

ロックボルトと吹付コンクリートによる卵型空洞掘削時の挙動

電力中央研究所 ○日比野 敏, 金 川 忠
北陸電力株式会社 稲 本 嶋

1 序

地下利用としての大規模地下空洞は、地下発電所空洞をはじめとして燃料地下備蓄や圧縮空気貯蔵用などと、その利用は従来にわたっても増大こそすれ減少することはないと思われる。これら大規模空洞の安定性は、地圧・岩盤物性・空洞の形状や大きさなどによって左右される。筆者らは先に卵型空洞形状の安定性が将来のきのこ型空洞よりも優れていることを解析的に示したが¹⁾、今回実際に卵型空洞の掘削にさいして岩盤挙動を測定し検討を行なったのでここに報告²⁾する。

2 地質および岩盤物性 (図-1, 表-1)

2.1 地質：空洞周辺岩盤の地質は花崗岩が主体で、電力中央研究所の岩盤分類によればC_H級が主である。花崗岩であるために、節理系が発達しており掘削解析においては異方性岩盤として考慮することにした⁴⁾。

2.2 初期地圧と岩盤物性：初期地圧の測定はA E法(Acoustic Emission法³⁾)によった。その結果によれば空洞建屋軸に直角な方向の水平成分は約11kgf/cm²、鉛直成分は約15kgf/cm²であった。側圧比は約0.73である。しかしながら、掘削解析にさいしてはその時点でA E法の結果がまだ求まっていなかったもので地形と被り厚さから地圧を推定し、側圧比は0.5と1.5の場合について実施した。

2.3 岩盤物性：平板載荷試験、ロックせん断試験などの結果より、表-1に示すような岩盤物性値を決めた。

表-1 掘削計算入力データとケース

計 算 の ケ ー ス		ANISO-1, 2, 3			
掘 削 空 洞		C _H	C _M	C _L	断 層
初 期 地 圧	水平応力成分 σ_{x0}	-0.25 (ANISO-1) -22.7 (ANISO-2, 3)			
	鉛直応力成分 σ_{y0}	-18.5			
	せん断応力成分 τ_{xy0}	0			
	最大圧縮応力 σ_2	-0.25 (ANISO-1) -22.7 (ANISO-2, 3)			
	最小圧縮応力 σ_1	-18.5			
	σ_{x0}/σ_{y0}	0.5 (ANISO-1) 1.5 (ANISO-2, 3)			
	鉛直方向の傾き θ (°) (反時計)	0 (ANISO-1), 90 (ANISO-2, 3)			
岩 盤 の 力 学 的 性 質	変形係数 $D_{0.1}$ (kg/cm ²)	4.5	3.0	1.5	0.5
	$D_{0.2}$	252	168	0.84	0.5
	ポアソン比 $\nu_{0.1}$	0.3	0.32	0.35	0.4
	$\nu_{0.2}$	0.17	0.18	0.20	0.4
	クリープ係数 β (1/dy)	0.3	0.4	0.5	1.0
	破壊せん断強度 $\tau_{c, w=90}$ (kg/cm ²)	17.5 (18.9)	12.5 (13.9)	8 (9.3)	1.0
	$\tau_{c, mn}$	13.1	8.5	4.5	1.0
	引張強度 $\sigma_{t, mn}$	0.1812 (0.2298)	0.2200 (0.2681)	0.2470 (0.2900)	0.5
	$\sigma_{t, mn}$	0.1812 (0.2298)	0.2200 (0.2681)	0.2470 (0.2900)	0.5
	k	2			
掘 削 工 程	単位体積重量 (g/cm ³)	2.4			
	内部摩擦角 ϕ (°)	36°			
	見掛けの傾斜角 θ (°)	79.3 (J2節理系)			
	要素数 (四辺形)	813			
検 討 事 項	変形係数の最小値 D_{mn} (kg/cm ²)	0.3			
	異方性側圧比 0.5, 1.5 鉄管路、導入路の角度の違い。				

