

埋立て地盤に建設された シールドトンネルの沈下挙動解析

Finite element analysis on the settlement behavior of a shield tunnel in soft clay ground

瀧山清美¹・小宮一仁²・赤木寛一³

Kiyomi Takiyama Kazuhito Komiya and Hirokazu Akagi

¹ 正会員 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構鉄道建設本部東京支社
(〒105-0011 東京都港区芝公園 2-11-1)

E-mail:kiy.takiyama@jrtr.go.jp

² 正会員 博士(工学) 千葉工業大学教授 工学部建築都市環境学科
(〒275-8588 千葉県習志野市津田沼 2-17-1)

³ 正会員 工学博士 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科
(〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

Long term field measurement has been conducted on the shield tunnel deformation over 20 years, which has been planned to be employed for the Tokyo Bay area rapid transit train system. The measurement results have been quite different from the predicted. Three dimensional finite element analysis has been performed, which takes account of actual geological conditions and the variation of drainage condition along the shield tunnel lining due to the severe longitudinal deformation of the tunnel.

Key Words : Soft ground, Shield tunnel, Field measurement, Finite element analysis

1. はじめに

軟弱な沖積粘性土地盤に建設されたシールドトンネルにおいては、周辺の地下水くみ上げやトンネル内への漏水により生じる圧密沈下によって既設シールドトンネルの変状等が生じることがある。実際に、有泉らは軟弱粘性土地盤における供用後長期間経過した地中送電線洞道シールドトンネル内部の変状について詳細な調査結果を報告している¹⁾。その結果、周辺地盤の沈下に伴うトンネル変状に起因する洞道内部への漏水を確認するとともに、トンネル周辺地盤が透水係数 $1.0 \times 10^{-7}(\text{cm/s})$ 程度のシルト層であっても、トンネル周辺地盤の圧密時には変状を受けたトンネル外周面が排水境界となりうることを実証している。

臨海副都心線台場トンネル(13号地シールドトンネル)は、全般的に極めて軟弱な沖積粘性土層中に、京葉線貨物トンネルとして、昭和51年から

昭和57年にかけて泥水加圧シールド工法で建設されたものである。このトンネルは鉄道貨物事業の停滞等からその整備が凍結されたが、近年になって臨海副都心開発の基幹交通網として再利用、旅客化された。(図-1)当該トンネルについては、埋立てに伴う圧密沈下が未了の軟弱地盤に建設されることから、当初からトンネル本体の大きな変形が想定され、各種工法・諸問題が検討された。その結果、セグメントリング間に柔結合伸縮継手を設け、周辺地盤の圧密沈下に追従できるフレキシブルな構造とすることが安全かつ経済的であるとされてトンネルの設計施工が行われた。

このトンネル構造の安全性を確認するためには、トンネル本体の変形挙動の把握が不可欠であるため、トンネル完成後、継続的に沈下観測がなされてきた。しかしながら、近年に至り一次元圧密理論による当初予測に比べ地盤沈下速度が全般的に速かつ沈下量も大きく、また、トンネル本体の

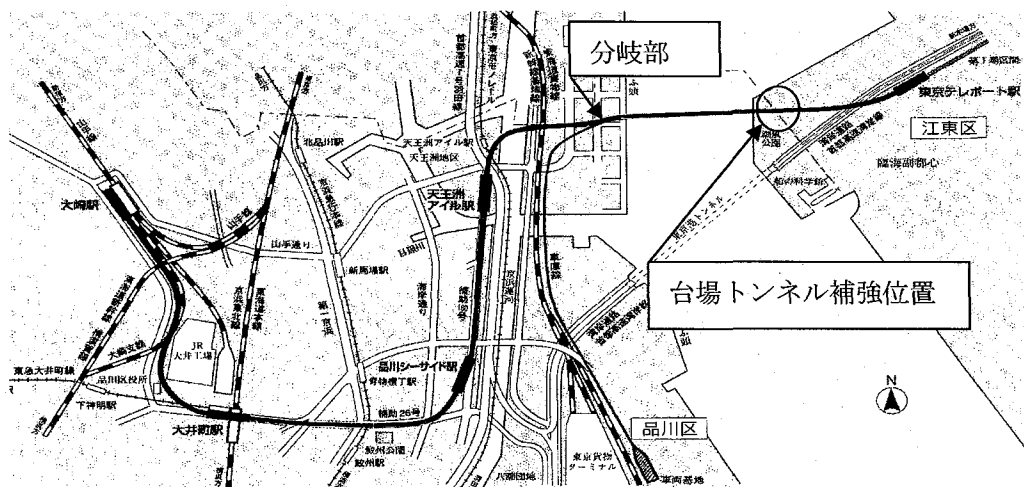


図-1 臨海線平面図

縦断方向の変形形状にも予測結果との相違が見られるとともに、柔結合伸縮継手が設計遊間量に対して余裕のない状態であることが明らかとなり、柔結合伸縮継手の機能にも懸念が生じることとなった。その結果、柔結合伸縮継手部分について適切な補修²⁾を行って、供用されることになった。

本論文では、シールトトンネル継手からの漏水の可能性を考慮するとともに柔結合伸縮継手をもつ覆工の剛性を加味した3次元土～水連成有限要素法解析を実施した。解析結果と現場での実測結果との比較の結果、継手からの漏水による圧密沈下速度の増加と柔結合伸縮継手の覆工剛性を考慮することで軟弱粘性土地盤およびトンネルの変形状況を精度よく再現することが可能であることを明らかにする。

2. 地形・地質

当該トンネルの13号埋立地は、昭和37年から昭和44年にかけて埋め立て造成された比較的新しい地盤である。線路線地域は東京湾岸地帯に新しく造成された埋立地であり、洪積層の江戸川砂層と東京礫層を基底層として、その上部に東京層下部粘土層、沖積層の有楽町層が堆積している。表層部を構成する埋土・盛土層は、浚渫した砂によって埋め立てられ、その上に建設残土などの材料が盛られている。図-2のように、台場トンネルがある新木場起点より5k800m付近の西側は、洪積世の水期に形成されたオボレ谷があり、東側には、その当時に形成された段丘が存在している。その後海面が上昇し、これらの谷や段丘は微細な土粒子によって埋没したものである。こうして三角州堆積物で覆われたオボレ谷の部分では、沖積粘土層厚40.0m、トンネル底部以下では約20mの軟弱層を形成している。台場トンネルは、沖積層の粘性土層TP-20.0m付近に位

