

双設圧力トンネルの応力状態について

名古屋大学

川 本 跳 万

1. 緒 言

圧力トンネル周辺の岩盤の安定性は、岩盤の強度、変形性、亀裂などの力学的特性と関連して、地山のかぶり、地表の傾斜および滲透水などの影響を受ける。2本の圧力トンネルを平行して設ける場合には、上記の影響のほかに、2本のトンネルの接近による影響がさらに加わる。双設トンネルの中心間隔をどの程度にとるかは、発破や掘削等施行上の観点からも検討されねばならない問題であるが、一般に中心間隔が小さくなればトンネル周辺の応力集中度が高まり、応力的には不利となつてくることが考えられる。したがって双設圧力トンネルの内圧による応力状態を明らかにすることが必要になつてくる。

一般に岩盤の力学的特性は、地山の地質学的分離面の存在によつて複雑多岐であり、トンネルの応力や変形もそれらの影響を受けるが、ここでは主として双設圧力トンネルの中心距離と応力集中度との関係を明らかにするため、等方等質の弾性岩盤を仮定して二次元弾性問題として取り扱っている。この場合に対しては、理論的には双極座標を用いて解くことができるが、級数解の収斂が悪くて、応力の数値解析ははなはだ困難である。それで、ここでは光弾性実験により応力解析を行つた。

なお地圧の作用に対する双設トンネル周辺の応力集中係数を示し、その値と内圧に対する実験値とを用いて、ある簡単な仮定のもとで、トンネル周辺に引張り亀裂を生ずる内圧について検討した。

トンネルが鋼製覆工されている場合には、ここで述べている内圧は、鋼製覆工から岩盤に伝達される圧力を意味している。

2. 内圧による応力状態の光弾性解析

2.1 実験装置および実験方法 厚み5.8 mm、大きさ $25^{cm} \times 25^{cm}$ のエポキシ樹脂板(125℃において光弾性常数 $K=0.268 \text{ Kg/cm}$)の中央部に、直径 $d=25^{mm}$ の円孔を種々の中心間隔($l/d=1.06 \sim 40, \infty$)であけたモデルが用いられた。室温での実験で十分な読みとり精度をあげるために必要な繰り数をうるには、内圧として 80 Kg/cm^2 程度の高圧を必要とするため、空気恒温槽中で125℃で実験を行つた。125℃ではエポキシ樹脂の光弾性感度は常温のその約40倍になり、 $2 \sim 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ の内圧で充分に実験ができるので、つぎのような加圧法がとられた。加圧部は幅5.8 mm、深さ5 mmの大きさの溝をもつた固定部と、それにはまる内径3 mm、外径4.5 mmのゴムチューブ、および、圧搾空気を導く銅管よりなつている。固定部の直径はモデルの円孔の直径と等しく25 mm ϕ である。圧搾空気はコンプレッサーで2ヶの貯圧タンクを通して、ゴムホースで恒温槽内に導かれる。このような加圧法では、加えられた内圧の一部がゴムチューブによつて受持たれるが、その影響は温度および時間によつて変化するので、あらかじめ理論的に応力計算のできる単一円孔について実験を行い、内圧の安定する時間を求め、またそのときの有効内圧を定めた。ゴムチューブを介して加えられた内圧は $p=251 \text{ Kg/cm}^2$ で、それに対してえられた単一円孔の等色線縞より、円孔周縁から半径に沿つた内部の各点における主応力差($\sigma_r - \sigma_\theta$)を求めると、図-1の実線のようになる。

一方理論計算による主応力差は、

$$(\sigma_r - \sigma_\theta)/p = 2(a/r)^2$$

で求められるから、図-1の破線のようになる。実験値 $(\sigma_r - \sigma_\theta)_E$ を理論値 $(\sigma_r - \sigma_\theta)_T$ と比較するのに、円孔周縁での値を用いると、

$$(\sigma_r - \sigma_\theta)_E / (\sigma_r - \sigma_\theta)_T = 1.75 / 2.00 = 0.875$$

すなわち、有効内圧は $P_0 = 0.875P$ となる。したがって、ゴムチューブの受持つ内圧は $P' = 0.125P$ である。有効内圧に対して実験値を図示し直すと、◎印のようになり、内部においても理論値とよく合うことがわかる。

2.2 応力解析結果とその考察 実験でえられた等色線縞模様様の1例を示すと図-2のようである。それぞれの場合の円孔周縁における切線応力 σ_θ の分布を示すと図-3のようである。この図によると2円孔の接近により、内側の壁における切線応力はかなり増大するが、外側壁ではほとんど変化せず、上下壁では逆に応力を減少することがわかる。

