

洪積地盤における鉄道シールドトンネルの 長期現場計測

Long-term On-site Measurement of Railroad Shield Tunnel in Diluvial Deposits

矢萩秀一¹・藤木育雄²・大石敬司³・斉藤正幸⁴・新井孝弘⁵

Shuichi YAHAGI, Ikuo FUJIKI, Keiji OISHI, Masayuki SAITOU and Takahiro ARAI

¹フェロー会員 東京地下鉄株式会社 (〒110-8614 東京都台東区東上野三丁目19-6)

²フェロー会員 東京地下鉄株式会社 建設部 (〒110-8614 東京都台東区東上野三丁目19-6)

³正会員 東京地下鉄株式会社 建設部計画課 (〒110-8614 東京都台東区東上野三丁目19-6)

⁴正会員 工修 日本シビックコンサルタント株式会社 技術本部技術研究部 (〒113-0016 東京都荒川区
西日暮里二丁目26-2)

⁵正会員 日本シビックコンサルタント株式会社 技術本部技術研究部 (〒113-0016 東京都荒川区西日暮
里二丁目26-2)

The achievement of the goals of rational design and safety in a shield tunnel project requires on-site measurement performed to collect information on loads acting on the shield tunnel and stresses and to investigate the mechanism of deformation. There have been few projects, however, for the construction of a shield tunnel in diluvial deposits in which loads acting on the shield tunnel and stresses in the segmental lining were measured over a long period of time. For about 10 years, therefore, on-site measurement has been continued at a railroad tunnel site in the Hongo work area of the subway Nanboku Line in the Tokyo area. This paper reports the results obtained from the 10-year on-site measurement. The overburden depth at the measurement location is 17.5 m, and the outside diameter of the tunnel is 9.8 m. The lining segments used are made of ductile cast iron and are 1.0 m wide and 350 mm thick. The secondary lining is 150 mm thick.

Key Words : diluvial deposit, shield tunnel, long-term on site measurement, overburden load

1. はじめに

シールド工法による鉄道トンネルの建設ではセグメントの設計の合理化¹⁾が進められているが、実際に建設されたシールドトンネルに発生する応力や変形には十分に解明されていない点が多く残されている。そこで、設計の合理化と安全性の確保を両立するためには、現場計測を行ってシールドトンネルに作用する荷重と応力、変形の発生メカニズムを明らかにしていく必要がある。

東京地下鉄株式会社(以下、「東京メトロ」と称す)は数多くのシールドトンネルの施工実績を有するが、洪積砂層中に建設されたシールドトンネルに作用する荷重とセグメントに発生する応力の実態を長期にわたって計測した事例はほとんどない。この

ため供用後のトンネルの安全性を確認するのはもちろんのこと、今後のより合理的な設計手法の確立を目的として、財団法人鉄道総合技術研究所が施工期間中に実施したトンネル計測²⁾を引継ぎ、定期的に計測を実施している。本トンネルは施工から約10年が経過したことから、現場計測結果に基づいてトンネルの現状を確認するとともに、施工時からの変移について評価したものである。

2. 計測概要

(1) 工事概要

本シールドトンネルは、東大前駅を発進地点として後樂園駅までの延長約1064mの南北線本郷工区の複線シールドであり、平面線形はR=165~270mの

間で5種類の線形が採用され、縦断線形は発進から下り勾配 35%、到達部の上り勾配 19.5%となっている。施工は、シールド外径 10.0m の泥水式シールド工法で施工され、裏込め注入は水ガラス系可塑性材料を用いて半同時注入方式で行われた。セグメントは外径 9.8m で鉄筋コンクリート系セグメント 2 種（中子型、平板形）とダクトイルセグメント 3 種の 5 種類が採用されている。二次覆工は中子型鉄筋コンクリートセグメント区間を除いて施工されており、その覆工厚は 200mm と 150mm である。

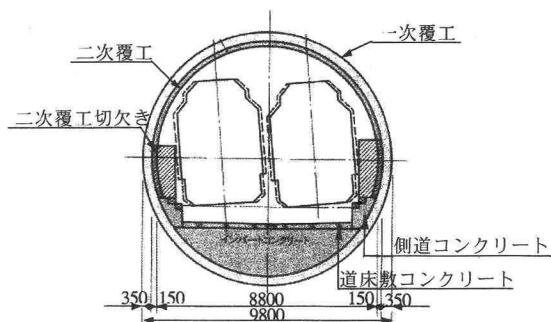


図-2 トンネル構造

(2) 地質概要

トンネル通過部の地盤は東京層の砂質土(To-s)、東京層の粘性土(To-c)、東京礫層(Tog)、および江戸川層(Ed-s)、の第四紀洪積世からなっており、計測断面位置では、図-1 に示すようにトンネルの一部に洪積粘性土(To-c) が介在するものの大部分が洪積砂質土(To-s)となっている。

(3) トンネル概要

トンネル形状は図-2 に示すように複線断面であり、計測を実施したセグメントは幅 1.0m、桁高 350mm のコルゲート型ダクトイルセグメントである。

(4) 計測内容

計測項目は、表-1 に示すようにセグメントに作用する荷重（土圧、水圧）と覆工応力の計測を実施している。計測機器は、図-3 に示すように 3 リングに配置し、NO.1 リングに土圧計、主桁ひずみ計および縦リブひずみ計、NO.2 リングに主桁ひずみ計、NO.3 リングに水圧計を配置している。

表-1 計測項目と計測機器

計測内容	計測項目	計測機器	設置リング
作用荷重計測	土圧	土圧計	NO.1
	水圧	水圧計	NO.3
覆工応力計測	主桁応力	ひずみ計	NO.1, 2
	縦リブ応力	ひずみ計	NO.1

