

# 31 山腹崩壊土砂の到達距離について

広島大学総合科学部 ○海堀正博・栃木省二  
 京都大学防災研究所 佐々恭二

はじめに 近年の宅地開発のビッチは加速度的に増しており、都市近郊の山間部での土砂災害危険地帯も急速に増えつつあるのではないと思われる。土砂災害の危険区域を設定するにあたっては、もし豪雨などにより土砂移動が起こったとしたときにそれらがどの程度の広がりを持つに至るかがあらかじめ推定できれば都合がいい。現状では不可能であるが、土石流危険渓流に関してはそれがだいぶ進んできており、土石扇状地となるであろう領域の推定方法もほかに確立されつつあるようである。それに対しがけ崩れや表層崩壊に関しては土石流ほど流下経路や発生位置が予測しがたいこともあって、研究が少ないように思われる。そこで、これまでの土質力学実験から得られた知見をもとに山腹崩壊土砂の到達距離について過去の資料もまじえながら考察してみたい。

1. 等価摩擦係数の導入と土砂移動現象との関係 Heimは質点力学的な考え方から、崩壊土砂の移動に関してその内部での相対運動は考えずに、その運動に影響を及ぼすものを重力と、土塊と斜面との間のすべり摩擦だけであるとしてモデルを作った<sup>1)</sup>。このモデルは本来重心の移動を取り扱ったものだが、重心線と、崩壊の最上部と堆積域の最下部とを結ぶ直線とがほぼ平行であることから後者が仮りのエネルギー線として用いられている(図1)。その後 Scheidegger<sup>2)</sup>, Hsü<sup>3)</sup> がこの直線の勾配の正接  $\tan \alpha$  のこと

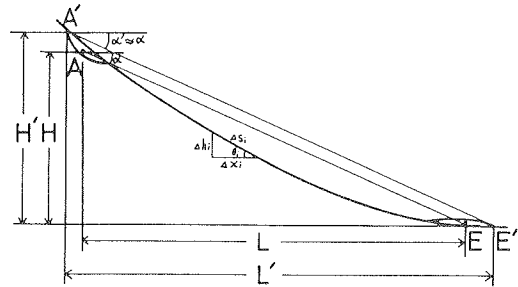


図1 山腹崩壊土砂の運動のモデル

を平均摩擦係数または等価摩擦係数と呼んだ。Körner<sup>4)</sup>, 奥田<sup>5)</sup> らも等価摩擦係数に関して土砂移動現象との関係を報告している。そこでは等価摩擦係数が、大規模崩壊になるほど小さくなり、流動性が極度に増大することが示されており、この点に関しては現在もお種々の議論がなされている。さて中小規模の山腹崩壊現象についてもこの等価摩擦係数の考え方をあてはめてみるとどうなるかを次に見てみよう。

1-1. 全国がけ崩れ調査結果から 表1~表3は建設省土木研究所が昭和50~52年に行った全国がけ崩れ調査結果<sup>6)</sup>からの引用である。これより崩壊土砂の運動の平均像を描いたものが図2である。この図より等価摩擦係

表1 崩壊の高さの分布

崩壊の高さ (a)	個数	頻度 (%)	相対累積度数 (%)
0~9	265	33.2	33.2
10~19	352	44.1	77.2
20~29	109	13.6	90.9
30~39	40	5.0	95.9
40~49	13	1.6	97.5
50~59	7	0.9	98.4
60~69	1	0.1	98.5
70~79	3	0.4	98.9
80~89	2	0.3	99.2
90~99	1	0.1	99.3
100~	6	0.8	100

表2 崩壊斜面傾斜の分布

斜面の傾斜 (度)	個数	頻度 (%)	相対累積度数 (%)
0~9	0	0	0
10~19	3	0.4	0.4
20~29	37	4.7	5.1
30~39	182	23.2	28.3
40~49	283	36.2	64.5
50~59	138	17.6	82.1
60~69	90	11.5	93.6
70~79	34	4.3	97.9
80~	16	2.1	100