つぎにモデル内部の3つの断面における応力分布を求め1例として図-2に対するものを示すと、図-4のようである。このように解析された応力値について検討するため、円孔周縁の点A, B, Dおよび内部の点Cの応力集中度に着目し、それらの大きさと2円孔の接近量 l/d との関係を調べれば、図-5のようになる。トンネル周縁における応力集中度は $l/d < 3$ において急激に変化する。A点およびB点では増加し、D点では逆に減少するが、B点における変化はいちじるしい。言いかえれば、トンネルの中心間隔が直径の3倍以上になれば、2つのトンネルの接近による影響はほとんどなく、単一トンネルとして取り扱ってよいと思われる。

2つのトンネルの中央部の岩盤内部の点Cにおける鉛直応力は、 $l/d < 5$ で応力集中度を増大するようであり、この点の応力状態から考えれば、トンネル接近量はトンネル直径の5倍までにとどめねば、その影響をうける。

3. 地圧による応力状態

2円孔を有する無限板が2円孔の中心を結ぶ方向およびそれに直角な方向に外荷重をうけるときの応力状態はChih - Bing Lingにより解かれている。これより種々の側圧係数 λ_0 に対する円孔周縁の2, 3点における応力集

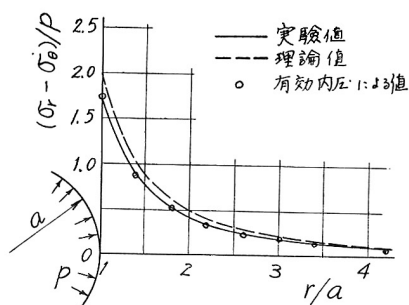


図-1 有効内圧の算定

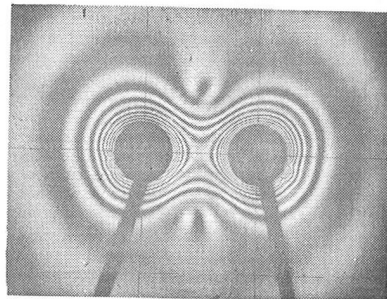


図-2 等色線縞 ($l/d = 2.0$)

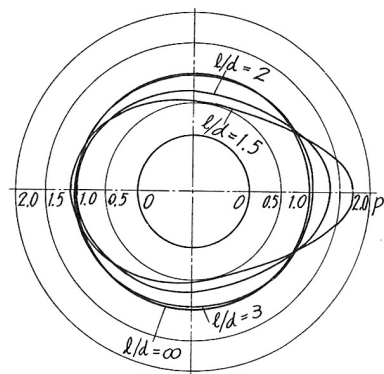


図-3 円孔周辺の切線応力 σ_θ の分布

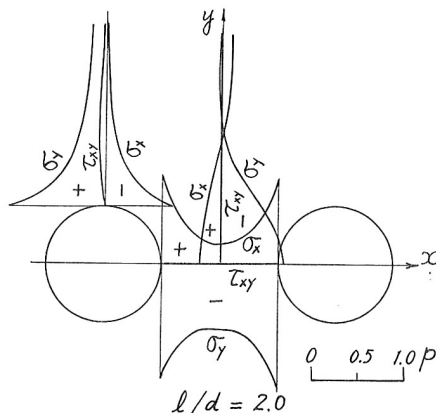


図-4 内部応力分布の一例 ($l/d = 2.0$)

中係数と円孔中心間隔との関係を求め、図示すると、
図-6 のようである。

一般に地山の一次応力状態は鉛直方向に P_v 、水平方向に P_h と考えられ、地表面からの深さ h に比例した大きさのものと考えられている。すなわち

$$P_v = \gamma h, \quad P_h = \lambda_0 P_v = \gamma h / (m-1)$$

ここに γ は岩石の単位体積重量、 λ_0 は側圧係数で岩盤の地質学的な履歴に左右される要素であるが、地山を弾性的に考えれば、 $\lambda_0 = 1/(m-1)$ のように地山のポアソン数と関係づけられている。

4. トンネル周縁に引張亀裂を生ずる内圧の計算

トンネル周辺の岩盤の破壊する状態は、きわめて複雑であり、簡単には破壊条件を示すことができない。

平松教授らの単一トンネルの周辺における破壊に対する実験結果では、弾性理論により求められた応力にある修正を加えた値が引張（圧縮）強度に達すると、そこに引張（圧縮）破壊が起こる。そしてこの修正としては、引張破壊に対しては最大引張応力に 0.5 を乗じ、圧縮破壊に対しては最大圧縮応力に 0.95 を乗じることであることが確められている。

