

V-5 高見ダム監査廊の設計

北海道電力 織田 紀雄

北海道電力 高橋 正造

○北海道電力 小林 仁

1. はじめに

高見ダムは、堤頂長 435 m、堤高 120 m、堤体積 510 万 m^3 の中央遮水壁型ロックフィルダムであり、この遮水壁底部中央の基礎岩盤に高さ 2.5 m、幅 2.2 m の上部半円下部矩形の鉄筋コンクリー製の監査廊を設置する。この監査廊は最大 270 t/ m^2 程度の高圧力下の構造物であることから、構造物、基礎岩盤、コアが相互に影響し合うため、一般の梁理論で解くことは難しい。そこで、構造設計に当って有限要素法解析を試みたので、その結果と併せて監査廊の設置がコアに与える影響について述べる。

2. 監査廊設置の目的

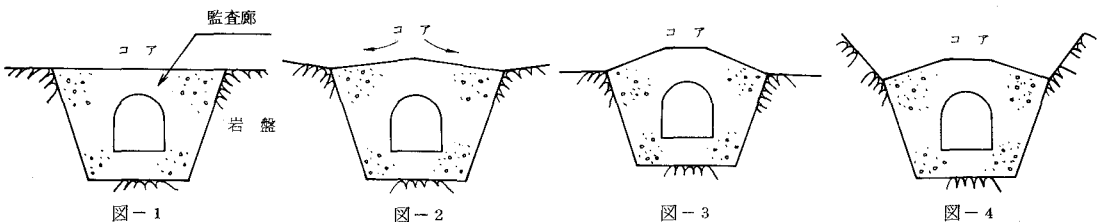
Tetonダムの事故以降、フィルダムについても安全管理を容易にするために、監査廊の設置が義務づけられる傾向にあるが、当ダムでこれを設置した主たる目的は次のとおりである。

- (1) コア盛立工程に影響されずにグラウチングを行うための作業坑とする。
- (2) 湛水後コア基礎部の漏水を監視し、再グラウチングの必要がある時には作業坑として利用する。
- (3) 埋設計器のリード線の通路として使用する。

監査廊設置の利点は上述の設置目的のとおりであるが、特に盛立作業と切り離して入念なグラウチングが可能であり、かつ、盛立材料の荷重により高圧の注入が可能となり、注入効果を上げることができる。その反面、掘削によって堅硬な岩盤をゆるめたり、損傷する大きな欠点がある。

3. 監査廊設置がコアに与える影響

図-1 に示すように監査廊頂部が横断的に見て着岩面とスムーズな形状で接している場合は、コアに対する支障はないが、図-2 に示すように監査廊の頂部がコア内に突出している場合に、コアは矢印の方向に流れる傾向にあり、かつ、着岩部コアがこれを助長し、コアにクラックを発生させる恐れがある。しかし、コアには一定の応力状態があり、かつ、拘束応力 σ_a が極端に低下するとしても、コアのポアソン比が 0.35 ~ 0.40 であることを考慮するとクラックを生ずる恐れは少いし、万一その傾向が現れても引き続き施工される堤体の重量によって閉塞の方向に進むものと思われる。さらに、突出部分の頂部を図-3 に示すように平坦にすることにより、クラック発生の危惧もかなり軽減できるものと思われる。また、図-4 に示すように監査廊と岩盤の接さい部がキー状になった場合、接さい部のなす角度が小さいと、アーチ作用によりその部分のコアに十分な応力伝達となされない場合もあるが、おそらくTetonダムのキートレンチのような大きく、かつ、シャープな形状でなければ支障はないものと考えられる。いずれにしても、コアゾーンの中で監査廊の占める割合はそれ程大きなものではなく、かつ、コアはその外側のフィルターやロッ