置している。沖積層の粘土層は、N値0～4と含水量の多いシルトを主体とした層であり、上部に砂をブロック状または薄層で介在し、下部は貝殻片を全体的に混入した比較的均質なシルト層である。

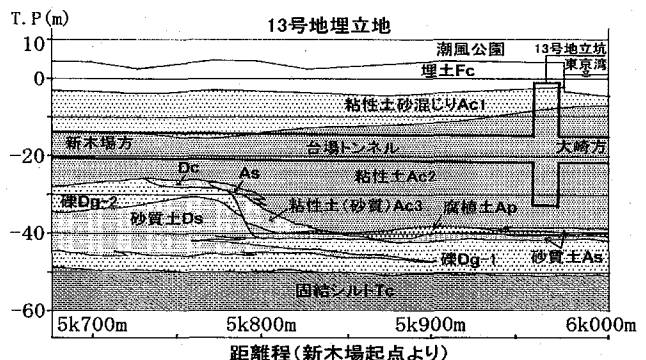


図-2 地質縦断面と台場トンネル

3. トンネルの構造

シールトトンネル断面の当初設計では通常、鉛直土圧の大きさはトンネルの土被り、直径および地山の条件を勘案して、地山のゆるみ土圧か全土圧を採用しているが、本トンネルの設計には全土被り荷重の外、地盤の圧密沈下による鉛直荷重の増加が予想されるため、さらに圧密沈下による荷重を付加することとされた。しかしながら、圧密沈下中の地盤における付加土圧については不明な点が多いので、原設計では近似的に次のように推定された。すなわち、トンネル上部に有限高さの土柱を想定し、この土柱側面に働くネガティブフリクションに相当する荷重が鉛直付加荷重として働くものと仮定された。この方針に基づいて、一次覆工では付加土圧を上記の値の1/2とし、土圧の実測結果

に合わせて二次覆工で調整することとされた。トンネルの標準横断面は図-3 に示すように、内径 6,100mm、覆工厚 300mm とし、二次覆工厚 250mm、シールド施工上の蛇行余裕 150mm、外形 7,500mm の構造の単線併設シールドトンネルであり、セグメントは合成セグメントで分割数は7、セグメント幅は 900mm であった。

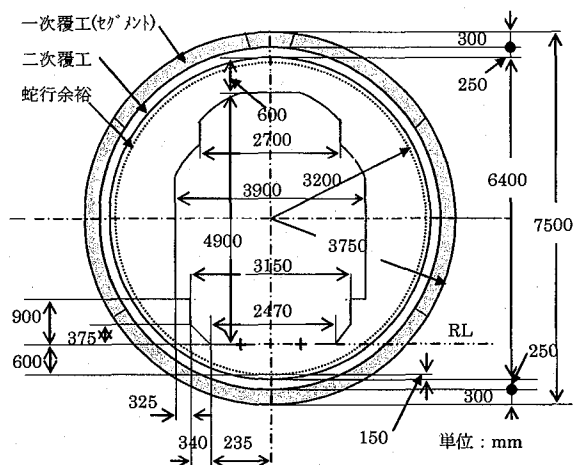


図-3 台場トンネル標準横断面図

また、シールドトンネル縦断方向に図-4 に示すようなセグメントリング間柔結合継手が施工され、初期の曲げ・せん断および軸方向の変形に対してはゴムガスケットの変形および 24mm の継手遊間によって吸収し、限界を超える曲げ・せん断および軸方向の断面力または変形については、ボルト間ゴムガスケットの圧縮抵抗とボルトの引張抵抗で対応する構造となっている。このセグメントリング間柔結合伸縮継手の路線沿いの配置は、縦断方向の地盤沈下想定性状に合わせて決定された。最小間隔は 1.8m (2 リングに 1 箇所)、最大間隔は 10.8m (12 リングに 1 箇所) とし、地盤沈下想定区間延長 430m に対し 86 箇所設置された。これにより、トンネルの最小許容曲率半径は 530m になり、想定地盤沈下に追従できる構造とされた。

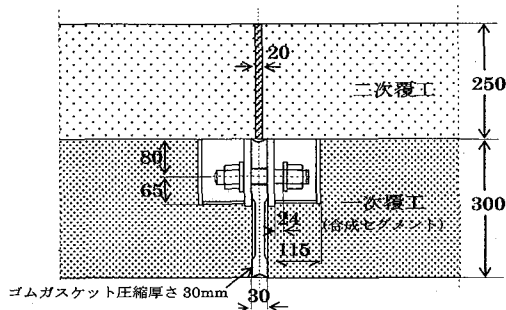


図-4 柔結合伸縮継手概略図(単位:mm)

4. トンネル沈下挙動の予測と実態

(1) トンネル沈下の予測

沖積粘土層の圧密沈下計算は、一次元圧密理論 (Terzaghi 理論) によって実施された。計算条件として、地下水位の低下、13 号地埋立て荷重、その後の盛土が考慮された。洪積砂礫層の地下水位低下時期については、過去の水位変動を示す資料がなかったため、1973 年当時の間隙水圧実測結果に基づき、Terzaghi の圧密理論式から時間係数及び圧密に要した時間を求めた。その結果、水位低下開始より 1973 年までに約 26 年経過したことになり、沈下予測計算起算日を 1947 年 1 月とし、その後の地下水位は TP-8.0m で一定と仮定した。しかしながら、実際には 1990 年頃より近傍で行われた地下工事の影響で、地下水位は最大 20m 程度低下した。この水位低下は、当初の一次元圧密計算には考慮されなかった。なお、圧密対象範囲はトンネル基面下に分布する沖積粘土層 (最大層厚約 20m)、圧密対象層の圧密係数は、1973 年当時の土質調査結果に基づき圧密係数 $c_v=150 \text{ cm}^2/\text{day}$ 、体積圧縮係数 m_v は、平均圧密圧力に対応する値として設定された。

(2) 沈下の実態

図-5 は、水準測量によって計測された代表地点におけるトンネルの実測沈下曲線、当初予測沈下曲線および洪積砂礫層の地下水位変動の様子を記したものである。図より当初予測沈下量 (1980.3~1996.11) が約 40cm に対し、実測沈下量は 73cm に達し、予測を 33cm 上回っている。実測沈下曲線は 1980 年のトンネル完成時の早い時期から沈下が急速に進み、その後、1983 年ごろまでは予測沈下曲線とほぼ同様の形状を示すが、1984 年頃から急激に沈下速度が増しており、予測曲線と異なる結果となっている。