双設トンネルにおける引張亀裂の発生条件は、単一トンネルの場合のように簡単には求められない。それは、双設トンネルの場合には、内圧によるトンネル内壁の最大引張応力や一次地圧による最小圧縮応力、およびそれらの生ずる位置などが、トンネル中心間隔、側圧係数、トンネルの被り、岩盤の引張強度などによつてのそれぞれ変化するからである。

しかしさきに示したような一次地圧に対する Ling の解より求めた結果と内圧に対する光弾性実験結果とを用いることにより、両者による最大引張応力が岩盤の引張強度に達したときに亀裂が発生すると仮定して、そのときの内圧 P_i およびその位置を求めることができる。

いま岩盤内の間隙水圧がせん断応力に影響を及ぼさないものと考え、この間隙水圧の効果は土質力学で慣用されている有効応力の概念を用いることによつて考えられる。したがって間隙水圧 P_0 の作用する岩盤を対象とする場合には、地圧および内圧によつて生ずる応力として有効応力 $\sigma_{eff} = \sigma - P_0$ を用いばよい。この式で σ は全応力であり、間隙水圧 P_0 は正の量である。

一次地圧 (P_v, P_h) によつてトンネル内壁のある位置 (水平軸と θ の角をなす) に生ずる切線応力を σ_θ^E 、内圧によるものを σ_θ^I とすれば、引張亀裂が発生する条件は、

$$\sigma_\theta^E + \sigma_\theta^I = K - P_0 \quad (K < 0, P_0 < 0)$$

ここで K は岩盤の引張強度であり、圧縮を正にとっている。一次地圧状態が一軸的なものになつてくると、 σ_θ^E が引張応力となる領域がでてくるが、 $\lambda_0 > 1/3$ の場合には、トンネル周縁ではすべ

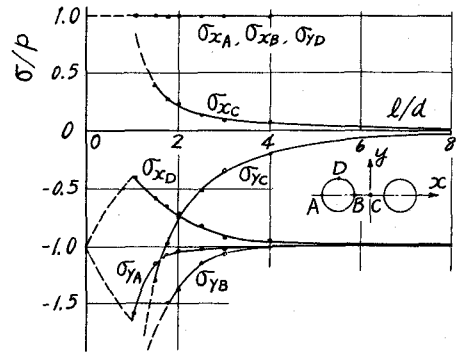


図-5 内圧による双設トンネル周辺の各点における応力値と l/d の関係

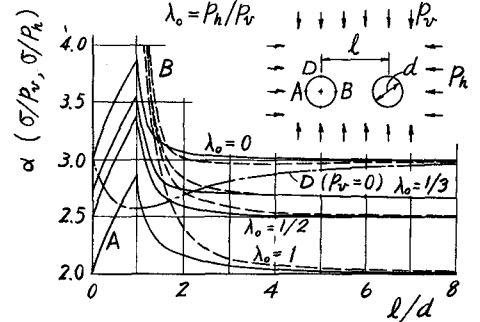


図-6 地山の一次応力状態による双設トンネル周辺の各点の応力値と l/d の関係

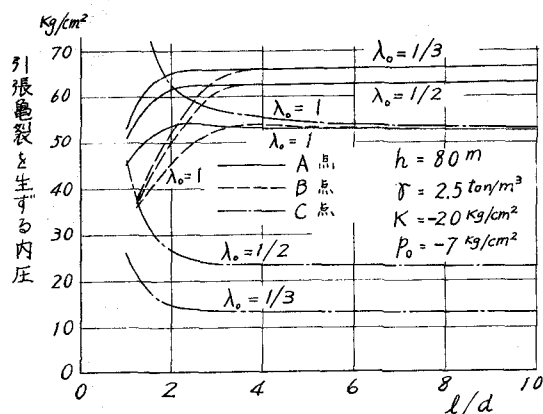


図-7 引張亀裂を生ずる内圧と l/d の関係

一例として、地山の被り $h = 80 \text{ m}$ の位置に中心距離 $l/d = 1.0 \sim 4.0$ の双設トンネルと単一トンネルを設ける場合を考える。岩盤の引張強度 $\kappa = -20 \text{ kg/cm}^2$ 、単位体積重量 $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$ 、間隙水圧 $p_0 = -7 \text{ kg/cm}^2$ 、側圧係数 $\lambda_0 = 1/3, 1/2, 1.0$ として計算すると、点 A、B および D において、それぞれ引張亀裂を生ずるときの内圧 P_i は図-7 のようになる。

