

表 3-3 (1) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (1/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策	
基礎地盤 ・周辺斜面	・基礎地盤	評価結果	影響なし (原子炉建屋の地下水位は基礎版中央に設定しているが、地下水位の設定は基礎地盤の評価結果に影響しない。なお、その他は周辺地盤を含め地表面に設定。)
		対策	地下水位低下設備 — 各施設等(耐震補強) —
建物・構築物	・原子炉建屋 ・制御建屋 ・3号機海水熱交換器建屋	評価結果	影響あり (揚圧力影響、液状化影響)
		対策	地下水位低下設備 【揚圧力対策】 ○: 地下水位低下設備の設置 【液状化対策】 △: (設計用地下水位の設定において前提とする。) 各施設等(耐震補強) △: 耐震評価の結果、当該施設の機能に影響が及ぶ場合は、適切な対策(地盤改良等の耐震補強)を講ずる。
	評価結果	影響なし (地表面に設計用地下水位を設定)	
	対策	地下水位低下設備 — 各施設等(耐震補強) —	
	・排気筒 ・緊急時対策建屋 ・緊急用電気品建屋		

凡 例
○: 地下水位低下設備が設計上必要
△: 地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策
—: 対策不要

表 3-3 (2) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (2/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策	
土木構造物・ 津波防護施設・ 浸水防止設備	・防潮堤 ・防潮壁 ・海水ポンプ室 ・原子炉機器冷却海水配管ダクト ・取水路 ・軽油タンク室 ・軽油タンク室(H) ・復水貯蔵タンク基礎 ・軽油タンク連絡ダクト ・排気筒連絡ダクト ・3号機海水ポンプ室 ・3号機補機冷却海水系放水ビント ・揚水井戸 (3号機海水ポンプ室防潮壁区画内)	評価結果	影響あり (揚圧力影響、液状化影響)
		対策	地下水位低下設備 △: (設計用地下水位の設定において前提とする。) 各施設等(耐震補強) △: 耐震評価の結果、当該施設の機能に影響が及ぶ場合は、適切な対策(地盤改良等の耐震補強)を講ずる。
	評価結果	影響なし (地下水位低下設備に期待せず設計用地下水位を設定)	
	対策	地下水位低下設備 — 各施設等(耐震補強) —	
	・取放水路流路縮小工 ・ガスタービン発電設備軽油タンク室		

凡 例
○: 地下水位低下設備が設計上必要
△: 地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策
—: 対策不要

表 3-3 (3) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (3/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対応		
保管場所・ アクセスルート	・保管場所 (O.P.+14.8m盤)	評価結果	影響なし (地下水位低下設備により一定の範囲に保持される地下水位を前提として設計用地下水位を設定しているが、保管場所(O.P.+14.8m盤)は、岩盤、MMR上に設置されるため、地下水位の設定は評価結果に影響しない)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—
	・アクセスルート (O.P.+14.8m盤)	評価結果	影響あり (液状化影響)	
		対策	地下水位低下設備	△:(地下水位低下設備の機能喪失を仮定し、地震時の液状化に伴う地下構造物の浮上り評価を行う)
			各施設等(耐震補強)	△:評価結果は「VI-1-1-6-別添1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に示す
	・保管場所, アクセスルート (O.P.+62m盤)	評価結果	影響なし (地下水位を地表面に設定し評価)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—
	・保管場所, アクセスルート において評価する斜面	評価結果	影響なし (地下水位を自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて評価)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—

凡 例

- :地下水位低下設備が設計上必要
- △:地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策
- :対策不要

3.3 地下水位が上昇した場合の影響評価まとめ

地下水位の影響を踏まえた評価と対応を踏まえ、耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の地下水位低下設備との関係を整理した。

整理結果を表 3-4 に示す。

表 3-4 耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の
地下水位低下設備との関係並びに技術基準規則における対応条文の整理

施設等		安全性確保における 地下水位低下設備の位置付け*1			関連する条文 (○は設計上必要, △は設計条件として前提とする。色分けは*4に示す各条文の包絡 関係を示す(■は■への適合性を示すことにより確認))					重大事故 等対処設 備	備考				
		(A) 設計値保持 のため 直接的に必要	(B) 左記(A)により保持される 地下水位を前提とする (必要時は対策)	(C) 不要	地盤 (設置許可基準規則の対応条文を記載)				地震			津波・余震重畳			
					3条 1項	38条 1項	3条 2項 *4	38条 2項 *4	5条 *4			50条 *4	6条 *4	51条 *4	54条
基礎地盤 周辺斜面	基礎地盤 周辺斜面			○*2 —	*2	*2									対象斜面なし
建物・構築物	原子炉建屋	○					△	△	○	*3					
	制御建屋	○					△	△	○	*3					
	3号機海水熱交換器建屋	○					△	△	○	*3	△	△			
	排気筒			○*5											
	緊急時対策建屋			○*5											O.P.+62m盤
	緊急用電気品建屋			○*5											
土木構造物 津波防護施設 浸水防止設備	防潮堤		○				△	△	△	△	△	△			
	防潮壁		○				△	△	△	△	△	△			
	海水ポンプ室		○				△	△	△	△	△	△			
	原子炉機器冷却海水配管ダクト		○				△	△	△	△	△	△			
	取水路		○				△	△	△	△					
	軽油タンク室		○				△	△	△	△					
	軽油タンク室(H)		○				△	△	△	△					
	復水貯蔵タンク基礎		○							△					
	軽油タンク連絡ダクト		○				△	△	△	△					
	排気筒連絡ダクト		○				△	△	△	△					
	3号機海水ポンプ室		○				△	△	△	△	△	△			
	取放水路流路縮小工			○*5											
	ガスタービン発電設備軽油タンク室			○*5											O.P.+62m盤
	3号機補機冷却海水系放水ビット		○					△	△	△	△	△	△		
	揚水井戸(3号機海水ポンプ室防潮壁区画内)		○					△	△	△	△	△	△		
保管場所・ アクセスルート	保管場所(O.P.+14.8m盤)			○*5											
	アクセスルート(O.P.+14.8m盤)		○												△
	保管場所, アクセスルート(O.P.+62m盤)			○*5											
	保管場所, アクセスルートにおいて評価する斜面			○*6											

*1: 地下水位の影響を受ける施設等、及び地下水位の影響を踏まえた対策については、設計及び工事の計画の認可申請における各施設の耐震計算書等にその詳細を示す。
 *2: 基礎地盤の評価に地下水位が影響しないため、条文適合上不要と整理した。なお、基礎地盤の安定性の評価条件の一つとして、地下水位の設定について設置変更許可申請書へ記載している。
 *3: 技術基準規則第50条は同規則第5条と同様の要求であり、規則第5条への適合をもって第50条への適合性を確認する。
 *4: 余震時に対する要求を含む技術基準規則第6条・第51条及び第50条については、第5条への適合をもって確認する。また、設置許可基準規則第3条2項及び第38条第2項、技術基準規則第5条及び第50条は、それぞれ同一の地盤、地震に対する設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の適合性を要求しているものであり、地震時の影響については、代表的に技術基準規則第5条への適合性を示すことにより確認する。
 *5: 地下水位を地表面に設定し評価している。
 *6: 地下水位を自然水位より保守的に設定した水位又は地表面として評価している。

(参考資料4) 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠

1. 概要

本資料では、設計用地下水位の設定や排水能力の設定において参照する浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠について示す。

2. 透水試験

本項では、浸透流解析でモデル化する地層区分毎の透水試験の結果を示す。

2.1 盛土・旧表土

(1) 設定方法

盛土は発電所の建設工事で発生した岩砕を主体とする、硬質の岩塊を含む粗粒材料から構成され、敷地の広範囲に分布する。旧表土は主に敷地造成前の海浜砂であり、主に敷地の海側に分布する。

盛土及び旧表土は、物理的性質が敷地内で概ね均一と考えられることから、比較的簡便に透水性を推定可能な粒度試験結果（粒径加積曲線）におけるD20（20%粒径）に基づき推定するクレーガーらの方法を適用して換算値として求める。

括弧コメント対応

クレーガーらの方法におけるD20と透水係数の関係を表4-1に、粒度試験の試料採取位置を図4-1に、クレーガーらの方法により算定した盛土・旧表土の透水係数を表4-2に示す。ここで、試験データは主要施設近傍並びに敷地の全体から取得され、十分な試験データ数を有している。

表 4-1 クレーガーらの方法による D20 と透水係数の関係

D ₂₀ (mm)	透水係数 k (m/s)	D ₂₀ (mm)	透水係数 k (m/s)
0.005	3.0×10^{-8}	0.18	6.85×10^{-4}
0.01	1.05×10^{-7}	0.2	8.9×10^{-5}
0.02	4.0×10^{-7}	0.25	1.4×10^{-1}
0.03	8.5×10^{-7}	0.3	2.2×10^{-1}
0.04	1.75×10^{-7}	0.35	3.2×10^{-1}
0.05	2.8×10^{-6}	0.4	4.5×10^{-1}
0.06	4.6×10^{-6}	0.45	5.8×10^{-1}
0.07	6.5×10^{-6}	0.5	7.5×10^{-1}
0.08	9.0×10^{-6}	0.6	1.1×10^{-5}
0.09	1.4×10^{-5}	0.7	1.6×10^{-5}
0.1	1.75×10^{-5}	0.8	2.15×10^{-5}
0.12	2.6×10^{-5}	0.9	2.8×10^{-5}
0.14	3.8×10^{-5}	1	3.6×10^{-5}
0.16	5.1×10^{-5}	2	1.8×10^{-2}

(換算式)

$$k = 0.0034 \times D_{20}^{2.2954}$$

$$(0.005 \leq D_{20} \leq 2)$$

ここで、k : 透水係数 (m/s), D₂₀ : 20% 粒径 (mm)

(土質工学ハンドブック (土質工学会) より引用)

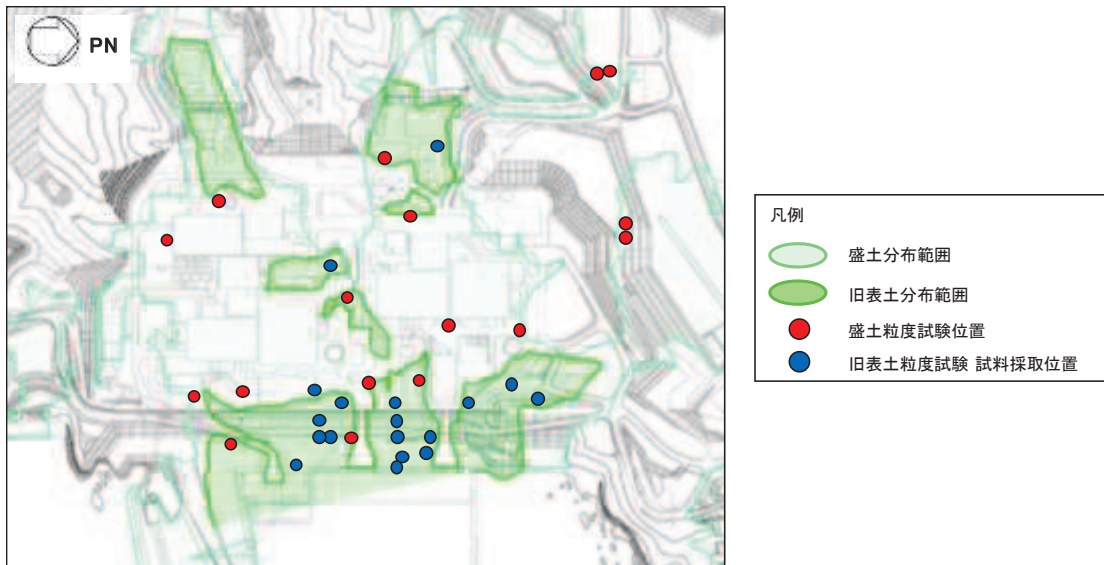


図 4-1 粒度試験試料採取位置図 (盛土・旧表土)

表 4-2 クレーガーらの方法により算定した盛土・旧表土の透水係数

地層	データ数	クレーガーらの方法による換算値		
		試験結果(平均値) (m/s)	平均値 - 1σ (m/s)	平均値+1σ (m/s)
盛土	69	1.0×10^{-4} * (0.22mm)	0.9×10^{-7}	1.1×10^{-3}
旧表土	89	6.4×10^{-6} * (0.07mm)	1.9×10^{-7}	2.2×10^{-4}

注記*：平均値の算定は、各粒度試験結果についてクレーガーらの方法により透水係数に換算した上で、対数平均により算出している。また、()内の数字は粒度試験結果に基づくD20（粒度試験結果に基づき曲線補間により算出）の平均値を示す。

(2) 推定値の妥当性

(1) に示す粒度試験に基づくクレーガーらの方法に基づき推定した透水係数の妥当性について、文献および原位置試験の結果から整理する。

文献類として、地下水ハンドブック（建設産業調査会）における一般的な未固結堆積物の透水係数を表4-3に示す。粗砂で概ね $1.0 \times 10^{-1} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ (m/s) 程度、中砂・細砂で概ね $1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-6}$ (m/s) 程度となっており、クレーガーの方法により求めた透水係数は概ね中央値となっていることから、概ね妥当な値と判断できる。

表 4-3 未固結堆積物の水理条件

地 質	間 隙 率		透水係数の範囲(cm/sec)	井戸産出量	帯水層単元の型
	1次的 (粒子)	2 次 的 (破 砕)	10^2 10^0 10^{-2} 10^{-4} 10^{-6} 10^{-8}	高 中 低	
未固結堆積物	%				
礫	30~40		————	—	帯水層
粗 砂	30~40		————	—	帯水層
中 ~ 細 砂	30~35		————	—	帯水層
シルト	40~50	ときとしてまれ (泥のクラック)	————	—	難透水層

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

また、原位置において別途実施した原位置透水試験の結果を表4-4に、試験位置を図4-2に示す。試験の結果、旧表土についてはクレーガーらの方法に基づく推定値と同オーダーであり、盛土については1オーダー小さい結果となっている。盛土については、石分や礫分の介入程度の違い等によりクレーガーらの方法では若干ばらつきが生じている可能性が考えられる。

なお、クレーガーの算定に用いた粒度試験の平面及び深度分布を補足1に、盛土の石分の影響を補足2に示す。

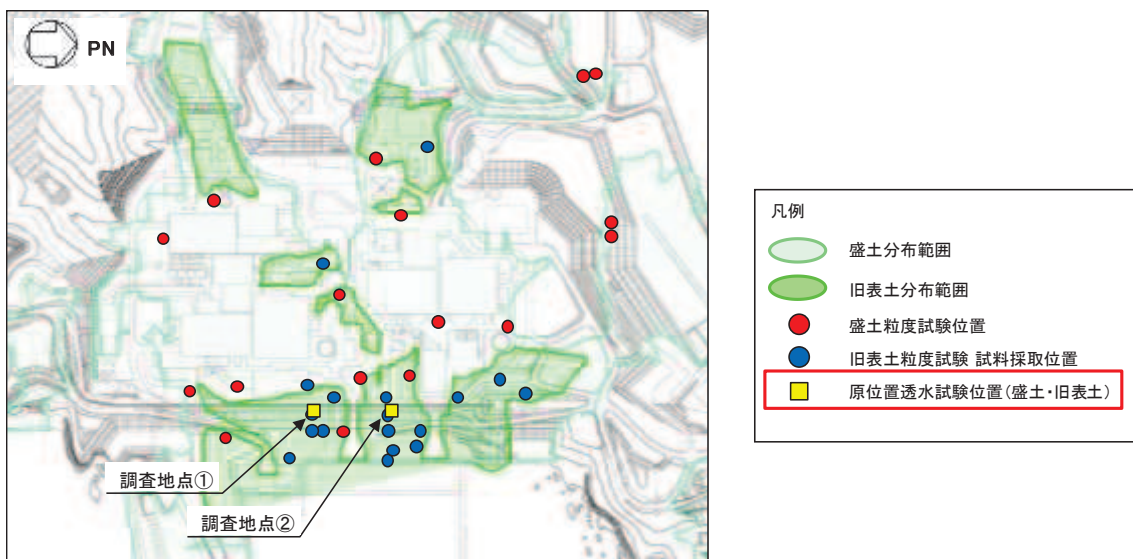


図 4-2 盛土・旧表土の原位置透水試験位置図
(図 4-1 に盛土・旧表土の原位置透水試験位置を追記)

表 4-4(1) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果

地層	原位置透水試験		試験結果 (クレーガーらの方法) (m/s)
	データ数	試験結果 (m/s)	
盛土	3	0.9×10^{-5}	1.0×10^{-4}
旧表土	4	0.7×10^{-5}	0.6×10^{-5}

表 4-4(2) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果 (試験個所・深度別)

調査地点	分類	深度 (m)	透水係数 (原位置試験) (m/s)	備考
調査地点① G. L. : O. P. +14. 8m	盛土	G. L. -4. 0m～ G. L. -5. 0m	1.5×10^{-5}	砂礫 (5～20mm の礫を含む)
	盛土	G. L. -18. 0m～ G. L. -19. 0m	1.0×10^{-5}	砂礫 (10～ 20mm の礫を含 む)
	旧表土	G. L. -22. 5m～ G. L. -23. 0m	0.6×10^{-5}	細～中粒砂
	旧表土	G. L. -27. 0m～ G. L. -27. 5m	2.6×10^{-5}	砂礫 (20～ 50mm の礫を含 む)
調査地点② G. L. : O. P. +14. 8m	盛土	G. L. -10. 9m～ G. L. -11. 3m	0.5×10^{-5}	砂礫 (10～ 20mm の礫を含 む)
	旧表土	G. L. -23. 0m～ G. L. -23. 5m	0.3×10^{-5}	礫混じり中～ 粗粒砂
	旧表土	G. L. -27. 0m～ G. L. -27. 5m	0.5×10^{-5}	シルト及び砂 礫 (10～40mm の礫を含む)

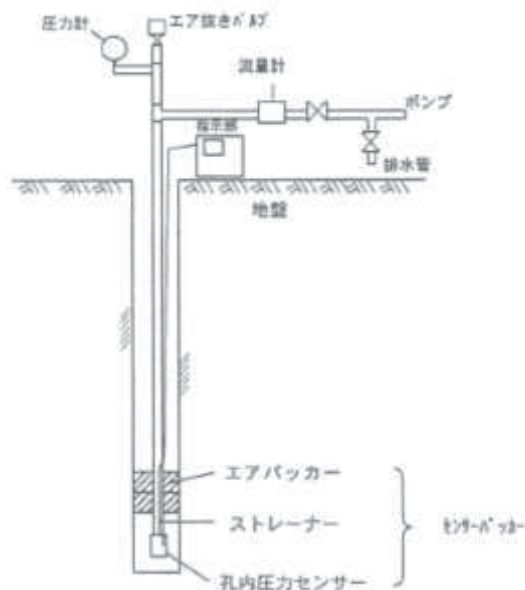
2.2 岩盤

(1) 試験方法

敷地内の岩盤は、中生界ジュラ系の牡鹿層群荻の浜累層の砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層が分布し、部分的に白亜系のひん岩が貫入している。第2号機原子炉建屋付近には狐崎砂岩頁岩部層が、第3号機原子炉建屋付近には牧の浜砂岩頁岩部層が分布している。

岩盤の透水係数は、岩種や速度層等の関係性や原位置での分布状況に応じた性質を把握するために、ボーリング孔を利用して透水性を評価する原位置透水試験（レジオン試験）に基づき算定した。

試験方法の概要を図4-3に、試験位置を図4-4に、表4-5に透水試験結果を示す。



(レジオンテスト技術指針・同解説 (平成18年7月)

(財団法人 国土技術研究センター) より引用)

図4-3 原位置透水試験（レジオン試験）の概要

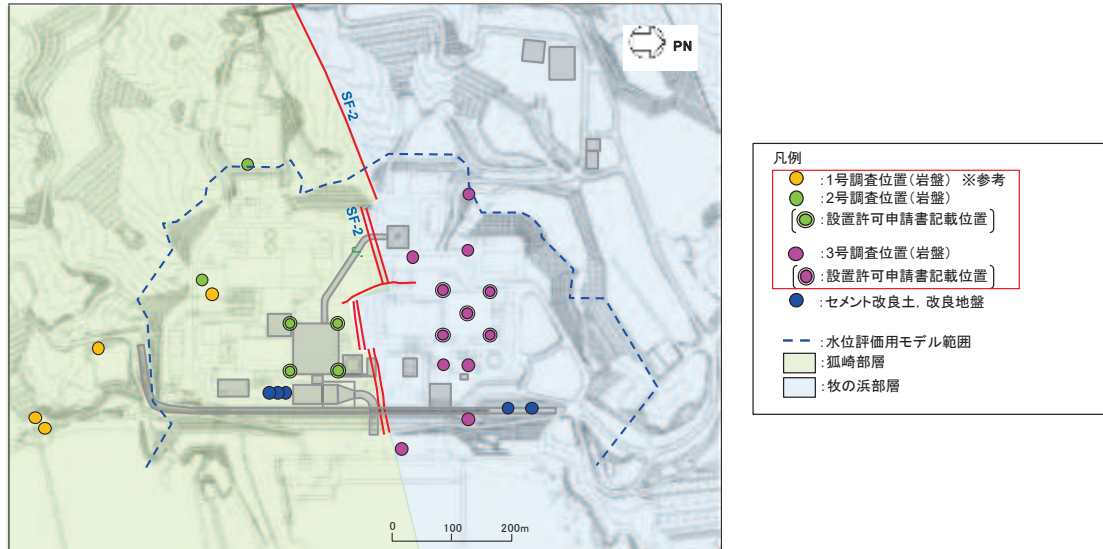


図 4-4 原位置試験位置図

表 4-5 岩盤の原位置透水試験結果

地層	データ数	試験結果(平均値) (m/s)
孤崎部層	70	2.3×10^{-7}
牧の浜部層	127	2.9×10^{-7}

(2) 試験結果の妥当性

文献類として、地下水ハンドブック（建設産業調査会）における一般的な固結堆積物の透水係数を表4-6に示す。細粒砂岩の場合、概ね $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-8}$ (m/s) 程度となっている。また、試験データは主要施設近傍並びに敷地の全体から取得されていることから、文献値等に示されている透水係数とも整合的である。

表 4-6 固結堆積物の水理条件

地 質	間 隙 率		透水係数の範囲(cm/sec) $10^{-2} \ 10^{-3} \ 10^{-4} \ 10^{-5} \ 10^{-6} \ 10^{-8}$	井戸産出量 高 中 低	帯水層単元の型
	1 次 的 (粒子)	2 次 的 (破 砕)			
固 結 堆 積 物					
石灰岩・白雲岩	1~50	溶解、節理面	—	—	帯水層あるいは不透水層
粗～中粒砂岩	<20	節理、破砕	—	—	帯水層あるいは難透水層
細粒砂岩・泥岩	<10	節理、破砕	—	—	帯水層あるいは不透水層
頁岩・シルト岩	—	節理、破砕	—	—	不透水層あるいは帯水層

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

2.3 セメント改良土及び改良地盤

(1) 試験結果

セメント改良土は、発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造したもので、改良地盤は、高圧噴射攪拌工法によって、発電所内の盛土、旧表土とセメントミルクを混合して造成したものである。

セメント改良土及び改良地盤の透水係数は、岩盤同様にボーリング孔を利用した原位置透水試験（ルジオン試験）に基づき算定した。試験位置を図4-5に、試験位置での透水試験結果を表4-7に示す。

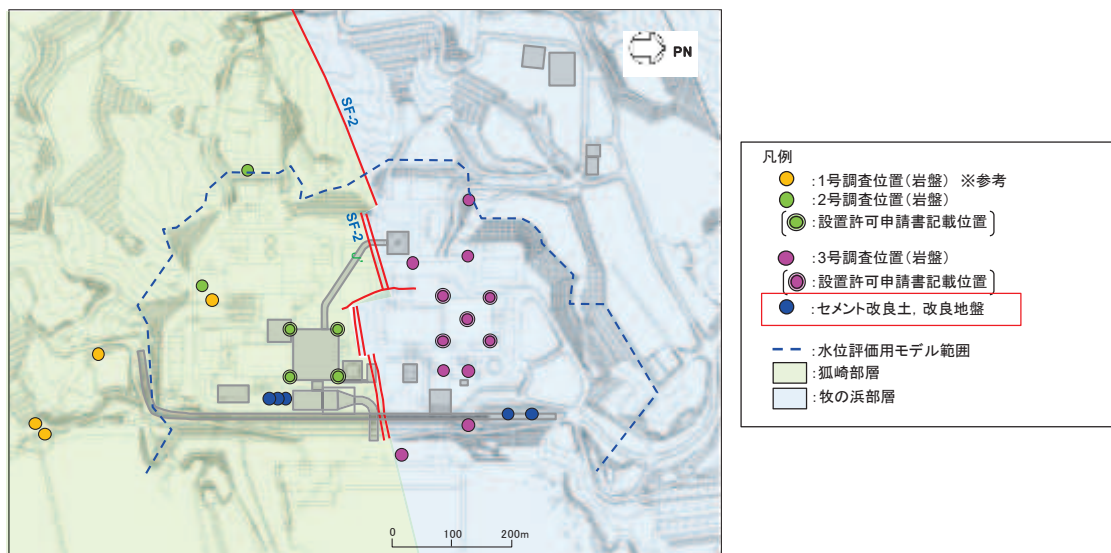


図 4-5 原位置試験位置図
(セメント改良土・改良地盤)

表 4-7 セメント改良土及び改良地盤の原位置透水試験結果

地層	データ数	試験結果(平均値) (m/s)
セメント改良土	5	1.7×10^{-7}
改良地盤	6	2.4×10^{-7}

(2) 試験結果の妥当性

表4-8に示す改良地盤及びセメント改良土の解析用物性値を基準とし、透水試験箇所でも実施したPS検層によるS波速度から初期せん断剛性（概略値）を推定した結果を表4-9に示す。いずれの箇所においても、初期せん断剛性（概略値）が解析用物性値よりも大きな値を得られていることから、試験箇所の代表性があると判断できる。

表 4-8 改良地盤の解析用物性値

	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²) *	単位体積重量 γ (kN/m ³)
改良地盤	1940	20.6
セメント改良土	1670	21.6

注記* : $G_0 = \gamma V_s^2$ (N/mm²) ここに、 V_s : S波速度 (m/s)

表 4-9 試験結果に基づく初期せん断剛性（概略値）

区分	孔名	平均S波速度 (m/s)	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)
改良地盤	No. 1	1160	2770
	No. 2	1120	2580
	No. 3	1200	2970
セメント改良土	No. 4	1080	2520
	No. 5	1050	2380

なお、上記のうち改良地盤について、別途、防潮堤工事において施工した改良地盤に係る追加試験データを表4-10に、試験位置を図4-6に示す。

この結果から、既往試験データと追加試験データは概ね同オーダーであることを確認しており、設定値が妥当であると判断できる。

表 4-10 既往試験と追加試験の比較

地層	既往試験		追加試験	
	データ数	試験結果 (m/s)	データ数	試験結果 (m/s)
改良地盤	6	2.4×10^{-7}	13	0.5×10^{-7}

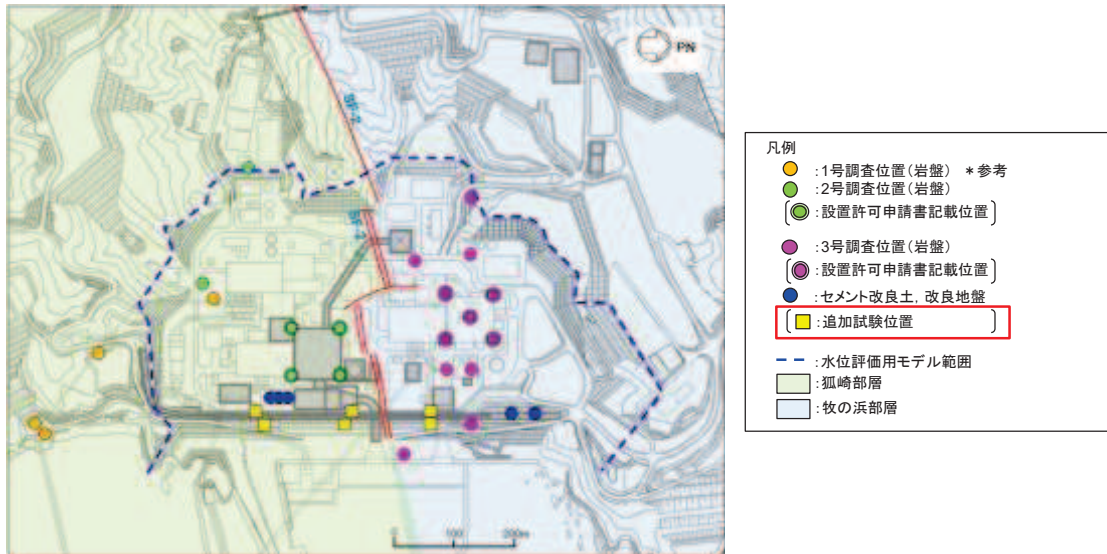


図 4-6 改良地盤の追加透水試験位置図
(図 4-4 に改良地盤の追加透水試験位置を追記)

2.4 透水層（碎石）

透水層（碎石）については、ドレーンのうち建屋外周に設置された既設ヒューム管のうち透水層（碎石）としてモデル化する範囲に適用するもので、試験に用いる材料は、ヒューム管の周囲のフィルター材である碎石（0～80mm）、碎石（0～40mm）のうち、相対的に細粒分が多い碎石（0～40mm）を用いた。なお、管内空分相当の空隙を考慮し、水中落下により試験体を作成し、試験は室内試験により行った。

ヒューム管周辺のフィルター材設置状況を図4-7に、試験方法の概要を図4-8に、透水層の試験結果を表4-11に示す。

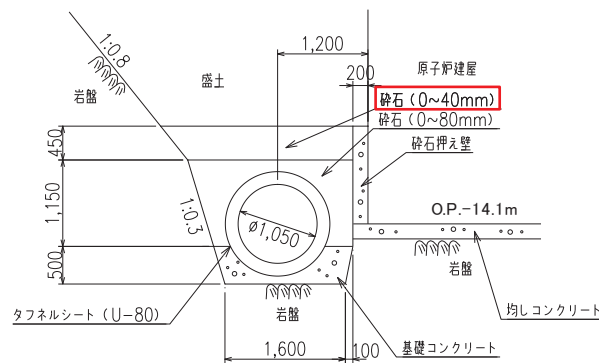


図 4-7 ヒューム管周辺のフィルター材設置状況
(φ1050 mmヒューム管の例)

(参考) 4-10

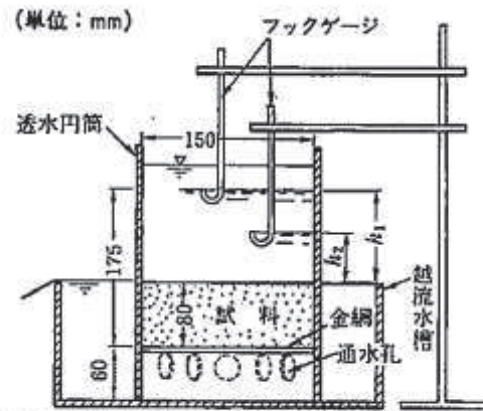


図-6.5.4 低動水勾配の変水位透水試験（大口徑のスタンドパイプを用いる方法）Yemington⁵⁾に加筆修正

（土質試験の方法と解説（地盤工学会）より引用）

図 4-8 室内透水試験方法の概要

表 4-11 透水層（碎石）の室内透水試験結果

地層	データ数	試験結果(平均値) (m/s)
透水層 (碎石)	10	1.2×10^{-2}

3. 解析に用いる透水係数の設定

3.1 設定方針

試験結果を踏まえ、浸透流解析の各解析モデルに用いる透水係数は、試験結果等のデータに基づく変動幅の範囲で、解析目的に応じた設定を行う。

以下に、各解析モデルにおける透水係数の設定方針を示す。

(広域モデル)

- ・ 広域モデルを用いた浸透流解析の目的は、観測等により得られた実測値^{*1}と解析のアウトプットとの比較によるモデルの妥当性確認であることから、地下水流動場の平均的な水理特性に対応する条件（初期値）として、試験結果等の平均値にて設定する。

実測値との比較における再現状況に応じて、透水係数の見直し^{*2}を行う。

注記*1：観測等により得られた実測値として、水位評価においては連続観測水位データ、地下水流入量評価においては既設の揚水ポンプ稼働実績から推定される地下水流入量実績を参照する。

注記*2：水位評価においては透水係数を試験結果等の平均値（初期値）、地下水流入量の評価においては初期値より盛土の透水係数を大きく（ $+1\sigma$ ）設定することにより、モデルの妥当性を確認している。

(水位評価モデル)

- ・ 水位評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、設計用地下水位の設定において参照する揚圧力・地下水位を高めに出算することであるため、広域モデルで妥当性を確認した透水係数に対し、解析の再現性（観測水位への追従性）が確保される範囲で更に小さく（水位が高めに評価されるよう）設定する。

- ・ 具体的には、建設時工事計画認可時の保守性に関するパラメータスタディを踏まえ、揚圧力評価における保守性の確保として、岩盤Ⅰの試験結果（平均値）に標準偏差（ -1σ ）のばらつきを考慮する（建設時工事計画認可時の浸透流解析における設定を踏襲）。建設時工事計画認可時のパラメータスタディの結果は補足3に示す。

(地下水流入量評価モデル)

- ・ 水位評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、ポンプ等の排水機能に係る設計用流入量を設定することであるため、広域モデルで妥当性を確認した透水係数に対し、地下水位低下設備（ドレーン）への地下水流入量を多めに評価するよう、透水係数を更に大きく（モデル化する全ての地層を全ての試験結果（平均値）に標準偏差（ -1σ ））設定する。

なお、盛土・旧表土及び岩盤については、以下に示すとおり、建設時工事計画認可時において実施した浸透流解析における設定を踏襲しモデル化する。

(盛土・旧表土)

- ・ 盛土・旧表土は、物理的・力学的性質は異なるものの、旧表土の主要施設近傍の分布範囲は図 4-1 のとおり限定的であり、旧表土の透水性の影響が岩盤以浅の地下水流況へ与える影響は小さいと考えられることから、盛土と旧表土は透水性能としては区別せず、1層でモデル化する。
- ・ なお、前述のとおり、別途実施した原位置透水試験の結果を考慮すると、盛土・旧表土間で有意な透水性の違いは見られないこと、1層にモデル化した場合の盛土・旧表土の透水係数の設定値は、原位置透水試験の結果と同オーダーとなっている。

(岩盤)

- ・ 岩盤は、狐崎部層と牧の浜部層における岩盤の透水試験の深度方向の分布から多少のばらつきは見られるものの、深度方向に対して透水性が低くなる傾向が確認されることを踏まえ、深度方向に浅部（岩盤Ⅰ）と深部（岩盤Ⅱ）の2層に分類する（補足4参照）。
- ・ また、断層・シームについては、透水試験の結果から母岩と水理特性上の有意な差がないことからモデル化しない（補足5参照）。

3.2 設定内容

透水係数の設定に用いる透水試験結果の一覧を表 4-12 に、広域モデルに用いる透水係数を表 4-13 に、水位評価モデルに用いる透水係数を表 4-14 に、地下水流入量評価モデルに用いる透水係数を表 4-15 に示す。

なお、地下水位評価モデルの設定の妥当性に係るパラメータスタディの結果について補足 6 に示す。

表 4-12 透水試験結果一覧

地層		データ数	試験結果(平均値) (m/s)	平均値 - 1 σ (m/s)	平均値+1 σ (m/s)
盛土・旧表土		158	2.1×10^{-5}	7.3×10^{-7}	6.2×10^{-4}
狐崎 部層	岩盤 I	16	1.6×10^{-6}	7.2×10^{-7}	3.7×10^{-6}
	岩盤 II	54	1.3×10^{-7}	2.0×10^{-8}	0.8×10^{-6}
牧の浜 部層	岩盤 I	70	1.1×10^{-6}	2.3×10^{-7}	5.3×10^{-6}
	岩盤 II	57	0.6×10^{-7}	1.0×10^{-8}	3.0×10^{-7}
セメント改良土 ・改良地盤		11	2.1×10^{-7}	2.7×10^{-8}	1.6×10^{-6}
透水層 (碎石)		10	1.2×10^{-2}	0.9×10^{-2}	1.7×10^{-2}

表 4-13 透水係数の設定値と設定根拠（広域モデル）

地層	設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考
盛土・旧表土	3.0×10^{-5}	2.1×10^{-5}	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法により 求めた値の平均値に基 づき設定	* 1
狐崎 部層	岩盤 I	2.0×10^{-6}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	5.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 1
牧の浜 部層	岩盤 I	1.0×10^{-6}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	1.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 1
セメント改良 土・改良地盤	— (設定なし)	—	—	
透水層 (碎石)	— (設定なし)	—	—	
コンクリート 構造物 (MMR 含む)	— (不透水)	—	—	* 3

注記* 1：建設時工事計画認可時と同値

* 2：建設時工事計画認可時の検討においては、解析の保守性を示す目的から岩盤 I を平均値 - 1σ に設定していたが、広域モデルの解析目的を踏まえ、初期値として試験結果の平均値に設定

* 3：建設時工事計画認可時においては透水係数を設定（コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)）していたが、岩盤と比べても十分に小さな値であり、影響は小さいと考えられるため不透水として扱う。

表 4-14 透水係数の設定値と設定根拠（水位評価モデル）

地層		設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考	
盛土・旧表土		3.0×10^{-5}	$2.1 \times 10^{-5} * 2$ (0.11mm)	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法による 平均値に基づき設定	* 1	
狐崎 部層	岩盤 I	7.0×10^{-7}	7.2×10^{-7}	透水試験結果の平均値- 1σに基づき設定		
	岩盤 II	5.0×10^{-7}	2.0×10^{-8}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		
牧の浜 部層	岩盤 I	2.0×10^{-7}	2.3×10^{-7}	透水試験結果の平均値- 1σに基づき設定		
	岩盤 II	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-8}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		
セメント改良 土・改良地盤		2.0×10^{-7}	2.1×10^{-7}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		* 2
透水層（碎石）		1.0×10^{-2}	1.2×10^{-2}	透水試験結果の平均値 に基づき設定		
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	—	* 3	

注記* 1：建設時工事計画認可時と同値。

注記* 2：建設時工事計画認可時は設定なし。

注記* 3：建設時工事計画認可時においては透水係数を設定（コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)）していたが、岩盤と比べても十分に小さな値であり、影響は小さいと考えられるため不透水として扱う。

表 4-15 透水係数の設定値と設定根拠（地下水流入量評価モデル）

地層		設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考
盛土・旧表土		6.0×10^{-4}	6.2×10^{-4}	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法による 平均値+1 σ に基づき設 定	
狐崎 部層	岩盤 I	4.0×10^{-6}	3.7×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
	岩盤 II	1.0×10^{-6}	0.8×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
牧の浜 部層	岩盤 I	6.0×10^{-6}	5.3×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
	岩盤 II	3.0×10^{-7}	3.0×10^{-7}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
セメント改良 土・改良地盤		2.0×10^{-6}	1.6×10^{-6}	透水試験結果の平均値 +1 σ に基づき設定	
透水層（砕石）		—	—	—	* 1
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	—	* 2

注記* 1：地下水流入量の評価においては、透水層（砕石）として扱うドレーンを含めて、既設・新設全てのドレーンを有効としたモデル化を行う。

注記* 2：建設時工事計画認可時においては透水係数を設定（コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)）していたが、岩盤と比べても十分に小さな値であり、影響は小さいと考えられるため不透水として扱う。

(補足1) 盛土・旧表土の粒度分布について

(1) 盛土

盛土の粒度分布として、図4-9に示すエリア別の粒径加積曲線を図4-10に示す。

盛土の粒度については、岩盤を掘削した材料(300mm以下の岩砕)を用いていることから(補足3)、JGS「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」に基づき実施した現場粒度試験によるものである。なお、試験はG.L.付近(概ねG.L.-1m~-2m付近)にて実施している。

この結果から、エリア毎の若干のばらつきは見られるものの、全体的に礫を主体としており、エリア毎に有意な違いは見られていない。

また、エリア別にクレーガーらの方法に基づき設定した透水係数の値を図4-11に示す。代表的な透水性としてはいずれのエリアも 10^{-4} m/sオーダーであり、原位置透水試験の結果も踏まえ、盛土・旧表土の設定値(3.0×10^{-5} m/s)とすることは妥当である。

なお、深度方向については、表4-4(2)に示す原位置透水試験の深度別の結果から、深度別で有意な差が見られないことから、施工時に一定の品質管理を実施していることも踏まえ、深度方向の有意な違いはないものと考えられる。

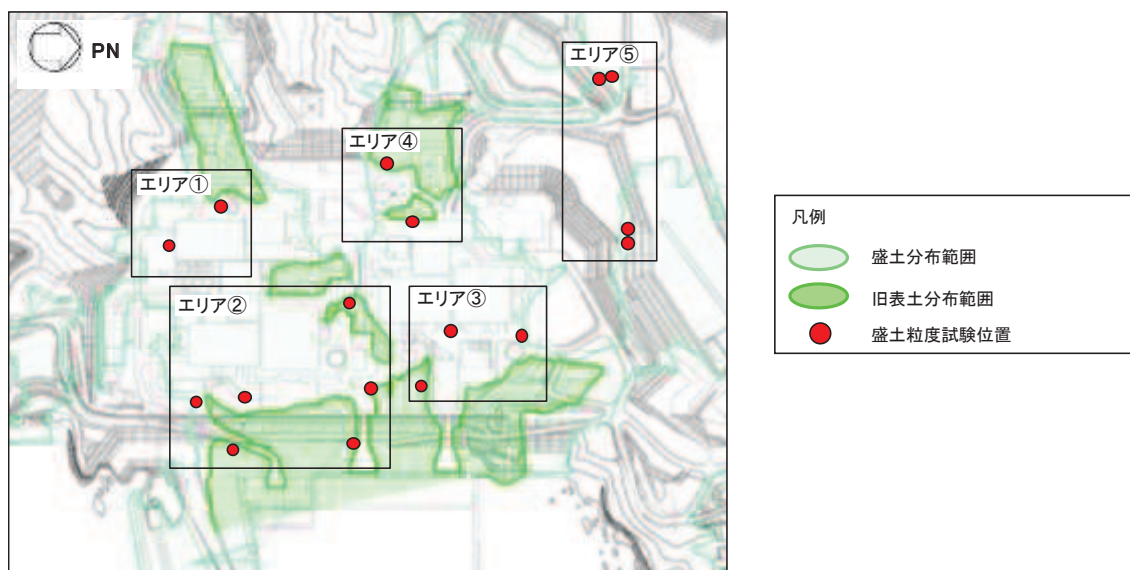


図4-9 盛土の平面分布のエリア分類

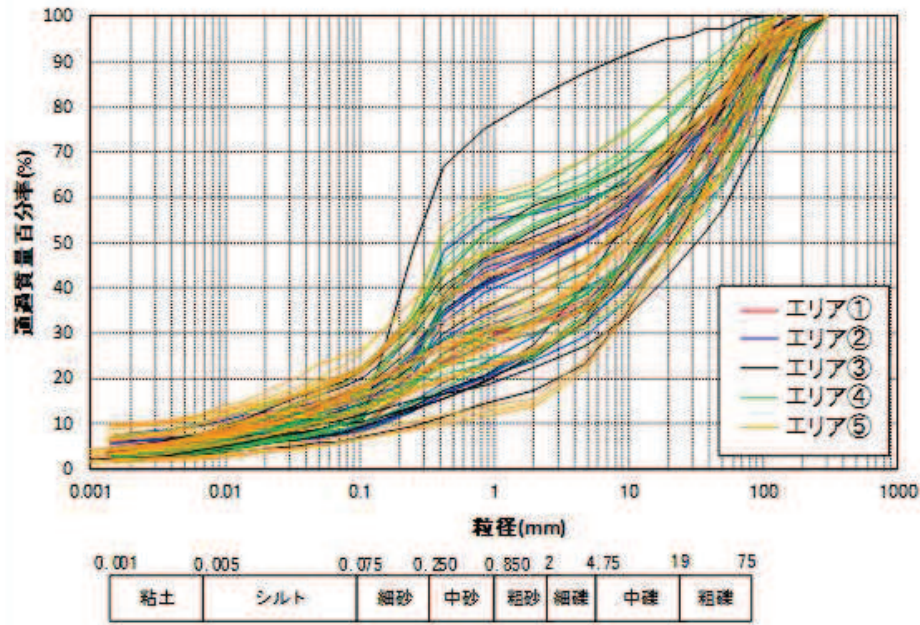


図 4-10(1) 盛土の粒径加積曲線 (全エリア)

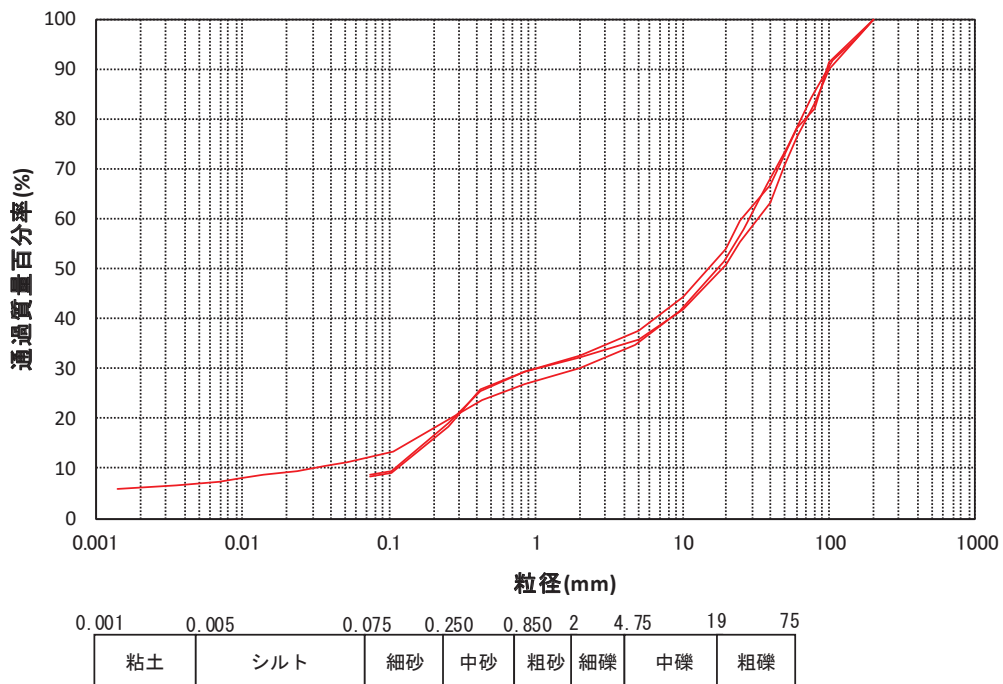


図 4-10(2) 盛土の粒径加積曲線 (エリア①)

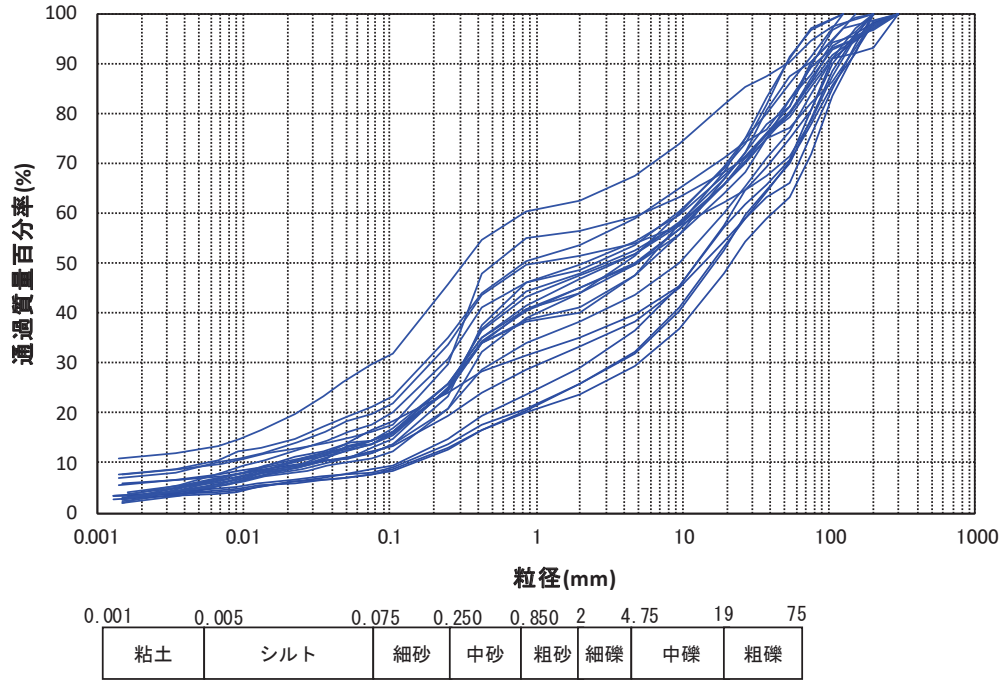


図 4-10 (3) 盛土の粒径加積曲線 (エリア②)

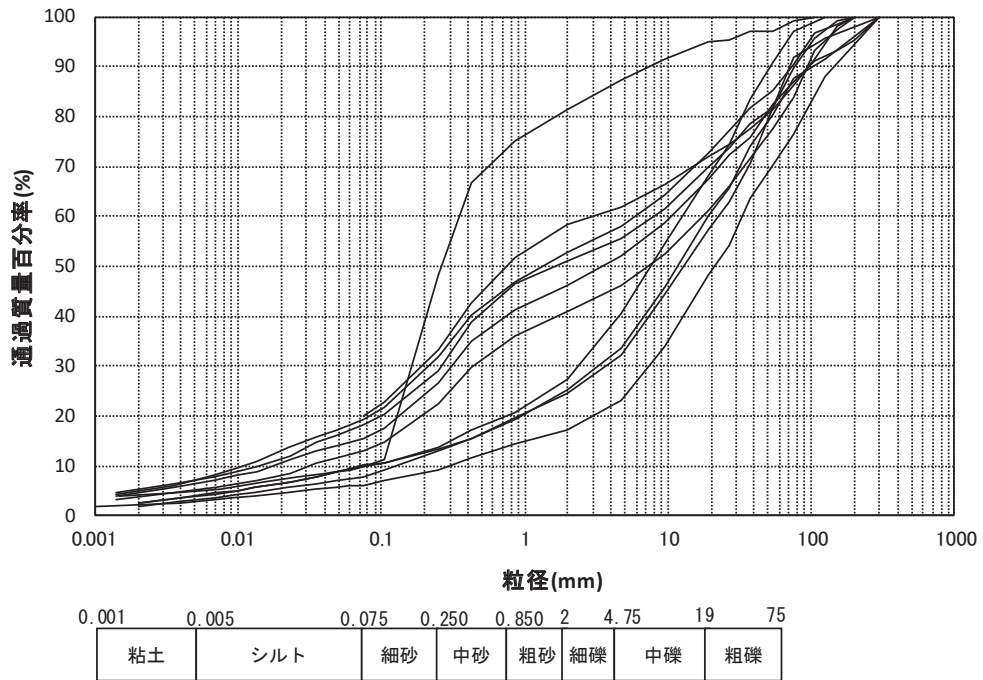


図 4-10 (4) 盛土の粒径加積曲線 (エリア③)

(参考) 4-20

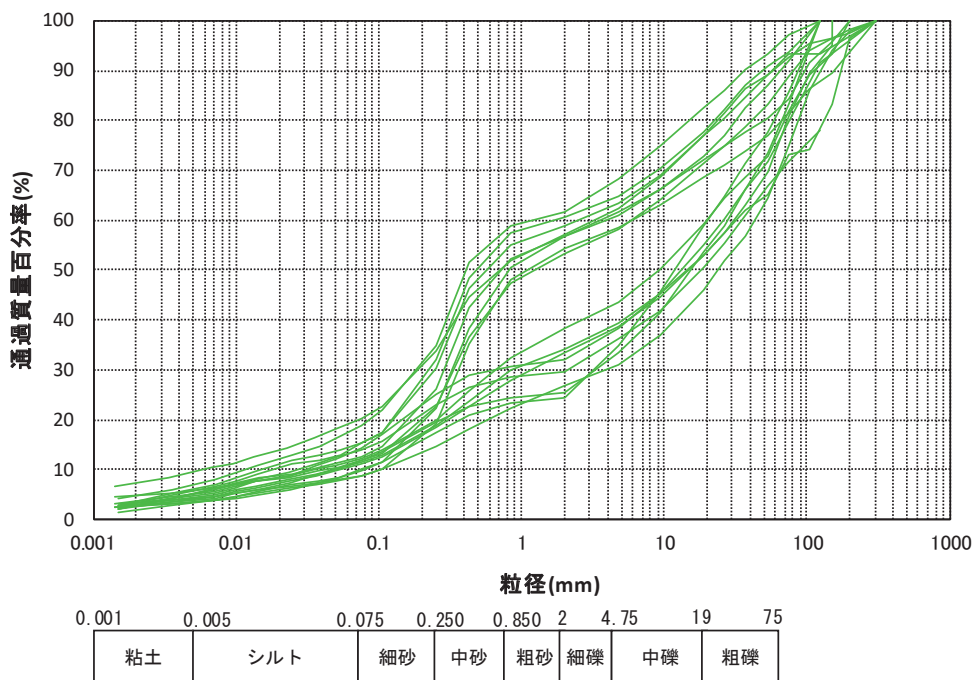


図 4-10(5) 盛土の粒径加積曲線 (エリア④)

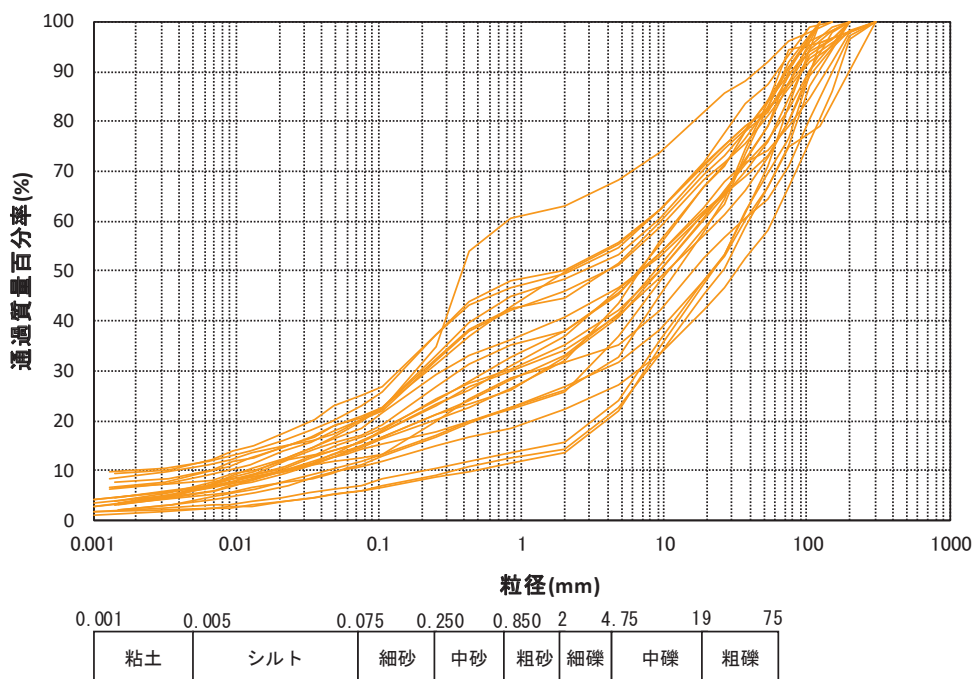


図 4-10(6) 盛土の粒径加積曲線 (エリア⑤)

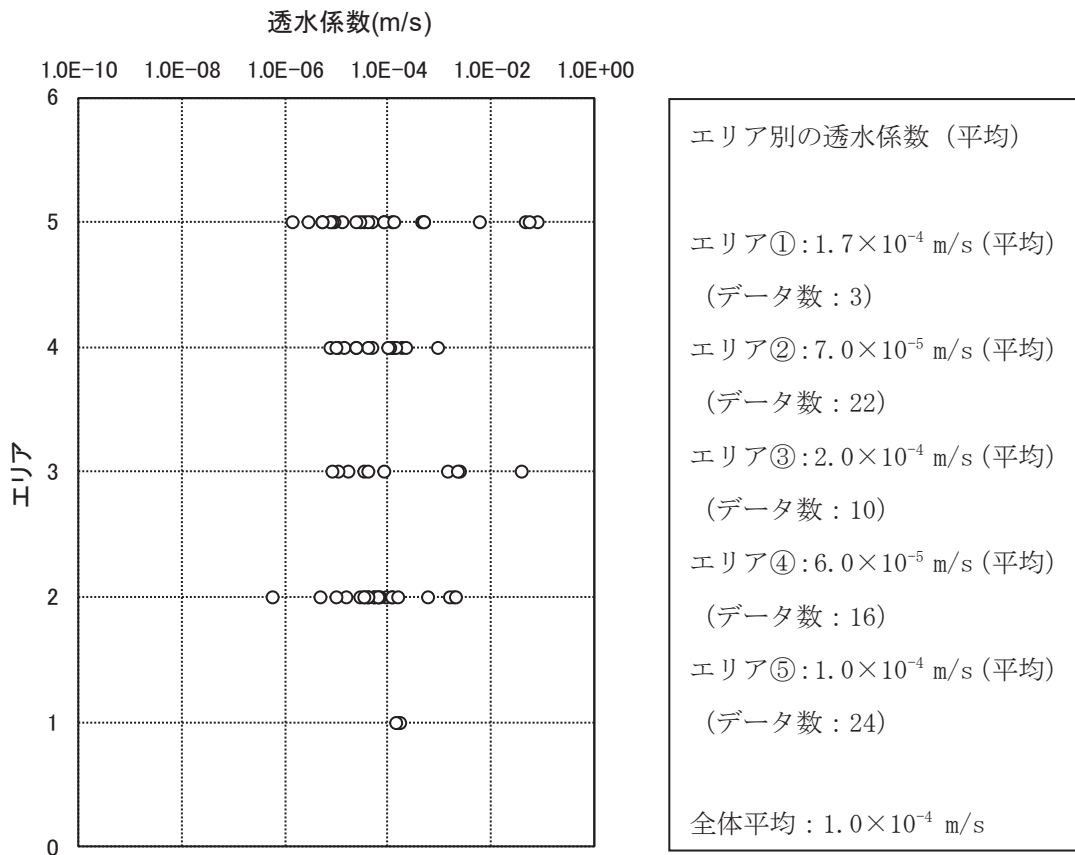


図 4-11 盛土のエリア別の透水係数（クレーガーらの方法）の分布

(2) 旧表土

旧表土の敷地の粒度分布として、図 4-12 に示すエリア別及び深度別の粒径加積曲線を図 4-13 に示す。

この結果から、エリア毎に若干のばらつきは見られるものの、海に近いエリア 1 では粒度のそろった砂が見られ、深度方向に傾向の違いは見られず、いずれの深度でも砂質土を主体としている。山側のエリア 2 では粒度のばらつきが見られるが、粒度分布の傾向としては概ね砂質土が主体となっている。

また、クレーガーらの方法に基づき設定した透水係数の深度方向の分布を図 4-14 に示す。若干のばらつきは見られるものの、分布状況も踏まえるとエリア 1 が代表性を有しており、その値は 10^{-5} m/s オーダーであるため、旧表土としての分布範囲が限定的であることや原位置透水試験の結果等も踏まえ、盛土・旧表土として一層に設定 (3.0×10^{-5} m/s) することは妥当である。

