

斜面崩壊機構の力学的分類

福尾 義昭・山下 宏

CLASSIFICATION OF SLOPE DEFORMATION BASED ON DYNAMICAL CONSIDERATION

By *Yoshiaki FUKUO* and *Hiroshi YAMASHITA**

Synopsis

In sloping layer stretched infinitely, it could not be determined theoretically where the formation of slip surface is initiated according to Mohr-Coulomb's law for the failure of soil, because of the indefiniteness of longitudinal distribution of stresses exerted in this layer. Then, the authors contrived to derive two kinds of model slopes with the typical boundary conditions at the upper and lower ends of slopes. The one, which was called T(tensile)-type, was provided for the constant displacement u_0 at the upper end and for the constant normal stress σ_0 at the lower one, and the other, which was called C (compressional)-type, was provided for the reverse case.

We considered the variations of average displacement Δu and average stress $\Delta \sigma_x$ over the entire depth of layer deviated from the equilibrium state of slope, taking up the example cases where the resistant force acting on bed rock surface was decreased and the deformation of soil was governed by rheological character of Voigt's model, and it was found that, in T-type model, $\Delta \sigma_x$ was resulted in negative and the deformation was taken as the recovery expansion to lower compressional state and the possibility of active failure would be expected in the upper region of slope, and that, in C-type model, $\Delta \sigma_x$ was resulted in positive and the deformation was regarded as the more contraction to higher compressional state and the possibility of passive failure would be expected in the lower region of slope.

The connection of upper end of C-type model to lower end of T-type one will form the slope layer protected by retaining walls at both ends. The connection of upper end of T-type model to lower end of C-type one will represent the mountain slope extending upwards from its toe where the bed rock surface is exposed by lateral erosion of stream, to the top where the slope possesses the condition $\partial \Delta u / \partial x$ owing to the symmetry of its deformation. On the basis of results obtained in above, we derived the method by which the positions of occurrence of active and passive failures were decided in the slope of T+C type, and also, discussed the condition under which the bottom layer laid on bed rock surface was broken down in the slope of C+T type, referring to the knowledge for the peak and residual strengthes of soil at shear deformation.

1. ま え が き

我が国は毎年と言ってよいほど崩壊災害に見舞れる。尊い人命や貴重な財産をこの災害から守っていくためには、斜面がどのような過程をたどって崩壊していくのかを系統立てて理解しておかなければならない。そのために、従来から、斜面の安定について多くが論じられ、次第にその成果が集積されつつある。しかし、著者には、一つのもの足りなさを感じる。それは、我々が当面している崩壊災害のほとんどが集中豪雨によって引き起こされているということ¹⁾、安定の議論が部分的で系統さに欠けているように感じるからである。

* 建設省土木研究所新潟試験所

斜面と一口に言っても、その斜面の地質や地形は場所によって異なり、勾配はもちろん、風化層の厚みや基岩の起伏も複雑で、植生の変化、断層や破碎帯の存在にまで考えが及ぶと、どうして崩れるのかを包括的に取り扱うことは不可能のように見える。しかし、崩壊という現象を力学的に見れば、ともかく、今まで安定していた斜面が力の釣合いを失ったということであり、問題は、斜面がもっている上述の複雑な要素をどのようにして力学的な量へ還元していくかということである。この還元は困難であり、見透しもおぼろげであるが、それでも、力学的な還元へ魅力を感じるのは、この学問にたよることによって、斜面の運動を確定的に、おのずと把握できるようになれると思うからである。

十勝沖地震の際のように、地震による崩壊の事例もあるが、我が国の多くの崩壊は、田中²⁾が指摘しているように、豪雨の際に、斜面風化層に浸透した雨水が地下水流を形成し、このためにひきおこされたものである。多くの研究者の調査結果に徴しても、この考えは間違いのないことであろう。これらは要するに、地下水流の発生や地震ともなって、斜面にあらたに力が作用し、その力学的平衡が破れた結果である。このような観点に立って、著者は、降雨の際に、斜面風化層中に浸透地下水流が発達していく様子を考察し³⁾、この水流にもとづく力を表現し、この力によって斜面の崩壊がどのような形で生ずるかを論じた。ところで、力を運動に結び付けるためには、Stress-Strain の関係が必要であり、破壊の形を定めるためには、破壊を規定する条件が必要である。この重要な関係や条件は、土のレオロジーとして、土質力学の分野で詳しく研究され、当研究所においても数多くの業績が発表されているが、実際に斜面の破壊を決定するためには、上述の関係のほか、さらに連続体としての初期条件や境界条件も取り入れて考察しなければならない。斜面の安定が、土質力学的研究を背景にして、主としてStress-Strain の関係や破壊条件の立場から論じられ、初期条件や境界条件に対する考慮の少ないことが、今までの斜面安定論をもの足りないものにして一因でもある。著者が今までに論じた斜面も傾斜方向に無限に長い斜面であり、境界条件を考慮しない議論であった⁴⁾。事実、この無限長斜面では、Mohr-Coulomb の破壊条件からスベリ面の形は表現できても、斜面のどこから崩れるのかを決定することはできない。崩壊の理論を実際に役立て現地に適用していくためには、三次元的考察にまで進めなければならないが、当面、まず二次元的斜面の有限長化をはかり、斜面のどこから崩れるのかの考察に集中した。この考察は、斜面中の応力分布の変化の問題へとつながり、2次元的ではあるが、斜面の変形や破壊の起り方を力学的な観点から分類する方法を得ることもできたので、以下にそれを述べていきたい。

2. 斜面の有限長化

斜面の応力状態を表現するために、Fig. 1 のように、斜面表面にほぼ沿って下り方向に x 軸をとり、適当に原点を設けて、 z 軸も作る。応力は、圧縮のときに正として表現すれば、釣合いの式は

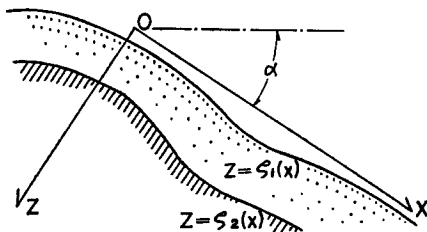


Fig. 1 Co-ordinate for the consideration of two dimensional sloping layer.

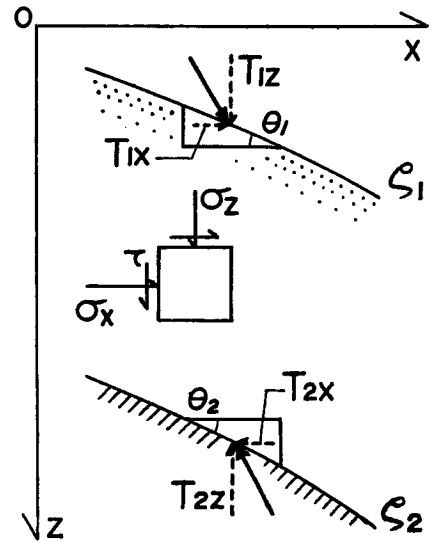


Fig. 2 Representations of stresses exerted in the layer and of conditions at the upper and lower surfaces of layer.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = \gamma \sin \alpha + f_x, \quad \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \cos \alpha + f_z \dots\dots\dots (1, 2)$$

ここに、 σ_x, σ_z はそれぞれ x 軸、 z 軸に垂直な面素に働く垂直応力であり、 τ はせん断応力である。また、 γ は斜面風化層の土の単位体積重量であり、 α は x 軸が水平面となす角（ほぼ斜面表面の傾斜角）である。 f_x, f_z は土の単位体積に働く重力以外の体積力を表す。たとえば、降雨のために浸透地下水流が生じている場合には、この流れが土粒子との間に生じている摩擦によって、単位土塊を引きづる力と、間隙水圧によって生じる圧力勾配（間隙水圧が静水圧のときにはこの力は、いわゆる浮力となる）との合力の分力がそれに当る⁵⁾。

