

シールドを用いた場所打ち支保システム の現場計測とその考察

三上美輝雄¹・小川淳²・神田大³・田中淳寛⁴・水原勝由⁵

¹ (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 青森新幹線建設局 (〒030-0801 青森市新町 2-2-4)

²正 会 員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 青森新幹線建設局 (〒030-0801 青森市新町 2-2-4)

³正 会 員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 青森新幹線建設局 (〒030-0801 青森市新町 2-2-4)

⁴正 会 員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 青森新幹線建設局 (〒030-0801 青森市新町 2-2-4)

⁵正 会 員 (株)地域地盤環境研究所 東京事務所 (〒113-0034 文京区湯島 1-8-4 山川ビル 2F)

北海道新幹線（新青森・新函館（仮称）間）津軽蓬田トンネル工事では、未固結地山においてシールドを用いた場所打ち支保システム（以下、SENS）による施工を行っている。SENSによる施工は、東北新幹線三本木原トンネルに続き2例目の施工であるが、本工法で設計された場所打ちライニングの妥当性及び周辺地山に与える影響について、十分に検証されたものとは言い難いのが現状である。

そこで、三本木原トンネルで得られた知見と課題を念頭に置き、津軽蓬田トンネルでは新たなデータの蓄積とライニング挙動と周辺地山変状のメカニズムを解明するための現場計測を実施した。本報告は、現場計測の結果に基づき、ライニング挙動と周辺地山に与える影響について考察するものである。

Key Words : SENS, shield tunneling method, extruded concrete lining, NATM, cast-in-place concrete lining, in situ measurement

1. はじめに

北海道新幹線（新青森・新函館（仮称）間）津軽蓬田トンネルでは、当該区間の地質状況から、掘削切羽の安全性を確保するため「シールドを用いた場所打ち支保システム」（以下、SENS）により施工を行っている。

SENSによる施工は、東北新幹線三本木原トンネルに続き2例目の施工であり、「密閉型シールドにより掘削及び切羽の安定を図り、シールド掘進（Shield）と並行して一次覆工となる場所打ちコンクリートライニング（ECL）によりトンネルを支保し、一次覆工の安定を計測により確認した後、漏水処理と力学的機能を負荷させない二次覆工を施工（NATM）してトンネルを完成させる工法（System）」としている¹⁾。

三本木原トンネルの計測結果によれば、ライニングに発生する応力は NATM やシールド工法と比べ小さくなると結果が得られている¹⁾。しかし、SENS 施工の実績とデータの蓄積が少なく、本工法の場所打ちライニングおよび内型枠の設計の妥当性及び周辺地山に与える影響について、十分に検証されたものとは言い難いのが現状である。

これらの課題を検証し、SENS の設計施工法を確立するため、津軽蓬田トンネルではライニング挙動

と周辺地山変状のメカニズムを解明するための現場計測を実施した。

本報告では、津軽蓬田トンネルで実施した計測結果を報告するとともに、SENS 施工に伴うライニング挙動と周辺地山に与える影響について考察するものである。

2. 工事概要²⁾

(1) 地質概要

トンネルの通過する地層は、未固結な砂を主体とする蟹田層が基盤であり、蓬田タイプ、野辺地タイプ、砂川沢タイプに分類される。図-1 に津軽蓬田トンネルの地質縦断図を示す。

蓬田タイプは、全体として固結度が低く帯水層となっており、層相は、側方または上下方向に大きく変化する特徴を有する。野辺地タイプは、軽石質凝灰岩と中・細粒砂の薄互層によって特徴付けられる。砂川沢タイプは、全体として均質で塊状無層理の固結した砂岩層からなる。

蟹田層の一部は細粒分含有率 9%、均等係数 3.0 と非常に流砂を生じ易い砂層である。

また、地下水位は発進部付近を除き、おおむねトンネル天端以上（最大、天端+34m）である。

(2) トンネル断面

津軽蓬田トンネルは、延長 6,190 m の新幹線複線断面トンネルであり、平面線形は全区間直線である。内径は建築限界に、供用後の保守設備設置等に必要な余裕量 50 mm と施工余裕 100 mm (蛇行余裕＋変形余裕) を加味し、 $\phi 10,040$ mm としている。

トンネル一次覆工厚は 330 mm、二次覆工厚は 300 mm としている (図-2)。

(3) SENSの掘進機構

SENSの掘進メカニズムは、図-3に示すように、マシン後方に組立てた内型枠と地山との間に形成される空間に一次覆工コンクリートを打設しながら掘進するのが特徴である。この一次覆工コンクリートは地山の土水圧に抵抗するため圧力を保持して打設される。

推進するための反力は、硬化した一次覆工コンクリートと内型枠との付着力から確保し、切羽側の内型枠に30本のジャッキを押し当てて掘進が行われる。内型枠は、1 リング10 ピースからなり、16 リング (予備リングを除く) を搭載し、後方で脱型した内型枠を掘進に合わせて1 リング (1.5m/リング) ずつ前方で組立て、順次転用する。

