

地質・地盤リスクに応じたトンネルの補助工法の選定に関する研究

研究予算：運営費交付金

担当機関：平 30～令 2

担当チーム：トンネルチーム

研究担当者：日下 敦、巽 義知、
小泉 悠、佐々木亨

【要旨】

山岳トンネル工事において安全な施工を行うためには、地質・地盤条件に内在する不確実性を含むリスクを適切に評価することに加え、リスクに柔軟に対応し、安全性と経済性を確保するハード対策として、合理的な補助工法を選定する手法の確立が求められる。本研究では、既往の施工時データ等から問題となる地質・地盤リスクと補助工法の関係性について整理するとともに、近年採用件数が増加傾向にある補助工法のひとつとして、長尺鋼管フォアパイリングの合理的な設計手法について検討した。その結果として、山岳トンネルにおける地質・地盤リスクの顕在化傾向と補助工法の関係性を把握するとともに、長尺鋼管フォアパイリングの効果発現メカニズムと選定上の留意点を取りまとめた。

キーワード：地質・地盤リスク、山岳トンネル、補助工法

1. はじめに

山岳トンネル工法によるトンネル掘削では、都市部や坑口部などの小土被り部および断層破碎帯などの軟弱地盤において、天端安定や切羽安定等を目的とした補助工法が用いられることがある。補助工法の採用にあたっては、それぞれの補助工法が有する効果や効果の発現メカニズムを十分に把握し、トンネル工事に内在する地質・地盤リスクに対し最も適した工法を選定することが必要である。これを見誤って補助工法を選定した場合、社会的影響の大きな事故を引き起こす危険性がある。

例えば、福岡地下鉄七隈線延伸工事における道路陥没では、トンネルを施工する地盤の強度や厚さが局所的に不足する難透水性風化岩であることに加えて、高い地下水圧が作用する厳しい条件においてトンネル施工の安全性が実際よりも高く評価されたことが事故の要因である¹⁾と推定された。また、こうした厳しい条件下における補助工法の設計変更が結果的にトンネル構造の安定性を低下させる副次的な要因となった²⁾ものと推定された。この事故を受け、山岳トンネル掘削における地質・地盤リスクマネジメントが特に重要視されることとなった。

上述の事例のようにトンネル掘削時の切羽の安定確保や周辺環境の保全には、現場条件に応じた補助工法の設計が必要となる場合がある。しかし、工法によってはその効果や適用範囲、設計法が確立されていないものもあり、採用した補助工法の妥当性について検証する方法が確立されていないのが現状である。また、どのような地質リスクに対し、どの補助工法が適切であるかについては不確

実性も多く、明らかとなっていない。

そこで本研究では、山岳トンネルの施行において地質・地盤リスクに対応する 1 つの手段である補助工法に着目し、国交省直轄工事における施工時記録をもとに補助工法の採用数や採用の傾向について整理した。更に、既往文献等から山岳工法で施工されたトンネルで地質・地盤リスクが顕在化した事例を整理し、山岳トンネル工事で懸念される地質・地盤リスクと補助工法の関係性の把握を試みた。これらの結果を踏まえ、近年採用件数が増加傾向にある長尺鋼管フォアパイリングについて、現地計測や数値解析から効果の発現メカニズムを検討し、選定上の留意点について取りまとめた。

2. 補助工法の採用傾向に関する整理

ここでは、施工時において地質・地盤リスクに対応する 1 つの手段である補助工法に着目し、国交省直轄工事における施工時記録をもとに補助工法の採用数や採用の傾向について整理した。図-2.1 に各補助工法の採用数を示す。1 現場で複数の補助工法を採用している場合は、重複して計上することとした。図-2.1 より、天端安定対策であるフォアポーリング（充填式・注入式問わず）と長尺鋼管フォアパイリングが最も採用数が多く、次いで鏡面安定対策である鏡吹付けコンクリートと鏡ボルトの採用数が多い結果となった。山岳トンネル施工中のリスクとして、切羽および天端の不安定化が最も顕在化しやすく、山岳トンネル工事において天端安定および鏡安定が最も重要な要因であると考えられる。

次に、図-2.1において収集した事例の中で最も採用数の多い長尺鋼管フォアパイリングについて、その採用目的を整理した結果を図-2.2に示す。図-2.2より長尺鋼管フォアパイリングは採用目的の90%を天端安定対策と切羽判定対策が、9%程度を地表面沈下抑制および地すべり対策が占める結果となった。これは道路トンネル技術基準（構造編）・同解説において補助工法の目的と適用性²⁾に示されている効果に一致した採用傾向である。

一方で、少数ではあるが長尺鋼管フォアパイリングに本来の目的とは異なる、変位抑制効果や支保工応力軽減効果等を期待した事例（図-2.2「その他」）も見受けられる結果となった。近年、数値解析技術の普及によりこのような事例の増加が見受けられる。これは、長尺鋼管フォアパイリングの設計時に実施される数値解析において支保工の応力や変位量が軽減される結果が出力される場合があり、その結果を根拠に補助工法を選定したためと推測される。しかし、長尺鋼管フォアパイリングによるこれらの効果について明らかとなっていないのが現状である。

この様な不確実性を伴う補助工法の設計・施工に関しては、条件次第では危険側の設計となり、社会的影響の大きな事故に繋がる恐れがある。

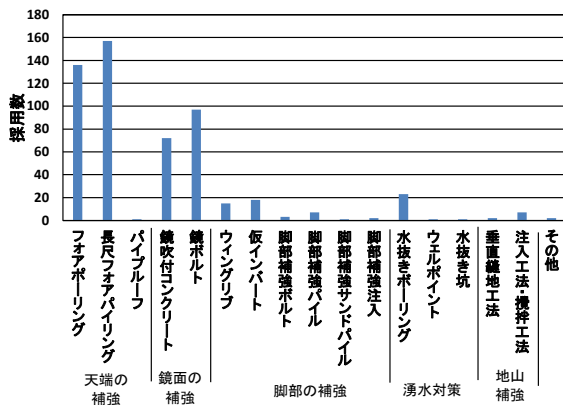


図-2.1 各補助工法の採用数

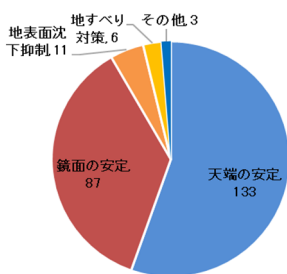


図-2.2 長尺鋼管フォアパイリングの採用目的

3. 山岳トンネルの施工における地質・地盤リスク

ここでは、過去10年間（一部、10年以上経過した事例を含む）で山岳トンネルの施工時において地質・地盤リスクが顕在化した事例および顕在化前に対応した事例（全59事例）について公開文献から分析を行った。対象とした文献は「トンネルと地下」（日本トンネル協会技術誌）である。なお、本研究で扱う地質・地盤リスクは「土木工事における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン」（令和2年3月国土交通省大臣官房技術調査課・国立研究開発法人土木研究所）³⁾を参考に整理した。

上述の59事例を対象として、表-3.1に示すリスク把握と対応パターン³⁾に基づいて整理した結果を図-3.1に示す。なお、地質・地盤リスクの影響を最小限で回避した事例であるC型については文献調査では「影響が最小」であるかどうかの判断が困難なため、B型（地質・地盤リスクに関わる影響が生じた事例）として整理した。図-3.1より、59事例のうち地質・地盤リスクに関わる影響を回避した事例のA型は22事例（38%）、何らかの事象として地質・地盤リスクが顕在化したB型は37事例（62%）であった。

これらの事例のうち地質・地盤リスクが顕在化したB型の事例に着目した。図-3.2にB型の37事例において地質・地盤リスクにより発生した事象の種類と発生数の関係を示す。なお、1事例について複数の事象が発生した場合は重複して計上した。図-3.2より、顕在化した事例の多くが切羽崩壊（18事例）と過大变位（17事例）であることがわかる。

表-3.1 リスクの把握と対応パターン³⁾

型	リスクの把握と対応パターン
A型	地質・地盤リスクに関わる影響を回避した事例
A-1	計画段階でリスクを把握し、リスク対応を適切に行ったパターン
A-2	設計・調査段階でリスクを把握し、リスク対応を適切に行ったパターン
A-3	施工段階でリスクを把握し、リスク対応を適切に行ったパターン
B型	地質・地盤リスクに関わる影響が生じた事例
B-1	事前にリスクが把握されないまま、影響が生じたパターン
B-2	調査で適切にリスクが把握されず、影響が生じたパターン
B-3	リスク対応がなされたが、影響が生じたパターン
B-4	リスクの兆候が表れ、リスク対応を実施したが、影響が生じたパターン
C型	生じた地質・地盤リスクに関わる影響を、最小限に回避した事例
C-1	リスクを把握していたものの、リスクの兆候が表れ、適切な対応によって影響を回避したパターン
C-2	リスクが把握されていないが、リスクの兆候が表れ、適切な対応によって影響を回避したパターン

