

土被りの大きい山岳トンネルを対象とした 初期変位計測の意義と活用

佐藤 岳史¹・中原 史晴²・青木 智幸³・岸田 潔⁴

¹正会員 東海旅客鉄道株式会社 (〒160-0004 名古屋市中村区名駅一丁目1番4号)

E-mail: takeshi_sato@jr-central.co.jp (Corresponding Author)

²正会員 大成建設株式会社 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿一丁目25番1号)

E-mail: fumi@ce.taisei.co.jp

³フェロー会員 大成建設株式会社 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿一丁目25番1号)

E-mail: aoki@sakura.taisei.co.jp

⁴正会員 京都大学大学院教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kishida.kiyoshi.3r@kyoto-u.ac.jp

トンネル掘削時に実施する変位計測は、切羽近傍地山の評価や予測、支保の選定とその妥当性を検証する際に有益な情報を提供する。事前の地質調査に限界のある大土被りトンネルにおいては、内空変位計測データが持つ特性を最大限有効活用することが望ましい。計測データの活用方法の一つに、掘削時の初期変位と最終変位の相関性を把握し、切羽開放後の初期段階で最終変位を予測することがある。本論文では、計測データと実際のトンネル支保の挙動分析を行い、初期変位計測の意義を明らかにするとともに、硬質層状の堆積岩地山での掘削を対象に、最終変位量を施工管理基準値とするための新たな提案を行った。この分析的アプローチを南アルプストンネルの施工に適用することで、その妥当性を実証した。

Key Words : tunnel displacement monitoring, high overburden, target reading, initial and final displacement, support application criteria

1. 研究の背景と目的

大土被り下で掘削する長大トンネルは、施工前の地質調査に量的、精度的な限界があるため、施工中の地質岩盤性状ならびに地山挙動の的確な把握と、それを踏まえた迅速な支保の適用判断を始めとする、現場での対応が必要不可欠である。

国内での大土被りトンネル施工時に遭遇した特殊な地山挙動として、上越新幹線大清水トンネル（最大土被り1,300 m）、上越線新清水トンネル（同1,200 m）、東海北陸自動車道飛騨トンネル（同1,015 m）といった事例が広く知られている。これらは主に火成岩の地質を掘削した際の、石英閃緑岩からなる硬岩地山での山はね現象^{1,2)}、あるいは花崗岩、流紋岩地山内の断層破碎帯や粘土化帯における大変位発生³⁾といった地山挙動の例である。

一方で、南アルプスのように比較的硬質で層状構造を持つ堆積岩を対象とした大土被りトンネルの施工実績は少ない。これまでに、泥質片岩中を掘削した国道194号寒風山トンネル（最大土被り900 m）や、泥質粘板岩か

らなる国道361号権兵衛トンネル（最大土被り650 m）などにおける地山の大きな変形の報告がある^{4,5)}。これらの事例では、層状で剥離性（異方性）の強い変成岩や堆積岩からなる大土被りトンネルを掘削した際の、設計施工的な対処方法等の研究がなされている。しかし、事前の弾性波探査で精度的な限界はあるものの4~5 km/sec以上の良好な岩盤が主体と想定された地山性状と実際の挙動とが大きく異なった要因、すなわち、事前に想定し得ない地山挙動発生メカニズムとそのトンネル支保への影響について、定量的な分析とあるべき対応策の検討が十分にされてきたとは言い難い。

また、土被りの大きさがトンネル変位に及ぼす影響のほか、大土被りトンネル施工中の地山挙動の把握方法、挙動に応じた支保の妥当性評価や支保パターンの変更タイミングといった、施工時に必要な判断に関する既往の研究や報告は国内に多くはない。そうした中で、問題となる現象が起きた際には、対症療法的に最善の対応を行わざるを得なかったのが今までの状況である。

ヨーロッパ等の国外にあっては近年、Gotthard Base

Tunnelをはじめとする、土被り500～2,000m以上になるトンネルも複数施工される中で、硬質で層状の岩盤からなる地山掘削時の挙動に関する報告がいくつか出されている^{9,78)}。そうした情報も参考となり得るが、地質の形成年代や成因などから岩盤の性状と挙動は日本のそれとは異なり、単純な適用は難しいことも多い。

このように、大土被りトンネル掘削においては地質や岩盤性状に関する事前の限定的な情報を元に施工法や適用する支保を決めるよりも、地山を掘削しながらその挙動を観測、把握し、その情報に基づいて支保の妥当性を評価しつつ地山状況に合わせた合理的な施工を行うことが一層要求される。すなわちTerzaghi, et al.⁹⁾の提唱した観測施工 (Observational MethodあるいはObservational Procedure) を大土被りトンネル施工に適用することとなる。

土被り600mを超える地山で未知の大変形を経験した飛騨トンネル避難坑の施工報告¹⁰⁾では、「計測管理体制を強化していくことにより、変位の傾向を把握し、適切な支保配置を心がけていくことが重要である」と記し、特にトンネル内空変位計測による地山挙動把握の重要性を示唆している。

本研究では、図-1に示す赤石山脈東側に位置する山梨県早川町内にて掘削中の中央新幹線南アルプストンネル (山梨工区) の先進坑、本坑ならびに広河原斜坑において2016年10月以降に実施した計測結果を用いて、大土被りトンネル掘削時の地山性状と挙動の把握を行う。

大土被り地山で想定される問題は、トンネル掘削空間が地圧や地質にどう影響されるのか、予測される地山の挙動を計測管理や他の方法によっていかに把握するか、そしてそれを施工にどのように反映させるかである。これらの問題に対し、本研究では、トンネル内空の初期変位量から最終変位量を予測する方法を提案し、それによる計測管理の在り方について検討し、支保適用実績と併せて本提案の実効性・妥当性の検証を行う。

特に、計測の初期値取得位置を切羽に近かつ切羽から一定の距離とすることを重視し、それを可能とする着脱式ターゲットを開発し計測のルールを定めた。

なお、山岳トンネル設計施工標準・同解説¹¹⁾に示された、弾性波速度による地山等級区分の適用範囲は土被り500m程度以下である。それ以上の土被りは一般的に適用範囲外として大土被りと見なされることが多いが、本研究が対象とするトンネルの土被りは、掘削済の先進坑と本坑で約400～800m、広河原斜坑で約200～500mである。斜坑で研究対象とした区間は、標高1,000m以上の急峻な山地を縫って流れる河川にほぼ並行して掘削する部分もあるため、直上の土被りは小さいが、標高の高い周囲の山塊の影響を受けて、土被り以上の地圧が作用している可能性がある。

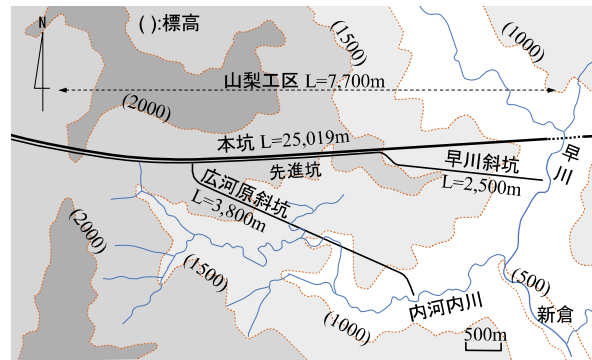


図-1 中央新幹線南アルプストンネル (山梨工区) 位置図

2. トンネル計測管理の位置付けと役割

(1) 大土被りトンネルにおける地山情報取得

a) 事前情報の限界とその施工への影響

一般に、トンネル延長は土被りに応じて長くなる傾向にある。そのため、大土被りトンネルでは概略地質調査だけでもその実施に時間を要する。また地形急峻で必要なアクセス道路等が無い場合が多く、実施可能な調査は限定される。施工基面付近まで届いてトンネル周囲の地質岩盤性状を直接確認できる深さ400～500m以上のボーリング調査は一般には数百m～数キロ毎でしか行われなことが多く、トンネル全長に渡る地山情報の把握は難しいほか、弾性波探査や電気探査は深度200～300m程度までしか、トンネル施工に有用な情報が十分に得られないケースが多いと思われる。

例えば、当初設計に対する実績としての支保パターン変更の有無と盤ぶくれの関係を新幹線の11トンネルにおける760断面で調査した事例¹²⁾では、支保を重く変更したケースは436件だったのに対し、変更しなかったのは244件、支保を軽くしたのは80件と、盤ぶくれの有無に関わらず当初想定した地質条件に対し実績支保パターンが変更になったケースは67.9%あり、とりわけ、重く変更したケースは全体の55%以上との結果が得られている。

土被りがより大きくなった場合、地形をはじめとする調査時の制約が要因となるため、事前に想定した地山等級や支保パターンと、トンネル施工段階で判明する実績とが異なる傾向は、通常のトンネルにおいて経験するよりも更に拡大することが懸念される。

b) 超長尺コントロールボーリング

超長尺コントロールボーリングは、トンネル内から切羽進行と同時に並行で、水平に延長500～1,000mを精度±10m以内で位置管理をしつつ切羽前方に掘進し、トンネル施工を止めることなく数百m先のトンネル路線近傍の地山性状を確認できる、有効な前方探査技術である¹³⁾。

