

鉄筋コンクリート製圧力トンネルの内水圧および背水圧による挙動（水室試験）

電力中央研究所 ○ 日比野 敏 金川 忠
四国電力株式会社 岩佐 昇

1 序 圧力トンネルは従来多く建設されて来ているが、その力学的挙動は明確でなく、設計手法も合理的でないところがあるように思われる。その原因としては、コンクリートライニングの挙動が施工方法および周辺岩盤の物性などにより異なることがまず挙げられる。ついでライニングや周辺岩盤に及ぼす水の影響が明確でない点が挙げられる。そこで現地において圧力トンネルを模擬した水室を作り、圧力トンネルに内水圧が作用した時のコンクリートライニングの挙動測定を行なうことにした。

2. 水室試験¹⁾ (a) 水室および周辺岩盤 水室は図-1に示すように内径3m、長さ9mである。コンクリートライニングの巻厚は40cmで設計された。円周方向に主鉄筋 $\phi 22$ (SD30)を20cm間隔に、水室の軸方向に配力鉄筋 $\phi 19$ (SD30)を40cm間隔にそれぞれダブルで配筋した。水室完成後天盤部分の3箇所にモルタルグラウトを行なった。その圧力は 3 kg/cm^2 で注入量は合計で約 6 m^3 であった。打設したコンクリートの弾性係数は $2.85 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比は0.15であった。周辺の岩盤は砂岩および泥岩の互層である。ジャッキ試験により求めた岩盤の弾性係数は応力レベルにより異なり $(1 \sim 5) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ であった。今回の水室試験での内圧は 6 kg/cm^2 で、この応力レベルでは弾性係数は $1.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ であり、かなり変形しやすい岩盤である。

計測断面は水室の中央であり図-1に示すように鉄筋計、ひずみ計をコンクリートライニングの内側と外側にそれぞれ16個ずつ埋設した。間隙水圧計は岩盤とライニングの間に4個埋設した。水室内部には水平と鉛直に直径変位計を1箇所ずつとりつけた。

(b) 内水圧と背水圧の関係 内水圧のパターンの一部を図-2に示す。水室のコンクリートの打継目には止水板を入れ、さらに水室内部にはゴムのシートを張り水密をはかったが図-3に示すように内圧 6 kg/cm^2 の時漏水量は約 40 l/min となった。この漏水はコンクリートの打継目からのものがほとんどであり

(図-1参照)、ライニングの背面に回り背水圧として作用する。間隙水圧計により測定した背水圧の平均値を図-2に示す。背水圧は内水圧に比例して増大し、内水圧を一定に保っている間にもさらに増大する。内水圧を 6 kg/cm^2 で約1週間持続させた場合、背水圧は内水圧の約8割の 5 kg/cm^2 に達した。

