

兵庫県南部地震により発生した 六甲山系山腹崩壊メカニズムの一考察

沖村 孝*・吉田信之*・奥西一夫・鳥居宣之**

*神戸大学都市安全研究センター

**川崎地質(株), 元神戸大学大学院自然科学研究科院生

要 旨

本報では1995年兵庫県南部地震により六甲山系で発生した山腹斜面崩壊の特徴を発生位置, 分布, 面積および土量, 方位および局所地形条件等からまとめた。

次いでこれらの特徴および崩壊発生後の現地踏査結果より, 地震時において出現したと考えられる崩壊機構をトップリング型と推定し, HoekとBrayが提案している階段基盤上に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを用いて地震動を外力として作用させ, そのとき得られる極限内部摩擦角 ϕ_L を用いて, 地震時に働いたであろう震度の推定を試みた。

キーワード: 兵庫県南部地震, 山腹斜面崩壊, トップリング, 地震時推定震度

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により六甲山系で発生した山腹崩壊は小さいものまで含めると約750カ所であった。また淡路島北淡町では野島断層に沿った斜面で崩壊や地すべり性崩壊が発生した。本報ではまず今回の地震により六甲山系において出現した山腹崩壊の特徴を筆者らが従来発表してきた文献によりまとめて示す。次にこれらの特徴より得られる結果として、出現したであろう崩壊機構を推定し、その解析を通して地震時に山腹斜面に働いたと推定される地震震度について言及する。

2. 兵庫県南部地震による六甲山系の山腹崩壊

今回の山腹崩壊の特徴をまとめると以下のようになる。

(1) 山腹斜面崩壊の特徴(沖村, 1996)

- 1) 六甲山系全体としては, 小規模な崩壊が多く発生した。しかし, 例外もあり東六甲山系船坂付近の蓬萊峡では大規模な崩壊が見られた。豪雨で発生する崩壊と比較すると, やや小さいかほぼ同程度である。
- 2) 傾斜変換点(線)と崩壊発生との関係は遷急点(線)付近からの崩壊が多発している。これは遷緩点(線)付近で発生する豪雨時の崩壊とは大きな違いである。
- 3) 急斜面での崩壊発生が多い。このため現地で崩壊傾斜角を求めたり, あるいは縦断面測量により斜面勾配を求めることがほとんど不可能である。これは崩壊後に現地で縦断面測量が容易な豪雨時の崩壊と比べると大きな違いである。
- 4) 豪雨時に発生する崩壊は, 崩土が流下し下流斜面で表土層を剝削することが多いのに対し, 今回崩壊した土砂は流下・剝削することなく, 崩壊源直

下に堆積している場合が多い。これは崩壊した土砂が角礫状の軟岩が多いためである（Photo 1）。

- 5) 崩壊が発生した斜面型は平行（直線）型斜面や、わずかに尾根型斜面での崩壊が多い。これは谷型斜面で崩壊発生が多く見られる豪雨時の崩壊と大きな違いである。
- 6) 斜面が急で植生が回復することなく、岩が現れている露頭崖からの剥落、落石が多い。これに対し、豪雨による崩壊は表土層が崩壊するため、岩の露頭斜面は崩壊は発生しない。
- 7) 崩壊した土砂は握りこぶし大から人頭大の角礫が多い。これは豪雨により山腹斜面崩壊で発生する土砂を主体とした崩土と大きな違いである（Photo 1）。



Photo. 1 Failed surface and deposited materials

- 8) 崩壊の形式としては不安定岩塊の崩落も見られた。これは豪雨時にはあまり見られないものである。
- 9) 崩壊あるいは崩落にまでは至っていないが、大きな亀裂が発生した斜面もいくつか見られた。これらの斜面では、その後変位量が観測されたが二・三の例外を除き、そのほとんどが地震時以後変形が観測されていない。

(2) 山腹斜面崩壊の分布（沖村，1996）

- 1) 今回の地震で発生した山腹斜面崩壊は神戸市灘区

から東灘区、芦屋、西宮、宝塚にかけての東六甲山系に多い。それ以外はわずかに六甲山系の西端の須磨区に見える程度で、中央区以西の西六甲斜面にはほとんど崩壊が発生していない。

- 2) 東六甲山系では崩壊の分布は全体として2本の帯状に分布している。これら2本の帯状の分布は、既存の断層に平行な状態で出現している。
- 3) このことは、今回は断層地形として出現する急斜面で崩壊が発生したためであると考えられる。

(3) 山腹斜面崩壊面積および土量（沖村，1996）

- 1) 流域別の山腹崩壊個数、崩壊面積は住吉川が圧倒的に多い。
- 2) 崩壊個数は住吉川から東側の流域で大きくなっている。これより、今回の崩壊は東六甲山系で多かったことがわかる。
- 3) 単位面積当たりの崩壊個数、面積、土量はともに宝塚市内の観音谷川、塩谷川でともに大きな値を示している。このことも東六甲山系で崩壊が激しかったことを示している。この地域は、地質構造的には五助橋断層の延長が有馬－高槻構造線に近く付近に位置している。

