

ある地すべり地の弾粘塑性有限要素解析

Deformation Analysis by Finite Element Method
Using Elasto-Visco-Plasticity Model in Landslide Area

藤井 弘章*	(Hiroaki Fujii)
西村 伸一**	(Shinichi Nishimura)
堀 俊男***	(Toshio Hori)
島田 清****	(Kiyoshi Shimada)

地すべり斜面の解析手法として弾粘塑性モデルによる有限要素解析を適用する場合、入力定数のうち流動性パラメーター(γ)の同定方法を提示した。そして、ある地すべり地に適用して地すべり挙動について予測を試みるとともにその実用性についても検討し、さらに求められた γ を用いて地すべり対策工事の評価を試みた。得られた知見は以下のである。(1)当地区地すべりの流動性パラメーターは $\gamma=1 \times 10^{-5}(\text{day}^{-1})$ で、解析値と実測値とよく一致した。(2)地すべりの挙動に対する間隙水圧の影響は当然ながら大きく、降水と各種移動量との相関性が本解析結果により立証された。(3)排土工計画について2ケースの計画断面について解析を行い、排土量の大きい計画断面の安定性が確認された。さらに、計算過程において排土による荷重除去を考慮した解析方法を提案するとともに、その後の地すべり挙動の予測が行えること示した。

キーワード：弾粘塑性、変形、地すべり、応力、斜面安定、有限要素法 E 1, E 6

1. まえがき

ある地すべり地に応力及び変位を考慮した数値解析法のうち弾粘塑性モデルを適用して地すべり斜面の安定度の評価を試みる。

著者らは、前報¹⁾においてある地すべり地で得られた各種計測結果と降水量データを検討することにより地すべり運動機構の定量的な評価を行った。また、複数の計器相互間のデータを総合的に考察し、地すべりの運動モデルが確立できることを示した。これら変形状況や地すべりの運動モデルを考慮した解析を行うには従来の極限平衡法では困難とされており、計測データそのものが充分には活かされていないといえる。

慣用的な極限平衡法に対し、数値解析による地すべり斜面の解析事例として吉松(1983)²⁾、藤田ら(1987)³⁾、中村ら(1987)⁴⁾、吉松(1990)⁵⁾、藤田(1991)⁶⁾などがある。さらに、その応力分布特性を考察する目的でレオロジー理論を適用した斜面の検討例として竹内(1966)⁷⁾、駒村(1967)⁸⁾が、また、数値解析例として島(1974)⁹⁾がある。すなわち、地すべり土塊の変形やクリープ的な持続的移動が弾性的性質によるものの外に塑性・粘弾性によって起こると考えたものである。これら数値解析法の中で最も一般的な有限要素法は地すべり土塊の応力とひずみの関係を求めることができるが、極限平衡法の場合のようにすべり面での安全率を直接求めることができないと考えられてきた。しかし、たとえば、地すべり頭部と末端部との安定度の比較に関して局所安全率の考えを導入することによって可能となる⁶⁾。また、最近では弾塑性有限要素法によって地すべり斜面の2次元の最小全体安全率を評価した実施例として、鶴飼(a;1989,b;1992)^{10),11)}、山田ら(1992)¹²⁾がある。しかしながら、これら数値解析事例では、①地盤材料定数の決定が困難であること、②すべり面粘土の土質力学的特性を反映したモデルの確立が困難であること、③すべり面を不連続面として表現しなければならないこと、④不連続面を考慮

* 岡山大学農学部(農業造構学) 教授、 ** 岡山大学農学部(農業造構学) 助手
*** 岡山大学大学院自然科学研究科、 **** 岡山大学農学部(農業造構学) 助教授

しない有限要素法等では間隙水圧変化の影響を評価することが困難であること³⁾、などの問題点が挙げられている。これらの理由により数値解析法を適用した事例は今のところ数少なく、実用的な手段になり得ていないものと思われる。

以上、地すべりにおける数値解析の現状を踏まえ、本報では弾粘塑性モデルをある地すべり地（以降A地区と呼ぶ）に適用して実測値と解析値を比較し、地すべり挙動の粘塑性流れ則を支配する流動性パラメータを同定する。そして、地すべり対策工事のうち排土工の効果について評価を行いつつ、地すべり活動の将来予測を試みる。同時に、これら数値解析手法について地すべり解析上の適用限界についても明らかにしようとした。

2. A地区地すべりの概要¹⁾

2. 1 地すべりの概要と計測内容

対象とするA地区地すべり地の地質は古生代三郡変成岩類及び一部白亜紀火成岩類より構成される。地すべりの移動ブロックは長さ210m、幅120m、最大層厚40mの規模で、すべり面は平均的に25～30度の勾配を成す。すべりの方向を図-1中の矢印で示す。この地すべり区域内に、表-1及び図-1に示した計測器が設置されている。地すべりブロック内のやや北よりの山頂から谷部にかけての断面上にI2, I1, I3のボーリング孔がある。この断面を主断面とし、その測線を主測線と呼ぶことにする。そして、これらのボーリング孔は地下水位及び傾斜計観測孔に利用されている。地表面の動態観測を目的として地すべり冠頭部から中央部にかけてS1, S2, S3, S4の地盤伸縮計が設置されている。また、地すべり末端部にV3, V4, V5, H7, H8の5地点の移動杭が設けられている。

