

事故発生要因とメカニズム

1. メカニズムの想定と要因の抽出・・・ P1
2. 各要因に関する分析・・・・・・・・ P3
3. 事故の発生メカニズム・・・・・・・・ P44

平成29年3月30日(木)

1 メカニズムの想定と要因の抽出

1.1 メカニズムの想定

今回の事故について、考えられる陥没事故の発生メカニズムを以下に示す。

	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	<p>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。</p>	<p>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。</p>	<p>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。</p>
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

1.2 要因の抽出

今回の事故について、考えられる事故要因を以下に示す。

	地質・地下水に関する要因			設計・施工に関する要因	
	要因1	要因2	要因3	要因4	要因5
概念図					
要因	難透水性風化岩の強度 ・物性値のバラツキの評価や潜在的な弱部の把握	難透水性風化岩の厚さ ・難透水性風化岩の上面位置、厚さや不陸の把握	高い地下水位による影響 ・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	難透水性風化岩の耐力不足の可能性 ・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	導坑施工による影響 ・先進導坑施工による緩みや亀裂の発生の可能性の有無

	設計・施工に関する要因				
	要因6	要因7	要因8	要因9	要因10
概念図					
要因	トンネル断面形状の影響 ・扁平断面による影響の有無	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	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	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	計測管理や対策工の実施 ・支保工応力増大に対する対応

2 各要因に関する分析

2.1 要因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

- 既往ボーリング等から、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層等)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。
- 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。

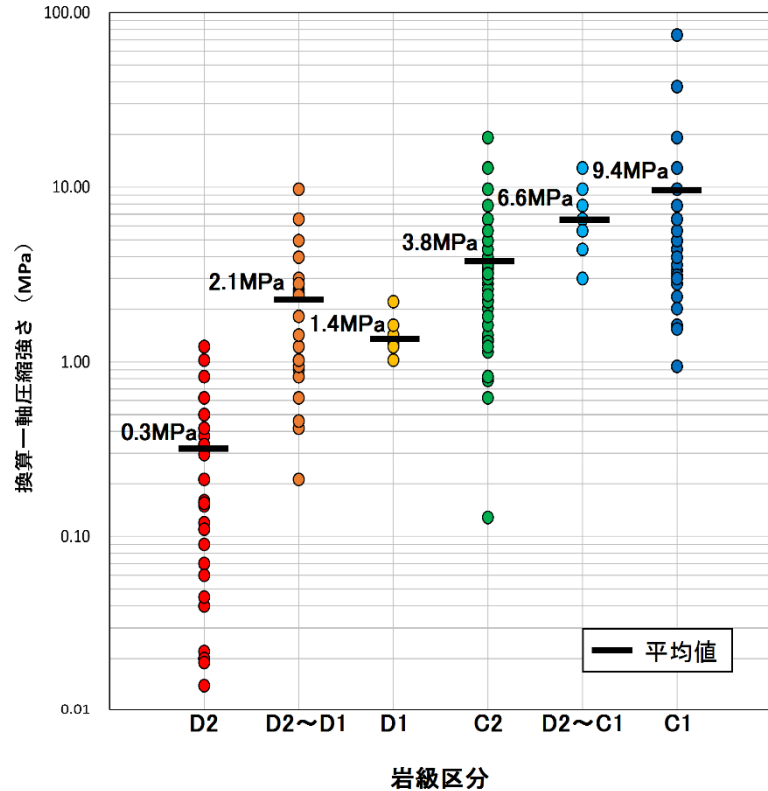
このように複雑なD2層の物性値のバラツキや潜在的な弱部が、**要因となった可能性がある。**

○室内岩石試験結果（追加調査）

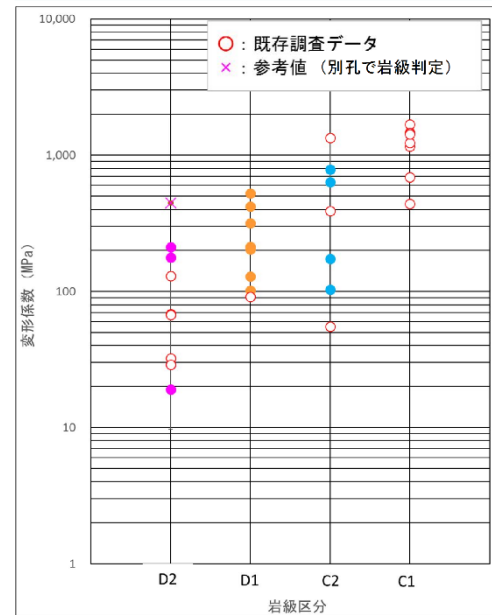
孔No.	試料No.	地層記号	上端深度 m	下端深度 m	平均深度 m	物理試験				力学試験						透水試験						
						湿潤密度 ρ_t g/cm ³		乾燥密度 ρ_d g/cm ³		含水比 w_n %		試験条件	圧縮圧力 or 側圧 MN/m ²	圧縮強さ ($\sigma_a - \sigma_r$) _{max} MN/m ²	軸ひずみ ϵ_{af}	変形係数 E50 MN/m ²	全応力		有効応力		試験条件	透水係数 k cm/sec
c	ϕ 度	c'	ϕ' 度																			
NW	C-NW-1	Dc2	17.00	18.00	17.50	1.898	1.878	1.431	1.403	32.6	33.8	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	1.878	1.390	1.403	34.1	33.8		0.170	0.305	14.50	36.1						
						1.871	1.878	1.389	1.403	34.7	33.8		0.340	0.422	2.97	73.5						
	D-NW-2	C2	18.50	20.00	19.25	2.280	2.256	2.021	1.989	12.8	13.4	三軸 UU	0.095	3.307	0.91	555	0.799	38.1	-	-	-	-
						2.271	2.256	2.013	1.989	12.8	13.4		0.190	4.985	1.42	401						
						2.243	2.256	1.990	1.989	12.7	13.4		0.380	4.235	1.18	427						
2.229						2.256	1.932	1.989	15.4	13.4	0.720		5.047	1.25	598							
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	Ds2	16.00	17.00	16.50	1.761	1.710	1.229	1.156	43.3	48.2	三軸 CUB	0.080	0.255	12.5	41.2	0.12	2.91	0.034	33.5	変水位	1.59E-05
						1.723	1.710	1.174	1.156	46.8	48.2		0.160	0.277	12.4	54.2						
						1.645	1.710	1.065	1.156	54.5	48.2		0.320	0.283	6.37	59.5						
	C-NE-2	Ds2	17.00	18.00	17.50	1.850	1.844	1.400	1.383	32.1	33.4	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	1.844	1.367	1.383	34.2	33.4		0.170	0.789	14.7	32.5						
						1.849	1.844	1.382	1.383	33.8	33.4		0.340	0.805	8.71	82.9						
						2.012	2.040	1.629	1.668	23.5	22.3		0.090	1.405	9.24	106						
	C-NE-3	Ds1	18.15	19.00	18.58	2.046	2.040	1.672	1.668	22.4	22.3	三軸 CUB	0.180	2.307	9.17	69.8	0.203	47.2	0.007	44.0	-	-
2.062						2.040	1.704	1.668	21.0	22.3	0.360		2.860	12.0	53.5							
2.178						2.209	1.917	1.898	13.6	16.4	0.190		2.344	1.29	231							
C-NE-4	C2	19.83	20.50	20.17	2.226	2.209	1.903	1.898	17.0	16.4	三軸 UU	0.380	3.157	0.92	485	0.384	40.7	-	-	-	-	
					2.224	2.209	1.875	1.898	18.6	16.4		0.760	4.487	1.79	348							
					1.841	1.893	1.351	1.413	36.3	34.1		0.085	0.188	2.17	18.2							
SE	C-SE-1	Dc2	16.35	17.35	16.85	1.920	1.893	1.446	1.413	32.8	34.1	三軸 CUB	0.170	0.263	1.10	43.7	0.011	25.7	0.003	42.7	定水位	6.70E-08
						1.918	1.893	1.441	1.413	33.1	34.1		0.340	0.565	4.21	61.1						
						2.052	2.091	1.662	1.721	23.5	21.8		0.090	0.461	3.43	52.3						
	C-SE-2	Ds1	17.35	17.80	17.58	2.029	2.091	1.615	1.721	25.6	21.8	三軸 CUB	0.180	0.594	4.25	25.9	0.015	39.6	0	50.1	-	-
						2.192	2.091	1.886	1.721	16.2	21.8		0.360	1.348	3.31	96.5						
						2.266	2.296	2.018	2.043	12.3	12.4		0.180	2.737	1.92	231						
C-SE-3	C2	17.80	21.00	19.40	2.276	2.296	2.081	2.043	12.7	12.4	三軸 UU	0.360	3.985	3.69	191	0.264	50.9	-	-	-	-	

○一軸圧縮強さ（追加調査）

針貫入試験、山中式土壌硬度計から求めた換算一軸圧縮強さと岩級区分の関係

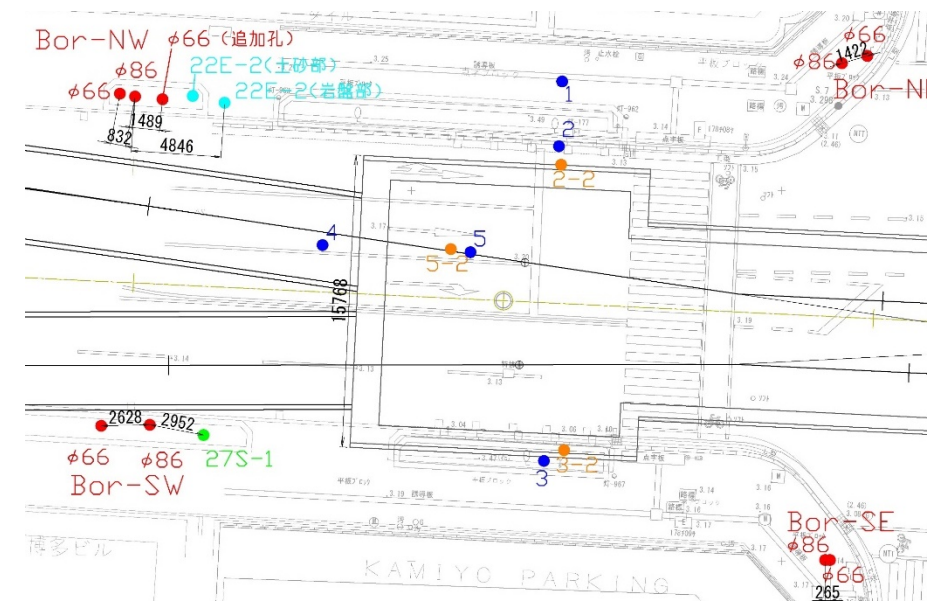


○変形係数（既存調査と追加調査の比較）



- D2層：今回のデータは、既存調査データの上下限値
- D1層：既存データが1点だが、今回のデータはそれより高い値
- C2層：既存データはばらつきが大きい、今回のデータはその間を埋める値

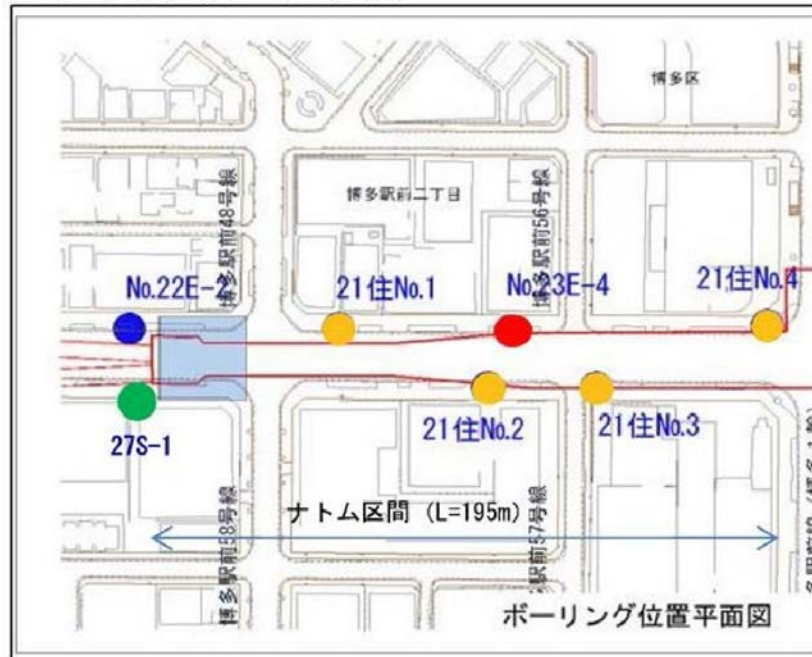
○調査位置



施工者提出資料より

■ 地質調査位置

既存の地質調査位置

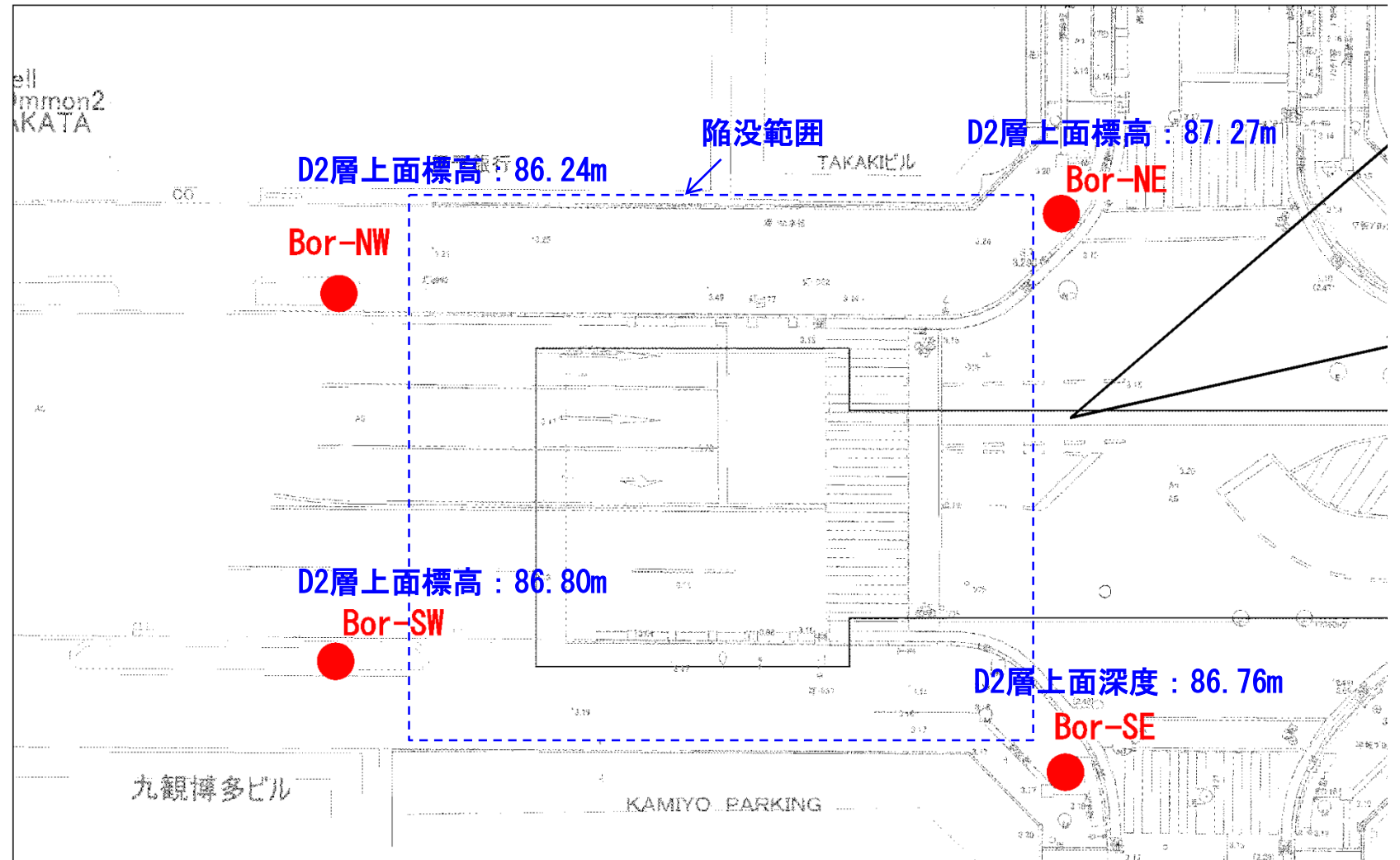


○既往：4箇所、設計時：2箇所、施工時：1箇所

年度	名称	調査内容
● H 2 1	地質調査成果品（他事業）	柱状図
● H 2 2	地質調査成果品（設計時）	柱状図、孔内水平載荷試験
● H 2 3	地質調査成果品（設計時）	柱状図、孔内水平載荷試験
● H 2 7	地質調査成果品（施工時）	柱状図、孔内水平載荷試験

追加地質調査位置

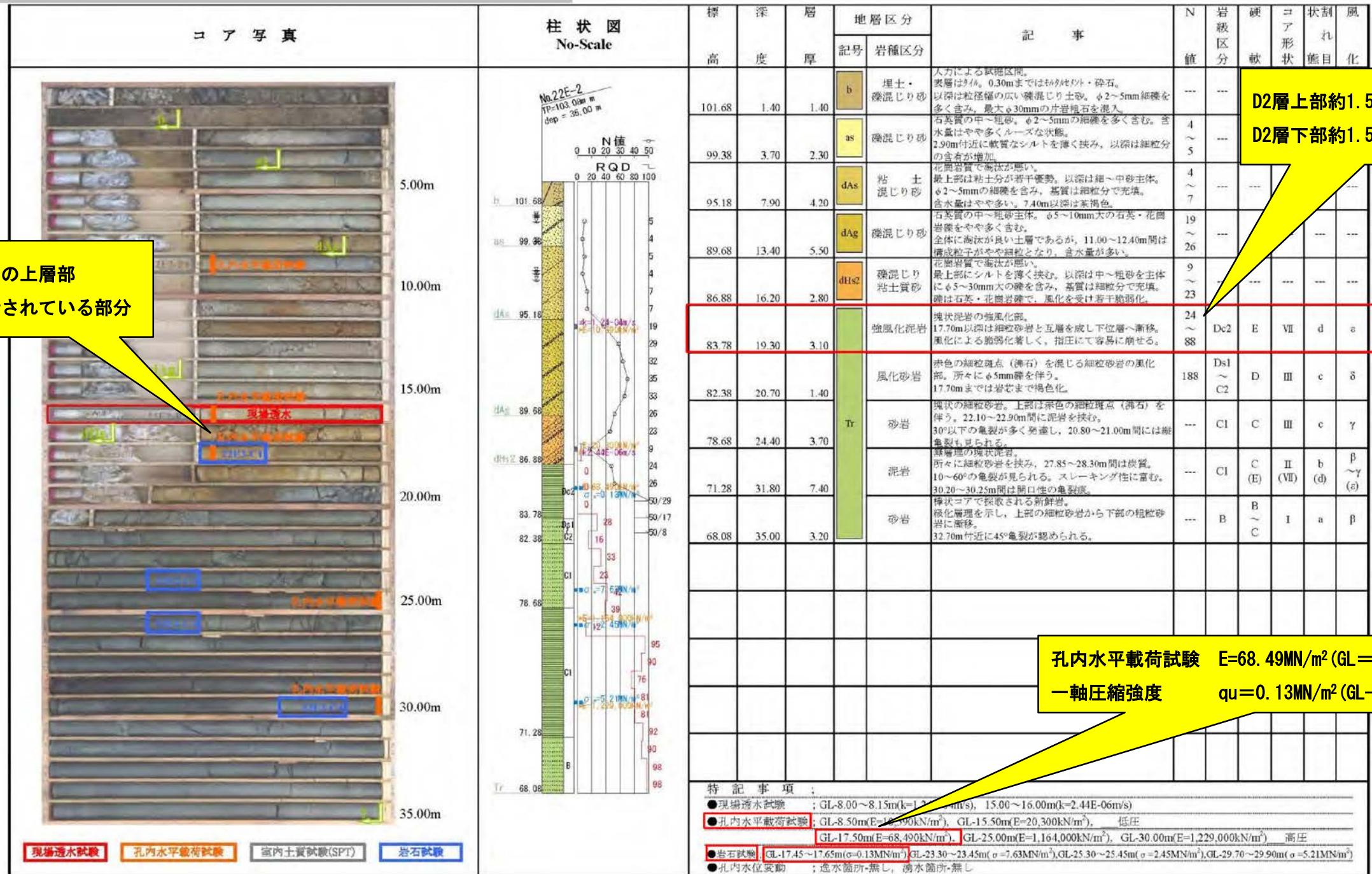
・陥没箇所周囲の地質調査および物性試験により、トンネル上部の陥没前の地質状況や物性を推定することで、陥没原因を考察する（全4箇所）。



施工者提出資料より

既存の地質調査結果

ボーリング結果 22E-2 (大断面トンネル部)



D2層の上層部
破碎されている部分

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

D2層

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=1.2E-06m/s), 15.00~16.00m(k=2.44E-06m/s)
 ●孔内水平載荷試験 ; GL-8.50m(E=18,900kN/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 ; 透水箇所・無し, 湧水箇所・無し

既存の地質調査結果

ボーリング結果 23E-4 (3連トンネルI型部)



施工者提出資料より

委員会で追記

コア写真

No. 27S-1

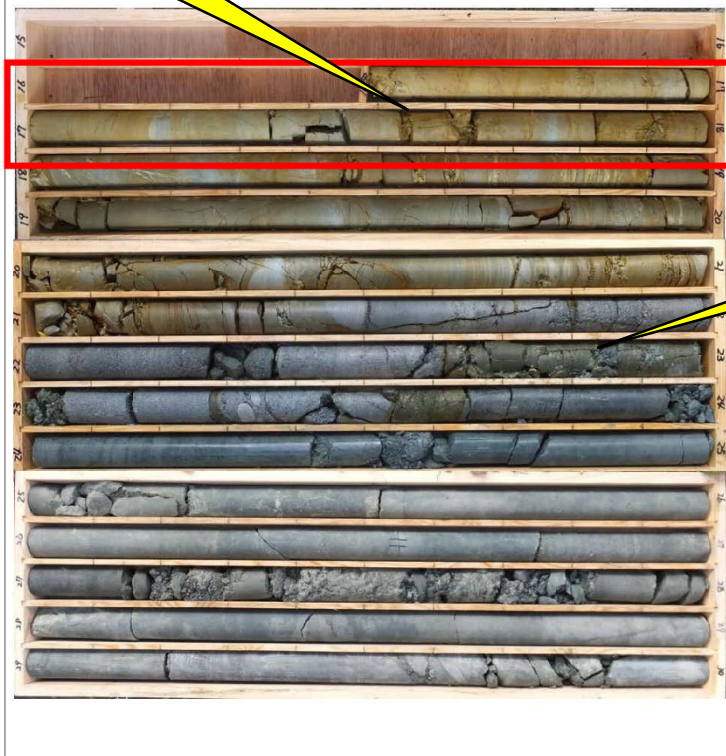
柱状図

0m~16m はコアサンプリングなし

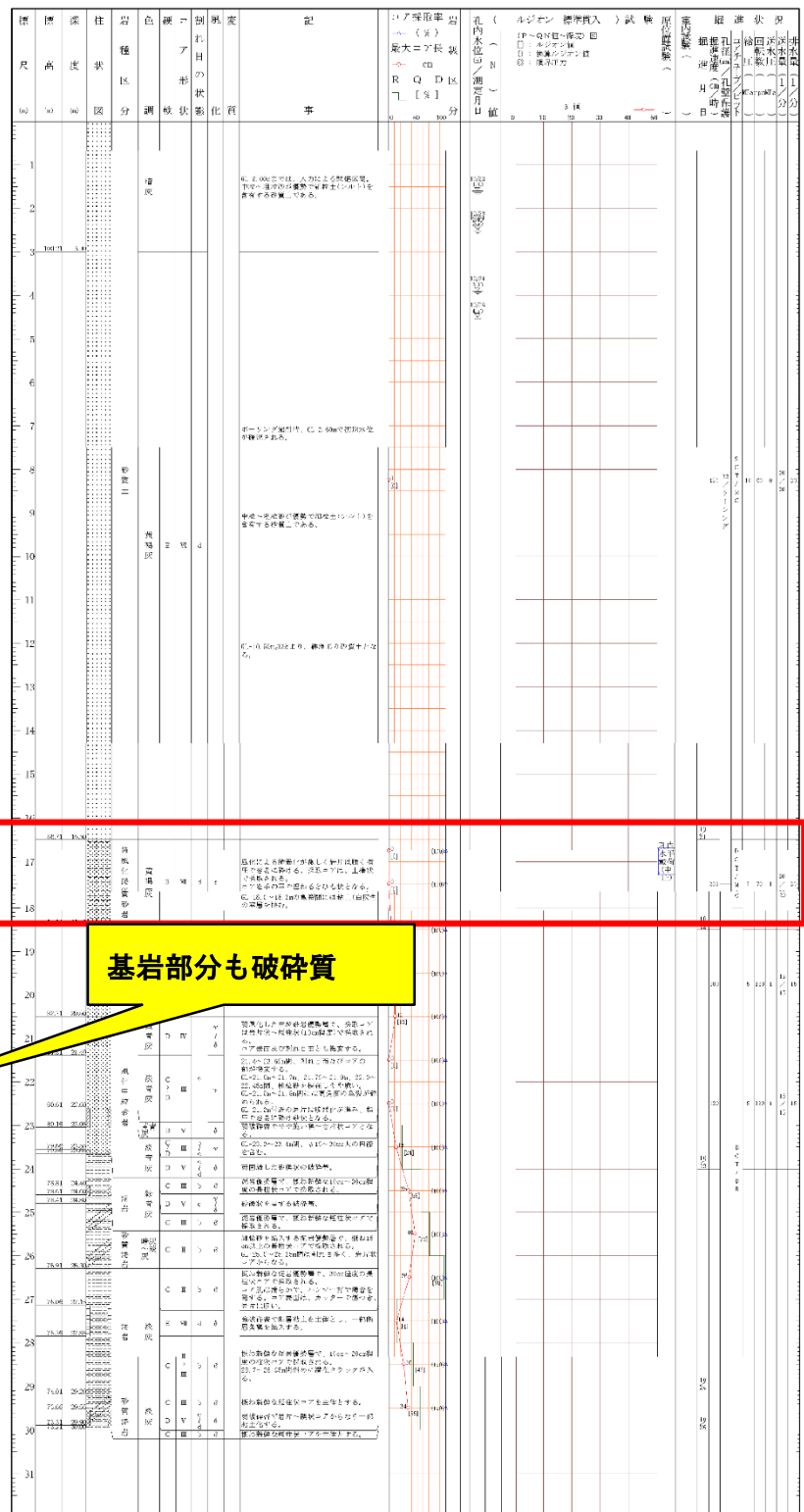
岩盤部の地質把握を目的としたボーリング調査であるため、土砂層のコア採取及び標準貫入試験は実施していない。

破碎されている部分

ナトム掘削断面(大断面部) 【当初】
" 【変更】



基岩部分も破碎質



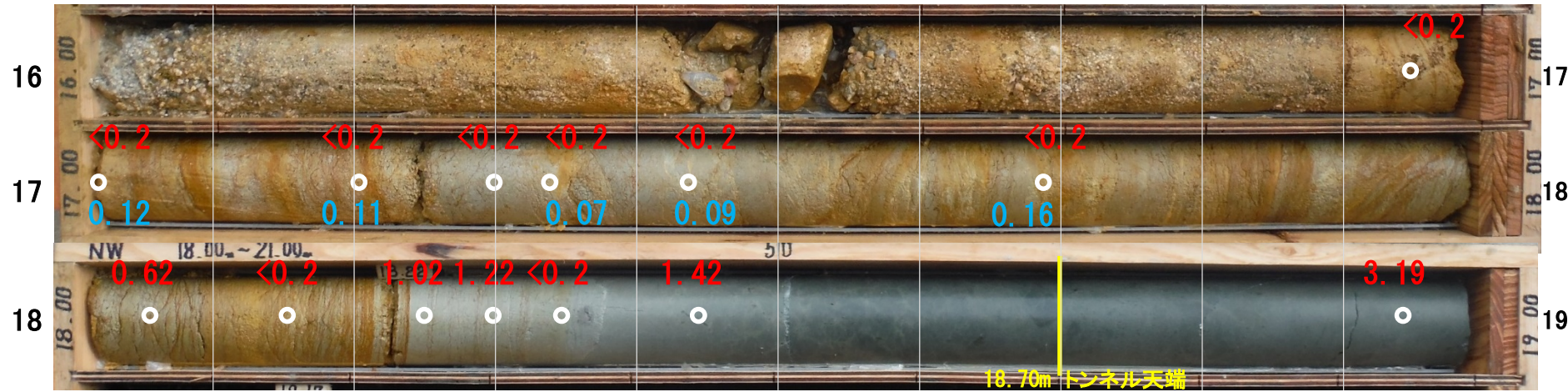
D2層

ナトム掘削断面(大断面部) 【当初】
" 【変更】

針貫入試験

Bor-NW

・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関図下限値の0.2MPa未満となった。
 ・針貫入勾配が0の部分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0.1MPaとなった。