斜面の表面の形を $z = \zeta_1(x)$ 、底面すなわち基岩面の形を $z = \zeta_2(x)$ とすれば、これら両面での応力の境界条件は、Fig. 2 に見られるように、

$$z = \zeta_1(x) \text{ で, } T_{1x} = -\sigma_x \sin \theta_1 + \tau \cos \theta_1 \quad \tan \theta_1 = \frac{\partial \zeta_1}{\partial x} \dots\dots\dots (3)$$

$$T_{1z} = -\tau \sin \theta_1 + \sigma_z \cos \theta_1 \dots\dots\dots (4)$$

$$z = \zeta_2(x) \text{ で, } T_{2x} = -\sigma_x \sin \theta_2 + \tau \cos \theta_2 \quad \tan \theta_2 = \frac{\partial \zeta_2}{\partial x} \dots\dots\dots (5)$$

$$T_{2z} = -\tau \sin \theta_2 + \sigma_z \cos \theta_2 \dots\dots\dots (6)$$

となる。ここに、 T_{1x}, T_{1z} および T_{2x}, T_{2z} はそれぞれ、面 ζ_1, ζ_2 の単位面素に作用している x 軸、 z 軸方向の分力であり、 θ_1, θ_2 はこれらの面素が x 軸方向となす角である。

表面に作用している力 T_{1x}, T_{1z} として、斜面のごく表面に植物が根を張っている薄い層を考え、これを対象としている風化層と区別し、この薄層が風化層表面に力をおよぼすという考え方がある。また、積雪地方では、積雪層が風化層表面におよぼす力を考えなければならないだろう。今は簡単のために、斜面表面には力は働かないと考えよう。この場合には、

$$z = \zeta_1(x) \text{ で, } \tau = \sigma_x \frac{\partial \zeta_1}{\partial x}, \quad \sigma_z = \tau \frac{\partial \zeta_1}{\partial x} \dots\dots\dots (7, 8)$$

$$z = \zeta_2(x) \text{ で, } \tau = \frac{T_{2x}}{\cos \theta_2} + \sigma_x \frac{\partial \zeta_2}{\partial x}, \quad \sigma_z = \frac{T_{2z}}{\cos \theta_2} + \tau \frac{\partial \zeta_2}{\partial x} \dots\dots\dots (9, 10)$$

となる。(1)および(2)式を z で積分し、これらにそれぞれ(7, 9), (8, 10)式を入れると、

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} \sigma_x dz + \frac{T_{2x}}{\cos \theta_2} = \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} (\gamma \sin \alpha + f_x) dz \dots\dots\dots (11)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} \tau dz + \frac{T_{2z}}{\cos \theta_2} = \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} (\gamma \cos \alpha + f_z) dz \dots\dots\dots (12)$$

各量の風化層厚みについての平均値

$$(\zeta_2 - \zeta_1) \bar{\sigma}_x \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} \sigma_x dz, \quad (\zeta_2 - \zeta_1) \bar{\tau} \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} \tau dz \dots\dots\dots (13, 14)$$

$$(\zeta_2 - \zeta_1) \bar{\gamma} \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} \gamma dz, \quad (\zeta_2 - \zeta_1) \bar{f}_x \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} f_x dz, \quad (\zeta_2 - \zeta_1) \bar{f}_z \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} f_z dz \dots\dots\dots (15, 16, 17)$$

を作る。 $\partial \zeta_2 / \partial x \approx \partial \zeta_1 / \partial x$ 、すなわち斜面表面と底面とがほぼ平行しているという近似を設けると、

$$(\zeta_2 - \zeta_1) \frac{\partial \bar{\sigma}_x}{\partial x} \approx \frac{\partial}{\partial x} [(\zeta_2 - \zeta_1) \bar{\sigma}_x] = (\zeta_2 - \zeta_1) [\bar{\gamma} \sin \alpha + \bar{f}_x] - \frac{T_{2x}}{\cos \theta_2} \dots\dots\dots (18)$$

$$(\zeta_2 - \zeta_1) \frac{\partial \bar{\tau}}{\partial x} \approx \frac{\partial}{\partial x} [(\zeta_2 - \zeta_1) \bar{\tau}] = (\zeta_2 - \zeta_1) [\bar{\gamma} \cos \alpha + \bar{f}_z] - \frac{T_{2z}}{\cos \theta_2} \dots\dots\dots (19)$$

したがって、

$$\frac{\partial \bar{\sigma}_x}{\partial x} = (\bar{\gamma} \sin \alpha + \bar{f}_x) - \bar{T}_x, \quad (\bar{T}_x \equiv T_{2x} / (\zeta_2 - \zeta_1) \cos \theta_2) \dots\dots\dots (20)$$

$$\frac{\partial \bar{\tau}}{\partial x} = (\bar{\gamma} \cos \alpha + \bar{f}_z) - \bar{T}_z, \quad (\bar{T}_z \equiv T_{2z} / (\zeta_2 - \zeta_1) \cos \theta_2) \dots\dots\dots (21)$$

が得られる。これらの式をさらに x で積分するためには、 x に関する境界条件が必要である。まえがきでも述べたように、無限長斜面では、条件を設定しようにも方法がない。仮りに、斜面の状態が x 軸方向にす

べて一様とみなせるならば, (20), (21)式の左辺は 0 となり, この状態は, 体積力の傾斜方向の分力は基岩面の摩擦力と平衡し, また体積力の斜面傾斜に垂直な分力は基岩面での反作用で支えられているという状態で, 斜面安定論でよく用いられる式である。しかし, 斜面長が有限となり, その上端, 下端の境界条件によっては, $\bar{\sigma}_x$ や $\bar{\tau}$ は x 軸方向に変化し, この変化にともなって, 斜面の变形や崩壊の形が変ってくる。無限長斜面から有限長斜面へのモデル化は, この境界条件の端的な設定として捉え得る。この設定の表現として, つぎの 2 つの場合を考えよう。

(I) $x=0$ で, $\bar{u}=u_0$; $x=l$ で, $\bar{\sigma}_x=\sigma_0$ (22, 23)

(II) $x=0$ で, $\bar{\sigma}_x=\sigma_0$; $x=l$ で, $\bar{u}=u_0$ (24, 25)

ここに, $x=l$ は斜面の下端部であり, $x=0$ は, すぐ後で述べるように, 斜面上部にある適当な地点である。また, \bar{u} は $\bar{\sigma}_x$ や $\bar{\tau}$ などと同じく, 斜面土塊の x 軸方向の変位 u の平均値, すなわち

$$(\zeta_2 - \zeta_1) \bar{u} \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} u dz \text{ (26)}$$

である。(II) の場合の $x=l$ における条件は, たとえば Fig. 3 (a) で見られるように, 基岩に強固に据え

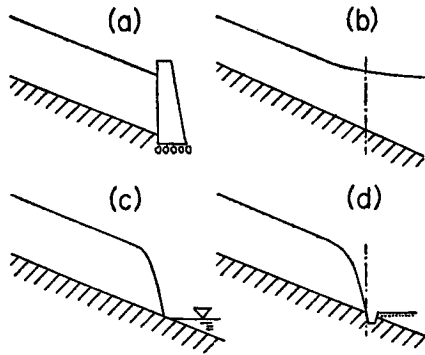


Fig. 3

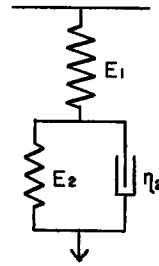


Fig. 4

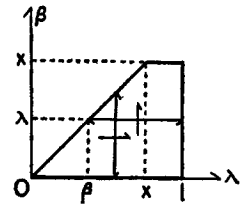


Fig. 5

Fig. 3 Examples of actual slopes with boundary conditions (I) and (II) at lower end $x=l$. (a) and (b) belong to condition (II), that is, no increment of displacement, and (c) and (d) belong to condition (I), that is, no increment of normal stress.