(4) 山腹斜面崩壊の方位分布（沖村，1995）

- 1) 崩壊の方位はNW→SEへの崩壊が圧倒的に多い。この方向はNE-SW方向で代表される表六甲山系の断層系と直交関係にある。
- 2) 六甲山系の方位分布は、六甲山系全体としてはNW-SE系の斜面が多い。このなかでもNW→SE系の斜面（表六甲）がSE→NW系のそれ（裏六甲）に比して多い。
- 3) それぞれの方位の崩壊率はNW→SE系の崩壊がやはり多い。加えて、これに直交するNE-SW系の二つの崩壊発生率もこれに次いで多い。前者はNE-SW系の断層に沿った三角末端面等の急斜面の崩壊、あるいはこの断層に直交する溪流の谷頭部での崩壊が多いことを暗示している。一方、後者のNE-SW系の二つのピークは断層に直交する溪流の左右岸の谷壁面での崩壊の発生を暗示している。

(5) 山腹斜面崩壊発生位置の局所地形量（沖村，1995）

- 1) 神戸市中央区苧川谷、神戸市灘区鶴甲老人ホーム東斜面およびその西側に隣接する神戸市灘区六甲ケーブル西斜面をとりあげ、それぞれの斜面の10m格子間隔のブロックダイアグラムを作成した。
- 2) このブロックダイアグラムを用いて地形特性値を求め、今回の地震により発生した山腹斜面崩壊が

どのような地形立地条件にあるかを調べた。

- 3)それによると今回の地震による崩壊は、①地表面の凹凸が大きく、②急な斜面で崩壊が多発しているという結果が得られた。

(6) 崩壊発生斜面の降雨による影響 (沖村, 1995; 富田・桜井・中, 1996)

- 1)神戸では5月の月間雨量は358ミリに達し、神戸海洋気象台における5月の月間雨量の記録となった。この多量の降雨ため山腹斜面で崩壊が発生した。前節で紹介した灘区鶴甲老人ホーム東斜面では5月22日の降雨により滑落崖が約3m後退し、崩壊面積が拡大した。さらにこの斜面から200~300m東の斜面では崩壊面積が大きく拡大した。
- 2)同じ場所の南面斜面では7月3日から6日にかけての降雨でもさらに大きく滑落崖が後退した。その結果、現在ではこの崩壊は市街地からも確認できるほど大規模になっている。
- 3)これらの斜面に限らず、六甲山系全体で5月および7月の降雨により崩壊が拡大した斜面が山麓に数多く見られる。その結果、斜面および河床に堆積した不安定土砂量が大きくなっていると考えられる。
- 4)六甲山系全域における地震後の崩壊拡大箇所は、断層周辺に集中している。
- 5)崩壊拡大の条件を降雨指標から見ると時間・積算雨量、タンク貯留量、実効雨量とも、地震前に比べ3~5割程度の少ない値で発生している。

以上、今回の崩壊の特徴をまとめたが、この中でも特徴的なことは崩壊発生後の斜面が写真-1にも見られるように、露頭面の凹凸が大きいのことを示していることである。加えて、崩壊した材料はこの写真でも明らかなように土砂ではなく、角礫状のものが多いことである。この二つの事実は地震により出現したであろう山腹崩壊のメカニズムは表層すべり型の崩壊や落石型の崩壊ではなく、節理系の不連続面に沿った軟岩のトップリング型の崩壊であつたことが推察される。以下では崩壊メカニズムをトップリング型とした場合の安定解析を進める。

4. トップリング型斜面崩壊の安定解析

上述したように、今回の地震による斜面崩壊の特徴として、破壊面が円弧等で表されるような滑らかなすべり面ではなく、凹凸の激しい破壊面を示す崩壊地が見られたことである。このような崩壊地では、崩壊の機構としてトップリング破壊(転倒破壊)が

発生したと考えられる。トップリング破壊は風化が進行し、節理が発達した軟岩から成る急勾配の傾斜地の崩壊では支配的な様式と考えられ、特に地震時には水平方向の慣性力が作用するため、斜面崩壊として発生しやすい様式と考えられている(Keefer, 1984)。このような形態の斜面崩壊のメカニズムを明らかにするには、すべり面安定解析手法ではなく、トップリングのメカニズムを考慮に入れた解析手法を用いる必要がある。そこで本研究では、HoekとBrayが提案している(Hoek and Bray, 1981)階段基盤上に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを用いて、地震時に発生するトップリング性斜面崩壊の安定解析を試みた。

(1) トップリング破壊のメカニズム

従来、岩盤斜面の破壊様式としてはFig. 1(Ashby, 1971)に示すような急崖などで発生する分離・崩落(rock fall)型と、Fig. 2(Ashby, 1971)に示すように斜面形状と岩盤の性質に支配されるすべり(sliding)型の2つに分類されると考えられてきた。しかし、斜面の傾斜がすべり破壊を生ずるほど急峻でないのに崩壊している例もあり、このような崩壊現象は上述の2つの破壊様式だけでは説明できない。そこで、第3の破壊様式としてFig. 3(Ashby, 1971)に示すようなトップリング破壊(toppling failure)型が提唱された。

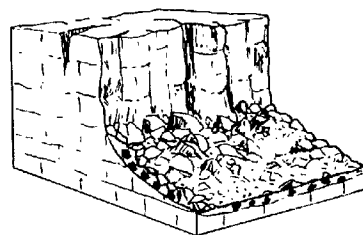


Fig. 1 Schematic diagram of rockfall type (Ashby, 1971)

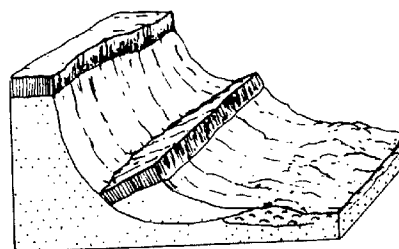


Fig. 2 Schematic diagram of slump type (Ashby, 1971)

