

急崖岩盤斜面を有したダムにおける不安定岩体の対策工について

A Counterplan And Construction On Rock Mass With Fear In HOUHEIKYO Dam

北海道開発局 石狩川開発建設部 正員 喜澤 一史 (Kazufumi Kizawa)
 北海道開発局 石狩川開発建設部 藤浪 武史 (Takeshi Fujinami)
 株式会社ドーコン 正員 石井 孝典 (Takanori Ishii)

1. はじめに

北海道開発局が管理している豊平峡ダムは、昭和 47 年度に完成したアーチ式コンクリートダムである。

このダムは支笏洞爺国立公園第 1 種特別地域内に位置し豊かな自然環境に囲まれているため、紅葉時期を中心に毎年約 10 万人の観光客が訪れる景勝地となっている。

ダム本体左右岸は急崖岩盤斜面で不安定と見られる岩体が多数存在する。仮にこれらの岩体が崩壊した場合、ダム本体および減勢工などへ被害を与えダムの管理機能にダメージを与えるほか、ダム管理従事者や最悪の場合観光客への人的被害発生も考えられる。このような岩体に対して安定度や崩落した場合の影響度を評価し、今後の斜面維持管理を適切に実施するための対策技術を検討するために、平成

15 年 5 月、『豊平峡ダム斜面对策技術検討会』¹⁾が設置され、岩体崩落を未然に防ぐために、対策優先ランクの設定、対策工及び維持管理について検討を行った。

本論は、当該ダムにおける代表的な不安定岩体について、長期的安定性と自然景観を踏まえた対策工の設計・施工について述べるものである。

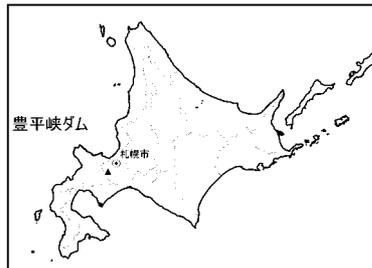


図-1 豊平峡ダム位置図



図-2 豊平峡ダム全景

2. 豊平峡ダム周辺斜面の概要

堤体下流右岸側斜面(図-4、エリアⅠ～堤体向き斜面、Ⅱ～渓谷向き斜面)は、傾斜 70~90°(一部オーバーハング)で、起伏が少なく大半が落石防護ネットで覆われておりツタ類以外の植生が侵入できない斜面となっている。また堤体下流左岸側斜面(図-4、エリアⅢ)は傾斜 60~90°(一部オーバーハング)で、起伏に富み塔状を呈した岩体も存在する。

3. 代表不安定岩体 (-1、-2)の概要

不安定な岩体のうち図-3 に示す -1、-2 岩体は、-2 が -1 に“腰をかけている”状態で一体となって存在している(図-5)。外観の亀裂状況から推定すると、-1 が高さ約 15m、幅約 5mで、重量 920ton。-2 が高さ約 25m、幅約 2~6mで重量 1,320ton である。また、両岩体とも岩盤自体の風化は進行していない。これらが崩落した場合には下方の岩体をも巻き込んで崩落し、減勢地への損傷や埋没による減勢機能の低下などが予想される。さらに、崩落することで他の不安定岩体に影響を与えるなど二次波及の可能性もあるため、崩落防止対策が必要となった。

4. 対策工の選定

当該岩体は、堤頂からさらに 100m程度上部の斜面頂部(図-3)にありかつ巨大なことから、岩切による除去は技術的に困難だった。そこで安定性・施工性・経済性という観点から、岩体背面に立坑を設けたアンカー工法を選定することとした



ダム下流面

図 3 代表岩体 -1、2



図-3 豊平峡ダム斜面状況

(図 10)。

一方、豊平峡ダムは札幌近郊を代表する景勝地として荒々しい岩肌や不安定な岩体を含む岩盤地形が景観資源の構成要素となっている。本工法によれば、岩盤地形を変えることがなく(岩体を取り除かない)、またアンカー材を岩体背面から挿入し内部で定着させるため、表面の岩肌に影響がない。国立公園内にあり国内有数の景勝地である日光華厳の滝でも、急崖斜面の崩壊防止対策²⁾として同様なアンカー工法が採用されている。

