

福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会

報告書

平成 29 年 5 月

福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会

国立研究開発法人 土木研究所

目次

はじめに

第1部 概要 1-1

第2部 本編

第1章 陥没事故の概要 2-1

第2章 検討委員会 2-3

第3章 道路陥没事故の原因究明 2-6

第4章 工事再開に関する主な留意点 2-67

第5章 類似する条件での都市 NATM 及び地下空間の工事における留意点 2-69

付録

はじめに

平成28年11月8日、JR博多駅前付近の福岡市交通局七隈線の延伸工事現場において発生した道路陥没事故について、同年11月22日に福岡市から委託を受け、国立研究開発法人土木研究所に設置した「福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会」（以下、委員会）における検討結果が平成29年3月30日にとりまとめられた。

今般、委員会における検討結果について最終的に報告書としてとりまとめたものである。

平成28年11月29日に現場調査及び第1回委員会、平成29年1月21日に第2回委員会、並びに同年3月30日に第3回委員会を都合3回開催するとともに、委員相互の討議に多くの時間を費やし、以下のような結論を得た。

道路陥没事故の原因については、考えられる10の項目を抽出し、それらが要因となるか否かの可能性について評価を行った。その結果、要因は必ずしも1つではなく、様々な要因が複合的に作用し陥没に至ったと考えられるが、その中でも、難透水性風化岩層の強度や厚さ、および地下水圧の影響による可能性が高いものと推定した。また、施工中におけるトンネル断面形状の変更、及びすりつけ区間における補助工法の施工方法の変更は、その影響度合いを強めることになり、結果的に事故発生の副次的な要因となった可能性が高いものと推定した。

地下鉄工事再開に関する主な留意点としては、地質、地下水の状況把握に関するもの、トンネル坑内の水抜き及び土砂撤去に関するもの、並びに再掘削工法の選定に関するものについて示した。

類似する条件下での都市NATM及び地下空間での工事における留意事項としては、官民を問わず地下空間の情報把握及び利活用、並びに地質の不均質性を的確に捉え危険側にならない物性値の採用やパラメトリックスタディの採用、地下水対策、関係者間の情報共有等について示した。

もとより、土木学会のトンネル標準示方書（2016年制定）には、『この示方書の各項では、すべて両者（企業者及び施工者）を区分しないで広義の工事担当者が山岳工法によるトンネル工事にあたって守らなければならない事項および参考とすべき事項が示されている。』とされている。この趣旨を踏まえ、トンネル工事に携わる全ての企業者、設計者、施工者は、これを念頭に、常に協議し、意思の疎通を図って地山と向き合って対処しなければならないことを、今回の事故の教訓として改めて記したい。この報告書により地下空間における工事のより一層の安全対策が図られることを祈念する。

なお、事故原因の究明に際しては、福岡市および施工会社（大成・佐藤・森本・三軌・西光建設工事共同企業体；以下、施工者という）ならびに設計会社（八千代エンジニアリング株式会社、日本シビックコンサルタント株式会社；以下、設計者という）より資料を提出して頂き、また、陥没事故発生後に委員会の依頼に基づく追加ボーリング調査を実施して頂いた。記して関係者に感謝する。

平成29年5月

福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会
国立研究開発法人 土木研究所

第 1 部

概 要

1. 検討委員会

1.1. 目的

福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会（以下、「本委員会」という。）は、平成 28 年 11 月 8 日、JR 博多駅前付近の福岡市交通局七隈線の延伸工事現場において発生した道路陥没事故を受けて、その陥没の発生原因の把握や、再発防止策等について専門的見地から検討することを目的として同年 11 月 29 日に設置されたものである。

1.2. 委員名簿

本委員会の委員名簿は以下の通りである。

	氏名	役職名
委員長	西村 和夫	首都大学東京 副学長 都市環境学部教授
副委員長	真下 英人	(一社) 日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 所長
委員	小島 芳之	(公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 主管研究員
	佐藤 研一	福岡大学 工学部社会デザイン工学科 教授
	野焼 計史	東京地下鉄(株) 取締役
	丸山 修	(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部設計技術部 設計技術第二課長
	三谷 泰浩	九州大学 工学研究院附属アジア防災研究センター 教授
	石原 康弘	国土交通省 大臣官房技術調査課長
	江口 秀二	国土交通省 鉄道局施設課長
	間瀬 利明	国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 構造・基礎研究室長
	佐々木靖人	国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 上席研究員
	砂金 伸治	国立研究開発法人土木研究所 道路技術研究グループ 上席研究員

1.3. 開催経緯等

本委員会の開催経緯等は以下の通りである。

【現場調査】

日時 平成 28 年 11 月 29 日 (火) 9:00～10:00

調査場所

- ・連絡トンネル立坑（地下水位の状況調査）
- ・道路陥没現場（地上から埋め戻し後の状況、沈下計測状況等の調査）
- ・博多駅前開削工区（開削工区の現状、応急復旧後ボーリングコア等の調査）

【第1回検討委員会】

日時 平成28年11月29日(火) 10:00~12:00

場所 TKPカンファレンスシティ博多TKPホール(福岡市博多区)

主な説明者 福岡市、施工者

議事等

- (1) 七隈線延伸事業概要および設計の経緯
- (2) 施工の経緯
- (3) 事故の概要
- (4) 現在実施している調査の内容等

【第2回検討委員会】

日時 平成29年1月21日(土) 13:00~15:00

場所 TKPガーデンシティ永田町ホール2D(東京都千代田区)

主な説明者 事務局、福岡市、施工者

議事等

- (1) 追加調査結果の報告
- (2) 事故原因の推定に向けた議論
- (3) 設計および施工に関する問題点等の検討
- (4) 今後の設計・施工に対する留意点や再発防止に向けた検討

【第3回検討委員会】

日時 平成29年3月30日(木) 13:00~15:00

場所 TKP市ヶ谷カンファレンスセンター8FバンケットA(東京都新宿区)

主な説明者 事務局、福岡市、施工者

議事等

- (1) 設計・施工の経緯
- (2) 事故発生要因とメカニズム
- (3) 工事再開に向けた留意点と今後の設計・施工に向けて
- (4) 委員会のとりまとめについて

2. 事故原因の推定

事故原因の究明に際しては、福岡市および施工会社(大成・佐藤・森本・三軌・西光建設工事共同企業体)ならびに設計会社(八千代エンジニアリング株式会社、日本シビックコンサルタント株式会社)より資料を提出して頂き、また、陥没事故発生後に当委員会の依頼に基づく追加ボーリング調査を実施して頂いた。さらに、本委員会では計 3 回の討議を行ったほか、委員相互での討議に多くの時間を費やした。

以下に事故原因の推定を示すが、崩落したトンネル現場に立入ることができないこと、また、委員会設置から 4 ヶ月という短い期間のとりまとめであったことから、関係者から提供頂いた資料に基づいて可能性の高い事故原因について推定したものとなっている。

2.1. 福岡市地下鉄七隈線延伸工事との因果関係

一般的に、道路陥没の原因としては、地下埋設物によるもの、年月をかけて形成された地下空洞によるものなどが想定されるが、今回の道路陥没については、施工会社の社員がトンネル天端からの崩落を目撃し、トンネル坑内に流入した土砂の写真が存在すること、また、福岡市地下鉄七隈線延伸工事以外に原因となる地下埋設物関連工事を行っていないなかったため、当該工事が道路陥没の原因となったと推定される。

2.2. 道路陥没事故発生のメカニズム

事故発生のメカニズムについては、以下のように推定される。

- ① 元来、堆積環境やその後の風化度合いにより強度や厚さにバラツキがある難透水性風化岩層の下部にトンネルが掘削された。トンネル天端から、当該地層とその上部の未固結帯水砂層との境界までは、約 2m となっていた。
- ② トンネルを掘削、又は断面を拡幅するにつれて、未固結帯水砂層からの高い水圧の影響も加わり、難透水性風化岩に緩みや亀裂が発生し、徐々に破壊し始めた、或いは、難透水性風化岩に潜在的弱部が存在して、いわゆる「水みち」が形成された。
- ③ 上記②によって、トンネル天端部が連続的に剥落、或いは漏水を伴いながら、破壊が進行し、遂に、未固結帯水砂層と地下水がトンネル内に流入し、またこれによって破壊が加速度的に進行し、最終的には大規模な道路陥没を発生させるに至った。

2.3. 事故の原因

本委員会では、事故の原因について考えられる 10 の項目を抽出し、それらが要因となるか否かの可能性について評価を行った。要因は必ずしも 1 つではなく、様々な要因が複合的に作用し陥没に至ったと考えられるが、その中でも以下の 2 つの要因 (A-①、②) については、可能性が高いものと推定した。

しかしながら、これらの要因を推定するに至った当該地層の状況等については、事故後の調査等により明らかになったものであり、当該工事の設計時点にお

ける地質調査の頻度等は通常の都市 NATM 工事と比較して少ないとまでは言えないことから、事故前に正確に把握することは困難であったものとする。

また、事故後の調査は、陥没後における地層の状況を調べたものであり、事故前の状況とは必ずしも同じではない可能性もあるが、事故前の調査資料が少ないことから、当該調査等の結果も含めて推定したものである。

A-① 難透水性風化岩層の強度や厚さ

難透水性風化岩層の強度や厚さについては、過去に当該岩盤層が地上にあった影響等により強風化の弱部が各所に存在し、また、地層の上部に凹凸があるなど、不規則で複雑な地質構造となっており、上部に強度の低い層が存在していたことが事故後に実施した追加の地質調査等により明らかとなった。例えば大断面トンネル部において、当該地層の厚さを約 2.79～3.67m 確保できると見込んでいたが、その後の調査の結果、厚さは約 1.90～2.28m しか確保できず、強風化が進んだ強度の低い上部の層が支配的になっていた可能性があることが分かった。

局所的に強度や厚さが不足する難透水性風化岩層について、当該工事の設計及び施工にあたっては強度や厚さを均質であると捉え、例えば安定解析に用いた変形係数（力を加えたときの変形しにくさを表す指標。変形係数が高い方が変形しにくい）については、(約 14,000kN/m² から約 700,000kN/m² のバラツキがあるところを) 最終的には代表値として 87,000kN/m² の値を用いるなど、バラツキの考慮が不十分なまま設計及び施工が行われ、結果的に地山の強度を実際よりも高く評価した設計となっていた。

A-② 地下水圧の影響

未固結帯水砂層の地下水位は地表から約 2.5m の位置にあり、未固結帯水砂層から難透水性風化岩層の境界部に、水頭にして約 10m(約 1 気圧に相当)以上の高い水圧が作用していた。上述のようにトンネル上部の難透水性風化岩層は不規則で複雑な構造であったが、設計及び施工にあたっては、その遮水性や水圧に対する耐力を十分であるとしていた。しかしながら事故後に追加した地質調査等によると、難透水性風化岩層の内部には、小断層や剥離面、多くの節理や亀裂が存在していたと考えられ、結果的に地下水圧に対する安全性が十分ではなかった。

また、上記のような不規則で複雑な地質や高い地下水圧の条件下で施工する際には、施工時の地山の安定性を含めトンネル構造の安定性を極力損なわないよう慎重な設計、施工を行う必要があったが、施工中における以下の 2 つの変更 (B-①、②) は通常の地質状況では要因となる可能性は低いものの、上記の A-①、②のような厳しい地質条件下においては、その影響度合いを強めることとなり、結果的に事故発生の副次的な要因となった可能性が高いものと推定した。

B-① トンネル断面形状の変更

難透水性風化岩のトンネル上部の層厚を確保するためにトンネル天端を約1.2m下げたことで、扁平率(内空高さ÷内空幅)が0.625から0.532となった。それに対し、安全性は確保されるものとの解析結果を得ていたが、アーチアクションによる効果(※)が減少することとなり、結果的にトンネル構造の安定性を低下させることとなった。

※ 石のブロックをアーチ状に組むとブロック相互に圧縮力が働き、ブロック同士を接着していなくても梁の構造を保つことができる。アーチ形状が寝てくると圧縮力が弱まり、やがて梁の構造を保てなくなる。トンネルは石のブロックを組んで作るわけではないが、掘削による場合も同様の効果が期待できる。

B-② すりつけ区間における補助工法の施工方法の変更

当該工事区間は、標準断面トンネル(I型)の13K413M700(No.115付近)地点から大断面トンネルの13K407M700(No.108)地点へのすりつけ区間(延長6m)であり、断面を拡幅(高さ約2.5m、幅約5m)する区間であった。補助工法としては注入式長尺鋼管先受工法(AGF工法)が採用されていたが、すりつけ区間においては、鋼管の打設位置の制約と難透水性風化岩層を突き抜けないように挿入角を小さくする必要から、長尺鋼管の完全二重化が困難となる部分が存在することとなり、さらに支保工を設置するため、鋼管の根本部を切断しなければならなかった。その結果、鋼管の縦断的なラップ長(重なり合う長さ)が短く、或いはラップしていない状態となり、当該補助工法に期待する効果が十分発揮されなかった。また、鋼管からの注入は岩盤の亀裂への注入であり、十分な地山改良効果が発揮されなかった可能性があった。

3. 工事再開に関する主な留意点

本委員会での事故原因の推定を踏まえ、福岡市が地下鉄工事を再開するにあたっては、主に以下の項目について留意し、必要な調査等を行う必要がある。

● 地質、地下水の状況把握に関するもの

難透水性風化岩層の強度や厚さについては、過去の風化の影響等により強風化の弱部が各所に存在し、また、地層の境界面に凹凸があるなど、不規則で複雑な地質構造となっていたことが事故後の調査等で明らかとなった。このため、事故後に実施されたボーリング調査の結果や、過去において周辺部で実施された地質調査の結果等も踏まえるとともに、陥没箇所について埋め戻した流動化処理土、薬液注入された周辺地盤等、事故後の措置も考慮しつつ、再度、地質、地下水の状況を把握する必要がある。

● トンネル坑内の水抜き及び土砂撤去に関するもの

現存するトンネル坑内の水抜きや土砂撤去にあたっては、現在は安定していると推定される力学的な均衡が再び変化し、トンネル部や周辺地盤の崩壊に至

る恐れがあるため、地下水位等の計測を行うことによって力学的安定性について観測、評価しつつ、周辺へ影響が生じないように慎重に行う必要がある。

● 再掘削工法の選定に関するもの

工法選定については都市 NATM の他に、シールド工法等の他の工法や新技術の活用も含め、安全面を重視して行う必要がある。

再掘削を開削工法にて行う場合には、埋設物の存在を考慮しつつ、土留め支保工が設置できない箇所への対策を含めた土留め支保工の安全性の確認を行う必要がある。また、周辺建築物へ影響を与える恐れがあることから、土留め支保工の剛性を高める等の事前の対策や地表面の変位計測など、安全面を考慮した対策を講じる必要がある。

また、非開削工法にて行う場合には、地下水の影響や周辺地山、残置支保工の状況の把握、汚水流入による有毒ガス発生の可能性、再掘削の加背割（断面を区分して掘削する区画割のこと）、支保工、補助工法等について、安全面を考慮した対策を講じる必要がある。

4. 類似する条件下での都市 NATM 及び地下空間での工事における留意事項

今回の事故は、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高く評価されたことが要因であると推定した。また、こうした厳しい条件下における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ものと推定した。これらのことから、都市 NATM の工法選定そのものが誤っていたということではなく、また、直接的に都市 NATM そのものの信頼性が損なわれるものではない。さらに、これまでの技術的な基準等の見直しに直接的に繋がる事項はない。

しかしながら、今回の事故の教訓を生かし、二度とこのような事故を発生させないように、類似した条件下において都市 NATM によるトンネルを計画・施工する場合など地下空間での工事について、留意すべき点は以下の通りである。

- ボーリング等の地質に関するデータは地下空間の限定的な情報であり、たとえ多くの調査を実施しても地下空間を詳らかに把握することには限界があることから、施工の安全性を事前に完璧に確保することには自ずと限界がある。しかしながら、今回の事故の規模や影響を鑑みると、地下空間の安全な利活用を図るためには、地下空間に関する情報を出来るだけ収集するとともに、その時々最新の技術を用いて、リスクを可能な限り低減させた、より安全性を確保した設計・施工に努めるべきである。そのため、地下空間に関する調査については効果的・効率的に行うとともに、その目的に照らして必要かつ十分なものでなければならない。加えて、過去において周辺部で実施された地質調査等を官民間問わず情報収集し、利活用できるようにすること
- 地下工事の安全性を確保するためには、地質の持つ不均質性を適切に捉え、

危険側とならないような物性値の採用や、物性値を変化させた複数の計算を行って結果を評価するパラメトリックスタディの採用を検討するなどの取り組みを設計及び施工に反映させるとともに、今回のような不規則で複雑な地質構造や高い地下水位などの安全性に対するリスクを可能な限り把握し低減するよう努める必要があること。また、数値解析によって得られる結果は必ずしも万能ではないとの認識に立ち、十分な知見・経験等も加えて総合的な工学的判断を行うこと

- 地下水位が高い場合には、水圧による影響をあらかじめ最小化できるよう、工法の選定、水位の低下や地盤改良等の必要な措置について十分に検討すること
- 特に、トンネル工事においては、地下空間の情報が限定的であるなど不確定要素が多いことから、発注者、設計者、施工者等の関係者が協力し、互いに知恵を出し合いながら困難を乗り越えていくべきであり、調査、設計、施工の各段階で得られた情報や知見については関係者間で十分共有するとともに、適切に調査から設計、設計から施工といった次の段階に引き継ぐこと
- 変状の発生を敏感に捉え、非常時を想定した詳細なモニタリング計画を作成するなど、体制を充実させること
- 難易度が高くリスクを多く包含する工事においては総合的な判断も求められることから、日頃の関係する技術者の技術力向上はもとより、工事中においても然るべき場を設け、関係者間における現場状況の共有と真摯な技術的議論、その結果のフィードバックにより、高度な技術的知見を設計・施工に反映させるとともに、地質・地盤条件が複雑な我が国においては、関連する知見等を全国的に収集・活用できるしくみが必要であること

第2部

本編

1. 道路陥没事故発生概要

福岡市地下鉄七隈線延伸工事現場において、平成28年11月8日5:15頃、博多駅前通りの博多駅前2丁目交差点付近の道路舗装面にクラックが発生し、その後、5:20頃道路南側が陥没、5:30頃道路北側が陥没、7:20頃に道路の中央部が陥没するに至った。

地下鉄工事現場では、11月8日0:40頃から支保工103基付近の掘削を開始しており、4:25頃に連続的な肌落ちを、4:50頃には切羽天端から異常出水を観測し、5:00頃作業員9名全員の地上退避が完了、5:10頃車両等の進入禁止措置が完了したところであった。



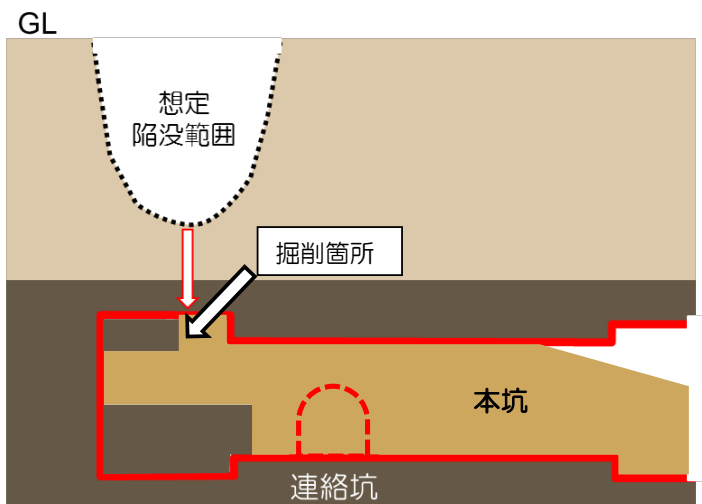
位置図と陥没後の写真

(上図は福岡市交通局路線図に加筆。下図は地理院タイルに加筆。写真は福岡市交通局。)

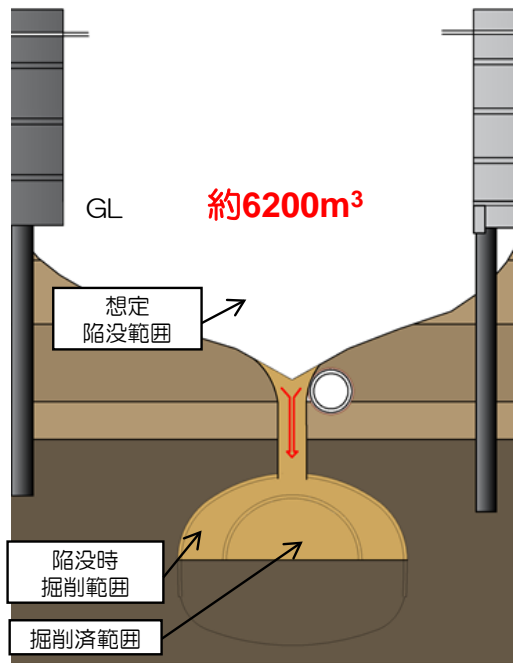
- 平成28年11月8日(火)
- 0:40頃 No103基掘削開始
 - 4:25頃 連続的な肌落ち、AGF鋼管間の部分的な肌落ち
 - 4:50頃 切羽天端からの異常出水(最初は濁り水)
0.25m³程度の黒色塊が落下、水と砂が大量に押し寄せる
重機を切羽後方へ、退避指示
 - 5:00頃 全員(9名)地上へ退避完了
 - 5:05頃 車両等の進入禁止措置開始【5:10頃 措置完了】
 - 5:15頃 **舗装クラック発生【陥没事故発生】**
交通規制範囲の拡大(博多口交差点~博多区役所南口交差点)
 - 5:20頃 道路南側陥没
 - 5:24頃 JVから交通局へ連絡
 - 5:28頃 JVから警察へ連絡
 - 5:30頃 道路北側陥没
 - 5:50頃 警察による交通規制開始
 - 6:00頃 消防隊出動 現場本部設置
 - 6:30頃 「地下鉄七隈線建設工事に伴う事故対策要領」に基づき、
交通局理事を本部長とする事故対策本部(C体制)※を設置
 - 7:20頃 道路中央陥没
 - 9:20頃 交通事業管理者を本部長とする運転事故復旧対策本部相当の対策本部を設置
- ※C体制 工事占用区域外への影響が大きい事故等で、通行人や沿道家屋等に大きな被害を与えた場合、または、死者を出す等被害の規模が大きな場合
⇒ 交通局の事故時体制としては最上位の体制を取った。

事故当日の経緯 (福岡市公表資料より抜粋)

〔陥没箇所縦断面図〕



〔陥没箇所横断面図〕



道路陥没概要 (福岡市公表資料より抜粋)

2. 検討委員会

2.1. 目的

福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会（以下、「本委員会」という。）は、平成28年11月8日、JR博多駅前付近の福岡市交通局七隈線の延伸工事現場において発生した道路陥没事故を受けて、その陥没の発生原因の把握や、再発防止策等について専門的見地から検討することを目的として同年11月29日に設置されたものである。

2.2. 委員名簿

本委員会の委員名簿は以下の通りである。

	氏名	役職名
委員長	西村 和夫	首都大学東京 副学長 都市環境学部教授
副委員長	真下 英人	(一社)日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 所長
委員	小島 芳之	(公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 主管研究員
	佐藤 研一	福岡大学 工学部社会デザイン工学科 教授
	野焼 計史	東京地下鉄(株) 取締役
	丸山 修	(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部設計技術部 設計技術第二課長
	三谷 泰浩	九州大学 工学研究院附属アジア防災研究センター 教授
	石原 康弘	国土交通省 大臣官房技術調査課長
	江口 秀二	国土交通省 鉄道局施設課長
	間瀬 利明	国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 構造・基礎研究室長
	佐々木靖人	国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 上席研究員
	砂金 伸治	国立研究開発法人土木研究所 道路技術研究グループ 上席研究員
事務局	国立研究開発法人 土木研究所	

2.3. 開催経緯等

本委員会の開催経緯等は以下の通りである。本委員会では計3回の討議を行ったほか、委員相互での討議に多くの時間を費やした。

【現場調査】

日時 平成28年11月29日(火) 9:00~10:00

調査場所

- ・連絡トンネル立坑(地下水位の状況調査)

- ・道路陥没現場（地上から埋め戻し後の状況、沈下計測状況等の調査）
- ・博多駅前開削工区（開削工区の現状、応急復旧後ボーリングコア等の調査）

【第1回検討委員会】

日時 平成28年11月29日（火） 10:00～12:00

場所 TKP カンファレンスシティ博多 TKP ホール（福岡市博多区）

主な説明者 福岡市、施工者

議事等

- (1) 七隈線延伸事業概要および設計の経緯
- (2) 施工の経緯
- (3) 事故の概要
- (4) 現在実施している調査の内容等

【ヒアリング】

日時 平成28年12月20日（火） 13:30～17:30

場所 TKP 市ヶ谷カンファレンスセンター ホール3B

対象者 施工者

設計者

ヒアリング項目

計画、設計、施工等に関する内容

日時 平成29年1月5日（木） 13:30～15:00

場所 TKP 市ヶ谷カンファレンスセンター ホール3B

対象者 福岡市

ヒアリング項目

計画、設計、施工等に関する内容

【第2回検討委員会】

日時 平成29年1月21日（土） 13:00～15:00

場所 TKP ガーデンシティ永田町ホール2D（東京都千代田区）

主な説明者 事務局、福岡市、施工者

議事等

- (1) 追加調査結果の報告
- (2) 事故原因の推定に向けた議論
- (3) 設計および施工に関する問題点等の検討
- (4) 今後の設計・施工に対する留意点や再発防止に向けた検討

【第3回検討委員会】

日時 平成29年3月30日（木） 13:00～15:00

場所 TKP 市ヶ谷カンファレンスセンター 8F バンケットA（東京都新宿区）

主な説明者 事務局、福岡市、施工者

議事等

- (1) 設計・施工の経緯

- (2) 事故発生要因とメカニズム
- (3) 工事再開に向けた留意点と今後の設計・施工に向けて
- (4) 委員会のとりまとめについて

3. 道路陥没事故の原因究明

3.1. 福岡市地下鉄七隈線延伸工事とトンネル工事との因果関係

一般的に、道路陥没の原因としては、地下埋設物によるもの、年月をかけて形成された地下空洞によるものなどが想定されるが、今回の道路陥没については、施工会社の社員がトンネル天端からの崩落を目撃し、トンネル坑内に流入した土砂の写真が存在すること、また、福岡市地下鉄七隈線延伸工事以外に原因となる地下埋設物関連工事を周辺で行っていなかったため、当該工事が道路陥没の原因となったと推定される。

3.2. 想定メカニズムと考える発生要因

3.2.1. メカニズムの想定

今回の事故について、陥没事故の発生メカニズムとしては次に示す3通りを想定した。また、各メカニズムから考える陥没事故の発生要因を可能性の大小にかかわらず列挙した。

	想定メカニズム1	想定メカニズム2	想定メカニズム3
概念図			
概要	トンネル天端部の難透水性風化岩が、その上部に存在する未固結帯水砂層からの水圧や土圧に耐え切れず、トンネル天端部に緩みや亀裂が発生し、そこから地下水が噴出するとともに上部未固結砂層が流出し、地表面陥没に至った。	トンネル天端部の難透水性風化岩が、ブロック状に抜け落ちたため、局所的に薄くなり、その上部に存在する未固結帯水砂層からの水圧や土圧に耐え切れず緩みや亀裂が発生し、そこから地下水が噴出するとともに上部未固結砂層が流出し、地表面陥没に至った。	トンネル天端部の難透水性風化岩に潜在的な弱部があり、そこに局所的な水圧が作用し、それが水みちとなることで地下水が噴出するとともに上部未固結砂層が流出し、地表面陥没に至った。
要因 (赤字：特に関連性が高い要因)	<ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩の強度 難透水性風化岩の厚さ 高い地下水位による影響 難透水性風化岩の耐力不足の可能性 導坑施工による影響 トンネル断面形状の影響 トンネル支保工の安定性 注入式長尺先受工の横断方向地山改良効果 注入式長尺先受工の縦断方向地山改良効果 計測管理や対策工の実施 	<ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩の強度 難透水性風化岩の厚さ 高い地下水位による影響 難透水性風化岩の耐力不足の可能性 導坑施工による影響 トンネル断面形状の影響 トンネル支保工の安定性 注入式長尺先受工の横断方向地山改良効果 注入式長尺先受工の縦断方向地山改良効果 計測管理や対策工の実施 	<ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩の強度 難透水性風化岩の厚さ 高い地下水位による影響 難透水性風化岩の耐力不足の可能性 導坑施工による影響 トンネル断面形状の影響 トンネル支保工の安定性 注入式長尺先受工の横断方向地山改良効果 注入式長尺先受工の縦断方向地山改良効果 計測管理や対策工の実施

注) 難透水性風化岩: D2層を言う

3.2.2. 要因の抽出

前節で列挙した要因を次頁の図のとおり、10項目に集約した。

		概念図	要因
地質・地下水に関する要因	項目1		難透水性風化岩の強度 <ul style="list-style-type: none"> 物性値のバラツキの評価や潜在的な弱部の把握
	項目2		難透水性風化岩の厚さ <ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩の上面位置、厚さや不陸の把握
	項目3		高い地下水位による影響 <ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩層に水圧が作用 難透水性風化岩層の不陸により水圧作用面が変動 水みちにより局所的な水圧が作用
設計・施工に関する要因	項目4		難透水性風化岩の耐力不足の可能性 <ul style="list-style-type: none"> 上部帯水未固結砂層からの水圧に対する耐力不足の可能性の有無 地盤改良等地下水対策の有無
	項目5		導坑施工による影響 <ul style="list-style-type: none"> 先進導坑施工による緩みや亀裂の発生の可能性の有無

		概念図	要因
設計・施工に関する要因	項目6		トンネル断面形状の影響 ・扁平断面による影響の有無
	項目7		トンネル支保工の安定性 ・吹付けや鋼製支保工の耐力 ・支保工脚部の支持力
	項目8		注入式長尺鋼管先受工の横断方向地山改良効果 ・地山改良体の連続性 ・注入材の地山への適合性 ・注入圧および量の管理
	項目9		注入式長尺鋼管先受工の縦断方向地山改良効果 ・ラップ部の改良効果 ・鋼管の施工ずれの可能性の有無 ・注入式長尺鋼管先受工による水みち形成の可能性の有無
	項目10		計測管理や対策工の実施 ・支保工応力増大に対する対応

