

令和7年度 第1回
大阪府河川構造物等審議会
参考資料1

令和7年9月

寝屋川北部地下河川 鶴見調節池築造工事(R5 本体工)

目 次

1. 施工

1-1. 土質条件2

 (1) ボーリング位置2

 (2) 土質調査の確認3

 (3) 土質データの集計6

1-2. 泥水試験結果7

 (1) 基本性状試験7

 (2) カラムを用いた逸泥評価試験8

1-3. 管理フロー10

 (1) 切羽圧力の管理フロー10

 (2) 排泥土管理フロー11

 (3) 裏込め注入工管理フロー12

 (4) 地盤変位の管理値(令和6年度第2回審議会にて審議済)13

1-4. 流体輸送フローおよび泥水処理設備14

 (1) 流体輸送フロー14

 (2) 泥水処理設備14

1-5. 地下水観測15

 (1) 地下水位計測位置15

 (2) 地下水位計測結果16

2. その他

2-1. 発進防護工18

 (1) 土質調査結果19

 (2) 発進防護工の検討22

1. 施工

1-1. 土質条件
(1) ボーリング位置

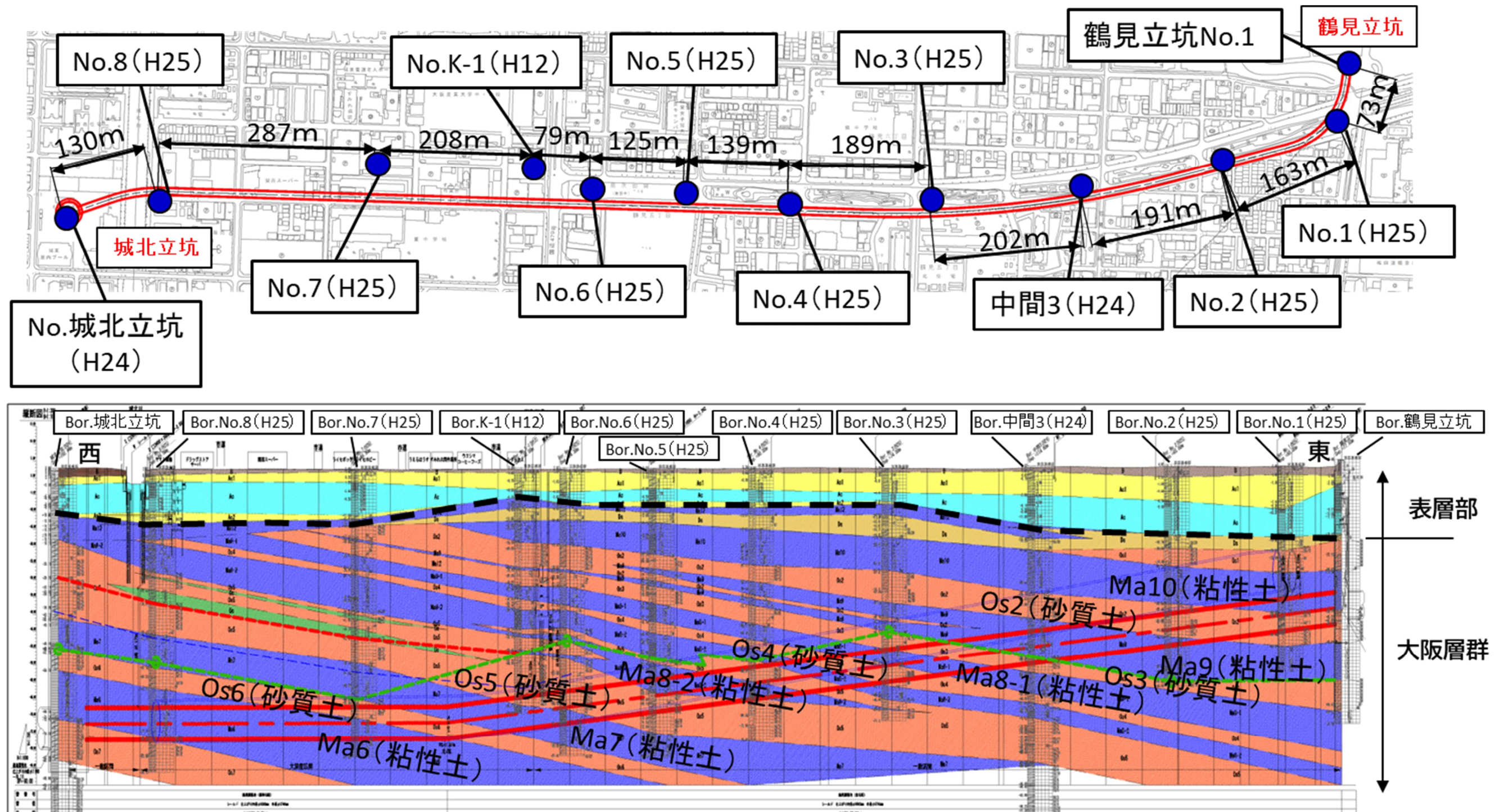
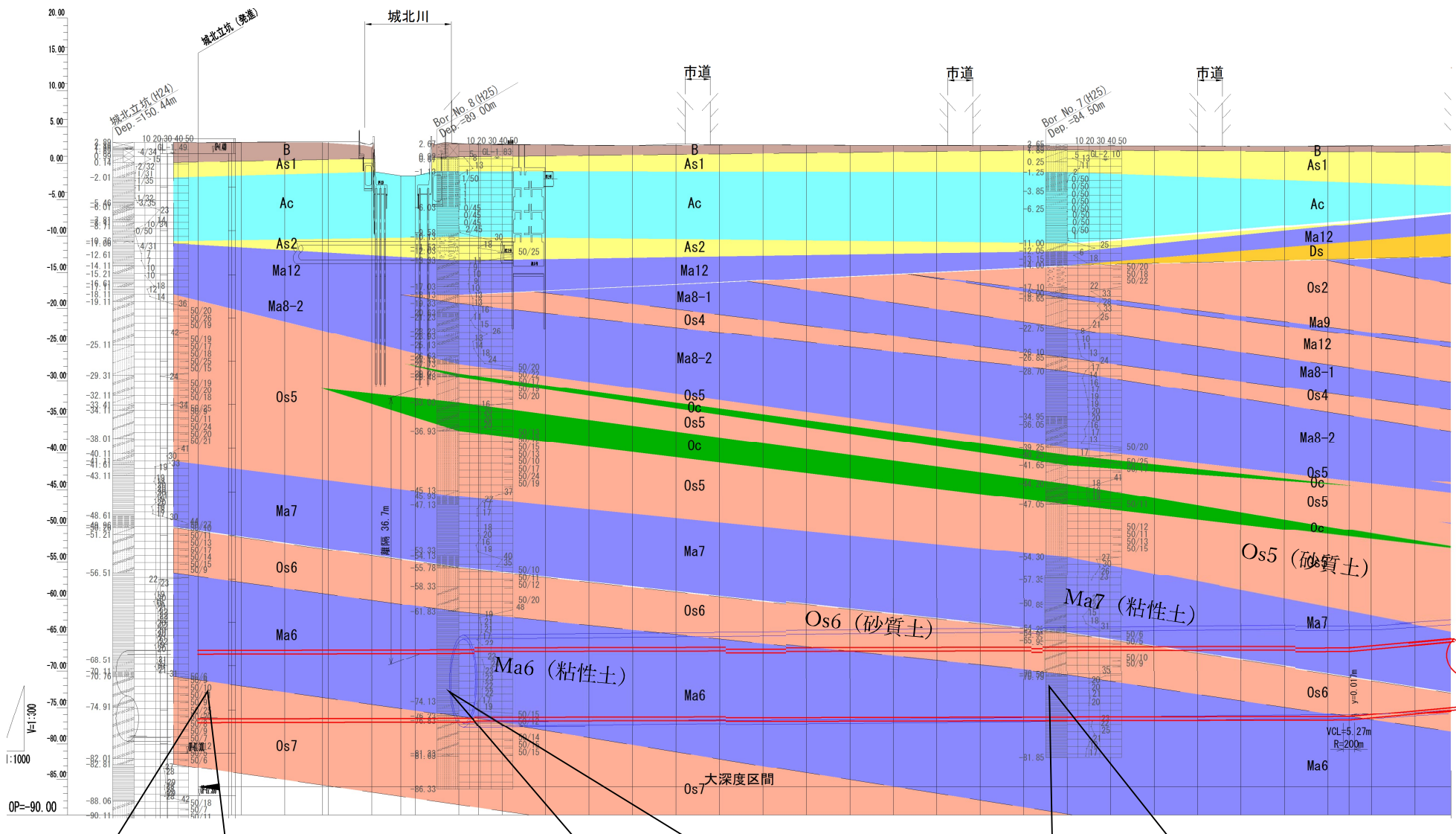


図1 ボーリング位置 (平面・断面)

(2) 土質調査の確認



地質年代区分		地質区分	土 質 区 分	記 号
第四紀	完新世	盛 土	粘性土・砂質土・礫質土	B
		沖 積 層	第1砂質土層	As1
			粘 性 土 層	Ac
			第2砂質土層	As2
	更新世	洪 積 層	Ma12	Ma12
			砂質土層	Ds
		大阪層群	第1砂質土層	Os1
			Ma10	Ma10
			第2砂質土層	Os2
			Ma9	Ma9
			第3砂質土層	Os3
			Ma8-1	Ma8-1
			第4砂質土層	Os4
			Ma8-2	Ma8-2
			挟在粘土層	Dc
			第5砂質土層	Os5
			Ma7	Ma7
			第6砂質土層	Os6
			Ma6	Ma6
			第7砂質土層	Os7
			Ma5	Ma5
			第8砂質土層	Os8
Ma4	Ma4			
第9砂質土層	Os9			
Ma3	Ma3			

Bor.城北立坑(H24)

- ・最大粒径 9.5 mm
- ・通過土層区分
礫分 7.54%
砂分 58.60%
細粒分 33.86%
- ・均等係数 10.7 (Os7 層)
- ・粘着力 127kN/m² (Ma6 層)

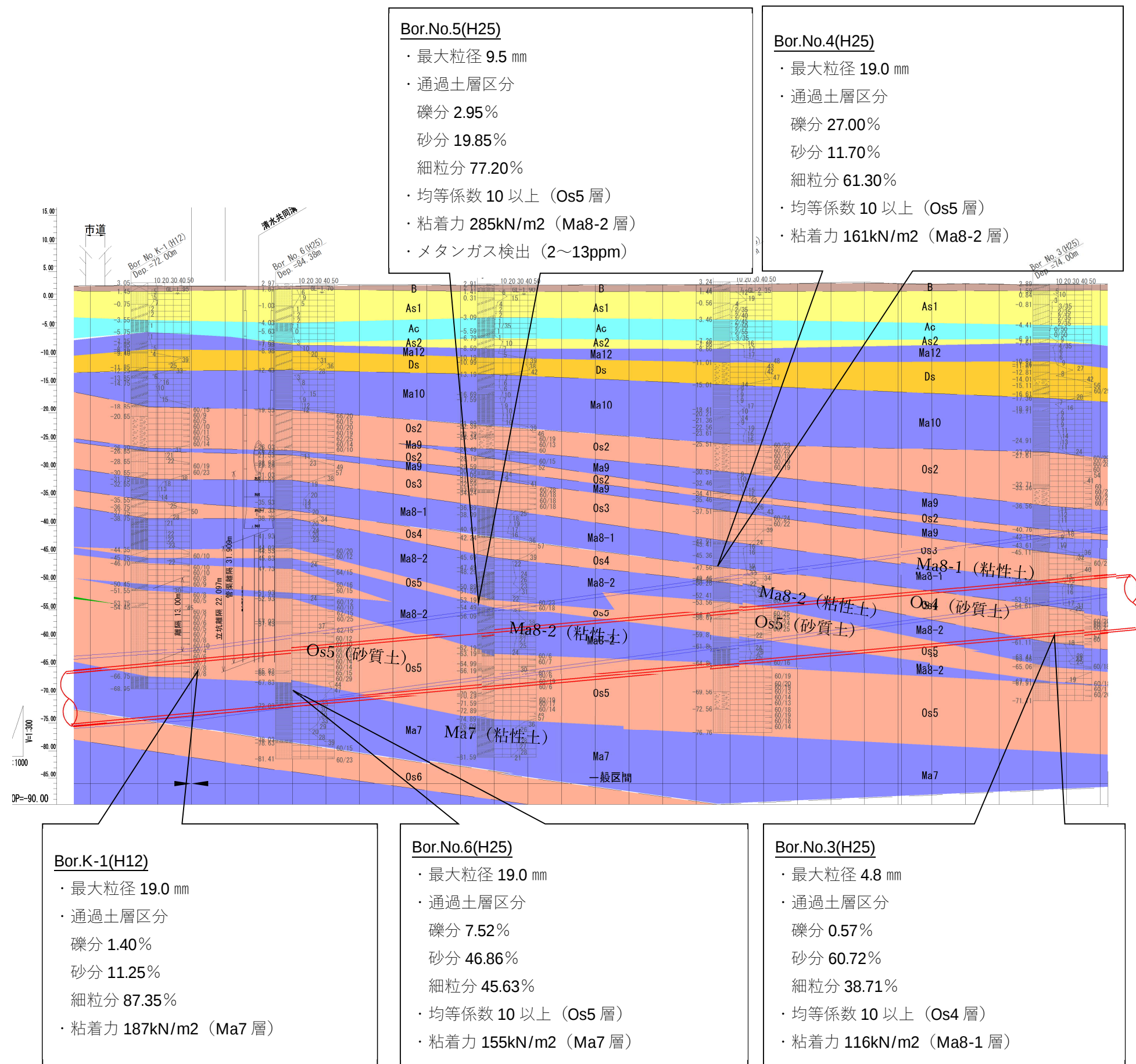
Bor.No.8(H25)

- ・最大粒径 4.8 mm
- ・通過土層区分
礫分 0.02%
砂分 4.13%
細粒分 95.85%
- ・均等係数 10.7 (Os7 層)
- ・粘着力 259kN/m² (Ma6 層)

Bor.No.7(H25)

- ・最大粒径 4.8 mm
- ・通過土層区分
礫分 0.64%
砂分 28.89%
細粒分 70.47%
- ・均等係数 10 以上 (Os6 層)
- ・粘着力 333kN/m² (Ma6 層)

