

# 地震による斜面災害

國 生 剛 治 (こくしょう たかじ)

中央大学教授 理工学部都市環境学科

## 1. はじめに

地震がきっかけとなった大規模な斜面崩壊については、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。表1に、我が国の地震により引き起こされた斜面崩壊の代表例をまとめている。これから分かるように、崩壊土量が数十万～数千万 m<sup>3</sup> と大きく、流動距離も数十～数百 m 以上におよぶものが多い。海外でもレス（黄土）の斜面崩壊により24万人の死者を出した1920年の海原地震をはじめ、2008年の四川地震での多数の大崩壊にいたるまで多くの災害が起きている。

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つながりかねない。

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
- (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

また、いったん滑りが始まった後では；

- (c) 土塊のせん断などで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合いを計算する滑り面法が実務的に使われている。また、崩壊したあとの変形・流動量の評価には、変動する地震慣性力の下で、同じく滑り土塊の力の釣合いを考えたニューマーク（Newmark）法<sup>1)</sup>またはその改良法<sup>2),3)</sup>が使われている。

一方、滑り面に沿った不連続な変形を考えず、斜面を終始連続体としてあつかう方法もある。すなわち、震動による斜面材料の剛性低下を室内試験により測定し、斜面の自重による変形量を地震前後の2種類の剛性で計算し、その変形量の差を斜面変形量と考える方法である<sup>4)</sup>。しかし連続体の変形を前提としているため、数十%程度までのひずみ範囲での変形評価には有効だが、流動距離の大きな斜面の崩壊には不向きと言えよう。

この講座では、まず斜面崩壊問題の基本として、無限長斜面の安定計算法について考える。さらにその安定性が損なわれた場合の崩壊土塊の流動量を評価するニューマーク法の考え方と計算例を紹介する。次に視点を变えて、斜面の滑りに関わるエネルギー収支を検討する。それを最近の地震で調べられた実際のケーススタディーと対比することにより、斜面崩壊を支配する基本メカニズムをエネルギーの面から理解していただくことも目指し

表一 我が国の歴史上の主要な地震時斜面すべり

年	崩壊斜面	地震	崩壊土量 ×10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	概略流動 距離 (m)	崩壊斜面 勾配 (度)	被害
1586	大規模山体崩壊 (掃雲山)	天正大地震 (M7.8)	25,000	2,000	30	河道閉塞 掃雲城埋没
1707	白鳥山東斜面 (静岡県)	宝永大地震 (M8.4)	5,000	600	35	人家埋没死者22人 河道閉塞
1751	名立小泊(新潟県) 流盤(最大10~20°)	宝永高田地震 (M6.6)	30,000	800	21	人家埋没 死者406人
1792	雲仙眉山	島原の地震 (M6.4)	440,000	4,400	31	(火山性浅発地震) 死者15千人 (有明海津波による)
1847	岩倉山	善光寺地震 (M7.4)	30,000	200	10	人家埋没、河道閉塞 他に虫倉山など4万箇所の崩壊
1858	立山カルデラ 葛崩れ	飛越地震 (M7.0~7.1)	410,000	4,000	29~35	常願寺川河道閉塞 決壊・洪水
1896	赤石台	陸羽地震 (M7.2)	?	100	24	河道閉塞
1891	根尾谷周辺斜面 1万箇所以上	濃尾地震 (M8.0)				人家埋没 河道閉塞
1914	布又地区流れ盤斜面	秋田仙北地震 (M7.1)	500	70	8	人家埋没 河道閉塞
1930	北伊豆・丹波地に20箇所以上 斜面崩壊	北伊豆地震 (M7.0)	最大300			人家埋没死者47人 河道閉塞
1939	北浦町漁港付近流れ盤斜面	秋田県男鹿地震 (M6.8)	700m × 200m	数m	13~14	亀裂に人家8~9戸 落ち込み
1974	南伊豆町中木 採石場跡	伊豆半島沖地震 (M6.9)	200	70	35	人家埋没 死者27人
1978	河津町見高入谷	伊豆大島近海地震 (M7.0)	100	100~150	20~30	人家埋没 死者7人
1984	御岳斜面	長野県西部地震 (M6.8)	36,000	5,000以上	25	伝上川河道閉塞 死者29人
2004	東竹沢流れ盤斜面	新潟県中越地震 (M6.8)	1,000	100	20	河道閉塞、東竹沢地区浸水 他に80箇所ほど河道閉塞発生
2004	大日山東方流れ盤斜面	新潟県中越地震 (M6.8)	12,000	80	16	山体移動 この地震で合計4000箇所以上の斜面崩壊
2008	荒砥沢ダム貯水池斜面	岩手宮城内陸地震 (M7.2)	70,000	300~500	11	山体移動 この地震で合計1600箇所以上の斜面崩壊

ている。

## 2. 静的震度による滑り面法

地震時の斜面安定は、一般に常時の斜面安定と同じく滑り面による安全率で評価する。すなわち、図-1のように想定滑り面に沿って滑動力の合計  $F$  と抵抗力の合計  $R$  を比較し、安全率  $F_s = R/F$  が1.0を下回れば斜面崩壊が起きるとする。常時では重力加速度が唯一の滑動力だが、地震時ではそれに加え、想定滑り面より上の土塊質量  $m$  に地震の静的震度に対応する慣性力  $F = mkg$  を加える。ここに、水平方向の静的震度  $k$  は

$$k = (\text{水平加速度}) / (\text{重力加速度}) \dots\dots\dots (1)$$

であり、安全率が許容安全率を上回ることをもって斜面が安定と考える。

2次元断面による平面ひずみ条件での計算が普通だが、3次元的な力の釣合いを考えた計算をすることもある。2次元滑り面の形状としては円弧が最も一般的だが、部分的に直線や他の形状の滑り面も使われる。具体的な計算法としてはスウェーデン法、ビショップ法、ヤンプー法など常時荷重による斜面安定計算<sup>5)</sup>に使われているものと同じである。ここではこれらの詳細な説明よりも基本原理の理解のために、単純な無限長斜面の滑りに関わる力の釣合いを考える。

