資 料

Revelstoke ダムにおける土木地質的問題

—巨大地すべり末端部斜面の水没による安定度の低下と対策—

中 村 康 夫*

Engineering Geological Problems on Revelstoke Project

—Stability Decrease of Large Slidemass due to Submergence of Toe and
its Remedial Measures—

Yasuo NAKAMURA

1. はじめに

Revelstoke ダムは、British Columbia Hydro and Power Authority が、カナダ国ブリティッシュコロンビア州北西部を流れるコロンビア川に建設した高さ 175 m の重力式コンクリートダムであるが、これに接続して、右岸段丘上に高さ 126 m のロックフィルダムが建設されている。ダムサイトは、Mica ダム下流約 130 km、Revelstoke 市上流約 5 km の Little Dalles 峡谷に位置している (図-1) ¹⁾。

コロンビア川流域における Mica ダムおよび、本ダムの適地選定調査の結果、1956 年、両計画ダムサイトのほぼ中間地点の右岸に大規模な地すべりが発見された (図-1)。この地すべりは、地名から後に Downie Slide と呼ばれるようになったが、約 10,000 年前に発生した表面積約 9 km²、体積 1.5×10^9 m³ に達する世界最大級の地すべりであることが確認された。Downie Slide は、当時計画中の Revelstoke ダム上流 65 km の貯水池内 (当ダムの貯水池延長は 130 km) に位置し、湛水によって地すべり末端部斜面が約 60 m 水没するので、その安定性が慎重に検討された。その結果、地すべりは現在活動中であるが、排水工によって安全率が湛水前より上げることが可能と判断されたため、大規模な排水工が施工された。さらに、地すべりが万一急激に活動し、貯水池に流入して段波を発生した場合にも、ロックフィルダムが越流によって被害を受けないよう、堤高を増す等の設

図-1 Revelstoke ダム位置図 (文献 1) に加筆修正)

計変更がなされた。

ダムサイトは、片麻岩や片岩から構成されているが、熱水変質によって特に片岩が劣化している。地質構造は極めて複雑であるため、着工前に正確な地質状況を把握することは不可能であった。基礎掘削の段階で、堤趾部に、熱水変質による劣化岩盤が広く分布し、所要の剪断強度が確保できないことが判明したので、当初予定より 153,000 m³ 多い岩盤を掘削除去するとともに、多数の

* 水資源開発公団試験所

排水工を施工した。また、劣化した片岩は、連続した弱面を形成していたため、掘削に伴って斜面崩壊が多発した。さらに、ロックフィルダムが建設された右岸には厚い氷成堆積物が分布していたが、自然状態のままでは掘削不可能な軟弱粘土層を挟んでいる部分があったので、この部分は電気浸透工法によって地盤改良した後掘削除去した。コアは、氷成堆積物を掘削して岩盤上に直接盛立てたが、岩盤表面の凹凸が著しく、整形やコンクリート充填等に多大な労力を要した。

以上のように、Revelstoke ダムでは種々の土木地質的問題が発生したが、本文は主に Downie Slide とダム計画の関係について紹介し、斜面安定および、コンクリートダム、ロックフィルダム、放流設備等の基礎における土木地質的問題についても簡単に触れる。我が国でも良好なダムサイトがますます不足し、土木地質的に問題の多い地点にダムを建設せざるを得なくなりつつある。特に、湛水による地すべりの安定度の低下とその対策

に関しては未解明な部分が多いため、本ダムにおける Downie Slide の例は、我が国のダム建設にとって大いに参考になると考えられる。なお、本文はすべて容易に入手可能な公表資料に基づいて記述しているため、判断を下した背景や理論は必ずしも明確にされていない場合もある。

2. プロジェクトの概要

Revelstoke プロジェクトは、図-2 に示すように、コロンビア川本川に建設された重力式コンクリートダムおよび発電所、右岸段丘上に建設された放流設備およびロックフィルダム（原文はアースフィルダムと記述）等から構成される²⁾。これらの主要諸元は表-1 に示すとおりである。

