

# 地震による二三の斜面崩壊の解釈

小林 芳 正

## ANALYSES OF SEVERAL EARTHQUAKE-INDUCED SLOPE FAILURES

By *Yoshimasa* KOBAYASHI

### Synopsis

The effect of vertical acceleration on slope stability is analysed and found to be insignificant in assessing the value of critical acceleration. A simple relationship between static factor of safety  $F$  and horizontal critical acceleration  $K$  is derived for an infinite slab- and a simplified slice model. The critical acceleration for a slope failed in 1978 Izu-Oshima earthquake and in rainfalls preceding and following the event is investigated and the effect of water content of surface soil on the critical acceleration is evaluated. The speed of a slide in the same earthquake is analysed and the coefficient of friction of  $11^\circ$  to  $15^\circ$  is deduced on the basis of energy-conservation law.

### 1. はじめに

近年、地震による斜面崩壊に伴う被害の比重が高まってきている。とくに、1974年伊豆半島沖地震、1978年伊豆大島近海地震ではその傾向が著しかった。このような崩壊を事前に予測するためにも、また危険と推測される斜面の安全率や補強方法を検討するためにも、地震による斜面崩壊のメカニズムを研究し、その諸要因を明らかにしておくことが必要である。

小論はこのような目的で、近年の地震の際起こったいくつかの斜面崩壊事例をとりあげ、その分析結果を述べたものである。

### 2. すべり安定計算

#### 2.1 上下動の影響

斜面の地震時安定解析において、しばしば水平加速度のみが考慮される。一般に、斜面のすべり安定は、外向き上方に加速度が作用するとき最も危険となるので、上下動を無視した場合の解析結果は危険側となると考えられる。そこでその程度を確かめておくため、上下動と水平動が同時に作用する場合の一連の計算を行なった。

Fig. 1 のような簡単なモデルに対して、限界震度(係数)  $K_c$  は

$$K_c = \frac{c' L/W + (1-U) \cos \theta \cdot \tan \phi' - \sin \theta}{\cos(\theta + \alpha) + \sin(\theta + \alpha) \cdot \tan \phi'} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに  $c'$ : 粘着力,  $\phi'$ : 摩擦角,  $U$ : 間隙水圧係数,  $L$ :

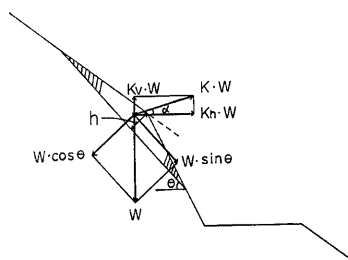


Fig. 1. Force equilibrium for a sliding block under the action of earthquake force  $K \cdot W$ .

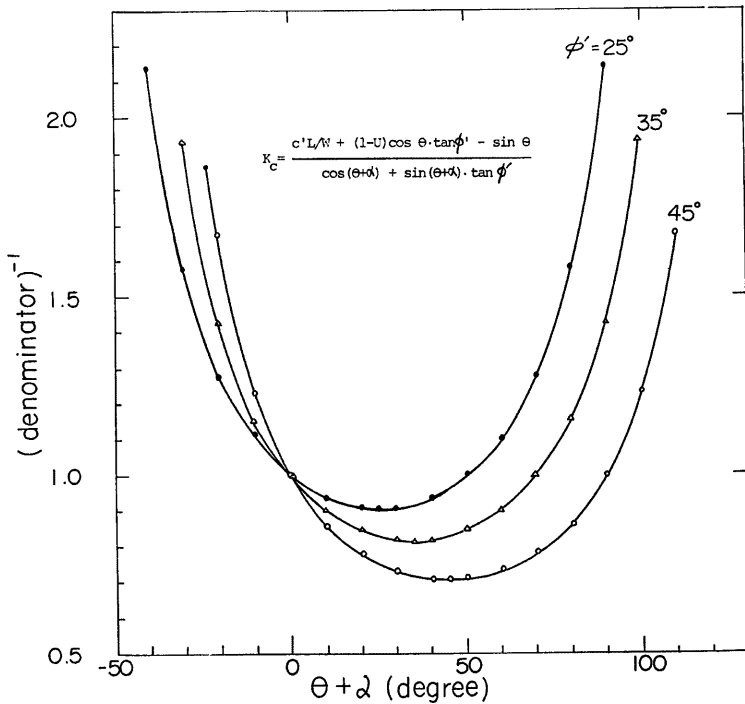


Fig. 2. Effect of acting angle of earthquake force  $\alpha$  from horizontal on stability of a sliding block.

