

花崗岩風化地帯におけるがけくずれについて

著者	渡 正亮, 中村 浩之
雑誌名	防災科学技術総合研究報告
号	24
ページ	127-139
発行年	1970-05-30
URL	http://id.nii.ac.jp/1625/00002619/

花崗岩風化地帯における がけくずれについて

渡 正亮*・中村浩之**

建設省土木研究所河川部地すべり研究室

Stability of Steep Slopes on Weathered Granite in Kure and Kobe Cities

By

Masasuke Watari and Hiroyuki Nakamura

Public Works Research Institute, Tokyo

Abstract

Here is dealt with the landslides caused by heavy rain on weathered granite areas and with the mechanical characteristics of soil in Kure City, Hiroshima Prefecture, and Kobe City, Hyogo Prefecture.

Landslides in the areas are comprised in two varieties: the thin-layer fall and the slump-type landslide. In soil-mechanical investigation, mainly the Swedish sounding method was carried out at the failure and unfailure slopes. Following conclusions have been obtained.

(1) Thin-layer fall. As granite is discontinuously weathered, the cone of the Swedish sounding can detect a boundary line obstructing its interpenetration. Shearing resistance of weathered granite in the vicinity of this line decreases with increase of the moisture content. The distribution of the boundary line probably has an important influence on the landslides of steep slopes.

(2) Slump-type landslide. The boundary between bed rock and debris is detected with the Swedish sounding method. The distribution of bed rock and the pore water pressure control the slump-type landslide.

(3) In order to find a dangerous zone covering a wide area of landslide, a simpler method of survey than the Swedish is necessary.

目 次

1. はじめに	127	5. 調査結果	130
2. 花崗岩地帯の崩壊	127	6. 考 察	137
3. モデル斜面の選定	128	7. む す び	138
4. 調査方法	129		

1. はじめに

1967年7月8日から9日にかけて、西日本に停滞していた梅雨前線は台風7号の影響により各地に集中豪雨をもたらした。とくに長崎県、佐賀県、広島県、兵庫県での局地的な豪雨は、山くずれ、がけくずれ、土石流、河川の欠壊、はんらん等、その被害は甚大なものがあつた。

今回、特別研究促進調整費による総合研究に参加し、広島県呉市周辺および兵庫県神戸市の花崗岩地帯でのがけくずれ調査をする機会に恵まれた。

そこで、豪雨により発生したがけくずれ地帯において崩壊斜面と非崩壊斜面のモデル斜面を選定し、それらをスウェーデン式サウンディングを主として土質工学的的手法によりその地盤特性を明らかにし、今後のがけくずれ危険地帯の判定を行なう基礎資料をうるとともに、簡単に、広範囲にそれを見いだすための調査方法をうるため、この調査を実施した。

2. 花崗岩地帯の崩壊

花崗岩地帯の崩壊発生形態を概観すると薄層崩

落型とスランプ崩壊型のものに大きく区別できる。薄層崩落型とは、比較的薄い風化土層が板状に崩落するもので、この崩壊形態を示すものが崩壊の大部分を占める。この中には、自然斜面および人為の加わった切り取り斜面のいずれも含まれる。スランプ型の崩壊を示すものは、風化土層の比較的厚いところや、崖錐性堆積物の存在している箇所や盛土部分に見られるもので、その数は多くはないが崩壊土量が比較的多く、被害を大きくする可能性をもっているものである。また、このタイプの崩壊地内には地下水湧水点が見られる場合が多い。

3. モデル斜面の選定

薄層崩落型のモデル斜面として広島県呉市の浜

田、先尾城・東町の三地区を、またスランプ型崩壊として兵庫県神戸市明泉寺地区を選定したが、ここでは代表モデル地として、薄層崩落型を浜田地区、スランプ型を明泉寺地区とし、これらを中心にして調査結果を述べることにする。浜田地区の地質は、中生代後期ないし第三紀初期の貫入とみられる広島花崗岩体と呼称される粗粒黒雲母花崗岩より構成され、地形は図-1の平面図からうかがえるように、 $12^{\circ}\sim 13^{\circ}$ のゆるやかなこう配をもって伸びる尾根の先端が $40^{\circ}\sim 45^{\circ}$ の急崖をなして海に落ちこんでいる。この急崖に崩壊が発生し、その規模は崩壊斜面長約30m、幅45m、崩壊土層厚が鉛直方向で平均約1.5mで、この崩壊土塊は斜面下部の工場、道路を埋没する被害を与

