

# 切土ノリ面の崩壊とノリコウ配

おく 園 誠 之

## まえがき

自然の地山は一般に複雑な地質構造をしていることが多いため、切土ノリ面では盛土の場合に行なうような安定計算は困難な場合が多い。したがって設計時においてノリコウ配は類似した地質、土質条件における過去の崩壊例から経験的に決定するしかないのが現状である。

しかしこの方法も現在のところ地山の地質、土質特性を定量的に表示する方法が確立されていないため技術者の主感に左右されやすく、現場では予期しないノリ面崩壊がしばしば起こっている。

日本道路公団の設計要領では切土ノリコウ配は「硬岩」で1:0.5、「軟岩」で1:0.8、「土砂」で1:1.0~1.2を標準としている。実際このコウ配で切土すれば大部分のノリ面は安定を保っているようである。したがってこのコウ配で崩壊を起こす場合は、なんらかの地質的、土質的に特殊な要因があるものと考えてよい。この特殊要因をなんらかの数値で表示し、過去の崩壊例、成功例から安定ノリコウ配を見いだせば予期しないノリ面崩壊が少なくなるのではないと思われる。

ところでノリ面崩壊の地質的、土質的要因としては次に示す種類のものが考えられる。

- ① 地山の強度が極度に弱い。
- ② 切土による応力解放や、ゆるみによって吸水膨潤して強度低下を起こす。
- ③ 切土後の風化作用によって強度低下を起こす。
- ④ 地山に割れ目が多い。
- ⑤ 規則正しい割れ目が発達し、その割れ目の向きが「流れ盤」となる。
- ⑥ 浸食に対して弱い。
- ⑦ 地下水、わき水が豊富

このうち⑥の浸食については、安定対策の焦点がノリコウ配ではなく表面水の処理にあると思われるので本論から除外した。また、⑦の地下水、わき水については、①~⑤とも密接な関係があり、これ単独で考えることは困難な場合が多いので①~⑤に包含させることにした。

次に東名、中央、東北、北陸、東名阪などの高速道路の切土ノリ面において、建設中またはそれ以後に崩壊を

起こした個所のうち、明らかに地質、土質的な要因によって起こったと思われるもの（したがって歴史的な豪雨や地震によるものや、施工の不注意によって起こったものを除外した。）約60個所を選び、先述の要因①~⑤に分類し、おのおのの要因に応じた現場測定、室内試験を行ない、地質、土質特性を数値で表示した。

こうして出された諸常数と実績ノリコウ配との関係を崩壊例、成功例（崩壊地点の近辺の健全なノリ面も合わせて調査した）別に整理し、各常数における安定ノリコウ配を求めた。

なお、参考のため、具体例として代表的な崩壊例、復旧対策例をも合わせて紹介することにした。

## 1. 地山の強度が極度に弱い場合

### 1.1 崩壊の特徴

この種の崩壊はがすい（崖錐）地域の切土で起こることが多い。一般にがすいでは、自然の地山の傾斜角が一種の安息角となっていることが多いため、これより急な角度で切土すれば崩壊しやすくなるのは当然といえる。この崩壊土の崩壊は二つのタイプに区分することができる。一つは円弧または複合円弧的なスベリ面を持つ地スベリ的（前駆現象がみられる大規模な）崩壊で、崩壊土が厚くタイ積しているががすいを切土した場合に起こる。（例—1 参照）

もう一つは傾斜岩盤上に崩壊土や風化土が存在するような山腹斜面や小谷底において、その傾斜と同じ方向に切土した場合に起こる山くず的（前駆現象がなく、崩壊土砂が破碎されるような）崩壊で、岩盤との境界面が一種のスベリ台的な役目を果たしている。いずれも地下水位が高く、強度が極度に弱いのが特徴といえる。

### 1.2 ノリ面安定の検討方法

崩壊土よりなるノリ面の安定の検討は、やはり安定計算にたよるしかないと思われる。また、切土の場合に安定計算がなんとかできるのは崩壊土だけであるといっても過言ではない。

