

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 10
提出年月日	2021年4月28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	24
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	28
3.3.1 敷地の地下水位分布	28
3.3.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針	33
4. 地盤の解析用物性値	187
4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値	187
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	198
4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値	203
4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値	203
4.2.3 その他の解析用物性値	257
4.2.4 地盤の物性のばらつきについて	257
5. 極限支持力	258
5.1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力	258
5.2 直接基礎の支持力算定式	265
5.3 杭基礎の支持力算定式	266
5.4 杭基礎の支持力算定式に関する補足	266
5.4.1 道路橋示方書による極限支持力算定式を適用する構造物	266
5.4.2 道路橋示方書による極限支持力算定式（中掘り杭工法）の適用性について	266
6. 地盤の速度構造	268
6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル	268
6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル	271

参考資料 1-1 既設の地下水位低下設備の概要

参考資料 1-2 構内排水路の概要

参考資料 1-3 浸透流解析モデル概要及びアウトプットと設備設計への反映事項

参考資料 2 建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析について

参考資料 3 地下水位の上昇により生じる施設等への影響評価結果

参考資料 4 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠

参考資料 5 浸透流解析におけるドレーンの有効範囲の設定結果

参考資料 6 地下水位低下設備の概要

- 参考資料 7 既設ドレーンの部分閉塞時の自由水面の保持について
- 参考資料 8 地下水位低下設備の施工について
- 参考資料 9 地下水位低下設備の保守管理について
- 参考資料 10 土木構造物における設計用地下水位の設定方法
- 参考資料 11 降雨に対する設計用地下水位の余裕について
- 参考資料 12 三次元浸透流解析による防潮堤沈下対策の影響予測結果
- 参考資料 13 改良地盤における補足
- 参考資料 14 液状化強度試験の詳細について
- 参考資料 15 盛土の均一性について
- 参考資料 16 2011 年東北地方太平洋沖地震における沈下実績について
- 参考資料 17 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき
- 参考資料 18 盛土・旧表土の強度特性設定の考え方
- 参考資料 19 粘土分含有率について
- 参考資料 20 浸透流解析に用いた解析コード「GETFLOWS」の適用性について
- 参考資料 21 動的変形特性の設定について
- 参考資料 22 建物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について
- 参考資料 23 MMR のせん断強度について
- 参考資料 24 盛土の物性値における礫分の影響について
- 参考資料 25 基準地震動 S_s に対する液状化強度試験の妥当性確認
- 参考資料 26 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

 : 本日の説明範囲

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。

杭基礎の押し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3.1-25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。

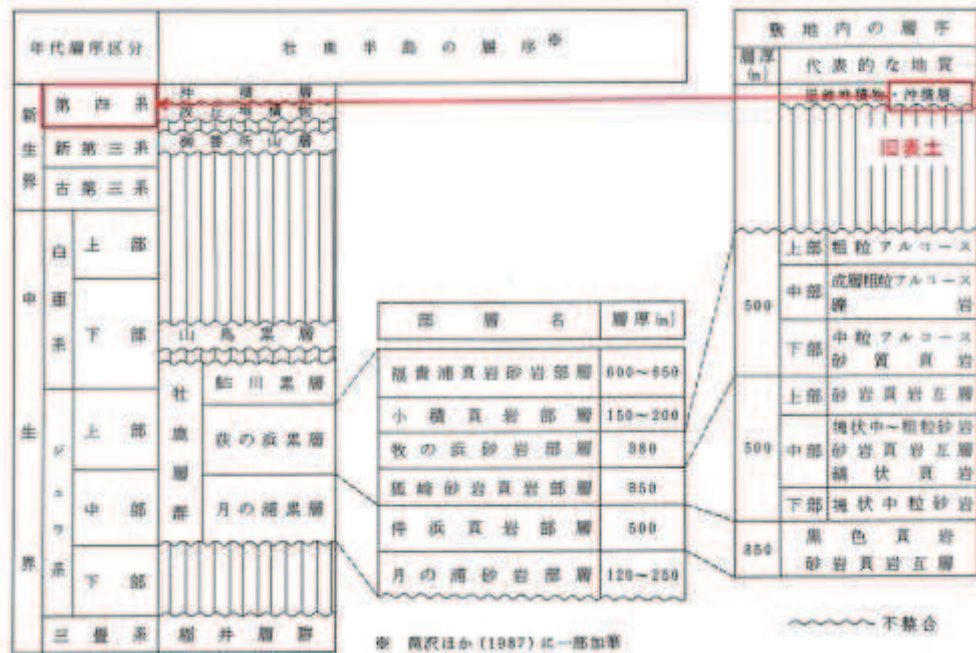
敷地の中生界ジュラ系の地質構造は、顕著な褶曲構造と断層で特徴づけられる。断層は、断層の走向と褶曲構造の方向性との関係に着目し、褶曲軸と同方向に延びる「走向断層」、褶曲軸とほぼ直交する方向の「横断断層」及び褶曲軸と斜交する「斜交断層」に分類される。

また、主に砂岩と頁岩の境界には、褶曲構造が形成される過程で生じた「フレキシユラル・スリップ」によるものと考えられる、層理面と平行なシームが認められる。

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。

敷地の地盤のうち、施設直下のC₁級岩盤、D級岩盤、盛土及び旧表土の一部については、十分な支持力を確保するためにマンメイドロック（以下、「MMR」という。）に置き換えている。また、施設周辺の盛土及び旧表土の一部については、構造物の支持又は変形抑制のために改良地盤、セメント改良土、コンクリート置換工（取水口）及びセメント系埋戻土（ガスタービン発電設備軽油タンク室）に置き換えている。改良地盤、セメント改良土、コンクリート置換工及びセメント系埋戻土の施工範囲を図3.1-26に、施工方法を表3.1-2に示す。改良地盤は高圧噴射攪拌工法によるもので、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改良土により造成する工法によるものであり、施工条件によって使い分ける。

表 3.1-1 地質層序



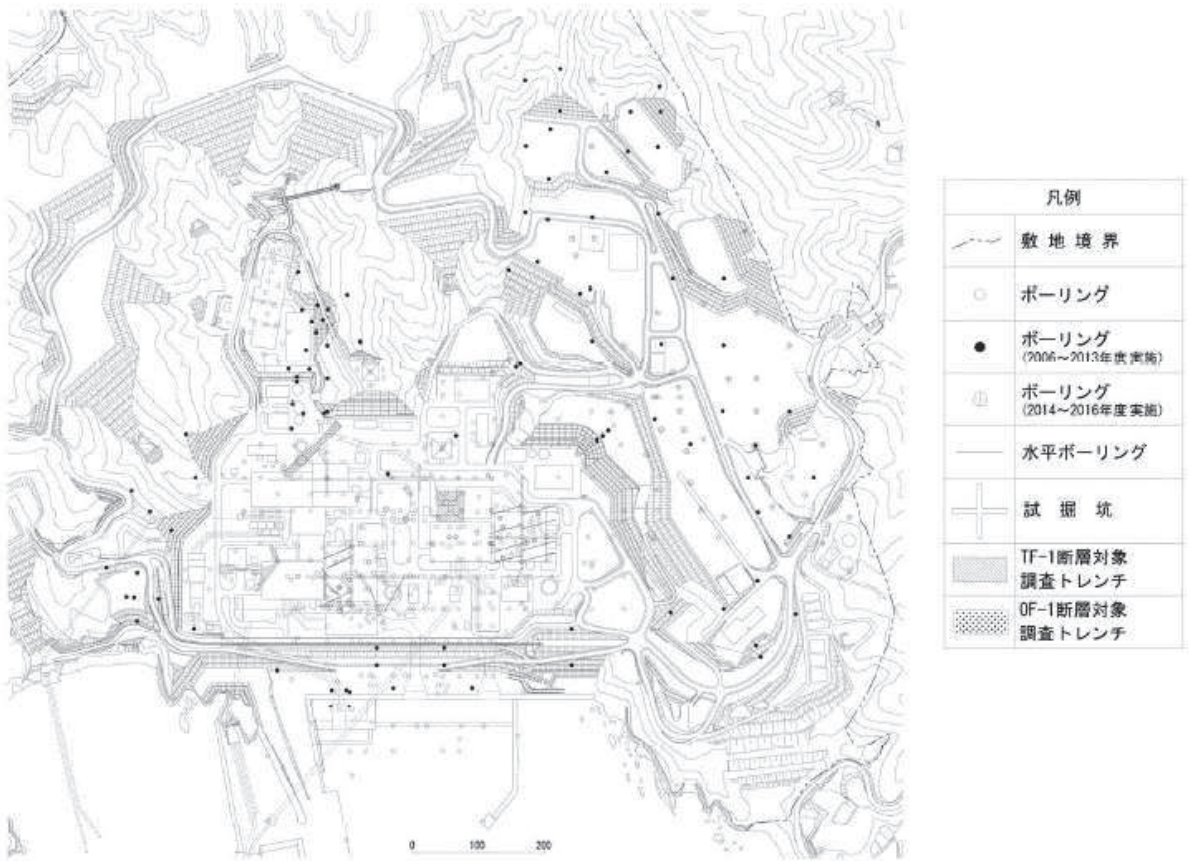


図 3.1-1 地質調査位置図

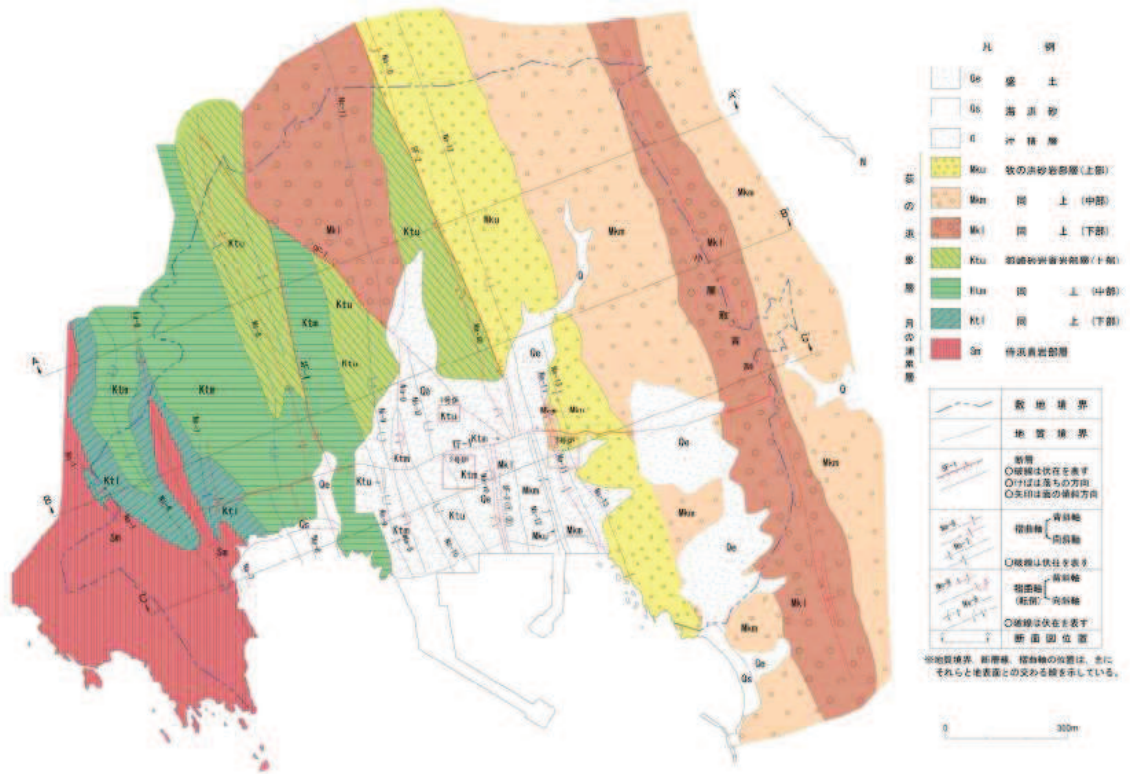


図 3.1-2 敷地の地質平面図

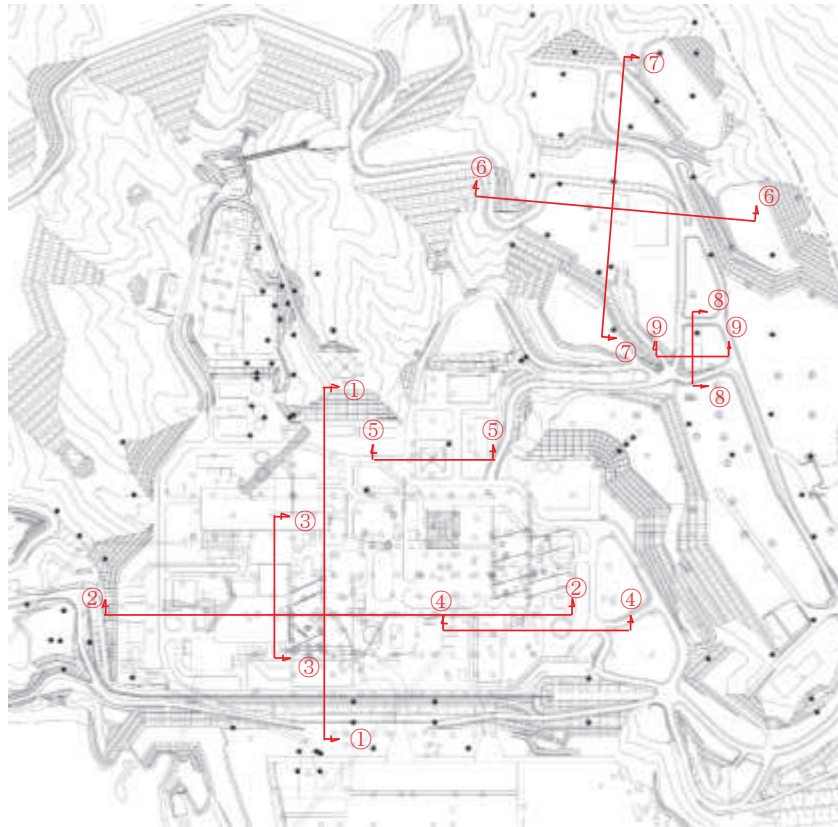


图 3.1-3(1) 地質断面图位置 (①—①断面~⑨—⑨断面)

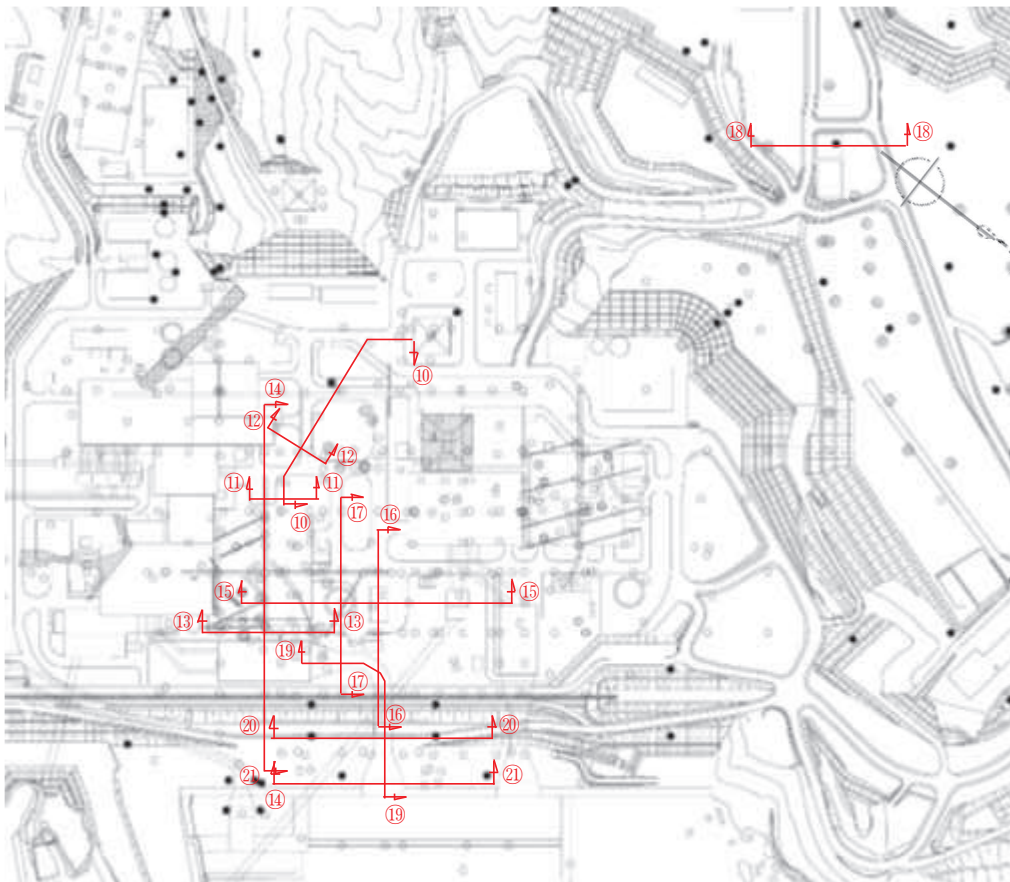


图 3.1-3(2) 地質断面图位置 (⑩—⑩断面~㉑—㉑断面)

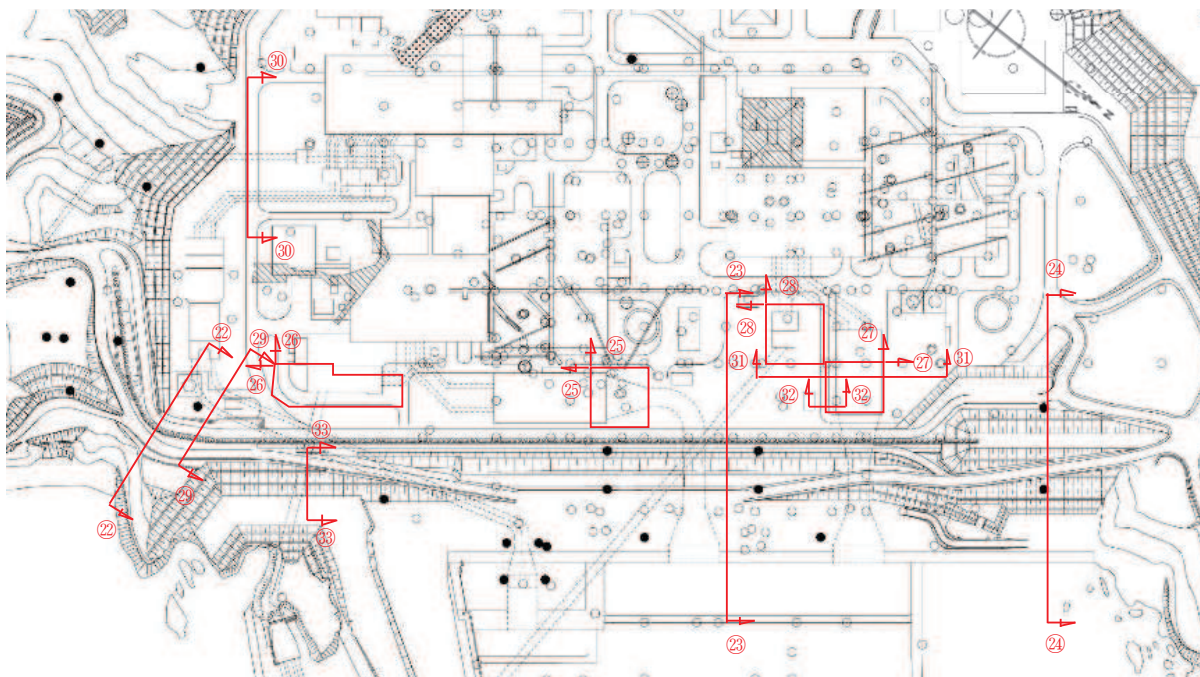


図 3.1-3(3) 地質断面図位置 (22-22断面～33-33断面)