図-2に示すように、斜面勾配が  $\beta = \tan \theta$ 、滑り面の深さ  $D$ 、奥行きが単位長さの無限長斜面の水平下流向きに静的震度  $k$  が加わった場合に、水平長  $L$ 、重量  $Mg$  の部分の力の釣合いを考えると、滑り面に垂直と接線方向の分力  $N, T$  は、次のように表される。

$$N = Mg(\cos \theta - k \sin \theta) \dots\dots\dots (2)$$

$$T = Mg(\sin \theta + k \cos \theta) \dots\dots\dots (3)$$

ここで土の摩擦角を  $\phi$ 、摩擦係数を  $\mu = \tan \phi$ 、粘着力を  $c$  とすると、斜面が滑りだす限界状態では

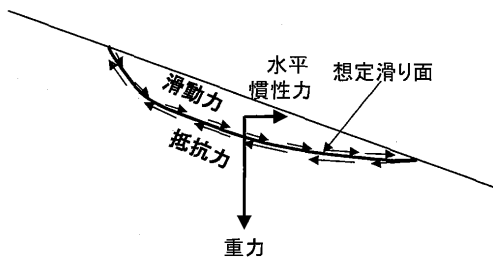


図-1 静的震度を考えた滑り面に沿った斜面の安定性評価

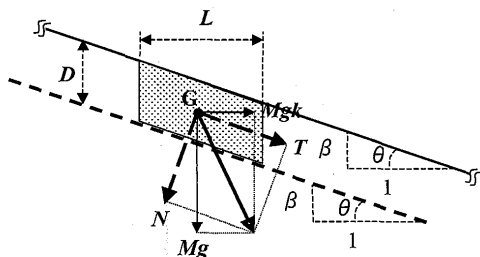


図-2 静的震度を考えた無限長斜面の直線滑り面による安定性評価

$$T = N \tan \phi + cL / \cos \theta \dots\dots\dots (4)$$

なので、これに式(2)、(3)を代入し土の密度を  $\rho$  とすると、

$$\rho D(\sin \theta + k \cos \theta) = \rho D(\cos \theta - k \sin \theta) \tan \phi + c / \cos \theta \dots\dots\dots (5)$$

となる。これより、滑りが起きる限界震度  $k_{cr}$  は

$$k_{cr} = \frac{(\tan \phi - \tan \theta) + c / (\rho D \cos^2 \theta)}{(1 + \tan \phi \tan \theta)} \dots\dots\dots (6)$$

さらに、粘着力  $c=0$  のときは

$$k_{cr} = \frac{(\tan \phi - \tan \theta)}{(1 + \tan \phi \tan \theta)} = \tan(\phi - \theta) = \frac{\mu - \beta}{1 + \mu\beta} \dots\dots\dots (7)$$

つまり常時では当然  $\phi > \theta$  で斜面は安定であり、式(6)あるいは(7)の水平震度が加わることで限界に達する。

震度  $k$  が与えられている時には、滑りが起きる限界の摩擦係数は次式となる。

$$\mu_{cr} = \tan \phi_{cr} = \frac{(\tan \theta + k) - c / \rho g D \cos^2 \theta}{(1 - k \tan \theta)} \dots\dots\dots (8)$$

また、 $k > k_{cr}$  で滑りが起きる時の滑り面の深さは

$$D = \frac{c / (\rho g \cos \theta)}{(\sin \theta + k \cos \theta) - (\cos \theta - k \sin \theta) \tan \phi} \dots\dots\dots (9)$$

であり、粘着力  $c$  が大きくなるほど深くなる。粘着力  $c=0$  のときは、式(8)から

$$\mu_{cr} = \tan \phi_{cr} = \frac{(\tan \theta + k)}{(1 - k \tan \theta)} = \frac{(\beta + k)}{(1 - \beta k)} \dots\dots\dots (10)$$

により限界の摩擦係数  $\mu_{cr}$  や摩擦角  $\phi_{cr}$  が決まる。

[滑り面が地下水位以下の場合]

式(2)では、滑り面に直交する力  $N$  は  $T$  と同様に震度  $k$  に依存しているが、もし滑り面が地下水位以下で飽和している場合には、地震動による動的応力は短期的なので、滑り面付近が硬い岩からなる場合を除いては震度の影響を間隙水圧がすべて受け持つことになる。つまり、有効応力は変化せず、摩擦抵抗は震度  $k$  に依存しないことになる。したがって、式(4)に代わって、

$$T = N' \tan \phi + cL / \cos \theta \dots\dots\dots (11)$$

となり、 $N'$  と  $T$  はそれぞれ次式で表される。

$$N' = \sigma'_{n0} L / \cos \theta \dots\dots\dots (12)$$

$$T = \sigma_{n0} L (\sin \theta + k \cos \theta) / \cos^2 \theta \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $\sigma_{n0}$  と  $\sigma'_{n0}$  は地震前に滑り面に加わっている直応力の全応力と有効応力で、それぞれ

$$\sigma_{n0} = \rho g D \cos^2 \theta, \quad \sigma'_{n0} = \sigma_{n0} - u_0 \dots\dots\dots (14)$$