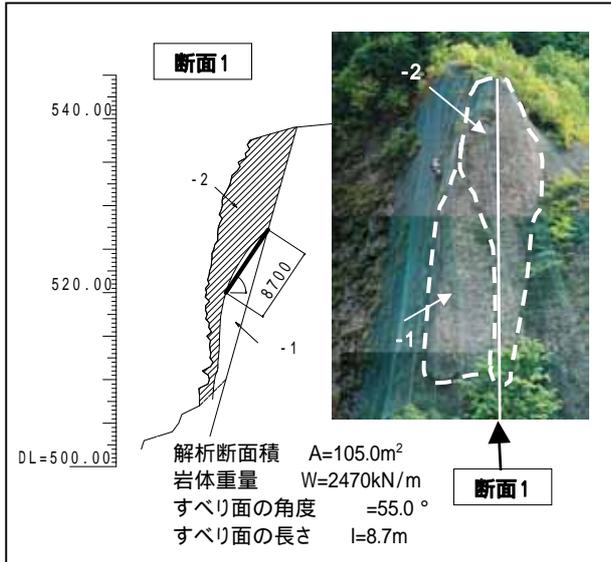


図-5 -1、-2 岩体及び -2 安定解析断面図

5. 対策工の設計

(1) -2 岩体の安定解析

亀裂を有する岩体の安定解析を行う場合、その亀裂面の状況や岩の特性などの詳細な情報が必要となる。

本論では入手可能な地質情報を基に、以下の安定解析方法を採用した。本論では -2 について述べる。

すべり面が想定できて、かつ岩体がブロックとして存在することから、極限平衡法によって解析を行う。安全率 F_s は式(1)のとおり表される。(図-5 参照)

$$F_s = (\sum W * \cos\theta * \tan + c * l) / (\sum W * \sin\theta) \quad (1)$$

ここに c は粘着力

考慮すべきせん断摩擦力は、図-5 に示す底部亀裂(想定すべり面)のみに与えることとした。そのせん断応力 τ を求めるために、当該亀裂を含むコアの事前採取が困難なため、同じ右岸斜面で採取可能な位置にある、自然亀裂を含む岩体でコアを採取し、供試体(図-6)を作成して亀裂一面せん断試験を行うこととした。なお垂直応力 σ を 0.8, 1.2, 2.0(Mpa) の3ケースとした。

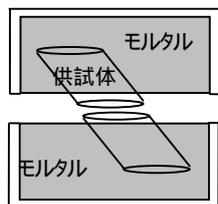


図-6 供試体イメージ

均値を採用した(残留せん断応力 τ_r と呼ぶ)。

不連続面のせん断強度を規定する c 、及び内部摩擦角 ϕ は、図-8 に示すように τ_r と σ との関係を生直線回帰し、その τ_r 切片を c 、傾きを ϕ とした。その結果を図-9 にプロットした。

一方、外観調査により -2 の亀裂に土砂介在(粘性土)が確認されたことから、想定すべり面に土砂のせん断特性を考慮する必要があるため、粘性土の一般的な c 、 ϕ の値を図-9 にプロットした。

また、-2 の現状の F_s は不明であるものの、過去大きな外力を受けても崩落がなかったという実績を踏まえ、 $F_s=1.0$ と設定した。図-9 に $F_s=1.0$ となるすべての c 、 ϕ の組み合わせをプロットすると直線で表される。

当該岩体の想定すべり面における c 、 ϕ の算定には図-9 を用いる。想定すべり面には土砂介在が認められたので $F_s=1.0$ で示された直線と、 τ_r 及び土砂の c 、 ϕ と結ぶ交点を求める。本設計では、土砂の混入比をすべり面の線分比で表すことで τ_r 及び土砂の c 、 ϕ を直線