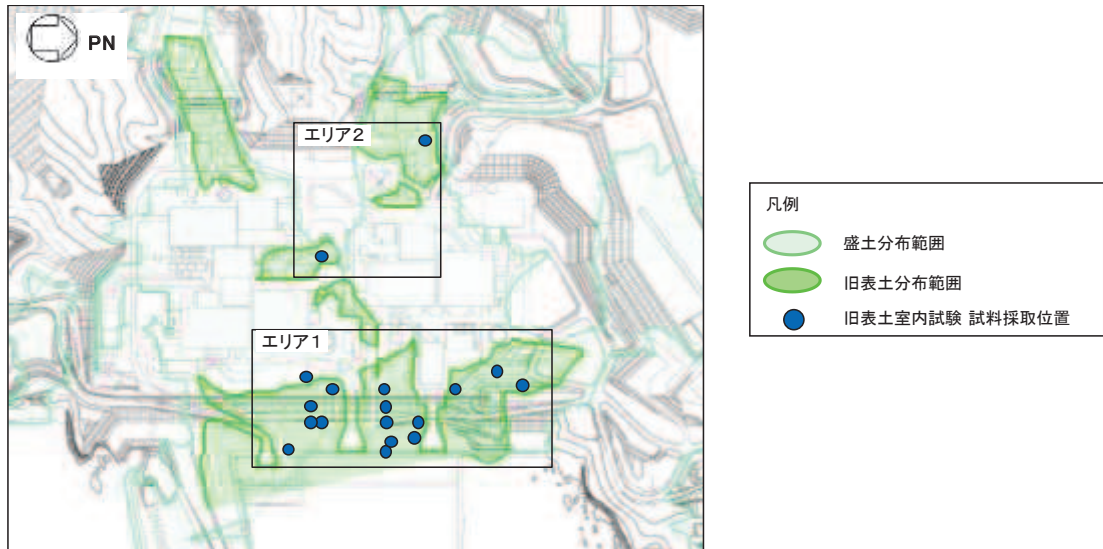


図 4-12 旧表土の平面分布のエリア分類

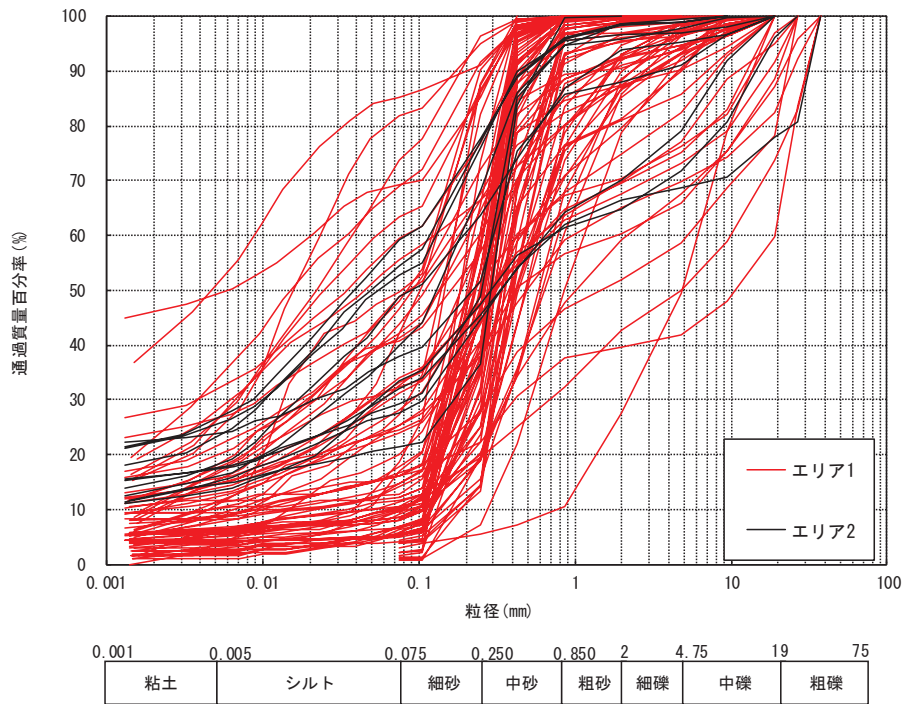


図 4-13(1) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (全エリア)

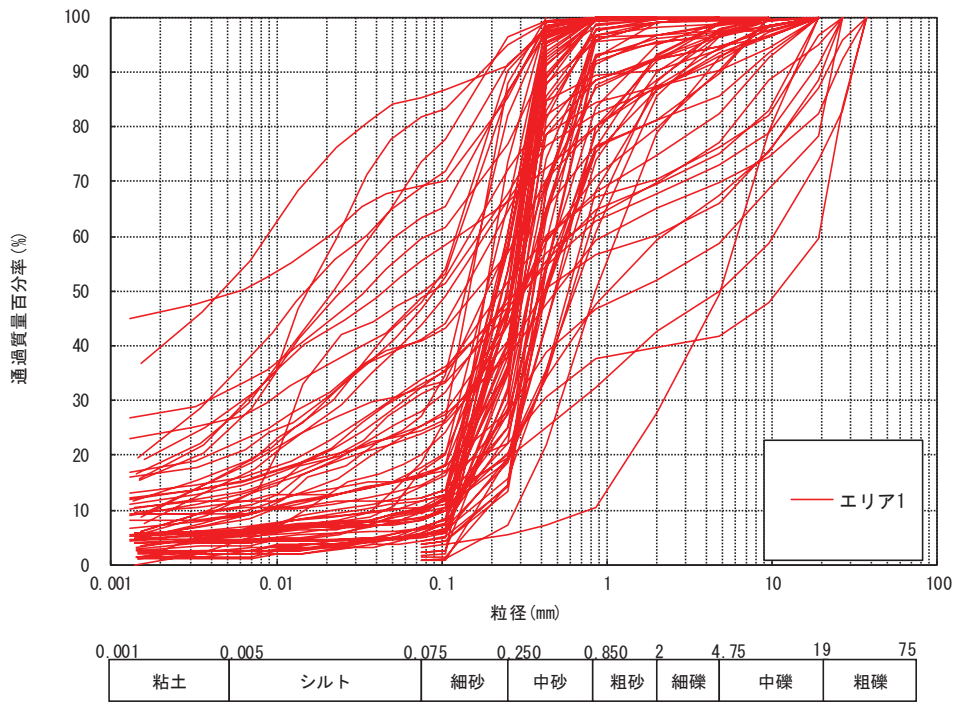


図 4-13(2) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 1)

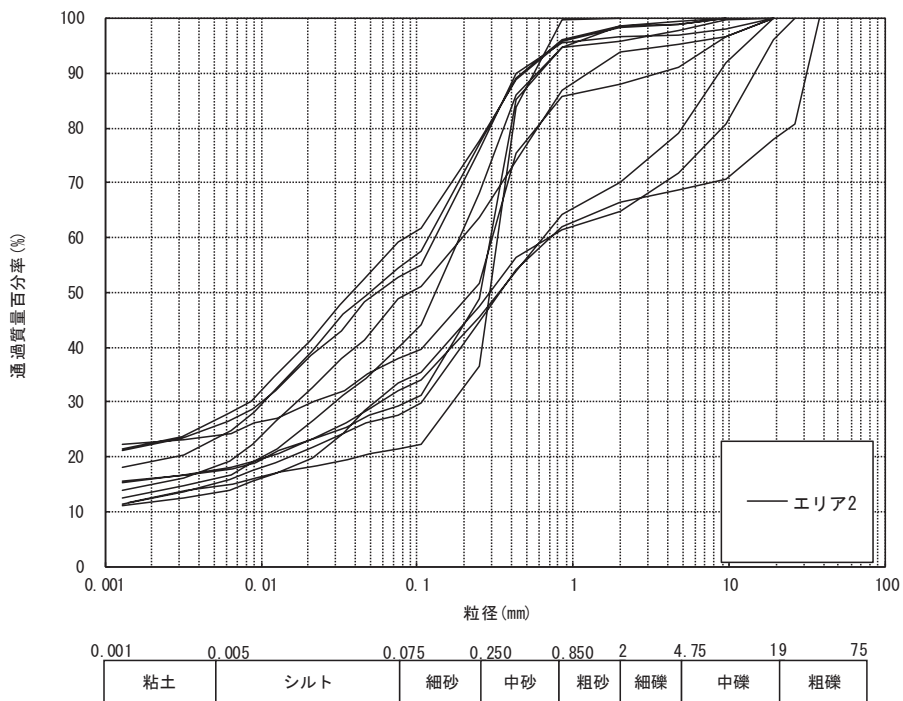


図 4-13(3) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 2)

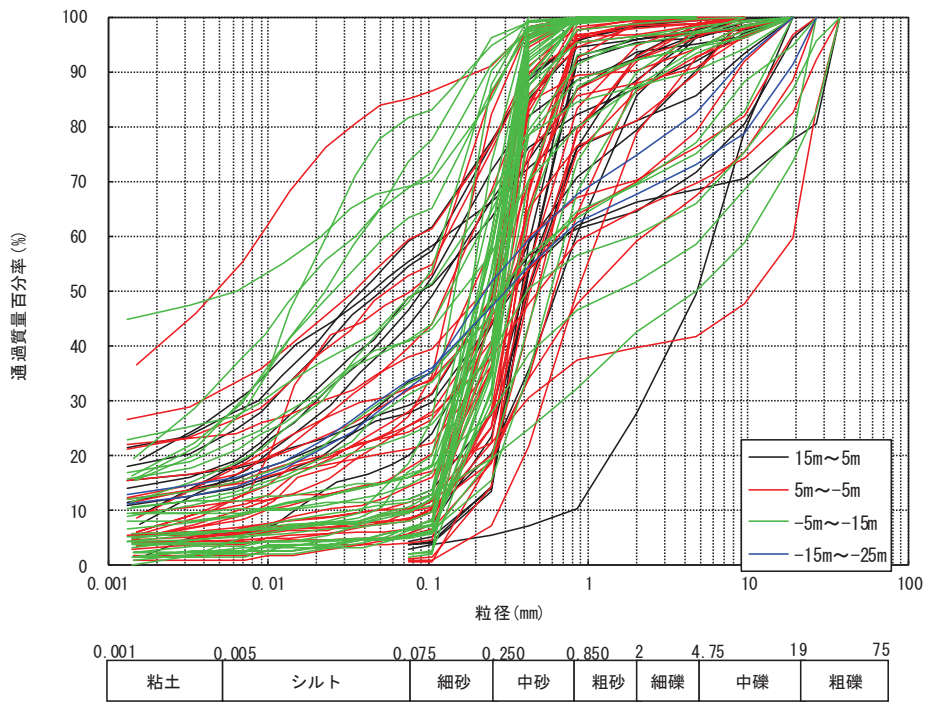


図 4-13(4) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (全深度)

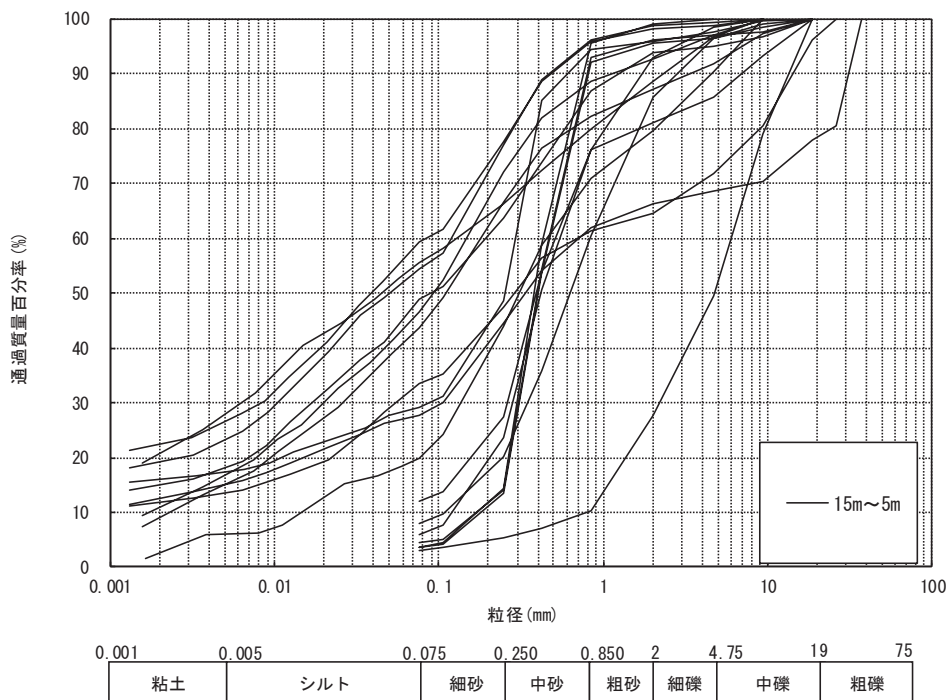


図 4-13(5) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0.P. +15m~0.P. +5m)

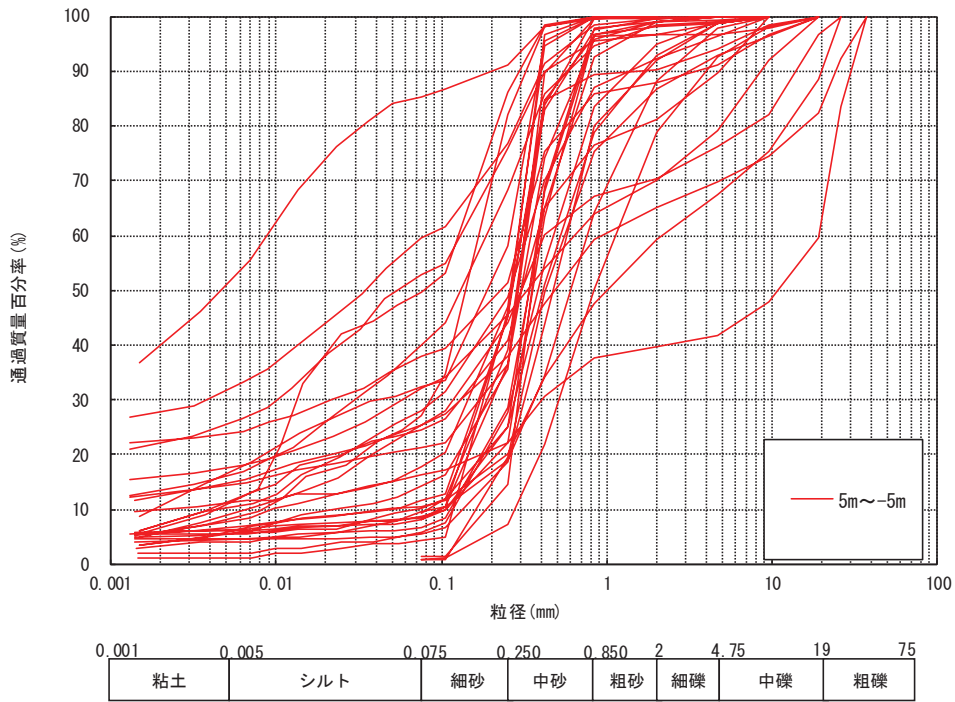


図 4-13(6) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. +5m~0. P. -5m)

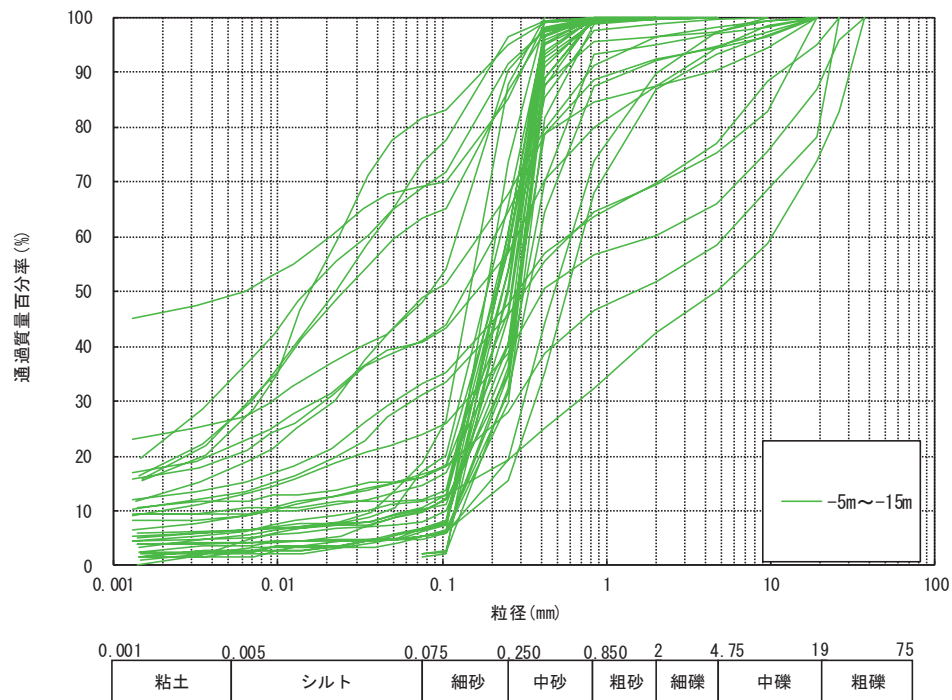


図 4-13(7) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -5m~0. P. -15m)

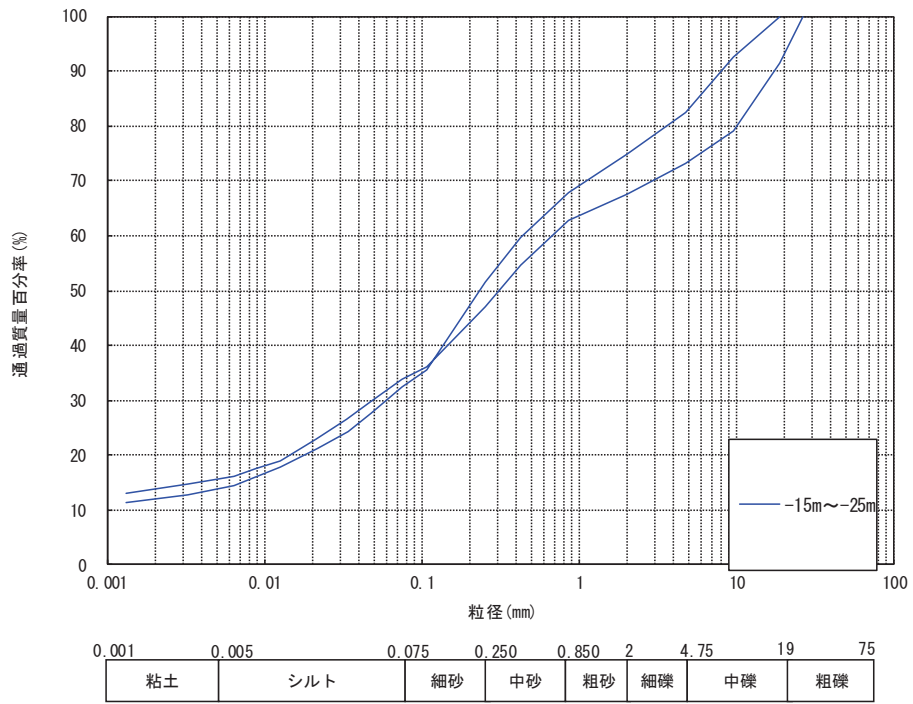


図 4-13(8) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -15m~0. P. -25m)

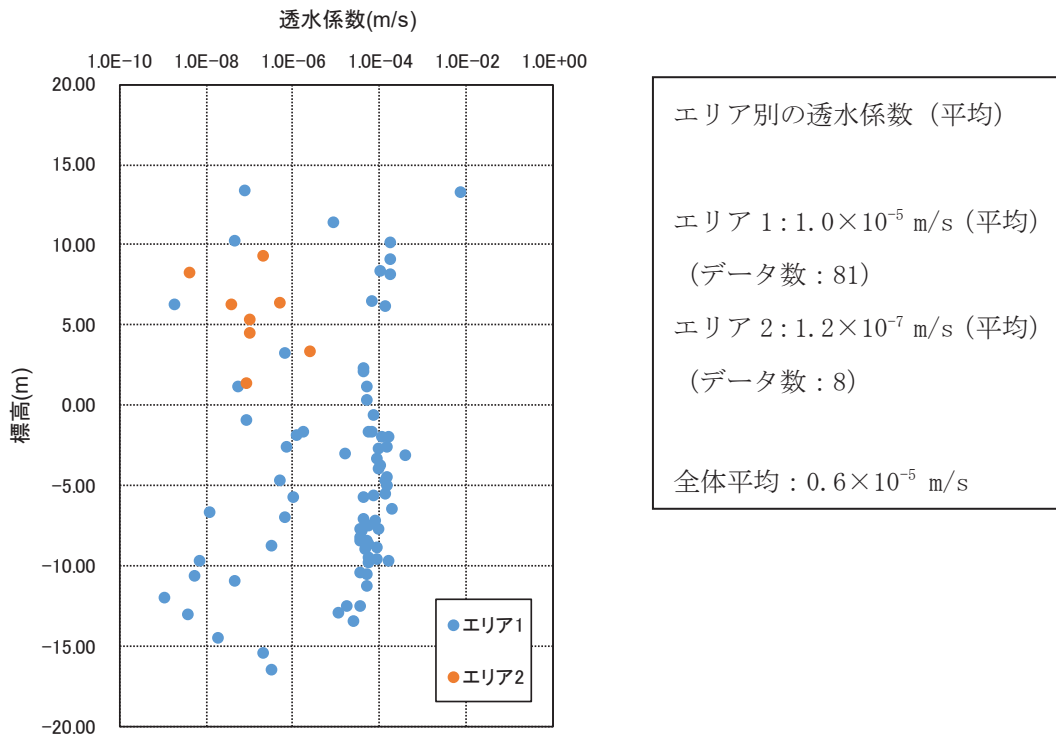


図 4-14 旧表土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布

(補足 2) 盛土の石分の影響について

本章では、盛土が建設時の岩砕を母材とし、石分を含むことから、その影響が透水性に与える影響について示す。

(1) 石分の含有率について

粒度試験に基づき推定した、盛土の石分含有率（粒径 75mm 以上の体積比）を表 4-16 に示す。

石分の含有率の推定は、粒度試験（JGS「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」）による質量百分率及び現場密度試験並びに粗骨材の密度吸水率試験の結果を用いた。

表 4-16 盛土の石分含有率

項目	エリア①	エリア②	エリア③	エリア④	エリア⑤	全体
最大	21%	23%	16%	22%	24%	24%
平均		15%	10%	14%	12%	13%
最小		4%	2%	6%	3%	2%
データ数*	1	12	3	2	10	28

注記*：現場密度試験や粗骨材の密度吸水率試験の実施状況により、粒度試験のデータ数とは異なる。

(2) 透水性への影響

大粒径の石分の含有が透水性へ与える影響については、まず、クレーガーの算定自体に JGS「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」により石分を含めて算出した D20 の値を用いている。

未固結堆積物においては、地下水ハンドブック（表 4-3）に示されているとおり、礫等の粗粒分が多いほど透水性は大きくなる傾向となっており、石や礫等の割合が多いほど D20 の値が大きくなるため、クレーガーらの方法による推定式上も透水係数は大きくなるため、整合的である。

石分の含有が極端に多い場合には、D20 が大きくなる一方で、粒度の分布によっては間隙率が小さくなる可能性も否定できず、クレーガーらの方法で算定した透水係数が大きめに評価される場合も考えられる。

しかしながら、表 4-16 に示すとおり石分の割合は 2%～24%（平均 13%）程度であり、極

端なばらつきも無く、粒度の分布状況から極端な偏りも見られないことから、マクロ的な観点で考えれば平均的な透水性に影響を及ぼす程ではないと判断できる。

(補足 3) 建設時工事計画認可時の透水係数の設定根拠とその妥当性について

水位評価に用いる透水係数の設定は、建設時工事計画認可時の保守性に関するパラメータスタディを踏まえ、揚圧力評価における保守性の確保として、岩盤Ⅰの試験結果(平均値)に標準偏差(-1 σ)のばらつきを考慮している。

本書では、その設定根拠と建物・構築物および土木構造物周辺の地下水位分布への影響として盛土・旧表土の物性値のばらつきを確認した結果を説明する。

(1) 建設時工事計画認可時のパラメータスタディ

建設時工事計画認可時において、浸透流解析に用いる透水係数のパラメータスタディによる保守性の検討を実施している。

パラメータスタディの概要と結果を図 4-15 及び図 4-16 に示す。

検討の結果より、建設時工事計画認可時において、最も保守的な設定として岩盤Ⅰの透水係数を試験値の平均値-1 σ の設定としている。

(パラメータスタディ①)

- ・ 盛土・旧表土の透水係数のみを変化させた CASE T3 と CASE T4 (CASE T3 に対して、盛土・旧表土の透水係数を 1/10 倍) の結果より、盛土・旧表土の透水係数の影響は、原子炉建屋の揚圧力としては 4%程度の変化であり、設計上の影響は無視し得るほど小さいことが確認されている。

(パラメータスタディ②)

- ・ 基本ケースである CASE1 と岩盤Ⅰ・Ⅱの透水係数を変化させた CASE T5 (CASE 1 に対して、岩盤Ⅰ・Ⅱの透水係数を 1/10 倍) の結果より、岩盤Ⅰ・Ⅱともに透水係数を小さくした場合、揚圧力に変化はみられていない。
- ・ 一方で、CASE1 と岩盤Ⅰの透水係数のみを変化させた CASE T7 (CASE 1 に対して、岩盤Ⅰ・Ⅱの透水係数を 1/10 倍) の結果では、揚圧力に与える影響がみられており、CASE T5 の結果も踏まえると、透水係数の絶対値自体の大小が与える影響は軽微であり、岩盤Ⅰ・Ⅱの比率が小さいほど、揚圧力に与える影響が大きくなると考えられる。

表-4.1 解析ケース及び透水係数 — ナービン建屋 — (単位: cm/sec)

ケース	地層	表層土等		岩盤	MMR	備考
		I層	II層			
CASE T1		3.0×10^{-8}	3.57×10^{-8}	2.38×10^{-8}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。
CASE T2		3.0×10^{-8}	3.57×10^{-8}	2.38×10^{-8}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。MMRは前回CASE Iより2倍小さく設定。
CASE T3		1.0×10^{-8}	2.0×10^{-8}	5.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を前回CASE Iより1倍小さく設定。MMRは前回CASE Iより2倍小さく設定。
CASE T4		1.0×10^{-8}	2.0×10^{-8}	5.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	表層土等、岩盤I、II層の透水係数を前回CASE Iより1倍小さく設定。MMRは前回CASE Iより2倍小さく設定。
前回CASE I		3.0×10^{-8}	2.0×10^{-8}	5.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	

盛土・旧表土の
透水係数を 1/10

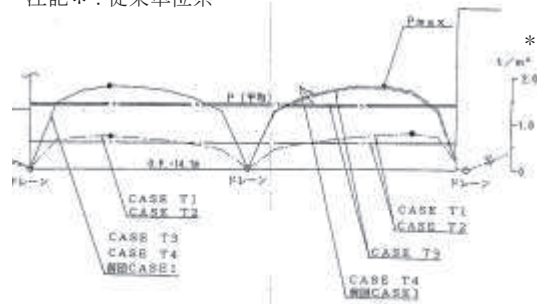
原子炉建屋

(単位: t/m²)

ケース	揚圧力	Pmax左	Pmax右	P (平均)
CASE T1		0.71	0.79	0.57
CASE T2		0.71	0.79	0.57
CASE T3		1.75	1.72	1.37
CASE T4		1.78	1.81	1.42
(前回CASE I)		1.78	1.81	1.42

(原子炉建屋の揚圧力)

注記*: 従来単位系



(揚圧力分布)

図 4-15 パラメータスタディ①の結果

表-4.2 解析ケース及び透水係数 — タービン建屋 —

(単位: cm/sec)

ケース	建屋	岩盤		MMR	備考	
		表層土等	I層			II層
CASE T5		3.0x10 ⁻²	2.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	南端ドレーンを30cm下げ、D.P.-2.7mに設定。岩盤I、II層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T6		1.0x10 ⁻²	2.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	サブドレーンをD.P.-6.0mに追加。岩盤I、II層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T7		3.0x10 ⁻²	7.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	サブドレーンをD.P.-6.0mに追加。岩盤I層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
前回CASE1		3.0x10 ⁻²	2.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	

岩盤I・II共に
透水係数を1/10

岩盤Iのみ
透水係数を-1σ

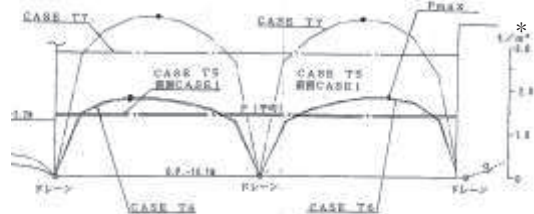
原子炉建屋

(単位: t/m²)*

ケース	揚圧力	PmaxE	PmaxB	P(平均)
CASE T5	1.75	1.80	1.41	1.41
CASE T6	1.73	1.80	1.39	1.39
CASE T7	3.68	3.63	2.86	2.86
(前回CASE1)	1.78	1.81	1.42	1.42

(原子炉建屋の揚圧力)

*: 従来単位系



(揚圧力分布)

図 4-16 パラメータスタディ②の結果

(補足 4) 岩盤の透水係数の分類方法について

岩盤については、建設時工事計画認可段階の方針に基づき狐崎部層と牧の浜部層に分け、さらに深度方向にて岩盤Ⅰ・Ⅱの2層に分類してモデル化している。本章ではその考え方について説明する。

(基本的な考え方)

- ・ 狐崎部層と牧の浜部層における、岩盤の透水試験の深度方向の分布を図4-17に示す。多少のばらつきは見られるものの、深度方向に対して透水性が低くなる傾向が確認されることを踏まえ、深度方向に浅部(岩盤Ⅰ)と深部(岩盤Ⅱ)の2層に分類する。
- ・ 2層のモデル化の目安を把握するため、まず、平均値を境界に、浅部は平均値以上、深部は平均値以下として分類し、試験結果を整理する。
- ・ その上で、深度方向に透水性が低くなることから、概ね岩級や速度層等との一定の関係性を有するものと考えられるため、岩級や速度層境界毎に試験結果を整理し、概ね平均値を境界に整理した浅部と深部に分類した区分と対応する境界を設定する。
- ・ 設定した境界を、解析モデル上の浅部(岩盤Ⅰ)、深部(岩盤Ⅱ)の境界とし、モデル化する。

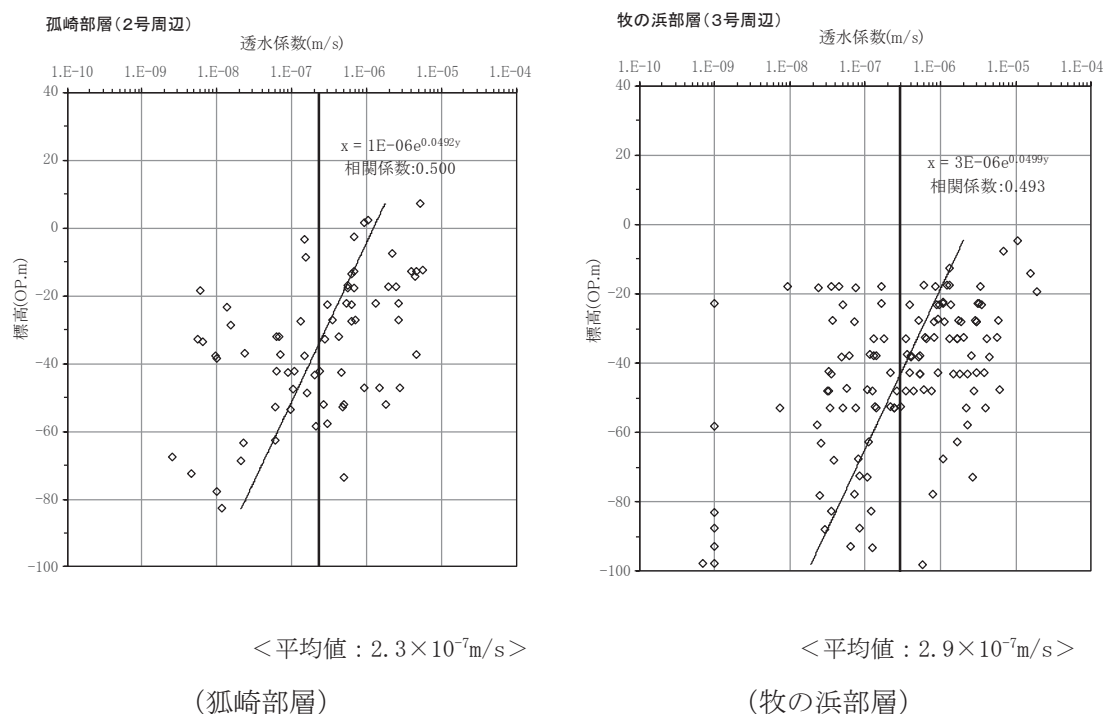


図 4-17 岩盤透水試験の深度分布

(参考) 4-34

(1) 狐崎部層

① 透水性による区分

岩盤の透水試験の累積頻度分布を図 4-18 に示す。多少のばらつきは見られるものの、概ね対数正規分布を呈することから、深度方向の分布状況も踏まえ、平均値を閾値に 2 層に分類する。

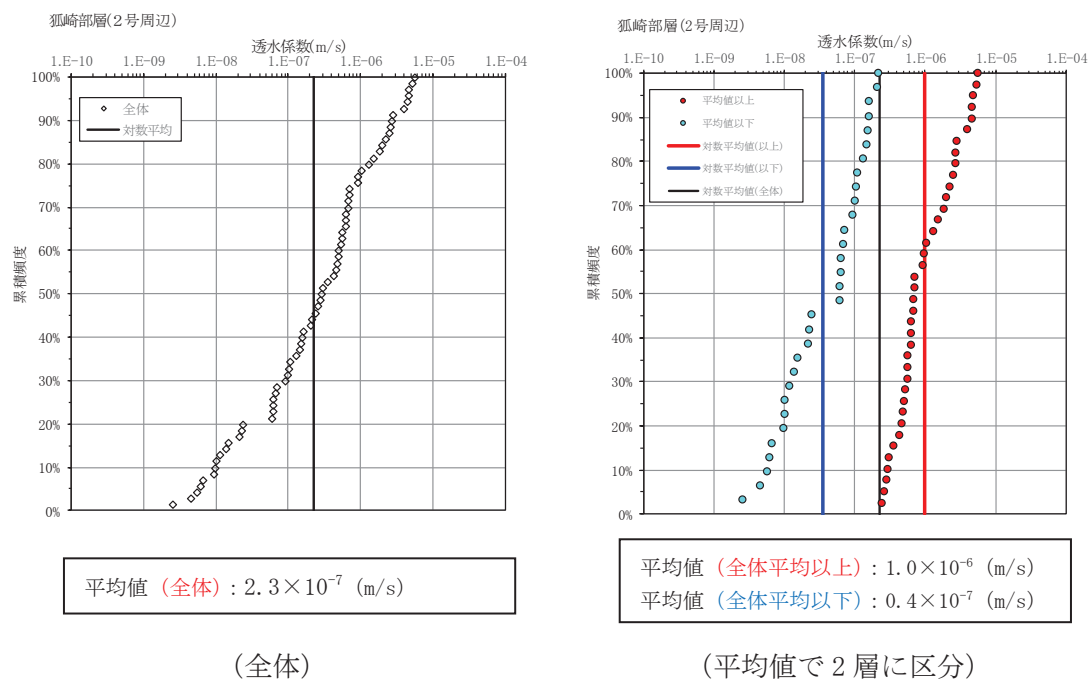


図 4-18 透水性区分における透水試験結果の整理 (狐崎部層)

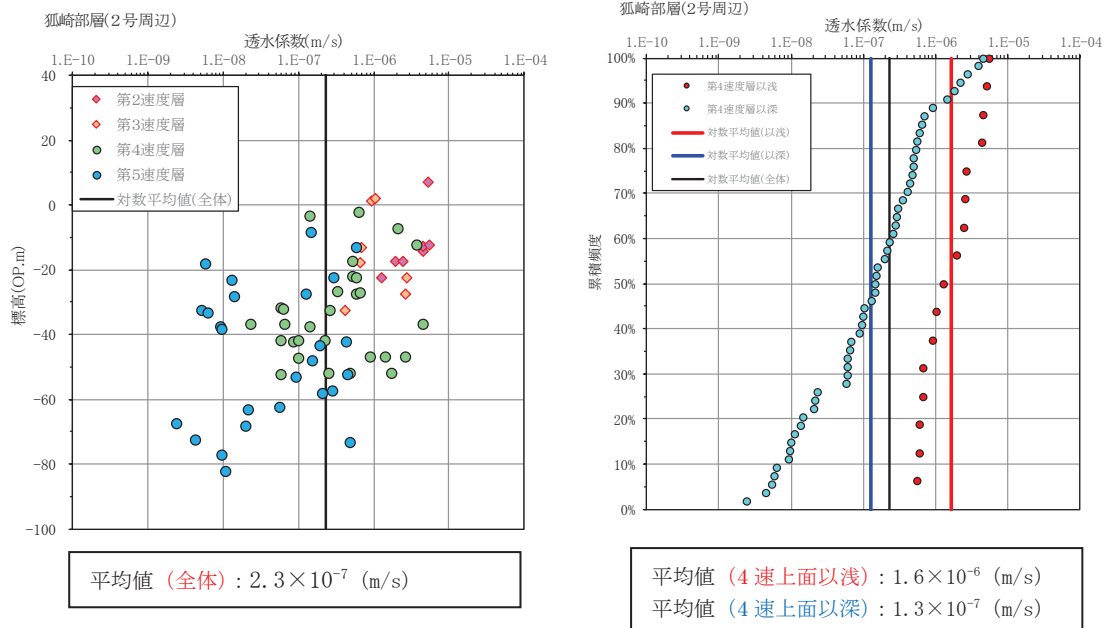
② 岩級・速度層区分による整理

①で整理した透水性による区分に対して、岩盤透水試験の結果を岩級・速度層区分にて整理した結果を表 4-17 に示す。なお、狐崎部層においては図 4-19 に示すとおり、概ね第 3 速度層までは平均値以上、第 4 速度層以深は平均値以下となっていることから第 4 速度層上面を境界とした。

透水性により区分した値と概ね対応していることから、狐崎部層においては第 4 速度層上面を境界に岩盤 I・II に分類しモデル化する。

表 4-17 透水性区分と岩級・速度層区分における透水係数の比較（狐崎部層）

地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
透水性での区分	1.0×10^{-6}	0.4×10^{-7}	概ね試験平均値である、 2.3×10^{-7} (m/s) 以上を岩盤 I，以下を岩盤 II に分類
岩級・速度層での区分 (=解析モデル)	1.6×10^{-6}	1.3×10^{-7}	第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類



(速度層別の分布)

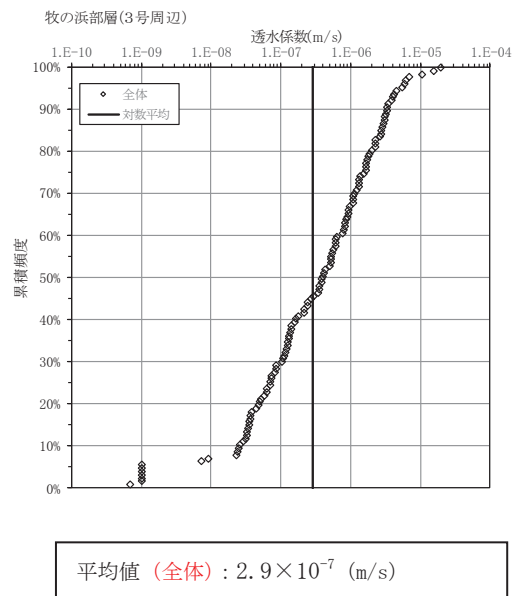
(累積頻度分布)

図 4-19 速度層区分における透水試験結果の整理（狐崎部層）

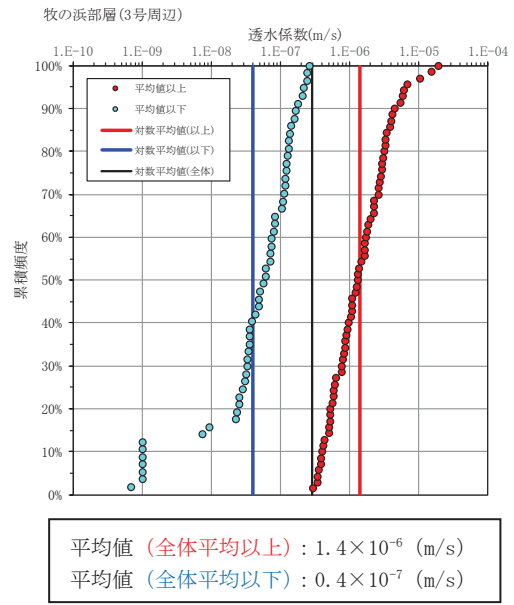
(2) 牧の浜部層

① 透水性による区分

岩盤の透水試験の累積頻度分布を図 4-20 に示す。多少のばらつきは見られるものの、概ね対数正規分布を呈することから、深度方向の分布状況も踏まえ、平均値を閾値に 2 層に分類する。



(全体)



(平均値で 2 層に区分)

図 4-20 透水性区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

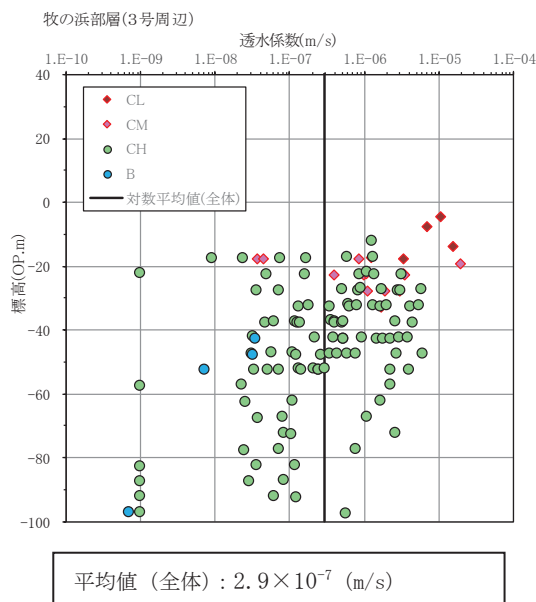
② 岩級・速度層区分による整理

①で整理した透水性による区分に対して、岩盤透水試験の結果を岩級・速度層区分にて整理した結果を表 4-18 に示す。なお、牧の浜部層においては、図 4-21 に示すとおり C_M 級以浅は概ね平均値以上であるが、 C_H 級については C_H 級上面-30m を境界とすることで、概ね平均値以上・以下に分類されるため、 C_H 級上面-30m を境界に整理した。

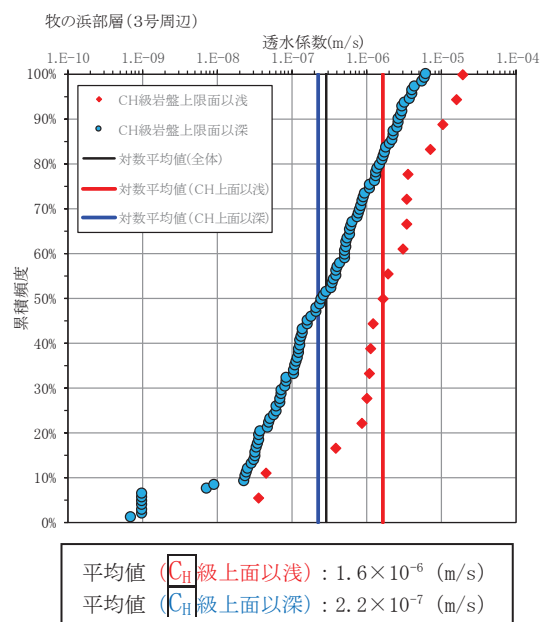
透水性により区分した値と概ね対応していることから、牧の浜部層においては CH 級岩盤上面-30m を境界に岩盤 I・II に分類しモデル化する。

表 4-18 水理地質区分と岩級・速度層区分における透水係数の比較（牧の浜部層）

地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
透水性での区分	1.4×10^{-6}	0.4×10^{-7}	概ね試験平均値である、 2.9×10^{-7} (m/s) 以上を岩盤 I，以下を岩盤 II に分類
岩級・速度層での区分 (=解析モデル)	1.1×10^{-6}	0.6×10^{-7}	C_H 級岩盤上面-30m 以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類

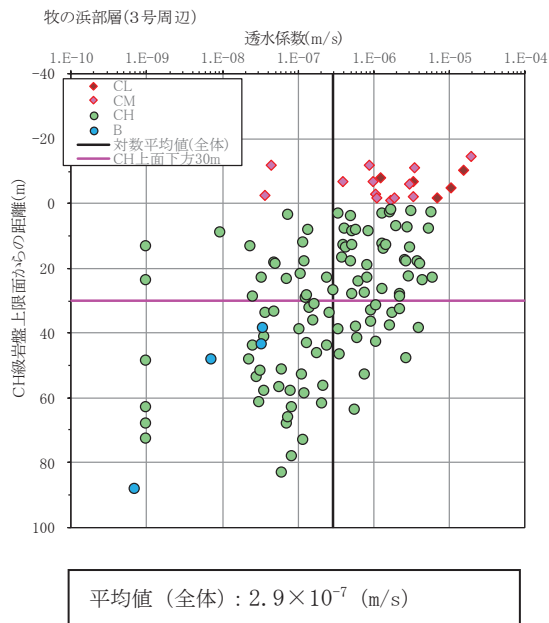


(深度分布)

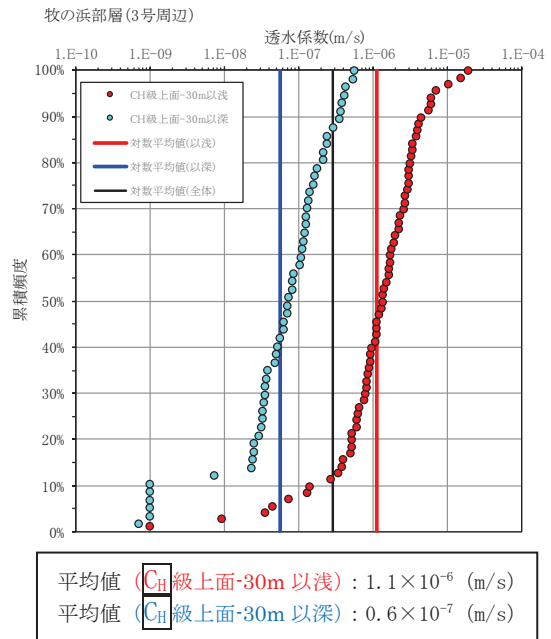


(累積頻度分布)

図 4-21(1) 岩級区分における透水試験結果の整理（牧の浜部層）



(深度分布)



(累積頻度分布)

図 4-21 (2) 岩級区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

(CH 級上面-30m を境界に再整理)

(補足5) 破碎部の透水性について

本章では、岩盤の透水試験において確認した断層・シーム等の破碎部を含む区間における透水性と浸透流解析上モデル化していないことの妥当性について説明する。

(1) 破碎部の透水性について

岩盤の透水試験は、図4-22に示す調査位置において、深度方向に概ね5m区間毎に実施している。その試験結果を、破碎部* (断層・シーム等) を含む試験区間とそれ以外の試験区間で分類した結果を表4-19及び図4-23に示す。

この結果から、狐崎部層、牧の浜部層のいずれにおいても、破碎部を含む試験区間と含まない試験区間で有意な違いが見られていない。よって、破碎部とその周辺の母岩部で有意な透水性の違いが無いと考えられることから、破碎部・母岩部の双方の試験データを考慮し透水係数を設定している。

注記*：図4-22に示す設置許可申請書に記載されたボーリング孔(◎)および主要断層のうちTF-1断層を確認したボーリング孔において確認されている破碎部。

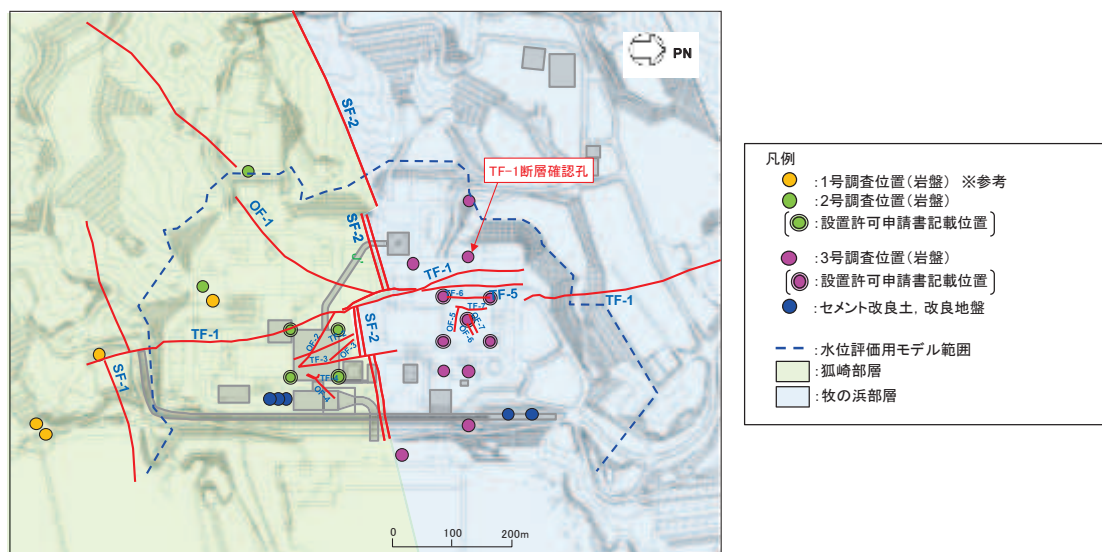


図4-22 岩盤の原位置透水試験位置図

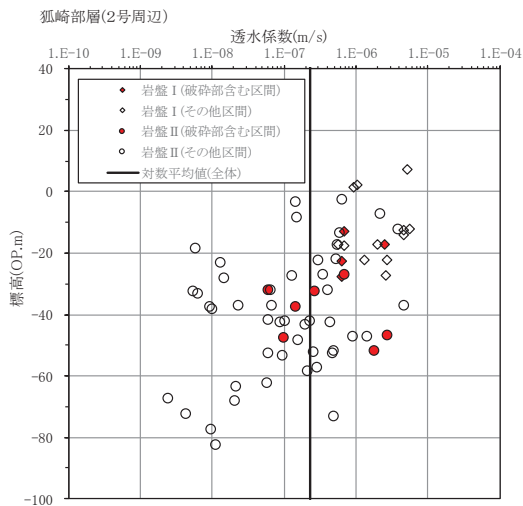
(図4-4に地表および基礎掘削での主要断層位置を追記)

表 4-19(1) 破砕部を含む区間とその他の区間における透水係数（狐崎部層）

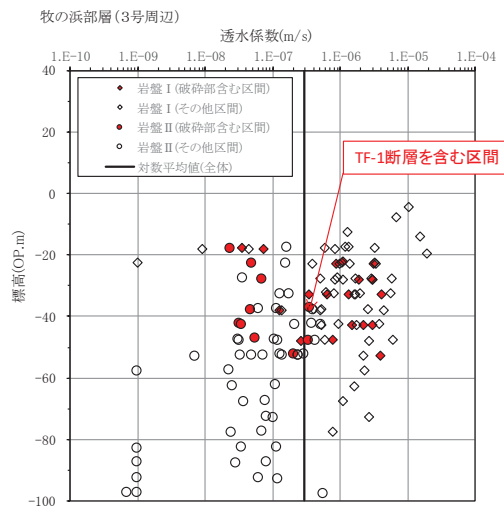
地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破砕部を含む区間	0.9×10^{-6}	3.7×10^{-7}	岩盤透水試験結果（狐崎部層）のうち，破砕部を含む区間のデータについて，第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
その他の区間	2.0×10^{-6}	1.1×10^{-7}	上記以外のデータについて，第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
全ての区間	1.6×10^{-6}	1.3×10^{-7}	

表 4-19(2) 破砕部を含む区間とその他の区間における透水係数（牧の浜部層）

地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破砕部を含む区間	0.9×10^{-6}	0.8×10^{-7}	岩盤透水試験結果（牧の浜部層）のうち，破砕部を含む区間のデータについて， C_H 級岩盤上面-30m 以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
その他の区間	1.2×10^{-6}	0.5×10^{-7}	上記以外のデータについて， C_H 級岩盤上面-30m 以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
全ての区間	1.1×10^{-6}	0.6×10^{-7}	



(狐崎部層)



(牧の浜部層)

図 4-23 破砕部有無における透水試験結果の整理

(2) 浸透流解析における破碎部の扱い

浸透流解析における岩盤については、破碎部等の不連続面と考えられる地質構造についてはモデル化せずに、表 4-20 に示す透水係数を与えた一様な多孔質媒体としてモデル化している。

これは、前述のとおり、透水試験結果から有意な透水性への影響が無いことに加え、揚圧力や地下水位分布の評価においては、モデル化しない方が、地下水位が保守的に（水位を高め）に評価されるものと考えられるためである。

揚水ポンプ等の排水能力の設計をする場合においても、透水試験結果から有意な透水性への影響が無いことに加え、試験結果（平均値）に標準偏差（+1σ）のばらつきを考慮しており、破碎部を含む区間の試験結果に比べても大きな透水性を与えており、保守的に（湧水量が多めに）評価されていると考えられる。

よって、破碎部を含めて多孔質媒体でモデル化することは、評価の目的に照らして妥当である。

表 4-20(1) 破碎部を有する区間の試験結果と地下水流入量評価に用いる
透水係数の比較（狐崎部層）

区分	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破碎部を含む区間の 試験結果	0.9×10^{-6}	3.7×10^{-7}	
排水能力設定用の 設定値	4.0×10^{-6}	1.0×10^{-6}	岩盤 I：試験平均値+1σ相当，岩盤 II：試験平均値+1σ相当

表 4-20(2) 破碎部を有する区間の試験結果と地下水流入量評価に用いる
透水係数の比較（牧の浜部層）

区分	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破碎部を含む区間の 試験結果	0.9×10^{-6}	0.8×10^{-7}	
排水能力設定用の 設定値	6.0×10^{-6}	3.0×10^{-7}	岩盤 I：試験平均値+1σ相当，岩盤 II：試験平均値+1σ相当

(補足6) 水位評価モデルの設定値の妥当性について

地下水位評価モデルの透水係数は、補足3に示す建設時工事計画認可時の検討結果を踏まえ、建屋へ作用する揚圧力を大きく算出する観点から設定（岩盤Ⅰを -1σ ）している。

本資料では、揚圧力影響の観点で不確かさを考慮した上記の透水係数の設定が、液状化への影響の観点からも保守的となっていることを確認するために、透水係数の設定による建物・構築物及び土木構造物周辺の地下水位分布に着目した影響について確認する。

なお、透水係数の設定値の妥当性については、本文「3.3.2 (4)」及び「3.3.2 (5).d」において広域モデルを用いて観測水位と解析水位の比較により確認しており、本検討は予測解析（水位評価モデル）における保守性の確保の観点での検討（感度解析）である。

確認は、水位評価モデルを用い、盛土・旧表土の試験結果（平均値）に標準偏差（ -1σ ）のばらつきを考慮した予測解析を実施し、その影響を確認する。確認は、盛土が0.P. +14.8m盤に広範囲に分布する状況を踏まえ、解析領域内の地下水位に与える影響を概観するため、2号機周辺エリアは2号機海水ポンプ室、3号機周辺エリアは3号機海水ポンプ室、0.P. +14.8m盤の山側エリアは排気筒連絡ダクトを代表施設として影響を確認する。

解析ケース毎の透水係数の設定を表4-21に、解析結果として、地下水位分布の比較を図4-24に示す。

確認の結果、地下水位分布へ与える盛土・旧表土の物性値のばらつきが与える影響は、岩盤Ⅰに比べ相対的に小さいことを確認した。

なお、上記結果から、盛土・旧表土の透水係数のばらつきが地下水位分布へ与える感度が相対的に小さいことが示されており、前述のクレーガーらの方法で設定した盛土・旧表土の透水係数と原位置透水試験の違いや盛土と旧表土の透水係数の違い等についても設計用地下水位に対して及ぼす影響は小さいと考えられる。

以上より、各エリアの代表とした3施設において、岩盤Ⅰの透水係数のばらつきを考慮した解析水位（CASE1=水位評価モデル）は、盛土・旧表土の透水係数のばらつきを考慮した解析水位（CASE2）に比べて保守的な（高めの）解析水位となることを確認した。

表 4-21 影響確認ケースの条件 (透水係数)

ケース名	透水係数 (m/s)			概要	
	盛土・ 旧表土	岩盤*			改良地盤・ セメント改良土
		岩盤 I	岩盤 II		
CASE1	3.0×10^{-5} (平均値)	狐： 7.0×10^{-7} 牧： 2.0×10^{-7} (平均値-1 σ)	狐： 5.0×10^{-7} 牧： 1.0×10^{-7} (平均値)	2.0×10^{-7} (平均値)	予測解析 (水位評価モデル) に用いている設定値
CASE2	2.0×10^{-6} (平均値-1 σ)	狐： 2.0×10^{-6} 牧： 1.0×10^{-6} (平均値)	狐： 5.0×10^{-7} 牧： 1.0×10^{-7} (平均値)	2.0×10^{-7} (平均値)	影響確認ケース