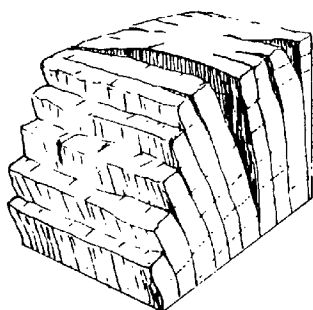


Fig. 3 Schematic diagram of toppling failure type (Ashby, 1971)

トップリング破壊は、ある傾いた平面上におかれた1つの岩石のブロックの幾何学的性質から以下のように説明される (Hoek and Bray, 1981)。Fig. 4に示すような傾斜角 ψ の斜面上にある高さ h 、底面の幅 b 、奥行き単位長さの長方形のブロックを考え、ブロックのすべり落ちる運動に抵抗する力は摩擦だけによると仮定する。つまり粘着力 $c = 0$ と仮定する。このブロックの重量を表すベクトル W が底面 b の中にあるとき、もしこの斜面の傾斜角 ψ が内部摩擦角 ϕ よりも大きいと、ブロックのすべりが起こる。しかしブロックが高くて細い ($b < h$) ときには、重量ベクトル W は底面 b の外側に落ち、ブロックは転倒する。つまりブロックの下側の接触辺まわりに回転する。また内部摩擦角 ϕ が $\tan^{-1}(b/h)$ (b/h) より小さい場合には転倒は生じず、すべりだけが発生する。これらの条件を整理すると、

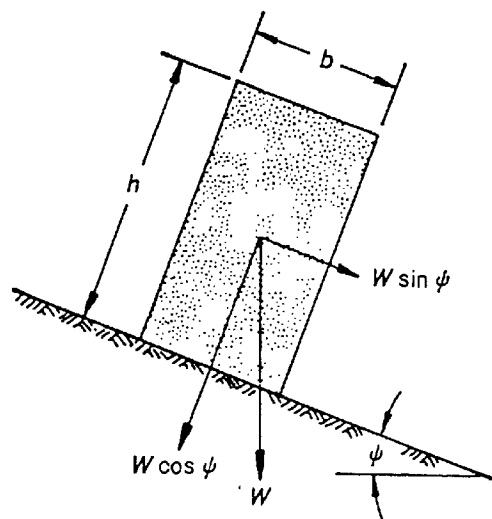


Fig. 4 Geometry of block on inclined plane (Hoek and Bray, 1981)

斜面上の単一ブロックの挙動は、Fig. 5 (Hoek and Bray, 1981) に示す4つの領域に分類できる。

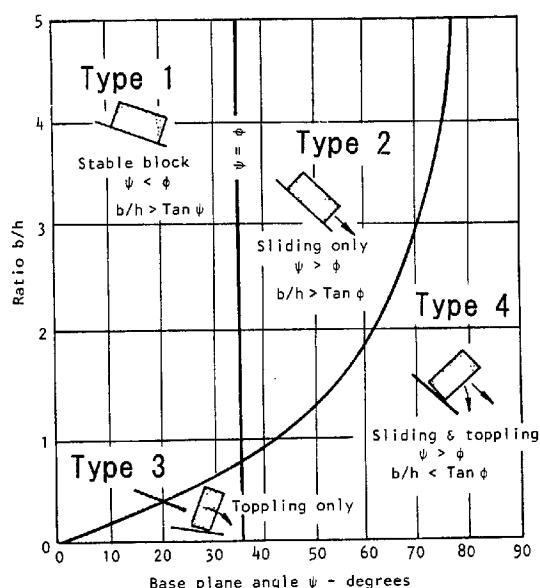


Fig. 5 Conditions for sliding and toppling of a block on a inclined plane (Hoek and Bray, 1981)

領域(1): (安定) $\phi < \psi$ および $b/h > \tan \phi$ でブロックは安定であり、転倒もすべりも起こらない。
 領域(2): (すべりのみ) $\phi > \psi$ および $b/h > \tan \phi$ でブロックはすべるが、転倒は起こらない。
 領域(3): (トップリングのみ) $\phi < \psi$ および $b/h < \tan \phi$ でブロックは転倒するがすべらない。
 領域(4): (すべりとトップリング) $\phi > \psi$ および $b/h < \tan \phi$ でブロックはすべりと転倒が同時に起こりうる。

このブロックの安定性を解析するに当たって、すべり面安定解析手法は領域(1), (2)に対しては適用できるが、トップリングが生じる領域(3), (4)には、これと同一方法では解析できない。このようなトップリング性斜面崩壊の安定解析手法として、HoekとBrayは階段基盤上に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを提案した (Hoek and Bray, 1981)。