この背水圧は次節で述べるように、ライニング内の応力に大きな影響を及ぼす。

3. 試験結果

(a) ライニング内の応力 ライニングコンクリート内の引張り応力の分布を

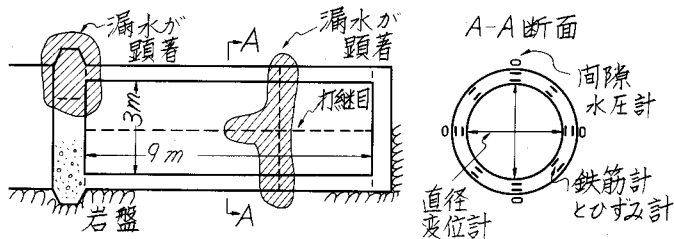


図-1 水室および埋設計器の配置

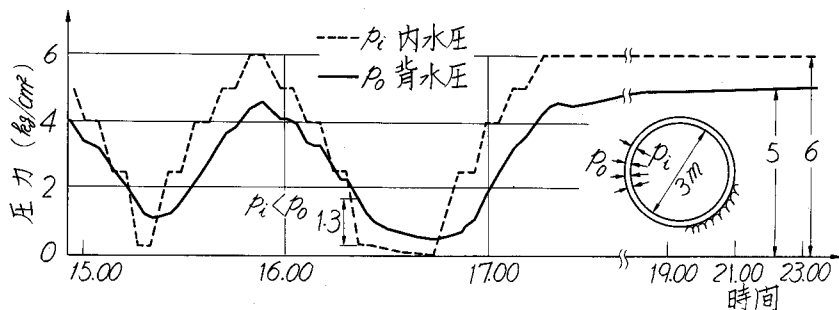


図-2 ライニングに作用する内水圧と背水圧の時間変化

図-4に示す。ここでコンクリート内の応力 σ'_θ は鉄筋計により計測した鉄筋応力 σ_s より次式により求めた。 $\sigma'_\theta = \sigma_s \times E_s / E_c$ 、 E_s と E_c はそれぞれ鉄筋およびコンクリートの弾性係数で $E_c/E_s = 0.1357$ であった。図-4によれば内水圧が0.3→2.5kg/cm²と増加したことにより4~6kg/cm²の引張り応力が円周方向に発生している。側壁部で4.0~6.0kg/cm²の応力が生じているが、水平部のコンクリート打継目(図-1)の影響を直接受けたことによるものであり考察から除外する。

内水圧とコンクリート内の平均実測応力 $\bar{\sigma}_\theta$ (打継目付近の4つの計器を除いた12個の測定値の平均)との関係を図-5に示す。内水圧が0→2.5kg/cm²と増加すると $\bar{\sigma}_\theta$ は約4kg/cm²の引張り応力となるが、その後内水圧が増加するにつれて応力は減少する。そして内水圧を6kg/cm²で1週間保持すると、 $\bar{\sigma}_\theta$ は引張り応力から-2kg/cm²の圧縮応力へ変化する。この応力の変化は内水圧のみでは説明できなく、背水圧の影響を考慮してはじめて可能になる。つまり表-1に示すように、内水圧に比例して背水圧も増加するが、両者の増分の比率で見ると、内水圧 p_i が2.5kg/cm²のとき $\Delta p_0/\Delta p_i = 0.08$ と小さかったのが、 p_i が6kg/cm²のときには $\Delta p_0/\Delta p_i = 0.70$ となり背水圧 p_0 の影響が非常に大きくなっていることがわかる。図-6には内水圧を6kg/cm²に保持した場合のライニング応力の経時変化を示す。内水圧保持後4分にして $\bar{\sigma}_\theta$ は保持開始時の値の半分になっており、応力の減少が時間的に非常に早いことが判る。そして300分後には引張り応力から圧縮応力へ変化している。そしてこの間に背水圧は4.3から5kg/cm²迄増大している。このように背水圧がライニング応力へ及ぼす影響はきわめて大きい。そこで背水圧の影響を考慮するために、ライニングを厚肉円筒と考え内水圧と背水圧の作用する状態での応力、ひずみなどを次式により求めることにする。

$$\sigma_\theta = \frac{a^2 b^2 (p_i - p_0)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{p_i a^2 - p_0 b^2}{b^2 - a^2} \dots\dots\dots (1)$$

$$\epsilon_\theta = \frac{1+\nu}{(b^2 - a^2)E} \left\{ \left[\frac{a^2 b^2}{r^2} + (1-2\nu)a^2 \right] p_i - \left[\frac{a^2 b^2}{r^2} + (1-2\nu)b^2 \right] p_0 \right\} \dots\dots\dots (2)$$

表-1 ライニングコンクリートの円周方向平均応力と内水圧、背水圧との関係

内水圧	p_i	0	2.5	4.0	5.0	6.0	持続
(kg/cm ²)	Δp_i		2.5	4.0	5.0	6.0	6.0
背水圧	p_0	0.5	0.7	1.8	3.2	4.3	4.7
(kg/cm ²)	Δp_0		0.2	1.3	2.7	3.8	4.2
	$\Delta p_0/\Delta p_i$		0.08	0.325	0.540	0.633	0.700
$\bar{\sigma}_\theta$ 実測値(kg/cm ²)			4.1	3.8	3.2	2.3	-2.0
σ_θ 計算値(kg/cm ²)			4.4	4.1	1.9	0.6	-0.6

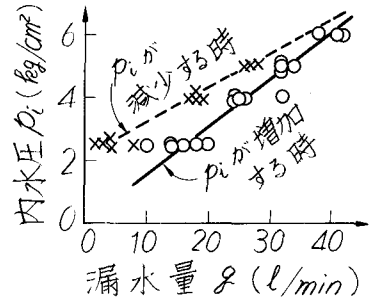


図-3 漏水量と内水圧との関係

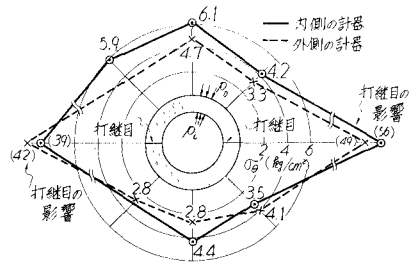


図-4 コンクリートライニング内の円周方向引張り応力 ($p_i = 0.3 \rightarrow 2.5 \text{ kg/cm}^2$)