土塊の底辺長,  $W$ : 土塊の重量,  $\theta$ ,  $\alpha$ : 図に示される角度である。式(1)の分子は加速度の作用方向  $\alpha$  によらないから,  $K_c$  の  $\alpha$  依存性は分母を介するもののみである。そこで分母の逆数を  $\theta + \alpha$  に対して図示すると Fig. 2 のようになる。(分母) $^{-1}$  は  $\theta + \alpha$  に対して極小をもち, すべりにとって効果的な地震力の作用方向  $\alpha$  が存在することがわかる。その角度は  $\alpha = \phi' - \theta$  である。しかし, この極小はあまり鋭いものではなく, 極小値を1.0とすると, 1.1を与える角度は  $\alpha = \phi' - \theta \pm 25^\circ$  程度であり, 実質的な極小はかなり巾が広い。また, 自然で平衡状態にある斜面では  $\theta \approx \phi'$  と考えられるから  $\alpha = 0$  においても, 限界震度  $K_c$  の値にはそれほど強く影響しないであろう。このような原理から, 以下では常に  $K_c = K_H$  ( $K_c = 0$ ) として議論をすすめることにする。

## 2.2 静的安全率 $F_s$ と限界震度 $K_c$

Sarma<sup>1)</sup> は斜面の静的安全率  $F_s$  の評価に水平限界震度  $K_c (= \alpha_h/g)$  を使うことを提唱し, 経験的な  $F_s \sim K_c$  関係曲線を示した。この図によれば,  $K_c$  を知って  $F_s$  を推定することが出来るが, この方法によることの利点は通常の  $F_s$  の計算におけるようにくりかえし計算を必要としない点, および抵抗力がすべり面上のすべての点で100%発揮された状態での計算である点であるといわれる。

斜面のすべりにおいて,  $F_s$  が小さければ  $K_c$  は低く,  $F_s$  が大きければ  $K_c$  は高いであろうということは当然のことである。この関係は簡単な条件のもとでは数式で示すこともできる。たとえば, Fig. 3 のようすべり面に接する長さ  $L$ , 重量  $W$  の土塊を考えると,

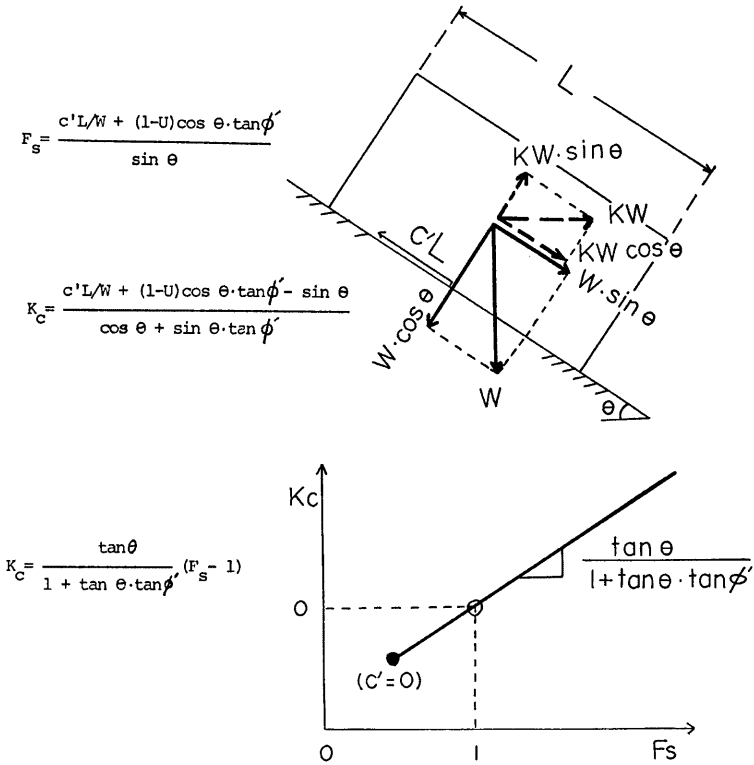


Fig. 3. Factor of safety  $F_s$  and critical acceleration factor  $K_c$  for a sliding block.