令和4年度第1回大阪府河川構造物等審議会資料より

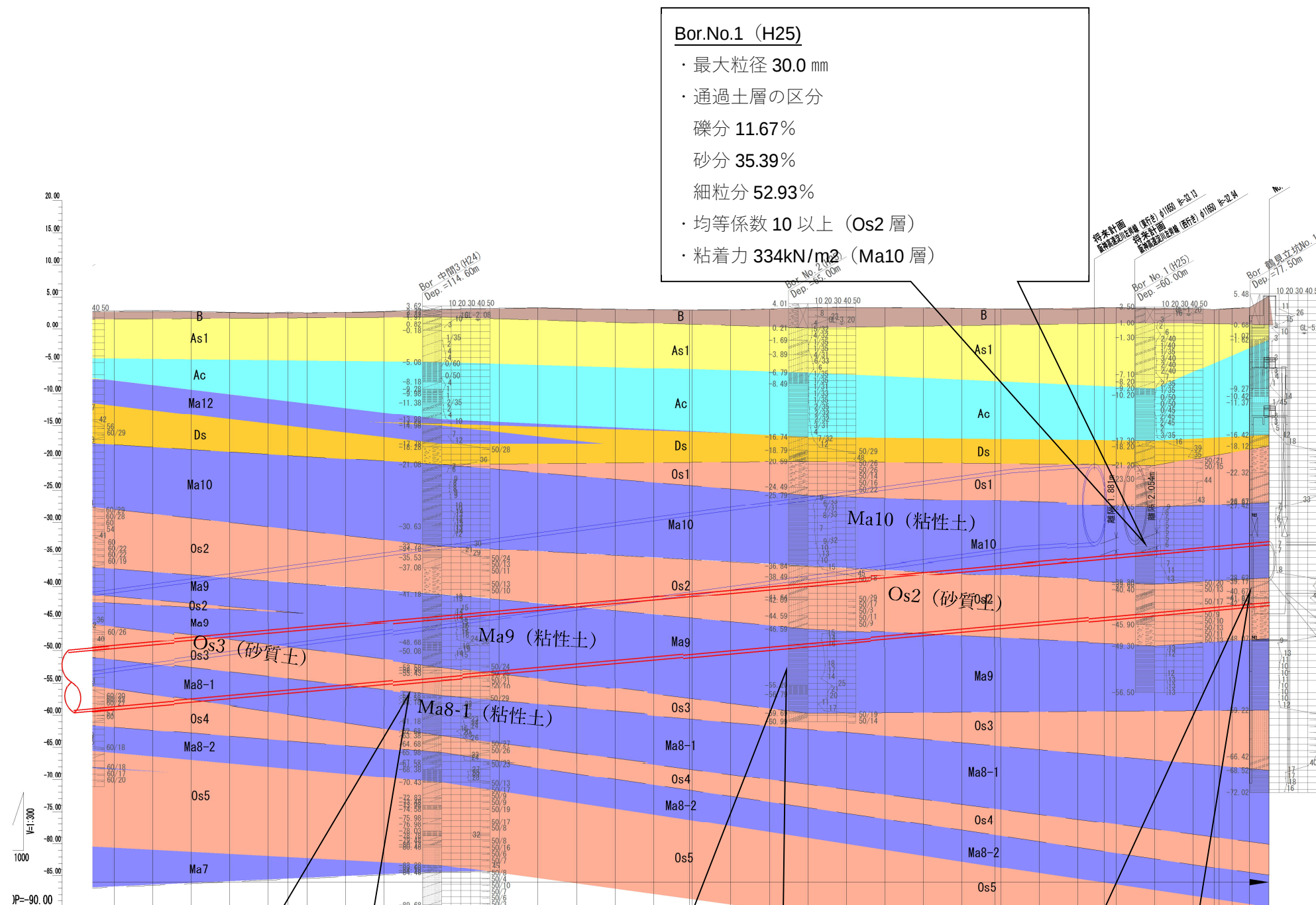


地質年代区分		地質区分	土質区分	記号
第四紀	完新世	盛土	粘性土・砂質土・礫質土	B
		沖積層	第1砂質土層	As1
			粘性土層	Ac
		洪積層	第2砂質土層	As2
			Ma12	Ma12
			砂質土層	Ds
	更新世	大阪層群	第1砂質土層	Os1
			Ma10	Ma10
			第2砂質土層	Os2
			Ma9	Ma9
			第3砂質土層	Os3
			Ma8-1	Ma8-1
			第4砂質土層	Os4
			Ma8-2	Ma8-2
			挟在粘土層	Os
			第5砂質土層	Os5
			Ma7	Ma7
			第6砂質土層	Os6
			Ma6	Ma6
			第7砂質土層	Os7
			Ma5	Ma5
			第8砂質土層	Os8
			Ma4	Ma4
			第9砂質土層	Os9
			Ma3	Ma3

令和4年度第1回大阪府河川構造物等審議会資料より

土質記号凡例

地質年代区分	地質区分	土質区分	記号
第四紀	完新世	盛土	B
		沖積層	As1
		粘性土層	Ac
	洪積層	第1砂質土層	As2
		第2砂質土層	As2
	更新世	Ma12	Ma12
		砂質土層	Ds
		第1砂質土層	Os1
		Ma10	Ma10
		第2砂質土層	Os2
		Ma9	Ma9
		第3砂質土層	Os3
		Ma8-1	Ma8-1
		第4砂質土層	Os4
		Ma8-2	Ma8-2
		挟在粘土層	Oc
		第5砂質土層	Os5
		Ma7	Ma7
		第6砂質土層	Os6
		Ma6	Ma6
		第7砂質土層	Os7
		Ma5	Ma5
		第8砂質土層	Os8
		Ma4	Ma4
		第9砂質土層	Os9
		Ma3	Ma3



Bor.No.1 (H25)

- ・最大粒径 30.0 mm
- ・通過土層の区分
礫分 11.67%
砂分 35.39%
細粒分 52.93%
- ・均等係数 10 以上 (Os2 層)
- ・粘着力 334kN/m² (Ma10 層)

Bor.中間 3(H24)

- ・最大粒径 0.90 mm
- ・通過土層区分
礫分 0.00%
砂分 18.53%
細粒分 81.47%
- ・均等係数 10.5 (Os3 層)
- ・粘着力 166kN/m² (Ma9 層)

Bor.No.2 (H25)

- ・最大粒径 9.50 mm
- ・通過土層区分
礫分 5.59%
砂分 59.64%
細粒分 34.77%
- ・均等係数 7.2 (Os2 層)
- ・粘着力 286kN/m² (Ma9 層)

Bor.鶴見立坑 No.1

- ・最大粒径 30.0 mm
- ・通過土層区分
礫分 12.14%
砂分 33.58%
細粒分 54.28%
- ・粘着力 185kN/m² (Ma10 層)

令和4年度第1回大阪府河川構造物等審議会資料より

1－2. 泥水試験結果

(1)基本性状試験

発進立坑の現地発生土（写真 1） から比重の異なる泥水を作成し、各比重の泥水における基本性状を確認した。



写真 1 現地発生土採取状況

1. 試験内容

1.1 条件設定

①発進立坑の現地発生土を用いて、75 μ m 以上の粗粒分を除去し、75 μ m 以下の細粒分のみを使用して泥水を作成した（写真 2）。

②比重 1.05、1.1、1.15、1.2、1.25、1.3、1.35 の泥水を作成し、泥水性状を測定した。

③上記泥水性状の結果から、粘性や濾過特性が管理値を外れた場合は、CMC や分散材を添加して、泥水性状の改善方法を調べた。

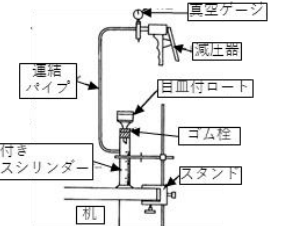


写真 2 作成した泥水

1.2 泥水の管理基準

泥水基本性状の計測概要及び管理値を表1に示す。

表 1 泥水管理基準

項目	比重	粘性	濾過特性
計測概要	 比重測定器	 ファンネル粘度計	 減圧方式濾過試験器 ※
	一定の体積に対する重量を測定することで、泥水の比重を算出する	試験容器に入れた一定量の泥水が流出する時間(秒)を測定し、ファンネル粘性として評価する	試験容器内部を一定時間減圧させて、濾紙を通して泥水を濾過し、脱水量を測定する (API試験による脱水量の約1/8)
過去の実績に基づく管理値	1.05～1.25	20～35秒	10mL程度以下

※地中連続壁工法における安定液の品質管理のうち、濾水量の測定に用いられる試験器具。

出典：「地中連続壁協会 地中連続壁工法 施工指針(案) 平成 26 年 7 月 P42 図 4.5.2」

「地盤工学会 地中連続壁工法編集委員会 平成 16 年 地盤工学・実務シリーズ 20 地中連続壁工法 P185 図-4.64」

2. 試験結果

基本性状試験の結果を 2.1 に、ブリージング試験の結果を 2.2 に記載する。

2.1 性状試験

表 2 基本性状試験結果

※  は管理値外の結果

設定 比重	増粘剤		分散剤		泥水性状		
	種類	量 %	種類	量 %	比重	粘性 秒	濾過特性 mL
管理値	—	—	—	—	1.05～1.25	20～35秒	10mL程度以下
1.05	—	—	—	—	1.05	20.0	13
	—	—	界面活性型	0.2	1.05	19.3	11
	CMC	0.05	—	—	1.05	22.4	3
	CMC	0.05	界面活性型	0.2	1.05	22.3	1
	CMC	0.1	—	—	1.05	25.7	1
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.05	27.2	0
	CMC	0.2	—	—	1.05	40.5	0
1.10	—	—	—	—	1.05	42.7	0
	—	—	—	—	1.10	20.8	10
	CMC	0.05	—	—	1.10	28.7	2
	CMC	0.1	—	—	1.10	32.6	0
	—	—	界面活性型	0.2	1.10	19.9	9
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.10	30.1	0
	—	—	—	—	1.15	22.7	6
1.15	—	—	—	—	1.15	46.3	0
	—	—	界面活性型	0.2	1.15	20.8	7
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.15	31.0	0
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.15	31.0	0

設定 比重	増粘剤		分散剤		泥水性状		
	種類	量 %	種類	量 %	比重	粘性 秒	濾過特性 mL
管理値	—	—	—	—	1.05～1.25	20～35秒	10mL程度以下
1.20	—	—	—	—	1.20	28.1	5
	CMC	0.1	—	—	1.20	77.2	0
	—	—	界面活性型	0.2	1.20	21.7	5
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.20	37.1	0
1.25	—	—	—	—	1.25	77.7	3
	CMC	0.05	—	—	1.25	90以上	5
	CMC	0.05	界面活性型	0.2	1.25	39.3	0
	CMC	0.1	—	—	1.25	90以上	1
	—	—	界面活性型	0.2	1.25	23.4	2
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.25	90以上	0
1.30	—	—	—	—	1.30	85.3	2
	CMC	0.1	—	—	1.30	90以上	2
	—	—	界面活性型	0.2	1.30	26.6	1
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.30	90以上	0
1.35	—	—	—	—	1.35	90以上	3
	CMC	0.1	—	—	1.35	90以上	2
	—	—	界面活性型	0.2	1.35	35.0	1
	CMC	0.1	界面活性型	0.2	1.35	90以上	0

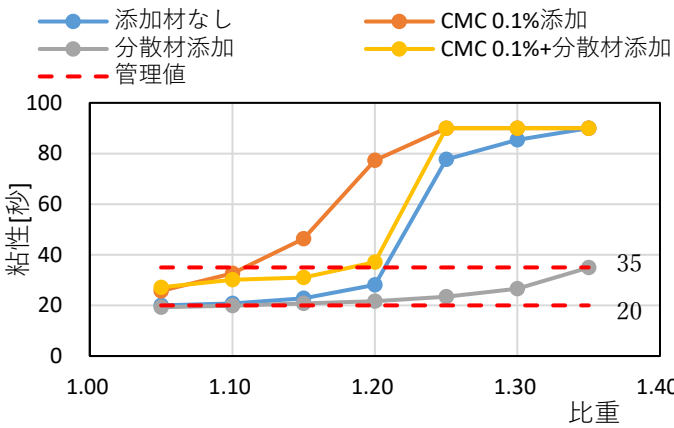


図 1 粘性測定結果

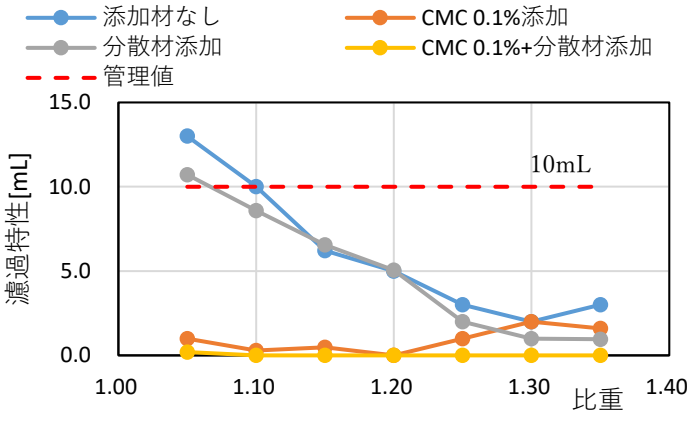


図 2 濾過特性測定結果

- ・比重が大きいと、粘性および濾過特性が向上（粘性が上昇し、脱水量が低下）した。
- ・比重が小さい（1.05、1.10）と、濾過特性が悪くなるため、必要に応じて CMC を添加して、粘性および濾過特性を向上させる必要がある。
- ・比重が 1.25 以上では、粘性が管理基準値を超過するため、泥水を希釈するか、場合によっては分散材の添加を検討する必要がある。
- ・分散剤の添加は、粘性の低減とともに、土粒子の分散により濾過特性も向上させた。

2.2 ブリージング試験

比重 1.05、1.10、1.15 の泥水をメスシリンダーに入れて 4 日間静置させて、泥水に含まれる細粒分の分離・沈降状況確認した。比重 1.05、1.10 の泥水は、CMC を添加したケースも実施した。

表 3 ブリージング試験結果

	初期	1日後	2日後	4日後
CMCなし (比重) 左 : 1.05 中央: 1.10 右 : 1.15				
CMCあり (比重) 左 : 1.05 右 : 1.10				

表 4 供試体およびカラム寸法

試料土 供試体	直径	cm	12.00
	断面積	cm ²	113.10
	長さ	cm	10.00
透水円筒 カラム	体積	cm ³	1131
	内径	cm	12.00
	長さ	cm	30.00

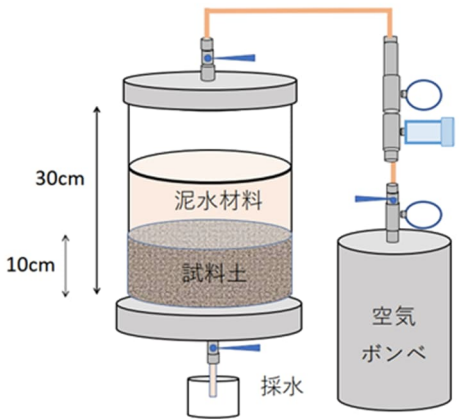


図 3 試験機イメージ図

写真 4 試験状況全景

2. 試験結果

2.1 清水での試験 (参考試験)

試験管理上、作用圧力を **5kPa** に下げて実施し、円筒内の水位が供試体の高さまで下がった時点で終了した。

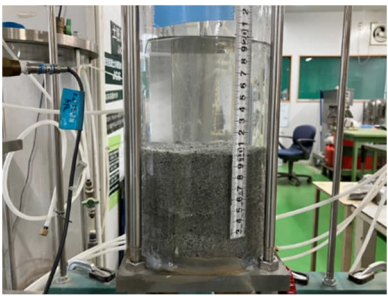


写真 5 清水での試験状況

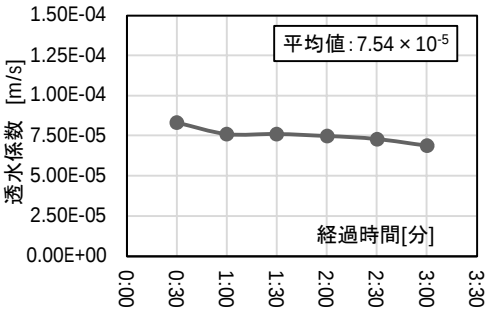


図 4 透水係数計測結果

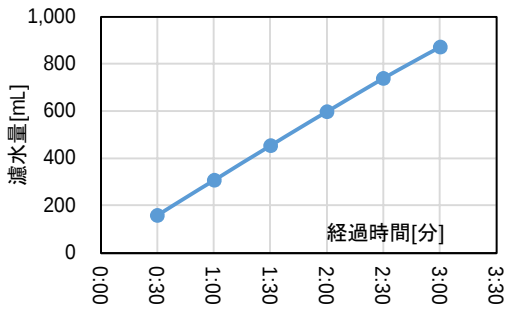


図 5 濾水量計測結果

・見かけの透水係数(平均値)は $7.54 \times 10^{-5} \text{m/s}$ となり、現場透水試験結果($9.14 \times 10^{-5} \text{m/s}$ [平成 24 年])と概ね一致した。

2.2 泥水での試験

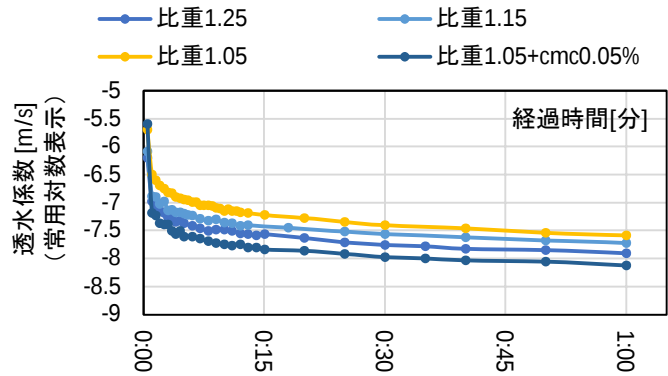


図 6 透水係数計測結果

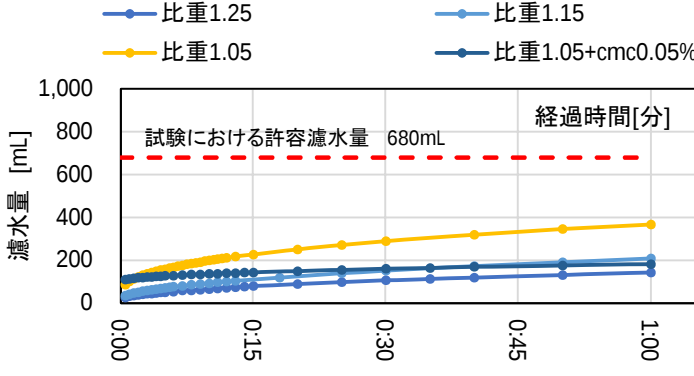


図 7 濾水量計測結果

・図 6、表 5 より、清水に比べて、泥水を用いた場合は、約 $10^{-2} \sim 10^{-3} (\text{m/s})$ のオーダーで見かけの透水係数が低下した。
・計画の作泥設備能力は $5 \text{m}^3 (5000 \text{L}) / \text{h}$ である。 図 7、表 5 より、各比重の試料泥水において、60 分後 (セグメント組立時間) の想定逸泥量は現計画の作泥設備能力以下 (最大で 54%) となった。

