稲村ダムの監査廊の設計と施工

Design and construction of Inamura dam inspection gallery



1. まえがき

福村ダムは、四国電力㈱が原子力発電所の深夜余剰電力 の消化、ピーク即応供給力の確保のため建設した本川純揚 水発電所(出力2×30万kW)の上部調整池ダムで、高さ 88m、堤頂長352m、堤体積310万m³の中央土質遮水壁 型のロックフィルダムである。ダムは吉野川の上流部支川 瀬戸川の源流部に位置し、その流域は2.35km²にすぎな い。ダムの建設は昭和53年10月に着手し、昭和56年11月か ら貯水を開始、昭和57年1月末に満水位に到達、同年6月 から1号機用調整池として供用を開始している。

2. ダム地点の地形と地質

ダム地点は、四国山脈の中央部に位置し、稲村山を中心 とする標高1200~1500mの連山に囲まれ、地形は傾斜が 急でけわしく、表土層が薄く、周囲には平たん地が存在し なかった。ダム地点の地形は図一1のように左右岸の山腹 の傾斜はそれぞれ約28度と35度である。ダム地点付近の河 川勾配は約1/10で、河床には転石以外に堆積物は存在しな い。

ダム地点は、四国を東西に横断する中央構造線と御荷鉾 構造線に挟まれた三波川結晶片岩帯にあり、比較的地層の 傾斜が緩い無点紋帯の中に位置する。ダム地点および周辺 に分布する岩石は図ー1に示すように石英片岩、緑色片岩、 黒色片岩および赤色片岩で、全般に異方性の強い岩石であ るが、黒色片岩は特に片理の発達が著しく、新鮮なもので も片理面沿いにはく離しやすい性質があった。石英片岩、 赤色片岩は硬質で泥質分を少し含有しているが片理の密着 性がよくはがれにくかった。緑色片岩は片理の密着性のよ いものから、かなり片理の発達したものまであるが、はく 離性は黒色片岩よりは低かった。

地層は下流方向に全般に緩く傾斜している。

岩質等級は電研式岩盤分類でおおむね C_M 程度,直径 30 cm の円形剛性載荷板を用いた 原位置載荷試験法(最高加 重 100 tf,5 サイクル)によって得られた 接線弾性係数は

*四国電力㈱ 建設技術部 部長	
前本川建設所第一工事所所長	
**四国電力++ 総合技術開発研究所 主席研究員	
前 本川建設所第一工事所 ダム工事課長	
***(粉四電技術コンサルタント 土木第二部第一課	課長代理

石英片岩(6地点)で2000~40000 kgf/cm², 黒色片岩 (6地点)で7000~10000 kgf/cm²である。

ダム地点付近の断層については、ダム軸下流ロックフィ ルゾーン基礎の中間に河川を横断する方向に、破砕幅約2 mの60度上流落ちの正断層が1本と、土質遮水壁基礎の左 右岸の標高1050m付近の黒色片岩の中に上下流方向に走 る水平に近い破砕帯幅20~150 cmのものが、右岸側に1 本と左岸側には近接して2本存在した。左岸側では監査廊 の上流側で下標高の断層は2本に分かれており、そこでは 都合3本となっている。これら以外には破砕幅数10 cm以 下の小規模断層が10数本散在する程度であった。ダム軸下 流側の断層破砕帯については、よく締まっていることと上 流傾斜であることから貯水後の漏水に対する懸念はなかっ た。ダム地点右岸では、前記の標高1050m付近の水平方 向の断層とこれとは別の流れ目の破砕帯が組み合わさって、 地すべり形状を呈していたが、この部分はダム基礎掘削時 に除去することにした。

地山の透水性については図一2に示す。なお同図には監 査廊縦断面を併記した。

地山の透水性については次のような特徴があった。

- ① 岩質のいかんを問わず,新鮮堅硬な深部岩盤は一様に遮水性が高い。
- ② 標高1050m以下の河床部の基礎はおおむね3ルジ オン以下であり、極めて遮水性が高い。
- ③ 右岸高位部は地形的に厚みの乏しい尾根状を呈する ところであり、この部分の透水性は高い。
- ④ 両岸の山腹部においては、地表に近い部分の岩盤が 緩んでおり透水性が高い。
- ⑤ 3ルジオン程度以下の面までの地表からの深さ(水 平長)は、左岸において約20m、右岸において50mであった。