2.1 重力式コンクリートダム

重力式コンクリートダムは、主流路の非越流部と、右岸段丘上の放流設備から構成され、非越流部には発電用

(a) 平面図

(b) ダム軸断面図

図-2 主要施設の配置（文献 2）に加筆修正）

表-1 Revelstoke ダム主要諸元

貯水池等	総貯水量	$5.18 \times 10^9 \text{ m}^3$
	貯水池延長	130 km
	常時満水位	el. 573 m
	設計洪水水位	el. 574.2 m
	発電	2700 MW
コンクリートダム	堤高	175 m
	堤頂長	472 m
	堤体積	$2.3 \times 10^6 \text{ m}^3$
	堤頂標高	el. 577.6 m
ロックフィルダム	堤高	126 m
	堤頂長	1160 m
	堤体積	$14.2 \times 10^6 \text{ m}^3$
	堤頂標高	el. 582.2 m
洪水吐	最大放流量	7080 m ³ /sec
	クレストゲート幅	13.7 m × 高さ 18.3 m × 2 門
	減勢工	フリップバケット
シュート	幅	38 m, 延長 310 m
	越流部標高	el. 556.2 m

取水設備が設置されている。堤体は、幅 13~26 m の 23 ブロックから成り、堤高 175 m, 堤頂長 472 m, 堤体積 $2.3 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。図-3 は、最大断面をもつブロックの断面を示したものである。

コンクリート打設は 1980 年 7 月に開始され、83 年 12 月に完了した。打設にあたっては、温度応力によるクラックの発生を防止するため、コンクリート配合、冷却方法、打設方法等に細心の注意を払ったが、建設中より多数のクラックが発生した。このため、種々の対策を実施しつつ、コンクリート打設を終了した。しかし、初期湛水 5 カ月後の 84 年 3 月 12 日（貯水位標高 el. 559 m）に最大断面をもつ P3 ブロック上流面中央部に鉛直の横

図-3 コンクリートダム断面図²⁾

クラックが開口し、4 標高に設けられた監査廊のうち下位 3 標高の監査廊（図-3）に達した。漏水量は徐々に増大し、3 日後には 174 l/sec を示した。この時のクラックは、開口幅 6 mm で、上流表面から 30 m 下流まで達していた。漏水量を減少させるため、監査廊からクラックに向かってボーリング孔を掘削して水圧を解放した結果、開口幅は 2 mm, 漏水量は 8 l/sec に減少した。コンクリートの温度規制、クラックの発生状況、補修方法等に関しては、文献 3) に詳述されている。

2.2 放流設備

放流設備は、右岸段丘上に建設されており（図-2）、シュート式洪水吐と低水放流設備から構成される（図-4）。洪水吐は、幅 13.7 m, 高さ 18.3 m のラジアルゲートを 2 門有し、最大放流量 7080 m³/sec である。シュートは幅 38 m, 長さ 310 m で、減勢はフリップバケットで行っている。

低水放流設備は、洪水吐越流標高に達するまでの貯水

(a) 洪水吐越流部

(b) 低水放流設備

図-4 放流設備断面図⁴⁾

図-5 ロックフィルダム断面図 (文献 4) に加筆修正

位を調整し、Downie Slide を含む貯水池周辺地山およびロックフィルダム斜面の安定性に問題を生じた場合に迅速に対処するため、洪水吐と同一ブロックに2基設置された。インバート標高は、いずれも洪水吐越流標高より38m下位であり、流量は 5.3×7.6 mのセクターゲートで調整されている (図-4 (b))。

2.3 ロックフィルダム

ロックフィルダムは、図-2に示すように、コンクリートダムにアバットして右岸段丘上に建設されており、堤高126m、堤頂長1160m、堤体積 14.2×10^6 m³の規模を有する。盛立は、1979年開始され、83年に完成した。

断面は、図-5に示すとおりであるが、同図(b)のように、自然状態のままでは掘削困難な軟弱シルト、粘土が分布する場所では、最も経済的にコアを岩着させるため、傾斜コアとした。

堤体の挙動を監視するため、ピエゾメータ、沈下計、変位計、歪計等、計281台の計器を埋設した。これらの計器によると、ダムは湛水後下流方向へ5.6cm移動

し、6.4cm沈下したが、いずれも許容範囲内であった。

3. ダムサイトの地質

3.1 地質概要

ダムサイト付近には、ほぼ河川沿いのコロンビア川断層を境として、西側(ダムサイト側)に古生代の Monashee 複合岩類、東側に花崗閃緑岩類が分布しており、これらの基盤岩を厚い氷成堆積物が覆っている。コンクリートダムは、全て Monashee 複合岩類を基礎としているが、ロックフィルダムは氷成堆積物上に盛立てられ、コアおよびフィルターのみ Monashee 複合岩類に岩着させている (図-5)。Monashee 複合岩類は、主として雲母片麻岩から構成されており、少量の大理石や珪岩を挟在する。同斜構造を示し、走向はコロンビア川とほぼ平行で、左岸(東岸)へ30°程度傾斜している。花崗閃緑岩は、中生代ジュラ紀～白亜紀に貫入した巨大なバソリスの一部であるが、ダムサイト付近では、左岸付替道路に局部的に露出するのみである。