3. 津軽蓬田トンネルの現場計測概要

(1) 計測位置

現場計測は土被りの大きい2区間と土被りの小さい (土被り 1 D 以下) 2 区間において実施した (図-4)。各計測区間の諸元を表-1 に示す。

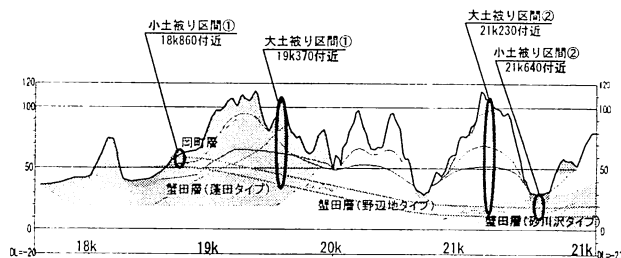


図-4 計測区間の位置図

表-1 各計測区間の諸元

計測区間	トンネル天端 DL(m)	地盤高 DL(m)	土被り (m)	水位 DL (m)	水頭 天端+(m)
小土被り①	60	64	4	—	—
大土被り①	49	110	61	64	15
大土被り②	19	110	91	50	31
小土被り②	21	31	10	31	10

(2) 計測項目

場所打ちライニングの計測は、1計測区間を15リング間とし、図-5に示す項目の計測を実施した。

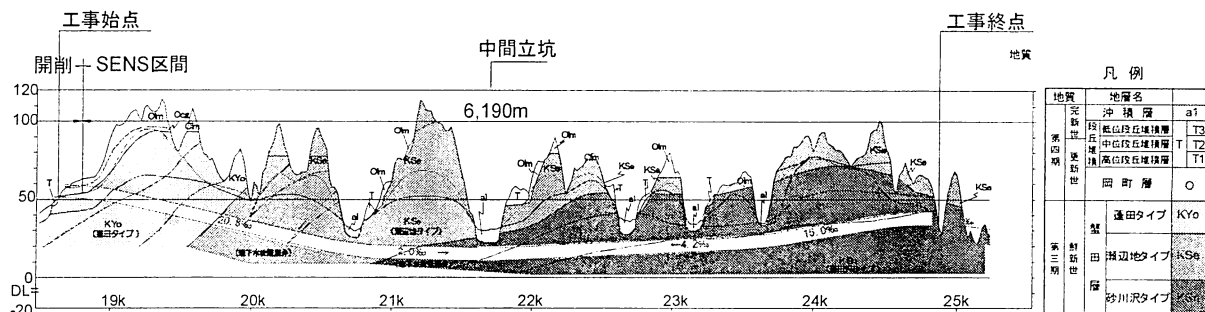


図-1 津軽蓬田トンネル地質縦断面図

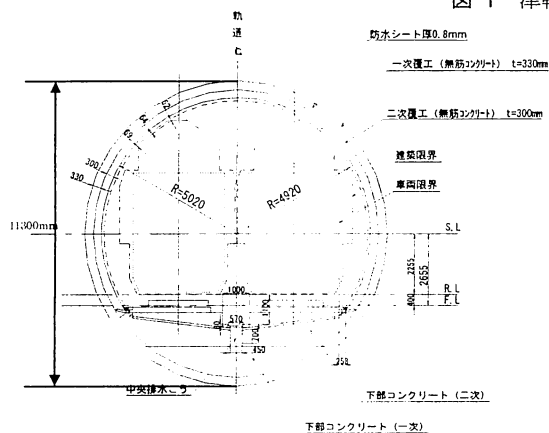


図-2 トンネル断面図

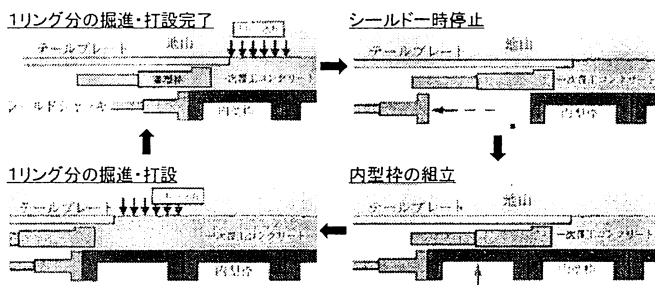


図-3 SENS の掘進機構

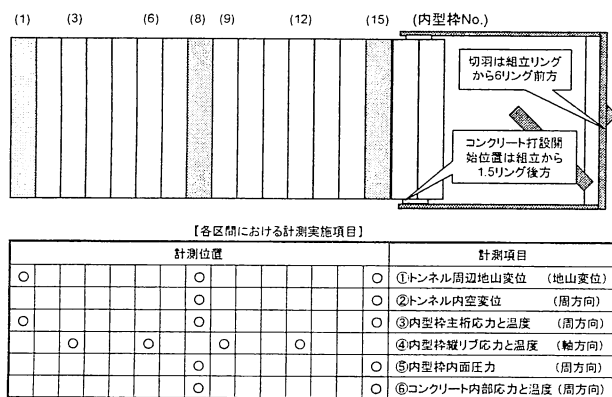


図-5 計測区間の計測内容

(3) 場所打ちトンネル周方向の計測

場所打ちトンネル周方向の計測位置と計測項目を図-6に示す。