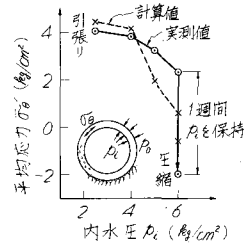


図-5 内水圧とライニングコンクリートと円周方向平均応力との関係

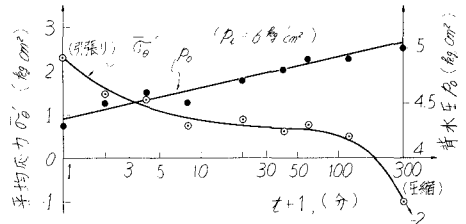


図-6 内水圧を6kg/cm²に保持した場合のライニング内応力と背水圧の時間変化

$$\Delta U = \frac{2(1+\nu)a^2b^2}{E(b^2-a^2)} \left\{ \left(\frac{1}{r} + \frac{1-2\nu}{b^2} r \right) p_i - \left(\frac{1}{r} + \frac{1-2\nu}{a^2} r \right) p_0 \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここで a , b はライニングの内面, 外面半径, r は水室中心より計器までの距離, E と ν はコンクリートの弾性係数とポアソン比である。 ΔU は水室の直径の変化である。先述の内水圧が変化した場合の応力を(1)式で計算した結果は表-1 および図-5 に示すように実測結果の傾向とある程度一致している。図-7 には実測値 σ'_θ と(1)式による計算値 σ_θ との比率 k_r ($\sigma'_\theta / \sigma_\theta$) の円周方向の分布を示す。打継目付近の計器を除いた k_r の平均は1であり, 実測値と計算値はかなり良好な一致を示している。

(b) ライニング内のひずみ 図-8 には実測したひずみの分布を示す。内水圧が $0.3 \rightarrow 2.5 \text{ kg/cm}^2$ と変化することにより $(10 \sim 18) \times 10^{-6}$ の引張りひずみが生じている。図-9 には(2)式により求めた計算ひずみと実測ひずみとの比率を示す。打継目付近の計測値を除いた平均値でみると両者の比率はほぼ1である。

(c) 水室の直径変化 内水圧が $0.3 \rightarrow 2.5 \text{ kg/cm}^2$ と増加したとき, 水室の直径は鉛直方向に(3)式で計算される値の約 5.3 倍の 0.31 mm 伸びたが水平方向にはほとんど変化しなかった。水室が鉛直方向に主として変形した原因としては, (1)コンクリート打設のさいに頂部でライニングと岩盤との間に空隙が出来易いのに対し, 水平部の側壁では空隙があまり生じない, (2)水平部の側壁にはコンクリートの打継目があることなどが考えられる。そこでこの2項目の影響を有限要素法により検討した。岩盤およびライニングコンクリートを300個の四辺形要素で表現し表-2 に示すように5ケースについて行なった。打継目部分およびライニング上部の岩盤との隙間(厚さ 10 cm)の弾性係数は 10 kg/cm^2 , ポアソン比は 0.01 として近似的に表現した。これらの結果よりつぎのことがわかる。(1)ケース4の打継目ありの場合, 直径の鉛直方向の変形が 0.29 mm となりケース5の約5倍となる。実測結果の 0.31 mm にもかなり近く上述の(c)で述べた直径の変化は打継目の影響によるものと思われる。(2)頂部に空隙がある場合(ケース2と3)には, 空隙がない場合(ケース1)に比べ水室直径の変化およびライニングの応力, ひずみが $10 \sim 20\%$ 増大する。空隙が $\theta = 80^\circ$ の場合と 180° の場合を比較すると, 180° の場合の方がより大きいが大差はない。

4. 従来の慣用式と実験結果との比較 圧力トンネルの巻立コンクリートの内圧による応力計算にさいして

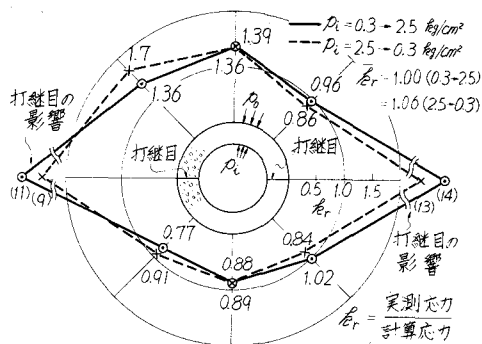


図-7 コンクリート内応力の k_r の分布 (内側と外側の計器の平均値)