換算一軸圧縮強さ (MPa)
 針貫入試験
 山中式土壌硬度計

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 qu=0.2MN/m²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さの関係を使用
 *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さの関係を使用
 *3: コア割れのため参考値

施工者提出資料より

委員会で追記

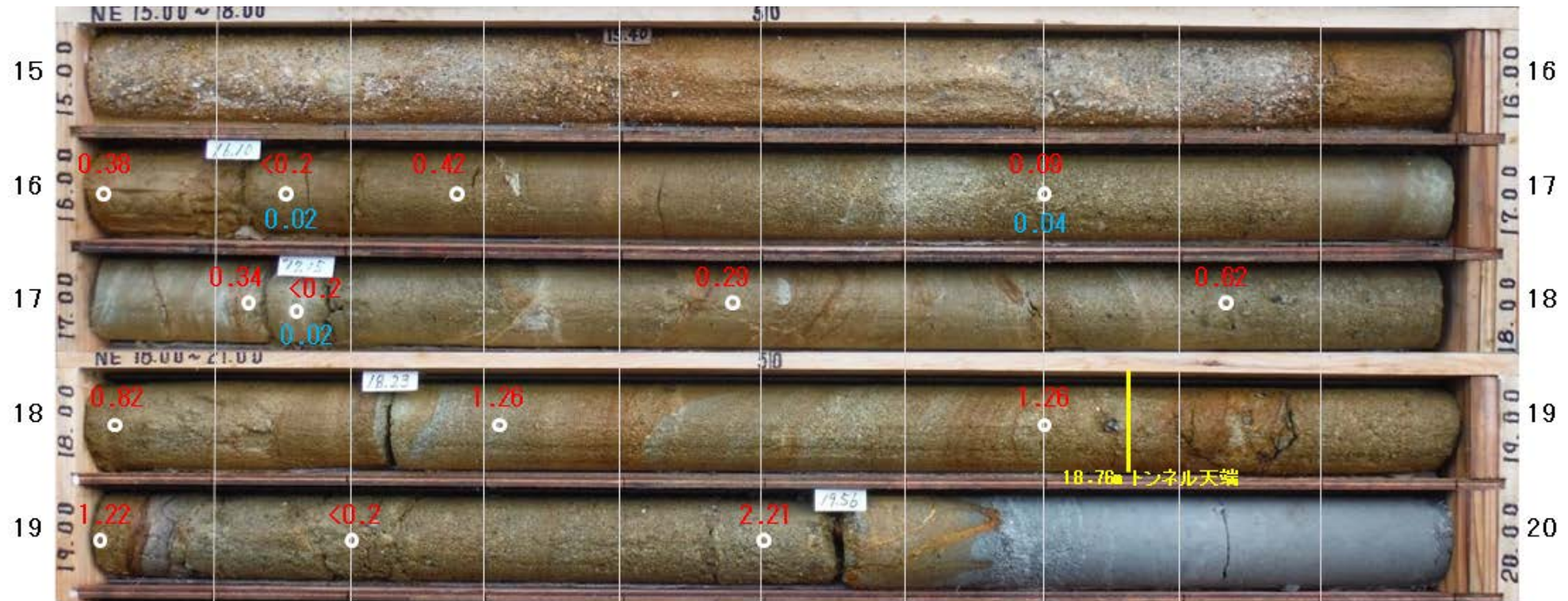
追加地質調査結果

針貫入試験

Bor-NE

-Dc2層の針貫入勾配は、概ね0から1であり、換算一軸圧縮強さは0.5MPa以下となった。
 -針貫入試験による換算一軸圧縮強さが0.2MPa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0.05MPa未満となった。

換算一軸圧縮強さ (MPa)
 針貫入試験
 山中式土壌硬度計



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)	換算一軸圧縮強さ (MPa) *1	指標硬度目盛り (mm)	換算一軸圧縮強さ (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	15.0	0.04
17.12			8	10	0.8	0.34		
17.15			0	10	0.0	<0.2	10.0	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さの関係を使用
 *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さの関係を使用

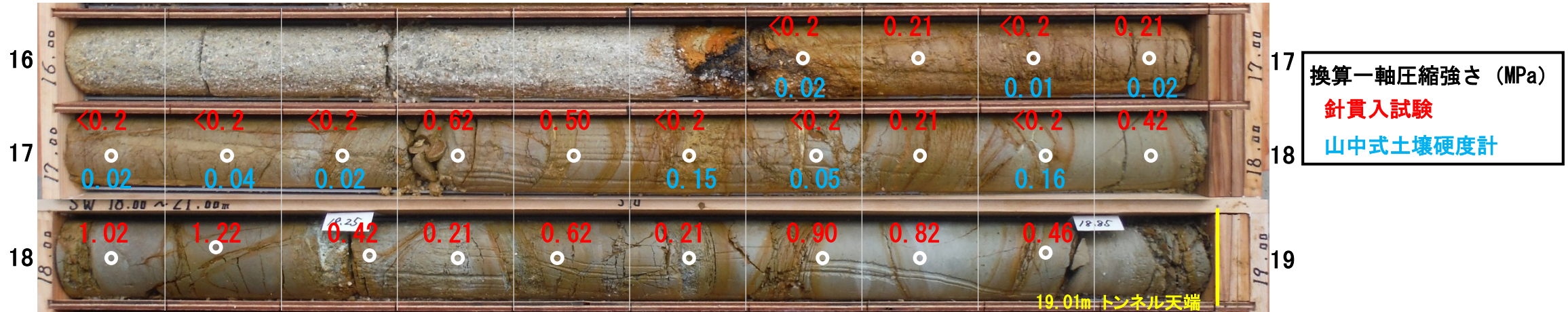
施工者提出資料より

追加地質調査結果

針貫入試験

Bor-SW

・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関図下限値の0.2MPa未満となった。
 ・針貫入勾配が0の部分を対象に、山中式土壌硬度計で測定した結果、換算一軸圧縮強さは概ね0.15MPa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)
16.65	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	
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 ~ 0.62 MN/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さの関係を使用
 *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さの関係を使用

施工者提出資料より
 委員会で追記

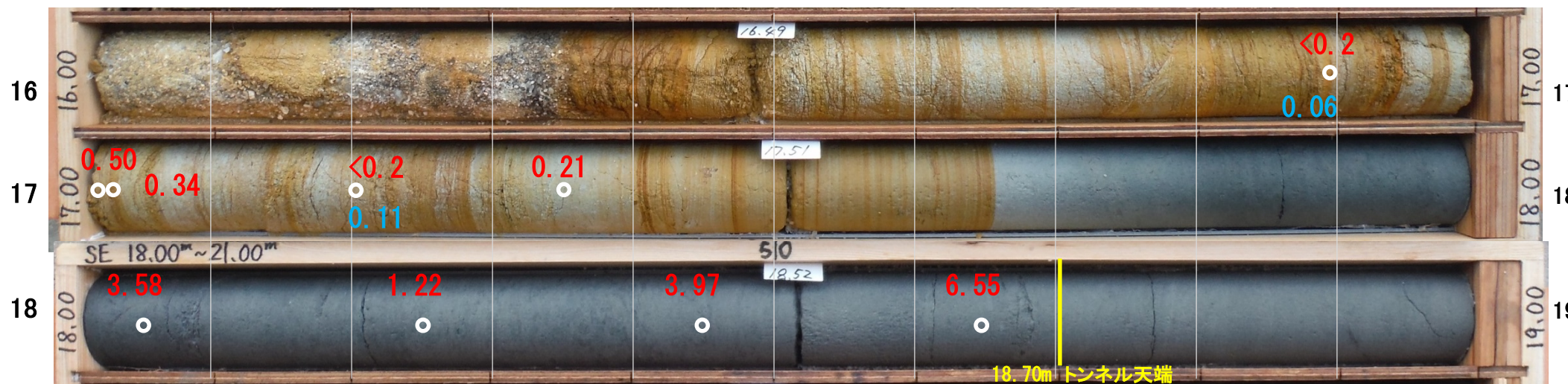
追加地質調査結果

針貫入試験

Bor-SE

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

換算一軸圧縮強さ (MPa)
 針貫入試験
 山中式土壌硬度計



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さの関係を使用
 *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さの関係を使用

施工者提出資料より

追加地質調査結果

室内岩石試験

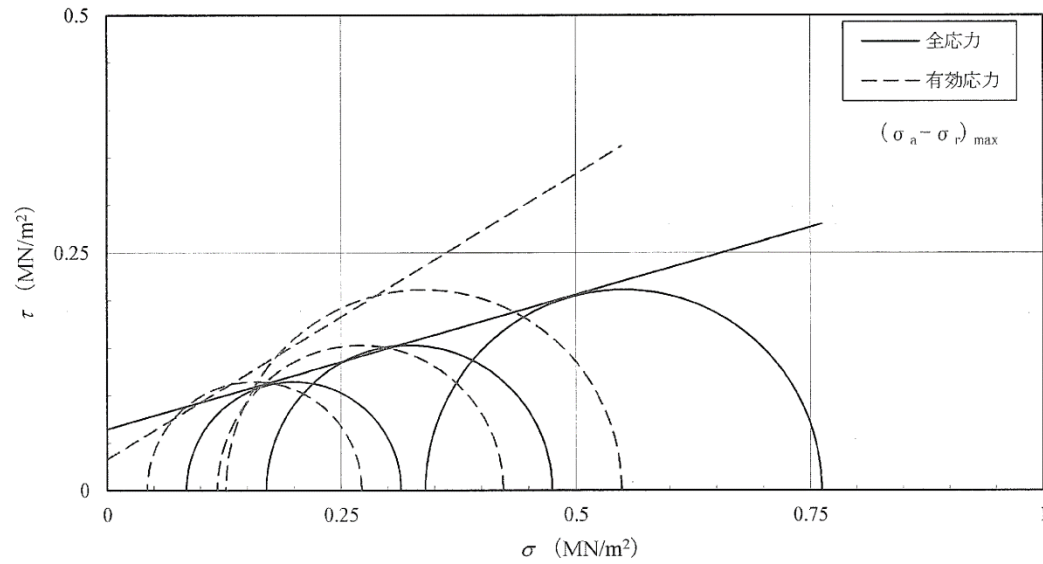
Bor-NW

【三軸圧縮試験】

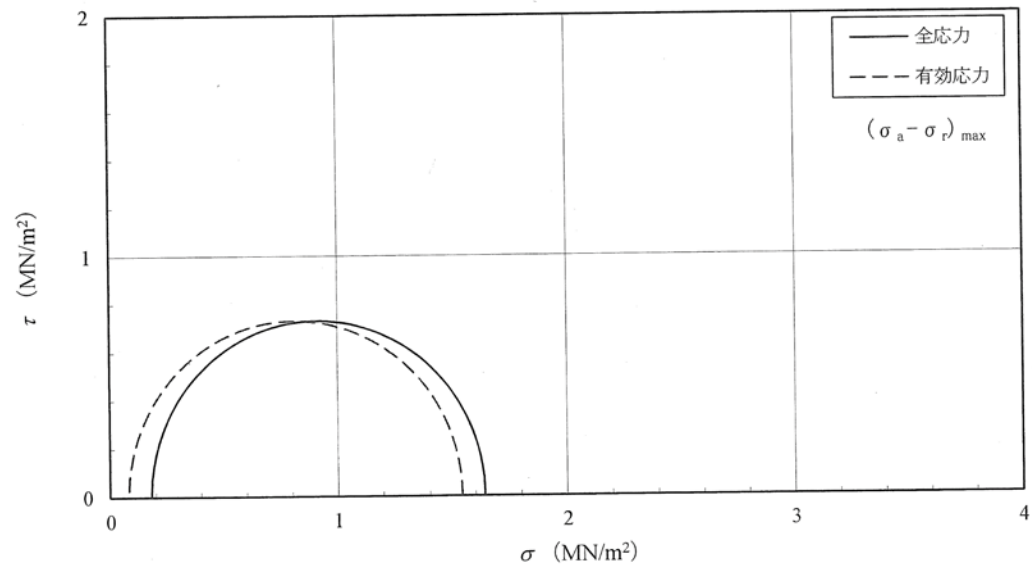
・試料はDc2～Dc1層(①、②)およびトンネル基盤層であるC2層(③)から採取した。

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	



②Dc1層 : C-NW-3(1供試体; 18.35～18.50m)

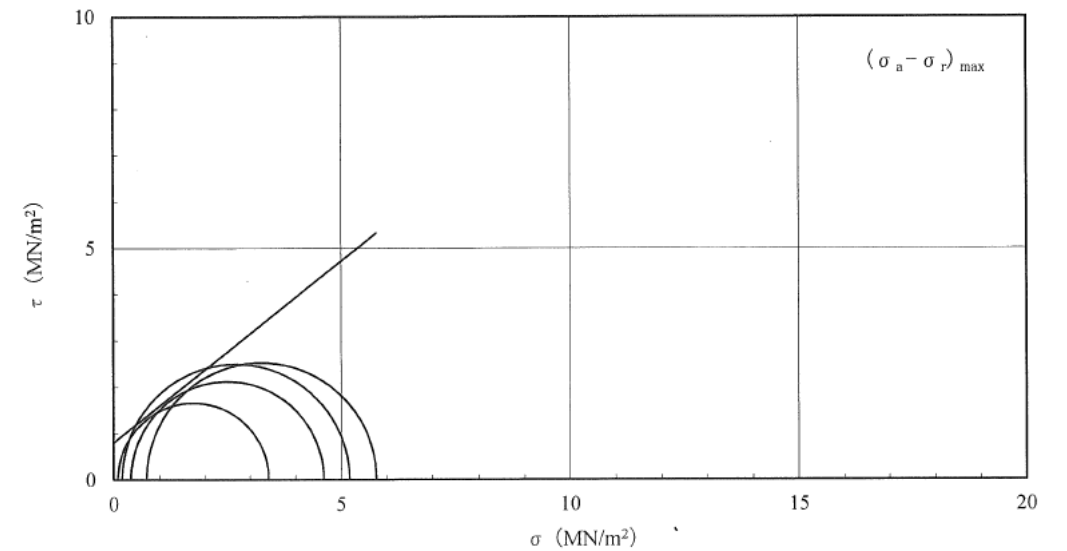


試料採取位置



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	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	0.799	38.1	0.78		
	=799kN/m ²				



施工者提出資料より

追加地質調査結果

室内岩石試験

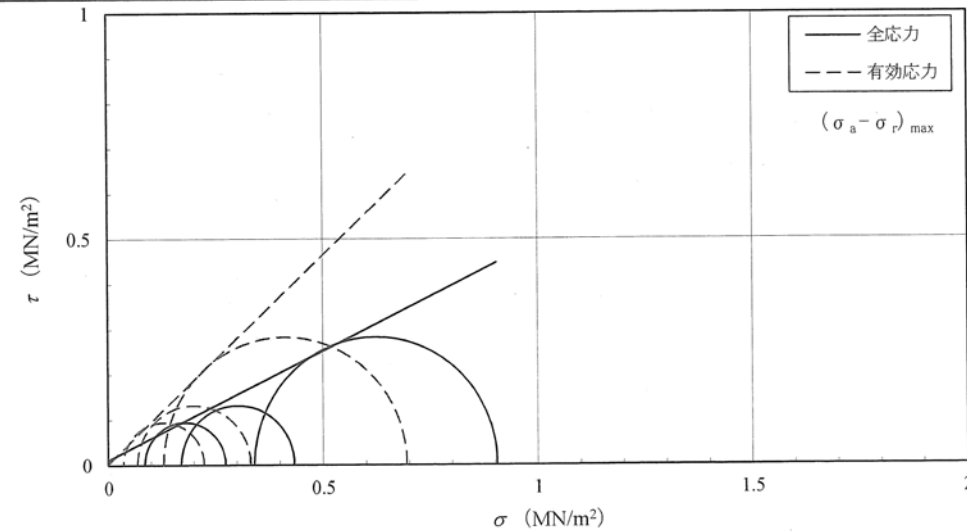
Bor-SE

【三軸圧縮試験】

・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。

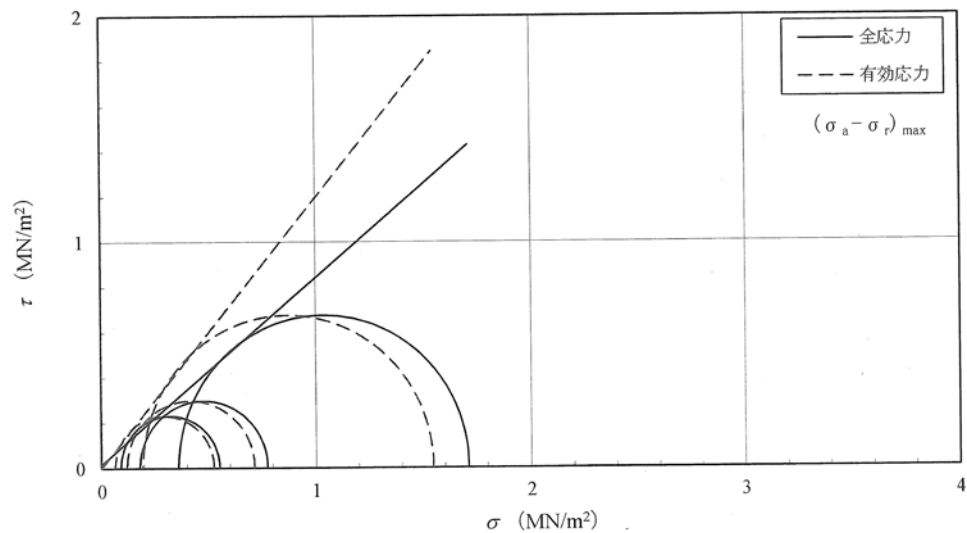
①Dc2層 : C-SE-1(3供試体 ; 16.50~16.63m, 16.63~16.76m, 16.76~16.89m)

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	



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	

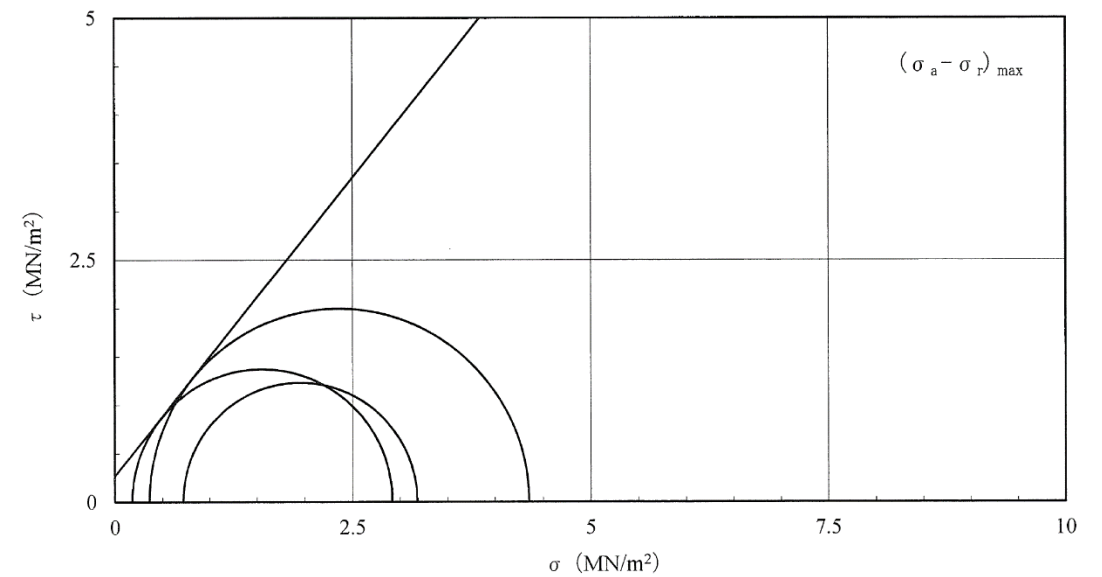


試料採取位置



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				



施工者提出資料より

(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風化層 (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、場所による強度のバラツキは確認されていた。追加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明らかになった。設計における解析では、局所的な弱部が及ぼすリスク評価は困難であったため、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。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。大断面部に標準Ⅱ型部と同じ物性値を用いたことが、危険側の設計となったと考えられる。

1. 大断面トンネルの施工計画に関する前提条件

(5) D級岩盤物性値見直しの経緯

①原設計

地層区分	記号	代表値 ^{※1}	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	非線形定数 ^{※2}				
				Eb (kN/m ²)	α	αEb (kN/m ²)				引張強度 σ1 (kN/m ²)	破壊時変形係数	E (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	72,400
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. 標準編纂を考慮 (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、鉄道技術研究報告No. 1324を参考に設定。
 黒文字: ナトム区間の実績値を元に設定
 赤文字: 統計区間全体の土質調査結果を元に設定 (ナトム区間に実績値が無い)
 緑文字: 推定値 (鉄道建設の設計資料を参考に設定)

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」

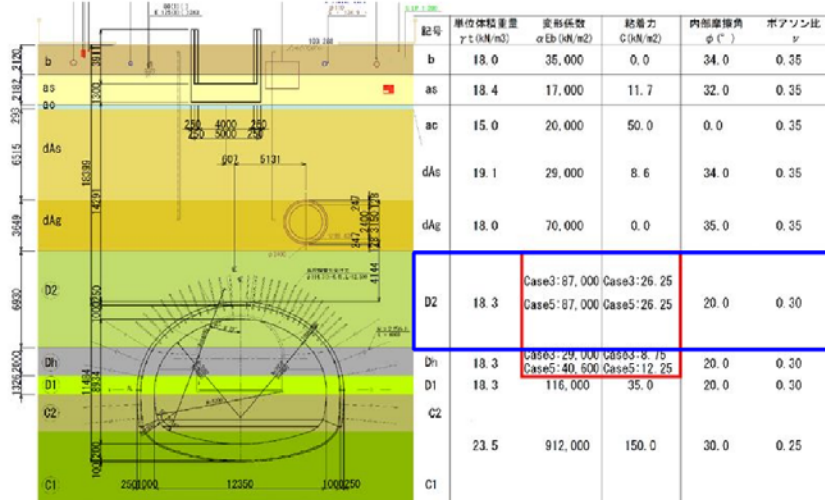
・開削部で実施された「土質調査ボーリング (開削部) 調査報告書,平成26年9月」の土質調査結果をもとに、D級岩盤部 (風化岩) の地山物性値を見直した。

地層区分	記号	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
			Eb (kN/m ²)	α	αEb (kN/m ²)			
埋土、盛土	b	18.0	-	-	35,000	0.0	34	0.35
砂質土	as	18.4	4,300	4	17,000	11.7	32	0.35
粘性土	ac	15.0	5,000	4	20,000	50.0	0	0.35
砂質土	dAs	19.1	7,300	4	29,000	8.6	34	0.35
砂礫	dAg	18.0	17,640	4	70,000	0.0	35	0.35
砂質土	dHs2	19.6	20,300	4	81,000	0.0	32	0.35
D級部	Tr (D2, 1)	18.3	29,000	4	116,000	35.0	20	0.30
C~B級部	Tr (C~)	23.5	912,000	1	912,000	150.0	30	0.25

変形係数の単位は kN/mm²と書かれているが、正しくは kN/m²

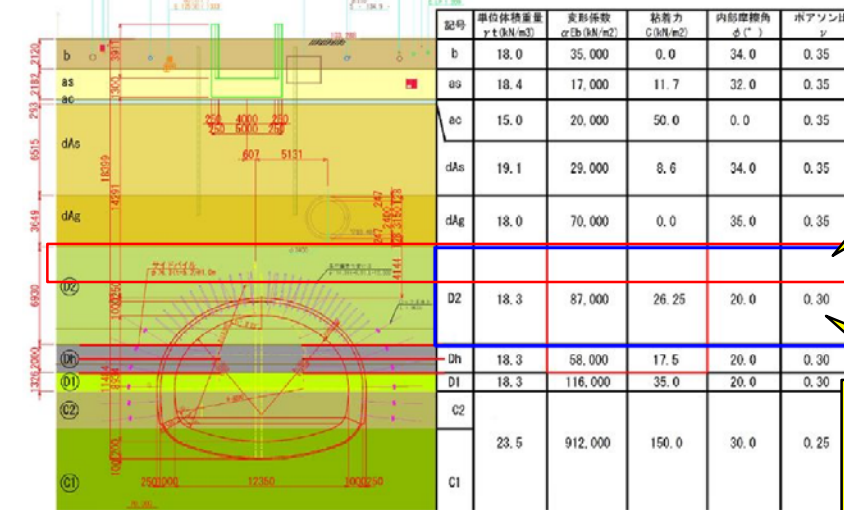
③2016.1.28 対象:「標準トンネルⅡ型」
「先進導坑掘削時の計測データの評価および本坑掘削時の予測解析」

・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、その結果をもとに再現解析を行い、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。



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)。

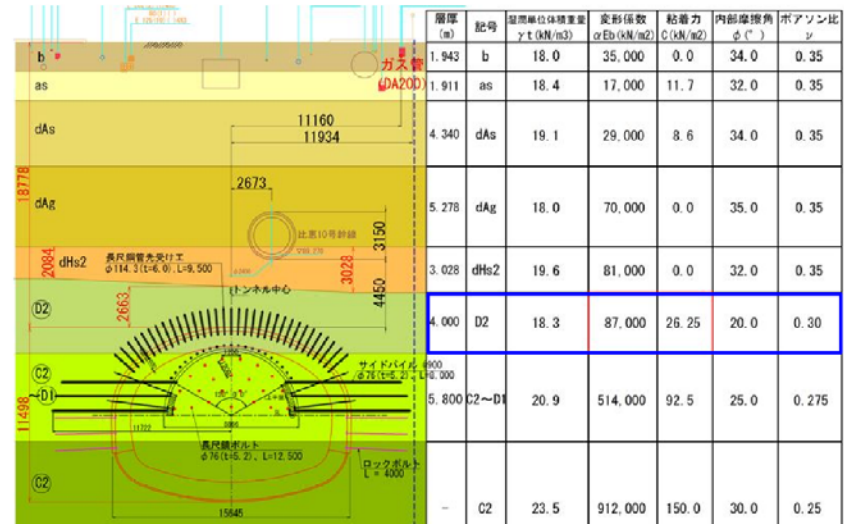


B-No. 23E-4から
D2層上部約2.5mは低強度
N値=5~26と推定
E=14,000~72,800kN/m²
(E=700×N値×4)

B-No. 23E-4から
D2層下部2.5~6.9mは
N値=27~250
(50回/6cm=250)と推定
E=75,600~700,000kN/m²
(E=700×N値×4)