3.3. 要因分析

本節では、前節で列挙した 10 項目について、事故の要因となった可能性の有無を評価した。

3.3.1. 項目 1 難透水性風化岩 (D2 層) の強度

(1) 物性値のバラツキや潜在的な弱部

A) 地質調査概要

A - 1) 福岡市交通局による地質分類及び岩級区分

本報告書における難透水性風化岩層 (D2 層ともいう) は、福岡市交通局による岩級区分における Ds2 と Dc2 の総称である。

<地質分類>

時代	地質名	地質	記号	色調	概略N値					記事		
					10	20	30	40	50			
新 生 代	沖積層	盛土埋土	b	暗灰 褐灰 黄褐 等							人為的な土工、土地造成及び築堤に伴う盛土及び埋土。	
		粘性土	ac	暗灰 褐灰 青灰 等	■						全体に層相変化に富み連続性に乏しく、薄層及びレンズ状にて分布している。有機物、貝殻片を混入している。砂を互層状にしばしば挟む。	
		砂質土	as	暗灰 暗青灰等	■						花崗岩質の細～粗粒砂で石英粒子を主体とし、比較的均質である。小礫やシルト・粘土分を混入している。	
		砂 礫	ag	暗灰 黄褐 青灰 等	■						φ2～10mm (最大30mm) 程度の細礫を30～70%程度含む。石英粒子を主とする。しばしば粘土分を10～20%程度含む。透水性は大。	
	四	砂質土	dAs	暗灰 青灰 黄灰 等	■						細～粗粒砂より成り、小礫を点在する。比較的透水性が良い。シルト粘土層を挟むが連続性に乏しく薄い。	
		砂 礫	dAg	暗灰 黄灰 等	■						礫種は花崗岩、砂岩、頁岩が主体を成す他、変成岩類を含みくさり礫を少量含むこともある。礫の間は細～粗粒砂で充填されている。	
	洪積層	粘性土	dhc2	青灰 黄緑 緑灰 等	■						固結粘土で非常に硬い。砂を互層状に薄く挟む。	
		砂質土	dhs2	暗青灰 青灰 緑灰 等	■						細～中粒砂を主体とする。全般的に細礫を点在し、シルト分の混入も観察される。	
		粘性土	dhc1	青灰 暗青灰等	■						固結粘土で非常に硬い。花崗岩起源 (石英、長石、カオリンを主要鉱物とする) の粘土層が特徴的である。	
		砂質土	dhs1	青灰 暗青灰等	■						小礫を混入した中～粗粒砂で良く締まっている。シルト分も少量混入している。	
	全式礫層	砂 礫	dkg	茶褐 黄褐 等	■						礫はφ50mm程度のくさり礫で礫種は、花崗岩や結晶片岩類及び砂岩である。非常に良く締まっている。礫の間は粘土分を含んだ粗粒砂で充填されている。	
	古 第 三 紀	福岡層群・早良層群・砂質岩層群・砂岩・礫質砂岩・礫岩	石灰質頁岩	C	黒 褐灰 等							比較的炭化が進んだ石灰質頁岩からなる。全体に軟質。特に石灰質は礫状コアが主体で破砕状を成す。
			頁岩	Sh	黄灰 暗灰 暗青灰等							全体的に塊状。細岩片に砕け易い。風化部は脆質で粘土化し易い。強度的には砂岩に劣る。
			砂質頁岩	Tr	黄灰 暗灰 暗青灰等							全体的に凝灰質。局部的に礫質砂岩を伴う。新鮮部は硬質で割れ目少なく均質である。
砂岩			Ss	黄灰 暗灰 暗青灰 等							φ2～10mm (最大10mm) の歪角～歪円礫を多く含む。一般に堅硬である。割れ目は少ない。	
礫岩			Cg	灰 淡灰 等								
中生代	早良層群 花崗岩類	高雲母花崗岩	Gr	黄灰 褐灰 淡灰 等						新鮮部は極めて堅硬であるが、ボーリング対象区間の殆どは風化変質によりマサ土化し、脆質である。粘土鉱物を張状に挟む。		

資料提供：福岡市

<岩級区分>

岩級区分	説明	ボーリングコアの状況		ボーリングコアによる岩石試験							
		掘進方法	コアの形状	静弾性係数 kg/cm ² [MN/m ²]	圧縮強度 kg/cm ² [MN/m ²]	P波速度 km/s					
						1	2	3	4		
良好な岩盤	A岩盤	ほぼ新鮮で硬質な岩盤。割れ目も比較的少なく（割れ目間隔30cm以上）目に沿う変質や粘土などの介在物は殆どみられない。ハンマーの強打で穿うじて割れる程度であり、少なくともコンクリートと同等もしくはそれ以上の強度を有する。掘削には発破を要する。一般に黄褐色もしくは、淡黄色ないし灰白色を呈する。主に花崗岩の未風化部が多い。	使用清水掘り ダイヤビット	メタルクラウン・ダブル コアチューブ	長柱状	5,000 [500] ~ 200,000 [20,000]	300 [30] ~ 1,600 [160]				
	B岩盤	岩塊自身は硬質であるが、割れ目が多く（割れ目間隔30~10cm）目に沿って風化変質がみられ、しばしば脆質物や粘土が介在するような岩盤。または割れ目が少ないが局部的に脆質部を伴う岩盤など。ハンマーで強打すると容易に割れる程度でコンクリートと同等もしくは、それ以下の強度を有する。掘削には一般に発破を要する。岩塊の中心部には新鮮な色を呈するところもあるが割れ目沿いでは幅広く褐灰色などの変色を呈する。頁岩の最も良好な部分はこれにほぼ相当する。	使用清水掘り ダイヤビット	メタルクラウン・ダブル コアチューブ	長柱状~ 短柱状	3,000 [300] ~ 30,000 [3,000]	100 [10] ~ 500 [50]				
悪い岩盤	C1	岩塊そのものはやや硬質であるが割れ目が多い（割れ目間隔20cm以下のことが多い）ような岩盤もしくは風化変質、岩質的にみても全体の脆弱でハンマーで容易に割れる程度（しかし手で押しつぶすことや割ることは不可）の岩盤等全体的に割れ目に囲まれた岩塊も褐灰色などに風化変色により変色している。コンクリートよりも脆質であるが掘削には一部発破を要する。	使用清水掘り コアチューブ	メタルクラウン・ダブル	短柱状~ 長柱状 角礫状を伴う	1,000 [100] ~ 30,000 [3,000] 主に10,000 [1,000]以下	30 [3] ~ 150 [15]				
	C2	岩質的にやや軟質もしくは、風化変質により軟質となった岩盤。手で押しつぶすことはできないが穿うじて割ることが出来る程度であり、発破はおおよそ不要。	同上		短柱状~ 角礫状	500 [50] ~ 3,000 [300]	10 [1] ~ 50 [5]				
きわめて悪い岩盤	Ds1	風化変質を著しくけ土砂状と化し割れ目などの岩の組織も不明瞭もしくは消失した軟質な岩盤で砂質土の粒子組成を有するもの。手で容易に押しつぶせる程度である。褐灰色、暗灰色、淡灰色など。	使用清水掘り、標準貫入試験	メタルクラウン使用、透水もしくは無水掘り	土塊状	1,000 [100]以下	30[3]以下 主に10 [1]以下				
	Ds2	風化変質を著しくけ土砂状と化し割れ目などの岩の組織も不明瞭もしくは消失した軟質な岩盤で粘性土の粒子組成を有するもの。手で容易に押しつぶせる程度である。褐灰色、暗灰色、淡灰色など。									
	Dc1	風化変質を著しくけ土砂状と化し割れ目などの岩の組織も不明瞭もしくは消失した軟質な岩盤で粘性土の粒子組成を有するもの。手で容易に押しつぶせる程度である。褐灰色、暗灰色、淡灰色など。		N値>50							
	Dc2	風化変質を著しくけ土砂状と化し割れ目などの岩の組織も不明瞭もしくは消失した軟質な岩盤で粘性土の粒子組成を有するもの。手で容易に押しつぶせる程度である。褐灰色、暗灰色、淡灰色など。		N値<50							
	Dh	Dcに類似の状況を有するが石炭もしくは炭質頁岩などのように有機物を多量に含むもの。これは必ずしも風化変質によるとは限らない。	同上		土塊状	1,000 [100]以下	30[3]以下 主に10 [1]以下				

大断面トンネル上部の
岩盤（D層）

資料提供：福岡市

A - 2) 既存地質調査

既存地質調査は、陥没事故発生前に設計時及び施工時、並びに他事業で実施された調査である。

A-2-1) 既存地質調査位置

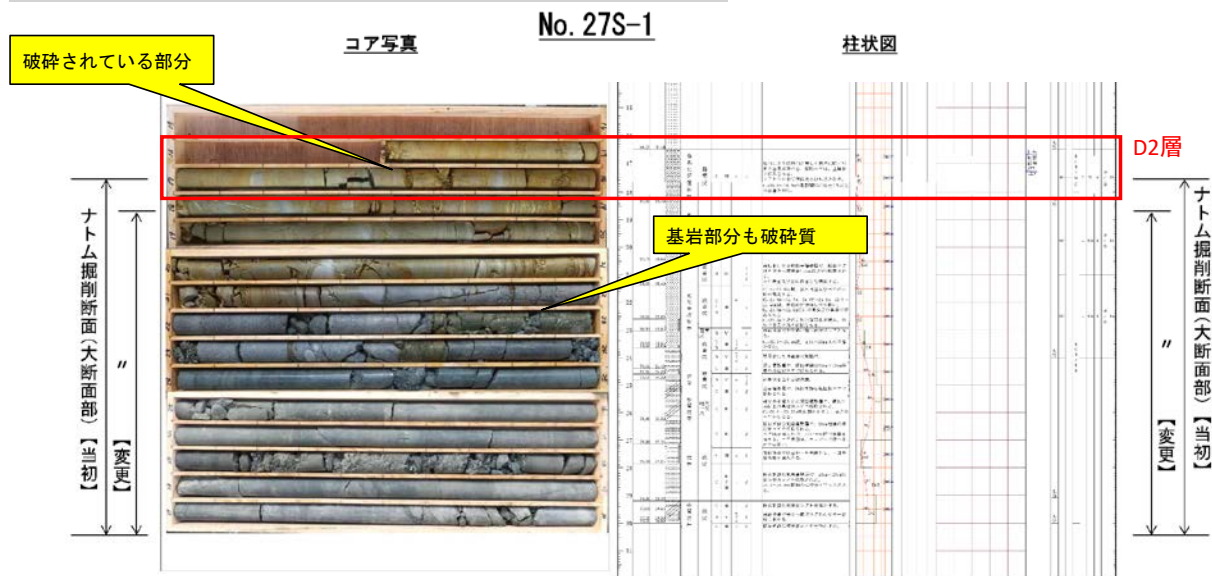


資料提供：施工者（第3回検討委員会資料-2より）

A-2-2) ボーリングデータ

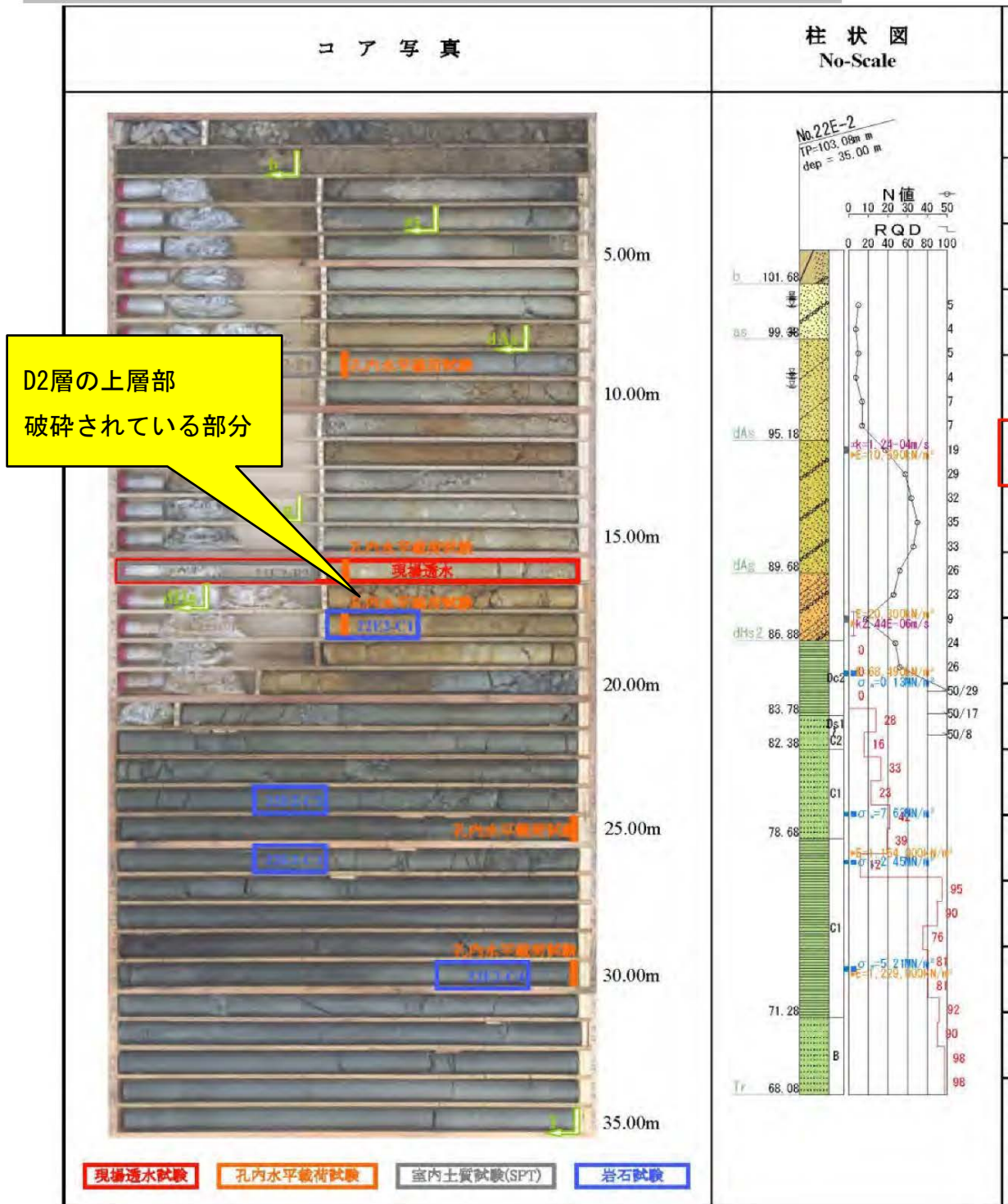
既往地質調査のボーリング結果のうち、他事業でのボーリングを除く3孔（2孔は設計時、1孔は施工時）について、以下に示す。

ボーリング結果 (No. 27S-1) (大断面トンネル部)



資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料-2より）

ボーリング結果 22E-2 (大断面トンネル部)



(次頁へ続く)

標高	深度	層厚	地層区分		記事	N値	岩級区分	硬軟	コア形状	状態	割れ目	風化
			記号	岩種区分								
101.68	1.40	1.40	b	埋土・礫混じり砂	人力による試験区間。表層は埋土。0.30mまでは砂利・砕石。以深は粒径幅の広い礫混じり土砂。φ2~5mm細礫を多く含む。最大φ30mmの片岩粗石を混入。	---	---	---				
99.38	3.70	2.30	as	礫混じり砂	石英質の中~粗砂。φ2~5mmの細礫を多く含む。含水量はやや多くルーズな状態。2.90m付近に軟質なシルトを薄く挟み、以深は細粒分の含有が増加。	4~5	---	---				
95.18	7.90	4.20	dAs	粘土混じり砂	花崗岩質で淘汰が悪い。最上部は粘土分が若干優勢。以深は細~中砂主体。φ2~5mmの細礫を含み、基質は細粒分で充填。含水量はやや多い。7.40m以深は茶褐色。	4~7	---	---				
89.68	13.40	5.50	dAg	礫混じり砂	石英質の中~粗砂主体。φ5~10mm大の石英・花崗岩礫をやや多く含む。全体に淘汰が良い土層であるが、11.00~12.40m間は構成粒子がやや細粒となり、含水量が多い。	19~26	---	---				
86.88	16.20	2.80	dHs2	礫混じり粘土質砂	花崗岩質で淘汰が悪い。最上部にシルトを薄く挟む。以深は中~粗砂を主体にφ5~30mm大の礫を含み、基質は細粒分で充填。礫は石英・花崗岩礫で、風化を受け若干脆弱化。	9~23	---	---				
83.78	19.30	3.10	Tr	強風化泥岩	塊状泥岩の強風化部。17.70m以深は細粒砂岩と互層を成し下位層へ漸移。風化による脆弱化著しく、指圧にて容易に崩せる。	24~88	De2	E	VII	d	e	D2層
82.38	20.70	1.40		風化砂岩	赤色の細粒斑点（沸石）を混じる細粒砂岩の風化部。所々にφ5mm礫を伴う。17.70mまでは岩芯まで褐色化。	188	Ds1~C2	D	III	e	δ	
78.68	24.40	3.70		砂岩	塊状の細粒砂岩。上部は赤色の細粒斑点（沸石）を伴う。22.10~22.90m間に泥岩を挟む。30°以下の亀裂が多く発達し、20.80~21.00m間には縦亀裂も見られる。	---	C1	C	III	c	γ	
71.28	31.80	7.40		泥岩	無層理の塊状泥岩。所々に細粒砂岩を挟み、27.85~28.30m間は炭質。10~60°の亀裂が見られる。スレーキング性に富む。30.20~30.25m間は開口性の亀裂帯。	---	C1	C(E)	II(VII)	b(d)	β~γ(e)	
68.08	35.00	3.20		砂岩	棒状コアで採取される新鮮岩。級化層理を示し、上部の細粒砂岩から下部の粗粒砂岩に漸移。32.70m付近に45°亀裂が認められる。	---	B	B~C	I	a	β	

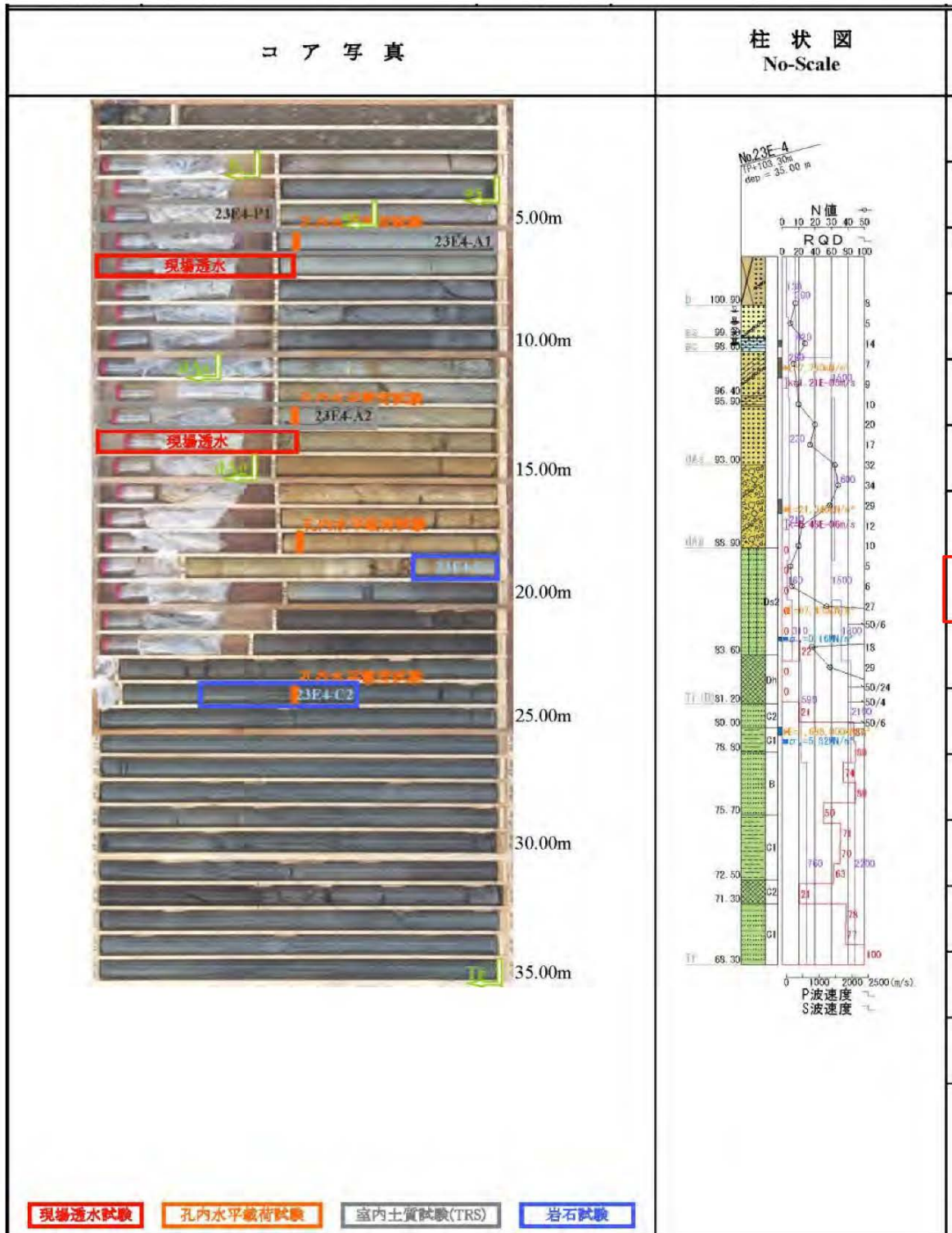
D2層上部約1.5m :
N値 = 24~26
D2層下部約1.5m :
N値 = 50以上

孔内水平載荷試験 E=68.49MN/m² (GL=17.5m)
一軸圧縮強度 qu=0.13MN/m² (GL=17.45~17.65m)

特記事項：
 ●現場透水試験 ; GL-8.00~8.15m(k=1.24E-04m/s), 15.00~16.00m(k=2.44E-06m/s)
 ●孔内水平載荷試験 ; GL-8.50m(E=10,590kN/m²), GL-15.50m(E=20,300kN/m²), 低圧
 GL-17.50m(E=68,490kN/m²), GL-25.00m(E=1,164,000kN/m²), GL-30.00m(E=1,229,000kN/m²) 高圧
 ●岩石試験 ; GL-17.45~17.65m(σ=0.13MN/m²), GL-23.30~23.45m(σ=7.63MN/m²), GL-25.30~25.45m(σ=2.45MN/m²), GL-29.70~29.90m(σ=5.21MN/m²)
 ●孔内水位変動 ; 逸水箇所-無し, 湧水箇所-無し

資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2より）

ボーリング結果 23E-4 (3連トンネルI型部)



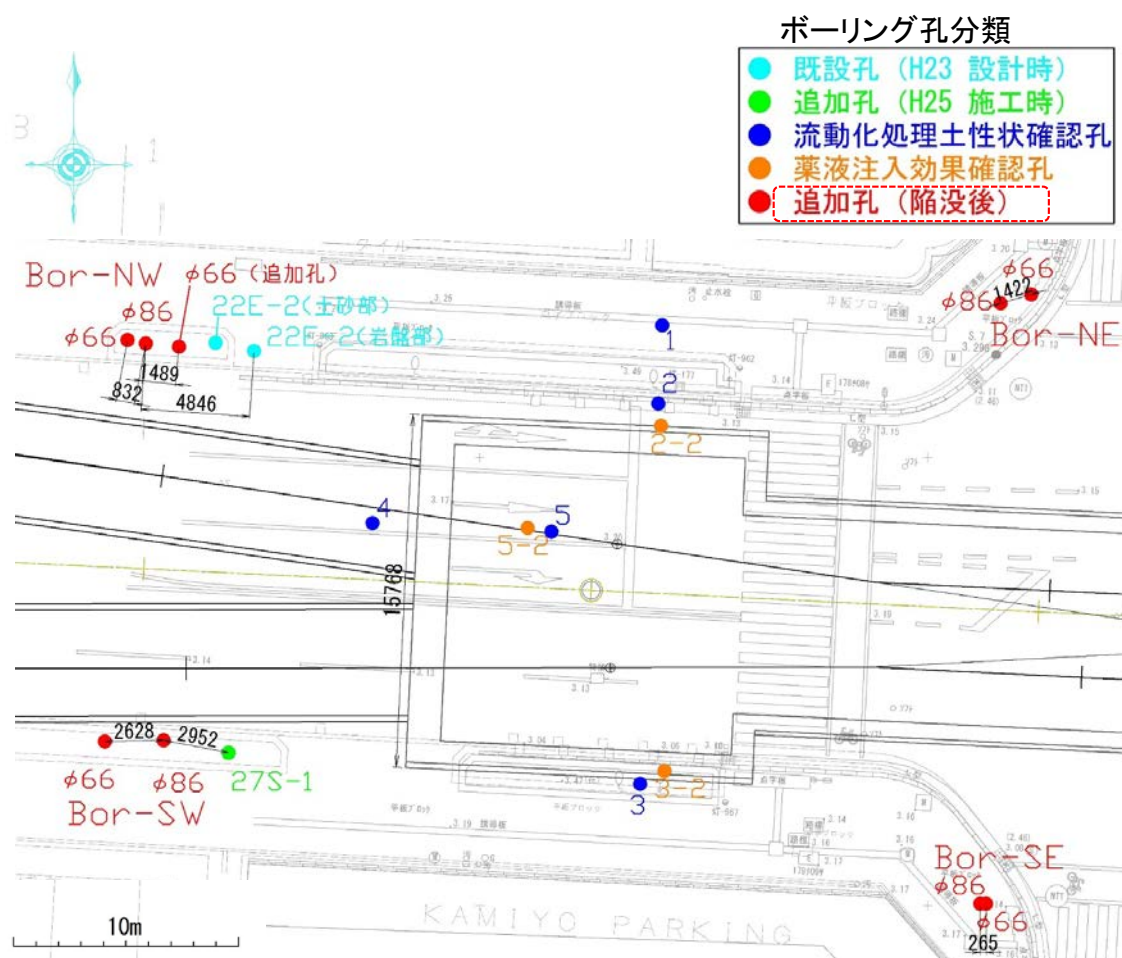
(次頁へ続く)

A-3) 追加地質調査

追加地質調査は、陥没箇所周囲の地質調査および物性試験により、トンネル上部の陥没前の地質状況や物性を推定することで、陥没原因を考察する目的で実施した。

A-3-1) 追加地質調査位置

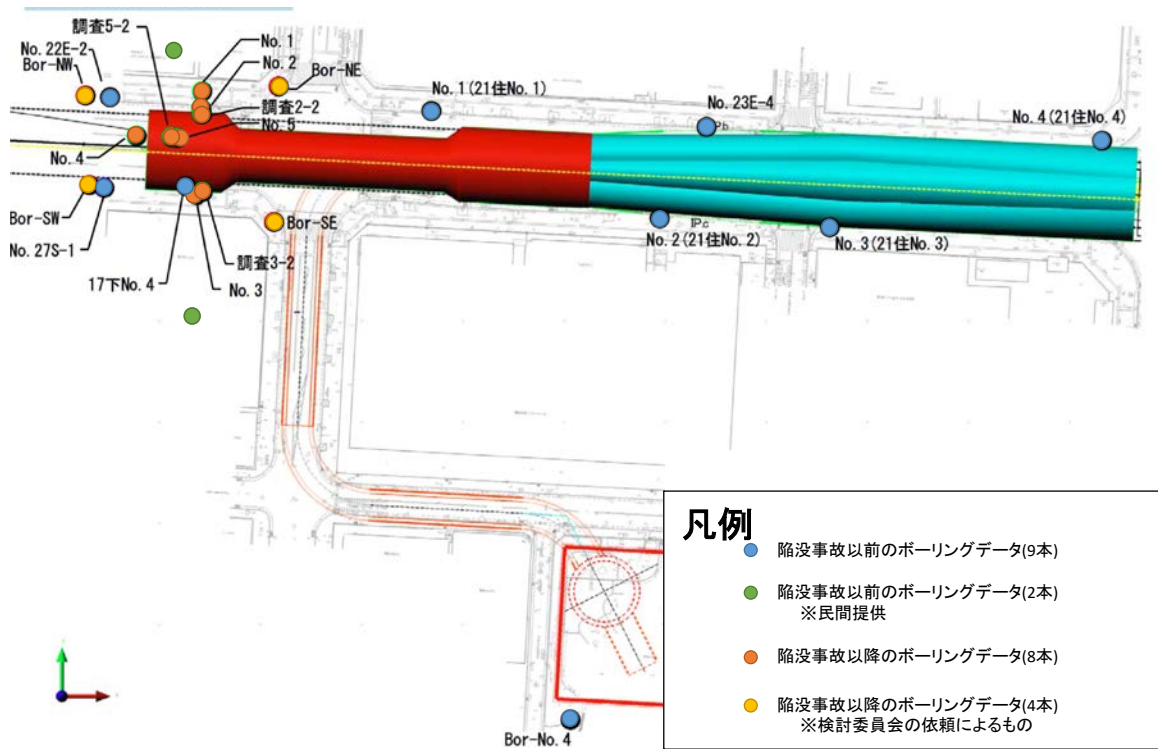
追加地質調査は、次図の注記に示される Bor-NW、Bor-NE、Bor-SE、Bor-SW の4箇所で実施された（以下、NW 孔などともいう）。なお、後述する物性値を得るための試験を行うため、1 箇所につき複数ボーリングを実施した。



資料提供：福岡市（委員会加工）

○ 既存及び追加地質調査によるボーリング位置整理

本報告書では、図に示すように、合計 23 本のボーリングデータを用いている。内訳は、事故以前のボーリングデータ 9 本（内、8 本は設計時及び施工時に使用）、民間企業提供の 2 本、及び事故以後のボーリングデータ 12 本（内、4 本は委員会の依頼による）である。



