

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-1_改1
提出年月日	2020年10月5日

補足-600-1 【地盤の支持性能について】

## 目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
3. 評価対象施設周辺の地質等	2
3.1 評価対象施設周辺の地質	2
3.2 評価対象施設周辺の地質状況整理結果	20
3.3 敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針	23
3.3.1 敷地の地下水位分布	23
3.3.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針	25
4. 地盤の解析用物性値	63
4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値	63
4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値	63
4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値	63
4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値	63
4.2.3 その他の解析用物性値	102
4.2.4 地盤の物性のばらつきについて	102
5. 極限支持力	102
6. 地盤の速度構造	102
6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル	102
6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル	102
参考資料 1	(参考) 1-1
参考資料 2	(参考) 2-1
参考資料 3	(参考) 3-1
参考資料 4	(参考) 4-1
参考資料 5	(参考) 5-1
参考資料 6	(参考) 6-1
参考資料 7	(参考) 7-1
参考資料 8	(参考) 8-1
参考資料 9	(参考) 9-1
参考資料 10	(参考) 10-1
参考資料 11	(参考) 11-1
参考資料 12	(参考) 12-1
参考資料 13	(参考) 13-1
参考資料 14	(参考) 14-1
参考資料 15	(参考) 15-1



## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」に基づき、設計基準対象施設並びに常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備、常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）、及び常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）が設置される重大事故等対処施設（以下「常設重大事故等対処施設」という。）、並びに波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震安全性評価を実施するに当たり、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の地盤物性値の設定及び支持性能評価で用いる地盤諸元の基本的な考え方を示したものである。

## 2. 基本方針

設計基準対象施設、常設重大事故等対処施設及び波及的影響の設計対象とする下位クラス施設において、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の解析用物性値については、各種試験に基づき設定する。全応力解析及び有効応力解析等に用いる解析用物性値は、設置変更許可申請書（添付書類六）を踏まえ、設計及び工事の計画の認可申請において設定する。

対象施設を設置する地盤の地震時における支持性能評価については、設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設の耐震重要度分類又は施設区分に応じた地震力により地盤に作用する接地圧が、地盤の極限支持力に基づく評価基準値に対して妥当な安全余裕を有することを確認することによって行う。

極限支持力は、対象施設の支持岩盤の支持力試験又は道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）（以下「道路橋示方書」という。）の支持力算定式に基づいた、室内試験の結果により設定する。

杭基礎の押込み力及び引抜き力に対する支持性能評価において、液状化検討対象層である地下水位以深の盛土及び旧表土の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、支持性能評価を行うことを基本とする。ただし、杭周面地盤に地下水位以浅の盛土及び旧表土、改良地盤、セメント改良土並びに岩盤がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

耐震評価における地下水位は、対象施設と地下水位低下設備との位置関係等を踏まえ、対象施設ごとに保守的な地下水位を設定する。



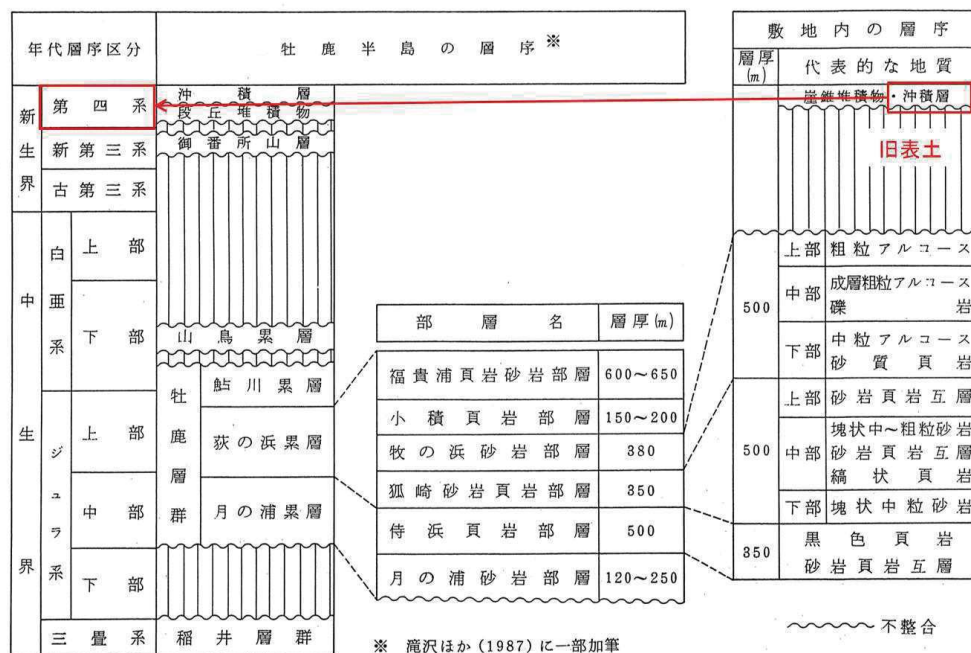
3. 評価対象施設周辺の地質等

3.1 評価対象施設周辺の地質

敷地の地質層序表を表3.1-1に、地質調査位置図を図3.1-1に、敷地の地質平面図を図3.1-2に、敷地の地質断面図を図3.1-3～図3.1-24に示す。敷地の地質は、中生界ジュラ系と、これを覆う第四系等によって構成されており、敷地のジュラ系は、牡鹿層群月の浦累層及び荻の浜累層に区分される砂岩、頁岩及び砂岩頁岩互層の堆積岩類であり、敷地に広く分布し、部分的にこれらを貫いてひん岩が分布する。また、第四系として、一部海岸付近及び低地周辺に、未固結～半固結の堆積物が分布する。

敷地の地盤は、岩盤、盛土及び旧表土に分類され、液状化の可能性を考慮すべき未固結の地盤は、盛土及び旧表土が該当する。なお、旧表土は、第四系の沖積層に該当し、粘性土～粘土質砂質土～砂質土を主体とし、海浜砂に比べ粒径が比較的幅広い特徴を有する。

表 3.1-1 地質層序



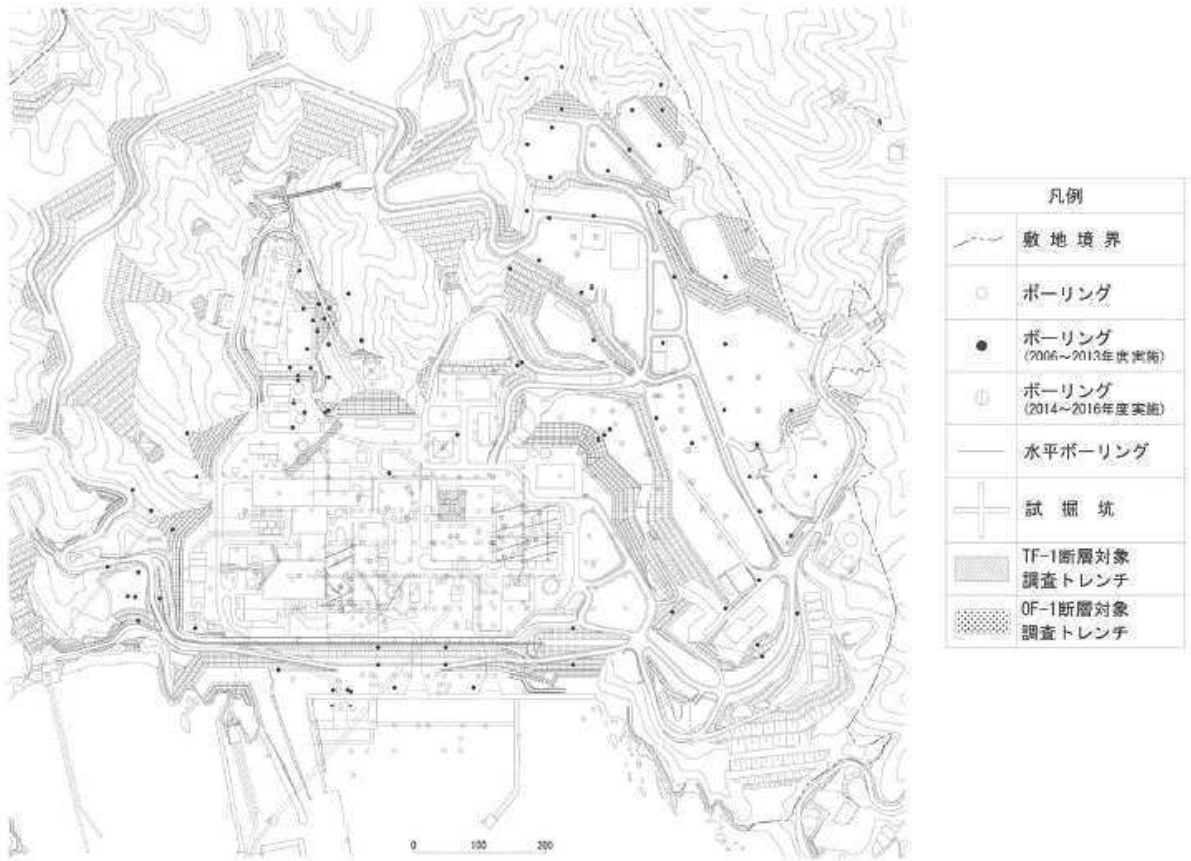


図 3.1-1 地質調査位置図

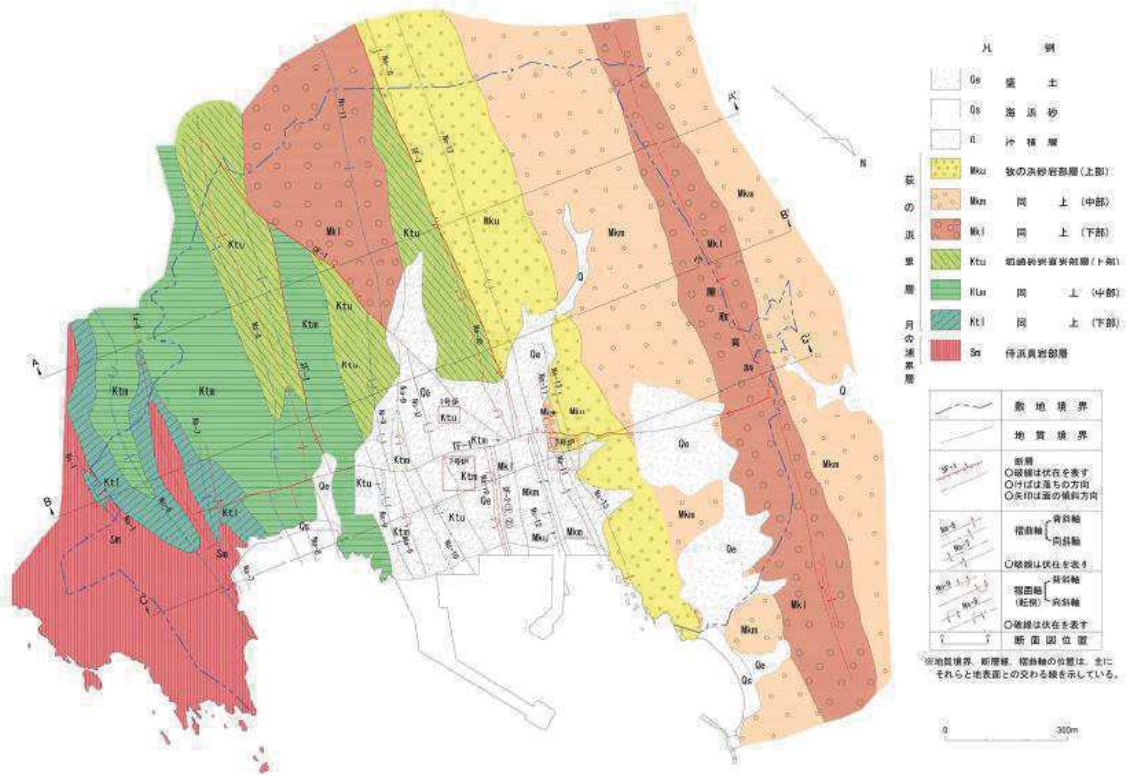


図 3.1-2 敷地の地質平面図



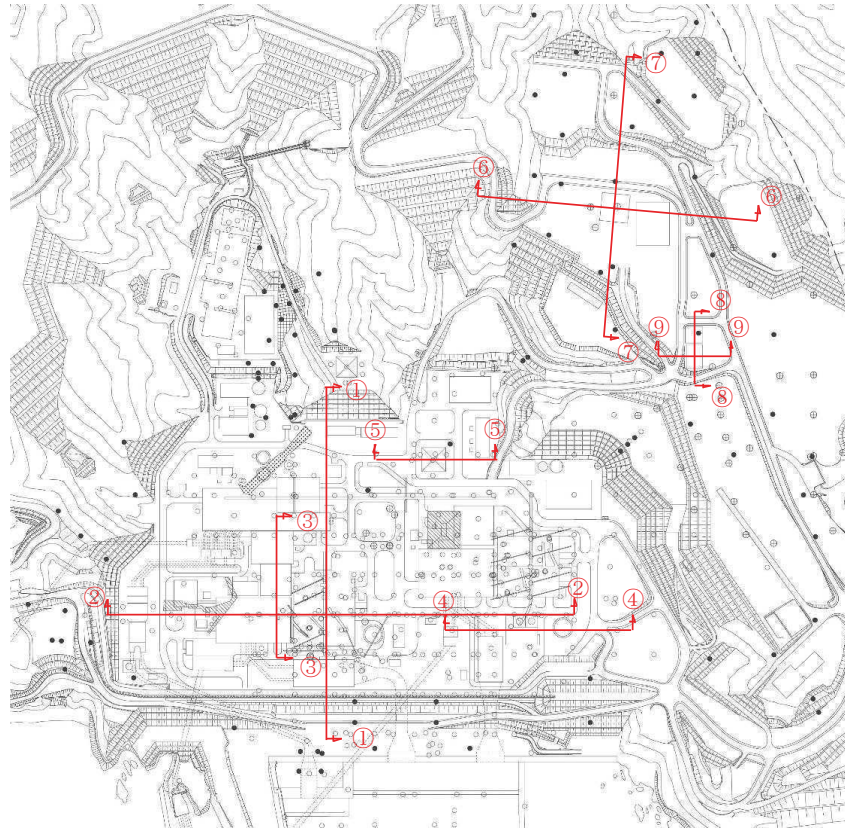


图 3.1-3(1) 地質断面图位置 (①-①断面~⑨-⑨断面)

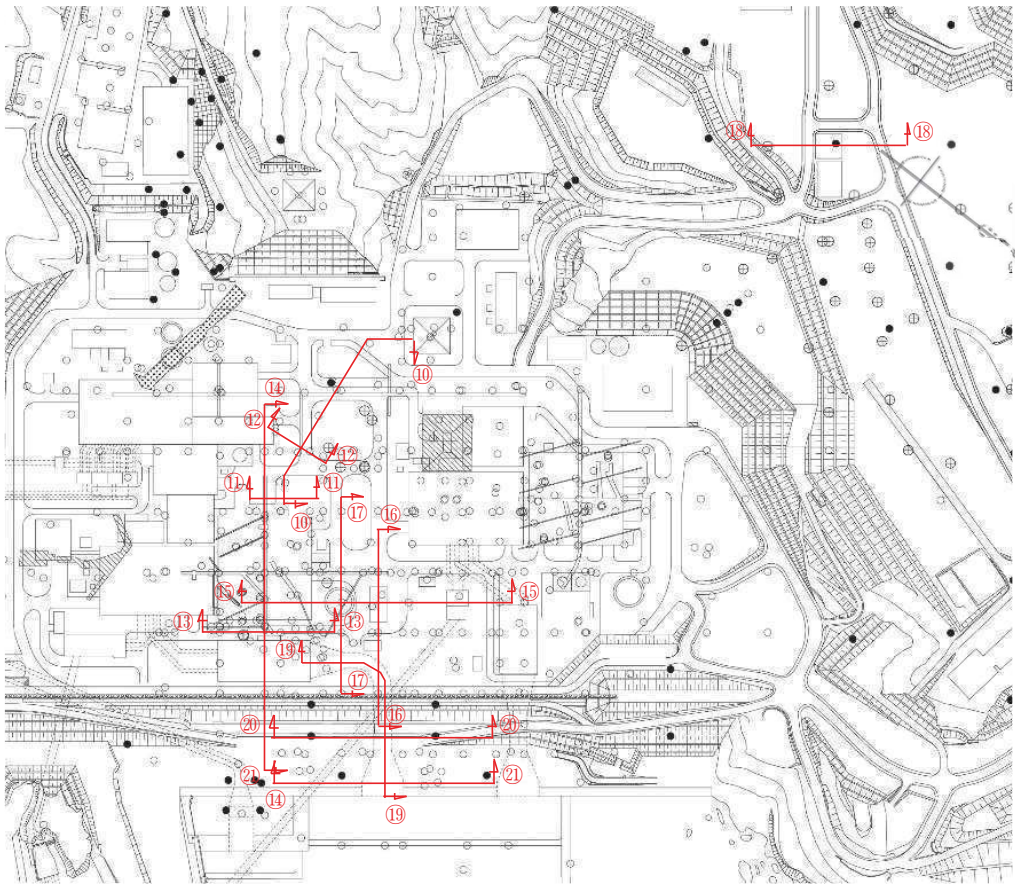


图 3.1-3(2) 地質断面图位置 (⑩-⑩断面~㉑-㉑断面)



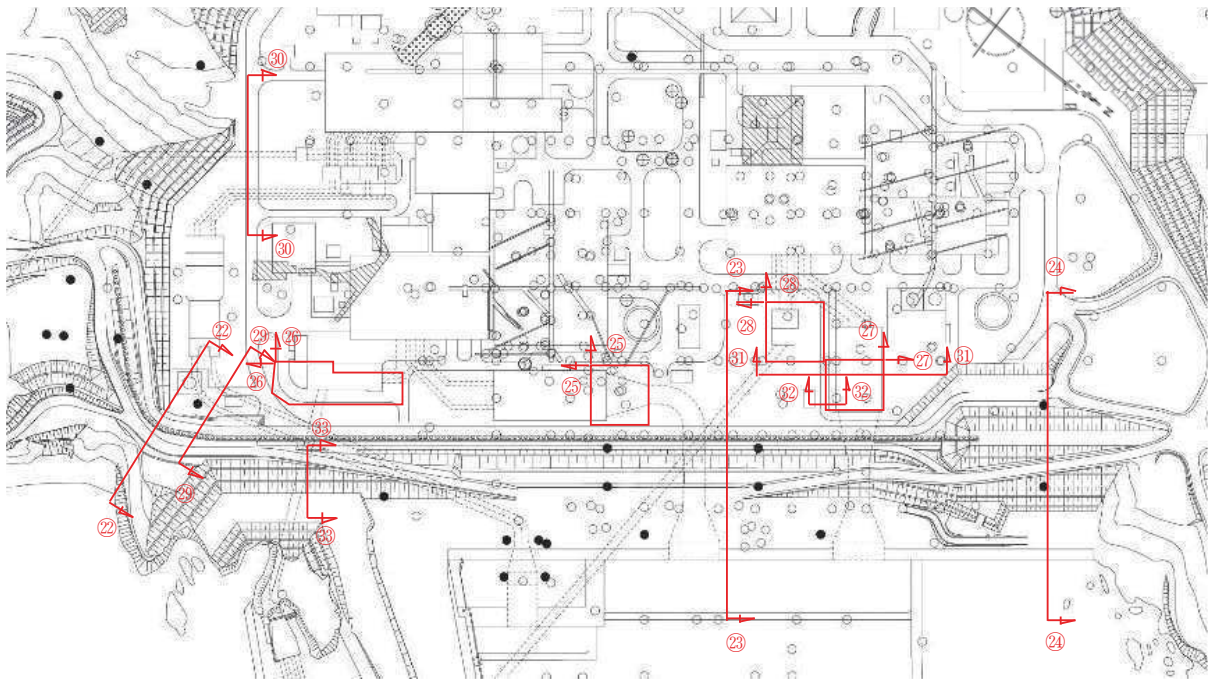


図 3.1-3(3) 地質断面図位置 (22-22断面~33-33断面)

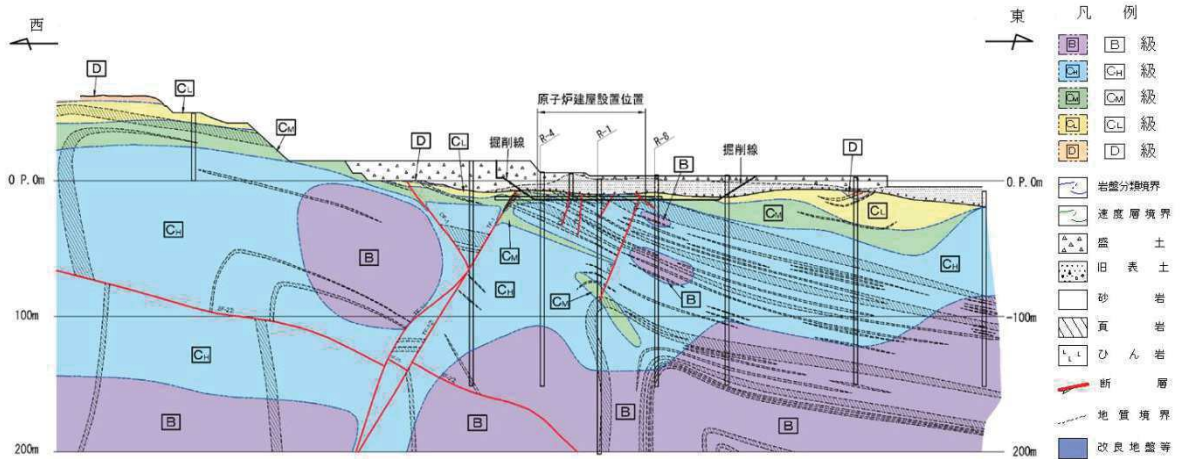


図 3.1-4(1) 原子炉建屋の地質断面図 (①-①断面)

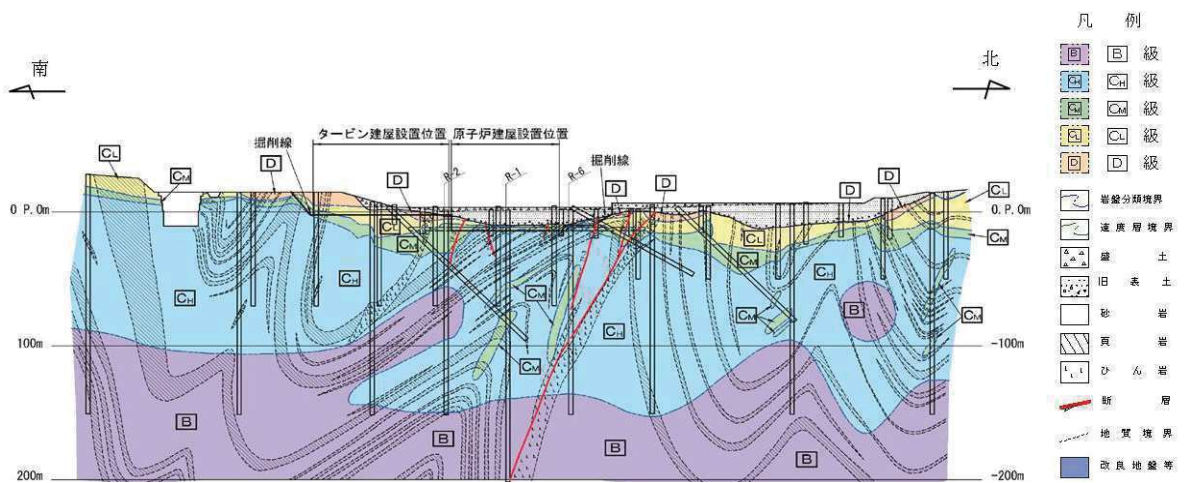


図 3.1-4(2) 原子炉建屋の地質断面図 (②-②断面)

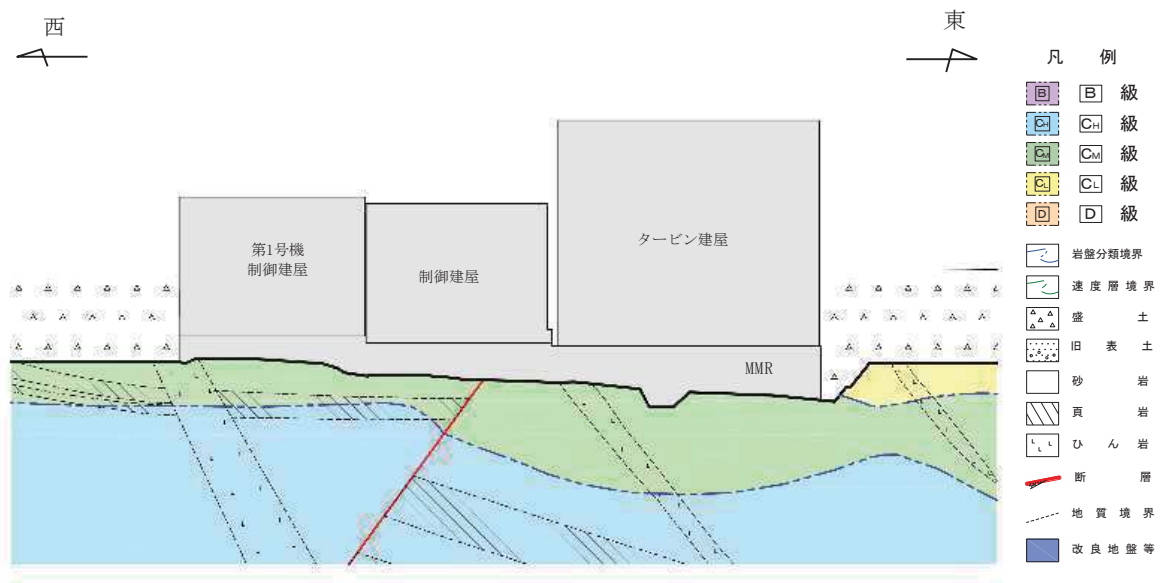


図 3.1-5 制御建屋の地質断面図 (③-③断面)

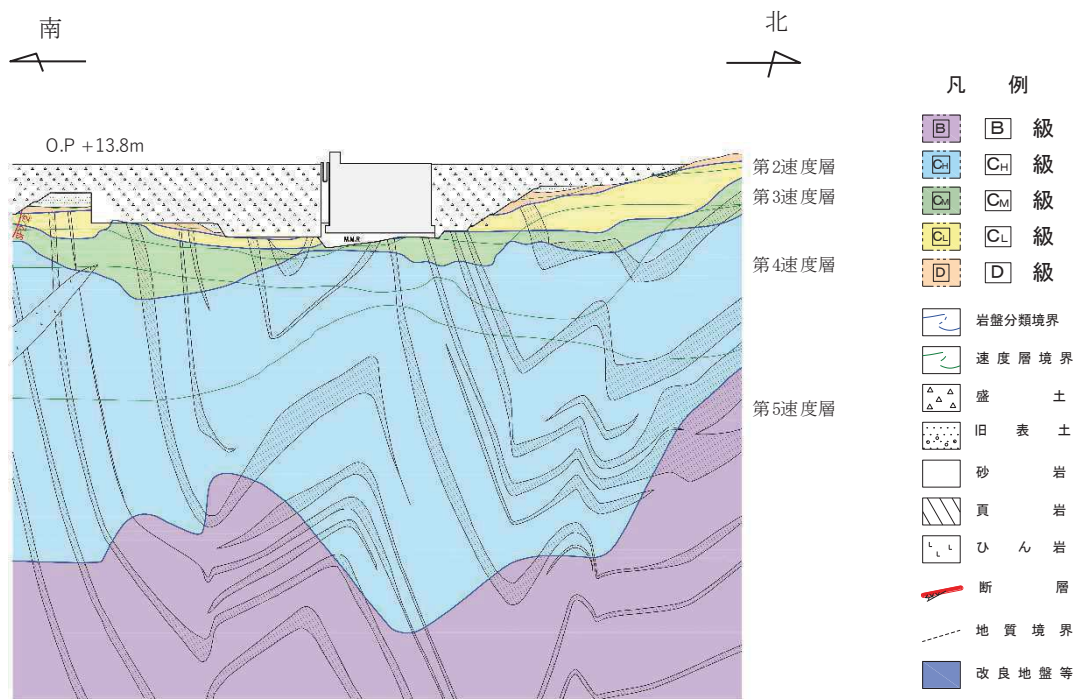


図 3.1-6 第3号機海水熱交換器建屋の地質断面図 (④-④断面)

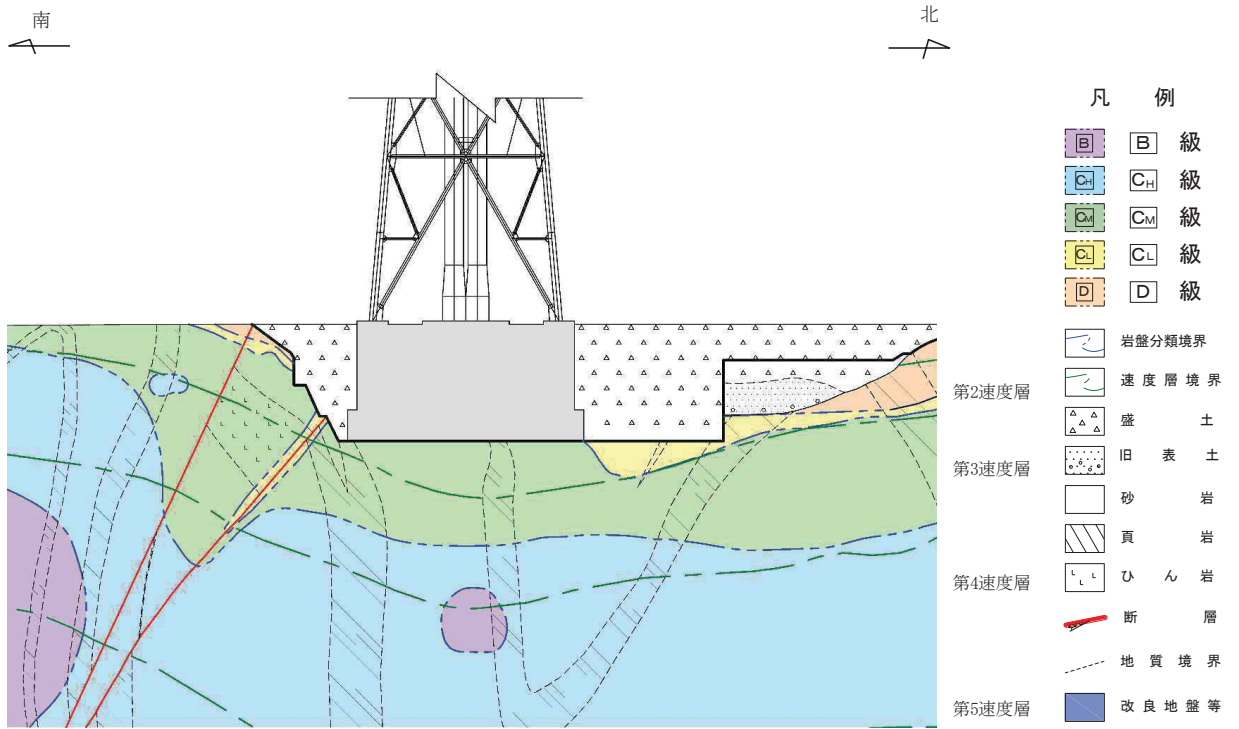


図 3.1-7 排気筒の地質断面図 (⑤-⑤断面)

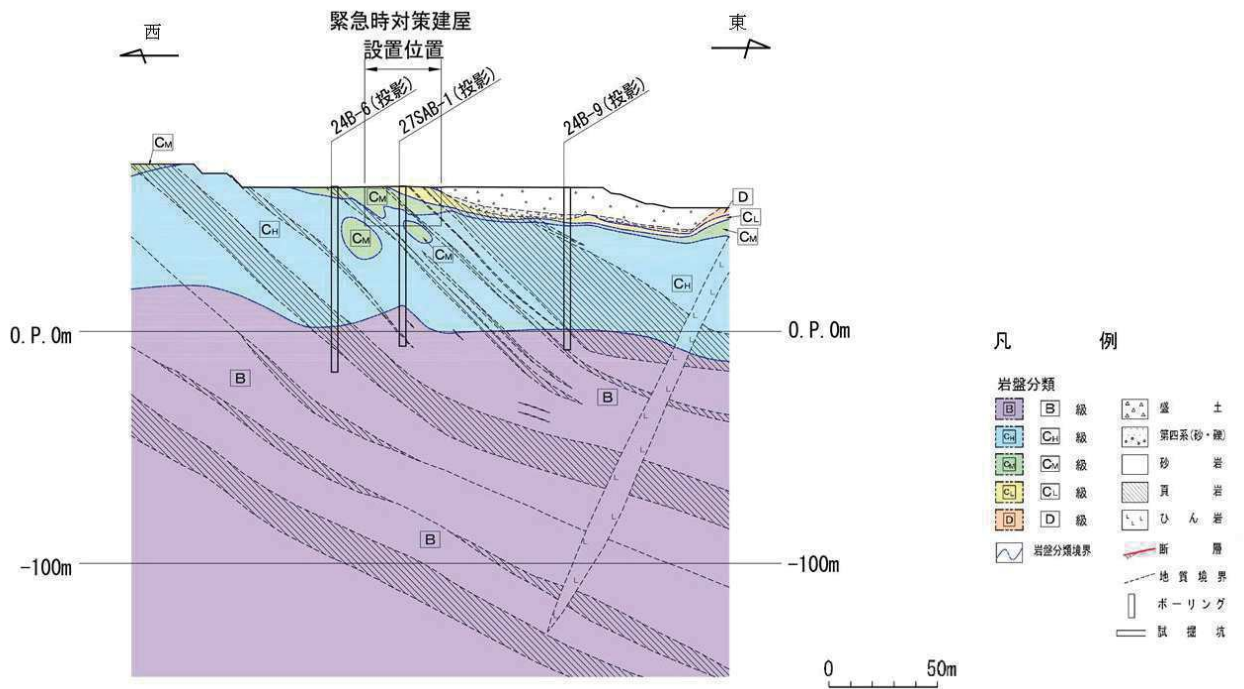


図 3.1-8(1) 緊急時対策建屋の地質断面図 (⑥-⑥断面)



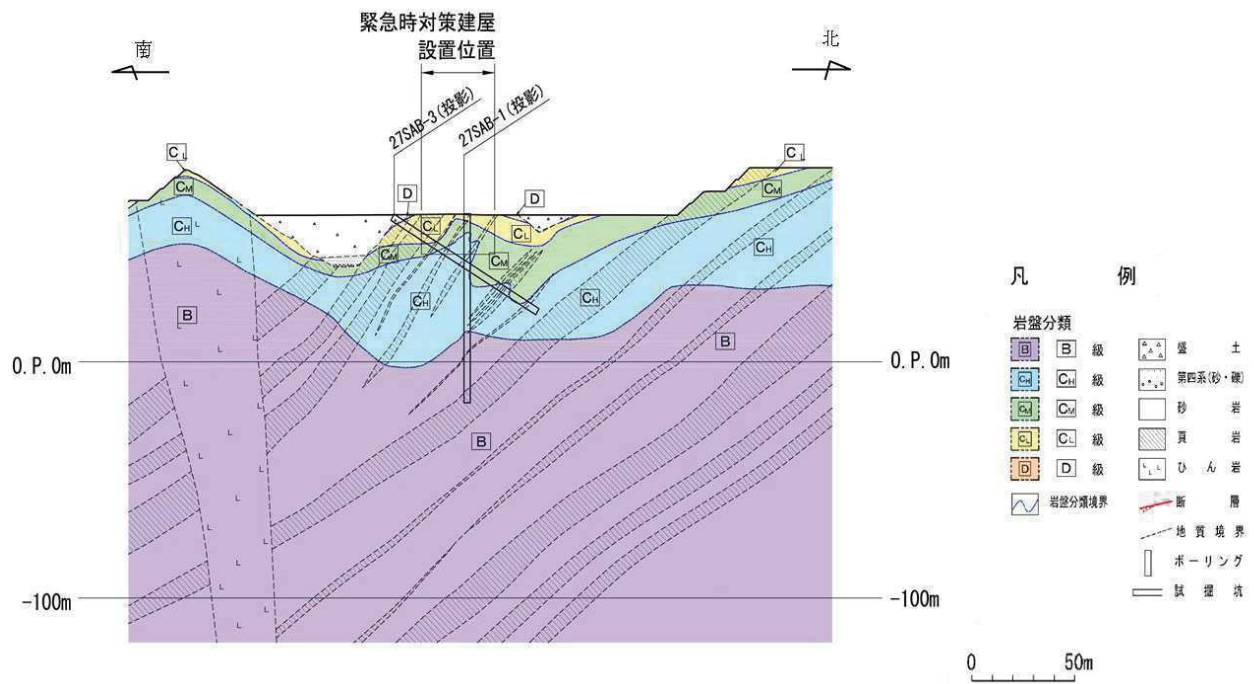


図 3.1-8(2) 緊急時対策建屋の地質断面図 (⑦-⑦断面)

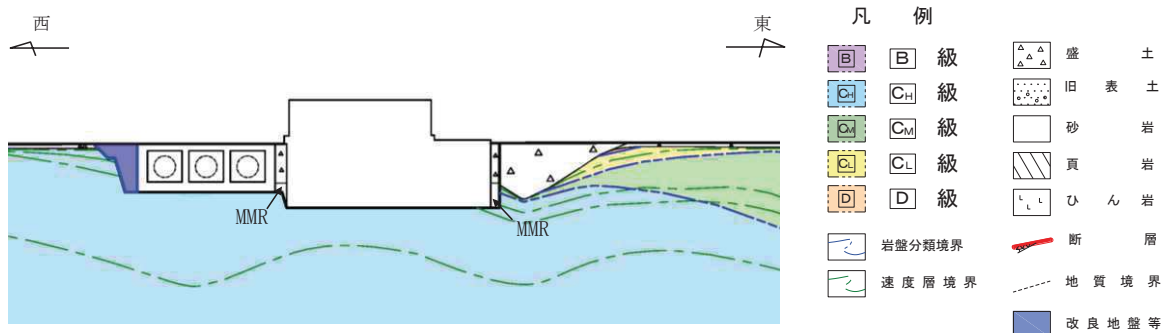


図 3.1-9(1) 緊急用電気品建屋の地質断面図 (⑧-⑧断面)

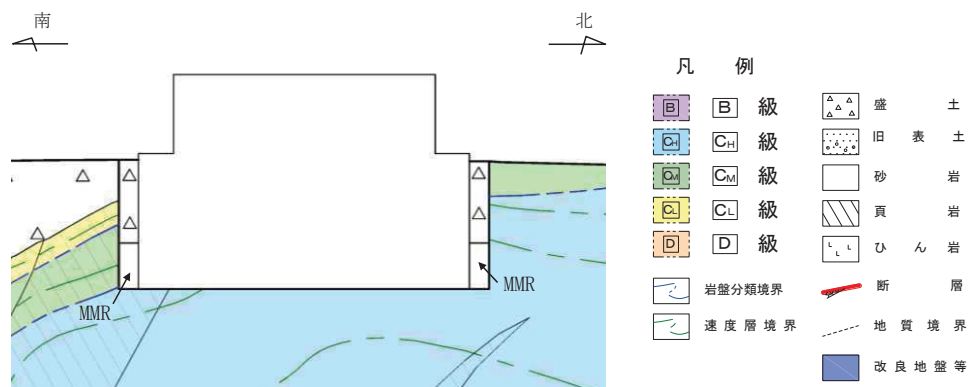


図 3.1-9(2) 緊急用電気品建屋の地質断面図 (⑨-⑨断面)

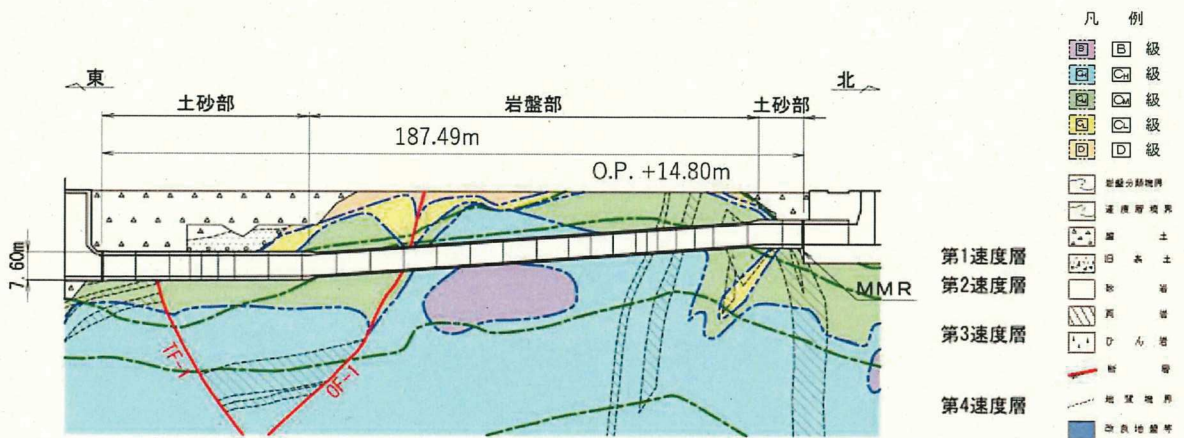


図 3.1-10(1) 排気筒連絡ダクトの地質断面図 (⑩-⑩断面)

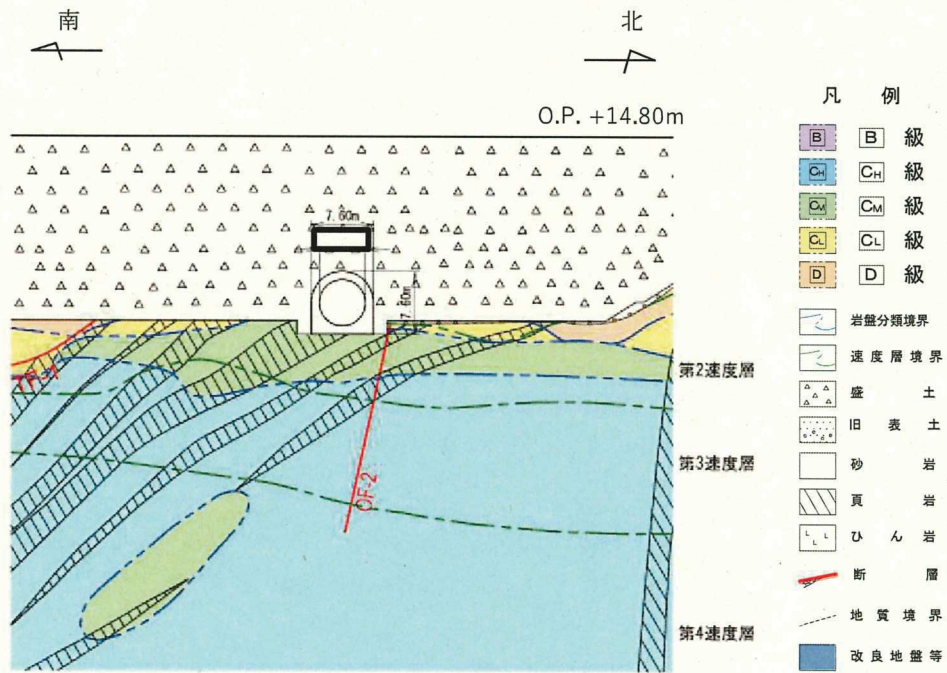


図 3.1-10(2) 排気筒連絡ダクトの地質断面図 (⑪-⑪断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



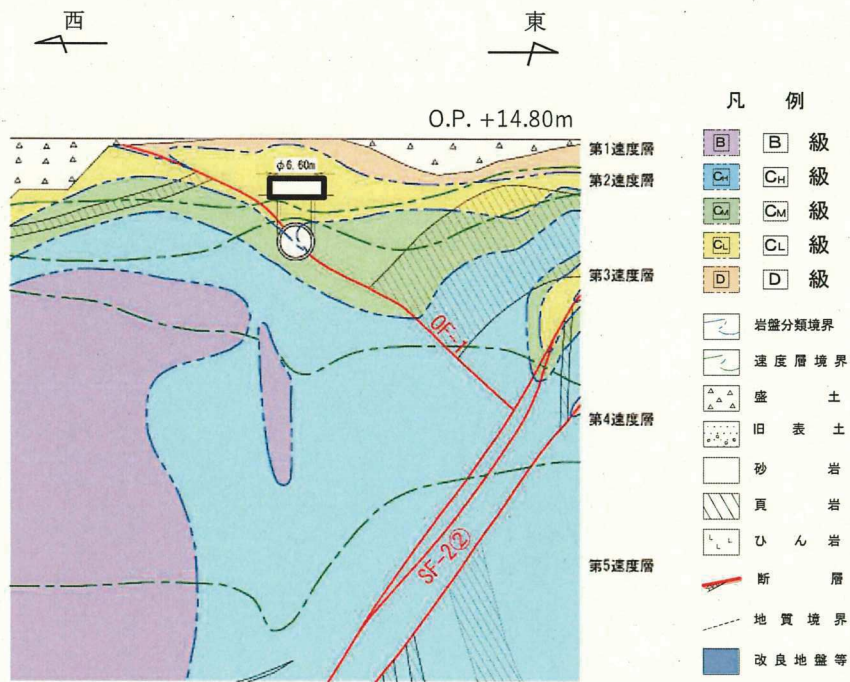


図 3.1-10(3) 排気筒連絡ダクトの地質断面図 (⑫-⑫断面)

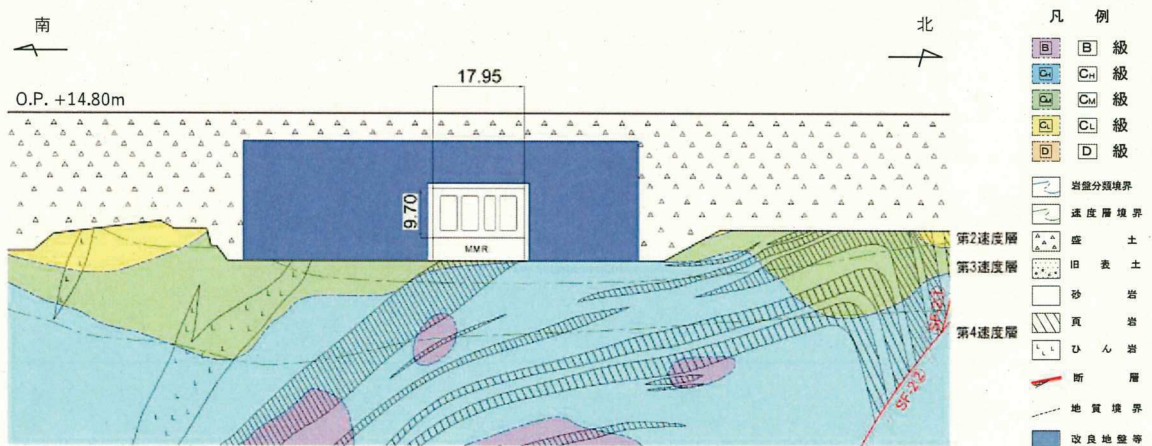


図 3.1-11 原子炉機器冷却海水配管ダクトの地質断面図 (⑬-⑬断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

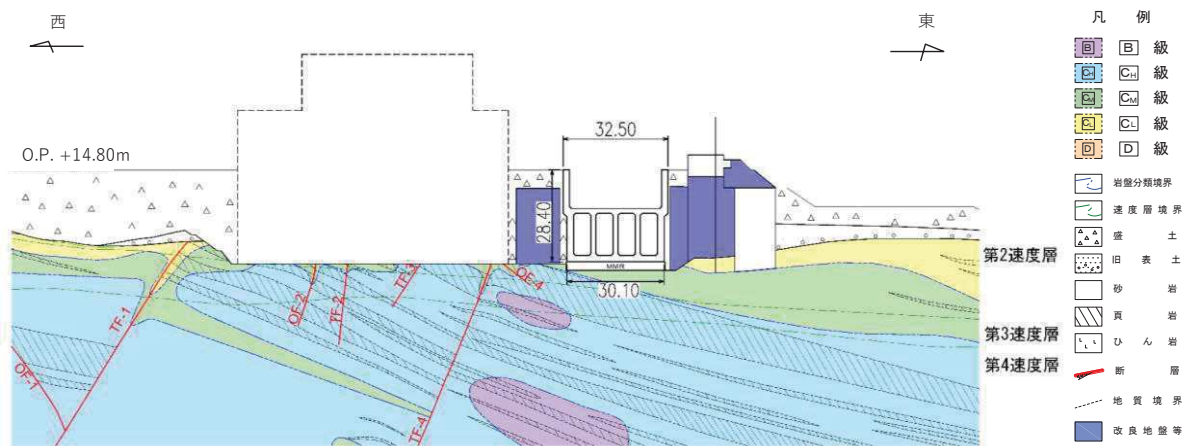


図 3.1-12 海水ポンプ室の地質断面図 (⑭-⑭断面)

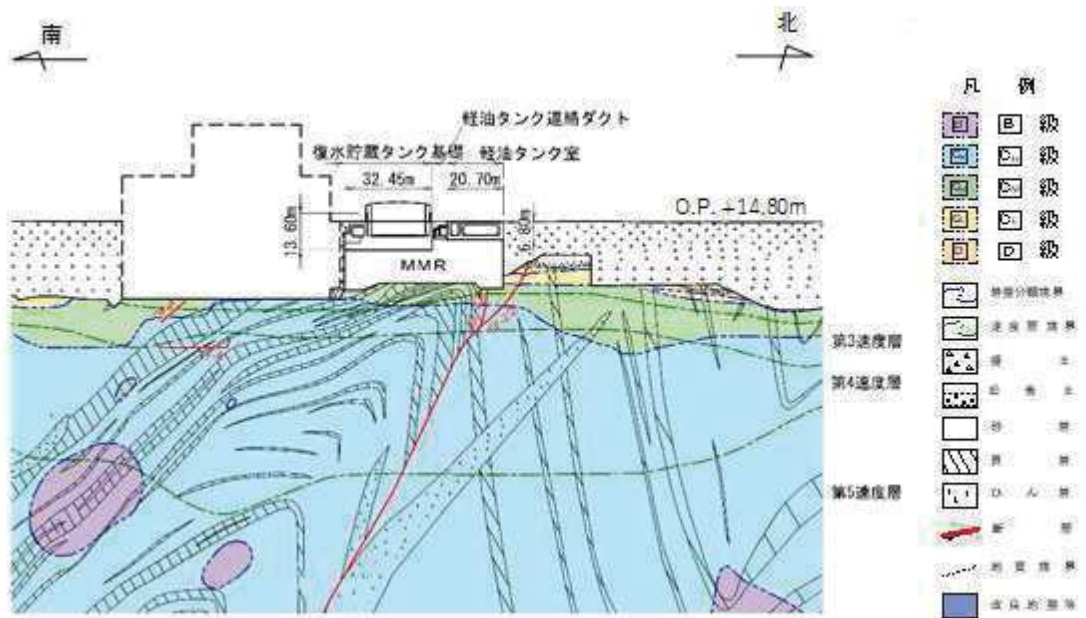


図 3.1-13 軽油タンク室，復水貯蔵タンク基礎の地質断面図 (⑮-⑮断面)

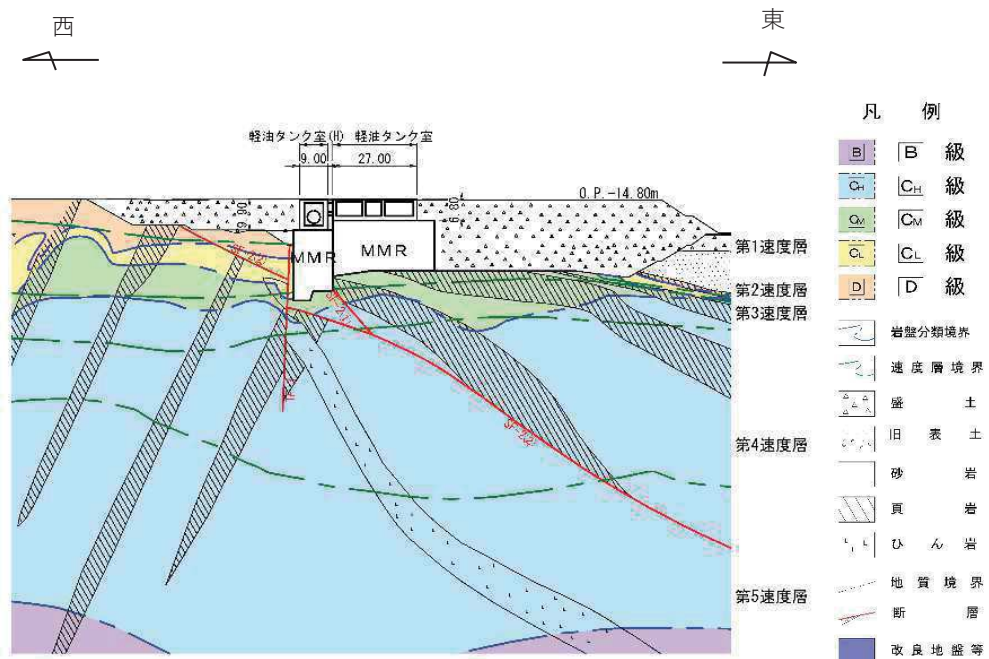


図 3.1-14 軽油タンク室，軽油タンク室 (H) の地質断面図 (⑩-⑩断面)

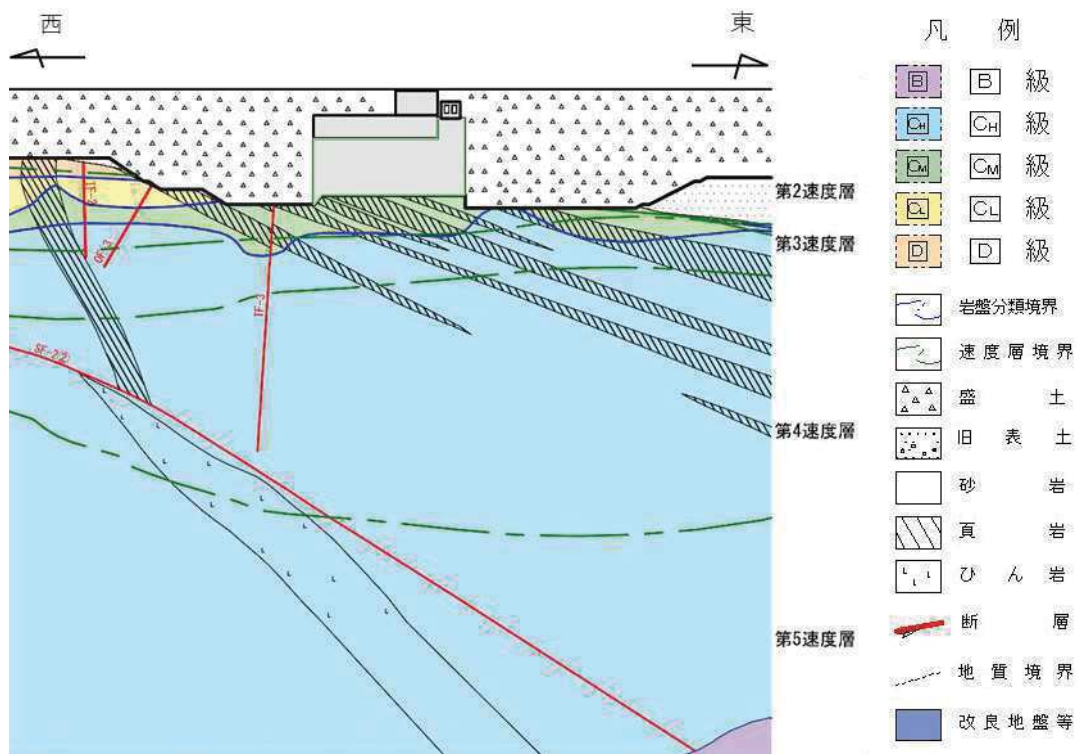


図 3.1-15 軽油タンク連絡ダクトの地質断面図 (⑰-⑰断面)



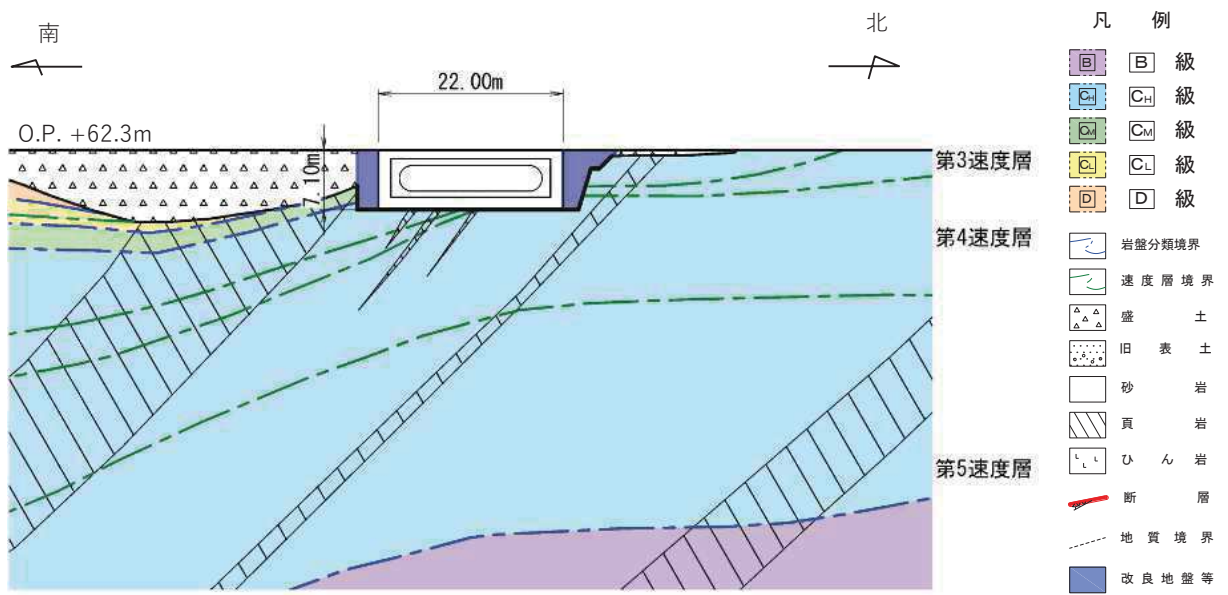


図 3.1-16 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地質断面図 (⑱-⑱断面)

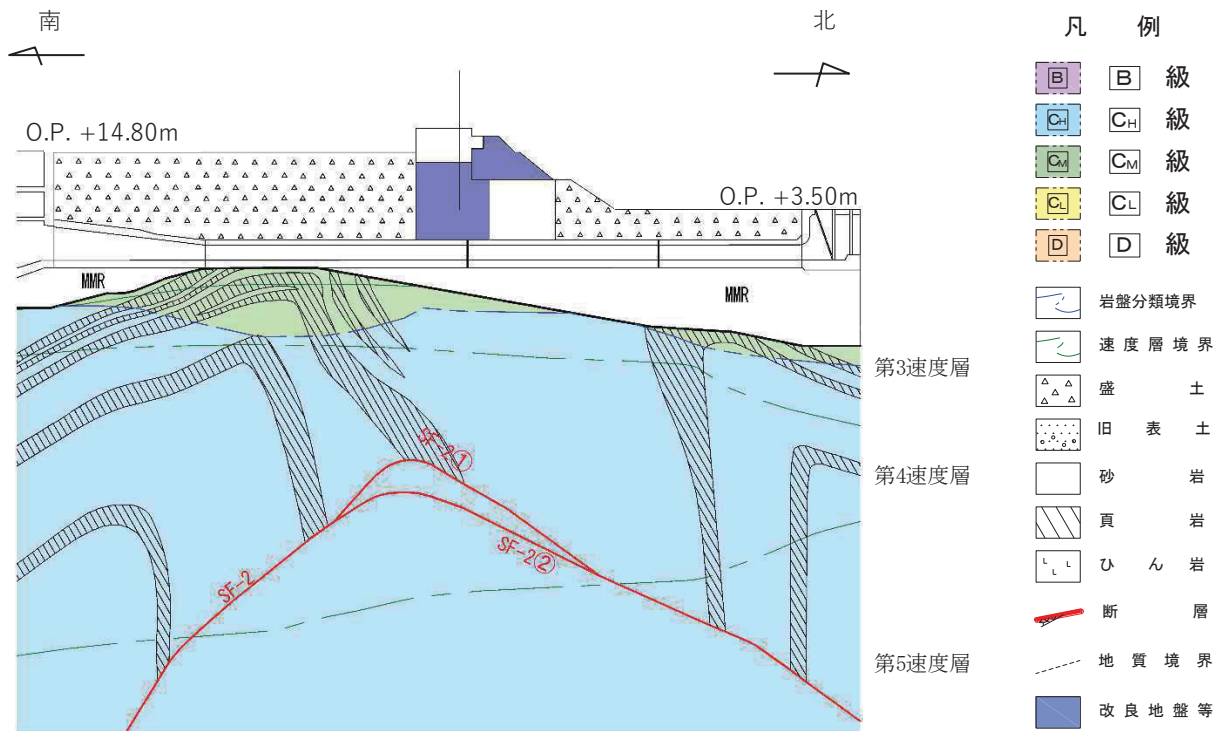


図 3.1-17(1) 取水路の地質断面図 (⑲-⑲断面)

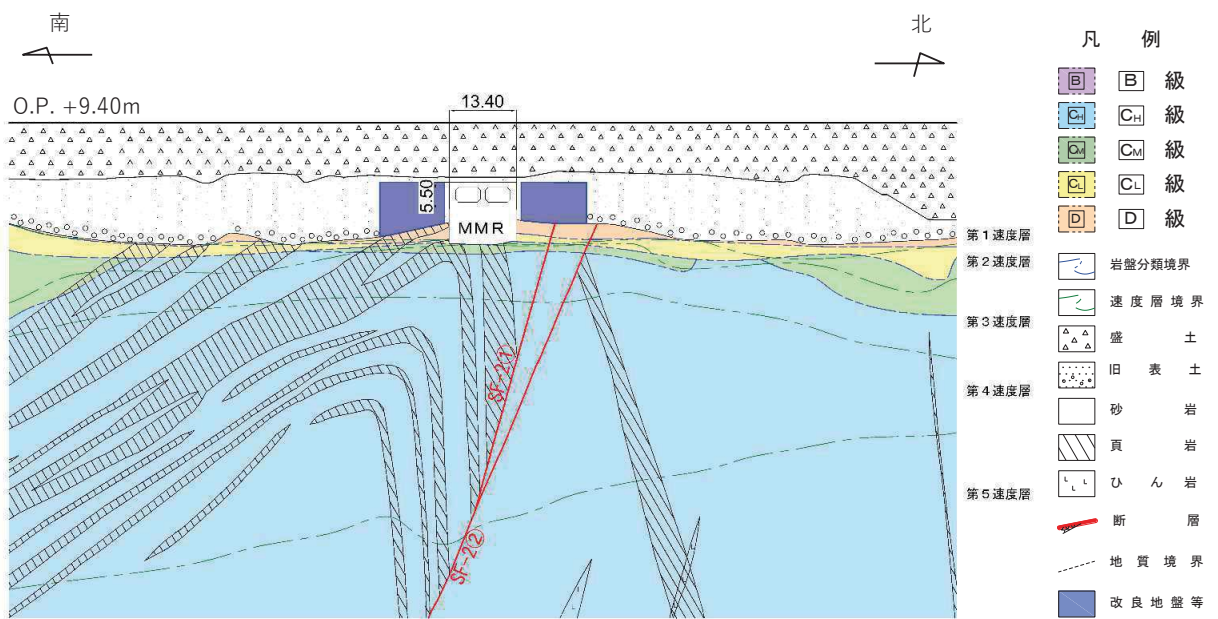


図 3.1-17(2) 取水路の地質断面図 (㉔-㉔断面)

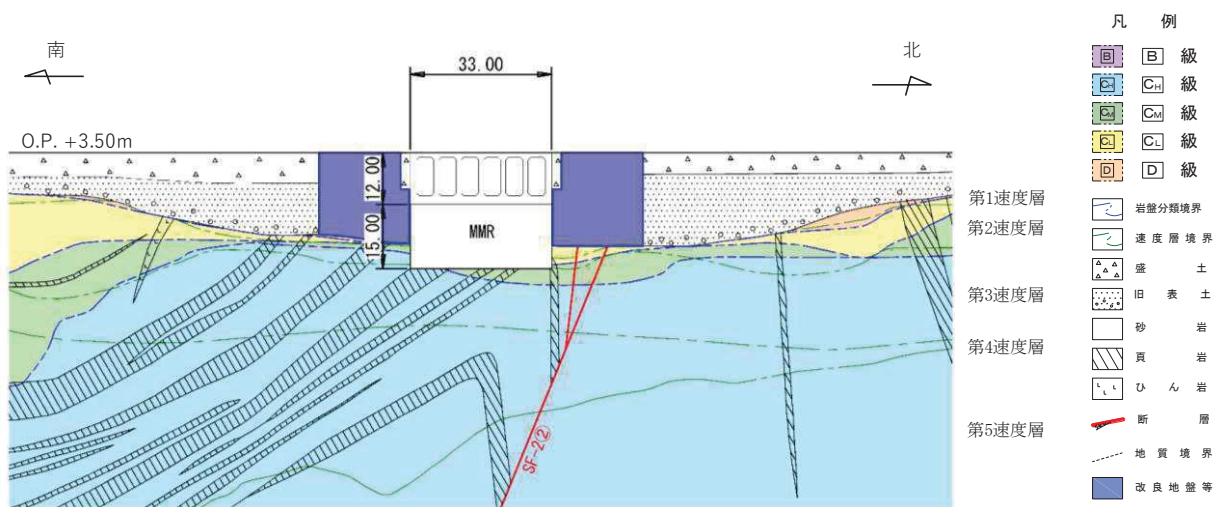
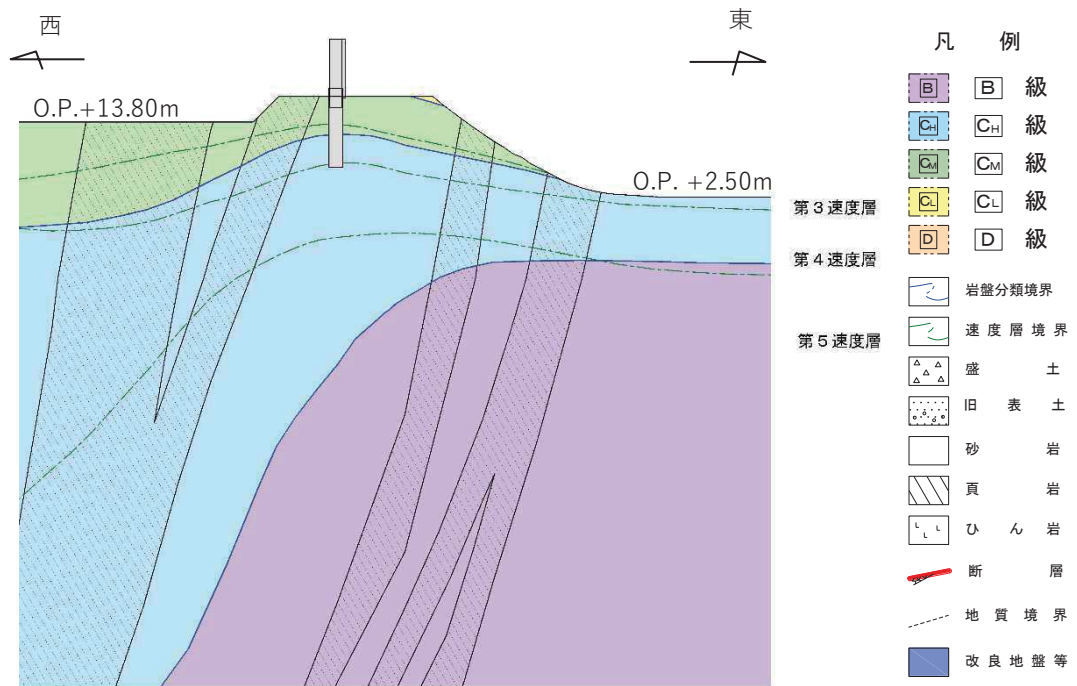
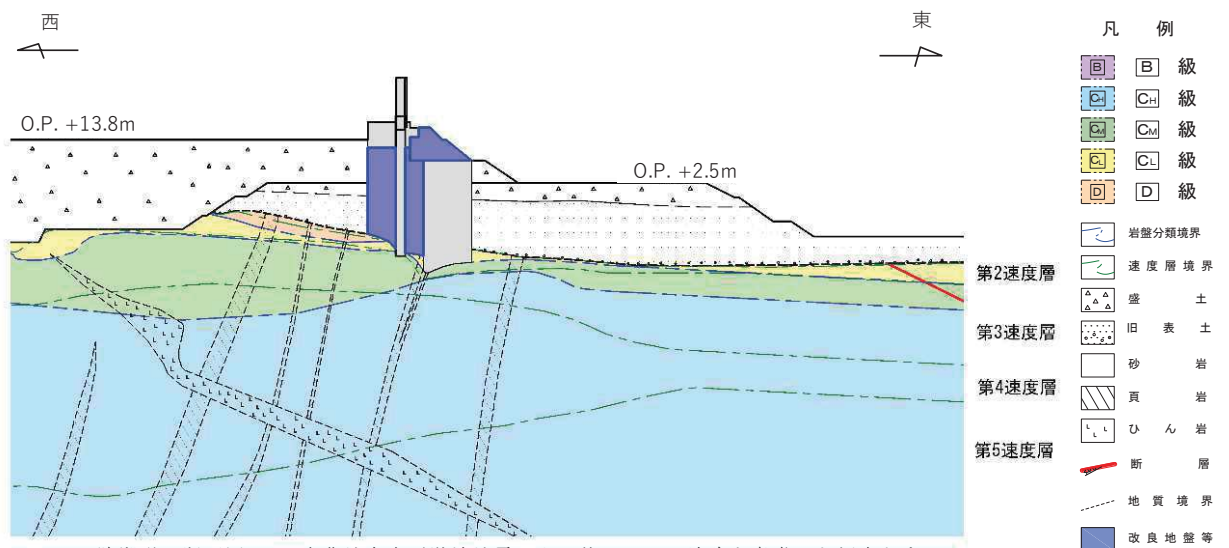


図 3.1-18 取水口の地質断面図 (㉕-㉕断面)



\* : 防潮堤の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1 m の沈降を考慮した標高とする。

図 3.1-19(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地質断面図（㉒-㉒断面）



\* : 防潮堤の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1 m の沈降を考慮した標高とする。

図 3.1-19(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地質断面図（㉓-㉓断面）



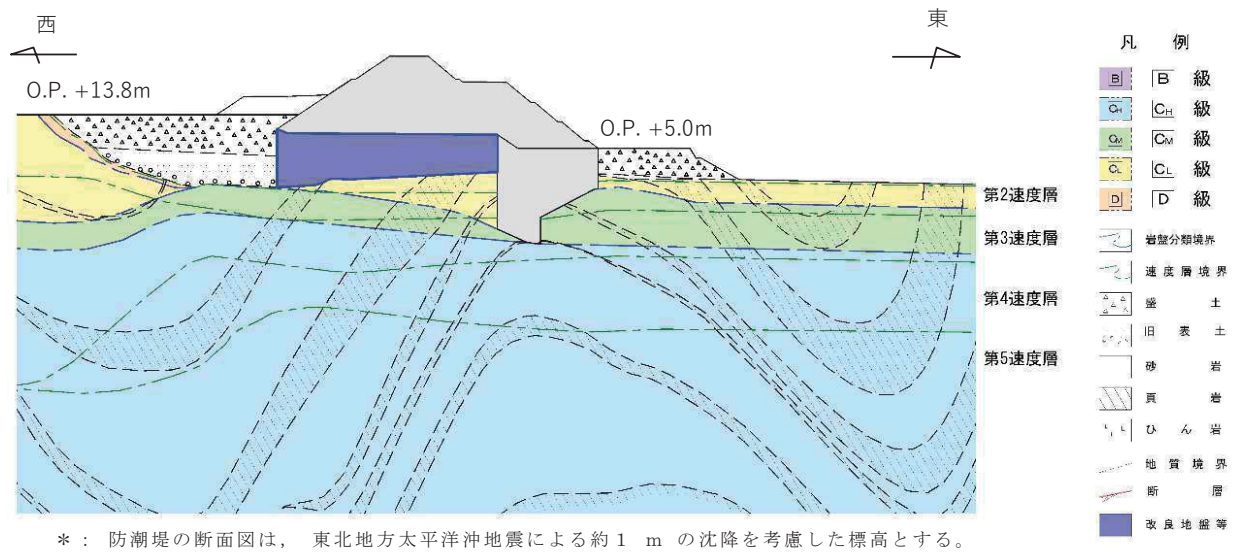


図 3.1-20 防潮堤（盛土堤防）の地質断面図（㉔－㉔断面）

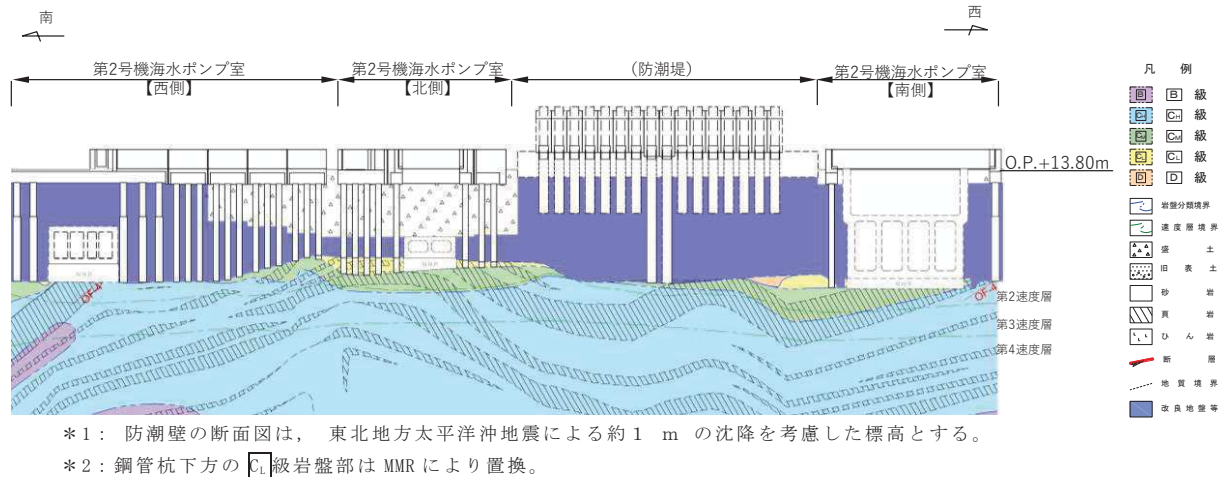


図 3.1-21(1) 防潮壁（第2号機海水ポンプ室）の地質断面図（㉕－㉕断面）

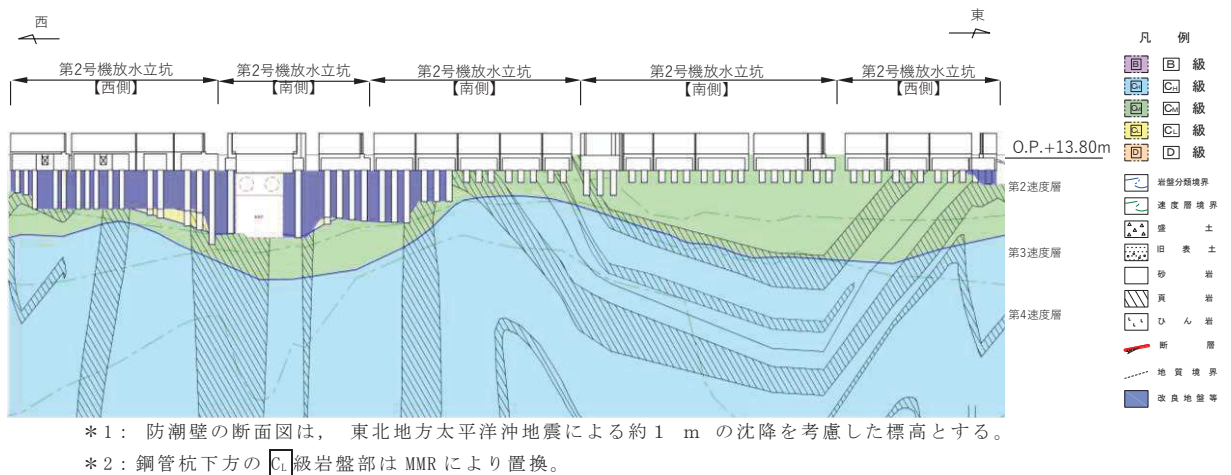
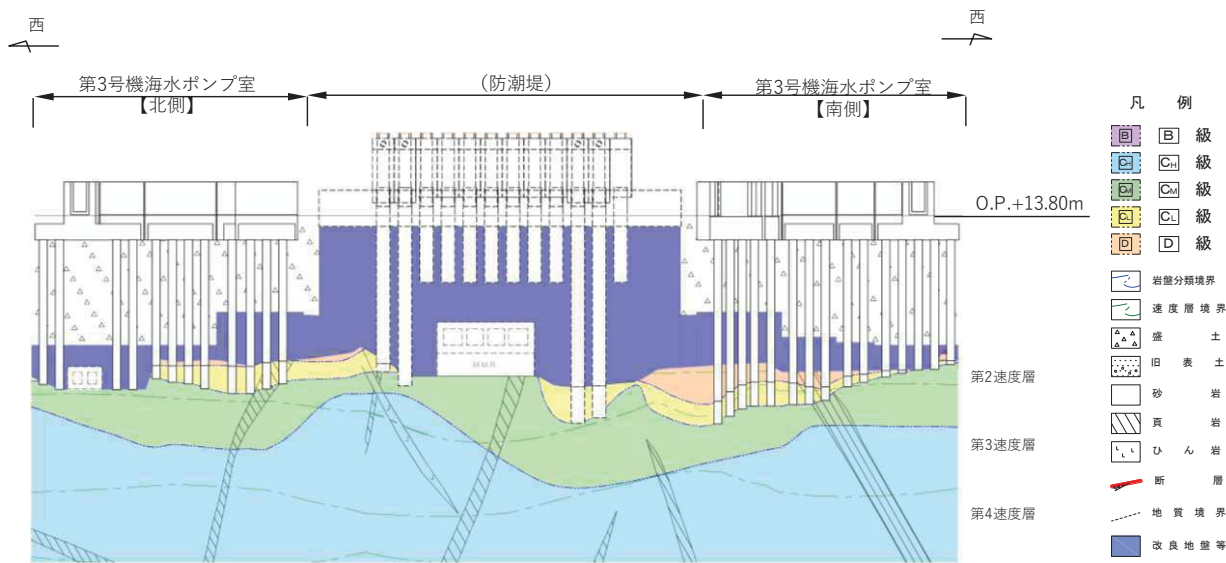
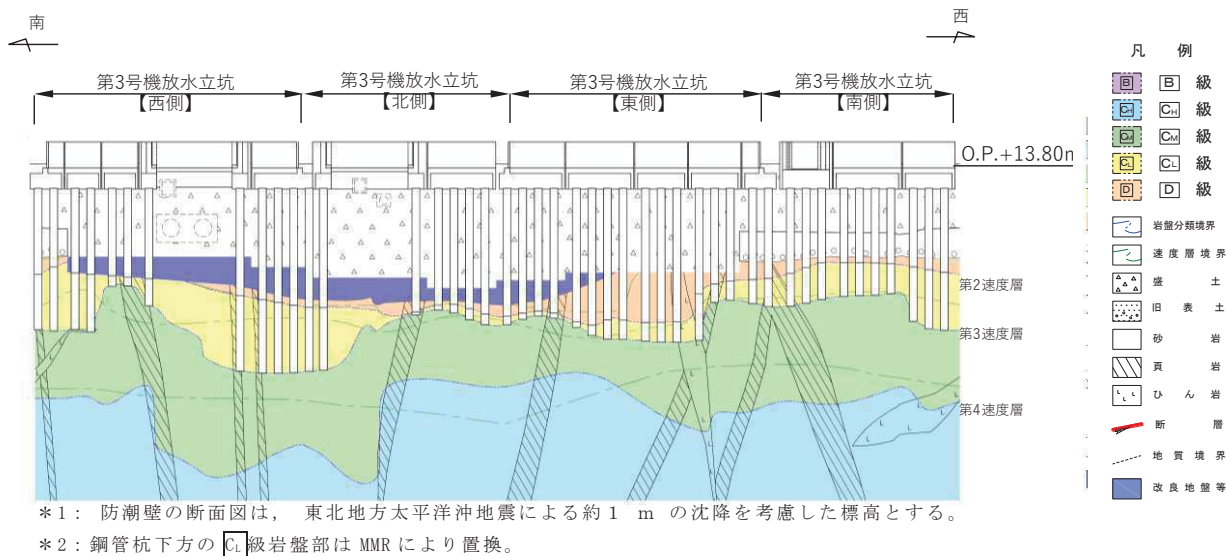


図 3.1-21(2) 防潮壁（第2号機放水立坑）の地質断面図（㉖－㉖断面）



\*1: 防潮壁の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1 mの沈降を考慮した標高とする。  
 \*2: 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換。

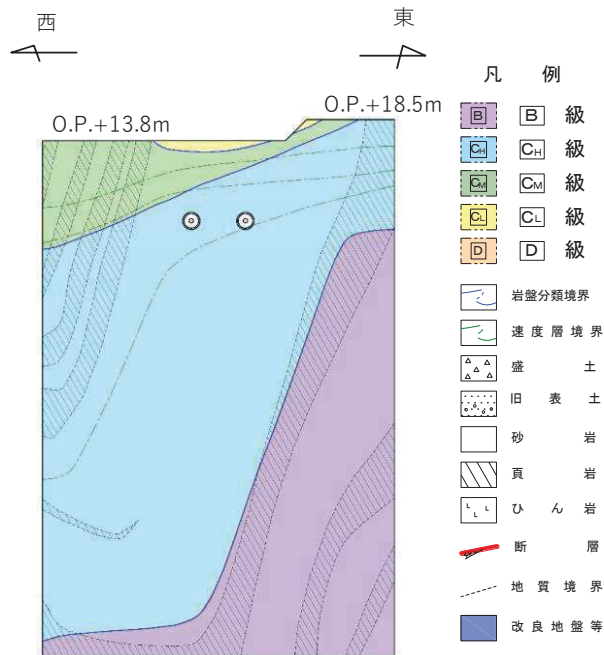
図 3.1-21(3) 防潮壁（第3号機海水ポンプ室）の地質断面図（㉗-㉗断面）



\*1: 防潮壁の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1 mの沈降を考慮した標高とする。  
 \*2: 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換。

