マスマーブメントの性質と物質構成・水・応力場*

Nature of Mass Movement—Materials, Moisture and Stress Field

中山 康**
Yasushi NAKAYAMA

Abstract

Either component or stress field classifies mass movement into creep and failure. If materials are soil, it will mean the shape of grain, its size distribution and its structure. Stress field consists of pore water pressure and grain-to-grain stress. It is about 10 years since R. J. Chandler, A. W. Skempton and S. Iwanaga presented their notable studies. It is their common results that landslide or landslip character depends on the clay content of moving mass. The threshold is between 20 and 30 percent. Under deformation, clay bears rarely variation in volume, while sand and silt keep dilatancy. Speciality of sand and silt is almost the same each other. The writer tried to show soil behavior by a grain model. That is, ball grain of sand and silt, and layer-built one of clay dominate their movement pattern.

キーワード: 粒径, ダイレイタンス, 液状化, 間隙圧, 杭

1. 序 論

わが国では、地すべりが低速度のクリープを意味して高速度の崩壊（崖崩れ）と対比される用語として使われてきた。しかし、海外では landslide が高速度の移動、すなわち崩壊や土石流に近いものまで含む内容を持っている。このように複雑な現象をできるだけ統一的に扱うように、移動層の物質構成・水・応力場をとりあげる。岩石すべりといってもすべり面付近の土の性質の違いで滑動の様相は全く異なるので土を重点的に扱うとともに、高速度では移動層の速度エネルギーも無視できない。

土の研究については、この10年間にいくつかの成果が発表されている。R. J. Chandler 1983, A. W. Skempton 1985, 岩永 1985 らである。これらに共通する成果は、0.002 mm 以下の粘土分含有量 CF (%) または塑性指数 I_p が地すべりの運動形式を支配することである。

2. 物質構成

2.1 粒径の大小と粒子の形

力学的性質の試験によらず土の強度定数を推定する方法としては、液性限界・塑性限界試験から求められる塑性指数と残留強度 (ϕ_r) との関係 (図-1) 及び粒度試験から求められる粒径 0.002 mm 以下の粘土含有率と残留強度との相関関係 (図-2) を参考にして推定する方法

* 平成5年度シンポジウム「地すべりの地形・地質用語に関する諸問題」(11月30日, 東京)のコメントに質疑ご意見を加え修正したものである。

** 日本基礎技術例

図-1 塑性指数と残留強度の関係——R. J. Chandler 1983¹⁾

図-2 粘土・ベントナイト混合土のリング剪断——A. W. Skempton 1985¹⁾

がある。この場合Cの値は近似的に0とみなしてよいが、これらの曲線からばらつきは5°程度ある¹⁾。試料はすべて海外のものであるから、国内の研究も調べてみる。

新潟地方の数多い事例から岩永は粘土が多いと粘稠型、少ないと崩壊型になること、ならびに地すべりの運動形式・残留強度・塑性指数・粘土含有量の相互関係が強いことを指摘した。すなわち、運動形式は地すべり粘土・崩土の延性度によって支配される²⁾。この延性度を規制する因子として、自然含水比・間隙比・0.002 mm以下の粘土含有量・塑性指数・活性度・湿潤密度をあげ、この中から塑性指数・粘土含有量が運動形式と密接な関係を有することが明らかになった。

図-3 残留強度と粘土含有量の関係²⁾

これらの研究で共通することは、粘土分が20%以下では崩壊型、粘土分が30%以上では粘稠型の斜面災害となることである。土壌や土質の研究分野で使用される三角座標の構成図もこのような性質から導かれたものであろう³⁾ (図-3, 4, 5)。

3. 粘土とシルト(砂)の変形に伴う体積変化

野外で命名される泥岩や地すべり粘土は、土粒子の構成としてみると粘土・シルト・砂などの混合物である。これらは粒径によって分類されるが、粘土とシルトの間には粒径以外に大きな相違点がある⁴⁾ (表-1)。

粘土は変形させても体積が変化しないが、シルトや砂は体積の増減を伴うという性質である。現実の粘土ではこの原則がそのまま現れることはなく、正規圧密で負、過圧密で正のダイレイタンスが認められることになる。

