

大規模空洞掘削時の岩盤挙動とライニング設計 概念の提案

日比野 敏*・本島 睦**

大規模空洞の掘削時に、岩盤の変形やライニング応力等の計測を、多数の地点について実施し、岩盤挙動の機構を明らかにした。つまり、a) 岩盤の変形は「開口変位」と「ひずみ変位」より構成される、b) 岩盤の種類により、これらの変位の比率が異なる、ことなどが判った。また、c) アーチライニングのより合理的な設計概念を提案した。

Key Words : rock mechanics, cavern, excavation, measurement, joint

1. はじめに

トンネルや地下空洞などを掘削すると、岩盤内の応力が変化し岩盤は変形する。場合によっては崩壊が生ずることがある。このような岩盤の挙動に影響を与える要因としては、岩盤の変形特性や強度、地圧あるいは空洞形状などが考えられる。さらには、岩盤の不連続性や不均質性が大きな影響を与える。例えば、大きく見れば断層などの地質構造が、小さく見れば岩盤の節理などが岩盤の挙動に重要な影響を与える。

このように岩盤挙動は多くの要因に左右され、その機構は複雑である。岩盤挙動の特性を理解するためには、事前の解析的検討や、現場での観察、計測、分析等を通じて理解する必要がある。

我が国においては1970～1980年代にかけて揚水式地下発電所建設のために大規模な地下空洞が約20地点において掘削された。ここでは、これら空洞掘削時の岩盤挙動の典型的な例を示すとともに、多数の地点での計測結果から抽出された岩盤挙動の特徴を明らかにし、それらの結果より推定される岩盤挙動のメカニズムについて考察し、その結果導かれる空洞アーチ部の覆工設計の考え方について述べる。なお、本論文は別途寄稿中の報告¹⁾に修正・加筆したものである。

2. 地下発電所の空洞形状、岩盤条件と計測項目

(1) 空洞形状と岩盤物性

空洞の寸法はTable 1に示すように、高さは約50m、幅は約25m、長さは約100m、空洞容積は約15万³mである。空洞の形状はFig.1に示すようにきのこ型であ

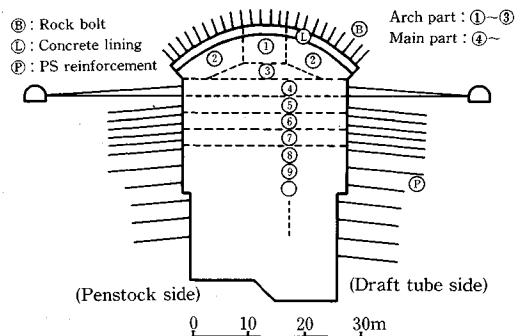


Fig.1 Mushroom-shaped cavern and excavation step

る(サイト11と16は卵型)。

空洞掘削はアーチ部分(①, ②)をまず掘削し、ロックボルト⑥を打設し、ついでアーチコンクリートライニング④を打設する。その後③を掘削し、本体(④, ⑤...)を、必要ならばPSストランド⑦などで岩盤を補強しながら掘削し、空洞掘削を完了する。空洞周辺の岩盤の種類、力学特性および初期地圧等はTable 1に示すとおりである。日本列島は地殻変動が盛んで、断層なども存在し地質も複雑に変化しており、一つのサイト内であっても、岩盤の種類や風化程度が変化に富んでいる。同表には代表的な岩種の名前を挙げている。平板載荷試験により求めた岩盤の弾性係数(E_0)や岩盤せん断試験より求めたせん断強度(τ_0)の数値が幅を有しているのは、これら地質条件の複雑さを反映している。弾性係数の値は平均で約14 GPa、せん断強度は平均で約2 MPa(破壊包絡線を $\tau/\tau_0 = (1 + \sigma/\sigma_0)^2$ で表現した場合の τ_0 の値、ここに τ はせん断応力、 σ は直応力)である。応力解放法(オーバコアリング)により求めた初期地圧の値は、発電所空洞の横断面での値であり、平均で約7 MPaである。

* 正会員 工博 (財)電力中央研究所 我孫子研究所 特任
研究員 (〒270-11 我孫子市我孫子 1646)

** 正会員 (財)電力中央研究所 我孫子研究所 主査研究員

Table 1 Dimensions of the caverns and the initial conditions

Site	Kind of rock mass	Size of cavern(m)			Size of arch lining ¹⁾			Ground pressure(MPa)			Properties of rock mass ²⁾			
		Height	Width	Length	t_a (m)	t_c (m)	R/S	σ_h	σ_v	τ	h (m) ³⁾	E_s (GPa)	τ_c (MPa)	α
1 Kisenyama (1968)	Shale, sandstone, chert	51.0	25.6	60.4	2.04	1.20	0.236	1.3	3.9	—	250	6-12	1.5-2.9	0.16
2 Niikappu (1972)	Schalstein	43.8	19.8	50.8	2.30	1.20	0.250	3.3	4.4	0.7	110	24	2.4	0.16
3 Okutataragi (1972)	Rhyolite, diabase	49.2	24.9	133.4	1.88	1.00	0.243	5.8	6.5	—	240	35-10	3.9-4.9	0.05
4 Oohira (1973)	Sandstone, slate	45.4	22.0	82.8	2.11	1.20	0.247	5.7	7.8	1.6	280	10-29	1.0-2.5	0.17
5 Nabara (1974)	Granite	47.7	25.0	85.6	1.72	1.20	0.239	7.2	6.3	1.1	180	3-9	0.5-1.5	0.2
6 Shintakase (1975)	Granodiorite, diorite	54.5	27.0	165	2.51	1.50	0.251	2.0	5.9	2.2	250	14/7 ⁴⁾	3.1/1.3 ⁴⁾	1
7 Okuyoshino (1976)	Shale, sandstone	41.6	20.1	157.8	1.64	0.80	0.209	6.6	6.9	2.3	180	13/6	2.0/0.8	0.3
8 Okuyahagi (1978)	Granite	47.8	22.4	103.3	2.00	1.00	0.251	7.4	10.8	1.0	340	15/7	2.9/1.2	0.8
9 Numazawa No.2 (1979)	Rhyolite	47.6	26.0	96.5	2.05	1.10	0.242	4.5	3.4	0.8	160	10	1.4	0.1
10 Tanbara (1979)	Conglomerate	49.5	26.6	116.3	2.49	1.50	0.248	4.5	7.0	1.9	240	16-20	2.4-2.9	0.4
11 Arimine (1979)	Granite	20.8	14.6	30	0.20	0.20	—	1.3	1.9	—	63	4/2	1.7/1.3	0.4
12 Honkawa (1980)	Black shist	47.4	26.3	98	2.01	1.00	0.225	5.4	7.1	0.9	270	12/8	2.5/1.3	0.7
13 Takami (1981)	Shalstein	43.3	21.5	55	1.20	1.20	0.250	7.1	5.9	0.2	220	3-8	0.14	0.8
14 Matano (1981)	Granite, porphyrite	46.2	23.5	155.5	1.00	1.00	0.237	18.5	12.5	6.6	350	15-20	2.9	0.5
15 Tenzan (1982)	Granodiorite	48.0	24.0	89.0	1.767	1.00	0.26	15.0	11.0	1.2	500	25	7.4	0.5
16 Imaichi (1982)	Sandstone, breccia	51.0	33.5	160.0	0.320	0.320	—	7.6	9.1	0	400	18	1.9	0.4