- ・比重が大きいほど、ブリージングが小さくなり、分離が抑えられた。
- ・比重が小さいと、ブリージングが大きくなるため、CMC を添加して粘性を増加させて、ブリージングを抑制する必要がある。

(2)カラムを用いた逸泥評価試験

現場条件下における泥水の地山への逸泥量を把握することを目的に、カラムを用いた逸泥評価試験を実施した。

1. 試験内容

1.1 条件設定

透水係数の大きい発進立坑の現地発生土を用いて、 $75 \mu \text{m}$ 以下の細粒分を洗浄して除去し $75 \mu \text{m}$ 以上の粗粒分のみを残した土を試料土として使用した。また、許容逸泥量は計画している作泥設備能力とした。

試料土 ・ ・ ・ 発進立坑の現地発生土から細粒分を除去して粗粒分のみを残した土 (写真3)

試料泥水 ・ ・ ・ 発進立坑の現地発生土の細粒分から作成した泥水

作用圧力 ・ ・ ・ 切羽圧力ー地下水压の最大値 (112kPa)

[選定地点：ボーリングNo.8]

計測時間 ・ ・ ・ 60 分 (セグメント組立時間を想定)



写真 3 試料土

1.2 試験方法

試験方法を下記に示す (表 4) (図 1) (写真 4)。

- ① 直径 12cm のアクリル製円筒カラムに試料土を充填し、水で飽和させた後、試料泥水を充填する。
- ② 作用圧力 112kPa を試料泥水にかけて、濾水量と経過時間を記録する。
- ③ ダルシーの法則の式(1)を用いて、試料土の見かけの透水係数を算出する。
- ④ 供試体の断面積と濾水量をもとに、シールド断面における想定逸泥量を算出する。
- ⑤ 比重 1.05、1.10 の泥水は濾過特性が管理値を外れているため、CMC を添加したケースでも試験を実施する。

$$Q = \Delta h / L \times A \times k \quad \cdots (1)$$

Q : 単位時間当たりの流量 (ろ過水量/測定時間) [cm³/s]、 Δh : 水頭差 [cm]、
L : 供試体の長さ [cm]、A : 供試体の断面積 [cm²]、k : 透水係数 [cm/s]

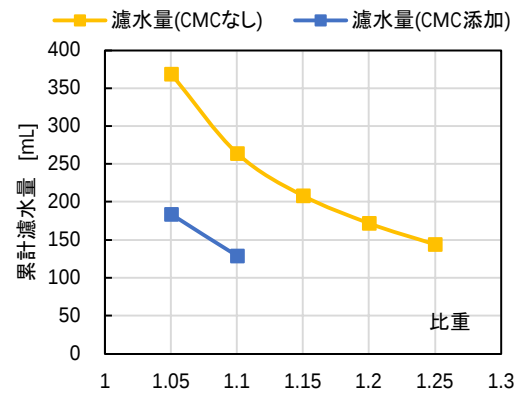


図 8 比重と濾水量

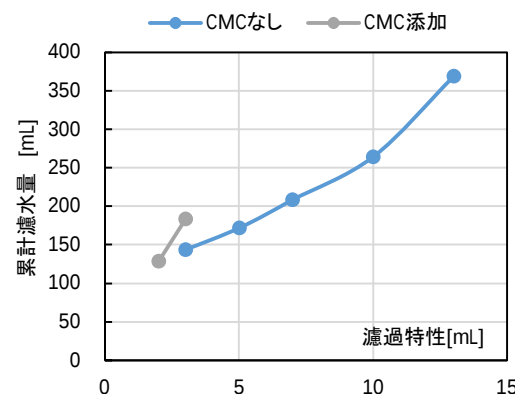


図 9 濾過特性と濾水量

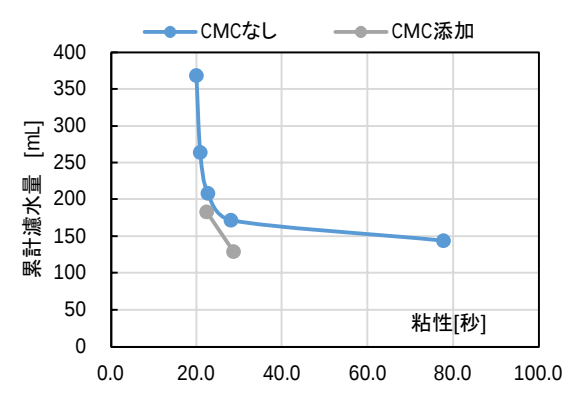


図 10 粘性と濾水量

表 5 試験結果一覧

比重	見かけの透水係数[m/s](平均)	累計濾水量[mL]	想定逸泥量[L]
		供試体断面 0.01131[m2]	シールド断面 83.16[m2]
1.05	1.62×10^{-7}	368.8	2712
1.10	1.11×10^{-7}	264.4	1944
1.15	8.91×10^{-8}	208.5	1533
1.20	6.92×10^{-8}	172.3	1267
1.25	6.00×10^{-8}	144.1	1060
1.05(CMC)	1.17×10^{-7}	183.8	1351
1.10(CMC)	7.53×10^{-8}	129.1	949

- ・図 8 より、比重の増加に伴い、また CMC の添加により、濾水量は低下した。
- ・図 9 より、性状試験から得られた濾過特性と、逸泥試験から得られた濾水量は、概ね正の相関性を持つことから、逸泥量の管理にろ過特性を調べることは有用と考える。
- ・図 10 より、粘性の増加に伴い濾水量は低下するが、粘性が 30 秒を超えた時点で、粘性増加に対する変化量は少なくなった。

表 6 比重毎の泥膜形成状況

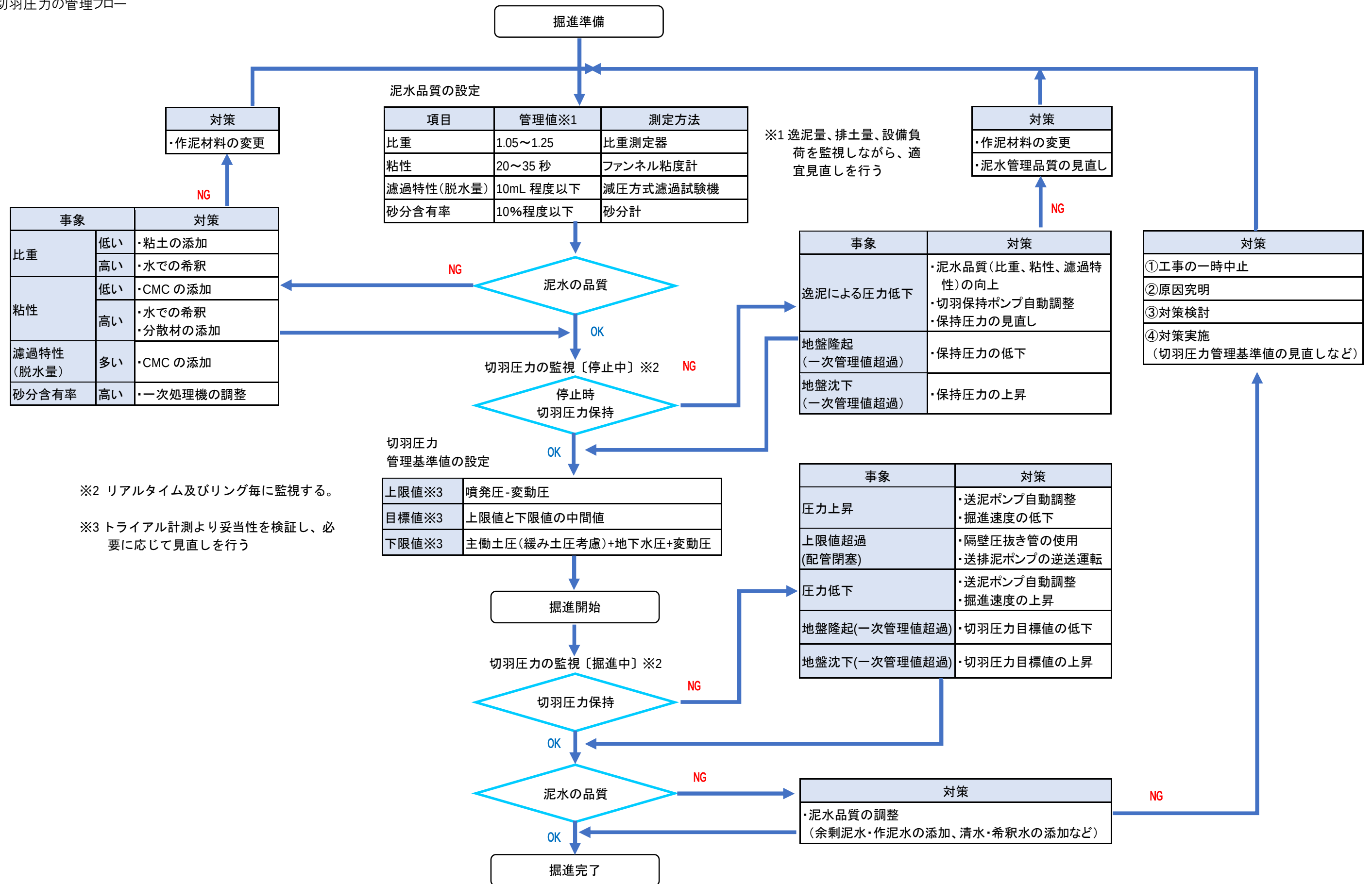
比重	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.05 (CMC添加)	1.10 (CMC添加)
加圧 終了後							
泥水 除去後							
試験機 解体後							

- ・試料泥水に含まれる細粒分が、透水係数の大きい試料土に対して目詰り効果を発揮し、試料土の表面に泥膜を形成した。
- ・表 5、表 6 より、試料泥水の比重が高いほど、濾水量は低下し、形成される泥膜の厚さが増加した。
- ・CMC を添加したケースでは、CMC なしのケースに対して濾水量が低下する一方、泥膜の厚さは薄くなった。これは、透水係数の小さい泥膜が生成されたことが原因と考えられる。

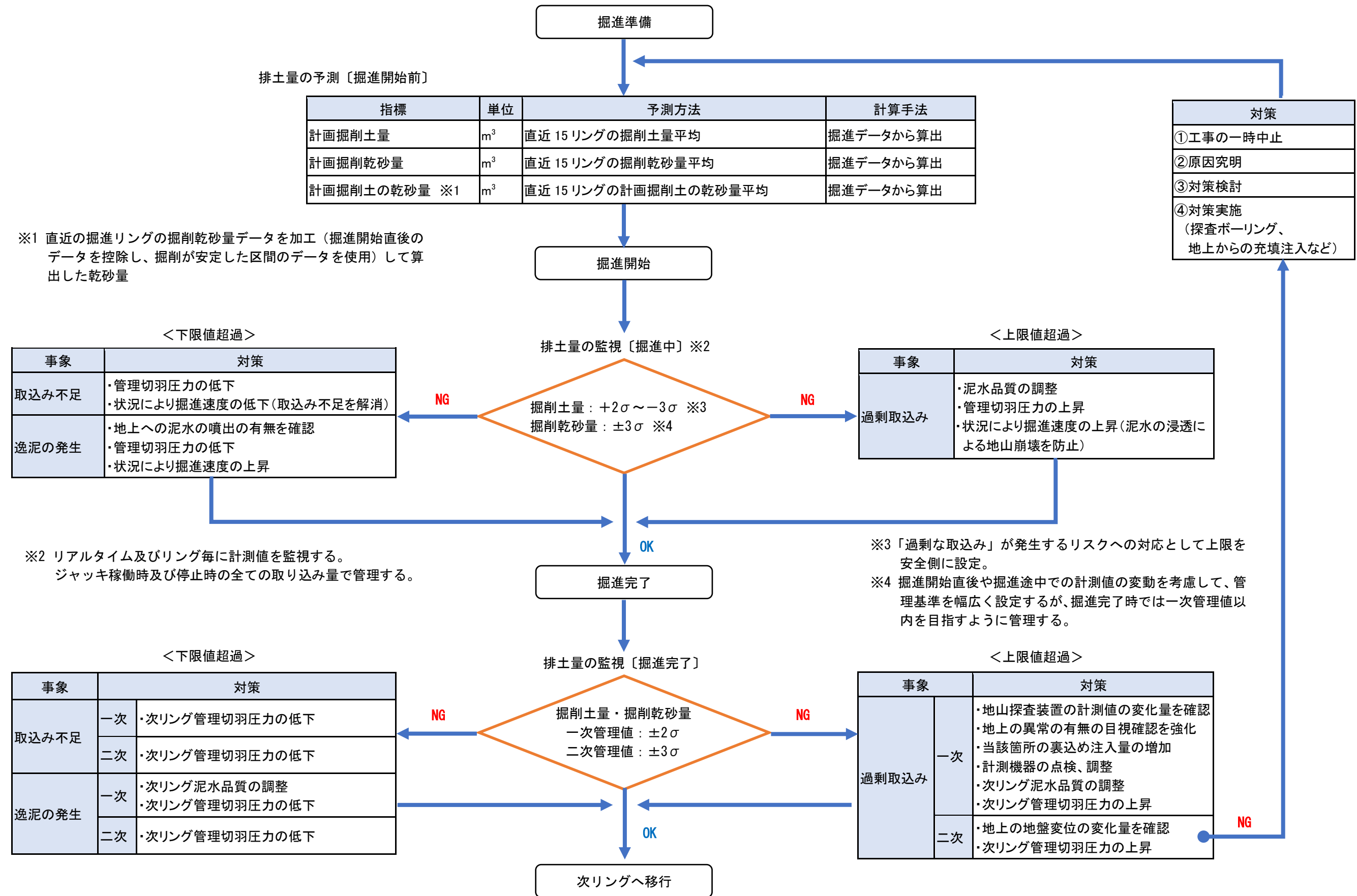
(3)まとめ

- ・現地発生土から作成した各比重の試料泥水における粘性と濾過特性が、CMC や分散材を添加することで管理値内に収まることを確認した。
- ・現地発生土から作成した各比重の試料泥水に圧力を作用させると、現地発生土から作成した試料土に泥膜が形成され、透水係数が低下し、逸泥量を抑えることができることを確認した。
- ・比重が小さい泥水は、ブリージングが大きくなるが、CMC を添加することで、泥水の分離が抑制されることを確認した。
- ・シールド断面における 1 時間当たりの想定逸泥量に対して、現計画の作泥設備能力では泥水を十分に補充できることを確認した。