図-4 地すべり運動形式と粘土含有量の関係²⁾

図-5 粒径組成区分 左は国際法³⁾ 右は地すべり用の試案

表-1 碎屑性堆積物の粒度 (Wentworth 1922)³⁾

堆積物の種類	主要構成粒子の区分と境界粒径	mm	(φ数)
礫 岩	巨 礫 (boulder)	256	(-8) -
	大 礫 (cobble)	64	(-6) -
	中 礫 (pebble)	4	(-2) -
	細 礫 (granule)	2	(-1) -
砂 岩	極粗粒砂 (very coarse sand)	1	(0) -
	粗 粒 砂 (coarse sand)	1/2	(1) -
	中 粒 砂 (medium sand)	1/4	(2) -
	細 粒 砂 (fine sand)	1/8	(3) -
	極細粒砂 (very fine sand)	1/16	(4) -
泥 岩	シルト岩 シルト (silt)	1/256	(8) -
	粘土岩 粘 土 (clay)		

ただし、その強弱は造岩鉱物から粘土鉱物に並べられ、石英・長石・方解石＞白雲母＞含水雲母カオリナイト＞モンモリロナイトの順が知られている (T. C. Kenney 1976)¹⁾。

同一の径を有する球体の中心が立方体・正四面体の頂点に位置するように積み重ねると占有する体積の比は 100:71 になる。正四面体構造は周囲から拘束圧を加えてやると変形に対して強い抵抗力を示すことができる。ここで球体間の接点数を算えると、立方体が一つの球体について 6、正四面体が 12 となる。球体の間隙に径の小さな小球を配置すると、体積比はそのままであるが、接点数はそれぞれ 14 と 26 に急増する。このように接点数の増加は材料強度の向上と符号する (図-6)。

図-6 土粒子のモデル (白球接点数/占有容積比)

上段: 粘土
中段: 粘度の悪いシルト・砂
下段: 粘度のよいシルト・砂

一般に土の粒径が一つに集中している場合に「粒度の悪い」poorly-graded もの、粒径が広範囲に分散する場合に「粒度のよい」well-graded ものという呼称が工学の分野で採られている⁴⁾。

4. 水の役割

斜面災害を考える場合、土とともに重要な役割を演ずるのが水である。まず、物質構成のうち水が極めて多いものから検討する。

4.1 土石流

特徴としては、移動速度が極めて大きいことである。普通の地すべり斜面の安定計算では全く無視される速度エネルギーについて考えることから始めなければならない。位置・圧力・速度の各エネルギーの和が時間的にも空間的にも連続する。

位置 mg^h

圧力 mg^H

すなわち位置エネルギーの差

速度 $\frac{1}{2}mv^2$

ここに m : 質 量 g : 重力加速度

h : 高 さ H : 水 頭

v : 速 度

土石流でよく知られたものに「昭和 59 年長野県西部地震」の際生じた木曽御嶽崩壊がある⁵⁾。1984 年 9 月 14 日、北緯 35.8° 東経 137.6° に直下型の地震が発生した。マグニチュード 6.8 で、王滝村に大きな被害をもたらした。死者 29、傷 10、建物の全壊・流出 14、同半壊 73、一部破損 565、道路損壊 258 に達する。とくに王滝川・濁沢川流域の大規模な崖くずれと土石流による流失・埋没があり、震生湖の出現と崩土除去による排水工事など長期の後始末が必要となった。ロックフィル型の牧尾ダムは、震源から至近距離にあった。被害はおおむね表層のリップラップの損傷にとどまったので、多少の修復で済んだことは、近代的フィルダム技術の成果であった ($H=104.5$ m)。

斜面災害について、その経過を推定してみよう。崩壊は御嶽山南の細い尾根で始まった。長い間両側の深い谷から浸食を受け、危険度が年々高まっていた。凸型地形が著しく、最大加速度は局地的に大きくなった。建築物でも屋上と地下室とは、加速度計の指示値が数倍になることも稀ではない。そこには Pm-1 という鮮やかな卵黄色の降下軽石の厚い地層があった。Pm-1 は層厚こそ薄いのが首都圏の関東ロームの中で観察することができる。空隙を多く残して堆積している Pm-1 は、振動に伴って空隙の少ない堆積構造に変化しながら地層の強さを失った。動き始めた土塊は、たちまち速度を高め伝上

川沿いの安山岩塊や渓流水をとり込んで大きな速度エネルギーを持つようになった。やがて溪谷が左に曲がる地点にさしかかると土石流の一部は右岸の尾根を越して隣接する谷筋へ移っていった。