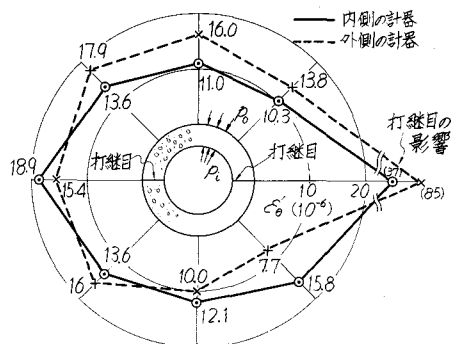


図-8 コンクリート内の円周方向引張りひずみ ($p_i = 0.3 \rightarrow 2.5 \text{ kg/cm}^2$)

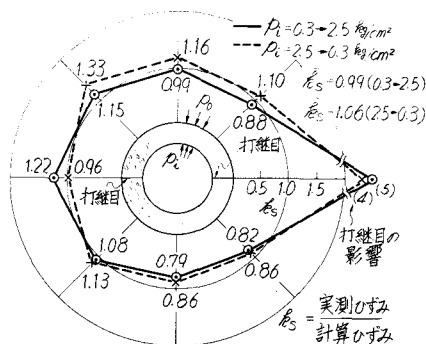


図-9 コンクリートのひずみの k_s の分布 (内側と外側の計器の平均値)

はオットーフライベアの式などが用いられている。表-2 空隙および打継目の影響に関する計算

そこでオットフライベアの式(式の詳細は文献²⁾

参照)を用いて計算した値と実測値との比較を行なう。表-3にその結果を示す。同表にはライニングコンクリートに内水圧と背水圧が作用するとして求めた(1)式による結果も併記した。この結果つぎのことがわかる。内水圧が $0.3 \rightarrow 6.0 \text{ kg/cm}^2$ と増加する場合、ライニングの実測応力は 3.4 kg/cm^2 の引張り応力であるのに対し、オットーフライベア

		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース5	実測値
頂部空隙 θ°		0	80	180	80	ライ ニング のみ	80 ?
打 継 目		なし	なし	なし	あり		あり
最大応力(kg/cm ²)		4.4	4.8	5.1	4.6	5.1	6.1
最大ひずみ(10 ⁻⁶)		1.6	1.8	1.9	1.7	1.8	1.6
直 径 変 化	鉛直	5.2	6.1	6.2	2.9	5.8	31.
	(10 ⁻² mm) 水平	5.2	4.6	5.8	2.2	5.8	0

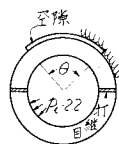


表-3 ライニング内の円周方向応力の実測値と計算値の比較

内水圧 (kg/cm^2)	p_i (kg/cm^2)	$0.3 \rightarrow 2.5$	$0.3 \rightarrow 6.0$
	Δp_i (kg/cm^2)	2.3	5.7
背水圧	Δp_o (kg/cm^2)	0.16	3.15
実測値	σ'_θ (kg/cm^2)	4.6	3.4
計算値	オットフライベアの式		
	$\sigma_{\theta,1}$ (kg/cm^2)	4.3	11.0
	$\sigma_{\theta,1}/\sigma'_\theta$	0.94	3.2
	厚肉円筒の式		
	$\sigma_{\theta,2}$ (kg/cm^2)	4.6	2.6
	$\sigma_{\theta,2}/\sigma'_\theta$	1.0	0.77

の式によると実測値の3倍の 11 kg/cm^2 を予測することになり過大評価となる。一方厚肉円筒の(1)式で背水圧を考慮した場合には 2.6 kg/cm^2 となり実測値より若干少なめではあるがより近似度がよい。内水圧が $0.3 \rightarrow 2.5 \text{ kg/cm}^2$ と増加する場合には背水圧が比較的小さいので両者ともよく一致している。つまり背水圧が大きくなるにつれてオットフライベアの式の適用は妥当でなくなってくる。

背水圧の大きさは今後多くの地点で測定を行ない再検討したいが、過去の例を調べると藤平発電所の導水路で測定した場合は通水と同時に内水圧の100%に相当する背水圧が測定されている³⁾。また他の多くの導水路においても放水後岩盤側から導水路内部へ水が噴き