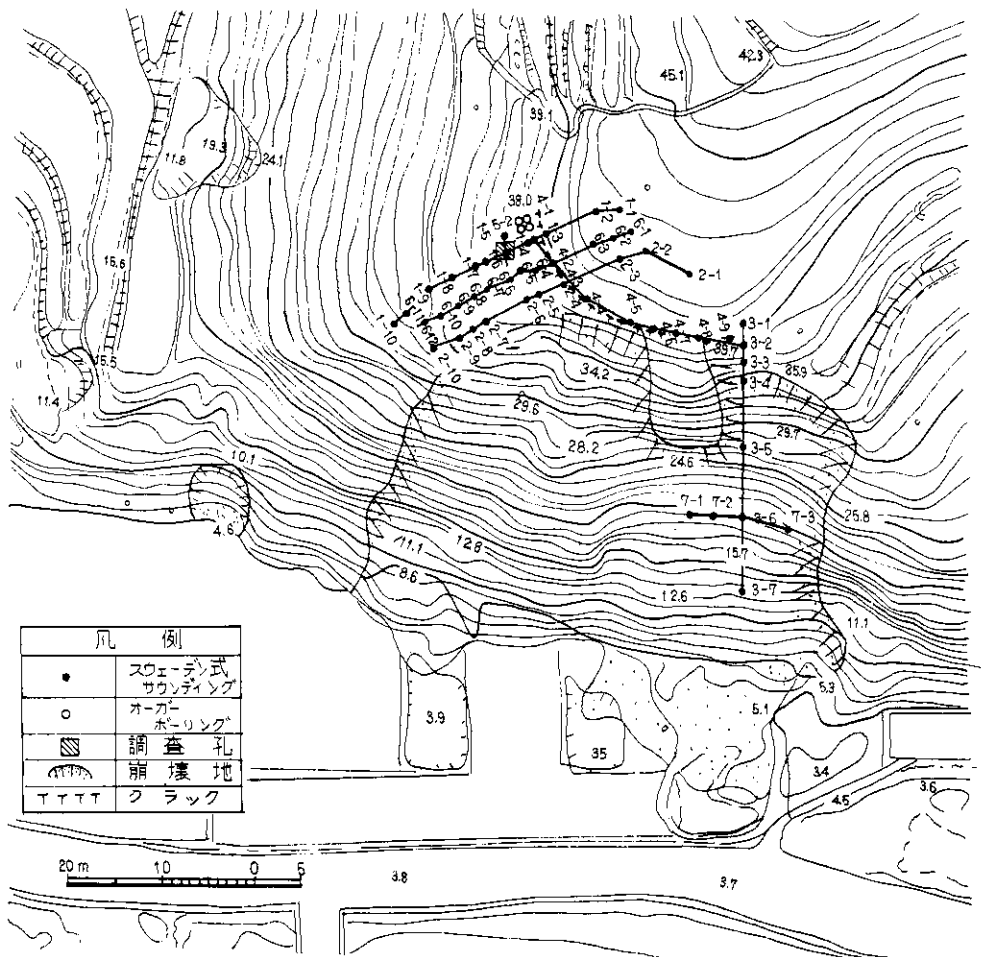


図-1 浜田調査平面図

えた。

神戸市明泉寺地区は、花崗岩を基盤とし、呉地区と同様に、わりあい粗粒の岩よりなっている。崩壊地の写真（写真-1参照）からわかるように、上部でスプーンでえぐったように崩落し、下部斜面の表土を押し流している。崩壊地の模式的横断面図を図-2に示したが、花崗岩を開析した谷が、不整合に礫まじり砂質粘土や花崗岩崩壊土により埋没されたものと思われる。この谷に水が集められ、スランプ型崩壊を起こしたと推定される。崩壊規模は、長さ40m、幅25m、平均深さ6mである。

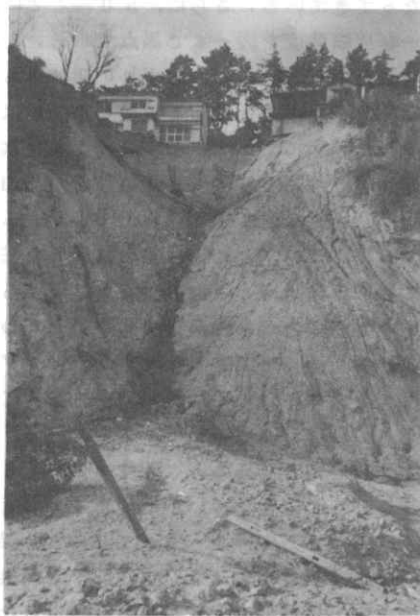


写真-1 明泉寺崩壊地全景

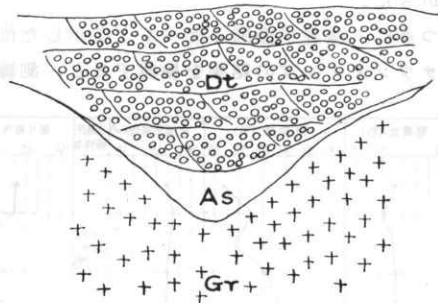


図-2 明泉寺崩壊地横断面図

Dt : 崖錐性堆積物

As : 砂質粘土

Gr : 花崗岩

4. 調査方法

風化土の厚さ、分布の仕方、強度を調査して崩壊との関係を求め、崩壊予想地区を判定する資料を得るため、またそれを簡単に行なうための調査としてスウェーデン式サウンディングを試みた。浜田地区においては、サウンディングを非崩壊斜面と崩壊斜面で図-1に示すように各点平均深さ5mずつ7測線で50点（延べ291m）を実施した。そのほか、サウンディング結果を解析・判定する手がかりにするために調査孔（4m×2m×4m）を掘って地質判定を行ない、深度50cmごとに自然含水比、比重、粒度組成、LL、PL、一軸圧縮強度を測定するためのサンプルを採取した。また、2か所でブロックサンプルより一面せん断試験用サンプルと三軸試験用サンプルを採取した。自然含水比および比重はJIS規定により求めた。粒度組成は、なるべく結晶粒子を破壊しないように篩分けし、JIS規定に従って試験を行なった。一軸圧縮強度は、各深度より平均3個ずつとり、高さ10cm、直径5cmの試料に成形して現場において試験を行なった。また、この試料より飽和度、間隙比、乾燥密度等の測定も行なった。一面せん断試験用サンプルは、ブロックサンプルをパラフィン封入し、実験室で直径10cm、厚さ6cmのサンプルに成形し、非排水試験により、 C 、 ϕ を求めた。三軸試験用サンプルは、供試体を作るのが困難なため、径5cm、長さ15cmの真鍮製シンオールチューブを押し込み、各深度より3個平均のサンプリングをし、径5cm、高さ10cmの供試体を得て、非排水試験を行なった。また、調査孔を掘削してサンプリングを行なうことは、多くの労力を必要とするため、なるべく簡単にサンプリングが行なえる方法としてオーガーボーリングによるサンプリングを試みた。ボーリングは口径10cmのものを用い、地質測定を行なうとともに、同一深度より三軸試験用サンプルをうるために、近接した地域で5本のオーガーボーリングを行ない、直径5cm、長さ15cmのシンオールサンプルを打ち込み、試料を得た。また、このサンプルは調査孔より採取したサンプルとの比較を行なう意味を含んでいる。

明泉寺地区においては、崩壊の特殊性を考慮して調査を実施した。調査内容は、ボーリング25cm、1mごとの標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング、簡易貫入試験、オーガーボーリング、

土質試験と地下水追跡である。ボーリングは、地質判定とスウェーデン式サウンディングとともに風化岩盤までの深度を求めるために行なった。サウンディングは、48か所で延べ175m行ない、このサウンディング結果と比較するため、各点のすぐ近くで簡易貫入試験を実施した。簡易貫入試験は、簡単に地盤特性を知るために試みた。これは図-3に示すように径1.3cmの鋼鉄製ロッドの

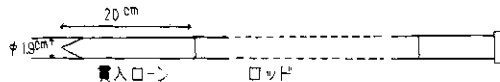


図-3 簡易貫入試験用具

先端に円錐型の刃をつけ、これを地面に垂直に立てて2ポンドハンマで適当な力をもってたたき込み、25cmごとの打撃回数を記録するとともに、その数が100～125回(25cm)当りになったときを打ち止まり深度とし、サウンディング結果と比較した。土質試験は、浜田地区の場合と同様な方法を取り、地下水追跡は豪雨により増加した地下水の流入径路を求め、崩壊の機構を知るために行なった。

5. 調査結果

図-4に浜田地区での土質試験結果図を調査孔周辺で行なったサウンディング結果と合わせて示した。調査孔では、深度30～40cm程度までは腐食質の表土、その下部に深度2m程度までは、ほとんど土壌化した赤褐色の風化土、2.0～3.2mには茶褐色の細かい石英、長石、黒雲母などの組織構造を残した黄褐色のマサ土となっているが、部分的に粘土化の進行しているところもあることが肉眼的に観察された。粒度組成は、深度とともに粘土分やシルト分などが減少してゆくことがわ