1) t_a : Thickness of abutment, t_c : Thickness of crown, R/S: Raise/Span 2) E_s : Deformability, τ_c : Cohesive strength, α : Creep coefficient 3) Depth of overburden 4) Anisotropy

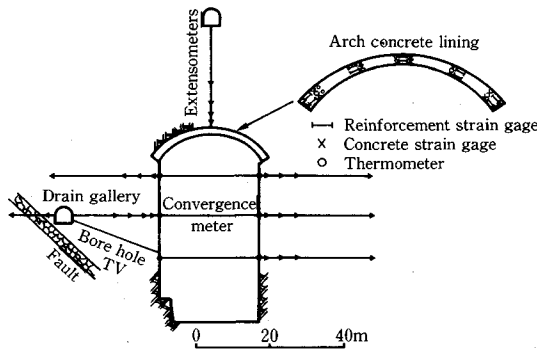


Fig.2 Layout of monitoring system

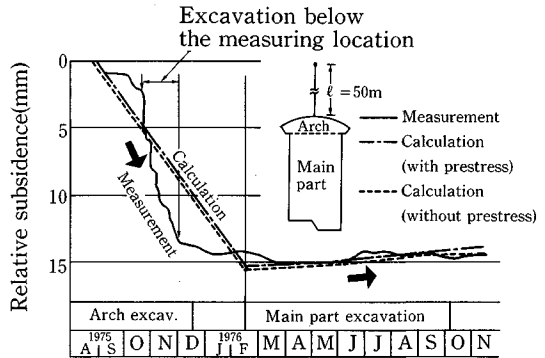


Fig.3 Time history of the subsidence of the ceiling rocks (site no.7)²⁾

(2) 計測項目

先にも述べたように地質構造は複雑であり、10 mも離れれば地質が急変することもまれではない。したがって、事前の地質調査は勿論必須であるが、掘削中の各種計測は工事の安全確保のために欠くことができない。

計測項目は①岩盤内の変位、②側壁間の変位(コンバージェンス)、③覆工コンクリート内のひずみ・鉄筋応力、④補強 PS ストランド等の軸力、が主体である。その他、弾性波速度、透水係数、ポアホール TV 観察などがある。

Fig.2 には計器配置例を示す。

3. 空洞掘削時の岩盤挙動

(1) アーチ上部岩盤の沈下変形の特徴と緩み領域

Fig.3²⁾ には、アーチ部岩盤の掘削に伴う沈下の一例を示す。岩盤は砂岩・頁岩を主体としている。計器はアーチ上部 50 m のところの調査坑から、空洞掘削開始前に埋設されており、空洞掘削時の全挙動を計測している。特徴的なことは、アーチ部掘削時に全空洞掘削によって生ずる沈下量の大半が生じ、その後の本体掘削の時には、

沈下ではなく逆に若干上向きの傾向を示していることである。また、アーチ部掘削時の沈下は、当該計器を埋設した直下を掘削した時に大きな沈下が生じていることが判る。

上記の挙動はつぎのように解釈できる。つまり、Fig.1 に見られるように、アーチ部掘削時の形状は水平方向に細長い形となる。従って地圧の鉛直成分の解放が大きいので、アーチ上部岩盤は下方にひき下げられ沈下が生じる。ついで本体空洞掘削時に、空洞は、今度は上下方向に長い形となるので、地圧の水平成分の解放がより大きい。したがって本体空洞側壁の空洞内部へ向かう変形が卓越することになり、空洞のアーチ上部と空洞底面の岩盤は、水平方向に圧縮される。そのためにアーチ上部岩盤は沈下とは逆に上向きの変位を生ずると考えられる。

同図には、実測結果と掘削挙動予測解析結果も示してある。岩盤沈下の予測は、実測した岩盤の沈下の変化傾向およびその沈下量とよい一致を示し、予測解析の有効

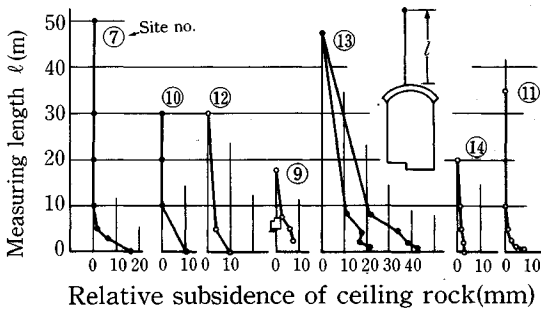


Fig. 4 Distribution of the subsidences of the ceiling rocks⁴⁾

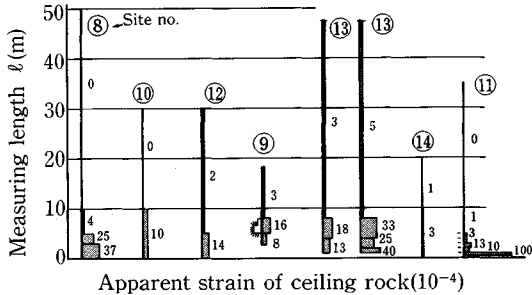


Fig. 5 Distribution of the apparent strains of the ceiling rocks⁵⁾

性を示している。予測解析手法については、ここでは述べないので、文献³⁾を参照されたい。

Fig. 4⁴⁾にはアーチ上部岩盤内の沈下の空洞掘削完了時での分布を示す。図中の○印の数字はTable 1のサイト番号を示す。この図で特徴的なのは、多くの場合、アーチ上部の壁面近傍の数m区間のみで沈下は生じており、さらに深部の岩盤ではほとんど沈下が生じていないことである。したがって、掘削により緩んだ岩盤の深さは、壁面より数m(サイト13ではアーチ上部岩盤が局部的に悪く、約10m程度)であると推定することができる。岩盤の変形量を、測定した区間の長さで除した値を「見掛けひずみ」として示したのがFig. 5⁵⁾である。壁面近傍では0.1~0.4%の値となっている。Fig. 4で緩んだと推定した領域の見掛けひずみは約0.1%以上の値となっており、見掛けひずみ0.1%以上が緩みに関する一つの指標となる可能性がある。ここで、「緩み」は「岩盤が本来有していた力学的特性が低下し、安定保持のためには、一般には何らかの補強を要する状態」を指すものとして用いている。

