

亀の瀬地すべりの移動機構について

—清水谷地域地すべり—

島 通 保

ON THE MECHANISM OF MOVEMENT OF SOIL MASS IN THE KAMENOSE LANDSLIDE AREA

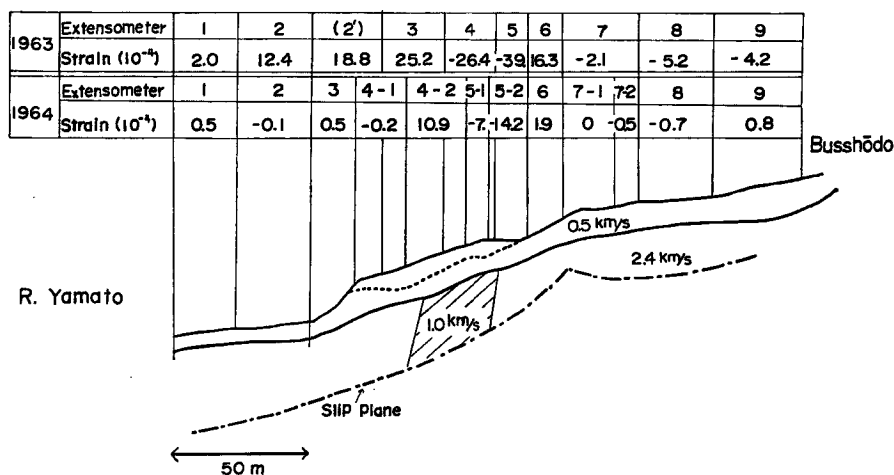
By Michiyasu SHIMA

Synopsis

The strain of ground surface in the Shimizudani region in the Kamenose landslide area has generally appeared in the period of rainfall. Its distribution has some remarkable feature. The author considered that such a strain appeared as a result of creep movement of the mass softened with water infiltration. Thus, the soil mass in this area was modeled two dimensionally. The relationships between the displacement and deformation of the soil mass and its mechanical structure were obtained by the finite element method in elastic theory of plane strain. So it became clear that the resistant force at the slip plane is larger in the upper part than in the lower part and that the mechanical strength in the fractured zone influences the distribution of the surface strain.

1. 序

亀の瀬地すべりの移動機構の調査研究は、この10年間主として地球物理学的方法および土質力学的方法によって行なわれ、各時期のその様相は次第に明らかにされてきた。特に、清水谷地区および峠地区においては、地表面の移動、伸縮、傾斜、地中内部のすべり層の移動などのいくつかの物理量の観測が、同時に並行



(After M. Takada)

Fig. 1 Geological section along the survey line I, and surface strain (Apr. 18 to July 31).

して行なわれ、その成果は3冊の報告書にまとめられている¹⁾。しかしながら、それらの物理量相互の関連性や、移動機構の力学的解明は未だあまりなされていない。そこで今回はまず、最も観測資料のととのっている清水谷地区の測線Iの断面について、1963年、1964年の降雨期の移動機構の解明を有限要素法による平面歪の弾性論を用いて試みた。

清水谷地区の測線Iの断面の地質構造は、地質学的知見、ボーリング調査、物理探査などから、大略Fig. 1のような構造が推定されている。すなわち、粘土や砂れきからなる表土の下が、ドロコロ火山溶岩で安山岩の場合と集塊岩状になっている場合とがみられる。その下部に凝灰質粘土のドンズルボー層が数mの厚さで堆積し、その下部には暗灰色砂質凝灰岩が分布している。主なすべり面は、ドンズルボー凝灰岩の上面またはその内部にあると報告されている。

2. 地すべり移動の特色

上記の時期の清水谷地区の移動に関する観測は、地表面の伸縮、傾斜および地下構造については高田²⁾、すべり面決定のための地中内部歪については山口¹⁾、移動坑観測については大和工事事務所によって継続的に行なわれた。それらの観測計器の配置図はFig. 2に示されている。測線Iの断面の地下構造、主要すべり面、地表面の伸縮量、傾斜量、移動坑の移動量をまとめてみると、Figs. 1, 3, Table 1 のようになる。

測定された移動に関する物理量のうち、最も精密に連続的に測定されたのは、伸縮計による表面歪であるが、Figs. 1, 3 からわかるように、測線Iの断面においては、1963年の伸縮計区間でいえば、区間2', 3, 4, 5, 6において伸縮量が大きく、区間2, 3の縮み、区間4, 5の伸び、区間6の縮みとその変化も著しい。同様のことは、1964年以後においても見られる。この付近は表面地形の変化も複雑であり、地下構造は破碎帯と呼ばれるゾーンを含み、またすべり面もこの付近を境に上部すべり面と下部すべり面に分かれるような形を推定させる。そこで今回は、上記のような伸縮量の分布と、地下構造・すべり面の形状・すべり層の移動量との関係を調べるため、清水谷地すべり土塊をクリープ性を有する固体媒質とみなし、上記のような地下構造を仮定して、土塊の移動による地表面の伸縮歪の分布を計算によって求めてみた。

3. 地すべり土塊の力学的取扱いとモデル化

1963年以後数年間に於いて、歪、移動坑の移動量、傾斜量などの移動を表わす物理量は、一般に5月～7月の梅雨期において変動し、その他の時期の変動は小さい。この点については、川本³⁾によって詳しく調べられ、降雨量と移動量の相関の高いことが指摘されている。

一方粘土や軟岩の強度の含水比による変化については、村山・柴田⁴⁾・仲野⁵⁾らによって詳細に調べられている。例えば、仲野は地すべり地粘土・泥岩においては、一軸圧縮強度 q_u と含水比 w との間には、およそ

$$q_u \sim e^{-cw} \quad \dots \dots \dots (1)$$

の関係があり、含水比の増大にともなう、強度は指数関数的に減少していくことを示している。 $q_u/2$ はほぼ剪断強度 τ_r に等しいが、粘土、軟岩をビンガム塑性体と仮定すれば、応力 τ と歪 ε の関係は、