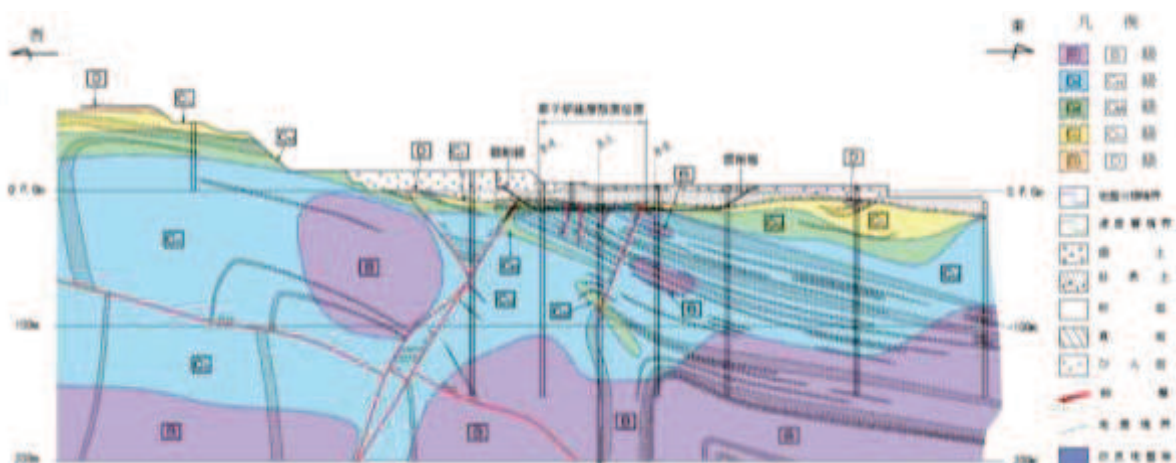


図 3.1-4(1) 原子炉建屋の地質断面図 (①-①断面)

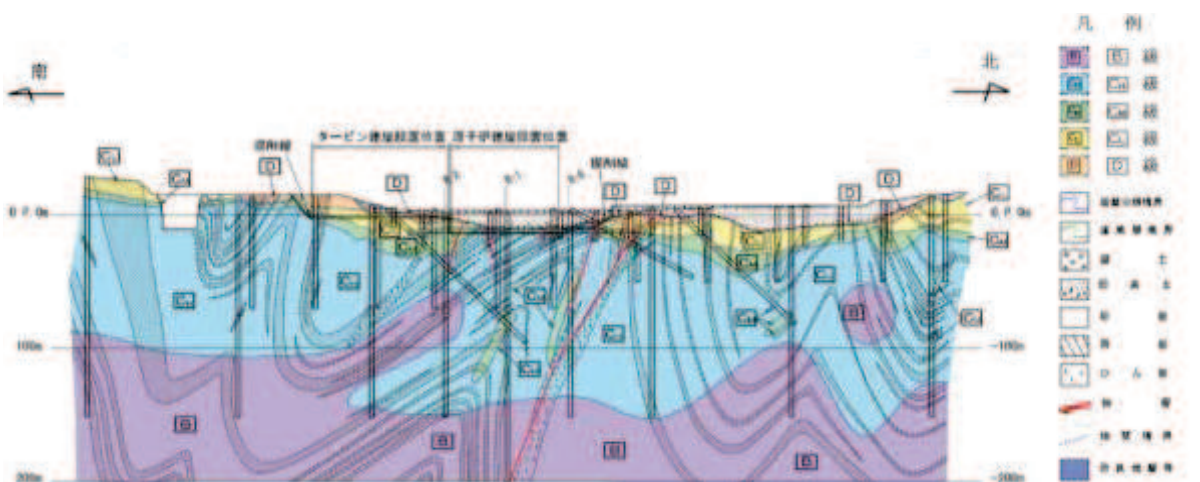


図 3.1-4(2) 原子炉建屋の地質断面図 (②-②断面)

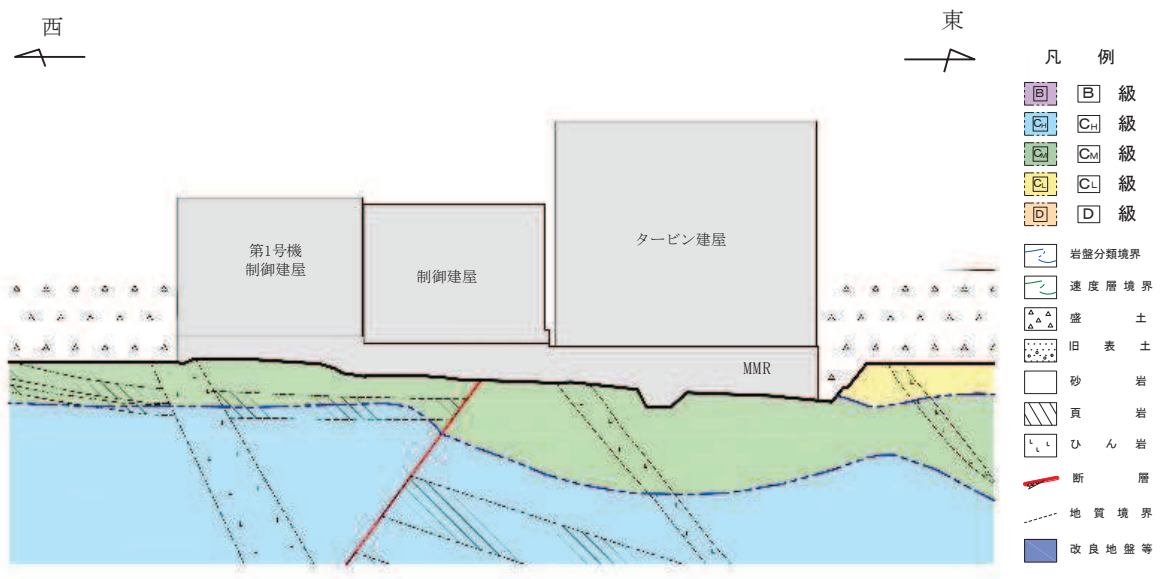


図 3.1-5 制御建屋の地質断面図 (③-③断面)

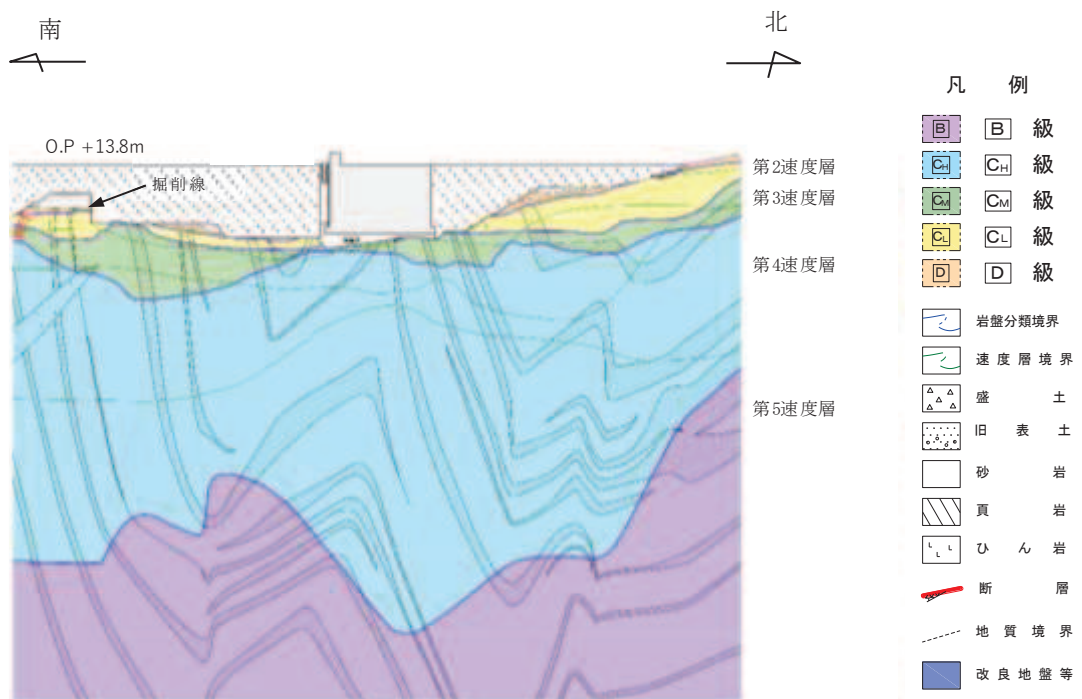


図 3.1-6 第3号機海水熱交換器建屋の地質断面図 (④-④断面)

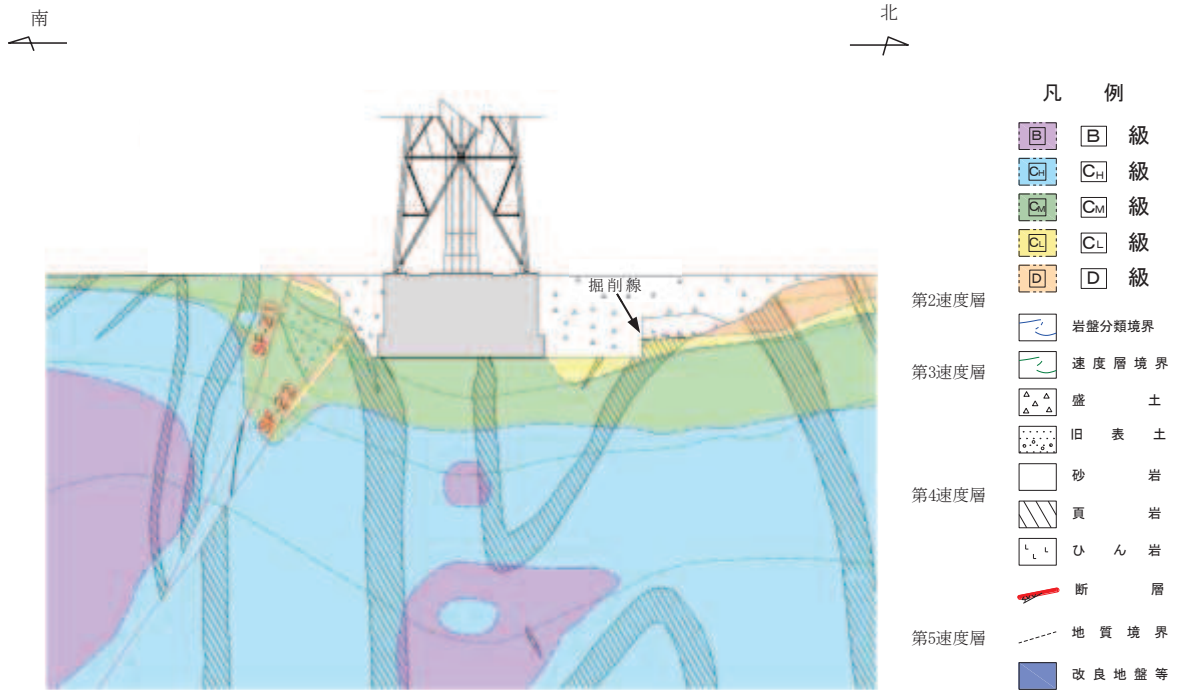


図 3.1-7 排気筒の地質断面図 (⑤-⑤断面)

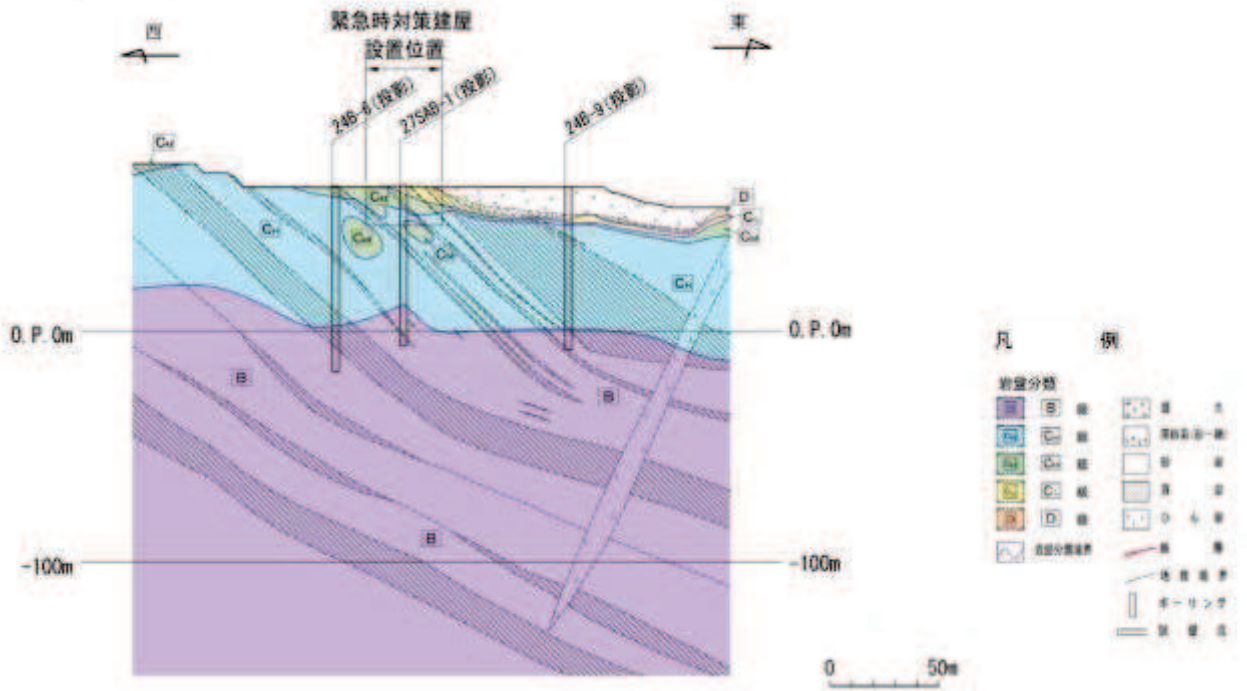


図 3.1-8(1) 緊急時対策建屋の地質断面図 (⑥-⑥断面)

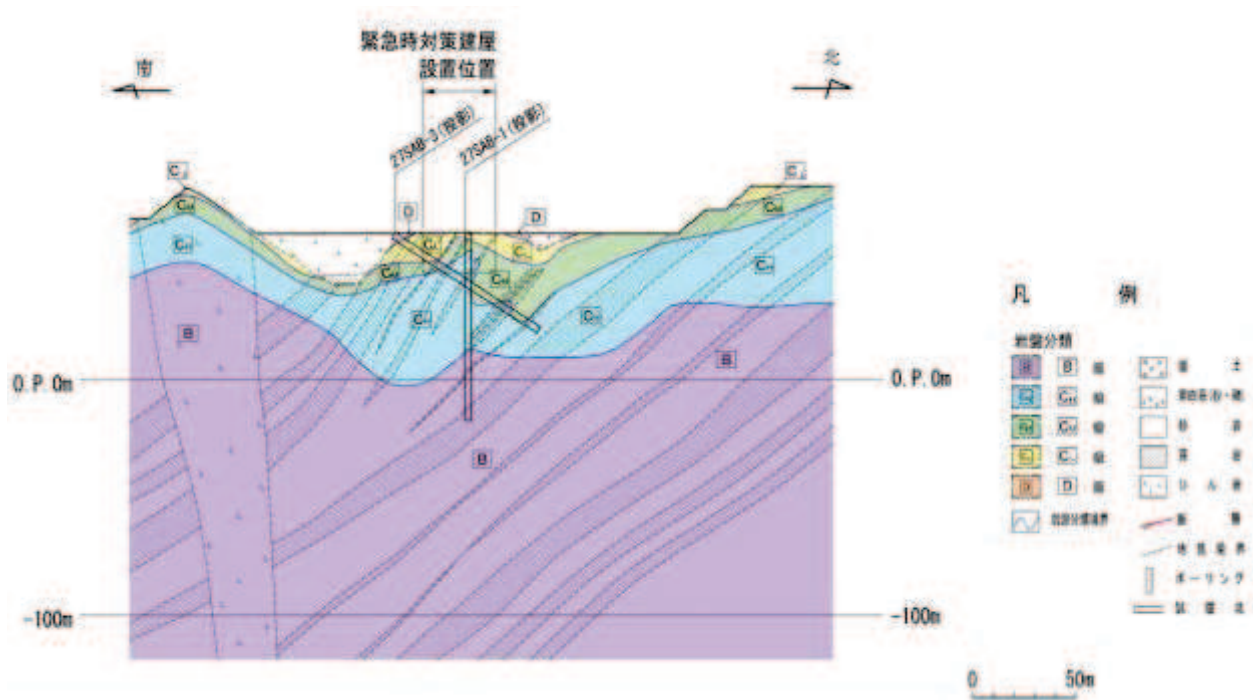


図 3.1-8(2) 緊急時対策建屋の地質断面図 (⑦-⑦断面)

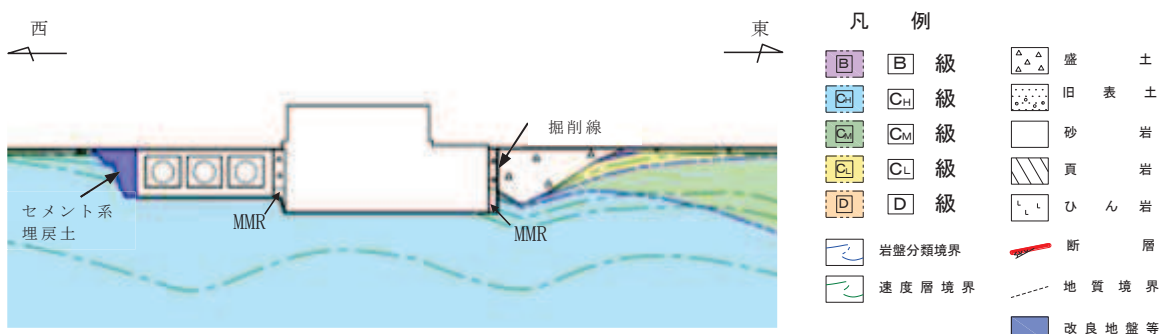


図 3.1-9(1) 緊急用電気品建屋の地質断面図 (⑧-⑧断面)