(2) 側壁の岩盤変位の特徴と緩み領域

Fig. 6⁶⁾には側壁岩盤内の水平方向の相対変位の掘削に伴う変化の一例を示す。特徴的なことは、側壁の水平方向変位は、側壁中央部(R-17~19)での値が、高部(R-10~12)での値よりも大きく、2~3倍となっていることである。この原因としては2つのことが考えられる。1つは、高部の岩盤はアーチ部に近いために隅角部の拘束により変形が抑制されるのに対し、中央部の岩

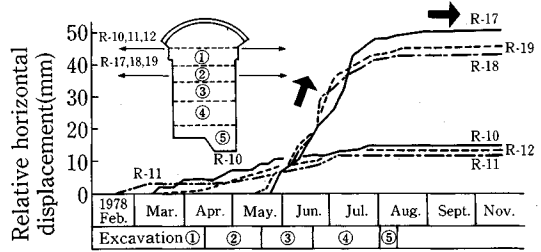


Fig. 6 Measured relative horizontal displacements using extensometers (site no. 8)⁶⁾

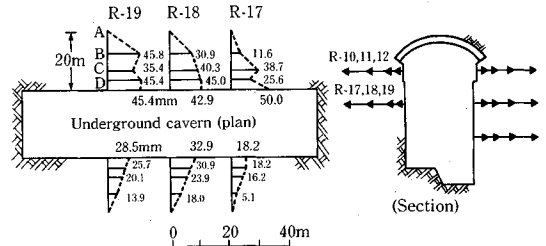


Fig. 7 Distribution of the measured horizontal displacements (mm) using extensometers at the final excavation stage (site no. 8)⁶⁾

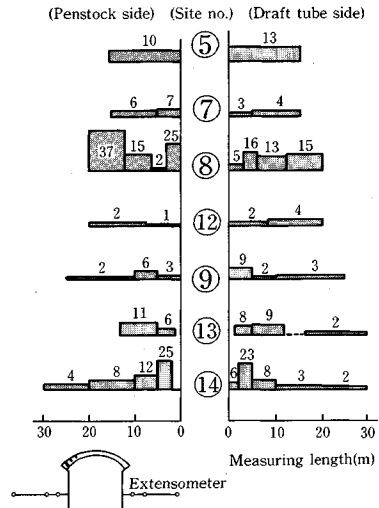


Fig. 8 Distribution of the apparent strains (10^{-4}) in the walls⁵⁾

盤は周辺の拘束が少ない。2つ目は、空洞全体の形状が縦長の細長い形状をしており、力学的に不安定な形状であることによると考えられる。もし空洞掘削が本体の②の部分迄で終了するならば、空洞全体は高さとの比が1に近く、力学的に安定な形状となり、変形もあまり生じないと考えられる。したがって、このような縦長形状の空洞を掘削する場合には、形状が縦長な形に移行する後半部の掘削のときに、特に空洞の安定性に配慮する必要がある。

Fig. 7⁶⁾には掘削終了時の岩盤内の相対的水平変位の

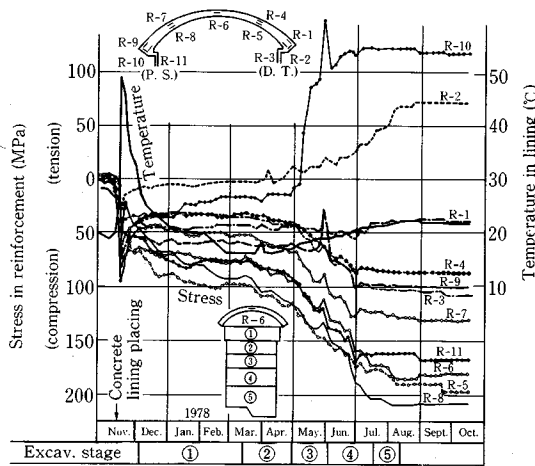


Fig.9 Variation of the stresses and the temperature in the concrete lining (site no.8)⁶⁾

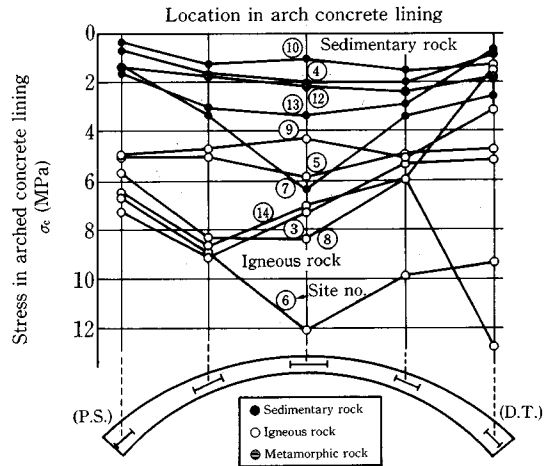


Fig.10 Distribution of the stresses in the linings due to excavation of main part of cavern⁴⁾

分布を示す。アーチ上部岩盤の相対的沈下の岩盤内の分布では、Fig.4に示したように、壁面近傍の数mの範囲内での沈下が大きく、それよりも深部ではほとんど沈下が生じていないというのが特徴であった。一方、側壁部の水平方向変位は比較的深部のところからも生じているという特徴が判る。Fig.8⁵⁾には、数地点での相対的水平変位より求めた見掛けひずみ分布を示す。見掛けひずみの値が0.1%以上の領域の深さは、地点にもよるが15mあるいは20mのところもあり、アーチ部分よりは側壁の岩盤のほうが緩み易い傾向を示していると考えられる。

(3) アーチコンクリートライニング応力

Fig.2に示したように、アーチコンクリートライニング内にはコンクリートひずみ計と鉄筋計が埋設されている。Fig.9⁶⁾に計測結果の一例を示す。打設時にコンクリートの水和反応により温度が急上昇するが、打設後本体掘削までは通常1ヶ月程度の時間があり、コンクリートの温度もその間に室温に近づく。そこで、本体掘削開始以降の鉄筋応力の変化は、本体掘削による応力と見なして、以後では扱うことにする。