4.2 粘土の中の水

粘土分の多い土は、砂分の多い土よりも土粒子の間隙に富んでいる。このため、前者の豊かな間隙が水で飽和されていると強度が極めて低いが、乾燥させて間隙に水と空気が共存するようにすると、水・空気相の表面張力が土の拘束圧となって、土は強さを保つことができる。ある泥について土壤硬度計で含水比と指標硬度の関係を示したのが図-7である。

試料は茨城県つくば市下田中の水田の耕土の下位の泥層を約 20 cm 立方に切り出し、室内で自然乾燥させたものである。これを二つに割り、断面から乾燥状態の異なる 4 カ所について指標硬度と含水比を測定した。

水と空気の境界の表面張力の効果は、シルトや細粒の砂でも認めることができる。能登半島基部西海岸の砂浜にある千里浜ドライブウェイでは、水際からある程度離れた砂浜をオフロード用でない自動車も走行できる。これは土粒子間の水と空気が適当な比率を保ち表面張力が砂粒子を締めつけているからである。

4.3 シルト・砂の中の水

粘土分を欠き、すなわち粘着力が乏しい土中水は、流動すると土粒子を流亡させ空洞を作る。千葉県嶺岡隆起帯では、この土中の侵食現象を「ボラ」と呼んでいる。この隆起帯は中軸部に枕状溶岩・蛇紋岩を持つオフィオライトで両翼には泥岩がある。南翼にあたるところに林野庁所管の布野地すべりがある。

ここでは、褶曲に伴って地表の応力解放が促進され、泥岩は上に開いた漏斗状の風化部を持っている。直径 10 m 余り、深さ数 m のものが多いが、最大のものは直径 20

m、深度 10 m に達する。この風化部は細粒分が失われ、泥岩片を残した粗粒土となってボラを作るのである。

土を素材として巨大な構造物を作る分野に、フィルダムがある⁹⁾。そこでは、粘着力を欠く土のパイピング、ボーリング等に関心が集まる。その発生条件は、

(1) 土 質

最も危険性の高いのは $I_p < 6$ で、しかも集中粒径の微砂である。 I_p ：塑性指数

(2) 間隙空間

地盤変形による亀裂や水（地上・地下）の流動で水みちができると細粒の土粒子が流去し、ますます大きな隙間に発達する。水抜きボーリングもフィルターの適性を欠くと、やがてパイピングを生起する。

(3) 動水勾配

飽和砂に上向きの浸透力が急に作用し、砂粒子の重量より大きな圧力となり粒子間の有効応力が 0 になると、砂粒子は上昇水流中に浮遊しクイックサンドと呼ばれる⁹⁾。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{I + e} \dots\dots\dots(1)$$

ここに G_s ：土粒子の比重

e ：間隙比

という数値を定義すると、 i_c が 1 より小さくなるとクイックサンドが出現する。砂粒子が浮遊状態から沸騰状態になると、ボーリングと呼ばれる。

4.4 間隙水圧

前節では土中水の増減に伴って現われる土の強さの変化について述べたが、増減がなくても間隙水圧の昇降でも土の強さが変化する。

これは、斜面安定計算に使われる有効応力表示のモール・クーロン破壊基準の式で説明できる。

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \dots\dots\dots(2)$$

ここに τ ：土の剪断強さ

c' ：粘着力

σ ：全応力

u ：間隙水圧

ϕ' ：剪断抵抗角

間隙水圧の昇降は、降雨・融雪・系外への水の流出・大気圧の変化のほか移動層の変形によって発生する。

図-7 新生界層相と指標硬度——首都圏の第四系・新第三系の測定を総括

18 mm: 崖地形の安定自立限界

23 mm: 植物の根の成長侵入圧 (10 kgf/cm²) 980 kPa

32 mm: 軟岩/中硬岩の閾値 (200 kgf/cm²) 19.6 MPa

含水比と指標硬度の関係は、つくば市田中の水田耕土下位の泥層の試験値の 1 例だけである。

5. 振動による影響

振動による影響は、粘土では少なく、シルト・砂では大きく現われる。粘土の強さは主として粘着力という系内固有の力に基づき、シルト・砂では外からの拘束圧や間隙水圧によって強さが変化するからである。