しかしこの場合、最大の問題点は地山の強度の推定であろう。

崩壊土はほとんどの場合レキ混じり粘性土よりなるため、乱さない試料を採取したり、セン断試験用の供試体

\* 日本道路公団試験所

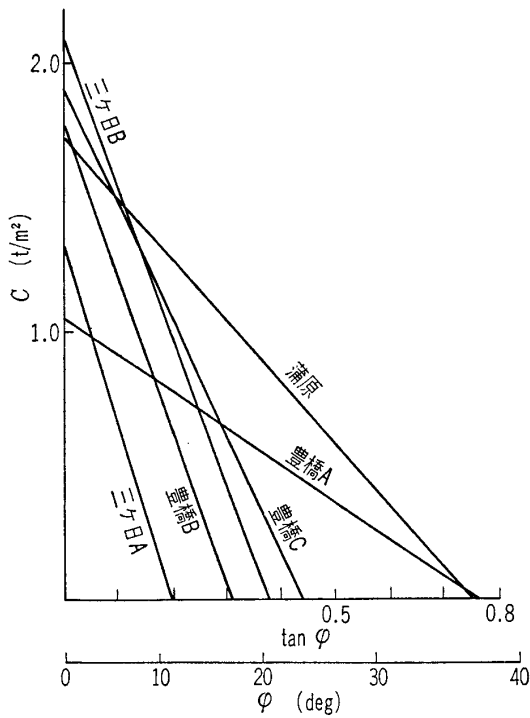


図-1 崩壊地点の逆算したせん断強さ

を整形することがむずかしく、地山の強度を正確に把握することが困難な場合が多い。このような場合、現場せん断試験、または現場と同じ密度に突固めた供試体による大型せん断試験によるか、それとも粒度や現位置試験などからせん断強さを推定するしかない。

ところで、この種の崩壊を起こした個所について崩壊時の安全率を1.0と仮定し、スベリ面の強度を逆算してみると図-1 のようになる。これは地スベリ対策などで一般的に使われている方法で次式より計算される。

$$F_s = \frac{\sum c \cdot l + \sum (W \cos \theta - u \cdot l) \tan \phi}{\sum W \cdot \sin \theta} = 1.0 \quad \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 $F_s$  : 安全率

- $c$  : スベリ面粘着力 } 有効応力に基づく強度
- $\phi$  : " 摩擦角 } 常数
- $l$  : " の長さ
- $W$  : 各スライスにおける土の重量
- $u$  : " " 間ゲキ水圧
- $\theta$  : " " スベリ面の傾斜角

すなわち崩壊直前の断面、スベリ面、地下水位、土の単位体積重量がわかれば式(1)は  $c$  と  $\tan \phi$  の一次式で表示される。図-1 はこの種の崩壊を起こした各地の計算結果から出された  $c, \phi$  の関係をグラフ化したものである。

この図からも崩積土の強度がいかに弱いかがわかる。したがって、このような地下水位の高いがすすい地での安定計算を行なう場合、たとえせん断試験結果が大きな値を示したとしても、図-1 の直線の分布範囲内で、試

験値に最も近い値を採用した方が無難ではないかと思われる。次に、試験が困難な場合には、崩積土の粒度組成から  $\phi$  を推定し、その  $\phi$  を図-1 の平均的な関係式(たとえば豊橋 C)に代入し、 $c$  を算出する方法が考えられる。なおこの場合粒度と  $\phi$  との関係は一般に次のように考えられる。

- ① レキ分が少なく、マトリックス(レキ間の充てん物)が粘土(統一分類法で MH, CH, OH) の場合  $\phi=15^\circ \sim 20^\circ$
- ② レキ分がやや多く、マトリックスが粘質土 (ML, CL, OL) の場合、 $\phi=20^\circ \sim 25^\circ$
- ③ レキ分がやや多く、マトリックスが砂質土 (SM, SC) の場合、 $\phi=25^\circ \sim 30^\circ$

以上、地山の強度を検討する方法について述べたが、このようにして、 $c, \phi$  が求めたらノリコウ配をいろいろ変えて、式(1)を使って逆に安全率を計算し、所定の安全率を示すノリコウ配を見いだす。この場合のノリコウ配はたとえば 1 : 2.0 程度以上にゆるくなりがちで、実際には、種々の事情によってそのようなコウ配が採用できない場合が多い。このような場合はたとえば盲暗きょや水平ボーリングによる水抜孔を設けるなどして積極的に地下水位を低下(式(1)の  $u$  の値を小さくするとともに  $c$  の値を増加させることによって安全率を上げる)させるか、あるいは擁壁などを設置してスベリに対する抵抗力を増加させる方法を考える必要がある。なお図-1 にあげた崩壊地点では、その復旧対策としてすべて地