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{\eta} (\tau - \tau_r) \quad \dots \dots \dots (2)$$

であることはよく知られている。ここで η は粘性係数である。また流動性を示し始める応力 τ_r は上記のように含水比の増加に伴って低下するが、飽和した土質においては、間隙水圧の増加に伴う有効応力の減少によっても τ_r が低下することが指摘されており⁶⁾、いずれの場合も、含水量の増大は地盤の軟弱化をもたらす。したがって乾期において安定していた地すべり地土塊が、梅雨の降雨期においてゆるやかに移動し、地表面において伸縮歪が観測されることは、地すべり土塊全体の軟弱化、とくにすべり層の強度低下およびその地点より高い所にある土塊の地すべりによる下方への土圧の増大によるものとして理解される。すなわち、その地点に働く応力を τ とすれば、乾期において $\tau < \tau_r$ の応力状態にあって安定していたものが、降雨期に

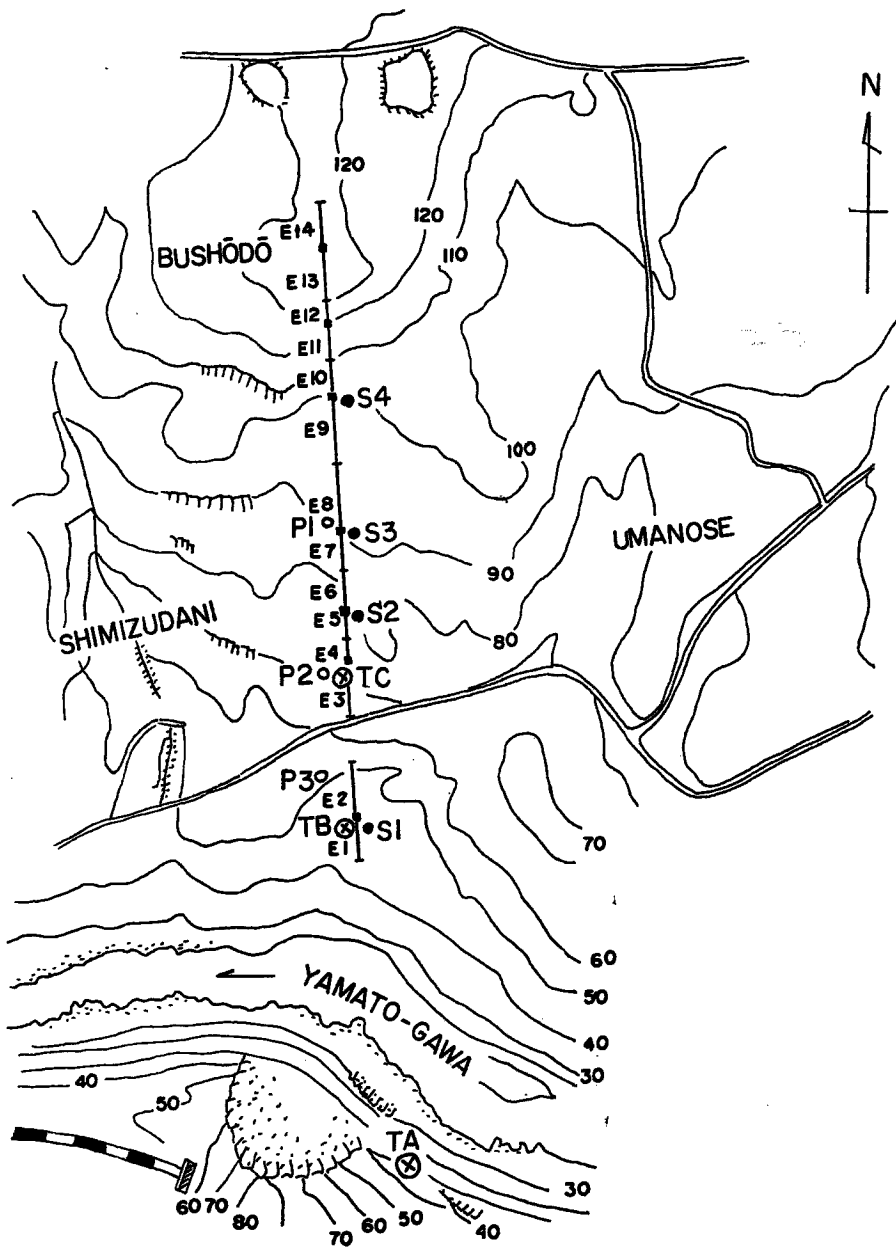
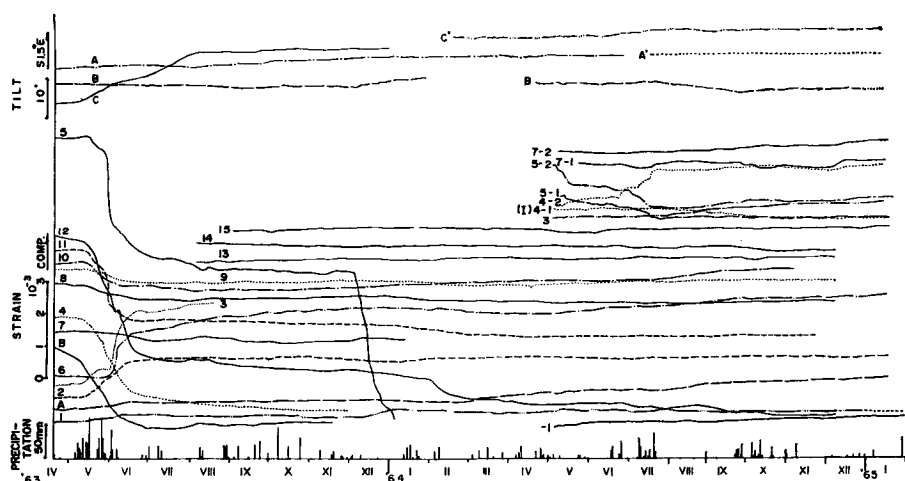


Fig. 2 Location of instruments.