$$F_s = \frac{(c'L/W) + (1-U)\cos\theta \cdot \tan\phi'}{\sin\theta} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$K_c = \frac{(c'L/W) + (1-U)\cos\theta \cdot \tan\phi' - \sin\theta}{\cos\theta + \sin\theta \cdot \tan\phi'} \quad \dots\dots\dots(3)$$

が成立つ。記号の意味は前出と同様である。

いま、(2)、(3)式から  $c'$  を消去すると

$$K_c = \frac{\sin\theta}{\cos\theta + \sin\theta \cdot \tan\phi'} (F_s - 1) = \frac{\tan\theta}{1 + \tan\theta \cdot \tan\phi'} (F_s - 1) \quad \dots\dots\dots(4)$$

が容易に導かれる。ただし、(4)式の適用範囲は  $c' > 0$  により

$$F_s \geq \frac{(1-U) \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi'}{\sin\theta} \quad \text{または} \quad K_c \geq \frac{(1-U)\cos\theta \cdot \tan\phi' - \sin\theta}{\cos\theta + \sin\theta \cdot \tan\phi'} \quad \dots\dots\dots(5)$$

である。

式(4)は Fig. 3 のような直線を表わしており、 $F_s=1$  のとき  $K_c=0$  (地震力が作用しなくてもすべる)、 $F_s$  が大なるほど  $K_c$  が大きいという関係を表わしている。その勾配はすべり面の傾斜角  $\theta$  と摩擦角  $\phi'$  のみによって定まり、 $\phi'$  が大なるほど緩勾配である。

興味あることは、式(4)のような  $F_s$  と  $K_c$  の関係は Fig. 3 のような平面すべりだけでなく、簡単化されたスライスモデル(スライス間の内力を無視する場合)においても成立つことである。ただし、その場合、式(4)中の  $\tan \theta$  を  $\sum_i W_i \sin \theta_i / \sum_i W_i \cos \theta_i$  で置き換えねばならない。ここにサフィックス  $i$  はスライスの番号、 $W$  は重量、 $\theta$  はすべり面の傾斜角である。

次に、現実的な斜面の限界震度を調べてみよう。土構造物の計画安全率は  $F_s=1.2\sim 1.3$  位にとられることが多いが(日本道路協会<sup>20</sup>)、常時安全率  $F_s=1.3$  のときの限界震度  $K_c$  を計算してみた結果は Fig. 4 のようである。ただし、斜面のモデルとして1974年伊豆半島沖地震によりすべった中木の斜面の内 Case B1 を採用した(Fig. 5)。

Fig. 4 から一様に  $F_s=1.3$  であっても、 $c'$  と  $\phi'$  の組合せに応じて  $K_c=0.14\sim 0.22$  と大巾に異なることがわかる。この理由は、このモデルにおいては、 $c'$  は地震力が作用しても全く影響を受けないのに対し、 $\phi'$  の効果すなわち摩擦力は土塊の浮き上る傾向により減少するためであり、同じく  $F_s=1.3$  であっても、より強く  $c'$  に依存している斜面ほど地震力の影響を受けにくいのである。このことは Fig. 3 式(4)の直線の配が  $\phi'$  …大なるほど緩いということ、いいかえれば等しい  $F_s$  であっても  $\phi'$  が大なるほど ( $c'$  が小なるほど)  $K_c$  が小さいということも説明している。

従って、斜面の地震時安定を評価するためには、 $F_s$  を知るだけでは十分でなく、 $c'$  (または  $\phi'$ )、すなわちすべりに対する抵抗力の内容も知る必要がある。

### 2.3 雨の効果と地震の効果

表層崩壊が降雨時に多発することから、表層のすべりに対する安全率が降雨により低下することは明らかである。この効果を降雨量と定量的に結びつけて論じるのは難かしいが、定性的には小橋他<sup>21</sup>により明らかにされている。すなわち、土は降雨前からある初期含水比にあるが、降雨に伴ない不飽和浸透が起り、間隙水圧を発生する直前までに一定量の水を吸収する。これを初期貯留量という。初期貯留完了後は、あとわずかの浸透水の追加により間隙水圧が急激に発生する。

