

地山の特性が一様でない場合の内張水圧鉄管の設計法に関する研究

山田直明¹

¹フェロー会員 株式会社ニュージェック (〒542-0082 大阪市 中央区 島之内 1-20-19)

本論文は周囲の地山の異方性が内張水圧鉄管の応力に及ぼす影響について論じ、また、周囲の地山にグラウト注入を行った時の地山の改良度や、ジャッキ試験による弾性係数と水室式水圧試験による弾性係数の相違は、地山の粘着力と内部摩擦角及び地山の被りによって決まることを理論的に明らかにし、実際の計測値によって検証し、今まで未解明であった内張水圧鉄管の設計の諸問題を明らかにした。

Key Words: steel lining, nonuniform rock, jack test, chamber pressure test, cement grouting, covering depth

1. 緒言

発電水力、特に地下発電所の場合に採用されてきた内張水圧鉄管（以下鉄管という）の設計は、鉄管を薄肉円筒、コンクリートを厚肉円筒として考え、これを取り巻く地山を等方等質な弾性体であると仮定して、鉄管内面に水圧が作用した場合、それぞれの境界面での半径方向の変位が釣り合う仮定によって行われている¹⁾²⁾¹¹⁾¹²⁾¹⁴⁾。

しかし、このような設計方式は、理論的に厳密に取り扱われているものの、実際に設置された鉄管の応力の計測値は、設計値に適合し難い面もあった。これは、現実には地山は異方性であり、これを等方等質な半径無限大の円筒として取り扱うことが適切でないからである。

さらにこのような場合、従来無視されてきた、鉄管とコンクリート、コンクリートとその周囲の地山、との接触面に生ずる接線方向変位の連続性についても、考慮しなければならない。

この観点から、1)地山の異方性を考慮する、2)鉄管を取り巻く地山との接触面に接線方向変位に応じた接線方向力が働く、の2点を設計に配慮することを考えてみた。

この検討を容易ならしめるため、次の仮定を行った。

- ①地山は、巻き立てコンクリートないし鉄管の半径方向変位に対する弾性支持構造物である（ただし反力係数は鉄管の円周に沿って変化することもある）
- ②巻き立てコンクリート厚は、トンネル径に比して小さいのでこれを薄肉円筒とし、また、コンクリートの弾性圧縮量を無視した。

③鉄管の設計に当たっては、地山の弾塑性的影響を考えなければならぬが、内水圧に対する検討に関する限り、弾性係数の代わりに塑性変形も含められた変形係数を採用すれば繁雑さを避けることが出来るので、これを弾性係数の代わりに採用した。

④鉄管の温度変化による影響については別途処理出来るのでここでは省略した。

2. 理論的展開

基本的な記号を以下に説明する。

a_s : 鉄管半径, a : トンネル掘削半径

e : 鉄管板厚

E_S, ν_S : 鉄管の弾性係数とポアソン比

E, ν : 本来の地山の弾性係数とポアソン比

E', ν' : トンネル掘削によって発生した塑性領域の見掛けの弾性係数とポアソン比

E_0, ν_0 : 弾塑性領域を総合して評価された、内張水圧鉄管設計のための弾性係数とポアソン比

E_J, E_H : それぞれジャッキ試験、水室試験によって得られた地山の弾性係数で、特にサフィクス i を付けた場合は坑周に沿った i 点の値である。

P_i : 鉄管に加わる内水圧

p : トンネル掘削前に働いていた地山の初期応力

その他の記号はその都度文中で説明している。

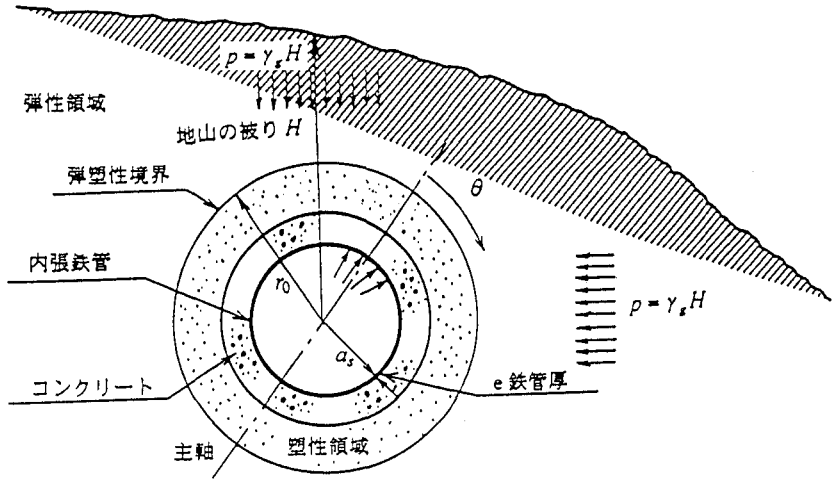


図-1 内張鉄管の周辺状況及記号説明図

(1) 検討に用いた基本式^{2,7)}

図-1, 図-2 及び 図-3 を参照して $N_\theta, N_x, N_{x\theta}$ をそれぞれ、鉄管を膜応力状態であると仮定したときの接線方向力, 軸方向力, および剪断の断面力とし, X, Y, Z をそれぞれ軸線方向, 接線方向, 半径方向に作用する外力とすると鉄管の力の釣り合いから

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} \cdot dx \cdot (ad\theta) + \frac{\partial N_{\theta x}}{\partial \theta} \cdot d\theta \cdot dx + X(dx \cdot ad\theta) = 0 \quad (1a)$$

$$\frac{\partial N_{x\theta}}{\partial x} \cdot dx \cdot (ad\theta) + \frac{\partial N_\theta}{\partial \theta} \cdot d\theta \cdot dx + Y(dx \cdot ad\theta) = 0 \quad (1b)$$

$$N_\theta \cdot d\theta \cdot dx + Z(dx \cdot ad\theta) = 0 \quad (1c)$$

が成り立つから a_s, e を鉄管の半径, 鉄管の板厚として

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{1}{a_s} \frac{\partial N_{\theta x}}{\partial \theta} = -X \quad (2a)$$

$$\frac{\partial N_{x\theta}}{\partial x} + \frac{1}{a_s} \frac{\partial N_\theta}{\partial \theta} = -Y \quad (2b)$$

$$N_\theta = -Z \cdot a_s \quad (2c)$$

となる。

一方, Hooke の法則と変位の釣り合いから E_s, ν_s をそれぞれ鉄管の弾性係数, ポアソン比とし, u, v, w をそれぞれ軸方向, 接線方向, 半径方向変位として