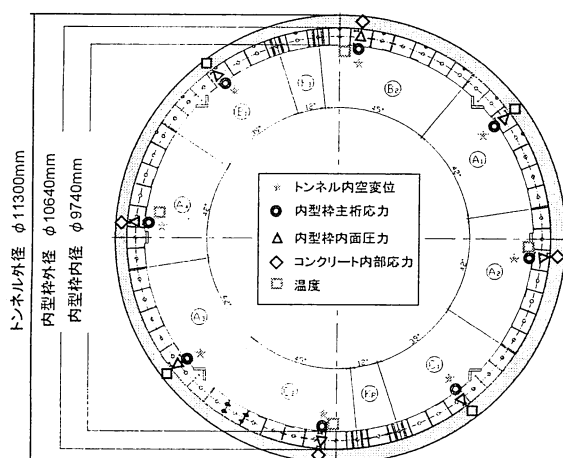


図-6 場所打ちトンネル周方向の計測位置

(4) 場所打ちトンネル軸方向の計測

場所打ちトンネル軸方向の計測位置と計測項目を図-7に示す。

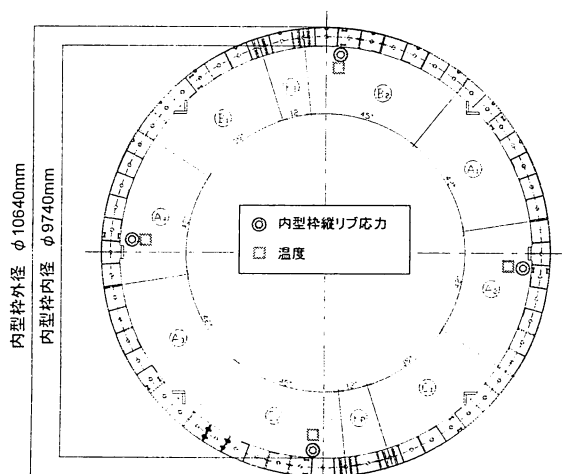
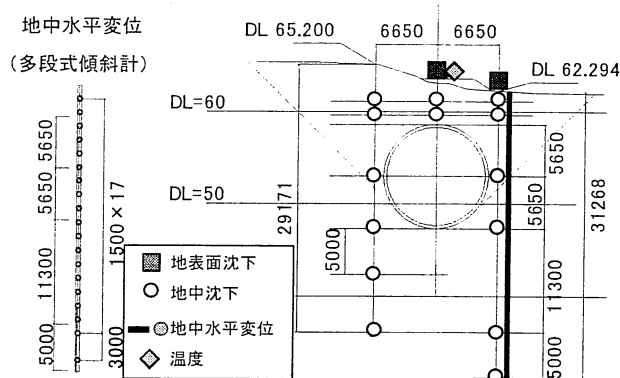
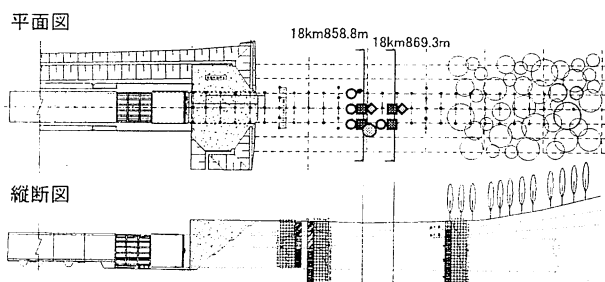


図-7 場所打ちトンネル軸方向の計測位置

(5) 周辺地山変位の計測

トンネル直上と側部の鉛直変位，側部の水平変位およびトンネル近傍の間隙水圧の計測を行った。

小土被り区間①の計測位置と計測項目を図-8に示す。



(18+858.8m 断面)

図-8 周辺地山変位計測位置 (小土被り区間①)

4. 津軽蓬田トンネルの計測結果

(1) コンクリート打設圧および内型枠内面圧

テール脱出時の打設圧，内型枠内面圧（スキンプレートに作用する圧力，以下内型枠内面圧）およびテール脱出1D後の内型枠内面圧を図-9に示す。テール脱出1D後の内型枠内面圧は，コンクリート硬化後，スキンプレートに作用する残留圧力である。

テール脱出時の打設圧には打設位置によってバラツキが見られるが，内型枠内面圧は全周で比較的均等な圧力が作用し，下方ほどコンクリート比重分だけ大きくなる圧力分布を示す。テール脱出1D後の内型枠内面圧は，硬化過程で圧力が減少し，上半に比べ下半での減圧が大きくなる傾向が見られた。