注記*：狐：狐崎部層，牧：牧の浜部層を指す。

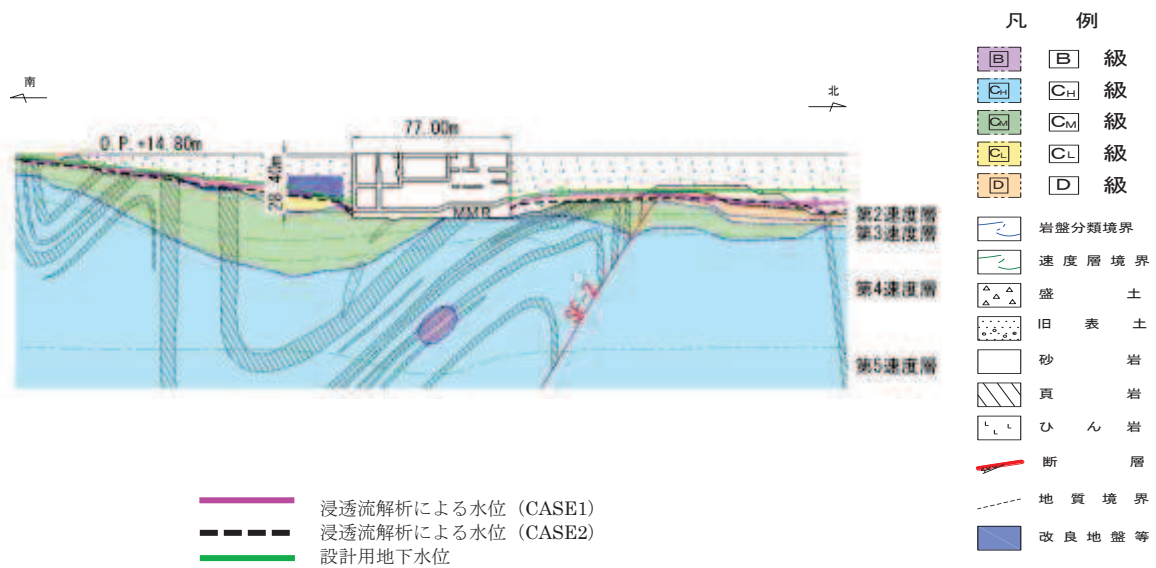


図 4-24(1) 2号機海水ポンプ室 (南北断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

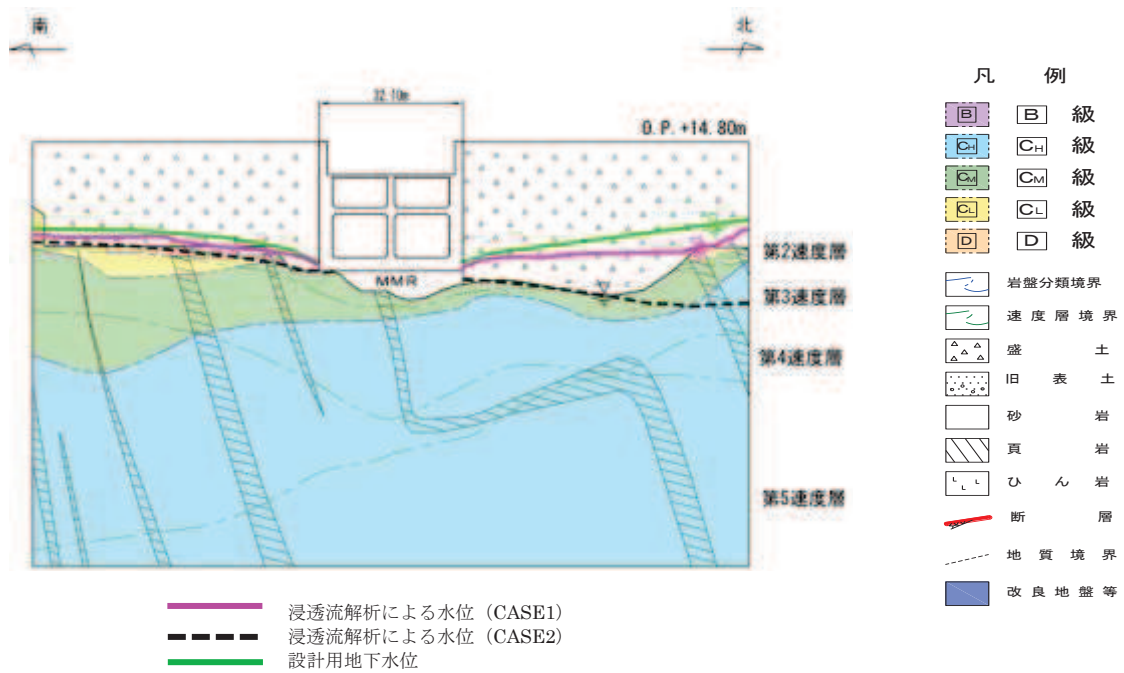


図 4-24(2) 3号機海水ポンプ室 (南北断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

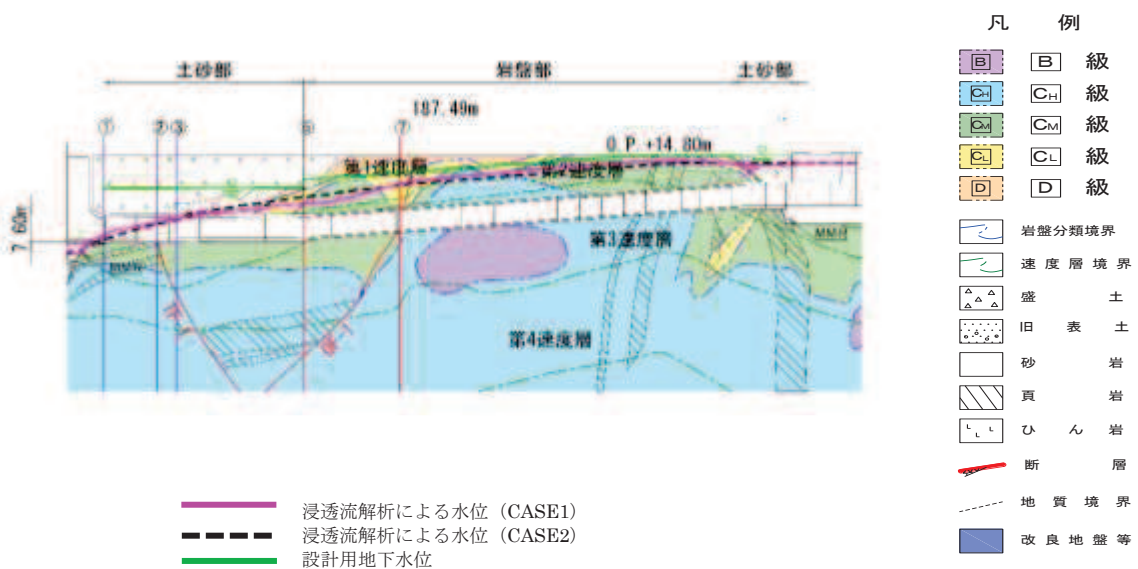


図 4-24(3) 排気筒連絡ダクト (縦断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

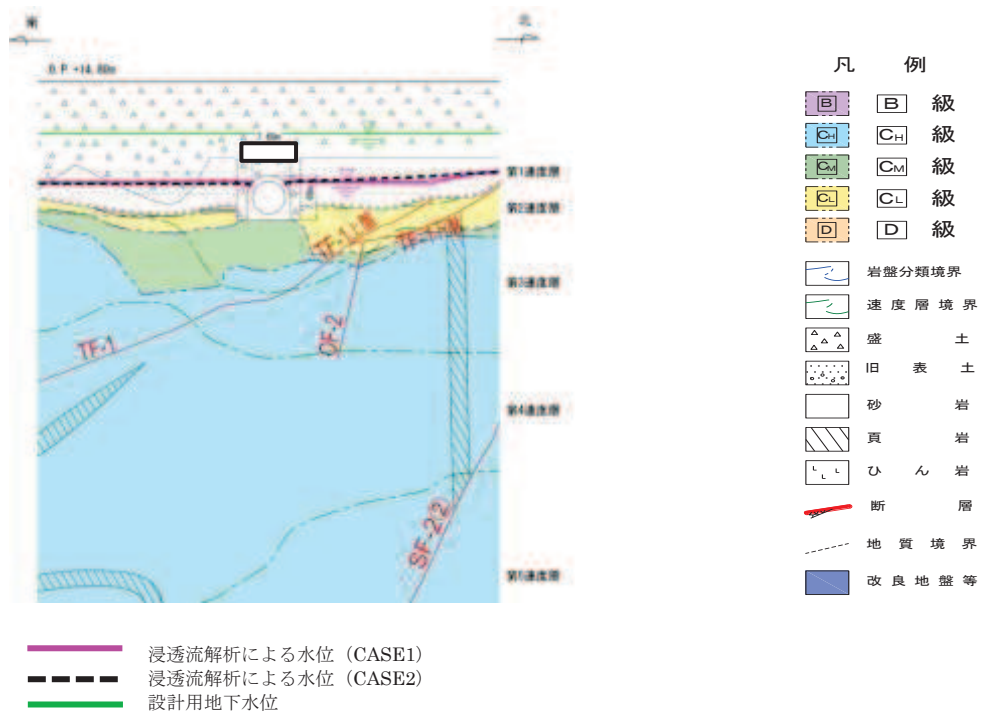


図 4-24(4) 排気筒連絡ダクト (横断 ((断面③)) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(参考資料 5) 浸透流解析におけるドレーンの有効範囲の設定結果

1. はじめに

本資料は、図 3.3-5 に示す設計用地下水位の設定フローにおける「ドレーンのモデル化(有効範囲の設定)」について、集水機能の信頼性に係る詳細検討フローによる設定結果を示す。設置変更許可段階においては、同フローに基づくドレーンの有効範囲例を説明しているが、詳細設計段階における詳細設計を踏まえ、改めてドレーンの有効範囲を検討したものである。

2. 集水機能の信頼性の検討

設計用地下水位の算定(浸透流解析)に用いるドレーンの有効範囲は、図 5-1 に示す集水機能の検討フローに従い、以下の考え方で設定することにより信頼性を確保する。

- ・評価対象施設等の配置などを勘案し、既設ドレーンの期待範囲を設定する。ドレーンは、耐久性、耐震性並びに保守管理性の3つの観点から、全てを満足するものは管路として、それ以外は設置状況に応じて透水層又は周辺の地盤に分類する。
- ・浸透流解析を踏まえ、施設の安全性を確保できるよう、ドレーン有効範囲の設定や必要な範囲への新設を検討する。
- ・技術基準規則第 14 条(安全設備)の要求事項(多重性及び独立性)に配慮した設備構成とする。

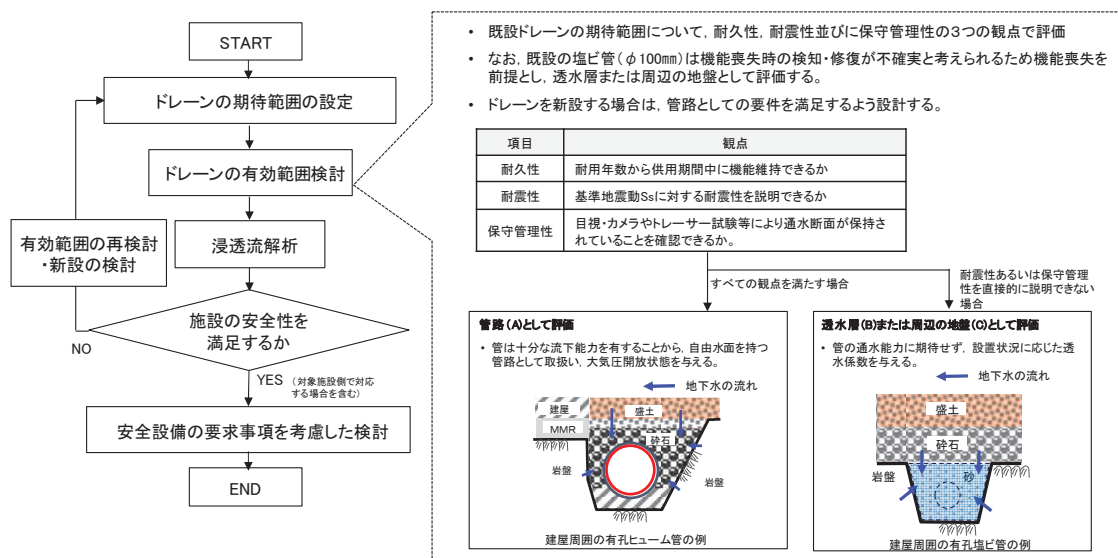


図 5-1 集水機能の信頼性に係る基本検討フロー

上記フローに基づき、ドレーンの状態と各観点に対する評価、並びに浸透流解析上の取扱いについて図 5-2 に整理した。

分類	ドレーンの状態	該当箇所 の例	各観点に対する評価		
			耐久性	耐震性	保守管理性
A-1		有孔ヒューム管	○	○	○
A-2	(新設する場合)		○	○	○
B-1		有孔塩ビ管 (3号機Hx/B直下)	○	(○)	(-)
B-2		有孔塩ビ管 (R/B~T/B間)	○	(△)	(-)
C-1		有孔塩ビ管 (排気筒周辺)	○	×	×
C-2	(期待しない)	有孔塩ビ管 (3号機T/B直下)	—	—	—

耐震性を確保する範囲
 透水層として扱う範囲
 ○:各観点の要求事項を満足する。 △:各観点の要求事項を部分的に満足する。
 ×:各観点の要求事項を満足しない。 -:要求事項なし。

*1 下水道施設の耐震対策指針と解説-2014年版による
 *2 コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002)による

分類*3	浸透流解析上の取扱い	
	管 路	
透 水 層		<ul style="list-style-type: none"> 岩盤と躯体に囲まれた範囲は保持されるが、直接的に構造確認できないため、透水層として考慮し、この状況に応じた透水係数を設定する。(透水係数は管中空相当の空隙が残ることを考慮し設定) ただし、A.管路と判断されたドレーンでも、安全設備の要求事項を満たすドレーン以外はB-1として扱う。
		<ul style="list-style-type: none"> 管の内空保持が期待できないが、周辺の岩盤形状は保持され、高透水性材料及び上部から流入する碎石を透水層として考慮し、この状況に応じた透水係数*4を設定する。
C 周 辺 の 地 盤		<ul style="list-style-type: none"> 周辺の地盤相当の透水係数を設定する。
	非考慮	

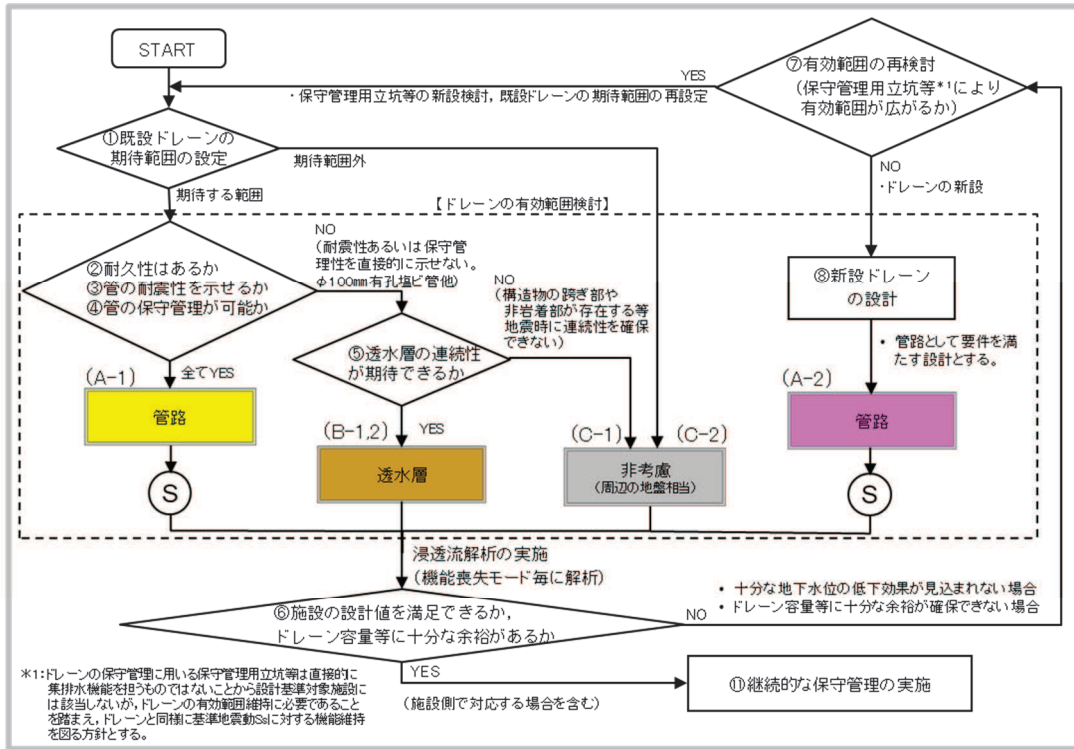
*3 A(管路)に区分するドレーンは施設、B(透水層)及びC(周辺の地盤)に区分するドレーンは地盤として扱う。
 *4 本整理を踏まえると碎石層の透水係数を設定可能であるが、以降の検討では保守的に盛土又は岩盤の透水係数を設定している。

図 5-2 ドレーンの状態に対応した分類と浸透流解析上の取扱い

図 5-1 に示した基本検討フロー並びに図 5-2 において分類したドレーンの状態に対応した浸透流解析上の取扱いを踏まえ、詳細検討フローを図 5-3 のとおり設定した。

同フローでは、設置変更許可段階で示した方針と同様、ドレーンの期待範囲を設定した上で、耐久性・耐震性・保守管理性の観点等から「A. 管路」、「B. 透水層」、「C. 周辺の地盤」のいずれかに分類し、評価対象施設等の設計値を満足するよう新設も含めドレーン範囲を検討した上で、技術基準規則第 14 条（安全設備）の要件を満たす範囲を有効なドレーン範囲として設定する。

【施設の設計値を満足するドレーン範囲の検討】



【安全設備の要求事項を考慮した検討】

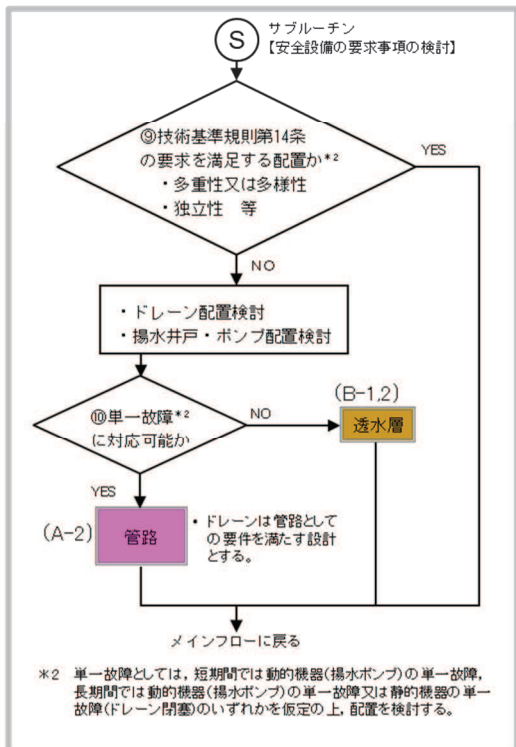


図 5-3 集水機能の信頼性に係る詳細検討フロー

次に、図 5-3 に示した詳細検討フローに基づく各プロセスの検討結果を示す。
 最初に、「①既設ドレーンの期待範囲の設定」として、評価対象施設等における地下水位
 設定に対し寄与が大きいと考えられる既設ドレーン範囲*1を抽出した。(図 5-4)

注記*1： 設置変更許可段階では排気筒基礎周辺へのドレーン設置を例示していたが、当該設備は地表面に設計用
 地下水位を設定する方針としたため、詳細検討フローに基づき再整理の結果、既設ドレーンの期待範囲より
 除外とした。

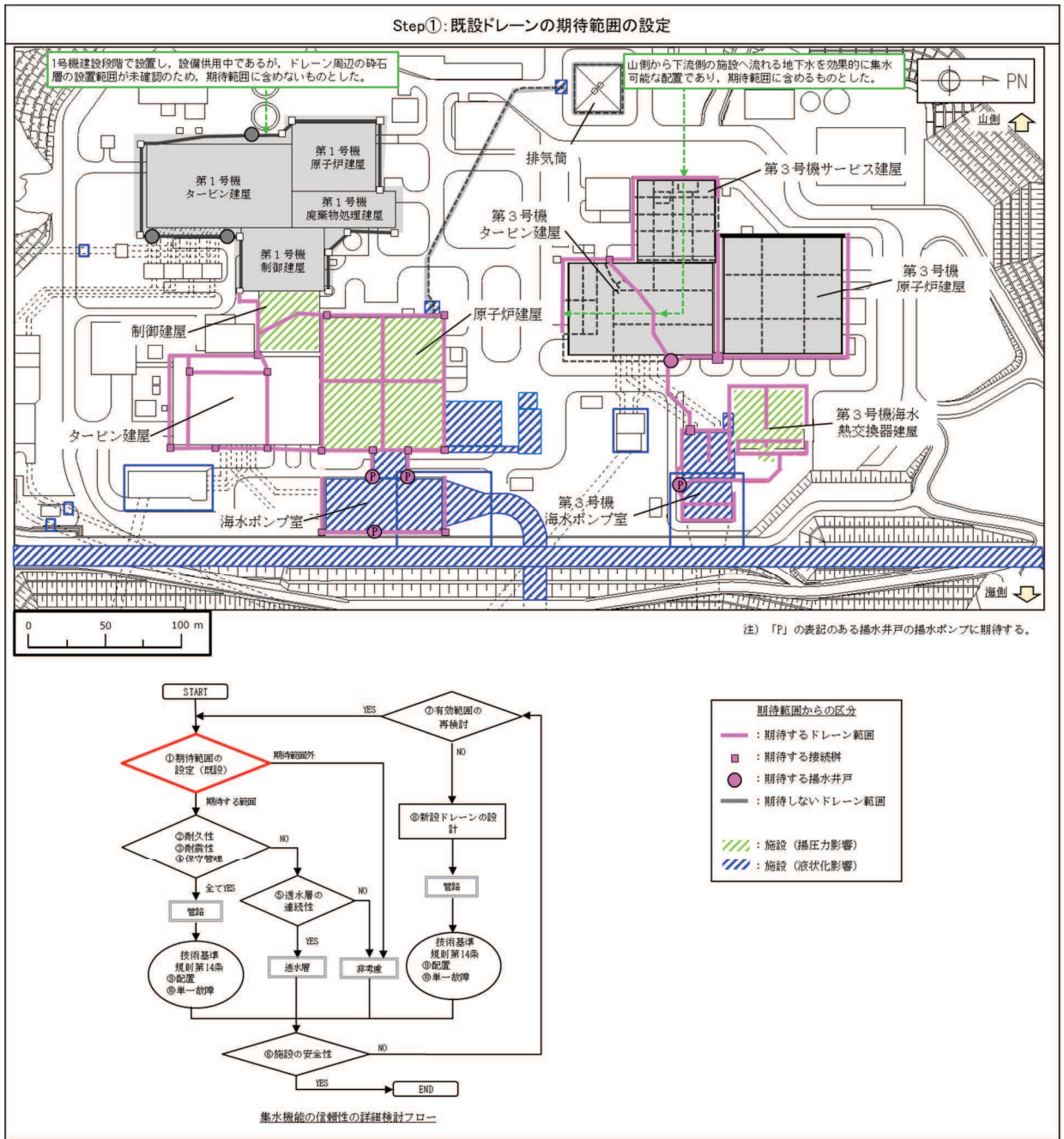


図 5-4 既設ドレーンの期待範囲の設定 (Step①)

「②耐久性」の観点では、全てのドレーン（有孔ヒューム管・有孔塩ビ管）が有効である。耐久性の観点からの整理結果を図 5-5 に示す。なお、既設ドレーンの耐久性については参考資料 1 に示す。

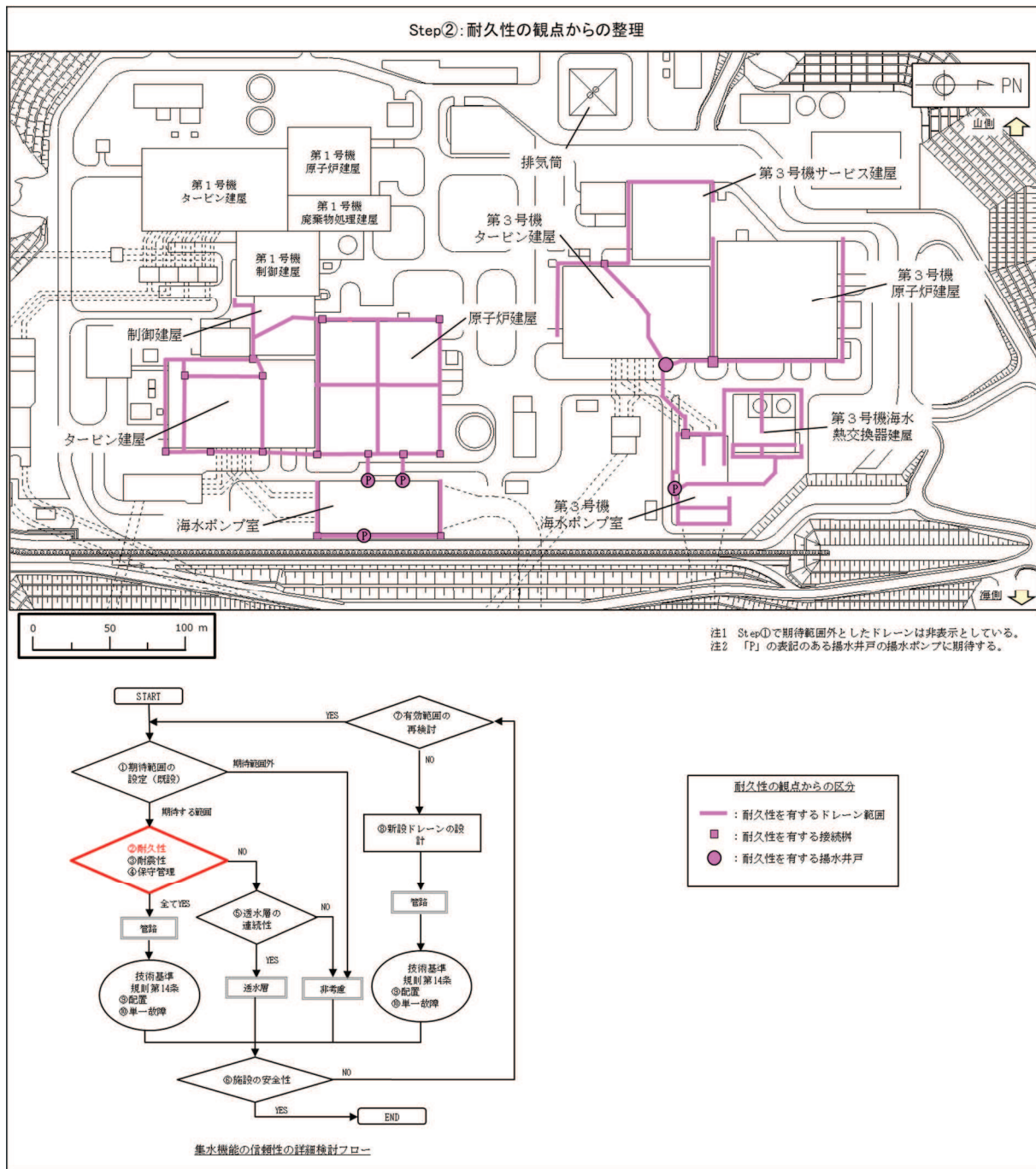


図 5-5 耐久性の観点からの整理結果 (Step②)

「③・⑤耐震性・透水層の連続性」の観点では、盛土荷重が直接作用する一部の塩ビ管を除き、S s 機能維持し耐震性が確保可能である。整理結果を図 5-6 に示す。

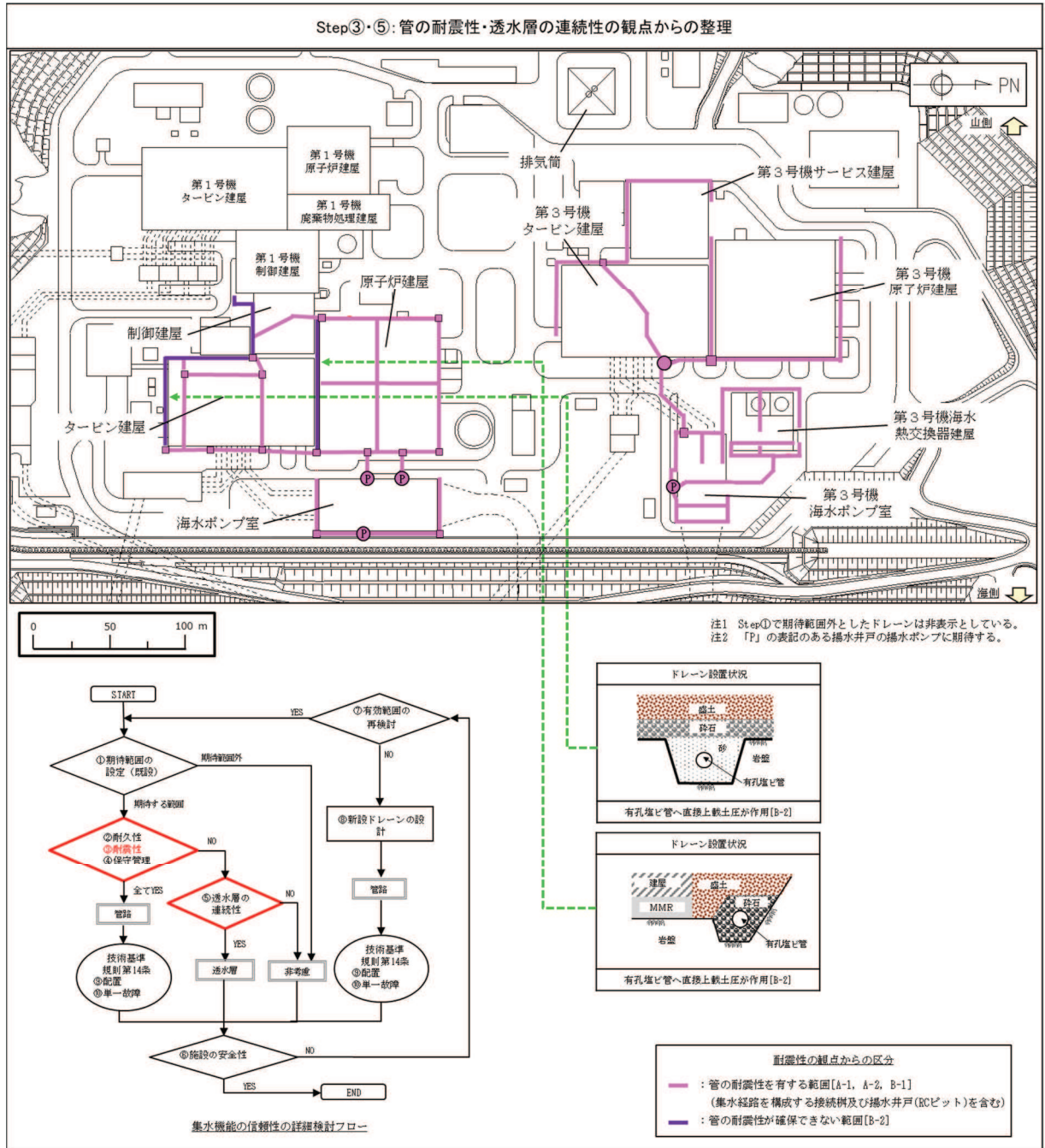


図 5-6 管の耐震性・透水層の連続性の観点からの整理結果 (Step③・⑤)

「④管の保守管理」の観点から、保守管理性に応じて図 5-7 のとおり有効範囲が整理される。

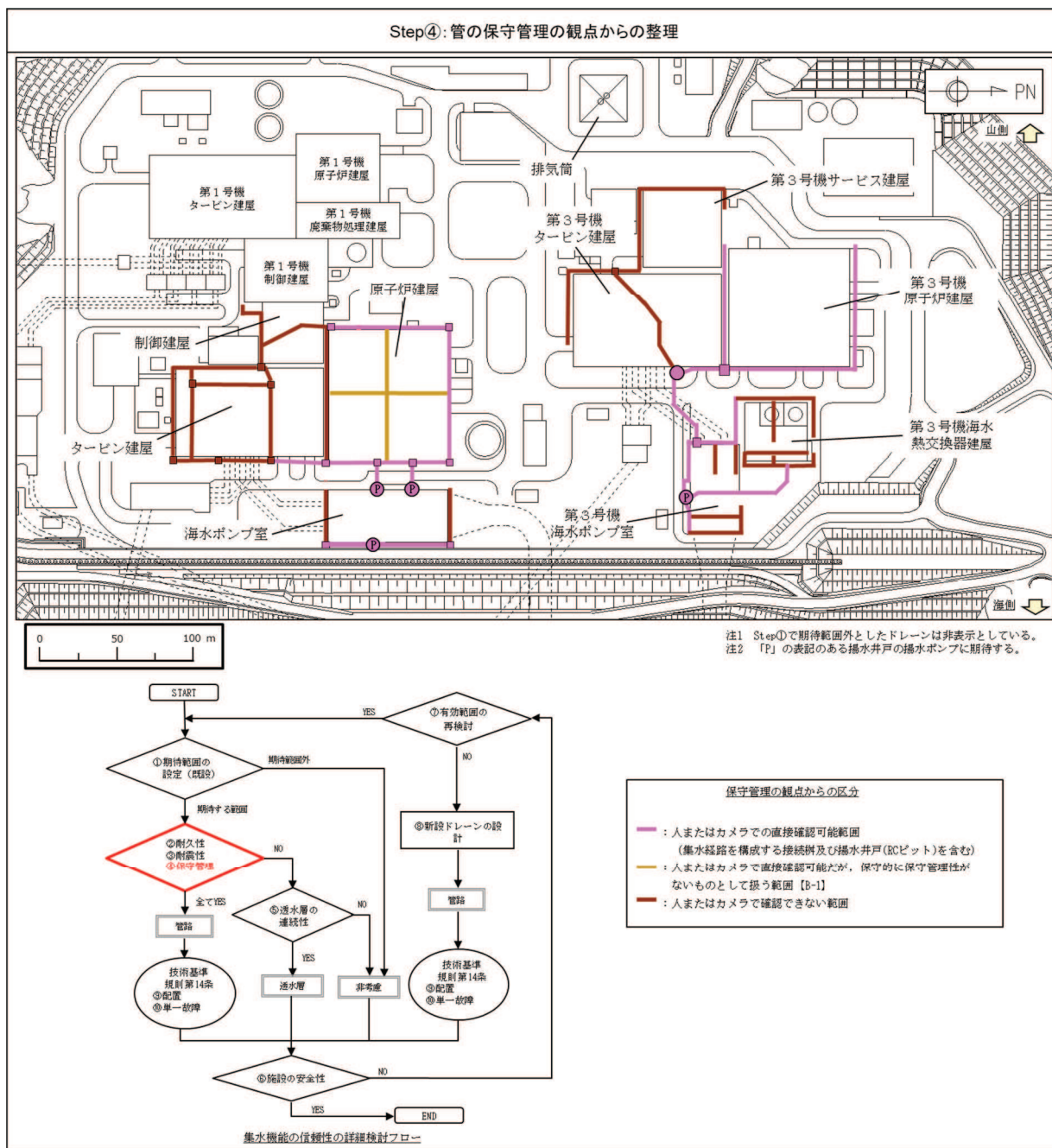


図 5-7 管の保守管理の観点からの整理結果 (Step④)

安全設備の要求の観点から、2号機原子炉建屋において揚水井戸の新設が必要と整理される。整理結果を図5-8に示す。

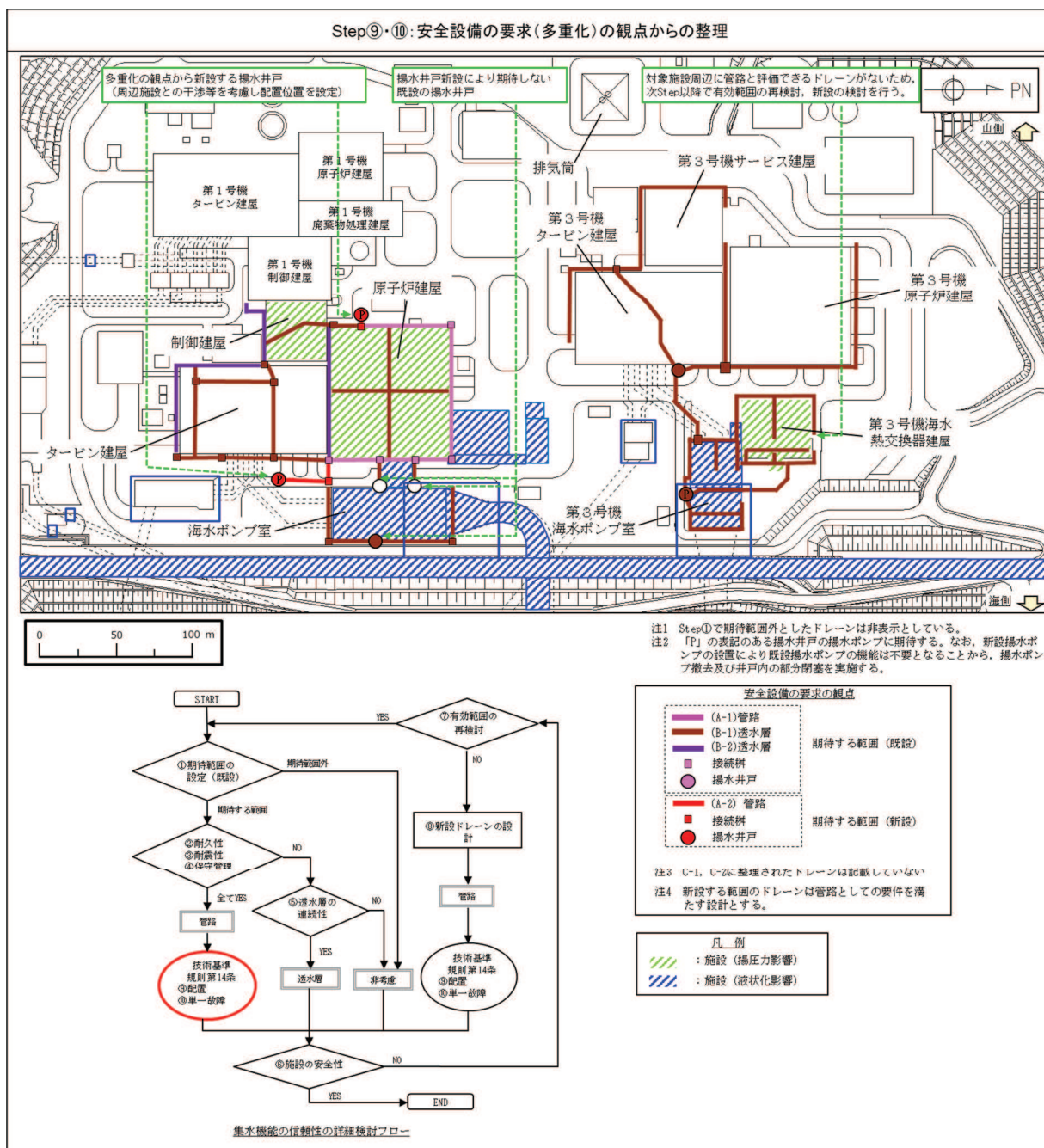


図5-8 安全設備の要求の観点からの整理結果 (Step⑨・⑩)

「⑦ 有効範囲の再検討」として、評価対象施設等の設計値確保の観点から、保守管理立坑等の追加により保守管理範囲を拡大する場合の既設ドレーンの有効範囲の再検討を行った。整理結果を図5-9に示す。

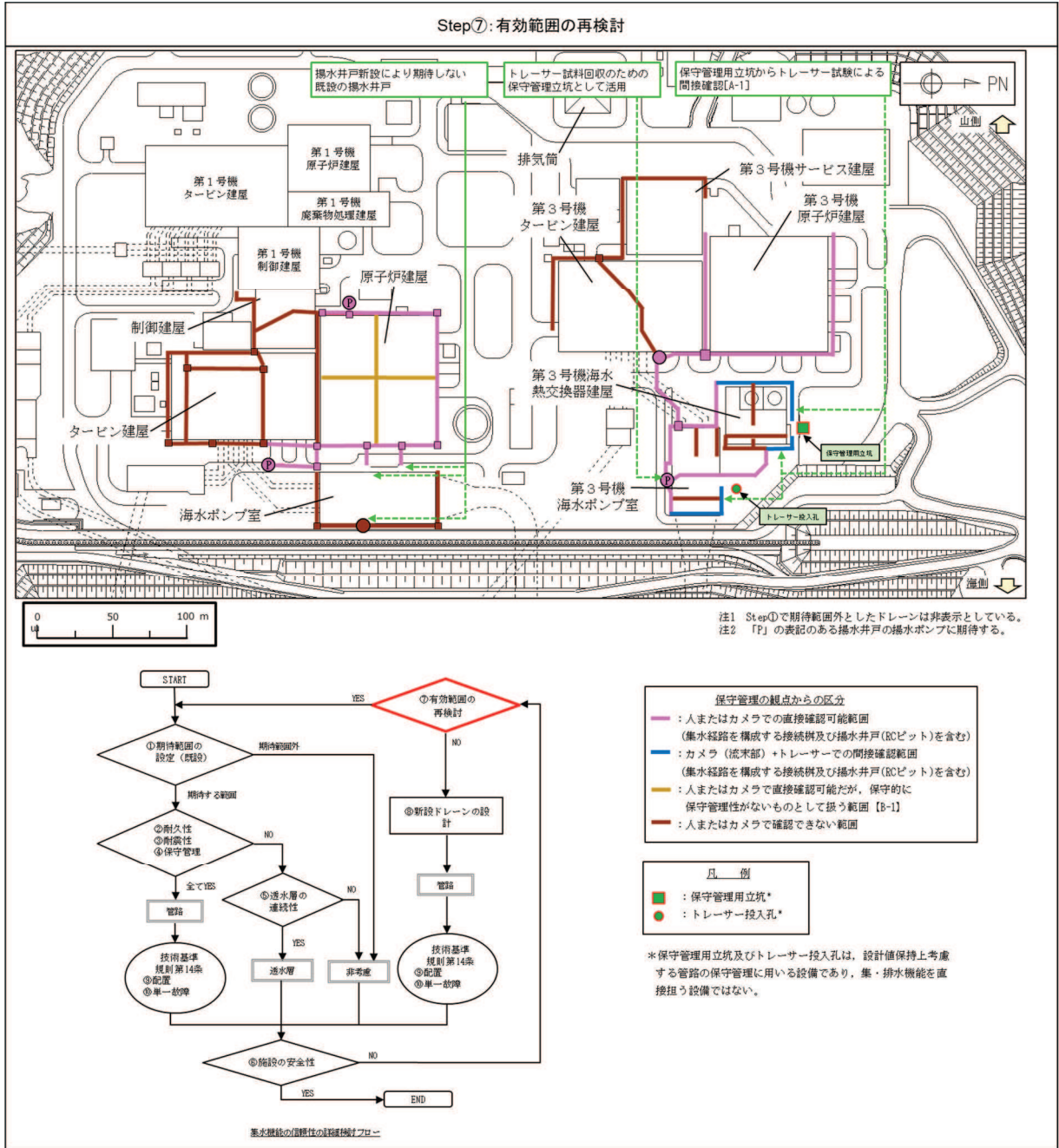


図5-9 有効範囲の再検討での整理結果 (Step⑦)

「⑧新設ドレーンの要否」の観点から、評価対象施設等へ作用する揚圧力を設計用揚圧力以下に保持するため、2号機原子炉建屋や3号機海水熱交換器建屋においてドレーンの新設*1が必要となる。新設するドレーンは、建屋下側の有孔ヒューム管及び有孔塩ビ管で担っていた設計用揚圧力保持の他、ポンプ機能喪失後の時間猶予を一定時間確保する必要があり、その配置は地下水の流動場を考慮し浸透流解析を踏まえて設定する（巻末に示す（補足）新設ドレーン（鋼管）の配置設定 参照）。整理結果を図5-10に示す。

*1：新設するドレーンは施設直下の既設ドレーン（有孔塩ビ管）よりも深い位置に設置されることから、有孔塩ビ管に対し管路としての期待は不要となる。

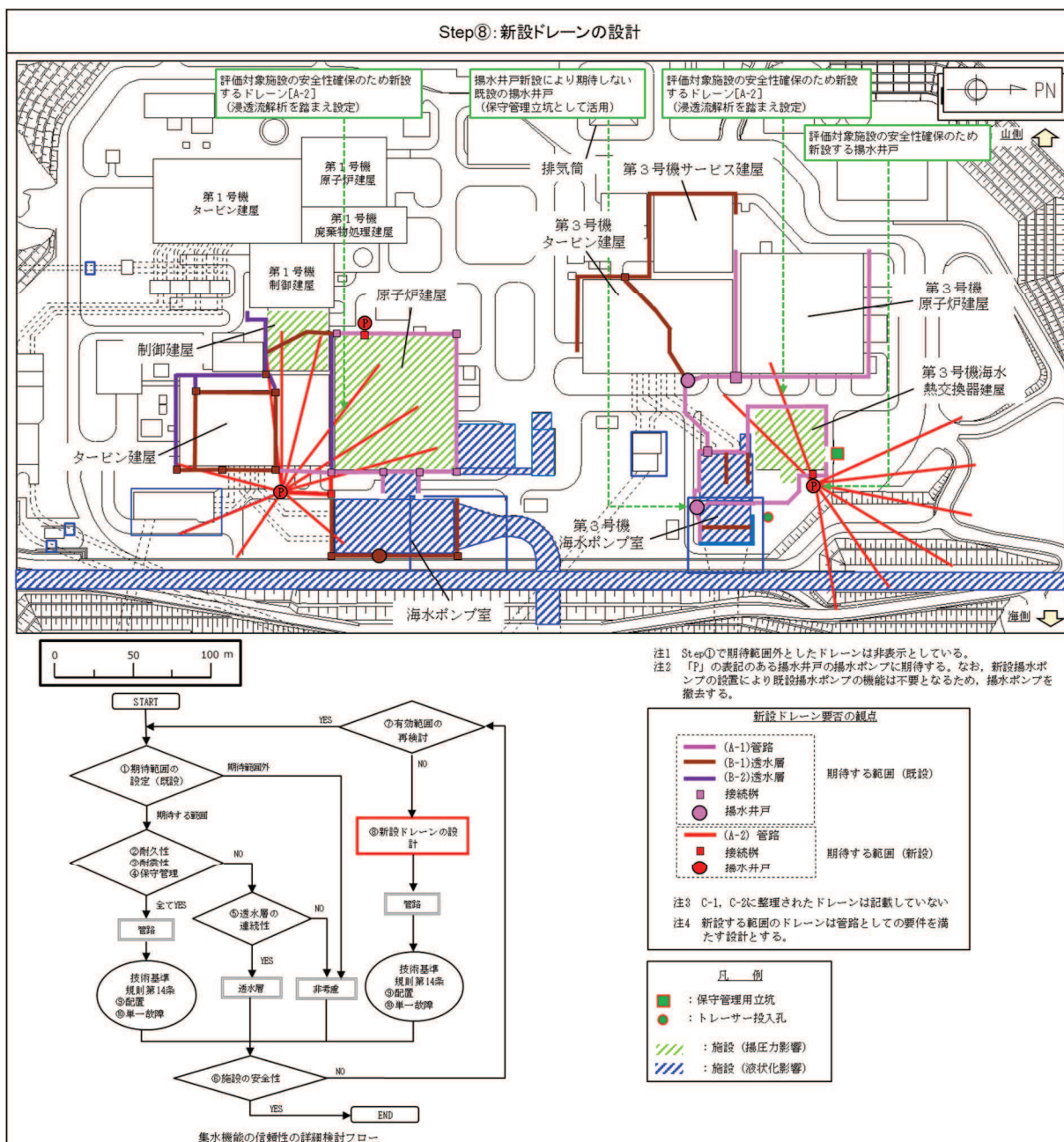


図5-10 新設ドレーン要否の観点からの整理結果（Step⑧）

図 5-10 までに設定したドレーン範囲のうち、安全設備の要求性能確保の観点からの整理結果を図 5-11 に示す。

揚水ポンプの多重化やドレーン・揚水井戸の配置上の配慮が必要となる。多重化の観点から新設するドレーンは、Step⑧で設定した新設ドレーンと同様の考え方により、地下水の流動場を考慮し浸透流解析を踏まえて配置を設定する。

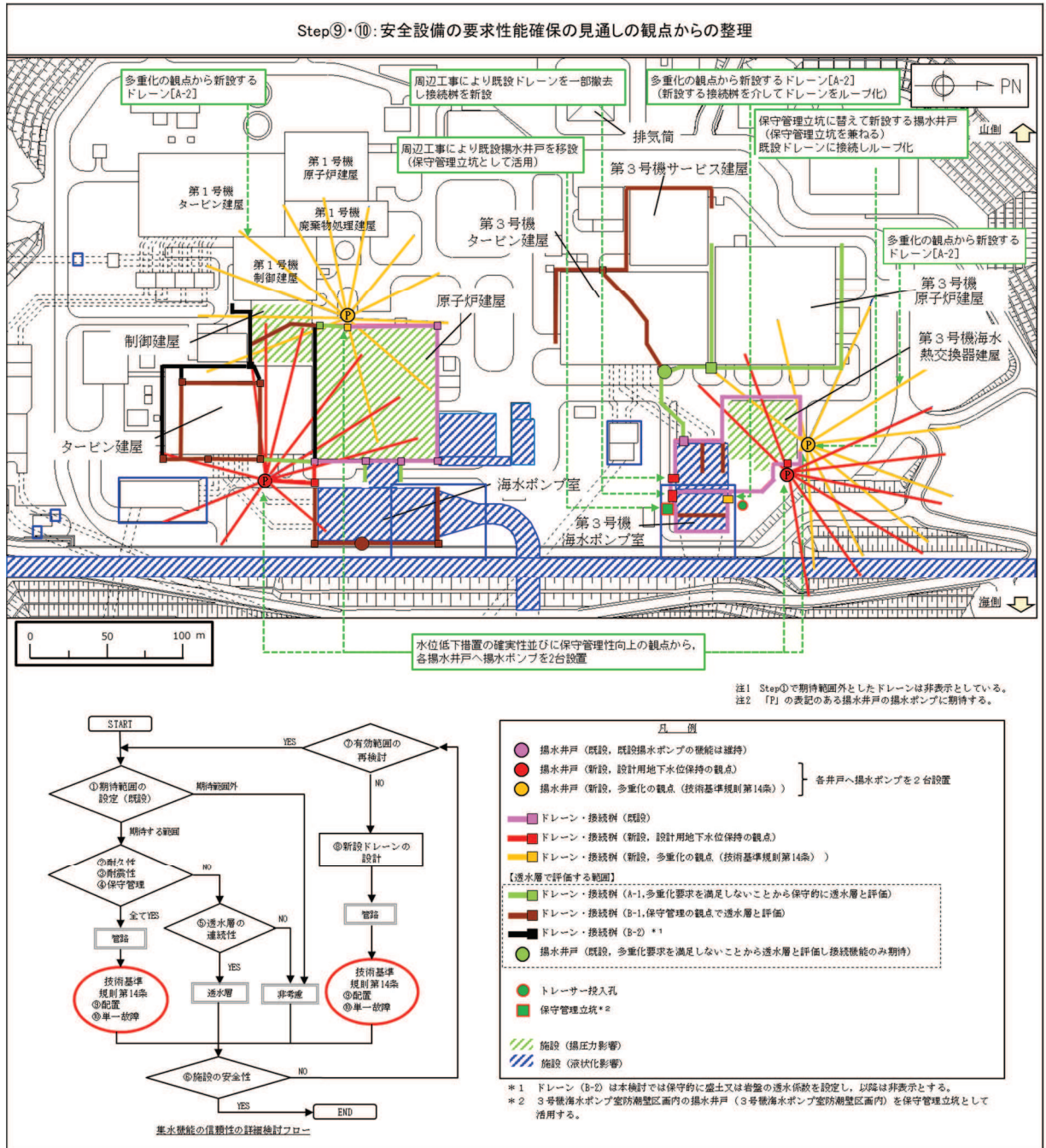


図 5-11 安全設備の要求性能確保の観点からの整理結果 (Step⑨・⑩)

集水機能の信頼性の詳細検討フローに基づく有効範囲の設定結果を図5-12に示す。本図は、「集水機能の信頼性に係る詳細検討フロー」(図5-3)に基づく整理であり、技術基準規則第5条・同第14条並びに設置許可基準規則第3条第2項の要求に対応した設備構成である。

ここに示すとおり、建物・構築物(原子炉建屋、制御建屋、3号機海水熱交換器建屋)の揚圧力影響(技術基準規則第5条)を考慮し、先に挙げた各条文へ適合させるため、地下水位低下設備を設計値保持のため必要な範囲(■)と、技術基準規則第14条の要求事項への配慮による範囲(■)にて構成するものとした。

なお、ドレーンのうち、耐久性・耐震性を有するが保守管理性を満たせない範囲、耐久性・耐震性及び保守管理性を満たすものの、技術基準規則第14条の要求事項への配慮の観点から管路より除外した範囲(■)については透水層として取扱う。連続した透水層としての機能に期待できない場合は、周辺の地盤相当として取扱う。

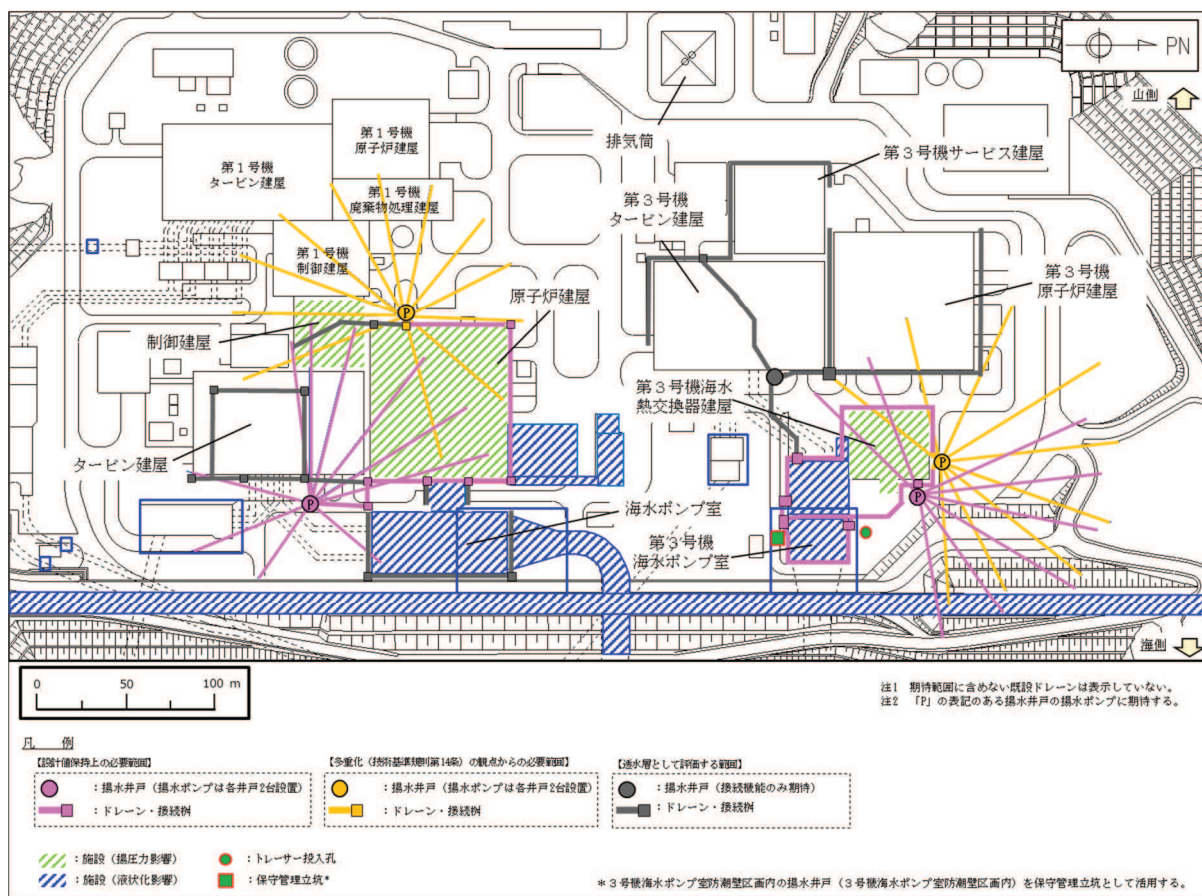


図5-12 地下水位低下設備の設定結果(まとめ)

(補足) 新設ドレーン (鋼管) の配置設定

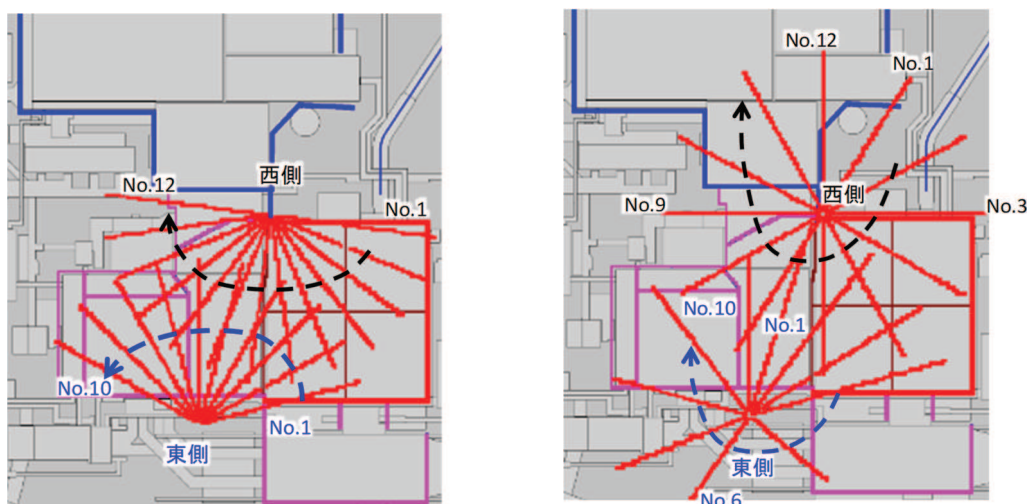
1. はじめに

新設ドレーン (鋼管) については, これまで建屋基礎版下に配置していた既設の有孔塩ビ管及び建屋周囲の有孔ヒューム管で担っていた設計用揚圧力保持の目的に加え, ポンプ機能喪失後の時間猶予 (設計用揚圧力へ到達するまでの時間) を一定時間確保可能とするような配置としている。

本資料は, 新設ドレーン (鋼管) の配置設定における予備検討として, ドレーン配置範囲の違いによる原子炉建屋領域への地下水流入量並びに時間猶予への影響を評価したものである。ドレーンの配置範囲のパターンを図 5-13 に示す。

2. 検討ケース

建屋底面のみ新設ドレーンを配置したケース (CASE①) 及び建屋底面以外にも新設ドレーンを配置したケース (CASE②) にて, 定常状態及びポンプ停止後の建屋領域への流入量と揚圧力の変化を確認した。



CASE① 建屋底面のみ配置

CASE② 建屋底面以外にも配置

【ドレーン諸元】

項目		CASE①	CASE②
2号 R/B 西側	ドレーン本数	12本	12本
	ドレーン深度	O.P. -19.0 m	O.P. -23.0 m
2号 R/B 東側	ドレーン本数	10本	10本
	ドレーン深度	O.P. -22.0 m	O.P. -19.0 m

図5-13 ドレーンの配置範囲のパターン

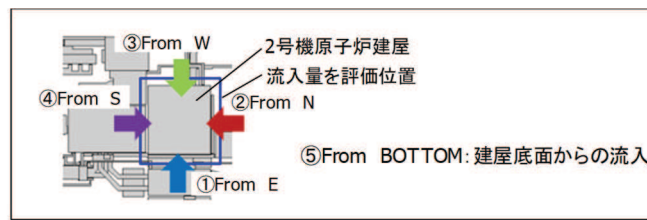
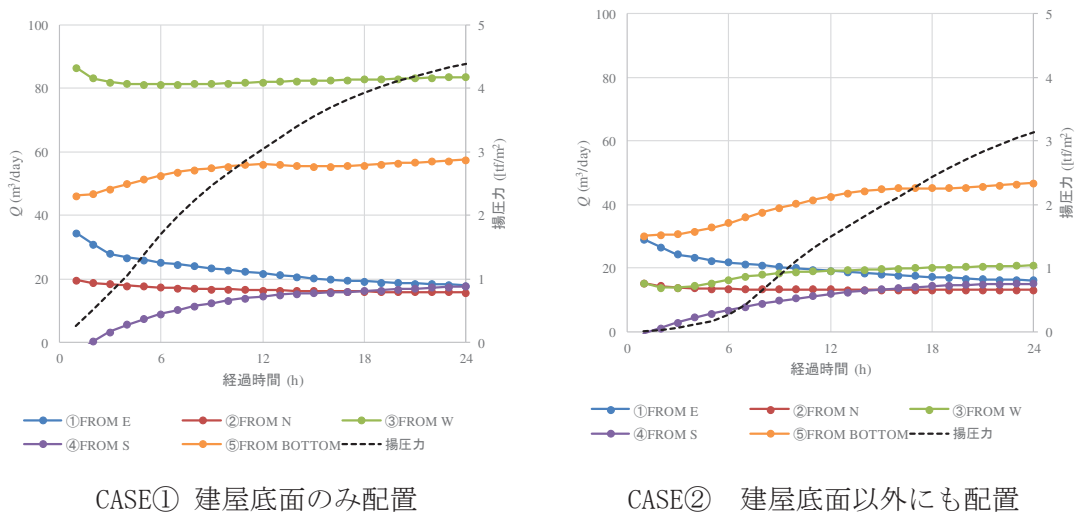
3. 検討結果

各ケースにおける定常状態及びポンプ停止後の建屋領域への流入量と揚圧力の経時変化を図 5-14 に示す。

定常状態での揚圧力には有意な差が見られないものの、建屋底面以外にも新設ドレーンを配置した CASE②の方が、ポンプ停止後の水位上昇が緩和される。

これは、建屋底面の水位低下量は CASE①・②で有意な差はないものの、より広範囲で水位が低下し、建屋底面以外にも不飽和領域が構築される CASE②の方がポンプ停止以降の地下水の流入に対する不飽和領域分の貯留可能量が大きいため、建屋近傍の地下水位の上昇を抑制しているものと考えられる。

特に、2号 R/B の場合は西側（山側）からの地下水流入が、3号 Hx/B の場合は北側からの地下水流入が支配的であることから、時間余裕確保の観点からはこれらの流入方向にドレーンを多く配置することが効果的であることも確認出来る。



KEY-PLAN

項目	CASE①	CASE②
定常状態における揚圧力 (R/B)	0.1 (tf/m ²)	0.0 (tf/m ²)
ポンプ停止 24 h 後の揚圧力 (R/B)	4.3 (tf/m ²)	3.1 (tf/m ²)