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{E_s \cdot e} (N_x - \nu_s \cdot N_\theta) \quad (3a)$$

$$\frac{\partial v}{\partial \theta} + w = \frac{2a_s}{E_s \cdot e} (N_\theta - \nu_s \cdot N_x) \quad (3b)$$

$$\frac{\partial u}{\partial \theta} + a_s \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{2a_s}{E_s \cdot e} (1 + \nu_s) \cdot N_{x\theta} \quad (3c)$$

が成り立つ。

ここで、鉄管を x 方向 (軸方向) には変化がない二次元

構造であると、地山反力は、その地点の半径方向変位に比例し、接線方向反力は、接線方向変位 v に比例するものとする。

P_i を鉄管面に作用する水圧, λ を地山の反力係数, λ_v を接線方向変位に対する反力係数, とすると

$$Z = -(P_i - \lambda \cdot w)$$

$$Y = -\lambda_v \cdot v$$

となり式(2),(3)は

$$\frac{dv}{d\theta} + \left(1 + \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \frac{a_s^2}{e} \cdot \lambda \right) w = \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \frac{a_s^2}{e} \cdot P_i \quad (4a)$$

$$\frac{d^2 v}{d\theta^2} + \frac{dw}{d\theta} = \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \frac{a_s^2}{e} \cdot \lambda_v \cdot v \quad (4b)$$

となる。

半径方向地山反力係数 λ は E, ν を地山の弾性係数, ポアソン比とすると、地山が等方等質の弾性体である場合には

$$\lambda = E / \{ a \cdot (1 + \nu) \} \quad (5)$$

であり、理論的には接触面での接線方向の反力係数 λ_v も同じとなるが実際には、接触面での接線方向変位が全く同じとなる様な完全な移行は行われ難いと考えられるので、幾分この値を割り引き (伝達率を ϵ とする) して、 $\lambda_v = \epsilon \cdot \lambda$ とすると (4a), (4b) の基本式は、 θ に関する

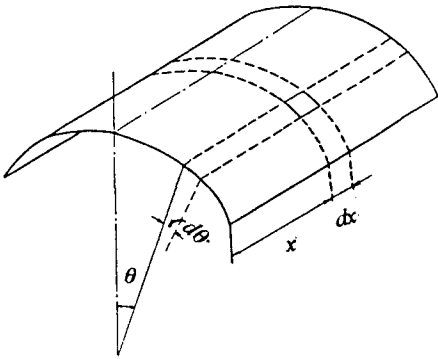


図-2 内張水圧鉄管の中心線と軸線との関係説明図

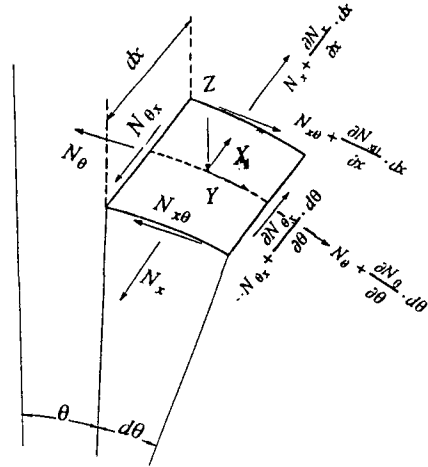


図-3 内張水圧鉄管の力の釣合説明図

る一次微分, \ddot{v} を二次微分とし $M = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \cdot \frac{a_s^2}{e}$

とおけば

$$\dot{v} + w + M\lambda w = MP_i \quad (6a)$$

$$\ddot{v} + \dot{w} = M\epsilon\lambda \cdot v \quad (6b)$$

となる。

(2) 鉄管の応力

a) $\epsilon = 0$ の場合

$\epsilon = 0$ すなわち接線方向力が、鉄管を取り巻くコンクリートないしは地山に伝達されないときには、式(6a), (6b) から鉄管の断面力 N_θ は

$$N_\theta = (P_i - \lambda \cdot w) \cdot a_s \\ = a_s P_i \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{2\pi M} \int_0^{2\pi} \frac{1}{\lambda} d\theta} \right) \quad (7)$$

となる。

したがって、鉄管を取り巻く地山の弾性係数が方向により異なっても、その等価弾性係数として、

$$E = \frac{2\pi}{\int_0^{2\pi} \frac{1}{E_i} d\theta} \quad (8)$$

を採用すれば、膜応力状態としての、鉄管の応力を把握することが出来る。

b) 一般の場合

a) の状態にあっては、鉄管を膜構造として取り扱う限り、地山の異方性の有無にかかわらず、どの部分において

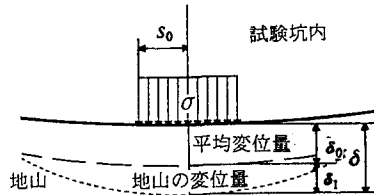


図-4 試験载荷時の地山の変位説明図 (ジャッキ試験)

も鉄管の応力が同じである。しかし、現地で実測した結果では、計測方向によって、鉄管の応力にかなりの差があり、この差は鉄管を殻構造として、曲げモーメントを考慮して得られる応力差よりもはるかに大きい。それ故 a) で行ったような ϵ の省略は好ましくない。従って、 ϵ を無視することなく式(6a), (6b) を検討することとする。

鉄管周囲を取り巻く地山の弾性係数は、坑内载荷試験 (ジャッキ試験) により方向別に定めており、稀には水室試験を実施し定めている。この結果、ジャッキ試験を行った時の一定荷重 P の下における、地山の変位量 δ が载荷板半径 S_0 、载荷強度 σ のもとで、(図-4 参照)

