

新潟支部30周年記念 特別講演会

パナマ運河と地すべり

第30回シンポジウム

大規模土工と地すべり

2002. 5. 10

主催 (社)日本地すべり学会新潟支部
共催 地盤工学会北陸支部
後援 新潟県
新潟県地質調査業協会
地すべり対策技術協会新潟支部

新潟支部30周年記念 特別講演会

パナマ運河と地すべり

(社)日本地すべり学会新潟支部 会長

東京農工大学大学院農学研究科教授

中村 浩之

パナマ運河と地すべり

東京農工大学大学院農学研究科

教授 中村 浩之

1. はじめに

1513年ヌニェス・デ・バルボアは高温多湿の熱帯雨林でしかも地形の非常に複雑なパナマ地峡を探検し、カリブ海から太平洋沿岸に到着するのに成功した。バルボアは穏やかな海を見て「太平洋」と命名した。スペインの植民地となったパナマ地峡の重要性にすぐさま気が付いたスペイン人は道路を建設しインカ帝国などの財宝を太平洋から大西洋側に運搬した。しかし17世紀になるとイギリスの海賊ヘンリー・モーガンなど海賊船がパナマから出航するスペイン船を襲うようになり、パナマが中継港としての重要性を失い、1718年にはヌエバ・グラナダ副王領（その後のグラン・コロンビア共和国）に併合され、1903年までコロンビア共和国の州となった。

1848年カリフォルニアで金が発見されるとパナマは重要な交通の中心地として再認識され、パナマ地峡を横断する鉄道がアメリカの実業家の出資で完成した。このためメキシコとの戦争で広大な領土を太平洋側に手に入れたアメリカは東海岸からの輸送における地点としてパナマに注目するようになった。輸送のための船舶は南アメリカのホーン岬を回る危険な海路をとらざるを得なかったし、ニューヨークからサンフランシスコまで12,000kmの距離がパナマ運河を通過するよりさらに加算されることになってしまう。このため北アメリカと南アメリカをつなぐ地峡に運河建設が熱望された。

スエズ運河建設で英雄となったフランス人レセプスはパナマ運河会社を起し、株を公募して運河建設を開始した。レセプスはスエズ運河と同様水平開削運河（海面運河）を試みたが、工事は難航し、この構想は失敗しただけでなく、黄熱病やマラリアによる多数の犠牲者などのため会社は倒産し、アメリカが工事を引き継いだ。しかしパナマの領土を所有するコロンビアの議会はアメリカとの間で10年間パナマ地峡を租借しようとする条約に批准を同意しなかったため、これを機にパナマはアメリカの支援をうけてコロンビア支配から脱却し独立した。アメリカはパナマと契約を取り交わし、運河の両岸8kmずつ16kmの借地権とパナマ運河の使用権を得ることとなった。その後パナマのトリホス将軍はアメリカのカーター大統領との交渉の結果1999年12月31日にパナマ運河はパナマに返還され、運河両岸のパナマ運河地帯も完全にパナマ領となった。

現在パナマ共和国は人口約230万人でその国土面積は7万7000km²、首都はパナマ・シティである。

2. パナマ運河

パナマ運河は閘門タイプの運河で長さ約 80km、大西洋と太平洋を結ぶパナマ地峡としてアメリカ大陸の中で最も狭い地点に建設されている(図-1 参照)。パナマ運河は公式には 1914 年の 8 月 15 日に国際貿易のために開通されたが、それ以後この運河を 85 万隻以上の船舶が通過している。

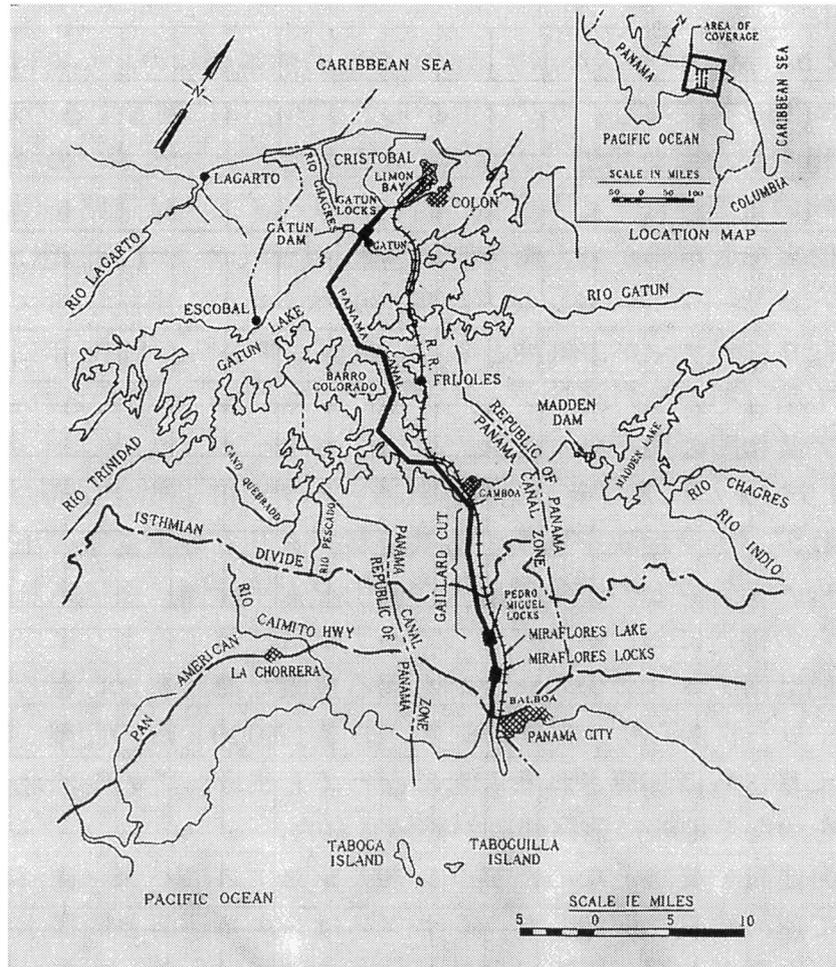


図-1 パナマ運河およびその周辺の概略図
(Don C. Banks et. Al. 1975)

運河は3セットの閘門より構成され、各閘門は2本の航路を持ちガトン湖まで、海水面より水を利用して高さ 26m の高さまで船舶を持ち上げる構造になっている(図-2 参照)。そしてコルディーラ山系の大分水界を越えて反対側の海水面まで船舶を下ろすことができる。この運河には船舶を昇降させる装置である閘門があるが、この閘門内に船舶を入れるために必要な水はガトン湖より得られる。また鉄の扉で仕切られた閘門内の水は下に重力で排水される。だいたい 20 万 m^3 のガトン湖からの真水が各閘門内で船舶を昇降させるために用いられ、

最終的には海に流される。またチャンバーを仕切る扉の大きさは高さ 25m、重さ 730 トンもある。扉はパナマ運河の閘門で 40 対もあり、これらすべてはパナマ運河建設時のものである。扉は 10 年から 15 年で修理がなされている。

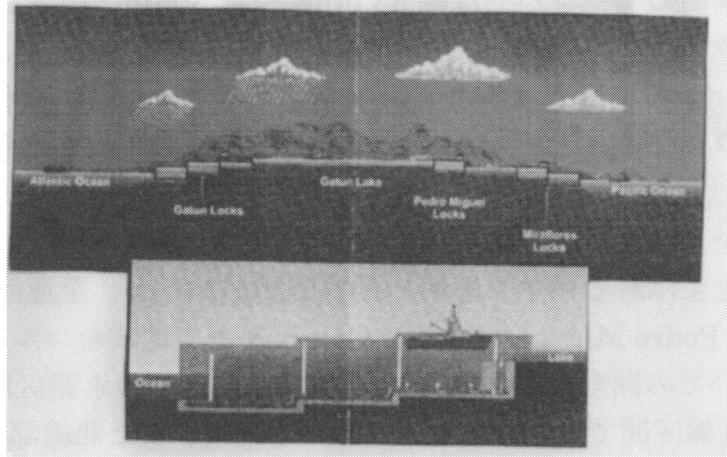


図-2 パナマ運河閘門配置とその構造(ACPパンフレットより)

各閘門には最上部のチャンバーの中央にコントロール室があり、そこで水の出し入れの操作が行われる。(図-3)。

パナマ運河を通過するとき各船舶は運河の大部分のところは独自で航行することはできない。閘門を通過するときはミューズとよばれる電気機関車の助けが必要である(写真-1)。

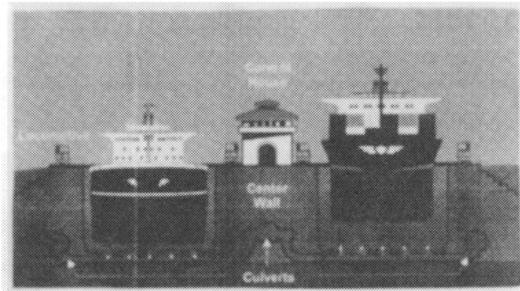


図-3 パナマ運河閘門断面図(ACPパンフレットより)

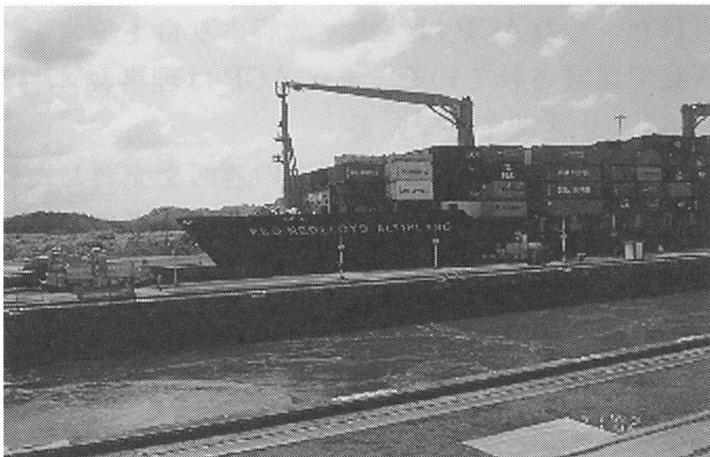


写真-1 ペドロミゲルの閘門を通過中のコンテナ船

この機関車はロープを使用して船舶を牽引し、一対の機関車が閘門内にある船舶をちゃんとその航行を保ちながらレールの上を走るが、船舶の大きさによっては 4 台から 8 台の機関車の助けを借りることもある。

このようにパナマ運河は船舶の航行には多くの作業が必要となり、また多量の水も必要で、通過できる船舶の数にもおのずから制限が出てくる。また閘門というネックを持つパナマ運河を通過できる船の大きさには当然のことながら制限がある。閘門のチャンバーは幅 33.5m、長さ 305m、深さ 26m であるため船の最大の大きさは長さ 294m、幅 32m、喫水の深さ 12m であり、船の建造当初よりパナマ運河を通過することが予測されるときはこの規模の船に建造され、パナマックス型の船と呼ばれている。船は箱型の不安定な船型のものである。

パナマ運河を通過するときの問題点は長さ 12.6 km のゲイラードあるいはクレブラカットとよばれるパナマ運河の最狭区間があるが、全運河水路長の 15% を占めている。Pedro Miguel 閘門から Gamboa まで地峡をコルディーラ山系の分水界をまたいでの開削区間が続いているが、最近この水路区間での拡幅工事が実施され、直線区間では 152m から 192m の幅に、また曲線部では 222m までに拡幅されパナマックス型船舶が支障なくすれ違い航行することが可能となりパナマの通過時間を短縮する一方、より安全に運河の通過容量を増加することが可能になった。

1914 年パナマ運河開通当初はクレブラカットの航行水路幅は 91m 程度でその当時この運河を最初に通過したとされるパナマ鉄道所属のアンコン号と呼ばれる蒸気船が大西洋から太平洋に貫けるとときにはクレブラの開削区間はやや狭い感じであった。その後航行水路は 152m までに拡幅されたが、パナマックス型の船舶が同時にすれ違うことは出来なかったため 2001 年末にさらなる拡幅工事により現在に至っていることになる。

パナマ運河は 1999 年 12 月 31 日の正午をもってパナマ共和国がすべての管理と操作および維持に対し責任を負うことになった。1997 年 6 月 11 日に制定された法律 19 によって Panama Canal Authority (ACP、パナマ運河公社) にパナマ運河に関するすべてが委ねられた。この ACP はパナマ政府より自主運営を任された公社で独自の規則と理事会で運営されている。また ACP は理事長、副理事長の他に 11 人の理事メンバーにより運営されている。

現在パナマ運河は国家に所属し、これを管理する ACP はこの運河を売買したり、譲渡したり、抵当に入れたりすることは出来ず、パナマ運河の海事や国際貿易が平和で支障がないような条件を維持するための役割を果たすだけである。

3. パナマ運河開削に伴う地すべり

パナマ運河開削で地すべりに悩まされた話はあまり知られていないと思う。

2 つの海をパナマ地峡に運河で結ぼうとする考えは長年の夢であった。レセップスによってスエズ運河が成功しこの夢は現実に向かって前進していった。ス

エズ運河成功の余勢をかったレセップスは、さらにパナマ運河建設を計画した。1882年まで調査が実施され1884年には開削が開始されたが、そのころより地すべりが開削に重要な問題として持ち上がってきている。この地すべりの問題は第一フランス・パナマ会社が工事に伴う公衆衛生および財政上の問題より大きく、ついに1895年まで運河建設を断念する大きな要因の一つになった。

水平開削運河よりもさらに現実的な閘門式運河に計画変更し、第二フランス・パナマ会社が再び建設に乗り出した。閘門式にすることにより掘削量が減少し、開削地域の排水が容易になった。第二パナマ会社によって1903年まで著しい量の掘削が行われた。その後資金をめぐるスキャンダルや工事が難航するなどしたため、1903年パナマ運河は第二パナマ会社よりアメリカが運河にかかわる権利を買収し運河建設を推進することになった。アメリカによってなされたことは有能な技術者の指揮のもとに掘削や排水処理に最新の考えを導入する一方、マラリアや黄熱病を運ぶ蚊の徹底的な駆除を行うことによって難工事を突破して1914年遂に運河は完成することとなった。

4. クレブラカットと地すべり

パナマ運河での一番の難工事はクレブラカットの延長約16km区間である。クレブラ（「蛇のような」の意味）山地は標高195mのゴールドヒルを最高点とする運河掘削地域であるが、平均標高で70m程度（クレブラの丘、標高103m）である。このゴールドヒルはクレブラカットの東に位置する丘であり、この丘はパナマ運河会社の最大の資産の一つとされていた。というのはこの丘に金が埋蔵されており、その金だけで運河の総建設経費以上がまかなえるとしてパリで発行された会社の設立趣意書に記載されているところである。掘削によって地すべりを誘発した東クレブラ地すべり地では掘削深度が原地盤線より100～200mが必要となった。このクレブラカットはフランス人が最大の努力を払って敗北した地区である。この区間でアメリカが掘削した土量は7600万 m^3 という膨大な土量であり、このうち25%の1900万 m^3 は地すべり土塊からのものである。

クレブラカットの工事期間中（1904～1914年）総数64ヶ所の地すべりが発生した。クレブラ山地を開削するに当たり、技術者は総掘削量を最小限にするために掘削法面を一割に計画していた。レセップスやフランス人の技術者はギリシャのコリント運河のように垂直な掘削法面を考えた人もいたが、この予想はあまりにも楽観的であった。1:00の法面はあまりにも急斜面で降雨があるとしばしば地すべりを発生させた。図-4にクレブラカットの代表断面図を示したが、地すべりが発生した斜面の対策として安定勾配は最終的には4割程度の非常にゆるい斜面になった。このため図-4に示すように運河の兩岸の法面肩間の水平距離は約550mになり掘削土量も必然的に膨大なものとなったことになる。

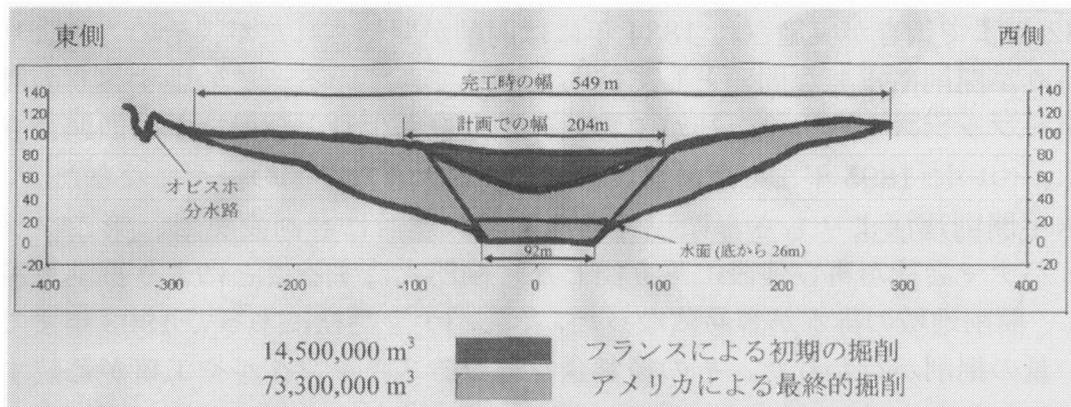


図-4 クレブラカット 掘削断面

クレブラ山地の地質は非常に複雑で、漸新世（3000 万年前）に堆積した堆積岩と玄武岩など 5 種の火山岩類より構成されている。風化した頁岩を主体とする上にゴールドヒルにみられるように硬質の玄武岩などが載るキャップロック型の地質構造をしている地域でもある。

クレブラカット区間で発生した地すべりを大別すると二つのタイプに分類できる。掘削で最も大きなトラブルを起した地層はクカラチャ（ゴキブリの意味）層で砂岩とシルト岩の薄層を挟む、モンモリロナイトを含む頁岩である。含水比は 10～20%と低いが、地表より 12～15mまではかなり風化している。この上層の粘土化した頁岩や風化頁岩は掘削中地表面にも平行したすべり面に沿って地すべりを発生させ、地すべり土塊は水を含み泥流状に流れ出した。このようなタイプの地すべりは雨季に多く発生し、柔らかい多孔質の表層が下層の岩盤斜面上をすべり落ちるもので、移動土層は粘土質でシャベルを打込んだら最後、再び引き抜くのは非常に大変な青色粘土層で、その崩土の排除は非常に苦労したといわれている。日本では新潟の第三紀層によくみられる風化岩や粘性土層の地すべりといえる。

第 2 のタイプの地すべりは掘削が相当深く進んだときに起こった。規模も大きく、第 1 のタイプの地すべりよりももっと厄介なものだった。1911 年以後掘削が深くなるに従って発生するようになった未風化岩内に生じた地すべりによって何ヶ月、あるいは何年分の作業がまったく台無しになることがあった。これらの地すべりはラス・カスケーダス、ラ・ピタ、エンパイア、リリオ、東クレブラなどで発生し、全部で 22 回発生した。

図-5 は東クレブラの地すべりの断面である。1913 年 1 月には運河中心部で原地盤より 85mの深度にまで掘削が進行したが、1913 年 3 月に運河中心より約 390m離れた運河東斜面に亀裂が発見されるなど変状が認められたため、1913

年から 1914 年にかけて斜面上部の排土が実施された。しかし地すべりは安定化せず、その後の地すべりととの悪戦苦闘の一例を図-5 に見ることができる。

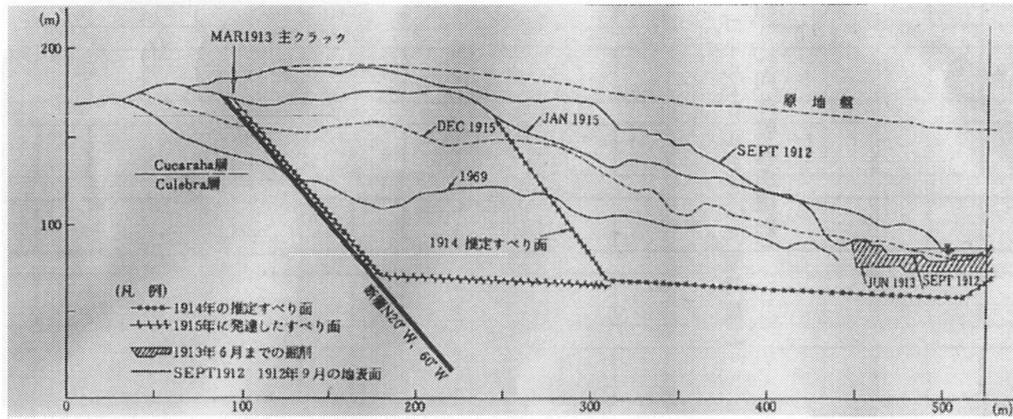


図-5 東クレブラ地すべりにおけるすべり面と掘削との関係(R. Lutton, 1975)

運河の掘削予定断面が地すべりで埋められると、この崩土を排土するとともに地すべり斜面の勾配と安定勾配に近づけるための平坦化の排土工が実施されており、現在に至っている。東クレブラ地すべりは 1914 年に運河水路に突入以来、現在も地すべり活動をしており、しかもこの運動は 1914 年の地すべりのすべり面と同じすべり面に沿っている。1915 年 8 月には東クレブラと西クレブラの両地すべりが活動し、水深 12m の水路より運河の底面が水面上に隆起したが、その後 30 年間地すべりの活動とこれに伴う運河の浚渫が続いている(写真-2)。



写真-2 東クレブラ 地すべりの全景

同様なタイプの地すべりが東クレブラ地すべりに隣接するゴールドヒル(写真-3)、パナマシティ側のクカラチャ地すべり(写真-4)でも発生し、また 1907 年 10 月 4 日に連日の豪雨の中で第 1 のタイプの地すべりが発生したが、1910 年に基盤岩地すべりが発生した。この地すべりはその後も安定することなく 1911 年には運河断面まで岩や泥が流れ込み、また運河底が隆起

写真-3 ゴールドヒルとその斜面对策工
(向井啓司氏撮影)

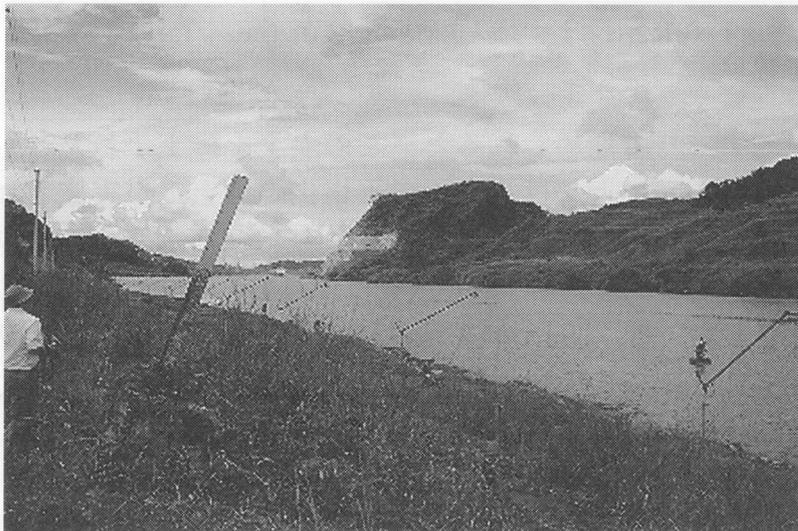


写真-4 クカラチャ地すべりとゴールドヒル
(向井啓司氏撮影)

したため、これを取り除くのに3ヶ月を費やした。そして1912年には年の3分1以上運河基底部の隆起部を取り除くのにかった。地すべりの活発なときは掘削機が土砂を取り除いても機械の位置はいつも同じ高さに停止していたといわれる。すなわち掘削しても掘削しても地すべりの末端隆起部は成長したものであるし、地すべりの斜面上部は沈下したことになる。

これら第2のタイプの地すべりは乾季に発生し、第1のタイプと発生メカニズムはまったく異なるものと考えられる。掘削前より対岸の抵抗力と釣り合っていた地盤内応力が掘削により水平と垂直応力の比が限界値に達し、局部的な受働破壊を起こし、この破壊は水平方向への頁岩の膨張を促進させ、層理面に沿って水平なすべり面が徐々に斜面内部に発達したものである。このすべり面に沿ったせん断強さも次第に残留強度に低下し、ついにすべり面の水平変位に対する抵抗力が潜在すべり土塊内の主働土圧に等しくなったとき地すべり運動に発展したものである。

1911年に発生した巨大でやっかいなクカラチャの地すべりは当時の運河建設の総責任者ジョージ・ワシントン・ゲーサルス中佐に、活動して運動を停止せず、また運河の基底部を掘削してもすぐ埋めてしまう地すべりに向かって「ちくしょう、もう一度掘り返すんだ」といわせた。当時の地すべり対策は移動してきた土砂を排除し、移動土塊を安定化させるまでの平坦化工事と表面排水処理であったことが伺える。これは今の我々の地すべり対策工事のやり方とは全く異なり、必ずしも正しい地すべり対策とは思われない。フラタリング(平坦化)をすることによって必ずしも斜面の安定率は向上しないし、またゲーサルスも後にわかったことだが地すべり地に降雨による表流水の流入を防止するために運河に平行に地すべり斜面の上部に建設された分水路が地すべり地への水の供給源になり地すべり誘発の原因になっている。しかし当初はゲーサルスはフランス人が掘削した運河掘削地に平行に建設された水路を拡幅した。流域より運河に流入する小河川が掘削地域に入らないように運河の東側にはオビスポ分水路(最小幅15m、長さ8.8m)と西側にはカマチョ分水路が建設された。

クレブラカットは運河「最大の驚異」といわれた。地すべりにより運河の底が不思議に盛り上がるのを見て多くの人々が心を奪われたといわれている。乾季には観光客が数百人から数千人訪れて丘の上の望覧台よりクレブラカットの掘削工事現場を見学したといわれといる。パナマ運河建設で重大な工事であり、より多くの経費が投入された運河両端の閘門やダムよりも人の関心をクレブラカットは引いたことになる。またパナマ運河開削には多量のダイナマイトが使用された。それまでどの国が戦争に消費したよりも多量の爆薬エネルギーを使用したとのことである。クレブラカットを見学した人々は山々に響き渡るダイナマイトの爆裂音に恐怖しながら壮大なクレブラカットの大土工工事現場の光景に見入っていたと思われる。

このクレブラカットはこの掘削を担当して運河完成を見ずして死亡したアメリカ陸軍工兵隊のゲイラード少佐の名をとってゲイラードカットと命名され、現在カンボアからペドロ・ミゲル閘門の間の区間をクレブラカットあるいはゲイラードカットといわれている。ゲイラードはウエストポイントの陸軍士官学校を卒業し、陸軍工兵隊に入り、パナマ運河建設ではゲーサルス中佐の下で働いていた。クレブラは地獄谷ともいわれた。クレブラカットの気温は38℃以下に下がることはなく、時には50℃～55℃に上昇することもあった。このような高温・多湿の中での工事は想像を絶する環境であったことは容易に考えられる。

ところで東クカラチャ地すべりは運河開通後1986年10月13日に再度大地すべりを発生し、もう少しで運河を閉塞するまでになった。ゴールドヒルの後方斜面に堆積した玄武岩の岩屑が120m移動し、クカラチャ地すべりの上に乗ったため、この玄武岩岩屑の载荷によりクカラチャ地すべりは活動を開始した。

約 30 万 m^3 の玄武岩岩屑がゴールドヒルより供給され、この載荷重によって押し出させた地すべり土塊はその量にして約 40 万 m^3 が水路に入った。その後 1985 年にはゴールドヒルの安定化工事が実施された。この工事ではゴールドヒルから崩れ落ちてきた玄武岩岩屑を含めてクカラチャ地すべり頭部で約 120 万 m^3 の排土工がまた地すべり地の表面排水路工とゴールドヒルの頭部排土(標高 195m から 177m までの排土)と雨水浸透防止工として当時、消石灰による応急表面被覆工がなされ、また最近ではアスファルトの被覆工や、運河側の急な切取り斜面ではアンカー工が実施されている。

5. 地すべり監視体制

図-6 の西クレブラ地すべりの例に示されるように、地質構造の複雑なクレブラカットの地表面移動観測を実施するためにすべての不安定地区に観測点が置かれている。

過去に地すべり活動のあった地域の滑落崖の背後地斜面や移動土塊上に観測点は置かれている。これらの移動観測点は EDM (Electro-Optical Distance Measurement) と呼ばれ、光波による測距が行われている。通常雨期 (パナマでは 4 月から 12 月) に毎月 1 回測定される。しかしながら斜面が明らかに不安定になっているところは、より頻繁に観測が行われる。現在のクレブラカットは 25 の監視区域に区分され、278 の観測点が設置されている。各観測点は観測用プリズムを据えるための直径 63mm の垂鉛びきプレートが頭部に設置された標柱が用いられている。地上 915mm の突出長とそれとほぼ同じ長さの根入れ長を持つ杭が地中にコンクリート基礎とともに埋設されている。