アーチコンクリートライニングの安定性を考える場合には、鉄筋の応力よりは、コンクリート応力の方が重要である。そこで鉄筋応力よりコンクリートの応力を次式により求めた⁷⁾。

$$\sigma_c = \sigma_s \cdot k \cdot E_c \cdot E_s^{-1} \dots \dots \dots (1)$$

ここに σ_c 、 σ_s はそれぞれコンクリートおよび鉄筋の応力であり、 E_c 、 E_s はそれぞれコンクリートおよび鉄筋の弾性係数である。この式は鉄筋コンクリートのクリープ試験を実施して求めたものであり、 k はコンクリートのシュリンケージとクリープに対する補正係数で0.68を用いた。

Fig.10⁴⁾には11地点で測定した結果を示す。コンクリートライニング応力は、一地点で通常断面において計測している。Fig.10では測定したすべての断面の上部と下部の鉄筋計 (Fig.2参照) より求めたコンクリート応力の平均値を示している。この結果判る特徴は、応力分布は地点毎にみるとほぼ均等であるが、クラウン部分の方がアバットメント部より若干大きい傾向がある。また、空洞を建設した地点の地質が火成岩系の場合には、堆積岩系の場合に比べ、コンクリートライニング応力が約3倍程度大きい傾向がある。ここで、火成岩系の岩盤としては、花崗岩、花崗閃緑岩、流紋岩、輝緑岩などがあり、節理が発達しているのが特徴で、以後節理性岩盤と呼ぶ。堆積岩系の岩盤としては、砂岩、頁岩、粘板岩、礫岩、輝緑凝灰岩などがある。節理等は火成岩系の岩盤に比べあまり発達してなく、ここでは以後非節理性岩盤と呼ぶ。Table 1からも判るように、火成岩系の地質の地点の方が、堆積岩系の地質の地点よりも初期地圧が平均で2割程度大きいが、ライニング応力はその比率をはるかに上まわり3倍程度大きくなっている。したがって、上記の傾向は、岩盤の種類の特質によるものと考えられる (次節参照)。

(4) アーチコンクリートライニング応力と岩盤変形

Fig.10で示したアーチコンクリートライニングの応力を地点毎に平均 (計測した全応力値を地点毎に平均) した値と、アーチアバットメント直下の空洞側壁の本体掘削時の内空変位 (または岩盤変位計による両壁面での計測値の和) との関係を示す⁴⁾。両測定値の間には非常によい相関があることが判る。このことは、アーチコンクリートライニングの応力は、空洞の本体掘削時に側壁が掘削に伴ない内空側へ変位することにより、アーチライニングが水平方向に圧縮されて生ずること

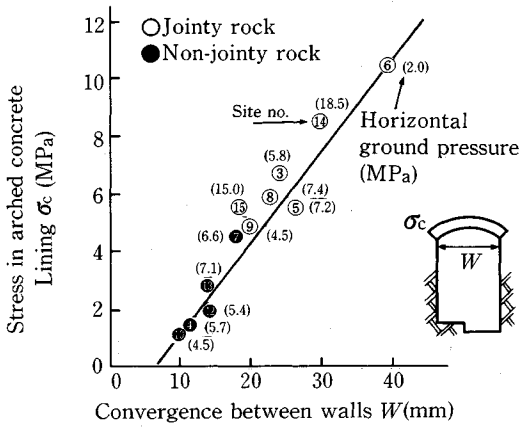


Fig.11 Relationship between the stresses and the convergences⁴⁾

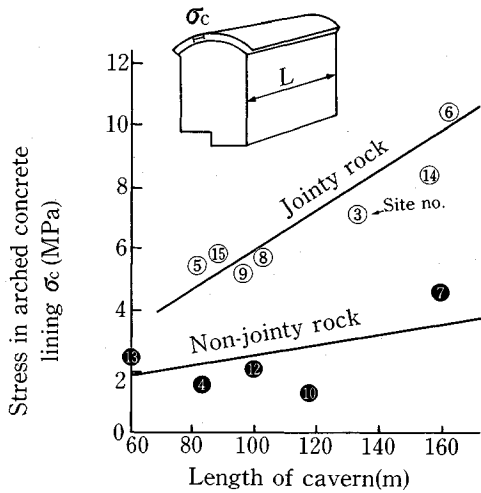


Fig.12 Relationship between stress in the concrete linings and length of the caverns⁴⁾

とを意味している。

つぎにアーチコンクリートライニング応力を、空洞の長さと比較すると Fig.12 の結果⁴⁾ 得る。この図から 2 つの特徴ある傾向が判る。

1 つは空洞の長さが大きくなるとライニング応力の値も比例して大きくなるということである。通常、トンネル状の構造物は 2 次元構造物として扱っても 3 次元構造物として扱っても、応力や変形はあまり大きな違いはないと考えられる。つまり、トンネルの切羽については 3 次元的な拘束の影響があるが、切羽からそのトンネルの直径程度以上離れた位置では、切羽の影響は小さいと考えられる。このような見方に立って、空洞の断面寸法の高さと幅のうち、より大きい方の高さをとって考えると、高さは約 50 m であるので、空洞長さが約 100 m 以上になれば、ライニングの応力は収束してもよいと考えられるが、図に示すように直線的に比例して増えている。

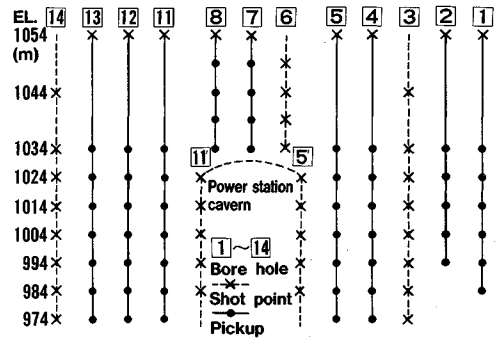


Fig.13 Layout of measuring system of the elastic wave velocity (site no.6)⁸⁾

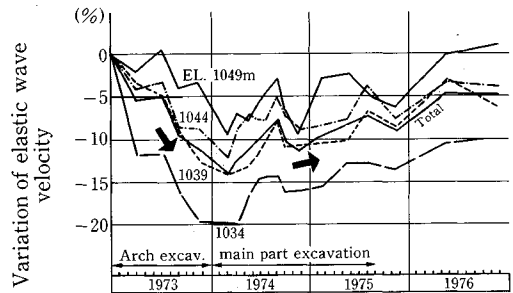


Fig.14 Variation of the elastic wave velocity above the arch concrete lining due to the excavation (site no.6)⁸⁾