で表すと ( $\rho$  は斜面の平均密度、 $u_0$  は滑り面での地震直前の水圧)、式(11)~(13)から限界震度は式(15)となる。

$$k_{cr} = \frac{\sigma'_{n0}}{\sigma_{n0}} \tan \phi - \tan \theta + \frac{c}{\sigma_{n0}} \dots\dots\dots (15)$$

ここで、飽和状態での土の強度定数  $\mu = \tan \phi$ 、粘着力  $c$  の決め方に注意が必要である。一般に、地震時の滑りは急速に起きるため、よほど透水係数の大きな場合でもなければ非排水状態で破壊が起きると考えられる。したがって  $\phi, c$  としては、地震直前の有効応力状態の下で非排水せん断する場合の全応力強度定数  $\phi_{cu}, c_{cu}$  を選ぶのが適切と言える。ちなみに、式(15)において

$$\mu^* = \tan \phi^* = (\sigma'_{n0} / \sigma_{n0}) \tan \phi \quad \dots\dots\dots (16)$$

により、飽和非排水条件の摩擦係数  $\mu^*$  または摩擦角  $\phi^*$  を再定義すると、粘着力  $c=0$  の時には限界震度は

$$k_{cr} = \tan \phi^* - \tan \theta \quad \dots\dots\dots (17)$$

のように表せる。

### 3. Newmark 法またはそれに類似した方法

斜面が崩壊したらどのくらい変位するかを評価する方法として、ニューマーク (Newmark) 法<sup>1)</sup> が良く使われる。もともと水平面上のブロックをイメージした単純な物理モデルが基本だが、いくつかの修正が加えられ、FEM でモデル化した斜面にも適用されている<sup>3),6)</sup>。

図-3 のような斜面に沿って滑る剛体ブロックモデルの運動方程式を立てて見よう<sup>2)</sup>。斜面の絶対地動変位を  $z$ 、質量  $M$  のブロックの斜面方向の相対変位を  $s$ 、その水平成分を  $u = s \cos \theta$  とする。斜面に水平地動加速度  $\ddot{z}$  が働いたときには、ダランベールの原理により斜面平行下流向きの慣性力は  $M\ddot{z} \cos \theta$  であり、斜面直角方向上向きに慣性力は  $M\ddot{z} \sin \theta$  である。剛体ブロックが斜面平行方向に相対加速度  $\ddot{s} = \ddot{u} / \cos \theta$  で滑る場合、ブロックにかかる斜面平行方向の力は

$$M(\ddot{z} \cos \theta - \ddot{u} / \cos \theta + g \sin \theta) \quad \dots\dots\dots (18)$$

である。一方、斜面直角方向の力は斜面平行方向に動くブロックの相対加速度  $\ddot{s}$  とは無関係であるため、摩擦抵抗は、粘着力  $c=0$  とすれば、摩擦係数  $\mu = \tan \phi$  を用いて

$$\mu M(-\ddot{z} \sin \theta + g \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (19)$$

である。したがって、斜面方向の力の釣合いから

$$(\ddot{z} \cos \theta - \ddot{u} / \cos \theta + g \sin \theta) = \mu(-\ddot{z} \sin \theta + g \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (20)$$

となり、これを变形して

$$\begin{aligned} \ddot{u} &= [\ddot{z}(\cos \theta + \mu \sin \theta) - g(\mu \cos \theta - \sin \theta)] \cos \theta \\ &= \left( \ddot{z} - g \frac{\mu \cos \theta - \sin \theta}{\cos \theta + \mu \sin \theta} \right) (\cos \theta + \mu \sin \theta) \cos \theta \\ &= \left( \ddot{z} - g \frac{\tan \phi - \tan \theta}{1 + \tan \phi \tan \theta} \right) (\cos \phi \cos \theta + \sin \phi \sin \theta) \\ &\times \frac{\cos \theta}{\cos \phi} = [\ddot{z} - g \tan(\phi - \theta)] \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \quad (21) \end{aligned}$$

となる。相対加速度  $\ddot{u}$  がゼロでない値をとるのは

$$\ddot{z} - g \tan(\phi - \theta) = g[k - \tan(\phi - \theta)] > 0 \quad \dots\dots\dots (22)$$

の場合である。 $k = \ddot{z} / g$  は震度に対応するから、滑りが始

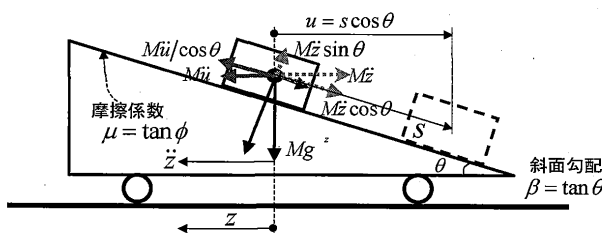


図-3 台車に乗った斜面に加わる地動加速度とその上のブロックの相対加速度による滑動距離の計算モデル

まる降伏震度は

$$k_{cr} = \tan(\phi - \theta) = \frac{\mu - \beta}{1 + \mu\beta} \quad \dots\dots\dots (23)$$

であり、これは当然ながら式(7)と一致する。

一方、水平地動加速度  $\ddot{z}$  による慣性力が上流向きに加わって上流向きに滑る時、斜面方向の慣性力と摩擦抵抗はそれぞれ

$$M(\ddot{z} \cos \theta - \ddot{u} / \cos \theta - g \sin \theta) \quad \dots\dots\dots (24)$$

$$\mu M(\ddot{z} \sin \theta + g \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (25)$$