3. 監査廊の設計

3.1 監査廊の基本形状

監査庫の内空断面は、グラウト工に必要な広さと強度上 から馬てい形を採用した。外側の天端形状については、荷 重が最も大きくなる河床部ではアーチ部の厚いA断面を, 両斜面部では土質遮水壁の着岩部の幅が狭くなるため、土 質遮水壁に与える突出部の影響を考慮して天端が平らなB。

No. 1449



断面を採用した。しかし右岸上部では予想以上に地質が悪 く斜面も急勾配であったので工事着手後,構造上最小断面 に変更せざるを得なくなり,内空断面をほろ型に変更した C断面を採用することにした。これらの断面形状を図-3 に,各断面の適用範囲を図-2に示す。

3.2 監査廊の設計計算

監査廊断面の応力解析は二次元 FEM によって行った。 解析モデルとしては,監査廊の幅の2倍,監査廊の高さの 1.8倍の範囲内の基礎岩盤と監査廊を計算対象とした。解 析を行うに当たっては,次のような仮定条件と拘束条件を



設定した。

- (1) 仮定条件
 - コンクリートおよび岩盤の自重は 考慮する。
 - ② 地震力は考慮しない。
 - ③ 岩盤は等方性とする。
 - (2) 解析モデル周辺の拘束条件
 - 上面は*x*方向(水平方向), *y*方向
 (鉛直方向)ともに自由とする。
 - ② 側面は*x*方向は固定,*y*方向は自 由とする。
 - 底面はx方向, y方向ともに固定 とする。

計算に使用した物性値および材料の許容 応力値は表-1のとおりである。図-4に ダムの標準断面,図-5に監査廊A断面荷 重載荷状態を示す。設計荷重としては,A, B,C各断面の最深部となる点における上

表一1 物性値および許容応力

弾性係数	岩 盤 コンクリート	20 000 kgf/cm ² 200 000 kgf/cm ²
ポアソン比 コンクリートの単位体 土質遮水壁の単位体利 ロックフィルの単位体 鉄筋の許容応力	本積重量 資重量 は積重量	0.2 2.35 tf/m ³ 2.2 tf/m ³ 2.26 tf/m ³ 2.000 kgf/cm ²
コンクリートの許容応	A断面 B,C断面	90 kgf/cm ² 70 kgf/cm ²

載荷重と水圧を考慮した。水圧については、土質遮水壁内

のポテンシャル図から求めた。 FEM によって 求めたA断面の 応力状態を図-6に示す。図か らアーチクラウン部,インバー ト上部およびウィング上部(肩 部)に引張り応力が生じている ことが分かる。このコンクリー トの引張り応力は、鉄筋によっ て負担させるものとする。また 圧縮力が大きな値を示すが、こ れはコンクリートならびに圧縮 鉄筋に負担させる。せん断力に ついては,単純せん断でなく圧 縮力を伴う場合のせん断力と して求め,安全率は2.0以上と して所要鉄筋量を求めた。図--7に監査廊A断面配 筋 図 を 示 す。

監査廊コンクリートの軸方向 の伸縮継手間隔は7.5mを標準

土と基礎, 32-4 (315)



図一6 監查廊A断面応力状態

とした。ただし、勾配の変化点等ではこの間隔を変更する ことにした。監査廊A断面区間には前記の水平方向の破砕 帯が存在したのでこの部分の監査廊の設計については、堤 軸方向の弾性床上のはりとして応力等の計算を行った。図 -8に示すように、地盤係数の異なる弾性床上とし、左右 対称の等分布荷重が作用するものとして計算を行い部材に 作用する応力を求め所要の鉄筋量を求めた。

監査庫の伸縮継手には、図一9に示すように止水板を挿入し、また天端にはマスチックを詰め、継手の間隙によって、土質遮水壁のパイピングを起こさないように配慮した。 その他、後述するように継手間隙のグラウトも行った。なお、伸縮継手では鉄筋は継がないものとした。







4. 監査廊の施工

4.1 掘 削

土質遮水壁基礎部については原則として,透水性については3ルジオン以下かつ電研式岩盤分類でCMクラス以上を目標として掘削を行った。監査廊の掘削方法としては, 基礎岩盤を極力損傷しないように,図-10に示すようなプ