使用するボーリングマシンFSC-100¹⁴⁾は、水圧による

ビット回転で高速掘進（平均日進30～40 m）をしつつ方向制御が可能なノンコアボーリングであり、掘削径はφ120～200 mmである。

取得できる情報は、(1)ボーリング孔壁（地山）の自立性、(2)湧水量、(3)マシンの削孔エネルギー変化による岩盤硬軟、(4)切屑スライムによる地質岩質判定、である。トンネル掘削よりも数か月程度先行して不良地山や湧水の有無を概略的に確認し、削孔エネルギーデータの分析から地山の硬軟の傾向を事前に確認することで、施工の安全性を確保できることが特徴である。ただし現状では1～5 m間隔の短区間で得られるエネルギーデータ値にはばらつきがあり、支保パターン判断の参考とするためには更なる改良が必要である。

c) 計測管理

中空変位計測や天端沈下測定（両者を合わせ、以下、変位計測と呼ぶ）は、それが適切に実施される場合には掘削時に定量的、直接的、かつリアルタイムに正確な地山情報をもたらす。一方、取得した計測データの意味や質を十分解釈しないまま施工を継続すれば、トンネル施工がかえって不安定なものとなる可能性がある。実際の計測では、計測点の設置間隔が疎になって真に必要な変位情報を取得できなかつたり、切羽開放後に一定の時間をおいてから計測されるので、先行変位や切羽開放直後の変形の大部分を含む情報を計測できなかつたりする可能性がある。事前設定した計測管理基準値内ではあるが崩壊したという事例が少なからずあり、施工情報と併せて、計測を適切に実施しその結果を管理、解釈する必要がある。

事前の地山情報が十分でない大土被りトンネルの地山状態を、施工時に切羽進行を止めることなく的確に把握し、切羽観察と合わせて掘削に伴う支保の妥当性や変更の判断を行うために必要不可欠な情報は、施工中の切羽近傍の地山状態、あるいは地山や支保の変位挙動である。これらの情報を定量的に取得するためには、日常のトンネル施工管理の一環で行う計測、すなわち変位計測状況のデータを活用することが有効である。本研究では、適切に取得した変位計測のデータを分析することで、施工を加味した解釈を行い、大土被りトンネルの施工に資するデータ解釈法を提案するのが目的である。

(2) 計測管理の位置と実施タイミング

施工判断に活用可能なデータを得るために、計測は適切な測定頻度と測定間隔で実施する必要がある。鉄道トンネルにおける変位計測の頻度は、変位速度と切羽からの離れ（切羽距離）によって表-1のように定まっており、本研究で対象とする大土被りトンネルにおいても、この頻度での計測を実施している。計測は基本的にトンネル施工サイクルを妨げないように実施されるため、吹

付けコンクリート完了後のロックボルト打設中に行うことが多い。

トンネル縦断方向における測定間隔は、空間的な地山挙動情報をできる限り連続的に把握することが大土被りトンネル施工において不可欠なことから、標準的間隔よりも密に計測を実施している。表-2では標準的な鉄道、道路トンネルと中央新幹線南アルプストンネルでの測定間隔を比較した。

計測開始時期は、本研究が対象とする大土被りトンネルの施工において最も重視する計測上の要素である。道路トンネルでは、変位計測の初期値取得（Zero Reading）をずり処理後3時間以内に行うことと規定している¹⁹⁾が、鉄道トンネルにおいては、初期値取得時期は現場毎の判断の中で設定している。

初期値取得後の第1回目計測、あるいはその他の初期計測の時期については、切羽からの離れ0～1Dにおいて2回/1日の頻度で実施することが定められている。ただし実際の計測時期は、地山状況によりトンネル施工速度が変化したり、計測可能なタイミングが施工サイクルに左右されたりするため、各個別の計測点における切羽からの離れと計測時期が必ずしも同一ではなくなる可能性が大きい。

一方、南アルプストンネル（山梨工区）においては、表-3に示す通り、切羽開放し支保工設置直後からの地山挙動を把握する観点から、切羽の約0.5～0.8 m後方に計測点を設置し初期値を取得している。つぎに、初期値取得後の1発破掘進（1サイクル）が完了した際に、1サイクル変位計測（1 Cycle Reading）を必ず実施している。

表-1 測定頻度（D：トンネル掘削幅）¹⁶⁾

変位速度	切羽からの離れ	測定頻度
10 mm/日以上	0～1D	2回/1日
10～5 mm/日	1D～2D	1回/1日
5～1 mm/日	2D～5D	1回/2日
1 mm/日以下	5D以上	1回/1週

表-2 測定間隔^{17),18)}

トンネル種別	地質等級 地山種類	施工初期 の段階	ある程度 施工の 進んだ段階	地質状況 変化箇所
道路	A, B	20 m	必要なし	-
	C	20 m		-
	D	20 m		5～10 m※
	E	10 m		5～10 m※
鉄道 (従来)	硬岩地山	20 m	30 m	-
	軟岩地山	20 m	30 m	-
	土砂地山	10 m	20 m	-
中央新幹線 南アルプス トンネル	大土被り 硬岩地山	10 m	10～20 m	3～10 m

※は事例¹⁴⁾によった。

また、初期値取得から約24時間（1日）後の計測も必ず実施することとしている。このほか、切羽から計測点の距離が0.5Dとなる初期段階での変位計測も併せて実施し、切羽開放後の初期変位に重点をおいた地山挙動の適切な把握に努めている。

(3) 1サイクル変位計測（1 Cycle Reading）の実施

従来の発破掘削工法におけるトンネル変位計測では、1 Cycle Reading が行われることは稀であった。これは、切羽直近ではドリルジャンボ等施工機械が計測作業の障害となること、また計測点（ターゲット）を切羽直近に取り付けた場合、発破の影響で欠損するという難点があったためである。

こうした問題につき、当トンネルでは図-2に示すように計測点をプリズムによる着脱式ターゲットとし、計測時以外はターゲットを外すことで解消した。また十分な強度が発現していない弱材齢の吹付けコンクリート中にターゲットボルトを固定することから、ホールインアンカーではなく接着系アンカーを用いて確実な定着を図った。未計測時はプリズムを外しボルト頭部の防護を兼ねてキャップを取付け、蛍光色のリボンテープで測点の位置を視認できるようにした。これにより掘削作業中の重機や工具等にて測点を損傷させてしまうリスクを低減した。ターゲット着脱による内空変位の計測を、2箇所の断面で計測位置を固定して各10回行った。その結果、計測値のばらつきは図-3の通り、幅約14 mの本坑トンネルに対し ± 0.3 mm以下であった。

3. 変位計測とその施工への活用

(1) 初期変位計測結果を活用した地山挙動の予測

掘削後の初期段階での計測結果を用いて、最終変位に至るまでの地山の変位量や収束の時期を予測する手法がいくつか提案されている。

その一つに、朝倉ら^{19,20)}の提案した最終変位予測法がある。例えば、掘削直後からの1日間の内空変位を測定し、初期の日最大変位量、変位速度（mm/日）から最終変位量、収束時期を掘削初期に予測する。最終変位量が事前に設定した設計支保パターンの許容変位量を超えると予測された時点で、必要な対策を講ずるというものである。

また、剣持ら²¹⁾は切羽からの距離が0.5D経過した地点における内空変位量を初期変位量として定め、収束変位量の予測に活用した。これは、掘削後1日間の変位量は施工速度や施工方法に左右されることがあるため、その影響を極力低減させるための試みである。すなわち、変位量の経時的変化よりも経路的变化に着目していること

表-3 初期変位計測の時期（南アルプストンネル）

初期値取得	1サイクル変位	0.5D変位	1日変位
切羽開放、 ずり搬出し 支保工設置 完了時	初期値取得後 の1発破掘進 と支保工設置 (1サイクル) 完了時	切羽から計測 点までの距離 が0.5Dとなる 段階	初期値取得の 約24時間 (1日)後



図-2 切羽直近への着脱式ターゲット設置状況

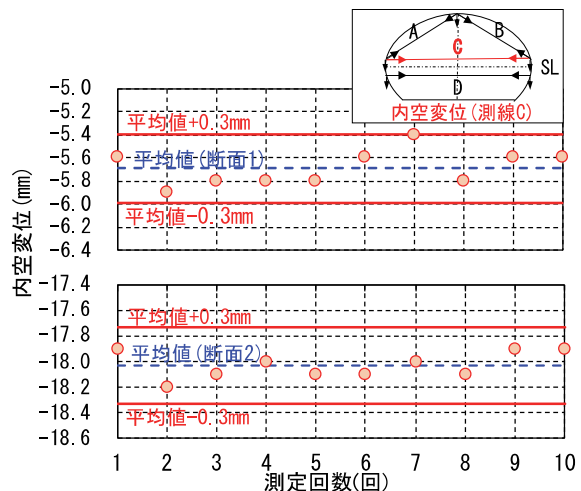


図-3 着脱式ターゲットによる内空変位の計測誤差

となる。

しかし、事前の地質情報に限界のある大土被りトンネルにおいては、掘削で出現する切羽の地質岩盤性状と変位との関連を出来る限り早期に把握し、地山挙動の予測を行うことが施工上の要諦となる。したがって、既往の研究で提案されている切羽開放後の1日や $0.5D$ よりも更に掘削初期の段階での変位、すなわち1サイクル変位(1 Cycle 変位)に着目し最終変位予測を行うことが必要と考えた。

こうした最終変位予測を行うためには、実際のトンネル掘削時の1 Cycle 変位を中心とする初期変位量-最終変位量の相関性について十分に計測し把握をする必要があるほか、施工方法、支保の種類や切羽に出現した地質岩盤の性状、内空変位量に対する支保変位の有無も併せて確認し、予測評価の参考とする必要がある。

(2) 管理基準値 (許容内空変位量)

鉄道トンネルでは、表-4に示す地山等級区分による内空変位量の目安が記載されている。この区分は支保パターン変更のための管理基準値として活用されている。なお、表-5に設計段階での中央新幹線本坑の支保パターン例を示す。

最終変位予測においてこの表の利用を考える。例えば、複線断面のトンネルを地山等級(すなわち、支保パターン) I_{N2} で掘削中に、設置した計測点の初期変位量の範囲が、最終変位量50 mm(絶対値)を超過しないと予測される水準に留まればそのまま施工を継続する。逆に最終変位量の50 mm超過が予測される初期変位量が計測された場合、地山状況変化の観察結果や既掘削箇所の支保の変位有無等と併せて、 I_{N1} あるいは I_S への支保パターン変更要否あるいは補助工法の必要性について判断し、迅速に施工へ反映させるものである。