であり、釣合い式は

$$(\ddot{z} \cos \theta - \ddot{u} / \cos \theta - g \sin \theta) = \mu(\ddot{z} \sin \theta + g \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (26)$$

となる。ここで、 $\ddot{z}, \ddot{u}$  の正の向きを前述の下流向きに滑る場合と統一するために、 $\ddot{z} \rightarrow -\ddot{z}, \ddot{u} \rightarrow -\ddot{u}$ 、として、式(26)を变形すると、

$$\ddot{u} = [\ddot{z} + g \tan(\phi + \theta)] \cos(\phi + \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \quad \dots\dots\dots (27)$$

であり、相対加速度  $\ddot{u}$  がゼロでない値をとり始めるのは

$$\ddot{z} + g \tan(\phi + \theta) < 0 \quad \dots\dots\dots (28)$$

となる。上下流方向をまとめて表すと、釣合い式は

$$\ddot{u} = [\ddot{z} \mp g \tan(\phi \mp \theta)] \cos(\phi \mp \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \quad \dots\dots\dots (29)$$

降伏震度は

$$k_{cr} = \tan(\phi \mp \theta) = \frac{\mu \mp \beta}{1 \pm \mu\beta} \quad \dots\dots\dots (30)$$

となる(複合同順)。ここに、上側の記号は滑りが下流向き、下側の記号は上流向きに対応しており、当然のことながら下流方向のほうが  $k_{cr}$  は小さくなる。

また、滑り面が地下水位下にあるときは、式(11)~式(17)と同じように考えて、式(29)は

$$\ddot{u} = [\ddot{z} - g(\tan \phi^* \mp \tan \theta)] \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (31)$$

となり、式(30)は

$$k_{cr} = \tan \phi^* \mp \tan \theta \quad \dots\dots\dots (32)$$

となることは、容易に理解できる。

ここでブロックの初速度は  $\dot{u} = 0$  で、一定の地動加速度  $\ddot{z}_0$  が図-4の上段のグラフのように時間  $t = 0 \sim t_0$  のあいだ加わって下流方向に滑る場合について、式(29)を積分してみる。まず、 $t = 0 \sim t_0$  の区間の積分から、 $t = t_0$  のときの相対速度  $\dot{u}_0$  と相対変位  $u_0$  は次のようになる。

$$\dot{u}_0 = t_0 [\ddot{z}_0 - g \tan(\phi - \theta)] \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \quad \dots\dots\dots (33)$$

$$u_0 = \frac{t_0^2}{2} [\ddot{z}_0 - g \tan(\phi - \theta)] \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \quad \dots\dots\dots (34)$$

また、 $t = t_0$  以降は地動加速度が0となるため式(29)は

$$\ddot{u} = -g \tan(\phi - \theta) \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \quad \dots\dots\dots (35)$$

となり、これを積分して  $t = t_0$  で、 $\dot{u}|_{t_0} = \dot{u}_0, u|_{t_0} = u_0$  の条件を使うと、速度と変位はそれぞれ

$$\dot{u} = [\ddot{z}_0 t_0 - g t \tan(\phi - \theta)] \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$u = \left[ -\frac{1}{2} \ddot{z}_0 t_0^2 + \dot{z}_0 t_0 - \frac{1}{2} g t^2 \tan(\phi - \theta) \right] \times \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} \dots (37)$$

となる。したがって、速度  $u$  が 0 に戻る時間  $t_1$  は、式 (36) から得られ、さらに式 (32) の下流向き降伏震度  $k_{cr} = \tan(\phi - \theta)$  と  $k = \ddot{z}_0/g$  の関係から、

$$t_1 = \frac{\dot{z}_0}{g \tan(\phi - \theta)} t_0 = \frac{k}{k_{cr}} t_0 \dots (38)$$

であり、この  $t_1$  を式 (37) の  $t$  に代入すると最終的なブロックの水平変位は式 (30), (34) により次のようになる。

$$u_1 = \frac{\dot{z}_0}{g \tan(\phi - \theta)} \frac{t_0^2}{2} [\ddot{z}_0 - g \tan(\phi - \theta)] \times \cos(\phi - \theta) \frac{\cos \theta}{\cos \phi} = \frac{k}{\tan(\phi - \theta)} u_0 = \frac{k}{k_{cr}} u_0 \dots (39)$$

図-4 には、勾配  $\beta = 0.5$  ( $\theta \approx 27^\circ$ )、摩擦係数  $\mu = 0.8$  ( $\phi \approx 39^\circ$ ) の斜面上のブロックの相対速度と相対変位を式 (29), (30) を使って計算した例を示している。図-4 の最上段に示すような  $\ddot{z} = 1g$  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場合の計算である。地動加速度が降伏加速度  $g \tan(\phi - \theta) = 0.214g$  を上回っているあいだ相対加速度  $\ddot{u}$  が生じ、その差を 1 回時間積分して得られた面積に、式 (36) にならって  $\cos(\phi - \theta) \cos \theta / \cos \phi = 1.12$  を乗じると、水平相対速度 (図-4 の中段)、さらにもう 1 回積分すると水平相対変位 (図-4 の下段) が得られる。

地動加速度が地震のように上下流方向に連続的に変化する場合も、時間軸を微小区間に分けて各区間で加速度を一定値で近似すれば、各加速度ステップごとに図-4 の計算ができることになる。それを微小時間刻みだけ遅

