

NATMトンネルにおけるカーボメータ、デフォーメータによる 吹付コンクリート断面力測定について

日本鉄道建設公団 正会員 北 川 修 三
 " 正会員 大 貫 富 夫
 (株)応用地質調査事務所 正会員○近 藤 達 敏
 " 正会員 土 屋 浩

1. まえがき

トンネルの掘削を経済的かつ安全に行なうためには、トンネル周辺の地山の塑性化を防ぐばかりでなく、一次支保工の応力・変形挙動を許容される安全の限度内に保つ必要がある。NATMトンネルにおいては、地山の変位挙動の計測に加えて、吹付コンクリートの応力測定を行なって吹付コンクリートの破壊に対する安全性を確認しながら施工を行なう事が重要である。Kovariは、鋼支保工およびコンクリート覆工における断面力および外圧を求める方法として、Integrated Measuring Techniqueを提案し、そのための測定器として、カーボメータ、デフォーメータの開発を行なっている。桜井は、Kovariの方法をNATMトンネルにおける吹付コンクリートの外圧測定に対して拡張利用するための研究を行ない、吹付コンクリートにおいても十分な精度で適用が可能であることを見出している。本文は、実際のNATMトンネルにおける吹付コンクリートの断面力測定におけるKovari、桜井の方法の適用例を示すもので、その測定結果と地質状況、内空変位、地山ひずみなどの状況との関係について述べている。

2. 断面力推定の原理と計測

図-1 aにおいて覆工コンクリートのアーチ内壁面上に等間隔に設けた測点A, B, CにおいてAB間の距離をL, 線分ABとC点のなす距離をF, アーチ内壁の半径をR, 覆工コンクリートの厚さおよび覆工コンクリート中心線から測点までの距離を、各々h, eとする。覆工コンクリートの変形によるF, Lの変化量は図-1 a, bを参照して次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} f &= F - \bar{F} \\ l &= L - \bar{L} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、f, lは収縮側を正としてあつかっている。Kovariによると、

$$\frac{R}{h} > 12 \quad \text{および} \quad \frac{R}{L} > 6 \quad \dots\dots\dots (2)$$

のとき、覆工コンクリートアーチの曲率変化 κ 、ひずみ ϵ は次式で与えられている。

$$\epsilon = \frac{l}{L} + \frac{8e}{L^2} \cdot f, \quad \kappa = \frac{8}{L^2} \cdot f \quad \dots\dots\dots (3)$$

覆工コンクリートアーチ部の弾性係数をEとすると、覆工コンクリートに生ずる曲げモーメントMおよび軸力Nは、次式で求められている。

$$M = \kappa \cdot E \cdot I, \quad N = \epsilon \cdot E \cdot A \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで I : アーチ部の断面2次モーメント

A : アーチ部の断面積

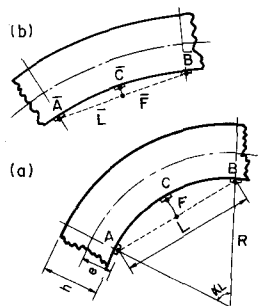


図-1 変形前後のアーチセグメント

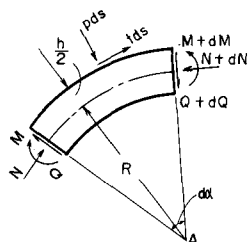


図-2 微小アーチのつりあい

また、K o v a r i は、図-2 に示めすような微少アーチの両端にモーメントと軸力が作用し、アーチ外壁面に半径方向外力 p 、接線方向外力 t が連続分布力として作用したときのつり合い関係から、半径方向外力 p_i および接線方向外力 t_i を次式で求めている。

$$\left. \begin{aligned} p_i &= \frac{N_i}{R} - \frac{1}{L^2} (M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1}) \\ t_i &= \frac{1}{2L} \cdot \{ N_{i+1} - N_{i-1} \\ &\quad + \frac{1}{R} (M_{i+1} - M_{i-1}) \} \\ 2 \leq i \leq (n-1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここで p_i, t_i : i 番目のアーチ部の外力
 M_i, N_i : i 番目のアーチ部のモーメントおよび軸力



