- ・不連続面の走行・傾斜
- ・不連続面の連続性
- ・不連続面の密度

ここで、地質学的な不連続面は、その成因から方向性について明瞭な傾向を持つものが多いため、複数の方向グループに分けられるという仮定の下でクラスター分割される。そして、クラスター分割されたグループ毎に、上記の走行・傾斜、連続性、および密度のパラメータがある分布関数により表現されるとも仮定する⁹⁾。以下に、クラスター分割された一つのグループに対する、走行・傾斜方向、連続性、および密度に対する分布関数の設定方法について述べる。

まず、円盤モデルを適用した場合には、走行・傾斜は、図-1 に示すように不連続面の法線ベクトルとして表現される。不連続面の法線ベクトルの方向性分布を表現する分布形状としては、Fisher 分布⁹⁾や Bingham 分布¹⁰⁾等が有名であるが、本研究ではそのモデル化の物理的な意味が明解であることから Fisher 分布を採用する。なお、Fisher 分布を規定するのに必要となるパラメータは、平均傾斜角、平均傾斜方位および、集中度を表す Fisher 係数(方位分散係数とも呼ぶ)である。

不連続面の連続性は、一般的に観察される不連続面の長さ(トレース長)を用いて議論される。トレース長分布を表現する統計モデルとしては、指数分布、対数正規分布、べき乗分布(フラクタル分布)等が挙げられるが、本研究ではこれらのモデル化手法の内、最も一般的に適用されている対数正規分布を用いることとする。すなわち、ここでのトレース長のモデル化で留意すべきことは、設定する円盤半径の平均が、観察されるトレース長の平均より大きいため、その幾何学特性に基づく補正が必要なことである。

次に、観察データから不連続面の密度については、ボーリングなど線状なもので観察される本数から算定される1次元密度に加えて、その方向性および連続性

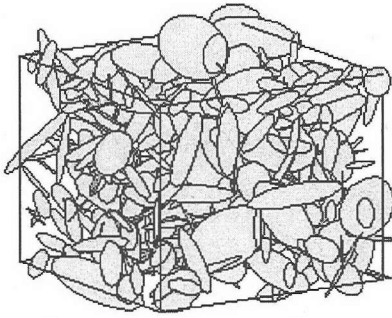


図-2 円盤モデルの発生状況

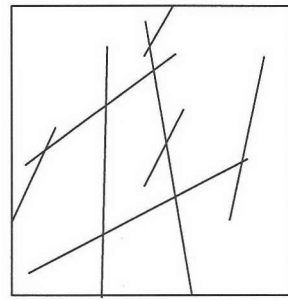
を考慮して、3次元領域内に円盤の中心が存在する割合として定義する。また、不連続面の位置すなわち、円盤中心位置については、算定された3次元密度に基づき、完全にランダムなPoisson過程に従うものと仮定する。

上記の各パラメータの空間的分布特性に関する仮定条件の下で、不連続面を仮想発生させて、不連続面により構成される岩盤ブロックを算定する。この手順は、以下のように要約される。

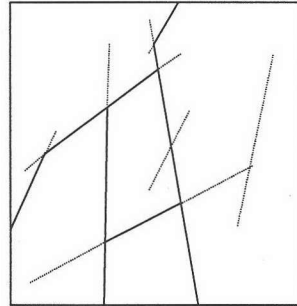
- ① 一次元亀裂密度からクラスター毎に不連続面を発生させる数（本質的に密度と等価）を決定する。
- ② 連続面の傾斜角・傾斜方向をFisher分布に、円盤半径を対数正規分布に、円盤の中心座標をPoisson過程に従うように決定する。このようにして不連続面を仮想発生させると、図-2に示すような円盤群がモデル化される。
- ③ ①～②の手順をクラスター毎に繰り返す。その結果を重ね合わせ、任意の2次元断面において、仮想発生させた不連続面から、その連続性に着目して不連続面により構成されるブロックを抽出する。例えば、図-3(a)のように発生させた不連続面からは、図-3(b)の実線部のようにブロックが抽出される。そして、図-3(b)の点線部のような、ブロック形成に影響しない不連続面は、解析では除去するものとする。

(2) 岩盤ブロック崩落時のエネルギー損失

既往の研究において、エネルギー損失割合について記述したものとしては、落石対策便覧¹³⁾が挙げられる。この便覧に示されているエネルギー損失割合を評価する基本的な考え方は、次式に示すように、落石の自由落下速度 v に対する補正值として、残存係数 α と呼ばれるパラメータを導入していることである。



(a) 発生させた不連続面



(b) 抽出された不連続面

注) 点線部分は、ブロックを構成する上で無視する。

図-3 岩盤ブロックの作成手順

$$v = \alpha \sqrt{2gH} \quad (1)$$

ここで、 g は重力加速度、 H は落下高さを表す。

いうまでもなく、残存係数 α は0から1の間の値となり、立木の多い斜面、風化が進んでいる斜面、あるいは軟岩や土砂のようなものが混じった斜面のように、岩盤ブロックの落下エネルギーの損失が大きいと想定される場合には、0に近い小さな値となる。しかし、一般に残存係数 α を算定することは困難であり、現実に落石対策便覧においても、設計では残存係数 α はある幅を持った値として取り扱う必要があることを薦めている。

次に、実験的に残存係数を算定した事例としては、右城¹⁴⁾によるヒノキの植林地内の斜面（平均斜面勾配 46° ）での落石実験結果が挙げられる。右城¹⁴⁾の実験により算定された、残存係数 α の平均値と標準偏差をまとめたものが図-4である。同図に示すように、残存係数 α の平均値および標準偏差は、それぞれ約0.525および約0.140である。これに対して、落石対策便覧に準拠して算定される当該斜面での残存係数は0.75となる。このように、エネルギー損失に関するパラメータは経験

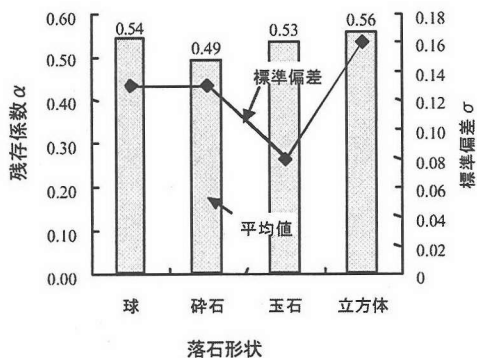


図-4 残存係数 α の測定結果

的にも実験的にも不確実性が存在する。エネルギーの損失割合は、ブロックの挙動に大きく影響を与えるため、その不確実性を考慮することが必要であると推察される。

なお、本研究で用いる DDA では、粘性力という速度と体積に比例する力を用いてエネルギー損失を表現している。このため、以下に既存の研究結果¹³⁾に基づく、残存係数 α と粘性係数 μ_d の換算式の関係について示す。

粘性力は、速度と体積 V に比例する。勾配 θ の斜面での運動方程式は、全てのエネルギー損失を粘性力で考慮する場合には次式のように表される。

$$m \frac{dv}{dt} = mg \sin \theta - \mu_d v V \quad (2)$$

ここで、 m は質量、 t は時間、 μ_d は粘性係数(FLT⁴)を表す。

一方、落石対策便覧では、残存係数 α と等価摩擦係数 μ_r が次式で換算される¹⁴⁾。

$$\mu_r = (1 - \alpha^2) \tan \theta \quad (3)$$

この式により与えられる条件では、等価摩擦力も全てのエネルギー損失を考慮した形で表される。この等価摩擦力で全てのエネルギー損失を考慮する場合、勾配 θ の斜面での運動方程式は、次式のように表される。

$$m \frac{dv}{dt} = mg \sin \theta - \mu_r mg \cos \theta \quad (4)$$

次に、式(2)と式(4)を比較すると、以下の関係が導かれる。

$$\mu_d v V = \mu_r mg \cos \theta \quad (5)$$

表-1 当該斜面に隣接する道路の走行および迂回条件

	走行距離	走行速度	迂回による損失時間
本線	31.0km	50.0km/h	70.2分
迂回路	71.6km	40.0km/h	

したがって、式(1)、式(3)および式(5)より、粘性係数 μ_d は、次式のように表される。

$$\mu_d = \frac{mg(1 - \alpha^2) \sin \theta}{V \alpha \sqrt{2gH}} = \frac{mg \cos \theta}{V \alpha \sqrt{2gH}} \mu_r \quad (6)$$

