

大断面分割掘削時の 支保設計事例

大谷 達彦* 岡井 崇彦**
Tatsuhiko Otani Takahiko Okai
熊島 朗* 鈴木 修***
Akira Kumajima Osamu Suzuki

§ 1. はじめに

神流川発電所は、長野県側に上部調整池、群馬県側に下部調整池を新設し、その落差（653m）を利用して、最大出力270kwを発電する揚水式発電所である。

本報告では、発電所の下流に位置する放水路上口工区において、調圧水槽水室（掘削断面積約225m²）を分割掘削したときの一次支保の設計方法について述べる。

§ 2. 地質概要

神流川発電所が位置する地山は、中生代の泥岩および細粒砂岩の基質に、古生代後期から中生代前期の大小様々な礫（オリストリス）を混入した混在岩である。その内、調圧水槽水室施工箇所には、細粒砂岩基質の混在岩が分布している。地山特性は基質によって支配され、細粒砂岩基質は泥岩基質と比較して変形特性、強度特性とも大きな値に評価されている。

細粒砂岩基質： $E=30000\text{N/mm}^2$, $c=800\text{kN/m}^2$, $\phi=57^\circ$

泥岩基質： $E=20000\text{N/mm}^2$, $c=500\text{kN/m}^2$, $\phi=49^\circ$

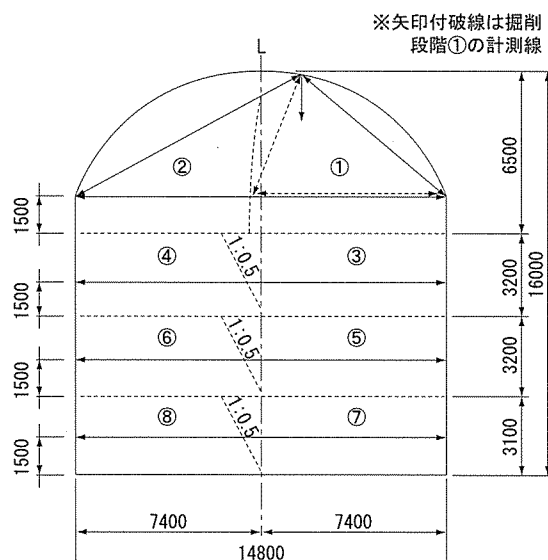
§ 3. 調圧水槽水室の施工概要

調圧水槽水室（以下水室と略す）は、図－1に示すように断面を8分割して、NATM（発破）で掘削を行った。図－2に平面図を示す。

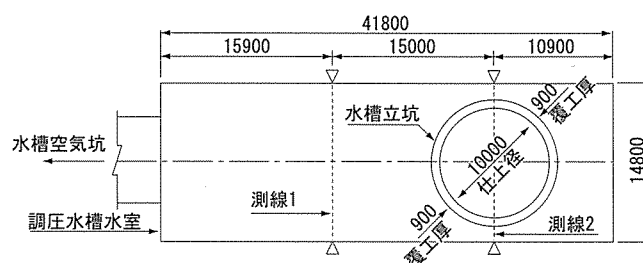
§ 4. 水室の支保設計

水室の支保設計に対して以下の事項が要求された。

- ①掘削断面が大きい（約225m²）ため、掘削後の周辺地山のゆるみ領域が広域になることが考えられ、この大きなゆるみ荷重に対して安定な支保構造とする。
- ②段階掘削となることから、途中の掘削段階において、最終段階まで掘削が完了したときの地山挙動を予測



図－1 分割掘削の施工順序および計測線



図－2 計測位置平面図

表－1 設計用地山物性値

	変形特性 $E(\text{N/mm}^2)$	強度特性	
		$c(\text{kN/m}^2)$	$\phi(\text{deg})$
当初設計	5000	450	49
見直し後	30000	800	57

し、既設の支保が問題ないことを確認する必要がある。

- ③コスト縮減を図るために経済的な支保設計を行う。

そこで、水室掘削を安全に行い、かつ経済性を追求した支保の安定性を確認するために、掘削実績や岩盤調査結果を反映する情報化施工を導入し、各施工段階ごとに支保構造を見直した。

(1)水室掘削前の検討

要求される安全で経済的な支保構造を設計するには、水室箇所の地山特性（変形特性、強度特性、地圧特性）をより正確に把握することが重要である。そこで、神流川発電所の全体工事開始以降に得られた水室周辺の情報を十分に活用し、水室箇所の地山特性を再評価した（表－1参照）。

- ①変形特性：周辺トンネルの掘削実績による逆解析結果より、設計用変形特性について神流川発電所全体工事開始時の値を見直した。

*土木設計部設計課

**中部（支）鈴鹿トンネル（出）

***東北（支）巻堀トンネル（出）

②強度特性：同工事内の調査坑における岩盤試験結果を反映し、せん断強度の再評価を行い、設計採用値を見直した。

③地圧特性：調査坑で実施された初期地圧測定結果から、水室周辺地山の最大主応力の方向は、鉛直圧が卓越しており($K=0.57$)、鉛直方向に対して約 26° の傾きがあることがわかった。

