

地震時斜面崩壊における土塊流動距離の エネルギー的評価法と実崩壊例への適用

Energy-based evaluation on travel distance of seismically failed slope debris and its application to case histories

國生剛治^{a)*}, 石澤友浩^{b)}

Takaji KOKUSHO and Tomohiro ISHIZAWA

Summary

An energy based approach has been proposed to evaluate travel distance of failed slopes based on a theoretical model of a rigid block resting on a slope and model shake table tests. The energy approach is then applied in this paper to a number of slopes failed during the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake to back-calculate mobilized friction coefficients μ , revealing their strong dependency on initial slope inclinations. The μ -value was found to be smaller than the initial slope inclination for gentler slopes, indicating that the failed soil mass tends to accelerate. It tends to decrease with increasing volume of failed slope, which is consistent with previous case studies on huge landslides.

Key words : slope failure, travel distance, seismic wave energy, friction coefficient

和文要旨

著者らは斜面上の剛体ブロックについての理論と模型振動実験に基づき、地震時の崩壊斜面の流動距離のエネルギー的評価法を提案してきた。本論文ではこの評価法を2004年新潟県中越地震で発生した多数の崩壊に適用し、逆算した斜面の摩擦係数が斜面勾配に強く依存することを明らかにした。また、緩い勾配では摩擦係数は斜面勾配より小さくなり、崩壊土塊は加速する傾向にあること、大規模な崩壊ほど摩擦係数が小さく、従来の巨大地滑りについての研究結果と整合することも示した。

キーワード：斜面崩壊、流動距離、地震波動エネルギー、摩擦係数

1. はじめに

地震がきっかけとなった大規模な斜面崩壊は、最近の2004年中越地震や2008年岩手宮城内陸地震だけでなく、古来より度々大きな被害を起こしてきた。地震により引き起こされる滑り崩壊は雨によるものに比べ発生頻度は少ないが、震央付近では膨大な発生個数となり、大きな崩壊土量と崩壊距離により、一度に多くの人命が失われるような甚大な被害に繋がりがかねない。

地震の斜面崩壊への影響を分類してみると、震動中は、(a)滑り土塊を動かす地震慣性力の効果と(b)震動によって間隙水圧上昇などにより斜面の材料強度を弱める効果に分けられ、いったん滑りが始まった後では、(c)土塊滑動中の一方向へのせん断や攪乱で斜面の材料強度が弱められる効果に分けられる。現時点での地震時斜面崩壊の評価では、上記(a)により地震慣性力を静的地震力に置き換え、想定滑り面に沿って滑り土塊の力の釣り合いを計算する滑り面法が実務的に使われている^{例え(1)}。また、崩壊したあとの変形・流動量の評価には、やはり(a)により、変動する地震慣性力の下で滑り土塊の力の釣り合いを考えたニューマーク法²⁾またはその改良法^{3),4)}が使われている。とくに、FEM解析による斜面の震動増幅を考慮した方法^{1),5)}が用いられることが多いが、この適用は一般に

変位1m程度までの滑りに限られている。

斜面崩壊による大きな被害はしばしば崩壊土塊が流動化する場合に起きてきたが、このような大きな流動距離を合理的かつ簡便に評価できる方法は、経験則的なものを除いて見あたらないのが現状である。筆者らは数年前から、力の釣り合いに代わり、エネルギーに着目した斜面崩壊距離のエネルギー的評価法を斜面上の剛体ブロック理論と模型実験に基づき開発してきた^{6)~8)}。本論文ではその概要を述べ、新たにその簡便な図解的評価法を示すと共に、2004年中越地震の多くの崩壊斜面にこの評価法を適用して等価な摩擦係数を逆算し、その結果について考察を加える。

2. 斜面上剛体ブロックモデルの滑りとエネルギー収支

一般に斜面崩壊を支配する基本的なエネルギー収支は

$$-\delta E_p + E_{EQ} = E_{DP} + E_k \dots\dots\dots(1)$$

あるいは増分形により

$$-\Delta\delta E_p + \Delta E_{EQ} = \Delta E_{DP} + \Delta E_k \dots\dots\dots(2)$$

のように表わされることは、エネルギー保存の考え方から容易に理解できる。ここに、 $-\delta E_p$ = 位置エネルギー、 E_{EQ} = 斜面崩壊に使われる地震波動エネルギー、 E_{DP} = 崩壊土塊中で失われる損失エネルギー、 E_k = 崩壊土塊の運動エネルギーである。位置エネルギーについては、通常、斜面滑りにより減少するので、正の値とするため

* 連絡著者 / corresponding author
a) 中央大学理工学部教授
Professor, Faculty of Science and Engineering, Chuo University
〒112-8551 文京区春日1-13-27
1-13-27, Kasuga, Bunkyo-ku, Tokyo, 112-8551
b) 中央大学理工学部助教
Assistant Professor, Faculty of Science and Engineering, Chuo University

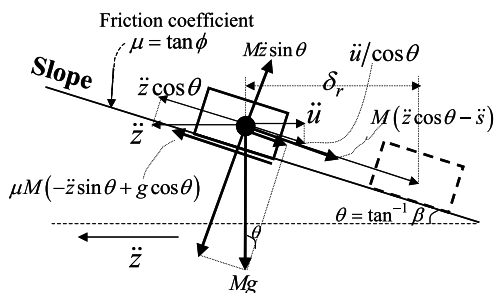


図-1 勾配 β , 摩擦係数 μ の斜面上の剛体ブロック滑りの概念

Fig.1 Rigid block model on slope with gradient β and friction coefficient μ

あらかじめ負号をつけている。斜面崩壊の開始前と終了後で比較すると、式(1)のうち、運動エネルギーは $E_k = 0$ なので、次式となる。

$$-\delta E_p + E_{EQ} = E_{DP} \dots\dots\dots(3)$$

ここで、図-1に示す斜面角度 θ (勾配 $\beta = \tan \theta$)、摩擦角 ϕ (摩擦係数 $\mu = \tan \phi$)の斜面上にある質量 M の剛体ブロックの運動を、エネルギー的考察をするための準備として力の釣り合いで表してみる。地動絶対加速度 \ddot{z} により剛体が滑るときの、斜面に対する水平方向の相対加速度 \ddot{u} は次式で表わされる³⁾。

$$\ddot{u} = [\ddot{z} - g \tan(\phi - \theta)] \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \dots\dots\dots(4)$$