$\delta = \delta_0 - \delta_1 \cos m\theta$ (ただし、 θ は主軸よりの角度とし、 δ の分布は円周に沿って m のモードを持っているものとし、また、 δ_0 は平均変位量であり、 δ_1 は δ_0 からの変位量とする) で近似的に表現できるものが多かった。鉄管を取り巻く i 方向地山の弾性係数 E_{ji} は、

$$\delta_0' = \delta_0 / \left\{ \frac{\pi}{2} \cdot S_0 \cdot (1-\nu^2) \cdot \sigma \right\}$$

$$\delta_1' = \delta_1 / \left\{ \frac{\pi}{2} \cdot S_0 \cdot (1-\nu^2) \cdot \sigma \right\} \quad \text{として}$$

$$E_{ji} = \frac{1}{\delta_0' - \delta_1' \cos m\theta} \quad \text{となる。}$$

ここで ρ を δ_1/δ_0 とすると

$$E_{ji} = E_{j0} \frac{1}{1 - \rho \cos m\theta} \quad (9)$$

となる。

この E_{j0} は、ジャッキ試験によって得られた平均地山弾性係数であり、各測点で等載荷強度 σ で得られたジャッキ試験による平均変位を δ_0 とすると、 E_{j0} は

$$E_{j0} = \frac{\pi \delta_0}{2} \cdot \frac{1}{\delta_0} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \sigma \text{ の形で得られる。}$$

(水室試験によって得られる平均地山弾性係数は、水室水圧 P_i 下での平均変位を δ_0 とすると、

$$E_{H0} = \frac{P_i}{\delta_0} \cdot a (1 + \nu^2) \text{ の形で与えられる。}$$

接線方向変位による反力の係数は地山の弾性係数に関せず一定値 λ_0 とすると 基本式(6a),(6b)は

$$\ddot{v} + w + M w \lambda = M P_i \quad (10a)$$

$$\ddot{v} + \dot{w} = M \lambda_0 \cdot v \quad (10b)$$

となる。 ρ が比較的小さい値であるとして、

$\frac{1}{1 - \rho \cos m\theta}$ を展開し、かつ半径方向変位 w は(平均半径方

向変位) w_0 と (w_0 からの変位) w_1 との和であり、 w_1 は w_0 に比して小さい値であると考え、上の式を ρ に関する二次の項までとって、計算すると以下のようになる。

$$N_\theta = a_s P_i \left[1 - \frac{1}{1 - \rho \cos m\theta} \cdot \frac{M \lambda_0}{1 + M \lambda_0} \cdot \left\{ \alpha_1 - \left(\frac{\alpha_1}{1 + k_1} \rho \cos m\theta + \frac{1}{2} \frac{\alpha_2}{1 + k_2} \rho^2 \cos 2m\theta \right) \right\} \right] \quad (11)$$

ただしここで

$$\alpha_1 = \frac{1 + M \lambda_0 + \frac{M \lambda_0}{2(1 + k_1)} \rho^2}{1 + M \lambda_0 \left(1 + \frac{1}{2} \rho^2 \right)}$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 \cdot \frac{1}{1 + k_1} = \frac{k_1 (1 + M \lambda_0)}{(1 + k_1) \left\{ 1 + M \lambda_0 \left(1 + \frac{1}{2} \rho^2 \right) \right\}}$$

$$k_1 = \frac{\varepsilon}{m^2 + M \lambda_0 \varepsilon}, \quad k_2 = \frac{\varepsilon}{4m^2 + M \lambda_0 \varepsilon}, \quad \rho = \delta_1 / \delta_0$$

である。

鉄管周囲の地山の弾性係数 E_{ji} は

$$E_{ji} / E_{j0} = \frac{1}{1 - \rho \cos m\theta}$$

故に、 $\rho \cos m\theta = 1 - E_{j0} / E_{ji}$ であり、これを ζ で表し E_{j0} / E_{ji} を μ で表すこととすると式(11)は

$$N_\theta = a_s P_i \left[1 - \mu \frac{M \lambda_0}{1 + M \lambda_0} \left\{ \left(\alpha_1 + \frac{\rho^2}{2} \frac{\alpha_2}{1 + k_2} \right) - \zeta \cdot \left(\frac{\alpha_1}{1 + k_1} + \frac{\alpha_2}{1 + k_2} \zeta \right) \right\} \right] \quad (12)$$

弾性領域

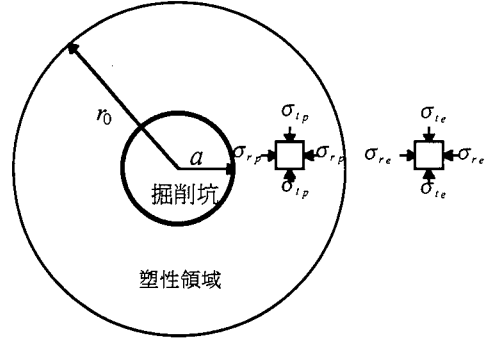


図-5 掘削坑付近の塑性領域と弾性領域の地山の応力説明図

となり、膜応力状態の鉄管の応力に、周囲の地山の異方性が、どのように影響するかを、検討することが可能となる。

(3) トンネル周囲の地山にグラウト注入を行った時の地山の改善

(2)では、トンネル周囲の地山は、鉄管に作用した水圧による膨らみに対し弾性支持であり、また鉄管を膜応力状態として、その応力の検討を行った。この結果、明らかにその応力は、地山の弾性係数の変化により影響を受ける。

この鉄管を安全ならしめるため、一般に、鉄管現地据付後、鉄管を取り巻く周囲の地山に高圧のセメントミルクの注入を行い地山の弾性係数を高めることが行われる。

しかし、セメントミルクの注入によって、程度の地山の弾性係数が改良され得るかということは、これまであまり明確でなかった。

ここではこの問題について検討を加える。

地山中にトンネルを掘削したとき、地山に働いている初期応力の解放によって、トンネル周囲に緩み領域が発生することはよく知られている⁵⁾。

Kastnerは彼の著書 *Statik des Tunnel- und Stollenbaues* で、地山を等方等質とし、かつ地山に働く初期応力は、垂直、水平方向が等しい、所謂 *Helm* の仮定に従うとして、地山中にトンネルを掘削したときの応力状態の変化について導いている⁴⁾。