び縦リブひずみ計、NO.2 リングに主桁ひずみ計、NO.3 リングに水圧計を配置している。

計測期間は、セグメントの組立直後の 1993 年 7 月より開始しており、計測開始から 3832 日後（約 10 年）となる 2004 年 1 月に計測を実施した。

この間、1996 年 3 月には営業線としてトンネルの供用を開始している。

土質区分凡例			
地質時代	地質名	記号	構成土質
第四紀	沖積世	埋土層	Fs 粘性土 砂質土
		腐植土	AP 腐食土
		粘性土層	Ac 粘性土
	洪積世	関東ローム層	TMI ローム
		東京層	To-s 砂質土
		Q.34 D	To-c 粘性土
		東京礫層	Tog 砂 礫
	江戸川層	Ed-s	砂質土

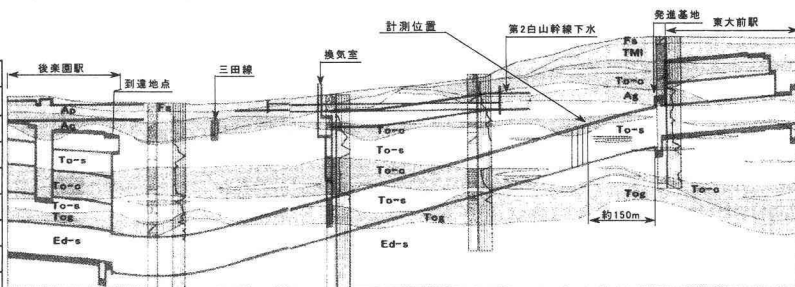
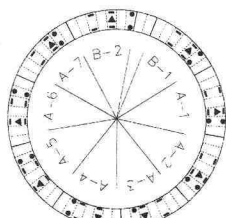
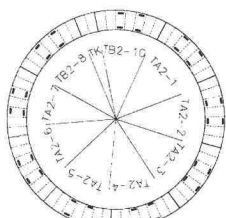


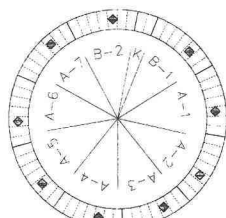
図-1 地質概要



No. 1 リング



No. 2 リング



No. 3 リング

- 凡例
- ▲ 土圧計
 - 縦リブひずみ計
 - 主桁ひずみ計
 - ◆ 水圧計

図-3 計測機器の配置

3. 長期計測結果

(1) シールドトンネルへの作用荷重

図-4には、平均外荷重と覆工軸力の関係をもとに算出した鉛直荷重、側方荷重およびトンネルに作用している水圧変化を示した。地山荷重は図-5に示すようにセグメント設計で用いられる台形分布を仮定し、鉛直荷重はトンネルスプリングライン位置の軸力から、側方荷重は上端、下端の軸力から、それぞれ式(1),(2),(3)により覆工図心直径で除して求めた。各計測時点の覆工軸力等は表-2に示した。

$$P_v = \frac{2N_s}{D_c B} \quad (1)$$

$$P_u = \frac{2(2N_u - N_b)}{D_c B} \quad (2)$$

$$P_b = \frac{2(2N_b - N_u)}{D_c B} \quad (3)$$

ここに、

P_v : トンネルに作用している鉛直荷重
(kN/m^2)

P_u : トンネルに作用している頂部側方荷重
(kN/m^2)

P_b : トンネルに作用している底部側方荷重
(kN/m^2)

N_s : スプリングライン位置軸力 (kN)

N_u : トンネル上端部位置軸力 (kN)

N_b : トンネル底端部位置軸力 (kN)

D_c : セグメント図心線の直径 (m)

B : セグメント幅 (m)