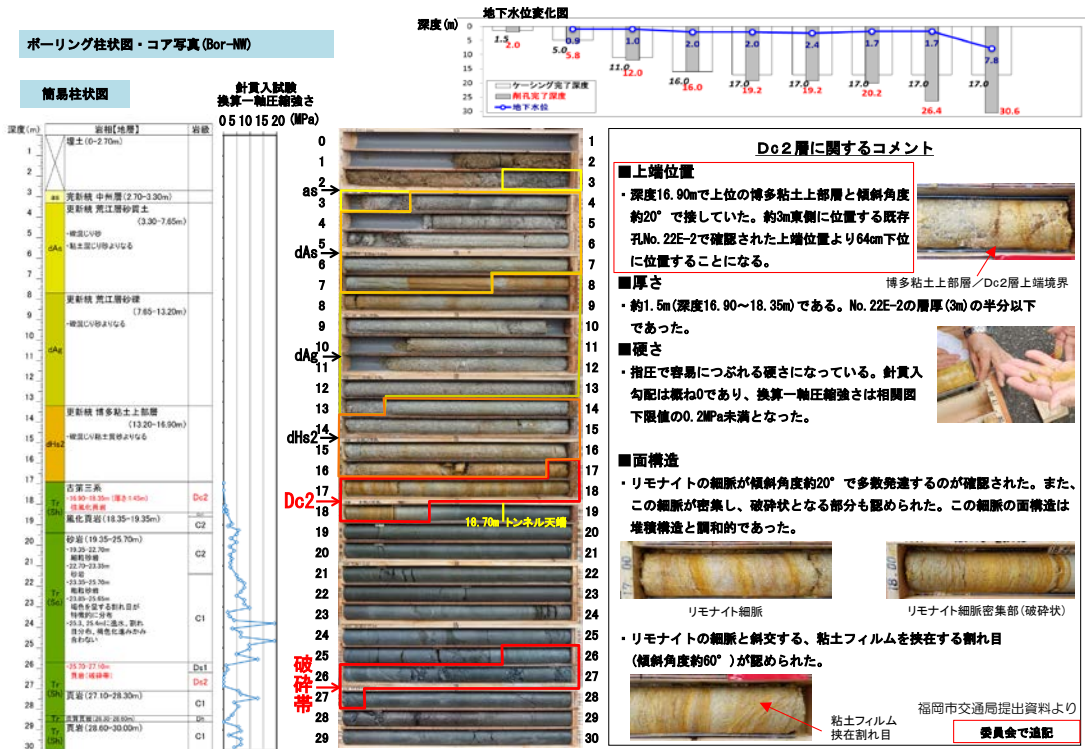
資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会 資料 - 2 より）

A-3-2) 追加地質調査計画数量一覧

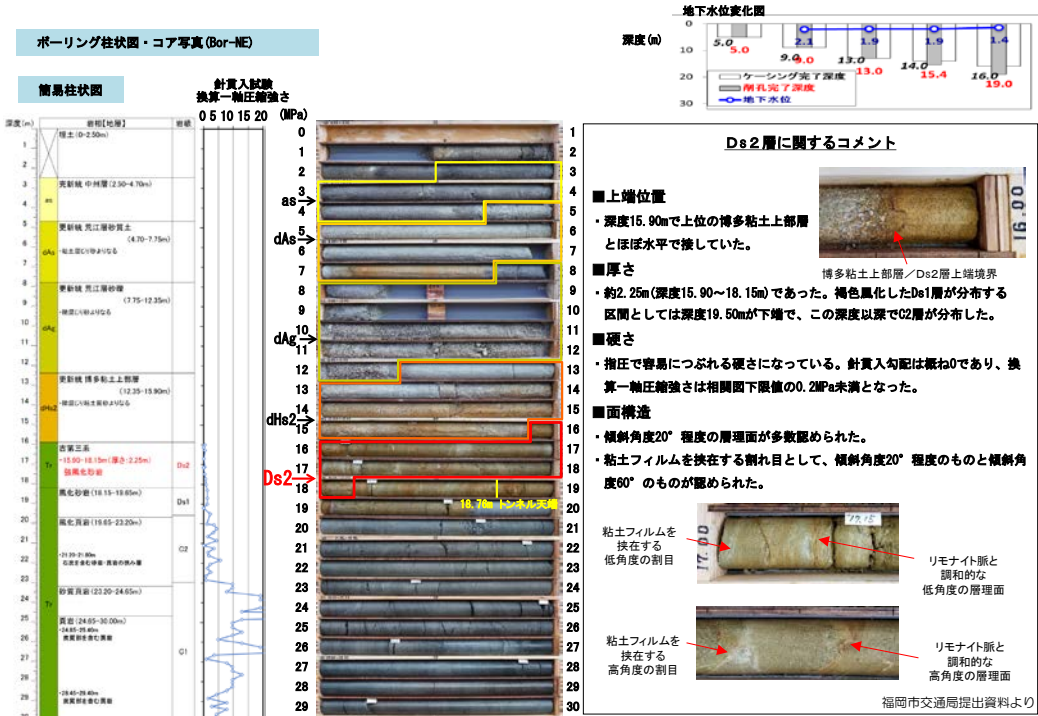
No.		機械ボーリング										孔内水平載荷試験 高圧(回)	湧水試験(回)	低圧ルジオン試験(回)	ポアホールテレビ (m)	針貫入試験 (土壌硬度試験) (箇所)	室内土質試験 (試料)			室内岩石試験 (供試体)				備考		
		オールコアφ86mm					ノンコアφ66mm										土粒子の密度	含水比	湿潤密度	含水比	三軸圧縮試験		室内透水試験			
		粘性土	砂質土	硬凝り土	軟岩	小計	粘性土	砂質土	硬凝り土	小計	軟岩										UU	CUB				
Bor-NW	計画	0.0	11.0	5.0	14.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	0	14	16	2	2	2	9	9	9	0	1	
	実施	0.0	11.40	5.5	13.1	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	0	13.1	16	2	2	2	8	8	4	4	1	
Bor-NW(別孔)	計画	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0	5.0	16.0	5.0	21.0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	実施	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.9	0.0	16.9	2.1	19.0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Bor-NW(別々孔)	計画	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	実施	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0	0.0	17.0	2.4	19.4	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Bor-NE	計画	0.0	11.0	5.0	14.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	0	14	16	2	2	2	9	9	9	0	1	
	実施	0.0	11.3	4.6	14.1	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	1	14.1	16	2	2	2	12	12	3	9	2	
Bor-NE(別孔)	計画	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0	5.0	16.0	5.0	21.0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	実施	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.0	0.0	16.0	4.7	20.7	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Bor-SW	計画	0.0	11.0	5.0	14.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	0	14	16	0	0	0	0	0	0	0	0	
	実施	0.0	11.2	5.5	13.3	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	1	13.3	16	0	0	0	0	0	0	0	0	
Bor-SW(別孔)	計画	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0	5.0	16.0	5.0	21.0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	実施	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.8	0.0	16.8	3.6	20.4	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Bor-SE	計画	0.0	11.0	5.0	14.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	0	14	16	2	2	2	9	9	9	0	1	
	実施	0.0	10.4	6.0	13.6	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0	0	1	13.6	16	2	2	2	9	9	3	6	1	
Bor-SE(別孔)	計画	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0	5.0	16.0	5.0	21.0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	実施	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.3	0.0	16.3	2.5	18.8	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
合計	計画	0.0	44.0	20.0	56.0	120.0	0.0	44.0	20.0	64.0	20.0	204.0	12	4	0	56	64	6	6	6	27	27	27	0	3	
	実施	0.0	44.3	21.6	54.1	120.0	0.0	83.0	0.0	83.0	15.3	218.3	16	0	4	54.1	64	6	6	6	29	29	10	19	4	
	差	0.0	0.3	1.6	▲1.9	0.0	0.0	39.0	▲20.0	19.0	▲4.7	14.3	4	▲4	4	▲1.9	0	0	0	0	0	2	2	▲17	19	1

資料提供：福岡市

A-3-3) ボーリングデータ

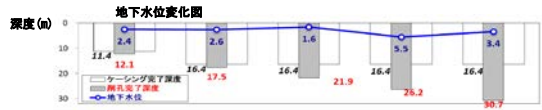
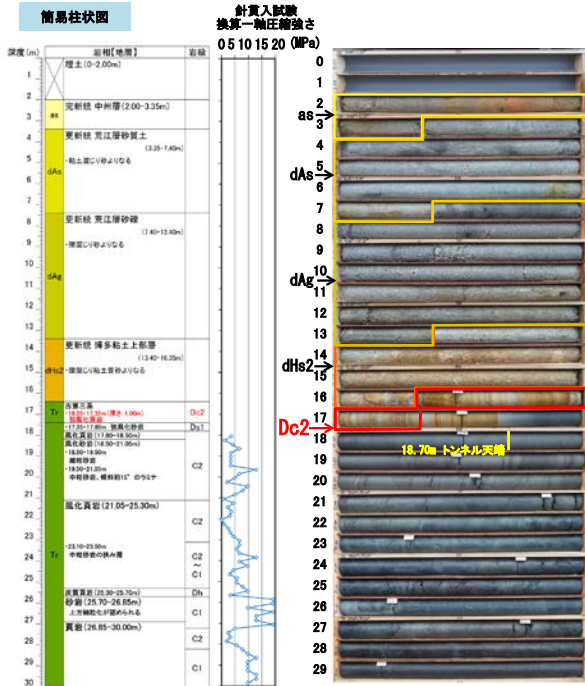


資料提供：福岡市 (委員会追記) (第3回検討委員会資料 - 2 より)





資料提供：福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

ボーリング柱状図・コア写真 (Bor-S2)



Dc2層に関するコメント

■ 上端位置
 ・深度16.35mで上位の博多粘土上部層と接していた。

 博多粘土上部層/Dc2層上端境界

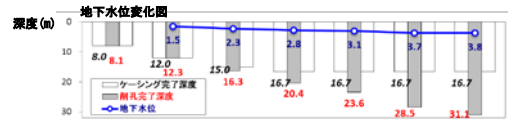
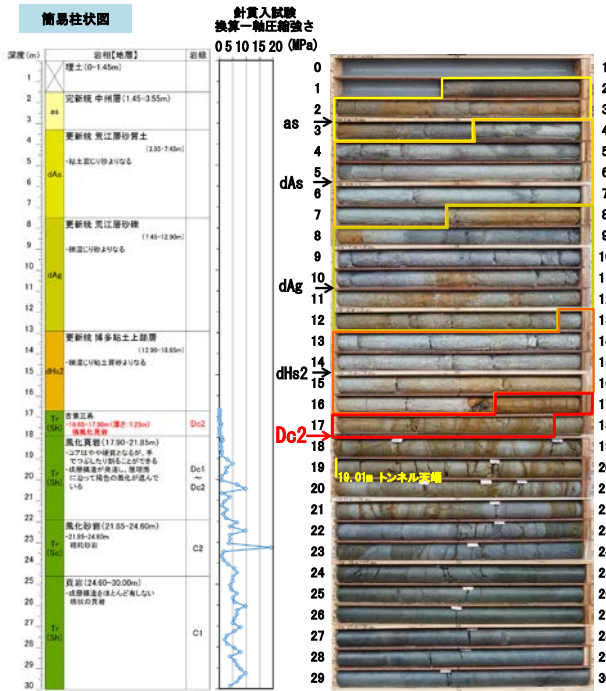
■ 厚さ
 ・約1.0m(深度16.35~17.35m)であった。Dc2層下端以深の17.35~17.65mも褐色を呈するが、砂岩が主体となり硬さが明確に異なる(指圧で変形しない: Ds1相当)。

 Dc2層境界下端位置 Ds1層

■ 硬さ
 ・指圧で容易に変形する程度の硬さであった。Dc2層の厚さが約1mと薄いため、室内試験用の試料採取を優先し、残った試料で針貫入試験を実施する。


■ 面構造
 ・リモナイトの細脈が傾斜角度約0~5°で発達するのが確認された。Dc2層の大部分が破砕状となっていた。
 福岡市交通局提出資料より

資料提供：福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

ボーリング柱状図・コア写真 (Bor-S1)




Dc2層に関するコメント

■ 上端位置
 ・深度16.65mで上位の博多粘土上部層と傾斜角度約60°で接していた。約4m東側に位置する既存孔No. 27S-1で確認された上端位置と同じ標高に位置することがわかった。

 博多粘土上部層/Dc2層上端境界

■ 厚さ
 ・連続的にDc2層が分布する層厚は約1.3m(深度16.65~17.90m)であった。No. 27S-1の層厚(1.9m)より60cm薄いことがわかった。Dc1層とDc2層が交互に分布する区間としては深度21.85mが下端で、この深度以降でDc2層が分布した。

■ 硬さ
 ・Dc2層の針貫入勾配は、概ね0であり、換算一軸圧縮強さは相關図下限値の0.2MPa未満となった。
 ・針貫入勾配が0の部分を対象に、山中式土壌硬度計を実施予定である。

■ 面構造
 ・リモナイトの細脈が傾斜角度約20~40°で発達するのが確認された。また、傾斜角度約20°の割れ目が密集し、破砕状となる部分も認められた。

 リモナイト脈 割れ目密集部(破砕状) 福岡市交通局提出資料より

資料提供：福岡市 (委員会追記) (第3回検討委員会資料 - 2 より)

B) 物性のバラツキ

B - 1) 室内岩石試験結果

追加地質調査における各ボーリング孔の異なる深度で採取した試料について、物理試験及び力学試験、透水試験の結果を示す。同じ孔であっても深度によって物性値が異なることがわかる。SE孔では低い粘着力が確認された。なお、SW孔では、A-3-2に示した通り、これらの試験は実施していない。

孔No.	試料No.	地層記号	上端深度 m	下端深度 m	平均深度 m	物理試験			力学試験					透水試験							
						湿潤密度 ρ_t g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	含水比 w_s %	試験条件	圧密圧力 σ_v MN/m ²	圧縮強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ MN/m ²	軸ひずみ ε_{af}	変形係数 E50 MN/m ²	全応力		有効応力		試験条件	透水係数 A cm/sec		
												c		φ							
												MN/m ²		度		MN/m ²					
NW	C-NW-1	Dc2	17.00	18.00	17.50	1.899	1.431	32.6	三軸 CUB	0.085	0.229	2.54	37.3	0.064	15.8	0.033	30.9	定水位	1.95E-07		
						1.864	1.390	34.1		0.170	0.305	14.50	36.1								
						1.871	1.389	34.7		0.340	0.422	2.97	73.5								
	D-NW-2	C2	18.50	20.00	19.25	2.280	2.021	12.8	三軸 UU	0.095	3.307	0.91	555	0.799	38.1	-	-	-	-		
						2.271	2.013	12.8		0.190	4.985	1.42	401								
						2.243	1.990	12.7		0.380	4.235	1.18	427								
D-NW-3	Dc1	18.35	18.50		2.162	2.162	1.840	1.840	17.5	17.5	三軸CUB	0.180	1.464	1.42	249	-	-	-	-	-	-
NE	C-NE-1	Dc2	16.00	17.00	16.50	1.761	1.229	43.3	三軸 CUB	0.080	0.235	12.5	41.2	0.12	2.91	0.034	33.5	変水位	1.59E-05		
						1.723	1.174	46.8		0.180	0.277	12.4	54.2								
						1.645	1.065	54.5		0.320	0.283	6.37	59.5								
	C-NE-2	Dc2	17.00	18.00	17.50	1.850	1.400	32.1	三軸 CUB	0.085	0.743	13.1	29.7	0.331	5.86	0.066	35.8	変水位	5.83E-06		
						1.834	1.387	34.2		0.170	0.789	14.7	32.5								
						1.849	1.382	33.8		0.340	0.805	8.71	82.9								
C-NE-3	Dc1	18.15	19.00	18.58	2.012	1.629	23.5	三軸 CUB	0.090	1.405	9.24	106	0.203	47.2	0.007	44.0	-	-			
					2.046	1.672	1.668		0.180	2.307	9.17	69.8									
2.062	1.704	21.0	0.360	2.860	12.0	53.5															
C-NE-4	C2	19.83	20.50	20.17	2.178	1.917	13.6	三軸 UU	0.190	2.344	1.29	231	0.384	40.7	-	-	-	-			
					2.226	1.903	1.998		0.380	3.157	0.92	485									
					2.224	1.875	18.6		0.760	4.487	1.79	348									
SE	C-SE-1	Dc2	16.35	17.35	16.85	1.841	1.351	36.3	三軸 CUB	0.085	0.188	2.17	18.2	0.011	25.7	0.003	42.7	定水位	6.70E-08		
						1.920	1.446	1.413		0.170	0.263	1.10	43.7								
						1.918	1.441	33.1		0.340	0.565	4.21	61.1								
	C-SE-2	Dc1	17.35	17.80	17.58	2.052	1.682	23.5	三軸 CUB	0.090	0.461	3.43	52.3	0.015	39.6	0	50.1	-	-		
						2.029	1.615	1.721		0.180	0.594	4.25	25.9								
						2.192	1.886	16.2		0.360	1.348	3.31	96.5								
C-SE-3	C2	17.80	21.00	19.40	2.266	2.018	12.3	三軸 UU	0.180	2.737	1.92	231	0.264	50.9	-	-	-	-			
					2.345	2.081	2.043		0.360	3.985	3.69	191									
2.276	2.029	12.2	0.720	2.463	2.19	210															

粘着力は、解析に用いた値の
1/2以下の値が確認された

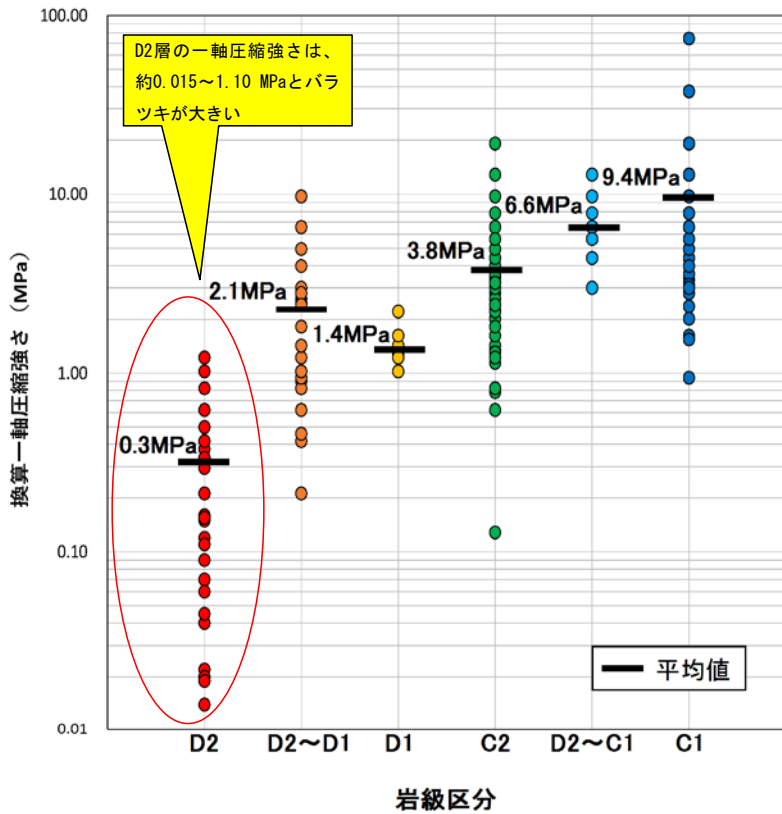
資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2）

B - 2) 一軸圧縮強さ

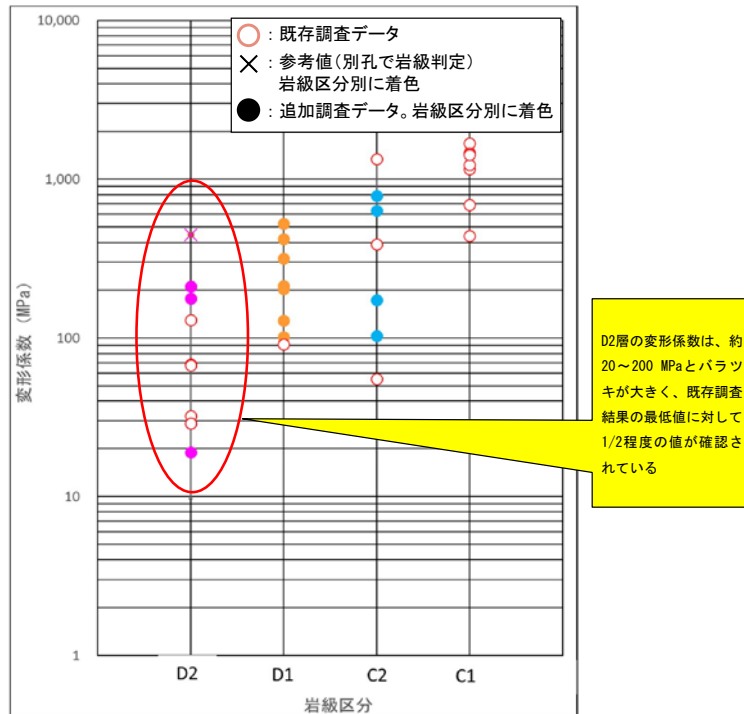
追加地質調査における針貫入試験、および山中式土壌硬度計から求めた換算一軸圧縮強さを岩級区分ごとに示す。すべての岩級区分で一軸圧縮強さがバラツキ、D2層ではバラツキが大きいことが示された。

B - 3) 変形係数（既存調査と追加調査の比較）

既存の地質調査と追加地質調査による変形係数を比較する。D2層において、追加地質調査のデータは、既存調査データの上下限界を示す。D1層において、既存の地質調査のデータは1点だが、追加地質調査のデータはそれより高い値を示す。C2層において、既存地質調査のデータはバラツキが大きい、追加地質調査のデータはその間を埋める値が存在する。



資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料-2より）



資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料-2より）

B - 4) 岩盤の透水性

岩盤の透水性については、追加地質調査（低圧ルジオン試験）により 1.25～7.58 ルジオンの値が得られている。B - 1 に示した追加地質調査における室内岩石試験（定水位試験および変水位試験）と合わせると、透水係数は $6.70 \times 10^{-8} \sim 7.54 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ が得られている。

孔名	試験区間深度 GL- (m)	試験区間標高 TP (m)	岩種	岩級	区間長 (m)	孔径 Φ (mm)	限界圧力 MPa	換算ルジオン値 Lu	換算透水係数 cm/s	初期圧力 MPa	区間水位 GL- (m)
Bor-NW (別孔)	17.70～19.00	85.45～84.15	頁岩	C2>Dc1>Dc2 (54%) (42%) (4%)	1.3	66	0.197以上	7.58	7.54×10^{-5}	0.143	2.81
Bor-NE	16.70～19.00	86.47～84.17	砂岩	Ds2>Ds1 (65%) (35%)	2.3	86	0.197以上	1.56	1.68×10^{-5}	0.128	4.29
Bor-SW	17.40～19.00	86.05～84.45	頁岩	Dc2≒Dc1 (50%) (50%)	1.6	86	0.197以上	4.46	4.37×10^{-5}	0.123	4.82
Bor-SE	17.10～19.00	86.01～84.11	砂岩>頁岩	C2>Ds1≒Dc2 (60%) (20%) (20%)	1.9	86	0.197以上	1.25	1.28×10^{-5}	0.135	3.55

資料提供：福岡市

C) 弱部の確認

追加地質調査結果における換算一軸圧縮強さ及び三軸圧縮試験結果を示す。

C - 1) 針貫入試験結果

○Bor-NW の結果

- ・ Dc2 層の針貫入勾配は、概ね 0 (測定不能) N/mm であり、換算一軸圧縮強さは相関図下限値の 0.2 MPa 未満となった。
- ・ 針貫入勾配が 0 (測定不能) N/mm の部分を山中式土壌硬度計で測定した結果、換算一軸圧縮強さは概ね 0.1 MPa となった。

○Bor-NE の結果

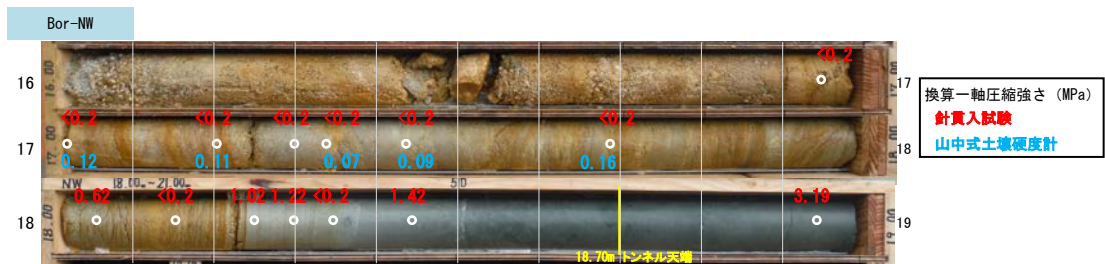
- ・ Dc2 層の針貫入勾配は、概ね 0 (測定不能) から 1 N/mm であり、換算一軸圧縮強さは 0.5 MPa 以下となった。
- ・ 針貫入試験による換算一軸圧縮強さが 0.2 MPa 未満となる箇所を山中式土壌硬度計で測定した結果、換算一軸圧縮強さは 0.05 MPa 未満となった。

○Bor-SW の結果

- ・ Dc2 層の針貫入勾配は、概ね 0 (測定不能) N/mm であり、換算一軸圧縮強さは相関図下限値の 0.2 MPa 未満となった。
- ・ 針貫入勾配が 0 (測定不能) N/mm の部分を対象に、山中式土壌硬度計で測定した結果、換算一軸圧縮強さは概ね 0.15 MPa 以下となった。

○Bor-SE の結果

- ・ Dc2 層の針貫入勾配は 0 (測定不能) から 1 N/mm であり、換算一軸圧縮強さは 0.5 MPa 以下となった。
- ・ 針貫入勾配が 0 (測定不能) N/mm の部分を対象に、山中式土壌硬度計で測定した結果、換算一軸圧縮強さは 0.11 MPa 以下となった。



深度 (m)	岩種	岩級	針貫入試験				山中式土壌硬度計	
			荷重 (N)	貫入量 (mm)	貫入勾配 (N/mm)	換算一軸*1 (MPa)	指標硬度目盛 (mm)	換算一軸*2 (MPa)
16.95	頁岩	Dc2	0	10	0	<0.2		
17.00			0	10	0	<0.2	23.2	(0.12) *3
17.20			0	10	0	<0.2	22.5	(0.11) *3
17.30			0	10	0	<0.2		
17.34			0	10	0	<0.2	19.0	0.07
17.44			0	10	0	<0.2	20.5	(0.09) *3
17.69			0	10	0	<0.2	25.6	(0.16) *3
18.05			15	10	1.5	0.62		
18.15			0	10	0	<0.2		
18.25			25	10	2.5	1.02		
18.30			30	10	3	1.22		
18.35			0	10	0	<0.2		
18.45			Dc1	35	10	3.5	1.42	
18.95	C2	80	10	8	3.19			

D2層上部：GL-16.9~18.2m (1.3m) 低強度
一軸圧縮強度 $q_u=0.2\text{MN/m}^2$ 以下

*1: 丸東製作所の針貫入試験器の貫入勾配と一軸圧縮強度の関係を使用
*2: JGS1441-2012「土壌硬度試験方法」P. 424の図-9.4.1の硬度指標と一軸圧縮強度の関係を使用
*3: コア割れのため参考値

資料提供：福岡市 (委員会追記) (第3回検討委員会資料 - 2 より)

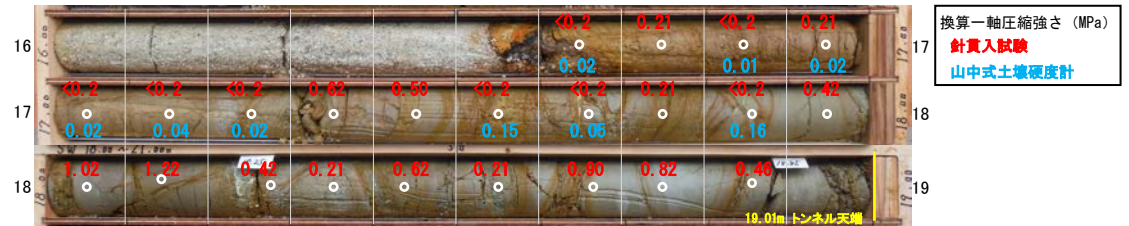


深度 (m)	岩種	岩級	針貫入試験				山中式土壌硬度計	
			荷重 (N)	貫入量 (mm)	貫入勾配 (N/mm)	換算一軸圧縮強度 (MPa) *1	指標硬度目盛り (mm)	換算一軸圧縮強度 (MPa) *2
16.00	砂岩	Ds2	9	10	0.9	0.38		
16.13			0	10	0.0	<0.2	10.5	0.02
16.28			10	10	1.0	0.42		
16.70			2	10	0.2	0.09	15.8	0.04
17.12			8	10	0.8	0.34		
17.15			0	10	0.0	<0.2	10.6	0.02
17.48			7	10	0.7	0.29		
17.72			15	10	1.5	0.62		
18.01			20	10	2.0	0.82		
18.31			31	10	3.1	1.26		
18.70			31	10	3.1	1.26		
19.00			30	10	3.0	1.22		
19.20			0	10	0.0	<0.2		
19.50	55	10	5.5	2.21				

*1: 丸東製作所の針貫入試験器の貫入勾配と一軸圧縮強度の関係を使用
*2: JGS1441-2012「土壌硬度試験方法」P. 424の図-9.4.1の硬度指標と一軸圧縮強度の関係を使用