即ち、図-5 のような状態の下で、地山中にトンネルを掘削すると、掘削坑周辺の応力状態が変化し、地山応力は掘削坑付近にあつては、Mohr の破壊包絡線に接し、塑性領域を形成し、 $r_0 \leq r < \infty$ の領域にあつては弾性応力状態であるとの仮定のもとに、塑性領域内にあつては

半径方向応力

$$\sigma_{rp} = \frac{\sigma_{gd}}{\zeta - 1} \left\{ \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta - 1} - 1 \right\} \quad (13a)$$

接線方向応力

$$\sigma_{\varphi} = \frac{\sigma_{gd}}{\zeta-1} \left\{ \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} \cdot \zeta - 1 \right\} \quad (13b)$$

剪断力

$$\tau_{\theta} = 0 \quad (13c)$$

であることを導いている。

ここで、 σ_{gd} は地山の一軸圧縮応力で、地山を構成する地山の内部摩擦角を ϕ 、粘着力を c とすると

$\sigma_{gd} = 2c \cdot \cos\phi / (1 - \sin\phi)$ で表されるものであり、 a はトンネル掘削半径、 r は任意の塑性領域内の地点までの半径、 ζ は $\zeta = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$ である。

一方、トンネル掘削前に働いていた地山の初期応力を p とすると、トンネル周辺の塑性領域外の弾性領域内にあっては

半径方向応力は

$$\sigma_{re} = p \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right) + \sigma_{r0} \left(\frac{r_0^2}{r^2} \right) \quad (14a)$$

接線方向応力は

$$\sigma_{te} = p \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right) + \sigma_{r0} \left(\frac{r_0^2}{r^2} \right) \quad (14b)$$

剪断力は

$$\tau_e = 0 \quad (14c)$$

であって、これが弾塑性境界では、(13a)、(13b)、(13c)の各値と連続していなければならないことから、弾塑性境界にあっては

半径方向応力は

$$\sigma_{r0} = \frac{\sigma_{gd}}{\zeta-1} \left\{ \left(\frac{r_0}{a} \right)^{\zeta-1} - 1 \right\} \quad (15)$$

弾塑性境界半径

$$r_0 = a \left\{ \frac{2}{\zeta+1} \frac{p(\zeta-1) + \sigma_{gd}}{\sigma_{gd}} \right\}^{\frac{1}{\zeta-1}} \quad (16)$$

(r は弾性領域内の任意の地点迄の半径)

であるとしている。

このKästnerによって導かれた現象をもう少し展開して見る。

トンネル掘削によって発生した緩みの領域にあっては、その変位は、もはや弾性力学には従わないため、その半径

方向変位は、全体が弾性的挙動を示すと考えたときよりも、大きくなってくる。即ち、このような塑性領域内にあっては、見掛け上の変形係数が、本来掘削前に持っていた地山の変形係数よりも低下することになる。

本来、弾性的挙動を示す領域内にあっては、地山の初期応力が、地山内の応力を支配し、それによって地山が締った状態となっているから、地山中に大きなオープクラックのようなものが存在しないかぎり、地山の初期応力よりも小さい圧力で、グラウト注入を行ったとしても、それほど大きな弾性係数の改良は望めない¹³⁾。それで掘削によって緩んだ塑性領域内は、セメント注入により、掘削によって発生した空隙が填充され、この領域が本来の地山の持っている弾性係数にまで改良し得ると考えられる。

このような考えのもとで、グラウト注入により、どれだけの弾性係数の改良が可能であるかを検討した。

いま、弾性領域内 ($r_0 \leq r \leq \infty$) の弾性係数を E とし、塑性領域内も弾性領域であるとして仮定した場合の、この領域内 ($a \leq r \leq r_0$) の見掛け上の弾性係数、ポアソン比をそれぞれ、 E' 、 ν' で表すと、掘削内壁における半径方向変位 (u) $_{r=a}^e$ は

$$(u)_{r=a}^e = \frac{4ap}{\left\{ 1 - (a/r_0)^2 \right\}} \cdot \frac{1}{E} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{1 + (a/r_0)^2}{1 - (a/r_0)^2} - \nu' + \frac{E'}{E}(1 + \nu) \right\}} \quad (17)$$

となる。

ただしここで、地山の初期応力を p とした。

また、 $r=r_0$ での半径方向変位 (u) $_{r=r_0}^e$ と半径方向力 σ_{r0} は

$$(u)_{r=r_0}^e = \frac{r_0}{E} \left\{ 2p - (1 + \nu) \sigma_{r0} \right\} \quad (18)$$

$$\sigma_{r0} = \frac{2pE'/E}{\left\{ \frac{1 + (a/r_0)^2}{1 - (a/r_0)^2} - \nu' + \frac{E'}{E}(1 + \nu) \right\}} \quad (19)$$

となる。

しかし実際には $r=r_0$ で弾塑性境界が現れ、塑性領域中の応力は式(13a)(13b)(13c)のようになるから、

$$\varepsilon_r = du/dr = \frac{1}{E} \left(\sigma_r - \nu' \sigma_t \right),$$

$$\varepsilon_t = u/r = \frac{1}{E} \left(\sigma_t - \nu' \sigma_r \right)$$

これから E' を消去して

$$\begin{aligned} du/dr / u/r &= \frac{\sigma_r - v' \sigma_r}{\sigma_r - v' \sigma_r} \\ &= \frac{\left(\frac{r}{a}\right)^{\zeta-1} (1-v'\zeta) - (1-v')}{\left(\frac{r}{a}\right)^{\zeta-1} (\zeta-v') - (1-v')} \end{aligned} \quad (20)$$

となる。

ここで

$$\zeta = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) \quad (21a)$$

$$\zeta_1 = \frac{1-v'\zeta}{\zeta-v'} \quad (21b)$$

$$\zeta_2 = \frac{1-v'}{1-v'\zeta} \left(\frac{1-v'\zeta}{\zeta-v'} - 1 \right) \quad (21c)$$

$$\zeta_3 = (1-v') / (\zeta-v') \quad (21d)$$

$$\eta_1 = \zeta_1 \left(1 - \frac{\zeta_2}{\zeta_3} \right) \quad (21e)$$

$$\eta_2 = \left\{ \frac{\zeta_1 - \zeta_2}{\zeta_3 (\zeta - 1)} \right\} \quad (21f)$$