表3 崩土の到達距離の分布

崩土の到達距離 (a)	個数	頻度 (%)	相対累積度数 (%)
0~4	301	37.8	37.8
5~9	201	25.2	63.0
10~14	115	14.4	77.4
15~19	55	6.9	84.3
20~24	38	4.8	89.1
25~29	19	2.4	91.5
30~34	21	2.6	94.1
35~39	9	1.1	95.2
40~44	6	0.8	96.0
45~49	4	0.5	96.5
50~	28	3.5	100

数を求めると、 $\tan \alpha = 0.66$ となった。また崩壊斜面傾斜に注目し、これと等価摩擦係数との関係を見るために反町がまとめたもの<sup>7)</sup>を引用し、少し手を加えたものが表4である。これより等価摩擦係数は崩壊斜面傾斜が大きくなるにつれ大きな値となることわかる。一般に斜面傾斜が大きい場合、大きなせん断力が常にかかっているにもかかわらず斜面が安定を保っているわけで、①斜面を構成している物質の内部摩擦角  $\phi$ 、粘着力  $c$  が大きい、

飽和になりにくい、等の条件が考えられる。逆に傾斜の小さい斜面が崩れる場合ほど流動性の高い現象となりやすいこともわかる。文献6)からのデータを使って崩壊斜面傾斜と等価摩擦係数との関係を表すと図3のようになる。すなわち崩壊斜面傾斜 $\theta$ が、 $30\sim 60^\circ$ の範囲に入っているものだけで全体の3/4を占めており、またその場合

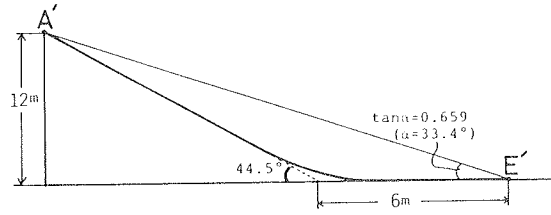


図2 崩壊土砂の運動の平均像(文献6)より)

表4 斜面傾斜と等価摩擦係数他の関係(文献7)に加筆)

	崩壊斜面傾斜 $\theta$ (度)	流下距離/ 崩壊高さ	等価摩擦係数 $\tan\alpha$	$\alpha$ (度)
(1)	$\theta < 30$	0.86	0.22	12.4
(2)	$30 \leq \theta < 40$	0.62	0.49	26.1
(3)	$40 \leq \theta < 50$	0.53	0.65	33.0
(4)	$50 \leq \theta < 60$	0.44	0.88	41.3
(5)	$60 \leq \theta < 70$	0.40	1.15	49.0
(6)	$70 \leq \theta$	0.45	1.60	58.0

の等価摩擦係数の分布範囲は、 $\tan\alpha=0.5\sim 0.9$

であることがわかった。なお傾斜 $\theta$ が $60^\circ$ を越える斜面での崩壊は、全体の1/6程度、逆に $\theta$ が $30^\circ$ を下回る斜面での崩壊は、全体の1/13程度である。

1-2. 千葉県下の災害調査結果から この災害は昭和46年9月6日から8日にかけて房総半島を中心に発生したもので、直接の誘因は台風25号と秋雨前線による豪雨であった。ここでは災害発生後の現地調査といくつかの土質試験を