資料提供：福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

Bor-SW



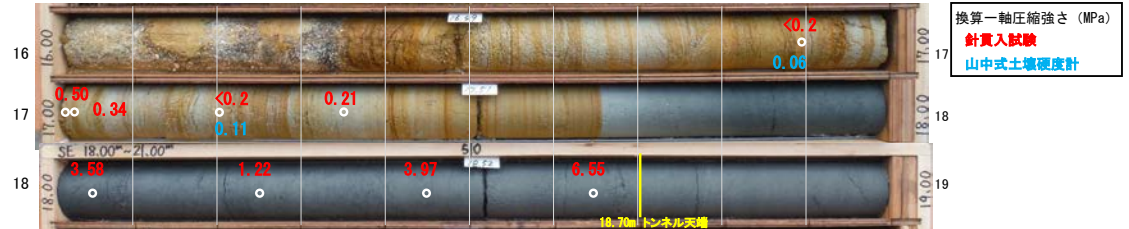
深度 (m)	岩種	岩級	針貫入試験				山中式土壌硬度計	
			荷重 (N)	貫入量 (mm)	貫入勾配 (N/mm)	換算一軸*1 (MPa)	指標硬度目盛 (mm)	換算一軸*2 (MPa)
16.65	頁岩	Dc2	0	10	0.0	<0.2	10.0	(0.02)*3
16.75			5	10	0.5	0.21		
16.85			0	10	0.0	<0.2	4.0	(0.01)*3
16.95			5	10	0.5	0.21	10.0	(0.02)*3
17.05			0	10	0.0	<0.2	10.0	(0.02)*3
17.15			0	10	0.0	<0.2	15.0	(0.04)*3
17.25			0	10	0.0	<0.2	9.0	(0.02)*3
17.35			15	10	1.5	0.62		
17.45			12	10	1.2	0.50		
17.55			0	10	0.0	<0.2	24.5	0.15
17.65			0	10	0.0	<0.2	16.0	0.05
17.75			5	10	0.5	0.21		
17.85			0	10	0.0	<0.2	25.0	0.16
17.95			10	10	1.0	0.42		
18.05			25	10	2.5	1.02		
18.15			30	10	3.0	1.22		
18.25			10	10	1.0	0.42		
18.35			5	10	0.5	0.21		
18.45	15	10	1.5	0.62				
18.55	5	10	0.5	0.21				
18.65	22	10	2.2	0.90				
18.75	20	10	2.0	0.82				
18.85	11	10	1.1	0.46				

D2層上部 : GL-16.6~18.8m (2.2m) 低強度
一軸圧縮強度 $qu=0.2$ 以下~ 0.62MN/m^2

*1: 丸東製作所の針貫入試験器の貫入勾配と一軸圧縮強度の関係を使用
*2: JGS1441-2012「土壌硬度試験方法」P. 424の図-9.4.1の硬度指標と一軸圧縮強度の関係を使用

資料提供 : 福岡市 (委員会追記) (第3回検討委員会資料 - 2 より)

Bor-SE



深度 (m)	岩種	岩級	針貫入試験				山中式土壌硬度計	
			荷重 (N)	貫入量 (mm)	貫入勾配 (N/mm)	換算一軸*1 (MPa)	指標硬度目盛 (mm)	換算一軸*2 (MPa)
16.89	頁岩	Dc2	0	10	0.0	<0.2	18.0	(0.06)*3
17.00			12	10	1.2	0.50		
17.02			8	10	0.8	0.34		
17.20			0	10	0.0	<0.2	22.5	(0.11)*3
17.35			5	10	0.5	0.21		
18.05	砂岩	C2	90	10	9.0	3.58		
18.25			30	10	3.0	1.22		
18.45			100	10	10.0	3.97		
18.65			100	6	16.7	6.55		

*1: 丸東製作所の針貫入試験器の貫入勾配と一軸圧縮強度の関係を使用
*2: JGS1441-2012「土壌硬度試験方法」P. 424の図-9.4.1の硬度指標と一軸圧縮強度の関係を使用

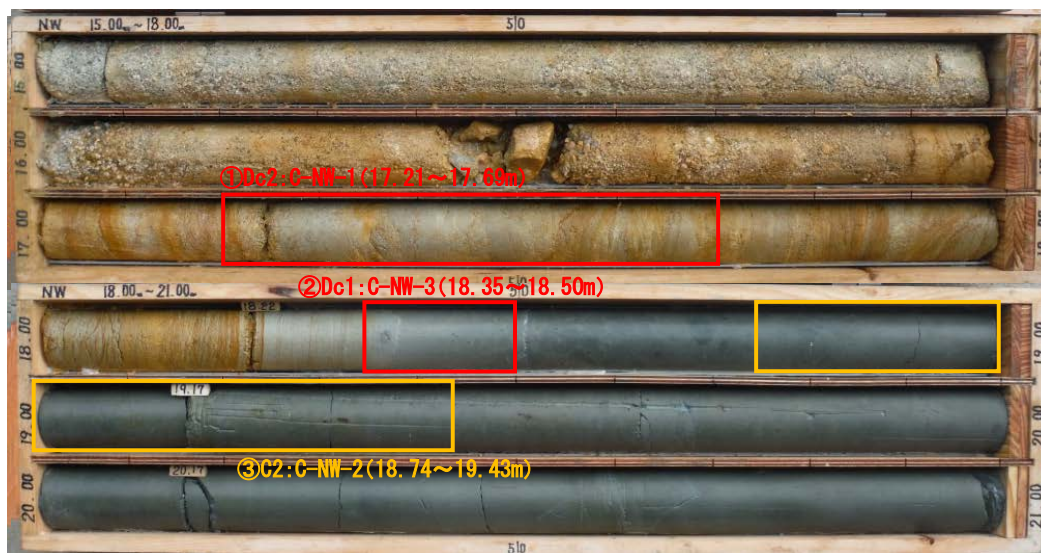
資料提供 : 福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

C-2) 三軸圧縮試験 (室内岩石試験)

○Bor-NW

- ・試料はDc2～Dc1層 (①、②) およびトンネル基盤層であるC2層 (③) から採取した。

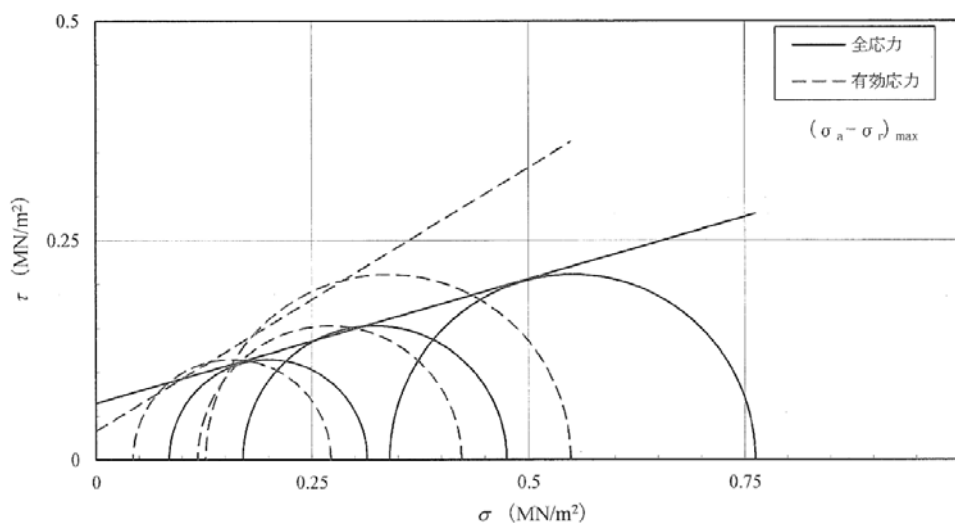
試料採取位置



資料提供：福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

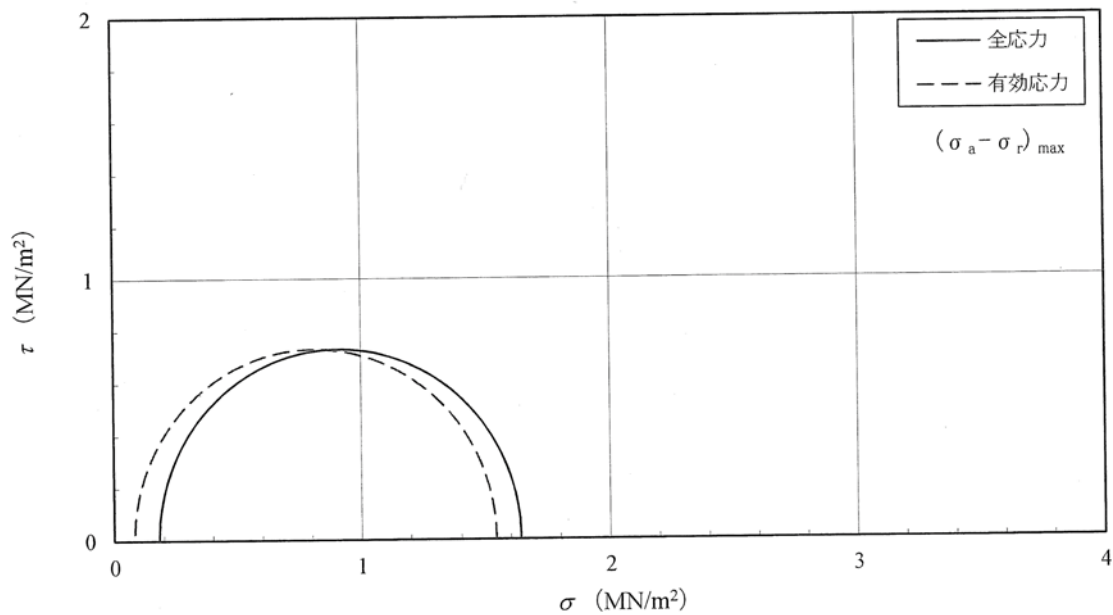
①Dc2層：C-NW-1 (3供試体;17.21~17.33m, 17.45~17.57m, 17.57~17.69m)

強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応力範囲	c_{cu} MN/m ²	ϕ_{cu} °	$\tan\phi_{cu}$	c' MN/m ²	ϕ' °
主応力差最大時	0.064	15.8	0.283	0.033	30.9
	=64kN/m ²			=33kN/m ²	



資料提供：福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

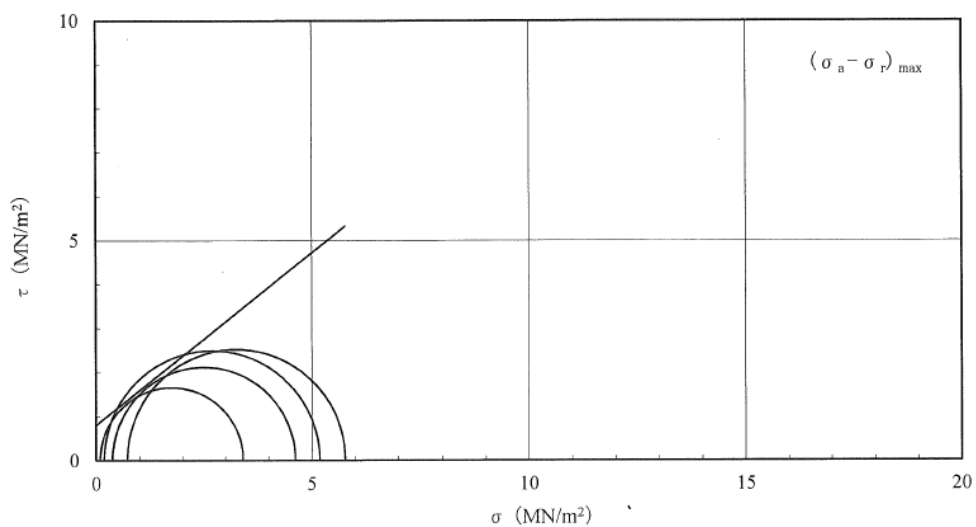
②Dc1層 : C-NW-3 (1供試体; 18.35~18.50m)



資料提供 : 福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

③C2層 : C-NW-2 (4供試体 ; 18.74~18.86m, 19.00~19.12m, 19.30~19.43mは2試料)

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c_{uu} MN/m ²	ϕ_{uu} °	$\tan \phi_{uu}$	c' MN/m ²	ϕ' °
主応力差最大時	0.799	38.1	0.78		



資料提供 : 福岡市 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

○Bor-SE

- ・試料はDc2層 (①)、Ds1層 (②) およびトンネル基盤層であるC2層 (③) から採取した。

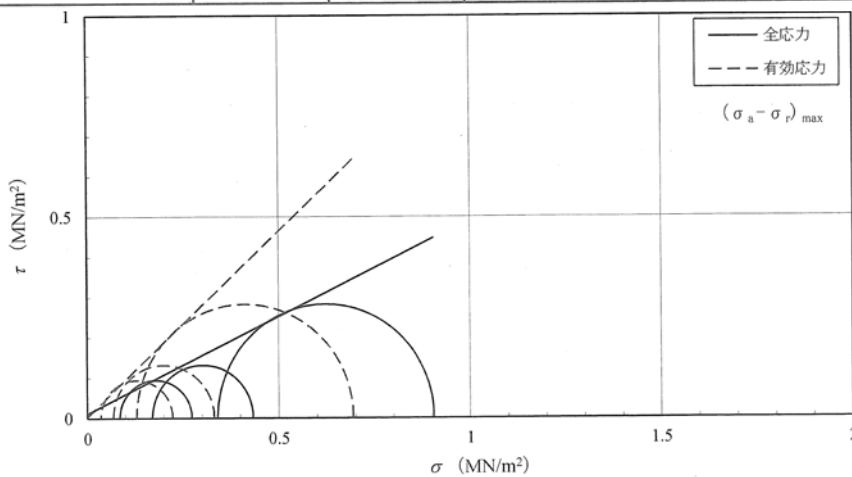
試料採取位置



資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

①Dc2層：C-SE-1（3供試体；16.50~16.63m, 16.63~16.76m, 16.76~16.89m）

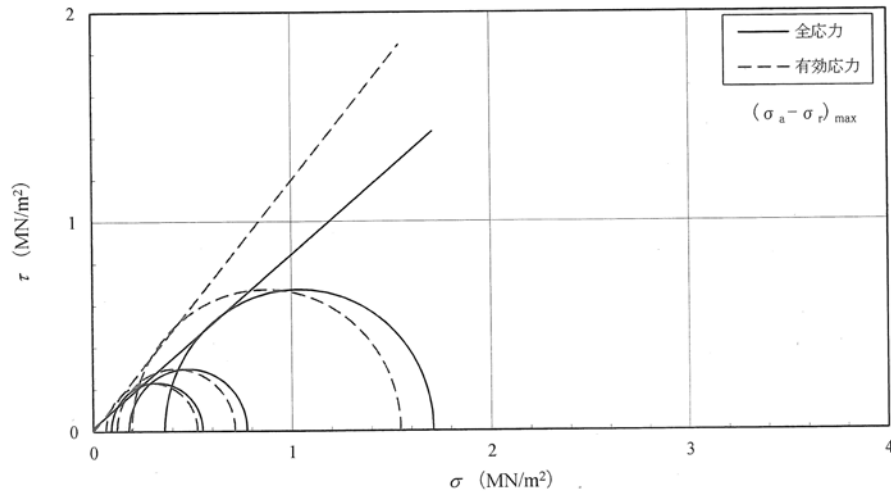
強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応力範囲	c_{cu} MN/m ²	ϕ_{cu} °	$\tan\phi_{cu}$	c' MN/m ²	ϕ' °
主応力差最大時	0.011	25.7	0.482	0.003	42.7
	=11kN/m ²			=3kN/m ²	



資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

②Ds1層：C-SE-2（3供試体；17.35～17.49m，17.50～17.64m，17.65～17.79m）

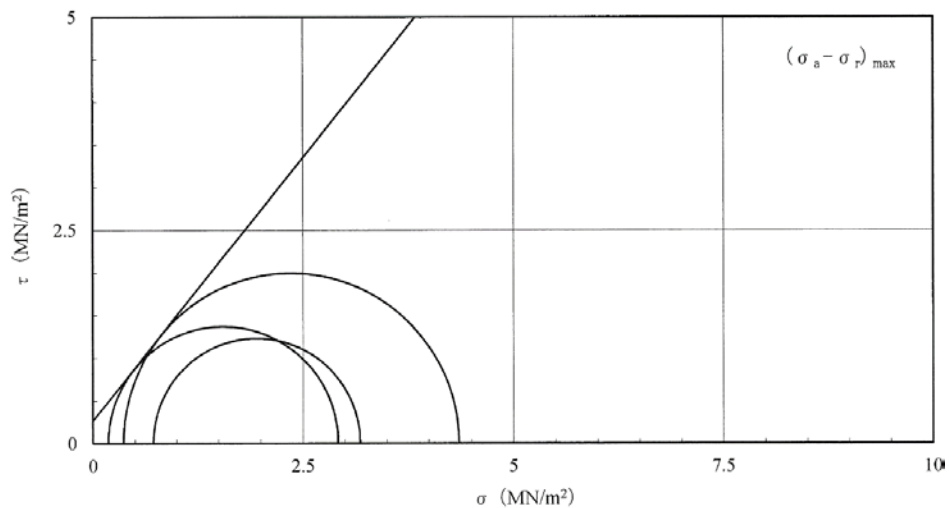
強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応力範囲	c_{cu} MN/m ²	ϕ_{cu} °	$\tan\phi_{cu}$	c' MN/m ²	ϕ' °
主応力差最大時	0.015	39.6	0.826	0.000	50.1
	=15kN/m ²			=0kN/m ²	



資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

③C2層：C-SE-3（3供試体；19.21～19.34m，19.36～19.50m，19.77～19.91m）

強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応力範囲	c_{uu} MN/m ²	ϕ_{uu} °	$\tan\phi_{uu}$	c' MN/m ²	ϕ' °
主応力差最大時	0.264	50.9	1.23		
	=264kN/m ²				



資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

D) まとめ

既存地質調査結果および追加地質調査結果から、トンネル地山には脆弱な地層や断層、亀裂等が含まれ、かつトンネル天端付近はかつて地表となった履歴の難透水性風化岩（D2層）であることから、亀裂の分布・強度・透水性等の不均質性が確認された。また、D2層の内部自体も強度、N値などのバラツキが大きく、一部は岩盤とは言い難いほど軟弱であった。また、上部層との境界面近くは強風化傾向にあった。このように複雑なD2層の物性値のバラツキや潜在的な弱部が、要因となった可能性がある。

また、既存地質調査は、通常の場合であれば当初設計時点での調査頻度が少ないとまでは言えないが、今回のような特殊条件下においては、調査頻度が少なかったため、地山強度等の物性値や地層厚さを適正に評価することができなかつた可能性がある。当該資料のみでは不規則に分布する潜在的亀裂や弱層を設計目的に合わせて適切に評価することは技術的に困難が伴った（水圧に対する遮水層の安定性を評価する場合、亀裂や弱層など局所的に物性が低い箇所の影響が大きいと想定される）。このため、不均質性を前提とした安全側の対応（詳細地質調査や設計・施工での対応）が必要とされる地質であった。

（2）物性値のバラツキや潜在的な弱部の評価

当初設計時点では難透水性風化岩層（D2層）の地盤定数のバラツキが明確になっていなかったが、場所によって強度のバラツキは確認されていた。追加地質調査によりデータ数が増えたことからD2層上部の地盤定数のバラツキや弱層の存在がより明確になった。設計におけるFEM解析では、2本のボーリング調査結果から得られた地山物性値の代表値によってD2層を均質な層としてモデル化している。D2層は上部の強度が比較的低いと考えられる。また、標準Ⅱ型部に比べ大断面部はD2層が薄くなっており、上部の低強度部が支配的となっていたと考えられる。

以上のことから、大断面部に標準Ⅱ型部と同じ物性値を用いて、一つの均質な層として物性値を代表値によって評価したことが、危険側の設計となり、適切でなかった可能性がある。

（図は次頁以降に示す）

(5) D級岩盤物性値見直しの経緯

①原設計

地層区分		N値 γt	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数			粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	ポアソン比 ν	非線形定数 ^{※1}				
地層名	記号			Eb ^{※2} (kN/m ²)	α	αEb ^{※2} (kN/m ²)				弾性限界 σ _L (kN/m ²)	非線形指数 n	破壊時ポアソン比 ν _f	引張強度 σ _t (kN/m ²)	破壊時変形係数 E _f (kN/m ²)
埋土、盛土	b	14	18.0	—	—	35,000	0.0	34.0	0.35	1.0	2	0.45	0.0	3,500
砂質土	as	5	18.4	4,300	4	17,000	11.7	32.0	0.35	1.0	2	0.45	2.3	1,700
砂質土	dAs	10	19.1	7,300	4	29,000	8.6	34.0	0.35	1.0	2	0.45	1.7	2,900
砂礫	dAg	22	18.0	17,640	4	70,000	0.0	35.0	0.35	1.0	2	0.45	0.0	7,000
砂質土	dHs2	16	19.6	20,300	4	81,000	0.0	32.0	0.35	1.0	2	0.45	0.0	8,100
D級部	Tr(D2, 1)	9	18.3	56,000	4	224,000	62.4	20.0	0.30	0.3	4	0.45	11.5	21,400
C～B級部	Tr(C～)	—	23.5	912,000	1	912,000	150.0	30.0	0.25	0.2	6	0.45	30.0	91,200

※1. 標準偏析を考慮（地盤工学会）
 ※2. 孔内水平載荷試験結果の平均値
 ※3. 非線形定数は、鉄道技術報告No. 1324を参考に設定。
 黒文字：ナトム区間の実測値を基に設定
 青文字：検討区間全体の土質調査を基に設定（ナトム区間に実測値が無い）
 緑文字：推定値（鉄道関係の設計資料を参考とした）

②2015.4.2 第8回設計施工検討打合せ
「D級岩盤部地山物性値の見直しについて」

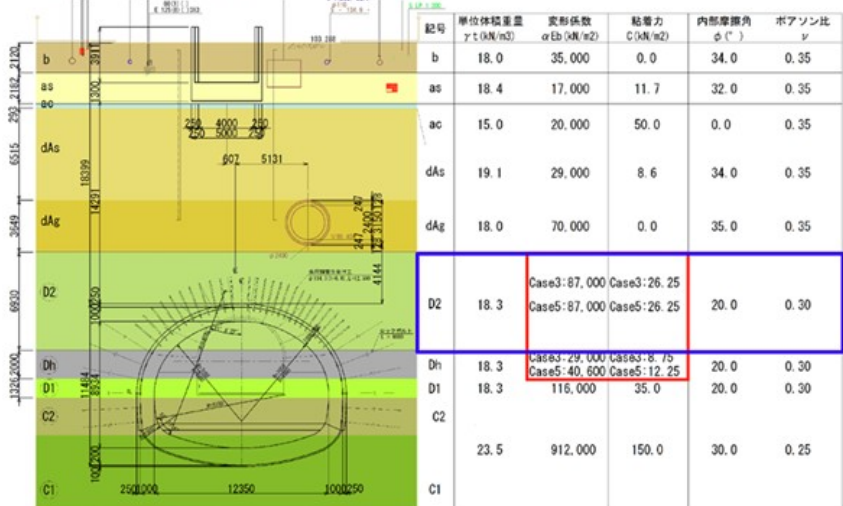
変形係数の単位は kN/mm²と書かれているが、正しくは kN/m²

・開削部で実施された「土質調査ボーリング（開削部）調査報告書、平成26年9月」の土質調査結果をもとに、D級岩盤部（風化岩）の地山物性値を見直した。

地層区分		単位体積重量 γt (kN/m ³)	変形係数			粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	ポアソン比 ν
地層名	記号		Eb (kN/mm ²)	α	αEb (kN/m ²)			
埋土、盛土	b	18.0	—	—	35,000	0.0	34.0	0.35
砂質土	as	18.4	4,300	4	17,000	11.7	32.0	0.35
粘性土	ac	15.0	5,000	4	20,000	50.0	0.0	0.35
砂質土	dAs	19.1	7,300	4	29,000	8.6	34.0	0.35
砂礫	dAg	18.0	17,640	4	70,000	0.0	35.0	0.35
砂質土	dHs2	19.6	20,300	4	81,000	0.0	32.0	0.35
D級部	Tr (D2, 1)	18.3	29,000	4	116,000	35.0	20.0	0.30
C～B級部	Tr (C～)	23.5	912,000	1	912,000	150.0	30.0	0.25

③2016.1.28 対象：“標準トンネルⅡ型”
「先進導坑掘削時の計測データの評価および本坑掘削時の予測解析」

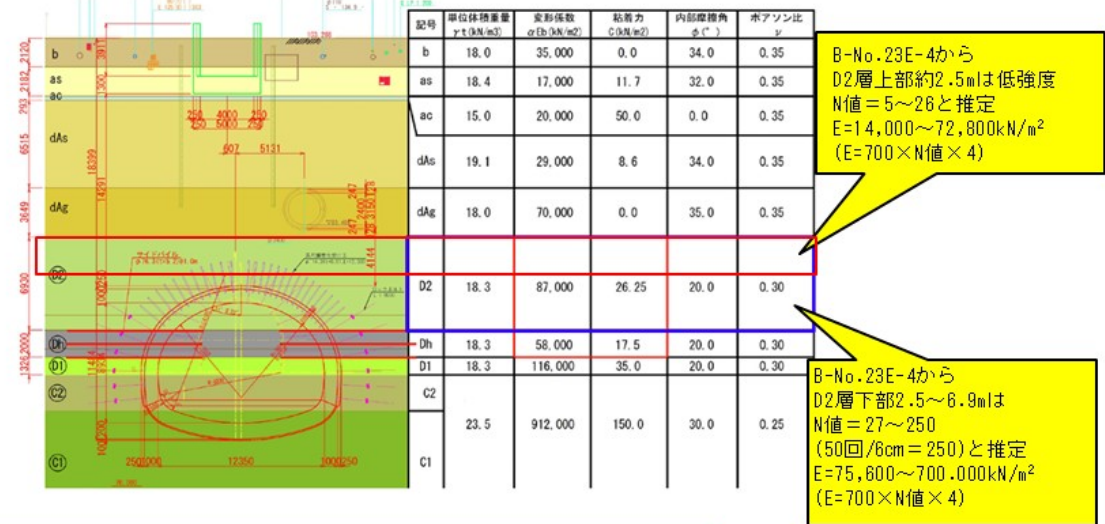
・先進導坑掘削時に得られた地表面沈下および地下水位挙動を分析し、その結果にもとづき再現解析を行い、事前予測解析の条件（D級岩盤部）を見直した。
 →開削部のボーリングで得られたD級の地山物性値の75%とした。



(次図へ続く)

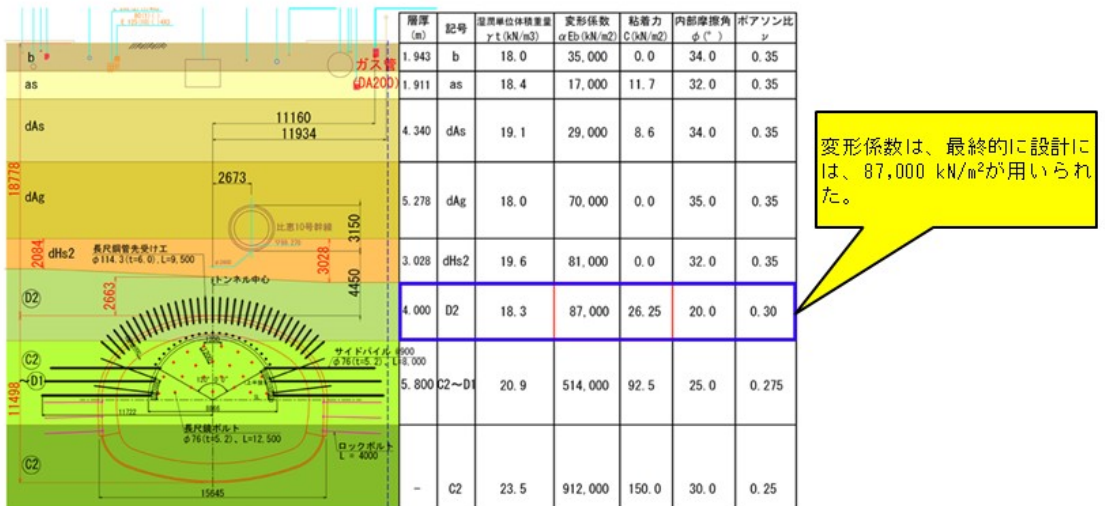
④2016.9.26 対象:“標準トンネルⅡ型”
「標準トンネルⅡ型先進導坑・本坑掘削時の再現解析」

・標準トンネルⅡ型の先進導坑掘削時および本坑掘削時（下半掘削完了まで）に得られた計測結果にもとづき、再現解析を実施し、地山物性値（D級岩盤部）を見直した。
→開削部のボーリングで得られたD級の地山物性値の75%とした（③から変化なし）。



⑤2016.9.26 対象:“大断面トンネル”
「大断面トンネル掘削時の再予測解析と管理基準値の設定」

・大断面トンネルの予測解析を実施し、トンネル掘削による周辺構造物への影響およびトンネルの安定性を確認した。
・予測解析結果をもとに、管理基準値を設定した。



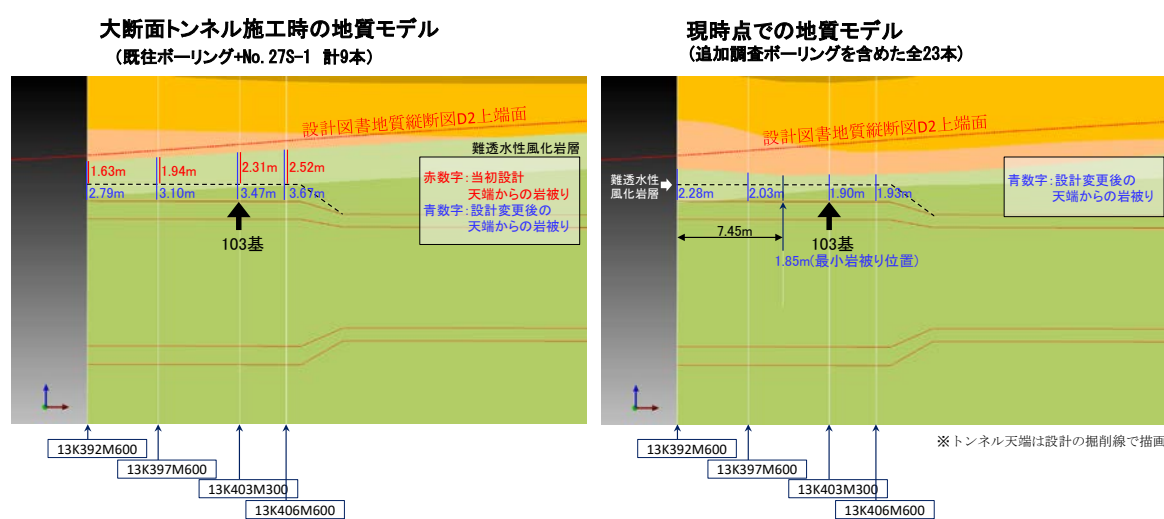
資料提供：施工者（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 に追記）