式(6)に示す関係から、落石対策便覧に示されている残存係数 α と、DDAでの入力定数となる粘性係数 μ_d が関係付けられる。

なお、本研究では、岩盤ブロック崩落時のエネルギー損失を表す粘性係数 μ_d の不確実性に起因する損失評価への影響を評価する上で、粘性係数 μ_d の分布関数を定めることが困難なため、粘性係数 μ_d に対しては数ケースのパラメータスタディーによる検討に留める。

3. 解析モデル

(1) 解析条件

検討対象とする斜面は、川に沿った国道に隣接する急傾斜の不連続性岩盤斜面である。ここで、当該斜面を検討対象として選定した理由は、以下のように要約される。

- ・当該斜面が属する迂回路で分類される道路区間は、表-1に示すように他の斜面が属する道路区間と比較して、崩壊発生した場合の迂回路が非常に長い。崩壊が発生した場合の社会的損失が最も大きいと判断される。
- ・当該斜面付近の斜面は、平成8年度の道路防災総点検二次点検および、平成11年度の道路法面防災調査結果において、危険度を判定する評点付けが行なわれており、その結果として、当該斜面の評点が最も大きく危険度が高いと判定されている。

すなわち、斜面崩壊に伴う道路ネットワーク機能の喪失という観点から、当該斜面は、斜面崩壊による損失(事業者・利用者)の推定精度および、その信頼性について検討を加えることが最も適切な箇所と位置付けられ

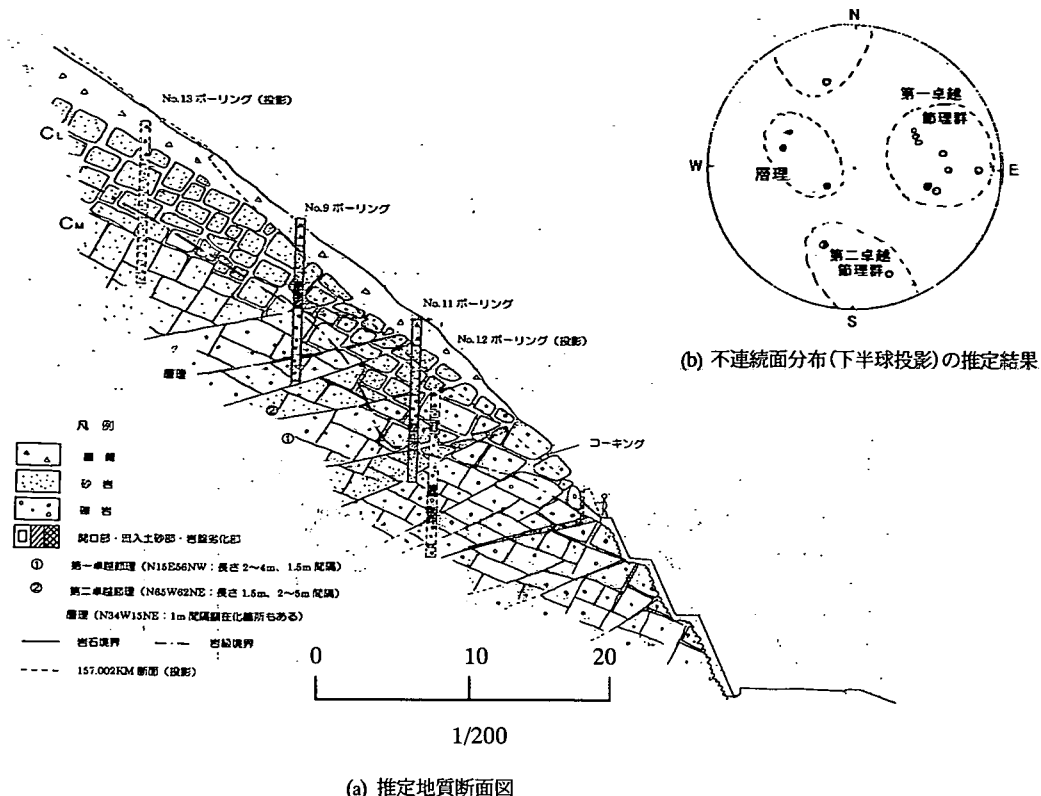


図-5 不連続面分布および地質断面図の推定結果

る。
 当該斜面に関する現地踏査および、6本のボーリング調査より推定された、割れ目系分布図および地質断面図を図-5に示す。図-5(a)の推定地質断面図に示すように、当該斜面の地質は、礫岩、砂岩、泥岩、凝灰岩等から構成されており、擁壁より高い表層部はクリープ変形による開口や、スレーキングによる細酸化などの風化が起きているためC₁級岩盤と判定され、その下部はC₂級岩盤であると判定された。

なお、同図に示した岩盤ブロックの形状については、図-5(b)の不連続面分布に示す、第一卓越節理、第二卓越節理および層理の3種類の不連続面グループの空間的分布特性を考慮して描かれたものである。ただし、当該斜面では露頭からの観察に制約があり、ボーリングコア観察でも不連続面の観察数が限られているため、図-5(b)に示す結果自体も不確実性を含んだものとなっていることに留意する必要がある。

このため、解析断面のブロック形状の配列は、2.
 (1)に述べた手法に基づき不連続面を仮想発生させることにより設定する。なお、本研究では、調査結果に基づき、図-5(b)に示す地質構造において、C₁級岩盤の部

分のみ崩壊の可能性があると仮定する。このため、2次元DDAを用いた崩壊状況の解析で対象とするC₁級岩盤の部分のみ、不連続面の空間分布に関する不確実性を考慮する。具体的には、C₁級岩盤部分の領域において、各不連続面情報毎に仮定した分布関数に基づき、リアライゼーション数200回のモンテカルロシミュレーションを行う。その各リアライゼーション結果毎に、実際に解析を実施する道路と垂直な鉛直断面(走行N30°E)に不連続面を投影し、図-3に示す手順で解析断面内のブロックを設定する。

次に、解析において考慮するハザードとしては、1.において述べたように地震のみを扱う。ハザードレベルは、水平震度に換算して0.10とする。なお、このレベルは、該当地域において55年に1度発生するレベルの地震に相当する。

(2) 解析パラメータの設定

表-2に、モンテカルロシミュレーションにおいて用いた不連続面情報に関する各パラメータの分布関数および数値を示す。同表に示した数値は、亀裂密度のように原則的には観察記録に基づき設定すべきであるが、モデ

表-2 不連続面のパラメータ

不連続面 空間分布特性に関する パラメータ	不連続面方向		円盤半径		空間分布
	Fisher分布		対数正規分布		Poisson過程 (完全ランダム)
	平均方向	Fisher係数	平均長さ	変動係数	1次元 亀裂密度
第一卓越節理	N15° E56° NW	100	1.91m	0.75	2/3 (本/m)
第二卓越節理	N65° W62° NE	100	0.995m	0.75	2/7 (本/m)
層理	N34° W15° NE	200	20.0m	0.1	1.0 (本/m)