発破による損傷：アーチ部で考慮
残留 $\tau = \tau_0/4$ *せん断強度()内は τ_{max}

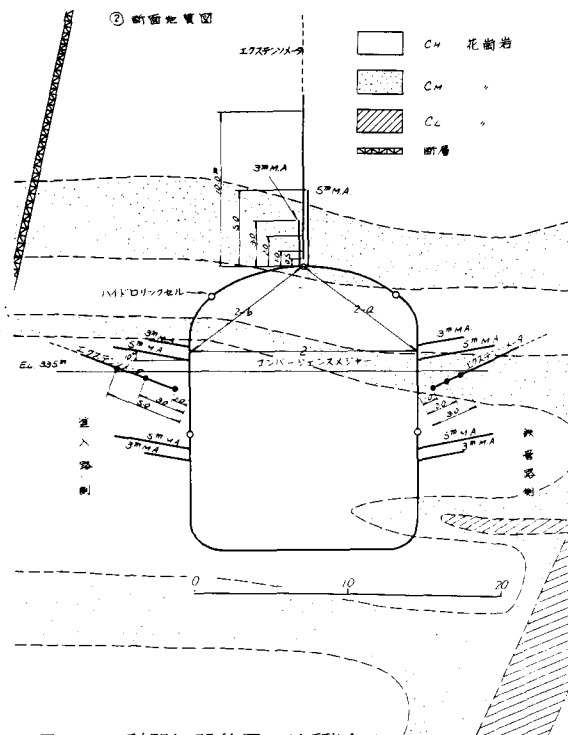


図-1 計器埋設位置の地質断面

3 掘削解析と空洞の補強

3.1 掘削解析：空洞形状の概略は図-1に示す通りであり、高さ16.2～20.8m、幅14.6m、奥行き3.0mである。形状は従来の「きのこ型」とは異なり、流線型の「卵型」である。入力物性値は表-1に示した。計算のケースとしては側圧比0.5（ケースANISO-1）の場合と側圧比1.5（ケースANISO-2,3）の場合について実施した。掘削は導入路と鉄管路を各1ステップ、空洞本体を5ステップ、合計7ステップで掘削するものとした。紙面の都合上掘削解析結果は別報²⁾にゆずる。

3.2 空洞の補強：

掘削解析結果によれば、空洞周辺のゆるみ領域は約2.5mで、余裕をみて3mのゆるみ領域が発生するものと考えた。そして、アーチ部ではゆるみ領域の崩落に対し、ロックボルトのつり下げ効果と吹付コンクリートの強度により安定性を確保し、側壁部ではすべり出しに対する安定性等を検討した。そして図-2に示すようなロックボルト（3m長と5m長、1.5m×1.5m）および吹付（1次10cm、2次10cm）により空洞の補強を実施した。

4 掘削時の挙動計測の結果と解析結果との比較検討

4.1 計測項目：空洞掘削時には保安管理を目的として各種の計測が行なわれた。計測項目としては以下のものが挙げられる。

- (a) 吹付コンクリートの応力（ハイドロリックセル）
- (b) 側壁のはらみ出しおよび天盤の沈下（エクステンソメータ）
- (c) 内空変位測定（コンバージェンスメータ）
- (d) ロックボルトの軸力（メカニカルアンカ）

測定計器の配置を図-3、図-1に示す。

4.2 吹付コンクリートの応力測定：測定結果によれば1～6kgf/cm²であり、解析結果の23～38kgf/cm²に比べかなり小さい値となった。この原因の1つとしては、計器の埋設が、2次の吹付コンクリートの時に設置されており、設置時期が遅いこと、また花崗岩のため空洞壁面の凹凸が生じやすく、