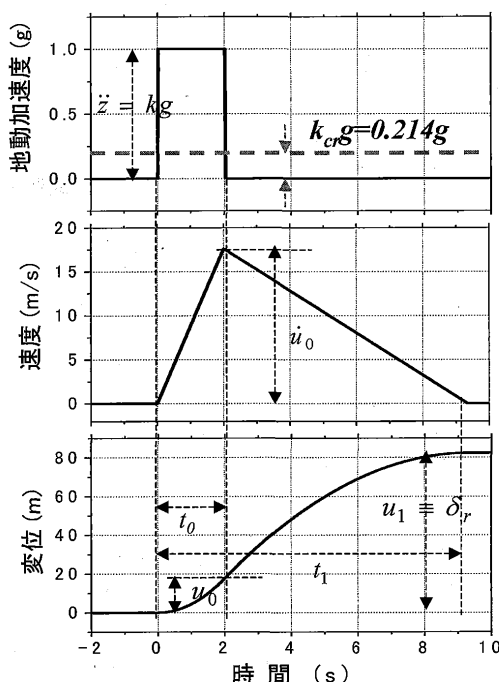


図-4 斜面上に加わる矩形加速度によるブロックの水平滑動速度・変位の計算例

らせながら足し合わせるにより、任意の加速度波形に対して速度や変位の計算が、時間の 2 回積分を含む簡単なプログラムで可能である。図-5 では、勾配  $\beta = 0.10$  ( $\theta \approx 5.7^\circ$ )、摩擦係数  $\mu = 0.15$  ( $\phi \approx 8.5^\circ$ ) の斜面上のブロックに片振幅  $1.0g$ ,  $0.5$  Hz,  $5$  サイクルの正弦波水平加速度が  $10$  秒間加わった場合について、式 (29), (30) を使ってブロックの相対速度と相対変位を計算した例を示している。下流と上流方向にそれぞれ  $g \tan(\phi - \theta) = 0.049g$  と  $g \tan(\phi + \theta) = 0.254g$  の異なる限界加速度が設定され (図-5 の上段)、まず地動加速度が下流方向滑りの限界値  $0.049g$  を超えると速度 (図-5 の中段) と変位 (図-5 の下段) が 1 回と 2 回の積分により計算される。次に地動加速度の方向が変わり、上流方向滑りの限界値  $0.254g$  を超えてもそのまま下流側への滑りが継続し、速度が上流向きとなる時点で初めて式 (29), (30) の 2 重符号の下側による計算が行われる。この例では摩擦角  $\phi$  と傾斜角  $\theta$  の組み合わせと、 $1g$  の大きな地動加速度により、上流向き滑りがわずかに起きる条件となっている。しかし通常良くある条件では、上下流方向への交番的な地動に対しては下流側への滑り慣性が大きいため、上流側への限界加速度を超えても、実際に上流へ向かう滑りは非常に起きにくいことは、この例からも理解できる。

ここで説明したモデルでは、斜面が剛体で滑り土塊も滑るまでは斜面本体と同じ加速度が加わるとしているが、現実の斜面では震動増幅により、上部ほど大きな加速度振幅で揺れる傾向がある。この点を考慮し、有限要素法での斜面の応答解析を行い、斜面や盛土、フィルダムなどの現実的な震動増幅を考慮できる以下のような方法が良く使われている<sup>3),6)</sup>。

- 1) 斜面を有限要素で表した 2 次元モデル化を作成し、地震動に対する揺れを計算。

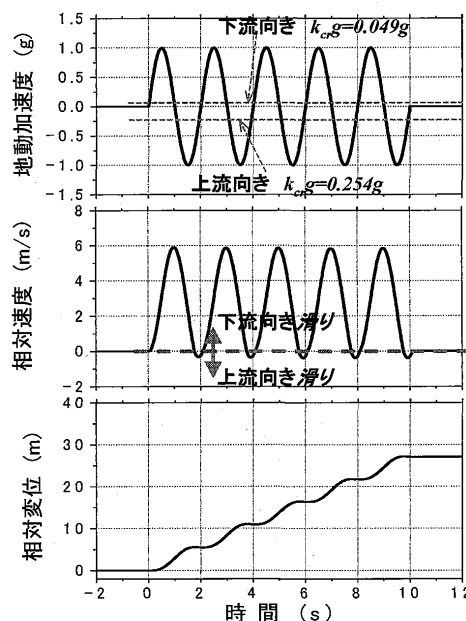


図-5 斜面上に加わる正弦波加速度によるブロックの水平滑動速度・変位の計算例

- 2) 各要素の応力状態から決まる滑り面（モールの応力円が破壊線に接するせん断面）の方向を参考に、斜面の想定滑り面を決定。
- 3) 想定滑り面より上部の各要素の加速度時刻歴を質量で加重平均し、滑り土塊全体の等価な加速度時刻歴を計算し、これを地動加速度  $\ddot{z}$  とする。
- 4) 滑り面に沿って滑る限界加速度  $k_{cr}g$  を計算。
- 5)  $\ddot{z} > k_{cr}g$  の場合に相対変位を算出する。

これにより、図-5 と類似の残留変位の時刻歴が計算できる。このほかにも、細部ではいろいろな工夫や改良が加えられた方法が実際問題で用いられている。その特徴は、斜面上部での揺れの増幅も評価しながら滑り量を計算できることにある。

ただし、一つ問題がある。滑り面から上の土塊が滑り始めると、本来は式(29)、(31)からも分かるように、相対加速度  $\ddot{u}$  が発生して土塊の加速度が地動加速度  $\ddot{z}$  から  $\ddot{z} + \ddot{u}$  に大きく変化するはずである。それに対しこの方法では、滑り発生の有無に関わりなく、有限要素法を用いて計算した滑り面より上部の土塊全体の加速度時刻歴を式(29)での  $\ddot{z}$  と見なすため、滑り発生中の土塊の加速度を過大評価する傾向となる。この誤差は流動距離の大きな滑りに対しては無視できなくなる。