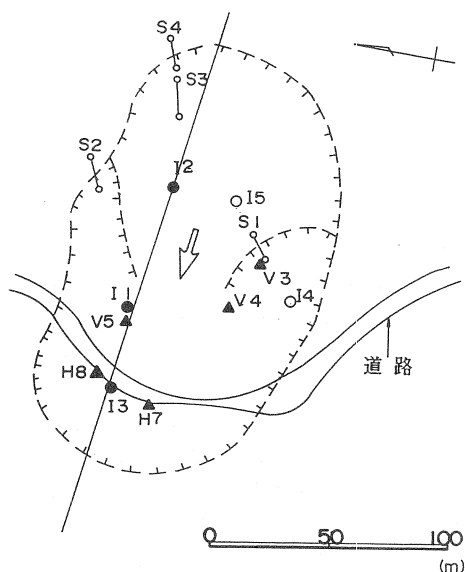


図-1 A地区地すべり平面図

表-1 A地区地すべりの概要と計測内容

移動ブロックの概要			
長さ	幅	最大層厚	すべり面勾配
210m	120m	40m	20～30度
計測内容	記号	観測期間	備考
孔内水位、傾斜計			
I1, I2, I3	●	83.3～91.3	87年6月に測定不能
	●	83.3～87.6	近接する別孔に再設置
	●	87.12～91.3	水位データのみ
I4, I5	○	86.11～91.3	
伸縮計			
S1, S2	○	86.11～91.3	自記記録による
S3, S4	○	87.12～91.3	連続測定
移動杭			(測定間隔)
V3, V4, V5	▲	86.3～91.3	1回/3～4ヶ月
H7, H8	▲	86.3～91.3	〃

2. 2 地すべり土塊の土質特性

2. 2. 1 物理特性

すべり面付近における採取試料を用いて自然含水比（土質工学会基準：JSF T 121-1990）、土粒子の密度（JSF T111-1990）、粒度（JSF T 131-1990）、液性限界・塑性限界（JSF T 141-1990）の各物理試験を行い、自然含水比は $w_n = 7.98\%$ 、土粒子の密度は $\rho_s = 2.75 \text{ g/cm}^3$ の結果を得た。粒度特性は粗粒分優勢で、図-2の粒径加積曲線に示すようにS字形のカーブが描かれる。14%含まれる細粒分（シルト＋粘土）のコンシステンシー特性は、液性限界 $w_L = 29.4\%$ 、塑性限界 $w_P = 17.2\%$ 、塑性指数 $I_P = 12.2$ である。

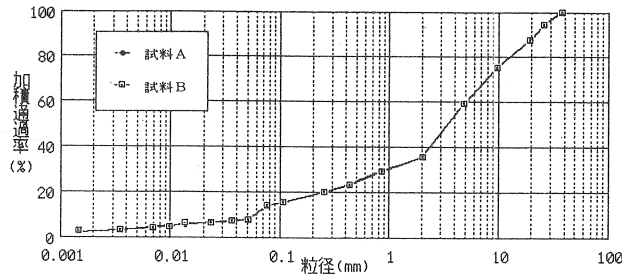
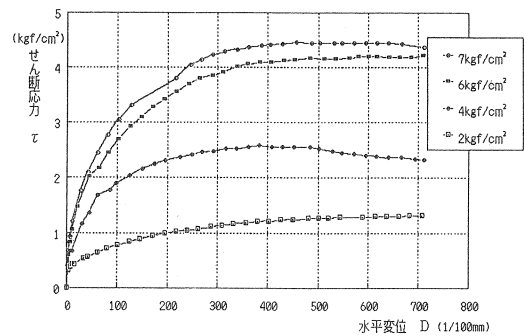


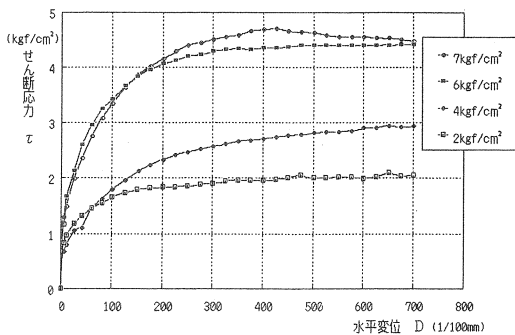
図-2 地すべり土塊粒径加積曲線

2. 2. 2 力学特性

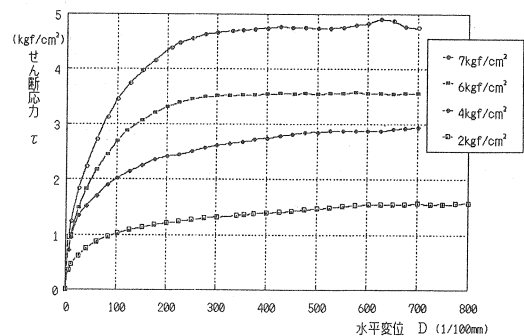
一面せん断試験は他の方法、例えば三軸圧縮試験などに比べて試料の準備が簡単とされており、地すべり粘土の強度を得る方法としてよく用いられる試験である。今回の一面せん断試験はひずみ制御法により圧密排水(CD)試験で実施した。すべり面付近で採取した攪乱試料を $\sigma_n = 2.0, 4.0, 6.0, 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ の各垂直応力で圧密させた後、せん断速度を $0.03, 0.07, 0.23 \text{ mm/min}$ の3ケースの各せん断速度で、それぞれせん断変位が $7 \sim 8 \text{ mm}$ に達するまでせん断した。各せん断速度で得られたせん断応力 τ と水平変位 D の関係を図-3に示す。そして、垂直応力 σ_n とそのときのせん断応力 τ の関係から破壊基準線を図-4に示し、各せん断速度における $\sigma_n - \tau$ の相関性を最小自乗法によって求めて直線で表した。それによれば、いずれのケースにおいても相関係数は $r = 0.99 \sim 0.97$ の良好な値を示している。図から読み取れる粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ' はそれぞれ、 $c' = 0.01 \sim 0.93 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi' = 28.9 \sim 33.4$ 度であり、せん断速度が大きい程やや大きめのせん断強度を示している。本研究では、圧密排水条件が達成されたと考えられるひずみ速度 0.03 mm/min の場合の $c' = 0.01$ と $\phi' = 33.4$ 度をすべり層の強度定数として採用する。



(a) せん断速度 = 0.03 mm/min .



(b) せん断速度 = 0.07 mm/min .



(c) せん断速度 = 0.23 mm/min .