とおいて式 (20) を解くと、 C を任意の積分常数として任意の点 r における半径方向変位 u^p は

$$u^p = C (r/a)^{\eta_1} \left\{ (r/a)^{\zeta-1} - \zeta_3 \right\}^{\eta_2} \quad (22)$$

となる。

u^p と u^e は弾塑性境界 $r=r_0$ において、等しいからこの条件より式(22)の積分常数 C が得られ、 $r=a$ すなわち、掘削坑の半径方向変位 $u_{r=a}^p$ は

$$\begin{aligned} u_{r=a}^p &= \frac{r_0}{E} \left[2p - (1+v) \left\{ \left(\frac{r_0}{a}\right)^{\zeta-1} - 1 \right\} \frac{\sigma_{gd}}{\zeta-1} \right] \\ &\quad \cdot \left(\frac{a}{r_0}\right)^{\eta_1} \left\{ \frac{1-\zeta_3}{\left(\frac{r_0}{a}\right)^{\zeta-1} - \zeta_3} \right\}^{\eta_2} \end{aligned} \quad (23)$$

となる。

式(23)と(17)の値を等しくする E'/E は、塑性領域内の地山の見掛け上の弾性係数が、どの程度影響を受けたかを表す値であり、初期応力の働いている地山に半径 a のトンネルを掘削した場合に、それによってトンネル周囲に半径 r_0 まで塑性域が発生し、その緩んだ領域 $a \leq r \leq r_0$ までが本来の地山の弾性係数 E よりも E' まで低下することを示している。この領域は、セメント注入により、地山の弾性係数 E' から本来の地山の弾性係数 E まで改良が可能であると考え、 E'/E は次のようになる。

$$\begin{aligned} E'/E &= \frac{1}{(1+v) \left\{ 1 - \left(\frac{a}{r_0}\right)^2 \right\}} \\ &\quad \cdot \left[\frac{4}{X} \left(\frac{a}{r_0}\right) - \left\{ (1-v') + \left(\frac{a}{r_0}\right)^2 (1+v') \right\} \right] \end{aligned} \quad (24)$$

ここで、上式の X は

$$\begin{aligned} X &= \left[2 - \frac{1+v}{\zeta-1} \frac{\sigma_{gd}}{p} \left\{ \left(\frac{a}{r_0}\right)^{1-\zeta} - 1 \right\} \right] \left(\frac{a}{r_0}\right)^{\eta_1} \\ &\quad \cdot \left\{ \frac{1-\zeta_3}{(a/r_0)^{1-\zeta} - \zeta_3} \right\}^{\eta_2} \end{aligned}$$

上式の中の $\zeta, \zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \eta_1, \eta_2, \sigma_{gd}, a/r_0$ は式(21)に表したものと同じである。

緩み領域内で、グラウト注入による地山の弾性係数の改善度は、式(24)に示す通りである。

鉄管設計上の地山の弾性係数改善度は、緩んだ領域の改善と、緩まない弾性領域で改善されない領域との合成地山として、評価されなければならない。

弾性領域の地山の弾性係数を E 、ポアソン比を v 、塑性領域の見掛けの弾性係数およびポアソン比を E', v' とし、このような組み合わせ地山に、内水圧が作用した場合の鉄管応力解析に必要な、換算地山弾性係数 E_0 は、換算ポアソン比を v_0 とおくと、次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{E_0}{E} &= \frac{E' (1+v_0)}{E (1-v')} \\ &\quad \cdot \frac{\left(\frac{r_0}{a}\right)^2 - 1 + \frac{E'}{E} \frac{1+v'}{1+v} \left\{ 1 + \frac{1-v'}{1+v} \left(\frac{r_0}{a}\right)^2 \right\}}{1 + \frac{1+v'}{1-v} \left(\frac{r_0}{a}\right)^2 + \frac{E'}{E} \frac{1+v'}{1+v} \left\{ \left(\frac{r_0}{a}\right)^2 - 1 \right\}} \end{aligned} \quad (25)$$

表-1 c/p と ϕ をパラメーターとした E_0/E 計算値表

ϕ c/p	20度	30度	40度	45度
0.05	0.000	0.126	0.337	0.506
0.10	0.137	0.381	0.615	0.717
0.20	0.323	0.559	0.755	0.832
0.25	0.603	0.783	0.905	0.945
0.30	0.703	0.853	0.945	0.972
0.35	0.783	0.904	0.971	0.989
0.40	0.845	0.941	0.988	0.998
0.45	0.894	0.967	0.998	-
0.50	0.930	0.985	-	-
0.55	0.958	0.996	-	-
0.60	0.978	-	-	-
0.65	0.991	-	-	-
0.65	0.991	-	-	-
0.70	0.999	-	-	-

C: 地山の粘着力 p: 地山の初期応力 ϕ : 地山の内部摩擦角

表-1は(地山の粘着力 c)/(地山の初期応力 p)と地山の内部摩擦角 ϕ をパラメーターとして、 E_0/E を計算したものである。この値は、具体的には鉄管設計に採用する地山の弾性係数のグラウト注入後の比率であり、表中の値の逆数が、その改善度を示している。

これによると、グラウト注入による鉄管設計用の地山の弾性係数の改善度は、地山の粘着力や内部摩擦角が小さいほど、また地山の被りが大きいほど、高いことを示している。

(4) ジャッキ試験によって得られた弾性係数と水室式水圧試験によって得られた弾性係数の検討

トンネル掘削によって、その掘削坑周囲に塑性領域が発生し、丁度、地山が二重円筒構造のようになったときに、水圧が載荷されると、その見掛け上の弾性係数は式(24)のようになる。このような二重構造である地山中でジャッキ試験を行う場合は、地山の条件が等方等質である場合の Boussinesq の式を修正する必要がある。そのため、ジャッキ試験における載荷板下の応力分布に関する Kögler の理論⁹⁾を若干修正して、地山内に円錐形に応力が広がるかと仮定する。