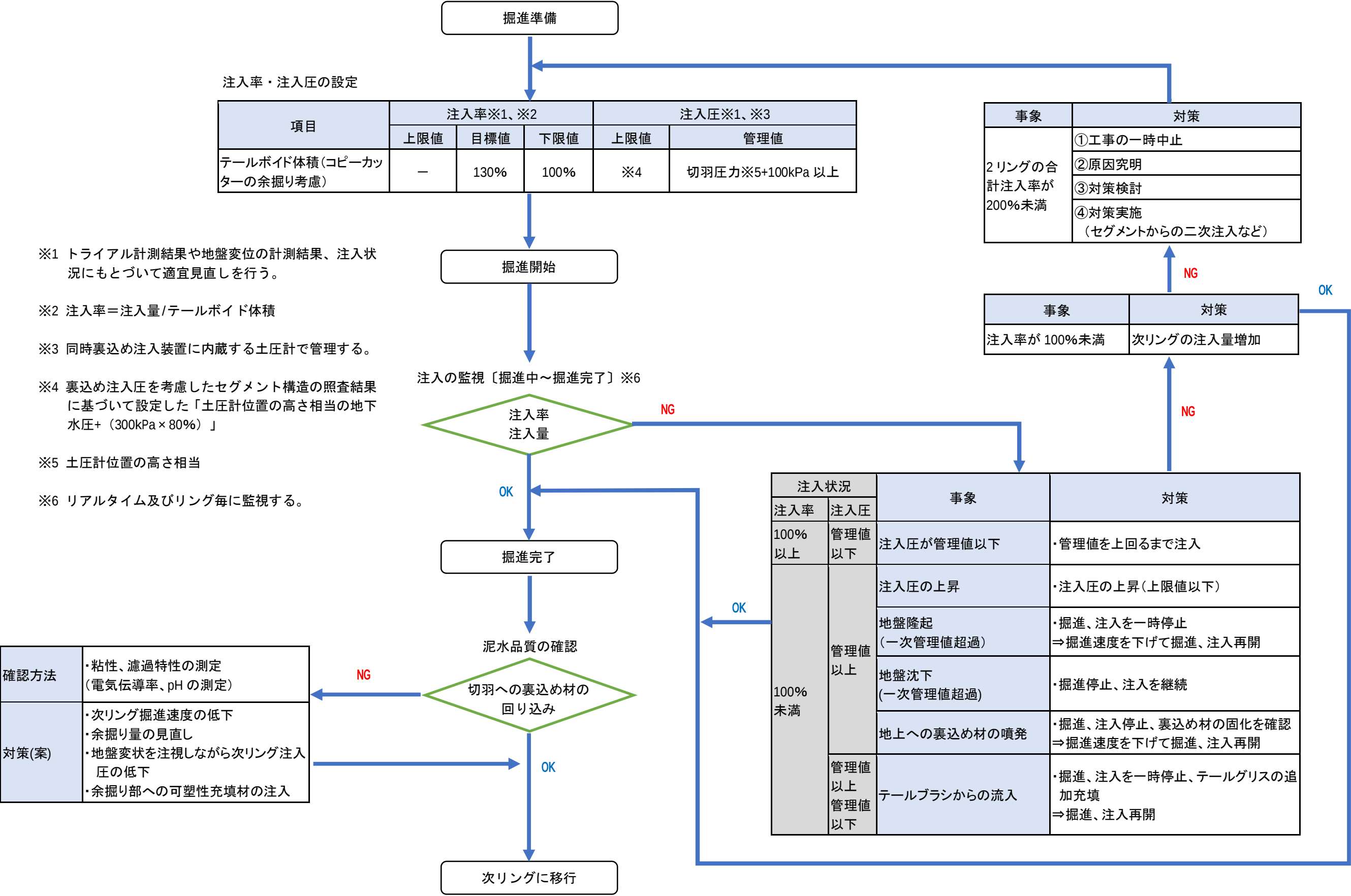
(1) 切羽圧力の管理フロー



(2) 排土量管理フロー



(3) 裏込め注入工 管理フロー



(4) 地盤変位の管理値 (令和6年度第2回審議会にて審議済み)

地盤変位の管理値は、
本工事においては、一次管理値 10mm 、二次管理値 15mm 、許容値 30mm とし、
各管理値を超過した場合の対応(計測頻度変更・計測点追加など)も含めて道路管理者と協議する。
(近畿地方整備局「シールド工事占用許可条件と解説(案)」を準用)

【管理値(案)】

沈下管理値 (一次管理値)	沈下協議値 (二次管理値)	維持修繕目標値 (許容値)
10mm	15mm	30mm

【各管理値における対策(案)】

管理段階	状況	対策
日常管理	沈下量<10mm	日常管理計測を継続
沈下管理値 (一次管理値)	10mm≦沈下量<15mm	計測の頻度の増加
沈下協議値 (二次管理値)	15mm≦沈下量<30mm	工事の一時中止、道路管理者へ報告。 協議を実施、適切な対応を講じるとともに沈下の経過を見る。
維持修繕目標値 (許容値)	30mm<沈下量	工事を中断。対策工の検討を行う。 維持修繕の可否を協議する。