クゾーンの剛性によって支えられていることから、コアにおよぼす影響は少ないものと思われる。

4. 監査廊の応力解析

4-1 解析方法

監査廊の断面形状を選定するために、5 ケースの断面についてダム盛立完了時および満水時の有限要素法解析を行った。

本解析法は、二次元平面ひずみ状態におけるアイソパラメトリック四節点四辺形要素を用いて、各節点の x, y 方向変位および各要素の重心における応力および主応力を求めた。

解析に用いた諸物性値は材料試験結果、実測値を参考して次のとおりとした。なお、岩盤弾性係数に関しては掘削時のゆるみ部分も考慮して健全な岩盤の $1/3$ とした。

表-1 物性定数表

材 料 \ 定 数	弾 性 係 数	ポアソン比	密 度
コンクリート	$E_c = 250,000 \text{ Kg/cm}^2$	$\nu_c = 0.20$	$\rho_c = 2.40 \text{ g/cm}^3$
マンマードロック	$E_c' = 100,000$	$\nu_c' = 0.20$	$\rho_c' = 2.40$
岩盤(輝緑凝灰岩)	$E_R = 30,000$	$\nu_R = 0.20$	$\rho_R = 2.78$
同上(ゆるみ領域)	$E_R' = 10,000$	$\nu_R' = 0.20$	$\rho_R' = 2.78$
コア材(湿潤時)	$E_{co} = 260$	$\nu_{co} = 0.35$	$\rho_{co} = 2.16$
コア材(飽和時)	$E_{co}' = 260$	$\nu_{co}' = 0.35$	$\rho_{co}' = 2.27$

4-2 解析モデルの断面形状

解析モデルの形状寸法は図-5 に示す5 ケースであり、この5 ケース各々について検討を行った。ケース1～3は基本形状の検討であり、ケース2は切取の仕上げ状況によってゆるみ領域を考慮した場合であり、ケース3は構造力学上コアとの応力緩和を考慮した形状である。ケース4・5は施工上形や岩質によって決る特殊な形状である。

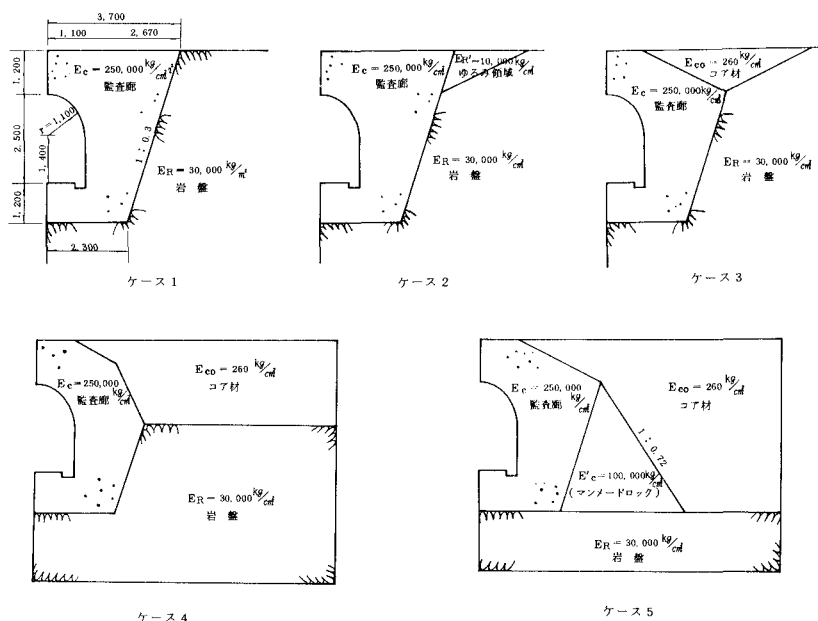


図-5 解析モデル検討ケース

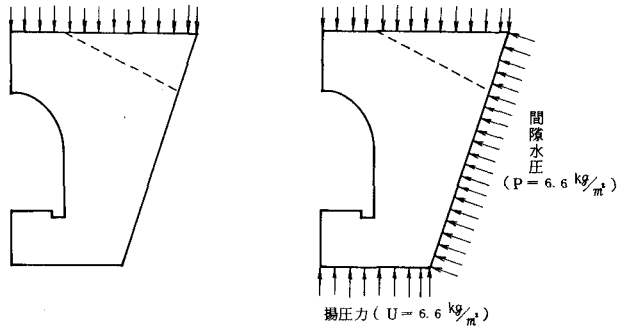
鉛直荷重 ($W_1 = 25.9 \text{ kg/cm}$)鉛直荷重 ($W_2 = 27.24 \text{ kg/m}$)