E: extensometer, S: internal strain meter, T: tiltmeter,
P: travelling post.



(After M. Takada)

Fig. 3 Variations of surface strain and ground tilt, and precipitation.

Table 1 Accumulative displacement of travelling post (Unit: cm).

Travelling Post	NO 1			NO 2			NO 3		
Date of survey	H	V	D	H	V	D	H	V	D
Feb. 22th, 1963	30.0		S 2° E	226.0			258.0		
July. 30th, 1963	39.0	+ 0.7	S 18° E	285.0	- 121.7	S 295° W	310.0	- 104.5	S 5° E
Dec. 10th, 1963	40.7		S 25° E	285.7		S 24° W	306.5		S 10° 50' E
Mar. 14th, 1964	40.5		S 23° E	Removal			310.5		S 8° E
June. 18th, 1964	44.0		S 39° E	14.5		S 1° E	2.5		S 1° W
Sept. 1 st, 1964	49.0	- 3.4	S 68° E	53.0	TP65.424		2.5	TP55.968m	N 70° W
Dec. 3 rd, 1964	47.0	- 3.4	S 28° E	55.2		S 3° W	4.2		S 33° E

おける含水比の増大,あるいは間隙水圧の増大による有効応力の低下に起因する土塊の軟弱化のため, τ_r が低下し, $\tau_r < \tau$ の状態になると, その土塊は流動域に入り, 時間 t とともに歪は(2)式に従って増大すると考えられる。

今, 取り扱いの重点を, 測線 I の伸縮計区間 3, 4, 5, 6 に置き, 区間 1~10 の間の主要すべり面より上の斜面土塊を粘弾性的に変形する固体と仮定して, それが上方および下方の側方境界よりの圧力と, 土塊に対する重力の作用の下にいかに変形するかを問題にする。

主要すべり面より下は不動であるとし, それより上の部分が上記の作用によって, 移動・変形すると考えるが, 移動坑・伸縮計などの測定値から見るかぎり, 各年とも乾期においてはほとんど不動であるから, この時期は土塊の粘弾性的強度と外力との間に平衡状態が成立しているものとする。この時の応力の状態を τ とすると, 降雨期における土塊の強度の低下により, $\tau - \tau_r < 0$ の状態に移行し, 時間の経過とともに(2)式にしたがって変形すると考えられる。ここで応力 τ の下での歪の増分 $\Delta \epsilon$ をある時間増分 Δt に対して考えると, 上記の微分形の(2)式を応力 τ と歪増分 $\Delta \epsilon$ との間の関係式

$$\tau = \frac{\eta}{\Delta t} \left(1 - \frac{\tau_r}{\tau} \right)^{-1} \Delta \epsilon \quad \dots \dots \dots (3)$$

に変換できる。ここで右辺の係数を

$$E \equiv \frac{\eta}{\Delta t} \left(1 - \frac{\tau_Y}{\tau} \right)^{-1}$$

とおき、 E をこの期間 Δt に対する地盤の軟弱化によって生じたみかけの弾性係数（以下変形係数と呼ぶ）と定義し、以後の取り扱いを変化の各ステップに対しては弾性論的に行なう⁷⁾。

Fig. 3 の伸縮歪の降雨期の変化がほぼ一定速度で起こっているから、第一近似としては、降雨期の3カ月間の地すべり土塊の移動・変形が one step で行なわれたとして取り扱えるものとした。そうして、測線 I の断面を平面歪の弾性論によって取り扱うことにして、**Fig. 4** に示されているように全体を多くの三角形の要素に分割し、各要素に対しては **Fig. 1** に示されている地質構造に対応した変形係数・密度などの常数を与えて、有限要素法の方法によって、各要素の変位・歪を求めた。

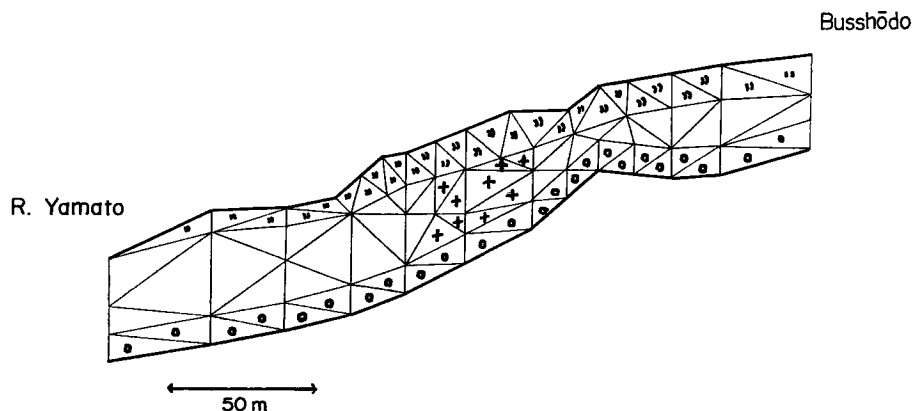


Fig. 4 Finite element model of the soil mass.