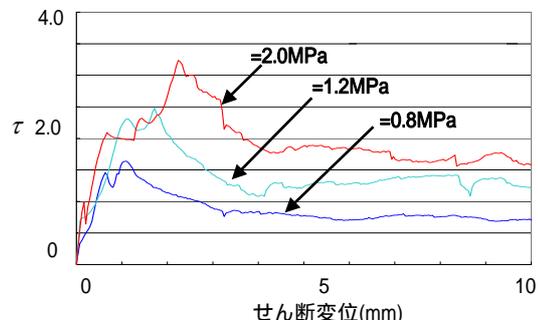


図-7 亀裂一面せん断試験の結果

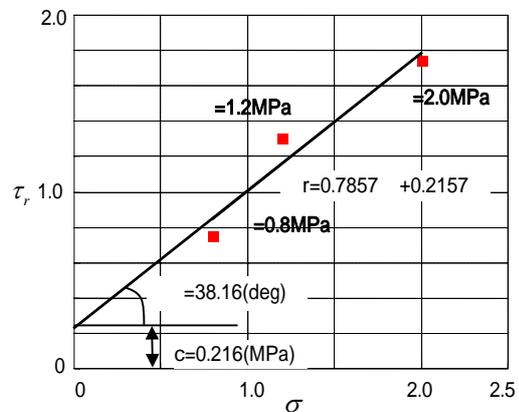


図-8 τ_r 、 σ 関係図

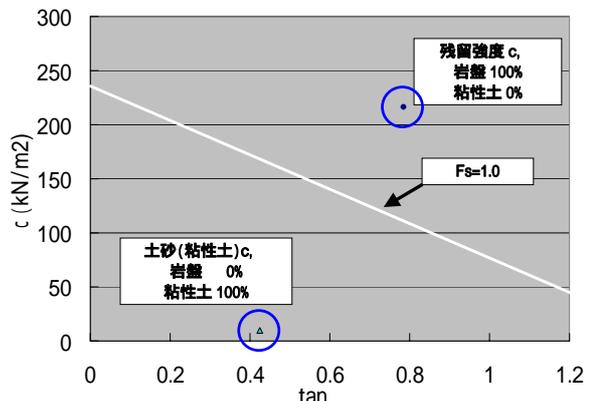


図-9 土砂介在亀裂面の c 、 ϕ の関係

で結び、その交点となる c 、を用いた。

(2)アンカー抑止力の検討

計画安全率を下記のように設定した。

<p>・常時計画安全率 常時 $F_s=1.0 + \text{アンカ-の抑止力}(Pr_1)$ 計画安全率 $F_s=1.2$</p> <p>・地震時計画安全率 地震時 $F_{se} + \text{アンカ-抑止力}(Pr_2)$ 計画安全率 $F_s=1.0$ ここに $F_{se}=(\text{常時 } F_s=1.0)\text{-地震による水平慣性力}$</p>

式(1)に Pr の項を設けて Pr を求めると、常時が式(2)、地震時が式(3)で表される。なお H は地震水平力。

$$Pr_1 = F_s * \beta - (\alpha + c * l) \quad (2)$$

$$Pr_2 = F_s * (\beta + H * \cos \theta) - (\alpha + c * l - H * \sin \theta) \quad (3)$$

ここに、 $\alpha = \sum W * \cos \theta * \tan \phi$ 、 $\beta = \sum W * \sin \theta$

アンカー抑止力には、 Pr_1 、 Pr_2 の大きいほうを採用した。

(3) 緊張導入力

通常のアンカー施工の場合、アンカーを緊張させてすべり面内の摩擦抵抗力を増加させるが、当該岩体を所定の設計荷重まで緊張させて拘束した場合、その緊張によりかえって岩体の不安定化を招くことになる。したがってアンカーの緊張導入力は、ストランドの弛みをとる程度の50KN/本とした。

4. 施工及び施工管理

(1) 施工概要

岩体背後の斜面頂上部に立坑を設け、その内部にボーリングマシンを据付けて削孔し、アンカー挿入及び定着を行なう。アンカーは作用点を分散させるため、図-11 に示すように千鳥に配置した。工事削孔と同時に地質分析・亀裂等の状況確認を行ない、アンカーの設計を照査しながら施工を進めた。