表層のすべりの安全率は、間隙水圧が発生すると極度に低下するが、斜面によっては合水に伴う表層の密度増加の効果だけで崩壊するものもあると考えられる。次に、このことを考慮しつつ、伊豆大島近海地震で崩壊した河津町梨木の切取斜面(バス事故現場の西および東斜面)の安定を検討してみよう。

この切取斜面は1972年の完成後、1976年に降雨(たぶん10月9日の石廊崎で日降水量 94.5 mm)により崩壊した。そのため、この斜面の西半分において改良工事のところ、1978年1月14日の伊豆大島近海地震が起り、再び崩壊してバス埋没事故を起こしたのである。この崩壊はさらに1978年3月28日の降雨(石廊崎で 55.0 mm)により上部に波及拡大した(Fig. 6)<sup>22</sup>。したがって、この斜面は上記程度の降雨によっても、また1月14日の地震(この地点で最大加速度 0.4 g と推定されている)によっても崩壊するような安全率だったことになる。

この地点の地質は湯ヶ島層群の火山礫岩ないし凝灰角礫岩を基盤とし、その上に更新世～完新世の火山噴出物および岩屑がのっている。そこで、このような材料のとりうる定数として、密度  $\gamma_d=1.0\sim 1.7\times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>、粘着力  $c'=0\sim 50$  KPa (=1/98 kgf/cm<sup>2</sup>)、摩擦角  $\phi'=10\sim 45^\circ$  を仮定し、限界震度  $K_c$  を計算してみた。

この斜面は、晴天時の  $K_c\leq 0.4$  の地震動によっても、また雨によっても崩壊しているので、安全解析の結果、 $\gamma=\gamma_d=1.0\sim 1.35\times 10^3$  kg/m<sup>3</sup> のとき、 $K_c\leq 0.4$  で、また  $\gamma=\gamma_s=1.7\times 10^3$  kg/m<sup>3</sup> のとき  $K_c=0$  で崩壊しなければならない。ただし、降雨時に間隙水圧が発生したとすれば、降雨時には  $\gamma=\gamma_s$  とするだけでなく、さらに  $\phi'$  が大巾に減少したと仮定してよい。許容される  $c'$ 、 $\phi'$  の計算結果は Fig. 7 に示すとおりである。

結局、降雨時にも間隙水圧が発生しなかったとする場合、乾燥密度  $\gamma_d=1.0$ 、飽和密度  $\gamma_s=1.7$  に対し、西斜面；  $c'=29$  KPa、 $\phi'=20^\circ$

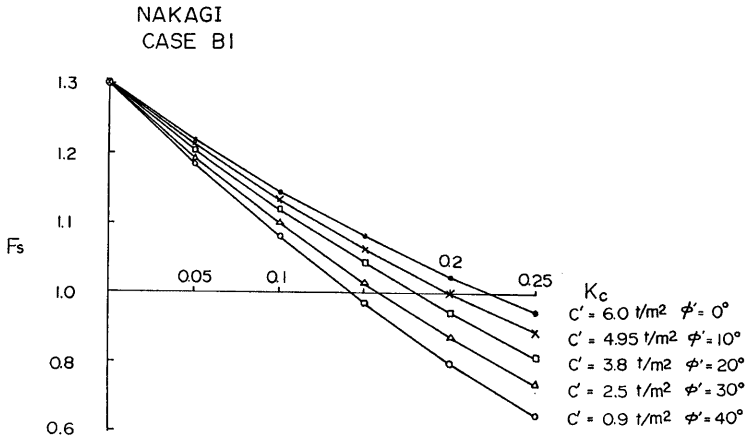


Fig. 4. Critical acceleration factor  $K_c$  for slopes of  $F_s=1.3$ . It depends on the values of  $c'$  and  $\phi'$ .