図-3 地すべり土塊 $\tau - D$ 曲線

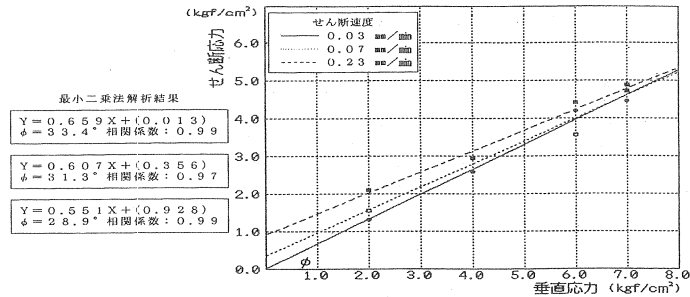


図-4 地すべり土塊 σ - τ 関係図

3. 弾粘塑性モデルについて^{13), 14)}

3. 1 弾粘塑性モデルの基礎概念

本研究では地盤の挙動を弾粘塑性挙動とみなしており、解析においては次のモデルを用いることとする。

弾粘塑性理論においては、ひずみ速度が弾性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_e$ と粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ の和によって得られる。

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_e + \dot{\epsilon}_{vp} \quad \dots\dots\dots (3. 1)$$

ここで、応力ベクトルの時間微分 $\dot{\sigma}$ は弾性ひずみ速度から次式によって得られる。

$$\dot{\sigma} = D \dot{\epsilon}_e \quad \dots\dots\dots (3. 2)$$

ここに、 D : 弾性マトリクス

次に、超過応力モデルと関連流動則に基づき、粘塑性ひずみ速度が次式で表現される。

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \gamma \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad \dots\dots\dots (3. 3)$$

ここに、 γ : 流動性パラメーター

$\Phi(F)$: 流れ関数

σ : 応力ベクトル

F : 降伏関数

降伏関数として本研究ではモール・クーロンの破壊規準を用いており、次のように定義される。

$$F = (\sigma_1' - \sigma_3') / 2 - c' \cos \phi' - (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \phi' / 2 \quad \dots\dots (3. 4)$$

ここに、 c' : 有効応力に基づく内部摩擦角

σ_1' , σ_3' : 最大, 最小有効主応力

ただし、 $(\sigma_1', \sigma_3') = (\sigma_1 - u, \sigma_3 - u)$

ここに、 u : 間隙水圧

本研究では、変位実測値から地盤の粘性特性を逆算するためモデルは簡単であつた方がよい。したがって、 Φ に関しては次な単純な関数を仮定する。

$$\begin{aligned} \langle \Phi(x) \rangle &= 1 & x > 0 \text{ に対し} \\ \langle \Phi(x) \rangle &= 0 & x < 0 \text{ に対し} \end{aligned} \quad \dots\dots (3. 5)$$

以上のような単純化を行っても、後述の解析例で示されるように実測における斜面の粘塑性挙動を十分表現できる。

3. 2 流動性パラメーター γ の決定方法と解析の流れ

3. 2. 1 流動性パラメーター γ について

流動性パラメーター(γ)は、式(3. 3)に示されるように塑性流れ速度を支配する。しかし、現在のところ γ の明確な決定方法は確立されていない。したがって、ここでは現況断面の解析値と実測値との比較検討から同定する。すなわち、現況断面においていくつかの γ を想定しそのときの粘塑性域での変位量を試算する。試算により得られた解析値の水平方向の変位と、孔内傾斜計(I 2, I 1, I 3)から得られる実変位量とを比較する。次に、 γ を徐々に変化させて計算を行い、実測変位挙動に合致する γ を試行錯誤によって決定する。そして、得られた γ を「計画断面」の解析に用い、当地区の地すべり挙動の予測並びに対策工の効果判定を試みる。

3. 2. 2 解析の流れ

A地区地すべりにおける弾粘塑性モデルによる解析の流れを図-5に示す。前報¹⁾において明らかになっている地すべり運動特性から地層区分や材料パラメーターを決定する。そして、現況断面の解析値と実測値から流動性パラメーター(γ)を同定する。