図-6 は、1995 年 3 月における、台場トンネル代表地点 (5k885m 付近) を含む約 450m 区間の当初沈下計算と実測結果に基づくトンネル縦断方向の沈下形状を比較したものである。予測計算では、5k790m 付近から沖積粘土層の層厚が増すにつれて沈下量が大きくなり、5k950m~5k980m 付近 (13 号地埋立地から東京湾への境界付近) より盛土荷重が軽減され、それ以降沈下が小さくなる形状であった。このように、当初沈下計算による縦断方向の沈下は、全体的に地形と荷重境界位置に依存した鍋底型の傾向を示している。一方、トンネルの実測沈下量は、5k880m 付近において予測値を 30cm 以上大きい最大沈下量を示し、沈下の形状についても予測結果と比較して、全体的に V 字形の沈下形状であった。このような形状となった要因の一つは、図-2、図-6 の洪積世段丘部分が奥行き方向に低下していることや、13 号地立坑方向は立坑によって拘束されていることが考えられる。後述の有限要素解析ではこの地形を考慮した解析モデルを作成した。

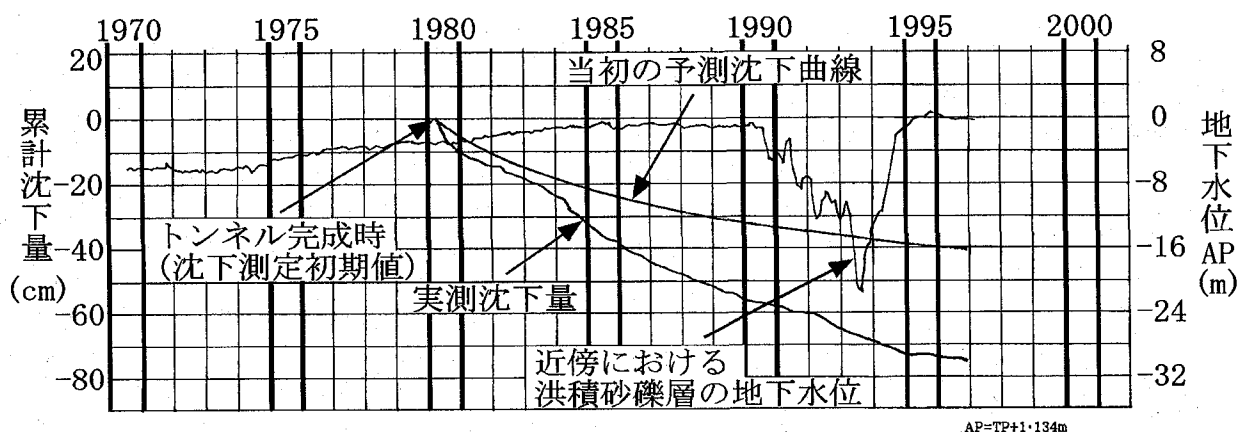


図-5 実測沈下曲線と予測沈下曲線(5k885m 付近)

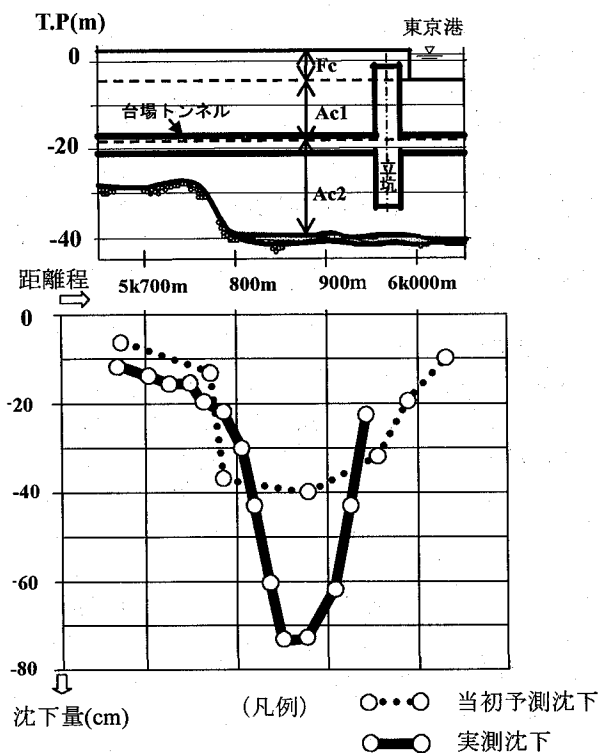


図-6 縦断方向沈下形状図(1994年11月)

(3) 伸縮継手遊間量

柔結合伸縮継手の遊間量の測定は、セグメントリング間に測定鉈を設け、トンネル断面の4時・6時・8時方向の挙動をノギスにより計測を行っている。

図-7 に 1993 年以降のトンネルの沈下に伴うトンネル上り線 6 時方向の遊間量の挙動計測の状況を示す。上り線 5k883m 付近の 4 時・8 時の方向で 51mm～56mm 程度の遊間量を示し、6 時の方向の伸縮継手遊間量を見ると、約 60mm の実測値となっており、設計上の最大伸縮継手遊間量 54mm に対して、余裕のない状態であった。

また、図-6 に示すように当初予想とは違って縦断方向沈下形状が V 字形となり、1984 年時点でほぼ設計最大目開き量に到達していたため、一次覆工部分のゴム

ガスケットでは十分な止水性能が確保できず、徐々に漏水が発生したものと推定される。これに伴って、トンネル外周面が周辺地盤の圧密現象に対する排水面として機能し、圧密排水距離の減少によって沈下が加速されることになったものと推定される。実際に図-5 の実測沈下量についても 1984 年から急激に沈下速度が速くなっており、その傾向はよく合っている。後述する 3 次元有限要素法解析では、これらの状況を勘案して、トンネル周囲の排水境界条件を設定している。

トンネル内漏水の実態については、定量的な測定は行われていない。

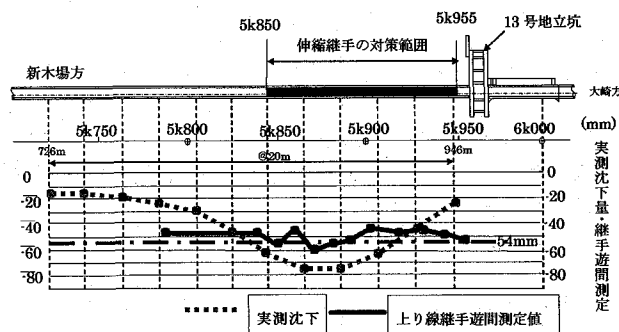


図-7 トンネル上り線の継手遊間量

5. トンネルの継手補強

柔結合伸縮継手が設計量に対して余裕のない状態であるため、将来の沈下量に対する安全性確保のため、継手部分について補修が行われた。

補修方法は、図-8 に示すように一次覆工である合成セグメントはそのまま残し、二次覆工に代替の継手を設け、さらなる地盤沈下に伴う一次覆工の目開き量にも対応させる構造とした。また止水機能は可とう部材で対応する構造となっている。