コロンビア川断層は、Mica ダム選定時の調査による

と、Revelstoke ダムサイト上流約 23 km の地点に位置するとされていたが、Revelstoke ダムの地質調査によって初めて、ダムサイト直近に存在し、コロンビア川沿いに約 200 km 連続することが明らかになった。コロンビア川断層は、110~160 Ma 前に形成され、45 Ma 前に再活動している³⁾。断層の再活動によって、薄い粘土を挟み込む連続性の良い平滑なシアゾーンが多数形成され、これに沿って深部まで風化作用を受けている。また、断層の再活動時に岩盤は細かく破碎され、熱水変質をうけて緑泥石化して、深部まで著しく劣化した。

コロンビア川流域のように、氷河作用を受けた地域では、浸食によって劣化岩盤が除去されて、直接新鮮な岩盤が露出しているのが一般的であり、当サイトのように深部まで劣化岩盤が分布している例は稀である。劣化岩盤の分布状況や性状等を、調査段階で正確に把握することが困難であったため、建設段階に入って斜面崩壊や、基礎岩盤の強度不足等種々の大きな土木地質的問題が生じた。

3.2 地質調査

1977 年の工事着手までに、ボーリング総延長 8,500 m、155 孔、横抗総延長 300 m の調査が実施された。地表地質踏査も行われたが、崖錐、崩積成堆積物、氷成堆積物等が広く分布し、基盤岩の露頭が少なかったため、建設前にサイトの地質状況を正確に把握することは困難であった。このため、建設段階に入ってから大規模な地質調査が実施された。

建設段階では、6 班の地質技術者が掘削面地質図の作成、岩盤試験、地下水位や岩盤変位の測定等の各種調査試験に従事した。この時期には、新たに総延長 7,500 m、170 孔に及ぶボーリングが、コンクリートダム基礎および発電所基礎において実施された。したがって、調査開始以来ボーリングは、総延長 16,000 m、325 孔に達した。また、直径 0.9 m の大口径ボーリングが実施され、地質技術者が中に入って、原位置における地質状況を確認した。さらに、コンクリートダムの安全性を確保するために着工直後、両岸アバットメントに掘削された排水トンネルは、調査坑として有効に利用された²⁾。

掘削面地質図は一般に、縮尺 1/120~1/240 で作成したが、一部シアゾーンでは 1/24 で作成した。このようにして得られた各種地質データは、グリッド沿いの縮尺 1/240 の 65 枚の断面図としてまとめられた³⁾。

4. ダムサイトにおける土木地質的問題

4.1 斜面安定

ダムサイトは、片理の発達した風化片麻岩から構成さ

れ、特に右岸は流れ盤を形成しているので、斜面安定が大きな問題となることは設計段階より認識されていたが、地形的制約から、右岸側で高さ 100 m、左岸側で高さ 330 m に達する長大法面の出現することが避けられなかった。このため、設計にあたっては、斜面の安定に特に注意を払い、ロックボルト工や排水工等の対策が計画された。しかしながら、実際に掘削が始まると、さまざまな規模の崩壊が多発した。代表的なものは、右岸仮排水トンネル (図-2) 流入部付近で発生した 12,000 m³ の崩壊および、左岸アバットメントで発生した 30,000 m³ の崩壊である。また、左岸天端付近では、シアゾーンより上位の 250,000 m³ に達するブロックが徐々に滑動したり、発電所左岸側の岩盤は掘削が進行するに従って緩みが著しくなった。このため、斜面安定対策は当初設計より、はるかに大規模なものとなった。斜面安定対策としては、切りなおし、押え盛土、ロックボルト工、アンカー工、吹き付け、排水工等が実施された。また、岩盤の挙動は、ピエゾメータ、傾斜計、変位計等によって監視された。斜面安定対策に関しては、文献 5) に詳述されている。