#### 4. 斜面崩壊を支配するエネルギー

斜面崩壊による大きな被害はしばしば崩壊土塊が流動的に大変形する場合に起きてきた。崩壊土の流動性に関わるメカニズムを理解するために、ここまで話してきた力の釣合いの代わりに、エネルギーに注目してみよう<sup>7)</sup>。なお、ここで使う理論式はすべて高校の物理の学習内容で理解できる基本的なものである。

##### 4.1 地震時斜面崩壊におけるエネルギー収支

斜面崩壊を支配する基本的なエネルギー収支は

$$-\delta E_p + E_{EQ} = E_{DP} + E_k \dots\dots\dots (40)$$

あるいは増分形により

$$-\Delta \delta E_p + \Delta E_{EQ} = \Delta E_{DP} + \Delta E_k \dots\dots\dots (41)$$

のように表される。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。なお、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(40)のエネルギー収支式のうち、運動エネルギーは両者とも  $E_k = 0$  なので、

$$-\delta E_p + E_{EQ} = E_{DP} \dots\dots\dots (42)$$

この式を図-3 に示す斜面上にある剛体ブロックに当てはめると、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  $u_1$  とすれば、次式で表される。

$$-\delta E_p = Mgu_1 \tan \theta = \sigma_{n0} Lu_1 \tan \theta / \cos^2 \theta \dots\dots\dots (43)$$

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る。図-4 を参照して、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  $\mu M(-\ddot{z} \sin \theta + g \cos \theta) \times u_0 / \cos \theta$  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  $\mu Mg \cos \theta \times (u_1 - u_0) / \cos \theta$  を足し合わせると

$$E_{DP} = Mgu_1 \tan \phi (1 + \tan^2 \theta) / (1 + \tan \theta \tan \phi) \dots\dots\dots (44)$$

となる。したがって、斜面変形に寄与する地震エネルギーは式(42)~(44)より

$$E_{EQ} = E_{DP} - (-\delta E_p) = Mgu_1 \tan(\phi - \theta) \dots\dots\dots (45)$$

となり、式(39)での  $u_1 \tan(\phi - \theta) = ku_0$  の関係をつかうと、

$$E_{EQ} = Mgu_1 \tan(\phi - \theta) = Mkg \times u_0 \dots\dots\dots (46)$$

すなわち、[斜面崩壊で地震波動がする仕事 ( $E_{EQ}$ )] = [地震慣性力 ( $Mkg$ )] × [慣性力作用中の流動量 ( $u_0$ )] という、極めて当然の関係が確認できる。つまり、図-4 の Newmark 法のエネルギー的解釈ができたことになる。

ここまで、滑り面は不飽和としてきたが、飽和の場合には式(11)~式(17)に基づいて、式(44)、(45)は次式となる。

$$E_{DP} = \sigma_{n0} Lu_1 \tan \phi^* / \cos^2 \theta \dots\dots\dots (47)$$

$$E_{EQ} = \sigma_{n0} Lu_1 (\tan \phi^* - \tan \theta) / \cos^2 \theta \dots\dots\dots (48)$$

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白である。

式(43)と式(45)から、位置エネルギーと地震波動エネルギーの比率は、震度の大きさに関わらず

$$-\delta E_p / E_{EQ} = \tan \theta / \tan(\phi - \theta) \dots\dots\dots (49)$$

のように、 $\phi$  と  $\theta$  のみの関数で表される<sup>7)</sup>。この式から、 $-\delta E_p$  と  $E_{EQ}$  の比は斜面角度  $\theta$  が大きいほど大きく、 $\theta$  が大きい場合には崩壊で失われるエネルギーには主に位置エネルギーが当てられ、地震動エネルギーの役割が相対的に低下するという当然の傾向が表れている。

##### 4.2 模型実験

上記のエネルギーの理論式を斜面の崩壊と比較した模型実験<sup>7),8)</sup>を紹介しよう。この実験では図-6 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

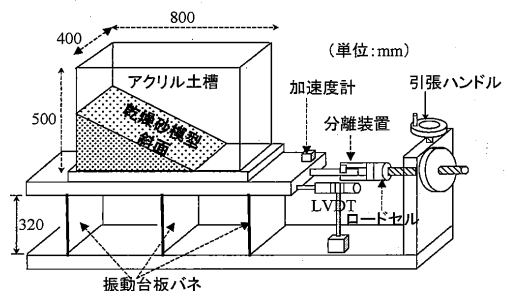


図-6 乾燥砂斜面の板バネ式振動台による破壊実験

ギー  $E_{EQ}$  を計測するために特別の工夫をしているが、詳細は文献<sup>7),8)</sup> を見てもらう必要がある。また、位置エネルギーの変化量  $-\delta E_p$  は試験前後の斜面断面形状のビデオ画像から計算している。さらに、斜面の変位をビデオ画像から測定し、斜面表面の水平方向の平均変位量  $\delta_{rs}$  を算出している。

図-7 は、3段階の斜面角度  $\theta = 10, 20, 29^\circ$  と4段階の入力振動数  $f$  での試験結果による平均変位量  $\delta_{rs}$  と振動エネルギー  $E_{EQ}$  の関係である。両者の関係は振動数にはほとんどよらず、各斜面角度ごとに1本のカーブで近似できている。さらに、変位が始まる振動エネルギー  $E_{EQ}$  にも、振動数によらない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。