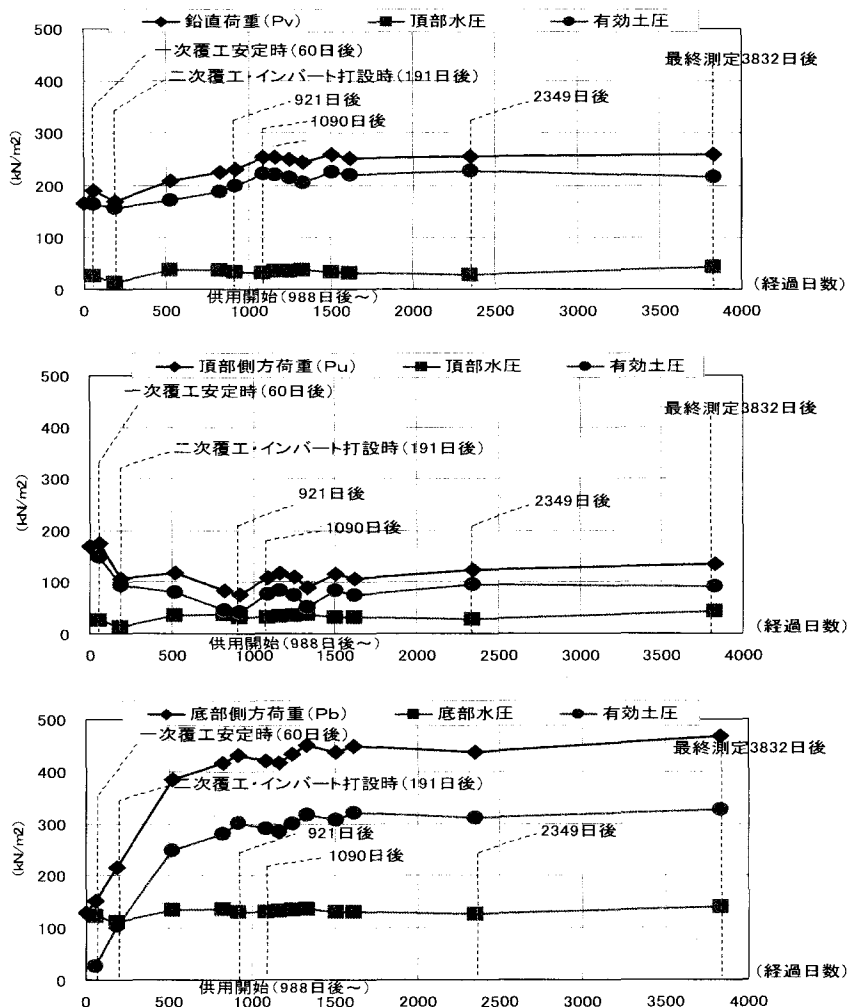


図-4 作用荷重の変化

荷重の傾向は、水圧が安定した緩やかな変化を示しているのに対して、作用荷重は191日後の二次覆工およびインバート打設が行なわれた時点から大きな変化を示している。特に、トンネルの下部では急激な変化を示しており、インバートの施工によるコンクリートの自重および乾燥収縮の影響が約1000日にわたり継続しているものと推定される。

(2) 二次覆工およびインバートの影響

荷重の計測結果から二次覆工およびインバートコンクリートの打設が行われた時点からの変化が顕著であることが確認できる。増加が連続する約1000日付近までにインバートコンクリートの影響で生じたと推定される荷重の増加は、鉛直荷重の換算で1090日後までに84kN/m²、インバートコンクリートが施工されている底部側方荷重の換算で270kN/m²(921日後)ある。これは、一次覆工完成後の安定した状態から鉛直荷重で130%、底部側方荷重では280%に相当し、荷重形態に大きな変化が生じている。このことから、二次覆工およびインバートコンクリートがセグメントの応力状態に与える影響は非常に大きく、作用荷重に換算すると無視できないものであると言える。

また、本トンネルは988日後から供用を開始しており、列車荷重等も考慮する必要があるが、周辺の地盤条件および裏込め注入の硬化等を考えると荷重が累積していることは考え難い。このため、インバートコンクリートによる乾燥収縮による影響が大きいものと判断した。

今回、長期にわたってトンネル覆工体の挙動に変化が生じる要因として、インバートコンクリートを打設したことによる乾燥収縮の影響を取上げているのは、想定される要因の中から可能性が最も高いと判断したものである。しかしながら、コンクリートの配合、施工状況およびその後の養生環境等が確認できていないため、定量的な妥当性を検証することは困難であった。このことから、同様な現場計測を実施する際には、より正確な施工状況の確認やトンネル環境等の計測が、重要かつ必要であると考えている。

(3) 現状(3832日後)の作用荷重の検証

荷重の現在までの変化は、二次覆工およびインバートコンクリートの施工から約1000日程にわたり乾燥収縮の影響と推察される荷重の増加が見られ、その後の変化は小さく安定している。このことから、乾燥収縮の影響と推察される1090日までの影響を取り除き、3832日後の荷重を推定するものとする。

表-2 発生軸力と作用荷重

経過 日数	発生軸力(kN)			作用荷重(kN/m ²)			作用水圧(kN/m ²)	
	Ns (スプリ ングライ ン位置 軸力)	Nu (トンネ ル上端 部位置 軸力)	Nb (トンネ ル下端 部位置 軸力)	鉛直 荷重 (Pv)	頂部側 方荷重 (Pu)	底部側 方荷重 (Pb)	底部 水圧	頂部 水圧
1	815	762	697	166	169	129	—	—
60	931	817	778	190	175	151	124	26
191	832	700	878	170	107	216	111	13
525	1022	1010	1445	209	117	384	135	37
826	1105	954	1498	226	84	417	136	38
921	1134	952	1535	231	76	432	131	33
1090	1243	1043	1552	254	109	421	130	32
1167	1246	1069	1557	254	119	417	133	35
1251	1222	1064	1595	249	109	434	134	36
1336	1194	1030	1621	244	90	452	136	38
1509	1268	1094	1621	259	116	438	131	33
1622	1239	1079	1640	253	106	449	130	32
2349	1251	1115	1627	255	123	437	126	28
3832	1271	1203	1747	259	135	468	141	43

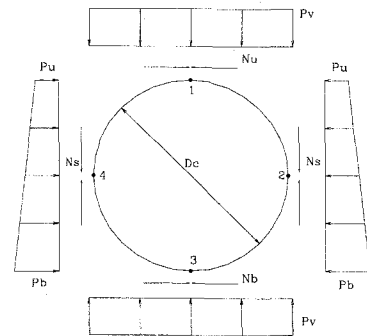


図-5 計測値からの荷重算定方法

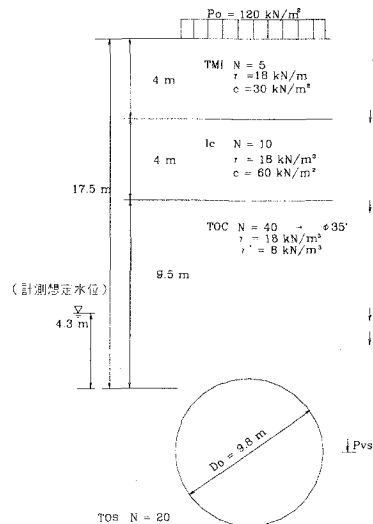


図-6 土層構成モデル

現在、作用している鉛直荷重は水圧を静水圧分布として 259kN/m^2 である。(2)節および表-2 から、乾燥収縮の影響による荷重の増加は、 84kN/m^2 である。このことから、現時点(3832日)のトンネルに作用している実際の外荷重は 175kN/m^2 程度となり、一次覆工の安定期からの土圧の変化はほとんど無く、水圧の上昇等による水圧の変化であると思われる。