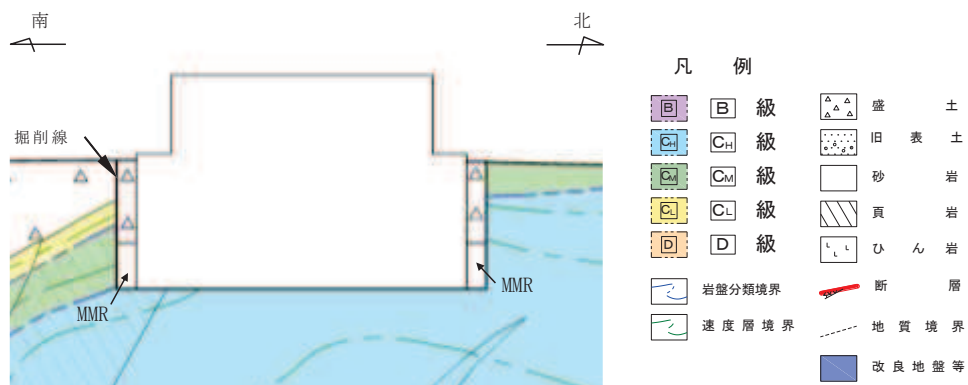


図 3.1-9(2) 緊急用電気品建屋の地質断面図 (⑨-⑨断面)

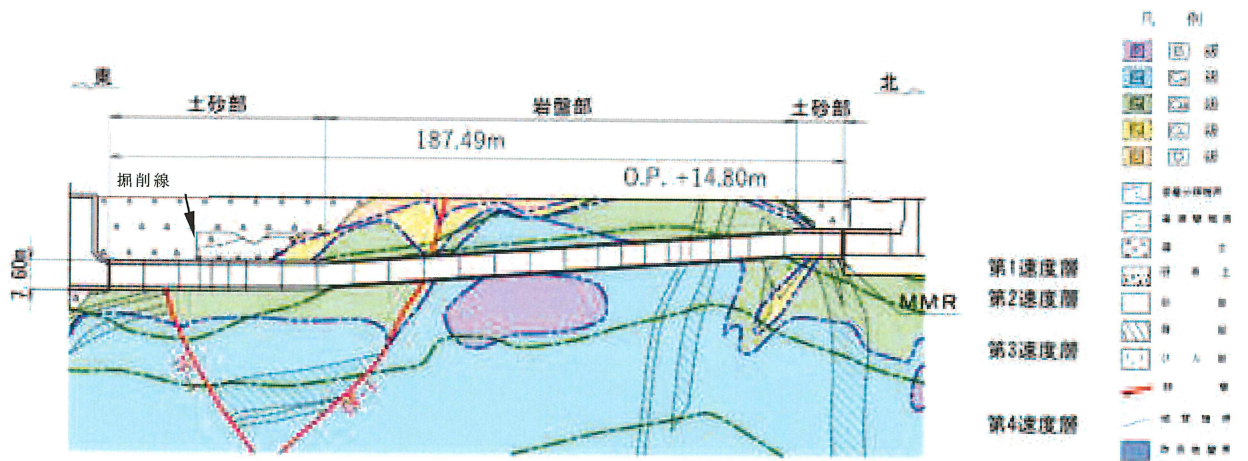


図 3.1-10(1) 排気筒連絡ダクトの地質断面図 (⑩-⑩断面)

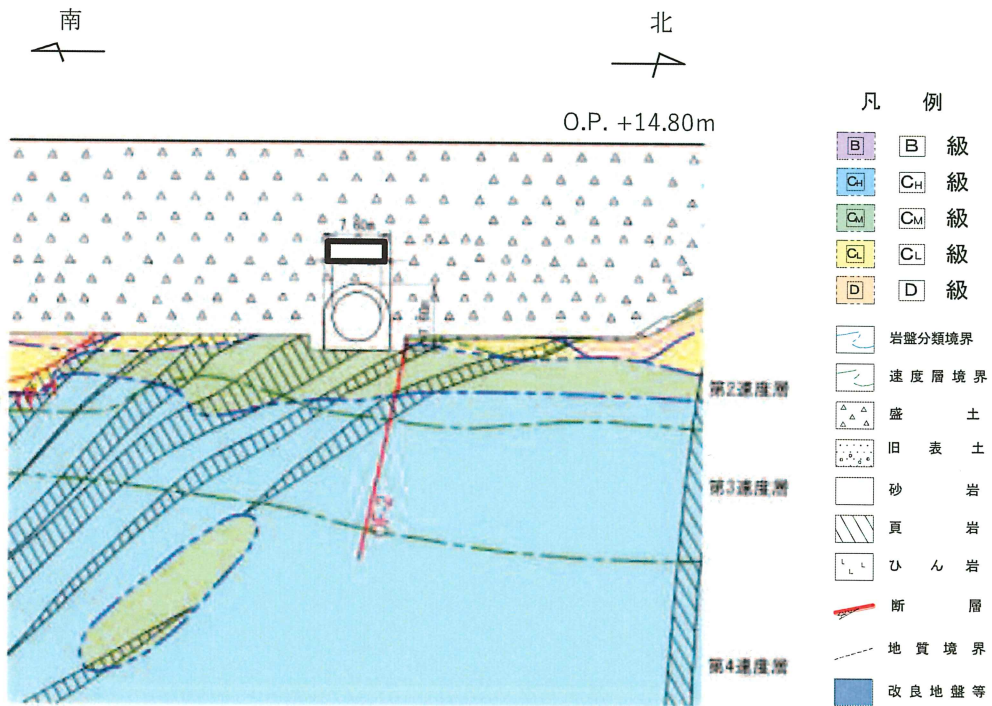


図 3.1-10(2) 排気筒連絡ダクトの地質断面図 (⑪-⑪断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

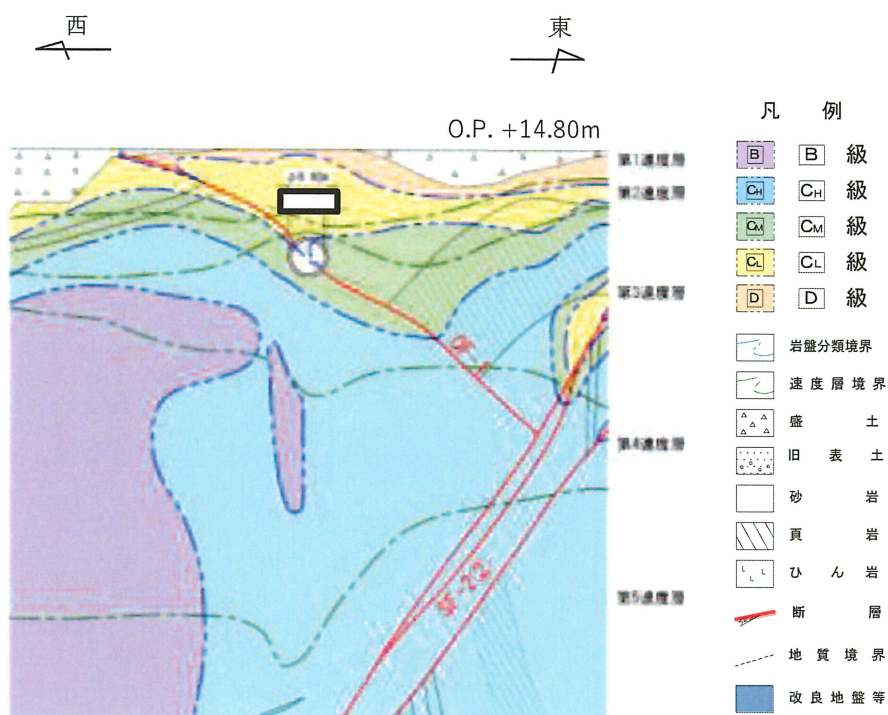


図 3.1-10(3) 排気筒連絡ダクトの地質断面図 (⑫-⑫断面)

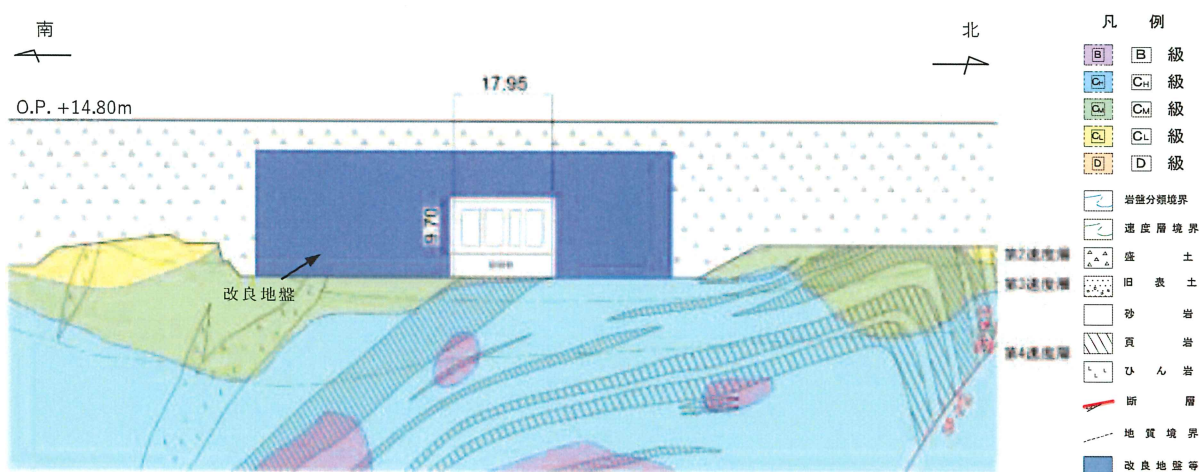


図 3.1-11 原子炉機器冷却海水配管ダクトの地質断面図 (⑬-⑬断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

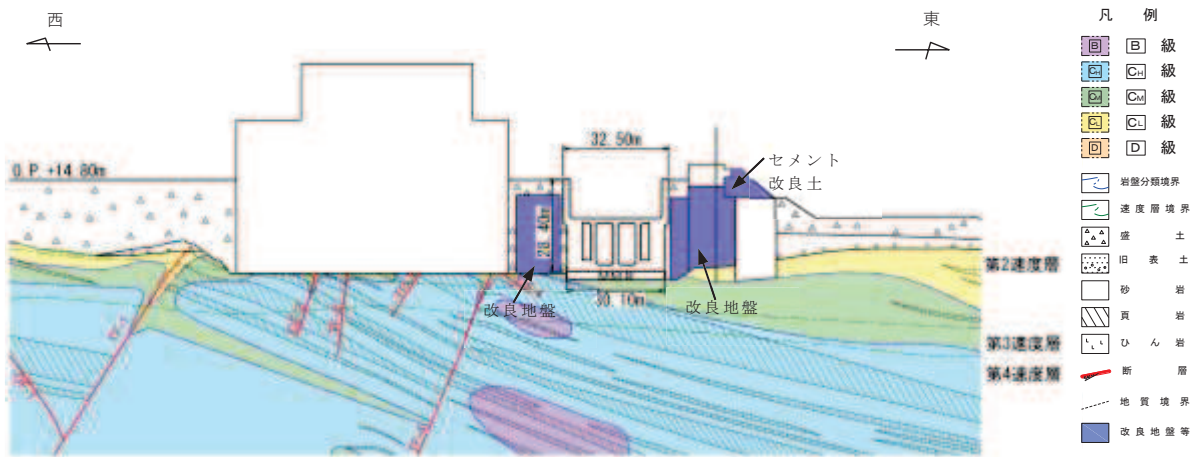


図 3.1-12 海水ポンプ室の地質断面図 (⑭-⑭断面)

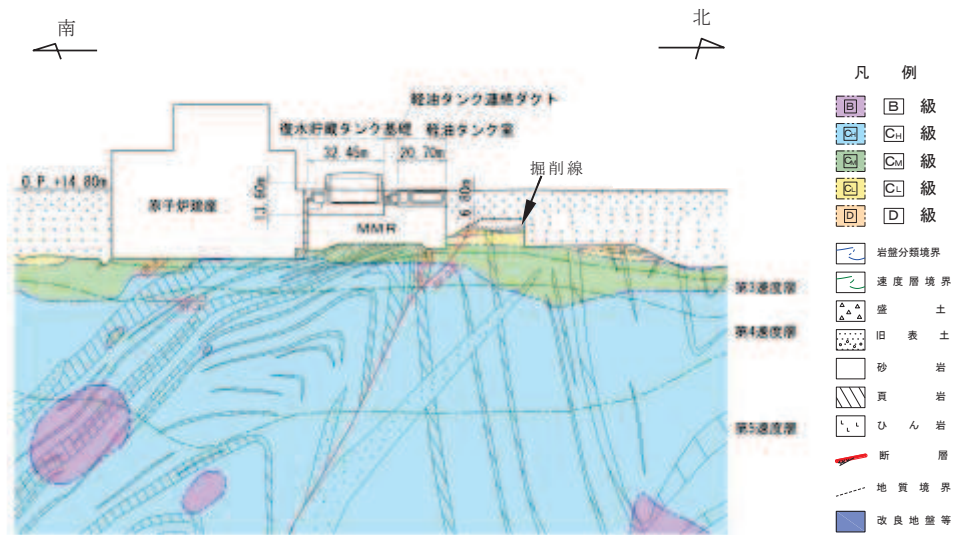


図 3.1-13 軽油タンク室，復水貯蔵タンク基礎の地質断面図 (⑮-⑮断面)

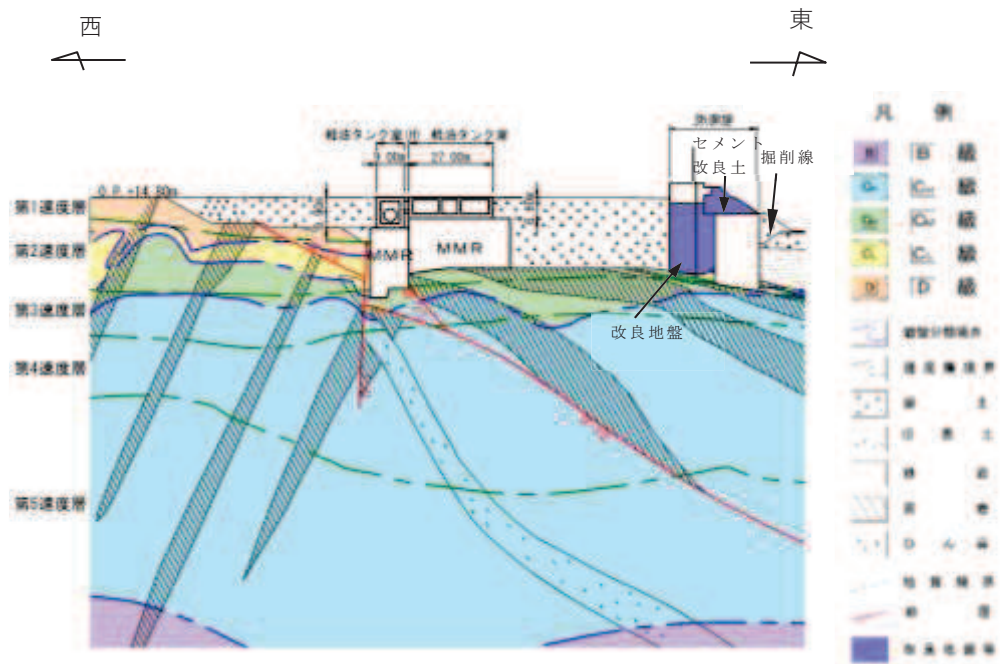


図 3.1-14 軽油タンク室，軽油タンク室 (H) の地質断面図 (⑩-⑩断面)

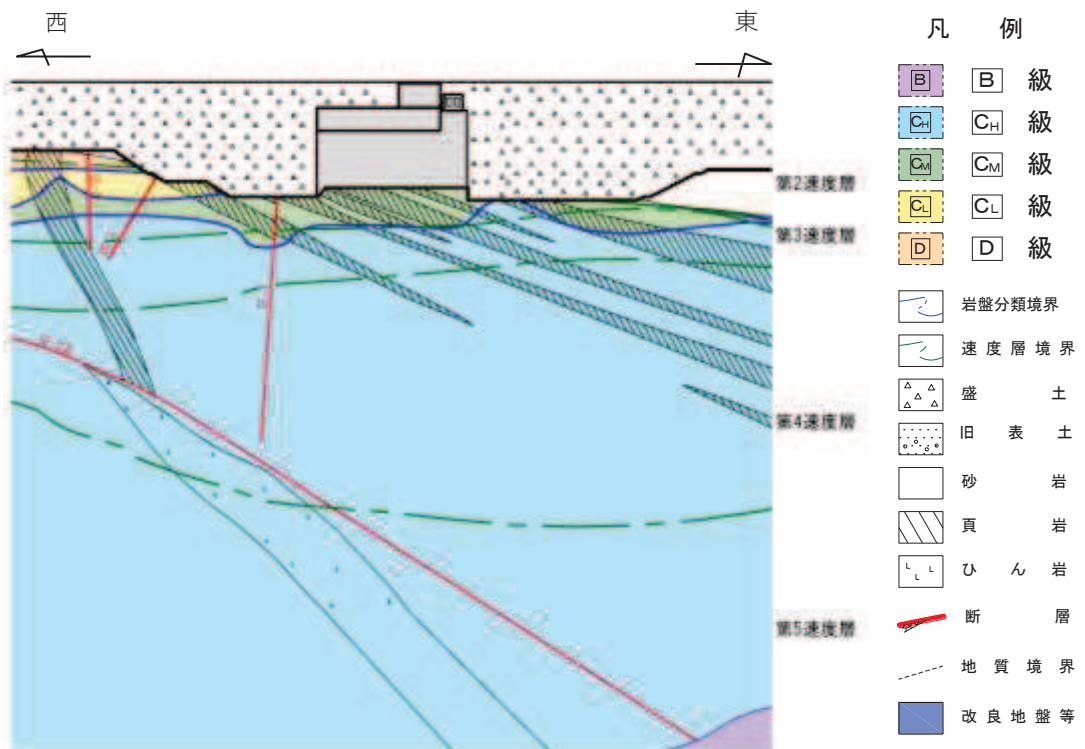


図 3.1-15 軽油タンク連絡ダクトの地質断面図 (⑪-⑪断面)

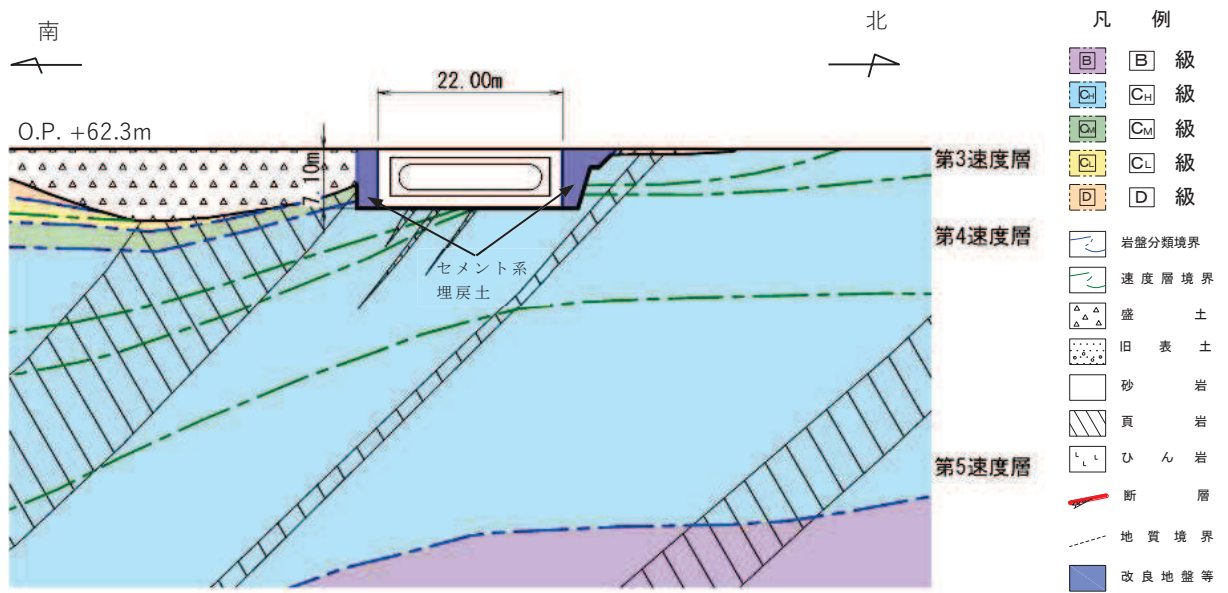


図 3.1-16 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地質断面図 (⑱-⑱断面)