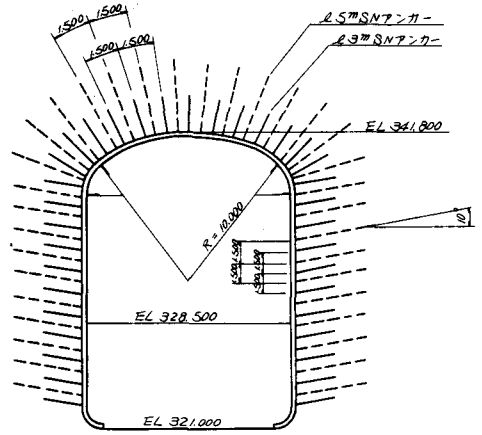


図-2 空洞周辺の補強

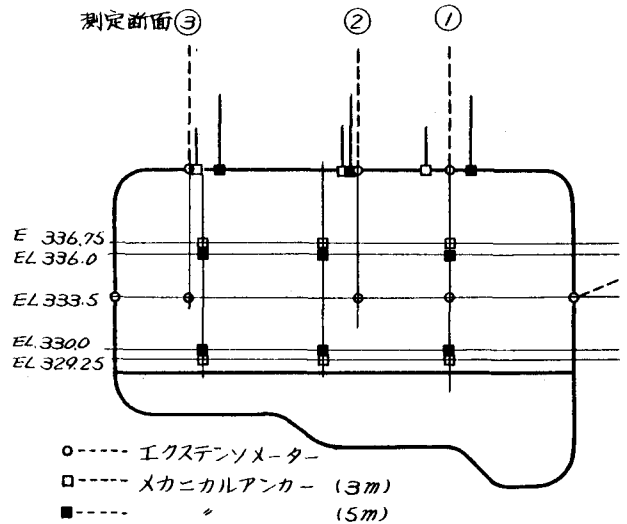


図-3 測定計器の配置

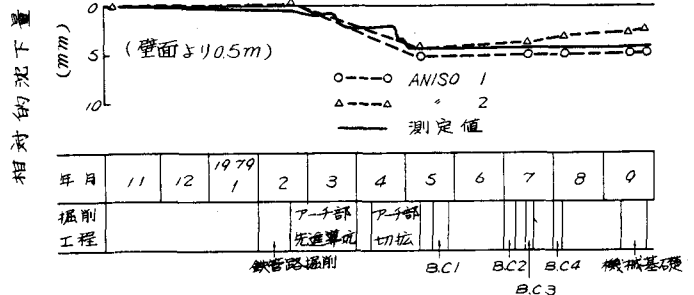


図-4 アーチ上部岩盤の沈下、計測断面②

解析条件と異なりスムーズな応力の伝達がされにくかったことなどが考えられる。

4.3 アーチ上部岩盤の沈下：アーチ上部岩盤の沈下の分布と経時変化を図-4, 5に示す。これらの図より次のことが判る。i)沈下はアーチの掘削時に、空洞掘削による全沈下量の大半の沈下が生ずる。このことは、ロックボルトの補強の時期と効果の関係に大きな影響を及ぼす(4.6参照), ii)沈下の分布をアーチ天盤からの深さでみると、壁面より約3 mの区間で沈下が著しい。ロックボルトの長さは4~5 m程度が好ましいと考えられる。iii)実測結果と解析結果は、経時的にも分布的にもほぼ一致している。

4.4 側壁のはらみ出し：測定例を図-6に示す。傾向的に次のことが判る。i)アーチ天盤の沈下と異なり、空洞掘削の全期間にわたってはらみ出しが生ずる。ii)進入路側に比べ鉄管路側ではらみ出しが大きい。この傾向はロックボルトの軸力についても同じ傾向であるが(図-7), 地質的な面でみると、進入路側に比べ鉄管路側の方が、岩盤の節理が発達しており風化もより進んでいたことが原因の1つと考えられる。

4.5 内空変位：計測の開始が遅れ、計測量としては数mm程度と少なかったが、経時的な変化は解析値とほぼ似た傾向を示していた。

4.6 ロックボルトの軸力：図-7, 8に測定結果の1例を示す。掘削解析においてはロックボルトの影響は考慮していなかったため、解析で求めた岩盤の変位分布からロックボルトの軸力を推定した。傾向的にはつぎのことが判る。i)アーチ部の3 m長のロックボルトと5 m長のロックボルトの軸力を比較すると、3 m長のロックボルトの方が応力大きい。この原因としてはロックボルトの打設時期の違いが考えられる(図-8)。つまり、3 m長のロックボルトはアーチ部導坑掘削後に打設しているのに対し、5 m長のロックボルトはアーチ部切上げ後に打設している。図-4で見たように、アーチ天盤の沈下はアーチ部切上げ時に全沈下量の大半の沈下が生ずる。したがって、アーチ部のロックボルトは早期に打設することが、側壁のロックボルトに比べ、その効果を発揮させる上でより肝要であると思われる。ii)側壁のロックボルトは3 m長、5 m長ともに同時期に打設されている。しかしながら、軸力の分布を見ると、最大軸力の発生位置は、3 m長の場合は先端部で、5 m長の場合には中央部という違いがある。軸力分布としては後者の方が好ましく、5 m長のロックボルトは設計として適切であったと考えられる。iii)側壁では進入路側よりも鉄管路側の方の軸力大きい。これは前述の側壁のはらみ出しの傾向と対応するものである。