かる。比重は2.33程度で変化していないが、岩がその位置で風化したことを示す一つの指標になると思われる。含水比は2m付近で変化し、それよりも深い所では、ほとんど一定値を示している。また、力学的性質に大きな影響をもつ乾燥密度は2.5～3.0m付近で2.5g/cm³程度に低下している。飽和度をみると、上部では比較的高い率を示しているが、下部に行くに従って急激に減少し、4m付近では40%程度になっている。これらのことを総合して考えると、深度2m付近までは比較的粘着力をもち、含水比、飽和度の高い層があり、2mより下部に行くにつれて、砂質になり粗鬆になってきている。さらに、50cmごとに試験した一軸圧縮強度を図-4で黒点で示し、それらの平均値を折線で示した。いずれの供試体も2～3%の圧縮ひずみを受けると破壊し、強度は急激に減少した。図によると、強度のバラツキは、大きいけれども2m程度までは圧縮強度が増加し、それ以後では減少していることがうかがえる。また、ブロックサンプルにより採取試験した三軸圧縮強度も2.5m地点と4mの地点を比較すると2.5mの地点の方が粘性が大であることがわかる。調査孔のすぐ近くで実施したサウンディングの結果をみても2m付近までは回転数が増加しているが、それ以後では減少の傾向をもっている。以上のことより判断してみると、深度2mから3mを境に地盤特性が変化していると考えてよいと思われる。なお、オーガーボーリング孔により採取した供試体は、調査孔よりサンプリングした供試体の力学強度とほぼ似ており、試料採取だけならオーガーボーリングでも十分その役割をすることがわかった。

つぎに、調査平面図(図-1)に示した位置でのサウンディングの結果を検討すると、測線7で

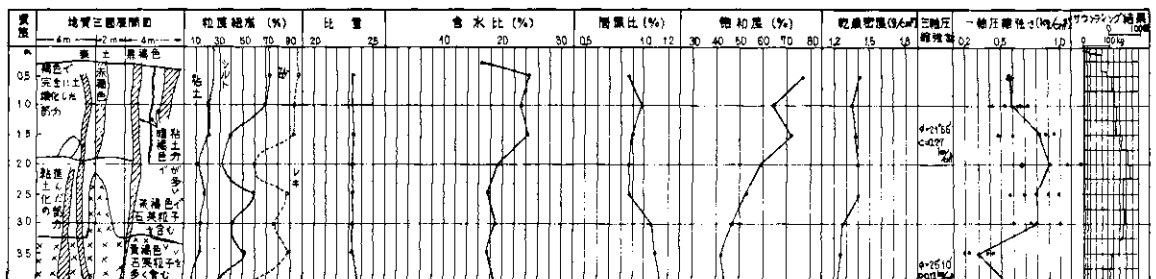


図-4 土質調査および試験結果図(浜田地区)

示される崩壊地内部では、ほとんどが回転数100を越える固い層にぶつかっている。また、6～7 m程度行なったサウンディング結果をみると花崗岩のような均一な岩が風化した場合には、常識的には深度とともに固くなり、したがって、サウンディングの回転数も増加すると考えられるが、実際には非常に回転数の不規則な層の下に急激に回転数の増大する層がみられた。ここで、一軸圧縮強度とサウンディング結果をもう少し検討してみることとする。呉地区での3調査地点で掘削した3調査孔の深度50 mごとの一軸圧縮強度とサウンディングの半回転数の関係を図-5に示したが、

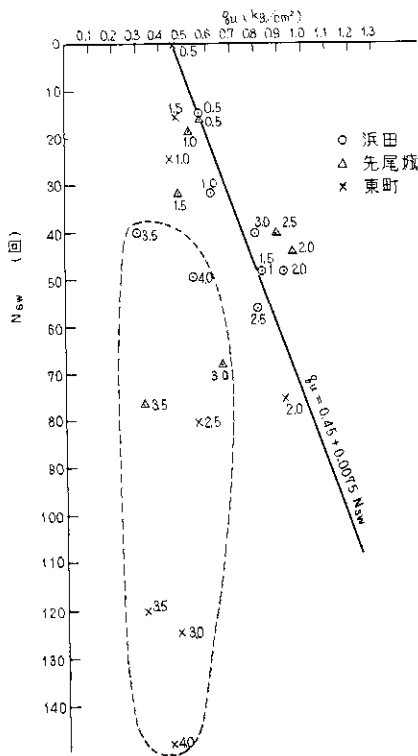


図-5 $q_u - N_{s/2}$ 図

これによるとデータ数が少ないので明言はできないが、礫、砂、砂質土に適用される(稲田による)

$$q_u : 0.45 + 0.0075 N_{s/2}$$

q_u : 一軸圧縮強度 (kg/cm²)

$N_{s/2}$: 半回転数 / m

の直線に乗る部分と点線で囲んだグループに属するものに区分できる。点線内部のものは、 q_u と $N_{s/2}$ との相関性の少ないものである。また、プロ

ットした点のわきに数字を記しておいたが、これは深度をあらわしたものである(3か所の調査孔を調べた感じでは、浜田地区がいちばん深部まで風化しており、先尾城、東町がそれにつづいていることをつけ加えておく)。

ここで問題は多いと思うが、土質試験結果を勘案して、花崗岩風化地帯の地質構成断面とスウェーデン式サウンディングの結果の対比図を図-6に示してみた。まず、地盤構成をみると、地表近くは腐食質の表土(A層)で、その下部に花崗岩の鉱物構成組織をそのまま残しているが、手でつぶすとほとんどの粒子が土壌化してしまう部分(B層)と、その下部には石英粒子は未風化のまま残され長石がかなり風化したC層、さらに鉱物結晶の結合力が減少した雲母などの風化がある程度進んだD層があり、その下部は未風化の新鮮な岩に漸移しているものと思われる。そして、これにサウンディング結果を考え合わせると100 kgの荷重をのせたときに、その荷重だけで貫入する層があり、つぎに稲田式にのる深度とともに

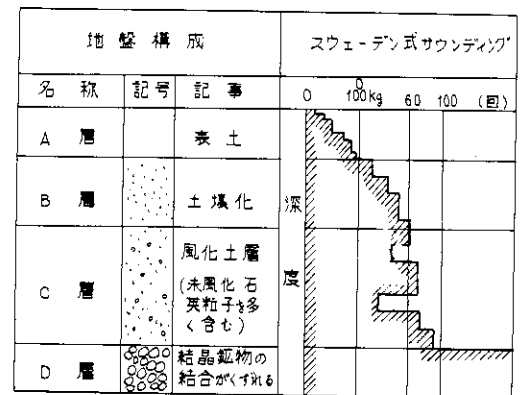


図-6 花崗岩風化地帯地盤構成図

回転数は増加して行く層がつづいている。この層は60回転程度まで増してゆく傾向がある。そして、この層の下には、深さとサウンディングの回転数に相関性のない層が存在し、さらにその下部には急激に回転数が増大し、場所によっては貫入不可能の層が存在することがわかった。その境界は回転数100回以上にだいたい相当する。このサウンディングによる境界面と地盤構成のA, B, ……層などの境界が一致するという結論を出すには、データ不足であるが、ある程度の対比