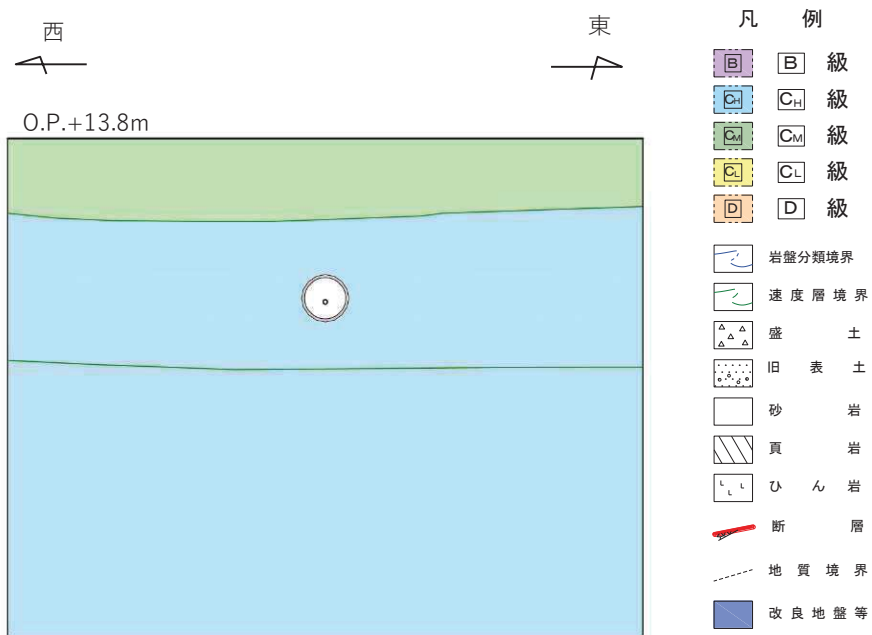
図 3.1-21(4) 防潮壁（第3号機放水立坑）の地質断面図（㉘-㉘断面）





\* : 取放水路流路縮小工の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約 1 m の沈降を考慮した標高とする。

図 3.1-22(1) 取放水路流路縮小工の地質断面図 (29-29断面)



\* : 取放水路流路縮小工の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約 1 m の沈降を考慮した標高とする。

図 3.1-22(2) 取放水路流路縮小工の地質断面図 (30-30断面)

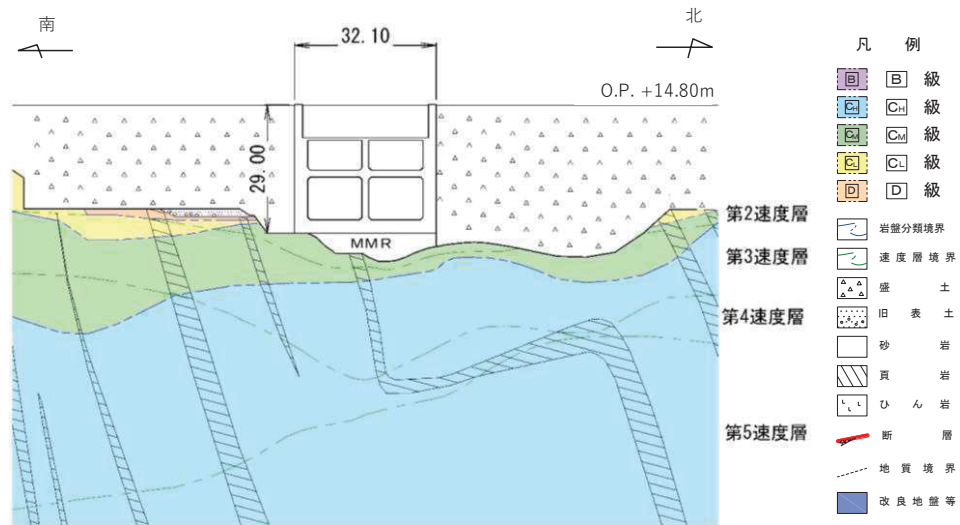


図 3.1-23 第 3 号機海水ポンプ室の地質断面図 (㉑-㉑断面)

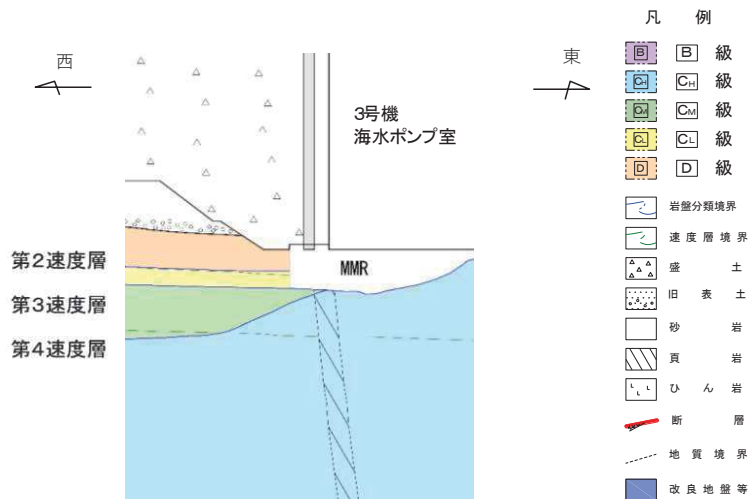
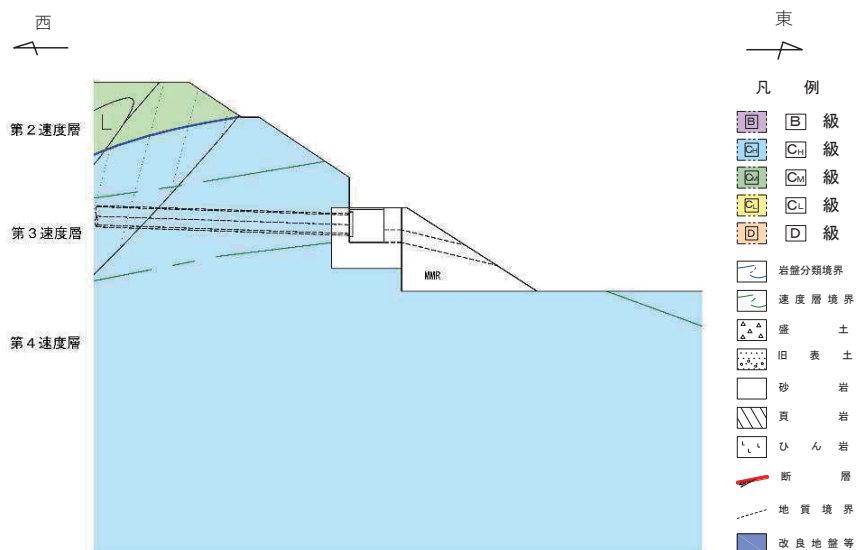


図 3.1-24 揚水井戸の地質断面図 (㉒-㉒断面)



\* : 屋外排水路逆流防止設備の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約 1 m の沈降を考慮した標高とする。

図 3.1-25 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の地質断面図 (㉓-㉓断面)

### 3.2 評価対象施設周辺の地質状況整理結果

評価対象施設の全体配置図を図3.2-1に示す。「3.1 評価対象施設周辺の地質」において作成した地質断面図より、評価対象施設周辺の地質状況を整理した結果を表3.2-1に示す。これらの地質に対し、図3.1-1に示すような広範囲における調査結果等に基づき解析用物性値を設定した。

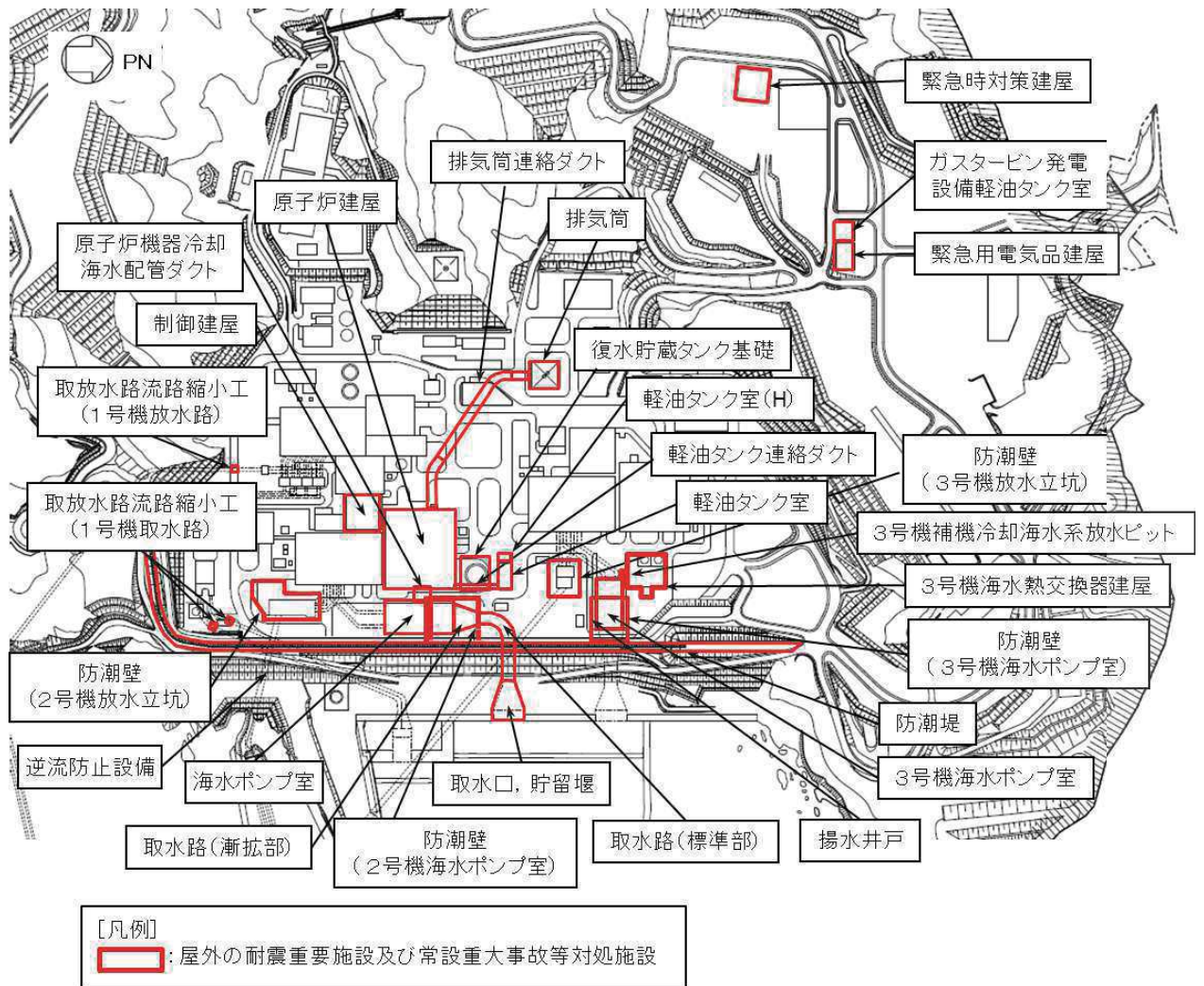


図 3.2-1 評価対象施設の全体配置図

表 3.2-1(1) 評価対象施設周辺の地質分布一覧

施設名	盛土	旧表土	狐崎部層 (岩盤)	牧の浜 部層 (岩盤)	セメント 改良土	改良 地盤	マン メイド ロック (MMR)	
建物・構築物	原子炉建屋	●	○	●	○	-	-	○
	制御建屋	●	○	●	-	-	-	○
	第3号機海水熱交換器 建屋	●	○	-	●	-	-	●
	排気筒	●	●	○	●	-	-	-
	緊急時対策建屋	●	●	-	●	-	-	●
	緊急用電気品建屋	●	-	-	●	-	-	●
土木構造物*	原子炉機器冷却海水配 管ダクト	●	-	●	-	-	●	●
	排気筒連絡ダクト (岩盤部)	○	-	●	○	-	-	-
	排気筒連絡ダクト (土砂部)	●	-	●	-	-	-	-
	取水路	●	●	●	○	-	●	●
	海水ポンプ室	●	○	●	-	●	●	●
	軽油タンク室	●	○	●	○	-	-	●
	軽油タンク室 (H)	●	○	●	○	-	-	●
	軽油タンク連絡ダクト	●	○	●	○	-	-	●
	取水口	●	●	●	○	-	●	●
復水貯蔵タンク基礎	●	●	●	○	-	-	●	
ガスタービン発電設備 軽油タンク室	●	-	-	●	●	-	-	

\*：屋外重要土木構造物及び津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備（いずれも間接支持構造物を含む）を示す。

凡例 ●：施設直下あるいは直近に分布している地質  
○：施設直下及び直近には分布していないが，地質断面図内に現れる地質  
-：施設直下及び直近には分布しておらず，地質断面図内にも現れない地質

表 3.2-1(2) 評価対象施設周辺の地質分布一覧

施設名	盛土	旧表土	狐崎 部層 (岩盤)	牧の浜 部層 (岩盤)	セメント 改良土	改良 地盤	マン メイド ロック (MMR)
防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部	●	●	●	●	●	●	●
防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 岩盤部	-	-	●	-	-	-	-
防潮堤 (盛土堤防)	●	●	-	●	●	●	-
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	●	-	●	-	-	●	●
防潮壁 (第2号機放水立坑)	●	-	●	-	-	●	●
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	●	-	-	●	-	●	●
防潮壁 (第3号機放水立坑)	●	-	-	●	-	●	●
取放水路流路縮小工 (第1号機取水路)	-	-	●	-	-	-	-
取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)	-	-	●	-	-	-	-
第3号機海水ポンプ室	●	●	-	●	-	-	●
揚水井戸	●	○	-	●	-	-	●
第3号機補機冷却 海水系放水ピット	●	-	-	●	-	-	●
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)	-	-	●	-	-	-	●

土木  
構造  
物\*

\*：屋外重要土木構造物及び津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備（いずれも間接支持構造物を含む）を示す。

凡例 ●：施設直下あるいは直近に分布している地質  
○：施設直下及び直近には分布していないが，地質断面図内に現れる地質  
-：施設直下及び直近には分布しておらず，地質断面図内にも現れない地質



### 3.3 敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針

#### 3.3.1 敷地の地下水位分布

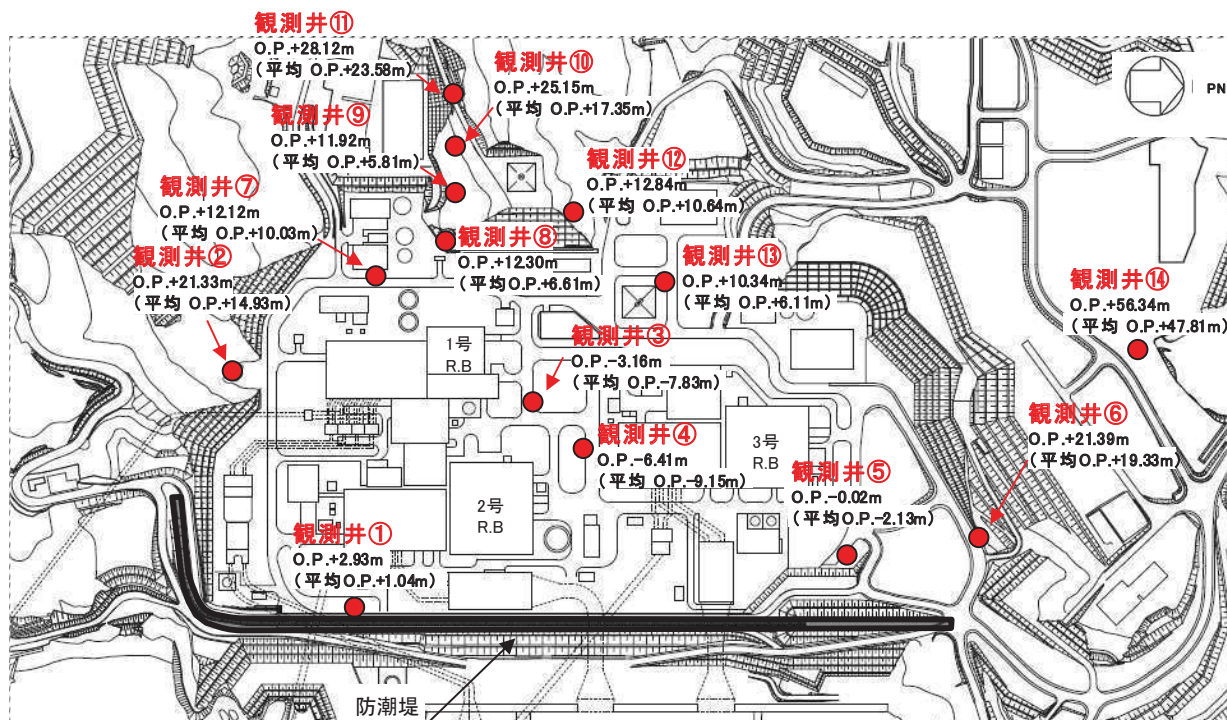
##### (1) 観測記録

敷地は、北東側が海に面し、その他は山地に囲まれている。山地の尾根は北東－南西～北北東－南南西方向に延び、それらの尾根に沿って小規模な沢が発達し、沢沿いには小規模な低地が分布している。敷地の一部は、この小規模な低地となっている。

山側に降った雨は、表面水として敷地へ流入するものと盛土や岩盤内に浸透し地下水として敷地に流入するものに分かれる。表面水は排水路を通じて海へ排水され、地下水は建設時工事計画認可申請段階に主要建屋周辺に設置した地下水位低下設備により集水後、排水路へ排水される。

敷地の地下水位分布\*<sup>1</sup>を把握するため、評価対象施設近傍に地下水位観測井を設置し、地下水位の連続観測を実施した。図 3.3-1 に地下水位観測井位置図、表 3.3-1 に観測水位一覧表、参考資料 1 に地下水位の観測データ一覧を示す。

\* 1 : 観測水位は、既設の地下水位低下設備の効果が含まれている。



\* : 数値は観測最高地下水位、( )は平均地下水位を示す

図3.3-1 地下水位観測井位置図

表3.3-1 観測水位一覧表

観測井	観測期間	観測水位 (O. P. m)		観測最高地下水位 計測時期	備考
		最高	平均		
観測井①	2018年6月 ～2020年2月	最高	+2.93	2019年10月13日	
		平均	+1.04		
観測井②	2006年5月 ～2007年6月	最高	+21.33	2006年10月7日	
		平均	+14.93		
観測井③	2019年8月 ～2020年2月	最高	-3.16	2019年10月12日	
		平均	-7.83		
観測井④	2019年8月 ～2020年2月	最高	-6.41	2019年10月28日	
		平均	-9.15		
観測井⑤	2014年9月 ～2014年12月	最高	-0.02	2014年10月14日	
		平均	-2.13		
観測井⑥	2016年3月 ～2020年2月	最高	+21.39	2019年10月26日	
		平均	+19.33		
観測井⑦	2018年6月 ～2020年2月	最高	+12.12	2019年10月13日	
		平均	+10.03		
観測井⑧	2006年5月 ～2007年6月	最高	+12.30	2006年10月7日	
		平均	+6.61		
観測井⑨	2006年5月 ～2007年6月	最高	+11.92	2006年10月7日	
		平均	+5.81		
観測井⑩	2006年5月 ～2007年6月	最高	+25.15	2006年6月17日	
		平均	+17.35		
観測井⑪	2006年5月 ～2007年6月	最高	+28.12	2006年10月11日	
		平均	+23.58		
観測井⑫	2014年3月 ～2014年12月	最高	+12.84	2014年10月14日	
		平均	+10.64		
観測井⑬	2018年6月 ～2020年2月	最高	+10.34	2019年10月27日	
		平均	+6.11		
観測井⑭	2013年5月 ～2014年12月	最高	+56.34	2014年10月15日	
		平均	+47.81		

## (2) 防潮堤による地下水位の変動と地下水位観測計画

防潮堤の沈下対策として実施する地盤改良等により山から海に向かう地下水の流れが遮断されることから、敷地内の地下水の流動場は将来的に変化すると考えられる。

図3.3-2は、防潮堤下部の地盤改良等により地下水位が影響を受ける範囲と、この影響範囲を考慮した地下水位の観測計画を示している。

なお、運転段階において得られる観測記録と3次元浸透流解析による解析水位とを比較することにより、防潮堤下部の地盤改良等による地下水位への影響並びに解析の妥当性を確認することとしている。

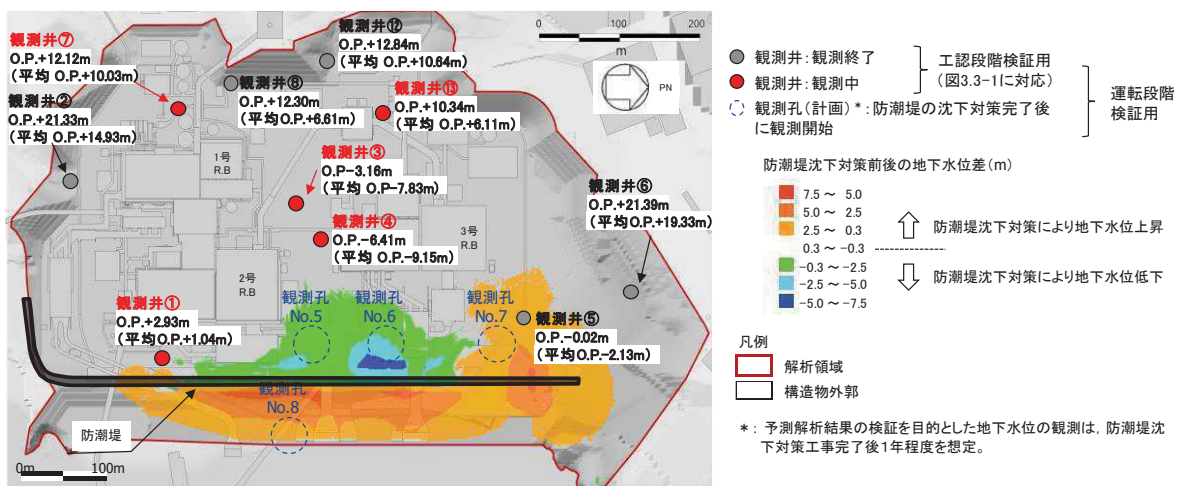


図3.3-2 防潮堤沈下対策による影響範囲と地下水位観測計画

### 3.3.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針

#### (1) 設計用地下水位の設定方針

評価対象施設等\*<sup>1</sup>の耐震評価にあたり、地下水位低下設備\*<sup>2</sup>の効果が及ぶ範囲においては、その機能を考慮した設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮する。

なお、地下水位低下設備の効果が及ばない範囲においては、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮する。

\*1 評価対象施設等は、O.P.+14.8m盤及びO.P.+62m盤エリアに設置される耐震重要施設・常設重大事故等対処施設（いずれも間接支持構造物を含む）、並びに保管場所・アクセスルートが含まれる。

\*2 防潮堤下部の地盤改良等により山から海に向かう地下水の流れが遮断され敷地内の地下水位が地表面付近まで上昇するおそれがあることを踏まえ、地下水位を一定の範囲に保持する地下水位低下設備を設置する。



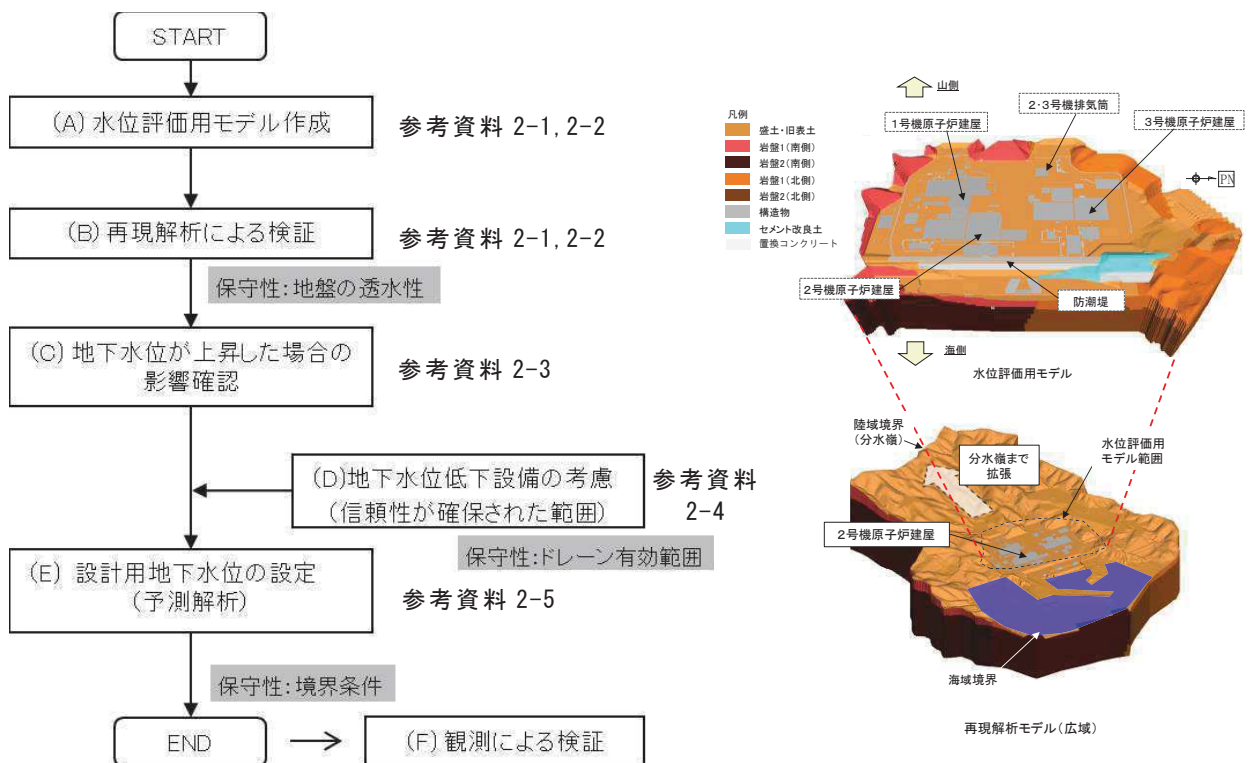
## (2) 設計用地下水位の設定方法

地下水位低下設備の機能を考慮して設計用地下水位を設定する場合は、設計用地下水位の設定フロー（図3.3-3）に基づき、地形等を適切にモデル化した浸透流解析により地下水位分布を算出し、算出された地下水位分布を包絡するよう設定する。なお、浸透流解析は、将来的に防潮堤下部を地盤改良し地下水の流動場が変化することを考慮し、**3次元**解析モデルを用いることにより、敷地内の地下水面の分布を適切に表現する。

水位評価用モデルの概要や解析条件、並びに浸透流解析の妥当性の確認結果（再現解析による観測水位との比較結果）について参考資料2-1、解析条件のうち透水係数の設定根拠について参考資料2-2、地下水位が上昇した場合の影響評価結果を参考資料2-3に示す。また、ドレーンの有効範囲について、設置変更許可段階において示した考え方（フロー）に基づき再整理を行った結果を参考資料2-4に示す。

浸透流解析の保守性については、解析に用いるパラメータ（透水係数）の設定、地下水位低下設備を信頼性が確保された範囲に限定し考慮すること、並びに境界条件を保守的に設定することにより確保する。このプロセスを踏まえ得られた解析水位に対し、参考資料2-5のとおり解析水位を包絡するよう設計用地下水位を設定する。

図 3.3-3 のうち、(E)設計用地下水位の設定（予測解析）において前提とした地下水位低下設備の配置を図 3.3-4 に示す。地下水位低下設備の構成と設定根拠を参考資料 3-1 に示す（既設ドレーンの概要は参考資料 3-2 参照）。



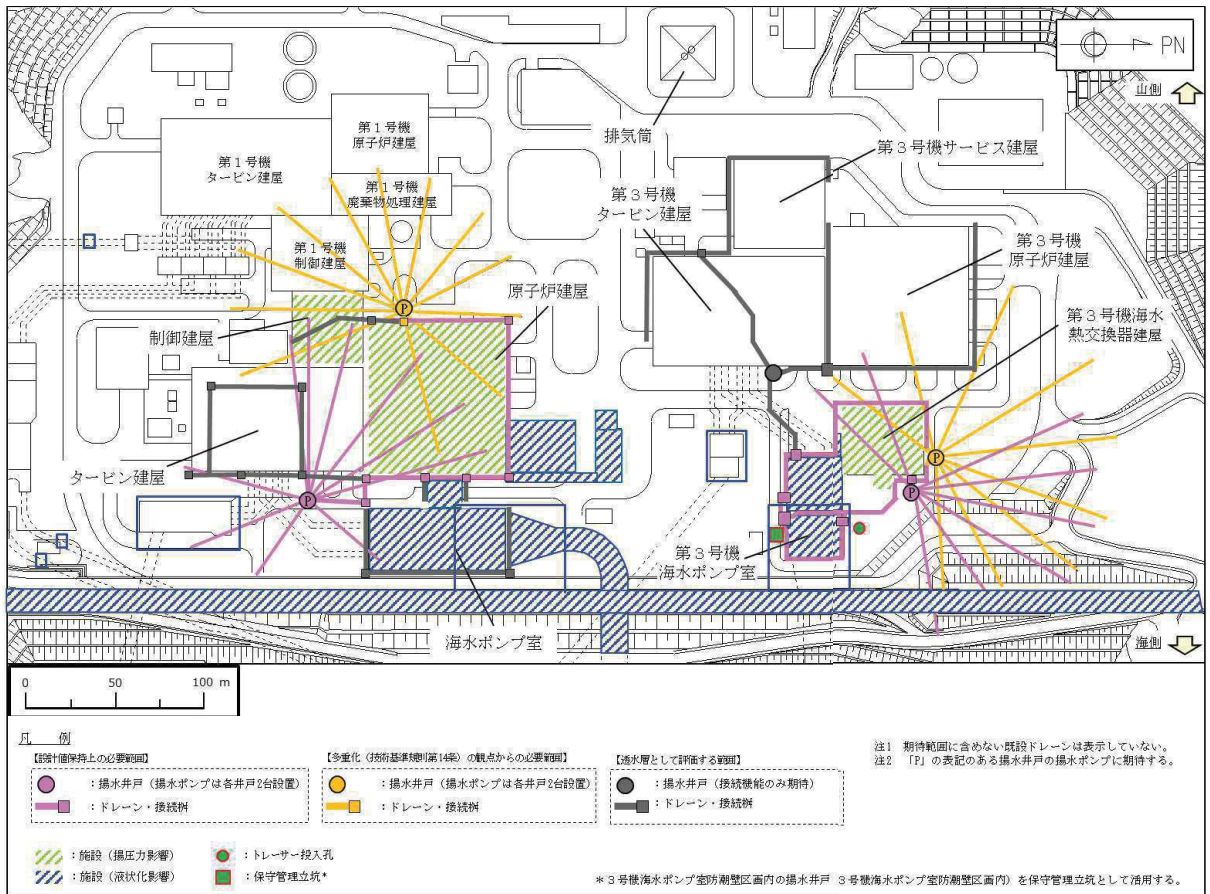


図 3.3-4 設計用地下水位の設定において参照する地下水位低下設備の配置

### (3) 地下水位低下設備の信頼性向上策と解析ケース

設計用地下水位の設定において前提とする地下水位低下設備については、原子力発電所の供用期間の全ての状態において機能を維持するため、設計基準対象施設として位置付け、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して必要な機能を維持する設計とするとともに、重要安全施設への影響に鑑み、技術基準規則第14条（安全設備）に基づき多重性及び独立性を考慮し、さらに外部事象を考慮した設計とする。また、非常用電源設備に加えて常設代替交流電源設備からの給電が可能な設計とする（参考資料4-1、参考資料4-2）。

また、機能喪失への対応として、復旧のための予備品及び可搬型設備を配備する。なお、機能喪失時の対応については、運転管理上の方針として保安規定に定めて管理していく（参考資料4-3）。

上記の方針を踏まえ、表3.3-2のとおり設計用地下水位の設定において考慮する機能喪失モードを設定し、浸透流解析を実施の上、得られた解析水位を包絡するように設計用地下水位を設定する。

表3.3-2 設計用地下水水位の設定において考慮する機能喪失モード

(1) 原子炉建屋エリア

機能・構成部位				動的機器		静的機器		備考		
				排水機能		集水機能				
				揚水ポンプ (配管含む)		ドレーン (有孔ヒューム管・ 接続樹)	ドレーン(有孔銅管)			
				No.1(東側)	No.2(西側)		No.1(東側)		No.2(西側)	
動的機器 (短期・長期)	排水 機能	揚水ポンプ (配管含む)	①	x	—	—	—	設計上必要なNo.1(東側)の排水機能喪失を想定。 監視・制御機能、電源機能の喪失も本ケースに包絡される。		
			②	—	x	—	—		No.2(西側)の排水機能喪失を想定。 監視・制御機能、電源機能の喪失も本ケースに包絡される。	
静的機器 (長期)	集水 機能	ドレーン (有孔ヒューム管・接続樹)	③	—	—	x	—	ドレーンの部分的な閉塞が考えられるが、逆勾配となっても流下可能であるため影響ない。		
			ドレーン (有孔銅管)	No.1(東側)	④	—	—		x	揚水ポンプの故障(ケース①)に包絡される。
				No.2(西側)	⑤	—	—		—	x

(2) 第3号機海水熱交換器建屋エリア

機能・構成部位				動的機器		静的機器		備考		
				排水機能		集水機能				
				揚水ポンプ (配管含む)		ドレーン (有孔ヒューム管・ 接続樹)	ドレーン(有孔銅管)			
				No.3(東側)	No.4(北側)		No.3(東側)		No.4(北側)	
動的機器 (短期・長期)	排水 機能	揚水ポンプ (配管含む)	①	x	—	—	—	設計上必要なNo.3(東側)の排水機能喪失を想定。 監視・制御機能、電源機能の喪失も本ケースに包絡される。		
			②	—	x	—	—		No.4(北側)の排水機能喪失を想定。 監視・制御機能、電源機能の喪失も本ケースに包絡される。	
静的機器 (長期)	集水 機能	ドレーン (有孔ヒューム管・接続樹)	③	—	—	x	—	ドレーンの部分的な閉塞が考えられるが、逆勾配となっても流下可能であるため影響ない。		
			ドレーン (有孔銅管)	No.3(東側)	④	—	—		x	揚水ポンプの故障(ケース①)に包絡される。
				No.4(北側)	⑤	—	—		—	x

(3) エリア毎の組合せを考慮した全包絡ケース

機能・構成部位					動的機器				備考	
					排水機能					
					揚水ポンプ(配管含む)					
					2号R/Bエリア		3号Hx/Bエリア			
		No.1 (東側)	No.2 (西側)	No.3 (東側)	No.4 (北側)					
動的機器 (短期・長期)	排水 機能	揚水ポンプ (配管含む)	2号R/B エリア	No.1(東側)	①	x	—	x	—	設計値保持上の必要 範囲(組合せ)
				No.2(西側)	②	x	—	—	x	
			3号Hx/B エリア	No.3(東側)	③	—	x	x	—	
				No.4(北側)	④	—	x	—	x	

【凡例】

○ :すべての故障想定を包絡する組合せ

□ :機能喪失の対象部位

□ :機能喪失を想定しない

x :機能喪失を想定する部位

補足) 設置変更許可段階では揚水ポンプ台数を1台/井戸としていたが、同仕様様の揚水ポンプを2台/井戸とし、揚水井戸単位での機能喪失に至らない設計に見直している。

表3.3-2に示すとおり、設置変更許可段階で示した方針に基づき、技術基準規則第14条（安全設備）の多重化の考え方を踏まえて動的機器及び静的機器の機能喪失を仮定しており、動的機器として揚水ポンプの故障、静的機器として揚水井戸及びドレーンの土砂による部分閉塞を仮定している。

ここに、揚水ポンプ故障として、揚水井戸単位で機能喪失することを仮定しているが、揚水ポンプは各揚水井戸へ2台設置（設計上必要な揚水ポンプ1台と、同仕様の揚水ポンプ1台を追設）することにより、揚水ポンプの単一故障時においても揚水井戸単位での機能喪失に至らない設計とする。

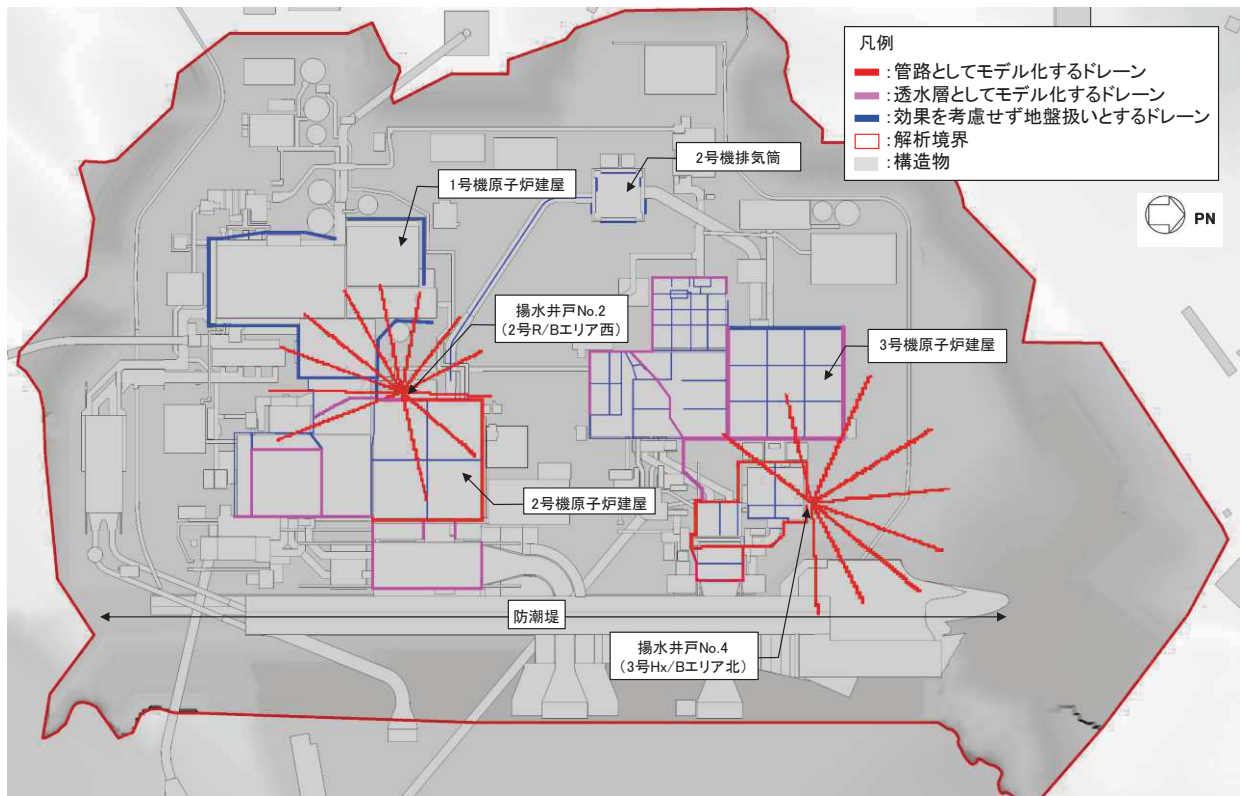
また、ドレーンは耐久性・耐震性・保守管理性を有し、既往の点検実績や設置環境から土砂の供給が少ない状況にあるため、部分閉塞の可能性は極めて小さい。仮に部分閉塞した場合においても、建屋外周等のドレーン（有孔ヒューム管φ500～1050mm）はエリア内のいずれかの揚水井戸へ地下水を流下可能な構造であり、排水機能は維持される（参考資料5）。

一方、建屋下に設置するドレーン（有孔鋼管）は有孔ヒューム管に比べ断面が小さく1方向にしか流下しない構造であり、単一故障としては個々の有孔鋼管の部分閉塞を仮定するが、揚水ポンプ故障時には、当該ポンプへ集水される全ての有孔鋼管に部分閉塞が生じた状態と等価であるため、当該ドレーンの部分閉塞事象は「揚水ポンプ故障」の仮定に包絡される。

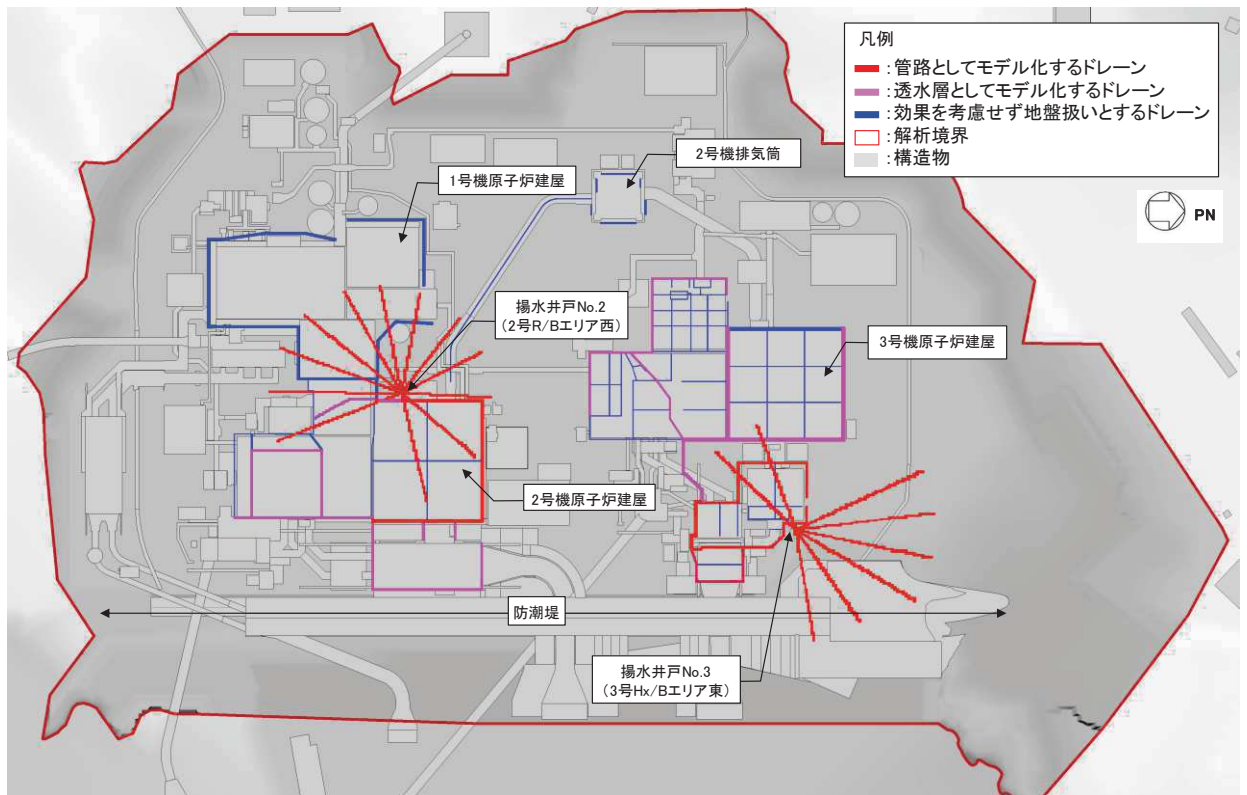
以上より、機能喪失パターンとしては「揚水ポンプ故障」の仮定に包絡されることから、設計用地下水位の設定においては、設計ケースを含めてエリア毎の揚水ポンプの機能喪失状態の組合せに対応した3次元浸透流解析を実施する。

図3.3-5に解析ケースの概要を示す。



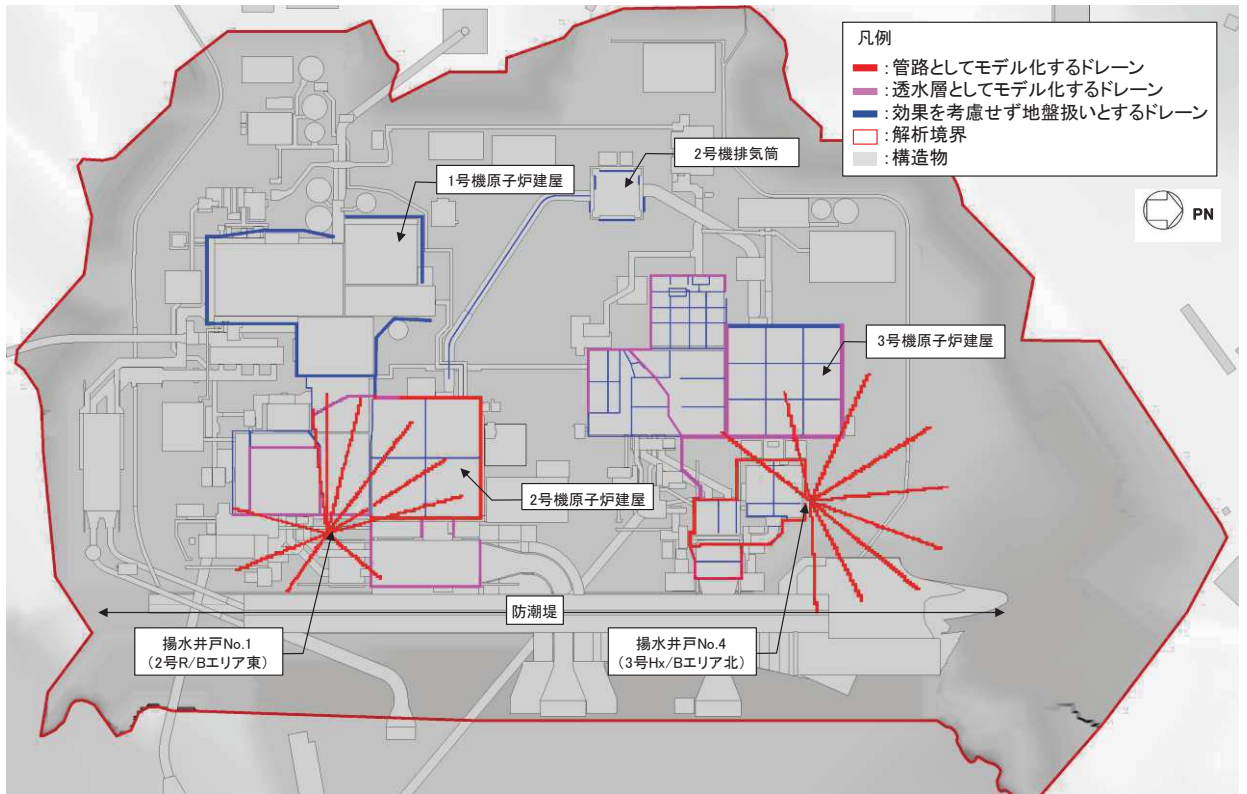


(a) 動的機器故障その1 (表3.3-2の①に対応)

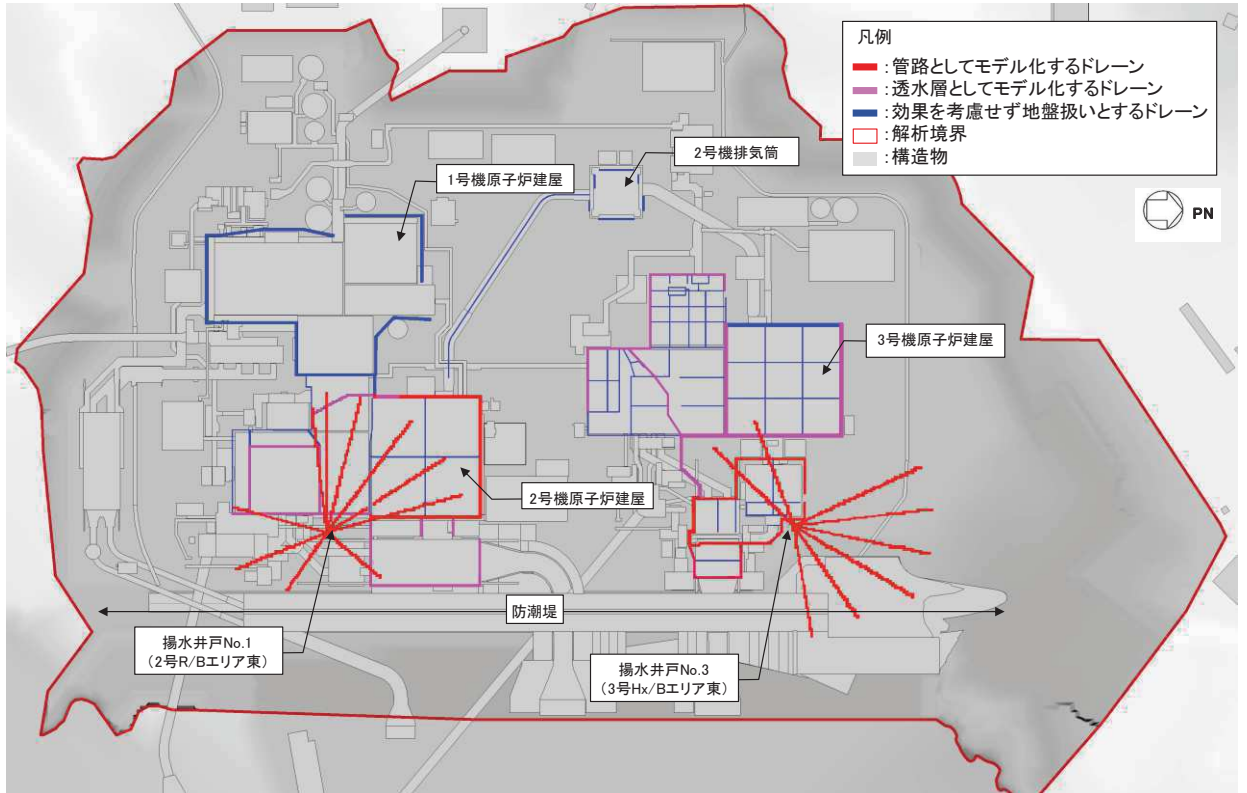


(b) 動的機器故障その2 (表3.3-2の②に対応)

図3.3-5 (1) 設計用地下水水位の設定において参照する浸透流解析ケース



(c) 動的機器故障その3 (表3.3-2の③に対応)



(d) 動的機器故障その4 (表3.3-2の④に対応)

図3.3-5 (2) 設計用地下水位の設定において参照する浸透流解析ケース



(4) 設計用地下水位の設定

評価対象施設等の配置図を図3.3-6及び図3.3-7に示す。

これらの施設等の設計用地下水位の設定において参照する地下水位分布を図3.3-8に示す。この地下水位分布は、図3.3-5に示すドレーン状態に応じた4ケースの浸透流解析を実施し、得られた解析水位を包絡させたものである。

設計用地下水位の設定の妥当性及び設計用地下水位に含まれる保守性について参考資料6に示す。

また、屋外の評価対象施設等（可搬型重大事故等対処設備保管場所・アクセスルートを除く）における、設計用地下水位に基づく液状化検討対象施設の抽出結果を参考資料7に示す。

なお、アクセスルートの地下構造物の浮上り評価に用いる設計用地下水位は、「c. アクセスルートの設計用地下水位」にて後述する。

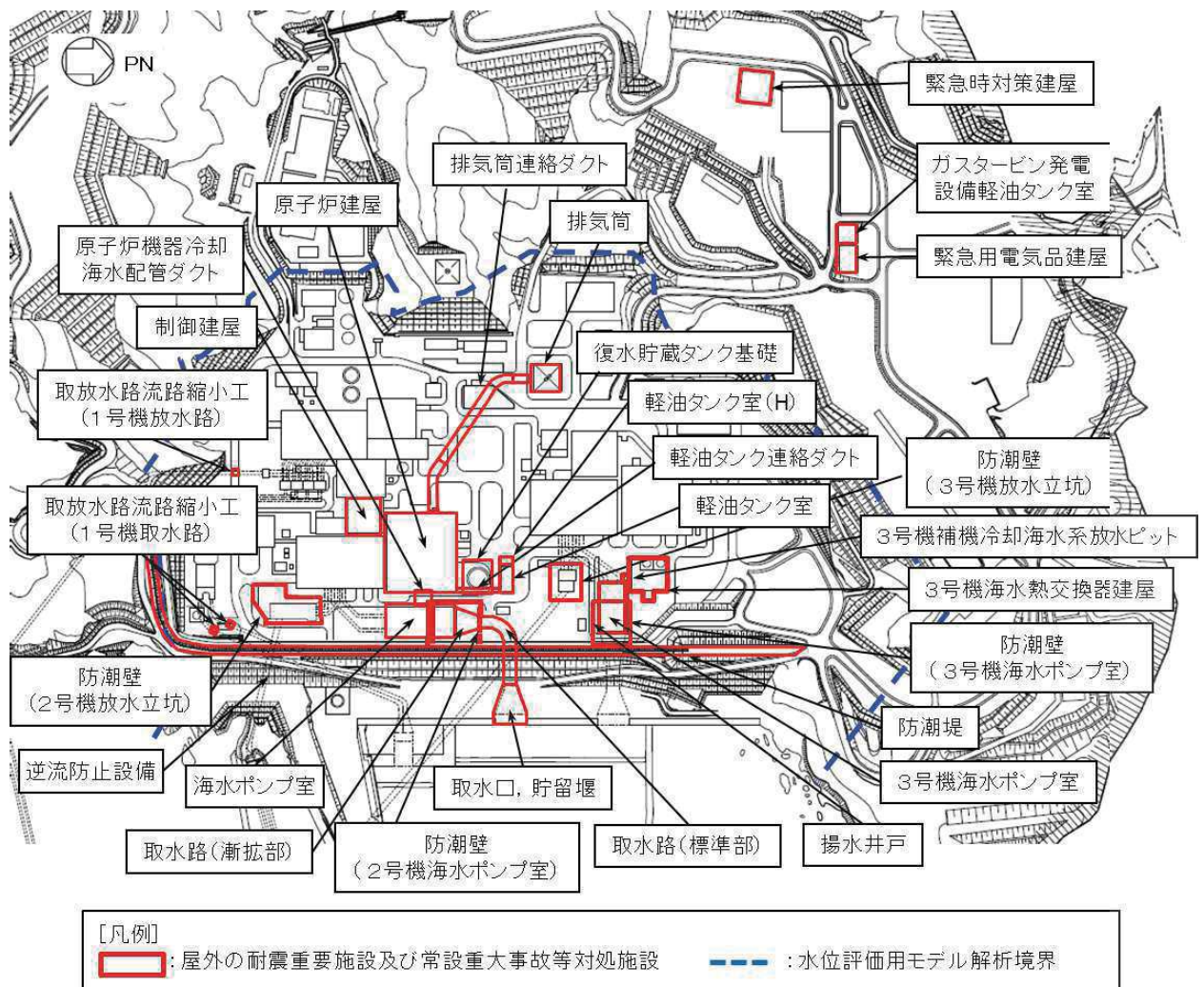


図3.3-6 屋外の評価対象施設の配置図



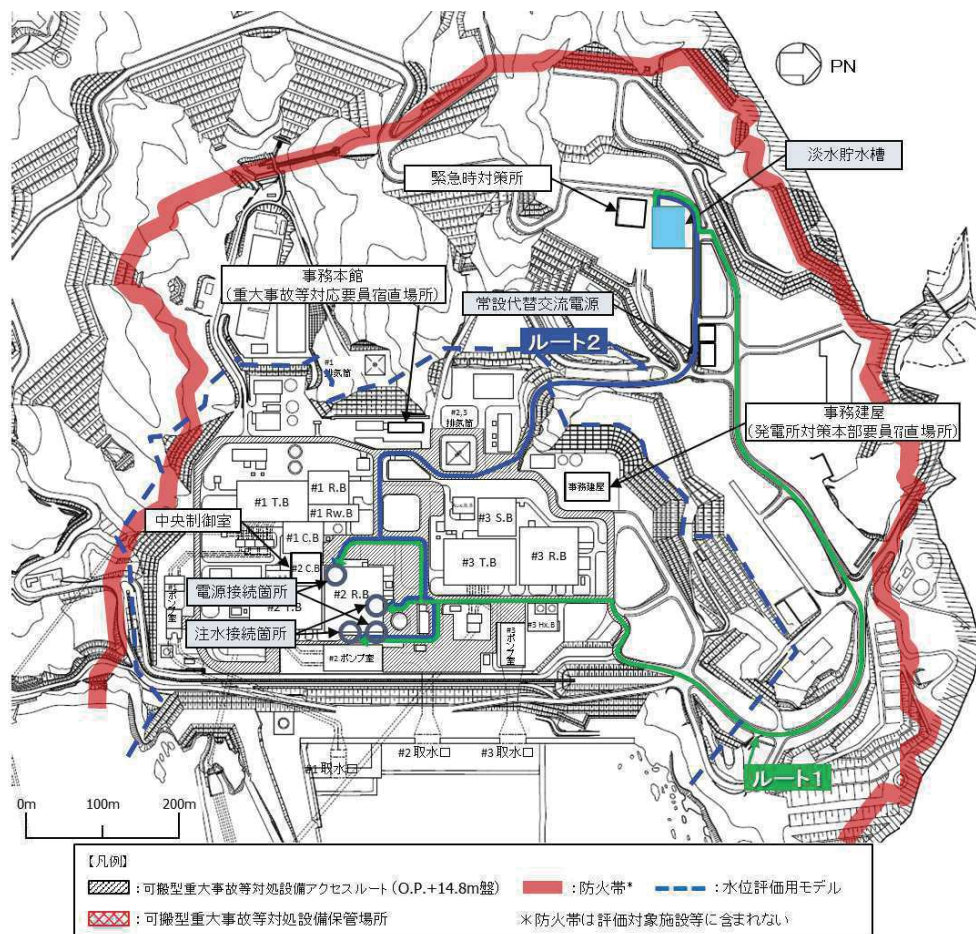


図3.3-7 可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルート配置図

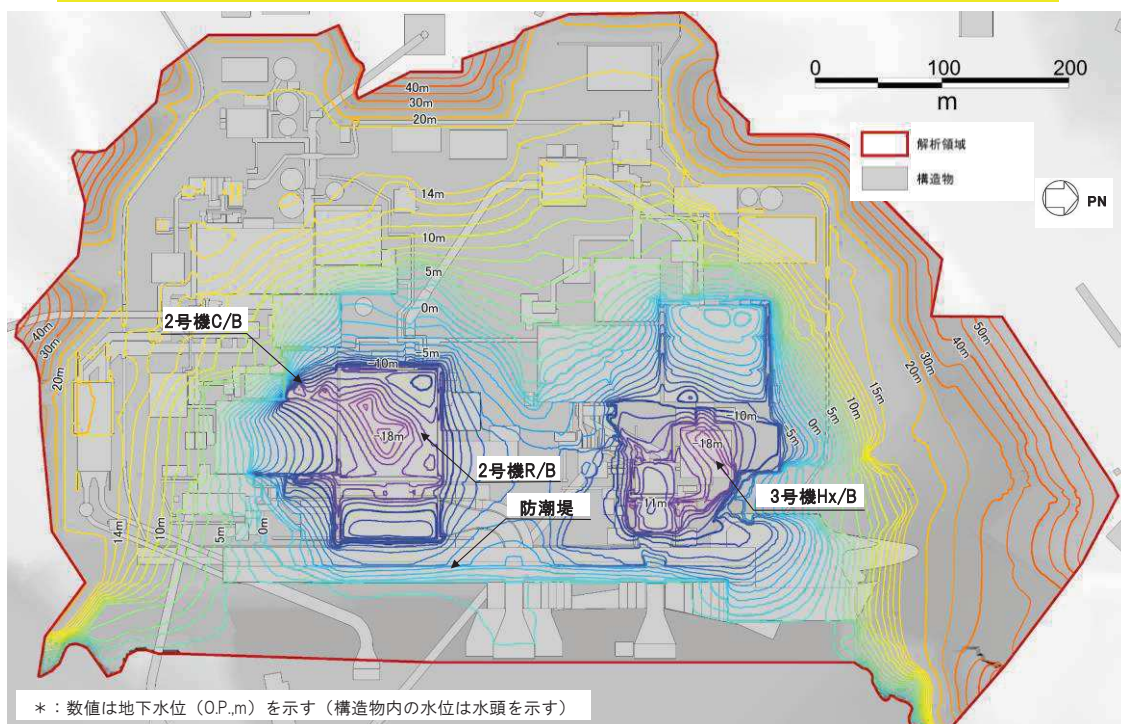


図3.3-8 設計用地下水位の設定において参照する敷地の地下水位分布  
(3次元浸透流解析による予測解析結果)



a. 建物・構築物の設計用地下水位

建物・構築物の設計用地下水位の設定一覧を表3.3-3に示す。

表3.3-3 建物・構築物における設計用地下水位の設定一覧

施設名称	建設時工事計画 認可申請時の 設計用地下水位 ・揚圧力	浸透流解析に よる地下水位 ・揚圧力	設計用 地下水位 ・揚圧力	備考
原子炉建屋 (基礎底面O.P. -14.1m)	29.4kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	8.4kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	29.4kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	
制御建屋 (基礎底面O.P. -1.5m)	0.0kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	4.6kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	4.9kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	
第3号機 海水熱交換器建屋 (基礎底面O.P. -12.5m～ O.P. -16.25m)	14.7kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	4.3kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	14.7kN/m <sup>2</sup> * <sup>1</sup>	
排気筒 (基礎底面O.P. -4.0m)	O.P. +5.0m	O.P. +13.8m	O.P. +14.8m	地表面
緊急時対策建屋 (基礎底面O.P. +45.5m)	— * <sup>2</sup>	— (解析領域外)	O.P. +62.0m	地表面
緊急用電気品建屋 (基礎底面O.P. +52.9m)	— * <sup>2</sup>	— (解析領域外)	O.P. +62.3m	地表面

\*1：建屋底面に作用する平均揚圧力

\*2：建設時の工事計画認可申請対象外

b. 土木構造物の設計用地下水位

土木構造物の設計用地下水位の設定結果を表3.3-4及び図3.3-9～図3.3-24に示す。

表3.3-4 (1) 土木構造物における地下水位の設定一覧

施設名称		建設時工事計画 認可申請時の 設計用地下水位	浸透流解析に よる地下水位	設計用 地下水位	備考
原子炉機器 冷却海水 配管ダクト	横断	O. P. -14. 20m	O. P. -14. 28m～ O. P. -5. 83m	O. P. -10. 50m～ O. P. -3. 50m	
排気筒連絡 ダクト	縦断	O. P. -8. 00m～ O. P. +4. 50m	O. P. -7. 14m～ O. P. +13. 44m	O. P. +5. 73m～ O. P. +14. 80m	
	横断 (断面①)	O. P. -8. 00m	O. P. -7. 17m～ O. P. -3. 98m	O. P. +5. 73m	
	横断 (断面②)	O. P. -8. 00m	O. P. -3. 28m～ O. P. -1. 49m	O. P. +5. 80m	
	横断 (断面③)	O. P. -8. 00m	O. P. -2. 50m～ O. P. -0. 53m	O. P. + 5. 80m	
	横断 (断面⑤)	O. P. -1. 69m	O. P. +1. 10m～ O. P. +7. 97m	O. P. +8. 19m～ O. P. +9. 00m	
	横断 (断面⑦)	O. P. +0. 22m	O. P. +5. 36m～ O. P. +10. 74m	O. P. +10. 10m～ O. P. +12. 00m	
軽油タンク連絡ダクト		— *1	O. P. -5. 92m～ O. P. +2. 15m	O. P. -3. 00m～ O. P. +3. 00m	
取水路	縦断	O. P. -14. 10m～ O. P. +2. 43m	O. P. -11. 60m～ O. P. +2. 43m	O. P. -4. 53m～ O. P. +2. 43m	
	横断 (標準部①)	O. P. +2. 43m	O. P. +1. 93m	O. P. +2. 43m	
	横断 (標準部②)	O. P. +2. 43m	O. P. +0. 30m～ O. P. +2. 19m	O. P. +2. 43m	
	横断 (標準部③ (防潮堤横 断部) )	O. P. +2. 43m	O. P. -4. 83m～ O. P. -2. 26m	O. P. +2. 43m	
	横断 (標準部④ (防潮堤横 断部) )	O. P. +2. 43m	O. P. -6. 21m～ O. P. -3. 18m	O. P. -1. 00m	
	曲がり部 南北	O. P. +2. 43m	O. P. -9. 56m～ O. P. -3. 90m	O. P. -1. 01m	

\*1：建設時工事計画認可申請対象外

表3.3-4 (2) 土木構造物における地下水位の設定一覧

施設名称		建設時工事計画 認可申請時の 設計用地下水位	浸透流解析に よる地下水位	設計用 地下水位	備考
取水路	曲がり部 東西	— *1	0. P. -7. 39m～ 0. P. +2. 26m	0. P. -1. 03m～ 0. P. +2. 43m	
	漸拡部 東西	0. P. -14. 10m～ 0. P. +2. 43m	0. P. -14. 13m～ 0. P. +2. 39m	0. P. -4. 53m～ 0. P. +2. 43m	
海水 ポンプ室	縦断	0. P. -14. 10m～ 0. P. +8. 83m	0. P. -12. 64m～ 0. P. +12. 83m	0. P. -8. 50m～ 0. P. +14. 00m	
	横断	0. P. -14. 10m～ 0. P. +2. 43m	0. P. -14. 13m～ 0. P. +2. 39m	0. P. -8. 50m～ 0. P. +2. 43m	
軽油 タンク室	南北	— *1	0. P. -14. 29m～ 0. P. -3. 78m	0. P. -3. 00m	
	東西	— *1	0. P. -5. 92m～ 0. P. +5. 17m	0. P. -3. 00m～ 0. P. +6. 50m	
軽油 タンク室 (H)	南北	— *1	0. P. -12. 80m～ 0. P. -3. 78m	0. P. -3. 00m	
	東西	— *1	0. P. -5. 92m～ 0. P. +5. 17m	0. P. -3. 00m～ 0. P. +6. 50m	
取水口 (貯留堰)	南北 (標準部)	0. P. +2. 43m	0. P. +2. 43m	0. P. +2. 43m	朔望平均 満潮位
	南北 (漸縮部)	0. P. +2. 43m	0. P. +1. 95m	0. P. +2. 43m	朔望平均 満潮位
復水貯蔵 タンク基礎	南北	0. P. +2. 00m～ 0. P. +9. 50m	0. P. -14. 29m～ 0. P. -3. 78m	0. P. -3. 00m	
	東西	0. P. -6. 00m	0. P. -5. 92m～ 0. P. +2. 15m	0. P. -3. 00m ～0. P. +3. 00m	
ガスタービン 発電設備 軽油タンク室	南北	— *1	— (解析領域外)	0. P. +62. 30m	地表面
	東西	— *1	— (解析領域外)	0. P. +62. 30m	地表面

\*1：建設時工事計画認可申請対象外

表3.3-4 (3) 土木構造物における地下水位の設定一覧

施設名称		建設時工事計画 認可申請時の 設計用地下水位	浸透流解析による 地下水位	設計用 地下水位	備考
防潮堤 (鋼管式 鉛直壁)	横断 (岩盤部①)	—*1	0. P. +13. 80m*2	0. P. +2. 50m～ 0. P. +18. 50m*2	
	横断 (岩盤部②)	—*1	0. P. +4. 92m～ 0. P. +9. 18m*2	0. P. +5. 00m～ 0. P. +17. 00m*2	
	横断 (一般部①)	—*1	0. P. -14. 42m～ 0. P. +1. 43m*2	0. P. +1. 43m*2	
	横断 (一般部②)	—*1	0. P. -7. 07m～ 0. P. +1. 43m*2	0. P. +1. 43m*2	
	横断 (一般部③)	—*1	0. P. -16. 03m～ 0. P. +1. 43m*2	0. P. +1. 43m*2	
	RC 遮水壁	—*1	— (解析領域外)	0. P. +29. 0m*2	地表面
防潮堤 (盛土堤 防)	横断①	—*1	0. P. -12. 15m～ 0. P. +1. 43m*2	0. P. +1. 43m～ 0. P. +13. 80m*2	
	横断②	—*1	0. P. -0. 57m～ 0. P. +2. 68m*2	0. P. +1. 43m～ 0. P. +13. 80m*2	
防潮壁	第2号機 海水ポンプ室	—*1	0. P. -15. 00m～ 0. P. -5. 25m*2	0. P. -12. 50m～ 0. P. -4. 00m*2	
	第2号機 放水立坑	—*1	0. P. +0. 22m～ 0. P. +10. 14m*2	0. P. +3. 50m～ 0. P. +11. 50m*2	
	第3号機 海水ポンプ室	—*1	0. P. -16. 59m～ 0. P. -9. 47m*2	0. P. -11. 00m～ 0. P. -7. 50m*2	
	第3号機 放水立坑	—*1	0. P. -11. 05m～ 0. P. -5. 73m*2	0. P. -10. 00m～ 0. P. +4. 00m*2	
取放水路流 路縮小工	第1号機取水路	—*1	0. P. +10. 54m～ 0. P. +16. 18m*2	0. P. +13. 80m～ 0. P. +18. 50m*2	地表面
	第1号機放水路	—*1	0. P. +12. 75m～ 0. P. +13. 80m*2	0. P. +13. 80m*2	地表面

\*1：建設時工事計画認可申請対象外

\*2：平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高

表3.3-4 (4) 土木構造物における地下水位の設定一覧

施設名称		建設時工事計画認可申請時の設計用地下水位	浸透流解析による地下水位	設計用地下水位	備考
第3号機 海水ポンプ室	縦断	O.P. -12.53m～ O.P. +1.24m	O.P. -13.75m～ O.P. +2.43m	O.P. -12.00m～ O.P. +2.43m	
	横断	O.P. -12.79m～ O.P. +1.60m	O.P. -13.14m～ O.P. -4.77m	O.P. -12.00m～ O.P. -2.51m	
揚水井戸	南北	—*1	O.P. -14.09m～ O.P. -8.94m*2	O.P. -13.50m～ O.P. -8.00m*2	
	東西	—*1	O.P. -14.09m～ O.P. -6.92m*2	O.P. -13.50m～ O.P. -5.50m*2	
第3号機補機冷却海水系 放水ピット		—*1	O.P. -15.99m～ O.P. -6.35m*2	O.P. -15.00m～ O.P. -6.00m*2	
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)		—*1	O.P. +4.92m～ O.P. +6.83m*2	O.P. +5.00m～ O.P. +17.00m*2	

\*1：建設時工事計画認可申請対象外

\*2：平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高

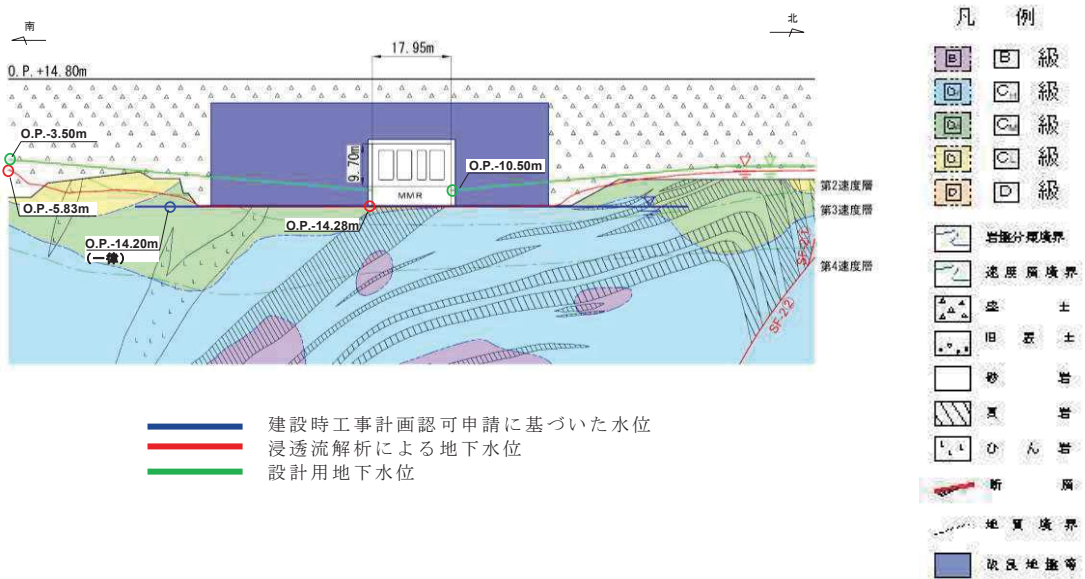


図 3.3-9 原子炉機器冷却海水配管ダクトの設計用地下水位(横断)

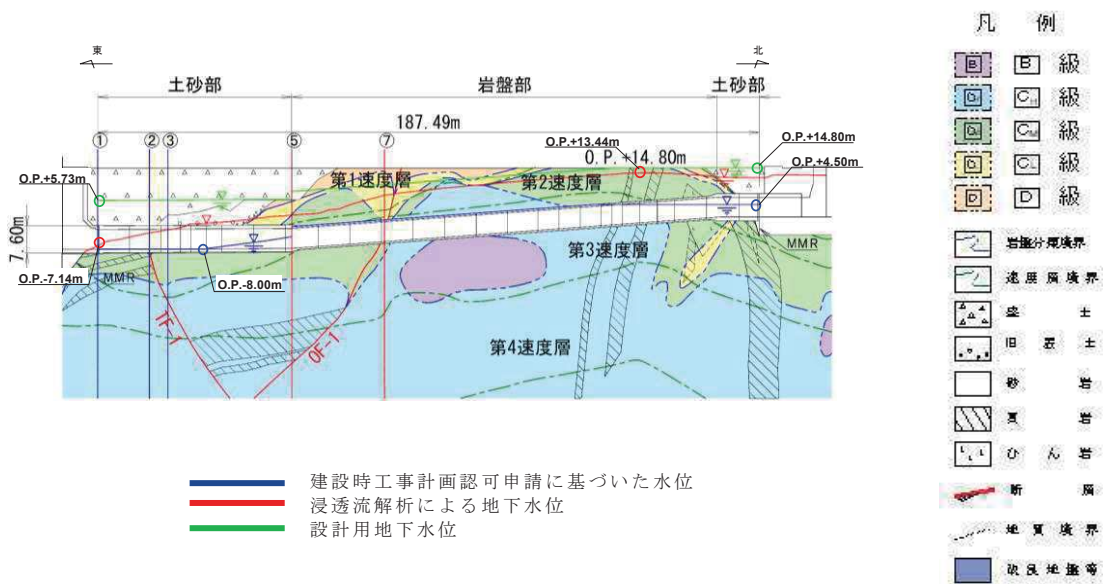


図 3.3-10(1) 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位(縦断)











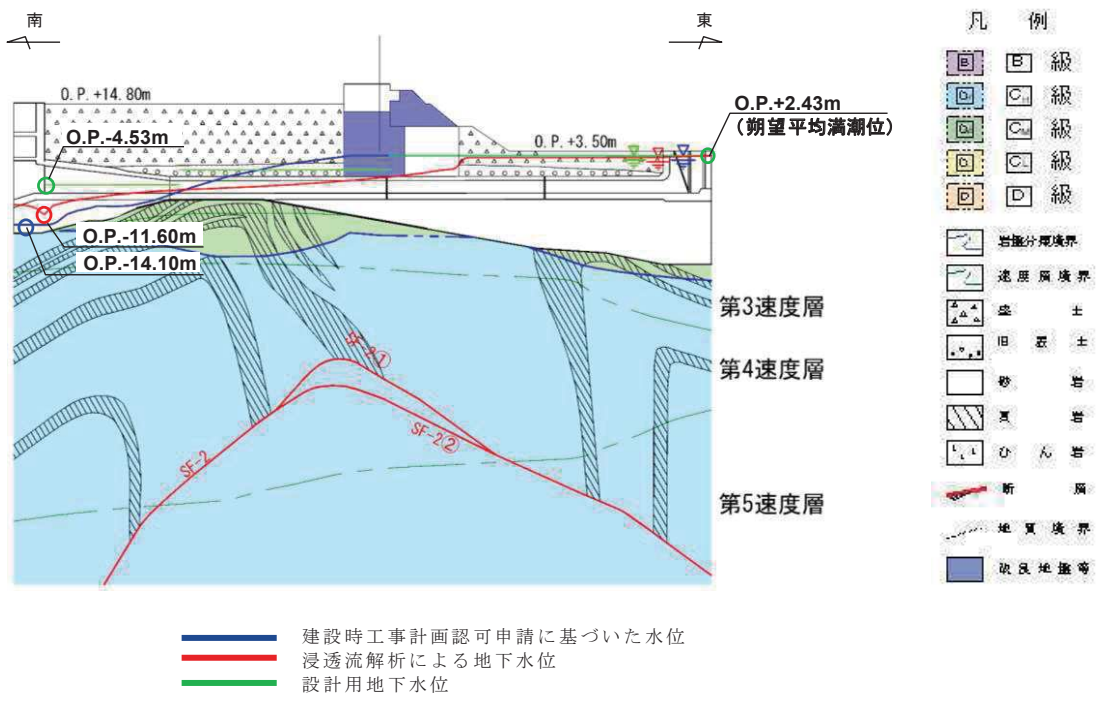


図 3.3-12(1) 取水路の設計用地下水位 (縦断)

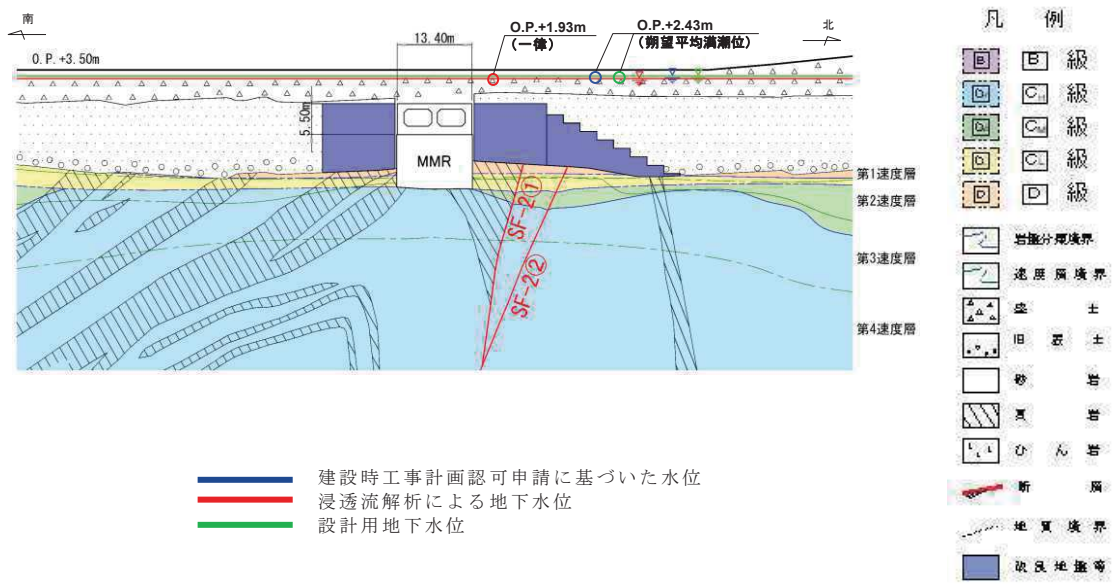


図 3.3-12(2) 取水路の設計用地下水位 (横断(標準部①))  
(改良地盤に囲まれる箇所)



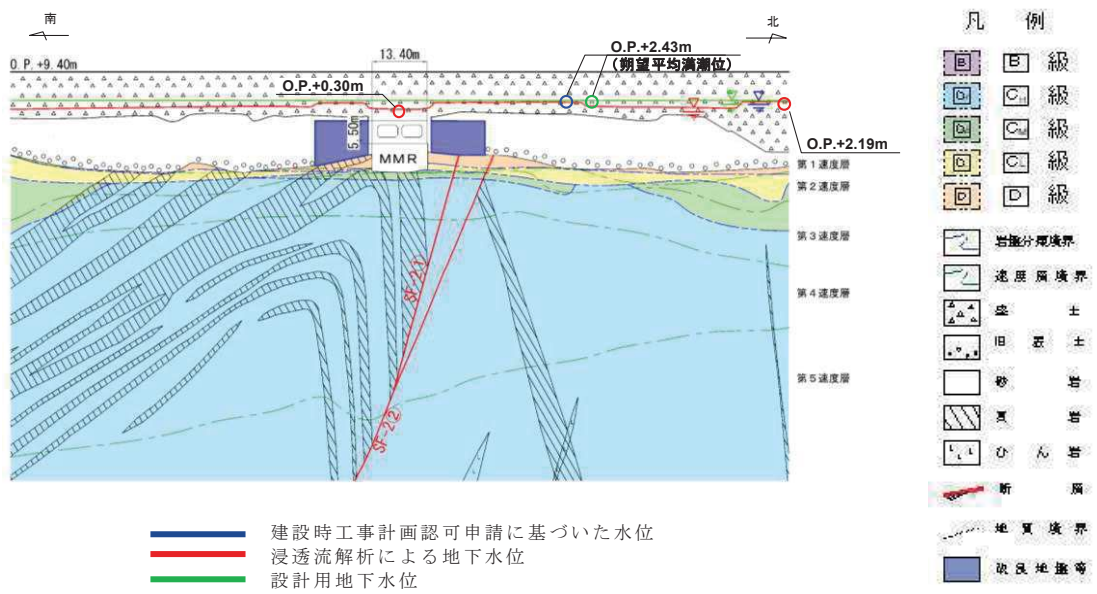


図 3.3-12(3) 取水路の設計用地下水位 (横断(標準部②))  
(改良地盤に囲まれる箇所以外)

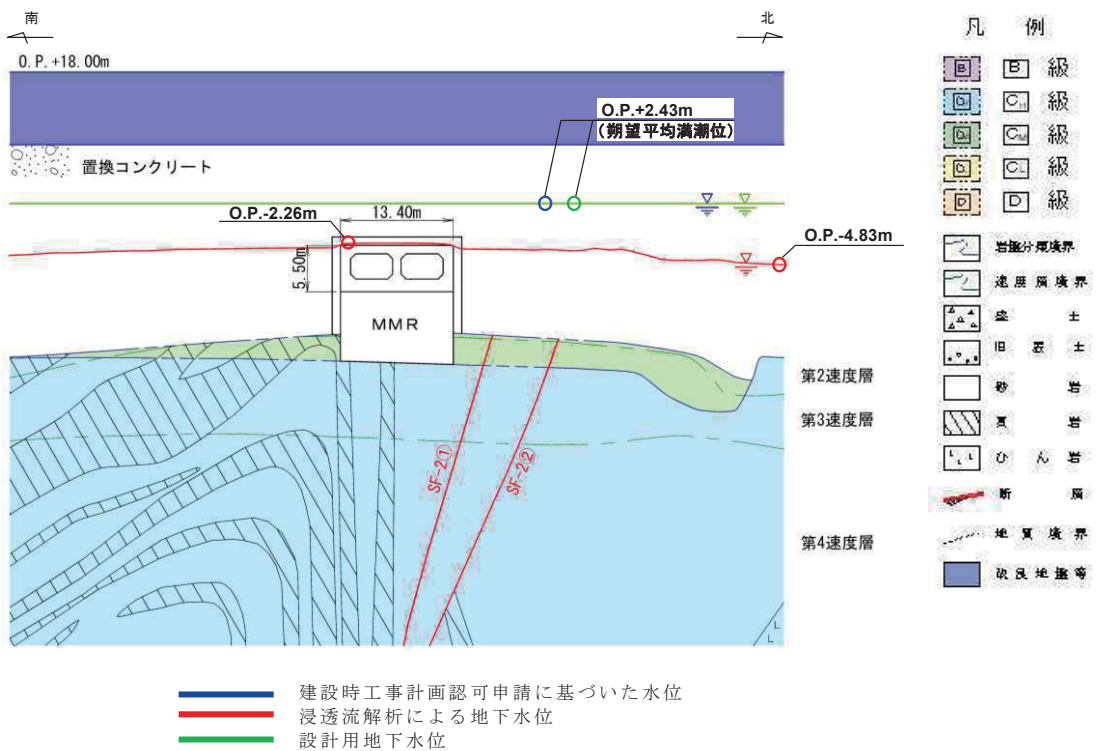


図 3.3-12(4) 取水路の設計用地下水位 (横断(標準部③))  
(防潮堤を横断する箇所(1))