相対加速度 \ddot{u} がゼロでない値をとるのは

$$\ddot{z} - g \tan(\phi - \theta) = g [k - \tan(\phi - \theta)] > 0 \dots\dots\dots(5)$$

の場合であり、震度 $k = \ddot{z}/g$ が降伏震度

$$k_{cr} = \tan(\phi - \theta) \dots\dots\dots(6)$$

を超えたときに滑りが始まる。ブロックの初速度が $\dot{u} = 0$ で、一定の地動加速度 \ddot{z}_0 が時間 $t = 0 \sim t_0$ の間に加わり、下流方向に滑る場合について式(4)を積分すると、 $t = t_0$ のときの相対変位 δ_0 は

$$\delta_0 = \frac{t_0^2}{2} [\ddot{z}_0 - g \tan(\phi - \theta)] \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \dots\dots\dots(7)$$

速度 \dot{u} が0に戻る時間 t_1 は、

$$t_1 = \frac{\dot{z}_0}{g \tan(\phi - \theta)} t_0 = \frac{k}{k_{cr}} t_0 \dots\dots\dots(8)$$

であり、 $t = 0 \sim t_1$ の間に生じるブロックの水平変位 δ_r は次式となる。

$$\delta_r = \frac{k}{\tan(\phi - \theta)} \delta_0 = \frac{k}{k_{cr}} \delta_0 \dots\dots\dots(9)$$

図-2には、斜面角度 $\theta = 27^\circ$ (勾配 $\beta = 0.5$)、摩擦角 $\phi = 39^\circ$ (摩擦係数 $\mu = 0.8$)の斜面上のブロックの計算例を示している。最上段に示すように、 $\ddot{z} = 1G$ の水平地動加速度が $t = 0 \sim 2$ 秒の間だけ加わって下流側に滑る

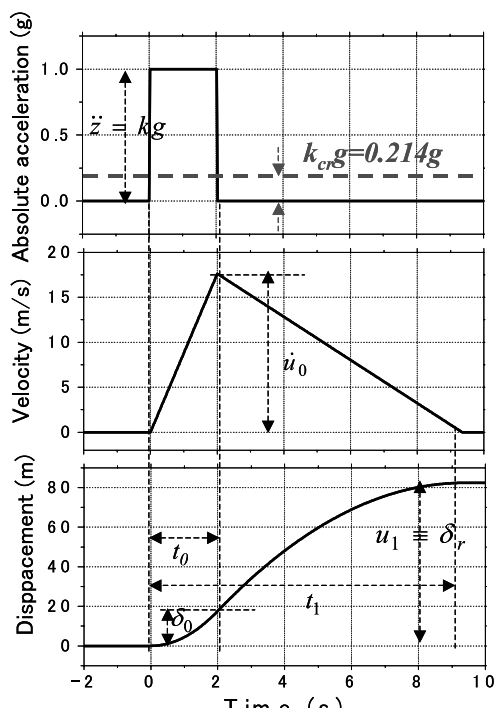


図-2 斜面上に加わる矩形波絶対加速度(上段)によるブロックの水平相対速度(中段)と相対変位(下段)の計算例

Fig.2 Computed time histories of a sliding rigid block due to absolute rectangular acceleration (top), in terms of relative velocity (middle) and relative displacement (bottom)

場合について、地動加速度が降伏加速度 $g \tan(\phi - \theta) = 0.214g$ を上回っている間に相対加速度 \ddot{u} が生じ、その差を1回時間積分して得られた面積に、 $\cos(\phi - \theta) \cos \theta / \cos \phi$ を乗じると、水平相対速度(図-2の中段)、さらにもう1回積分すると水平相対変位(図-2の下段)が得られる。

この剛体ブロックの滑りに図-1,2を参照してエネルギー式を当てはめてみる。ブロックの滑りに寄与する位置エネルギーの変化は、滑りの水平距離を δ_r とすると、次式となることは自明である。

$$-\delta E_p = Mg \delta_r \tan \theta \dots\dots\dots(10)$$

また損失エネルギー E_{DP} はブロックと斜面の間の摩擦で起きると考え、一定地動加速度 $\ddot{z} = kg$ が加わっている $t = 0 \sim t_0$ の摩擦力にその間の斜面方向の変位を乗じた $M(-\ddot{z} \sin \theta + g \cos \theta) \tan \phi \times \delta_0 / \cos \theta$ と、 $\ddot{z} = 0$ となったあとの摩擦力にその後の変位を乗じた $Mg \cos \theta \tan \phi \times (\delta_r - \delta_0) / \cos \theta$ を足し合わせると

$$E_{DP} = Mg \delta_r \tan \phi (1 + \tan^2 \theta) / (1 + \tan \theta \tan \phi) \dots\dots\dots(11)$$

したがって、斜面変形に寄与する地震エネルギーは式(3)から

$$E_{EQ} = E_{DP} - (-\delta E_p) = Mg \delta_r \tan(\phi - \theta) \dots\dots\dots(12)$$

となり, 式(9)を変形した $\delta_r \tan(\phi - \theta) = k \delta_0$ の関係を使うと,

$$E_{EQ} = Mg \delta_r \tan(\phi - \theta) = Mgk \times \delta_0 \dots\dots\dots(13)$$

となる。すなわち, [斜面崩壊で地震動がする仕事(E_{EQ})] = [地震慣性力 (Mgk)] \times [慣性力作用中の流動量 (δ_0)] という, 極めて当然の関係が確認できる。また, 式(12)の左辺と最右辺を Mg で基準化すると, 次式が得られる。

$$E_{EQ}/Mg = \delta_r \tan(\phi - \theta) \dots\dots\dots(14)$$

ここまで滑り面は不飽和としてきたが, 滑り面が地下水位以下にあり飽和している場合には, 地震動は短期に非排水条件で加わるため, 滑り面付近が硬い岩からなる場合を除いては, 圧縮応力の変動は間隙水圧がすべて受け持つことになる。つまり, 滑り面に直交する有効応力は地震慣性力により変化せず, 摩擦抵抗は地震前の有効応力によって決まる。地震前に滑り面に加わっている全応力 σ_{n0} と有効応力 σ'_{n0} をそれぞれ

$$\sigma_{n0} = mg \cos^2 \theta / A = \rho Dg \cos^2 \theta, \quad \sigma'_{n0} = \sigma_{n0} - u_0 \dots\dots(15)$$