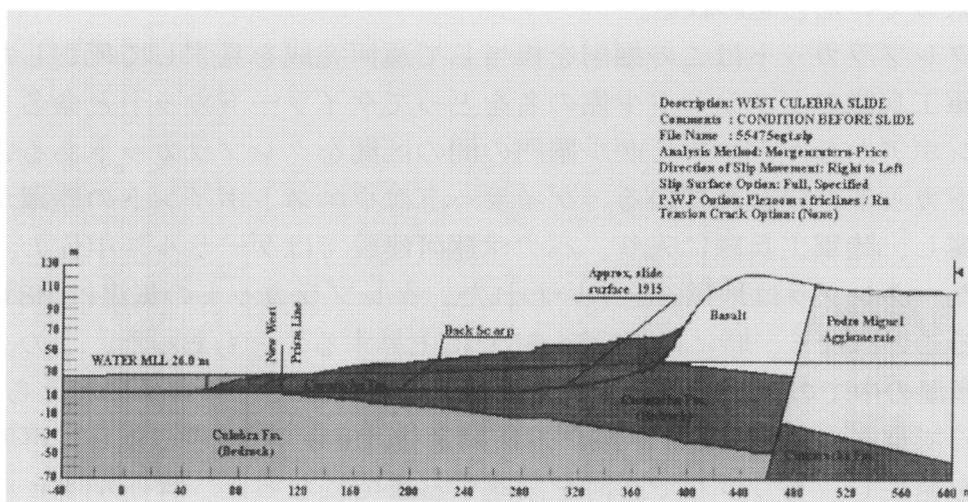


図-6 西クレブラ地すべり断面図

各 EDM は座標と標高が与えられ、これらの測定は安定している地域に設置してある基準点より測距儀で測定される。この基準点は EDM 測定点の運河対岸に設置されており、地盤条件により長さが 1220mm~1830mm と異なる長さの根入れされた直径 100mm の亜鉛びきプレートを持つ標柱である。これらの基準点は定期的に GPS によりその位置がチェックされている。

一群の EDM 点の一つの基準点より測定される(図-7 参照)各 EDM 点は水平変位ベクトルと鉛直変位が毎月計算され、これにより各監視区域での斜面変動状況が把握される。測機の測定誤差は 200~1000m の測定距離で 5mm 以下であるが、操作や気温、湿度、気圧などによって誤差は増大する可能性がある。これらの誤差を考慮すると約 30cm の誤差が見込まれる。EDM の測定結果は図-8 に示すように 4 つの表に出力される

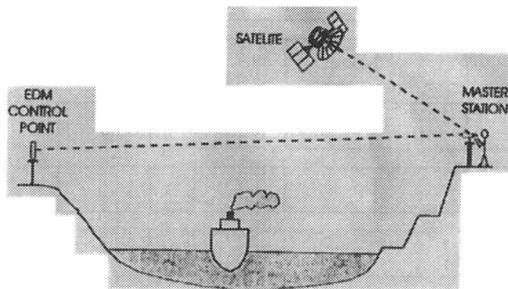


図-7 クレブラカットにおけるEDMによる地表変動監視法

EDM 測定値が一定の基準値を超えると地すべりの警戒サイン(Alert!!)が発せられる。この警戒基準は水平方向のベクトルの増加が 30mm/月を超えた場合や、合成水平方向ベクトルが 100mm になった場合である。この基準値は過去 20 年間の観測結果により設定されたものである。

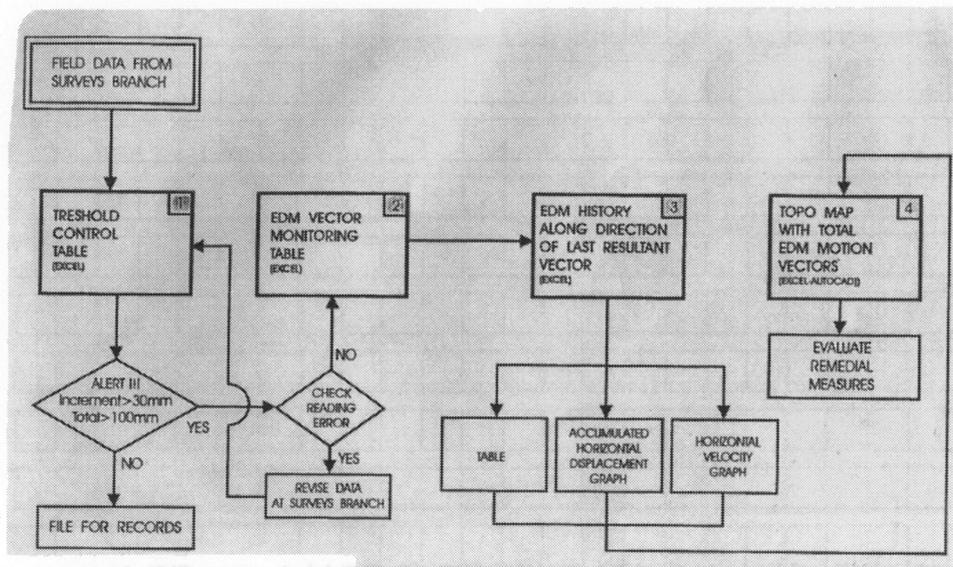


図-8 地表変動データ管理図

図-9 に EDMLIR89-5 観測点の移動ベクトルが示されているが、この観測点はクレブラカットの Lirio 地区のものである。また図-10 には Alert が発せられたある警戒地区の移動状況が示されている。これにより Alert の表示の出た観測点を持つ区域が地すべりを起す以前にこの潜在的に不安定になった地域と考え斜面安定工事の実施も可能となる。

ENGINEERING DIVISION GEOTECHNICAL BRANCH LANDSLIDE CONTROL PROGRAM - EDM VECTOR MONITORING TABLE Edm Name: IIR89-5									
READING DATE		HORIZ. MOV. ALONG CURR. RESULT. VECTOR				VERTICAL MOVEMENT			
Original	Current	Increment (mm)	Total (mm)	North Azimuth	SLIDE WARNING	Increment (mm)	Total Settl (mm)	Settl. Rate (mm/month)	
5/4/93	5/25/93	4	4	44.8		0	0	0	
5/25/93	7/26/93	72	77	61.0		-20	-20	-10	
7/26/93	8/11/93	-6	70	55.2		-10	-30	-19	
8/11/93	8/25/93	7	77	55.9		20	-10	43	
8/25/93	9/20/93	1	78	51.0		5	-5	6	
9/20/93	10/25/93	9	87	44.6		-19	-24	-16	
10/25/93	11/22/93	4	91	44.6		2	-22	2	
11/22/93	5/5/94	1	91	50.1		-7	-29	-1	
5/5/94	7/25/94	-1	90	54.3		-5	-34	-2	
7/25/94	8/26/94	6	96	49.8		-21	-55	-20	
8/26/94	10/6/94	21	115	41.5	ALERT !!!	-4	-59	-3	
10/6/94	11/1/94	186	296	25.4	ALERT !!!	0	-59	0	
11/1/94	11/21/94	20	316	28.8	ALERT !!!	19	-40	28	
11/21/94	12/12/94	-8	309	24.9	ALERT !!!	-2	-42	-3	
12/12/94	1/19/95	-7	302	26.2	ALERT !!!	2	-40	2	
1/19/95	2/22/95	20	321	28.2	ALERT !!!	-5	-45	-4	
2/22/95	5/30/95	0	321	27.0	ALERT !!!	8	-37	2	
5/30/95	7/17/95	-14	307	27.0	ALERT !!!	-2	-39	-1	
7/17/95	8/28/95	1	309	27.5	ALERT !!!	-8	-47	-6	

Note: Alert !!! occurs when the Horizontal Movement Along the Current Resultant Vector, has a monthly increment greater than 30mm or a Total Accumulated Value greater than 100 mm.

図-9 ゲイラードカットのLirio地区におけるEDMベクトル表(EDM LIR89-5地点)

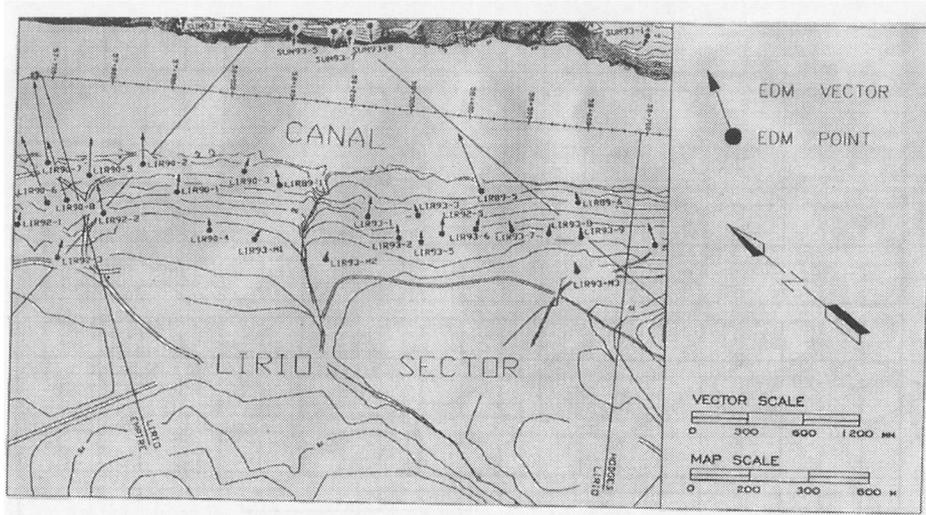


図-10 ゲイラードカット、Lirio 地区における地形図上に表示された EDM 運動ベクトル

EDM 観測により最近 Alert の発せられた地区は東クレブラ地すべり、西クレブラ地すべり、東クカラチャ地すべり、ホッジ地すべりであり、玄武岩体でパナマ運河沿いで最高標高地点ゴールドヒルも運河と反対方向に傾動していることが観測され、現在注意が払われている。

このように現在パナマ運河の約 13 km のクレブラカット地区はコンピュータ管理された地表移動観測システムが有効に機能していると考えられている。これによりクレブラカットの地すべりの動きを初期の段階で認識することが出来、運河沿いの地すべりがすべりを起す前に対応策を計画・実施できることになった。

パナマ運河沿いの地すべり地に対策についてパナマ運河委員会の地盤工学諮問委員である J. D. Duncan, N. R. Morgenstern, G. F. Sower, R. L. Schuster, W. F. Mareuson III, R. L. Wesson などアメリカやカナダの著名な斜面や地震関係の研究者が年 1 回程度の指導を行っているとのことである。

6. おわりに

2002 年 1 月 21 日～23 日に開催された第 3 回世界水フォーラム土砂会議「中南米地域会議」に出席する機会を得た。この会議はパナマ共和国のパナマシティで開催された。パナマは北アメリカと南アメリカをつなぐ陸の橋にあたる部分であり、このパナマ地峡に 1914 年パナマ運河が完成したが、この運河建設は大変な難工事で洪水、地すべり、黄熱病やマラリアなどによる多くの犠牲を伴った。

パナマシティ滞在中、旧市街のカスコ・ピエホ地区にあるパナマ運河博物館を訪れることができたが、丁度ここで青山士特別展が開催されており、新潟の大河津分水の建設を実施した若き時代の青山士に出会うことが出来たのは望外の感激であった。

パナマ運河建設に伴って地すべりが多発したというレポートは読んでいたが、実際に現地を訪れゴールドヒルから見下ろすクレブラ地すべりやクカラチャ地すべり、またこれらの地すべり地帯を大きく流れる運河とそこを通過する巨大なコンテナ船など長年の夢が叶えられた感動は一生忘れることができないものである。

日本経済にとってパナマ運河の重要性は年々増しており、運河を通過する日本船舶は常時全体の 3 分 1 ともいわれている。パナマ運河の一つの障害は地すべりであるが、今までの地すべり対策工が効率的に実施されたかという疑問が残るところである。将来技術協力の余知が十分あると考えられる地域であり、また第 2 パナマ建設に関しても地すべりの問題は非常に關心のあるところである。

最後になりましたが第3回水フォーラム土砂委員会に出席する機会を与えて下さった国土交通省砂防部や砂防地すべり技術センターの関係各位に心からお礼申し上げ、また第3回水フォーラムが成功裡に終わることを祈念しております。

第30回シンポジウム

大規模土工と地すべり

2002. 5. 10

主催 (社)日本地すべり学会新潟支部
共催 地盤工学会北陸支部
後援 新潟県
新潟県地質調査業協会
地すべり対策技術協会新潟支部

シンポジウムの目的

近年、公共事業の縮減の大きな波が広がってきています。新潟県内でも多くの公共事業が行なわれ、社会資本整備が図られてきました。公共事業のなかでも、ダム・道路工事等は大規模な土工を伴うことがおおく、しばしば、地すべりなどの斜面災害を引き起こすことがありました。現場技術者の努力により、これらの問題を克服し工事を完成してきたことも少なからずあります。

そのような現場の貴重な経験と技術を何とか取りまとめ、後世に伝えることが大きな課題になってきています。今回のシンポジウムはそのような機会の始まりとなればよいのではないかと考えております。

過去の経験にまなび、過去の失敗を繰り返さないこと、さらに新しい時代に生かすことが、いま求められている、経費縮減の第一歩になるのではないのでしょうか。

文責 事務

目 次

1	上信越自動車道建設工事に伴う大規模土工と地質的問題点 —主として新井PA～上越JCT間のノリ面安定化対策—	P 1
	日本道路公団北陸支社 株式会社中部日本鉱業研究所 鹿島建設株式会社 株式会社地盤解析研究所	田川 義弘 野崎 保 松林 健朗 大森 晃治
2	大河津分水路と地すべり	P 23
	国土交通省 信濃川工事事務所 株式会社 キタック	五十嵐 晃 伊藤 哲雄
3	大河津右岸地すべり	P 31
	新潟県 土木部砂防課	小野田 勲
4	大谷ダム建設工事と地すべり対策	P 39
	新潟県 土木部河川整備課	関 秀明

上信越自動車道建設工事に伴う大規模土工と地質的問題点

—主として新井PA～上越JCTのノリ面安定化対策—

田川 義弘 (日本道路公団北陸支部)

野崎 保 (株式会社中部日本鉱業研究所)

松林 健朗 (鹿島建設株式会社)

大森 晃治 (株式会社地盤解析研究所)

1. はじめに

上信越自動車道は群馬県藤岡市を基点とし、長野県北部を通過して北上し、新潟県上越市に至るルートである。ここに取り上げるのは、北端の約13km区間であり、高田平野西端の山裾を縫う形で通過している。地質構造上は難波山背斜の東翼にあたり、大局的に流れ盤構造であって、かつ地すべり多発地帯を横断する形となる。このため、新旧多くの地すべり斜面に遭遇し、その安定化対策が主要な問題点となった。さらに、大規模掘削に伴う

応力解放と考えられる特殊な現象など、これまでに経験したことのない問題に直面した。しかし、工期の大きな遅れもなく、上信越自動車道は本区間の供用開始によって平成11年10月30日に全線が開通した。本区間は斜面安定上の問題点を多く抱えていることから、管理上の問題もあり、施工中の調査記録をもとに全体の地質および地質構造を再解析し、工事中に発生した問題点と共に整理し記録されている。本紙はその記録概要をまとめると共に、工事中に発生した2つの特異な現象について発生経緯、地質的背景および対策等について紹介するものである。

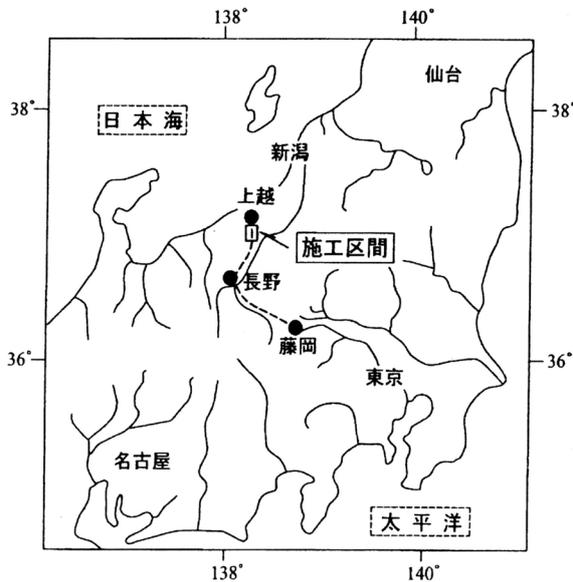
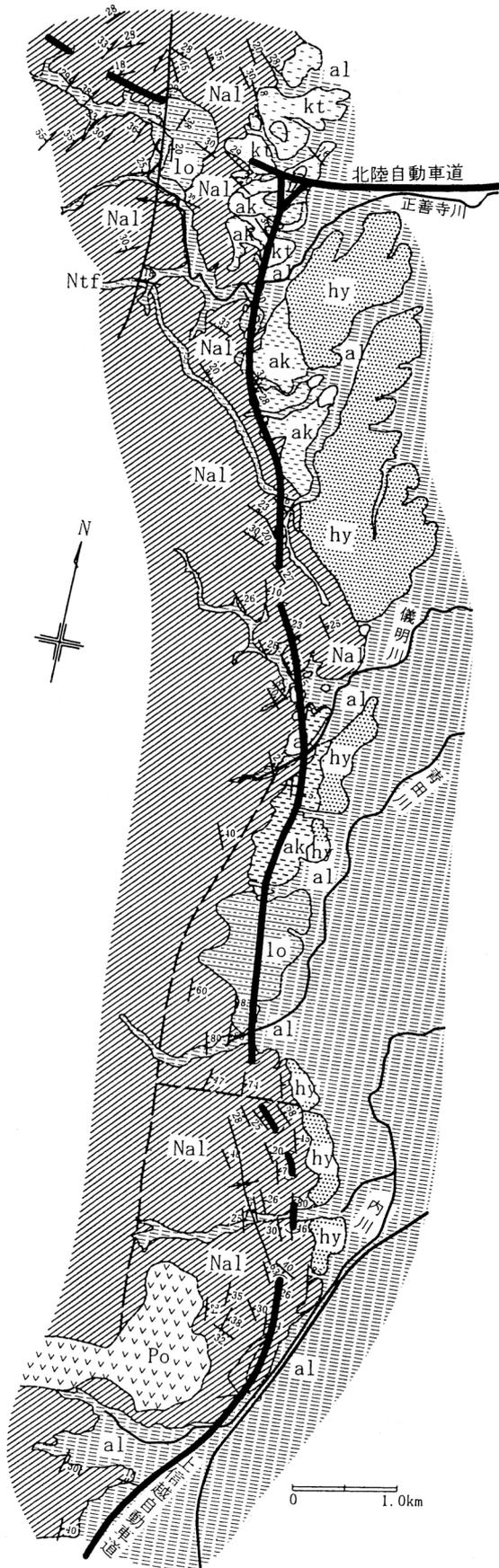


図-1 施工区間位置図

2. 地形地質概要

上信越自動車道の上越ジャンクションから南へ約13kmの区間は、南葉山山地～西頸城丘陵の山地部と高田平野との境界付近を南北方向に走っている。山地の基盤は主に新第三紀中新世の堆積岩類であり、平野との境界部には第四紀更新世の堆積物からなる台地が発達している。

図-2, 3は上信越自動車道の第一期線工事および北陸自動車道の第二期線工事に伴う調査・施工資料を基に作成した地質図である。地質区分は5万分の1地質図幅「高田西部」を参考とした。しかし、新第三紀層はさほど問題となるような地質工学的岩相変化は見られないことから能生谷層として一括した。また、本工事に伴う調査によって地質学的新知



見も得られており、新しい発見や確認部分は修正したが、十分に確認できなかった点については既往の解釈にしたがった。

山地を構成する能生谷層は(施工当時は「春日山層」のフィールドネームが用いられた)、一般に泥岩優勢の砂岩泥岩互層(Nal)であり、一部に凝灰岩層(Ntf)を挟有している。この地域では、山地を南北方向に走る大規模な背斜構造があり、背斜軸はちょうど北陸自動車道春日山トンネルの西坑口付近を横断している(図-2参照)。上信越自動車道はこの背斜構造の東翼にあり、地層は概ねNNW~NS走向で20°~30°の角度で東方に傾斜している。このため本ルート沿いは平野側への流れ盤構造となっており、新旧多くの地すべり斜面を横断することになった。ただし、青田川付近より南部ではやや複雑な褶曲構造をなしており、大規模な破碎帯(Cz)も確認されている。

台地部は山麓に沿って南北方向に帯状に発達し、更新世前期の居多層(kt)、中~後期の愛の風層(ak)および平山層(hy)が分布している。いずれも陸成の堆積物であり、粘土~シルトを主体とする地層であるが、砂層を挟有しところどころ砂礫層の優勢な部分も見られる。なお、「高田西部」図幅では北部に分布する居多層とその西側に隣接する能生谷層との境界には「愛の風断層」が推定されている。しかし、春日山トンネルの掘削結果では居多層

凡 例

地質時代	地層名	記号	層相	
第四紀	完新世	沖積層	al	粘土~シルト・砂・砂礫
		平山層	hy	粘土~シルト・砂・砂礫
	更新世	旧期地すべり崩土	lo	主に泥岩塊・砂岩塊
		愛の風層	ak	シルト・砂・砂礫
		居多層	kt	砂を挟有するシルト層
新第三紀	中新世	貫入岩	Po	閃緑ヒン岩
		能生谷層	Nal Ntf	泥岩・砂岩泥岩互層 軽石凝灰岩

図-2 地質概要図

は能生谷層にアバットする形でこれを不整合に覆っていることが確認されている。また、青田川の北部地域一帯や正善寺川南方の切土斜面では、愛の風層堆積期と思われる大規模な岩盤地すべり崩土が確認されている。

3. 工事の概要

新井PA～上越JCT（13km）の道路諸元および経緯は以下の通りである。

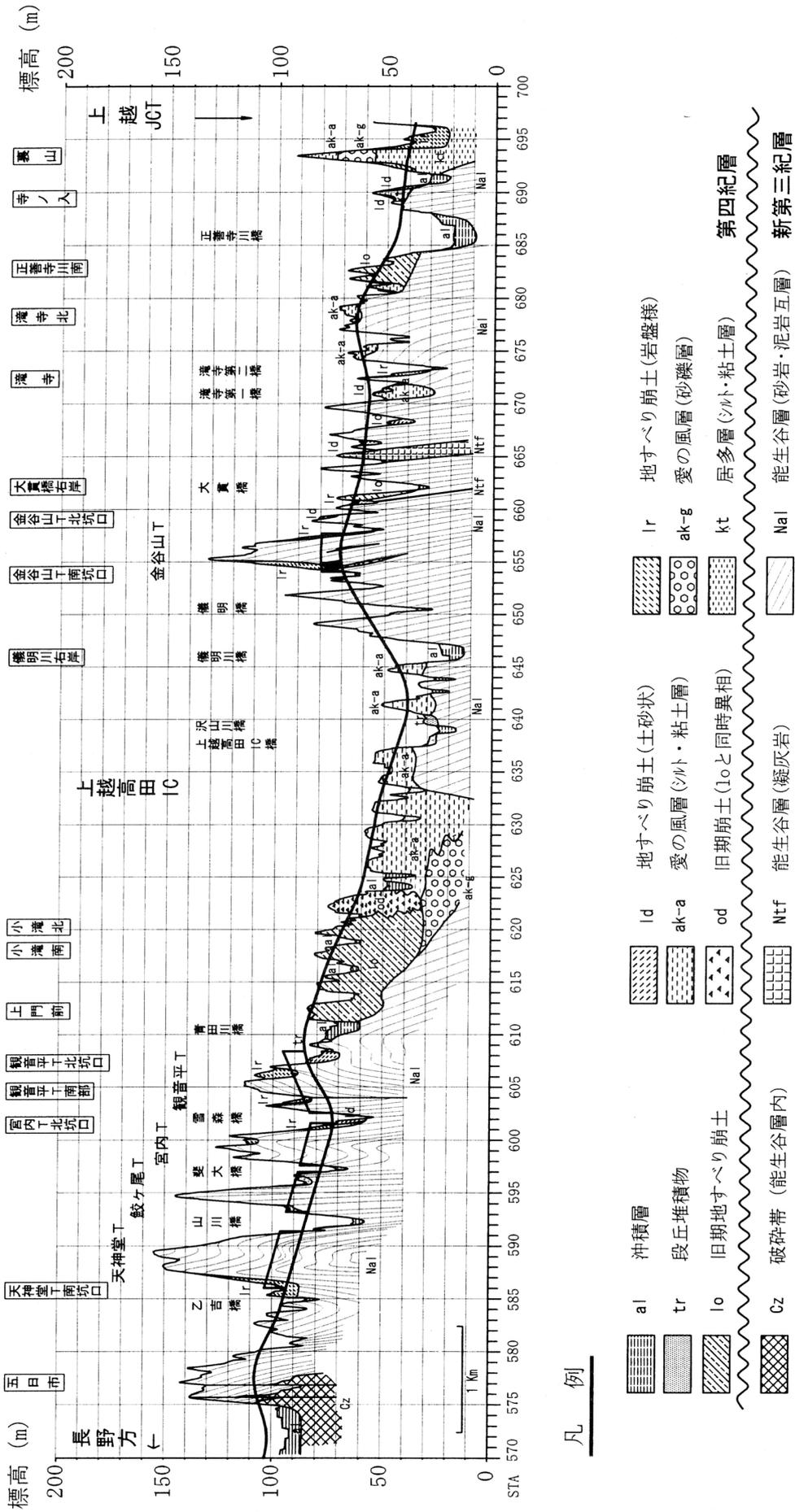
- ・トンネル：5坑，総延長2,2km（外見的には3坑2.4km）
- ・橋梁：14橋，総延長1,4km
- ・盛土：4段以上5箇所，3段以上14箇所，総延長4.0km，盛土量285万m³
- ・切土：3段以上27箇所，総延長5.4km，切土量339万m³

表－1 新井PA～上越JCT間の開通までの工程

平成2年度	平成3年度	平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度	平成9年度	平成10年度	平成11年度
11月 施行命令（中郷～上越）	6月 中心杭打設		3月 用地買収		7月 工事発注				10月 開通
		地すべり検討委員会					工事期間		
		土質・地質調査					地すべり検討委員会		

当該区間の工程概要は表－1の通りであり、結果として大幅な遅れもなく完成を見た。しかし、当該区間のうち南端の五日市地区では最大6段の切土となっているが、特異な地質現象に遭遇し、工事中にも法面の変状や小崩壊が発生するなどの問題が生じた。上越ジャンクションに隣接する裏山および寺ノ入地区においても切土に起因する盤ぶくれ現象や斜面崩壊が発生した。宮内トンネルの北坑口付近でも想定以上の岩盤地すべりによって大規模な切土や抑止杭工等の対策を余儀なくされた。また、正善寺川左岸では軟弱地盤上の盛土が大きく変状し、その安定化対策にも時間を費やすこととなった。さらに、図－3に示すように、本区間は多くの地すべり斜面上を通過しており、その対応策も多様なものとなった。

このように本区間では地すべり対策に多くの時間と経費を費やす結果となった。しかし、北陸自動車道での経験や事前調査によって多くの場合は概ね成功裡に終わったとあって良い状況である。たとえば、観音平トンネル北坑口付近は地すべり斜面を横断しているが、人工地盤の形成によって押え盛土体を造成し、その中をトンネルで通過する「ソイルセメント・トンネル工法」によって成功を収めている。金谷山トンネル北坑口付近では掘削開始直後に古い移動岩盤が発見されたが、長尺の鉄筋による垂直縫い地工法によって対応している。この他、事前の調査結果に基づいて、抑止杭工やアンカー工によって安定化が図られた箇所もある。供用開始数ヶ月後に局所的な盛土法面の崩壊や想定外の箇所に地すべ



※ 上段の地名は何らかの地すべり対策あるいは斜面変動対策が施された箇所を示す。

図-3 上信越自動車道 新井PA～上越JCT間 地質縦断面図

りが発生したこともあったが、規模は小さく通行止めに至る程の大きな問題は発生していない。

4. 法面の工事および管理状況

上記のように、本区間は地すべり多発地帯を横断していることから多くの対策工が施されており、その概要を表-2に示した。特に、切土斜面に関しては、事前調査による地すべりの有無に関わらずその安定化対策には多くの配慮がなされている。