また、実際の現場計測値は本設計時に採用されている全土被り圧荷重(462kN/m)の40%以下と小さい値となっていることから、実際には、緩み荷重が作用している状態であるものと思われる。このことから、「鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル(財)鉄道総合技術研究所(平成14年12月)」(以下、「設計標準」と称す)に準拠し、現在(3832日)の緩み荷重を図-6に示す計測付近の土層構成により算出し、計測結果と比較した。なお、地下水位は計測結果からの想定水位(表-2)、上載荷重は設計時の設定によるものとした。

(4) 実荷重と算定荷重の検証

土圧の算定は、設計標準¹⁾に示されているテルツァーギの緩み土圧算定の基本式(4),(5)を用いる。

$$p_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_0 \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi H/B_1}) + p_0 e^{-K_0 \tan \phi H/B_1} \quad (4)$$

$$B_1 = \frac{D_c}{2} \cot \left(\frac{45^\circ + \phi/2}{2} \right) \quad (5)$$

ここに、

p_v : リング頂部に作用する緩み土圧 (kN/m^2)

K_0 : 水平土圧と鉛直土圧の比 (一般に1.0としてよい)

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

p_0 : 上載荷重 (kN/m^2)

c : 土の粘着力 (tf/m^2)

$2B_1$: リング頂部の緩み幅 (m)

H : 土被り厚 (m)

D_c : セグメント図心線の直径 (m)

実測の推定荷重は図-7に示したように、式(4),(5)によって計算される緩み土圧が作用した状態に近いものとなっており、設計荷重に対して約40%、緩み荷重に対して約81%となる。本トンネルを構成している洪積地盤は、比較的自立性が高かったもの

と思われる。

(5) 覆工断面力の変化

a) トンネル円周方向断面力

セグメントに発生している円周方向の軸力の経時変化を傾向が異なるトンネル上部と下部に注目して図-8に示す。また、3832日後の軸力分布を図-9に示す。3832日後の軸力は、平均軸力 1340kN であるのに対し、下部では最大で 2000kN を超える軸力が発生している。下部はインバート施工の前後で、 500kN 以上の軸力増加が認められ、その後もコンクリートの乾燥収縮等によると推定される増加が約4年後に測定を実施した1622日付近まで増加する傾向にある。その後、収束傾向は見られるが増加傾向は継続しており、トンネル上部との相違が顕著である。このことは、下部は供用を開始した(988日後)以降も軸力の増加過程にあることが認められた。

一方、図-10、図-11に示すセグメントに発生している円周方向の曲げモーメントも軸力変化と同様の傾向にあり、3832日後の平均曲げモーメントは $35\text{kN}\cdot\text{m}$ にに対し、インバート部では正曲げの増加が認められ、最大 $130\text{kN}\cdot\text{m}$ の正の曲げモーメントとなっている。

曲げモーメントの分布は、施工当初から、全体的に正の曲げモーメントが卓越する傾向を示している。これは、シール材がセグメントの外縁側に偏心して配置されていることから、シール材を設置した部分に軸力が集中したものであることが施工時の現場計測報告²⁾として報告されているが、この傾向はインバートコンクリートの打設、その後の経過で更になくなっていくことが確認された。

また、施工時にセグメントがテールを抜ける段階で応力度が全圧縮に変化し、全体的に正の曲げモーメントが卓越する傾向を示しているシールドトンネルの現場計測結果も報告されている⁶⁾。

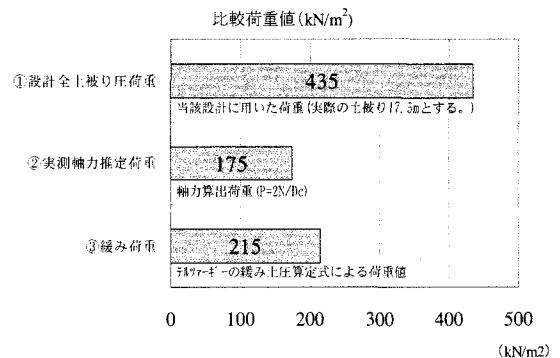


図-7 作用荷重の比較

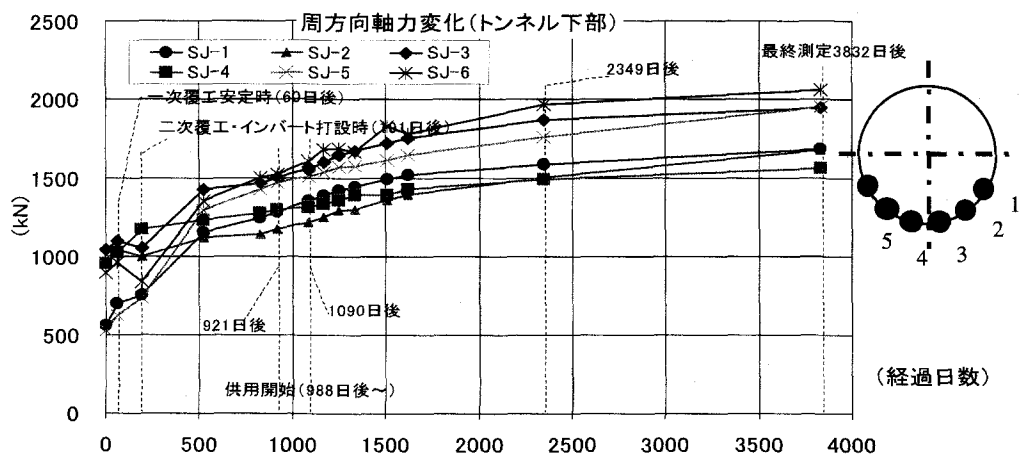
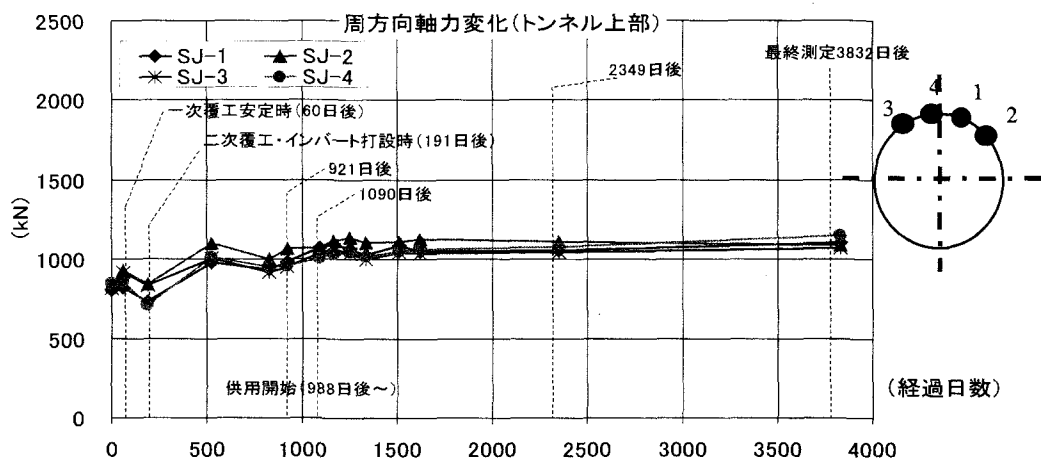