いま、 $k=2/\{(1-\nu^2)\cdot\pi\}$ 、 S_0 を載荷板半径、 E' 、 ν' をそ

れぞれ、掘削による塑性領域内の地山の弾性係数、ポアソン比とし、 a 、 r_0 をそれぞれ掘削坑および塑性領域の半径とすると、ジャッキ試験による弾性係数 E_J は

$$E_J = E' \frac{1}{1 - \frac{1}{\frac{k}{S_0} r_0} \left(1 - \frac{E'}{E}\right)}$$

となり、水室試験によって得られた地山の弾性係数とジャッキ試験によって得られた弾性係数との比、 E_H/E_J は

$$E_H/E_J = \frac{E_0/E'}{E/E'} \left\{ 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{\pi} \frac{1}{(1-\nu^2)} \frac{a}{S_0} \frac{r_0}{a}} \left(1 - \frac{E'}{E}\right) \right\} \quad (26)$$

となる。

但しここで E_0/E は式(25)、 E'/E は式(24)で与えられるものである。

3. 実測値による理論の実証

2.に述べた理論結果は、過去に行った実験実測から検証することが出来る。

(1) K発電所での実測結果による検証⁹⁾

これは現地において、鉄管路建設位置付近に試験用横坑を掘削し

- ① ジャッキによる載荷試験を用いた地山の弾性係数の計測
- ② 計測後、試験坑内にコンクリート巻き立てを実施し水室とし水室試験を実施し水室試験法による地山の弾性係数を計測
- ③ さらに、試験坑内に鉄管を挿入し、水圧テスト、鉄管応力の計測
- ④ 水室周辺の地山に高圧セメントミルク注入を行った後、再び水圧テストを行い鉄管の応力の測定、そしてそれによるグラウト注入効果の検討

の4段階を踏んで行われた。

a) 水室試験とジャッキ試験との弾性係数との関係

ジャッキ試験は、試験坑内の I、II 断面で行われ、水室試験の計測は、この2つの断面の中間断面で行われた。試験坑の半径は1.3m、水室試験のためのコンクリート

表-2 K 発電所で行われた水室試験とジャッキ試験の弾性係数比較表

測点	ジャッキ試験 (MPa)			水室試験 (MPa)	水室/ジャッキ
	I	II	平均		
1-5	1,890	1,310	1,550	4,260	2.75
2-6	2,730	3,930	3,230	5,050	1.56
3-7	2,930	1,710	2,160	2,840	1.32
4-8	1,530	2,910	2,010	3,530	1.76
平均値	2,120	1,980	2,090	3,720	1.80
δ_1/δ_0	0.365	0.202	0.273	0.279	

方向は図-6を参照のこと
平均の弾性係数の算出は式(8)による。

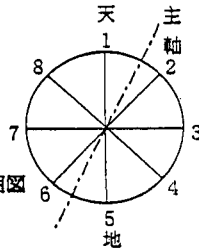


図-6 トンネル断面載荷方向説明図

厚さは 0.2 m であった。計測の結果は、表-2 のとうりであった。

この地点の岩質は、必ずしも良好な粘板岩ではなく、電力中央研究所の岩質評価基準では C m ~ C 1 クラスであった。また、この地点の地山の被りは、ほぼ 200 m であった。

この地点では、地山のロックテストが行われなかったため、地山の c 、 ϕ や初期応力は推定する以外にないが、岩の単位体積重量 γ_g を 26.0 kN/m^3 とし、地山の初期応力の水平、垂直分力を可能な偏差を考慮して $4.9\text{--}14.7 \text{ MPa}$ と定め、従来の経験値から、岩級で C m ~ C 1 クラスの地山の内部摩擦角を 45 度、 c を 0.98 MPa とし、式(26)により計算すると E_H/E_j は $1.2\text{--}1.5$ 程度となる。

幾分実測値 (平均 1.8) より小さめであるが、この場合は、ジャッキ試験によって得られた弾性係数よりも、水室試験によって得られた値のほうが、大きい結果となっている。

b) グラウト注入前の鉄管応力について

前記②の段階で水室試験後、この中に鉄管 (板厚 0.6 cm, 半径 90 cm) を挿入し、水圧テストを行った。

その結果を表-3 に示す。

一番左欄は、試験水圧 2.55 MPa 下で、各測点で、計測された鉄管の実測応力であり、それより右の欄には、鉄管からコンクリートまたは、コンクリートからその周囲の地山への、接線方向力の移行割合 ϵ をパラメーターとして、式(11)に従って計算した値である。

表-3 ϵ をパラメーターとした水室試験による鉄管応力の実測値と計算値の比較表 (グラウト前)

測点	実測値 (MPa)	ϵ (計算値) (MPa)					
		0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1	160.0	144.0	151.0	162.0	172.0	179.0	127.0
2	104.0	132.0	128.0	120.0	119.0	115.0	111.0
3	87.0	133.0	130.0	126.0	123.0	121.0	118.0
4	158.0	133.0	131.0	127.0	124.0	122.0	120.0
5	136.0	130.0	125.0	117.0	110.0	104.0	99.0
6	125.0	134.0	133.0	132.0	131.0	130.0	129.0
7	147.0	137.0	139.0	142.0	144.0	136.0	148.0
8	145.0	138.0	140.0	144.0	147.0	149.0	151.0
全測点							
平均応力比 σ	0.991	0.973	0.970	0.972	0.971	0.970	
応力変動比 S	0.111	0.112	0.109	0.126	0.143	0.161	

内水圧: 2.55 MPa

(平均値計算には測点 3 が異常であったので除いた)

下欄の全測点平均応力比とは、平均実測応力に対する平均計算応力との比である。この計算では、平均地山弾性係数として、水室試験での値 $3,140 \text{ MPa}$ を用い、掘削坑周囲の弾性係数の変動を表す δ_1/δ_0 の値は、実測値 0.273 を採用した。