このように、内空変位量を管理基準値としてトンネル掘削時の施工判断のためにより効果的に活用するには、実際の現場において次の4条件が満足されていることを前提とする。

- ・ 最終変位量(管理基準値)に対応する初期変位量が相関性を持って把握されていること(図-4)。
- ・ トンネル径、適用支保パターン、支保変位の有無と変位が発生した際の内空変位量を、実績として把握していること。
- ・ 支保パターン毎の許容内空変位量と管理基準値が、ある程度一致出来ていること。
- ・ 初期変位の計測結果を元に支保の妥当性を判断し、必要な場合直ちに施工に反映できる体制を整えていること。

表-4はあくまでも目安のため、上記の4条件を満足した新たな管理基準値の設定が必要になる。

表-4 内空変位量による区分の目安²²⁾

地山等級	内空変位量 (絶対値)	単線	複線、新幹線
特S		100 mm 以上	150 mm 以上
I_S		75 mm ~ 100 mm	100 mm ~ 150 mm
I_{N1}		25 mm ~ 75 mm	50 mm ~ 100 mm
$I_{N2} \sim V_N$		25 mm 以下	50 mm 以下

表-5 地山等級と支保パターン(本坑の例)

地山等級 及び支保 パターン	吹付厚 (mm) (18N/mm ²)	一掘進長 (m)	鋼製 支保工 サイズ	ロックボルト SD345・D25		掘削 工法
				長さ(m)	本数/ 一掘進長	
特S	200	1.0	H150	6.0	29	補助
I_S	150	1.0	H150	4.0	25	ベンチ
I_{N1}	150	1.0	H125	3.0	21	※付
I_{N2}	150	1.2	H125	3.0	16	全断面
II_N	100	1.5	-	3.0	10	全断面
III_N	100	2.0	-	-	-	

※補助ベンチ長は4~6m

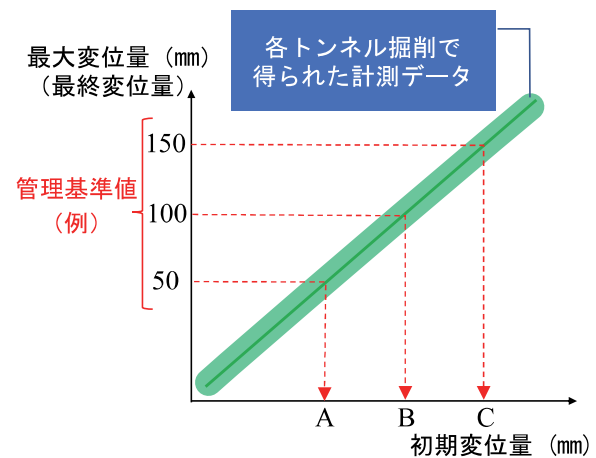


図-4 管理基準値に対応する初期変位量の把握

表-6 岩石試験データ

地質層序名	四万十層群(瀬戸川帯, 大井川帯)					
岩種	粘板岩		砂岩		凝灰岩 変質玄武岩	
試験項目	結果	試料数	結果	試料数	結果	試料数
密度 ρ [g/cm ³]	2.72	43	2.71	13	2.88	15
含水比 [%]	0.20	25	0.12	6	0.13	12
吸水率 [%]	0.48	39	0.35	11	0.24	13
有効間隙率 [%]	1.30	39	0.98	11	0.66	13
一軸圧縮強さ [MPa]	47.0	37	93.6	13	95.7	15
圧裂引張強さ [MPa]	6.72	29	10.2	11	9.85	13
静ポアソン比 ν	0.21	25	0.29	6	0.24	12
弾性係数 E_{50} [GPa]	31.9	25	18.4	6	44.0	12
P波速度 [km/s]	4.16	41	4.15	13	5.23	15
S波速度 [km/s]	2.29	41	2.21	13	2.83	15

※結果は平均値を示す。

4. 南アルプストンネル（山梨工区）での変位計測

(1) 南アルプストンネル（山梨工区）の地質岩盤性状

南アルプストンネル（山梨工区）の地質は、古第三紀～新第三紀中新世（約5,000万年前～約2,300万年前）にかけて日本列島の一部となった、海溝堆積物や海洋性プレートの一部から形成されている。

これらは一般に四万十層群瀬戸川帯あるいは大井川帯と呼ばれる、粘板岩、砂岩、凝灰岩、変質玄武岩等からなる地質である。図-5に同工区の地質平面図と本坑の地質縦断面図を示す。

岩盤は地質が形成されてから現在に到るまでのプレートの動き、特に第四紀更新世以降は概ね東西方向の地殻圧縮力が働いたと考えられているが、そうしたテクトニックな運動による変形作用、そして弱い変成作用を受けており、南アルプストンネル（山梨工区）の延長約 7.7 km の中では地層の走向はほぼ南北、傾斜は西に向かい約 70° 落ちである。

岩盤自体にもこうした圧縮変形作用の影響でへき開や節理が発達し、一定の面に沿って剥離し強度低下を起こしやすい。表-6には、本地域でのボーリングコアから得られた岩石物性値を示す。

(2) 変位計測データの整理方法

最終変位を初期変位から予測し、それを管理基準値と

対照させながら施工管理を行う際に重要なのは、変位計測データを通じて「変位量」と「変位速度」をリアルタイムで把握し、評価することである。

最終変位量が管理基準値に達すると予測される場合でも、変位速度が遅い場合は施工的な判断を行う余裕がある。一方、変位速度が早い場合は迅速な施工判断が要求される。また、トンネル内空変位は経験的に、切羽からの離れに応じて生じる要素と、掘削後の時間に応じて生じる要素に大別できる²⁾。

ここでは、南アルプストンネル（山梨工区）広河原料坑 1k983.5m 地点における内空変位計測の一例を図-6に示し、議論を行う。横軸に収束までの経過時間（約 20 日）またはトンネル掘削幅 D (11 m) で基準化した切羽離れ（約 $2.5D$ ）をそれぞれとり、縦軸にはトンネル掘削幅 D に対する内空変位量（絶対値）をひずみ (%) としてプロットした。

図-6において、左上のひずみ 0% の点 Z が Zero Reading を、A または a は 1 Cycle Reading を、それぞれ実施した時点に相当する。この計測点では、経時変化図での 1 サイクル完了直後～5 日後まで（図-6（上）の A→B）は 6 m 後方のインバート施工と前方探りボーリングの後、ブレーカーでの機械掘削 1 m を行い、続いて長尺鏡ボルトを施工した。この間に、経距変化図では内空変位が切羽離れ $0.14D$ の位置において約 0.05%、切羽離れ $0.24D$ の位置で約 0.03%、それぞれ進んだ（図-6（下）の a→b）ことを表している。

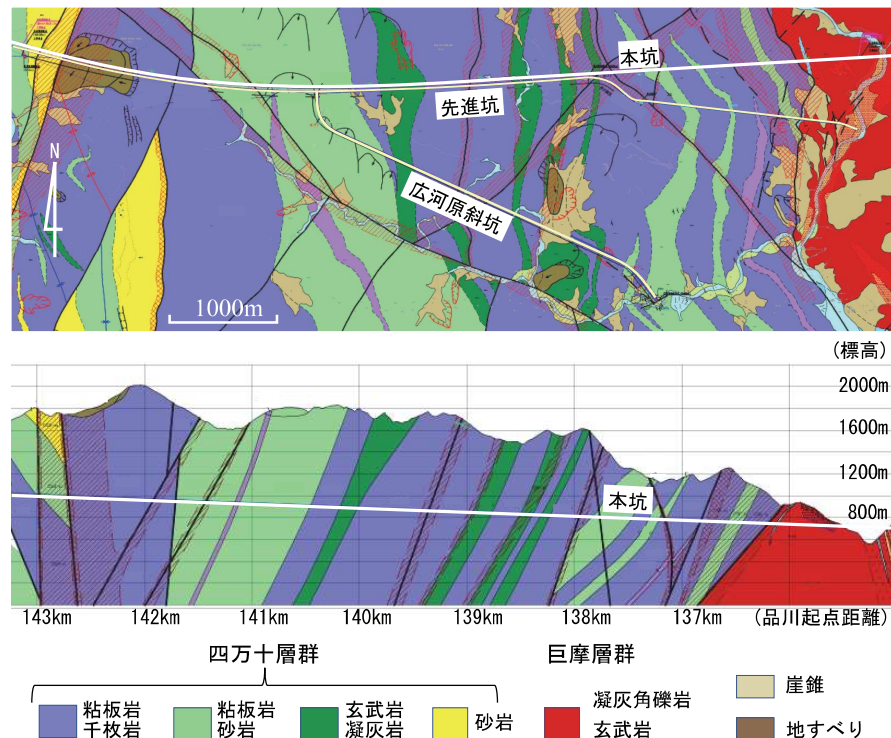


図-5 南アルプストンネル（山梨工区）地質平面図、本坑地質縦断面図

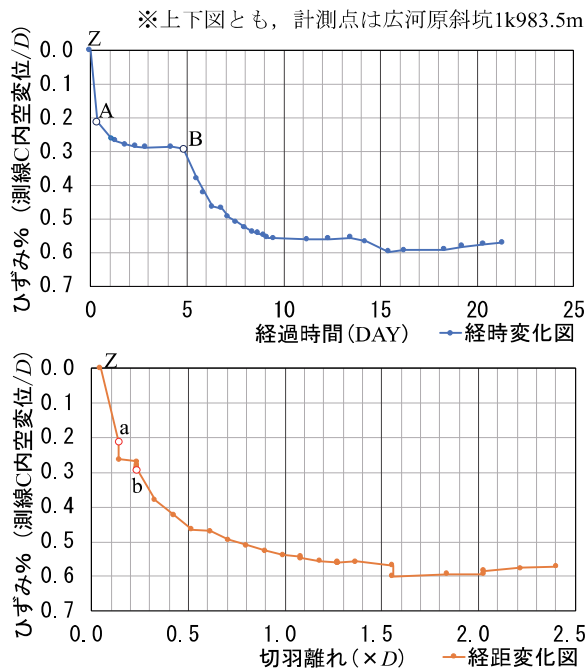


図-6 内空変位(ひずみ)の経時(上), 経距(下)変化の比較

経時変化図における内空変位の収束とそれに要する時間の関係性は、施工手順的な要因(休工期含む)により左右されることがある。一方、経距変化図は、切羽からの距離のみに応じた内空変位の収束状況が確認でき、施工手順的な要因による変位への影響を分離できるため、変位拡大の状況を把握しやすい。したがって、南アルプストンネル(山梨工区)での初期変位-最終変位の相関結果分析に当たっては、内空変位の経距的な変化に着目してデータを整理している。