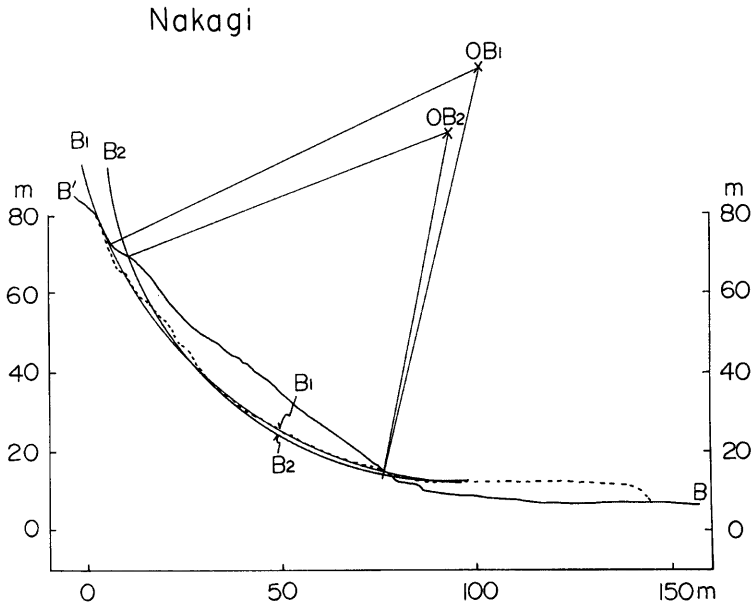


Fig. 5. Cross section of the slope at Nakagi, which slid in the 1974 Izuhanto-Oki earthquake.

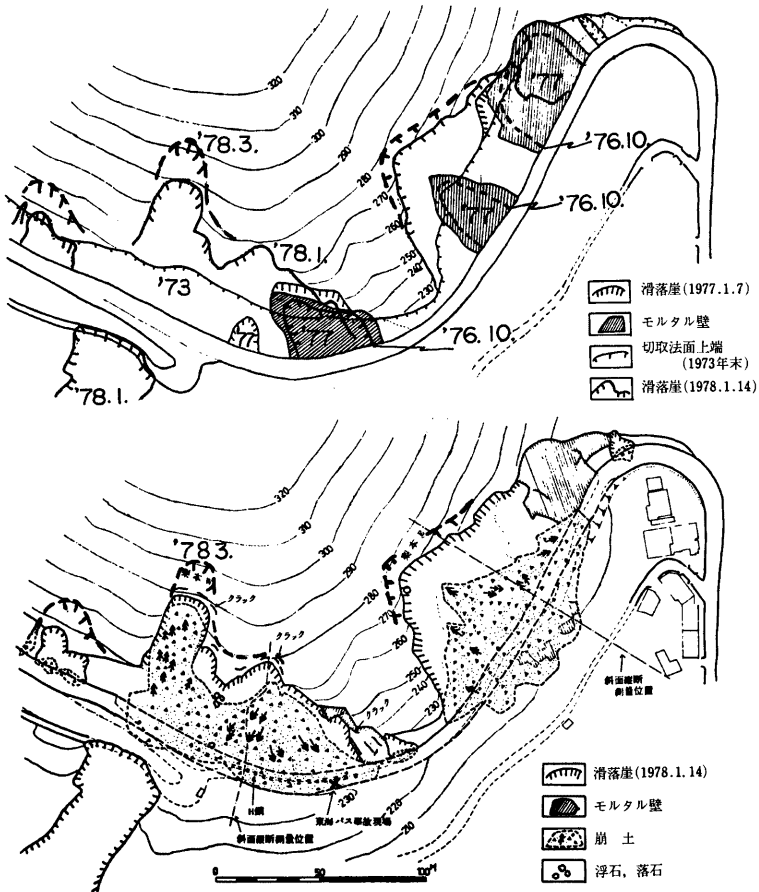


Fig. 6. Evolution of the slope at Nashimoto, which slid in the 1978 Izu-Oshima earthquake (after Hatano et al.<sup>9)</sup>).

東斜面；  $c' = 31 \text{ KPa}$ ,  $\phi' = 10^\circ$

であったとすれば、雨による崩壊、地震による崩壊とも説明がつく。乾燥密度  $\gamma_d = 1.35$ 、飽和密度  $\gamma_s = 1.7$  に対しては適した  $c'$ ,  $\phi'$  は存在しない。(Fig. 7 上で交わらない。)

降雨時に間隙水圧が発生したとする場合は、 $\phi'$  の効果が著しく減殺されるので、Fig. 7 中の  $K_c = 0.4$  に対する曲線以下のすべての  $c'$ ,  $\phi'$  が許容される。その範囲は図中にハッチで示されている。