また、応力変動比 S は、各計測点での計算値と実測値との差を示す値であって、 σ_{mi} 、 σ_{ci} をそれぞれ計測点 i での計算応力、実測応力とし計測点の数を n とすると

$$S = \frac{\sqrt{\frac{\sum (\sigma_{mi} - \sigma_{ci})^2}{n}}}{\frac{\sum \sigma_{mi}}{n}}$$

である。

この結果から、平均応力の計算値と実測値とは、 ϵ によって大きく変化を受けないが、各点の精度を示す S は、 ϵ が 0.4 程度が最適であると見られるので、弾性係数としては水室試験の値を採用し、接線方向力の移行割合を 0.4 程度取れば良いことが分かった。

c) グラウト注入後の鉄管応力

鉄管を取り巻く地山中に高圧のグラウト注入を行った後、水圧試験を行って、鉄管の応力を計測すると同時に、グラウト注入によってどの程度の地山の弾性係数が改良されるかについて検討した。

表-4 ε をパラメーターとした水室試験による鉄管応力の
実測値と計算値の比較表 (グラウト後)

測点	実測値 (MPa)	ε (計算値) (MPa)					
		0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1	56.2	82.6	90.3	101.4	109.2	114.9	119.3
2	62.9	68.6	65.2	60.0	56.2	53.4	51.1
3	52.9	69.8	67.3	63.6	61.0	58.9	57.3
4	101.6	70.2	67.8	64.6	62.2	60.4	59.1
5	87.7	66.6	61.4	53.6	47.8	43.3	39.7
6	48.1	71.8	71.0	69.6	68.6	67.9	67.4
7	83.0	75.3	77.2	80.0	81.9	83.3	84.5
8	80.3	76.0	78.5	82.1	84.7	81.6	88.0
全測点 平均応力比 σ		1.009	1.006	0.999	0.993	0.988	0.984

内水圧 : 2.55 MPa

平均弾性係数 $3,630 \times 2.5 = 9,110$ MPa

表-4 は表-3 と同じく試験水圧 2.55 MPa 下での実測値と計算値とを示してあるが、この値は、地山の弾性係数を、グラウト注入前の 3,630 MPa の約 2.5 倍に当たる 9,110 MPa を採用した。これは、いろいろと弾性係数を変えて計算した結果、平均応力が最も実測値に近似している場合の弾性係数値に当たる。

このように考えると、グラウト注入によって、この地山の弾性係数は2~3 倍に改良されると考えてよかろう。

また、接線方向力の移行割合 ε は0.2~0.4 程度が妥当と考えられる。

グラウト注入による、地山の弾性係数の改善度については、3. (1)で検討した本地点の地質条件(地山の被り200m, c を0.98 MPa 程度、内部摩擦角を45 程度)と、式(26)により計算を行うと、計算上の改善度は1.6~2.6 となって、仮設と実際の値とはよく適合する。

(2) O発電所での実測結果に関する検証¹⁰⁾

この地点では

- ① ジャッキ試験による地山の弾性係数の計測
- ② 計測後その中へ鉄管を挿入して鉄管応力を計測

の2段階の実測が行われた。

a) ジャッキ試験の結果

当地点の地山の平均弾性係数は、ジャッキ試験により得られた値を、式(8)によって計算した結果、3,140 MPa 程度であると判断された。

また、掘削坑周囲の地山の弾性係数の変動を示す δ_1 / δ_0

表-5 平均弾性係数と ε をパラメーターとし全断面平均弾性係数の計算値と実測値の比 σ とその偏差値 S の比較表

平均弾性係数 (計算に使用)	倍率	$\varepsilon = 0.2$		$\varepsilon = 0.4$	
		σ	S	σ	S
1,880	0.60	1.145	0.158	1.146	0.160
2,200	0.70	1.087	0.106	1.086	0.106
2,350	0.75	1.060	0.086	1.063	0.084
2,510	0.80	1.035	0.070	1.034	0.071
2,820	0.90	0.984	0.058	0.988	0.064
3,140	1.00	0.942	0.083	0.946	0.082
3,450	1.10	0.908	0.109	0.907	0.112
3,920	1.25	0.856	0.155	0.856	0.157
4,700	1.50	0.784	0.223	0.783	0.225

平均弾性係数はジャッキ試験による平均地山弾性係数に倍率を乗じたものである。

ジャッキ試験による平均地山弾性係数 : 3,140 MPa

の値は0.221 程度であった。

b) 水室式水圧鉄管試験結果

表-5 は、平均弾性係数を種々変えて、かつ接線方向力の移行割合 ε を0.2 と0.4 の場合について、式(12)を用いて計算された平均応力と実測応力の平均値との比 σ 並びに、実測応力と計算応力の各点における誤差の程度を示す S を示している。 σ が1に近く、かつ、 S が0に近い値の弾性係数が水室試験としての弾性係数であり、この値が、鉄管の設計に採用されるべき弾性係数である。

この表ではその値は、ジャッキ試験から得られた弾性係数 3,140 MPa の0.3~1.0 倍(0.9 倍2,810 MPa の時が最も適合性が良い)であることを示している。

この地点の岩質は、ひん岩で、かつ非常に堅硬であって、節理も少なく、電力中央研究所の岩質評価規準では、C h ~ B クラスであった。

試験坑掘削地点では、ロックテストは行わなかったが、この付近で、同じ岩質の所に建設される、地下発電所の設計のために行われた、ロックテストの結果では、この地山は、内部摩擦角が60~65 度、粘着力が1.47~4.41 MPa 程度あることが判った。

また、この地点の地山の被りは250~300 m であったので、岩の単位体積重量を 26.0 kNm^3 として、地山の初期応力は6.86~19.6 MPa 程度と推定した。

地山の、粘着力を平均値の2.94 MPa とし、地山の初期応力も平均の値13.2 MPa 程度とすると c/p は0.2 程度となる。

この値を採用し、式(26)を用いて、水室試験による地山弾性係数/ジャッキ試験による弾性係数比 E_H / E_J を

表-6 ○発電所の水室試験で各測点に於ける鉄管応力の実測値と計算値の比較表 (ϵ をパラメーターとした)