硬化過程での圧力残留率は，打設時の圧力に対して 54%～88%，平均 67%程度であった。

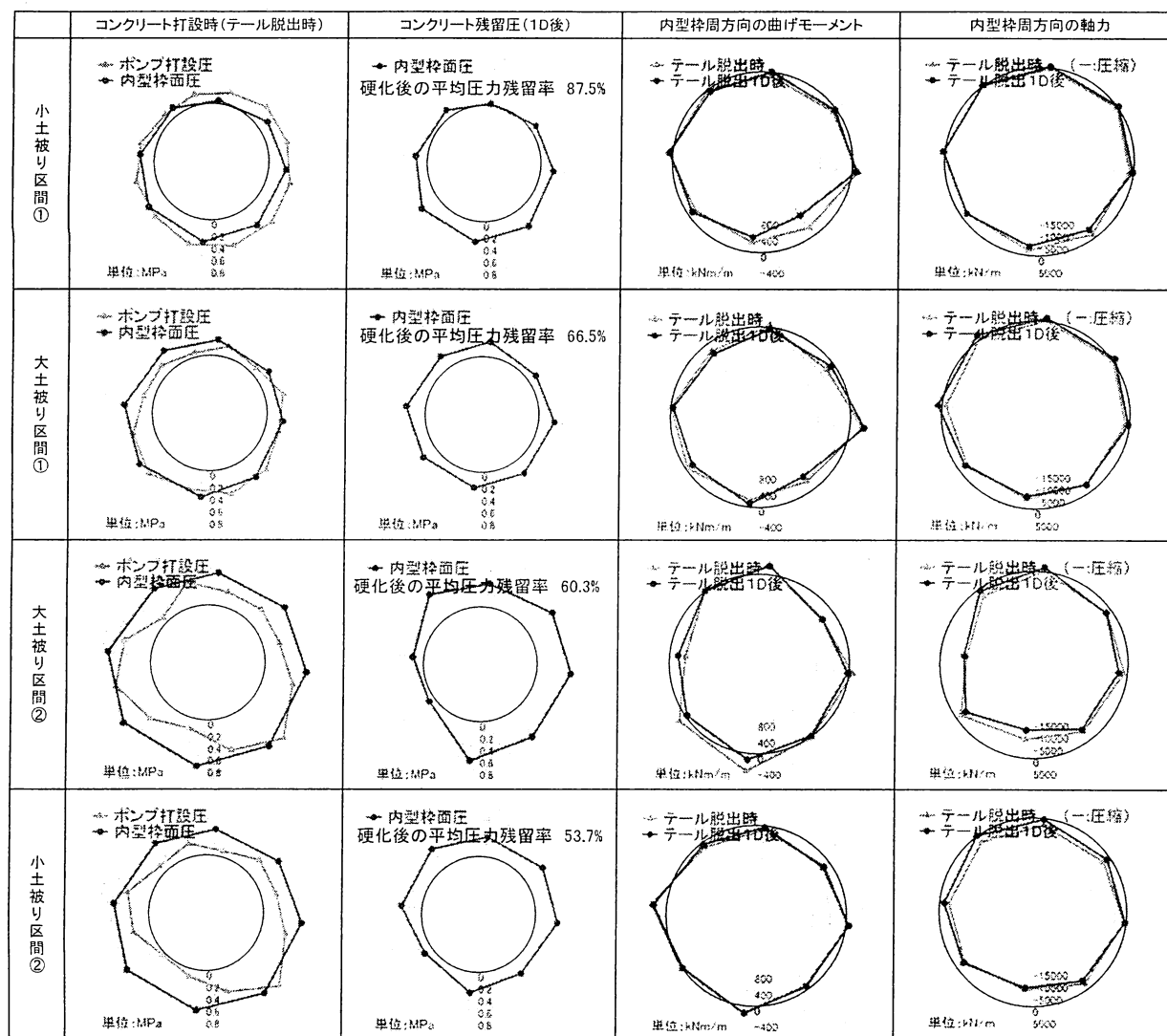
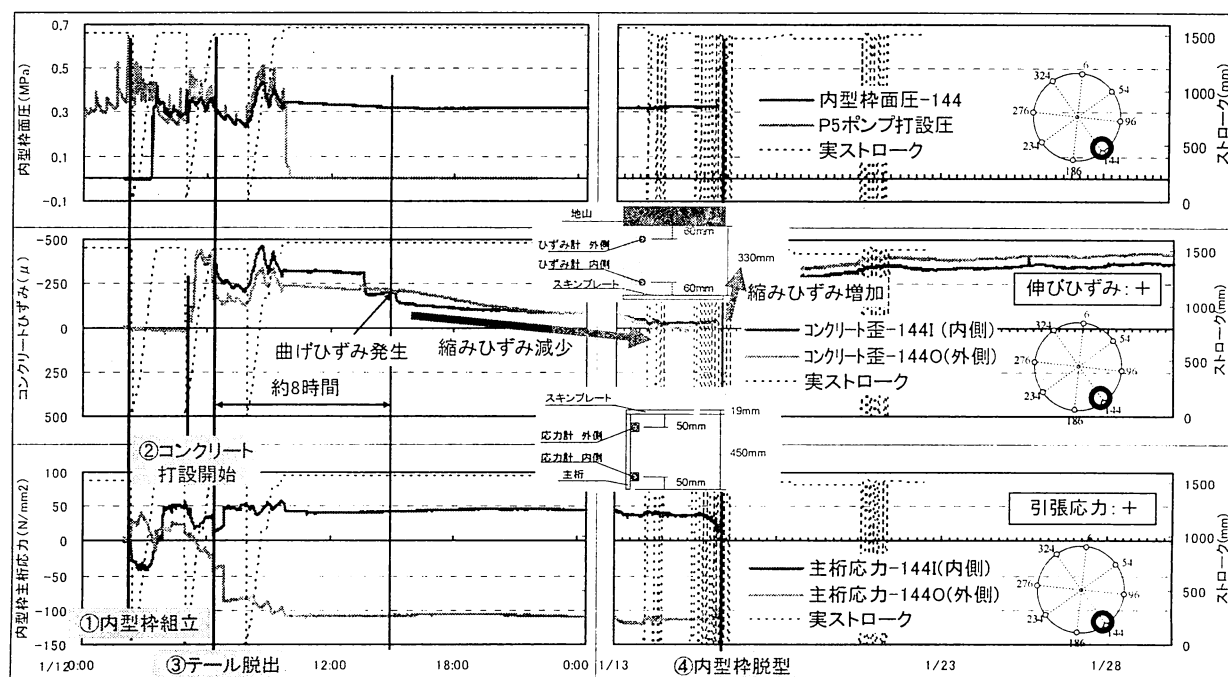