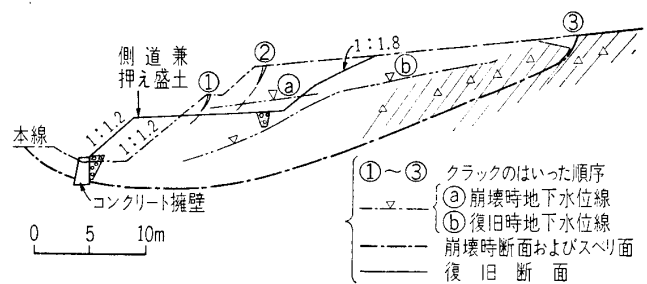


図-2 崩壊および復旧断面

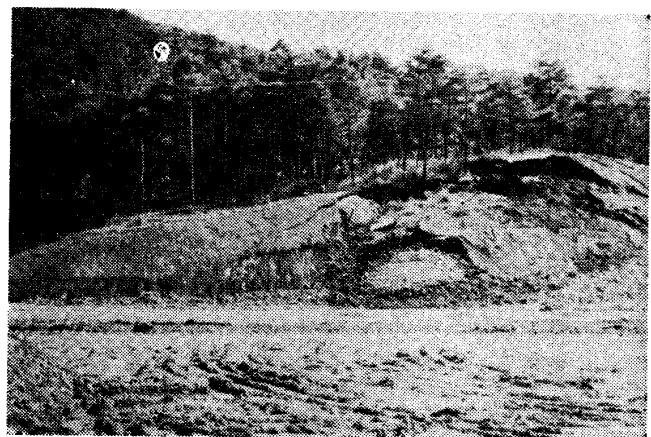


写真-1 崩積土の崩壊状況

下排水工法が適用され、現在安定を保っていることから考えて、この工法は特に効果があるものと思われる。

1.3 かいすい地の崩壊例（崩壊例その 1）

当地点は道路方向へゆるやかに（約 10°）傾斜したが、かいすい地域で地下水位が高く、厚い崩積土（レキ混じり粘性土）がタイ積している。

図一2 の破線のように深さ 10 m をコウ配 1:1.2 で切土した直後、クラックが同図の番号順に発生し、2ヶ月後には鎖線のように複合円弧的な地スベリ型崩壊となった。（スベリ面、地下水位はボーリングによって確認した）

復旧対策は安定計算によって断面の検討を行ない、図一2 の実線のように受動側にあたる部分（スベリ面が水平または逆コウ配となる側道部分）の高さを上げて押え盛土とする一方、主動側を一部排土し、スベリの滑動力を減少させた。また、スベリに対する抵抗力を増加させるために盲暗きょを縦横に埋設し地下水位を低下させる一方、ノリ尻部に地中壁を設けた。復旧後若干の変位は認められたが現在は安定している。

2. 吸水膨潤によって強度低下を起こす場合

2.1 崩壊の特徴

地山を切土すると応力が解放されるとともに、掘削時のゆるみなどによってノリ面直下の岩や土砂は体積が膨張、吸水し強度低下を起こす。この傾向は特に固結粘土や泥岩のような軟質岩によって構成されるわき水の多いノリ面ほど顕著にみられる。この種の崩壊は風化作用による崩壊と類似しているが、一般に切土中または切土直後に起こること、規模は中程度（崩壊土量 500 m<sup>3</sup>~5000 m<sup>3</sup> 程度）の山くずれ的なものが多いこと、などが特徴といえる。

2.2 ノリ面安定の検討方法

吸水膨潤し強度低下しやすい岩または土かどうかを直接的に判定する方法としては、圧密非排水三軸試験（実質的には土カブリ荷重以下の側圧しかかけないので吸水

膨潤状態の三軸試験となる）が考えられるが、ここでは簡便な乾湿繰返し試験による間接的な方法を考えた。すなわち吸水膨潤しやすい岩は、強制乾燥、強制湿潤を繰返すとしだいにき裂がはいり、脆弱化しやすい性質を持っている。そこで室内試験における繰返しの回数を追うごとに強制湿潤状態の吸水量は直線的に増加することに着目し、そのコウ配、つまり繰返し回数1回あたりの吸水量の平均増加率を計算し、吸水膨張しやすいか否かの判定の基準とした。なお、繰返し回数は5回を標準とした。

図一3 は吸水膨潤しそうな岩よりなるノリ面において実際に施工したノリコウ配と同地点から採取したサンプルの吸水量増加率との関係を示したものである。図中の○で囲んだものは、そのコウ配で工事中に崩壊を起こしたもので、図の右下側（吸水膨潤しやすい岩、または土を急コウ配で切土した）に分布していることがわかる。一方○のつかない健全なノリ面は逆に左右側に分布しており、両者の境界は概略同図中の実線で示される。この線よりゆるいコウ配、すなわち上側で切土すれば吸水膨潤し強度低下を起こしても崩壊に至らない場合が多いと考えてよい。なお、たとえばわき水の少ない個所のように条件のよいノリ面では、実線より下側でも十分安定を保っている場合もあるが、地下水の状況が把握しにくい設計段階には、やはり危険領域と考えておいた方が無難と思われる。