写真-1 カーボメータ

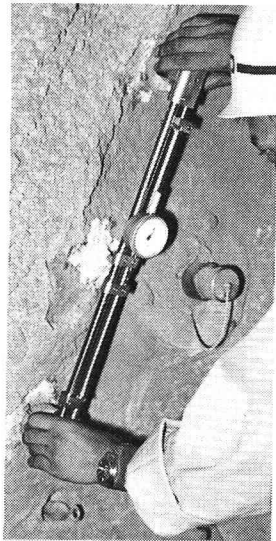


写真-2 デフォーメータ

桜井は実際のトンネルにおける吹付コンクリートのような、アーチ部の外壁および内壁が凹凸に富み、またその厚さが一定でない場合の、断面力推定に対する精度について考察している。ここでは、実際の N A T M トンネルにおける吹付コンクリートの厚さがトンネル半径に比べてかなり小さく、その厚さ変化もまた平均厚に対して $\pm 30\%$ 以下の場合、吹付コンクリートアーチに対しても同様に K o v a r i の方法が適用できるものとみなした。現場計測は、写真-1 に示めすカーボメータにより f を、写真-2 に示めすデフォーメータにより e を測定する。L の基線長は 50 cm で、何れの測定も精度 0.001 mm である。吹付コンクリートの打設時に、測定用のピンを埋設するとともに、各点毎に h および e の大きさを測定しておく。吹付コンクリートの弾性係数は、材令、クリープ、応力緩和等により変化することが考えられるが、ここでは、打設直後より 10 日目までは毎日、 11 日～ 30 日目までは 5 日間隔で吹付コンクリート供試体について変形係数を求め、このデータを用いて、逐次モーメントと軸力を求めることとした。

3. A トンネルにおける測定例

3-1 トンネルの地質と計測配置

A トンネルの地質は、図-3 に示めすとおり主として新第三紀鮮新世の四方木果層の泥岩からなり、土被り高さは平均 360 m である。この泥岩の一軸圧縮強度は $35 \sim 70\text{ Kg f/cm}^2$ で平均 40 Kg f/cm^2 程度である。計測断面の切羽付近の地質状況は図-4 に示めす

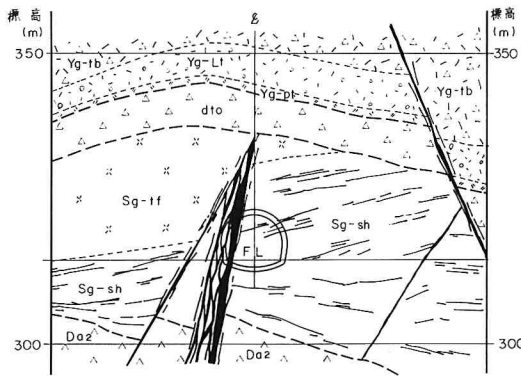


図-3 計測地点の地質断面図

凡 例			
地質時代	地層名	記号	地質名
新第三紀 鮮新世	八木沢層群	Yg-lb	凝灰角礫岩
		Yg-Li	火山礫凝灰岩
		Yg-pt	軽石凝灰岩
第四紀	古期崖線	dto	古期崖線堆積物
	四方木果層	Sg-lf	凝灰岩
新第三紀 鮮新世		Sg-sh	泥岩
	中山安山岩	Daz	溶結凝灰岩

土被り高さ $H = 360\text{ m}$

とおり上半部左肩付近に巾広い断層破砕帯がみられる。泥岩中に厚さ30cm内外の砂岩を挟在し全体にやや風化が進み褐色化していることと、鏡肌を伴う割目が多い。断層部では切羽の自立性が悪く崩れ易い。図-5はトンネルの標準断面図を示すもので、底設導坑先進のNATM工法である。上半部は掘削後直ちに仮インバートとして、H=200および吹付コンクリート $t=20\text{cm}$ を打設し可能な限り早期の閉合を行なっている。図-6は、上半部における内空変位、地中変位、および断面力などの配置を示す。内空変位は、OYO-SINCOテープ