当初予想以上に斜面安定が問題となった原因は、設計段階における地質構造の解釈が誤っていたためである。右岸には、片理沿いに薄い石墨質のシアゾーンが発達していることが認識されていたが、厚さが数センチで、かつ褶曲したり、小断層で切られていたので、連続性はないと考えられていた。しかし、掘削が進行すると、シアゾーンは連続性が良いことが確認され、斜面安定に極めて重大な影響を及ぼすことが明らかとなった。また、左岸では、片理沿いのシアゾーンに加え、緑泥石化、深層風化、多数の節理や断層等によって劣化した岩盤が深部まで広範囲に分布していた。このような岩盤の劣化要因は、前述したコロンビア川断層の約 45 Ma 前の再活動である⁵⁾。

4.2 基礎岩盤の強度・透水性

4.2.1 コンクリートダム基礎

斜面安定に重大な影響を及ぼした片理沿いのシアゾーンは、コンクリートダムの基礎岩盤としての適否にも大きな問題を生じた。基礎岩盤の設計に最大の影響を与えたのは、大規模なシアゾーンの中に存在する最大厚さ 5 cm 程度の石墨質黒色粘土層である。その面は複雑に屈曲しているうえ、小断層に切られているので調査初期段階で、規模、性状、分布を正確に把握することは困難であった。着工後、ダム直下流の発電所の掘削部に、この粘土を伴う大規模なシアゾーンが露出することが分かったので、最大断面を有する 4 つのブロックの安定性

を確保するため、堤趾部のシアーズンから上位の劣化岩盤 153,000 m³ を掘削除去した (図-3)。

風化岩盤や、オープクラックが密集した岩盤は大部分掘削除去したが、掘削が不可能な 2 カ所については、コンクリートが打上がってからコンソリデーショングラウチングを実施した。なお、基礎岩盤の透水性は、平均 1×10^{-5} cm/sec 程度であったため、広範囲なグラウチングは実施しなかった。カーテングラウチングは単列配置で深度はヘッドの 50%、最大 75 m まで実施した。

ダム堤体および斜面の安全性を確保するために実施された排水工は、以下のとおりである。

1) ダム上流面近くの堤体内に標高差 36.5 m で設けられた 3 つの排水坑 (図-3)。

2) 左岸アバットメント内に 2 坑、右岸アバットメント内に 1 坑設置された排水坑。

3) ダム上流面近くの基礎岩盤直上の堤体内に設けられたグラウチング兼用の排水坑。堤趾部に達する支坑が設けられている (図-3)。

4) ピエゾメータによって危険と判断された個所に、左右岸アバットメント内の排水坑 (2), (3) より実施された多数の排水ボーリング。

5) 堤体下の基礎岩盤中に、3 m 間隔でダム高の 40% の深さまで掘削された直径 7.5 cm のドレーン。

4.2.2 放流設備基礎

放流設備基礎の片理沿いのシアーズンは、上流川側傾斜であるので、洪水吐ブロックは湛水によって下流側へ、自重によって川側に滑動しやすい。このため、下流側への滑動に対する抵抗性は、ドレーン (図-4) によって増大させ、川側への滑動は川側ブロックが滑動に対する抵抗力として期待できるまで打上がった後、洪水吐ブロックを打設することで対処した。

当初は、シュートがより長く、越流水を直接河川に放流する設計であった。しかし、地質調査の結果、当核地点の岩盤線は急崖を形成して深くなり、厚さ 60 m に達する砂礫層が堆積していることが判明し、また、水理実験の結果、当地点で河川に直接放流すると、この砂礫層が洗掘されて河岸および、道路に悪影響を及ぼすことが確認されたため、シュートを短かくして、ブランジブルで減勢することとした。

4.2.3 ロックフィルダム基礎

ロックフィルダムが建設された右岸段丘下の基盤岩は、主として珪岩および珪質片麻岩から構成されているが、岩盤の劣化要因となっているコロンビア川断層からやや離れているため、コンクリートダムサイトに比較して岩質は良好である。基盤岩は厚さ 100 m に達する氷

成堆積物で被覆されている。氷成堆積物は、主に砂、礫、巨礫等から構成されているが、ダム軸のほぼ中央部では、砂層と礫層の間に幅 240 m、深さ 60 m に達する高含水比の軟かいシルトや粘土を挟在する。

基盤岩の形状および氷成堆積物の厚さは、着工前には 60 m 間隔で実施されたボーリングによって推定されていたが、着工後、ダム軸沿いに 15 m 間隔でボーリングを実施した結果、基盤岩上にダム軸を横断する幅 60 m、深さ 45 m に達する旧河床とみられる溝が発見された。また、これより小規模の溝が 2 カ所で発見された (図-2)。さらに、当初予定のダム軸は砂礫層が厚く、コアを岩着させるために掘削量が多くなる場所があることが判明したので、ダム軸を部分的に上流側へ 30.5 m 移動した (図-2, 5)。

