

奥吉野水力発電所の設計と計測について

関西電力(株) 建設部

山下正義

1. まえがき

奥吉野水力発電所は奈良県吉野郡十津川村に位置し、十津川の支流旭川に下部ダムを、旭川支流瀬戸谷川に上部ダムを設け、各野水池間の有効落差505mを利用し、最大出力1206MWを得る純揚水力発電所である。発電所は図-1のように上部野水池取水口下流約1500mに位置し、これより約200m放水路にて下部池に垂落している。発電所の地山はすべてアーチクラウン上の180mで、その寸法は幅20.1m×高さ41.6m×長さ157.8m、掘削量は約170,000m³である。図-2にその設計図を示す。

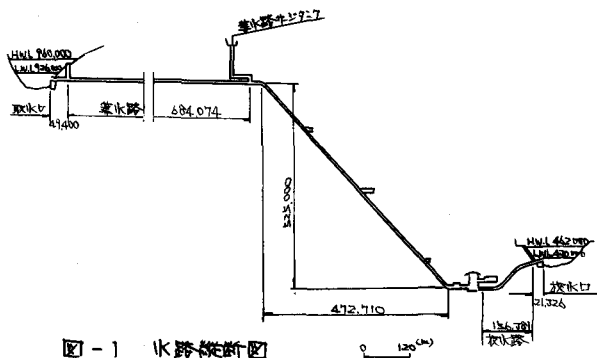


図-1 1K跨縦断面図

2. 地質

工事区域の山地は下部白亜系A砂岩、更岩およびB互層より成り、これらの地層はほぼ東西に走行し、北へ40°~70°傾斜している。発電所所の地質は、上部は大部が更岩、中央部は上流部りに砂岩および砂岩の多い砂岩と更岩の互層、下部はほとんどが砂岩および砂岩の多い砂岩と更岩の互層である。岩質はみなぬれぬれで、全般

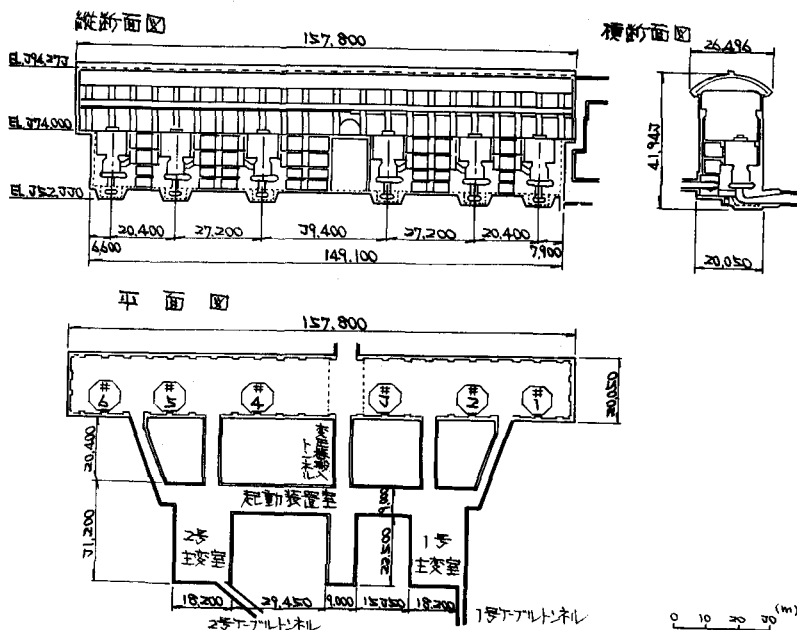


図-2 発電所設計図

的に砂岩の方が更岩に比べて岩質が低下している。発電所付近のA層の走向、傾斜は一般的にEW/40°Nで発電所長軸方向と平面的に約45°で交差し、発電所山側壁と差し目、川側壁と流れ目となっている。節理および破砕帯の最大集中方向は層理方向とほぼ一致している。図-3は発電所の地質縦断面である。

3. 岩盤の物性および地山の初期応力

地下発電所空洞設計のために施工計画に必要な岩盤力学的特性および地山の初期応力を把握するため、発電所周辺に試験坑内で変形試験、せん断試験および地山の初期応力測定を行った。試験坑の地質はB～C級A頁岩であった。

変形試験は直径30cmの載荷板によるジャッキ法で、最大載荷重は80t/m²、加圧方向は水平、鉛直および斜めとした。クリープ試験は載荷重70t/m²および140t/m²の2ケースについて、4日間載荷を実施した。表-1にその結果を示す。

