

(75) 盤膨れ現象を伴うトンネルのインバートの設計と施工について

鹿島建設(株)正会員 岡林信行

” 浦 鉄夫

” ○安宅之夫

” 田中久人

Design and Construction of the Invert Arch of a Tunnel with Strong Heave of the Tunnel Floor

Nobuyuki Okabayashi, Tetuo Ura, Yukio Ataka
Hisato Tanaka, (Kajima Corporation)

Abstract

This paper presents a discussion on the heaving characteristics of the tunnel floor and its design method of the invert-arch of a tunnel.

Their typical engineering properties after laboratory testings and the results of measurements of the rock mass and the invert-arch behaviors are briefly described in section 3 and 4, respectively.

Design of tunnel structure with strong heave of the tunnel floor is based on the results of analytic investigations carried out with regard to the mechanical characteristics of the rock mass and the behavior of the invert-arch, are discussed also in section 5.

Finally, the decisions regarding countermeasures for the tunnel floor are made, in short, by installing a strong invert-arch (0.6m), the reinforcement and the thickness of the arch were designed for the expected heaving pressure.

1. はじめに

新第三紀層の頁岩、凝灰岩互層中を、上半断面先進工法で掘削した水路トンネルにおいて、盤膨れ現象が発生した。その後の継続観測の結果、局所的には、平均 1mm/日、総変位量が50cm以上の浮き上がりが確認された。この上半盤の浮き上がりの原因は、各種の調査の結果、新第三紀層の寺泊層下位の七谷層を構成する凝灰岩中に多量に含まれるモンモリロナイト等の吸水膨張によるものと考えられた。盤膨れの主因がモンモリロナイト等の吸水膨潤性粘土鉱物の吸水膨張であるとすれば、その後のトンネルの下半部掘削時および完成後にも盤膨れの発生が予想されるため、この盤膨れの発生機構を検討し、その結果をトンネル下半インバートの設計に反映する必要が生じた。

筆者らは、これらの膨潤性を有するトンネル周辺岩盤の工学的性質をより明らかにするために、室内試験や原位置試験を実施し、その結果を用いての数値解析等によってトンネルインバートコンクリートの設計を検討した。

本報告では、代表的な岩盤の工学的性質および原位置計測試験の結果を紹介し、それらに基づいたインバートコンクリートの設計の考え方について報告するものである。

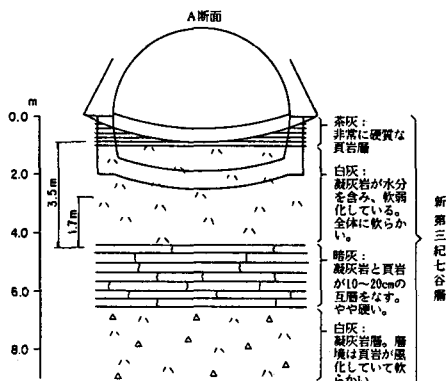


図-1 地質断面図

2. 盤膨れ区間の地質

盤膨れが特に顕著であった地点は、トンネル坑口より1670m付近および1740m付近の2箇所、それぞれの延長は100m程度であり、そこでの地質構成は、図-1に示すように、新第三紀の七谷層の頁岩および凝灰岩互層部で、このうち、凝灰岩層のみが、膨潤していることが観測によって明らかとなった。

また弾性波試験の結果によれば、これら等の地点では、その他の地点に比べて、はるかに岩盤のゆるみが進展しており、最大5m程度のゆるみ深さが推定され、通常部分の1.5～2.0倍のゆるみ深さを示し、かつ、ゆるみ部分のS波速度が、基盤のその約1/2程度以下となっている。

3. 岩石室内試験

盤膨れ地点を中心に数ヶ所から試料を採取し、それぞれ、物理試験および力学試験を実施した(図-2参照)。

試験の結果の一例を示すと、図-3のとおりとなる。X線分析の結果によれば、モンモリロナイト含有量(重量%)は30～75%に達している。

一軸圧縮強度は、盤膨れ発生部のそれは、試料採取が困難なほどに地盤がゆるみ、それらの強度は5kg/cm以下で、その他の箇所では50kg/cmを超えている。吸水膨張試験の結果の一例では、水浸後50日目にピークに達したものの最大膨張率は約4.5%という結果が得られた。