測線 I の断面の斜面地形の移動・変形を有限要素法によって取り扱う際、地すべり地断面をモデル化することが必要である。そのための基礎データとして、これまでなされた地質探査の結果をまとめてみると、まず地下構造では、高田・玉城らによってなされた P 波速度によるものが、**Fig. 1** に示されているように屈折法によって求められている。 S 波速度は減衰が大きく、深部まで屈折法によって求めることは困難であるが、狐崎によって検層法によって求められた値より、中間層の安山岩層は約 1 km/sec、破碎帯は 0.3~0.4 km/sec を推定した。また表層は板たたきによる直接波および屈折波より 0.12 km/sec と推定した。しかしこの地の土質・岩質の粘性や強度と含水比の関係は計測されていない。そこでボーリング試験・地震探査で得られた概略 **Fig. 1** のような地下構造において、同一地質では、粘性・強度なども同じ値を示すものと単純化したモデルを採用した。

すべり面の深さ、形は山口らによって数年にわたって計測され、その主なものは深さ30m程度の所があり、**Fig. 1** に示された形をもつと推定されている。地中内部歪計による歪の分布から、主要すべり面はいわゆる面というより、数mの厚さのすべり層のようである。そこで有限要素法による理論的取り扱いにおいては、地すべり土塊底面の境界条件として、すべり層の厚さを 10 m とし、このすべり層の抵抗力は変形係数の大ききで表現されるとして、この層より下の基盤を不動とみなした。すべり層の厚さを計測値から推定される厚さの約2倍としたのは、境界条件として基盤表面からすぐに不動としてしまうことによる。また厚さ約 10 m の表層中にも、地中内部歪計による地中歪 (**Fig. 5**) の分布からみて、すべりの移動形態がみられる。しかしこの表層を 1964 年~1965 年に於てほぼ完全に取り除いた測線 IV の 1966 年の表面歪の大きさが、1964 年と同程度であることから考えて、この層の中に、清水谷地区の主要すべり面があると見るわけにはいかない。**Fig. 5** の歪分布の程度から、この地層の変形係数が弾性波探査から得られる弾性常数と同程度かあ

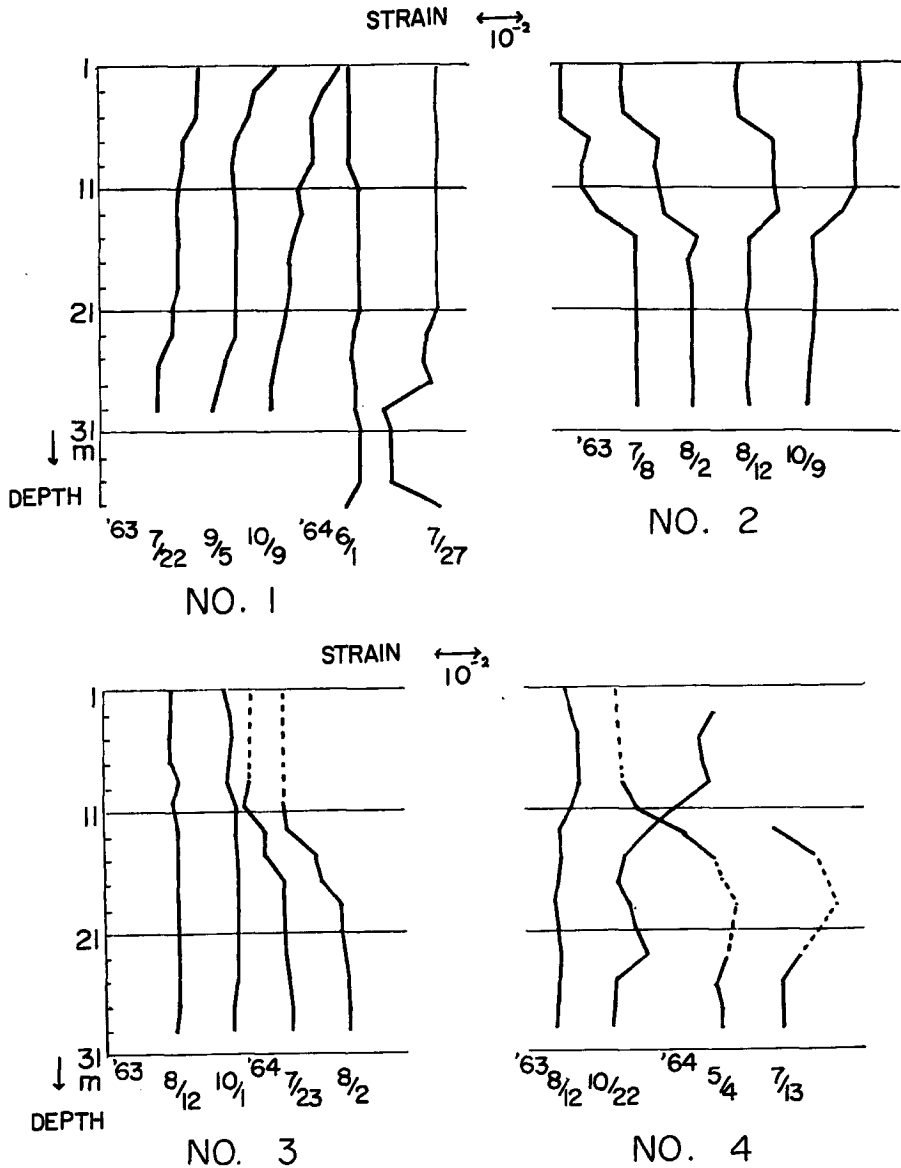


Fig. 5 Accumulated internal strain.