(2) 階段基盤上に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを用いた安定解析法

a) 安定解析に使用する記号の説明

Fig. 6に示すようなブロックの斜面を考える。斜面は $(90^\circ - \psi)$ で傾いた層からなる岩盤で、地表面の傾斜角は θ_1 、上部の傾斜角は θ_2 である。基礎は全体的に平均角 β で傾き、図のような階段状をしている。また、図中の定数 a_n , b_n と c_n は次の

$$M_n = Y_n - b_n \quad (10)$$

$$L_n = Y_n \quad (11)$$

全てのケースで

$$K_n = 0 \quad (12)$$

ブロックの側面に働く極限の摩擦力は n 番目のブロックが斜面の頂部よりも下にあれば、

$$Q_n = P_n \cdot \tan \phi \quad (13)$$

$$Q_{n-1} = P_{n-1} \cdot \tan \phi \quad (14)$$

底面に働く法線応力および平行な力を解くと、

$$R_n = W_n (\cos \phi - K_h \sin \phi) + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi \quad (15)$$

$$S_n = W_n (\sin \phi + K_h \cos \phi) + (P_n - P_{n-1}) \quad (16)$$

回転（モーメント）の釣り合いを考えると、トップリングを防ぐのにちょうど必要な力 P_{n-1} の値は、

$$P_{n-1, t} = (1/L_n) \cdot \{ P_n (M_n - x_n \cdot \tan \phi) + (W_n/2) \cdot (Y_n \cdot \sin \phi - x_n \cdot \cos \phi + K_h \cdot (Y_n \cdot \cos \phi + x_n \cdot \sin \phi)) \} \quad (17)$$

一方、考えているブロックが”すべり”ブロックの組 (Fig. 9 参照) であるとすると、

$$S_n = R_n \cdot \tan \phi \quad (18)$$

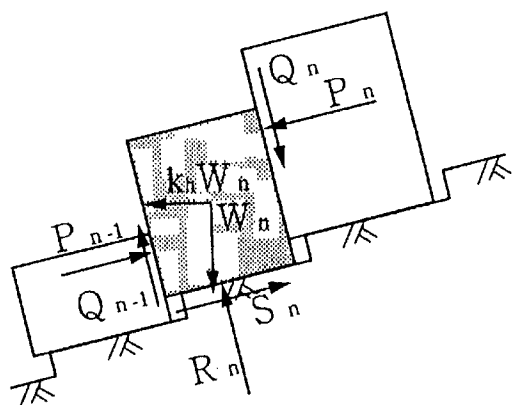


Fig. 9 Sliding of the n th block (Hoek and Bray, 1981)

しかし、ブロックの側面・底面にかかる全ての力

の大きさと作用点は未知であるが、トップリングの場合のように、極限平衡条件が側面で成り立つとして、したがって式(15)と式(16)が適用できるものとする。

これらを式(18)と結びつけると、すべりを防ぐに必要な力 P_{n-1} の値は、

$$P_{n-1, s} = P_n - \{1/(1 - \tan^2 \phi)\} \cdot [W_n \{ \tan \phi \cdot \cos \phi - \sin \phi - K_h (\cos \phi + \sin \phi \cdot \tan \phi) \}] \quad (19)$$

となる。

b) 安定解析の手順

ここで、 n_1 をトップリングの組の最も上部のブロック、 n_2 をすべりを生じる組の最も上部のブロックと定義する。

ステップ1：極限平衡のための ϕ の値を次の条件を満たすように仮定する。

$$\phi > (\phi + \tan^{-1}(K_h)) \quad (20)$$

ステップ2：次の条件を満たすブロックのうち、最上部のブロックを n_1 と決定する。

$$(x_n/Y_n) < \tan(\phi + \tan^{-1}(K_h)) \quad (21)$$

n_1 より上部のブロックは安定部を形成する。

ステップ3：この n_1 のブロックから開始して、トップリングを防ぐのに必要な側方力 $P_{n-1, t}$ と、すべりを防ぐに必要な力 $P_{n-1, s}$ を式(17)および(19)から求める。もし、 $P_{n-1, t} > P_{n-1, s}$ であれば、そのブロックはトップリングを始めようとする状態であり、 P_{n-1} は $P_{n-1, t}$ に等しくなる。反対に、 $P_{n-1, s} > P_{n-1, t}$ ならば、そのブロックはすべり出す状態にあり、 P_{n-1} は $P_{n-1, s}$ に等しくなる。

ステップ4：この手順を次にその下の $(n-1)$ 番目のブロック、およびその下の全ブロックに対して調べていく。ついには、あるブロックにおいて $P_{n-1, s} > P_{n-1, t}$ の状態になるとき、これが n_2 ブロックとなる。このブロックとこれより下の全ブロックの極限状態はすべりの状態となる。 $P_{n-1, s} > P_{n-1, t}$ の条件がどのブロックに

も成り立たなければ、すべりの組のブロックは存在せず、トップリングがブロック1まで波及することになる。

ステップ5：のり尻のブロック1について、 $P_o > 0$ であれば斜面は仮定した ϕ の値で不安定であるといえる。したがって、 ϕ を大きな値にとりなおし、再計算する必要がある。また $P_o < 0$ であれば、反対に ϕ の値を小さく取って再計算を行う。 P_o が十分に小さければ、この ϕ を極限平衡のための値 ϕ_L （以下、極限内部摩擦角）とすることができる。本研究では $|P_o| < 0.05$ (tf) となるまで繰り返し計算をした。

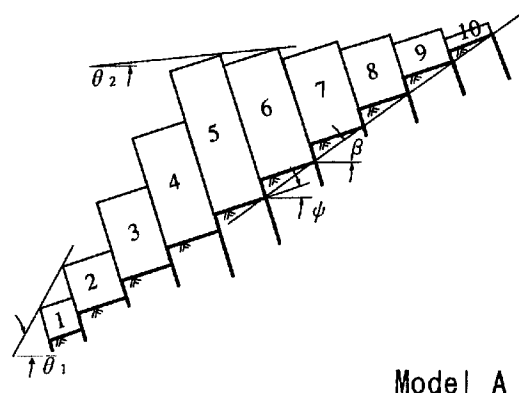
ステップ6：このようにして得られた、ある水平震度(k_h)のときの極限内部摩擦角 ϕ_L と安定解析を行うとする斜面の内部摩擦角 ϕ を比較することにより、その斜面の安定性を調べることができる。つまり、 $\phi < \phi_L$ のときその斜面は不安定であると言える。