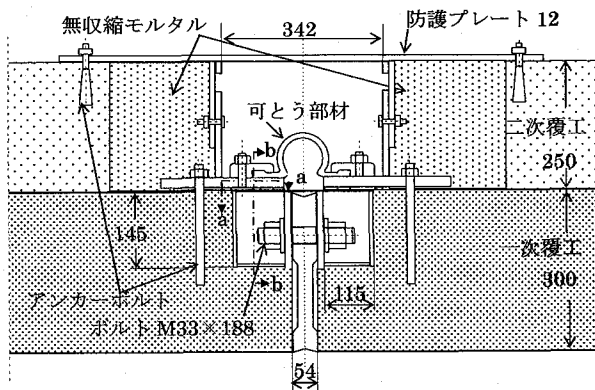


図-8 伸縮継手補強図

6. 3次元土～水連成有限要素法解析

シールドトンネルの沈下量や沈下速度の予測値と実測値に大きなずれが生じた原因として、Terzaghiの一次元圧密理論を用いた沈下量予測においては以下の項目が考慮できないことが考えられる。

- ・地形や地盤内に構築されたトンネル構造体の配置・剛性がトンネル沈下に与える影響。
- ・トンネルと地盤の間の排水条件、
- ・伸縮継手の補強によるトンネル剛性の変化。

これらの点を考慮するためには、現場に即した境界条件のもとで、初期値・境界値問題としてトンネル沈下の予測を行う必要がある。そこで、ここでは3次元土～水連成非線形弾性有限要素法解析を用いてトンネル沈下の数値解析を実施した。

(1) 解析モデル

2.(1)で述べたように、13号地埋立地東側には洪積世の段丘があり、この段丘は台場トンネルの直下部付近で13号地立坑方向(西側)と南側に傾斜しオボレ谷を形成している。台場トンネルはこのような複雑な地形に位置しているため、ここでは図-9に示すような段丘部の地形を反映できる解析メッシュを用いて3次元有限要素法解析を行った。

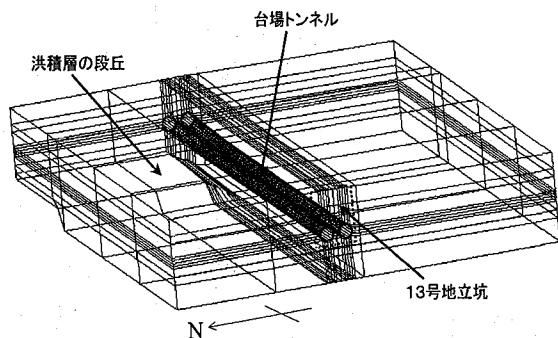


図-9 解析メッシュ

解析対象地盤は図-2に示した埋め土 F_c 層と A_{c1} および A_{c2} の沖積粘性土層である。解析では、 F_c 層とトンネル構造体は線形弾性体とした。

沖積粘性土地盤 A_{c1} と A_{c2} は非線形弾性体とし、次式(1)の非線形弾性応力～ひずみマトリクスを計算に用いた。

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \tilde{\lambda}+2\tilde{\mu} & \tilde{\lambda} & \tilde{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \tilde{\lambda} & \tilde{\lambda}+2\tilde{\mu} & \tilde{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \tilde{\lambda} & \tilde{\lambda} & \tilde{\lambda}+2\tilde{\mu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \tilde{\mu} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \tilde{\mu} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \tilde{\mu} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} \quad (1)$$

ここに、 σ は垂直有効応力、 τ はせん断応力、 ε は垂直ひずみ、 γ はせん断ひずみ、 $\tilde{\lambda}$ と $\tilde{\mu}$ は次式(2)、(3)に示す非線形のLameの定数である。

$$\tilde{\lambda} = \frac{1+e}{\kappa} p' - \frac{2}{3} \tilde{\mu} \quad (2)$$

$$\tilde{\mu} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{1+e}{\kappa} p' \quad (3)$$

ここに、 p' は平均有効主応力、 κ は膨潤指数、 ν はポアソン比、 e は間隙比である。

(2) 解析パラメータ

表-1は解析に用いた地盤の入力パラメータを示したものである。各パラメータは、現場で採取した試料について行われた室内土質試験結果より決定した。土質試験で決定できないパラメータは、飯塚ら³⁾の方法を用いて算定した。

表-1 入力パラメータ

埋土 F_c	弾性係数 $E=5000.0 \text{ kN/m}^2$ ポアソン比 $\nu=0.38$ 透水係数 $kv=k_H=1.5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$
粘性土 A_{c1}	膨潤指数 $\kappa=0.017$ 透水係数 $kv=k_H=2.0 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 初期間隙比 $e_0=1.25$ ポアソン比 $\nu=0.333$
粘性土 A_{c2} (上部層)	膨潤指数 $\kappa=0.052$ 透水係数 $kv=k_H=1.3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 初期間隙比 $e_0=2.48$ ポアソン比 $\nu=0.333$
粘性土 A_{c2} (下部層)	膨潤指数 $\kappa=0.048$ 透水係数 $kv=k_H=1.0 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 初期間隙比 $e_0=2.16$ ポアソン比 $\nu=0.333$

(3) 排水境界条件

A₂層の下部には砂質土層が存在するため、地表面および解析メッシュ最下面は排水境界とした。また、解析初期状態のトンネル周面と地盤との間の排水境界条件は非排水としたが、この条件は以下に示すように解析過程で変化させた。

継手は、初期目開き 30mm からさらに 24mm 目開きが増加する（目開き量 54mm）と止水能力がなくなる性能である。4. (3)に記述したように継手の目開き量が 54mm に達した時期が明確でないため、ここでは、継手部の最大目開き量が 54mm に達する時の曲げモーメントを算出し、その曲げモーメントを止水限界曲げモーメントとする。