エキステンソメータを、地中変位計は東亜測器製の多点岩盤変位計を、断面力測定にはカーボメータ、デフォーメータを用いて行なった。

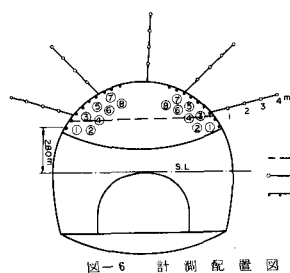


図-6 計測配置図

3-2 断面力の測定結果

上半アーチ左⑥測定点における軸ひずみ ϵ および曲率変化 κ と上半切羽距離の関係を図-7に示めた。上半部の掘削面積 29.98m^2 に対する等価円形断面の等価直径は 6.2m であるので、上半部を等価円形断面とした場合、切羽距離が等価直径の4倍進んだ位置で ϵ 、 κ がほぼ一定となり、その後下半切羽の接近により著しく大きく増加している。図-8、9および10は、上半部吹付コンクリートに生ずる軸応力、曲げモーメントおよび半径方向土圧の分布を示めたものである。上半左肩の測定点⑥付近に大きい土圧が作用して、正の曲げモーメントを生じ、

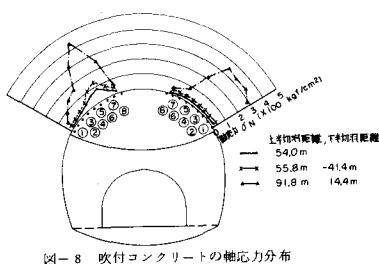


図-8 吹付コンクリートの軸応力分布

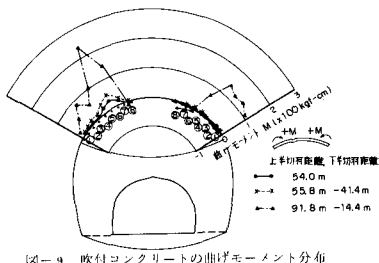


図-9 吹付コンクリートの曲げモーメント分布

より著しく大きく増加している。図-8、9および10は、上半部吹付コンクリートに生ずる軸応力、曲げモーメントおよび半径方向土圧の分布を示めたものである。上半左肩の測定点⑥付近に大きい土圧が作用して、正の曲げモーメントを生じ、