(3) モデル斜面への適用結果

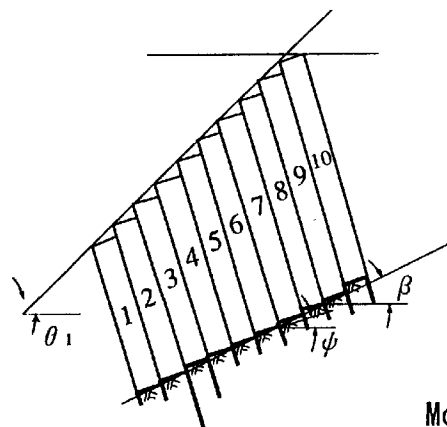
本研究ではFig. 10に示すようなモデル斜面に対して、前節の方法を用いて安定解析を行う。モデルAは遷急点が斜面中央部にある場合を、モデルBでは遷急点が斜面上部にある場合を想定している。

Table 1に示す条件で、それぞれのモデル斜面に地震動を作用させ、そのときの限界内部摩擦角 ϕ_L を求めた。得られた水平震度(k_h)と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係をFig. 11a)-b)に示す。

遷急点が斜面中央部にある場合を想定したタイプ1～3についてみると、節理の傾斜角 ψ の値の小さいタイプ1はタイプ2および3に比して、水平震度(k_h)に対する極限内部摩擦角 ϕ_L の値が小さいことがわかる。例えば、水平震度(k_h)を0.1として作用させた場合、タイプ1では極限内部摩擦角 ϕ_L の値がゼロ、タイプ3では 41.4° となっていることから、タイプ1では内部摩擦角 ϕ がゼロであってもトップリングおよびすべりは生じないのに対して、タイプ3では内部摩擦角 ϕ が 41.4° 未満であれば、トップリングもしくはすべりが生じることになる。つまり、節理の傾斜角 ψ の値が大きいほど、地震動が作用した場合に壊れやすい傾向があるといえる。また、遷急点が斜面上部にある場合を想定したタイプ4～5においても、先程と同様に節理の傾斜角 ψ の値が大きいほど、地震動が作用した場合に壊れやすい傾向がみられる。しかし、モデルAとBとでは、水平震度(k_h)が0.2までのそれぞれのタイプの斜面におけ



Model A



Model B

Fig. 10 Two models employed in the study

Table 1 Analysis condition for slope stability

Slope No.	Model type	ψ ($^\circ$)	β ($^\circ$)	θ_1 ($^\circ$)	θ_2 ($^\circ$)	Top's block No.
1	A	10	25	50	5	5
2	A	15	25	50	5	5
3	A	20	25	50	5	5
4	B	10	25	35	0	10
5	B	15	25	35	0	10
6	B	20	25	35	0	10

る極限内部摩擦角 ϕ_L は、ほぼ同じ様な値を示しているが、水平震度(k_h)が0.2以上になると、タイプ1では水平震度(k_h)が0.5の時でも極限内部摩擦角 ϕ_L の値は存在するが、タイプ4では水平震度(k_h)が0.32以上では存在しておらず、タイプ1に比して

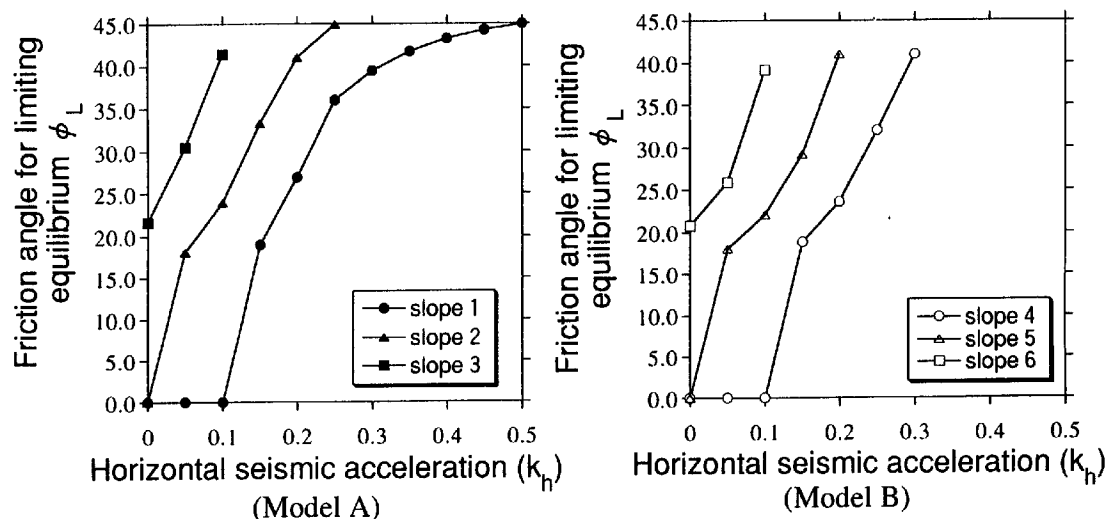


Fig. 11 Relation between horizontal seismic acceleration and friction angle for limiting equilibrium on each slope type