出すことが観察される。これらのことより、鉄管の内張りをしない鉄筋コンクリートの圧力トンネルにおいては、通常の場合内水圧と同時に背水圧がライニングに作用していると考えられるべきと思われる。そしてその背水圧の大きさは内水圧にほぼ近い値と思われる。この場合ライニングに生ずる引張り応力は、内水圧だけが作用すると考えた場合に比べ小さくなっていく。しかしその反面、放水時の背水圧によるライニングのバックリングの検討がより必要となってくる。さらに背水圧の周辺地山への影響の配慮が重要となる。つまり背水圧が作用することはとりもなおさずライニング側より岩盤側へ漏水していることであり、この漏水により周辺岩盤内の微粒子が流出し岩盤の結合力が低下する影響、そのためにライニングに局部的な外力が加わることに對する配筋およびグラウトなどの検討、漏水が地表に湧水しないかなど地山全体としての安定性をライニングの設計時に並行して考える必要がある。

5. 結論 鉄筋コンクリート製圧力トンネルの内水圧による挙動を調べるために水室試験を行なった。試験箇所の地質は砂岩および泥岩であり岩盤の弾性係数は 1.5 万 kg/cm^2 であった。試験結果よりつぎのことがわかった。(1)内水圧を作用させると打継目より漏水が生じ、背水圧が生ずる。今回の実験では内水圧 6 kg/cm^2 に対し背水圧は 5 kg/cm^2 となった。(2)オットフライベアの式などでは背水圧が考慮されてなく、実際的でない。ライニングを厚肉円筒と考えて内水圧と背水圧を考慮して計算すると実測値とかなりよく一致し、ライニング応力の一計算方法と考えることができる。(3)従来ライニングの応力の検討が主であったが、漏水による周辺地山の安定性を重要視して検討する必要がある。

6. 文献 1) 日比野敏, 金川忠: 鉄筋コンクリート製圧力トンネルの内水圧による挙動(大渡地点水室試験), 電力中央研究所報告 ㉞ 74530, 1974 2) 西田清三郎, 副田悦生: 圧力トンネルの内径とコンクリートの巻立厚さ(1)~(3), 発電水力 ㉞ 121, pp69-74, 1972 3) 中新井, 林, 日比野: 藤平発電所の圧力トンネルの力学的挙動, 電力中央研究所報告 ㉞ 69543, 1969

Stresses and Deformations of a Reinforced Concrete Lining of a Pressure Tunnel
(A Water Chamber Test) — Effects of Back-pressure —

○ Satoshi HIBINO

Tadashi KANAGAWA

Technical Laboratory No.2, Central Research
Institute of Electric Power Industry
1646 Abiko, Abiko-shi, Chiba, Japan

Noboru IWASA

Shikoku Electric Power Co. Ltd.

A water chamber test has been performed. The chamber has a cylinder shape. It is 3 m in inner diameter, 9 m in length and 0.4 m in reinforced concrete lining thickness. Rock masses around the chamber are consisted of mudstone and sandstone. The results of Jack tests say that the modulus of elasticity of rock masses is about 1.5×10^4 kg/cm².

Main results obtained are given as under.

- (1) At the internal water pressure of 6 kg/cm², the amount of leakage water was 40 l/min. Leakage water caused back-pressure to the lining. The back-pressure was about 5 kg/cm², which was 80% of the internal water pressure.
- (2) Back-pressure decreases tensile stresses in a lining caused by internal water pressure. For example, at first the stresses in the lining were about 4 kg/cm² in tension and after 2 weeks later the stresses dropped to 2 kg/cm² in compression in spite of the internal water pressure being constant during that period. This can't be explained without the effects of the back-pressure. At first the back-pressure was only 0.7 kg/cm², during 2 weeks however it rose to 5 kg/cm², which was the reason of the stress change in the lining mentioned above.
- (3) Formulae for stress calculation in a pressure tunnel lining, such as the formula proposed by Otto-Frey-Baer, have no consideration on back-pressure. In order to take back-pressure into account, authors regarded a concrete lining as a thick cylinder under internal water pressure and back-pressure, and calculated stresses with thick cylinder theory. Comparison between measured values of stresses obtained by the chamber test and those calculated by thick cylinder theory showed rather good agreement.
- (4) Intensive consideration should be paid on leakage water; degradation of rock masses, effects of leakage water on stability of natural ground around a pressure tunnel and buckling due to back-pressure etc. should be examined more carefully.