(2) 調査孔（アンカー孔併用）削孔と地質・亀裂確認

削孔の振動による岩体への影響を可能な限り小さくするため、削孔にはロータリー式を用いた（削孔径116mm）。最初に図-11 に示す 孔を調査孔としてオールコアで貫通させ方向・位置および地質を確認した。

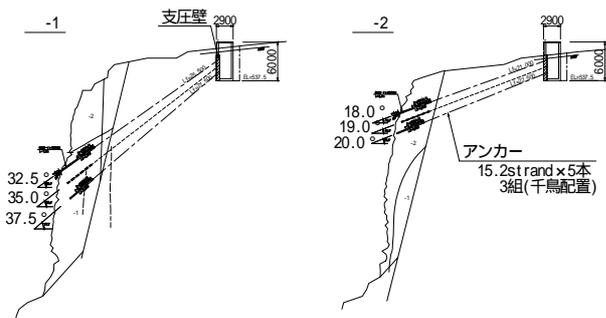


図-10 アンカー設置断面図

コアだけでは亀裂の程度がわからないのでポアホールTVの孔壁画像も撮影した。

その結果 -2 岩体定着部付近において、背面亀裂（テクニクな亀裂：地殻変動起因）とは異なる木根等の混入を伴う亀裂が認められたため、他の孔でも定着部のみコア採取を行い、その連続性と方向性を調べた。

その新たな亀裂は、で確認されたがで消滅していたことから連続性がなく水平に近い方向性であることがわかった。つまりこれは自破砕状溶岩の冷却時に形成された空洞と考えられ、今後も成長する性質のものではない。また、その空洞の幅は僅かであり将来においても変わらないことから、定着長の設定条件に影響がなかった。

図-12 にコアから得られた地質状況を、図-13 にポアホール画像を示す。

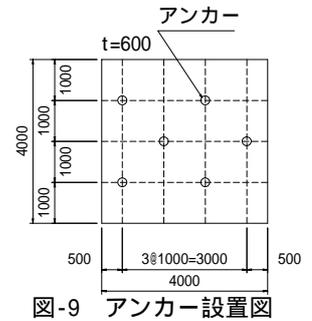


図-9 アンカー設置図



図-13 亀裂付近のポアホール画像

(4) 施工中、施工後の計測管理

施工中に留意した点は、削孔等の施工の過程で、当該岩体に振動や応力を与えず不安定化させないことである。また隣接するエリア（図-2）にも不安定岩体が多数存在するため、それらの岩体への影響と、直下

で他工事を同時に施工していたことから、岩体挙動監視ならびに安全管理が最も重要なテーマであった。今回行った岩体計測方法を表-1 に示す。そのうち -1、 -2 に設置した亀裂変位計（図-14）の、アンカー削孔中の計測結果を図-15 に示す。引出し線で範囲を示したのが削孔中、それ以外は削孔なしの時間帯である。両者を比較して削孔中の変位は特に見られなかった。また振動試験など表-1 に示す他の計測結果も岩体への影響は認められなかった。

(5) アンカー-定着部の特徴

定着部の開口亀裂から定着用のセメントミルクがリークし、定着部が空洞化することを防ぐため、布パッカーを採用した(図-16)。

(6) アンカー施工確認試験

通常アンカー施工後には施工の品質を確認するため、

設計の応力度の 1.5 倍の引張試験を実施することとなっている。また今回の場合定着部に布パッカーを使用しているため、定着部のせん断摩擦力の確認が必要である。一方、本アンカー工法は、岩体の不安定化の増大に伴って抑止力を発揮するものであり、確認試験を行うことで不安定化を招く可能性がある。

そこで施工したアンカー自体の試験を行わず、アンカー供試体による確認試験を行うこととしている。当該岩体の一部分を採取し供試体とすることが出来なかったため、同様な岩質を呈した別の地点で削孔を行い試験用アンカー体を用いて確認試験を行うこととした。なおアンカー施工岩体と確認試験岩体の物理的な類似性を確認するために、表-2 に示す物性試験を行う。