Fig. 4 Notations of rheological constants in Voigt's model.

Fig. 5 Integrating domain in calculation of eq. (32).

られた擁壁が存在する場合である。この擁壁のために, 斜面土塊は擁壁設置時の変位 u_0 に固定され, これ以上変位できなくなるであろう。擁壁のような端的な場合でなくても, Fig. 3 (b) のように, 斜面表面は平坦地へと開けていく一方, 基岩面はそのまま地中へ深くなっていくような斜面下端部では, 斜面の上部より圧縮がおよんできたとしても, 風化層の厚みの急な増大のため容易に変位できなくなり, 実際上, 変位 \bar{u} が一定に保たれるという地点を見出すことが可能であろう。この位置を, $x=l$ と定めればよい。また, (I) の場合の $x=l$ に相当する例としては, 溪谷の山腹斜面の裾が, Fig. 3 (c) のように, 側方浸食のために削り取られ, 基岩面が露出している場合とか, 道路建設のため, 同図 (d) のように, 山腹斜面が削り取られ, 切り取り断面に基岩が露出したというような場合が挙げられる。

他方, $x=0$ における条件は, たとえば, 斜面の途中で比較的長く水平に伸びた基岩面が存在し, 斜面表面もほぼこれに平行しているような所では, 変位は比較的におこりにくく, 底面抵抗も強いならば, $\bar{u}=u_0$ という位置が見出されるであろう。さらに, この平坦な基岩面がその下で比較的急勾配で下降していくと, 平坦部では今述べたように, 変位しにくいのに反し, 下降部では風化層は変位し, 結果として, この勾配の

変り目で風化層が膨張し、ときにはひびわれて、応力 $\bar{\sigma}_x$ が 0 になるという状態が作り出されるかも知れない。しかし、このような想定は、考察の結果として述べるべき結論であり、換言すれば、(I), (II) という条件は、有限長斜面の変形や破壊の形を分類していくための基本的な型として設定したものであり、実際の斜面の挙動が、この基本型のどのような組合せで説明していきけるのかを考察していきたいのが、著者らの意図する道筋である。

3. 有限長斜面の変形とその分類

前節で、有限長斜面の基本型としての境界条件を設けたので、(I), (II) の場合における斜面風化層の変形を解いておこう。

(I) の場合

(20)式を x で積分し、条件(23)を用いると、

$$\bar{\sigma}_x = \left(\sigma_0 + \int_x^l \bar{T}_x dx \right) - \int_x^l (\bar{\tau} \sin \alpha + \bar{f}_x) dx \quad \dots\dots\dots (27)$$

この式は、斜面下端部での支持力と底面抵抗とによって、斜面土層のずり下りを防いでいることを述べているものである。降雨がさらに強くなり地下水流が増大すると、 \bar{f}_x は大きくなっていく。あるいは、地すべり地によく言われるように、スベリ粘土の強度が湧水のために劣化すると、 \bar{T}_x が小さくなっていく。いずれの場合にも、 $\bar{\sigma}_x$ は x が小さくなる、すなわち斜面の上部に登るにつれて、その値が小さくなるという状態がひき起こされる。計算だけを進めれば、 $\bar{\sigma}_x < 0$, すなわち引張り領域となる x の値も見出されるが、もちろん、土は引張りに対して容易に破壊し、このような x の値の区域が出現できるものではない。その前に、Mohr-Coulomb の条件によって、主動的なせん断破壊が生ずるであろう。(I) の場合の特徴は、この主動破壊が斜面の上部で発生し得るということである。

このせん断破壊が発生する前に、 \bar{f}_x の増大とか \bar{T}_x の減少は、 $\bar{\sigma}_x$ の変化をもたらし、力の平衡を失って、斜面の変形が必ず起るはずである。この変形を求めるためには、風化土のレオロジーを導入しなければならぬ。一般に、土のレオロジーは複雑であり非線型であるが、よく用いられる四要素線型模型でほぼ近似できる。ダッシュポットが直列に入った模型では風化層は流れてしまうので、ここでは Fig. 4 に示されるような Voigt 型模型を採用しよう。風化層の x 軸方向の変形がこの模型で表わされると仮定する。この図に示された模型中のレオロジー常数は、現地斜面の土試料について、 x 軸方向に定歪速度クリープ試験等を実施すれば、実際に求めることができる。この応力-歪関係と条件(22)を用いるならば、次に示すように、この場合の変形が計算できる。

この模型では、応力 σ と歪 ε との関係は

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{E_2}{\eta} \varepsilon = \frac{1}{E_1} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{E_1 + E_2}{\eta} \sigma \right) \quad \dots\dots\dots (28)$$

で表わせる。 σ として $\bar{\sigma}_x$ を用いるのに対応して、 ε に対しても同じように平均圧縮歪 $\bar{\varepsilon}$ を用いると

$$\bar{\varepsilon} = - \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} = \frac{1}{E_1} \left(1 + \frac{E_1}{\eta D + E_2} \right) \bar{\sigma}_x, \quad \left(D \equiv \frac{\partial}{\partial t} \right) \quad \dots\dots\dots (29)$$

となる。この式において、 $\bar{\sigma}_x$ の変化にともなう変位 \bar{u} の変化は緩慢で、加速度は無視できると仮定した。地下水流の増大やスベリ粘土のせん断力低下にともなう $\bar{\sigma}_x$ の変化は、(27)式で与えられることをさきに述べたが、変形が起るまえ、すなわち斜面が平衡状態にある場合の歪 \bar{u} や応力 $\bar{\sigma}_x$ を $\bar{u}_{eq}(x)$, $\bar{\sigma}_{xeq}(x)$ と表わし、また \bar{f}_x や \bar{T}_x のその平衡時からの変動量 Δf_x あるいは ΔT_x にもとづく変位や応力の増分をそれぞれ Δu , $\Delta \sigma_x$ と表現すれば、(29)式は、つぎの2つの式に分けることができる。

$$- \frac{\partial \bar{u}_{eq}}{\partial x} = \frac{1}{E_1} \left(1 + \frac{E_1}{\eta D + E_2} \right) \bar{\sigma}_{xeq} \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$- \frac{\partial \Delta u}{\partial x} = \frac{1}{E_1} \left(1 + \frac{E_1}{\eta D + E_2} \right) \Delta \sigma_x \quad \dots\dots\dots (31)$$

$x=0$ で $\bar{u} = u_0$ という条件を設けたので、(30)式から \bar{u}_{eq} の分布を求めることができる。こうして求めた

\bar{u}_{eq} や $\bar{\sigma}_{xeq}$ の分布が、以下に考える変形を考察する場合の初期条件である。斜面が相当長い期間安定していたとすれば、 \bar{u}_{eq} は(30)式から得られる解でさらに時間 t を無限大にした時の値になっているであろう。そして、力の釣合いが破れて斜面が移動した時、もしその変位量を観測したとするならば、得られる変位は(31)式で与えられる Δu に相当するはずである。

Δu の境界条件は、 $\Delta u(0) = u_0 - \bar{u}_{eq}(0) = 0$ であるから、

$$\Delta u = -\frac{1}{E_1} \left(1 + \frac{E_1}{\eta D + E_2} \right) \int_0^x \Delta \sigma_x dx \quad \dots\dots\dots (32)$$