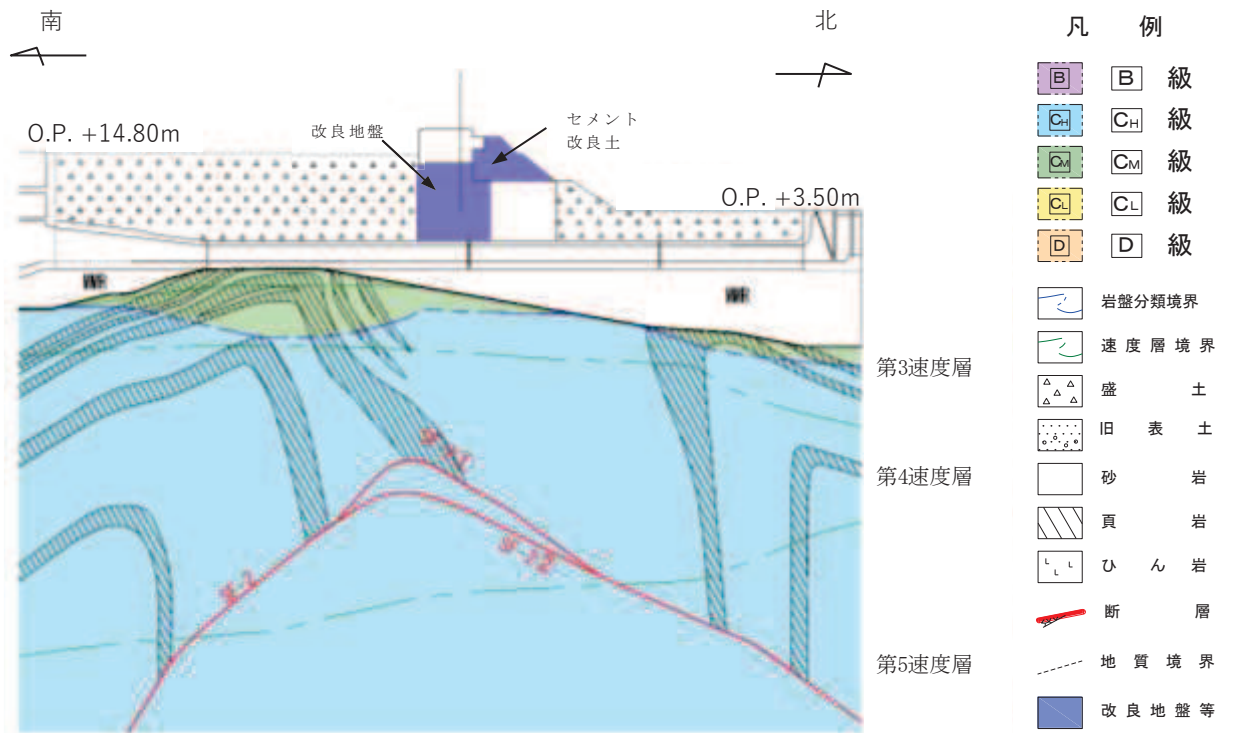


図 3.1-17(1) 取水路の地質断面図 (⑲-⑲断面)

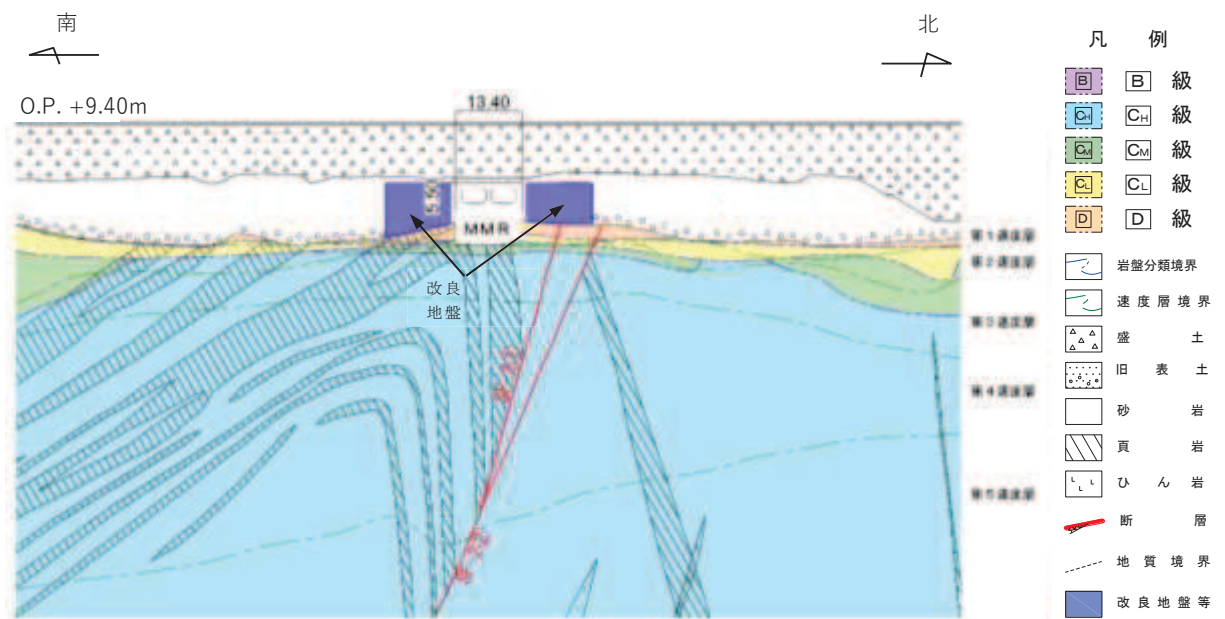


図 3.1-17(2) 取水路の地質断面図 (㉔-㉔断面)

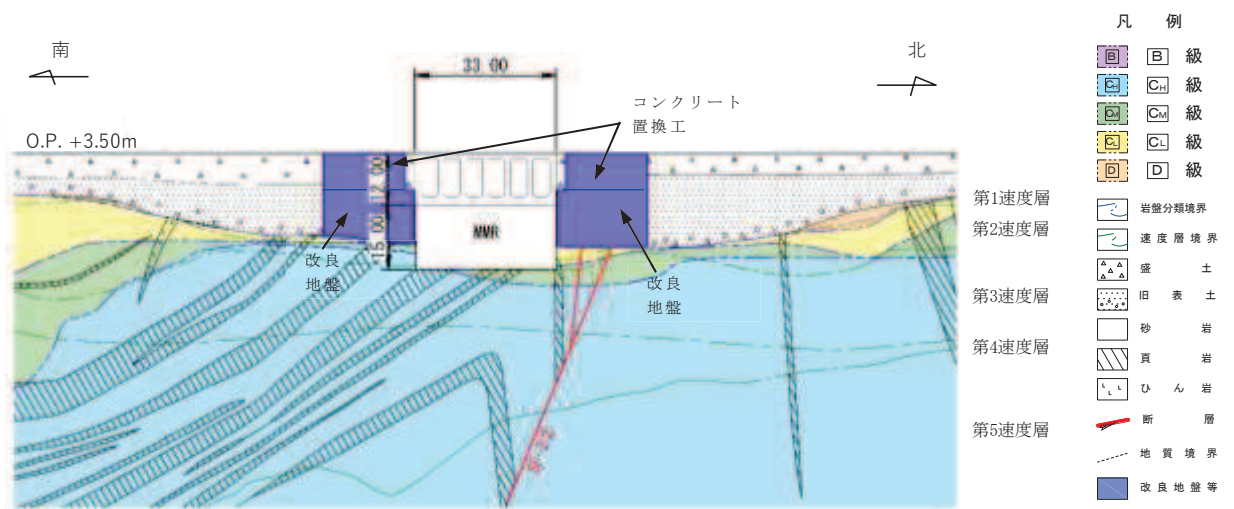
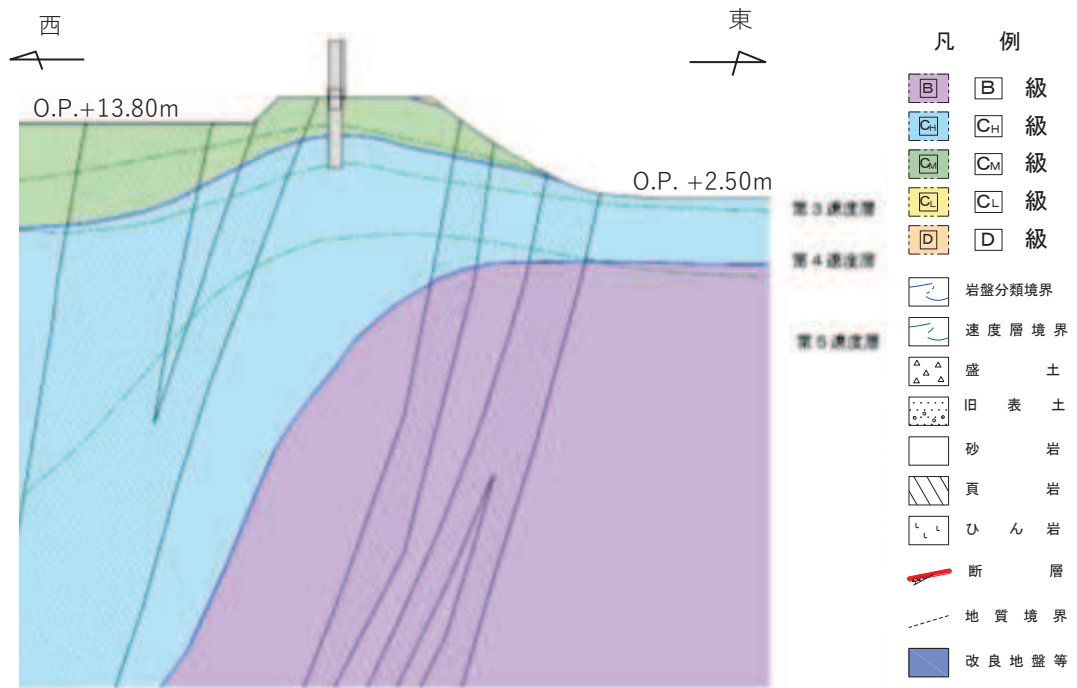
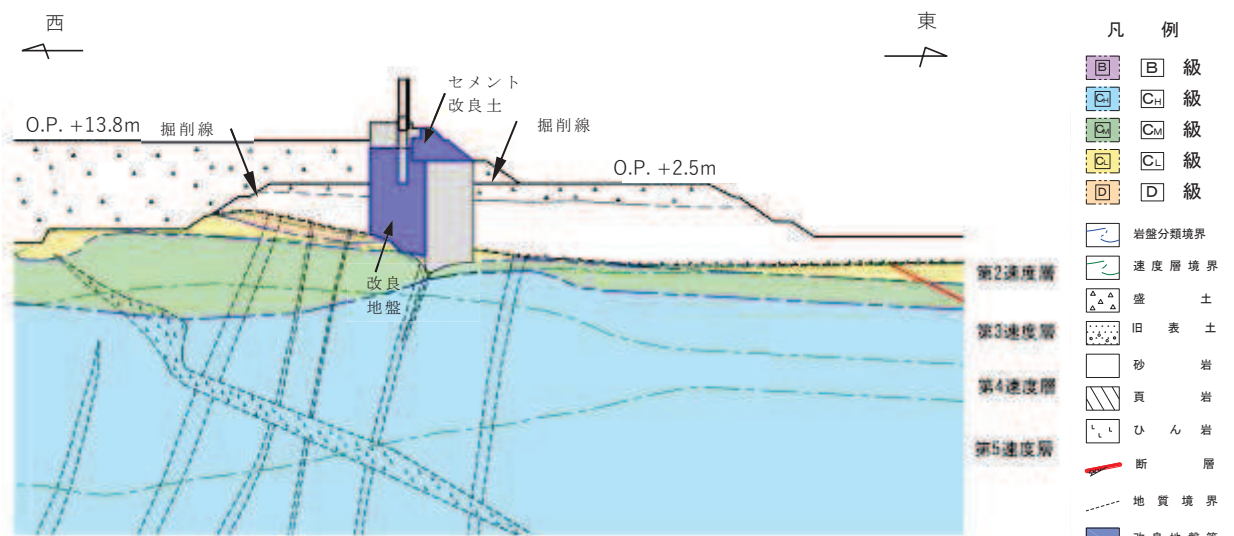


図 3.1-18 取水口の地質断面図 (㉕-㉕断面)



* : 防潮堤の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1m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1m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）

