

注入機能を有する鋼管膨張型ボルトの脚部補強工への適用

五洋建設株式会社	○齋藤 佑樹
独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構	正会員 神田 大
独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構	正会員 上松 苑
五洋建設株式会社	正会員 河上 清和
五洋建設株式会社	成瀬 哲哉
五洋建設株式会社	土田 淳也

1. はじめに

阿弥陀トンネルは、現在整備が進められている北海道新幹線（新青森～新函館間）のうち、青森県東津軽郡蓬田村に位置する延長 177m の小土被り未固結地山トンネルである（図-1 参照）。

本トンネルは、上半断面に砂礫主体の第四紀更新世岡町層、下半断面に高含水比のシルト～細砂主体の新第三紀鮮新世蟹田層が出現することが予想されたことから、トンネル掘削に伴う泥濘化と地山強度の低下が懸念された。また、トンネル全線にわたって土被り 1.5D（D：トンネル掘削径，D=11m）以下の小土被り区間が続くことから、グラウンドアーチの形成が難しいと考えられた。これらのことから、トンネル周辺地山の安定性を確保するためには、支保工脚部の沈下を抑制し、トンネル掘削に伴う地山の緩み拡大を防止することが重要であると考えられた。そこで、本トンネルにおいては、打設と同時に地山に定着させることができ、効率的に地山を補強・改良できる「注入機能を有する鋼管膨張型ボルト：RPE-G ボルト」¹⁾に着目し、当該ボルトを脚部補強工として試験的に採用した。

本稿では、阿弥陀トンネルにおける「RPE-G ボルトを用いた新しい脚部補強工」の試験施工から得られた当該脚部補強工の効果および施工性について報告する。

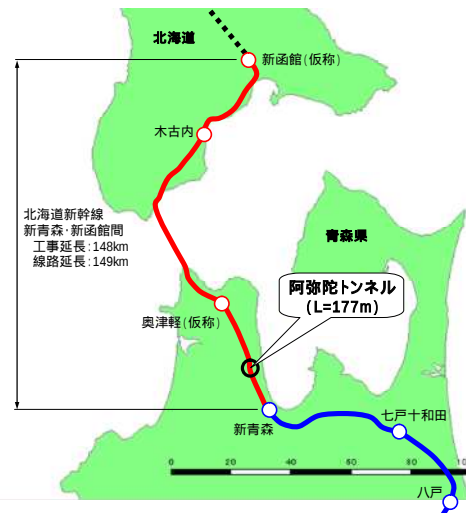


図-1 阿弥陀トンネル施工位置図

2. 地形・地質概要

図-2 に 阿弥陀トンネルの平面・縦断図を示す。

本トンネルは、新第三紀鮮新世の蟹田層を第四紀更新世岡町層が覆う丘陵地に位置する。最大土被りは、16m（1.5D）程度である。

事前地質調査および坑口斜面の観察の結果、本トンネルルートの地質構造は、砂、砂礫およびロームが概ね水平に堆積した成層状態にあり、ほぼトンネル全線において、上半断面に砂礫主体の岡町層（Ocg）が、下半断面にシルト～細砂主体の蟹田層（Kyo）が出現すると推察された。18km186m 付近で実施した標準貫入試験から得られた各地層

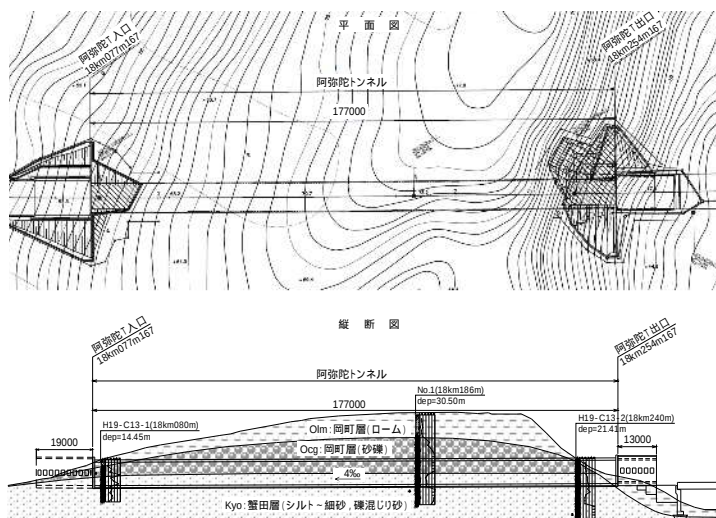


図-2 阿弥陀トンネル平面・縦断図

キーワード 小土被り，未固結地山，脚部補強，鋼管膨張型ボルト，薬液注入

連絡先 〒112-8576 東京都文京区後楽 2 丁目 2 番 8 号 五洋建設株式会社 土木部門土木本部土木設計部

TEL：03-3817-7803

の平均 N 値は，砂礫主体の岡町層が 41，シルト～細砂主体の蟹田層が 23 程度であった．また，坑口斜面において，岡町層（Ocg）と蟹田層（Kyo）の層境に滲水程度の湧水が見られたことから，上半断面の施工基面（S.L）付近に地下水位が存在すると推察された．