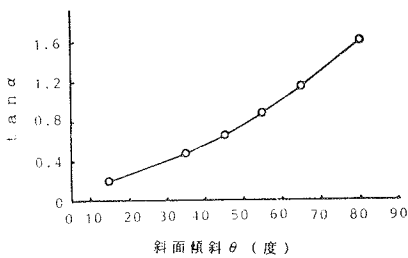


図3 崩壊斜面傾斜 $\theta$ 別の等価摩擦係数の平均値

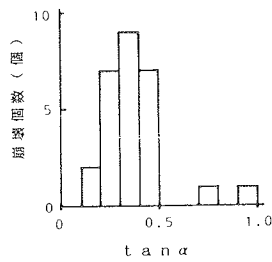


図4 千葉災害での等価摩擦係数

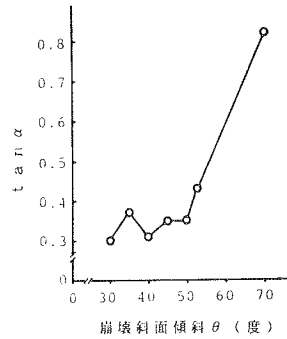


図5 千葉災害での $\theta - \tan\alpha$ 関係

行った小野寺らのまとめ<sup>7)</sup>をもとに等価摩擦係数を計算してみた(図4)。母集団の数<sup>7)</sup>が27しかないがその平均値を計算してみると、 $\tan\alpha=0.37$  ( $\alpha=20.3^\circ$ )となり、全体の7/10が、 $\tan\alpha=0.25\sim 0.50$ の範囲に分布していることがわかる。一方、崩壊斜面傾斜 $\theta$ の分布は全体の9/10以上が、 $30\sim 60^\circ$ の範囲に入っており、全国的な調査データとほぼ同じ傾向であるのに対し、崩壊斜面傾斜 $\theta$ 別の等価摩擦係数の平均値の関係は、 $\theta=70^\circ$ のときを除いて $\tan\alpha$ が小さいままである(図5)。このことは、崩壊斜面傾斜が全国平均的にも関わらず崩壊土砂の流動性が高かったことを意味している。

1-3. 島根県下の災害調査結果から この災害は昭和58年7月20日から23日にかけて島根県西部を中心に起こったもので、直接の原因は、最大総雨量742mm、最大時間雨量91mmという豪雨であった。奥田らがこの災害についてまとめたもの<sup>8)</sup>から等価摩擦係数に関するものを引用すると、図6のようになる。 $\tan\alpha$ は、全体の2/3が斜面崩壊では $0.3\sim 0.5$ に、土石流では $0.2\sim 0.4$ に分布している。これらを総まとめにしてみると $\tan\alpha=0.2\sim 0.5$ に全体の4/5が分布してお

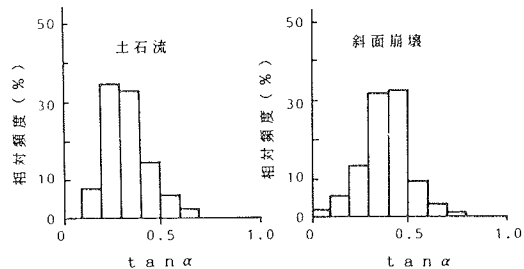


図6 島根災害での等価摩擦係数(文献9)より)

り、その平均値は $\tan\alpha=0.36$  ( $\alpha=19.8^\circ$ )で、千葉の災害から得られた値とほとんど等しいことがわかる。一方、崩壊斜面傾斜 $\theta$ の分布は全体の2/3が $16\sim 31^\circ$ の範囲に入っていた。千葉の災害に比べてより多くの土石流が発生したことを意味するものであろう。

2. 運動時の摩擦係数の測定 Heimのモデルでは運動時の摩擦係数が用いられていた。これを実際に求めるには佐々により開発された高速リングせん断試験が有効である。これについてはすでに昨年までの学会で発表しているのでここではまずこれと水路実験との比較を行う。流動深 $h$ と粒径 $d_0$ の関係を見るために、高橋<sup>10)</sup>、橋本<sup>11)</sup>による土石流実験のデータを引用すると、高橋の実験では、 $d_0=5.8\text{mm}$ の砂に対し、 $h=2.3\sim 3.2\text{cm}$ 、 $d_0=3.5\text{mm}$ の砂に対し、 $h=2.5\sim 5.6\text{cm}$ であることから、 $h/d_0=4\sim 16$ であり、橋本の実験では、 $d_0=8.2\text{mm}$ のメサライト球に対し、 $h=5\sim 12\text{cm}$ 、 $d_0=4.6\text{mm}$ の砂に対し、 $h=3\sim 11\text{cm}$ であることから、 $h/d_0=6\sim 24$ となった。一方、リングせん断中の粒子の挙動を側面からVTRでの録画・解析により、リングせん断における流動深 $h$ と粒径 $d_0$ の関係として、 $h/d_0=4\sim 15$ という結果を得た。この数値は明らかに水路実験のものと同程度と見なしうる。以上のことおよび昨年までの学会で得た結論をまとめると、次のようになる。①運動時に発揮される摩擦係数は、速度に関わらず、静的なせん断の残留時に発揮される摩擦係数に等しい。②しかも試料が乾燥状態であっても飽和状態であっても、またせん断様式が等圧的であっても等体積であっても、それらに依存しない一定の値である。③水路実験との比較から、リングせん断により得られた土の運動時の摩擦係数に関する知見は、実際の土砂移動現象に適用できること、その結果、崩壊土砂の運動時にも摩擦係数は一定であり、その値は静的なせん断の残留時の摩擦係数に等しいことがわかった。