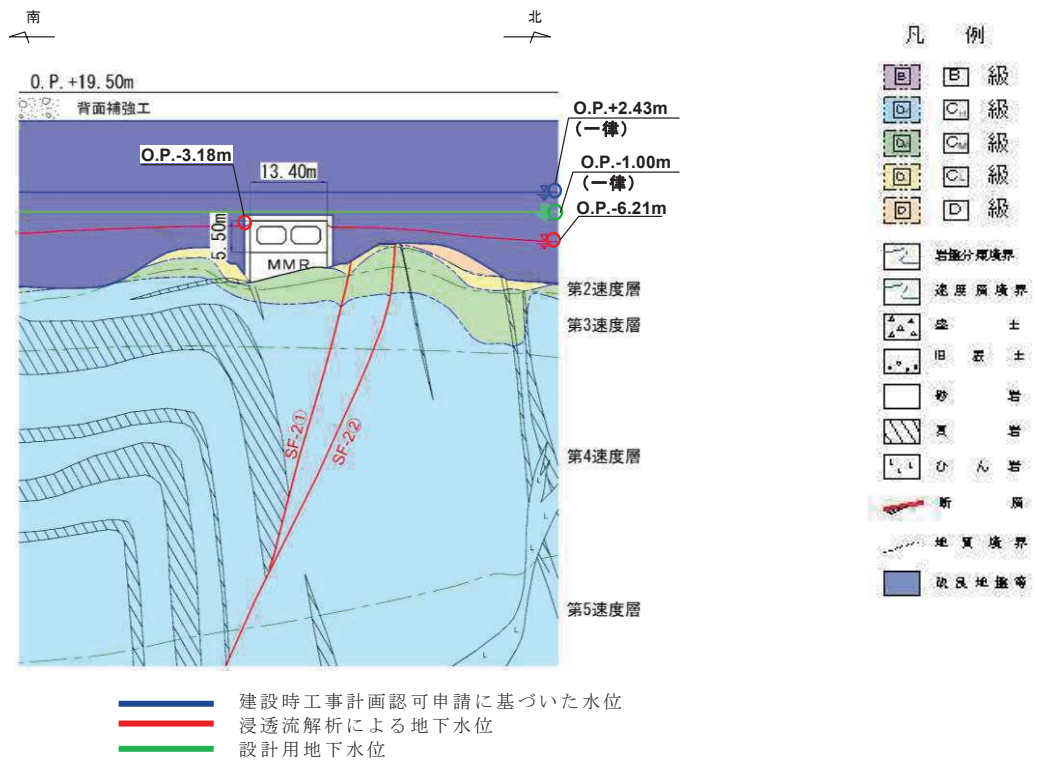


図 3.3-12(5) 取水路の設計用地下水位（横断（標準部④））  
（防潮堤を横断する箇所(2)）

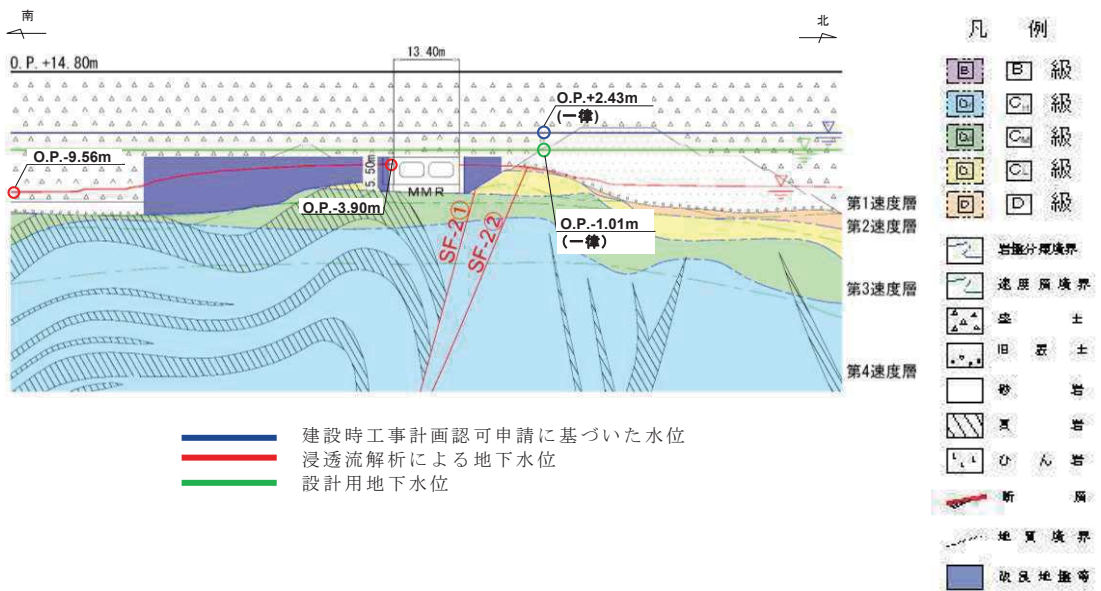


図 3.3-12(6) 取水路の設計用地下水位（曲がり部）（南北）

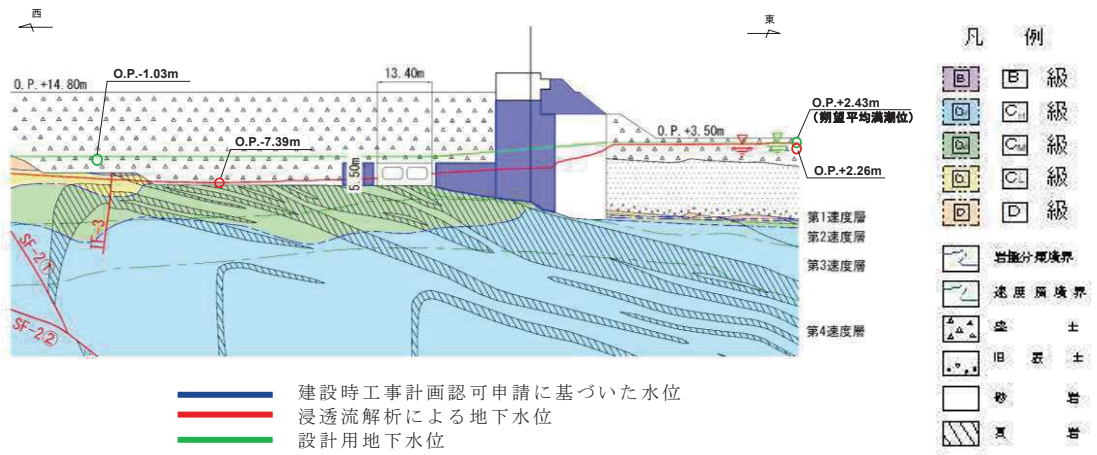


図 3.3-12(7) 取水路の設計用地下水位（曲がり部）（東西）

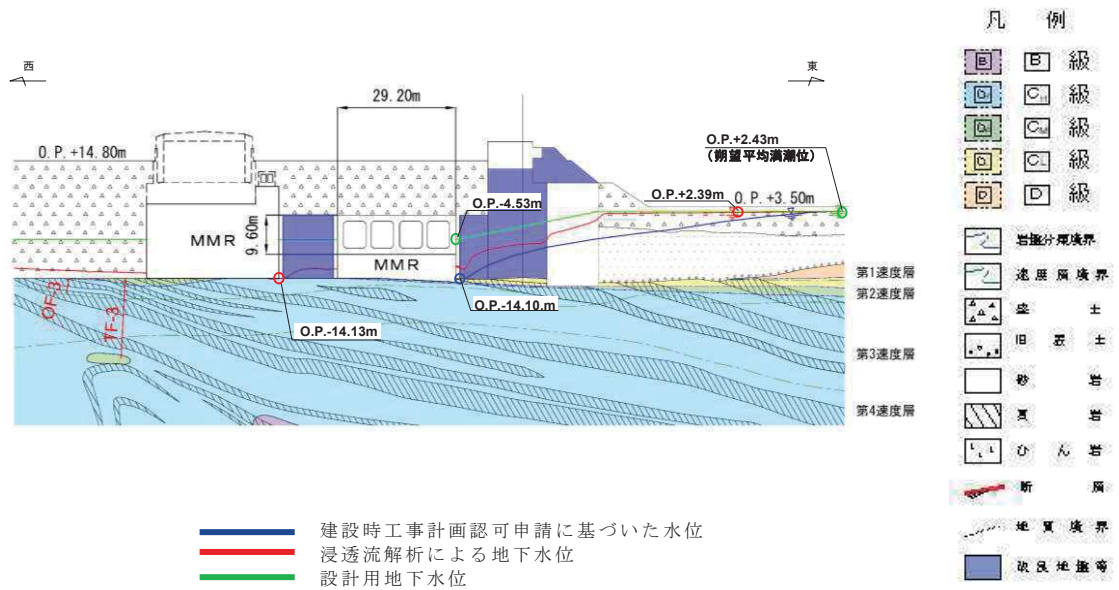


図 3.3-12(8) 取水路の設計用地下水位（漸拡部）（東西）

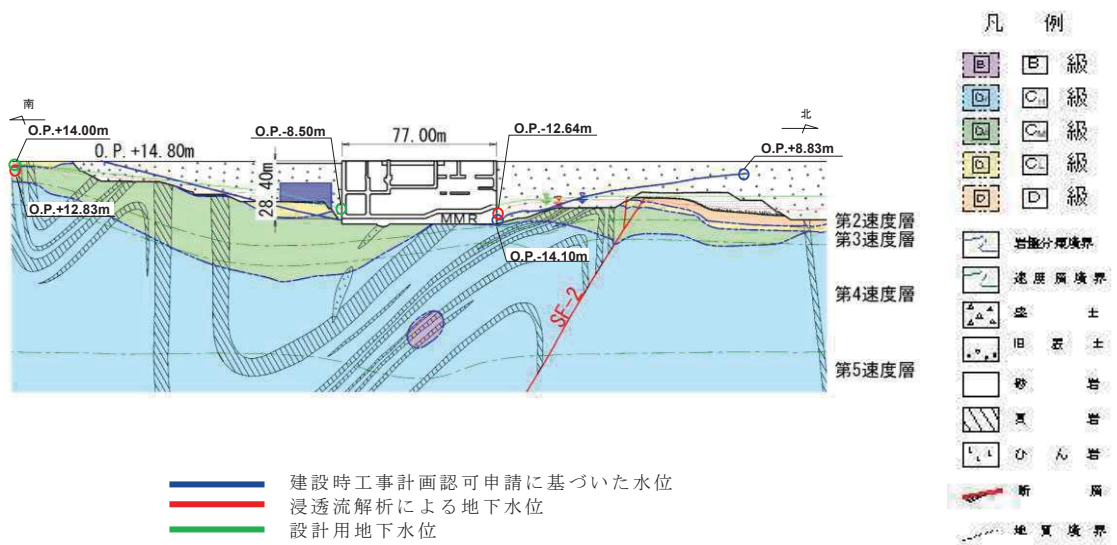


図 3.3-13(1) 海水ポンプ室の設計用地下水位（縦断）

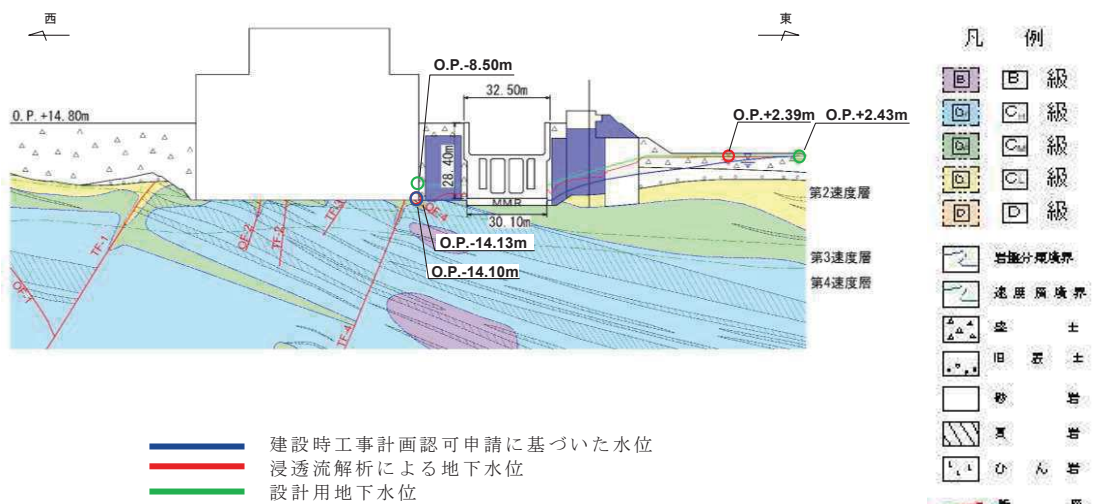


図 3.3-13(2) 海水ポンプ室の設計用地下水位（横断）



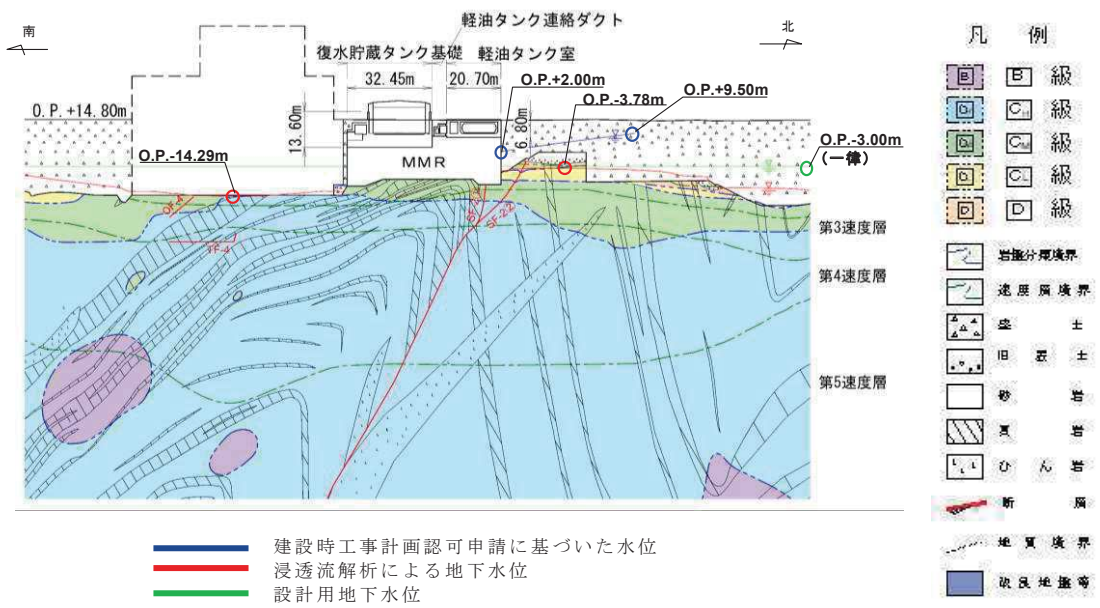


図 3.3-14 軽油タンク室の設計用地下水位（南北）  
 （復水貯蔵タンク基礎の南北方向断面の設計用地下水位を含む）

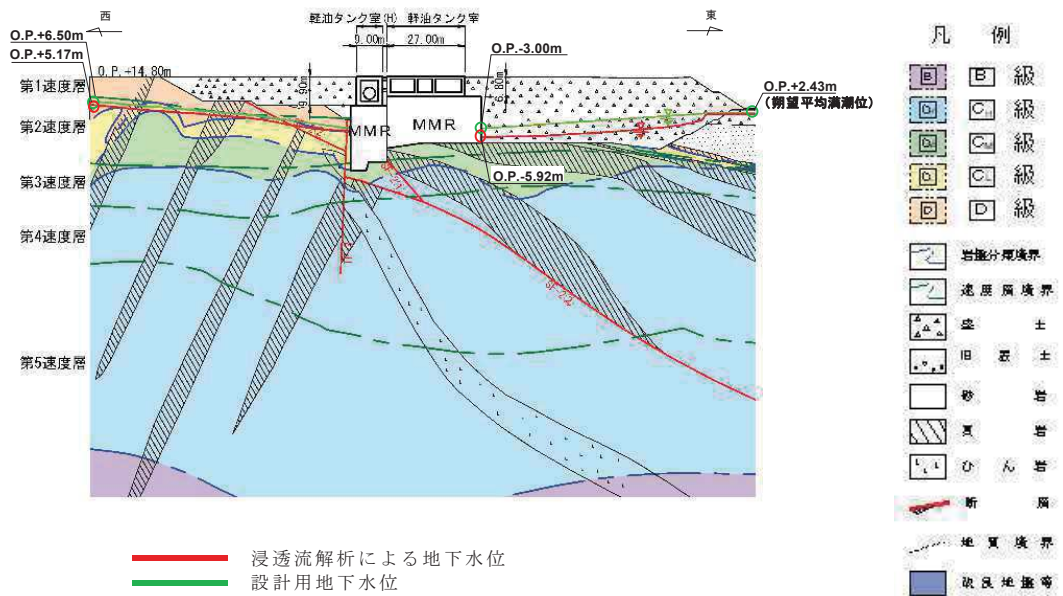


図 3.3-15(1) 軽油タンク室，軽油タンク室（H）の設計用地下水位（東西）

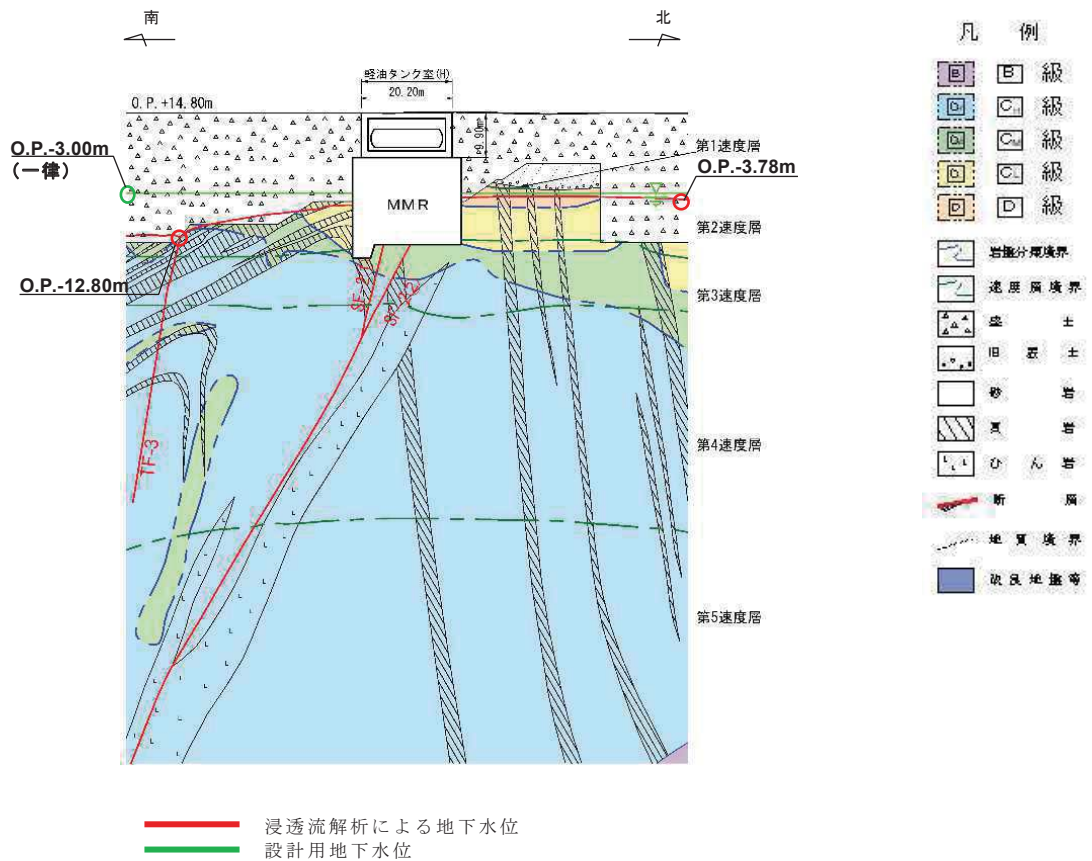


図 3.3-15(2) 軽油タンク室 (H) の設計用地下水位 (南北)

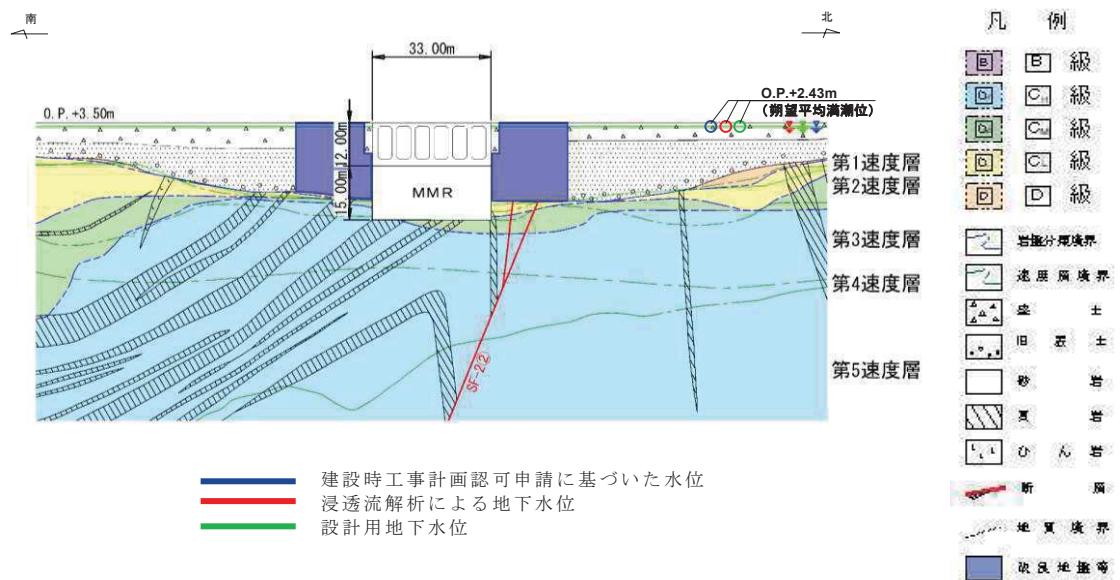


図 3.3-16(1) 取水口 (標準部) の設計用地下水位 (南北)

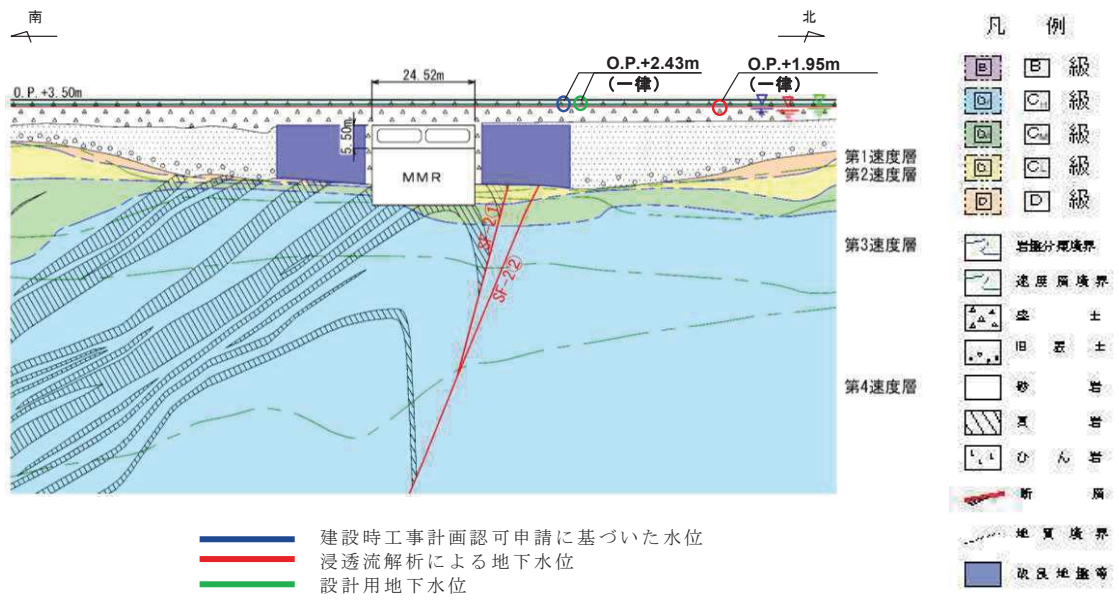


図 3.3-16(2) 取水口（漸縮部）の設計用地下水位（南北）

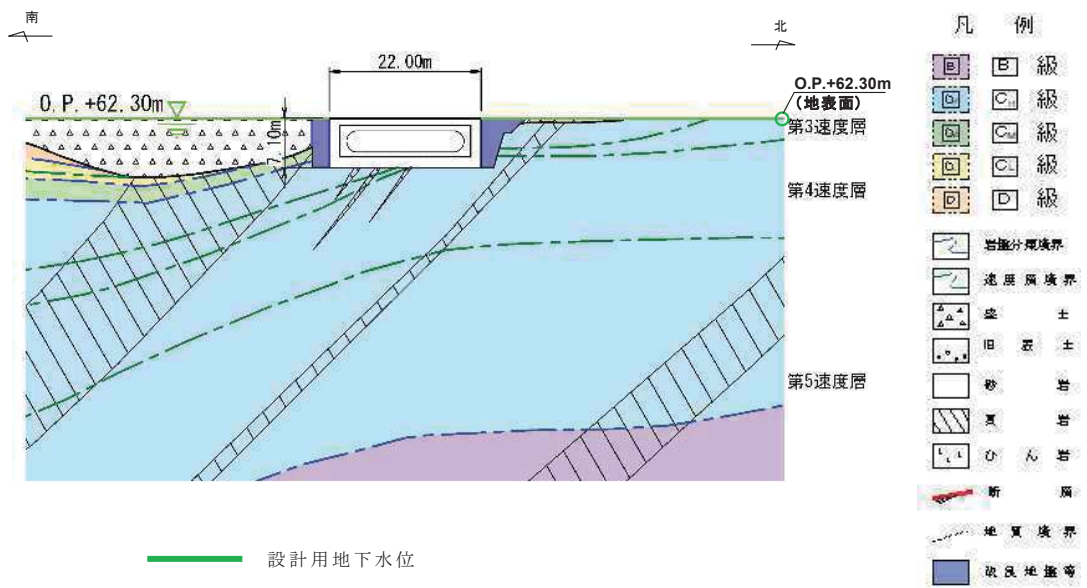


図 3.3-17(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室の設計用地下水位（南北）



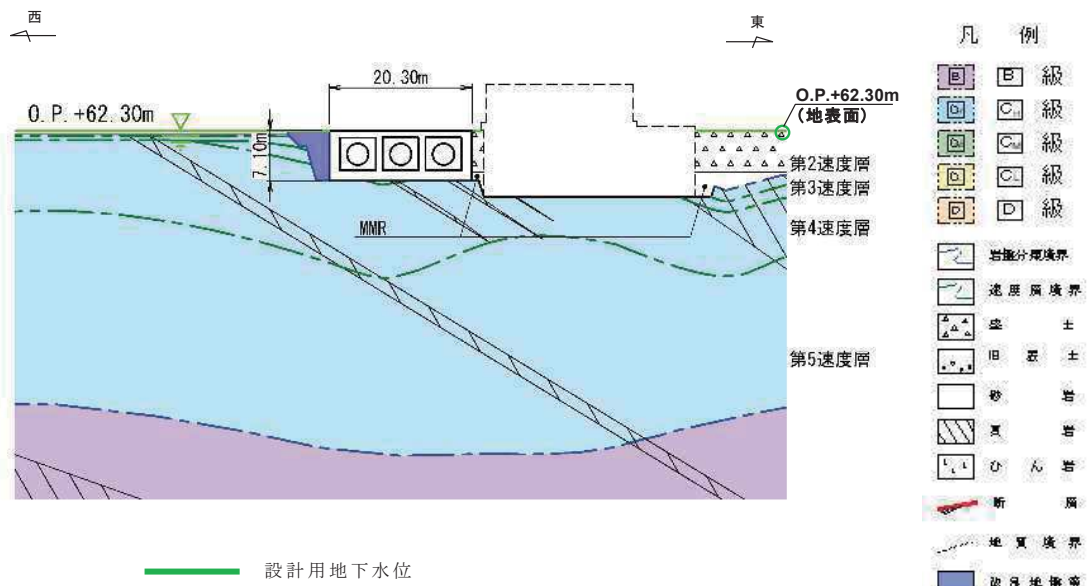
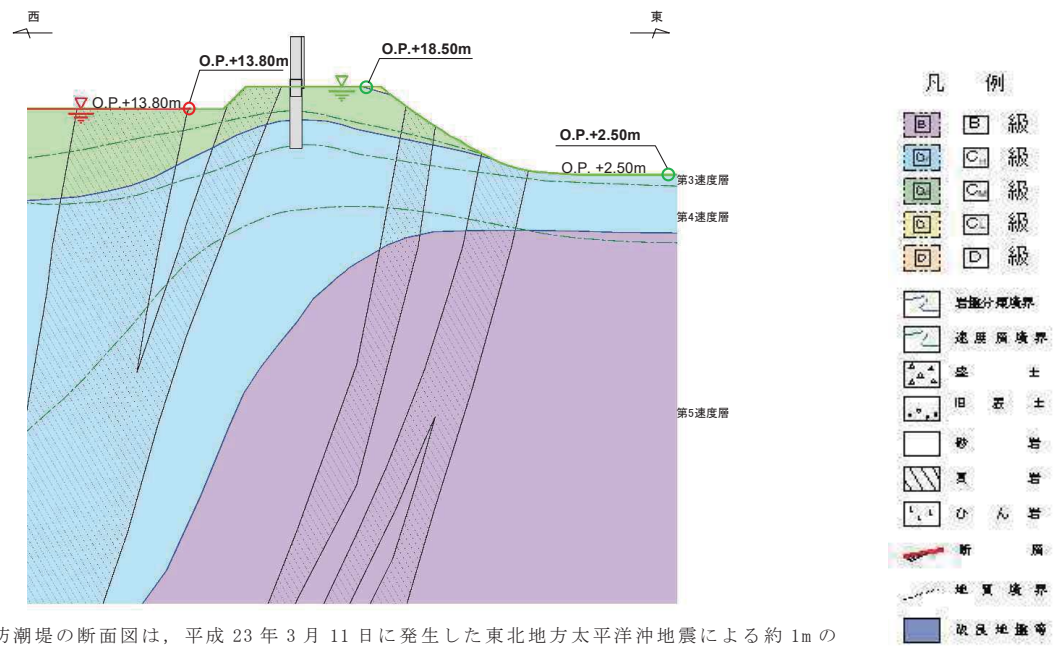


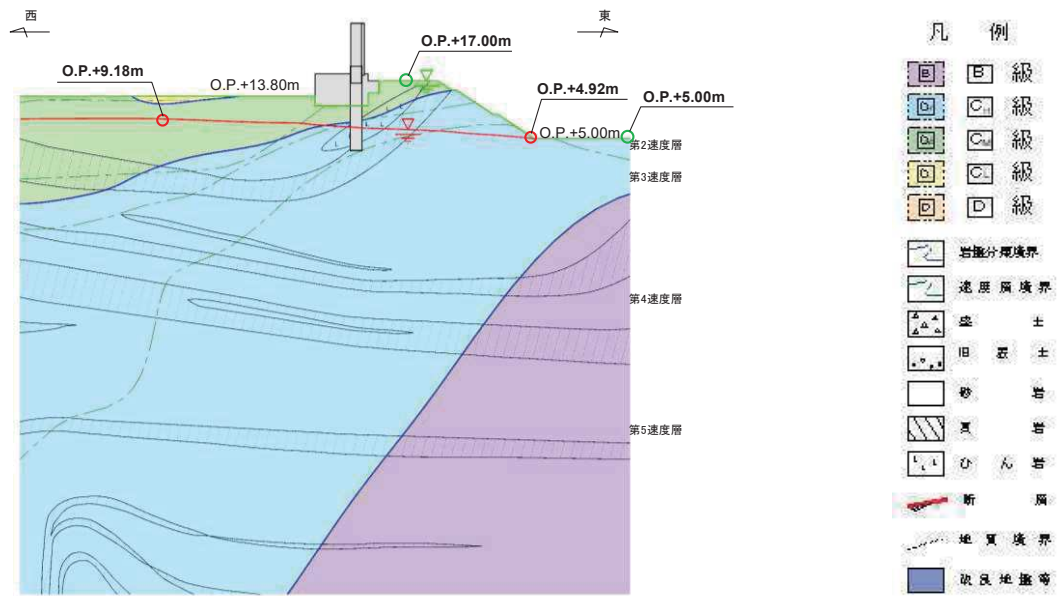
図 3.3-17(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室の設計用地下水位（東西）



\*：防潮堤の断面図は、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した標高とする。

— 浸透流解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

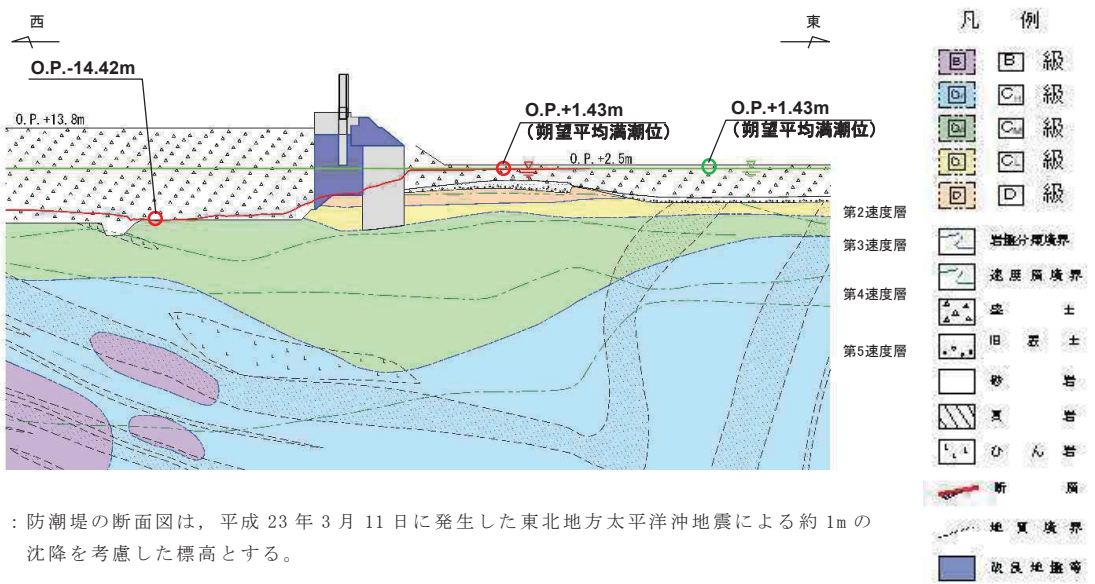
図 3.3-18(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位（岩盤部①）



\*：防潮堤の断面図は，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した標高とする。

— 浸透流解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

図 3.3-18(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位（岩盤部②）



\*：防潮堤の断面図は，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した標高とする。

— 浸透流解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

図 3.3-18(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位（一般部①）

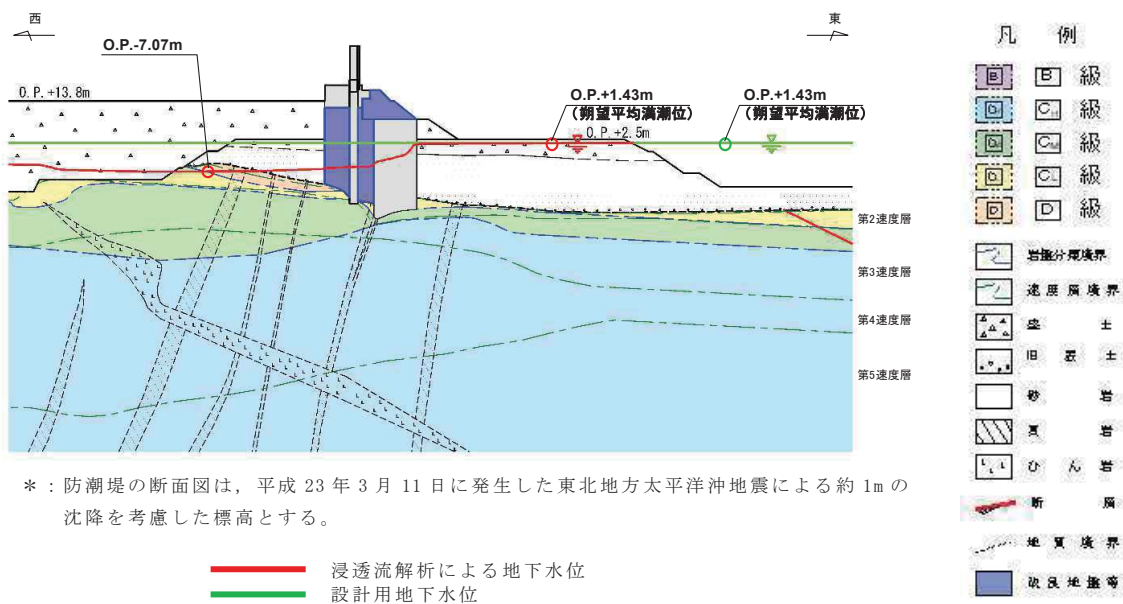


図 3.3-18(4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位（一般部②）

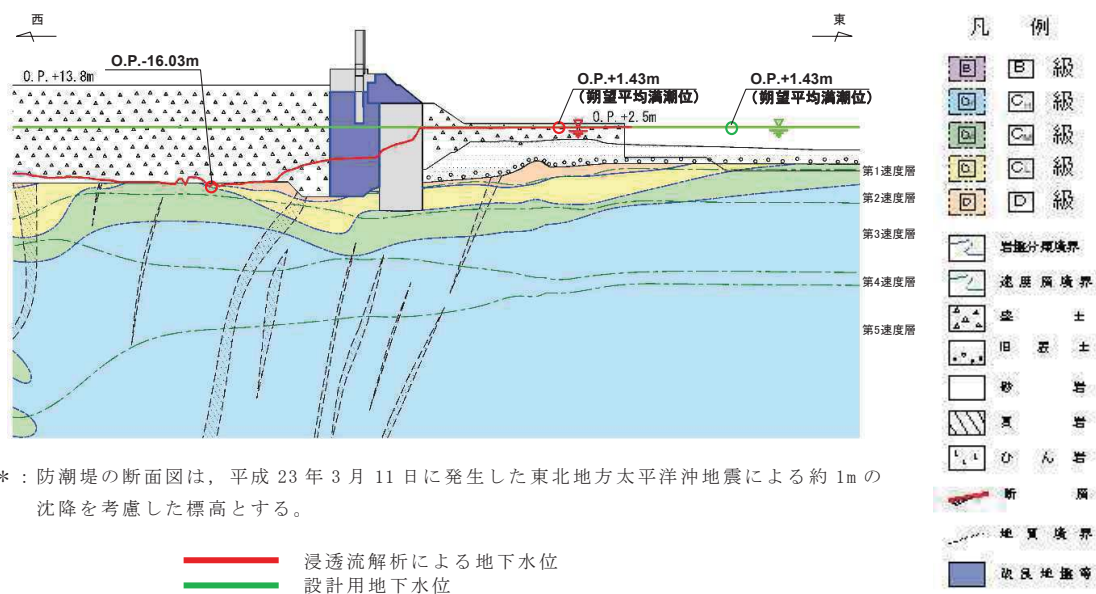


図 3.3-18(5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位（一般部③）

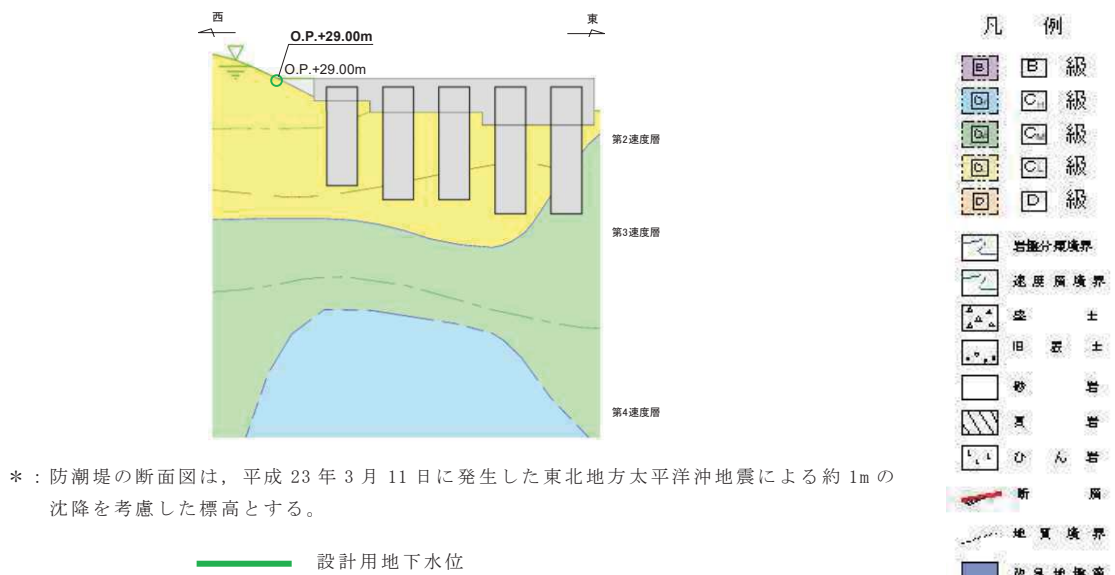


図 3.3-18(6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位（RC 遮水壁）

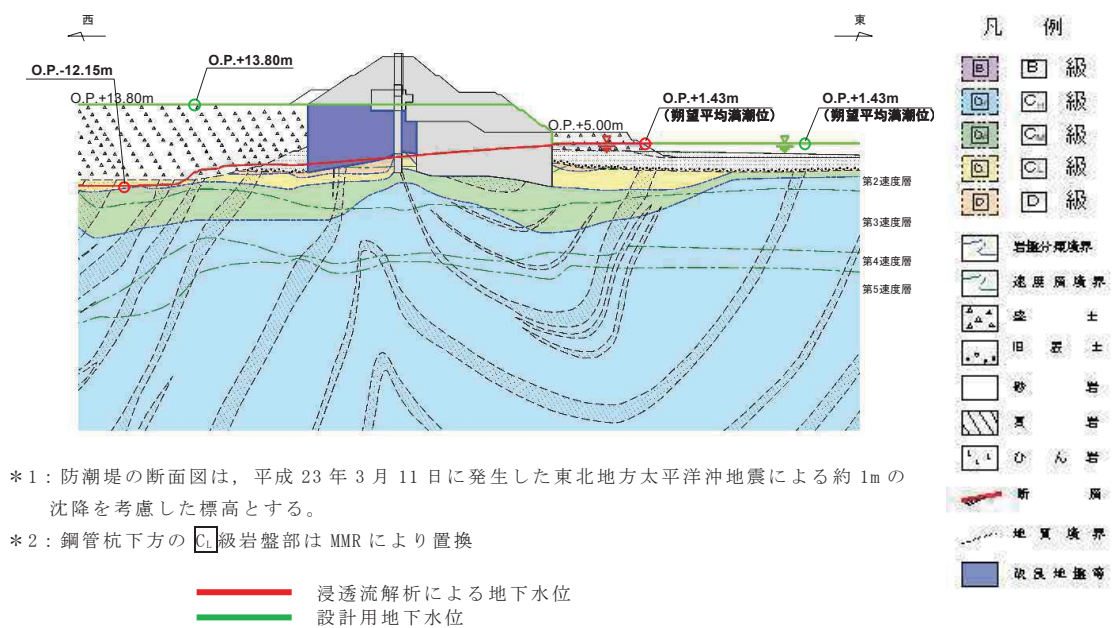
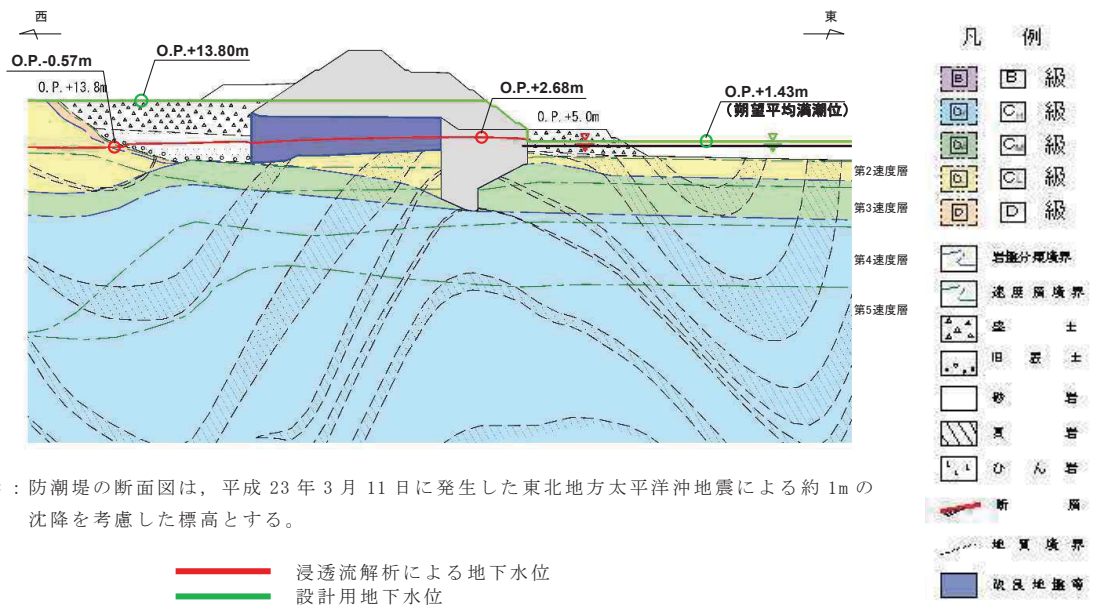


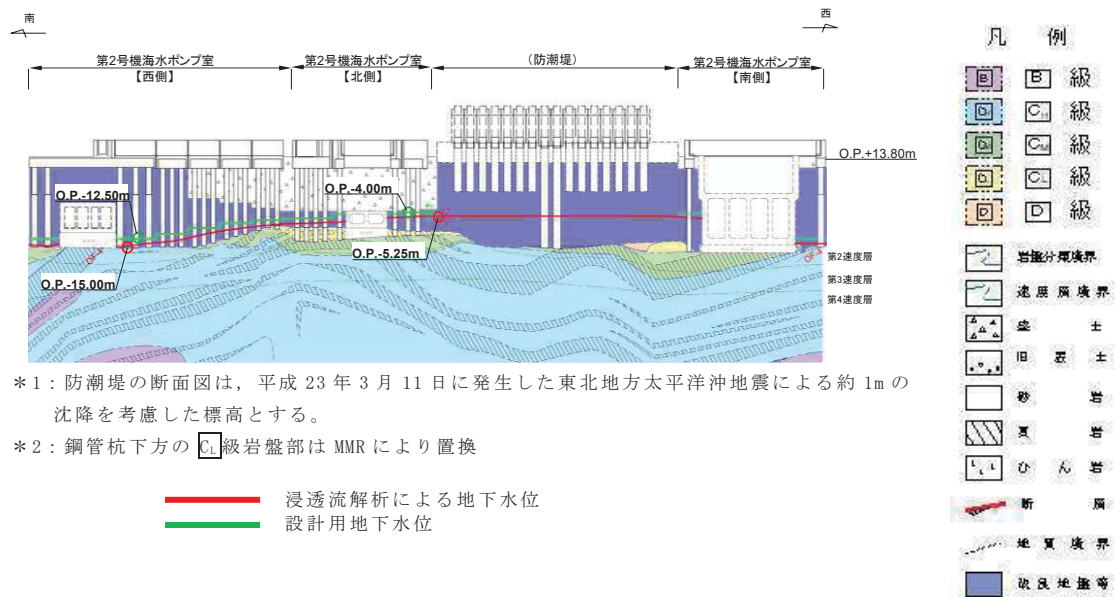
図 3.3-18(7) 防潮堤（盛土堤防）の設計用地下水位（横断①）





\*：防潮堤の断面図は、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。

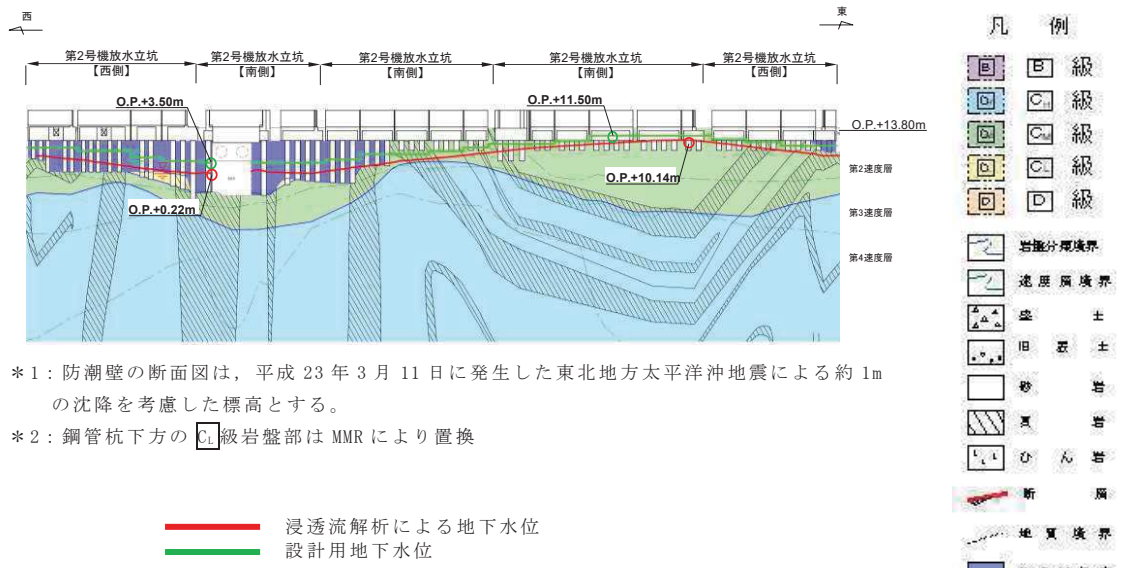
図 3.3-18(8) 防潮堤（盛土堤防）の設計用地下水位（横断②）



\*1：防潮堤の断面図は、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。

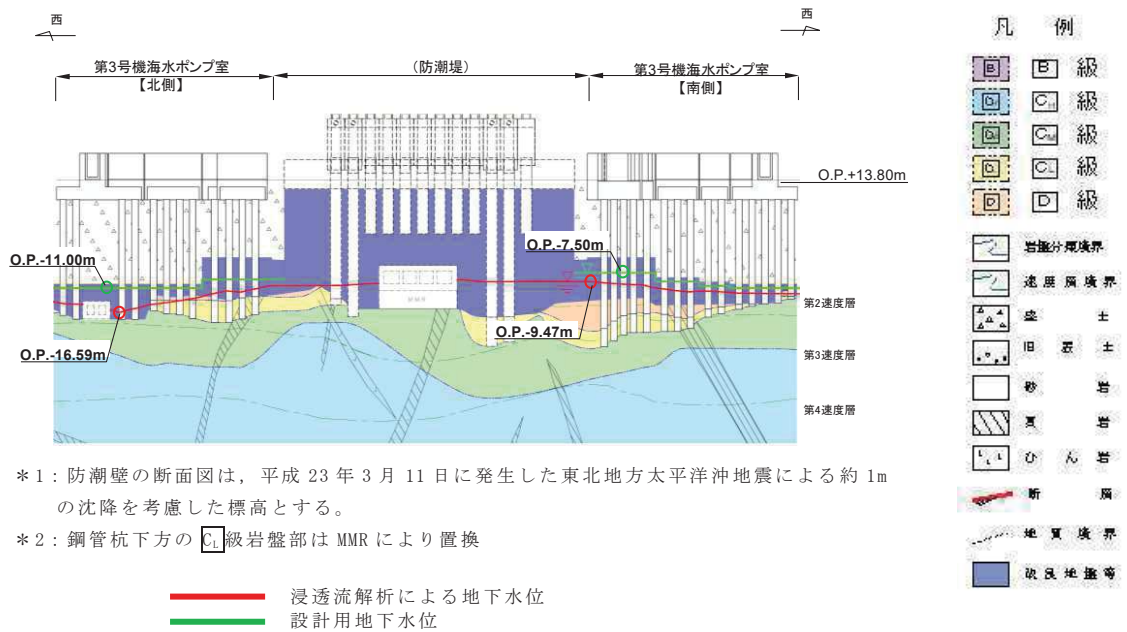
\*2：鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

図 3.3-19(1) 防潮壁の設計用地下水位  
(2号機海水ポンプ室)



- \*1: 防潮壁の断面図は、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。
- \*2: 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

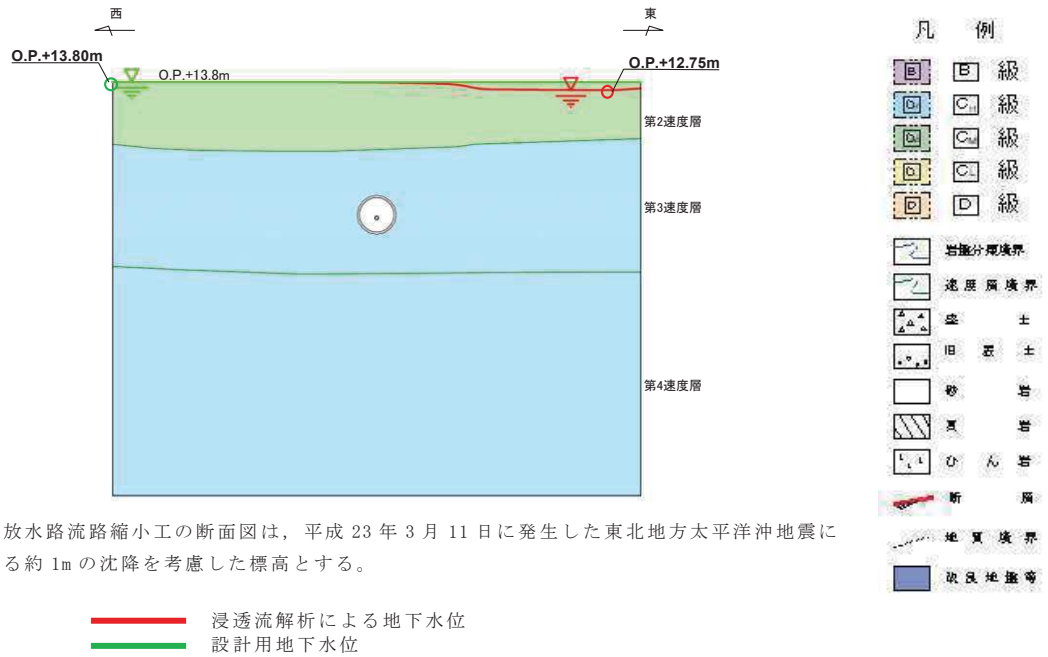
図 3.3-19(2) 防潮壁の設計用地下水位  
(2号機放水立坑)



- \*1: 防潮壁の断面図は、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。
- \*2: 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

図 3.3-19(3) 防潮壁の設計用地下水位  
(3号機海水ポンプ室)





\*：取放水路流路縮小工の断面図は、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した標高とする。

図 3.3-20(2) 取放水路流路縮小工の設計用地下水位 (1号機放水路)

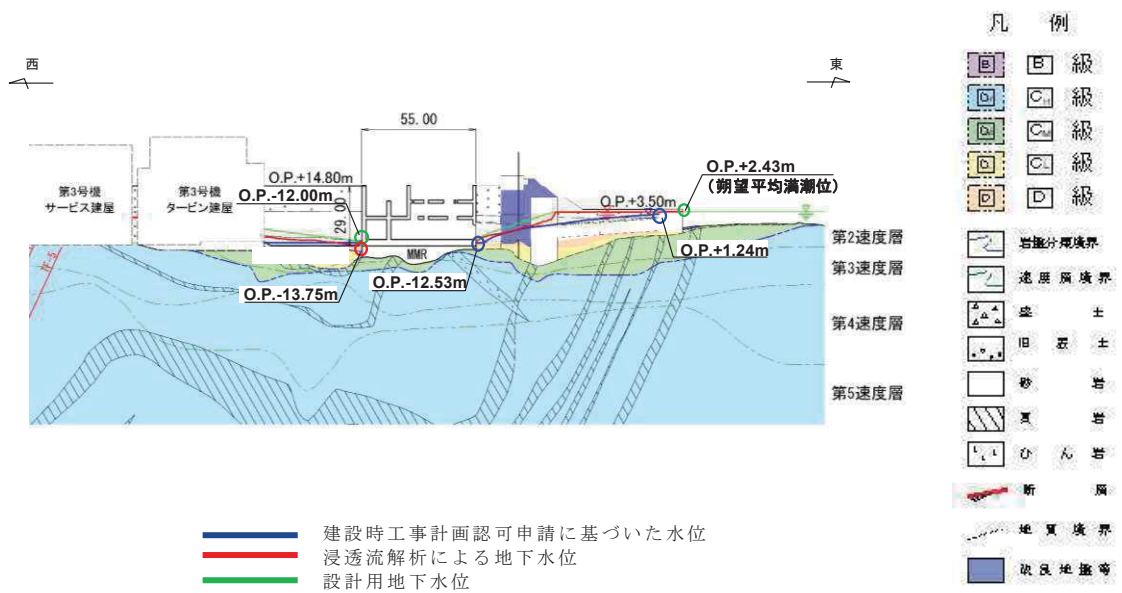


図 3.3-21(1) 第 3 号機海水ポンプ室の設計用地下水位 (縦断)



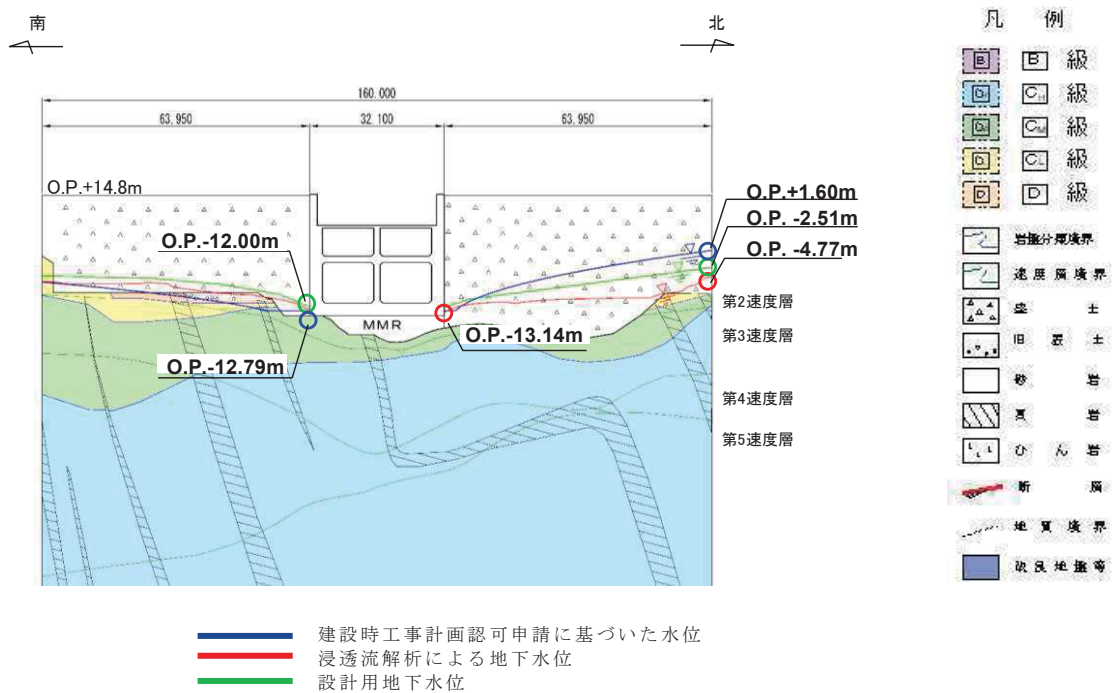
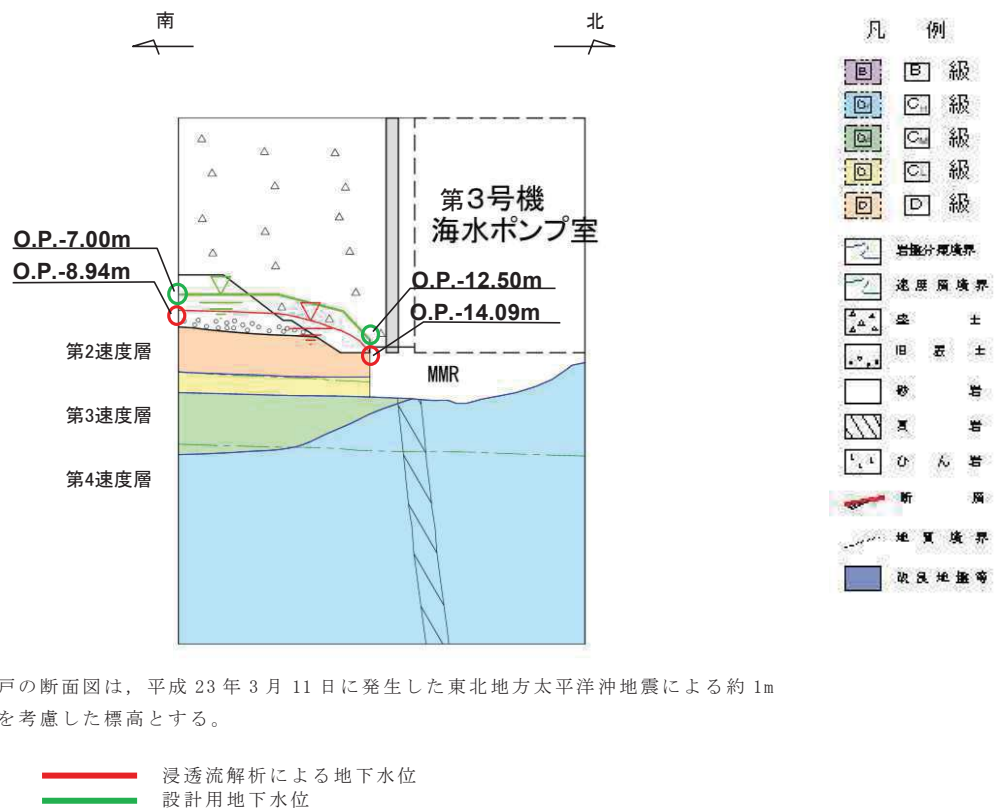
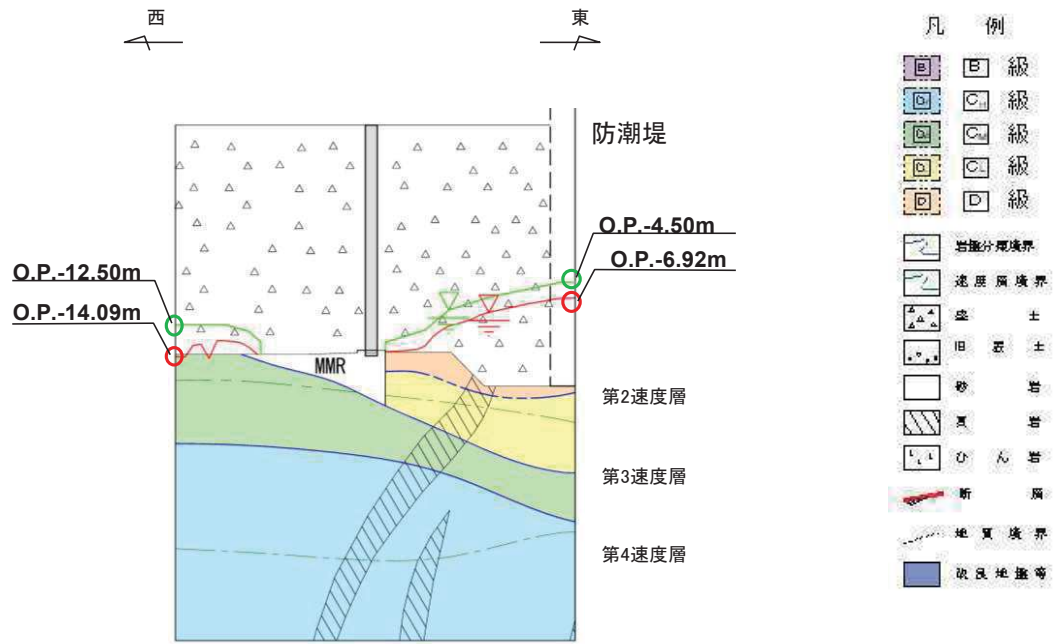


図 3.3-21(2) 第3号機海水ポンプ室の設計用地下水位（横断）



\*：揚水井戸の断面図は、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。

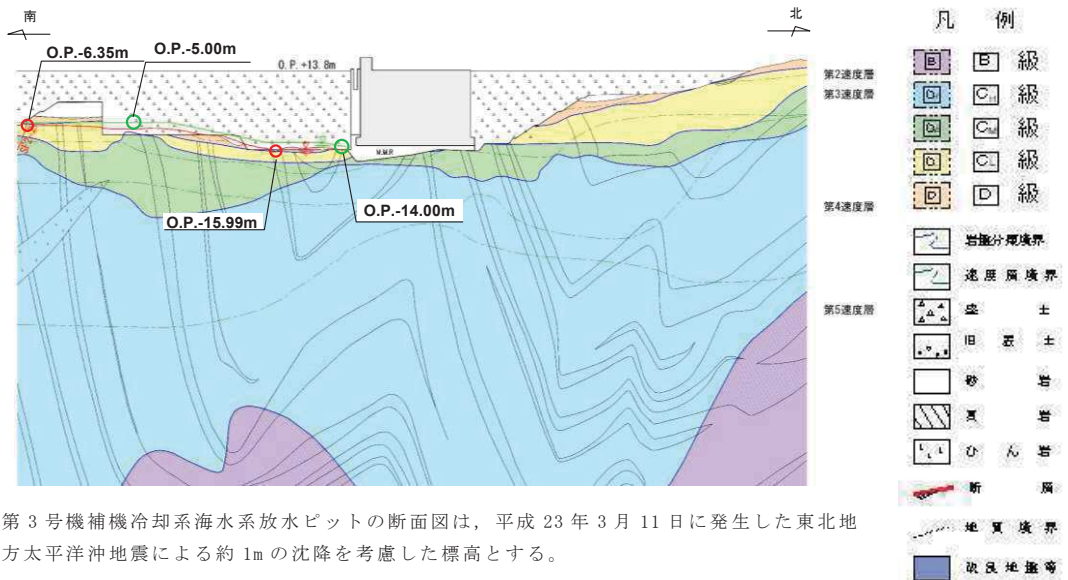
図 3.3-22(1) 揚水井戸の設計用地下水位（南北）



\* : 揚水井戸の断面図は、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した標高とする。

— 浸透流解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

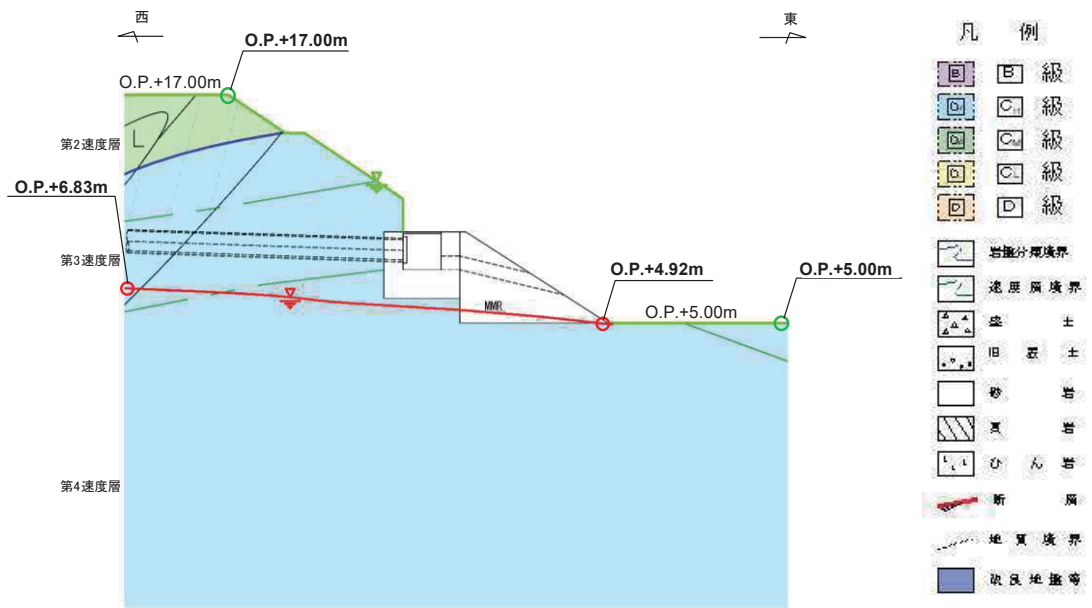
図 3.3-22(2) 揚水井戸の設計用地下水位 (東西)



\* : 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの断面図は、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した標高とする。

— 浸透流解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

図 3.3-23 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの設計用地下水位



\*：逆流防止設備の断面図は、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。

— 浸透流解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

図 3.3-24 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計用地下水位

c. アクセスルートの設計用地下水位

設置変更許可段階では、地下水位低下設備の機能喪失を仮定したアクセスルートへの影響を評価\*1し、対策要否を判断する方針としていた。

設計及び工事の計画の認可申請段階においては、保守管理性を考慮し、各揚水井戸へ揚水ポンプを2台設置（設計上必要な揚水ポンプ1台と、同仕様の揚水ポンプ1台を追設）とすることにより、揚水ポンプの単一故障時においても揚水井戸単位での機能喪失に至らない設計とする。更に、地下水位低下設備の機能喪失を仮定した場合においても、約25時間の時間余裕の範囲内で可搬型設備による水位低下措置を行う。

このため、アクセスルートの地下水位が地下水位低下設備の機能喪失により継続的に上昇する可能性は極めて小さいが、念のための評価として、地下水位低下設備の機能喪失が一定期間（2ヵ月程度）継続し水位上昇することを仮定し、アクセスルートの地下構造物の浮上り評価を行う。

可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルートの配置図を図3.3-7に、アクセスルートの評価において参照する地下水位分布（地下水位低下設備の機能喪失から2ヵ月後の水位上昇を考慮）を図3.3-25に示す。

なお、この地下水位分布を参照したアクセスルートの浮上り評価結果については、「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。

\*1：地下水位低下設備が機能喪失した場合を想定した地下水位に対して、地震時の液状化に伴う地下構造物の浮き上がりによるアクセスルートへの影響について評価し、アクセスルートの通行性を一定期間（2ヵ月程度を確保することを目安）確保する設計とする。

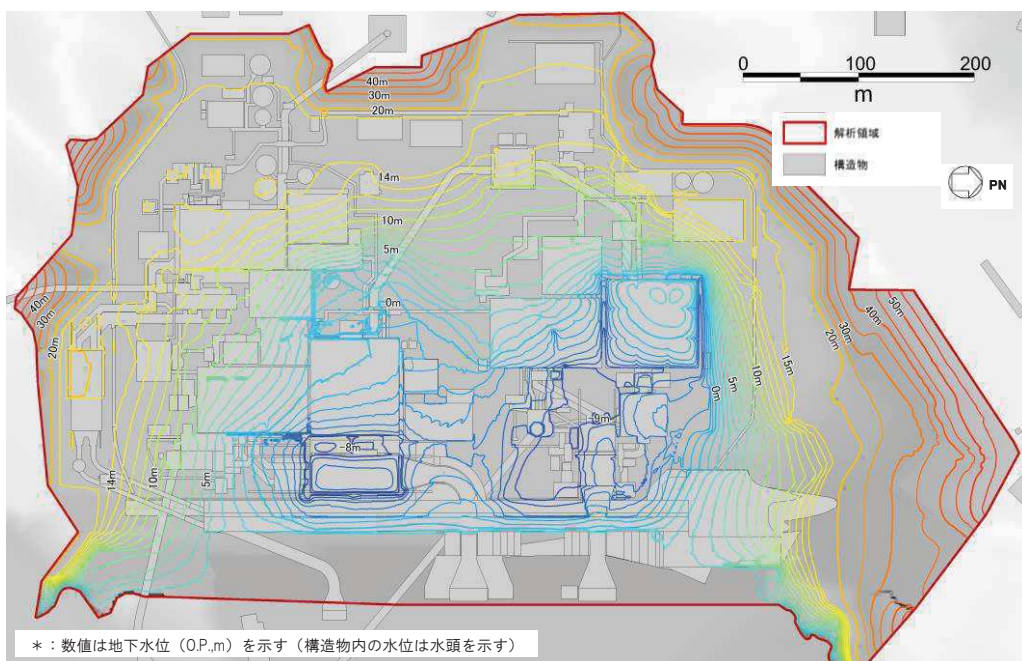


図 3.3-25 アクセスルートの評価において参照する地下水位分布 (O.P., m)



#### 4. 地盤の解析用物性値

##### 4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

設置変更許可申請書に記載された解析用物性値は「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

また、地盤改良に関する補足を参考資料8に示す。

##### 4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値

設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値は「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

##### 4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値

設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値のうち全応力解析に用いる解析用物性値は「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

##### 4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値

建物・構築物及び土木構造物の評価においては、地下水位低下設備を考慮の上設定した地下水位及び液状化検討対象層の分布状況を踏まえて、液状化影響の検討の必要性を判断する。液状化影響の検討の結果、有効応力解析が保守的な結果となると判断された場合において、有効応力解析を実施する。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、敷地全体の液状化強度試験から得られる液状化強度特性を保守的に下限値とする。

また、防潮堤における液状化強度特性については、設置変更許可段階での設定方針に従い、盛土は、敷地全体の液状化強度試験から得られる液状化強度特性を保守的に下限値とし、旧表土は、施設近傍の試験結果から液状化強度特性を保守的に下限値とする。

設置変更許可申請書における解析物性値は全応力解析用に設定しているため、液状化検討対象層の物理的及び力学的特性から、各層の有効応力解析に必要な物性値を設定する。

また、有効応力解析に用いる狐崎部層及び牧の浜部層の解析用物性値は、設置変更許可申請書（添付書類六）に記載した値に基づき設定する。狐崎部層及び牧の浜部層の速度構造については、後述の（6. 地盤の速度構造）に示す。

なお、地盤の物理的及び力学的特性は、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）の基準に基づいた試験の結果から設定することとした。

##### (1) 液状化強度特性の設定

図4.2-1 に液状化影響評価のフローを示す。

- ・ 女川原子力発電所の液状化影響評価については、道路橋示方書・同解説（V 耐震

設計編) ( (社) 日本道路協会, H14.3) (以下, 「道路橋示方書V」という) の液状化評価方法を基本とするが, 液状化評価の対象外とされる G.L. -20m 以深の土層等についても液状化強度試験を実施し, 保守的に盛土及び旧表土を液状化検討対象層とする (2)液状化検討対象層の抽出)。

- ・ 液状化検討対象層として抽出した盛土及び旧表土の液状化強度試験の試料採取位置について, 敷地全体に分布する盛土及び旧表土の基本物性値と比較し, その代表性を確認する (3)液状化強度試験試料採取位置選定とその代表性)。
- ・ 液状化強度試験結果に基づいて, 地震時の地盤の状態を「液状化」, 「繰返し軟化」及び「非液状化」と分類し, 液状化検討対象層が「液状化」とならないこと (支持力を喪失しない, 又は急激な流動変位が発生しない地盤であること) を把握する (4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定)。
- ・ 液状化強度特性は, 液状化強度試験結果に対して, 保守的に下限値となるように設定する (4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定)。

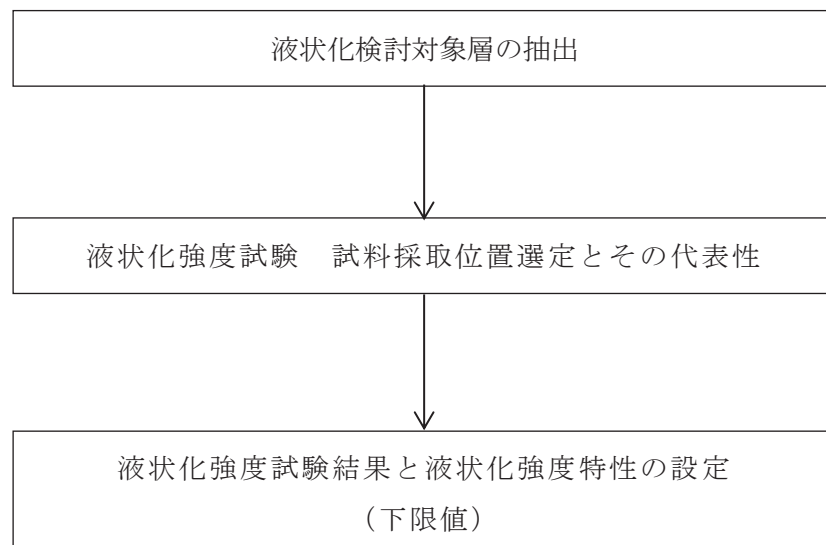


図 4.2-1 液状化強度特性設定のフロー

また, 女川原子力発電所では, 設置変更許可申請後に追加の液状化強度試験を実施している。設計及び工事の計画の認可申請では, 追加実施した液状化強度試験結果を踏まえ, 耐震評価における液状化強度特性を下限値にて設定することにより, 保守性を考慮する。

## (2) 液状化検討対象層の抽出

### a. 敷地の地質概況

敷地の地質は、表 3.1-1 に示す敷地の地質層序表に示すとおり、中生界ジュラ系と、これを覆う第四系等によって構成されており、敷地のジュラ系は、牡鹿層群月の浦累層及び荻の浜累層に区分される砂岩、頁岩及び砂岩頁岩互層の堆積岩類であり、敷地に広く分布し、部分的にこれらを貫いてひん岩が分布する。また、第四系として、一部海岸付近及び低地周辺に、未固結～半固結の堆積物が分布する。

敷地の地盤は、岩盤、盛土及び旧表土に分類され、液状化の可能性を考慮するべき未固結の地盤は、盛土及び旧表土が該当する。なお、旧表土は、第四系の沖積層に該当し、粘性土～粘土質砂質土～砂質土を主体とし、海浜砂に比べ粒径が比較的幅広い特徴を有する。

旧表土は、地層の連続性からみて同時代に堆積したものと考えられ、かつては敷地のほぼ全域にわたり牡鹿層群を覆って分布していたが、発電所設置の際の掘削により、その多くが取り除かれている。

盛土は建設時に発生した岩砕を締固め管理\*した人工地盤であり、敷地の整地地盤のほぼ全域に分布している。

盛土及び旧表土の分布状況について、平面図を図 4.2-2、地質断面図を図 4.2-3 に示す。また、盛土及び旧表土を確認したボーリング柱状図及びコア写真については参考資料 9 に示す。

\*：撒き出し厚 30cm とし、振動ローラー等で締固めを実施。施工後、現場密度試験を行い、室内試験（突固め試験）結果と比較して十分締固められていることを確認した。

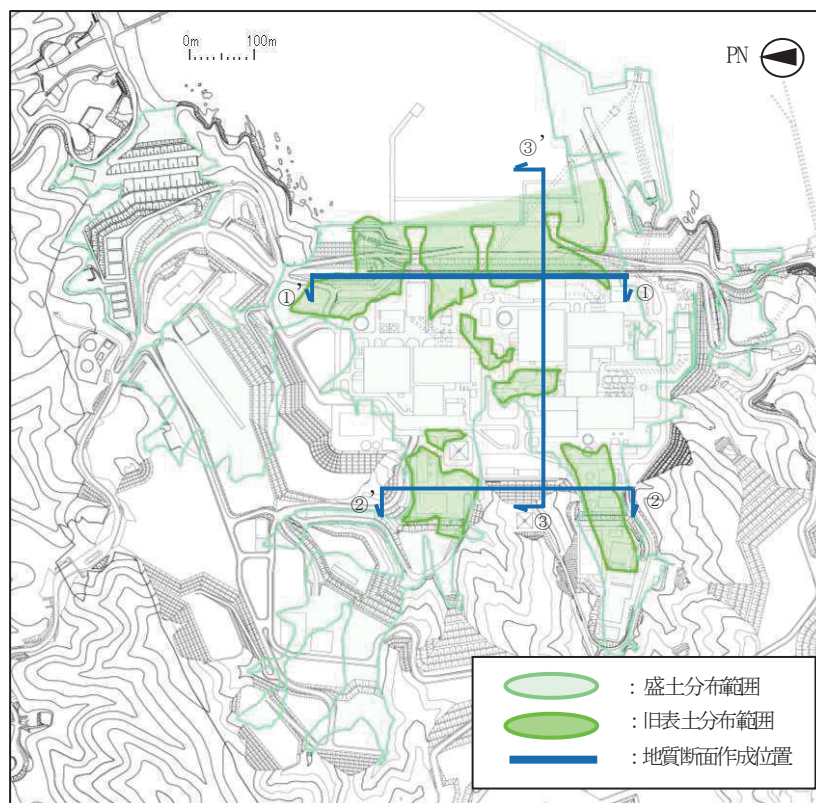


図 4.2-2 盛土及び旧表土の分布平面図



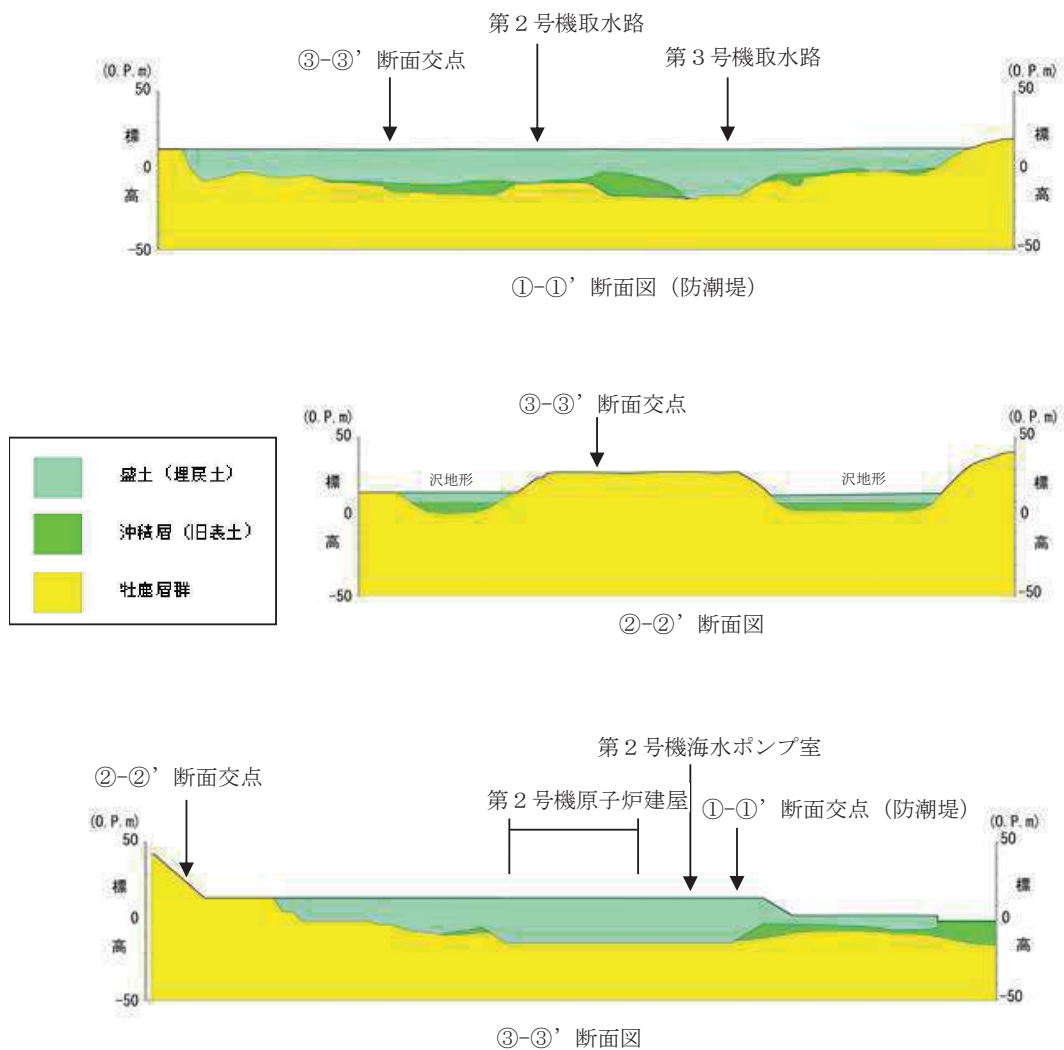


図 4.2-3 盛土及び旧表土の分布断面図

b. 旧表土の分布

各断面位置における旧表土の分布の特徴は以下のとおりである。

• ①-①' 断面

防潮堤付近に旧表土が広く分布している。第2号機取水路と第3号機取水路の間付近で旧表土が最も厚くなり、その層厚は最大14m程度である。

• ②-②' 断面

山側の沢地形部に旧表土が分布している。盛土の下層に旧表土が分布しており、その層厚は、最大7m程度である。

• ③-③' 断面

建屋周辺には発電所建設時に掘削範囲外であった旧表土がわずかに分布しており、その層厚は最大3m程度である。港湾部分にも旧表土が分布しており、その層厚は最大9m程度である。