で表す。ただし, ρ は斜面の平均密度, D は滑り土塊の鉛直厚さ, A は滑り土塊の水平面投影面積, u_0 は滑り面での地震前の水圧である。摩擦力は滑り面に直交する有効荷重と摩擦係数の積 $\sigma'_{n0} A / \cos \theta \times \tan \phi$ であり, E_{DP} は摩擦力に斜面方向の変位 $\delta_r / \cos \theta$ を乗じた $\sigma'_{n0} A \tan \phi / \cos \theta \times \delta_r / \cos \theta$ で表されるから,

$$E_{DP} = \sigma'_{n0} A \delta_r \tan \phi / \cos^2 \theta \dots\dots\dots(16)$$

となる。さらに, 式(3), (15)から

$$E_{EQ} = E_{DP} - (-\delta E_p) = \frac{(\sigma'_{n0} \tan \phi - \sigma_{n0} \tan \theta) A \delta_r}{\cos^2 \theta} = \left(\frac{\sigma'_{n0}}{\sigma_{n0}} \tan \phi - \tan \theta \right) Mg \delta_r \dots\dots\dots(17)$$

であり, Mg で基準化して次式が得られる。これが, 不飽和滑り面の式(14)に対応した飽和滑り面の式である。

$$E_{EQ}/Mg = \left(\frac{\sigma'_{n0}}{\sigma_{n0}} \tan \phi - \tan \theta \right) \delta_r \dots\dots\dots(18)$$

以上は一定地動加速度が一定時間加わった場合だが, 地動加速度が地震のように上下流方向に変化する場合についても, ステップ状の加速度継続時間を微小量とすれば, 各ステップに対応するエネルギーごとに上記が当てはまることから, それらを重ね合わせた地震動についても上記エネルギー式が成り立つことは明らかである。

3. 模型実験

次に, 上記の剛体ブロックのエネルギー式を斜面崩壊の模型実験^{(6)~(8)}と比較してみる。この実験では図-3のように板バネ振動台に初期変位を与えて切り離し, 乾燥砂斜面に一定振動数の自由減衰振動を加えて滑り変形を起こすもので, 初期変位, 振動数, 斜面角度を変化させ

て多数の実験を行っている。斜面の滑りに使われる振動エネルギー E_{EQ} を計測するためには, 乾燥砂斜面模型と同一の質量をもつコンクリート塊のおもりを図-3の亚克力土槽の中にしっかり固定し, 同じ条件の実験を行った。模型斜面では崩壊によるエネルギー損失が起きるのに対しコンクリート塊ではそれが起きないため, 両者の自由減衰振動から計算した損失エネルギーの差を求めることにより, 斜面崩壊に使われた振動エネルギー E_{EQ} が算出できる。また斜面の断面と上面のビデオ画像で計測して変形量から, 試験前後の位置エネルギーの変化量 $-\delta E_p$ を計算し, さらに斜面表面の水平方向の平均変位量 δ_s を算出した。実験法の詳細については文献(7), (8)を見ていただきたい。

図-4は, 3段階の斜面角度 $\theta = 10, 20, 29^\circ$ と4段階の入力振動数 f についての多数の試験で得られた斜面の水平方向平均変位量 δ_s と振動エネルギー E_{EQ} の関係である。1プロットが1回の試験に対応している。両者の関係は振動数の違いによらず, 各斜面角度ごとに1本のカーブで近似できる。さらに, 変位が始まる振動エネルギー E_{EQ} にも, 振動数の違いによらず一定の閾値が存在することも確認できる。つまり, 振動エネルギーによって, 斜面崩壊の開始とその後の変位量が一意的に決まることをこの模型実験は示している。

一方, $\theta = 29^\circ$ の実験データについて自由減衰振動の一波目の最大加速度 A_{max} を縦軸にとって同じ変位量 δ_s との関係を示したのが図-5であるが, エネルギー E_{EQ} との関係のように一意的には決まらず, 入力振動数によって異なる関係となることを表している。つまり, 加速度によっては, 斜面の変位量のみでなく滑りが始まる閾値も一意的には決まらず, エネルギーの方が斜面崩壊を表わすインデックスとして適していることがこの模型実験から示されたことになる。

この実験結果と, 前述の滑り面上を滑動する剛体ブロックの理論的エネルギー収支を比べて見る。図-6は, 3種類の勾配の実験から求めた振動エネルギー E_{EQ}/Mg (E_{EQ} を滑り土塊の重量 Mg で規準化した値で単

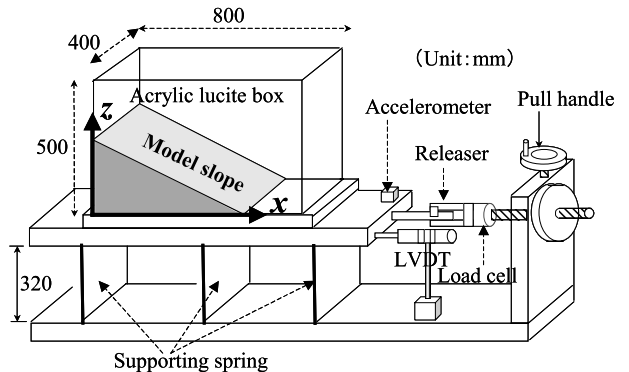


図-3 板バネ振動台を用いた乾燥砂模型斜面の実験装置
Fig. 3 Test equipment of dry sand model slope using spring-supported shaking table

位はcm) と変位量 δ の関係を多数のプロットで示している。ここで、崩壊土塊の質量 M は式(10)により、位置エネルギーの変化量 $-\delta E_p$ と水平変位量 δ の計測値より算出している。図-6中の実線は前出の剛体ブロックの理論式(14)において、摩擦係数を $\mu = \tan \phi = 0.86$ ($\phi = 40.7^\circ$)と設定した関係である。振動数に関わらず3種類の傾斜角 ($\theta = 10, 20, 29^\circ$) すべてについて実験と良く一致していることが分かる。図-1の剛体ブロックモデルではブロック底面のみで滑りを仮定しているのに対し、模型斜面では滑り面だけでなく土塊内部でも連続的なせん断変形が起きている。このように、両者にはせん断メカニズムに大きな違いがあるにも関わらず、それらの違いを反映した等価な摩擦係数を(ここでの $\mu = 0.86$ のように)

