

VI-2

青函トンネル維持管理における内空断面測定

日本鉄道建設公団札幌工事事務所 正 員 坂井五郎
 日本鉄道建設公団札幌工事事務所 正 員 吉川大三
 日本鉄道建設公団札幌工事事務所 正 員 先山友康
 日本鉄道建設公団札幌工事事務所 高橋正義
 日本鉄道建設公団札幌工事事務所 木村裕俊

1. はじめに

青函トンネルは、昭和63年（1988年）3月に開業してから約7年半経過したが、その間に本州と北海道を結ぶ大動脈としての社会的使命を果たし続けている。

鉄道公団は、青函トンネル海底部分24.2km区間における構造物の維持管理業務を担当している。業務内容は内空断面測定、湧水量測定、湧水分析、注入材とコンクリートの性状追跡調査、地震データの収集・整理など多岐にわたるものとなっている。青函トンネルの縦断面を図-1に示す。

トンネル周辺には常時24kgf/cm²の水圧が加わっており、内空変位測定は、維持管理の上で最も重要な計測項目のひとつであり、本坑・作業坑・先進導坑の各坑道において実施している。測定位置は、各坑道とも施工中難行した箇所等に重点をおき選定している。

本坑の内空断面測定手法としては、従来2台のトランシットとパソコンを組み合わせた光学的計測システム（昭和63年度土木学会技術開発賞受賞）を用いてきた。しかし、今後列車の高速化・高密度化が想定されるため、作業性の向上を主目的に、光波測距儀を使用した新たな計測システムの導入を進めている。

また、これら計測データの整理分析結果から、変位パターンの特徴や変位の大きい箇所の特特定など、今後の維持管理を的確かつ効率的に行っていくためのいくつかの知見が得られつつある。

本稿では、現在導入を進めている新たな三次元計測システムの概要とこれまでに得られた内空断面測定結果に基づく知見についての報告を行う。

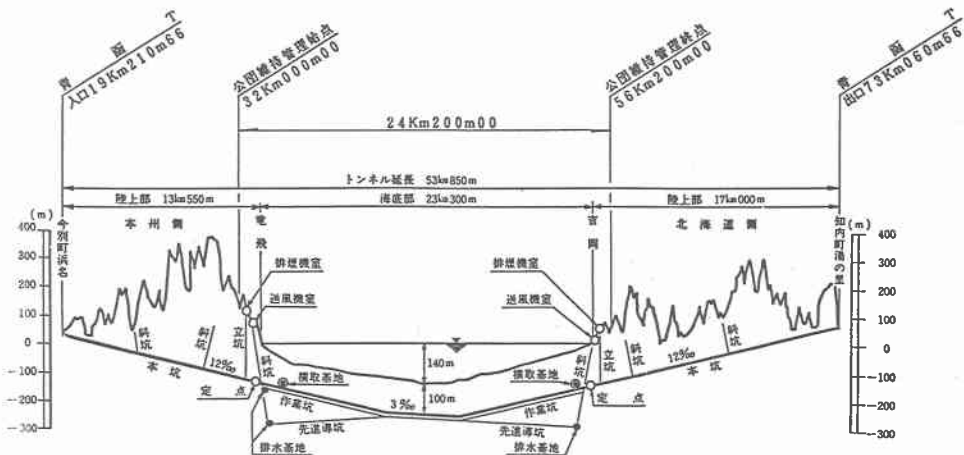


図-1 青函トンネル縦断面図

Convergence Measurement for Maintenance in Seikan Tunnel

by Goro SAKAI, Daizo YOSHIKAWA, Tomoyasu SAKIYAMA, Masayoshi TAKAHASHI and Hirotoishi KIMURA.

2. 三次元計測システム

2-1 採用経過

内空断面は、トンネル壁面に設置された標点をコンバージェンスメジャーなどを用いて直接測定するのが一般的である。しかし、青函トンネルの本坑では列車間合いで測定を行うこと、軌道回路の短絡事故を防止することなどから、測点に直接触れることなくかつ中央通路の安全な場所から光学的手法により、測定できる三次元計測システム（以下従来型システムという）を公団が開発し、開業以来このシステムを使用して測定を行ってきた。

この方法の特徴は、2台のデジタルトランシットを設置し相互に視準して三次元座標を構成した後、各測点を視準しパソコンを用いて測点間の長さの絶対値を求めるものである。

しかしながら、今後列車の高速化・高密度化が進むと、列車間合いでの測定時間がさらに減少するため、測定に要する時間をより短くして安全で容易に計測できる効率的なシステムを確立する必要が生じた。