斜面災害にも液状化にも振動の加速度によるものとエネルギーによるものの2種類がある。

5.1 加速度に起因するもの

これには、岩石斜面の崩壊やトップリング、それに液状化①がある。液状化①とは、緩いシルト・細砂や降下軽石層などにみられるもので、粒子の配置が変化して体積の縮小を起して発生するものである。土粒子の噛み合せが外れることによって剪断強さが失われる。このようなシルト・細砂は、埋立地で造成直後（例えば50年以内）に該当する。液状化①は免疫性を有するため、前回より強い最大加速度を受けない限り再液状化①しない。前述の長野県西部地震の尾根の崩壊もこの誘因で発生した。震源に近いところの災害である。昭和62年千葉県東方沖地震では、液状化②（後述）の限界震央距離の約2倍離れていても、液状化①は発生した。

5.2 震動エネルギーに起因するもの

緩斜面の側方移動や液状化②で、間隙水圧の上昇に起因し、免疫性がない。震動エネルギーの蓄積があれば、間隙水圧の上昇すなわち有効応力の減小に基づく剪断強さの低下である。マグニチュードの大きな地震は、継続時間が長く、液状化②は震央距離の遠いところまで波及する（図-8）。

液状化②の限界震央距離は、下式で与えられる⁷⁾。

$$\log R = 0.77M - 3.6 \quad \dots\dots\dots(3)$$

図-8 液状化の限界震央距離（文献7に加筆）

実線：間隙水圧上昇による液状化②

鎖線：粒子構造変化による液状化①、地震の回を重ねると左に移動する。

ここに R : 液状化限界震央距離 (km)

M : マグニチュード

この直線の式は、エネルギー密度 $8 \times 10^4 \text{ N/m}$ と一致する。

6. 応力とひずみ

6.1 二次元応力の測定研究

「地すべりとその対策」が刊行され、その記述に従って、我国では長野県茶臼山・倉並・西河原地すべり地で斜面応力分布の測定が行われた⁹⁾。

この測定原理は、ひずんでいる物体から一部分を取り除くと応力分布が変わり、変形する。変形量と物体の変形弾性率からその地点の応力状態を知ることができる。岩盤力学の調査方法であるオーバーコアリングと同じ発想に基づく。

地表面に直径 a の穴を掘ったとき、その試掘孔の中心より γ の距離のところが、 $\Delta\gamma$ だけ中心軸の方に動いたとすると、軸方向に働いている応力 σ は次のとおりになる。

$$\sigma = \frac{\Delta\gamma \cdot \gamma \cdot E_m}{(1+\nu)a^2} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに E_m は変形弾性率で、 ν はポアソン比である。

変形 $\Delta\gamma$ が直角方向に異なっている場合（例えば等高線の方と傾斜方向）、それぞれ $\Delta\gamma_1$ 、 $\Delta\gamma_2$ と表記すると

$$\Delta\gamma_1 = \frac{\sigma_1}{2E_m} \frac{a^2}{\gamma} \left[5 + \nu - \frac{a^2}{\gamma^2} (1 - \nu) \right] + \frac{\sigma_2}{2E_m} \frac{a^2}{\gamma} \left[-3 + \nu - \frac{a^2}{\gamma^2} (1 + \nu) \right] \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$\Delta\gamma_2 = \frac{\sigma_1}{2E_m} \frac{a^2}{\gamma} \left[-3 + \nu - \frac{a^2}{\gamma^2} (1 + \nu) \right] + \frac{\sigma_2}{2E_m} \frac{a^2}{\gamma} \left[5 + \nu - \frac{a^2}{\gamma^2} (1 - \nu) \right] \quad \dots\dots\dots(6)$$

穴は小型のソイルオーガーを使って直径20 cmの孔が手掘りされた。深さはすべて50 cmである。

$$E_m = 6.0 \times 10^8, \nu = 0.3$$

$\rho = 1.7 \text{ g/cm}^3$ とすると応力は

$$\sigma_H = 12.66 \times 10^6 \Delta\gamma_H + 2.89 \times 10^6 \Delta\gamma_V$$

$$\sigma_V = 2.89 \times 10^6 \Delta\gamma_V + 12.66 \times 10^6 \Delta\gamma_H$$

として求められる。

西河原地すべり地で応力緩和測定と伸縮計観測を較べると強い圧縮応力は「縮」、引張応力や弱い圧縮応力は「伸」に対比される傾向が得られている。上述の互いに直角な2方向は、応力の主方向に一致させる必要がある。三つの地区とも「斜面の方向」と「等高線の