3.3.2. 項目2 難透水性風化岩（D2層）の厚さ

A) 施工時と追加地質調査結果を踏まえた厚さの比較

3.3.1.に示した地質調査結果を基に、施工時までと事故後の追加地質調査時での難透

水性風化岩（D2層）の想定厚さを比較した。なお、追加地質調査時の想定厚さは、陥没事故後における流動化処理土性状確認孔等のデータを含めて想定した。これは、利用可能な全てのボーリングを用いる方が安全側であること、また、陥没はトンネル天端の局所的な落下部から未固結土砂が砂時計状にトンネル内に流入したために生じたものと考えられることから、陥没域内であっても未固結帯水砂層の下位のD2層上面位置やD2層の厚さには陥没前と大きな相違はない可能性が高いと考えられるためである。この結果、大断面トンネル部における難透水性風化岩層の厚さについて、施工時までは当該地層の厚さを約2.79～3.67 m確保できると見込んでいたが、追加地質調査時では約1.90～2.28 mであることがわかった。



※ボーリングデータには、埋め戻し後に陥没箇所を実施されたものも含まれており、陥没事故による攪乱の影響を受けている可能性も否定できない

横断面図	
大断面トンネル施工時の地質モデル 既往ボーリング+No.27S-1計9本	
現時点での地質モデル 追加調査ボーリングを含めた全23本	

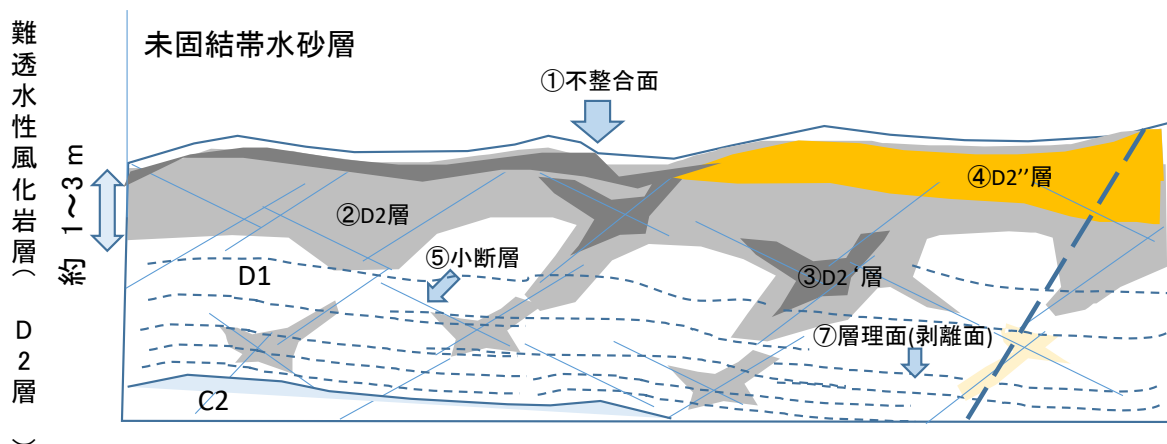
※ボーリングデータには、埋め戻し後に陥没箇所を実施されたものも含まれており、陥没事故による攪乱の影響を受けている可能性も否定できない

※トンネル天端は設計の掘削線で描画

資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料-2に追記）

B) 追加地質調査結果から推定される D2 層の状態

追加地質調査結果から D2 層は次に示す状態であったと推定した。なお、D2'層、D2''層は、他の節における D2 層を細分した名称である。また、本節における「D2 層」は性状を指す場合と空間全体を指す場合がある。



本委員会作成 (第3回検討委員会資料-2より)

① 不整合面 (基盤岩上面)

数 10cm 程度のアンジュレーション (起伏) が推定される (不整合面の位置は GL-15.9 m (NE 孔) ~ GL-16.9 m (NW 孔) 、コアには不整合面が 60 度程度の高傾斜のものも認められる)。トンネル天端の岩盤厚が薄い場所があった可能性がある。

② D2 層

指圧で凹む程度の軟質層 (換算一軸圧縮強度 0.2 MPa 程度以下)。厚さは 70 cm (NW 孔) ~1.4 m (NS 孔) 程度だが、一部破砕弱層沿いに D2 層があるため、「D2 層全体」としてはさらに厚く約 1~3 m 程度となる。透水性は概ね低い (ルジオンテストによると C2 層~D2 層の区間は 1.25~7.58 ルジオン)

③ D2' 層

D2 層の中でも、不整合面近傍や小断層沿いで特に強度が低いと推定される層 (換算一軸圧縮強度 0.01~0.05 MPa 程度)。特に強度の低い層が連続すると変形・破壊やパイピング等が発生しやすい。

④ D2'' 層

D2 層の中でも、一部の強風化砂岩等で孔内載荷試験で大きな変形性を示す層 (変形係数 18.9~28.7 MN/m²)。D2 層や D2' 層とあいまって、D2 層全体として土圧・水圧に対して変形しやすい

⑤ 小断層

北東-南西の走向を持ち北西ないし南東に中角度~低角度で傾斜する小断層(共役断層)。厚さ数 cm の破砕部を伴う。数 m 毎に 1 本程度の頻度で分布する。周辺に幅数 10 cm~1 m 程度のクラッキーゾーンを伴い、全体としてやや脆弱なゾーンを形成す

る。小断層やクラッキーゾーンがあるエリアでは、D2 層全体が厚くなる (SW 孔)。小断層はその破碎幅から推定すると数 10 cm～数 m 程度の連続性がある可能性があり、未固結層とトンネル天端まで連続することも考えられる。よって、小断層に沿った変形・破壊やパイピング等が発生しやすい。

⑥ 中高角度断層

南北走向で 60 度程度の中～高角度で西傾斜する断層(NW孔で認められるが分布頻度が不明) ⇒ 中高角度断層がトンネル天端付近にある場合は、断層に沿った変形・破壊やパイピング等が発生しやすい

⑦ 層理面 (剥離面)

風化した低角度の層理面が剥離面となっている。小断層と層理面で囲まれた範囲がブロック化しやすい

⑧ 節理・亀裂

このほか数 10 cm～1 m 程度の頻度で節理・亀裂が認められる (図示していない)。不連続面として分離しやすい

C) まとめ

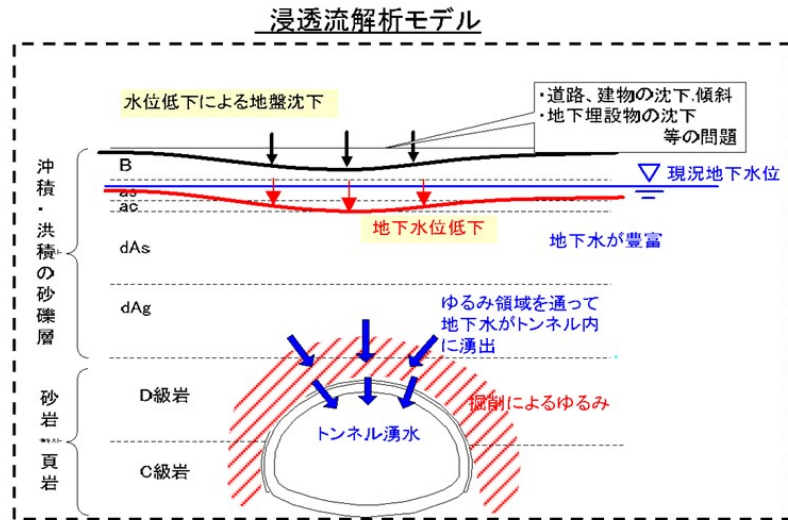
追加地質調査を含むボーリング結果に基づく 3 次元地質モデルによる想定地質では、大断面トンネル天端から D2 層上面までの離隔は、一部を除き 2.0 m を下回ることが想定されることから、D2 層の厚さが想定より薄かったことが、要因となった可能性がある。

また、D2 層上面は 20 度から 60 度の傾斜角を持っているものも確認され、想定より不陸があると想定されることから、局所的に D2 層が薄い箇所の存在が要因となった可能性がある。

3.3.3. 項目3 高い地下水位による影響

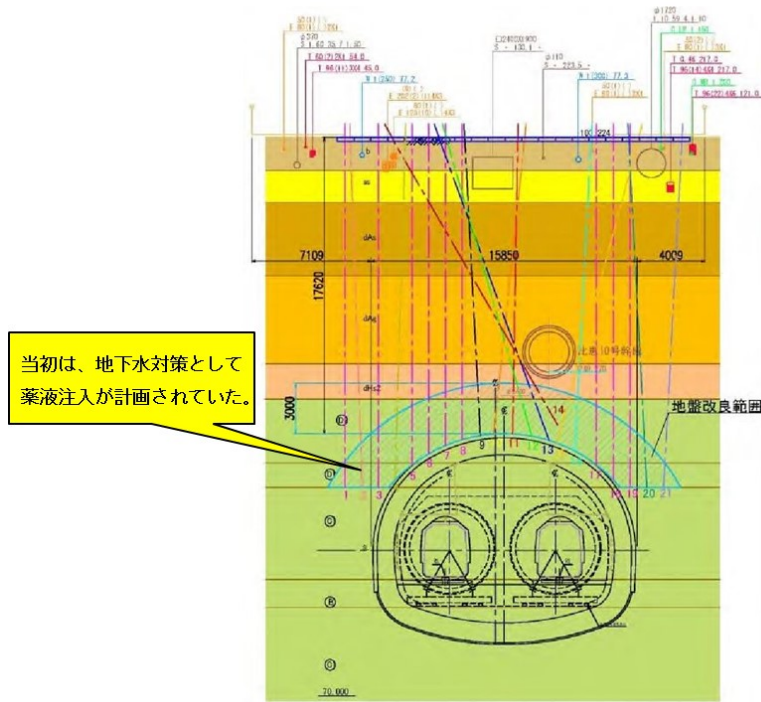
A) 浸透流解析に基づく地下水リスク評価と対策

大断面トンネル区間では、トンネル上部の岩被りが小さく、地下水リスクが大きい。一方、大断面トンネル区間以外では、岩被りが大きく、地下水リスクは比較的小さいと評価されていた。



資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

薬液注入工（地上施工）

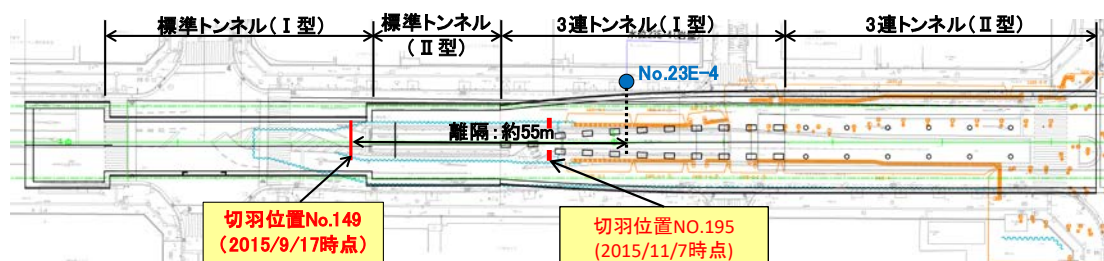


資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 より）

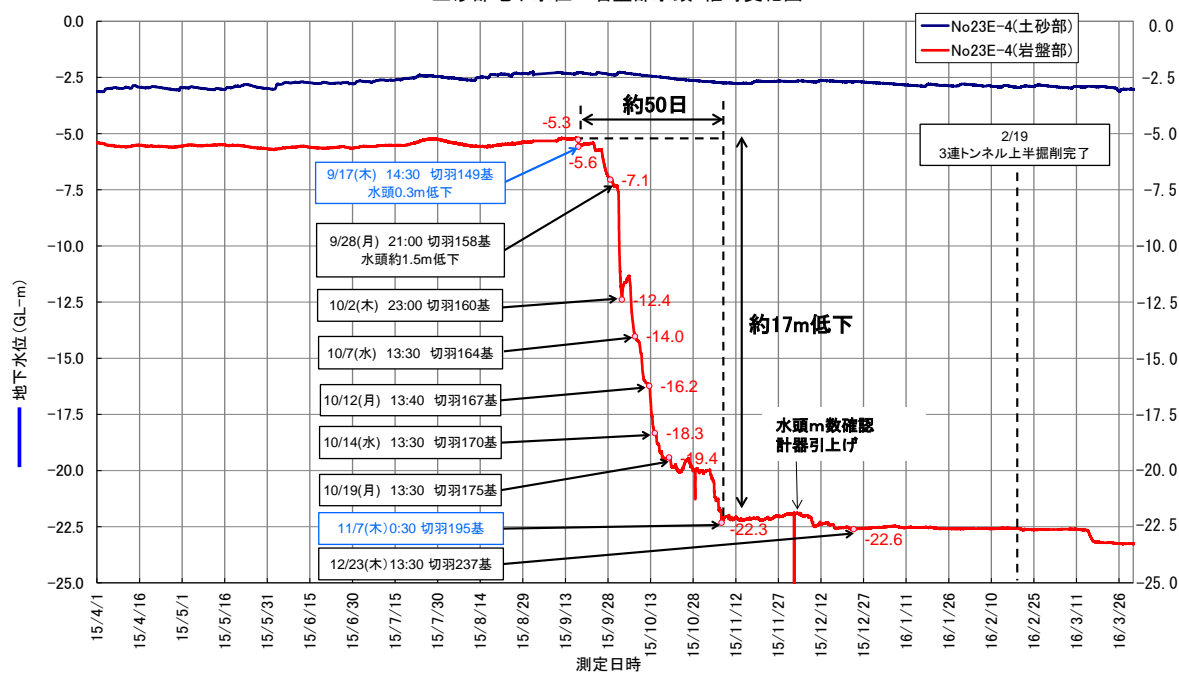
B) 掘削と地下水位変動、D2層の遮水性

2015年9月17日に観測孔No.23E-4と切羽位置(149基)の離隔が55mに近接してから岩盤部水頭の低下が認められ、同年11月7日に観測孔No.23E-4と切羽位置(195基)が11mに近接した時には岩盤部における地下水位が標準Ⅱ型の上半部分まで低下(約17m)した。一方、同期間において観測孔No.23E-4(土砂部)においては切羽通過によっても高い水頭が変化しないことが観測された。

そのため、難透水性風化岩層(D2層)の上面には、上部の未固結帯水砂層から水頭にして約12mの水圧が作用していたものと考えられる。

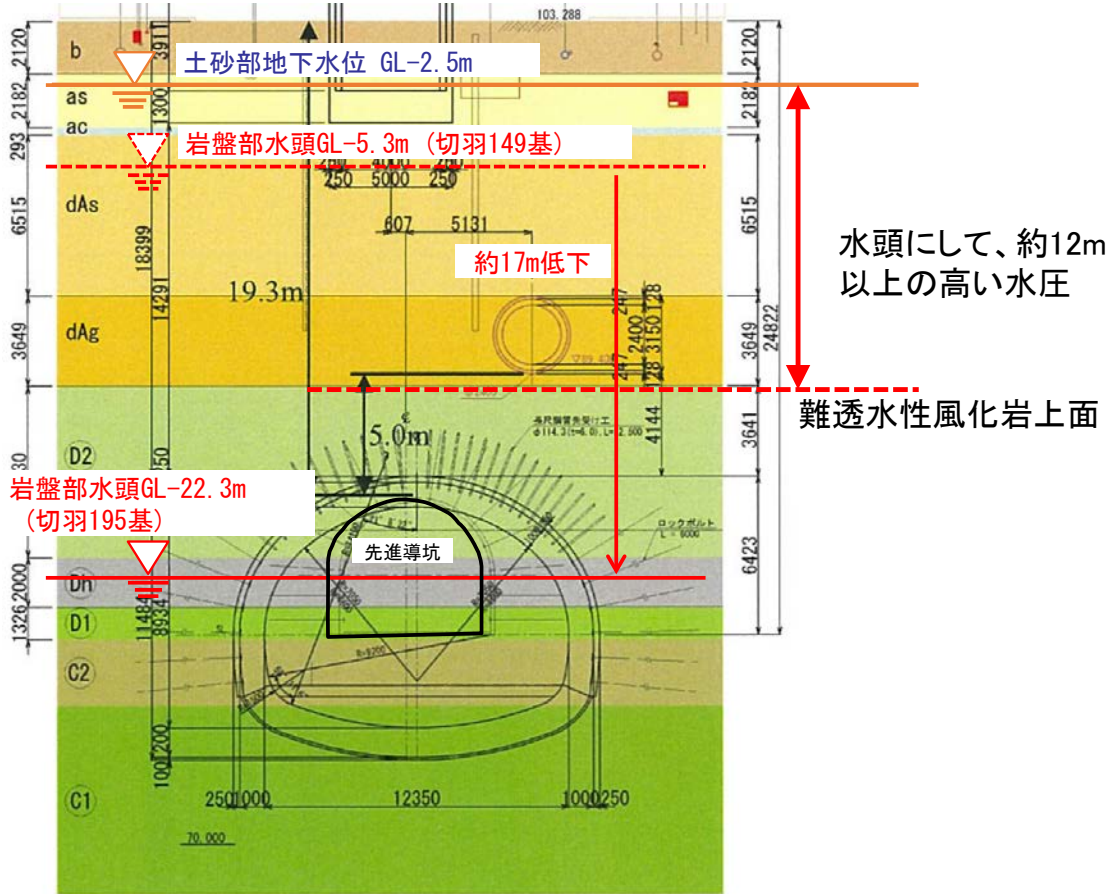


土砂部地下水位・岩盤部水頭 継時変化図



資料提供：福岡市（第1回検討委員会資料4-1（参考）より）

標準トンネル（Ⅱ型）
13K455M600



資料提供：福岡市（第1回検討委員会資料4-1（参考）に追記）

C) まとめ

未固結帯水砂層中の地下水位は地表面付近にあり、沖積・洪積の砂礫層内に帯水していることから、当初設計では福岡市地下鉄他工区の NATM の施工実績と同様に止水を目的とした薬液注入工が計画されていた。しかし、止水のための薬液注入を実施せず、その効果を AGF に期待したことから (3.3.4 (2) 参照)、トンネル上部の難透水性風化岩層 (D2 層) に高い水圧が作用した。また、難透水性風化岩層の上面の不陸および内部の小断層や剥離面、多くの節理や亀裂が存在し、これが水みちとなり、局所的に水圧作用面がトンネル掘削面に近かった可能性がある。

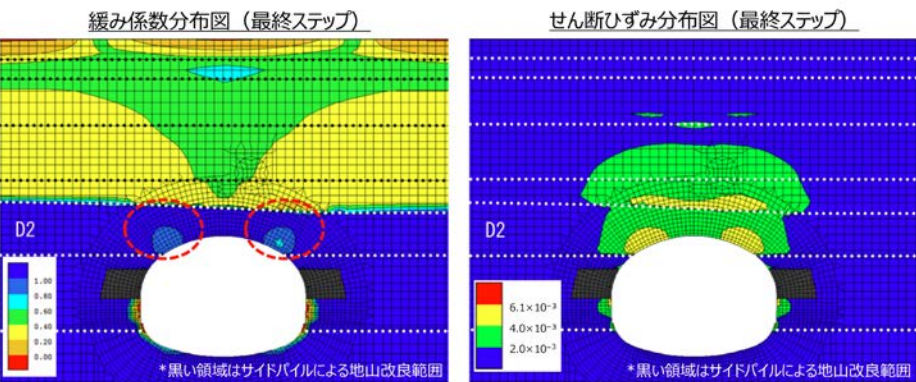
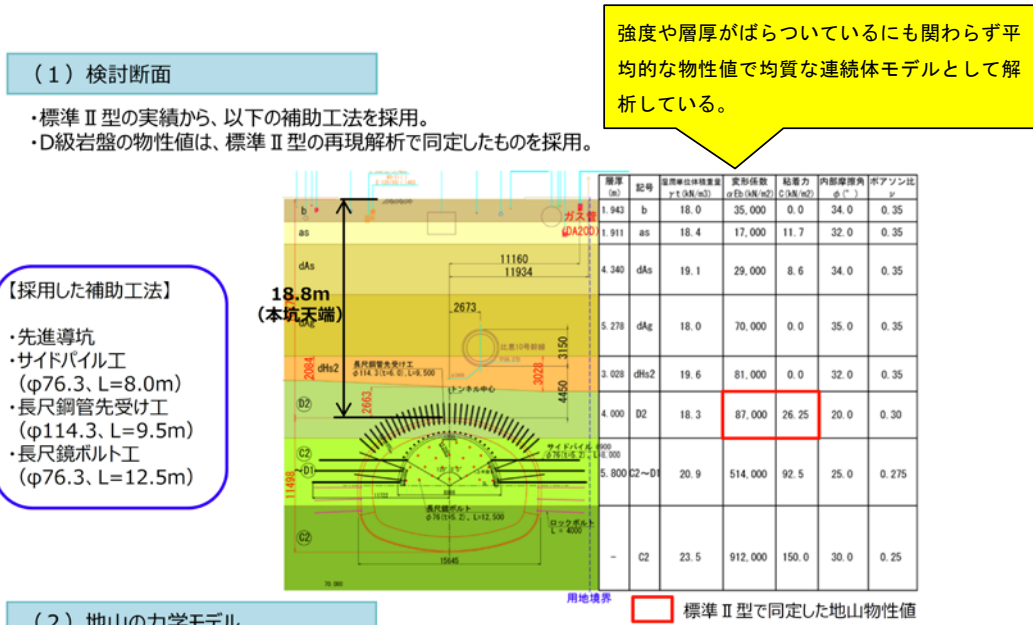
このようにトンネル上部の D2 層に水圧が作用したことが、要因となった可能性がある。

3.3.4. 項目4 難透水性風化岩（D2層）の耐力不足の可能性

(1) D2層の上部砂層水圧に対する耐力の可能性の有無

A) 大断面トンネルの安定性評価

難透水性風化岩層に高い水圧が作用する中での施工となるが、土水一体の有限要素法（FEM）解析（全応力解析）を用いて、標準Ⅱ型部の導坑、本坑掘削時の計測結果から同定した地山物性値をもとに大断面幅の予測解析を実施し、注入式長尺鋼管先受け工、サイドパイル、高強度吹付けにより補強をすることでD2層の安定を確保するとしていた。



・大断面トンネルの予測解析の結果、**支保工の健全性**および**地山の安定性**は確保されていることを確認した。
 ・先進導坑掘削完了時の計測結果（天端沈下:8.2mm ※支保工104基）であり、概ね予測解析結果（天端沈下:8.5mm）と一致した。
 →導坑掘削時点においては、**想定した地質構成**および**地山物性値**、そして**解析手法の妥当性**を確認できた。

資料提供：施工者（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 より）

B) 難透水性風化岩 (D2 層) の水圧に対する安定性の試算

土水一体の FEM 解析は難透水性風化岩層に作用する水圧に対する安定性評価が困難である。そこで、トンネル天端部の難透水性風化岩に水圧が作用している状態で、難透水性風化岩の押し抜きに対する一次近似としての概略照査を実施した結果を以下に示す。モデルは簡易な試算であり補助工法による注入式長尺鋼管先受工法の鋼管の存在を考慮していない地山のみモデルになっていることに留意する必要がある。

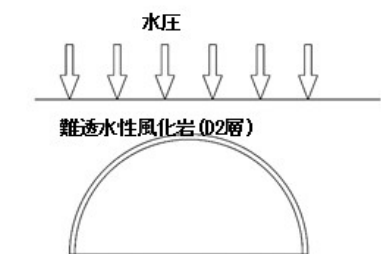
検討の結果、当初想定した D2 層厚の場合でも、安全率が 3 以下となり、所定の安全率が確保されていない結果となった。以上より、難透水性風化岩 (D2 層) の厚さが薄く、かつ破碎された弱層が存在した場合には、崩落の要因となった可能性がある。(安全率=3 : 地盤定数が不均一であるため)

B - 1) 検討ケース

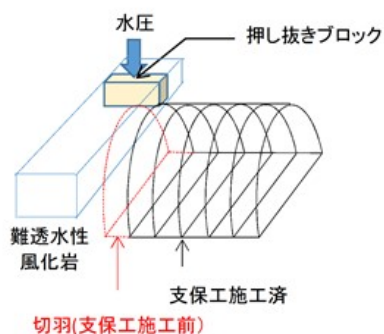
検討ケース	D2層厚 (岩被り) (m)	c` (kN/m ²)	Φ` (°)
ケース1 当初のFEMで想定していた層厚と地盤定数	2.663	26.25	20
ケース2 事故後の追加地質調査により確認した層厚と健全部の地盤定数	1.900	33.00	30
ケース3 事故後の追加地質調査により確認した層厚と強風化部の地盤定数	1.900	3.00	42.7

本委員会作成 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

B - 2) 解析モデル



難透水性風化岩評価モデルの例



解説図 4.4.3-2 摩擦抵抗、せん断抵抗を考慮した検討法の概略図

(重量抵抗の項)のみで検討してよい。

$$\frac{W + C_1 + C_2}{F_1 + F_2 + F_3} \geq U \quad (9)$$

ここに、
 W : 被圧面以後の土塊重量 ($\Sigma B \cdot t \cdot \gamma$)
 C_1 : 粗入部分の土留め壁と地盤の摩擦抵抗 ($2 \cdot \Sigma f \cdot t_1$)
 C_2 : 不透水層のせん断抵抗 ($2 \cdot \Sigma r \cdot t_2$)
 U : 水圧 ($H \times B$)
 B : 掘削幅 (m)
 t : 重量抵抗層の厚さ (m)
 f : 壁面との摩擦強さ (kN/m²)
 r : 地盤のせん断強さ (kN/m²)
 t_1 : 摩擦抵抗厚さ (m)
 t_2 : せん断抵抗厚さ (m)
 γ : 重量抵抗層の容積単位体積重量 (kN/m³)
 H : 不透水層下面に作用する被圧水頭 (kN/m²)
 F_1, F_2, F_3 : 安全率 (解説表 4.4.3-1)

解説表 4.4.3-1 各項安全率および地盤のせん断強さ r

各項の安全率	不透水層のせん断強さ : r (kN/m ²)		
F_1	F_2	F_3	
1.1	6	3	$K_0 = \alpha' \cdot \tan \phi' + c'$ K_0 : 静止土圧係数 $= 1 - \sin \phi'$

盤ぶくれの照査方法
 出典 : 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル

本委員会作成 (第3回検討委員会資料 - 2 より)

B - 3) 解析で使用した物性値と解析結果

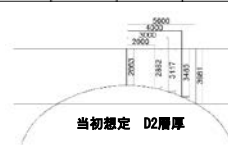
難透水性風化岩D2層の照査(水圧に対する地盤の押し抜きせん断の照査) 荷重:水圧のみ

項目	単位	ケース1 当初想定D2層厚(天端D2層厚2.663m)			ケース2 事故後確認D2層厚(天端D2層厚1.9m)				ケース3 事故後確認D2層厚(天端D2層厚1.9m)				
		当初想定 c' 、 ϕ'			Bor-NW1三軸試験有効応力 c' 、 ϕ'				Bor-SE1三軸試験有効応力 c' 、 ϕ'				
幅(スパン)	m	10	8	6	4	10	8	6	4	10	8	6	4
延長	m	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
土被り	m	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
地盤 単位体積重量	kN/m ³	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
水位	m	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
γ_w	kN/m ³	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
水圧	kN/m ²	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
荷重(水圧)	kN	1260	1008	756	504	1260	1008	756	504	1260	1008	756	504
難透水層厚:h中央	m	2.663	2.663	2.663	2.663	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
難透水層厚:h端部	m	3.981	3.485	3.117	2.862	3.218	2.722	2.354	2.099	3.218	2.722	2.354	2.099
難透水層厚(平均)	m	3.322	3.074	2.89	2.7825	2.559	2.311	2.127	1.9995	2.559	2.311	2.127	1.9995
難透水層 c'	kN/m ²	26.25	26.25	26.25	26.25	33	33	33	33	3	3	3	3
難透水層 ϕ'	$^{\circ}$	20	20	20	20	30	30	30	30	42.7	42.7	42.7	42.7
せん断面積	m ²	72.4196	54.7172	39.882	27.0725	55.7862	41.1358	29.3526	19.5951	55.7862	41.1358	29.3526	19.5951
せん断圧力	kN/m ²	17.4	18.4	19.0	18.6	22.6	24.5	25.8	25.7	22.6	24.5	25.8	25.7
不透水層のせん断強さ	kN/m ²	26.3	26.3	26.3	26.3	33.0	33.0	33.0	33.0	3.0	3.0	3.0	3.0
側方土圧 無視													
安全率F		1.51	1.42	1.38	1.41	1.46	1.35	1.28	1.28	0.13	0.12	0.12	0.12
水圧押し抜きの判定	(F<3:NG)	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG
側方土圧係数		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
側方土圧	kN/m ²	64	64	64	64	64	64	64	64	64	64	64	64
側方土圧を考慮													
不透水層のせん断強さ $\tau = K_0 \sigma' \cdot \tan \phi' + c'$	kN/m ²	50	50	50	50	70	70	70	70	62	62	62	62
安全率F		2.85	2.69	2.61	2.66	3.10	2.85	2.72	2.72	2.75	2.53	2.41	2.41
水圧押し抜きの判定	(F<3:NG)	NG	NG	NG	NG	OK	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG

①Dc2層: C-NW-1 (3供試体; 17.21~17.33m, 17.45~17.57m, 17.57~17.69m)

Bor-NW①

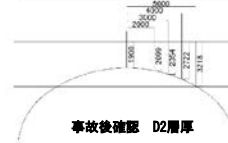
強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
	c_{cu} MN/m ²	ϕ_{cu} $^{\circ}$	$\tan \phi_{cu}$	c' MN/m ²	ϕ' $^{\circ}$
応力範囲 主応力差最大時	0.064	15.8	0.283	0.033	30.9
	=64kN/m ²			=33kN/m ²	



Bor-SE①

①Dc2層: C-SE-1 (3供試体; 16.50~16.63m, 16.63~16.76m, 16.76~16.89m)

強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
	c_{cu} MN/m ²	ϕ_{cu} $^{\circ}$	$\tan \phi_{cu}$	c' MN/m ²	ϕ' $^{\circ}$
応力範囲 主応力差最大時	0.011	25.7	0.482	0.003	42.7
	=11kN/m ²			=3kN/m ²	



本委員会作成 (試験結果は福岡市資料) (第3回検討委員会資料 - 2 より)