るいはそれ以下の軟弱なものであると理解してよいと思われる。また地中歪の分布は、この表層の表面からその底までわたっており、特定の深さにすべり面を考えることは困難のように思われる。そこで理論的取り扱いに於ても、この中にいわゆるすべり面は設けず、変形し易い媒質と考えることにした。

また測線Ⅰの下方の大和川側および上方の仏生堂側の側圧も不明であるので、理論的取り扱いにおいては下方の側圧は静水圧分布と仮定し、上方はその値を種々変えて、数値計算を行なった。なお上方側圧の移動量に及ぼす影響については後述する。

4. 数値計算の手続きとその結果

傾斜表面の移動量の分布、特に破砕帯付近のその特徴は、伸びと縮みが交互に現われていることであるが、このような分布が主にこの地盤構造のどの部分の特質によってもたらされたものであるかということは興味のあるところである。既述のような移動量分布をもたらし主要因として、表面形状、層構造の各層の変形係数、破砕帯の存在、すべり面と位置・形状・すべりに対する抵抗強度の分布などが考えられる。この中、表面の形状は正確に、すべり面の形状については地中内部歪計により、弾性常数で表わされる地質の層構造は地震探査・ボーリング試験によりほぼ明らかにされたといつてよい。それに対して、各層の粘性・強度の含水比による変化については余りわかっていない。そこで変形係数については、各層における変形係数の値の比は、主要すべり層を除き地震探査によって得られた弾性常数の各層における値の比に等しいと仮定した。ポアッソン比も地震探査から得られる、表層・破砕帯の 0.48、安山岩層の 0.4 を、また主要すべり層では 0.48 を仮定した。

この度とりあげた清水谷地区測線 I においては、1963 年後半において、Fig. 1 の中央部分の表層の排土が実施されたため、1964 年の表面地形は前年に比べやや異なっている。また梅雨期における雨量が前年に比べてかなり少なかったため、移動量、伸縮量ともになりに小さい。両年の降雨期 5 月～7 月の 3 カ月間に対応する地すべり土塊の軟弱化の程度・分布を求めるため、側圧に対しては既述のように下方および上方よりの圧縮力を仮定し、物体力としては密度 2 ton/m^3 の土塊にかかる鉛直下方方向の重力を用いた。

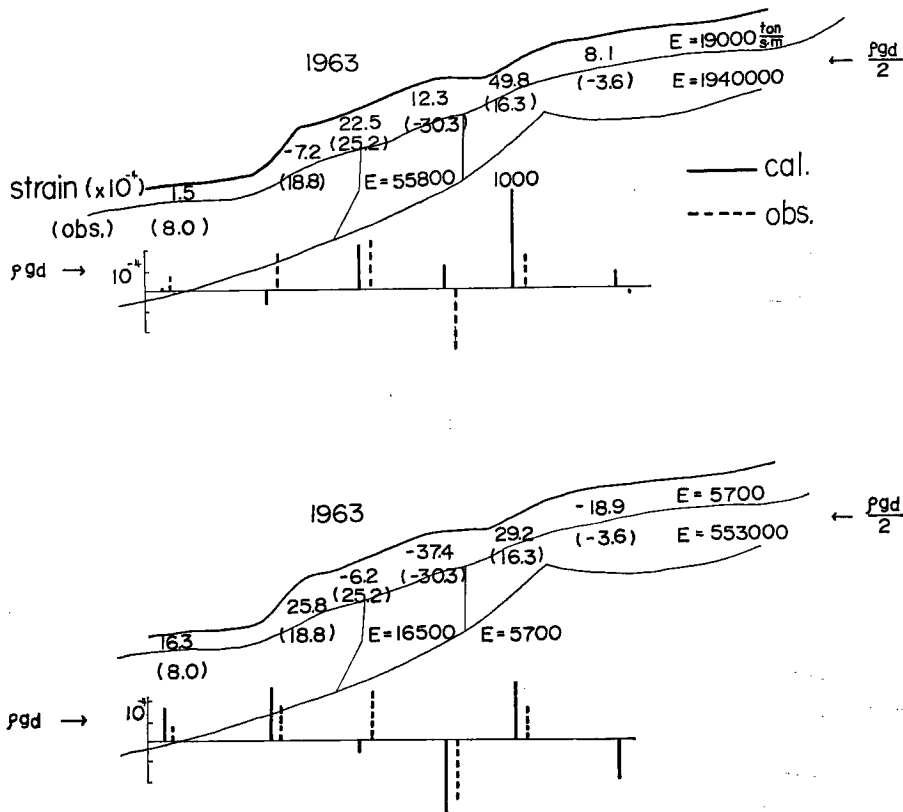


Fig. 6 Distributions of calculated and observed surface strain and coefficient of deformation (for slip layer of uniform resistant strength).

まず主要すべり面における抵抗力の程度をみるために1963年, 1964年の降雨期の移動量20 cm~50 cmをひき起こす変形係数を, 上方よりの側圧分布を静水圧分布の半分とした場合について計算してみた。その結果, 上記の雨期の3カ月に対する変形係数は1000~3000 ton/s・mの程度とみてよいと思われる。以下の種々の場合の数値計算には, この範囲のものを使用した。

このすべり面におけるすべりに対する抵抗強度の分布についてはよくわかっていないが, 数年間にわたる移動坑の観測結果によると, 破碎帯より上部では地表点の移動は少なく, 下部では上部の数倍の値を示している。これが主要すべり面の傾斜度の上部と下部の差に由来するものか, あるいはその上にすべり面の抵抗強度の不均一によるものが加っているからか, 調べてみる必要がある。そこで一応抵抗強度は一樣か, ある