上に求められた  $c'$ ,  $\phi'$  のうち、どれが妥当な値であるかは調査不十分のため結論できない。しかし、岩崎他<sup>9)</sup>によれば当地点の定数は  $\gamma = 1.7$ ,  $c' = 3 \text{ t/m}^2 (\approx 30 \text{ KPa})$ ,  $\phi' = 30^\circ$  程度とされており、またすべり面付近に地下水は認められなかったという。以上のことから、上の試算のうち、間隙水圧が発生しなかったとした場合の  $c' = 30 \text{ KPa}$ ,  $\phi' = 10 \sim 20^\circ$  程度が可能性が高い値と思われる。

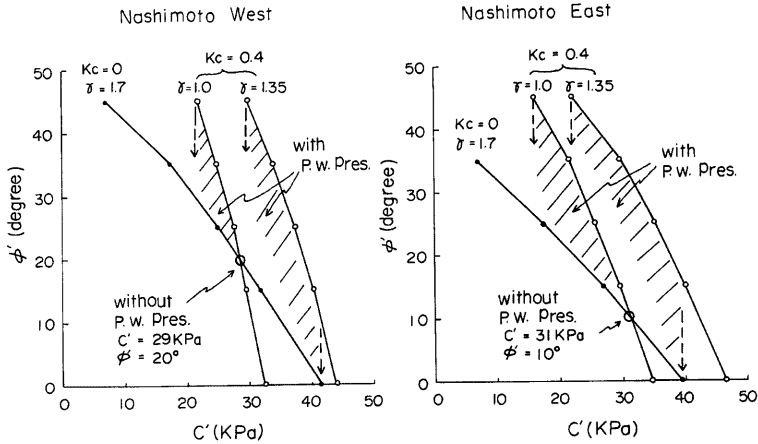


Fig. 7. The estimated  $c'$  and  $\phi'$  for the slope at Nashimoto, which slid by  $K_c \leq 0.4$  in dry state and by  $K_c = 0$  in saturated state.

### 3. すべり速度の推定

地震による地すべり性崩壊はときに急速な運動となり、また遠方にまで達するため、大きい被害をひきおこすことがある。1978年伊豆大島近海地震の際、河津町見高入谷付近で起こった一連の地すべりはこの種のもので、そのうちの一つでは4戸埋没、7名死亡の被害が発生した (Fig. 8)。この地すべりは速度が高く、岩橋<sup>9)</sup>によれば「その時田尻川右岸戸外で農作業中の2名は避難できず、土塊の下敷になり死亡した」という。また大草他<sup>7)</sup>によれば「死亡した7名は、いずれも戸口から出て崩壊斜面から離れようとする方角で見出されており、ほかに2匹いた犬のうち1匹が生理になった。崩壊土砂の落下速度は15 m/sを越えていた」と推定されている。

ここではこの地すべりをとりあげ、すべり速度の推定を試みる。問題を簡単にするため、モデルとして、有限長の土層部分が  $y=f(x)$  なる形状の斜面上をすべり下りる過程を考える。土層部分は斜面形状に無抵抗

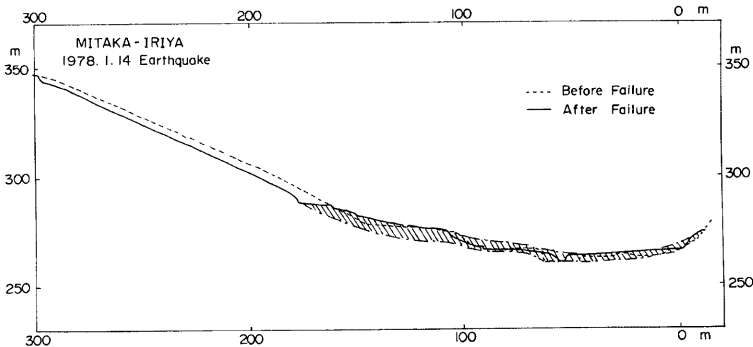


Fig. 8. Cross section of the slope at Mitaka-Iriya, which slid in the 1978 Izu-Oshima earthquake (after Hatano et al.<sup>9)</sup>)