3. 間隙水圧の考え方と等価摩擦係数について 運動時の摩擦係数については上記の通りであるが、運動に対する抵抗力については間隙水圧の残留の程度により小さくなる場合が考えられる。すなわち間隙水圧の発生もしくは残留により、運動時のせん断抵抗力は、 $\tau=(\sigma-k\cdot u)\cdot\tan\phi$  となり、せん断力は、 $\tau=\sigma\cdot\tan\theta$  で、これらのつりあいから、運動時の見かけの摩擦係数は、 $\tan\theta=((\sigma-k\cdot u)/\sigma)\cdot\tan\phi=f_1$  となる。ただし、 $\tau$ はせん断抵抗力、 $\sigma$ は全垂直応力、 $u$ は間隙水圧、 $k$ は間隙水圧の残留率、 $\tan\phi$ は運動時の摩擦係数、 $\tau$ はせん断力、 $\theta$ は斜面傾斜、 $f_1$ は運動時の見かけの摩擦係数を表す。昨年までの学会で発表した液化化が発生する場合には、 $k\cdot u=0.8\sigma$ 。粘性土で透水性が低く、低密度である場所が、地下水位の発生によって崩れる可能性がある場合には変形がゆっくり起こることから、非排水試験によって発生する間隙水圧 $u$ の一部が運動中にも残留すると考える(島根県中場の崩壊では $k=0.5$ とするとよく現状を説明できた)。その他の場合には、運動中の間隙水圧はないものと考え、 $k\cdot u=0$ とする。以上の方法によって $u$ の見積りを行い、運動時の見かけの摩擦係数 $f_1$ を計算し、崩壊現場から求められる等価摩擦係数 $\tan\alpha$ と比較してみると次のようになった。

3-1. 全国がけ崩れ調査の場合 ここでは土質試験はなされていないが、土の力学的性質としての残留時の摩擦係数として一般的には $\phi=25\sim 35^\circ$ を仮定することができる。 $u$ の推定にあたっては傾斜 $30\sim 60^\circ$ の斜面では大きな間隙水圧は作用しなかったものとし、 $u=0$ とすると、土砂の運動中の摩擦係数 $f_1=\tan\phi=0.47\sim 0.70$ となり、実際の崩壊が示す等価摩擦係数 $\tan\alpha$ とほとんど等しい値であると言える。

3-2. 千葉県下の災害調査の場合 このときの調査では現地にて採取されたいくつかの不攪乱試料を用いて土質試験がなされている。運動時に間隙水圧は発生しなかったとすると、運動中の摩擦係数は、 $f_1=0.23\sim 0.58$ となり、崩壊から求められた等価摩擦係数 $\tan\alpha$ と比較すると、その4/5以上が上記の $f_1$ の範囲に入っていることがわかる。

3-3. 島根県下の災害調査の場合 中場の崩壊現場から採取してきた試料による土質試験(表5、図7)から、残留時の摩擦角として $\phi=24.7\sim 37.0^\circ$ があげられ、これをこの地域の代表的な値であるとし、さらに、傾斜の小さい斜面に崩壊が多発していたことから地下水位が発生していて飽和になりやすく、しかも運動中にも間隙水圧が残留していたと考え、中場の土の実験値から求められた崩壊土砂の運動中の間隙水圧 $k\cdot u$ が全垂直応力 $\sigma$ の25～

33%であるとする、実際の崩壊土砂の運動中の摩擦係数 $f$ は0.31~0.57となる。崩壊土砂の運動から求められた等価摩擦係数 $\tan\alpha$ の分布と比較すると、小さいものでは合っていないがおおよそそのところはこの考え方でよいと思われる。