図-9 コンクリート圧力および内型枠断面力分布



(2) 内型枠の主桁応力（トンネル周方向断面力）

図-9に内型枠の断面力分布、図-10下段に小土被り区間①の内型枠主桁応力の時系列変化を示す。

内型枠主桁応力は、テール脱出前後での変化が大きい。テール脱出時の応力変化は、コンクリート打設等の施工時荷重によるもので、テール脱出約8時間後は応力変化が小さい。

図-9に示す内型枠の断面力分布では、曲げモーメントは横潰れもしくは縦潰れの分布形状、圧縮軸力は下半ほど大きくなる軸力分布を示している。これらは、打設圧の左右のアンバランス、上下の圧力差の影響と考えられる。

テール脱出時の断面力分布は、テール脱出1D後においてもその形状に殆ど変化が見られない。

(3) 一次覆工コンクリートのひずみ

図-10中段に小土被り区間①のコンクリートひずみの時系列変化を示す。

テール脱出時および次リング掘進時のコンクリートひずみは、打設圧と同様な挙動を示す。この間のひずみ変化は、コンクリートの流動や圧力変化に伴う伸張と考えられる。打設後約8時間後には、曲げひずみが見られる。曲げひずみの発生は、コンクリートの強度発現後の変形に伴う応力変化であり、打設後約8時間後から硬化が始まったものと考えられる。

硬化開始から脱型までのコンクリートひずみは、縮みひずみが減少するが、脱型後には増加している。脱型後の増加は、内型枠によって支持されていた荷重の一次覆工コンクリートへの移動や脱型時の地山変位の影響と考えられる。

(4) 内型枠の縦リブ応力（トンネル軸方向断面力）

小土被り区間②1894Rの縦リブ断面力の時系列変化を図-11、1902R掘進時の縦リブ断面力分布を図-12に示す。ここで、内型枠の縦リブに作用する主な荷重はジャッキ推力である。

内型枠の縦リブ応力は1894R組立後の掘進開始時に急増し、掘進中に変動、テール脱出後に減少する。また、テール脱出後4～6リングでは、トンネル上端で圧縮軸力および正曲げの増加が見られ、その後、横ばいもしくは減少傾向を示す。これらは、ジャッキ推力のほか、打設圧の上下差による内型枠の浮上りおよび地山変位の影響と考えられる。

一方、下端では、テール脱出後の応力変化は小さく、脱型数リング前では応力は発生していない。

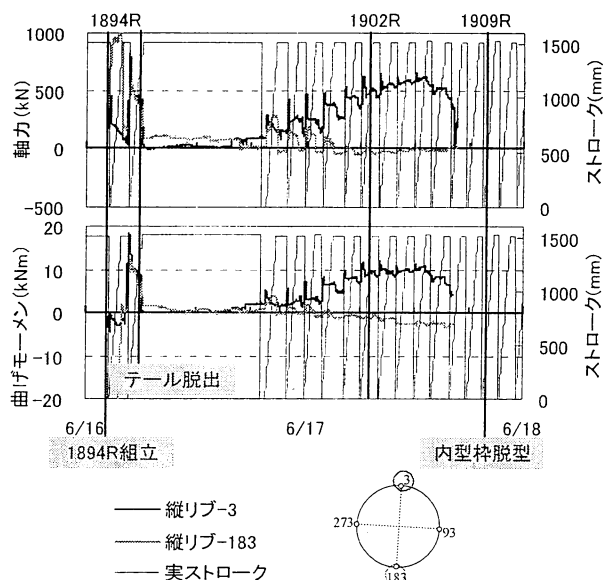


図-11 小土被り区間②1894Rの縦リブ断面力変化

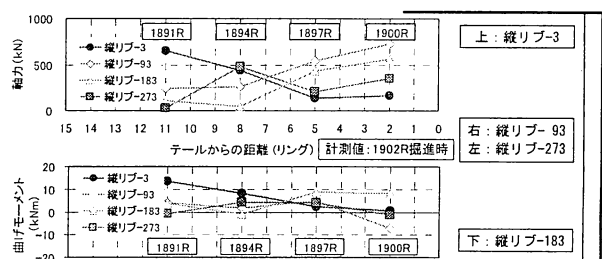


図-12 小土被り区間②の縦リブ断面力分布

(5) トンネル内空変位

小土被り区間②1896Rのトンネル内空変位を図-13に示す。

テール脱出後、トンネルが浮上る傾向が見られる。変位は主にテール脱出から脱型4日後までに生じており、特にトンネル天端付近の変位が大きいことが分かる。

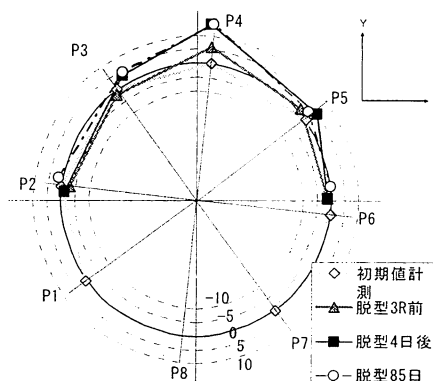


図-13 小土被り区間②の1896Rトンネル内空変位

(6) 周辺地山変位

図-14 に小土被り区間①の地山変位の時系列変化を示す。上段はトンネル直上の地表面沈下，中段がトンネル直上1m位置の沈下，下段がトンネル側部1m離れの水平変位である。