注) 太字の数字は、観測データがないため解析時に仮定して用いた値を示す。

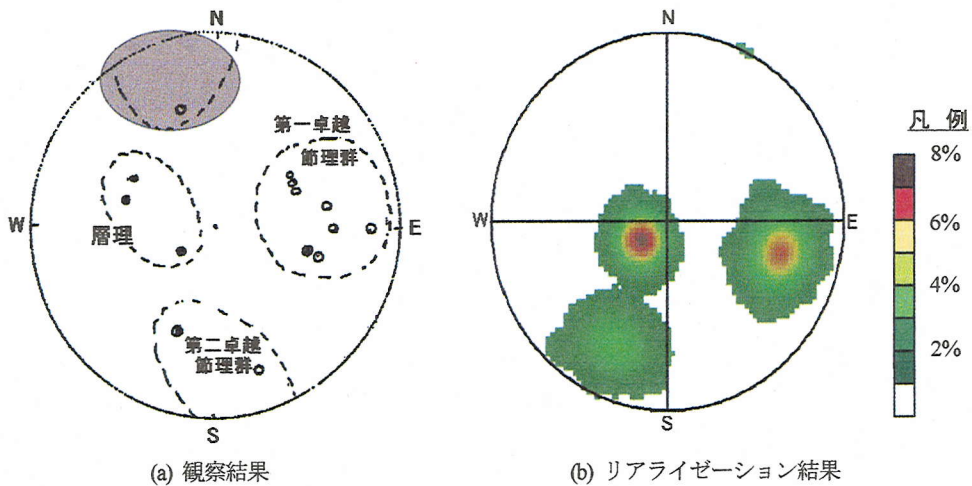


図-6 観察結果およびリアライゼーション結果での不連続面分布 (下半球投影)の比較

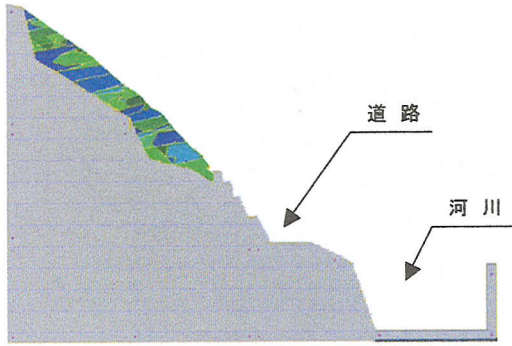
ル上の円盤半径の変動係数、層理の円盤半径の平均値、方向性の分散を表す Fisher 係数については実際に計測されていないため、以下のような仮定条件の下で設定した。

- 1) 層理は非常に連続性があり、その円盤半径は十分に長く設定すべきであると考えられる。よって、不連続面を発生させる範囲の大きさを考慮して、層理の円盤半径の平均値を 20m とした。また、層理の円盤半径の変動係数は、平均値が十分大きく変動係数の違いによるモデルの差が出にくいいため、確定的に近い値で十分であると仮定して小さめの 0.10 と設定した。
- 2) 当該斜面での露頭での観察された節理のトレース長は、限られた範囲 (観察ウィンドウ) での観察結果であり、図-5 に示されている平均値には露頭の大きさ以上に大きな不連続面については考慮されていない可能性があると推察される。このため、節理のトレ

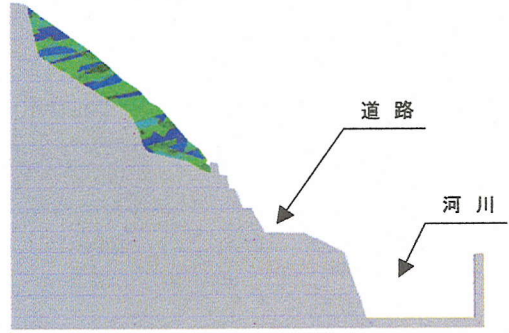
ース長の不確実性が大きいものと仮定し、節理の円盤半径の変動係数は 0.75 とかなり大きめの値に設定した。

- 3) Fisher 係数は、観察結果に基づき描かれている不連続面分布図における各グループの不連続面方向分布の拡がり (図-6(a)) と、仮想発生させた不連続面により描かれる不連続面方向分布の拡がり (図-6(b)) を比較することで決定した。なお、図-6(a) で灰色に囲んだ部分、すなわち第二卓越節理のグループに属する不連続面方向分布については、そのばらつき幅が大きく Fisher 分布が適用できない領域が認められるが、実際に観察された数が少ないことから、本検討では無視するものとした。

上記の1)~3)の仮定条件に基づき設定した、DDAの解析メッシュの事例を図-7に示す。なお、同図では不連続面で分離されたそれぞれの岩盤ブロックを、色を違えて



(a) 断面モデル番号 26



(b) 断面モデル番号 128

図-7 DDAにおける解析メッシュ事例

表-3 設定した粘性係数一覧

	粘性係数	残存係数換算値
1	0.42 tf·sec/m ⁴	0.75
2	1.00 tf·sec/m ⁴	0.525
3	2.20 tf·sec/m ⁴	0.30

で表示した。

次に、DDAにおいてエネルギー損失を考慮するパラメータである粘性係数は、2.において述べたように、ある範囲でのケーススタディーを行うため、右城らの実験結果を参考にし、以下のような方針で設定した。

- ・当該斜面は、右城らの実験で用いられた斜面と比較すると、斜面勾配 θ が $40^{\circ} \sim 45^{\circ}$ と、実験での平均斜面勾配 46° と近似していることに加えて、斜面表面の状況についても、立木の存在および、斜面の地質が風化した砂岩と泥岩、礫とシルトが混ざった表土から成っている点でも類似性が認められる。
- ・上記の類似性から、当該斜面での残存係数 α としては、右城の実験による平均値0.525に加えて、前述の落石対策便覧に示された値である0.75を上限值、さらに0.75の平均値に対する対称値となる0.30を下限値とした3つの値を設定する。
- ・以上のように設定した残存係数を、式(6)を用いてDDAにおける粘性係数に換算すると、表-3に示すように0.42, 1.00, 2.20 (tf·sec/m⁴)の3パターンの値となる。また、粘性係数を除くDDAにおいて入力定数となる力学的パラメータの一覧を表-4に示す。同表に示した

表-4 力学パラメータに関する入力値一覧

パラメータ	C _L 級岩盤部	C _M 級岩盤部
内部摩擦角	38°	-
粘着力	1.0 tf/m ²	-
引張強度	0.0 tf/m ²	-
弾性係数	200,000 tf/m ²	400,000 tf/m ²
ポアソン比	0.25	
単位体積重量	2.5 tf/m ³	
初期応力	$\sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy} = 0.0 \text{ tf/m}^2$	
初速度	$V_x = V_y = V_z = 0.0 \text{ m/sec}$	
接触ばね剛性	1,000,000 tf/m	

各パラメータの内、C_L級岩盤の強度定数のみは現地で採取した試料を用いたTilt試験の結果を用いており、その他の定数については、既往の文献¹³⁾に基づき設定した。

なお、Tilt試験結果より算定した強度は、完全に不連続面が分離した後の試料を用いたもので、不連続面のピーク強度ではなく残留強度に相当するものである。このため、DDAにより斜面崩壊による崩落状況を評価する上では課題は無いが、崩壊するか否かを議論する上では、強度を過小評価していることに留意する必要がある。

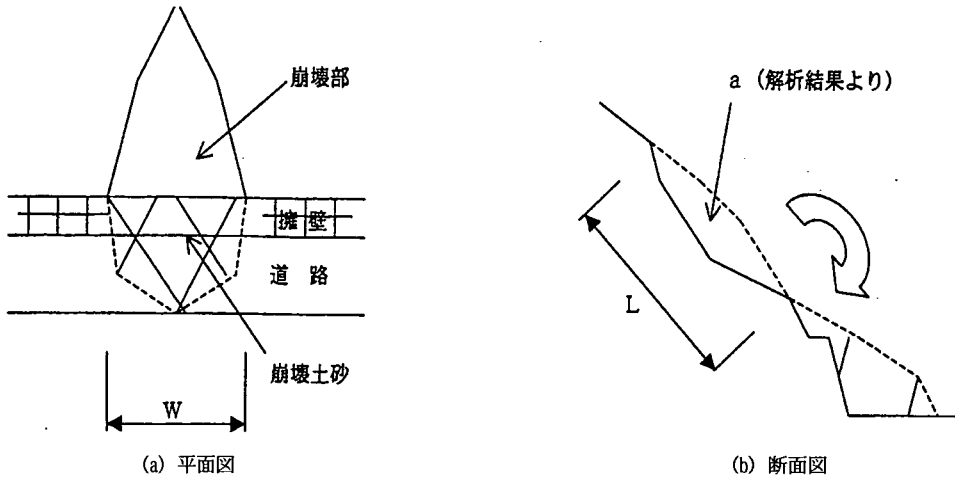


図-8 崩落岩塊体積 V の算定のためのモデル化 (模式図)