せん断試験は約60cm角、高さ約10cmの岩盤ブロックを切り出して実施した。B級岩盤のせん断強度は $\tau_R = 8 \text{ t/cm}^2$ であるのに対しC級岩盤のそれは $\tau_R = 19 \text{ t/cm}^2$ であった。これは前者が層理面A走向に平行な方向で、後者が層理面A走向に直交する方向で、せん断面が全般的に破砕されていたことによると考えられる。

地山の初期応力測定は坑壁法と孔内法A2種類になった。結果は表-1Aとおりである。

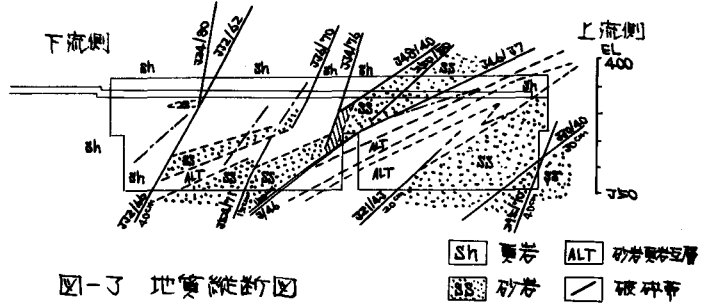


図-1-3 地質縦断面図

表-1 岩盤の物性および地山初期応力

試験項目	測定結果
初期応力	$\sigma_{x0} = -77 \text{ t/cm}^2$ $\sigma_{y0} = -74 \text{ t}$ $\sigma_{z0} = -63 \text{ t}$ $\sigma_1 = -47 \text{ t}$ $\sigma_2 = -92 \text{ t}$ $\theta = 36^\circ$ (東北東)
せん断強度	$\tau_R = 8 \sim 19 \text{ t/cm}^2$ $(c = 13 \sim 22 \text{ t/cm}^2)$ $\phi = 45^\circ \pm 10^\circ$
変形係数	載荷時 $38 \sim 129 \times 10^3 \text{ t/cm}^2$ 除荷時 $43 \sim 151 \text{ t}$
クリープ係数 (載荷重140t/m ²)	載荷時 $\alpha = 0.14 \sim 0.20 \quad \beta = 0.4 \sim 1.6 (\text{1/day})$ 除荷時 $\alpha = 0.21 \sim 0.37 \quad \beta = 0.3 \sim 5.8 (\text{1/day})$

4. 空洞周辺岩盤の変形予測

発電所設計に先立ち、F.E.M.にもとづく非線型逐次荷重法により、空洞周辺岩盤の挙動解析を実施した。計算手法については電中研より多々報告されているが、ここでは計算条件と結果について示される。

計算ケースと諸条件は表-2AのようにP.S.A導入を考慮しない等方性岩盤、異方性岩盤およびP.S.A導入を考慮した異方性岩盤について行った。計算に用いた変形係数の初期値は、地山の初期応力に近い応力レベルの除荷時のものであった。変形係数は応力状態によって変化する緩み係数の関数であるが、最小値はケース1～5の場合 $D_{min} = 1/100 D_0$ とした。しかしながらこの値は掘削後の岩盤状態からしても過少すぎると考えられたのでケース6、7では $D_{min} = 20,000 \text{ t/cm}^2$ を採用した。異方性岩盤の変形係数は、層理面方向のそれ D_{01} 、それに直交する方向のそれ D_{02} とし、ケース4、5ではそれより $D_{02}/D_{01} = 0.5$ とした。ケース6、7では層理面A走向と発電所断面とが直交しないことを考慮し $D_{02}/D_{01} = 0.6$ とした。せん断強度はケース1～3については試験値を採用した。異方性岩盤の場合は層理面と最大主応力 σ_1 の作用方向との交角 θ により変化する。そこで試験結果とJ.C. Jaegerの「異方性材料の破壊特性」とにより、 τ_R と θ の関係を求め、これを2次関数として与えた。