図-6 荷重作用図

4-3 荷重条件

計算に考慮した荷重はダム盛立完了時および満水時で図-6に示すとおりである。ダム盛立完了時は湿潤時コア密度 $\gamma_t = 2.16 \text{ g/cm}$ 、満水時には飽和時コア密度 $\gamma_{\text{sat}} = 2.27 \text{ g/cm}$ を用いて、堤高を h としてダム盛立完了時は鉛直荷重 $\gamma_t \cdot h$ を、満水時には鉛直荷重 $\gamma_{\text{sat}} \cdot h$ 、間隙水圧および揚圧力を同時に作用させて計算する。

4-4 解析結果

解析は、ダムの盛立完了時と満水時の荷重条件について実施し、直応力分布の計算結果を図-7～図-8に示す。解析結果を要約すると次のとおりである。

- (1) 各ケースとも、高圧力下にあたるため基礎岩盤に変形を生じ、その反作用として底板中央上縁に引張力を生じる。
- (2) ケース1とケース2の岩盤に埋設された形状について比較すると、ほとんど応力分布は変わらず岩盤のゆるみの影響はほとんど認められない。

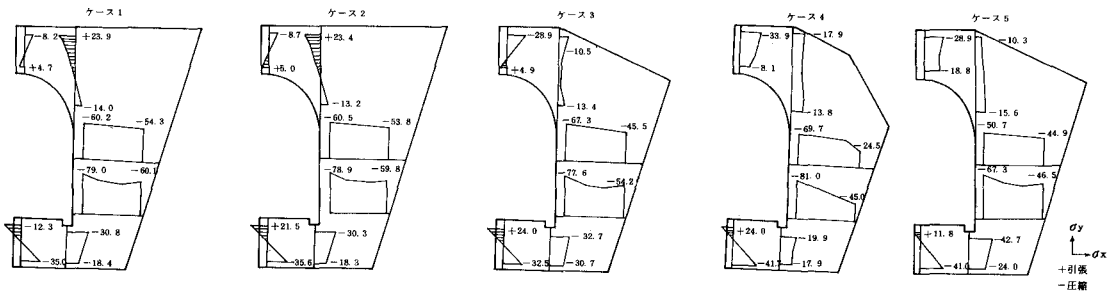
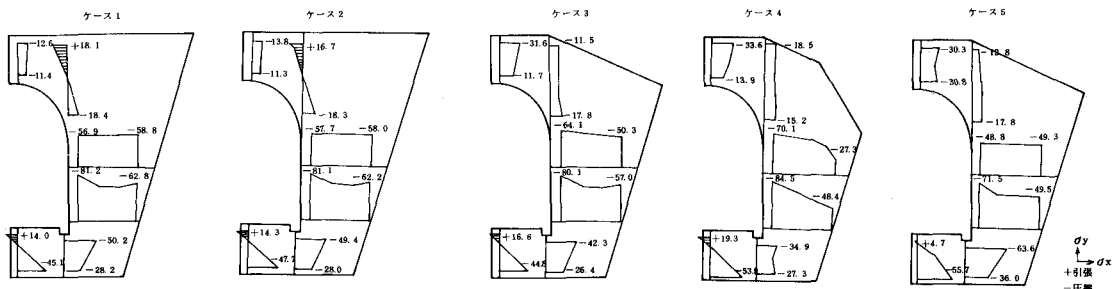