図5-14 建屋領域への地下水流入量と揚圧力の経時変化

以上の予備検討結果も踏まえ、新設ドレーンの配置に当っては各種パラメータスタディを行い、以下①②の要求を満足するよう設定している。

- ① 片系統が機能喪失した状態でも設計値（建屋の設計用揚圧力）を満足すること
- ② ポンプ機能喪失後の時間余裕を十分確保すること。（1日程度確保を目安）

(参考資料6) 地下水位低下設備の概要

本資料は、設計用地下水位の設定に用いる3次元浸透流解析において考慮するドレーンおよび地下水位低下設備の全体構成等を整理したものである。

なお、各設備の設定根拠等については、「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」に示す。

1. 地下水位低下設備の概要

1.1 全体構成

地下水位低下設備は2号機原子炉建屋及び3号機海水熱交換器建屋周辺に設置する。地下水はドレーンにより集水し、揚水井戸内に設置した揚水ポンプ・配管により構内排水路へ排水される。

ドレーンは各号機の建設時に設置された既設部を含む建屋周辺のヒューム管と新たに設置する鋼管により構成され、4箇所の揚水井戸にそれぞれ揚水ポンプ2台(計8台)、水位計3台(計12台)を設置する。

また、制御盤は原子炉建屋内に系統ごとに現場制御盤を、中央制御室に監視制御盤を系統ごとに各2面設置し、電源盤は異なる非常用電源母線に接続する2面を原子炉建屋内に設置する。

地下水位低下設備の構成概要を図6-1及び表6-1に示す。また、地下水位低下設備のうちドレーン及び揚水井戸の構成図を図6-2、平面配置を図6-3に示す。また、ドレーン(鋼管)の設置位置と周辺の地盤の状況について、防潮堤との位置関係を含めて図6-4に示す。

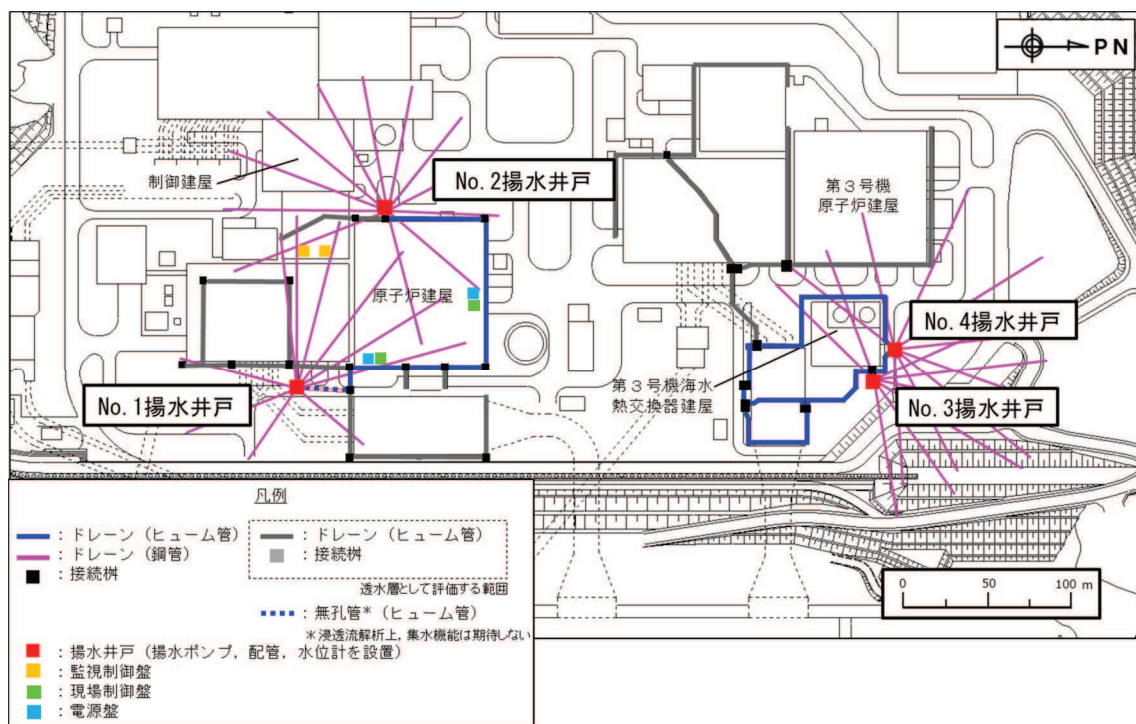
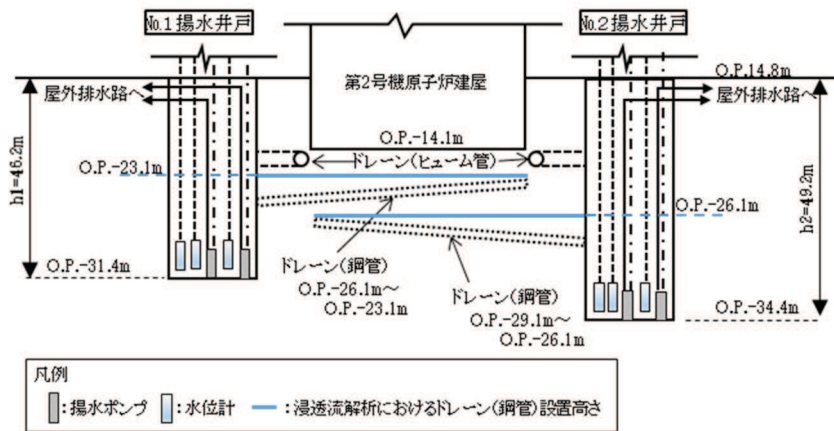


図6-1 地下水位低下設備の構成概要

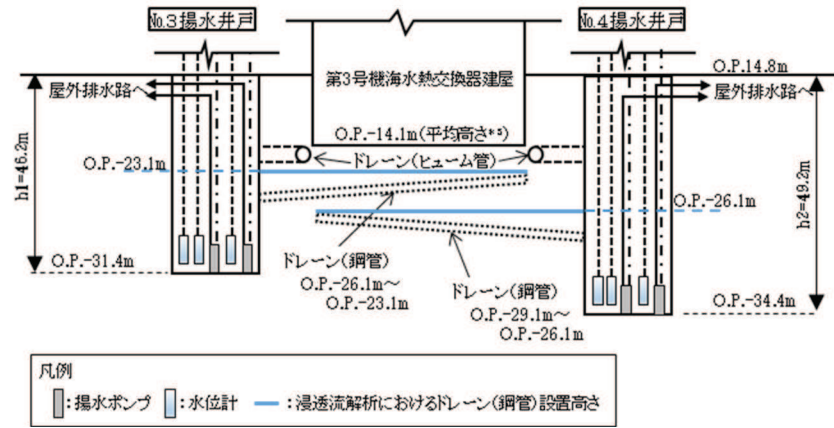
(参考)6-1

表 6-1 地下水水位低下設備の構成概要

構成	概要
ドレーン (接続柵を含む)	鋼管 (φ145.2mm) とヒューム管 (φ500mm, φ800mm, φ1050mm) により構成する。ヒューム管は分岐部等に鉄筋コンクリート製の接続柵を設ける。
揚水井戸	内径φ4mの鋼製の排水シャフト及び鉄筋コンクリート製の集水ピットにより構成し、2号機原子炉建屋周辺及び3号機海水熱交換器建屋周辺に各2箇所(計4箇所)設置する。
揚水ポンプ (配管を含む)	揚水ポンプ(容量375m ³ /h, 揚程52m, 原動機出力110kW)を各揚水井戸に2台ずつ(計8台)設置する。
水位計・制御盤・電源盤	水位計(計測範囲O.P.-28.8m~O.P.-26.1mまたはO.P.-31.8m~O.P.-29.1m)は各揚水井戸に3台ずつ(計12台)設置する。 制御盤は、原子炉建屋内に系統ごとに現場制御盤を、中央制御室に監視制御盤を系統ごとに設置する(各2面)。電源盤は異なる非常用電源母線に接続する2面を原子炉建屋内に設置する。



(1) 原子炉建屋周辺



(2) 第3号機海水熱交換機建屋周辺

- 注記*1: 揚水井戸及び揚水井戸に内包する揚水ポンプ, 水位計は新設する。
 *2: ヒューム管(接続柵を含む)は揚水井戸との接続部分は新設する。
 *3: 鋼管は揚水井戸を起点として放射状に新設する。
 *4: h1及びh2は、GLより集水ピット底面までの高さを表す。
 *5: 第3号機海水熱交換器建屋の基礎底面(O.P.-12.5m~O.P.-16.25m)の平均高さを示す

図 6-2 ドレーン及び揚水井戸の構成図

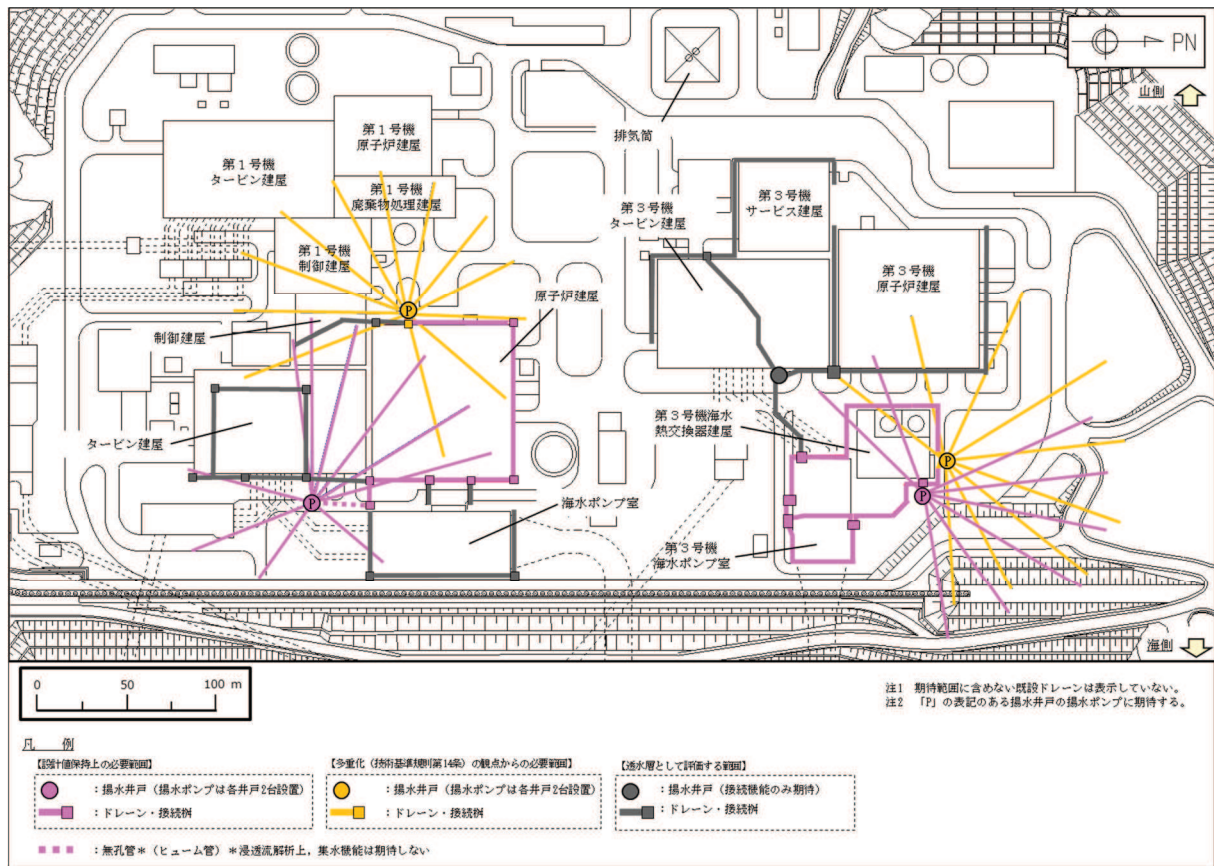
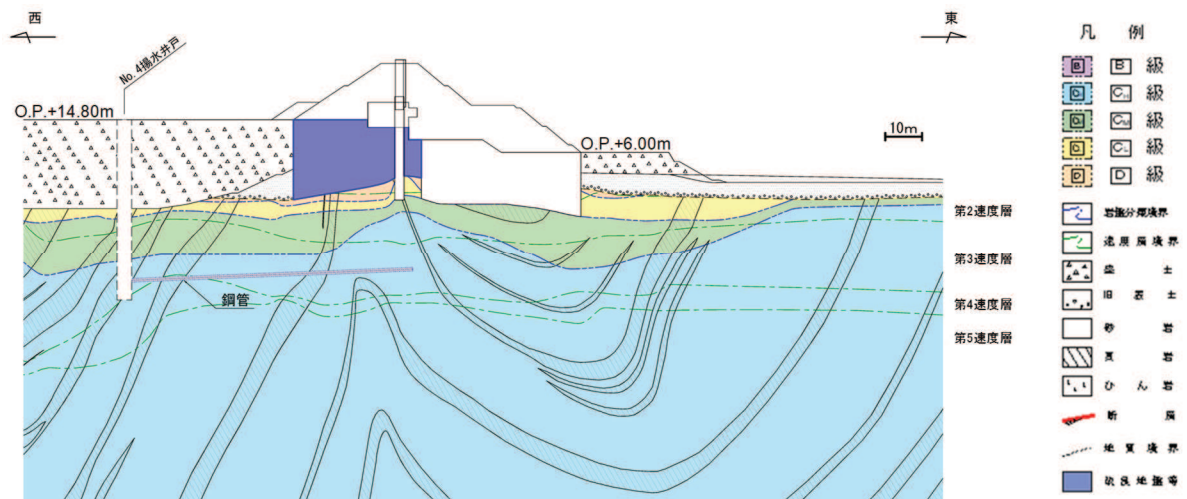


図 6-3 ドレイン・揚水井戸の平面配置



A-A断面図

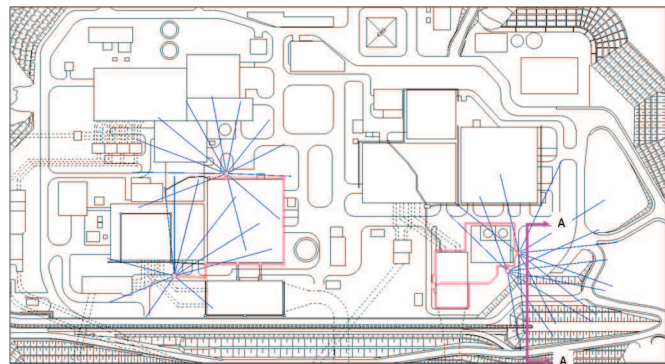


図6-4 ドレーン（鋼管）の設置位置と周辺の地盤の状況

1.2 ドレーン（鋼管，ヒューム管及び接続柵）

鋼管は揚水井戸から建屋周辺下部岩盤内に直線的に配置し，地下水を揚水井戸に集水する構造とする。鋼管は 2 号機原子炉建屋東側及び 3 号機海水熱交換器建屋東側揚水井戸は O.P. -23.1m～O.P. -26.1m の範囲に設置し，2 号機原子炉建屋西側及び 3 号機海水熱交換器建屋北側揚水井戸においては O.P. -26.1m～O.P. -29.1m の範囲に設置する。

ヒューム管は建屋等の外周部・直下部の岩盤上に設置し，地下水を揚水井戸に集水する。また，ドレーンの分岐部や曲がり部の一部に接続柵を設ける構造とする。

（設定根拠）

ドレーンは，施設へ作用する揚圧力が評価対象施設等の安全性確保を踏まえて設定した設計用揚圧力以下を保持できるよう配置する。また，浸透流解析におけるドレーンの境界条件として大気圧開放を与えていることから，十分な排水能力を有するものとする。

なお，浸透流解析における鋼管は図 6-2 に示すとおり建屋底面から 12m 又は 9m の深度に水平に設置した条件とし，実施工においては解析上の深度よりも低い位置に設置する。

新設する鋼管は，表 6-2 及び図 6-5 に示す建屋領域への方向別の地下水流入量を踏まえ，以下の考え方に基づき配置するものとする。

（2 号機原子炉建屋・制御建屋）

- ・ 原子炉建屋北面方向からは 3 号機エリアのドレーンの効果により流入量が小さくなっているが，残る東面，西面，南面及び底面方向からの流入量が相対的に多い。
- ・ 揚水井戸は原子炉建屋の西側・東側に設置し，各井戸へ鋼管を接続するため，周辺の既設設備の配置やドレーン施工の観点も踏まえて，原子炉建屋西側の井戸にて底面及び西面方向からの流入量を，原子炉建屋東側の井戸にて底面及び南面，東面方向からの流入量低減を考慮した配置とする。
- ・ なお，制御建屋は原子炉建屋より相対的に設置レベルが高いことから，原子炉建屋東側の井戸に接続する鋼管により設計用揚圧力を確保することが可能となる。

（3 号機海水熱交換器建屋）

- ・ 建屋北面方向からの地下水流入量が支配的となっている。当該エリアは周辺の既設設備の配置等から 2 箇所の揚水井戸を近接し配置するため，双方の揚水井戸へ接続する鋼管により建屋北面及び東面方向からの流入量低減を考慮した配置とする。

表 6-2 建屋領域への方向別の地下水流入量

流入方向	地下水流入量 (m ³ /日) *1		
	2号機原子炉建屋	2号機制御建屋	3号機海水熱交換器建屋
東 面	106.5	-7.7*2	17.8
北 面	30.2	-45.8*2	133.4
西 面	154.2	18.0	29.7
南 面	83.5	26.9	19.7
底 面	69.4	9.5	17.7

*1 : 0. P. -26m 付近 (鋼管設置レベル付近。建屋底面より-12m 下) 以浅の地下水移動量

*2 : 設置レベルの低い2号機原子炉建屋側への地下水の移動を示す。

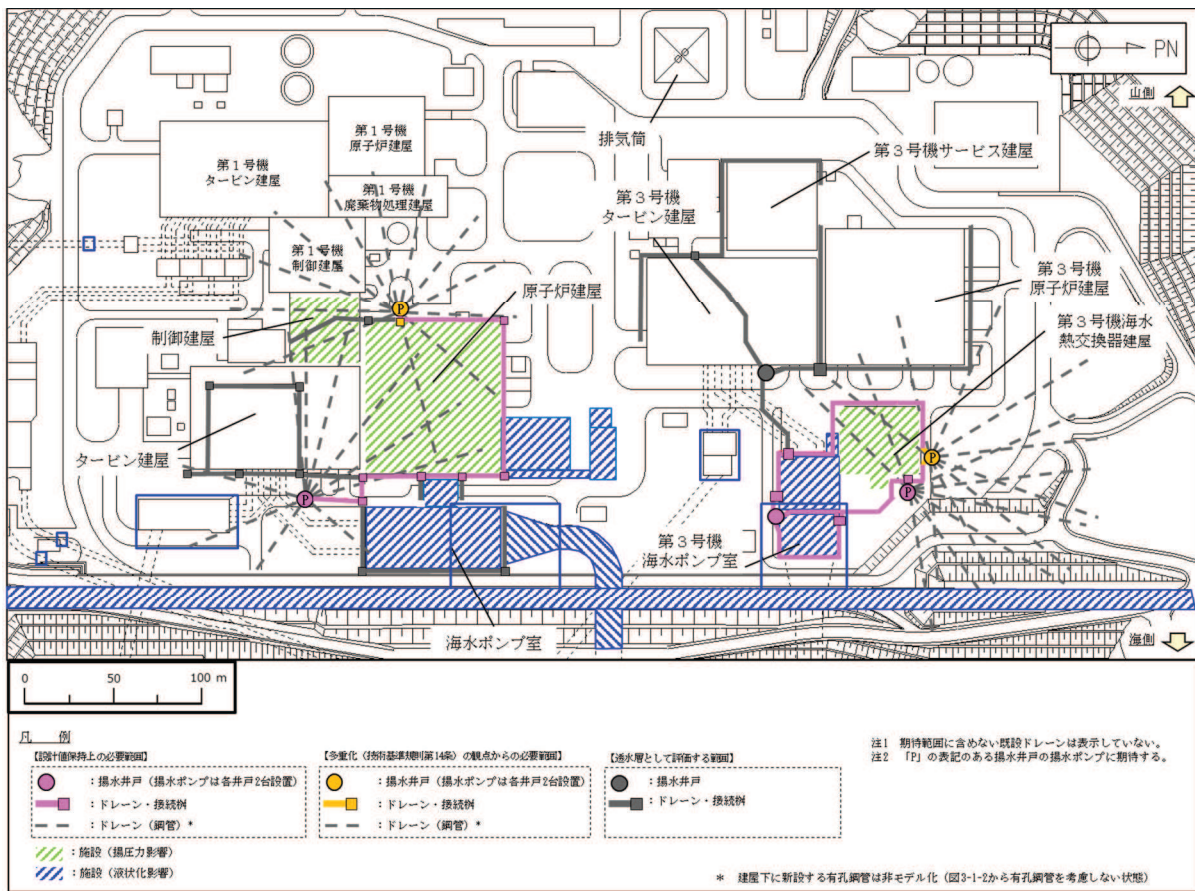


図 6-5 建屋領域への方向別の地下水流入量算定における地下水位低下設備の配置

(参考資料7) 既設ドレーンの部分閉塞時の自由水面の保持について

1. はじめに

設計用地下水位の算定（浸透流解析）に用いるドレーンのうち、既設ドレーンの一部（建屋外周等のヒューム管）は、部分閉塞し逆勾配で流下する状況も仮定した上で、浸透流解析上有効な管路（大気圧開放状態）として整理している。

ここでは、当該ドレーンが端部で部分閉塞しヒューム管が満管状態とならず自由水面を有して逆勾配で流下することを仮定した場合に、浸透流解析上想定する大気圧開放状態が維持されることを示す。

2. 評価条件

2.1 検討対象のドレーン

検討対象のドレーンは、原子炉建屋エリアはφ1050 mmのヒューム管、第3号機海水熱交換器建屋エリアはφ500 mmのヒューム管とし、当該範囲のヒューム管に部分閉塞が生じた場合に逆勾配で流下可能かを確認する。

検討対象のヒューム管の排水勾配は概ね1/1000程度である。

検討対象のドレーン配置図を図7-1に示す。

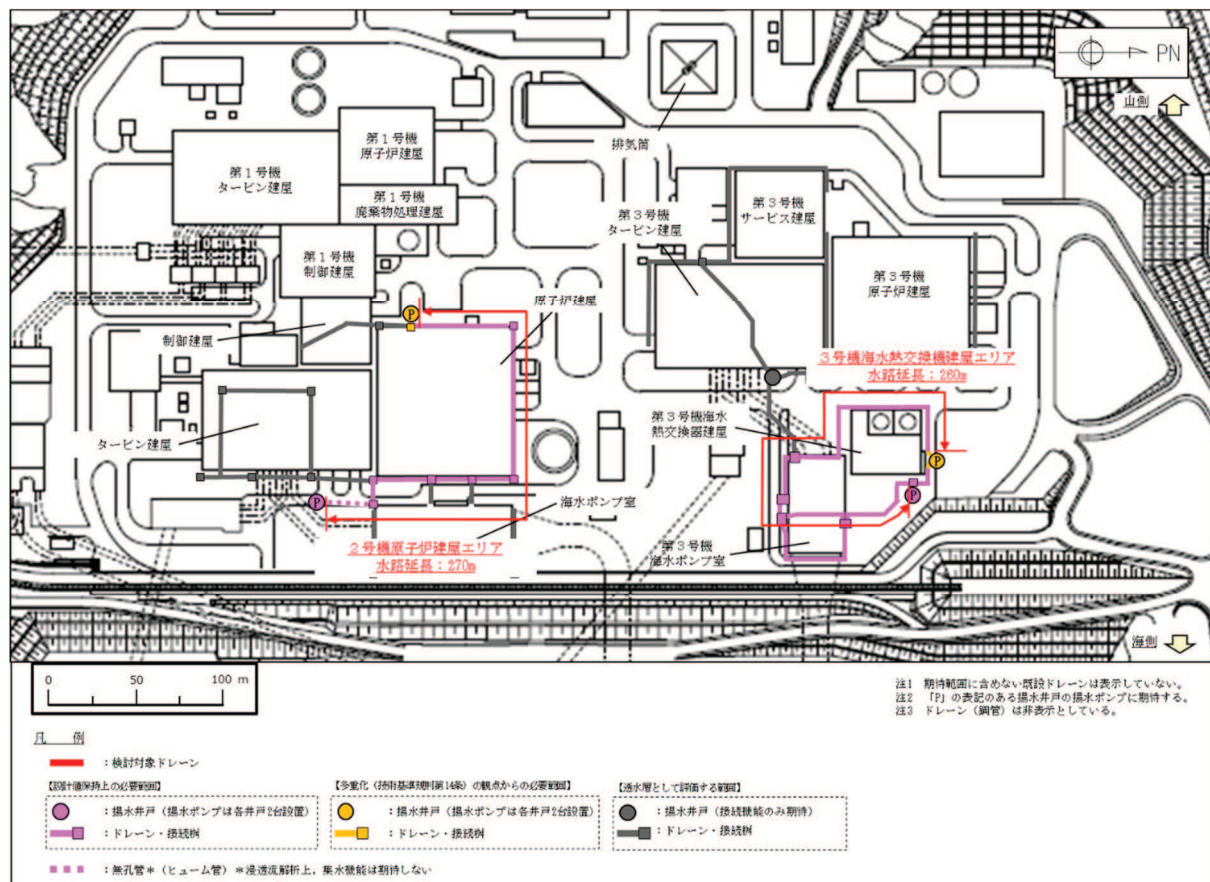


図7-1 検討対象ドレーン配置図

2.2 検討対象流量

検討対象流量は「補足-600-25-1 地下水位低下設備の設計方針に係る補足説明資料」に示す浸透流解析による地下水流入量を参照する。

原子炉建屋エリアのドレーンはφ1050 mmのヒューム管について、第1・2号機エリアの地下水流入量（6083m³/日）を検討対象流量とする。

また、第3号機海水熱交換器建屋エリアはφ500 mmのヒューム管について、第3号機エリアの地下水流入量（1683m³/日）を検討対象流量とする。

2.3 部分閉塞状態の想定

想定した部分閉塞の状態を図7-2に示す。この想定に基づきヒューム管の延長を原子炉建屋屋エリアは270m、第3号機海水熱交換器建屋エリアについては260mとして閉塞時の影響を検討する。

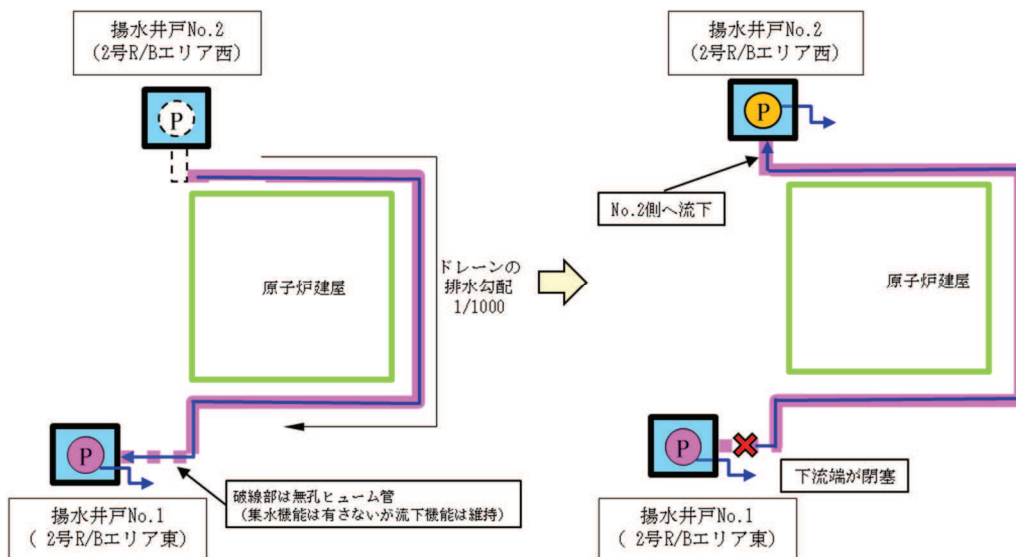


図7-2 想定するドレーン（ヒューム管）の閉塞ケース（模式図）
（原子炉建屋エリアの例）

3. 評価結果

閉塞時の自由水面保持状況の確認においては、逆勾配による水深に検討対象流量流下時のヒューム管端部（下流側）の限界水深と不等流計算による損失水頭を加え、上流側の断面が大気圧解放の前提となる自由水面が維持された状態（満管とならないこと）を確認する。

確認結果を以下に示す。なお、限界水深は、対象流量に対してフルード数が1となる水深を算出した。また、摩擦損失水頭は、ヒューム管の粗度係数を0.013m^{-1/3}/s*とした。

*：「火力原子力発電所土木構造物の設計—増補改訂版—（社）電力土木技術協会編」を参照し、ヒューム管はコンクリート管：0.013、鋼管はライニングした水路（鋼、塗装なし、平滑）：0.012に基づき設定。

3.1 第2号機原子炉建屋エリア

φ1050mm, 検討対象流量 6083m³/日での上流端での限界水深は約 144mm, 摩擦損失は約 78mm となった。下流端での水深は, 上流端の水深, 水路勾配による水深及び摩擦損失水頭を合計し, 144mm (上流端水深) +270m (水路延長) ×1/1000 (水路勾配) +78mm (摩擦損失水頭) = 492mm < 1050mm となる。

よって, 途中の摩擦損失を考慮しても満管になることなく流下可能と判断できる。原子炉建屋エリアにおける下流閉塞の場合の水面形を図 7-3 に示す。

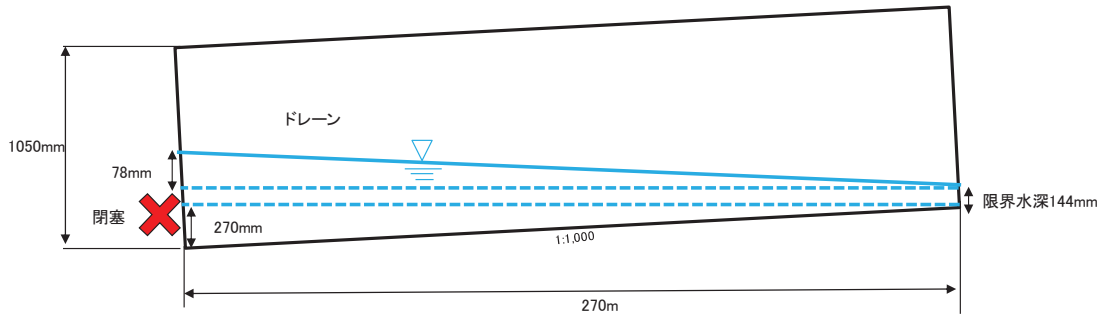


図 7-3 下流閉塞の場合の水面形 (原子炉建屋エリア)

3.2 第3号機海水熱交換器建屋エリア

φ500mm, 検討対象流量 1683m³/日において, 上流端での限界水深は約 91mm, 摩擦損失は 78mm となった。下流端での水深は, 上流端の水深, 水路勾配による水深及び摩擦損失水頭を合計し, 91mm (上流端水深) +260m (水路延長) ×1/1000 (水路勾配) +78mm (摩擦損失) = 429mm < 500mm となる。

よって, 摩擦損失を考慮しても満管になることなく流下可能と判断できる。第3号機海水熱交換器建屋エリアにおける下流閉塞の場合の水面形を図 7-4 に示す。

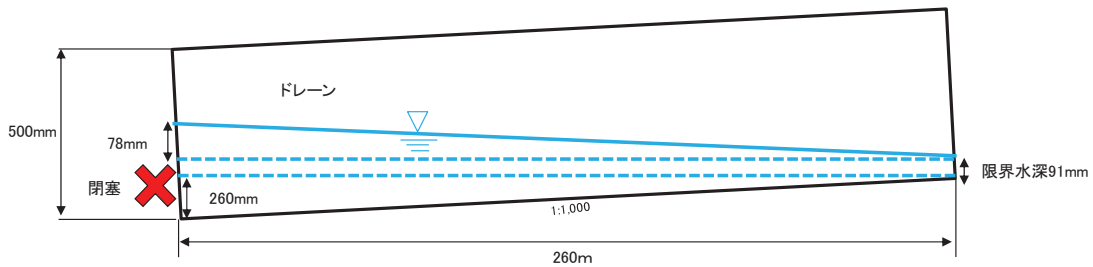


図 7-4 下流閉塞の場合の水面形 (第3号機海水熱交換器建屋エリア)

(参考資料 8) 地下水位低下設備の施工について

1. はじめに

設計用地下水位の設定において参照する予測解析において、ドレーン（鋼管）及び揚水井戸の新設を前提とした評価を行っている。本資料は、浸透流解析において前提としたドレーン有効範囲の妥当性に係る補足説明として、新設ドレーン・揚水井戸の施工手順及び試験施工結果について整理し、施工成立性を有することを示す。

2. ドレーン（鋼管）及び揚水井戸の施工方法

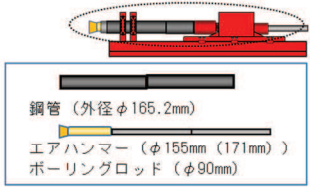
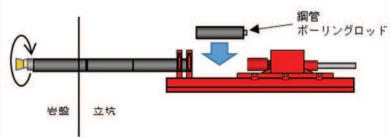
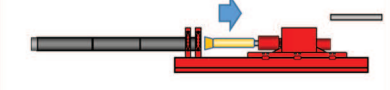
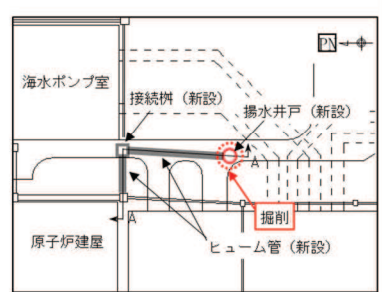
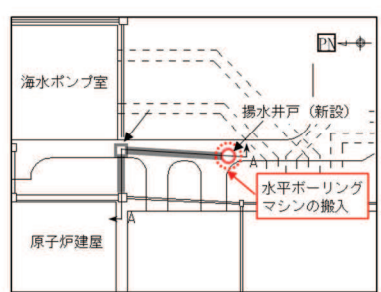
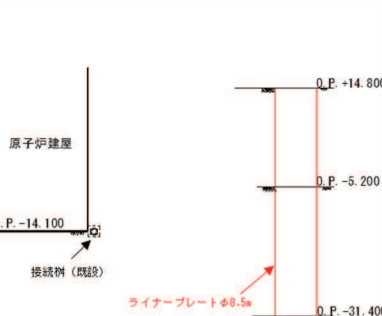
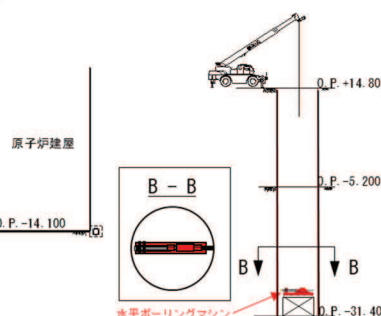
2.1 施工手順について

新設するドレーン（鋼管）の施工は、揚水井戸位置の盛土及び岩盤を所定の深度まで掘下げた後、立坑内に設置した仮設構台上に設置した水平ボーリングマシンによりドレーン延長相当を掘進し、ケーシングを兼ねた鋼管を設置することにより進める。

ドレーン（鋼管）の施工完了後、集水ピット、集水ピットと排水シャフトの接合部、排水シャフトの順で下部から上部に向けて揚水井戸を構築し、構築に合わせて周囲をセメント改良土で埋め戻す。

なお、新設する揚水井戸の位置は、既設ドレーンとの接続や周辺の既設設備との干渉等を考慮し設定しており、内空寸法及び井戸深度は、揚水ポンプ及び可搬型ポンプの揚程や、運用管理・保守管理面を考慮して設定している。

ドレーン（鋼管）及び揚水井戸の施工手順について図 8-1 に示す。

	①揚水井戸新設位置の掘削	②水平ボーリングマシンの搬入・設置	③水平ボーリング・鋼管設置
概要	<ul style="list-style-type: none"> 揚水井戸新設位置の盛土・岩盤を所定の深度まで掘削。 岩盤部は吹付コンクリート、盛土部はライナープレートφ8.5mにより土留め。 	<ul style="list-style-type: none"> 揚水井戸新設位置の掘削完了後、クレーンにより水平ボーリングマシンを立坑内に搬入し、ブルマンにより架台に固定。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下に示す流れにて削孔・鋼管を設置 <p>(1)鋼管（外径φ165.2mm）とエアハンマー（φ155mm（171mm））をセット。</p>  <p>(2)エアによりハンマーを動作させ、ハンマーと鋼管を回転させながら削孔。約3mごとに鋼管とボーリングロッドを継ぎ足しながら、所定の長さまで削孔。</p>  <p>(3)鋼管を岩盤内に残置したままエアハンマー（拡張ビット）を回収。鋼管の計測を行った後、水平ボーリングマシンを移設。</p> 
平面図			
断面図 (A-A)			

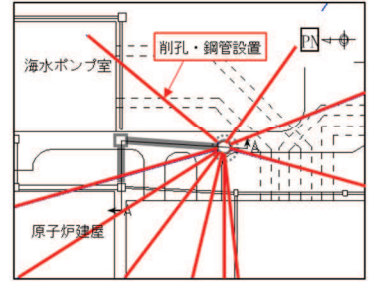
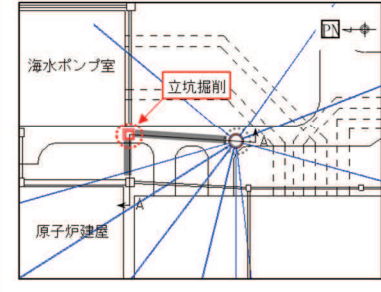
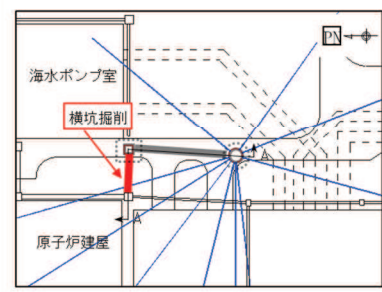
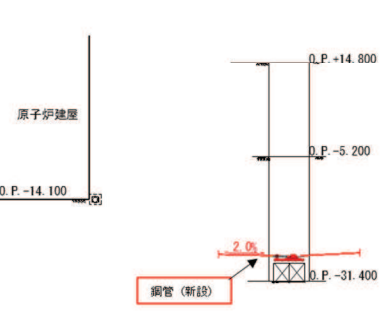
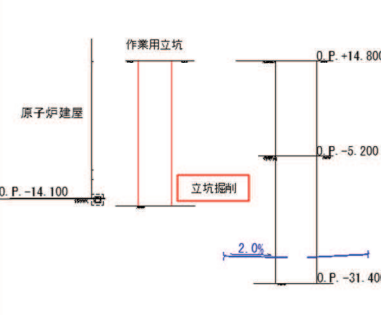
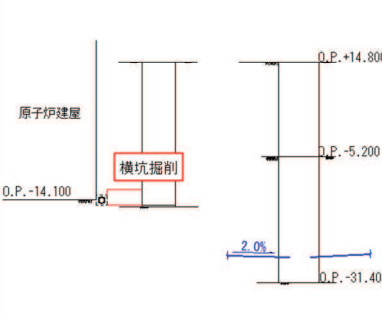
	④鋼管の設置	⑤接続樹新設位置の掘削	⑥新設～既設接続樹間への横坑の構築
概要	<ul style="list-style-type: none"> ③に示す手順にて揚水井戸を起点に放射状に鋼管を必要本数設置。 	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室西側の接続樹新設位置の盛土・岩盤を所定の深度まで円形に掘削。 岩盤部は吹付コンクリート、盛土部はライナープレートにより土留め。 	<ul style="list-style-type: none"> 新設～既設接続樹間へのヒューム管設置位置に横坑を掘削
平面図			
断面図 (A-A)			

図 8-1(1) ドレーン（鋼管）及び揚水井戸の施工手順（No. 1 揚水井戸の例）

	⑦ヒューム管の設置（新設～既設接続樹間）	⑧ヒューム管の設置（新設～No.1揚水井戸間）	⑨集水ピットの構築
概要	<ul style="list-style-type: none"> 新設～既設接続樹間にヒューム管を設置。 既設接続樹側壁を円形に削孔し、新設ヒューム管をはめ込んだ後、モルタルにて接合。 構坑とヒューム管間の空隙は碎石を充填。 	<ul style="list-style-type: none"> 新設接続樹設置位置から揚水井戸に向けパイロットボーリングを行った後、リーミング掘削をしながらヒューム管を新設（ロックモールド工法）。 	<ul style="list-style-type: none"> 揚水井戸立坑内に集水ピットを構築。
平面図			
断面図 (A-A)			

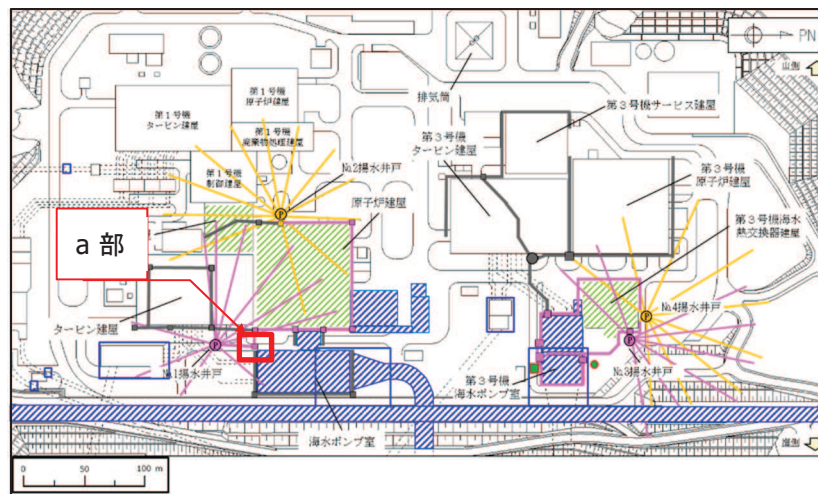
	⑩接続樹の新設	⑪排水シャフト構築、埋戻し
概要	<ul style="list-style-type: none"> 新設ヒューム管の会合部に接続樹を新設 ヒューム管（新設）を巻き込みコンクリートを打設し一体構造とする 	<ul style="list-style-type: none"> 集水ピット及び排水シャフトを構築しながら埋戻し（岩盤上面以深はセメント改良土、以浅は盛土による）
平面図		
断面図		

図 8-1(2) ドレーン（鋼管）及び揚水井戸の施工手順（No. 1 揚水井戸の例）

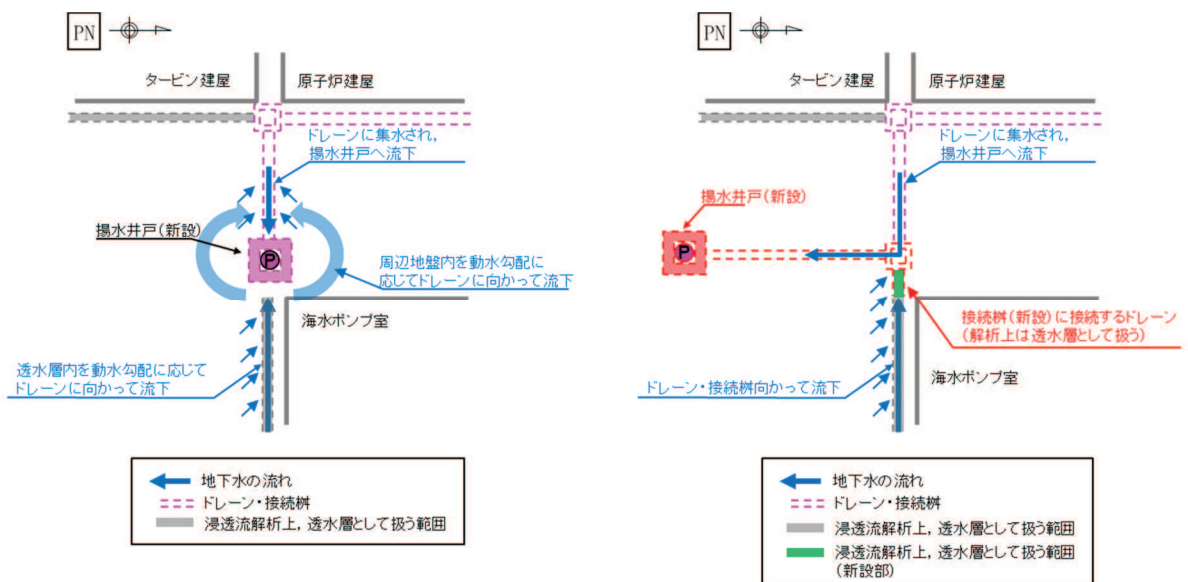
2.2 海水ポンプ室周辺のドレーンの排水経路について

海水ポンプ室周辺のドレーン（ヒューム管，φ500mm）については，設計用地下水位の設定において地盤（透水層）として扱っており，設置変更許可段階では，ドレーン端部からの排水は図 8-2 のとおり周辺地盤内を流下し，揚水井戸に集水される経路を想定していた。

工事計画認可段階における詳細な配置検討を踏まえ，海水ポンプ室近傍に接続枿を新設し No.1 揚水井戸へ排水する計画としたことから，集水の確実性の観点から，ドレーン端部と新設する接続枿を接続する設計とした。



KEYPLAN



a 部拡大図（設置変更許可段階）

a 部拡大図（詳細設計段階）

図 8-2 海水ポンプ室周辺のドレーンからの地下水の排水経路

3. ドレーン（鋼管）の施工成立性について

3.1 概要

原子炉建屋及び第3号機海水熱交換器建屋周辺に設置するドレーン（鋼管）は、 $\phi 142.5\text{mm}$ 、最大延長 100m 程度の有孔鋼管であり、3次元浸透流解析結果に基づき設置範囲を設定している。

当該ドレーンは所要の排水勾配を確保しながら、所要の位置に設置する必要があるが、狹隘な立坑内（ $\phi 8\text{m}$ ）での作業となることも踏まえ、試験施工により施工成立性を確認した。

3.2 試験方法

試験施工実施箇所は、ドレーン（鋼管）設置範囲と岩盤構成が類似する事務本館西側を選定した。この上で、立坑内に相当する $\phi 8\text{m}$ 程度の施工ヤードを設定しドレーン（鋼管）の掘進を行い、作業成立性及び鋼管の設置精度を確認した。

試験施工の目的を表 8-1 に示す。また、ドレーン（鋼管）の試験施工実施箇所を図 8-3 に示す。

なお、試験施工実施箇所については、ドレーン（鋼管）の設置箇所である原子炉建屋及び第3号機海水熱交換器建屋周辺の岩級区分が概ね同等であることをボーリングデータ等により確認している。

表 8-1 ドレーン（鋼管）の試験施工の目的

目的	確認事項	備考
①作業成立性	<ul style="list-style-type: none">・ $\phi 8\text{m}$の作業スペースに掘削機械を設置できること・ 延長 100m程度の連続掘進が可能であること	
②精度	<ul style="list-style-type: none">・ 指定方向に対し、$\pm 1\%$程度の施工誤差で掘進できること（鉛直方向）・ 逆勾配となる区間が生じないこと	排水勾配（1%）

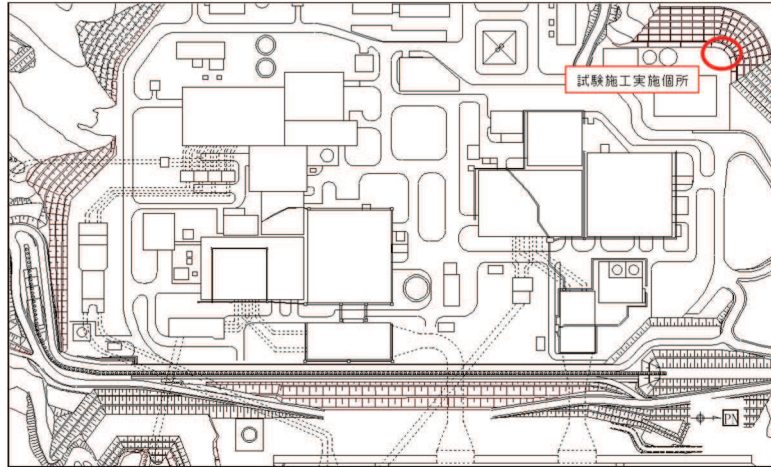


図 8-3 ドレーン（鋼管）試験施工位置

3.3 試験結果

①作業成立性

立坑内に相当するφ8m程度の施工ヤードに掘削機械を設置し、所定の距離の掘進及び鋼管挿入・設置が可能であることを確認した。なお、鋼管は最長100mであるが、試験施工においては120m（水平距離）まで掘進が可能であることを確認した。試験施工の状況を図8-4に示す。



図 8-4 (1) ドレーン（鋼管）試験施工状況

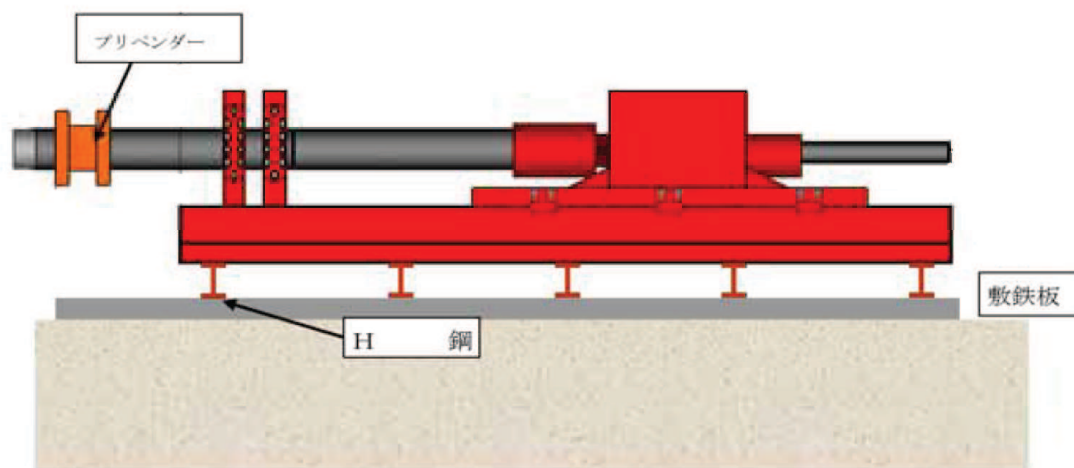


図 8-4 (2) ドレーン（鋼管）試験施工状況

②精度

掘進始点からの水平距離と変位（上下方向）の関係を表 8-2 及び図 8-5 に示す。

表 8-2 及び図 8-5 に示すとおり，所定の延長（L=120m）まで掘進した段階で，目標点からの施工誤差は 25mm であり，排水勾配が確保できていること，また目標誤差（±1%）の範囲内での施工が可能であることを確認した。

表 8-2 鋼管の試験施工における鉛直方向の誤差

水平距離 (m)	鉛直変位 (mm)		誤差 (mm) (A)-(B)
	計画位置 (A)	試験施工 (B)	
10	100	136	36
60	600	702	102
120	1200	1225	25

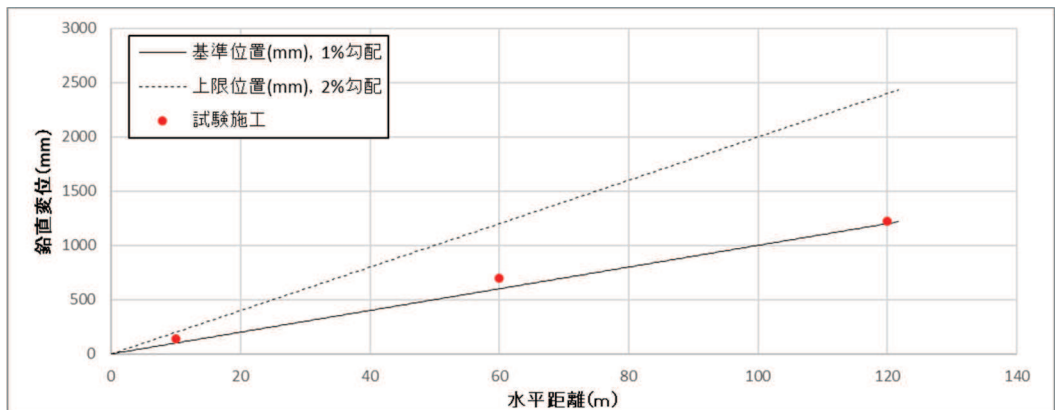


図 8-5 ドレーン（鋼管）設置位置の目標値と試験施工結果の比較

(参考資料 9) 地下水位低下設備の保守管理について

1. はじめに

設計用地下水位の設定において参照する予測解析において有効と見做すドレーンは、保守管理性を有することを要件の一つとしている。

本資料は、浸透流解析において前提としたドレーン有効範囲の妥当性に係る補足説明として、既設及び新設ドレーンの保守管理性の確保方法と確認結果等について示す。

2. ドレーンの保守管理について

2.1 ドレーンの機能喪失要因と対応方法

集水機能を担うドレーン・接続桝は、閉塞による機能喪失リスクを考慮する必要がある。設置状況や保守管理性を踏まえ、機能を喪失する可能性のある事象を網羅的に挙げ、それらに対する対応の考え方を整理した。ドレーンの機能喪失要因と対応の考え方を表 9-1 に示す。

ここに示すとおり、土砂流入をはじめとして、機能喪失への影響が想定される全ての事象は、設計（耐久性・耐震性の確保）並びに保守管理により対処し、機能維持することが可能である。

なお、ドレーンは技術基準規則第 14 条の要求事項への配慮の観点から、部分閉塞を想定した設計を行っているが、ドレーンは耐久性・耐震性を確保したものを使用すること、有孔部から流入する土砂は非常に緩速に堆積すること、今後予防保全対象として定期的な点検・土砂排除を行うことから、管の閉塞に至るリスクはなく、有孔部からの流入土砂に起因するドレーン機能の喪失は保守的な想定である。

表 9-1 ドレーンの機能喪失要因と対応の考え方

機能喪失への影響が想定される事象	設計・保守管理における事象への対応	設計上の考慮	機能喪失の想定
経年劣化や地震によりドレーンが損壊し、断面形状を保持できなくなる。	<ul style="list-style-type: none"> 耐久性のある材料を使用するとともに、耐震性（S s 機能維持）を確保する設計とする。 	要	不要
ドレーンの有効範囲以外等からの雨水流入、その他想定以上の雨水流入によりドレーンの集水能力が不足する。	<ul style="list-style-type: none"> 湧水量の算定においては、設置される全てのドレーンからの流入を考慮する。また、湧水量を大きく算定するように透水係数を設定し、得られた湧水量を包絡するスペックの揚水ポンプ能力を設定する。 	要	不要
土砂流入により閉塞又は通水断面が減少し、集・排水機能を喪失する。	<ul style="list-style-type: none"> 既設ヒューム管内部のカメラ調査結果から、ドレーンの設備供用開始後の堆積土砂は僅かである。 (有孔部（ヒューム管φ25mm、鋼管φ7mm）から管内への土砂流入は微量であり、有孔部に対し管径が十分大きく、土砂堆積による通水断面の減少は非常に緩慢*1*2に進行する。) ドレーンは設計湧水量に対し十分な排水能力が確保されている。新設ドレーンは設計湧水量に対して十分な排水能力を確保されるよう設計する。 予防保全として、定期的な点検、土砂排除を実施する。 	要	要
地盤改良工事等による目詰まり等により集・排水機能を喪失する。	<ul style="list-style-type: none"> 施工方法や規制等によりドレーン流入を防止する。 施工後のドレーン状況の確認を行う。 	要	不要
バクテリア影響によりドレーンに目詰まりが生じ、集水機能を喪失する。	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機、第3号機の既設ヒューム管はそれぞれ設置から約25年、18年経過しているが、内部カメラ調査結果から、同影響による目詰まり等は確認されていない。 バクテリアが大量に増殖するためには豊富な有機物が常に供給される必要があるが、本設備は地下の湧水を集水している設備であり、定常的に有機物が少ない環境下であることを確認しておりバクテリアが増殖し機能喪失することは考えにくい（表9-2）。 また、構内排水は生活排水とは独立した系統を有しており、発電所周辺において大きな環境変化も予定されておらず、今後も有機物の供給の急激な増加はないと考えられる。 予防保全として、定期的な点検を実施する。 	不要	不要
鉄酸化細菌（鉄バクテリア）によりドレーンに目詰まりが生じ、集水機能を喪失する。	<ul style="list-style-type: none"> 地下水は中性であること、また鉄分含有量が少ないことを確認しており鉄バクテリアが増殖し機能喪失することは考えにくい（表9-2）。 予防保全として、定期的な点検を実施する。 	不要	不要

注記*1：ヒューム管は、岩盤を掘り下げて設置しており、砕石が管周囲に充填される構造のため、管内への土砂供給が非常に少ない。

*2：ヒューム管の至近の目視確認結果では、設置後20年程度（2号機：約23年、3号機：約16年）が経過しているが底部に僅かに堆積が確認される程度。堆積土砂はシルト相当。（参考資料1-1）

表 9-2 地下水水質分析結果

(採取箇所：2号機揚水井戸，採取日：2021年1月12日)

測定項目	測定値	基準値*1
水素イオン濃度 (ph)	7.3	5.0 以上～9.0 以下
生物化学的酸素要求量 (BOD)	1.1mg/L	160 mg/L 以下
化学的酸素要求量 (COD)	0.5mg/L 未満	160 mg/L 以下
浮遊物質量 (SS)	2mg/L	200 mg/L 以下
溶融性鉄含有量	0.006 mg/L	10 mg/L 以下

注記*1：水質汚濁防止法の一律排水基準

2.2 ドレーンの保守管理性の確保方法

ドレーンの機能喪失事象を踏まえ、保守管理性を有することについては、経路の連続性に関する確認、通水断面の確保の可否により判断する。ドレーンの構造・形状別の部位に応じた保守管理性の確保方法について、表 9-3 のとおり整理した。

ここで、表 9-3 における「流末部」とは同径の管の最下流部を表す。ヒューム管（φ 500mm）は立入りできないが、立入り可能な φ 800mm，φ 1050mm のヒューム管については、最下流部の接続柵や近傍の保守管理立坑からアクセスでき、目視・カメラ等による確認が可能である。

図 9-1 に示す範囲における各部位のアクセス性を表 9-4 に示す。また、表 9-2 で示した保守管理立坑及びトレーサー投入孔の概要図を図 9-2 及び図 9-3 に示し、第 3 号機海水ポンプ室周辺の保守管理立坑等を用いた保守管理性の確認方法を図 9-4 に示す。

なお、以下に示す理由から、ドレーンは一定の品質が確保され、供用環境も同様と考えられるため、通常時は流末部で外観点検を行うことで異常等の確認が可能であると判断している。

- ・施工方法・仕様の共通性：既設ドレーンは同時期に同一施工体制のもと設置されており、開削により露出した岩盤上に同様の施工管理基準のもと設置されている。新設部も既設と同等の施工方法，施工管理基準のもと施工予定であり，仕様も共通である。
- ・建設時記録の信頼性：既設ドレーンは同時期に同一施工体制のもと設置されており，施工記録等により設置時の情報を確認できる。新設ドレーンも同様に施工管理記録から情報を確認できる。
- ・耐久性・耐震性（S s 機能維持）が確保されている。
- ・安定的な供用環境にある。（岩着構造，外力（土被り）の変動が小さい，地下空間のため紫外線等の劣化要因が少ない，流入する地下水に有害な物質が含まれない等）
- ・流末部は土被りが最大（上載荷重最大）であり，設計上最も厳しい部位である。

表 9-3 保守管理性の確保方法

部位	設置状況と調査項目*			保守管理性の確保方法	
	立入	カメラ	トレーサー試験＋ 流末部確認	経路の連続性 確認方法	通水断面の 確保方法
鋼管 (φ142.5mm)	×	○	×	・カメラ	・設計 (Ss 機能維持) ・維持管理 (定期的な点検・ 土砂排除)
ヒューム管 (φ500mm)	×	△	○	・トレーサー試験 ・流末部の確認 (カメラ・目視)	
ヒューム管 (φ800mm)	○	○	○	・目視(人の立入)	
ヒューム管 (φ1050mm)				・トレーサー試験 ・流末部の確認 (カメラ・目視)	