3．新しい脚部補強工の概要

図-3 および図-4 に，RPE-G ボルトを用いた新しい脚部補強工（以下，RPE-G ボルト脚部補強工と記す）の標準的な施工フロー図および概要図を示す．本トンネルにおいては，RPE-G ボルトを支保工（支保工間隔：1.0m）の中間部に打設し，支保工に作用する地山荷重を確実に脚部補強工へ伝達させるために，ボルト頭部と鋼製支保工を鋼材により剛結した．

RPE-G ボルトは，打設と同時に地山に定着させることができる鋼管膨張型ボルトを改良したもので，ドリルジャンボ等で削孔したボアホールに中空鋼管ボルトを挿入後，注水加圧により鋼管を膨張させて地山にボルトを定着させるとともにボルト先端のコーンを注水圧により爆裂させることで，水抜きと注入機能を付加させた新しいボルトシステムである．よって，RPE-G ボルト脚部補強工は，即効性のある鋼管膨張型ボルトによる荷重分散効果およびせん断変形抑制効果，ならびに薬液注入による支持力向上効果が期待できると考えられる．

現在実用化されている脚部補強工には，高圧噴射攪拌工法，レッグパイル，地山注入工法，モルタル全面定着型脚部補強ボルトおよびウィングリブ付き鋼製支保工などがある²⁾．適用する地山状況によって一概には言えないが，RPE-G ボルト脚部補強工はレッグパイルと地山注入工法の間隔的な脚部補強工として位置付けることができるものと考えられる．

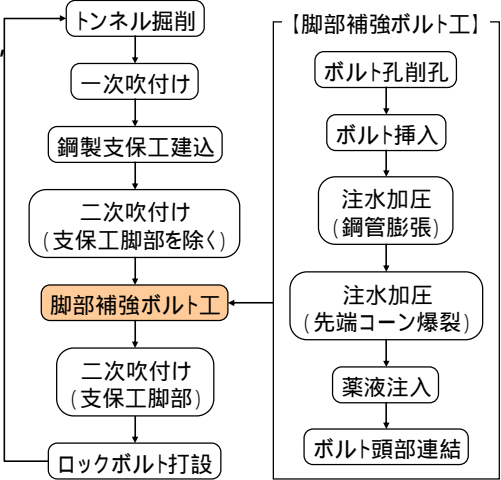


図-3 RPE-G ボルト脚部補強工の標準施工フロー図

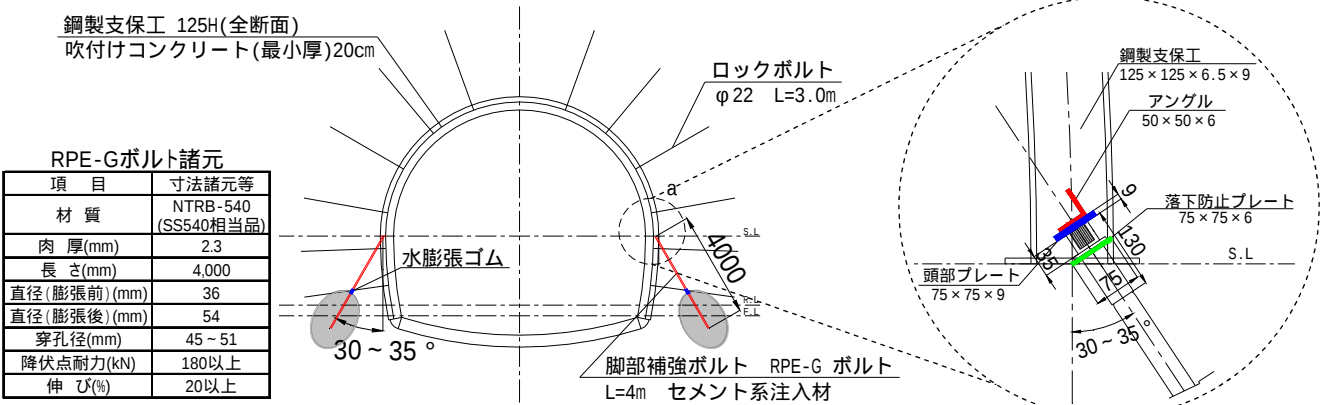


図-4 RPE-G ボルト脚部補強工概要図

4．事前試験

本トンネル掘削対象地山に最適な注入材を選定するために，事前試験を実施した（表-1 参照）．本トンネルでは細粒分の多い地盤を注入対象とすることから，事前試験は，セメント系と水ガラス系の 2 種類の注入材について行うこととした．

表-1 事前試験一覧表

No.	試験項目	試験目的	試験方法	試験場所
1	注入材の室内配合試験	注入材の配合決定	一軸圧縮強度試験	注入材メーカー工場
2	現場平板載荷試験	脚部補強工の相対的な支持力向上効果の確認	道路の平板載荷試験 (JIS A 1215)	阿弥陀入口側坑口前施工ヤード (砂礫・粘性土)
3	ボルト掘り出し試験	薬液の注入形態と改良体形成状況の確認	フェノールフタレインによる注入範囲の可視化	18km130m 下半盤 (粘土・シルト)