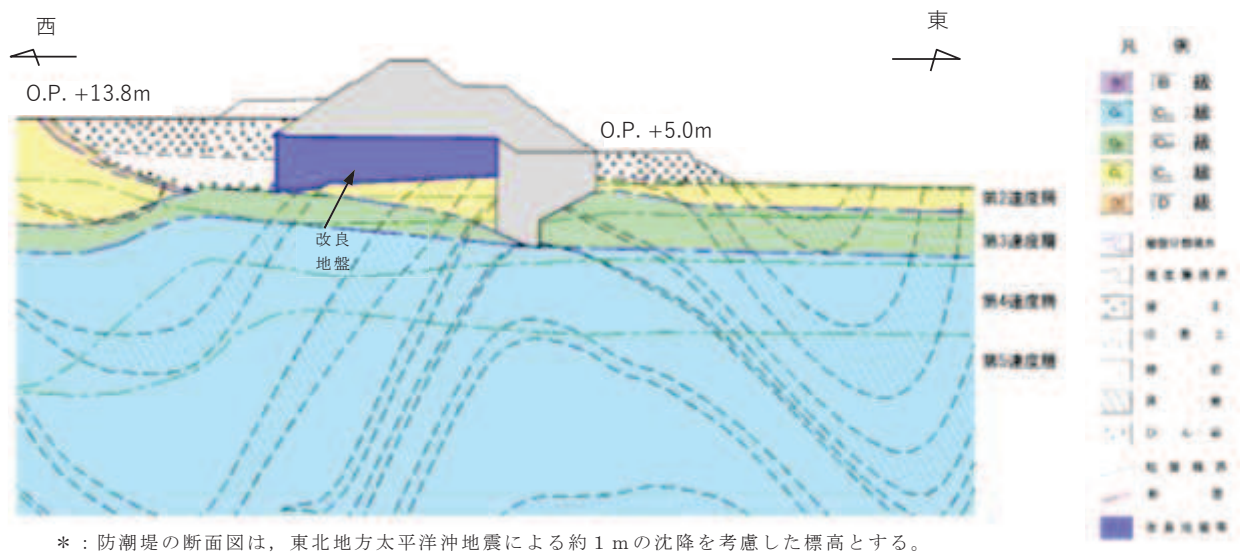


図 3.1-20 防潮堤（盛土堤防）の地質断面図（㉔－㉔断面）

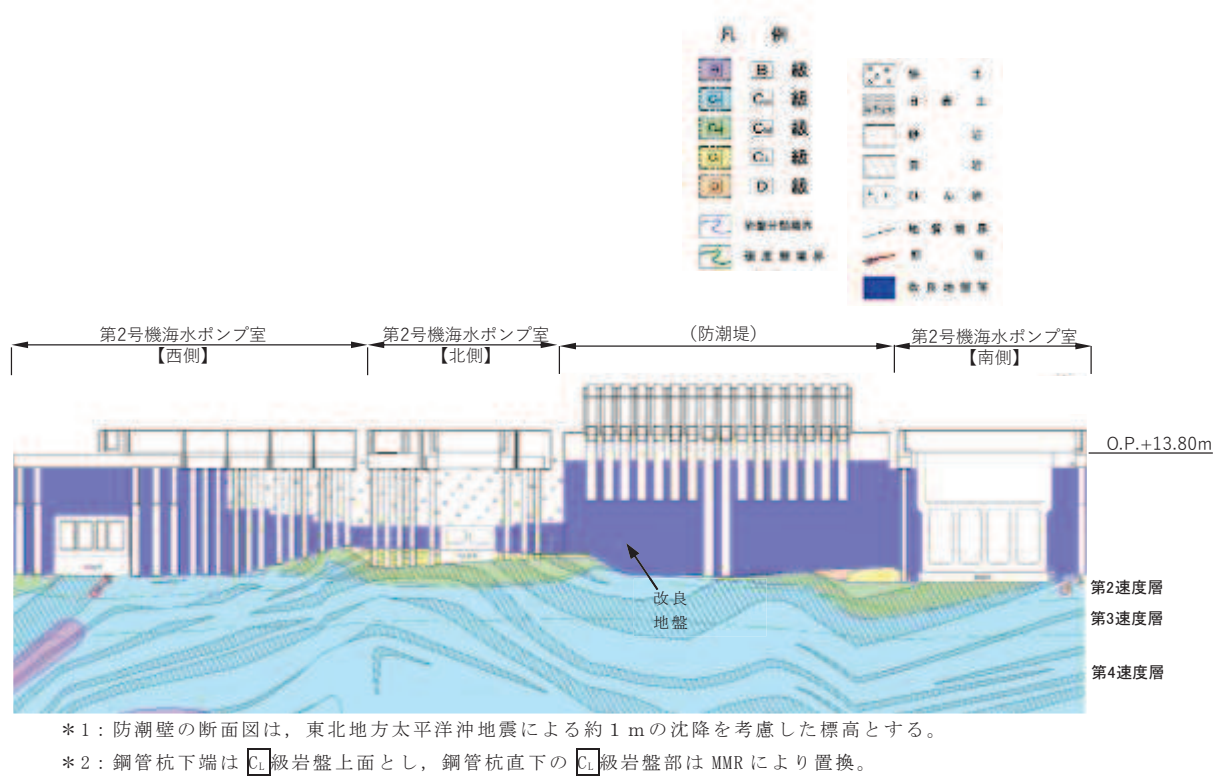
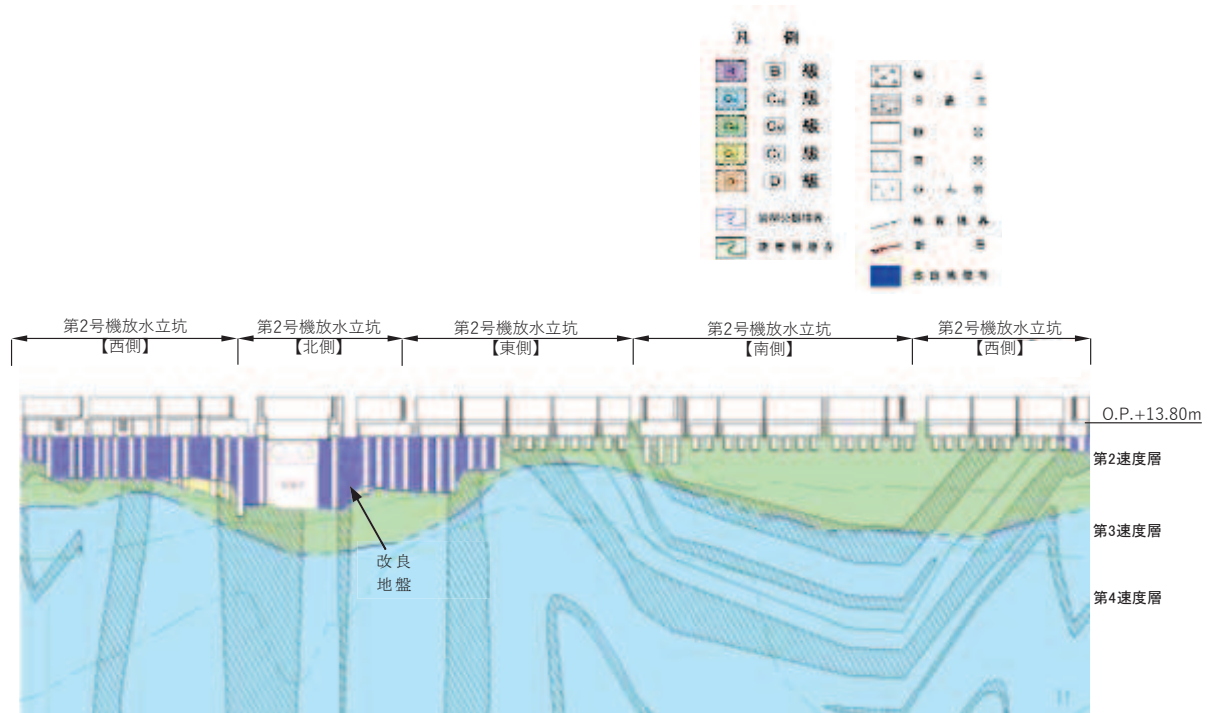
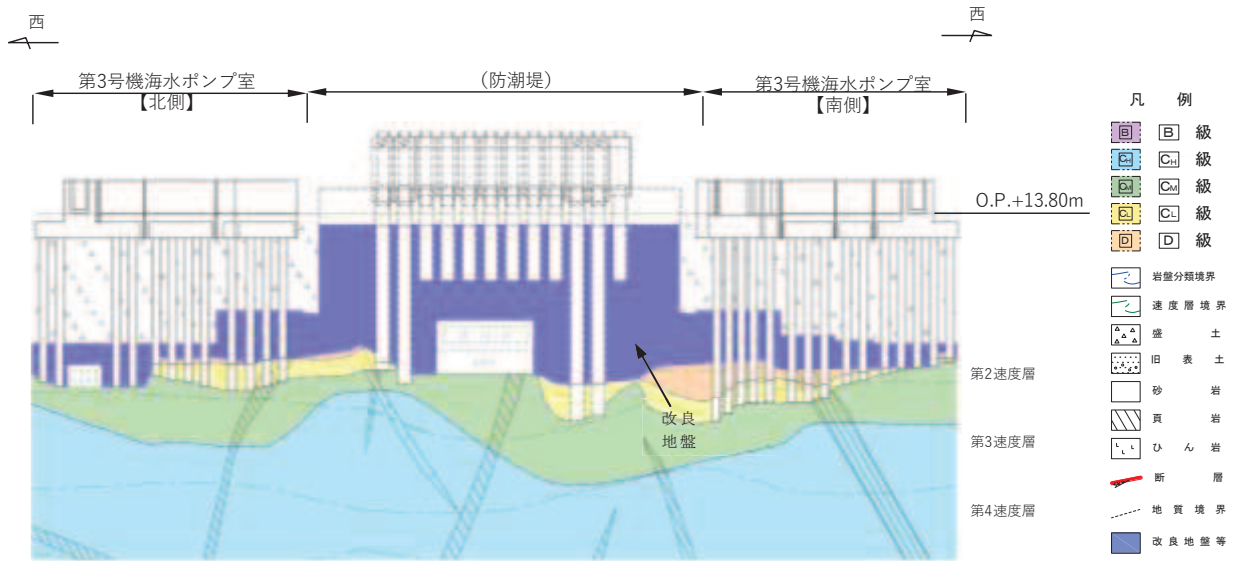


図 3.1-21(1) 防潮壁（第2号機海水ポンプ室）の地質断面図（㉕－㉕断面）



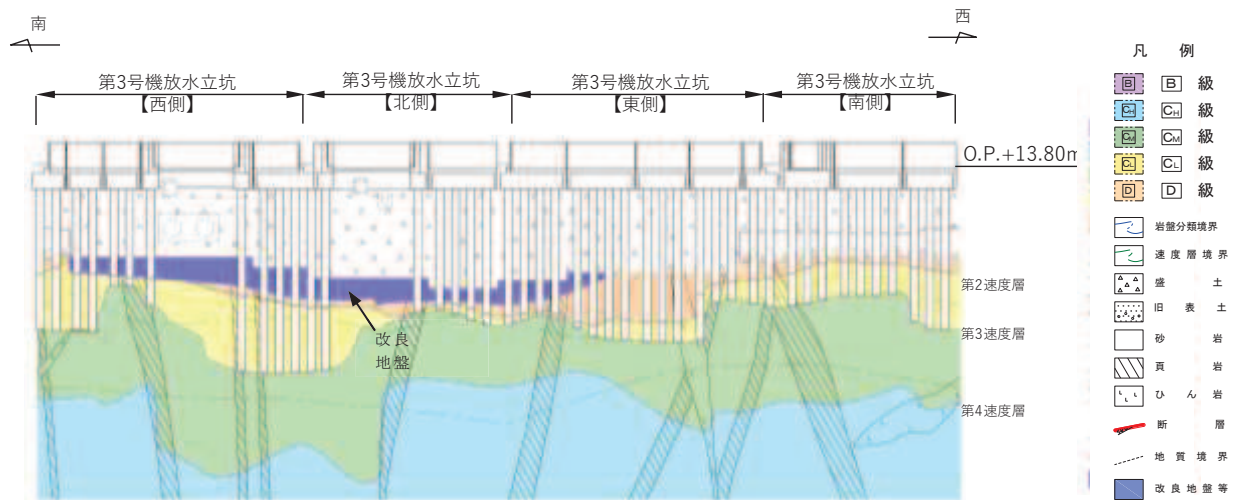
*1: 防潮壁の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。
 *2: 鋼管杭下端はC₁級岩盤上面とし、鋼管杭直下のC₁級岩盤部はMMRにより置換。

図 3.1-21(2) 防潮壁（第2号機放水立坑）の地質断面図（㉔-㉔断面）



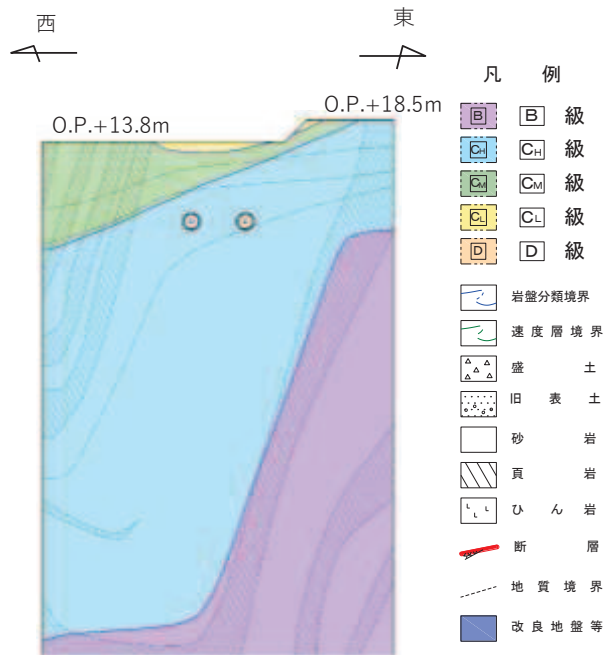
*1: 防潮壁の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。
 *2: 鋼管杭下端はC₁級岩盤上面とし、鋼管杭直下のC₁級岩盤部はMMRにより置換。

図 3.1-21(3) 防潮壁（第3号機海水ポンプ室）の地質断面図（㉕-㉕断面）



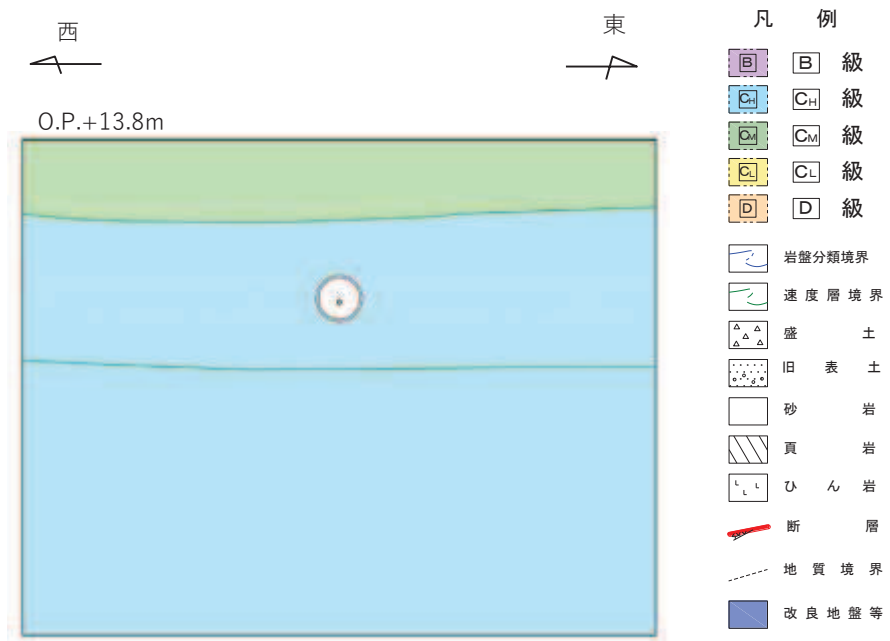
*1: 防潮壁の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。
 *2: 鋼管杭下端はC_I級岩盤上面とし、鋼管杭直下のC_I級岩盤部はMMRにより置換。

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1m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 (㉔-㉔断面)

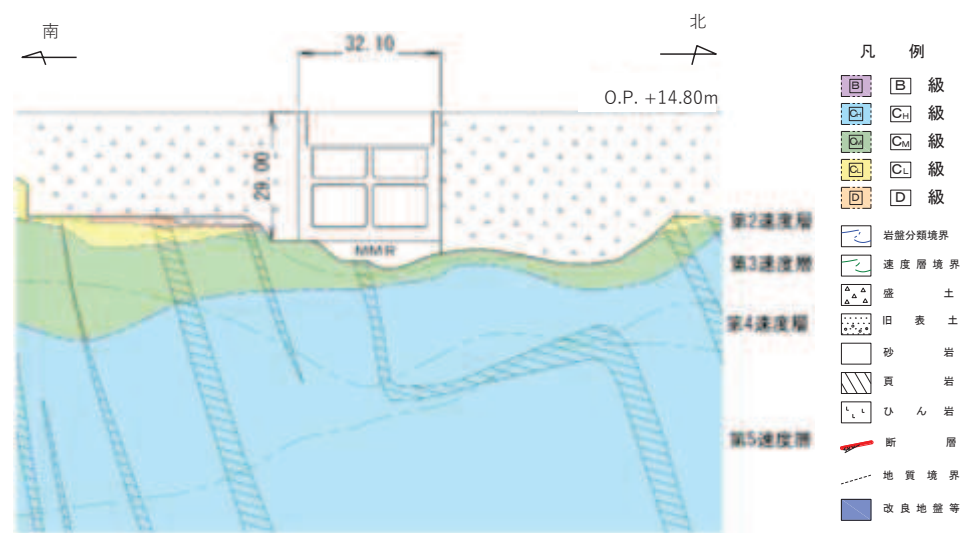


図 3.1-23 第 3 号機海水ポンプ室の地質断面図 (㉕-㉕断面)

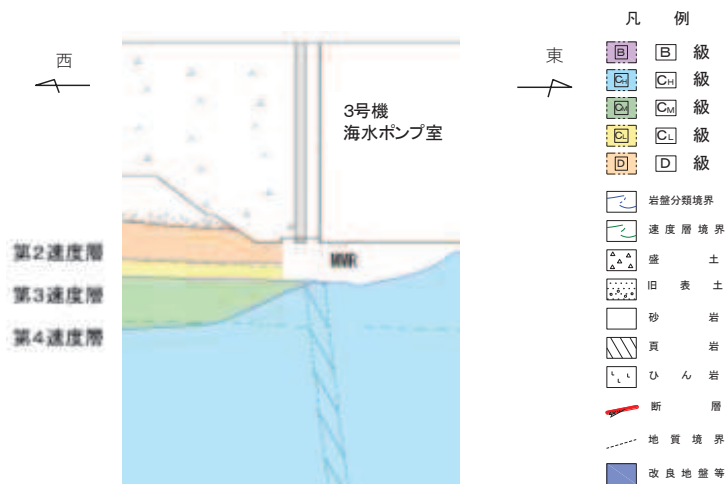
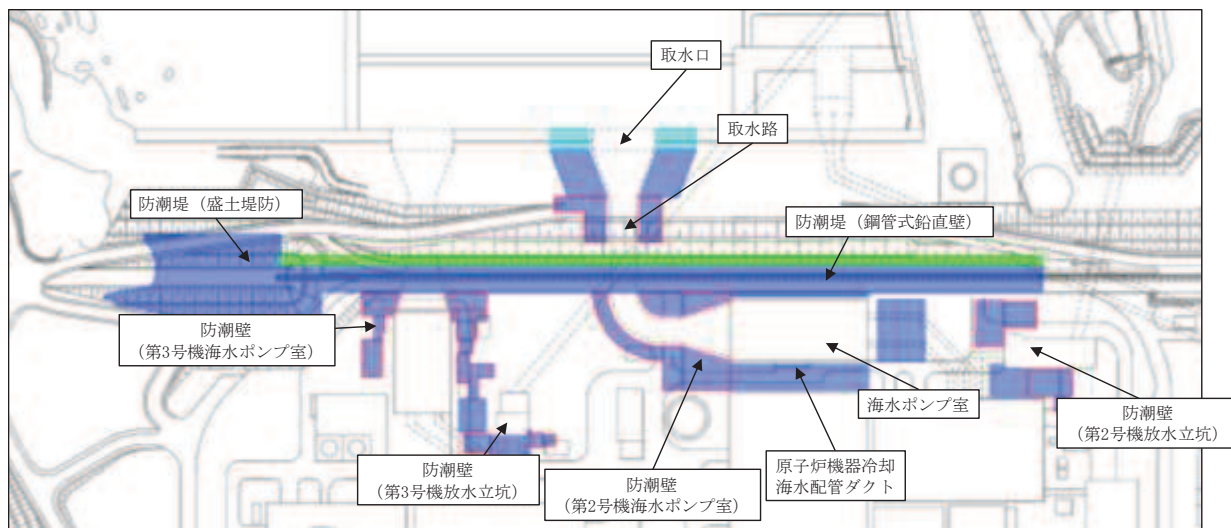


図 3.1-24 揚水井戸の地質断面図 (③②-③②断面)



* : 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 (③③-③③断面)



(O. P. +14. 8m盤)

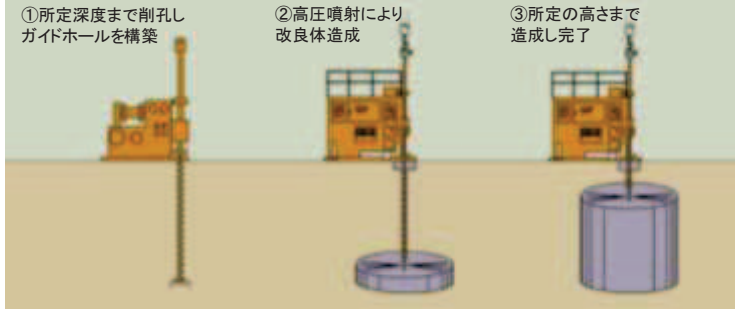

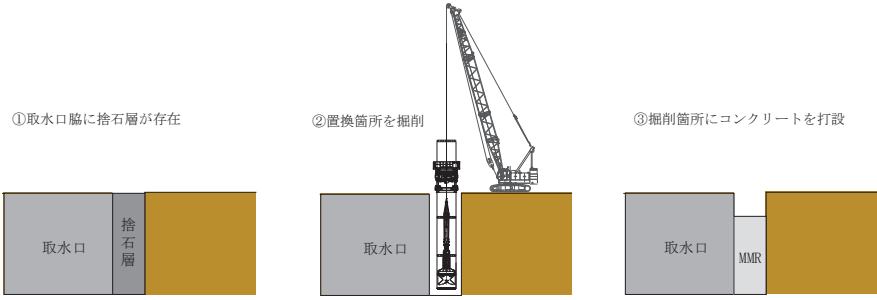
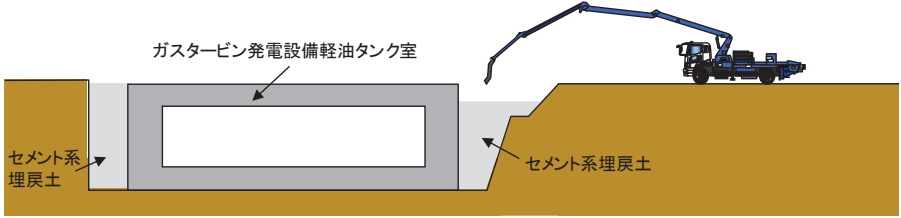


(O. P. +62m盤)

- [凡例]
- : 改良地盤
 - : 改良地盤 (設置許可段階からの追加範囲)
 - : セメント改良土
 - : コンクリート置換工及び改良地盤
 - : セメント系埋戻土

図 3.1-26 改良地盤，セメント改良土，コンクリート置換工
及びセメント系埋戻土の施工範囲

表 3.1-2 改良地盤，セメント改良土，コンクリート置換工（取水口）及びセメント系埋戻土（ガスタービン発電設備軽油タンク室）の施工方法の概要

地盤	概要
改良地盤	<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（高圧噴射攪拌工法）。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>
セメント改良土	<p>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セメント改良土により造成する工法。</p>  <p>セメント改良土</p>
コンクリート置換工（取水口）	<p>原地盤を開削後にコンクリート置換工を構築することで改良体を造成する工法（コンクリート置換工法*）。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>
セメント系埋戻土（ガスタービン発電設備軽油タンク室）	<p>細骨材，セメント，水を混合して製造したセメント系埋戻土により造成する工法。</p>  <p>ガスタービン発電設備軽油タンク室 セメント系埋戻土</p>