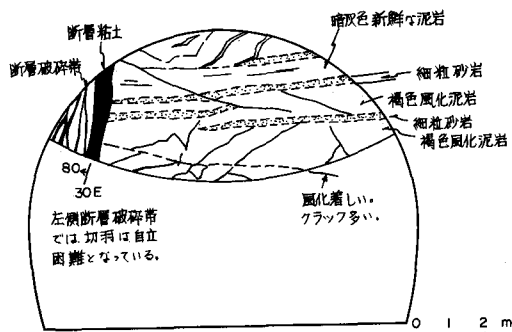


図-4 計測断面における切羽の地質状況

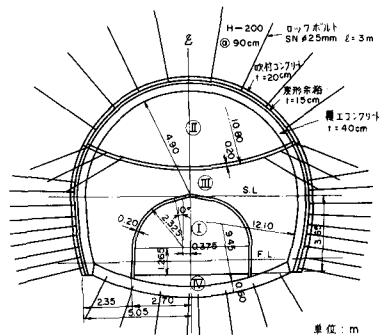


図-5 標準断面図

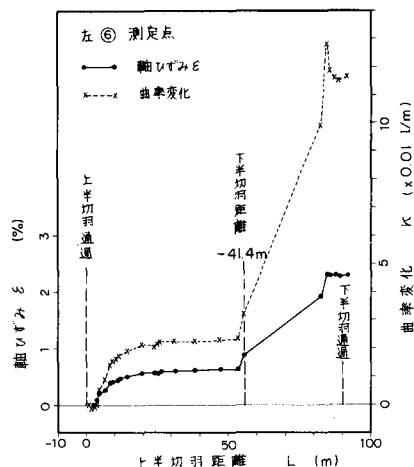


図-7 切羽距離と軸ひずみおよび曲率変化の関係

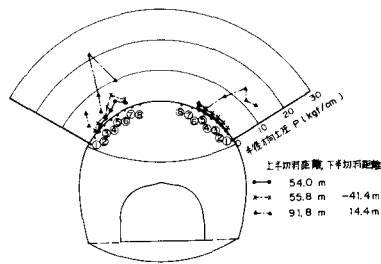


図-10 吹付コンクリートに作用する半径方向土圧の分布

図-11は左測定点⑥における軸応力と半径方向土圧の上半切羽距離に対する変化をみたもので、相互に同様の挙動を示めることが分る。図-12によると曲げモーメントはアーチ左側に正、右側に負となりアーチ左上方より土圧の作用していることが分る。図-13は地中変位データから桜井の方法で求め

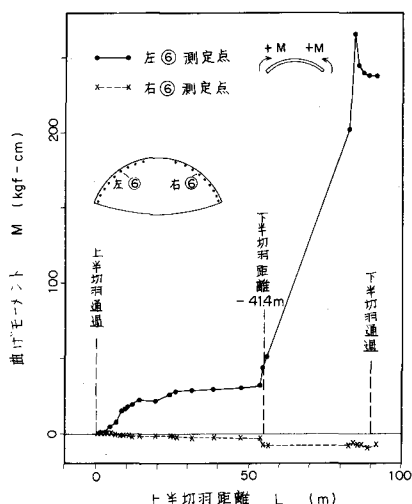


図-12 切羽距離と曲げモーメントの関係

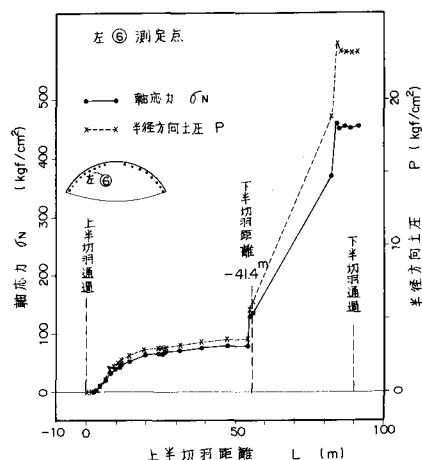


図-11 切羽距離と軸応力および半径方向土圧の関係

た左肩部深度2m点の最大主ひずみと内空変位の関係を示めたもので、トンネル壁面の変位と地山内ひずみの進行がよく相関していることが分る。図-14, 15は、上半部周辺における地山内の最大主ひずみ分布を下半切羽の影響の表われる前後で示めたもので、ひずみの極大値がアーチ左肩から地山内にかけて生じていることが分る。これらを要するに、Aトンネルにおいては断面力測定結果が、地山内ひずみなどの測定結果と統一的に解釈でき、図-4に示めされる地質とくに断層の発達による土圧の発生状況がよく説明できることといえる。 4. あとがき