(1) 室内配合試験

室内配合試験では、トンネル掘削に伴う緩み荷重がセメント系注入材による改良体に作用した際に、改良体が押し抜きせん断破壊を生じないための圧縮強度（注入率 30%時の $\sigma_{6h}=0.5N/mm^2$ ）を満足する配合を求めることとした。ただし、水ガラス系については、元々強度が得にくい注入材であることから、強度を最大限発揮しうる一配合についてのみ試験を行った。

表-2 および表-3 に、目標強度を満足するセメント系注入材の配合および水ガラス系注入材の配合を示す。当該配合により得られたサンドゲル強度（注入率 30%、材令 6 時間）は、セメント系： $0.58N/mm^2$ 、水ガラス系： $0.14N/mm^2$ であった。

(2) 現場平板載荷試験

RPE-G ボルト脚部補強工の相対的な支持力向上効果を確認するために、室内配合試験で決定した注入材配合により、平板載荷試験を実施した（表-4 参照）。

図-5 に、載荷重と地盤沈下量の関係を示す。試験の結果、「原地盤」に対し「ボルトのみ」および「水ガラス系」では地盤反力係数が小さく、「セメント系」では「原地盤」より 4 倍程度大きい地盤反力係数が得られた。「ボルトのみ」および「水ガラス系」が「原地盤」より地盤反力係数が低下した要因として、ボルト孔内のくり粉をエアブローで排出した際に孔壁の細粒分も一緒に噴出したことで孔径が大きくなり、ボルトの定着が十分ではなかったこと、「水ガラス系」はサンドゲル強度が小さく、注入量も十分ではなかったため、支持力向上効果が得られなかったこと、が考えられる。一方、「セメント系」でも「原地盤」より降伏点が小さい結果となった。この要因として、上記による影響に加え、「水ガラス系」同様、薬液注入量が十分ではなかったことが考えられる。ただし、「セメント系」は、地盤反力係数が「原地盤」よりも向上していることから、支持力向上効果が期待できると考えられる。

(3) ボルト掘り出し試験

本トンネル内で、RPE-G ボルト脚部補強工を試験施工し、ボルトを実際に掘り出して注入形態および改良体の形成状況を確認した。その結果、写真-1 に示すように、セメント系（ゲルタイム：3 分）、水ガラス系（ゲルタイム：30 秒）ともに、注入材がほとんどボアホール内に留まり、地山内に改良体の形成は認められなかった。この要因として、注入対象地盤の細粒分含有

表-2 セメント系注入材の配合

A 液 (kg)			B 液 (kg)		
急結剤	水	凝結調整剤	超微粒子セメント	水	分散剤
300	397	3	400	360	8

1,000ℓあたり配合

表-3 水ガラス系注入材の配合

A 液 (kg)		B 液 (kg)		
3号水ガラス	水	超微粒子セメント	水	分散剤
350	250	375	375	3.75

1,000ℓあたり配合

表-4 平板載荷試験内容一覧表

No.	名 称	内 容
1	原地盤	・阿弥陀トンネル入口側坑口前施工ヤード ・砂礫、粘性土
2	ボルトのみ	・RPE-Gボルト(L=2.0m, エア削孔)
3	水ガラス系 (材令24hr)	・RPE-Gボルト(L=2.0m, エア削孔) ・ケイ酸ソーダ + 超微粒子セメント(ゲルタイム:約30秒) ・注入実施率:14%
4	セメント系 (材令24hr)	・RPE-Gボルト(L=2.0m, エア削孔) ・急結剤 + 超微粒子セメント(ゲルタイム:約2分) ・注入実施率:18%
5	セメント系 (材令6hr)	・RPE-Gボルト(L=2.0m, エア削孔) ・急結剤 + 超微粒子セメント(ゲルタイム:約2分) ・注入実施率:43%

注入実施率 = 実注入量 / 計画注入量

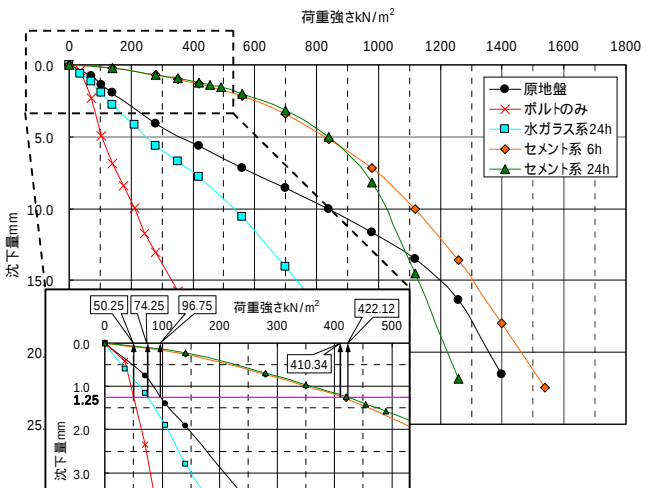
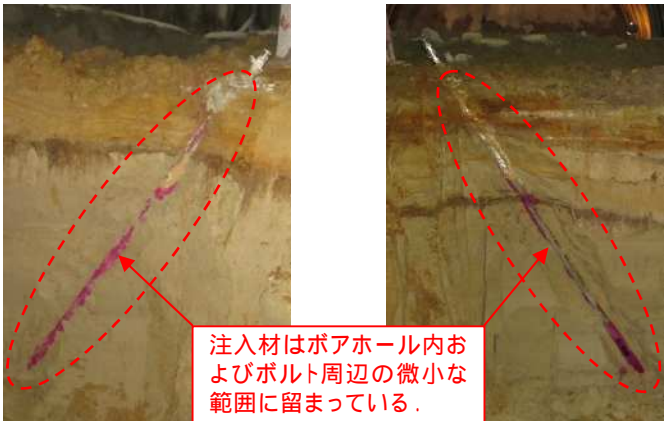