ただし実施工においては地山状況や施工上の必要性から、変位速度と変位量のいずれを重視するかによって、経時的変位データと経距的変位データを場合分けして、施工のための判断要素として活用すべきである。

(3) 南アルプストンネル(山梨工区)の変位計測結果

a) 初期変位と最終変位の相関性把握

先進坑、本坑、広河原斜坑における初期変位と最終変位の相関性を図-7～図-9に示す。なおここでは、初期変位として、3.(1)で述べた1サイクル変位(1 Cycle 変位)と切羽離れ 0.5D における変位(0.5D 変位)の2種類の変位を定義する。

また、上記の3箇所のトンネルでは、天端沈下に比べ内空変位において明瞭な変位を確認できているため、本研究では内空変位を用いて分析を実施する。

変位はトンネル SL 部における内空変位量(絶対値)をトンネル掘削幅で除してひずみとして表した。これは断面が異なるトンネルの内空変位量を掘削幅で除してひずみとすることで、断面の違いによる影響を除いて比較

するためである。また本研究において、最終変位は切羽が 5D 以上離れ、変位速度が 1mm/週以下に収束した時の変位とし、最終ひずみは最終変位をトンネルの幅で除したものとした。

なお、トンネル標準断面におけるおよその掘削幅と高さは、先進坑：幅 7m×高さ 6m、本坑：幅 14m×高さ 8m、広河原斜坑：幅 11m×高さ 9m である。内空変位計測位置は、計測担当者の設置可能な高さにターゲットを取付けることから、先進坑は S.L.部高さ-1m 付近、本坑は S.L.部高さ+1m 付近、広河原斜坑は S.L.部高さ+0.5m 付近で、それぞれ左右の側壁に設置した測点間の距離を計測している。

計測誤差は図-3に示すとおり ± 0.3 mm 以下と小さいため、掘削幅の異なるトンネルを比較した場合に、計測誤差に起因する内空変位量のばらつきがひずみに与える影響は、無視できると考える。

図-7～図-9における左の図は1 Cycle 変位におけるひずみ(1 Cycle ひずみ)を、右の図は 0.5D 変位におけるひずみ(0.5D ひずみ)を、それぞれ横軸にとり、最終変位のひずみを縦軸にとった。また、原点を通る回帰直線で相関を近似しており、95%信頼域の考え方は文献²⁴⁾に従った。3か所のトンネルの初期ひずみ-最終ひずみの相関図から、以下のことが読み取れる。

- 1) 初期ひずみと最終ひずみの間には、先進坑、本坑、広河原斜坑とも同程度の傾きを有する、ほぼ線形の相関性が認められる。

$$\text{最終ひずみ} = (3.00 \sim 3.50) \times 1 \text{ Cycle ひずみ}$$

$$\text{最終ひずみ} = (1.37 \sim 1.62) \times 0.5D \text{ ひずみ}$$

- 2) 1 Cycle ひずみと最終ひずみの間の相関係数は 0.65～0.76 と、相関性が確認できる。また、0.5D ひずみ(切羽離れ 4～7m でのひずみ)と最終ひずみの間は相関係数が 0.79～0.96 と、より強い相関性が認められる。
- 3) 最終ひずみが 95%信頼域を外れる点(特異点)が認められる。各トンネルで最終変位が 95%信頼域(上限)よりも上に外れる特異点となるケースは、1 Cycle ひずみが 0～0.1% の場合に多く認められる。
- 4) 先進坑と本坑の初期-最終ひずみは、分布範囲に共通性が認められる。すなわち両トンネルでは共に、1 Cycle ひずみ、0.5D ひずみ、最終ひずみがそれぞれ最大 0.2%、0.4%、0.5% 程度となっている。一方、広河原斜坑の初期-最終ひずみは 1 Cycle ひずみ、0.5D ひずみ、最終ひずみがそれぞれ最大 0.5%、1.0%、1.2% 程度と、先進坑や本坑より倍以上大きい。

初期-最終ひずみ相関図における内空変位の現れ方は、トンネル施工条件や掘削対象となる地山の性状を反映した結果である。注目すべき地質岩盤性状の一つに、図-5に示すように本研究地域に広く分布する、おおよそ南北

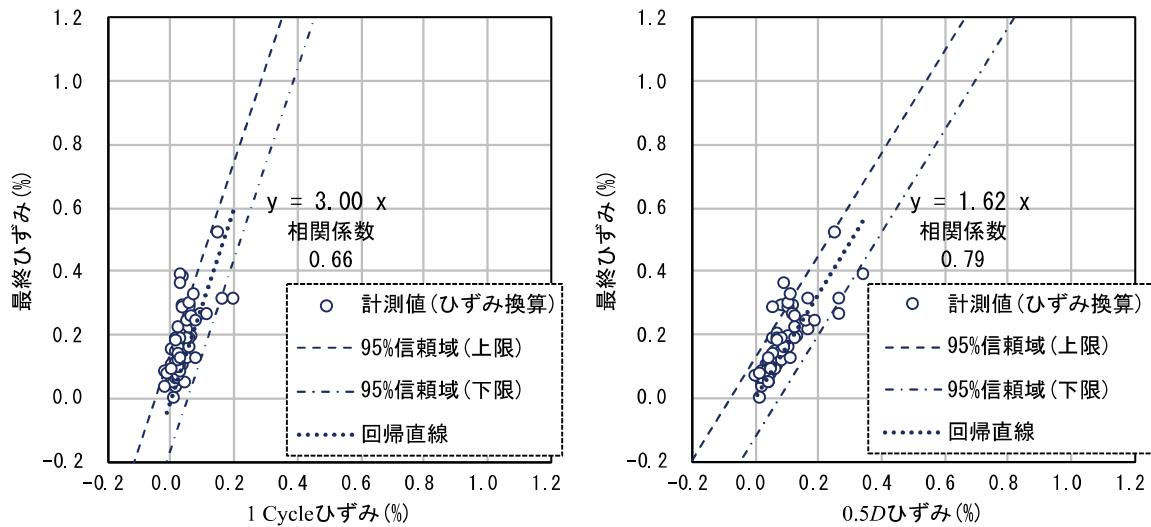


図-7 初期-最終ひずみ相関図 (先進坑)

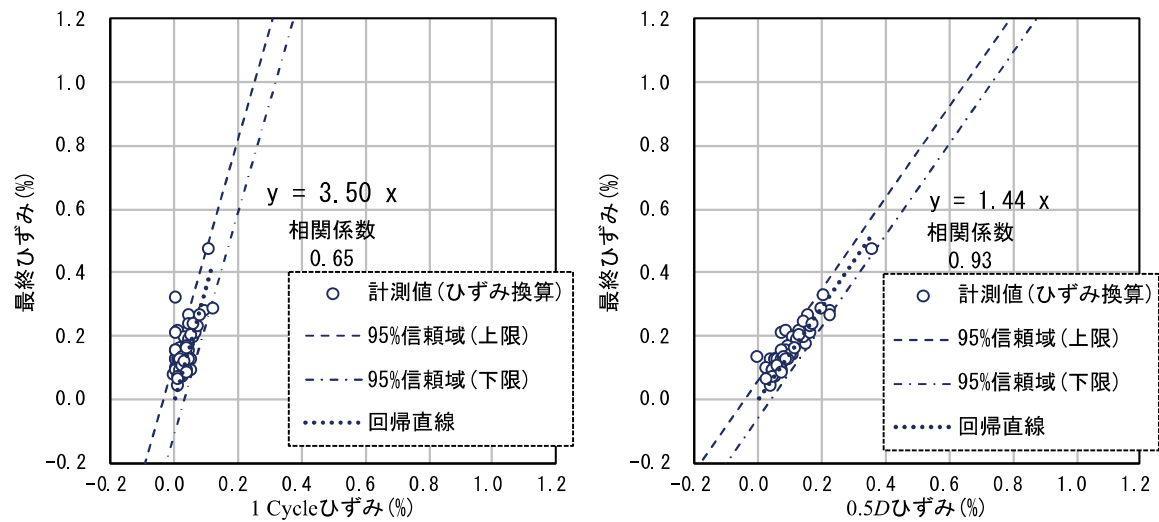


図-8 初期-最終ひずみ相関図 (本坑)

