〈報文・論文〉

公団札幌一小樽道路滝の沢工事区地すべりの調査

石井 亮二* 長尾 俊雄** 渡辺 浩三*** 田治米 鏡二****

The Landslide at the Site of Takinosawa on Sapporo-Otaru
Highway Projected, Hokkaido

By Ryoji ISHII, Toshio NAGAO, Kozo WATANABE and Kyozi TAZIME

The considerable landslide occurred in spring, 1971 when a hill was being cut and the surface of the road arrived nearly at the projected level. It seemed that the landslide was due to the unbalance of the shearing stress by the open cut of the road. For the prevention of the landslide a large amount of talus deposits should be removed which covers the hill. The subsurface structure was investigated by geological survey with the boring, refraction shooting and resistivity method. The talus deposit consists of two layers: the upper one has large boulders and the mud and the lower does gravels and the clay. Their total thickness is taken as 7 m on an average. The next layer is the tuff having the thickness of 10 m and the base rock is the conglomerate. Of course, every layer interferes each other and it is changed gradually to the other. Removal of talus deposits as well as treatment of the underground water in the tuffaceous layer should be the present problem.

1. 概 況

当地区の地質は、地表部には直径 5 m 位のものを含む大小無数の転石が混じった崖錐層が被さり、その下に凝灰質粘土層が存在している。おのおのの層はまったく異質で、その境界面は非常に不安定である。この崖錐層は図-1の A-0 (SAT 75+20) と E-0 (STA 76+80) の間では路床仕上面よりも深く達しており、C-0 (STA 76+00) 付近が最も深いと察せられる。

当初の設計は礫交り土を想定したのり面勾配 1 : 1.0, ステップ幅 1.0 m の標準断面であった。この設計により 1970 年夏から切土作業にかかり、1970 年 10 月に路床仕上面より +2.30 m に達した時点で B-0 (STA 75+60) 付近で山側ののり面崩落が起きた。この他にも小規模な のり面崩落がこの付近一帯に生じたが、降雪期にはいったため 1970 年の作業を中止した。

1971 年の春に、のり面崩落を処理するために、切土勾配 1 : 1.5, ステップ幅 5.0 m に設計変更をしてのり面の切直し作業を開始した。さらに、路面の盤下げをも行ない、6 月 9 日には路床仕上面より +1.5 m になった。このとき、A-0 と B-0 との中間付近に粘土層と表層との境が明瞭に認められ、ステップ面にクラックが発生した。そこで、雨水の侵入を防ぐために、のり面の全面

にシートをかぶせた。その後、のり面にもクラックが生じるに至ったが、のり面の状況を監視しつつ作業を続け、6 月 15 日に路床仕上面を海側半分まで掘削完了した。このとき、路床面に盤ブクレが起こり、同時に法頭先の地山にキレツが生じ、図-1 に点線で囲ってある部分が完全に地すべり崩壊の状態になった。ただちに、山側ののり面の水平移動量の測定を開始したが、激しいところでは 1 m/day 以上の状態が続き、崩壊物は路床面に押し出された。しかし、7 月にはいるとこの崩壊はややおさまった。