注記*：各部位における調査可否（○全範囲可，△部分的に可，×不可）

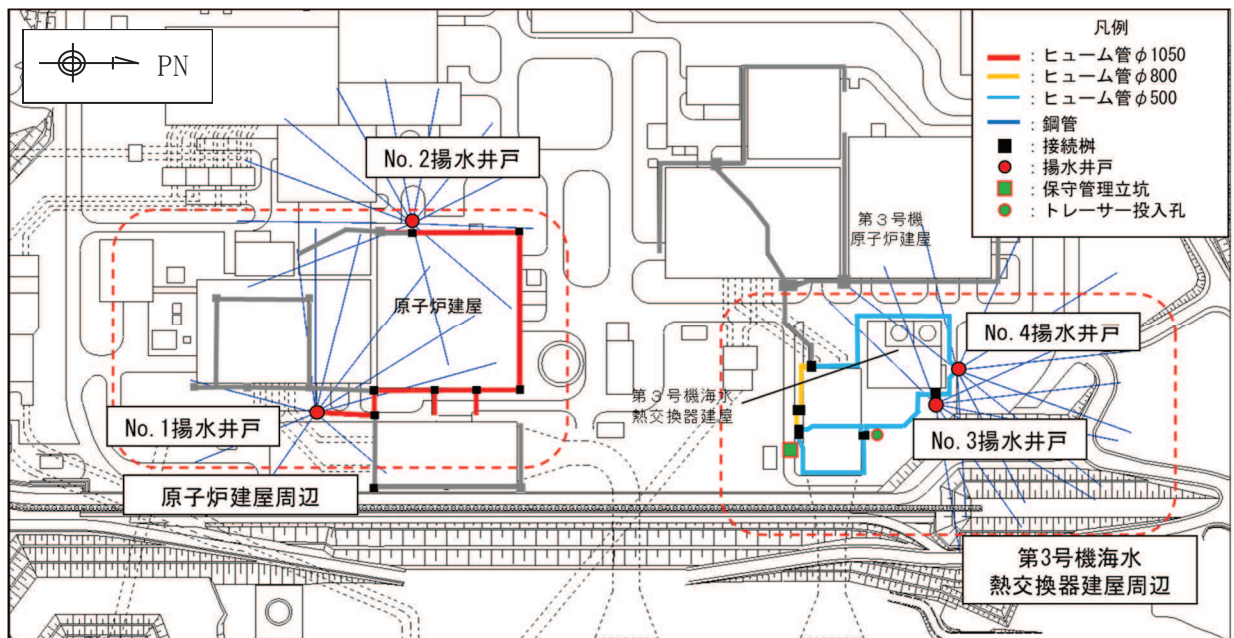


図 9-1 保守管理範囲の概要図

表 9-4 各部位へのアクセス性

エリア	主な構成部位	アクセス性
原子炉建屋周辺	ヒューム管 (φ 1050 mm)	・ No.1, 2 揚水井戸内にステージを設け接続部から直接, 人がアクセスできる
	鋼管 (φ 142.5 mm)	・ No.1, 2 揚水井戸内の作業ステージからカメラ, 洗浄ホースが挿入できる
第 3 号機海水熱交換器建屋周辺	ヒューム管* 1 (φ 800 mm, φ 500 mm)	<ul style="list-style-type: none"> ・ No.3, 4 揚水井戸の接続部または下流側の保守管理立坑からカメラが挿入できる ・ No.3, 4 揚水井戸の接続部またはトレーサー投入孔からトレーサーを投入でき, 下流側の保守管理立坑から試料回収できる。 ・ No.3.4 揚水井戸の接続部のトレーサー投入孔から洗浄用ホースが挿入できる。
	鋼管 (φ 142.5 mm)	・ No.3, 4 揚水井戸内の作業ステージからカメラ, 洗浄ホースが挿入できる

注記* 1 : 土砂の堆積状況により土砂排除が必要と判断した場合は, 上流側の揚水井戸またはトレーサー投入孔より洗浄水を送水し, 下流側の保守管理立坑においてバキューム等で土砂回収を実施する

* 2 : 保守管理立坑及びトレーサー投入孔は直接集・排水機能を担うものではないことから, 設計基準対象施設には該当しないが, ドレーンの有効範囲を維持していくために必要であることを踏まえ, 基準地震動 S_s に対する機能維持を図る。

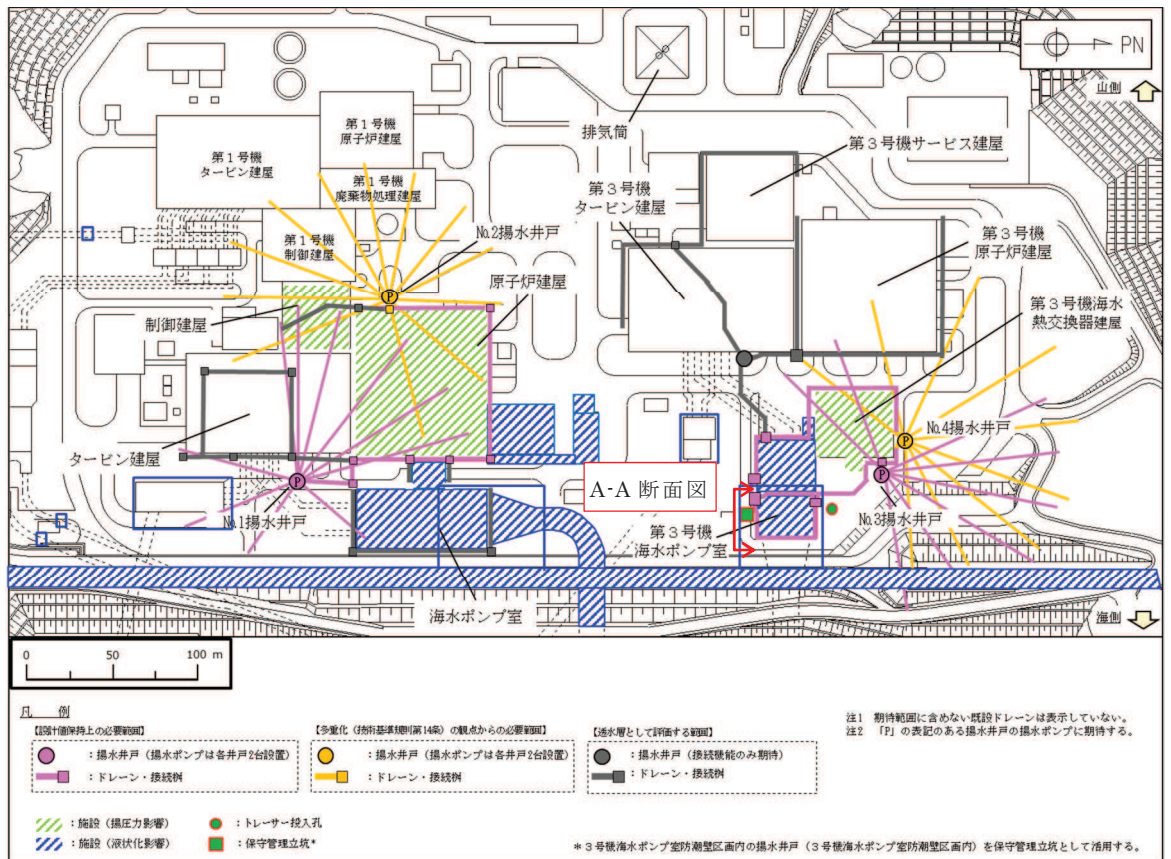


図 9-2(1) 保守管理立坑の概要図 (断面位置図)

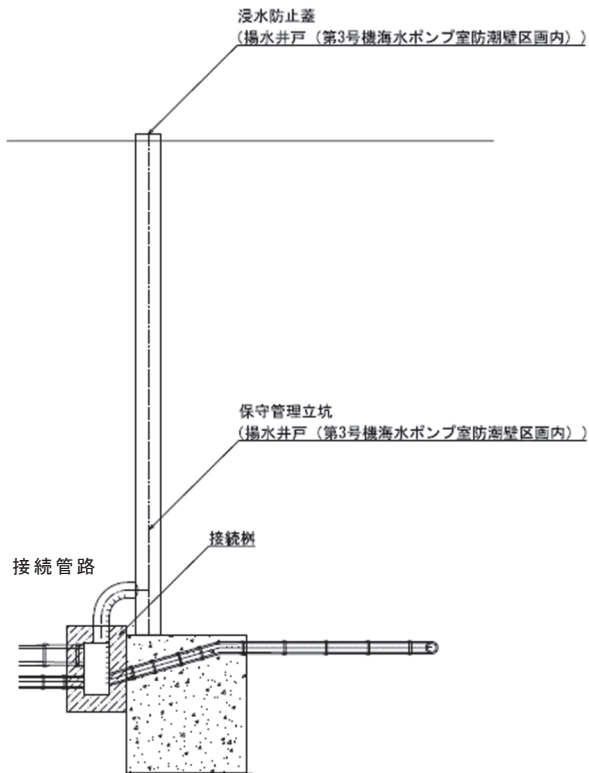
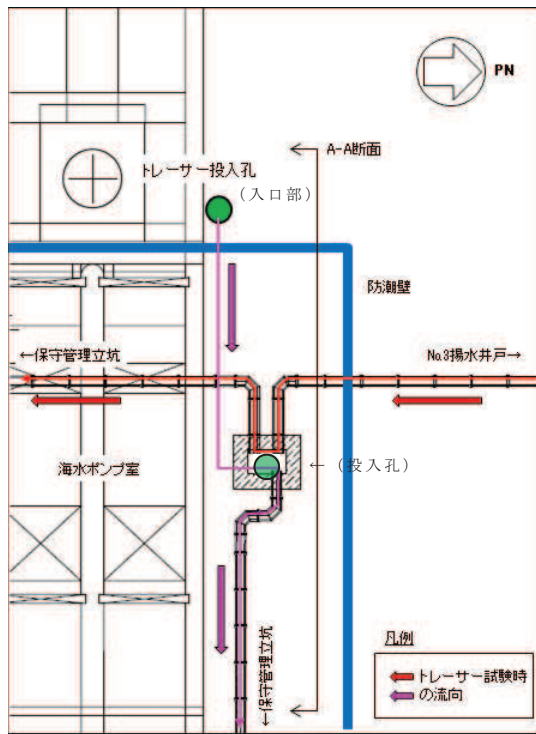
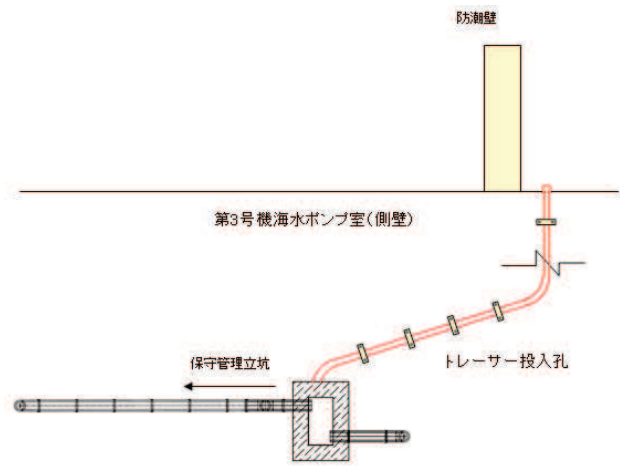


図 9-2(2) 保守管理立坑の概要図 (A-A 断面図)
(参考) 9-7

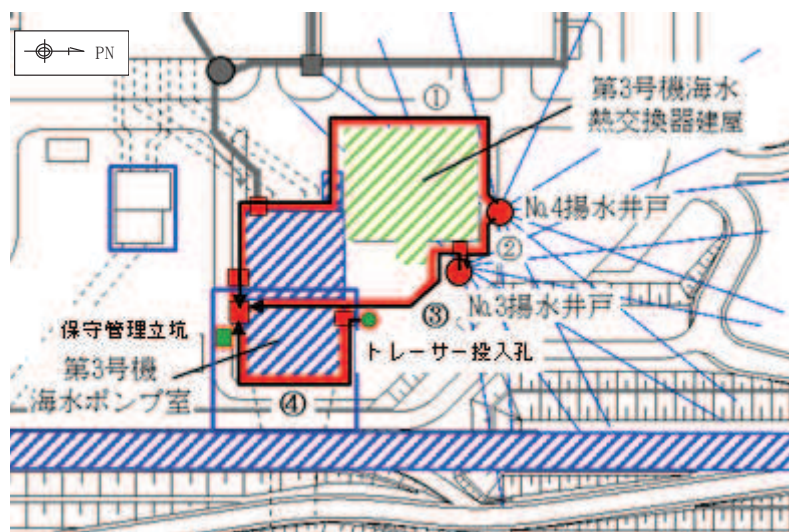


(a) 平面概要図



(b) A-A 断面図

図 9-3 トレーサー投入孔の概要



No.	トレーサー投入箇所	トレーサー回収及び 流末部目視調査箇所
①	No.4 揚水井戸	保守管理立坑
②	No.4 揚水井戸	No.3 揚水井戸
③	No.3 揚水井戸	保守管理立坑
④	トレーサー投入孔	保守管理立坑

図 9-4 第 3 号機海水ポンプ室エリア周辺の保守管理方法

2.3 保守管理の成立性確認（鋼管）

鋼管は表 9-3 に示すとおり，カメラ調査により経路の連続性の有無を確認する。また，基準地震動 S_s に対する耐震性を確保するとともに，定期的な点検・土砂排除により機能維持を図る。

以下，鋼管を対象としたカメラ調査と，土砂堆積を想定した洗浄試験の状況を示す。

2.3.1 カメラ調査（鋼管）

(1) 概要

カメラ調査は揚水井戸内の各鋼管付近に設けた作業ステージで行う。

ここでは，鋼管の保守管理を想定し，新設するドレーンの試験施工により設置した模擬管路を対象に，カメラ調査の適用性を確認した。

(2) 調査方法

図 9-5 に示す自走式 TV カメラによる。これらの調査資機材はケーブルドラム及びカメラモニタを搭載した TV カメラ搭載車と自走式 TV カメラにより構成される。自走式 TV カメラは小型であり揚水井戸内への携行が可能である。



図 9-5 自走式 TV カメラの外観イメージ

(3) 調査結果

カメラ調査（鋼管）の実施状況を図 9-6 に示す。

カメラ挿入位置から管全長（内径 $\phi 100$ mm， $L=120$ m， $I=1.0\%$ ）を自走可能であることを確認した。撮影動画は乱れもなく鮮明であったことから，自走式 TV カメラ調査の適用性が確認された。試験完了後，自走式 TV カメラを回収した。



図 9-6 カメラ調査（鋼管）の実施状況

2.4.2 洗浄試験（鋼管）

(1) 概要

新設する鋼管の保守管理を想定し、新設するドレーンの試験施工により設置した模擬管路を対象に、洗浄工の適用性を確認した。

洗浄工はカメラ調査と同様、揚水井戸内の各鋼管付近に設けた作業ステージで行う。

(2) 試験方法

洗浄工は高圧洗浄車により管内の堆積物や管壁の付着物の除去を実施するものである。洗浄機械は井戸内への持ち込みが可能な小径のφ30mm（外径）の高圧ノズルを用いた。

(3) 試験結果

洗浄工の実施状況を図 9-7 に示す。

延長 120m、勾配 1%の模擬管路に対し、高圧ノズルにて管内への挿入及び洗浄が可能であったことから、適用性が確認された。洗浄完了後、洗浄用治具を回収した。



図 9-7 洗淨工（鋼管）の実施状況

2.5 保守管理の成立性確認（ヒューム管）

ヒューム管は表 9-3 に示すとおり，管内への人の立入，カメラまたはトレーサー調査にて経路の連続性を確認する。また，基準地震動 S_s に対する耐震性を確保するとともに，定期的な点検・土砂排除により機能維持を図る。

ここでは，ヒューム管を対象としたトレーサー調査と，土砂堆積を想定した洗淨試験の状況を示す。

2.5.1 トレーサー試験（ヒューム管）

(1) 概要

トレーサー試験は，経路の上流側にある揚水井戸やトレーサー投入孔からトレーサー材（ヨウ化物イオン・蛍光塗料等）を投入し，下流側で濃度計測もしくは目視確認をすることにより集水経路の連続性を調査する手法である。

以下，トレーサー試験による集水経路の連続性確認が必要な第 3 号機エリアのヒューム管において実施したトレーサー試験結果を整理した。

(2) 試験位置

第 3 号機エリアのヒューム管のうち，トレーサーの流下経路が最も長くなる 3 号機海水熱交換器建屋西側の範囲を試験位置に選定した。

トレーサー試験位置を図 9-8 に示す。

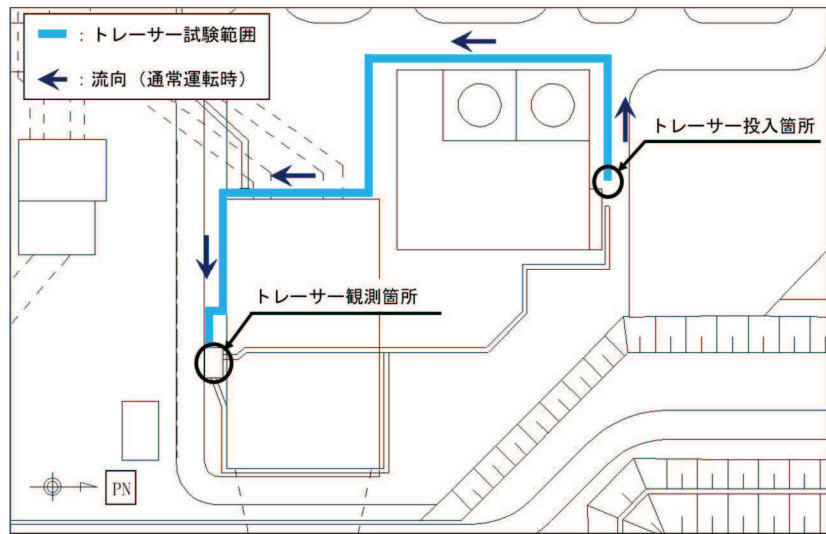


図 9-8 トレーサー試験位置

(3) 試験方法

a. トレーサー材の選定

試験実施時には防潮堤の沈下対策（地盤改良等）の実施前であり，試験範囲周辺地下水は海水の影響を受ける可能性が考えられたことから，塩水が試験結果に影響を与えない「ヨウ化物イオン (I⁻)」*及び「蛍光塗料 (ローダミン)」をトレーサー材として採用し，試験を実施した。

注記*：トレーサー材は，一般的に水溶性化学物質である塩化ナトリウムを使用し，電気伝導度計にて塩分濃度を測定するが，周辺環境や投入・収集口を直接目視できる場合は，蛍光色素を混合した溶液を使用し，直接視認することも可能である。

b. 観測方法

トレーサー投入箇所に塩ビ管*を挿入し，トレーサー材 600L(20L/min)を投入後，試験範囲下流端にて採水を行い，ヨウ化物イオン及び蛍光塗料の検出状況を確認した。

トレーサー材は，図 9-9 に示すようにヒューム管へ直接投入した。

注記*：トレーサー投入箇所はいずれも新設予定であり，ヒューム管へ直接流下可能な構造とすることから，試験用に仮設の塩ビ管を挿入し投入孔としたもの。

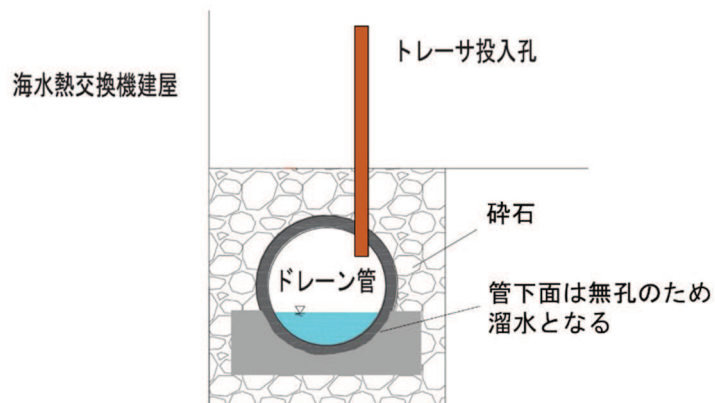


図 9-9 トレーサー材の投入方法

(4) 試験結果

トレーサー試験の実施状況を図 9-10 に、試験結果を図 9-11 に示す。

試験の結果、ヨウ化物イオン及び蛍光塗料ともに検出を確認し、集水経路の連続性を確認した。

また、試験で使用したトレーサー材は 600L であり、揚水井戸及びトレーサー投入孔近傍に持ち込み、流下させることが可能な容量である。

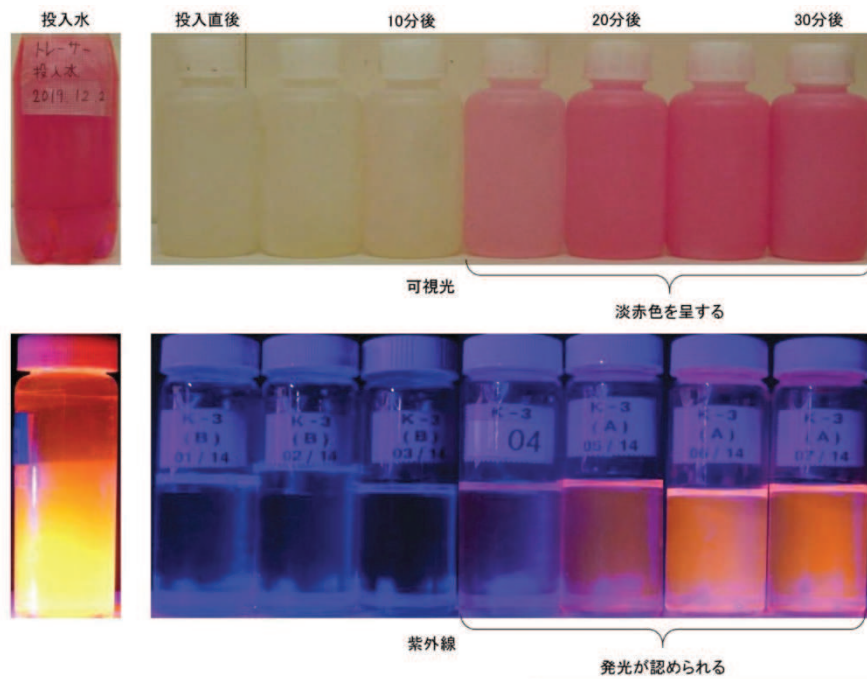
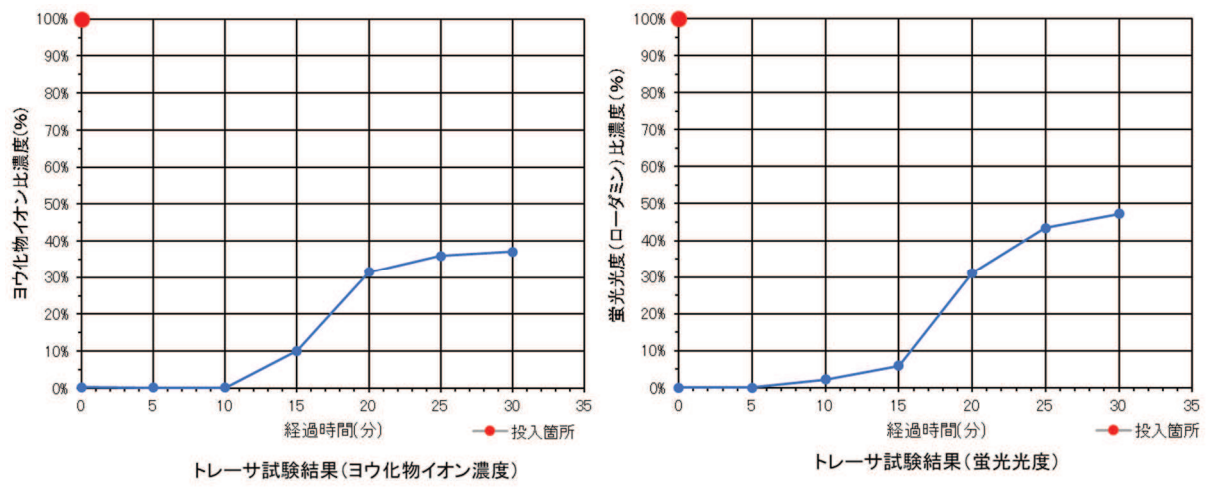


(a) 投入孔設置状況（塩ビ管挿入）



(b) 採水状況

図 9-10 トレーサー試験 実施状況



結果:15分後から染色が明瞭に認められる

図 9-11 トレーサー調査結果

2.5.2 洗浄試験（ヒューム管）

(1) 概要

ヒューム管の保守管理を想定し、2.5.1 のトレーサー試験位置を対象として高圧洗浄車による洗浄の適用性を確認した。

(2) 洗浄方法

洗浄工は高圧洗浄車により管内の堆積物や管壁の付着物の除去を実施するものであり、外径φ30mmの高圧ノズルを用いた。管内にノズルを挿入して高圧水を外周方向に噴射し、管内の付着物、堆積土砂等の洗浄を実施した。

洗浄工の概要を図9-12に示す。

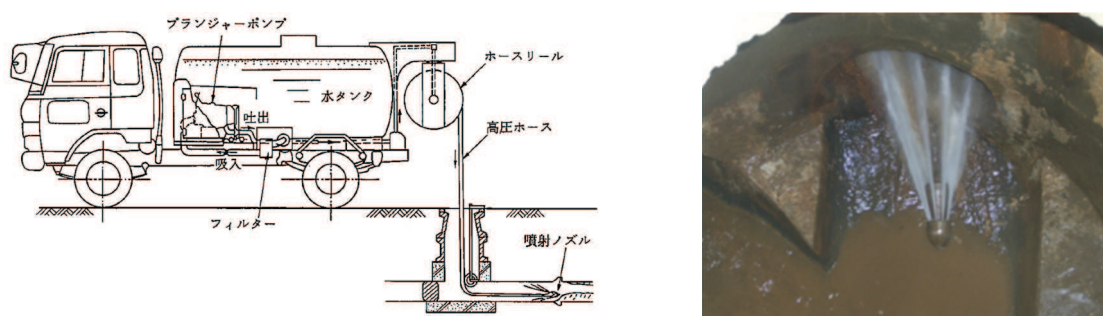


図9-12 高圧ノズルの外観及び洗浄工のイメージ（ヒューム管）

(3) 試験結果

ヒューム管の洗浄状況を図9-13に示す。

高圧ノズルにて管内の洗浄が可能であることを確認した。洗浄完了後、洗浄用治具を回収した。



図9-13 ヒューム管洗浄状況

(参考資料 10) 土木構造物における設計用地下水位の設定方法

1. 概要

土木構造物の設計用地下水位は、水位評価モデルを用いた 3 次元浸透流解析（定常解析）により得られた解析水位を参照し、これを上側に包絡するよう設定する方針としている。

本資料は、土木構造物の設計用地下水位の設定方法について、形状毎（箱形構造物・線状構造物）に整理したものである。

2. 設計用地下水位の設定方法

2.1 設計用地下水位の設定方針

設計用地下水位は、解析断面で参照する地下水位のうち、構造物側面や解析断面境界等の各点での最高水位を結んで保守的な設定とする。

2.2 箱形構造物の設計用地下水位の設定方法

箱形構造物の設計用地下水位は以下の方針にて設定する。設定方法のイメージを図 10-1 に示す。

- (a) 浸透流解析に基づく地下水位分布より、評価対象構造物と地盤の境界面における最高水位を読み取り、構造物側面の水位とする。
- (b) 構造物周辺の水位は、構造物側面の水位とその側方地盤の最高水位を結ぶ。
- (c) 側方地盤の地下水位が構造物から離れる方向に低下しても設計用地下水位は最高水位で一定とする。

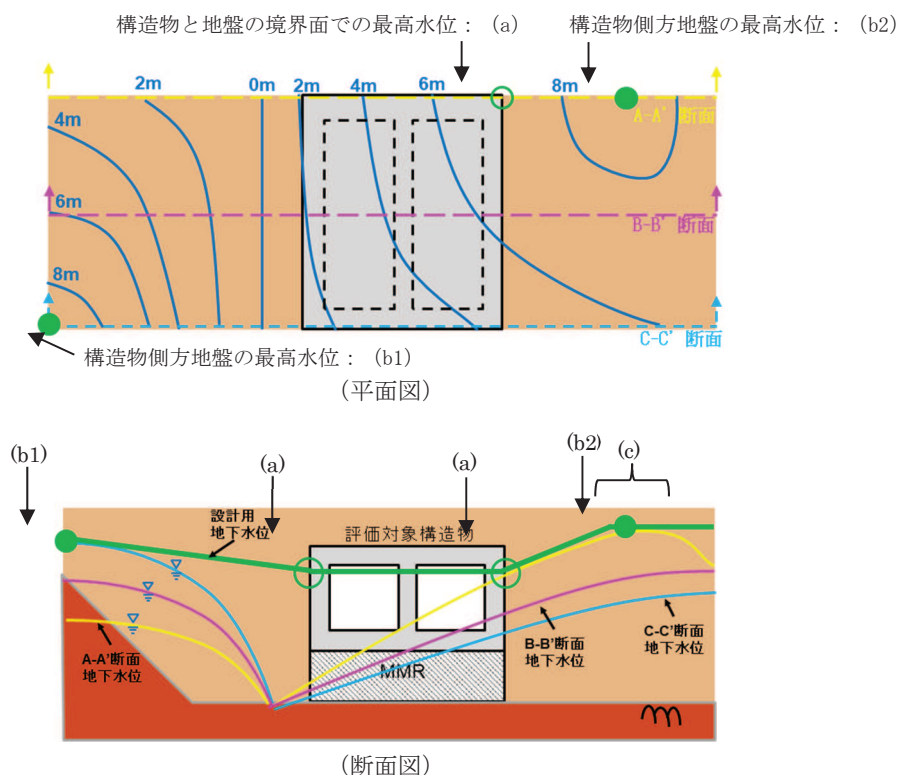
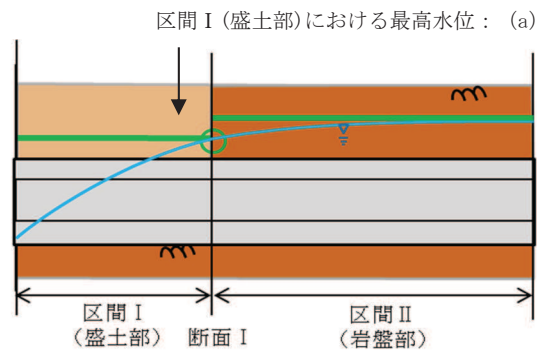


図 10-1 箱形構造物の設計用地下水位の設定例
(参考) 10-1

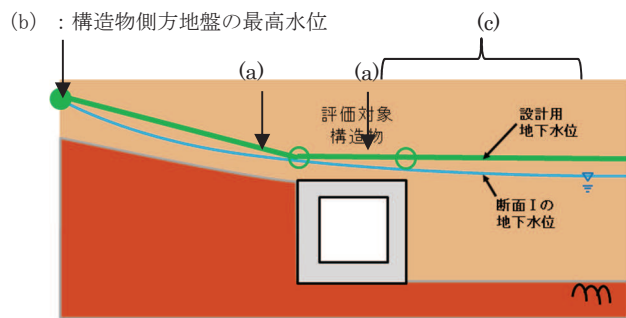
2.3 線状構造物の設計用地下水位の設定方法

長尺な線状構造物の設計用地下水位は以下の方針にて設定する。設定方法のイメージを図10-2に示す。

- (a) 浸透流解析に基づく地下水位分布より、縦断面図において断面選定を行う区間毎に最高水位を読み取り、同区間の構造物位置の水位とする。なお、区間の設定に当たっては、耐震評価断面選定を行う過程において、部材厚や内空断面等の構造的特徴がほぼ同一な区間について、周辺地質や隣接構造物等の周辺状況の観点等を踏まえて設定する。
- (b) 構造物周辺の水位は、横断面における構造物位置の水位とその側方地盤の最高水位を結ぶ。
- (c) 周辺地盤の地下水位が構造物から離れる方向に低下しても設計用地下水位は最高水位で一定とする。



評価対象構造物縦断面図における地下水位分布 (例)



断面 I における設計用地下水位の設定 (例)

図 10-2 線状構造物における設計用地下水位の設定方法例

(参考資料11) 降雨に対する設計用地下水位の余裕について

1. 概要

本資料では、「(7) 設計用地下水位の余裕の検証」として実施した仮想豪雨（再現期間 400 年相当の降雨）を与えた場合の浸透流解析結果として、各施設周辺の解析水位と設計用地下水位の関係を図示したものである。

2. 比較結果

2.1 建物・構築物

建物・構築物（地表面に設計用地下水位を設定している排気筒、緊急時対策建屋及び緊急用電機品建屋は除く）における、仮想的な豪雨条件を与えた解析での建屋周辺の地下水位分布を図11-1～図11-4に示す。

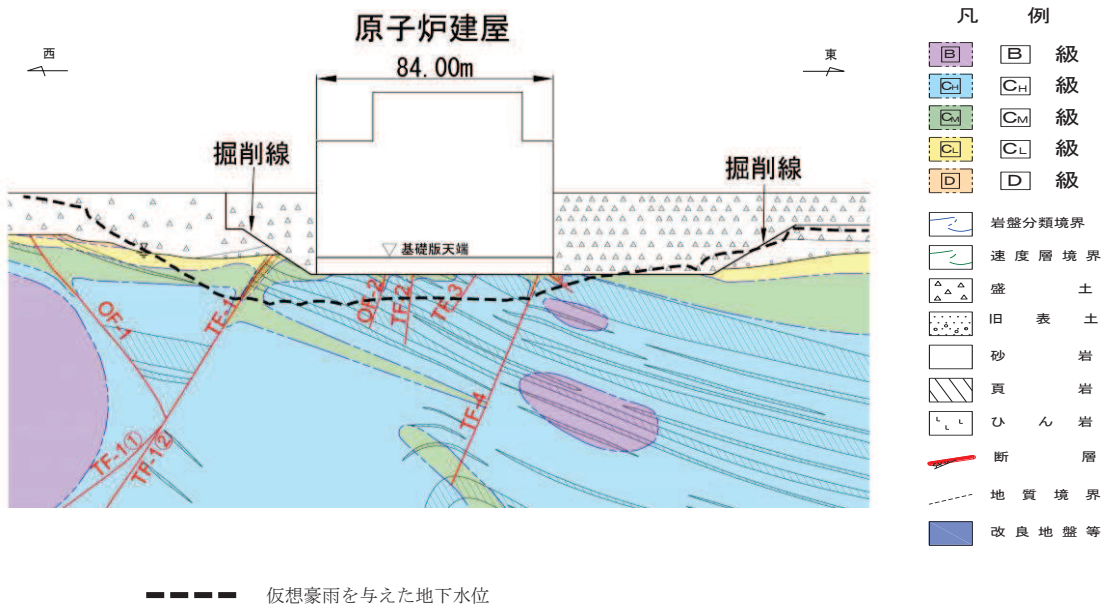


図 11-1 原子炉建屋における仮想豪雨を与えた地下水位分布(東西)

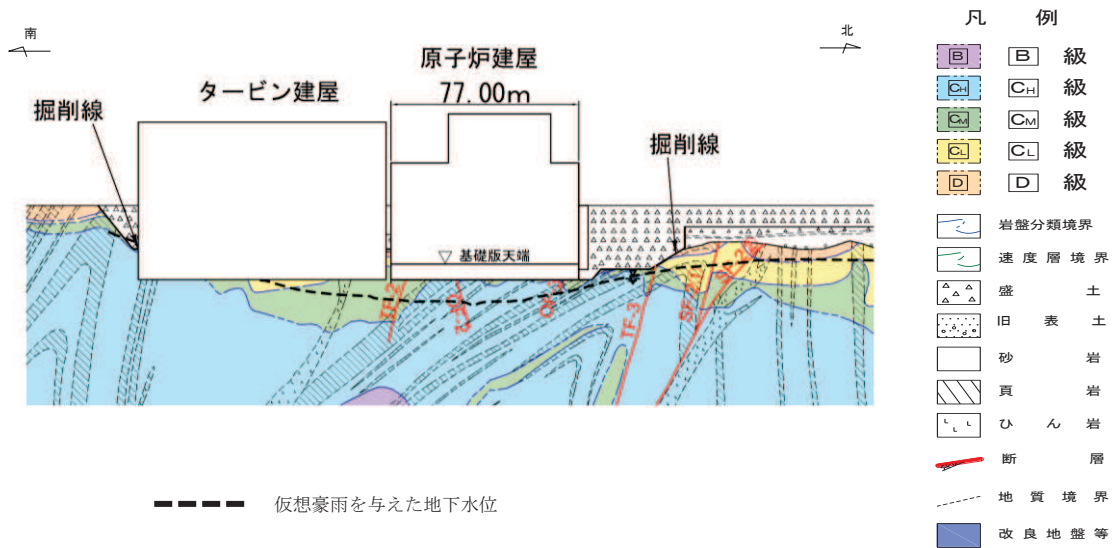


図 11-2 原子炉建屋における仮想豪雨を与えた水位分布(南北)

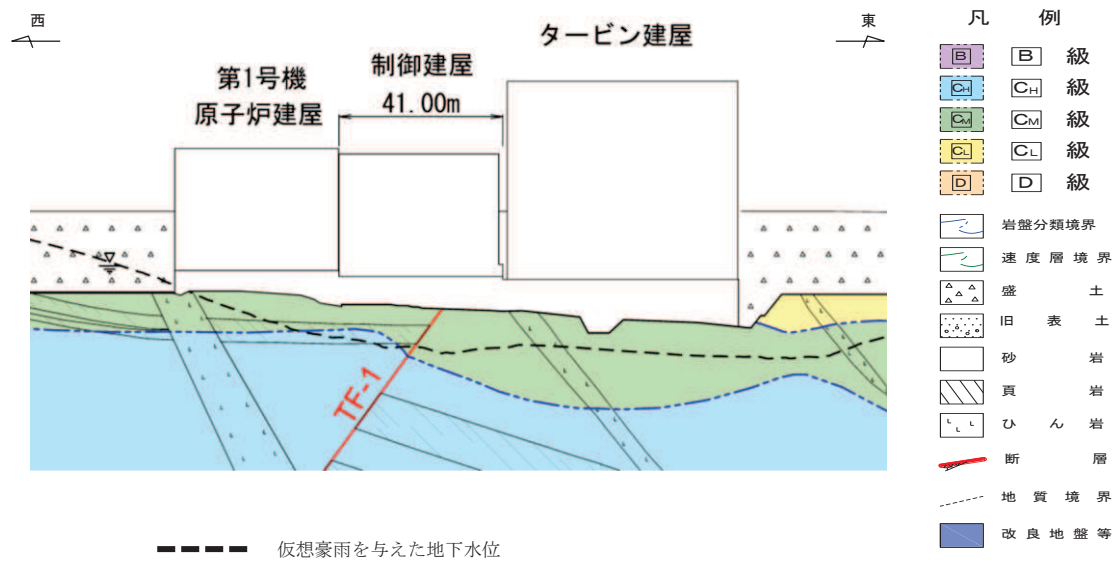


図 11-3 制御建屋における仮想豪雨を与えた水位分布

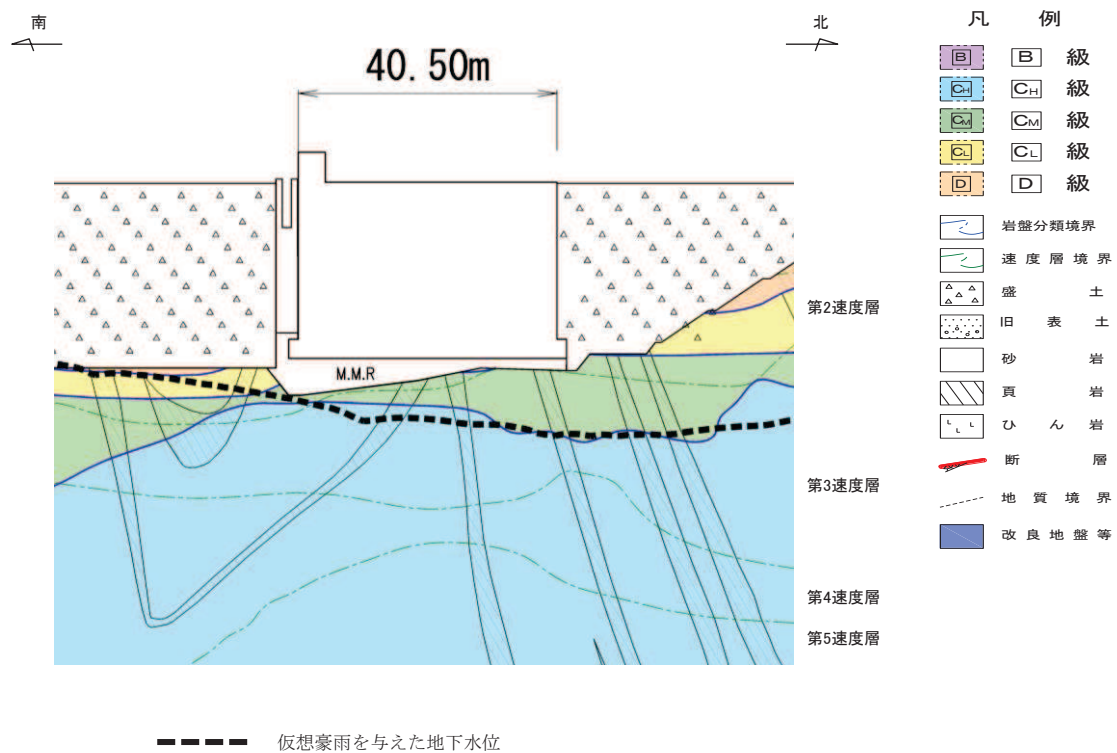


図 11-4 第 3 号機海水熱交換器建屋における仮想豪雨を与えた水位分布

3.2 土木構造物

土木構造物（地表面に設計用地下水位を設定しているガスタービン発電設備軽油タンク室，防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうちRC壁部及び取放水路流路縮小工は除く）の設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較を図11-5～図11-18に示す。

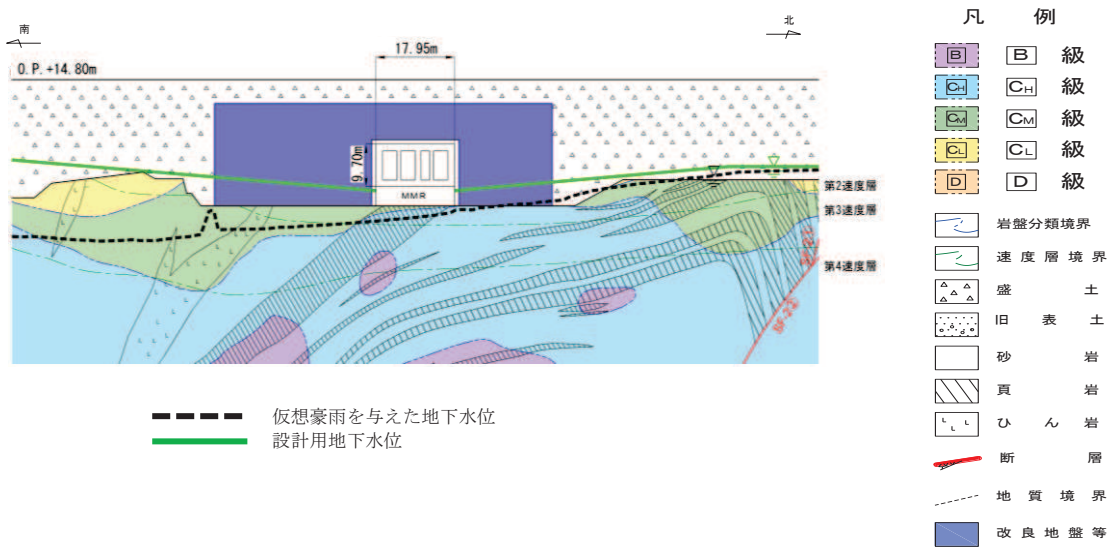
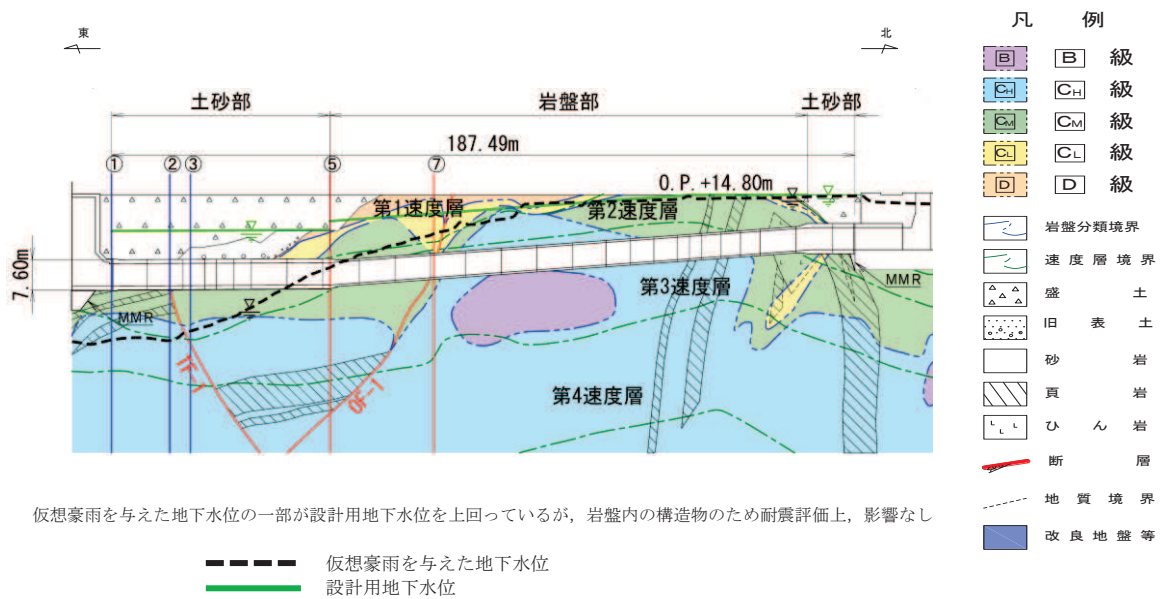
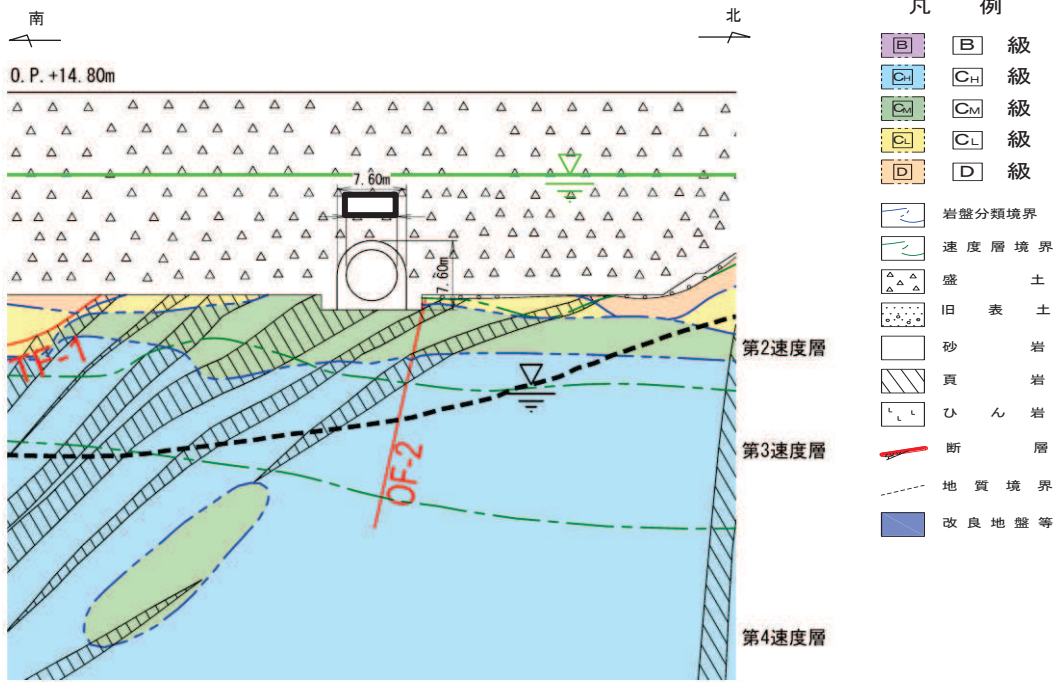


図 11-5 原子炉機器冷却海水配管ダクトにおける
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(横断)



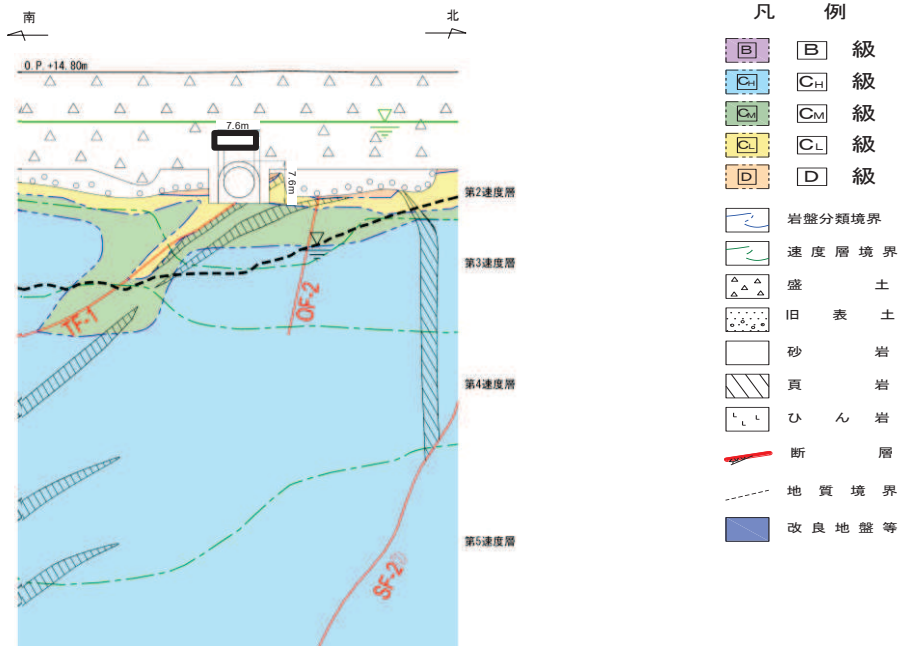
仮想豪雨を与えた地下水位の一部が設計用地下水位を上回っているが、岩盤内の構造物のため耐震評価上、影響なし

図 11-6 (1) 排気筒連絡ダクトにおける
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(縦断)



--- 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

図 11-6 (2) 排気筒連絡ダクトにおける
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面①))



--- 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

図 11-6 (3) 排気筒連絡ダクトにおける
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面②))

(参考) 11-6

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

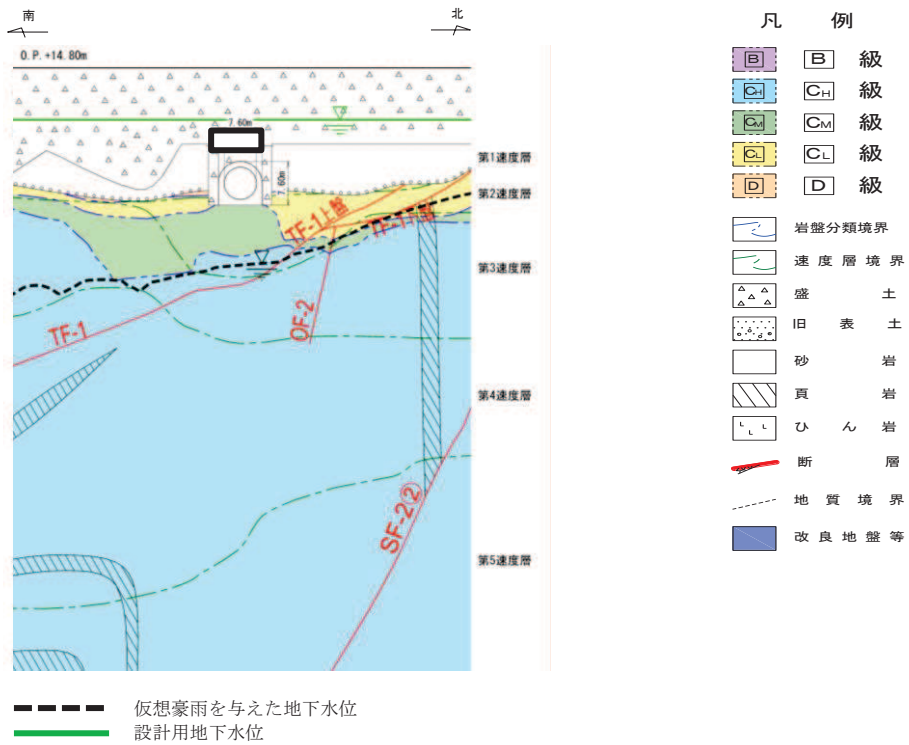
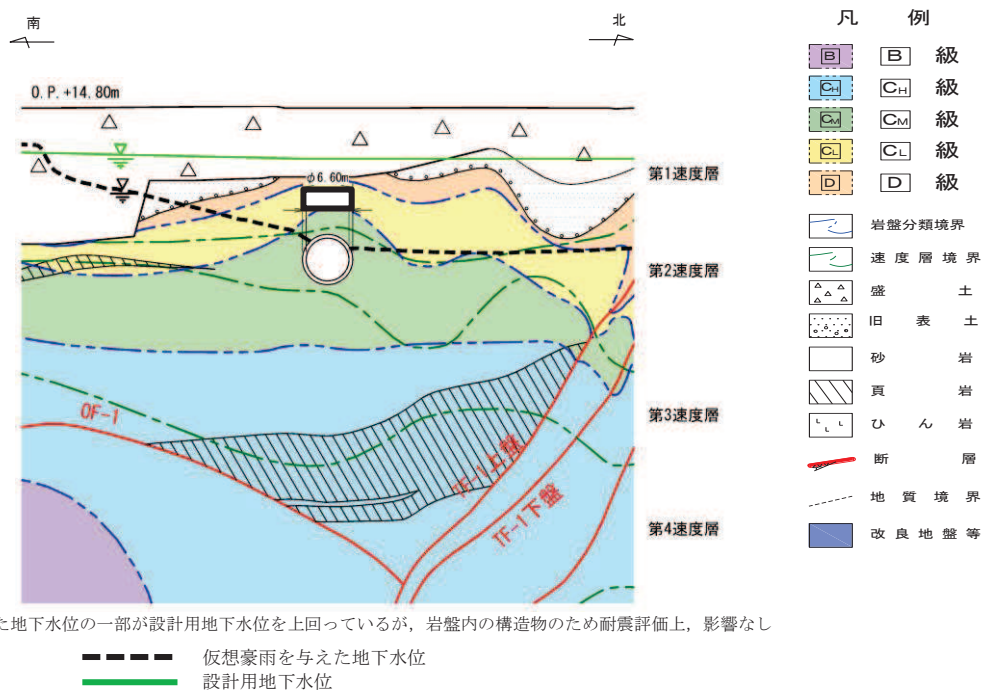


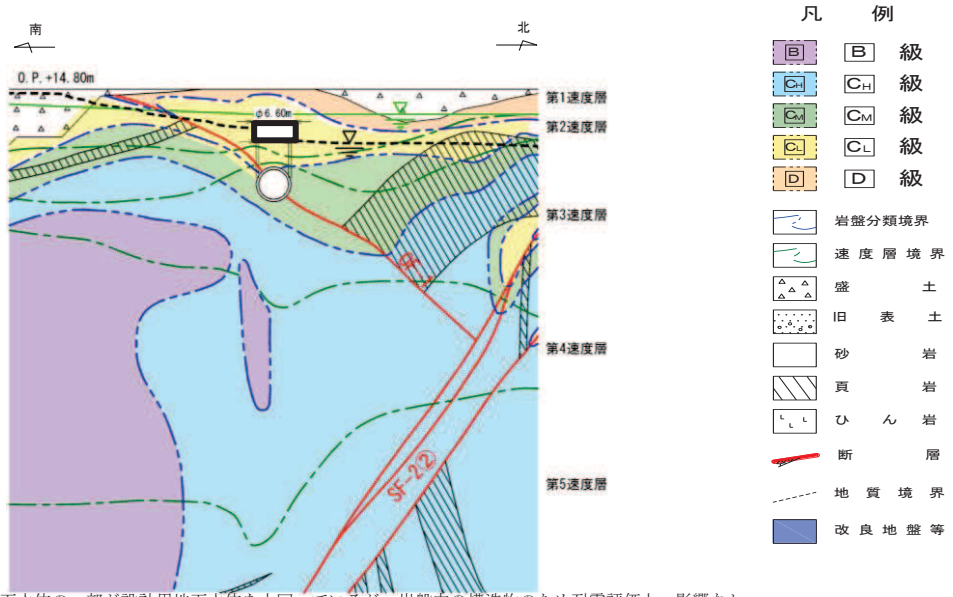
図 11-6 (4) 排気筒連絡ダクトにおける
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面③))



仮想豪雨を与えた地下水位の一部が設計用地下水位を上回っているが、岩盤内の構造物のため耐震評価上、影響なし

図 11-6 (5) 排気筒連絡ダクトにおける
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

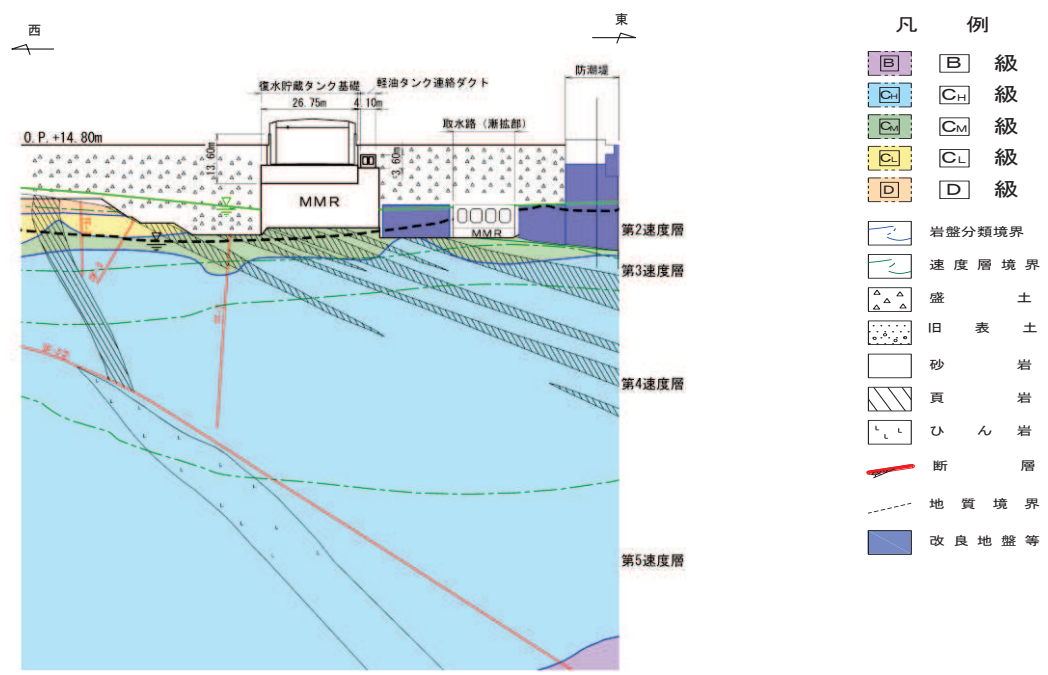


- 凡 例
- B B 級
 - C_H C_H 級
 - C_M C_M 級
 - C_L C_L 級
 - D D 級
 - 岩盤分類境界
 - 速度層境界
 - 盛 土
 - 旧 表 土
 - 砂 岩
 - 頁 岩
 - ひ ん 岩
 - 断 層
 - 地 質 境 界
 - 改 良 地 盤 等

仮想豪雨を与えた地下水位の一部が設計用地下水位を上回っているが、岩盤内の構造物のため耐震評価上、影響なし

- 仮想豪雨を与えた地下水位
- 設計用地下水位

図 11-6 (6) 排気筒連絡ダクトにおける
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面⑦))