2 つ目は、節理性岩盤の場合には、非節理性岩盤の場合に比べ、空洞の長さが同じでも、ライニング応力は 2 ~ 3 倍大きな値となっていることである。

これらの特徴は、岩盤の挙動を考えるうえで非常に興味のある事実であり、4 章においてその他の計測結果と一緒に再度考察する。

(5) 弾性波速度の変化

新高瀬川地下発電所 (サイト 6) の空洞掘削時には、今迄述べてきた岩盤変位やライニング応力測定以外に、空洞周辺岩盤の弾性波速度の測定、ボアホール TV (テレビ) による孔壁面の観察および透水試験が実施されたので、それらの結果について述べる。当地点の岩盤は花崗閃緑岩が主体である。

弾性波速度の測定は本荘⁸⁾により行われた。空洞アーチ部より約 25 m 上部の標高 1054 m にある調査坑より空洞周辺に下向きにボーリングを実施し、ボーリング孔内にピックアップを設置し、弾性波速度 V_p を求めている (Fig.13)。

Fig.14 はアーチコンクリートライニング上部岩盤での各標高での計測値の平均値の初期値に対する変化比率を示す⁸⁾。特徴的なことは、アーチ部分を掘削すると弾性波速度値は (最大で約 20%) 減少し、本体掘削になって、速度値の減少分が回復してきていることである。この傾向は Fig.3 に示したアーチ上部岩盤の沈下の経時的

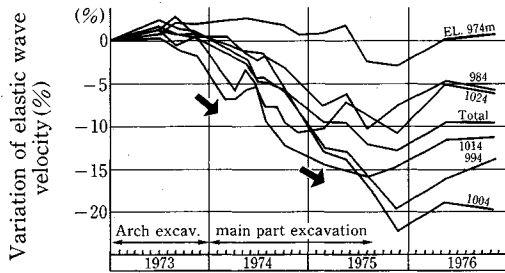


Fig.15 Variation of the elastic wave velocity in the cavern walls due to the excavation (site no.6)⁸⁾

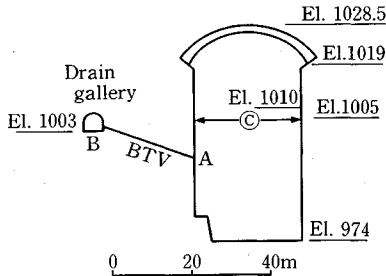


Fig.16 Shintakase underground cavern and the location of measurements

変化の傾向と軌を一にするものである。つまり、アーチ部掘削によりアーチ上部岩盤は沈下が生じて緩み、弾性波速度値も低下する。ついで本体掘削の時には、側壁岩盤が内空洞へ変位することによりアーチ上部岩盤は水平方向に圧縮され、一端低減した弾性波速度値が再び回復して大きくなったものと考えられる。

次に空洞側壁岩盤内の弾性波速度値の変化比率を Fig.15 に示す⁸⁾。この場合はアーチ部および本体掘削の進行に伴い、ほぼ単調に速度値は低減し、側壁岩盤は一方的に緩む方向の変化であることが判る。この傾向は、Fig.6 の側壁岩盤の変形が掘削に伴い一方的に増大する傾向に対応するものである。

(6) 岩盤の節理開口 (ボアホール TV による測定)

ボアホール TV (テレビ) はボーリング孔内に小型 TV を挿入してボーリング孔の壁面を観察するもので、節理の位置、走向傾斜、節理間隙幅の変化等の測定を行うことができる。

観察の為に標高 1003 m のドレン坑より空洞に向けて下向きに 20.5° の角度で、直径 76 mm、長さ 25 m (観察範囲は 22 m) のボーリング 2 本 (No.1 孔と No.2 孔) が 7 m 離れて平行に掘削された (Fig.16)。測定は掘らが行った⁹⁾。空洞掘削が本体の標高 1010 m 迄掘削した時に最初の計測をし、その後空洞掘削完了までに計 3 回計測をし、以下の結果を得ている。

最初の観察によると、区間 22 m の間の既存節理は No.1 孔では 11 本、No.2 孔では 7 本であり、平均節理

Table 2 Variation of the joint aperture due to the excavation (site no.6)⁹⁾

	Hole No. 1		Hole No. 2	
	Accumulated aperture (mm)	Ratio (%)	Accumulated aperture (mm)	Ratio (%)
Open joint	7.63	28.2	2.50	12.0
Micro joint ¹⁾	19.37	71.8	18.37	88.0
Total	27.00	100.0	20.87	100.0

1) Joint with an aperture of less than 0.25mm at the initial stage

密度は 0.3~0.5 本/m であった。

掘削の進行に伴い節理本数が増加し、掘削終了時には No.1 孔で 44 本、No.2 孔で 38 本微節理 (新しく発生した節理を微節理と呼んでいる)が増加しており、1 m 当たり約 2 本増加している。そして、節理の開口変位量を測定すると Table 2 に示すように⁹⁾、累積値でみると初期値からの変化は No.1 孔で 27 mm、No.2 孔では 21 mm の増加であった。ちなみに、ボアホール TV 観察孔に近い標高 1005 m での内空変位 C (Fig.16 参照) の値は掘削終了時で 74 mm となっている。その半分を側壁岩盤内部の変位とすると 37 mm となる。したがって、大まかに見れば、岩盤変位の約 6 割程度が節理の開口による変位であることになり、その比率が大きいことが判る。岩盤変位のうちでこの節理等の開口による変位の占める割合を、以後では「開口変位率」とよぶことにする。

さらに、この増加した開口量の内分けを見てみると、第 1 回目の TV 観察で存在が確認できた既存節理が掘削により開いた開口量 (7.63 mm と 2.50 mm) と、最初はボアホール TV で識別できなかった微節理の開口量 (19.37 mm と 18.37 mm) に大別できる。そして、その比率は約 2 対 8 であり、微節理の開口量が既存の節理の開口量よりもはるかに大きいという特徴を有している。

上記は花崗閃緑岩の地点 (サイト 6) での結果であるが、岩種が異なり、砂岩・頁岩の地点 (サイト 7) で同様な規模の地下空洞を掘削した時のボアホール TV の観察結果はつぎのようである。

この地点ではボアホール TV 用に 3 本の孔 (長さは各約 20 m) が掘削され、観測は宮腰ら¹⁰⁾が行った。初期に観察された既存節理の本数は No.1 孔で 18 本、No.2 孔で 20 本、No.3 孔で 29 本であった。初期の平均節理密度は 0.9~1.4 本/m であった。そして、掘削終了時点で、既存節理および微節理で開口した本数の合計と累積開口量は、No.1 孔で 3 本、3.2 mm、No.2 孔で 6 本、5.6 mm、No.3 孔で 7 本、4.7 mm であった。