4. 仮インバート工による原位置試験

盤膨れ現象の観測された上半盤部において、仮インバートコンクリートを打設し、コンクリートに作用する応力および既設のアーチコンクリートへの影響を調査することとし、A～Dの4断面の測点を選定した。また、地盤中のロックボルトの軸力分布等も併せて計測し、ロックボルト工の盤膨れ抑制効果についての検討も行った。

この場合の仮インバートコンクリートおよび地盤中の計測器の配置の一例を図-4に示した。

既設アーチコンクリートの内空変位、天端沈下およびインバートコンクリートの隆起量は全体に小さく、4ヶ月間で、せいぜい2～3mm以下で収束している。地中変位については、0.1～0.2mm/日程度の地中変位を示し、深さ-3m付近で12mmの隆起を示した例もある。

ロックボルトの軸力分布は、トンネルインバート付近で圧縮、GL-3.5mより下部で引張りが作用し、軸力は大きく、10tを超えるものがあり、最終的には測定不能となったものもある。

背面土圧は、最大5.7kg/cmを示すものがあったが、全体としては、0.1～0.5kg/cmの範囲にあった。

仮インバートコンクリートの応力測定については、ひずみ計による応力換算、無応力計および有効応力計の3方法の組合せによった。ひずみ計は緑応力を示し、有効応力計はインバートのスパン1/4点の下縁応力(圧縮)を示す。