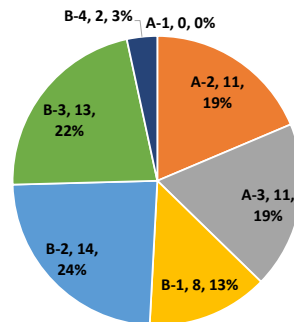


図-3.1 山岳トンネルにおけるリスク対応パターン

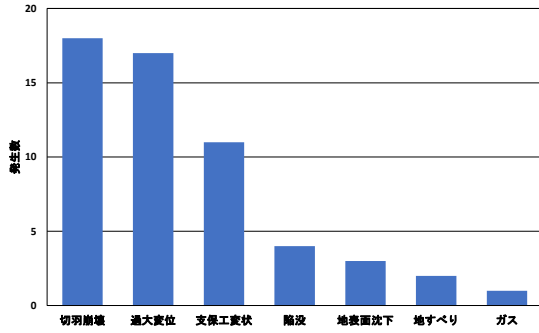


図-3.2 リスクが顕在化した事象の種類と発生数の関係

B型の37事例には、縫返し等で対応できる事例から工事を中断する必要に迫られた事例など様々であるが、ここでは、陥没や地表面沈下などの周辺環境に影響が生じた事例もしくは地質・地盤リスクの顕在化に伴い施工を中断せざるを得なかった事例を社会的影響が大きかった事例として定義し、これらに着目して整理・分析をおこなった。

表-3.2 (次頁) に社会的影響が大きかった全13事例の概要について整理した結果を示す。なお、ここで示すメカニズムや要因に関しては、筆者の主観的な解釈を含むことに留意が必要である。各事例の分類として、切羽や周辺環境に影響が生じた事例をグループI、支保構造に異常が生じた事例をグループII、その他の事例をグループIIIと分類した。全13事例のうちの大半を占める8事例がグループIであった。グループIの事例はいずれも地質構成が複雑である、もしくは新たな地質が突発的に出現するなど、調査段階でリスクを想定することが非常に困難な事例であった。この8事例について本分析では、各事例の発生メカニズムに着目することとした。

表-3.3 にグループIの事象と発生要因の関係を示す。グループIの事象の内訳は、陥没が4事例、切羽崩壊が2事例、地表面沈下が2事例である。陥没および切羽崩壊が発生した6事例はいずれも天端の強度不足が要因となっており、このうち、地下水の影響を受けているものが5事例であった。これらの発生メカニズムは、突発湧水等の水圧に天端部が耐え切れずに崩壊し陥没に至ったパターン（整理番号①、②、⑤）と、土砂流動に伴う切羽前方からの土圧に天端部が耐え切れずに崩壊し陥没に至ったパターン（整理番号③、⑥）がある。地下水の影響を受けなかった1事例の発生メカニズムは、天端周辺に巨礫層が突発的に出現し抜け落ちが拡大したことで陥没に至っている（整理番号④）。地表面沈下が生じた2事例の発生メカニズムは、いずれも地耐力不足によって脚部が沈下することで地表面沈下に至っている（整理番号⑦、⑧）。

以上から、グループIでは、地下水や土圧といった外力に対し、天端の強度不足が事象の発生に大きく寄与しており、施工時には特に注意が必要である。また、これらのリスクが懸念される場合には何らかの補助工法で対策を行う必要がある。

前章にて述べたように天端の強度不足が懸念される場合には、長尺鋼管フォアパイリング等の補助工法で対策するケースが多い。しかしながら、補助工法の効果については、詳細に明らかとなっていないものもある。補助工法に対して過剰な効果を期待するあまり、天端の強度が不足すると本分析で確認されたような大規模崩壊を引き起こす可能性も考えられる。そこで、次章以降では、代表的な補助工法の一例として長尺鋼管フォアパイリングに着目し、その効果について検討することとした。

表-3.3 グループIの事象と発生要因の関係

	事象	地下水の影響	天端の強度不足	鏡面の強度不足	地耐力不足
①	陥没	○	○		
②	陥没	○	○		
③	陥没	○	○		
④	陥没		○	○	
⑤	切羽崩壊	○	○		
⑥	切羽崩壊	○	○		
⑦	地表面沈下		○		○
⑧	地表面沈下				○
	合計	5	7	1	2

表-3.2 社会的影響が大きかった事例の概要 (文献4~16をもとに集計)

グループ	整理番号	事象	事象発生時の地山状況	メカニズム	事象発生要因のうち補助工法等に関連する要因
I	①	陥没	トンネル上方に泥岩層(25m)、泥岩上方に崖錐堆積物(厚さ 100m 強)が存在していた。泥岩層は想定よりも薄い状態であった。	天端から突発湧水が発生し、トンネル上方の泥岩に対して崖錐堆積物と地下水が荷重として作用した。トンネル掘削により周辺地山が緩んでいたこともあり、泥岩層が上載荷重に耐えきれずに突発湧水とともに土砂崩落が生じて陥没に至った。	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の影響 天端の強度不足
	②	陥没	トンネル前方に薄い断層に挟まれた未固結で粒度の粗い砂から成っている砂岩層に高水頭の地下水が存在していた。そのため、切羽側の薄い断層の手前に存在している泥岩により地下水が遮蔽された状態であった。(事象発生時まで未把握)	高水頭の地下水がトンネル掘削により薄くなった断層を最初に破壊し、砂岩層が泥岩および断層を突発湧水とともに突き破り崩落に至った。	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の影響 天端の強度不足
	③	陥没	トンネル地表面は過去の土採り場跡地を埋戻し土によって造成されており、トンネル上部には自立困難と分類される砂が存在していた。土被りは18m程度であった。更に、旧地形には沢が存在しており、これが水みちとなって集水域から継続的な地下水供給があった。(いずれも未把握)	降水量増加、水みちからの地下水供給の影響で地下水位が上昇している状況で切羽が接近した。これにより、切羽前方の限界動水圧が超過して切羽面への流砂が生じて陥没に至った。	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の影響 天端の強度不足
	④	陥没	当該地山は造成盛土地盤であり、間隙が大きい砂礫が主体であった。当該地点において天端周辺に巨礫層が突発的に出現した。	巨礫層が抜け落ちたことが起因となり、粘着力が乏しいため抜け落ち部が拡大し、周辺地山および鏡部の緩みが増大した。更に、鏡部の崩壊がフォアポーリング先端より前方まで拡大し、抜け落ち箇所付近の長尺先受け鋼管間から大量の土砂が坑内へ流出することで陥没に至った。	<ul style="list-style-type: none"> 天端の強度不足 鏡面の強度不足
	⑤	切羽崩壊	頁岩主体の破砕帯と水を豊富に含んだ硬質な閃緑ひん岩が隣接していた。	トンネル掘削が破砕帯に差し掛かった時点で小規模な崩落が発生し始め、坑奥の被圧地下水が水圧となって加わり、天端部の崩壊が発生した。	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の影響 天端の強度不足
	⑥	切羽崩壊	当該箇所付近には多量湧水帯が分布していた。(地質調査ボーリングにより確認済)	被圧された地下水によって吹付コンクリートが崩落した。これにより、坑内に背面土砂が流出し、湧水が噴出して切羽崩壊に至った。	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の影響 天端の強度不足
	⑦	地表面沈下	トンネル直上は盛土および沢床堆積物(N 値 10 以下)で構成され(未把握)、これらがトンネル上部を土被り 5m 程度で覆っていた。実際の地山物性は当初設計時より悪い状態であった。脚部は火山灰質砂層(N 値 10 以下)が分布していた。	トンネル掘削に伴うトンネル上部の盛土および沢床堆積物の緩みと脚部の火山灰質砂層の地耐力不足により地表面沈下が生じた。	<ul style="list-style-type: none"> 天端の強度不足 地耐力不足
	⑧	地表面沈下	当該地山は強風化未固結の頁岩と風化砂岩の混在層が主体であり、強度および自立性が極めて低かった。地山強度比は、1 未満から 2 程度であった。	地耐力不足によって支保工脚部が沈下し、地表面沈下に至った。	<ul style="list-style-type: none"> 地耐力不足
II	⑨	過大变位 支保工変状	掘削前の地山試験資料の変形係数(38MN/m ²)、準岩盤圧縮強度(0.4MN/m ²)、地山強度比(1.9)、単位体積重量(20.4kN/m ³)より膨張性を想定していた。しかしながら、地山試料試験で得られた結果を下回る地山強度比0.3の地質不良部が出現した。	支保に過大な押出性土圧が作用して過大变位、支保変状が発生した。	<ul style="list-style-type: none"> 支保構造の強度不足
	⑩	過大变位 支保工変状	側壁の背面に粘土層が分布しており、地下水位は高い状態であった。	粘土層が遮水層となって地山とトンネル内に水頭差が生じ、側壁に水圧が作用することで、過大变位および支保変状が発生した。	<ul style="list-style-type: none"> 地下水の影響 支保構造の強度不足
	⑪	過大变位	地山強度比 0.75、浸水崩壊度 D を示す泥岩層が分布していた。そのため、地山の強度不足によってせん断破壊を生じやすい地山であるとともに、非常に軟化しやすい地山であった。(事象発生時まで未把握)	トンネル掘削に進捗に伴い、側壁の押出が生じるようになり、過大变位が発生した。	<ul style="list-style-type: none"> 支保構造の強度不足
III	⑫	ガス	当該地山は計画段階から可燃性ガスの貯留層が確認されており、施工時の可燃性ガス対策計画が立案されていた。	微量な可燃性ガスの検出が出来ずに徐々に蓄積し、爆発下限界を超える濃度に達してガス爆発が発生した。	-
	⑬	地すべり ガス	トンネル周辺に地すべりブロックが存在することが判明し、トンネル中間部に位置する地すべりブロックの周辺には集落が存在していた。	地すべり挙動が疑われ、可燃性ガスの発生が発生し、掘削が一時中止となった。	-