C) まとめ

難透水性風化岩層に高い水圧が作用する中での施工となるが、有限要素法 (FEM) 解析 (全応力解析) により地盤変位や部材の発生応力に着目した検討がなされ、トンネルの安定性を確認していた。しかし、土水一体の全応力解析は難透水性風化岩層に作用する水圧に対する安定性評価が困難である。

そのため、現場に即した解析手法の検討や、解析の限界を認識した上で安全側の設計となるような工学的判断が不足していたことが要因となった可能性がある。

(2) 地盤改良等地下水対策の有無

A) 福岡市地下鉄 NATM の工法一覧と 4 事例の紹介

1) 福岡市地下鉄のナトムによる施工実績一覧

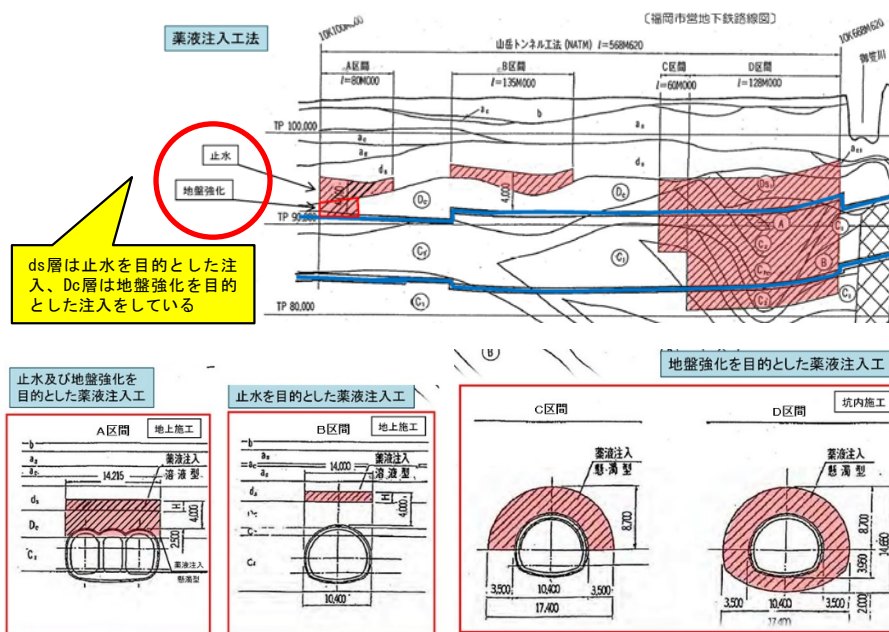
路線名	工区 (トンネル名)	NATM 施工延長 (m)	断面形状	掘削幅 (m)	掘削 断面積 (m ²)	平均 土被り (m)	最小 岩被り (m)	地質	地下水対策	薬液注入 目的		先受工	施工 着手年月	備考
										止水	地盤 強化			
空港線	中比恵西工区	240	複線	10.4~16.5	77	12.8	1.4	風化頁岩	ディープウェル 薬液注入	●	●	先受ボルト ミニハイフルフ	S63.5	図1
	中比恵東工区	329	複線	10.4~11.0	77	12.5	2.0	風化頁岩	ディープウェル 薬液注入	●	●	先受ボルト 先受ハイフ	S63.5	図1
	空港工区	65	単・複線	5.6~12.5	77	7.9	1.6	風化花崗岩	ディープウェル 薬液注入		●	パイプルーフ	S63.2	-
七隈線	梅林工区	595	単線	5.6	29	17.7	8.8	風化花崗岩	水抜ボーリング 薬液注入	●	●	(坑口補強) フォアボーリング AGF	H11.3	図2
	別府工区	630	単・複線	5.6~9.0	27~91	8.1~10.2	2.1	風化頁岩 礫岩 砂岩	薬液注入 先進水抜き	●	●	パイプルーフ AGF	H10.1	-
	六本松工区	68	複線	9.5	63	7.7	0.0	風化頁岩 礫岩 砂岩	水抜ボーリング ディープウェル 薬液注入	●	●	AGF	H9.2	図3
	桜坂工区	645	単・複線	5.2~12.4	25~105	9.0~11.4	3.0	風化頁岩 礫岩 砂岩	水抜ボーリング 薬液注入	●	●	AGF	H9.5	図4
	薬院西工区	837	単・複線	5.7~12.9	26~92	8.4~12.0	1.6	風化頁岩 礫岩 砂岩	水抜ボーリング 薬液注入		●	AGF PUIF	H8.12	-
	薬院工区	28	単線	5.2	16	8.8	0.0	洪積層砂礫 粘性土	ディープウェル 薬液注入	●	●	パイプルーフ AGF	H9.10	-

薬液注入について

主に砂層の止水や風化岩部の地盤強化を目的として、必要な範囲において薬液注入工を実施している。

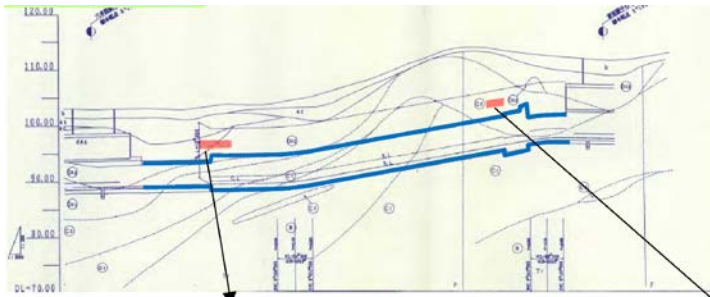
資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

A - 1) 中比恵西・東工区



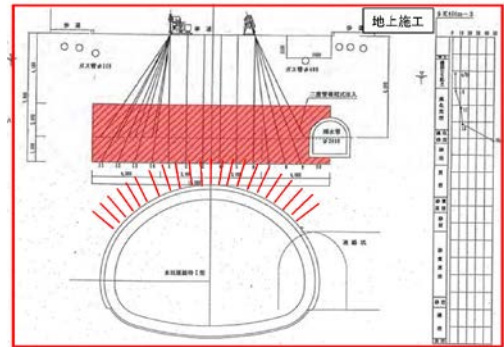
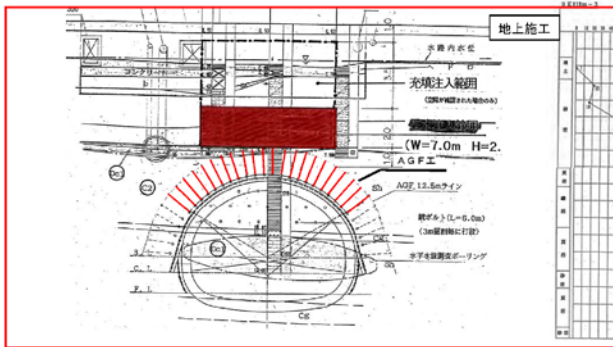
資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 より）

A - 2) 桜坂工区



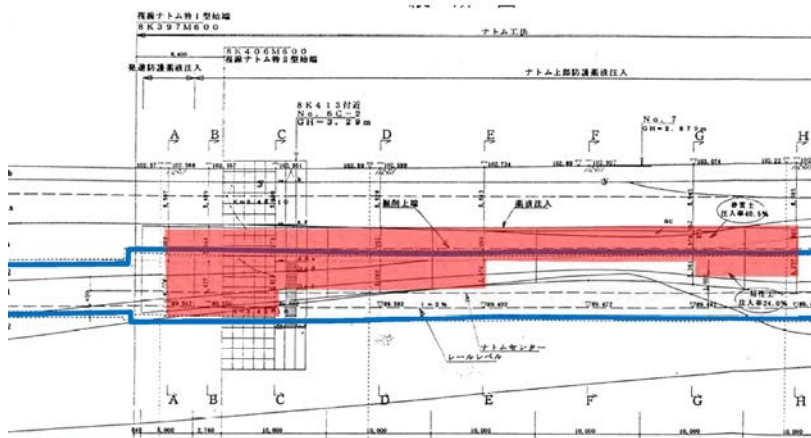
止水を目的とした薬液注入工及びAGFの併用

地盤強化を目的とした薬液注入工及びAGFの併用



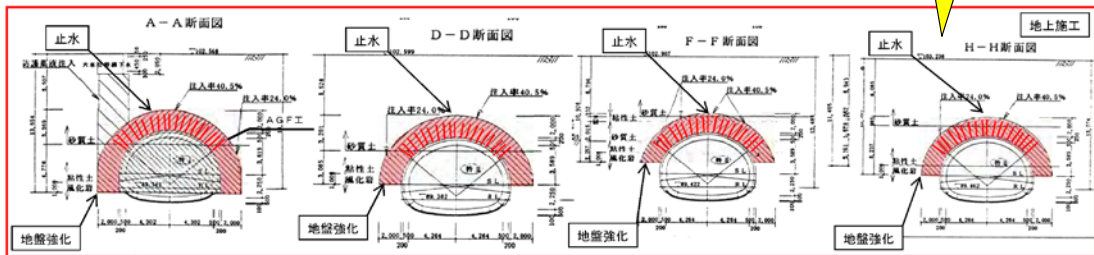
資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 より）

A - 3) 六本松工区



止水及び地盤強化を目的とした薬液注入工及びAGFの併用

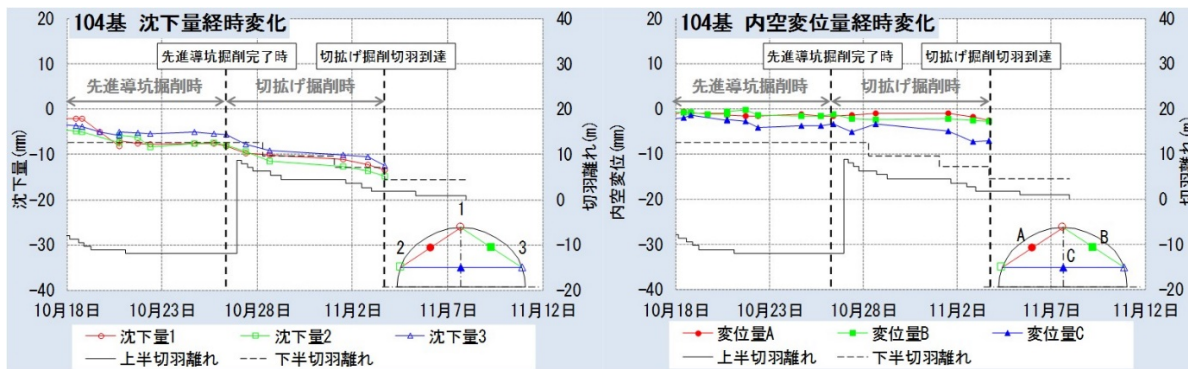
砂質土は止水を目的とした注入、粘性土や風化岩は地盤強化を目的とした注入をしている



資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 より）

3.3.5. 項目5 導坑施工による影響

導坑施工時の計測結果は、予測値に近い変位が発生していた。先進導坑掘削時の支保工 104 基の天端沈下量は 8 mm で予測 FEM 解析値と一致している。先進導坑掘削時までは想定どおりの挙動を示していた。



資料提供：施工者（第3回検討委員会資料-2より）

先進導坑施工による影響は、天端沈下、内空変位、注入式長尺鋼管先受工法（AGF）の鋼管の変位は解析値に近い値が計測されており、先進導坑の計測データに特に問題はないため、要因となった可能性は低い。

3.3.6. 項目6 トンネル断面形状の影響

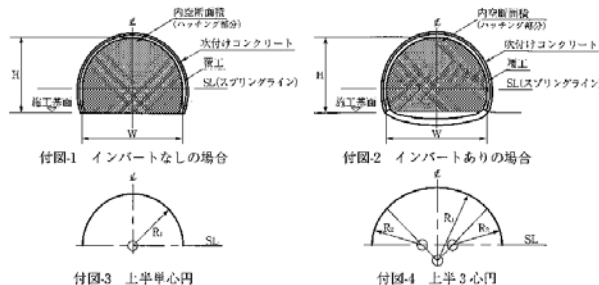
天端付近の岩被りを確保するために断面が扁平化され、内空断面の扁平率を 0.625 から 0.532（上半施工時はさらに扁平化していた）に変更し、一般的には 0.57 以上が好ましいとされる扁平率よりも小さくなった。変更する際に FEM 解析により支保の安定性を確認しているが、当初想定していたよりも地山条件が悪くなっている。

高い地下水圧が作用しかつ脆弱な地質条件においては、扁平な断面形状が、厳しい地質条件下で影響度合いを強め、トンネル天端の安定性の低下を助長した可能性がある。

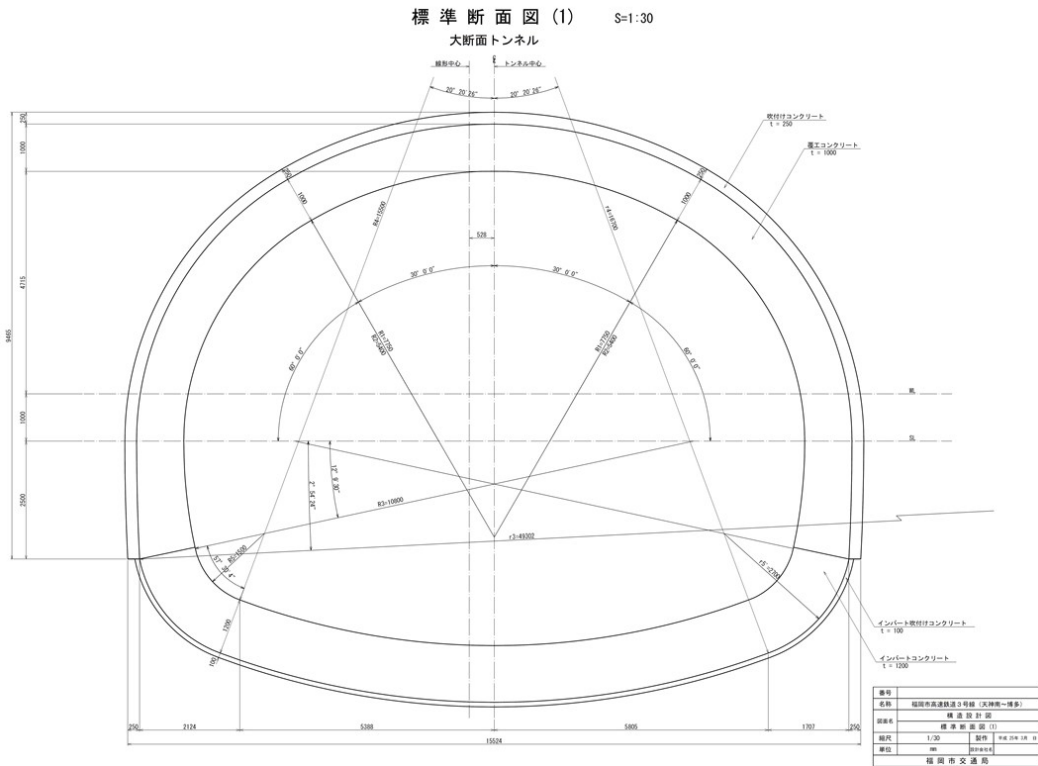
表-3.3.1 断面区分

項目	区分	通常断面	大断面	小断面
内空幅 (m)		8.5~12.5程度	12.5~14.0程度	3.0~5.0程度
内空形状		一般的に上半単心円断面	一般的に上半三心円断面	一般的に上半単心円断面
内空縦横比		概ね0.6以上	概ね0.57以上	概ね0.8以上
内空断面積 (m ²) (参考値)		40~80程度	80~100程度	8~16程度

注1) 内空幅とは、スプリングラインでの内空幅をいう。(付図-1, 2に示すWをさす)
 注2) 内空縦横比 (H/W) は付図-1, 2に示す内空高さ (H) と内空幅 (W) の比で表示した。
 注3) 内空形状は上半 (SLより上) を形成する内空の数で付図-3, 4に示すように上半単心円 (三心円) と上半三心円 (五心円) とした。
 注4) 内空断面積は断面形状 (内空縦横比など) の影響を受けやすいため、この影響を受けない内空幅により断面を区分する。参考値として各断面のおおよその内空断面積を表に示した。なお、ここでいう内空断面積とは、付図-1, 2に示すようにインバート (壁下打) を含まない掘削内空の全内空断面積をいい、換気設備に用いる車道内空 (掘削面上部) とは異なる。
 注5) 大断面における非常時半帯の内空断面の良定にあたっては、側壁部の形状を共有する形で被ふすと、掘削に備わることと考えられるため、一般部の内空形状を類似拡大する兼ね兼ね、地山条件などに応じた検討が必要である。



引用元：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 平成 15 年 11 月
 (第3回検討委員会資料-2より)



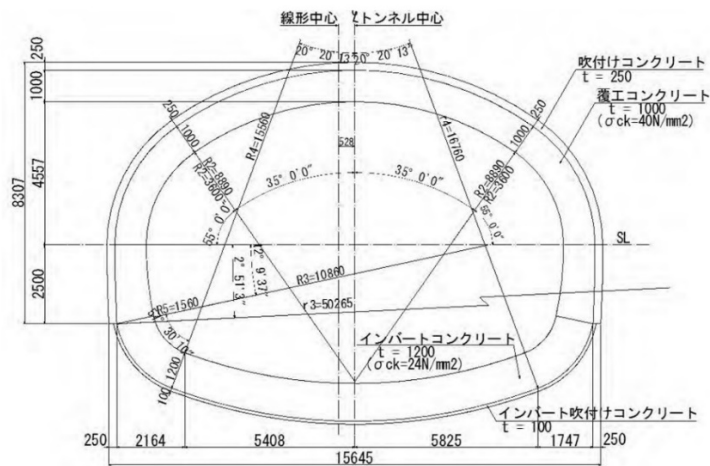
資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

内空幅員 (SL) : $((7,750 - 5,400) \times \sin 30^\circ + 5,400) \times 2 = 13,150$

内空高 : $9,465 - (250 + 1,000) = 8,215$

内空縦横比 : $8,215 / 13,150 = \underline{0.625}$

掘削内空縦横比 : $9,465 / (13,150 + (250 + 1,000) \times 2) = \underline{0.605}$



資料提供：施工者（第3回検討委員会資料 - 2 より）

内空幅員(SL) : $((8,890 - 3,600) \times \sin 35^\circ + 3,600) \times 2 = 13,268$

内空 : $8,307 - (250 + 1,000) = 7,057$

内空縦横比高 : $7,057 / 13,268 = \underline{0.532}$

掘削内空縦横比 : $8,307 / (13,268 + (250 + 1,000) \times 2) = \underline{0.527}$

3.3.7. 項目7 トンネル支保工の安定性

(1) 吹付けコンクリートや鋼製支保工の耐力

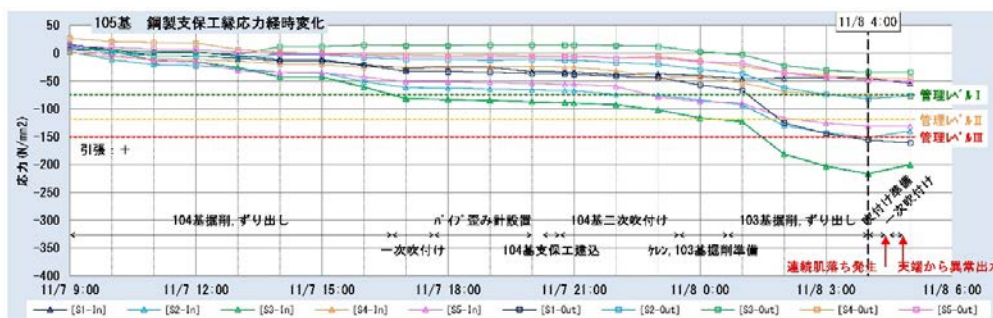
計測Bの結果より、天端から異常出水が発生するまで、応力計測結果から支保工は健全であると推定され、また、105基の鋼製支保工の最大圧縮応力は降伏強度（耐力）245 N/mm²を超えておらず、吹付けコンクリート最大圧縮応力は推定発現強度（耐力）20 N/mm²及び管理基準値（Ⅱ）10.1 N/mm²の値を超えていない。

このことから、吹付けコンクリートや鋼製支保工の耐力が不足したとは認められないため、要因となった可能性は低い。

再現解析に基づく支保工健全性の評価

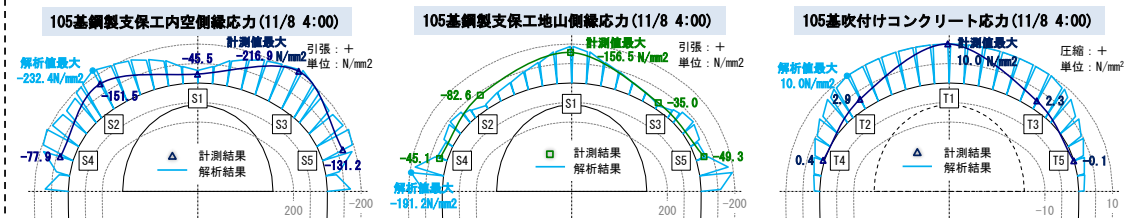
【計測Bの結果】

- 本坑支保工105基の鋼製支保工最大圧縮応力
216.9N/mm² < 降伏強度245N/mm²
- 本坑支保工105基の吹付けコンクリート最大圧縮応力
10.0N/mm² ≪ 推定発現強度20N/mm²
- 鋼製支保工応力・吹付けコンクリートとも、最大圧縮応力が11月8日4:00にピークをむかえた後、11月8日5:00には崩落に伴う荷重の減少により応力が減少している。。



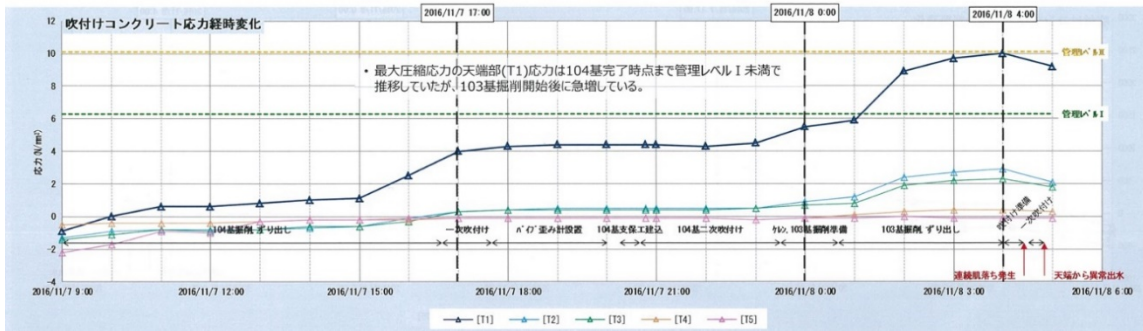
【フレーム解析の結果】

- フレーム解析における断面力から計測点以外の範囲の鋼製支保工・吹付けコンクリート応力を算出した結果、鋼製支保工の降伏強度以下、吹付けコンクリートの発現強度以下となることが確認できた。



→道路陥没発生時において支保部材は破壊していないと推定される

資料提供：施工者（第2回検討委員会参考資料より）



資料提供：施工者

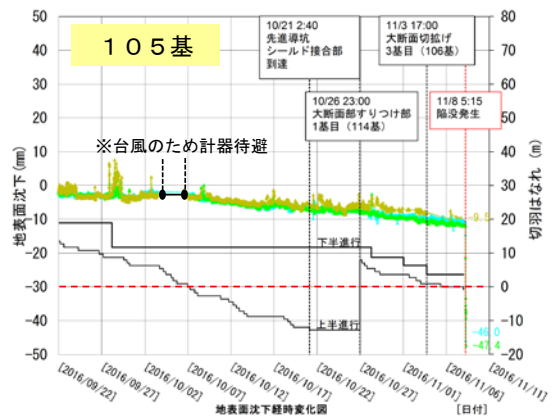
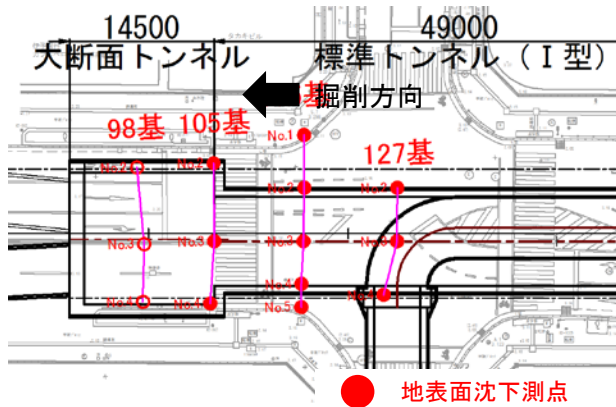


11月7日昼勤に撮影した104基の写真

資料提供：施工者（第3回検討委員会資料-2より）

（2）支保工の支持力不足、脚部沈下

地表面沈下に顕著な増加が認められず、支保工の支持力不足、脚部沈下も認められな
いため、要因となった可能性は低い。



資料提供：福岡市（第1回検討委員会資料4-2（参考）よりより）

3.3.8. 項目8 注入式長尺鋼管先受工の横断方向地山改良効果

(1) 注入式長尺鋼管先受工の地山改良体の連続性

D2層の地山に対して柱状の改良体は形成されず亀裂注入となっていたことは、D2層の性状から妥当であったと考えられる。ただし、潜在的亀裂には初期地山状態でほとんど空隙がないため、十分な地山改良効果が発揮されず、掘削時に緩みが生じた可能性がある。



資料提供：施工者（委員会追記）（第3回検討委員会資料-2より）

(2) 注入式長尺鋼管先受工の注入材の地山への適合性

注入材はウレタン系が選定されているが、いずれの地山にも適用範囲が広い材料であるため、注入材の選定自体が要因となった可能性は低い。

■注入材の選定・注入量の設定

	粘性土	砂質土	礫質土	風化岩	風化岩に準拠 (博多駅)
土被り比	0~2.3	0.2~1.7	0~1.3	0.1~7.0	-
Vp (km/sec)	0.8~1.0	0.4~1.3	0.2~2.0	0.4~2.4	-
qu (kN/m ²)	50~100	30	20	10~5000	-
N値	2~46	15~20	6~50	10~50	-
注入材	セメント系 ウレタン系	ウレタン系 水ガラス系	ウレタン系 水ガラス系	セメント系 ウレタン系	ウレタン系
注入方式	ステップ 同時 バルブ	ステップ 同時 バルブ ダブルパッカー	ステップ 同時 ダブルパッカー	ステップ 同時 バルブ	同時
注入量 (kg/m)	12.0	13.4	11.9	10.0	当初設計5.76 → 10.0に変更

注1) 風化岩の注入材は、亀裂が開いている場合はセメント系、**開口幅が小さい場合や粘性土を介する場合はウレタン系**とする。
 注2) 風化岩の注入方式は、注入材に対応してセメント系がバルブ注入方式、ウレタン系がステップ注入方式または同時注入方式とする。
 注3) 注入量は、注入材がウレタン系で、打設ピッチが45cmの場合の標準値。

※「ジオフロンテ研究会 AGF WG：注入式長尺先受工法（AGF工法）技術指針，2012年3月15日」中の表に加筆

注入材種別	効果・特性
ウレタン系	<ul style="list-style-type: none"> セメント系注入材に比べ岩片間を結合させる接着力が大きい。 靱性に優れているので、切羽天端崩落を確実に防止できる。 確実な限定注入ができる。 ゲルタイムが短いため、湧水の影響を受けにくい。 リークに対してはインターバル注入で容易に対応できる。 比較的高価である。
セメント系	<ul style="list-style-type: none"> ウレタン系注入材に比べ岩片間を結合させる接着力が小さい。 靱性は小さいが、注入された部分の圧縮強度と変形係数は大きい。 ゲルタイムの調整等、コントロールが難しい。 リークへの対応が難しい。 湧水に対しては注入材の希釈や流出等の可能性がある。 比較的低価である。
水ガラス系	<ul style="list-style-type: none"> 非常に浸透性が高く、土砂粒子の間にも浸透する。 ゲルタイムが長い場合は湧水によって流出や強度低下が生じやすい。 ホモゲル強度が小さい。 リークへの対応が難しい。 締った砂質地盤などで、その他の薬液では十分な改良効果が期待できない場合に採用される。 比較的高価である。

資料提供：施工者（第3回検討委員会資料 - 2より）

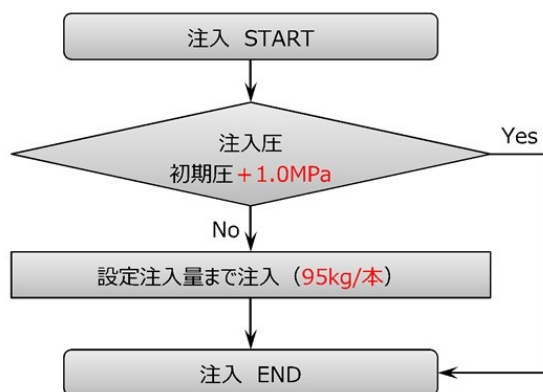
(3) 注入式長尺鋼管先受工の注入圧および量の管理

注入式長尺鋼管先受工の注入管理方法は、技術資料（注：ジオフロンテ研究会 AGF WG：注入式長尺先受工法（AGF工法）技術指針，2012年3月15日、に準拠）に記載されている注入圧および注入量で管理されている。ただし、注入圧については、技術資料に記載されている「初期圧+2.5 MPa」とすれば、遮水機能を期待するD2層を破る

こと、未固結帯水砂層へのリーク、および近接構造物への影響が懸念されたため、立坑発進部で「初期圧+1.0 MPa」として試験施工を行い、先受効果を確認したのち、それ以降の注入式長尺鋼管先受工についても「初期圧+1.0 MPa」を上限として施工している。また、注入量については、注入式長尺鋼管先受工削孔時に湧水が無い場合は 10 kg/m (95 kg/本)、湧水がある場合は 12 kg/m として施工を行っている。

地山条件、湧水条件に対しては注入圧や量の管理を適切に行っており、そのことが直接要因となった可能性は低い。

■ 注入管理手法



※ AGFの注入は、3台の注入ポンプ（1～3号機）を使用し、鋼管内に挿入した長さの異なる3本の注入ホース（L=3m, 6m, 9m）から同時にシリカレジンを注入していた（パッカーによって隔壁を設けて、注入区間割りを行うステップ注入はしていない）。