解析は強度特性が反映できる弾塑性FEMを用いて行い、空洞周辺の塑性領域が、天端部の抜け落ちと側壁部のすべりに対して安定を保つ支保を設計した。その結果、図-3に示すように以下の点で原設計に比べて経済性を追求した支保となった。

- ①設計せん断強度を見直したことにより、塑性領域が縮小し、全体的なロックボルトおよび吹付け数量が減少した。
- ②ロックボルトピッチが左右で異なるものとなった。これは、FEM解析に主応力の傾きを考慮したことにより、塑性領域の形状が左右で異なったためであり、今回の結果の中で最も特徴的な点である。

(左側側壁)

塑性領域3.0m→ピッチ1.5m(周方向)×2.0m(軸方向)

(右側側壁)

塑性領域2.5m→ピッチ2.0m(周方向)×2.0m(軸方向)

(2)水室掘削開始後の検討

水室は、多段階掘削となるため、各加背を掘削したときに得られる原位置での地山挙動を次工程に反映することができる。特に、水室では下半部に至ると上半支保の補強が非常に困難であるため、安定性を確認するための支保の見直しは非常に重要であった。

そこで、積極的に情報化施工を行った。水室では、図-2に示す計測位置(測点1, 2)において、天端沈下および内空変位を計測した(図-1参照)。これらの計測結果を用いて、施工段階ごとに逆解析を実施した。

逆解析の入力値には、それまでの段階掘削時に発生した先行変位を含めた全変位量が必要となる。水室のように段階掘削を実施する場合には、この全変位量をいかに正確に評価するかが重要となる。今回の解析では、計測することができない先行変位については、前掘削段階の逆解析結果に基づく順解析から算出した。この先行変位と計測変位を足し合わせ、全変位量として逆解析の入力値とした。

その結果、表-2に示す逆解析結果のように、変形特性はほぼ掘削開始前に予想した通りであるが、地圧特性については、水平圧が卓越し、最大主応力の方向が鉛直方向に対して約 60° の傾きがあるという結果となった。これは、掘削開始前に、鉛直方向に対して約 26° の傾きがあると予想していたものと異なる結果である。

この逆解析結果に基づいて各掘削段階で順解析(弾塑性FEM)を実施することによって、支保の見直しを繰り返し、安定を確認しながら掘削を継続した。

原設計の支保パターン

※ロックボルト: D25×L=4.0m
ピッチ1.5m(周方向)×1.5m(奥行き)
吹付コンクリート: t=20cm、ラス張

見直し後の支保パターン

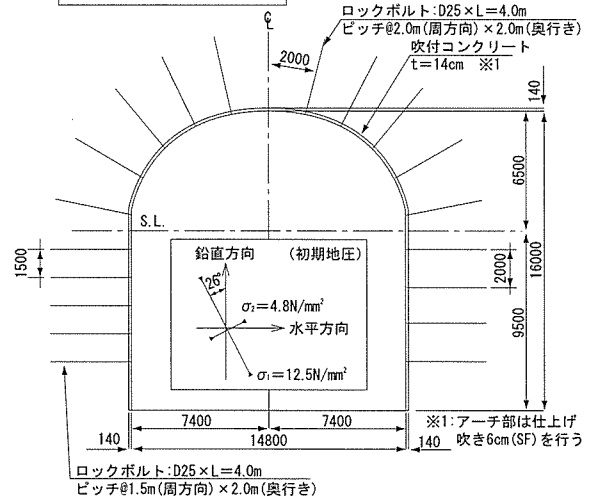


図-3 支保パターン図

表-2 逆解析結果一覧表(測点1)

掘削段階	弾性係数 E (N/mm ²)	側圧係数 K	主応力の傾き θ (deg)
事前解析	30000	0.57	26
①	25500	1.53	66
②	37400	1.73	67
③, ④	34000	1.43	60
⑤, ⑥	32600	1.33	57
⑦, ⑧	32200	1.29	56

※主応力の傾き θ とは、掘削前地山における主応力の鉛直方向に対する傾きである。

§ 5. まとめ

今回の水室掘削においては、掘削実績や岩盤調査結果を反映することによって、支保の安定性を確認しながら経済性を追求した支保設計を実施することができた。しかしながら、今回の支保設計では、地山を連続体にモデル化した解析を重要視したため、岩盤の局所的あるいは不連続的な挙動は解析に十分に反映できなかった。このように解析には不十分さがあるため、今後の課題としては、掘削時の各種計測結果に基づいて、解析で決定した支保の適切さを確認する手法を確立しなければならない。

また、今後、より大きな断面の地下空洞を設計するときには、掘削後の地山および支保の安定性に対して、地山特性の影響がより顕著になると考えられる。よって、できる限り掘削初期の段階で得られる情報から、掘削する空洞および空洞周辺の地山特性をより正確に把握する技術の確立が必要である。