図-5 載荷重と地盤沈下量の関係



a) セメント系 b) 水ガラス系

写真-1 ボルト掘り出し試験結果

率が 69.5%（粘土分：21.5%，シルト分：48.0%）と多かったこと， RPE-G ボルトの口元コーキングには限界があり，割裂注入ができる程の注入圧をかけられなかったこと，が考えられる．

5．試験施工

本試験施工においては，事前試験の結果から，支持力向上効果が期待できるセメント系注入材を使用した．

図-6 および表-5 に，RPE-G ボルト脚部補強工の施工範囲図および計測項目を示す．今回の試験施工においては，RPE-G ボルト脚部補強工の効果と施工性を検証するために，同様の地山条件下（土被り，地質）である 18km160m～18km220m 間（区間長 L=60m）を 2 分割し，脚部補強工を施工しない「無対策区間」（18km160m～18km190m）と脚部補強工を施工する「対策区間」（18km190m～18km220m）を設定し，無対策区間と対策区間の変位挙動を比較することとした

6．試験施工結果

(1) 地表面沈下測定・坑内変位測定

図-7 に，下半掘削後の変位収束時（以下，下半収束時と記す）の地表面沈下，天端沈下および上半内空変位測定結果を示す．いずれも「対策区間」の方が「無対策区間」よりも大きい変位量を示す．これは，図-6 b) に示すように，実際には，岡町層（Ocg）および蟹田層（Kyo）が地形勾配と同様に傾斜して堆積しており，「無対策区間」と「対策区間」の境界付近から出口側にかけて比較的強度が小さい蟹田層が切羽に占める割合が大きくなっていたことによると考えられる．

(2) 地中変位測定

図-8 に，地中変位分布図を示す．「無対策区間」では，地表面までほぼ均等に沈下が生じている．一方，「対策区間」では，天端付近の沈下が特に大きくなっている．一方，地表面沈下および坑内変位測定結果からは，「対策区間」において，地表面沈下量に対する坑内沈下量が特に大きいというような傾向は見られない．このことから，「対策区間」において見られる地中変位分布の天端付近の変曲点は，岡町層と蟹田層の層境を示しているものと推察される．

(3) 地中曲げひずみ測定

図-9 に，地中曲げひずみ分布図を示す．トンネル側壁部の曲げひずみは，地質条件が比較的良い「無対策

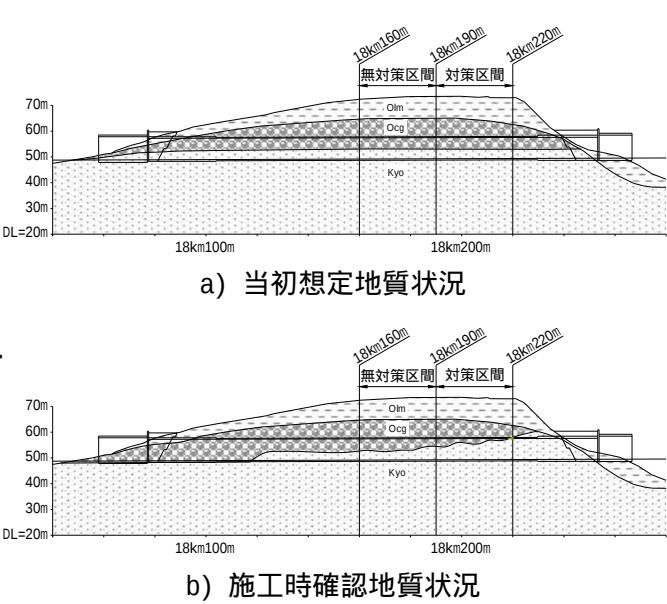
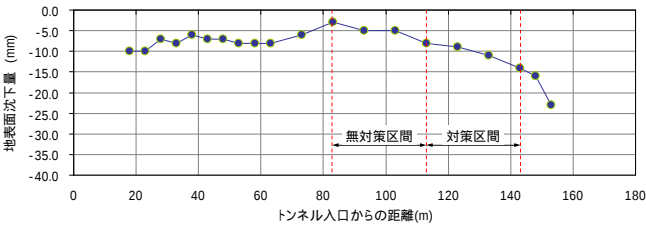