氷成堆積物は、コアおよびトランジションゾーンが岩着するまで掘削された。掘削土量は 7.7×10^6 m³ に達したが、このうち 26% は高含水比の鋭敏なシルト～粘土で、自然状態のままでは掘削が困難であり、堤体材料としても不適であった。この部分は、幅 6 m、深さ 9 m 毎に電気浸透工法による地盤改良 (図-5(b)) を行って掘削した後、廃棄した。残り 74% の粗粒材は、仮置きしてシェル材に転用した。なお、シェルは氷成堆積物上に盛立てた (図-5)。

当初は、基盤岩までコンクリートカットオフを設置する設計であったが、基盤岩表面の凹凸が著しく、特に右岸アバットメントはオーバーハングしていたので、コアトレンチを基盤岩まで掘削して、コアを直接岩盤に盛立てるよう変更された。コアトレンチは、表面の凹凸を整形するため、15,000 m³ の岩盤が掘削除去された。また、前述した旧河床と考えられる溝は、全てコンクリートで充填された。これは、掘削整形よりコンクリート充填の方が低コストであることが判明したからである。整形後の岩盤は、ウォータージェットで清掃し、コンクリート吹付やスラッシュグラウチングを実施し、コア敷に対しては深さ 6 m のブランケットグラウチングを施工した。カーテングラウチングは、コア高の 50% の深さまで施工した。

5. Downie Slide

5.1 調査経緯

コロンビア川流域におけるダム候補地点調査の結果、1956 年、現 Revelstoke ダムサイト上流約 65 km 地点、湛水延長 130 km に及ぶ貯水池のほぼ中央部の Downie Creek の近くで、世界最大級の地すべりが発見された (図-1)。この地すべりは、後に地名から Downie Slide

と名付けられたが、当時計画中の Revelstoke ダムの湛水によって、末端部斜面が 60 m 水没するので、その安定性が本プロジェクトに極めて重大な影響を与えることになった。このため、Downie Slide の規模、性状、活動性等を確認することを目的として、1965 年より地表地質踏査、空中写真判読、ボーリング調査、横坑調査、弾性波探査、ボーリング孔を利用した傾斜、地下水位、AE 等の測定、地震動測定、写真測量、三角測量等の各種調査試験が実施されてきた。

1971 年から 72 年にかけて、Downie Slide の安定性が B. C. Hydro の技術者によって検討された結果、湛水による地すべり末端部斜面の水没が原因で、地すべりの大規模な活動を生じることはないと結論された。しかしながら、B. C. Hydro は、地すべりの規模が極めて巨大であり、ダム直下流 5 km に位置する Revelstoke 市への潜在的危険性を考慮して、1973 年の着工にあたって、末端部斜面の水没が地すべりの安定性に及ぼす影響を検討するための委員会を設立した。委員会は、下記の事項について検討し、B. C. Hydro に対して助言するこ

とを任務とした¹⁾。

1) 本プロジェクト関連の種々の工事による地すべり発生の可能性と被害状況

2) 効果的な地すべり対策工

3) 地すべりが再活動した際に発生する洪水の特性

初期調査の後、委員会は 1973～75 年の調査計画を提案した。これは、詳細な地質図を作成するとともに、延長 4100 m、20 孔のボーリング、および延長 226 m の横坑を掘削して種々の計器を設置し、モニタリングを行うという内容であった。これらの調査の結果、委員会は、湛水に伴う地すべり末端部斜面の水没によって、急激な地すべりが発生し、貯水池へ流入する可能性があるが、排水工によって、水没による安全率の低下を補う以上に安定性を増すことができると結論した。この結論に基づいて、B. C. Hydro は 1976 年、湛水後の地すべりの安全率を湛水前より大きくすることを目的として、大規模な排水工を実施することを決定した¹⁾。

5.2 規模・性状

Downie Slide は、Revelstoke ダムサイト上流 65 km

図-6 Downie Slide 平面図⁶⁾

のコロンビア川右岸(西岸)に位置し、末端部の幅 2,500 m、河床標高 el. 500 m から el. 1,520 m の間の長さ約 3,200 m の斜面が地すべり地塊を形成している。斜面勾配は 18° ではば一定であり、滑落崖の比高は 140 m である。最大厚さ約 300 m、面積約 9 km^2 、体積数 10 億 m^3 ⁶⁾ ($1.5 \times 10^9 \text{ m}^3$ との報告¹⁾ もある) に達する世界最大級の規模を有する本地すべりは、約 10,000 年前の最終氷期以降川側に、約 240 m 滑動した。