測点	実測値 (MPa)	ϵ	
		0.2	0.4
1	245.0	258.0	256.0
2	270.0	257.0	254.0
3	270.0	265.0	269.0
4	245.0	252.0	262.0
5	280.0	260.0	260.0
6	289.0	259.0	257.0
7	265.0	267.0	272.0
8	245.0	258.0	255.0
全測点平均応力比 σ		0.984	0.988
応力変動比 S		0.057	0.063

内水圧 : 5.88 MPa

(平均値計算には測点3が異常であったので除いた)

計算すると、内部摩擦角 60 度に対して 0.970、同じく 65 度に対して 0.901 となる。実測の結果では、この値が 0.8~1.0 であったから、この場合は、よく式(26)が適合することが判る。

表-6 は、内水圧 5.88 MPa の時における、各測点の実測応力と、平均地山弾性係数として、ジャッキ試験の値の 0.9 倍に当たる、 $E = 0.9 \times 3.140 = 2,820$ MPa を採用し、式(12)を用いて計算された結果を示しているが、応力に関してかなり満足すべき結果が得られた。

4. 結 論

従来、内張水圧鉄管の設計としては、内張水圧鉄管を取り巻く地山は、均質等方として取り扱い、また設計に採用すべき地山の弾性係数は、極く一部の所を除き、坑内ジャッキ試験、或いは、何ら実測を行わずに経験的に決定されてきたようである。

しかし、実際には地山は、極めて異方性が顕著である場合も多く、また、内張水圧鉄管の荷重とは、相似性のないジャッキ試験の結果から、最も設計に重要な弾性係数を決定しても良いのか、という疑問が残されていた。

本論文では、異方性を持つ地山の内張水圧鉄管に関する下記諸点を明らかにした。

- 内張水圧鉄管の設計において、膜応力状態の内張水圧鉄管の応力に、周囲の地山の異方性が及ぼす影響
- トンネル周囲の地山にグラウト注入を行った時の地山の改良度は、地山の粘着力と内部摩擦角及び地山

の被りによって決まる。

- ジャッキ試験によって得られた弾性係数と水室式水圧試験によって得られた弾性係数の相違に関しても、地山の粘着力と内部摩擦角及び地山の被りによって決まる。

筆者は本論文でこのように今まで、未解明であった諸問題を明らかにしたつもりである。

また、内張水圧鉄管の設計は、単に、上述した内圧に対する配慮のみならず、放水時における、地山の地下水による鉄管の圧潰についても配慮されなければならないが、本論文では、この問題を割愛した^{6),12)}。

謝辞：最近は、コンピューターの驚異的発達により亀裂を考慮した、地山の安定性の問題等かなり研究が進んで来ているが、本論文では古典的手法を駆使し実際の鉄管の設計は如何にあるべきか、そして現地の実状にあわせた設計条件を如何に設定するかについて、設計的立場にたつて検討を加えた。

筆者は、1949 年に学校を卒業後、爾来、半世紀に亘り、水力発電の調査、計画、設計そして建設に携わってきた。

現在、残念ながら水力発電の華やかであった時代は、既に過去のものとなった。

しかし、水力発電を通じて得られた工学の神髄は、今もなほ随所に生きている。

これからは、大容量揚水発電の時代である。そのような意味で、本論文に取り上げた事柄ないしその手法は、いろいろな所で利用出来るものと信じている。

なお、終りにのぞみ、本研究を遂行するに当たって、早稲田大学名誉教授 森博士及び同大学教授 濱田博士並びに(株)ニュージェック顧問の神月博士の指導に対し謝辞を述べる次第である。

参考文献

- Frey-Baer, O. : Die Berechnung der Betonauskleidung von Druckstollen, *Schweizerische Bauzeitung*, pp.177~179, Nr.14, pp.194~197, Nr.15, 1944.
- Girkmann, K. : Flächentragwerke, *Springer-Verlag*, Wien, pp.397~403, 1956.
- Hermie, R.L.' : Résistance des matériaux, *Dunod*, Paris, pp.394~396, 1954.
- Kastner, H. : Statik des Tunnel-und Stollenbaues, *Springer-Verlag*, Berlin, pp.74~77, 1962.
- Talobre, J. : La mécanique des roches, *Dunod*, Paris, pp.228~247, 1957.
- Amustutz, E. : Das Einbeulen von Schaft und Stollenpanzerungen, *Schweizerische Bauzeitung*, pp.102~105, vol.68 Nr.9, 1950. , pp.229~231, Apri,

1953.

- 7) 倉西正嗣：弾性学，日本機械学会，pp.492-496, 1949.
- 8) 赤井浩一：土質力学，朝倉土木工学講座，pp.218-210, 1987年3月.
- 9) 新日本技術コンサルタント：木曾発電所水圧式弾性係数測定試験報告書，pp.129-136,160,205, 1965年5月.
- 10) 新日本技術コンサルタント：グラウチング非施工埋設鉄管の内圧分担に関する研究，(その1～その5pp.131-314, その5別冊 pp.284-315)，1988年8月.
- 11) 丸山二郎, 神月隆一：耐圧トンネル工事，発電水力黒四特集号，pp.204-210, 1964年5月.
- 12) 関西電力株式会社：黒部川第四発電所工事誌，内張鉄管の設計計算，土木学会，pp.218-222, 1966年4月.
- 13) 丸山二郎：グラウト注入による圧力トンネル巻き立てのプレストレスングについての研究，土木学会論文集，No.119, pp.29-40, 1965年7月.
- 14) 神月隆一：岩盤の中に埋設された鉄管が内圧を受けた場合の理論的・実験的研究，土木学会論集，No.141, pp.10-22, 1967年5月.

(1997.7.18 受付)

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDIES ON DESIGN OF STEEL LINING EMBEDDED IN THE NONHOMOGENEOUS ROCK

Naoaki YAMADA

The homogeneous bed rock is generally assumed in the design of penstock of the underground hydroelectric power station. The distribution of real values of local elasticity of the rock around the steel lining penstock is not uniform. The local value of the elasticity of the rock can be measured by the jack test, the test of water pressure chamber, and so on. The effects of the nonhomogeneous of the rock and grouting by cement milk are treated in is paper.