この実験結果と、4.1節で考えた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よう。

図-8 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  $Mg$  で規準化した値) と変位量  $\delta_{rs}$  の関係を多数のプロットで示している。図中の実線は式(45)を変形し、さらに  $u_1 = \delta_{rs}$  とおいた

$$E_{EQ}/Mg = \delta_{rs} \tan(\phi - \theta) \dots\dots\dots (50)$$

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

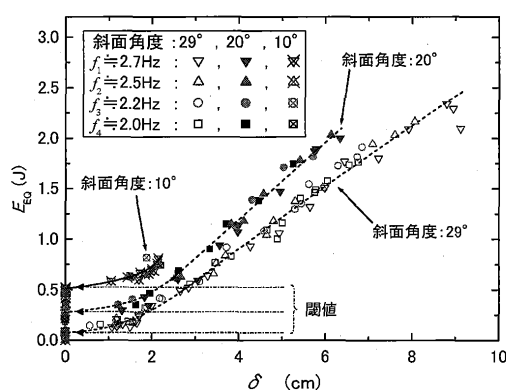


図-7 異なる入力振動数  $f$ , 斜面角度  $\theta$  における振動エネルギーと水平方向の変位量の関係

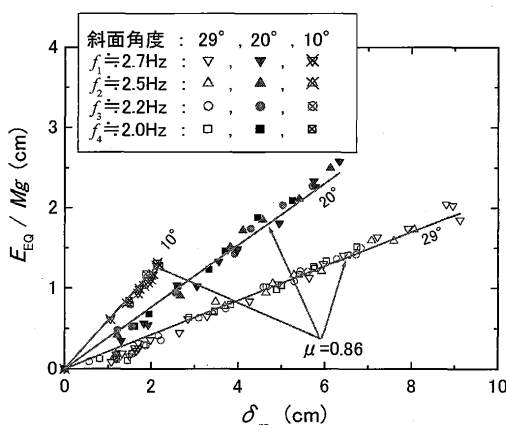


図-8 実験データと剛体ブロックモデルでの振動エネルギーと位置エネルギーの対比

( $\theta = 10, 20, 29^\circ$ ) すべてについて実験と良く一致している。4.1節の理論では、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角を(ここの  $\phi = 40.7^\circ$  のように)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を意味している。

### 4.3 実際の斜面崩壊でのエネルギー収支

以上に述べた斜面崩壊を支配するエネルギーの実際を、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で見よう。

この地震で起きた斜面崩壊は4000箇所以上で、それらは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、A, B, Cの3タイプ(口絵写真-16参照)に分類できる<sup>9),10)</sup>。各タイプの代表的な例を口絵写真-17~19に示している。

タイプA:  $20^\circ$ 内外の斜面で、崩壊土塊が層理面沿いに剛体的に移動し、河道閉塞など引き起こす。  
 タイプB:  $30^\circ$ 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: 池や棚田を構成する地滑り崩壊土の液状化・軟化、亀裂に起因した池の決壊やパイピングによる高含水の泥流崩壊。

図-9 は多数の崩壊斜面について調べた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、全体的にも各タイプごとに、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。たいへん意外な結果であるが、その理由は以下で徐々に探っていくこととする。

図-10 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、Cタイプ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はっきり表れている。

図-11 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斜面勾配  $\beta = \tan \theta$  の関係を示している<sup>9),10)</sup>。ただし、摩擦係数の逆算に当たっては、すべての斜面で滑り面付近から深が飽和しているとの仮定の下に、 $\sigma'_{n0} = \sigma_{n0}$  としている。この図か

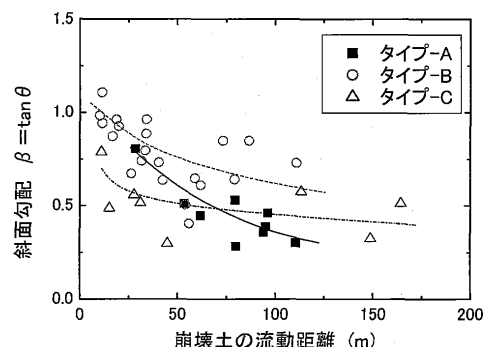


図-9 斜面勾配と崩壊土の流動距離の関係

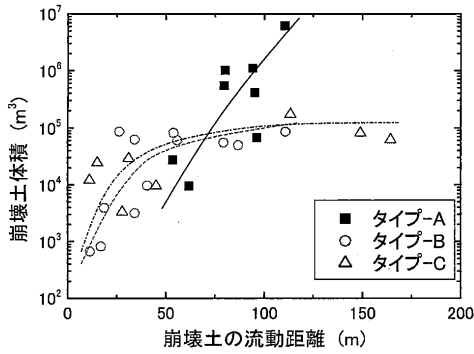


図-10 崩壊土の体積と流動距離の関係

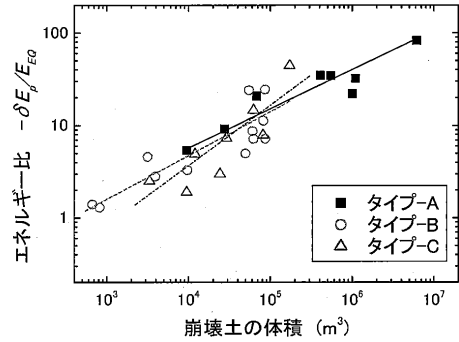


図-12 エネルギー比  $-\Delta E_p/E_{EQ}$  と崩壊土体積の関係

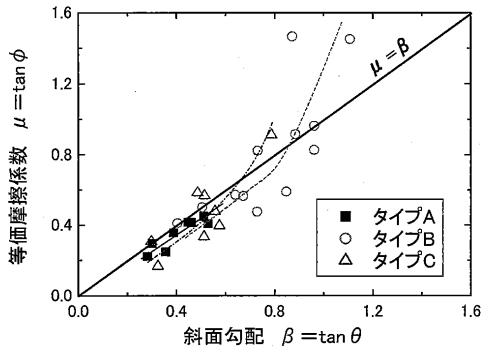


図-11 等価摩擦係数と崩壊前斜面勾配の関係

ら、ある程度の勾配までは  $\beta$  にはほぼ比例して  $\mu$  も大きくなる傾向が読みとれ、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を考えれば当然と言えよう。また、緩勾配斜面では  $\mu$  が  $\beta$  より小さく ( $\phi < \theta$ ) 算定されるのに対し、急勾配斜面ほど  $\beta$  よりも  $\mu$  が大きく ( $\phi > \theta$ ) なる傾向が見られる。