実測沈下による断面力はシールドトンネルを弾性支承上の梁部材にモデル化し、実測沈下量を強制変位で与える方法でトンネルの断面力算出し、止水限界曲げ

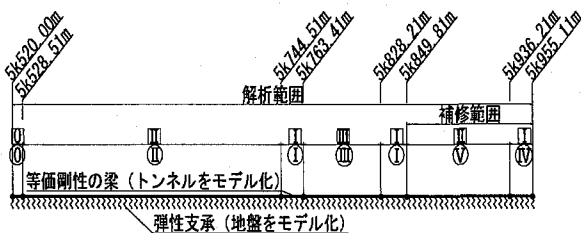


図-10 断面力照査モデル

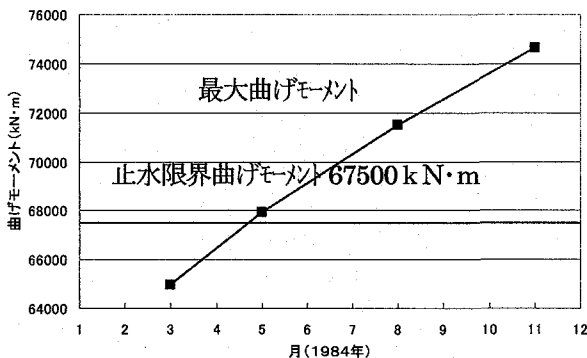


図-11 照査結果

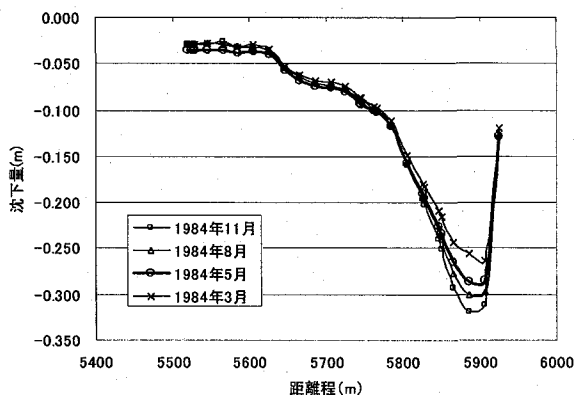


図-12 縦断方向沈下形状図 (1984 年)

モーメントとの関係を照査した。図-10 は実測沈下による断面力照査モデルを示し、図-11 に照査結果を、図-12 には 1984 年の沈下状況を示す。

この図から、1984 年から沈下速度が急激に大きくなっている時期と伸縮継手の断面力が止水限界断面力を超えた時期が一致していることがわかる。これは、有泉¹⁾が指摘しているように、伸縮継手の目開き量が許容量を超えた時点でトンネル内に漏水が生じ、トンネル周面が排水境界となったため地盤の圧密沈下速度が増したことを示唆している。そこで、本解析では、伸縮継手の目開き量が許容量を超えた 1984 年以降、伸縮継手を配したトンネル周面の境界条件を排水とした。

前述したように、本工事では、1997 年に伸縮継手の補強工事が実施された、補強工事によって伸縮継手からの漏水は止まるため、1997 年以降はトンネル周面の境界条件を再び非排水として解析を行った。

(4) 荷重条件

解析の外荷重として埋土の自重を与えた。埋立て完了時の 1973 年からトンネルが完成して沈下量の計測が開始された 1980 年までの沈下量は計測されていないが、本解析では地盤の構成関係式に非線形弾性を用いることから、解析開始は埋立て完了時の 1973 年とした。

(5) トンネルの等価剛性評価

トンネル長手方向の長期沈下挙動の検討においてトンネル覆工の剛性値は重要な要素となる。等該箇所は合成セグメントリング間に柔結合伸縮継手を 2 リング、3 リング、12 リング毎にそれぞれ配置している区間があるため、セグメントの継手およびセグメント間柔結合伸縮継手を考慮して図-13 のフローによりトンネル剛性を算定した。

以下、図-13 のフローに従って、主要な計算手順について概説する。なお、表-2 にセグメントおよび継手の諸元を示す。

表-2 セグメントおよび継ぎ手の諸元

合成セグメント	厚	300mm
	幅	900mm
	スキムプレート厚	3.2mm
	分割数	7 分割
継 手	ワッシャー半径	24mm
	継手板厚	14mm
	継手ボルト	M30
	継手ボルト数	25 本
二次覆工	コンクリート厚	250mm
伸縮継手	ゴムガスケット厚	19~60mm
	継手ボルト	M33

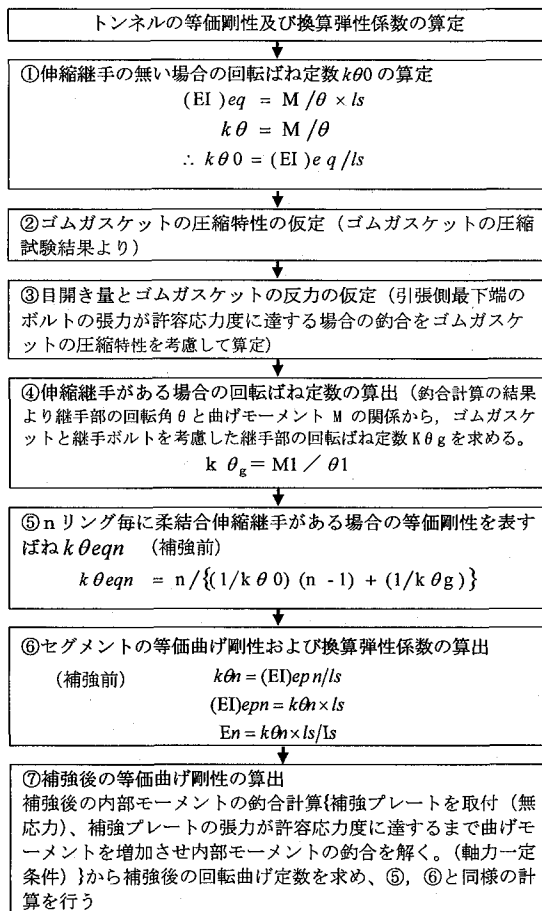


図-13 等価剛性及び換算弾性係数の算定フロー

a) 伸縮継手の無い場合の回転ばね定数 $k_{\theta 0}$ の算定

継手部の引張りバネ定数の算定は、鉄道構造物等設計標準・同解説シールドトンネル (鉄道総合技術研究所編)⁴⁾による。

b) ゴムガスケットの圧縮特性の仮定

図-14は、トンネル施工時に実施された伸縮継手のゴムガスケットの圧縮試験結果である。ゴムは圧縮時と圧縮力解放時とでその特性曲線が異なるが、試験データが圧縮時の結果のみであるため、ここでは、解放時も圧縮時と同一の特性曲線と仮定している。試験は圧縮量30mmまでしか行われていないため、試験結果を曲線近似して比較検討した結果、圧縮量が大きくなると急激に硬くなるゴムの特性を考慮し、今回のデータでは4次曲線による近似式(4)を採用した。