図より明らかなように、側圧係数 λ_0 の値によつて、トンネル壁に引張亀裂を生ずるときの内圧の値は大きく変化する。 $\lambda_0 = 1/2$ および $1/3$ では点 D において最初に引張亀裂を生じ、それも l/d が大きく、単一トンネルに近くなるほど、低い内圧で亀裂を生ずることになる。 $\lambda_0 = 1$ に近くなると点 D よりむしろ点 B (内側壁) において最初に亀裂を生じ、トンネルが接近すれば亀裂を生ずるに必要な内圧は急激に減少する。

さらに $\lambda_0 = 0$ 、すなわち一軸的に鉛直地圧 P_v のみが作用するときには、点 D において $\sigma_\theta^B = -P_v = -20 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力を生ずることになるから、すでに亀裂発生時の引張応力 $\kappa + p_0 = -13 \text{ kg/cm}^2$ を越えている。このようなときにはトンネル周辺には、内圧をうけなくても亀裂が発達することになる。

以上の結果からわかるように、双設圧力トンネルの中心間隔 l/d に対する引張亀裂発生時の内圧の変化は、トンネル壁における内圧による応力集中の変化と同様に、 $l/d > 3$ のところでは小さく、単一トンネルの場合とほとんど変わらない。したがって、トンネル周辺の応力状態から見れば中心距離がトンネル直径の 3 倍以下のときに、はじめてトンネル接近の影響を考慮すればよいことがわかる。

一度トンネル壁上で亀裂を生じると、それは最小主応力 (最大引張応力) に垂直な面内で進んで行く。そしてその亀裂を伝播させるに必要な内圧は、水の摩擦損失を無視すれば、最小主応力に等しいと考えられる。実際には、亀裂の先端での応力集中はかなり高いから、内圧がこの最小主応力とのバランスよりわずかでも増すと、急速に亀裂は進展するだろう。

双設トンネルの安定性は一次地圧、内圧および岩盤の強度に関係するから、ここで示した計算例だけでは充分ではないが、応力状態に関しては、トンネルの中心間隔が直径の 3 倍以上になると、トンネルの接近による影響はきわめて小さいことがわかる。終りに、本研究は中部電力 K K 、内藤正一、比企野昭一、今井福三郎の各氏と協同で行われたことを記しておく。

て圧縮応力となる。 $(\sigma_\theta^B + \sigma_\theta^I)$ がどのような位置で最大引張応力になるかは、その応力分布が θ の関数として与えられないので簡単には求められない。それでトンネル内壁の点 A、B および D において引張亀裂を生ずる内圧についてのみ検討することにする。なお一次地圧 (P_v, P_h) による点 D の応力は図-6 に求められていないが、 $(\sigma_\theta^B)_D$ のうち P_v によるものはほとんど単一円孔の場合と変わりなく、 P_h によるものは図より求められるから、図の応力集中係数 α を用いて近似的に $(\sigma_\theta^B)_D = \alpha P_h - P_v$ と考えてよい。

1. Introduction

Recently, the construction problems of two parallel pressure tunnels have been discussed. And distance between the two holes came into question. The stability of rock around a pressure tunnel is influenced by overburden load, slope of ground surface and ground water as well as geomechanical characteristics such as strength, deformability and fissuration of the rock masses. For the two parallel pressure tunnels, the interactions by approaching of two tunnels should also be considered. The stress concentrations around the tunnels become high when the distance between two tunnels is shorter and its stability is reduced. It is therefore necessary to find the states of stress around the two tunnels subjected to internal pressure.

Since the ground generally includes many geological discontinuities, the mechanical characteristics of the rock masses and consequently its mechanical treatments are very complicated. In this report, this case is treated as two dimensional problem of elasticity under the assumption of isotropic and homogeneous elastic ground in order to find the relationships between the interval of the two tunnels and the stress concentrations. The mathematical analysis in such case has not been performed for the reason of its difficulty, so the stress analysis is tried by the photoelastic method herein.