今回の地すべりの原因としては、次のことが予備的に推察される：

(i) 平衡状態にあった地山が切土の進行につれて、盤下げの時点でバランスを失ない、円弧すべりを生じた。

(ii) 下側の重量が取り去られたために、崖錐層と粘土層との境界面に沿って崖錐層がすべり出した総すべりである。

(iii) 融雪水が崖錐層(透水層)を通して下部の粘土層(不透水層)の表面を流下し、粘土質凝灰岩層の上面が軟弱化し、鏡肌になり、表面の崖錐層がすべり出した。

以上の原因を追求し、適切な地すべり防止工事を行なうために、下記のごとき調査が計画された。

(1) ボーリング

崖錐の深度および地下水位の測定と土質試験用試料の採取とのために、図-1 の C 測線上の 3 カ所で行なう。

* 日本道路公団札幌支所
** 北海道開発コンサルタント
*** 防災地質工業 KK
**** 北海道大学理学部

図-1 測線の配置

(2) 弾性波探査

崖錐の厚さの分布および基盤岩の深度の検出を目的とし、図-1の A, B, C, D, E, F, G 測線で行なう。

(3) 比抵抗探査

互いの長所と短所とを相補うために、弾性波と同じ目的に対し、弾性波と同一の測線上で行なう。

(4) 測量

地すべりの範囲および地形をくわしく知るために、STAごとに 12断面×300 m 行なう。地質状況およびクラックの状況をくわしく知るために、200 m×250 m の範囲を踏査する。

(5) 土質試験

安定計算に必要な土の物理性状を知るために、ボーリングコアおよびのり面のサンプルさらにテストピットの試料を用い、次の試験を行なう：④土の比重、含水比、粒度、⑤一軸圧縮、一面剪断、三軸圧縮、⑥透水、圧密。

2. ボーリングおよび地表踏査

時間的な制約があったので、前記の調査(1)~(4)は、1971年7月上旬に、並行して行なわれた。(5)についてはここでは触れない。

この地すべり地域の地層を大別すると、崖錐層、粘土化凝灰質部および集塊岩の3層になる。崖錐層はさらに、上部の硬質な珪質岩塊層と下部の礫混り粘土層とに分け

られる。これらの4層は図-2のボーリング#3の柱状図に地表から順次、最も代表的に示されている。礫混り粘土層は礫の混入量、色、組成などから粘土化凝灰岩とは若干の相異が認められるが、外観では両者は互いに類似しており、ボーリング#2では両者の境界は不明である。

最上層の岩塊は石英粗面岩が珪化したものであり、岩質が硬く、ダイヤモンドの消耗が大であった。最上層の厚さは平均 7 m 弱と推定されるが、大岩塊間の空隙は極めて大きい。

粘土化凝灰質は地山では 10 m 弱の層厚で認められ、上部ほど粘土化が著しく崖錐層の下部層の下部に近い性状を示す。この粘土化凝灰岩層は最下位の集塊岩層へ漸移的に移行する場合が多いが、ボーリング#3では比較的急激に新鮮な集塊岩へ変わる。

地下水位は、図-2のボーリング柱状図に▼印で示されているごとく、いずれも崖錐層下部の礫混り粘土層内にある。ただし、#1では崖錐層の最低面であるのに反し、#2および#3では岩塊層（上部崖錐層）の下面に近い。降雨による水位の上昇は#2および#3では約0.5 m であるのに対し、#1では約 1 m である。

3. 弾性波探査

米国 ETL 会社製 ER-75-12 型を用い、通常の屈折法による測定を行なった。上下動の受振器12個が 5 m

表-1 地層の分類

地 層	P波速度 (km/s)	比 抵 抗 (Ω m)	分 類
崖 錐 (岩塊)	0.4	>1000	V
崖 錐 (礫泥り粘土)	0.6~0.8	300~1000	IV
粘土化凝灰岩	1.4~1.6	80~300	III
凝 灰 岩	"	20~80	II
強風化集塊岩	"	<20	I
集塊岩 (基盤)	3.1~3.9	10 ²	B

間隔で測線上に配置された。測線は図-1に示されている。地表付近は空隙が極めて多い岩塊層のためにダイナマイトの利きも悪く、かつ弾性波の減衰が著しいために、概して初動の切れは良くなかった。爆発点の間隔は50~60mである。

はぎとり法によって分類されたP波速度と地層との対比は表-1のごとくである。この表には後に述べられる比抵抗の測定結果も併記されている。

各測線ごとの速度分布断面図は図-2および図-3に実線で描かれている。これらを見ると、基盤と考えられる集塊岩層の深度は路床面から15m余であり、最深点はC-0とD-0との間にあることがわかる。また、崖錐層の層厚と形もわかるし、C測線上の#2と#3との中間にある地表の大陥没の影響は深く凝灰岩層にまで及んでいることも判った。