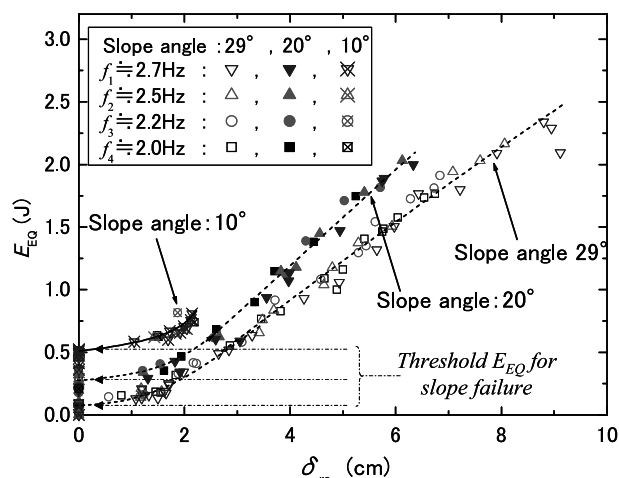


図-4 振動台実験による異なる入力振動数 f , 斜面角度 θ における振動エネルギー E_{EQ} と水平方向の斜面変位量 δ_{rs} の関係

Fig. 4 Shaking energy E_{EQ} versus horizontal slope displacement δ_{rs} obtained in shake table tests for various input frequency f and slope angle θ

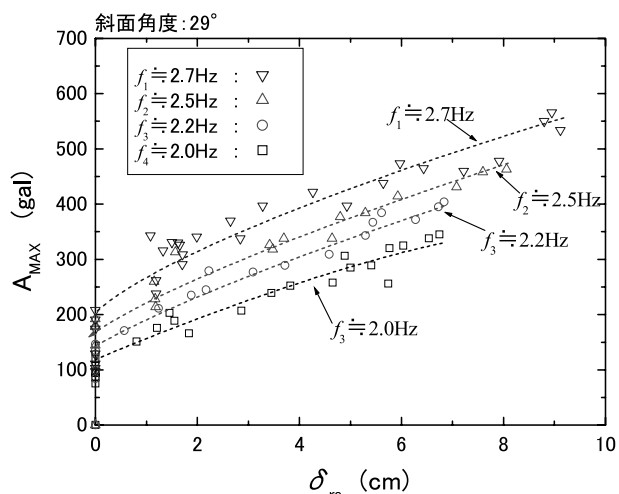


図-5 異なる入力振動数 f , 斜面角度 θ における最大加速度 A_{max} と水平変位量 δ_{rs} の関係

Fig. 5 Maximum acceleration A_{max} versus horizontal slope displacement δ_{rs} obtained in shake table tests for various input frequency

適切に設定できれば、斜面崩壊のエネルギー収支を単純な剛体ブロックで表せることが示されたわけである。

4. エネルギー法による斜面流動量の評価法

上記の実験結果に基づき、以下に述べるエネルギー的な斜面流動量評価が可能となる。まず、サイト地盤を斜面を含む表層地盤とその下に広がる基盤の2層系で単純化して考える。そして、基盤へのSH波入射を想定し、単位平面積あたりに入射する地震波動エネルギー E_{IP}/A を次式により計算する⁹⁾。

$$E_{IP}/A = \rho V_s \int (du/dt)^2 dt \dots\dots\dots(19)$$

ここに、 du/dt は鉛直上方への進行波の粒子速度、 ρV_s は基盤の波動インピーダンスである。

図-7は最近の我が国での4つの強地震の鉛直アレー記録を用いて式(21)により算出した基盤(深度100m弱~200m強)での地震波動エネルギー E_{IP}/A と震源距離 R の関係を両対数グラフ上にプロットしている。これより、いずれの場合も入射エネルギーは震源から遠ざかるほど急速に減少する傾向がある。図中の直線は実体波の球面波エネルギー拡散現象による

$$E_{IP}/A = E_0/(4\pi R^2) \dots\dots\dots(20)$$

であり、 E_0 はGutenbergの式¹⁰⁾

$$\log E_0 = 1.5M + 11.8 \dots\dots\dots(21)$$

によるマグニチュード M の地震の震源から放出される波動エネルギーである。鉛直アレー記録から計算した基盤での入力エネルギー E_{IP}/A にはある程度のバラツキはあるが、点震源からのエネルギー放出というごく単純な仮

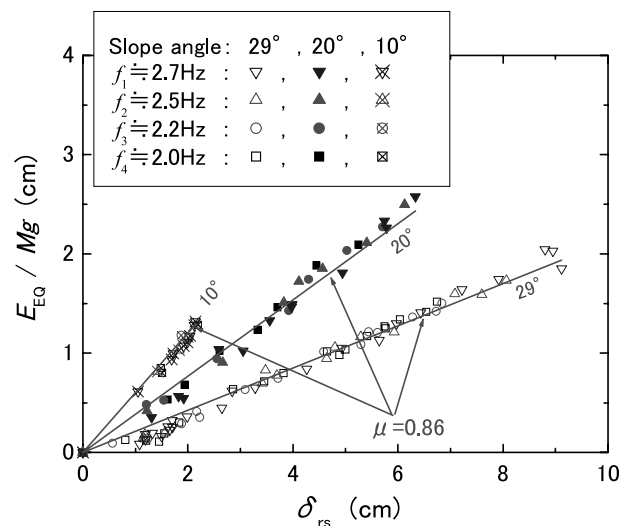


図-6 異なる斜面勾配での模型実験による基準化振動エネルギー $E_{EQ}/Mg \sim$ 斜面残留変位 δ_{rs} 関係と $\mu = 0.86$ とした剛体ブロック理論との比較

Fig. 6 Normalized shaking energy versus residual slope displacement for different slope angles compared with rigid block theory for $\mu = 0.86$

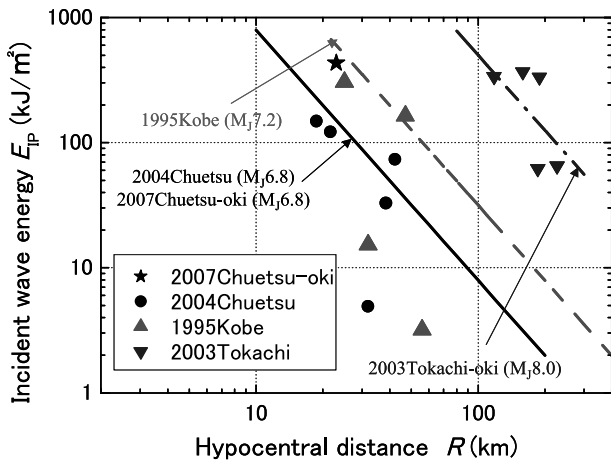


図-7 最近の強地震での鉛直アレー記録から計算した基盤入射エネルギー E_{IP} と震源距離 R の関係, ならびに球面エネルギー逸散式との比較

Fig.7 Incident seismic wave energy at base rock E_{IP} versus focal distance R relationship evaluated from vertical array records, and compared with an equation of spherical energy radiation