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。



施工者提出資料より

委員会で追記

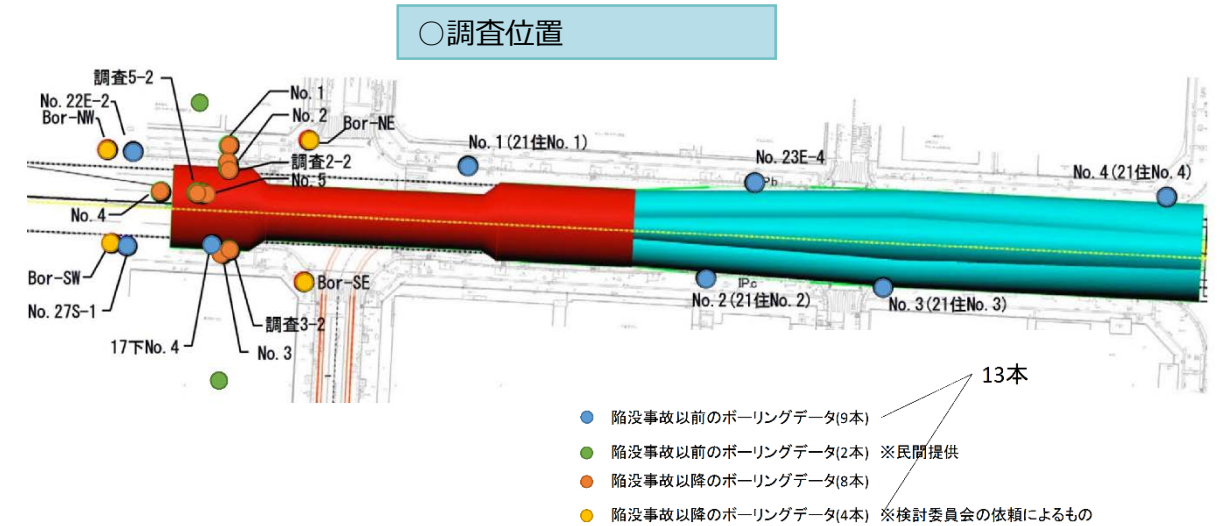
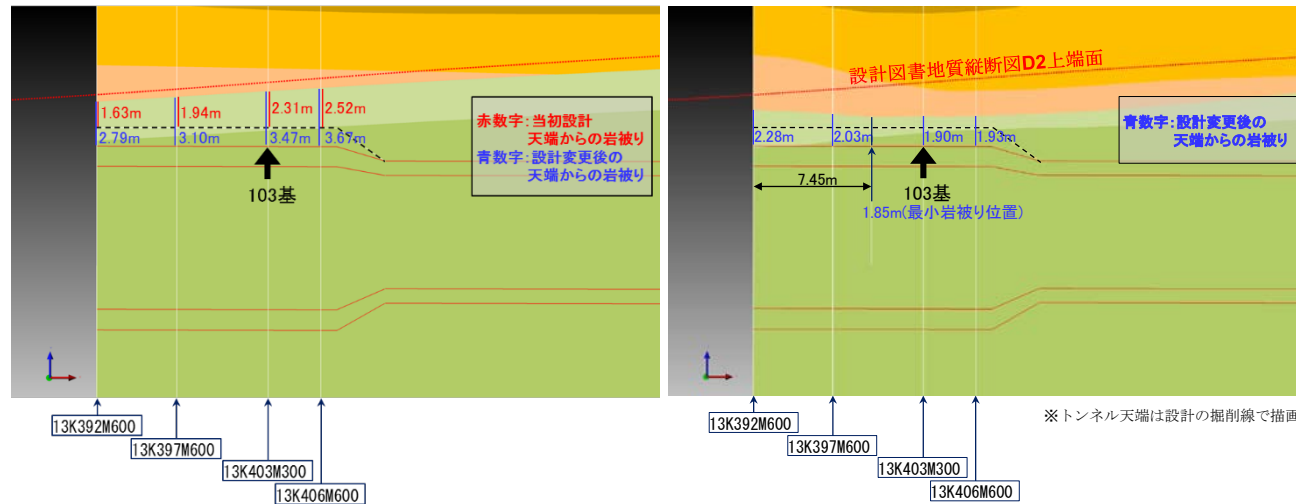
* 委員会に一部誤記があったため、事実に基づき訂正した箇所を含む。

2.2 要因2：難透水性風化岩（D2層）の厚さ

ボーリング調査結果に基づく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上面までの離隔は、一部を除き2.0mを下回ることが想定されことから、D2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ことが確認され、想定より不陸があると想定されることから、**局部的に薄い箇所の存在が要因となった可能性がある**。

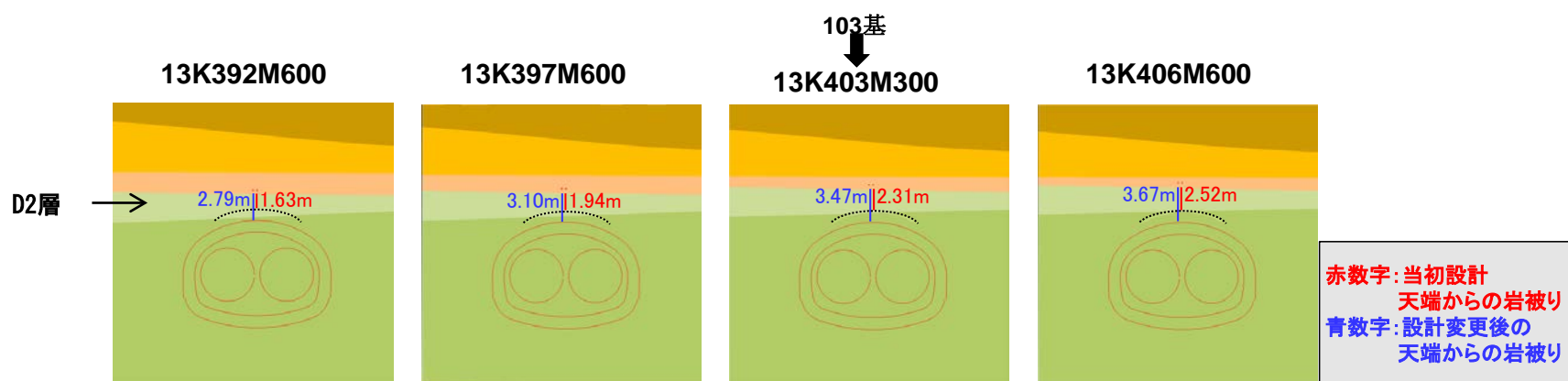
大断面トンネル施工時の地質モデル
(既往ボーリング+No. 27S-1 計9本)

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)

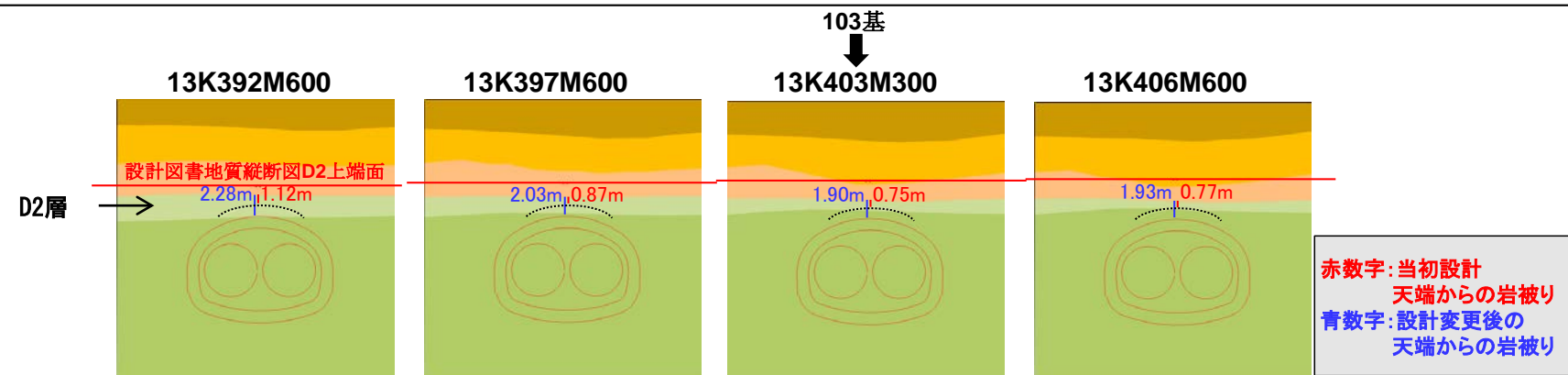


横断図

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で開催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

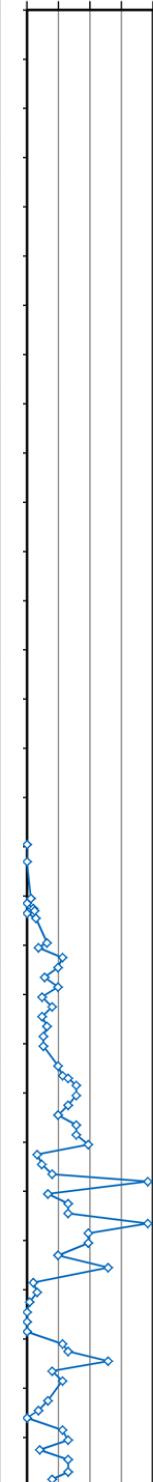
福岡市交通局提出資料より

ボーリング柱状図・コア写真 (Bor-NW)

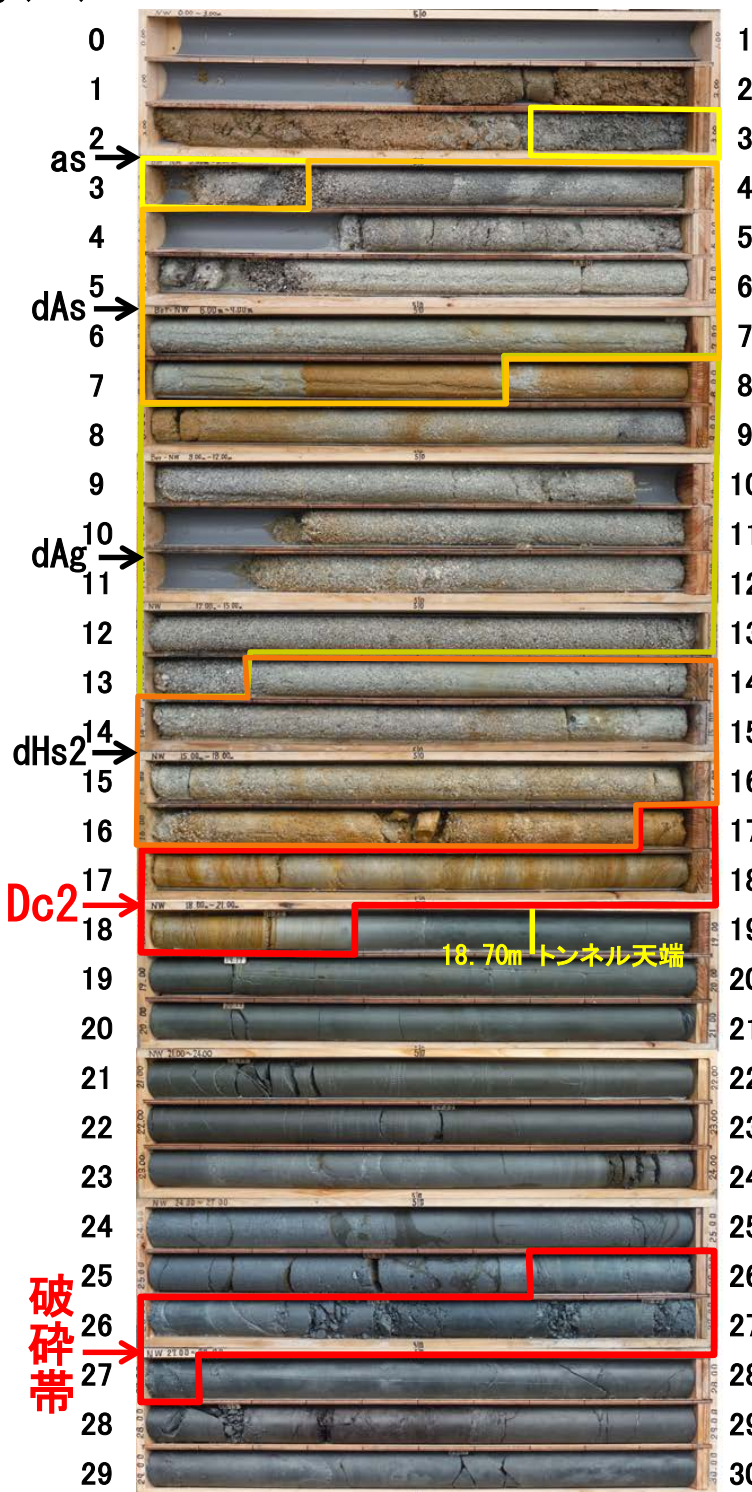
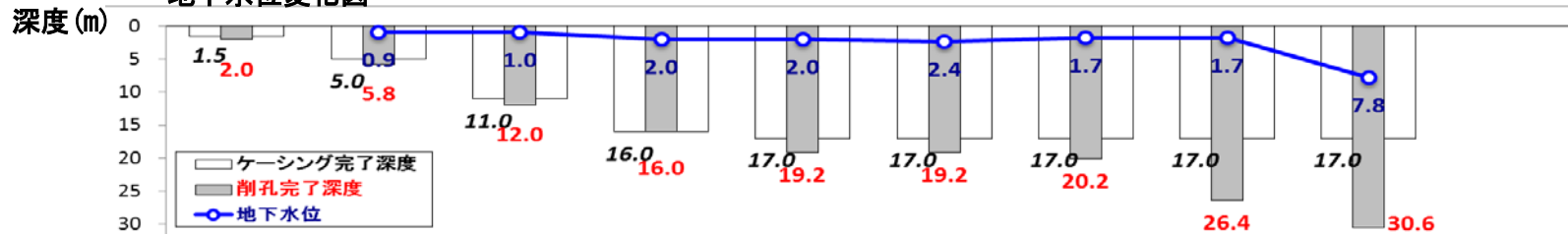
簡易柱状図



針貫入試験
換算一軸圧縮強さ
0 5 10 15 20 (MPa)



地下水位変化図



Dc2層に関するコメント

- 上端位置**
 - 深度16.90mで上位の博多粘土上部層と傾斜角度約20°で接していた。約3m東側に位置する既存孔No. 22E-2で確認された上端位置より64cm下位に位置することになる。
- 厚さ**
 - 約1.5m(深度16.90~18.35m)である。No. 22E-2の層厚(3m)の半分以下であった。
- 硬さ**
 - 指圧で容易につぶれる硬さになっている。針貫入勾配は概ね0であり、換算一軸圧縮強さは相関図下限値の0.2MPa未満となった。
- 面構造**
 - リモナイトの細脈が傾斜角度約20°で多数発達するのが確認された。また、この細脈が密集し、破碎状となる部分も認められた。この細脈の面構造は堆積構造と調和的であった。
- リモナイトの細脈と斜交する、粘土フィルムを挟在する割れ目(傾斜角度約60°)が認められた。



博多粘土上部層/Dc2層上端境界



リモナイト細脈



リモナイト細脈密集部(破碎状)



粘土フィルム挟在割れ目

福岡市交通局提出資料より

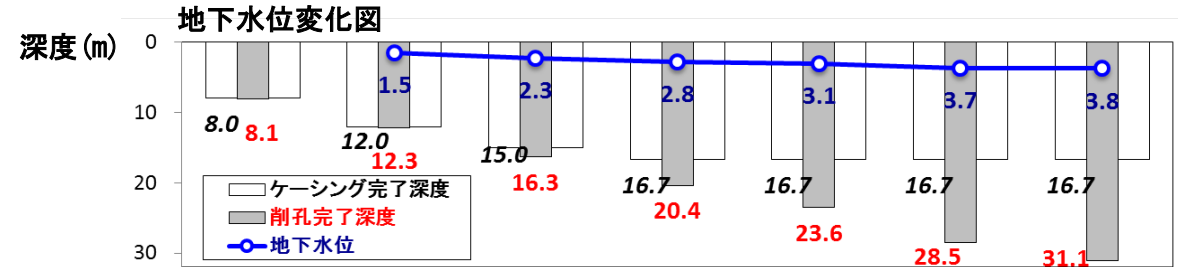
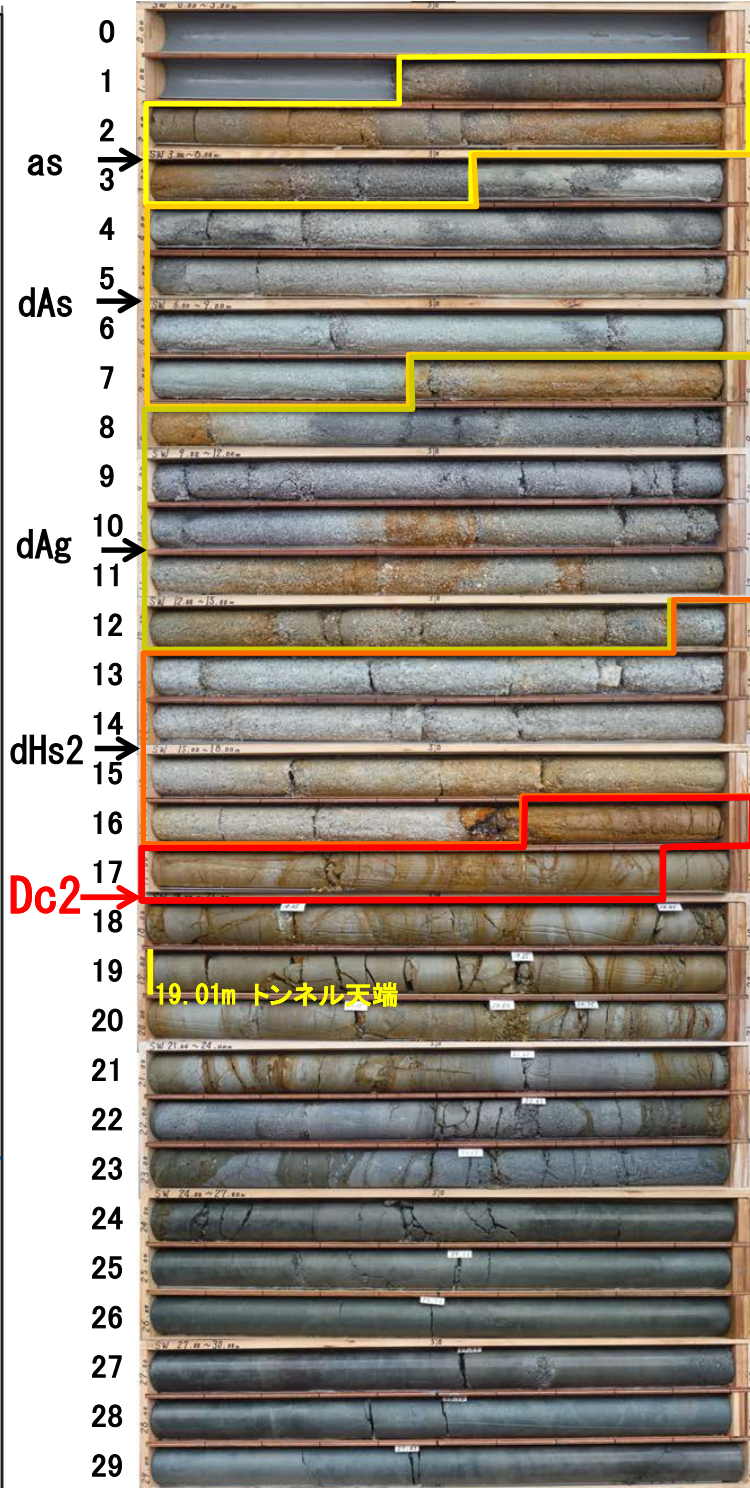
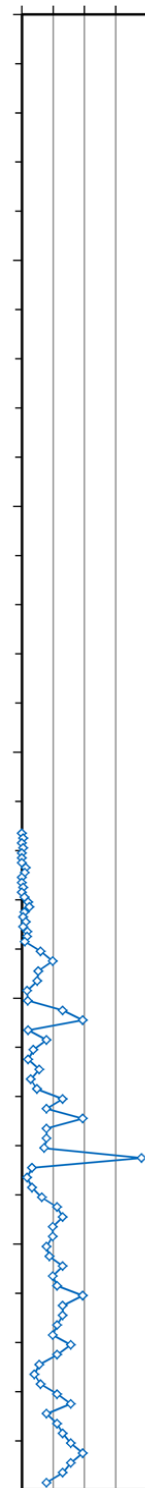
委員会で追記

ボーリング柱状図・コア写真 (Bor-SW)

簡易柱状図



針貫入試験
換算一軸圧縮強さ
0 5 10 15 20 (MPa)



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、この深度以深でC2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関図下限値の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、破碎状となる部分も認められた。



リモナイト脈

割れ目密集部(破碎状)

福岡市交通局提出資料より

委員会追記

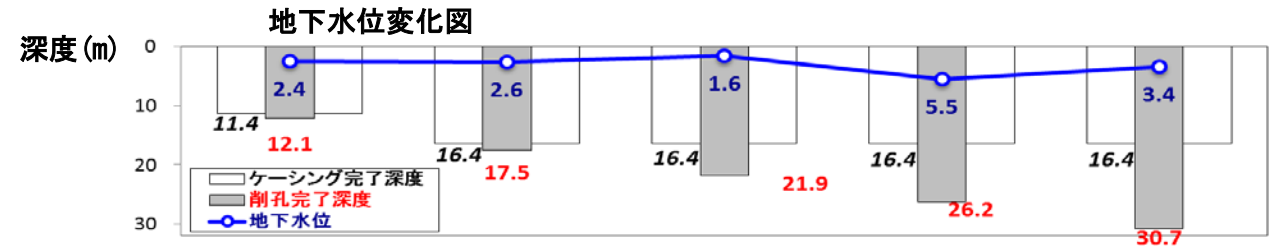
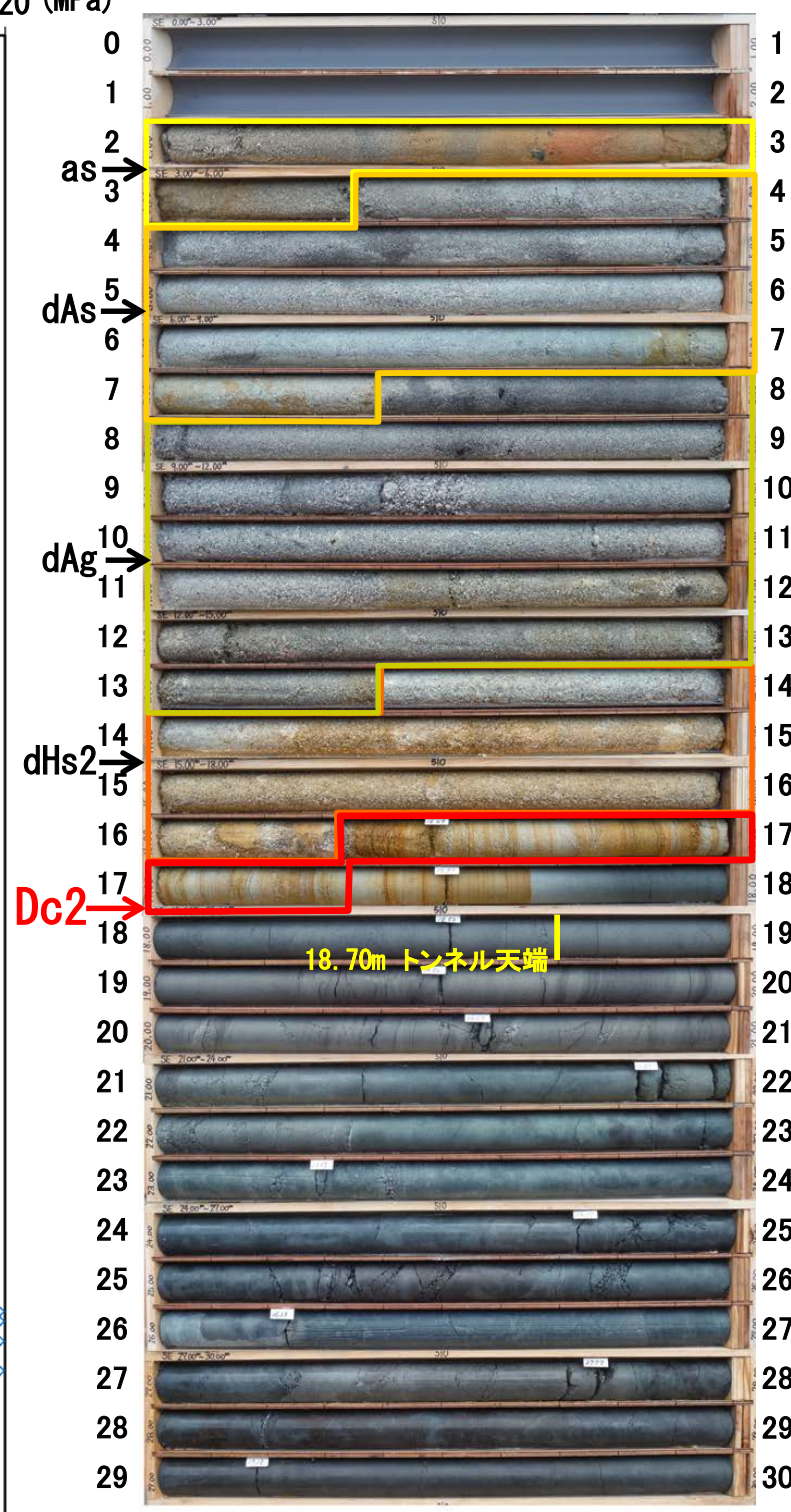
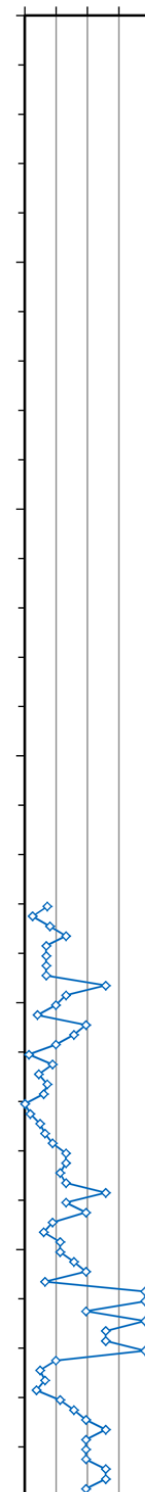
追加地質調査結果

ボーリング柱状図・コア写真 (Bor-SE)

簡易柱状図



針貫入試験
換算一軸圧縮強さ
0 5 10 15 20 (MPa)



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瞭に異なる (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層の大部分が破碎状となっていた。

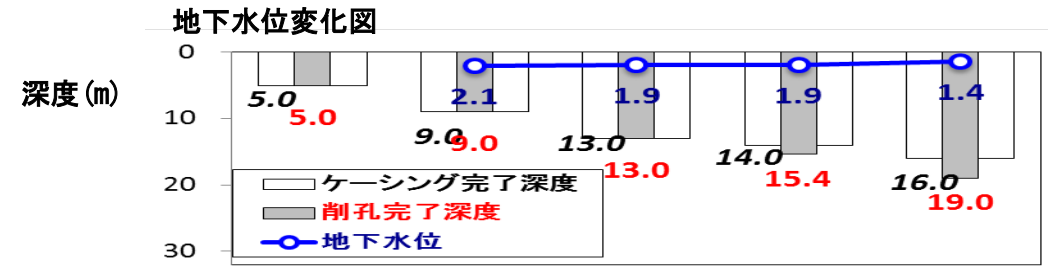
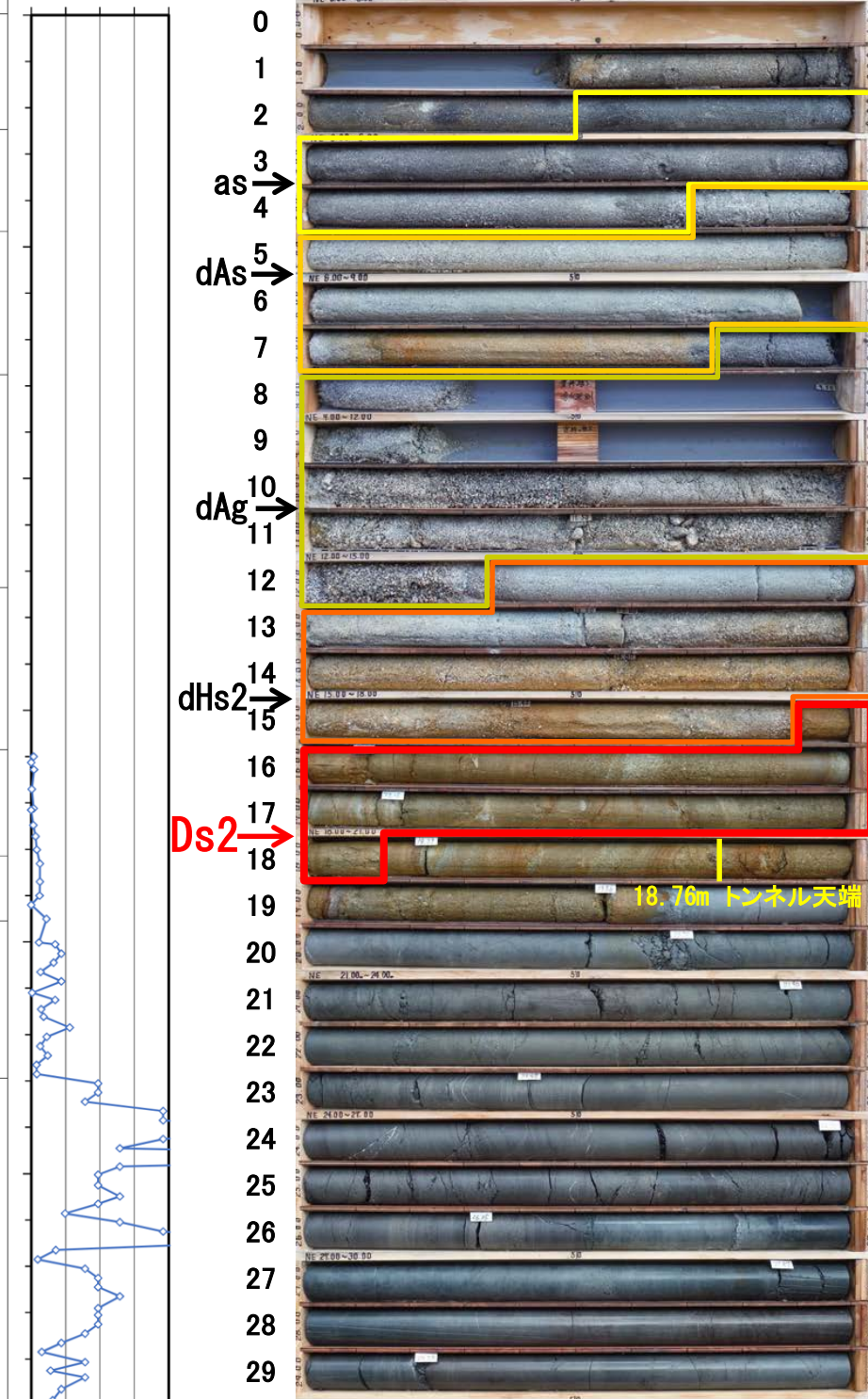
福岡市交通局提出資料より