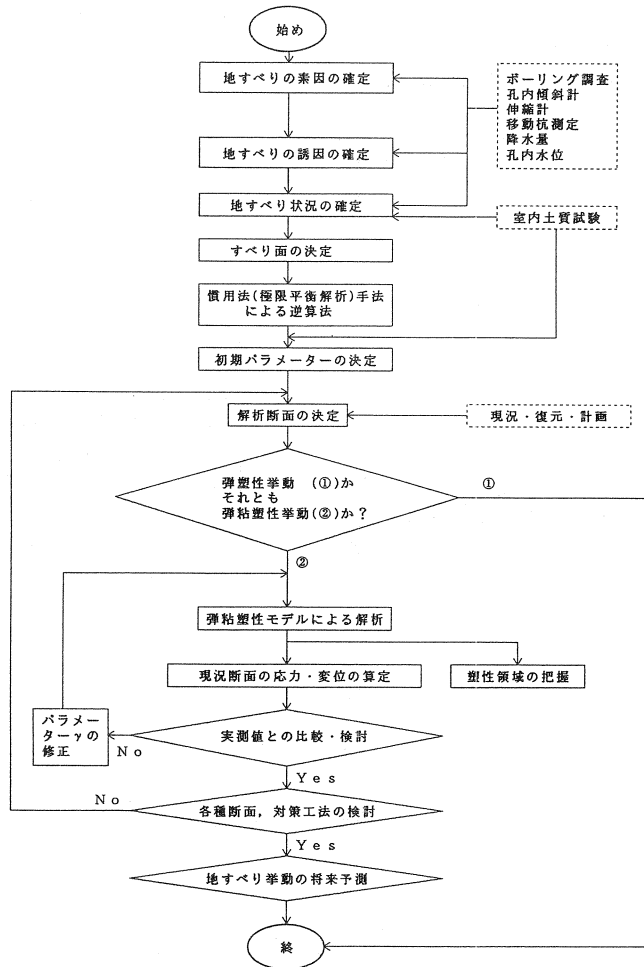


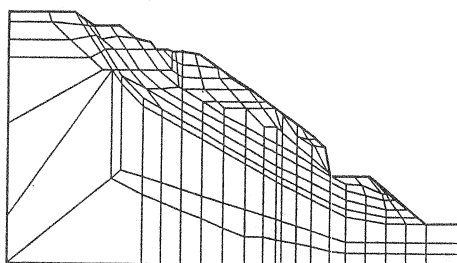
図-5 弾粘塑性モデルによる地すべり解析フロー

4. A地区地すべりへの適用

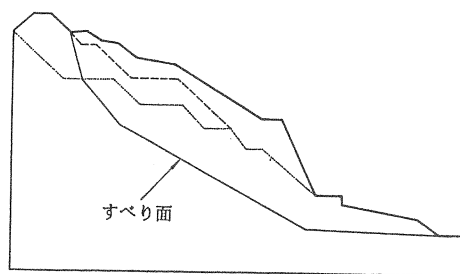
4. 1 解析条件

4. 1. 1 地層分類と要素分割図

解析断面として地すべり発生後の現状の地形を「現況断面」、地すべり防止対策としての排土工計画の地形として「計画断面」を設定する。そして、図-6に上記断面の形状を、図-7に要素分割図をそれぞれ示す。地すべり斜面は地表付近から硬質な岩盤によって構成されている。そして、地表よりほぼ40mの深度にすべり面が確認されている。したがって、数値解析においては図-8に示すように、上位より「表層」、「すべり層」、「基盤」の3層に地層を分類する。ここで、前項で述べた解析値と比較する実測値については、図-9に示す孔内傾斜計I2, I1, I3の地表部とすべり面における水平方向の移動量とした。また、同図に当地すべり計測期間中の既往最高水位を示している。

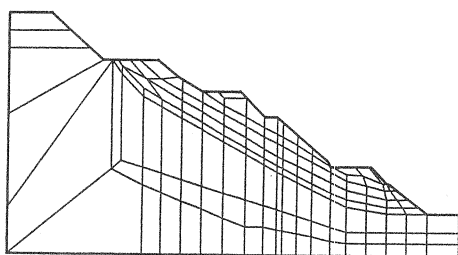


(a) 現況断面



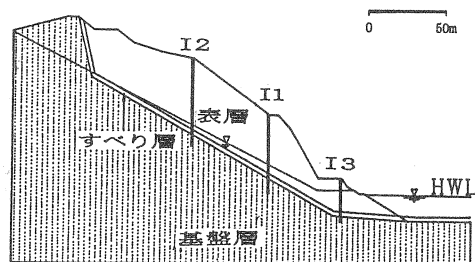
—— 現況断面図
 ---- 計画断面図1
 計画断面図2

図-6 A地区地形断面図



(b) 計画断面

図-7 要素分割図



※HWL: 既往最高水位

図-8 傾斜計I2, I1, I3位置図

4. 1. 2 材料パラメーター

表-2に各地層の材料パラメーターを示す。「表層」及び「すべり層」のパラメーターのうち質量、弾性係数、ポアソン比、粘着力、内部摩擦角については現地で採取した試料を用いて物理試験、圧密試験並びに一面せん断試験を行って求めた。また、「基盤層」は比較的硬質な岩盤から構成されており、また、孔内傾斜計の計測結果によってもほとんど不動状態にあることから菊地(1990)¹⁵⁾を参考に弾性係数、粘着力、内部摩擦角いずれも表中の値とした。このように、当地区の地すべりは大きい強度を有した基盤層の上位を破碎状の「すべり層」を境界面として比較的しっかりした岩質の「表層」が地すべり土塊を形成している。これら各地層のパラメーターは以下の点に留意して決定した。

表-2 A地区地すべり材料パラメーター

	ρt	E	ν	c'	ϕ'
表層	2.00	1,800	0.31	1,000	24.6
すべり層	2.36	"	"	0	33.4
基盤	2.30	500,000	0.25	1,000	45.0

ρt :単位体積重量($t f/m^3$), E:弾性係数($t f/m^2$), ν :ポアソン比, c' :粘着力($t f/m^2$)
 ϕ' :内部摩擦角($^\circ$)

まず、表層の材料パラメーターのうち弾性係数、ポアソン比については後述するすべり層のパラメーターと同じ値とした。粘着力 c' と内部摩擦角 ϕ' は現況斜面の安全率を $F_s = 1.0$ と仮定し、逆算法¹⁸⁾により得られる値とした。また、単位重量は $2.00 t f/m^3$ とした。

次に、すべり層の材料パラメーターは原則として室内土質試験より求めた。弾性係数、ポアソン比はまず一面せん断試験で得られた内部摩擦角 ϕ' から、次に静止土圧係数 K_0 は圧密試験から得られた m_v を用い、次式によって評価した。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$E = \frac{1}{m_v} \times \frac{(1 + \nu)(1 - \nu)}{1 - \nu} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここで、A地区の地すべり土塊の土質試験結果により $m_v = 0.004 (cm^2/kgf)$ 、 $\phi' = 33.4^\circ$ が得られており、それぞれ式(4.1)~(4.3)に代入して表-2に示すE及び ν を求めた。

最後にすべり層以深の基盤は不動帯と考え、弾性係数を $E = 5 \times 10^5 t f/m^2$ 、ポアソン比を $\nu = 0.25$ 、粘着力を $c' = 1 \times 10^3 t f/m^2$ 、内部摩擦角を $\phi' = 45^\circ$ とした。すなわち、表層と基盤のパラメーターが解析に大きな影響を与えないように仮定した。

4. 1. 3 間隙水圧

斜面内の間隙水圧の分布と大きさについては次のように考えた。斜面内にある自由水面を想定し、その水位面より下にある要素についてその重心との水頭差だけ間隙水圧が作用するものとした。土のせん断強度 τ_t を要素の中のあるガウス点について次式によって表すものとする。

$$\tau_t = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここで、 u : 間隙水圧 ($t f/m^2$)