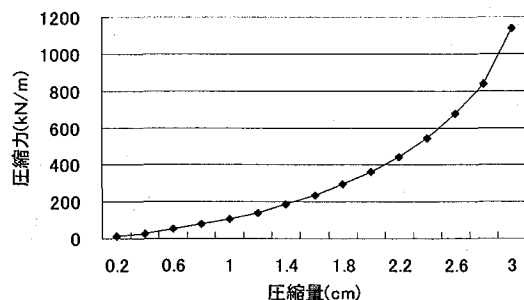


図-14 ゴムガスケット圧縮特性

$$y = 0.0004x^4 - 0.0181x^3 + 0.3159x^2 - 0.672x \quad (4)$$

c) 目開き量とゴムガスケット反力の仮定

シールドトンネルに設置されている柔結合伸縮継手は、伸縮性のあるゴムガスケットをセグメント間に挿入し、ボルトに遊間をもたせて設置することにより、最大で24mmまでの伸び能力を有している。曲げ変形に伴うゴムガスケットの圧縮力は、継手部において平面保持が成り立つものと仮定して、図-15に示すような釣合状態を考えて、引張側最下端のボルトの張力が許容応力度に達する場合の釣合をゴムガスケットの圧縮特性を考慮して解いた結果をもとに図-18の目開き量とゴムガスケット反力の関係を求めた。

シールドトンネル伸縮継手の施工直後は、図-16に示すように、トンネル上縁下縁とも均等に厚さ60mmのゴムガスケットを30mmまで圧縮した状態を初期状態とした。

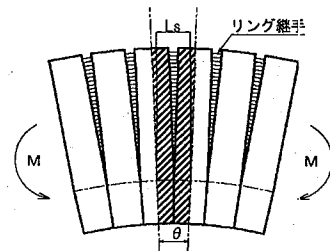
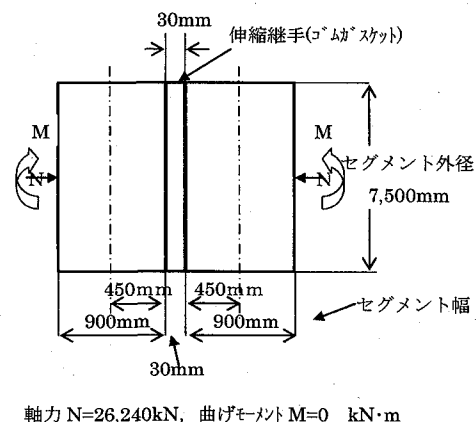
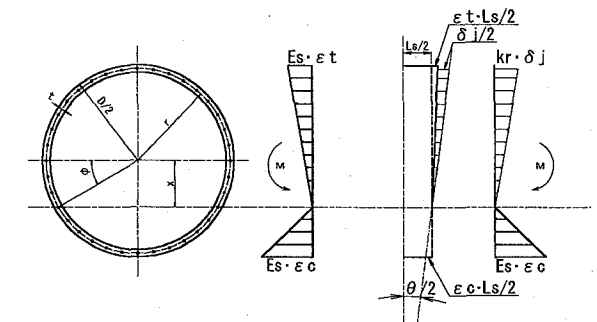


図-15 継手の釣合条件



軸力 $N=26,240\text{kN}$, 曲げモーメント $M=0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

図-16 初期状態

次に、この状態から最下端のボルトが許容応力度に達するまで曲げモーメントを増加させたときの、モーメントの釣合を解く。この増加曲げモーメントは、地盤沈下に伴う強制変位によるものであり、軸力変化は微小と考えられるので計算上は軸力が変化しないことを条件とした。図-16および図-17は、最下端のボルトが許容応力度に達した時の計算結果を図示したものである。

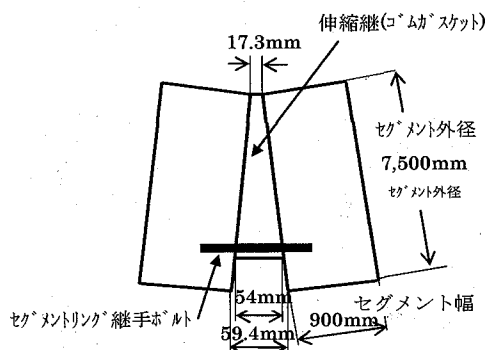
なお、引張側の継手は引張ばね k_u が、計算上セグメントの図心上に均等に配置されたものとしている。ただし、初期値から24mmの目開きまでは、ボルトに張力が発生しないものとしている。

d) 伸縮継手がある場合の回転ばね定数の算出

釣合計算により得られた継手部の回転角 θ と曲げモーメント M の関係から、式(5)によりゴムガスケットと継手ボルトを考慮した継手部の回転ばね定数を求める。

$$k_{\theta g} = M / \theta \quad (5)$$

ここに、 $k_{\theta g}$ ：ゴムガスケットの回転ばね定数、 M ：曲げモーメント、 θ ：継手部回転角である。
ここで用いる曲げモーメントは、継手部の変形が図-15



軸力 $N=26,200\text{ kN}$ 、曲げモーメント $M=88,400\text{ kN}\cdot\text{m}$

図-17 変形状態

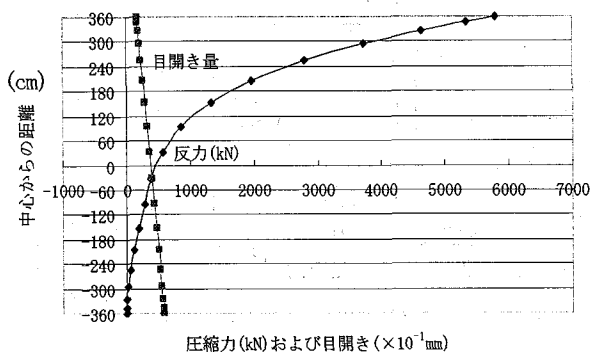


図-18 継手部変形と応力分布

の初期状態から図-17に変化した時のゴムガスケットの圧縮特性から求まる曲げモーメントと継手ボルトの張力による曲げモーメントの合計曲げモーメントである。ゴムガスケットの曲げモーメント $80,100\text{ kN}\cdot\text{m}$ 、継手ボルト張力による曲げモーメント $8,300\text{ kN}\cdot\text{m}$ であるので、変形後の曲げモーメントの合計 $88,400\text{ kN}\cdot\text{m}$ 、回転角 θ =変形後の目開き量/ボルト継手中心までの距離 $= (59.4\text{ mm} - 17.3\text{ mm}) / 7200\text{ mm} = 0.00585\text{ rad}$ となる。