ボーリング柱状図・コア写真 (Bor-NE)

簡易柱状図

針貫入試験
換算一軸圧縮強さ

0 5 10 15 20 (MPa)



Ds2層に関するコメント

■ 上端位置

- ・ 深度15.90mで上位の博多粘土上部層とほぼ水平で接していた。



博多粘土上部層/Ds2層上端境界

■ 厚さ

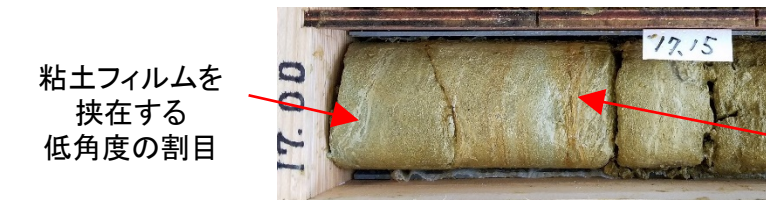
- ・ 約2.25m(深度15.90~18.15m)であった。褐色風化したDs1層が分布する区間としては深度19.50mが下端で、この深度以深でC2層が分布した。

■ 硬さ

- ・ 指圧で容易につぶれる硬さになっている。針貫入勾配は概ね0であり、換算一軸圧縮強さは相関図下限値の0.2MPa未満となった。

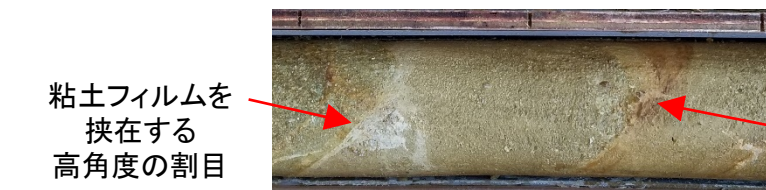
■ 面構造

- ・ 傾斜角度20°程度の層理面が多数認められた。
- ・ 粘土フィルムを挟在する割れ目として、傾斜角度20°程度のものと傾斜角度60°のものが認められた。



粘土フィルムを挟在する低角度の割目

リモナイト脈と調和的な低角度の層理面

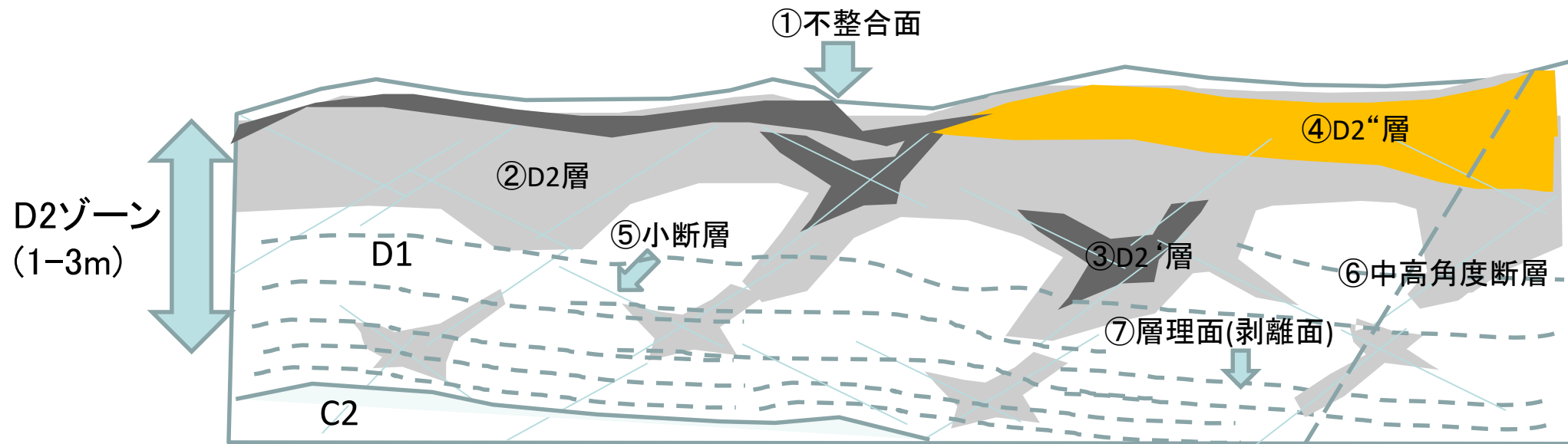


粘土フィルムを挟在する高角度の割目

リモナイト脈と調和的な高角度の層理面

福岡市交通局提出資料より

D2層の地質工学的考察



トンネル天端の岩盤状況のイメージ

① 不整合面(基盤岩上面)

数10cm程度のアンジュレーションが推定される(不整合面の位置はGL-15.9m(NE孔)~GL-16.9m(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0.2MPa程度以下)。厚さは70cm(NW孔)~1.4m(NS孔)程度だが、一部破砕弱層沿いにD2部があるため、「D2ゾーン」としてはさらに厚く1.3-3m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0.01~0.05MPa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18.9~28.7MN/m²)
⇒D2層やD2'層とあいまって、D2ゾーン全体として土圧・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10cm~1m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ゾーンが厚くなる(SW孔)。小断層はその破砕幅から推定すると数10cm~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
⇒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

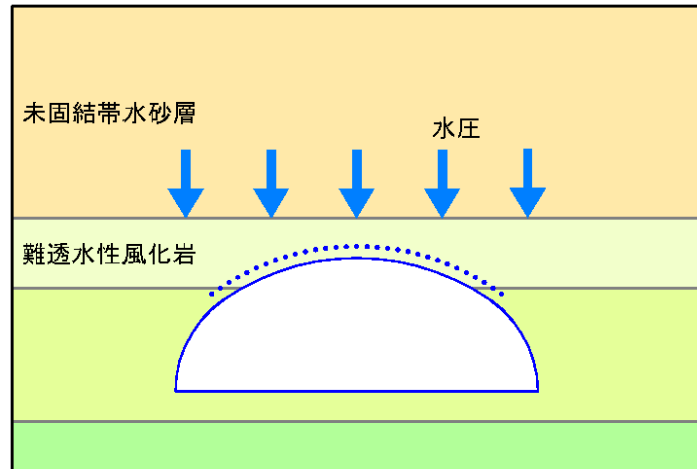
⑧ 節理・亀裂

このほか数10cm~1m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

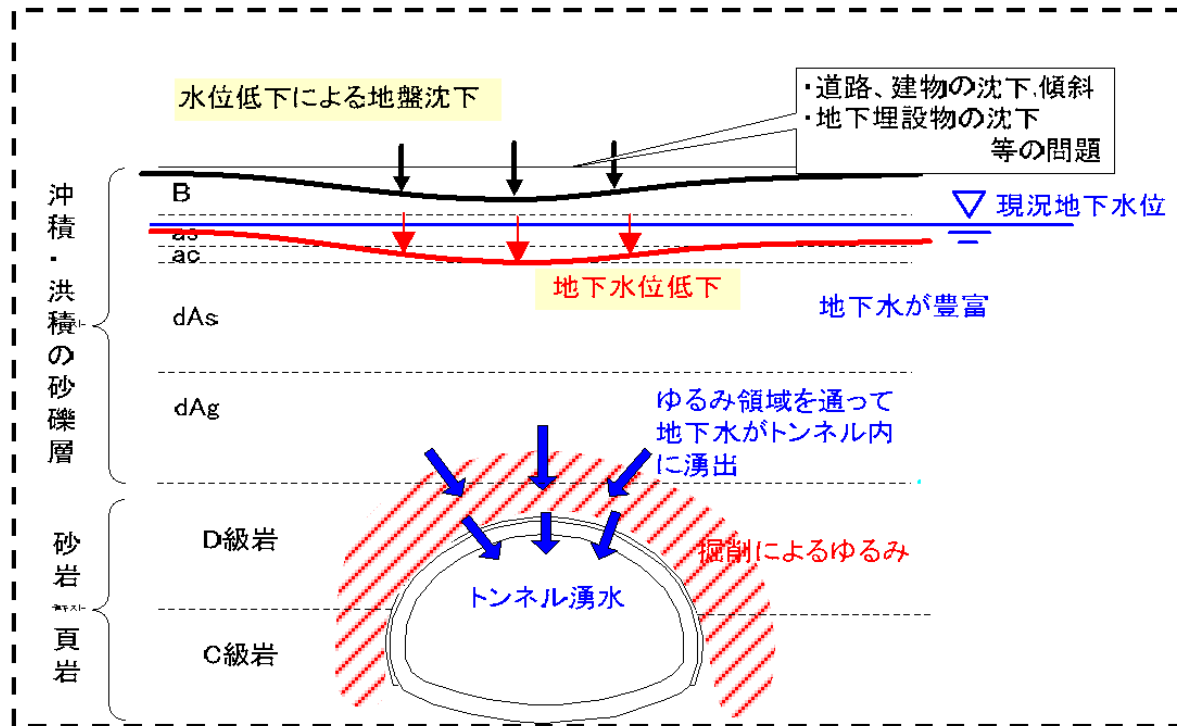
2.3 要因3：高い地下水位による影響

(1) D2層に作用する水圧の影響の有無

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、トンネル上部のD2層に高い水圧が作用するとともにD2層の不陸や水みちにより局所的に水圧作用面が下がっていた可能性が考えられる。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**。

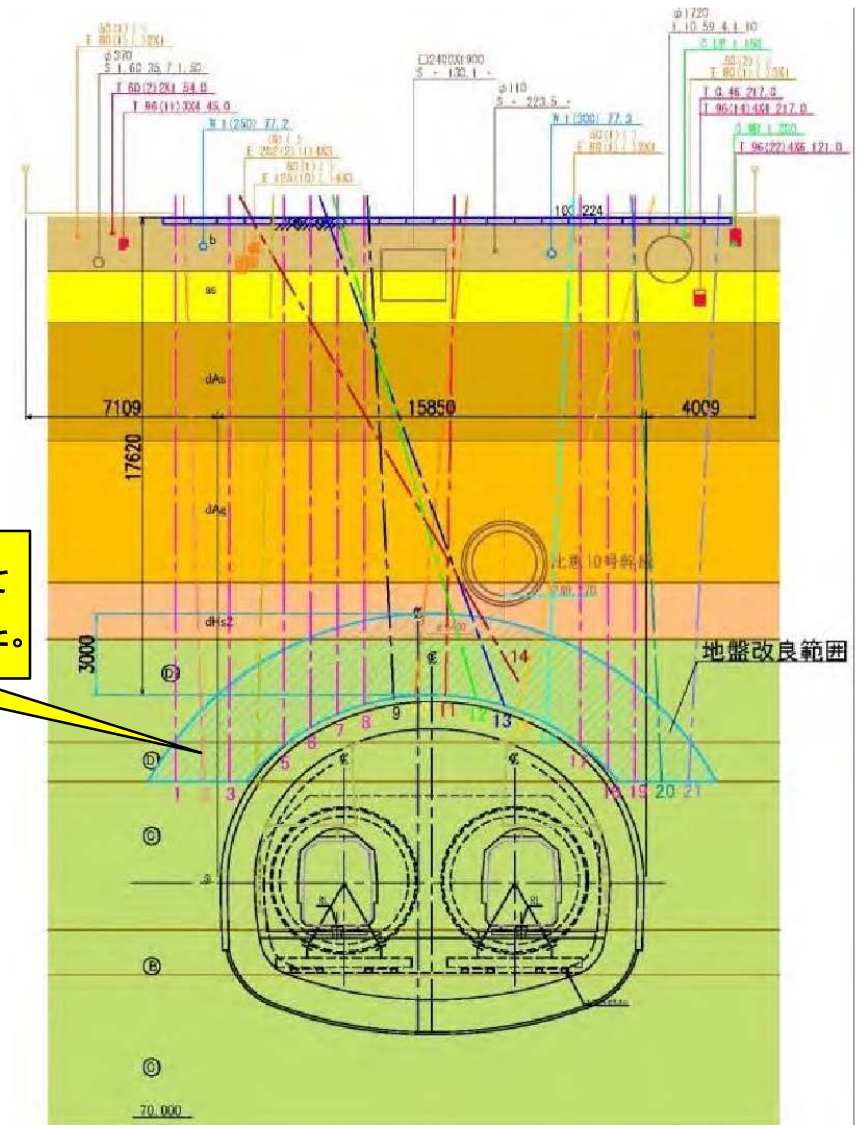


浸透流解析モデル



福岡市提出資料

薬液注入工（地上施工）



福岡市提出資料

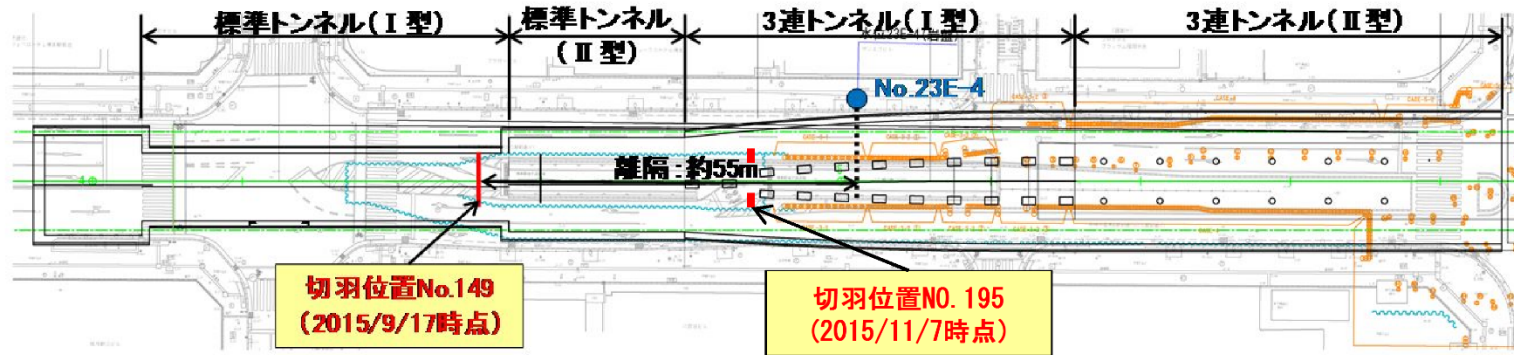
当初は、地下水対策として薬液注入が計画されていた。

委員会で追記

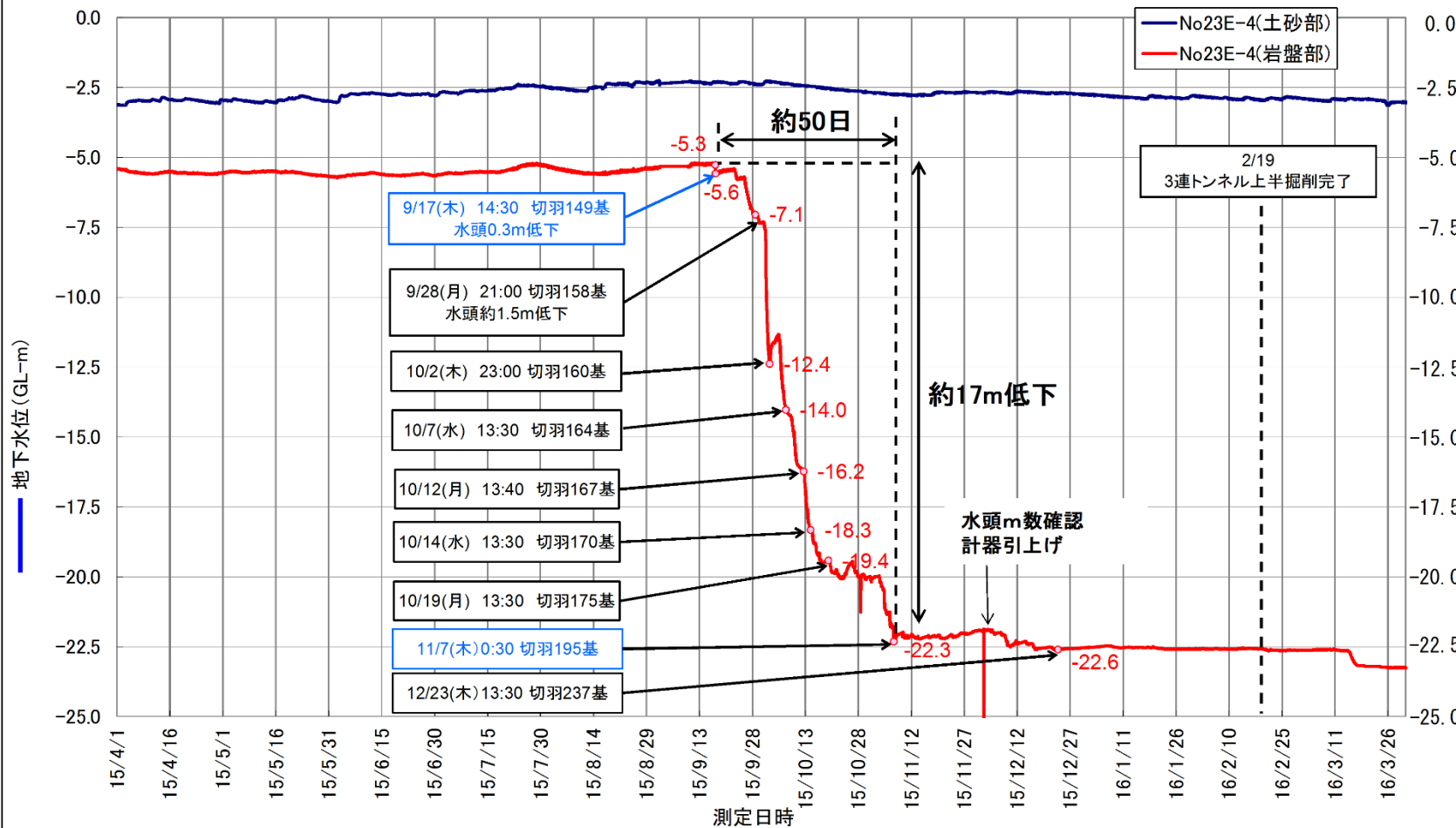
参考資料-3 標準トンネル I・II 型（先進導坑掘削）

○観測孔NO. 23E-4と切羽位置の離隔が55mに近接してから岩盤部水頭の低下が認められ、切羽位置が11mに近接して、標準II型の上半部分まで低下（約17m）した。

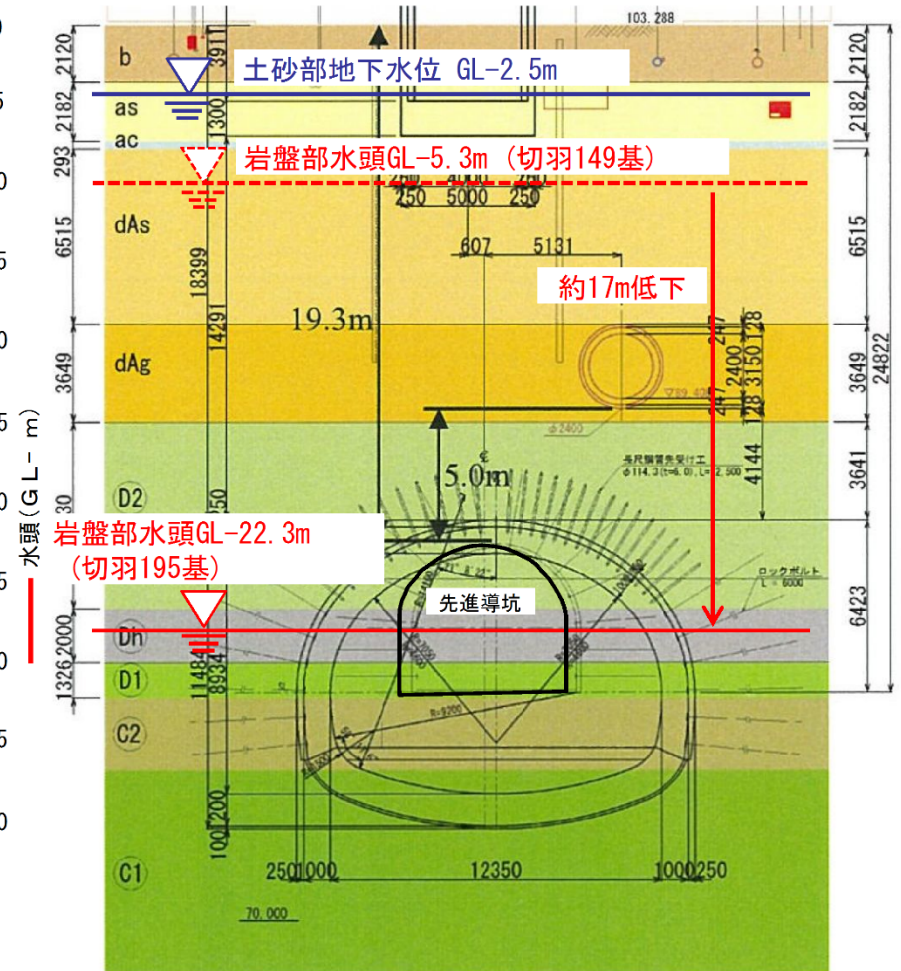
※岩盤部水頭（—）は、岩盤部で計測した間隙水圧から換算した数値である。



土砂部地下水位・岩盤部水頭 継時変化図



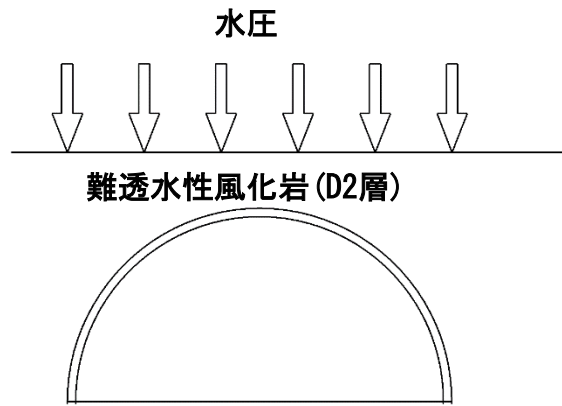
標準トンネル (II 型)
13K455M600



2.4 要因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

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、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。



難透水性風化岩評価モデルの例

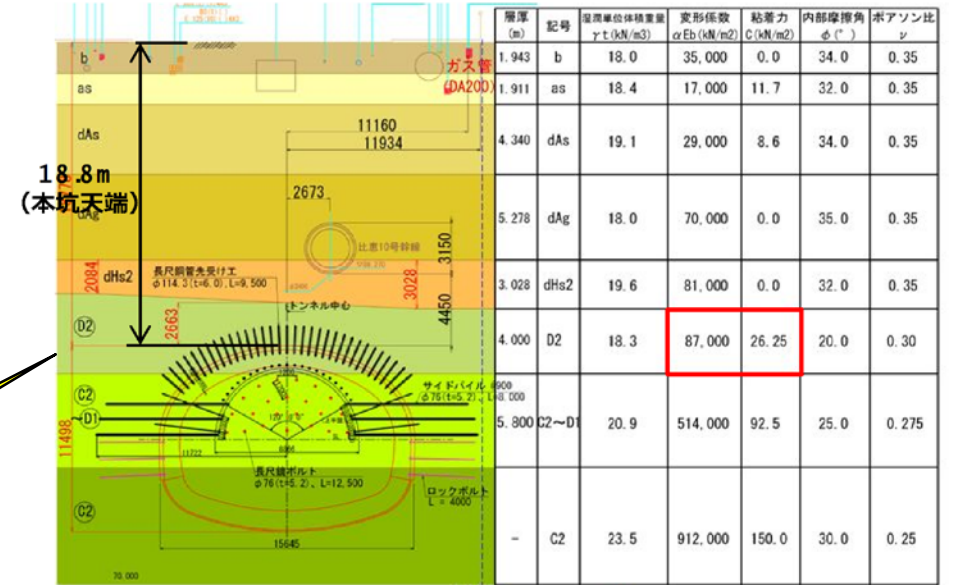
強度や層厚がばらついているにも関わらず平均的な物性値で均質な連続体モデルとして解析している。

検討断面

- 標準Ⅱ型の実績から、以下の補助工法を採用。
- D級岩盤の物性値は、標準Ⅱ型の再現解析で同定したものを採用。

【採用した補助工法】

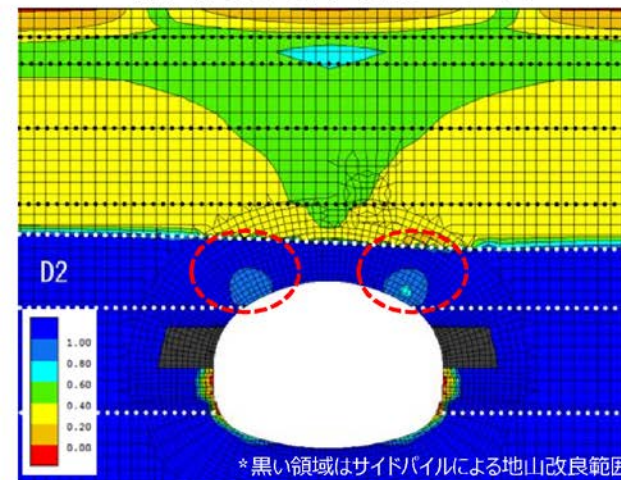
- 先進導坑
- サイドパイル工 (φ76.3、L= 8.0m)
- 長尺鋼管先受け工 (φ114.3、L= 9.5m)
- 長尺鏡ボルト工 (φ76.3、L= 12.5m)



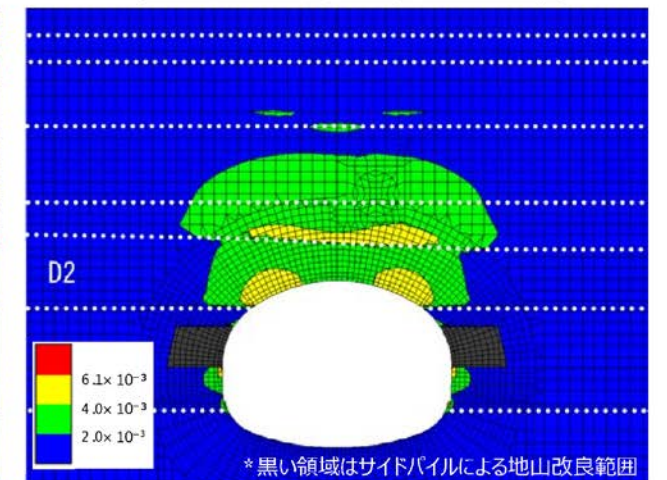
地山の力学モデル

- 地山の力学モデルとして、非線形弾性モデル（電中研方式）を用いる。

緩み係数分布図（最終ステップ）



せん断ひずみ分布図（最終ステップ）



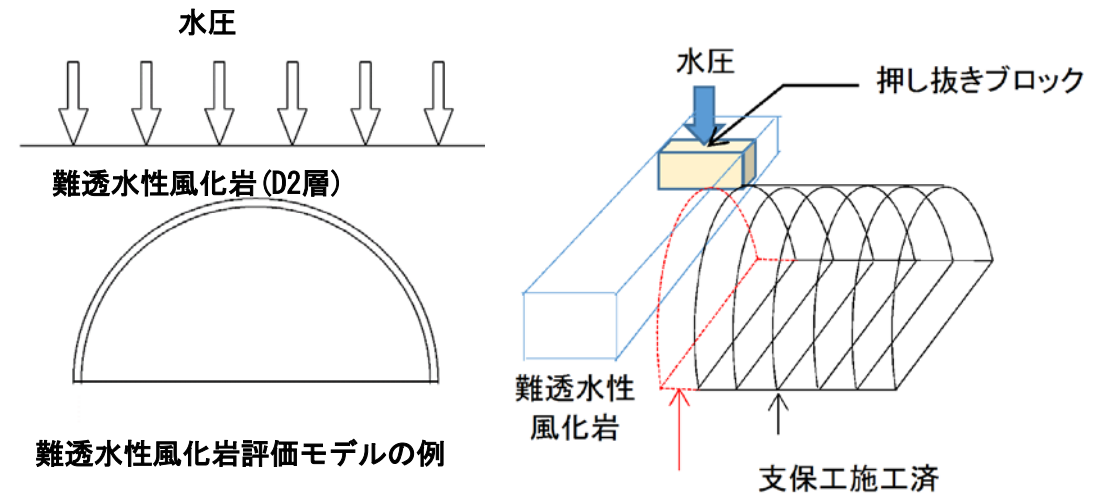
- 大断面トンネルの予測解析の結果、支保工の健全性および地山の安定性は確保されていることを確認した。
- 先進導坑掘削完了時の計測結果（天端沈下：8.2m ※支保工104基）であり、概ね予測解析結果（天端沈下：8.5m）と一致した。
- 導坑掘削時点においては、想定した地質構成および地山物性値、そして解析手法の妥当性を確認できた。