方向」を当該地点の地形から選んでいるが、容易に2方向を見出せない場合は、3方向の測定を行い3点に乗る1本の正弦曲線の山と谷の方向の主ひずみの変化から主応力を求めなければならない(表-2)。

6.2 ひずみの時空間的变化

人間の働きかけがなくても、地すべりの滑動には移動層の変形を伴っている(図-9, 10)。

徳島県正夫地すべり地においては、移動地塊上の測線には伸縮する部分が交互に現われ、時間的には1カ月の周期が記録された¹⁰⁾。ひずみ率は約 10^{-4} の尺取り虫のような動きである。このひずみ率は1976年9月11日急激に増大した。この日は、台風17号が1,114mmという日降雨量を徳島県日早(ひそう)で記録し、現在でも破られていない。因みに香川県小豆島の広域斜面崩壊、兵庫県一宮地すべり性崩壊、更に木曾3川の洪水・変電所浸水にともなう東海道新幹線の不通など全国的な影響を与えた。

長野県沢井地すべり地では約2カ月の周期が検出されている¹¹⁾。ここは、土の圧縮に伴い土中水・土中空気の水

表-2 倉並地すべり地における測定結果⁹⁾

Hole	delta r (1) in cm	delta r (2) in cm	sigma (1) dyne/cm ²	sigma (2) dyne/cm ²
No. 1	$-43 \cdot 10^{-3}$	$-12 \cdot 10^{-3}$	$-579 \cdot 10^4$	$-276 \cdot 10^4$
2	-69	-106	-1180	-1541
3	-71	-129	-1272	-1838
4	-116	-175	-1974	-2551
5	-120	-152	-1959	-2271
6	-19	-120	-587	-1574
7	16	-98	-81	-1194
8	-172	-121	-2527	-2029
9	-371	-1	-4700	-1085
10	-148	-299	-2738	-4213
11	-439	-107	-5867	-2623
12	38	3	490	148
13	-48	-130	-983	-1785
14	-110	-80	-1624	-1331
15	-193	50	-2299	175

(注) 添字(1)は斜面、(2)は等高線方向を意味している。
孔番号16~35は、引用を省略した。

図-9 正夫地すべり伸縮計記録¹⁰⁾ (1976年17号台風前後)

図-10 正夫地すべり伸縮計記録¹⁰⁾ (排水ボーリングとの関係)

ドン-222が増加する現象を利用した。ただ、放射線計数値はバラツキが大で、計数値の時系列の自己相関を計算してやっと周期を求めることができる。休止している滑動では周期が検出できない(図-11, 12)。

切土斜面において地すべりが発生するときでも、何週間かの休止期を挟みながら変位量・移動土量とも巨大化することが知られている¹²⁾。早期に対策を建てることでできれば十分防ぐことができる。ただし、1回限りの変位で収まってしまう場合もあり、どちらの途をたどるか適切に予測することは至難の技といわねばならない。

7. 対策工事の力学

7.1 集水井

集水井は、抑制工の中では最も多く採用される工種の一つである。集水井の本体である井筒には、次の種類がある。

井筒 { ライナープレート製井筒
鉄筋コンクリート製井筒 } { 現場打設式井筒
組立式井筒 }

図-11 長野県沢井地すべり調査位置図¹¹⁾

図-12 長野県沢井地すべりラドン濃度コログラム¹¹⁾
G: 気体試料 W: 水試料
W 6, W 8 には明瞭な周期が現れている。

ライナープレートは、50 cm 掘り下げると速やかに1段分をプレートで被う。鉄筋コンクリート製井筒は、床掘削に伴い自重で沈下させ、地表から井筒を追加する。

この工法は、1955(昭和30)年あたりから実用化されたが、初めは問題点もあった¹³⁾。新潟県下で施工された第1号集水井のコンクリート井筒は深さ10 m付近までは順調に沈下したが、そこで停止した。3人の作業員がさらに掘削し、井底を1 mほど掘り下げた。このとき突然杭壁が崩れドロドロとなった土砂が噴き出してきた。2人の作業員はとっさに階段へ逃れ、残る1人も土砂に埋まりながらも無事救出された。