4. 長尺鋼管フォアパイリングに関する検討

長尺鋼管フォアパイリング（本研究では、以下、先受工という。）は、崖錐、断層破碎帯および未固結地山等のグラウンドアーチが期待できない不安定な地山において、先行変位を抑制するとともに切羽の安定化を図る工法である¹⁷⁾。先受工の効果としては以下の2つが考えられる。1つは先受鋼管の縫い付け効果と注入材による地山改良効果により地山を一体化し抜け落ち等を防止する効果、2つ目は先受鋼管および鋼管周辺の改良体により切羽前方の先行変位を抑制する効果である。しかし、先受工の適用実績は数多くあるものの、これらの効果について試験的に計測・分析した事例は少なく、効果の発現メカニズムは詳細に明らかとなっていないのが現状である。

そこで本研究では、注入材の地山改良効果に関する試験施工と力学試験を行った。加えて、先受工の先行変位抑制効果等の三次元的な効果に関する現地計測を実施するとともに、数値解析によりそれらの効果を再現する手法を検討した。

4.1 注入材の効果に関する試験施工

ここでは、先受工の効果の内、注入材の地山改良効果に着目し、複数の注入材を用いた試験施工を実施した。

4.1.1 試験施工の概要

試験施工は、実際に先受工を採用している現場の地盤を対象として、適切な注入材の選定に向けた取り組みの一環として実施した。

試験施工は、実トンネルの掘削ずりを用いて地山を模擬した盛土を構築し、先受工による注入を実施、注入材固化後に盛土を開削して、造成される改良体の出来形や強度を確認した。

盛土は実際のトンネル条件に近くなるように、既存のボーリング結果等を参考に密度を設定し、1段ごとに密度を管理しながら段階的に作製した。用いた地盤材料の粒度分布を図4.1.1に、盛土の形状を図4.1.2に示す。地山の性状は細粒分含有率6.9%の細粒まじり砂であり、20%粒径を用いて Creager の式から算出した透水係数は $6.5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ であり、透水性が高い地盤である。締固め後の盛土の乾燥密度は 1.5g/cm^3 程度、含水比は14~15%程度であった。なお、盛土の表面は注入材のリークを防ぐために吹付けコンクリートで被覆することとした。

試験施工に用いた先受鋼管の長さは3m、鋼管径は76.4mmである。なお、先受鋼管は、地盤との隙間ができないように盛土作製時にあらかじめ埋設しておくこととした。

試験注入に用いた注入材の諸元を表4.1.1に示す。注入

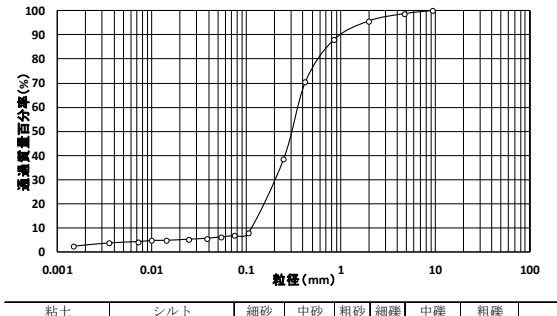


図4.1.1 地盤材料の粒径加積曲線

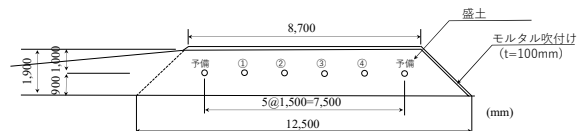


図4.1.2 盛土の概略図（図中の数字は鋼管）

表4.1.1 注入材一覧

	材料①	材料②	材料③	材料④
分類	水ガラス系		ウレタン系（シリカレジン）	
ゲル/ライズタイム	120秒	34分	60秒	186秒
発泡倍率	-	-	6~10倍	2~7倍
圧縮強度 (Mpa) ※ (3hr強度)	1.0~1.5 (サンドゲル)	0.1~2.9 (ホモゲル)	3.0±0.5 (ホモゲル4倍発泡時)	1.0±0.3 (ホモゲル3倍発泡時)

※数値はカタログ参考値

材は、水ガラス系2種類、ウレタン系2種類の計4種類とした。

4.1.2 注入材注入量について

試験施工にあたり各注入材について設計改良範囲を設定し、注入量の算出を行った。注入量の算出は以下の式¹⁸⁾を用いて算出した。

①ウレタン系注入材

$$\text{注入量}(Q) = V \times (n \times \alpha \times U) \times (1 + \beta) \times \rho \times \frac{1}{F} \times 1000$$

Q: 注入量 (kg) V: 対象土量 (m³) n: 間隙率
 α : 充填率 U: ウレタン率 β : ロス率
 ρ : 比重 F: 発泡倍率

ここで、ウレタン率 (U) は経験則から決められた低減係数であり、一般的に40~60%が用いられるが、本試験施工では考慮せず100%とした。

②水ガラス系注入材

$$\text{注入量}(Q) = V \times (n \times \alpha) \times (1 + \beta)$$

Q: 注入量 (L) V: 対象土量 (m³) n: 間隙率
 α : 充填率 β : ロス率

本試験施工では、先受鋼管周辺にΦ600mmの改良体を造成することを想定し注入量を決定した。各注入材料の設計注入量と注入量算出に使用した係数を表4.1.2に示す。また、試験注入の注入管理フローを図4.1.3に示す。試験注入はあらかじめ算出した注入量を注入するか、注入圧力が初期圧+2MPaになるまで注入することとした。

表4.1.2 注入量および係数一覧

	種類	適用する式	対象土量 (m ³)	間隙率 (%)	充填率 (%)	ウレタン率 (%)	ロス率 (%)	比重	発泡倍率	注入量		
材料1	水ガラス系	②	834.5	45	90	-	5	-	-	370.0 (L/本)		
材料2									5	-	-	370.0
材料3									5	1.34	4	123.9
材料4	ウレタン系	①							5	1.27	3	156.6 (kg/本)

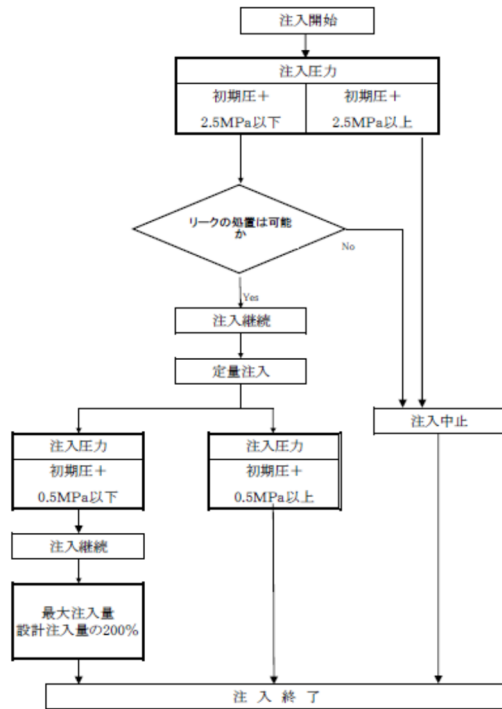


図4.1.3 注入管理フロー

※試験施工計画書抜粋

4.1.3 注入状況および出来形

試験施工の結果、材料②、③および④については注入圧の上昇はわずかであり、所定量を注入し終了した。しかし、材料①については注入圧の上昇は無かったものの、注入途中で盛土のり面からリークが発生し、所定の注入量を注入できずに終了する結果となった。

全注入材の注入終了後、全注入材が確実に固化するまで放置した後盛土を開削し、注入改良体の出来型を確認した。試験注入により形成された改良体を写真4.1.1～4.1.2に示す。注入中に盛土外にリークが発生した材料①については、先受鋼管の先端部に若干の改良体が形成されたものの、その体積は小さく、改良体が形成される前に注入材がリークしたと考えられる。また、材料②および③については先受鋼管の注入孔周辺に団子状に不連続な改良体が形成されており、長手方向に改良幅のバラツキが大きい結果となった。材料④については平均してΦ300程度の円筒状に改良体が形成されており、設計に最も近い形状の改良体が形成される結果となったが、試験前に想定していた改良径に比べ形成された改良体の改良径は半分以下という結果であった。これは、注入材の一部が地盤

の弱層（ここでは鋼管と地山の隙間）を通り、より浸透しやすい部分へとリークしたためと考えられる。実際に材料①以外の3つの材料については注入口側ののり面付近に大きな改良体の塊が形成されており、地盤内部での注入材のリークが確認される結果であった。