AGF：注入式長尺鋼管先受工

資料提供：施工者（第3回検討委員会資料 - 2 より）

表 1.4 施工数量表

項目		単位	設計数量	施工数量	備考	特記
先受け工 (注入式 長尺先受 工)	φ114.3、L=9.5m、シリカレジン10kg/m (※5) n=23本/シフト	シフト	0	1	標準I型	設 変
	φ114.3、L=12.5m、シリカレジン10kg/m (※5) n=27本/シフト	シフト	0	1	大断面～標準I型 すり付け部	設 変
	φ114.3、L=9.5m、シリカレジン10kg/m (※5) n=33本/シフト	シフト	0	3	大断面	設 変
	φ114.3、L=12.5m、シリカレジン10kg/m (※5) n=21本/シフト	シフト	0	2	先進導坑	設 変
長尺鏡ポ ルト工	φ76.3、L=12.5m、シリカレジン10kg/m (※5) 57本	本	8 0	8 46	先進導坑 上段：技術提案 下段：設計変更	設 変
	φ76.3、L=6.5m、シリカレジン10kg/m (※5) 57本	本	0	5		設 変
サイドパ イル工	φ76.3、L=7.8m、シリカレジン10kg/m (※5)	本	0	126	先進導坑	設 変

(※5) 地山削孔時の孔内湧水が有る場合、注入量を12kg/mに変更する。注入量は試験施工を行って協議する。

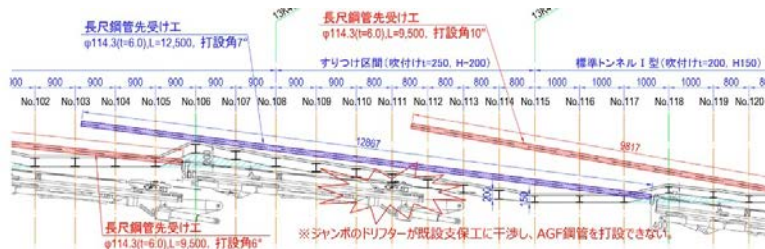
資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 より）

3.3.9. 項目 9 注入式長尺鋼管先受工の縦断方向地山改良効果

(1) 注入式長尺鋼管先受工の施工ずれ

鋼管の打設位置のずれや間隔の広がりには認められないが、天端部の注入式長尺鋼管先受工の鋼管（AGF 鋼管）打設位置をガイドセルの干渉（※）により 0.1 m 下げたことで鋼管を一部切断している。そのため、縦断的に鋼管がラップしていない状態となったことで地山が抜け落ち易くなり、このことが要因となった可能性がある。

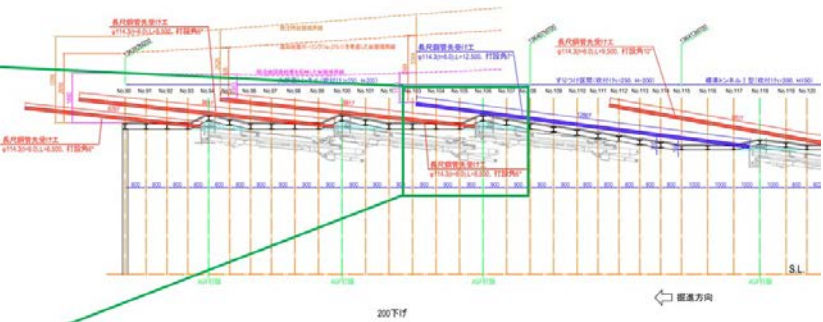
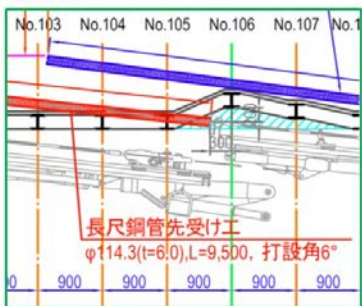
※ AGF 鋼管を AGF 割付計画図通りに施工した場合、削孔機のガイドセルが既設の支保工に当たってしまうこと。これを避けるために打設位置を下げ、AFG 割付施工図のように施工している。



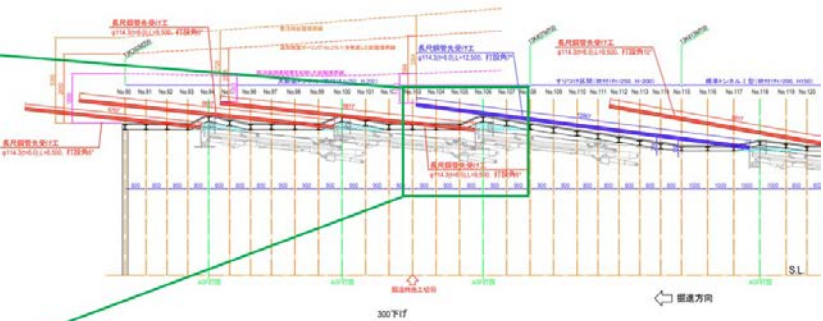
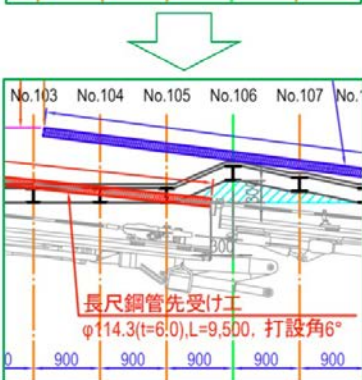
資料提供：施工者（第2回検討委員会資料2-2より）

実際に施工された注入式長尺鋼管先受工は下側の図面である。削孔機が吹付け壁面に当たらないようにするため、計画位置より10 cm 下げて鋼管を打設している。

◆AGF割付 計画図



◆AGF割付 施工図



資料提供：施工者（委員会加工）（第3回検討委員会資料-1より）

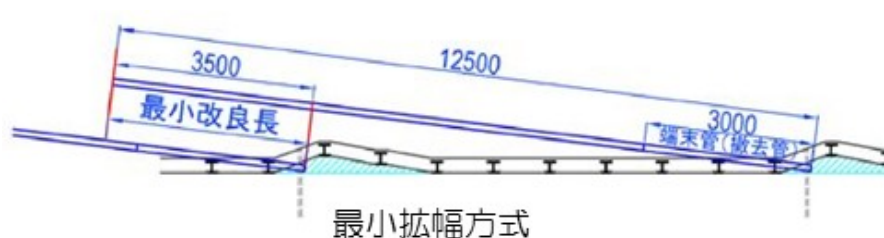


資料提供：施工者（委員会追記）（第3回検討委員会資料-2より）

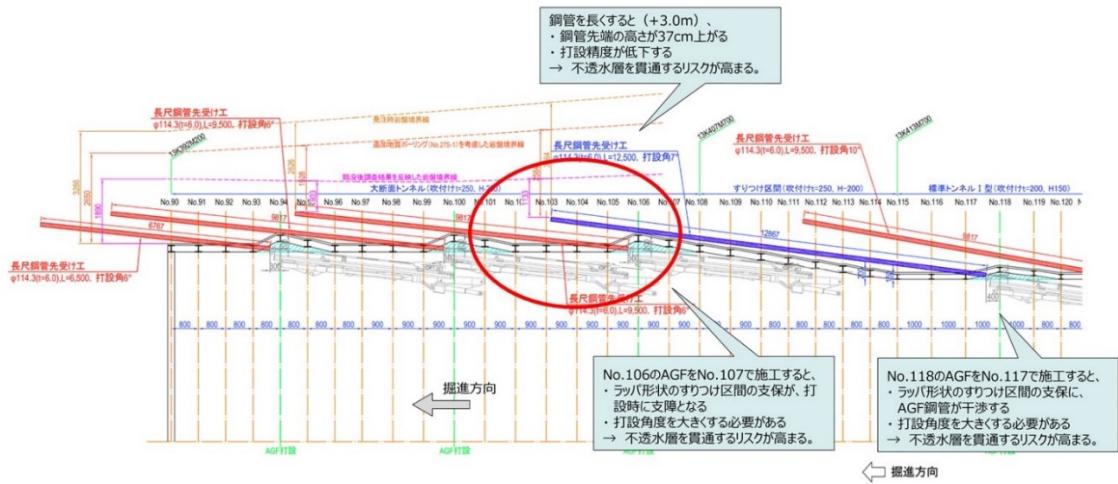
（2）最小拡幅方式におけるラップ部の改良効果

注入式長尺鋼管先受工は、根元を切斷し改良長がラップすると考える最小拡幅方式を採用している。また、陥没箇所（No.103）は、拡幅部のラップ形状のすりつけ区間となり、他の部分と比べてラップ長が短かった。D2層の地山に対して亀裂注入となっており、ラップ部においても注入による十分な地山改良効果が発揮されなかった可能性がある。さらに、鋼管切斷により周辺地山の改良部分の一部が欠損し、必要なラップ長が不足、或いはラップしていない状態となった。

当該補助工法に期待する効果が十分発揮されなかったことは、要因となった可能性がある。



資料提供：施工者（第3回検討委員会資料-2より）

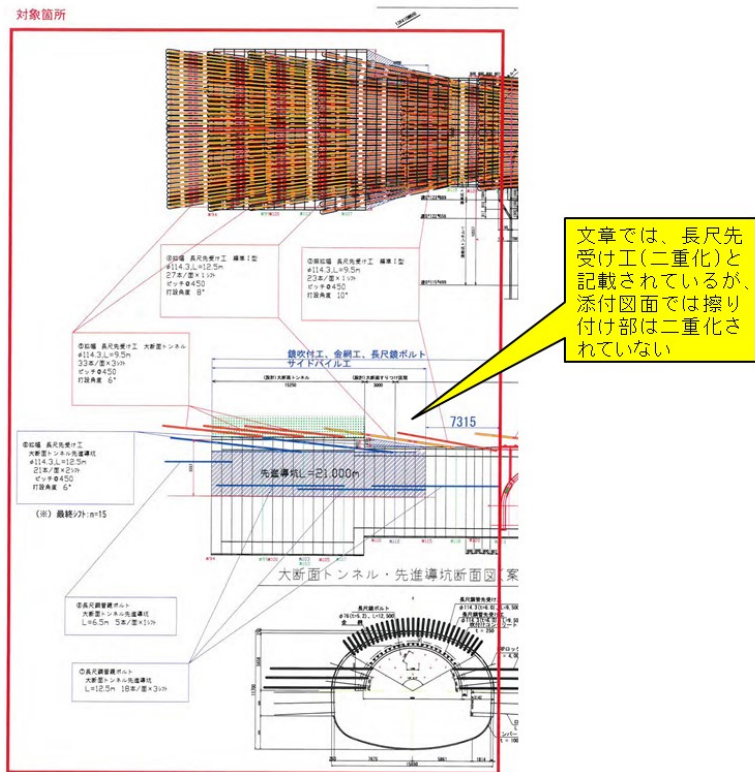


資料提供：施工者（第3回検討委員会資料 - 2 より）

2. 2. 2 大断面区間（擦り付け部を含む）の補助工法の提案理由

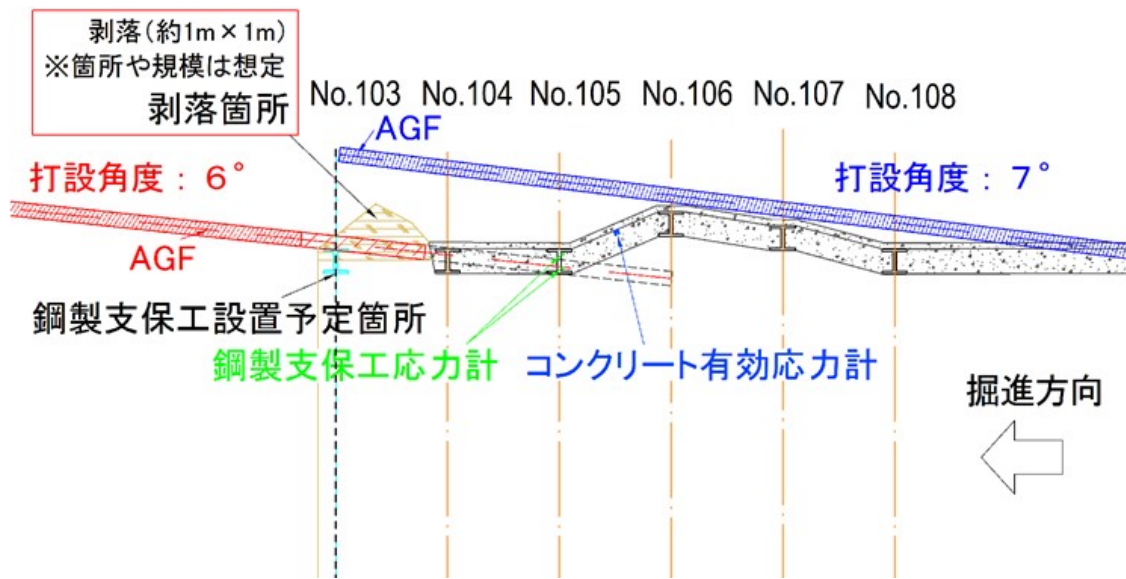
掘削時の補助工法として、先進導坑内から先行実施するサイドパイル工に加えて（前述2②）、長尺鋼管先受け工（二重化）、高強度鏡吹付コンクリート工を補助工法として提案する。天端部および切羽前方の地山の緩みを抑制する目的、周辺地山の変位を抑制する目的である。

また、長尺鋼管先受け工施工位置の天端位置において探り削孔工を、加えて提案する。探り削孔において天端直上部における砂層の有無を事前に把握することで、突発的な多量湧水の発生などを回避する目的である。



大断面トンネル部の補助工法の提案（平成28年9月13日）

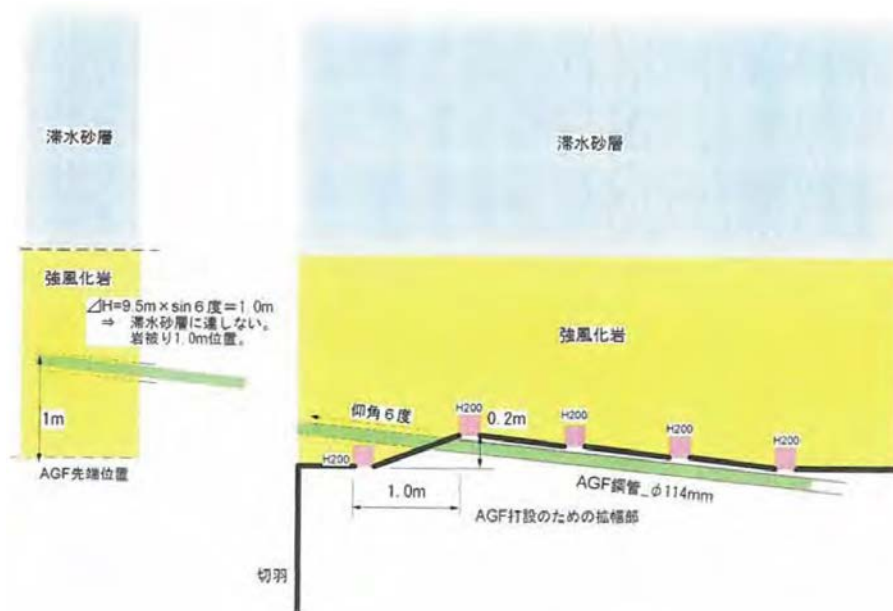
資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料 - 2 より）



資料提供：施工者（第3回検討委員会資料 - 2 より）

(3) 注入式長尺鋼管先受工による水みちの形成

注入式長尺鋼管先受工は仰角6°で打設することにより、D2層下端から約1mに鋼管先端が位置すること、施工時における注入式長尺鋼管先受工の削孔水の状況等により、施工時にはD2層を貫通していないと考えられる。このことから、要因となった可能性は低い。

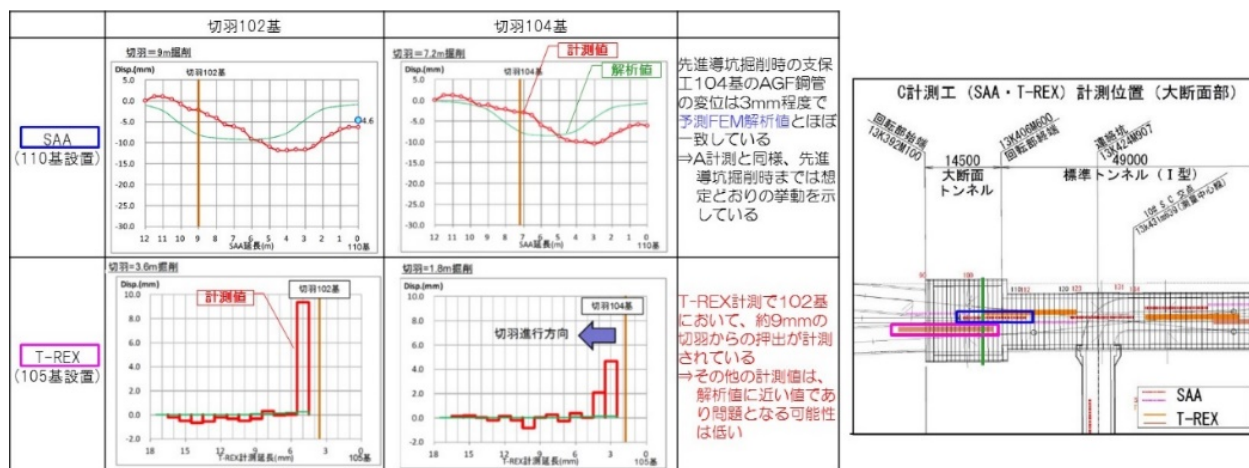


資料提供：福岡市（第3回検討委員会資料 - 2 より）

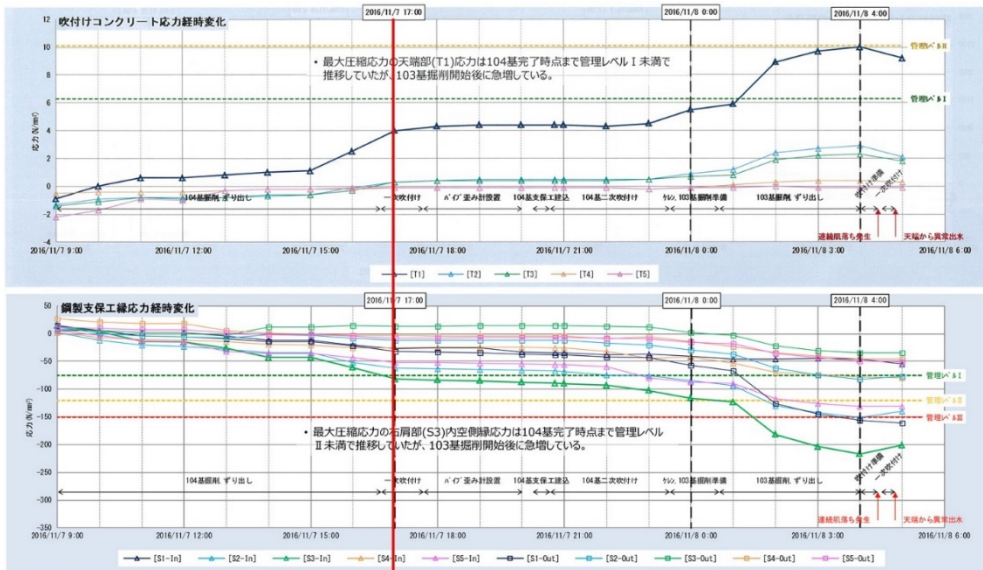
3.3.10. 項目 10 計測管理や対策工の実施

(1) 管理基準値 (I) の超過

施工者は、B 計測である支保工応力のひとつの計測点が管理基準値 (I) を超えたことを把握したが、発注者への報告はなかった。しかし、その他の計測点や計測項目で異常値を示していなかった当時の状況を踏まえると、管理基準値 (I) を超えた時点で今回の大規模な陥没事故までを予見することは困難だったと考えられる。



切羽位置 102 基及び 104 基の地盤沈下量 (SAA) 及び切羽押出量 (T-REX) 計測結果
資料提供：福岡市 (第 1 回委員会資料 資料 4-2 (参考) を加工)



支保工応力が管理基準値 (I) を超える時刻付近の状況
 資料提供：施工者 (委員会加工) (第3回検討委員会資料 - 2 より)

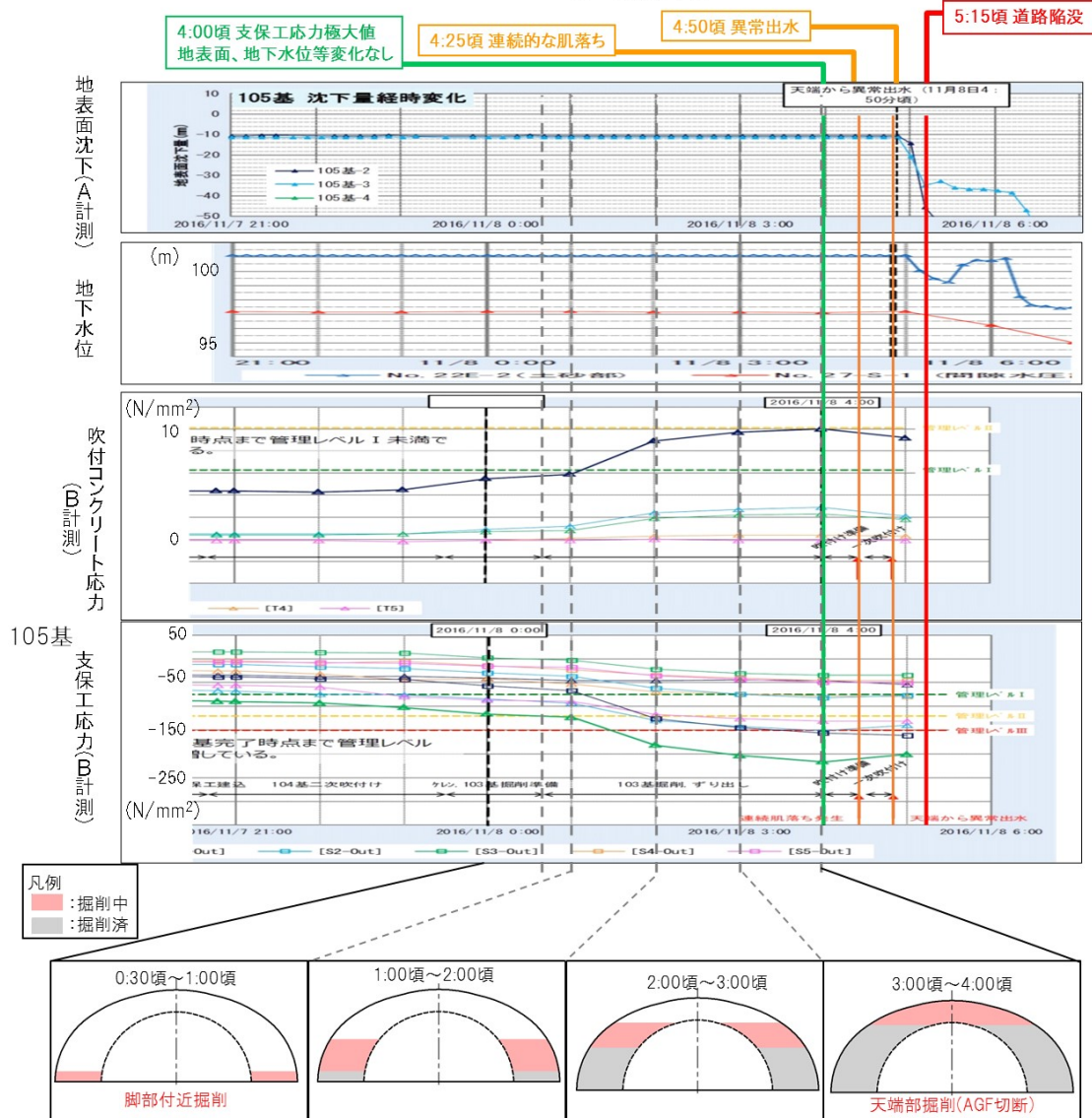
(2) 管理基準値 (II) 及び (III) の超過

B計測である支保工応力のひとつの計測点が管理基準値 (I) を超えた後、管理基準値 (II)、管理基準値 (III) を超えるが、リアルタイムで把握することができなかった。ただ、加速度的に生じる現象の中で陥没に至った状況を踏まえると、陥没事故を防ぐ対策は想定し難い。支保工等の計測状況の把握に遅れが生じていたが、状況変化は急速であり、その時点で陥没事故自体を防げたとは言い難く、要因となった可能性は低い。

なお、管理基準値を超えた場合の対策として増し吹付けや注入式ロックボルトが計画されており、福岡市からは、(管理基準値を超えた際に、)「事故を防止する何らかの措置がとれた可能性がある。」との意見があった。



4:30 施工者撮影写真



陥没直前における推定掘削状況と B 計測値の変化

資料提供：施工者（委員会加工）（第3回検討委員会資料 - 2 より）

3.4. 事故要因の推定

要因分析による結果は本節末に表としてまとめた。

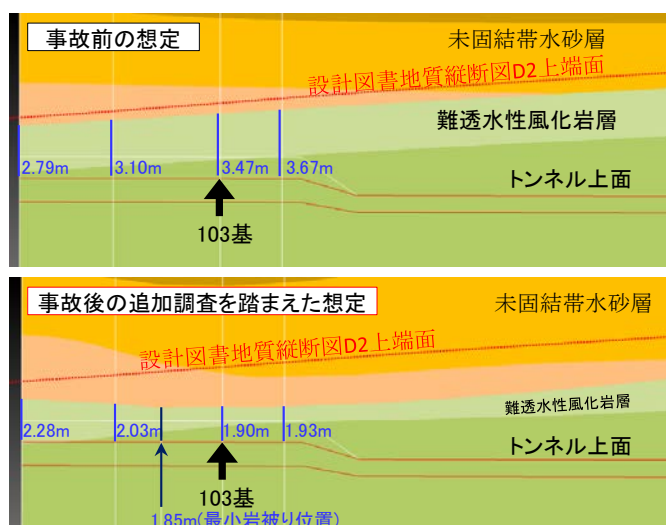
本委員会では、事故の原因について考えられる 10 の項目を抽出し、それらが要因となるか否かの可能性について評価を行った。要因は必ずしも 1 つではなく、様々な要因が複合的に作用し陥没に至ったと考えられるが、その中でも以下の 2 つの要因(A-①、②)については、可能性が高いものと推定した。

しかしながら、これらの要因を推定するに至った当該地層の状況等については、事故後の調査等により明らかになったものであり、当該工事の設計時点における地質調査の頻度等は通常の都市 NATM 工事と比較して少ないとまでは言えないことから、事故前に正確に把握することは困難であったものとするが、難透水性風化岩の地質的成り立ち（古第三紀の亀裂性岩盤、不整合、地表での風化等）から考えると、地質構造や物性の不均質性が大きいことを想定して、不均質性を前提とした安全側の対応（詳細地質調査や設計・施工での対応）が望まれた。

A-① 難透水性風化岩層の強度や厚さ

難透水性風化岩層の強度や厚さについては、過去に当該岩盤層が地上にあった影響等により強風化の弱部が各所に存在し、また、地層の上部に凹凸があるなど、不規則で複雑な地質構造となっており、上部に強度の低い層が存在していたことが事故後に実施した追加の地質調査等により明らかとなった。例えば大断面トンネル部において、当該地層の厚さを約 2.79～3.67 m 確保できると見込んでいたが、その後の調査の結果、厚さは約 1.90～2.28 m しか確保できず、強風化が進んだ強度の低い上部の層が支配的になっていた可能性があることが分かった。

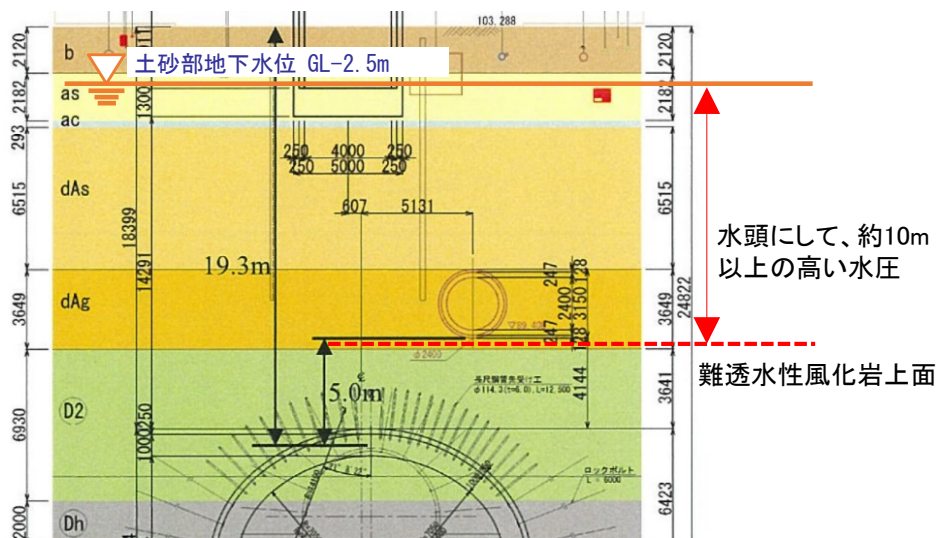
局所的に強度や厚さが不足する難透水性風化岩層について、当該工事の設計及び施工にあたっては強度や厚さを均質であると捉え、例えば安定解析に用いた変形係数（力を加えたときの変形のしにくさを表す指標。変形係数が高い方が変形しにくい）については、（約 14,000 kN/m²から約 700,000 kN/m²のバラツキがあるところを）最終的には代表値として 87,000 kN/m²の値を用いるなど、バラツキの考慮が不十分なまま設計及び施工が行われ、結果的に地山の強度を実際よりも高く評価した設計となっていた。



資料提供：福岡市（委員会追記）（第3回検討委員会資料-2を加工）

A-② 地下水圧の影響

未固結帯水砂層の地下水位は地表から約2.5mの位置にあり、未固結帯水砂層から難透水性風化岩層の境界部に、水頭にして約10m（約1気圧に相当）以上の高い水圧が作用していた。上述のようにトンネル上部の難透水性風化岩層は不規則で複雑な構造であったが、設計及び施工にあたっては、その遮水性や水圧に対する耐力を十分であるとしていた。しかしながら事故後に追加した地質調査等によると、難透水性風化岩層の内部には、小断層や剥離面、多くの節理や亀裂が存在していたと考えられ、結果的に地下水圧に対する安全性が十分ではなかった。