粘土だけの地層であったならば、始めから1 m掘り下げることはできなかったはずで、粘土が少なかったことが原因と考えられる。地上で速やかに井筒を追加することができれば工期も短縮するので1970(昭和45)年以降は工場製品が普及した。ライナープレートも1段の高さは50 cmであり、定められた手順を守れば、いずれも安全性の高い工法である。

7.2 杭工

抑止工の代表的なものに杭工がある。杭の力学的性格は、施工地点が主働域か受働域かで変ってくる。剪断杭としての機能を期待できるために、谷側からの反力のある受働域でなければならない(図-13, 14, 15)。

中抜けの問題は、実務上大きな課題である。これに解答するためには次の実験を十分理解しなければならない。

吹矢に使うような筒の上端から砂を静かに注ぎ込むと直ちに下端から落下してゆく。次に下端を紙栓で軽く詰めると、筒の中に砂を溜めることができる。ある程度の量が溜まると、上端から棒で押しても紙栓は抜けることがない。紙栓の反力で砂の圧縮圧力が確保できれば下向きの力も砂の粒子の表面で分散し、筒の壁の摩擦力で支えられるからである。

中抜けを起こさないためには、標準杭間隔として次の数値を目安とする¹⁴⁾。

(1) 地すべり層の厚さによる間隔

移動層の厚さ (m)	杭の間隔 (m)
—10	1.0—2.0
10—20	2.0—3.0
20以上	3.0—4.0

(2) 杭の直径による間隔

直径の8倍以内とする。

吹矢の筒の実験でもわかるように、圧縮応力の働いている砂(あるいはシルト)が必要であり、引張り応力場

図-13 機能から見た杭の種類 (概念図)¹⁵⁾

ケース	反力	考慮すべき力 せん断力	モーメント	備考
(1)	有	○	○	せん断杭
(2)	無	○	○	モーメント杭 (反力を見込めない場合)
(3)	有	○	○	モーメント杭 (反力を見込める場合)
(4)	無	○	○	モーメント杭 (反力を見込めない場合)

図-14 受働域および主働域の判定¹⁾

に設置したり、粘土のみから成る移動層では、この標準杭間隔を遵守しても、中抜けを防ぐことができない。

8. 結論

- (1) 粘土が主体である泥岩は、地震災害が少ない。シルト・砂が多いと震動や侵食に弱くなる。
- (2) 火砕流堆積物とくに降下軽石層は、地震災害が大きくなる。
- (3) 斜面の安定を考えるときには、物質構成や間隙水圧だけでなく、その場に働く応力すべてが必要な情報となる。抑止杭も反力の期待できる受働域では剪断杭となり、かつ中抜けの危険性も低くなる。
- (4) 抑制工の代表的な集水井では、坑底を掘り下げて高さ 50 cm を越える井壁は速かに井筒で被わなければならない。粘土やシルト (砂) のどちらかに偏ると危険性が大きくなる。前者では盤ぶくれ、後者では崩壊として現れる。

参考文献

- 1) 農水省構造改善局: 土地改良事業計画設計基準 (計画) 農地地すべり防止対策, 1989
- 2) 岩永 伸: 地すべり危険度の土質による判定方法について——新潟県の地すべりを例として, 地すべり 22 (2), pp. 22~25, 1985
- 3) 端山好和ほか: 地学事典, 平凡社, 1981
- 4) 米国開拓局: アースマニュアル, 日本大ダム会議, pp. 1~53, 1977
- 5) 東京天文台編: 理科年表 63, 1990

図-15 杭背面 (谷川) 移動層の有効抵抗力図¹⁵⁾

- 6) 農林省農地局: 土地改良事業計画設計基準 (設計) フィルムダム, p. 167, 1965
- 7) 安田 進ほか: 液状化——大地が融けるとき, 科学朝日 572, pp. 14~20, 1988
- 8) 中山 康: 地震とマスムーブメント, 地すべり 29 (4), pp. 37~44, 1993
- 9) 松林正義ほか: 地すべり斜面応力分布の測定について, 同 13 (3), pp. 1~5, 1976
- 10) 末峯 章ほか: 正夫地すべり地における変動観測結果, 同 19 (2), pp. 20~24, 1982
- 11) 中山 康ほか: 長野県大鹿村の地すべりと崩壊, 同 18 (3), pp. 23~30, 1982
- 12) 和田 峻ほか: 上信越自動車道北野牧地区地すべり対策, 基礎工 21 (3), pp. 68~76, 1993
- 13) 布施 弘ほか: 放射集水井工の開発の歴史と施工例について, 地すべり 11 (2), 1974
- 14) 地すべり対策技術協会: 地すべり鋼管杭設計要領, 1990
- 15) 小島義孝: 地すべり抑止杭の種類と設計法, 基礎工 21 (3), pp. 23~29, 1993