施工者提出資料より

委員会で追記

【難透水性風化岩(D2層)の水圧に対する安定性の試算】

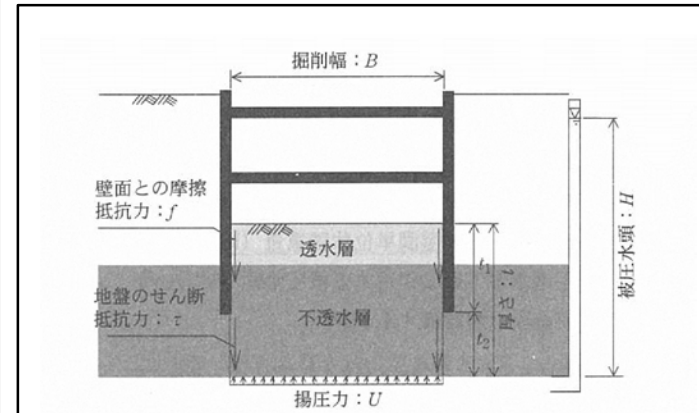
トンネル天端部の難透水性風化岩に水圧が作用している状態で、難透水性風化岩の押し抜きに対する一次近似としての概略照査結果を以下に示す。モデルは鋼管を考慮していない地山のみモデルになっていることに留意する必要がある。
 検討の結果、当初想定したD2層厚の場合でも、安全率が3以下となり、所定の安全率が確保されていない結果となった。以上より、難透水性風化岩(D2層)の厚さが薄く、かつ破碎された弱層が存在した場合には、崩落の要因となった可能性がある。(安全率=3:地盤定数が不均一であるため)



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

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
γw	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	2.7625	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'	°	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
せん断応力	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 τ=c'	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 考慮													
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
不透水層のせん断強さ τ=K ₀ σ _v '·tanΦ'+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



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,

$$\frac{W + C_1 + C_2}{F_1 + F_2 + F_3} \geq U \quad (1)$$

ここに、
 W : 被圧面以浅の土塊重量 (ΣB·t·γ)
 C₁ : 根入部分の土留め壁と地盤の摩擦抵抗 (2·Σf·t₁)
 C₂ : 不透水層のせん断抵抗 (2·Σr·t₂)
 U : 水圧 (H×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)
 t₁ : 摩擦抵抗層の厚さ (m)
 t₂ : せん断抵抗層の厚さ (m)
 γ : 重量抵抗層の湿潤単位体積重量 (kN/m³)
 H : 不透水層下面に作用する被圧水頭 (kN/m²)
 F₁, F₂, F₃ : 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

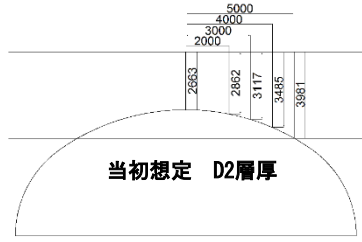
各項の安全率	不透水層のせん断強さ: r (kN/m ²)	
F ₁	F ₂	F ₃
1.1	6	3

σ_v' : 着目点における有効土載重 ≥ 50 kN/m² の場合に考慮できる。
 K₀ : 静止土圧係数 = 1 - sin φ'

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

Bor-NW①

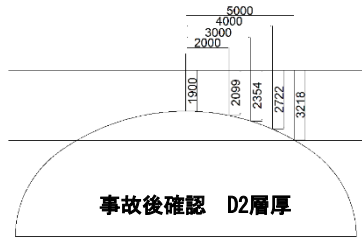
強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
	c _{cu} MN/m ²	φ _{cu} °	tanφ _{cu}	c' MN/m ²	φ' °
応力範囲	0.064	15.8	0.283	0.033	30.9
主応力差最大時	=64kN/m ²			=33kN/m ²	



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

Bor-SE①

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



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

(2) 地盤改良等地下水対策の有無

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、標準Ⅱ型断面掘削時の計測結果等をもとに実施したFEM解析により、トンネルの安定性を確認したため、本トンネルにおいては、未固結滞水砂層に対して止水のための薬液注入を実施しなかったことが、**要因となった可能性がある。**

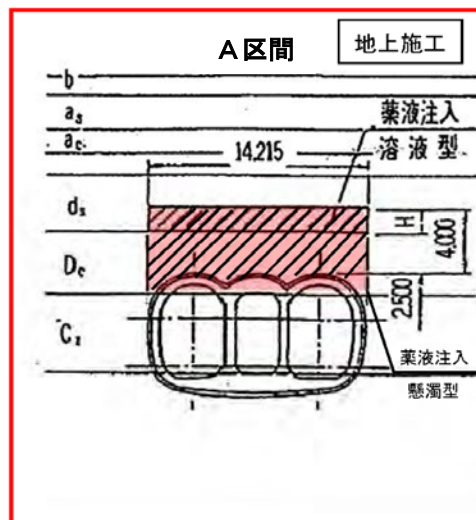
1) 福岡市地下鉄のナトムによる施工実績一覧

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 有年/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 ミニハイプルフ	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	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	66	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	-

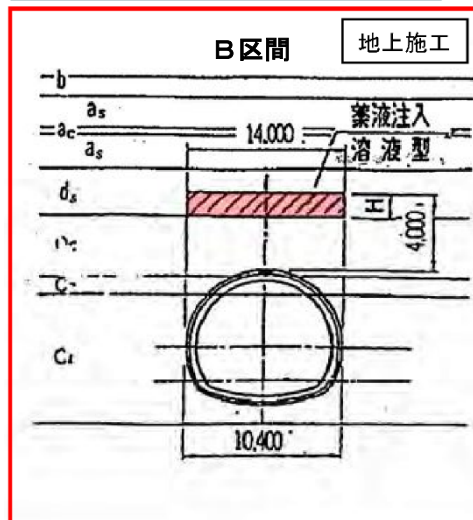
薬液注入について
主に砂層の止水や風化岩部の地盤強化を目的として、必要な範囲において薬液注入工を実施している。

図2.4.2 福岡市提出資料

止水及び地盤強化を
目的とした薬液注入工

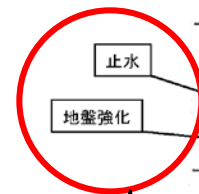


止水を目的とした薬液注入工

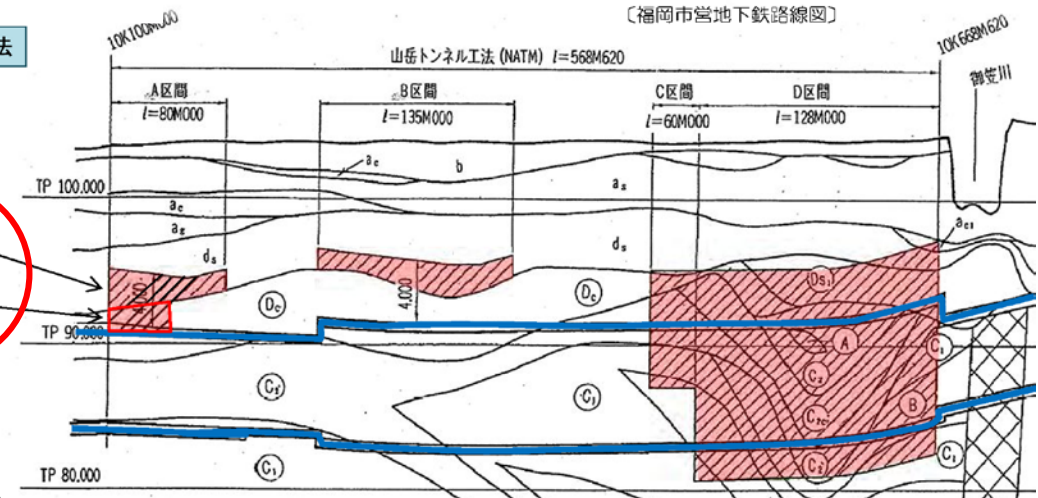


中比恵西・東工区

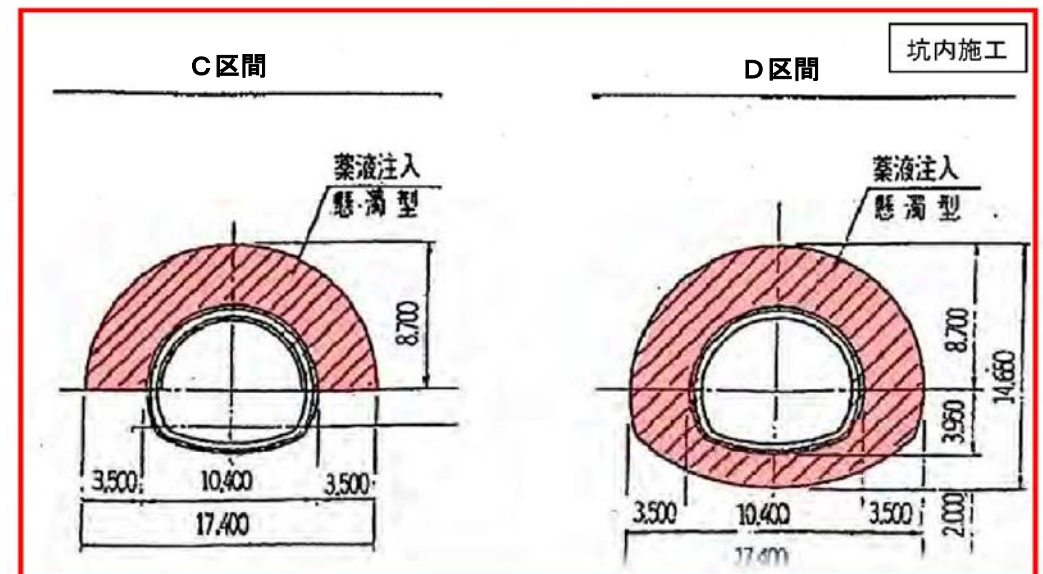
薬液注入工法



ds層は止水を目的とした注入、
Dc層は地盤強化を目的とした
注入をしている

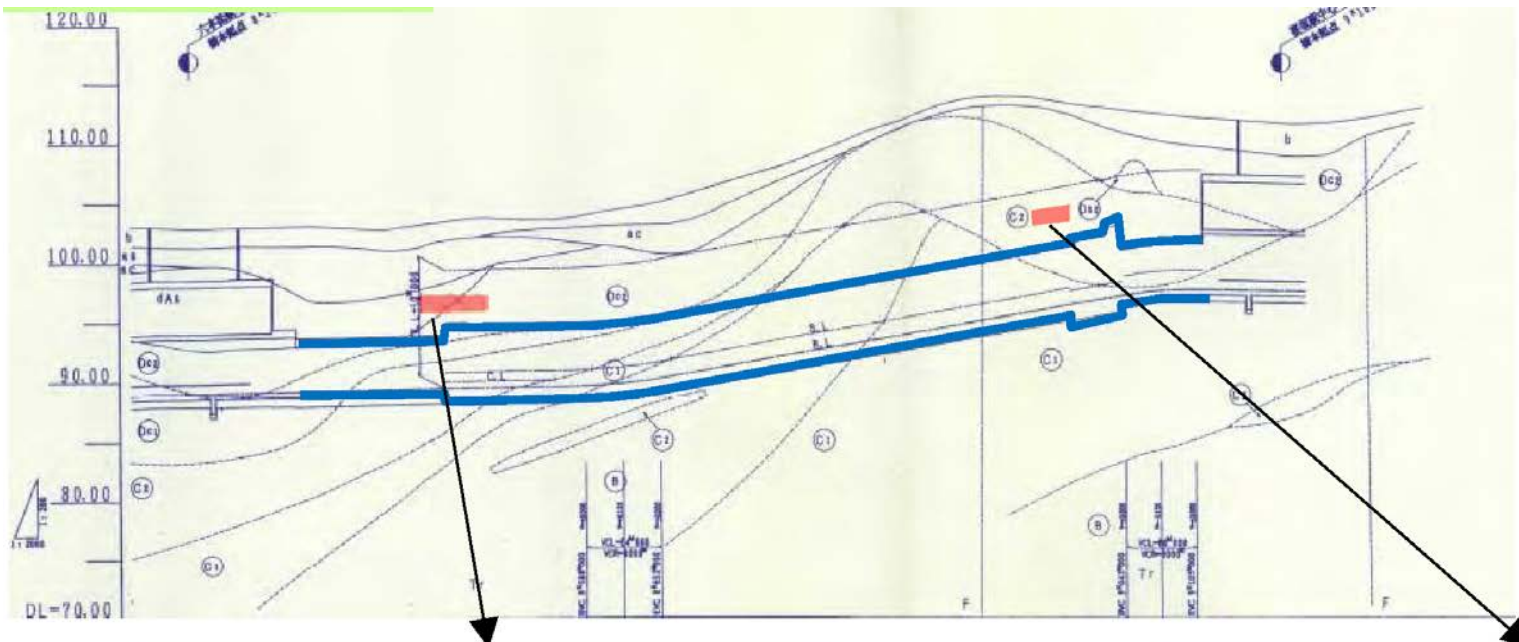


地盤強化を目的とした薬液注入工



福岡市提供資料に一部加筆

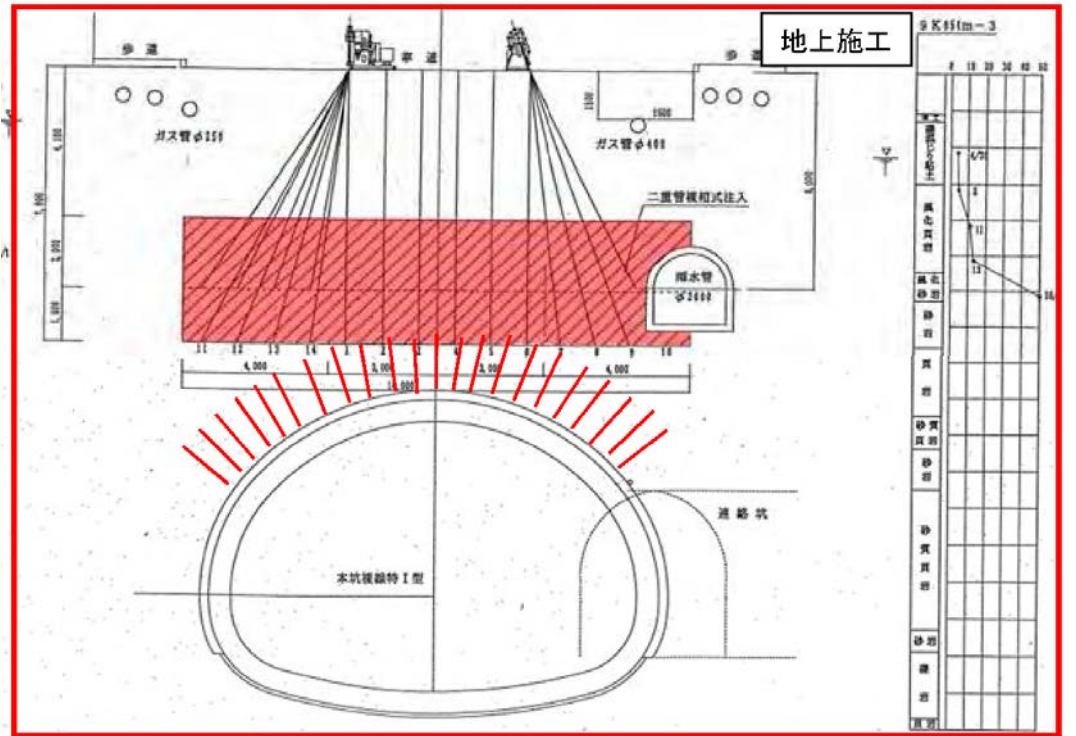
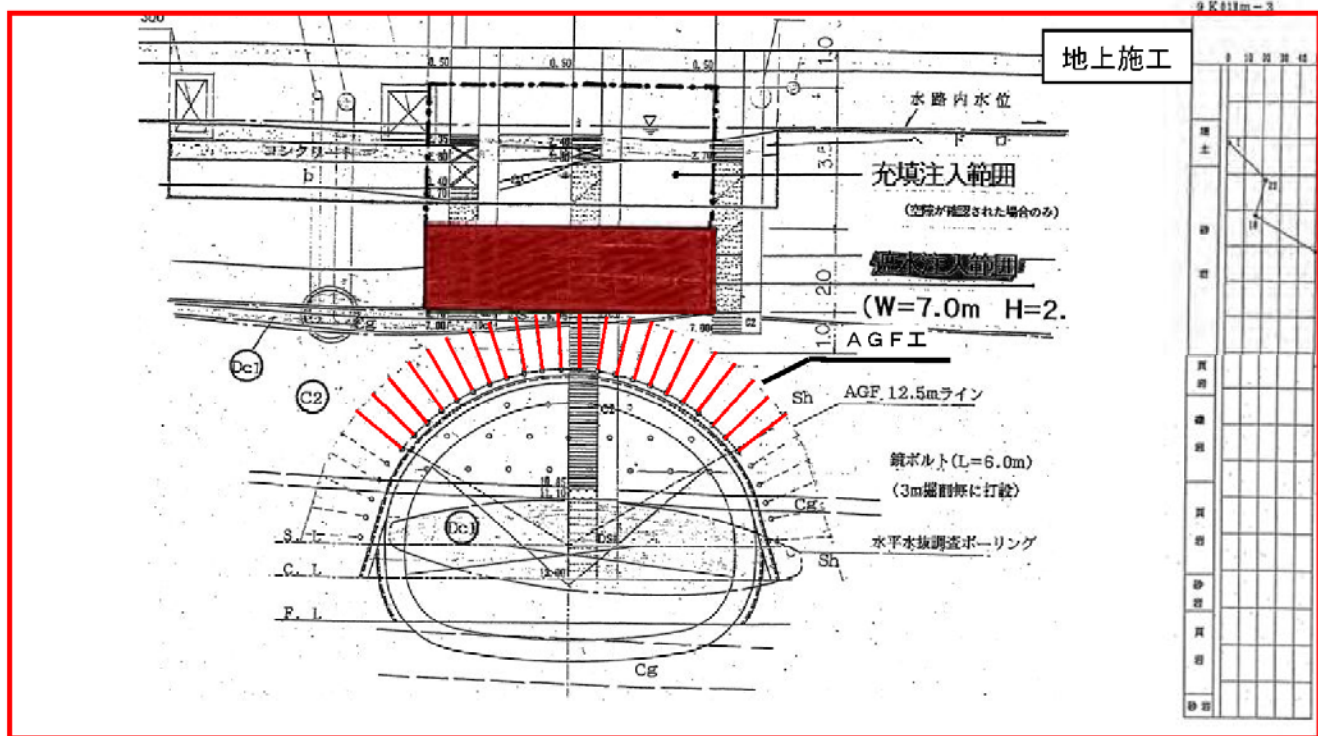
桜坂工区



トンネル天端上部の地山に対し、止水や地盤強化を目的とした薬液注入工を実施している。また、坑内からはAGFを施工している。

止水を目的とした薬液注入工及びAGFの併用

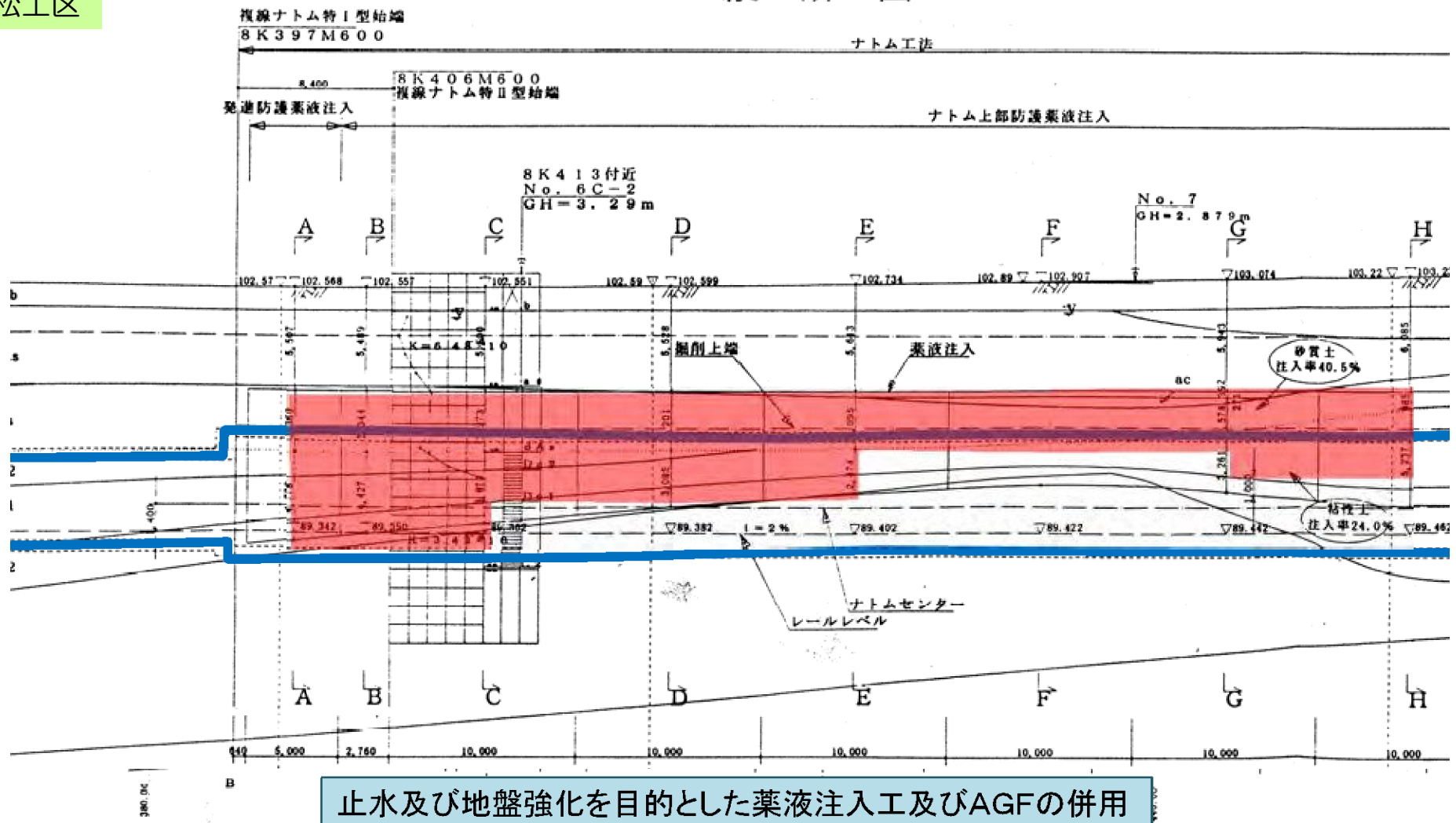
地盤強化を目的とした薬液注入工及びAGFの併用



福岡市提出資料

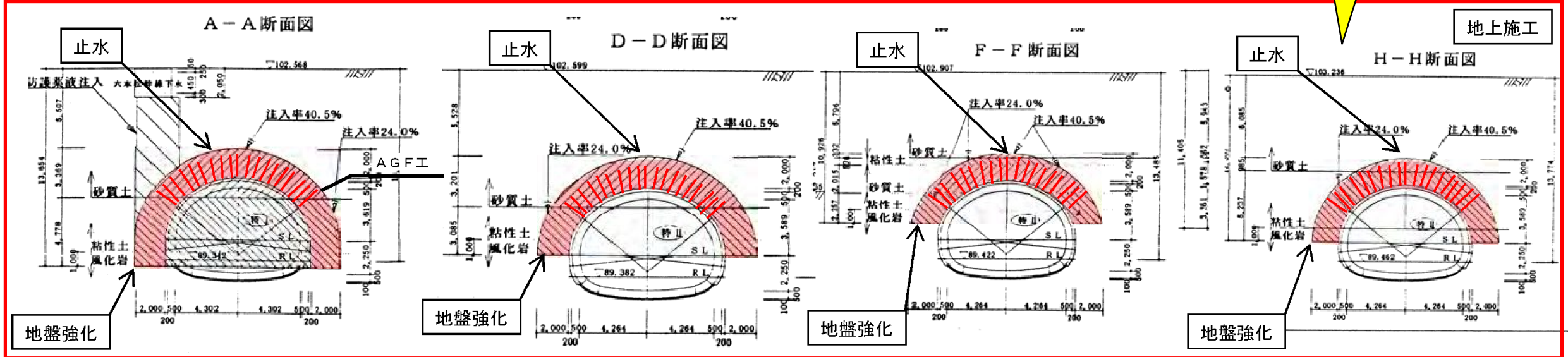
委員会で追記

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



福岡市提出資料

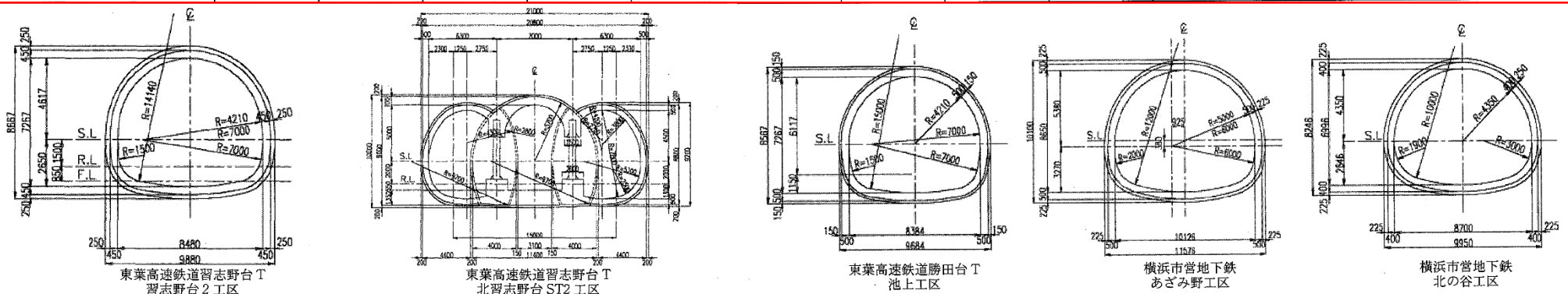
委員会で追記

(3) 地盤改良等地下水対策(福岡地下鉄以外)