前記の地点と比べると、掘削開始前の節理密度がより大きいにもかかわらず、開口する節理の本数が少なく、累積開口量も少ないのが対照的である。また、ボアホールの標高とはほぼ同じ標高でのセオドライトによる側壁の

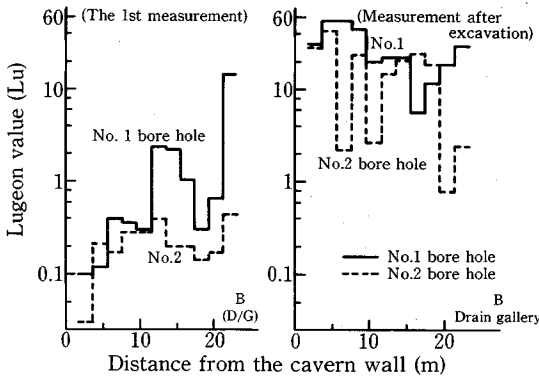


Fig.17 Variation of the lugeon value distributions due to the excavation (site no.6)¹¹⁾

水平変位は約 20 mm であり²⁾、開口変位率は約 25% に相当し、サイト 6 での比率の 6 割よりかなり小さいことが判る。

(7) 透水性の変化

前項に述べたサイト 6 のボアホール TV 観測に用いた孔でルジオン試験による透水性の計測が本島¹¹⁾により行われた。パッカーの長さは 1 m、測定区間長は 2 m である。計測時の水圧は、ボーリング孔近傍の岩盤を破壊しないように 1 kg・cm⁻² 以下の低圧としている。計測は本体掘削が標高 1010.5 m まで掘り下がった段階 (Fig.16 参照) に第 1 回の計測を行い、空洞掘削終了時まで計 6 回の計測をしている。

Fig.17 には第 1 回および空洞掘削終了時のルジオン値の分布を示す¹¹⁾。第 1 回目目の結果では、ルジオン値は孔全体の平均でみると No.1 孔では 0.79 Lu、No.2 孔では 0.23 Lu である。ボーリング孔沿いにルジオン値の分布をみると、ドレン坑近傍 (図中、B(D/G)) でルジオン値が大きくなっているが、これはドレン坑掘削の影響であろうと思われる。

空洞掘削完了時には、No.1 孔では平均で 28.8 Lu に、No.2 孔では 18.1 Lu と大きな値になり、第 1 回目目の時より、それぞれ 36 倍、79 倍となっている。空洞壁面近傍についてみると、第 1 回目では 0.03~0.1 Lu の値が掘削終了後には 30~55 Lu と、数 100 倍の大きさに変化している。

上記の Lu 値の変化は、前項で示した掘削による節理面の開口の進行を、透水性の変化でみたことに相当し、掘削による岩盤挙動の一つの側面を示すものと考えられる。

4. 岩盤挙動の特徴

3 章に述べた各種の岩盤計測結果より、岩盤挙動の特徴として次のことが言える。

1) 岩盤に外力が作用し、岩盤が変形するとき、その

変形は大別してつぎの 2 つのタイプの変位より構成される。つまり、①節理等が開口することによって生ずる変位、それをここでは「開口変位」と呼ぶことにする。②岩盤のひずみが増加して生ずる岩盤の変位、それをここでは「ひずみ変位」と呼ぶことにする。

開口変位が発生することは、前述のボアホール TV 観測で明らかであり、透水性の変化、弾性波速度の変化もこのことを示している。また、岩盤変位計の計測結果でも Fig.7 にみられるように、図中 A 点と B 点 (区間 8 m) で 45.8 mm の伸び変位が生じており、見掛けひずみにして 5.7×10^{-3} であり、このような大きな見掛けひずみは節理の開口なくしては考えられない。

2) 「開口変位」は緩みに伴う変位と考え、「ひずみ変位」は岩盤が緩む以前の変位であるとともに緩みに伴う変位でもありうると考えられる。そして、岩盤の緩みは当然ながら応力の変化に起因するが、同じ量の応力変化であっても岩盤の成因により、緩み易い岩盤と緩みにくい岩盤に分けることができる。つまり、火成岩系の節理性岩盤の場合には、既存節理が開口するのは勿論のこと、さらに潜在節理が開口して微節理として顕在化し、岩盤は緩み易く大きな変位を生ずる。一方、堆積岩系の非節理性岩盤の場合には、岩盤は緩みにくく、「開口変位」はあまり大きくなりなく、「ひずみ変位」が変形のより大きな部分を構成する。

このことは Fig.12 が典型的に示していると考えられる。つまり、節理性岩盤の場合には、非節理系岩盤の場合に比べ 2~3 倍のライニング応力となっている。地圧の水平成分 σ_h がライニング応力に影響することも考えられるが、Fig.11 の () 内に示したように σ_h との相関はあまりない。節理性岩盤では 3.(6) 節で示したように、開口変位率が 6 割程度と大きい (非節理性岩盤では約 2 割 5 分)。したがって変形しやすく、ライニング応力も大きくなったものと考えられる。

3) 3.(4) 節で述べた特徴ある傾向と 3.(6) 節に示した結果より、次のことが推察できる。つまり、節理性岩盤の場合、掘削による地圧解放面の広がり規模が大きくなると、開口変位率は増大すると思われる。つまり、同一種類の岩盤でも開口変位率は一定ではなく、開削の規模によるスケール効果があると考えられる。例えば、断面積 100 m² 程度のトンネル掘削の場合に比べ、地下発電所空洞のように、断面積約 1000 m² の大きな掘削面を作る場合には、この比率はより大きなものになり、岩盤変位量もそれだけ大きくなると考えられる。この結果、Fig.12 のライニング応力は、空洞長さが 100 m 以上になっても 2 次元扱いは出来なく、応力値も収束しないものと考えられる。

4) 「開口変位」は岩盤中に不連続面を生ずることであり、岩盤構造物の安定性にとって好ましくない。した

がって、大断面の空洞を建設する場合、開口変位率の点から考えて、同じ程度の力学特性、例えば強度と変形性等を有する岩盤が、花崗岩など火成岩系の節理性岩盤と砂岩など堆積岩系の非節理性岩盤双方で得られるならば、非節理系岩盤内に構造物を作る方が、安定性がすぐれている。

5) 空洞の安定性は、地圧および岩盤の力学的特性に左右されるのは当然であるが、形状も大きな要因となる。ここで扱っている地下発電所空洞の場合縦長の空洞であり、高さが幅の約2倍の形状をしている。このような形状の大規模な空洞を地下深部に掘削した場合の特徴として次のことが判った。