トンネル直上の鉛直変位は，切羽通過前後2リング間で $\pm 2\text{mm}$ 程度の上変位が見られる。切羽通過後の停止期間中は緩やかに沈下し，掘進再開後は脱型まで隆起傾向が見られた。脱型時の地表面と直上1mの隆起は約20mmであった。

トンネル側部の水平変位は，切羽通過後，トンネル側への引き込みが生じ，テール通過時に押し戻しが見られる。

脱型後1週間程度は沈下および水平変位の戻りが見られるが，ともに3mm以下の小さい変位量で収束した。

図-15 に小土被り区間①の地山変位分布図を示す。地表面およびトンネル1m上では，最大20mmの隆起が発生しているが，側部の変位は小さい。

トンネル側部の水平変位は，トンネル断面深度でトンネル側へ引き込み，トンネル断面で浅では，逆に地表面に近いほど側方への押し出す形となっている。これらの周辺地山の挙動は，小土被り区間②でも同様な結果であった。

図-16にトンネル周辺の地山変位挙動模式図を示す。切羽接近からテール脱出，内型枠脱型の間に生じる主な地山変位は，上方への押し上げ，押し広げの挙動であり，地山変位の殆どがコンクリート打設に伴うものであった。また，テール脱出後から脱型までの間で見られる地山の隆起は，コンクリート打設に伴う隆起，打設圧の上下差による内型枠の浮上り，これに伴う地山の押し上げによるものと考えられる。

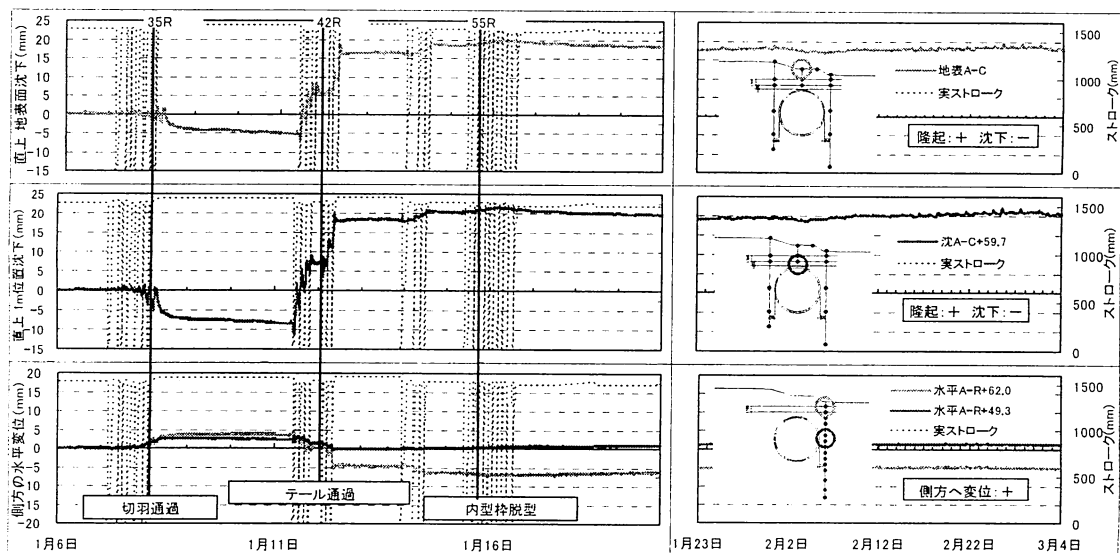


図-14 小土被り区間①の地山変位時系列変化

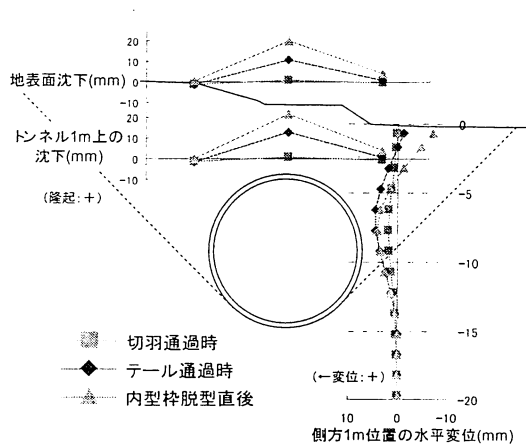


図-15 小土被り区間①の地山変位分布

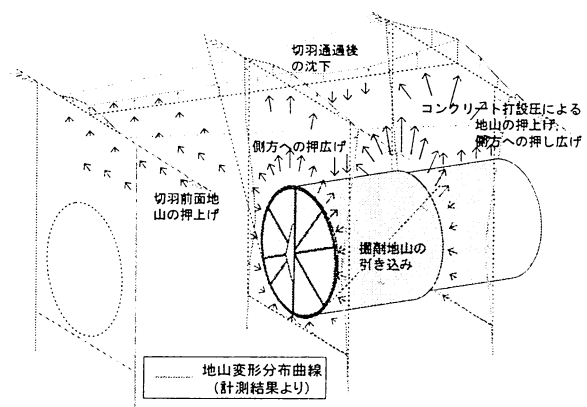


図-16 トンネル周辺の地山変位挙動模式図

5. ライニングおよび地山挙動の考察

コンクリート打設から脱型までの内型枠および場所打ちライニングの軸方向挙動を図-17、コンクリート硬化後の内型枠の浮上りに伴うコンクリートひずみの変化を図-18に模式図で示す。