1-4. 流体輸送フローおよび泥水処理設備

(1) 掘進時の流体輸送フロー

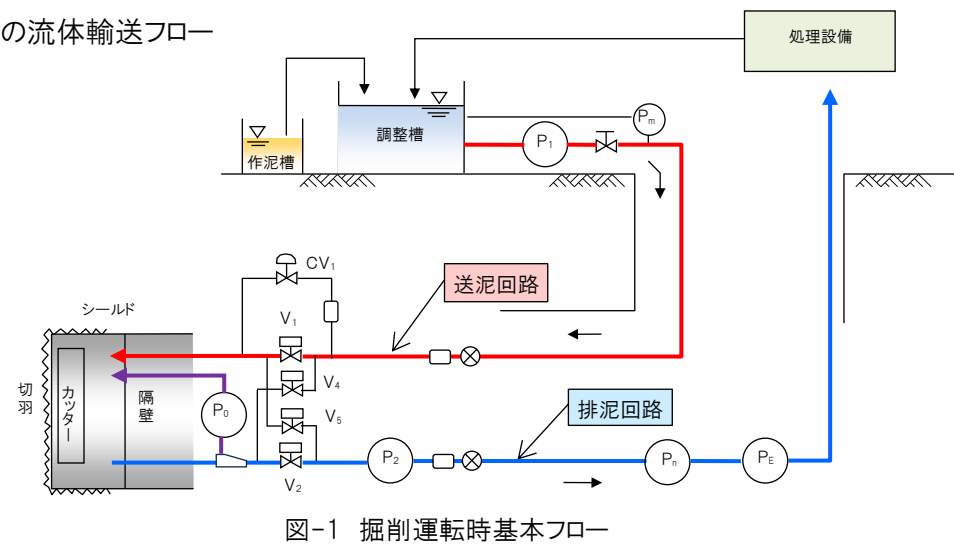


図-1 掘削運転時基本フロー

(2) 長期停止時の切羽安定フロー（一次対策：切羽圧力保持・泥水品質向上）

切羽保持回路を用いて、切羽圧力保持や良液のチャンバーへの補充を実施する

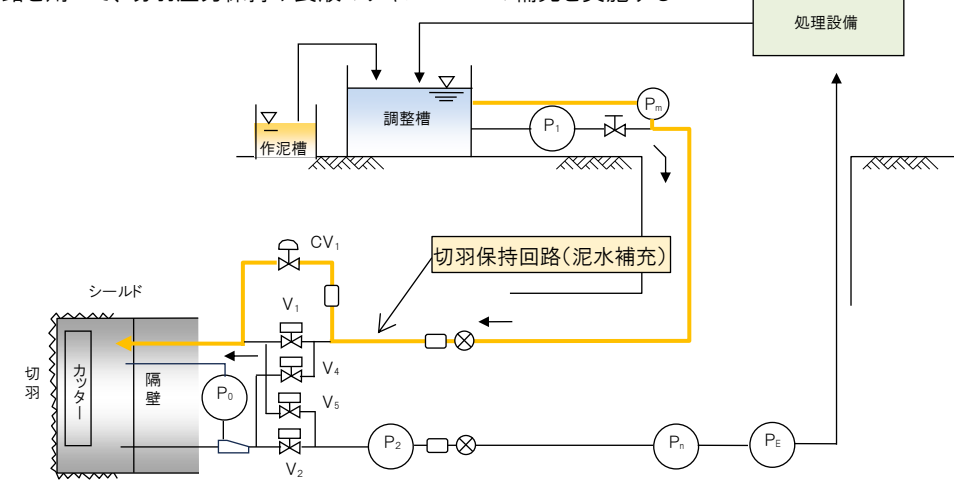


図-2 切羽圧力保持・泥水品質向上対策（初期掘進休暇、段取り替、本掘進休暇）

(3) 長期停止時の切羽安定フロー（二次対策：チャンバー内泥水攪拌）

チャンバー内の泥水の分離・沈降等により逸泥の増加傾向が確認された場合は、追加で二次対策を実施する

【初期掘進休暇、本掘進休暇時】

P₀ ポンプでの対応を基本とし、泥水の入替が必要な場合には送排泥配管による循環を実施する

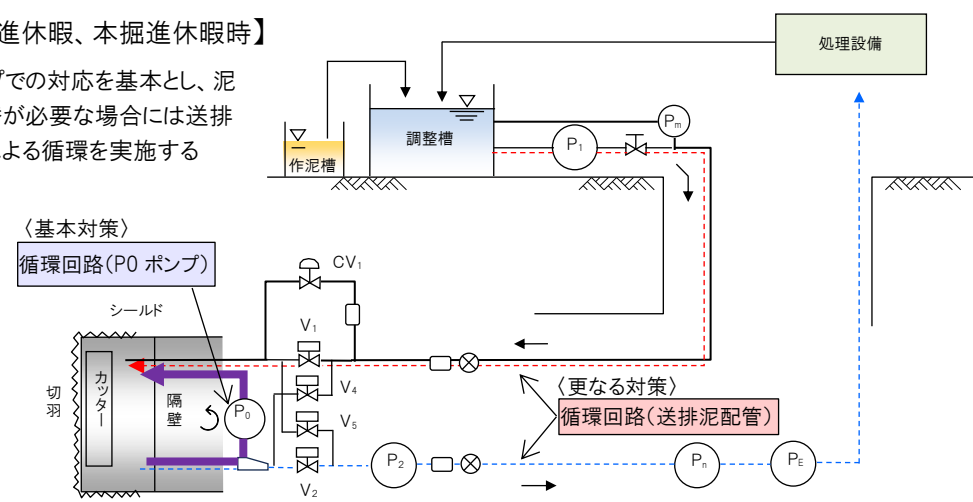


図-3 チャンバー内泥水攪拌対策（初期掘進休暇、本掘進休暇）

【段取り替】

段取り替で送排泥配管が使用不可のため、代替ラインによる循環を実施する

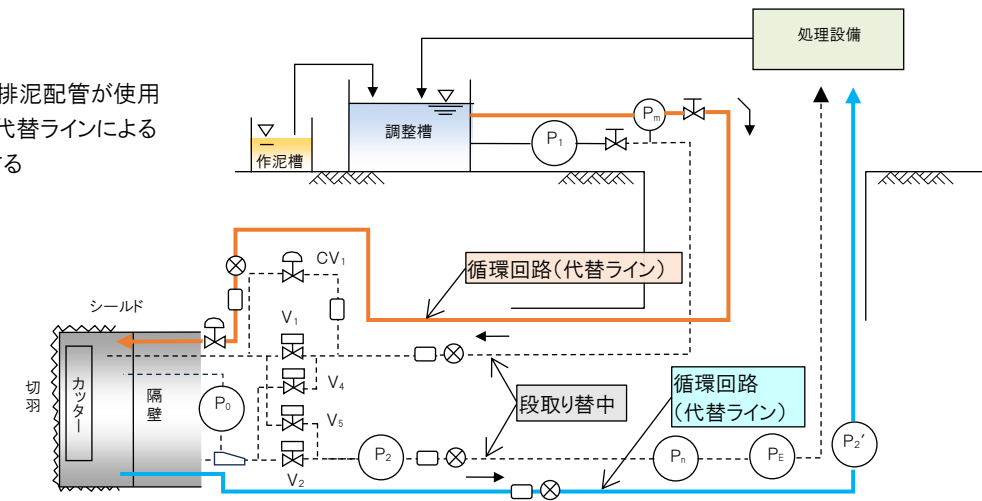


図-4 チャンバー内泥水攪拌対策（段取り替）

(4) 泥水処理設備

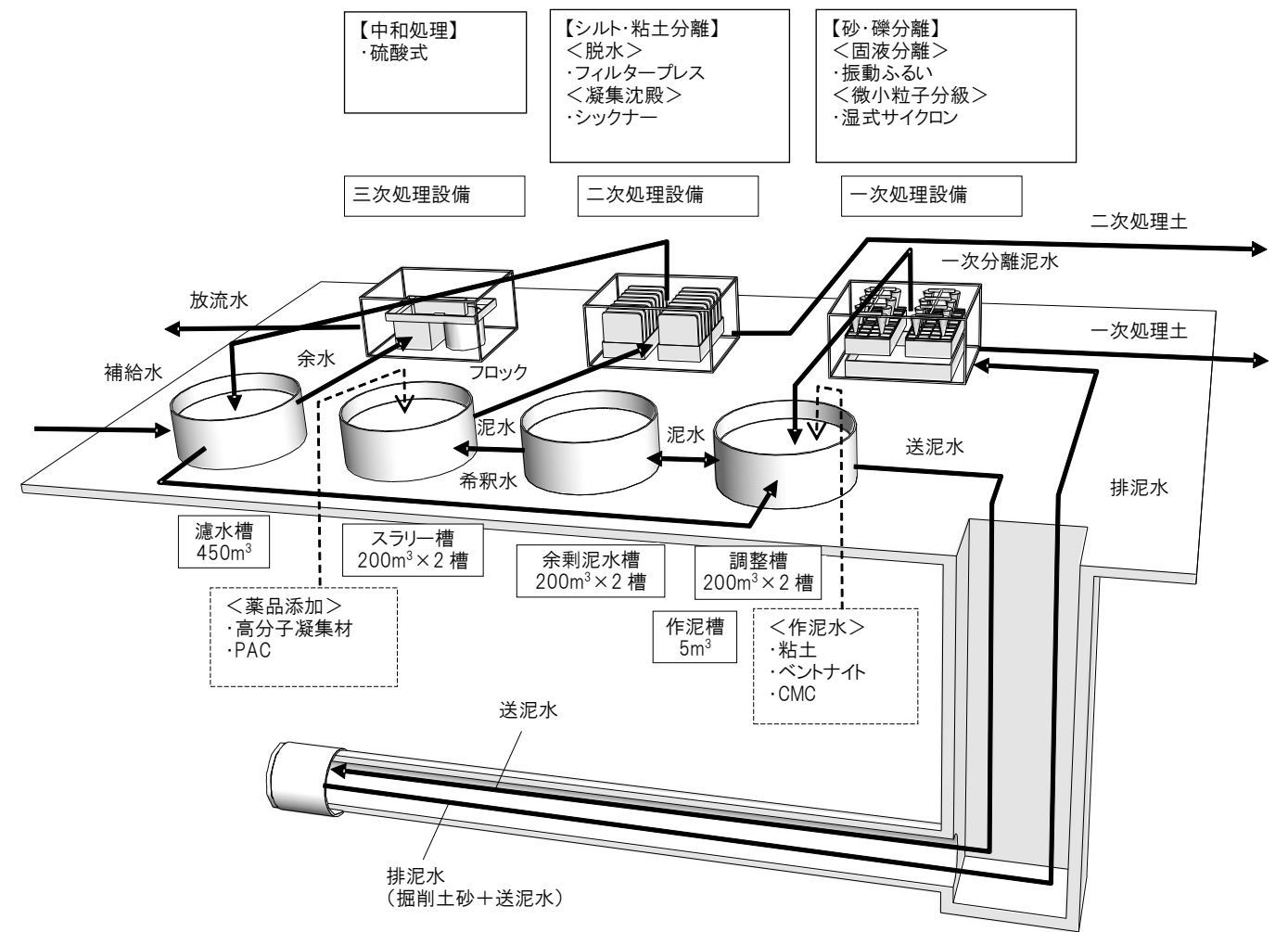


図-5 泥水処理設備の例

1-5. 地下水観測

(1) 地下水位計測位置

令和4年度第2回審議会、令和6年第2回審議会にて審議済み

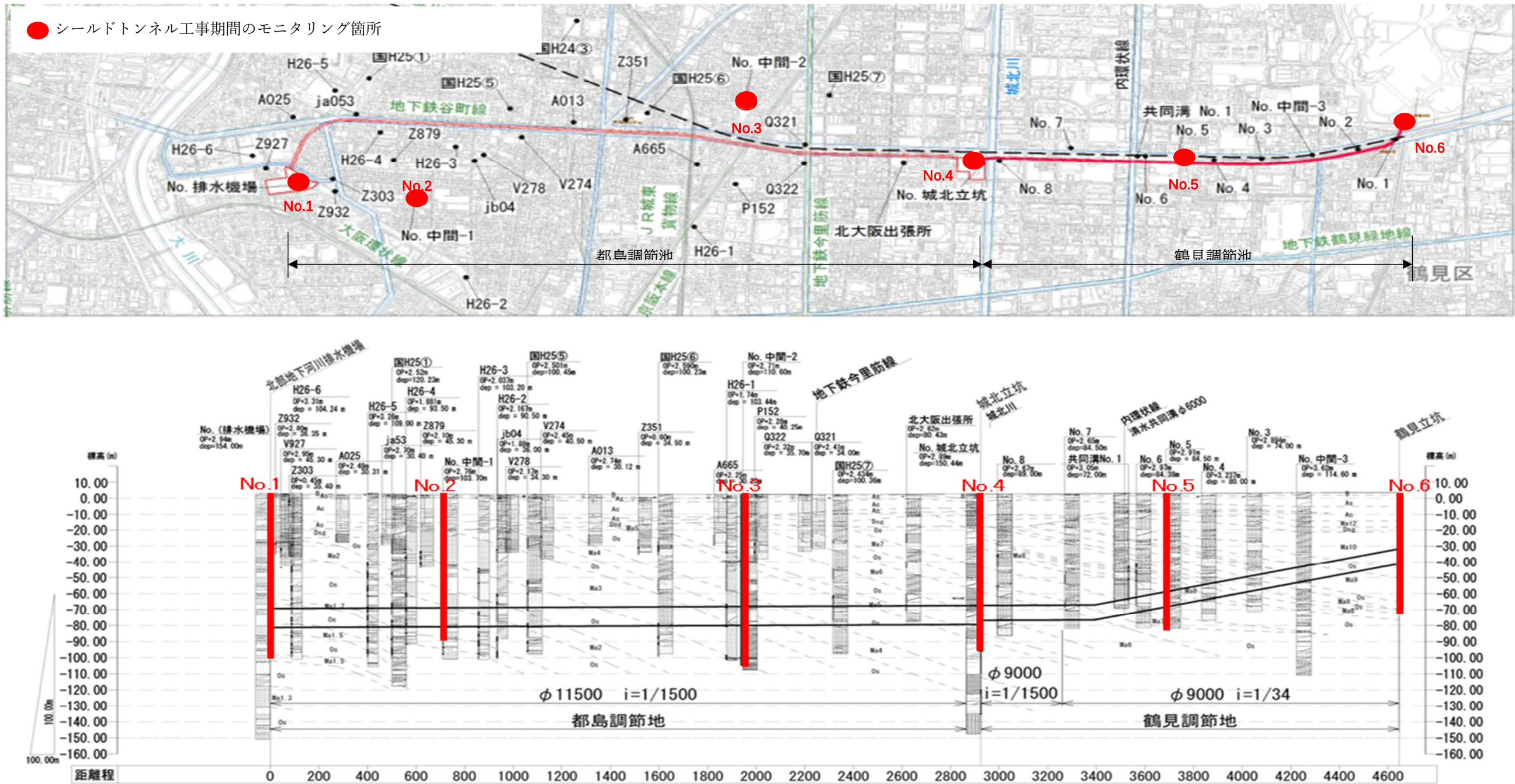


図1 地下水位計測位置

(2) 地下水位計測結果

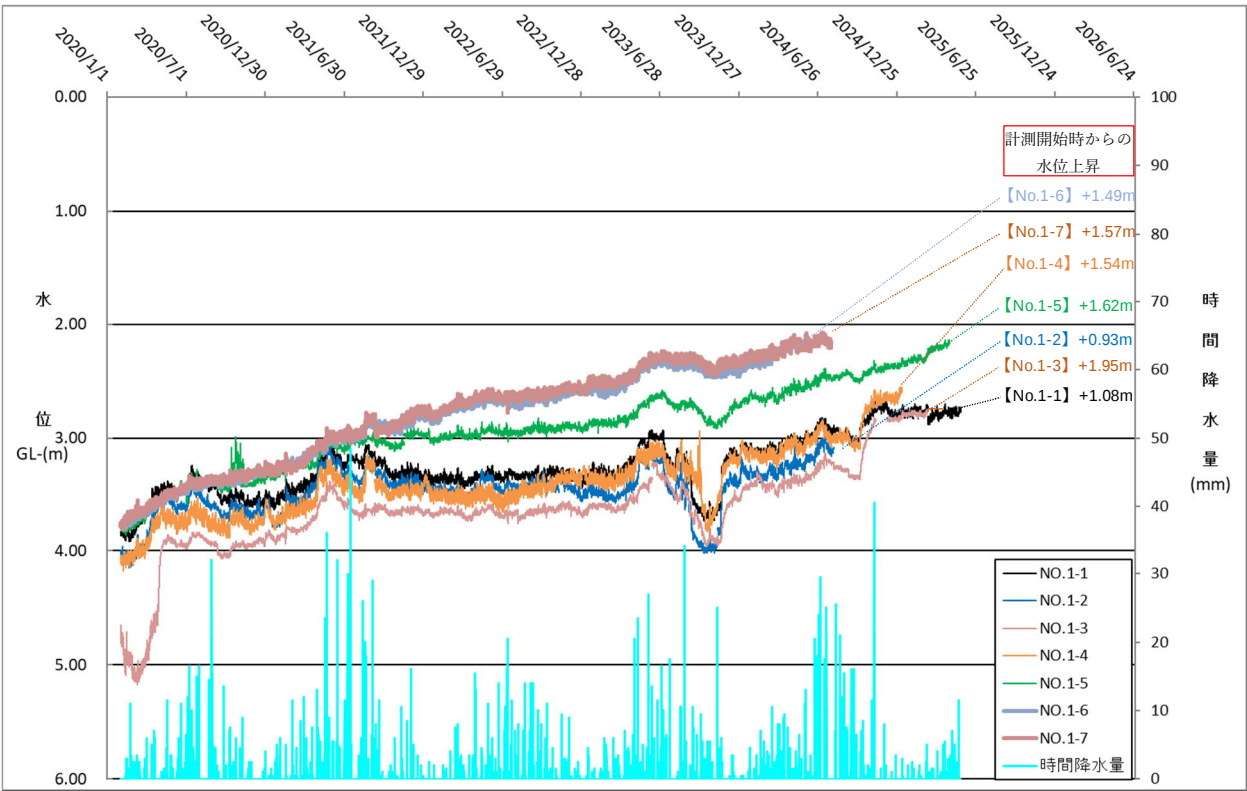


図1 No. 1 排水機場用地内

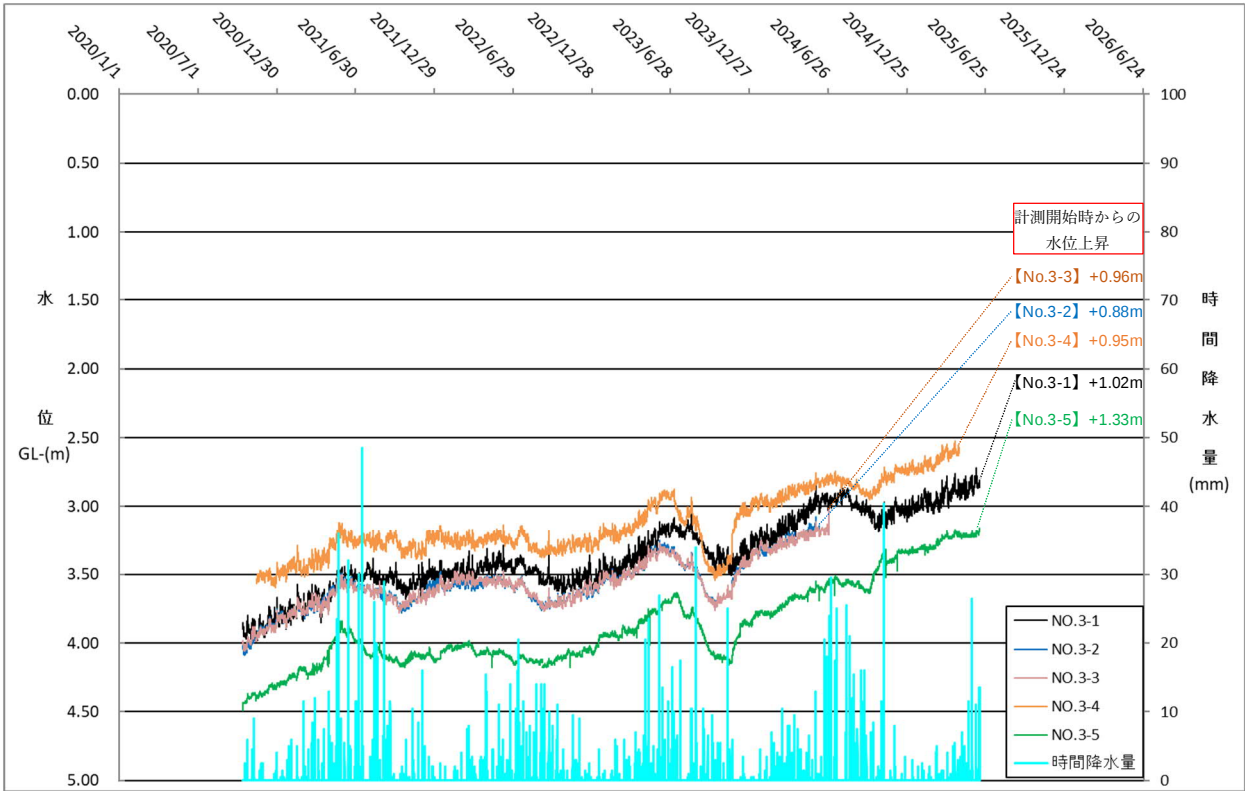


図3 No. 3 成育公園内

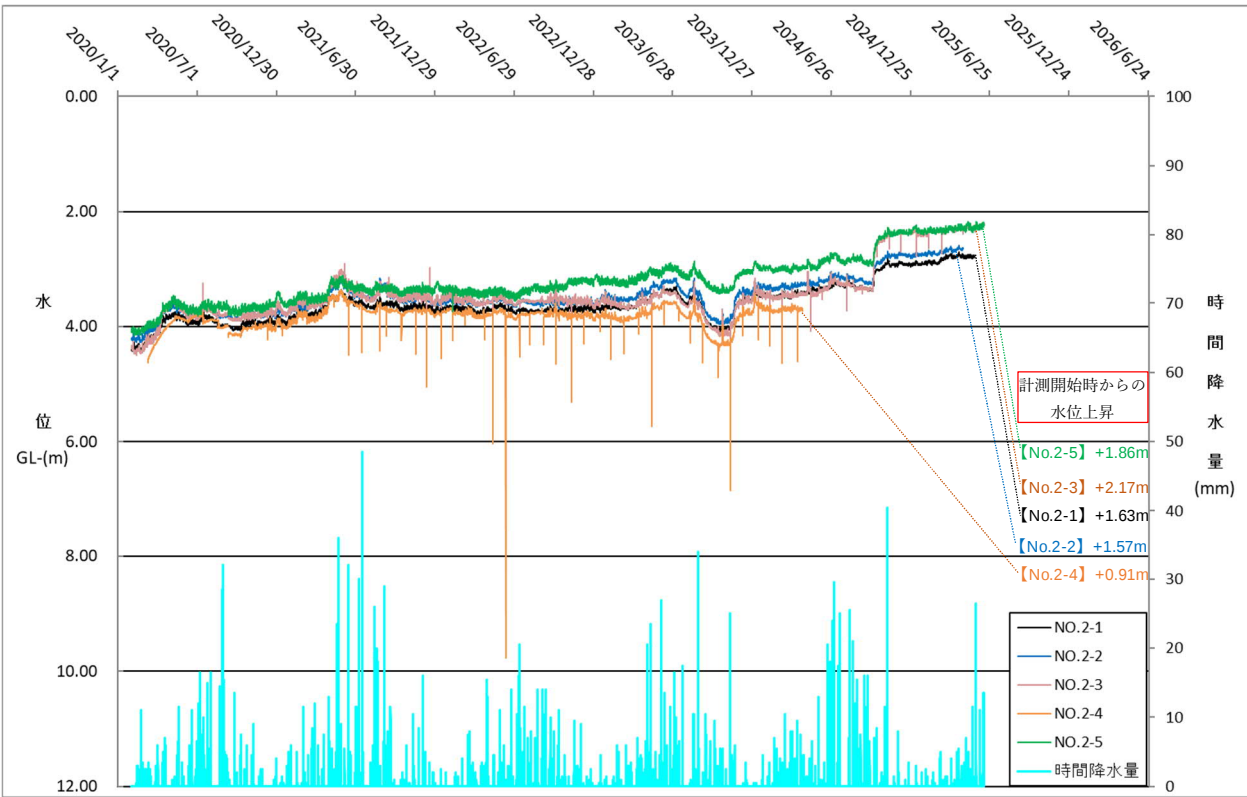


図2 No. 2 都島公園内

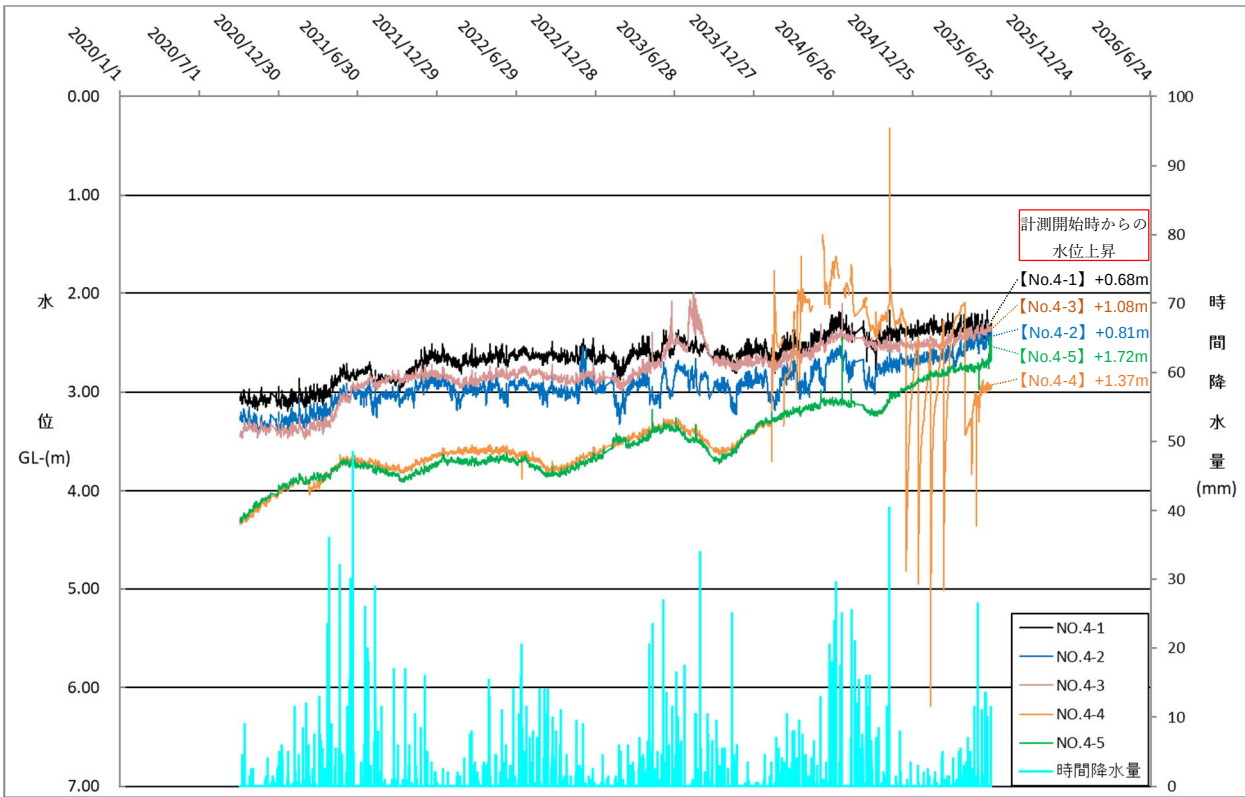


図4 No. 4 城北立坑

2. その他

2－1. 発進防護工

(1)土質調査結果

1. 調査位置および調査項目

今回の調査概要を図 1.1、表 1.1、表 1.2 に示す。

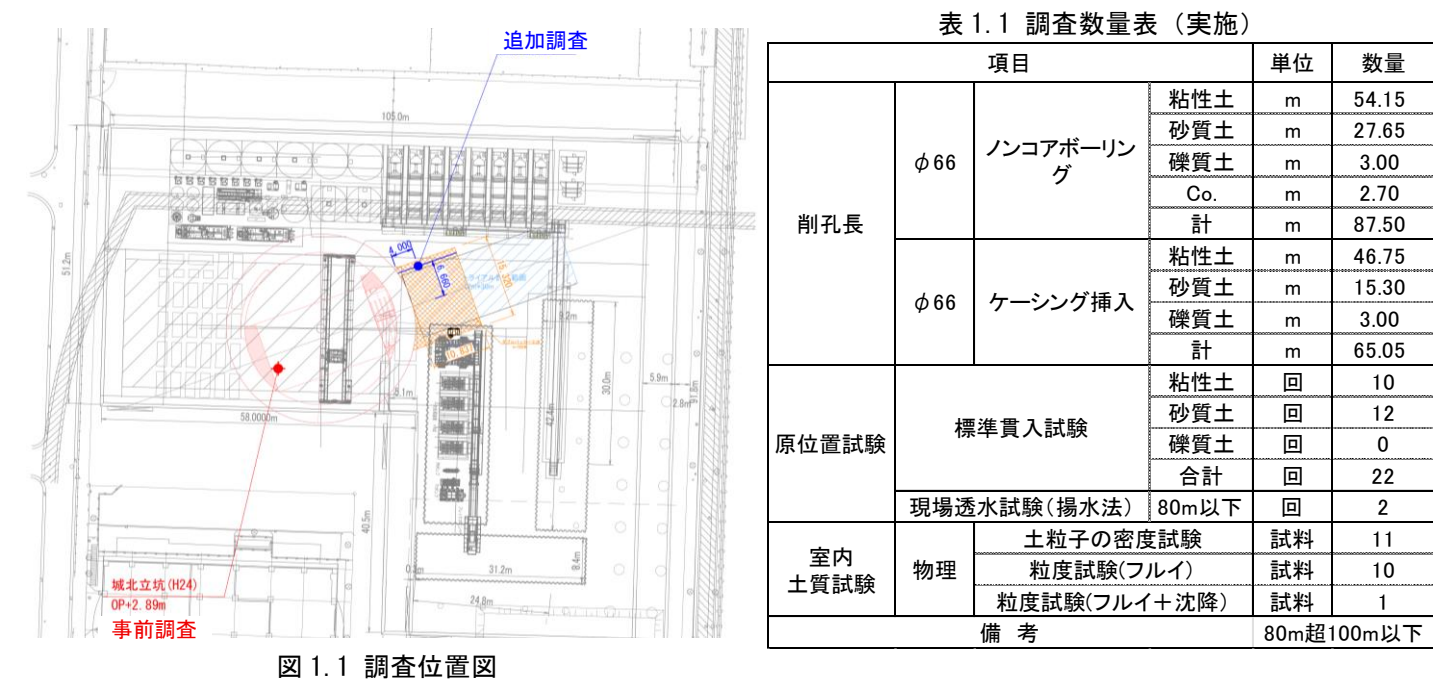


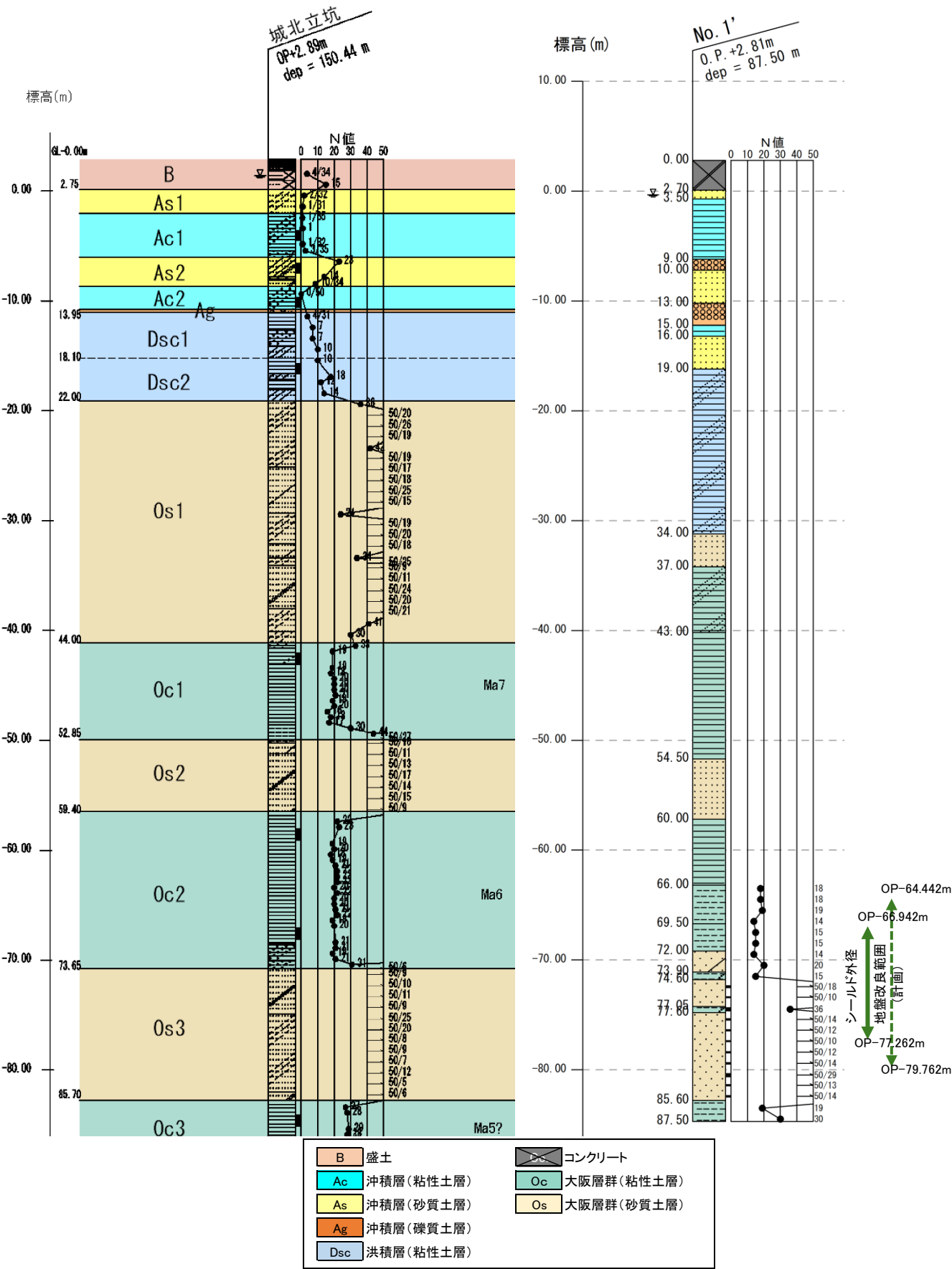
表 1.2 調査項目と調査目的

調査項目		試験目的	試験箇所	試験数量	備考
原位置試験	標準貫入試験	・掘進土層の強度特性を把握 ・薬液注入部のN値を得る ※薬液注入条件の設定に必要 ・室内土質試験の試料採取	上側は地盤改良工上端+1m 下側はシールド下半帯水層の下 端深度を確認するまで	粘性土:10回 砂質土:12回 計22回	採取したペネ試料を室内土質試験に用いるため貫入量20cm以上打撃を行う