はできると思われる。いちおう、図-6に示すようにA層に対比できるのは荷重のみで貫入できる部分、B層は稲田式によって変化する層、C層はサウンディングの回転数と深さとの関係の少ない

ゾーンがあり、D層に突入するとサウンディングの回転数がいちじるしく増大する部分に対比できると思われる。

以上の考えをもとに、浜田地区で実施したサウン

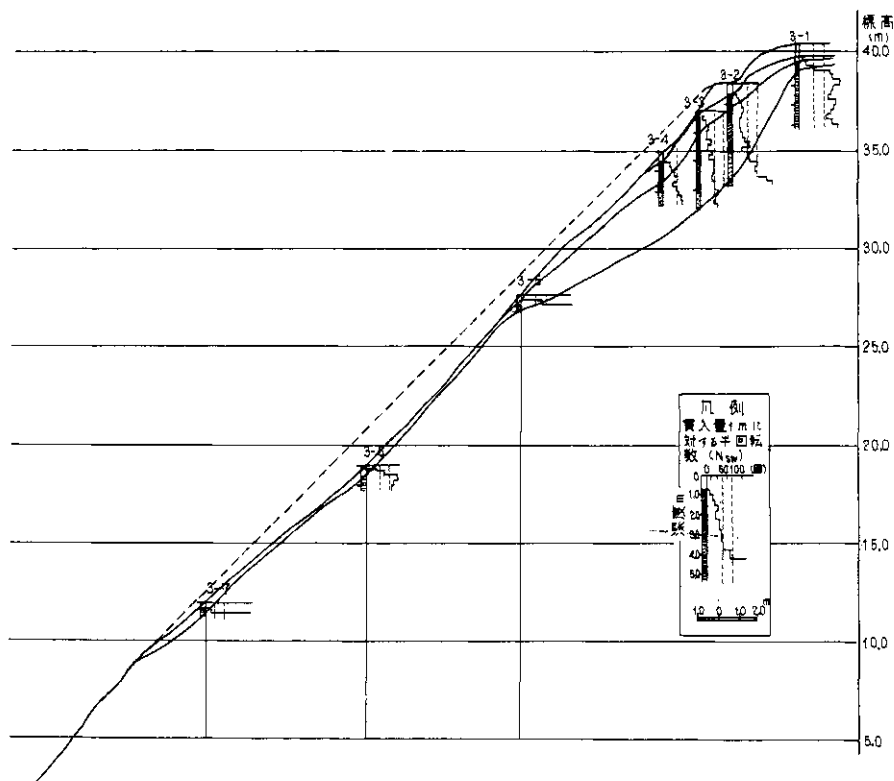


図-7 浜田サウンディング結果図(1)

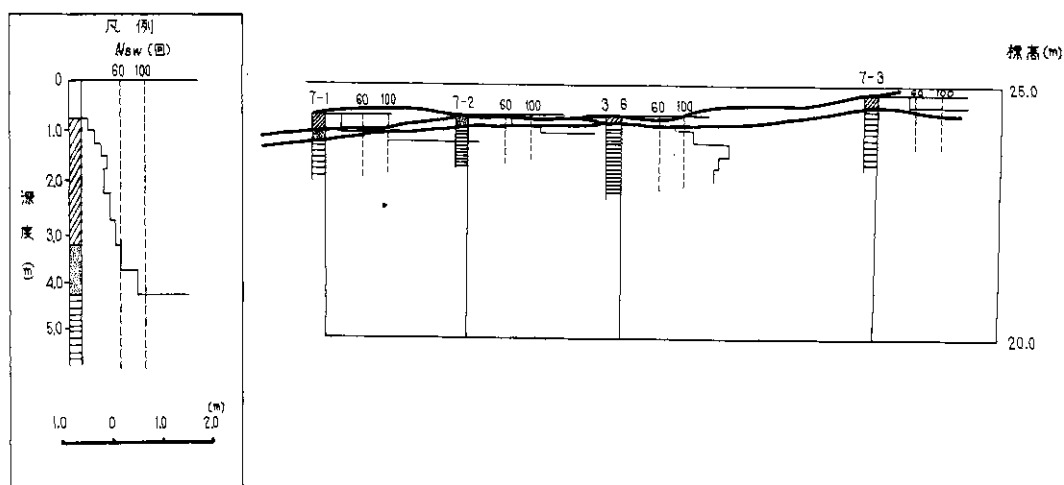


図-8 浜田サウンディング結果図(2)

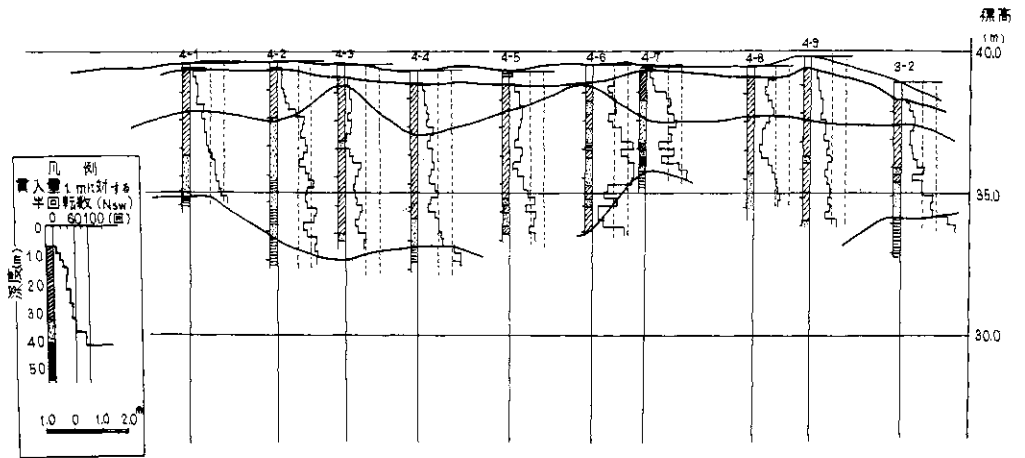


図-9 浜田サウンディング結果図(3)