地すべり地塊は、地形的な特徴から、図-6 に示すように、5つの部分に分けられる。

1) 頂 部

三方を滑落崖に囲まれており、大きな岩塊が多数崖堆中に散在している。岩塊の間には、幅 3~10 m の凹地が存在する。また、滑落崖の後方には、節理沿いに大規模なテンションクラックが開口している。

2) 中央部

頂部と末端部の間の部分であり、大部分氷成堆積物に被覆され、植生が良好である。斜面は比較的なめらかであるが、所々に岩塊が突出し、地すべり活動によって変位したと考えられる段丘が存在する。また、標高 el. 940 m 付近には、氷河の差別浸食によると考えられる大規模な線状凹地が存在する。滑落崖は、下流側(南部)で明瞭であるが、上流側は不明瞭である。

3) 末端下流部

末端部の下流側の部分で、押し出し地形を呈し、平板状

の岩石で覆われた丸い小丘と数段の段丘で特徴づけられる。ボーリングによって、末端下流部の下位に、現河床と連続すると考えられる旧河床の砂礫層が確認された。表面には、多数の開口亀裂が発達している。下流側の滑落崖は明瞭である。

4) 末端上流部

末端部の上流側の部分であり、下流部と類似した押し出し地形を呈するが、小丘の高まりがより顕著である。この小丘は、粗粒の柘榴石や藍晶石を含む比較的堅硬な岩石から構成されており、頂上部は開口幅 7 m に達するテンションクラックによってブロック化している。また、この小丘は、礫層に被覆された幅 160 m の凹地によって、他の地すべり地塊から南西に隔てられている。上流部の滑落崖は不明瞭である。

5) 末端中央部

末端部の中央に位置し、高さ 7~10 m の崖に囲まれた凹地を形成しているため、下流部および上流部から容易に識別できる。泥質堆積物に被覆され、地下水面以深には、地すべりの活動によって磨耗したと考えられる雲母片岩の巨礫が厚く堆積している。

末端中央部には、根曲りした樹木、変位した段丘面、表面の小規模崩壊等現在の活発な地すべり活動の指標が多く見られる。最も新しい地すべり活動の兆候は、標高 el. 550~610 m の間の各所で見られ、この標高にあった観測用ヘリコプター発着所 3 カ所のうち、2 カ所が崩

図-7 Downie Slide 地質断面図⁶⁾

壊した。また、地下水位は高く、湧泉がいくつか存在する。このように、本地域は現在の地すべり活動が目視によって確認できる唯一の地域である。

5.3 地質概要

5.3.1 岩 相

本地域の地質は、図-7 に示すように、川沿いのコロンビア川断層によって右岸（西岸）の West Series と左岸（東岸）の East Series に分けられる。East Series は、古生代の比較的堅硬な珪質片麻岩、珪岩、石灰岩等から構成される。それぞれの層厚は、数 10~100 m である。

West Series は、先カンブリア時代の雲母片岩および花崗片麻岩を主とし、ペグマタイトや石灰岩を少量挟在するが、Downie Slide は、ほとんど片岩と片麻岩から構成されている。これらの岩石は、熱水変質を受けており、特に片岩は著しく劣化している。ボーリングによって、片岩はコア採取率が 40~50% 程度で、雲母が緑泥石や絹雲母に変質して極端に強度が低下している部分を頻繁に挟在することが確認されている。したがって、熱水変質による片岩の強度低下が地すべり発生大きな素因となった。なお、片岩は、熱水変質を受けていない部分でも著しく剝離性に富むことが特色である。片岩の厚さは、露頭では 0.7 m を超えることは稀であるが、ボーリングでは 7~10 m に達する部分もある。

本地域周辺には、厚い氷成堆積物が分布しているが、地すべり地内では中央部に広く分布するのみで、他の部分には局所的に存在するのみである。氷成堆積物は、高密度、非塑性、シルト質で、近くから供給されたと考えられる砂礫や、巨礫から構成されている。

5.3.2 地質構造

岩盤は、兩岸とも北東に 15~30° 傾斜しており、右岸が流れ盤を形成している。右岸には、滑落崖のすぐ西を通り、北西方向の軸を有する大きな背斜が存在しており、地すべりは背斜の東翼で発生している。また、地すべり末端部の岩盤は、コロンビア川断層の引きずりによって部分的に急傾斜している。なお、コロンビア川断層は急傾斜しており、本地域には地すべりのすべり面となる様な緩傾斜の断層は存在しない。