表-2 上信越自動車道（新井PA～上越JCT間）で実施した地すべり対策の概要

のり面管理番号	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
切土段数	6	3	3	2	3	1	11	低土被		7	6	6	5	4	6	6	5		
盛土段数						3	4	偏圧	4									2	
タイプ	1			3		3	1	3	3	1	1	3	2	4	4	4	4	3	
検討委員会							H4		H4										
							H5		H5										
	H8			H8				H8	H8										
											H9								
											H12	H12							
鉄筋補強土	○	○	○	○	○		○						○		○	○	○		
水抜き工	○						○		○	○	○	○	○						
抑止杭							○			○	○								
集水井									○										
アンカー工							○					○							
押え盛土							○		○									○	
工事中崩落	○						○			○	○		○						
工事名及び区間	五日市トンネル工事							観音平トンネル工事			金谷工事			上越南IC工事					
特記事項	大規模C							坑 トン 坑 口 ネル 口			坑 口								
のり面管理番号	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36		
切土段数		7		6	4	5	3	4	構造 変更	3	3	5	3	6	4	7	6		
盛土段数	6		6																
タイプ	3	3	3	4		3		3	3	3	3	4	3	1	1	1	3		
検討委員会	H4	H4							H4										
		H5																	
	H8																		
														H9			H9	H9	
																	H10	H10	
													H12				H12	H12	
鉄筋補強土	○	○		○	○	○		○		○	○	○	○	○	○	○	○	○	
水抜き工		○	○	○		○		○	○		○	○	○	○	○	○	○	○	
抑止杭		○															○		
集水井																	○		
アンカー工		○																	
押え盛土	○																		
工事中崩落															○	○	○		
工事名及び区間	上越南IC工事			金谷工事						上越JCT工事									
特記事項	坑 口									大規模C									

のり面抽出条件: 3段以上の切土のり面と現地踏査および地質調査結果から地すべりに対する注意が必要と考えられる箇所

タイプ1: 過去及び建設中に崩壊等が発生した切土のり面で動態観測施工
 タイプ2: 過去及び建設中に崩壊等が発生した切土のり面で動態観測なし施工
 タイプ3: 1. 2以外で動態観測施工したのり面
 タイプ4: 1～3以外の5段以上の切土のり面

地すべり斜面や施工中に何らかの問題が生じた法面や規模の大きな法面については、法面台帳を作成し、管理上の資料としている。さらに、供用開始後に九州産業大学の奥園誠之教授を座長とする法面の安定に関する検討会が組織された。本検討会では地すべり対策の効果を検証するとともに、供用後に小崩壊を起こした箇所の原因究明と類似箇所での対策の必要性和対策法、既往対策箇所に変状がある場合の追加対策の有無・管理手法、新規対策箇所等が検討され、その助言に基づいた追加対策や処置を行っている。

5. 施工後の地質解析結果と問題点の整理

5.1 地質学上の発見および問題点

本区間は地すべり多発地帯という問題点を抱えていることから、供用開始後の法面管理の目的で調査時から施工終了時までのあらゆる資料に基づいて地質の再解析と問題点の整理をおこなった。図-3はその概要を示したものであり、様々な地質的問題点や新しく発見された地質現象がある。以下に主な問題点を整理しておくが、紙面の都合もあり、ここでは概要を整理しておくにとどめる。

1) 愛の風層相当の旧期地すべり崩土

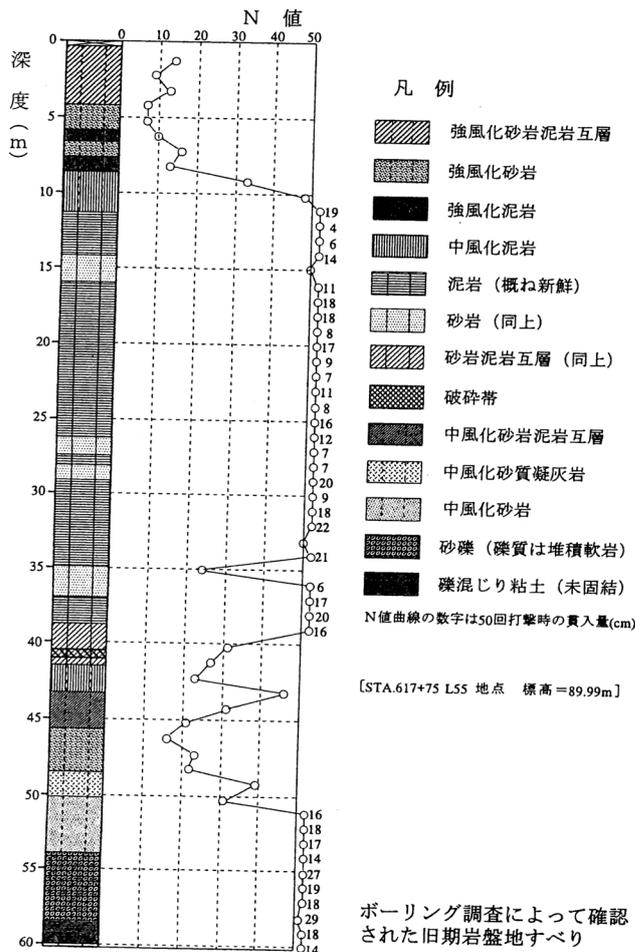


図-4 旧期地すべり崩土のボーリング柱状図

2) 居多層と愛の風層

上越ジャンクション付近のボーリング調査および開削工事によって詳細な地質状況が明らかになった(図-17, 18参照)。下位に砂の薄層を挟有するシルト・粘土層があり、これを砂礫層を主体とする地層が被っている。上位層の基底は多少の削り込みが見られ、両者は非整合関係にある。このような状況と既往資料の記載内容から下位の地層を居多層(kt)、上位の地層を愛の風層(ak)とした。

本層(1o)は青田川左岸の上門前から小滝付近にかけて広く分布し、多くは岩盤様を呈する。愛の風層上部層のシルト層(ak-a)とは旧期崩土(od)(泥岩片を含む土砂状の堆積物)を挟んで側方への変化が見られ、同時異相と考えられる(図-3参照)。また、図-4に示したように、STA617+75地点付近で実施したボーリング調査では、岩盤様地すべり崩土の下位に砂礫層を確認している。同様の砂礫層はSTA625付近のボーリング調査孔でも確認されており、愛の風層下部層の砂礫層(ak-g)に相当するものと考えられる。この他、正善寺川の南方地域でも原地形を残さない古い岩盤様地すべり崩土(1o)が確認されており、炭化した植物片を多く含むシルト層(愛の風層)によって被われている。その他の岩盤地すべり(1r)についての発生時代は不明であり、断面図上では区別して示したが、同時代のものである可能性が高い。

3) 能生谷層中の大規模破碎帯

本区間の南端に位置する五日市地区では、最大100m近い厚さを有する破碎帯(Cz)を確認している(図-7参照)。大局的には地層の層理に沿った形となっている。その推定分布範囲を図-5に示したが、ボーリング調査資料では長野方の沖積層下にも続いていることが確認されている。全体に擾乱の程度が著しく、方向の不規則なせん断面が網状に交錯している。同様の破碎帯は金谷山トンネルの南坑口に近い位置でも確認されている。ここでの幅は最大5m程度であるが、概ね層理面に沿って形成されている。旧期地すべり崩土の可能性も否定できないが、第四紀の構造運動に伴って形成されたものである可能性が大きい。

5.2 施工時に発生した問題点

本区間の詳細調査は主に平成3年度～5年度にかけて実施された。その結果、地形的に判読できるような地すべり斜面の分布等については比較的詳細に把握されており、土工を伴う斜面では個々の地質状況に応じた設計対応あるいは地すべり対策工が実施されている。これらの箇所においては、施工時に様々な設計変更や追加対策等の対応を余儀なくされているものの、地すべりの再発といったような大きな問題は生じていない。しかしながら、本区間においては、既往の地質資料や事前調査では把握できていなかった地質あるいは過去の経験からは予測できなかった問題点に遭遇することとなった。主な問題点および発生箇所は以下の通りである。

① 地形開析の進んだ旧期地すべり斜面と安定化対策：

「宮内トンネル北坑口、上門前～小滝北、大貫橋右岸、滝寺、滝寺北、正善寺川南」

これは前項で述べた旧期地すべり崩土および一部の岩盤地すべり崩土に相当するものである。これらの地すべり斜面には二次的な地すべりの発生しているものがあり、小滝南地区のように事前調査によって把握されていたものもあるが、その全容は斜面掘削および施工時の調査によって把握できたものである。このうち宮内トンネル北坑口と滝寺北(本線ではなく、同時に施工された市道の切土法面)では、施工時に再移動が生じた。また、滝寺では供用開始後に滝寺第二橋の右岸斜面に小規模な地すべりが発生した。

② 能生谷層内の大規模な破碎・擾乱帯の長期的変状現象：「五日市」

前項(3)の箇所であり、開削に伴って山側法面に広範な変状が発生し、供用開始後も変位が継続的に累積している。

③ 居多層過圧密シルト層の盤ぶくれ現象：「裏山」

前項(2)の箇所であり、開削に伴って地山深部からの変形が発生し、盤ぶくれ(バルジング)現象の発生していることが明らかになった。

④ 未固結層の法面崩壊：「STA625～646(儀明川右岸)付近、寺ノ入」

切土施工中に、愛の風層および居多層の砂層挟有部では切土法面に砂層からの地下水の浸み出しにともなうパイピング現象や小崩壊が頻発した。

6. 大規模掘削区間における問題点と対応策の事例

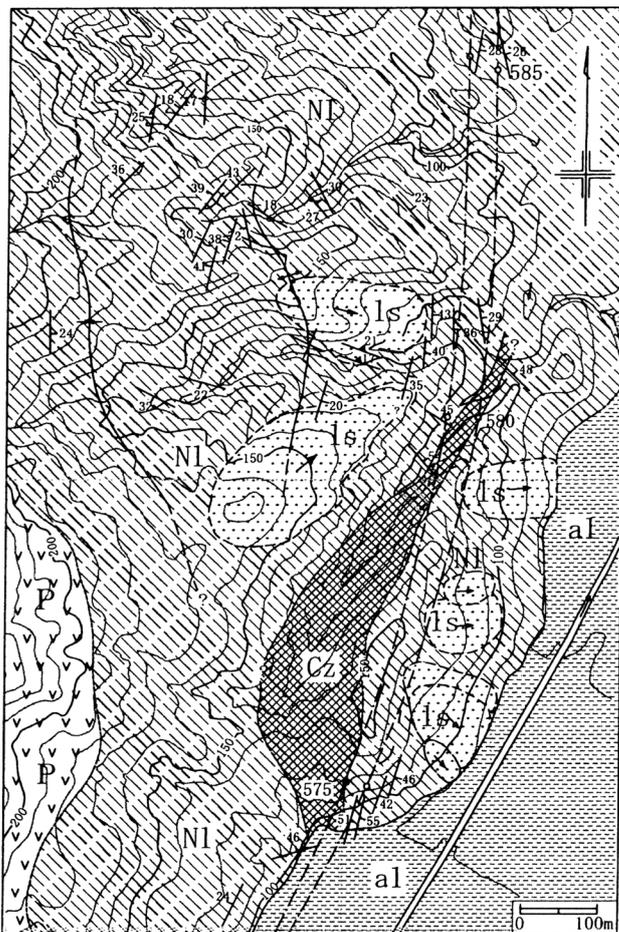
上記のように、本区間では多くの地すべり斜面を通過しており、様々な対応がはかられ

ている。そのすべてを紹介するのは困難であり、ここでは、あまり前例のない事例であり前章の②および③にあげた問題点について報告する。いずれも切土斜面の変形現象であるが、主に応力開放に伴うリバウンドと考えられる特異な現象である。

6.1 五日市地区

6.1.1 地質状況

図-5は本地区周辺を含む地質図であり、周辺地域の再踏査と施工中の記録を元に作成したものである。工事前には南端部に大規模な人工露頭があり、地層は50°前後の角度で平野側に整然とした形で傾斜していることが確認されていた。また、本区間は計画段階ではトンネルで計画されており、事前のボーリング調査結果でも特に異常は確認されていなかった。しかしながら、その後概ね図に示したような形で大規模な破碎帯(Cz)があり、周



Legend

	Alluvium	I ~ IV section lines of Fig.4	
	Landslide debris		strike-dip symbol
	Crush zone		sliding direction
	Diorite-porphyrite		anticline
	Lower member of Nohdani F.		syncline

図-5 五日市地区付近の地質平面図
(Nozaki et al, 2000)

辺は特異な地質構造となっていることが明らかになっている。

図-6は開削工事中のスケッチをもとに作成した詳細断面図である。図のように、センターライン上は整然とした地層であるが、山側には全く堆積構造をとどめない程に攪乱されたゾーンのあることが確認された。破碎帯内部には鏡肌を伴った亀裂が網状に交錯しており、粘土化したところも少なくない。しかし、風化・酸化帯は意外に薄く、全体に暗灰色を呈している。また、上盤側(平野側)の地層は北寄りで急に傾斜角度が緩くなっていること、独立丘の尾根近くでは地層が逆転し横臥褶曲の形成されていること、互層中には層理面に沿ったすべり面の形成されていることなどが明らかになっている。

図-7は工事期間中に実施したボーリング調査結果も含めて解析した断面図である。図に示したように、破碎帯の厚さは最大100m近くに達し、概ね層理面に平行する形で地下深部に達しているものと推定される。

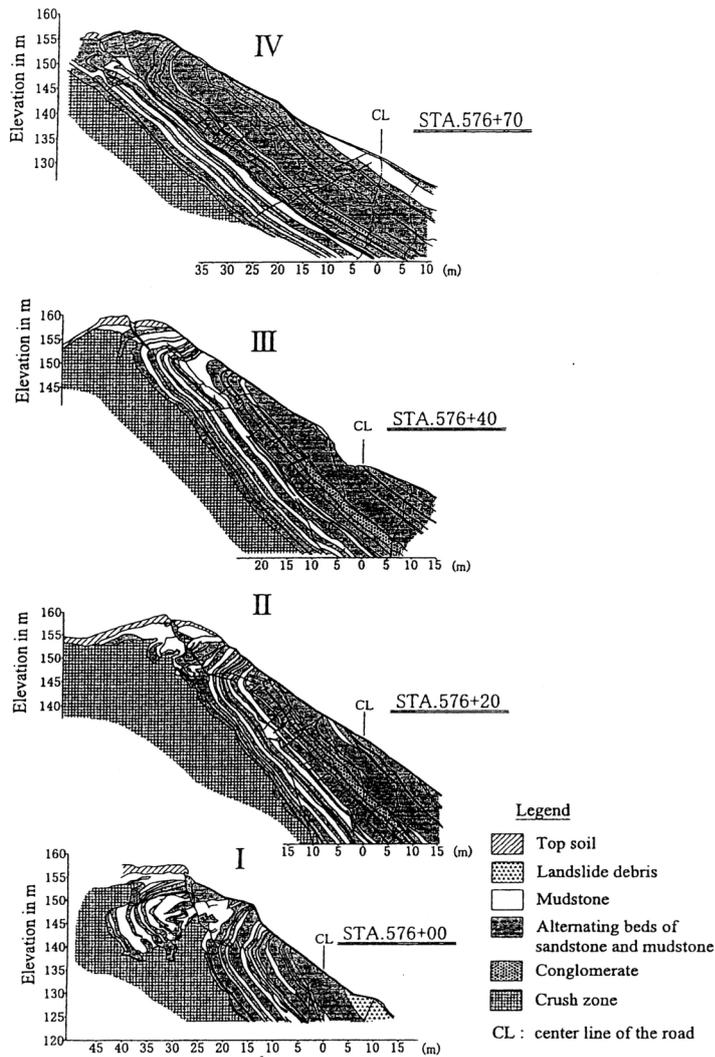


図-6 開削断面スケッチ図 (Nozaki et al, 2000)

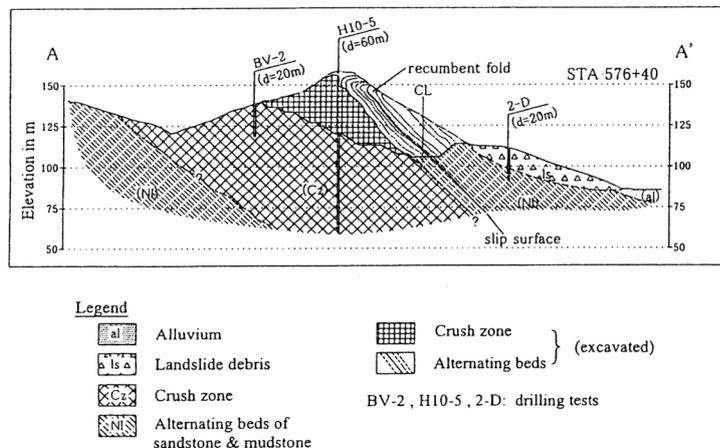


図-7 地質横断面図 (Nozaki et al, 2000)

6.1.2 切り土斜面の変形経緯と計測結果

上記のような地質状況のなか本地区は開削で計画した。その結果、山側の切土法面は完全に破碎帯中に入る形となり、4段目付近まで切り下がった段階から山頂部に顕著な開口亀裂が現れた。このため法面全体に移動観測点を設置するとともに、種々の変位計測を開始した。図-8はこれらの観測位置、計測手段および配置を示したものである。すべての観測結果を示すのは困難であるので、ここでは代表的なパイプ歪計(図-9)、孔内傾斜計(図-10)の計測結果および工事期間中の移動量観測結果をまとめた斜面全体の変形状況(図-11, 12, 13)を示す。

図-9に示したように、様々な深度での歪累積傾向が認められる。また、図-10に示すように、孔内傾斜計による計測では傾斜累積方向は切土斜面の傾斜方向とは必ずしも一致せず、全体的な傾動とは逆行するような変位も見られる。しかし、図-11に示したように地表面の移動観測点は、ほぼ斜面の最大傾斜方向に移動している。図-12はY軸方向の水平移動量分布を示したものである。この図から水平移動量大きい箇所は切り土高の大きい部分にほぼ一致していることがわかるが、斜面頭部よりも中腹部の移動量が大きく、さらに、図-13は鉛直方向の移動量を示したものであり、隆起部

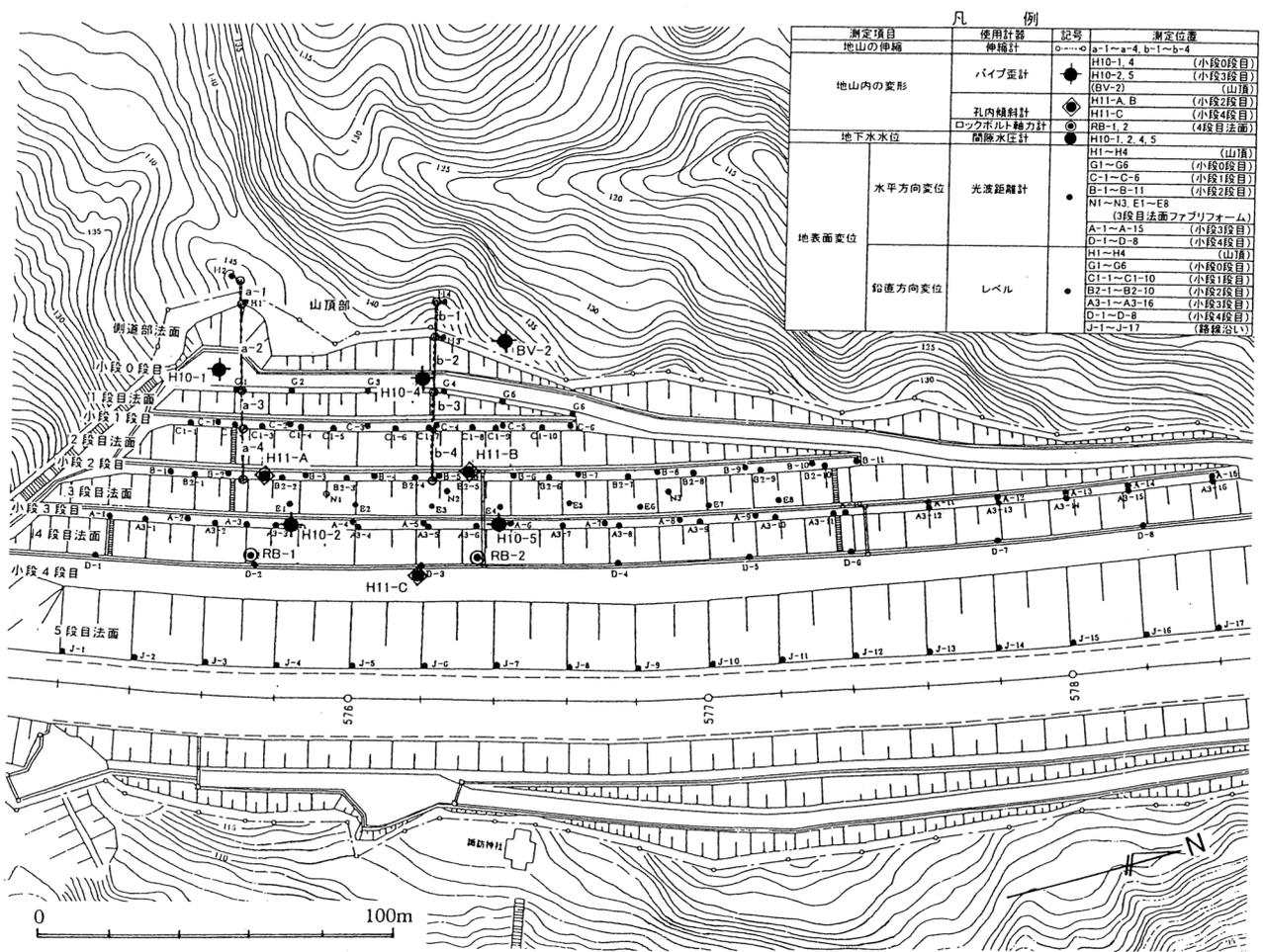


図-8 五日市地区変状計測位置図

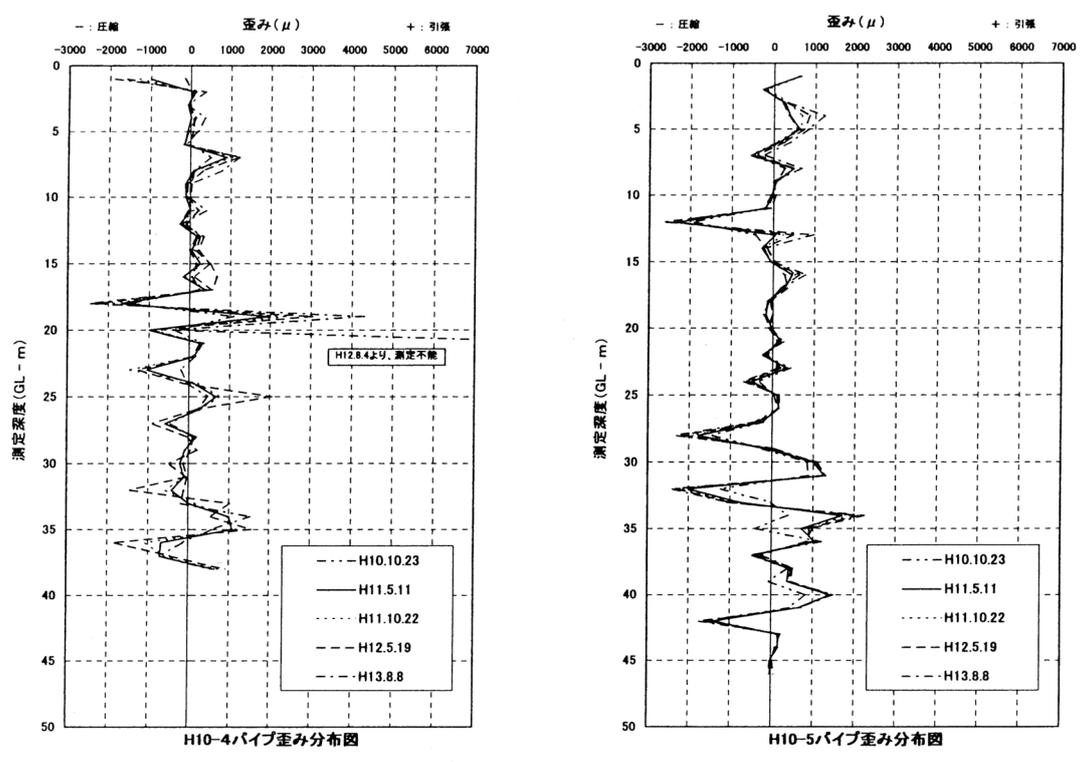


図-9 パイプ歪み計記録図

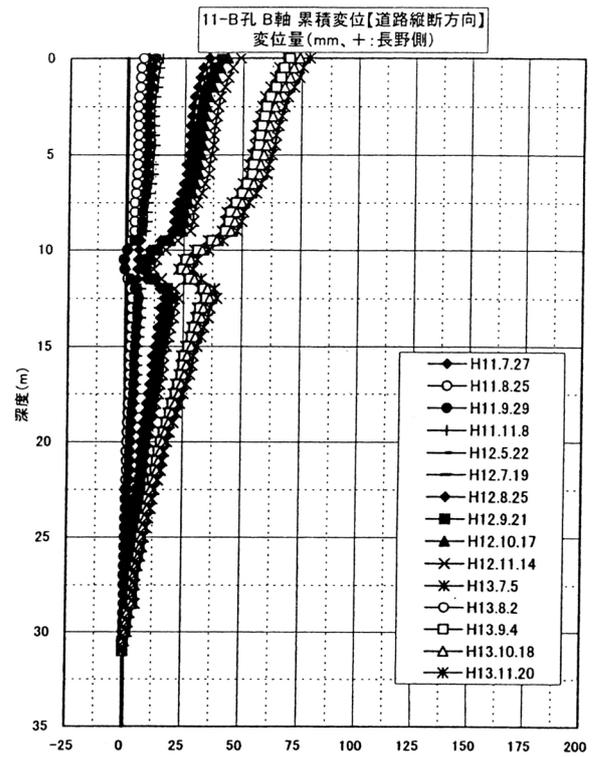
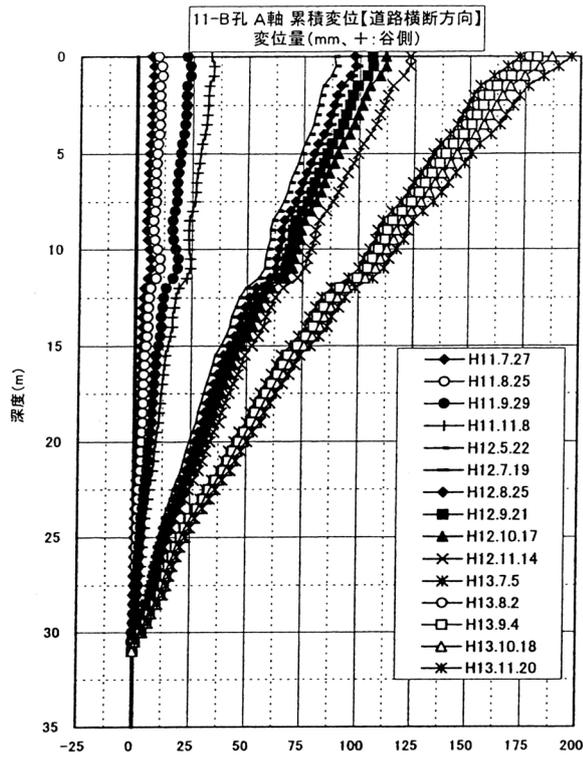