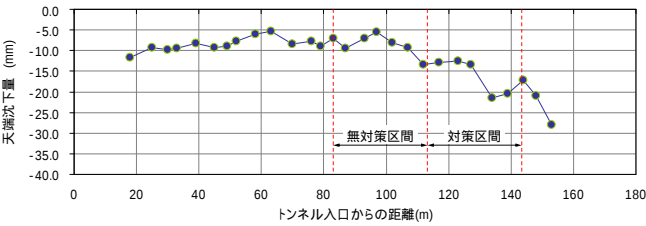
図-6 RPE-G ボルト脚部補強工施工範囲図

表-5 計測項目一覧表

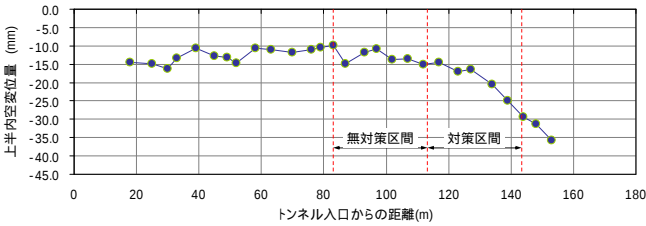
No.	計測項目	計測目的	計測方法	計測場所
1	地表面沈下測定	沈下抑制効果の確認	レベル	18km160m～18km220m
2	坑内変位測定 (天端・脚部沈下，内空)	坑内変位抑制効果の確認	トータルステーション	18km160m～18km220m
3	地中変位測定	地山の緩み抑制効果の確認	地中変位計	18km170m，18km200m
4	地中曲げひずみ測定	地山の緩み抑制効果の確認	パイプひずみ計	18km170m，18km200m



a) 地表面沈下

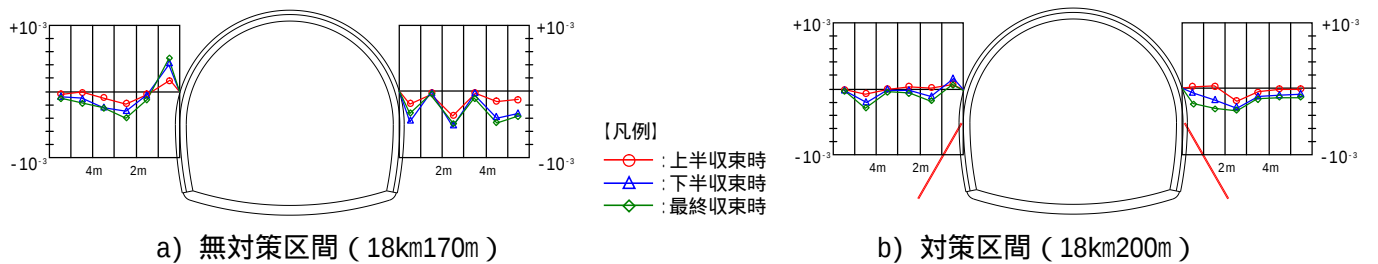
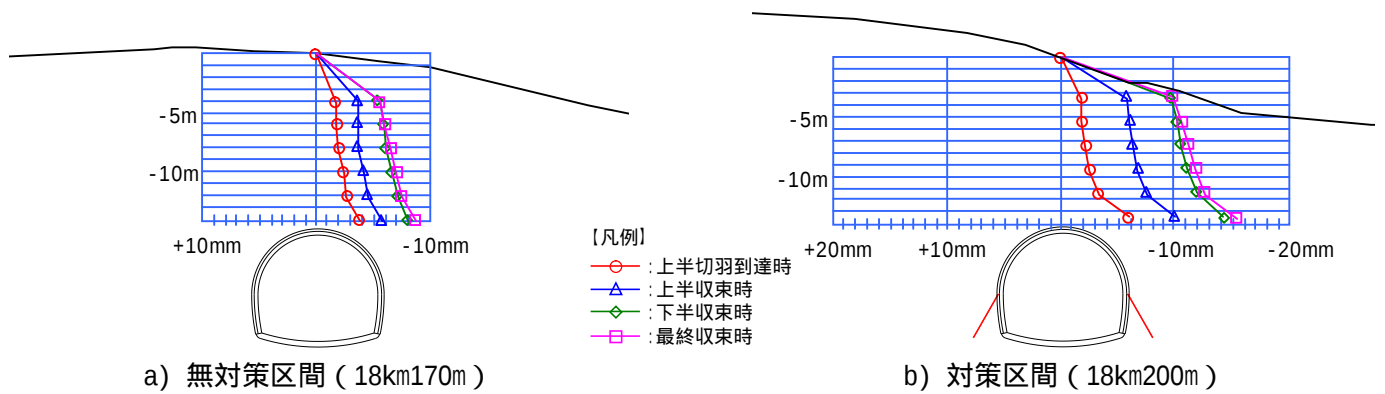


b) 天端沈下



c) 上半内空変位

図-7 下半収束時の地表面沈下・坑内変位測定結果



区間」よりも地質条件が比較的悪い「対策区間」の方が小さい傾向にある。これは、RPE-G ボルト脚部補強工によって「対策区間」のトンネル側壁部の安定性が向上していることを示唆するものと考えられる。