### c. 盛土の分布

盛土については、発電所建設時の敷地造成及び構造物建設時の埋戻しにより、敷地のほぼ全域にわたって分布している。盛土は人工地盤として締固め管理して施工されており、盛土材料は建設時に発生した岩砕（最大粒径 300mm）が主体となっている（盛土の均一性については、参考資料 10 に示す。）。

### d. 液状化検討対象層

基準地震動  $S_s$  により液状化する可能性を否定できず、液状化評価を行う対象土質である液状化検討対象層として、道路橋示方書 V では、以下の条件全てに該当する土層と定めている。

- ① 地下水位が G.L. -10m 以内であり、かつ G.L. -20m 以内の飽和土層
- ② 細粒分含有率が 35% 以下、又は細粒分含有率が 35% を超えても塑性指数が 15<sup>\*1</sup> 以下の土層
- ③ 平均粒径が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径が 1mm 以下である土層

上記の条件は他指針類（鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編（平成 24 年 9 月）、港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年））においてもほぼ共通している。

液状化検討対象層の抽出は、道路橋示方書 V で対象としている地層を基本とし、比較的浅部の地盤等が液状化検討対象層となるが、以下の場合も含め液状化検討対象層として抽出する。

- ・ G.L. -20m 以深の飽和土層
- ・ 細粒分含有率が 35% 以上の飽和土層<sup>\*2</sup>
- ・ 平均粒径が 10 mm 以上の飽和土層

以上より、液状化検討対象層として盛土及び旧表土を抽出する。

注記 \*1：「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編（平成 24 年 9 月）」では「粘土分含有率  $P_c$  が 15% 以下」、 「建築基礎構造設計指針 日本建築学会（2001 年）」では「粘土分（0.005mm 以下の粒径を持つ土粒子）含有率が 10% 以下」との記載がある。

\*2：粘土分含有率が 10% 以上の土層を含む（液状化強度試験位置における粘土分含有率を参考資料 14 に示す。）。

### (3) 液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性

#### a. 液状化強度試験 試料採取位置の選定

敷地内に残存する液状化検討対象層（旧表土・盛土）について、採取可能な試料採取位置の選定を行った。

旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置は、図4.2-4～図4.2-6に示すとおり、敷地内に残存する旧表土から網羅的に採取する観点から、A-1～A-7の7点を選定した。

盛土の試料採取位置を図4.2-4～図4.2-6に示す。採取位置について、評価対象施設がO.P.+14.8m盤及びO.P.+62m盤の2エリアに設置されることを踏まえ、それぞれのエリアから図4.2-4のとおり計8点（B-1～B-8）を選定した。

なお、B-3～B-8の6地点については、以下の方針に基づき、設計及び工事の計画の認可申請において追加実施した。

- ・ 設計基準対象施設，常設重大事故等対象施設，可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルートが敷地全域に分散して設置されていることを踏まえ，試料採取位置についても代表性の観点から偏りが無いよう分散して選定する。
- ・ 上記の施設・設備がO.P.+14.8m盤及びO.P.+62m盤の2エリアに設置されていることを踏まえ，設置変更許可申請時に実施済みの液状化強度試験試料採取位置（B-1，B-2）と合わせて，これらの施設・設備を網羅できるようにそれぞれのエリアから複数の位置を選定する。

B-7とB-8については，O.P.+62m盤の施設配置及び盛土の分布範囲を踏まえて，採取可能な試料採取位置の選定を行った結果，近接する箇所からの採取となった。

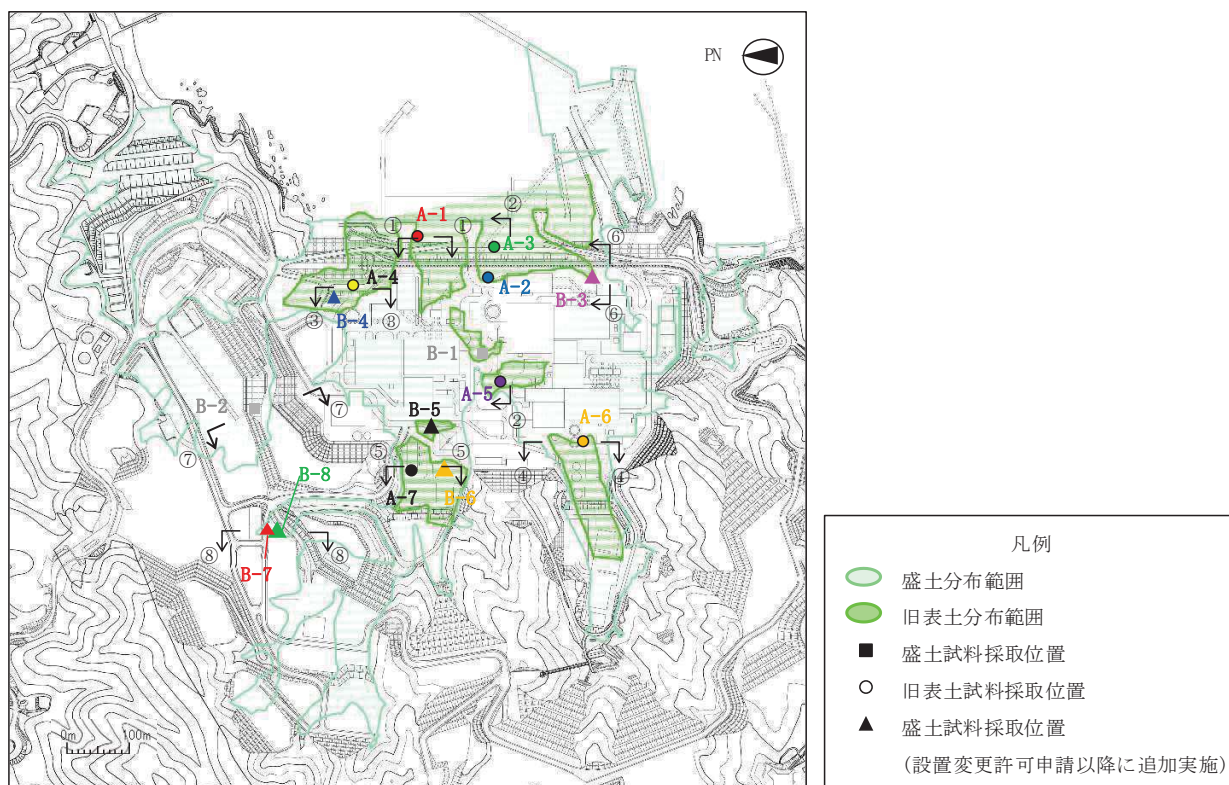


図 4.2-4 液状化強度試験箇所

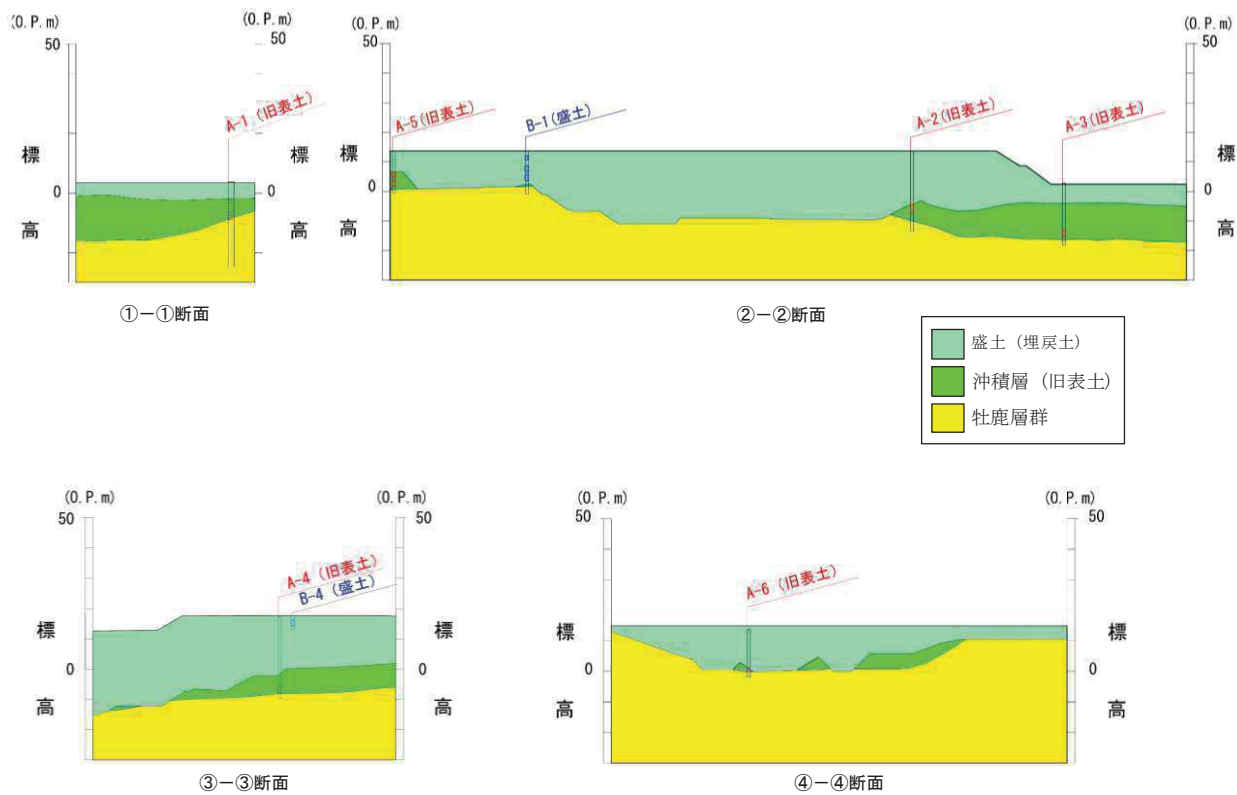
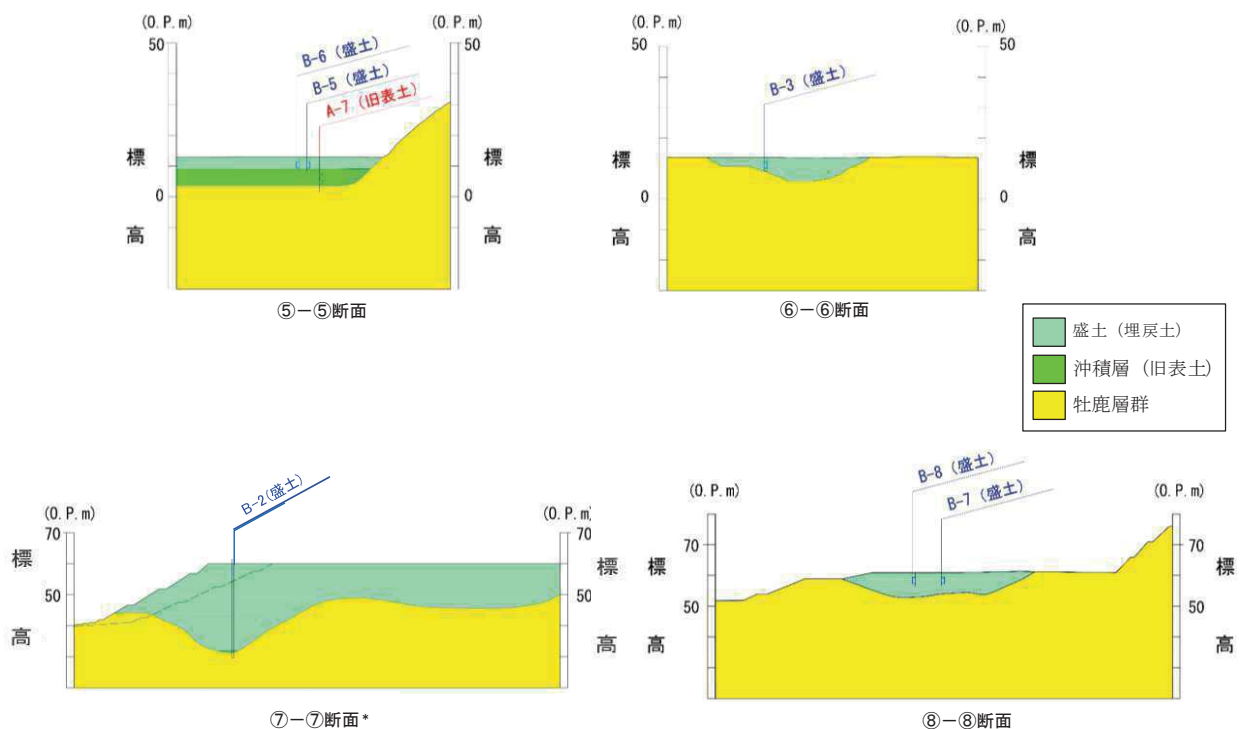


図 4.2-5 液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (1 / 2)





\* : 断面図(⑦-⑦)は液状化強度試験当時のものであり、その後点線のとおり掘削・整地したことから、地質断面位置図の標高とは整合していない(平面図は掘削・整地後の形状を示す)。

図 4.2-6 液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (2 / 2)

## b. 液状化強度試験 試料採取位置の代表性確認

旧表土と盛土の液状化試験試料の採取位置が発電所敷地内の液状化強度を代表できることを示す。

旧表土については、液状化強度比  $R_L$  と相関性のある指標（基本物性）を抽出の上、液状化強度試験位置と敷地全体における指標の比較を行うことにより、その妥当性を確認した。

盛土については、盛土材料及び施工管理の観点から均一であることを示した上で、旧表土と同様に液状化強度比  $R_L$  と相関性のある指標を抽出の上、液状化強度試験位置と敷地全体における指標の比較を行うことにより、その妥当性を確認した。

### (a) 旧表土の代表性確認

旧表土の液状化強度試験位置の代表性を確認することを目的として、液状化強度試験位置と敷地全体における指標を比較し検討を行った。

代表性確認において比較する指標として、①粒度分布、②細粒分含有率、③N値を選定した。なお、各種試験は、JISに基づき実施した。

各指標の選定理由を以下に示す。また、各基準類における液状化強度比  $R_L$  と基本物性の相関性を表 4.2-1 に示す。

① 粒度分布

粒径加積曲線から求められる粒度分布は、基本的な土の物性値であり、各基準類における液状化判定において平均粒径、10%粒径が用いられており、液状化強度比  $R_L$  の相関が高いことから選定した。

② 細粒分含有率

細粒分含有率は、各基準類の液状化判定における液状化強度比  $R_L$  の算定式において、液状化強度比  $R_L$  を補正するパラメータとして用いられており、液状化強度比  $R_L$  との相関が高いことから選定した。

③ N値

N値は、各基準類の液状化判定における液状化強度比  $R_L$  の算定式がいずれもN値をパラメータとした式であり、また、有効応力解析コード（FLIP）の簡易パラメータ設定法にN値が用いられており、液状化強度比との相関が高いことから選定した。

表 4.2-1 各基準類における液状化強度比  $R_L$  と基本物性の相関性

基準類名	液状化強度比 $R_L$ の算定に用いる主物性	液状化強度比 $R_L$ の補正に用いる物性
道路橋示方書（Ⅴ 耐震設計編）・同解説，（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月	N 値 （有効上載圧を考慮した補正を行う）	細粒分含有率 $F_c$
港湾の施設の耐震設計に係る当面の措置（その 2），日本港湾協会，2007（部分改訂，2012）		
建築基礎構造設計指針，日本建築学会，2001		
鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，（財）鉄道総合技術研究所，2012		

旧表土の液状化強度試験位置並びに標準貫入試験及び物理特性試験採取位置を図 4.2-7 に示す。旧表土の液状化強度試験の試料採取位置での各指標（粒度分布，細粒分含有率及びN値）は，標準貫入試験及び物理特性試験採取位置を含めた敷地全体での指標と比較した結果，同程度あるいは旧表土の液状化強度試験位置の方がやや液状化しやすい傾向があるため，旧表土の液状化強度試験位置には代表性があると考えられる（図 4.2-8）。

- ・液状化強度試験位置の粒度分布は，おおむね敷地全体の粒度分布の平均的な範囲にある。
- ・液状化試験位置の細粒分含有率は，敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲であり，おおむね敷地全体の平均的な範囲にある。
- ・液状化試験位置のN値は，敷地全体よりもやや小さい値である。

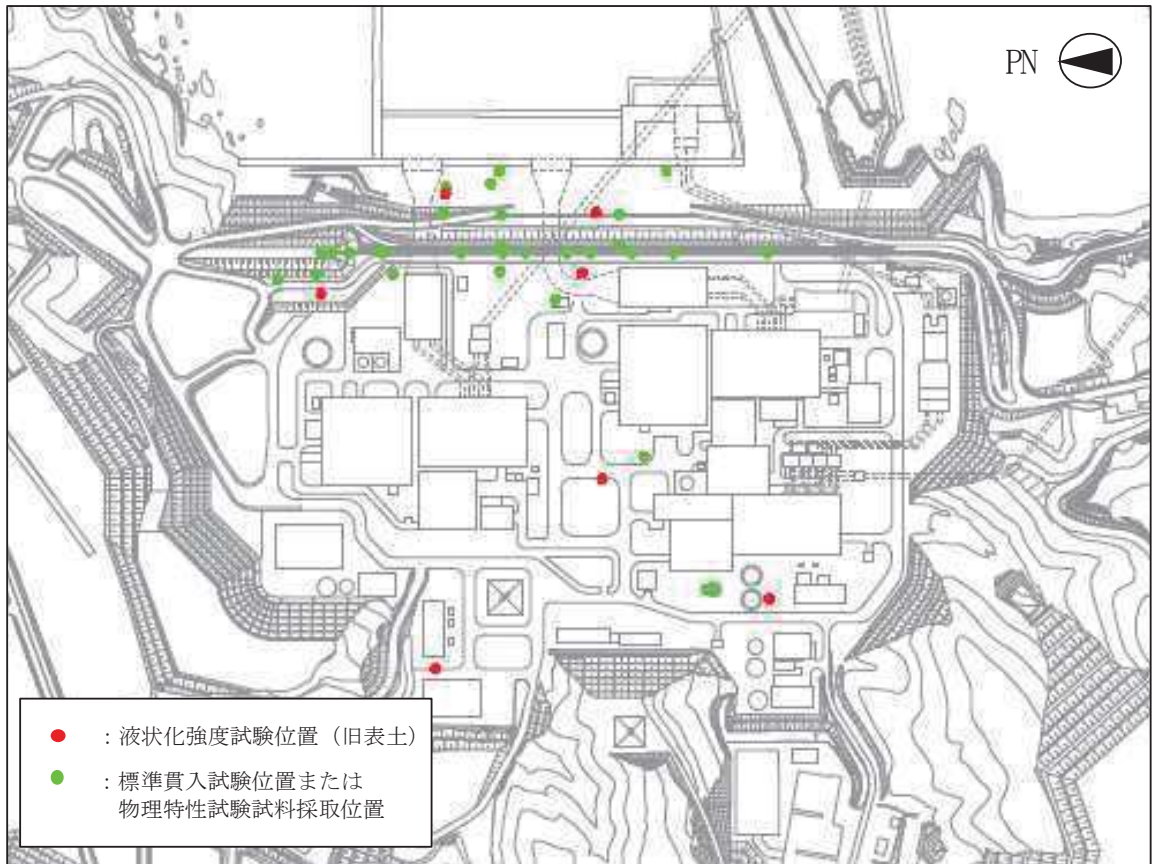


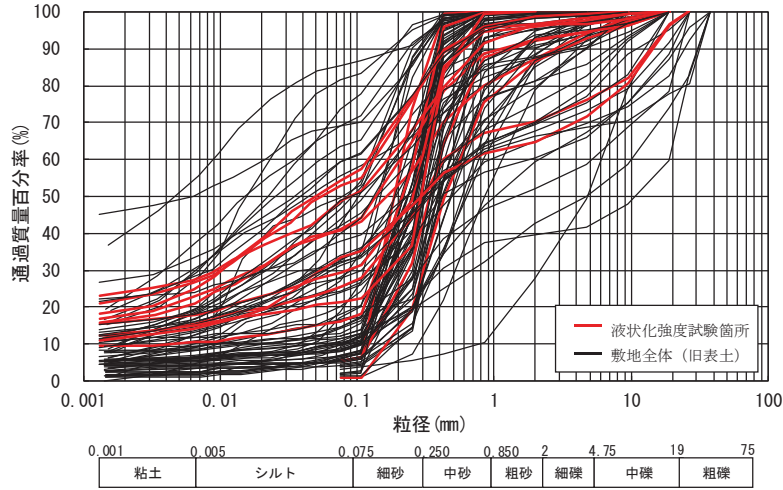
図 4.2-7 旧表土の液状化強度試験位置並びに標準貫入試験及び  
物理特性試験採取位置の平面図



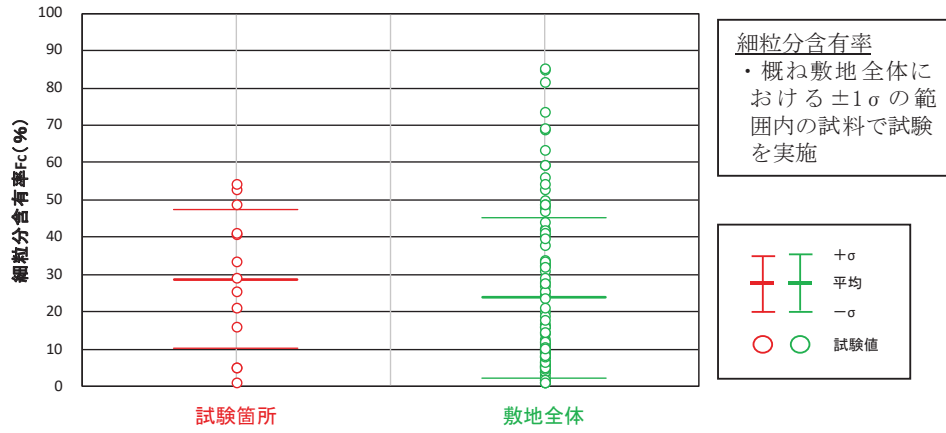
**粒度分布**

・概ね敷地全体の平均的な粒度分布を持つ試料で試験を実施

注) 沈降分析を実施していない試料に関しては、75 $\mu$ m以上の粒度分布のみ表示。



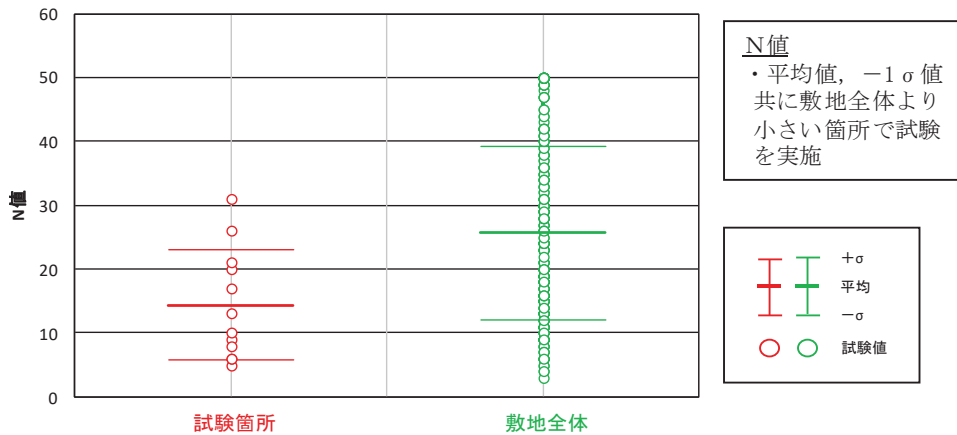
① 粒度分布



**細粒分含有率**  
 ・概ね敷地全体における $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

$+$  $\sigma$   
 平均  
 $-$  $\sigma$   
 ○ 試験値

② 細粒分含有率



**N値**  
 ・平均値、 $-1\sigma$ 値共に敷地全体より小さい箇所で試験を実施

$+$  $\sigma$   
 平均  
 $-$  $\sigma$   
 ○ 試験値

③ N値

図 4.2-8 液状化強度試験位置の基本物性の比較 (旧表土)

## (b) 盛土の代表性確認

盛土については、建設時に発生した岩砕が主体であり、締固め管理して施工された人工地盤である。

盛土の液状化強度試験位置の代表性を確認することを目的として、液状化強度試験位置と敷地全体における指標を比較し検討を行った。

代表性確認において比較するため、液状化強度比  $R_L$  と相関性のある指標として①粒度分布、②細粒分含有率、③相対密度を選定した。なお、各種試験は、JIS 及び JGS に基づき実施した。各指標の選定理由を以下に示す。

### ① 粒度分布

粒径加積曲線から求められる粒度分布は、基本的な土の物性値であり、各基準類における液状化判定において平均粒径、10%粒径が用いられており、液状化強度比  $R_L$  の相関が高いことから選定した。

### ② 細粒分含有率

細粒分含有率は、各基準類の液状化判定における液状化強度比  $R_L$  の算定式において、液状化強度比  $R_L$  を補正するパラメータとして用いられており、液状化強度比  $R_L$  との相関が高いことから選定した。

### ③ 相対密度

ダイレイタンスー特性（繰返しせん断に伴う体積変化）に直接関連する指標であり、液状化強度比  $R_L$  との相関が高い。

なお、盛土を構成する岩砕の最大粒径は 300mm であり、岩砕が多く含まれることから標準貫入試験が適正に実施できないこと及び通常の小口径ボーリングコア試料では物理特性を把握することができないことを踏まえ、N 値を使用せず原位置における粒度分布や細粒分含有率及び現場密度試験に基づく相対密度を指標に採用した。

盛土の液状化強度試験位置並びに原位置試験及び物理特性試験採取位置を図 4.2-9 に示す。

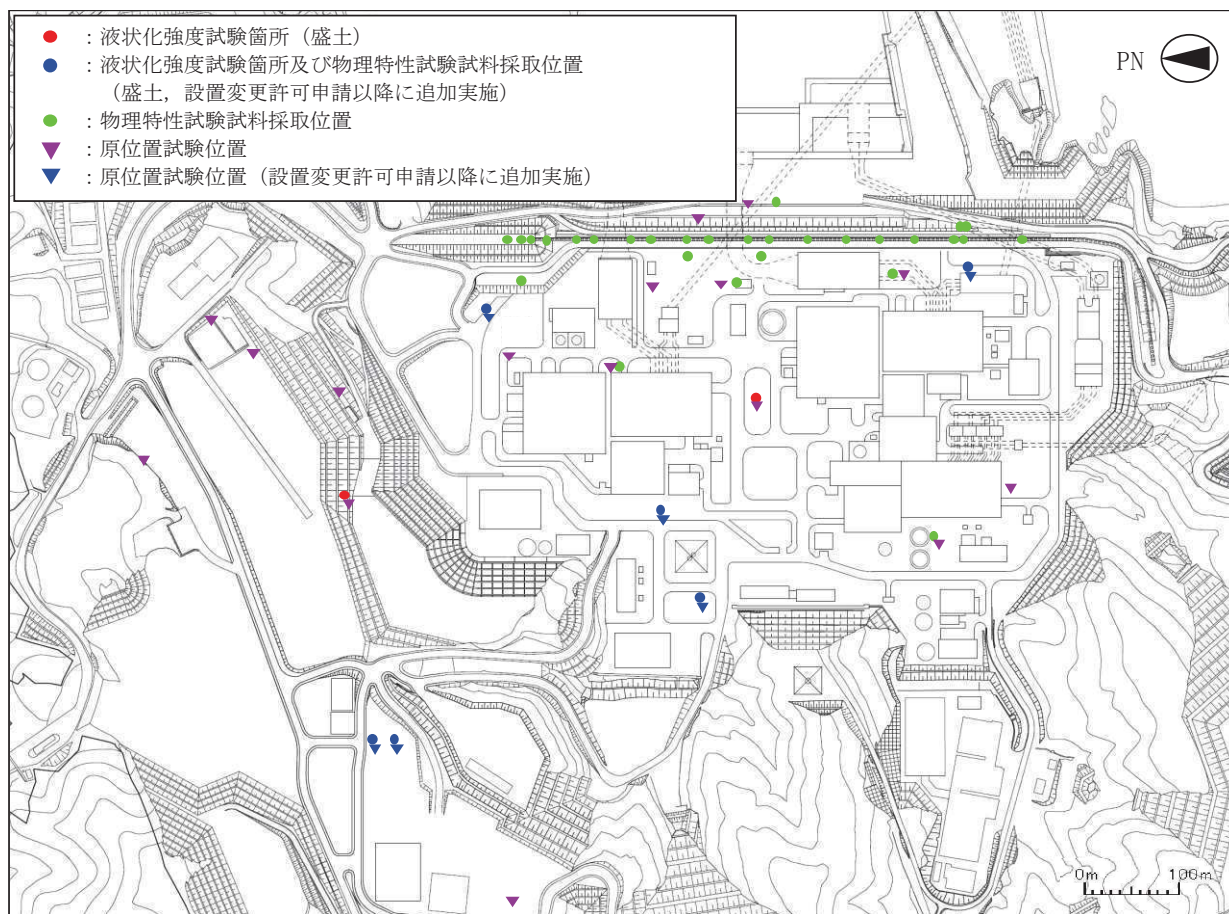


図 4.2-9 盛土の液状化強度試験位置並びに原位置試験及び物理特性試験採取位置の平面図

液状化強度試験位置と敷地全体における基本物性値の比較結果を図 4.2-10 及び図 4.2-11 に示す。

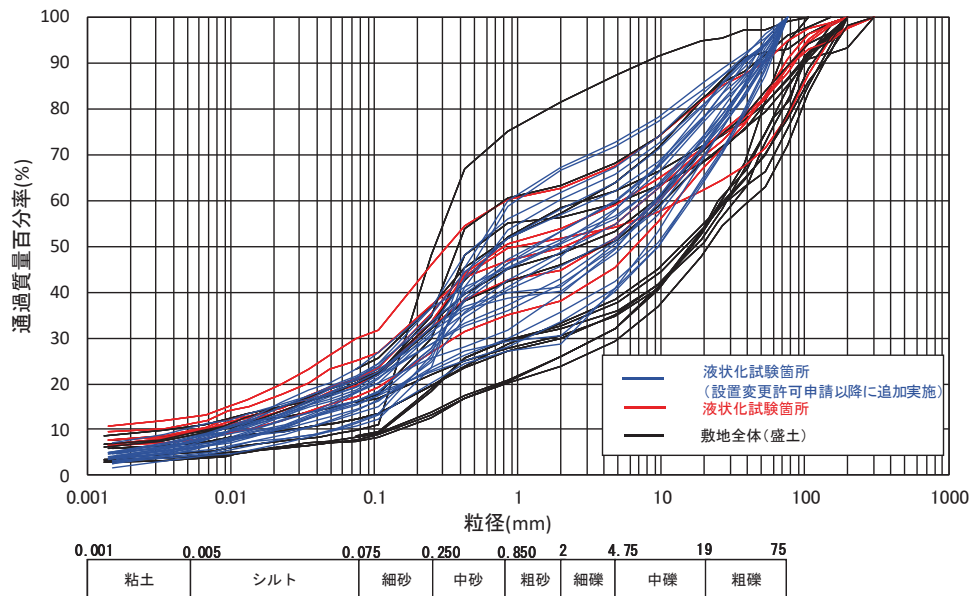
盛土の液状化強度試験の試料採取位置での各指標は、敷地全体との比較から、以下に示すとおり敷地全体の平均に近いやや小さかった。そのため、試験結果から得た盛土の液状化強度特性には代表性があると考えられる。

- ・ 粒度分布より、試験位置と敷地全体の盛土の粒度分布は類似しており、敷地全体のばらつきの範囲内に分布している。
- ・ 細粒分含有率に関する試験位置と敷地全体の比較から、試験位置の細粒分含有率は概ね敷地全体の範囲と同程度の範囲である。
- ・ 相対密度に関する試験位置と敷地全体の比較から、試験位置の相対密度は敷地全体の平均に近いか又はやや小さい範囲である。

なお、盛土の  $N$  値については、上述のとおり代表性確認の指標には用いていないが、念のため液状化強度試験位置と敷地全体における  $N$  値の比較を行った (図 4.2-11)。その結果、敷地全体では  $N$  値が小さい箇所が確認されるものの、平均値及び  $-1\sigma$  値ともに試験位置の方

が小さくなることを確認した。

以上より，盛土における液状化強度試験の試料採取位置は追加試験分を含めても敷地全体に対して代表性を有していると評価した。



(粒度分布)

図 4.2-10 液状化強度試験位置の基本物性の比較 (盛土)



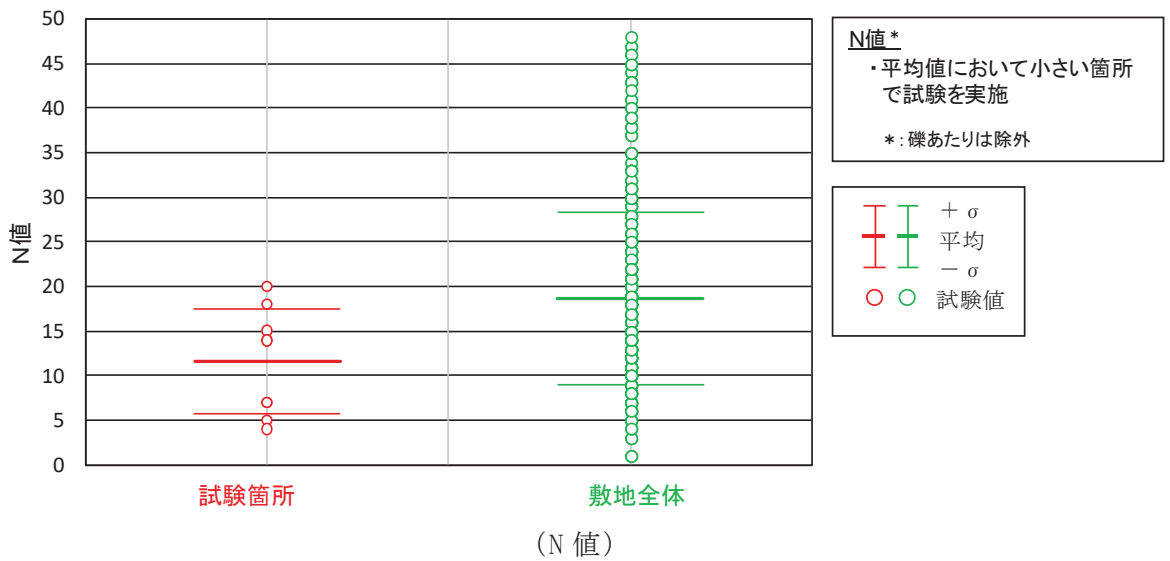
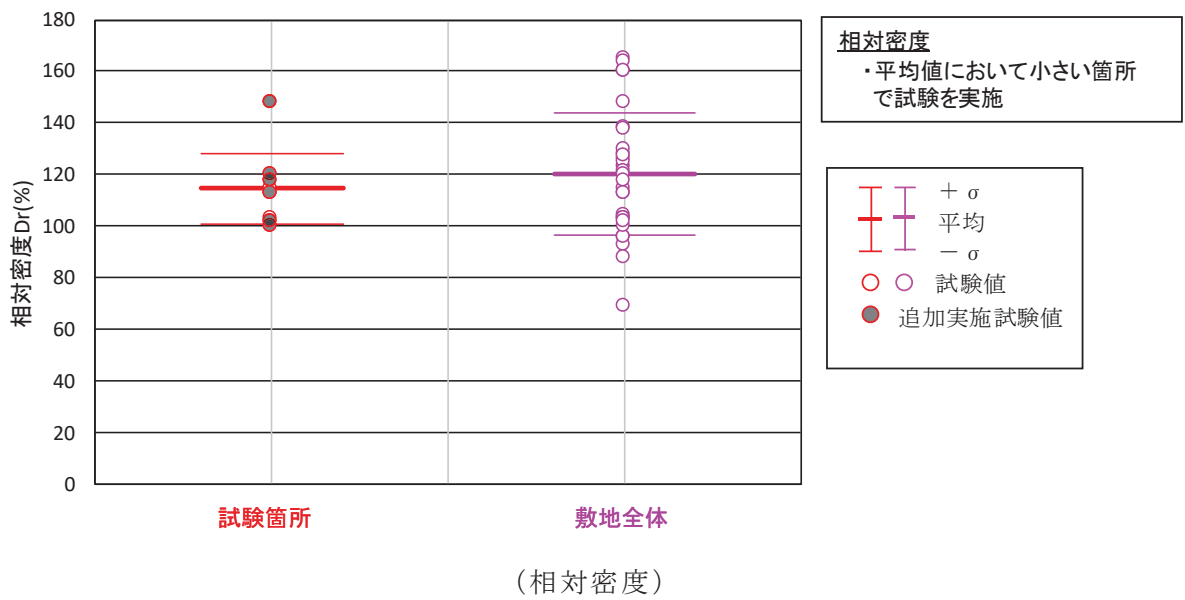
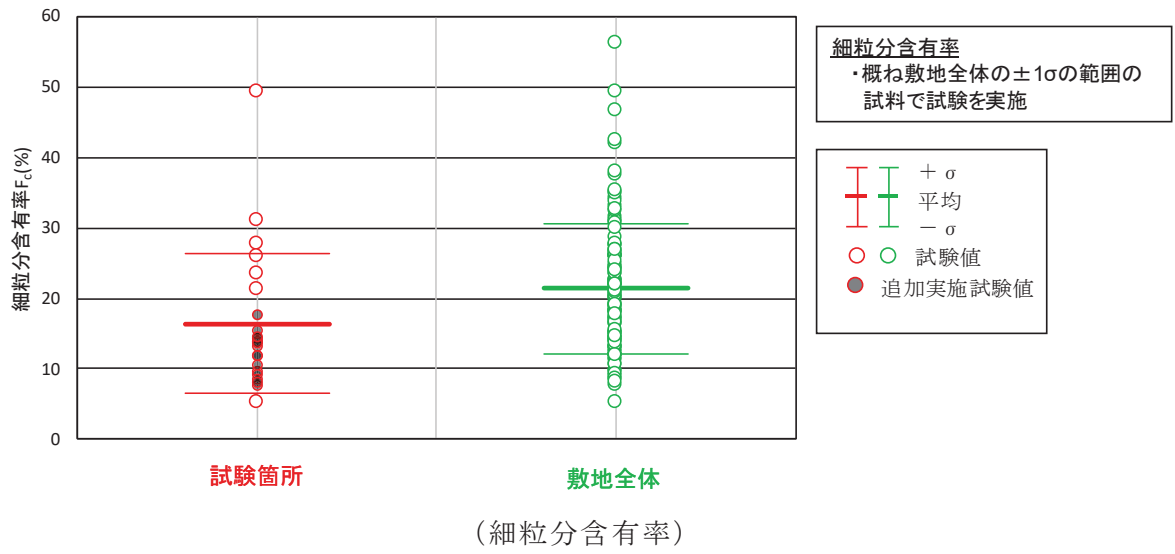


図 4.2-11 液状化強度試験位置の基本物性の比較 (盛土)

(c) 液状化強度試験試料採取位置の代表性のまとめ

旧表土及び盛土の液状化強度試験試料採取位置の代表性について確認を行った結果、以下のとおり旧表土及び盛土の液状化試験位置は敷地に対して代表性を有していると評価した。

①旧表土

【粒度分布】

おおむね敷地全体の平均的な粒度分布を持つ試料で試験を実施

【細粒分含有率】

おおむね敷地全体における $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

【N値】

平均値、 $-1\sigma$ 値共に敷地全体より小さい位置で試験を実施

②盛土

【粒度分布】

敷地内の盛土の粒度分布は類似しており、ばらつきの範囲内に分布

【細粒分含有率】

おおむね敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

【相対密度】

平均値において敷地全体より小さい位置で試験を実施

(4) 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定

a. 液状化強度試験方法

旧表土及び盛土に対し、地盤の液状化強度特性を求めるための「土の繰返し非排水三軸試験方法（JGS 0541）」に基づき試験を実施する。試料採取は、原位置の地盤を乱さないよう、凍結サンプリングやゲルプッシュサンプリングにより実施した。

繰返し非排水三軸試験装置の概要を図 4.2-12 に示す。

【試験条件】

- ・ 供試体寸法（旧表土）：外径 50mm・高さ 100mm, 外径 70mm・高さ 140mm
- ・ 供試体寸法（盛土・旧表土）：外径 100mm・高さ 200mm
- ・ 供試体寸法（盛土）：外径 300mm・高さ 600mm
- ・ 載荷波形：正弦波（0.1～0.2Hz）
- ・ 拘束圧：供試体平均深度の有効土被り圧を考慮して設定
- ・ 軸ひずみ 10%に達するまで試験を実施
- ・ 所定の軸ひずみ（1%, 2%, 5%, 10%）及び過剰間隙水圧比 0.95 の繰返し回数を評価

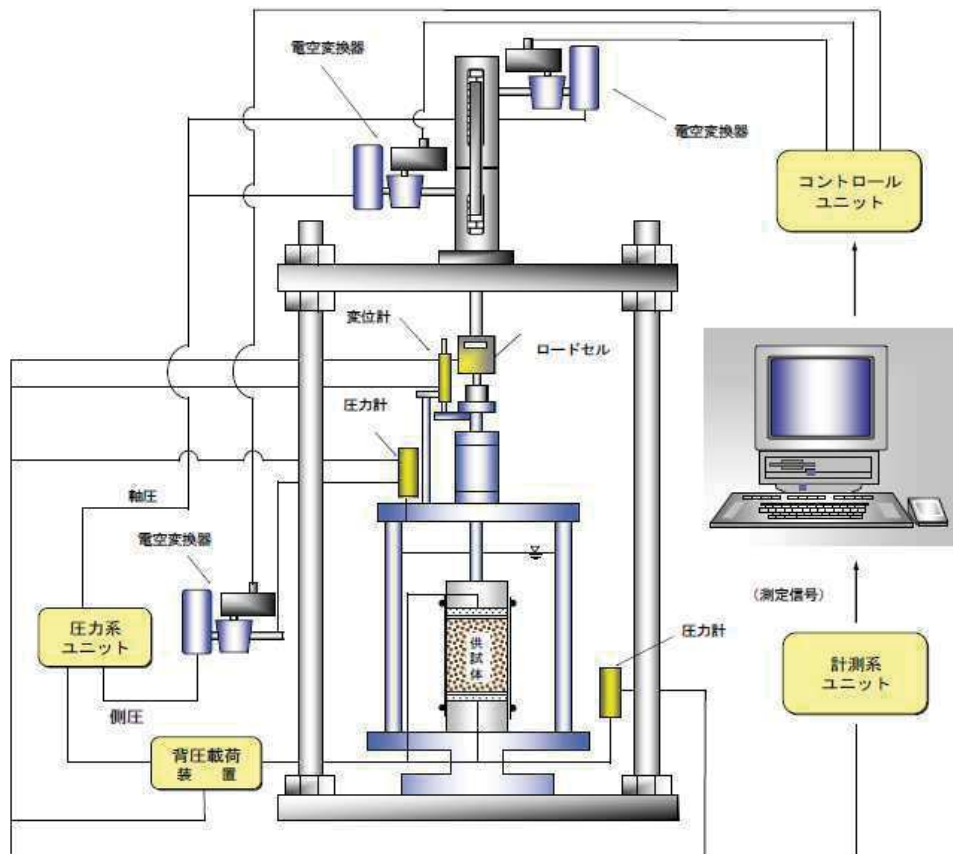


図 4.2-12 繰返し非排水三軸試験装置の概要

b. 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

液状化強度試験の結果は、図 4.2-13 に示すとおり、有効応力が低下する影響を広義に分類・定義している土木学会地震工学委員会の報告書に基づき分類する。

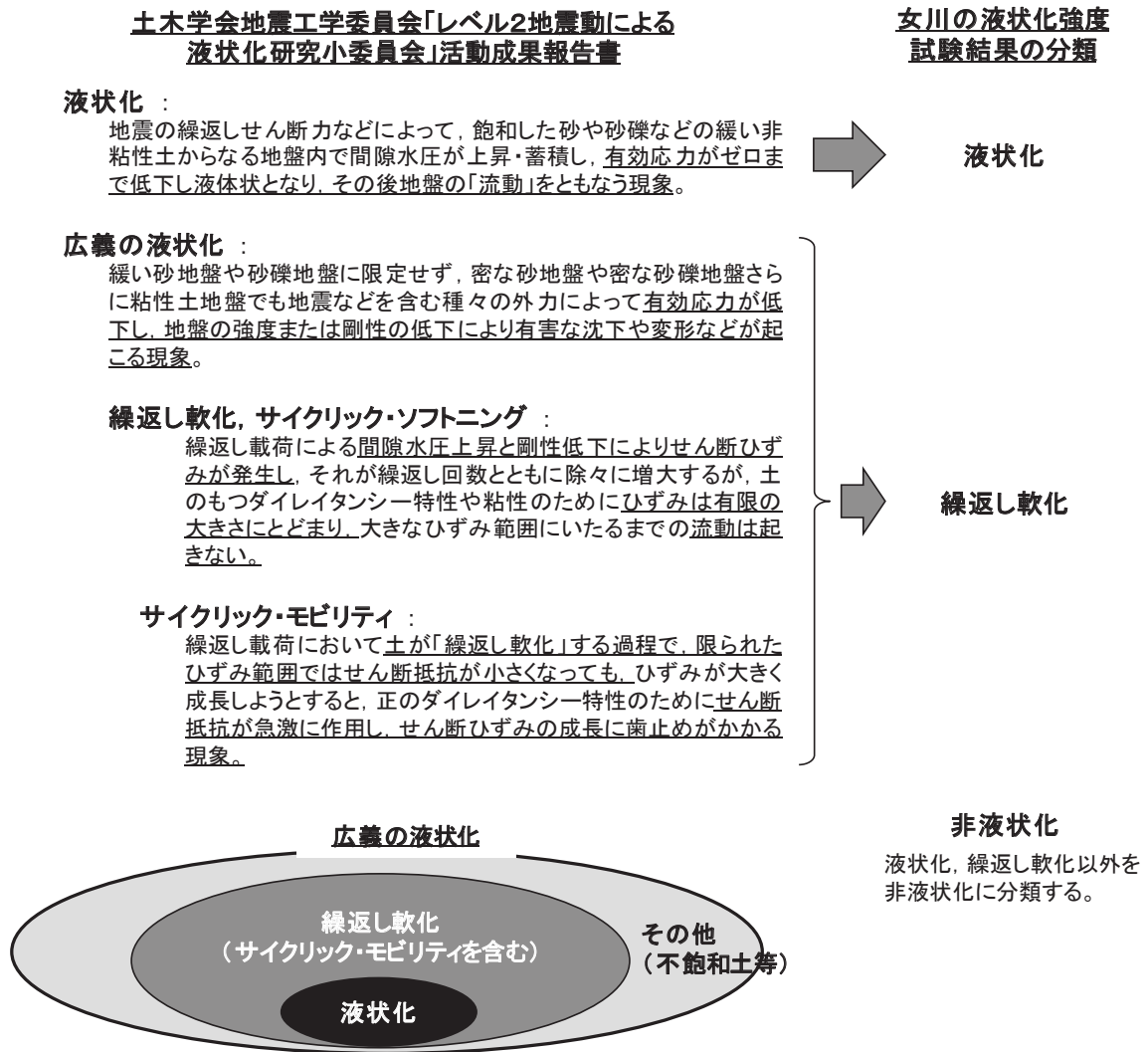


図 4.2-13 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

液状化しなくとも、間隙水圧の上昇による剛性の低下が生じる場合、構造物の設計で考慮する必要があることから、「繰返し軟化」についても分類する。ただし、「サイクリック・モビリティ」は「繰返し軟化」のうち、有効応力がゼロ（せん断抵抗が小さくなる）まで低下するケースと考えられることから「繰返し軟化」に含めることとする。

以上を踏まえ、表 4.2-2 に示すとおり、「液状化」、「繰返し軟化」及び「非液状化」に分類し、「繰返し軟化」と「サイクリック・モビリティ」は、合わせて「繰返し軟化」に分類する。



表 4.2-2 液状化強度試験結果の判定項目と分類

○：該当する， ×：該当しない

判定項目*1	液状化	繰返し軟化		非液状化
			サイクリック モビリティ	
間隙水圧が上昇・蓄積する。 (過剰間隙水圧比 95%を超える。)	○	○	○	×
有効応力がゼロまで低下する。	○	×*2	○	×
液体状となり流動する。 (ひずみが急増する。)	○	×	×	×
正のダイレイタンシー特性 によりせん断抵抗が作用する。 (有効応力が回復する。)	×	○	○	○ or ×*3

\*1：土木学会地震工学委員会 の定義に基づき判定項目を策定したが、液状化強度試験の結果に対して判定できるよう、括弧内の判断項目を補足した。

\*2：旧表土の試験のうち A-1 シリーズは有効応力経路のデータを取得しておらず、「繰返し軟化」と「サイクリックモビリティ」の判定ができないため、「-」で表示し、「繰返し軟化」に整理する。

\*3：項目の判定はするものの、「非液状化」の分類に影響は及ぼさない。

また、既往文献による液状化に関する記載は以下のとおりである。

【土質工学用語辞典（1985）】

間隙水圧が上昇して有効応力が減少する結果、飽和砂質土がせん断強さを失うことを液状化という。

【社団法人地盤工学会（2006）】

砂などの繰返し載荷において、有効拘束圧がゼロに近づいてから、載荷時にせん断剛性の回復、除荷時に有効応力の減少を繰り返していくが、ひずみは有限の大きさにとどまる現象をサイクリックモビリティといい、液状化とは区別して用いられることがある。

【安田ほか（1991）】

密詰め の砂の場合には大ひずみは生じない。一時的に有効拘束圧が0になっても、その後 にせん断力を加えると負の過剰間隙水圧が発生して有効拘束圧が増加（回復）し、有限の小さなひずみ振幅しか発生しない。この現象を“サイクリックモビリティ”と呼んで液状化と区別することもある。

【石原（2017）】

間隙水圧は徐々に上昇しているが、最終的にこれが初期の拘束圧力  $\sigma'_0$  に等しくなっている時点が厳密な意味で液状化の発生ということになる。

砂質土は、その密度や細粒分の含有率によって同じ振幅の繰返し軸荷重を加えても、間隙水圧の上昇そして軸ひずみ発生の模様が多少変わってくる。細粒分が多い場合、軸ひずみは増大しても間隙水圧は 100% 上昇しないことが多い。しかし、土は著しく軟化し、繰返し強度が低下しているため、実用上この場合も液状化とみなすことが多い。本来は“繰返し軟化”というべき。

【井合ほか（2008）】

密な砂地盤が繰返しせん断を受け、過剰間隙水圧の増加に伴って、せん断ひずみ振幅が徐々に増大する現象である。

地盤の液状化は、ゆるい砂地盤が繰返しせん断を受け、せん断振幅が急増し、地盤全体が泥水状態となり、噴砂や噴水を伴うことが多いので、現象的にサイクリックモビリティとは異なる。

【吉見（1991）】

ゆるい砂の液状化と異なる点は、密な砂では、せん断ひずみがある限度を超えると、せん断によって体積が膨張しようとする傾向（正のダイレイタンス）が現れるので、非排水条件のもとでは、せん断ひずみが大きくなると間隙水圧が減少し、したがって有効応力が回復することである。

有効応力がゼロになるのは、せん断応力がゼロになる瞬間だけであり、せん断応力が作用している間は有効応力が存在するので、間隙水圧比が 100% に達した後でも、繰返しせん断に対して相当な剛性を保持する。

密な砂では、ゆるい砂でみられるような破局的なクイックサンドは起こらず、有限なひずみ振幅を持つせん断変形が繰り返されるにすぎない。

なお、地盤のダイレイタンス特性の概要を図 4.2-14 に示す。

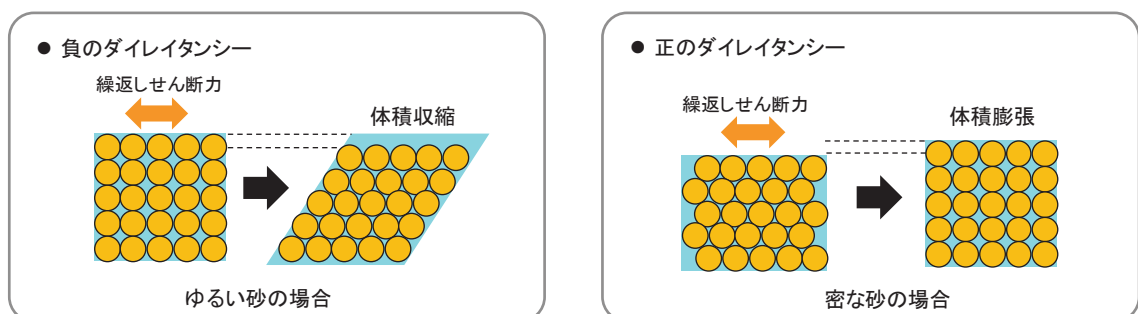


図 4.2-14 地盤のダイレイタンス特性の概要

液状化となる試験結果の例を図 4.2-15 に、繰返し軟化となる試験結果の例を図 4.2-16 に示す。

## 液状化強度試験の例（液状化の場合）

試験条件	
供試体	他事例
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	160
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.229
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○
ダイヤライタセンサー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	×
液状化の判断	
液状化	

液状化後、排水、再堆積させた試験料

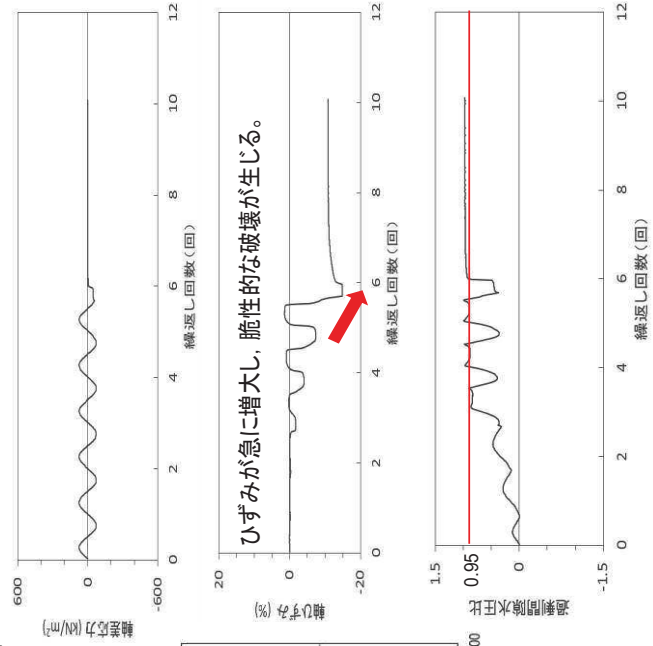


試験後の供試体

### 【液状化による被害例】



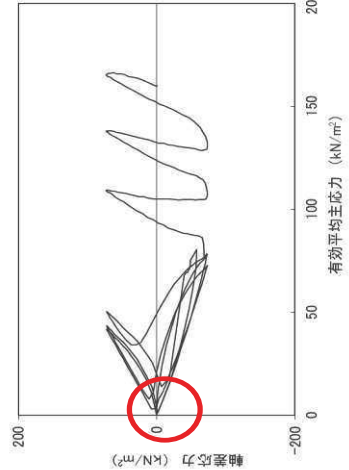
新潟地震で地盤の液状化現象により支持力を失って傾いた県営アパート\*



ひずみが急に増大し、脆性的な破壊が生じる。



有効応力がゼロになり、液体状になる。



\*新潟日報社：新潟地震の記録，p27，1964.

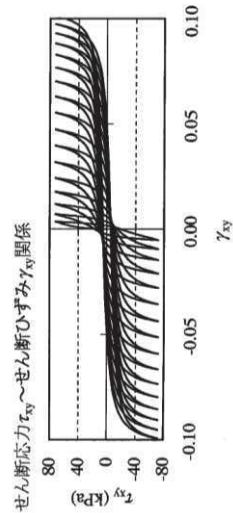
図 4.2-15 液状化試験の例（液状化の場合）

## 液状化強度試験の例(繰返し軟化の場合)

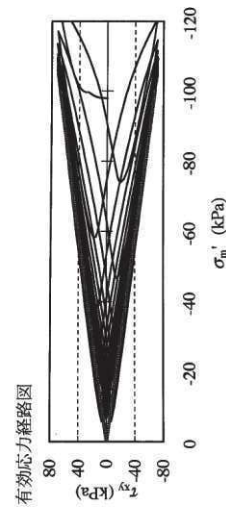
試験条件	
供試体	他事例*1
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	

\*1 井合ほか(2008)：砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係，京都大学防災研究所年報 第51号

ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

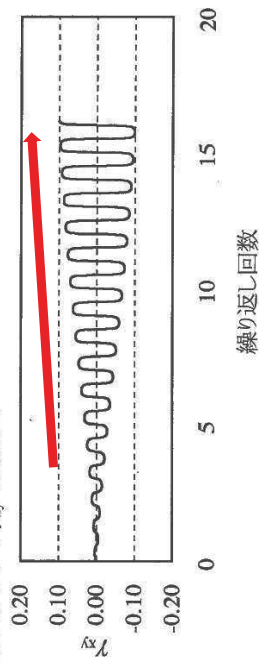


有効応力がゼロまで低下するものの、ダイレイタンシー特性により有効応力が回復する。



ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

せん断ひずみ $\gamma_{xy}$ 時刻歴図



過剰間隙水圧比(=1- $\sigma'_m/\sigma'_{m0}$ )時刻歴

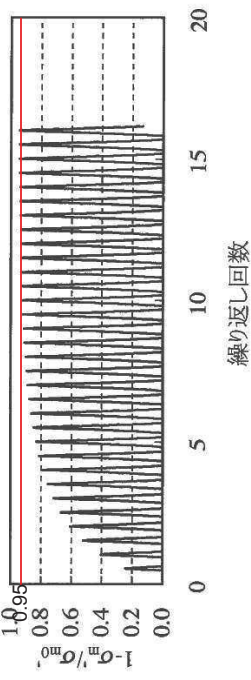


図 4.2-16 液状化試験の例 (繰返し軟化の場合)



### c. 液状化強度試験結果

旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲を重ねた平面図を図 4.2-17 に示す。

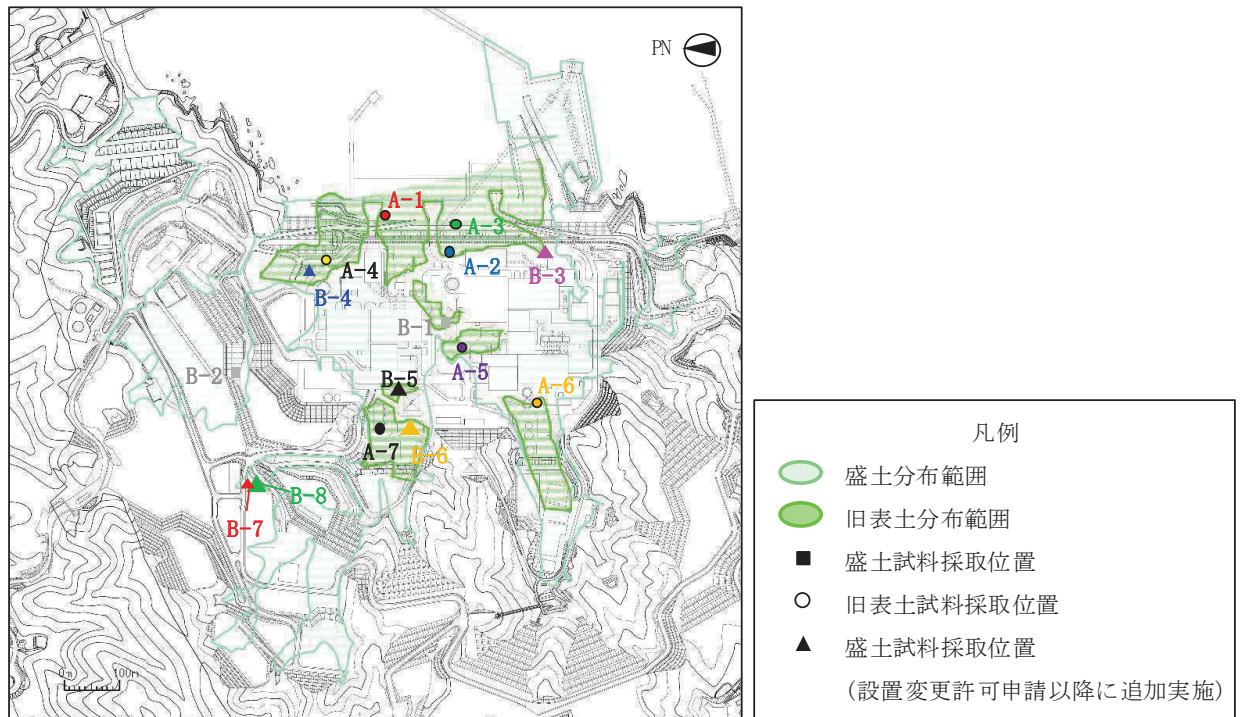


図 4.2-17 旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲の平面図

#### (a) 旧表土の液状化強度試験結果

旧表土に対する液状化強度試験の試験ケース及び結果を表 4.2-3 に示す。なお、液状化強度試験の詳細（せん断ひずみ時刻歴、過剰間隙水圧時刻歴等）を参考資料 9 に示す。

旧表土の液状化強度試験の結果は、全ての試験ケース（50 ケース）において、有効応力がゼロとなり液体状になるケースは無かった。また、繰返し载荷に伴い、ひずみは徐々に大きくなるが、急には増大せず、脆性的な破壊は生じなかった。繰返し载荷に伴い過剰間隙水圧が蓄積する傾向は見られたものの、せん断応力の作用によって有効応力は回復した。また、過剰間隙水圧比は、95%を超過しないケースと超過するケースが確認された。

旧表土に対する液状化強度試験の結果は、非液状化又は繰返し軟化を示すものであり、地震時の旧表土の挙動は、新潟地震の液状化被害例（図 4.2-15）のように支持力を失う液状化事象は発生せず、ひずみが漸増するねばり強い挙動を示すことを確認した。

上記を踏まえ、液状化影響を考慮する必要がある施設の耐震性評価に当たっては、有効応力解析により過剰間隙水圧の上昇に伴う旧表土の剛性低下を考慮した変形量等

の評価を行う方針とする。

旧表土の液状化強度試験結果の代表例として、防潮堤近傍から採取した A-2 試料の供試体 No. 2 及び No. 4 の試験結果を図 4.2-18, 図 4.2-19 にそれぞれ示す。A-2 試料の No. 2 供試体は、有効応力がゼロになることはなく、地盤が支持力を失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により、ひずみは漸増するものの、急に増大することはない、脆性的な破壊は生じていないと考えられる。また、過剰間隙水圧比は 95%を超過せず、せん断応力作用時には正のダイレイタンスーの効果により、過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復していることから非液状化と判断される。

A-2 試料の No. 4 供試体は、有効応力はゼロになることはなく、地盤が支持力を失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により、ひずみは漸増するものの、急に増大することはない、脆性的な破壊は生じていないと考えられる。また、過剰間隙水圧比は 95%を超過するものの、頭打ちとなり 100%に達しない。せん断応力作用時には正のダイレイタンスーの効果により、過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復していることから繰返し軟化と判断される。

旧表土の液状化強度試験結果から、繰返し載荷回数20回に該当する液状化強度比  $R_{L20}$  を算出すると、 $R_{L20}=0.374$ である（図4.2-20）。

表4.2-3 液状化強度試験結果（旧表土）

試料番号		A-1-1				A-1-2				A-1-3				
深度GL-(m)		6.00~6.90				9.00~9.85				11.65~12.45				
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.693				2.695				2.688				
圧密圧力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		78.5				98.1				127.5				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.347	0.391	0.491	0.641	0.333	0.363	0.425	0.313	0.304	0.342	0.423	0.485	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	18.2	14.1	3.5	0.9	13.1	4.0	1.0	38.7	46.0	28.0	3.0	0.8
		DA=2%	30.0	24.2	12.2	4.7	24.1	10.0	4.8	70.1	60.4	43.9	8.0	3.3
		DA=5%	53.6	43.0	29.5	20.1	36.1	18.0	11.7	95.7	81.0	64.0	19.1	12.0
		DA=10%	-	-	-	-	45.9	25.5	18.9	116.3	104.2	85.3	34.2	25.0
	過剰間隙水圧比95% $N_{d95}$		41	32	24	17	34	18	13	84	75	59	19	13
試料番号		A-2				A-3								
深度GL-(m)		18.00-20.95				16.00-17.95								
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)								
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5			
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.696				2.685								
圧密圧力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		400.0				320.0								
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.599	0.403	0.302	0.329	0.282	0.301	0.400	0.500	0.279	0.247			
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	0.2	0.7	12.0	5.5	10.6	3.0	0.2	0.1	4.5	16.7		
		DA=2%	0.4	2.0	19.7	9.5	15.6	7.5	0.4	0.3	9.5	-		
		DA=5%	1.0	4.0	38.2	18.8	21.7	20.8	0.9	0.7	16.9	-		
		DA=10%	2.0	7.0	89.0	35.0	28.9	40.9	2.5	1.5	23.3	-		
	過剰間隙水圧比95% $N_{d95}$		-	-	49	14	18	9	-	1	12	-		
試料番号		A-4				A-5-1								
深度GL-(m)		23.55-24.95				7.00-9.00								
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)								
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	5				
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.701				2.681								
圧密圧力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		450.0				160.0								
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.290	0.509	0.420	0.355	0.377	0.332	0.289	0.269	0.265				
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	8.5	0.6	2.0	3.5	1.5	7.0	10.6	222.4	9.0			
		DA=2%	16.4	1.5	6.0	9.0	4.0	12.7	17.1	-	18.9			
		DA=5%	32.6	4.0	17.2	21.0	8.0	21.4	26.4	-	37.2			
		DA=10%	59.0	8.0	42.6	44.8	12.7	29.7	-	-	-			
	過剰間隙水圧比95% $N_{d95}$		22	6	11	23	6	11	14	-	16			
試料番号		A-5-2				A-6								
深度GL-(m)		10.00-12.00				12.30-13.80								
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)								
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4				
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.681				2.698								
圧密圧力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		210.0				270.0								
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.350	0.254	0.293	0.237	0.204	0.386	-	0.350	0.334				
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	0.1	8.5	4.5	71.1	126.8	0.6	-	10.7	8.0			
		DA=2%	0.3	14.7	9.0	108.5	162.9	1.5	-	17.8	13.9			
		DA=5%	0.6	27.5	16.3	140.0	190.5	5.5	-	26.9	21.8			
		DA=10%	1.5	42.4	22.7	157.0	202.3	9.0	-	-	-			
	過剰間隙水圧比95% $N_{d95}$		1	24	18	124	177	8	-	19	-			
試料番号		A-7-1				A-7-2								
深度GL-(m)		5.20-5.80				7.55-8.85								
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)								
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5			
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.697				2.716								
圧密圧力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		110.0				150.0								
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.402	0.454	0.555	0.505	0.322	0.489	0.697	0.601	0.654	0.266			
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	2.0	2.0	0.6	0.6	1.0	5.0	0.3	16.1	0.8	147.1		
		DA=2%	9.5	12.1	2.0	2.5	8.5	11.0	0.7	28.9	2.5	169.8		
		DA=5%	31.7	50.9	12.5	11.8	71.8	23.8	2.0	34.7	5.5	194.6		
		DA=10%	73.8	147.2	34.8	23.8	219.9	28.9	3.0	-	8.5	-		
	過剰間隙水圧比95% $N_{d95}$		19	12	6	8	38	5	3	4	4	153		

\* : A-6試料（供試体No.2）は、繰返し回数300回でも軸ひずみが1%に達しなかったことから試験を終了した。

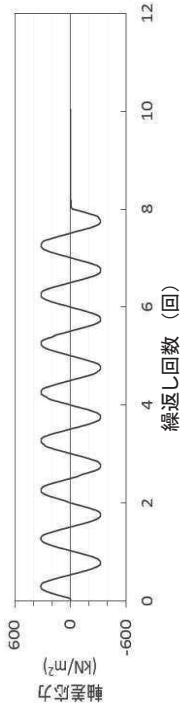
## 液状化強度試験結果(旧表土の非液状化の例)

試験条件	
供試体	A-2試料 (No. 2)
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	400
繰返し応力振幅比 $\sigma_a/2\sigma'_c$	0.403
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	×
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
非液状化	

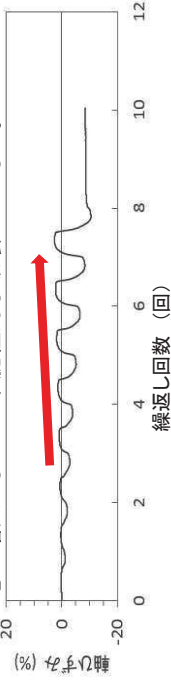
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



試験後の供試体

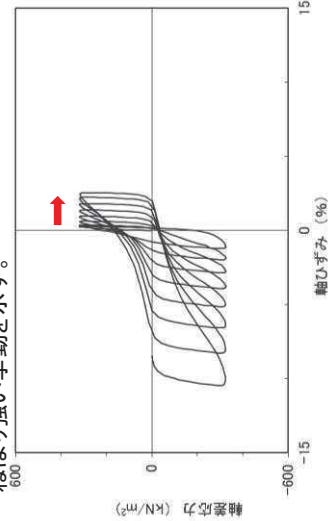


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

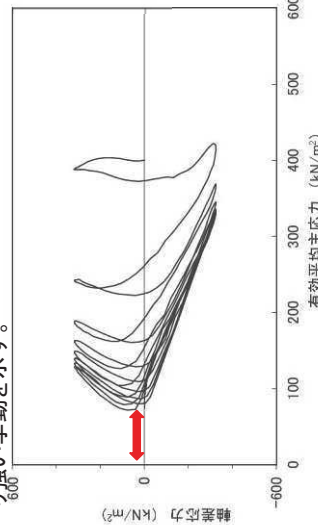


繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液体状になることはない。また、せん断応力(軸差応力)作用時に、有効応力は回復し、ねばり強い挙動を示す。

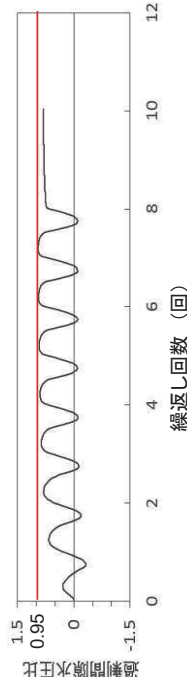
ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(軸ひずみ)



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



過剰間隙水圧比は95%を超過しない。せん断応力作用時には、正のダイレイタンシー効果により、過剰間隙水圧は低下し(さらに負になる。), 有効応力が回復する。

液状化強度試験結果(繰返し回数)

図 4. 2-18 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 2)



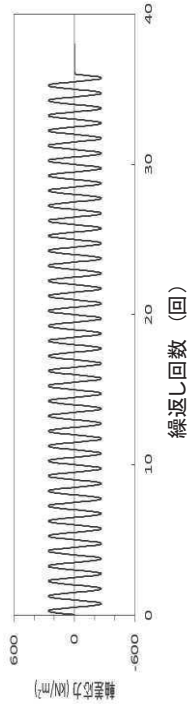
## 液状化強度試験結果(旧表土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

試験条件	
供試体	A-2試料 (No. 4)
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	400
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.329
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	

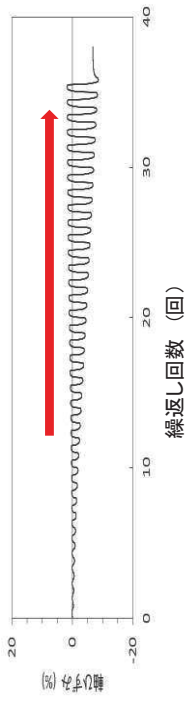


試験後の供試体

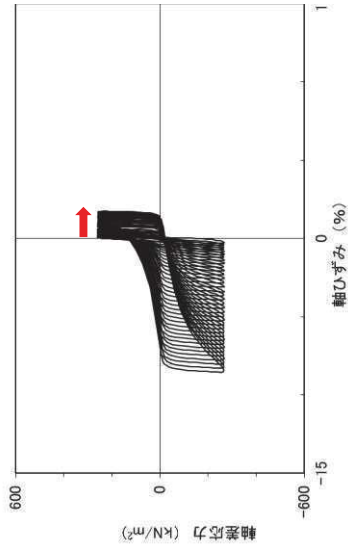


繰返し回数 (回)

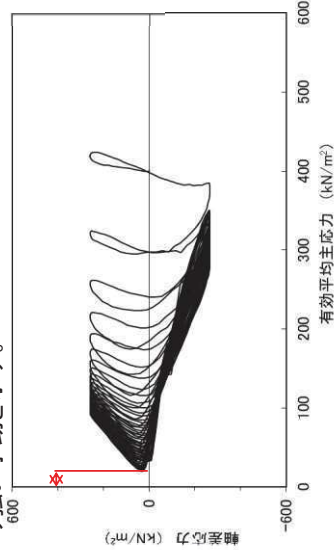
ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



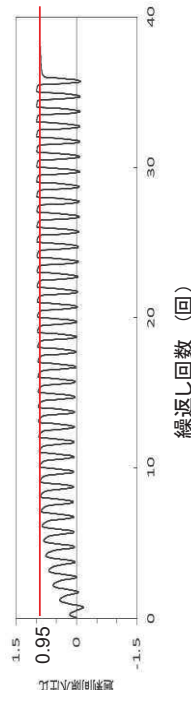
繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになるとはなく、液体状になることはない。また、せん断応力(軸差応力)作用時に、有効応力は回復し、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(軸ひずみ)



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



繰返し回数 (回)

過剰間隙水圧比は95%を超過するものの、頭打ちとなり、100%にはならない。せん断応力作用時には、正のダイレイタンシー効果により、過剰間隙水圧は低下し(さらに負になる。)、有効応力が回復する。

液状化強度試験結果(繰返し回数)

図 4.2-19 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 4)

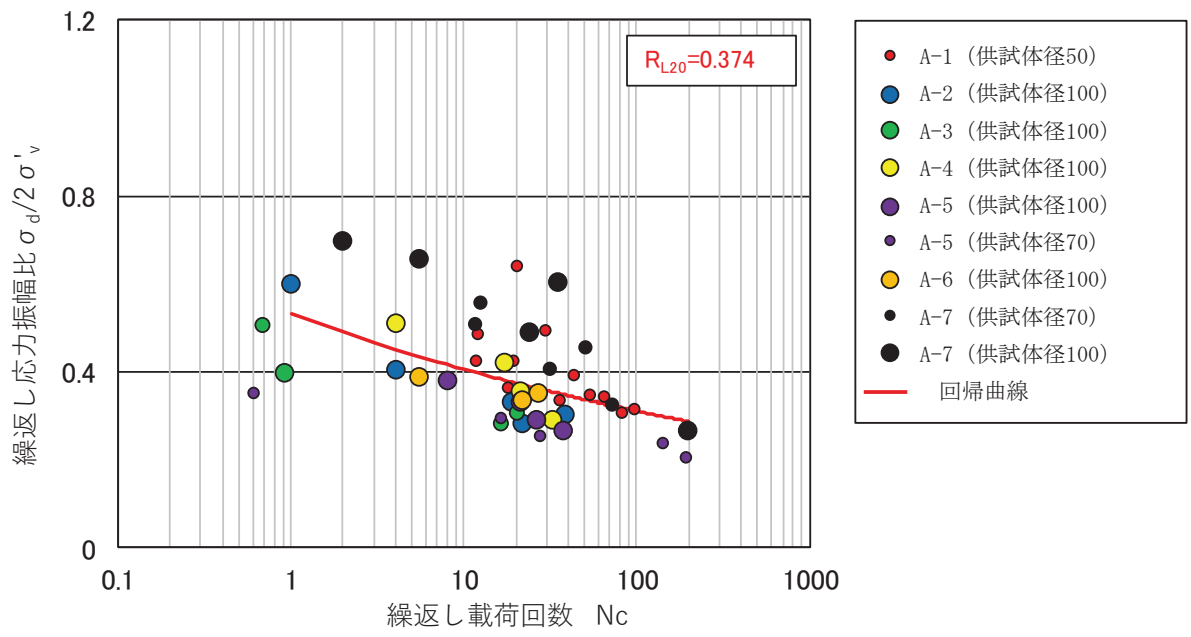


図 4.2-20 旧表土の液状化強度試験結果及び  $R_{L20}$

(b) 盛土の液状化強度試験結果

盛土に対する液状化強度試験の試験ケース及び結果を表 4.2-4 に示す。液状化強度試験の詳細（せん断ひずみ時刻歴，過剰間隙水圧時刻歴等）を参考資料 9 に示す。

盛土の液状化強度試験の結果は，全ての試験ケース（48 ケース）において，有効応力がゼロとなり液体状になるケースは無かった。また，繰返し载荷に伴い，ひずみは徐々に大きくなるが，急には増大せず，脆性的な破壊は生じなかった。繰返し载荷に伴い過剰間隙水圧が蓄積する傾向は見られたものの，せん断応力の作用によって有効応力は回復した。また，過剰間隙水圧比は，95%を超過しないケースと超過するケースが確認された。

盛土に対する液状化強度試験の結果は，非液状化又は繰返し軟化を示すものであり，地震時の盛土の挙動は，新潟地震の液状化被害例（図 4.2-15）のように支持力を失う液状化事象は発生せず，ひずみが漸増するねばり強い挙動を示すことを確認した。

上記を踏まえ，液状化影響を考慮する必要がある施設の耐震性評価に当たっては，有効応力解析により過剰間隙水圧の上昇に伴う盛土の剛性低下を考慮した変形量等の評価を行う方針とする。

盛土の液状化強度試験結果の代表例として，O.P.+14.8m 盤で採取した B-1-2 試料の供試体 No.1 の試験結果を図 4.2-21 に示す。

B-1-2 試料の No.1 供試体は，有効応力がゼロになることはなく，地盤が支持力を失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により，ひずみは漸増するものの，急に増大することはないと考えられる。また，過剰間隙水圧比は 95%を超過するものの，頭打ちとなり 100%に達しない。せん断応力作用時には正のダイレイタンスの効果により，過剰間隙水圧は低下し，有効応力が回復していることから繰返し軟化と判断される。

盛土の液状化強度試験結果から，繰返し载荷回数 20 回に該当する液状化強度比  $R_{L20}$  を算出すると， $R_{L20}=0.479$  である（図 4.2-22）。

なお，平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において，構内の盛土に沈下が生じており，その実績を整理した結果及び液状化の可能性も含めた要因について考察した結果を参考資料11に示す。

表 4.2-4 液状化強度試験結果 (盛土)

試料番号		B-1-1				B-1-2				B-2-3				
深度 GL-(m)		1.70-2.95				5.00-6.95				8.00-9.95				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.693				2.693				2.712				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				120.0				180.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.591	0.706	0.926	1.239	0.309	0.501	0.603	0.424	1.16	1.402	1.257	1.489	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	31.5	14.7	3.0	0.7	33.8	4.0	0.7	16.7	3.0	1.0	0.7	0.3
		DA=2%	46.5	47.6	17.7	2.5	49.3	11.8	2.5	41.6	22.7	14.8	11.7	0.6
		DA=5%	69.4	—	51.0	7.0	75.7	25.8	12.6	405.9	191.9	26.8	113.6	3.0
		DA=10%	133.4	—	105.7	11.9	148.5	49.8	69.0	—	—	—	148.1	4.0
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	55	77	25	4	44	13	14	58	—	—	147	4	
試料番号		B-1-4				B-2-1				B-2-2				
深度 GL-(m)		1.50-2.50				1.50-3.45				1.50-2.50				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.705				2.710				2.699				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.483	0.397	0.437	0.528	1.199	0.406	0.608	0.897	0.407	0.390	0.367	0.485	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	2.0	18.7	8.5	2.5	0.2	97.6	25.3	2.0	0.8	5.0	11.6	23.2
		DA=2%	5.0	32.1	16.0	7.5	0.5	138.4	47.6	8.5	2.0	11.7	18.2	43.4
		DA=5%	10.9	71.7	34.4	18.3	1.5	221.0	149.1	28.8	5.0	25.3	30.6	85.2
		DA=10%	22.0	—	86.4	42.9	3.0	—	—	50.9	11.8	63.3	—	—
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	—	53	—	28	—	167	26	14	5	22	40	90	
試料番号		B-3				B-4				B-5				
深度 GL-(m)		1.50-2.50				1.50-2.50				1.50-2.50				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.663				2.687				2.671				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.459	0.529	0.496	0.390	0.481	0.389	0.325	0.519	0.386	0.453	0.517	0.482	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	5.0	2.5	7.0	35.8	6.0	4.0	31.0	5.0	46.0	10.2	3.0	11.0
		DA=2%	13.2	5.5	11.6	46.5	10.0	7.0	42.5	8.5	61.9	18.8	8.0	20.9
		DA=5%	31.1	10.0	18.3	64.7	16.0	10.0	61.0	13.0	83.2	31.9	16.8	37.8
		DA=10%	65.9	15.7	28.8	113.6	23.5	13.5	87.0	18.5	—	—	28.4	68.5
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	25	9	10	36	21	11	76	16	64	24	25	19	
試料番号		B-6				B-7				B-8				
深度 GL-(m)		1.20-2.20				1.20-2.20				1.20-2.20				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.653				2.698				2.726				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.457	0.387	0.350	0.289	0.585	0.442	0.365	0.405	0.528	0.688	0.616	0.767	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	1.5	6.5	11.9	25.3	0.9	5.0	85.0	68.5	69.0	5.0	10.5	0.3
		DA=2%	4.0	12.4	19.6	37.2	2.0	7.5	98.5	78.5	88.0	10.0	17.0	0.6
		DA=5%	9.0	20.3	31.5	56.5	3.0	12.0	130.0	98.5	116.5	18.5	28.0	3.0
		DA=10%	15.0	28.8	55.1	95.6	4.5	19.5	—	150.0	164.0	29.0	42.0	11.5
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	4	11	14	32	2	16	142	136	161	25	35	1	