2. Photoelastic Analysis of Stress States under Internal Pressure

The models are made up by boring two circular holes of diameter $d=25\text{mm}$ in epoxy resin plates at the intervals of $l/d = 1.06\sim 4.0$ and single hole. When internal pressure is applied in normal temperature, high pressure up to about 80kg/cm^2 is necessary in order to obtain the enough numbers of isochromatic fringe to analyze the stress. Therefore, this experiments is carried out in a constant-temperature oven at 125°C where the photoelastic sensitivity becomes higher and the internal pressure can be used only at about 2.5 kg/cm^2 .

A method of applying a uniformly distributed load to each inner boundary of the two holes of a photoelastic model consists of a rubber tube in a grooved fixture which conforms to the shape of the boundary. Since the rubber tube has some resistance and its effect depends on the temperature and the duration of test, the plate with single hole, for which the stress states can be easily estimated theoretically, is prepared in order to check the effective pressure. The comparison between the experimental and the theoretical stress distribution over a radial cross-section is shown in Fig.1, and it makes clear that both results coincide each other under consideration of the resistance of the rubber tube equivalent to 0.125 times the applied internal pressure in this case.

Figure 3 shows the distributions of tangential stress σ_θ around the circular hole from the photoelastic fringe patterns with the relative intervals of l/d . The stress concentration factors at the top or the bottom D and the both side walls A and B of the tunnels are calculated from the measured results as shown in Fig. 5. The stress concentrations at these points indicate high when l/d is less than about 3.0. Figure 4 shows an example of the stress distributions on the specified planes in the rock. The vertical stress σ_y at point C between the two tunnels increase for $l/d < 5$.

3. Stresses Developed around Two Tunnels Due to Ground Pressure

The solutions for infinite plate with two circular holes due to uni- and bi-axial uniform loads given by Chih-Bing Ling. His solutions may be applied to find the states of stress around the two tunnels subjected to ground pressure. The relationships between the stress concentration factors on the wall of the tunnel and the distances of two tunnel with parameters of coefficients of lateral ground pressure are represented in Fig. 6.

4. Internal Pressure Which Causes Tensile Fracture on Wall of Tunnel

In this report fracture of tunnel may be considered to occur when the maximum induced stress around the wall of the tunnel reaches a critical value (tensile strength), i.e. when the tensile stresses induced by the internal pressure overcome the compressive stresses around the walls of the tunnels induced by the ground pressure. Since tensile stress is denoted as negative, rock tensile strength under fracturing conditions K is also negative. The fracture (crack) will propagate perpendicular to the least compressive stress.

If we denote by σ_θ^E and σ_θ^I the tangential stresses by the ground and the internal pressures respectively at each point with an angle, θ from the horizontal axis, we obtain for initiation of tensile fracture:

$$\sigma_\theta^E + \sigma_\theta^I = K - p_0 \quad (K < 0, p_0 < 0)$$

where p_0 is the joint water pressure and represents a negative quantity. The internal pressures which cause the fracture at points A, B or D on the wall are estimated by applications of σ_θ^E in Fig. 6 and σ_θ^I in Fig. 5 under the assumption of values of K and p_0 . We consider, for example, single tunnel and two parallel tunnels with $l/d = 1.0\sim 4.0$ located at the depth of $h=80\text{m}$ below the surface, and assume that tensile strength under fracture stress condition $K=-20\text{kg/cm}^2$, specific weight of rock $\gamma=2500\text{kg/m}^3$, joint water pressure $p_0=-7\text{kg/cm}^2$ and coefficients of lateral ground pressure $\lambda=1/3, 1/2$ and 1.0 . Then, we can obtain the fracturing internal pressures p_i at points A, B and D, respectively, as shown in Fig. 7. This figure reveals that magnitudes of the fracturing internal pressure depend on λ to much great degree. When $\lambda=1/3\sim 1/2$, a tensile fracture is initiated at point D.

When λ is nearly equal to unity, the tensile fracture is initiated at point B where the internal pressure to cause the fracture decreases more rapidly as the two tunnels close each other.

If $\lambda=0$, namely the ground pressure acts uniaxially in vertical direction, the tensile stress at point D is equal to $\sigma_\theta^E - p = -20\text{kg/cm}^2$ and already beyond fracturing tensile stress, $K - p_0 = -13\text{kg/cm}^2$. In this case the fracture may be developed on the wall of the tunnel without the internal pressure.

The fracturing internal pressures as well as the stress concentrations due to only the internal pressure for two parallel tunnels with $l/d > 3$ are almost identical for single tunnel. Consequently, it is obtained that the effect of approach of two parallel pressure tunnels is extremely small for $l/d > 3$.