同じウレタン系、水ガラス系であっても出来形に大きなばらつきが生じていることから、注入材と地盤の条件次第では改良体の形成状況にバラツキが生じることが分かった。また、弱層がある場合、想定外の箇所へ注入材がリークし、本来想定していた改良体が形成できていない可能性が示唆された。

これらのことから、先受工の設計や数値解析において、注入材の効果を連続的かつ縦断方向に一樣に期待する事は、条件次第で危険側の設計となり、注意が必要である。



写真4.1.1 改良体造成状況 (材料②～④)



写真4.1.2 改良体造成状況 (材料④)

4.1.4 注入材の地山改良効果について

先受工の地山改良効果を数値解析に見込んで評価する場合、その効果は地山と鋼管、および注入材の改良効果をそれぞれの面積と剛性から改良範囲の等価剛性として算出し、地山要素の変形係数に反映して表現するのが一般的である¹⁹⁾。しかし、数値解析においては地山の改良効果について、異方性やバラツキ等は考慮されておらず、危険側の設計になる可能性もある。また、注入材の地山改良効果については地山との相性等の不確実性等の理由から

定量的に評価することが難しい。そこで本研究では、上述の試験施工で形成された地山改良体を用いて非排水圧密三軸圧縮試験（CUB 試験）を実施し、注入材による変形係数や強度定数の変化を確認した。実施した三軸試験のケースを表-4.1.1 に示す。ケース 1 は疑似地山と同様の条件で作成した供試体を用いたケース、ケース 2 は試験施工により得られた地山改良体を用いたケースである。三軸圧縮試験の対象は試験施工において改良体が設計上の想定に近い円筒状に形成されていた材料④とした。試験時の改良体の材齢は 200 日程度であり、実際のトンネル施工時に比べ長く、十分に強度が発現した状態である。なお、鋼管周辺の改良体では供試体作成に十分な量を確保することが困難であったため、試料は鋼管管口周辺に形成された改良体から供試体を作成した。

表-4.1.1 三軸試験ケース一覧

ケース名	分類	供試体No	乾燥密度 (g/cm^3)	含水比 (%)	拘束圧 (kN/m^2)
ケース 1	現地盤	1	1.51	13.4	250
		2	1.51	13.5	300
		3	1.51	13.7	400
ケース 2	改良体	4	1.62	15.1	250
		5	1.67	14.9	300
		6	1.67	14.5	400
		7	1.70	14.1	600

図-4.1.4 に三軸試験により得られた破壊包括線をそれぞれ示す。ケース 1 の全応力状態での粘着力は $14.9kN/m^2$ 、内部摩擦角は 13.3° であった。一方、ケース 2 の全応力状態における粘着力は $776kN/m^2$ 、内部摩擦角は 47.4° であり、原地盤であるケース 1 に比べ粘着力で 52 倍の向上がみられると同時に、内部摩擦角も向上しており、圧縮強度の著しい向上がみられた。

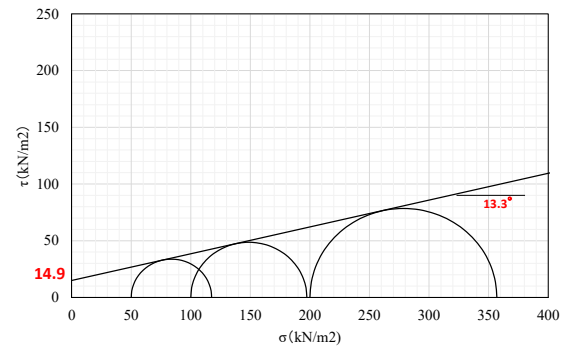
図-4.1.5 に各ケース（供試体）の軸差応力と軸ひずみの関係を示す。注入材による改良がされていないケース 1 の変形係数 E_{50} は、 $15MPa \sim 35MPa$ 程度であり、E 地山相当の軟弱地盤であることを示している。また、ケース 2 の変形係数は $110 \sim 200MPa$ 程度である。ここで、両ケースともに供試体ごとに変形係数のばらつきが生じる原因は、変形係数が拘束圧に依存するためと考えられる。変形係数について、未改良のケース 1 に比べ改良体のケース 2 では 4~8 倍程度の向上がみられた。

これらのことから、注入材による改良効果は変形係数よりも強度に大きく影響を与えたと考えられる。

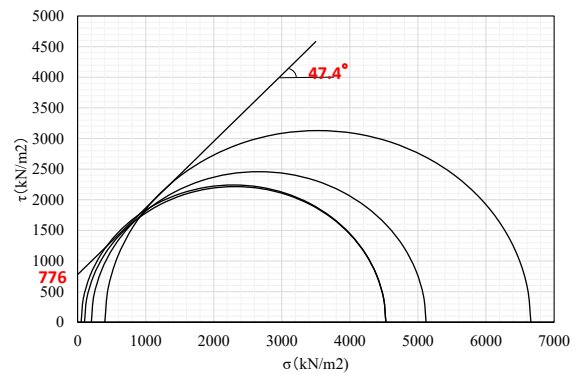
4.1.5 注入材の効果に関するまとめ

ここでは、先受工の効果の 1 つである注入材の地山改良効果に着目し、現地試験施工および室内力学試験を実施することにより、その効果を確認した。得られた知見は以下の通りである。

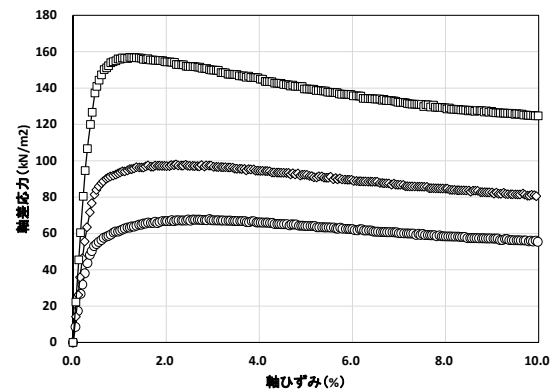
- ・注入材の出来形として、設計で想定されるように鋼管



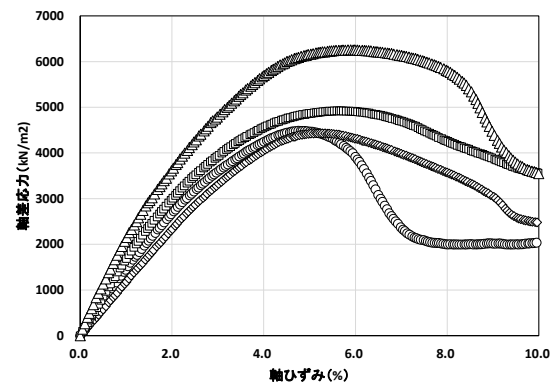
a) ケース 1 (原地盤)



b) ケース 2 (改良体)
図-4.1.4 破壊包括線



a) ケース 1 (原地盤)



b) ケース 2 (改良体)

図-4.1.5 軸差応力-軸ひずみ関係

の周囲に円筒状の改良体が形成されたものや注入孔の周辺のみが改良されたもの、大部分がリークしたものと様々であった。このことから、注入材の地山改良効果には地山と注入材の条件による不確実性を有している。

- ・今回の試験施工では、いずれの注入材においても、注入材が盛土のり面のゆるみ領域に逸走し、設計で想定していた改良径(Φ600mm)を得られなかった。実施工においても、弱層の存在等により注入材の逸走が生じ改良径が小さくなる可能性があることに注意が必要である。

- ・本試験施工で対象とした砂地盤において、理想に近い状態で改良できた部分については、改良体から取得したコアで変形係数が4~8倍、一軸圧縮強度が52倍ほどの向上がみられた。

これらのことから、透水性が高い砂地山、かつ、浸透注入により注入材が間隙に十分に充填された場合は、改良体のコアの物性値が向上することがわかった。ただし、形成される改良体は、地盤と注入材の相性や地下水等の影響によりばらつきが生じ、必ずしも理想的な形で形成されるとは限らないため、注入材の効果を連続的かつ縦断方向に一样に地山の強度や変形係数を向上させるものとして見込むことには注意が必要である。また、亀裂性の岩盤など地山が変われば結果も異なることが予想される。

以上の理由より、後述する数値解析においては注入材の改良効果は見込まない条件で先受け工をモデル化している。

4.2 先受工の変位等抑制効果に関する現地計測

2章で前述したように、先受工を本来の目的と異なる変位抑制や支保工応力の抑制といった用途で採用している事例が散見されるが、これらの効果について実施工で確認された事例は少ない(例えば、18)のが現状である。そこで、本節では先受工の鋼管に発生する応力と先受工採用区間のトンネルの変形に関して試験計測を行い、先受工の効果について検討した。

4.2.1 現場および試験計測の概要

今回計測を実施した箇所は火山灰質凝灰岩主体の地山を掘削するトンネルのうち、最も地山が軟弱である地山等級E相当の断面を選定した。この箇所は先受工(Φ=114.38mm、t=6.0mm、L=12.5m、1シフト長9m)を打設範囲180°で施工した箇所である。計測区間の縦断図を図4.2.1に、断面図を図4.2.2に示す。計測項目は図4.2.1および図4.2.2に示す位置において、A計測(天端沈下、内空変位および脚部沈下)とB計測(吹付けコンクリート有効応力、鋼アーチ支保工の軸力と曲げモーメント、先受鋼管の軸力と曲げモーメント)を実施した。A計測および吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の応力に関する