## 液状化強度試験結果(盛土の繰返し軟化の例)

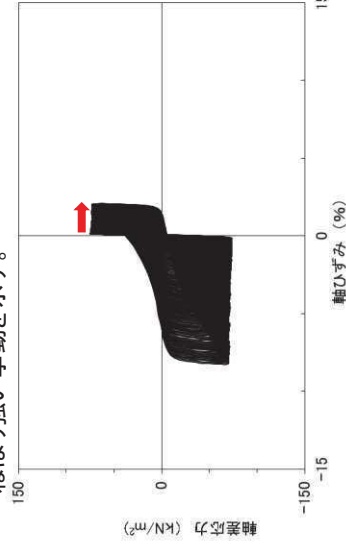
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

試験条件	
供試体	B-1-2試料 (No. 1)
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	120
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.309
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンション特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	



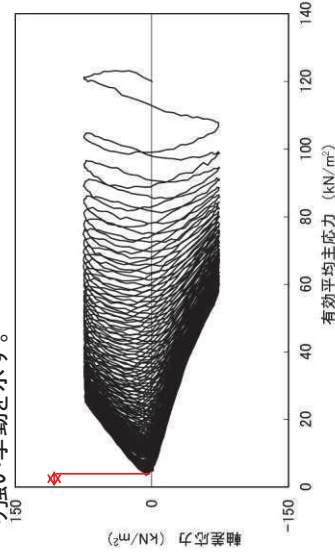
試験後の供試体

ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

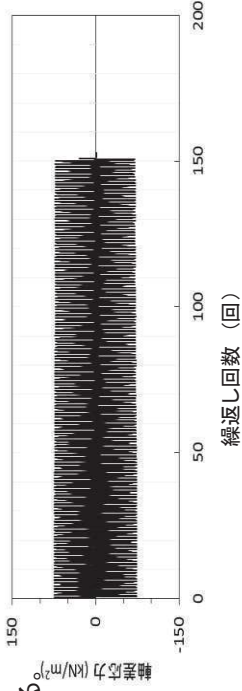


液状化強度試験結果(軸ひずみ)

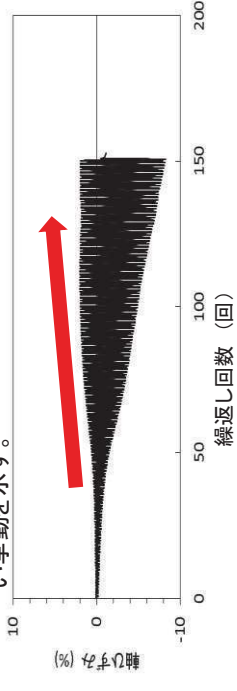
繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになるとはなく、液体状になることはない。また、せん断応力(軸差応力)作用時に、有効応力は回復し、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



過剰間隙水圧比は95%を超過するもの、頭打ちとなり、100%にはならない。せん断応力作用時には、正のダイレイタンション効果により、過剰間隙水圧は低下(さらに負になる。), 有効応力が回復する。

液状化強度試験結果(繰返し回数)

図 4.2-21 盛土の液状化強度試験結果 (B-1-2 試料, 供試体 No. 1)

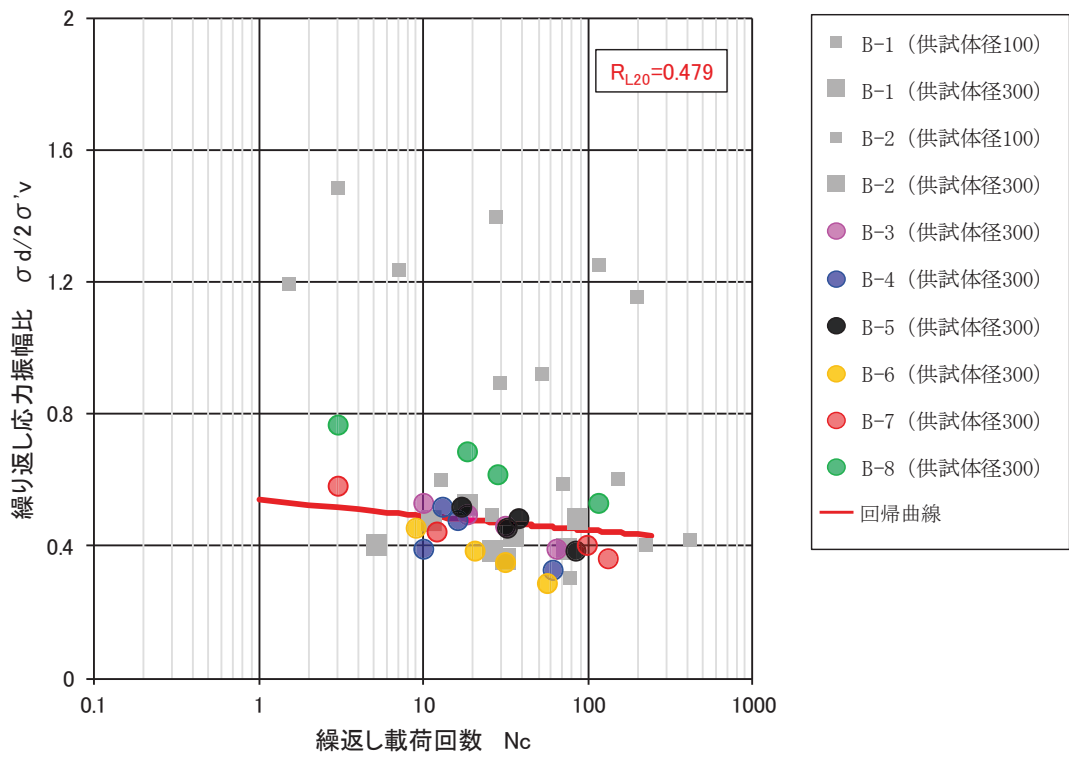


図 4.2-22 盛土の液状化強度試験結果及び  $R_{L20}$

d. 有効応力解析の液状強度特性の設定方針

(a) 有効応力解析コード F L I P について

有効応力解析コード「F L I P (Finite element analysis of Liquefaction Program)」は、1988 年に運輸省港湾技術研究所（現、(独)港湾空港技術研究所）において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力解析法に基づく、2 次元地震応答解析プログラムである。

F L I P の主な特徴として、以下の①～⑤を挙げることが出来る。

- ①有限要素法に基づくプログラムである。
- ②平面ひずみ状態を解析対象とする。
- ③地盤の液状化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や残留変形等を計算する。
- ④土の応力-ひずみモデルとして、マルチスプリングモデルを採用している。
- ⑤液状化現象は有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧発生モデルとして井合モデルを用いている。

砂の変形特性を規定するマルチスプリングモデルは、任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断バネの作用があるものとし、これらのせん断バネの作用により、土全体のせん断抵抗が発揮されるものである。

土の応力-ひずみ関係は、このせん断バネの特性によって種々の表現が可能であるが、「F L I P」では双曲線(Hardin-Drnevich)型モデルを適用している。また、履歴ループについては、その大きさを任意に調整可能なように拡張した Masing 則を用いている。マルチスプリングモデルの概念図を図 4.2-23 に、排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を図 4.2-24 に示す。

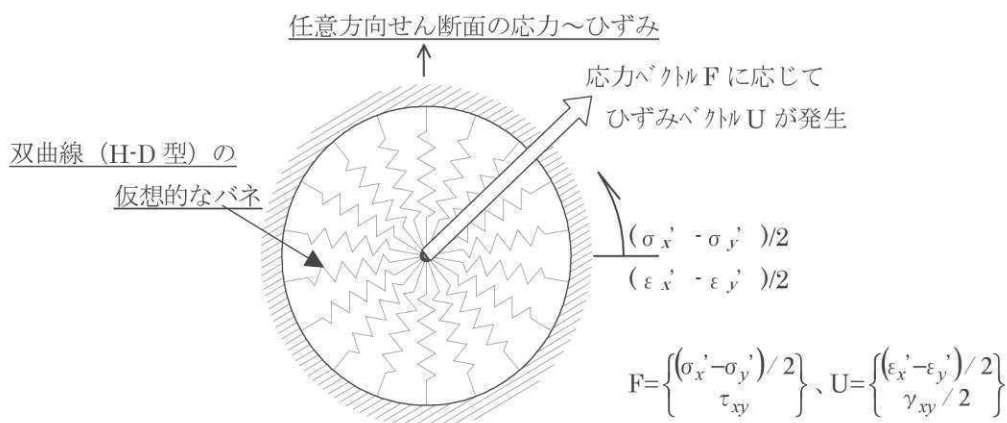


図 4.2-23 マルチスプリングモデルの概念図

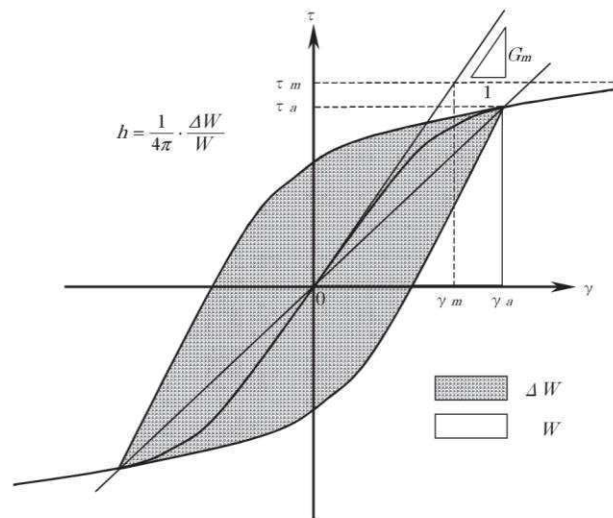


図 4.2-24 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

(b) 解析パラメータの設定方針

有効応力解析 F L I P では、動的変形特性を規定するパラメータと、過剰間隙水圧の発生を規定するパラメータを設定する必要がある（本資料では液状化特性を規定するパラメータを「液状化パラメータ」という。）。有効応力解析コード F L I P における解析パラメータを表 4.2-5 に示す。このうち、液状化パラメータは、液状化検討対象層にのみ設定する。

液状化パラメータは、要素シミュレーションを実施し、これより得られる解析上の液状化抵抗曲線が、c. の液状化強度試験結果に対して、下限値と同等になるように設定することを基本とし、防潮堤における旧表土の液状化強度特性については、施設近傍に試験結果があるため、その試験結果に対して下限値と同等になるように設定する。図 4.2-25 に、液状化パラメータの設定フローを示す。図 4.2-26～図 4.2-27 に、地層ごとに設定した要素シミュレーション上の液状化抵抗曲線を示す。以上のように設定した液状化パラメータを表 4.2-6 に示す。



表 4.2-5 F L I Pにおいて必要となる解析パラメータ

分類	解析パラメータ	
動的変形特性	$G_{ma}$	動せん断弾性係数 ( $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	$K_{ma}$	体積弾性係数 ( $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	$\phi_f$	内部摩擦角
	$h_{max}$	履歴減衰の上限値
液状化特性	$\phi_p$	変相角
	$w_1$	液状化特性全体を規定するパラメータ
	$p_1$	液状化特性の前半を規定するパラメータ
	$p_2$	液状化特性の後半を規定するパラメータ
	$c_1$	液状化発生の下限值を規定するパラメータ
	$S_1$	液状化の終局状態を規定するパラメータ

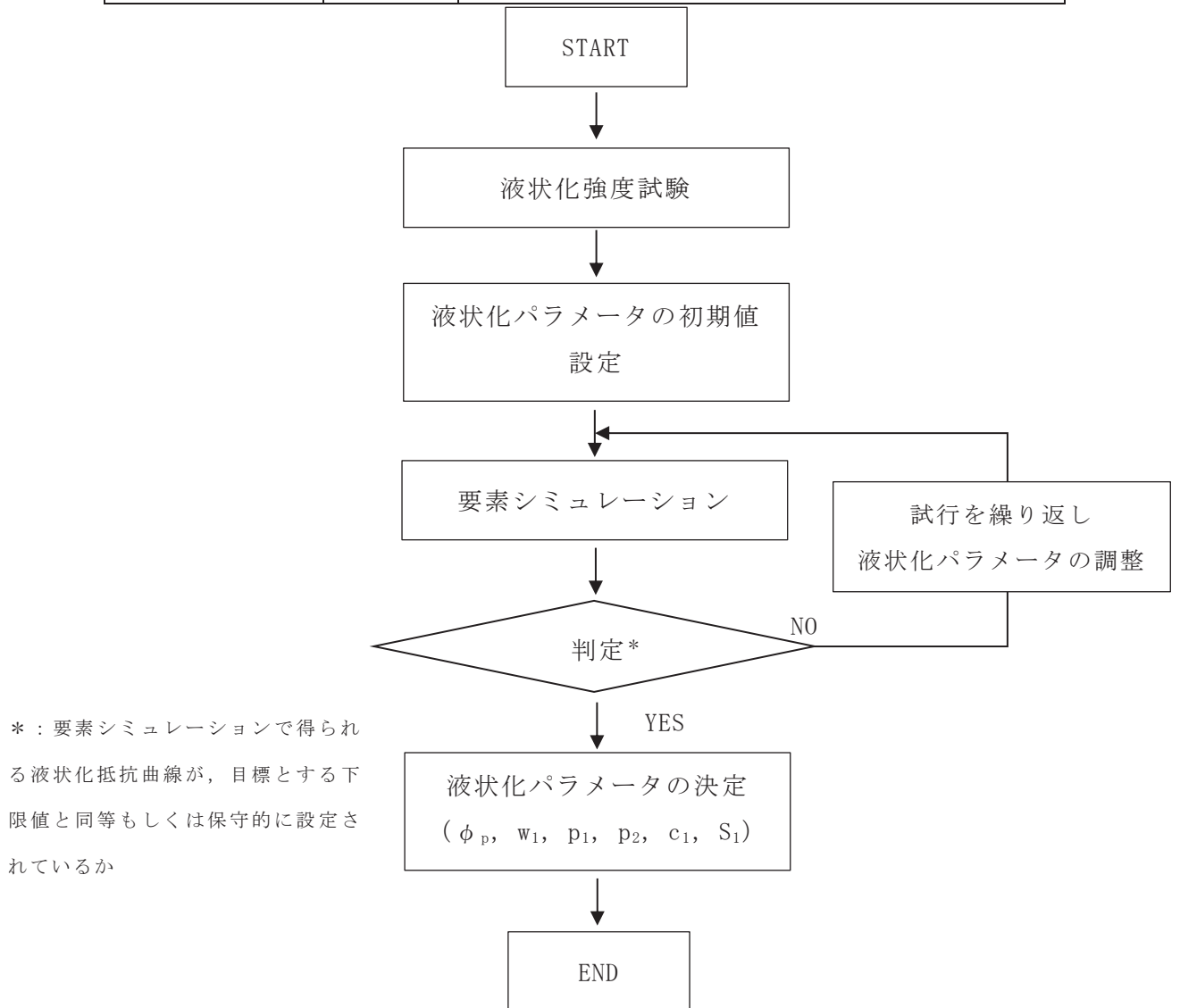
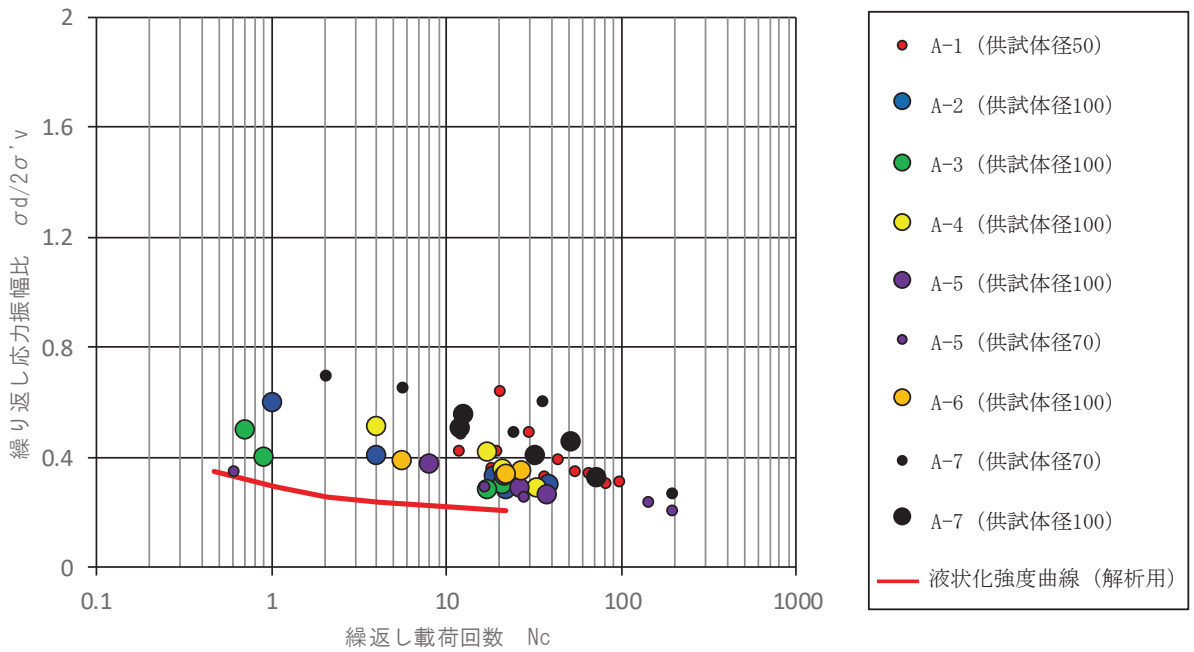
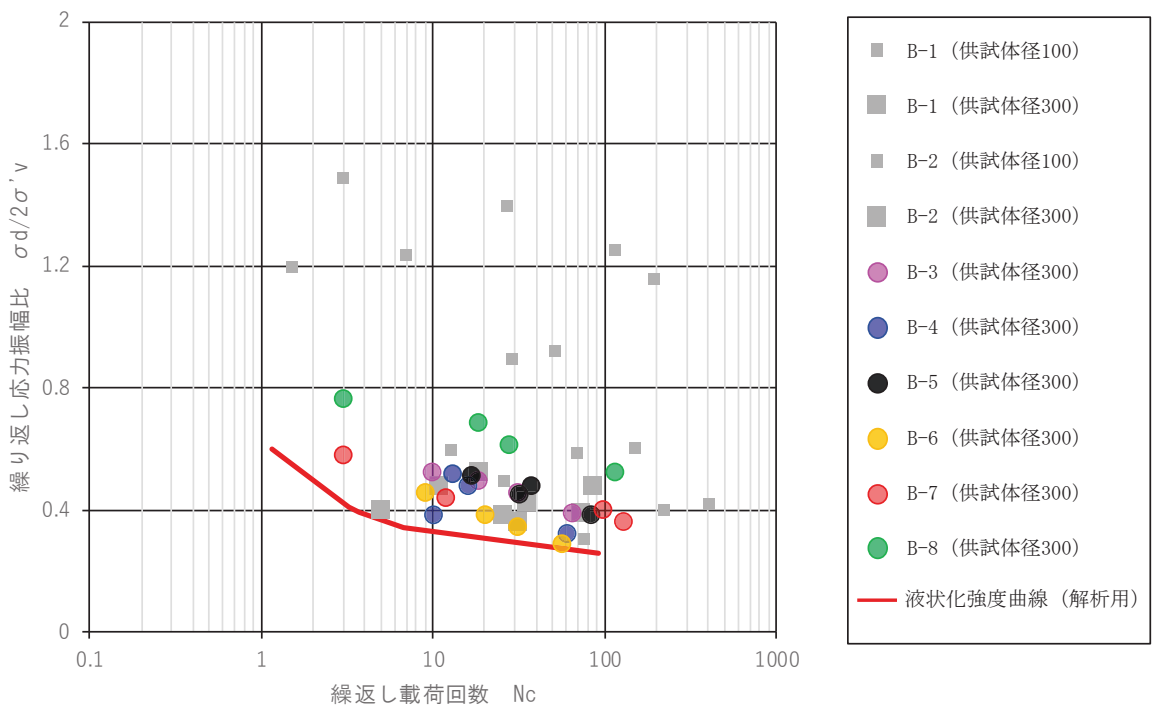


図 4.2-25 有効応力解析コード F L I Pにおける液状化パラメータの設定フロー



(旧表土)



(盛土)

図 4.2-26 液状化強度試験結果に基づく旧表土及び盛土の液状化強度曲線  
(下限値設定)

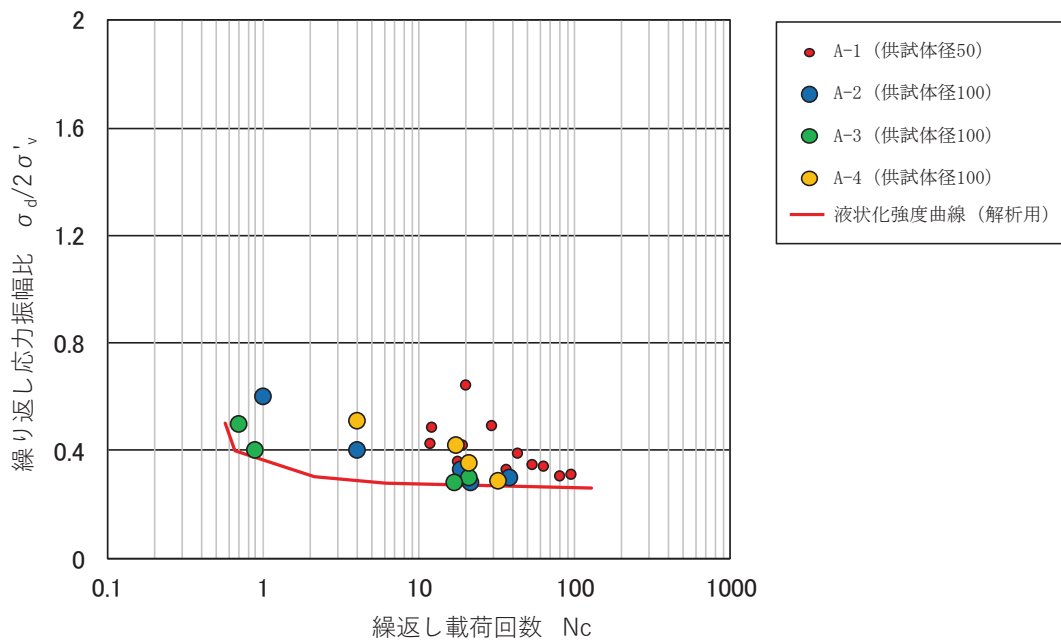


図 4.2-27 液状化強度試験結果に基づく防潮堤近傍の旧表土の液状化強度曲線  
(下限値設定)

表 4.2-6 旧表土及び盛土の液状化パラメータ

	$\phi_p$ ( $^{\circ}$ )	W1	p1	p2	c1	s1
旧表土	28	1.0	1.4	1.5	2.0	0.005
旧表土 (防潮堤)	28	1.3	1.2	0.8	2.75	0.005
盛土	28	14	1.0	0.6	2.8	0.005

#### 4.2.3 その他の解析用物性値

##### (1) マンメイドロック（以下「MMR」という）

MMRについては、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

#### 4.2.4 地盤の物性のばらつきについて

##### (1) 土木構造物（津波防護施設等を含む）の地震応答解析に考慮する地盤の物性のばらつき

土木構造物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については、参考資料12に示す。

##### (2) 建物・構築物の地震応答解析に考慮する地盤の物性のばらつき

建物・構築物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については、参考資料12に示す。

#### 5. 極限支持力

極限支持力は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

#### 6. 地盤の速度構造

##### 6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

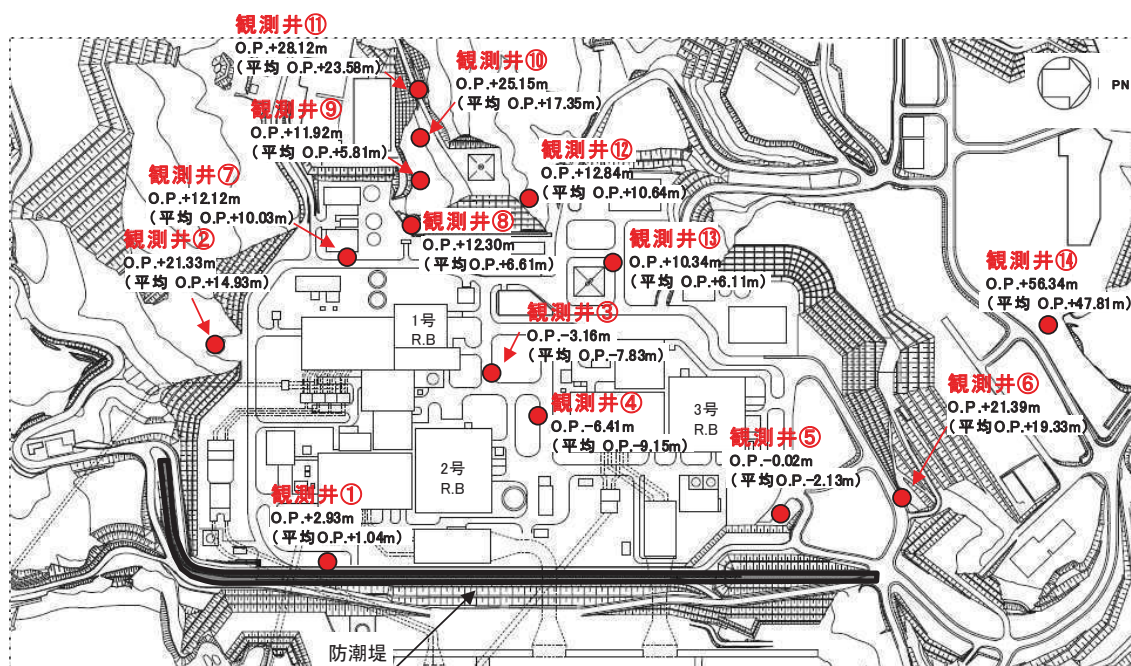
##### 6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデルは、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。



(参考資料 1) 地下水位の観測データ

敷地内の地下水観測井位置図を図 1-1 に、地下水位観測記録と降水量データを図 1-2 に示す。



\* : 数値は観測最高地下水水位, ( )は平均地下水水位を示す

図 1-1 観測井の平面位置図と観測水位

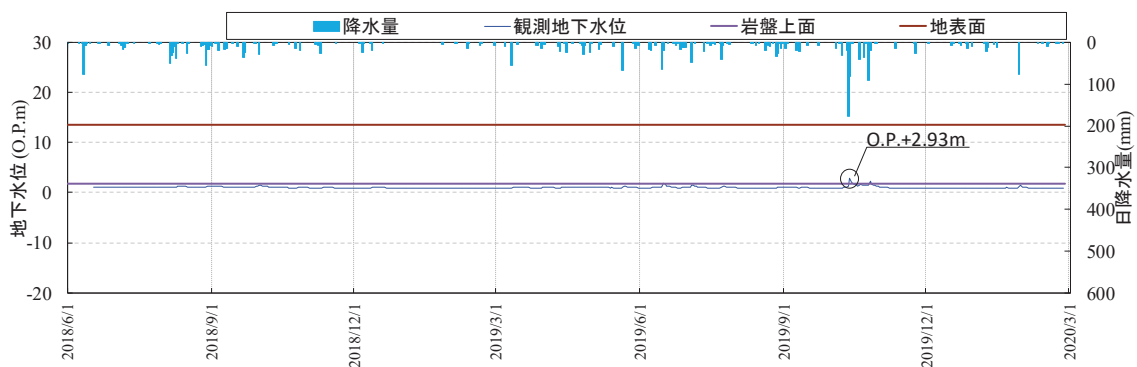


図 1-2 (1) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井①)

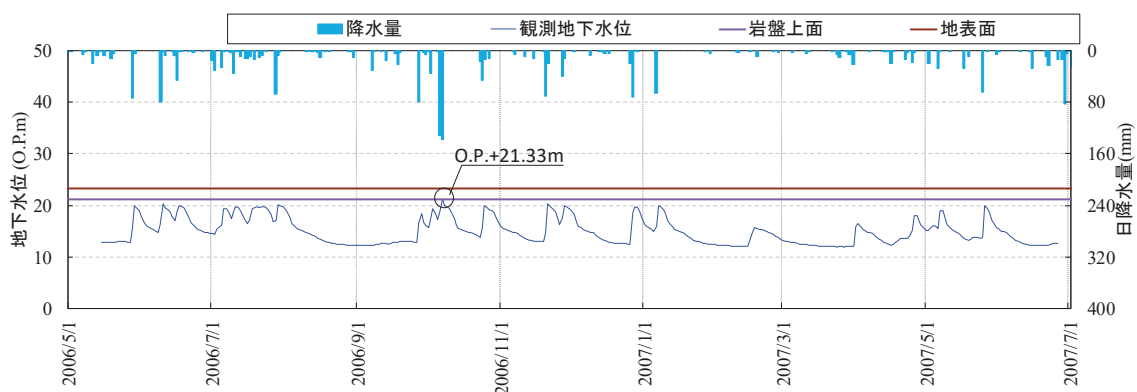


図 1-2 (2) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井②)

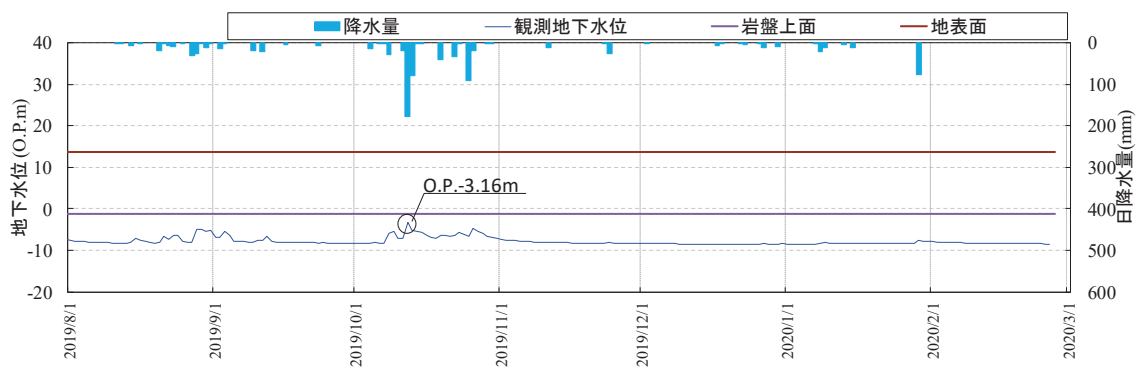


図 1-2 (3) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井③)

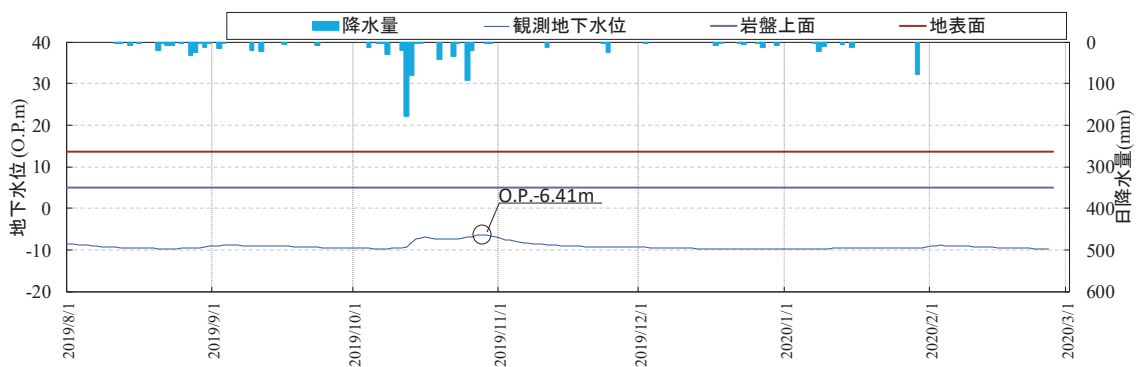


図 1-2 (4) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井④)

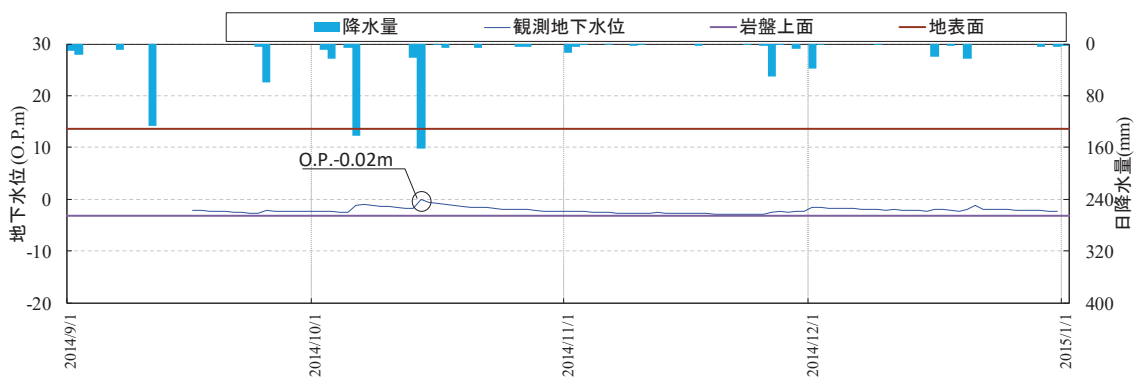


図 1-2 (5) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑤)

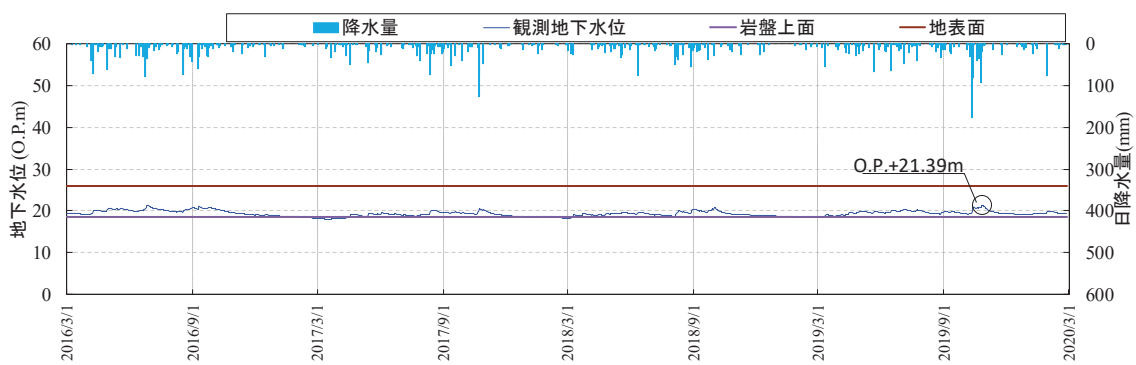


図 1-2 (6) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑥)

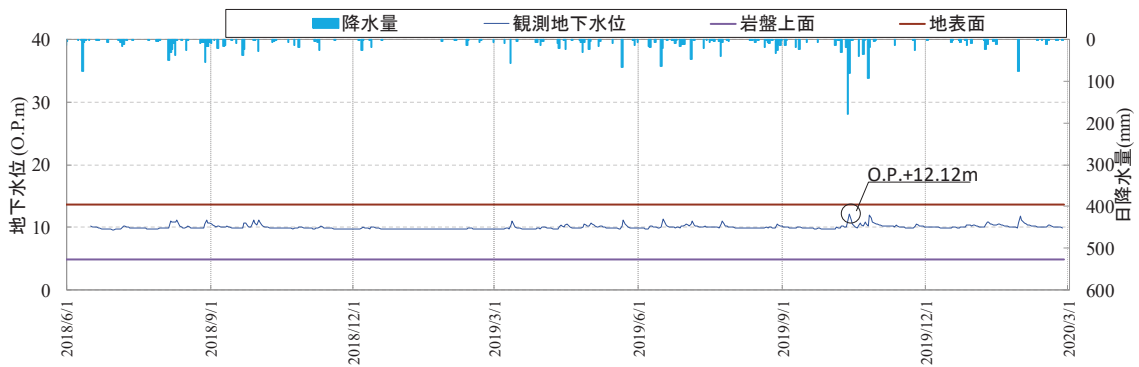


図 1-2 (7) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑦)

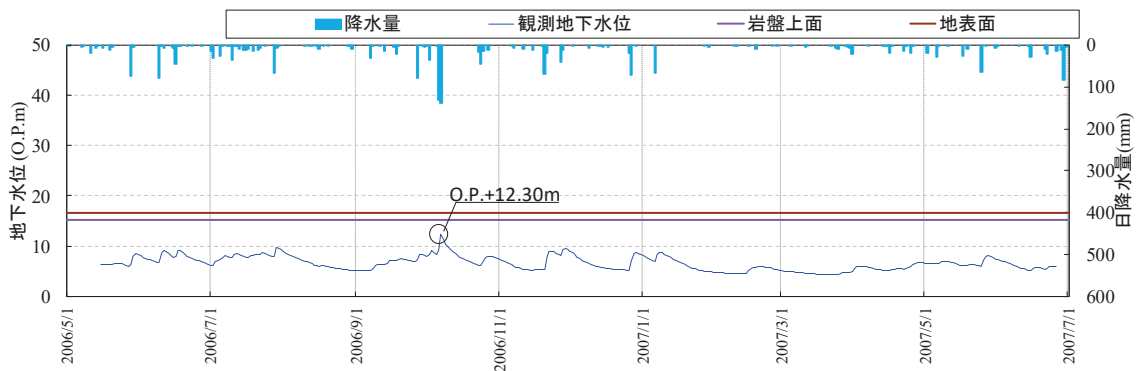


図 1-2 (8) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑧)

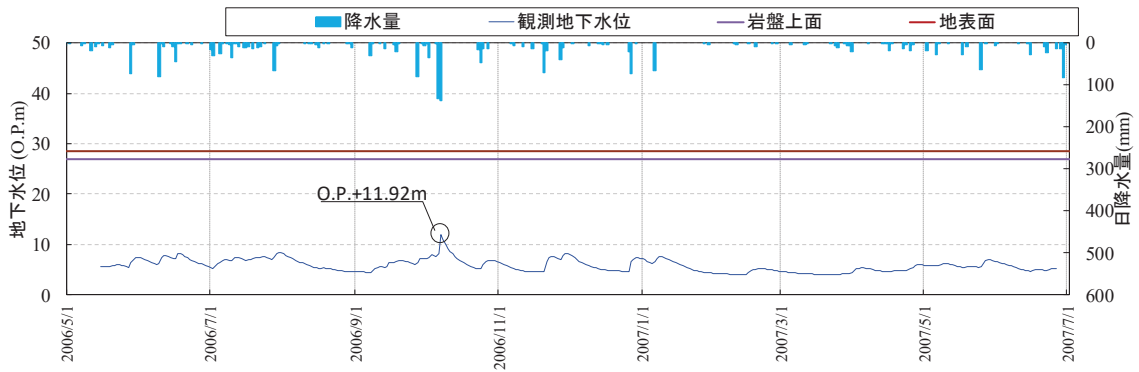


図 1-2 (9) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑨)



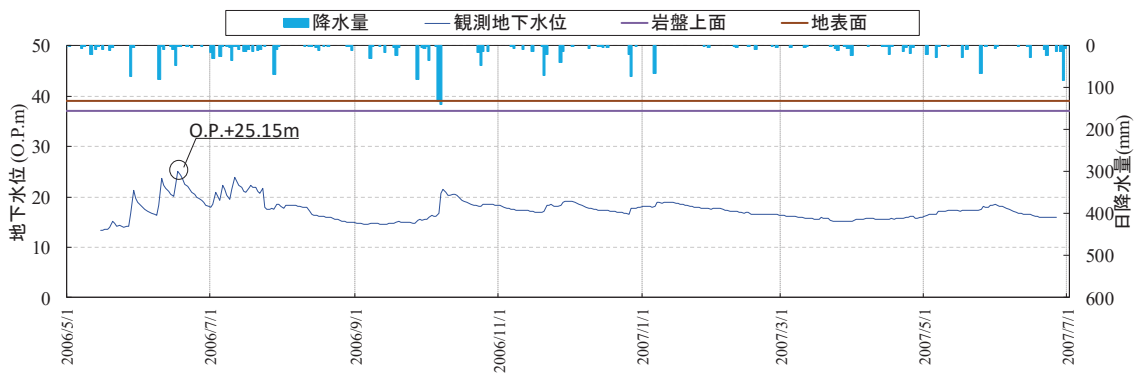


図 1-2 (10) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑩)

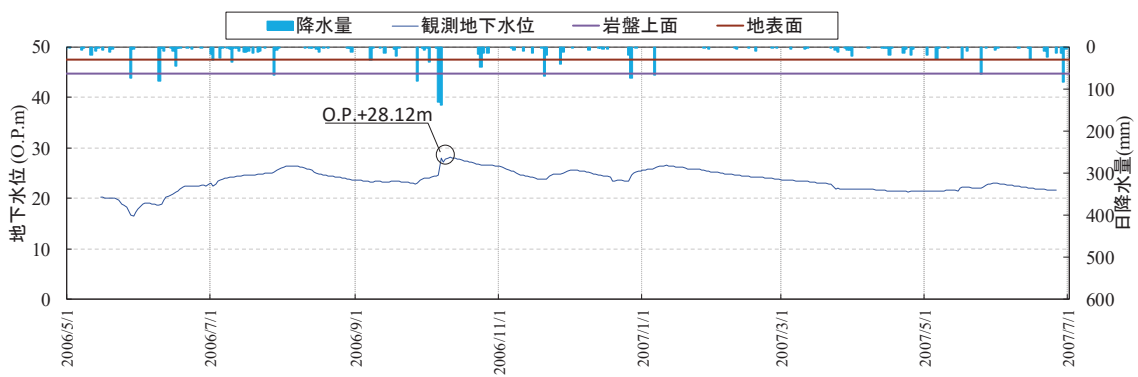


図 1-2 (11) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑪)

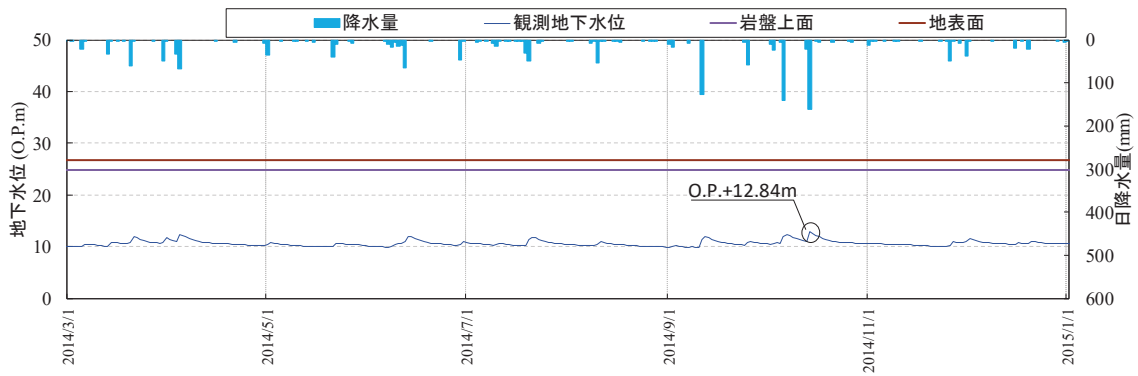


図 1-2 (12) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑫)

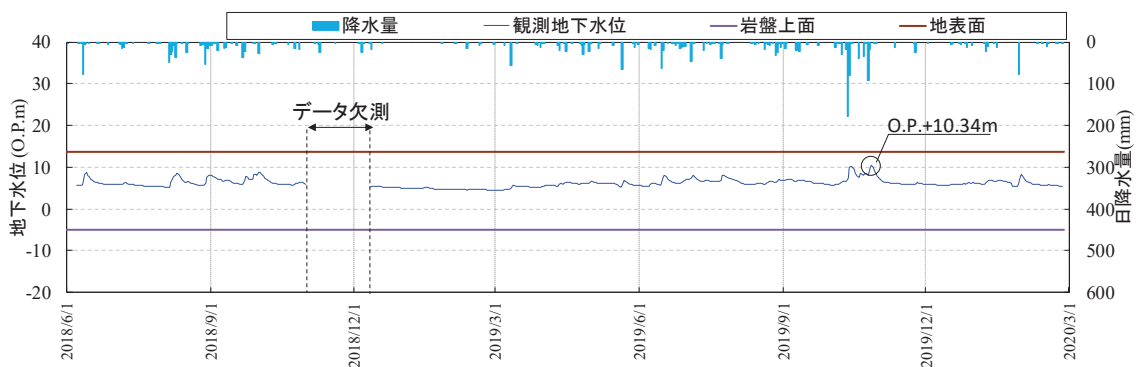


図 1-2 (13) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑬)

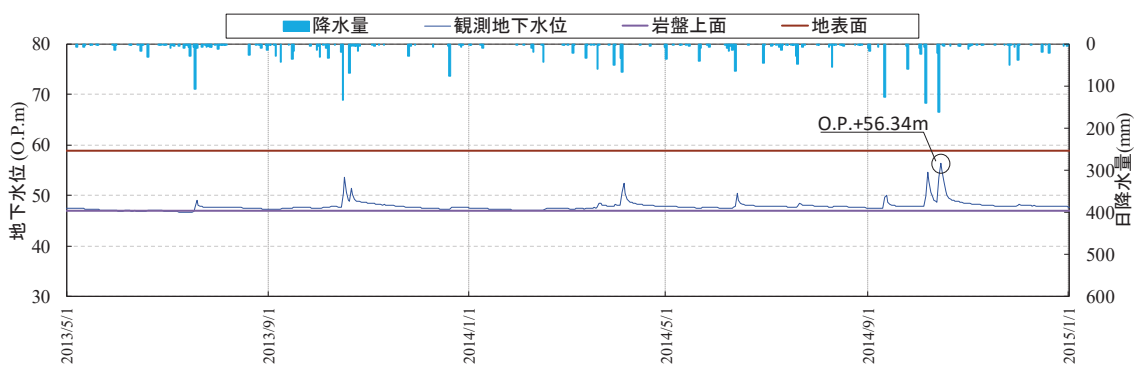


図 1-2 (14) 地下水位観測記録と降水量データ (観測井⑭)

## (参考資料 2-1) 水位評価用モデルの作成

### 1. 概要

本資料は、設計用地下水位の設定フローにおける「(A)水位評価用モデル作成」として、設計用地下水位の設定において参照する **3次元**浸透流解析に用いる水位評価用モデルの概要と再現解析による検証結果について示す。

### 2. 水位評価用モデル

#### 2.1 解析モデル

原子炉建屋等の施設が設置される主要エリア (O. P. +14. 8m盤周辺) の地下水位の評価においては、O. P. +14. 8m盤周辺の法肩までを解析範囲とした **3次元**地形モデルを用いる (解析ソフト: GETFLOWS (GEneral purpose Terrestrial fluid-FLOW Simulator) バージョン: Ver. 6. 64. 0. 2)。

地形モデルは、施設が配置される主要エリア (O. P. +14. 8m盤周辺) を対象領域とし、対象領域内の構造物をモデル化するとともに、敷地造成時における掘削・埋戻しを反映する。また、構造物は不透水層として、防潮堤下部の沈下対策や耐震裕度向上等の目的で実施する地盤改良等は低透水層としてモデル化する。地形モデルの概要を図2-1-1に示す。

ドレーンは各号機の建設段階に主要エリアに設置されているが、水位評価において期待する範囲は信頼性が確保される範囲に限定することにより、解析水位の信頼性・保守性を確保する。また、施設的设计値を確保するため、必要な範囲に新設する。(参考資料2-4)

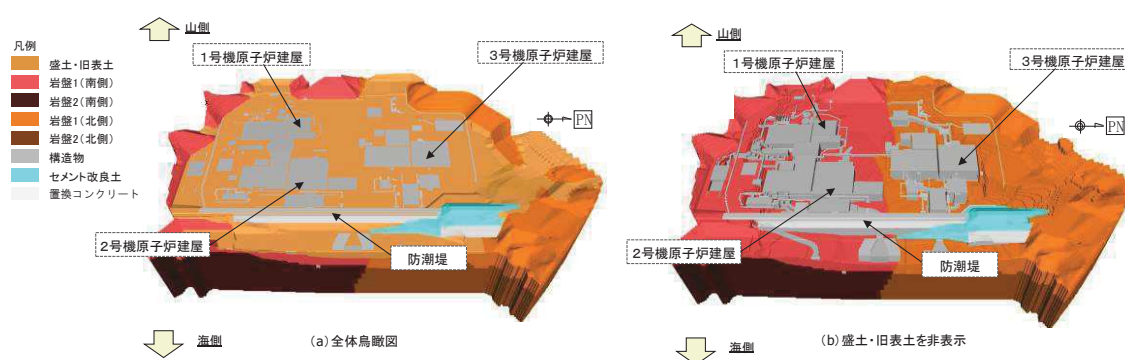


図2-1-1 地形モデルの概要

#### 2.2 境界条件

モデル境界は、海側境界は朔望平均満潮位 (H. W. L. ), 山側境界は地表面位置に水位固定, またモデル下端は不透水層の条件を適用し, 側方境界には静水圧を作用させる。

ドレーンは、自由水面を有する開水路として大気圧開放の境界条件を与える。境界条件の設定の妥当性については、想定される地下水流入量に対して地下水水位低下設備 (揚水ポンプ,

ドレーン)の排水能力が十分大きいことを示すことにより確認する。また、技術基準規則第14条の要求に照らしても排水機能を保持し自由水面を有することを確認する。確認結果を参考資料5に示す。

### 2.3 透水係数

浸透流解析に用いる透水係数を表2-1-1に示す。透水係数の設定根拠は参考資料2-2に示す。

表2-1-1 透水係数一覧表

地層区分		透水係数 (m/sec)			備考
		試験平均値	地下水位設定用*1	排水能力設定用	
盛土・旧表土		$2.1 \times 10^{-5}$	$3.0 \times 10^{-5}$	$6.0 \times 10^{-4}$	
狐崎部層	岩盤Ⅰ	$1.6 \times 10^{-6}$	$7.0 \times 10^{-7}$	$4.0 \times 10^{-6}$	第4速度層 上面以浅
	岩盤Ⅱ	$1.3 \times 10^{-7}$	$5.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-6}$	第4速度層 上面以深
牧の浜部層	岩盤Ⅰ	$1.1 \times 10^{-6}$	$2.0 \times 10^{-7}$	$6.0 \times 10^{-6}$	CH級岩盤上面 -30m以浅
	岩盤Ⅱ	$0.6 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-7}$	$3.0 \times 10^{-7}$	CH級岩盤上面 -30m以深
改良地盤・セメント改良土		$2.1 \times 10^{-7}$	$2.0 \times 10^{-7}$	$2.0 \times 10^{-6}$	
構造物		—	—	—	不透水として モデル化
透水層(碎石)		$1.2 \times 10^{-2}$	$1.0 \times 10^{-2}$	—*2	

\*1 地下水位設定を目的とする場合、盛土・旧表土及び岩盤Ⅰ・岩盤Ⅱ(2号機周辺・3号機周辺)の透水係数は建設時工事計画認可申請時と同様とする。

\*2 揚水ポンプの排水能力設定を目的とする場合、排水量を保守的に評価するよう、透水層(碎石)またはドレーン周辺の地盤としてモデル化していたドレーンの範囲は管路として取扱う。

### 3. 再現解析による検証

水位評価用モデルの保守性については、再現解析により得られる解析水位が観測水位を上回ることにより確認した。再現解析は、水位評価用モデルを敷地周辺の分水嶺まで拡張し、観測降雨を与えることにより実施した。なお、再現解析は水位観測時点における敷地造成形

状・構造物をモデル化しており，防潮堤沈下対策は考慮していない。

再現解析モデルの鳥瞰図を図2-1-2に示す。

再現解析に用いる透水係数は，表2-1-1に示す地下水位設定用と試験平均値としており，解析の保守性を確認するためCASE1（透水係数：地下水位設定用），解析モデルの妥当性を確認するためCASE2（透水係数：試験平均値）を実施した。

再現期間は，参考資料1に示す観測井のうち，各種安全対策工事に伴う敷地改変等に着手した2015年度以前で，一定期間以上の水位観測データのある2期間を選定した。（表2-1-2）観測井の位置図を図2-1-3に示す。

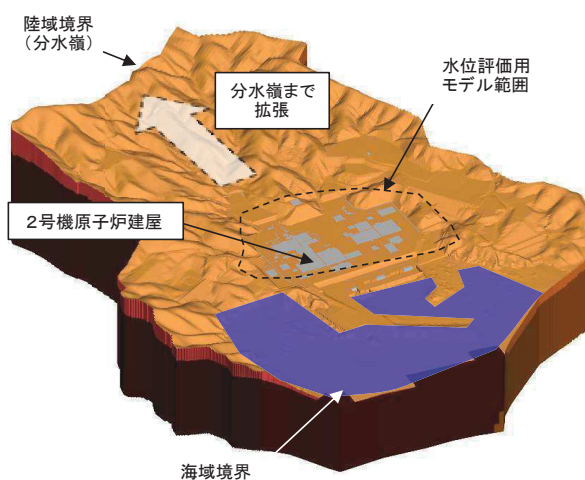


図 2-1-2 再現解析モデル鳥瞰図

表 2-1-2 再現解析ケース

ケース名	再現期間*1	透水係数
CASE1	期間 1. 2006 年 4 月～2007 年 7 月	地下水位設定用
	期間 2. 2013 年 2 月～2014 年 12 月	
CASE2	期間 1. 2006 年 4 月～2007 年 7 月	試験平均値
	期間 2. 2013 年 2 月～2014 年 12 月	

\*1 観測井により 1. または 2. いずれかの期間について再現解析により検証



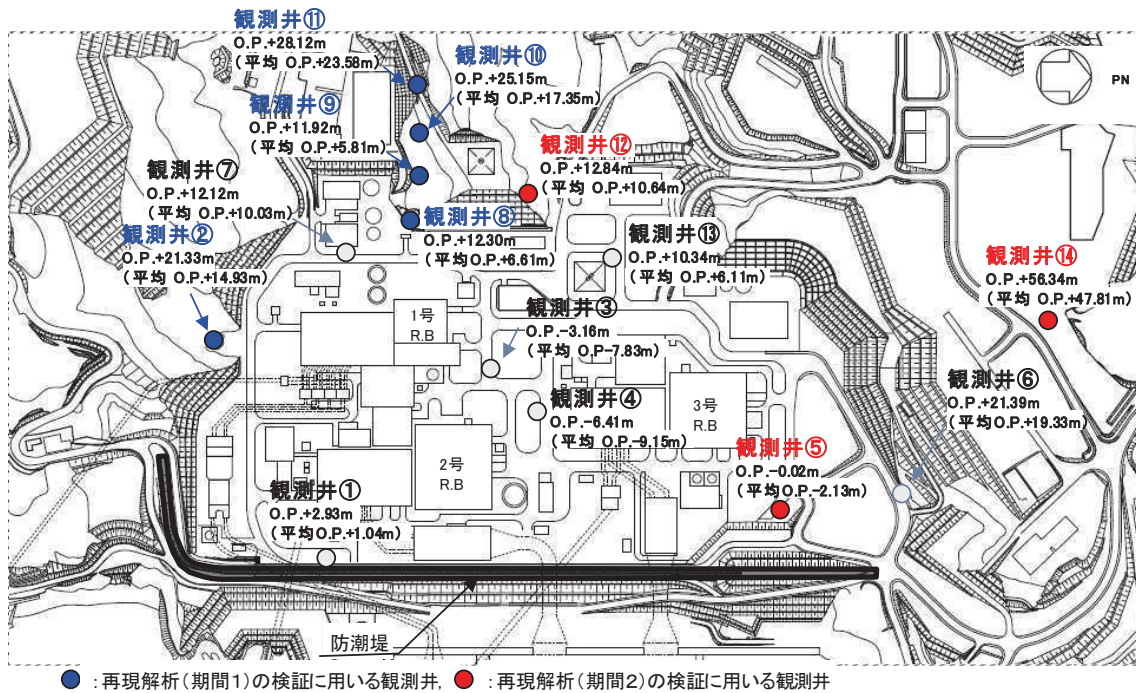
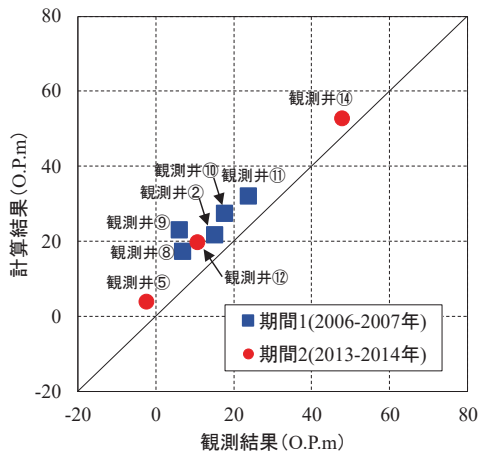


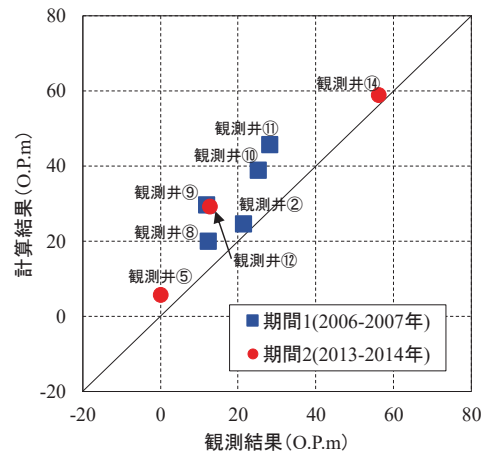
図 2-1-3 検証に用いる観測井位置

各ケースにおける観測水位と解析水位の比較を図2-1-4に、観測井毎の経時変化を図2-1-5に示す。

いずれの観測井においても、CASE2では観測結果と整合的な解析結果が得られており、透水係数（試験平均値）で地下水の流動場を概ね再現出来ていることを確認した。また、更に建設工認段階の設定を踏襲した透水係数（地下水位設定用）としたCASE1では解析水位が保守的に算出されることを確認した。（CASE2（平均値）において観測井⑭の観測結果が解析結果を上回る要因については図2-1-6にて後述する）

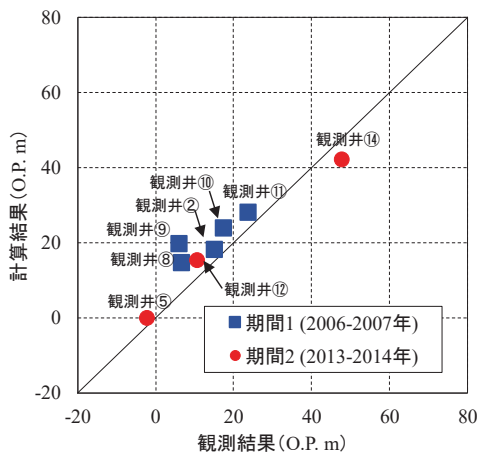


(平均値) \* 1

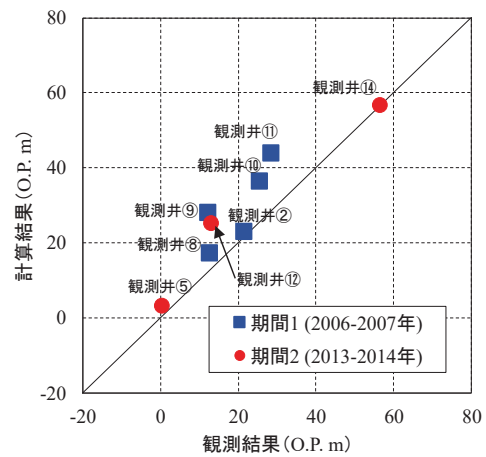


(最大値) \* 1

図 2-1-4 (1) 観測値と解析値の比較 (CASE 1)



(平均値) \* 1



(最大値) \* 1

図 2-1-4 (2) 観測値と解析値の比較 (CASE 2)

\* 1 : 期間中における観測水位と解析水位それぞれの平均水位及び最大水位のプロットを示す。

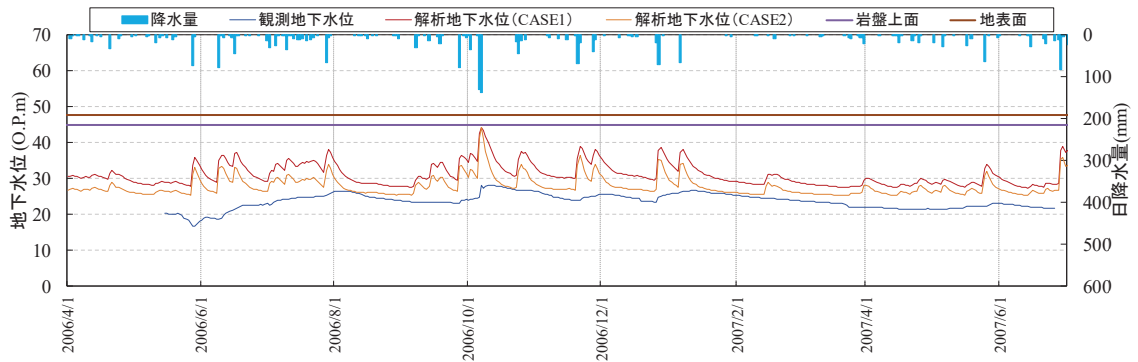


図 2-1-5 (1) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井②) (期間 1)

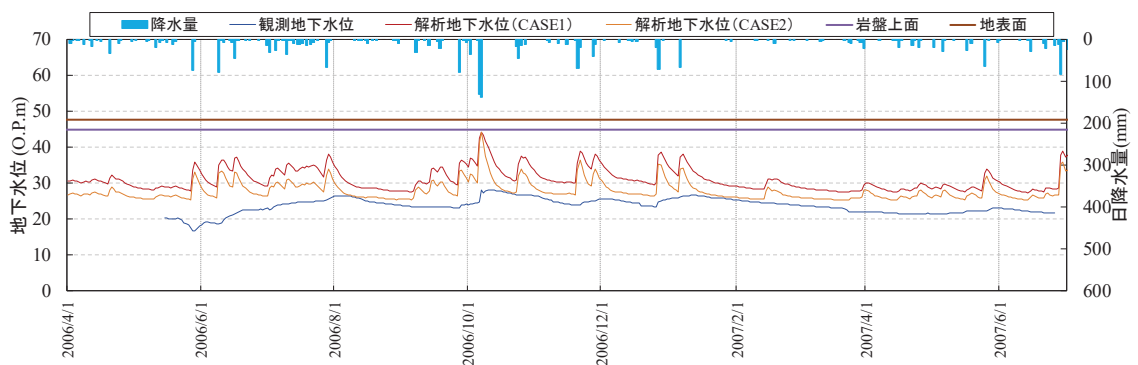


図 2-1-5 (2) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑧) (期間 1)

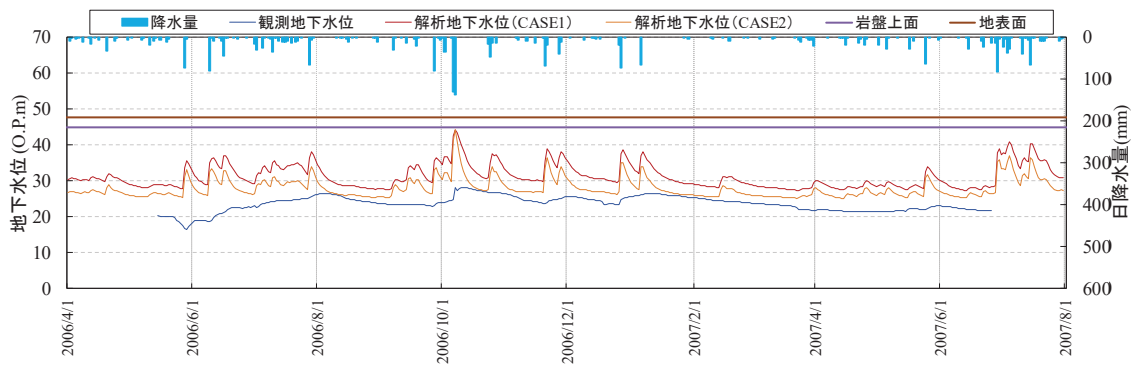


図 2-1-5 (3) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑨) (期間 1)

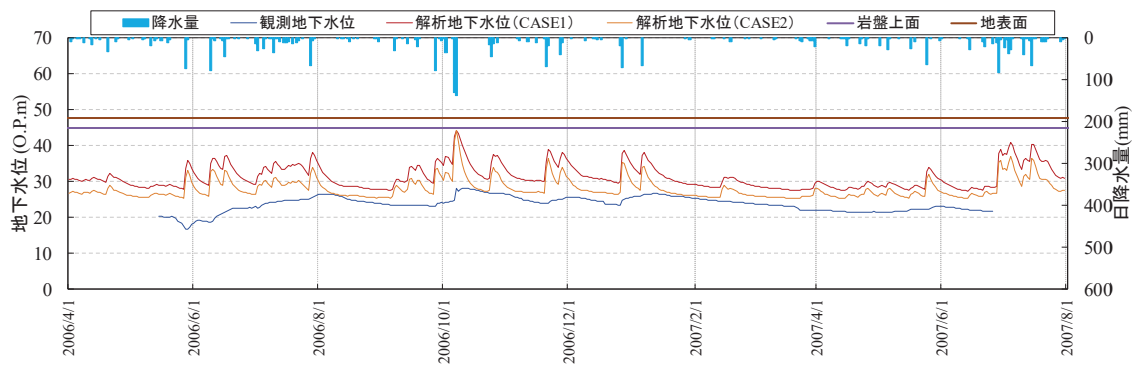


図 2-1-5 (4) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑩) (期間 1)

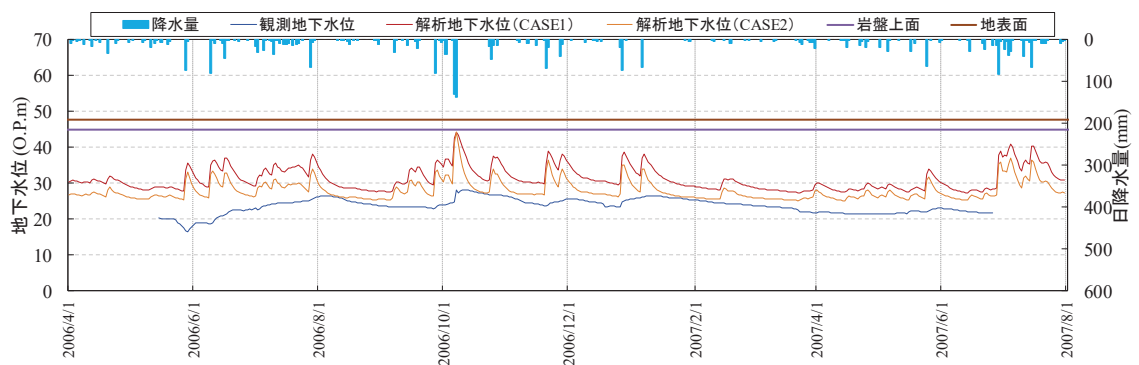


図 2-1-5 (5) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑪) (期間 1)

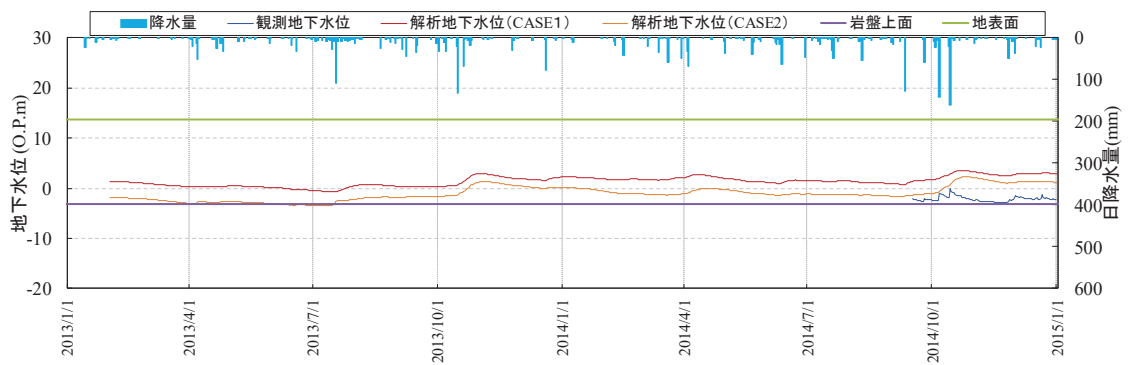


図 2-1-5 (6) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑤) (期間 2)

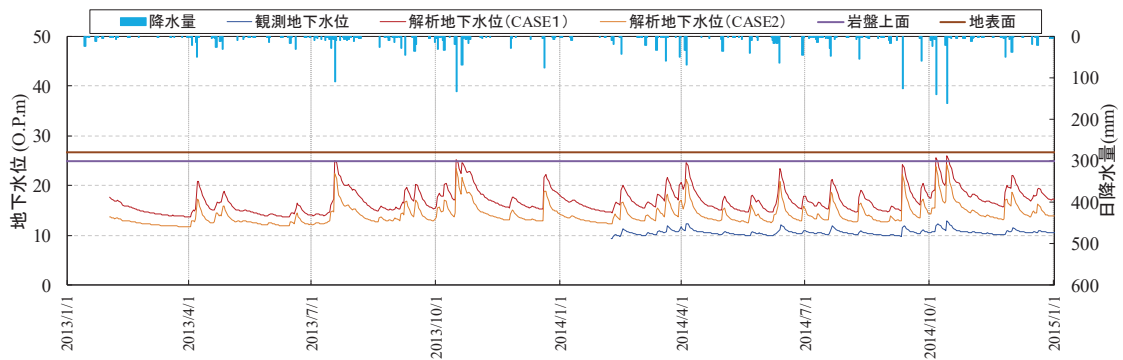


図 2-1-5 (7) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑫) (期間 2)

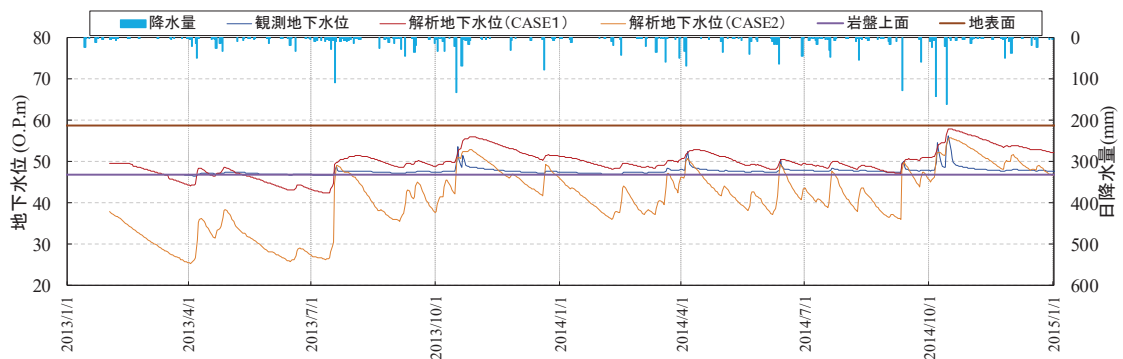


図 2-1-5 (8) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑭) (期間 2)

(補足) 観測井⑭における解析水位と観測水位の関係について

観測井⑭において、観測水位が岩盤表面以下に下がらない状況が確認され、強雨時のピーク水位による再現性が高い一方で、小降雨時では乖離が見られる(解析水位<観測水位)。これは、当該観測井が沢部に位置しているため、周囲から岩盤表面の地下水が集まりやすい構造であることに起因するものと考えられる。

沢地形部における小降雨時の地下水の流れのイメージを図 2-1-6 に示す。

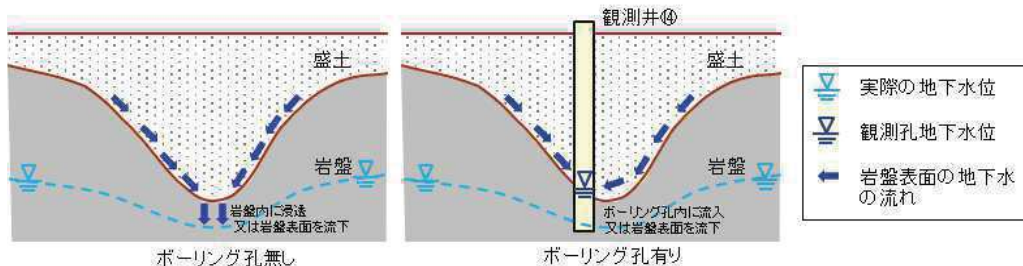


図 2-1-6 沢地形部における小降雨時の地下水の流れ (イメージ)



(参考資料 2-2) 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として、透水試験の概要、試験結果について示す。

なお、透水係数の設定値の妥当性については、観測水位と解析水位の比較により参考資料 2-1 にて確認している。

2. 透水試験

浸透流解析でモデル化する地層区分毎の透水試験の方法と試験結果を示す。

2.1 試験方法

(1) 盛土・旧表土

盛土・旧表土の透水係数は、粒度試験結果（粒径加積曲線）における D<sub>20</sub>（20%粒度）により推定するクレーガーらの方法を適用して設定した。

D<sub>20</sub> と透水係数の関係を表 2-2-1、粒度試験の試料採取位置を図 2-2-1 に示す。また、粒度試験結果（粒径加積曲線）を図 2-2-2 に示す。

表 2-2-1 クレーガーらの方法による D<sub>20</sub> と透水係数の関係

D <sub>20</sub> (mm)	透水係数 k (m/s)	D <sub>20</sub> (mm)	透水係数 k (m/s)
0.005	$3.0 \times 10^{-8}$	0.18	$6.85 \times 10^{-5}$
0.01	$1.05 \times 10^{-7}$	0.2	$8.9 \times 10^{-5}$
0.02	$4.0 \times 10^{-7}$	0.25	$1.4 \times 10^{-1}$
0.03	$8.5 \times 10^{-7}$	0.3	$2.2 \times 10^{-1}$
0.04	$1.75 \times 10^{-7}$	0.35	$3.2 \times 10^{-1}$
0.05	$2.8 \times 10^{-6}$	0.4	$4.5 \times 10^{-1}$
0.06	$4.6 \times 10^{-6}$	0.45	$5.8 \times 10^{-1}$
0.07	$6.5 \times 10^{-6}$	0.5	$7.5 \times 10^{-1}$
0.08	$9.0 \times 10^{-6}$	0.6	$1.1 \times 10^{-3}$
0.09	$1.4 \times 10^{-5}$	0.7	$1.6 \times 10^{-3}$
0.1	$1.75 \times 10^{-5}$	0.8	$2.15 \times 10^{-3}$
0.12	$2.6 \times 10^{-5}$	0.9	$2.8 \times 10^{-3}$
0.14	$3.8 \times 10^{-5}$	1	$3.6 \times 10^{-3}$
0.16	$5.1 \times 10^{-5}$	2	$1.8 \times 10^{-2}$

(換算式)

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

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

ここで、k：透水係数(m/s)，D<sub>20</sub>：20%粒径(mm)

(土質工学ハンドブック (土質工学会) より引用)

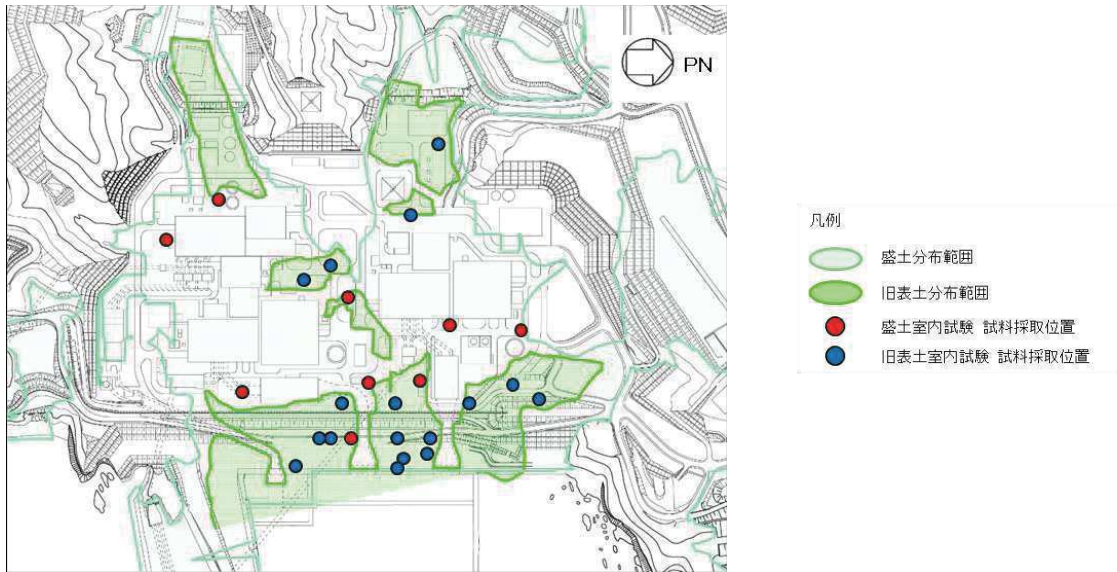
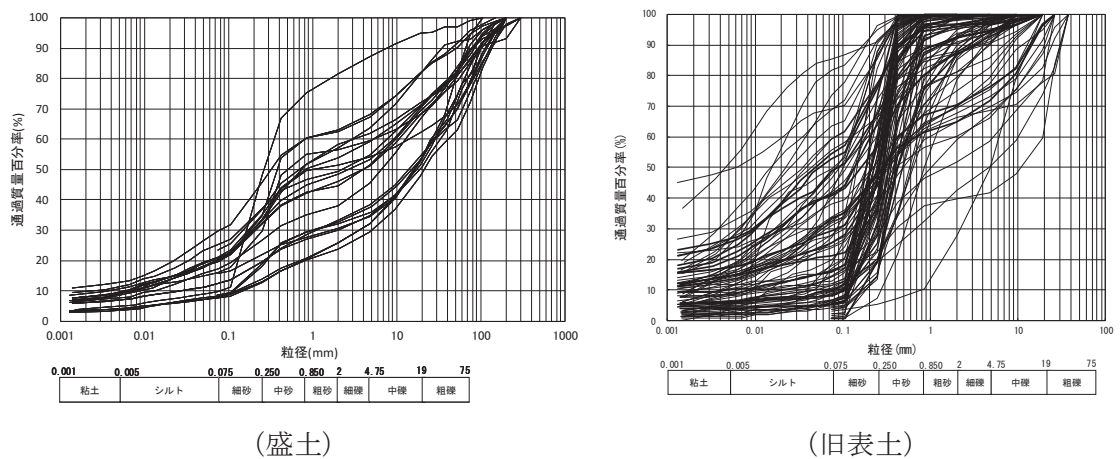


図 2-2-1 粒度試験試料採取位置図（平面図）



(盛土)

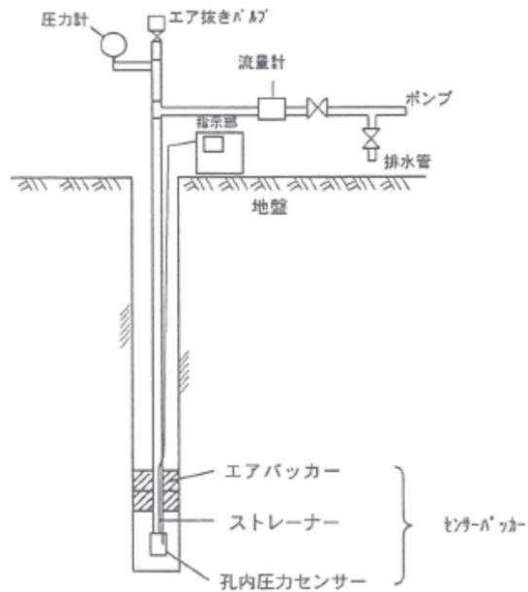
(旧表土)

図 2-2-2 粒度試験結果（粒径加積曲線）

(2) 岩盤・セメント改良土・改良地盤

岩盤・セメント改良土・改良地盤の透水係数は、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。

試験方法の概要を図 2-2-3 に、試験位置を図 2-2-4 に示す。



(ル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 2-2-3 原位置透水試験 (ルジオン試験) の概要

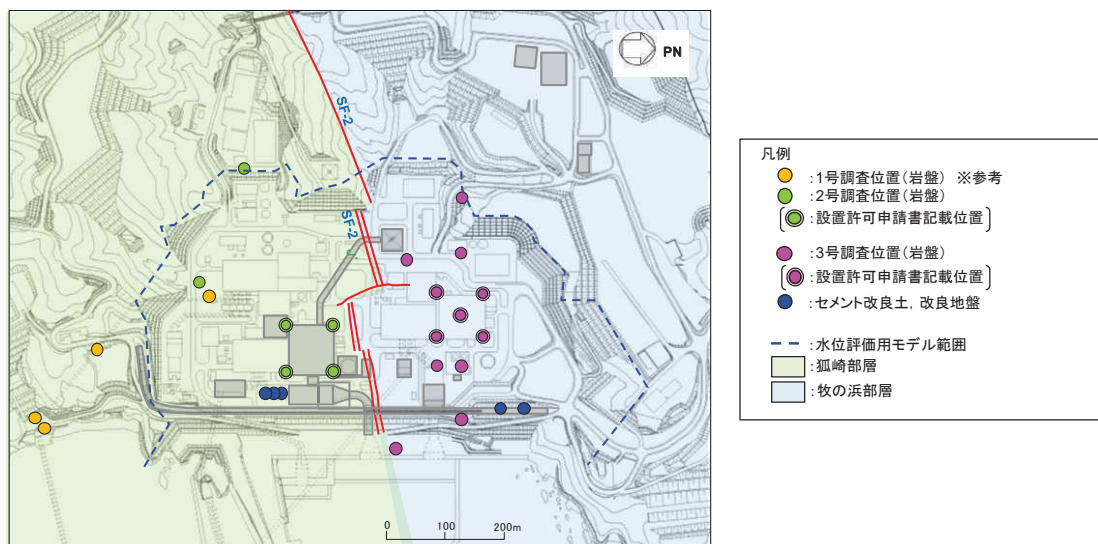


図 2-2-4 原位置試験位置図 (平面図)  
 (岩盤, セメント改良土・改良地盤)

(3) 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

(参考) 2-2-3

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、施工上のばらつき等を踏まえ、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 2-2-5 に、試験方法の概要を図 2-2-6 に示す。

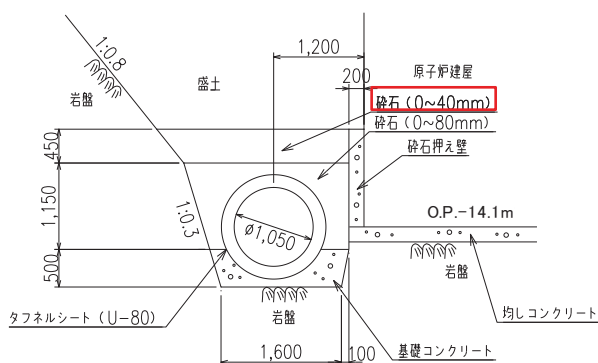


図 2-2-5 建屋外周のヒューム管施工概念  
(φ 1050 mm有孔ヒューム管の例)