図-10 傾斜計記録図

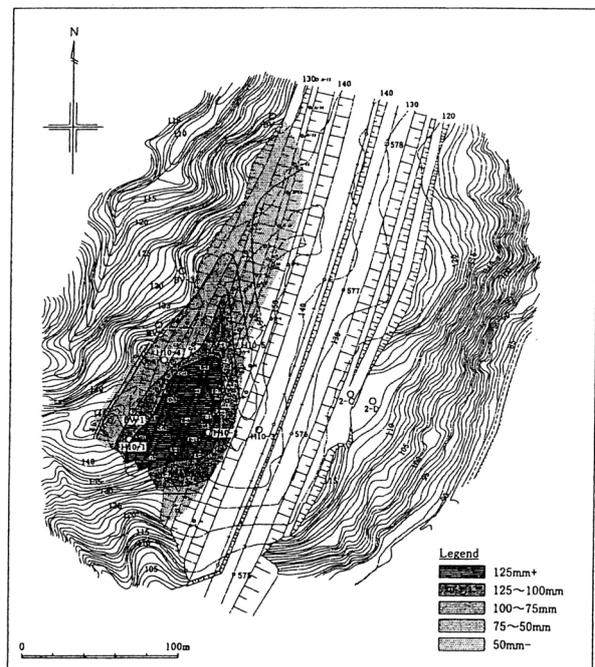
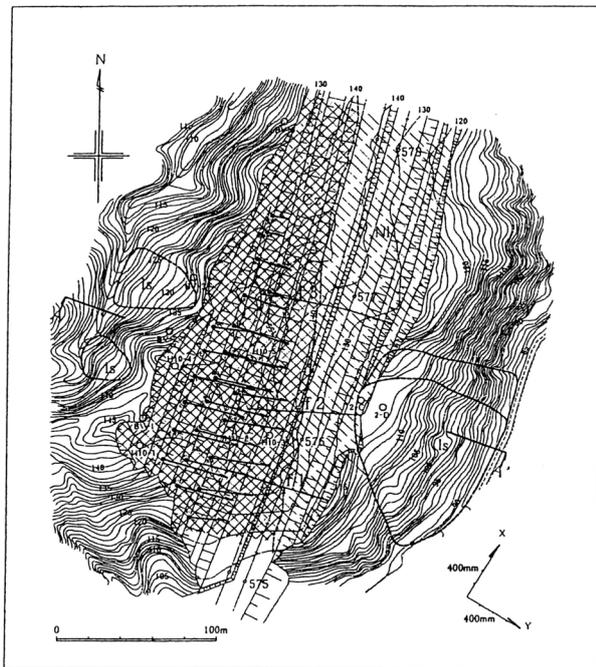
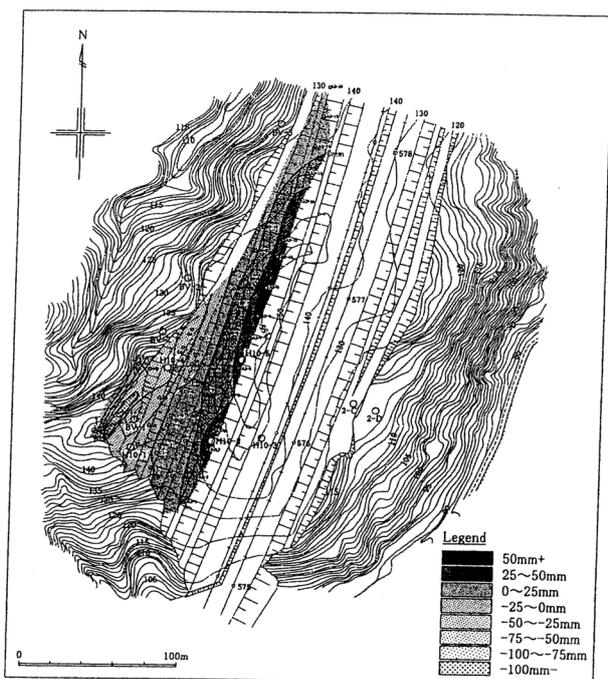


図-12 水平方向 (Y軸) 移動量分布図
(Nozaki et al, 2000)

図-11 観測点の移動方向および移動量
(Nozaki et al, 2000)



図一 1 3 鉛直方向 (Z軸) 移動量分布図
(Nozaki et al, 2000)

を+で示してある。これは斜面下部の隆起量が大きいことを示している。しかし、隆起量の大きい箇所は水平移動量の大きい箇所とは一致せず、北寄りへの広がりを示している。

6.1.3 変状の発生機構と安定化対策

山側切り土斜面の変状は、施工時に比較すれば現在かなり落ち着いてきている。しかし、切土施工の完了時からすでに3年近い時間が経過しているにもかかわらず、依然として変位は累積傾向にある。上記のように変状は特定範囲あるいは特定深度を境とするようなものではないことが明らかになっている。このような状況から、変状が長期にわたって継続する原因は掘削に伴う応力開放が主たる原因であると考えられる。また、粘土鉱物分析の結果、破碎帯内の粘土化部分にはスメクタイトが多く含まれており、その吸水膨張も一因であろうと推定される。紙面の都合上、詳し

い議論は別紙 (Nozaki et al, 2000) にゆずるが、このような変形現象は、今回だけのものではなく、旧独立丘の頂部付近に見られた横臥褶曲や短距離内での地層の傾斜角度の大きな変化 (図一 6 参照)、あるいは砂岩泥岩互層内の層理面に沿ったすべり面 (これは地層の撓みに伴って発生する層面すべりと考えられる) の存在などから、自然の侵食作用に伴って、徐々に地層の変形が進行したものと考えられる。すなわち、この独立丘の背後にはその全延長に似つかわしくない深く大きな谷地形があり、概ね破碎帯の分布に一致する形で発達している。横臥褶曲等の地層の変形はこの谷の発生に伴う破碎帯部分の膨張が原因であり、ノンテクトニックな地質現象であろうと推定される。

本地区の安定化対策については、建設時は斜面勾配を緩くし (1.5割)、鉄筋補強土工、水抜き工、コンクリートマット工、植生土嚢ノリ面等を施した。本格的な対策工については、検討会において、地下水の排除やアンカー工などの案も検討されたが、抑止的な対策工はかえって不利との判断から法面勾配を2.5割に変更し、ある程度の変位を許容する方針とした。この結論に基づいて、本区間は現在掘削工事中である。

6.2 裏山地区

6.2.1 裏山切土部工事概要

裏山地区 (図一 1 4 参照) の工事は第四紀層である愛の風層と居多層とを法勾配1:1.1で直高約50mを掘削するものである。当初の設計ではコンクリートブロック法枠工を用いた法面処理が計画されていた。その後、居多層は主に粘性土層から構成されており、検討委員会等から切土後の劣化や応力解放に伴うクリープ変位の問題があるとの指摘を受けた。そこで、ボーリングコアを用いたクリープ強度試験を行い、切土斜面の安定性については

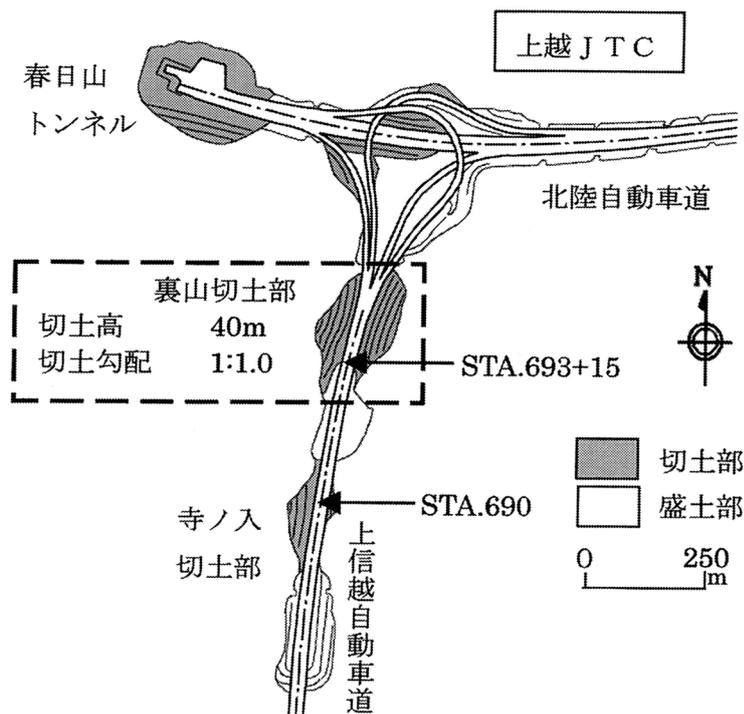


図-14 工事位置図

このクリーブ強度を用いた検討を行った。しかし、切土後に実際に発生する問題の予測は困難であること、本地区の地層はほぼ水平堆積しており流れ盤斜面のような問題は抱えていないこと等から、動態観測を実施しつつ切土を行い、万一、異常が発生した場合にはその時点において対処する方針で施工を行うこととした。なお、当初の法面保護工としては、鉄筋補強土工と厚層基材吹き付けが、さらに各法面では水抜きポーリングが実施されている。また、居多層には、侵食防止と法枠効果を考慮して連続繊維補強土を厚さ20cmで施工した。最終的な対策工の実施状況を表-3に示す。

表-3 主要対策工数量表

工種	仕様	数量
水抜ポーリング	φ90mm	1820本
鉄筋補強	L=3.0m	8055本
抑止杭	φ600~1100mm	84本
集水井	φ3500	2ヶ所
集水ポーリング	φ90mm	73本

6.2.2 裏山切土部の地質状況

施工では東西方向に伸びる標高約90mの尾根地形を横断する形で道路縦断方向に3~7段の切土が行われる。切土前の地形の平面図と鳥瞰図を図-15、図-16に示す。東西方向に伸びる尾根地形の斜面勾配は北側、南側とも上部でやや急になっているが、下部は緩くなっていてそれぞれ地すべり地形を示す。

地質断面図(図-17、図-18)に示したように、切土斜面の下半部には居多層が分布しており、これを愛の風層が非整合で被っている。居多層は砂の薄層を挟有する粘性土層であり、標高55m附近以深に分布する。層厚は20m以上であり、N値18~25程度の値を示す。本地区の愛の風層は、N値10~25程度の粘性土層および砂、砂質土層を主とするが、N値40~50程度の砂礫層を挟有しており、やや層相変化の大きい地層である。

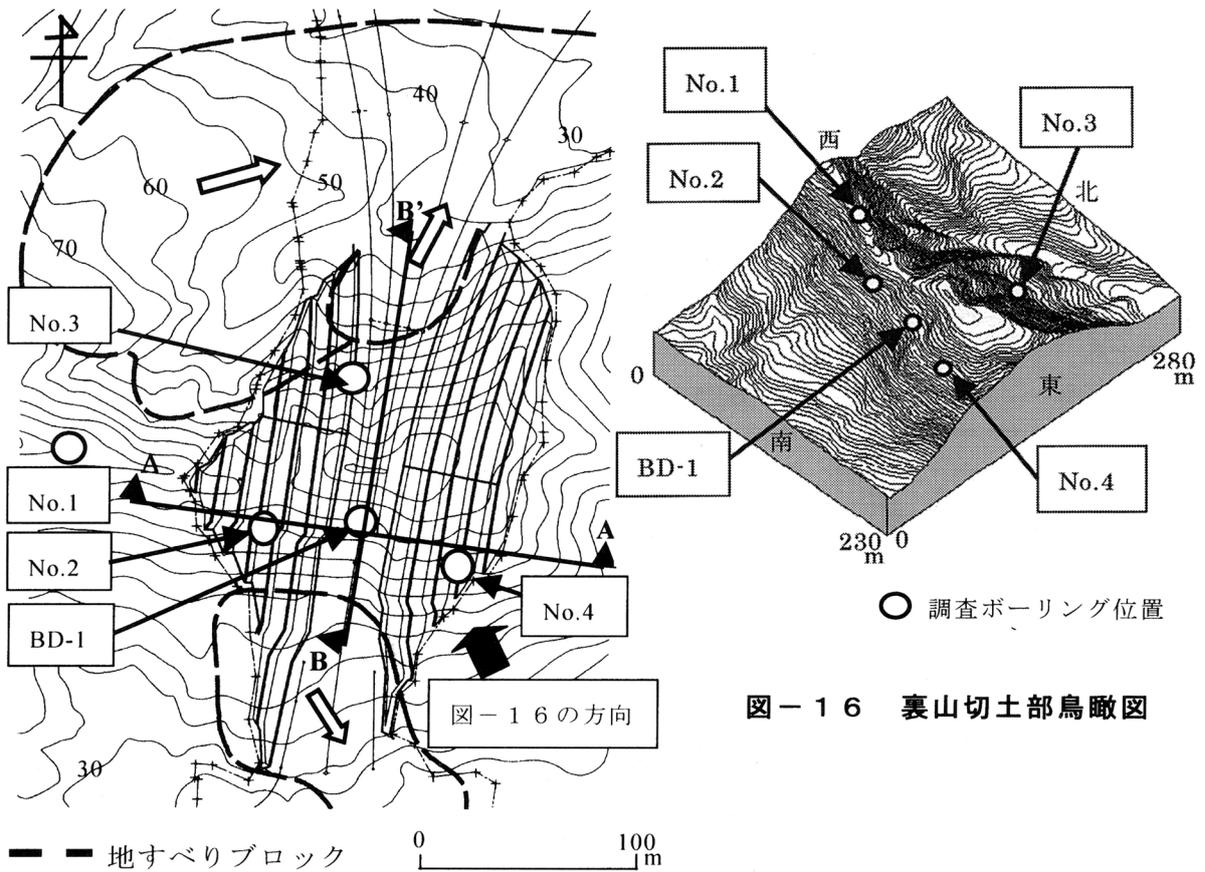


図-15 裏山切土箇所平面図と調査ボーリング位置

図-16 裏山切土部鳥瞰図

6.2.3 工事の経緯

① Cランプ地すべり（1996年11月）

裏山地区に弥生時代の高地集落遺跡が発見され、遺跡調査を行っていたため、その間に裏山北側の裾部分のボックスカルバート（CランプBOX）を施工していた。1996年11月に掘削完了後、下流側ブロックの施工を開始し、底版終了後、躯体の施工を行っていた時、幅80m、長さ50mにわたって施工中のボックスカルバートを巻き込むような地すべりが発生した。

② 現況地形・すべりブロック

図-15に示したように、前記地すべりとは別に、裏山南側及び北側の裾の部分に古期および新期の地すべりブロックの存在が確認されていた。ボックスカルバートの施工を中止し、裏山本体の切土が完了した後、すべりブロックを撤去して、再度施工することとした。（施工期間を極力短縮させるため、プレキャストボックスの工法に変更した）また、このとき、裏山本体の切土による地すべりの危険が指摘された。

③ 調査ボーリング（1997年5月）

当地域の切土に伴う地すべりの発生が懸念されたため、6.2.2で述べた地質調査、土質試験を行った。

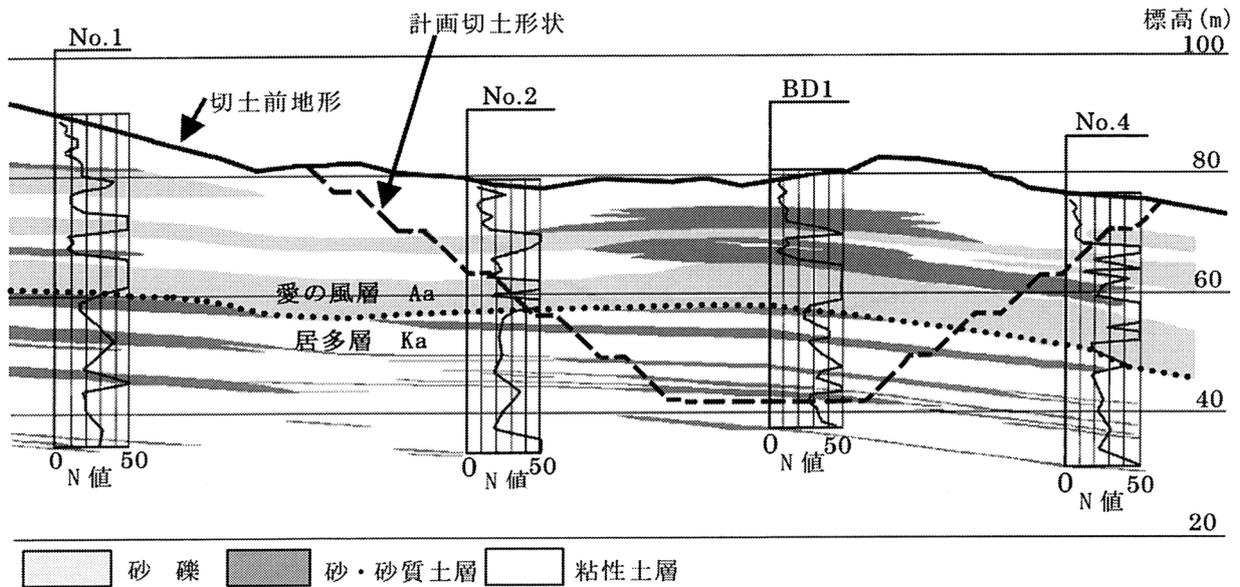


図-17 地質横断面図 (A-A' 断面)

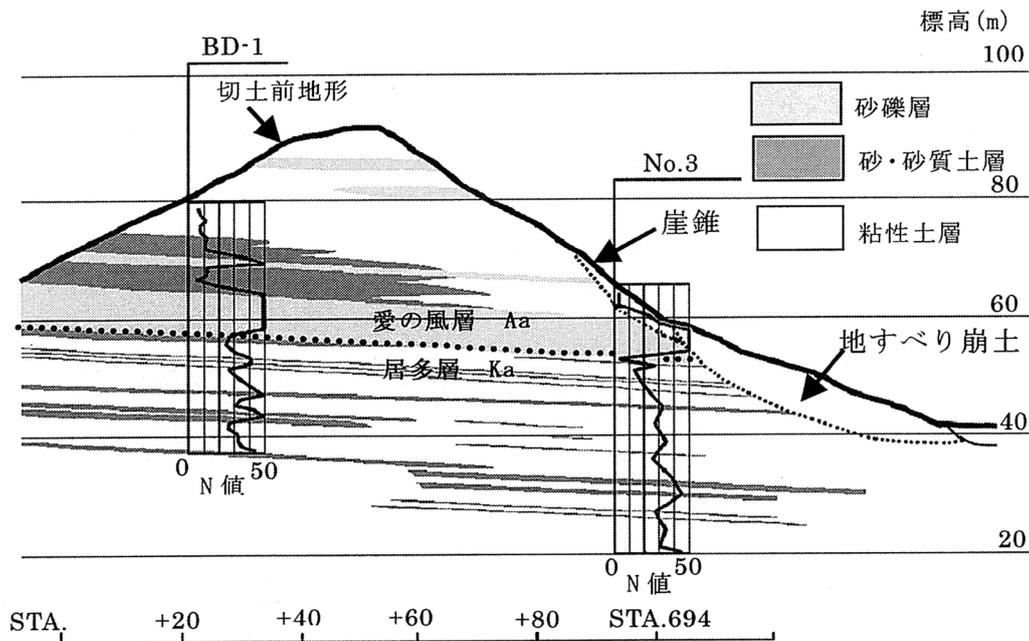


図-18 地質縦断面図 (B-B' 断面)

④ 当初の切土計画検討

試験結果から地山のクリープ強度を用いた円弧すべりを想定し、安定性の検討を行った。しかし、この結果のみでは切り土後に実際に発生する問題の予測は困難であると判断されたこと、地層はほぼ水平に近く、流れ盤斜面のような問題は抱えていないこと、などから動態観測を行いながら、万一、異常な変位が発生した場合にはその時点において対処する方針とした。ただし、この時点で、法面防護、劣化防止として法枠効果を期待した連続繊維補強土（地表水による浸食防止対策としても効果）と鉄筋補強及び水抜きボーリングによる地下水排除を行なうこととした。

⑤ 第1回異常発生（1998年5月）

以上の経緯を経て、1997年5月より掘削を開始し、切土高3.5m毎に法面保護工を実施しながら、切下がった。最大深さ28m、切土段数4段目まで施工した時点で冬期休止期間に入り、1998年4月より再開した。5段目掘削中の5月頃より、法肩付近に設置していた歪計が、EL+40m付近でひずみの増加傾向を示し始め、5/16に1000 μ を超え、かつ同位置での地中傾斜計もEL+40m付近で、 $\delta=1.4\text{cm}$ になったので、掘削を休止した（図-19）。

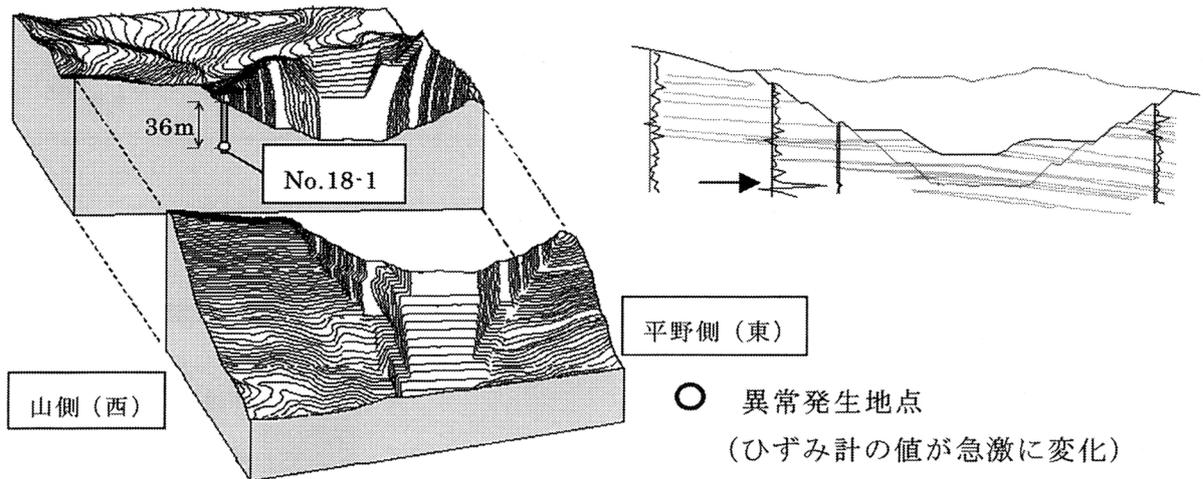


図-19 第1回異常発生時断面図

⑥ 第1回抑止対策

切土休止後も歪の増大が続いたため、緊急対策として押え盛土（約7m）を実施した。歪計の値が、1000 μ /monthを越えるとすべりの兆候を示すとの指摘があり、また、小段4段目に新たに設置した歪計もEL+40m付近で、歪の継続的な増加がみられることからこれらの変状をすべりの前兆ととらえ、現状のすべり安全率を $F_s=1.0$ としてすべり対策工を検討した。検討では、いろいろなすべり面を想定したが、法肩から30m山側に設置した歪計には変状がないこと、また変状はいずれもEL+40m付近であることから、いす型の直線すべり面を仮定して対策工を決定した。対策工は、セン断杭としての抑止杭と、集水井による地下水の排除とした（図-20）。

⑦ 第2回異常発生（1998年12月）

抑止対策終了後、1998年8月より、押え盛土の撤去を行い、切土を再開した。順次切土を行なったが、計画道路路面より7m程度上まで切下がった段階では周辺の計器に異常は見られなかった。1998年11月頃より、第1回の歪計異常部よりさらに5m程度深部で異常が発生した（図-21）。なお、同時期に、北側のすべりブロック部(No.18-6)でも切土の進捗とともに、歪計に異常が発生した。また、東側斜面に設置した計器(No.18-8)にも、異常が見られたが、切土の休止とともに収束しており、継続観察することとした（その後この部分では変動は起こっていない）。

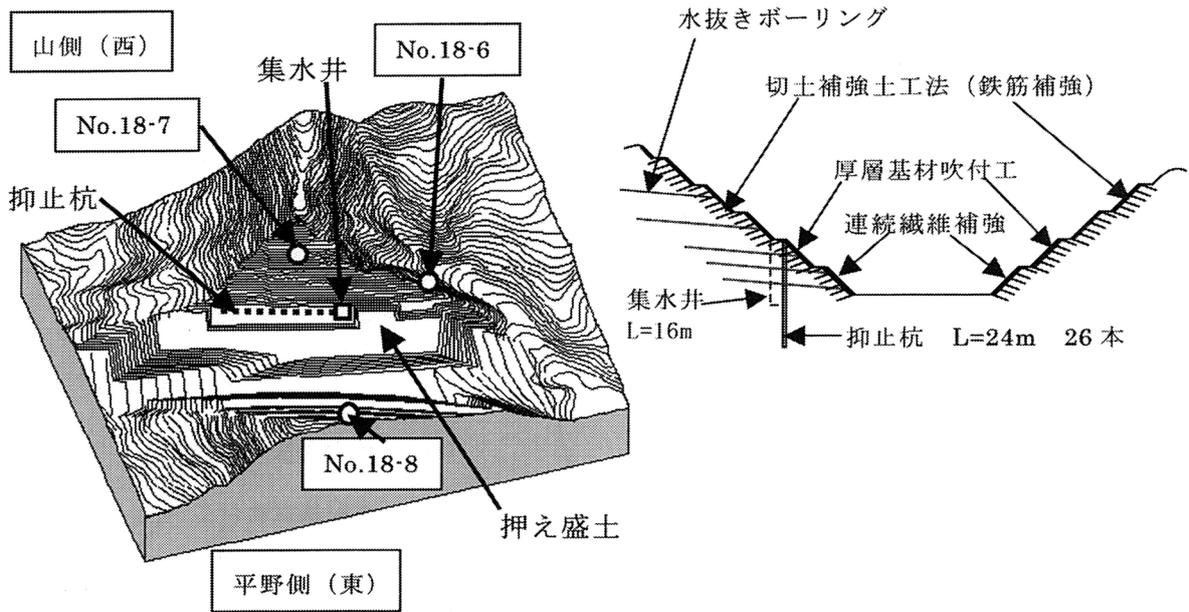


図-20 第1回異常発生対策（押え盛土、抑止杭施工）

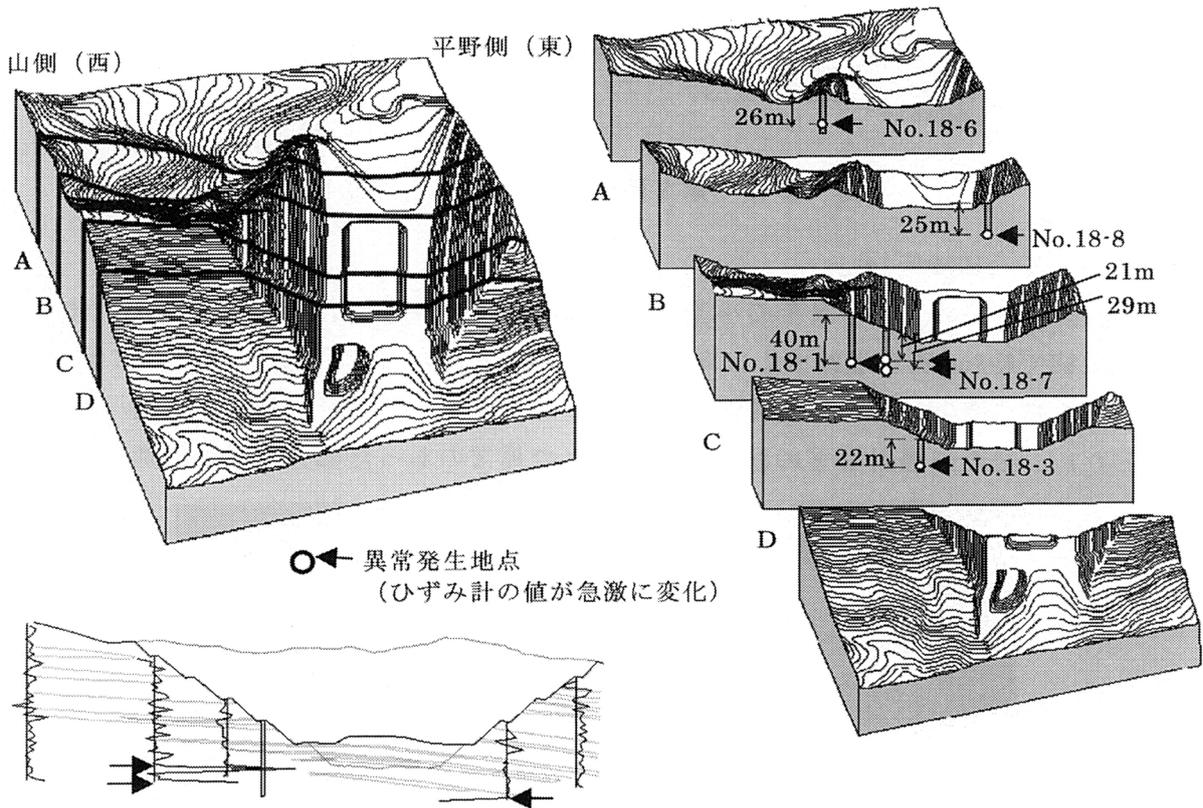


図-21 第2回異常発生時断面図

⑧ 第2回抑止対策

異常位置が第1回の抑止杭先端部に近いことから、同抑止杭の今回の動きに対する抑止力は期待出来ないと判断し、第1回と同様に抑止の検討を行った。検討方法は、前回と同様に、現状のすべり安全率を $F_s=1.0$ としてすべり対策工を検討した。検討すべり面は、今