4. 比抵抗探査

使用器械は横河電機KK製大地比抵抗測定器3244形である。電極配置は平均3極法を採用した。無限遠点は図-1に示されている造成中の公団道路上で、E-0点から右方へ約500m離れた水溜りに設けられた。最長電極間隔を50mとすると、中心電極から無限遠電極までの距離は最長電極間隔に比し十分に大きいので、電極配置の幾何学的補正は不要と考えられる。

図-1に示されている抜開ずみの測線A, B, C, D, EおよびGに沿って測定を行なった。3電極は各測線に沿って1直線になるように配置され、約20mごとに中心点を測線に沿って移動させた。

地表付近には各所に直径数mの大転石があり、しかもキレツがはなはだしいので、電極付近の電気抵抗が大である。ゆえに、計器に電流が流れにくかった。さらに、A~E測線は等高線にほぼ垂直なので、平行地層を仮定した比抵抗の解析にも問題があろう。しかし、ここは昔からの地すべりでひどくもまれている。均質で平行な地層の仮定は、測線の向きのいかにかわからず、許されぬに決まっている。それを承知であえて測定を行なったのは、なるべく測点数を多くすれば、バラツキは多かるうが、統計的に大局的な地層状況を知りうると考えたからである。

特に、崖錐と凝灰岩層とでは比抵抗に顕著な違いが期待されるので、両者の境界面のおよその深度およびその面の大まかな形の推定をなしうと考えた。

公団道路の山側の切り取り面に露出している地層の比抵抗は表-2のごとくである。これらは電極間隔が数10cmまでの比抵抗の平均値なので、もっと大きな規模の地層として見た場合の数値は、同一岩種といえども、これらと異なる。特に、地下深部で永い間地下水に浸されている状態では、同一岩種でも、表-2の数値より著しく小さい場合が多い。

表-2 露頭の比抵抗

地 層	比 抵 抗 (Ω m)
崖 錐	10 ³
粘 土	50~60
凝 灰 岩	50~80

前記の測線での測定結果は図-4~図-7にプロットされている。これらのプロットを見ると、地形の凹凸が激しく、しかも地層がはなはだしくもまれている割りには、測定値のバラツキは少ない。測点どうしの違いは大きい。各測点に関してはそれぞれ地表から深部までの有意義な傾向が示されていると思われる。これらの図には、各測点の ρ - a 曲線ごとに、これらの解析結果も示されている。

比抵抗値そのものは各測点ごとにバラバラであるが、共通な傾向としては、地表付近の比抵抗は極めて大きく、深部にゆくにつれてその値が急に小さくなる。図-4~図-7の解析結果に示されている多種すぎる比抵抗の数値そのものにこだわるのは無意味なので、これらの数値を表-1の右欄のごとく分類した。比抵抗値と岩種とのそのような対応は、測定地の概況と各岩種の常識的な比抵抗値の範囲とを考え合せながら行なった。

分類Iの比抵抗値は粘土の比抵抗を思わせるが、現在動いているすべり面の粘土層の深度は、ボーリング結果によれば、分類Iの深度よりもはるかに小さい。現在のすべり面の粘土の厚さは数cmしかないので、われわれの比抵抗測定では検出されぬ。IIIがIIの風化帯を意味するごとく、Iは基盤Bの風化帯に対応すると思われる。それにしても、IIは凝灰岩、Iは風化集塊岩と割り切るわけにはゆかぬのであって、両者が入り混じりつつ、次第に新鮮な集塊岩へ移ると考えなければならぬ。

表-1にはかくのごとく問題はあるが、これによって測定値と地層との大ざっぱな対応はつけられるであろう。この理由により、表-1の分類記号を用いて、比抵抗の解析結果を図-2および図-3に記入した。実線分は断面方向の測定結果であり、点線分は断面に垂直な測定結果である。