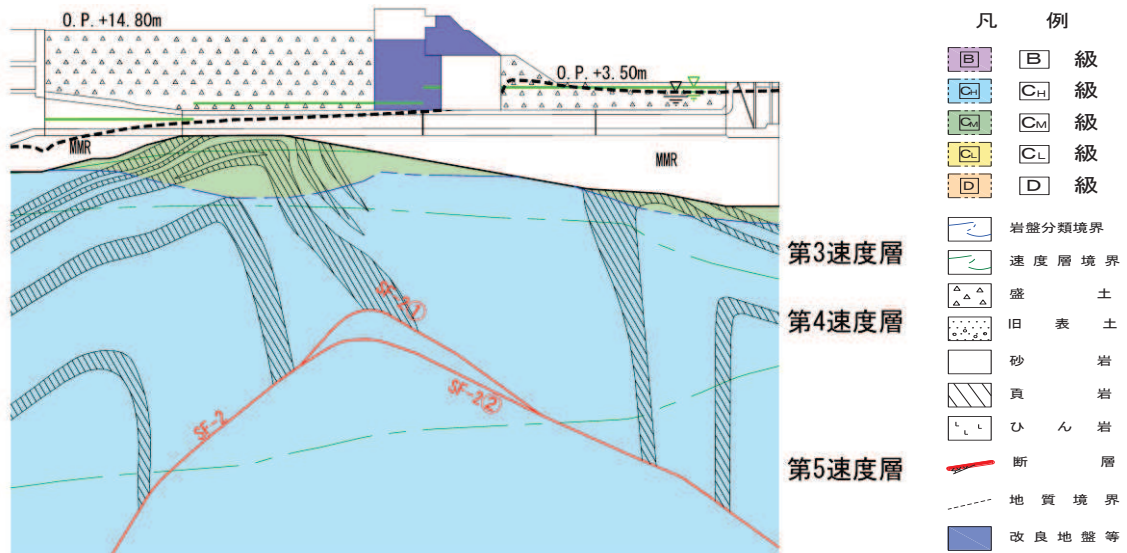


- 凡 例
- B B 級
 - C_H C_H 級
 - C_M C_M 級
 - C_L C_L 級
 - D D 級
 - 岩盤分類境界
 - 速度層境界
 - 盛 土
 - 旧 表 土
 - 砂 岩
 - 頁 岩
 - ひ ん 岩
 - 断 層
 - 地 質 境 界
 - 改 良 地 盤 等

- 仮想豪雨を与えた地下水位
- 設計用地下水位

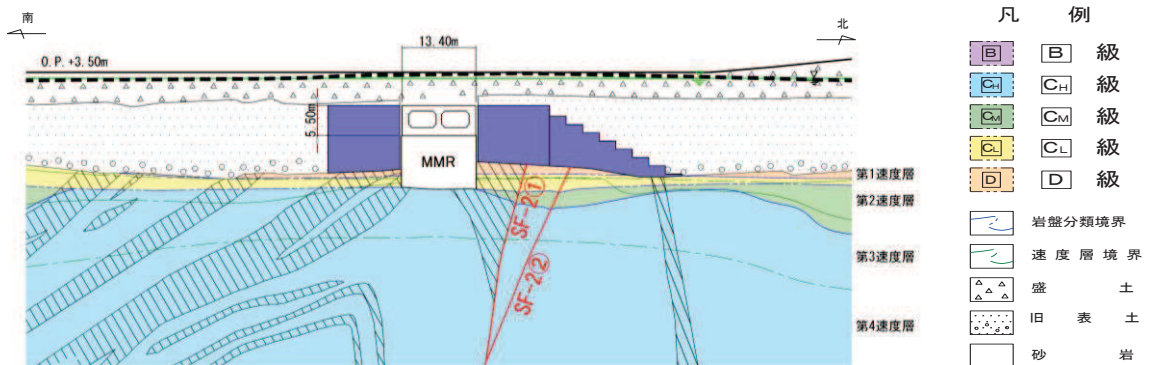
図 11-7 軽油タンク連絡ダクトにおける
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (東西)
(復水貯蔵タンク基礎の東西方向断面の設計用地下水位含む)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



設計用地下水位は仮想豪雨を与えた地下水位を概ね包絡している。
 - - - 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

図 11-8 (1) 取水路における
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (縦断)



仮想豪雨を与えた地下水位と設計用地下水位はほぼ同程度である。
 - - - 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

図 11-8 (2) 取水路における
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (横断(標準部①))
 (改良地盤に囲まれる箇所)

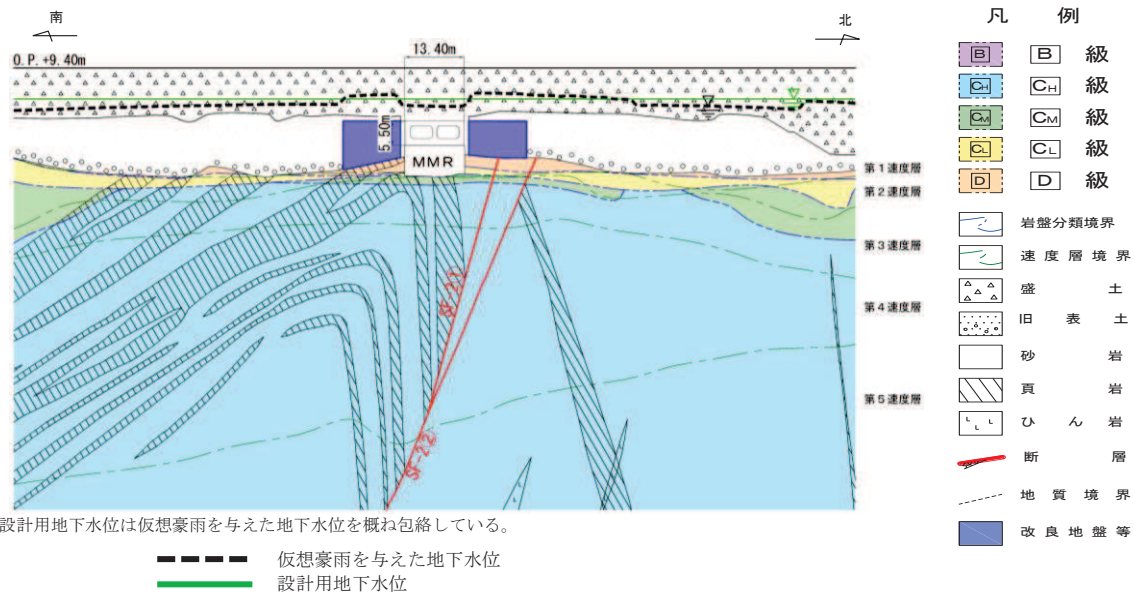


図 11-8 (3) 取水路における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(横断(標準部②))
(改良地盤に囲まれる箇所以外)

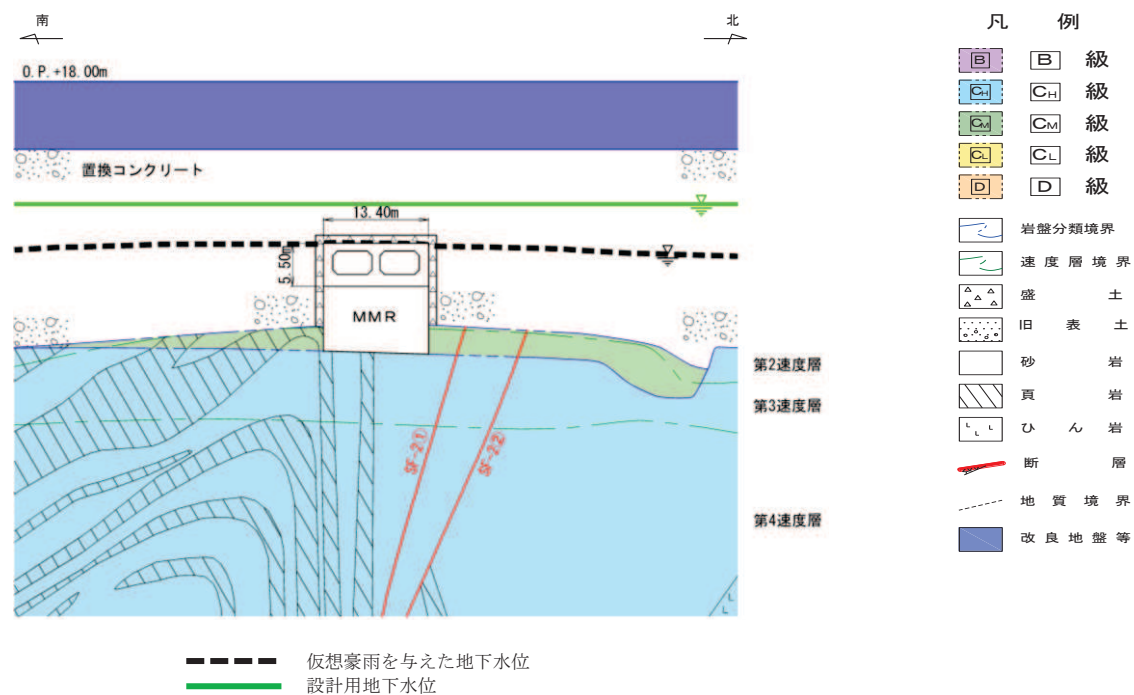


図 11-8 (4) 取水路における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(横断(標準部③))
(防潮堤を横断する箇所(1))

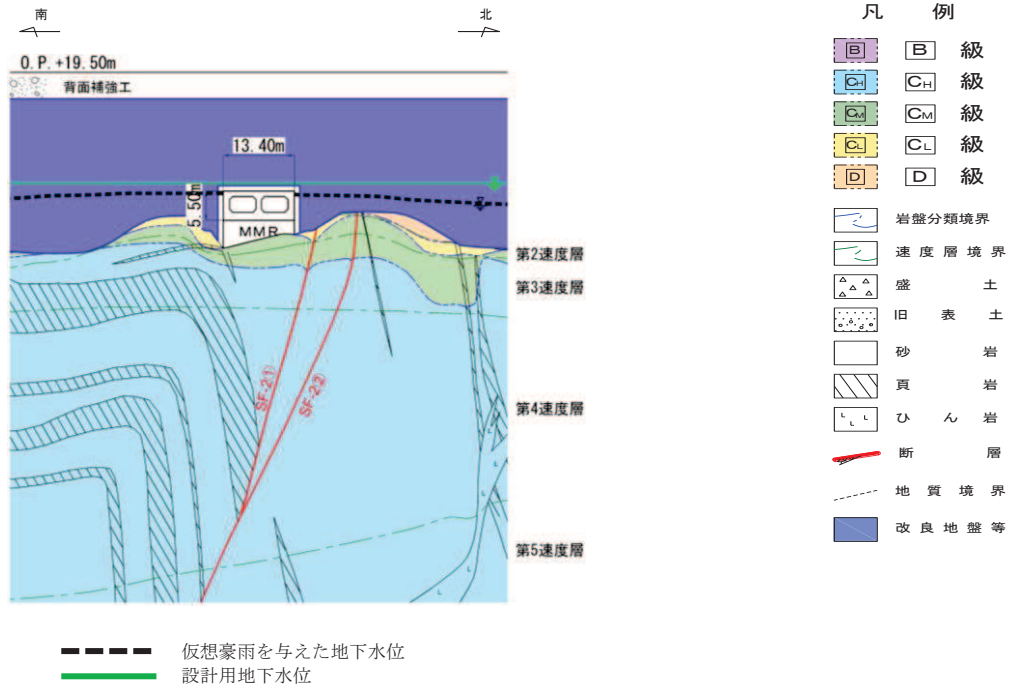


図 11-8 (5) 取水路における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(横断 (標準部④))
(防潮堤を横断する箇所(2))

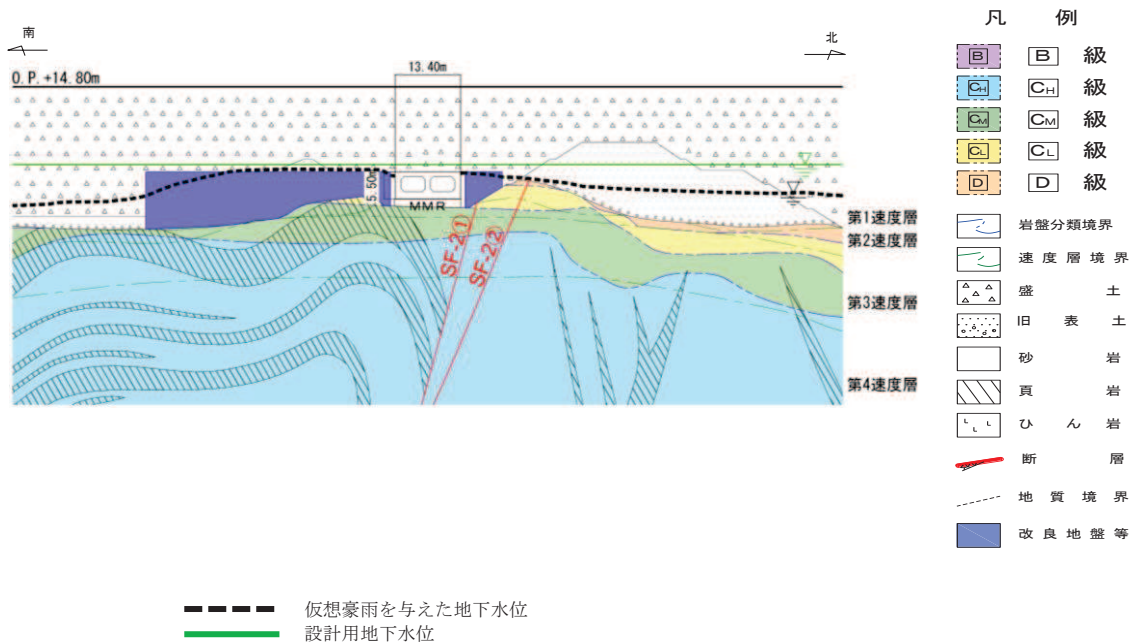


図 11-8 (6) 取水路における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(曲がり部) (南北)

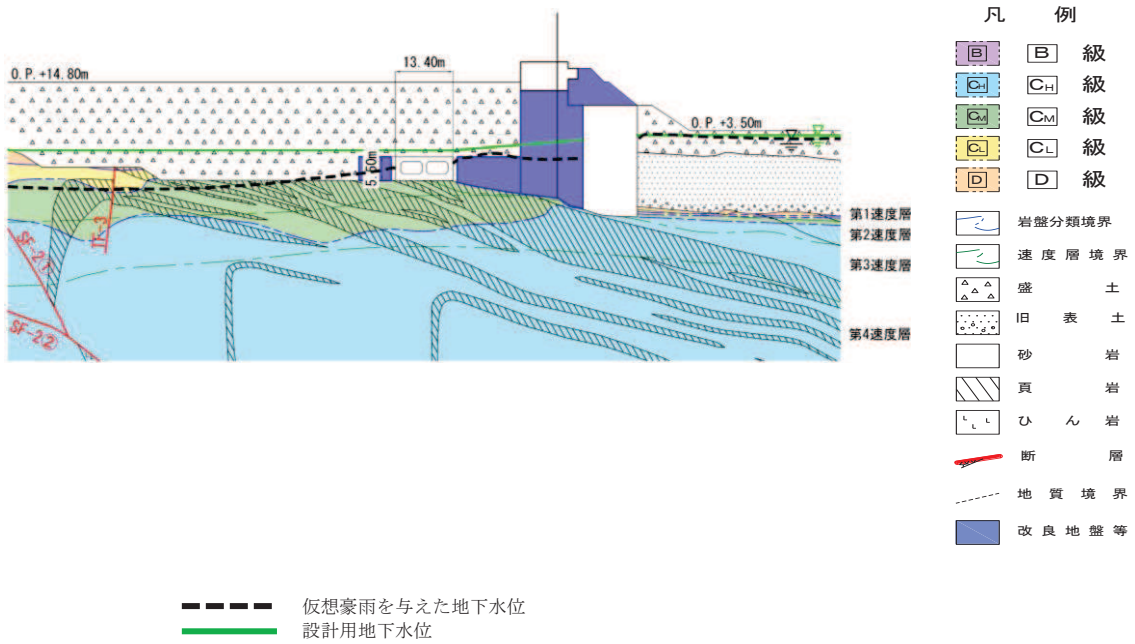


図 11-8 (7) 取水路における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(曲がり部) (東西)

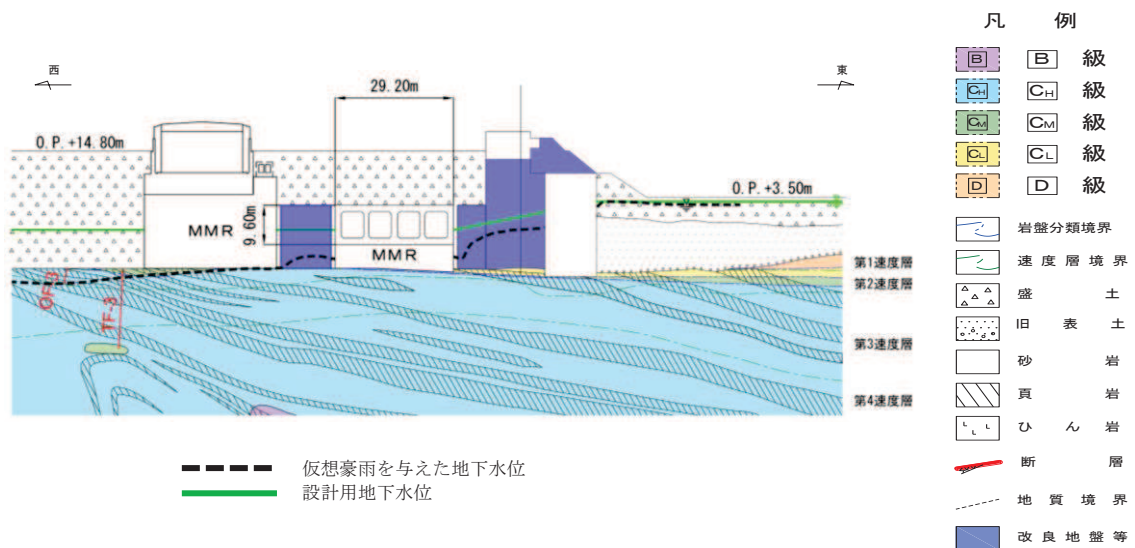


図 11-8 (8) 取水路における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(漸拡部) (東西)

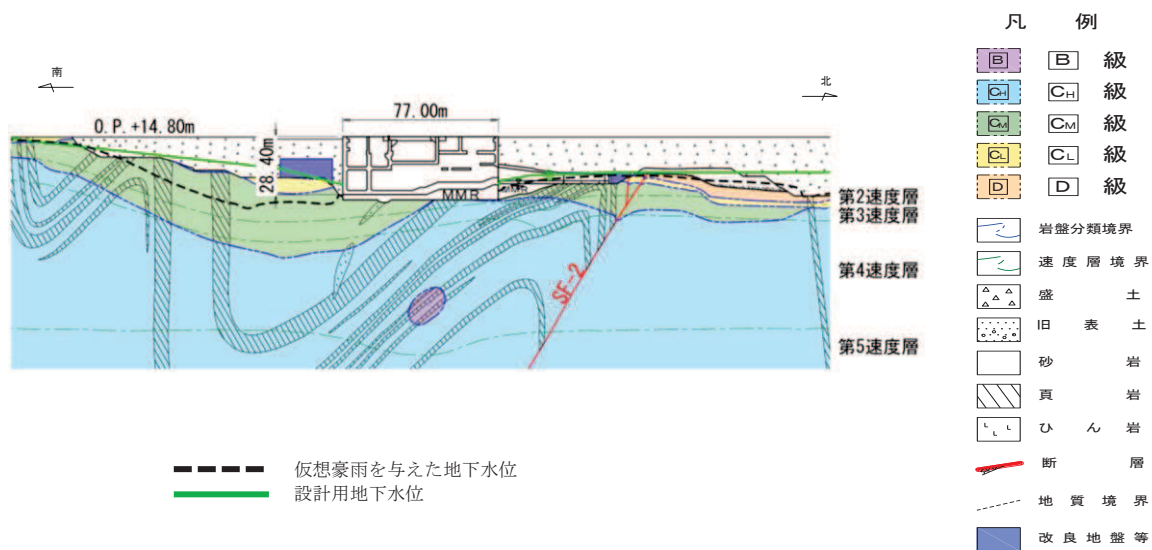


図 11-9 (1) 海水ポンプ室における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(縦断)

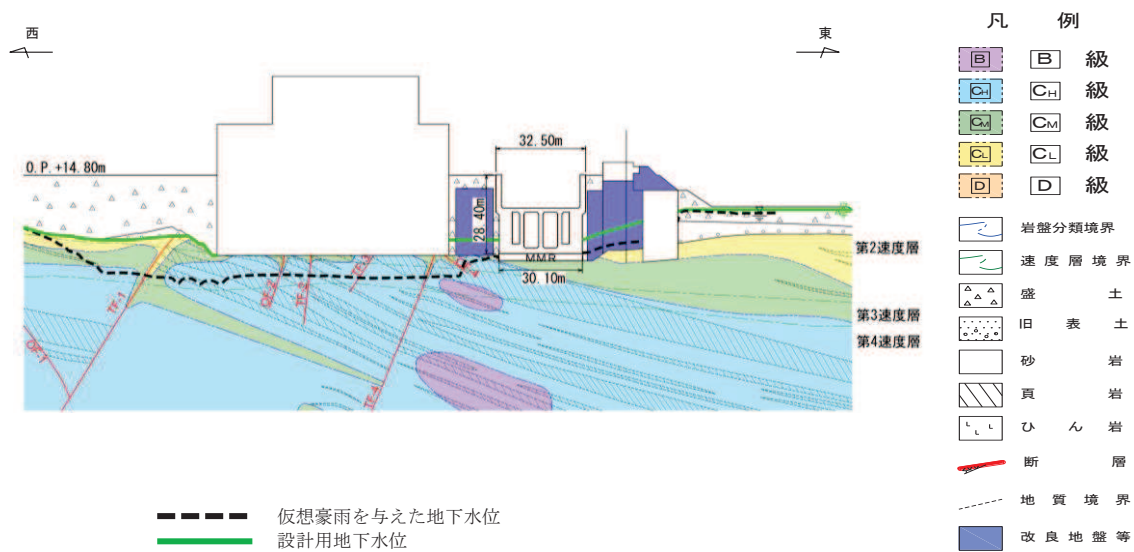


図 11-9 (2) 海水ポンプ室における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(横断)

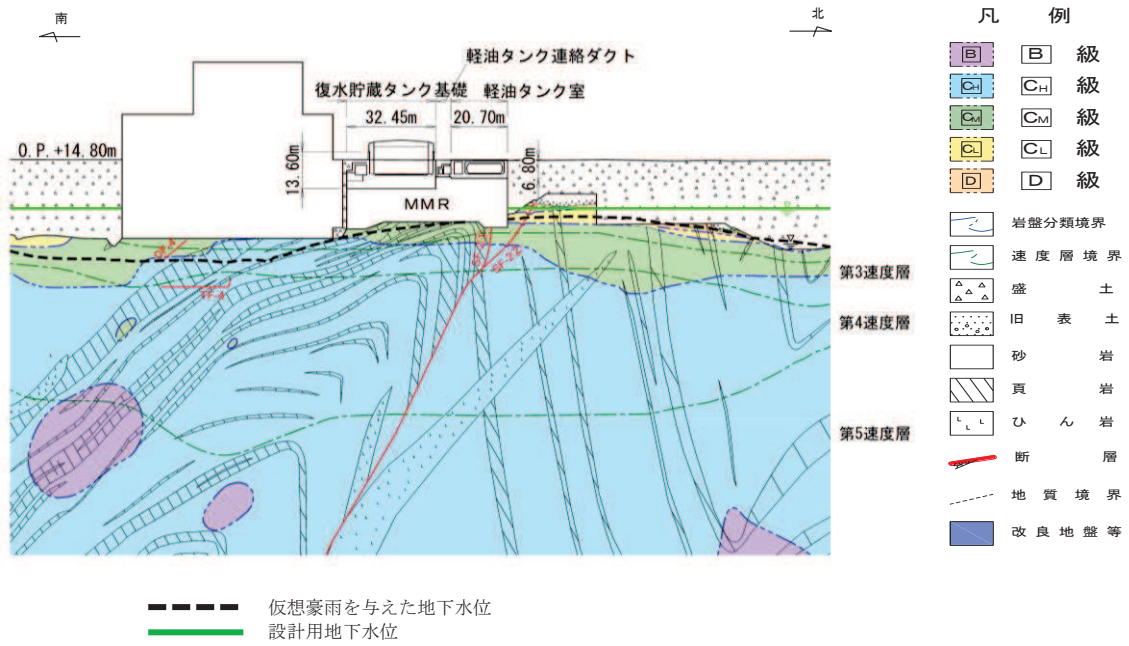


図 11-10 軽油タンク室における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(南北)

(復水貯蔵タンク基礎の南北方向断面の設計用地下水位を含む)

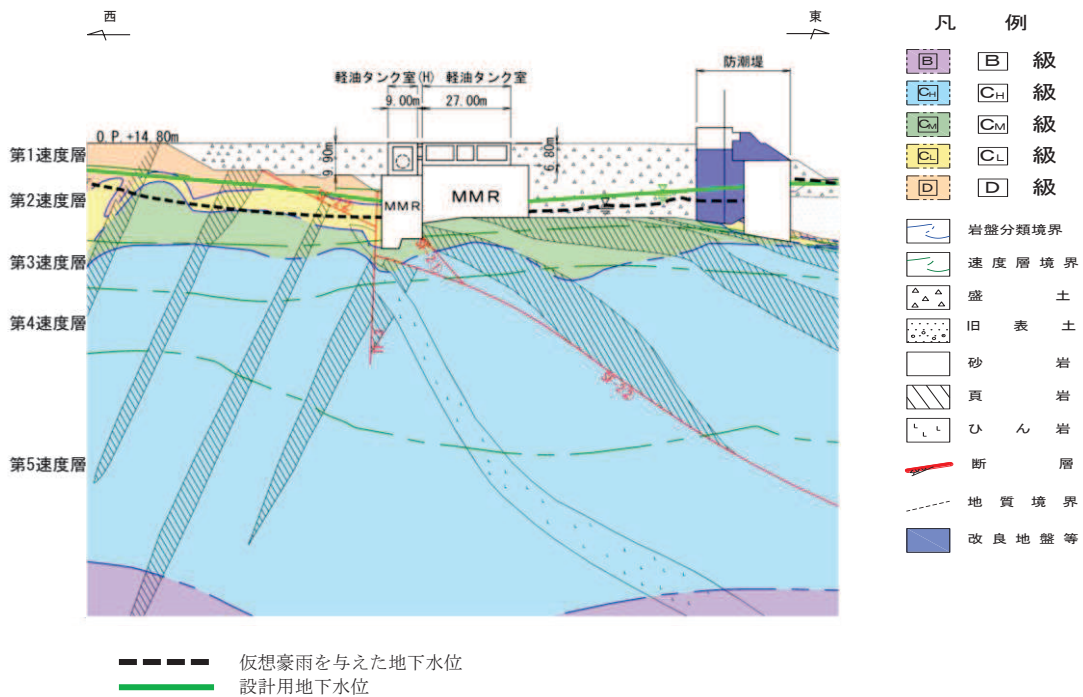


図 11-11 (1) 軽油タンク室，軽油タンク室 (H) における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(東西)

(参考) 11-14

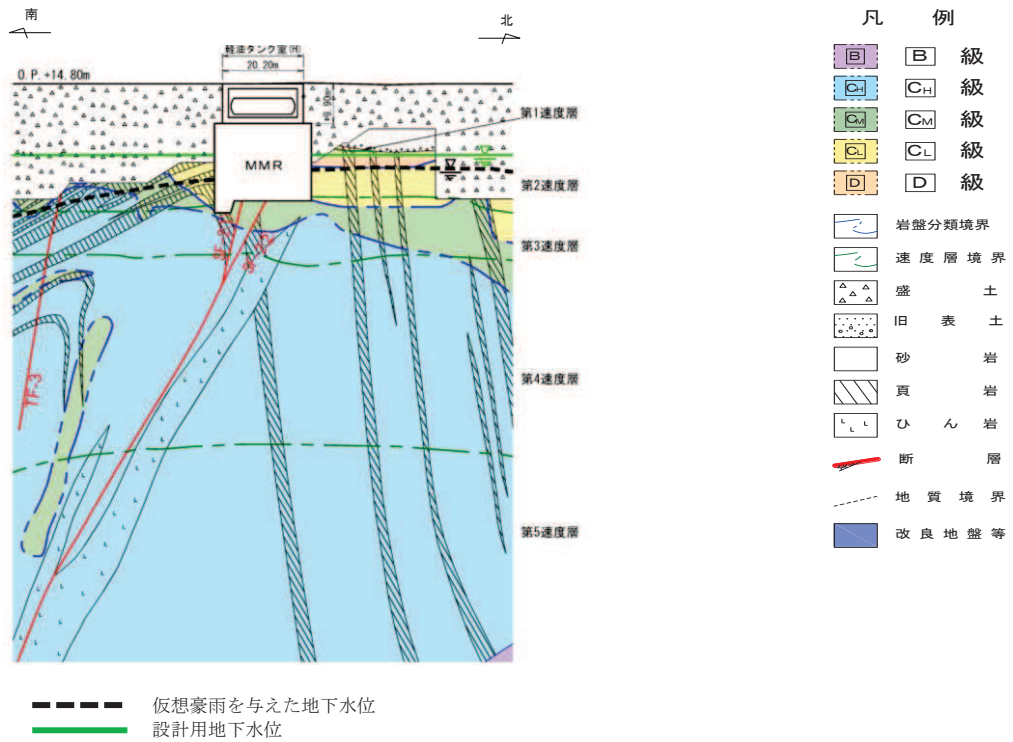


図 11-11 (2) 軽油タンク室 (H) における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(南北)

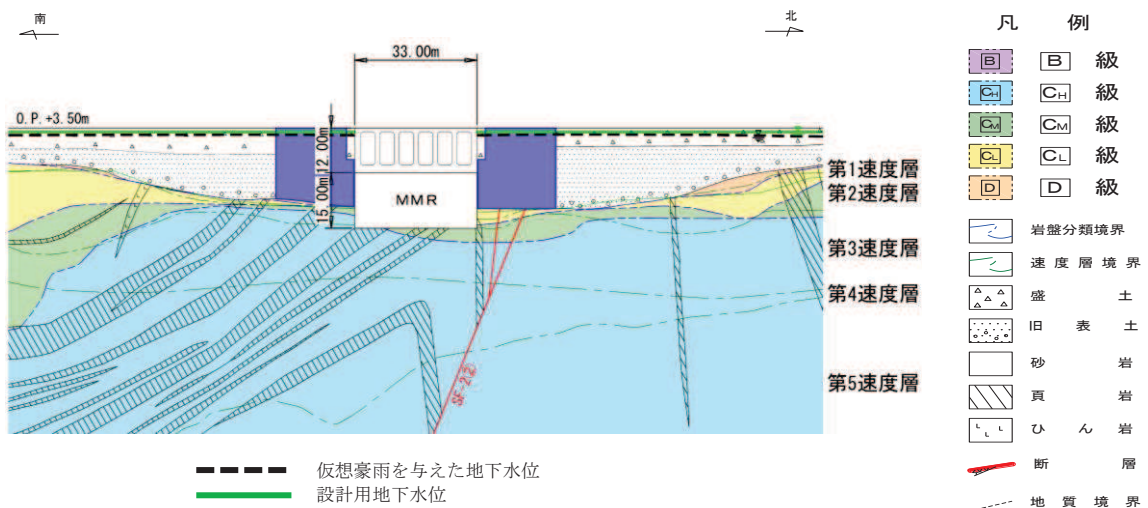


図 11-12 (1) 取水口 (標準部) における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(南北)

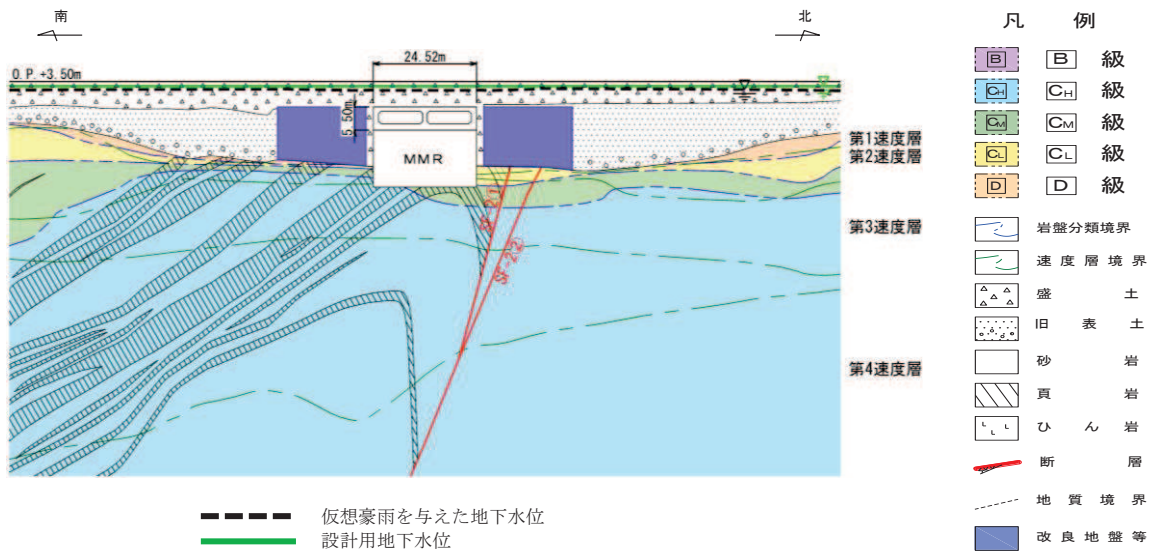


図 11-12 (2) 取水口 (漸縮部) における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(南北)

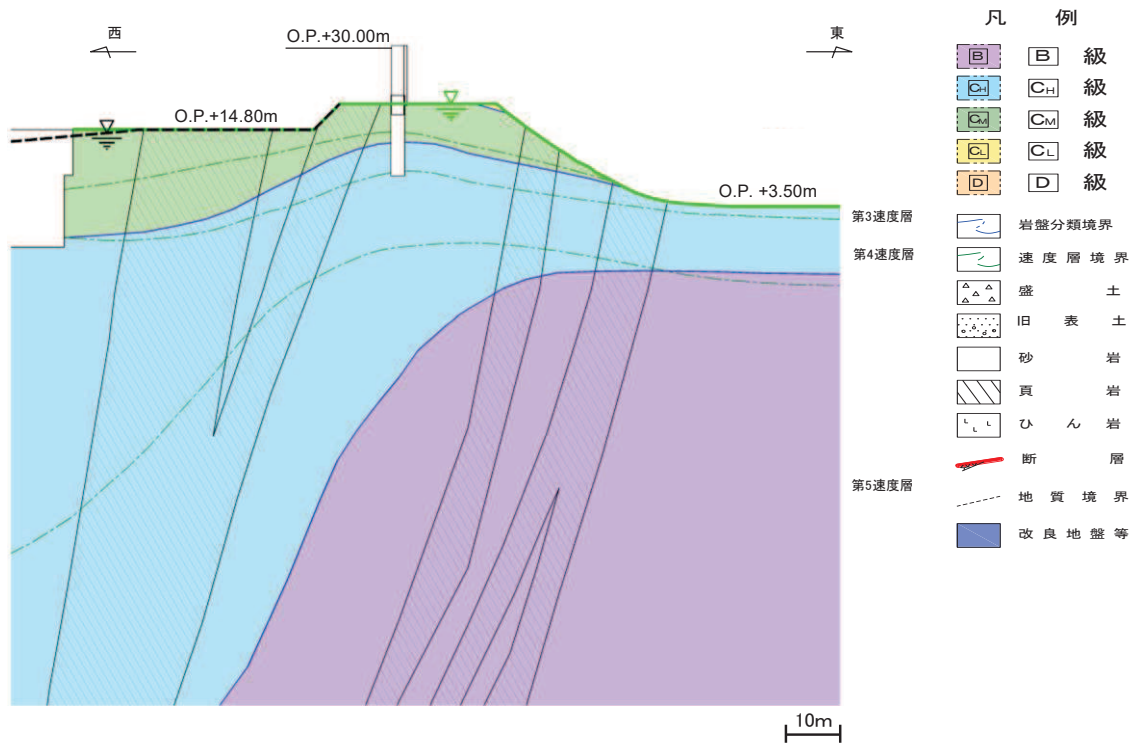
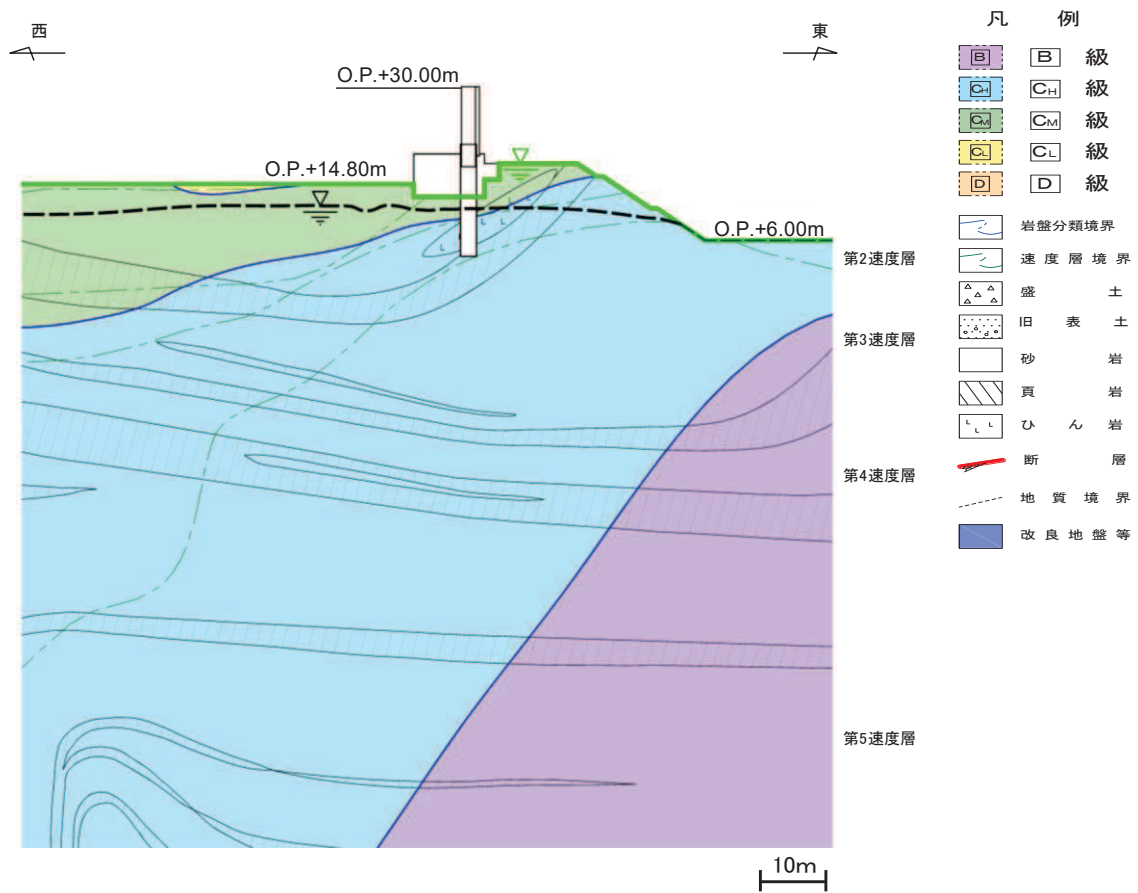


図 11-13 (1) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(岩盤部①)
(参考) 11-16



----- 仮想豪雨を与えた地下水位
 ———— 設計用地下水位

図 11-13 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 （岩盤部②）

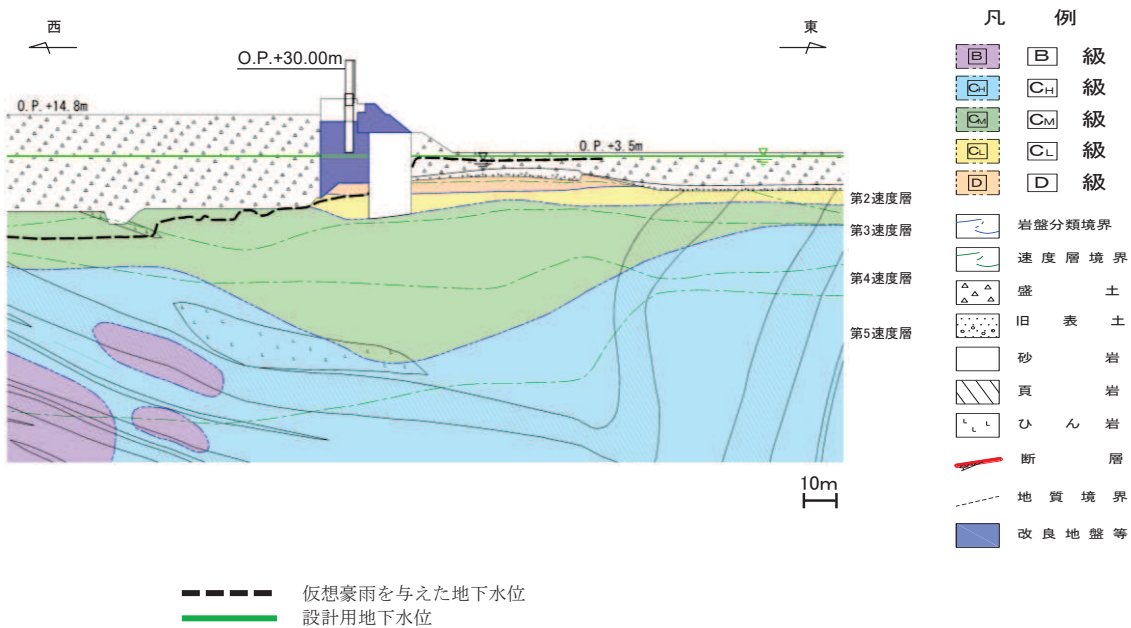


図 11-13 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
（一般部①）

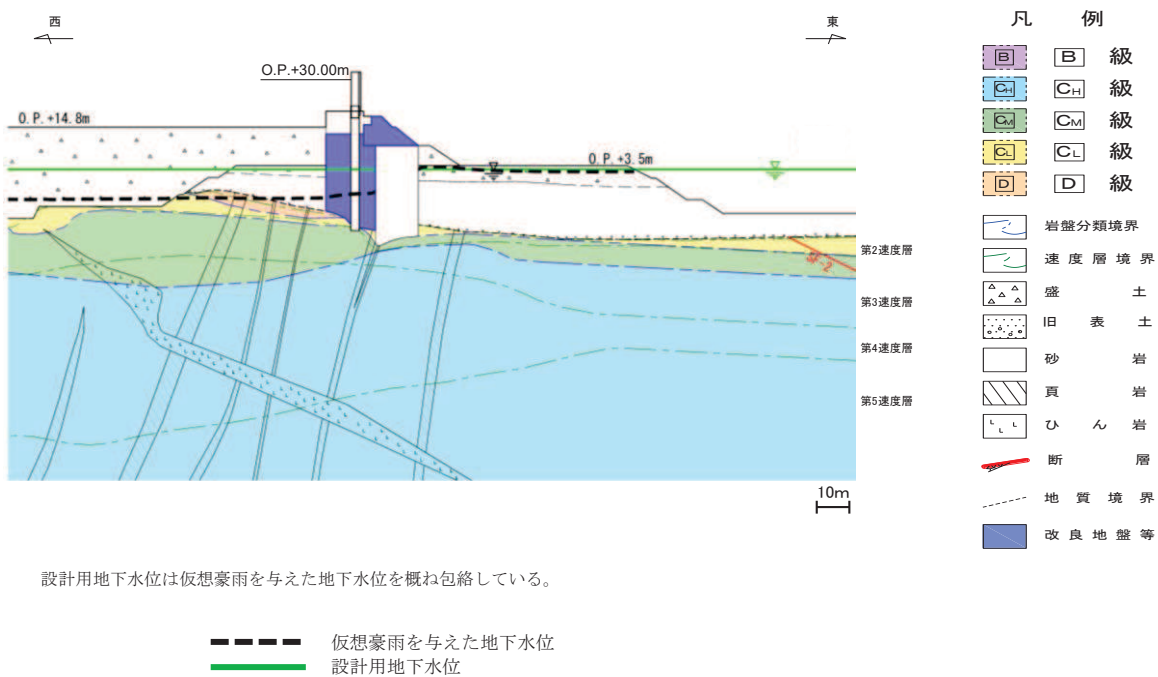


図 11-13 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（一般部②）

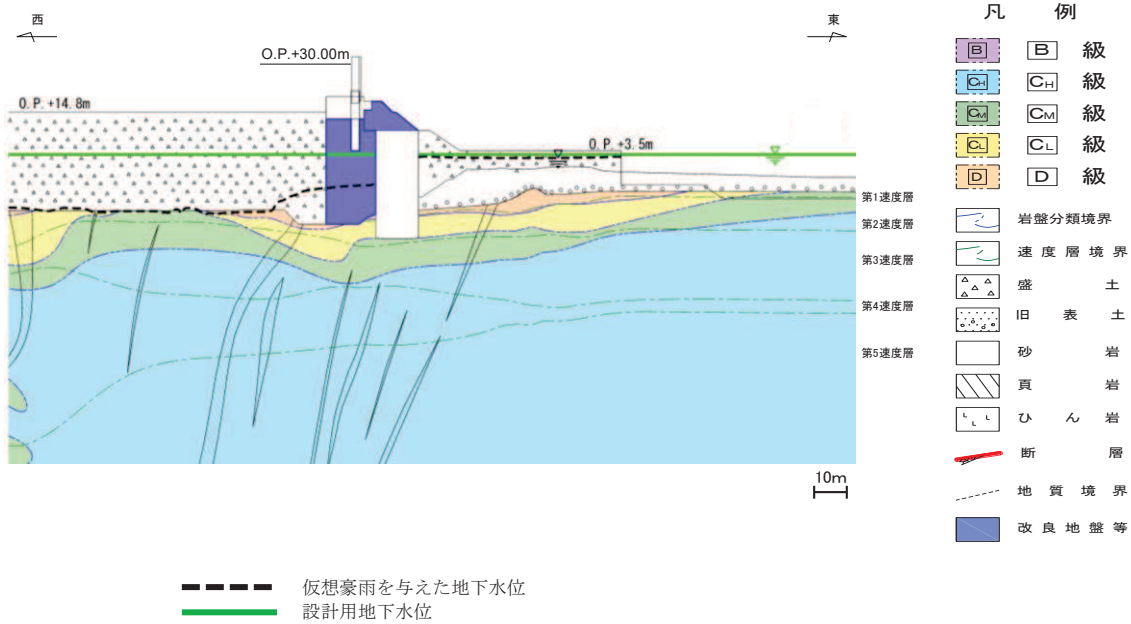


図 11-13 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（一般部③）

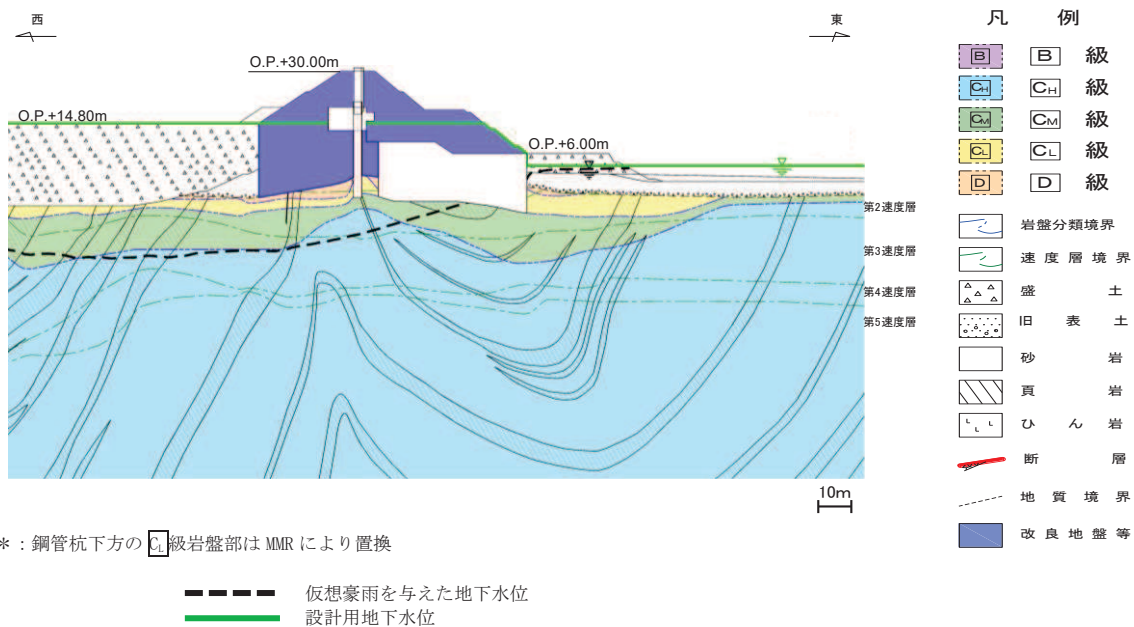


図 11-13 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（一般部④）

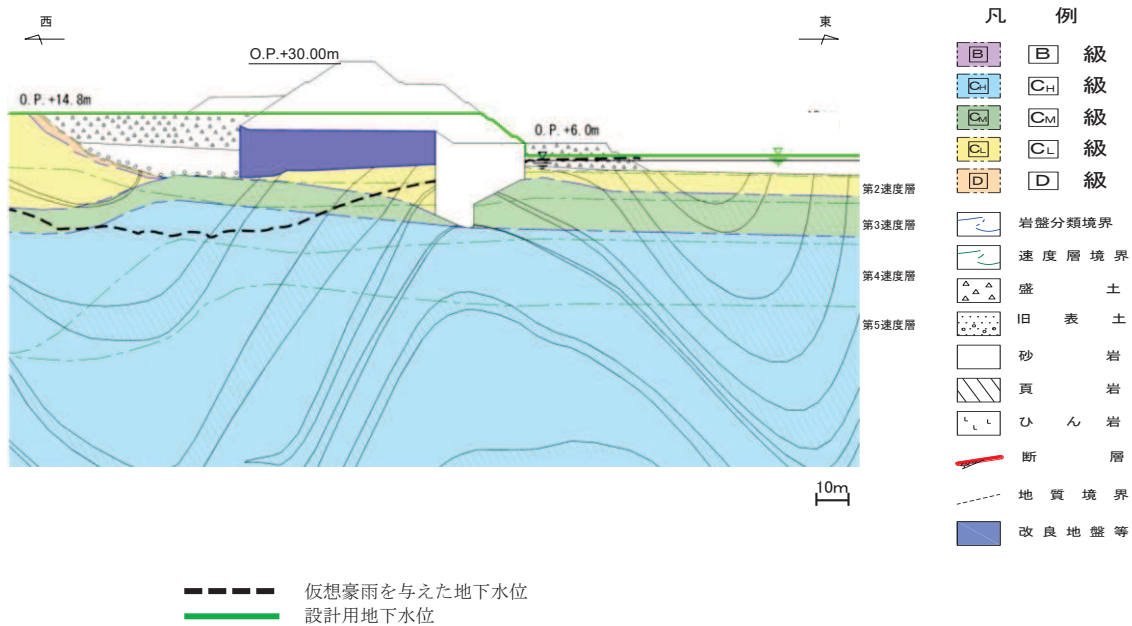
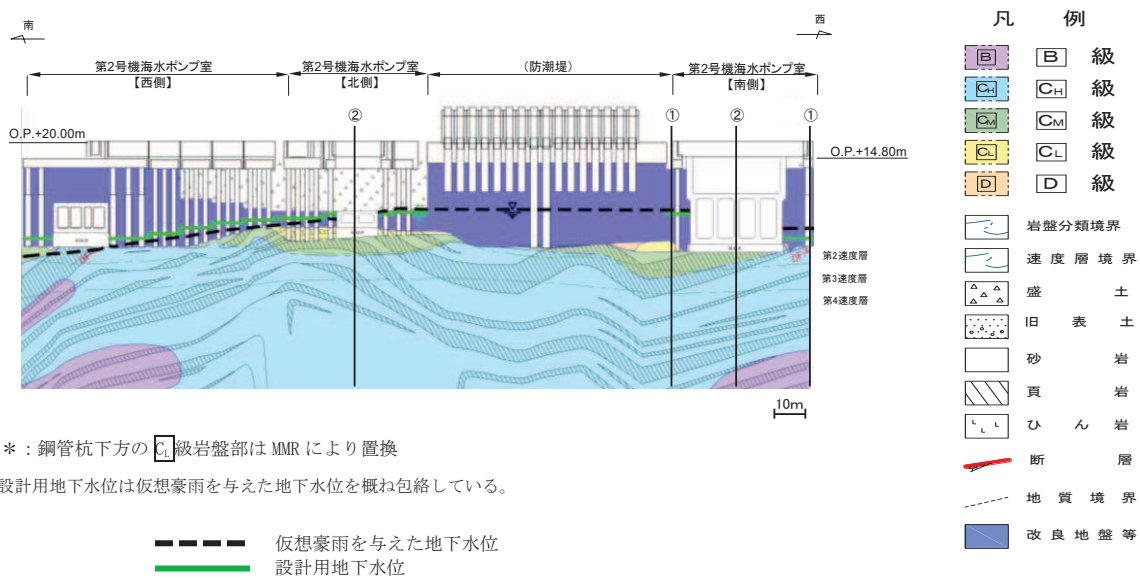


図 11-13 (7) 防潮堤（盛土堤防）における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（横断①）



* : 鋼管杭下方の C₁ 級岩盤部は MMR により置換
 設計用地下水位は仮想豪雨を与えた地下水位を概ね包絡している。

図 11-14 (1) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(2号機海水ポンプ室) (1/3)

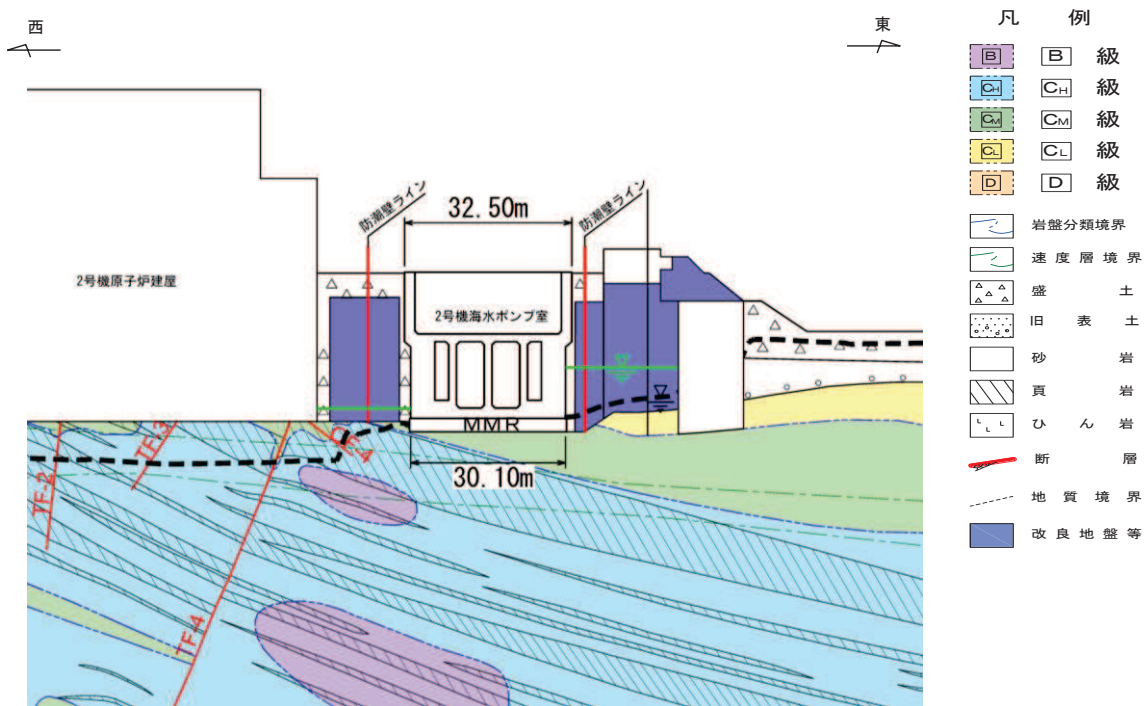


図 11-14 (2) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(2号機海水ポンプ室) (2号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布(東西)①-①) (2/3)

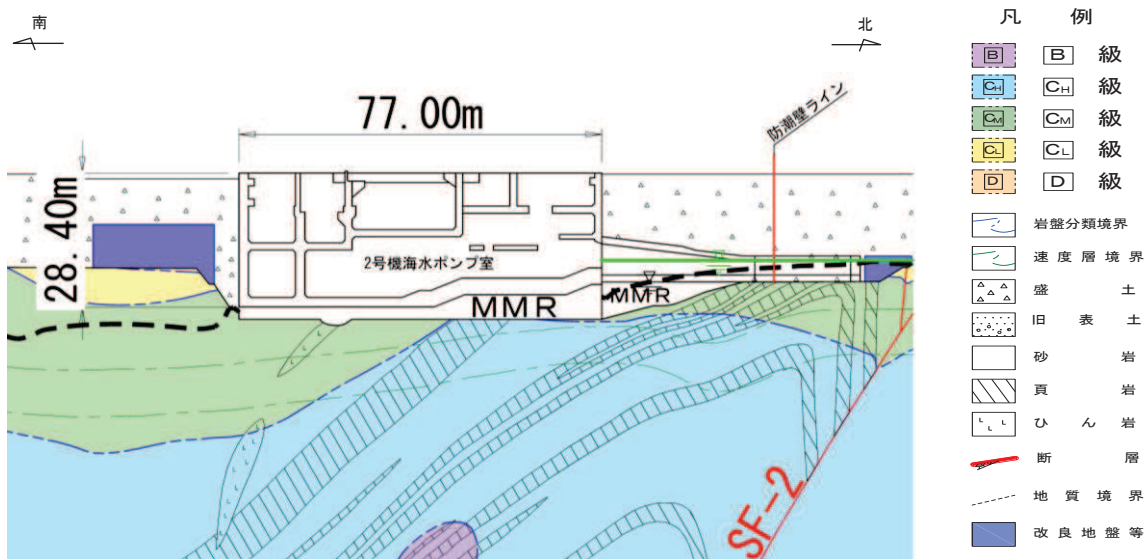


図 11-14 (3) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(2号機海水ポンプ室) (2号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布(南北)②-②) (3/3)

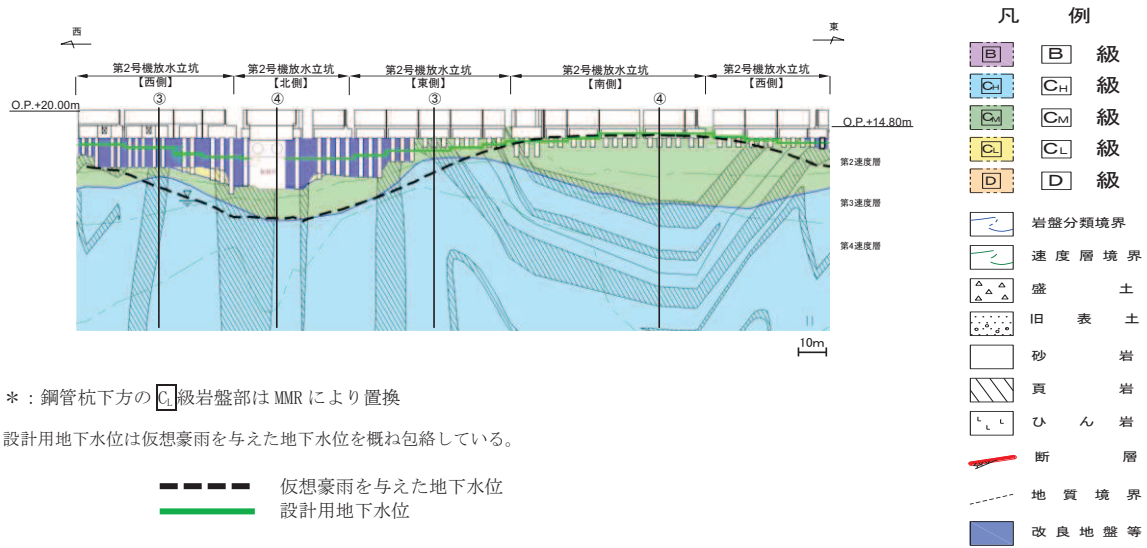


図 11-14 (4) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (2号機放水立坑) (1/3)