に追随しつつすべるものとし、その厚さおよび斜面に沿ってはかられる長さは変化しないものと仮定すると、エネルギー保存則により次式が成り立つ。

$$V_0 = \frac{1}{2} M v_x^2 + F_x + V_x = F_f + V_f \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 $V$ : ポテンシャル・エネルギー、 $F$ : すべり過程で底面摩擦により消費されるエネルギー、 $M$ : 質量、 $v$ : 速度とし、サフィックス 0,  $x$ ,  $f$  はそれぞれすべりの始点、途中、終点を意味するとする。 $V$ ,  $F$  は次式で計算される。

$$V(x) = \gamma \int_s^{s+l} h(s) \cdot y ds = \gamma \int_{x_1}^{x_2} h(x) \cdot y \cdot \sqrt{1+y'^2} \cdot dx \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$F(x) = f \int_0^x ds \int_s^{s+l} \gamma \cdot h \cdot \cos \theta \cdot ds = f \int_0^x \int_{x_1}^{x_2} \gamma \cdot h(x) / \cos \theta(x) \cdot dx^2 \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに  $s$  は斜面に沿ってとった距離、 $y' = dy/dx$ ,  $h$ : 土層の厚さ、 $\gamma$ : 密度、 $l$ : 長さ、 $f$ : 摩擦係数、 $\theta = \theta(x)$ :  $x$  なる地点のすべり面の傾斜角である。

すべり速度を推定する前に、まずすべり安定を調べてみよう。モデルとして無限長斜面を仮定し、すべり面の強度定数は土木研究所<sup>7)</sup>の調査結果を参考に  $c' = 1.65 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi' = 22^\circ$  を仮定する。密度は表土で1.3, スコアアで1.5とされているのでその値を採用するほか、含水してやや重くなった状態も考え、それぞれ1.4, 1.6の場合も考慮する。すべり面の傾斜角も土木研究所<sup>7)</sup>に従い  $\theta = 32^\circ$  と  $25^\circ$  とを考える。以上の条件での

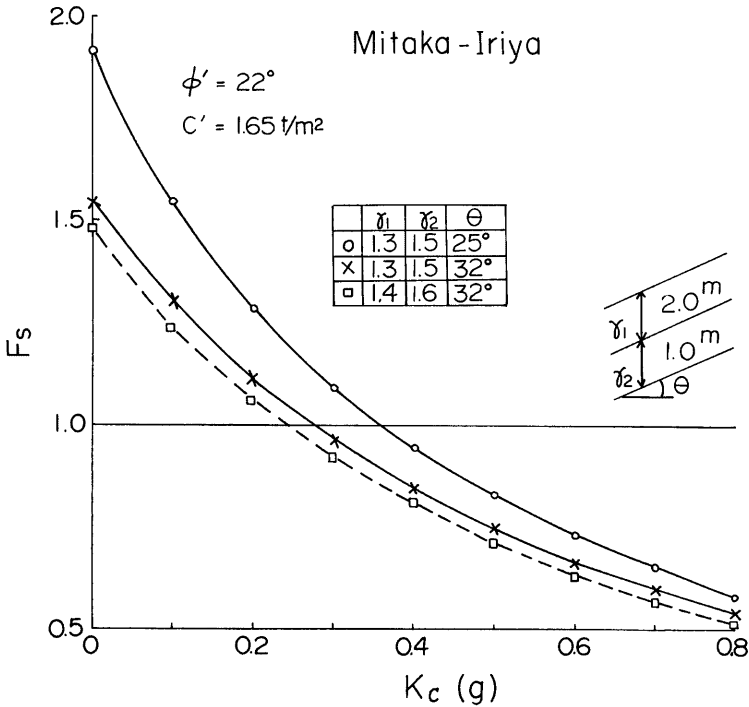


Fig. 9. Critical acceleration factor  $K_c$  for the slope at Mitaka-Iriya.