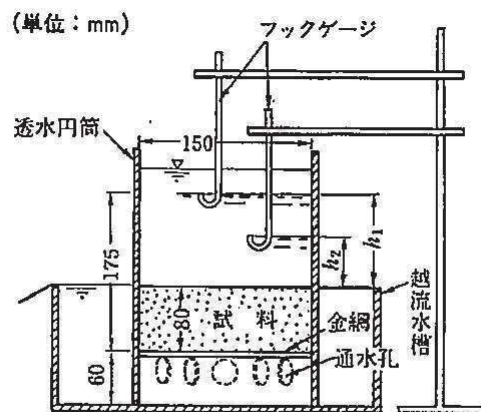


図-6.5.4 低動水勾配の変水位透水試験（大口径のスタンドパイプを用いる方法）Yemington 司に加筆修正)

(土質試験の方法と解説（地盤工学会）より引用)

図 2-2-6 室内透水試験方法の概要

(参考) 2-2-4

## 2.2 試験結果

透水試験の試験結果を表 2-2-2 に示す。

表 2-2-2 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 $\sigma$ (m/s)	平均値+1 $\sigma$ (m/s)
盛土・旧表土		158	$2.1 \times 10^{-5}$ (0.11mm) *1	$7.3 \times 10^{-7}$	$6.2 \times 10^{-4}$
(盛土のみ)		69	$1.0 \times 10^{-4}$ (0.22mm) *1	$0.9 \times 10^{-7}$	$1.1 \times 10^{-3}$
(旧表土のみ)		89	$6.4 \times 10^{-6}$ (0.07mm) *1	$1.9 \times 10^{-7}$	$2.2 \times 10^{-4}$
狐崎 部層	岩盤 I	16	$1.6 \times 10^{-6}$	$7.2 \times 10^{-7}$	$3.7 \times 10^{-6}$
	岩盤 II	54	$1.3 \times 10^{-7}$	$2.0 \times 10^{-8}$	$0.8 \times 10^{-6}$
牧の浜 部層	岩盤 I	70	$1.1 \times 10^{-6}$	$2.3 \times 10^{-7}$	$5.3 \times 10^{-6}$
	岩盤 II	57	$0.6 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-8}$	$3.0 \times 10^{-7}$
セメント改良土 ・改良地盤		11	$2.1 \times 10^{-7}$	$2.7 \times 10^{-8}$	$1.6 \times 10^{-6}$
透水層 (碎石)		10	$1.2 \times 10^{-2}$	$0.9 \times 10^{-2}$	$1.7 \times 10^{-2}$

\*1 : ( ) 内の数字は粒度試験結果に基づく D20 の値

## 2.3 試験結果の代表性

各試験結果が敷地全体の透水性を代表していることについて示す。

### (1) 盛土・旧表土

盛土は発電所の建設工事で発生した岩砕で、硬質の岩塊を含む粗粒材料から構成され、旧表土は主に敷地造成前の海浜砂である。

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。また、地下水ハンドブック（建設産業調査会）によると、表 2-2-3 に示す通り、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、試験結果は文献値の概ね中央値となっていることから、試験結果は敷地の代表性を有していると判断できる。



表 2-2-3 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)

(2) 岩盤

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。原子炉建屋設置位置付近は、狐崎砂岩頁岩部層が分布している。

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。また、試験結果としても、表 2-2-4 に示す地下水ハンドブック (建設産業調査会) における細粒砂岩の場合、概ね  $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-8}$  (m/s) 程度となっており、文献値等に示されている透水係数とも整合的である。

表 2-2-4 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	
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)

(3) セメント改良土・改良地盤

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。

改良地盤及びセメント改良土の解析用物性値 (表 2-2-5) を基準とし、透水試験箇所で行った 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

2-2-6 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 2-2-5 改良地盤の解析用物性値

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

$$G_0 = \gamma V_s^2 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ここに, } V_s : \text{S波速度}$$

表 2-2-6 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 <sup>2</sup> )
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

### 3. 解析に用いる透水係数の設定

試験結果を踏まえた地下水位設定用の透水係数を表 2-2-7、排水能力設定用の透水係数を表 2-2-8 に示す。

表 2-2-7 透水係数の設定値と設定根拠（地下水位設定用）

地層		設定値 (m/s)	設定根拠	備考
盛土・旧表土		$3.0 \times 10^{-5}$	試験結果の平均値に基づき設定	* 2
狐崎 部層	岩盤 I	$7.0 \times 10^{-7}$	試験結果の平均値 - $1\sigma$ に基づき設定* 1	
	岩盤 II	$5.0 \times 10^{-7}$	試験結果の平均値に基づき設定	
牧の浜 部層	岩盤 I	$2.0 \times 10^{-7}$	試験結果の平均値 - $1\sigma$ に基づき設定* 1	
	岩盤 II	$1.0 \times 10^{-7}$	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		$2.0 \times 10^{-7}$	試験結果の平均値に基づき設定	* 3
透水層 (碎石)		$1.0 \times 10^{-2}$	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)	—	* 4

\* 1 : 試験結果に対して、保守性の観点から、建設時工事計画認可申請時において、パラメータスタディを実施し、建屋揚圧力への影響が最も大きい物性として、岩盤 I を平均値 -  $1\sigma$  に設定。

\* 2 : 建設時工事計画認可申請時と同値

\* 3 : 建設時工事計画認可申請時は設定なし

\* 4 : 建設時工事計画認可申請時には透水係数を設定していたが、保守的に不透水として扱う

表 2-2-8 透水係数の設定値と設定根拠（排水能力設定用）

地層		設定値 (m/s)	設定根拠	備考
盛土・旧表土		$6.0 \times 10^{-4}$	試験結果の平均値+ $1\sigma$ に基づき設定	
狐崎 部層	岩盤 I	$4.0 \times 10^{-6}$		
	岩盤 II	$6.0 \times 10^{-6}$		
牧の浜 部層	岩盤 I	$1.0 \times 10^{-6}$		
	岩盤 II	$3.0 \times 10^{-7}$		
セメント改良土・改良地盤		$2.0 \times 10^{-6}$		
透水層 (碎石)		—	—	* 1
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	地下水位設定用に同じ

\* 1 : 排水能力評価時には、透水層 (碎石) またはドレーン周辺の地盤として扱うドレーンを含めて全てのドレーンを有効としたモデル化を行う。

(補足) 建設時工事計画認可申請時の透水係数の設定根拠について

建設時工事計画認可申請時において、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 2-2-7 及び図 2-2-8 に示す。

検討の結果より、建設時工事計画認可申請時において、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-1σ 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き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 — タービン建屋 — (単位: cm/sec)

ケース	地層	表層土等	岩盤		MMR	備考
			I層	II層		
CASE T1		$3.0 \times 10^{-2}$	$5.57 \times 10^{-5}$	$2.39 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-6}$	岩盤 I、II 層の透水係数を最小値に設定。
CASE T2		$3.0 \times 10^{-2}$	$5.57 \times 10^{-5}$	$2.39 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-8}$	岩盤 I、II 層の透水係数を最小値に設定。MMR は前回 CASE 1 より 2 桁小さく設定。
CASE T3		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-8}$	岩盤 I、II 層の透水係数を前回 CASE 1 より 1 桁小さく設定。MMR は前回 CASE 1 より 2 桁小さく設定。
CASE T4		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-8}$	表層土等、岩盤 I、II 層の透水係数を前回 CASE 1 より 1 桁小さく設定。MMR は前回 CASE 1 より 2 桁小さく設定。
(前回 CASE 1)		$3.0 \times 10^{-2}$	$2.0 \times 10^{-4}$	$5.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-6}$	

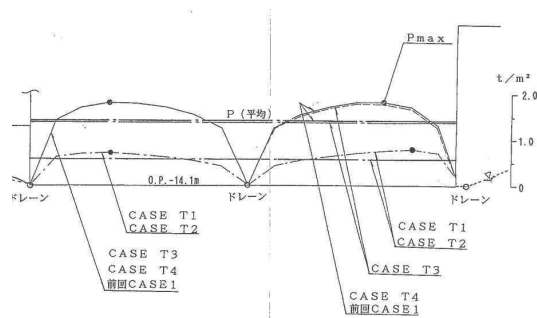
盛土・旧表土の  
透水係数を 1/10

原子炉建屋

(単位: t/m<sup>2</sup>)

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 1)		1.78	1.81	1.42

(原子炉建屋の揚圧力)



(揚圧力分布)

図 2-2-7 パラメータスタディ①の結果

(参考) 2-2-9

表-4. 2 解析ケース及び透水性係数 — タービン建屋 —

(単位: cm/sec)

ケース	地層	表層土等	岩盤		MMR	備考
			I層	II層		
CASE T5		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-8}$	南端ドレーンを50cm下げ、0.P.-2.7mに設定。岩盤I、II層の透水性係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T6		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-9}$	サブドレーンを0.P.-6.0mに追加。岩盤I、II層の透水性係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T7		$3.0 \times 10^{-3}$	$7.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-9}$	サブドレーンを0.P.-6.0mに追加。岩盤I層の透水性係数は前回CASE1より1σ小さく設定。
(前回CASE1)		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-4}$	$5.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	

岩盤I・II共に透水性係数を1/10

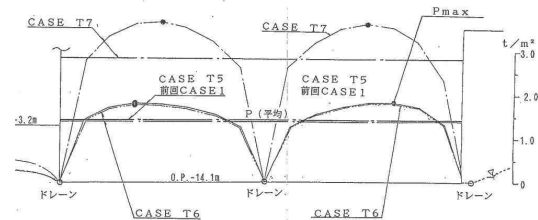
岩盤Iのみ透水性係数を-1σ

原子炉建屋

(単位: t/m<sup>2</sup>)

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

(原子炉建屋の揚圧力)



(揚圧力分布)

図 2-2-8 パラメータスタディ②の結果



## (参考資料 2-3) 地下水位の上昇により生じる影響評価結果

### 1. 概要

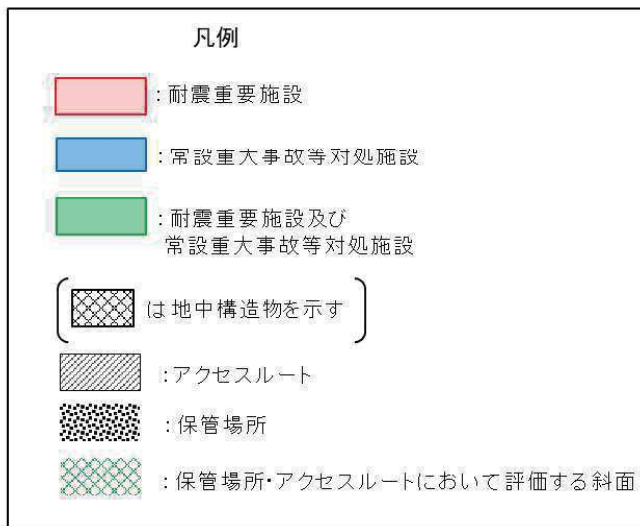
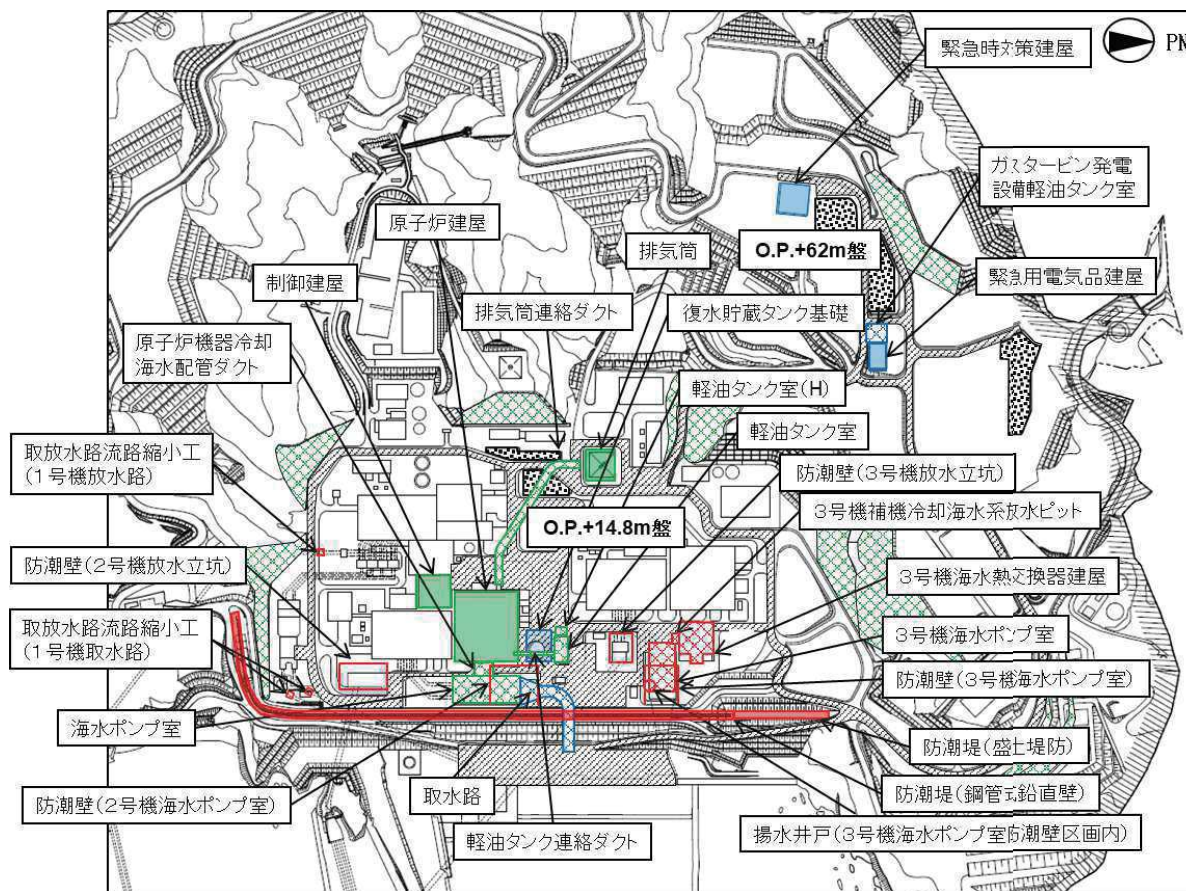
設置変更許可段階において、地下水位低下設備の位置付けを整理することを目的に、地下水位の上昇により各施設に与える影響の評価を実施している。

詳細設計の状況を踏まえ、設置変更許可段階にて行った影響評価結果を一部変更する。

#### 1.1 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等の抽出

防潮堤の沈下対策により敷地内の地下水の流動場が変化することを踏まえ、耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等として、基礎地盤・周辺斜面の他、O.P. +14.8m 盤及び O.P. +62m 盤エリアに設置される耐震重要施設・常設重大事故等対処施設 (いずれも間接支持構造物を含む)、並びに車両通行性への影響の観点等から保管場所・アクセスルートを抽出した。

耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等の抽出結果について図 2-3-1 及び表 2-3-1 に示す。



0m 100m

図 2-3-1 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等

表 2-3-1 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等

施設等		備考
基礎地盤・周辺斜面	基礎地盤	
	周辺斜面	対象となる周辺斜面なし
建物・構築物*1	原子炉建屋	
	制御建屋	
	第3号機海水熱交換器建屋	
	排気筒	
	緊急時対策建屋	0. P. +62m 盤
	緊急用電気品建屋	0. P. +62m 盤
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	
	第3号機海水ポンプ室	
	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	0. P. +62m 盤
	第3号機補機冷却海水系放水ピット	
揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区内)	浸水防止蓋の間接支持構造物	
保管場所・ アクセスルート	保管場所	0. P. +14. 8m 盤
	アクセスルート	0. P. +14. 8m 盤
	保管場所・アクセスルート	0. P. +62m 盤
	保管場所・アクセスルートにおいて評価する斜面	

\*1 土木構造物を除く

## 1.2 地下水位の上昇による影響と対応方針

図 2-3-1 及び表 2-3-1 に示した耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等について、地下水位が上昇した場合は施設等への揚圧力影響及び液状化影響が生じる可能性を踏まえ、その影響を低減するための対応方針を整理した。

### (1) 地下水位低下設備が機能しない場合の影響

水位評価用モデルを用いた浸透流解析により、地下水位低下設備が機能しない状態が長期間継続した場合を仮定し、定常的な地下水位分布（防潮堤の沈下対策を考慮）を評価した。

境界条件は水位評価用モデルと同様とし、透水係数は地下水位設定用（参考資料 2-2）と同条件とした。

この結果、防潮堤の沈下対策により地下水が敷地内に滞留し、地下水位が地表面付近まで上昇する。評価結果を図 2-3-2 に示す。

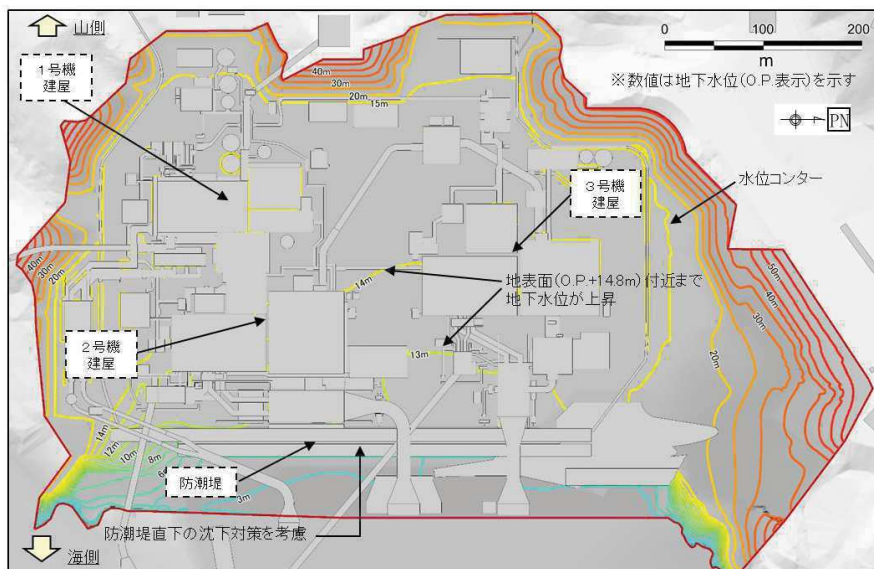


図 2-3-2 地下水位低下設備が機能しない場合の地下水位分布算定結果\*1

\*1： 解析境界の地表面に水位固定した定常解析により得られた地下水位分布であり、解析開始（地下水位低下設備が機能喪失）から数年程度で地下水位が地表面近くに到達する。

### (2) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応

耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等について、地下水位の影響を踏まえた評価と対応を表 2-3-2 のとおり整理した。

なお、以下の施設は設計用地下水位の設定において地下水位低下設備の機能に期待

しない。

- ・ 排気筒（地表面\*<sup>1</sup>にて設計用地下水位を設定）
- ・ 緊急時対策建屋，緊急用電気品建屋及びガスタービン発電設備軽油タンク室（地表面\*<sup>2</sup>にて設計用地下水位を設定）
- ・ 取放水路流路縮小工（岩盤内に設置され，地下水位は設計に影響しない）

\*1 設置変更許可段階の検討例より変更

\*2 設置変更許可段階の説明（自然水位より保守的に設定した水位又は地表面より変更



表 2-3-2 (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	地下水低下設備 【揚圧力対策】 ○: 地下水低下設備の設置 【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  
○: 地下水低下設備が設計上必要  
△: 地下水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 2-3-2 (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ピット ・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 (地下水低下設備に期待せず設計用地下水位を設定)	
	対策	地下水低下設備 — 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  
○: 地下水低下設備が設計上必要  
△: 地下水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 2-3-2 (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・対策	
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.E.+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 ー 各施設等(耐震補強) ー
	・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 ー 各施設等(耐震補強) ー
	・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 ー 各施設等(耐震補強) ー

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  
 ー:対策不要

### 1.3 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 2-3-3 に示す。



(参考資料 2-4)

## 集水機能の信頼性に係る詳細検討フローによるドレーンの有効範囲の設定結果

### 1. はじめに

本資料は、設計用地下水位の設定フローにおける「(D)地下水位低下設備の考慮（信頼性が確保された範囲）」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。

### 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 2-4-1 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。

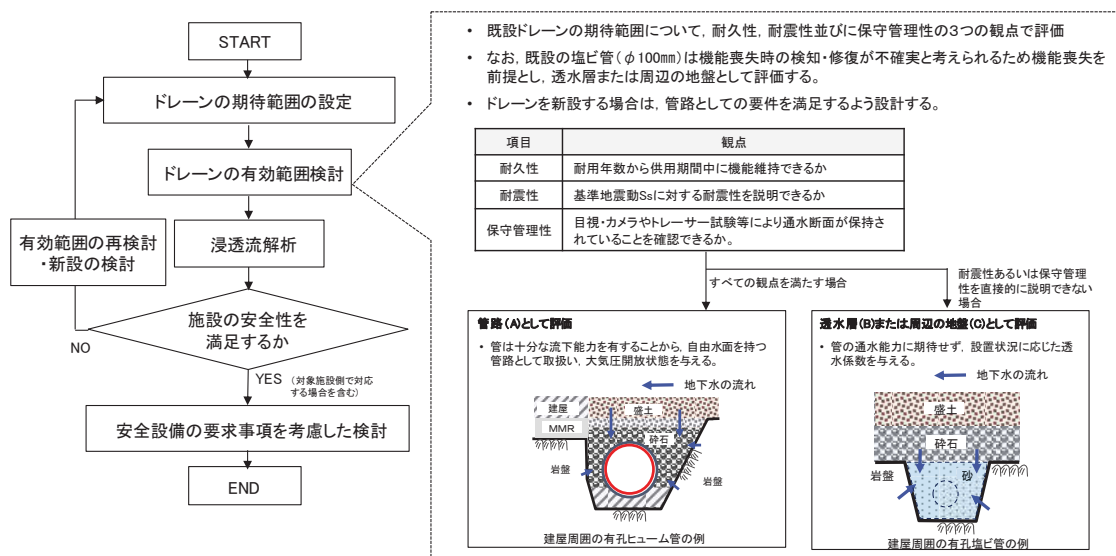


図 2-4-1 集水機能の信頼性に係る基本検討フロー

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 2-4-2 に整理した。



分類	ドレーンの状態	各観点に対する評価		当該箇所 の例	耐久性	耐震性	浸透流解析上の取扱い	
		保守管理性	非保守管理性				分類*3	取扱い
A-1		○	○	有孔ビニール管	○	○	管の耐久性及び耐震性が確保され、構造を確認できることから、大気圧開放状態とする。	A 管路
A-2		○	○	有孔ビニール管	○	○	管の設置空間が設計で担保され、供用環境が今後も変わらないことから、設置時の状態が維持される。 ただし、直接的な確認はできない。	A-1 A-2
B-1		○	○	有孔塩ビ管 (3号機Hx/B直下)	○	○	管の設置空間が設計で担保され、供用環境が今後も変わらないことから、設置時の状態が維持される。 ただし、直接的な確認はできない。	B-1
B-2		○	△	有孔塩ビ管 (R/B～T/B間)	○	△	ドレーンは岩盤を掘り込んで設置されているものの、直上の盛土等による上載土圧が作用するため、管の内空が確保されることを期待できないが、周辺岩盤の形状は保持され、高透水性材料の流失はない。	B-2
C-1		○	×	有孔塩ビ管 (排気筒周辺)	○	×	建設以降、工事履歴から機能に影響を与える地盤改良などが実施されておらず供用環境が変わらない。(工事履歴により環境維持) なお、構造の確認は流末部の目視により可能である。	B-1 B-2
C-2		○	—	有孔塩ビ管 (3号機T/B直下)	—	—	周辺の地盤相当の透水係数を設定する。	C 周辺の地盤

\*1 地下水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  
 \*3 A(管裕)に区分するドレーンは施設、B(透水管)及びC(周辺の地盤)に区分するドレーンは地盤として取扱う。  
 \*4 本整理を踏まえ、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 2-4-2 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

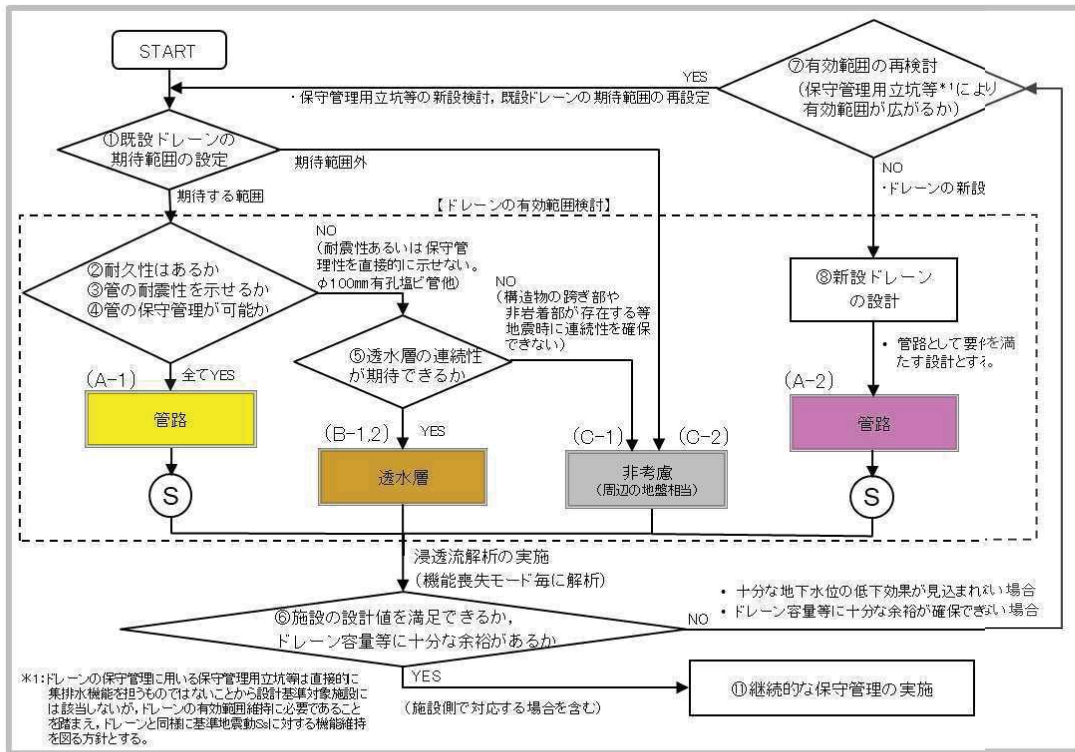
	耐震性を確保する範囲
	透水層として扱う範囲

○: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。

図 2-4-1 に示した基本検討フロー並びに図 2-4-2 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 2-4-3 の通り設定した。

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】

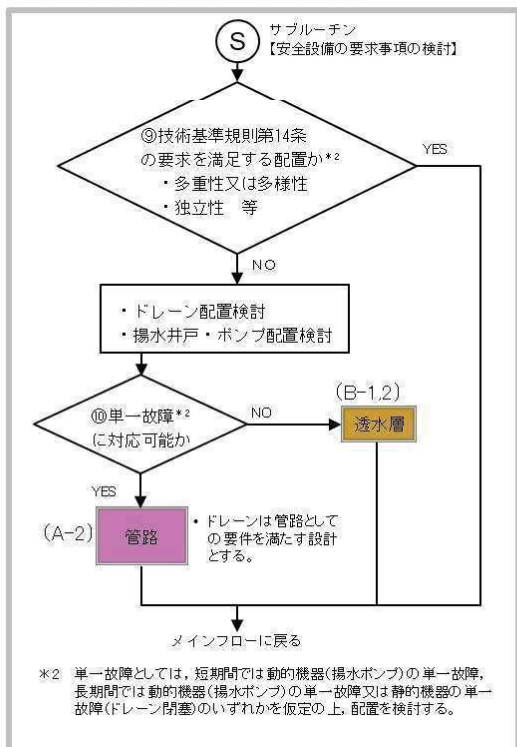


図 2-4-3 集水機能の信頼性に係る詳細検討フロー

次に、図 2-4-3 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 2-4-4)

\*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。

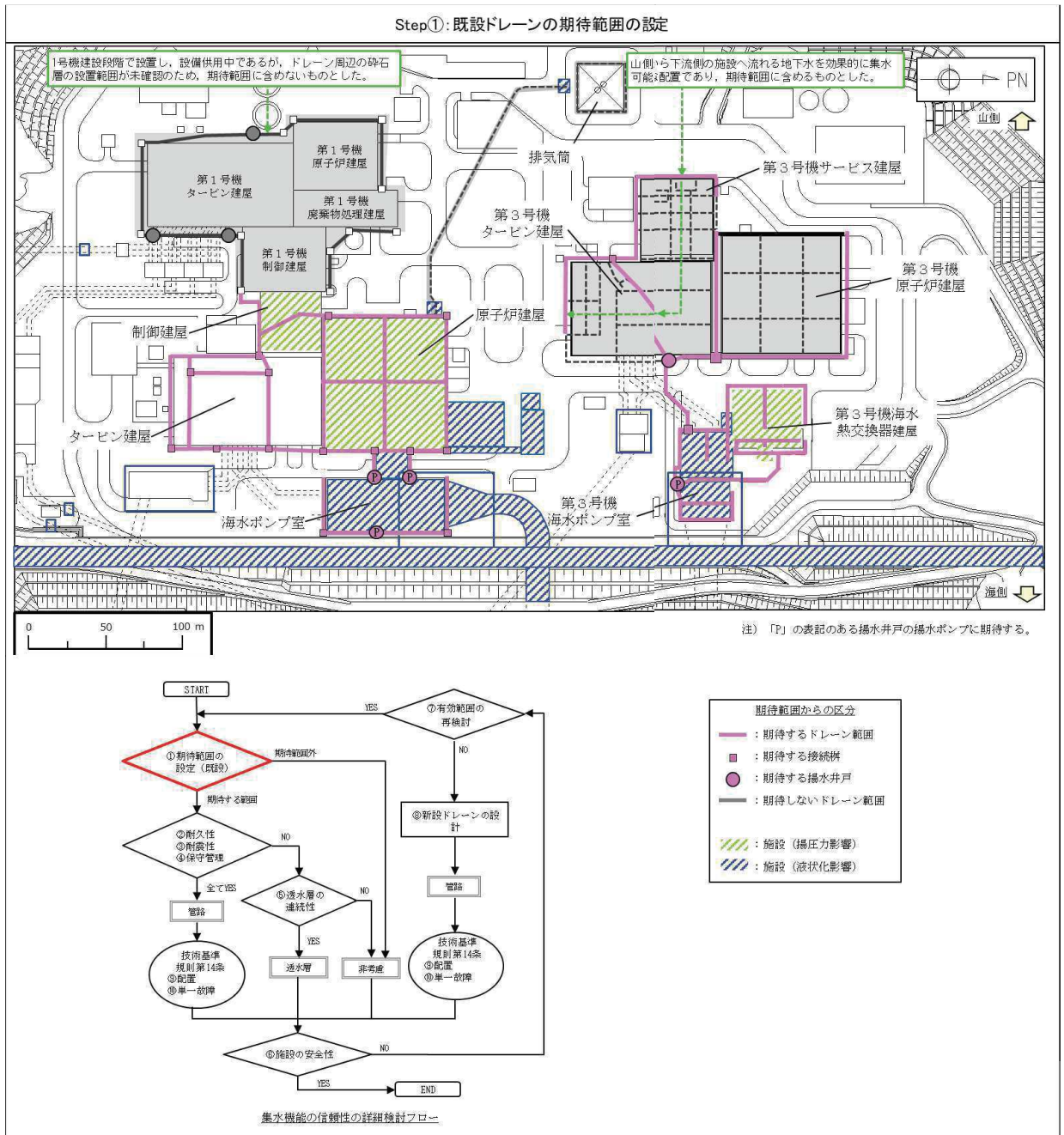


図 2-4-4 既設ドレーンの期待範囲の設定 (Step①)

「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 2-4-5 に示す。なお、既設ドレーンの耐久性については参考資料 3-2 に示す。

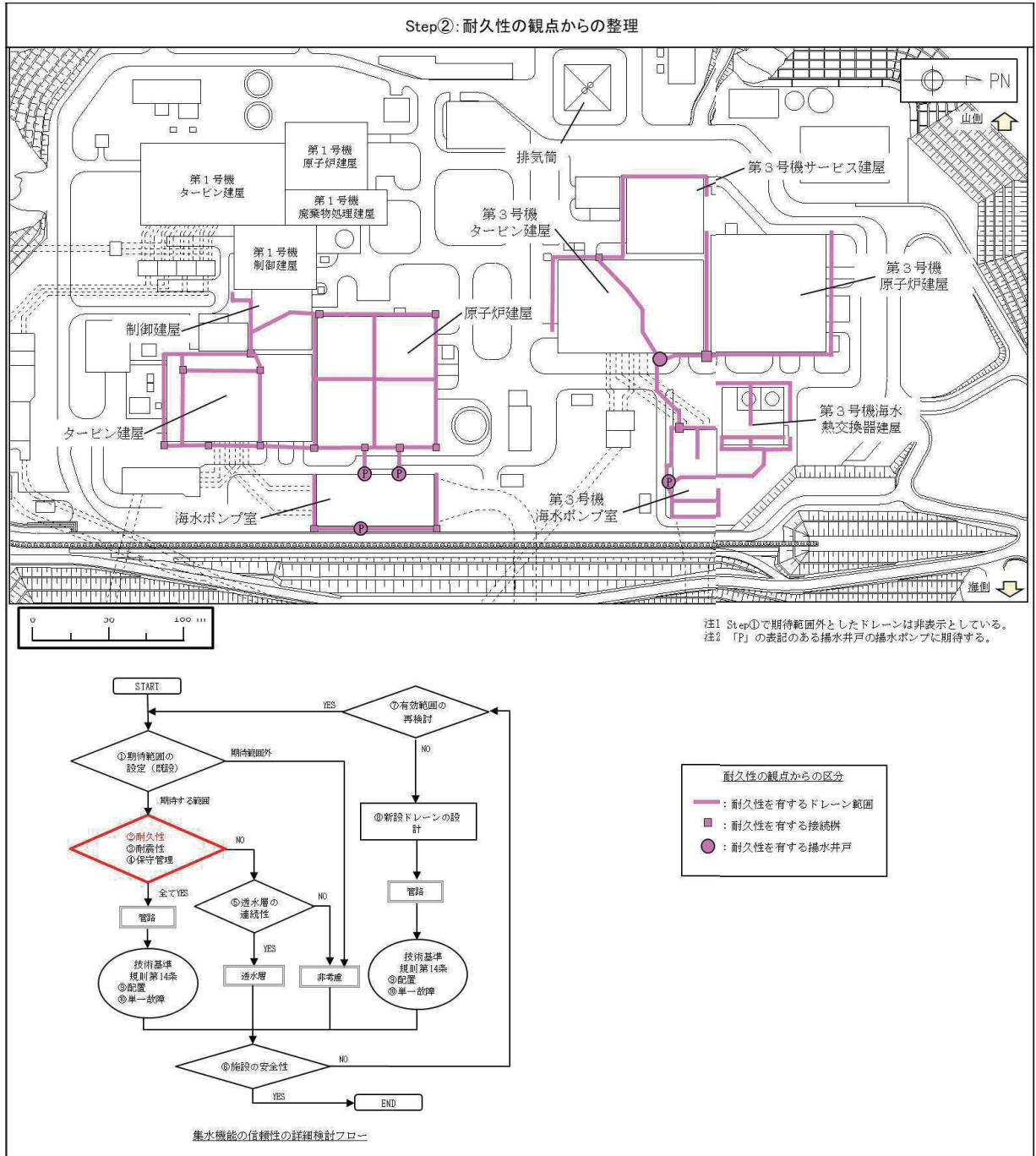


図 2-4-5 耐久性の観点からの整理結果 (Step②)



「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 2-4-6 に示す。

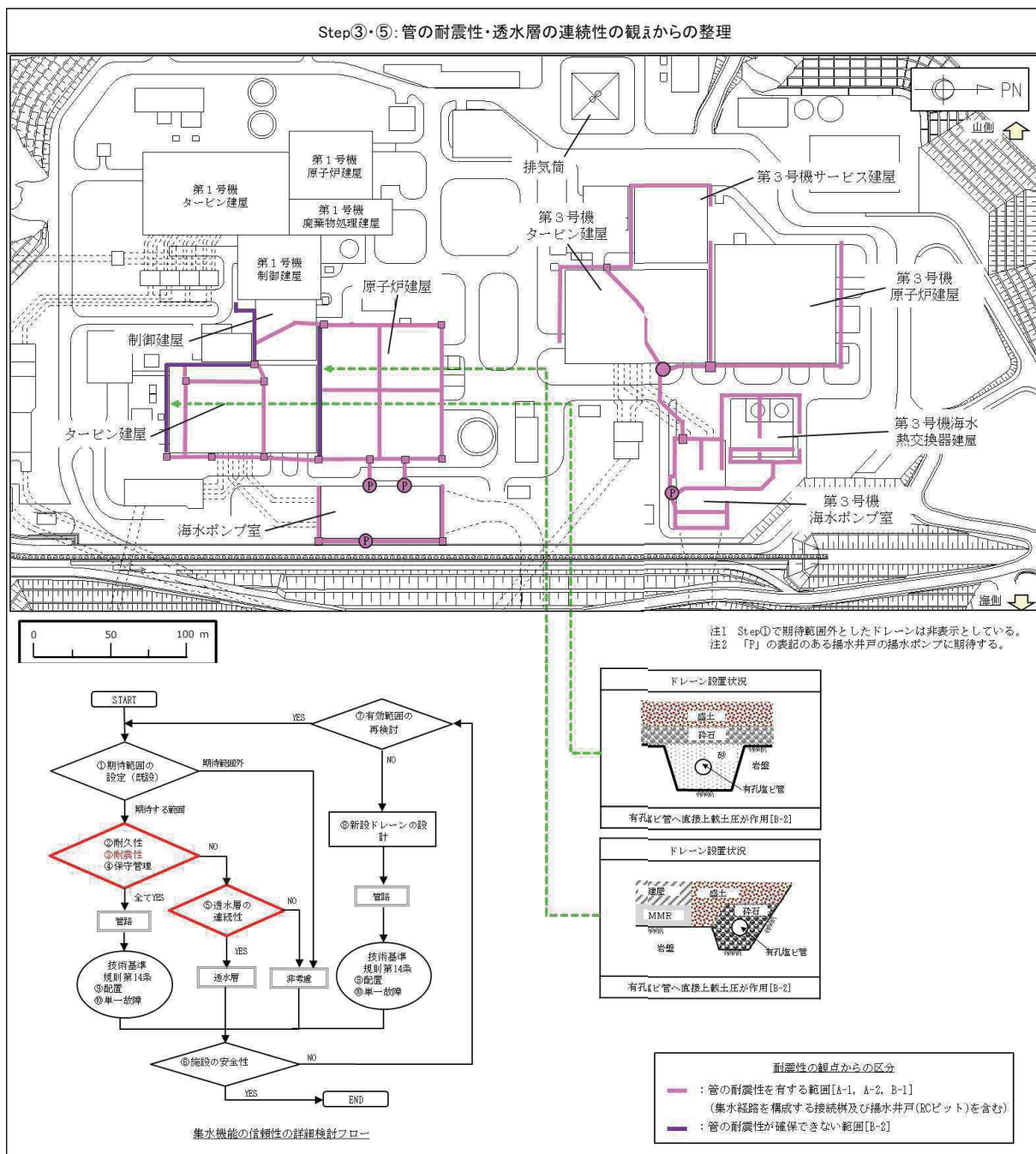


図 2-4-6 管の耐震性・透水層の連続性の観点からの整理結果 (Step③・⑤)

「④管の保守管理」の観点から、保守管理性に応じて図 2-4-7 のとおり有効範囲が整理される。保守管理性の考え方を本資料巻末の「(参考) ドレーンの機能喪失要因と保守管理方針」に示す。

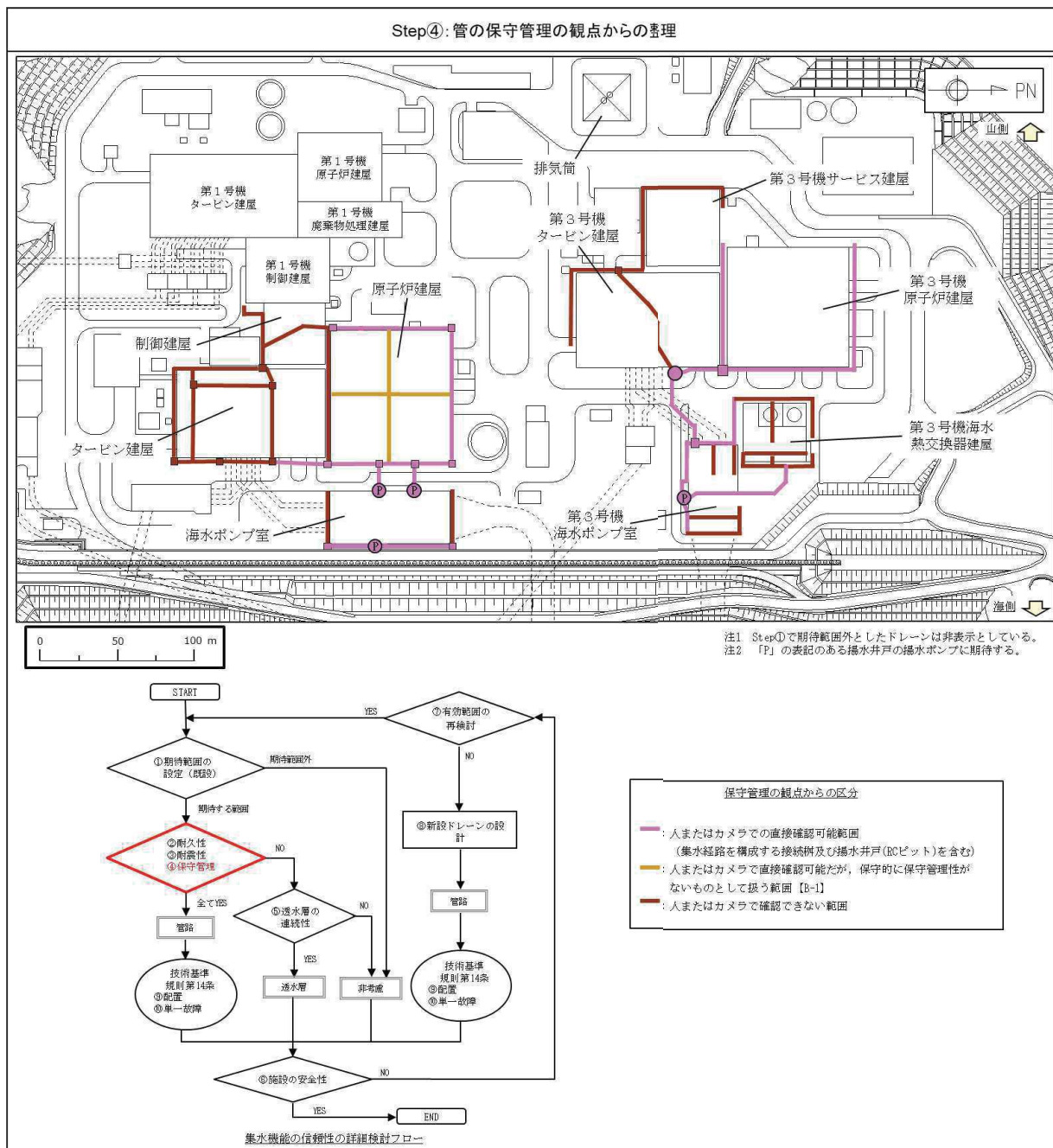


図 2-4-7 管の保守管理の観点からの整理結果 (Step④)

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2-4-8に示す。

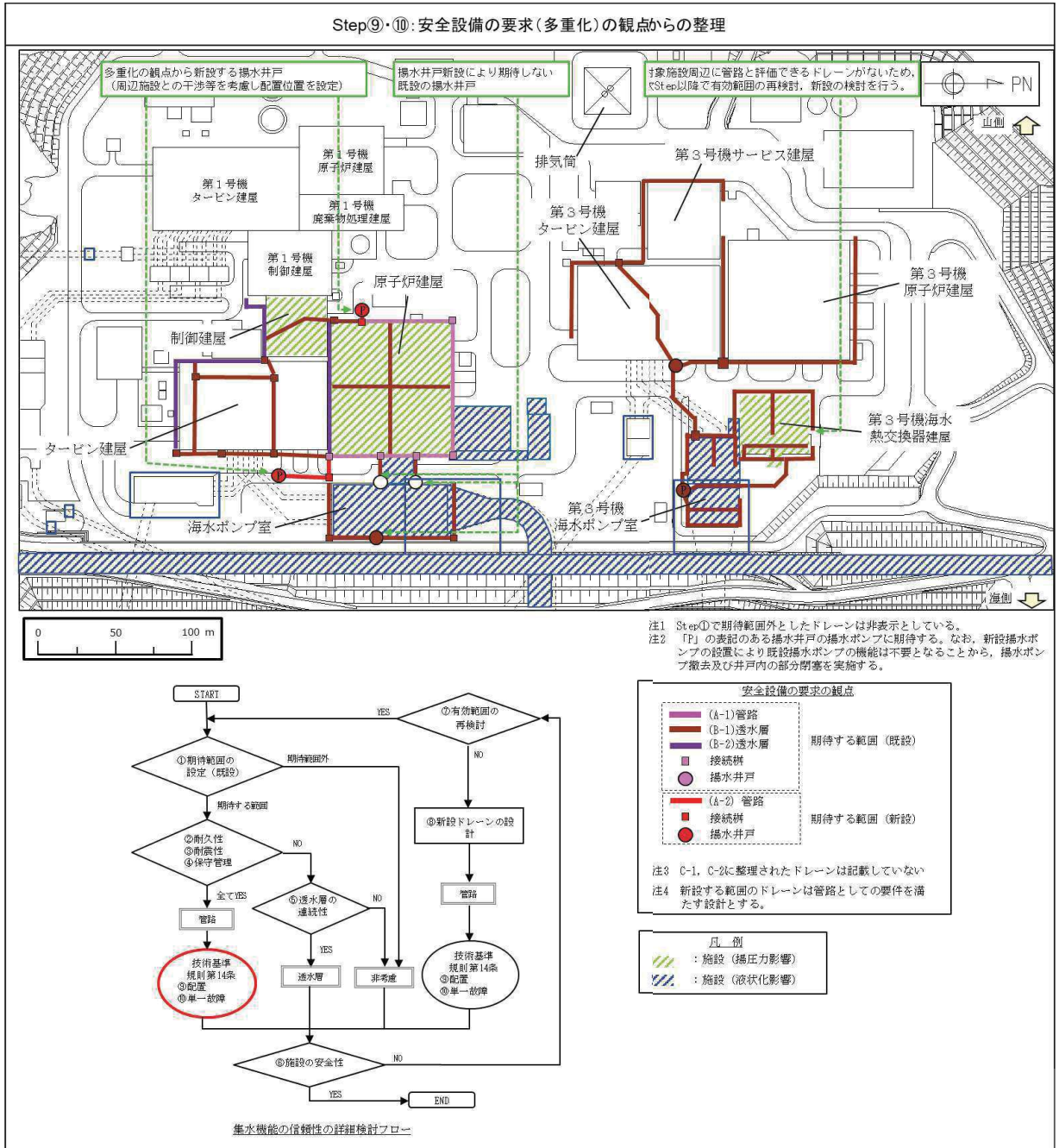


図2-4-8 安全設備の要求の観点からの整理結果 (Step⑨・⑩)



「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 2-4-9 に示す。

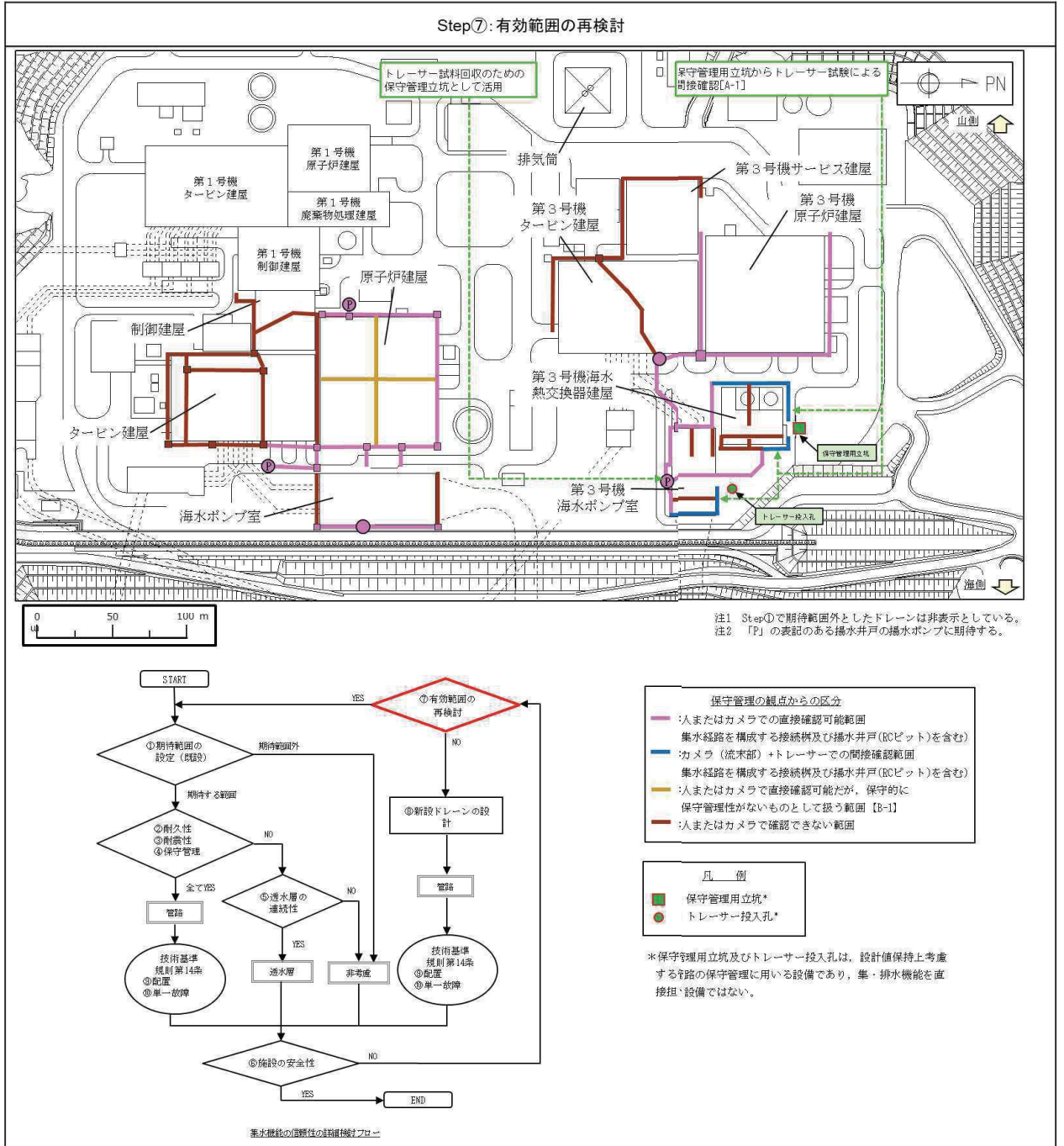


図 2-4-9 有効範囲の再検討での整理結果 (Step⑦)

「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。

整理結果を図 2-4-10 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。

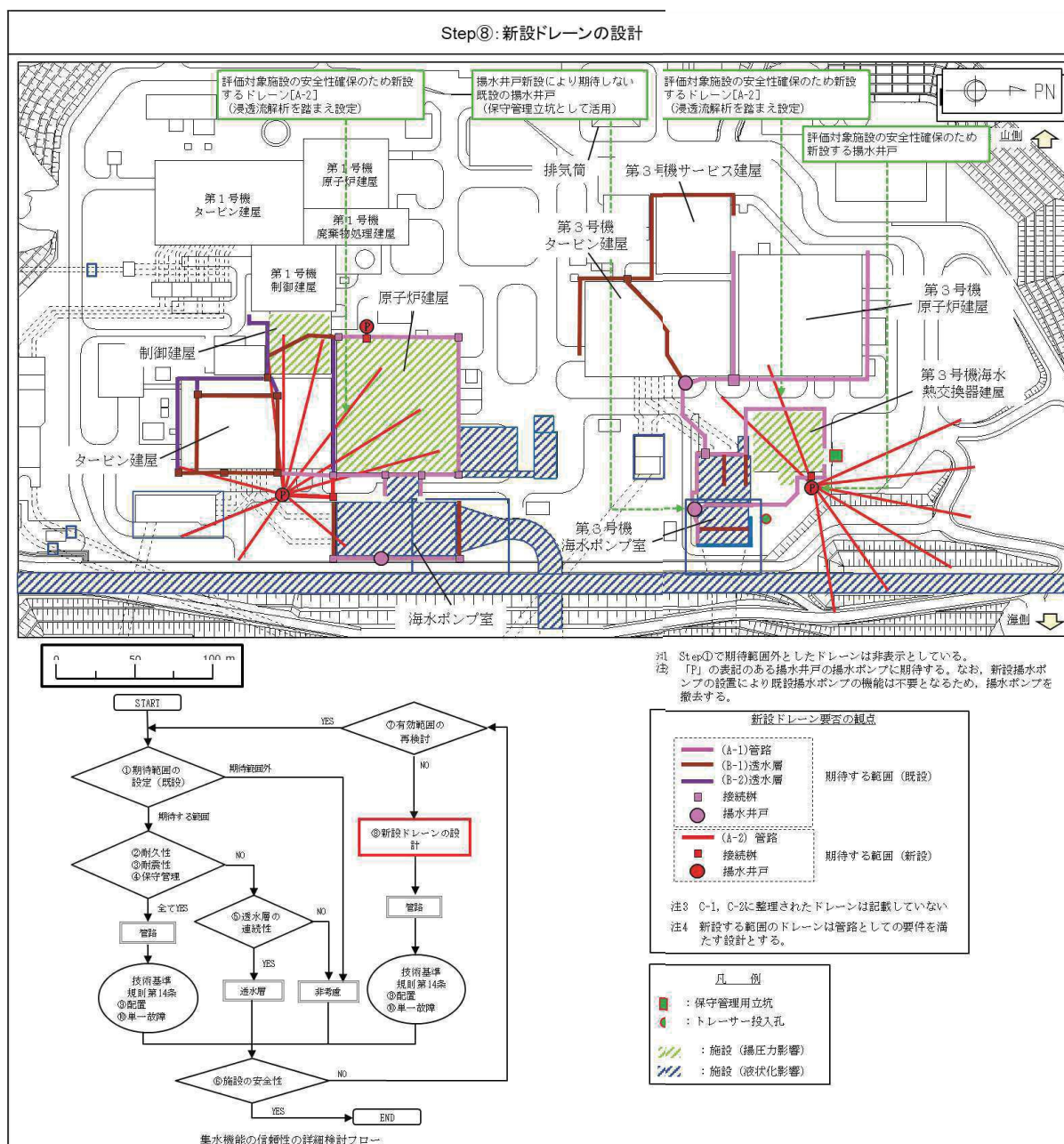


図 2-4-10 新設ドレーン要否の観点からの整理結果 (Step⑧)



図 2-4-10 迄で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 2-4-11 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。

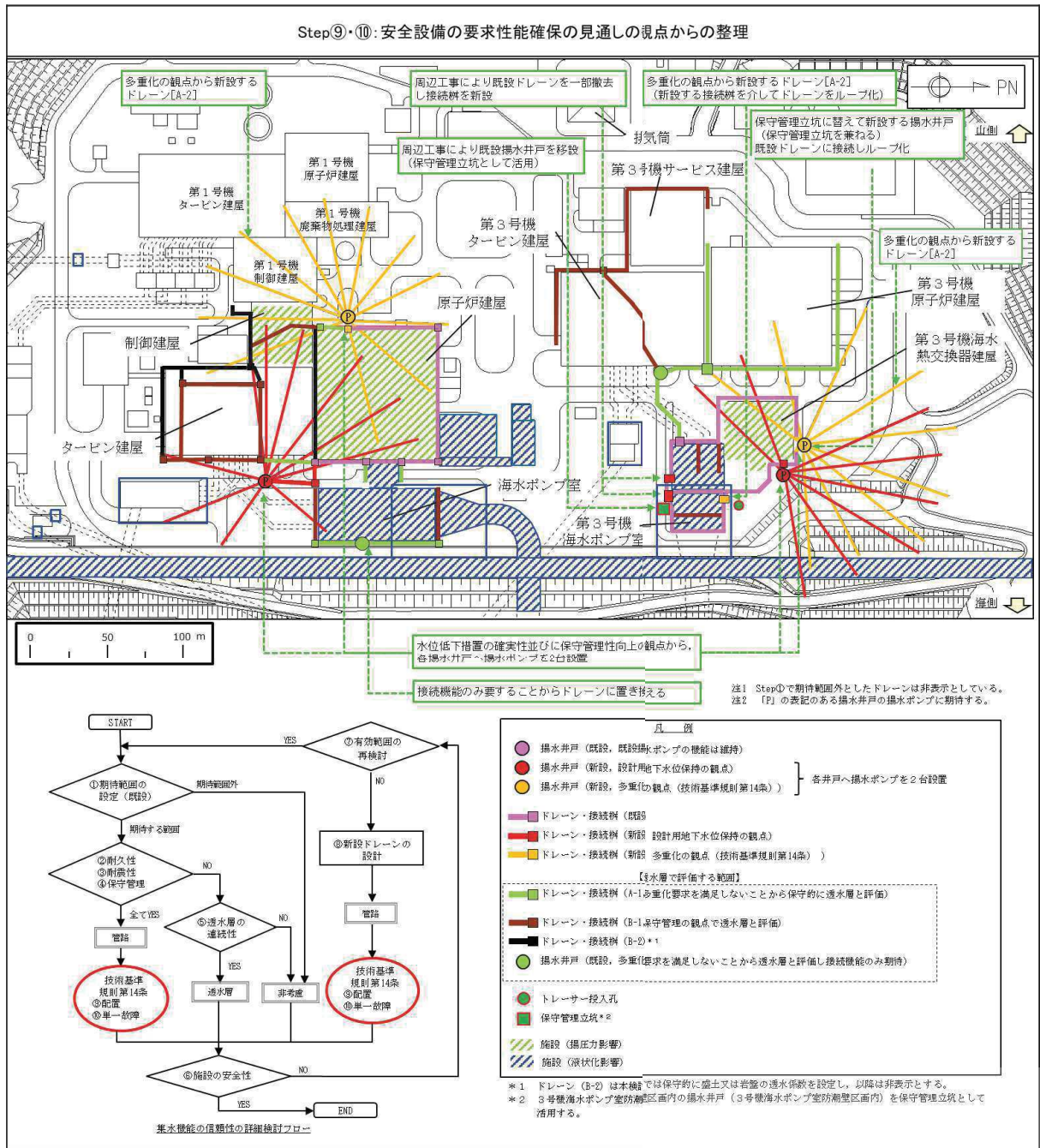
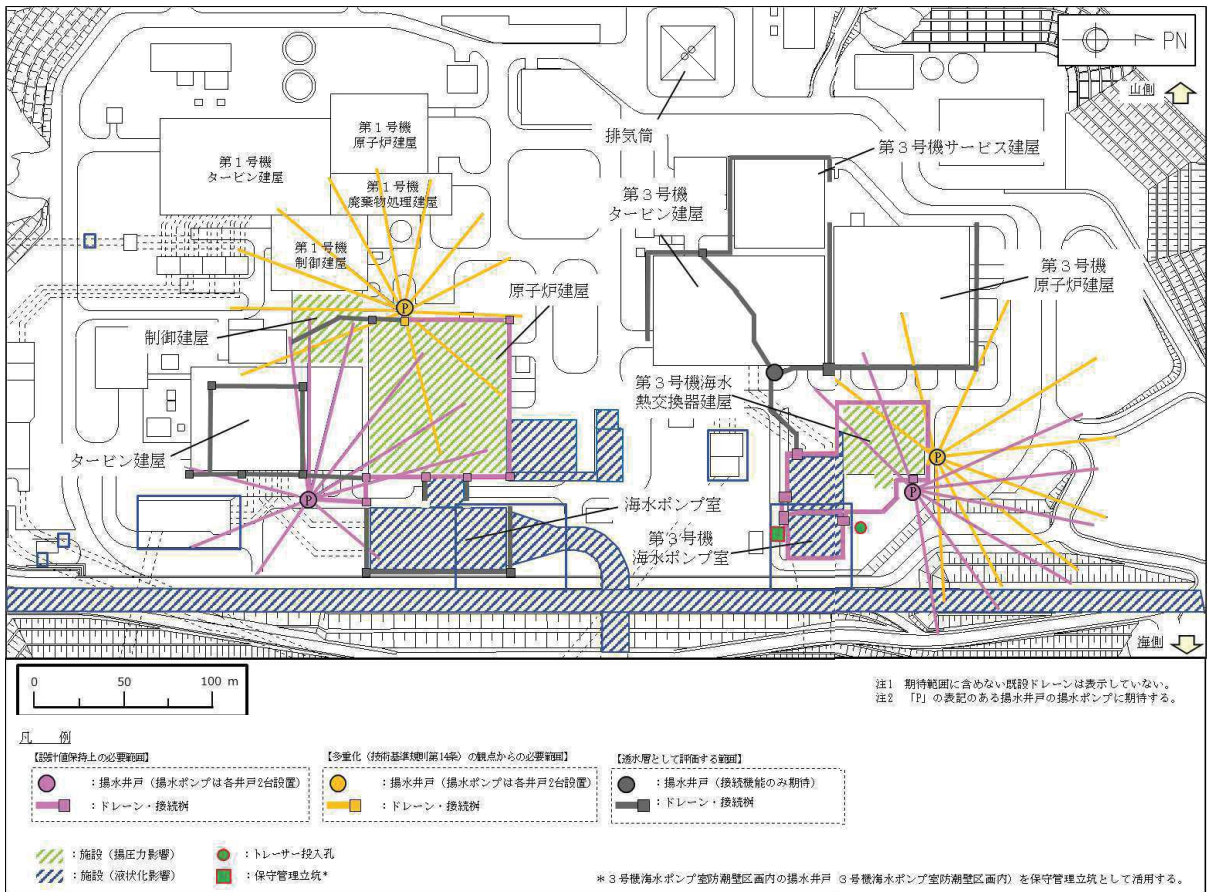


図 2-4-11 安全設備の要求性能確保の観点からの整理結果 (Step⑨・⑩)

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 2-4-12 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 2-4-3) 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。

ここに示す通り、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、及び耐久性・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。



**(補足1) 新設ドレーン(鋼管)の配置設定に係る補足**

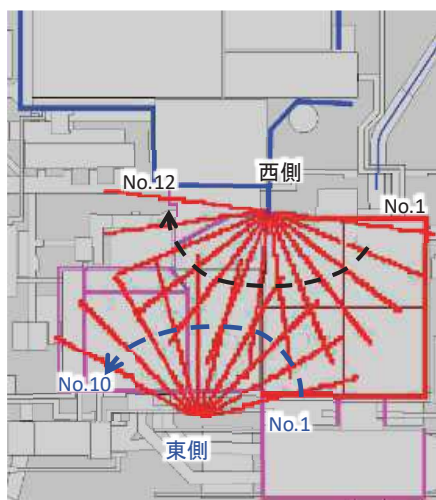
1. はじめに

新設ドレーン(鋼管)の配置については、建屋基礎版下に配置していた既設の有孔ヒューム管及び有孔塩ビ管で担っていた設計揚圧力保持に加え、ポンプ機能喪失後の時間猶予(設計揚圧力へ到達するまでの時間)を一定時間確保するような配置としている。

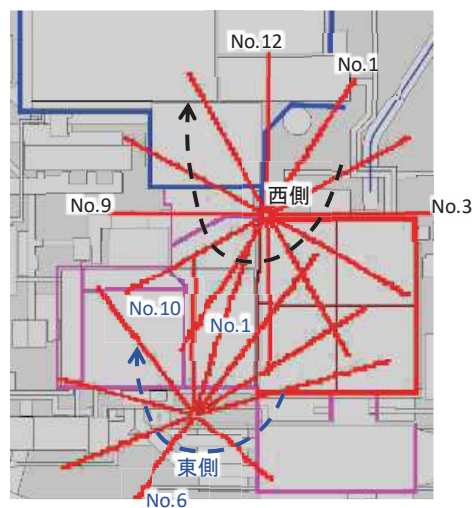
本資料は、新設ドレーン(鋼管)の配置設定における予備検討として、ドレーン配置範囲の違いによる原子炉建屋領域への地下水流入量並びに時間猶予への影響を評価したものである。

2. 検討ケース

建屋底面のみ到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1 ドレーンの配置範囲のパターン



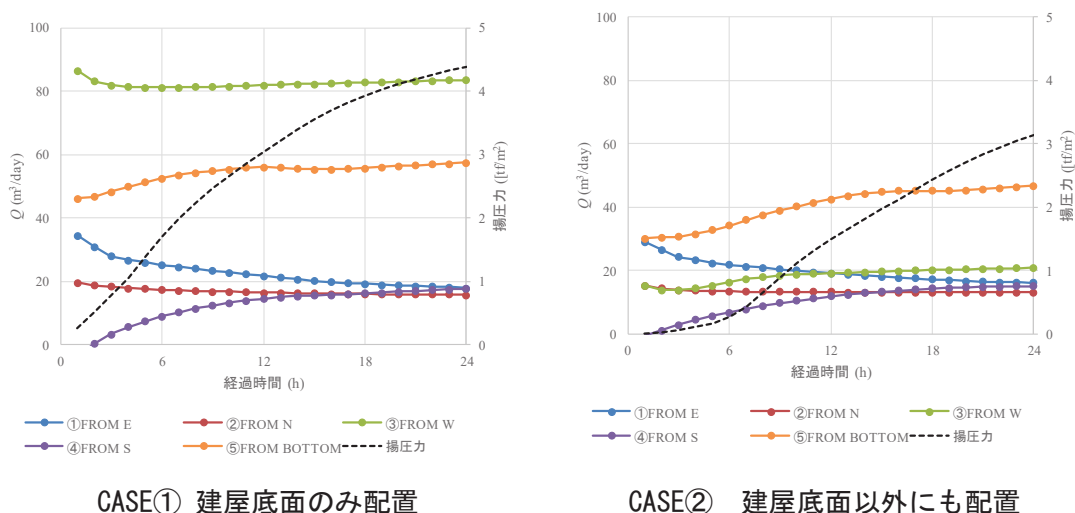
### 3. 検討結果

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変化を図2に示す。

定常状態での揚圧力そのもの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である一定レベルで頭打ちとなっており、より広範囲で水位を低下させ、建屋底面以外にも不飽和領域を構築しておくCASE②の方が不飽和領域分の貯留量が大きく、ポンプ停止以降の地下水の流入に対して建屋近傍の地下水位の上昇を抑制しているためと考えられる。

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り(参考資料3表3-1-2参照)、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。



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

図2 建屋領域への地下水流入量と揚圧力の経時変化

以上の検討結果を踏まえ、新設ドレーンの配置につい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な配置設定としている。

- ① 片系統が機能喪失した状態でも設計値(建屋の設計揚圧力)を満足すること(土木構造物は地下水位低下設備の片系統が機能喪失した状態を仮定した浸透流解析を実施し、解析水位を包絡するよう施設側で設計用地下水位を設定)
- 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)

(補足2) ドレーンの機能喪失要因と保守管理方針

ドレーン（集水経路上の接続桙，揚水井戸を含む）は，部分閉塞による機能喪失を仮定している。

ここでは，設計対応可能な事象も含め，表 2-4-1 のとおりドレーンの機能喪失要因と対応を整理した。また，機能喪失要因の整理を踏まえ，表 2-4-2 のとおりドレーンの構成部位毎に保守管理方針を整理した。

表 2-4-1 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・保守管理における対応の考え方と取扱い
<ul style="list-style-type: none"> <li>経年劣化や地震により損壊し，断面形状を保持できなくなる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>耐久性のある材料を採用するとともに，S s 機能維持設計とする。</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ドレーン・接続桙の集水機能の検討にあたっては，あらゆる雨水流入の可能性を考慮，また，湧水量を大きく評価するように透水係数を設定したうえで流入量を確認し，必要に応じて設計に反映する。（排水機能にも係る事項であり，ポンプ，配管設計にも反映する）</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>堆砂実績を踏まえ，十分な余裕を有する断面（管径）を設定するとともに，定期的な点検，土砂排除を実施する。                     <ul style="list-style-type: none"> <li>- 有孔部（ヒューム管φ25mm，塩ビ管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に進行することから，十分な余裕を有する断面を持つことで機能喪失には至らない。</li> <li>- また，設置状況や管径に応じて，既設ドレーンにアクセスすることを目的とした保守管理用立坑を設置することにより保守管理性の向上を図る。</li> </ul> </li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>施工時の規制を行う。（施工方法の検討）</li> </ul>

\*1 有孔ヒューム管・有孔塩ビ管は，岩盤を掘り下げて設置しており，透水層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 有孔ヒューム管の至近の目視確認結果では，設置後20年以上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。

表 2-4-2 ドレーンの保守管理方針

区分	ドレーンの構成部位（例）		点検内容		異常時の対応	
	有孔ヒューム管・接続桙	有孔塩ビ管	手段	点検対象と確認内容		
I	全域立入可能	φ800mm（全範囲），1050mm（全範囲）	—	目視	<ul style="list-style-type: none"> <li>・損傷等の有無，土砂堆積状況等から，通水断面が保持されていることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・詳細調査を行い，必要な対策を実施する。</li> </ul>
II	カメラ等により部分的に確認可能	φ500mm（流末部）	—	カメラ等	<ul style="list-style-type: none"> <li>・損傷等の有無，土砂堆積状況等から，通水断面が保持されていることを確認する。</li> </ul>	
III	流末部*1の断面の確認及びトレーサー試験等により確認可能	φ500mm（流末部以外）	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・流末部の断面をIIにより確認*2</li> <li>・トレーサー試験等</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・IIより通水断面が保持されていることを確認する。</li> <li>・トレーサー試験等により通水経路の連続性が保持されていることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・IIの範囲と同様の状態にあるものと考え，詳細調査を行い，必要な対策を実施する。</li> </ul>

\*1：流末部とは，同径の管の最下流部を表す。（有孔ヒューム管（φ500mm）は立入りできないが，最下流部の接続桙を介してφ800mm・φ1050mmの有孔ヒューム管と合流しているため，最下流部周辺は目視・カメラ等による確認が可能である）

\*2：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検知が可能である。

a. 施工方法・仕様共通性：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。

b. 建設時記録の信頼性：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。

c. 耐久性・耐震性（Ss機能維持）が確保されている。

d. 安定的な供用環境にある。（岩着構造，外力（土圧り）の変動が小さい，地下空間のため弊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）

e. 流末部は土圧りが最大（作用荷重最大）であり，設計上最も厳しい部位である。



(参考資料 2-5) 土木構造物における設計用地下水位の設定方法

1. 概要

本資料では、水位評価用モデルにより求めた浸透流解析水位を用いて、土木構造物における設計用地下水位の設定方法について示す。

2. 設計用地下水位の設定方法

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。

2.1 箱形構造物

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 2-5-1 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。

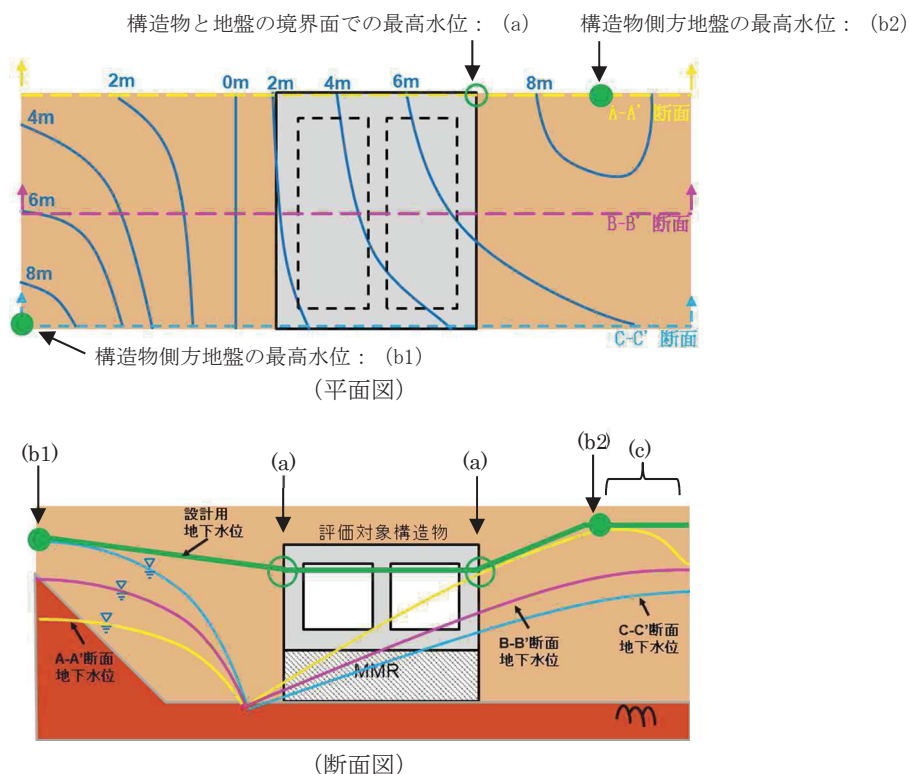


図 2-5-1 箱形構造物の設計用地下水位の設定例

## 2.2 線状構造物

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 2-5-2 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。

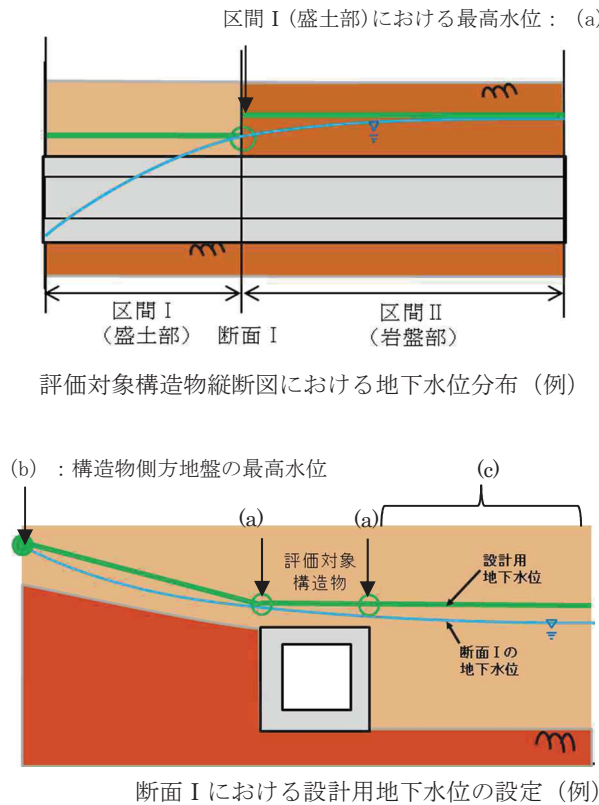


図 2-5-2 線状構造物における設計用地下水位の設定方法 (例)

(参考資料 3-1) 地下水位低下設備の概要

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。

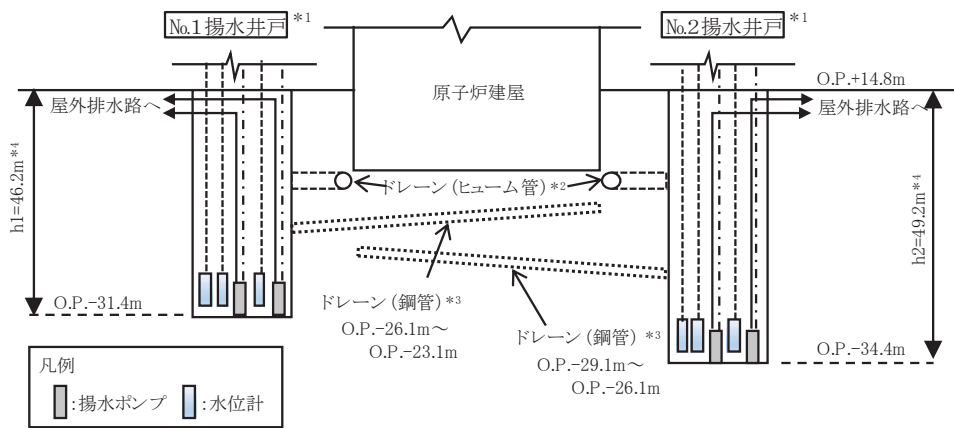
ドレーンは各号機の建設時に設置された既設部を含む建屋周辺の有孔ヒューム管と新たに設置する有孔鋼管により構成され、4 箇所の揚水井戸にそれぞれ揚水ポンプ 2 台（計 8 台）、水位計 3 台（計 12 台）を設置する。

また、制御盤は異なる非常用電源母線に接続する 2 面を設置し、中央制御室において監視できる系統構成とする。

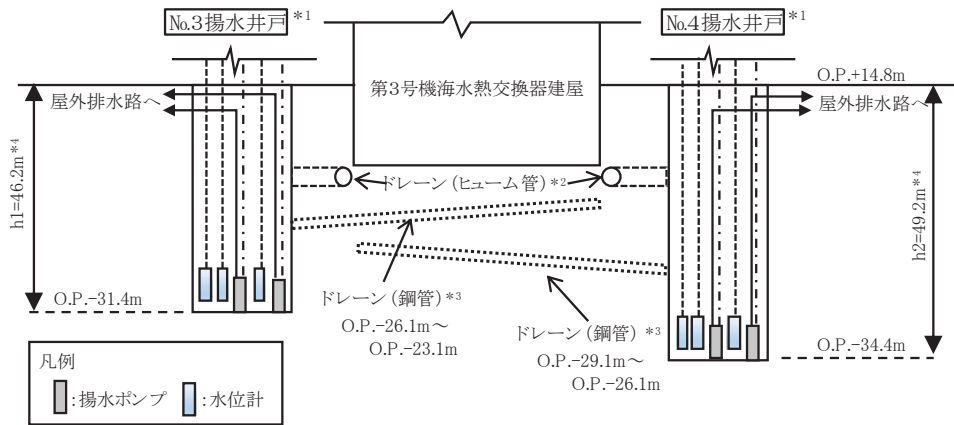
地下水位低下設備の構成概要を表 3-1-1 に示す。また、地下水位低下設備のうちドレーン及び揚水井戸の構成図を図 3-1-1、平面配置を図 3-1-2、系統構成図を図 3-1-3 に示す。

表 3-1-1 地下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)	有孔鋼管 ( $\phi 145.2\text{mm}$ ) と有孔ヒューム管 ( $\phi 500\text{mm}$ , $\phi 800\text{mm}$ , $\phi 1050\text{mm}$ ) により構成する。有孔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 $\phi 4\text{m}$ 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 $375\text{m}^3/\text{h}$ 、揚程 $52\text{m}$ 、原動機出力 $110\text{kW}$ ）を各揚水井戸に 2 台ずつ（計 8 台）設置する。
水位計・制御盤	水位計（計測範囲 O.P. $-28.8\text{m}$ ～O.P. $-26.1\text{m}$ または O.P. $-31.8\text{m}$ ～O.P. $-29.1\text{m}$ ）は各揚水井戸に 3 台ずつ（計 12 台）設置する。 制御盤は異なる非常用電源母線に接続する 2 面を建屋内に設置する。



(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（接続樹を含む）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。

図 3-1-1 ドレイン及び揚水井戸の構成図

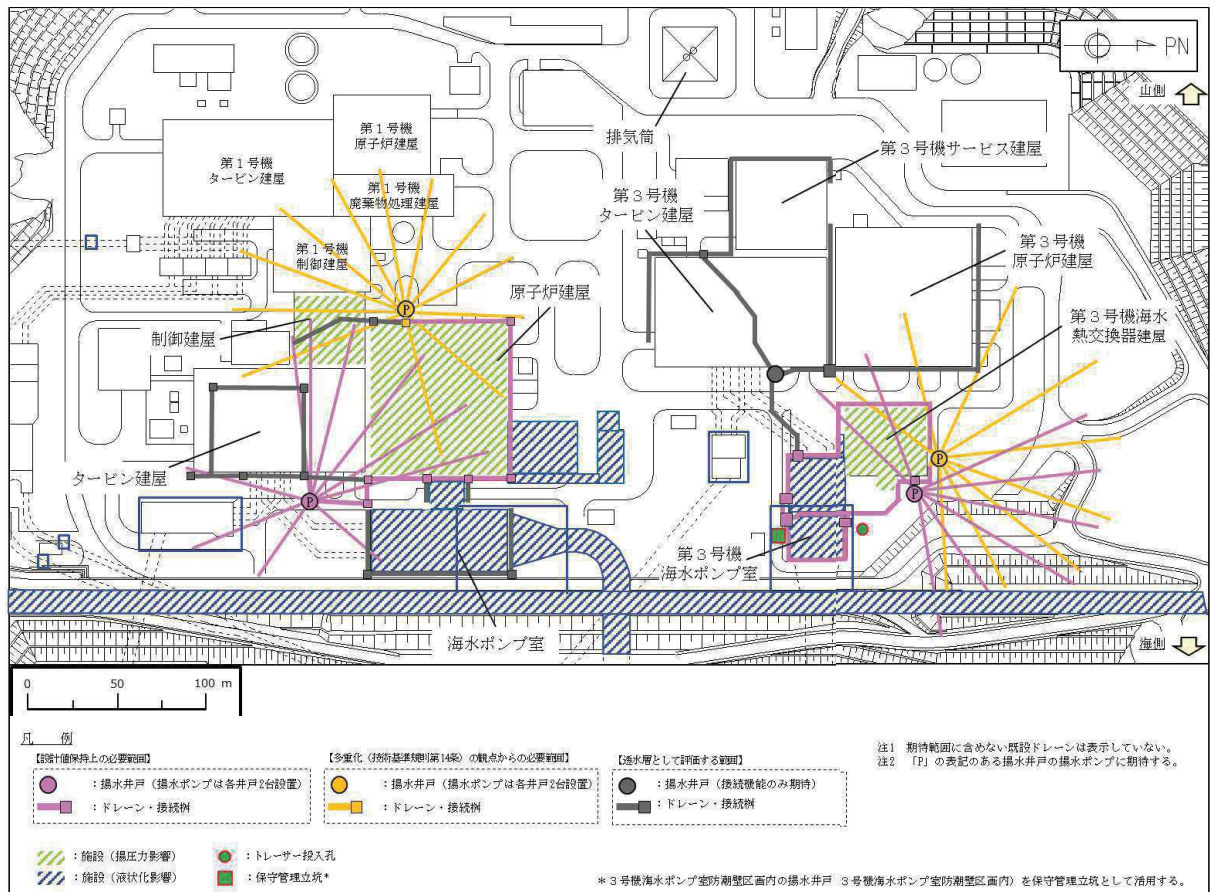


図 3-1-2 ドレーン・揚水井戸の平面配置

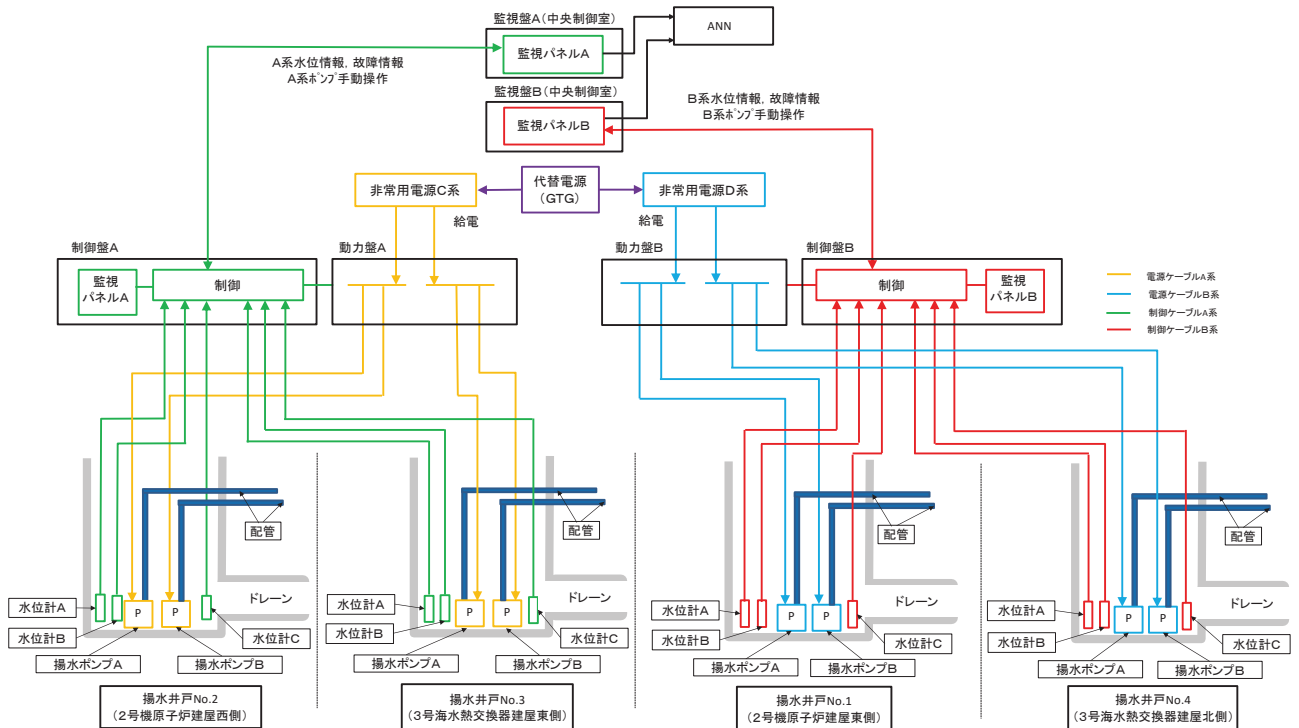


図 3-1-3 系統構成図

(参考)3-1-3



## 1.2 ドレーン（有孔鋼管，有孔ヒューム管及び接続柵）

有孔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。有孔鋼管は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。