2.3 泥岩の強度低下による崩壊例（崩壊例その 2）

当地は新第三紀の砂岩、泥岩よりなるなだらかな丘陵地を深さ 12 m、コウ配 1:1.0 で切土した個所である。

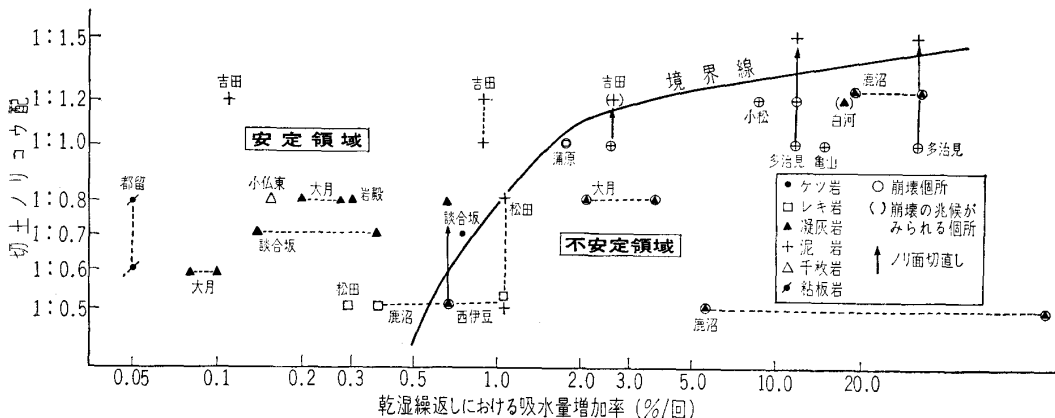
上部の砂岩は固結度の低い細砂、下部の泥岩は吸水膨潤しやすい軟質岩で構成されている。

付近に溜池があるため、そこから供給された水が砂岩と泥岩の境界から常時わき水としてノリ面ににじみ出しており、特に多い部分は蛇籠で保護されていた。

崩壊はノリ面保護工が完了した直後の梅雨期に起こった。写真一2 は崩壊が始まった時点のもので、泥岩部分

を境界として上部が道路方向へ移動しつつあることがわかる。写真一3 は1時間後、つまり移動がほぼ終了した時点のもので、蛇籠が大きくめくれる大崩壊となった。

図一4 の横断面において、崩壊時の安全率を 1.0 と仮定



図一3 吸水量増加率とノリコウ配との関係（その1）

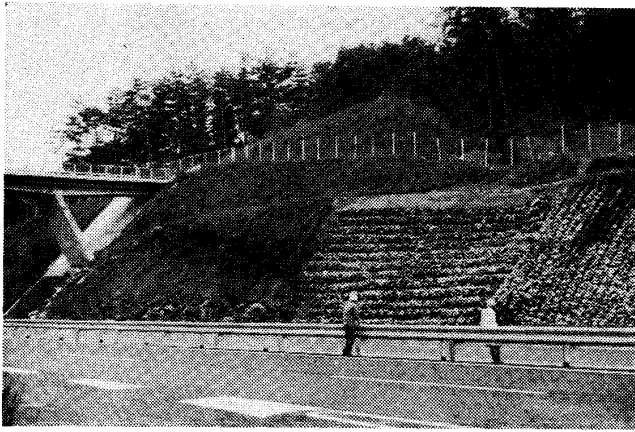


写真-2 崩壊がはじまった時点の状況

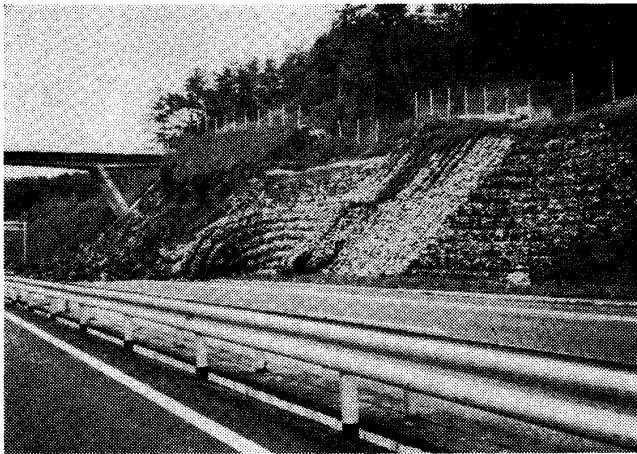


写真-3 崩壊がほぼ終了した時点の状況

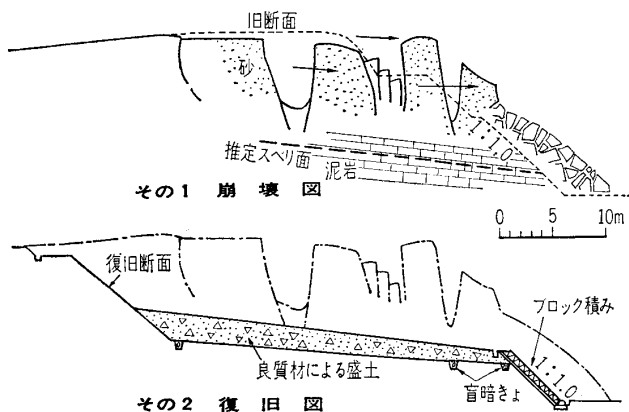


図-4 崩壊および復旧断面

し、スベリ面の強度を逆算すると粘着力  $c=1.3 \text{ t/m}^2$  ( $\phi=0$  とする) となり、これは泥岩本来の強度に比べていちじるしく低い値を示している。

復旧対策は次の要領で行なわれた。

- ① 崩壊土砂を排土する。
- ② ノリ尻付近の泥岩部分をブロック積みで保護する。
- ③ 排土によってできた平地部は盲暗きょを設け、わき水に対処する。また泥岩部分の風化を防止し、かつ背後のノリ面のスベリを押えるために、平地部に