トップリングもしくはすべりが生じやすいといえる。

また前節の手順2～4の間にトップリングを起こす組の最上部のブロック n_1 とすべりを生じる組の最上部のブロック n_2 が求まることから、限界平衡時の各ブロックの挙動がどのような状態であるかを調べた。その結果をFig. 12 a)-f)に示す。

これらの図より、斜面中央部に遷急点があるタイプ1～3では、遷急点を中心にして、遷急点より上部では安定のブロックが、遷急点付近ではトップリングのブロックが、下部ではすべりのブロックが存在している。また、それらは水平震度(k_h)の値が大きくなるにつれて、トップリングのブロックの上部および下部方向に広がっているのがわかる。斜面上

部に遷急点があるタイプ4～6をみるとタイプ1～3とは異なり、トップリングのブロックは斜面の最上部から始まっており、トップリングが起こると安定ブロックが存在しなくなることがわかる。また、水平震度(k_h)の値が大きくなるにつれて、トップリングのブロックが下部方向に広がっているのがわかる。これらのことから、トップリングは遷急点付近かを中心にして始まり、水平震度(k_h)の値が大きくなるにつれて、ブロック全体に広がっていくといえる。

本節ではモデル斜面に対して本手法を適用したが、実際の斜面に本手法を用いる場合、安定解析を行うとする斜面の内部摩擦角 ϕ 、節理の傾斜角 ψ 、基

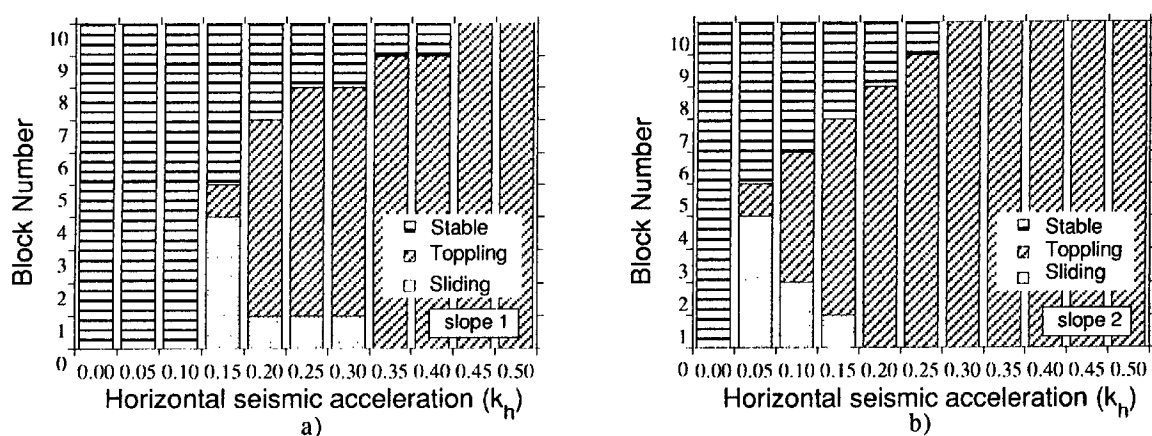


Fig. 12 Behavior type of each block at limiting equilibrium condition (a) ~ b))