有孔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有孔鋼管は建屋底面から12m又は9mの深度に水平に設置した条件とし，実際の設置レベルは解析上の深度よりも低い位置に設置する。

新設する有孔鋼管は，表3-1-2及び図3-1-4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，各井戸へ有孔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有孔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有孔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 3-1-2 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 <sup>3</sup> /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 (有孔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。

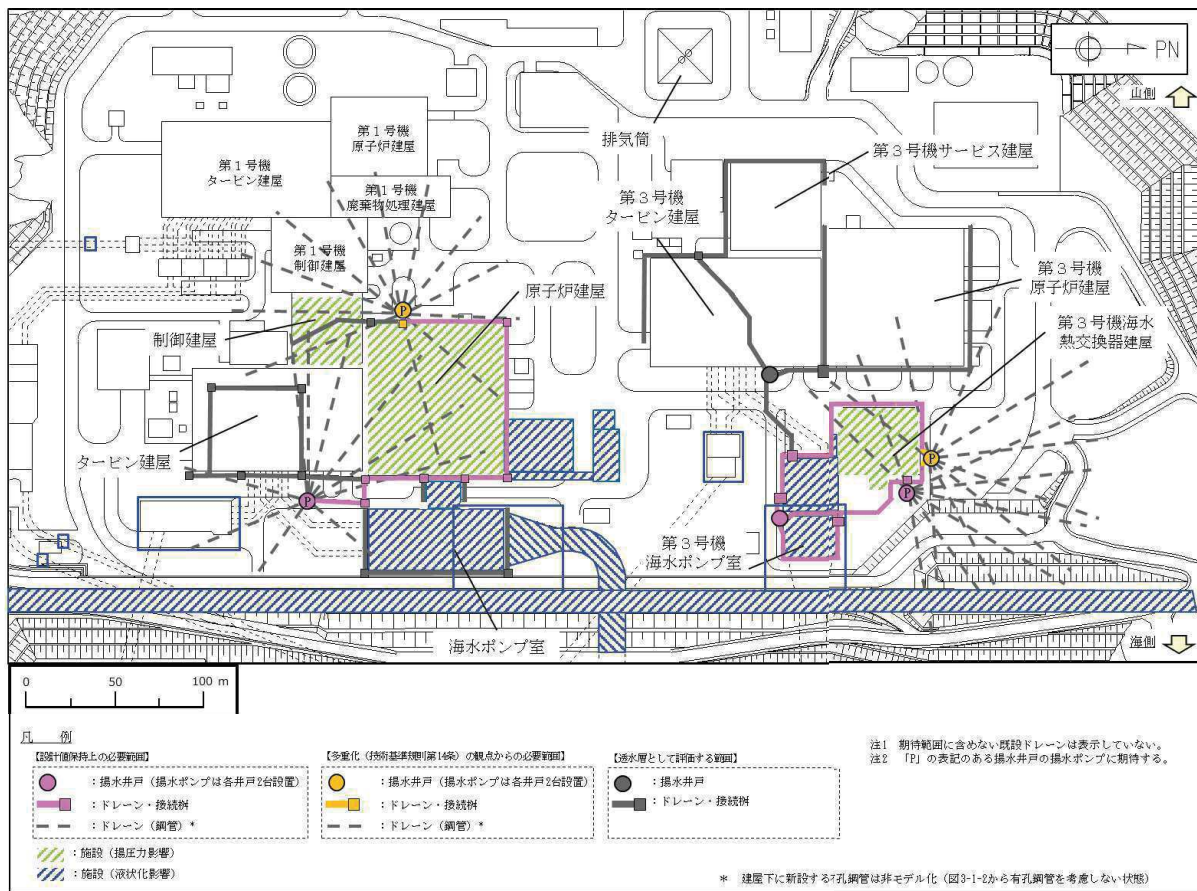


図 3-1-4 建屋領域への方向別の地下水流入量算定における地下水位低下設備の配置

### 1.3 揚水井戸

揚水井戸は岩盤内に設置される鉄筋コンクリート造の集水ピットと集水ピット部に支持する鋼製の排水シャフトにより構築する。

(設定根拠)

揚水井戸は、技術基準規則第 14 条の要求（多重性）を考慮し、2号機原子炉建屋エリア及び3号機海水熱交換器建屋エリアそれぞれに2箇所（計4箇所）設置する。また、保守管理・運用管理を考慮した内径としてφ4mを設定する。

### 1.4 揚水ポンプ

揚水ポンプはドレーンにより揚水井戸内に集水された地下水を地上に排水するものである。揚水ポンプ（容量 375m<sup>3</sup>/h, 揚程 52m, 原動機出力 110kW）は各揚水井戸に2台ずつ（計8台）設置する。揚水井戸内の揚水ポンプ配置例を図 3-1-5 に示す。

(設定根拠)

#### a. 容量・揚程及び原動機出力の設定根拠

揚水ポンプは、ドレーンより各揚水井戸に流入する地下水量を排水可能な能力を有するものとする。

##### ① 2号機原子炉建屋揚水井戸東側及び西側

既設も含めた全てのドレーンからの最大流入量 : 8078m<sup>3</sup>/日<sup>\*1</sup>

##### ② 3号機海水熱交換器建屋揚水井戸東側及び北側

既設も含めた全てのドレーンからの最大流入量 : 7046m<sup>3</sup>/日<sup>\*1</sup>

\*1 浸透流解析により算定。算定条件や妥当性については、本参考資料の巻末に記載。

上記より、揚水ポンプの容量は2号機原子炉建屋東側及び西側の 8078 m<sup>3</sup>/日、並びに3号機海水熱交換器建屋東側及び北側の 7046m<sup>3</sup>/日を上回る 9000m<sup>3</sup>/日/台以上とする。

公称値については、要求される 9000m<sup>3</sup>/日/台と同じとする。

b. 個数の設定根拠

揚水ポンプの機能喪失に配慮し、各揚水井戸に2台\*2の揚水ポンプを設置する。

\*2 揚水ポンプの設置台数について

- ・ 設置変更許可段階における説明として、設計値保持並びに技術基準規則第14条で要求される多重化の観点から、各エリアにおいてそれぞれ2系統の排水機能（各揚水井戸へ1台の揚水ポンプ）を設置し、ポンプの単一故障により1系統が喪失した場合に可搬ポンプにより水位低下措置を行う方針としていた。
- ・ これに対し、保守管理性を考慮し、揚水ポンプは各揚水井戸へ2台設置する設計（設計上必要な揚水ポンプ1台と、同仕様の揚水ポンプ1台を追設）とすることにより、揚水ポンプの単一故障時においても揚水井戸の機能が喪失しない設計とする。

(設置変更許可段階) (設計及び工事の計画の認可申請段階)

図 揚水ポンプ設置台数の変更について

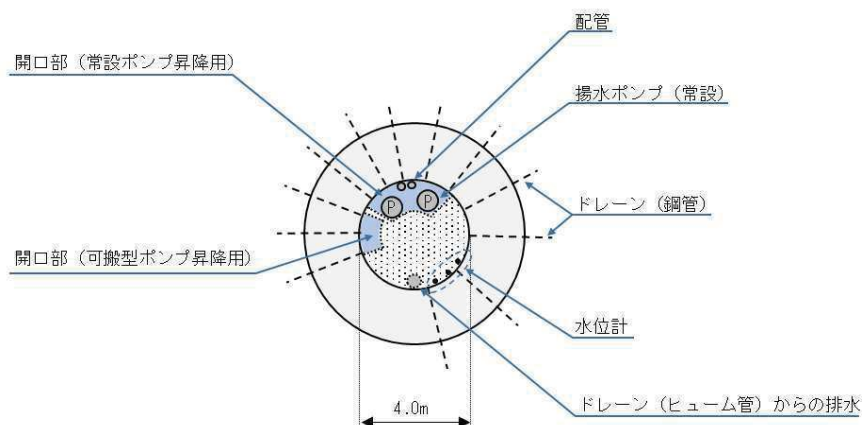


図 3-1-5 揚水井戸内の揚水ポンプ配置例

1.5 水位計

揚水井戸水位計は揚水井戸内の水位を計測し、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においては水位 O.P. -26.8m にて揚水ポンプが自動起動、O.P. -28.3m にて自動停止するよう設定し、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水位 O.P. -29.8m にて揚水ポンプが自動起動、O.P. -31.3m にて自動停止するよう設定する。

水位計は各揚水井戸に3台ずつ設置する。

(設定根拠)

a. 計測範囲の設定根拠

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の揚水井戸水位計の計測範囲は揚水ポンプ自動起動設定値 (O.P. -26.8m) を包絡する O.P. -26.1m を計測範囲の上限として設定する。また、揚水ポンプ自動停止設定値 (O.P. -28.3m) を包絡する O.P. -28.8m を計測範囲の下限として設定する。

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の揚水井戸水位計の計測範囲は揚水ポンプ自動起動設定値 (O.P. -29.8m) を包絡する O.P. -29.1m を計測範囲の上限として設定する。また、揚水ポンプ自動停止設定値 (O.P. -31.3m) を包絡する O.P. -31.8m を計測範囲の下限として設定する。

b. 個数の設定根拠

揚水井戸水位計は揚水井戸内へ継続的に流入する地下水を排水し地下水位を一定レベル以深に維持することで地下水位低下設備の水位保持機能の健全性を確保するため、多重性を考慮し、2号機原子炉建屋東側揚水井戸、2号機原子炉建屋西側揚水井戸、3号機海水熱交換器建屋東側揚水井戸及び3号機海水熱交換器建屋北側揚水井戸へ各々3個（合計12個）設置する。



(補足) 排水能力の設定において参照する地下水流入量について

## 1. 概要

揚水ポンプの排水能力の設定において参照する地下水流入量について確認する。また、地下水位低下設備（ドレーン、揚水ポンプ・配管）の排水能力の十分性を以って、浸透流解析におけるドレーンの境界条件（大気圧開放）の妥当性を確認する。

## 2. 地下水流入量の算定

地下水流入量は、参考資料 2-1 に示す水位評価用モデルを用いた浸透流解析により算出するが、流入量の保守性を確保するために、以下のとおり解析条件を変更する。

- ・ 地盤の透水係数は、地盤の透水性を大きめに評価するために、参考資料 2-2 に示す排水能力設定用（透水試験結果の平均値+1 $\sigma$ に相当する設定）の値を用いる。
- ・ ドレーンは有効範囲を限定せず、設置範囲全てが集水に寄与するものとする。図 3-1-6 に地下水流入量の算定において考慮するドレーン範囲を示す。

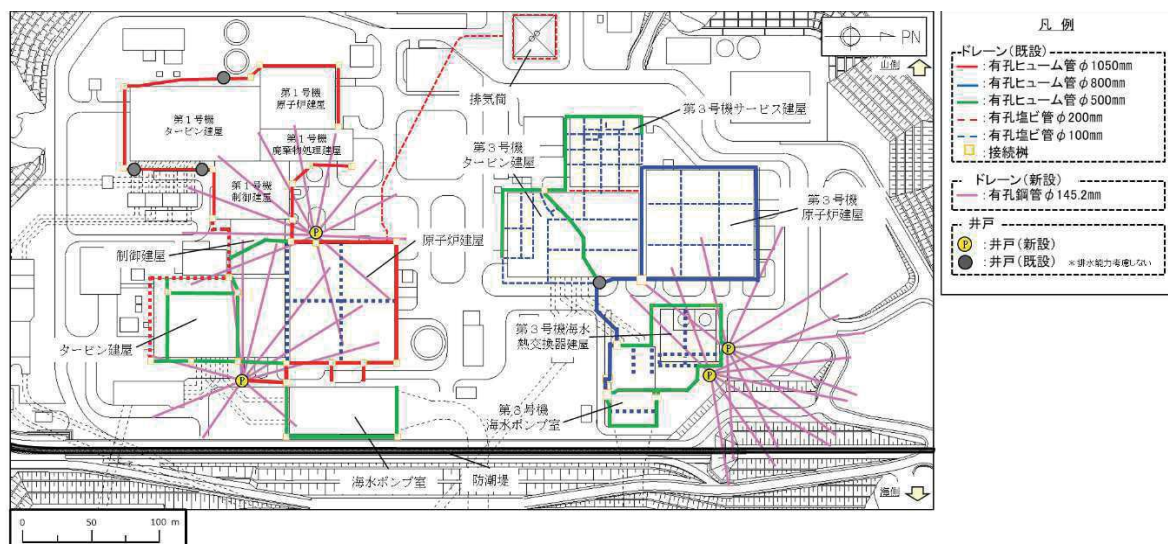


図 3-1-6 地下水流入量の算定において考慮するドレーン範囲

地下水流入量算定結果を表 3-1-3 に示す。なお、地下水流入量の算定は、上記条件に対応する基本ケース（ケース 1）の他に、ドレーンや防潮堤沈下対策の状態、透水係数の設定に応じた複数ケース（ケース 2～ケース 4）を行った。ここでは図 3-1-7 に示す集水エリアの区分毎に地下水流入量を算出しており、各区分は建屋外周の既設有孔ヒューム管（2号機系統：エリア①，3号機系統：エリア③）と建屋下に新設する有孔鋼管（2号機系統：エリア②，3号機系統：エリア④）に対応している。

また、既設の揚水ポンプ稼働実績を表 3-1-4 に示す。

解析の結果、ケース 1 及びケース 2 とともに既往の揚水ポンプ稼働実績よりも大きな地下水流入量が算定された。また、ケース 3 の地下水流入量はケース 2 より少なくなっており、透水係数を+1 $\sigma$ に設定して評価することの保守性を確認した。なお、ケース 3・4 の流入量の比較から、防潮

堤沈下対策により地下水流入量が 1/4 程度低減されると考えられる。

以上を踏まえ、排水能力の保守性を確保するため、揚水ポンプ及びドレーンのうちエリア②・④（建屋下に新設する有孔鋼管）においてはケース 1 の地下水流入量を、エリア①・③（建屋外周の既設有孔ヒューム管）においてはケース 2 の地下水流入量を排水能力の評価に用いる。

表 3-1-3 浸透流解析による地下水流入量

系統	状態	地下水流入量 (m <sup>3</sup> /日)				備考	
		ケース 1 (基本)	ケース 2	ケース 3	ケース 4		
	有孔鋼管	考慮	非考慮				
	透水係数	排水能力設定用 (平均値+1σ)		地下水位設定用 (建設工認段階)			
	防潮堤沈下対策	考慮			非考慮		
1・2号機系統	エリア①	6083	6633	1118	1368	建屋外周	
	エリア②	1995	—	—	—	建屋下	
	計	8078	6633	1118	1368		
3号機系統	エリア③	1683	5449	338	579	建屋外周	
	エリア④	5363	—	—	—	建屋下	
	計	7046	5449	338	579		
合計		15124	12082	1456	1947		

(解析ケース概要)

ケース 1：基本ケース（図 3-1-4 に対応）

ケース 2：ケース 1 に対し、建屋下に新設する有孔鋼管を非考慮としたケース

ケース 3：ケース 2 に対し、透水係数を地下水位設定用（建設工認段階）に変更したケース

ケース 4：ケース 3 に対し、防潮堤沈下対策を非考慮

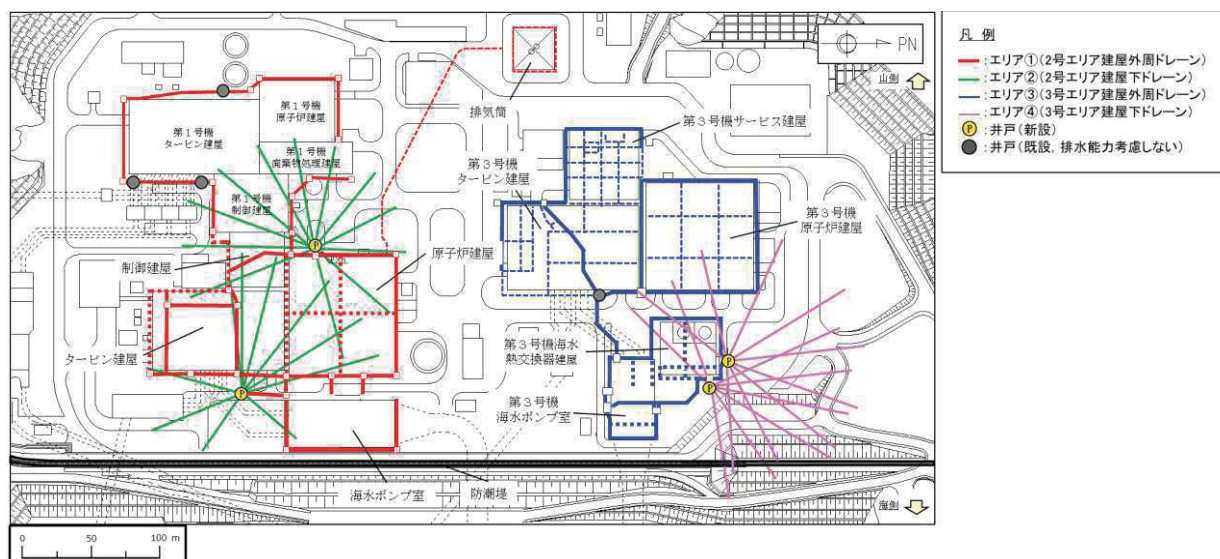


図 3-1-7 地下水流入量算出における集水エリア区分

(参考)3-1-10

表 3-1-4 既往の揚水ポンプ稼働実績（平成 27 年度～平成 30 年度）

系統	揚水ポンプ最大排水量 (m <sup>3</sup> /日)				備考
	H27fy	H28fy	H29fy	H30fy	
1・2 号機 系統	5042 (961)	4076 (918)	6228 (1050)	2927 (1025)	
3 号機系統	2377 (756)	2025 (647)	2711 (561)	1089 (424)	
合計	7239 (1661)	5961 (1564)	8522 (1610)	3574 (1449)	

注：数値は期間最大値，（ ）内の数値は平均値を示す。

### 3. 地下水水位低下設備の排水可能量

#### 3.1 揚水ポンプ

各井戸に設置する揚水ポンプの諸元を表 3-1-5 に示す。揚水ポンプの排水可能量は，前述のとおり定格吐出量 9000m<sup>3</sup>/日 (0.104m<sup>3</sup>/s) とする。

表 3-1-5 揚水ポンプ諸元一覧

系統	井戸	吐出量 (m <sup>3</sup> /日)	全揚程 (m)	井戸深さ (m)	備考
1・2 号機 系統	R/B 西側	9000	52	47.2	1 台当たり (全 2 台)
	R/B 東側	9000	52	44.2	同上
	小計	18000	—	—	
3 号機系統	3 号機 Hx/B 北側	9000	52	47.2	同上
	3 号機 Hx/B 東側	9000	52	44.2	同上
	小計	18000	—	—	
合計		36000	—	—	

### 3.2 ドレーン

ドレーンにおける排水可能量は、自由水面を有する管路流れの評価として、以下のマンニング式により算定する。ドレーンの断面諸元及び排水可能量を表 3-1-6 に示す。

$$Q = V \cdot A$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに、

Q : 排水可能量 (m<sup>3</sup>/s)

V : 平均流速 (m/s)

A : ドレーン流水断面積 (m<sup>2</sup>)

n : マニングの粗度係数

R : 径深 = A/S (m) (S : 潤辺 (m))

I : 勾配

表 3-1-6 ドレーンの断面諸元及び排水可能量

集水 エリア	仕様	断面積*1 [m <sup>2</sup> ]	径深*1 [m]	粗度 係数*2	勾配 [%]	流速 [m/s]	流量 (排水可能量)	
							[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /日]
1・2号機 エリア	ヒューム管 φ 1050mm	0.697	0.317	0.013	0.1 以上	1.130	0.787	67996
	鋼管 φ 145.2mm	0.014	0.044	0.012	1以上	1.039	0.014	1209
3号機 エリア	ヒューム管 φ 800mm	0.404	0.241	0.013	0.1 以上	0.943	0.381	32918
	ヒューム管 φ 500mm	0.158	0.151	0.013	0.1 以上	0.689	0.109	9418
	鋼管 φ 145.2mm	0.014	0.044	0.012	1以上	1.039	0.014	1209

\*1 有効水深を 3/4 水深 (H=0.75D) として計算

\*2 「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

#### 4. 地下水位低下設備の排水能力の評価結果

地下水位低下設備の排水可能量は、想定される地下水流入量を上回っていることから、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るための前提である、自由水面を持つ流れの状態を保持できることを確認した。

地下水流入量と排水可能量の比較結果を表 3-1-7 に示す。

表 3-1-7 地下水流入量と排水可能量の比較結果

集水 エリア	項目	流入量 Q <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> /日)	排水可能量 Q <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> /日)	安全率 Q <sub>2</sub> /Q <sub>1</sub>	備考
1・2号機 エリア	揚水ポンプ	8078	9000 <sup>*1</sup> (18000)	1.11 <sup>*1</sup> (2.22)	ケース 1 (区間①+②)
	ドレーン (φ 1050mm)	6633	67996	10.25	ケース 2 (区間①)
	ドレーン (φ 145.2mm)	182 <sup>*2</sup>	1209	6.64	ケース 1 (区間①)
3号機 エリア	揚水ポンプ	7046	9000 <sup>*1</sup> (18000)	1.27 <sup>*1</sup> (2.54)	ケース 1 (区間③+④)
	ドレーン (φ 800mm)	5449	32918	6.04	ケース 2 (区間③)
	ドレーン (φ 500mm)		9418	1.73	ケース 2 (区間③)
	ドレーン (φ 145.2mm)	632 <sup>*3</sup>	1209	1.91	ケース 1 (区間④)
合計	揚水ポンプ	15124	18000 <sup>*1</sup> (36000)	1.19 (2.38)	ケース 1 (区間①+②+③+④)

\*1：各エリアに設置した揚水ポンプ 4 台 (2 台/井戸×2 箇所) のうち 1 台のみ稼働時 (3 台待機) の値。

( ) 内は各井戸 1 台ずつ稼働時 (各井戸 1 台稼働, 1 台待機) の値。

\*2：2号機原子炉建屋下ドレーン (全 22 本) の 1 本当たりの平均流入量 (1995m<sup>3</sup>/日÷22 本≒91 m<sup>3</sup>/日・本) に、ドレーン単位での流入量のばらつきを考慮して、2 倍とする。

\*3：3号機海水熱交換器建屋下ドレーン (全 17 本) の 1 本当たりの平均流入量 (5363m<sup>3</sup>/日÷17 本≒316 m<sup>3</sup>/日・本) に、ドレーン単位での流入量のばらつきを考慮して、2 倍とする。



## (参考資料3-2) 既設ドレーンの概要

### 1. 既設の地下水位低下設備の概要

#### 1.1 全体概要

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、参考資料2-4に示す検討フローに従い、既設ドレーンのうち信頼性が確保された範囲を期待する方針としている。

既設ドレーンは、原子炉建屋、制御建屋、タービン建屋及び排気筒、海水ポンプ室等の各号機の主要施設下部周辺に設置しており、ドレーンにより集水した地下水は揚水井戸内に設置した揚水ポンプ(2台/1箇所)・配管により構内排水路へ排水される。

また、既設ドレーンは、有孔塩ビ管<φ100mm, 200mmの2種類>及び有孔ヒューム管<φ500mm, 800mm, 1050mmの3種類>で構成され、ドレーンの分岐部、曲がり部の一部に鉄筋コンクリート造の接続枿を設けている(図3-2-1)。

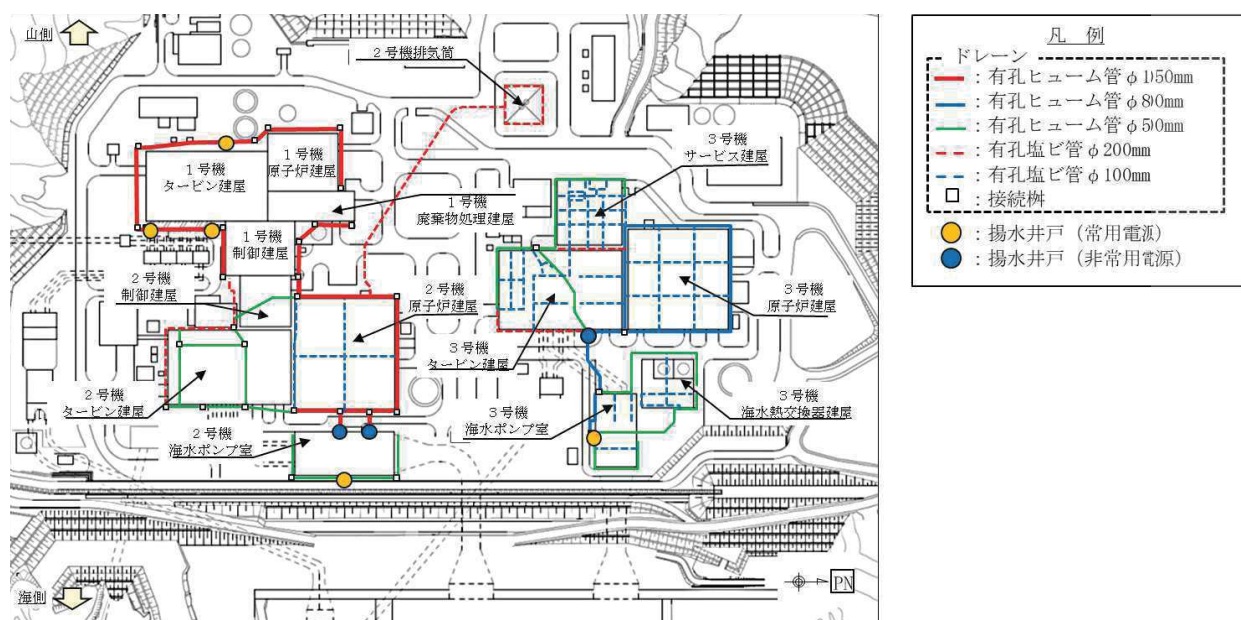


図3-2-1 地下水位低下設備(既設)のドレーン・揚水井戸の配置

#### 1.2 既設ドレーン・接続枿の概要

##### (1) 有孔ヒューム管

有孔ヒューム管は、建屋外周または建屋直下部等の掘削した岩盤内に敷設し、土砂等の流入により有孔部に目詰まりが生じないように、管を連続長繊維不織布(タフネルシート)で巻き、管周辺を連続した高透水性材料(砕石)で充填している。また、管底部は基礎コンクリートにより固定している。建屋外周の有孔ヒューム管の概要を図3-2-2に、ドレーン関連部材の役割を表3-2-1に示す。

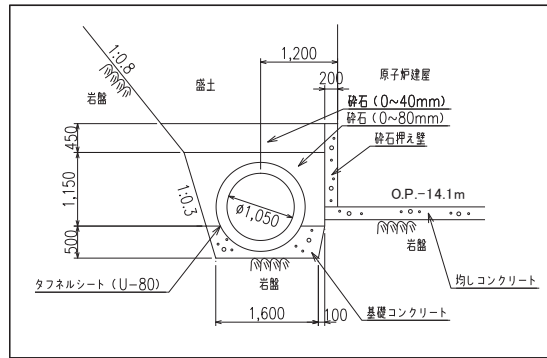


図 3-2-2 建屋外周の有孔ヒューム管概要  
(φ 1050 mm有孔ヒューム管の例)

表 3-2-1 ドレーン関連部材の役割

各部材の役割		備考
高透水性材料 (砂, 砕石)	透水性の良い土質材で, 岩盤や盛土中の地下水をドレーンに導水する。	砂: 有孔塩ビ管周辺 砕石: 有孔ヒューム管周辺
連続長繊維不織布 (タフネルシート)	フィルター材で, 土中水の移動による土粒子のドレーンへの流入を抑制する。	高強度繊維布を不織布で挟んだ3層構造で耐酸性, 耐アルカリ性に優れる材料
ドレーン (有孔塩ビ管, 有孔ヒューム管, 接続桎)	有孔管路で, 地下水を集水する。	



### (2) 有孔塩ビ管

建屋直下, 建屋間並びに建屋外周部にはφ 100mm, φ 200mmの有孔塩ビ管を敷設している。有孔塩ビ管の概要を図3-2-3に示す。

有孔塩ビ管は, 岩盤を掘削して管を敷設後, 土砂等の流入により有孔塩ビ管に目詰まりが生じないように連続長繊維不織布 (タフネルシート) を巻き, 管周辺を連続した高透水性材料 (砂) で充填している。

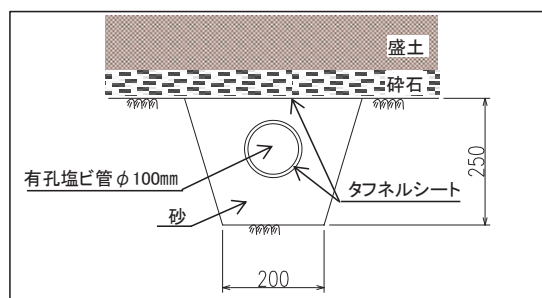


図 3-2-3 ドレーン (有孔塩ビ管) 概要 (建屋間の施工例)

### (3) 接続桎

ドレーンの分岐部, 曲がり部の一部に鉄筋コンクリート造の接続桎を設置している。接続桎についてもドレーンと同様に岩盤を掘り込んで設置されている。

接続桎の概要を図3-2-4に示す。

(参考) 3-2-2

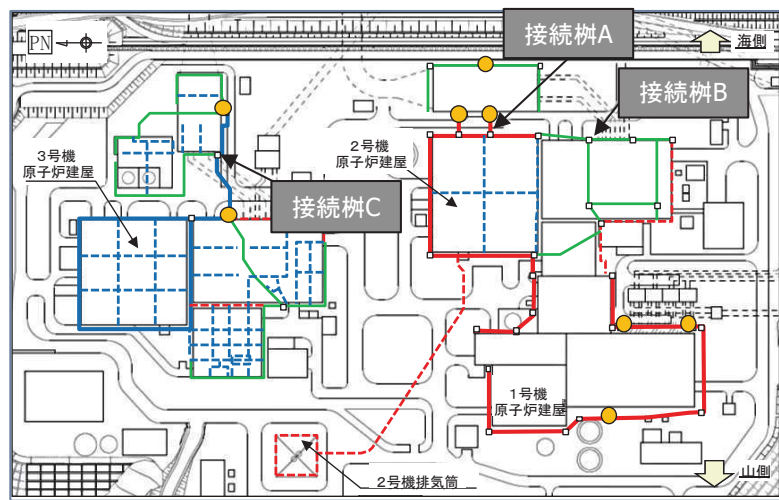
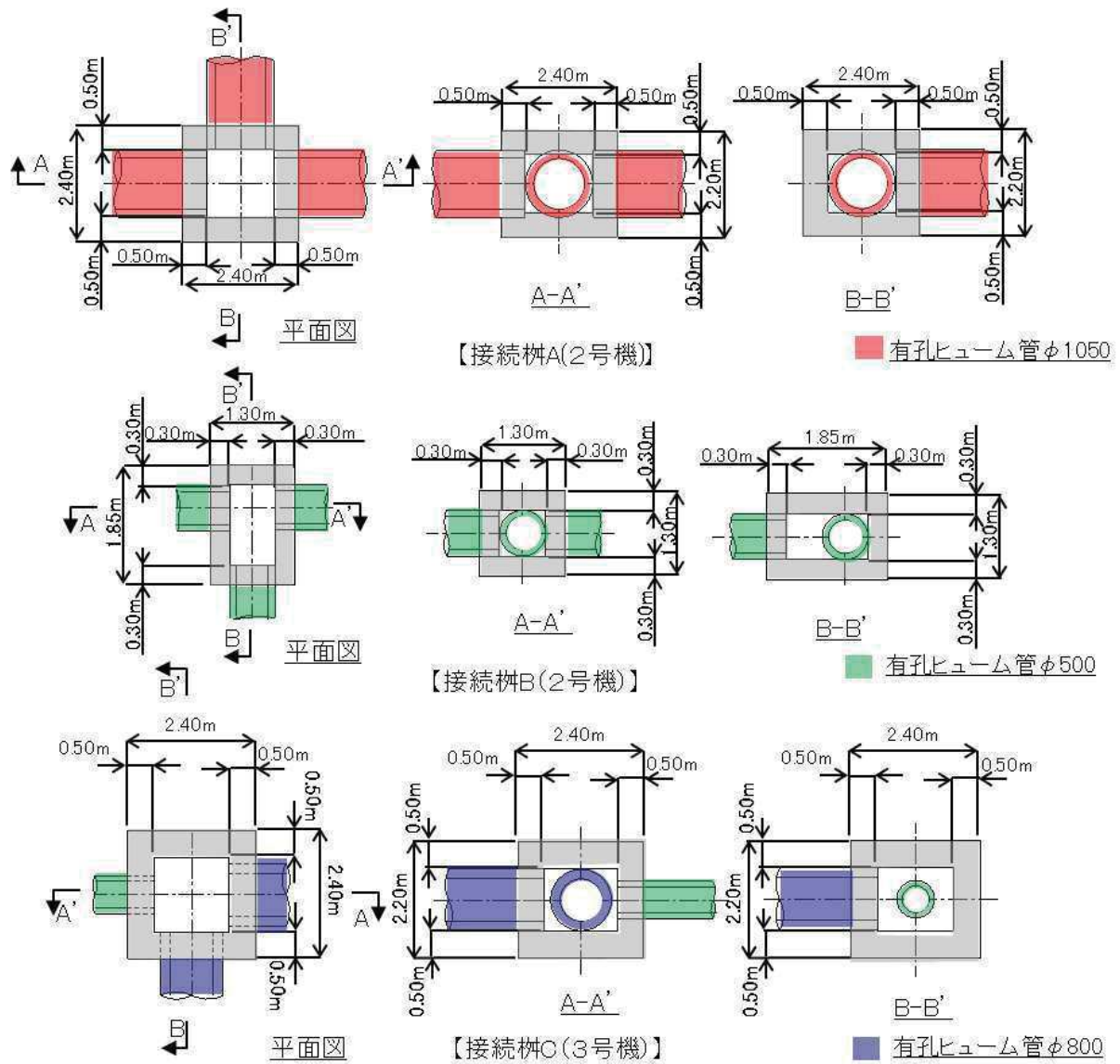


図 3-2-4 接続樹の概要

(参考)3-2-3

### 1.3 既設ドレーンの耐久性等

ドレーン関連部材の耐久性等について表3-2-2に示す。

有孔ヒューム管の一般的な耐用年数は50年とされている（一般的なコンクリート構造物）。建設当時の使用前検査では湧水が腐食環境下にあるか確認するために水質調査を実施している（表3-2-3）。これによると、地下水はやや海水成分を有しているが、腐食環境下でないことを確認している。

接続桝については、鉄筋かぶりは50～70mmで、水セメント比は55%で施工されている。湧水の塩素イオン濃度の最大値（表3-2-3）により、コンクリート標準示方書の塩害の照査を実施すると50年以上と評価される。

表 3-2-2 ドレーン関連部材の耐久性等

構成部位	部材	材質等	設置環境	主な機能	耐久性
ドレーン	高透水性材料	砂、碎石	・ ドレーン周囲	・ 岩盤及び盛土中の地下水を管へ導水（高透水性材料自体も、透水性に応じた流下能力を有する）	・ 一般的な土質材料としての耐久性を有する
	連続長繊維不織布（タフネルシート）	ポリプロピレン	・ ドレーン外面及び碎石と盛土材の間	・ 土粒子のドレーンへの流入防止（集水機能に関連しない）	・ 化学的安定性と高い強度を有する ・ 地下埋設のため材料（ポリプロピレン）の主な劣化要因である紫外線が作用しないことから、今後の供用期間において劣化による影響はないと考えられる。
	有孔ヒューム管・接続桝	鉄筋コンクリート	・ 対象施設周囲の岩盤上	・ 対象施設周辺地盤の地下水位低下	・ 耐用年数：80年程度（有孔ヒューム管）*1 50年以上（接続桝）*2 ・ これまでの点検において異常は確認されておらず、供用環境（土被り、気温・湿度等）は今後も変わらず安定的な状況が維持されると想定されるが、今後適切に保守管理することで機能確保を図ることとする。
	有孔塩ビ管	硬質ポリ塩化ビニル	・ 対象施設直下の岩盤内 ・ 対象施設周囲の岩盤上	・ 対象施設の揚圧力低減 ・ 対象施設周辺地盤の地下水位低下	・ 耐用年数は50年程度*3 ・ 耐食性に優れた材料*4

\*1 全国ヒューム管協会（<http://www.hume-pipe.org/data/data07.pdf>）  
 \*2 コンクリート標準示方書 設計編（2012）を参照した塩害評価による  
 \*3 塩化ビニル管・継手協会（<http://www.ppfa.gr.jp/02/index-a04.html>）  
 \*4 水道施設設計指針・解説（日本水道協会）

表 3-2-3 湧水の水質試験結果（第2号機使用前検査資料抜粋）

分析項目	採水位置				水道水の水質基準
	Q 1	Q 2	Q 3	Q 4	
p H	8.1	7.2	6.9	7.2	5.8～8.6
ミネ랄度 (mg/ℓ)	224	237	90.8	77.9	—
カルシウム硬度 (mg/ℓ)	355	285	153	365	300以下
全硬度 (mg/ℓ)	770	546	224	744	* 500以下
蒸発残留物 (mg/ℓ)	2,430	1,660	498	1,790	500以下
導電率 (μS/cm)	4,110	2,800	785	2,680	—
塩素イオン (mg/ℓ)	1,030	618	57.1	495	200以下
採水月日	3.1.10	3.1.10	3.1.10	3.1.10	—



## (参考資料 4 - 1) 地下水位低下設備の目的、機能及び位置付け

地下水位低下設備の目的及び機能、また、機能維持を要求する期間は以下のとおりである。

### 1. 地下水位低下設備の目的及び機能

- ▶ 原子力発電所の施設の機能・構造は、地盤の健全性が確保された前提で各種設計がなされている。
- ▶ 地下水位低下設備の機能は、施設の設計の前提が確保されるよう、「地下水位を一定の範囲に保持する」ことである。
- ▶ 地下水位低下設備が機能することにより、施設周辺の地下水位が一定の範囲に保持され、施設に及ぶ揚圧力及び液状化影響が低減される。この地下水位低下設備が設置され、同設備の効果が及ぶ範囲においては、その機能を考慮した設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮するとともに、耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設は、液状化、揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても機能が損なわれるおそれがないように設計する。

また、地下水位低下設備の効果が及ばない範囲においては、**地表面にて**設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮するとともに、耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設は、液状化、揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても機能が損なわれるおそれがないように設計する。

### 2. 地下水位低下設備の機能維持を要求する期間

- ▶ 地下水位低下設備は、以下に示す原子力発電所の供用期間の全ての状態において機能維持が必要である。
  - ・ 通常運転時（起動時、停止時含む）
  - ・ 運転時の異常な過渡変化時
  - ・ 設計基準事故時
  - ・ 重大事故等時
- ▶ また、プラント供用期間中において発生を想定する大規模損壊についても、その発生要因とプラントの損壊状況を踏まえ、地下水位低下設備の設計を行う上で配慮する。

### 3. 地下水位低下設備の信頼性向上

地下水位低下設備の目的、機能及び要求期間を踏まえ、地下水位低下設備を設計基準対象施設として位置付けた上で、以下の信頼性向上を図る。

- ▶ 耐震重要度分類における C クラスとし、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して必要な機能を維持する設計とする。
- ▶ 技術基準規則第 14 条（安全設備）に基づき多重性及び独立性を考慮し、さらに外部事象を考慮した設計とする。
- ▶ 非常用電源設備に加えて常設代替交流電源設備からの給電が可能な設計とする。



- ▶ 地下水位低下設備の機能喪失への対応として、復旧のための予備品及び可搬型設備を配備する。なお、機能喪失時の対応については、運転管理上の方針として保安規定に定めて、管理していく。

(参考資料 4-2) 地下水位低下設備の多重性及び独立性を確保した設計について

1. はじめに

地下水位低下設備は、技術基準規則第 14 条に基づく設計とする方針としている。ここでは、地下水位低下設備の多重性及び独立性を確保するための設計概要について整理する。

2. 設備構成概要 (集水機能・排水機能)

技術基準規則第 5 条及び第 14 条要求を考慮した地下水位低下設備の構成を図 4-2-1 に示す。

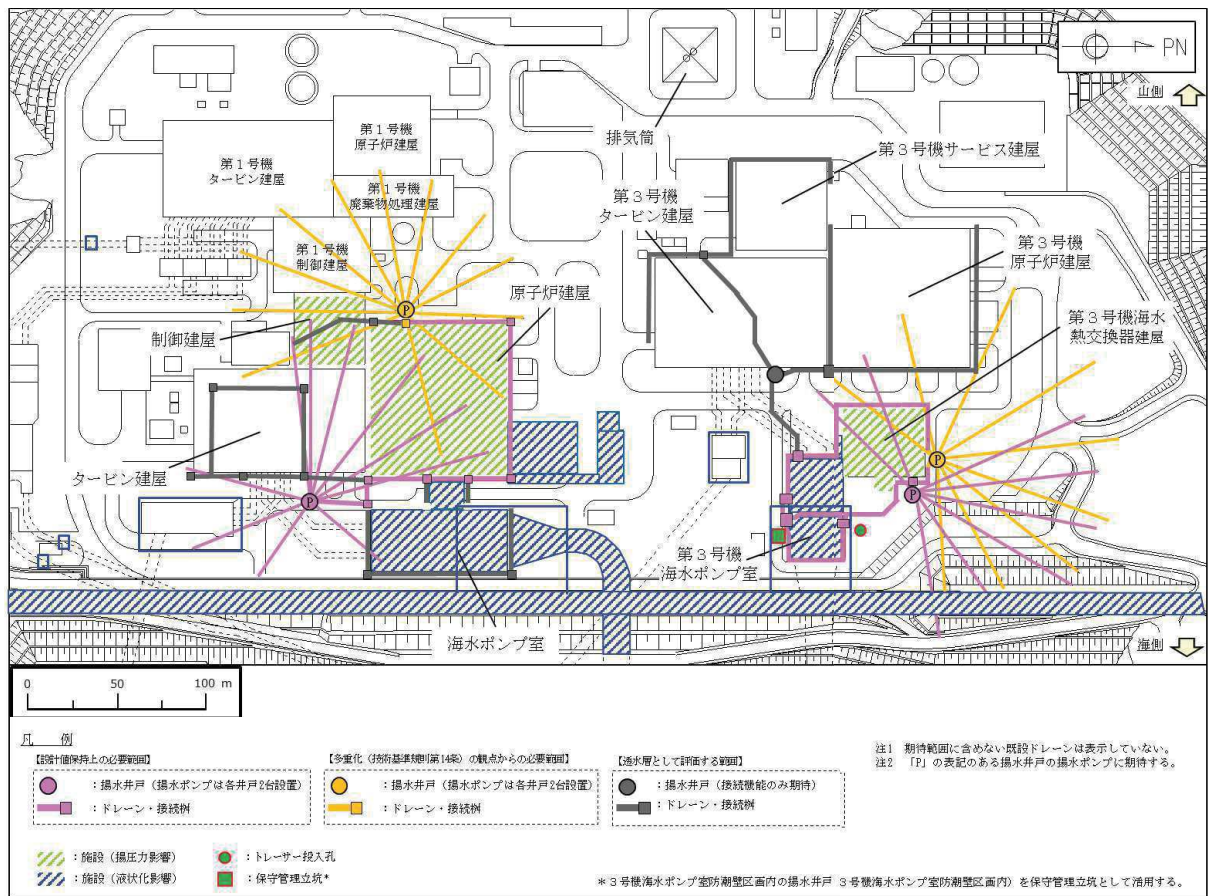


図 4-2-1 地下水位低下設備の構成

図 4-2-1 において示した集水及び排水機能は、設計値保持上の必要範囲 (■) と、技術基準規則第 14 条の要求事項への配慮による必要範囲 (■) にて構成される。この2つの系統は通常運転状態においていずれも機能する状態にあり、仮に一方の系統が機能喪失した場合においても、施設 (揚圧力影響) の設計用揚圧力を超過しない設計とする。

また、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、及び耐久性・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。

### 3. 信頼性向上のための設計上の配慮事項

原子力発電所の供用期間の全ての状態において、地下水位低下設備を機能維持する観点から、地下水位低下設備の設計に係る信頼性向上のための配慮項目を抽出した。抽出結果を表 4-2-1 に示す。

表 4-2-1 機能喪失要因とこれを踏まえた設計上の配慮項目

機能	構成部位	機能喪失要因	対策
集水機能	ドレーン・接続桝	ランダム故障	・閉塞による機能喪失の可能性に対して、ドレーンの配置・形状を考慮した新設ドレーン・揚水井戸の配置等の配慮により機能維持
		地震	・Ss機能維持することにより集水機能を確保
支持・閉塞防止機能	揚水井戸	地震	・Ss機能維持することにより支持・閉塞防止機能を確保
排水機能	揚水ポンプ	ランダム故障	・ポンプの多重化による機能維持
		地震	・Ss機能維持することにより揚水ポンプの機能を確保
		竜巻	・井戸に飛来物影響の防護が可能な蓋を設置
		落雷	・制御盤への保安器の設置等による避雷対策、又は避雷針の保護範囲内への設置
		火山	・井戸に対する火山灰の侵入を蓋の設置により防止
	配管	ランダム故障	・吐出配管の多重化
		地震	・Ss機能維持
		竜巻	・井戸に飛来物影響の防護が可能な蓋を設置
監視・制御機能	制御盤	ランダム故障	・多重化により機能維持。また、水位計、動力・制御盤及び中央制御室監視盤間を接続するケーブルについても同様に多重化
		地震	・Ss機能維持
		台風、竜巻	・屋内設置
		凍結	・凍結防止装置を設置、又は屋内設置
		降水	・防水処理、又は屋内設置
		積雪	・積雪荷重を受けないように屋根等を設置、又は屋内設置
		落雷	・制御盤への保安器の設置等による避雷対策、又は屋内設置
		火山	・火山灰の侵入防止措置の実施、又は屋内設置
		生物学的事象	・止水や貫通部処理による小動物の侵入防止、又は屋内設置
		森林火災(外部火災)	・火災の影響を受けないよう屋内設置
		内部火災	・制御盤の分離、離隔距離を確保した配置
	内部溢水	・共通要因故障に配慮した配置	
	水位計	ランダム故障	・多重化による機能維持を図ることとし、片系が機能喪失した場合には設定水位に到達時にもう片系の水位計の検知によりバックアップ
		地震	・Ss機能維持
		竜巻	・井戸に飛来物影響の防護が可能な蓋を設置
落雷		・制御盤への保安器の設置等による避雷対策、又は避雷針の保護範囲内への設置	
		火山	・井戸に対する火山灰の侵入を蓋の設置により防止
電源機能	電源(非常用DG)	ランダム故障	・ランダム故障に対しては多重化による機能維持

また、抽出された個々の機能喪失要因に対する具体的な対策を表 4-2-2 に示す。

表 4-2-2 地下水位低下設備の設計に係る信頼性向上のための配慮事項

機能	構成部位	対策
集水機能	ドレーン・ 接続桝	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Ss機能維持</li> <li>・ <u>ドレーンの配置・形状を考慮した新設ドレーン・揚水井戸の配置等の配慮</u></li> </ul>
支持・閉塞 防止機能	揚水井戸	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Ss機能維持</li> <li>・ 蓋の設置</li> </ul>
排水機能	揚水ポンプ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Ss機能維持</li> <li>・ 多重化</li> </ul>
	配管	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Ss機能維持</li> <li>・ 多重化</li> </ul>
監視・制御 機能	制御盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Ss機能維持</li> <li>・ 多重化(離隔を確保・屋内設置)</li> <li>・ <u>水位計、動力・制御盤及び中央制御室監視盤間を接続するケーブルについても多重化</u></li> <li>・ 離隔を確保した屋内設置</li> <li>・ <u>内部事象に起因する共通要因故障に配慮した配置</u></li> </ul>
	水位計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Ss機能維持</li> <li>・ 多重化</li> </ul>
電源機能	電源 (非常用DG)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 多重化</li> </ul>

青字: 新たに設計上の配慮事項として講じる対策

## (参考資料 4-3) 地下水位低下設備の機能喪失時の措置について

### 1. 運用管理に係る水位低下措置の有効性

地下水位低下設備が機能喪失した状態が長時間継続することを仮定\*<sup>1</sup>し、その後の地下水位上昇により設計用地下水位へ到達するまでの時間余裕 (X) を 3次元浸透流解析により評価する。

これに対し、地下水位低下設備の機能喪失を検知してから可搬型設備により地下水位が低下開始するまでの時間 ( $\alpha$ ) を積算し、 $\alpha < X$ を確認することにより、水位低下措置の有効性を確認する。

#### \*1 揚水ポンプの機能喪失状態の仮定について

設置変更許可段階における説明として、設計値保持並びに技術基準規則第 14 条で要求される多重化の観点から、各エリアにおいてそれぞれ 2 系統の排水機能 (各揚水井戸へ 1 台の揚水ポンプ) を設置し、ポンプの単一故障により 1 系統が喪失した場合に可搬ポンプにより水位低下措置を行う方針としていた。

これに対し、水位低下措置の確実性並びに保守管理性向上の観点から、各揚水井戸へ揚水ポンプを 2 台設置する設計 (設計上必要な揚水ポンプ 1 台と、同スペックの揚水ポンプ 1 台を追設) とすることにより、揚水ポンプの単一故障時においても揚水井戸の機能が喪失しない設計とする。

以上から、地下水位低下設備の機能喪失が長時間継続する状況は考え難いが、この状況を仮定し評価を行う。

### 2. 時間余裕 (X) の評価

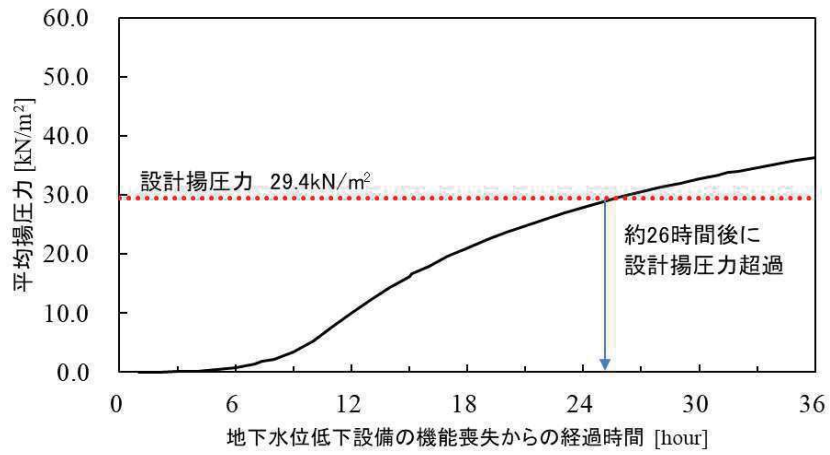
地下水位低下設備の機能喪失による影響が早期に現れる揚圧力影響に着目し、地下水位低下設備の機能喪失後の水位上昇に伴い各建屋へ作用する平均揚圧力が設計揚圧力に到達するまでの時間余裕を 3次元浸透流解析により算出した。

時間余裕の評価においては、設計用地下水位の検討に用いた水位評価用モデルを用いることとし、解析境界での地下水位を地表面に固定し、地下水位低下設備が機能喪失した状態\*<sup>2</sup>からの地下水位分布の経時変化と設計値に到達するまでの時間を非定常解析により確認した。また、透水係数は地下水位設定用 (参考資料 2-2) と同条件とした。

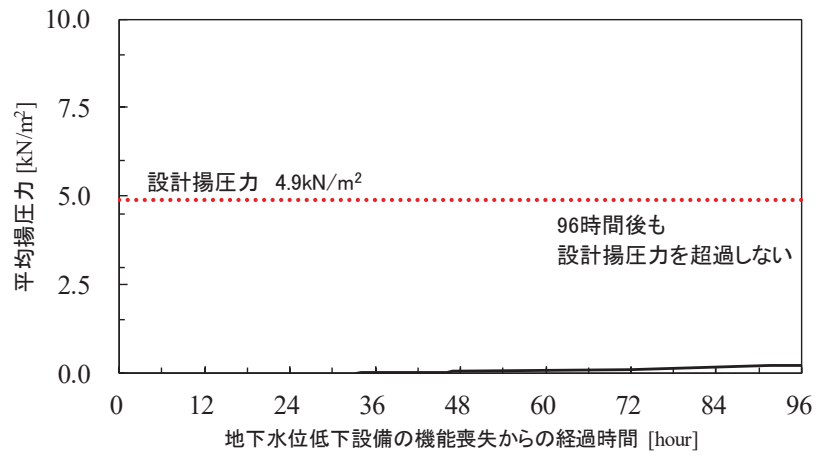
\*2 時間猶予評価における初期条件として、定常状態 (2 系統が動作している通常の運転状態) から 2 系統同時に機能喪失した状態を初期条件として仮定した。

時間余裕の評価結果を図 4-3-1 に示す。揚圧力影響を考慮する必要がある原子炉建屋・制御建屋及び 3 号機海水熱交換器建屋のうち、時間余裕が最小となる原子炉建屋において、約 26 時間の時間余裕 (X) が確保される。

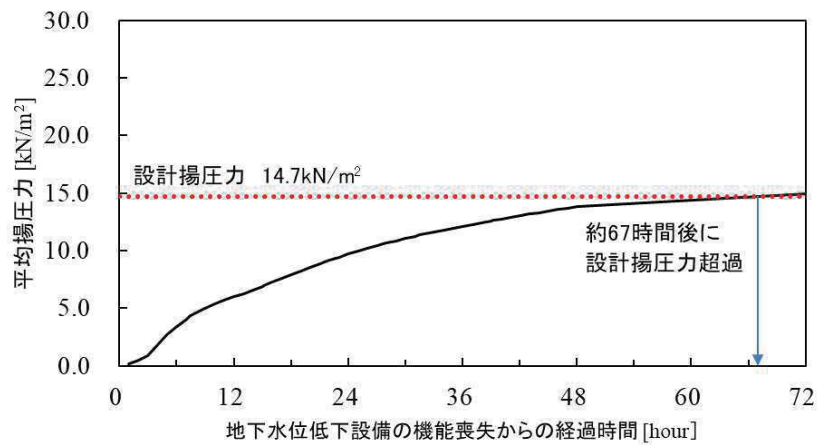




a. 原子炉建屋



b. 制御建屋



c. 3号機海水熱交換器建屋

図 4-3-1 地下水位低下設備機能喪失後の時間余裕 (X)

### 3. 措置時間（ $\alpha$ ）の評価

地下水位低下設備が機能喪失した後の可搬ポンプによる措置時間について図 4-3-2 に示す。

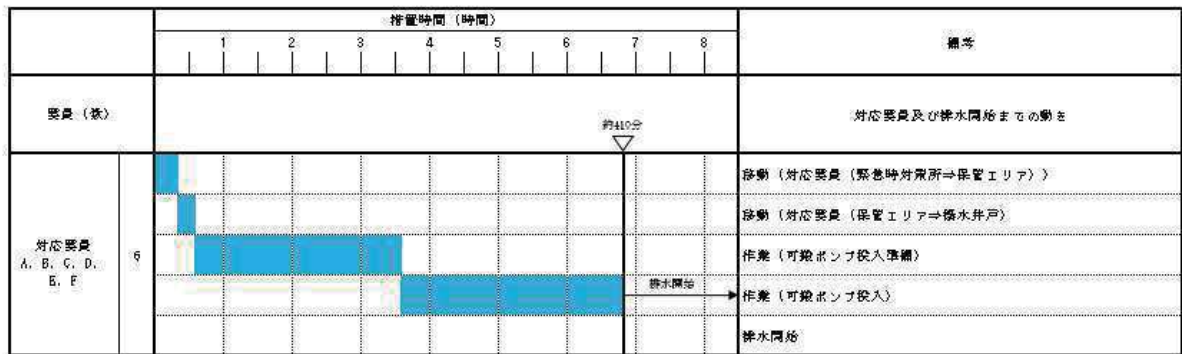


図 4-3-2 地下水位低下設備機能喪失後の措置時間（ $\alpha$ ）

### 4. 評価

地下水位低下設備機能喪失後、排水開始までの措置時間（ $\alpha$ ）は約 7 時間であり、時間余裕（X）の範囲内で対応可能であることを確認した。

以 上

## (補足) 可搬ポンプユニットの導入について

### 1. はじめに

地下水位低下設備が機能喪失した状態が長時間継続することを仮定した場合の措置時間の評価として、当初可搬ポンプ2台を投入することにより約12時間に対応することとしていたが、可搬ポンプユニットの導入により、措置時間を約7時間に短縮した。

以下に、可搬ポンプユニットの概要および導入効果を説明する。

### 2. 可搬ポンプユニットの概要

可搬ポンプユニットは、地下水位低下設備が機能喪失した状態が長時間継続することを仮定した場合において揚水井戸内の排水に使用できるよう、必要資機材を効率的に運用し、措置時間を合理化できる設備構成とする。

また、地下水位低下設備の保守点検において揚水井戸内の排水が必要な場合に、地下水位低下設備揚水ポンプでは困難な低水位範囲および小容量の排水を実施できるようにする。

本設備は、3台の可搬ポンプ（1台あたりの排水容量2736m<sup>3</sup>/day，最大8208 m<sup>3</sup>/day）を搭載し運転台数を切り替えることで排水容量を調整可能なポンプかご、可搬ポンプ運転を制御するための制御盤、可搬ポンプ運転に必要な電力を供給する発電機、ポンプかごを井戸内に投入するためのジブクレーン、資機材の積み降ろし等に使用するクレーンおよび排水ホース等資機材を車両に搭載し構成する。可搬ポンプユニットを図4-3-3に示す。

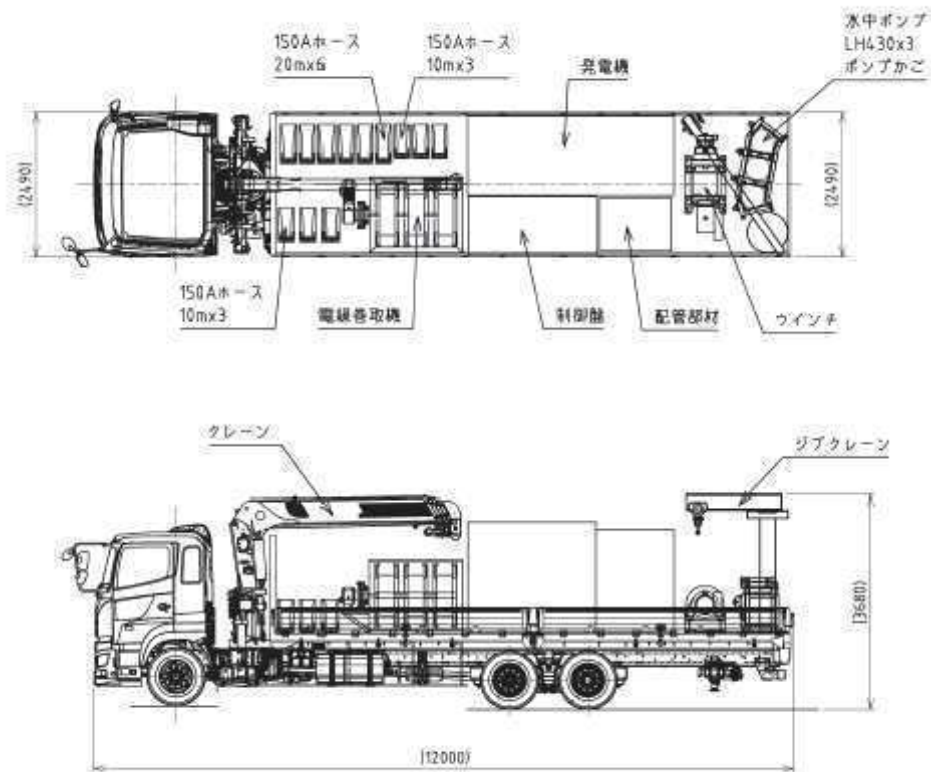


図 4-3-3 可搬ポンプユニット

### 3. 可搬ポンプユニットの導入効果

#### (1) 可搬ポンプ投入資機材等の合理化

可搬ポンプユニットの導入により、荷役車両の削減を図り、可搬ポンプ投入に必要な資機材を1台の車両に一体化した。

可搬ポンプユニット導入前後の資機材等の比較を表 4-3-1 に示す。

表 4-3-1 可搬ポンプユニット導入前後の資機材の比較

対応項目 (資機材関連)	資機材等	
	可搬ポンプユニット導入前	可搬ポンプユニット導入後
1. 資機材の積込み	・フォークリフト	・なし(全資機材を可搬ポンプユニットに搭載)
2. 揚水井戸への資機材運搬	・20t 低床トレーラー ・20t トラック	・可搬ポンプユニット車両部
3. 可搬ポンプ投入準備 (1) 資機材荷下ろし (2) 揚水井戸蓋の開放 (3) ポンプ投入用門型クレーンの組立	・ラフテレーンクレーン	・可搬ポンプユニットクレーン
4. 可搬ポンプ投入 (1) ポンプとホース類の接続	・可搬ポンプ (2 台) ・排水ホースリール ・エルボ金具 ・可搬ポンプ用ケーブル	・ポンプかご ・排水ホース ・エルボ金具 ・可搬ポンプ用ケーブル巻取機
(2) 可搬ポンプ投入	・ポンプ投入用門型クレーン	・可搬ポンプユニットジブクレーン
(3) 可搬ポンプ運転	・発電機	・可搬ポンプユニット発電機 ・可搬ポンプユニット制御盤

(2) 地下水位低下設備が機能喪失した状態が長時間継続することを仮定した場合の措置時間短縮  
可搬ポンプユニットの導入により、主に資機材の車両への積込時間および可搬ポンプの投入時間を削減した。

可搬ポンプユニット導入前後の手順および措置時間の比較を表 4-3-2 に示す。

表 4-3-1 可搬ポンプユニット導入前後の措置時間の比較

対応項目 (可搬ポンプユニット導入前)	措置時間 (分)		差異理由
	導入前	導入後	
移動 (対応要員⇒保管エリア)	20	20	
作業 (資機材の積込み)	105	0	可搬ポンプユニットへの資機材一体化による削減
移動 (保管エリア⇒揚水井戸)	15	15	
作業 (可搬ポンプ投入準備)	255	180	ポンプ投入用門型クレーン組立時間の削減
作業 (可搬ポンプ 1 台目投入)	150	195	排水ホース敷設作業時間の増加
作業 (可搬ポンプ 2 台目投入)	150	0	ポンプかごによる可搬ポンプ全台投入による削減
措置時間合計	695	410	

以 上



(参考資料5) ドレーンの部分閉塞時の自由水面の保持について

## 1. 概要

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、建屋外周等の有孔ヒューム管は部分閉塞時においても双方向に流下可能のため、技術基準規則第14条の要求に照らしても排水機能を保持可能と整理している。

ここでは、当該ドレーンが端部で部分閉塞した場合を仮定した場合に、有孔ヒューム管が満管状態とならず自由水面を有して流下し、浸透流解析上想定している状態（大気圧開放状態）が維持されることを確認する。

## 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、第2号機原子炉建屋エリアはφ1050 mmの有孔ヒューム管を対象とし、第3号機海水熱交換器建屋エリアはφ500 mmの有孔ヒューム管とする。

また、当該範囲の有孔ヒューム管の排水勾配は概ね 1/1000 程度であることを踏まえ、逆勾配となった場合を想定すると、自由水面を有して流下し、浸透流解析上想定している状態（大気圧開放状態）が維持されることから、1/1000 の逆勾配について検討する。

検討対象のドレーン配置図を図5-1に示す。

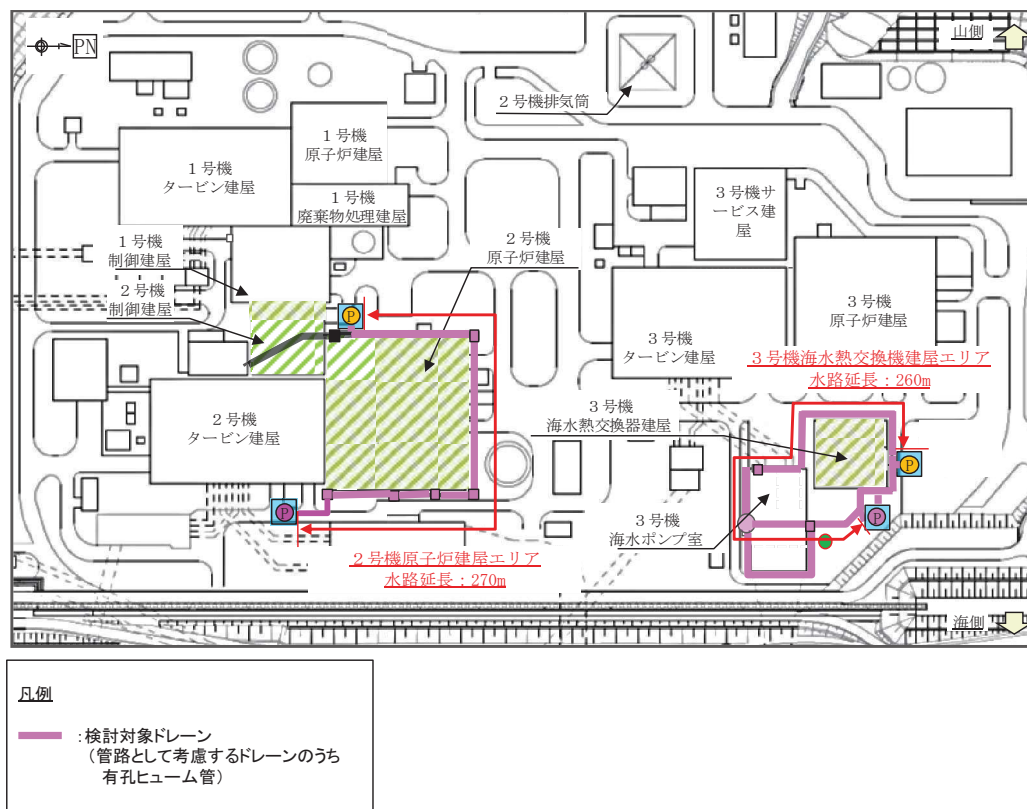


図5-1 検討対象ドレーン配置図

## 2.2 検討対象流量

検討対象流量は参考資料 3-1 に示す浸透流解析による地下水流入量を参照する。

第 2 号機原子炉建屋エリアのドレーンはφ1050 mmの有孔ヒューム管について、第 1・2 号機エリアの地下水流入量（6083m<sup>3</sup>/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の有孔ヒューム管について、第 3 号機エリアの地下水流入量（1683m<sup>3</sup>/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 5-2 に示す。この想定に基づき有孔ヒューム管の延長を第 2 号機原子炉建屋エリアは 270m、第 3 号機海水熱交換器建屋エリアについては 260m とし閉塞時の影響を検討する。

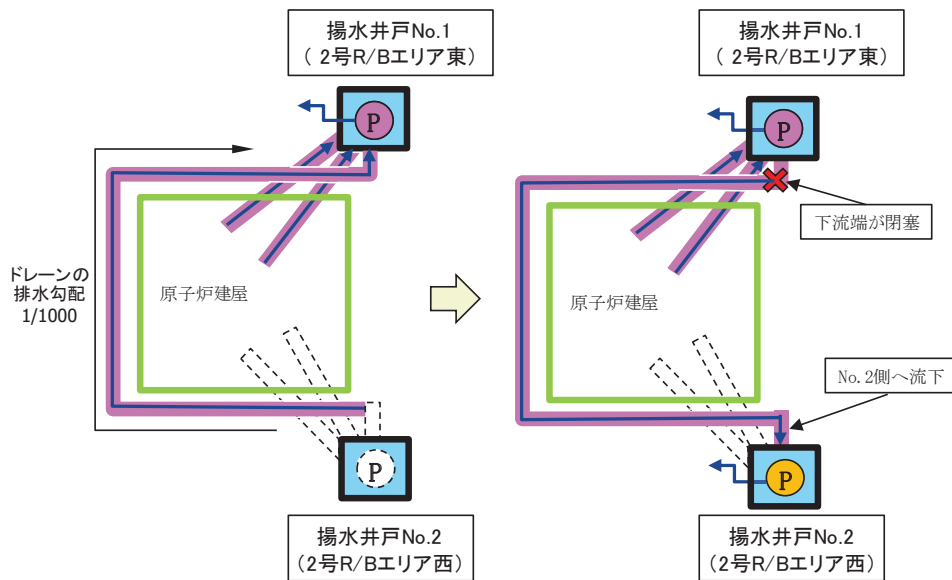


図 5-2 想定するドレーン閉塞ケース（模式図）  
（第 2 号機原子炉建屋エリアの例）

## 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有孔ヒューム管端部（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  $0.013\text{m}^{-1/3}/\text{s}^*$  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。

(1) 第2号機原子炉建屋エリア

φ1050mm, 検討対象流量 6083m<sup>3</sup>/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。第2号機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5-3に示す。

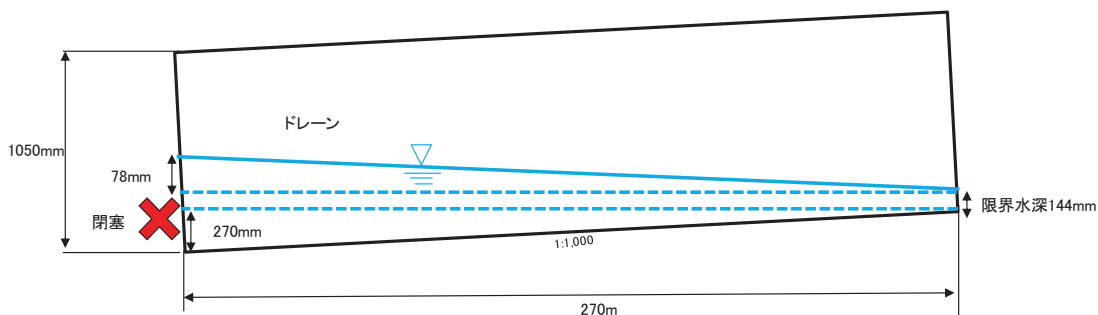


図5-3 下流閉塞の場合の水面形 (第2号機原子炉建屋エリア)

(2) 第3号機海水熱交換器建屋エリア

φ500mm, 検討対象流量 1683m<sup>3</sup>/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5-4に示す。

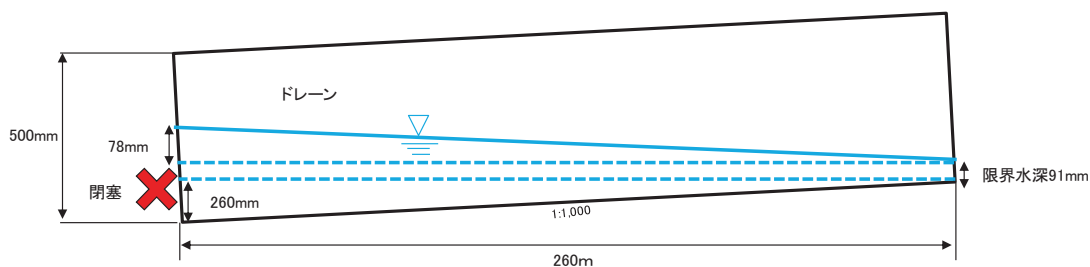


図5-4 下流閉塞の場合の水面形 (第3号機海水熱交換器建屋エリア)

## (参考資料6) 設計用地下水位の妥当性

### 1. 概要

耐震設計に用いる設計用地下水位は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」の通り、以下の方針にて設定することとしている。

『建物・構築物及び土木構造物は、地下水位低下設備<sup>\*1</sup>の効果が及ぶ範囲においては、その機能を考慮した設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮する。なお、地下水位低下設備の効果が及ばない範囲においては、**地表面にて**設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮する。』

\*1：防潮堤下部の地盤改良等により地下水の流れが遮断され敷地内の地下水位が地表面付近まで上昇するおそれがあることを踏まえ、地下水位を一定の範囲に保持するため地下水位低下設備を設置する。

地下水位低下設備の機能を考慮して設計用地下水位を設定する場合は、地下水位低下設備等を考慮した三次元モデルを用いる浸透流解析により地下水位分布を算出し、算出された地下水位分布を包絡するよう設計用地下水位を設定している。

本資料では、設定した設計用地下水位及び設計用地下水位の設定において参照した浸透流解析に基づく地下水位分布の妥当性について補足する。

### 2. 解析水位の妥当性

#### 2.1 敷地及び構造物のモデル化

敷地は、北東側が海に面し、その他は山地に囲まれている。山地の尾根は北東－南西～北北東－南南西方向に延び、それらの尾根に沿って小規模な沢が発達し、沢沿いには小規模な低地が分布している。敷地の一部は、この小規模な低地となっており、評価対象となる主要施設は主にこの低規模な低地（O.P. +14.8m 盤）に設置される。

山側に降った雨は、表面水として敷地へ流入するものと盛土や岩盤内に浸透し地下水として敷地に流入するものに分かれる。表面水は排水路を通じて海へ排水され、地下水は主要建屋周辺に設置した地下水位低下設備により集水後、排水路へ排水される。また、防潮堤の沈下対策として実施する地盤改良等により山から海に向かう地下水の流れが遮断されることから、敷地内の地下水の流動場は将来的に変化すると考えられる。

以上の状況を踏まえ、浸透流解析においては地盤・地形及び地下水の挙動に影響を与える地中構造物や周辺の地盤改良等を適切にモデル化する。

#### 2.2 地下水位低下設備のモデル化

地下水位低下設備は、参考資料 3-2 に示す通り、第1号機～第3号機の主要建屋周辺に設置されている。地下水位低下設備は、施設の設計の前提を確保するため、参考資料 4-1 の通り信頼性向上を図る方針としており、設計用地下水位の設定においては信頼性が確保された範囲を地下水位低下設備として期待しモデル化する。

## 2.3 解析条件に対する変動要因

浸透流解析に用いる三次元解析モデルにおいて、前述の通り、地下水の流動場に変化を与えると考えられる防潮堤下部の地盤改良を考慮しているが、その他の地下水位を上昇させる要因として、基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体が挙げられ、図 6-1 に示す通り、これらの構築物は 2 号再稼働段階の計画に基づき適切にモデルに組み込んでいるため、再稼働後の変動要因は現時点ではない。

ただし、将来的な特重施設の設置や他号機申請等に伴う新たな構築物等の構築など、耐震評価における設計用地下水位を設定した後に、設計用地下水位を超過する可能性のある事象が発生した場合は、設計用地下水位の再検討を行う。

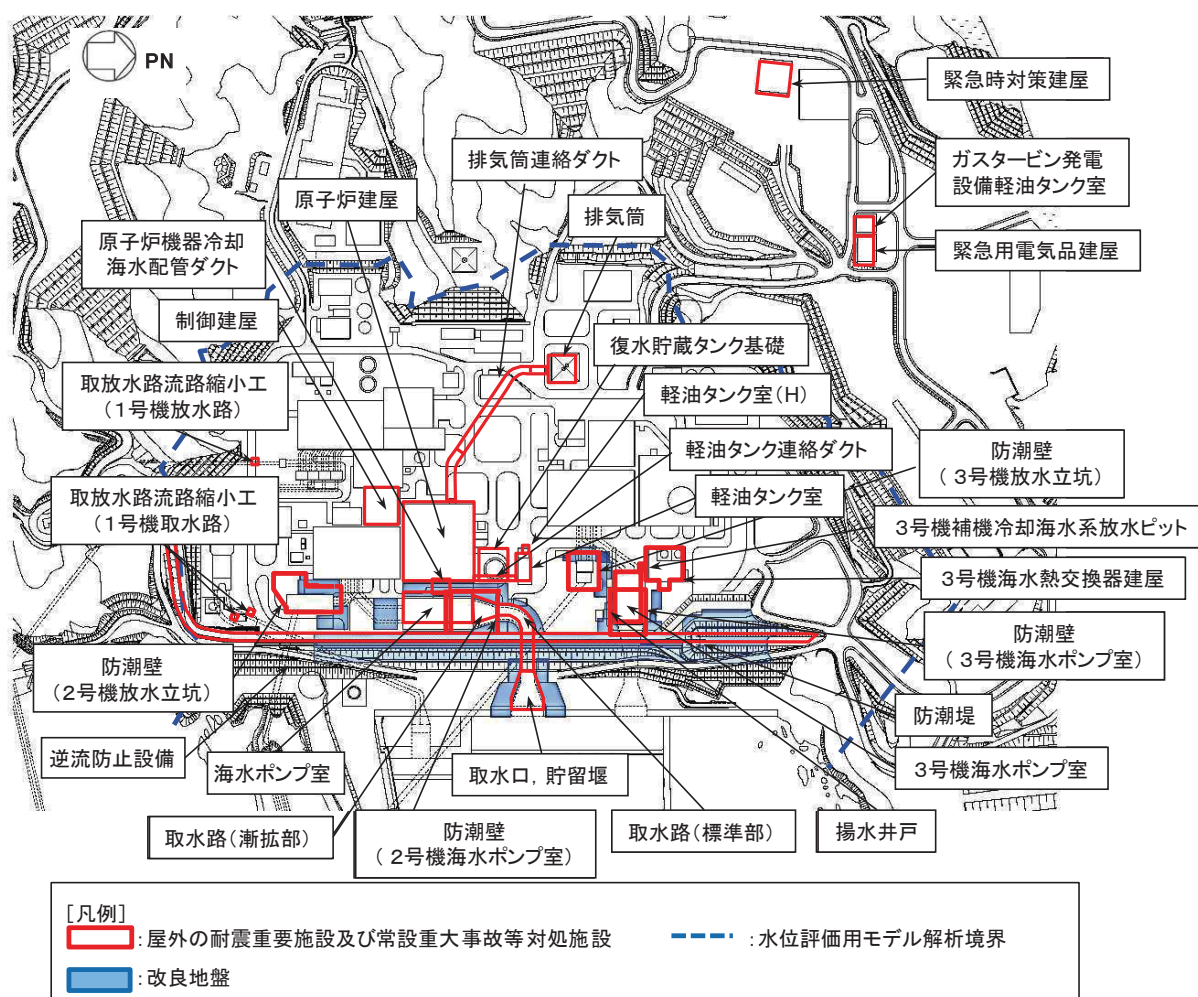


図 6-1 土木構築物及び地盤改良体の配置図

## 2.4 解析水位の保守性

浸透流解析の解析条件として、解析に用いるパラメータ（透水係数）の設定、地下水位低下設備を信頼性が確保された範囲に限定し考慮すること、並びに境界条件を保守的に設定すること等により確保している。

解析水位における保守性の考え方を以下（１）～（５）に示す。



### (1) 透水係数の設定

設計用地下水位の設定において考慮する各地層の透水係数を表 6-1 に示す。建設時工事計画認可申請時において岩盤 I の透水係数を試験値の平均値-1 $\sigma$  の設定としており、今回の評価においても、その設定を踏襲することで解析水位の信頼性・保守性を確保する。なお、この設定の妥当性として観測水位と降雨を用いた再現解析（既設の地下水位設備を全て考慮）により確認しており、その結果は参考資料 2-1 に、設定値の根拠となる調査結果等については参考資料 2-2 に示す。

表 6-1 透水係数の設定値と設定根拠（地下水位設定用）

地層	設定値 (m/s)	設定根拠	備考	
盛土・旧表土	$3.0 \times 10^{-5}$	試験結果の平均値に基づき設定	* 2	
狐崎 部層	岩盤 I	$7.0 \times 10^{-7}$		試験結果の平均値 - 1 $\sigma$ に基づき設定* <sup>1</sup>
	岩盤 II	$5.0 \times 10^{-7}$		試験結果の平均値に基づき設定
牧の浜 部層	岩盤 I	$2.0 \times 10^{-7}$		試験結果の平均値 - 1 $\sigma$ に基づき設定* <sup>1</sup>
	岩盤 II	$1.0 \times 10^{-7}$		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	$2.0 \times 10^{-7}$	試験結果の平均値に基づき設定	* 3	
透水層（砕石）	$1.0 \times 10^{-2}$	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)	—	* 4	

\* 1：試験結果に対して、保守性の観点から、建設時工事計画認可申請時において、パラメータスタディを実施し、建屋揚圧力への影響が最も大きい物性として、岩盤 I を平均値 - 1 $\sigma$  に設定。

\* 2：建設時工事計画認可申請時と同値

\* 3：建設時工事計画認可申請時は設定なし

\* 4：建設時工事計画認可申請時においては透水係数を設定していたが、保守的に不透水として扱う

### (2) 地下水位低下設備のモデル化範囲

ドレーンは参考資料 3-2 に示す通り各号機の建設段階に主要エリアに設置されているが、設計用地下水位の設定において考慮する範囲は耐震性等の機能維持の信頼性が確保される範囲に限定することにより、解析水位の信頼性・保守性を確保する。また、施設の設計値を確保するために必要な範囲において、信頼性が確保されたドレーンを新設する。