1~2 m ほど良質材を盛土する。

- ④ 背後のノリ面はコウ配を 1:1.2 に切直しする。

### 3. 風化による強度低下を起こす場合

#### 3.1 崩壊の特徴

地山を切土するとノリ面はその瞬間から風化を受けて強度が低下する。切土が盛土と異なって、時間の経過とともに崩壊しやすくなるのはそのためである。

崩壊は表面はく離的な小規模なものが圧倒的に多いが、中にはそれが引金となって大規模な山くずれ的な崩壊を起こすこともある。

#### 3.2 ノリ面安定の検討方法

風化作用には物理的作用、化学的作用など種々考えられるが、強度に最も大きな影響を与えるのは乾燥湿潤の繰返し作用であろう。したがって岩石の風化に対する耐久力を推定するには、前記の吸水膨潤の判定と同様、室内乾湿繰返し試験を行ない、吸水量の増加率を求めるのが最も簡便であろうと思われる。この場合吸水膨潤のところで述べた方法と若干異なり、繰返し回数を 10 回以上にして、その平均的な増加率を求めた。

図-5 は東名、中央道の切土後約 4 年経過した植生のノリ面において、そのノリコウ配と同地点から採取した新鮮なサンプルの吸水量増加率との関係を示したものである。

図中の・印は風化によって現在小規模（崩壊例その 3 に示すものより規模は小さい）なはく離が発生しつつあるノリ面であり、図-3 と同様右下側に分布している。ただし境界線は図-3 に示された吸水膨潤の場合の境界線（図-5 では破線で示している）に比べて左寄りに存在していることがわかる。つまり図-5 で両方の線に囲まれた部分は、工事中は安定しているが時間経過とともに崩壊しやすくなる領域と考えられ、なんらかの風化防止対策（たとえばノリワク工など）が必要と思われる領域であろう。

#### 3.3 軟岩の風化による崩壊例（崩壊例その 3）

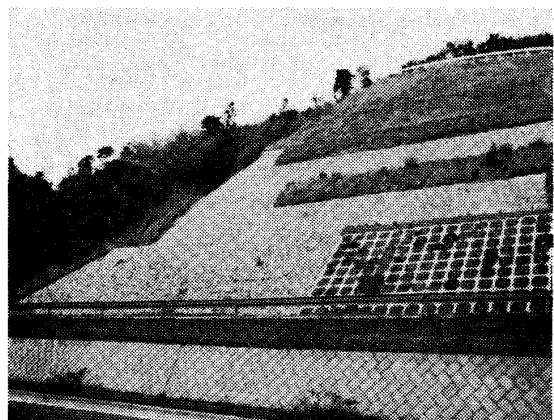


写真-4 復旧後のノリ面の状況

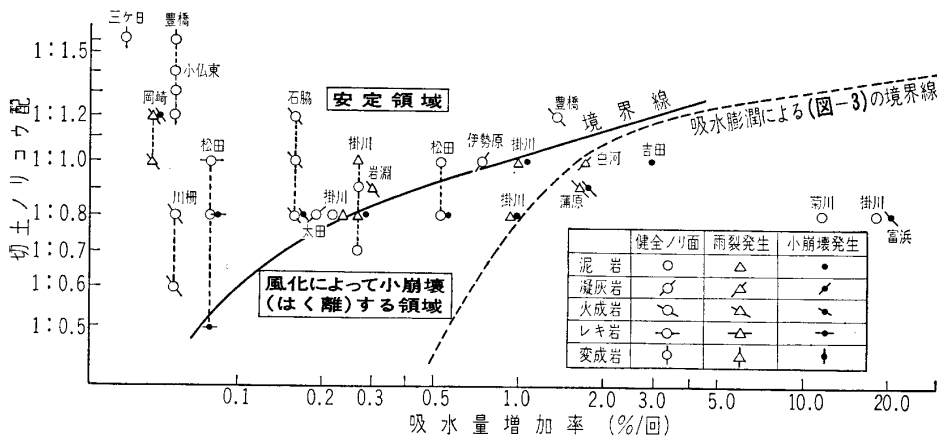


図-5 吸水増加率とノリコウ配との関係 (その2)