回異常の発生した地点の層中に弱層があるとして、この面を通るいす型の直線すべり面を仮定して対策工を決定した。対策工は、セン断杭としての抑止杭と、集水井による地下水の排除とした。なお、同時期に歪計異常が発生した北側のすべりブロック部については、その変状位置がボーリング調査等で明らかになった古期すべりブロック位置に合致した。そのため、このすべり面を用いて直線すべりとした場合の現状のすべり安全率を $F_s=1.0$ として解析し、抑止対策を検討した。対策工はセン断杭としての抑止杭を採用し、上記と同時に施工した（図-22）。

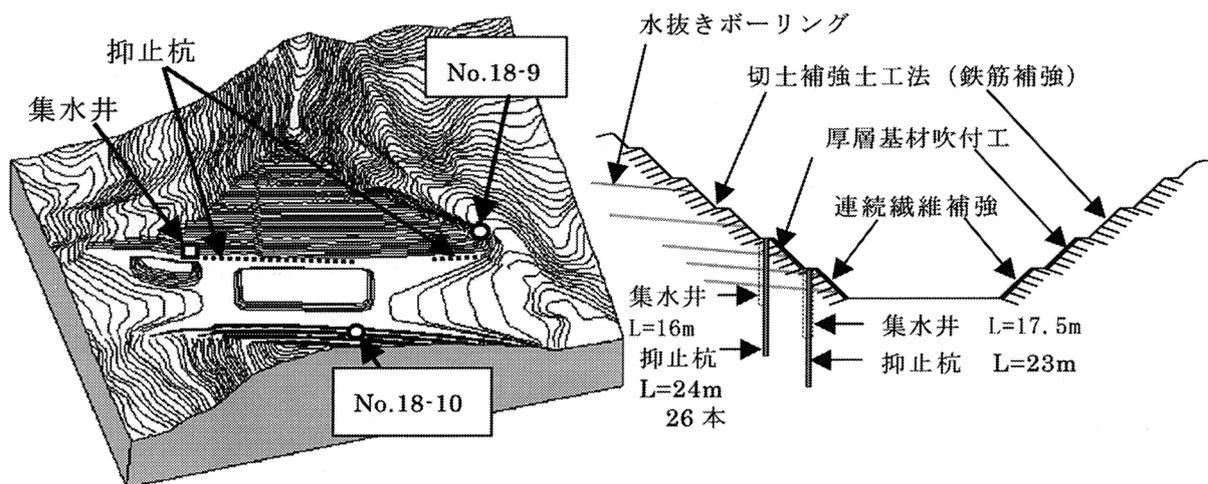


図-22 第2回異常発生対策（抑止杭施工）

⑨ 切土完了（1999年7月）

第2回抑止対策終了後、最後の小段一段分（7m）を切土した。この間、法面全体に配置した変位杭で約8cm程度道路中心方向に変位したほか、切土法面で、図-23に示すように砂層（非常に薄い）部分で亀裂が生じた（砂層より上の部分が道路横断方向へ2cm程度変位した）。また、歪計などの計器は、いままで異常のあった部分で切土の進捗とともに



図-23 介在砂層沿いに発生した亀裂の状況

増加が見られたが、切土終了後、変位杭、歪計、傾斜計とも収束の傾向が見られている。抑止杭内に設置した傾斜計でも杭頭部の変位は10cm程度見られたが、撓み曲線から求めた杭の応力度は、切土完了まで許容値を下回り、切土終了後、収束の傾向が見られている。

⑩ 第3回異常発生と対策（1999年8月）

裏山地区では、地すべり履歴の無い裏山中央部と、第2回異常時に記載した北側すべりブロック部及び南側裾部に存在する南側すべりブロック部がある。南側すべりブロック部は、切土開始前に調査ボーリングを実施し、検討の結果、法面勾配の変更と抑止杭を施工し、この部分の掘削を開始した。なお、この部分にも観測計器を配置し施工を監視した。ほぼ掘削完了まで計器などに異常がなかったが、終了直前より想定したすべり線より約9m下の位置で（先の抑止杭先端より約2m下）歪計に急激な増加が見られた。この変状は、先のすべりブロックに起因するものか、裏山中央部分で発生した変状と同様のものかは不明であるが、その変状位置が既に施工した抑止杭より深い位置にあることと、歪の増加傾向が収束しないことから、危険な状態にあると考えた。現状の安全率を1.0として逆解析し抑止杭を配置した。なお、この抑止杭施工後、さらに当初想定すべりブロック崩積土内でのすべりが豪雨後に発生し、フトン籠による復旧をおこなった（図-24）。

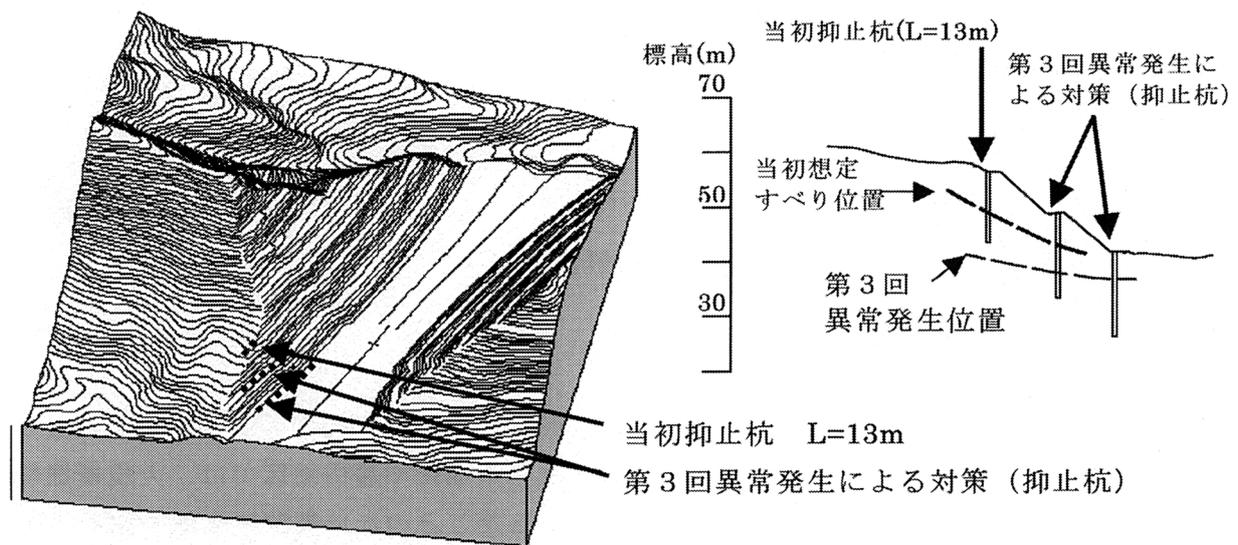
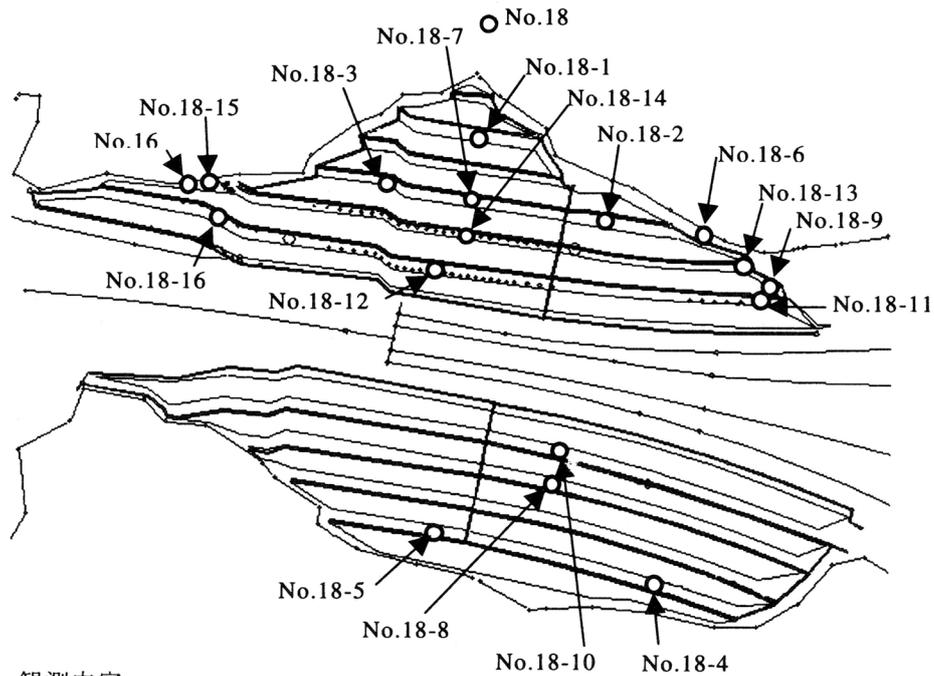


図-24 第3回異常発生と対策工（抑止杭）

6.2.4 動態観測結果

工事の経緯で述べた様に施工中および工事完了後も切土斜面において動態観測を実施し、地山の挙動を把握した。観測内容は図-25に示す位置で実施している。パイプ歪計と孔内傾斜計の切土期間中の観測結果を図-26に示す。図の上が斜面横断方向での観測位置、図の中央に各観測位置での深度方向の歪量の分布を示す。図の下に歪量の経時変化を示す。切土によって歪や変位が地層に沿ったA～Eの位置で生じていることが分かる。

なお、切土施工に伴うこのような変状は、応力解放に伴う地盤のリバウンド現象であると考えられるが、今回は現象の報告のみにとどめ、その発生機構に関しては別の機会にゆずることにする。



観測内容

No.16 歪、伸、水

No.18 歪、伸、水

No.18-1歪、伸、水、傾

No.18-2歪

No.18-3歪

No.18-4歪

No.18-5歪

No.18-6歪

No.18-7歪、水

No.18-8 歪

No.18-9 伸、傾

No.18-10傾

No.18-11歪

No.18-12傾

No.18-13傾

No.18-14傾

No.18-15傾

No.18-16傾

凡例

傾：孔内傾斜計

歪：パイプ歪計

水：水位計

伸：地中伸縮計

図-25 動態観測位置図

7. おわりに

本区間は6工区に分かれており、それぞれに斜面安定の問題を抱え、工事は必ずしも順調な進行状況ではなかった。また、今回紹介した五日市地区や裏山地区では、大規模掘削に伴う切土斜面のクリープ現象などこれまでに経験したことがない問題にも取り組むこととなった。しかし、完成後は、小規模な崩壊や地すべりが発生したことはあったものの、現在までのところ特に大きな問題は生じていない。これはひとえに工事に携わられた方々のご努力の賜であり、ここに深く敬意を表す次第である。

地盤工学的な問題に関しては九州産業大学の奥園誠之教授、東京工業大学の太田秀樹教授はじめ多数の学識経験者のご指導を頂いた。特に、株式会社新協地質の福本安正博士および株式会社富士総合研究所の李弘揆博士には現場でのご指導を頂くと共に、本稿をまとめるに当たり貴重な資料の提供やご助言を頂いた。また、本工事に伴う調査・観測資料は、多数の関係各位のご努力に負うものである。一人一人のお名前を掲載することはできないが、これらの方々に深く感謝申し上げる次第である。

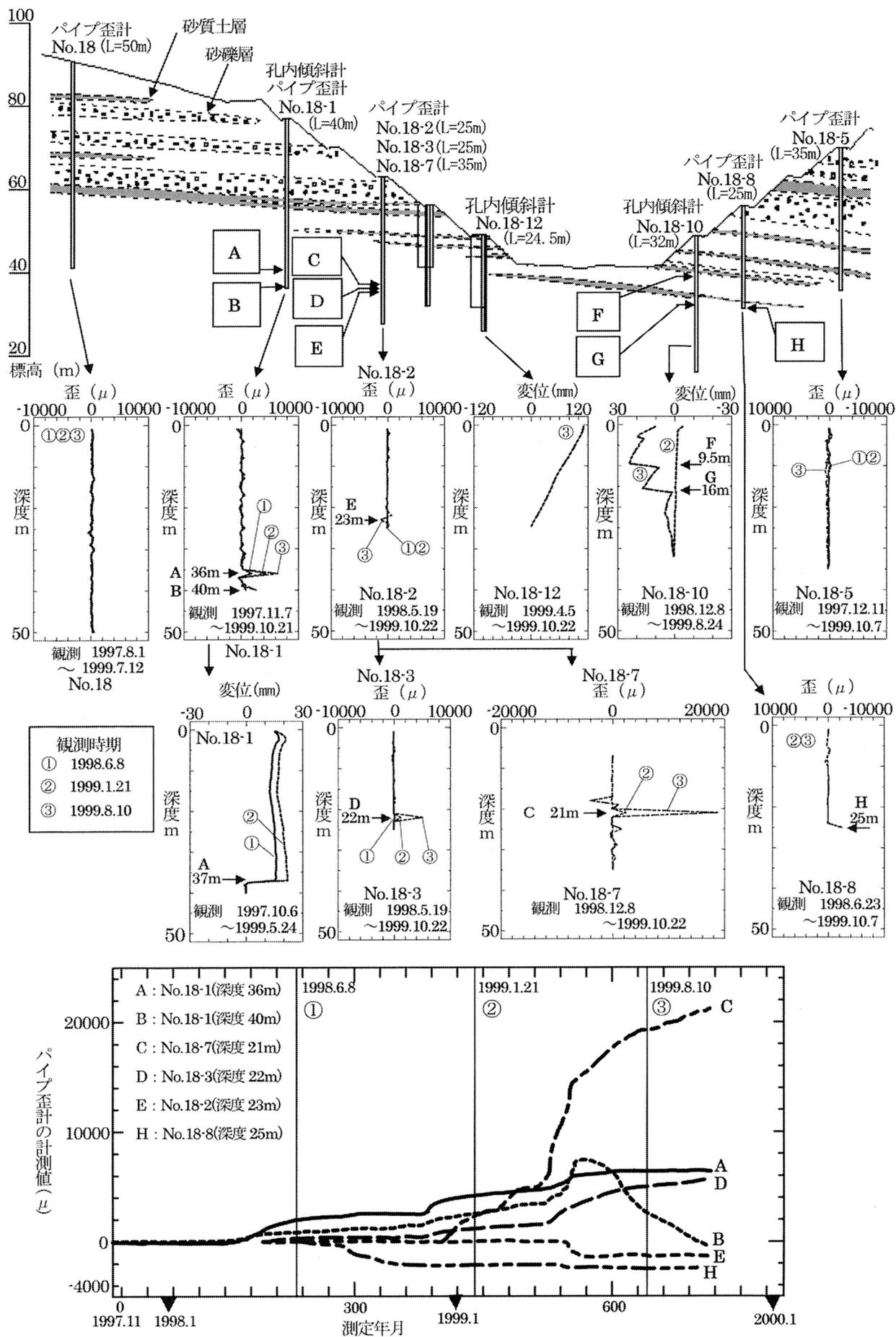


図-26 動態観測結果

参考文献

赤羽貞幸・加藤碩一(1989)：5万分の1地質図幅「高田西部」，地質調査所

新潟県(2001)：新潟県地質図および同説明書

Nozaki T., Ookubo K., Yamamoto T. (2000) :Recumbent fold and deformed cut slope in the landslide-prone region of the Niigata Prefecture, Central Japan. *Journal of Nepal Geological Society*, 2000,Vol.22, pp.517-524

財団法人 高速技術道路技術センター(2000)：上信越自動車道(新井PA～上越JCT)のり面防災対策に関する検討業務 報告書(日本道路公団北陸支社 委託)

大河津分水路と地すべり

五十嵐 晃 (国土交通省 信濃川工事事務所)

伊藤 哲雄 (株式会社 キタック)

「大河津右岸」地すべり防止区域（国土交通省所管）は、大河津分水路下流部の右岸に位置している。過去の分水路建設工事においては、繰り返し発生する地すべりによって難工事を極め、『妖怪（ばけもの）丁場』と呼んで恐れられた箇所である。大正年代の分水路建設工事では、3回の大地すべりが発生したが、その後平成5年に至って新たに上方斜面で岩盤地すべりを生じた。

今回は、過去に発生した地すべりの発生機構とすべり面の状況について、調査結果から判ったことをふまえて紹介する。

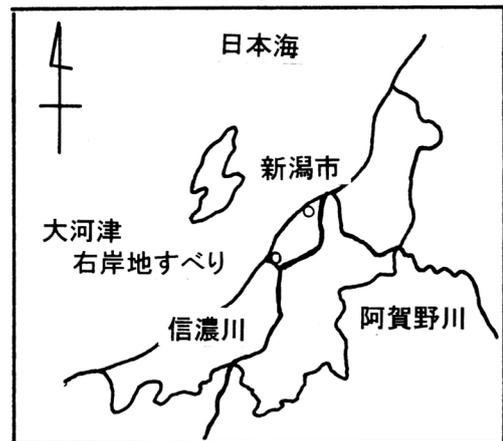


図-1 位置図

2. 地形

分水路の右岸においては、標高 150m ほどの丘陵が分水路と同方向に走り、全体として稜線の北側は比較的急峻であり、稜線の南側は比較的緩やかな斜面となっている。また、この丘陵地は北東-南西方向の小規模な谷地形と尾根地形が繰り返し出現し、全体として小尾根の西側が緩く東側が急なケスタ地形となっている。このケスタ地形は周辺の地層が分水路のやや下流側に向かって傾斜しているという地質構造を反映したものである。特に分水路の河口より上流約 1.5km の右岸側においては、地質構造に規制されて形成されたとと思われる明瞭な地すべり地形をなしている。

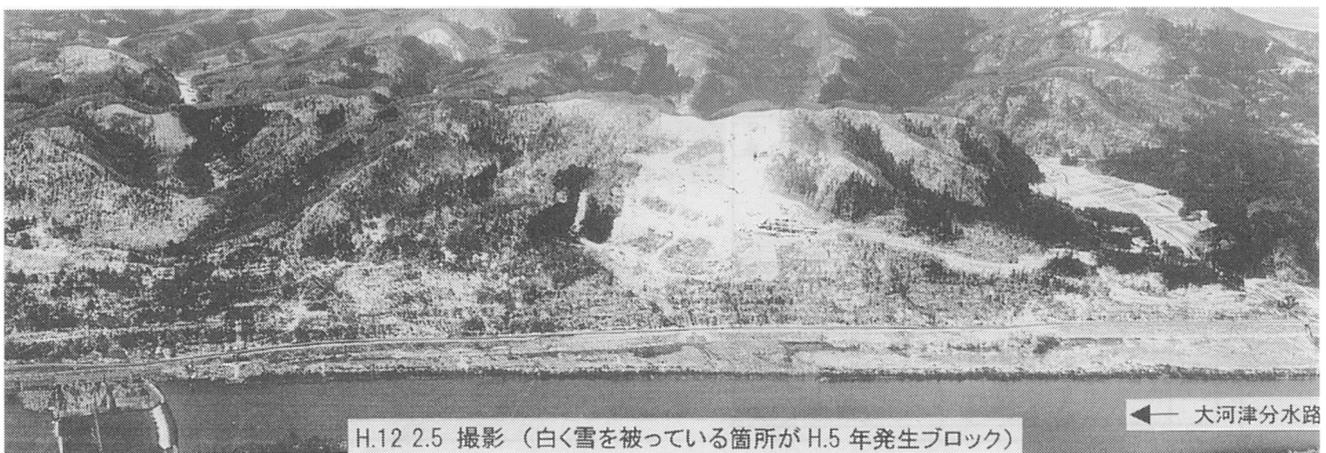


写真-1 地すべり地を含む右岸斜面全景

3. 地質・地質構造

大河津分水路周辺地域の基盤地質は、分水路が丘陵地内を通過する区間の上流側より新第三系鮮新統西山層、同中新統の椎谷層、寺泊層（フリッシュ型砂泥互層）が分布するが、丘陵地が両岸に迫る中流域から河口にかけては寺泊層の分布域となる。寺泊層は上部層と下部層に区分され、上流側に下部層が下流側に上部層が分布する。このうち右岸地すべり地は、寺泊層下部層の分布域にある（図-2、表-1）。

寺泊層は泥岩（泥岩優勢泥岩・細粒砂岩～シルト岩互層）を主体とし、凝灰岩を狭在している。特に、有効な鍵層となる厚さ3～6mの凝灰岩が3枚知られており、これらは下位からFa凝灰岩、Ka凝灰岩、Nz凝灰岩（Nz凝灰岩はさらに層厚3～6mのもの3枚から構成される）と称される。このほか、地すべり地内においては、泥岩中に薄層凝灰岩を頻繁に狭在している。薄層凝灰岩の詳細については後述するが、これらは既往地すべりのすべり面を形成しており、また今後潜在的にすべり面となりうる凝灰岩としてみなされる。

大河津分水路右岸の地すべり地周辺の地質構造は、地すべり斜面に対して流れ盤であり、傾斜10～20°の単斜構造をなす。ただし、地すべり地の直下流から河口部にかけては、全般に地層の走向は河川に対して直角方向で下流側傾斜となる。

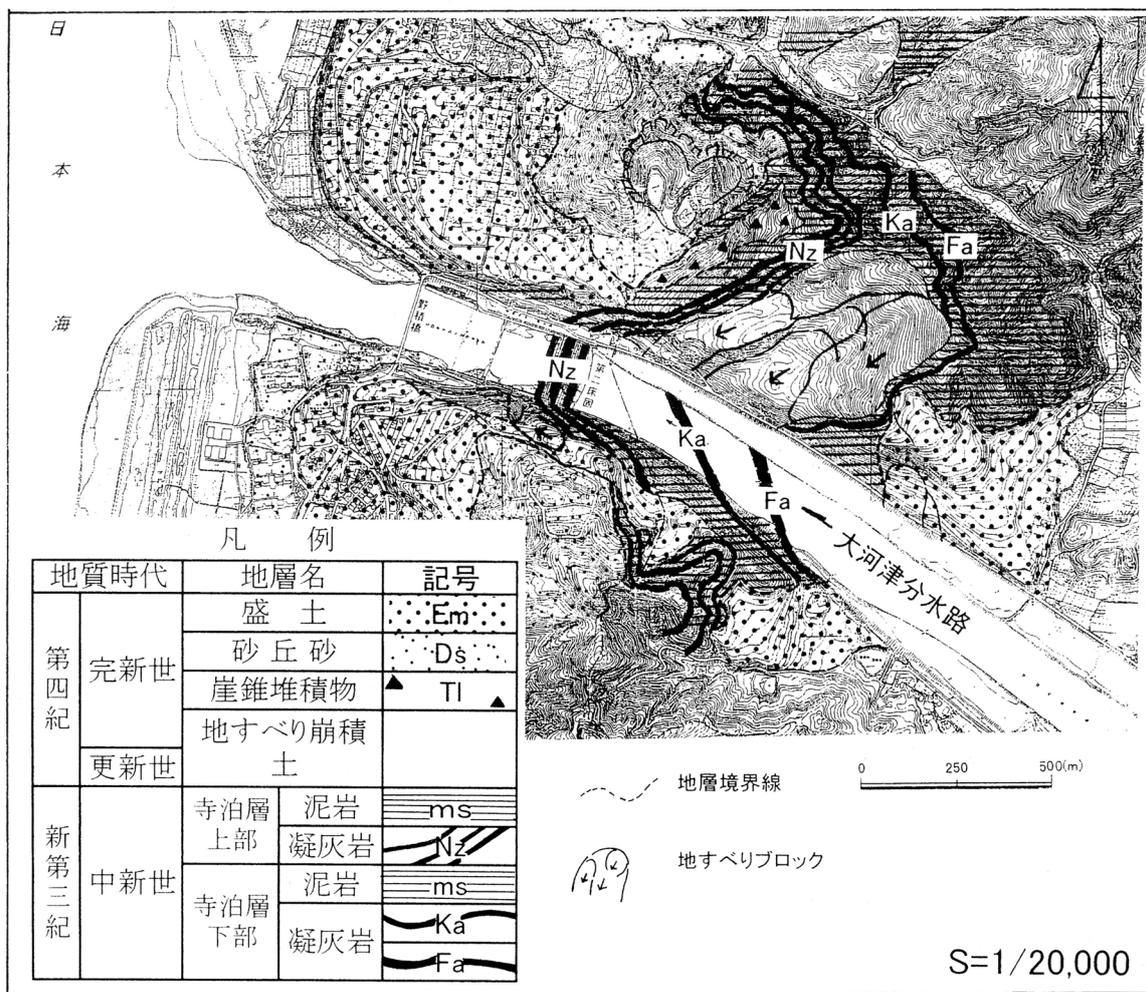


図-2 調査地の地質図

表-1 調査地の地質構成表

地層名		柱状図	層厚	記事
寺泊層上部?	泥岩(Ms)		80m+	茶褐～暗灰色の泥岩優勢砂岩・泥岩互層。部分的に粘土化が認められる。凝灰岩の薄層を所々挟む。
	凝灰岩(Nz ₁)		4.5m	灰白色を呈する細粒凝灰岩で、上位からNz1,Nz2およびNz3に区分される。浅部に分布するNz凝灰岩は褐色を呈し、風化軟質化が著しい。
	泥岩(Ms)		4m	
	凝灰岩(Nz ₂)		6m	
	泥岩(Ms)		8m	
	凝灰岩(Nz ₃)		3～4m	
寺泊層下部	泥岩(Ms)		80～100m	灰白～暗灰色泥岩優勢泥岩細粒～極細粒砂岩互層。スレーキングによる細片化が認められる。Ka凝灰岩のすぐ上位に黒灰色塊状泥岩を伴うのが特徴である。層厚数cm～10cm程度の白色細粒凝灰岩を挟む。
	凝灰岩(Ka)		3～6m	白～灰白色砂質凝灰岩で、軽石片を多く含む。Ka凝灰岩は上方細粒化する一連の堆積物で、全体に砂質である。泥岩の偽礫を多く含み、河川敷の露頭では、径1m程度の泥岩偽礫を確認している。Ka凝灰岩の下位には、同質の薄層凝灰岩を伴う所がある。
	泥岩(Ms)		30～40m	暗灰～黒灰色泥岩と灰色シルト岩の互層である。等量互層が主体で、細粒砂岩層を伴う所がある。層厚数cm～10cm程度の白色細粒凝灰岩をしばしば挟み、軟質化している所が多い。下位からpm6～pm9に区分した。
	凝灰岩(Fa)		3～7m	灰～灰白色砂質凝灰岩で、軽石片を伴う。上方細粒化する一連の堆積物で、下位から級化構造部(中粗砂～細砂サイズ)・平行葉理部(細砂サイズ)・互層部(細粒凝灰岩と泥岩の互層)に細分される。
	泥岩(Ms)		5～8m	暗灰～黒灰色泥岩と灰色シルト岩の互層。
	凝灰岩(Fa')		0.5～1.3m	層厚1m程度の[Fa]と同質の砂質凝灰岩で、連続性が良い。
	泥岩(Ms)		60m+	暗灰～黒灰色泥岩と灰色シルト岩の互層で、下位にむけて泥岩優勢となる。層厚数cm～10cm程度の白色細粒凝灰岩をしばしば挟み、軟質化している所が多い。石灰質泥岩からなる特徴的な鍵層(Kb1およびKb2)が認められ、白色細粒凝灰岩を下位からpm1～pm5に区分した。

右岸地すべり地に分布する地質の範囲

(主にボーリング資料により区分した)

4. 地すべり履歴

大河津分水路下流部の右岸においては、分水路建設時の大正年代から昭和初期に地すべりが繰り返し発生している(図-3、表-2)。その後は、地すべり地外における小規模なものを除き平成5年まで地すべりは発生していない。最も新しい平成5年6月に発生した地すべりは分水路建設時の大正年代に繰り返し発生した右岸地すべり地において、上流側の上方斜面で発生したものである。