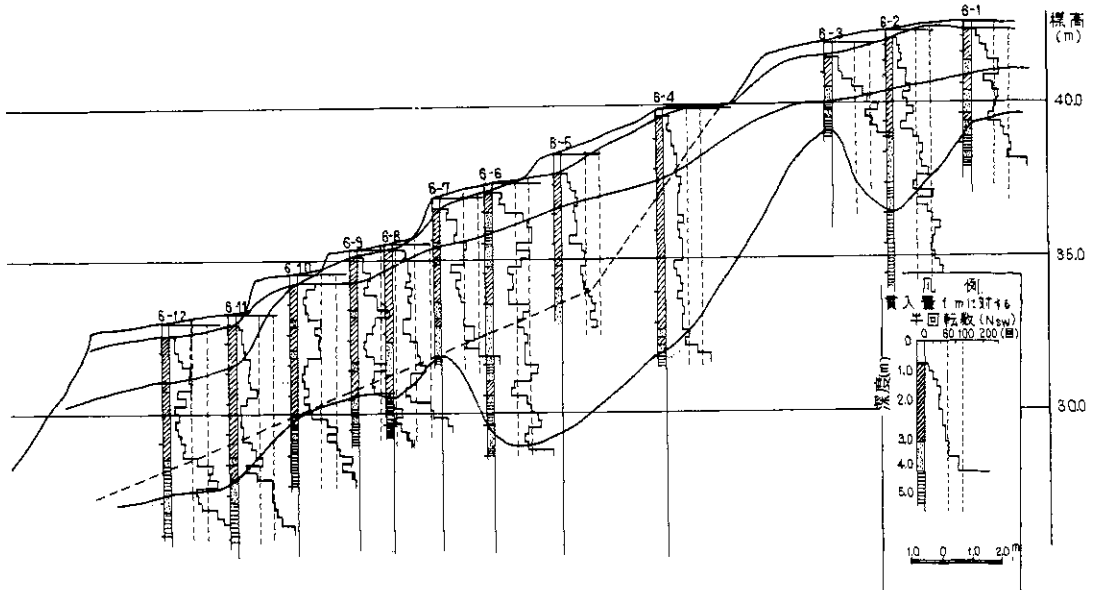


図-10 浜田サウンディング結果図(4)

ディング結果を図-7, 8, 9, 10に示したが, その断面にA~D層の境界に相当する部分を実線で記入した. 図-7は崩壊地の縦断測線であるが, 図よりわかるように(図-1平面図参照)崩落している部分では地表より50cm程度ですぐにD層にはいり, サウンディングでは貫入困難となり, A~C層はもちろん欠如し, わずかに崩壊残土が残っているにすぎない. しかし, 崩壊上部にゆくとC~D層の境界は地表より4~5m下部まで下

がり, その形状も円弧を描き, 崩壊に密接な関係をもつ地下水の集水しやすい器を形成しているように思われる. 崩壊中央部の7測線(図-8)もC, D層界層に数10cmの深度でぶつかっている. また, 崩壊上部のサウンディング地点(図-9参照)3-2から4-9, 4-8……, 4-1にそってクラックがはいり, 測線1, 6, 2のある斜面も不安定な斜面として残っているが, 土塊が崩落するに至っていない. そこで, 道路に面した崩

落斜面と比較するため、測線1, 2, 6にそって集中的にサウンディングを実施し、崩壊斜面と非崩壊斜面の地下構造の違いを解明しようと考えた。これら3測線のサウンディング結果を考察すると、だいたい類似した結果が得られたので、ここでは測線6のみを図-10に示した。これによるとC-D境界層の分布は凹凸が相当みられるが、サウンディング地点6-4, 6-5, 6-6の下部ではその境界面が谷状に凹んでいることがうかがえる。さきにも述べたが、C, D層の土質の特性を考慮し、C-D境界層が透水係数に差のある境界と考えると、測線3の場合と同様に6-4, ~6-6地点の下部の谷に水の集められやすい境界層分布を示しており、この谷の延長が崩壊斜面にぶつかっている。また、測線4のサウンディング地点4-6, 4-7の地点でC-D境界層が浅く、平面図に示したように土塊が崩落しないで残っていることは非常に興味のあるところである。測線3と比較して崩壊土塊がD層より上部であるとすると、測線6の境界層の傾斜は緩く、測線3の場合は急であることがわかる。同様な傾斜は、他の2調査地区でもみられた。そこで、サウンディング結果より崩壊を考えると

- i) 崩壊土塊はD層より上部の土層である。
- ii) C, D層の境界面のこう配が崩壊に関係している。
- iii) C, D層境界面の集水しやすい分布が崩壊に関与している。

ということが推定される。

つぎに、神戸市明泉寺での調査結果について述べることにする。ボーリングコアおよび付近の地質から判断すると崩壊地付近では、上部に崩積土と思われる礫まじり細砂、その下部に礫まじり砂質粘土層が存在し、風化花崗岩がそれにつづいている。崩壊地の滑落崖上部に20mのボーリングを行ない、1mごとに標準貫入試験を行なった結果を図-11に示したが、深度10~11mのところで値が急激に変化し、コア判定でも花崗岩と上部の崩積土との境界であることがわかった(図-12の調査平面図参照)。

図-11の測線Dにおけるサウンディング結果を大きく三つにわけて、100kgの荷重のみで貫入できる部分と、回転数が急激に変化してほとんど貫入不可能になる部分とに分けて、それらの境界線を実線で示した。これによると回転数がいちじるしく増大する点を連結すれば、花崗岩の分布

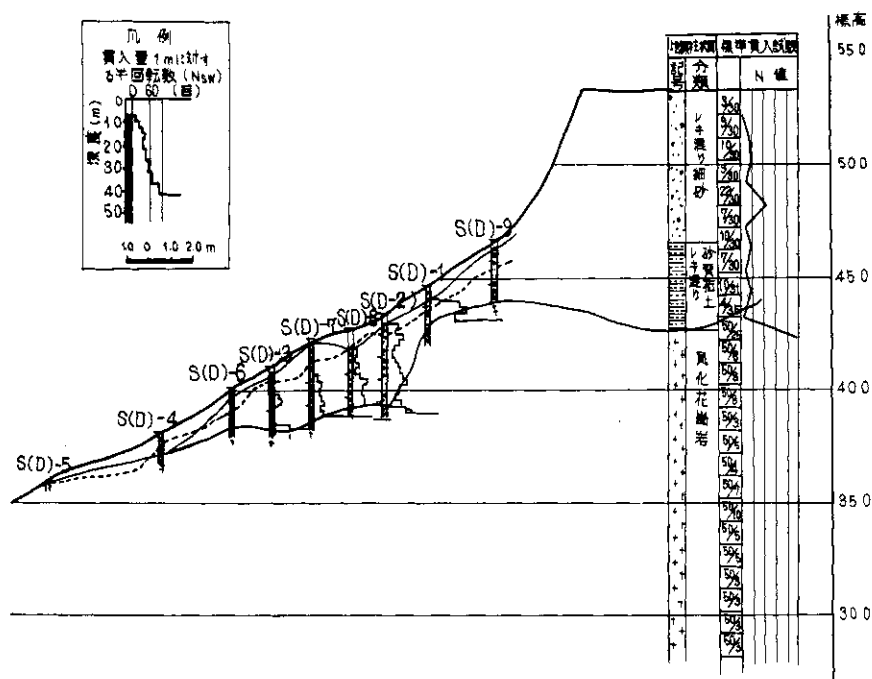


図-11 明泉寺サウンディング結果図(1)