ボルト継手中心までの距離は、セグメント外径 7500 mm に対し、セグメント厚 300 mm の $1/2$ の位置にボルトが配置されているものとしている。

e) n リング毎に柔結合伸縮継手がある場合の等価剛性を表すばね定数

図-19は、2リングおよび3リング毎に柔結合伸縮継手がある場合の概念図である。

通常継手と柔結合伸縮継手とが交互（柔結合伸縮継手が2リング毎に配置）に配置されている場合を考えると、その等価剛性（回転ばね定数の平均値）は直列ばねとして表すことができる。通常継手の回転ばね定数を k_{θ} 、柔結合伸縮継手の回転ばね定数を $k_{\theta g}$ とすると、等価剛性を表す合成された回転ばね定数の平均値 $k_{\theta eq2}$ は次式で表される。

$$k_{\theta eq2} = 2 / (1/k_{\theta} + 1/k_{\theta g}) \quad (6)$$

したがって、n リング毎に柔結合伸縮継手がある場合の等価剛性を表すばね定数 $k_{\theta eqn}$ は

$$k_{\theta eqn} = n / \{ (1/k_{\theta}) (n-1) + (1/k_{\theta g}) \} \quad (7)$$

と表すことができる。

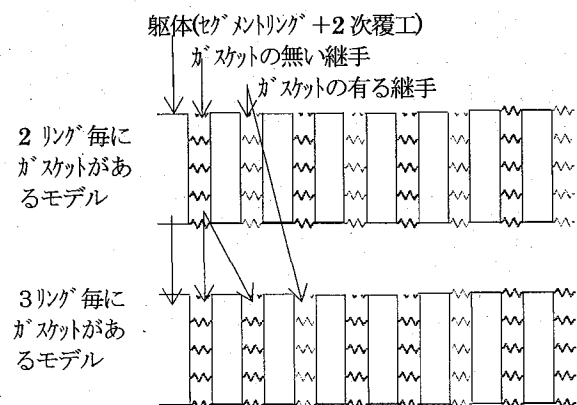


図-19 n リング毎に伸縮継手がある場合の概念図

f) セグメントの等価曲げ剛性の算出

①および④で求めた $k_{\theta 0}$ 、 $k_{\theta 2}$ と式(6)、(7)を用いてトンネル軸方向の等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ を求める。また、セグメントリング躯体の断面二次モーメント I_s を用いて、解析に用いる換算弾性係数 E_n で求める。

この結果、トンネル構造体の換算弾性係数は表-3に示すようになり、解析ではこの値を用いた。なお、トンネル構造体のポアソン比は $\nu=0.300$ とした。また、図-20は表-3の値の等価剛性および換算弾性係数を台場トンネル長手方向に割付けたものである。

表-3 等価剛性と換算弾性係数

ガスケット間隔 n	2	3	12
等価 k_{θ} (kNm/rad)	2.32×10^7	2.83×10^7	4.23×10^7
等価曲げ剛性(kNm ²)	2.09×10^7	2.55×10^7	3.80×10^7
換算弾性係数(kN/m ²)	3.21×10^5	3.91×10^5	5.85×10^5

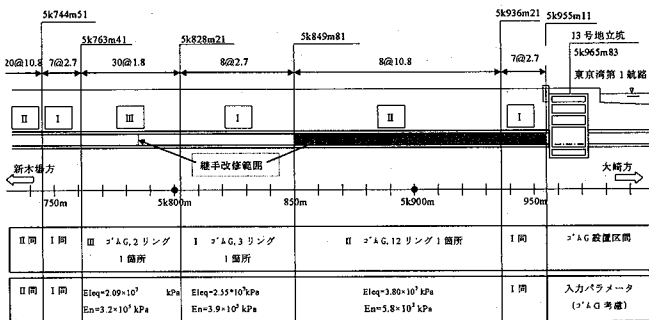


図-20 等価剛性および換算弾性係数の割付

g) 補強後の継手剛性

継手部の補強は図-8に示すように、継手部に二次止水ゴムを設置後、厚さ12mmの防護プレートを二次覆工の内側に固定された。ここでは、この防護プレートを引張部材として継手の付加剛性として評価し、補強後の等価剛性を算出した。この時、防護板の引張ばね定数 k_p は次式(8)で求めた。

$$k_p = EA/L = 737 \text{ kN/cm}^2 \quad (8)$$

ここで、 E ：鋼板の弾性係数($=2.1 \times 10^8 \text{ kN/cm}^2$)、 A ：鋼板の断面積($=1.2 \text{ cm}^2$)単位幅当たり、 L ：鋼板の自由長($=34.2 \text{ cm}$)

釣合条件は、図-21に示すような3つの状態を考え①から③への増分目開きおよび増分曲げモーメントを用いて、補強後の継手剛性を求めた。

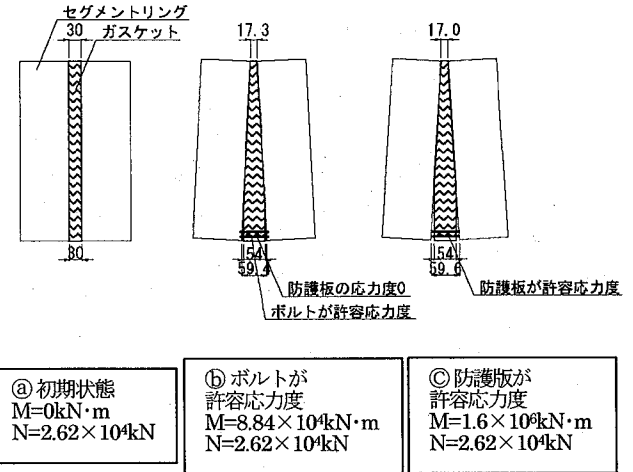
①初期状態、②ボルトが許容応力度に達した状態(この状態で防護板を設置)、③防護板が許容応力度に達した状態。

図-21の条件で、これらの釣合状態を解いて得られた曲げモーメントと回転角の関係を図-22および表

-4に示す。

図-22の傾き θ_1 が補強前、 θ_2 が補強後の回転ばね定数を示している。

この $k_{\theta 2} = 9.99 \times 10^8 \text{ kNm/rad}$ を用いて、補強前と同様に補強後のトンネル構造の換算弾性係数を求めると表-5のようになる。解析では補強の行われた1997年以降のトンネル構造体の弾性係数を表-5の値に変更した。