> レスプリット工法を採用した。すなわち計画掘 削のり面に沿って 60 cm 間隔にクローラドリル でせん孔し孔長に合わせた割竹にダイナマイト 100g ずつを 60 cm 間隔にテープ止めしたもの に導爆線を添えて一体とし、それを各孔に1本 ずつ挿入する。これを盤打ちに先立って発破し、 のり面に沿ったクラックを発生させて、盤打ち 発破による残壁への影響を極力少なくする工法 である。

掘削時に次のような問題が発生した。

① 基岩の片理面(層理面と一致する)が水 平であるため土質遮水壁基礎掘削面は緩みやす く,仕上げの段階で掘削上端が計画線より低く なり,このために既に掘削した監査廊の掘込み 高さが不足することがしばしばあった。不足範 囲が大きい場合には監査廊を再掘削しなければ

April, 1984

45

No. 1449



ならないが、監査廊外側面が傾斜しているため、深さ方向 の掘り増しのみならず、新たにのり肩から掘削をやり直さ なければならない。再掘削には時間と費用がかかるので、 工事の途中からは、土質遮水壁基礎面が計画高より1mだ け低下した場合に生ずる増加幅だけ余裕をもたせて監査廊 の掘削を行うように変更した。

② ①の対応を行っても地質不良のため土質遮水壁基礎 面が部分的に計画線より低下し、この結果監査廊の片側あ るいは両側の肩部が0.5~3.0m 程度露出することがあっ た。このような場合は、図一11に示すように監査廊の両側 に、コンクリートを打ち足し、土質遮水壁への悪影響の軽 減をはかった。なおこの場合の監査廊の安全性については、 設計の項で述べたと同様の方法により二次元 FEM による 解析を行って確かめた。

③ プレスプリット工法により慎重に掘削を行ったが, ある程度監査廊掘削側面に緩みが生じることは避けられず これに対しては,監査廊のコンクリート硬化後にブランケ ットグラウト工または監査廊周辺グラウト工によって補強 した。

④ 右岸側の監査廊の掘削が終わり岩盤清掃中に標高 1070~1081m 盤の土質遮水壁基礎下流側に長さ20m,幅 数 cm~15 cm のクラックが発生していることを発見した。 このクラック は 破砕幅数 cm の小規模断層面(N36°E, 60°N,監査廊にほぼ平行)に沿って生じたものである。 その状況を図-12に示す。このクラックは監査廊の下流側 掘削斜面にまで達していることが分かった。このクラック



図―12 右岸土質遮水壁基礎クラック発生状況と対策

で囲まれた部分全体を取り除けば、それから上部にある土 質遮水壁の基礎岩盤部が逐次崩壊していくことが予想され たので、完全に浮いている先端部分10m間は取り除くこと にして、残りの10mについては、監査廊下流側掘削内壁か らロックボルト(Ø26mm,長さ6.0~9.8mのPC鋼棒) 12本を使用し下流側の堅岩に7.3 tf/本の圧縮力をかけて定 着した。岩盤を取り除いた部分には置き換えコンクリート を打設した。

4.2 断層破砕帯処理

ダム軸左岸標高1050m付近に水平に上下流方向に走る 黒色片岩層内の断層破砕帯については前述した。この破砕 帯はダムの盛立荷重によって圧密沈下し、上部の堅岩層お よびその上に設置する監査廊に過大なひずみを発生させる おそれがあったので,破砕帯付近の浸透流の抑制とその部 分の補強を目的として,破砕帯より上部斜面のブランケッ トグラウトの長さを破砕帯まで延長して行うことにした。 その結果,ブランケットグラウトの孔長は6~25mとなっ た。グラウトの注入効果を判定するため注入前後に孔内水 平載荷試験を行い岩盤の改良効果を確認するとともに岩盤 変位計を設置して,黒色片岩層の圧縮量を測定し監査廊に 有害な沈下を生じさせないよう監視することにした。断層 破砕帯の処理状況ならびに孔内水平載荷試験孔と岩盤変位 計の位置を図-13と14に示す。