図-7 直応力分布図(ダム盛立完了時)



注：図中の単位は (kg/cm)

図-8 直応力分布図(満水時)

- (3) ケース 1、2 の岩盤に埋設された形状では、頂版両肩上縁に引張応力を生じるケース 3～5 の岩盤から突出する形状では同位置に引張応力を生じない。また、ダム盛立完了時のケース 1～3 では頂版中央下縁に引張応力が生じ、ケース 4、5 では引張応力の発生は見られない。このことは、監査廊が基礎岩盤から突出する度合が大きくなるとアーチ作用が有効に働き、応力的に有利になることを示している。
- (4) ダム盛立完了時より満水時の方が引張応力は低減している。これは、湛水後に作用する揚圧力、間隙水圧が応力的に有利な方向に働く結果と考えられる。

5. 監査廊断面形状の決定

監査廊を基礎岩盤から突出させると応力的に有利になるが、コアに対しては何らかの影響を及ぼすことになる。しかるに、監査廊の形状は地形に合わせて決める事が望ましく、安定性、経済性等も考慮して基本的には次の方針によった。

- (1) 地山が平坦で、基礎岩盤の切取がほぼ設計通り施工できる部分については、監査廊が若干基礎岩盤から突出するケースを基礎形状とする。
- (2) 地山が傾斜している部分は、地形、地質的な面から岩盤の滑落が多く設計に合った切取が難しいので、監査廊は岩盤から突出するケース 4、5 の形状になりがちであるが、極力ケース 5 のようにマンメードロックを設置して着岩面とスムーズな形状として、コアに与える影響の緩和を計る。

以上の検討結果に基づく監査廊の基本形状とその配筋を図-9に示す。また、ダムの標準断面および従断面を図-10、図-11に示す。

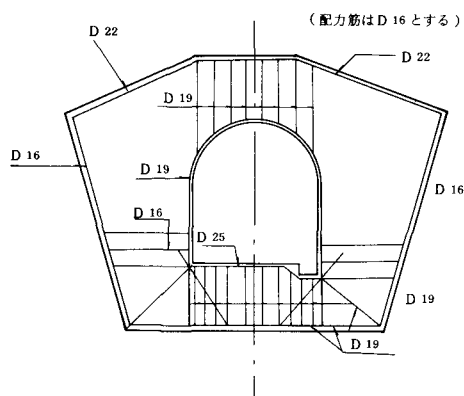


図-9 監査廊配筋図

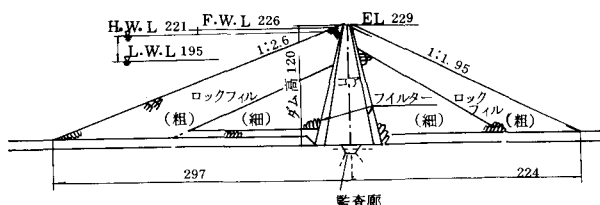


図-10 標準断面図

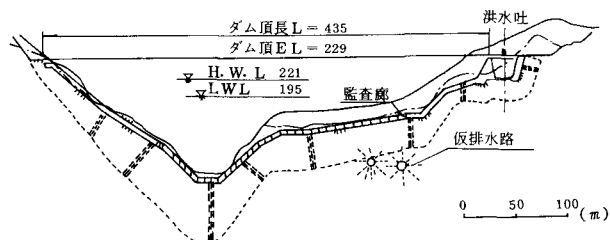


図-11 縦断面図

6. おわりに

監査廊の工事は昭和 55 年 6 月から開始され、現在約 60% の進捗をみている。今後当工事はコアの盛立と併行して昭和 57 年迄継続されるが、これまでの検討結果に、鉄筋計、歪計等の測定計器による動態観測結果も勘案して工事を進めていく所存である。

おわりに、有限要素法解析に当って御協力を戴いた電力中央研究所土木技術研究所構造研究室の高野室長、佐藤主査研究員、岸研究員に深甚な謝意を表します。