となる。 $\Delta \sigma_x$ をもたらす原因 Δf_x あるいは ΔT_x は一般に時間 t および位置 x の関数である。ここでは例として、 ΔT_x を取り上げ、それが x のみの関数

$$\Delta T_x = 0, \quad 0 \leq x < a \quad \dots\dots\dots (33)$$

$$= -s \ (s > 0), \quad a \leq x \leq b \quad \dots\dots\dots (34)$$

$$= 0, \quad b < x \leq l \quad \dots\dots\dots (35)$$

で与えられる場合、すなわち底面抵抗が区間 $a \leq x \leq b$ だけで劣化したという場合を解いてみよう。 Δf_x の時も取り扱い方は全く同様である。

(27)式から

$$\Delta \sigma_x \equiv \bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_{xeq} = \int_x^l \Delta T_x dx \quad \dots\dots\dots (36)$$

となり、

$$\Delta u = -\frac{1}{E_1} \left(1 + \frac{E_1}{\eta D + E_2} \right) \int_0^x d\beta \int_\beta^l \Delta T_x(\lambda) d\lambda \quad \dots\dots\dots (32')$$

積分変数 λ, β の順序を Fig. 5 のように入れかえて計算を進めると、

$$\begin{aligned} \Delta u &= -\mathcal{D} \left[\int_0^x d\lambda \int_0^l d\beta + \int_x^l d\lambda \int_0^x d\beta \right] \Delta T_x(\lambda) \\ &= -\mathcal{D} \left[\int_0^x \lambda + \int_x^l x \right] \Delta T_x(\lambda) d\lambda = \mathcal{D} \left[\int_0^x (x-\lambda) - \int_0^l x \right] \Delta T_x(\lambda) d\lambda \\ &= \mathcal{D} s(b-a)x, \quad 0 \leq x < a \quad \dots\dots\dots (37) \end{aligned}$$

$$= \mathcal{D} \frac{s}{2} [(b^2 - a^2) - (b-x)^2], \quad a \leq x \leq b \quad \dots\dots\dots (38)$$

$$= \mathcal{D} \frac{s}{2} (b^2 - a^2), \quad b < x \leq l \quad \dots\dots\dots (39)$$

ここに、

$$\mathcal{D} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta} t\right) \right] \quad \dots\dots\dots (40)$$

であり、したがって、変動歪 $\Delta \varepsilon \equiv (-\partial \Delta u / \partial x)$ は、

$$\Delta \varepsilon = -\mathcal{D} s(b-a) \quad 0 \leq x < a \quad \dots\dots\dots (41)$$

$$= -\mathcal{D} s(b-x) \quad a \leq x \leq b \quad \dots\dots\dots (42)$$

$$= 0 \quad b < x \leq l \quad \dots\dots\dots (43)$$

となる。 Δu の変化を図示すれば Fig. 6 のようになり、 $x=0$ から底面抵抗劣化域の上端 $x=a$ までは、空間的には一様に膨張し、劣化域 $a \leq x \leq b$ では $\mathcal{D} s(b-x)$ にしたがって下方に向うほど膨張量は減少し、劣化域下端 $x=b$ から $x=l$ までの間は膨張も収縮もおこらず、上部からの膨張量だけ下るといふ結果になる。この結果は、 $x=0$ で変位を固定し、斜面下部では一定の圧縮応力 σ_0 で支えているという条件を考えれば、当然の結果であろう。図中に示した変位 Δu_0 や Δu_∞ は説明するまでもなく $\Delta u_0 = s(b^2 - a^2)/2E_1$ 、 $\Delta u_\infty = s(b^2 - a^2)(E_1 + E_2)/2E_1E_2$ である。

(II) の場合

この場合には、 $\bar{\sigma}_x$ は条件(24)によって

$$\bar{\sigma}_x = \sigma_0 + \int_0^x (\tau \sin \alpha + \bar{f}_x) dx - \int_0^x \bar{T}_x dx \quad \dots\dots\dots (44)$$

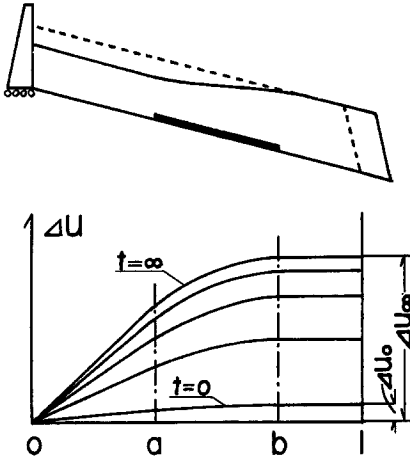


Fig. 6 Distribution of average increment of displacement Δu caused by the lowering of bottom friction acting on bed rock surface in the slope with the boundary condition (I). (thick line on bottom represents the lowering interval of friction).

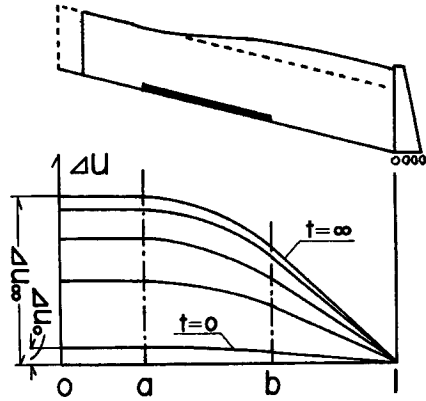


Fig. 7 Distribution of average increment of displacement Δu caused by the decrease of bottom friction acting on bed rock surface in the slope with boundary condition (II). (thick line on bottom represents the lowering interval of friction).

となり、地下水流の増大あるいは底面抵抗の減少にともなって、 $\bar{\sigma}_x$ は斜面の下方に向うほど増加量が大いという結果になり、Mohr-Coulomb の破壊条件が成立するとすれば、斜面の下部で起り、受動せん断破壊が生じるであろう。この場合の変位 Δu を、(I) の場合と同じく、(33~35) で与えられる ΔT_x について計算すると、

$$\Delta u = -\frac{1}{E_1} \left(1 + \frac{E_1}{\eta D + E_2} \right) \int_x^l d\beta \int_0^s \Delta T_x(\lambda) d\lambda \quad \left(D \equiv \frac{\partial}{\partial t} \right),$$

$$= \mathcal{D} \frac{s}{2} (b-a)(2l-b-a), \quad \Delta \varepsilon = 0, \quad 0 \leq x \leq a \quad \dots \dots \dots (44, 47)$$

$$= \mathcal{D} \frac{s}{2} [-(b-a)(2l-b-a) - (x-a)^2], \quad = \mathcal{D} s(x-a), \quad a \leq x \leq b \quad \dots \dots \dots (45, 48)$$

$$= \mathcal{D} s(b-a)(l-x), \quad = \mathcal{D} s(b-a), \quad b \leq x \leq l \quad \dots \dots \dots (46, 49)$$

である。これも x の境界条件から当然予想される結果であり、この場合には、斜面の上部が下部域の圧縮量だけ下り下るといことになる。変動変位 Δu を図示すれば、Fig. 7 のとおりである。図中の $\Delta u_0, \Delta u_\infty$ の値は、それぞれ、 $s(b-a)(2l-b-a)/2E_1$ 、 $s(b-a)(2l-b-a)(E_1+E_2)/2E_1E_2$ である。

以上の結果にもとづいて、Fig. 8 に示されるような類型を作ることができる。まず、境界条件 (I) の場合で、底面抵抗 \bar{T}_x の低下がどの区間で生じたかによって、 T_1, T_2, T_3 の3つの型を作る。 T_1 は式 (37, 38, 39) において、 $a \equiv 0$ と置いた場合であり、 T_2, T_3 はそれぞれ、 $b \equiv l$ 、および $a \equiv 0, b \equiv l$ と置いた場合である。これら3つの型における変動変位 Δu の分布は、Fig. 6 の特別な場合としてすぐ理解できる。 T_1 型における Δu の空間分布は、 ΔT_x 発生区域では放物線状 (図で p :parabolic という記号を付している) であり、下半部区間では水平な直線状分布 (図で s :straight という記号を付している) になっている。 T_2, T_3 型の Δu 分布を示した図中の記号 p, s も同じ意味である。 T_2, T_3 型では斜面下端部 $x=l$ においてのみ歪 $\Delta \varepsilon$ が0となるが、 T_1 型では底面抵抗の低下域外では歪はすべて0である。これらの特徴は、斜面移動量の実測結果から、 ΔT_x 発生区域を想定するの一つの手がかりになるであろう。同図には、平衡時に $\bar{\sigma}_x$ が一