図-8 トンネル周方向軸力の変化

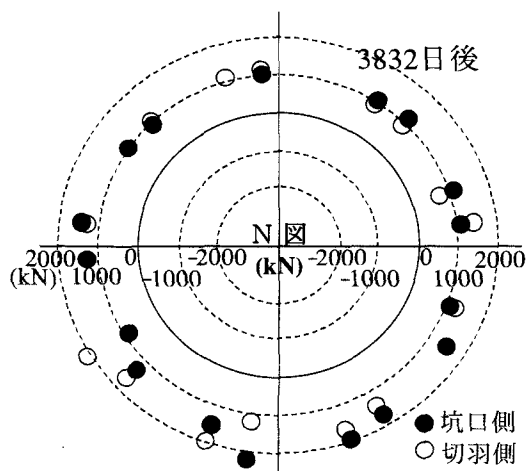


図-9 トンネル周方向軸力の分布

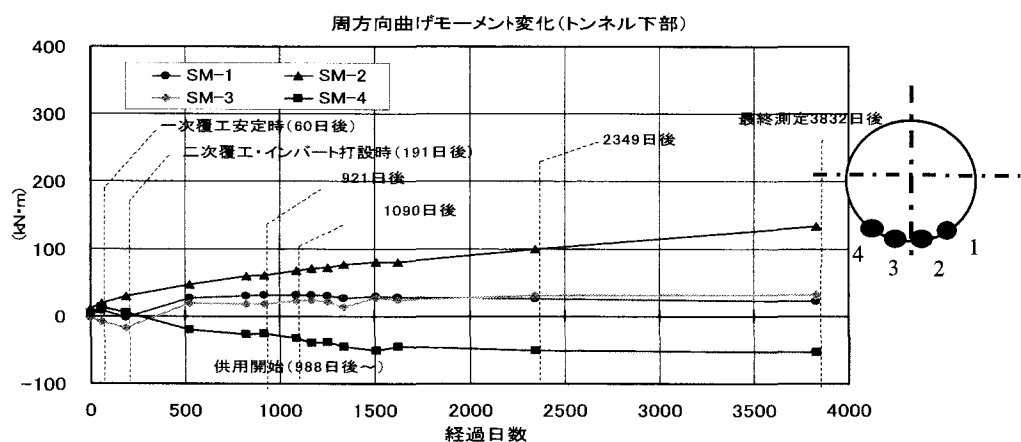
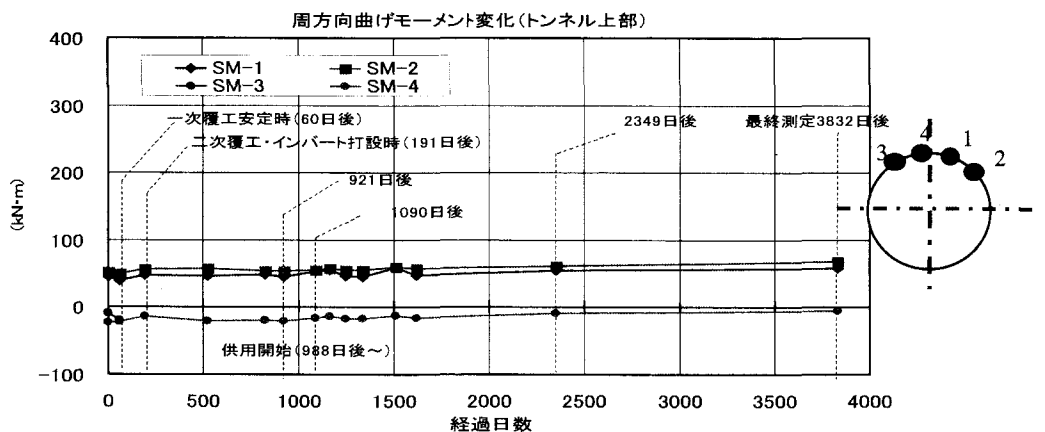