B計測については、それぞれ先受鋼管口元から1m地点(以下、支点部という。)と8m地点(以下、中間部という。)の2断面ずつ計測した。先受工1シフト内の2断面において計測した理由は、先受工が荷重を負担した場合、先受工の支点となる管口の支保工に荷重が集中し、発生する応力が増加すると考えられるためである。2断面を比較し明確な差異が生じれば先受工による3次元的な効果のメカニズムを詳細に検討可能であると考えた。

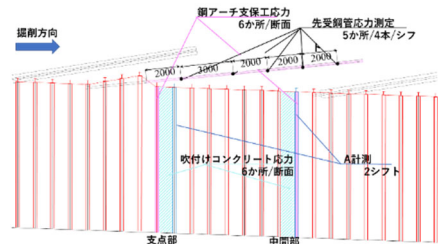


図4.2.1 試験区間縦断図

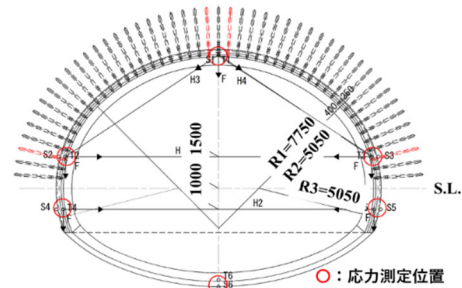


図4.2.2 試験区間の断面図

4.2.2 変位計測結果

図4.2.3は上半切羽離れと天端沈下量の関係、図4.2.4は上半切羽離れと上半内空変位の関係、図4.2.5は上半切羽離れと脚部沈下量の関係を示す。図4.2.3より天端沈下については支点部と中間部どちらも切羽の進行に伴い増加しており、切羽離れ60m地点の沈下量も支点部と中間部で大きな差は見られない。また、図4.2.4より、上半内空変位は、途中の変位傾向に違いはあるものの、切羽離れ60m地点での変位量に支点部と中間部で大きな差はない結果となった。ここには示していないが、切羽離れ60m以遠では両断面とも同様に内空変位が拡大する方向(地山側)へ推移する傾向がみられる。一方、図4.2.5の脚部沈下は、天端沈下や上半内空変位と傾向が異なり、支点部に比べ中間部の変位量が10mm程度小さい結果となった。これは地質の局所的な違いによる可能性も考えられるが、天端沈下や内空変位に大きな差がないことから、先受工による影響と考えられる。

4.2.3 支保工応力の計測結果

図4.2.6は切羽離れ60m時点の吹付けコンクリートに発生する有効応力を、図4.2.7、4.2.8は切羽離れ60m時点の鋼アーチ支保工に発生する軸力および縁応力を示して

いる。図4.2.6より、吹付けコンクリートに発生する有効応力を比較すると、支点部に比べ中間部のほうが全体的に大きい結果となった。支点部において右側部(60~90°)

で有効応力が極端に小さい数値を示しているのは、計測器の不具合によるものと考えられる。一方、図4.2.7、4.2.8より、鋼アーチ支保工に発生する軸力と縁応力をそれぞれ

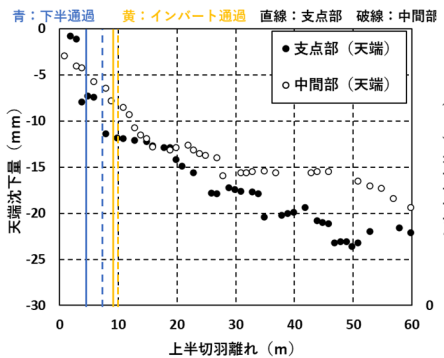


図4.2.3 上半切羽離れと天端沈下量の関係

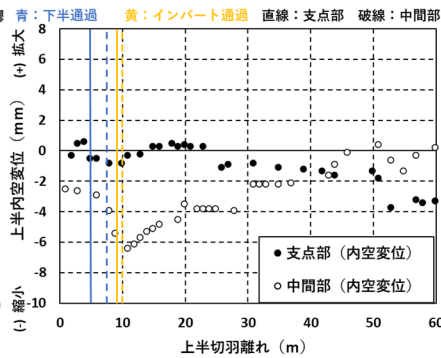


図4.2.4 上半切羽離れと内空変位量の関係

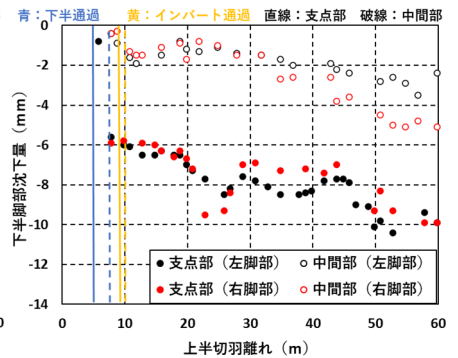


図4.2.5 上半切羽離れと脚部沈下量の関係

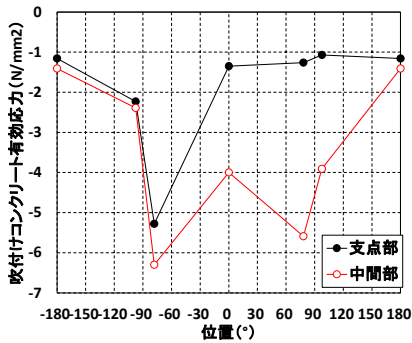


図4.2.6 吹付けコンクリート有効応力

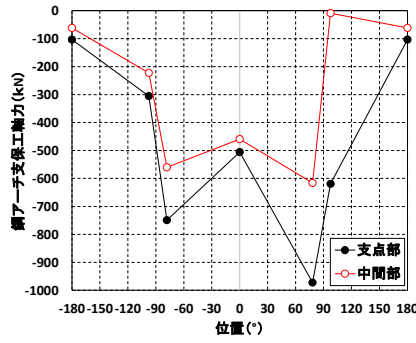


図4.2.7 鋼アーチ支保工軸力

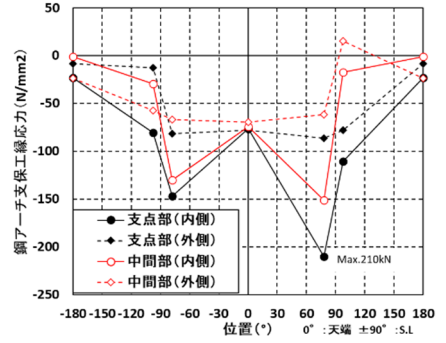
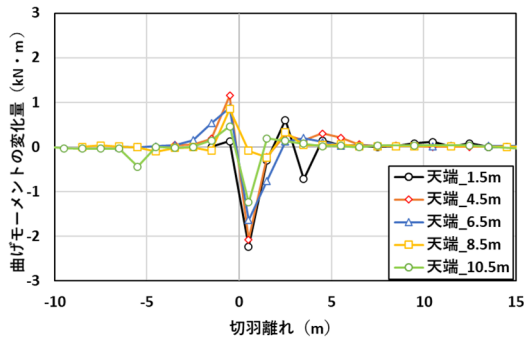
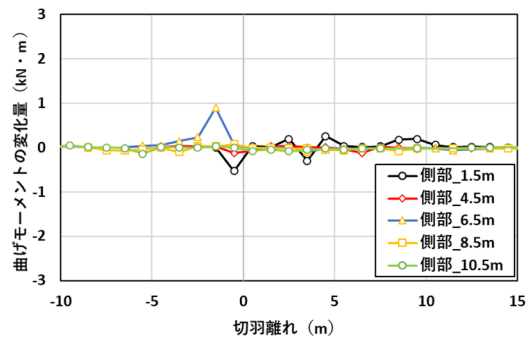


図4.2.8 鋼アーチ支保工縁応力

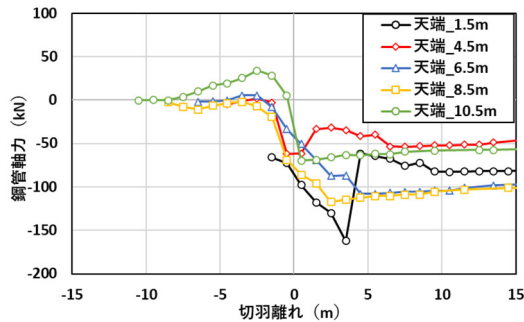


a) 天端部

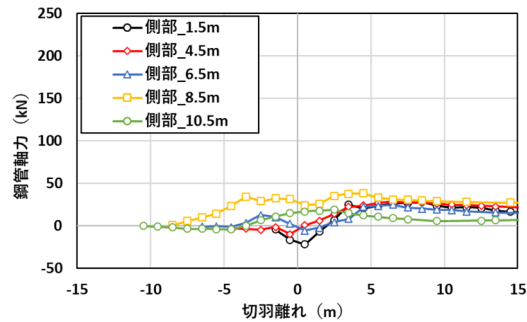


b) 側部

図4.2.9 先受鋼管に発生する曲げモーメントの変化量



a) 天端部



b) 側部

図4.2.10 先受鋼管に発生する軸力

れ比較すると、どちらも支点部のほうが中間部に比べ大きい結果となった。鋼アーチ支保工に発生する応力が中間部に比べ支点部で大きくなった原因は、支点部では鋼アーチ支保工が先受工の支点となっているため、先受工が前方の荷重を先行して負担することにより、前方の荷重が支点部の支保工に伝達され、鋼アーチ支保工に発生する応力が大きくなると考えられる。その一方で、中間部においては先受工とトンネル壁面の離隔が大きくなるため、支点部から遠くなるほど先受効果は小さくなり、支点部に比べ吹付けコンクリートに作用する荷重が抑制されなかったと考えられる。