図-17に示すように、打設から硬化までの間、内型枠上下でコンクリート比重分の圧力差（11mのトンネル径で約0.3MPa）が生じ、これが上向きの荷重として内型枠に作用する。その結果、内型枠が浮上り、一次覆工コンクリートを介して周辺地山を押

し上げていると考えられる。未硬化区間が長いほど、より広い範囲で内型枠の浮上りが生じ、地山の隆起が増加する要因の一つになると推察する。

また、図-18に示すように、硬化初期の一次覆工コンクリートも若干上方へ変位する。これは、内型枠によって支保された一次覆工コンクリートが、内型枠の浮上りに伴い共上りしたためと考えられる。その結果、周方向には、伸びひずみとせん断ひずみが発生すると推察される。このひずみ量は硬化初期でコンクリート強度が小さいほど、大きい傾向にあることを別途解析により確認している。

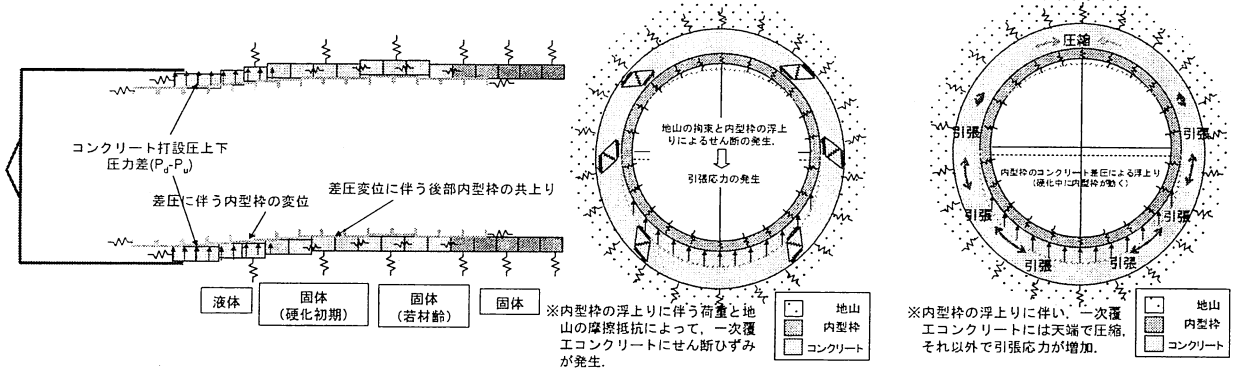


図-17 場所打ちライニング軸方向挙動模式図

図-18 内型枠の浮上りに伴うコンクリートひずみ変化模式図

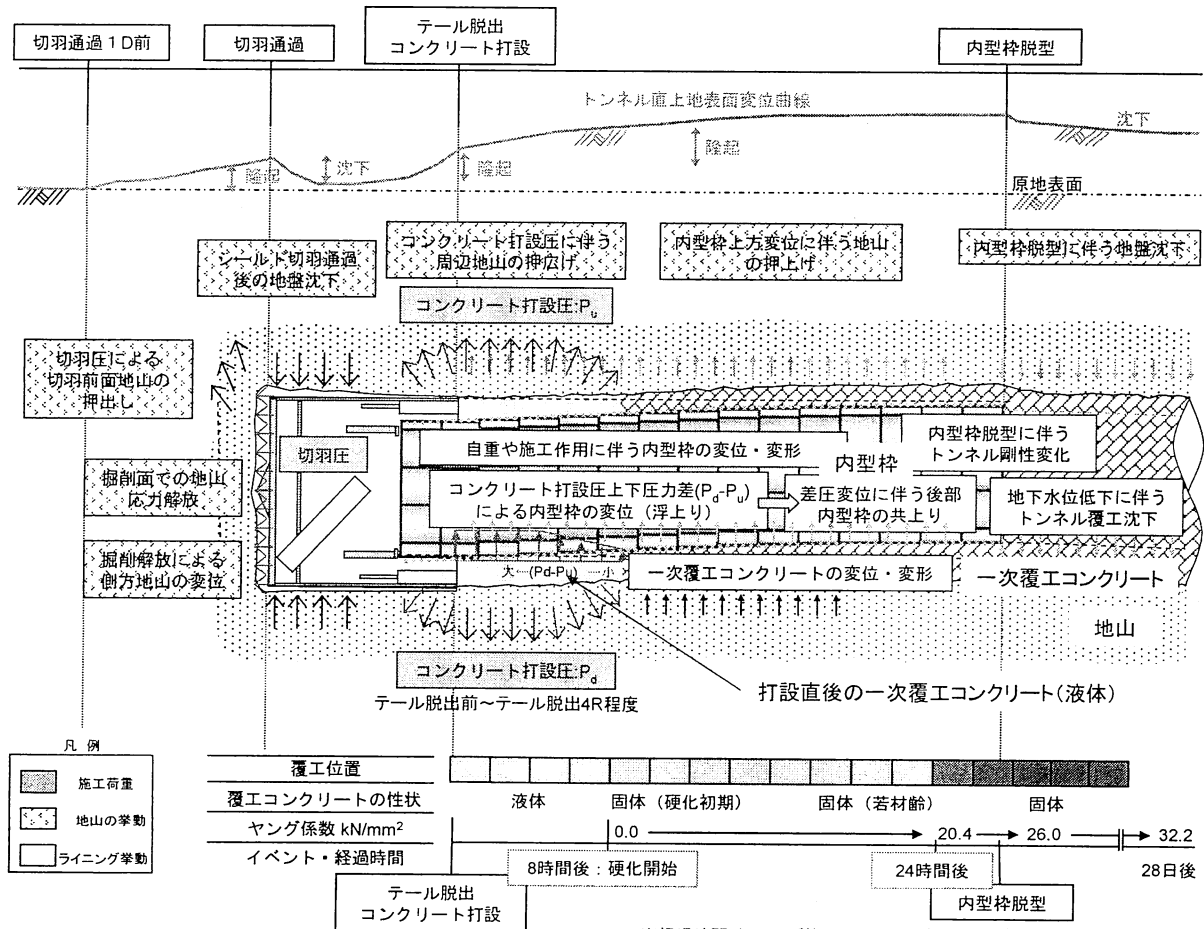


図-19 SENS 施工に伴うライニングおよび周辺地山の挙動模式図

以上の計測結果に基づき、SENS施工に伴うライニングおよび周辺地山の挙動模式図を図-19に示す。

シールド掘進やコンクリート打設のように、ライニングひずみや地山変位の直接的な要因となるものと、内型枠ひずみのように、幾つかの要因が複合的に作用し、更にその挙動が要因となって、二次的な影響を及ぼすものがあると考えられる。したがって、ライニングおよび地山挙動を把握するためには、様々な角度から計測データを検証し、分析することが重要である。

7. まとめ

津軽蓬田トンネルの計測結果より、以下のとおり三本木原トンネルと共通する挙動を確認した。

- 1) コンクリート硬化開始から脱型前までの一次覆工コンクリートの発生ひずみ量は小さい。
- 2) 内型枠の発生応力が大きくなると、一次覆工コンクリートのひずみ量も大きくなる傾向が見られた。
- 3) 内型枠脱型に伴うコンクリートのひずみの変化は、周方向の縮みひずみが支配的で、曲げによるひずみの変化は小さい。
- 4) SENS施工に伴う地山変位は、主にテール脱出前後の隆起とトンネル側方への押し広げであり、主な要因はコンクリート打設圧である。
- 5) 内型枠脱型時および脱型後の地山変位は小さい。

一方、津軽蓬田トンネルのみで確認された挙動は、以下のとおり。

- 6) コンクリート打設残留圧は67%程度である。三本木原トンネルでは80%程度であった。
- 7) コンクリート打設から硬化開始までの区間では、打設圧の上下差に伴う内型枠の浮上りが見られる。

8) コンクリートの硬化初期段階で縮みひずみの減少（伸びひずみの増加）傾向が見られる。

9) 脱型後のコンクリートひずみの変化は小さく、縮みひずみの減少傾向は見られない。

上記8)の挙動については、打設圧の上下圧力差に伴う内型枠の浮上りの影響と考えられる。