第2節の初めに述べられたごとく、ボーリングと弾性

図-2 測線 A, B, C, D, E の推定地下構造

図-3 測線 F, G, H の推定地下構造

図-4 測線AおよびBの比抵抗

波探査と比抵抗探査とは同時に並行して、それぞれ別な機関によって行なわれたので、図-2および図-3にはこれらの解析結果が互いに独立に記入された。ただし、表-1の比抵抗の分類は図-2および図-3を参考にして作られた。

次に、図-3のG断面について、これと直角に交差する測線に沿った比抵抗の測定結果との比較を行なうと、両

測線の交点付近においても双方の測定結果にかなりのくい違いが認められる。もっとも、測線の方向が違えば、特にこの地すべり地では、地層の不均質さや不等方性が甚だしく異なるので、上記のくい違いはむしろ当然である。しかし、比抵抗の不連続面の深度には両者にかんがりの関連性がある。よく見ると、一方の不連続面の深度の中のあるものが他方にも見られる。ただし、どちらかの

図-5 測線CおよびDの比抵抗

図-6 測線EおよびGの比抵抗

図-7 線測Gの比抵抗

一方にはあるが、他方にはこれに相当するものが見られぬ場合もある。

このことは、比抵抗の測定結果を弾性波の解析結果と比較すると、もっと明瞭である。比抵抗の不連続面の深度とP波速度の不連続面の深度とは1対1の対応はせぬが、一方のどれかが他方のどれかに対応づけられる場合が多い。

一方にはあるにもかかわらず、他方にはそれに対応する不連続面が見られぬのは、測定条件の違いにより、たまたま不連続面が検出されにくかったと解釈される。たとえば、G-200のⅢとⅡとの境界面は弾性波の第2、第3層の境界面に対応されるが、E-120にはこれに相当する比抵抗の境界面は検出されていない。

地形の変化が激しく、地層のもまれ方も甚だしいことを考えると、弾性波の測定結果と比抵抗の測定結果とは、大局的には、大体合っているといえる。これらはま

た、ボーリング結果とも余りむじゅんしていない。

弾性波の測定結果と比抵抗の測定結果との最も著しい違いは、弾性波の1.4~1.6 km/s 層の中間の位置にしばしば比抵抗の不連続が見られることである。図-2のC断面のボーリング#3ではⅣとⅡの境界面が粘土化凝灰岩と凝灰岩との境界面に対応されるのに反し、弾性波速度の不連続はこの付近の深度に認められない。実は、3.1~3.9 km/s は基盤である集塊岩のP波の速度として常識的な数値であるのに反し、1.4~1.6 km/s は風化の少ない凝灰岩のP波の速度としては小さすぎる。これは粘土化凝灰岩のP波の速度と考えられる。すると、1.4~1.6 km/s 層の下に実は2.0~2.5 km/s の速度層が隠されていて、それが凝灰岩層であると察せられる。1.4~1.6 km/s と3.1~3.9 km/s との速度比が小さいので、2.0~2.5 km/s 層は、たとえ存在していたとしても、初動の走時として現われにくい。かくのごとき中間層の存在を確認しうるか否かは弾性波探査の研究テーマになる。

今回の地すべり機構の研究の見地よりすれば、凝灰岩層の確認が鍵になろう。ただし、さし当っての地すべり防止対策工事の見地に立てば、崖錐層の分布を知り、これの処置を行なうことが最も大切である。この意味では、今回の調査目標は一応達せられたといえよう。

もちろん、この地すべりにも地下水が大きな役割を演じている。図-2および図-3によれば、地表付近で分類Ⅱの見られる場所および地下深部で分類Ⅰの場所は地下水の含まれ方が特に多いと察せられる。すると、測線DおよびE寄りに地下水が溜っているように見られる。しかし、今回の調査結果から地下水の動向を推定することはできかねる。

5. あとがき

前記の土質試験もすでに終わっているし、今回の調査結果に基づいた対策工事も完了した。安定計算、水抜き工事および崖錐の排土法などに関する今回の事例は今後の有用な資料になるであろう。しかし、筆者らのグループは調査を主眼にしたので、この報文では工法には触れない。