さて、位置エネルギーと損失エネルギーの大小関係は滑りが始まったあとの土塊の流動距離を決める重要な要因である。増分形のエネルギー式(41)において、主な地震動が既に収まった時点を考えて  $\Delta E_{EQ} = 0$  なので、

$$\Delta E_k = (-\Delta \delta E_p) - \Delta E_{DP} \dots \dots \dots (51)$$

であり、 $-\Delta \delta E_p > \Delta E_{DP}$  (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) の場合には、 $\Delta E_k > 0$  だから、土塊は加速して流動的になることを意味する。 $-\Delta \delta E_p > \Delta E_{DP}$  のとき理論式(43)、(44)から  $\phi < \theta$  となるが、図-11で見たとおり勾配の緩い大規模な斜面崩壊では実際  $\phi < \theta$  と算定され、崩壊土塊は加速して流動したと考えられる。これは地震の揺れやせん断が、緩勾配斜面では滑り面付近の材料に何らかの影響を与え、強度の大幅な低下をもたらしたためと考えられる。

一方、 $\Delta E_{DP} > -\Delta \delta E_p$  であれば式(51)より  $\Delta E_k < 0$  となり、運動エネルギーは減少して滑りは減速する。急勾配斜面では揺れやせん断による強度低下は起こらず、図-11に表れているとおり実際  $\phi > \theta$  と算定され、流動距離が短くなったと考えられる。

図-12は、多数の斜面崩壊についてのエネルギー比  $-\Delta E_p/E_{EQ}$  (位置エネルギーと地震波動エネルギーとの

比) と崩壊土体積の関係を両対数グラフ上に示している。実際の地震記録からの波動エネルギーの算定法については文献9)、10)を見ていただきたい。これから、土量の大きな崩壊ほど(図-10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、地震波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、地震波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 ( $\phi > \theta$ ) していた斜面の大半が、地震の揺れの影響により図-11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、地震の繰返し荷重による間隙水圧上昇、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まだ未解明な点が多く残されている。

以上のことより、大規模な斜面崩壊を考える場合には、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よう。

## 5. まとめ

本稿で述べたことをまとめる。

- 地震がきっかけとなった斜面崩壊は、数千箇所を上回る膨大な発生個数となり、1個当たりの規模も雨による滑りに比べてはるかに大きくなりうる。
- 地震の影響としては、滑り土塊を動かす地震慣性力の効果と、斜面の材料強度を弱める効果がある。滑り始めてからのせん断による強度低下も重要。
- 実務でよく使われる静的震度を加えた滑り面法について、無限長斜面を対象に滑り面が不飽和と飽和の場合について力の釣合いを定式化した。
- すべり土塊の変位量の評価に使われるニューマーク法について定式化を行い、矩形波と正弦波の地動加速度が加わる場合の計算例を示した。
- 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、実際の斜面流動の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。

- 中越地震での自然斜面崩壊事例のエネルギー分析によれば、斜面摩擦係数は斜面勾配にほぼ比例的に増加する傾向を示し、人工斜面とは異なる特性を示す。
- 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、したがって摩擦角が斜面角以下に低減することが必須条件である。一方、実際の大規模崩壊の事例の分析からも、滑り面の角度を下回る等価摩擦角が算出される。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、大規模な斜面災害を防止するには、地震慣性力の直接的効果よりは、地震の揺れや滑りが始まってからのせん断により強度が低下する可能性を十分に評価することのほうが重要であることが分かる。そのためには地盤技術者が重要な役割を果たさなければならないことを強調しておきたい。

#### 参 考 文 献

- 1) Newmark, N. W.: Effects of earthquakes on dams and embankments, Fifth Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 139~159, 1965.
- 2) Sarma, S. K.: Seismic stability of earth dams and embankments, *Geotechnique*, 25, No. 4, pp. 743~761, 1975.
- 3) Makdisi, F. I. and Seed H. B.: Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake -induced deformations, *Journal of Geotechnical Engineering*, Div. ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp. 849~867, 1978.
- 4) Lee, K. and Roth, W.: Seismic stability analysis of Hawkins hydraulic fill dam, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, GT6, pp. 627~644, 1977.
- 5) 石原研而：土質力学，第2版，丸善，pp. 267~291, 2001.
- 6) 渡邊啓行・馬場恭平：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, 29 p., 1981.
- 7) 國生剛治・石澤友浩・原田朋史：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, pp. 1~8, 2003.
- 8) 石澤友浩・國生剛治：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, 2006.
- 9) 國生剛治・石澤友浩・原 忠：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，2007.
- 10) Kokusho, T., Ishizawa, T. and Nishida, K.: Travel distance of failed slopes during 2004 Chuetsu earthquake and its evaluation in terms of energy, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, Elsevier, 29, pp. 1159~1169, 2009.