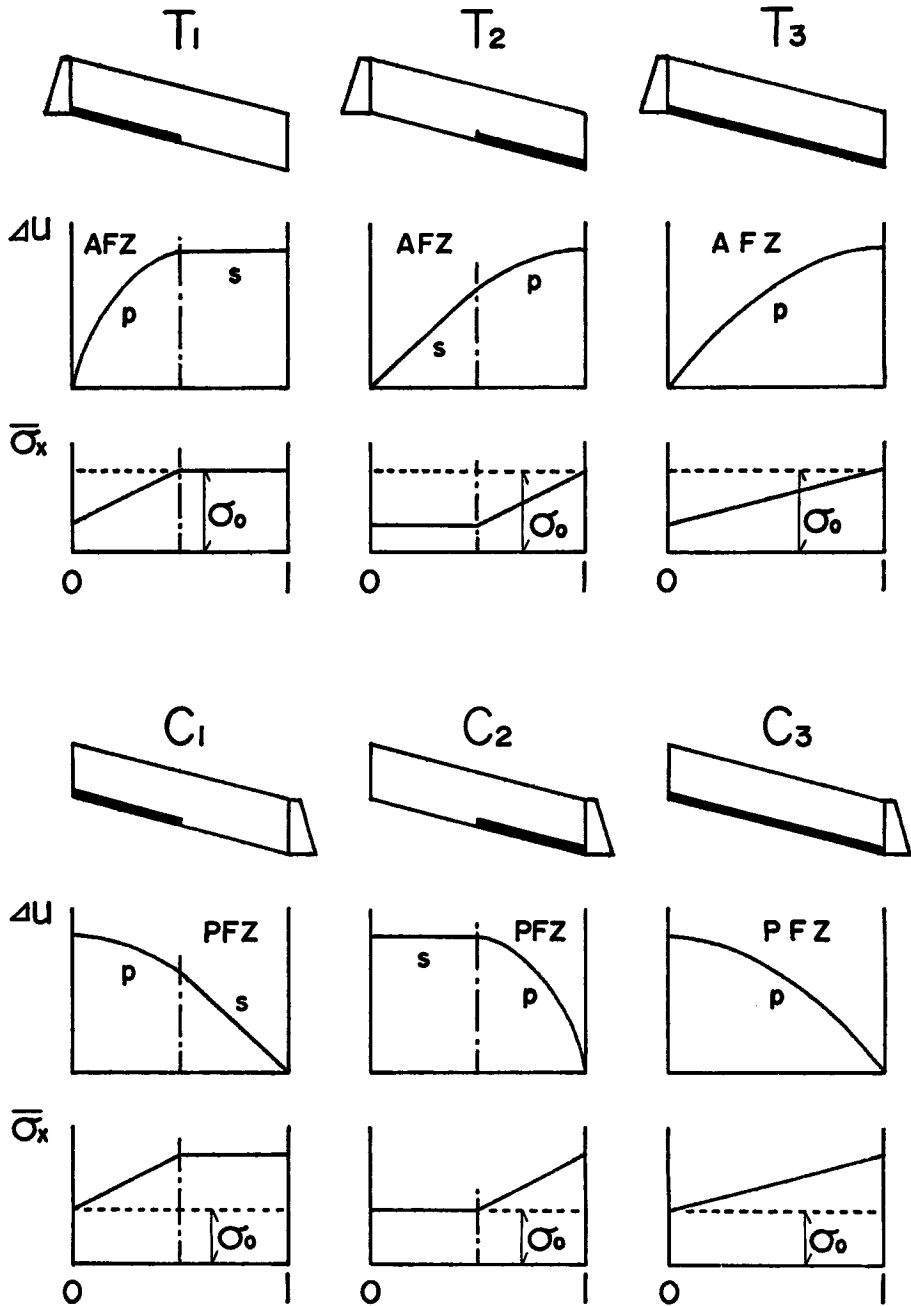


Fig. 8 The patterns of distributions of Δu and $\Delta \sigma_x$ in T(tensile)-type and C (compressional)-type models. The letters p and s beside Δu curves mean parabolic and straight distributions, and AFZ, PFZ are the abbreviations of active failure zone and passive failure zone, respectively.

様に σ_0 であったような斜面での $\bar{\sigma}_x$ の変化の定性的な傾向も示しておいた。 $\bar{\sigma}_x$ が変化していない所では、当然のことながら、 $\Delta \varepsilon$ は零である。

C_1, C_2, C_3 型は、 T_1, T_2, T_3 に対応して、境界条件が (II) である場合の Δu や $\Delta \sigma_x$ の分布の特徴を示したもので、事柄の内容は T 型と同じであり、説明の必要はあるまい。ただ、Fig. 8 中の記号 AFZ や PFZ は、それぞれ、Active Failure Zone, Passive Failure Zone の略で、これらの破壊が起るとすれば、この記号を付した区域でおこるということを示したかっただけのことである。

このような6コの基本類型を組合せると、種々の特徴をもった斜面の変形を解くことができる。たとえば、上下端とも砂防ダムで区切られた溪谷中の崩積土斜面の変形は、 T 型のどれか一つの下端に C 型のどれか一つの上端をつなげばよい。例として、 T_2 と C_1 を連結した場合の変形を解いてみよう。この例は、Fig. 9 左に示したとおりである。両型を連結した後の斜面の上端擁壁を $x=0$ 、下端擁壁を $x=L$ で表わし、また、 ΔT_x 発生域を $x_1 \leq x \leq x_2$ と表現しよう。問題は、この斜面のどの点が T_2 型と C_1 型の接続点になっているかを見出すだけのことである。この接続点を $x=X$ としよう。そうすると、この連結斜面の上半 $0 \leq x \leq X$ 区間は、Fig. 6 で $a \equiv x_1, b \equiv l=X$ とおいた場合に相当し、したがって、この間の変位 Δu は

$$\Delta u = \mathcal{D} s (X - x_1) x, \quad 0 \leq x \leq x_1; \quad \Delta u = \mathcal{D} \frac{s}{2} [(X^2 - x_1^2) - (X - x)^2], \quad x_1 \leq x \leq X \quad \dots (37', 38')$$

となり、また C_1 型に属する下半区間 $X \leq x \leq L$ では、式(45)、(46)において、まず $a \equiv 0$ において

$$\Delta u = \mathcal{D} \frac{s}{2} [b(2l - b) - x^2], \quad 0 \leq x \leq b; \quad \Delta u = \mathcal{D} s b (l - x), \quad b \leq x \leq l$$

と書きなおしたのち、 $b \rightarrow (x_2 - X), l \rightarrow (L - X), x \rightarrow (x - X)$ とおきかえると

$$\Delta u = \mathcal{D} \frac{s}{2} [(x_2 - X)(2L - X - x_2) - (x - X)^2], \quad X \leq x \leq x_2 \quad \dots (45')$$

$$\Delta u = \mathcal{D} s (x_2 - X)(L - x), \quad x_2 \leq x \leq L \quad \dots (46')$$