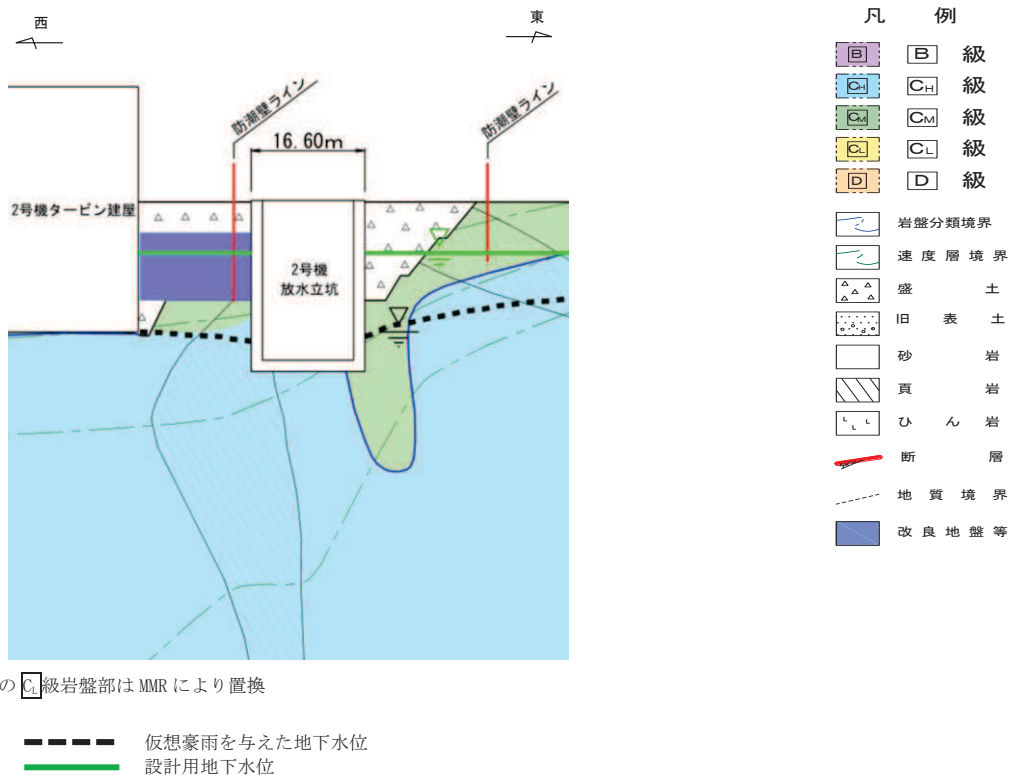
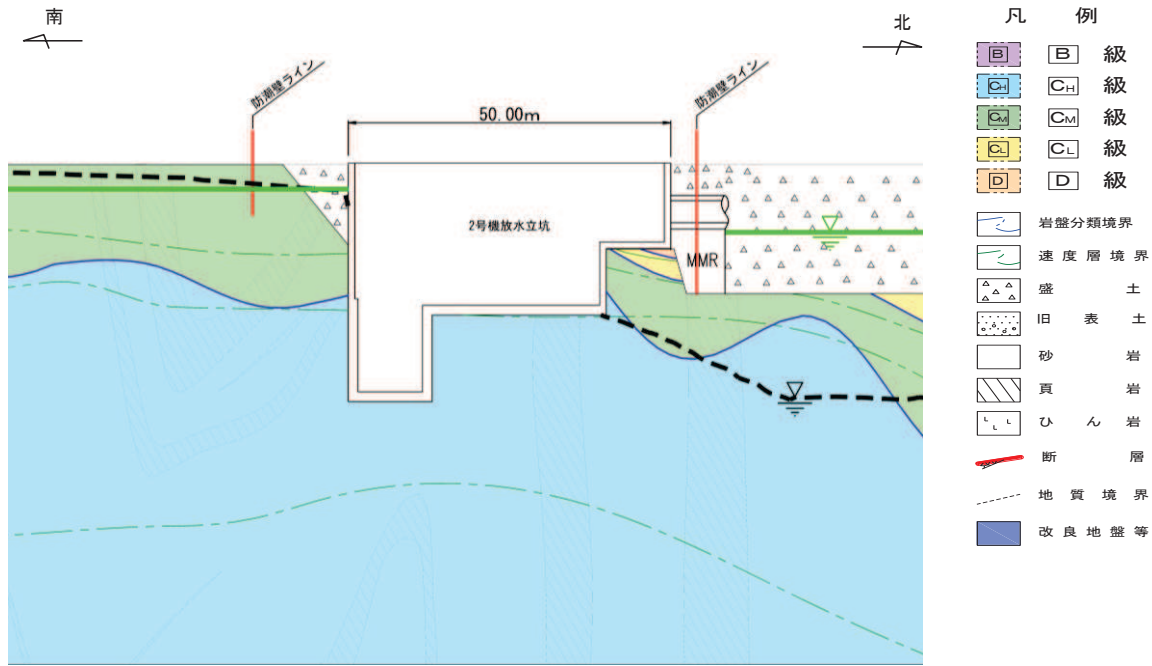


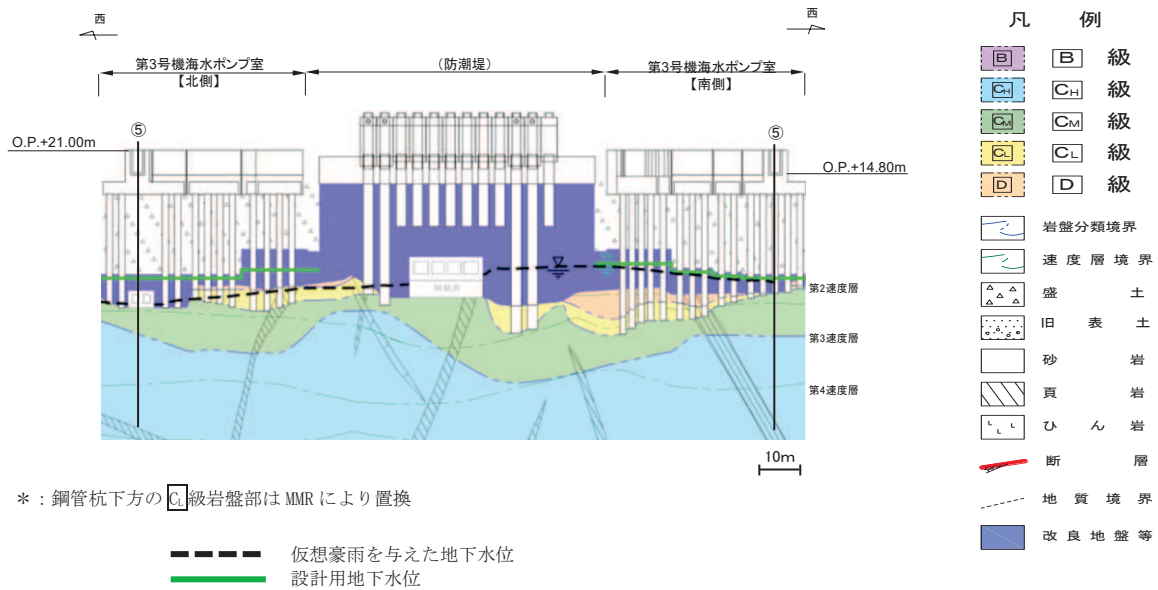
図 11-14 (5) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ③-③) (2/3)



* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

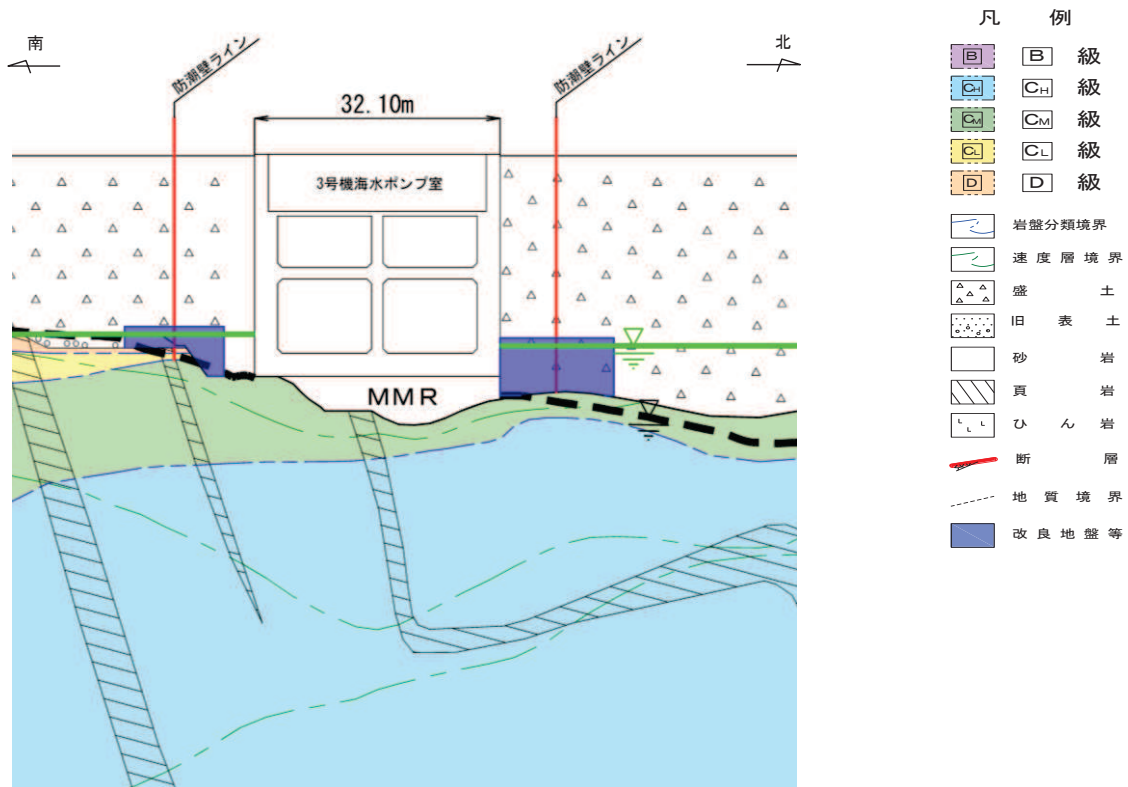
図 11-14 (6) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布(南北)④-④) (3/3)



* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

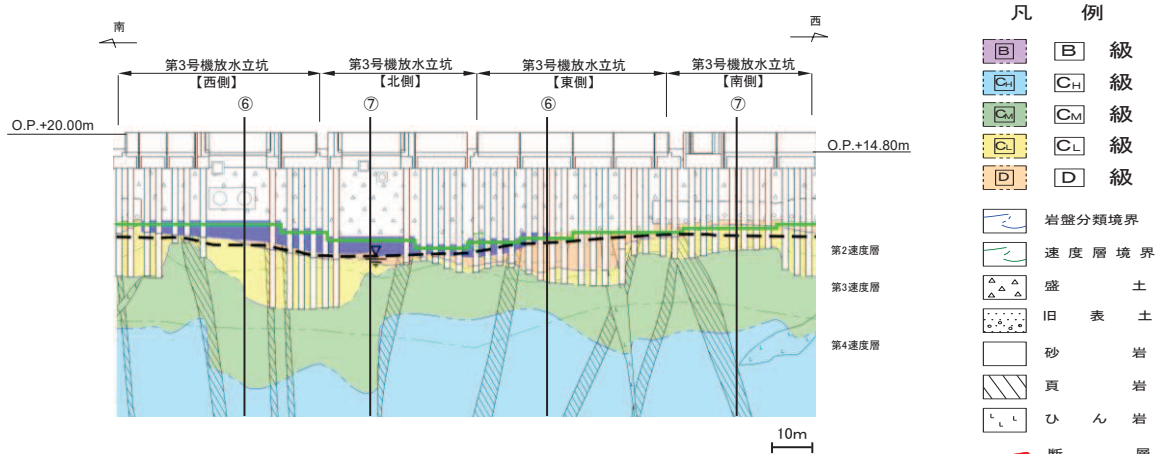
図 11-14 (7) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (3号機海水ポンプ室) (1/2)



* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位
 --- 設計用地下水位

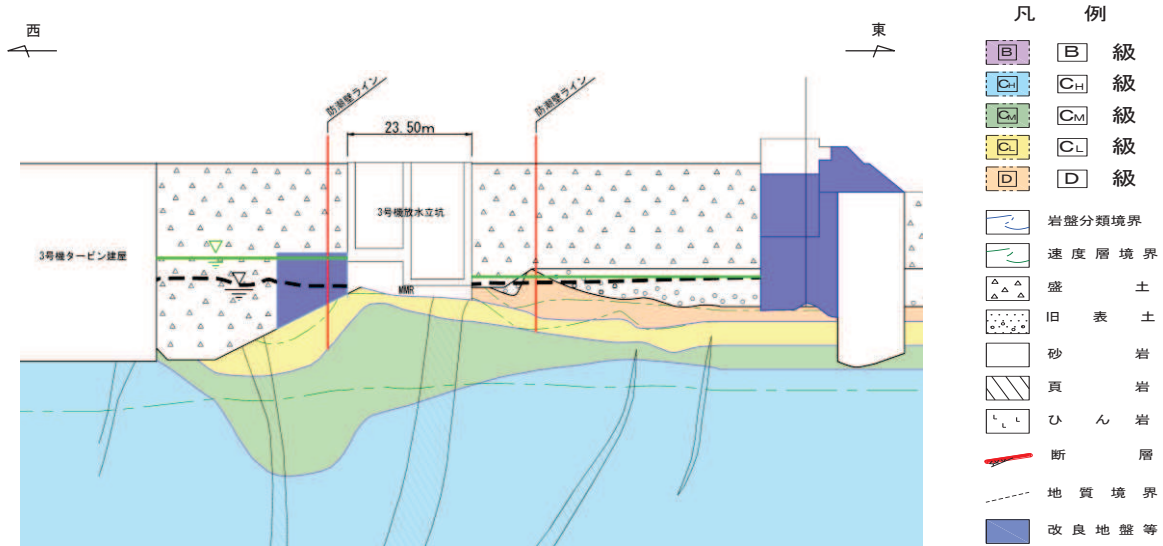
図 11-14 (8) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (3号機海水ポンプ室) (3号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布(南北⑤-⑤)) (2/2)



* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位
 --- 設計用地下水位

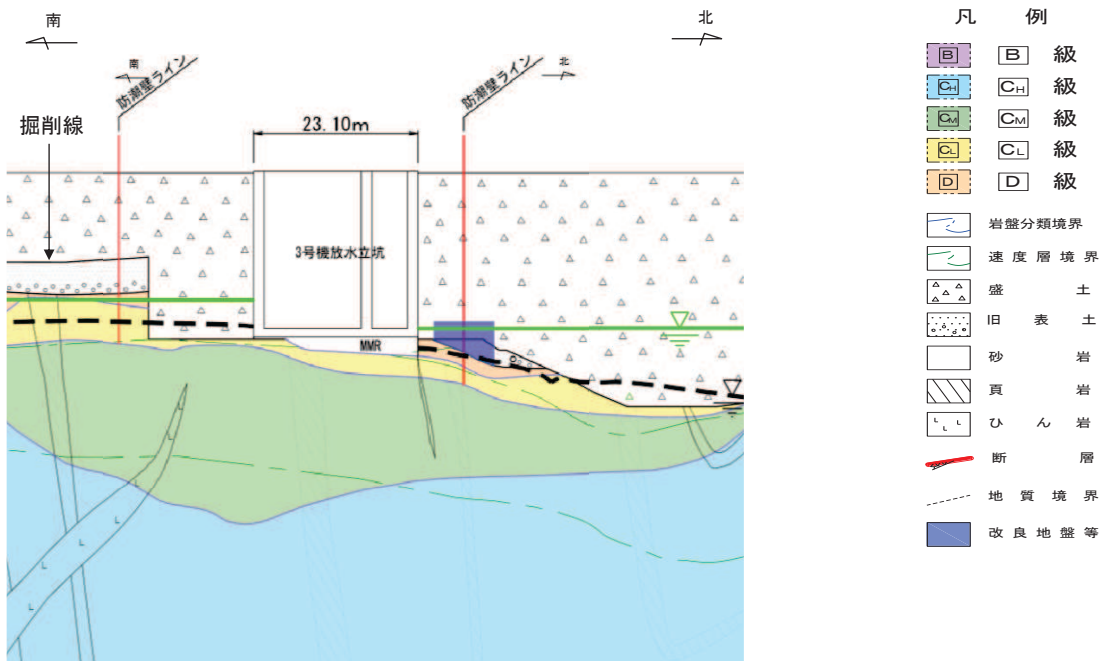
図 11-14 (9) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
 (3号機放水立坑) (1/3)



* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

- - - 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

図 11-14 (10) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(3号機放水立坑) (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ⑤-⑤) (2/3)



* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

- - - 仮想豪雨を与えた地下水位
 ——— 設計用地下水位

図 11-14 (11) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(3号機放水立坑) (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (南北)) (3/3)

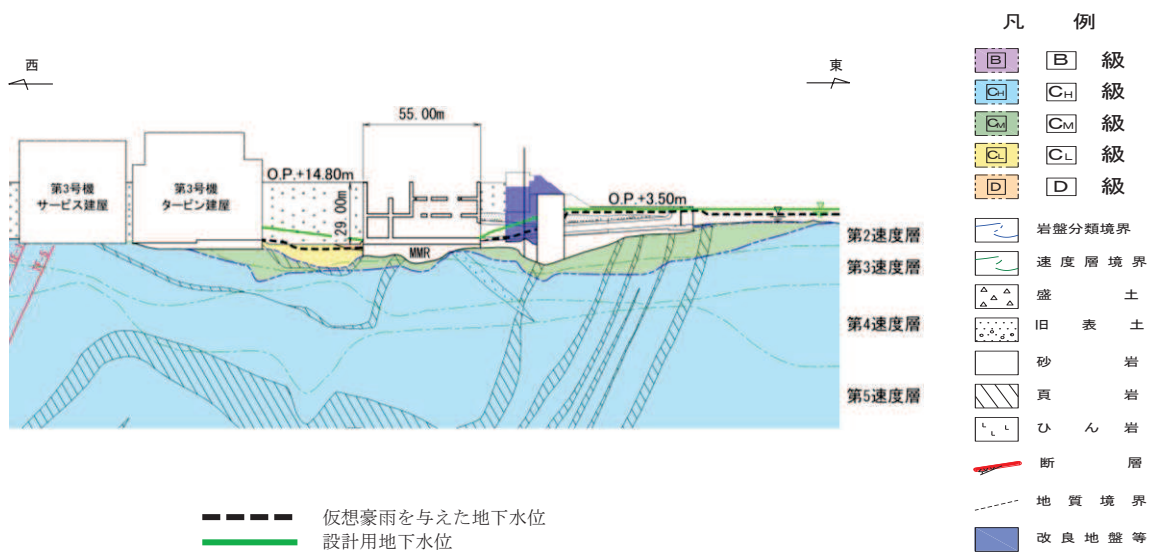


図 11-15 (1) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(縦断)

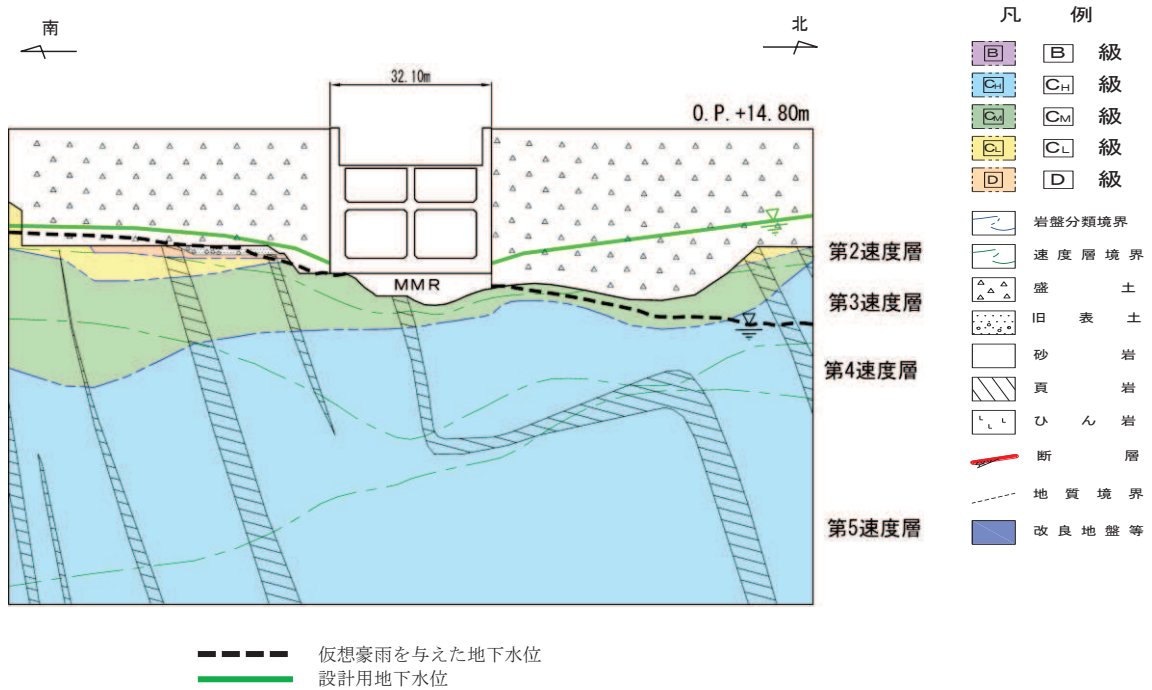


図 11-15 (2) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較
(横断)

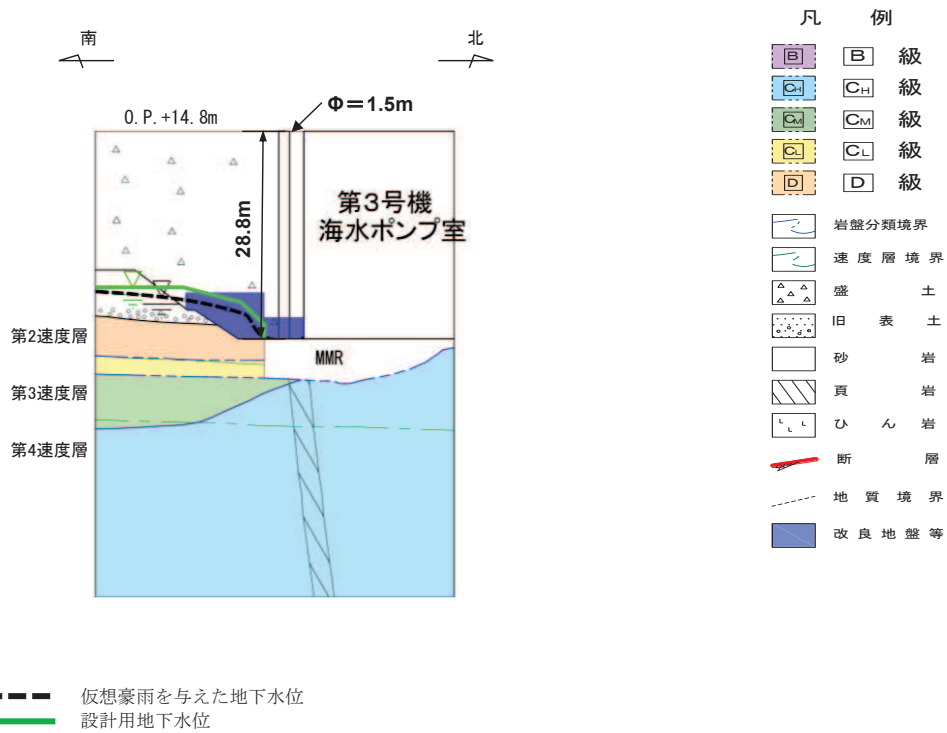


図 11-16 (1) 揚水井戸における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (南北)

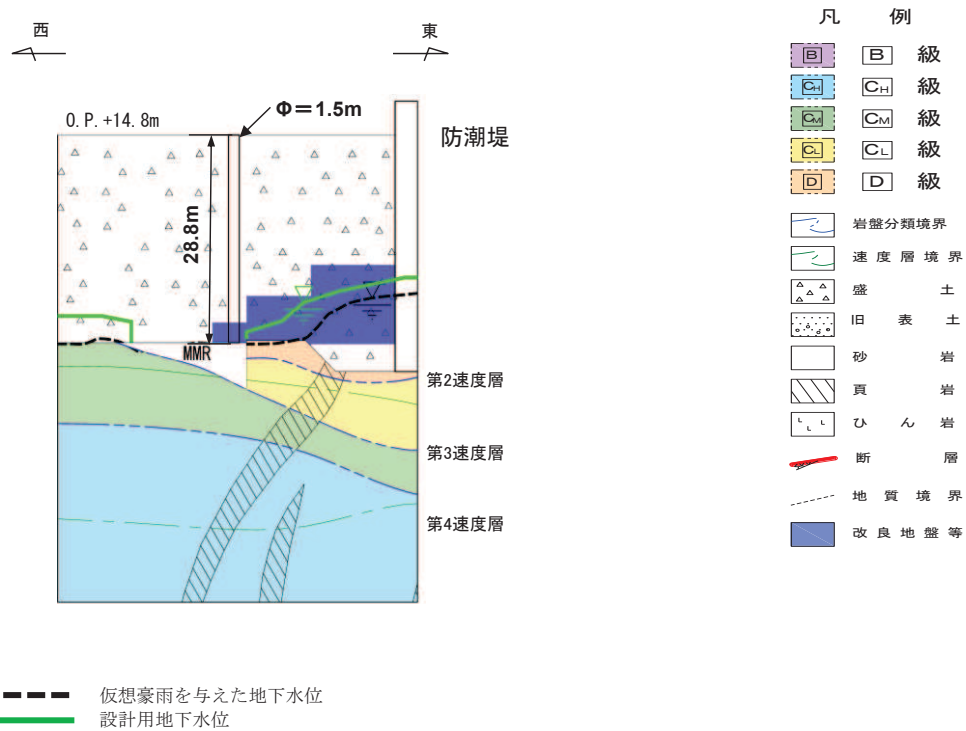


図 11-16 (2) 揚水井戸における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (東西)

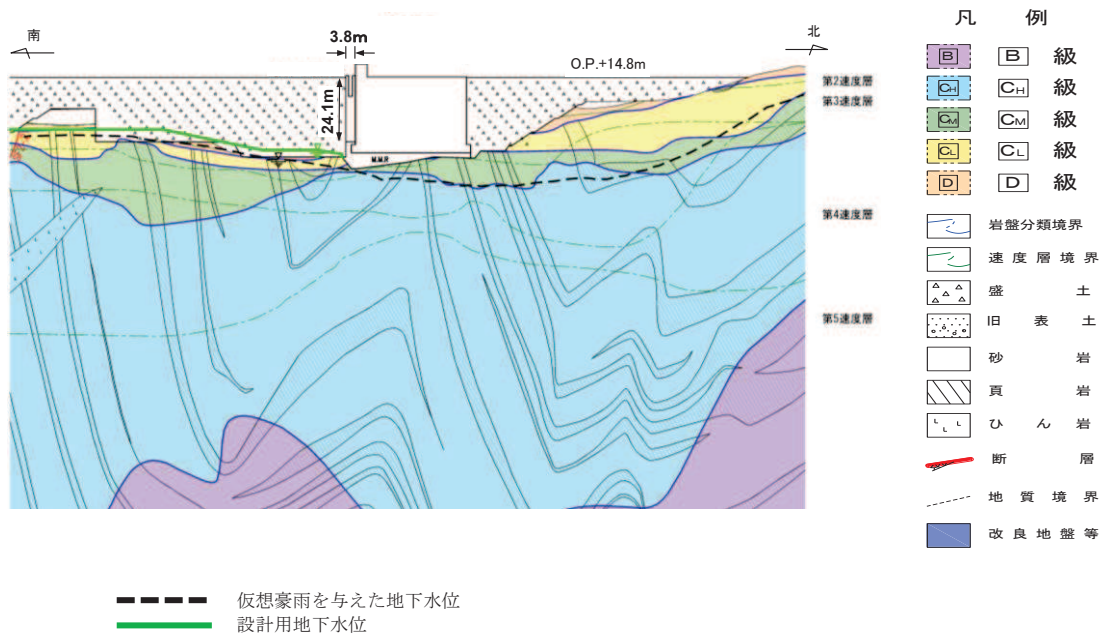


図 11-17 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットにおける
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較

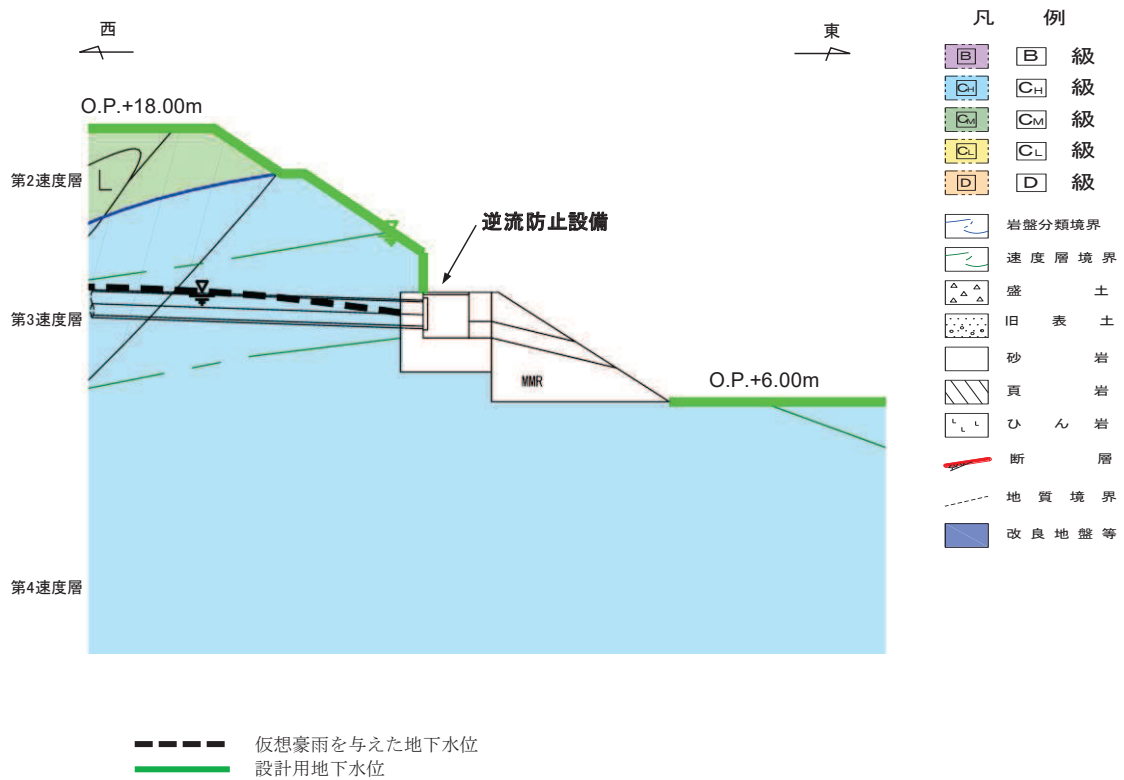


図 11-18 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較

(参考資料 12) 3次元浸透流解析による防潮堤沈下対策の影響確認結果

1. 概要

3次元浸透流解析を用いた予測解析結果を参照し設定する設計用地下水位について、防潮堤沈下対策完了後も地下水位観測を継続し、設計用地下水位の妥当性を検証する方針としている。

この水位観測計画を検討するにあたり、防潮堤沈下対策が地下水位分布へ与える影響を3次元浸透流解析モデルを用いて確認した。

なお、本解析により得られた地下水位分布は、設計用地下水の設定において直接参照するものではない。

2. 解析条件等

2.1 解析領域・境界条件等

解析領域は水位評価モデルと同様（施設が配置される O.P. +14.8m 盤及び周辺の法面）として、領域内の現状存在する構造物、地下水位低下設備をモデル化し、敷地造成時における掘削・埋戻しを反映する。

地下水位低下設備は、既設の全てのドレーンをモデル化し、新設するドレーン、ポンプは考慮しない。また、防潮堤下部は、沈下対策前の状態（防潮堤下に盛土・旧表土が存在）及び沈下対策後の状態（防潮堤下の地盤改良・前面の置換コンクリートは有）の2ケースを実施し、防潮堤沈下対策の影響確認を行う。

初期条件は淡水飽和状態とし、境界条件として陸域は地表面に静水圧固定境界、海域は H. W. L. (O.P. +2.43m) に静水圧固定境界を設定する。降水量条件は入力なし（定常解析）とする。3次元浸透流解析の範囲等を図 12-1 に示す。

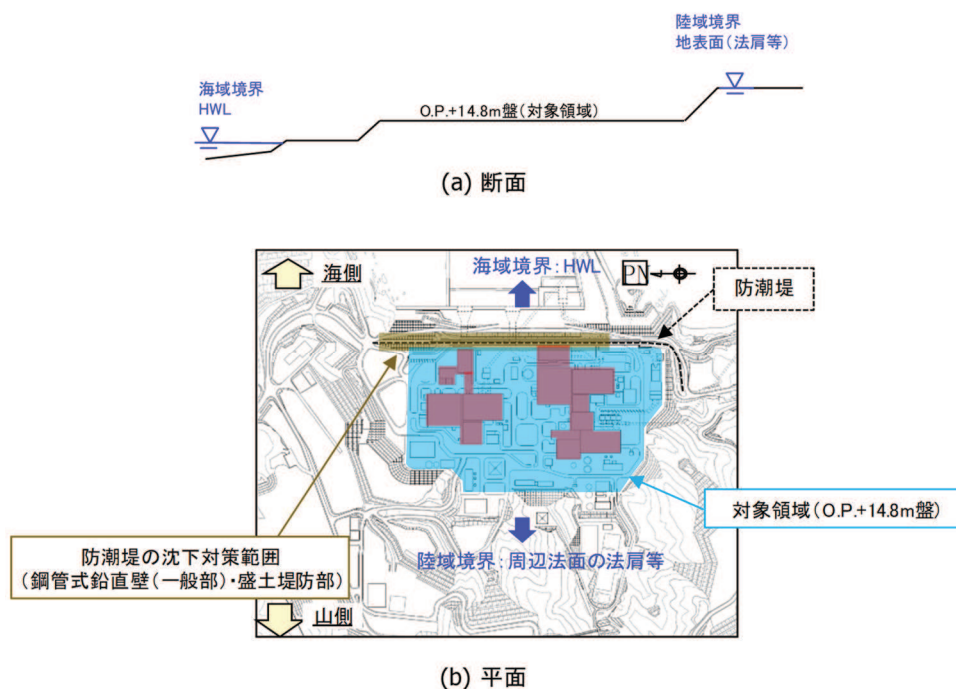


図 12-1 3次元浸透流解析の範囲等

2.2 透水係数

水位評価モデルと同様に設定する。透水係数の一覧を表 12-1 に示す。

表 12-1 透水係数一覧

地層		透水係数 (m/sec)
改良地盤・セメント改良土		2×10^{-7}
盛土・旧表土		3×10^{-5}
2号機周辺 以南	岩盤 I	7×10^{-7}
	岩盤 II	5×10^{-7}
3号機周辺 以北	岩盤 I	2×10^{-7}
	岩盤 II	1×10^{-7}
構造物 (MMR 含む)		— (不透水)

2.3 解析モデル

防潮堤沈下対策影響確認モデルの概要を図 12-2 に示す。両モデルの違いは防潮堤の沈下対策の有無のみであり、他の条件は同一である。表 12-2 に、防潮堤沈下対策影響確認モデルの解析条件一覧を示す。

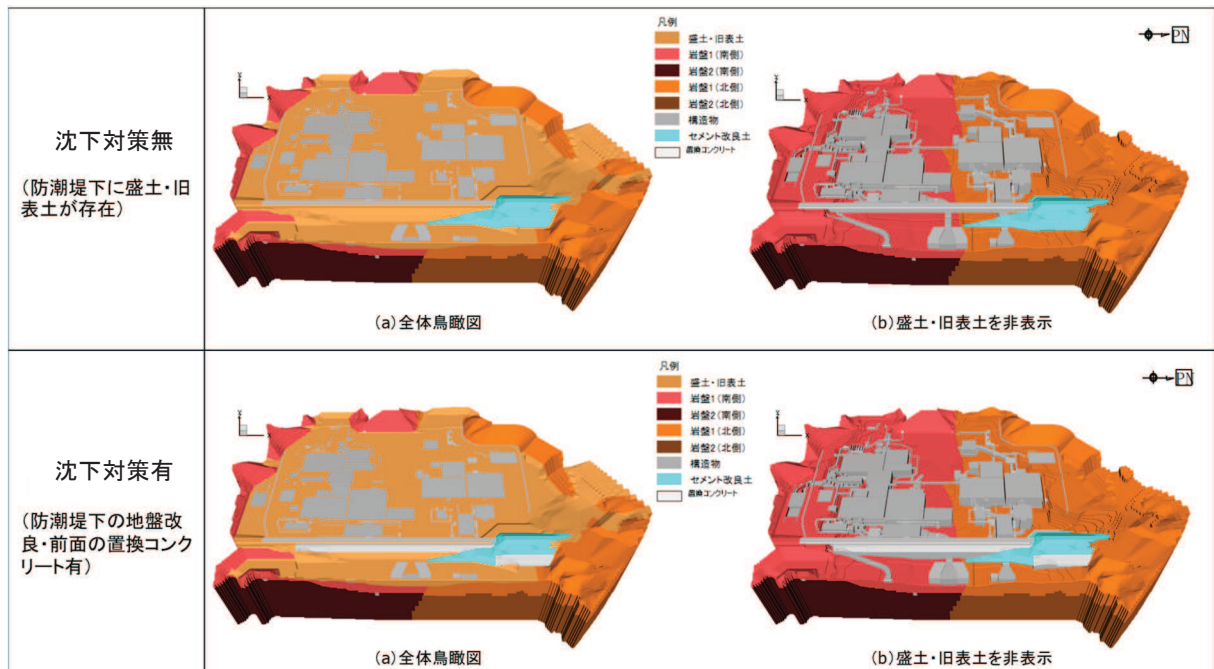


図 12-2 防潮堤沈下対策の有無と解析モデルの設定

表 12-2 防潮堤沈下対策影響確認モデルの概要

項目	【参考】予測解析モデル (水位評価用)	防潮堤沈下対策影響確認モデル
1. 目的	<ul style="list-style-type: none"> 設計用地下水位の設定において参照 保守的な条件設定により設計裕度確保 	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤沈下対策による O.P.+14.8m 盤の地下水位分布への影響を確認
2. 解析コード	GETFLOWS Ver. 6. 64. 0. 2	
3a. 解析領域	<ul style="list-style-type: none"> O.P.+14.8m 盤及び O.P.+14.8m 周辺の法面 	<ul style="list-style-type: none"> 同左 (防潮堤沈下対策の有無を考慮)
3b. 格子数	<ul style="list-style-type: none"> 平面格子数：約 16.7 万 総格子数：約 770 万 格子寸法：□0.5～2m 程度 (構造物近傍は最小□0.5m 程度) 	
4. 解析種別	<ul style="list-style-type: none"> 定常解析・非定常解析*¹ 	<ul style="list-style-type: none"> 定常解析
6a. モデル (地形)	<ul style="list-style-type: none"> 安全対策工事完了段階に対応した状態 	
6b. " (地盤)	<ul style="list-style-type: none"> 安全対策工事完了段階に対応した状態 (施設周辺の地盤改良を考慮) 	
6c. " (構造物)	<ul style="list-style-type: none"> 安全対策工事完了段階に対応した状態 	
6d. " (ドレーン)	<ul style="list-style-type: none"> 既設・新設のうち信頼性が確保された範囲を管路扱い 信頼性の確保状況に応じ透水層扱い 機能喪失モードを仮定 	<ul style="list-style-type: none"> 既設の全範囲を管路として考慮 (新設ドレーンは非考慮)
7. 境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 地下水位を保守的に算出するよう設定 <ul style="list-style-type: none"> 山側：地表面に水位固定 海側：H.W.L に水位固定 (地中連壁の影響は保守的に考慮しない) ドレーン：ドレーン計画高 	
8. 透水係数	<ul style="list-style-type: none"> 水位が保守的に算出されるよう設定 (岩盤 I を -1σ) 	
9. 有効間隙率	<ul style="list-style-type: none"> 文献値*² 	
10. 粗度係数	—	

* 1 : アクセスルートの評価においては、地下水位低下設備の機能喪失から 2 ヶ月後の水位分布を参照。また、地下水位低下設備の機能維持の運用方法の検討 (VI-2-1-1 別添 1 地下水位低下設備の設計方針) においては、同モデルを用いた非定常解析により、地下水位低下設備の機能喪失後の時間余裕を評価。

* 2 : 地下水ハンドブック (建設産業調査会), 水理公式集 (土木学会) 等を参照し設定

3. 解析結果

3.1 定常状態（現況モデル）

現況モデル（防潮堤下に盛土・旧表土が存在）における自由地下水位の等高線図を図 12-3 に示す。

解析領域境界より建屋周辺に向かって地下水位は緩やかに下降しており、既設の地下水位低下設備による水位低下効果が確認できる。また、防潮堤海側から防潮堤山側に向かって地下水位は緩やかに下降しており、防潮堤下部を通じて敷地側に地下水が流入している状況が確認できる。

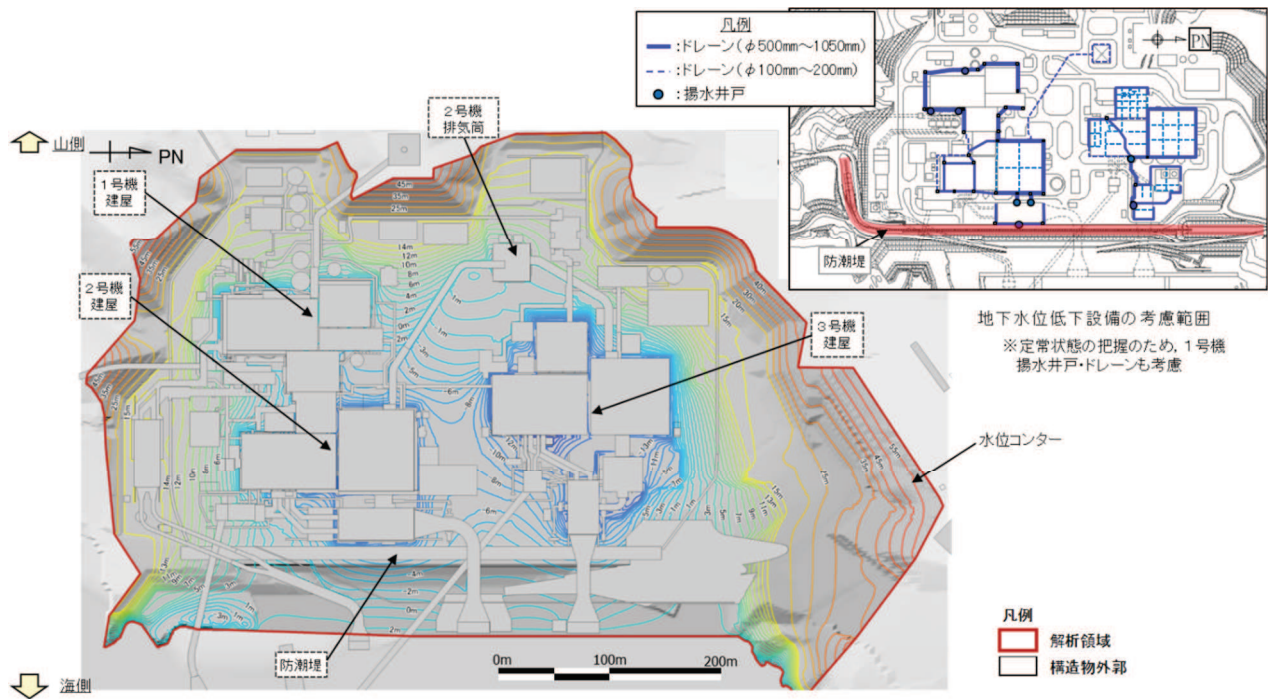


図 12-3 3次元浸透流解析結果（定常状態・現況モデル）

3.2 定常状態（沈下対策後モデル）

防潮堤下部の沈下対策後モデル（防潮堤下の地盤改良・前面の置換コンクリート有）における自由地下水位の等高線図を図 12-4 に示す。

防潮堤海側より防潮堤山側に向かう地下水位は，防潮堤付近で不連続となっていることから，防潮堤の沈下対策により海側から敷地内への浸水が抑制されている状況が確認できる。

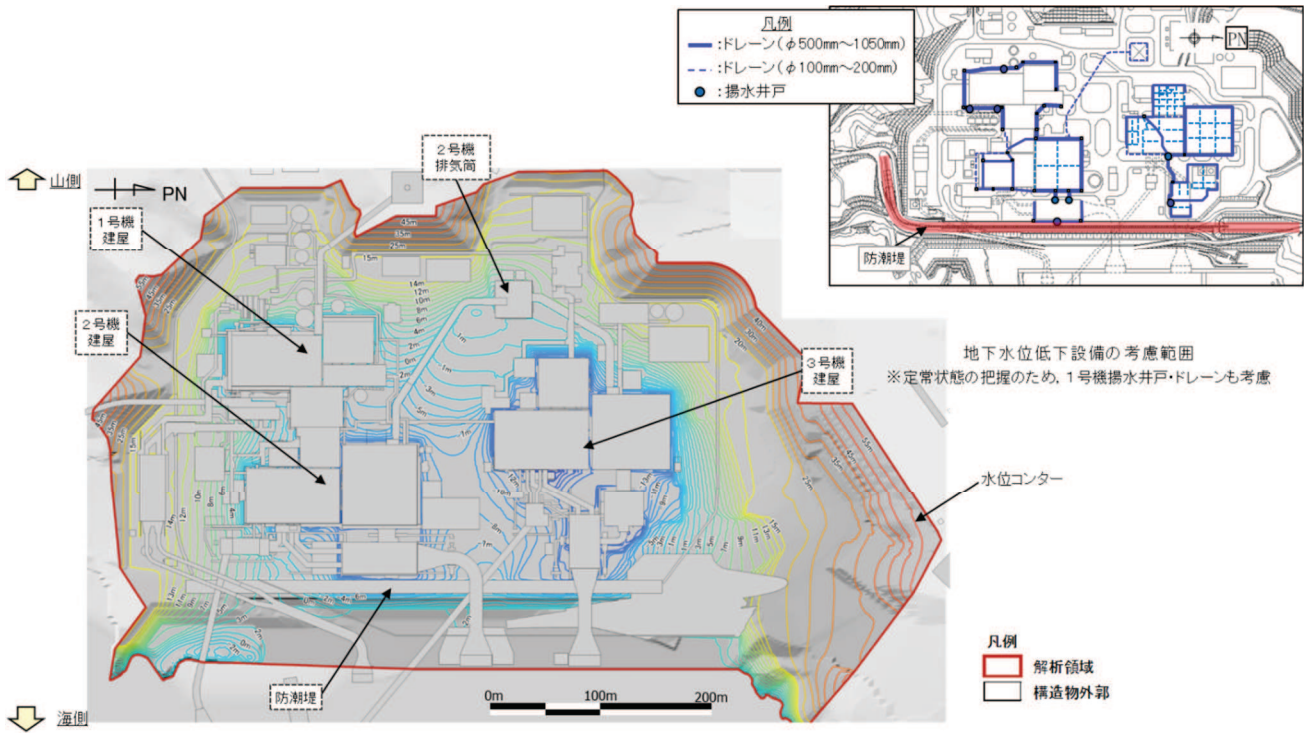


図 12-4 3次元浸透流解析結果（定常状態・沈下対策後モデル）

3.3 定常状態（沈下対策前後の差分）

防潮堤下部の沈下対策前後における自由地下水位の差分を図 12-5 に示す。

防潮堤の沈下対策による地下水の遮断効果により、防潮堤海側の地下水位は地下水位低下設備の影響を受けなくなることから、対策前より相対的に上昇する。また、防潮堤山側については、沈下対策による影響範囲は海寄りの範囲に限定される。

また、比較的地下水位低下設備が近い鋼管式鉛直壁（一般部）周辺では、海側からの海水供給が減ることにより、対策前より地下水位は下降する。一方、比較的地下水位低下設備が遠い盛土堤防周辺では対策前より地下水位が上昇する。このことは、防潮堤山側の設計用地下水位として鋼管式鉛直壁（一般部）を H. W. L.、盛土堤防を地表面としていることと整合的な結果となっている。

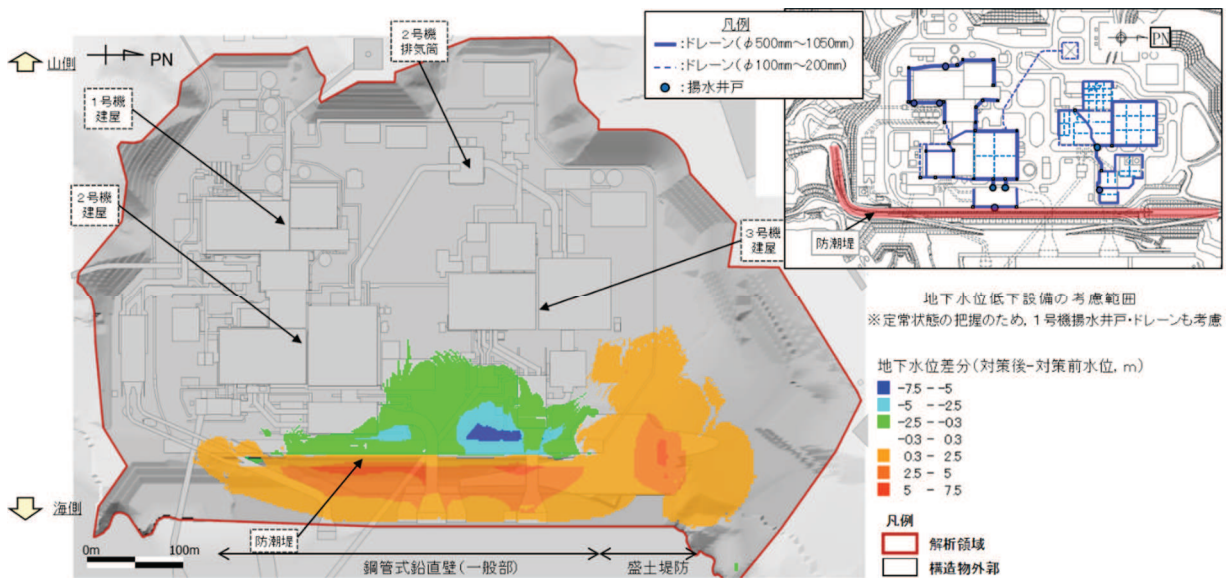


図 12-5 防潮堤下部の沈下対策前後における自由地下水位差分

(参考資料 1 3) 地盤改良における補足

1. 地盤改良の概要

1.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

地盤改良工法については、文献（陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，（財）土木研究センター，平成 16 年 3 月）では，以下の項目により分類づけられる。

- ① 対策工法を必要とする理由，目的，期待する効果
- ② 地盤の性状
- ③ 構造物の性質
- ④ 現場条件，周辺環境

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表 1-1 に示す。

表 1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

工法	適用地盤				工法の効果					
	粘性土	砂質土	粘性土 砂質土 の互層	有機 質土	沈下対策		安定対策			
					圧密沈 下促進	沈下量 減少	せん断 変形の 抑制	強度増 加促進	すべり 抵抗の 付与	液状化 の防止
表層処理工法	表層排水工法									
	サンドマット工法	○						○	○	
	敷設材工法							○		
	浅層混合処理工法									
置換工法	掘削置換工法	○		○	○		○		○	
	強制置換工法									
押え盛土工法	押え盛土工法	○		○	○			○		
	緩斜面工法									
緩速荷荷工法	漸増荷荷工法	○		○	○			○		
	段階荷荷工法									
荷荷重工法	盛土荷重荷荷工法			○	○					
	大気圧荷荷工法	○		○	○	○			○	
	地下水低下工法									
パーナカル ドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○	○	○		○		
	ボード系ドレーン工法									
サンドコンパ クション工法	サンドコンパクション工法	○	○	○	○	○	○			○
	バイル工法									
締固め工法	振動棒工法		○				○			○
	動圧密工法									
固結工法	深層混合処理工法	○	○	○	○		○	○	○	○
	生石灰バイル工法									
	薬液注入工法									
構造物による 工法	矢板工法									
	打設グイ工法	○	○	○	○		○		○	
	スラブ工法									
	カルバート工法									

(引用：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版，
（財）土木研究センター，平成 16 年 3 月）

表 1-1 に示す工法のうち、女川原子力発電所で適用している地盤改良工法としては、適用地盤や工法の効果とも幅広い「固結工法」を基本としている。固結工法のうち、主に採用した工法は深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工法）である。

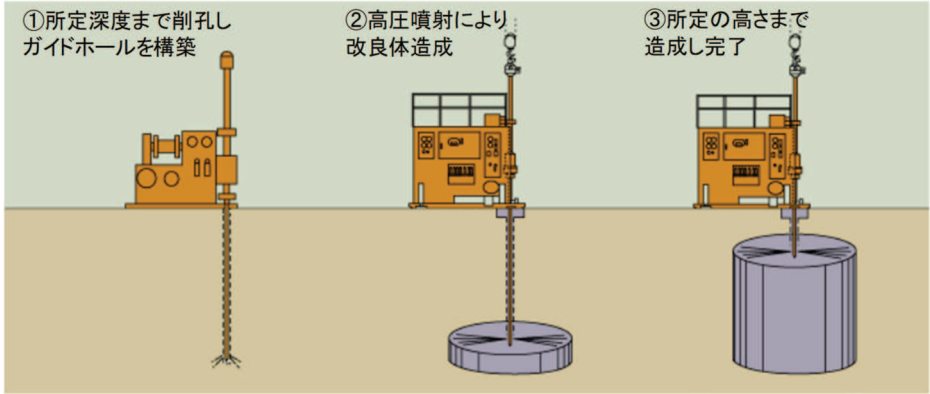
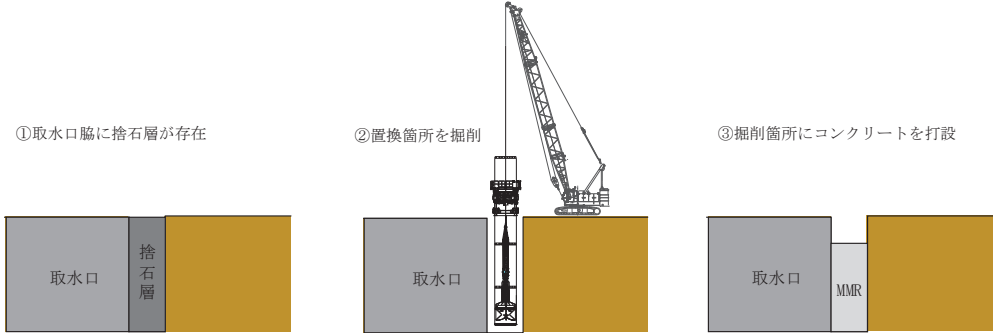
この他、置換工法として、取水口脇については、捨石層を置換するためにMMR*置換工法を採用した。

*：マンメイドロック

1.2 地盤改良の施工方法

女川原子力発電所で適用している地盤改良の施工方法の概要を表 1-2 に示す。

表 1-2 施工方法の概要

工 法	概 要
<p>高圧噴射攪拌 工法</p>	<p>高圧でセメントミルクを吐出し，原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がある，開削が困難な箇所にて採用。</p>  <p>①所定深度まで削孔しガイドホールを構築 ②高圧噴射により改良体造成 ③所定の高さまで造成し完了</p> <p>出典：SUPERJET研究会HP</p>
<p>MMR 置換工法*</p>	<p>原地盤を開削後に MMR を構築することで改良体を造成する工法。構造物周辺に捨石層が存在する等，高圧噴射攪拌工法では改良が困難な箇所にて採用。</p>  <p>①取水口脇に捨石層が存在 ②置換箇所を掘削 ③掘削箇所にコンクリートを打設</p>

*：取水口脇の捨石層を置換するために実施。

2. 各施設における地盤改良体の概要

地盤改良体を設置する施設の平面配置図を図 2-1 に、地盤改良の目的を表 2-1 に示す。表 2-1 に示すとおり、地盤改良の主な目的は、構造物の支持又は変形抑制に区別される。各施設の地盤改良体の平面配置図及び配置図を図 2-2～図 2-14 に示す。

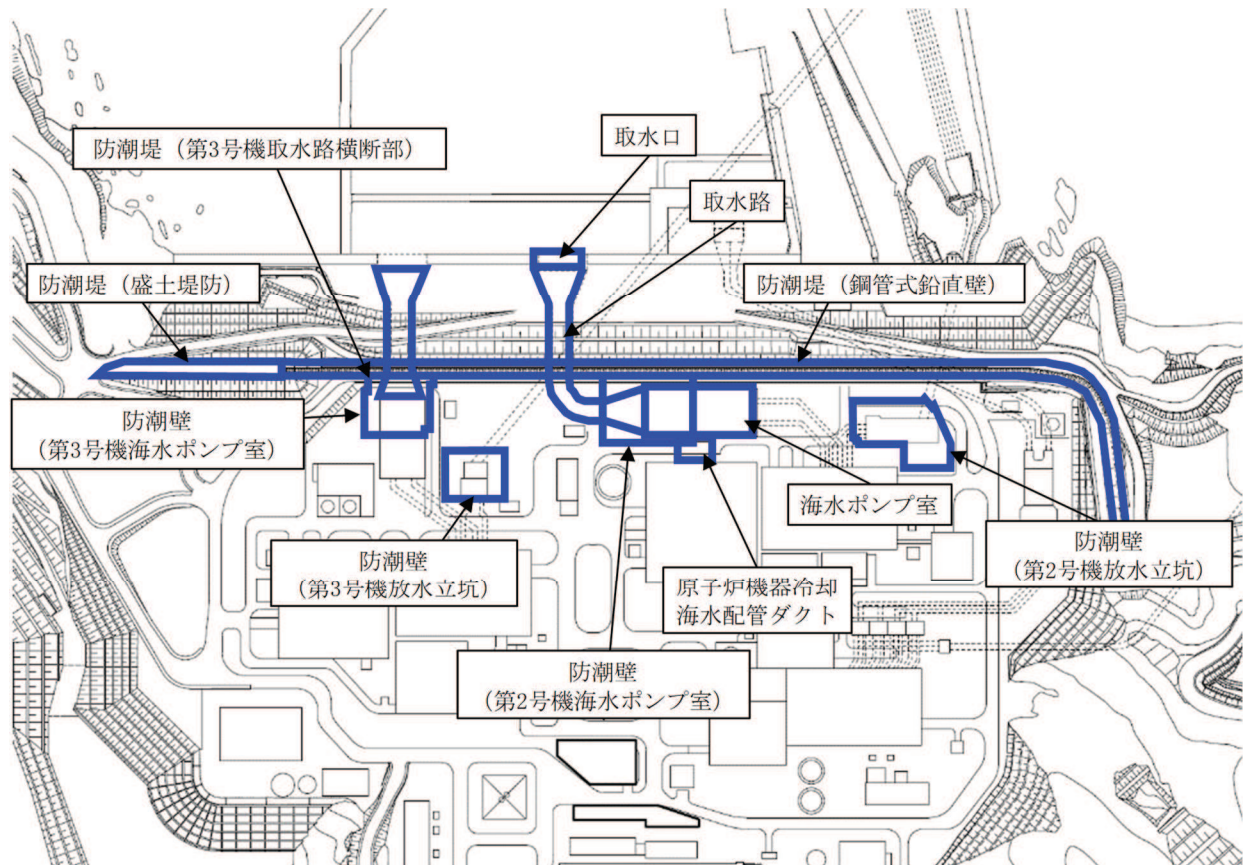


図 2-1 地盤改良体を設置する施設の平面配置図

表 2-1 地盤改良の概要

対象施設		地盤改良	
		工法	目的
土木構造物・津波防護施設	取水口	MMR 置換工法	変形抑制
	取水路	高圧噴射攪拌工法	変形抑制
	海水ポンプ室		変形抑制
	原子炉機器冷却海水配管ダクト		変形抑制
	防潮堤（鋼管式鉛直壁）		支持地盤・変形抑制
	防潮堤（盛土堤防）		支持地盤
	防潮堤（第 3 号機取水路横断部）		変形抑制（第 3 号機取水路）
	防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）		変形抑制
	防潮壁（第 2 号機放水立坑）		変形抑制
	防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）		変形抑制
	防潮壁（第 3 号機放水立坑）		変形抑制