まとめ 土の運動時の摩擦係数を土質試験から求め、間隙水圧の発生・残留程度の見積りを行うことにより、

等価摩擦係数を推定することが可能になった。このことにより、これまで崩壊した後でしか等価摩擦係数が求められず、現象の後追的な説明しかできなかったの比へ、山腹崩壊土砂の到達距離などを予測し、危険区分図の作成のための基礎資料とすることができるものと思われる。最後にいろいろと御指導を賜りました京都大学農学部武居有恒教授・小橋澄治助教授に心から感謝いたします。

表5 島根県中場の崩壊地の土の土質条件

NO.	初期間隙比 $e_0$	乾燥密度 $\gamma_d$ ( $g/cm^3$ )	残留時の内部 摩擦角 $\phi$ (°)	初期の有効拘束圧 に対するピーク時の 間隙水圧 (%)	$f_r$
1	1.008	1.330	24.7	50.0	0.345
2	0.928	1.380	24.7	53.1	0.338
3	0.931	1.383	37.0	66.3	0.503
4	0.908	1.399	24.7	49.0	0.324
5	1.057	1.298	液状化 (24.7 ~37.0)	80.0	0.092 ~0.150
6	1.011	1.327			

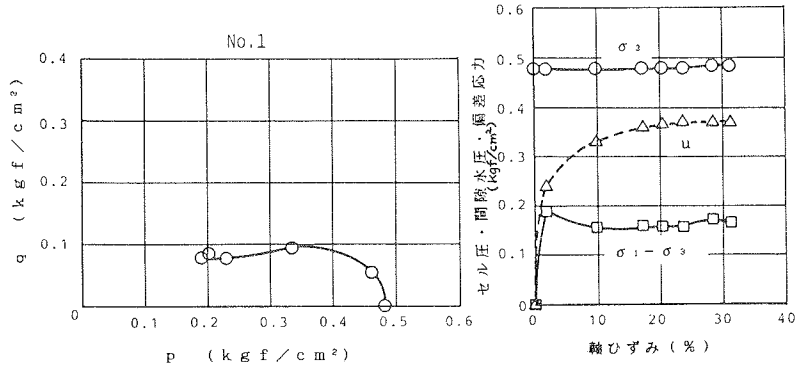


図7 島根県中場の崩壊地からの試料による非排水三軸圧縮試験結果

(左) 応力経路図 (右) 応力-ひずみ図

引用文献 1) Heim A.(1932): Bergsturz und Menschenleben. Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft in Zürich, Jahrg.77, Beiblatt Nr.20, 218s.  
 2) Scheidegger A.E.(1973): On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides. Rock Mechanics, vol.5, pp.231-236  
 3) Hsü K.J.(1975): Catastrophic debris streams (Sturzstroms) generated by rockfalls, Geol. Soc. of America Bull., vol.86, pp.129-140  
 4) Körner H.J.(1980): Modelle zur Berechnung der Bergsturz- und Lawinenbewegung (山崩れ運動となだれ運動の予測のためのモデル), INTERPRAEVENT 1980 国際自然災害防止シンポジウム論文集(日本語訳), 1982年, pp.169-206, アテネ出版  
 5) 奥田節夫(1984): 歴史的記録から見た大崩壊の土石堆積状態の特性, 京大防災研究所年報, No.27 B-1, pp.353-368  
 6) 建設省土木研究所(1979): がけ崩れ災害実態について, 土木研究所資料 第1492号  
 7) 反町雄二(1977): 崩壊土砂の流下距離, 土木技術資料 19-10, pp.37-42  
 8) 小野寺透・吉中竜之進・風間秀彦(1972): 土砂崩壊に対する土質工学的実態調査, 文部省科研「昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査」報告書, pp.53-74  
 9) 奥田節夫・沖村孝(1984): 三隅町における崩壊土砂の流送・堆積特性, 「昭和58年7月山陰豪雨災害の調査研究」文部省科研報告書, pp.33-37  
 10) 高橋保(1977): 土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研究所年報, No.20 B-2, pp.40 5-435  
 11) 橋本晴行(1984): 土石流の流動に関する研究, 九州大学学位論文