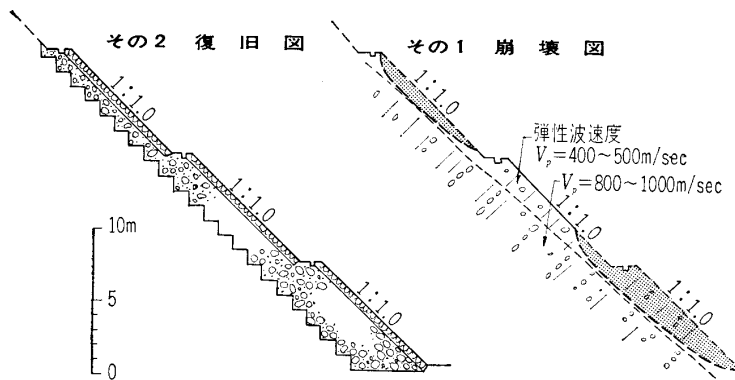


図-6 崩壊および復旧断面

当地区はナイフエッジ状に突出した急しゅんな尾根の脚部を切取った長大ノリ面(直高 50m)である。このノリ面を構成する新第三紀(中新世)のレキ岩は切土時は堅いが、マトリックス(レキ間の充てん物)は風化に弱く、乾湿繰返し試験でも簡単に脆弱化する性質を持っている。

現場はわき水が多く、特に多い部分は石積みで保護されていた。

崩壊は切土後約2年経過した梅雨期に、無処理部分で発生した。形状は図-6のように下部の1段目と3段目におけるはく離型の浅層(約2m)崩壊であった。しかしこの崩壊は図-5の●印で示したはく離の中では最も大きなものである。

弾性波探査の結果、未崩壊部分も厚さ約2m程度の低速度層(速度が半分に低下している層)が存在していることがわかった。

復旧対策は写真-4のように崩壊地点を含む強度低下の顕著な部分を1~2m掘削し、段切り(ベンチカット)をした後、透水性のよい碎石で埋め戻し、表面を練り石積みで保護した。

#### 4. 割れ目が多い岩盤の場合

##### 4.1 崩壊の特徴

February, 1972

岩盤中の割れ目は、地表踏査やボーリング調査で判明しにくい場合が多い。特に古い時代にタイ積した岩ほど一見堅そうに見えるため、掘削前には「硬岩」と判定し、ノリコウ配を急にしがちである。しかし実際には古い岩よりなる地山ほど割れ目が多いため、しばしば予期せぬ大崩壊を起こしている。

##### 4.2 ノリ面安定の検討方法

このような地山の中の割れ目が多いか少ないかを巨視的に、

しかも定量的に把握する方法は従来からいろいろ提案されているが、ここではトンネルなどで使用されているき裂係数(Cr)による表示法を採用することにした。これは地山の弾性波(P波)速度(V2)とその地点から採取した代表的な無き裂サンプルの弾性波速度(V1)を測定することによって次式で求められる。

$$C_r = 1 - \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^2 \dots\dots\dots (2)$$

つまり地山に割れ目がなければ V1 ≃ V2 となり、き裂係数 Cr ≃ 0 となるし、割れ目が多ければ V1 > V2 となり Cr は1に近くなる。

図-7はこのようにして測定したき裂係数と、その地点で実際に施工したノリコウ配との関係を示したものである。図中の○で囲んだものはそのコウ配で崩壊を起こしたものであり、図の右下側(割れ目の多い岩盤を急コウ配で切土した)に分布していることがわかる。一方健全なノリ面は主に図中の左上側に分布しており、両者の

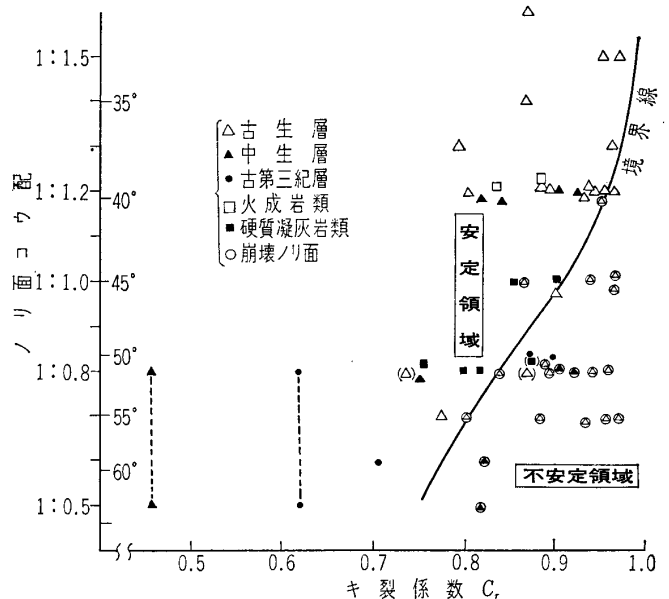
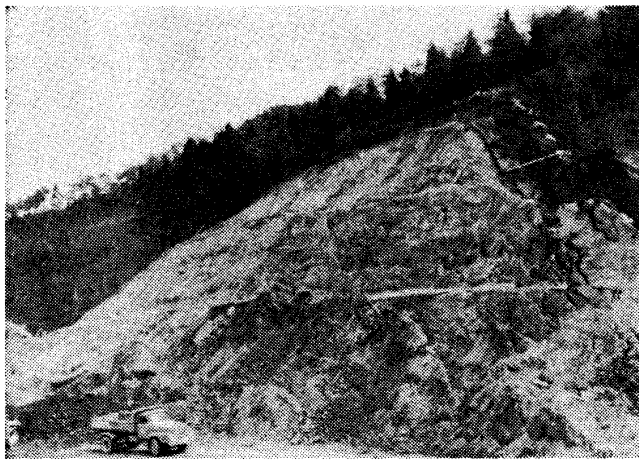
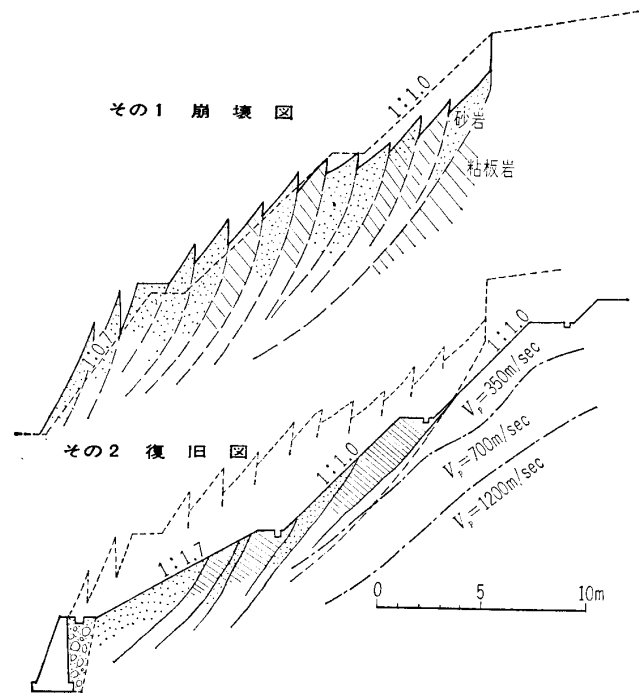