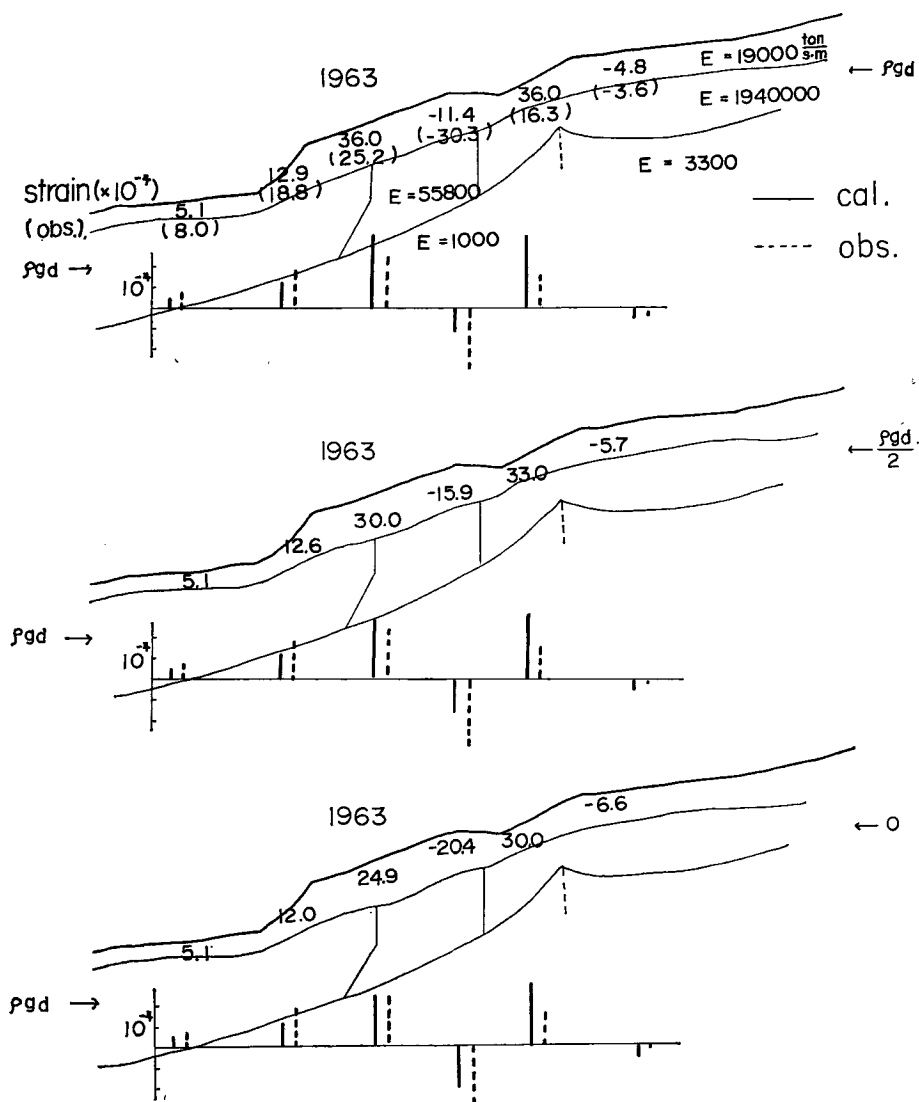


Fig. 7 Distributions of calculated and observed surface strain and coefficient of deformation (for effect of pressure of lateral boundary).

いは上部がすべりにくくなっていると仮定し、その境界は上端より 30 m ないし 132 m の所にとり、地表面の伸縮量分布に最もよく合致するものをとることにした。

まず主要すべり面における抵抗力分布の影響をみるため、全体を一樣とした場合の地表面伸縮歪の分布を観測値と比べた。その代表的な 2 例が Fig. 6 に示されている。図からも明らかなように、主要すべり層の変形係数を表層の約 1/20 にした場合には、中央の破砕帯付近においていずれも縮みの歪を示し E4 の区間の伸びは現われない。また主要すべり層の変形係数と表層のそれを同一とした場合では、E3 が伸びになり、観測値に傾向的にも反する分布しかもたらさない。したがって、すべり面の抵抗強度の一樣分布の仮定は採らないことにし、以下いずれもすべり面上部のある範囲の変形係数の値を大きくとることにした。

次に土圧計による定量的な測定データがないため、側方の境界条件として何らかのもっともらしい仮定をせざるを得ない。したがって、上部および下部の境界における側方からの圧力分布の土塊全体の変形に及ぼす影響の程度を調べておくことが必要である。そこで Fig. 7 のように変形係数を与えた場合について、下方からの側圧を静水圧分布として、上方からの測圧を静水圧、その半分、および零とした場合の 3 つの例について、地表面伸縮歪を求めたものが、Fig. 7 に示されている。それによると、上方よりの側圧が静水圧の場合と零の場合との歪量の差は約 20% 程度であり、傾向的には、ほぼ同じ性質の分布を示していることがわかる。このことから変形を起こす主要な外力は、土塊自体に働く重力であることが推察される。したがって、中央部の歪分布の特色に対応する地すべり土塊の力学的性質を求める際、側方よりの圧力値についてはもっともらしい仮定の下に、数値解析を行なってもよいであろう。そこで以下の計算に於ては、上方の境界付近の地形・すべり面の傾斜が水平に近いことおよび移動量の少ないことを考慮して、仏生堂側の側圧は静水圧の半分とし、大和川よりの側圧は静水圧分布とした。