資料提供：福岡市（委員会追記）

また、上記のような不規則で複雑な地質や高い地下水圧の条件下で施工する際には、施工時の地山の安定性を含めトンネル構造の安定性を極力損なわないよう慎重な設計、施工を行う必要があったが、施工中における以下の2つの変更（B-①、②）は通常の

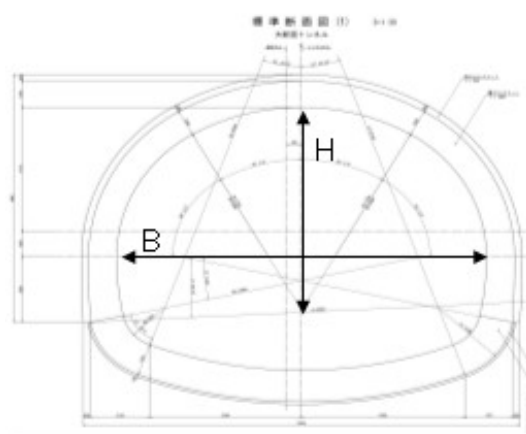
地質状況では要因となる可能性は低いものの、上記の A-①、②のような厳しい地質条件下においては、その影響度合いを強めることとなり、結果的に事故発生の副次的な要因となった可能性が高いものと推定した。

B-① トンネル断面形状の変更

難透水性風化岩のトンネル上部の層厚を確保するためにトンネル天端を約 1.2 m 下げたことで、扁平率(内空高さ÷内空幅)が 0.625 から 0.532 となった(上半施工時はさらに扁平化していた)。それに対し、安全性は確保されるものとの解析結果を得ていたが、アーチアクションによる効果(※)が減少することとなり、結果的にトンネル構造の安定性を低下させることとなった。

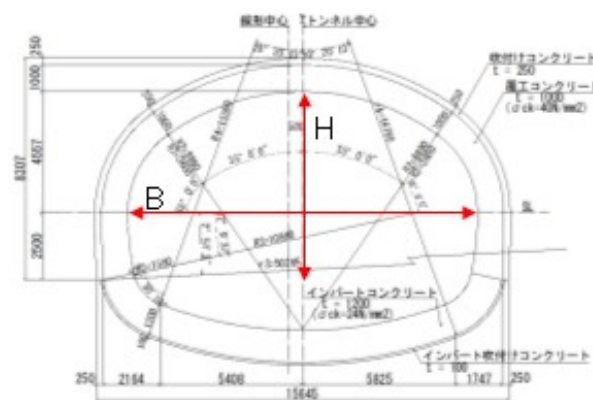
※ 石のブロックをアーチ状に組むとブロック相互に圧縮力が働き、ブロック同士を接着していなくても梁の構造を保つことができる。アーチ形状が寝てくると圧縮力が弱まり、やがて梁の構造を保てなくなる。トンネルは石のブロックを組んで作るわけではないが、掘削による場合も同様の効果が期待できる。

当初の断面



内空縦横比(H/B) : 0.625

変更後の断面



内空縦横比(H/B) : 0.532

資料提供 : 福岡市 (左図)、施工者 (右図) (委員会追記)

B-② すりつけ区間における補助工法の施工方法の変更

当該工事区間は、標準断面トンネル (I 型) の 13K413M700 (No.115 付近) 地点から大断面トンネルの 13K407M700 (No.108) 地点へのすりつけ区間(延長 6m)であり、断面を拡幅(高さ約 2.5 m、幅約 5 m)する区間であった。補助工法としては注入式長尺鋼管先受工法 (AGF 工法) が採用されていたが、すりつけ区間においては、鋼管の打設位置の制約と難透水性風化岩層を突き抜けないように挿入角を小さくする必要から、長尺鋼管の完全二重化が困難となる部分が存在することとなり、さらに支保工を設置す

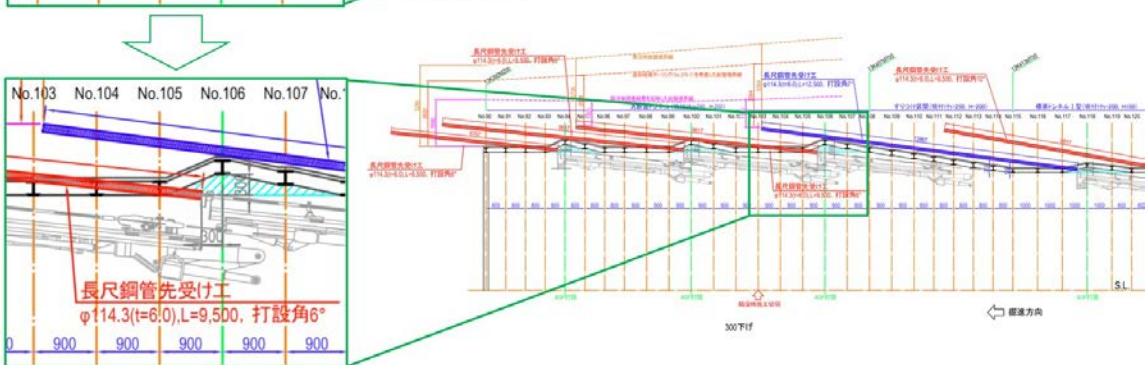
るため、鋼管の根本部を切断しなければならなかった。その結果、鋼管の縦断的なラップ長（重なり合う長さ）が短く、或いはラップしていない状態となり、当該補助工法に期待する効果が十分発揮されなかった。また、鋼管からの注入は岩盤の亀裂への注入であり、十分な地山改良効果が発揮されなかった可能性があった。

実際に施工された注入式長尺鋼管先受工は下側の図面である。削孔機が吹付け壁面に当たらないようにするため、計画位置より10 cm下げて鋼管を打設している。

◆AGF割付 計画図



◆AGF割付 施工図



資料提供：施工者（委員会追記）

項目	要因となる可能性の評価	
	説明図	調査・設計・施工の経緯
1		<p>難透水性風化岩(D2層)の強度</p> <ul style="list-style-type: none"> D2層は風化の程度や潜在的亀裂、弱層が分布するため物性値のバラツキが大きかった(N値が5から50以上)。また、上部層との境界面近くは強風化傾向にあった。 FEM解析等の設計では、2本のボーリング調査結果から得られた地山物性値の平均値により均質な地層としてモデル化していた。 標準II型部の施工時の計測結果から逆解析等により地山物性値を再評価しており、大断面部では危険側の設計となった。
2		<p>難透水性風化岩(D2層)の厚さ</p> <ul style="list-style-type: none"> 大断面トンネル部において、D2層の厚さを約2.79~3.67m確保できると見込んでいたが、その後の調査の結果、厚さは約1.90~2.28m*しか確保できず、強風化が進んだ強度の低い上部の層が支配的になっていた可能性があることが分かった。 *注:分析に用いられたボーリングデータには、埋め戻し後に陥没箇所で行われたものも含まれており、陥没事故による攪乱の影響を受けている可能性も否定できない。なお、福岡市公表の「追加地質調査結果について」(福岡市交通局,H28.3)では、陥没箇所で行われたものを除き、2.39~2.45mの結果が示されている D2層の上部境界面は、追加ボーリングの結果、比較的大きな傾斜角を持っていることから不規則な凹凸を有すると推定される
3		<p>高い地下水位による影響</p> <ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩層に水圧が作用した。 当該区間の地下水位は地表面付近にあり、沖積・洪積の砂礫層内に帯水していることから、設計では地上からの薬液注入工が計画されていた。
4		<p>難透水性風化岩(D2層)の耐力不足の可能性</p> <ul style="list-style-type: none"> 土水一体のFEM解析により、トンネル掘削時の周辺地盤の変位、支保工、補助工法の評価を実施し、安定性を照査した。 福岡市地下鉄他工区におけるNATMの施工実績では、主に砂層の地下水位低下工法、遮水や地山補強を目的とした薬液注入工が実施されている。 標準II型部の導坑、本坑掘削時の計測結果から同定した地山物性値をもとに大断面掘削の予測解析を実施し、注入式長尺鋼管先受け工、サイドパイプ、高強度吹付けにより補強をすることでD2層の安定を確保するとしていた。
5		<p>導坑施工による影響</p> <ul style="list-style-type: none"> 導坑施工時の計測結果は、予測値に近い変位が発生していた。 先進導坑掘削時の支保工104基の天端沈下量は8mmで予測FEM解析値と一致しており、先進導坑掘削時までは想定どおりの挙動を示していた。

項目	要因となる可能性の評価		要因推定
	考察	評価	
1	<ul style="list-style-type: none"> 通常の条件であれば当初設計時点での調査頻度が少ないとまでは言えないが、今回のような特殊条件下においては、調査頻度が少なかったため、地山強度等の物性値や地層厚さを適正に評価することができなかった可能性がある。 当該資料のみでは不規則に分布する潜在的亀裂や弱層を設計目的に合わせて適切に評価することは技術的に困難が伴った（水圧に対する遮水層の安定性を評価する場合亀裂や弱層など局所的に物性が低い箇所の影響が大きいと想定される） 難透水性風化岩は、物性値にバラツキがあったにもかかわらず、一つの均質な層として、物性値を代表値によって評価したことが適切でなかった可能性がある。 	◎	A-① 難透水性風化岩層の強度や厚さ
2			
3	<ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩層の上面の不陸および内部の小断層や剥離面、多くの節理や亀裂が存在し、これが水みちとなり、局所的に水圧作用面がトンネル掘削面に近かった可能性がある。 	◎	A-② 地下水圧の影響
4	<ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩層に高い水圧が作用する中での施工となるが、FEM解析（全応力解析）により地盤変位や部材の発生応力に着目した検討がなされ、設計及び施工にあたっては、その遮水性や水圧に対する耐力が十分あるものとしてトンネルの安定性を確認していた。現場に即した解析手法の検討や、解析の限界を認識した上で安全側の設計となるような工学的判断が不足していたことが要因となった可能性がある。 福岡市地下鉄他工区のNATMの施工実績では、主に砂層の止水や風化岩盤部の地山強化を目的として薬液注入工が実施されているが、本トンネルでは、未固結滞水砂層に対して止水のための薬液注入を実施せずAGFに期待したことが、要因となった可能性がある。 	◎	
5	<ul style="list-style-type: none"> 天端沈下、内空変位、AGF鋼管の変位は解析値に近い値が計測されており、先進導坑の計測データにより特に問題はないため、要因となった可能性は低い。 	△	

要因判定の凡例 ◎：主要因(直接的な要因)であると考えられるもの ○：副要因(直接的な要因)による影響が強めたと考えられるもの △：要因の可能性が低いもの

項目	要因となる可能性の推定	
	説明図	調査・設計・施工の経緯
6		トンネル断面形状の影響 <ul style="list-style-type: none"> 遮水層の厚さを確保するため、扁平な断面を採用し、FEM解析で支保の妥当性を確認していた。
7		トンネル支保工の安定性 <ul style="list-style-type: none"> 吹付けや鋼製支保工の耐力超過はなかった。 支保工脚部の支持力不足はなかった。 計測Bの結果より、105基の鋼製支保工の最大応力は耐力 245 N/mm² を超えていない。
8		注入式長尺鋼管先受工の横断方向の地山改良効果 <ul style="list-style-type: none"> D2層の地山に対して亀裂注入となっていた。 注入材は、いずれの地山にも適用範囲が広いウレタン系が選定されている。 注入式長尺鋼管先受工の注入管理方法は、技術資料に記載されている注入圧および注入量で管理されている。ただし、注入圧については、技術資料に記載されている「初期圧+2.5MPa」とすれば、遮水機能を期待するD2層を破ること、未固結帯水砂層へのリーク、および近接構造物への影響が懸念されたため、立坑発進部で「初期圧+1.0MPa」として試験施工を行い、先受効果を確認したのち、それ以降の注入式長尺鋼管先受工についても「初期圧+1.0MPa」を上限として施工している。注入量については、注入式長尺鋼管先受工削孔時に湧水が無い場合は10kg/m(95kg/本)、湧水がある場合は12kg/mとして施工を行っている。
9		注入式長尺鋼管先受工の縦断方向の地山改良効果 <ul style="list-style-type: none"> 陥没箇所は拉幅部のラップ形状の影響を受ける区間であり、他の部分と比べてラップ長が短く、さらに根元が切断された。 鋼管の打設位置のずれや広がりには認められないが、天端部のAGFをガイドセルの干渉により0.1~0.2m下げたことで鋼管を一部切断している。
10		計測管理や対策工の実施 <ul style="list-style-type: none"> 導坑の切り羽押出計測では102基で約9mmの切り羽前方への変位が計測された。 地表面沈下、天端沈下、支保工応力等の経時変化を計測していた。 管理基準値を超えた場合の対策として増し吹付けや注入式ロックボルトを計画していた。 施工者は支保工応力のひとつの計測点が管理基準値(I)を超えたことを把握したが、発注者への報告はなかった。その後、管理基準値(II)、管理基準値(III)を超えるが、リアルタイムで把握することができなかった。

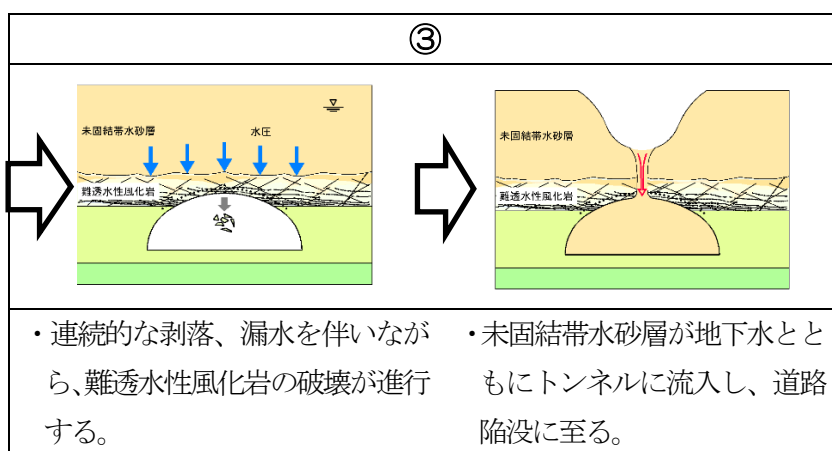
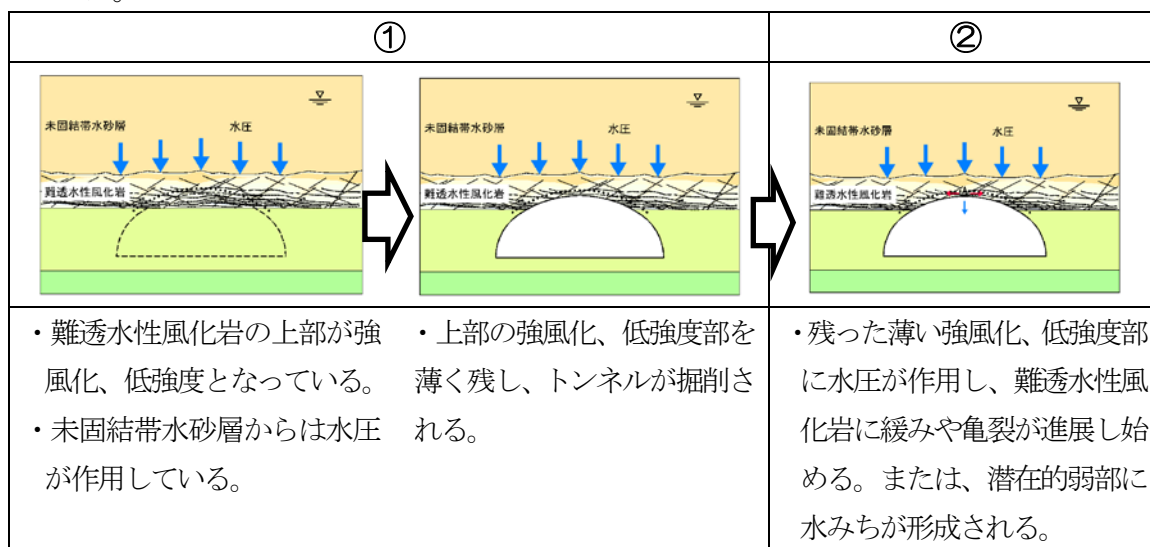
項目	要因となる可能性の推定		要因推定
	考察	評価	
6	<ul style="list-style-type: none"> 高い地下水圧が作用しかつ脆弱な地質条件においては、扁平な断面形状が、厳しい地質条件下で影響度合いを強め、トンネル天端の安定性の低下を助長した可能性がある。 	○	B-① トンネル断面形状の変更
7	<ul style="list-style-type: none"> 吹付けや鋼製支保工の耐力の超過はなかったため、直接の要因ではないと推定される。 計測Bの結果より、天端から異常出水が発生するまで、応力計測結果から支保工は健全であると推定され、耐力が不足したとは認められず、要因となった可能性は低い。 地表面沈下も顕著な増加が認められず、支保工の支持力、脚部沈下も認められないため、要因となった可能性は低い。 	△	
8	<ul style="list-style-type: none"> 地山条件、湧水条件に対しては注入圧や量の管理を適切に行っており、直接原因となった可能性は低い。 ただし、潜在的亀裂は初期地山状態ではほとんど空隙がないため、十分な地山改良効果が発揮されず、掘削時に緩みが生じた可能性がある。 ラップ部においても注入による十分な地山改良効果が発揮されず、さらに鋼管切断により周辺地山の改良部分の一部が欠損し、必要なラップ長が不足、或いはラップしていない状態となり、当該補助工法に期待する効果が十分発揮されなかった可能性がある。 	○	B-② すりつけ区間における補助工法の施工方法の変更
9			
10	<ul style="list-style-type: none"> 支保工等の計測状況の把握に遅れが生じていたが、状況変化は急速であり、その時点で陥没事故自体を防げたとは言い難く、要因となった可能性は低い。なお、福岡市からは、(管理基準値を超えた際に、)「事故を防止する何らかの措置がとれた可能性がある。」との意見があった。 支保工応力のひとつの計測点が管理基準値(I)を超えた時点では、その他の計測点や計測項目で異常値を示しておらず、その時点で今回の大規模な陥没事故までを予測することは困難だったと考えられる。その後、管理基準値(II)、管理基準値(III)を超えるが、加速度的に生じる現象の中で陥没に至った状況を踏まえると、陥没事故を防ぐ対策は想定し難い。 	△	

要因判定の凡例 ○: 主要因(直接的な要因であると考えられるもの) ○: 副要因(直接的な要因による影響を強めたと考えられるもの) △: 要因の可能性が低いもの

3.5. 事故発生のメカニズムの推定

事故発生のメカニズムについては、以下のように推定される。

- ① 元来、堆積環境やその後の風化具合により強度や厚さにバラツキがある難透水性風化岩層の下部にトンネルが掘削された。トンネル天端から、当該地層とその上部の未固結帯水砂層との境界までは、約2mとなっていた。
- ② トンネルを掘削、又は断面を拡幅するにつれて、未固結帯水砂層からの高い水圧の影響も加わり、難透水性風化岩に緩みや亀裂が発生し、徐々に破壊し始めた、或いは、難透水性風化岩に潜在的弱部が存在して、いわゆる「水みち」が形成された。
- ③ 上記②によって、トンネル天端部が連続的に剥落、或いは漏水を伴いながら、破壊が進行し、遂に、未固結帯水砂層と地下水がトンネル内に流入し、またこれによって破壊が加速度的に進行し、最終的には大規模な道路陥没を発生させるに至った。



4. 工事再開に関する主な留意点

本委員会での事故原因の推定を踏まえ、福岡市が地下鉄工事を再開するにあたっては、主に以下の項目について留意し、必要な調査等を行う必要がある。

① 地質、地下水の状況把握

- 難透水性風化岩層の強度や厚さについては、過去の風化の影響等により強風化の弱部が各所に存在し、また、地層の不整合面に凹凸があるなど、不規則で複雑な地質構造となっていたことが事故後の調査で明らかとなった。このため、事故後に実施されたボーリング調査の結果や、過去において周辺部で実施された地質調査の結果等も踏まえるとともに、陥没箇所について埋め戻した流動化処理土、薬液注入された周辺地盤等、事故後の措置も考慮しつつ、再度、地質、地下水の状況を把握する必要がある。

② トンネル坑内の水抜き及び土砂撤去に関するもの

- 現存するトンネル坑内の水抜きや土砂撤去にあたっては、現在は安定していると推測される力学的な均衡が再び変化し、トンネル部や周辺地盤の崩壊に至る恐れがあるため、地下水位等の計測することで力学的安定性について観測、評価しつつ、周辺へ影響が生じないように慎重に行う必要がある。
- 崩壊部と健全部を分離する位置、地盤改良(固結)や埋め戻しが必要となる場合の区間・範囲の検討(土砂をどこまで存置させるのかの前提も含む)、事前の地盤改良(固結)や埋め戻しなどの方法を検討する必要がある。
- 坑内地下水と上部未固結帯水砂層内地下水との不連続性について把握するため、現在の地下水位が、岩盤部のものか土砂部のものかなど水頭変動の要因の確認が必要である。
- 崩落部地盤およびその周辺地盤の改良により、すでに施工されている支保工を含むトンネル本体に影響を与えないことの検討が必要である。

③ 再掘削工法の選定に関するもの

- 工法選定については、都市 NATM の他に、シールド工法等の他の工法や新技術の活用も含め、安全面を重視する必要がある。
- 周辺の地下水位をあらかじめ低下させる可能性も含め検討する必要がある。
- 埋め戻し流動化処理土、薬液注入された周辺地盤、既設支保工等の状況を確認し、現在の地質状況を踏まえ、施工時リスクの評価する必要がある。
- 再掘削を開削工法にて行う場合には、
 - 埋設物の存在を考慮しつつ、土留め支保工が設置できない箇所への対策を含めた土留め支保工の安全性の確認する必要がある。
 - 開削時に、既存トンネルの支保工の撤去等を行う場合には、その安全性について検討する必要がある。また、既設構造物(下水管等)の切り回しや防護等を行う場合には、その可否や埋設物の安定性について検討する必要がある。
 - 周辺建築物へ影響を与える恐れがあることから、土留め支保工の剛性を高める等の事前の対策や地表面の変位計測など、安全面を考慮した対策を講じる必要がある。
- また、再掘削を非開削工法にて行う場合には、
 - 地下水の影響や周辺地山、残置支保工の状況の把握、汚水流入による有毒ガス発生の可能性、再掘削の加背割、支保工、補助工法等について、安全面を考慮した対策を講じる必要がある。
 - 陥没箇所に残置されることになる信号機等の埋設物は、状況に応じて適切に処理する必要がある。

5. 類似する条件下での都市 NATM 及び地下空間での 工事における留意点

今回の事故は、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高く評価されたことが要因であると推定した。また、こうした厳しい条件下における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ものと推定した。これらのことから、都市 NATM の工法選定そのものが誤っていたということではなく、また、直接的に都市 NATM そのものの信頼性が損なわれるものではない。さらに、これまでの技術的な基準等の見直しに直接的に繋がる事項はない。

しかしながら、今回の事故の教訓を活かし、二度とこのような事故を発生させないよう、類似した条件下において都市 NATM によるトンネルを計画・施工する場合など地下空間での工事について、留意すべき点は以下の通りである。

5.1. 計画・調査、設計について

① 計画・調査

- ボーリング等の地質に関するデータは地下空間の限定的な情報であり、たとえ多くの調査を実施しても地下空間を詳らかに把握することには限界があることから、施工の安全性を事前に完璧に確保することには自ずと限界がある。しかしながら、今回の事故の規模や影響を鑑みると、地下空間の安全な利活用を図るためには、地下空間に関する情報を出来るだけ収集するとともに、その時々最新の技術を用いて、リスクを可能な限り低減させた、より安全性を確保した設計・施工に努めるべきである。そのため、地下空間に関する調査については地質の成り立ちや不均質性等を踏まえ段階的かつ効果的・効率的に行うとともに、その目的に照らして必要かつ十分なものでなければならない。加えて、過去において周辺部で実施された地質調査等を官民間問わず情報収集し、利活用できるようにする必要がある。

- 土被りが確保されていても未固結層とその下部にある岩盤との境界では、風化により地山強度にばらつきがみられたり、岩盤の侵食等による起伏により不均一な層厚となっている場合があるため、地質調査を十分に行う必要がある。
- 都市 NATM は、断面自由度や経済性などの利点があるが、地山条件や周辺環境状況によっては、リスクが高くなることを十分鑑み、リスク対策に必要な調査、想定されるリスクに対する適切な対応等についても検討する必要がある。

② 設計

（解析に用いる地山のモデル化）

- 地下工事の安全性を確保するためには、地質の持つ不均質性を適切に捉え、危険側とならないような物性値の採用や地層厚の検討や、物性値を変化させた複数の計算を行って結果を評価すること（パラメトリックスタディ）の採用を検討するなどの取り組みを設計及び施工に反映させるとともに、今回のような不規則で複雑な地質構造や高い地下水位などの安全性に対するリスクを可能な限り把握し低減するよう努める必要がある。また、数値解析によって得られる結果は必ずしも万能ではないとの認識に立ち、十分な知見・経験等も加えて総合的な工学的判断を行うことが重要である。

（トンネル断面形状）

- 採用するトンネル断面形状が扁平となる場合には、周辺地山や支保工の安定性について入念に検討する必要がある。特にトンネル天端の地盤に遮水性を期待する設計を行う場合は、扁平断面の天端部近傍の地山はアーチアクションの効果が減少することから、地山の安定性に加え遮水機能が十分に確保できるよう検討する必要がある。

（施工法の検討）

- 地下水位が高い場合には、水圧による影響をあらかじめ最小化できるよう、工法の選定、水位の低下や地盤改良等の必要な措置について十分に検討する必要がある。
- 地下水位低下が困難な場合、水圧や土圧に耐える遮水層の厚さや遮水のための薬液注入等補助工法の施工範囲を検討し、遮水層の安定性を確保する必要がある。

(注入式長尺鋼管先受工の設計)

- 注入式長尺鋼管先受工法は、トンネル周辺地山の掘削時の緩みを抑制する工法であり、大きな水圧が作用する地盤の遮水効果は期待できないことを踏まえる必要がある。
- 注入式長尺鋼管先受工法のラップ長の設定においては、切羽・天端の安定性を十分に確保できるように設定し、その際、周辺地山への注入材の注入状態（浸透注入、亀裂注入）、改良効果、設計上必要な最小ラップ長の要求性能を試験施工にて確認する必要がある。

5.2. 施工について

① 設計照査と追加調査、施工法変更の提案

- 近接構造物等の施工上の制約、地上への影響などについて照査を行い、必要に応じて設計の変更・施工に必要な調査等を行う必要がある。
- 設計変更が必要な場合は、設計の考え方を十分把握し、現場条件を踏まえて有効な変更案を作成する必要がある。
- 都市 NATM の施工段階において、地山および地下水の状況を把握して照査を行い安全性の確認する必要がある。
- 掘削断面の分割については、周辺環境、近接構造物への影響に配慮し、適切な補助工法との組合せ及び断面の早期閉合や施工機械の組合せについて検討する必要がある。

② 補助工法の施工と管理

- 設計上の補助工法に期待している要求性能について、対象地盤に対して十分に満足していることを試験施工で確認する必要がある。また、試験施工により要求性能を満足するための適切な管理目標値を設定し、施工管理において適切に管理する必要がある。
- 注入式長尺鋼管先受工法は、トンネル施工時における切羽・天端の安定性を確保するための補助工法であり、遮水性については別途対策を検討する必要がある。

③ モニタリング

- 変状の発生を敏感に捉え、非常時を想定した詳細なモニタリング計画を作成するなど、体制を充実させる必要がある。

5.3. 設計・施工等以外の配慮すべき事項について

トンネル工事の設計・施工にあたっては、以下の事項にも配慮する必要がある。

① 設計・施工における意思疎通

- 調査、設計、施工にあたっては、関係者は、最終的にどのように使用されるかも含めてその目的を十分に踏まえるとともに、必要に応じて追加調査や設計変更を行い、リスクの低減に努める必要がある。
- 調査、設計、施工の各段階で得られた情報や知見については記録に残し、関係者間で十分共有するとともに、調査から設計、設計から施工と言った次の段階に適切に引き継ぐ必要がある。設計思想を発注者や施工者へ確実に伝達するため、3者(発注者、設計者、施工者)協議の実施が重要である。
- 特に、トンネル工事においては、地下空間の情報が限定的であることから不確定要素が多いため、発注者、設計者、施工者等の関係者が協力し、互いに知恵を出し合いながら困難を乗り越えていくべきであり、調査、設計、施工の各段階で得られた情報や知見については関係者間で十分共有するとともに、適切に調査から設計、設計から施工といった次の段階に引き継ぐことが重要である。
- 難易度が高くリスクを多く包含する工事においては総合的な判断も求められることから、日頃の関係する技術者の技術力向上はもとより、工事中においても然るべき場を設け、関係者間における現場状況の共有と真摯な技術的議論、その結果のフィードバックにより、高度な技術的知見を設計・施工に反映させるとともに、地質・地盤条件が複雑な我が国においては、関連する知見等を全国的に収集・活用できるしくみが必要である。

② 技術的検討の場の活用

- 技術的検討の場については、設計・施工に関する課題の抽出等、初期の段階からその活用を検討する必要がある。
- 技術的検討の場の活用之际には、専門家からの具体的な指摘に対し、詳細に対応を検討し、その対応状況を説明を行うことで双方向のやりとりとすることで、技術的な示唆を設計・施工に活用していくことが重要である。
- 発注者、調査者、設計者、施工者の各者が技術レベルの向上に努めることが重要である。

③ 地下構造物の建設に対する信頼性向上

- 今回のような事故は、地下構造物の建設に対する信頼を失うことに繋がりかねないものであり、本検討委員会で提言された留意点を踏まえつつ、同様の事故の発生を未然に防ぐことが重要である。

付 録

委員会資料

土木研究所のホームページで本委員会資料及び議事録を公開している。

<http://www.pwri.go.jp/jpn/kentou-iinkai/kentou-iinkai.html>