定にも関わらず, マグニチュードと震源距離のみから式(20), (21)ではほぼ実用になう入射エネルギーの評価ができることが分かる。

次に, 斜面崩壊で使われる振動エネルギー E_{EQ} と基盤での地震波動エネルギー E_{IP} との比 E_{EQ}/E_{IP} は, 斜面崩壊の大きさに関わらず一定となることが実験的に示されている⁷⁾⁸⁾。また, 表層に伝播した E_{EQ} が斜面崩壊によりすべて消費される条件では, その値は波動インピーダンス比 $\alpha = \rho_1 V_{S1} / \rho_2 V_{S2}$ ($\rho_1 V_{S1}$ と $\rho_2 V_{S2}$ は斜面を含む表層地盤と基盤のインピーダンス) により

$$E_{EQ}/E_{IP} = 4\alpha / (1 + \alpha)^2 \quad \dots\dots\dots(22)$$

と表せることが, 簡単な1次元波動理論から示される⁹⁾。さらに, 斜面材料の内部減衰や液状化などに使われるエネルギー損失も考えられるが, 自然斜面を含む表層地盤はそれほど軟弱ではないとすれば, 斜面崩壊自体の損失エネルギーに比べて無視しうる大きさと考えられる。

式(22)で斜面崩壊に使用可能な地震エネルギー E_{EQ} が決まると, 図-8のような任意の形状の斜面について崩壊斜面の流動距離が簡便に計算できる。すなわち, まず地質的弱層の分布や通常の滑り面法に基づいて, 滑り面形状, 滑り土塊のサイズとその質量 M を決める。土塊重心が P から Q まで流動するとした時に, 落下高さ PO を水平流動距離 OQ で除した値は斜面崩壊の平均勾配 $\beta = \tan \theta$ に当たり, 式(10)から次式で表される。

$$\frac{-\delta E_p / Mg}{\delta_r} = \tan \theta \quad \dots\dots\dots(23)$$

また, 重心位置 P を E_{EQ}/Mg だけ上方に移動した点を P' とすると, $P'Q$ の勾配は式(14)から

$$\frac{-\delta E_p / Mg + E_{EQ} / Mg}{\delta_r} = \tan \theta + \tan(\phi - \theta) \quad \dots\dots\dots(24)$$

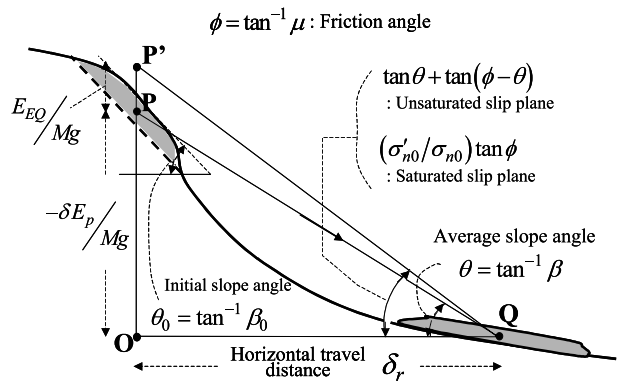


図-8 地震時斜面崩壊での水平流動距離の図解的求め方
Fig.8 Graphical evaluation method for travel distance of seismically induced slope failure

である。また, 滑り面が飽和している条件では, 式(18)から $P'Q$ の勾配は次式となる。

$$\frac{-\delta E_p / Mg + E_{EQ} / Mg}{\delta_r} = \frac{\sigma'_{n0}}{\sigma_{n0}} \tan \phi \quad \dots\dots\dots(25)$$

したがって, 崩壊土塊の重心位置 P を E_{EQ}/Mg だけ上方にずらした点 P' から, 勾配が $\tan \theta + \tan(\phi - \theta)$ (不飽和) または $(\sigma'_{n0} / \sigma_{n0}) \tan \phi$ (飽和) の直線を描くと, それと斜面との交点が崩壊土塊の重心移動点 Q であり, これから容易に水平流動距離が求まることが分かる。つまり, 地震のマグニチュードと震源距離, サイトでの表層・基盤間の波動インピーダンス比を設定すれば, 斜面形状と等価な摩擦角を与えることにより水平流動距離が図解的に計算できる。これにより, ニューマーク法のような入力地震波形や時刻歴の計算手続きなしで, 容易に広域の斜面災害のハザードマップ作りが可能となる。

5. 実際の斜面崩壊の分析と摩擦係数の逆算

前節で述べた評価方法を実際の斜面に適用する場合, 等価な摩擦係数 $\mu = \tan \phi$ を適切に決めることが不可欠である。その場合, 多くの実際に起きた斜面崩壊の分析を通して集めたデータベースに基づいて地質・地形条件などから適切に決定することが実用上重要となる。そのためここでは, 地震前後の測量データがそろった2004年新潟県中越地震での崩壊斜面にこの評価法を適用して, 等価な摩擦係数を逆算した。

この地震で起きた斜面崩壊は, 国土交通省と国土地理院がホームページ上で発表した情報集約マップ¹¹⁾と災害状況図¹²⁾から読みとると4000箇所以上となる。それらをこの地域に広く分布する堆積岩特有の層理面と強い風化の影響により, 図-9に概念的に示すA, B, Cの3タイプに分類した。この分類を含めて, 著者の研究グループでまとめた本斜面災害全体のデータベースの詳細については文献とURL¹³⁾を参照願いたい。

タイプA: 20°内外の斜面で, 崩壊土塊が層理面沿いに剛体的に移動。

タイプB: 30°程度以上の急斜面で、層理面を切る浅い滑り面に沿って土塊が細分化して崩落。

タイプC: この地方に多い養鯉池の決壊やパイピングに起因した高含水崩壊土の泥流崩壊。

このうち、旧山古志村を中心とした斜面崩壊密度の高い地域について、地震の5日後に測定した航空レーザープロファイラによる計測結果と1975年・1976年の航空写真から起こしたDEMデータを用いて、地震前後での変化が精度高く読み取れる最大38個の崩壊斜面について以下の分析を行った。ちなみに、この方法による標高読み取り精度は、地震後は0.5m地震前は1.0mであり、地震前後の地殻変動による標高変化はこの精度では検出されなかった。