このために平成5年度からは、1台の光波測距・測角儀（トータルステーション）を用い、シート状の反射ターゲットを貼り付けた測点を一回視準するだけで距離・水平角などを同時に計測でき、瞬時に座標値が得られる新型三次元計測システムを導入することとした。

2-2 従来型三次元計測システム

本システムはすでに確立されており、多くの文献などにも発表されているので、ここでは測定方法のみにして述べる。

測定方法は、本坑の中央通路上の任意の位置に測点を挟んで2台のデジタルトランシットを7～8m離して設置し、ラップトップ型パソコンに接続する。次にトランシットの望遠鏡を相互に視準した後、基線となる基準尺の両端を視準する。パソコンの操作で座標系が形成され、あとは各測点を視準すれば、それぞれの測点間の距離が自動的に算出される。従来型三次元計測システムによる計測は、昭和63年（1988年）3月から平成7年（1995年）3月まで行った。

2-3 新型三次元計測システム

新型三次元計測システムの導入に際しては、過去の計測値等の差異、反射シールの耐久性、粉塵等による反射性の問題点などについて調査を行った。試験計測を海底部のT断面について実施した結果、反射ターゲットに改良の余地はあるものの、測定人員の削減や測定時間の短縮および測定器具の簡略化など大きなメリットが認められ、光波測距儀による三次元計測システムの手法を導入することとした。

本システムでは、任意の2点間の測点を視準するだけで座標系が自動的に決定され、これをもとに各測点の座標値が算出されていく。すなわち、基準とする2点を定め最初に視準する測点を原点($X=0, Y=0, Z=0$)とし、二番目の測点を視準することにより座標系が決まり、座標値($X_a, 0, Z_a$)が得られる。さらに順次つぎの測点を視準することにより各測点の座標値が決まり、自動的にデータカードに取り込まれる。測定方法は、図-3に示すように測定断面近傍の中央通路上に測距儀を設置し、アプリケーションカードとデータカードを測距儀に挿入し、測距儀のキー操作で測定位置・測点番号などを入力する。そして、最初の測点（原点）と二番目の測点を視準することにより座標系が決まり、全ての測点の視準が終了すると同時にデータカードに各測点の座標系が記録される。測距儀のキー操作により各測点間の距離を算出することができる。