(4) 注入量

図-10 に、本試験施工における RPE-G ボルト脚部補強工の注入量実績図を示す。平均注入量は、計画注入量 237L/本に対して 23.2L/本であり、計画注入量の 10% 程度に留まった。この要因としては、ボルト掘り出し試験における要因と同様のことが考えられる。

(5) サイクルタイム

表-6 に、本試験施工における RPE-G ボルト脚部補強工の平均的なサイクルタイムを示す。サンプル数は左右各 30 本である。本試験施工では、注入量が計画の 10% 程度であったものの、平均 72 分で左右の脚部補強工を施工できている。このことから、RPE-G ボルト脚部補強工は、トンネル掘削サイクルに与える影響は小さいものと考えられる。

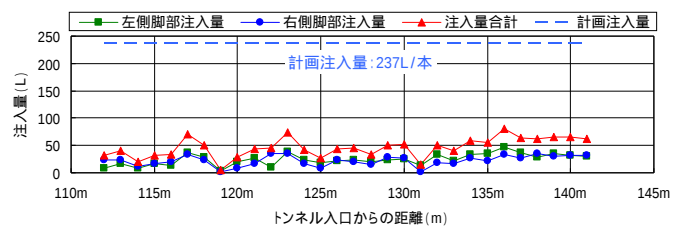


表-6 RPE-G 脚部補強工のサイクルタイム

作業内容	平均サイクルタイム(分)		備考
	左側	右側	
削孔準備工	4	4	ガイドセルのセット
削孔工	6	6	ボルト孔の削孔・ボルト挿入
注水準備工	3	3	注水機器の搬入・セット
注水工	3	3	ボルト膨張・定着
注入準備工	3	3	注水機器の搬入・セット
注入工	6	6	セメント系注入材の注入
頭部連結準備工	3	3	鋼材・溶接機の搬入・セット
頭部連結工	4	5	鋼製支保工とボルトの連結
片側施工時間計	32	33	
後片付け	7		
合計	72		

7. 考察

前述 6. (1) で述べたように、「無対策区間」と「対策区間」では地質条件が大きく異なるため、RPE-G ボルト脚部補強工の効果を変位量のみで直接的に検証することはできない。そこで、ここでは、地表面沈下量推定式による試算や坑内変位の挙動特性を変位率（例えば、ある時点の変位量と最終変位量の比）で分析することによって RPE-G ボルト脚部補強工の効果を検証することとした。

(1) 沈下抑制効果

表-7 に、地表面沈下量を求める実験式である島田の式(1)式参照)で試算した下半収束時の地表面沈下量を示す。なお、本試算では、「無対策区間」と「対策区間」の相互干渉による影響を除外するために、当該境界(トンネル入口から 113m 付近)における計測値を除いて計算した。この結果、島田の式による計算値は実際の沈下量と概ね同レベルにあり、本トンネルにおける沈下特性は、島田の式による再現性が比較的高いと考えられる。

そこで、島田の式と地表面沈下量を求める理論式である Limanov の式(2)式参照)を組み合わせ、RPE-G ボルト脚部補強工による沈下抑制効果の検証を試みた。図-11 に、検証フローを示す。まず、「対策区間」に類似する地質区間のうち、RPE-G ボルト脚部補強工の影響を受けない位置の地表面沈下量から Limanov の式で「対策区間」の地山の弾性係数を逆算する。次に、逆算した地山の弾性係数を用いて「対策区間」における地表面沈下量を Limanov の式で推定し、当該地表面沈下量になるような天端沈下量を島田の式で求める。各推定式で算出した「対策区間」の地表面沈下量および天端沈下量を実測値と比較することで、RPE-G ボルト脚部補強工の沈下抑制効果を評価することとした。

表-8 に、地表面沈下量および天端沈下量の試算結果を示す。この結果、地表面沈下量で 2~7mm、天端沈下量で 4~11mm 程度沈下が小さくなっており、RPE-G ボルト脚部補強工による沈下抑制効果が得られた可能性があることを示唆している。ただし、本試験施工においては、今回の計測結果や薬液注入量実績から判断すると、RPE-G ボルト脚部補強工による沈下抑制効果は非常に小さいものであったと推察される。

(2) 内空変位抑制効果

図-12 に、下半収束時の内空変位量と天端沈下量の関係(変位率)を示す。これによれば、「無対策区間」と「対策区間」の境界における計測値を除いた天端沈下量に対する内空変位量の平均的な割合は、「対策区間」の方が「無対策区間」に比べて、上半で 37%、下半で 40%程度小さい。前述の地中曲げひずみ測定の結果から、「対策区間」におけるトンネル側壁部の安定性の向上が伺える。また、前述の島田の式と Limanov の式による試算の結果、支保工の沈下抑制効果も伺える。これらのことから、変位率が小さくなった要因として

$$S_{oj} = a \cdot T \cdot e^{-\beta \cdot Z} \dots\dots\dots (1)式$$

ここに、
S_{oj}: トンネル直上の地表面沈下量 (cm)
T: 先行変位を含む天端沈下量 (cm)
Z: z / r
z: トンネル中心からの土被り (m)
r: トンネル半径 (m)
a, β: 実験と現場計測から得られた地質条件による定数