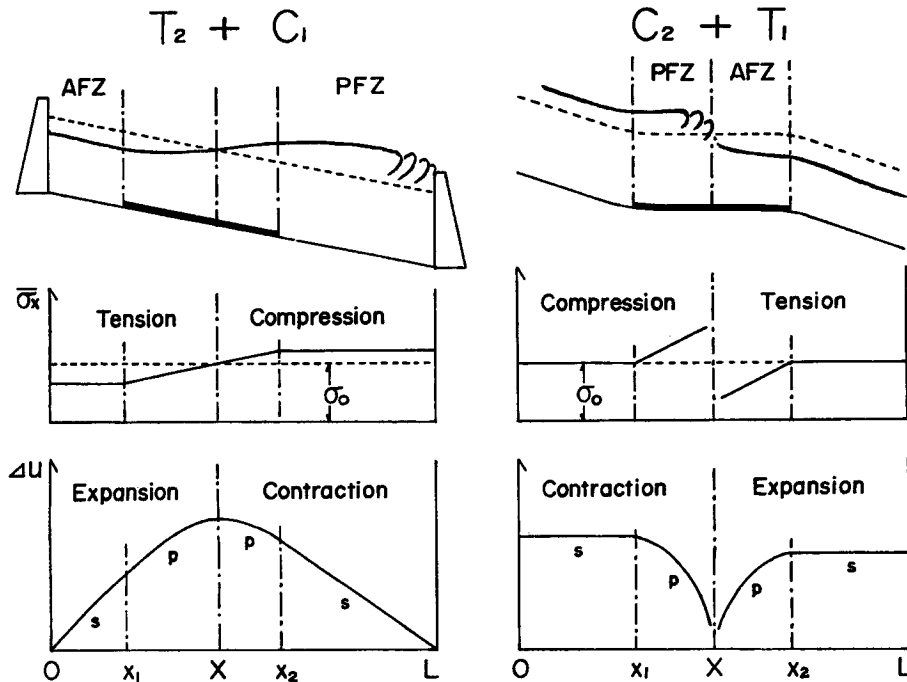


Fig. 9 Patterns of distributions of $\Delta \sigma_x$ and Δu in connecting slopes of T_2 type to C_1 type (left) and of C_2 type to T_1 type (right) which are shown in Fig. 8.

となる。 $x=X$ においては、変位の連続性から(38')および(45')式で与えられる値やその勾配は一致しなければならない。勾配の一致は両式の性質から、いずれも $\Delta\varepsilon \equiv 0$ となり満足されているので、変位の値が一致するようにだけ留意して接点 X の値を定めればよい。すなわち

$$(X^2 - x_1^2) = (x_2 - X)(2L - X - x_2) \quad \therefore X = x_2 - (x_2^2 - x_1^2)/2L \dots\dots\dots (50)$$

T_2 型と C_1 型とを接続すべき位置がわかったので、これから、底面抵抗減少区間の長さ $(x_2 - x_1)$ の両型への割りふりを計算すると、

$$\frac{X - x_1}{x_2 - X} = \left(\frac{x_2 - x_1}{L} \right) \left(L - \frac{x_2 + x_1}{2} \right) / \left(\frac{x_2 - x_1}{L} \right) \left(\frac{x_2 + x_1}{2} \right) \dots\dots\dots (51)$$

となり、劣化域の中心から連結斜面の上下端までの距離に反比例することがわかる。(50)式の X の値を(37', 38', 45', 46')式に入れてまとめると

$$\Delta u = \mathcal{D} \frac{s}{2} (x_2 - x_1) \left(2 - \frac{x_2 - x_1}{L} \right) x, \quad 0 \leq x \leq x_1 \dots (52)$$

$$= \mathcal{D} \frac{s}{2} \left[(x_2^2 - x_1^2) \left(1 - \frac{x_2}{L} \right) - (x_2 - x) \left\{ (x_2 - x) - \frac{(x_2^2 - x_1^2)}{L} \right\} \right], \quad x_1 \leq x \leq x_2 \dots (53)$$

$$= \mathcal{D} \frac{s}{2} (x_2^2 - x_1^2) \left(1 - \frac{x}{L} \right), \quad x_2 \leq x \leq L \dots (54)$$

接点 $x=X$ では $\partial \Delta u / \partial x = 0$ に保たれるから $\bar{\sigma}_x$ は不変であり、これを利用して $\bar{\sigma}_x$ の分布も決定することができる。**Fig. 9** 中の記号 p, s や AFZ, PFZ の意味は前に述べたとおりである。

次に、**C**型に **T**型を接続させる場合を考えよう。この場合には $\Delta u = 0$ という点で両型を接続させるのであるから、理論的には、上半域の変形と下半域の変形とは独立であり、現実に擁壁で区切られた斜面の上部と下部を考えるときには、この擁壁が接点 $x=X$ になるというだけのことであって、興味のある例ではない。斜面の下端部が側方浸食で **Fig. 3 (e)** のように削られており、それから上部へ、ほぼ様な傾斜で頂上まで斜面が続いているような山腹斜面を考えてみると、頂上では変形の対称性から $\partial \bar{u} / \partial x = 0$ という境界条件が置けるであろう。この条件は応力 $\bar{\sigma}_x$ を規定することになり、結局、斜面の上下端とも応力の境界条件として与えられるということになる。この斜面の途中で、条件 (I), (II) を設定する時に **2.** で触れたように基岩面が比較的の水平に長く続き、その下方でまた下り勾配になっているというような斜面を取り上げよう。この例で、水平な基岩部で $\Delta u = 0$ と置けるような位置が見出されるかどうかの吟味は後でふれることにして、仮りに、そのような地点があったとすれば、この場合が、**Fig. 9** 右でみられるように、 $(C_2 + T_1)$ 型斜面の好例であろう。接点のすぐ上では、上部からの圧縮で斜面は盛り上り、すぐ下では、斜面下部のずり下りで斜面は低下し、図のように、斜面に段落ちができるにちがいない。 \bar{T}_x の劣化が持続し、変形がさらに進めば、この段落ち部でひびわれが生じ、斜面は實際上切断されてしまうかも知れない。事実、地スベリ地などでは、斜面途中の比較的移動の小さい箇所のすぐ下で、滑落崖をよく見かける。このような滑落は、おそらくその付近で、 Δu が零ないし非常に小さくなるような原因があるにちがいない。図中の $\bar{\sigma}_x$ 分布は、 $\bar{\sigma}_{xeq}$ が一定値 σ_0 で一様に分布し、 $x=X$ で $\Delta u = 0$ という条件のもとに画いたものである。斜面の両端が応力条件で与えられ、途中で $\Delta u = 0$ という地点も存在しないという斜面がどのような $\bar{\sigma}_{xeq}$ の分布をもつのか、また \bar{T}_x の劣化にともなってどのように変形していくかについての考察は、後程 **5.** で論じたい。

Fig. 8 や **9** で、 ΔT_x の区域が時間的に変化しないと置いて考察してきたが、変形が準静的に変化すると見なし得るならば、(37~49)式中の a, b あるいは x_1, x_2 を、たとえば $a = a_0 + \mu t$, $b = b_0 + \nu t$ のように置きかえれば、劣化域が時間的に変化していく場合の Δu や $\Delta \sigma_x$ の分布も表現できる。地スベリ地などで、現実の斜面の移動量を観測し、実測の Δu や $\Delta \varepsilon$ の分布の特徴を調べ、その特徴を上述の類型に照合してみるならば、その斜面の湧水域や応力状態がどのように推移しつつあるかの判断に役立つかも知れない。