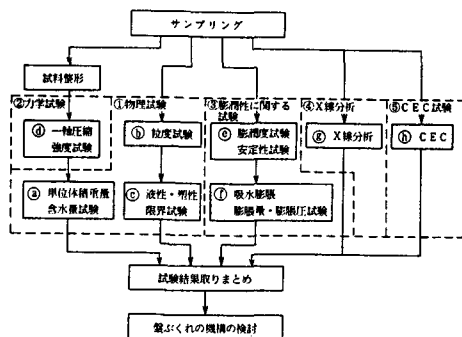


図-2 室内試験

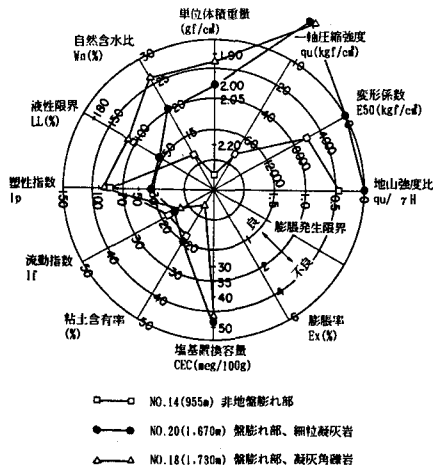


図-3 室内試験の結果例

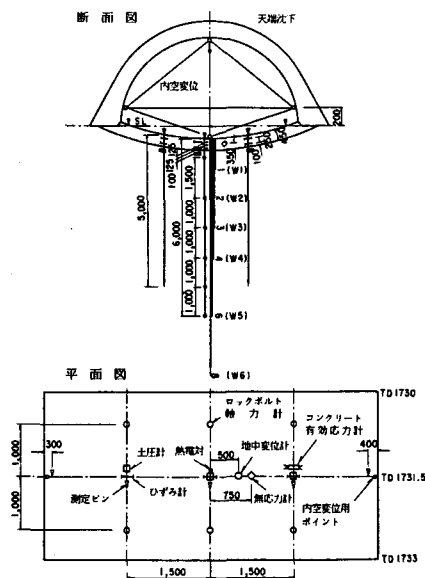


図-4 原位置計測試験配置図

表-1 原位置計測試験の結果

測定位置	A 断面					B 断面					C 断面					D 断面				
計測項目	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
内 空 変 位 (mm)	-0.2	-0.2	0.1	-0.1	0.3	-0.3	-0.1	0.2	0.3	0	-0.1	0.2	0.1	0.3	-0.2	0	0.1	0	0	-0.4
天 端 沈 下 (mm)	0					-1					1					1				
インバート隆起 (mm)	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
	1	0	0	0	1	1	2	1	3	0	1	2	0	1	-1	2	1	1	1	0
ひずみ計 (中央部) (kgf/cm ²)	No. 3		No. 4			No. 3		No. 4			No. 3		No. 4			No. 3		No. 4		
	-65.9		35.8			-71.32		0			-35.0		43.9			-35.8		35.8		
無 応 力 計 (x10 st)	-55					85					29					-2				
土 圧 計 (kgf/cm ²)	D-1	D-2	D-3			D-1	D-2	D-3			D-1	D-2	D-3			D-1	D-2	D-3		
	0.71	-0.57	5.72			-0.34	0.32	-0.03			0.17	-0.08	-0.08			-0.07	-0.03	-0.3		
コンクリート 有効応力計 (kgf/cm ²)	25.82					23.42					14.06					20.24				
地 中 変 位 計 (mm)	W-1	W-2	W-3	W-4	W-5	W-6	W-1	W-2	W-3	W-4	W-5	W-6	W-1	W-2	W-3	W-4	W-5	W-6		
	4.80	7.70	4.65	3.30	1.15	0.65	3.95	5.70	10.70	12.30	2.95	0.70	4.05	5.90	9.00	11.60	6.30	1.05		
ロックボルト 軸 力 計 (ton)	※R-1: 9/4のデータ R-2: 9/29のデータ					R-1														
						1														
						4.60 9.13 10.87 1.26 -4.52														
						1 2 3 4 5														
						R-2														
						1.43 9.20 11.46 7.71 -1.67														
鉄 筋 計 (kgf/cm ²)											T-1					T-2				
											-595					694				
																-680				
																932				

ひずみ計によれば、A、B断面では、 $\sigma_c > \sigma_t$ であり、曲げモーメントと圧縮軸力が作用しており、断面中央応力は $\sigma_c = 25 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。C、D断面では、 $\sigma_c = \sigma_t$ ($= 30 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$)であり、曲げモーメントが主体である。

コンクリート有効応力計によれば、A～D断面共、11～17 kg/cm^2 の範囲にあり、これは、計器の設置位置が、仮インバートのスパン中央ではないため、最大応力を示しているものではないと考えられる (表-1 参照)。

以上のように、仮インバートコンクリート打設後の挙動は地盤が既に湧水によって飽和状態にあると思われるにもかかわらず、コンクリート応力、鉄筋応力に変化が認められ、地中変位およびロックボルト軸力の増加が計測されているところから、下半掘削後の本設インバートにも、盤膨れによりコンクリート、鉄筋応力を生ずる可能性を示していると言えよう。更にその程度は、地盤がトンネル湧水によって飽和状態に達するまでのプロセスを十分に配慮することによって推定できるものと言えよう。

5. 本設インバートに対する盤膨れ対策工

トンネル下半部の盤膨れ対策を検討するためには、上半部の仮インバートコンクリートの試験・計測結果から、主として、インバートコンクリートによることとし、その応力予測検討を行った。

5-1 インバートコンクリートの応力計算

仮インバートコンクリートによって実測された応力状態と拘束条件および背面土圧等との関係を確認するため、モデル化による応力解析を行い、更には、本設インバートコンクリートとの形状の違いによる応力の変化を確認するため、完成形状モデルについて、応力解析を行った。この場