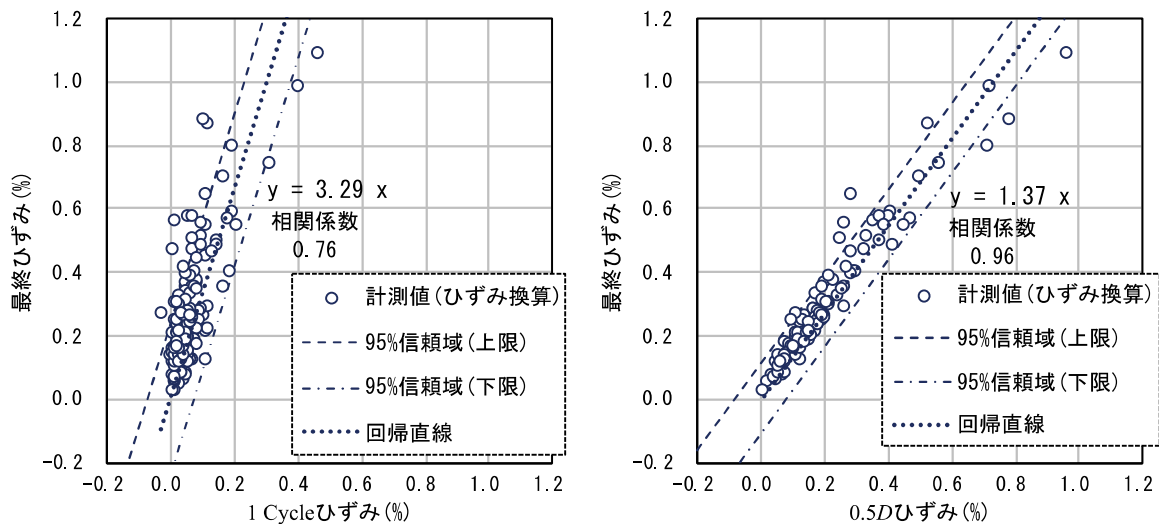


図-9 初期-最終ひずみ相関図 (広河原斜坑)

方向の走向を持ち西へ約 70° 傾斜する層状岩盤（粘板岩、凝灰岩等）がトンネル掘削時の挙動に及ぼす影響がある。上記 4) は、岩盤層理面に直交して東西方向に掘削された先進坑および本坑に対し、斜交して南東―北西方向へ掘削された広河原斜坑における地山挙動の違い、すなわち掘削時に層理面に発生する開口やせん断の程度が、掘削方向に応じて変化することと関係があると考えている。

また、図-9（右）の広河原斜坑での 0.5D―最終ひずみ相関図において、95%信頼域（下限）よりも下側にプロットされた3つの特異点（最終ひずみは0.80%, 0.88%, 1.09%）は、ともに特 S パターンでインバートストラット（H150）を設置しインバート吹付けコンクリートで断面閉合した箇所の計測結果である。インバートは切羽からの離れが6mとなる位置に、0.5Dひずみの計測直前または直後のタイミングで施工されたため、閉合の効果で最終変位（ひずみ）が抑制されたと考えられる。

一方、図-9（左）の1 Cycle―最終ひずみ相関図において、95%信頼域（下限）よりも下側にプロットされた3つの特異点（最終ひずみは0.74%, 0.98%, 1.09%）のうち特 S パターンの計測データは最も最終ひずみが大きい1点のみで、あとの2点はインバートを設置しない I_{N1} と I_{N2} パターンの計測結果である。このことから、特 S パターンの1 Cycle―最終ひずみの相関においてはインバート閉合による変位抑制要素よりも、それ以外の施工条件や地山性状に起因する変位拡大要素の方が、より支配的だと考えられる。

これらの図より、まず1 Cycle変位の計測データを得た段階でそれをひずみに変換し、1 Cycle―最終ひずみ相関図を用いて最終ひずみは95%信頼域の範囲に収まると推定し、相関式より最終変位の予測を行う。さらに初期変位の計測を継続し、0.5D変位（ひずみ）を得た段階では

最終変位（ひずみ）の高い精度での推定が可能となる。

b) 初期変位と最終変位の相関を左右する要素

初期―最終ひずみの相関データについて留意すべき要素には、地質の違い、支保の違い、施工法の違い等が挙げられる。ここでは、比較的多くのデータを得ている広河原斜坑を例に、初期―最終ひずみの相関が地質毎に異なることを図-10 に示す。1 Cycle ひずみに対する最終ひずみが大きいのは粘板岩よりも凝灰岩／玄武岩の方である。

また、実績支保パターン I_{N2} と I_S に関し、初期―最終ひずみの相関を図-11 にそれぞれ例示する。支保の重い方が1 Cycleひずみに対する最終ひずみがやや大きくなる傾向が見られる。このように、地質毎あるいは支保パターン毎の相関を把握できれば、より施工状況に即した初期―最終ひずみ相関図を活用する中で最終変位予測が可能となる。

図-12 には土被りと最終ひずみとの関係を示した。約400～800mの土被りのある本坑（施工済延長約1,000mの区間）、ならびに約600～800mの土被りのある先進坑（同約700mの区間）を比較しても、土被りと最終変位（ひずみ）との有意な関係性を示すようなデータはこれまでに得られていない。

南アルプストンネル（山梨工区）施工済区間において土被りが大きいにも関わらずトンネル内空変位が小さいのには、次のような理由を考えている。すなわち、先進坑と本坑での変位データ取得区間では、一軸圧縮強さが表-6 では47.0MPaの、比較的堅硬な粘板岩を主体とする、南北の走向を持ち西へ約 70° 傾斜した層状岩盤の地山が出現した。その層理面に直交する東西方向にトンネルを掘削したことが、変位が小さくなった主要因と考えている。

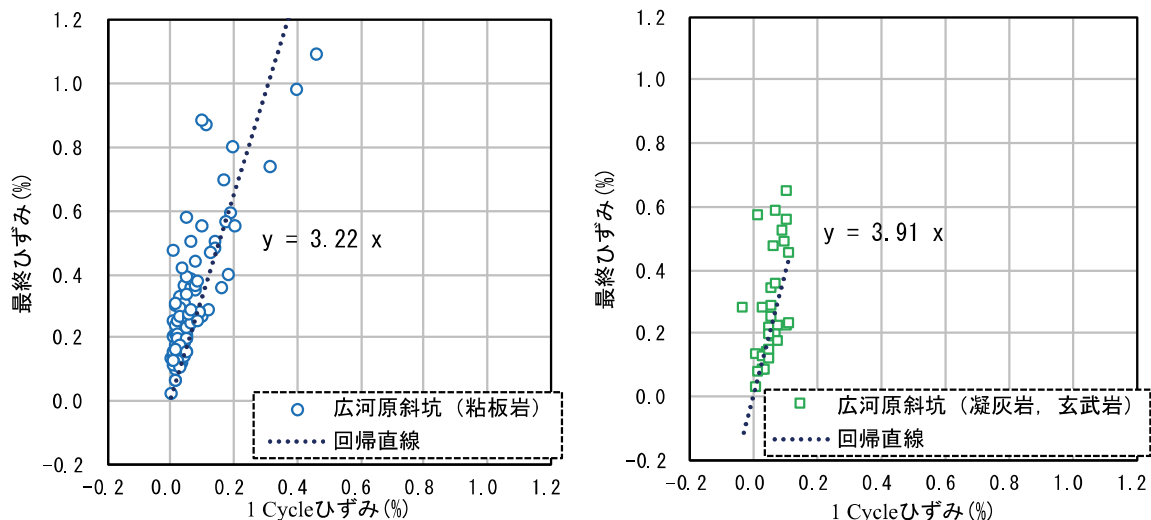


図-10 初期（1 Cycle）―最終ひずみ相関図（広河原斜坑）（左：粘板岩、右：凝灰岩/玄武岩）

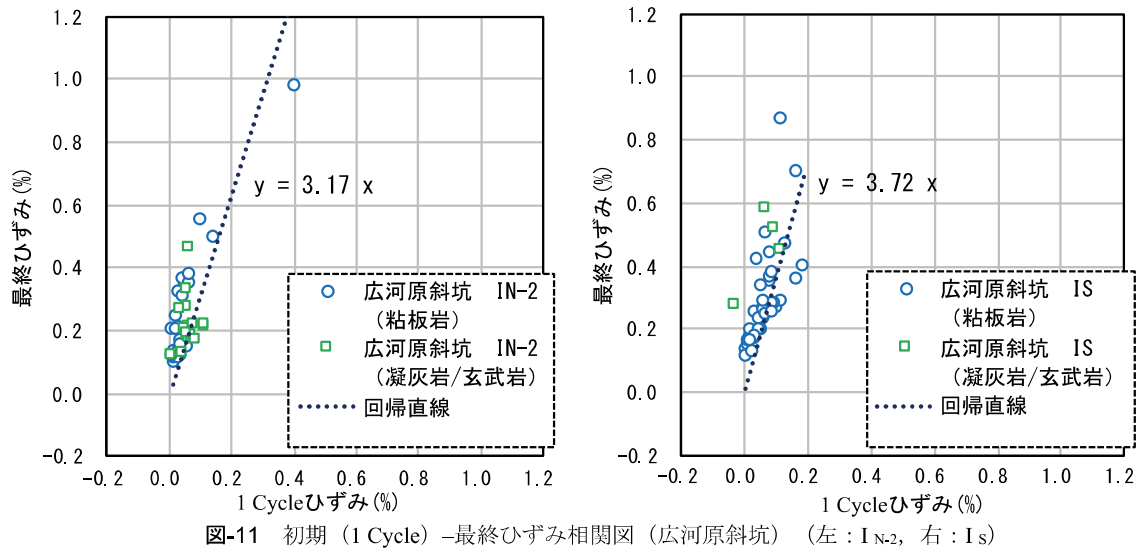


図-11 初期 (1 Cycle) -最終ひずみ相関図 (広河原斜坑) (左: IN-2, 右: IS)