これらの図から明らかなように標高1035~1055mの区 間に3層の黒色片岩の破砕帯が存在し、これらの層を基礎 処理の対象とした。せん孔はロータリーボーリング機(46 mm)を用い注入方法については、孔内崩壊やセメント ミルクのリーク等による事故を防ぐためステージグラウチ ング工法を採用した。ステージ割は第1ステージがグラウ トキャップせん孔後1.0m,第2ステージが1.0~5.0m, 第3ステージ以降は1ステージ5mとして実施した。注入 圧力は原則として20kgf/cm²以下としたが、各孔の最高 注入圧力はその都度監理員が指示するものとし注入中は自

土と基礎, 32-4 (315)





記圧力記録計を使用し管理に万全の注意を払った。グラウ ト施工に先立ち,孔内水平載荷試験を行った。この試験孔 (ϕ 66 mm)および調査ボーリング孔(ϕ 66 mm)のコアを 見ると上部より石英片岩,黒色片岩,緑色片岩,黒色片岩, 緑色片岩と続き,この両黒色片岩中に破砕帯が認められた。 第1層の破砕帯(標高1052m付近)は上部黒色片岩中に 在り,比較的破砕の程度は少なかったが,第2層(標高 1045m付近)と第3層(標高1040m付近)の破砕帯は下 部黒色片岩中に在り,破砕の程度は著しく深度が増すほど 破砕の程度は大きくなっていることが確認された。グラウ ト前後に第2層の破砕帯で行った孔内水平載荷試験の測定 の結果,変形係数は590kgf/cm²から1300kgf/cm²に増 加し,グラウトによる効果が確認された。

次に、ダムの盛立に伴う上載荷重による破砕帯の挙動を 「監視するためカールソン方式の岩盤変位計を黒色片岩を挟 んで図—15に示すように2個所設置した。ダムの盛立に従 って沈下変位が生じたが盛立完了後は変位も横ばいと成り 安定している。ダム盛立標高と岩盤変位量の関係を図—16



に示す。現在までの最大収縮量は No. 1 地点の 23 mm で ある。なお監査廊の変状は皆無である。破砕帯部の変形係 数については、グラウト改良直後の孔内水平載荷試験によ る値と盛立完了後の岩盤変位計から求めた値を比較すると 圧密により後者の方が大きくなっている。すなわち前者の 1 300 kgf/cm² に対し、後者は 3 500 kgf/cm² を示す。

4.3 監査廊のコンクリート打設

コンクリート打設はインバート部とアーチ部の2回打ち とし、長さ7.5mの鋼製組立セントルを使用した。勾配の 変化部については木製型枠を併用した。コンクリートはダ ム盛立面からコンクリートポンプ車により打設した。河床 部ではコンクリートの打設時期が10月となり気温が低くな ってきたこと、一日でも早く監査廊を仕上げて土質遮水壁

No. 1449



図-16 ダム盛立標高と岩盤変位量

の盛立工事を実施しなければならなかったので,早強剤を 使用した。しかし河床部では,工事初期のための作業不慣 れと,監査廊の水平部が長いため監査廊の施工待ちにより 土質遮水壁の盛立は遅れ勝ちであった。両側の傾斜部にか かってからは,監査廊のコンクリート打設が盛立作業に追 われなくなったことと,断面もB断面と小さくなり工程に も余裕がでてきたので,早強剤の使用は中止した。

4.4 監査廊内の防水工事

(1) 伸縮継手のグラウト工

監査廊の伸縮継手部は,監査廊内部への漏水に対しては, 全周に止水板を設置することによって対処しているが,ア ーチ部の止水板からマスチックを詰めてある天端までの間 は,継手部に上下流に通じる間隙が残っている。このまま では,基礎の不同沈下あるいはコンクリートの収縮により 水みちを作ることが予想されたので,貯水開始前に監査廊 内部から継手部にグラウト注入を行うことにした。このた め図-17に示すように監査廊内天井部に注入孔とリターン 孔をせん孔しセメントミルクを注入することにした。注入 はセメントミルクがリターン孔から流出するまで続行する こととし,セメントミルク濃度は C/W=1/10~1/4~1/1 と順次切り変えることを原則とした。注入圧力は最終圧力 が各ブロックの水圧に等しくなるまで上昇させた。施工は カーテングラウトならびに周辺グラウトの終了後に行った。