地震前後の斜面表面の変化とそれより推定した滑り面より、崩壊土形状を図-10に例示するように剛体ブロックで近似し、斜面初期勾配、崩壊土体積、滑り前後での土塊重心の水平・鉛直流動距離と平均勾配を算出した。また、図-11は土塊重心の水平流動距離を横軸にとり、縦軸にとった土塊先端の距離と対比している。一般にハザードマップ作成上重要なのは崩壊土塊先端の流動距離であるが、この図からはバラツキはあるものの、重心に着目した今回の検討でも流動距離に大きな違いはないことが分かる。

図-12は斜面勾配と流動距離の関係である。データのバラツキは大きいものの、全体的にもA, B, C各タイプごとにも、勾配の小さい斜面ほど流動距離が大きい傾向が見られる。予想外の結果と思えるが、その理由については後ほど考察する。図-13は多数の斜面での崩壊土体積と流動距離の関係である。やはりバラツキは大きく、タイプCは特に距離が大きくなる傾向が見られるものの、体積の大きな滑りほど遠くまで流れやすい傾向が明瞭に表れている。

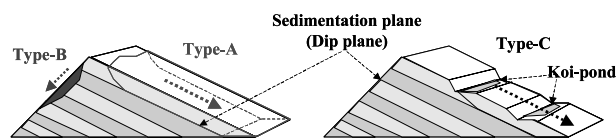


図-9 2004年新潟県中越地震で発生した斜面崩壊の3タイプA, B, Cへの分類

Fig. 9 Categorization of slope failures occurred during 2004 Niigataken Chuetsu earthquake into 3 types, A, B, and C

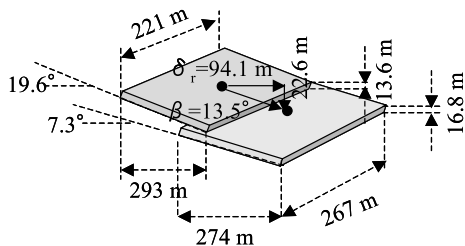


図-10 東竹沢でのタイプAの滑りの剛体ブロックモデル化
Fig. 10 Simplification of slope failure at Higashi-Takezawa of Type-A by a rigid block model

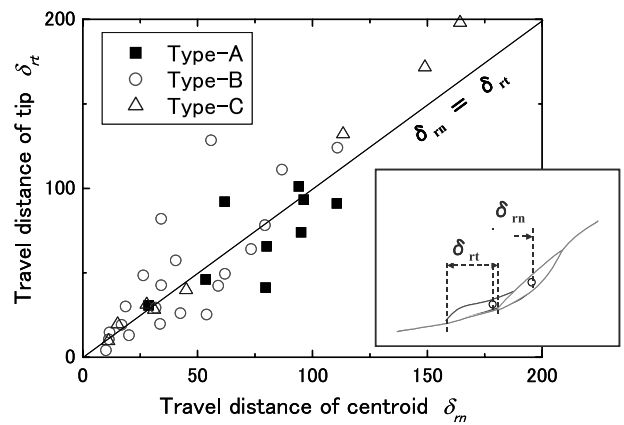


図-11 滑り土塊の重心と先端で定義される流動量 δ_m , δ_n の概念(右)と中越地震での多数の崩壊斜面について調べた両者の対比(左)

Fig. 11 Travel distances defined by centroid δ_m and tip δ_n of displaced soil mass (right) and their comparison for many failed slopes during Chuetsu earthquake (left)

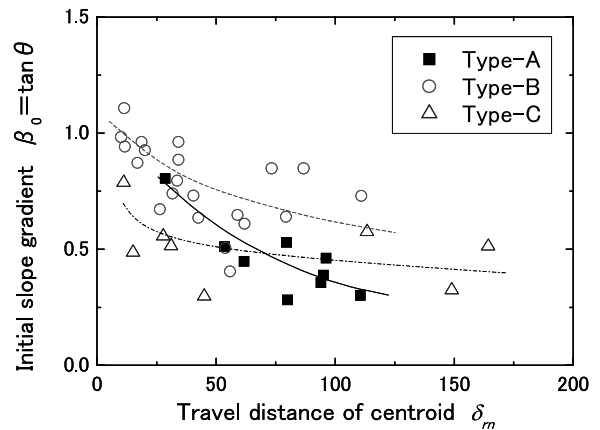


図-12 3タイプの斜面崩壊についての初期斜面勾配 β_0 と崩壊土の流動距離 δ_m の関係

Fig. 12 Initial slope gradient of failed soil mass β_0 plotted versus travel distance δ_m for 3 types of failures

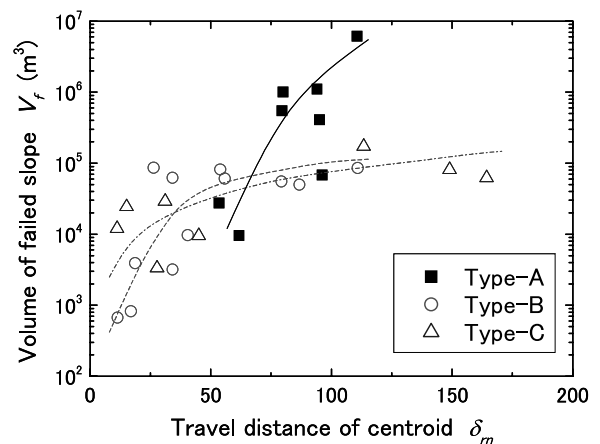


図-13 3タイプの斜面崩壊についての崩壊土の体積 V_f と流動距離 δ_m の関係

Fig. 13 Volume of failed soil mass V_f plotted versus travel distance δ_m for 3 types of failures