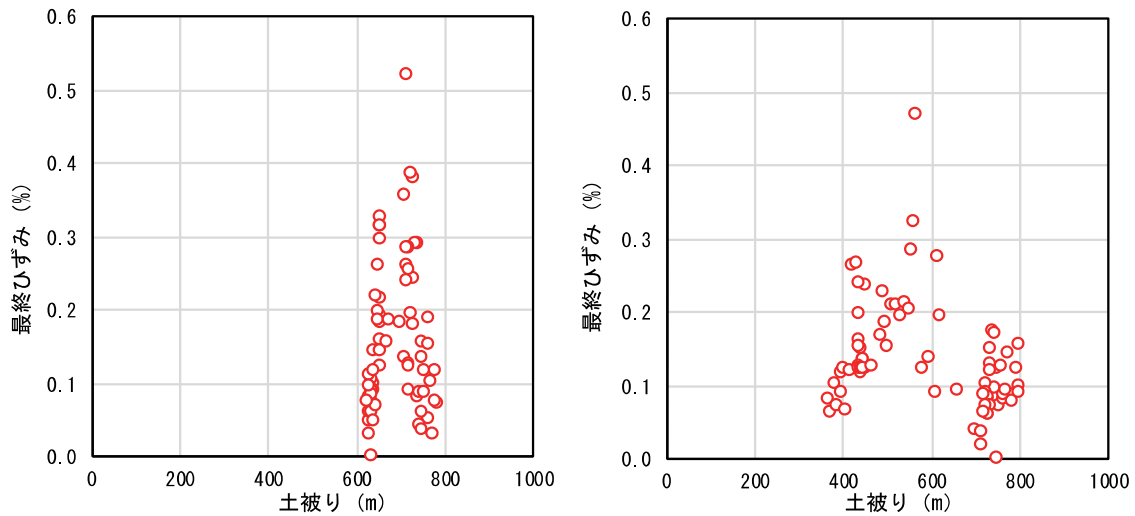


図-12 最終ひずみとトンネル土被りとの関係 (左: 先進坑, 右: 本坑)

Hoek & Marinos²⁵⁾において、地山強度比 (岩盤強度 σ_{cm} / 原位置地山応力 P_0) が 0.6 以上の場合トンネル内空のひずみ (内空変位量 / 掘削幅) は 0.5% 以下になり、顕著なひずみは発生しないとの解析がなされている。本研究が対象とした先進坑と本坑の大土被り区間では、地山強度比は土被りに応じて約 0.7~7 程度であったと推定しており、土被りと最終ひずみに相関が認められないこと、また最大でも 0.5% 程度の最終ひずみで収束していることとは矛盾しない。

(4) 1 サイクル変位計測 (1 Cycle Reading) の意義

図-13 は広河原斜坑の 0k350m~2k000m の区間における 145 か所の計測点の切羽からの距離に応じた動きにつき、プロットしたものである。図より、Zero Reading から 1 Cycle Reading の完了時点までに、計測された最終変位の 0~50% 程度が発生していることが推測される。

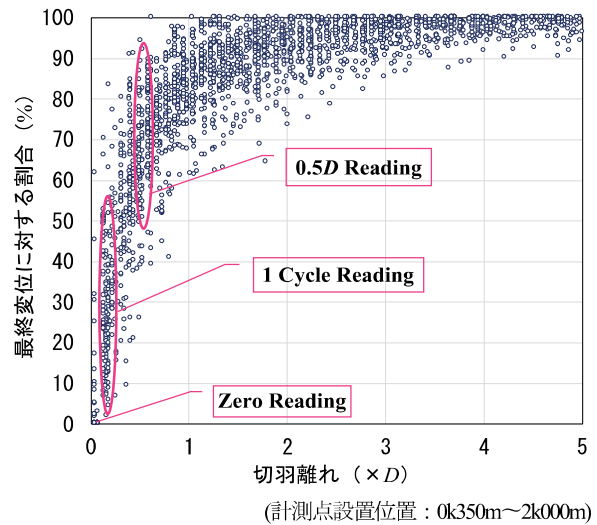


図-13 広河原斜坑 145 計測点の切羽離れと収束状況

一方、0.5D Reading までの初期変位には最終変位の 50～90%程度の変位が発生していることが確認された。このように、1 発破掘進完了後の 1 Cycle 変位と、最終変位とのより強い相関性を持つ 0.5D 変位の、最終変位に対する割合はその分布域が異なるため、両者を計測し総合的に評価することで、現場においてより正確な初期～最終ひずみの相関性を把握し、支保の妥当性や変更の判断への活用が可能になると考えられる。

(5) 管理基準値の設定と相関図の実施工への活用

a) 施工実績に基づく管理基準値の設定

(3) a) で収集された初期～最終ひずみの相関を示す回帰直線は、図4内に緑色で示された直線に相当する。この相関図を施工に活用する際には管理基準値を設定する必要がある。そのためには、実際に適用した支保パターン毎に、どのレベルのひずみ（変位）まで施工上の安全性が確保されるか、変位がトンネル構造上の問題ない範囲に収まるかを把握する必要がある。なお、今までひずみで議論してきたが、実施工における地山等級や支保パターンの管理基準値は、表4のように内空変位量で設定しているため、ここからは内空変位量に着目する。

図-14 は広河原斜坑 0k350m～2k000m 区間の施工実績を踏まえ、支保パターンごとの最終変位量を参考に管理基準値を設定したものである。

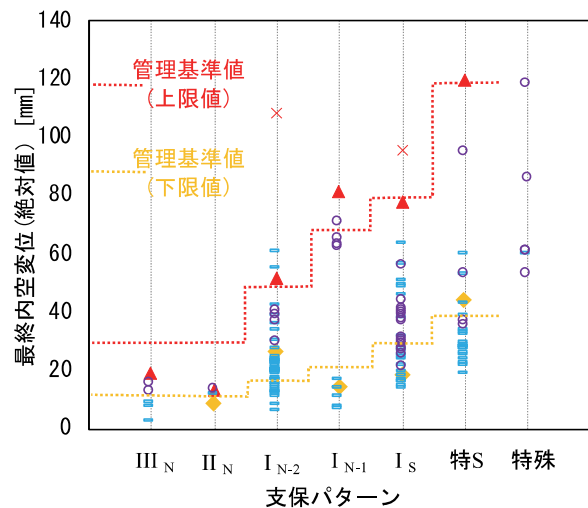
図-14 には広河原斜坑で適用した各支保パターン毎に、増強側あるいは軽減側へのパターン変更をそれぞれ判断した複数地点の計測点の中で、最大の最終変位となった値をプロットした。また、各計測点の断面における吹付けコンクリートへの変位の有無別に最終変位をプロットした。ただし、ここでのいう変位は構造上問題とならない軽微なクラック発生を指す。さらに変位が拡大し縫返しを実施した断面における計測点の最終変位もプロットし、管理基準値設定の参考とした。

なお、支保の増強あるいは軽減を実施する際のパターン変更判断は切羽開放からすぐの初期変位（1 Cycle 変位と 0.5D 変位）の観測に基づき実施する一方で、パターン変更判断が妥当だったかどうかの事後検証は、図-14 に示すように実際の最終（収束時）変位と管理基準値とを比較して評価する。

管理基準値は、実際の地山状態や施工状況を重視して、適宜更新をしつつ設定した。なお、施工開始時は表4を管理基準値のベースとした。

施工が一定距離進むと、内空変位データが蓄積される。一方、地山状態や施工状況に応じて表4の管理基準値未満にもかかわらずパターン変更が必要となったり、軽微な変位が発生したりするケースが出現した。したがって、施工と並行して管理基準値の見直しを継続的に行った。

適用中の支保パターンを重い側に変更するための「管



※計測箇所：0k350m～2k000m間

図-14 広河原斜坑の各支保パターンにおける最終変位

理基準値（上限値）（図-14 中の赤点線）」を設定する際は、当該（適用中）支保パターンで施工した各計測点の最終変位の最大値付近が一つの目安となり、また、重い側への支保パターン変更を判断する際に設置した計測点での最終変位の最大値も併せて参考とした。ただし、各支保パターンの実績最終変位量の中には、設定した管理基準値を超過するものもいくつかあった。

適用中の支保パターンを軽い側に変更する際は、安全性と確実性を確保した施工を行う必要があった。「管理基準値（下限値）（図-14 中の黄点線）」の設定には、当該（適用中）支保パターンで施工した各計測点の最終変位の中で、軽微な変位の見られなくなる変位付近が一つの目安となり、また、軽い側への支保パターン変更を判断する際に設置した計測点での最終変位の最大値も併せて参考とした。ただし、支保パターン（軽減側）変更時の変更前支保の実績最終変位量の中には、設定した管理基準値を超過するものがあつた。

各支保パターン間の管理基準値の関係は表4の形式に従い、上位（重い）支保パターンに対する下位（軽い）支保パターンの管理基準値が、同等かそれよりも小さくなるように設定した。また、各支保パターンの「管理基準値（上限値）」は表4の上限値を超えないようにした。

サンプル数にばらつきがあるが、この結果から広河原斜坑において支保パターン適用の管理基準値を表4に代えて表7の通り試行的に設定し、使用している。

表-7 広河原斜坑での支保パターン適用の管理基準値 (暫定)

内空変位量 (絶対値)	広河原斜坑 掘削幅 D : 約 11 m~14 m
地山等級	
特殊	別途検討
特 S	40 mm~120 mm
I_S	30 mm~80 mm
I_{N1}	20 mm~70 mm
I_{N2}	15 mm~50 mm
$II_N \sim V_N$	10 mm~30 mm

この管理基準値 (暫定) は今後の施工状況を反映して更に精度を高めていく予定である。

管理基準値設定後は、次の b) で例示する通り、大土被り地山の切羽近傍の挙動を定量的に把握し施工へフィードバックさせる不可欠の要素として、図-7~9 に示す初期-最終ひずみの相関を示す回帰直線を用いて、表-7 で定めた管理基準値に対応する初期変位量を見出し、施工時の判断指標として活用している。