(原稿受理日 平成 5 年 5 月 7 日)

有限要素法による地すべり斜面の浸透流解析とそれに基づいた斜面安定解析

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 1~11, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

稲葉 一茂, 吉田 昭治, 竹内 伸一, 中野 俊郎, 佐藤 修

有限要素法による新簡易解析法によって、浸水性の異なる土層区分とすべり面を難透水層と仮定した 2 次元水理モデルを、地下水圧の 2 次元観測データと同程度の精度でもって同定した。このモデルによって、すべり面に沿った 2 次元の間隙水圧分布を求めて安定解析を行った結果、例えば、東虫亀地すべり地では、すべり面の間隙水圧を自由地下水面から静水圧として求める従来の方法によるものと比較して、安全率で約 10% 大きくなった。

再滑動型地すべりの移動機構

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 12~19, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

丸山 清輝, 吉田 克美

本報告では、再滑動型地すべりの移動機構についてリングせん断試験を行い、すべり面粘土のせん断特性、再滑動型地すべりの移動機構を検討した。その結果、滑動力が残留強さより小さい場合、変位を生じることなく残留強さまで滑動力に抵抗できることが分かった。また、リングせん断試験結果を用いて ϕ_r' と W_L , W_F , I_p , 粘土含有量との関係を多変量解析により検討した結果、 W_L と W_F から ϕ_r' が推定できることが分かった。

マスマーブメントの性質と物質構成・水・応力場

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 20~27, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

中山 康

マスマーブメントは、物質構成とどのような応力場に置かれているかで性質が規定される。とくに土の場合には粒度組成が大きな意味を持つてくる。近年発表された数多くの研究成果を基にして、これを検討した。

DTM 及び衛星データを用いた地すべり危険地域の抽出

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 28~35, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

高木 方隆, 村井 俊治

数値地形モデル (DTM) 及び人工衛星データ (LANDSAT TM) を用いて四国の中央部 13×14 km を対象に地すべり解析を試みた。DTM からシェーディング画像・切峰面図・水系図を作成し、人工衛星データから植生図・土地被覆分類図を作成し、地すべり地の分布状態を考察した。その結果地すべり地は地表水や地中水の集中する地域に分布しており、地形浸食と密接な関係にあることが判った。

さらに、これらのデータと現地調査および室内実験結果を用いて対象地域内全域の地すべり危険度マップを斜面安定解析により作成した。その結果、90% の地すべり防止区域は危険とみられる地域に位置し、良好な結果を得ることが出来た。

ニューラルネットワークの地すべり対策杭の設計手法選定への応用

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 36~40, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

吉松 弘行, 藤田 壽雄

地すべり対策杭は、従来は地すべり地のすべり面形態などの特性要因によりその設計手法が選択されていたが、これまでの既設杭工データをニューラルネットワークを用いて学習させることによって、杭工のたわみ量が予測でき、ニューラルネットワークが地すべり対策杭設計手法の支援システムになることを示した。

日南海岸 (国道 220 号線) の斜面崩壊

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 41~45, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

高谷 精二

国道 220 号線の宮崎市堀切峠と日南市風田 29.9 km 間は、日向灘に面する急な斜面を切りとった道路のため、しばしば崩壊する。ここで発生する崩壊は次の四つに分類することができた。(1) 層厚 5~15 m の砂岩のブロック状崩壊、(2) モルタル剝離崩壊、(3) 泥岩上にある砂岩の岩盤すべり、(4) 表層土の崩壊。

感圧式すべり面検知器

「地すべり」Vol. 30, No. 4 (通巻第 116 号) pp. 46~51, 1994 年 (平成 6 年) 3 月

丸山 清輝, 山崎 宣悦

既存の計測器によるすべり面判定法の問題点を解消するために、感圧式すべり面検知器の開発を行った。そして、その精度を確認するために室内及び現地において試験を実施した。その結果、室内試験では、設計通りの性能を得ることができた。また、現地試験では、累積移動量約 20 mm ですべり面深度を求めることができた。