図-7 地山の割れ目の量とノリコウ配の関係



写真—5 断層破碎帯の崩壊状況



図—8 崩壊および復旧断面

分布の境界は概略同図の実線で示される。すなわちこの線よりゆるいコウ配（上側）で切土すればノリ面は安定するものと思われる。

4.3 断層破碎帯の崩壊例（崩壊例その4）

当地は古生層の砂岩、粘板岩の互層よりなる岩盤を深さ20m、ノリコウ配1:0.7で切土した地点である。

わき水は少ないが道路延長方向に断層が走っており、それに沿ってき裂が無数に発達しているため、弾性波速度を測定した結果、き裂係数は0.97を示した。

崩壊は切土直後にノリ肩付近から始まり、漸次下部へクラックが進行して

いった（図—8）。

復旧対策は崩壊土量が2万m<sup>3</sup>を越えるため、全部排土すると工費の面で問題があり、しかもノリ尻付近は受動側と解釈されたので、押え盛土的な考えで下部を残すことになった。したがってノリ尻に擁壁を設け、崩土を土留めし、その上部を1:1.7のコウ配で整形する一方、上部の主動側を排土し新鮮な部分をコウ配1:1.0で整形した。

5. 割れ目が流れ盤となる場合

5.1 崩壊の特徴

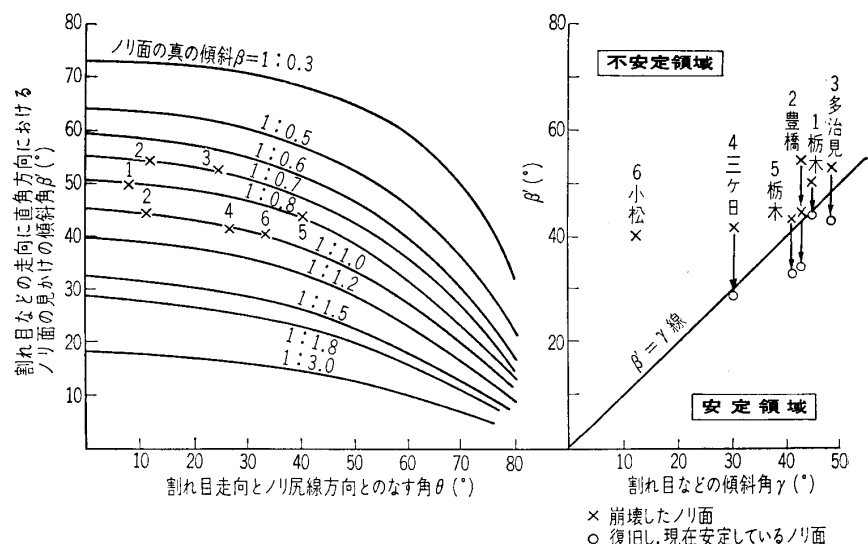
動力変成を受けた片岩、片麻岩、層理の発達したタイ積岩、柱状節理の発達した火成岩などは一般に一定方向に規則正しい割れ目が発達している。この割れ目の傾斜と同一方向に、しかも割れ目の傾斜より急傾斜で切土した場合、その岩盤はノリ面に対して「流れ盤」となり、割れ目に沿って岩スベリが起こりやすくなる。この種の崩壊は両方の傾斜角の差が大きく、かつ切土高が高くなるほど大規模なものになりやすい。