(3) 損失の算定条件

本研究で扱う道路は、一般道路である。筆者らは、これまでの研究結果において、道路に隣接する斜面の崩壊により発生する損失を、以下のように区分し算定する手法を示してきた³⁾。

- 1) 通行車両および搭乗者に対する補償費 C_1
- 2) 崩壊岩塊の撤去および崩壊斜面復旧費 C_2
- 3) 迂回に伴う時間・走行費用損失費 C_3

本研究においても、この方法に準じて当該斜面の崩壊による損失を算定するものとするが、ここでは基本的な考え方と算定結果のみを示し、具体的な算定方法¹⁹⁾及び算定根拠については付録に示すものとする。

なお、上記の各種損失を算定する上で、後述するように斜面破壊による崩壊岩塊体積 V が必要な項目が含まれている。本研究では斜面の崩壊状況を評価する手法として、2次元 DDA を適用しているため、崩壊岩塊体積 V については、図-8 の模式図に示すように、現地の地形および DDA 結果を組み合わせた次式に基づき算定するものと仮定する。

$$V = aW/2 \quad (7)$$

$$W = 2A/L$$

ここに、 a は DDA 結果での 2 次元崩落ブロックの面積、 A は崩壊面積、 L は勾配方向の崩壊した長さを表す。

a) 通行車両および搭乗者に対する損害

通行車両および搭乗者に対する損失額 C_1 (以下搭乗者損失と称する) は、次式に基づき算定する。

$$C_1 = N_c \times (C_c + n_d \times C_p) \quad (8)$$

ここに、 N_c は被災車両台数、 C_c は 1 件当たりの物的損失額(円/台)、 n_d は平均乗車人数(人/台)、 C_p は死亡損失額(円)を表す。なお、当該斜面での上記の各項目に対する具体的な値の算定根拠については付録に示したため、これを参照されたい。

式(8)に当該斜面での諸元を代入して算定された搭乗者損失は、崩壊した体積に関わらず一律の値(29,101千円)となる。

b) 崩壊岩塊の撤去および崩壊斜面復旧費用

斜面崩壊後の崩壊土砂の撤去および、斜面の復旧に要する合計費用 C_2 (以下撤去復旧費と称する) は、次式に基づき算定する。

$$C_2 = (C_{V0} \times V + C_{A0} \times A) \times (1+b) + C_{p0} \times n_p \quad (9)$$

ここに、 C_{V0} は単位体積当たりの撤去費、 C_{A0} は単位面積当たりの復旧費、 b は諸経費率、 C_{p0} は交通整理員の一日あたりの労務単価、 n_p は交通整理員が必要な日数を表す。なお、当該斜面での上記の各項目に対する具体的な値の算定根拠については付録に示したため、これを参照されたい。

式(9)を用いて当該斜面での撤去復旧費を算定するための基準的な数値は、表-5 に示すように要約される。

c) 迂回に伴う時間・走行費用損失

斜面崩壊により道路が通行止めになると、その道路を利用する利用者（車両）は、その道路が復旧するまでの期間、他の道路へと迂回することになる。これに伴って生じる走行時間および走行費用の増加による損失を貨幣価値として評価するため、道路計画や事業実施の妥当性を判断するための手法として既往の研究¹⁹⁾に示されている方法を援用する。

なお、ここで迂回に伴う時間損失を評価する上での基本条件となる、道路の復旧過程を以下のようにモデル化する。

- ・斜面崩壊後、岩塊撤去の準備工および、斜面内と道路上の崩壊岩塊撤去の期間は通行止めとする。
- ・斜面の復旧工事期間および、河川内岩塊の撤去期間については、片側交互通行とする。

以上の設定条件の下で、迂回に伴う時間・走行費用損失 C_3 （以下、時間走行損失とする）は、次式に基づき算定する。

$$C_3 = C_{31} + C_{32} \quad (10)$$

ここに、 C_{31} は時間損失の合計を表わし、通行止め時の時間損失と片側交互通行時の時間損失の和として算定される。また、 C_{32} は走行損失を表わし、燃料費、オイル、タイヤ・チューブ、車両整備、車両償却等にかかる費用の増加分の和として算定される。

ここで、式(10)に示す各損失項目は、災害発生後から復旧までの通行止め期間の関数となるため、本質的には事業者の復旧に対する方針に依存した値となることに留意する必要がある。当該斜面に対する事業者の復旧に対する方針を含めて、式(10)の各損失項目に対する具体的な値の算定根拠については、他の損失項目と同様に付録に示したため、これを参照されたい。

なお、迂回・走行時間損失を評価する場合に、厳密には道路の需要曲線に基づき、通行止めによる通行車両数の低減を考慮する必要がある¹⁹⁾。しかし、一般的には斜面災害による需要曲線の変動が算定できないことが多いため、斜面崩壊に伴う損失の最大値を代表値として用いるものとする。したがって、後述するように、本検討で算定される損失は多少過大値となることに留意する必要がある。

4. 損失額算定結果および考察

(1) 崩壊状況に関する解析結果

3. に示した手順に基づき作成した 200 通りの解析断

表-5 撤去復旧費算定のための基準値

単位体積当りの撤去費	3,358円/m ³
単位面積当りの復旧費	7,915円/m ²
交通整理員の労務単価	68,880円/日
日当り撤去岩塊量	780m ³ /日
日当り復旧面積	300m ² /日

面に、それぞれ3種類の粘性係数を適用し、静的地震荷重として水平震度 0.1 を作用させた 2次元 DDA 解析を実施した。まず、この結果に関して、参考値として示すと 600 ケースの解析中 98%のケースで、岩盤ブロックの崩落が生じた。この数値からは、設定地震動に対する崩壊確率は 98%となるが、これは3. で述べたように、不連続面の強度として残留強度に相当する値を設定したことによる結果であり、実際の斜面での破壊確率とは異なることに留意する必要がある。また、前述のように、本研究の目的は、リスク評価解析の前段階として、斜面崩壊後の岩塊の運動によって生じる損失の発生を評価することであるため、以下に岩盤ブロックの崩壊状況についてのみ検討を加える。

解析結果の代表例として、2 ケースでの斜面崩壊後の岩盤ブロックの崩落状況を図-9 に示す。なお、同図には当該地点での斜面、道路および河川の位置関係を併せて示した。

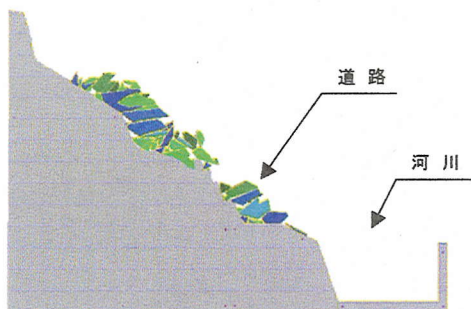
まず、モンテカルロシミュレーションにより解析した、各ケースでの崩落岩塊の全体積についてのヒストグラムを図-10 に示す。同図に示すように、不連続面の空間分布に関する不確実性を考慮することにより、崩壊するブロック体積は大きく変動する。これに対して、粘性係数は、設定した下限値、平均値および上限値とかなり大きな幅を持った値を設定したにも関わらず、崩壊するブロック体積には数%程度の影響しか及ぼしていない。