Mitaka-Iriya

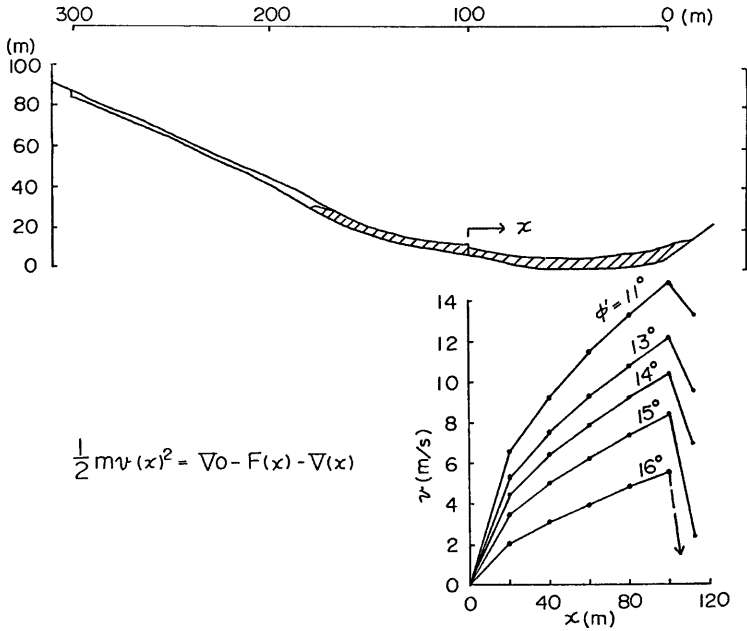


Fig. 10. Estimated sliding speed for slope at the Mitaka-Iriya.

計算結果は Fig. 9 のとおりである。 $F_s=1.0$  を与える  $R_H$  は Case 1~3 の順に 0.36, 0.27, 0.24 であり、土木研究所による値 0.4 前後に比べ低目である。これは本方法では 2.2 におけると同様、地震力がすべり面に働く垂直力を減殺する効果（土塊を浮き上げようとする効果）も考慮しているためであろう。いずれにせよ、この地点の最大加速度は 0.4 g 以上と推定されているから、これですべりが起こる条件は満たされていることになる。

次いで、すべり速度を推定することになるが、すべり面の形状、土層の厚さが与えられれば、式 (6), (7), (8) によって推定することができる。Fig. 8 の断面、土層厚を用いて計算した結果は、Fig. 10 の下半に示すとおりである。すなわち、土塊の先端が Fig. 8（または Fig. 10）のハッチの位置を止まるためには、 $\phi'=15^\circ$  を仮定するとちょうどよいが、その場合  $v_{\max}=8 \text{ m/s}$  にすぎず、大草他の推定値よりも大部低い。この崩土は対岸にもっと高くはい上ってから再びはねかえって来たものであるとの説もあるから、その場合を考慮し、 $\phi'=11^\circ$  と仮定すると  $v_{\max}=15 \text{ m/s}$  となる。いずれが真実に近いかに判定できるデータはないが、いずれの場合も、すべり安全における仮定された  $\phi'=22^\circ$  に比し、かなり  $\phi'$  が低くなければならないことになる。その原因を Okusa et al.<sup>8)</sup> はこの地点の土の高い鋭敏比 (4.5~5.0) に求めているが、この高速なすべりを説明するためには、すべりはじめてから何らかの理由ですべりに対する抵抗が著しく低下したと考えざるを得ないのである。

## 参 考 文 献

- 1) Sarma, S. K.: Stability analysis of embankments and slopes. *Géotechnique*, 23, 1973, pp. 423-433.
- 2) 日本道路協会：のり面工と斜面安定工指針, 1972, p. 164.
- 3) 小橋澄治・今井篤雄・今井重利・草野国重：砂質土斜面の雨水浸透および表層すべりについて. 鉄道技術研究報告, No. 737, 1970, p. 4~5.
- 4) 小林芳正：最近の地震による斜面災害の傾向. 地すべり, 17, 1980, pp. 30-38.
- 5) 岩崎敏男・川島一彦・安江朝光・仲野公章：地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討. 土木研究所資料, ISSN 0386-5878, 1978.
- 6) 岩橋 徹：1978年伊豆大島近海の地震による河津町見高入谷地区の崩壊型地すべりについて. 自然災害科学特別研究 (1) 202039, 1978, pp. 34-36.
- 7) 大草重康他：1978年1月伊豆大島近海の地震による見高入谷地区斜面崩壊に関する調査, 土木研究資料, ISSN 0386-5878, 1978.
- 8) Okusa, S., F. Tatsuoka, E. Taniguchi and Y. Ohkochi: Natural slope failures during earthquakes: A case study. Proc. 7. WCEE, 1980.
- 9) 羽田野誠一他：地くずれ調査一見高入谷と梨本, 伊豆の地震災害, 国土研・新建・地団研・科学者会議, 1978.