地すべり地外の節理系は、N 75~95 E, N 45~55 W, N 55~65 E, N 15 W の 4 方向が卓越しているが、特に前 2 者が顕著である。傾斜はいずれも 70° 以上である。地すべり地内の節理系も、基本的には地すべり地外と同様であるが、地すべり活動の結果、約 10° 反時計回りに回転している。

滑落崖の頂部、南部、北部の平均的な走向はそれぞれ、N 50° W, N 80° E, N 35° E であり、前者 2 は本

地域で最も顕著な節理系の走向と一致している。また、頂部滑落崖の背後に発達するテンションクラックの走向も、節理系の走向と一致している。しかしながら、北部滑落崖の走向は、上述の主要な節理系の走向と非調和的である。

5.3.3 水理地質

頂部、末端下流部、末端上流部には全く表面水流が観察されない。中央部では、標高 el. 1,050 m 付近の散乱した岩塊の間から流出し、末端中央部北側を流れてコロンビア川に注ぐ、末端中央部には、南側にも小さな流れがある。これらの流れは、いずれも小規模であり、岩盤を浸食して顕著な水路を形成する程発達していない。

地下水位面の平均的な傾斜は、地表面の傾斜とほぼ等しく約 18° であるが、末端中央部の地下水位は高く、地表より 10 m 以浅であり、湧泉も存在する。また、末端中央部では、掘削終了直後孔口水頭 3 m に達する被圧水が観測されたボーリング孔もある。

5.4 地すべり調査

地すべりの活動性を知るために、1965 年より三角測量

(a) 平面図

(b) 断面図

図-8 Downie Slide 調査位置図
(文献 4) に加筆修正)

および末端中央部におけるボーリング孔を利用した傾斜測定、1968年より距離測量が繰返し実施されてきた。末端中央部は、当初より活動中であることが明らかであったが、他の部分の活動性に関しては精度上の問題から、1970年代前半までは、断定的な結論は下せなかった。また、当時は、すべり面も正確に把握されておらず、弾性波探査や AE 測定等から、深さ 125 m 程度と推定されていた⁶⁾。このような状況から、1973 年着工にあたって設けられた委員会は、地すべりの規模、性状、活動性等を明らかにすることを目的として、5.1 に示す調査計画を提案した。最終的には、図-8 に示すような大規模な調査が実施された。すなわち、表面変位を測定するため 45 本の測量杭が設置され、すべり面および地質状況を確認するため 38 孔のボーリング（最深 365 m）が掘削された。ボーリング孔には、地下水位測定のため 100 以上のピエゾメータ、および深部の活動状況を調査するため傾斜計が設置された。さらに、地表地質踏査、空中写真判読、横坑調査、地震観測、写真測量等が実施された。

以上の各種調査の結果、Downie Slide は現在活動中であり、移動速度は 10 mm/year 程度であることが判明した。また、すべり面深度は、最大 300 m 程度で、体積も数 10 億 m^3 ⁶⁾ ($1.5 \times 10^9 \text{ m}^3$ 程度との報告もある)¹⁾ に達することが明らかとなった。

5.5 地すべりの成因

コロンビア川流域のように、氷河期に氷河が発達した地域では、地すべりは稀な現象ではない。それは、氷河期に形成された U 字谷の急斜面が、氷河の融解とともに不安定化するためである。本地域は、氷河期には最高標高 el. 940 m 程度まで氷河に覆われていた。また、右岸は流れ盤を形成しているうえ、斜面内には熱水変質によって強度が極端に低下した緩傾斜の片理をもつ片岩層が連続的に分布している。さらに、地質調査の結果、本地域には、地すべり面となるような緩傾斜の断層は存在せず、地下水位もかなり高いことが確認された。このため、氷河が融解すると間もなく、緩傾斜の片岩の弱層に沿って地すべりが発生したものと推定される。発生当初の地すべりは川方向ではなく、川側上流（北東方向）に滑動したと考えられる。これは、一般的に地層が北東川側に 30° 程度傾斜しているのに加え、南部では顕著な滑落崖が発達するのに比較して北東部では滑落崖が不明瞭であり、堆積地形を示すことから推定される（図-6）。地すべりの発生時期は、テフラによって約 10,000 年前と推定されているが、いずれの時代にも急激な滑動は生じていない。