左岸側においては右岸に比べ地すべり履歴はほとんどないが、平成8年3月に右岸地すべり下流端にある第二床固工の左岸側において、岩盤地すべりを発生している。

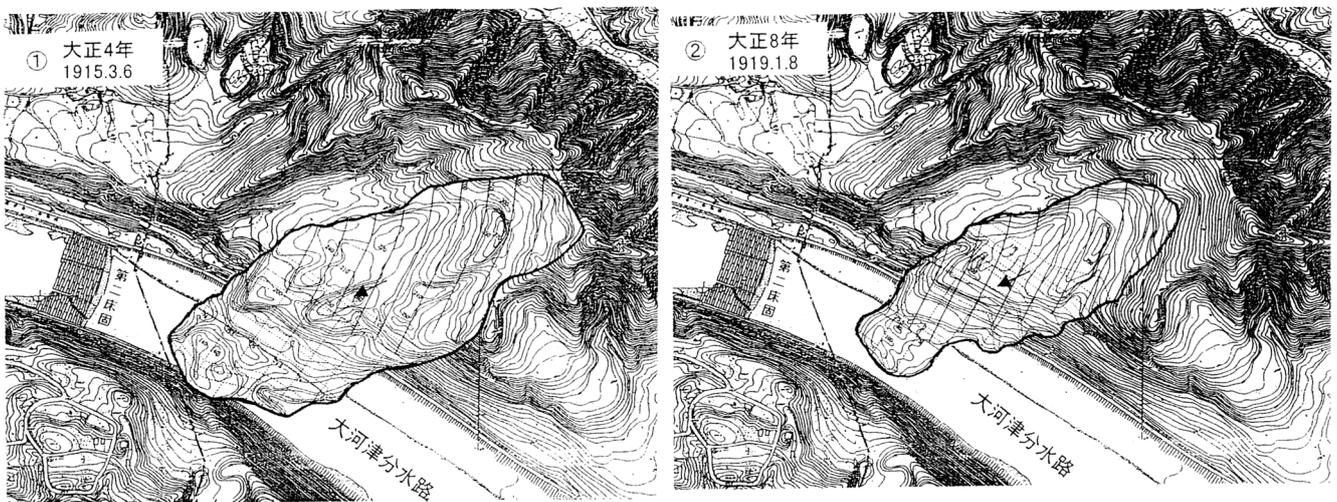


図-3(a) 地すべり変遷図(文献1)

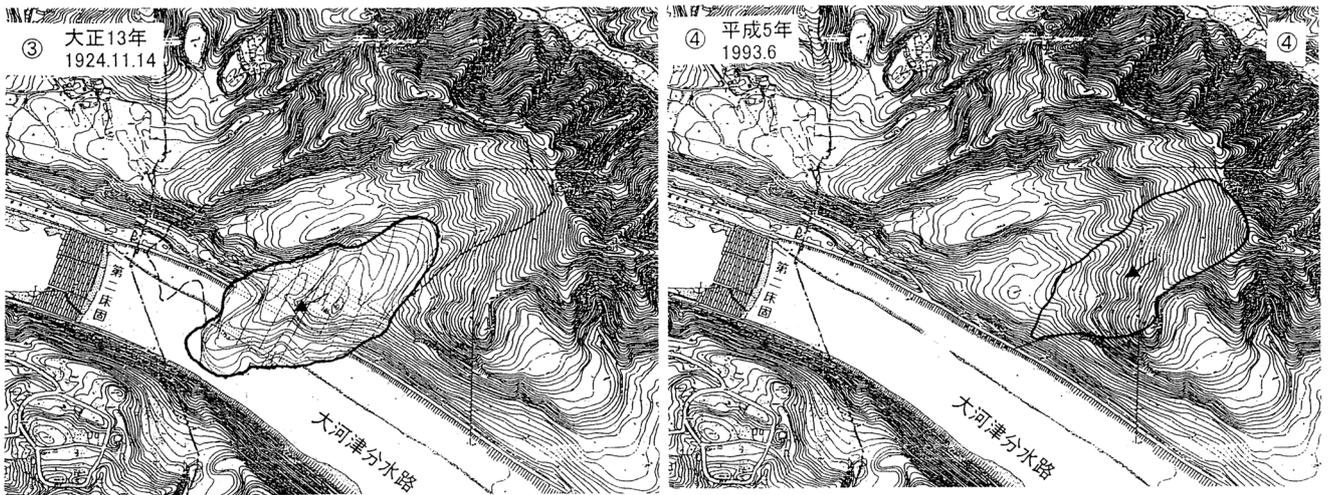


図-3(b) 地すべり変遷図(文献1)

表-2 おもな地すべりの発生履歴一覧表

	発生年月	位置	規模※1	移動土砂量※2	発生形態	備考
①	1915.3.6 (大正4年)	河口部から上流約 1.5kmの右岸	長さ 840m 幅 300m	600万m ³	岩盤地すべり(樹木 の大半が変状なく 全体が移動)	分水路施工中(明治42年～大正 11年)の地すべり
②	1919.1.8 (大正8年)	河口部から上流約 1.5kmの右岸	長さ 660m 幅 250m	360万m ³	大正4年地すべりの 移動土塊が再移動	分水路施工中(明治42年～大正 11年)の地すべり
③	1924.11.14 (大正13年)	河口部から上流約 1.5kmの右岸	長さ 540m 幅 200m	64.8万m ³	大正4年地すべりの 移動土塊が再移動	大正11年の分水路通水後に発 生した
④	1993.6 (平成5年)	河口部から上流約 1.7kmの右岸	長さ 400m 幅 200m	120万m ³	岩盤地すべり	対策工施工済み(斜面整形工、 集水井工、鋼管杭工、水路工) 観測中
⑤	1996. (平成8年)	河口部から上流約 1.2kmの左岸	長さ 100m 幅 180m	36万m ³	岩盤地すべり	対策工施工済み(排土工、集水 井工、鋼管杭工、アンカー工)

※1: ①、②、③は文献1の実測図(図-5)より推定

※2: ①、②、③は文献1に基づく。

5. 既往地すべりの発生機構とすべり面

5. 1 既往地すべりの発生機構

①素因

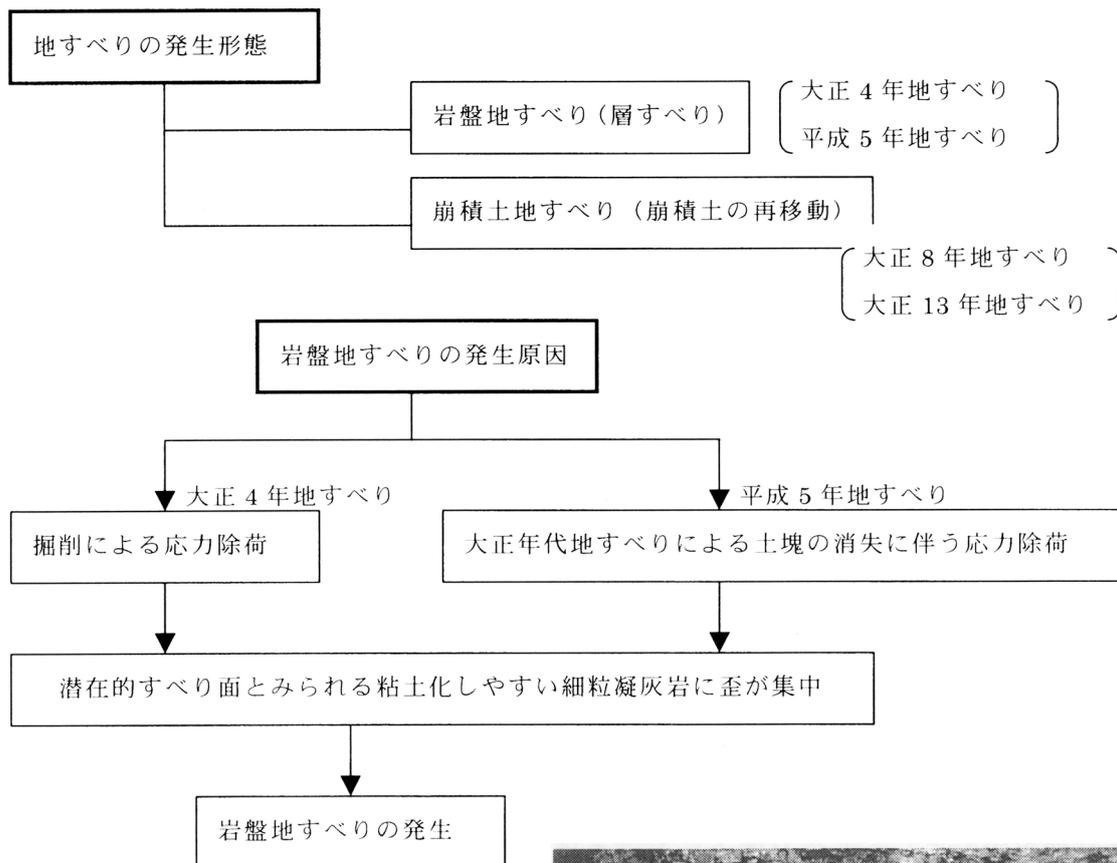
- ・地すべり地に分布する寺泊層は、分水路のやや下流側に傾斜する流れ盤構造となっている。
- ・泥岩中には連続性の良好な薄層の白色細粒凝灰岩が狭在しており、この凝灰岩が粘土化しやすく既往地すべりのすべり面となっている。この凝灰岩は右岸地すべり地に集中して分布しており、地すべりのすべり面以深にも分布する。
→ 今後新たに発生するかもしれない潜在的すべり面
- ・地すべり下流側の側部～末端部を規制すると考えられる高角度傾斜の亀裂集中帯が存在する。

以上から、地すべりの器を形成する弱面が潜在的に存在していることが地すべり発生の素因と考えられる。

②誘因

- ・ 分水路建設時に発生した第1回（大正4年）、第2回（大正8年）の地すべりは、分水路建設中に発生したものであり、直接的な発生原因は土工による影響と考えられる。（なお、第3回（大正13年）の地すべりは大正11年の分水路通水後に発生しており、土工の影響は考えられるが、直接的な原因は不明である。）
- ・ 平成5年発生地のすべりは、梅雨時の多量降雨が直接的原因と考えられる。

以上から、土工に伴う応力除荷、多量降雨に伴う間隙水圧の増大などが地すべり発生の誘因と考えられる。



5. 2すべり面

(1) すべり面露頭の確認

大正年代地すべりの末端部にあたる河床部ですべり面を確認した（写真-2、3）。これにより、地すべり発生当時の実測図（図-5）に示された地すべりの末端位置を再確認することができた。なお、すべり面露頭の状況から、地すべり末端部の上流側など、局所的にはすべり面が上位の弱面に乗り換える1m程度の小落差の階段状になっている部分があるものと推察される。

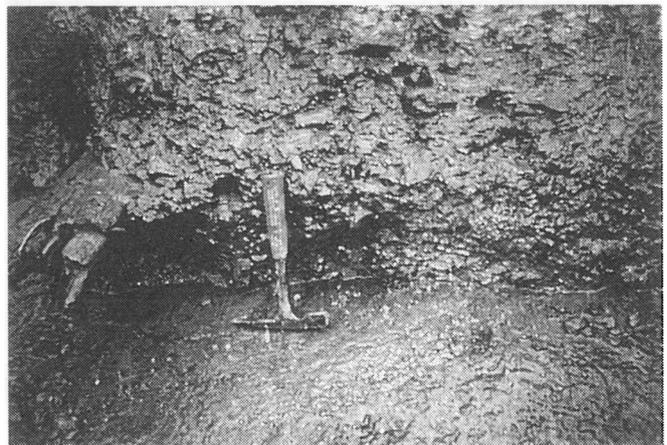


写真-2 すべり面近接写真（ハンマー位置がすべり面、埋木（分水路建設時のものと思われるまくら木）がすべり面直上の破砕部に突き刺さっている）

(2) 潜在的すべり面

すべり面露頭やボーリング調査結果などから確認したすべり面が数cm～10cm程度の薄層の白色細粒凝灰岩からなっていることを確認した(写真-4)。この凝灰岩層は、寺泊層の下位層準にあたる地すべり地やや上流側を中心に比較的頻繁に泥岩中に狭在している(図-6 地質断面図)。この凝灰岩層のうち連続性が良いと判断されるものは、主断面上ではすべり面下50m程度の範囲の中で数枚分布する。

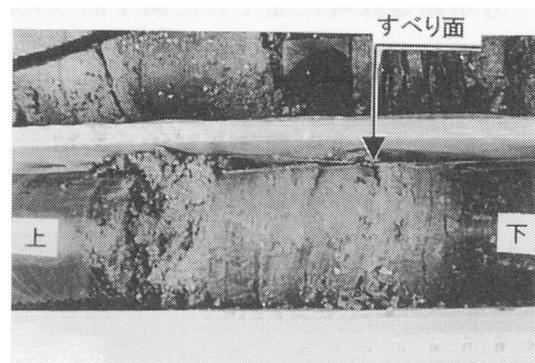


写真-4 すべり面のコア写真
(細粒凝灰岩からなる)

これらの深部に存在する連続性が良好な薄層の凝灰岩層は、今後新たなすべり面になる可能性がある潜在的すべり面であると考えられる。

(3) 既往地すべりのすべり面

既存文献、ボーリング調査結果等から大正年代の2回目、3回目地すべりは第1回目の地すべりの再すべりであり、これらは同じすべり面で活動した層すべりであったとみなされる。地質断面図(図-6)に示したように、大正年代地すべりの移動土塊は上方斜面ではすでに下方に滑動して消失しており、現在の地表面付近がかつてのすべり面位置と考えられる。この上方斜面においては、平成5年に新たな岩盤層すべりを発生している。

6. まとめ

大河津右岸地すべりは、流れ盤構造に沿った層すべりを発生しているが、このうち大正年代の第1回目(大正4年)と平成5年に発生した地すべりは、岩盤地すべりを生じている。すべり面は、泥岩中に狭在している薄層の白色細粒凝灰岩であり、この凝灰岩層は地すべり地を中心としてすべり面下における地すべり未発生岩盤深部にも存在している。この凝灰岩層は薄層ではあるが連続性が良好なものがあるため、これらは、将来土工などに伴って、新たに発生する可能性がある地すべりの潜在的すべり面になりうると考えられる。

参考文献

1. 建設省北陸地方建設局長岡工事事務所：信濃川大河津分水誌第2集，1969。

凡例

— — — —	第1回地すべり境界線
- · - · - ·	第2回地すべり境界線
· · · · ·	第3回地すべり境界線
▬▬▬▬	第3回地すべり影響範囲
	向上による亀裂線
▬▬▬▬	平成5年地すべり境界線

※ 本図は第3回目(大正13年)地すべりの実測図である(大正13年11月測量)

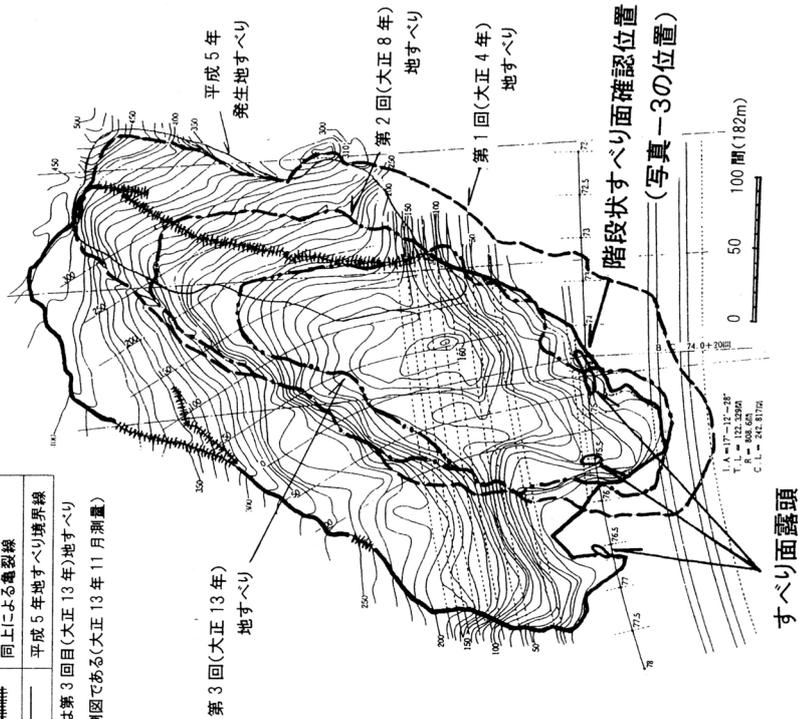


図-5 地すべり箇所実測図(文献1)



階段状を呈するすべり面
(大正13年発生地すべりのすべり面に相当し、末端部の上流側に位置する。)

写真-3 すべり面露頭

上流側 →

← 下流側

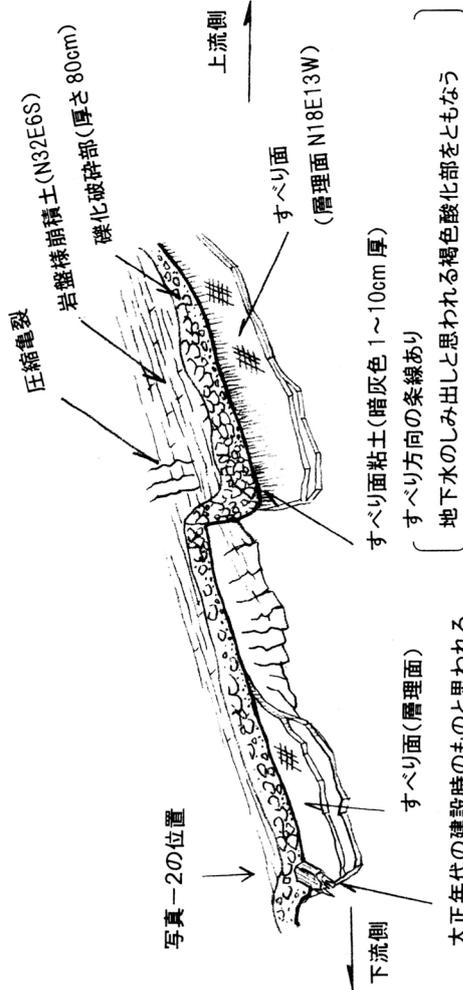
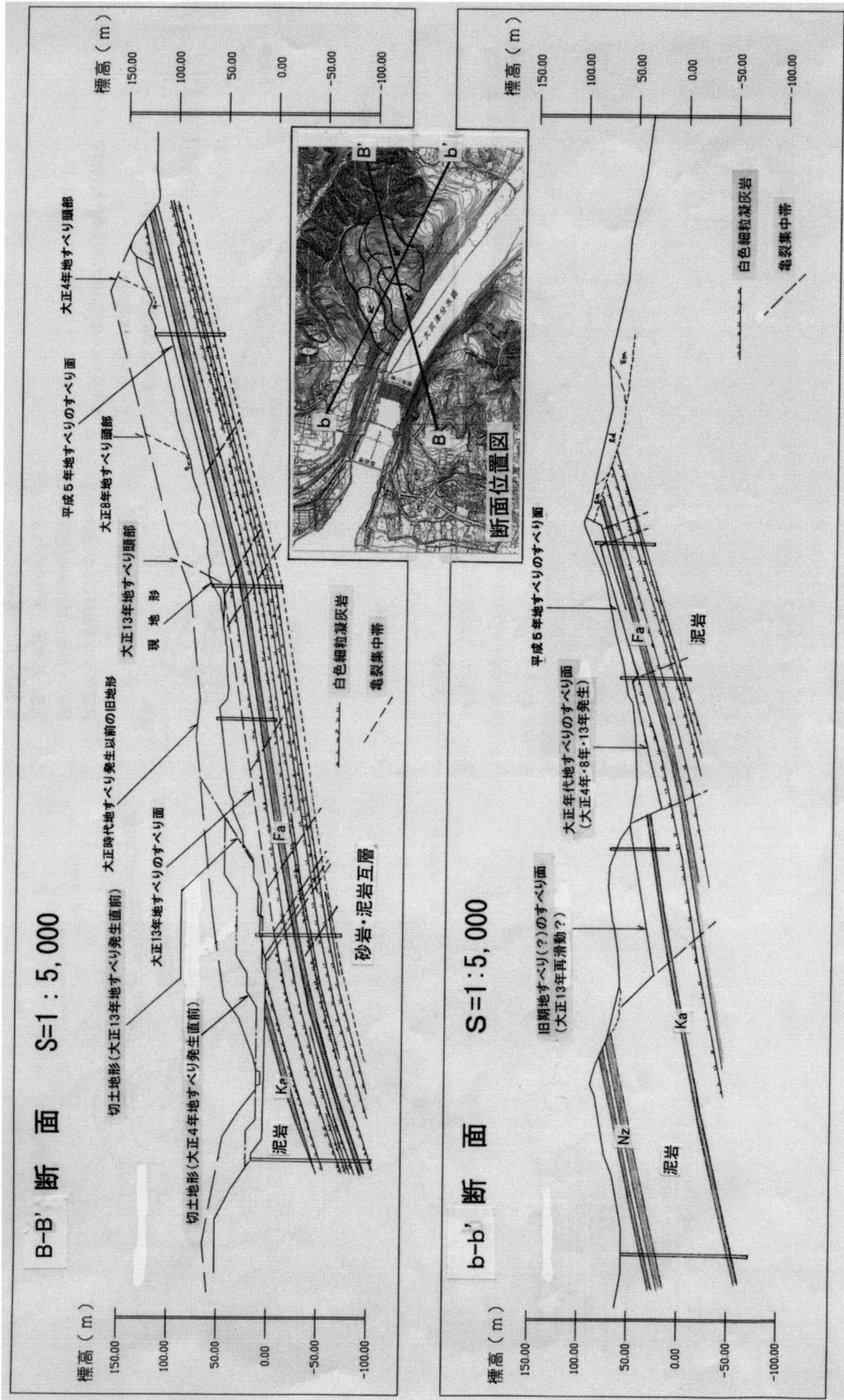


図-4 すべり面のスケッチ(写真-3に対応)



図一6 地質断面図

大河津右岸地すべりについて

小野田 勲（新潟県土木部砂防課）

1. はじめに

一級河川信濃川の大河津分水路は、信濃川下流の洪水被害を軽減する目的で、明治40年(1907)から昭和2年(1927)に新潟県西蒲原郡分水町から三島郡寺泊町に至る約10kmの丘陵地を開削して建設されたものである。大正年代の分水路開削時に3回の大規模な地すべりが発生し、その後も小規模な地すべりが開削された法面において発生している。

大正年間の地すべりの上流側部において、新たな地すべりが発生したため、新潟県土木部では、平成6年度から2ヶ年で災害関連緊急地すべり対策事業により、調査および対策工事を実施した。さらに、平成8年度から平成13年度にかけて地すべり対策事業により、周辺のブロックの対策を行った。大正13年の移動から約70年後に発生した大河津右岸地すべりの概要及び対策工について、大規模土工にともなう基礎地盤の風化等の影響が長時間に及ぶ事例として報告する。

2. 地すべりの概要

2-1. 位置

大河津右岸地すべりは、新潟県のほぼ中央に位置する新潟県西蒲原郡分水町大字渡部地内にあり、一級河川信濃川から分流する大河津分水路の河口より上流約1.5kmの右岸に位置する。本地すべりは、日本海に沿って連なる丘陵地内にあるが、角田山・弥彦山などからなる弥彦山山系から南方の西山丘陵へと続く境界部にあり、丘陵地の最も幅の狭まる場所に位置している。大河津分水路はここに開削により建設されたものである。

2-2. 地形

地すべり地の周辺の広域的な地形は、地すべり地の北方にある火山岩で構成される角田山、弥彦山を中心とする標高500～600mの島のような山地に対し、地すべり地を含めこれより南方の丘陵は上部中新統の寺泊層、椎谷層、鮮新統の西山層などの海域堆積物の泥岩や砂岩などから構成されるため起伏量400m以下の小起伏面を呈している。地すべり地近傍においては、標高150mほどの丘陵が分水路と同方向に走り、地すべりの頭部をなす稜線の北側は比較的急峻であり、地すべり地のある稜線の南側は比較的緩やかな斜面となっている。特に本地すべり地は、周囲の地形に対し緩やかな凹地形をなし、明瞭な地すべり地形をなしている。



図-1 位置図

2-3. 地質

地すべり地の基盤地質は、新第三紀中新世の層厚800m以上の寺泊層であり、泥岩を主体とし凝灰岩を挟在する。泥岩は、層理の発達する黒色泥岩（頁岩）であり、新鮮部では硬質であるが、風化作用に対する抵抗力が弱い。また、泥岩中に挟在する凝灰岩は、モンモリロナイトを含む白色の酸性凝灰岩であり、地下水によりベントナイト化しやすい性質を有している。この凝灰岩について厚さ3～6mのものが3層挟存しており、これらは下位からFa、Ka、Nz凝灰岩と称される。このうちFa凝灰岩は、地すべりの東側の外周をとりまくように分布し、地すべり地直下の泥岩中に存在する。また、地質構造は、流れ盤であり、走向N-S～NW-SE、傾斜10～20°の単斜構造をなす。さらに、地すべり地の西側に沿ってNE-SW方向の断層が推定される。

2-4. 地すべりの規模

地すべりの規模は、旧地すべりの南東部に位置する上部～中腹斜面で発生しており、斜面勾配約12°、幅約200m、延長約400m、厚さ10～15mである。頭部滑落崖は10m程度で、頭部から中部は20m以上の移動が観測された。一方、旧地すべりは幅300～400m、延長約600m、頭部が分水嶺、末端部が河床部にあり、比高差は約150mである。地すべりのブロック区分は、地すべり発生履歴から、旧地すべりブロックをⅠブロック（記録未詳）、大正年代に発生したものをⅡとし、発生順にⅡ-1、Ⅱ-2、Ⅱ-3ブロックとした。また、今回発生したものをⅢブロック区分している。

3. 調査の概要

3-1. 調査概要

地すべり発生に前後して旧建設省で設置した観測孔が地すべりの区域内に11孔存在するとともに、新潟県で地すべり発生後、災害関連緊急地すべり対策事業で15孔、地すべり対策事業において2孔の調査ボーリング実施した。新潟県で実施した調査については、8孔にパイプ歪計を、2孔に孔内傾斜計の観測を実施し、14孔について水位観測を2～4回／月の観測を実施した。また、ボーリング調査は基本的にオールコアボーリングとしているが、抑止杭等の設計資料とするため、8孔については標準貫入試験を併用した。

ボーリング調査の実施方針としては、ボーリング調査の主たる対象を、Ⅲブロック（災害関連ブロック）としているが、今後さらに広い範囲で滑動する潜在的な危険性等も考慮し、ボーリング地点は今回の発生ブロック外にも配置した。また、調査深度も、全調査ボーリングのうち代表箇所数本について、今回発生した地すべり深さを把握するのみならず、潜在的にすべり面の危険性のある凝灰岩層の分布を把握することを目的にやや深い調査深度とした。なお、調査測線としては、想定される地すべり方向に平行する3測線を設定し、これらの測線上にボーリング地点を配置した。