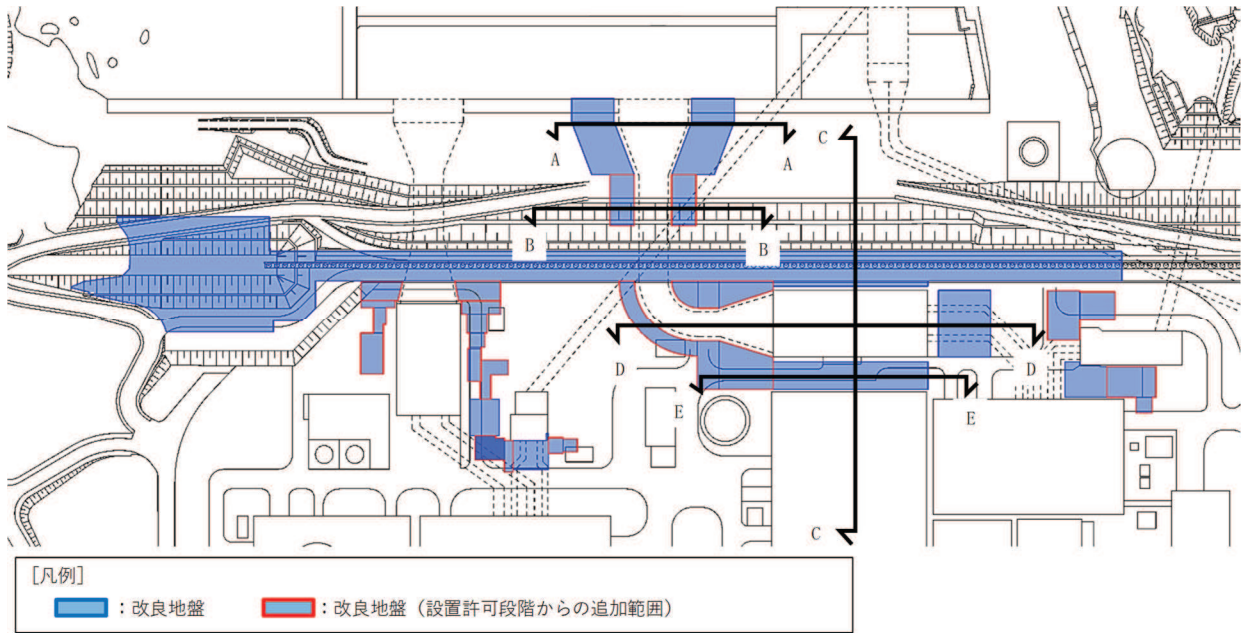


図 2-2 地盤改良体の配置図 (取水口, 取水路, 海水ポンプ室, 原子炉機器冷却海水配管ダクト)

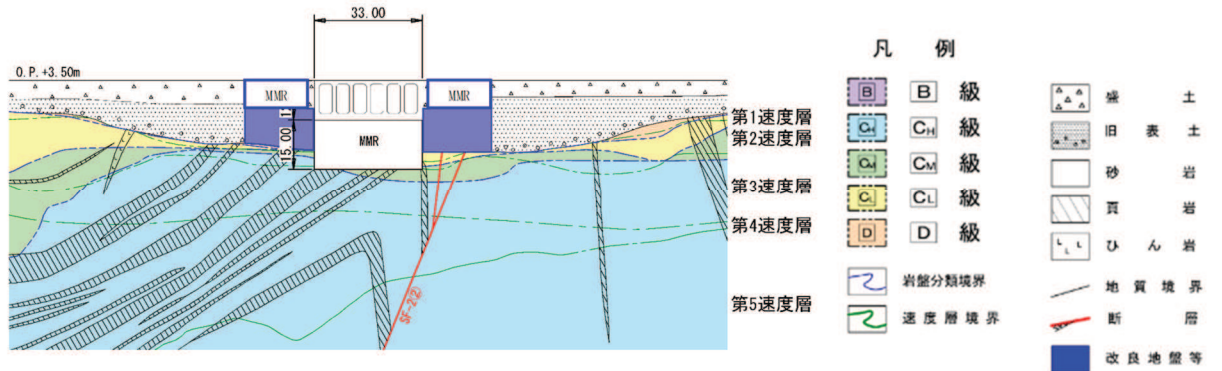


図 2-3 地盤改良体の配置図 (取水口, A-A 断面)

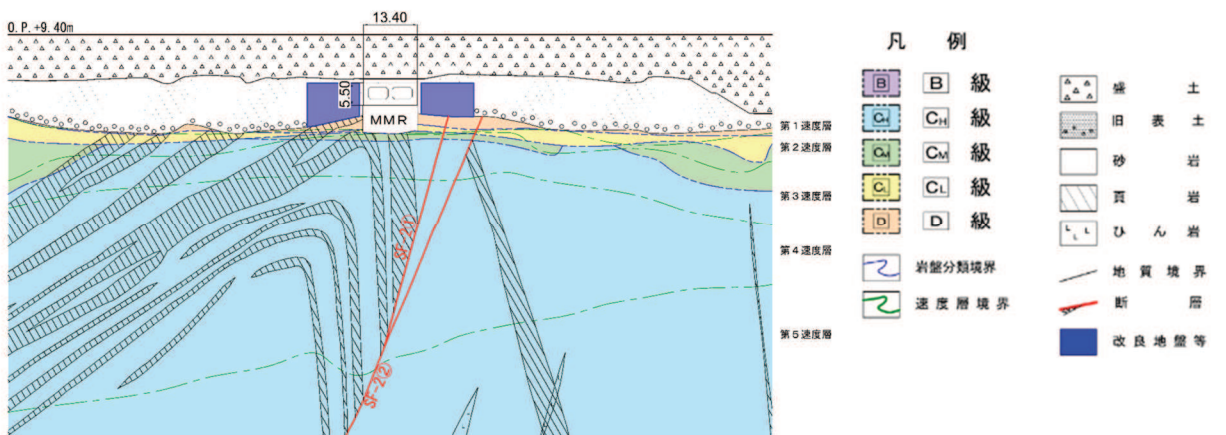


図 2-4 地盤改良体の配置図 (取水路, B-B 断面)

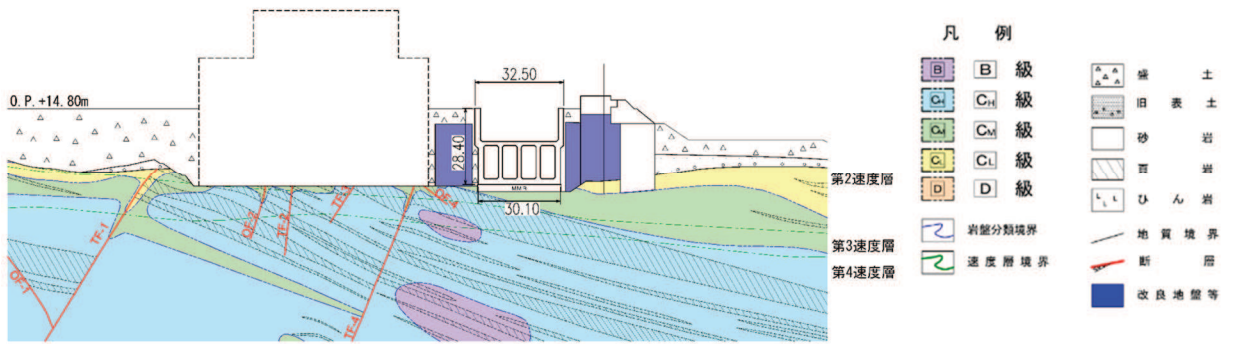


図 2-5 地盤改良体の配置図（海水ポンプ室横断，C-C 断面）

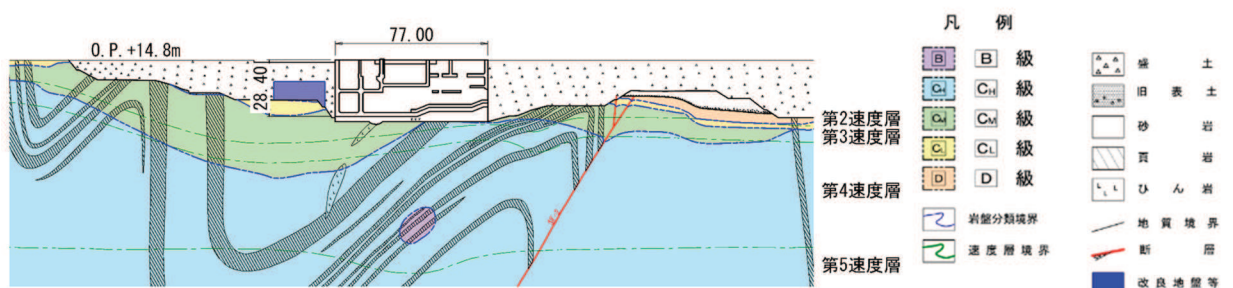


図 2-6 地盤改良体の配置図（海水ポンプ室縦断，D-D 断面）

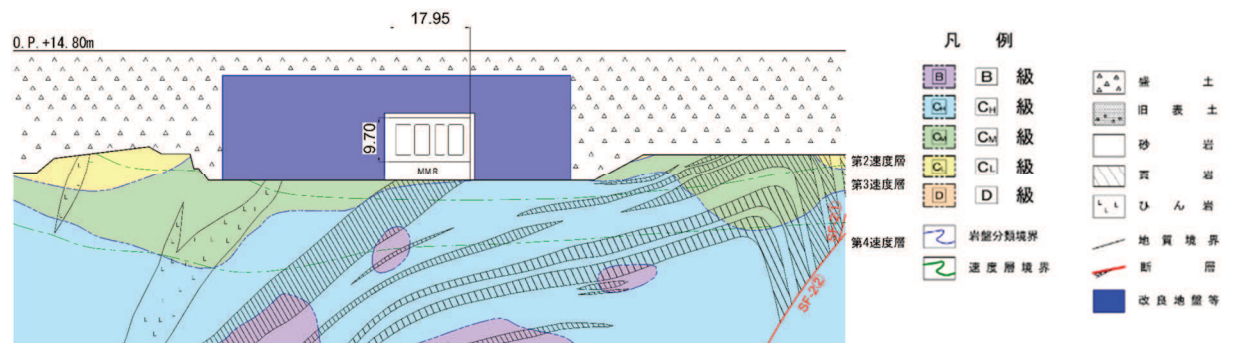


図 2-7 地盤改良体の配置図（原子炉機器冷却海水配管ダクト，E-E 断面）

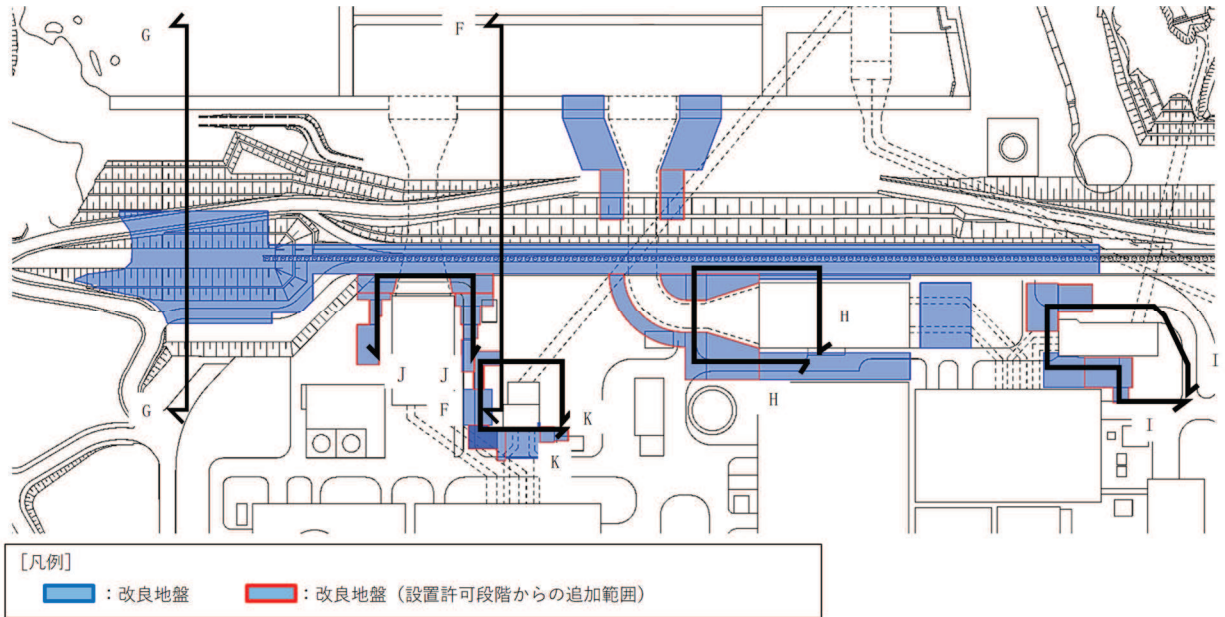


図 2-8 地盤改良体の平面配置図（防潮堤，防潮壁，防潮堤（第 3 号機取水路横断部））

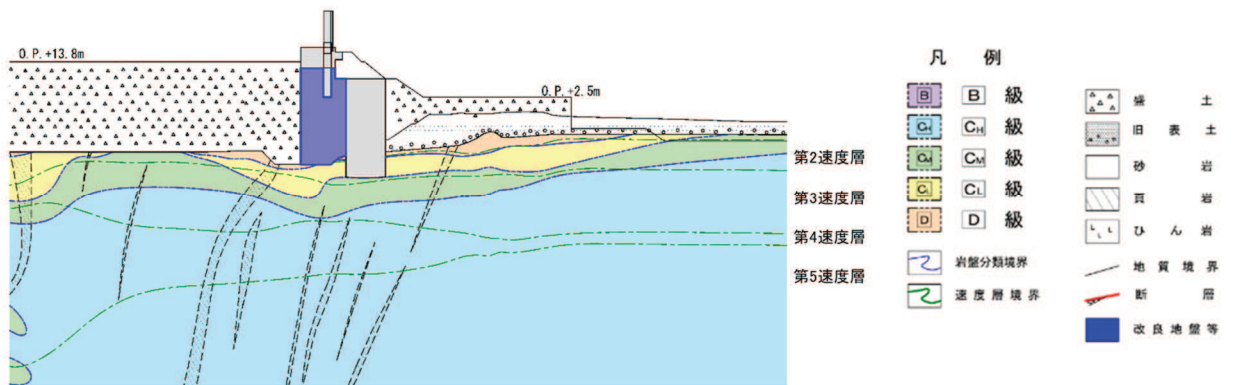


図 2-9 地盤改良体の配置図（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部，F-F 断面）

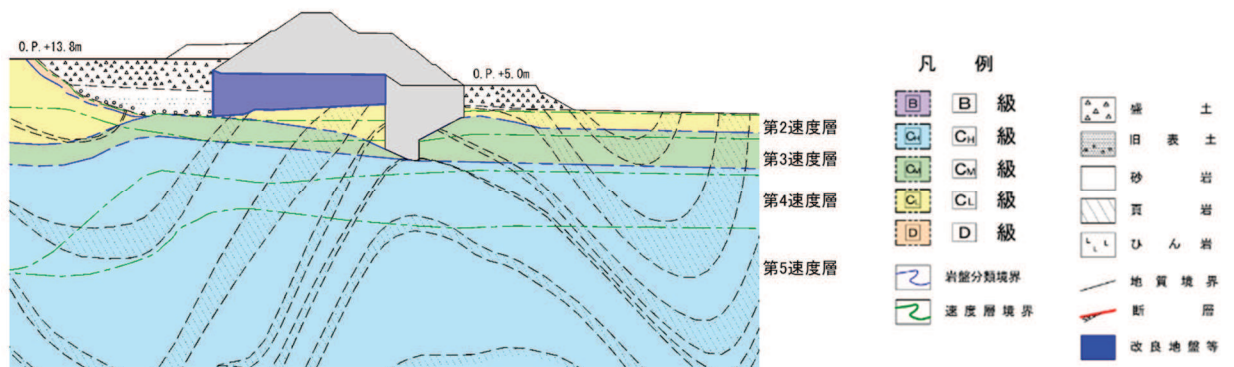
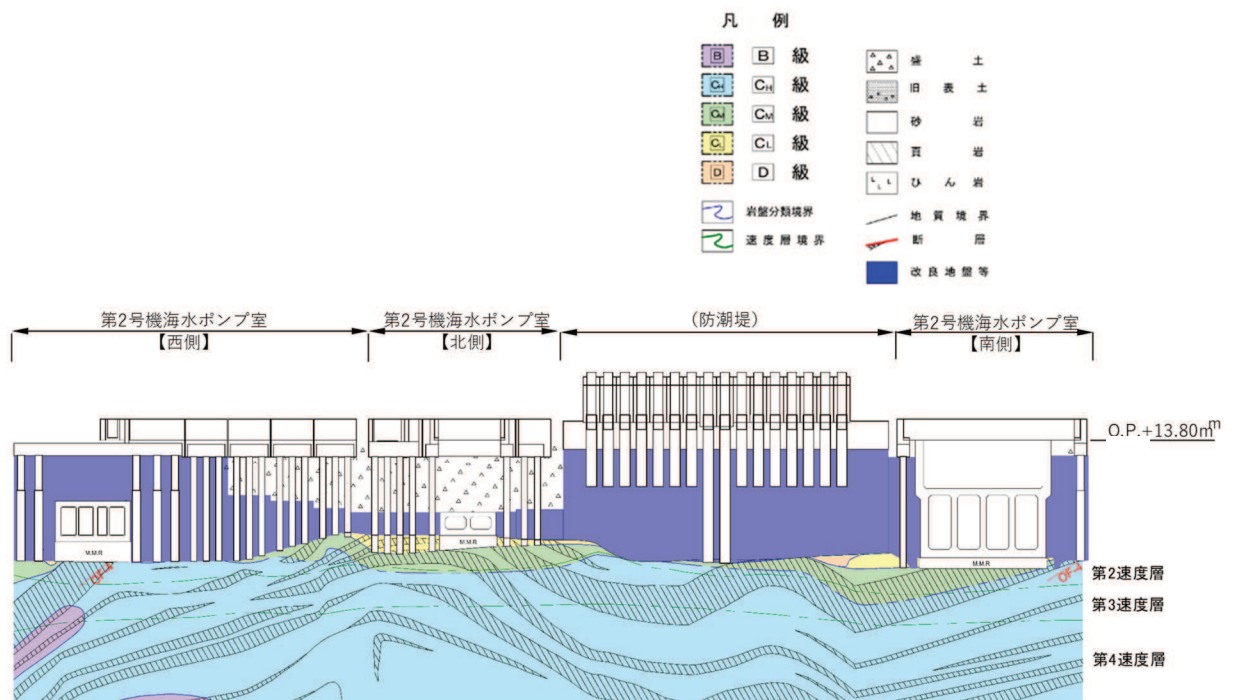
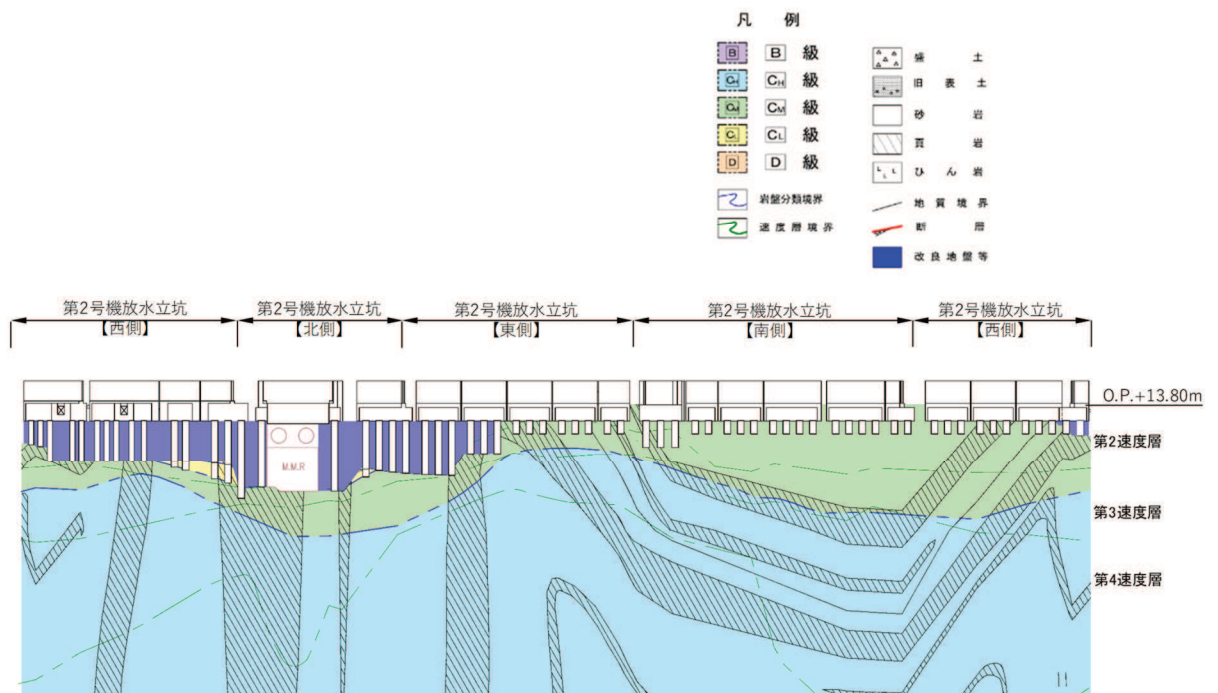


図 2-10 地盤改良体の配置図（防潮堤（盛土堤防），G-G 断面）



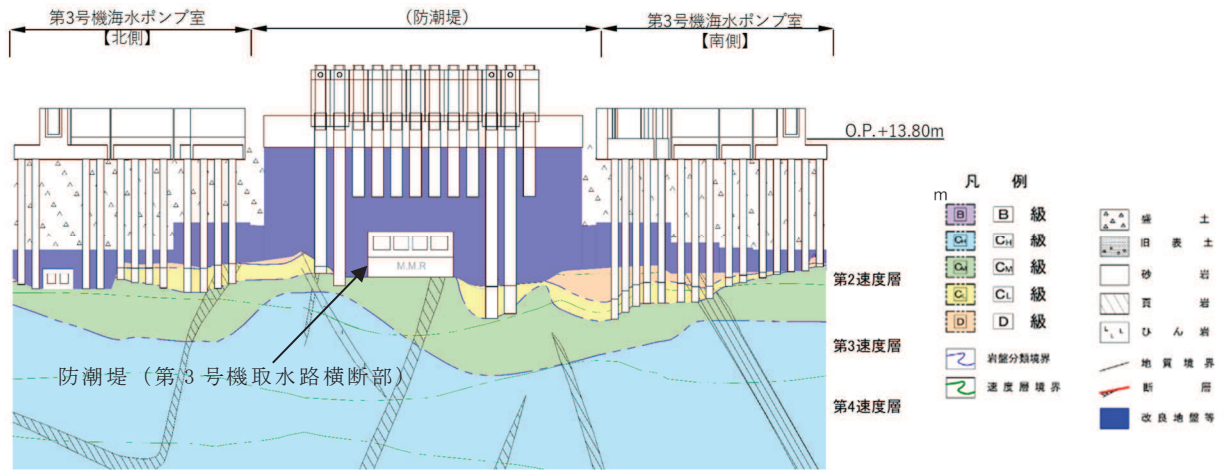
* : 鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面とし，鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換。

図 2-11 地盤改良体の配置図（防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），H-H 断面）



* : 鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面とし，鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換。

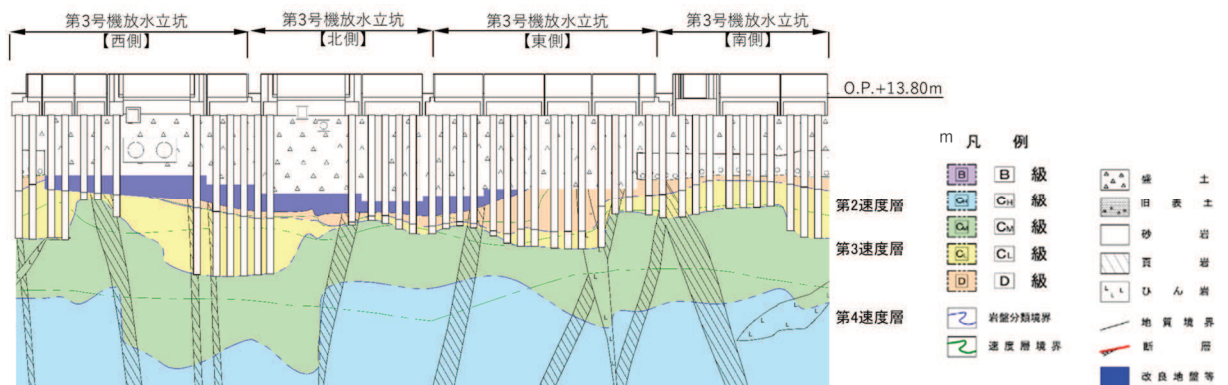
図 2-12 地盤改良体の配置図（防潮壁（第 2 号機放水立坑），I-I 断面）



* : 鋼管杭下端は C_L 級岩盤上面とし，鋼管杭直下の C_L 級岩盤部は MMR により置換。

図 2-13 地盤改良体の配置図

(防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)，防潮堤 (第 3 号機取水路横断面)，J-J 断面)



* : 鋼管杭下端は C_L 級岩盤上面とし，鋼管杭直下の C_L 級岩盤部は MMR により置換。

図 2-14 地盤改良体の配置図 (防潮壁 (第 3 号機放水立坑)，K-K 断面)

3. 地盤改良体の品質確認方針

3.1 品質確認項目

地盤改良体の品質確認項目を表 3-1 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）及び防潮堤（盛土堤防）に設置する改良地盤（高圧噴射攪拌工法）は、支持地盤としての役割を有することから強度及び剛性を品質確認項目とする。その他の箇所に設置する改良地盤（高圧噴射攪拌工法）は、変形抑制としての役割を有するため、剛性を品質確認項目とする。改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の目的及び構造形式に係る分類を表 3-2 に示す。

なお、MMR 置換工法については、開削及びコンクリートによる置換であり、構造物同様、コンクリート標準示方書に基づいた品質管理を行うことで所定の品質を確保する。

表 3-1 地盤改良体の品質確認項目

対象施設		目的	品質確認項目
土木 構造物 ・津波 防護 施設	取水口	変形抑制	剛性
	取水路	変形抑制	剛性
	海水ポンプ室	変形抑制	剛性
	原子炉機器冷却海水配管ダクト	変形抑制	剛性
	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	支持地盤・変形抑制	強度及び剛性
	防潮堤（盛土堤防）	支持地盤	強度及び剛性
	防潮堤（第 3 号機取水路横断部）	変形抑制（第 3 号機取水路）	剛性
	防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）	変形抑制	剛性
	防潮壁（第 2 号機放水立坑）	変形抑制	剛性
	防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）	変形抑制	剛性
	防潮壁（第 3 号機放水立坑）	変形抑制	剛性

表 3-2(1) 改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の目的及び構造形式に係る分類（1/2）

目的	支持地盤	
構造形式		
対象施設	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	防潮堤（盛土堤防）

表 3-2(2) 改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の目的及び構造形式に係る分類（2/2）

目的	変形抑制	
構造形式		
対象施設	取水口，取水路，海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト，防潮堤（第3号機取水路横断部）	防潮堤（鋼管式鉛直壁），防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）

3.2 品質確認準拠基準について

地盤改良工法，設置箇所及び構造物の支持機能の有無に応じて適切な基準・指針を適用する。

深層混合処理工法の基準・指針として一般的な文献を表 3-3 に示す。

女川原子力発電所における深層混合処理工法は，表 3-2 に示す支持地盤及び変形抑制を目的とした地盤改良のいずれも高圧噴射攪拌工法であり，本工法の品質管理に係る詳細な記載がされている建築センター指針を適用する。

なお，他基準・指針における考え方も参考にして品質確認を行う。

表 3-3 地盤改良工法の基準・指針（深層混合処理工法）

基準・指針名	基準略称
2018 年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 —セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—，日本 建築センター	建築センター指針
建築基礎のための地盤改良設計指針案，日本建築学会，2006	建築基礎指針
乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設 計に関する技術規程，日本電気協会，平成 21 年	J E A C 4 6 1 6
陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改 訂版，（財）土木研究センター，平成 16 年 3 月	陸上工事マニュアル
港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル， （財）沿岸技術研究センター，平成 26 年 10 月	港湾・空港マニュアル

3.3 品質確認試験

3.3.1 試験頻度

深層混合処理工法に対する諸基準・指針における必要調査箇所数を表 3-4 に示す。改良地盤（高圧噴射攪拌工法）における品質確認試験の頻度は，表 3-4 に示す建築センター指針の必要調査箇所数を満足するように，各構造物の改良地盤の施工数量に応じて設定する。

表 3-4 諸基準・指針における必要調査箇所数（深層混合処理工法）

基準略称	試験頻度の目安
建築センター指針	検査対象層（改良範囲内の各土質）に対して，100本の改良コラムに1箇所以上かつ1検査対象群に1箇所以上。
（以下参考）	
建築基礎指針	改良体100本ごとに1本以上。
J E A C 4 6 1 6	改良柱300本ごとに1本以上。
陸上工事マニュアル	設計強度ごとに改良体500本未満は3本×3深度，500本以上は250本ごとに1本追加。
港湾・空港マニュアル	改良土量10000m ³ ごとに1本程度。

3.3.2 試験方法

(1) 品質確認試験及び基準値

各構造物において実施する改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の品質確認試験及び基準値を表 3-5 に示す。

剛性については、解析上主たる物性値である動せん断弾性係数 G_0 を、PS 検層により確認する ($G_0 = \rho V_s^2$) こととし、PS 検層から得られる G_0 の平均値を確認する。 G_0 の基準値については、耐震評価の中で実施する動的解析においてばらつきを考慮することを踏まえ、PS 検層から得られる G_0 の平均値が解析用物性値（平均） $-\sigma$ 以上であることを確認する。

なお、剛性の品質確認試験は、改良地盤を設置する全ての構造物において実施する。

防潮堤の改良地盤については、支持地盤としての役割を有し、設置変更許可段階において改良地盤の強度を使用した地盤の安定性評価を実施していることを踏まえ、強度の確認も行うこととし、試験結果から得られる強度が解析用物性値以上であることを確認する。

強度の確認においては、建築センター指針及び他基準・指針において一軸圧縮強度を指標としていることから、その考え方にに基づき一軸圧縮強度を確認することとする。

ただし、女川原子力発電所においては、改良地盤の強度特性としてせん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ を設定していることから、せん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ と一軸圧縮強度の相関関係を使用し、試験から求めた一軸圧縮強度 q_u より確認する。

せん断強度 (τ_0, ϕ) と一軸圧縮強度 q_u の相関関係については『(2)せん断強度と一軸圧縮強度の相関について』に示す。

また、防潮堤の改良地盤においては、設置変更許可申請時に物性ばらつき（平均 $-\sigma$ 強度）を考慮した地盤の安定性評価も実施していることから、平均 $-\sigma$ 強度についても確認する。

引張強度 σ_t については、岩石の引張強さ試験により確認することとし、岩石の引張強さ試験から得られる引張強度 σ_t が、解析用物性値以上であることを確認する。

また、引張強度 σ_t についても、せん断強度同様、平均 $-\sigma$ 強度について確認する。

表 3-5 改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の品質確認項目及び品質確認試験

品質確認項目		解析用物性値		品質確認試験	基準値
剛性 (共通)	動せん断	1840N/mm ² (地下水位以浅)		PS 検層 (JGS 1122)	G ₀ の平均値 ≥ 1150N/mm ² (解析用物性値 (平均) - σ)
	弾性係数 G ₀	1940N/mm ² (地下水位以深)			G ₀ の平均値 ≥ 1210N/mm ² (解析用物性値 (平均) - σ)
強度 (防潮堤)	せん断強度 (τ ₀ , φ)	τ ₀	1.39N/mm ²	一軸圧縮試験 (JIS A 1216)	q _u の平均値 ≥ 4.1N/mm ² (解析用物性値 τ ₀ = 1.39N/mm ² に相当する一軸圧縮強度) * : q _u (平均 - σ) ≥ 4.1N/mm ² (解析用物性値 (平均) - σ = 1.38N/mm ² に相当する一軸圧縮強度) も確認
		φ	22.1°		
	引張強度 σ _t	0.65N/mm ²		岩石の引張強さ 試験方法 (JIS M 0303)	σ _t の平均値 ≥ 0.65N/mm ² (解析用物性値) * : σ _t (平均 - σ) ≥ 0.45N/mm ² (解析用物性値 (平均) - σ) も確認

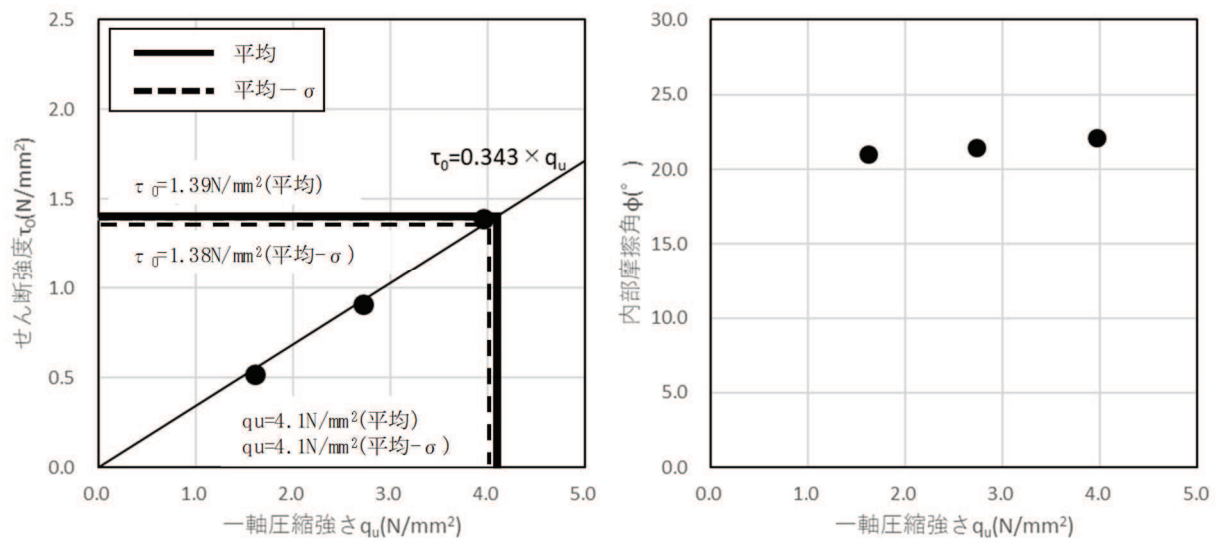
(2)せん断強度と一軸圧縮強度の相関について

試験施工により得られた地盤改良体の三軸圧縮試験から算出したせん断強度 (τ₀, φ) と、一軸圧縮強度 q_u の関係を図 3-1 に示す。図 3-1(a)より、せん断強度 τ₀ と一軸圧縮強度 q_u は下式の関係となる。

$$\tau_0 = 0.343 \times q_u$$

また、図 3-1(b)より内部摩擦角 φ は一軸圧縮強度 q_u に依存しないことを確認している。

以上より、改良地盤のせん断強度は、せん断強度 τ₀ に相当する一軸圧縮強度 q_u が、基準値を満足することを確認する。



(a) τ_0 と q_u の関係

(b) ϕ と q_u の関係

図 3-1 せん断強度 (τ_0 , ϕ) と一軸圧縮強度 q_u の相関

(3) 基準値を下回った場合の対応

品質確認試験の中で、設定した基準値を下回った場合の対応として、基準値を下回った原因の考察（局所的な地盤条件等）を行った上で、必要に応じて補修を行う。

(参考資料 1 4) 液状化強度試験の詳細について

1. 盛土・旧表土のボーリング柱状図・コア写真

表 1-1 盛土・旧表土のボーリング一覧

Br孔名	盛土	旧表土	液状化強度試験との対応
PB-1	○	-	-
PB-2	○	-	-
PB-3	○	-	-
PB-4	○	-	-
25BW-1	○	-	-
25BW-4	○	-	-
25BW-5	○	-	-
25BW-6	○	○	-
25BW-7	○	-	-
25BW-8	○	○	-
25BW-9	○	○	-
25BW-10	○	○	-
25BW-11	○	○	-
25BW-12	○	○	-
25BW-13	○	○	-
25BW-14	○	○	-
25BW-15	○	-	-
25BW-16	○	-	-
25BW-17	○	-	-
25BW-18	○	○	-
25BW-19	○	○	-
25BW-20	○	○	-
25BW-21	○	○	-
25BW-22	○	-	-
25BW-23	○	-	-
25BW-24	○	-	-
28QB-1	○	○	A-2 (旧表土)
28QB-2	○	○	A-3 (旧表土)
28QB-3	○	○	-
28QB-4-1	○	○	A-4 (旧表土)
28QB-4	○	○	-
28QB-5	○	○	B-1 (盛土)
28QB-5-1	○	○	A-5 (旧表土)
28QB-6	○	○	A-6 (旧表土)
28QB-7	○	○	A-7 (旧表土)
28QB-8	○	○	B-2 (盛土)
P-3	○	○	-
P-6	○	○	-
SP-2	○	○	-
Fs-1	-	○	-
Fs-2	-	○	A-1 (旧表土)
Fs-3	-	○	-
D-1	○	○	-
No.1	○	○	-
No.2	○	○	-
23B-1	○	○	-
23B-4	○	○	-
23B-5	○	○	-
23B-6	○	○	-
23B-7	○	○	-
23B-9	○	○	-

※ 設置変更許可申請以降に実施した盛土の液状化強度試験箇所B-3～B-8については、G.L.付近から試料を採取したため、試験位置に対応するボーリングはない。

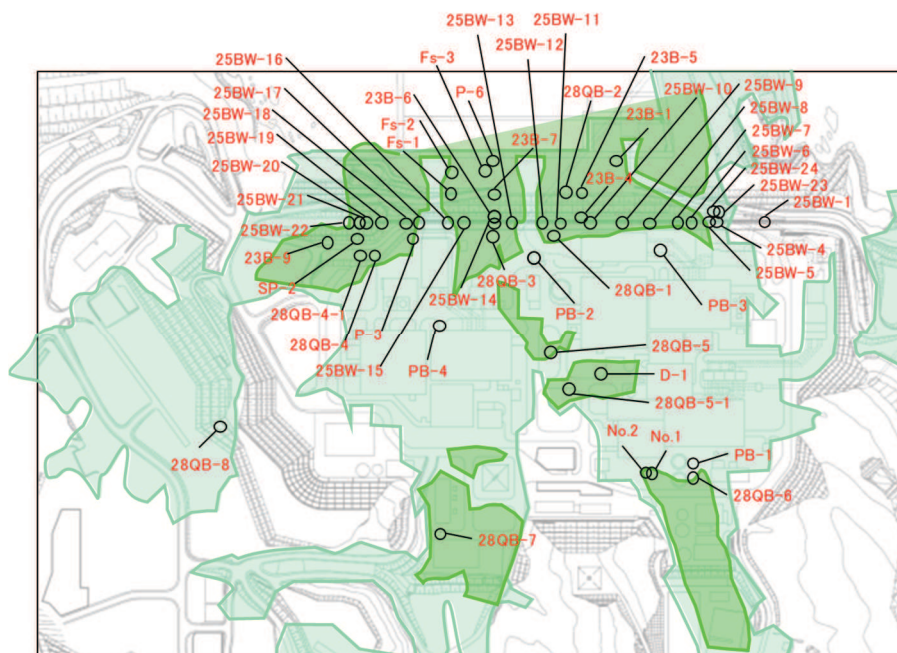


図 1-1 盛土・旧表土のボーリング位置図

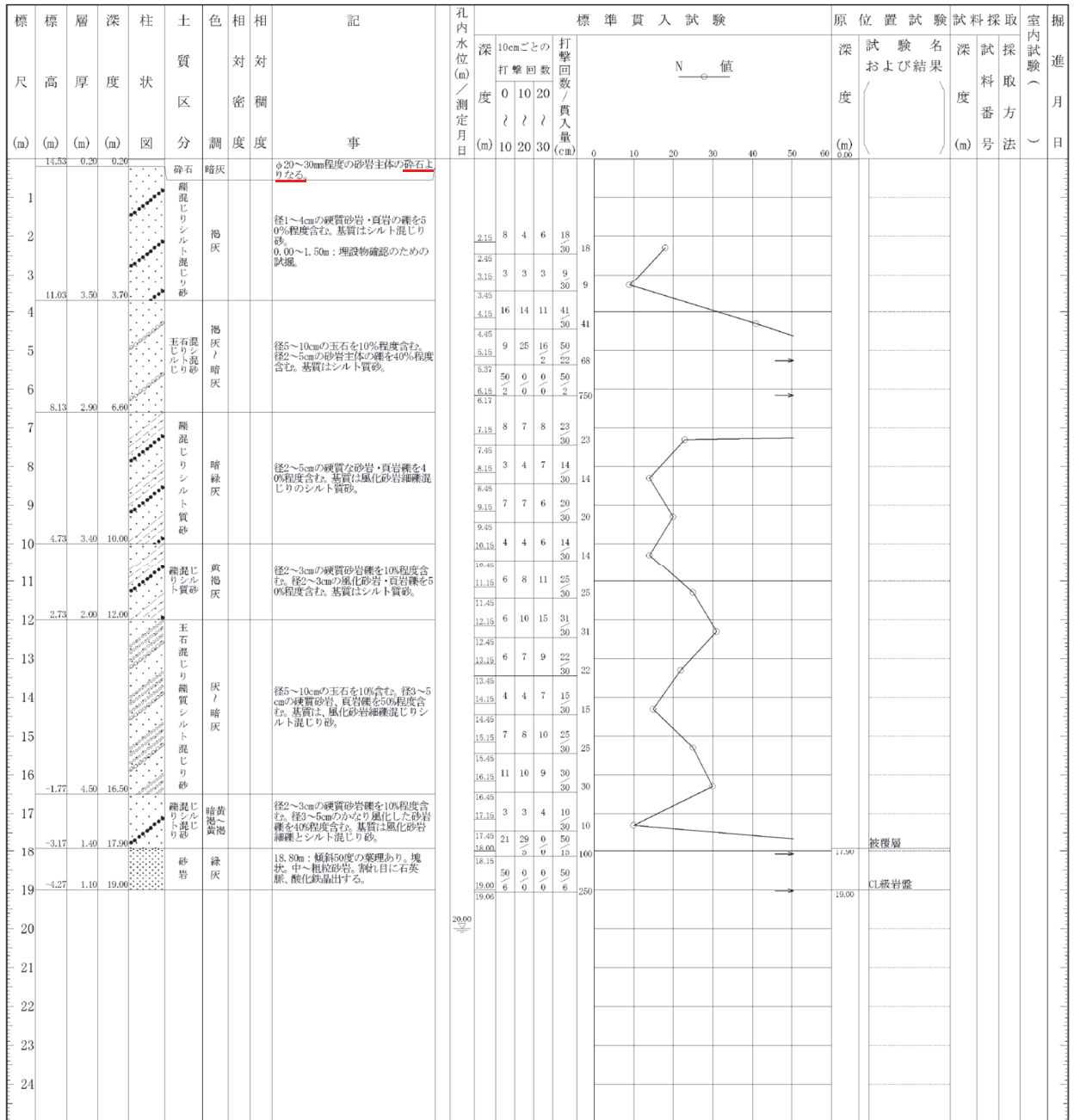


図 1-2(1) ボーリング柱状図 (PB-1) (盛土: 深度 0~17.90m)



図 1-2(2) ボーリングコア写真 (PB-1) (盛土：深度 0～17.90m)

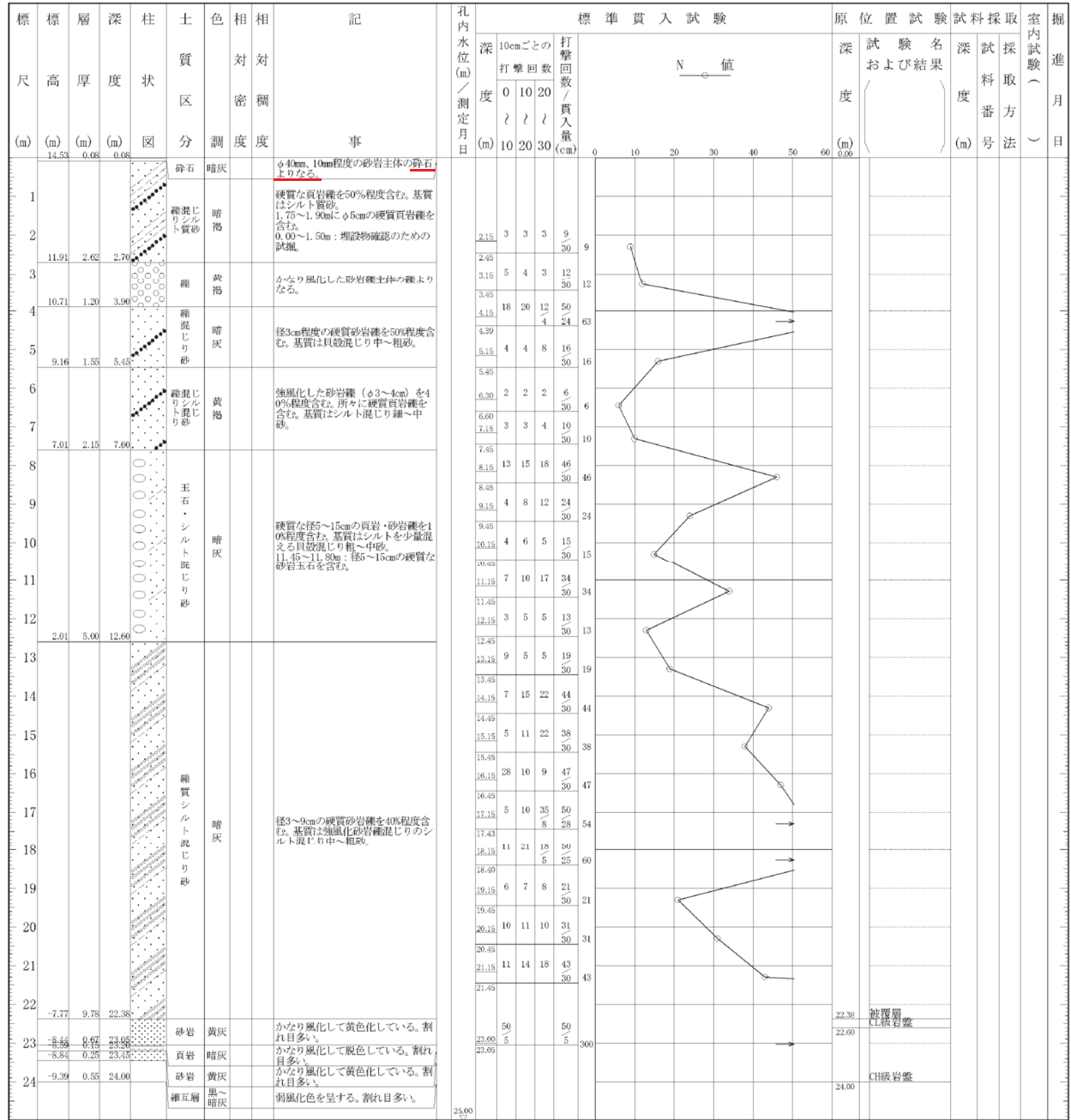


図 1-3(1) ボーリング柱状図 (PB-2) (盛土：深度 0~22.38m)

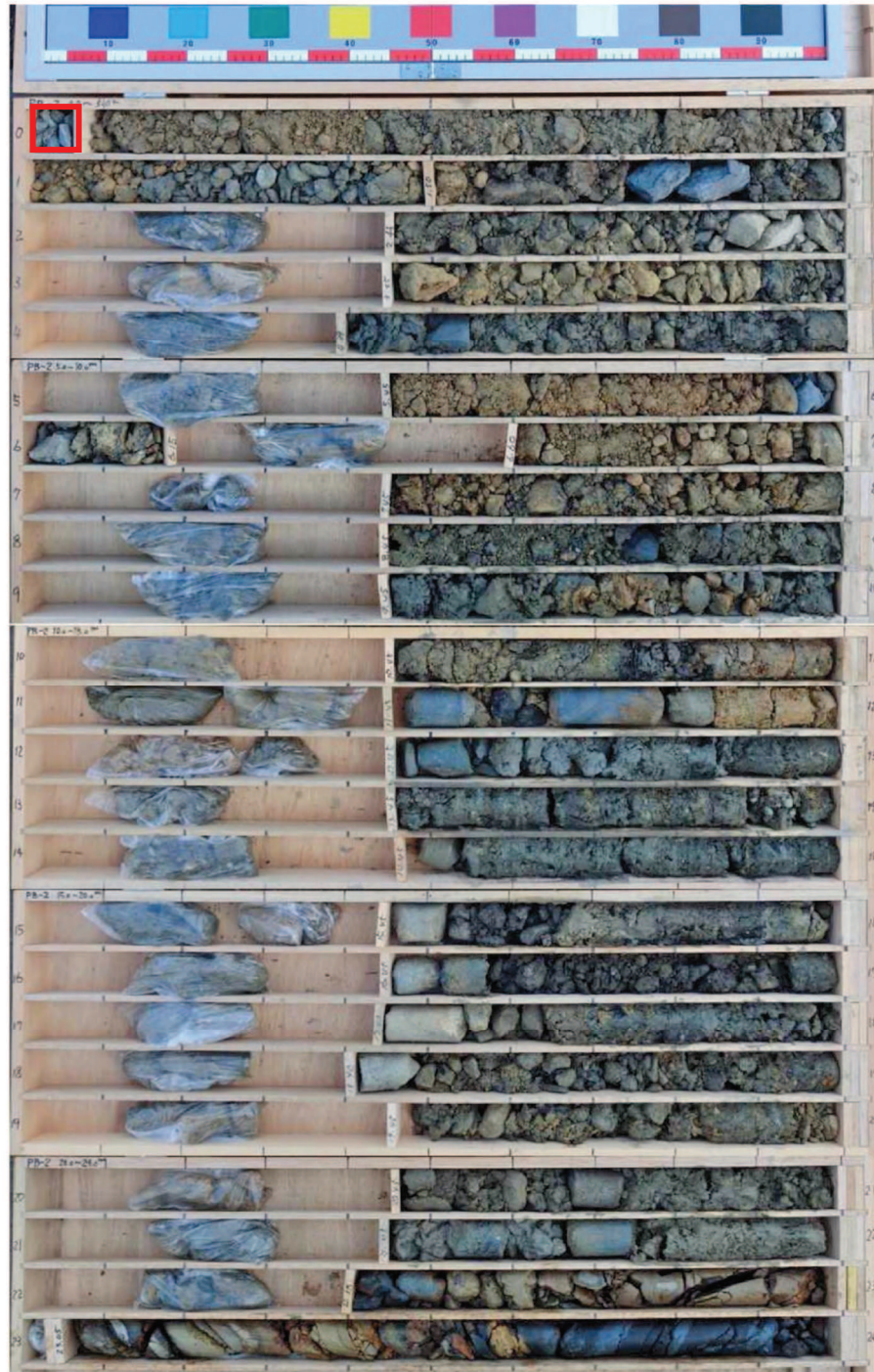


図 1-3(2) ボーリングコア写真 (PB-2) (盛土：深度 0～22.38m)

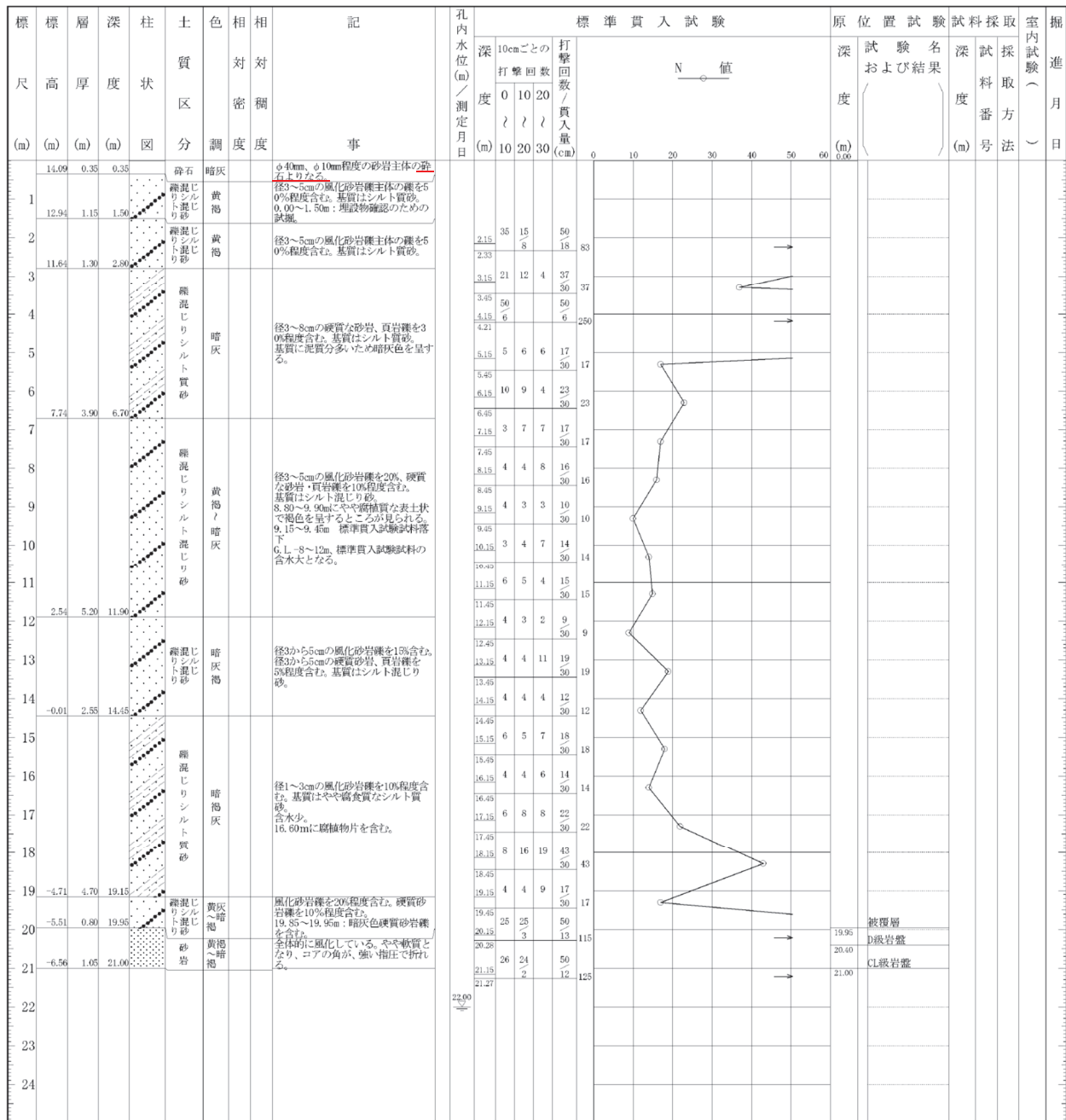


図 1-4(1) ボーリング柱状図 (PB-3) (盛土: 深度 0~19.95m)



図 1-4(2) ボーリングコア写真 (PB-3) (盛土: 深度 0~19.95m)

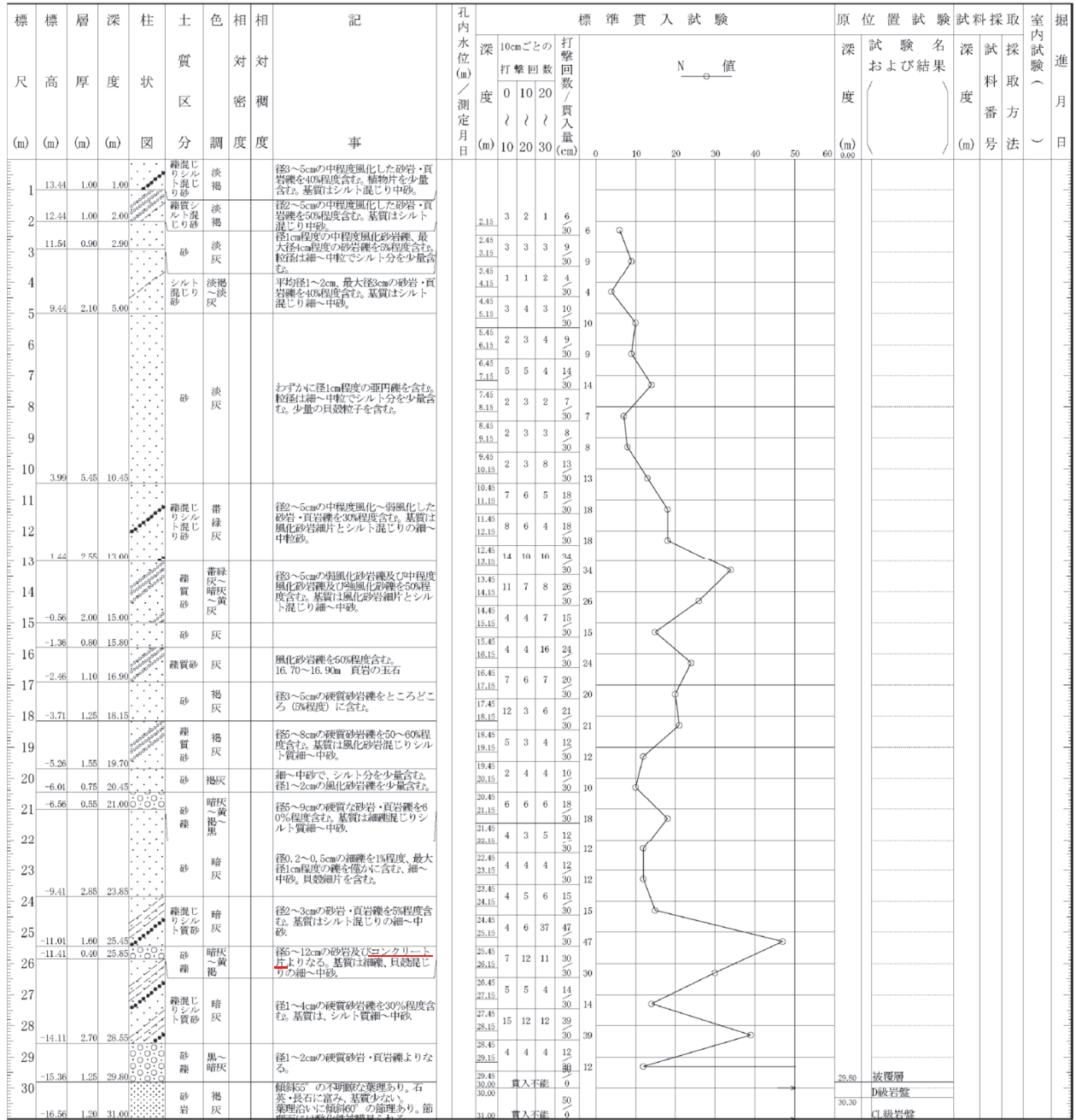


図 1-5(1) ボーリング柱状図 (PB-4) (盛土: 深度 0~29.80m)