### (3) 地下水位低下設備の運転状態の想定

解析水位は地下水位低下設備の機能喪失を仮定し算出\*<sup>5</sup>している。

地下水位低下設備は、参考資料 4-1 及び参考資料 4-2 に示す信頼性向上を図ること、更に参考資料 3-1 の通り各揚水井戸へ揚水ポンプを 2 台設置し揚水ポンプの単一故障時においても機能喪失に至らない設計としていることから、平常時は地下水位低下設備が全て機能した状態の地下水位が保持されると考えられるため、上記の運転状態の想定は保守的である。

- \* 5 原子炉建屋エリア及び3号機海水熱交換機建屋エリアにおいて、保守的にエリア毎に1系統ずつ機能喪失すると仮定した機能喪失モードを設定し浸透流解析を実施し、各解析ケースの包絡水位を解析水位としている。

#### (4) 境界条件の設定

境界条件として、モデル境界に水位固定条件を与える。モデル境界山側における地下水位は、2.4(1)で示した再現解析結果から地表面より低い、保守的に一律地表面とし、海側は朔望平均満潮位 (H. W. L.) として設定する。

以上の考え方を踏まえた2号機原子炉建屋の算定例を表6-2に示す。

表 6-2 設計用地下水位の算定 (2号機原子炉建屋の例)

	運転状態 (○：機能保持，－：機能喪失)				各ケースの 解析水位 (揚圧力)	全ケースを 包絡する 解析水位 (揚圧力)	設計 揚圧力
	2号R/B (東)	2号R/B (西)	3号Hx/B (東)	3号Hx/B (北)			
CASE①	○	－	○	－	8.4 kN/m <sup>2</sup>	8.4kN/m <sup>2</sup>	29.4 kN/m <sup>2</sup>
CASE②	○	－	－	○	8.3 kN/m <sup>2</sup>		
CASE③	－	○	○	－	1.5 kN/m <sup>2</sup>		
CASE④	－	○	－	○	1.5 kN/m <sup>2</sup>		

#### 2.5 観測水位との比較

設計用地下水位の設定において参照する予測解析 (定常解析) により得られた解析水位について、地下水位観測記録との比較による検証結果を示す。検証に用いた観測井位置の平面図を図6-2に、観測水位と解析水位の関係を表6-3に示す。連続観測データとの比較については巻末に示す。

検証の結果、観測井①を除く全ての観測井において、解析水位が観測最高地下水位を上回っており、解析水位が保守的な結果であることを確認した。

観測井①については、降雨量が多かった2019年10月に観測水位が解析水位を僅かに上回っているが、観測水位は降雨に対する感度が非常に小さく、定常的に岩盤表面付近に固定されていることから、岩盤上面を流下した地下水が観測孔内に流れ込むことで水位が上昇したものと考えられる。よって、解析水位は定常的に岩盤内の地下水位分布を包絡できていることから、観測井①においても解析結果は妥当と判断できる。

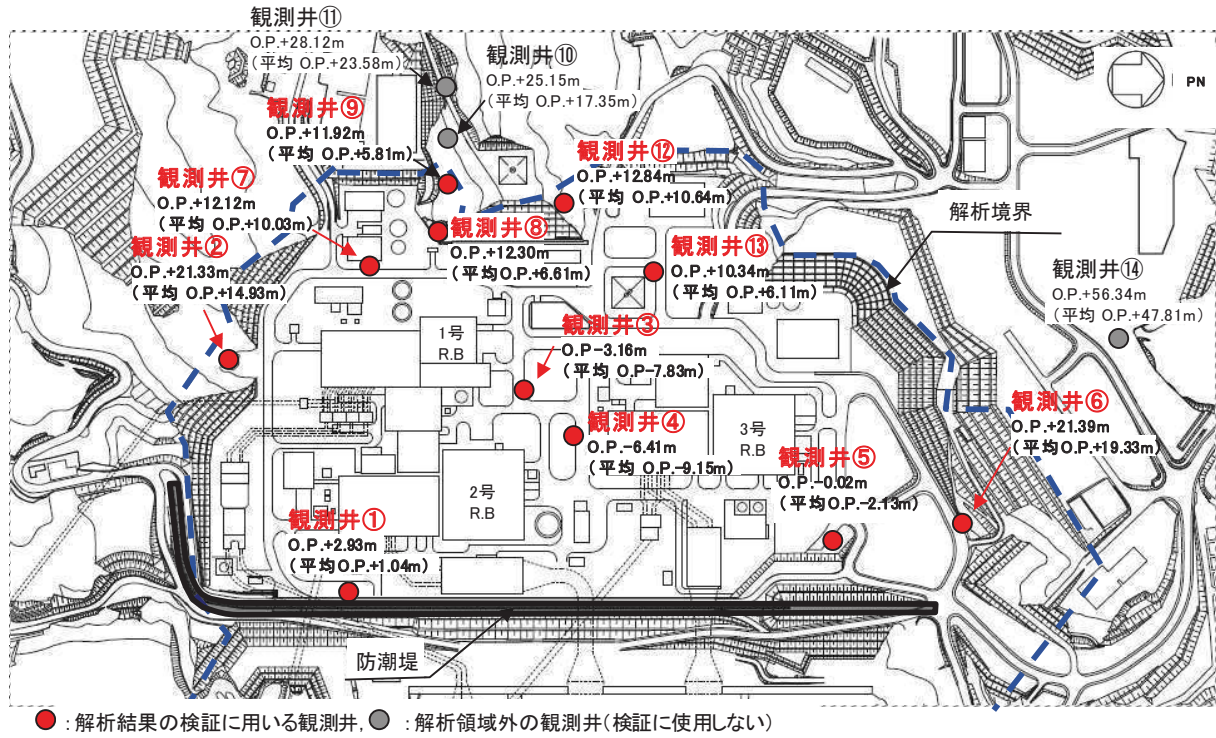


図 6-2 検証に用いる観測井位置図

表 6-3 観測水位と解析水位の関係

観測井	(A)観測水位 (O. P. m)		(B)解析水位 (O. P. m)	差分* <sup>1</sup> (m) (B) - (A)	備考
	最高				
観測井①	最高	+2.93	+1.68	-1.25 (0.64)	差分の理由は上述 の通り
	平均	+1.04			
観測井②	最高	+21.33	+22.07	0.74 (7.14)	
	平均	+14.93			
観測井③	最高	-3.16	+0.10	3.26 (11.09)	
	平均	-7.83			
観測井④	最高	-6.41	-1.82m	4.59 (7.33)	
	平均	-9.15			
観測井⑤	最高	-0.02	+0.47	0.49 (2.60)	
	平均	-2.13			
観測井⑥	最高	+21.39	+25.01	3.62 (5.68)	
	平均	+19.33			
観測井⑦	最高	+12.12	+13.68	1.56 (3.65)	
	平均	+10.03			
観測井⑧	最高	+12.30	+16.65	4.35 (10.04)	
	平均	+6.61			
観測井⑨	最高	+11.92	+27.24	15.32 (21.43)	
	平均	+5.81			
観測井⑫	最高	+12.84	+25.68	12.84 (15.04)	
	平均	+10.64			
観測井⑬	最高	+10.34	+12.38	2.04 (6.27)	
	平均	+6.11			

\* 1 : 上段は最高水位との差分を、下段の ( ) 内は平均水位との差分を示す。

なお、観測水位の気象庁アメダスの観測記録に基づき、石巻地点における平年値（1990年～2019年の30年間の平均値）と敷地内の地下水位の観測期間（期間①：2006年～2007年，期間②：2013年～2014年，期間③：2016年～2017年，期間④：2018年～2019年）との降雨量を比較した。比較結果を図6-3に示す。

グラフより、敷地内の地下水位観測期間は平年値と比較して、7～11月頃にかけて、降水量のばらつきが見られ、50～100mm/月程度少ない期間及び多い期間があるものの、表6-4に示す通り、月降水量（年間平均）はいずれの観測期間においても平年並みであり、いずれの観測期間も特異性はないと判断できる。

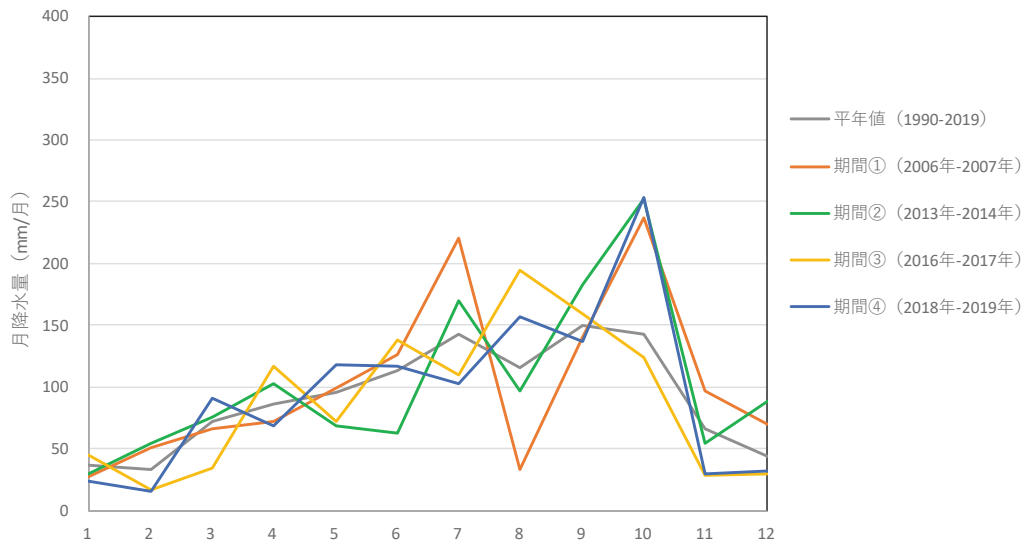


図 6-3 石巻地点における平年値と観測時期の降水量の比較結果

表 6-4 石巻地点における月降水量の年間平均値の比較

	平年値	期間①	期間②	期間③	期間④
降水量 (mm/月)	92	104	104	89	96



### 3. 設計用地下水位の保守性

前述の2.4(3)にて算出した解析水位に対し、前述の変動要因や観測水位の不確かさを考慮し、解析水位に対し概ね1m～2m程度の余裕を考慮し各施設の耐震評価に用いる設計用地下水位を設定している。設定方法については参考資料2-5に示している。

また、設定結果の妥当性として、観測孔近傍に位置する施設における観測水位と設計用地下水位の関係を表6-4及び図6-4～図6-8に示す。いずれの観測位置においても、設計用地下水位は観測水位及び解析水位に対して十分な余裕を有している。

表6-4 観測水位と解析水位及び設計用地下水位の関係

観測井	観測水位 (O. P. m)		解析水位* <sup>1</sup> (O. P. m)	設計用地下水位* <sup>1</sup> (O. P. m)	備考
	最高	平均			
観測井①	最高	+2.93	+1.68 (-1.25m)	+5.12 (+2.14m)	海水ポンプ室（縦断） 防潮壁（2号機放水立坑）
	平均	+1.04		+7.00 (+4.02m)	
観測井③	最高	-3.16	+0.10 (+3.26m)	+8.19 (+11.35m)	排気等連絡ダクト （横断（断面⑤））
	平均	-7.83			
観測井④	最高	-6.41	-1.82 (+4.59m)	+3.75 (+10.16m)	軽油タンク室，軽油タンク室（H）（横断）
	平均	-9.15			
観測井⑤	最高	-0.02	+0.47 (+0.49m)	+14.80（地表面） (+14.82m)	防潮堤（横断②）
	平均	-2.13			
観測井⑬	最高	+10.34	+12.38 (+2.04m)	+14.80（地表面） (+4.46m)	排気筒
	平均	+6.11			

\*1：下段の（ ）内は観測水位（最高）との差分を示す。

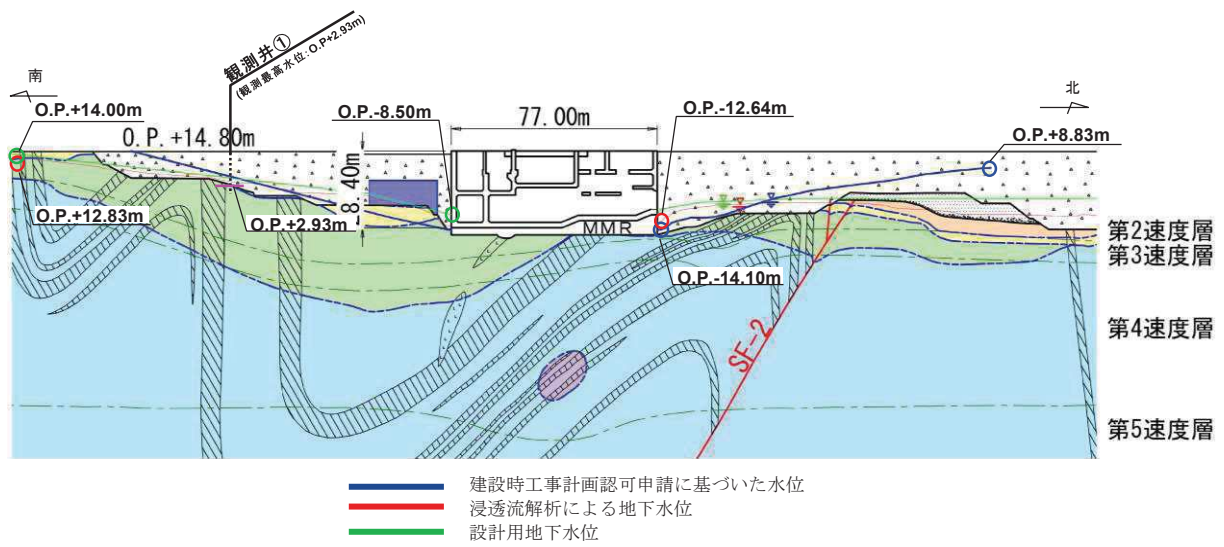


図 6-4 海水ポンプ室の設計用地下水位 (縦断)

(本文-図 3.3-13(1)に観測井①を投影)

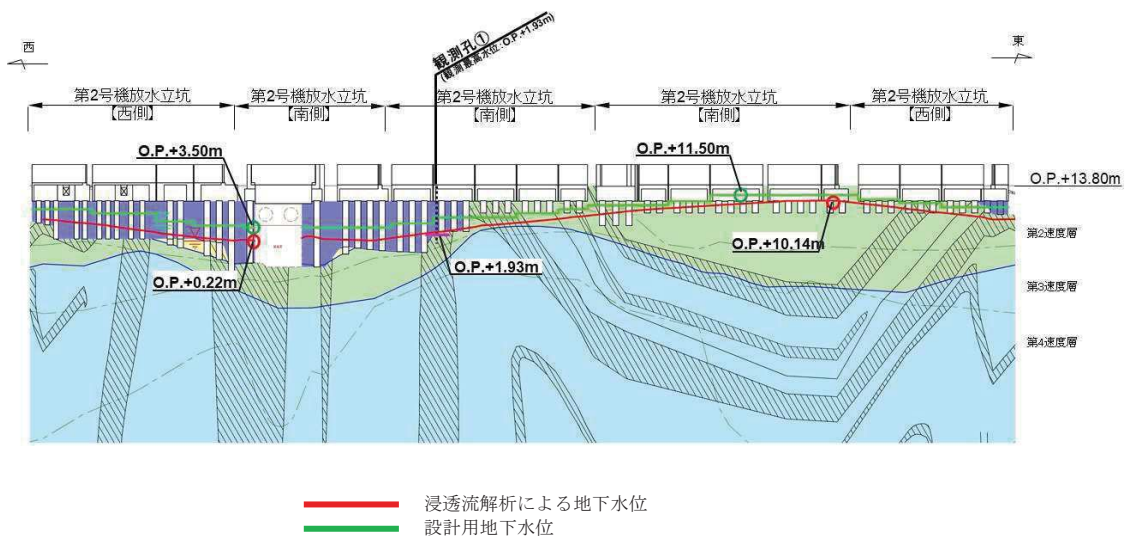


図 6-5 防潮壁の設計用地下水位 (2号機放水立坑)

(本文-図 3.3-19(2)に観測井①を投影)

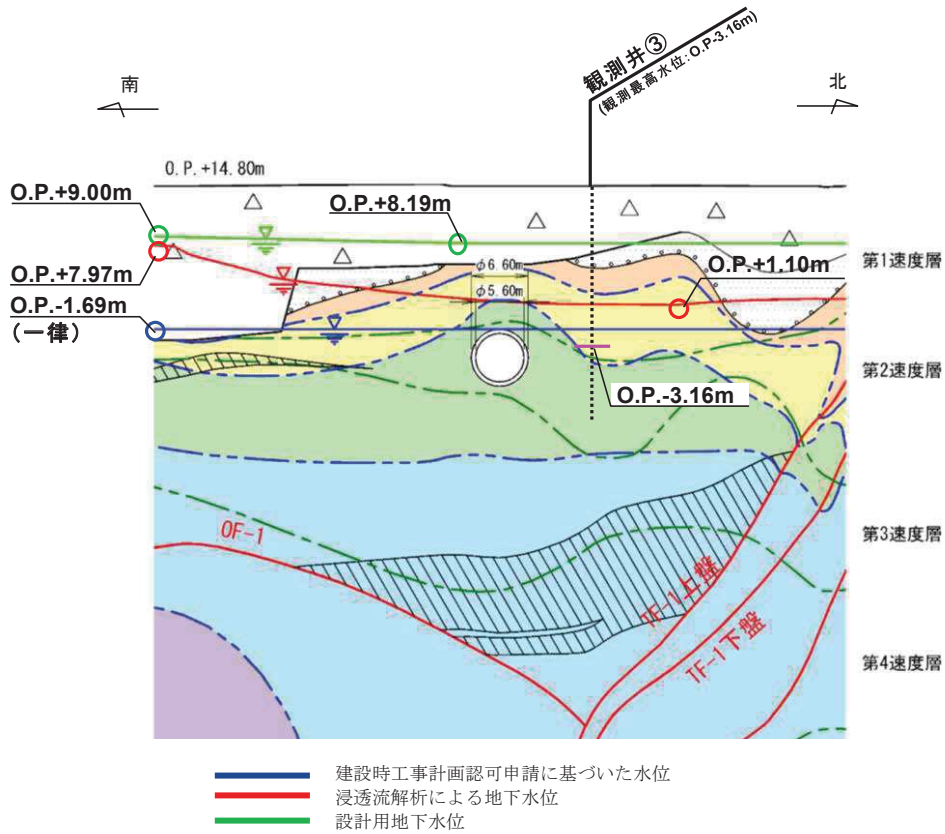


図 6-6 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (横断(断面⑤))

(本文-図 3.3-10(5)に観測井③を投影)

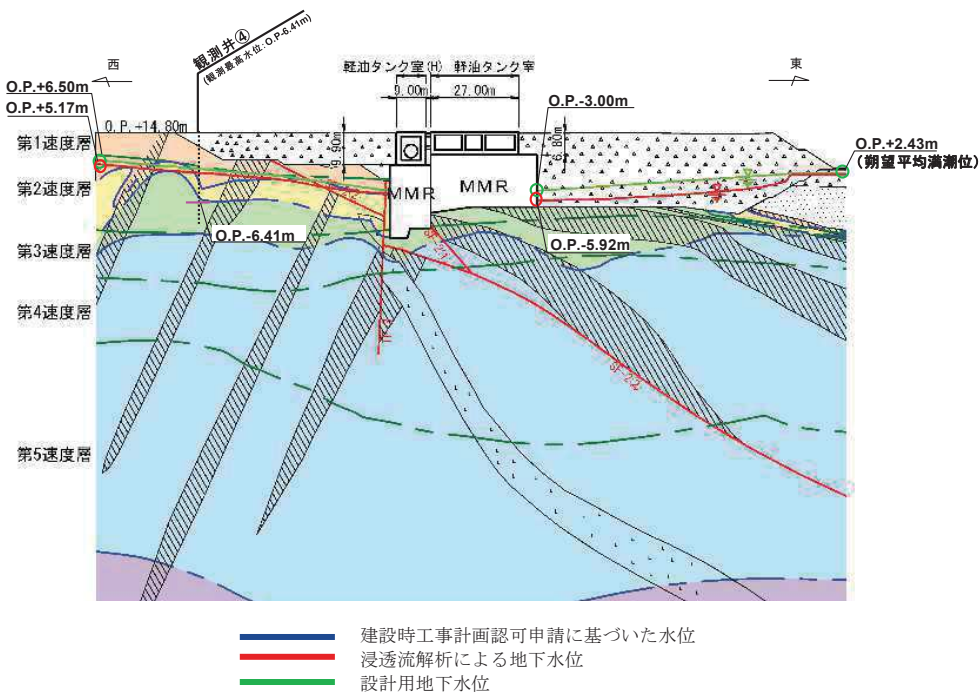
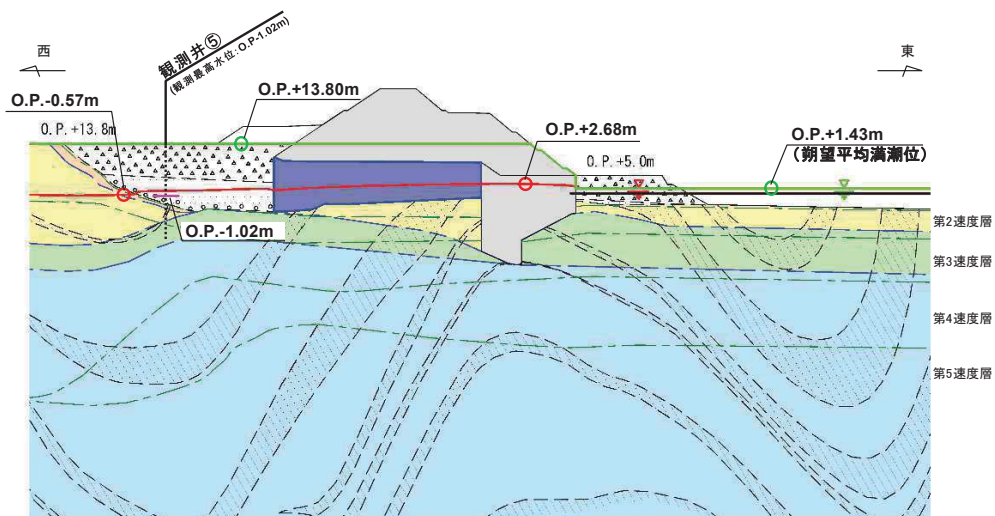


図 6-7 軽油タンク室, 軽油タンク室 (H) の設計用地下水位 (東西)

(本文-図 3.3-15(1)に観測井④を投影)



- 建設時工事計画認可申請に基づいた水位
- 浸透流解析による地下水位
- 設計用地下水位

図 6-8 防潮堤（盛土堤防）の設計用地下水位（横断②）  
 （本文-図 3.3-18(8)に観測井④を投影）

(補足) 連続観測データとの比較

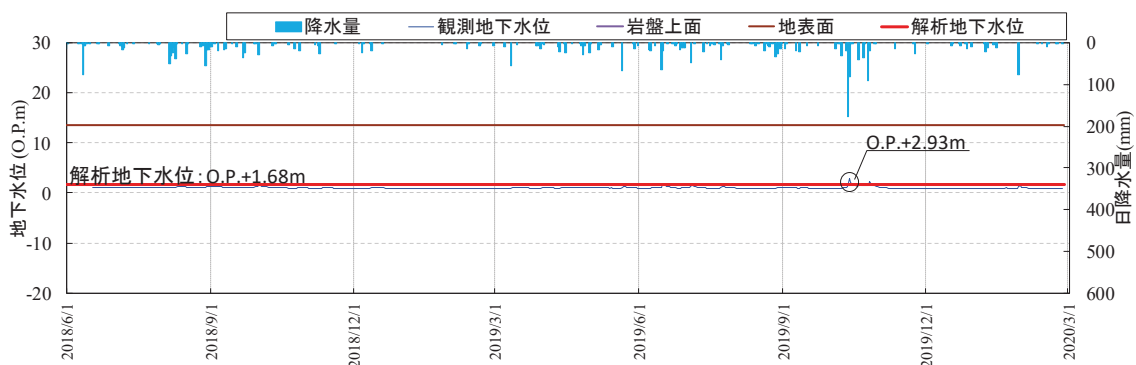


図 6-9(1) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井①)

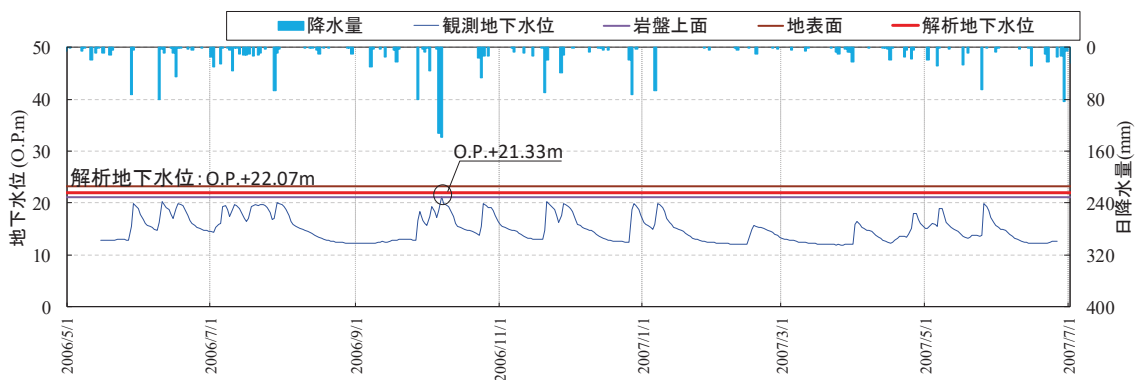


図 6-9(2) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井②)

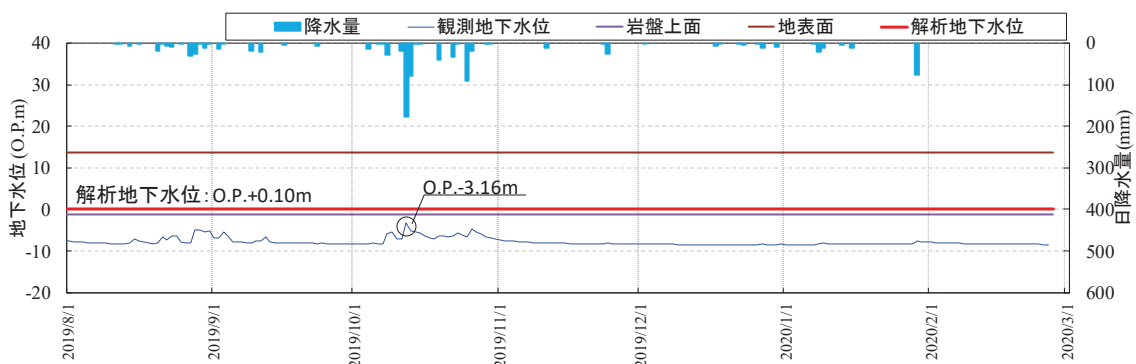


図 6-9(3) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井③)



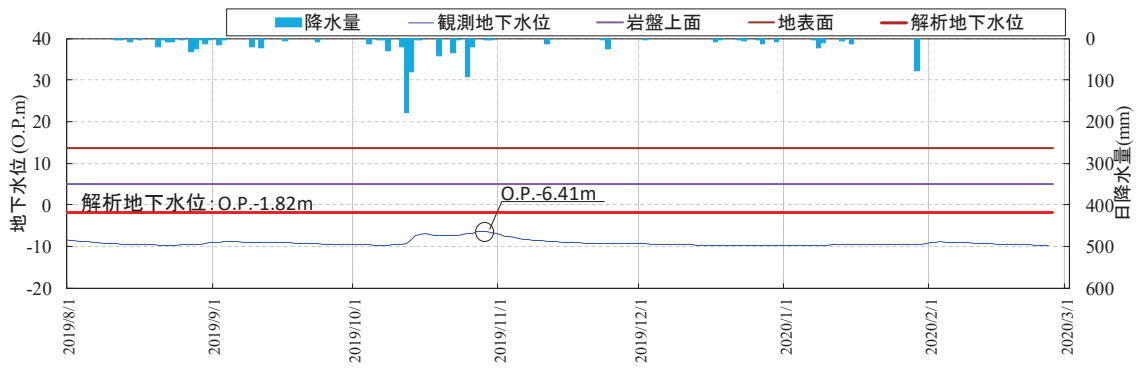


図 6-9(4) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井④)

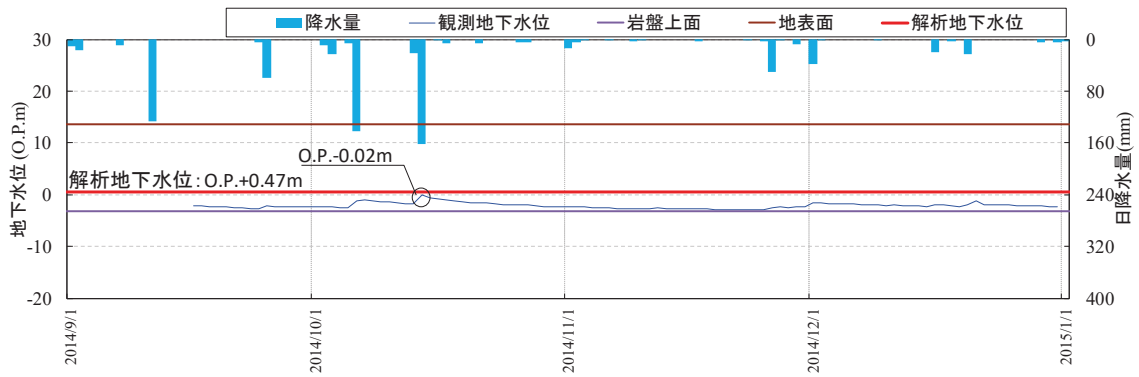


図 6-9(5) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井⑤)

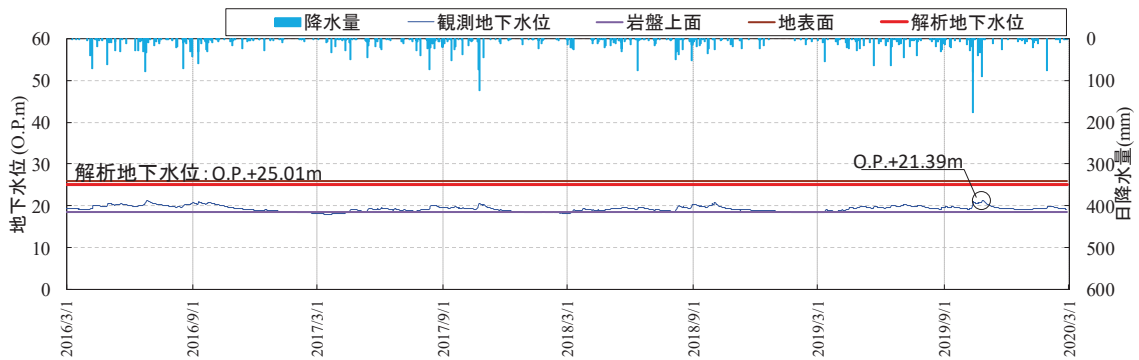


図 6-9(6) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井⑥)

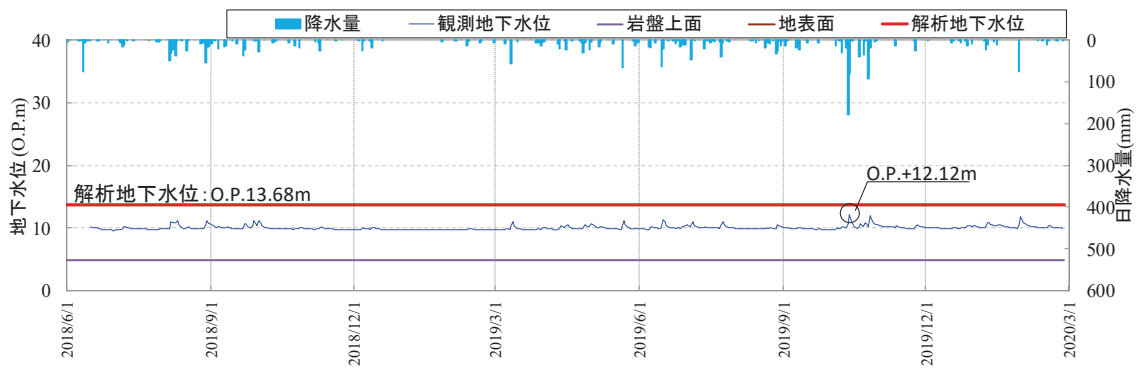


図 6-9(7) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井⑦)

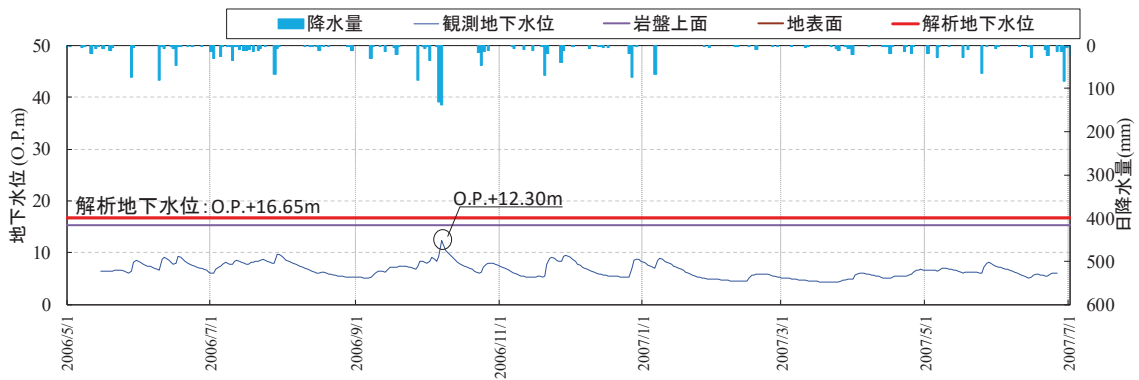


図 6-9(8) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井⑧)

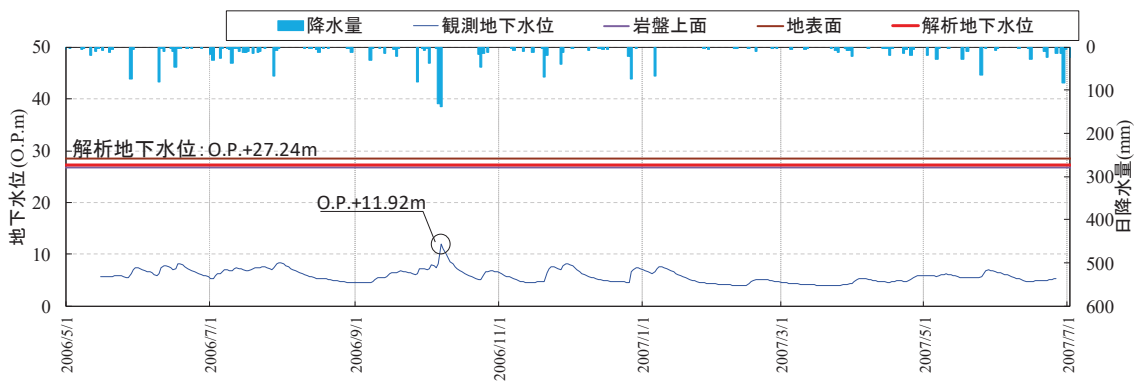


図 6-9(9) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井⑨)

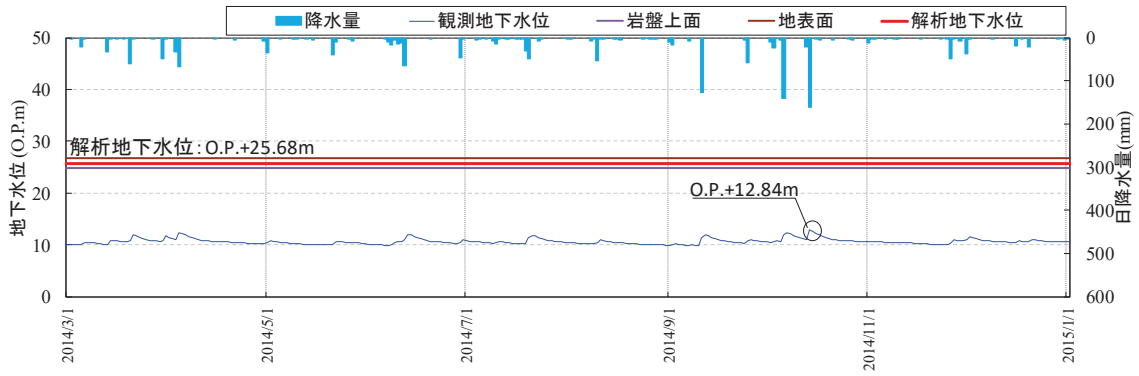


図 6-9(10) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井⑫)

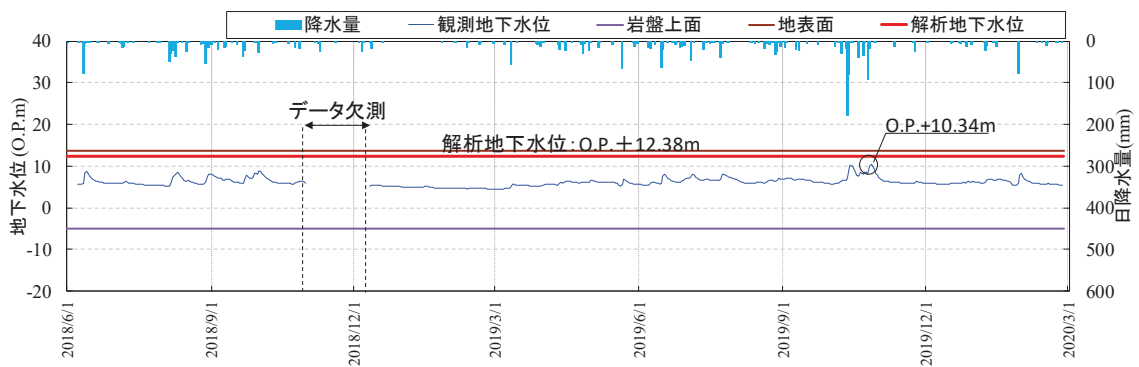


図 6-9(11) 地下水位観測記録と解析水位の関係 (観測井⑬)

(参考資料7) 屋外の評価対象施設における液状化検討対象施設の抽出結果について

本資料では、設計用地下水位に対して液状化検討対象施設を抽出した結果を示す。

評価対象施設における、液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定フローを図7-1に、液状化検討対象施設の抽出結果を表7-1及び表7-2に示す。

なお、フロー中(2)に示す解析手法の選定結果については、各施設の耐震計算書または「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」及び「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」にて、それぞれの施設毎に示す。

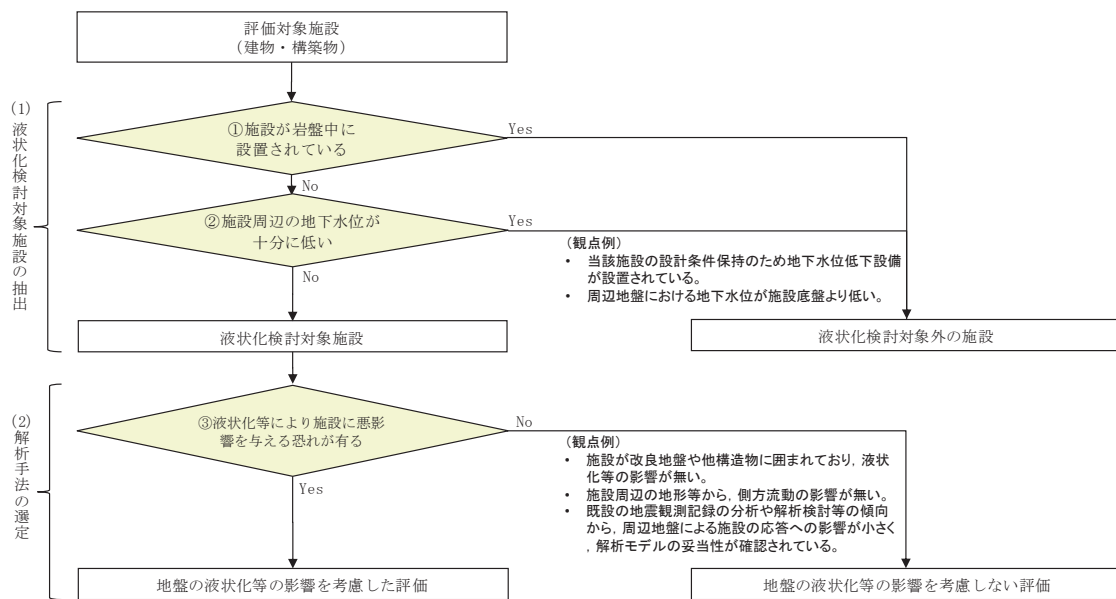
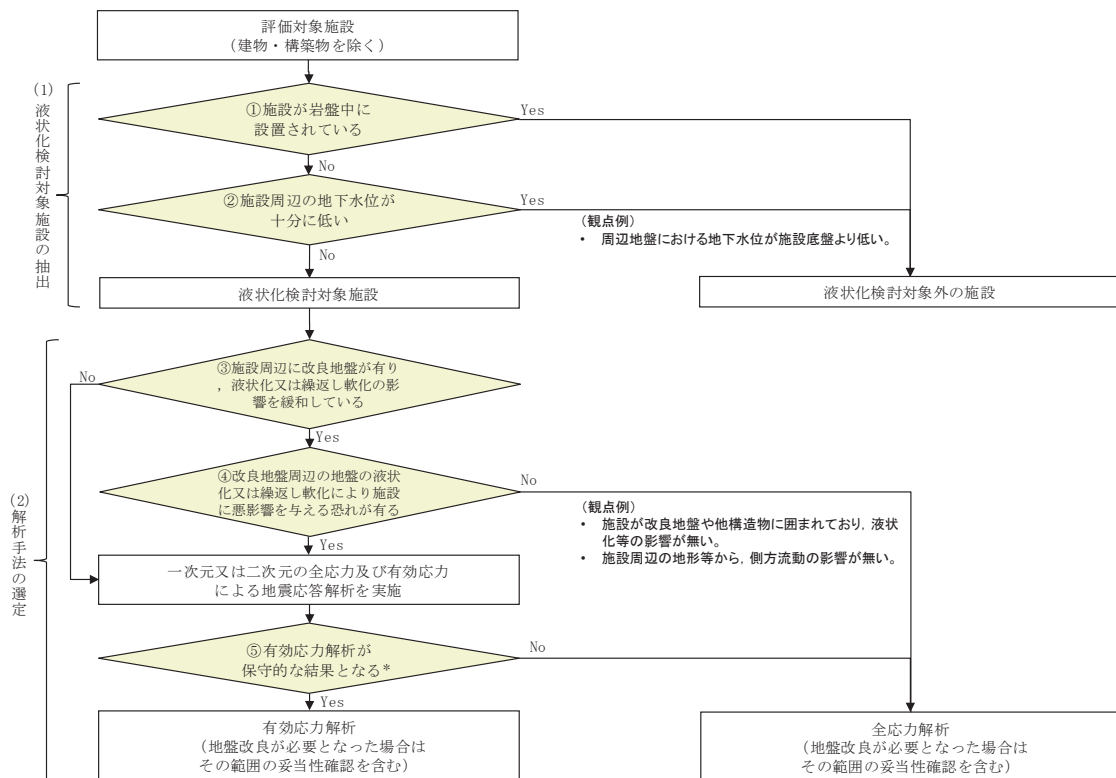


図 7-1 (1) 液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定フロー  
(建物・構築物)



\* : 評価対象部位によって保守的な解析方法が異なるなど保守性の判断が難しい場合は、有効応力解析及び全応力解析双方の結果を踏まえて設計する。  
また、評価対象施設が耐震重要施設の間接支持構造物である場合は、床応答の観点も考慮する。

図 7-1 (2) 液状化検討対象施設の抽出及び解析手法選定フロー  
(建物・構築物を除く)



表 7-1 液状化検討対象施設の抽出結果（建物・構築物）

施設名称	項目		液状化検討 対象施設 ○:対象 ×:対象外
	①施設が岩盤中に設置されている	②施設周辺の地下水位が十分に低い	
原子炉建屋	No	Yes 設計条件保持のため地下水位地下設備を設置することから、施設周辺の地下水位が十分に低い。	×
制御建屋	No	Yes 設計条件保持のため地下水位地下設備を設置することから、施設周辺の地下水位が十分に低い。	×
第3号機海水熱交換器建屋	No	Yes 設計条件保持のため地下水位地下設備を設置することから、施設周辺の地下水位が十分に低い。	×
排気筒	No	No 施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
緊急時対策建屋	No	No 施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
緊急用電気品建屋	No	No 施設に接する高さに地下水位を設定する。	○

表 7-2(1) 液状化検討対象施設の抽出結果（土木構造物）

施設名称		項目			液状化検討 対象施設 ○:対象 ×:対象外
		①施設が岩盤中に設置されている	②施設周辺の地下水位が十分に低い		
原子炉機器冷却海水配管ダクト		No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
排気筒連絡ダクト	岩盤部	Yes	—		×
	土砂部	No	No	施設より高い位置に地下水位を設定する。	○
軽油タンク連絡ダクト		No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
取水路	標準部	No	No	施設より高い位置に地下水位を設定する。	○
	漸拡部	No	No	施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
海水ポンプ室	横断	No	No	施設から離れた位置で地下水位が上昇する。	○
	縦断	No	No	施設から離れた位置で地下水位が上昇する。	○
軽油タンク室	南北断面	No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
	東西断面	No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
軽油タンク室(H)	南北断面	No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
	東西断面	No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
取水口(貯留堰)	標準部(横断)	No	No	施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
	漸縮部(横断)	No	No	施設より高い位置に地下水位を設定する。	○
	縦断	No	No	施設より高い位置又は接する高さに地下水位を設定する。	○
復水貯蔵タンク基礎	南北断面	No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
	東西断面	No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×

表 7-2(2) 液状化検討対象施設の抽出結果（土木構造物）

施設名称		項目			液状化検討 対象施設 ○:対象 ×:対象外
		①施設が 岩盤中に 設置され ている	②施設周辺の地下水位が 十分に低い		
ガスタービン 発電設備軽油 タンク室	南北断面	No	No	施設周辺の地下水位を地表面に設定する。	○
	東西断面	No	No	施設周辺の地下水位を地表面に設定する。	○
防潮堤	鋼管式鉛直壁 (一般部)	No	No	施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
	鋼管式鉛直壁 (岩盤部)	Yes	—		×
	盛土堤防	No	No	施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
防潮壁	岩盤に 囲まれる箇所	Yes	—		×
	改良地盤に 囲まれる箇所	No	No	施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
	岩盤・改良地盤に 囲まれる箇所以外	No	No	施設に接する高さに地下水位を設定する。	○
取放水路 流路縮小工	第1号機取水路	Yes	—		×
	第1号機放水路	Yes	—		×
第3号機 海水ポンプ室	横断	No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底版より低い。	×
	縦断	No	No	施設から離れた位置で地下水位が上昇する。	○
揚水井戸		No	No	施設から離れた位置で地下水位が上昇する。	○
第3号機補機冷却海水系 放水ピット		No	Yes	周辺地盤における地下水位が、施設底盤より低い。	×
逆流防止設備		Yes	—		×

(参考資料 8) 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									
緩速載荷工法	漸増載荷工法	○		○	○			○		
	段階載荷工法									
載荷重工法	盛土荷重載荷工法									
	大気圧載荷工法	○		○	○	○			○	
	地下水低下工法									
パーチカル 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	○	○	○	○	○	○			○
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	○	○	○	○			○	○	○
	生石灰パイル工法									
	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。

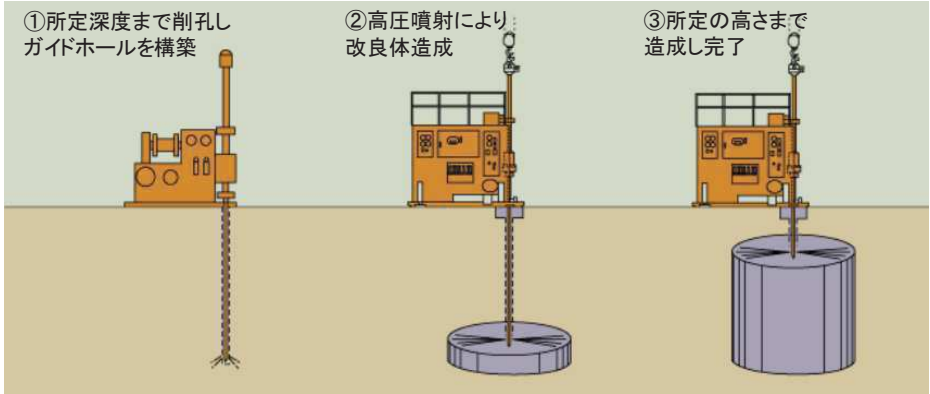
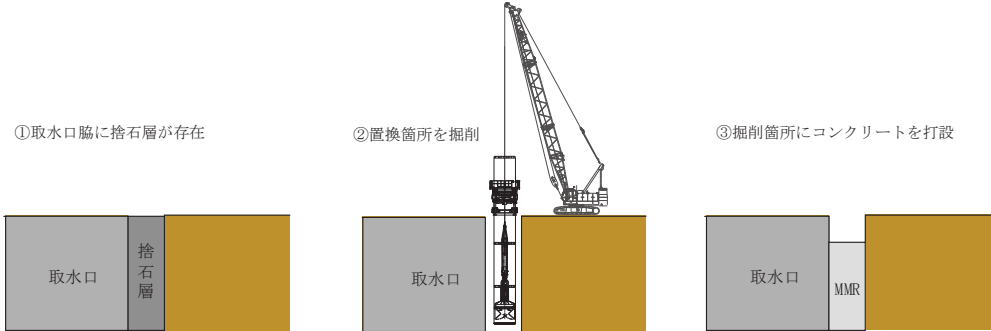
\*：マンメイドロック



## 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。

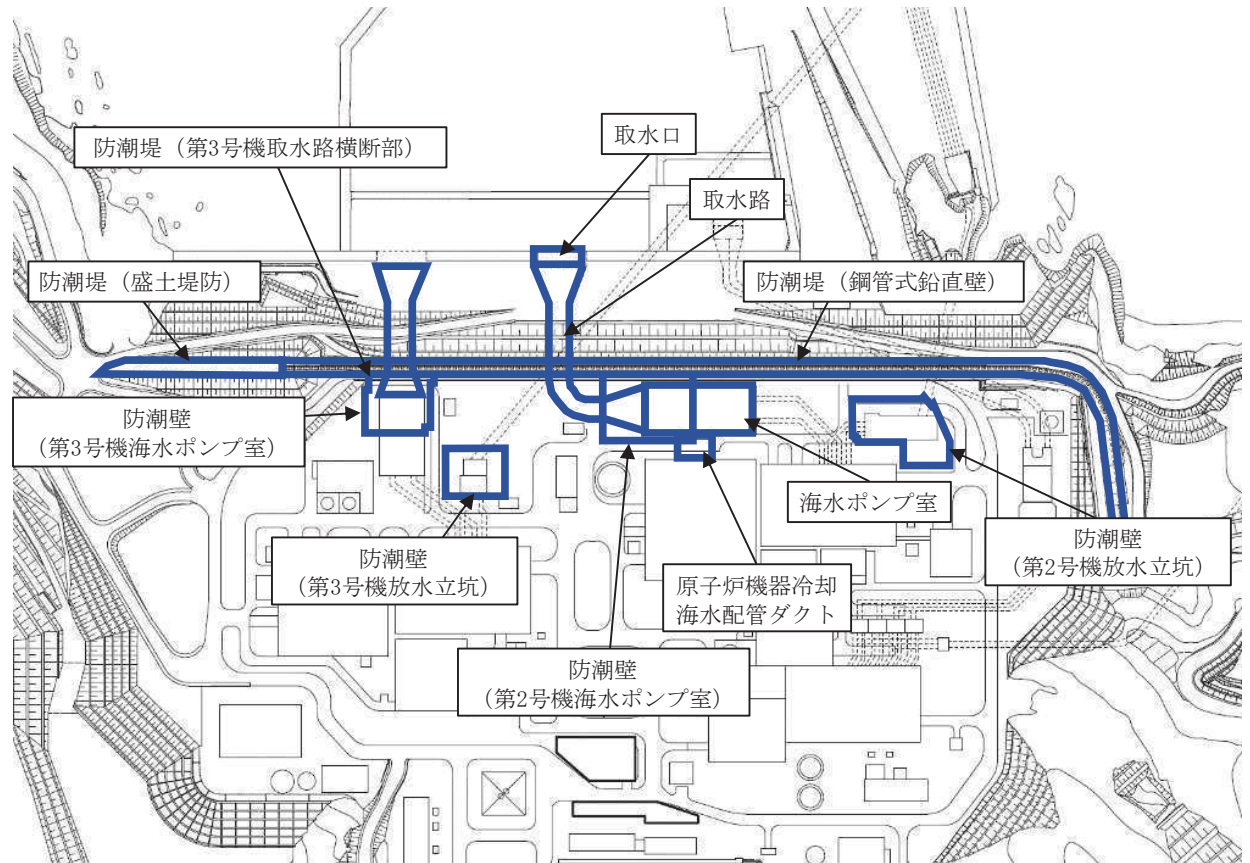


図 2-1 地盤改良体を設置する施設の平面配置図

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

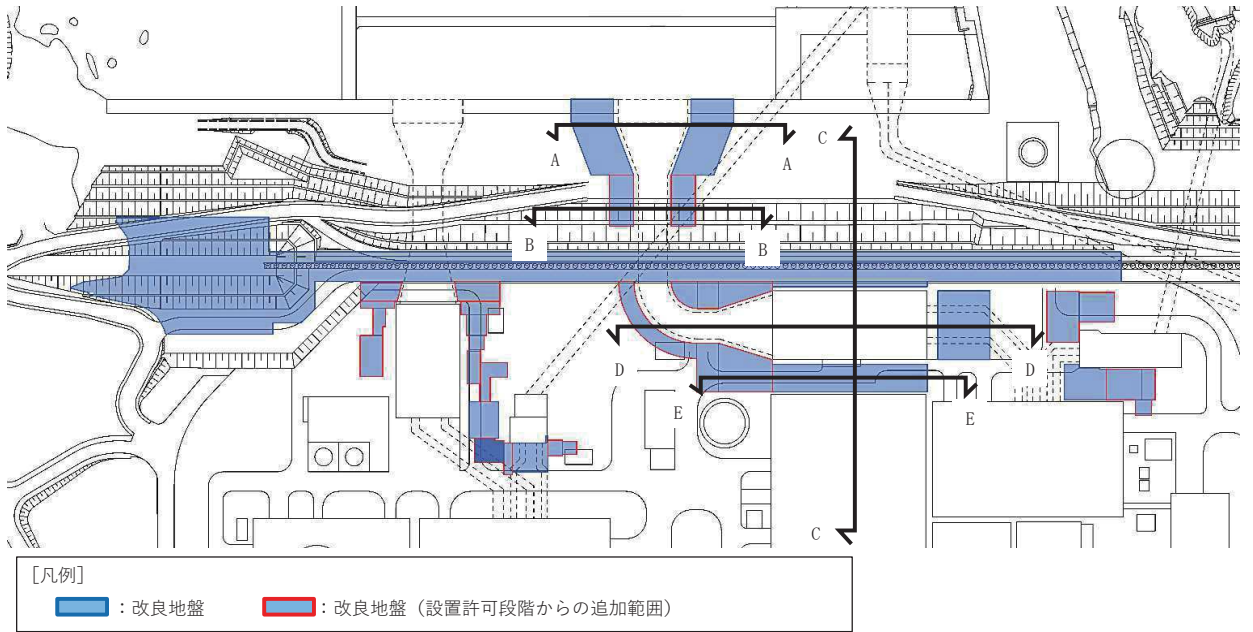


図 2-2 地盤改良体の配置図 (取水口, 取水路, 海水ポンプ室, 原子炉機器冷却海水配管ダクト)

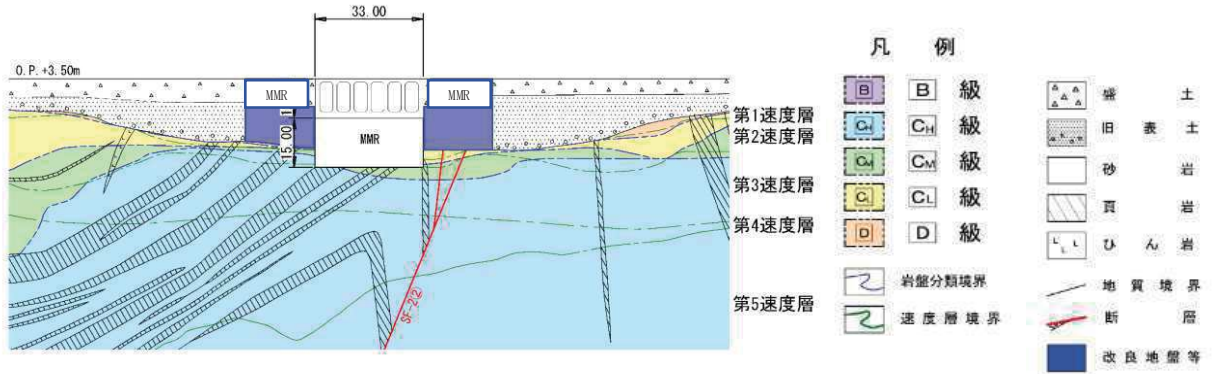


図 2-3 地盤改良体の配置図 (取水口, A-A 断面)

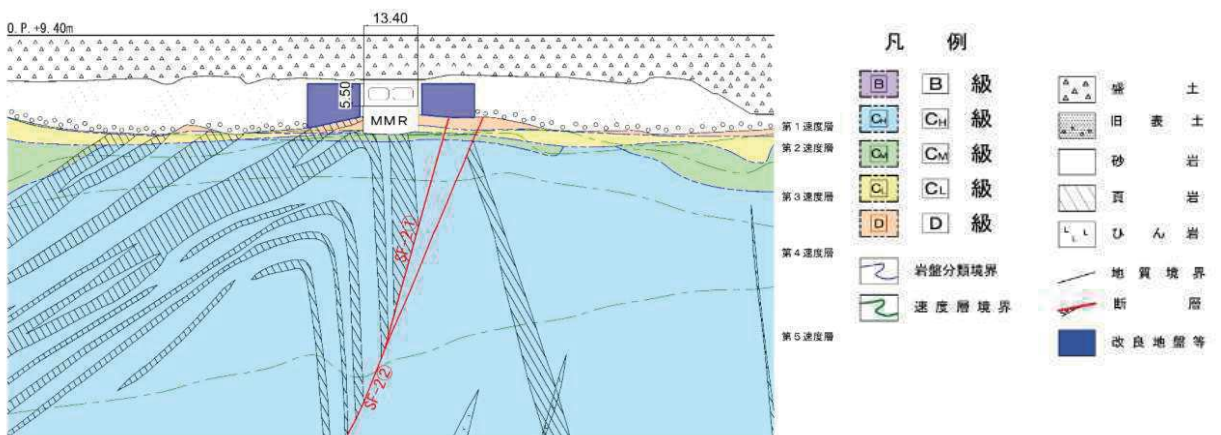


図 2-4 地盤改良体の配置図 (取水路, B-B 断面)



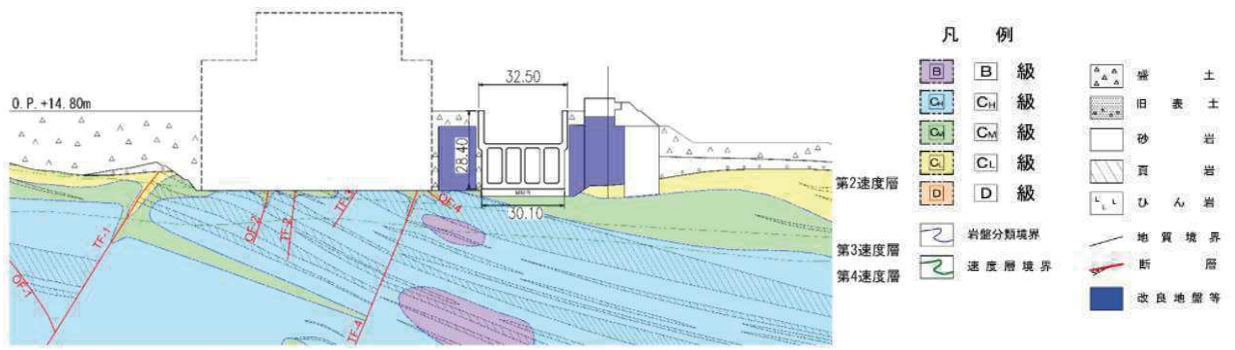


図 2-5 地盤改良体の配置図（海水ポンプ室横断，C-C 断面）

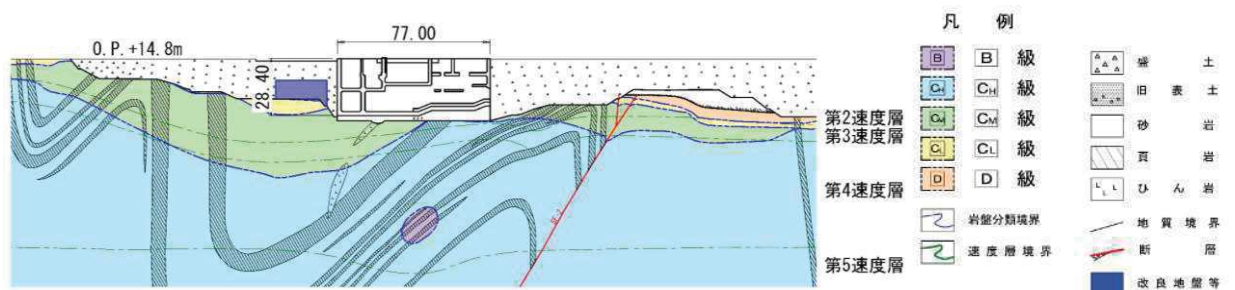


図 2-6 地盤改良体の配置図（海水ポンプ室縦断，D-D 断面）

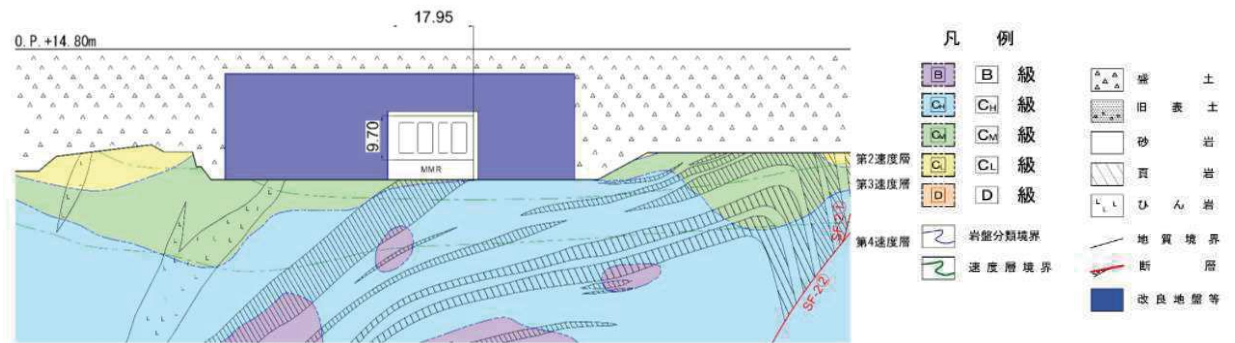


図 2-7 地盤改良体の配置図（原子炉機器冷却海水配管ダクト，E-E 断面）



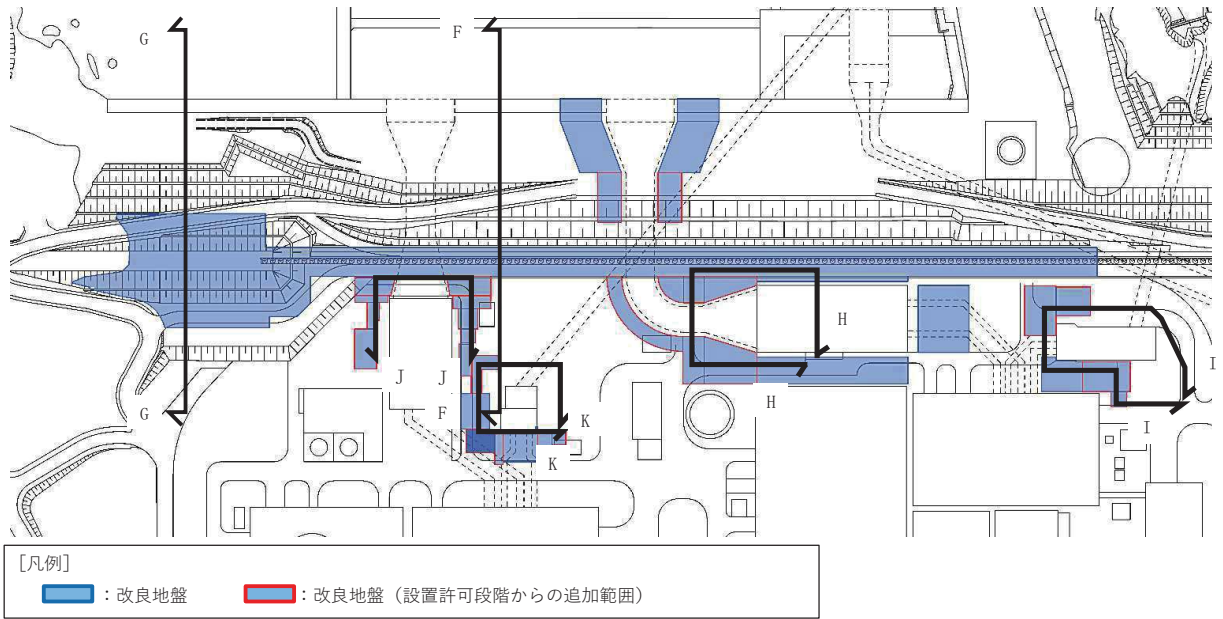


図 2-8 地盤改良体の平面配置図 (防潮堤, 防潮壁, 防潮堤 (第 3 号機取水路横断部))

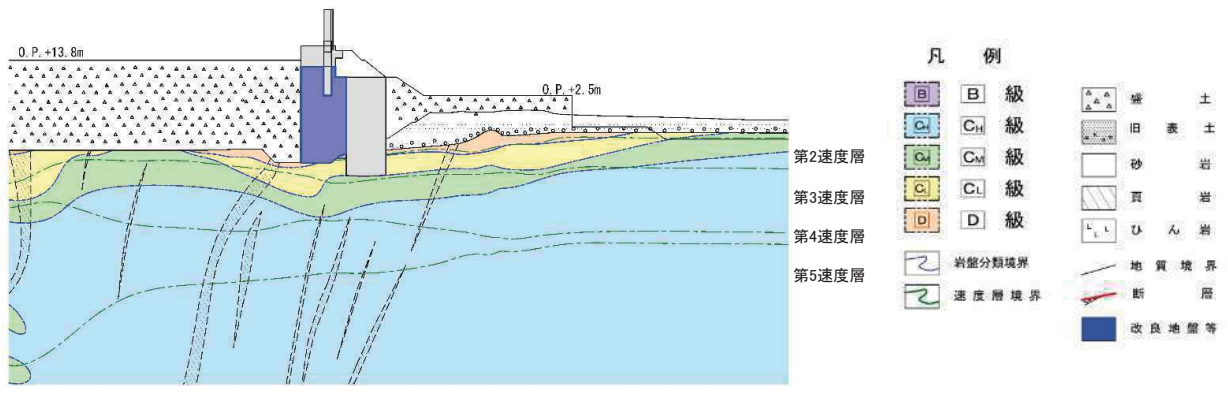


図 2-9 地盤改良体の配置図 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁)) 一般部, F-F 断面

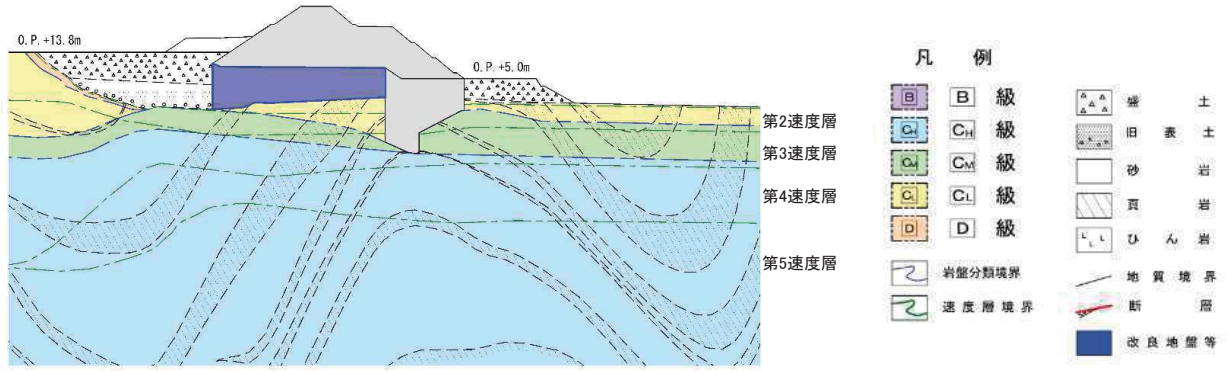


図 2-10 地盤改良体の配置図 (防潮堤 (盛土堤防)), G-G 断面

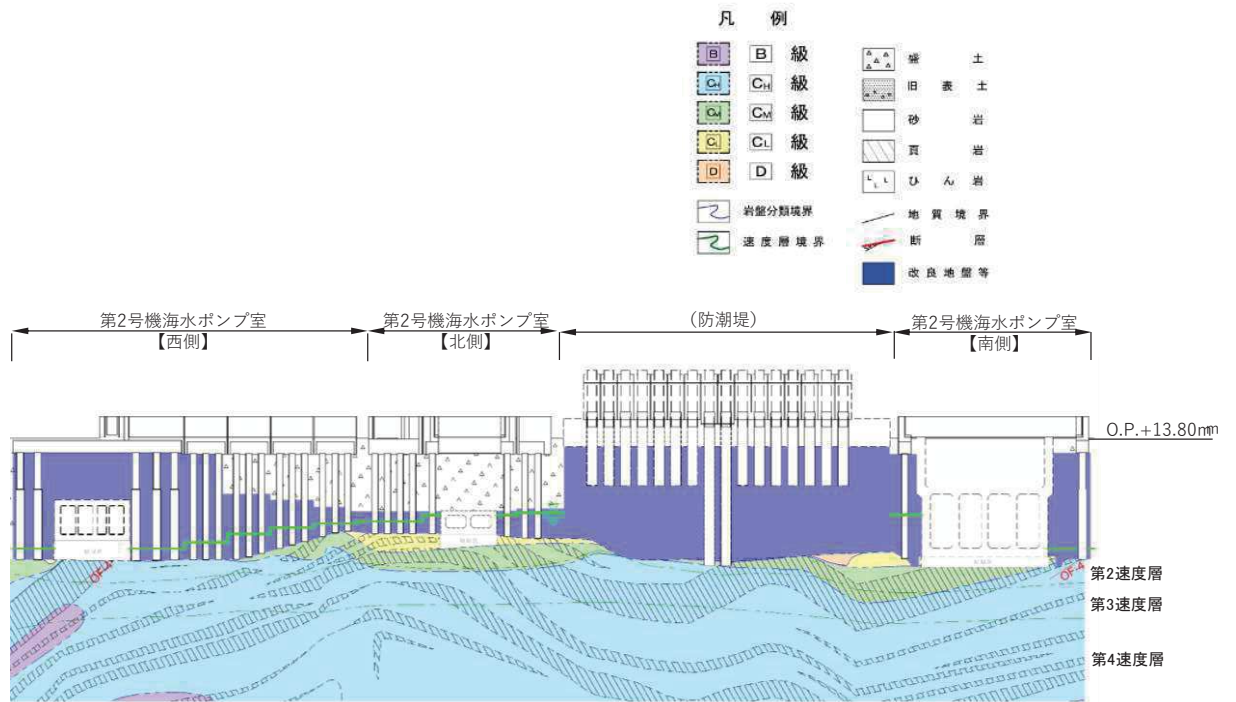


図 2-11 地盤改良体の配置図 (防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室), H-H 断面)

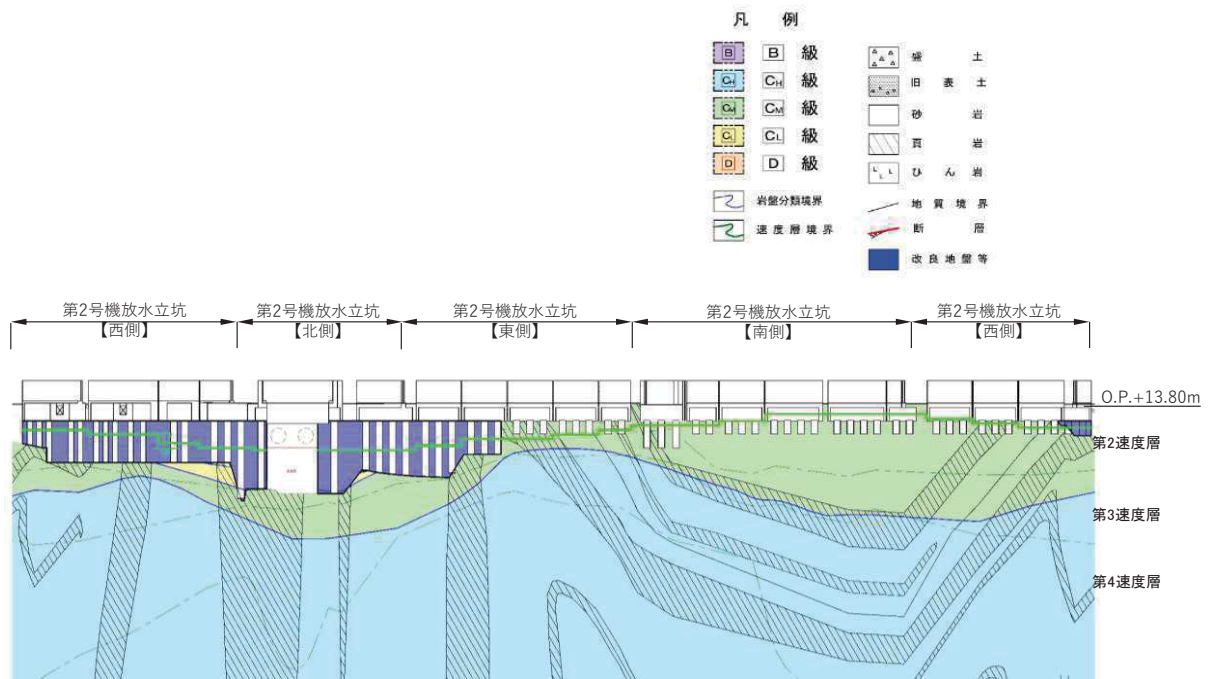


図 2-12 地盤改良体の配置図 (防潮壁 (第 2 号機放水立坑), I-I 断面)

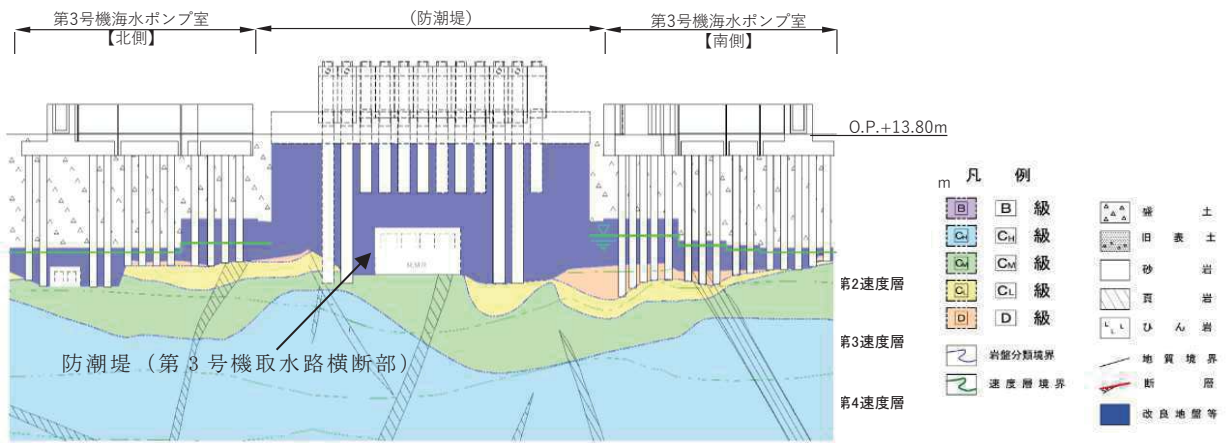


図 2-13 地盤改良体の配置図  
(防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室) , 防潮堤 (第 3 号機取水路横断部) , J-J 断面)

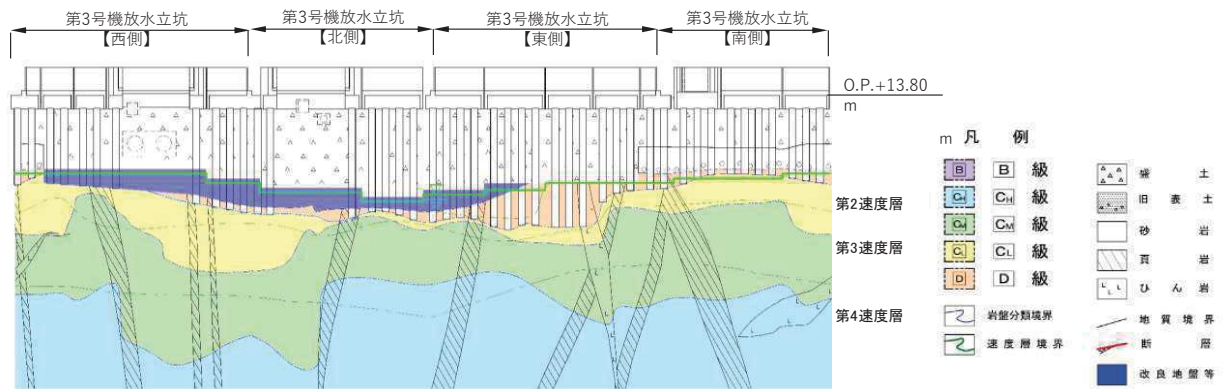


図 2-14 地盤改良体の配置図 (防潮壁 (第 3 号機放水立坑) , K-K 断面)

### 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の目安を表 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 に示す必要調査箇所数の目安を満足するように、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の目安（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。
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 <sup>3</sup> 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  $\tau_0$  及び内部摩擦角  $\phi$  を設定していることから、せん断強度  $\tau_0$  及び内部摩擦角  $\phi$  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 ( $\tau_0, \phi$ ) 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  $\sigma_t$  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  $\sigma_t$  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  $\sigma_t$  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 <sup>2</sup> (地下水位以浅)		PS 検層  (JGS 1122)	G <sub>0</sub> の平均値 ≥ 1150N/mm <sup>2</sup> (解析用物性値 (平均) - σ)
	弾性係数 G <sub>0</sub>	1940N/mm <sup>2</sup> (地下水位以深)			G <sub>0</sub> の平均値 ≥ 1210N/mm <sup>2</sup> (解析用物性値 (平均) - σ)
強度 (防潮堤)	せん断強度 (τ <sub>0</sub> , φ)	τ <sub>0</sub>	1.39N/mm <sup>2</sup>	一軸圧縮試験  (JIS A 1216)	q <sub>u</sub> の平均値 ≥ 4.1N/mm <sup>2</sup> (解析用物性値 τ <sub>0</sub> = 1.39N/mm <sup>2</sup> に 相当する一軸圧縮強度) * : q <sub>u</sub> (平均 - σ) ≥ 4.1N/mm <sup>2</sup> (解析 用物性値 (平均) - σ = 1.38N/mm <sup>2</sup> に相当する一軸圧縮強度) も確認
		φ	22.1°		
	引張強度 σ <sub>t</sub>	0.65N/mm <sup>2</sup>		岩石の引張強さ 試験方法  (JIS M 0303)	σ <sub>t</sub> の平均値 ≥ 0.65N/mm <sup>2</sup> (解析用物性値) * : σ <sub>t</sub> (平均 - σ) ≥ 0.45N/mm <sup>2</sup> (解 析用物性値 (平均) - σ) も確認

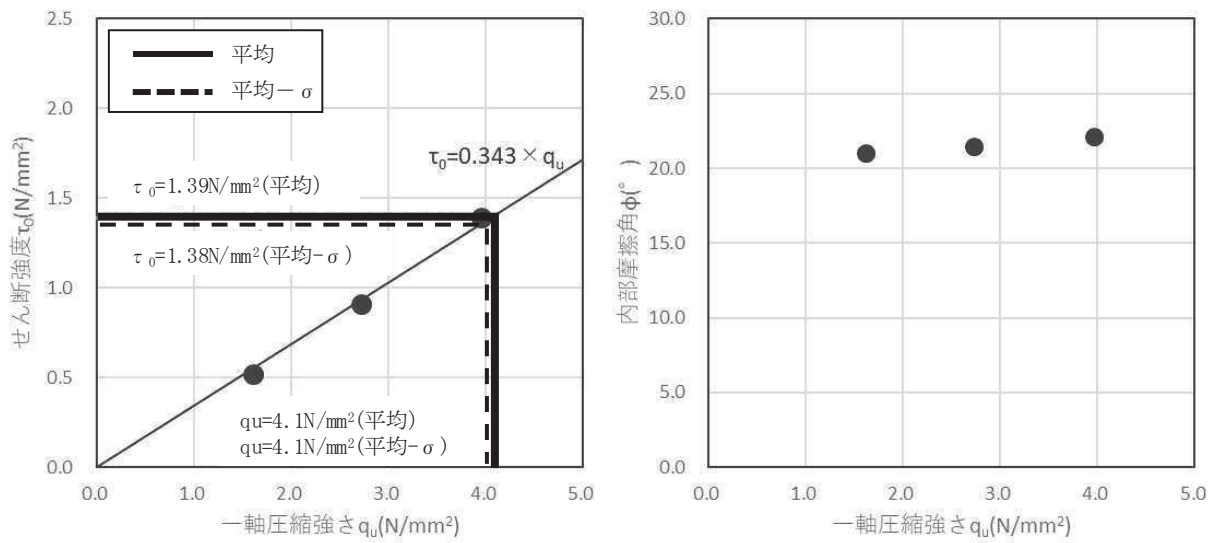
(2)せん断強度と一軸圧縮強度の相関について

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 (τ<sub>0</sub>, φ) と、一軸圧縮強度 q<sub>u</sub> の関係を図 3-1 に示す。図 3-1(a)より、せん断強度 τ<sub>0</sub>と一軸圧縮強度 q<sub>u</sub>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<sub>u</sub>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 τ<sub>0</sub>に相当する一軸圧縮強度 q<sub>u</sub>が、基準値を満足することを確認する。



(a)  $\tau_0$  と  $q_u$  の関係

(b)  $\phi$  と  $q_u$  の関係

図 3-1 せん断強度 ( $\tau_0$ ,  $\phi$ ) 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。