本体掘削時に、側壁は内空側へ変位し、その結果アーチコンクリートライニング内に応力が発生し、両者は比例関係にある。つまり、これまで認識されていなかったが、3.(4)節で示したように、側壁の水平方向の変位がアーチコンクリートライニングの応力を発生させていることが明らかとなった。したがって、アーチコンクリートライニングの設計に際しては、岩盤からの主要な荷重として、本体掘削によって、水平方向の地圧を解放したことにより生ずる側壁の水平方向の変位による外力(3.(3), (4)節参照)、および、アーチ部掘削によって生ずるアーチ上部岩盤の数 m の緩み領域の自重(鉛直方向に作用)による外力(3.(1)節参照)、を考慮する必要がある。

5. 空洞のアーチコンクリートライニングの設計

(1) アーチコンクリートライニングへの岩盤からの外力

岩盤からの作用外力の面からみると、掘削する空洞の位置が、地表に近いか又は深いかにより、外力の大きさと作用機構が異なってくると考えられる。つまり、Fig.18に示すように、浅い位置で、たとえば地表までの被りが50m以下などで岩盤が風化の影響などを受けている場合、本論文で扱っている地下発電所空洞(被りが100~500m, Table 1参照)に比べ、岩盤は相対的にあまりよくなく、上部岩盤は地表近くまで緩む可能性がある。したがって、アーチライニングには鉛直方向に大きな外力 F_v が掘削時に作用する。そして、本体掘削時には、側壁での地圧解放による水平方向変位によりアーチライニングは外力 F_h を受けるが、外力 F_v に比べてその値は比較的小さい。そこで、アーチライニングは、鉛直方向の外力を支持することを主体に設計するので、ライニングの曲率を大きくし、アーチアバットメントの厚さはクラウン部よりも厚い形状とし、アーチスラスト力を分散させて岩盤に伝えることになる。これを「鉛直荷重主体」の設計と呼ぶことにする。

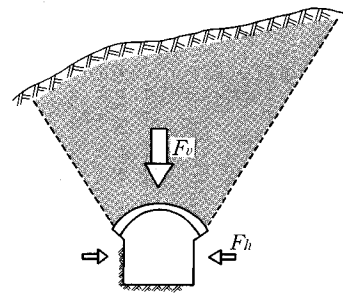


Fig.18 Concept of forces to a cavern located near surface

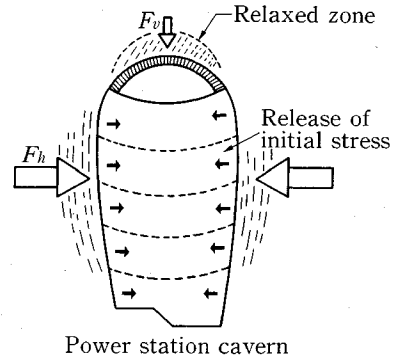


Fig.19 Concept of forces to a cavern located in large depth of rocks

一方、本論文で扱っている地下発電所のように深いところに縦長の空洞を掘削する場合(Fig.19)には、3.(4)節、4章の5)でのべたように、水平方向変位による外力 F_h が主体であることが判った。したがって、アーチの曲率も小さい方が望ましく、アーチアバットメントの厚さも、クラウン部に比べ大きくする必要はなく、等厚のアーチライニングなどが考えられる。また、外力 F_v が小さいのでアーチライニングの厚さも比較的薄くてよいことになる。これを「水平荷重主体」の設計と呼ぶことにする。

(2) アーチライニング設計の一つの考え方

これまで地下空洞のアーチライニングの設計に際しては、空洞の被りが浅くても深くても、「鉛直荷重主体」の設計が行われてきた。しかし、前節でのべたように、アーチライニングへの外力の作用機構を考えると、被りの浅いところと深いところでは外力の作用の仕方が異なるので、基本的に設計思想を変えるのが妥当であることが判る。

上述のことは、各地点での掘削工事に先行して行う掘削挙動予測解析の段階でも推察されていたが、今回の多数の地点における実測結果からその妥当性が裏付けられたと考えられる。つまり、個々の地下発電所のアーチライニング設計の考え方は、予測解析および計測を行うことによりこれまでに変化してきている。たとえば、アー

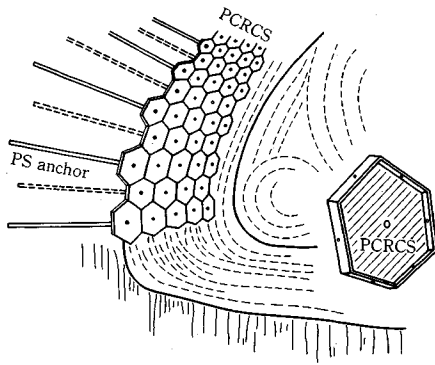


Fig. 20 Concept of lining by pre-casted reinforced-concrete segment (PCRCS)¹²⁾

チライニングの曲率はライズ比（ライニングの高さと幅の比、Table 1のR/S）でみると、当初は0.25程度であったものが、より偏平な形状（例えばサイト7では0.209）で設計されるようになった。又アーチライニングのアバットメントの厚さ（ t_a ）も、当初の2.4~2.0 mの厚さに比べサイト14では1.0 mと薄くなるとともに、アーチクラウンの厚さ（ t_c ）と同じ厚さで設計されるようになってきている（年代と共にこれらの数値が単調に減少していないのは、個々の地点での考え方による）。そしてさらには、空洞形状も従来のきのこ型から流線型の卵型空洞の建設（サイト16）へと変化してきている。

以上ライニングの形状を中心に考察してきたが、今後のライニング設計の新しい概念としてさらにつぎのことが考えられる。つまり、深いところでの空洞のアーチライニングを考える場合、水平方向より作用する外力 F_h は、ライニングの剛性が高いほどライニング内に大きな応力を生じさせる。したがって、外力 F_h に関する限り、ライニングは可縮な構造にするとか、軟かい剛性のライニング材を用いる方が好ましいことになる。

そこで、このような観点からは、Fig. 20に示すようなライニング構造が有効と考えられる¹²⁾。つまり、このライニングは、シールドトンネル掘削時に使うセグメントと類似の構造を有し、四角あるいは六角形などの形状をしたプレキャストの鉄筋コンクリートセグメント（pre-casted reinforced-concrete segment; PCRCS）から構成する。セグメントの周縁には硬質ゴム等を張り付ける。セグメントはPSストランドなどによりアーチ上部岩盤に固定する。岩盤掘削面の形状がスムーズでない場合には、掘削面とセグメントの間に超早強セメントを用いたコンクリートなどを充填して、セグメントと岩盤表面との密着性を高める¹³⁾。