なお、ここでは表-1に示される観測期間中の最高水位条件を上記自由水面に設定し、それに相当する間隙水圧を考慮した。

4. 2 現況断面の解析と流動性パラメーター γ の決定

4. 2. 1 解析方法

A地区の地すべり活動について、初生地すべりがいつ、どのように始まったかについての明確な資料はない。ここで、当地区の地すべり活動に関係する要因の一つとして末端部に位置する道路の存在が挙げられる。すなわち、地形的に地すべり末端部の切り土となる道路施工時期に初生地すべりが発生したと考えることも可能である。そして、各種調査及び計測は初生地すべり発生後約4,000日($\approx 10 \sim 11$ 年)経過した時点から開始されたものとする。以上の推論に基づき、上記初生地すべり発生後、つまり、 $t = 4,000$ 日以降の解析値と実測値とを比較して γ を求める。なお、実測値と比較する解析値は移動量の水平方向成分とする。

4. 2. 2 間隙水圧条件のちがいによる移動状況

1) 間隙水圧を考慮した場合

表-3に、傾斜計 I 2, I 1, I 3 地点のそれぞれ地表面とすべり面における変位速度の実測値と解析値、及びその実測値に適合する γ を示す。各地点の γ は $\{0.8 \sim 1.2\} \times 10^{-6}(\text{day}^{-1})$ の範囲に分布しており、若干のパラッキは認められるものの、 $\gamma = 1.0 \times 10^{-6}(\text{day}^{-1})$ に同定できる。

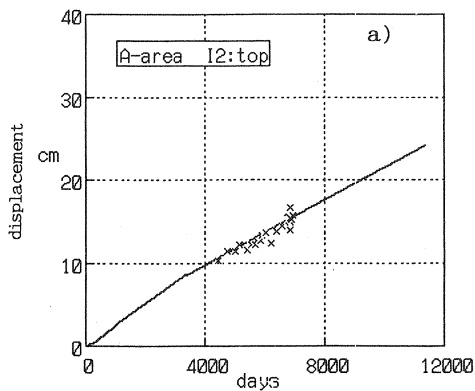
筆者ら¹⁷⁾は地質タイプと流動性パラメーター γ との相関性について報告している。それによればA地区の場合、図-9(a~f)に示されるように水平方向変位量と時間関係が得られている。上述したとおり $t = 4,000$ 日から計測が開始されたものと考えている。ここで、式(3.1)に示したように本解析で得られる変位は弾性成分と粘塑性成分に分離できる。最初の時間ステップ(厳密には $t_i = 0$)における変位は弾性変位だけであることから、以降の粘塑性領域に入ってから水平方向の変位については初期の弾性変位を差し引いて図示した。これは、地すべりのような緩慢な動きに対して前者は考慮する必要がないとしたものである。図-9(a, b)は地すべり冠頭部にあたるI 2地点、図-9(c, d)は地すべりのほぼ中央部のI 1地点、図-9(e, f)は地すべり末端部のI 3地点の、それぞれ地表面及びすべり面における関係を示したものである。そして、図中“top”、すべり面を“slip”と表示している。

表-3 A地区現況断面解析結果(間隙水圧を考慮した場合)

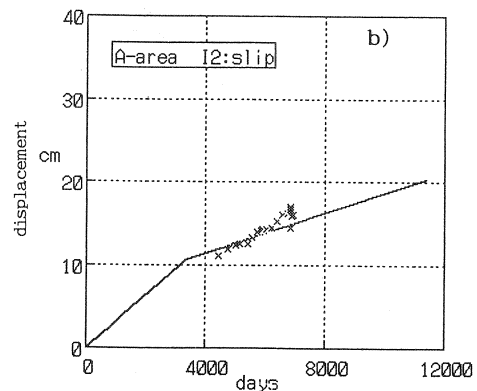
地 点	解析値 ($\gamma = 1 \times 10^{-6}$ の時の移動速度)		実 測 値 ($t = 8,000$ 日)	
	$t = 0 \sim 4,000$	$4,000 \sim 8,000$	孔内傾斜計 平均移動速度(cm/年)	実測値に適合 する γ (day $^{-1}$)
I 2 : top	0.92 cm	0.71 cm	0.75	1.1×10^{-6}
: slip	1.14 "	0.45 "	0.50	1.1×10^{-6}
I 1 : top	1.05 "	0.67 "	0.82	1.2×10^{-6}
: slip	1.09 "	0.94 "	0.77	0.8×10^{-6}
I 3 : top	1.04 "	0.96 "	1.18	1.2×10^{-6}
: slip	1.10 "	0.79 "	0.80	1.0×10^{-6}

top:地表面, slip:すべり面, 実測値:x, y方向合成変位速度(cm/年),
解析値(平均移動速度(cm/年))弾性変位を差し引いた塑性域におけるもの

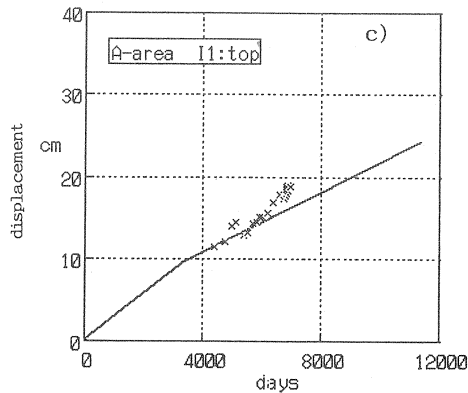
それらによれば、I 2地点では地表面における関係(図-9 a)がよく一致しているのに対し、すべり面(図-9 b)では実測値の移動速度が解析値の速度を上回っている。I 1地点においてはI 2地点とは逆にすべり面での関係がほぼ一致し、地表面で実測値が解析値をわずかに上回っている。また、I 3地点では地表面、すべり面いずれも実測値と解析値がよく一致している。