福岡市地下鉄以外でNATMで施工した地盤改良等地下水対策事例

トンネル名および工区		東葉高速鉄道 習志野台 T 北習志野 ST5	東葉高速鉄道 習志野台 T 北習志野 ST2	東葉高速鉄道 習志野台 T 西習志野工区	東葉高速鉄道 習志野台 T 習志野台 2 工区	東葉高速鉄道 習志野台 T 習志野台 3 工区	東葉高速鉄道 習志野台 T 坪井工区	東葉高速鉄道 勝田台 T 池上工区	東葉高速鉄道 勝田台 T 池上工区	横浜市営地下鉄 あざみ野工区	横浜市営地下鉄 あざみ野工区	横浜市営地下鉄 北の谷工区	横浜市営地下鉄 北の谷工区	横浜市営地下鉄 北の谷工区	
トンネル概要	断面形状	複線標準 (D<12m)	駅部 3 連	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)	複線標準 (D<12m)
	掘削幅 D(m)	11.5	21.0	11.5	9.9	9.9	9.9	9.8	11.4	11.6	14.4	10.0	10.2	10.7	
	掘削断面積(m ²)	88	179	90	72	72	80	76	88	98	96	67	72	75	
	平均土被り H(m)	9.0	9.7	10.2	7.0	7.0	5.0	7.0	7.0	9.4	20.3	12.8	12.8	12.8	
	土被り比(H/D)	0.8	0.5	0.9	0.7	0.7	0.5	0.7	0.6	0.8	1.4	1.3	1.3	1.2	
	地上および周辺環境	構造物 住宅路	構造物 住宅路	住宅路	住宅路	住宅路	住宅	住宅	住宅	住宅	住宅	構造物	道路	道路	道路
	地質*	成田層 砂質土	成田層 砂質土	成田層 砂質土	成田層 砂質土	成田層 砂質土	成田層 砂質土	成田層 砂質土	成田層 砂質土	成田層 砂質土	上総層群 固結シルト・砂質土	上総層群 固結シルト・砂質土	上総層群 固結シルト・砂質土	上総層群 固結シルト・砂質土	上総層群 固結シルト・砂質土
	N 値*	(不明)	30	30	(不明)	(不明)	20	40	40	50 以上	50 以上	40	50 以上	40	
	変形係数(MPa)*	(不明)	35	40	40	40	18	22	22	120	120	30	(不明)	2.5	
	地下水水位	天端下: -2.5m	天端下: -3.0m	天端下: -2.5m	天端下: -3.0m	(不明)	(不明)	天端	天端上: 1.0m	天端	天端	(不明)	(不明)	(不明)	
掘削工法	CRD	CRD	CRD	CRD	CRD	CRD	上半先進	CD	CD	上半先進	上半先進	上半先進	上半先進		
施工着手年月	1990年10月	1989年1月	1989年7月	1986年3月	1990年10月	1987年6月	1990年8月	1990年8月	1988年3月	1988年3月	1988年3月	1988年3月	1988年3月		
一次支保	吹付け コンクリート	厚さ アーチ部(mm)	250	200	250	250	250	150	150	225	200	225	200	225	
		インバート部(mm)	250	200	250	250	250	250	150	150	225	200	225	200	225
	鋼製支保工	形式 上半	H-150	H-150	H-150	H-150	H-150	H-150	H-125	H-125	H-150	H-125	H-125	H-200	H-125
		下半	H-150	H-150	H-150	H-150	H-150	H-150	H-125	H-125	H-150	H-125	H-125	H-150	H-125
		インバート	H-150	H-150	H-150	H-150	H-150	H-150	H-125	H-125	—	H-125	H-150	H-125	
	ピッチ(m)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
	ロックボルト	径(mm)	25	25	25	25	25	—	—	—	25	25	—	—	25
		最大長さ(m)	2	3	2	2	2	—	—	—	3	3	—	—	3
		本数(本/断面)	6	14	6	6	6	—	—	—	8	12	—	—	12
		延長ピッチ(m)	1	1	1	1	1	—	—	—	1	1	—	—	1
二次覆工およびインバート	巻厚	アーチ部(mm)	450	500	450	450	450	500	500	500	500	400	550	400	
		インバート部(mm)	450	500	450	450	450	450	500	500	500	400	550	400	
		設計強度(N/mm ²)	21	24	24	21	21	21	24	24	21	21	21	21	21
	鉄筋	配置(アーチ部/インバート部)	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋
		径(mm)(アーチ部/インバート部)	19/25	16/25	19/25	16/25	16/25	19/25	22/25	22/29	19/22	19/19	16/16	19/16	19/19
ピッチ(mm)(アーチ部/インバート部)		250/125	250/125	250/125	250/125	250/125	250/125	250/125	250/125	250/250	200/200	200/200	200/200	150/150	
防・排水構造	防水	防水	防水	防水	防水	防水	防水	防水	防水	防水	排水	排水	排水		
対策工	地下水対策	ウェルポイント ディープウェル 薬液注入	ウェルポイント ディープウェル 薬液注入	水抜きボーリング ウェルポイント	ウェルポイント ディープウェル	ディープウェル	ウェルポイント ディープウェル	(不明)	(不明)	水抜きボーリング	水抜きボーリング	—	—	—	
	先受け工	フォアボーリング	フォアボーリング	フォアボーリング	フォアボーリング	フォアボーリング	フォアボーリング	スリットコンクリート	注入式フォア ボーリング	パイプルーフ	—	注入式フォア ボーリング	パイプルーフ	—	
	その他	鏡吹付け・ボルト 薬液注入	鏡吹付け・ボルト 薬液注入	鏡吹付け・ボルト 薬液注入	鏡吹付け・ボルト 薬液注入	鏡吹付け・ボルト 薬液注入	鏡吹付け・ボルト 薬液注入	—	—	—	—	—	—	その他	

断面図(代表例)

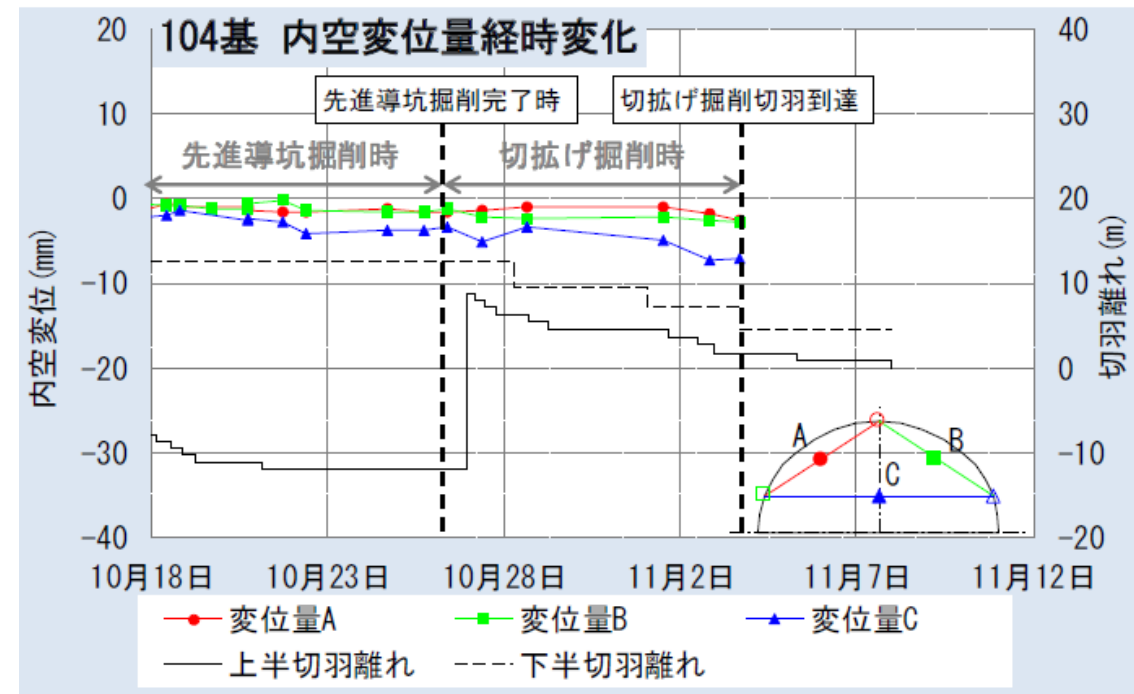
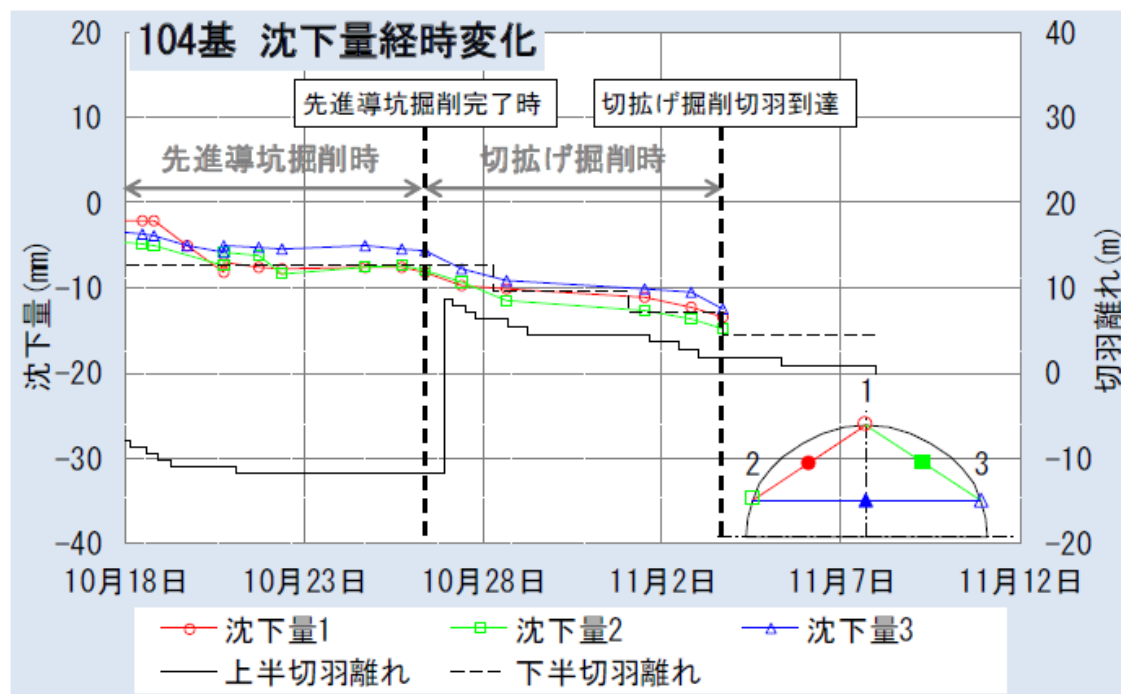


* 地質データについては切羽付近の代表値を示す。

2.5 要因5：導坑施工による影響の有無

先進導坑施工による影響

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**。



施工業者提出資料より

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る

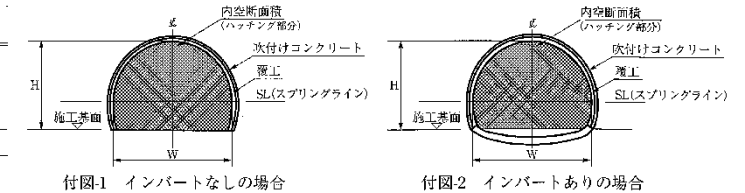
2.6 要因6：トンネル断面形状の影響の有無

岩被りを確保するための断面扁平化

天端付近の岩被りを確保するために、内空断面の扁平率を0.625から0.532となっておりFEM解析により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ことから、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ことが、**要因となった可能性がある。**

表-3.3.1 断面区分

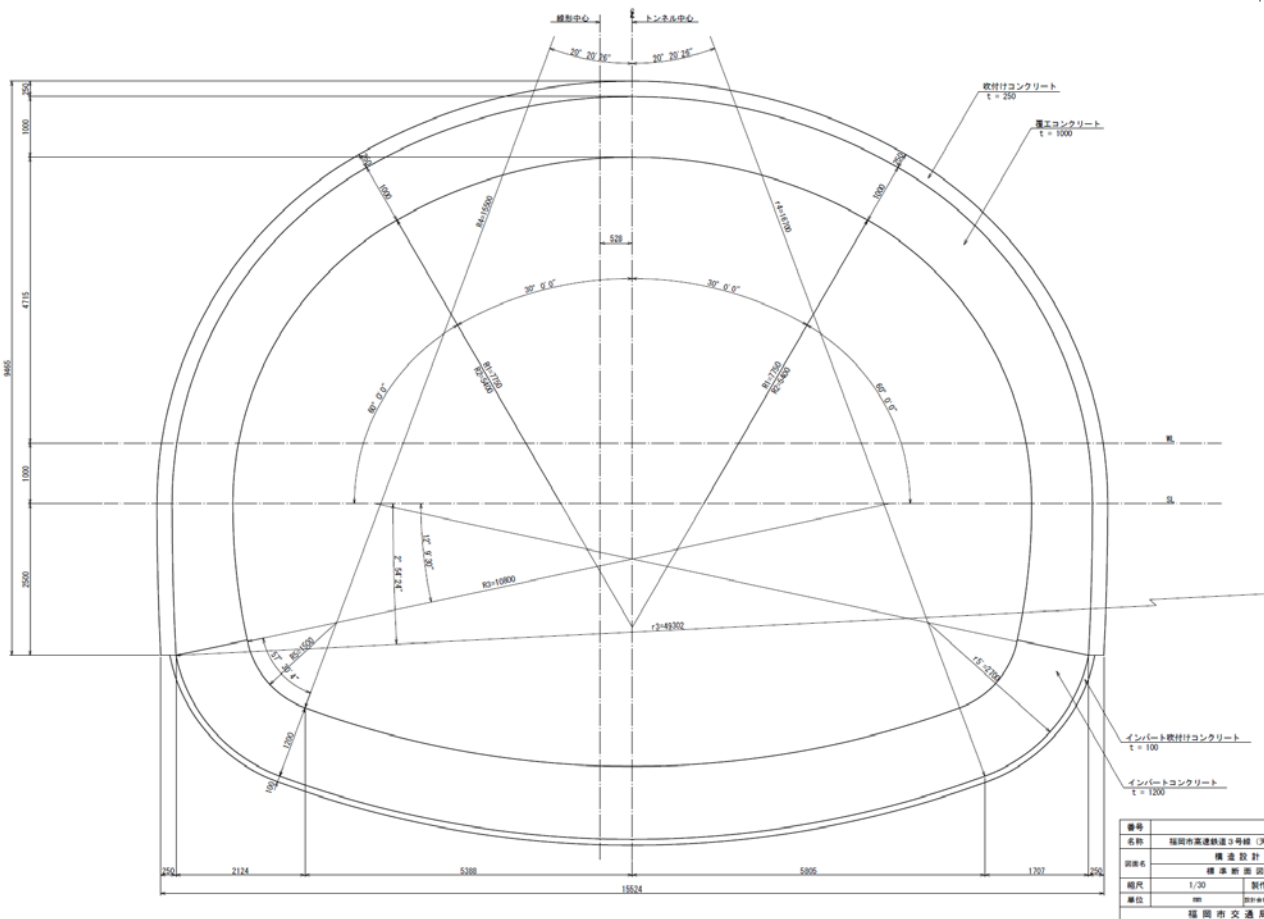
項目	区分	通常断面	大断面	小断面
内空幅員 (m)		8.5~12.5程度	12.5~14.0程度	3.0~5.0程度
内空形状		一般的に上半単心円断面	一般的に上半三心円断面	一般的に上半単心円側壁部鉛直断面
内空縦横比		概ね0.6以上	概ね0.57以上	概ね0.8以上
内空断面積 (m ²) (参考値)		40~80程度	80~100程度	8~16程度



注1) 内空幅員とは、スプリングラインでの内空幅員をいう。(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) と内空幅員 (W) の比で表示した。
 注3) 内空形状は上半 (SLより上) を形成する円弧の数で付図-3, 4に示すように上半単心円 (二心円) 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員により断面を区分する。参考値として各断面のおよその内空断面積を表に示した。なお、ここでの内空断面積とは、付図-1, 2に示すようにインバート (盤下け) を含まない掘削内側の全内空断面積をいい、換気計算に用いる車道内空 (舗装面の上部) とは異なる。
 注5) 大断面における非常扁平帯の内空断面の決定にあたっては、側壁部の形状を共有する形で拡大すると、極度に扁平になることも考えられるため、一般部の内空形状を類似拡大する案も含め、地山条件などに応じた検討が必要である。



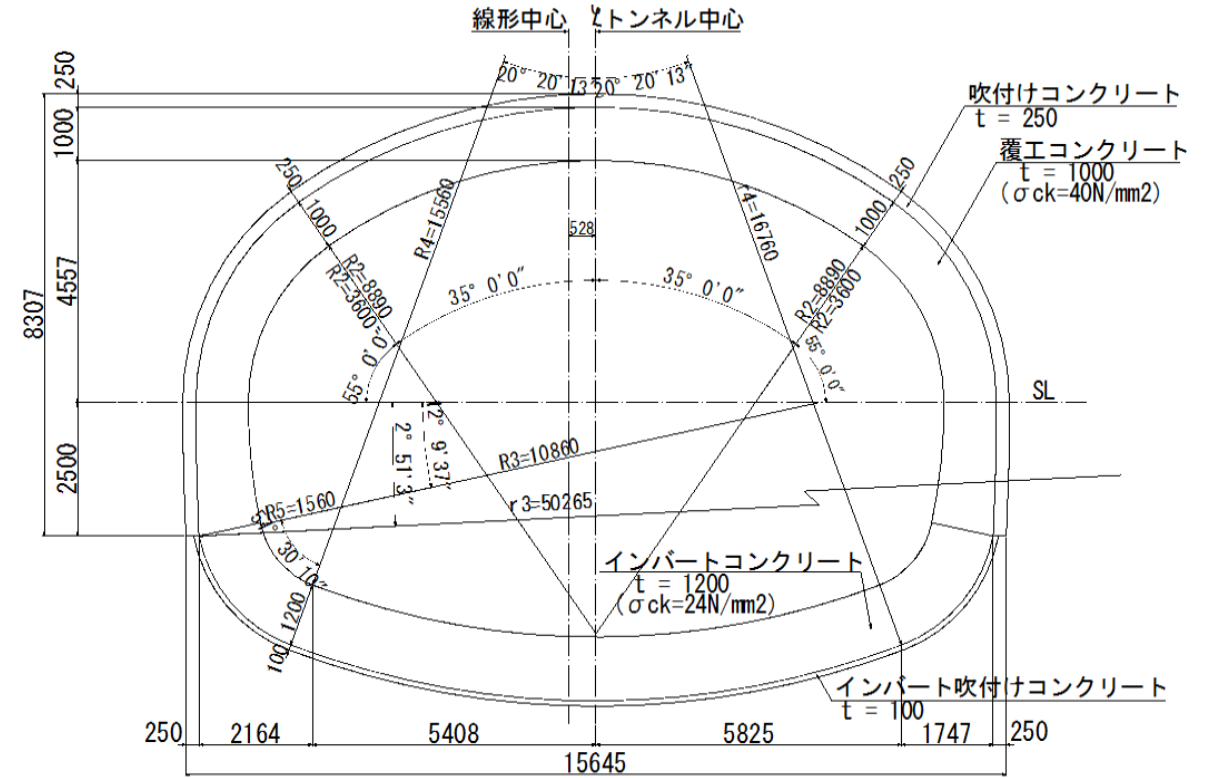
標準断面図 (1) S=1:30
大断面トンネル



設計者提出資料より

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 : $8,215 / 13,150 = 0.625$
 掘削内空縦横比 : $9,465 / ((13,150 + (250 + 1,000) \times 2)) = 0.605$

道路トンネル技術基準(構造編)・同解説 平成15年11月 P94,95



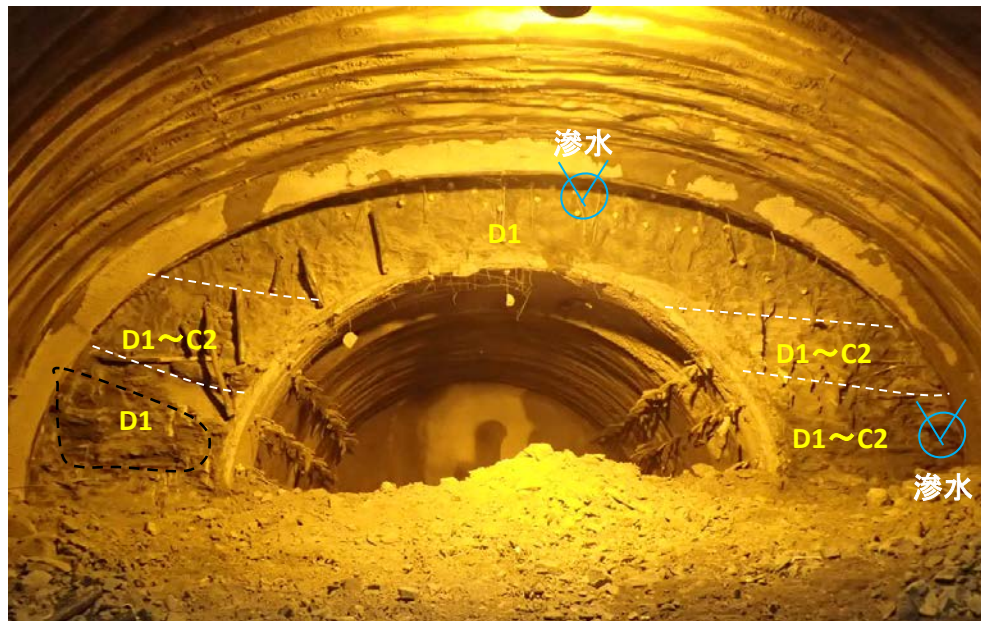
施工業者提出資料より

内空幅員 (SL) : $((8,890-3,600) \times \sin 35^\circ + 3,600) \times 2 = 13,268$
 内空高 : $8,307 - (250 + 1,000) = 7,057$
 内空縦横比 : $7,057 / 13,268 = 0.532$
 掘削内空縦横比 : $8,307 / ((13,268 + (250 + 1,000) \times 2)) = 0.527$

2.7 要因7：トンネル支保工の安定性

(1) 吹付けや鋼製支保工の耐力

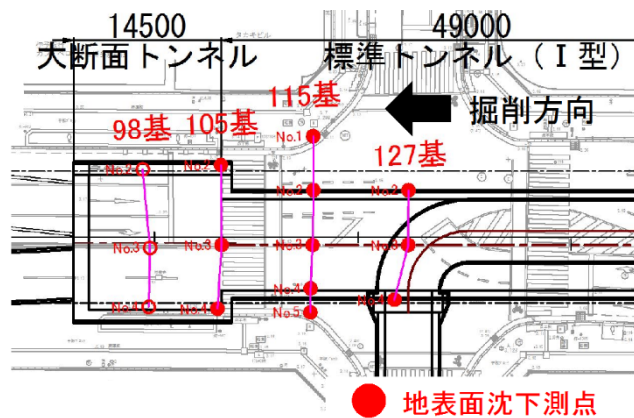
計測Bの結果より、天端から異常出水が発生するまで、応力計測結果から支保工は健全であると推定され、耐力が不足したとは認められず、**要因となった可能性は低い**。105基の応力は耐力 245N/mm^2 を超えていない(右図：再現解析に基づく支保工健全性の評価資料参照)。



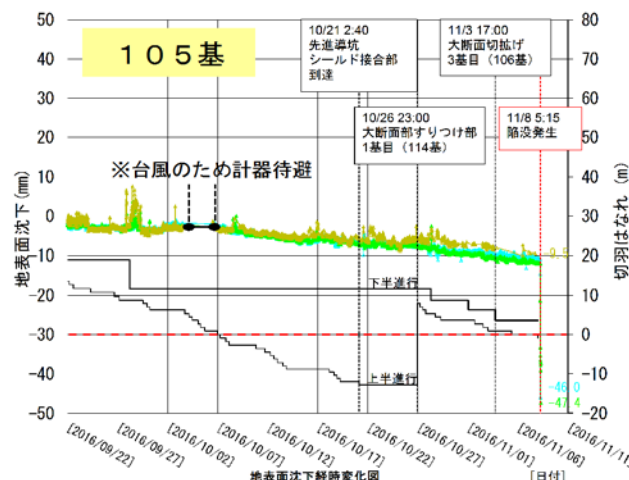
104基(11/7 昼勤)
第1回委員会資料 資料4-2(参考)p.6より

(2) 支保工の支持力、脚部沈下

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**。



第1回委員会資料 資料4-2(参考)P.19より

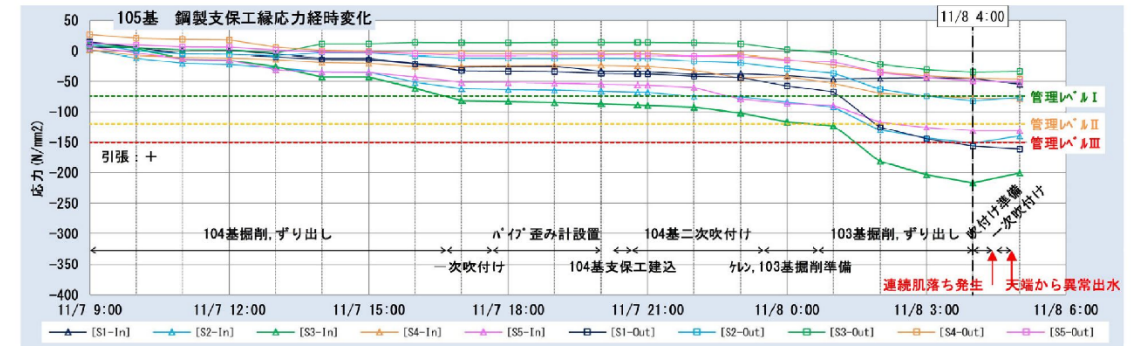


再現解析に基づく支保工健全性の評価

【計測Bの結果】

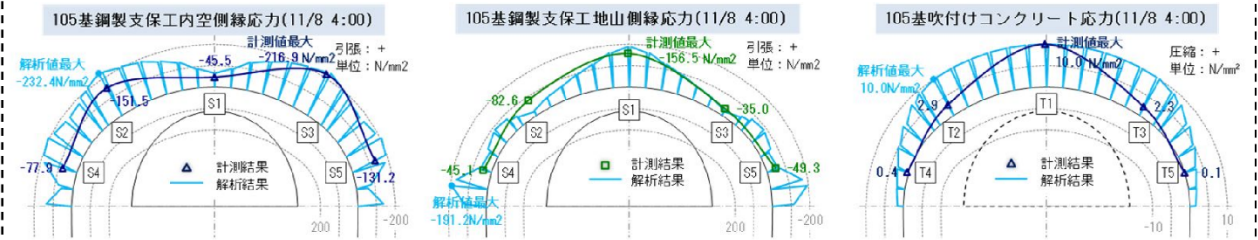
- 本坑支保工105基の鋼製支保工最大圧縮応力 $216.9\text{N/mm}^2 < \text{降伏強度}245\text{N/mm}^2$
- 本坑支保工105基の吹付けコンクリート最大圧縮応力 $10.0\text{N/mm}^2 \ll \text{推定発現強度}20\text{N/mm}^2$
- 鋼製支保工応力・吹付けコンクリートとも、最大圧縮応力が11月8日4:00にピークをむかえた後、11月8日5:00には崩落に伴う荷重の減少により応力が減少している。

■SS400
許容応力： 210N/mm^2
 $140\text{N/mm}^2 \times 1.5$ (仮設時)



【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

第2回委員会 施工者提出資料 道路陥没発生メカニズムの推定 P.4
道路陥没直前のトンネル挙動分析より

2.8 要因8：注入式長尺鋼管先受工の横断方向の地山改良効果

(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**。

【他現場での事例】砂礫地盤での注入状況



■ 注入状況（3連トンネル I 型中央坑 No.229 断面部）



亀裂にのみ注入材が浸透している→亀裂がない基質部も強度は低く、掘削による変形で容易に亀裂が入る地質である

(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在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。

(3) 注入式長尺鋼管先受工の注入圧および量の管理

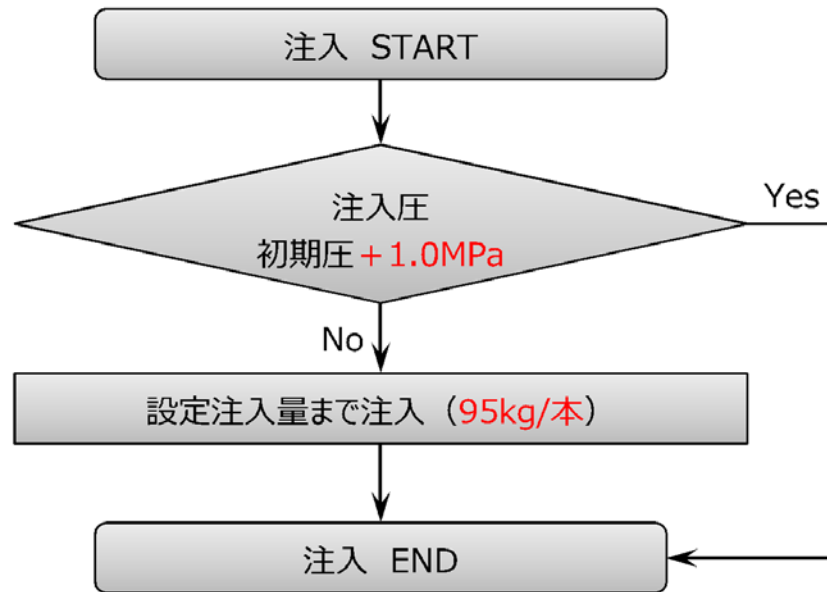
注入式長尺鋼管先受工の注入管理方法は、技術資料に記載されている注入圧および注入量で管理されている。