注記*：取水口脇の捨石層を置換するために実施。

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。

また、地質状況の整理における凡例の考え方を図3.2-2に示す。

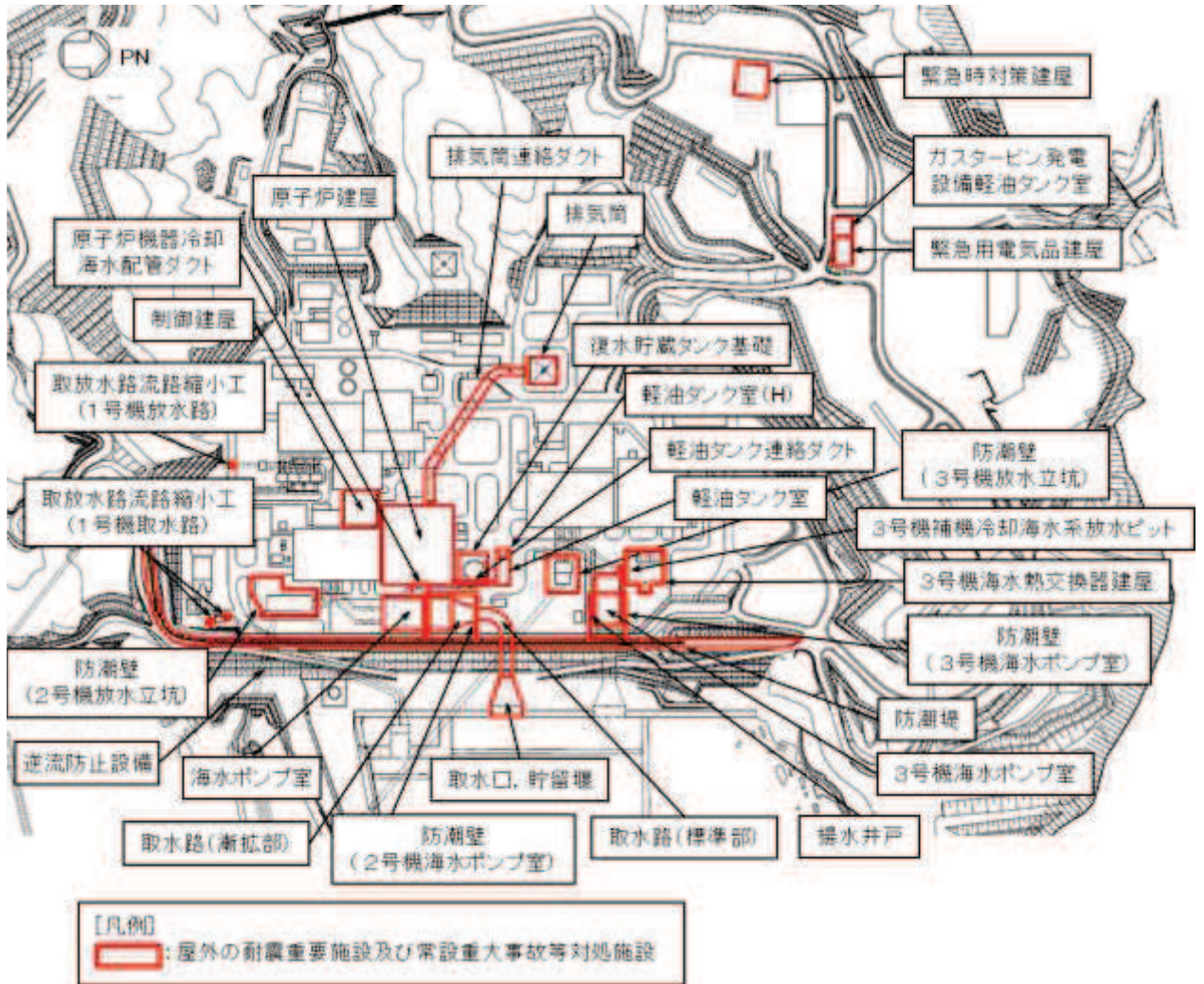


図 3.2-1 評価対象施設の全体配置図

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	●	●	●	●	-	●	●*2
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	●	-	-	●	●*3	-	-	

* 1 : 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。

* 2 : コンクリート置換工

* 3 : セメント系埋戻土

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

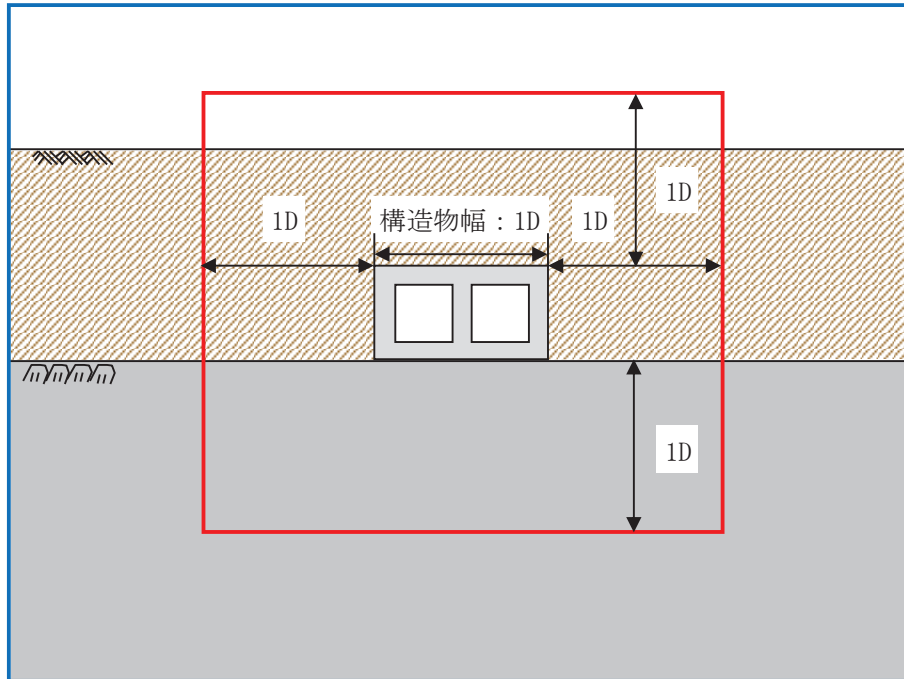
表 3.2-1(2) 評価対象施設周辺の地質分布一覧

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





- 
 …直下あるいは直近に分布している地質
 (凡例における「●」に該当)
- 
 …直下あるいは直近には分布していないが地質断面図内に
 現れる地質 (凡例における「○」に該当)

図 3.2-2 地質状況の整理における凡例の考え方

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) 敷地の水文環境

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段階に主要建屋周辺に設置した地下水位低下設備（参考資料 1-1）により集水後、構内排水路（参考資料 1-2）へ排水される。

なお、今後、地下水位低下設備の新設に伴う集水範囲の変更や、防潮堤の沈下対策として実施する地盤改良等により、敷地内の地下水の流動場は従前の山から海に向かう 1 方向流れから将来的に変化すると考えられる。

敷地の水文環境の概念図を図3.3-1に、発電所周辺の小河川や尾根筋の状況を図3.3-2に示す。また、主な地表水の流れを図3.3-3に示す。

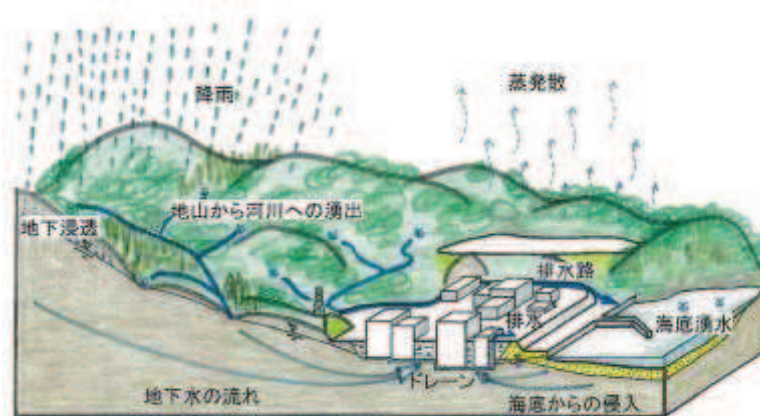
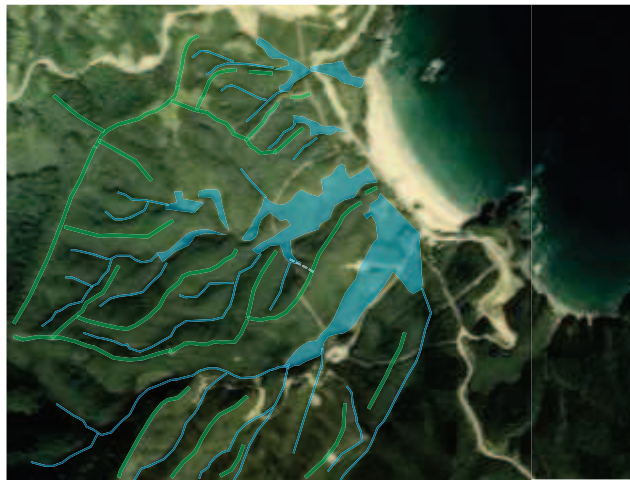


図3.3-1 敷地の水文環境の概念図



凡例
 小河川・沢
 尾根筋
 谷底・沖積低地
 発電所建設前の空中写真(1975年撮影)
(CTO-75-26 C28 17~19)に東北電力が加筆
出典: 国土画像情報(カラー空中写真) 国土交通省

図3.3-2 発電所周辺の小河川・尾根筋等の分布状況



発電所周辺の空中写真(2011年撮影)
 (CTO20117 C28 23) 出典: 国土地理院

--> 主な地表水の流れ

図3.3-3 発電所周辺の主な地表水の流れ

(2) 観測記録

敷地の地下水位分布を把握するため、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。

地下水位の観測記録^{*1}は、降雨記録と併せて、3.3.2にて詳述する設計用地下水位の設定において参照する浸透流解析モデルの検証に活用する。

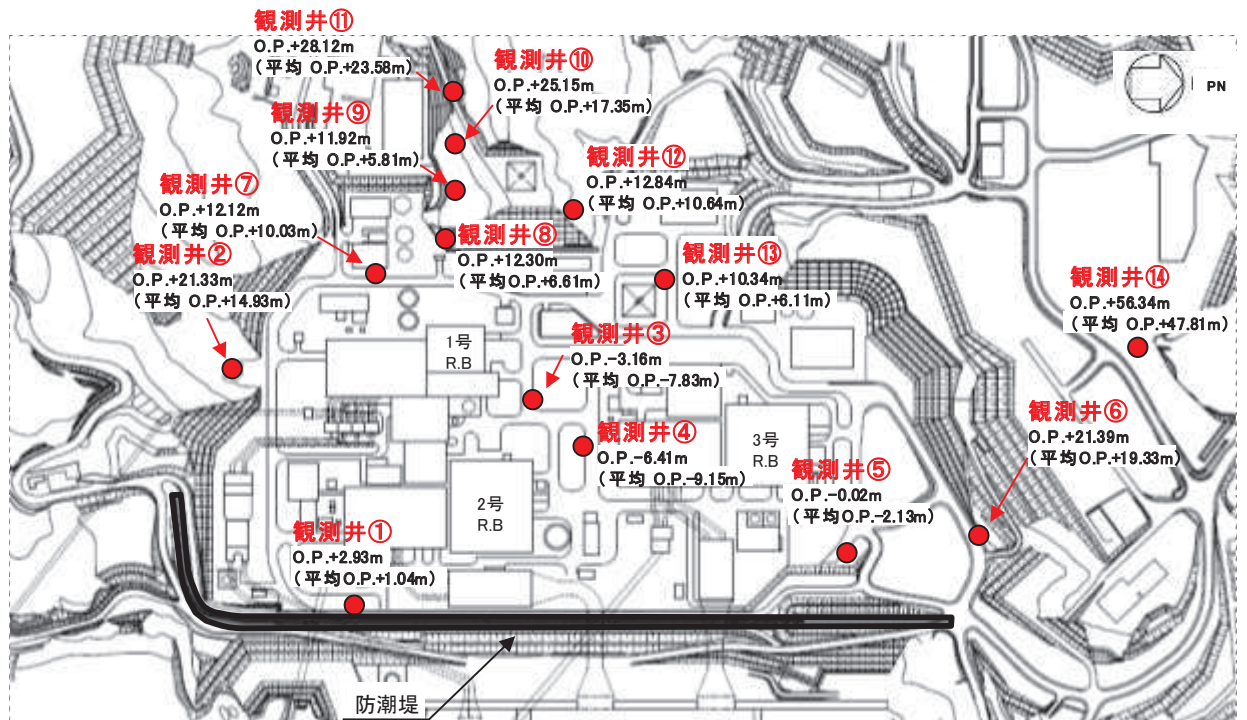
観測井は、施設や敷地造成が地下水位に与える影響が相対的に小さいと考えられる 0.P.+14.8m 盤山側及び 0.P.+14.8m 盤周辺の法面の他、同影響が相対的に大きいと考えられる 0.P.+14.8m 盤に設置している。

図 3.3-4 に地下水位観測井位置図、表 3.3-1 に観測水位一覧表を示す。

観測水位の最高水位と平均水位の差分は、0.P.+14.8m 盤周辺の法面上に位置する観測井において相対的に大きく、0.P.+14.8m 盤上の観測井において相対的に小さくなっている。この要因として、法面と 0.P.+14.8m 盤の地下水の動水勾配の違いの他、建屋の基礎版レベル周辺に設置されているドレーンが恒常的に機能し下流側の水位が固定されるため、ドレーンに近い 0.P.+14.8m 盤の観測井の水位変動幅が法面上の観測井に比べて相対的に小さくなっていることが考えられる。

注記*1：一定期間の連続観測データを対象としており、観測期間中に工事や地形改変等の影響を受ける可能性があるデータは除外する。例えば、ボーリング調査実施時などに確認された孔内水位は、施工時の注水影響等を含む可能性があるため検証データには含めていない。

なお、観測水位には既設の地下水位低下設備の効果が含まれているが、今後実施する地下水位低下設備（新設範囲）や防潮堤の沈下対策の効果は含まれていない。



注記* : 数値は観測最高地下水位, ()は平均地下水位を示す

図3.3-4 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	O. P. +14.8m盤
		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	法面上 (O. P. +29.4m)
		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	O. P. +14.8m盤
		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	O. P. +14.8m盤
		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	O. P. +14.8m盤
		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	法面上 (O. P. +27.0m)
		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	O. P. +14.8m盤
		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	法面上 (O. P. +17.7m)
		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	法面上 (O. P. +29.6m)
		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	法面上 (O. P. +40.2m)
		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	法面上 (O. P. +48.7m)
		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	法面上 (O. P. +27.8m)
		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	O. P. +14.8m盤
		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	O. P. +60.0m
		平均	+47.81		

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

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、原子炉建屋等に作用する揚圧力の低減及び周辺の土木構造物等に生じる液状化影響の低減を目的とし、地下水位を一定の範囲に保持するための地下水位低下設備を設置する。

耐震評価において、地下水位の影響を受ける施設等（以下、「評価対象施設等^{*1}」という。）について、この地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲（O.P.+14.8m盤）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。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、自然水位^{*2}より保守的に（高めに）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。

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

注記*2：自然水位とは、地下水位低下設備等の人為的な措置の影響が含まれない地下水位を指す。O.P.+14.8m盤は浸透流解析の境界条件として地下水位低下設備の機能を考慮している一方、O.P.+62m盤の地下水位は地下水位低下設備の影響が含まれない。

設置変更許可段階における審査においては、地下水位を高めに設定することにより評価の保守性が確保されるとの考え方のもと、水位を高めに評価する方針を説明した。

詳細設計段階においては、液状化検討対象施設を幅広く抽出^{*3}する観点から、設置変更許可段階と同様、高めの設計用地下水位を設定する方針とする。

また、平常時に想定される実際の水位は設計用地下水位より低くなることから、水位が低い場合の耐震性への影響についても確認する方針とする（詳細は(7)、(8)にて後述する）。

設計用地下水位の設定方法について、設置変更許可及び工事計画認可における説明内容を表3.3-2に示す。

注記*3：屋外重要土木構造物の解析手法の選定においては、構造物周囲の地盤状況や地下水位などを指標として液状化検討対象施設を抽出した上

で、設置状況等から解析手法が明らかな場合を除いて、全応力解析及び有効応力解析により耐震評価を行い、また浮上りに対する安全性を確認する。このため、設計用地下水位を高めに設定することで、より幅広く液状化検討対象施設が抽出される。詳細設計段階においては、水位が低い側の影響も確認することにより、想定される地下水位の変動幅を考慮し、耐震安全性を確保する方針とする。

表3.3-2 設計用地下水位の設定等に係る各審査段階での説明

	設置変更許可	工事計画認可
設計用地下水位の設定方針	<ul style="list-style-type: none"> • 地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲(O.P.+14.8m盤) 地下水位低下設備の機能を考慮し設定 (浸透流解析による) • 地下水位低下設備の効果が及ばない範囲 自然水位より保守的に設定した水位又は地表面に設定 	<ul style="list-style-type: none"> • 設置変更許可の内容を踏襲 • 設置変更許可の内容を踏襲
浸透流解析の取扱い	<ul style="list-style-type: none"> • 地盤等を適切にモデル化した浸透流解析を実施し、保守性を確保(水位を高めに設定) • 浸透流解析のうちモデルの妥当性を確認(広域モデル)。また、水位評価モデルを用いた予測解析と、これに基づく設計用地下水位の設定における保守性確保の方針を説明 	<ul style="list-style-type: none"> • 左記の方針を踏まえて、液状化検討対象施設を幅広く抽出するため水位を高めに設定 • 工事完了段階における施設配置等を水位評価モデルに反映した予測解析結果と、これに基づく設計用地下水位を設定 (モデルの妥当性確認は設置変更許可の内容を踏襲)

(2) 浸透流解析を用いた解析フローの設定

a. はじめに

本章では地下水位低下設備の機能を考慮し浸透流解析により設計用揚圧力、設計用地下水位を設定する手順について述べる。

なお、防潮堤の設計用地下水位については、設置変更許可段階における設計方針と同様に設定*1しており、本フローに基づき実施する浸透流解析結果により保守性（設定内容が浸透流解析結果を上回ることを確認すること）を確認する。

注記*1：防潮堤の設計用地下水位について

防潮堤の設計用地下水位は、設置変更許可段階における設計方針（浸透流解析実施前に策定）として、その段階で想定できる保守的な（実際にはそれより低くなると考えられる）水位としており、詳細設計段階では浸透流解析によりその保守性を確認した上で設定することとしていた。浸透流解析結果は設置変更許可段階で設定した設計用地下水位を下回ることを確認したことから、防潮堤の耐震設計に用いる設計用地下水位は設置変更許可段階と同様、以下のとおり設定した。

（鋼管式鉛直壁岩盤部）

岩盤部では、地表面よりどの程度下がった地下水位となるかが浸透流解析実施前では想定が困難であり、地表面に設定。

（鋼管式鉛直壁一般部）

一般部では、防潮堤より海側は潮位とほぼ等しくなると考えられるため、朔望平均満潮位に設定。防潮堤より山側については、地下水位低下設備の影響により地下水位は下がり、防潮堤において海側の朔望平均満潮位と繋がると考えられることから、朔望平均満潮位に設定。