図-10 トンネル周方向曲げモーメントの変化

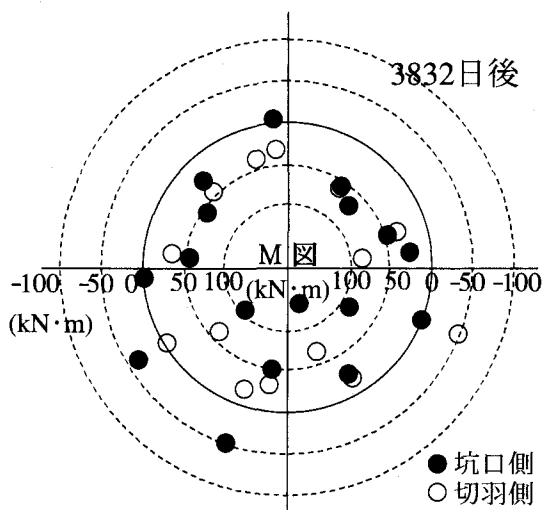


図-11 トンネル周方向曲げモーメントの分布

b) トンネル軸方向断面力

セグメントに発生している軸方向の軸力の経時変化をトンネル上部と下部に注目して図-12に示す。軸方向の軸力は、インバートコンクリート打設以後、周方向の軸力と同様に約 1000 日後付近まではコンクリートの乾燥収縮等によると思われる増加が大きく認められているが、その後 3832 日まで変化は少なく、円周方向の軸力と比較すると安定して推移している。軸方向軸力が最も顕著に生じている時期を見ると、施工初期から一次覆工が地盤内で安定までの段階であり、シールド施工時の掘進推力により生じた圧縮力が大きかったことが伺える。この圧縮力（軸力）はその後、開放されることなく、さらに、二次覆工およびインバートコンクリートの打設が行われたときに増加する。特に下部では、施工時にシールド機のノーズダウンを避けるために図-13に示

すように下部のジャッキのみで推進が行われていることから発生軸力が大きくなっており、インバートコンクリートが打設されたことによって発生軸力がさらに大きくなっている。

一方、図-14に示すセグメントに発生している軸方向の曲げモーメントは、軸力に比べ変化は小さく、3832 日後の曲げモーメントは一次覆工時の状態にほぼ近い状態にある。なお、曲げモーメントの正曲げが卓越していた傾向は、図-15に示すように施工時にセグメント継手部シール材の影響（外縁側）により掘進推力の重心位置が正の曲げモーメントが発生する方向に偏心させられたことによるものであることが施工時の現場計測報告²⁾として報告されており、セグメント組立時の強い圧縮を受けて拘束されている状態にあるため、二次覆工およびインバートコンクリートを施工した時の影響は小さいと思われる。