4. 斜面の崩壊

3. で、底面抵抗が減少するにつれて、境界条件 (I) をもつような斜面では上部域で主動破壊が、境界条件

(II) で規定される斜面では逆に下部域で受動破壊が起る可能性を指摘した。この節では、これらの破壊がどこで起るのかを見出す方法を論じてみよう。

今までは、斜面の変形や破壊を考える際に、(20)式をもとにして、もっぱら $\bar{\sigma}_x$ の変化だけを論じてきた。ところで、 \bar{T}_x が変動するならば当然 \bar{T}_z も変動するはずで、この変動を通じて(21)式にしたがって、 $\bar{\tau}$ も x 方向に変化する。この $\bar{\tau}$ の変化を求めるには、また $\bar{\sigma}_x$ の時と同じように、 $\bar{\tau}$ を定めていくための基本的な境界条件を設定しなければならない。この条件は u_0 や σ_0 に関係するので、さらに考察を進めるには、結局、 $x=0, x=l$ および $z=\zeta_1(x), z=\zeta_2(x)$ における応力や変位の境界条件を定め、斜面領域内の応力分布、変位分布を理論的に正攻法で求めるという方法にならざるを得ない。そして、よく知られているように、粘着力 C と内部摩擦角 ρ で定められる破壊線に応力円が接した時に破壊が起るという条件を用いて、スベリ線を決定していかなければならない⁹⁾。しかし、この方法は複雑なわりに実用的な効果がすくないように思えるし、今まで斜面の厚さ方向に平均した量で考察を進めてきた理由も、この複雑さを避けたかったからである。それで、理論的には不充分であるが、おおよそ破壊の起る位置を決定する方法を以下に考察してみよう。

(21)式中の \bar{T}_z が常に斜面土塊に働く体積力の x 方向の分力に釣り合っていると仮りに考えると、平衡時においても、また変形時においても、 $\partial\bar{\tau}/\partial x=0$ となり、厚さ方向に平均してしまつた斜面を想像した時には、その斜面に働いているせん断応力は x 方向に一樣であるということになる。この状態は、まえがきでも述べたように、一樣な無限長斜面では存在し得る状態である。この類推から

$$(\zeta_2 - \zeta_1) \bar{\tau} \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} \tau dz = \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} dz \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} (\gamma \sin \alpha + f_x) d\lambda = \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} (\zeta_2 - \lambda) (\gamma \sin \alpha + f_x) d\lambda \quad \dots\dots\dots (55)$$

$$(\zeta_2 - \zeta_1) \bar{\sigma}_x \equiv \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} \sigma_x dz = \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} dz \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} (\gamma \cos \alpha + f_x) d\lambda = \int_{\zeta_1}^{\zeta_2} (\zeta_2 - \lambda) (\gamma \cos \alpha + f_x) d\lambda \quad \dots\dots\dots (56)$$

で与えられると近似しよう。 γ や f_x, f_z が常数ならば、両式は $\bar{\tau} = (\zeta_2 - \zeta_1) (\gamma \sin \alpha + f_x) / 2$, $\bar{\sigma}_x = (\zeta_2 - \zeta_1) \times (\gamma \cos \alpha + f_x) / 2$ となり、 $\partial\zeta_1/\partial x \approx \partial\zeta_2/\partial x$ 近似のもとに、たしかに $\partial\bar{\tau}/\partial x$ も $\partial\bar{\sigma}_x/\partial x$ も 0 となるが、一般にこれらは x の関数であるから、 $\bar{\tau}$ も x の関数となり、 \bar{T}_z が $(\gamma \cos \alpha + \bar{f}_x)$ に等しいという仮定は成り立たない。ここでは、 γ や f_x の x 方向の変動は小さいと考え第一近似として、(55), (56) 式を承認しよう。

ΔT_x によって変形が生じる場合、 T 型斜面では、上方域ほど $\bar{\sigma}_x$ は大きく減少する。 $\bar{\tau}$ や $\bar{\sigma}_x$ は(55)(56)式の近似によって、斜面のいずれの点（といっても厚さの方向に平均してしまつているから x 座標だけで指定されてしまうが）においても変化しないから、各点の応力円の直径は、変形が進むに従って、斜面上部ほどより早く大きくなっていく。したがって、条件が充たされれば、Mohr 円が、Fig. 10 中の円 Q_1 のように、破壊線に接するという地点が発生し得る。この充たされるべき条件を式で表わせば、図から容易にわかるように、

$$\sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_{xa}}{2}\right)^2 + \bar{\tau}^2} = PQ_1 = O'Q_1 \sin \rho = \left(H + \frac{\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_{xa}}{2}\right) \sin \rho \quad \dots\dots\dots (57)$$

ここに、 $\bar{\sigma}_{xa}$ は(36)式から

$$\bar{\sigma}_{xa} = \bar{\sigma}_{xeq} + \int_{x_a}^l \Delta T_x dx = \sigma_0 + \int_{x_a}^l (\bar{T}_{xeq} + \Delta T_x - \bar{\gamma} \sin \alpha - \bar{f}_x) dx \quad \dots\dots\dots (58)$$

である。(57)式に(55)および(56)式を入れて $\bar{\sigma}_{xa}$ をまず求め、この $\bar{\sigma}_{xa}$ の値になるような x の値 x_a を

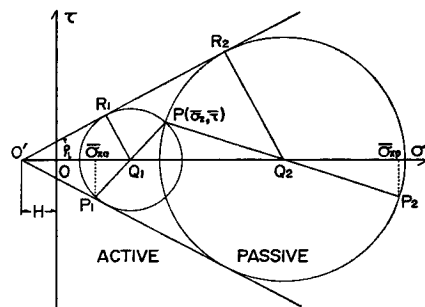


Fig. 10 Mohr's stress diagram representing the states in active and passive failures and the angles between x -axis and these failure surfaces.

(58)式から定めればよい。厚さ方向で平均した取り扱いをしているので、この場合の主動破壊面は、点 $x=x_a$, $z=\{\zeta_2(x_a)-\zeta_1(x_a)\}/2$ を通り、Mohr 円の性質から、 x 軸の正方向と $1/2\angle PQ_1R_1$ の角度をなす平面と近似すればよい。

C型斜面では、変形が進むにしたがって、 $\bar{\sigma}_x$ は斜面下部ほど増加が大きいから、破壊すべき点 $x=x_p$ は、円 Q_2 を用いて次式から定め得る。

$$\sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_{x_p}-\bar{\sigma}_z}{2}\right)^2 + \tau^2} = \left(H + \frac{\bar{\sigma}_z + \bar{\sigma}_{x_p}}{2}\right) \sin \rho \quad \dots\dots\dots (59)$$

$$\bar{\sigma}_{x_p} = \bar{\sigma}_{x_{eq}} - \int_0^{x_p} \Delta T_x dx = \sigma_0 + \int_0^{x_p} (\bar{\gamma} \sin \alpha + \bar{f}_x - \bar{T}_{x_{eq}} - \Delta T_x) dx \quad \dots\dots\dots (60)$$

この時の受動破壊面は、主動破壊面と同じく、点 $x=x_p$, $z=\{\zeta_2(x_p)-\zeta_1(x_p)\}/2$ を通り、 x 軸の正方向と角 $(\pi - 1/2\angle PQ_2R_2)$ をなす平面と近似すればよい。

連結斜面 T_2+C_1 に上述の考察を適用すると、上部で主動破壊面、下部で受動破壊面が同時に形成され得る。このような状態ができ上がった上に、両破壊面で挟まれた底面区間が破壊されているという条件が重なると、主動破壊面から底面、受動破壊面へとつながる一連の面で斜面は崩落するであろう。この場合の受動破壊面は、下端の擁壁が強固であるが故に、形成されるものである。もし、土塊の崩落に下端擁壁が持ちこたえ得なければ、主動破壊面から下端まで延びる底面で囲まれた土塊が、擁壁を押しつぶして崩落することとなる。