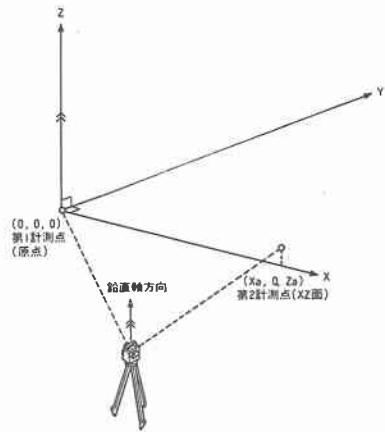


図-2 基本的な座標系

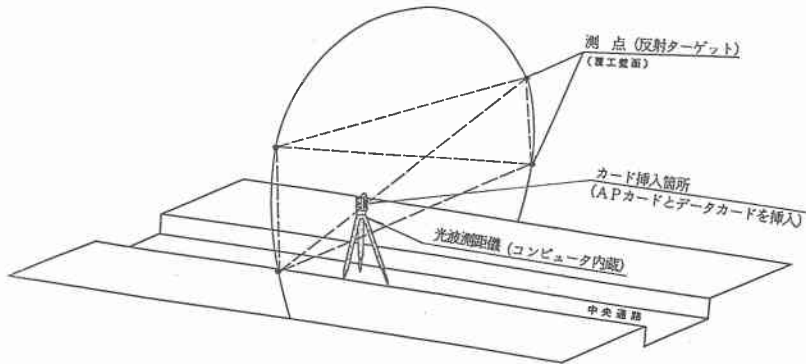


図-3 新型三次元計測システムによる内空断面測定概要

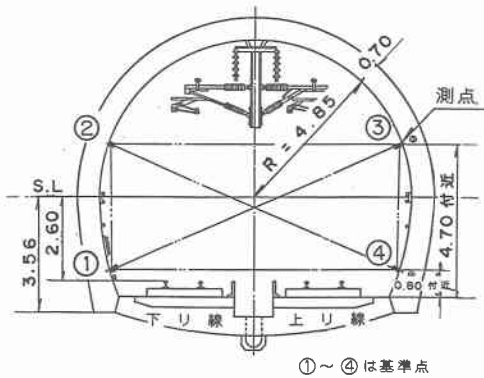


図-4 本坑内空断面測線標準位置

3. 内空断面測定の結果

3-1 本坑の内空変位

(1) 測定位置と回数

本坑の測定位置は平均間隔1 kmを基本として、地質不良などによって工事が難行した区間での追加を含め、海底部分にあたる24.2 kmで77箇所を測定している。各測定位置における測点(標的)は、図-4に示すように路盤面から0.80 m付近と4.70 m付近の高さに4点設置し、測線数を6測線としている。年間の測定回数は、測定を開始した当初は年4回としていたが、その後経時変化の動向を精査して測定回数を見直し、現在は2回としている。

(2) 測定結果

測定は1988年3月から今日まで23回実施しており、測定結果は各測線長の変位量を経時変化グラフなどにして整理している。

各測定位置(77断面)における測線ごとの変位量の最小・最大値を図-5に示す。この図中に新型システムで測定した変位を合わせて示したが、ほとんどの値が従来型の最小・最大値の中間に位置しており、新システムが従来のものと比べて遜色のない値であることが判る。

現在の三次元計測においては測定誤差を±1 mm以内と考えて作業を進めているが、この図においては大部分がその範囲内にある。図中の測定断面において、測定番号No21~26(横取基地付近)およびNo61~65(不良岩盤部付近)は、±1 mm以上の変位が連続している。とくに、不良岩盤部では経時变化的な推移の傾向も窺われるが、現時点では覆工コンクリートに亀裂や剥離などの異状は認められていない。しかしこの付近の地山強度比が他と比べ著しく小さく、地山の性状が変位量と関係していることも考えられ注目しているところでもある。図-6に不良岩盤部の経時変化を示す。また内空断面測定の結果から、本坑断面の変形パターンを水平変位に着目して4つのタイプに分類し、測線の伸縮状況によって集計した結果を表-1に示す。この表から上部が縮み下部が広がるCタイプが多いことがわかる。

また、1993年7月の北海道南西沖地震時にも内空変位に変化はなく、目視観察の結果でも覆工コンクリートなどにも異状は認められなかったことから、トンネルは概ね健全であると判断できる。

変位mm

4-1測線

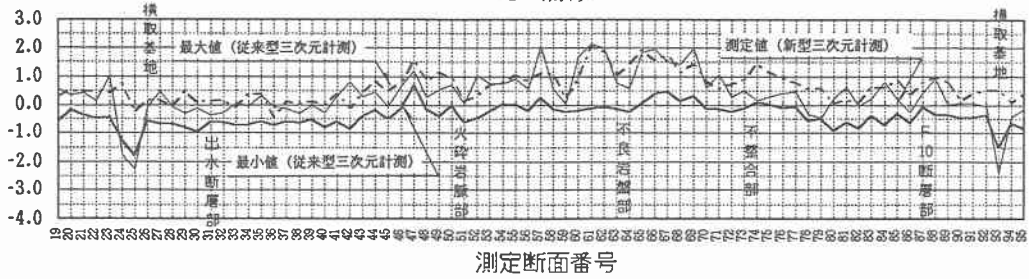


図-5 測線別内空変位特性 (4-1測線)

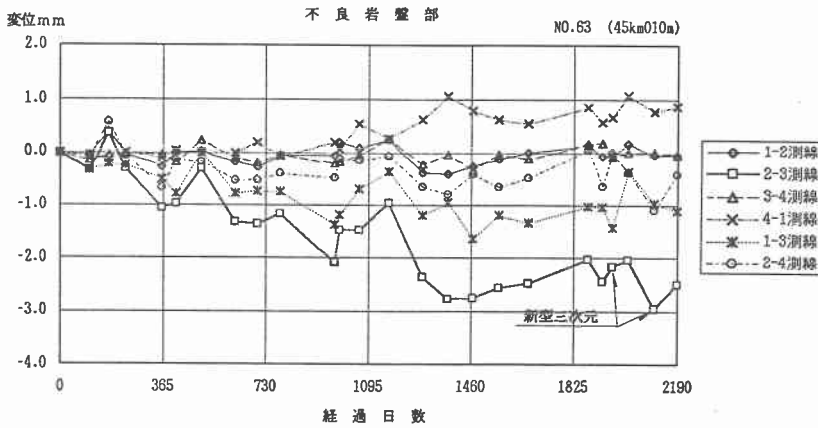


図-6 内空断面測定の時経変化 (不良岩盤部 No.63. 45km010m)