表-7 島田の式による地表面沈下量試算結果

トンネル入口からの距離 (m)		無対策区間			対策区間		
		83	93	103	123	133	143
土被り(m)		14.7	15.2	15.7	15.8	15.6	15.2
計算上の地質条件		緩んだ洪積砂,シルト					
地質条件による係数		a=1.54, β=0.25					
実測値	天端沈下量(mm)	-8.9	-8.9	-10.3	-17.0	-28.9	-23.2
	地表面沈下量(mm)	-3.0	-5.0	-5.0	-9.0	-11.0	-14.0
計算値	地表面沈下量(mm)	-5.3	-5.2	-5.8	-9.6	-16.5	-13.5
	地表面沈下量の差	2.3	0.2	0.8	0.6	5.5	-0.5

天端沈下量(実測値)は地中変位測定結果に基づいて補正した全沈下量
計算には当該位置でのトンネル掘削半径(r=5.25m)を使用

$$\delta_{max} = (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \cdot \frac{D^2 \cdot Z}{Z^2 - \left(\frac{D}{2}\right)^2} \dots\dots\dots (2)式$$

ここに、
σ_{max}: トンネル直上の最大地表面沈下量 (cm)
ν: 地山のポアソン比
P: γ・z
γ: 地山の単位体積重量 (kN/m³)
z: トンネル中心からの土被り (m)
E: 地山の弾性係数 (kN/m²)
D: トンネル掘削径 (m)

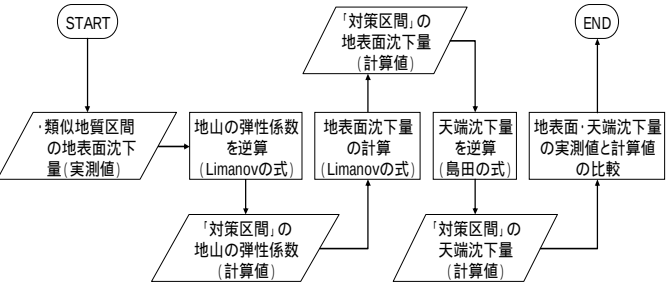


図-11 沈下抑制効果検証フロー

表-8 地表面沈下量および天端沈下量試算結果

トンネル入口からの 距離 (m)		無対策区間			対策区間			計算方法
		83	93	103	123	133	143	
土被り (m)		14.7	15.2	15.7	15.8	15.6	15.2	
地山の弾性係数 (MPa)		470			148			Limanovの式
地表面 沈下量 (mm)	実測値	-3.0	-5.0	-5.0	-9.0	-11.0	-14.0	Limanovの式
	計算値	-5.0	-5.0	-4.9	-15.7	-15.7	-15.7	
	差	2.0	0.0	-0.1	6.7	4.7	1.7	
天端 沈下量 (mm)	実測値	-8.9	-8.9	-10.3	-17.0	-28.9	-23.2	全沈下量 島田の式
	計算値	-8.8	-8.8	-8.4	-27.8	-27.5	-27.0	
	差	-0.1	-0.1	-1.9	10.8	-1.4	3.8	

地山の単位体積重量(γ=26kN/m³)は土質試験結果より決定
ポアソン比は0.35と仮定
Limanovの式のトンネル掘削径には換算径(D=9.8m)を使用

は、「対策区間」の天端沈下量が大幅に増大したのではなく、RPE-G ボルト脚部補強工によって内空変位が抑制された可能性が考えられる。

(3) 変位収束効果

表-9 に、切羽距離と変位率（沈下量 / 最終沈下量）の関係を示す。これより、上半掘削時の支保工の変位挙動は、「無対策区間」と「対策区間」ではほとんど差異がないのに対し、下半掘削時には、「対策区間」の変位収束傾向が「無対策区間」よりも早い段階で認められる。すなわち、RPE-G ボルト脚部補強工によって下半掘削後の変位増大が抑制されているものと考えられる。