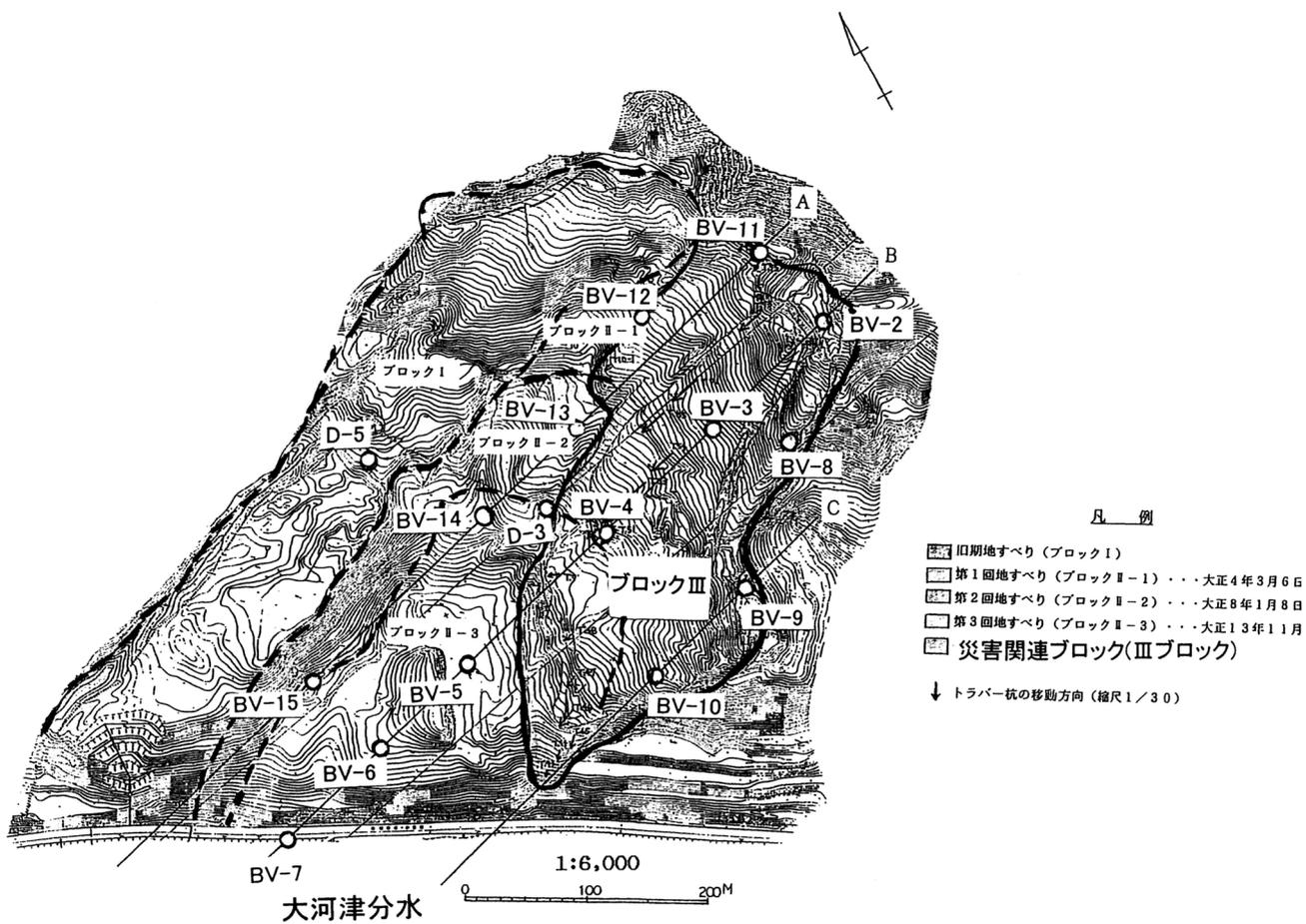


図-2 地すべりブロック区分(観測孔位置図)

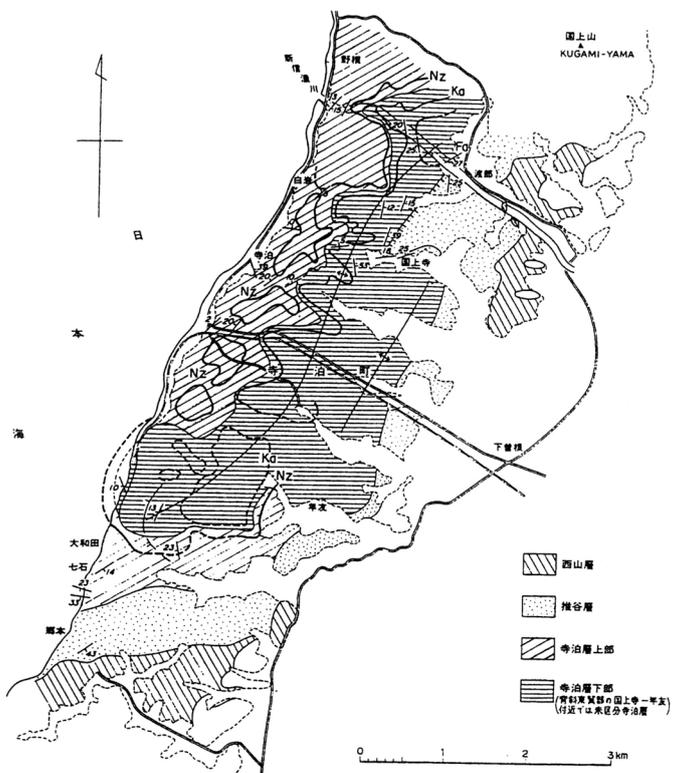


図-3 地質図 地質調査所報告(1974)

3-2 調査結果

(地質状況およびすべり面)

- ・移動土塊は、表層の軟質な岩片混りシルトは比較的薄く、風化～未風化泥岩が大半を占る。したがって今回の滑動ブロックは、泥岩を移動岩体とする初生の岩盤地すべりである。
- ・すべり面深度は、おおむね10～15mであり、薄層のすべり面粘土（薄層の凝灰岩起源のものを主体とする）が存在するとともに、一部条痕を伴う。
- ・すべり面傾斜は $\alpha = 14^\circ$ で平滑な面を形成しており、地層の傾斜に合致する。また、すべり面は基岩中のFa凝灰岩層上面から4～6m上部で平行に位置している。

(地下水状況)

- ・本ブロック内の地下水位は、おおむねすべり面より0～3m程度上部に位置しており、地表から深い位置に賦在する。揚水試験の結果では、全体にすべり面付近あるいはすべり面直下において $Q = 0.3 - 2.0 \text{ l/min}$ 程度の揚水量が確認された。ただし、ブロックの東側の側部においては地下水量は比較的少ない。
- ・平成3年3月から平成6年2月における既存観測データでは、今回滑動ブロック西側の側部に位置する既設観測孔(D-3)において、地すべりが発生したと思われる平成5年5月～6月において最も顕著な水位変動を示しており、平成5年変動量は $H = 1.5 - 2.0 \text{ m}$ である。

(移動観測結果)

- ・既存観測データでは、ブロック西側の側部に位置するD-3孔で、孔内傾斜計により地すべりが発生したと思われる平成5年6月において、深度10mに変位を生じているが、地すべりブロック外であるため、その後の大きな変位は認められていない。また、災害関連緊急事業で設置した歪計、孔内傾斜計では現在まで地すべりを確定～準確定とするほどの変位の累積は認められない。
- ・地すべりの移動量はトラバー杭の測量結果や地表踏査結果から地すべり頭部～中部で20m以上、末端部で10m以下である。

機構解析

4-1. 地すべり発生原因

(素因)

- ・地質が風化、軟質化しやすい新第三系寺泊層の泥岩・砂岩互層に薄層の凝灰岩が挟在し、流れ盤構造であること、特に凝灰岩は、地下水・土圧により容易に軟化しやすい性質を有しており、モンモリロナイトに変質し、すべり面が形成されやすい地質的条件下にあることが素因として考えられる。
- ・また、大河津分水路建設時に発生した地すべりにより、今回発生したブロックの位置する斜面上部の地盤に緩るみが生じ、地下水の浸透を促進し風化作用を大きく受けたことも地すべり発生における地質的素因の一つにあげられる。

(誘因)

- ・平成5年5月～7月の梅雨期前後の降水量が498mm/3ヶ月と平年に比べて多めの降水量であり、地すべり地内に水位上昇をきたしたことが地すべり発生の直接的な誘因と考えられるが、この降雨量は過去70年の中で特筆べき値ではない。

(地すべりの末端部が斜面中腹部となった原因)

なお、地すべり末端部が斜面中腹部となった原因としては、基岩の地層の傾斜が地すべりブロックの末端部付近を境に緩くなり勾配が変換していること、またこの付近の旧崩土の層厚が比較的厚くなっていることなどから地すべりがこの付近で抜け上がりやすい地形・地質条件下にあったことによるものと考えられる。

4-2. 地すべりの発生過程

調査結果から、今回の滑動ブロックは主に泥岩を移動岩体とする岩盤地すべりであることから、過去に何回も滑動を経験した移動ブロックであるとは考えがたい。したがって、過去の大河津分水路建設時に発生した地すべりの範囲が今回の滑動ブロックまで及んでいたとしても、今回の滑動ブロックの西側尾根部を中心とする部分が地形的に不安定な地塊として残り、このことが今回の地すべり発生の原因になったとも考えられる。

以下に、想定される地すべりの発生過程を模式図にして示す。

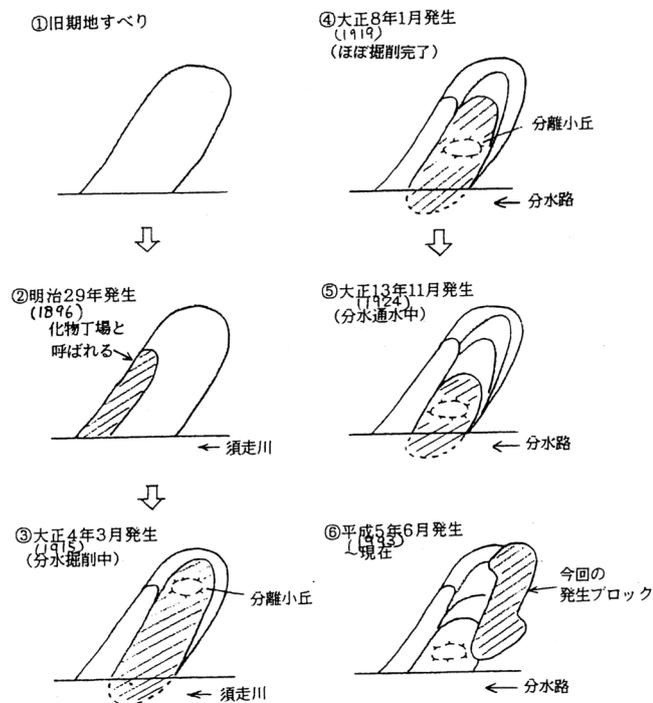


図-4 地すべり発生過程図

5 対策工法

5-1. 方針

新潟県では、地下水排除による抑制工を基本にして地すべり対策事業を実施しているが、当地すべりでは、地下水位がすべり面から0~3m上部に位置し、しかも年間の変動量が2m程度であることから、地下水排除による水位低下による安全率の向上は5%程度しか期待されない。しかし、地すべりにより大河津分水が埋塞した場合の被害の甚大さを考慮して鋼管杭による抑止工を併用し、計画安全率1.2を確保することとした。

5-2. 安定解析

・被災時水位の想定

地すべり発生時の水位は不明であるが、歪計に変動があった平成5年6月に他のブロックでは最高水位が観測されていることから、最高水位に近い状態で地すべりが発生したものと考えられる。一方、調査時(平成6年8月)の水位は、平成6年5月以降が記録的な小雨であったため最低水位状態にあったものと推察される。建設省が設置した11孔の既存水位観測孔の最高水位と最低水位の平均水位変動量は、 $\Delta H=1.9\text{m}$ (平均)であることから、地すべり発生時の水位を、現況水位よりもこの平均変動量分だけ、高い水位とし地すべり安全率を $F_s=0.98$ と仮定し、土質定数を逆算により算出した。

・土質定数の設定

土質定数の設定に当たっては、地すべり移動層の単位体積重量 γ を移動層の主体が新鮮岩~風化岩であることから、風化岩(N=50): $\gamma=2.0\sim 2.2\text{tf/m}^3$ のうち、 $\gamma=2.1\text{tf/m}^3$ を採用した。以上から、設定した土質定数は次のようになる。

被災時水位(想定) $c=1.7\text{tf/m}^3$ (層厚の1/10)、 $\phi=10.88^\circ$ 、 $\gamma=2.1\text{tf/m}^3$

- ・計画安全率……………P. $F_s=1.20$ (大河津分水路、県道あり)
- ・計画水位……………想定高水位(被災時水位)-1.9m($F_s=1.03$)
- ・不足抑止荷重……………Pr=365.8t/m($F_s=1.03\rightarrow P.F_s=1.20$ のとき)

5-3. 対策工事概要

対策工の設計にあたっては、下記の点に留意した。

① 集水井を中心とした抑制工は、地下水位が低いこと、また、調査時水位が最低水位に近いとの判断から地下水の更なる低下を図るというよりも、調査時水位(=設計水位)の維持と、これより上昇分のカットを主目的とする。したがって、現況の安全率の向上の大部分は直接的な抑止工によって図るものとする。

② 杭打工は、抑制工の効果に大きな期待ができないこと、また滑動直後の地すべりであり、現況斜面の安全率が $F_s=1.0$ に近いことを考慮し、曲げぐい(くさびぐい)として設計した。対策工事の全体概要は図-5~6、表-1に示す。

なお、杭打工の施工にあたっては、重機の搬入可能な工事用道路の建設が可能であったため、杭打工の削孔を山岳地で適用される大口径ボーリングでなく、アースオーガ掘削により施工した。この結果、抑止杭工の経費を圧縮することができた。平成6年から2か年で抑止杭及び集水井11基を施工することができ、早期に地すべりの安定を確保できた。

大河津石岸地すべり対策事業経緯

年度	工事概要	備考
H6	集水井工 (STK490 φ600mm t=15mm L=15.8m) 105本 抑止杭工 (STK490 φ600mm t=15mm L=15.5m) 81本 抑止杭工 (STK490 φ600mm t=15mm L=17.5m) 80本 集水井工 (φ9.5m H10~H15m, Z=H+138m) L=600m リング (φ1.95m 17本) 集水井工 (鋼管工、鋼管工) 集水井工 (鋼管工、鋼管工) 集水井工 (鋼管工、鋼管工) 集水井工 (鋼管工、鋼管工)	旧集水井基礎地すべり 対策事業
H7	集水井工 (φ9.5m H10~H15m) L=600m リング (φ1.95m 17本) 集水井工 (鋼管工、鋼管工) 集水井工 (鋼管工、鋼管工) 集水井工 (鋼管工、鋼管工) 集水井工 (鋼管工、鋼管工)	
H8	集水井工 (φ9.5m H15m) 1基 集水井工 (φ1.95mm 1本) L=60.8m 集水井工 (φ1.95mm 14本) L=10.0m	地すべり対策 (集水井) 事業
H9	集水井工 (φ9.5m H15m) 2基 L=100m 集水井工 (φ9.5m H15m) 6本 L=360m 集水井工 (鋼管工、鋼管工)	"
H10	法面保護工 (吹付法特工) A=1.001m ²	"
H11	法面保護工 (吹付法特工) A=975m ²	"
H12	法面保護工 (吹付法特工) A=410m ²	"
H13	法面保護工 (吹付法特工) A=190m ² 横ボートリング L=180m	"
計		

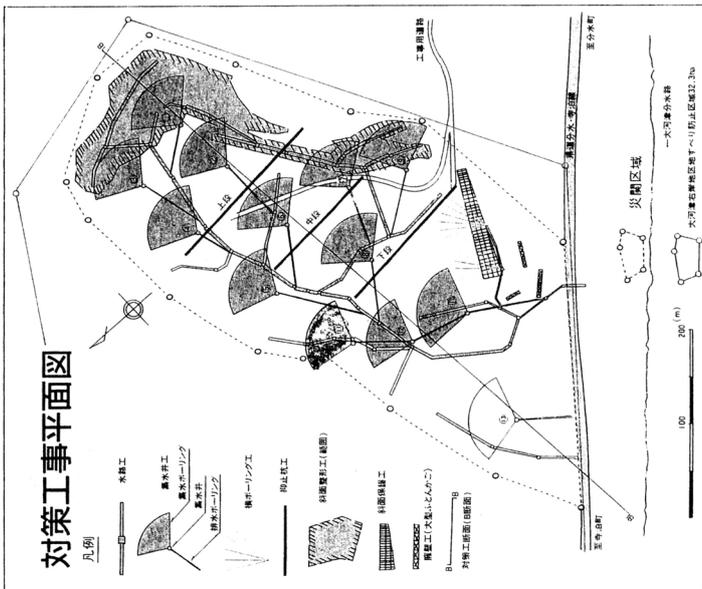
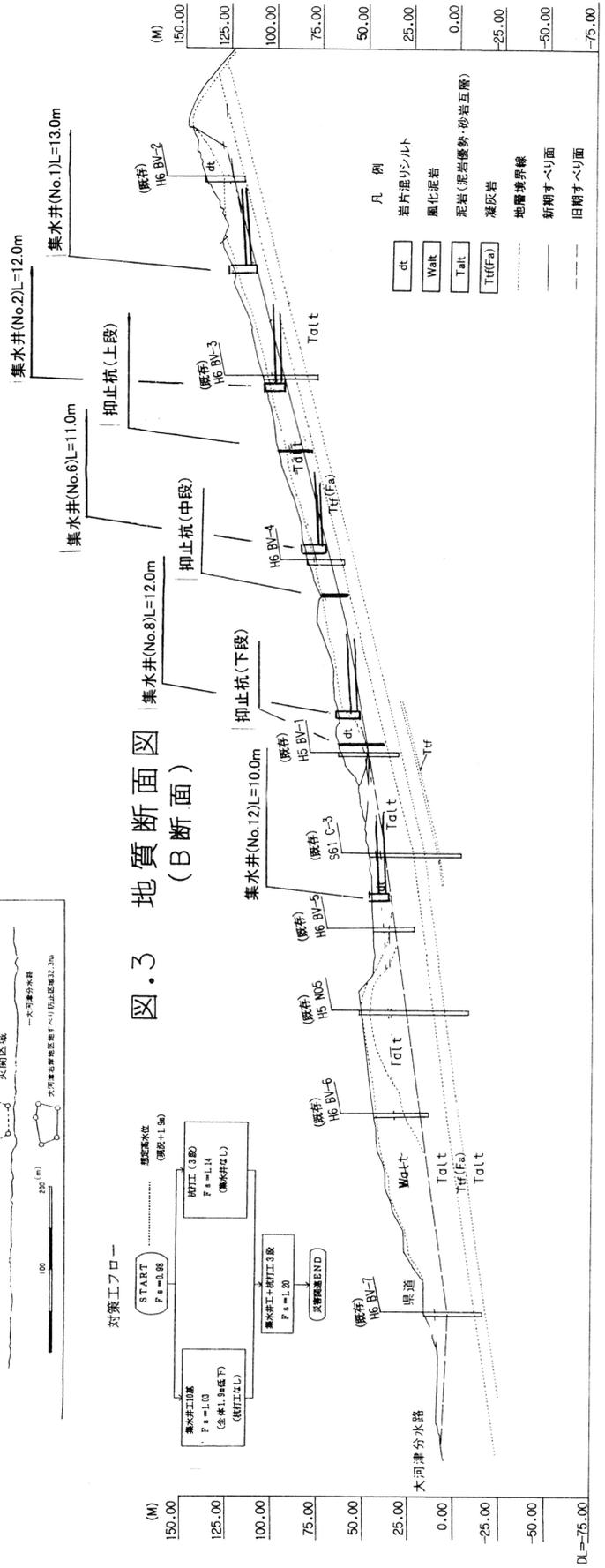


図.3 地質断面図 (B断面)



5-4. 対策工実施後の状況

その後の対策工実施後の水位変化を確認したところでは、最高水位は計画水位を上回っている箇所が見受けられるが、地すべりの兆候は確認されていない。また、抑止杭近傍の調査孔の歪計に歪みの累積が確認されていないことから、地すべりは安定していると想定される。

今後さらに観測を継続し、地すべりの安定度を検討する予定でいる。

ボーリング孔	計画水位	H10最高水位	H11最高水位	H12最高水位	H13最高水位
BV-1	13.31	15.62	12.09	14.48	12.07
BV-2	14.32	14.86	14.84	14.99	15.39
BV-3	4.76	4.96	4.66	8.60	6.69
BV-4	4.84	5.18	5.28	4.97	4.65

表-2 水位変化表

6. まとめ

本地すべりは新潟県における新第三紀寺泊層で活動した地すべりとしては比較的事例の少ない初生地すべりと考えられる。これは、大河津分水の掘削とそれに伴う大規模な地すべりにより、地形的に不安定化したことによるものと推察される。しかし、不安定化してから地すべりの発生までに約70年の期間を要したことは、大規模土工による長期的な影響の範囲を予測することがいかに困難なことであることを示している。

幸いにして、本地すべりにおいては、人災、道路河川への被害もなく、その後の対策工事を無事完了することができた。この地すべりでは、不安定化してから地すべり発生までの時間が非常に長かった特殊な事例ではあるが、土工等による影響を検討する場合の参考になれば幸いである。

大谷ダム建設工事と地すべり対策

関 秀明 (新潟県河川整備課)

1 はじめに

1-1 大谷ダムの概要

大谷ダムは、信濃川水系五十嵐川の新潟県南蒲原郡下田村大谷、笠堀地先に多目的ダムとして建設され、五十嵐川総合開発の一環をなすものである。(図1参照)

ダムは中央しゃ水壁型ロックフィルダムとして高さ75.5m、総貯水容量21,100,000m³、有効貯水容量17,500,000m³で洪水調節、流水の正常な機能の維持及び上水道用水の供給を目的とするものである。

ダム本体工事は、昭和55年10月から着手し、平成5年6月に試験湛水を終了した。この間、12年9ヶ月の工期を要した。

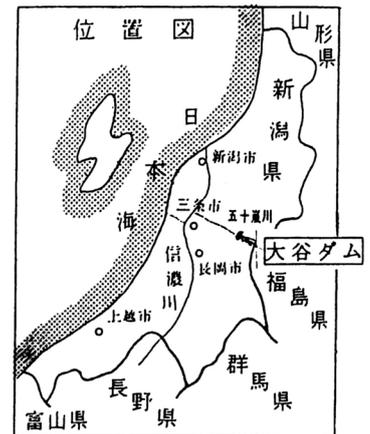


図1 位置図

1-2 流域の概要

五十嵐川は新潟県のほぼ中央に位置し、刈谷田川とともに信濃川に注ぐ主要河川であり、その源を烏帽子岳(1,350m)に発し、笠堀地点で笠堀川を合わせ、景勝八木鼻地点で守門川を合流する。

その後五十嵐川は、下田村の丘陵地を流下し、太平川・鹿熊川を合わせて三条市の市街地を貫流し信濃川に合流する、流域面積337.3km²、流路延長38.7kmの一級河川である。

河川の流域は北西に細長く、上流地帯は守門岳を中心とする新期安山岩と栗岳を含む古成層が分布し、中流河岸段丘部は洪積層からなるほか、下流部の沖積層地帯を除けば、大半は第三紀層である。

河川勾配は、上流部で比較的急勾配であるが、中流部では川幅は広く勾配は緩くなり、河床堆積物が目立ってくる。

耕地は中流部の河岸段丘及び下流部の沖積層を開田し、五十嵐川より取水し利用している。

1-3 ダムサイトの地質

本地域は、新第三紀の緑色凝灰岩と堆積岩分布地帯との境界に位置し、貯水池は緑色凝灰岩地帯に属する。

ダムサイト周辺は、第三紀中新世の緑色凝灰岩と、これを貫く火山岩類(斜長流紋岩、粗粒玄武岩)を基盤として、第四紀の段丘堆積物、崖錘及び現河床堆積物が被覆層として存在する。

2 地すべり調査と対策工の概要

貯水池周辺の地すべりに関しては、まず概略調査として、空中写真判読・地表地質調査を実施し、地すべり地と大規模な崖錘地帯などの危険斜面のリストアップを行った。

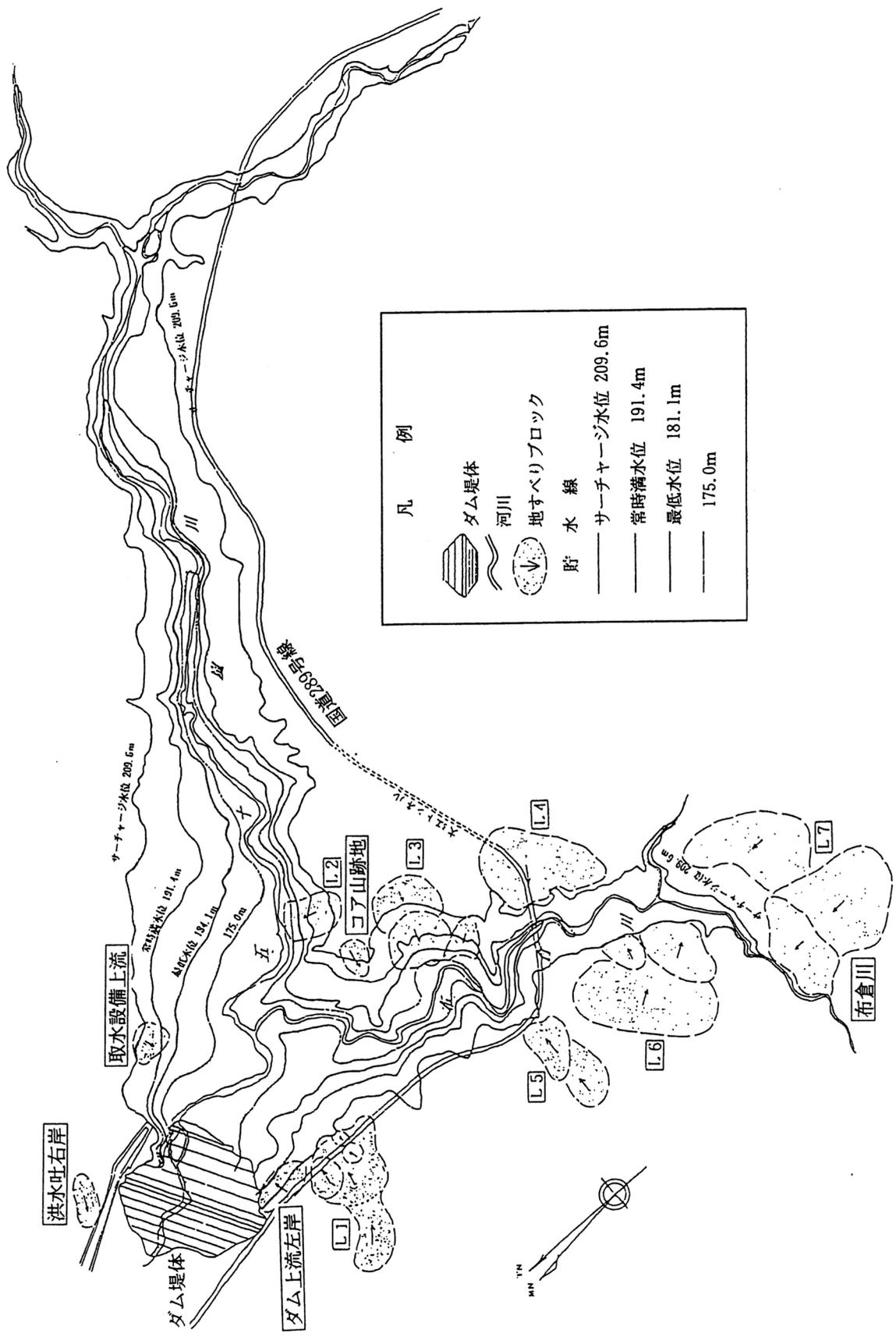
(図2、表2-1、表2-2参照)

概略調査の結果から、ダム湛水後に活動の危険性があると判断された箇所としてL-1・L-2・L-3・L-6の4地区の地すべり地が抽出された。この4地区については、さらに詳細調査としてボーリング調査を実施し、対策工の設計・施工を実施した。

また、工事中に崩壊・変形・地すべり・斜面の不安定化が生じた4箇所(洪水吐右岸、ダム上流左岸、コア山、取水設備上流)についても地質調査を実施し、対策工を実施した。

これらのほかに、貯水池外ではあるが、布倉川上流右岸で実際に地すべりが発生し布倉沢が埋没したため、地質調査を実施し対策工を行った。(表2-3参照)

今回は、特に難航した洪水吐右岸地すべりについて、詳述する。



凡 例	
	ダム堤体
	河川
	地すべりブロック
	貯水線
	サーチャージ水位 209.6m
	常時満水位 191.4m
	最低水位 181.1m
	175.0m