（盛土堤防）

盛土堤防では、防潮堤より海側は潮位とほぼ等しくなると考えられるため、朔望平均満潮位に設定。防潮堤より山側については、地下水位低下設備から離れた箇所を含むことから、地表面に設定。

b. 浸透流解析の目的

設計用地下水位の設定方針を踏まえ、施設の耐震評価に用いる設計用揚圧力、設計用地下水位の設定を目的とした浸透流解析においては、妥当な解析モデルを用いて、将来的な施設配置を考慮した揚圧力・地下水位を高めに評価するこ

とを目的とする。

c. 解析手法

女川原子力発電所においては、建設時工事計画認可段階に実施した二次元浸透流解析（解析境界水位を固定した定常解析）により各施設的设计用揚圧力・设计用地下水位を設定してきた。

安全対策工事の完了段階においては、防潮堤の沈下対策や地下水位低下設備の新設により、敷地内の地下水の流動場は従前の山から海に向かう1方向流れから変化することから、三次元に拡張した浸透流解析により、定常的な地下水位分布を評価する。

d. 一般的な解析プロセスの設定例

(a) 解析手順

地下水流動解析（浸透流解析）を用いた解析手順に関連し、長谷川(2006)^{*1}では諸外国の地下水流動解析のガイドライン作成に係る動向がまとめられており、米国においては諸外国に先立ち1990年代前半からガイドライン整備が始まったこと、各国のガイドラインに大きな差はなく、概ね同様の手順とされていることが記載されている。米国 ASTM 規格における解析手順は、最も単純な手順として紹介されている。長谷川(2006)における地下水流動解析フローを図3.3-5に、米国 ASTM (D5447-17)における地下水流動解析フローを図3.3-6に示す。

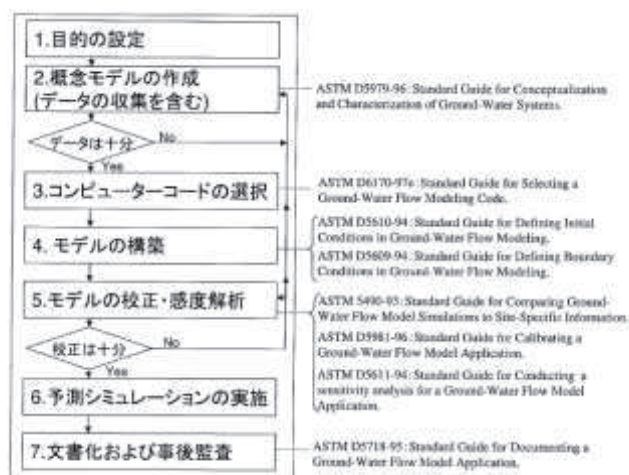


図2 地下水流動解析フローと ASTM の関係
(フロー全体は、ASTM D5447-93 Standard Guide for Application of a Ground-Water Flow Model to a Site-Specific Problem を参照)

図 3.3-5 長谷川(2006)における地下水流動解析フロー

注記*1：地下水流動解析のガイドラインに関する調査（長谷川琢磨，地下水学会誌第48巻第2号75～86（2006））

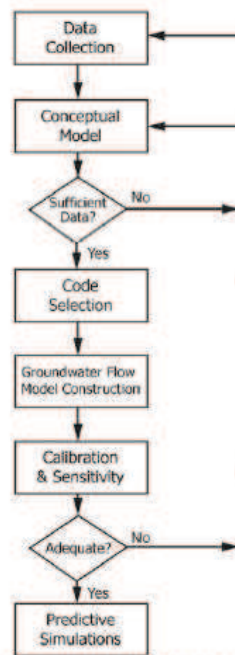


FIG. 1 Flow Chart of the Modeling Process

図 3.3-6 米国 ASTM (D5447-17) における地下水流動解析フロー

(b) モデルの校正・感度解析（水理パラメータ扱いなど）

モデルの校正・感度解析について、長谷川(2006)では、一般的には透水係数などの水理パラメータや境界条件等を現実に取り得る範囲で修正（校正）し、解析値が実測値と整合するようなパラメータ設定を求めている。

校正にあたっては、調整する水理パラメータ（例 透水係数）と現実的な振れ幅を設定し、校正のターゲット値と許容範囲は解析の目的や観測精度（誤差）に応じて設定するとされている（米国 ASTM (D5981-18)）。

(c) モデルの検証方法

モデルの校正プロセスにおける検証方法として、米国 ASTM 規格では解析値と観測値との差や XY プロット等を用いた定量的な評価方法、コンターマップ等を用いた流動状況の定性的な評価方法が示されている。また、空間的な相関性や経時変化の相関性に着目した評価も示されている。（検証のルール・閾値ではなく、検証方法の選択肢として例示されているもの）

米国 ASTM (D5490-93) における検証例を図 3.3-7 に示す。

MEASURED VERSUS SIMULATED
PIEZOMETRIC HEADS

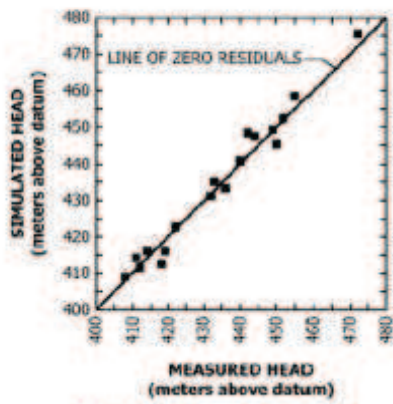


FIG. X1.3 Sample Scattergram

(1) XYプロットを用いた確認の例

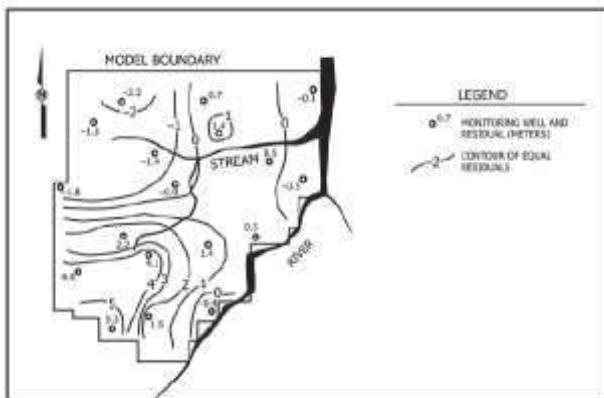


FIG. X1.5 Sample Contours of Residuals Plan View

(2) 空間的な相関性の評価例

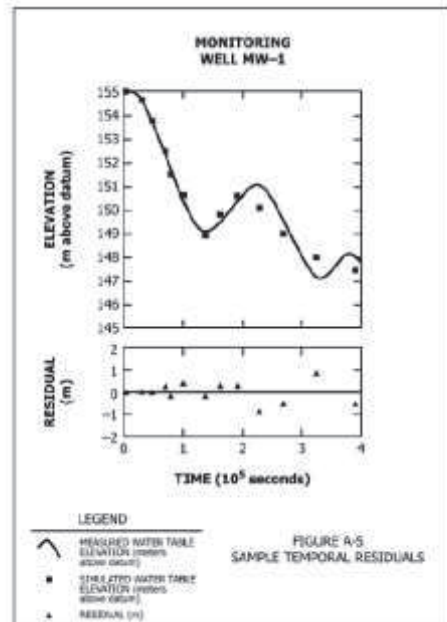


FIG. X1.7 Sample Temporal Residuals

(3) 経時変化の相関性の評価例

図 3.3-7 米国 ASTM (D5490-93) における検証例

(d) モデル情報入手，解析コード・解析領域の設定等

(a)～(c)に挙げる事項の他，地下水流動解析の各プロセスにおける留意点として，長谷川(2006)では以下が示されている。

- ・地下水流動場を表現するための情報の入手
- ・地下水流動の特徴を表現できるコードの選択
- ・地下水流動場を表現できる解析領域の設定
- ・地下水流動に影響を与える要素（地形・地質構造や造成形状，水理特性（透水係数等），ドレーンや地中構造物等）の適切なモデル化

e. 浸透流解析のアウトプットに影響を与える要素

(a) 水理パラメータ

地盤中の地下水の流れを，多孔質媒体におけるダルシー則に規定されるものとして取扱う場合，地下水の流速に影響を与える主な要因は透水係数と有効間隙率の2つである。

耐震設計や設備設計に引き継がれる浸透流解析のアウトプット（水位，地下水流入量）は定常解析により評価することから，アウトプットへの感度の大きいパラメータとして透水係数を選定する。

透水係数は，試験結果等のデータに基づく変動幅の範囲で，解析目的に応じた設定を行う。透水係数の設定と解析水位への影響程度については，後述する図 3.3-21（試験平均値と岩盤 I を試験平均値 -1σ にて解析水位の経時変化を比較）にて確認できる。

なお，有効間隙率は地下水の貯留可能体積に対応し，文献値等により設定するが，水位上昇の評価（通常の運転状態から地下水位低下設備の機能を考慮しない状態に移行することを仮定した非定常解析）を行う場合など，解析目的に応じて保守的な設定とする。

(b) モデル境界における水位設定

モデル境界の水位を固定する定常解析においては，評価対象領域に近い位置にモデル境界を設定し，モデル境界における水位を高めに固定することで，高めの水位が評価される。

建設時工事計画認可段階に実施した二次元浸透流解析では，海側の解析境界水位を朔望平均満潮位，山側の解析境界水位を地表面と設定し，高めに水位が設定される条件としていた。詳細設計段階の予測解析においても同様の設定方法とする。

(c) ドレーンの設定

0. P. +14. 8m 盤の建屋周辺に配置される既設ドレーン（有孔ヒューム管・有孔塩ビ管）は，1 号機～3 号機の建屋基礎周辺の広い範囲に設置されている。浸透流解析においてはドレーン位置で大気圧開放条件を与えるため，ドレーン範囲を広く設定することにより集水効果が大きくなる。

浸透流解析におけるドレーンの設定は，モデルの妥当性を確認する再現解析等においては設置状況に応じた範囲を設定するが，水位を高めに評価する目的に対しては，ドレーン範囲を信頼性の確保された範囲に限定し，ドレーンの集水能力を保守的に設定する。

なお，浸透流解析にて地下水流入量を評価する場合においては，ドレーンの範囲を最大限広く設定することで保守的な評価となる。

f. 解析フローの設定

地下水位低下設備の機能を考慮する場合における浸透流解析を用いた設計用揚圧力・設計用地下水位の設定フローを図 3. 3-8 のとおり設定する。

前項までの整理を踏まえ，降雨条件を与えた非定常解析によるモデルの妥当性確認を行った上で，予測解析として水位が高めに算出される条件を与えた定常解析を行うプロセスとした。

なお，浸透流解析は設計用揚圧力・設計用地下水位の設定において参照する他，地下水流入量の算定など，一部のアウトプットを後段の設計等において参照する。この場合，解析目的に応じて保守的となるような条件設定を行ったモデル化を行う。浸透流解析による評価モデルと設計等への反映事項について，図 3. 3-9 に示す。また，ここに示す各モデルの条件設定の概要を参考資料 1-3 に示す。