	現場透水試験	事前調査における試験結果(透水係数)と比較する。	GL-74.6~-75.1m(1回目) ※事前調査はGL-74.5~-75.0m GL-74.6~-75.25m(2回目)	2深度	
室内土質試験	土粒子の密度試験	発進部における帯水層の土質性状(特に、粒度組成)を調査し、事前調査結果における帯水層の透水性と比較する。	シールド下半の帯水層(Os7)	11試料	標準貫入試験で採取したペネ試料を用いる
	粒度試験(フルイ)			10試料	
	粒度試験(フルイ+沈降)			1試料	

2. 調査結果

1) 柱状図

図 2.1 に既存調査結果 (H24 調査) と今回調査結果 (R07 調査) のボーリング柱状図 (簡易版) を示す。



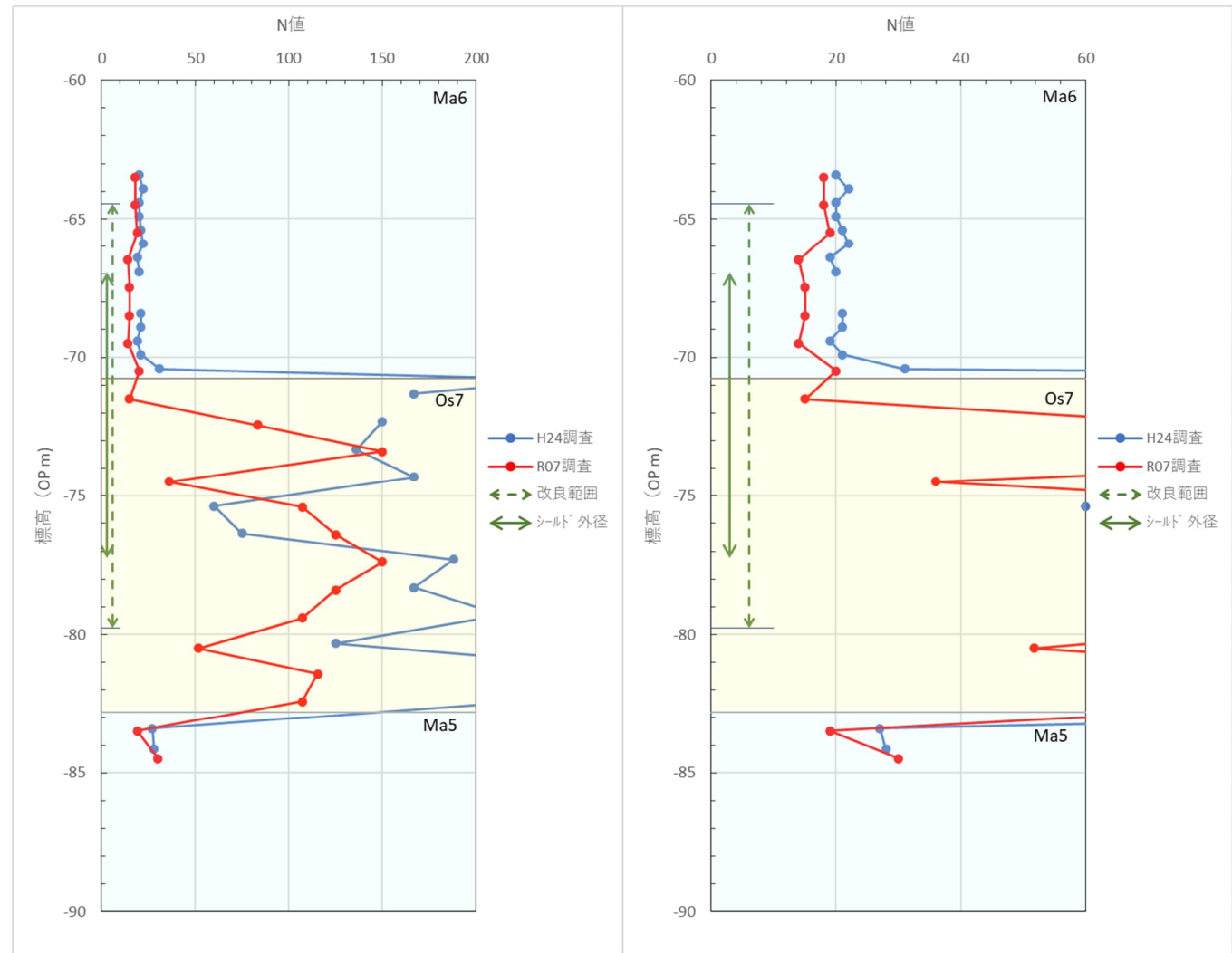
(a) H24 調査

(b) R07 調査

図 2.1 柱状図の比較 (R07 調査の土層区分は暫定版)

2) 標準貫入試験

図 2.2 に標準貫入試験結果として、R07 調査と H24 調査結果を示す。(a)図は横軸（N 値）の最大値を 200 に、(b) 図は最大値を 60 としたものである。図より、シールド掘進深度における土層（Ma6, Os7）は、いずれも全体的に R07 調査結果の方が N 値は小さくなっていることが分かる。



(a)横軸最大値 200 (b)横軸最大値 60

図 2.2 標準貫入試験結果（土層構成は H24 調査結果）

3) 現場透水試験

表 2.1 に H24 調査および R07 調査における現場透水試験結果を示す。R07 調査では、GL-74.6m～-75.1m 区間の透 水係数が低かったため、透水区間を長くして実施した結果を採用する。両者ともに、透水性は「中位」に分類されるが、 R07 調査の方が H24 調査結果に比べてやや小さめの透水性となった。

表 2.1 現場透水試験結果				
項目	単位	H24調査	R07調査	
調査深度	GL-m	74.5～75.0	74.6～75.1	74.6～76.25
	OP m	-71.61～-72.11	-71.793～-72.293	-71.793～-73.443
透水係数	m/sec	9.14E-05	8.76E-07	1.35E-05
平衡水位	GL-m	6.77	2.76	2.39
	OP m	-3.88	0.047	0.417

4) 物理試験結果（粒度試験と土粒子の密度試験）

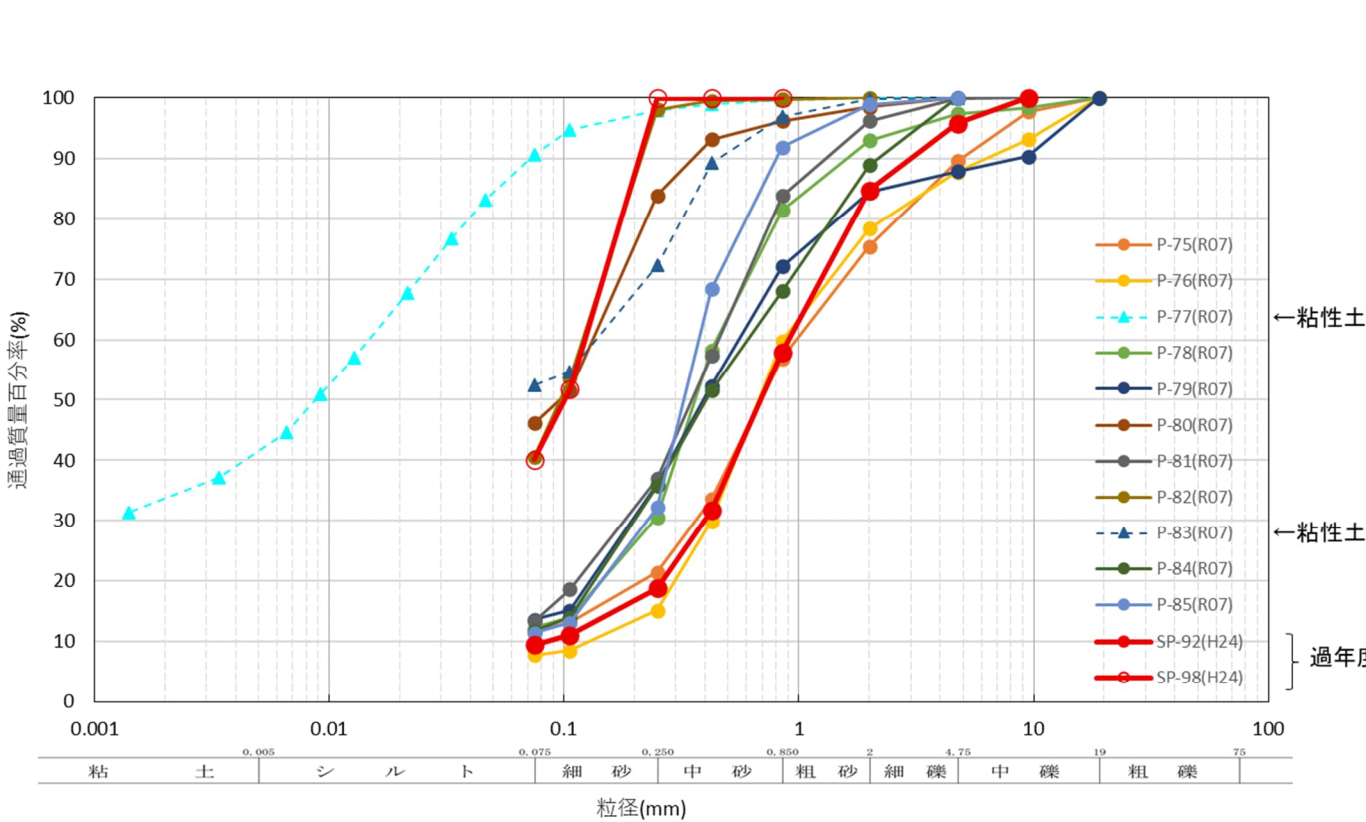
表 2.2 に Os7 における物理試験結果、図 2.3(a)に粒径加積曲線を示す。図より H24 調査、R07 調査ともに同じ深度 での粒度分布は同様な結果であることが分かる。今回、現場透水試験では、GL-74.6m～-75.1m と GL-74.6m～-76.25m の結果に 10² オーダの違いがみられたが、粒度分布からはそこまでの違いがあるとは考えられない。

図 2.3(b)に、粒度分布（D20）にもとづく Creager による透水係数の推定値を図示した。この結果からは、層上部 では R07 調査の両結果および H24 調査結果ともに 10⁻⁴m/s のオーダの透水係数で、下方ほど透水係数が小さくなる傾 向がみられる。