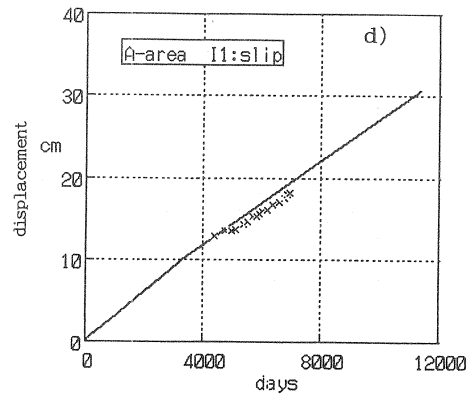
I 2 地表面



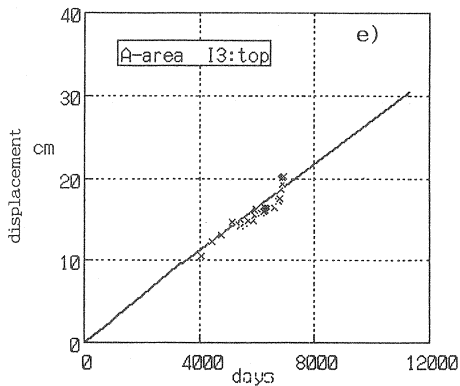
I 2 すべり面



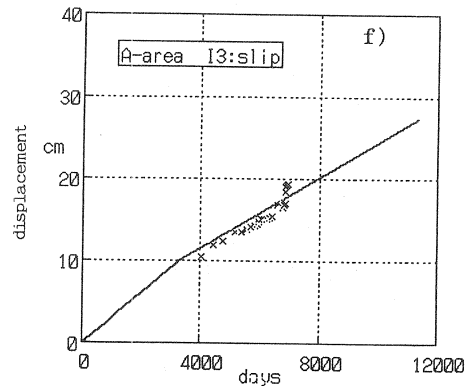
I 1 地表面



I 1 すべり面



I 3 地表面



I 3 すべり面

図-9 A地区実測値と解析値

2) 間隙水圧を考慮した場合としない場合の比較

既述したように、本解析においては既往観測最高水位を間隙水圧の条件として与えているが、実際の地すべりでは常時水位条件が変化している。そこで、各地点のうちI1における間隙水圧を考慮しない場合の水平方向移動量と時間の関係を図-10(a, b)に示す。図中、実線が間隙水圧を考慮した場合を、破線が考慮しない場合を表す。それらによれば、 $t = 4,000$ 日までの範囲においては間隙水圧を考慮することにより、移動速度はおよそ5.3~9.7%(平均7.8%)大きくなる。この結果は、I2, I3地点でも同様であった。間隙水圧条件のちがいによって当地すべり斜面の安定度がどのように変化するかについて慣用法(極限平衡法)により確認を行った。それによれば、間隙水圧を考慮しない場合が $F_s = 1.21$ 、考慮した場合が $F_s = 1.0$ の安全率が得られ、間隙水圧を考慮することにより安定度が約1.7%低下することが判った。一方、弾粘塑性解析では、前項において間隙水圧を考慮した場合移動速度が平均7.8%大きくなる。慣用法における安全率と弾粘塑性解析における移動速度の性質の異なる2つのパラメーターについて、上述した解析条件のちがいによる両者の変化度を単純に比較すれば、後者の弾粘塑性解析による移動速度の場合が前者に対しておよそ4~5倍の大きさで変化することが判る。

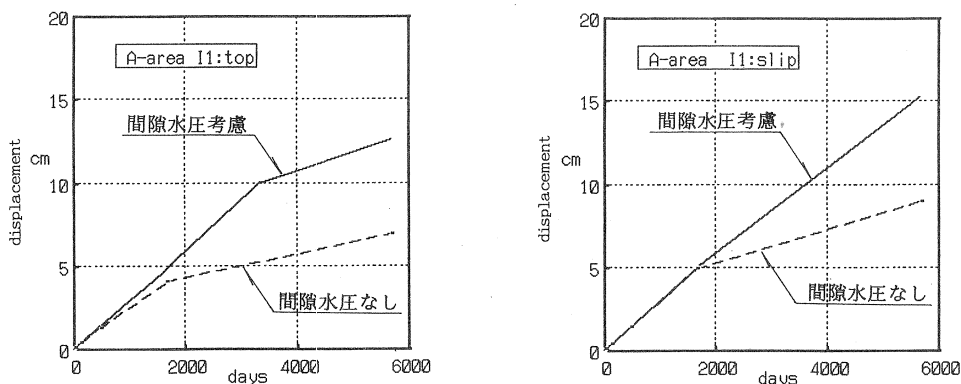


図-10 I1地点 間隙水圧の影響

3) 流動性パラメーター γ の決定

前項までの考察において、間隙水圧の条件により粘塑性変位に違いが生じてくることが明らかになった。すなわち、間隙水圧の影響によって53～97%（平均78%）の移動量が増加しており、このことから地すべり活動が活発化していることが判明した。一般的に地すべり解析の場合、その防止対策上考えられる最も危険な条件を想定して計画・設計されることが多い¹⁸⁾。したがって、ここでは間隙水圧を観測期間中の最高水位条件に設定した表-3の解析結果より、 $\gamma = 1 \times 10^{-6} (\text{day}^{-1})$ をA地区における流動性パラメーターとして採用する。

4. 2. 3 実測値と解析値の比較

I2, I1, I3地点における深度方向の累積変位について、上で求められた γ を用いた解析値を図-11～図-13に示す。ここでいずれの図ともに、図-(a)には $t=2,000$ 日(≒5.5年)、4,000日(≒11年)及び7,000日(≒19年)における解析値を示した。一方、図-(b)の実測値は $t=4,500$ 日(≒12年)、5,000日(≒14年)、7,000日(≒19年)におけるものである。既述してきたように初生地すべりが発生して4,000日(10～11年)経過した時点から計測を始めている。したがって、実測値を示した図-(b)の計測初期日は解析における $t=4,000$ 日に相当する。図-11～13から明かなように初生地すべり発生後の $t \approx 4,000 \sim 8,000$ 日(約11年～22年)間において、解析値と実測値はよく一致している。このことから、前項で求められた γ は当地区における流動性パラメーターとして妥当な値と言えよう。