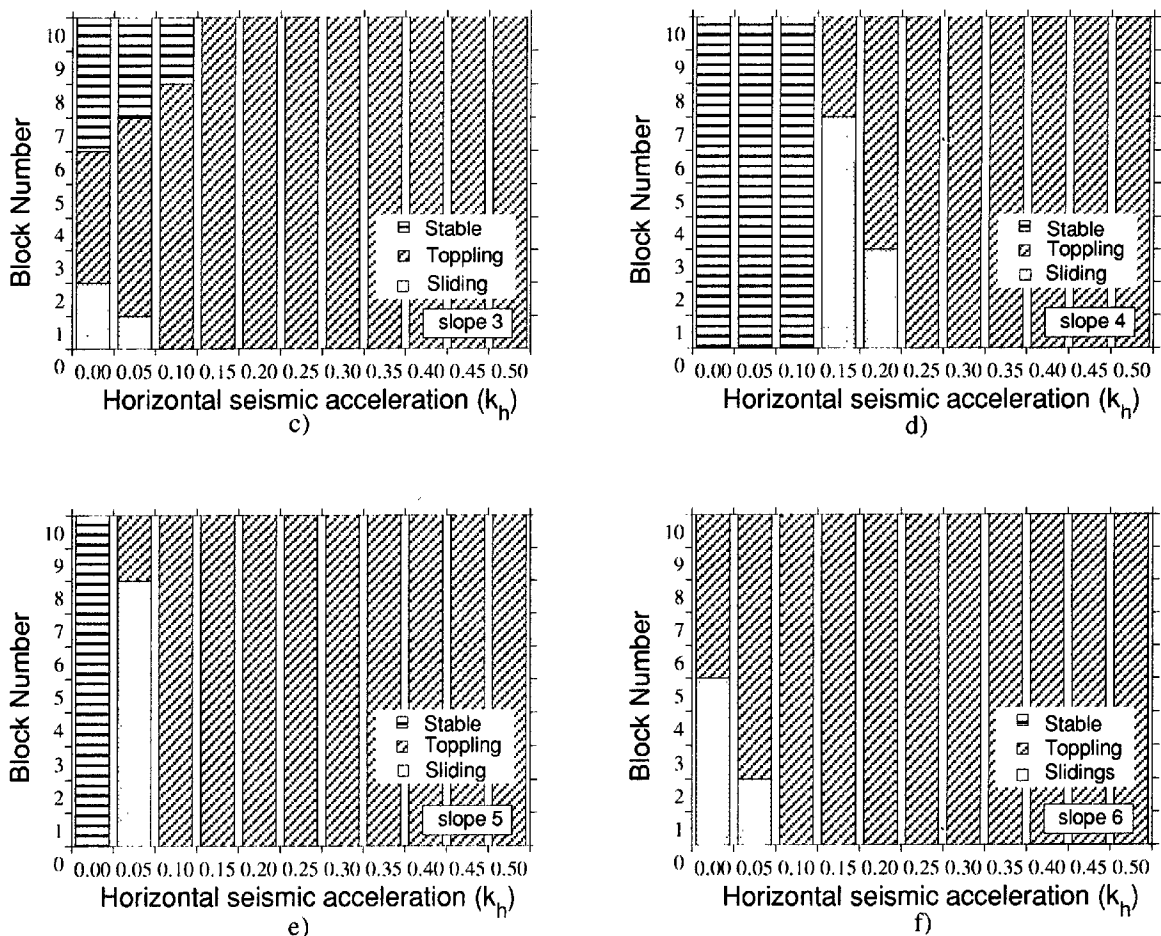


Fig. 12 Behavior type of each block at limiting equilibrium condition (c) ~ f)

盤の傾斜角 β 等がわかれば、Fig. 11に示したような水平震度 (k_h) と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係から、その ϕ における極限平衡状態となるような水平震度 (k_h) を求めることができる。また n_1 および n_2 の関係から、その時の各ブロックの挙動をも表すことができるといえる。

(4) 崩壊斜面への適用結果

今回の地震により発生したトップリング性斜面崩壊を対象に安定解析を行った。

対象とした斜面はFig. 13に示す住吉川上流の小峰ヶ原堰堤付近で発生した斜面崩壊である。この崩壊斜面の崩壊源は凹凸の激しい階段状の破壊面を示しており、節理が発達している岩盤斜面であることがわかる。また崩壊斜面の下端部には崩壊した角礫状の岩が堆積しており、大きいものでは直径が約1.5mもあった。崩壊斜面1および2の縦断面は、現地測量または縮尺1/2,500の地形図より求めた。それぞ

れの縦断面をFig. 14に、解析条件をTable 2に示す。

これらの崩壊斜面に対して前節と同様に、地震動を作用させ、そのときの限界内部摩擦角 ϕ_L を求めた。得られた水平震度 (k_h) と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係をFig. 15に示す。この図より、斜面No. 1の常時 (水平震度 (k_h) がゼロの時) の極限内部摩擦角 ϕ_L の値は 27.5° であるのに対して、斜面No. 2は 42.9° と斜面No. 1に比してかなり大きな値であるといえる。しかし、水平震度 (k_h) が大きくなるにつれて、これらの値はほぼ同じ値の 44.7° を示していること

Table 2 Analysis condition for failed slope

Slope No.	ψ ($^\circ$)	β ($^\circ$)	θ_1 ($^\circ$)	θ_2 ($^\circ$)	Top's block No.
1	11	43	60	8	10
2	22	45	80	15	6

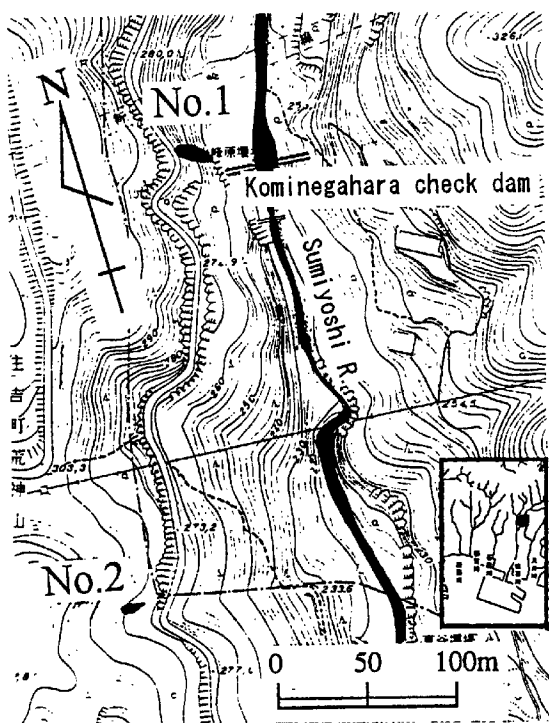


Fig. 13 Location map of two failed slopes

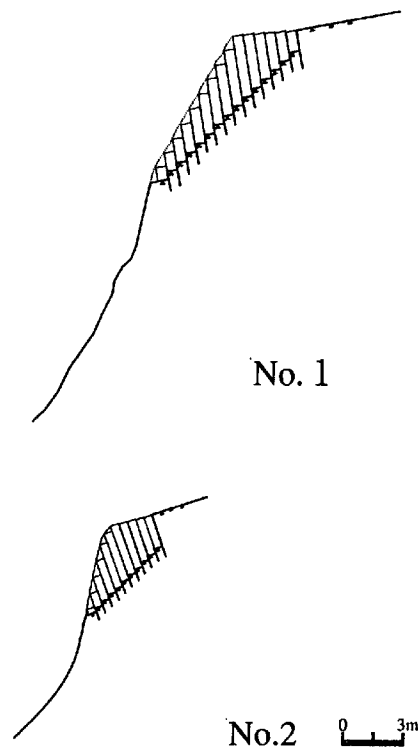


Fig. 14 Longitudinal profile of failed slopes

がわかる。これは、この2つの斜面の持つ内部摩擦角 ϕ の値が同じであるとしたならば（ただし、斜面No. 2が常時において安定であるためには内部摩擦角 ϕ の値は常時の極限内部摩擦角 ϕ_L が 42.9° 以上であることが必要）、斜面No. 1の方がNo. 2に比して常時や水平震度(k_h)の値が小さいときには安定であるといえる。