図-14は、多数の斜面崩壊に対して、既に説明したエネルギーの考え方を適用して逆算した等価摩擦係数 $\mu = \tan \phi$ と、測量データから読みとった崩壊前の初期斜面勾配 $\beta_0 = \tan \theta_0$ の関係をプロットしている¹³⁾。ただし摩擦係数の逆算に当たっては、現場調査から斜面崩壊に水の関与の可能性が高いとして、滑り面付近が飽和しており、また砂岩・泥岩互層であるため地下水層は滑り面付近に薄くしか存在しないと仮定して $\sigma'_{n0} = \sigma_{n0}$ としている。また、逆算に用いた地震エネルギーは前述のようにマグニチュードと震源距離、さらに表層・基盤間の波動インピーダンスによって決定した¹³⁾。

図-14から、 β にほぼ比例して μ も大きくなる基本的傾向が読みとれ、斜面の摩擦係数が勾配に強く依存していることが分かる。自然斜面では人工斜面とは異なり、過去の地震や豪雨による災害履歴を経て現在の斜面勾配が決定されてきたことの現れと言えよう。また、タイプAやCを主とする緩勾配斜面では $\mu < \beta$ ($\phi < \theta$)と算定されるのに対し、タイプBが主体の急勾配斜面ほど $\mu > \beta$ ($\phi > \theta$)となる傾向が見られる。

さて、増分形のエネルギー式(2)において地震動が収まった時点と考えると $\Delta E_{EQ} = 0$ なので、

$$\Delta E_k = (-\Delta \delta E_p) - \Delta E_{DP} \dots\dots\dots(26)$$

である。水平変位増分を $\Delta \delta$ とすると、位置エネルギー増分は $-\Delta \delta E_p = Mg \Delta \delta \tan \theta$ 、損失エネルギー増分は $\Delta E_{DP} = Mg \Delta \delta \tan \phi$ であるから、 $\phi < \theta$ の場合 $-\Delta \delta E_p > \Delta E_{DP}$ (位置エネルギーの増分が崩壊による損失エネルギー増分より大)で $\Delta E_k > 0$ だから、土塊は加速して流動的になる。実際、旧山古志村の東竹沢の崩壊では崩壊土塊先端部が谷を越えて対岸に乗り上げたところで止まっている。これは、タイプAを代表とする緩勾配斜面では、地震の揺れやせん断が滑り面付近の材料に何らかの影響を与え、摩擦角の低下をもたらしたためと考えられる。一方、タイプBの急勾配斜面では摩擦角低下のメ

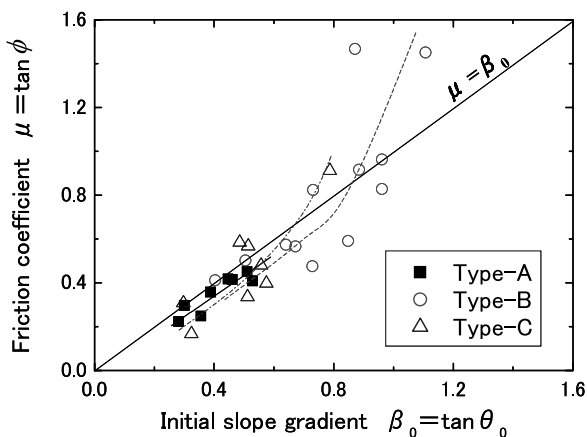


図-14 3タイプの斜面崩壊についての等価摩擦係数 μ と崩壊前斜面勾配 β_0 の関係
Fig. 14 Equivalent friction coefficients μ versus initial slope gradient β_0 for 3 types of failures

カニズムは作用せず $\phi > \theta$ であり、式(26)より $\Delta E_k < 0$ となり、滑りは減速し長距離流動が起きにくいと考えられる。

図-15は、多数の斜面崩壊についてのエネルギー比 $-\delta E_p/E_{EQ}$ (位置エネルギーと振動エネルギーとの比)と崩壊土塊体積の関係を示している。これから、タイプAのような土量の大きな崩壊ほど (図-13のように流動距離が大きいこともあって) 位置エネルギーの寄与が大きく、振動エネルギーに対して数十倍にもなっている。つまり、大被害を招きがちな大規模崩壊ほど、実は位置エネルギーの役割が圧倒的で、振動エネルギーの直接的貢献は小さい。そして、位置エネルギーを使って大流動を起した斜面では、地震前には当然安定 ($\phi > \theta$) していた斜面が地震の影響により図-14に示すように $\phi < \theta$ と変化していたことになる。その原因としては冒頭に述べたように、(b)地震の繰り返し荷重による間隙水圧上昇、(c)いったん動き出した後のせん断による強度低下などが想定されるが、具体的なメカニズムについてはさらに検討が必要である。以上のことより、地震斜面防災を考える場合には、斜面を滑らす慣性力の直接的効果より、地震動により斜面材料が強度低下する可能性と滑りが始まってからの強度低下メカニズムを十分に検討することの方が重要であると言える。

最後に、図-16は逆算等価摩擦係数 μ と崩壊土体積 V_f との関係を片対数グラフに示している。受盤のタイプBは急勾配で流動距離も小さいことから μ が大きくなっているのに対し、流れ盤のタイプAは小さな値を示している。また、タイプCについては、タイプA, Bよりも摩擦係数が低いものが多く、高含水の影響と推定される。しかし、いずれも V_f の増大にともない μ は明瞭に減少している。同図には、既往の巨大滑りについてシュー(Hsu)¹⁴⁾がまとめた類似の関係も示しているが、今回得られた値の上限はこれらとほぼ連続する曲線関係で近似でき、 $10^3 \sim 10^{11} \text{ m}^3$ の広い範囲で崩壊土体積が増加するほど、等価な摩擦係数が減少する明瞭な傾向が見いだされた。

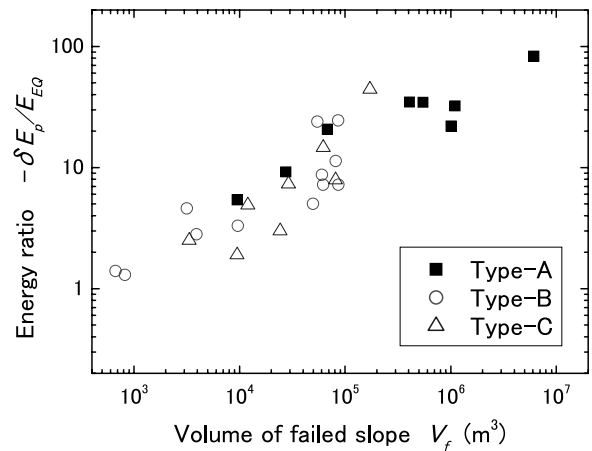


図-15 3タイプの斜面崩壊についてのエネルギー比 $-\delta E_p/E_{EQ}$ と崩壊土体積 V_f の関係
Fig. 15 Energy ratio $-\delta E_p/E_{EQ}$ versus volume of failed soil V_f for 3 types of failures