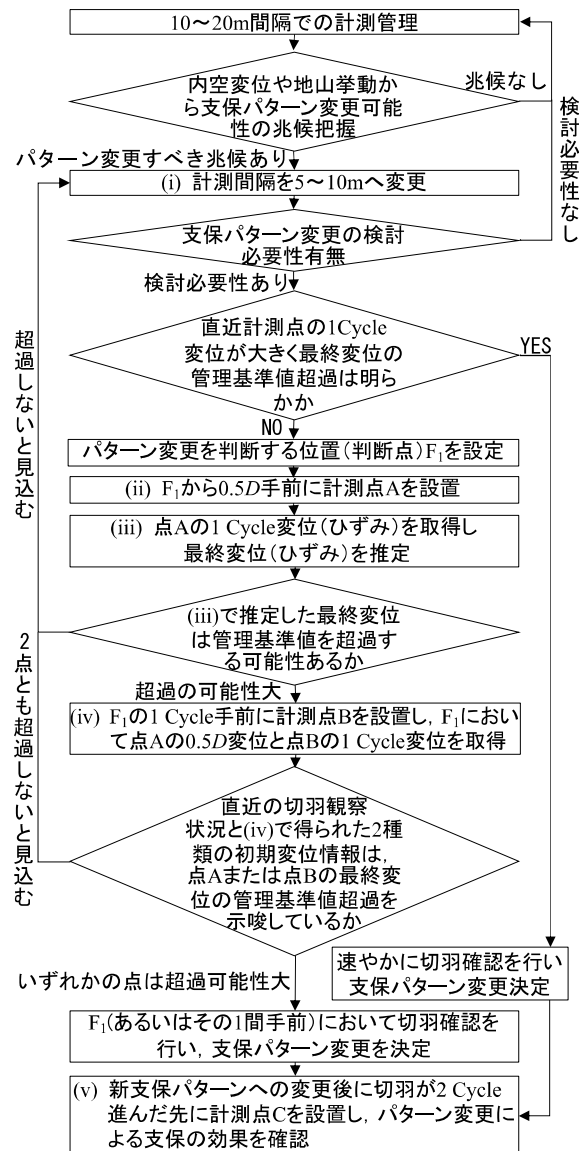
例えば広河原斜坑で I_S パターンの管理基準値を 80 mm (絶対値) とした場合、トンネル径約 11 m から対応する最終ひずみは 0.73 (= 80 mm / 11 m) となる。この最終ひずみに対応する 1 Cycle ひずみと 0.5D ひずみは、図-9 より地山挙動の不確定性として 95% 信頼域を考慮した場合、それぞれ 0.22 ± 0.07 (内空変位量 -24 ± 8 mm), 0.53 ± 0.08 (同 -59 ± 9 mm) となる。現場では安全性を重視しつつ支保を重い側へパターン変更するため、上記変位量の下限値~中間値をパターン変更の目安としている。すなわち、 I_S パターンでの施工中に、1 Cycle 変位で -16 ~ -24 mm, 0.5D 変位で -50 ~ -59 mm 程度の初期変位が計測された段階で、特 S パターンへの変更を判断している。

b) 初期変位計測によるパターン変更の方法と事例

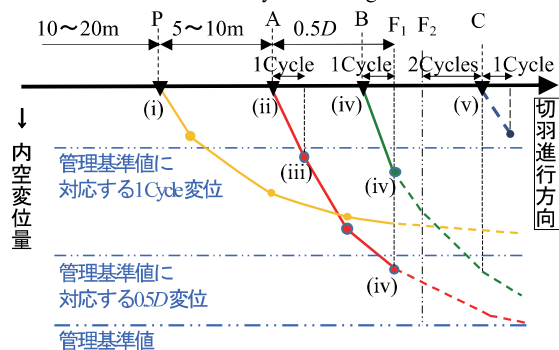
南アルプストンネル (山梨工区) では、4. (3) a) 及び 4. (4) で説明した初期変位と最終変位に関する 2 種類の相関情報を効果的に組み合わせて、図-15 の考え方に従った段階的な手順を経て、適用中の支保の妥当性や変更必要性に関する施工上の判断を行っている。

図-15 上のフローは、増強側に支保パターンを変更する際の一般的な手順を示している。また、図-15 下の図は、トンネル掘削が左から右へ進む中で、切羽後方に設置した複数の計測点の内空変位量が変化する状況を、重ね合わせて示した経距変化図のイメージである。なお、図-15 内のフローと経距変化図での(i)~(v)のタイミングは対応している。

切羽が F_1 に到達した時点で 0.5D 変位と 1 Cycle 変位を取得出来る位置に、計測点 A と計測点 B をそれぞれ設置し、支保パターン変更判断に備える。計測点 A と B で得た 2 種類の初期変位から予測される最終変位が、支保増強側は管理基準値超過に、支保軽減側は管理基準値未満に、



→ 計測点設置間隔と 1 Cycle Reading 位置



▼ : 計測点設置 (初期値取得) 位置

●●●●●: 切羽位置 (横軸) がその点まで進んだ時点の各計測点の内空変位量

F_1 : パターン変更判断点 F_2 : 新支保パターン開始点

図-15 管理基準値に基づく初期変位計測位置の考え方 (支保パターンを増強側に変更の場合)

それぞれ収束する可能性が高い場合、切羽付近の地質岩盤状況がこれまでの支保パターンで施工してきた箇所とは明らかに変化していると判断し、 F_1 の切羽状況を確認の上で支保パターンの変更を決定する。支保パターン変更後は、切羽が2サイクル進んだ地点に計測点Cを設置し、新支保の効果を確認している。

広河原斜坑において大きな変形および吹付けコンクリートにクラックが発生する等の支保変状が見られた区間について図-15のフローに示す手順で、初期変位を元に最終変位を予測し、迅速に支保パターン変更を行った事例を以下に示す。トンネル諸元および当該区間の地山条件は以下の通り。

- ・トンネル掘削断面積：74m²（掘削幅約11m）
- ・掘削工法：補助ベンチ付き全断面掘削（発破掘削）
※インバートを切羽より6m後方にて施工
- ・地質条件：千枚岩主体（写真-1），土被り約250m。

当地山を掘削する中での変位発生状況と、これに伴い支保パターンを変更した区間を、時系列とともに図-16の経距変化図に示す4つの区間に分けて述べる。

区間1（～1k971m）では、10m間隔にて測点を設置し変位計測を実施しており、当区間の内空変位の1Cycle変位は、最大-14.1mm（測点1k947.5m）であった。最終変位は-50mm程度と、管理基準値以内を推移するものと予測し、 I_S パターンを継続した。しかし、測点1k967.5mにて1サイクルおよび2サイクル後の内空変位は、それぞれ-18.5mm、-30.8mmと、立て続けにこれまで以上の大きな初期変位が計測され、また最終変位は I_S パターンの管理基準値を超える-80mm以上となるものと予測された。

そこで、1k971mより直ちに支保パターンを I_S から特Sへ変更し、吹付けコンクリート厚を150mmから200mm

（ともに設計基準強度は18N/mm²）とした（区間2）。

当パターン変更は、2サイクル後の変位計測後からわずか1m掘進後に行ったものであり、測点設置間隔を以後5m以下とし、地山挙動のさらなる注視および支保パターンの妥当性を評価すべく計測体制を強化した。区間2を特Sパターンで掘進する中、測点1k972.5mにて1サイクル後の内空変位は-11.5mmと変位が抑えられたものの、2サイクル後は-42.5mm、また次測点1k975.5mの1サイクル後の計測値も-50.9mmと継続して変位が増大した。

ここで、掘削を一時中止した。掘削初期段階かつ掘削停止中においても、変位が増大する傾向を示したことから、掘削初期段階から支保効果を増強させるべく、吹付けコンクリートを初期高強度吹付けコンクリート（材齢



地質：厚さ0.5～10mm程度の薄層状千枚岩が主体。一部に後生的な石英脈が層理に並行に、または層理を切って入る。湧水は滴水。

走向：トンネル掘進方向（北西）に対し右（北）へ約50°で斜交。

傾斜：約70°の差し目（西落ち）。

岩質：一軸圧縮強さが10MPa以下の脆い岩盤が切羽全体を占める。

写真-1 広河原斜坑 1k979mにおける上半切羽状況

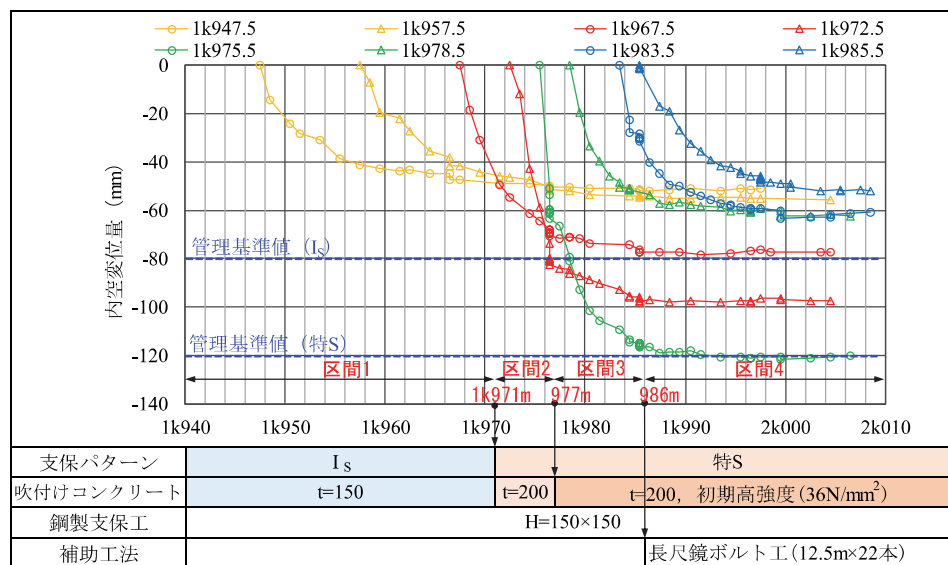


図-16 支保パターン変更事例（広河原斜坑）

10分強度：3N/mm²，28日強度：36N/mm²）へ変更し掘削を再開した（区間3）。

この結果，区間3以降では1サイクル後の内空変位は-20 mm 前後に抑えることができた。ただし，区間2～3における掘進に伴う変位の増分傾向を見ると，切羽からの距離が10m（≒1D）以上を超えても変位は微増傾向を示しており，最終変位は最大で-80～-120 mm 発生した。この地山挙動の原因の一つとして，切羽全体を占め切羽前方にも連続して分布する薄層状千枚岩のへき開構造が挙げられる。この地質構造に伴う地山挙動の詳細な分析は今後の課題とするが，進行（発破）毎に，時間の経過とともにこれらのへき開が開口し，トンネル周辺の地山が緩むことでトンネル変形を助長したものと推定される。したがって，へき開面の開口を抑制し，また切羽前方の地山の緩みを防止することが，変位を抑制する上で重要な対策と位置づけ，1k986mより鏡ボルト工を実施した（区間4）。