※1：継手部の目開き量が54mm以下では、ボルトに張力が生じない。

※2：継手部の目開き量が54mmを越えた部分では、ゴムガスケットの反力は生じない

図-21 解析ステップ図(釣合状態)

表-4 継手剛性評価

	M(kNm)	θ (rad)	k_{θ} (kNm/rad)
1	8.84×10^4	5.85×10^{-3}	1.51×10^7
2	7.12×10^4	7.13×10^{-5}	9.99×10^8

※1：表の1は、ボルトが許容応力度に達した状態

※2：表の2は、防護板が許容応力度に達した状態

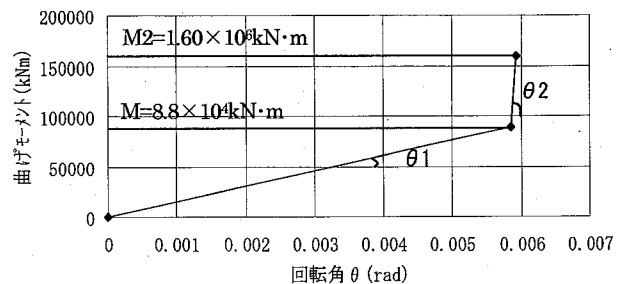


図-22 継手剛性評価

表-5 補強後の換算弾性係数

ガスケット間隔 n	2	3	12
等価 k_{θ} (kNm/rad)	9.47×10^7	7.34×10^7	5.42×10^7
等価曲げ剛性(kNm ²)	8.52×10^7	6.60×10^7	4.93×10^7
換算弾性係数(kN/m ²)	1.31×10^6	1.01×10^6	7.58×10^5

(6) 解析結果

図-23 は、図-5 の測定点におけるトンネル縦断方向の沈下挙動の解析結果を実測結果と比較したものである。図-23 は埋立て開始時の1973年から過剰間隙水圧が消散し沈下が終了した2010年までの有限要素法解析結果と実測結果の比較を示したものである。前述のように、解析開始時がトンネル沈下量測定開始時と一致しないため、ここでは、トンネル周面排水条件変更後の沈下量の最急勾配点を一致させ、解析値と実測値の比較を行った。図中の沈下量の数値には、トンネル実測値を用いている。図では沈下量実測値をグラフ縦軸としている。このため、埋立て完了時からトンネル完成時の間の7年間の沈下量を含む解析開始時の沈下量はマイナスの値となっている。比較の結果、有限要素法を用いた解析結果は、実測結果に近い挙動を示している。図から明らかなように、解析では、伸縮継手目開き量が許容値を超えトンネル周面からの漏水が始まった1984年から沈下速度が大きくなる様子が再現されている。また、1995年以降は継手の補強によりトンネルの剛性が大きくなったため沈下速度が小さくなった。解析で得られたトンネル完成時からの最終沈下量は、77.04cmであった。

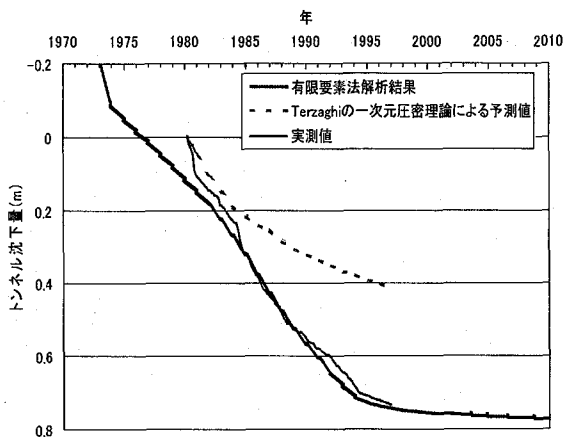


図-23 5k880m 地点におけるトンネル基面相当箇所
の沈下挙動

7. まとめ

東京湾の埋立て地盤に建設された、経年20数年の供
用の鉄道シールドトンネルにおけるトンネル構造体
の沈下対策や補強の実際を考慮したトンネルの挙動や
地盤沈下解析を行った結果、得られた知見を整理する
と以下のとおりである。

- 1) 現場に即した境界条件のもとで、初期値・境界値
問題としてトンネル沈下の予測を3次元土～水連成
非線形弾性有限要素法解析を用いてトンネル沈下の

数値解析を実施した。特に、台場トンネルが建設さ
れた13号地埋立地は、洪積世の段丘が台場トンネル
の直下部付近で13号地立坑方向（西側）と南側に傾
斜しオボレ谷を形成しているような複雑な地形に位
置しており、Terzaghiの一次元圧密理論を用いた沈下
量予測において、地形や地盤内に構築されたトンネ
ル構造体の配置・剛性がトンネル沈下に与える影響、
トンネルと地盤の間の排水条件および伸縮継手の補
強によるトンネル剛性の変化が考慮できないことが
考えられる。このような場合には、地形や境界条件
の違いを考慮できる3次元有限要素解析が有効であ
る。

- 2) 伸縮継手の目開き量の傾向と実測沈下から継手か
らトンネル内に漏水が発生した時期、継手補修によ
り漏水が止まった時期から排水境界条件を設定した。
3次元有限要素法により予測解析を実施した結果と
実測結果を比較すると、実測沈下とほぼ対応した結
果が得られた。
- 3) トンネル長手方向の長期沈下挙動の検討において、
トンネル覆工の剛性値は重要な要素となる。当該箇
所は合成セグメントリング間に柔結合伸縮継手とし
てゴムガスケットを挟みこんだ特殊な継手により沈
下対策したものであるため、特殊継手の剛性値を実
験データ等から力学的にモデル化して等価剛性値を
設定することができる。

参考文献

- 1) 有泉毅, 五十嵐寛昌, 金子俊輔, 永谷英基, 山崎剛, 日
下部治: 周辺地盤の圧密沈下に伴う既設シールドトンネル
作用荷重の変化メカニズム, 土木学会論文集, No.750/III
-65, pp.115-134, 2003.12
- 2) 臨海副都心線台場トンネル検討特別委員会報告書: 社団
法人日本トンネル技術協会, 1997.3
- 3) 飯塚敦, 八嶋厚: 3次元弾粘塑性連成有限要素プログラ
ムの開発, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集第3部,
pp.970-971, 1989
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説シールドトンネル参考資料
№16, 鉄道総合技術研究所編, pp.157-162, 1997.7