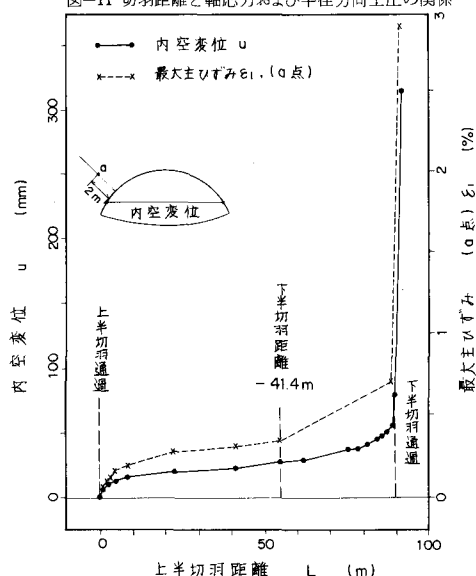


図-13 切羽距離と内空変位および地山内の最大主ひずみの関係

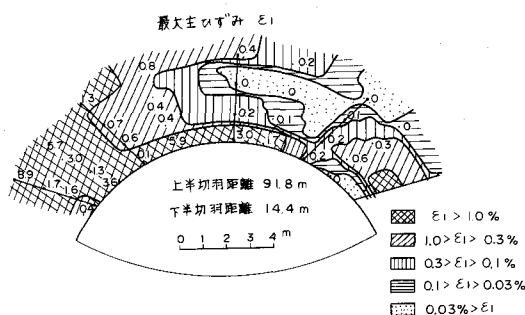


図-15 下半切羽到達後における地山内の最大主ひずみ分布

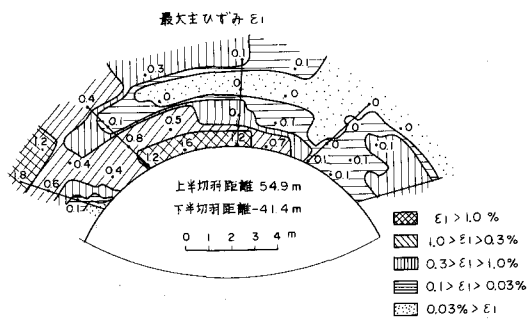


図-14 下半切羽到達前における地山内の最大主ひずみ分布

吹付コンクリートの材令による力学特性の変化、クリープ、応力緩和ならびに吹付厚の変化などに対する測定値の較正等の点については、今後の研究に待つところが大きい、実用的な断面力測定の妥当性が得られたと思われる。(参考分献) 1) K. Kovari, Ch. Amstad, P. Fritz: Integrated Measuring Technique for Rock Pressure Determination, Int. Sym. Field Meas. Rock Mech. Zurich April 1977 2) 桜井春輔, 進士正人: 吹付コンクリート覆工に作用する土圧の推定法, 第14回岩盤力学シンポジウム, 土木学会1982年2月

On the Rock Pressure Measurements of the Shotcrete
by Curvometer and Deformeter at NATM tunnel

Japanese Railway Construction Public Corporation
Shuzo Kitagawa, Tomio Ohnuki

OYO Corporation

○ Tatsutoshi Kondoh, Hiroshi Tsuchiya

Abstract

In order to construct tunnels economically and in stable condition, it is necessary to make stress and displacement of temporary supports keep under the allowable level of stabilities. For the construction of tunnels by NATM, the stress distributions besides deformation behaviors of the shotcretes with respect to the verification of stabilities of the primary supports will be of great importance.

Kovari proposed "Integrated Measuring Technique" as an efficient method for the stress determination of steel supports and concrete linings, and also developed "Curvometer and Deformeter" as convenient instruments for the stress evaluation. Based on Kovari's method, Sakurai proposed recently a technique for evaluating rock pressure working on the shotcrete in high precision.

This article describes an actual results of stress measurements of shotcrete carried out at A-tunnel using Curvometer and Deformeter, and that the features of stress distribution obtained from the real data have a good correspondence with the characteristics of rock conditions and of the strain distribution of the surrounding rocks after excavation. The measurements were carried out in the upper half section excavated through the weak mudstone of Tertiary age, which has the depth of 360m from the surface and the uniaxial compressive strength of around 40 kgf/cm². The tangential stress, the bending moment and the radial rock pressure of shotcrete arch grew remarkably bigger, up to 430 kgf/cm², 2.4 kgf/cm² and 22 kgf/cm² respectively, at the left side of tunnel than at the right side with the progress of the tunnel face. The strain distribution, maximum principal strain above all, also arose to maximum values up to 1 to 6 % in the surrounding rocks at the left side of the tunnel. Considering the strongly sheared faults at the left side of the tunnel, it is clear that the features of stress distribution of shotcrete depend significantly on the strain distribution around the tunnel.

According to the results, the proposed method by Kovari and Sakurai to determine rock pressure will have a good validity for the real shotcrete lining too.