これにより，区間4においても写真-1に示すような薄層状千枚岩のへき開構造が継続して切羽に見られたものの，最終変位を-50～-60 mm 程度の範囲で抑えることができた。

上記の支保パターンの変更実績では，密な間隔で測点を設置し，初期変位（1 Cycle 変位および0.5D 変位）の計測値から最終変位を推定し，それが管理基準値内に収まる場合は施工上適切な支保パターンが選択されていると考え，当該の支保を継続した。また，推定した最終変位が管理基準値に収まらない場合は，支保パターンを変更する（あるいは，場合により補助工法を追加する）施工判断を行った。このような判断に基づき施工を行なった結果，最終変位量はほぼ管理基準値内に収まった。

初期変位量を基準として選択した支保において，施工後の縫い返しや補強を行うことなく掘削を継続できた点で妥当だったと評価できる。

支保設置直後の初期変位の段階で，選択中の支保が地山をコントロール出来ているかの確認を行い，変位発生状況に対応した効果的な支保パターンを，タイムリーに変更できた事例である。

5. 結論

1 Cycle 変位を計測し，かつ初期変位と最終変位に関する計測データを蓄積する意義について，以下の通り総括する。

- 1 Cycle 変位の取得を可能とした着脱式ターゲットの開発と適用による計測データの品質改善
- 切羽直近での地山状況，挙動確認ならびに地山変化の有無のリアルタイムでの把握

- 切羽による地山安定化機能を含む，切羽直近での支保工の妥当性確認

- 掘削後に計測される全変位に対して大きな割合を占める初期変位変化（1 Cycle より0.5D まで）の正確な把握と，それによる最終変位量の推定精度向上

また，本研究により，大土被りトンネルにおける内空変位計測とその評価，そして施工時判断への活用につき，以下のことが明らかとなった。

- 事前の地山情報に限界のある大土被り下におけるトンネル掘削時の地山挙動は，密な計測管理を中心とする観測で把握できる。特に切羽開放直後の初期変位から最終変位を計測によって予測し，支保の妥当性確認や支保パターン変更の判断が可能となる。
- 掘削が進み計測データが蓄積されるにつれ，初期-最終変位の相関のほか，掘削時の支保パターン実績や変状発生有無を踏まえた，支保適用の判断基準となる新たなトンネル内空変位の管理基準値を設定できる。
- 変位の評価と予測，迅速な施工判断を行うためには，最終変位量に対して占める割合の大きい，切羽開放直後の1発破掘進完了時の1 Cycle 変位量の計測が重要となる。

なお，本坑や先進坑の大土被り区間における硬質層状岩盤を掘削中の比較的小さい内空変位や，広河原斜坑の薄層状千枚岩を掘削中に層理面に発生する開口やせん断に伴う地山挙動については，岩盤や地質構造の異方性を考慮することで，合理的に分析，評価できる可能性がある。地山異方性が内空変位に及ぼす影響の評価は，今後の課題である。

謝辞：初期変位計測による最終変位の想定と支保の妥当性判断については，南アルプストンネル（山梨工区）の掘削開始以降，故足立紀尚京都大学名誉教授より指導と助言を賜った。また，東海旅客鉄道株式会社の寺尾陽明氏には，現場での支保パターン変更の状況をまとめて頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団新潟新幹線建設局：上越新幹線工事誌（水上・新潟間），pp. 495-565, 1983.
- 2) 峰本守：新清水トンネル掘削における山はね現象について，日本鉱業会誌，Vol. 84, No. 965, pp. 1216-1219, 1968.
- 3) 川北真嗣，山崎哲也，篠崎哲明：大土被り脆弱地山における大断面 NATM の施工，トンネル工学研究発表会論文・報告集，Vol. 13, pp. 213-218, 2003.
- 4) ジェオフロンテ協会：付加体地質とトンネル施工，pp. 30-47, 2005.
- 5) 岡林信行，田沢雄二郎，松川久俊，今田徹：高土被りトンネルへの高強度吹付けコンクリートの適用に関する一考察，土木学会論文集，No. 546/VI-32, pp.

- 145-156, 1996.
- 6) Mezger, F., Anagnostou, G. and Ziegler, H.: The excavation-induced convergences in the Sedrun section of the Gotthard Base Tunnel, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 38, pp. 447-463, 2013.
- 7) Schubert, W.: Tunnelling in Alpine Fault Zones – Excavation and Support Strategies, *Proceedings of the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Paper No. 6.09, pp. 1-7, 2004.
- 8) Hoek, E and Marinos, P.: Tunnelling in overstressed rock, *Rock Engineering in Difficult Ground Conditions – Soft Rocks and Karst*, Vrkljan, I. (ed.), London: Taylor and Francis Group, pp. 49-60, 2009.
- 9) Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mesri, G.: *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd Edition, John Wiley and Sons, New York, pp. 34-35, 2009.
- 10) 矢野寛, 西谷誠之, 橋本隆之, 築地功, 越後健司: 土被り 600m を超える不良地山に対する支保構造について, トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 12, pp. 407-412, 2002.
- 11) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, pp. 39-40, 2017.
- 12) 小林寛明, 井浦智実, 上野光, 渡辺和之, 嶋本敬介, 伊藤直樹: 山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究, 土木学会論文集 F1, Vol. 71, No. 3, pp. I_80-I_93, 2015.
- 13) 二村亨, 梅村哲男, 萩原博之, 生森敏: 先進ボーリング技術のブレイクスルーを目指してー長尺・高速掘進・孔曲がり制御などの技術開発, トンネルと地下, 第41巻, 8号, pp. 609-619, 2010.
- 14) 山本雄介, 二村亨, 萩原博之, 生森敏: 長大山岳トンネル施工を見据えた長尺先進ボーリング技術の開発, 地下空間シンポジウム論文・報告集/土木学会地下空間研究委員会編, Vol. 16, pp. 201-208, 2011.
- 15) 高速道路総合技術研究所: トンネル施工管理要領(計測工編), p. 12, 2017.
- 16) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, p. 279, 2017.
- 17) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, p. 274, 2017.
- 18) 高速道路総合技術研究所: トンネル施工管理要領(計測工編), p. 9, 2017.
- 19) 朝倉俊弘, 高橋昭教, 川上義輝, 小野田滋: トンネル切羽における初期変位測定, 鉄道技術研究所速報, No.A-83-66, pp. 2-5, 1983.
- 20) 朝倉俊弘, 川上義輝, 馬場富雄, 小野田滋: トンネル切羽における初期変位測定(第2報), 鉄道技術研究所速報, No.A-85-42, pp. 15-16, 1985.
- 21) 剣持三平, 竹津英二, 依田淳一, 小池真史, 亀村勝美: 膨張性泥質岩地山トンネルの施工における内空変位量の評価, 土木学会論文集 F, Vol. 63, No. 2, pp. 225-238, 2007.
- 22) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, pp. 263-264, 2017.
- 23) Sulem, J., Panet, M. and Guenot, A.: Closure analysis in deep tunnels, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 24, Issue 3, pp. 145-154, 1987.
- 24) 吉川恵也, 朝倉俊弘: NATM のための設計のパターン化の研究, 鉄道技術研究報告, No. 1235, pp. 43-53, 1983.
- 25) Hoek, E. and Marinos, P.: Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels and Tunneling International*, Vol. 32, pp. 45-51, 2000.

(Received April 13, 2020)

(Accepted January 4, 2021)

IMPORTANCE OF INITIAL DISPLACEMENT MONITORING AND ITS APPLICATION TO HIGH OVERBURDEN TUNNELING

Takeshi SATO, Fumiharu NAKAHARA, Tomoyuki AOKI and Kiyoshi KISHIDA

Tunnel displacement monitoring, a common and mandatory practice amid tunnel excavation, has shown to provide valuable information for evaluating or predicting ground conditions near tunnel face as well as information for assisting decision-making to select and apply proper tunnel support system during excavation. This feature might serve well even for high overburden tunneling, where little geotechnical information could be available in advance of excavation. One of the advantages of extracting information from monitoring data is to predict final tunnel convergence from initial few displacement readings: finding relationships between the initial and the final displacement. In order to fully exploit the monitoring data, it is crucial to observe tunnel displacements in proper interval, locus, and especially, timing. Along with analyzing correlation between monitoring data and actual tunnel support behavior, this paper emphasizes the importance of most initial displacement monitoring, as well as presents renewed support application criteria specific to excavation of solid sedimentary rock masses with foliation or bedding structures. Tunneling experiences in the Akaishi mountain range, central Japan, have shown the validity of this analytical approach.