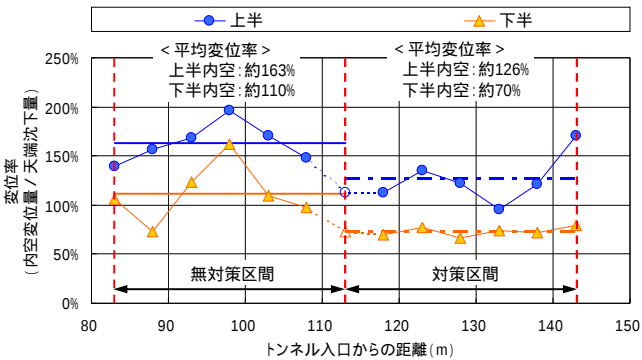
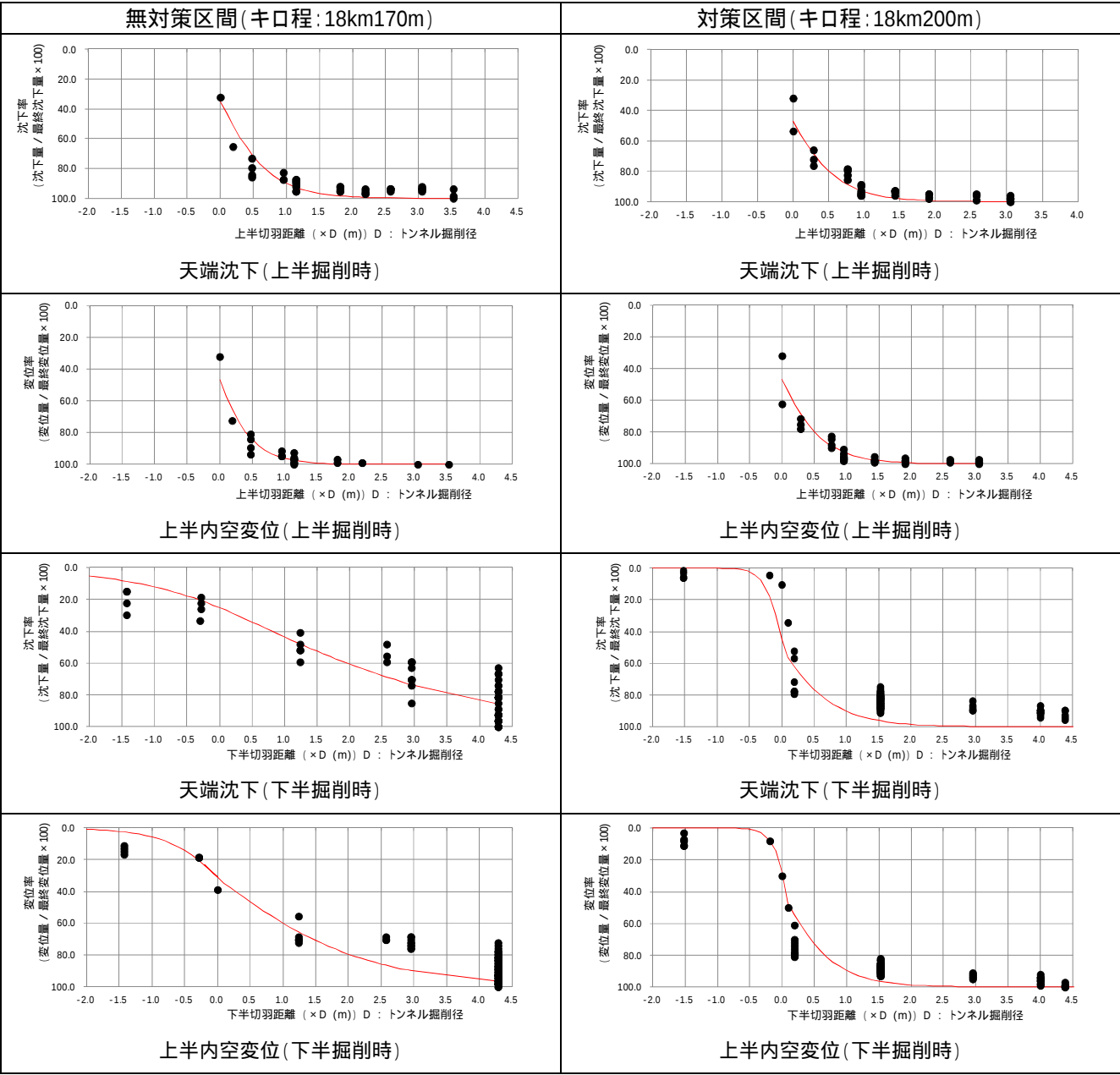


図-12 内空変位量と天端沈下量の関係

表-9 切羽距離と変位率の関係



8．おわりに

本試験施工の結果から，RPE-G ボルト脚部補強工には，地表面，天端および脚部沈下の抑制，内空変位の抑制，下半掘削後の変位増大の抑制，側壁部の地山安定化，といった効果が期待できると考えられる．ただし，今回の試験施工では，想定と異なる地質構造であったこともあり，上記 および の効果を明確にすることはできなかった．一方で，RPE-G ボルト脚部補強工の施工は，トンネル掘削サイクルに与える影響が小さいことがわかった．

RPE-G ボルト脚部補強工は，レグパイルと地山注入工法の間に位置付けされ，効果，経済性および施工性の面で，脚部補強工の最適化をより一層図ることができるものと考えられる．よって，今後も，施工条件に応じて RPE-G ボルト脚部補強工を適用し，当該脚部補強工の効果とそのメカニズムを明らかにしていきたいと考える．

また，RPE-G ボルトは，注入機能だけでなく水抜き機能も併せ持つ新しいタイプのボルト材である．このため，今回のような脚部補強工だけでなく，ロックボルト，先受け工，水抜き工（自然排水，強制排水）等，ボルトの高い機能性を活かして様々なフィールドへの展開が図られると考える．

参考文献

- 1) 秋田勝次，北原秀介，井浦智実，阿波宏司，平野健吉：水抜き効果と注入機能を併せ持つ新しいボルトシステムの開発，トンネル工学報告集 第 18 巻，pp.135-142，2008.11．
- 2) ジェオフロンテ研究会アンブレラ工法分科会脚部補強WG：脚部補強工技術資料（第三版），2004.11．