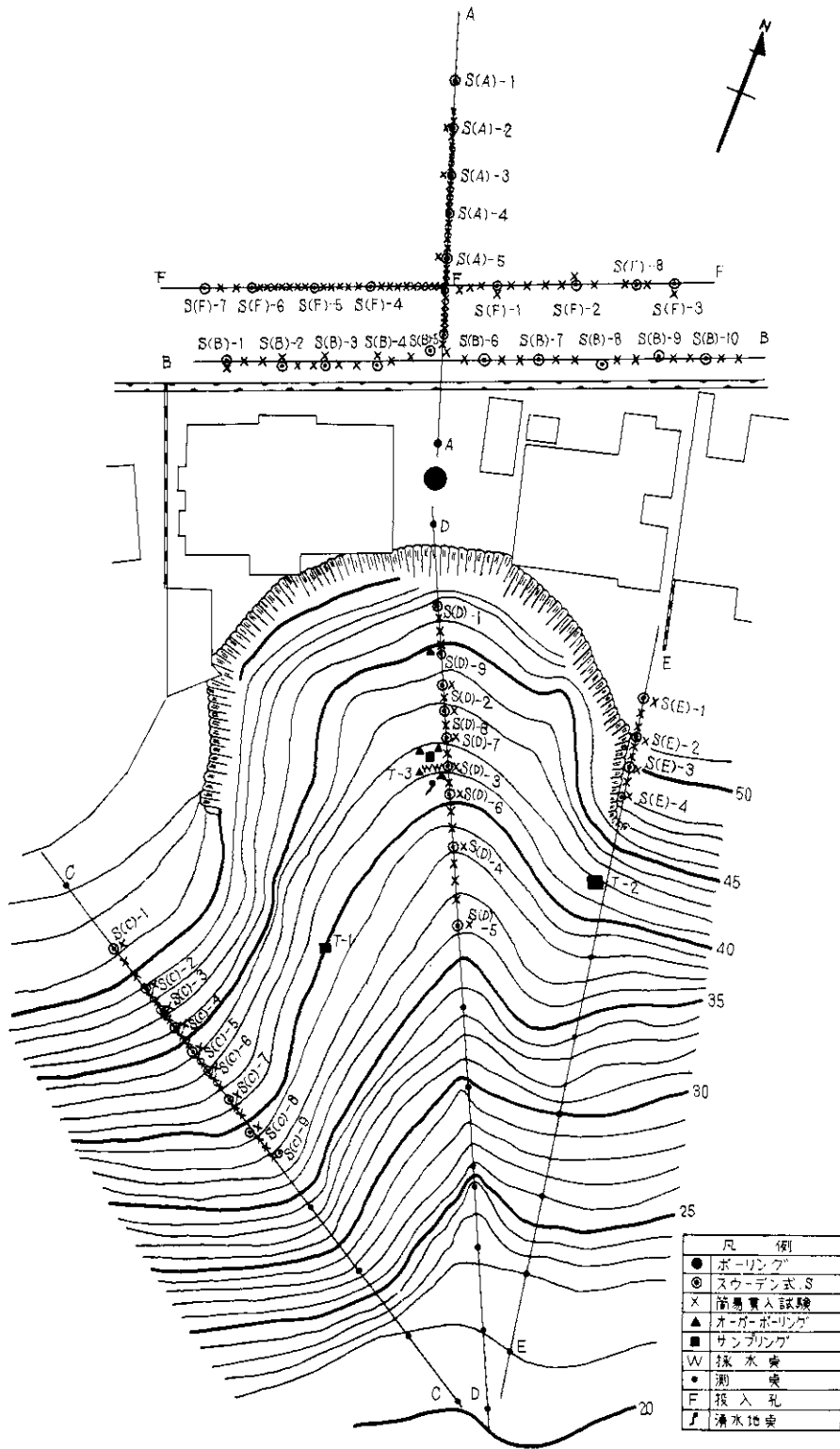


図 - 1 2 明泉寺調査平面図

の仕方を表わすことができるということが他の測線におけるサウンディング結果および観察などから推定される(図-13, 14, 15)。また, 測線Dの崩壊縦断面図をみると, その分布は崩壊によるすべり面とは一致していないが, 崩壊形状を大い

に規制している。

ところで, 簡易貫入試験であるが, 1 m貫入に対する打撃回数とスウェーデン式サウンディングの回転数との相関性を調べたところ, 明瞭な関係が得られなかった。簡易貫入試験の打撃回数(1

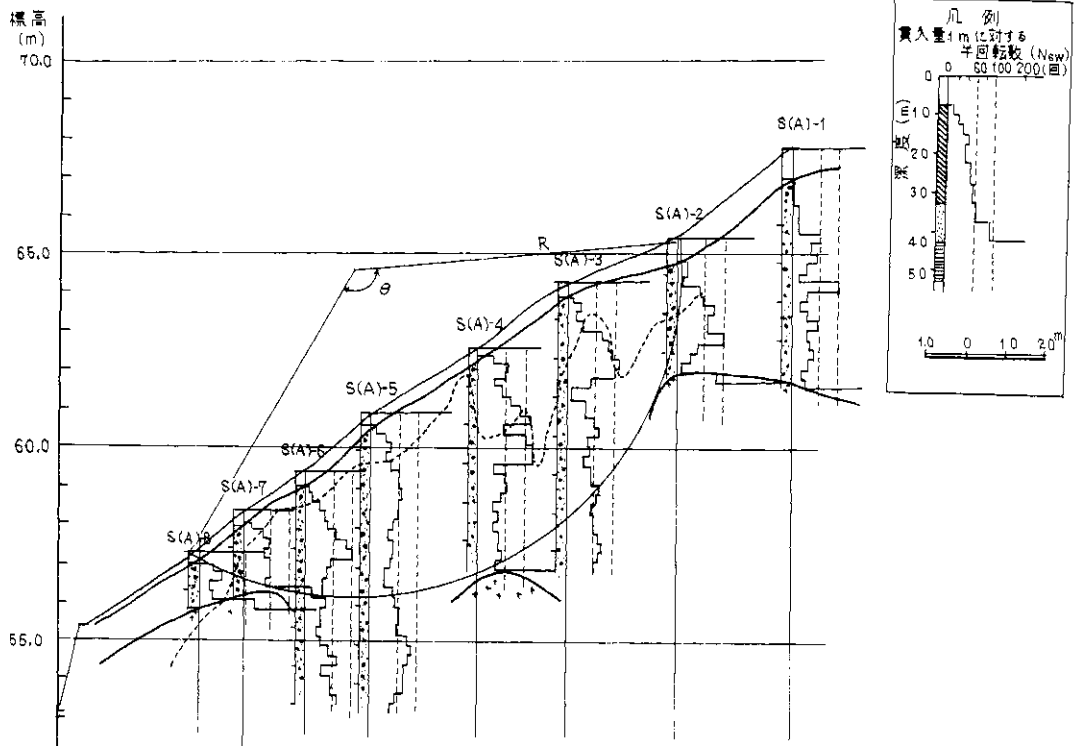


図-13 明泉寺サウンディング結果図(2)