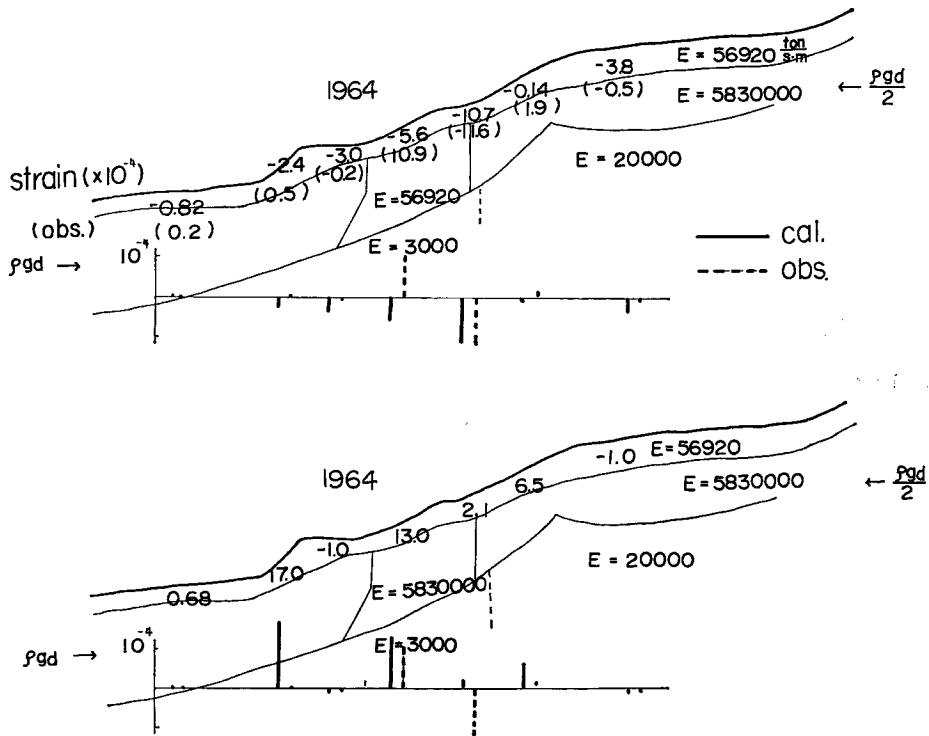


Fig. 8 Distributions of calculated and observed surface strain and coefficient of deformation (for effect of fractured zone).

清水谷地区のこの測線の歪分布の特色は、中央部において伸縮量が大きく、伸びと縮みが交代に現われていることにあるが、この部分の位置がいわゆる破砕帯の存在域と重なるため、その影響の程度が問題となるであろう。そこで Fig. 8 に示されているように、破砕帯部分が表層と同じ軟弱な岩質であるとした場合と、安山岩と同じやや硬質な岩質であるとした場合の両極端と考えられる場合について、地表面の伸縮歪分布を求めてみた。Fig. 8 から明らかなように、破砕帯を軟弱とした場合には、主要部分はいずれも伸びの歪分布を示し、硬質とした場合はいずれも縮みの歪分布を示して、観測されるその部分の伸びと縮みの交替的分布は出てこない。この事からも、この部分の変形係数は、弾性波調査・ボーリング試験から推定された上記2つの場合の中間の地層のものが推定される。

清水谷地区においては、1963年の10月頃より Fig. 1 に示されている部分の排土が実施され、中央部の表層が薄くなり、したがってこの部分の土塊の重量に相当する重力の外力が軽減されたことになる。そこでその影響をみるため、1963年と1964年の地形に対して、土塊の変形係数の分布を同一とした場合について、歪分布を求めた例が Fig. 9 に示されている。排土による伸縮量の減少は、E3の区間を除き全般にみられ

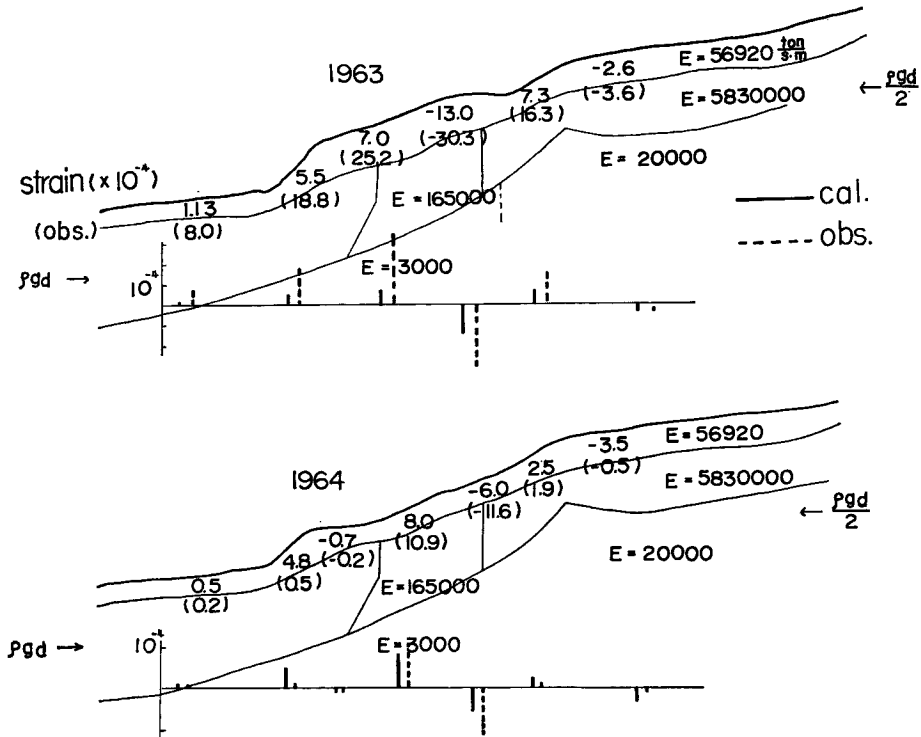


Fig. 9 Distributions of calculated and observed surface strain and coefficient of deformation (for effect of removal of soil).