合、以下の条件を考慮した。

- (1) インバートコンクリートを梁とみなし、フレー計算を行う。
- (2) モデル範囲は、上半アーチは考慮せず、下半部のみとする。

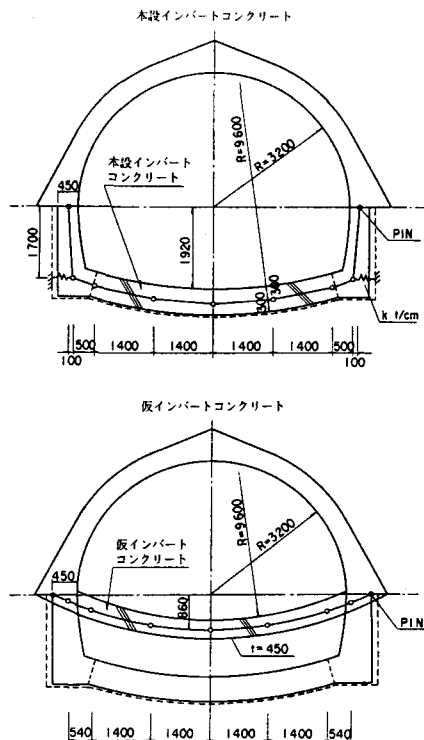


図-5 インバートコンクリートの解析モデル

- (3) インバート端の拘束条件は、側壁背面の岩盤の反力を考え、バネ支点とする。
- (4) 岩盤の反力バネは、岩盤の劣化状態を考慮して $K=50 \sim 500 \text{ t/m}$ とする。

図-5に解析用モデルを、図-6に解析結果を示す。

5-2 鉄筋およびコンクリートの応力予測

未だトンネル湧水によって飽和されていない下半部の地盤について、インバートコンクリート打設後、吸水膨張が始まり、膨張初期からの背面土圧を受けた時の応力度を推定することは、なかなか難しい問題であるが、仮インバートコンクリートの計測結果から以下の条件を仮定して、本設インバートコンクリートの応力を検討する。すなわち、

- (1) 仮インバートコンクリート： $t=45 \text{ cm}$ 、
 $A_s = D19, \text{ ctc}350 \div 11.46 \text{ cm}$
- (2) 隆起量：約 60 cm （試験期間11ヶ月による）
- (3) 膨張層厚：上半掘削時 3.5 m 、下半掘削時 1.7 m
- (4) 吸水膨張率：約 5.0% （試験期間 2.5 ヶ月）
- (5) 吸水膨張とインバート背面土圧の関係：
非線形性
- (6) コンクリート応力の増加量： $\sigma c1 = 40 \text{ kg/cm}^2$
（試験期間 5 ヶ月）
- (7) 鉄筋応力の増加量： $\Delta S1 = 900 \text{ kg/cm}^2$
（試験期間 5 ヶ月）

以上の条件のもとに、図-7に示すような鉄筋とコンクリートの応力予測を行った。

5-3 コンクリートの曲げひび割れの検討

コンクリートの曲げひび割れの検討は、RC標準仕様書に基づき、次式によって求めたひび割れ幅 W が許容ひび割れ幅 W_a 以下であることを確かめる。すなわち、

$$W = K1 \{ 4C + 0.7(Cs - \phi) \} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{cs} \right] \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、

$K1$: 鋼材の付着性状の影響を表わす定数（異形鉄筋の場合 $K1 = 1.0$ ）

C : かぶり（ $= 7 \text{ cm}$ ）

Cs : 鋼材の中心間隔（ $= 12.5 \text{ cm}$ ）

ϕ : 鋼材の径（ $= 19 \text{ mm}$ ）

ϵ'_{cs} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値（ $= 150 \times 10^{-6}$ ）

以上による検討の結果、図-8に示すように、許容ひび割れ幅 $W_a = 0.028 \text{ cm}$ に対し、鉄筋応力増加度 $\sigma_{se} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ となり、これが、すなわち許容応力度となる。