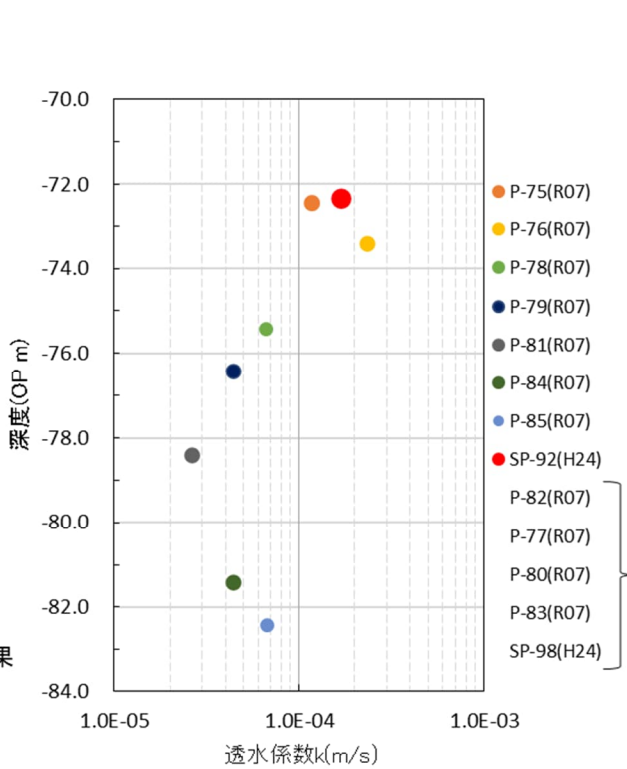
図 2.3(c)に、土粒子密度の深度分布を示す。図にみられるように、R07 調査結果は H24 調査結果とほとんど同じ値 であり、一般的な土粒子密度の範囲（2.6～2.7Mg/m³）内にある。

表 2.2 物理試験結果（粒度分析，土粒子の密度）一覧

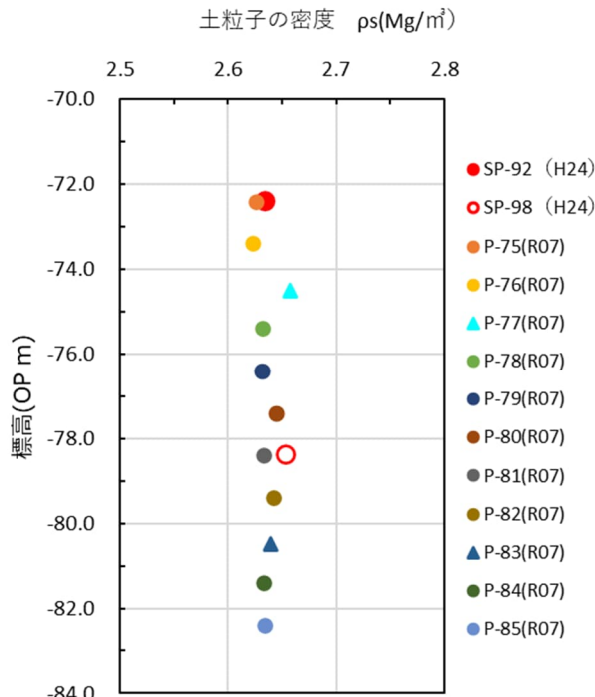
	試料番号	SP-92(H24)	SP-98(H24)	P-75(R07)	P-76(R07)	P-77(R07)	P-78(R07)	P-79(R07)	P-80(R07)	P-81(R07)	P-82(R07)	P-83(R07)	P-84(R07)	P-85(R07)
	深度(GL - m)	75.15～75.25	81.15～81.24	75.15～75.33	76.15～76.25	77.15～77.45	78.15～78.29	79.15～79.27	80.15～80.25	81.15～81.27	82.15～82.29	83.15～83.44	84.15～84.28	85.15～85.29
	標高(OP m)	-72.26～-72.36	-78.26～-78.35	-72.343～-72.523	-73.343～-73.443	-74.343～-74.643	-75.343～-75.483	-76.343～-76.463	-77.343～-77.443	-78.343～-78.463	-79.343～-79.483	-80.343～-80.633	-81.343～-81.473	-82.343～-82.483
	地層	粘性土混じり礫質砂	粘性土質砂	粘性土混じり礫質砂	粘性土混じり礫質砂	砂混じり粘性土	粘性土礫混じり砂	粘性土混じり礫質砂	粘性土質砂	粘性土混じり砂	粘性土質砂	砂質粘性土	粘性土礫混じり砂	粘性土混じり砂
一般	土粒子の密度 ρ_s (Mg/m ³)	2.635	2.654	2.626	2.623	2.658	2.633	2.632	2.645	2.634	2.643	2.640	2.634	2.635
粒度	礫 分 (%)	15.3	0	24.6	21.6	0.1	7	15.6	1.5	3.8	0	0.2	11.1	1.1
	砂 分 (%)	75.2	59.9	63.6	70.6	9.2	80.7	70.8	52.4	82.8	59.5	47.4	77.1	87.5
	シルト分 (%)	9.5	40.1	11.8	7.8	49.9	12.3	13.6	46.1	13.4	40.5	52.4	11.8	11.4
	粘土分 (%)					40.8								
	D ₂₀ (mm)	0.27	-	0.23	0.31	-	0.18	0.15	-	0.12	-	-	0.15	0.18
k(m/s)	Creagerの推定式	1.68E-04	—	1.17E-04	2.31E-04	-	6.64E-05	4.37E-05	-	2.62E-05	-	-	4.37E-05	6.64E-05



(a) 粒径加積曲線



(b) 透水係数（Creager による推定式）



(c) 土粒子の密度

表 2.3 過年度調査結果との比較

3. まとめ

本工事では、シールドマシンの発進坑口においては地山の防護工無しでの設計がなされている。その根拠として、H24 調査結果に基づく「寝屋川北部地下河川鶴見調節池詳細設計委託（その2）報告書、令和5年12月」には、
『今回計画する発進立坑坑口部の土質状況は以下の通りである。

- 粘土・砂質粘土：N 値 20（極硬，固結）
- 粘土混じり礫混じり砂：N 値 130～160 換算値（非常に密な）

土質条件は，地盤改良無しの施工実績と同等に硬く，高圧噴射攪拌杭の粘性土適用範囲が N 値 5 以下であることから非常に強固な地盤といえる。また，人深度施工であることからビット押し付け力に対して水圧や地山反力で対抗することから，地盤改良は必要ないものと判断する。』
と記載されている。

- しかし，今回の調査結果では，
- ・シールド上部に位置する粘性土（Ma6）の N 値は平均で 16，シールドマシンの範囲では 14～16 と「硬い」にランクが落ちており，さらにシールド下部の砂質土層（Os7）の N 値は平均で 105，シールドマシンの範囲では 36～150 と，N 値が 50 以下の部分がみられる。このように，H24 調査結果と比べて確実に地山の強度は低下しており，上記根拠は必ずしも成り立たなくなったと考える。
 - ・上記報告書では，「地盤改良の必要性の検討」において地山の透水性については触れられていない。今回の調査結果から該当する地山の透水性は $10^{-5} \sim 10^{-4} \text{m/s}$ のオーダーで，表 3.1 を参照すると透水性は「中位」に分類（赤色網掛け部分） されることから，改めて検討する必要があると考える。
 - ・地山の透水性については，H24 調査結果と大きく変わることはなかったが，粒度試験結果から，Os7 層上部で粒径の大きい礫分を含む部分が存在していることや，Creager による推定式による透水係数が大きくなる部分があることから，局所的に透水性の高い部分が存在する可能性がある。
- 以上より，発進坑口の防護工が必要と考える。

表 3.1 透水係数の目安

透水係数 k(m/s)					
10 ⁻¹¹ 10 ⁻¹⁰ 10 ⁻⁹ 10 ⁻⁸ 10 ⁻⁷ 10 ⁻⁶ 10 ⁻⁵ 10 ⁻⁴ 10 ⁻³ 10 ⁻² 10 ⁻¹ 10 ⁰					
透水性	実質上不透水	非常に低い	低い	中位	高い
対応する土の種類	粘性土	微細砂、シルト 砂ーシルトー粘土混合土		砂及び礫	清浄な礫
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位 透水試験	変水位透水試験		定水位透水試験	特殊な変水位 透水試験
透水係数を間接的測定する方法	圧密試験結果から計算	なし		清浄な砂と礫は粒度と間隙比から計算	ー以上ー

透水係数 (Creager による推定式) の範囲

2-1(2)発進防護工の検討

発進防護工の工法として、①薬液注入工法、②高圧噴射攪拌工法、③凍結工法、および④遮水壁＋ディープウェル（発進部周囲に遮水壁を構築し、発進部内の地下水位をディープウェルで下げる工法）について、各工法の効果、当現場での課題、工期、概算費用を比較検討した。比較検討の結果を表 1 に示す。

発進防護工の施工範囲は、日本グラウト協会の設計資料に定められた延長（立坑～マシン機長＋2m（2 リング））よりも短くし、同時裏込注入管がエントランスパッキン 1 段目を通過し、坑口部に裏込注入が確実に充填されるまでの期間において止水性が確保できる最小限の範囲とした（図 1 参照）。

表 1 発進防護工の工法検討比較

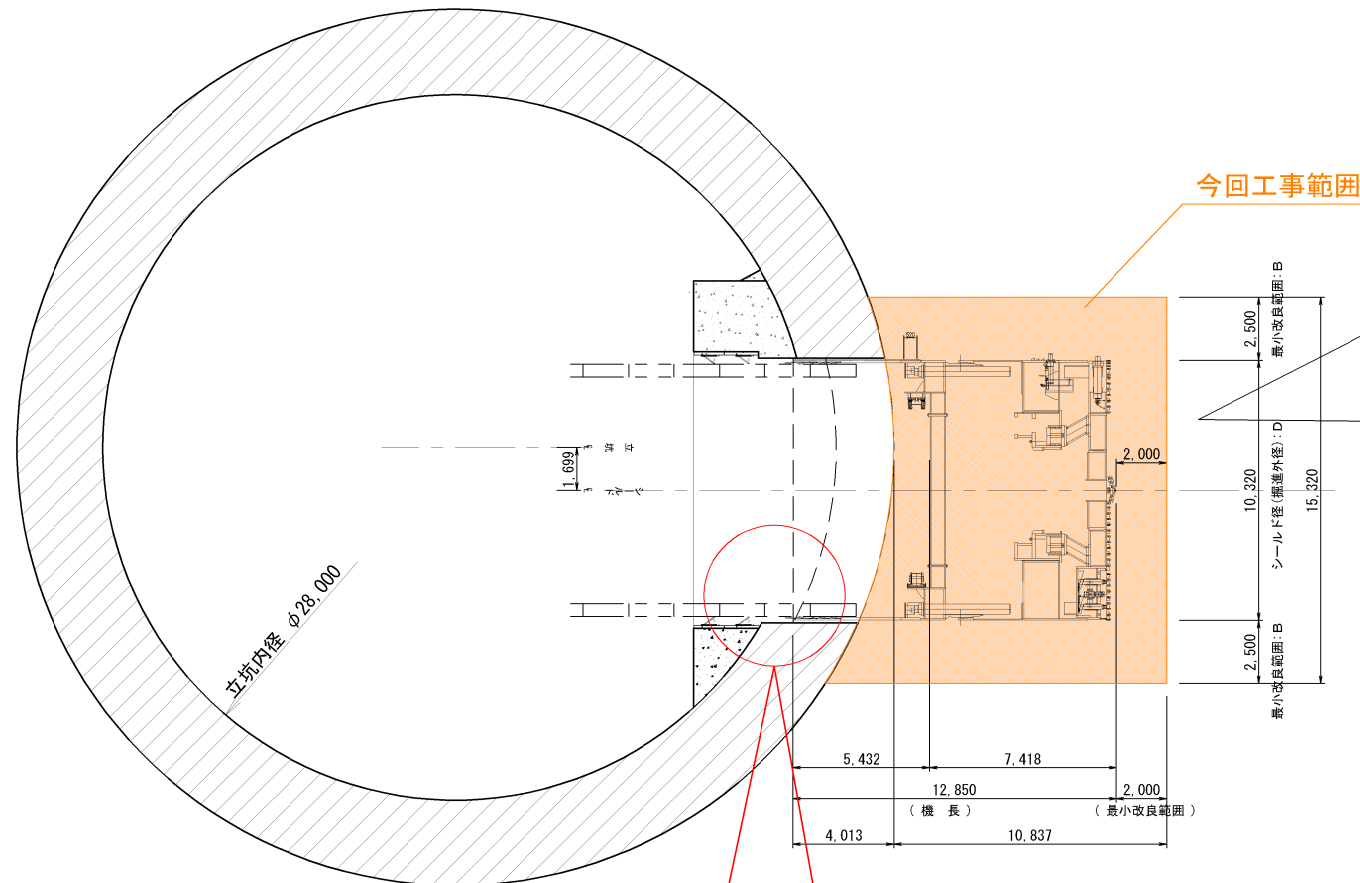
	①薬液注入工法		②高圧噴射攪拌工法		③凍結工法		④遮水壁＋ディープウェル	
工法概要	ボーリング等で設置した注入管を通して、注入材料を注入し、土粒子の間隙を埋めることで、地盤の強度や遮水性を高める		セメント系の地盤改良剤（グラウト材）をロットの先から高圧噴射して、地盤を切削すると同時に円柱状の固結体（改良体）を作ることで、地盤の強度や遮水性を高める		地盤中に所定の間隔で冷却液を循環するパイプ（凍結管）を埋設して、冷却液を流すことで、管の周囲を冷却して土中の間隔水を年輪状に氷結させ遮断壁を構築する		掘削土再利用連壁（CRM）工法による遮水壁を構築し、囲われた内側をディープウェルにより 0s3 層の被圧水頭を減圧することでシールド発進時の出水を軽減させる	
効果	注入材料が土粒子の間隙や発進立坑との隙間を埋めることで、遮水性を確保して、シールド機外周余掘り部への地下水の流入を防止し、坑口からの出水リスクを低減する	○	均一な円柱状の改良体を構築し、改良体同士をラップさせることで、遮水性を確保して、シールド機外周余掘り部への地下水の流入を防止し、坑口からの出水リスクを低減する	○	対象範囲の水分を凍結させ、立坑構造物と凍土が密着することで高い遮水性を確保して、シールド機外周余掘り部への地下水の流入を防止し、坑口からの出水リスクを低減する	◎	坑口付近の地下水位を下げることでシールド発進時の出水リスクを低減し、影響を遮水壁内に限定する	△
当地盤への適用性	当地盤は適用範囲内である	○	当地盤は適用範囲内であるが、深度が深く改良半径造成に懸念がある（適用 N 値範囲：砂質土 N≦200）	△	当地盤は適用範囲内である	○	当地盤は適用範囲内である	○
想定外のトラブルへの対応	・長期にわたり薬液注入効果を持続することができる ・切羽への立ち入りが必要な事象（シールド掘進の長期停止が必要なトラブル）が発生した場合は、現計画の改良範囲の外側に、地山安定に必要な範囲を追加で地盤改良することで対応する	○	・長期にわたり薬液注入効果を持続することができる ・切羽への立ち入りが必要な事象（シールド掘進の長期停止が必要なトラブル）が発生した場合は、現計画の改良範囲の外側に、地山安定に必要な範囲を追加で地盤改良することで対応する	○	・シールド掘進に干渉する凍結管を事前に引き上げる必要があるため、長期の掘進停止が必要なトラブルが発生した場合には、シールド下部の凍土を維持するための追加対策が必要となる ・切羽に立ち入りが必要な事象が発生した場合は、現計画の改良範囲の外側に、地山安定に必要な範囲を追加で地盤改良することで対応する	△	・ディープウェルの稼働を維持することで坑口からの出水リスクを抑えることができるが、揚水による切羽泥水圧への影響について検討が必要である ・切羽に立ち入りが必要な事象が発生した場合は、地山安定に必要な地盤改良等を切羽前面に実施する必要がある	△
概算工期	6 カ月	◎	7.5 カ月	○	11 カ月	△	13 カ月	△
概算工事費（直工）	6 億 ※二重管ダブルパッカー工法（段掘り工法）を想定	○	10 億	△	10 億	△	12 億	△
評価	◎		△		○		△	

検討の結果、高圧噴射攪拌工法は、適用土質は砂質土 N≦200 であり、当現場の土質（N＝250）は適用外で改良径の確保が困難である。薬液注入工法は、想定外のトラブルへの対応がしやすく、工期や工事費においても優位なため最適と判断した。