また、 $t=8,000$ 日以降はいずれの地点においても変位が累積している。このことから、当地区の地すべりは今後も継続した活動をするものと予測される。

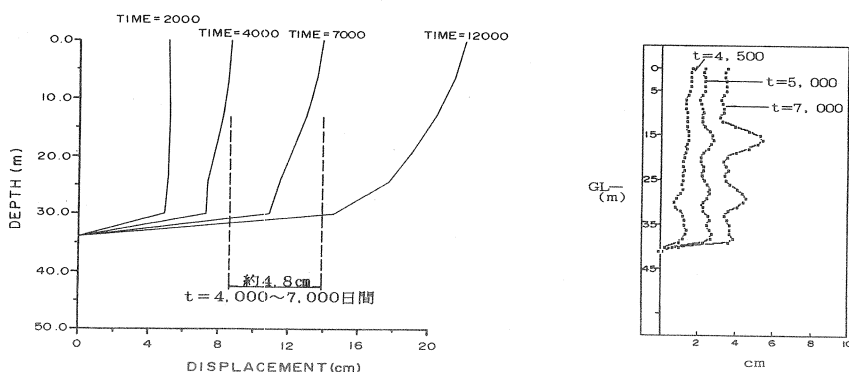


図-11 I2地点深度方向累積変位図

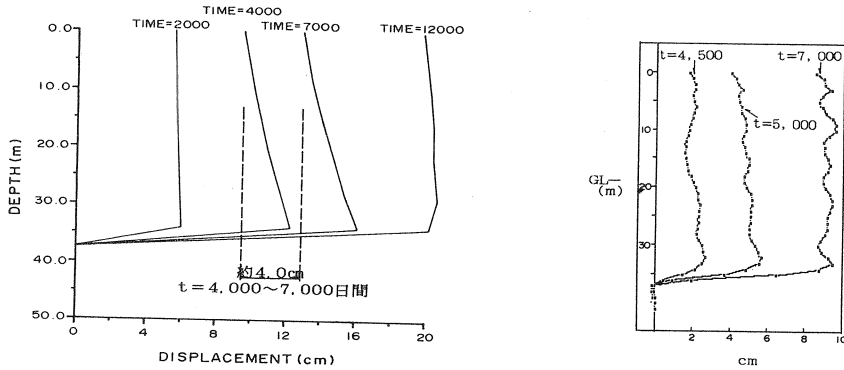


図-12 I1地点深度方向累積変位図

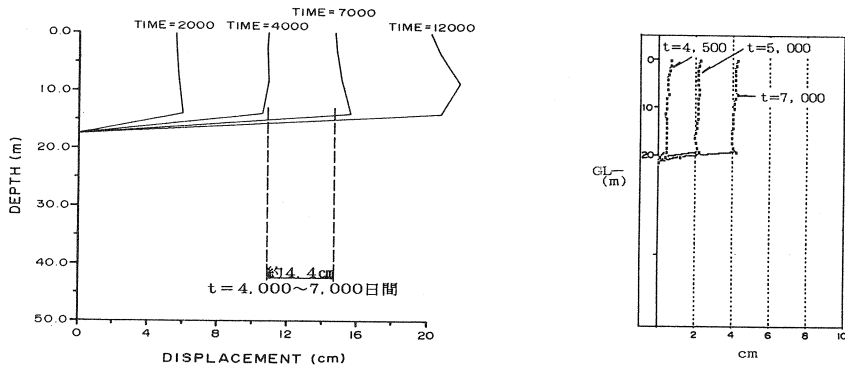


図-13 I3地点深度方向累積変位図

4.3 排土工計画断面の解析

4.3.1 解析断面の条件

ここでは次に示す2つのケースの排土工計画断面を想定し、対策工事施工後の地すべり挙動について予測する。
計画断面1：極限平衡法によって計画安全率 $Fs(plan) = 1.20$ を満たす仮定断面である。

計画断面2：計画断面1における冠頭部での排土量をおよそ $1/2$ にしたケースで、極限平衡法により $Fs = 1.05$ の安全率が得られている。

4.3.2 解析結果と考察

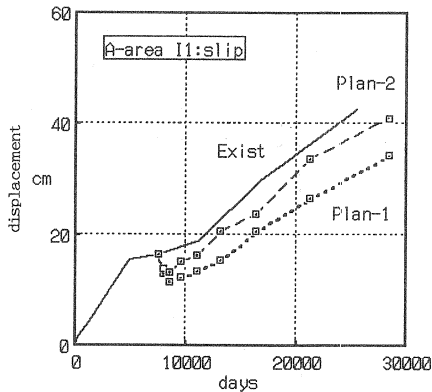
1) 排土直後の変位特性について

図-14(a, b)に、地すべり中央部のI1、及び地すべり末端部のI3地点のすべり面における移動量と時間の関係を示す。図中、実線が排土工を行わない現況断面が継続する場合を、点線と破線がそれぞれ「計画1」及び「計画2」の結果を示す。既述したように、排土部分の要素を取り除き、新たに地表面を構成する要素の構成節点に対して既往の応力が作用していた方向とは逆の斜面頂部の方向に応力をかけている。そのため、排土直後マイナスの変位が生じる。図-14(a, b)ともに、排土直前の移動量に比べしばらくの間移動量が減少するのはこのことによる。

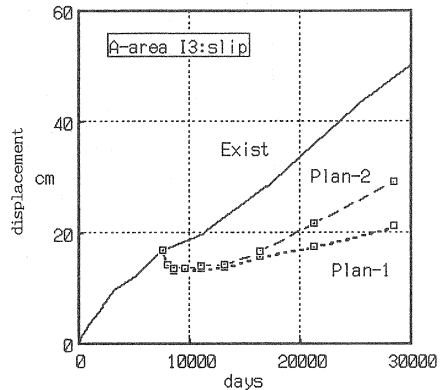
2) すべり面における変位

図-14(a)から明らかなように、I1地点の「計画2」においては排土工事後約2,000日(≒5年)の $t = 10,000$ 日(≒27年)付近より移動量は増加し始め、現況断面の場合とほぼ同じ速度で移動が進行する。それに対し、「計画1」の場合においても同様に移動量は増加するが、その速度は「計画2」の場合より小さい。一方、図-14(b)に示すように、地すべり末端部のI3地点における変位状況は「計画1, 2」ともに排土後

約 8,000 日 (≒ 22 年) 間はほとんど停止しているように見える。その後、 $t = 30,000$ 日 (≒ 82 年) にかけて両ケースともに移動し始めるが、図-14(a)の I1 地点の場合と同様「計画 1」の移動速度が「計画 2」より小さく、時間とともに両者の移動量の差は広がっていくことが判る。これらのことから、「計画 1」の排土工計画は「計画 2」に比べてより有効な対策工と判断できる。