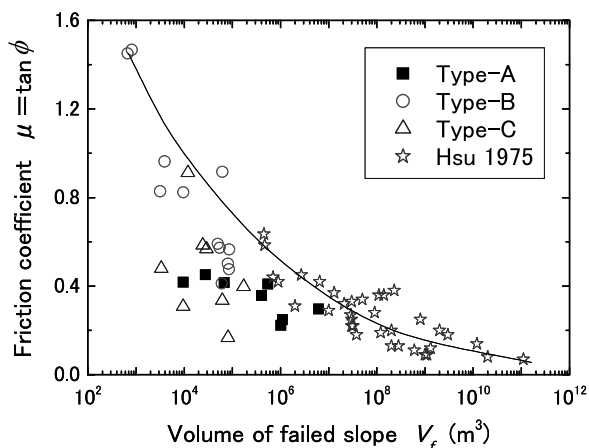


図-16 等価摩擦係数 μ と崩壊土体積 V_f の関係と、既往の巨大地滑りについてのHsuの研究結果との比較

Fig. 16 Equivalent friction coefficient μ versus volume of failed slope relationship V_f , compared with previous research by Hsu on case histories of huge landslides

6. まとめ

- ・エネルギーの観点から、剛体滑りと模型斜面振動実験を比較し、適切な摩擦係数の設定により、砂斜面の流動におけるエネルギー収支を単純な剛体ブロックモデルで表せることを示した。
- ・その結果に基づき、斜面崩壊の流動距離を地震マグニチュードと震源距離、斜面形状、等価摩擦係数から図解的に評価できるエネルギー的評価法を提案した。この評価法では等価摩擦係数が適切に決められれば、ニューマーク法のような地震動の時刻歴を使った計算などを必要としないため、広域のハザードマップ作成が容易に行える。
- ・中越地震での自然斜面崩壊ケーススタディによれば、崩壊土塊の重心と先端での流動距離に大きな差異は見られず、勾配が緩く崩壊体積の大きな流れ盤斜面ほど崩壊した場合の流動距離が大きくなる傾向が得られた。
- ・ケーススタディ崩壊斜面にエネルギー的評価法を適用して等価摩擦係数を逆算したところ、斜面勾配に比例的に増加する傾向が見出され、自然斜面の勾配が人工斜面とは異なり、過去の災害履歴を経て決定されてきたものと解釈できる。
- ・逆算された等価摩擦係数は崩壊体積が大きいくほど明瞭に低下する傾向が得られ、巨大地すべりについて他の研究で示された類似の傾向と良く整合することが分かった。
- ・斜面勾配が低く崩壊体積の大きな斜面では、逆算される等価摩擦係数が斜面勾配を下回る傾向が得られ、崩壊土塊は滑り始めてから加速して流動的になり、流動距離が長くなったものと考えられる。
- ・以上より、大規模崩壊斜面が長距離流動するには位置エネルギーの役割が地震エネルギーに比べて大きく、摩擦角が斜面角以下に低減することが必須条件である。

その原因は、滑り面付近での揺れやせん断による液状化や間隙水圧上昇などと考えられる。したがって、大規模な長距離斜面流動への対策立案に当たっては、地震慣性力の直接的効果よりは、大地震による揺れや滑りが始まってからのせん断により強度が大幅に低下する可能性の大小を十分に評価することのほうが重要であると言える。

謝辞: 本研究の模型実験や崩壊斜面のデータ分析においては、元中央大学大学院博士前期課程の西田京助氏を始め、多くの学生の協力を得た。また本研究の一部に、文部科学省科学技術振興調整費（活褶曲地帯における地震被害データアーカイブスの構築と社会基盤施設の防災対策への活用法の提案）を使わせていただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会 (1999): 道路土工 (のり面工, 斜面安定工指針), 丸善.
- 2) Newmark, N. W. (1965): Effects of earthquakes on dams and embankments, Fifth Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol. 15, 139-159.
- 3) Sarma, S. K. (1975): Seismic stability of earth dams and embankments, *Geotechnique*, 25, No. 4, 743-761.
- 4) Makdisi, F. I. and Seed H. B. (1978): Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, *Journal of Geotechnical Engineering*, Div. ASCE, Vol. 104, No. GT7, 849-867.
- 5) 渡邊啓行・馬場恭平 (1981): フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, 大ダム, No. 97, P29.
- 6) 國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史 (2003): 地震時の斜面崩壊のエネルギー的評価方法, 土木学会地震工学論文集, Vol. 27, 論文No. 346, 1-8.
- 7) 石澤友浩, 國生剛治 (2006): エネルギー法による地震時斜面変形量評価法の開発, 土木学会論文集C, Vol. 62, No. 4.
- 8) Kokusho, T. and Ishizawa, T. (2007): Energy approach to earthquake-induced slope failures and its implications, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 133, No. 7, 828-840.
- 9) 國生剛治, 本山隆一, 万谷昌吾, 本山 寛 (2004): 表層地盤における地震波のエネルギーフローと性能設計, 日本地震工学会論文集, 第4巻, 第4号, 1-20.
- 10) Gutenberg, B. (1955): The energy of earthquakes, *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, Vol. CXII, No. 455, 1-14.
- 11) 国土交通省: 新潟県中越地震関連情報HP, <http://www.mlit.go.jp/chuetsujishin/> (参照日2007年9月30日)
- 12) 国土地理院: 新潟県中越地震災害状況図HP, <http://zgate.gsi.go.jp/niiigatajishin/index.htm> (参照日2007年9月30日)
- 13) 國生剛治・石澤友浩・原 忠 (2007): 受託報告書「活褶曲地帯における地震被害データアーカイブスの構築と社会基盤施設の防災対策への活用法の提案」第5章 活褶曲地帯の地質・地盤災害に関する研究 (課題3), 土木学会. http://www.civil.chuo-u.ac.jp/lab/doshitu/eq_reports/2009/data_base/database_slope_2004niigata.htm
- 14) Hsu, J. (1975): Catastrophic debris streams generated by rockfalls, *Geological Society of America Bulletin*, v. 86, Doc. no. 50117, p. 129-140.

(原稿受付2009年5月25日, 原稿受理2009年9月11日)