5.6 地すべり対策工およびダム設計面での対応

5.6.1 地すべり対策工

Revelstoke ダムの湛水によって、Downie Slide 末端部の斜面は約 60 m 水没する。調査の結果、地すべりは現在活動中であり、末端部斜面の水没によって急速な地すべりが発生する可能性が指摘されたため、B. C. Hydro は 1976 年、湛水後の地すべりの安全率を湛水前の自然状態におけるよりも大きくすることを目的として、最も効果的で現実的な対策工として排水工を実施することとした。図-8 に示すように、末端中央部および末端上流部の満水位直上標高に排水トンネルが 2 坑掘削された。排水トンネルの総延長は 2.4 km に達するが、末端中央部のものは大規模で、2 本の支坑を有している。排水トンネルからは、総延長 13.5 km に達する排水ボーリングが実施された。これらの地すべり対策には、2 期 5 年を要した。

排水工を実施した結果、地下水位は 120 m 低下し、移動速度は、対策工実施前 10 mm/year であったものが、2 mm/year に低下した。また、湛水後も傾斜計やピエゾメータ等による観測を継続しているが、全データは地すべりが湛水前より安定化したことを示している。

5.6.2 ダム設計面での対応

Downie Slide は、排水工によって湛水後も十分安全性を確保できることが確認されたが、さらに慎重を期すため、急速な滑動を生じて貯水池へ流入した場合に発生する段波について検討された。すなわち、ダム上流 65 km の地点で発生した地すべりによる段波の最大波高、伝達状況、減衰状況等について検討するため、水理模型実験やシミュレーションが実施された。これらの検討の結果、ロックフィルダムの越流や重大な被害を防止するために、以下の設計変更がなされた。

1) コンクリートダムよりもともと 3 m 高く設計されていたロックフィルダムの高さを、頂部の傾斜を部分的に急にすることによって、さらに 1.5 m 高くした。

2) 水理模型実験によって、ロックフィルダムの右岸アバットメント部は、他に比較して段波の波高が高くなることが示されたため、ロックフィルダム取り付け部は、傾斜を急にすることによってさらに 1.2 m 高くした。

3) コンクリートダムとロックフィルダムの接合部下流斜面を、コンクリートで固結した重いリップラップ材で保護した。

6. おわりに

Revelstoke プロジェクトは、コンクリートダムの基礎岩盤および斜面、ロックフィルダムの基礎岩盤および氷

成堆積物、ダムサイト上流約 65 km の貯水池内に存在する巨大地すべり等、土木地質的に多くの極めて困難な問題をかかえていたが、1985 年ほぼ予定通りの工期と工費で完成した。これは経験豊富な設計・施工技術者の導入、現場監督員と設計技術者の良好な意志疎通、必要時における各種専門家の迅速な導入、設計と施工の定期的な見なおし、得られた地質状況の設計への迅速なフィードバック等によるものである。

本文をまとめるにあたり、(財)国土開発技術研究センター調査部菅原捷次長(前水資源開発公団試験所第三試験課長)には原稿を読んでいただき、有益な御助言をいただいた。また、資料の収集に際しては、建設省土木研究所地質研究室脇坂安彦研究員に協力していただいた。ここに厚く謝意を表する。

引用文献

- 1) Schuster, R. L. (1979): Reservoir-induced land-

slides, Bull. Int. Assoc. Eng. Geol. No. 20, pp. 8-15.

- 2) Forster, J. W. (1986): Geological problems overcome at Revelstoke, Water Power and Dam Construction, Vol. 38, No. 7, pp. 53-58.
- 3) Brunner, W. J. and Wu, K. H. (1985): Cracking of the Revelstoke concrete gravity dam mass concrete, Proc. 15th Int. Cong. Large Dams, Q 57, R 1, pp. 1-21.
- 4) Forster, J. W. (1986): Geological problems overcome at Revelstoke, Part Two, Water Power and Dam Construction, Vol. 38, No. 8, pp. 42-45.
- 5) Moore, D. P. and Imrie, A. S. (1982): Rock slope stabilization at Revelstoke damsite, Proc. 14th Int. Cong. Large Dams, Q 53, R 21, pp. 365-386.
- 6) Piteau, D. R., Mylrea, F. H. and Blown, I. G. (1978): Downie Slide, Columbia River, British Columbia, Canada, in: Rockslides and avalanches, 1, Voigt, B. ed, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, pp. 365-392.

(昭和 62 年 4 月 15 日受付, 昭和 62 年 6 月 9 日受理)