アーチ上部岩盤の緩み領域の自重による外力 F_v は、PSストランドの固定端を緩み領域よりも深部の岩盤内に固定することにより支持する。また、側壁からの水平

方向の外力 F_h は、セグメント周縁にはりめぐらした硬質ゴムなどの緩衝材が変形することにより耐えるように設計する。

このライニング設計の考え方は、現在行われているところの吹付けコンクリートとロックボルト等を用いるNATMによる設計と似ているが、次の点で基本的に異なっている。つまり、NATMでは、アーチ部分の水平外力 F_h 等を剛な形で受ける構造となっており、外力が強大な場合には、吹付けコンクリートにクラックが入ったりする。また、硬岩などで掘削面がスムーズに形成しにくい場合には、吹付けコンクリートライニング内に応力集中を生じ、局部破壊を生ずることがある。一方、本論文での新しい設計の考えでは「可縮性」をとり入れ、このような難点を克服している点で、このPCRCS構造がより有効であると考えられる。

6. 結 論

我が国においては、1970~1980年代に大規模な空洞掘削が、揚水式地下発電所建設のために、多数行われた。それらの空洞掘削に際しては地質調査をはじめ各種の岩盤試験が実施され、それらのデータに基づき事前の掘削挙動予測解析が行われた。そして、掘削時には各種の計測が実施され、事前の予測解析結果と実測結果を比較検討することにより空洞の安定性を確保して安全に工事が進められた。

これら多数の地点での予測解析および計測の個々の結果を総合的に評価することにより、岩盤挙動の特性を明らかにした。詳細は4章で述べた通りであるが、その主なものはつぎのようである。

- 1) 岩盤の変形は「開口変位」と「ひずみ変位」より成る。
- 2) 火成岩系の節理性岩盤の場合には、堆積岩系と比較した場合、変形のうちで開口変位の占める比率「開口変位率」が大きい。したがって緩み領域を形成し易い。一方、堆積岩系の非節理性岩盤では、開口変位率が小さいので緩みにくい。したがって、大空洞を掘削する場合、岩盤の強度・変形性などが同じならば、非節理性岩盤の場合の方が安定性がすぐれている。
- 3) 大規模な縦長の空洞（高さが幅の約2倍）を掘削する場合、その形状の特異性より、岩盤はつぎのような挙動をする。

①アーチ部掘削時にアーチ上部岩盤は数mが緩み、岩盤は沈下する。しかし、本体掘削時にアーチ上部の緩み領域は増大しないし、沈下も進行しない。本体掘削時に側壁部は岩盤が緩むと共に内空側へ変形する。緩み領域はアーチ上部岩盤部より大きいと考えられる。

②本体掘削時のアーチコンクリートライニング応力は側壁の水平変位に比例して増大する。側壁の水平変位は、

岩盤の種類により大きく異なる。つまり、節理性岩盤の場合には、非節理性岩盤に比べ、変形し易く、ライニング応力も2~3倍大きくなる傾向がある。

4) 掘削する空洞の位置が地表に近いか又は深いかにより、アーチ部覆工への外力の作用の仕方が異なる。地下深いところで縦長の空洞を建設する場合、アーチ上部の緩みによる鉛直方向の外力はあまり大きくはないが、岩盤の変形により生ずる水平方向の外力は非常に大きい。したがって、水平外力を剛な形で受けるような構造のライニングは適切ではない。そこで、可縮性を持たせることを考え、セグメントとPSストランドを組合せたライニング設計の概念を提案した。

謝辞：研究の推進に際しては、電力会社の方々特に建設所の多くの方々に協力を頂いた。また、電中研の人々に指導、協力を頂いた。ここに記して感謝する次第である。

参考文献

- 1) S.Hibino and M. Motojima: Rock mass behaviour during large scale cavern excavation, Comprehensive Rock Engineering, Pergamon Press (1993~94年頃出版予定).
- 2) 日比野敏・本島睦：大規模空洞掘削時におけるPS工法の補強効果の検討および実測結果との比較，電力中央研究所（以下電中研と略す）報告，No. 378092, 1979.
- 3) 林正夫・日比野敏：地下の掘削に伴う周辺地盤の緩みの進展に関する解析，電中研報告，No. 67095, 1968.
または本島睦・日比野敏・林 正夫・北原義浩：大規模

- な地下構造物掘削時の安定解析プログラムの開発とその適用例，電中研報告，No. 376011, 1977.
- 4) 本島 睦・日比野敏：実測結果による大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動の検討，電力土木，No. 186, pp. 36~46, 1983.
 - 5) 本島睦・日比野敏：岩盤内大規模地下空洞の掘削時挙動と安定性（その2），電中研報告，No. 385042, 1986.
 - 6) 本島睦・日比野敏：節理の発達した花崗岩における大規模空洞掘削時の岩盤挙動の検討，電中研報告，No. 380046, 1981.
 - 7) 林 正夫・北原義浩・中新井克子・日比野敏：岩盤挙動の実測と予測，第6回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要集，土木学会，pp. 63~69, 1970.
 - 8) 本荘静光・本島勲：新高瀬川発電所の地下空洞掘削に伴う周辺岩盤の弾性波速度変化，電中研報告，No. 379003, 1979.
 - 9) 堀義直・宮腰勝義：新高瀬川地下発電所の空洞掘削に伴う岩盤ゆるみ性状に関する検討，電中研報告，No. 376528, 1977.
 - 10) 宮腰勝義・角田隆彦：奥吉野地下発電所の空洞掘削に伴う周辺岩盤のゆるみ性状，電中研報告，No. 377533, 1978.
 - 11) 本島勲：地下発電所の空洞掘削に伴う周辺岩盤における透湿度の変化に関する考察，電中研報告，No. 379009, 1979.
 - 12) 日比野敏：設計・施工技術，地下空間利用に関するシンポジウム，土木学会，pp. 81~87, 1988.
 - 13) 日比野敏・本島睦：大規模地下空洞の掘削時挙動と補強設計，第20回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 294~298, 1988.

(1993. 1. 18 受付)

ROCK BEHAVIOUR DURING EXCAVATION OF LARGE SCALE CAVERN AND PROPOSAL OF LINING DESIGN CONCEPT

Satoshi HIBINO and Mutsumi MOTOJIMA

Measurements of rock deformation, lining stress and others were carried out at many sites during excavation of large scale caverns. Through the measurements the mechanism of rock behaviour has been cleared: a) deformation of rock consists of discontinuous displacement and continuous displacement, b) ratio of these two displacements differs by kinds of rock. A new idea of design on lining structure was proposed.