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。

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。

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

施工者提出資料より

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
サイドバイル工	φ76.3、L=7.8m、シリカレジン10kg/m (※5)	本	0	126	先進導坑	設変

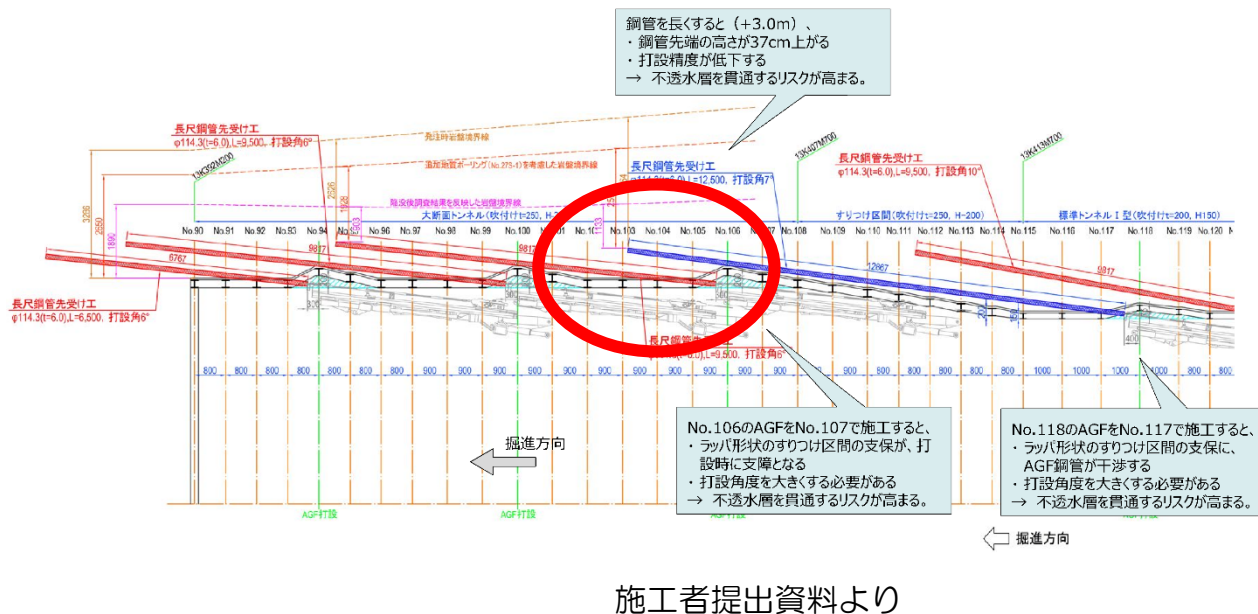
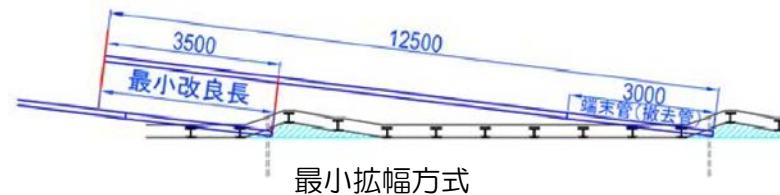
(※5) 地山削孔時の孔内湧水が有る場合、注入量を12kg/mに変更する。注入量は試験施工を行って協議する。

施工計画書(平成28年9月)より

2.9 要因9：注入式長尺鋼管先受工の縦断方向の地山改良効果

(1) 最小拡幅方式におけるラップ部の改良効果

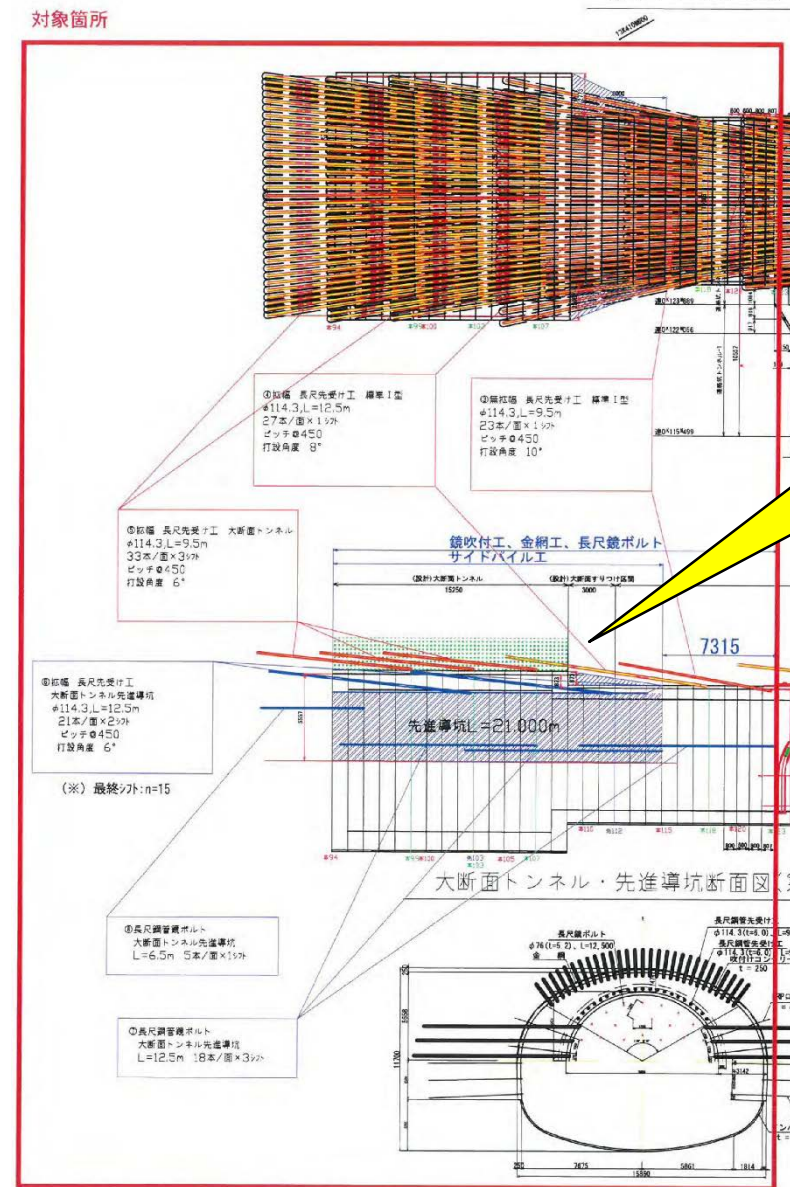
- 注入式長尺鋼管先受工は、根元を切断し改良長がラップすると考える最小拡幅方式を採用している。
- 陥没箇所は、拡幅部のラップ形状のすりつけ区間となり、他の部分と比べてラップ長が短かった。
- D2層の地山に対して亀裂注入となっており、ラップ部においても注入による十分な地山改良効果が発揮されなかった可能性がある。
- さらに鋼管切断により周辺地山の改良部分の一部が欠損し、必要なラップ長が不足、或いはラップしていない状態となり、当該補助工法に期待する効果が十分発揮されなかったことは、**要因となった可能性がある。**



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

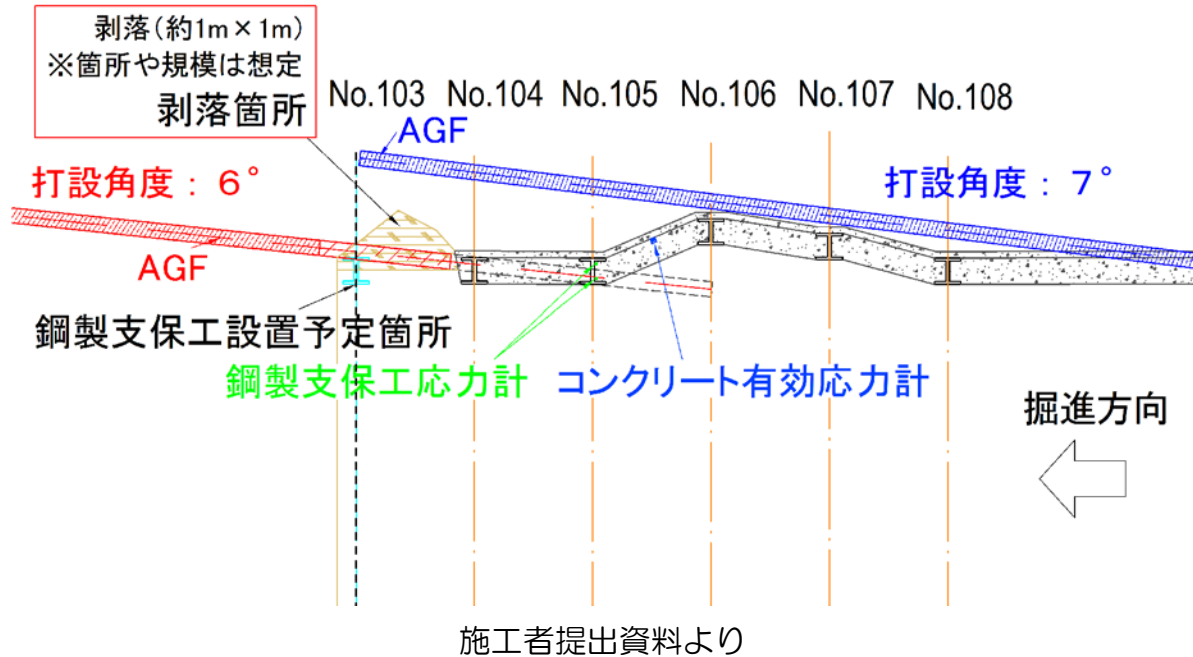
掘削時の補助工法として、先進導坑内から先行実施するサイドパイル工に加えて（前述2②）、長尺鋼管先受け工（二重化）、高強度鏡吹付コンクリート工を補助工法として提案する。天端部および切羽前方の地山の緩みを抑制する目的、周辺地山の変位を抑制する目的である。

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。



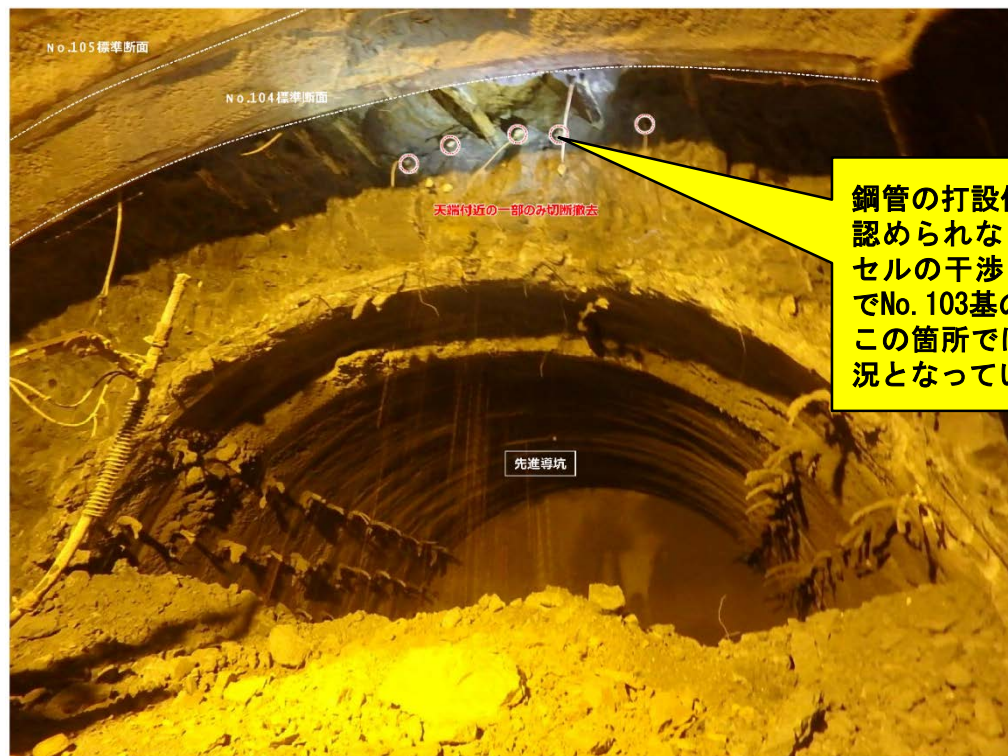
設計変更協議書(大断面トンネル部の補助工法の提案)平成28年9月13日より

委員会で追記



(2) 注入式長尺鋼管先受工の施工すれ

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。切断により間隔が広がったことで抜け落ち易くなり、このことが**要因となった可能性**がある。

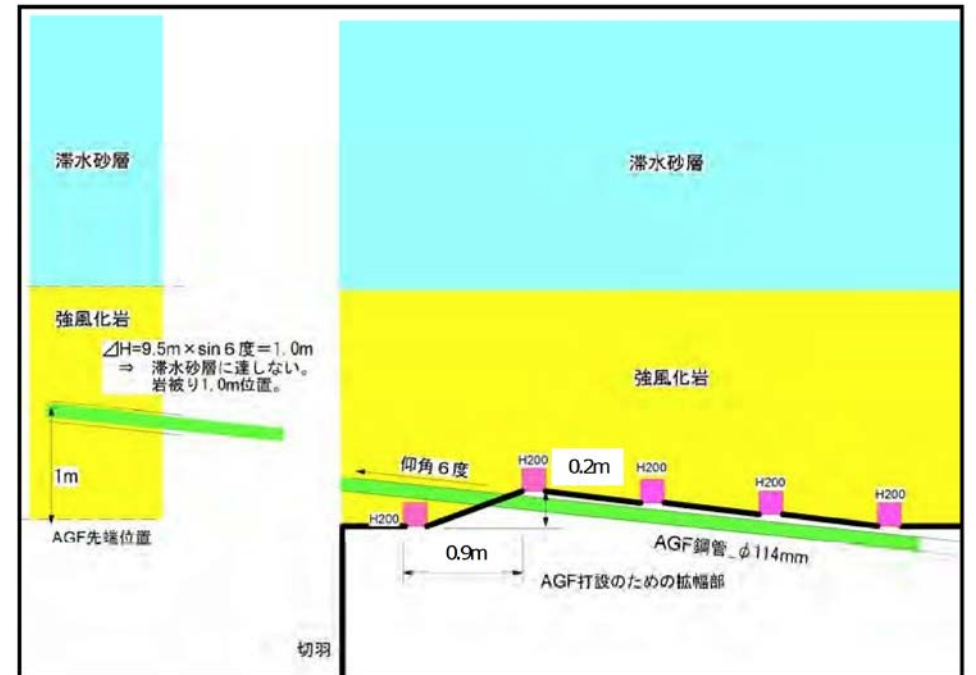


鋼管の打設位置のずれや間隔の広がりには認められないが、天端部のAGFをガイドセルの干渉により0.1~0.2m下げたことでNo.103基のAGFを一部切断している。この箇所では鋼管がラップしていない状況となっていると考えられる。

施工者提出資料より

(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。よって、**要因となった可能性は低い**。



施工者提出資料より

委員会で追記

2.10 要因10：計測管理や対策工の実施

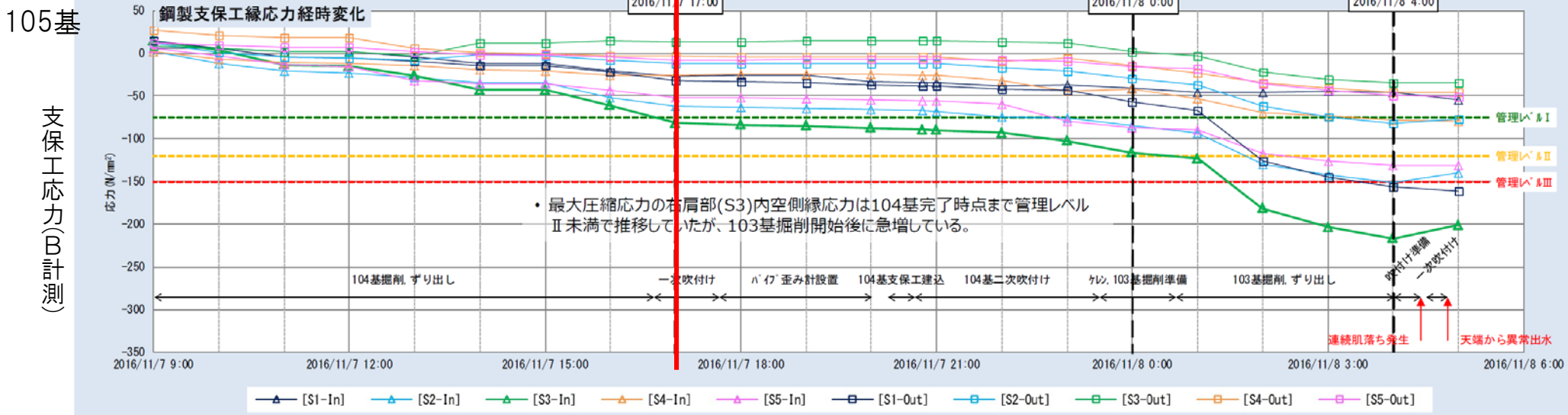
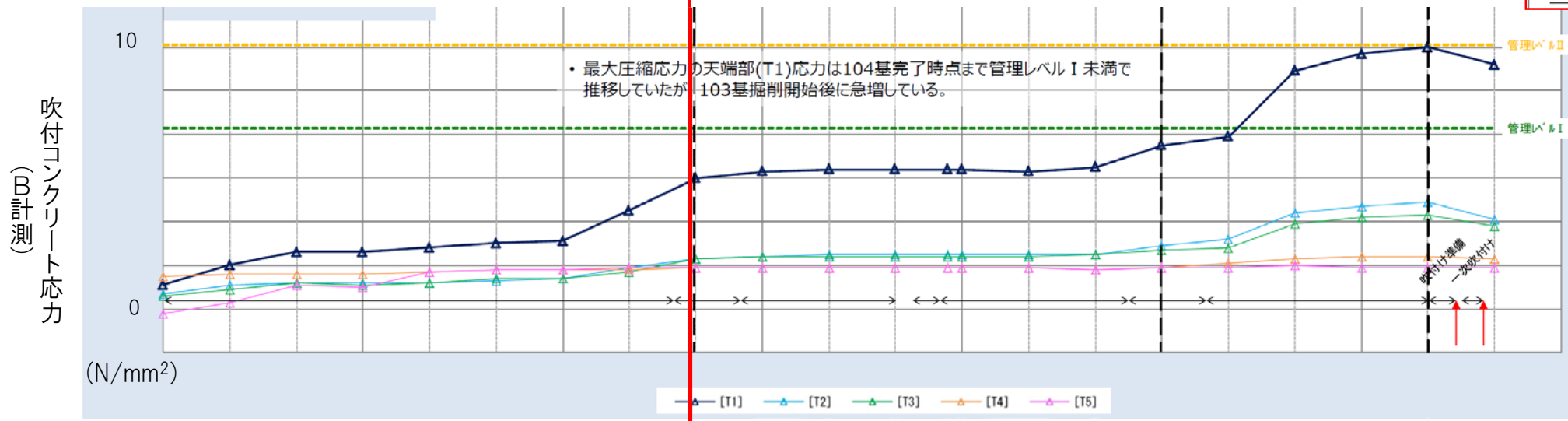
(1) 支保工応力増大に対する対応

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。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、その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。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。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。

陥没事故発生時点直前の計測データ 支保工応力が管理基準値（I）を超える時刻付近



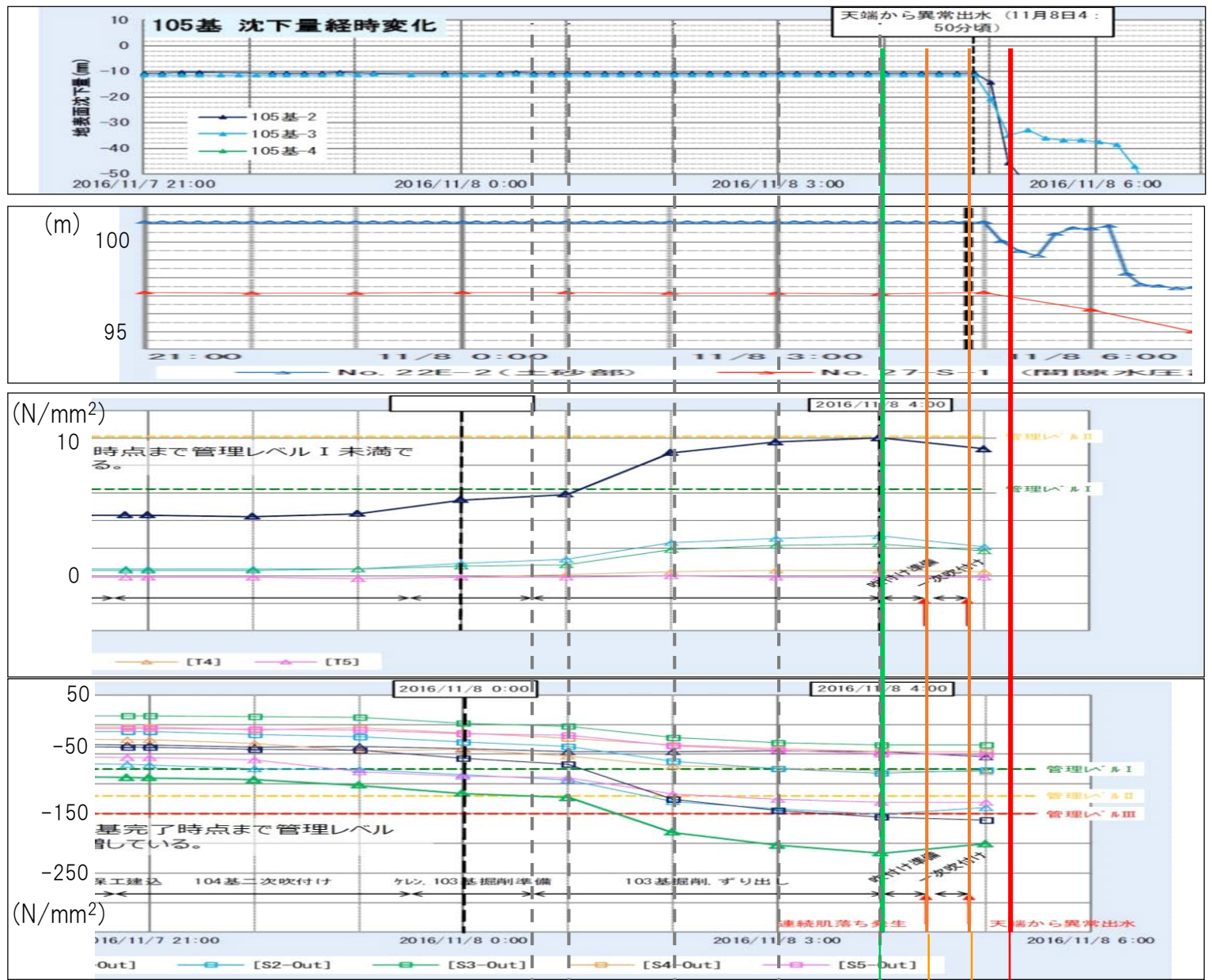
No104 切羽状況写真



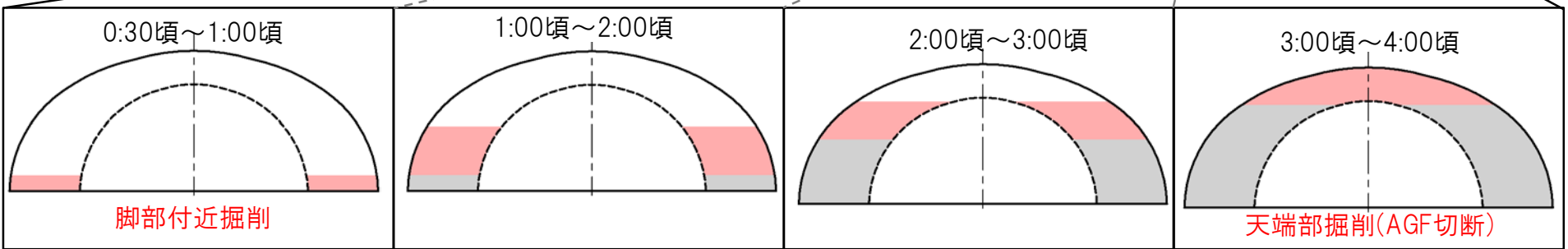
施工業者提出資料に追記

陥没事故発生時点直前の計測データ
陥没直前数時間の状況

地表面沈下(A計測)
地下水水位
吹付コンクリート応力(B計測)
105基 支保工応力(B計測)



凡例
■ : 掘削中
■ : 掘削済



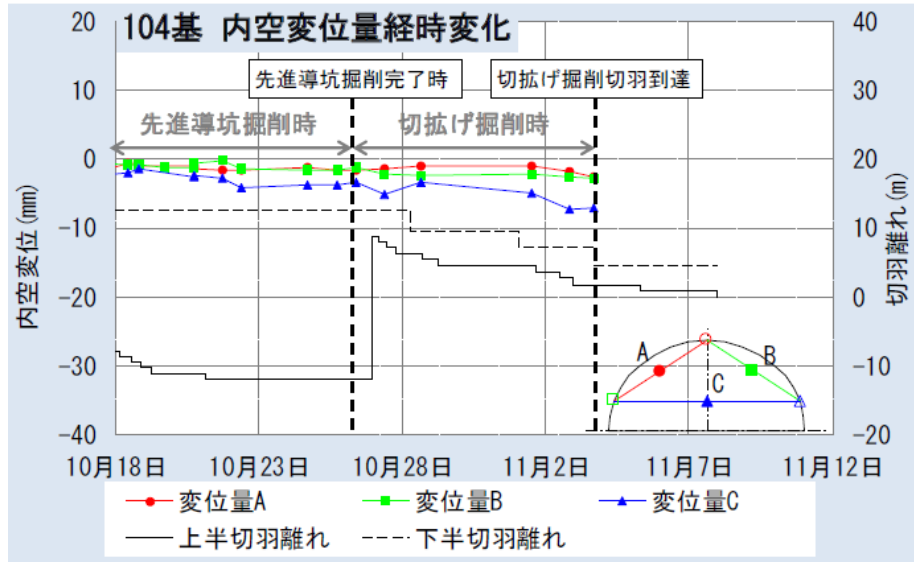
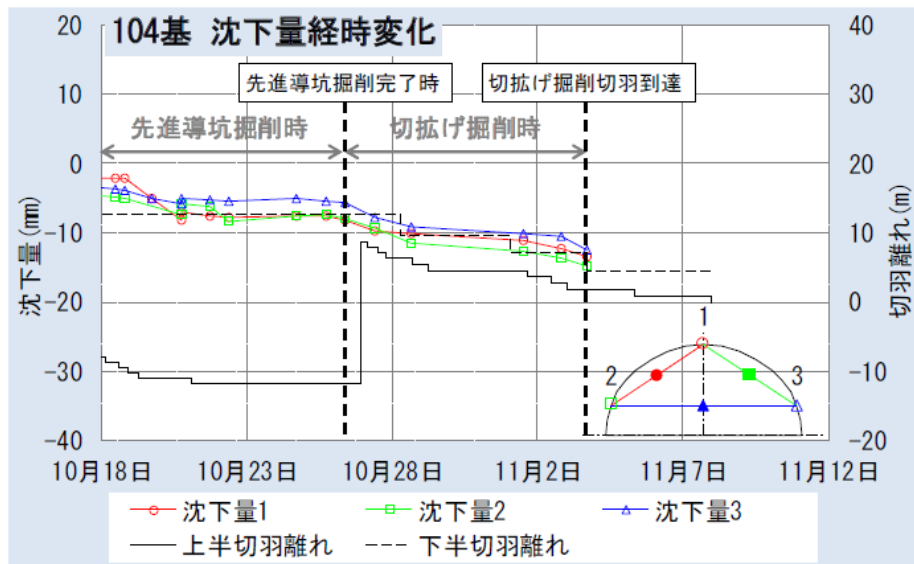
4:00頃 支保工応力極大値
地表面、地下水水位等変化なし