表-1 本坑断面変形の種類

変形の種類	A タイプ		B タイプ		C タイプ		D タイプ	
変形別数量	断面数	割合 (%)	断面数	割合 (%)	断面数	割合 (%)	断面数	割合 (%)
記事	15	20	21	27	34	44	7	9
	2-3・4-1測線が縮み		2-3・4-1測線が伸び		2-3測線が縮み 4-1測線が伸び		2-3測線が伸び 4-1測線が縮み	

注) 1. 2-3測線と4-1測線のみの変位量を基に調査した。
 2. 1993年10月の変位量。
 3. 断面数は77断面。

3-2 先進導坑・作業坑の内空変位

(1) 測定位置と回数

先進導坑・作業坑では列車待避や軌道回路の心配もないことから、コンバージェンス・メジャーによって観測を行っており、測定位置は本坑と同様の考え方を基本としている。測定開始当初は51箇所であったのがりょう盤コンクリートなどの変状が一部に発生したため測定箇所を追加し、現在は64箇所となっている。

測点は、路盤面から 0.5m 付近と 1.6m 付近の高さに 4 点設置し、測線数は 3 測線としている。年間の測定回数は、本坑同様測定開始当初（1988年）の年 4 回から、見直しを経て現在は年 1～2 回として測定を実施している。図-7 に標準的な内空断面測線の位置を示す。

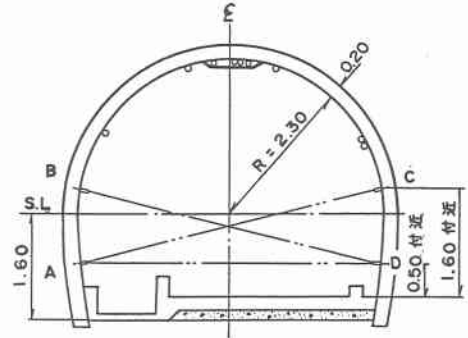


図-7 内空断面測線標準位置

(2) 測定結果

先進導坑・作業坑における内空変位の測定結果は、1988年（昭和63年）3月から1995年（平成7年）4月まで約7年間実施した。作業坑の内空変位量の最小・最大値を図-8に、内空断面測定の経時変化の一例を図-9に示す。

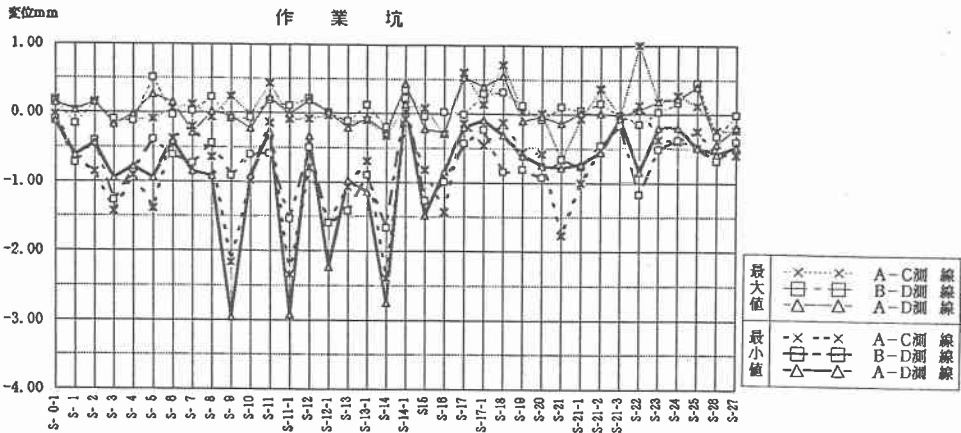


図-8 作業坑内空変位量の最小・最大値

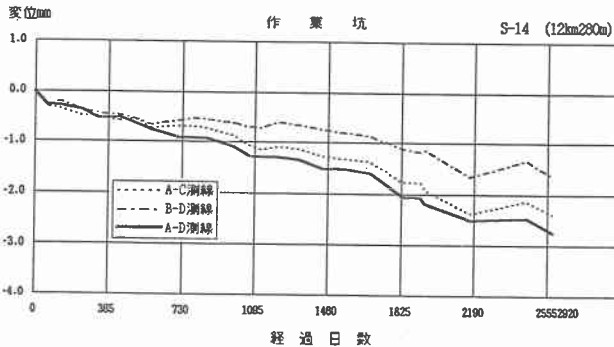
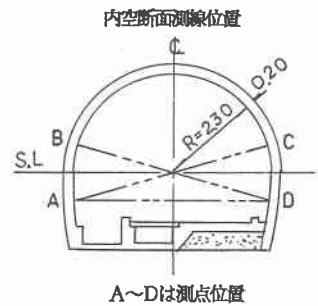