次に、3. で述べた各種損失を算定されるための基本条件となる、岩盤ブロックが移動した後にどのような状態に留まっているかについて検討を加える。

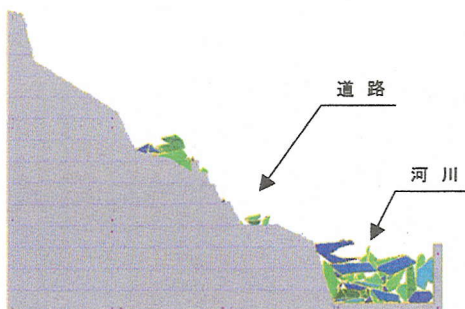
図-9 に示すように、各解析ケースで様々な斜面崩壊パターンが得られるが、その岩盤斜面の破壊状況として、各岩盤ブロックの移動状態は、安定を含めて以下の4種類に分類される。

- 1) ブロック状態0: 安定
- 2) ブロック状態1: 斜面内に留まる
- 3) ブロック状態2: 道路上に移動し留まる
- 4) ブロック状態3: 河川内に移動する

各解析ケースでの岩盤ブロックの崩落状況を、上記の1)~4)の移動状態で分類した結果の一例を、図-11 に



(a) 断面モデル番号 26 (粘性係数 0.42)



(b) 断面モデル番号 128 (粘性係数 1.00)

図-9 DDAによる崩落状況の解析結果

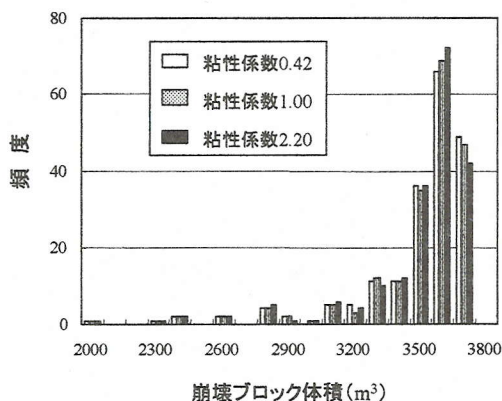


図-10 崩壊ブロック体積のヒストグラム

示す。また、各解析ケースでの全崩壊ブロック体積に占める、1)~4)の移動状態毎でのブロック体積の割合を、平均値として示したものを図-12に示す。これらの結果は、以下のように要約される。

- ① 図-11に示すように、不連続面の空間分布に関する不確実性を考慮することにより、図-10に示した全体積と同様に、1)~4)の移動状態毎のブロック体積の割合は変動する。また、図-11(a)と図-11(b)の比較から、同じ断面形状（例えば図-11(a)および(b)で同じモデル番号）であっても、粘性係数の変化によって1)~4)の移動状態毎のブロック体積の割合は多少変化する。
- ② 図-11に示すように、全体的な傾向としては、河川内で停止する状態（岩盤ブロック状態4）のブロックの割合が最も多く、それに対して道路上に停止する状態（岩盤ブロック状態1）のブロックの割合が最も少ない。これは、当該斜面が急勾配であ

ることおよび、道路の幅が相対的に狭いことによるものと推察される。

- ③ ②の傾向は、図-12のモンテカルロシミュレーションの各リアライゼーションでの移動状態毎でのブロック体積の割合を平均値として示した結果において顕著に表れている。すなわち、いずれの粘性係数の場合にも、河川内で停止する状態（岩盤ブロック状態4）のブロックの割合が最大となり、道路上に停止する状態（岩盤ブロック状態1）のブロックの割合が最小となっている。

- ④ 図-12に示す結果において、粘性係数の変動による影響は、平均値で5%程度あり、不連続面の空間分布の不確実性による影響に比べて極めて小さいものである。なお、この結果で留意すべきことは、①および図-11に示すように、モンテカルロシミュレーションの各リアライゼーションでの結果では変動が多少生じるが、平均値として評価した場合には、その影響は極めて小さいことである。

以上の事項より、本研究で不確実要因として取り扱った不連続面の空間分布とエネルギー損失割合に関連する粘性係数の両者が、斜面の崩壊状況に及ぼす影響を比較すると、当該斜面が急勾配であることに加えて道路の幅が相対的に狭いために、解析結果に対する不連続面の空間分布の影響が支配的であることが明らかとなる。

ただし、図-11に示したように、粘性係数の変化に伴い、モンテカルロシミュレーションの各リアライゼーションでの結果では多少変動が生じることから、以下の損失評価結果においても、参考のために粘性係数を変化させた場合の結果についても併記する。

(2) 損失評価結果

本節では、(1)に示した各解析ケースでの崩落プロ

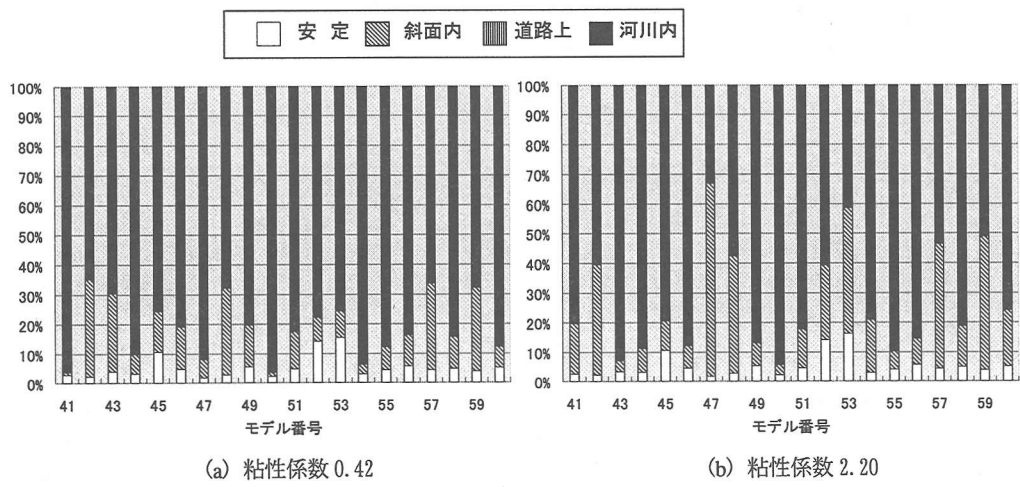


図-11 各りアライゼーション結果での崩落した岩盤ブロックの状態分類

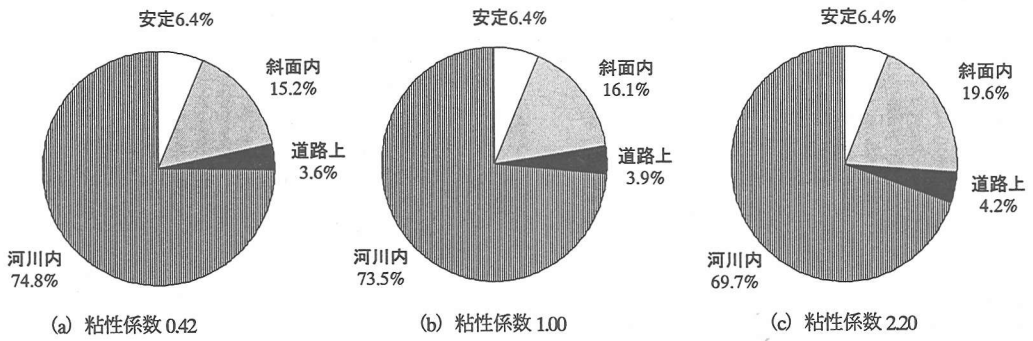


図-12 岩盤ブロックの停止位置の分類

ックの状況に対して、3. に示した方法に基づき各種損失額を算定する。

まず、3. で述べた3種類の損失合計額のヒストグラムを図-13に示す。なお、同図に示す結果で、搭乗者損失については、3. で示したように崩壊した体積に関わらず一律の値であることに留意されたい。図-13に示す結果は、以下のように要約される。