平面図

S=1:150

裏込め注入を開始できる位置から 機長+2.0m

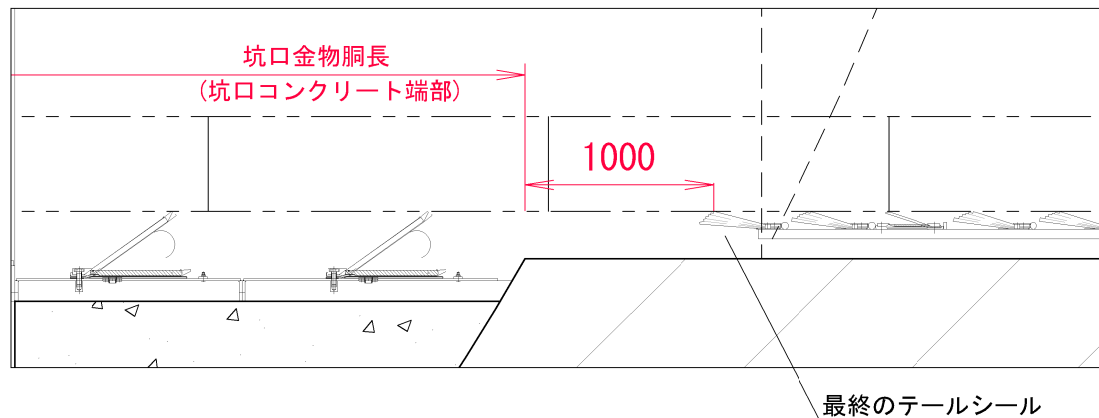


今回工事範囲

最小改良範囲: B
2,500
シールド径 (掘進外径): D
10,320
15,320
最小改良範囲: B
2,500

5,432 12,850 (機長) 7,418 2,000
4,013 10,837 (最小改良範囲)

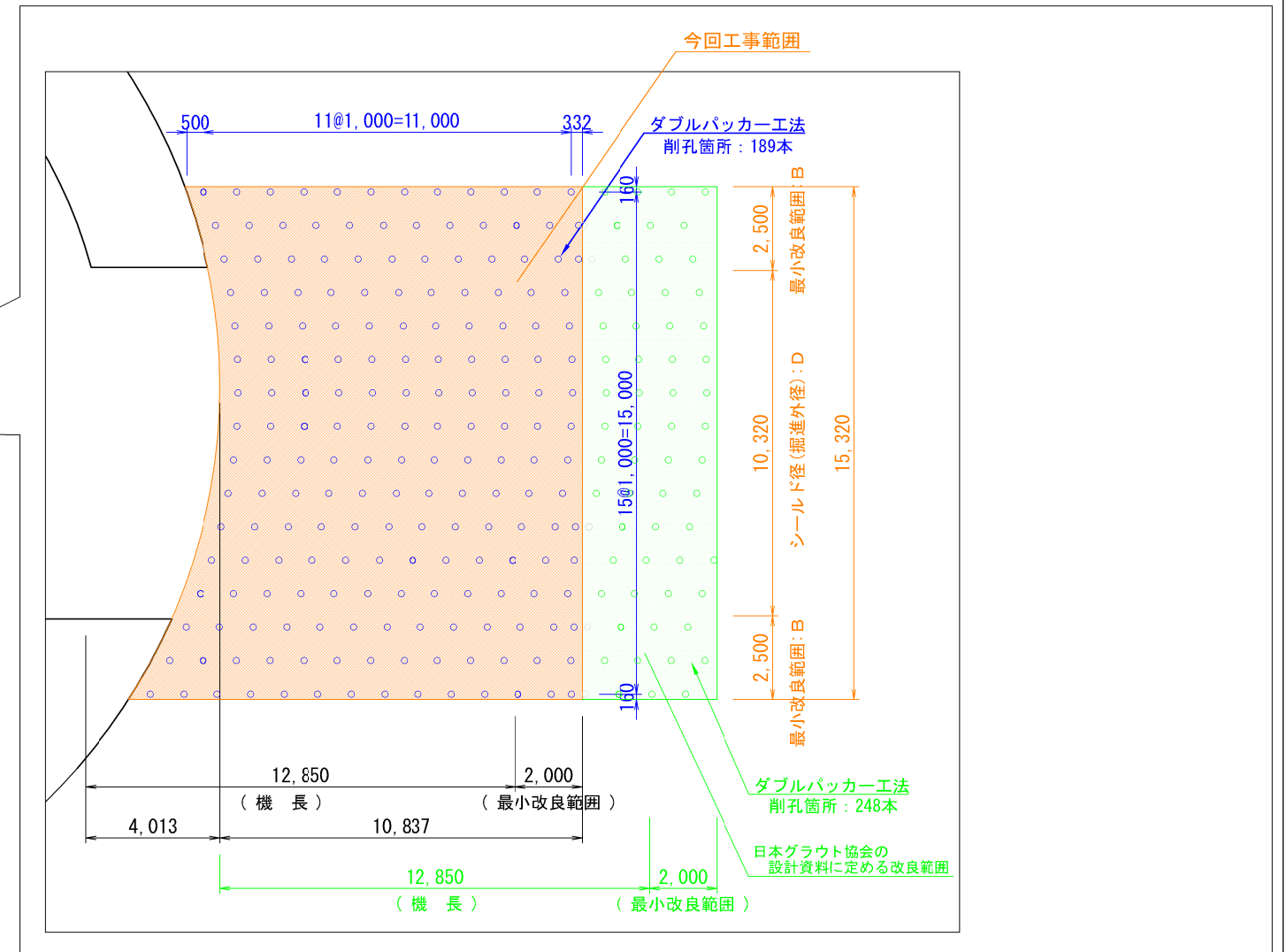
検討条件: 裏込め注入を開始できる最小離隔
→ 坑口金物胴長、テールシールの離隔が1,000mmと設定



最終のテールシール

薬液注入範囲平面図

S=1:100



今回工事範囲

ダブルバッカー工法
削孔箇所: 189本

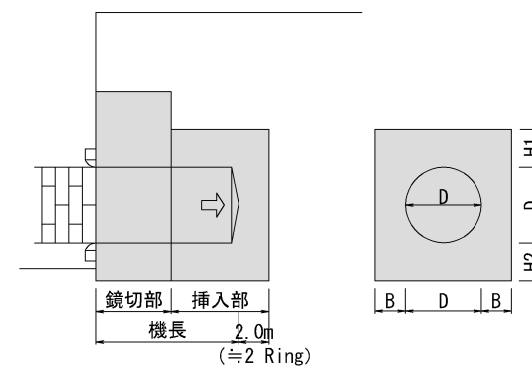
最小改良範囲: B
2,500
シールド径 (掘進外径): D
10,320
15,320
最小改良範囲: B
2,500

ダブルバッカー工法
削孔箇所: 248本

日本グラウト協会の
設計資料に定める改良範囲

12,850 (機長) 2,000 (最小改良範囲)

日本グラウト協会 設計資料に定める最小改良範囲 (発進部、挿入部)



最小改良範囲 (挿入部、受入部)					
	設計資料		記載範囲		設計資料 記載範囲外 (当該工事 設定)
D	0<1.0	1.0≤D<2.0	2.0≤D<4.0	4.0≤D<8.0	8.0≤D<12.0
B	1.0	1.5	1.5	2.0	2.5
H ₁	1.5	1.5	1.5	2.0	2.5
H ₂	1.0	1.0	1.5	2.0	2.5

施工数量

施工面積 S = 176.4 m²
(CAD算出による)

削孔数 n = 189 箇所

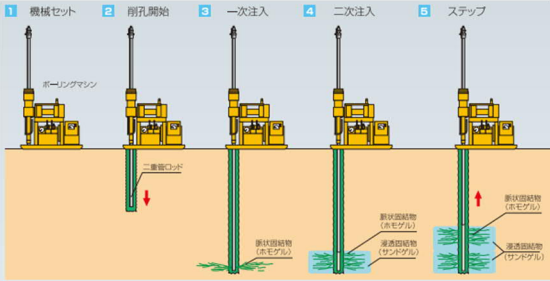
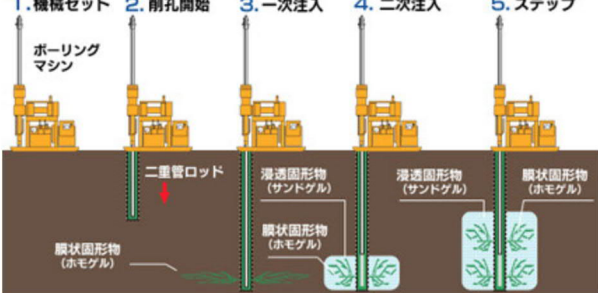
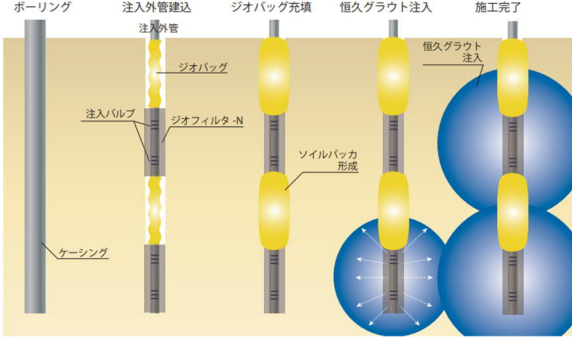
凡 例

- : 薬液注入用削孔
- : 薬液注入 改良範囲

図 1 シールド発進防護工 (薬液注入工) 概略図

薬液注入工法として、二重管ストレーナ工法（複相式）、二重管ダブルパッカー工法および、改良径が大きく構築できる急速浸透注入工法（エキスパッカー工法）について、各工法の適用範囲、工期、シールド掘進への影響を比較検討した。比較検討の結果を表 2 に示す。

表 2 薬液注入工法の検討比較

	①二重管ストレーナ工法（複相式）		②二重管ダブルパッカー工法		③二重管ダブルパッカー工法（段掘り工法）		④急速浸透注入工法（エキスパッカ工法）	
工法概要	地盤内に注入管（二重管ボーリングロッドΦ40）を用いて削孔し、地盤の1次処理として瞬結性薬液を注入し、注入管周囲のシール・粗詰めを行った後、続いて2次処理として緩結性薬液を注入することで、土粒子間隙への均質な浸透を図り、地盤を一体固結させ透水性の減少を図る工法 		地盤内にケーシングΦ96を用いて削孔し、孔内にC Bを充填してスリーブ管（外管）を挿入する。その後スリーブ管内に注入管（内管）を挿入し、地盤の層境や大きな空隙を埋めるための注入を行い（1次注入）、続いて土粒子の間隙に浸透するように数分から数時間という長いゲルタイムを持つ溶液型の薬液を注入する（2次注入）ことで地盤を一体固結させ透水性の減少と強度増加を図る工法 		深度が深く、削孔精度が求められる工事において用いられる二重管ダブルパッカー工法。地盤内にアウトケーシングΦ165で改良上端付近まで先行削孔し、その後インナーケーシングΦ96で改良下端まで削孔することで削孔精度を確保する。注入方法は②と同様。		土中に削孔径よりも大きなソイルパッカを形成し、上下のソイルパッカ間に大きな柱状浸透源をつくることで、削孔間隔を大きくとり、注入材を低圧力で地盤内に注入することにより、従来の薬液注入工法よりも広範囲の浸透・固結を可能とした工法 	
目的	地盤強化・止水	○	地盤強化・止水	○	地盤強化・止水	○	液状化対策	×
改良体直径	0.8～1.2m	○	0.8～1.2m	○	0.8～1.2m	○	2.0～4.0m	◎
適用土質	粘土、シルト及び砂質土全般	○	粘土、シルト及び砂質土全般	○	粘土、シルト及び砂質土全般	○	軟弱地盤	×
削孔精度	1/30～1/50	×	1/100 （改良深度で 80cm 程度のズレが発生）	×	Φ165：1/165～1/200 Φ96：1/100 （改良深度で 40cm 程度のズレが発生）	○	—	—
シールド掘進への影響	掘進への影響はない	○	掘進への影響はない	○	掘進への影響はない	○	ソイルパッカ形成のため専用充填材（グラウト材）を注入して膨らませたジオバッグ（袋体）が残置されるため、チャンバー閉塞の危険性がある	×
評価	×		×		○		×	

検討の結果、①二重管ストレーナ工法（複相式）は削孔精度で劣り、④エキスパッカ工法は主に液状化対策を目的とした注入工法であるため、止水が目的の当工事では適用外である。また、通常の②二重管ダブルパッカー工法で改良範囲全体に同等な注入効果を期待できる削孔深度は 35～40m（薬液注入工法の調査・設計から施工まで 土質工学会 参考資料 1）とされており、本工事の改良深度 82.63m を満足しない。以上より、当工事の改良深さ 82.63m で改良効果が期待できる削孔精度を確保するために③段掘り工法（アウターケーシング＋インナーケーシング）を採用する。（図 2 参照）

薬液注入工法の調査設計から施工まで



現場技術者のための土と基礎シリーズ

ISBN4-8304-0444-4 定価3,100円

土質工学会

薬液注入工法の調査設計から施工まで

現場技術者のための土と基礎シリーズ

土質工学会

ために必要とするものであり、間隙に対して注入材が置換する割合として示される。

この値は、改良対象地盤の土質性状、注入材の浸透性および注入形態等と同時に注入効果の期待度によっても異なるものである。

(3) 損失係数 実際の注入において、計画された改良範囲内で所定の注入効果を得るためには計画された改良範囲外にまで薬液が及ぶことは避けられず、この分は施工上の安全率として注入率の中で考慮する必要がある。

この値は、改良対象物件の重要度、注入効果の期待度等より決定されるべきものであるが、現状ではこの係数に対する理論的な裏付けはなされておらず、経験的に $\beta=0.1$ 程度が用いられているケースが多い。

注入量の算出に関する参考資料として表-6.3を示す。

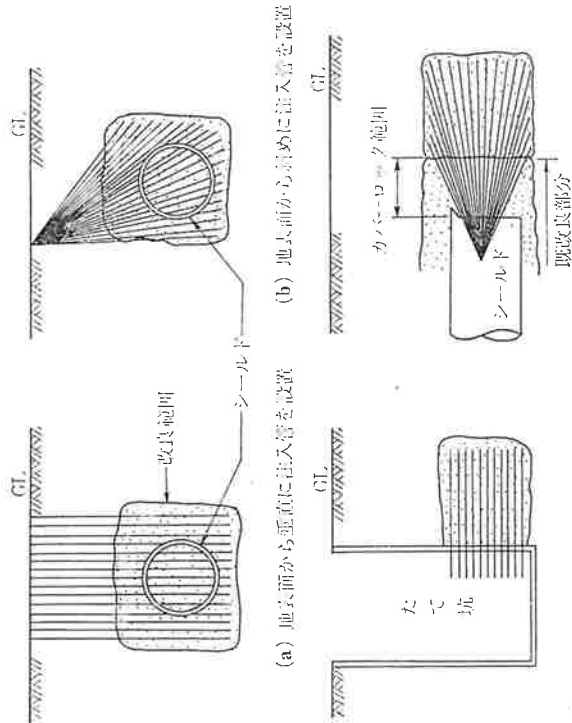
6.6 注入管の設置形態

注入管の設置形態は、注入管の設置方向により図-6.20に示すように、垂直、斜め、水平に注入管を設置する場合、およびトネル坑内から注入管を設置する場合等に分けられる。

これらは、地表面の利用状況等から制約される作業スペース、地下埋設物の状況、施工深度、削孔精度、工期、工費等を総合的に勘案して決定する。

各注入方法の特徴および採用にあたっての留意点を次に示す。

- (1) 垂直に注入管を設置する場合
- (i) 地表面の利用状況や地下埋設物による制約がない場合に採用され、注入効果の確実性、工期、工費の面に優れる。



- (ii) 注入効果は削孔精度に依存しており、改良範囲全体に同等な注入効果期待できる削孔深度は、土質にもよるが、一般に削孔径の差により、単管ロッド注入方式、二重管単相注入方式等の場合で25~30m、二重管ダブルパッカー注入方式の場合で35~40mといわれる。
- (iii) 改良範囲の上部に、削孔そのものによる土の乱れが生じるような土層が存在する場合には注入管の設置形態、削孔跡の孔処理等に十分な検討が必要である。

(2) 斜めに注入管を設置する場合

- (i) 地表面の利用状況や地下埋設物によって注入管の設置位置に制約を受ける場合に採用されるが、垂直に注入管を設置する場合に比べ削孔精度がやや劣る。このため、斜めに注入管を設置して施工をええないうちな場合には、注入機械の安定を十分に行い精度の向上を図る必要がある。
- (ii) 前(i)項以外については、垂直に注入管を設置する場合とはほぼ同様