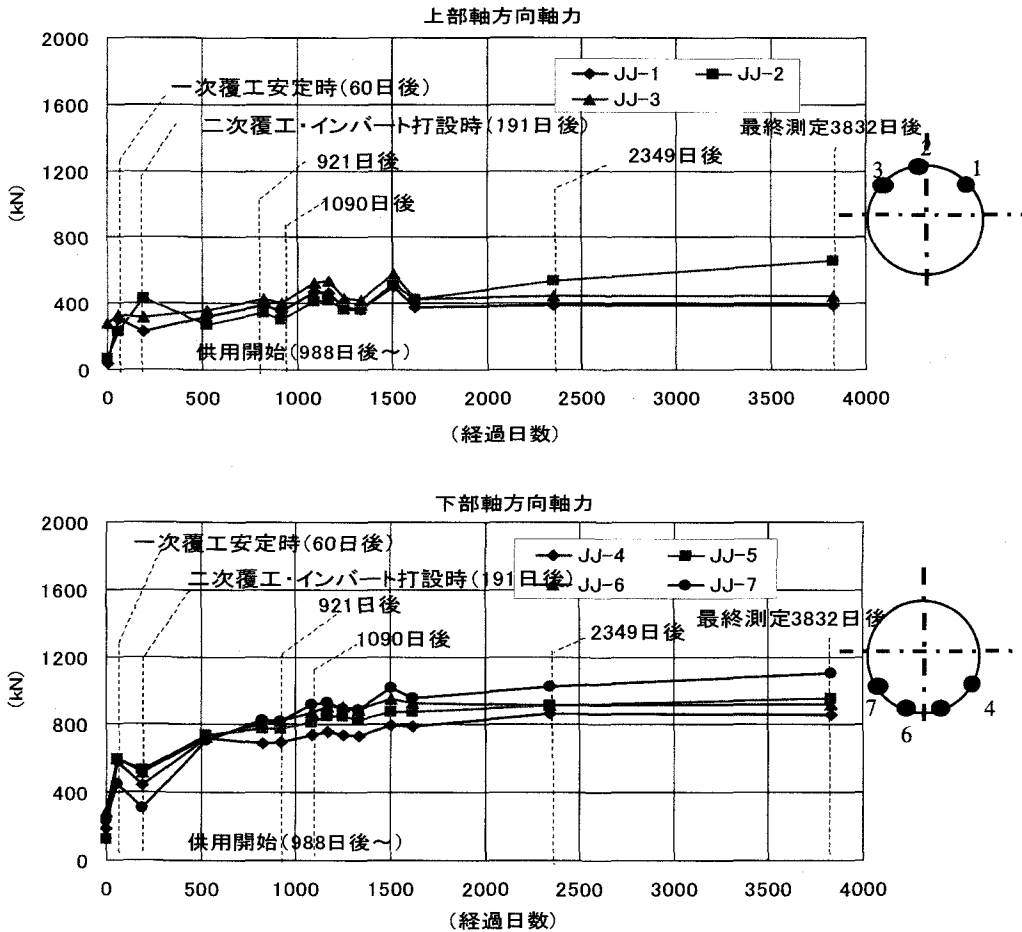


図-12 トンネル軸方向軸力の変化



図-13 計測セグメント次リング推進時のジャッキ状況

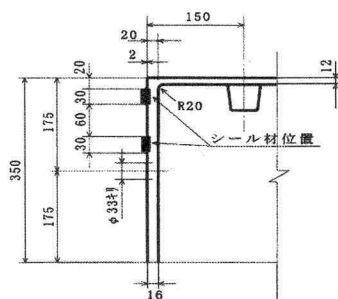


図-15 セグメント継手部構造

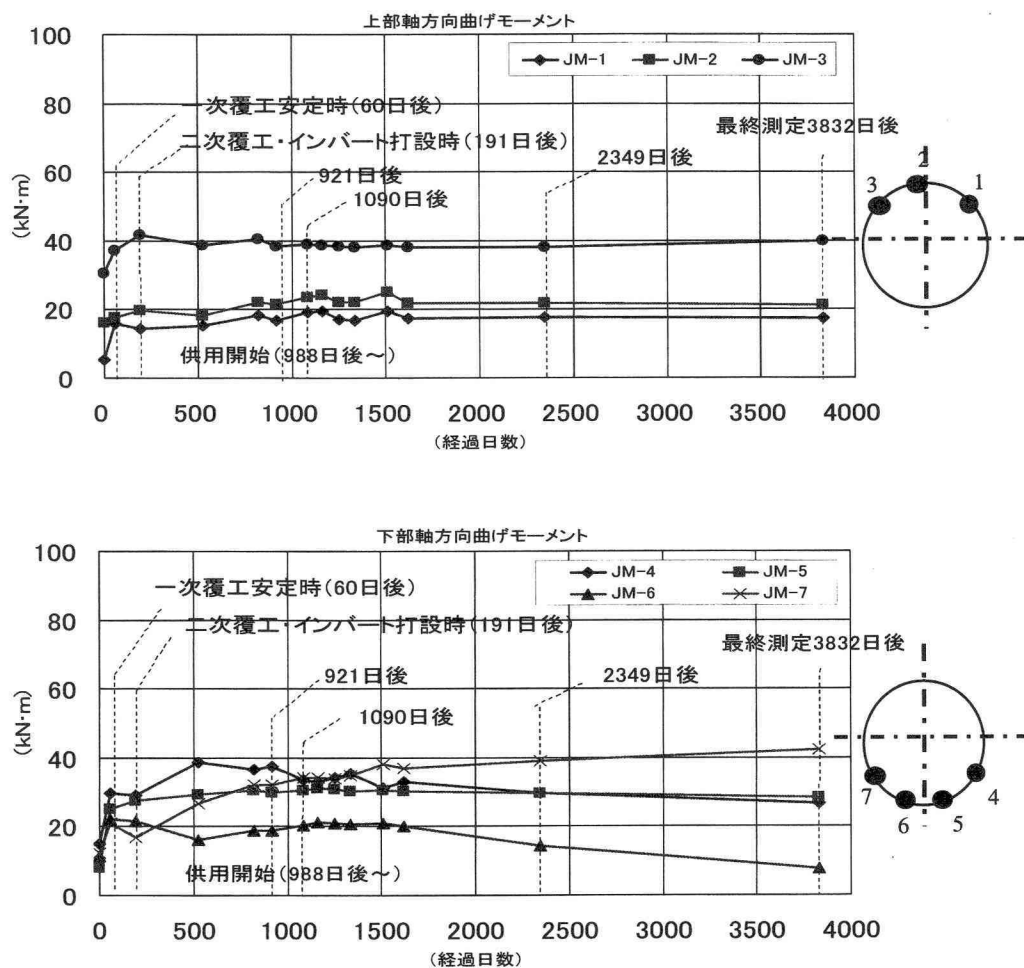


図-14 トンネル軸方向曲げモーメントの変化

(6) 計測データの解析

現場計測結果により得られた推定の土圧および先の図-6 に示した地盤条件により算出した緩み土圧を入力条件として、はりばねモデルを用いて解析を実施し覆工応力の計測結果との比較を行なった。

ここで、地盤の諸定数は、設計標準¹⁾による全周ばねモデルに用いる地盤反力係数 k を N 値による目安から設定するものとし、計測位置におけるトンネル周辺地盤の N 値、トンネル規模および裏込注入材の硬化を考慮して密な砂質土 ($15 \leq N < 30$) に対応する地盤反力係数 k 、側方土圧係数 λ とした。水圧は実際のトンネルに作用している水圧分布に近い等方性荷重としてトンネル中心に向かって作用する静水圧分布として取り扱うこととした。また、継手はセグメント継手を回転ばね、リング継手は剛結構造としてモデル化した。回転ばねの定数は表-4 に示す設計に用いられた定数を採用した。

なお、二次覆工およびインバートは、防食、内装、防振のため施工されており、現状としては一次覆工セグメントを補強している等の効果や荷重分担もあると考えられるが、実外荷重は一次覆工セグメントのみで受けていることと位置づけて、3832 日時点までに発生している乾燥収縮の影響等による軸力の増加は、前項 3 章(3)節の荷重分析と同様に二次覆工・インバートを施工した 191 日から 1090 日時点までの増加影響を加味しないこととし、比較するものとした。トンネル全体の平均軸力は、3832 日時点で 1340kN、191 日から 1090 日時点までの増加した平

表-3 地盤反力係数と側方土圧係数

密な砂質土 ($15 \leq N < 30$)	
地盤反力係数 k	$k \cdot Rc = 2.8 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ $k = 2.8 \times 10^4 / 4.742 \approx 5900 \text{ kN/m}^3$
側方土圧係数 λ	0.45

表-4 回転ばね定数

セグメント継手回転ばね定数
正曲げ: $k_{\theta} = 12870 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$
負曲げ: $k_{\theta} = 6250 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