図-9 作業坑内空断面測定の経時変化 (S-14 12k280m)



A~Dは測点位置

この測定結果をまとめると、64断面の測定箇所のうち全体の約75%が初期値からの最大変位量が1mm以内となっている。作業坑4断面と、作図していないが吉岡先進導坑2断面の計6断面については変位が2mmを超え、年間0.2mm～0.6mm程度の縮小傾向がみられ、進行性を窺わせる変位であった。しかし、目視観察の結果では、吹付コンクリートに亀裂やクラックなどの変状は認められておらず、今後も注視していくが現在のところ問題はないと考えている。この結果全体的には、施工後7年を経過した先進導坑・作業坑の健全度はおおむね良好であるといえる。

3-3 先進導坑・作業坑のりょう盤コンクリートの変位

先進導坑・作業坑は、工事の終了に伴い保守用通路として利用するため、吹付コンクリートのはね返り材および掘さくしたズリ等で路床面を整備し、りょう盤コンクリート（厚さ20cm）を施工した。

施工後今日までに、りょう盤コンクリートの隆起やクラックの変状が認められるようになった。その度に測定ピンなどを設置し、測定を続けてきておりその数は現在までに17箇所にもおよび、これらの箇所での変位測定は、水準測量およびクラック幅の計測を年間2回行い監視を続けている。

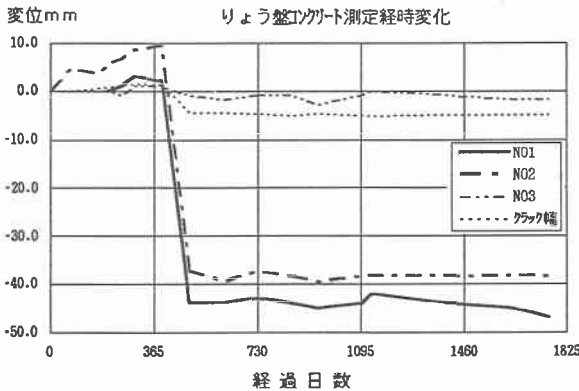


図-10 竜飛先進導坑（TP-0-1 0k438m）の経時変化

図-10は竜飛先進導坑0k438m付近の例であるが、りょう盤コンクリートに異常な隆起をしたため計測等による監視を続けていた。水準値は測定開始から最大9.5mmの隆起を示している。しかしその約1年後に地中変位計設置のためボーリングを施工したところ湧水の突出があり、その後の水準測定で42mm～47mmの沈下が認められた。以降3年半を経過しても、顕著な変化は認められていない。また、同地点では内空変位の経時変化の計測も行っているが、各測線とも1mm以内で横這いの傾向で推移しており坑道の吹付コンクリートにもクラックや剝離等の異状は認められていない。

この地点の変状は、路盤下部からの湧水が保守用車の振動で閉塞され、被圧水となったりょう盤を押し上げた典型的な例であり、その他の変位箇所についてもこの被圧水がりょう盤下部の埋め戻し材の劣化・膨張などが原因と推定しており、坑道そのものには問題ないと考えている。

4. おわりに

青函トンネルは開業してから8年目を迎えている。この間北海道南西沖地震（1993年7月発生）および三陸はるか沖地震（1994年12月発生）などの数回にわたる大地震に遭遇したが、覆工その他の構造物に地震による被害はなかった。海底下に位置することから最も懸念されていた湧水は、地震直後一時的に増加したもののその後漸減傾向にある。

また、内空変位にも地震の影響は全く認められず、7年間実施してきた日常の観測からも構造物本体としての健全度はおおむね良好に維持されていると判断できる。しかしながら、トンネルの上部には無尽蔵の海水があり、常時高水圧が加わっていることから今後も引き続きトンネルの変化を監視していく必要があり、より合理的な測定方法・データの整理方法などの開発を行っていく所存である。

本報告の作成に当たって、ご支援を頂いた関係の皆様へ紙上を借りて謝意を表す。