図 2 貯水池周辺地すべり分布

表 2-1-1 貯水池地すべりの危険度区分表（概略調査の基準）

現況の活動性	ダム施設・貯水池などへの影響	湛水による影響度	総合判定（重要度）	
			危険度区分の組み合わせ	対応
a 現在活動中の地すべり、あるいは亀裂が発生しているもの。 人為的な環境変化の有無に係わらず危険性が高いもの。	a 影響が大きい。 ダム施設などの重要施設に直接被害をおよぼす可能性がある。	a 影響が大きい。 サーチャージ水位が地すべり斜面の1/3以上にあるもの。	a, a~b, a~d a~c, a, a~d ○現在活動している地すべり、ダム・貯水池などへの影響が大きいもの。 ○現在活動していない地すべり、ダム・貯水池などへの影響が大きいもの。	詳細調査を実施する。 安定解析を行い、抑止工を中心にした対策を検討する。 計画安全率は原則として1.20以上とする。
b 現在活動していない地すべり。 ただし、古い滑落崖が分布するなど明瞭な地すべり地形を示すもの。 人為的な環境変化を直接の誘因として滑り出す可能性が高いもの。	b 影響はあるが、ダム施設などの重要施設に直接被害をおよぼす可能性は小さい。	b 影響がある。 サーチャージ水位が地すべり斜面の1/3以下にあるもの。	b~c, b, a~b ○現在活動していない地すべりでも、活動した場合適当なダム・貯水池などへの影響があるもの。しかも湛水による影響があり活動する可能性のあるもの。	詳細調査を実施する。 安定解析を行い、抑止工を中心にした対策を検討し、場合によっては抑止工による対策も検討する。 計画安全率は原則として1.10以上とする。
c 現在活動していない地すべり。 かなり安定していると思われるもので、地すべり地形が不明瞭なもの。 人為的な大規模な環境変化を加えない限り滑り出す可能性が低いもの。	c ほとんど影響がない。	c 影響は小さい。 サーチャージ水位が地すべり斜面の末端にわずかにかかるもの。	b~c, b, c~d a, c, d ○現在活動していない地すべりでも、活動した場合ダム・貯水池などへの影響がほとんどないもの。 ○現在活動している地すべりでも、ダム・貯水池などへの影響がほとんどないもの。	規模の大きいものや現在滑動しているもの等、場合によっては詳細調査を実施する。 原則として対策工は検討しない。
-	-	d 影響はほとんどない。 地すべりがサーチャージ水位以上に位置するもの。 あるいは最低水位以下に水没するもの。	b~c, b, c~d ○現在活動していない地すべりでも、ダム・貯水池などへの影響がほとんどないもの。 ○湛水による影響も小さいかほとんどなく、活動する可能性の小さいもの。	詳細調査は実施しない。 対策工は検討しない。

表 2-2 貯水池地すべり危険地区の評価一覧表（概略調査の結果とその対応）

地すべり地区名	ブロック区分	位置	規模		地すべりの状況	危険度区分			総合判定(重要度)	備考	対応
			幅	延長		現在の活動性	ダム・貯水池などへの影響	湛水による影響			
L1	L1-1	ダムサイト直上流左岸	170m	180m	上部にL1-2ブロック、下部にL1-1ブロックが分布している。 ○L1-2の平らな凹地の頭部には亀裂跡が見られる。 ○L1-1の二次的な小ブロックが形成されている。	c	a	c	A	ダムサイトに近接している。L1-1ブロックの末端はサーチャージ水位にわずかにかかる程度である。しかし、L1-1ブロック未満であるL1-3、L1-5ブロックは1/4-1/2がサーチャージ水位にかかることになる。このため、湛水により不安定化する恐れがあり、消動するとL1-1ブロック全体の不安定化につながる。	詳細調査実施。 対策工を施工。 ○杭打ち ○押え盛土工 ○水抜ボーリング工
	L1-3										
	L1-4										
	L1-5										
	L1-2										
L2	L2	五十嵐川本流左岸コア山脇	100m	150m	○頭部に滑落崖などが見られないが、周辺の地形に比較して緩斜面である。	b	b	a	B	地すべり斜面の2/3がサーチャージ水位以下にあり、湛水により大きく不安定化する恐れがある。	詳細調査実施。 対策工を施工。 ○杭打ち
L3	L3-1	布倉沢右岸	180m	250m	○上部にL3-1ブロック、下部にL3-2ブロックが、上流に接してL3-3ブロックが分布している。 ○頭部が平坦で、明瞭な地すべり地形をなすが、現在消動している形跡はない。	b	b	b	B	地すべりブロックの大半がサーチャージ水位以下にあり、湛水により大きく不安定化する恐れがある。	詳細調査実施。 対策工を施工。 ○杭打ち ○水抜ボーリング工
	L3-2										
	L3-3										
L4	L4	大江トンネル周辺	250m	200m	○著しく解体されており、地すべり地形は不明瞭。	c	b	d	C	サーチャージ水位よりも上部にあり、湛水の影響を受けない。	詳細調査および対策工不要。
L5	L5-1	布倉沢左岸	100m	250m	○上部にL5-1ブロックが分布している。国道脇に、すべり面と判断される低角度の剪断面が見られた。 ○L6-1ブロックの頭部に薄状の凹地があり、ここからL6-2、L6-3はL6-1ブロックに生じた二次すべり。	c	b	d	C	サーチャージ水位よりも上部にあり、湛水の影響を受けない。	詳細調査および対策工不要。
	L5-2										
L6	L6-1	布倉沢左岸	350m	300m	○古い岩盤地すべりであり、すべり面も確認される。緩斜面をなす異常な凹地や小丘が見られる。現在地すべり地形は不明瞭。	c	b	d	C	地すべりブロックの末端がわずかにサーチャージ水位にかかる恐れがあるが、湛水の影響は小さいと判断される。	詳細調査実施。 対策工不要。
	L6-2										
	L6-3										
L7	L7	布倉沢右岸上流	500m	200m		c	b	d	C	サーチャージ水位よりも上部にあり、湛水の影響を受けない。	一部で詳細調査を実施し、対策工を施工。 ○頭部盛土工 ○押え盛土工

表 2-1-3 ダム本体工事中に発生した崩壊・変形箇所一覧表

名称	位置	規模	地すべりの概要	変形状況	原因	備考	対応	応
洪水吐き 右岸	洪水吐 右岸	幅 55m 延長 100m 層厚 10m	緑色凝灰岩と斜長流紋 岩の接触部に堆積した 崩積土すべり。	大小4次のすべり崩壊 を生じている。 対策工施行後は、変形 は認められず、地下水 位の大きな上昇なし。	洪水吐掘削工事による 土塊パラランスの不安定 化と地下水位の上昇が 原因。	貯水池外。	・洪水吐縦断形状変更 による掘削範囲の縮 小。 ・押え盛土工・排土工 ・抑止杭+頭部アンカー 工 ・地下水排除工	
ダム上流 左岸	ロック 及び 上部 法面	幅 130m 延長 75m 層厚 30m	緑色凝灰岩上部の古い 岩盤地すべり。	初生変形として、斜面 の中断にオーブニングラッ クが生じたが、応急対 策の押え盛土により安 定化。挙動観測で顕著 な動きは認められなかつ た。	ロック敷掘削工事によ る土塊パラランスの不安 定化が原因。	貯水池内であり、水位 急低下時に不安定化が 予想される。	・上部排土工 ・押え盛土工 ・吹付け枠工+アンカー 工	
コア山	コア 掘削 法面	幅 70m 延長 80m 層厚 5m	緑色凝灰岩表層の強風 化部風化岩表層すべり。	初生変形としては、法 面保護工の変形程度で あったが、最終的に崩 壊した。	コア採取掘削による応 力開放と乾湿繰り返し返し 減少によるスレスレキン グが原因。	貯水池内であり、水位 急低下時に不安定化が 予想される。	・上部排土工 ・押え盛土工	
取水設備 上流	取水設 備 斜 面	幅 70m 延長 90m 層厚 15m	崖錘堆積物である。 地すべりは発生してい ないが、切土したため に斜面の不安定化が懸 念された。	特に変形はない。 貯水時の安全率の低下 状況から対策工を計画。	——	貯水池内であり、水位 急低下時に不安定化が 予想される。	・上部排土工 ・押え盛土工	
布倉沢 上流右岸	川 支 倉 右 岸 上 流 右 岸 上 位	幅 270m 延長 430m 層厚 45m	緑色凝灰岩王の古期崩 積土すべり。 1-7地区の一部。	地すべりを生じ、崩積 土の一部が布倉沢の河 道を埋没し上流が貯水 した。	融雪水と多量の降雨に よる地下水位上昇が原 因。	当地すべりは、ダム工 事によるすべり地では ない。 貯水池外であるが、河 道埋没土石が貯水池内 に流入する恐れがある。	・押え盛土工+頭部排 土工 ・河道切替え流路工+ 床固め工	

3 洪水吐右岸地すべりブロック対策

3-1 概要

昭和56年8月から11月にかけて減勢工及び非常用洪水吐の掘削中に上部斜面より地すべりが発生した。このため、地すべり対策として杭+アンカー工を施工し昭和59年9月に完成した。しかし、安定したかに見えた同斜面が、昭和59年10月には再び移動を開始し、移動土塊は抑止杭を変形させ、さらにはアンカーの破壊を招くに至った。

このため地すべりのため本体工事の工程が大きく遅れることとなり、また減勢工ならびに非常用洪水吐の設計変更を余儀なくされた。

その後、昭和60年には最終的な地すべり対策が完成し、ようやく斜面を安定させることができた。

3-2 地すべり地の地質

地すべり地は、2つの斜長流紋岩体に挟まれた緑色凝灰岩類の地帯にある。この緑色凝灰岩類にはダムサイトから連続するF-1断層と粗粒玄武岩の岩脈が貫入しており全体的に変質作用を受けて軟質化している。地すべり地の地質は、この緑色凝灰岩を基盤としてその上部に段丘砂礫層、崖錘堆積物の層序となっておりこの崖錘堆積物が地すべり現象を起こしたものである。

本ダムの洪水吐シュート部は、この地すべり地を横切る形で施工する状態であるが、当初この洪水吐右岸には段丘堆積物が露頭しており、比較的安定した砂礫層と評価し、大規模な明かり掘削を開始したものである。

すべり規模は、幅70m×延長120m×最大層厚10mである。

調査数量は、

ボーリング調査 25孔、延長650m

地下水観測孔 9孔

パイプ歪み計 3孔

3-3 地すべりの発生経緯

昭和56年8月から11月にかけて発生した地すべりは大きく3回に分けて発生している。

① 地すべり発生前

周辺工事として1号トンネル、2号トンネルの掘削、アーチ覆工が施工されたが最初の地すべり発生前までには終了していた。この施工中には地すべりの兆候は見られず直後は安定していたと見られる。

② 第一次すべり（昭和56年8月18日）

第一次すべりは、洪水吐掘削開始後2ヶ月、すべり前面の土塊切取り後0.5~1.0ヶ月の時点で発生した。この地すべり発生前にはまとまった雨はなく、発生前後には地下水の湧水は認められていない。

③ 第二次すべり（昭和56年10月10日）

第一次すべり後、崩壊法面の修正、切土勾配の緩和のため、1:1.2程度に法面の切直し

を行った後の約半月後に発生した。地すべり発生前の0.5ヶ月の間に20～30mm/日の降雨を6日程経験しており、ある程度の地下水の上昇があったものと考えられるが地すべり面からの地下水の湧水は見られなかった。

④ 第三次すべり（昭和56年11月28日）

第二次すべり後、すべり頂部の不安定土塊を若干移動させたが約1.5ヶ月後に3回目の地すべりが発生した。すべりの発生前の約1.5ヶ月にわたり降雨日が続いており崩壊土砂は含水量が高くルーズな状態であり、降雨および地下水の影響が強かったものと推定される。

3-4 地すべりの原因と解析

1) 発生原因

一次すべりは斜面端部の土塊除去による斜面崩壊と推定される。しかし、後の2回の地すべりは1.5ヶ月から2.0ヶ月という時間的経過を経て発生している。単に土塊の不均衡だけで地すべりが発生するとすれば、連続的に3回の地すべりが発生するはずである。

時間的ずれの原因として掘削→降雨による地下水の変化（上昇）→崩壊（安全率の低下）という機構と合わせて、不安定土塊のひずみ量が逐次累積して限界値を越えて移動を開始したとする機構も考えられる。

しかし、二次・三次すべり発生前には連続した降雨を記録し、移動土塊と含水量が高くルーズな状態であったことから、主要原因としては降雨による地下水の急激な上昇が間隙水圧の増加を招き、土塊の抵抗力を減じさせたものと考えられる。

2) 安定解析

計算方法は、スライス分割法簡便式の円弧すべりによった。

すべり面強度は、逆算法により $C = 1.0 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 25^\circ$ と設定した。

3段階の各すべりに対して安定計算を行った結果は次のとおりである。

一次すべり $F_s = 0.95$ （地下水の影響なし）

二次すべり $F_s = 0.95$ （地下水がすべり層厚の1/8上昇）

三次すべり $F_s = 0.95$ （地下水がすべり層厚の3/8上昇）

3-5 対策工

地すべり対策工法の選定にあたり、当ダムの場合、次のような制約がある。

- ①地すべり地の前面は洪水吐を設けるため、押え盛土を行うことは地形的に困難である。
- ②地すべり地頭部は後背山地に影響し、排土が不可能である。

これらの2点を踏まえ、比較検討の結果、経済性と施工性に有利な、杭+アンカー工を採用した。対策工の設計条件は、以下のとおりである。

○計画安全率 完成時 $F_s = 1.20$ 、洪水吐き施工時 $F_s = 1.10$

○必要抑止力 $Pr = 84 \text{ tf/m}$

構造計算は、凝灰岩（不動層）およびアンカー頭部で弾性支持された杭として行った。抑止工の諸元は、次のとおりである。

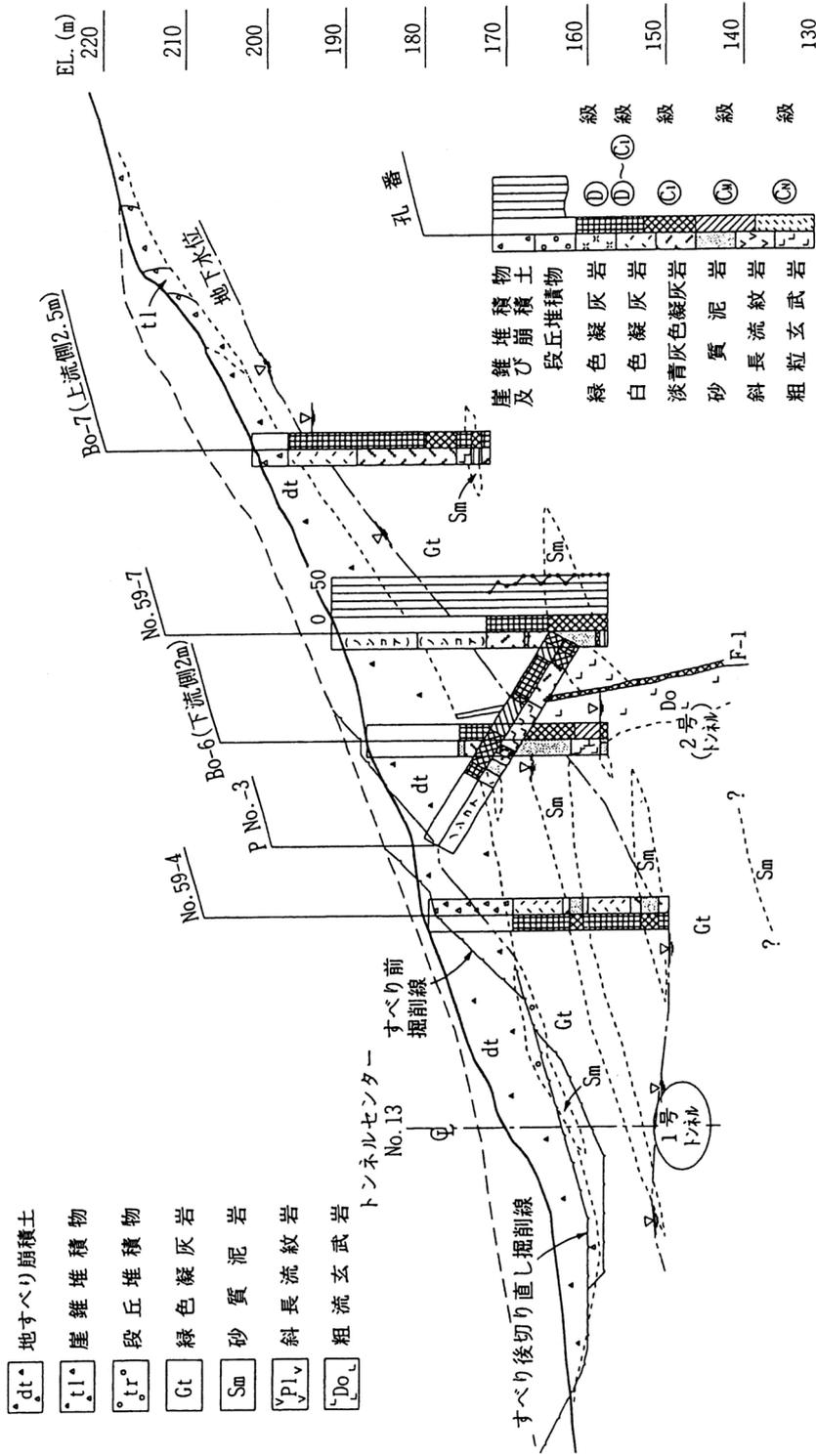


図 3-1 地すべり地質縦断面図

①アンカー工

アンカー耐力 73.6tf/本

PC鋼より線 $\phi 12.7\text{mm} \times 7\text{本}$ 、アンカー全長 $L=25.0\text{m}$

アンカーピッチ 1段 $\times 1.5\text{m}$ 間隔（杭間に設置）

②杭工

最大曲げモーメント 93.2tf・m < 杭の許容最大曲げモーメント110.8tf・m

最大せん断力 66.8tf < 杭の許容最大せん断力 587.4tf

杭種 口径 $\phi 406.4\text{mm}$ 、フレキシブル鉄筋挿入鋼管杭

長さ $L=30\text{m}$ 、1.5m間隔

また、地すべりの前面の洪水吐は、当初設計の深い掘削を行うと地すべりを助長させる恐れがあるためシュート部から減勢工の縦断を浅い位置に設計変更することとした。

3-6 四次すべり

1) 四次すべり発生までの経緯

①対策工の完了と施工の再開

三次すべりの発生後、対策工として抑止杭、アンカー工の施工が昭和59年9月に完成し地すべりの安定が一応図られたものとされた。同年9月末より、地すべりブロック上部の原石山掘削が開始され、同時に減勢工下部の土塊掘削を再開した。

②四次すべり発生までの兆候（昭和59年10月21日）

地すべり発生2日前には日雨量44.5mmの降雨があり、地すべり上部の地下水位観測孔で5m程の地下水位の上昇が見られその翌日アンカー荷重が10tf程増加した。

③四次すべり発生（昭和59年10月23日）

午前8時5分に、抑止工アンカー荷重は、 $P=50\text{tf/本}$ （プレストレス力 21tf/本 、設計アンカー力 78.5tf/本 ）に達し、抑止杭頭部にふくらみが生じた。

午後9時45分から10時9分にかけて、ふくらみ箇所から噴射水が発生し、続いて水平クラックが発生、抑止杭上部のすべり土塊が移動を開始した。すべり土塊は抑止杭をオーバートップした後停止した。

2) アンカー杭の破壊

四次すべり後の法面整形施工中に抑止杭の頭部の大変形（最大5m程水平に変位）が判明した。地すべり発生の経過から、これらの杭の変形は抑止杭をよぎる深いすべりによって、すべり土塊の塑性変形が生じ抑止杭にかなりの荷重が作用した後に、さらに抑止杭をオーバートップする上部すべりに伴って杭頭部に荷重が加わり、アンカーの切断、続いて抑止杭が破壊したことを示唆するものとされる。

3) 四次すべりの特徴

地表面に異常が発見されてから停止するまで約2時間という移動速度の早い四次すべりの特徴を挙げると次のようである。

①すべりの2日前の降雨に伴って地下水位の上昇があった。

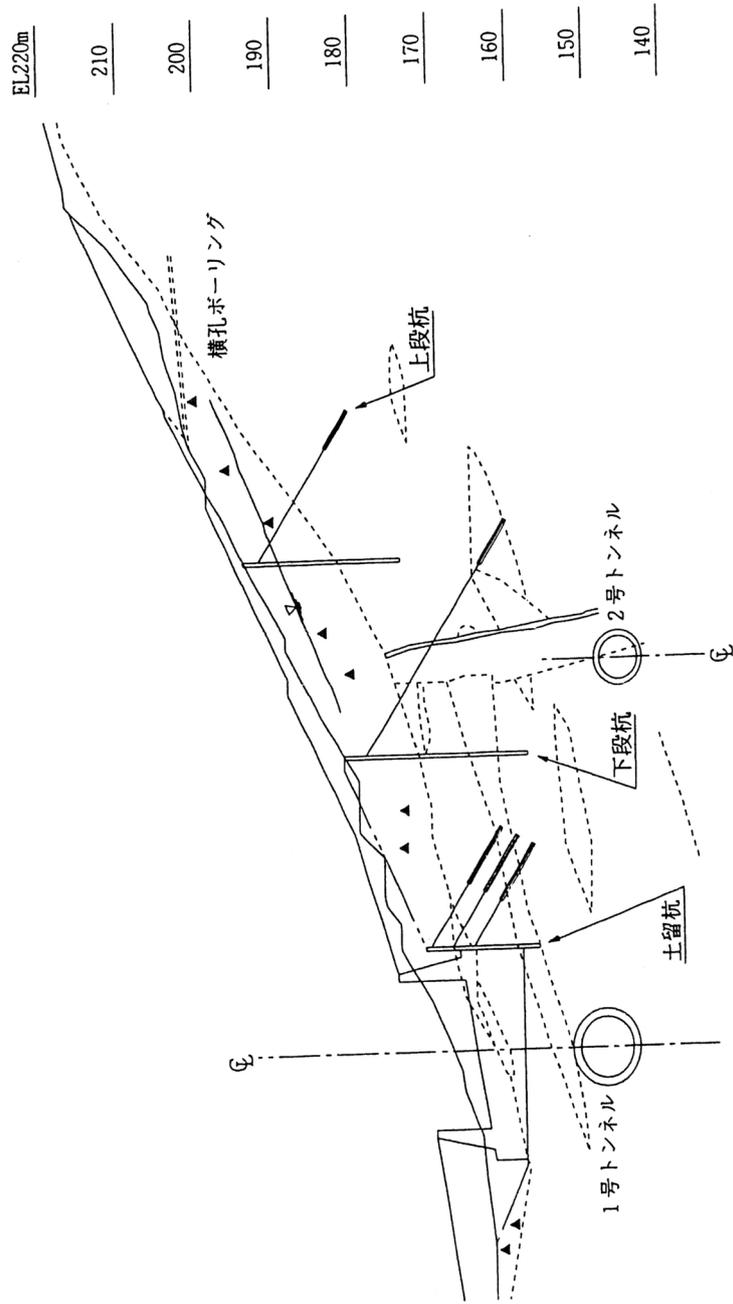


図 3-2 地すべり対策工断面図

②すべり発生前にアンカー荷重の増加、横矢板の破損等、抑止工の異常が認められている。

③すべりは抑止工の上部を通過して生じている。

④地下水の噴出を伴い地すべりが発生している。

⑤10月中旬には、地すべり発生前の10月21日を上回る降雨があったが、地すべりは発生していない。

4) 四次すべりの誘因

これまでの地すべりの特徴から施工面からの誘因としては、四次すべり発生後に後背部原石山の表土を除去したこと、地すべり地の樹木伐採を行ったことにより、地下水の浸透能が増加し崖錘内部及び基盤岩内部へ地下水が流入し易い状態になっていたことがあげられる。

このような状態にあったところに秋雨前線の降雨により地下水が上昇し、設計地下水位を大きく上回り間隙水圧の上昇を招いたことが原因として考えられる。

3-7 恒久対策

恒久対策としての設計すべり面強度は、四次すべり発生後の一部頭部土塊除去、法面整形、応急的な押え盛土施工後の断面で現況水位（地すべり発生後の観測による最高水位）での安全率を $F_s = 1.00$ として $C = 1.0 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 24.3^\circ$ を決定した。なお、対策工設計地下水位は四次すべり発生時の既往最高水位（現況水位より2.8m上昇）とした。

○計画安全率 完成時 $F_s = 1.20$ 、洪水吐き施工時 $F_s = 1.10$

○必要抑止力 $P_r = 143 \text{ tf/m}$ （上段杭 $P_r = 56 \text{ tf/m}$ 、下段杭 $P_r = 87 \text{ tf/m}$ ）

なお、抑止杭は四次すべりでみられた浅層のすべりの対策と全体すべりに対する抑止力の規模から上下2段に設けた。

さらに、地下水の上昇を抑えるため、横ボーリング工を上部に2群配置した。恒久対策工の施工は、昭和60年11月に完了した。

動態観測計器として以下の装置を配置した。

地盤傾斜計 2箇所

孔内伸縮計（自動観測）1孔

ロードセル（自動観測）4箇所

地下水位観測（自動観測）8孔

（図3-1、図3-2、図3-3参照）

4 おわりに

大谷ダム完成後、約9年が経過しているが、その後地すべりが発生していない状態であり、十分な地すべり対策がなされていると感じている。当時担当された皆様のご苦勞に感謝いたします。

<文献>

新潟県三条土木事務所発行：大谷ダム工事誌

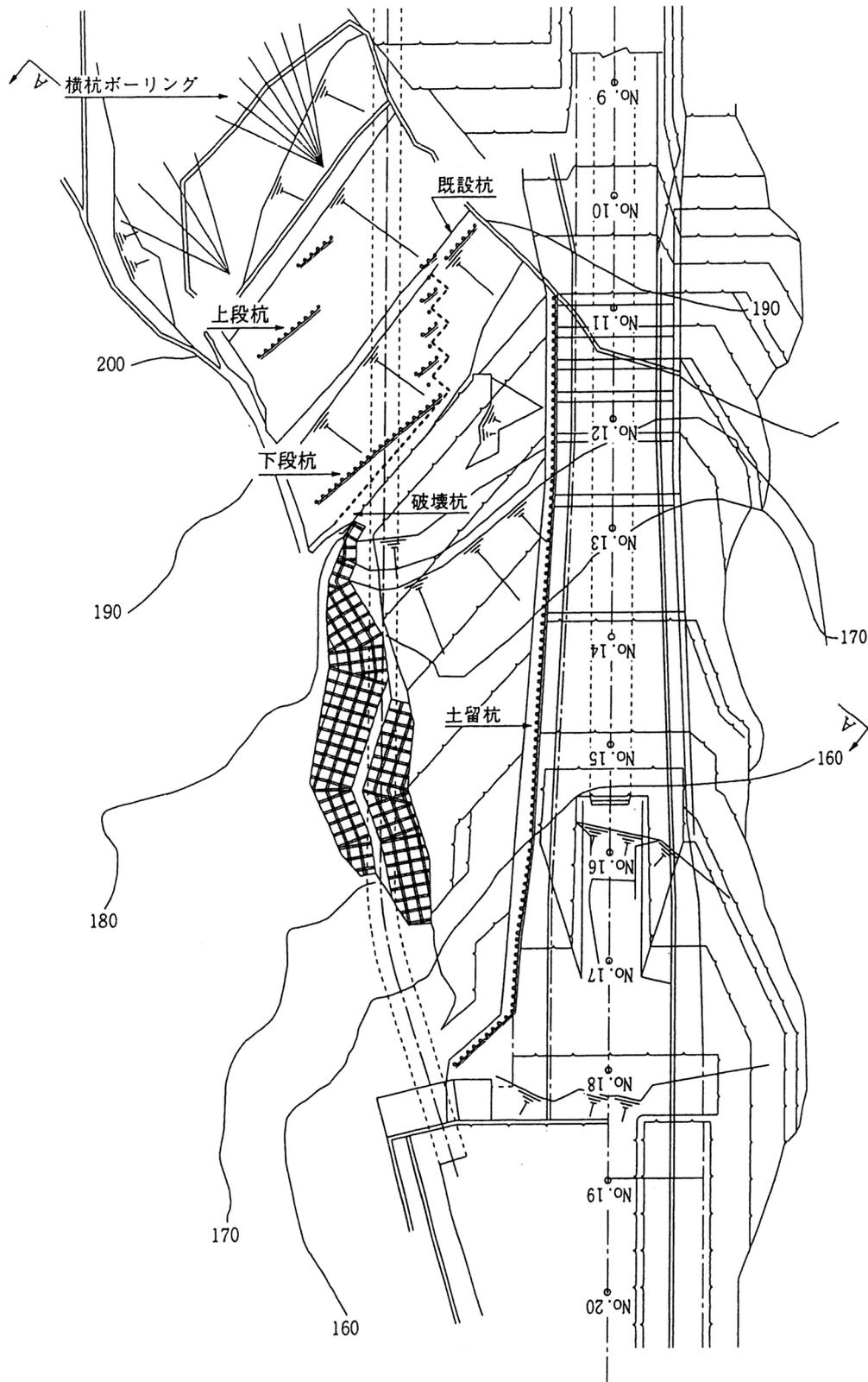


図 3 - 3 地すべり対策工平面図