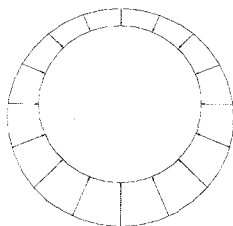


図-16 水圧载荷モデル

均軸力は 380 kN である ($1340 \text{ kN} - 380 \text{ kN} = 960 \text{ kN}$)。

ここで、比較する計測結果の軸力は約 1000kN、曲げモーメントは計測値が小さいことから、現在の最大値（最大負の曲げモーメント $52 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、最大正の曲げモーメント $130 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ）とした。

計測結果による推定土圧および緩み土圧を作用させた場合の解析の結果は、軸力は 1200 kN 程度となり、計測結果に整合する結果が得られたものとなっている。曲げモーメントについては、計測値と比較して解析値は 3 倍程度大きい結果となり、曲げモーメントの計測結果が非常に小さいものとなる。ここで、曲げモーメントの発生を解析の検証条件として整合させた場合、外荷重は水圧のみを考慮した場合において、比較的良好に整合してくる傾向が一次覆工の段階で確認されている²⁾が、3832 日時点においても同様にあることが図-17 に示すように確認された。

また、セグメントの組立て時から 3832 日までの間に地下水位が約 2m ほど上昇している。この影響とインバートコンクリートの施工による影響を受けて、曲げモーメントは、僅かながら正の曲げが更に卓越する方向にあり、一次覆工の施工完了後の状態からクラウン部の負の曲げモーメントの減少傾向と下端部（インバート部）の正の曲げモーメントの増加傾向が確認された。

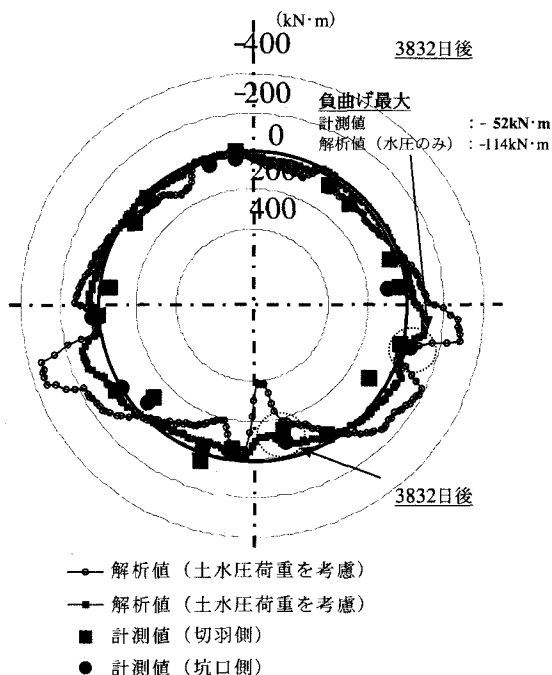


図-17 計測データの解析結果

4. まとめ

洪積砂層地盤の鉄道シールドトンネルの長期現場計測（10年）を実施し、計測データを検証した結果以下のような知見が得られた。

- ① 二次覆工およびインバートコンクリートの施工によると思われる乾燥収縮等の影響（軸力の増加）は非常に大きく、また1000日程度までその影響は顕著である。
- ② 長期にわたってトンネルの挙動に影響を与えていると推定されるインバートコンクリートの乾燥収縮等の性状を定量的に評価するためには、トンネル内の環境条件を適切に把握する必要があることから、今後の類似の計測を計画するにあたっては、環境温度、湿度などの環境条件の計測の必要性がある。
- ③ 覆工軸力から換算した鉛直荷重の推定値は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル（財）鉄道総合技術研究所（平成14年12月）」に準拠して算定した緩み土圧に相当しており、地山の自立性が高いことが確認された。二次覆工およびインバートコンクリートが施工される場合においては、その影響が無視できないと考えられることから、その影響が収束することを確認する必要があると思われる。
- ④ セグメント組立て時に受けた強い掘進推力は、その偏心圧縮力の影響が長期にわたって開放されておらず、インバートコンクリートの施工の影響を受けて、拘束されたまま増加傾向にあることが確認された。
- ⑤ 計測された曲げモーメントは、土圧を考慮して実施した数値解析によって得られた曲げモーメントと比較して、約1/3であった。実測された曲げモーメントは、土圧を考慮せずに水圧のみを考慮して実施した数値解析によって得られた曲げモーメント分布に近似していた。

東京メトロでは、今後洪積地盤を対象とした13号線シールドの建設を控えていることや、供用中の多くのシールドトンネルを管理していることから、さらにデータの蓄積、精査に努め、合理的な設計、適切な施工管理および維持管理を実施していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル，平成14年12月
- 2) 小山，岡野，他：洪積地盤におけるシールドトンネルの現場計測結果と考察，トンネル工学研究発表会論文・報告集 第5巻，pp. 385-390, 1995.11
- 3) 清水，中根，他：供用開始後の鉄道用シールドトンネルの応力測定（2），土木学会第52回年次学術講演会 Ⅲ-B116, 1997.9
- 4) 横田，秋山，他：砂地盤における鉄道シールドトンネル覆工の長期計測，土木学会第54回年次学術講演会 Ⅲ-B94, 1999.9
- 5) 旧建設省土木研究所，道路部トンネル研究室，シールドトンネルの作用土圧に関する現場計測報告書，平成 8 年 3 月
- 6) 岡原，多田，他：西新宿シールドセグメントの計測結果報告，土木学会第 56 回年次学術講演会 Ⅲ-B090, 2001.10
- 7) 白子，桑田，他：二次覆工と一体化したコンクリート内面打設型ダクタイルセグメントの採用および設計について，土木学会第 56 回年次学術講演会 VI-017, 2001.10