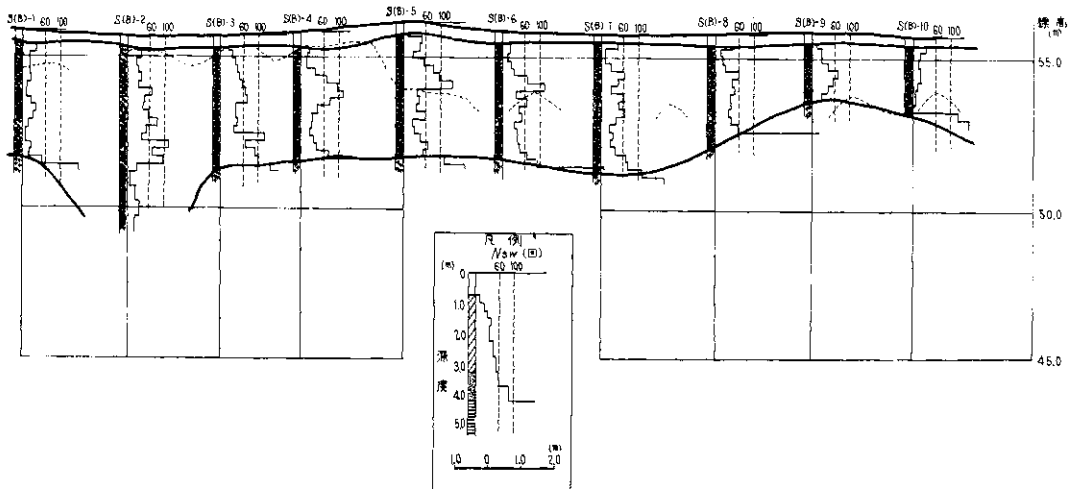


図-14 明泉寺サウンディング結果図(3)

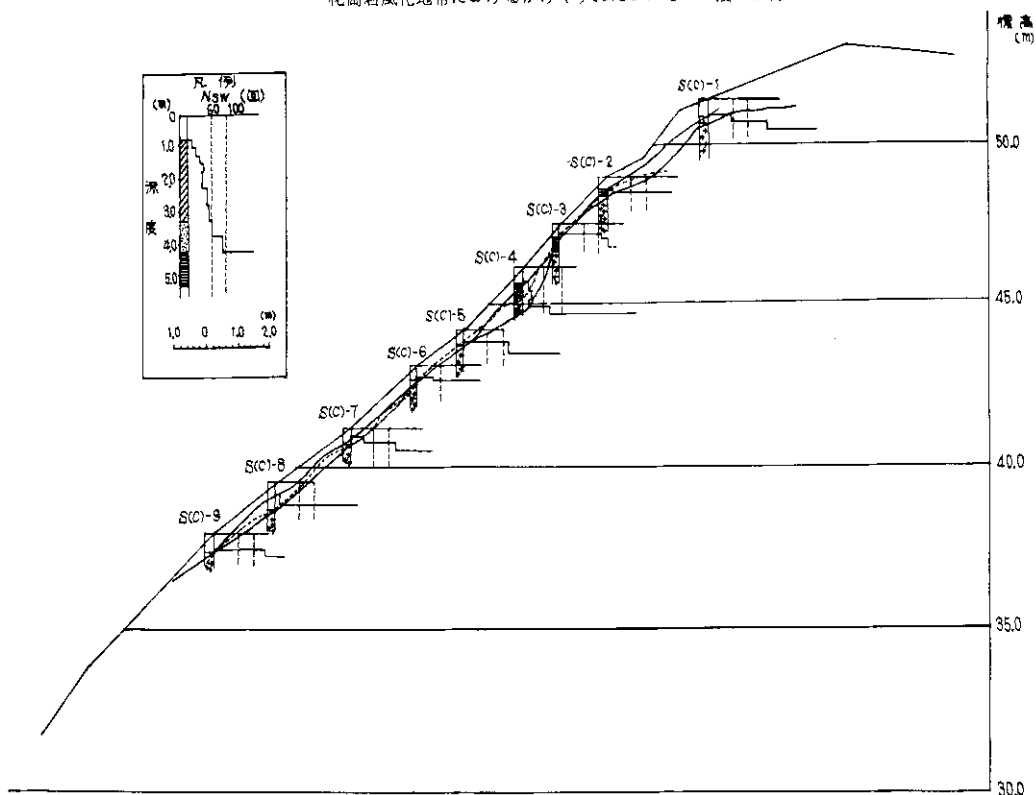


図-15 明泉寺サウンディング結果図(4)

m 当り) が 400 回以上になった深度を各測線の断面図に点線で示したが、サウンディングによる花崗岩分布の推定線とあまり一致していない。しかし、測線 C の断面をみるとサウンディングの貫入停止線と簡易貫入深とは比較的良好一致していることがわかる。

なお、簡易貫入試験を試みてつぎのような問題点が含まれていることがわかった。すなわち、崖錐性の堆積物が厚く堆積しており、不均一であったため良好な結果をうることができなかったが、呉地区のようなところで試験を行なったら、スウェーデン式サウンディングにみられるような不連続面を見いだせる可能性がある。また、本試験を行なうにあたって当然考えられることであるが、打撃力の個人差および貫入によるロッドの周辺摩擦抵抗の影響、さらにはロッド径が小さく、打撃エネルギーの小さいことから小礫や、やや密なところにあたると打撃数に大きく影響することである。貫入深度は、2~3 m が限度であった。今後、この試験方法を実施するにあたり検討の余地が十分あると思われる。

6. 考 察

花崗岩風化地帯の崩壊形式を薄層崩落型とスランプ型とに区分したが、これらの崩壊機構をここで考えることにする。

薄層崩落の場合、C-D境界層がすべり面となるとし、これに水が浸透して崩壊が発生し、いわゆる無限長斜面としてその安定度を考える。図-16のように C, D境界面と地表面および地下水