5:15頃 道路陥没

4:50頃 異常出水

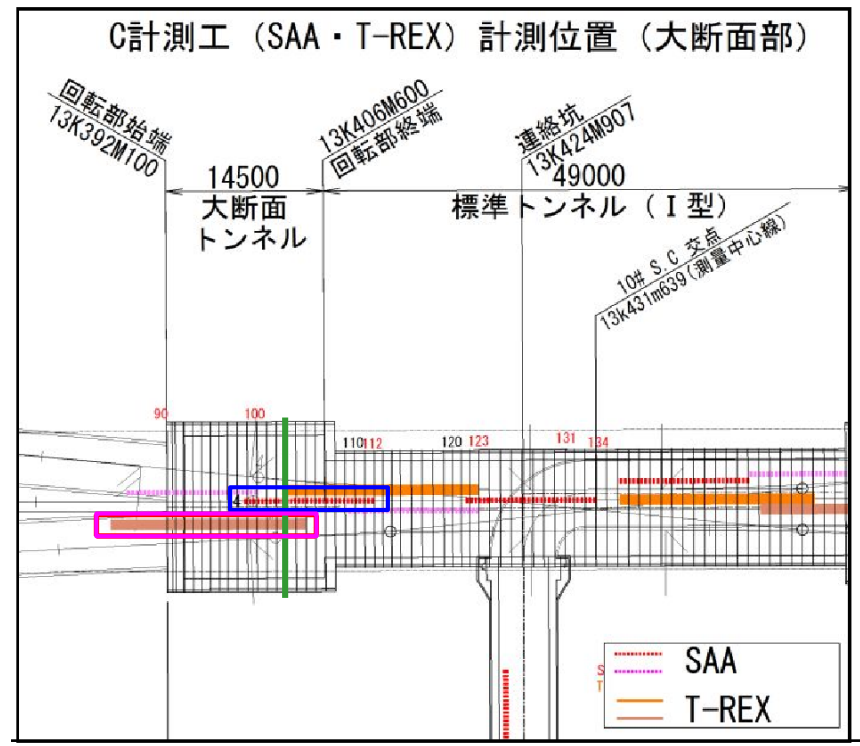
4:25頃 連続的な肌落ち

施工業者提出資料を加工、追記



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る

<p>SAA (110基設置)</p>	<p>切羽102基</p> <p>切羽=9m掘削</p>	<p>切羽104基</p> <p>切羽=7.2m掘削</p>	<p>先進導坑掘削時の支保工104基のAGF鋼管の変位は3mm程度で予測FEM解析値とほぼ一致している ⇒A計測と同様、先進導坑掘削時までは想定どおりの挙動を示している</p>
<p>T-REX (105基設置)</p>	<p>切羽=3.6m掘削</p>	<p>切羽=1.8m掘削</p>	<p>T-REX計測で102基において、約9mmの切羽からの押出が計測されている ⇒その他の計測値は、解析値に近い値であり問題となる可能性は低い</p>

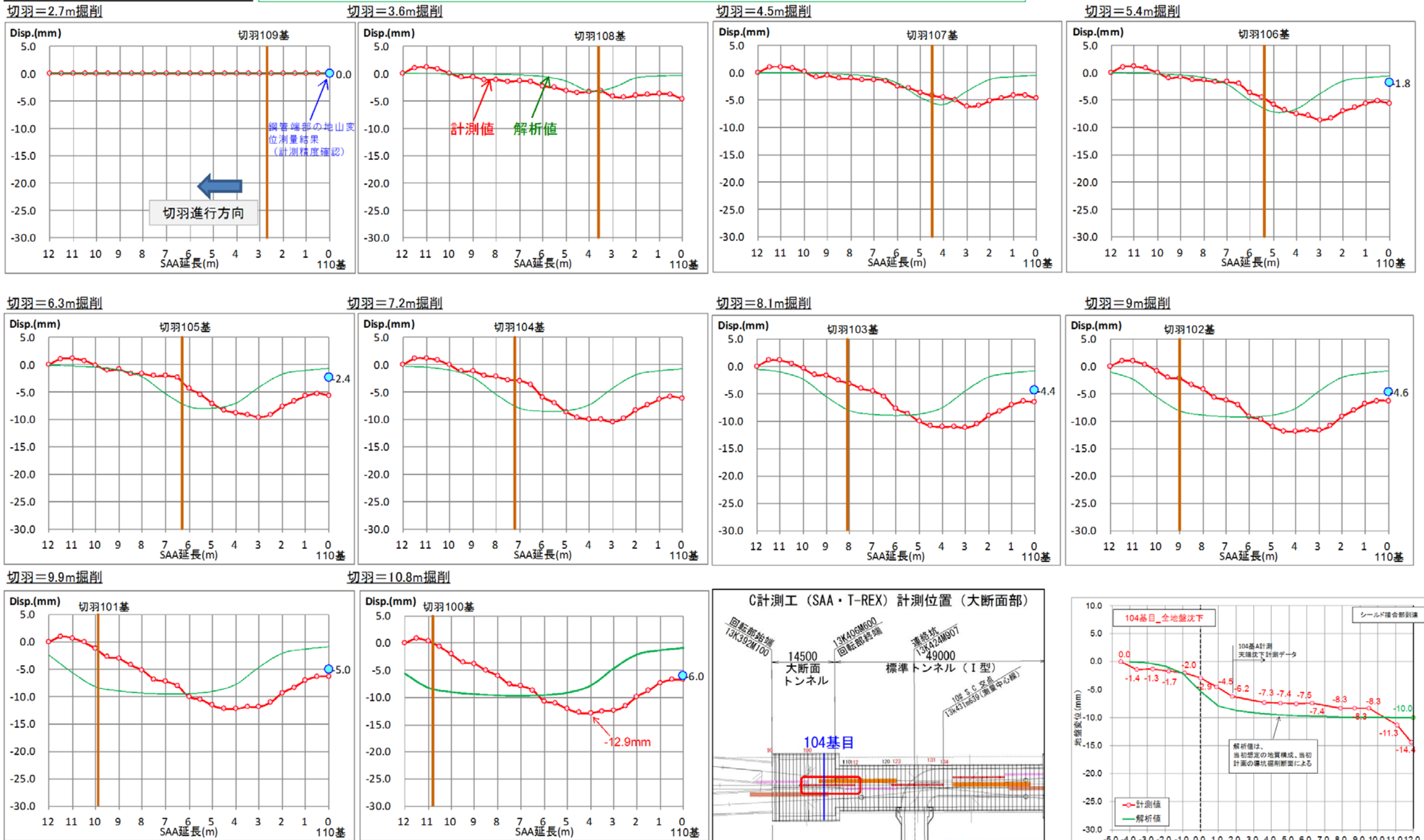


施工業者提出資料より

管理基準と計測結果

観察・計測結果 (SAA)

先進導坑112基～99基目程度を計測対象範囲とした切羽先行沈下計測結果
切羽前方では、解析値と同程度の先行沈下量である。



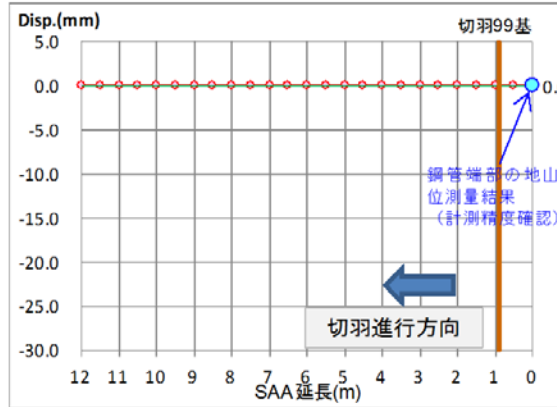
施工業者提出資料より

管理基準と計測結果

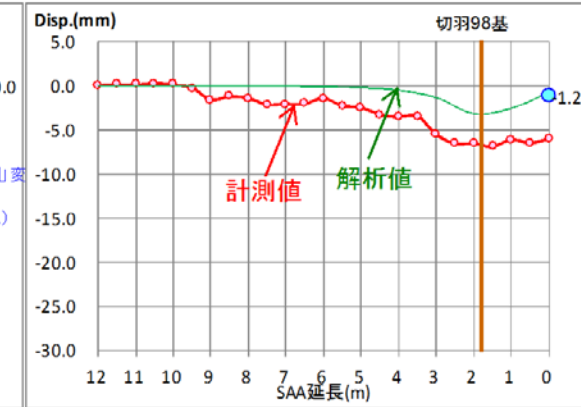
観察・計測結果 (SAA)

先進導坑100基～90基目程度を計測対象範囲とした切羽先行沈下計測結果
切羽前方で、解析値よりも大きな先行沈下量を計測した。

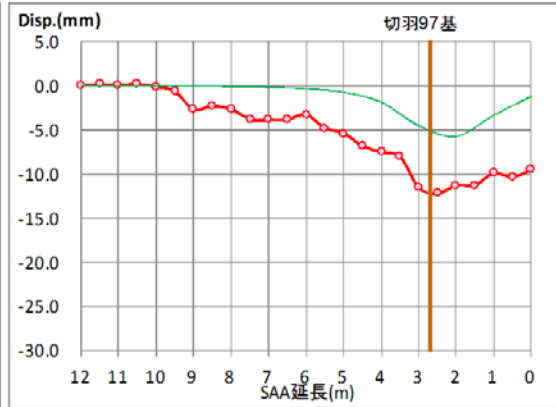
切羽=0.9m掘削



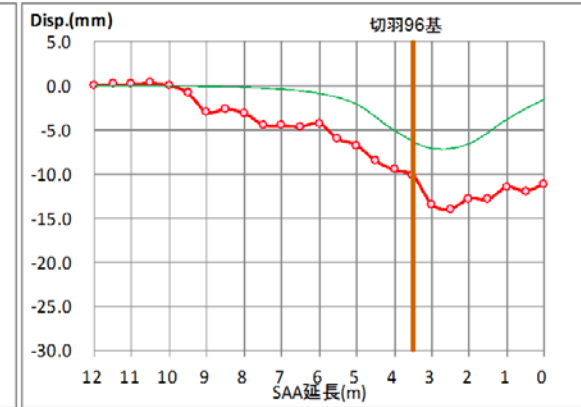
切羽=1.8m掘削



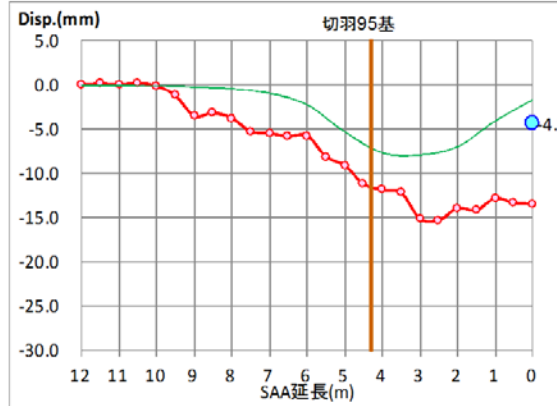
切羽=2.7m掘削



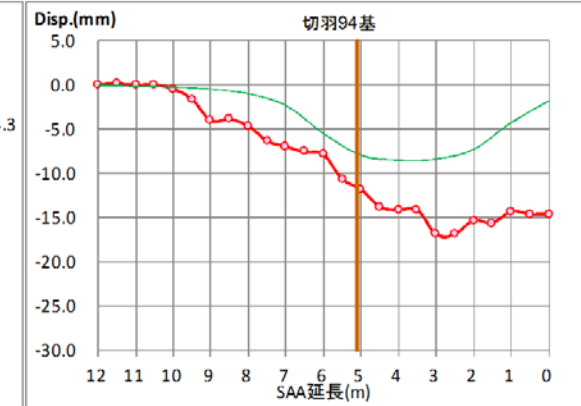
切羽=3.5m掘削



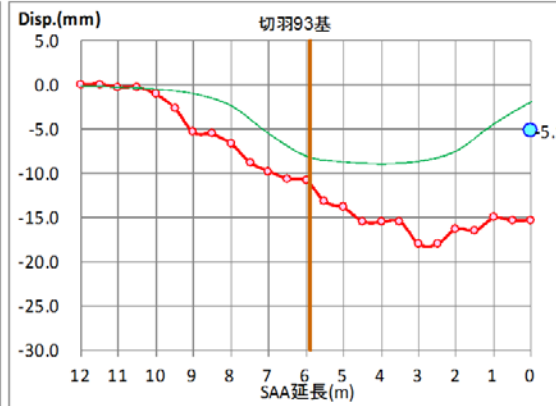
切羽=4.3m掘削



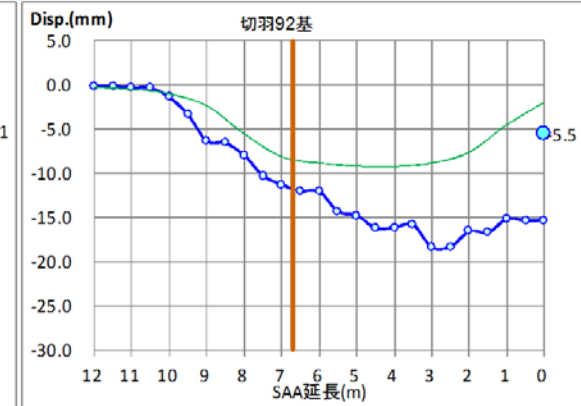
切羽=5.1m掘削



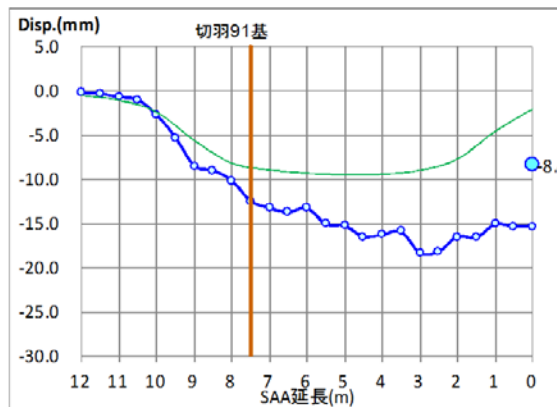
切羽=5.9m掘削



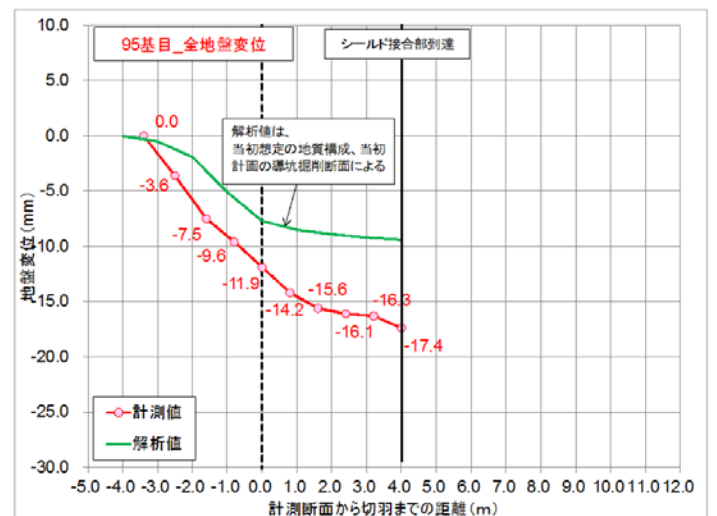
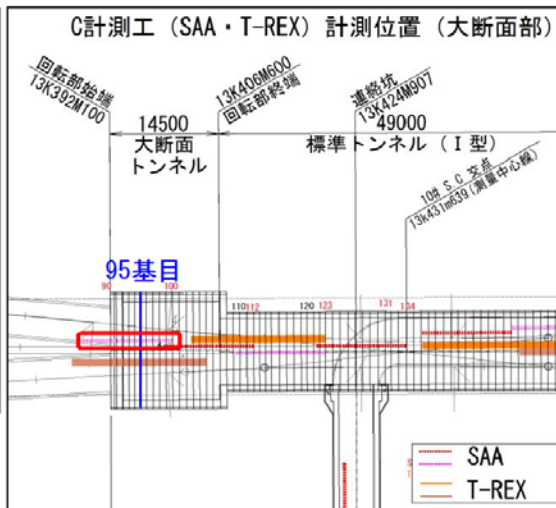
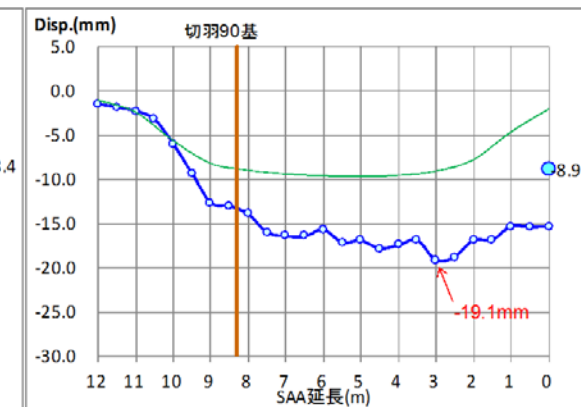
切羽=6.7m掘削



切羽=7.5m掘削



切羽=8.3m掘削



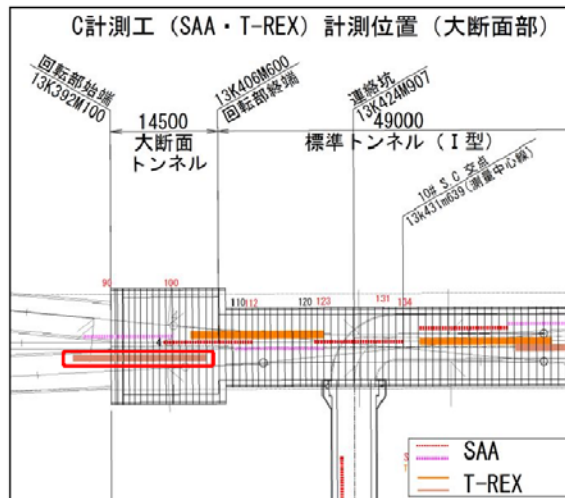
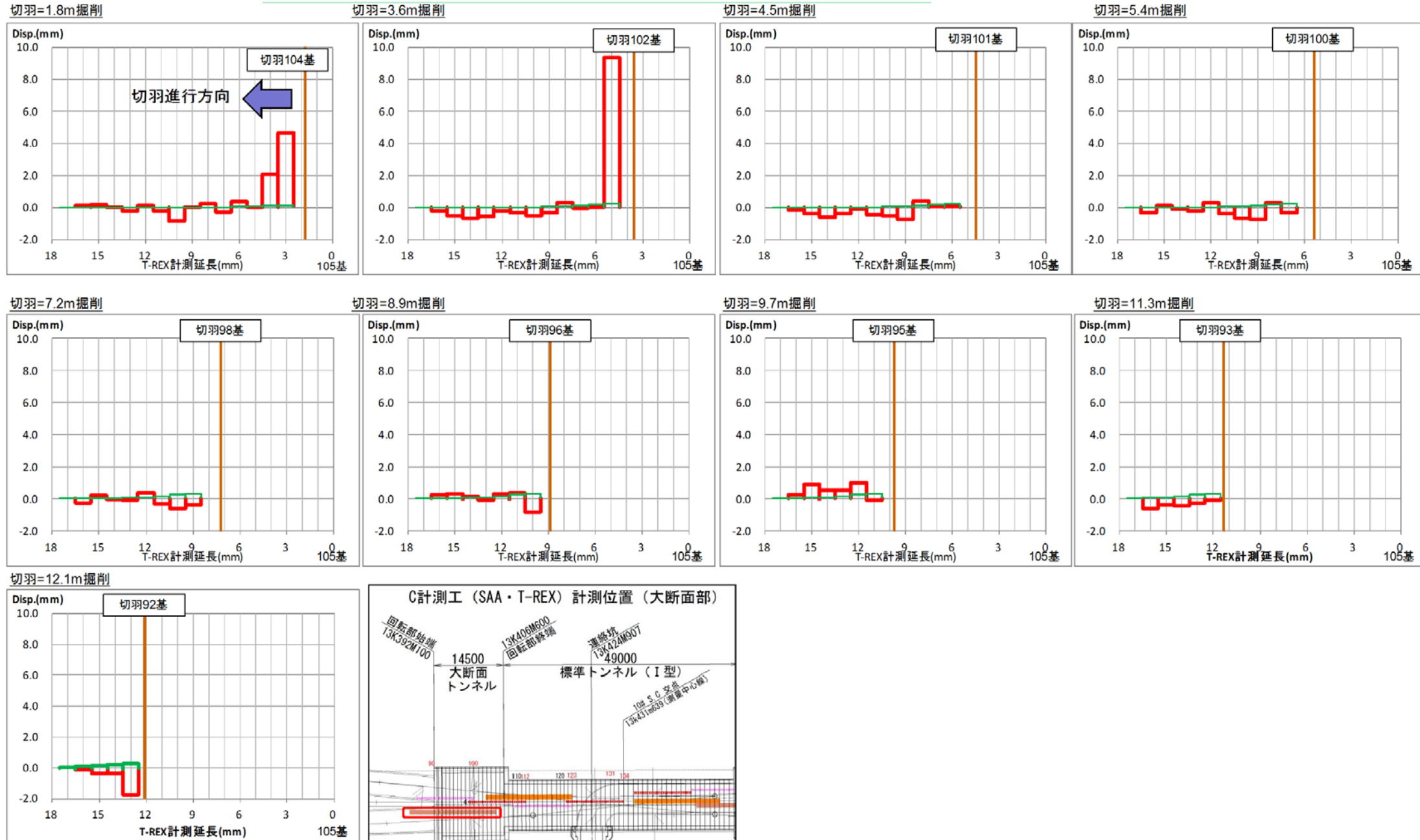
施工業者提出資料より

管理基準と計測結果

観察・計測結果 (T-REX)

●切羽押し出し変位計測 (T-REX) 104基目～90基目までを計測対象として実施

切羽直近部以外では、ほとんど変位を生じておらず、顕著な緩み範囲は観察されない。



施工業者提出資料より

2.11 要因分析のまとめ

本委員会において、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。その結果は、下記の通りである。

項目	要因となる可能性の評価			要因 推定	
	説明図	調査・設計・施工の経緯	考察		
1		難透水性風化岩 (D2 層) の強度 <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。 	<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。 ボーリング調査結果に基づく 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 上面までの離隔は、一部を除き 2.0m を下回ることが想定されことから、D2 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。 D2 層上面は 20 度から 60 度の傾斜角を持っていることが確認され、想定より不陸があると想定されることから、局所的に薄い箇所の存在が要因となった可能性がある。 	◎	A-① 難透水性風化岩 層の強度や厚さ
2		難透水性風化岩 (D2 層) の厚さ <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。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、陥没箇所を実施されたものを除き、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		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した。 当該区間の地下水位は地表付近にあり、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。 	<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。 	◎	
4		難透水性風化岩 (D2 層) の耐力不足の可能性 <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、サイドパイル、高強度吹付けにより補強をすることで D2 層の安定性を確保するとしていた。 	<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、未固結帯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。 	◎	A-② 地下水圧の影響
5		導坑施工による影響 <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。 	<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。 	△	

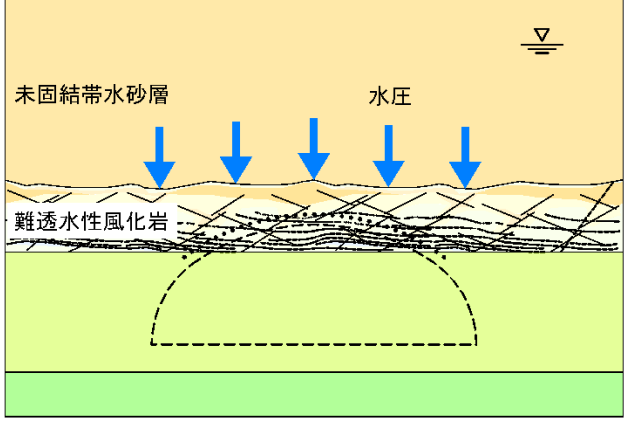
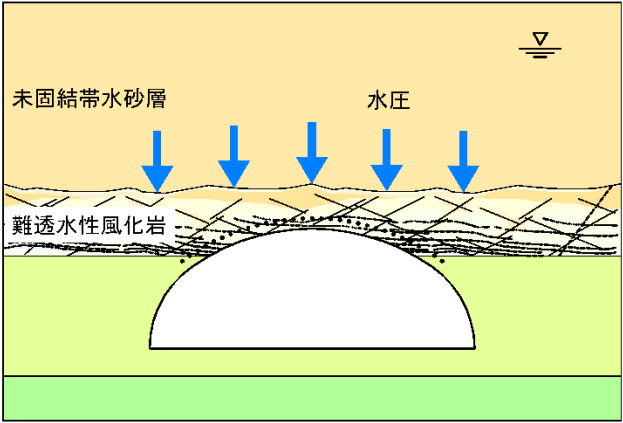
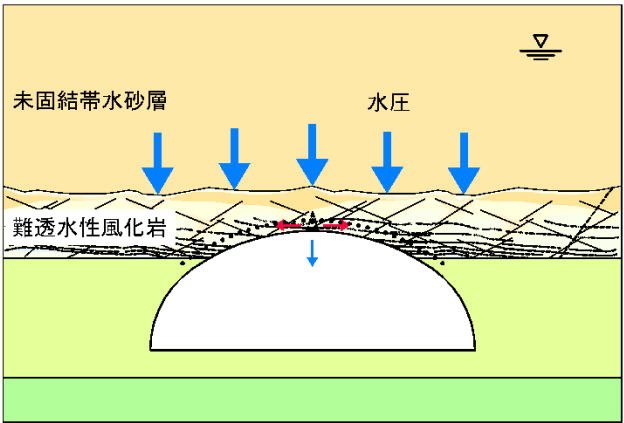
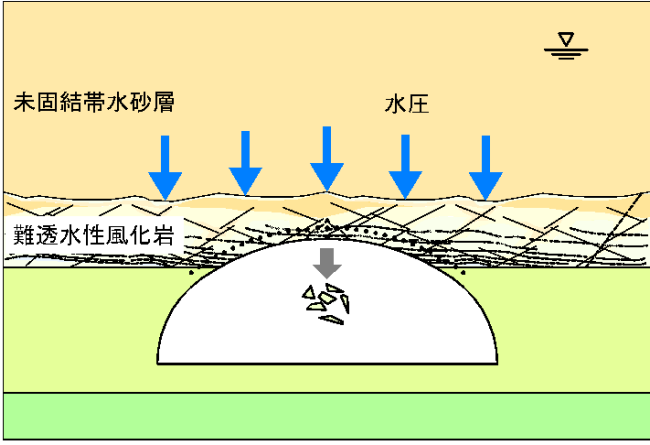
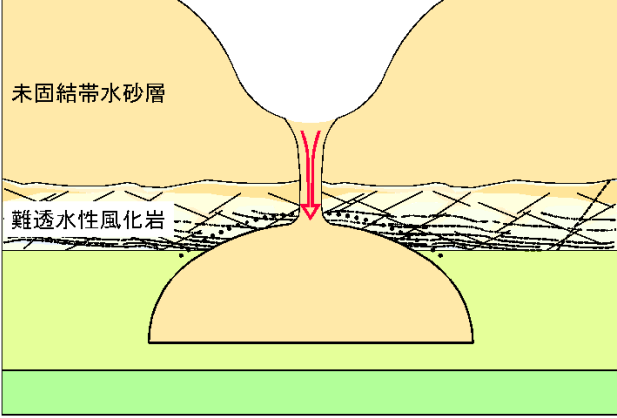
要因判定の凡例 ◎：主要因(直接的な要因であると考えられるもの) ○：副要因(直接的な要因による影響を強めたと考えられるもの) △：要因の可能性が低いもの

項目	要因となる可能性の推定			評価	要因推定
	説明図	調査・設計・施工の経緯	考察		
6		<p>トンネル断面形状の影響</p> <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。 	<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		<p>トンネル支保工の安定性</p> <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 245N/mm² を超えていない。 	<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		<p>注入式長尺鋼管先受工の横断方向の地山改良効果</p> <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。 	<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		<p>注入式長尺鋼管先受工の縦断方向の地山改良効果</p> <ul style="list-style-type: none"> 陥没箇所は拡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		<p>計測管理や対策工の実施</p> <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。 	<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、「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見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 事故の発生メカニズム

要因分析を踏まえた道路陥没事故の発生メカニズム(案)

<p style="text-align: center;">①</p> 	<p style="text-align: center;">②</p> 	<p style="text-align: center;">③</p> 
<ul style="list-style-type: none"> 難透水性風化岩の上部が強風化、低強度となっている。 未固結帯水砂層からは水圧が作用している。 	<ul style="list-style-type: none"> 未固結帯水砂層の地下水に対して、上部の強風化、低強度部を薄く残し、トンネルが掘削される。 	<ul style="list-style-type: none"> 残った薄い強風化、低強度部に水圧が作用し、難透水性風化岩に緩みや亀裂が進展し始める。または、潜在的弱部に水みちが形成される。
<p style="text-align: center;">④</p> 	<p style="text-align: center;">⑤</p> 	
<ul style="list-style-type: none"> 連続的な剥落、漏水を伴いながら、難透水性風化岩の破壊が進行する。 	<ul style="list-style-type: none"> 未固結帯水砂層が地下水とともにトンネルに流入し、道路陥没に至る。 	

* 委員会資料に一部誤記があったため、事実に基づく訂正箇所を含む。