上記9)について、三本木原トンネルでは、脱型後、下半のコンクリートに縮みひずみの減少が見られたが、津軽蓬田トンネルでは同様の傾向は確認されなかった。要因としては、コンクリートの相違（骨材、セメント量、水分量等）、地下水位の違いなどが考えられるが、今後、更なるデータの蓄積による検証が必要と考える。

津軽蓬田トンネルの計測結果より、SENS施工に伴うライニング挙動と周辺地山の挙動が明らかとなった。今後は、テール脱出から内型枠脱型までの内型枠の挙動に着目した三次元解析を行い、内型枠の挙動に基づくライニングの評価を行うとともに、場所打ちライニングおよび内型枠の設計法の確認、検証を行う予定である。

最後に、本報告を行うにあたり、ご指導、ご協力を頂きました鉄道総合技術研究所および関係機関の皆様に深謝いたします。

参考文献

- 1) 飯田廣臣：含水未固結地山におけるシールドを用いた場所打ち支保システムに関する研究，早稲田大学博士論文，2008年2月
- 2) 長谷川正明，小伊豆俊博：未固結地山の小トンネル群をSENSで一体化，トンネルと地下，pp.285-290，2009年4月

(2012. 9. 3 受付)

Field Measurement and Analysis of the Tunnel Lining Systems in Extruded Concrete Lining Method

Mikio Mikami, Atsushi Ogawa, Hiroshi Kanda, Atsuhiko Tanaka, Katsuyoshi Mizuhara

Nowadays, the concrete lining of the Extruded Concrete Lining (ECL) method is designed based on the design method of a segmental lining in shield tunnelling. However, the measurement for investigating the validity of this design concept has not been established. Therefore, in Tsugaruyomogida tunnel, which has been constructed by the ECL method, the measurements on site such as the surface strains of steel formworks, the internal strains of a concrete lining, and the ground displacement were performed. These results were analyzed for describing the mechanism of a concrete lining and the interaction among a lining, steel formworks, and a surrounding ground. Finally, the measuring results and the design values are compared and discussed.