5.2 ノリ面安定の検討方法

この種の崩壊のスベリ方向は、必ずしも道路の横断方向には起こらず、むしろ割れ目の傾斜方向（走向に直角方向）に起こることが多いため、ノリコウ配の検討も割れ目傾斜方向の見かけの傾斜角に修正して行なう必要がある。この場合次の要領で検討すると便利である。

まず割れ目の走向  $\alpha_1$  とノリ面の走向（ノリ尻線の方角と考えてよい）  $\alpha_2$  を計測し、両者のなす角  $\theta$  を求める。（ $\alpha_1 \sim \alpha_2 = \theta$  ただし  $90^\circ > \theta \geq 0^\circ$ ）

次にノリ面の真の（道路横断方向の）傾斜角  $\beta$  を求め式(3)より割れ目の走向に直角方向におけるノリ面の見かけの傾斜角  $\beta'$  を求める。



図—9, 10 流れ盤地点の割れ目、不連続面傾斜角とノリコウ配との関係

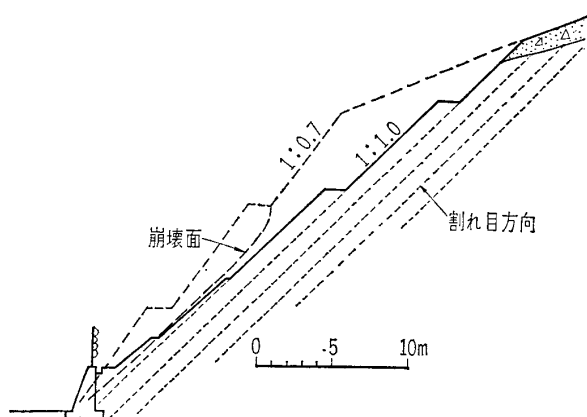


図-11 崩壊および復旧断面

$$\tan \beta' = \tan \beta \times \cos \theta \quad \dots\dots\dots (3)$$

図-9 は式 (3) の  $\beta$  をパラメーターとして  $\beta'$  と  $\theta$  との関係を示したものである。あるノリ面コウ配  $\beta$  の安定を検討する場合、図-9 から求められる見かけのノリコウ配  $\beta'$  と割れ目傾斜角  $r$  との関係を図-10 にプロットし、その位置が図-10 の実線 ( $\beta' = r$  線) より下側、すなわち  $\beta' \leq r$  に位置していれば一応そのノリ面は安定していると判定してよいと考えられる。

試みにこの種の崩壊を起こしたノリ面の  $\beta'$  と  $r$  との関係を図-10 に×印でプロットすると、すべて  $\beta' > r$  の範囲 (実線より上側) に位置しており、一方安定コウ配に切直した復旧ノリ面は図中○印で示すとおり  $\beta' < r$  となっていることがわかる。

### 5.3 「流れ盤」の崩壊例、(崩壊例その5)

当地は古生層の砂岩、粘板岩の互層よりなる規則正しい割れ目の発達した岩盤を深さ約 20 m ほど切土した地点である。割れ目の走向はほぼ道路と平行し、傾斜は道路方向へ約  $45^\circ$  (1:1.0) のコウ配となっていたが、ノ

リコウ配を 1:0.7 (約  $50^\circ$ ) で切土したため、完全に「流れ盤」となってしまった。

崩壊は切土終了直後に図-11 のとおり割れ目に沿って起こった。規模は 1~2 段目の小段が破壊する程度の小規模なものであったが、さらに上部へ波及する危険性を持っていた。

復旧ノリコウ配は原因が「流れ盤」であることから割れ目の傾斜角と同じ 1:1.0 とし、ノリ尻部にノリ止めの重力式コンクリート擁壁を設け、ノリ先き崩壊を防止した。ノリコウ配を限界コウ配すれすれ ( $45^\circ$ ) としたため、その後一部では離的小崩壊がみられたが大事に至らなかった。しかし将来もこの種のはく離は予想されるので落石防止のための、落石防止網および柵を設けた。

### あとがき

以上切土ノリ面の崩壊例とノリコウ配との関係を地質的、土質的な要因別に私案をまじえて述べてきた。内容的にかなり独断的な割り切り方をしている一方、たとえば、わき水、地下水のようにあいまいな記述しかできなかったものもあり、今後に多くの問題を残していることは事実である。しかし現場では現在でもノリ面崩壊が続発しており、設計のための確立された規準を作成することは急務であると考え、無理を承知で私案をご紹介したような次第である。

最後に資料収集、現地調査にご協力いただいた日本道路公団工事事務所の方々、および室内試験を担当した日本道路公団試験所第二土質試験室の諸氏に対し厚く謝辞を記して本「報告」の結びとしたい。

(原稿受理 1971.12.10)

※ ※ ※