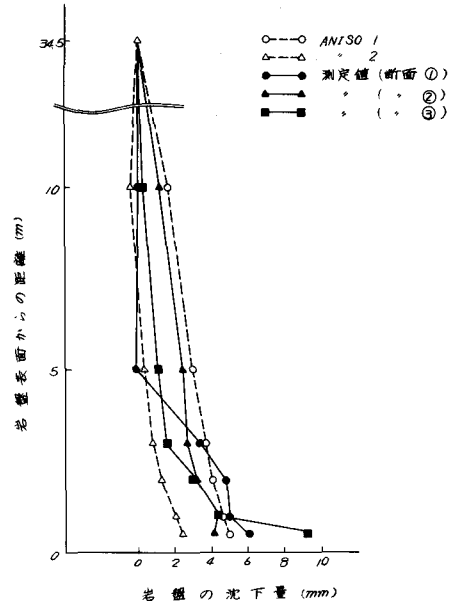


図-5 アーチ上部岩盤の沈下分布

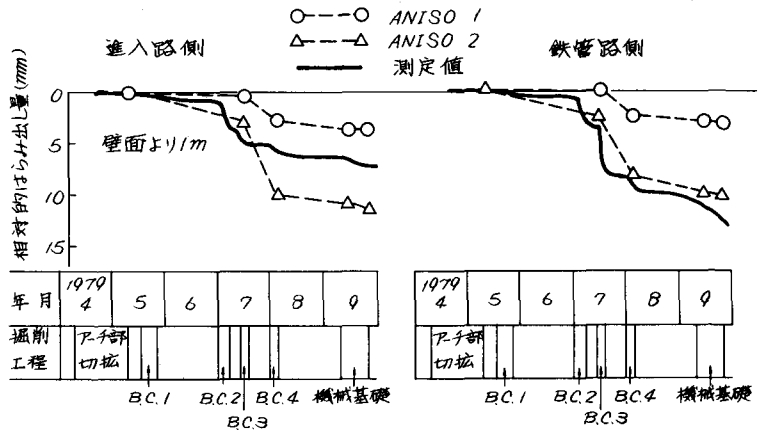


図-6 側壁のはらみ出しと掘削工程、計測断面①

5 まとめ

従来、地下発電所の空洞形状

ロックボルトは掘削後直ちに施工することがその作用効果の面で、アーチ天盤では特に重要であることが計測結果からも示された。

6 参考文献

1) 日比野, 他: 第 11 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp111~115, 1978 2) 日比野, 他: 電力中央研究所報告, № 381026, 1981, 3) 金川, 他: 電力中央研究所報告, № 381004, 1981, 4) 日比野, 他: 電力中央研究所報告, № 379028, 1980

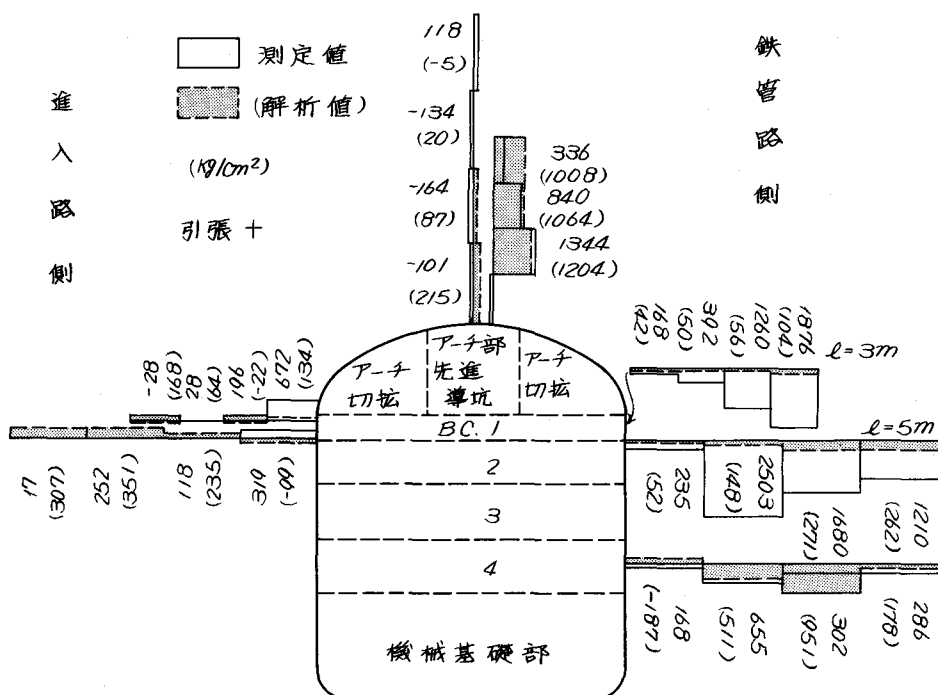


図-7 ロックボルトの軸力分布(測定断面②)