(2) 監査廊内壁に発生したクラックの防水工

監査廊内壁には、脱型数日後に収縮へアクラックが各ブ ロックごとに、天井部に縦断方向に生じ、ブロック中央付 近では、横断方向全周に生じる特性があった。これらのク ラックを通る監査廊内への漏水の可能性は、その深さから みてまず考えられなかったが、万一の場合の土質遮水壁材 料の流出予防のため、貯水開始前に処理することにした。 このような場合に使用する防水用接着材は各種メーカーか ら多数市販されているが、当監査廊のような大きな水圧が 作用する場所に施工された事例が見当たらなかったので図 -18に示すような装置を作成し、耐圧比較試験を実施した。 この装置は、直径 15 cm のコンクリートの圧縮強度試験用



図-17 監査廊A断面伸縮継手グラウト工法



図-18 コンクリート供試体と試験装置



図一19 漏水部修理工法

表-2 B社の材料の性状

外観	主 剤 硬 化 剤 混 合 材	灰白色・パテ状 暗緑色・パテ状 灰 色・パテ状
混合比(重量) 可使時間	主剤/硬化剤 2 kg 20℃	1/1 60分
比重	主	1.6 1.4 1.5
 固型分		100%

供試体を縦割りにし、その割れ目の表面部分に沿ってVカ ットし各種試験材料を使って防水処理を行いカップラーを 使って供試体の内部に水圧 10 kgf/cm² を作用させて 漏水

土と基礎, 32-4 (315)

の有無を観察するものである。この試験には4社(B社, J社, K社, S社)の材料を使用した。また10kgf/cm² の水圧を発生させるために,三軸圧縮試験機の加圧装置を 利用した。

実際の施工には試験の結果耐圧力に優れたB社の材料を 使用することにした。B社の材料は特殊エポキシ系の接着 材で,湿潤面でも施工が可能であり,また混合などにおけ る材料の取扱いも簡単であるため現場施工に適した材料と 言える。

B社の材料の性状は表-2に示すとおりである。施工方 法はクラックに沿ってコンクリートをVカットして防水材 を詰めるものである。また漏水箇所については,図-19に 示すように注入パイプを設置して,そこからポリウレタン 系親水性樹脂材を注入することにした。なお施工後の表面 には、クラックに沿って幅 20 cm で、コンクリート防水材 Wを刷毛塗りし表面仕上げを行った。防水工事の総延長は 650mであり、その内漏水箇所の処理を行ったのは 20 m で あった。貯水完了後防水箇所は良好な結果を示している。

5. あとがき

以上結晶片岩地帯に施工した監査廊の設計と施工につい て述べた。特に施工中での問題を主とし,掘削中に発生し た監査廊掘削のり面のクラック処理,破砕帯処理とその後 の管理方法,監査廊内壁に発生したクラックの処理等につ いて御紹介した。読者諸兄の参考になれば幸いである。

最後に,紙面を借りて設計施工に当たりいろいろ御協力 いただいた方々に厚くお礼申し上げる次第である。

(原稿受理 1983.12.9)

穆術亭幔 電磁波反射法探査

原

(a) プロファイル測定

御

1. 電磁波反射法探査とは

3000 GHz (ギガヘルツ, 10⁹ ヘルツ) 以下の周波数の電 磁波は電波と呼ばれ,電波を利用して地下構造を探査する 方法は電波法と総称される。これは,空中と大地の境界に 沿って伝ばする表面波を利用する方法と,地中伝ば波を利 用する方法に大別される。電磁波反射法は後者に属し,電 磁波を地下に向けて放射し,電気的性質の異なる境界面で 生じた反射波を捉え,これによって境界面の形状・深度等 を測定する方法である。その原理が空中レーダーと類似し ているところから,地下(地中)レーダー探査とも呼ばれ ている。

この探査法は、1960年代極地の氷の 厚みを測定するなどの目的で欧米で開 発され¹⁾、1970年代には実用機が出現 するに至った。日本でも、1960年代以 降一部研究者によって実験が試みられ て来ており²⁾、最近では装置も市販さ れ土木分野への適用の実績も増えつつ ある^{3)~5)}。

2. 探査装置の構成と測定方法

* 翰応用地質調查事務所 地盤工学研究所 物探第三研究室長

図--1 測定方法



図―2 プロファイル測定記録例

測定の方式には,連続波を用いる方法とパルス波を用い る方法がある。連続波方式は直接波と反射波の干渉現象を 用いる方法であり,パルス波方式は,反射波の時間遅れの

49