また、これら2つの斜面は今回の地震によりともに崩壊している。Fig. 13より2崩壊地間の距離は約230mであることから、地質的にもほぼ同一の六甲花崗岩で、作用した地震動の大きさもほぼ同一と考え、Fig. 15の2曲線の交点で示される極限内部摩擦角 ϕ_L と水平震度(k_h)の値が、これら2崩壊地のもつ内部摩擦角 ϕ と作用した地震動であると考えられる。つまり、これら2崩壊地の内部摩擦角 ϕ は、Fig. 15より極限内部摩擦角 $\phi_L (= \phi)$ は 44.7° で、水平震度(k_h)は0.28であったと考えられる。また、このとき斜面No. 1の全てのブロックがトップリングのブロックに属し、斜面No. 2では最上部から3番目のブロックまでがトップリングに、2番目と1番目のブロックはすべりのブロックであった。

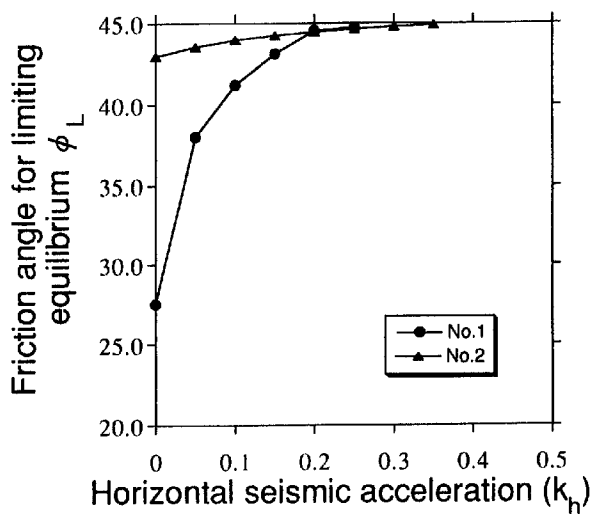


Fig. 15 Relation between horizontal seismic acceleration and friction angle for limiting equilibrium

5. 結論

本研究では1995年兵庫県南部地震により六甲山系で発生した山腹崩壊の特徴および崩壊発生後の現地踏査結果より地震時において出現したであろう山腹崩壊機構をトップリング型と推定し、HoekとBrayが提案している階段基盤上に生じるトップリングの極限平行解析モデルに地震動を外力として作用させ、そのとき得られる極限内部摩擦角 ϕ_L を用いて、斜面の安定性の検討を試みた。得られた結果を以下に列挙する。

- 1)モデル斜面に適用させた結果、極限内部摩擦角 ϕ_L と水平震度(k_h)の関係から、対象とする斜面の内部摩擦角 ϕ がわかれば、その斜面がトップリングまたはすべりを起こすのに必要な地震動の値を求めることができ、そのときの崩壊のメカニズムを明らかにすることができることが明らかになった。
- 2)今回の地震により発生した近接するトップリング崩壊斜面に対して本手法を適用させた結果、これら2崩壊地の極限内部摩擦角 $\phi_L (= \phi)$ は 44.7° で、水平震度(k_h)は0.28であった。また、このとき斜面No. 1の全てのブロックがトップリングのブロックに属し、斜面No. 2では最上部から3番目のブロックまでがトップリングに、2番目と1番目のブロックはすべりのブロックであり、どちらの斜面においてもトップリング崩壊を起こしていたことが明らかになった。

今後は落合ほか(1994)が進めている山体の動的応答解析をも取り入れ、崩壊発生場所の地形条件をより明確にしていく予定である。

参考文献

- Ashby, J.(1971): Sliding and toppling models of failure in models and jointed rock slopes, M. Sc Thesis, London Univ., Imperial College.
- 落合博貴・松浦純生・竹内美次・柳瀬秀雄(1994) : 山体による地震動の増幅効果と斜面崩壊, 第33回地すべり学会研究発表会, pp. 337-340.
- 沖村孝(1996) : 兵庫県南部地震と斜面災害ー山腹斜面崩壊ー, 地すべり技術, 23-2, pp. 38-44.
- 沖村孝(1995) : 兵庫県南部地震による六甲山系の斜面崩壊, 土質工学会第30回研究発表会特別セッション資料, pp. 49-60.
- 富田陽子・桜井亘・中 庸充(1996) : 六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について, 新砂防, 48-6, pp. 15-21.
- Hoek, H. and J. Bray(1981): Rock Slope Engineering (岩盤斜面工学, 小野寺透・吉中龍之進訳, 朝倉書店, 203p.)
- 石田毅, 日比野敏, 北原義浩, 浅井義之(1985) : 斜面の転倒・滑落破壊に対する個別体要素法の適用性について, 土木学会論文集, 第358号, III-3, pp. 147-155.