4.2.4 先受鋼管に発生する応力の計測結果

図4.2.9 に先受鋼管に作用する曲げモーメントの変化量を、図4.2.10 に先受鋼管に作用する軸力の推移を示す。

まず、天端の鋼管に発生する曲げモーメントに着目すると、図4.2.9 より、天端の鋼管は切羽が計測位置の後方5m程度に近づくると地山方向の曲げモーメントが発生し、切羽が通過した直後に曲げモーメントの極性が逆転し、内空方向への曲げモーメントが発生していることがわかる。また、切羽が5m以上離れると鋼管に作用する曲げモーメントはほぼ変化しない結果となった。一方、側部の鋼管に作用する曲げモーメントは、天端の鋼管にみられるような切羽進行に対する曲げモーメントの顕著な変化は確認できない。

次に、鋼管に発生する軸力に着目すると、図4.2.10 より、天端の鋼管は切羽が後方3m程度に接近するまでは引張の軸力が、切羽が通過した後は圧縮方向の軸力が発生する結果となった。これは天端の先受鋼管が応力開放に伴う地山の押出しに抵抗しているためと推測される。一方、側部の鋼管は切羽の進行にかかわらず常に引張方向の軸力が発生する結果となった。

天端の鋼管に作用する曲げモーメントおよび軸力について、切羽付近では変化量が大きくなっていることから、先受工が切羽掘削による荷重に対し抵抗する効果があることがわかる。しかし、天端変位が切羽離れ50m以上でも継続しているのに対し、切羽離れ5m以上では先受鋼管に作用する曲げモーメントや軸力の変化が極めて微小なことから、天端の先受工が荷重を受け持つ効果は切羽のごく近傍(5m)に限定され、切羽が離れるとその効果は微小であると推測される。また、側部の先受鋼管に発生する曲げモーメントおよび軸力は天端の鋼管とは異なる傾向を示しており、その変化も天端の鋼管に比べ小さいことから、側部の先受鋼管は天端部の先受鋼管に比べ、先受効果が小さいことが考えられる。

4.2.5 先受工の効果に関する考察

4.2.2~4.2.4 に示した現地計測の結果から、以下のことが推測される。

- ① 支点部と中間部において、天端沈下量および内空変位に差が生じない一方で、支点部では脚部沈下と鋼アーチ支保工に発生する応力が大きく、先受工により前方の荷重が支点部へ伝達されている可能性がある
- ③ 先受工の効果は切羽近傍(5m程度)に敏感であり、切羽が十分に離れるとその効果は小さくなる
- ④ 天端に打設した先受工に比べ、側部に打設した先受工の先受効果は小さい

4.3 先受工の効果に関する数値解析

ここでは、局所的・限定的である現地計測結果を補完することを目的に、三次元有限差分法を用いた数値解析により、現地計測結果の再現を行った。また、同条件において先受工の有無やモデル化手法等を変更した数値解析結果を比較することにより、先受工の効果と数値解析適用時の留意点について取りまとめた。

4.3.1 数値解析の概要

数値解析手順は、4.2 で述べた現地計測結果のうち、変位挙動を再現できる解析モデルを作成したのち、先受工の打設条件やモデル化手法を変更した解析を実施したすることとした。本研究で用いた解析コードはITASCA社製の三次元有限差分法解析コードFLAC^{3D}5.01である。

本検討に用いた解析モデルを図4.3.1に示す。土被りは現地計測位置に合わせ50mとし、トンネル断面から側方境界および下方境界までの距離は、境界条件が解析結果に影響を及ぼさないように、5D(トンネル直径D=15.6m)確保することとした。奥行きに関しては100mとした。境界条件は上面を完全自由境界、底面を完全固定境界、側面は境界面に対し直行する方向のみ固定する境界として設定した。

また、掘削は実施工に合わせ1mごとの逐次掘削とし、ベンチ長5mの補助ベンチ付き全断面工法を再現した。

4.3.2 数値解析における先受工のモデル化手法

数値解析における先受工のモデル化手法はいくつか存

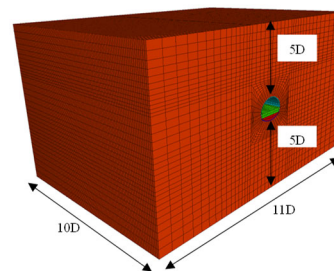


図4.3.1 数値解析モデル

在する¹⁹⁾が、実際の補助工法の挙動や効果を再現できるモデル化手法は明らかとなっていないのが現状である。特に、3次元数値解析を用いた解析において、モデル化手法による差異をまとめた事例は少ない。

以下、今回用いたモデル化手法の特徴について示す。また、図4.3.2に各モデル化手法の概念図を示す。

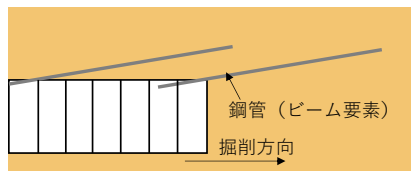
①先受工をビーム（梁）要素でモデル化する手法

先受鋼管をビーム要素で1本ずつモデル化するため、実施工に近い施工ステップでモデル化が可能。

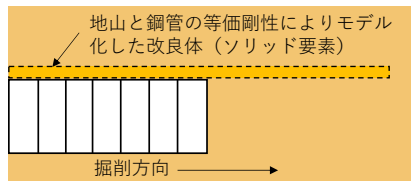
②先受工をソリッド（個別）要素でモデル化する手法

2次元解析において採用事例の多いモデル化手法の1つ。先受け鋼管および注入対象地山の断面積と剛性から改良範囲の等価剛性を算出し、ソリッド要素の弾性係数に反映してモデル化する手法。3次元解析においては、縦断方向に連続して改良体をモデル化する。一方で、先受鋼管をモデル化しないため、実施工との乖離が懸念される。

本研究で実施した数値解析では、先受工の施工時に用いられる注入材（セメント系・ウレタン系薬剤等）による地山の改良効果を見込んでいない。これは、写真4.1.1に示すように薬液の種類や地盤状況によっては改良体の出来形にバラツキがあり、現状、このバラツキ等を考慮して



① 先受工をビーム（梁）要素でモデル化する手



② 先受工をソリッド（個別）要素でモデル化する手法

図4.3.2 先受工モデル化手法の概略図

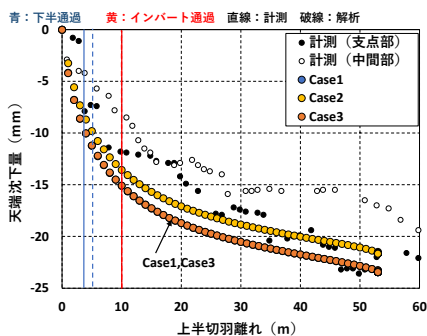


図4.3.3 天端沈下量の推移

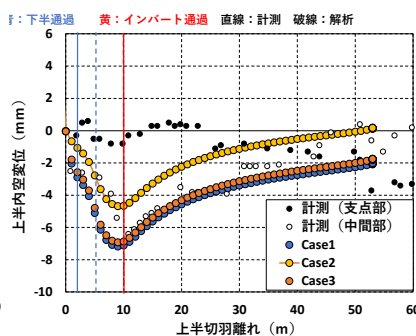


図4.3.4 上半内空変位量の推移

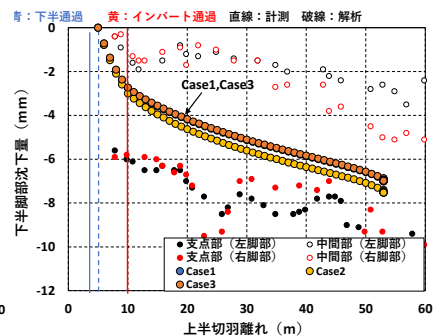


図4.3.5 下半脚部沈下量の推移

改良体による地山の改良効果を再現する方法が確立されていないためである。一方で、地盤によっては4.1.2で述べたように注入材の地山改良効果が顕著に表れるケースもあるため、注入材による地山の改良効果についての定量的な評価方法や数値解析における再現方法については今後の課題である。

4.3.3 解析ケース

解析は全3ケース実施した。Case1は①の手法を用いて現地計測結果を再現したケース、Case2は②の手法で先受工をモデル化したケース、Case3は先受工なしのケースである。Case1とCase2の比較からモデル化手法による結果の差異を、Case1とCase3の比較から先受工の有無による差異、つまりは先受工の効果を検討した。