- ① 損失合計額の頻度分布形状は、図-10に示した崩壊土塊体積の頻度分布とは異なる形状となり、その損失額も最小値で約14億円から最大値で約40億円と大きな幅を有する値となる。このように想定される損失合計額にばらつきが生じるのは、表-2に示した不連続面の空間分布に関する不確実性に起因するものである。したがって、例えば図-5(b)の不連続面方向分布に示すように、本質的に有意な不確実性を含んだ情報に基づき、図-5(a)

のように地質断面図を確定的に設定することは、斜面崩壊による損失推定において過大評価あるいは過小評価に繋がる危険性を含んでいるといえる。

- ② 図-13に示す損失合計額のヒストグラムにおいて、粘性係数の損失評価に及ぼす影響について考察を加える。同図に示すように、粘性係数が大きくなるに連れて、発生頻度のピークとなる値が大きくなるとともに、全体的に図中で右側(損失額の大きい方向)にシフトする傾向が認められる。ただし、その粘性係数の変動による損失額への影響は、不連続面の空間分布の変化による影響に比べてきわめて小さい。

次に、図-13に示した損失合計額の、各損失項目毎の内訳について考察を加える。図-14は、モンテカルロシミュレーションによる各解析ケースでの、各損失要因が損失合計に占める割合を平均して示したものである。な

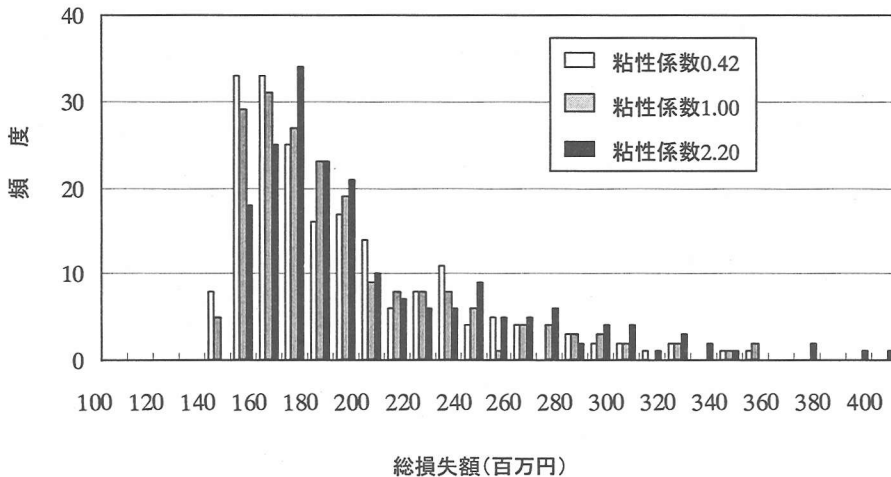


図-13 損失合計額のヒストグラム

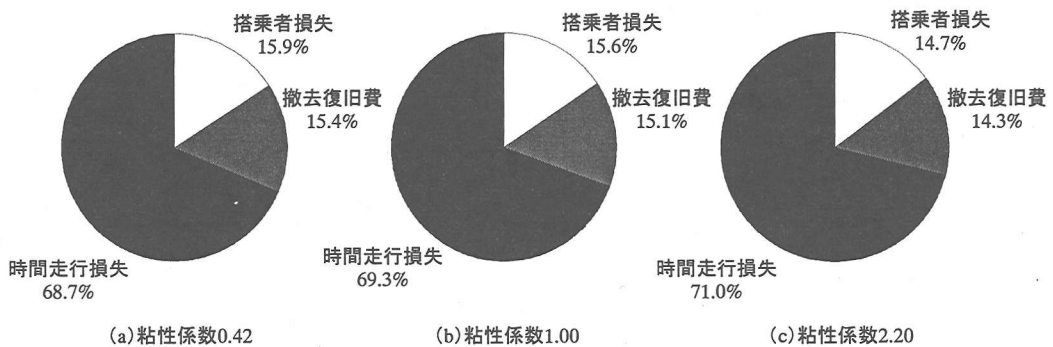


図-14 損失額の内容別割合

お、図-12 に示した結果と同様に、モンテカルロシミュレーション結果の平均値として表わした場合には、各損失要因が損失合計に占める割合は、粘性係数の値に関わらずほぼ一定となっている。

図-14 に示す結果より、各種損失要因の中では、利用者が被る損失である走行時間損失が全体の 70%程度となっており、事業者の被る損失を大きく上回っている。言い換えれば、道路に隣接する斜面の崩壊によって最も被害を被るのは利用者であり、その貨幣価値は事業者が補償や復旧に必要な費用よりも、2.5 倍程度大きいということである。

もちろん、この結果は、1. において示したように、当該斜面が隣接する道路のネットワーク特性に依存するものである。しかし、急傾斜斜面が多い山岳部においては、迂回路が少ない冗長性に乏しい道路ネットワークで

あることが多いため、道路斜面の崩壊に伴う損失としては迂回走行時間損失が支配的となることは、当該斜面に限定されず一般的な知見となる可能性が高いものと推察される。なお、本検討では、搭乗者損失は崩壊した体積に関わらず一律の値となるように設定しているため、全体としての損失を過小評価している危険性がある。このため、都市部に近い斜面を対象とした場合には、搭乗者損失は崩壊した体積の関数として表現することが望ましい。しかし、その場合にも、搭乗者損失が増加することは、その比率は別の議論として、利用者の迂回走行時間損失の増加をもたらすことになる。したがって、道路のように公共性の高い施設を対象として、斜面補強に関する費用対効果を検討する上では、利用者の被る損失を考慮することが不可欠な事項になるものと推察される。

次に、図-13 に示すように損失額が分布する場合に、

表-6 VaRの算定結果一覧

	粘性係数	VaR _{95%}	VaR _{90%}	VaR _{50%}	VaR _{10%}	VaR _{5%}
撤去復旧費 (百万円)	0.42	29.476	29.424	28.829	25.715	23.409
	1.00	29.414	29.348	28.776	26.685	25.408
	2.20	29.409	29.341	28.760	26.659	25.384
時間走行損失 (百万円)	0.42	209.638	178.629	113.839	86.421	82.069
	1.00	213.468	182.726	117.245	88.594	83.938
	2.20	238.381	202.618	126.231	92.650	87.175
損失額合計 (百万円)	0.42	257.738	233.282	174.216	142.206	136.169
	1.00	264.181	238.779	177.349	143.989	137.687
	2.20	288.508	258.417	186.459	148.106	140.955

その分布の下での代表値を表わす指標として、(バリューアットリスク¹⁰ (Value at Risk, 以下 VaR と称す) を用いて検討を加える。VaR という指標は、ある確率分布関数の下で発生確率が $x\%$ に相当する値を VaR_x と表現してその分布関数の分散度合を表わすものであり、金融工学の分野で用いられているものである。工学分野では、従来このような分布関数の分散度合を表わす指標としては、標準偏差あるいは信頼性水準等の指標が用いられてきたが、ここでは今後リスク工学分野での用語の統一を図る意味で、VaR という指標を用いるものとする。

本研究では、図-13 に示すような各損失額が対数正規分布に従うものと仮定して、その発生確率がそれぞれ 95%、90%、50%、10%、5% に対する損失額、すなわち VaR を算定した。その結果を、表-6 に要約して示した。なお、搭乗者損失については、前述のように崩落岩塊の体積によらず一定値であると仮定したため、同表からは除外している。

まず、表-6 に示す結果において、撤去復旧及費の VaR は、図-10 に示すように崩落体積が分布しているにも関わらず、その変化幅は小さい。これは、式(9)に示した算定式において、崩落岩塊の体積に関連する撤去費に比較して、復旧費の方が単価として大きいことに加えて、復旧に要する日数の方が支配的であることによる。これに対して、時間走行損失の VaR の変動は極めて大きく、損失額合計の変動についての支配的な要因となっている。これは、撤去復旧費に比べて、式(10)および付録に示した時間走行損失の設定単価が大きいため、斜面崩壊後から復旧までの日数の相違が増幅されたことによるものと推察される。