(a) I1 すべり面



(b) I3 すべり面

図-14 排土工計画 I1 地点すべり面変位

5. まとめ

地すべり斜面の解析手法として弾粘塑性モデルによる有限要素解析を適用する場合、入力定数のうち流動性パラメーター (γ) の同定方法を提示した。そして、ある地すべり地に適用して地すべり挙動について予測を試みるとともに、その実用性についても検討を行った。以下に、得られた知見を要約する。

- (1) A 地区地すべりにおいて、初生地すべりの発生後 4,000 日 (≒ 11 年) 経過した時点から各種計測が開始されたものとの仮定に立ち、孔内傾斜計 I2, I1, I3 地点の実測値と土質試験から求められた材料パラメーターを用いた場合の解析値との比較・検討を行った。そして、当地区の地すべり土塊の流動性パラメーターは $\gamma = 1 \times 10^{-5} (\text{day}^{-1})$ であることが判明した。また、地点ごとの地表面とすべり面における解析から得られた移動量はそれぞれ実測値とよく整合しており、このことから用いた弾性係数、粘着力、内部摩擦角などのパラメーターの妥当性が確認されるとともに、流動性パラメーター γ の同定法を提示できた。
- (2) A 地区現況断面の解析において、間隙水圧の影響によって移動量が大きく異なることが判った。すなわち、 $t = 8,000$ 日間 (≒ 22 年間) に限定し、既往最高水位条件と間隙水圧を考慮しないケースとの移動量を比較すると前者は後者に比べて 53 ~ 97 % 大きく、かつ、その速度も時間とともに増加することが明らかになった。この間隙水圧条件のちがう 2 ケースの慣用法から得られる安全率は前者が後者に比べて約 17 % 低下する。これら性質の異なる『移動速度』と『安全率』の 2 つのパラメーターの変化度を単純に比較すれば、前者の弾粘塑性解析による移動速度の場合が後者に対しておよそ 4 ~ 5 倍の大ききで変化する。この様に、地すべりの挙動に対する間隙水圧の影響は当然ながら大きく、前報¹⁾で明らかとなった降水(量)と各種移動量との相関性が本解析結果により立証された。
- (3) (1) で得られた γ を用い、排土工計画について 2 ケースの計画断面について解析を行い、排土量の大きい計画(1)断面の安定性が確認された。さらに、計算過程において排土による荷重除去を考慮した解析方法を提案するとともに、その後の地すべり挙動の予測が行えること示した。

以上、本報で示した解析方法は、簡単な土質試験から求められるパラメーターを用いて得られる解析値と現地計測される各種移動量データを比較することによって成立しており、その意味において多くの地すべり地の解析に実用的であると思われる。しかしながら、粘塑性挙動を支配する流動性パラメーター γ の決定方法が実測値に依存する面が大きく、また、上記の比較検討段階でいつの時間ステップにおいて実測値と解析値を整合させれば良いか、などの問題点を内包している。以下その他問題点となる点を今後の課題として挙げる。

- ①地すべり挙動を実証する意味において応力制御によるせん断試験のデータを検討する必要がある。
- ②計算ステップの設定方法によって特定の時刻における変位が微妙に変化することから、最適な計算手法の確立が望まれる。
- ③実測値の多くが降水などの影響によって常に変動パターンを変えており、今後は間隙水圧の変化を考慮した手法の解析事例の集積が待たれる。

7. 参考文献

- 1) 藤井弘章・堀 俊男・島田 清・西村伸一(1992): 地すべり地における降水量と移動量に関する二・三の考察, 「地盤と建設; 土質工学会中国支部論文報告集」, Vol.10-1, pp.13-24
- 2) 吉松弘行(1983): 有限要素法による地すべり斜面の安定解析について, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.20-1, pp.1-8
- 3) 藤田寿雄・吉松弘行・白石一夫(1987): 地すべり対策杭の挙動と有限要素法による解析, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.24-3, pp.15-22
- 4) 中村浩之・土屋 智(1987): 地すべり変位を考慮した地すべり抑止杭の解析, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.24-2, pp.17-25
- 5) 吉松弘行(1990): 境界要素法による地下水問題の逆解析, 「地すべり」, Vol.26-4, pp.10-16
- 6) 藤田寿雄(1991): 有限要素法による地すべりの安定解析と対策工の設計, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.27-4, pp.19-26
- 7) 竹内篤雄(1966): 日本の地すべり地における粘土の粘性係数について, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.3-1, pp.31-36
- 8) 駒村富士弥((1967): 地すべりのレオロジィ的特性に基づく地すべりの動き方について, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.4-2, pp.10-20
- 9) 島 通保(1974): 地すべり移動機構の粘弾性的解析, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.11-4, pp.1-8
- 10) 鵜飼恵三(1989): 弾塑性FEMによる斜面の全体安全率の計算法, 「土質工学会論文報告集」, Vol.29-2, pp.190-195
- 11) 鵜飼恵三(1992): 引張り亀裂を有する斜面の全体安全率の計算, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.28-4, pp.1-5
- 12) 山田壽政・小島義孝・速水博秀(1992): 有限要素法による斜面の全体安全率の評価, 「地すべり」, 地すべり学会, Vol.29-1, pp.8-15
- 13) 山田嘉昭(1988): 「塑性の有限要素法」, 科学技術出版社出版
- 14) Owen, J & Hinton, E(1980): Finite Elements in Plasticity; Theory & Practice
- 15) 菊地宏吉(1990): 「地質工学概論」, 土木工学社, 第1編, 第2章, 岩石・岩盤の工学特性, pp.29-30
- 16) 山田剛二・渡 正亮・小橋澄治(1971): 「地すべり・斜面崩壊の実態と対策」, 山海堂出版
- 17) 藤井弘章・西村伸一・堀 俊男・島田 清: 地すべり挙動の弾粘塑性有限要素解析, 「地すべり」(投稿中)