4.3.4 変位量に関する解析結果

図4.3.3に上半切羽離れに対する天端沈下量の推移を、図4.3.4に同内空変位の推移を、図4.3.5に同脚部沈下の推移を示す。まず、Case1における現地計測結果の再現性に着目すると、図4.3.3、4.3.4、4.3.5より、現地計測で得られた各変位量と上半切羽離れの関係を概ね再現できていることがわかる。

次に、先受工の有無およびモデル化手法の違いがトンネルの変位挙動に与える影響に着目する。図4.3.3より、Case1とCase2を比較すると、先受工をソリッド要素でモデル化したCase2のほうが、天端沈下量が抑制される結果となった。また、Case1とCase3を比較すると、天端沈下量に差は生じていない。図4.3.4より、内空変位量についても天端沈下量と同様に、Case1とCase2を比較した場合にはCase2のほうが変位量は小さく、Case1とCase3を比較した場合には変位量に大きな差はない結果となった。一方で、図4.3.5の脚部沈下量はCase1とCase2を比較した場合、Case2の沈下量のほうが大きくなる結果となった。Case1とCase3には脚部沈下量についても差は見られない。この結果から、3次元の数値解析において、先受工をソリッド要素でモデル化した場合は天端沈下および内

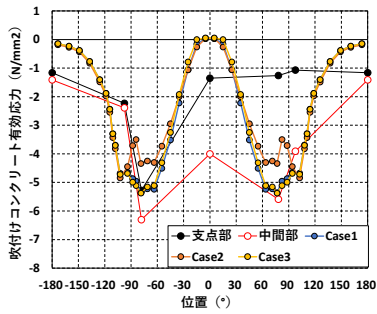


図4.3.6 吹付けコンクリート有効応力 (解析結果)

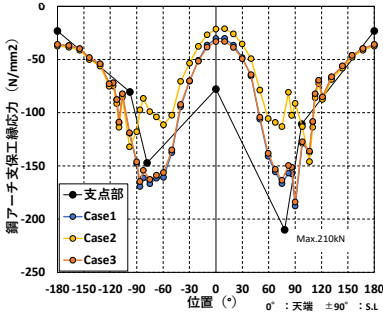


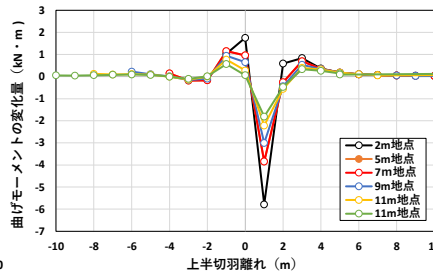
図4.3.7 鋼アーチ支保工縁応力 (解析結果)

空変位を抑制する効果が生じる一方、脚部等の改良範囲外では変位量が増加すること可能性が示された。先受工をソリッド要素でモデル化した場合に天端沈下および内空変位が抑制された理由は、トンネル外周周方向に連続した改良体が形成されるため、改良体がアーチ効果を発揮しゆるみ荷重を受け持つためと考えられる。一方、脚部沈下が増加した原因は、このアーチ状の改良体から伝達された荷重が軸力として脚部に集中して伝達されたためと考えられる。

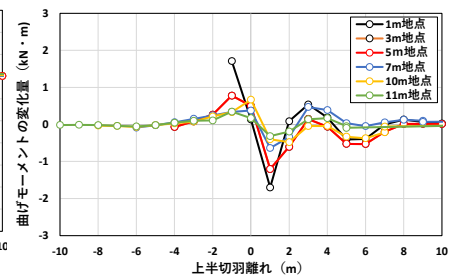
先受工をビーム要素でモデル化した場合には先受鋼管が離散的に配置されており、各鋼管が独立しているためこのようなアーチ効果は発揮されず、先受工を打設しないケースと変位挙動に差が生じなかったと考えられる。

4.3.5 支保工応力に関する解析結果

図4.3.6 に吹付けコンクリートに発生する有効応力の値を、図4.3.7 に鋼アーチ支保工に発生する縁応力を示す。図4.3.7 の鋼アーチ支保工に発生する縁応力は圧縮縁側および引張縁側のうち最大値を示している。図4.3.6 より、Case1 は試験計測における吹付けコンクリートの有効応力と比べ、数値解析では天端部で発生する応力が小さくなっているものの、天端および底部では応力が小さく、側部 ($\pm 90^\circ$ 付近) で応力が大きくなる傾向を概ね再現できていることがわかる。また、Case1 と Case2 を比較すると、側部 ($\pm 90^\circ$ 付近) で Case2 のほうが発生する応力が軽減される結果となった。また、Case1 と Case3 では吹付けコンクリートに発生する有効応力に大きな差は生じ

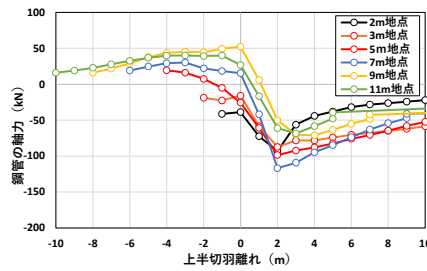


a) 天端の鋼管

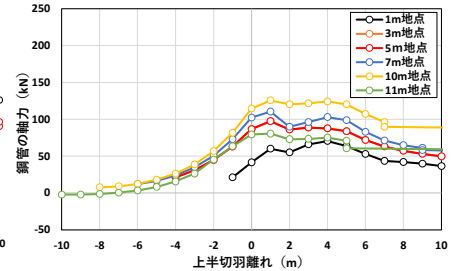


b) 側部の鋼管

図4.3.8 先受鋼管に発生する曲げモーメント



a) 天端の鋼管



b) 側部の鋼管

図4.3.9 先受鋼管に発生する軸力

ていない。図4.3.7 より、鋼アーチ支保工に発生する縁応力についても、鋼アーチ支保工に発生する縁応力と同様の結果となった。これらのことから、支保工に発生する応力についても、変位量と同様に、先受工をソリッド要素でモデル化した場合は改良体のアーチ効果によって発生する応力が軽減されると考えられる。また、Case1 において試験施工で確認された支保工と中間部の支保工応力の差異は解析では確認できなかった。

4.3.6 先受鋼管の応力に関する解析結果

先受鋼管をモデル化した Case1 において、先受鋼管に発生する曲げモーメントと軸力について、切羽位置との関係等について整理し、現地計測結果と比較した。

図4.3.8 に Case1 の先受鋼管に作用する曲げモーメントの変化量と切羽離れとの関係を、図4.3.9 に Case1 の先受鋼管に発生する軸力と切羽離れとの関係を示す。

図4.3.8a) より、天端の先受工に発生する曲げモーメントは、切羽が後方 5m 以内に近づくと地山側へ凸となるモーメントが発生し、切羽通過直後は内空側へ凸となるモーメントが発生する結果となった。また、切羽が前方 5m 以上離れると曲げモーメントは収束し変化しなくなることがわかる。この傾向は図4.2.9 に示す現地計測結果と一致するが、発生する応力値は現地計測に比べ解析結果のほうが大きくなった。また、図4.3.8b) より、天端に打設した先受工と側部に打設した先受工では、曲げモーメントの推移傾向はほぼ同じであるが、側部に打設した先受工のほうが発生する曲げモーメントは小さい結果と

なった。側部の鋼管に発生する曲げモーメントに関しては、現地計測で得られた傾向とは異なり、切羽離れとの関連性がみられる。

図4.3.9a)より、天端の先受工に発生する軸力は、切羽が後方3mまでは引張の軸力が、それ以降は圧縮の軸力が発生する結果となった。曲げモーメント同様、切羽が遠くなるにつれ収束する傾向が読み取れる。また、図4.3.9b)より、側部の先受工には、切羽の進行に伴い引張の軸力が増加する結果となった。これらの傾向は図4.2.10に示す現地計測結果と一致する。側部の鋼管に発生する曲げモーメントの傾向は現地計測と異なるものの、その他の天端鋼管の曲げモーメントおよび天端・側部鋼管の軸力は解析と現地計測で傾向が一致しており、解析において先受鋼管をビーム要素でモデル化することは実現象を再現するにあたり適当であると考えられる。応力値は現地計測結果とくらべて大きく出力される結果となったが、安全側の設計になるため構造選定に問題は少ないと考えられる。解析精度の向上については今後の課題である。

4.3.7 解析結果のまとめ

三次元有限差分法による数値解析において、先受工をビーム要素でモデル化し、地山条件を適切に設定することで先受工を打設したトンネルの挙動を概ね再現可能であることが分かった。また、数値解析により先受工の有無やモデル化手法による結果の差異を比較することで以下の知見が得られた。ただし、これらの知見はいくつかの制約条件のもとで行った解析により得られた結果であることに注意が必要である。

- ① 先受工をビーム要素でモデル化した場合、先受工を打設することによる変位および支保工応力の抑制効果は出力されない。
- ② 先受工をソリッド要素モデル化した場合、先受工を打設することにより打設範囲内では内空方向への変位および支保工応力を抑制する効果がある。一方、打設範囲外では先受工のない場合に比べ、変位が増加する可能性があることに留意が必要である。
- ③ 先受工をビーム要素でモデル化することにより、実施工における先受鋼管の挙動を再現することができる。ただし、発生する応力度については検討が必要である。
- ④ 天端に打設した先受工は、切羽が先受工の前後約5m以内にある場合は、地山の荷重を負担する効果があると考えられる。一方、切羽が5m以上離れるとその効果は小さくなる。
- ⑤ 側部に打設した先受工に発生する応力は、天端に打設したものに比べ小さく、先受工による荷重を負担