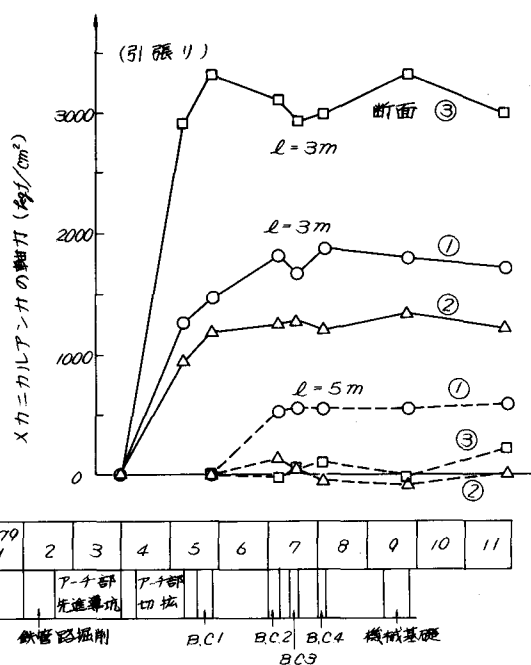


図-8 アーチ部の
ロックボルトの軸力と打設時期の関係

Behaviour of Rock Masses Around an Egg Shaped Cavern
with Rock Bolts and Shotcrete

Satoshi Hibino and Tadashi Kanagawa

Central Research Institute of
Electric Power Industry
1646 Abiko, Abiko-shi, Chiba-ken, Japan

Takashi Inamoto

Hokuriku Electric Power Company
3-1 Sakurabashi-dori, Toyama-shi, Japan

Stability of a cavern depends mainly on such factors as magnitude of geo-stresses, strength of rock masses, size or shape of a cavern etc. As to the shape of a cavern, the authors have made it clear that an egg shaped cavern exceeds an ordinary mushroom shaped one in its stability by the numerical analysis method.

The Hokuriku electric power company has constructed a large egg shaped cavern for a power station for the first time in Japan. The authors, therefore, carried out forecasting of the behaviour of rock masses around the cavern during excavation by the numerical analysis method developed by one of the authors. Through the excavation, many kinds of measuring were performed including rock deformation, stresses in shotcrete, convergence of the cavern, forces in rock bolts etc. The followings are some results obtained.

(1) Set timing of rock bolts

Set timing of rock bolts has been proved to be very important. Rock bolts of 3 m length were set in the early time just after the excavation of the arch gallery, and forces of which were 1300 - 3400 kgf/cm². Forces of 5 m rock bolts set after the following excavation of the arch part were, however, comparatively low values of 0 - 600 kgf/cm². This fact shows the set timing of rock bolts in the arch part should be as soon as possible.

(2) Length of rock bolts

From stress distributions in rock bolts, the 5 m length of rock bolts was found to be a suitable in the design for the cavern. The position of maximum stresses in rock bolts located in the middle part of rock bolts in case of 5 m length rock bolts. On the contrary, in case of 3 m length rock bolts, the position was at the bottom part of rock bolts. The former case of the distribution is desirable.

(3) Time history of settlement in the arch part rock foundation

Subsidence of the arch part of the cavern was very remarkable in the stage of the arch part excavation, and the value of additional settlement in the following stage of main part excavation were small. Delaying of setting time leads rock bolts to be not so effective.

(4) Distribution of settlement in arch art rock foundation

Settlements in the region between rock surface and 3 m inside rock mass were remarkable, and in the more inner part of rock mass the settlements scarcely occurred. From this fact, it would be concluded that the length of rock bolt should be longer than 3 m.

(5) Comparison between the analysis and the measuring

Rather good agreements were found in the distribution and the time history of the arch part settlements, which shows the analysis method being usefull.