表-2は本体掘削終了時の計算結果である。ここで示す領域とは、岩盤がかなりリリースになり、ポアソン比が初期値から変化して0.45に達した領域と定義している。

表-2 計算T-スと諸条件

			T-ス1	T-ス2	T-ス3	T-ス4	T-ス5	T-ス6	T-ス7
地山A初期応力	水平方向成分 σ_{x0} (t/m ²)		-670			-640			
	鉛直方向成分 σ_{y0} (t)		-700			-680			
	せん断応力成分 τ_{xy0} (t)		-270						
	最大主応力 σ_2 (t)		-920			-900			
	最小主応力 σ_1 (t)		-450			-420			
応力A鉛直方向傾き θ (°)		42							
岩石盤A初期値	変形係数 D_0 (10 ⁻⁴ /MPa)		200			$D_{01}=156, D_{02}=78$		$D_{01}=130, D_{02}=78$	
	ポアソン比 ν_0		0.33	0.25		$\nu_{01}=0.25, \nu_{02}=0.125$		$\nu_{01}=0.25, \nu_{02}=0.15$	
	せん断強度 τ_{R0} (t/m ²)		80	120	190	$\tau_{R0, W=90}=208, \tau_{R0, min}=78$		$\tau_{R0, W=90}=208, \tau_{R0, min}=104$	
	σ_c/τ_R		0.25	0.175	0.158	0.145~0.251		0.1102~0.2326	
	クリ-プ係数	α_0	0.3						
β_0 (1/day)		1.0							
コンクリートA初期値	変形係数 D_0 (10 ⁻⁴ /MPa)		200						
	ポアソン比 ν_0		0.2						
	せん断強度 τ_{R0} (t/m ²)		550						
	σ_c/τ_R		0.64						
	クリ-プ係数	α_0	1.0						
β_0 (1/day)		0.02							

表-3 各T-スA主な計算結果

		T-ス1	T-ス2	T-ス3	T-ス4	T-ス5	T-ス6	T-ス7
アーチコンクリート応力 (kg/cm ²)		14~29	10~22	16~36	12~36	11~36	10~61	9~61
岩盤A水平変位 (mm)	川側	60~100	0~8	0~5	0~22	0~28	0~17	0~17.5
	山側	15~30	8~14	7~13	9~25	18~30	15~29	15~29
最大ゆるみ領域 (m)	アーチ	∞	7	3	7	7	8	8
	側壁	川側	∞	3	13	13	7	7
		山側	∞	15	15	15	7	7

5. 側壁岩盤A補強

山側A側壁にフイアは、解析で得たゆるみ領域をふまねて包括する円弧を想定し、この円弧と側壁A間A岩盤が円弧に沿って滑るAを防止するAに必要なPSA量を求めた。川側A側壁にフイアは主要変圧器室A掘削に伴うゆるみ領域A増大が予想されたAで、側壁岩盤Aすべり面を60°と想定した。図-4は仮想すべり面とPCA基本配置図を示したものである。

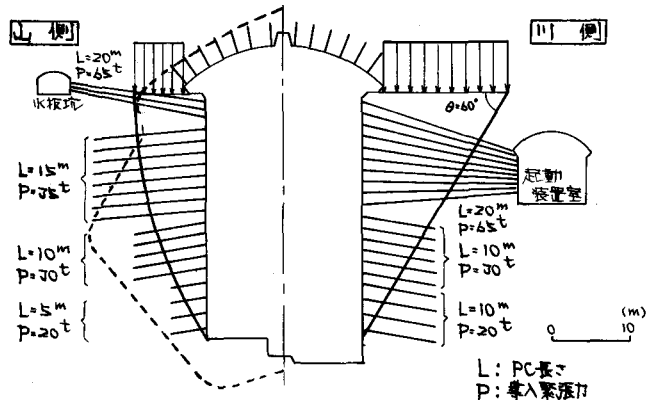


図-4 仮想すべり面とPCA配置図

6. 計画

掘削に際しては、施工の安全管理を主たる目的として図-5Aのような計器を配置した。測定結果を示す図中のA計算値はトラスである。

図-6は発電所上流側A断面アーチ岩盤沈下量の経時変化である。アーチA施工は48"ブロックごとに掘削、巻立を行ない、1ブロック10日サイクルで施工したが、計器埋設ブロックの掘削時に大きく沈下し、アーチ掘削完了に伴い沈下も収束した。岩盤深部に対しては掘削面から5m以内の浅い範囲で大部分が変位しており、この点が計算値と異なっている。

本体掘削はリフトスライディングカット方式である。PC工は掘削後約10日後に完了させた。図-7は本体掘削完了時のA測定スパン15mの相対水平変化である。この図のA計算値は測定開始時のO点とし、測定値と対応させた。E断面EL386の測定値を除けば各点とも計算値とよく一致している。なお、経時的には本体掘削完了後2〜3ヶ月後にいずれの箇所でも変位が収束した。

図-8は本体掘削開始時とOとした掘削完了時のA断面アーチコンクリートの応力である。鉄管路側下縁で一部大きな応力が生じた以外は $20\text{kg/cm}^2 \sim 80\text{kg/cm}^2$ の範囲にあり、計算値の $10 \sim 60\text{kg/cm}^2$ とほぼ対応している。計算値の応力分布が主応力のかたむきよりトラフト側が大きくなり、対し、測定値はほぼ対称となっている。