これらの結果より、考察される事項は、以下のよう

- ・不連続面の空間分布に関する不確実性を考慮すること

により、斜面崩壊後の岩盤ブロックの移動状態は大きく変動する。全体的な傾向としては、河川内で停止する状態のブロックの割合が最も多く、それに対して道路上に停止する状態(岩盤ブロック状態 1)のブロックの割合が最も少ない。これは、当該斜面が急勾配であることおよび、道路の幅が相対的に狭いことによるものと推察される。

- ・損失合計額の頻度分布形状は、崩壊土塊体積の頻度分布とは異なる形状となり、その損失額も最小値で約 1.4 億円から最大値で約 4.0 億円と大きな幅を有する値となる。したがって、例えば図-5(b)の不連続面方向分布に示すように、本質的に有意な不確実性を含んだ情報に基づき、図-5(a)のように地質断面図を確定的に設定することは、社会的な損失評価において過大評価あるいは過小評価に繋がる危険性を含んでいるものと推察される。

5. まとめ

本研究においては、斜面が崩壊するか否かを検討するものではなく、斜面崩壊後の様々な形状の崩壊岩塊の運動による損失の発生状況を評価することを目的とし、解析パラメータの内、崩壊岩塊の運動を支配すると想定される、不連続面の空間分布および粘性係数の不確実性に着目した解析を実施した。この結果として得られた知見、および今後の課題は、以下のように要約される。

- ① 本研究で示した社会的損失の算定結果の内訳では、時間走行損失が支配的な要因となることを明らかにした。もちろん、この知見は、対象とする斜面が隣接する道路のネットワーク特性に依存するものであるが、急傾斜斜面が多い山岳部においては、迂回路

が少ない冗長性に乏しい道路ネットワークであることが多いため、道路斜面の崩壊に伴う損失としては迂回走行時間損失が支配的となることは、当該斜面に限定されず一般的な知見となる可能性が高い。なお、都市部に近い斜面を対象とした場合には、搭乗者損失は崩壊した体積の関数として表現することが望ましいが、その場合にも、搭乗者損失が増加することは、その比率は別の議論として、利用者の迂回走行時間損失の増加をもたらすことになる。したがって、今後の道路斜面補強に関する費用対効果を検討する上では、利用者の被る損失を考慮することが不可欠な事項となる。

② ①より、本研究で示した手法は、労力と時間を要するが、その検討対象箇所を限定するためには、実際の道路ネットワーク特性を考慮し、迂回路の長さから検討対象区間を選定した後、事前に実施された道路法面防災調査結果等での危険度の評点に基づき、検討対象斜面を選定することが、実務的であると推察される。

③ 本検討で検討対象とした、図-5 に示す地形条件のような急傾斜斜面では、粘性係数による影響は極めて小さく、不連続面の空間分布が支配的なパラメータとなることを明らかにした。したがって、一般的に防災対策で検討対象となる斜面は、図-5 に示す地形条件のような急傾斜斜面が多いことから、落石問題と異なり粘性係数による影響を評価する必要は少ないことを明らかにした。

④ 不連続面の空間分布については、図-5 に示すような斜面では、露頭での限定された不連続面情報に基づき、地質観察者により断面図が設定されることが多く、図-6 に示すような不確実性の高い場合が一般的である。しかし、その不連続面情報が本質的に有する不確実性により、想定される社会的損失は大きく変動幅を有する分布となることを明らかにした。したがって、斜面崩壊に伴う社会的損失を推定の信頼性を高めるためには、①に示した知見に基づき、道路ネットワークの機能喪失に対して支配的となる斜面を選定し、その周辺での原位置での不連続面の空間的分布特性に対する調査・分析の必要性が高くなるものと推察される。また、それと同時に、表-2 に示す不連続面の空間分布を表す変動パラメータと、図-13 あるいは表-6 に示す損失の分布を表す変動パラメータの比から、入力値と出力値との間の変動の感度を比較して、簡易的な分布推定を行う検討も必要性があるものと推察される。

⑤ 本研究では、DDA を用いて解析する上でのパラメータの内、不連続面の空間分布および粘性係数のみに

表-7 車両の物的損失額¹⁹⁾

車種	金額(千円)
軽自動車	550
乗用車	930
バス	7,000
軽貨物車	300
小型貨物車	1,150
貨客車	880
普通貨物車	4,000
特殊車	5,000

着目し、解析での境界条件等の他のパラメータによる損失評価結果に及ぼす感度分析を実施していない。このため、ここでの不連続面の不確実性が社会的損失に及ぼす影響に関する議論をより一般的なものとするためには、他のパラメータが結果に及ぼす感度についても検討を加えることが今後の課題である。

なお、本研究で着目した不連続面情報の有する不確実性は、建設プロジェクト分野での地盤リスクあるいは、予期できない地盤条件 (unforeseeable geological condition) に相当するものである。本研究では、不連続面情報の有する不確実性について、統計モデルを用いて損失評価に及ぼす影響について評価したが、この手法は本質的には不連続性岩盤における F/S あるいは、基本設計での積算工費の感度分析にも適用可能である。このため、今後は斜面に限定せず、様々な岩盤構造物を対象として、予期できない地盤条件を設計段階で評価する方法について検討を加えていく所存である。

付録 損失額の算定根拠

式(8)~式(10)に示した各種損失評価式に含まれる各項の算出根拠を、以下に述べる。なお、これらの数値は、いずれも参考文献(14)に基づくものである。

(1) 通行車両および搭乗者に対する補償費

通行車両および搭乗者に対する補償費を表わす、式(8)に含まれる各項の設定根拠は、以下のように要約される。

- 被災車両台数 N_c は、交通量から算出された車両間隔時間に加えて、車両間隔、制動停止距離および崩壊幅より 0.59 台と設定した。
- 1 件当たりの物的損失額(円/台) C_c は、損保資料より、日本における車の償却は 6 年が一般的であることを考

表-8 交通量の調査結果¹⁹⁾

乗用車		バス	小型貨物車			普通貨物車		計
軽自動車	乗用車		軽貨物車	小型貨物車	貨客車	普通貨物車	特殊車	
890	2,793	248	440	426	1160	2403	295	8,655
3,683		248	2026			2698		8,655
42.6%		2.9%	23.4%			31.2%		100.0%

慮して算定した。また、車両保険の金額の目安としては3年で新車価格の50%が一般的である。そこで、車種別の物的損失額を3年使用後の車と等価とする。表-7 にその値を示す。そして、表-8 における交通量の加重平均より2,030千円/台と設定した。

- 1台当たりの平均乗車人数 n_d は、平日の平均乗車人数は1.44人/台、休日の平均乗車人数は2.01人/台である。これらの加重平均より、平均乗車人数は1.5人/台と設定した。
- 4) 死亡損失額 C_p は、参考文献 2) に示したように、総務庁資料における3,1530千円/人を援用した。

(2) 崩壊岩塊の撤去および崩壊斜面復旧費

崩壊岩塊の撤去および崩壊斜面復旧費を表わす、式(9)に含まれる各項の算出根拠は、以下のように要約される。なお、道路事業者の復旧に対する方針としては、当該道路は迂回距離が長く早期復旧が望まれるため、24時間体制で災害復旧を行うと仮定する。

- 1) 基準面積当たりの撤去費 C_{10} および、基準面積当たりの復旧費 C_{10} は、平成12年度版土木工事積算基準単価に基づき算出した。
- 2) 交通整理員の一泊あたりの労務単価 C_{20} は、平成12年度公共工事設計労務費単価(建設物価)に基づき、工事区間の道路の各サイドに1名ずつであることおよび諸経費率 b を40%の仮定条件の下で算出した。
- 3) 交通整理員が必要な日数 n_p は、次式に示すように、直接岩塊の撤去や復旧に要する期間に、準備工1日および片付工1日の合計2日を加えた値と設定した。

$$n_p = \frac{A}{A_0} + \frac{V}{V_0} + 2 \quad (11)$$

ここに、一日あたりの復旧面積 A_0 および一日あたりの撤去岩塊量 V_0 は、建設省土木工事積算基準に基づき算出されるものであり、当該斜面では表-5 に示した通りである。