る。すなわち、伸びの大きかった E4, E5 の区間は半分に、また破砕帯下方の縮みは E2' の区間において平均して 1/3 に減少しており、排土の効果はかなりあったものと思われる。なお 1964 年は前年に比べ降雨量が少なかったから、地下水も当然少なく、これによる移動の減少も大きかったから、排土と降雨量の影響を分離して見積めることは困難である。

以上問題になるとと思われるすべり面抵抗強度の分布、側圧、破砕帯の力学的性質、排土などの影響を検討した上で、1963年・1964年の4月18日～7月31日の地表面の伸縮歪の分布を説明する土塊の変形係数を求めた結果が、Fig. 10 に示されている。

次に Fig. 10 のような変形係数の分布の場合の傾斜量を計算し、観測値と比べてみると Table 2 のようになり、order はほぼ一致する。

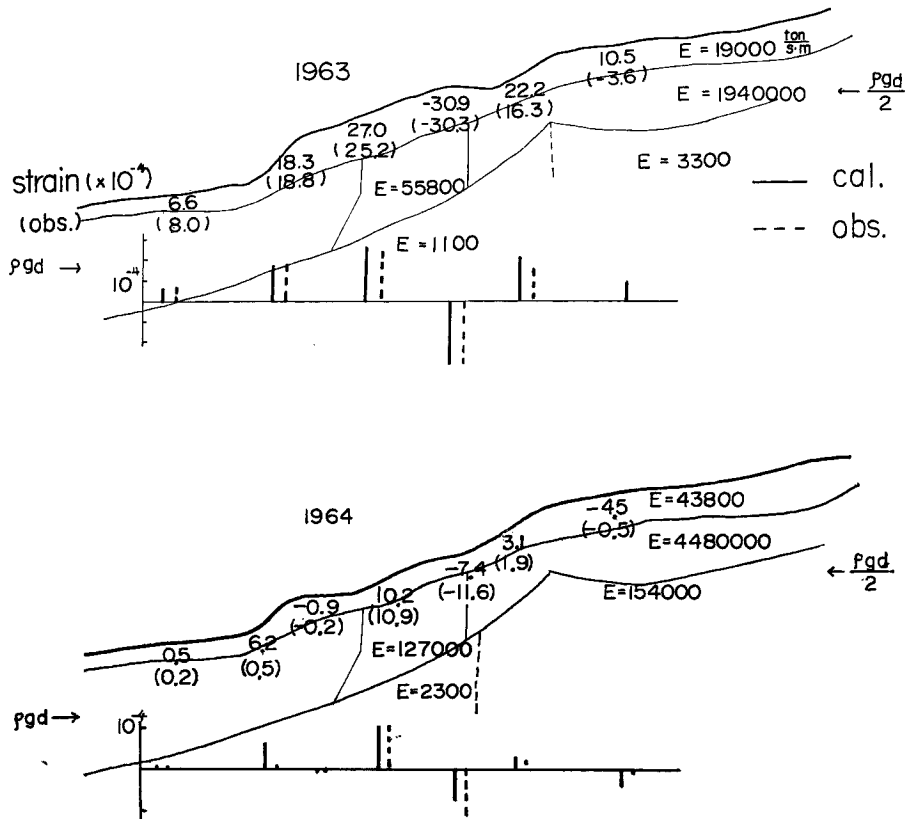


Fig. 10 Distributions of calculated and observed surface strain and coefficient of deformation.

5. 結 語

各層の変形係数の比や境界条件には既述のような仮定が入っており、地表面の歪・傾斜量の値は土塊全体の変形係数の積分効果であるから、Fig. 10 に示された変形係数の分布値は唯一解とはいえないが、表面の伸縮歪・傾斜量・移動量の3種の観測値をほぼ満足に説明するものであるところから、確からしい解であると考えて差支えないであろう。

亀の瀬地すべり地のような非常に複雑な地下構造をもった所では、媒質の全ての力学常数を計測によって得ることは極めて困難である。そのような場合、地すべりの移動機構の解明において、以上のような数値実験的解析方法も有用であると思われる。今回は第1近似的な取り扱いにとどまっているが、土質力学的測定データを加えて今後地すべりのクリープ過程を追跡していくつもりである。

なお、以上の計算には京都大学大型計算機センター FACOM 230-60 を使用した。

最後に、本研究に当り終始懇篤な街指導を賜った佐々憲三名誉教授に深く謝意を表しますとともに、種

Table 2 Variation of ground tilt.

May ~ July 1963	B	C
Observed value	-0.6'	15'
Calculated value	-5'	36'
May ~ July 1964	B	C
Observed value	-2.4'	28'
Calculated value	-0.9'	3.1'

々御教示いただいた吉川宗治教授・高田理夫教授・竹内篤雄助手に御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 近畿地方建設局編：亀の瀬地すべり調査報告書，その 1，その 2，その 3，昭和 38 年，昭和 40 年，昭和 44 年。
- 2) 高田理夫：地すべり地における土地ひずみの観測(Ⅲ)，京大防災研究年報，第 10 号 A，1967，pp. 491-505.
- 3) 川本 整：亀の瀬地すべりの研究(Ⅰ)，地すべり，第 2 巻，1966，pp. 1~4.
- 4) 村山朔郎，紫田 徹，赤井浩一：標準貫入試験結果による地じり機構の考察，土木学会誌，第 40 巻，昭和 30 年，pp. 551-555.
- 5) 仲野良紀：由比地すべり母岩の軟弱化と物性の変化について(その 2)，土と基礎，第 12 巻，1964，pp. 3-8.
- 6) G. Ter-Stepanian: On the Long-Term Stability of Slopes, Norwegian Geotechnical Institute, No. 52, 1963, pp. 1-13.
- 7) O. C. Zienkiewicz and Y. K. Cheng: The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, McGraw-Hill, 1967.