する効果は小さい。

解析において地山の改良効果を見込んだ解析を行う場合には、改良効果が変位や応力に影響を与える事を十分に考慮することが必要である。

5. まとめ

(1) 補助工法の採用傾向に関する整理

山岳トンネル施工時に重要視されている地質・地盤リスクの傾向を把握することを目的に、国交省直轄工事における補助工法の採用数および採用傾向について整理を行った。

その結果、国交省直轄工事において採用数の多い補助工法はフォアポーリングや長尺鋼管フォアパイリングなどの先受工(18事例)と鏡ボルトや鏡吹付け等の鏡面補強工(17事例)であり、山岳トンネル工事において天端安定および切羽安定が問題となる現場が多い傾向を把握した。

(2) 山岳トンネルの施工における地質・地盤リスク

地質・地盤リスクに対応する対策の一つとして補助工法があげられるが、地質・地盤リスクと補助工法の関係性については不明確であった。そのため、過去10年間で山岳トンネル施工時において地質・地盤リスクが顕在化した事例および顕在化前に対応した事例について事例分析を行った。

その結果、地質・地盤リスクが顕在化した事象として最も多いのは切羽崩落であり、補助工法の採用傾向において天端・切羽安定対策の採用数が多い結果と一致する傾向を把握した。また、切羽崩落、陥没および地表面沈下等の切羽や周辺環境に影響が生じる事象が発生した事例では、大半の事例で天端の強度不足が事象の発生に大きく寄与しており、先受工等の天端安定対策の重要性が示唆された。

(3) 長尺鋼管フォアパイリングの注入材の効果

先受工の効果の1つである注入材の地山改良効果に着目し、現地試験施工および室内力学試験を実施することにより、その効果を確認した。

その結果、透水性が高い砂地山、かつ、浸透注入により注入材が間隙に十分に充填された場合は、改良体のコアの物性値が向上することがわかった。ただし、形成される改良体は、地盤と注入材の相性や地下水等の影響によりばらつきが生じ、必ずしも理想的な形で形成されるとは限らないため、注入材の効果を連続的かつ縦断方向に一樣に地山の強度や変形係数を向上させるものとして見込

むことには注意が必要である。また、亀裂性の岩盤など地山が変われば結果も異なることが予想される。

(4) 長尺鋼管フォアパイリングの3次元効果に関する試験施工

実施工における長尺鋼管フォアパイリングの3次元的效果を把握することを目的に現地試験計測を実施し、計測結果について取りまとめた。

その結果、天端の先受工は切羽近傍(5m前後)では前方の荷重を支保工へ伝達する効果があるが、切羽が十分に離れた場合はその効果は小さいことがわかった。加えて、側部の鋼管は天端の鋼管に比べ先受効果が小さい傾向を把握した。

(5) 長尺鋼管フォアパイリングの数値解析上の留意点

局所的・限定的である現地計測結果を補完し、長尺鋼管フォアパイリングの効果について把握することを目的に再現解析を行った。また、数値解析におけるモデル化手法ごとの結果の差異について知見および留意点を以下に示す。

・先受工をビーム要素でモデル化し、地山条件を適切に設定することで先受工を打設したトンネルの挙動を概ね再現可能である。ただし、先受工による応力や変位の抑制効果は解析上確認できない。

・先受工をソリッド要素モデル化した場合、先受工を打設することにより打設範囲内では内空方向への変位および支保工応力を抑制する効果がある。一方、打設範囲外では先受工のない場合に比べ、変位が増加する可能性があることに留意が必要である。

今回報告した分析結果および解析結果は筆者らのある特定の仮定のもとで行われたものであり、すべての条件で今回の結果と同じ結果が得られるわけではないことに留意が必要である。しかしながら、本報告で示した留意点を念頭に補助工法の選定を行うことで、より適切な補助工法の選定につながると思われる。

今後、本研究成果はより詳細に整理し土木研究所資料として取りまとめる予定である。

謝辞

先受工に関する試験施工および試験計測にあたりご協力いただいた関係各位に深甚なる謝意を表す。

参考文献

1) 社会資本整備審議会・交通政策審議会：地下空間の利活用に関する安全技術の確立について、2017.9

- 2) 公益社団法人日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説、2003.11
- 3) 国土交通省大臣官房技術調査課・国立研究開発法人土木研究所：土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン-関係者がONE-TEAMでリスクに対応するために-、2020.3
- 4) 藤田芳邦・谷井敬春・高橋浩・菊地裕一：土かぶり130mの地表面陥没に至った大崩落、上信越自動車道 日暮山トンネル東工事、トンネルと地下、Vol.34, No.1, 2003.1
- 5) 都築保勇・黒岩清貴・福入博文・杉本憲一：高水頭未固結砂岩層の大崩落とその克服、北陸新幹線 飯山トンネル(上倉工区・富倉工区)、トンネルと地下、Vol.39, No.8, 2008.8
- 6) 窪田達也・小川渉・藤本克郎・濱西将之：先進導坑から上部滞水砂層を水抜きで切羽安定化、圏央道 笠森トンネル、トンネルと地下、Vol.43, No.2, 2012.2
- 7) 牧野和之・市川晃央・香川裕司・川崎邦男：造成盛土地盤中および直下のトンネル掘削、和歌山市道中平井線 ふじとトンネル、トンネルと地下、Vol.47, No.1, 2016.1
- 8) 桶上尚子・森川武浩・西本和生・實松茂幸：予期せぬ異常湧水に挑む、国道482号 蘇武トンネル日高工区、トンネルと地下、Vol.33, No.1, 2002.1
- 9) 福島博文・荒木武雄・瀧先弘一・北村義直：地下水圧測定結果を反映した支保パターンによるトンネル施工、新名神高速道路 箕面トンネル西工事、トンネルと地下、Vol.46, No.6, 2015.6
- 10) 和田芳明・館山孝利・桶谷強・後藤隆之：国道直下を地上からの地山改良で掘削、一般国道12号 旭川トンネル、トンネルと地下、Vol.41, No.3, 2010.3
- 11) 弓場進・石橋隆夫・森川義博・金子和己：補助工法を駆使して脆弱な日南層群地すべり地帯を掘る、東九州自動車道九平トンネル、トンネルと地下、Vol.51, No.3, 2020.3
- 12) 神澤幸治・石川俊明：押出し性地山における双設トンネルの施工事例、新東名高速道路 鳳来トンネル工事、トンネルと地下、Vol.43, No.10, 2012.10
- 13) 後藤知治・内田雅洋・高山藤博：TSPなど切羽前方予測を試みつつ膨張性地山に挑む、九州新幹線西九州ルート 俵坂トンネル(西)、トンネルと地下、Vol.42, No.3, 2011.3
- 14) 小池真史・佐藤剛史：可燃性ガス発生のおそれのあるトンネル工事における安全管理、国道253号 八箇峠トンネル(十日町工区)、トンネルと地下、Vol.46, No.9, 2015.9
- 15) 弓場進・森川義博・藍澤正直・大森禎敏：脆弱な日南層群を中央先進導坑を用いて克服、東九州自動車道 芳ノ元トンネル北工区、トンネルと地下、Vol.50, No.1, 2019.1
- 16) 国土交通省 九州地方整備局 宮崎河川国道事務所：芳ノ元

トンネル施工検討会 (平成22年度 第1回) 議事概要 (速報), 2010.11

- 17) 土木学会：トンネルライブラリー第20号山岳トンネルの補助工法—2009年版—, 2009
- 18) ジオフロンテ研究会 AGF WG：注入式長尺先受工法 (AGF工法) 技術資料 (六訂版), pp.97-103, pp.41, 2012.3
- 19) 日本道路公団：トンネル数値解析マニュアル, 1998.10

A STUDY ON REASONABLE SELECTION OF AUXILIARY SUPPORT METHODS IN TUNNELLING
AGAINST GEOLOGICAL RISK

Research Period : 2018~2020

Research Team : Road Technology Research
Group(Tunnel)

Author : KUSAKA Atsushi

TATSUMI Yoshitomo

KOIZUMI Yu

SASAKI Toru

Abstract : In order to excavate mountain tunnels safely, it is important to evaluate the geological risks appropriately due to the uncertainties of the ground conditions and to apply auxiliary methods reasonably to stabilize the tunnel face. The purposes of this research are to analyze the effect of auxiliary methods to lower the geological risks by reviewing the records of various tunneling projects and to develop the reasonable design methods of forepiling using numerical analysis. As a result of the case studies of recent tunneling projects, the authors clarified statistically the purposes of the applications of auxiliary methods and their actual effects to lower the geological risks. The authors also clarified the mechanism of forepiling on lowering the risks of the ground deformations by conducting numerical analyses and summarized the technical notes to design forepiling appropriately using numerical analysis.

Key words : geological risk, conventional tunneling, Auxiliary support measure