表-9 時間価値原単位¹⁹⁾(円/台・分)

車種	平日	休日	加重平均
乗用車	56	84	60
バス	496	744	531
小型貨物車	90	90	90
普通貨物車	101	101	101

表-10 走行費用原単位(山間部一般道路の場合)¹⁹⁾ (円/台・km)

速度(km/h)	乗用車	バス	小型貨物車	普通貨物車
10	18	52	25	35
20	13	45	20	28
30	11	43	19	25
40	10	41	18	24
50	10	41	19	24
60	10	41	19	24

(3) 迂回に伴う時間・走行費用損失費

迂回に伴う時間・走行費用損失費を表わす、式(10)に含まれる各項の算出根拠を、以下に示す。

まず、迂回に伴う時間損失 C_{31} は、通行止め時の時間損失 C_{311} と片側交互通行時の時間損失 C_{312} の和として表わされる。ここで、通行止めの場合の時間損失は、次式のように算定される。

$$C_{311} = n_1 \times \sum_m (A_m \times N_m \times \Delta T_1) \quad (12)$$

ここに、 n_1 は通行止め日数、 A_m は車種 m の時間価値原単位(円/台・分)、 N_m は車種 m の日交通量(台/日)、 ΔT_1 は迂回時の損失時間を表わす。式(12)に含まれる各項は、以下のように算定方法について以下に列挙する。

1) 通行止め日数 n_1 は、次式により算定される。

$$n_1 = \frac{V_1 + V_2}{V_0} + 1 \quad (13)$$

ここに、 V_1 は斜面内で停止した岩塊体積、 V_2 は道路上に停止した岩塊体積を表わす。

- 2) 車種 m の日交通量 N_m は、現地での調査結果より表-8 に示すように設定した。
- 3) 車種 m の時間価値原単位 A_m は、既往の文献より表-9 に示すように設定した。
- 4) 迂回時の損失時間 ΔT_1 は、次式により表わされる。

$$\Delta T_1 = \frac{l^L}{u^L} - \frac{l^H}{u^H} \quad (14)$$

ここに、 l^L および l^H は迂回路および現道の走行距離(km)であり、 u^L および u^H は迂回路および現道の走行速度(km/分)である。式(14)に、表-1 に示す当該斜面に隣接する箇所での計測値を代入すると、迂回時の損失時間 ΔT_1 は 70.2 分と算出された。

次に、片側交互通行の場合の時間損失 C_{312} は、通行止めの場合と同様に、次式により算定される。

$$C_{312} = n_2 \times \sum_m A_m \times N_m \times \Delta T_2 \quad (15)$$

ここに、 n_2 は片側交互通行日数、 ΔT_2 は片側交互通行に伴う損失時間(分)を表わす。

式(15)に含まれる各項は、以下のように算定方法について以下に列挙する。

片側交互通行日数 n_2 は、次式により算定される。

$$n_2 = \frac{A}{A_0} + \frac{V_3}{V_0} + 1 \quad (16)$$

ここに、 V_3 は河川内に停止した岩塊体積を表わす。

片側交互通行に伴う損失時間 ΔT_2 は、片側交互通行に伴う待ち時間、加減速・徐行に伴う損失時間をすべて含むものとする。一般に、片側交互通行における待ち時間は、片側交互通行区間が長くなるほど待ち時間が増える

傾向にある。本検討箇所では、斜面に沿った区間の長さ約 30m に加え、車両がすれ違うための余裕が両側約 10m ずつ、合計約 50m が片側交互通行区間になると予想される。実際の例では、100m ほどの片側交互通行区間で、待ち時間が約 2 分となっている。このことと、加減速・徐行に伴う時間損失を考慮し、 ΔT_2 を 1.5 分と設定する。

一方、走行損失 C_{32} は、燃料費、オイル、タイヤ・チューブ、車両整備、車両償却等にかかる費用の増加分の合計であり、次式でにより算定される。

$$C_{32} = n_1 \times \sum_m N_m \left(B_m^L \times l_m^L - B_m^H \times l_m^H \right) \quad (17)$$

ここに、 B_m^L および B_m^H は、それぞれ車種 m の迂回路および、現道における走行費用原単位(円/台・km)を表わす。これらの値は、既往の文献より表-10 に示すように設定した。

参考文献

- 1) 大津宏康, 大西有三, 水谷守: 高速道路に近接する斜面を対象とした自然災害に対するリスクマネジメント手法に関する提案, 土木学会論文集, No. 658/VI-48, pp. 245-254, 2000.
- 2) 大津宏康, 大西有三, 水谷守, 伊藤正純: 地震に伴う災害リスク評価に基づく斜面補強の戦略的立案方法に関する一提案, 土木学会論文集, No. 679/VI-51, pp. 123-134, 2001.
- 3) 大津宏康, 大西有三, 西山哲, 竹山雄一郎: 岩盤崩落による社会経済的損失を考慮したリスク評価に関する研究, 土木学会論文集, No. 707/VI-55, pp. 207-218, 2002.
- 4) Shi, G.H. and Goodman, R.R.: Discontinuous deformation analysis, Proc. 25th U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp. 269-277, 1984.
- 5) 大西有三, 中川誠司: 節理方向のグループ化と確率的モデル化に関する一考察, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.173-176, 1993.
- 6) Yu, Qingchun: Analyses for Fluid Flow and Solute Transport in Discrete Fracture Network, 京都大学博士論文, pp.8-15, 2000.
- 7) 中川誠司: 地質情報に基づく岩盤内亀裂特性の把握とその応用, 京都大学修士論文, 1993.
- 8) 菊池宏吉, 水戸義忠, 本田眞: 節理分布形状の確率統計学的モデル化に関する研究 (その2) -節理分布特性要素と確率モデル, 応用地質, Vol.33-5, pp.263-275, 1992.
- 9) Fisher, R.A.: Dispersion on a sphere, Proc. Royal Society in London, A-217, pp. 295-305, 1953.
- 10) Bingham, C.: Distribution on the sphere and on the projective plane, Ph. D. dissertation, Yale University, 1964.
- 11) 日本道路協会: 落石対策便覧, 1983.

- 12) 右城 猛：落石運動のメカニズムと予測に関する研究，高知県技術士会会報，Vol.13，2001.
- 13) Shiji, M., Ohno, H., Otsuka, Y. and Ma, G.: Viscosity Coefficient of the Rockfall Simulation, Proceedings of ICADD-2, The Second International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation, pp.201-210, 1997.
- 14) 国土交通省近畿地方整備局豊岡工事事務所：9号管内法面リスクマネジメント業務報告書，2001.
- 15) 道路投資の評価に関する研究委員会：道路投資の評価に関する指針(案)，日本総合研究所，1998.
- 16) 山下智志：市場リスクの計量化とVaR，朝倉書店，pp.24-31, 2000.

(2002. 7. 3 受付)

THE STUDY ON THE EVALUATION OF THE LOSS DUE TO SLOPE FAILURE CONSIDERING THE UNCERTAINTY ASSOCIATED WITH THE INFORMATION OF ROCK FRACTURES

Hiroyasu OHTSU, Yuzo OHNISHI, Toshikazu ITO, Yuichiro TAKEYAMA and
Satoshi NISUYAMA

In this paper, the effect of the uncertainties associated with the spatial distribution of rock fractures on the evaluation of loss due to slope failure was discussed. In detail, in order to model the spatial distribution of rock fractures based on stochastic approach, the methodology related to fracture network model was adopted. Finally, the conclusion made it obvious that the results associated with the evaluation of loss are more seriously affected by the spatial distribution of rock fractures, comparing with the effect of other parameters on the results.