主動破壊や受動破壊が起る地点 $x=x_a$, $x=x_p$ は、 $\bar{\sigma}_{x_{eq}}$ の分布如何では、数カ所で得られることもあり得る。この場合には、これらの中、時間的にもっとも早く到達した地点で破壊が形成されるであろう。もし、仮定したように、 γ や f_x , f_z が x 方向にあまり変動せず、 $\bar{\sigma}_{x_{eq}}$ が一様であるとか、 x 方向に単調に増加しているという場合には、Fig. 8 や 9 でみられるように、 $\Delta\sigma_x$ は上部ほど大きく減少し、下部程大きく増加するから、主動破壊面は x_a の中の最小値、受動破壊面は x_p の中の最大値でもっとも早く起るはずである。

5. 吟 味

まず、3. のおわりで述べた問題から始めよう。斜面の上下端 $x=0$, $x=L$ がそれぞれ応力 σ_0 , σ_L で規定されているような斜面の途中の区間 $x_1 \leq x \leq x_2$ で、底面抵抗 \bar{T}_x が減少した時の変形の問題である。この場合、 $\bar{\sigma}_{x_{eq}}$ の分布は、(27)および(44)式から

$$\bar{\sigma}_{x_{eq}} = \sigma_L + \int_x^L (\bar{T}_x - \bar{\gamma} \sin \alpha - \bar{f}_x) dx = \sigma_0 + \int_0^x (\bar{\gamma} \sin \alpha + \bar{f}_x - \bar{T}_x) dx$$

であり、当然のことであるが、次式を得る。

$$\Delta \equiv \sigma_L - \sigma_0 = \int_0^L (\bar{\gamma} \sin \alpha + \bar{f}_x - \bar{T}_x) dx \quad \dots\dots\dots (61)$$

平衡状態にある自然斜面では、 \bar{T}_x は斜面土塊がずり落ちようとして基岩面におよぼす力の反作用である。したがって、斜面土塊がほぼ一様な強さをもっているならば、 \bar{T}_x は風化層底面に生じているせん断歪の目安となる。 $\Delta > 0$ のときには、このせん断歪は、斜面の下端へ行くほど小さくなるし、 $\Delta < 0$ の時は逆である。そして、今まで論じてきた底面の劣化 ΔT_x は、湧水による含水比増加のために、底面層の土のせん断弾性係数やせん断粘性係数の減少がももとの原因で生じたものである。したがって、(61)式の条件下で、 ΔT_x の発生とともに変形が始まり再び平衡を取りもどすためには、 ΔT_x を補うだけのせん断応力増加を作り得るような底面の状態でなければならぬ。この増加に底面層が耐え得るかどうかの問題である。土の一面せん断試験結果によると、土のせん断強度は peak strength に相当する歪を越えると、歪の増加にもかかわらず residual strength へ低下し、遂には破壊に至る。この peak strength や residual strength は含水比の増加とともに減少し、また各 strength に対応するせん断歪も小さくなるかも知れない。したがって、 ΔT_x を補うべく底面のせん断歪が増加した時、斜面全長にわたって、増加後の歪が peak strength に相当する歪に達していなければ、平衡を取りもどし得るが、途中のある区間、とくに湧水区間などで peak strain をこ

えてしまうと、もはや斜面は力の釣り合いを取りもどすことができなくなるであろう。このように、上下端が応力条件で規定されているような斜面では、歪や含水比変化に対する底面層粘土のせん断強度の挙動が、斜面の変形や崩壊に重要な役割を果すことがわかる。一方、 T_2+C_1 型斜面では、擁壁の存在によって σ_x が増大し、上述のような過程の崩壊はまぬがれ得るが、その代りに、4. の終りで述べたように、受動破壊が生ずるであろう。

3. で考察した Δu の取り扱いでは、この底面のせん断歪増加による \bar{T}_x の増加や減少を考慮しなかった。その理由は、変形後再び平衡を取りもどし得る場合には、圧縮歪の変化にもづく応力の変化の方が、せん断歪変化によるものより大きいと考えたからである。C型斜面の変形では、下端擁壁の存在によって、たしかに、この取扱いは正当化されるが、T型斜面では疑問が残る。T型斜面での変形は、正確に述べれば、より低い圧縮応力状態への移行にともなう圧縮歪の回復過程であり、この回復にともなう応力 $\bar{\sigma}_x$ の変化が、歪増加による底面せん断力 \bar{T}_x の変化より大きいかどうかは、もっと検討しなければならない問題であろう。基岩面上に薄いスベリ粘土が存在しているような場合には、とくにそうである。これに関連して、Fig. 4 に示したレオロジー模型の常数 E_1, E_2, η は T型斜面と C型斜面とでは異なっていると考えなければならない。定荷重クリープ試験において、回復過程のクリープは圧縮過程でのそれと相当にちがっていることはよく知られていることである。回復クリープの調査にあまり考慮が払われていないのは注意すべきことである。 Δu の計算に、底面せん断歪の増加による \bar{T}_x の変化を取り入れ、また T型と C型 とのレオロジー常数の値をかえて、今後考察していきたいと思っている。

4. で崩落が実際におこるためには、底面も破壊しなければならないことを述べたが、この底面破壊が、peak strength から residual strength を経て破壊するという過程なのか、あるいは著者が無限長斜面において論じたように¹⁾、Mohr-Coulomb の法則に従うのかについても検討しなければならないことである。ここで論じたような斜面では、その底面の変形が一面せん断変形のような姿で起っていることを考えると、前者の基準の方が適当なのかも知れない。スベリ粘土が存在する時にはとくにそうであろう。しかし、主動破壊面や受動破壊面の決定は、 $\bar{\sigma}_x$ の変化を論じて始めてできることである。 x_a や x_p の値が、 $\bar{\sigma}_{xeq}$ の分布によっては、1コ以上見出し得ることを述べた。 T_2+C_1 型斜面において、これらの値の中のどれか一つ一つの値できまる一連の破壊面をたどって斜面が崩壊すると、この崩落によって、斜面が上部と下部に分断され、上部は T型、下部は C型の斜面となる。下部の C型斜面では、 $\bar{\sigma}_x$ の減少のため、それ以上受動破壊は起こらないであろうが、上部 T_a 型斜面では、下端部の支持が弱くなり、底面も破壊しているならば、新しい x_a が出現して、つきつぎに破壊が斜面上部へ進行し得る。これが progressive failure であろう。

主動破壊面や受動破壊面を論ずるときに、中間主応力に対する注意もおこたった。中間主応力は常に y 軸方向であると仮定した議論である。しかし、2次元的取り扱いでは、この考慮の取り入れようがない。3次元的取り扱いにおいては、基岩面の傾斜方向や地下水流・湧水などの分布を考慮することによって、中間主応力軸が決定され、馬蹄形とかシャモジ形といった崩壊の形の具体化が可能になるであろう。3次元への理論展開は今後の課題として残しておきたい。

この研究を進めるに当たって、建設省土木研究所新潟試験所技官、白石一夫氏が提供して下さった貴重な斜面移動量観測記録は、斜面変形を類型化していく上で、多くの暗示を得ることができた。記して、感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 矢野勝正編著：水災害の科学，技報堂，昭46. 3.
- 2) 田中 茂：雨水の浸透に基づく斜面崩壊の実験的研究，第1報，建設工学研究所報告，No. 6, 1964, pp. 131-147.
- 3) 福尾義昭：斜面透水層中の浸透流，京都大学防災研究所年報，第13号 A, 昭45. 3, pp. 565-572.

- 4) 福尾義昭：浸透地下水流にもとづく斜面の崩壊，京都大学防災研究所年報，第14号 B, 昭46. 4, pp. 707-715.
- 5) Fukuo, Y.: Visco-Elastic Theory of the Deformation of Confined Aquifer, Proc. Int. Symp. on the Land Subsidence, 1969, Tokyo, pp. 547-562.
- 6) ソコロフスキー著，星埜 和，佐藤健吉訳：土のような粒状体の力学，オーム社，昭39. 1.