7. おわりに

奥多野地下発電所A周辺岩盤の挙動に関する計算と実測について報告した。今後地下空間A合理的、経済的設計を行なうために、安全性と対比しフ定量的にそれら把握することが必要である。そのためには物性の変化様式も含め、精度よく地山の状況把握することが大切と思われる。

最後に、数値解析について電中研の協力を得たことに感謝する。

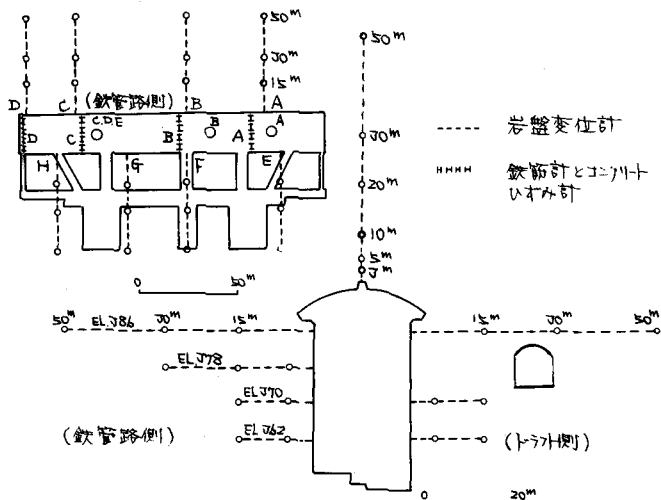


図-5 発電所測定計器配置図

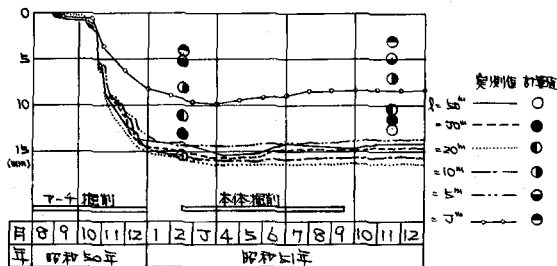


図-6 A断面アーチ岩盤相対沈下量

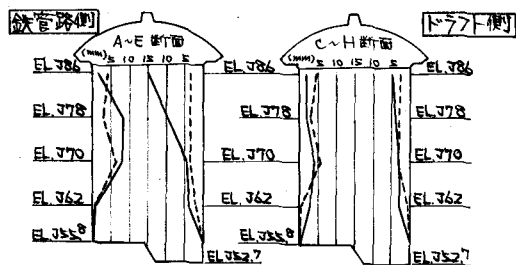


図-7 側壁岩盤水平変位(L=15m)

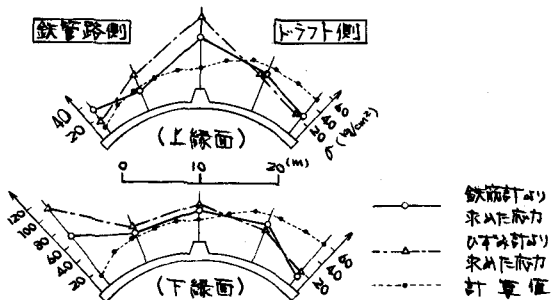


図-8 掘削完了時A断面アーチコンクリート応力

Design and measurement of Okuyoshino
underground power station

Kansai Electric Power Co., Inc., M. Yamashita

Okuyoshino power station is a pure pumped-strage one comprising six generating units, which is operated under a effective head 505m and has ultimately total installed capacity of 1206MW. The machine hall is an excavated cavity 20.1m wide, 41.6m high and 157.8m long and is located about 180m below the ground surface.

Geological surveys, rock tests and measurements were performed at the site. Then, the behavior of rock mass and the stress in the concrete lining were computed. A number of instruments were installed in the rock and concrete lining to ascertain the stress of rock obtained by the above method.

The results were as follows:

- (1) The rock at the machine hall site was composed of chales, sand stones and the alternation of sand stones and chales.
- (2) The values of the deformation modulus were $43 - 151 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$.
- (3) The values of the shear strength were $8 - 19 \text{ kg/cm}^2$.
- (4) The values of the initial rock stresses were $x_0 = -77 \text{ kg/cm}^2$, $y_0 = -74 \text{ kg/cm}^2$ and $z_0 = -63 \text{ kg/cm}^2$.
- (5) Computed settlements of arch rock were about 15mm.
- (6) Computed deformations of the side wall were 1 - 15mm.
- (7) Computed stesses in the arch roof concrete lining were 10 - 60 kg/cm^2 .
- (8) As the result of measurements, settlements of the arch rock were 14 - 16mm, deformations of the side wall rock were 1 - 15mm and stresses in the arch roof concrete lining were 20 - 80 kg/cm^2 .