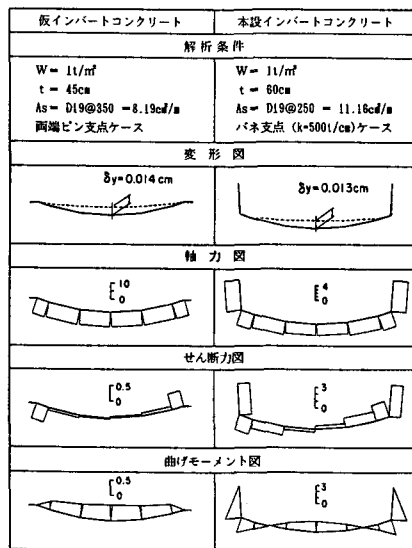


図-6 インバートコンクリートの応力解析結果

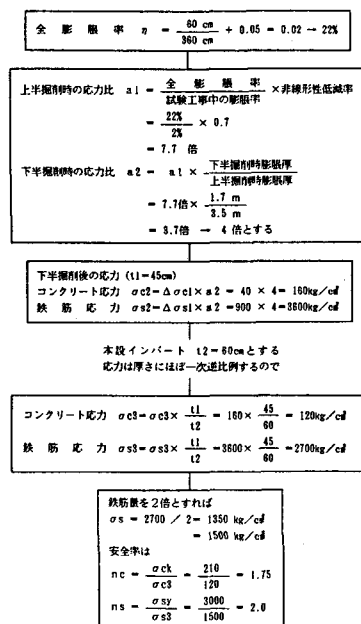


図-7 鉄筋及びコンクリートの応力予測のフローチャート

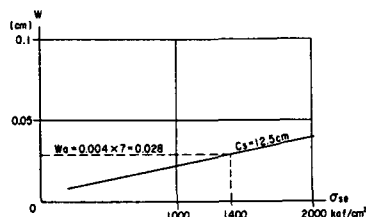


図-8 コンクリート応力とひび割れ幅の関係

5-4 コンクリートの終局耐力に対する検討

図-9にコンクリートの強度を変えた場合(ケースC2)、鉄筋量を変えた場合(ケースC3-1)、およびコンクリートの厚さを変えた場合(ケースC4)の各ケースのM-N曲線を示すが、この結果、軸力(圧縮力)が小さい場合には、コンクリート厚さを増すが、鉄筋量を増すのが曲げ破壊抵抗モーメントに対して有効であると言えよう。

5-5 対策工

以上のように対策工を検討した結果、盤膨れの特に顕著な区間では、インバートコンクリートA($t=60\text{cm}$ 、D19@125)、やや弱い区間ではインバートコンクリートB($t=60\text{cm}$ 、無筋)とし、その他の区間はコンクリート $t=45\text{cm}$ のインバートコンクリートとによって施工したが、現状では20ヶ月の経過の範囲で、ほぼ満足すべき結果が得られている。

6. むすび

トンネル掘削後、数ヶ月ないしは数年経過して発生する、きわめて緩慢な挙動によるトンネルの盤膨れ現象については多くの報告があるが、その対策工の大半が応急処置的に施されている例が多い。

今後、このような類似の現象に対する対策工について、より合理的な設計検討が望まれるところであり、この報文は、鉄筋コンクリートによるインバート工の設計の一経緯を示したものである。

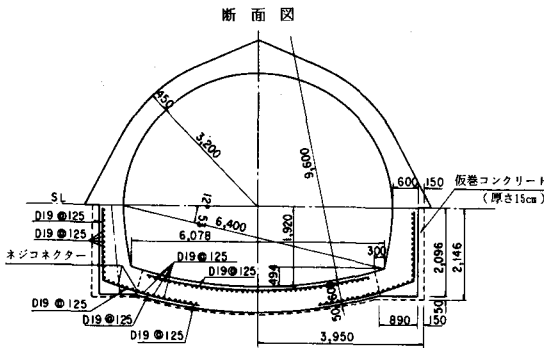


図-10 対策工断面図

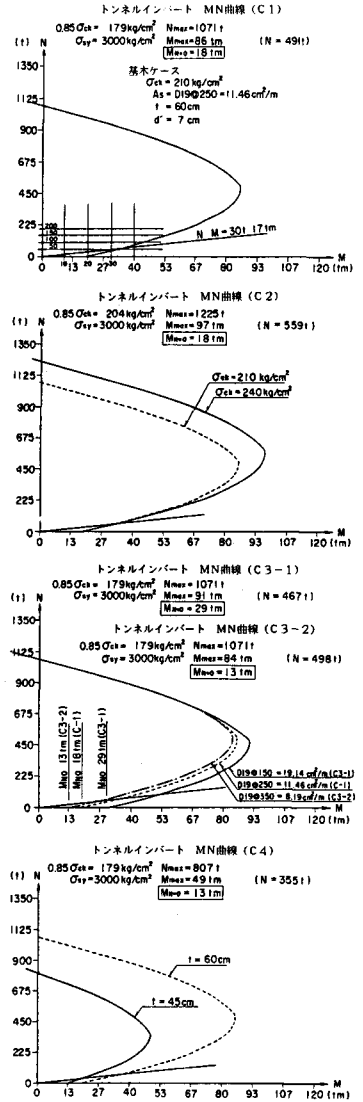


図-9 M-N曲線