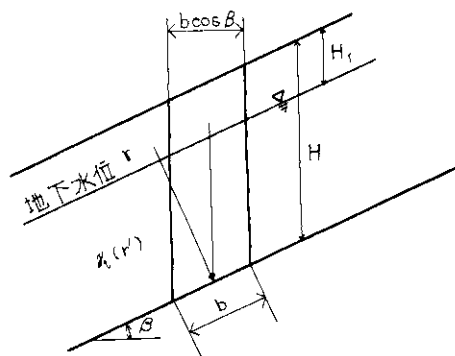


図-16 安定解析

面を平行と考え、地表面より深さ H_1 に地下水面があると、地下水位面上の土の単位重量を γ 、地下水位面以下の土の飽和単位重量を γ_s 、地下水面以下の土の水中単位重量を γ' とし、斜面が限界平衡を保っているとすれば

$$\frac{C_s}{H\gamma_s} = \cos^2 \beta \left[\left(1 - \frac{H'}{H} \cdot \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} \right) \tan \beta - \left(\frac{\gamma'}{\gamma_s} + \frac{H'}{H} \cdot \frac{\gamma - \gamma'}{\gamma_s} \right) \tan \phi_s \right] \dots \dots (1)$$

ただし、 ϕ_s : 土の内部摩擦角

C_s : 土の粘着力

β : 斜面の傾斜角

H : 崩壊土層の厚さ

という一般式が得られる。ここで、ある斜面が崩壊するかどうか、その安定度を論ずる場合、斜面の縦断をとり、サウンディングでC-D境界面をつかみ、その平均傾斜、崩壊可能土層厚 H を求め、また $\gamma, \gamma_s, \gamma'$ を土質試験で求める必要がある。浜田地区の図-7の崩壊斜面を例にとると、 $\gamma = 1.5 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_s = 1.7 \text{ g/cm}^3$, $\gamma' = 1.1 \text{ g/cm}^3$, $\beta = 45^\circ$, $H = 1.5 \text{ m}$ の値をうることができた。しかるに、問題は土の強度定数および地下水位 H_1 をどのようにして知るかである。そこで浜田で崩壊が発生したときの H_1 を求めることにすると C_s, ϕ_s を求めなくてはならない。調査孔およびオーガー孔よりとり出した試料により一面せん断試験、三軸試験を行なった結果、内部摩擦角が $20^\circ \sim 25^\circ$ 程度、粘着力が 0.2 kg/cm^2 前後という値をC-D境界面の付近の試験により得られた。このような強度定数をもつ土層に降雨により雨水の浸透および地下水の流入があった場合、土のせん断強度定数がどのように変化するか大きな問題となってくる。不飽和の土が含水比を増大したとき、その強度がどのように変化してゆくかむずかしい問題であり、これを求めるために三軸試験を行なったところ、飽和度が50%程度のものが飽和度70~80%に水を加えると、粘着力がいちじるしく減少し、ほとんどゼロに近くなり、また内部摩擦角は増大する傾向がみられた。そこで、地下水中での土のせん断強度定数を $C_s = 0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_s = 25^\circ$ とし、(1)式より H_1 を求めると $H_1 = 0.3 H = 0.45 \text{ m}$ という値が得られ、これによると、崩壊を起こした時点ではすべり面より1 m程度にまで地下水が上昇していたものと推定される。図-10の非

崩壊斜面(クラックははいっていたが、滑落はしていない)では、C-D境界面の凹凸がはげしくその傾斜角をすべり面と仮定して $\beta = 22^\circ$ とする。ここで、(1)式より土の粘着力がなく、地下水がゼロとすると斜面が安定するためには、土の内部摩擦角が 22° 以上なくてはならないし、また粘着力がゼロで、地下水が地表面までであるとすると、斜面こう配が 16° 以上あれば崩壊を起こすということになるが、現実に地下水が地表面まで達することはないと思われるので、図-10の斜面は崩壊しなかったと思われる。むしろ、この斜面は地下水の流通水路になっていたと考える方が適当である。

このように、 $\beta, H, \phi_s, C_s, \gamma_s, \gamma, \gamma'$ がわかり崩壊の危険性のある斜面を見いだしたら H_1 を計測することにより崩壊危険の予知をする手になりになるものと思われる。

つぎに、スランプ型の崩壊は円弧すべり面を仮定し、斜面の安定度を考えることにする。神戸の崩壊斜面の場合、花崗岩上部の砂質粘土層内で崩壊が起こったとし、三軸試験により土の粘着力、内部摩擦角の値としてそれぞれ、 $C = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 16^\circ$ 、また湿潤密度 1.9 g/cm^3 が得られ、また円弧で崩壊したものとし、安全率を1とすると、そのとき発生したと思われる間隙水圧の総和は 144 t となり、水位に換算すると、すべり面より4.6 m平均の大きさになり、崩壊時点では地下水位の上昇は相当なものだと考えられる。これら地下水の流入径路を調べるために、崩壊地上部にフルオレッセンソーダを投入して地下水追跡を行なったが、あまり良好な結果が得られなかった。しかし、上部斜面より地下の埋没された谷により地下水が供給されたことは確かである。また、湧水点よりみられる水質分析を行なったところ、塩素イオン濃度が異常に高かった。

さて、サウンディングなどにより基岩の分布状態を知り、すべり面となりうる層の土質試験により土の強度定数を決定し、地下水位を測定することにより斜面の安定度をある程度求めることは可能である。また、崩壊斜面上部の類似した斜面は崩壊しないで残ったが(図-13参照)、 C, ϕ, γ_s を同じにとり円弧ですべるとし、間隙水圧を無視すると安全率1.1が得られた。

7. む す び

スウェーデン式サウンディングが崩壊危険地の

予測の基礎資料をうるために有効な手段であることがわかった。しかし、サウンディングによって求めた崩壊に関すると思われる境界面がどのような物理的、力学的意味をもつものであるか、さらに追求しなくてはならないので、今後さらに調査を重ねる必要がある。また、簡易貫入試験も問題を多く含んでおり、スウェーデン式サウンディングは相当な労力を必要とするため、より簡単に広い地域にわたって調査のできる方法をさらに検討する必要がある。そして、従来用いられている土質試験およびサンプリングも使用できることがわかったので、さらに改良して用いてゆく方法を見いだしてゆきたい。本稿は十分なデータがなく、推定の要素があまりにも多いが、今後花崗岩風化

地帯の崩壊の調査、研究を行なううえに、一調査結果の報告として参考にしていただければ幸いである。

最後に、本調査のために御尽力いただいた広島県砂防課およびその関係機関、兵庫県砂防課、建設省中国地方建設局技術事務所、東建地質調査K.K.、土木研究所地すべり研究室の皆様から謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 土屋昭彦，平尾公一（1967）：昭和42年7月の集中豪雨による西日本の災害状況，土木技術資料，Vol. 9, No. 12, pp. 544~553