5. 施工後の管理の課題

地震などによる大きな外力を受けた場合はもちろんのこと、対策岩体が不安定化を増大させたり挙動があった場合、いつどのようにどの程度アンカーに応力が生じたのかについてモニタリングすることが重要となる。今回、アンカー施工箇所が険しく斜面頂部に位置することから、荷重計データをダム頂部まで転送しデータロガーで記録・監視することとしている。

表-2 アンカー確認試験のための岩

圧縮強度試験	応力
引張強度試験	応力
顕微鏡解析（若しくはX線解析）	組成
比重吸水	性質

計測方法	計測内容	サブリグ	施工中の監視方法
伸縮計	-2 挙動	10分	モタガ
亀裂変位計	-1,2 及び 基礎盤	5秒	モタガ
振動測定	削孔による振動	0.002秒	モタガ
光波測距	エリア 含む 岩体計測	2時間	計測

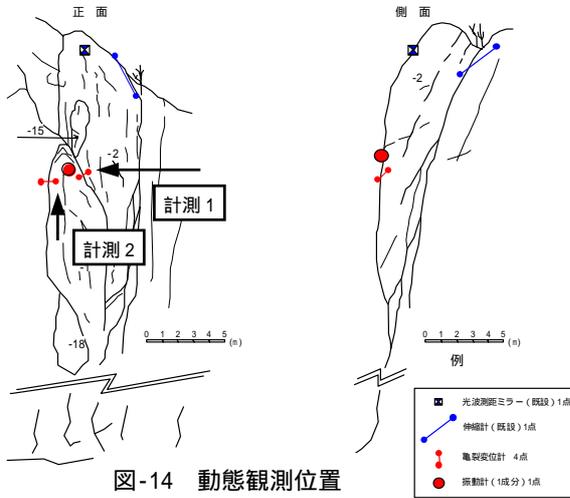


図-14 動態観測位置

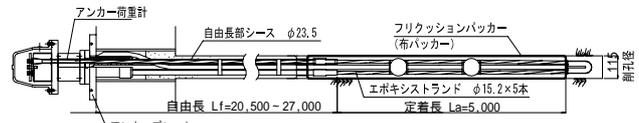


図-16 アンカーの構造

6. あとがき

アンカー工事は現在も施工中である（投稿時）。

本対策工は、長期的な安定性、施工性、経済性に加えて国立公園内や景勝地における景観及び地形の保全に配慮した対策工であると考えられる。

またこの工法は、岩体除去などの安定化対策が困難な急崖条件下にある岩体でも、大規模な仮設を用いず施工できるという特徴がある。

全国のダムなどの構造物周辺や山間景勝地では、豊平峡ダムに見られるような不安定でかつ大きな岩体を抱え、第三者や施設の安全性確保が懸念されている箇所もあるかと思う。本論がこれらの箇所の対策工への取り組みの足掛かりとなり、さらに技術資料となれば幸いである。

最後に、本工事の施工を担当し資料の提供をいただいた(株)間組 宮川隆太郎氏に謝辞を申し述べる。

参考文献

- 1) 豊平峡ダム斜面対策技術検討会報告書；2004年7月
- 2) 斉藤勉ら；雑誌「基礎工」～日本の名瀑「日光華厳の滝」の景観を守る；2004年2月

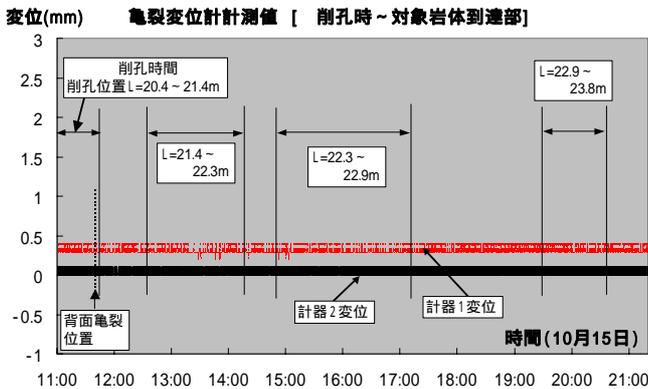


図-15 削孔中（定着部付近）の亀裂変位計データ