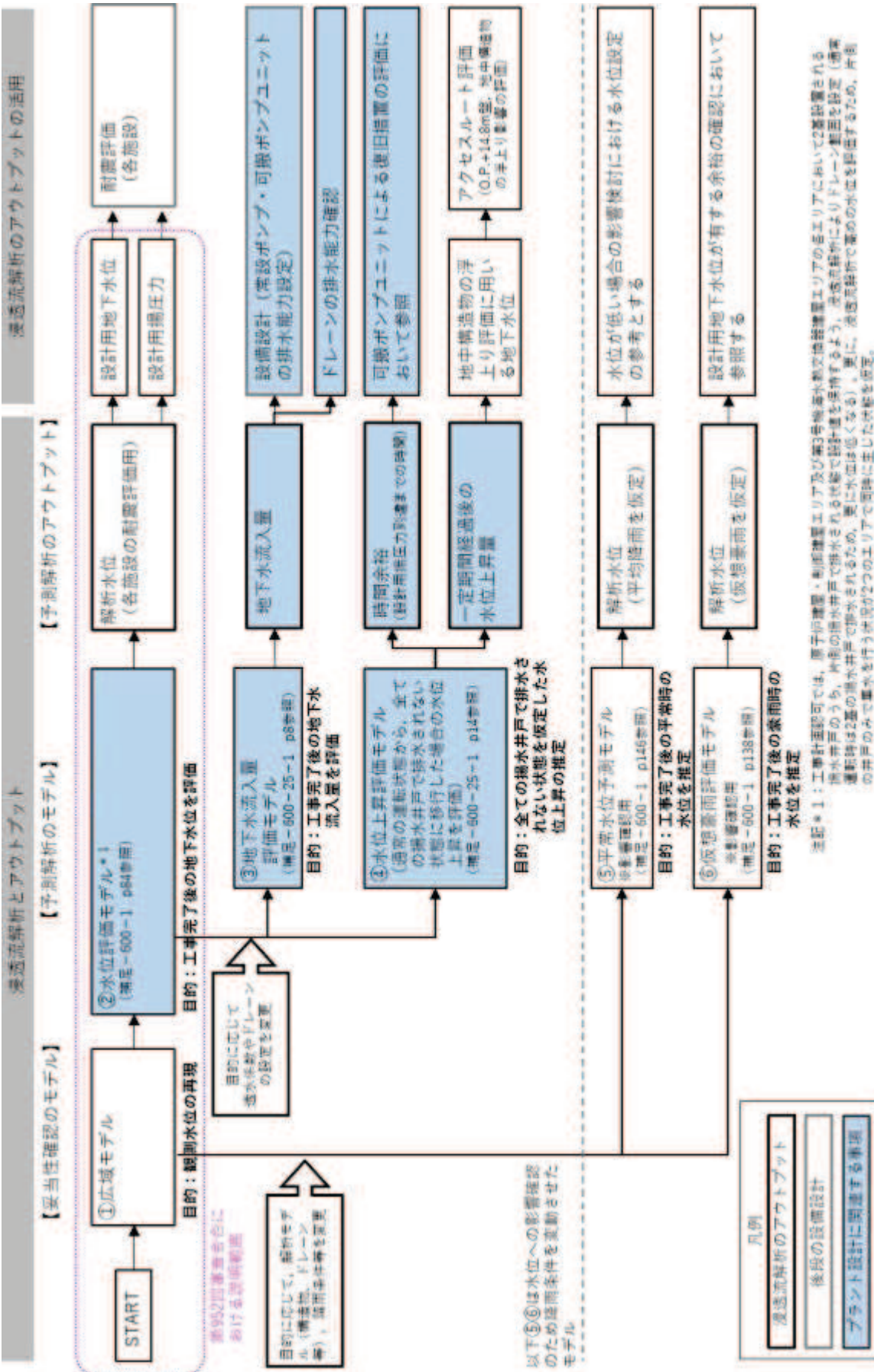


図 3.3-9 浸透流解析による評価モデルと設計等への反映事項

(3) モデル化方針の設定

浸透流解析のモデル化における方針や前提条件等について示す。

a. 評価対象施設

地下水位の影響を考慮する評価対象施設等の配置を図 3.3-10 及び図 3.3-11 に示す。

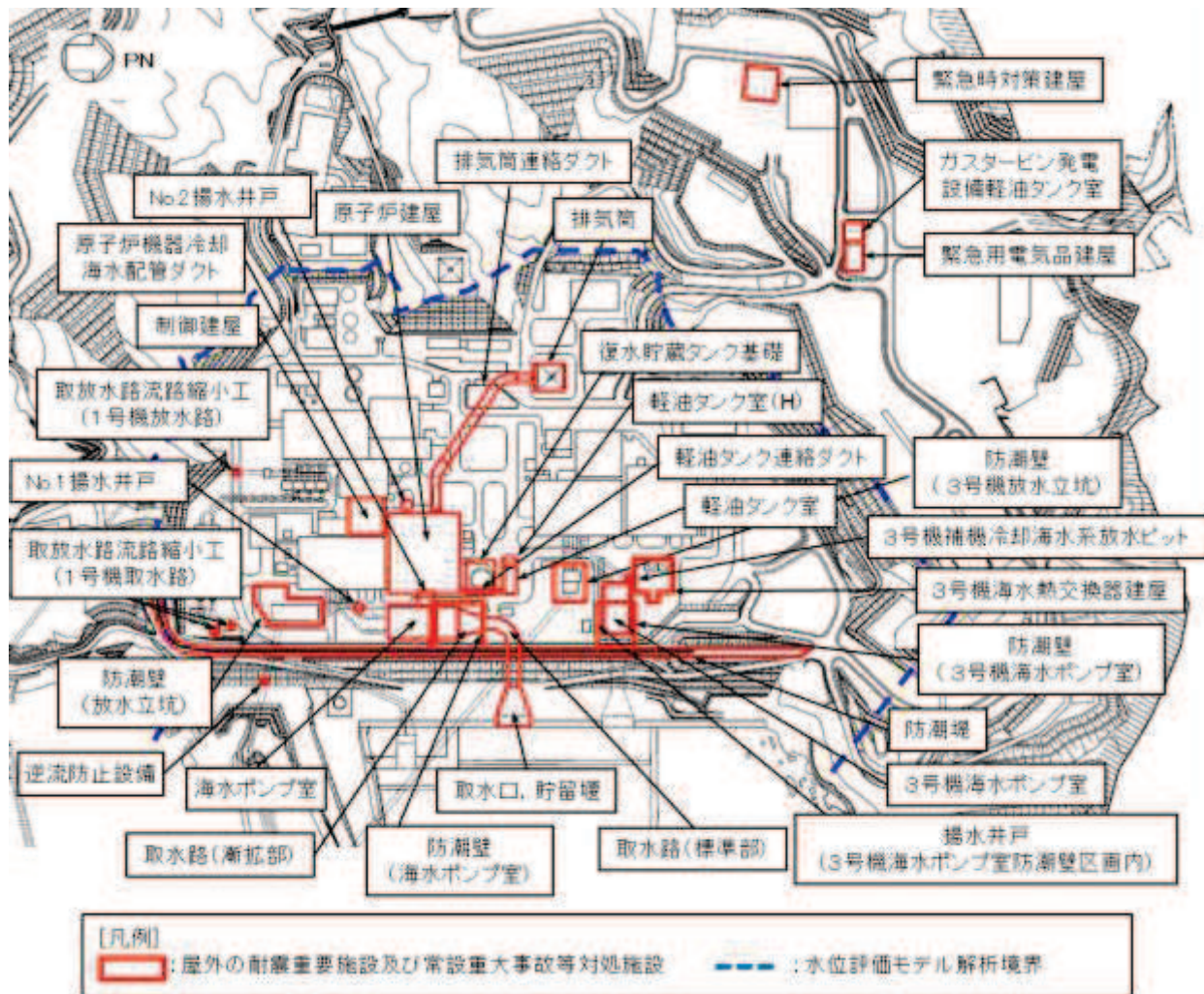


図3.3-10 屋外の評価対象施設の配置図

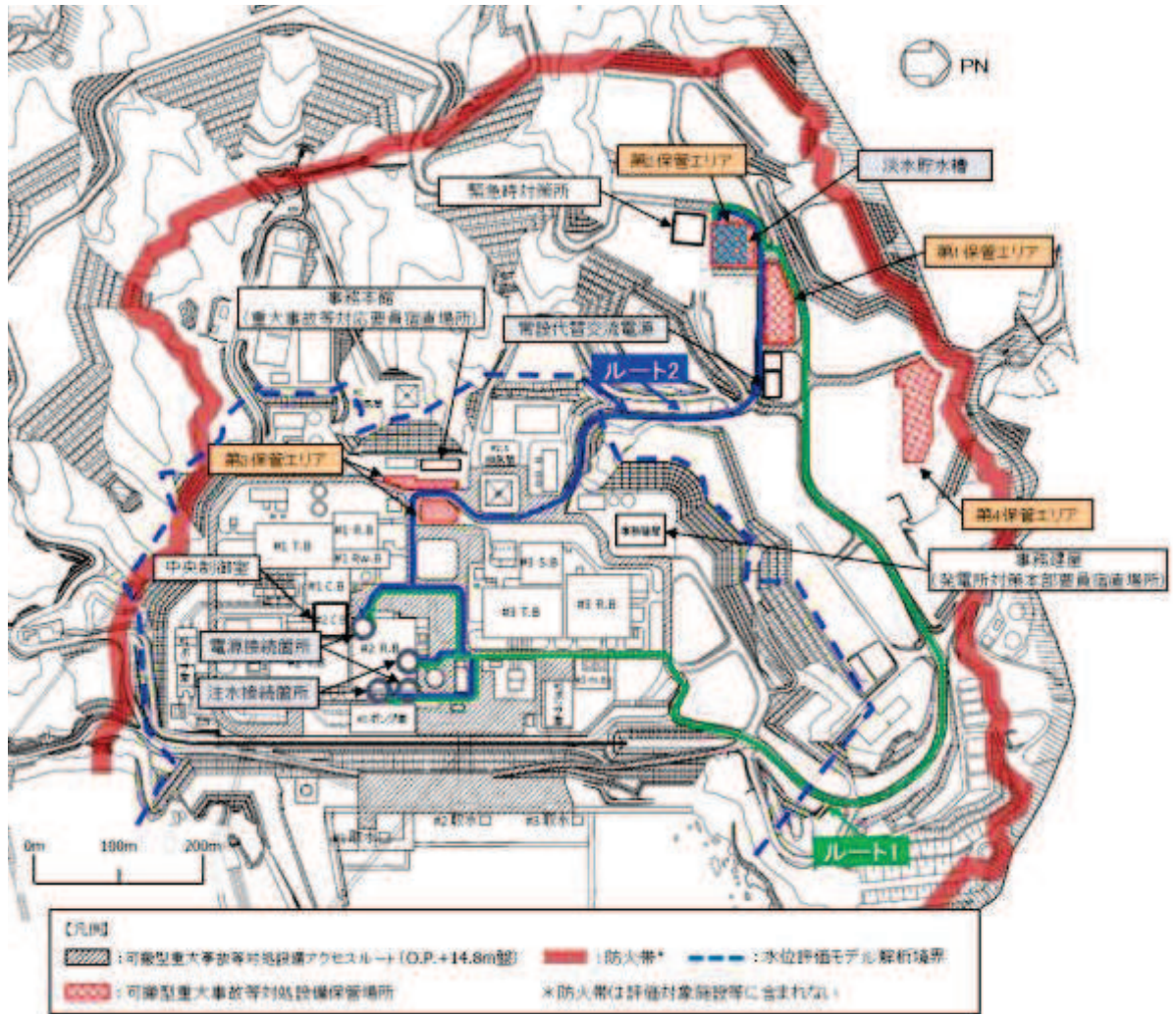


図3.3-11 可搬型重大事故等対応設備保管場所及びアクセスルート配置図

b. モデル化に用いるデータの収集

評価対象施設の配置を踏まえ、地下水流動場を表現するために参照するデータについて表 3.3-3 のとおり整理した。

表 3.3-3 解析において参照するデータ

種類	内容	参照するデータ
地盤	・地形の情報（図面，数値標高モデル（DEM）等）	・DEM（数値標高モデル，国土地理院） ・工事記録による造成履歴 ・安全対策工事計画（工事完了時の状態）
	・敷地の地質・地質構造の情報（敷地造成を含む）	・地質調査に基づく敷地の地質・地質構造 ・敷地造成に係る図面等
気象	・降水量，気温，日射量，相対湿度，風速	・構内観測所データ ・気象庁データ ・地下水ハンドブック
水理	・水理特性（透水係数） ・検証において参照する地下水位観測記録	・原位置透水試験結果等 ・地下水位観測記録
構造物	・地中構造物	・工事記録 ・設計計算書等（今後設置する施設等）
排水設備等	・地下水位低下設備，構内排水	・工事記録 ・設計計算書等（今後設置する地下水位低下設備）
その他	・既往の地下水位設定方法	・建設時工事計画認可段階において実施した二次元浸透流解析

c. データの十分性

b. の整理から、浸透流解析モデルの構築にあたり必要なデータが収集されていることを確認した。

また、モデルの妥当性の確認に用いる観測記録（3.3.1(2)に整理）については、施設等が配置される 0.P.+14.8m 盤及び施設や敷地造成が地下水位に与える影響が相対的に小さいと考えられる 0.P.+14.8m 盤山側や周辺法面に偏りなく複数設定されており、これらのデータを活用し地下水流動場の検証を行うことが可能であることを確認した。

d. 解析コードの選定

地表水と地下水の挙動を同時に取扱うことができる GETFLOWS（GEneral purpose Terrestrial fluid-FLOW Simulator）バージョン：Ver.6.64.0.2 を使用する。

(GETFLOWS の特徴)

GETFLOWS は、地表及び地下の水の流れを完全に一体化した解析が可能であり、数百万格子以上の大規模な問題を実用的に計算可能な国内で唯一の三次元流動シミュレータである。地上ではマニング則、地下はダルシー則によって格子間流量を計算し、降雨量を含む質量収支を保存するように水圧・水深を求め、それらを満足する浸透・湧出量を決定する。地表面での浸透・湧出の取扱いに関する概念図を図 3.3-12 に示す。

流体については、水だけでなく、空気についても常に同時に追跡が可能な気液 2 相流のモデルを採用しており、より正確な流動場の再現が可能である。

また、代表的な商用シミュレータに組み込まれているような坑井モデル（井戸モデル）を実装しており、三次元格子の修正を伴わずに、排水設備のモデル化を柔軟に行うことができる。

離散化の手法としては、空間離散化の手法としては積分型有限差分法を、時間離散化には完全陰解法を採用している。マニング型流れや不飽和状態のダルシー流れといった非線形性が高く、場合によっては有限要素法の適用が難しい問題であっても、質量保存則を満足する解を得ることができる。

計算速度の観点で見ると、並列計算が可能であること、国内外の商用シミュレータと同程度の性能のソルバーを実装している点で優位性があり、格子数が数百万格子以上の解析モデルであっても現実的な時間での解析が可能である。

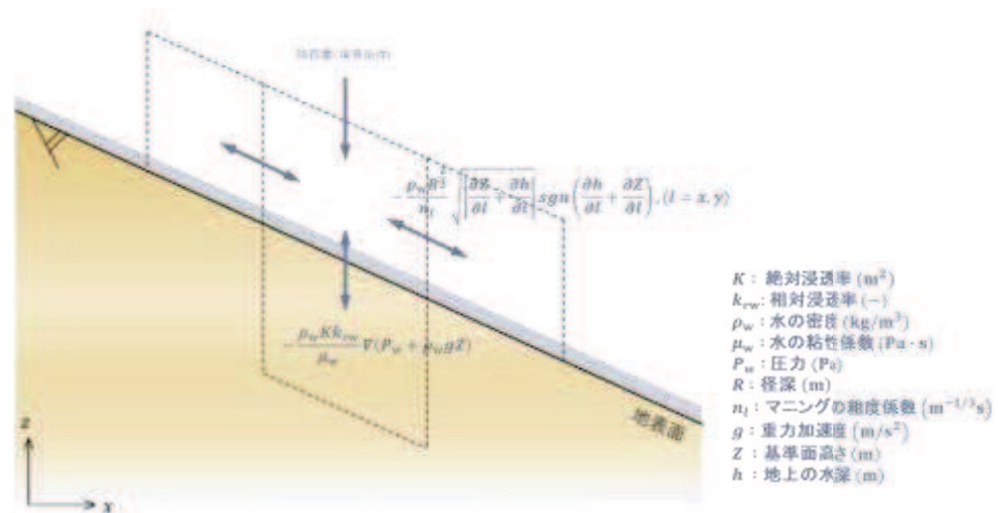


図 3.3-12 地表面での浸透・湧出の取扱いに係る概念図

e. モデルの妥当性確認

モデルの妥当性は、水収支が閉じる領域として分水嶺までの範囲を模擬した広域モデルにて観測水位の再現性を確認することにより行うが、発電所敷地の改変（安全対策工事に伴う造成等）時期を考慮し、再現性の確認を行う時期に対応したモデル化を行い、ドレーンは供用状態に対応するよう既設の全ての範囲を考慮する。

透水係数は、試験等の平均値を基本とし、再現性の確保状況に応じてパラメータチューニングを行う。

観測水位の再現性については、観測値と解析値の XY プロットによる全体的な相関性、経時変化の連動性をもとに判断する。

f. 予測解析

予測解析においては揚圧力・地下水位が高めに算出されるよう、解析領域を対象施設近傍の O.P. +14.8m 盤周辺領域とし、山側を解析境界の地表面（法肩）に、海側を H.W.L. に水位固定した定常解析を行う。

造形状や構造物は安全対策工事完了段階に対応したモデル化を行い、ドレーンは既設・新設のうち信頼性が確保された範囲に限定する。

透水係数は、解析の再現性（観測水位への追従性）が確保される範囲で小さく（水位が高めに評価されるよう）設定する。

建設時工事計画認可段階において実施した二次元浸透流解析の概要を参考資料 2 に示す。

g. 地下水位の上昇による影響と着目する指標

(a) 地下水位の上昇による影響

地下水位の上昇による施設の耐震性への影響として、揚圧力（建物・構築物へ作用する揚圧力の上昇。基礎版の耐震性に影響）、液状化（周辺地盤の液状化に伴う施設へ作用する土圧等の変化。躯体の耐震性に影響）、浮上り（周辺地盤の液状化に伴う地下構造物の浮上り。躯体の安定性と地中構造物上方のアクセスルート通行性に影響）が考えられる。

仮に、地下水位低下設備の通常の運転状態から、何らかの原因により地下水位低下設備の機能に期待できない状態に移行し、その状態が継続する場合、地下水位は緩やかに上昇する。この場合に評価対象施設等に生じる影響について、参考資料 3 のとおり整理した。

(b) 地下水位の上昇による影響が生じるまでの時間

イ. 揚圧力

通常の運転状態から地下水位低下設備の機能を考慮しない状態に移行した場合に建屋の設計用揚圧力に到達するまでの時間は、図 3.3-13 のとおり、最も短い原子炉建屋で約 25 時間と評価した。

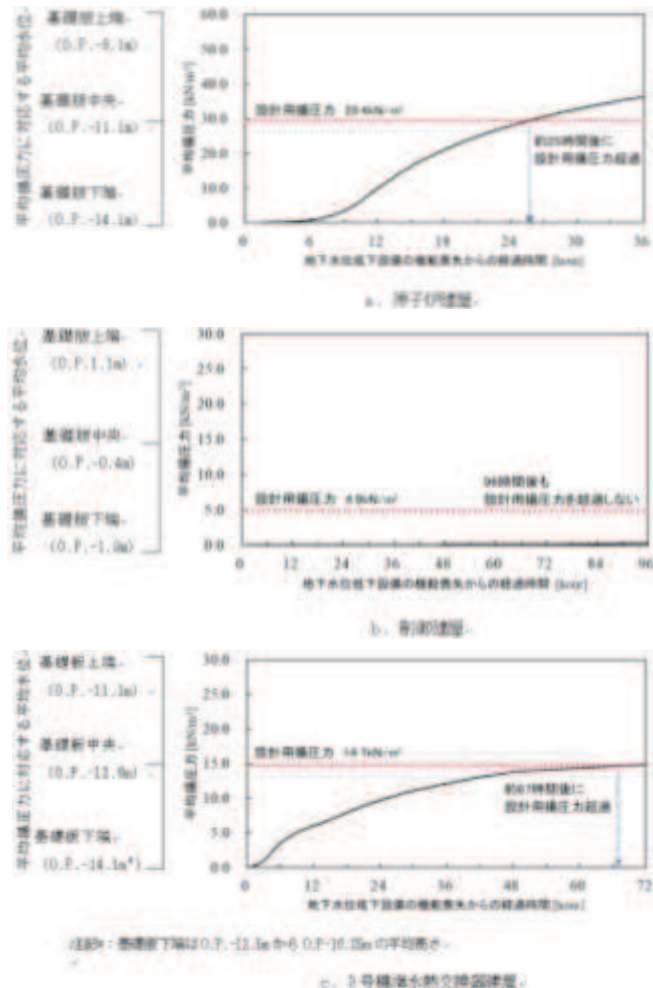


図 3.3-13 時間余裕の評価結果

ロ. 液状化

通常の運転状態から地下水位低下設備の機能を考慮しない状態に移行した場合に、土木構造物の設計用地下水位に到達するまでの時間を評価した。
(土木構造物は岩盤中に設置される施設及び地表面又は朔望平均満潮位に設計用地下水位を設定している施設を除く)

評価結果を表 3.3-4 に示す。

土木構造物において設計用地下水位に到達するまでの時間は 1 ヶ月と評価した。

表 3.3-4(1) 水位上昇と土木構造物の設計用地下水位との関係

施設名称		設計用地下水位 と解析水位の差分 (初期水位)	設計用地下水位 と解析水位の差分 (7日後の水位)	設計用地下水位 と解析水位の差分 (30日後の水位)	備考
原子炉機器 冷却海水 配管ダクト	横断	-8.8m	-3.9m	-1.1m	
排気筒 連絡ダクト	横断(断面①)	-25.6m	-12.8m	-8.9m	
	横断(断面②)	-24.4m	-10.8m	-7.7m	
	横断(断面③)	-23.1m	-9.9m	-7.0m	
軽油タンク連絡ダクト		-8.3m	-5.4m	-3.1m	
取水路	曲がり部南北	-7.2m	-6.8m	-5.9m	
	曲がり部東西	-5.6m	-4.2m	-2.7m	
	漸拡部東西	-5.9m	-3.8m	-1.7m	
海水 ポンプ室	縦断	-8.1m	-4.2m	-2.7m	
	横断	-3.3m	-2.0m	-1.0m	
軽油 タンク室	南北	-11.6m	-5.4m	-3.1m	
	東西	-5.8m	-4.1m	-2.7m	
軽油 タンク室(H)	南北	-6.1m	-3.8m	-1.5m	
	東西	-5.8m	-4.1m	-2.7m	
復水貯蔵 タンク基礎	南北	-11.6m	-5.4m	-3.1m	
	東西	-8.3m	-5.4m	-3.1m	
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	横断(一般部①)	-16.0m	-7.5m	-5.2m	
	横断(一般部②)	-5.0m	-4.7m	-4.3m	
	横断(一般部③)	-9.5m	-8.7m	-7.3m	
	横断(一般部④)	-21.0m	-14.6m	-13	
防潮堤 (盛土堤防)	横断①	-14.9m	-8.9m	-7.8m	

表 3.3-4(2) 水位上昇と土木構造物の設計用地下水位との関係

施設名称		設計用地下水位 と解析水位の差分 (初期水位)	設計用地下水位 と解析水位の差分 (7日後の水位)	設計用地下水位 と解析水位の差分 (30日後の水位)	備考
防潮壁	第2号機海水ポンプ室	-3.2m	-1.9m	0.2m	液状化による影響 が及ばないよう設 計用地下水位+1.0m の範囲を地盤改良 予定。
	第2号機放水立坑	-10.8m	-4.7m	-2.8m	
	第3号機海水ポンプ室	-11.1m	-9.9m	-8.0m	
	第3号機放水立坑	-2.8m	-2.4m	-1.8m	
第3号機 海水ポンプ室	縦断	-3.1m	-2.1m	-1.0m	
	横断	-6.8m	-4.1m	-1.6m	
揚水井戸 (第3号機海水 ポンプ室防潮壁 区画内)	南北	-2.3m	-1.8m	-0.3m	
	東西	-3.0m	-1.8m	0.9m	液状化による影響 が及ばないよう設 計用地下水位+1.0m の範囲を地盤改良 予定。
第3号機補機冷却海水系放水ピット		-2.6m	-1.7m	-0.4m	

ハ. 浮上り

液状化に伴う地中構造物の浮上りによるアクセスルートへの影響については、地下水位低下設備が通常の運転状態から機能を考慮しない状態に移行し、2 ヶ月後の解析水位を参照することとし、必要な対策を講じる方針としている。浮上りによる影響が生じるまでの時間を2 ヶ月と評価した。

二. 着目する指標

上記の整理から、地下水位の上昇に伴う各影響は図 3.3-14 のようにステップ1より段階的に生じると整理される。

この整理を踏まえ、ドレーン配置の検討にあたっては、建物・構築物へ作用する揚圧力の上昇影響に着目する。

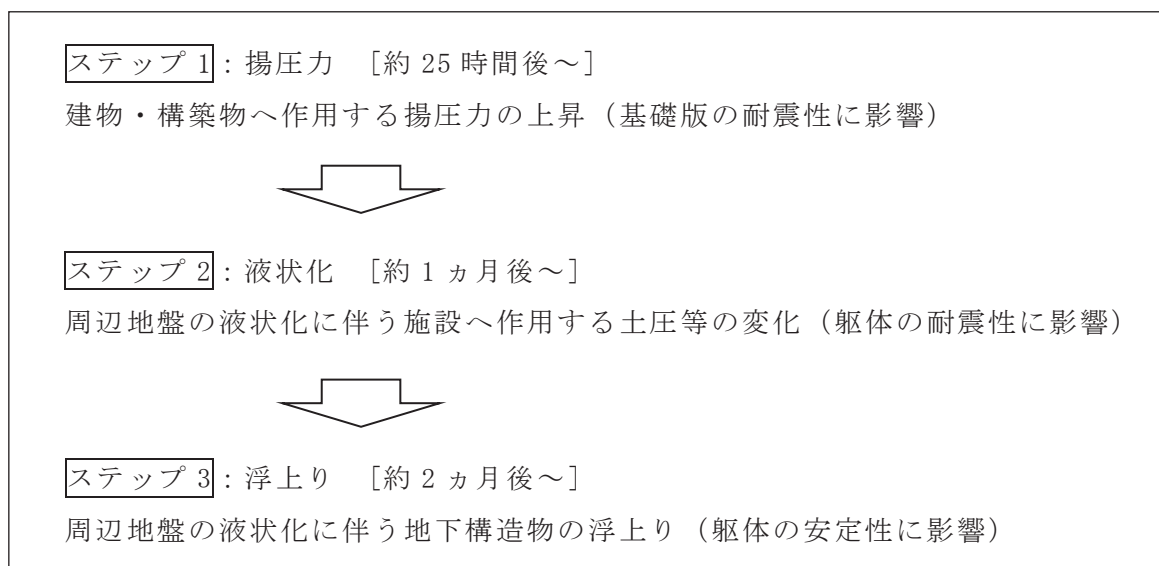


図 3.3-14 地下水位上昇による耐震性への影響

(4) モデルの妥当性確認（広域モデルによる非定常解析）

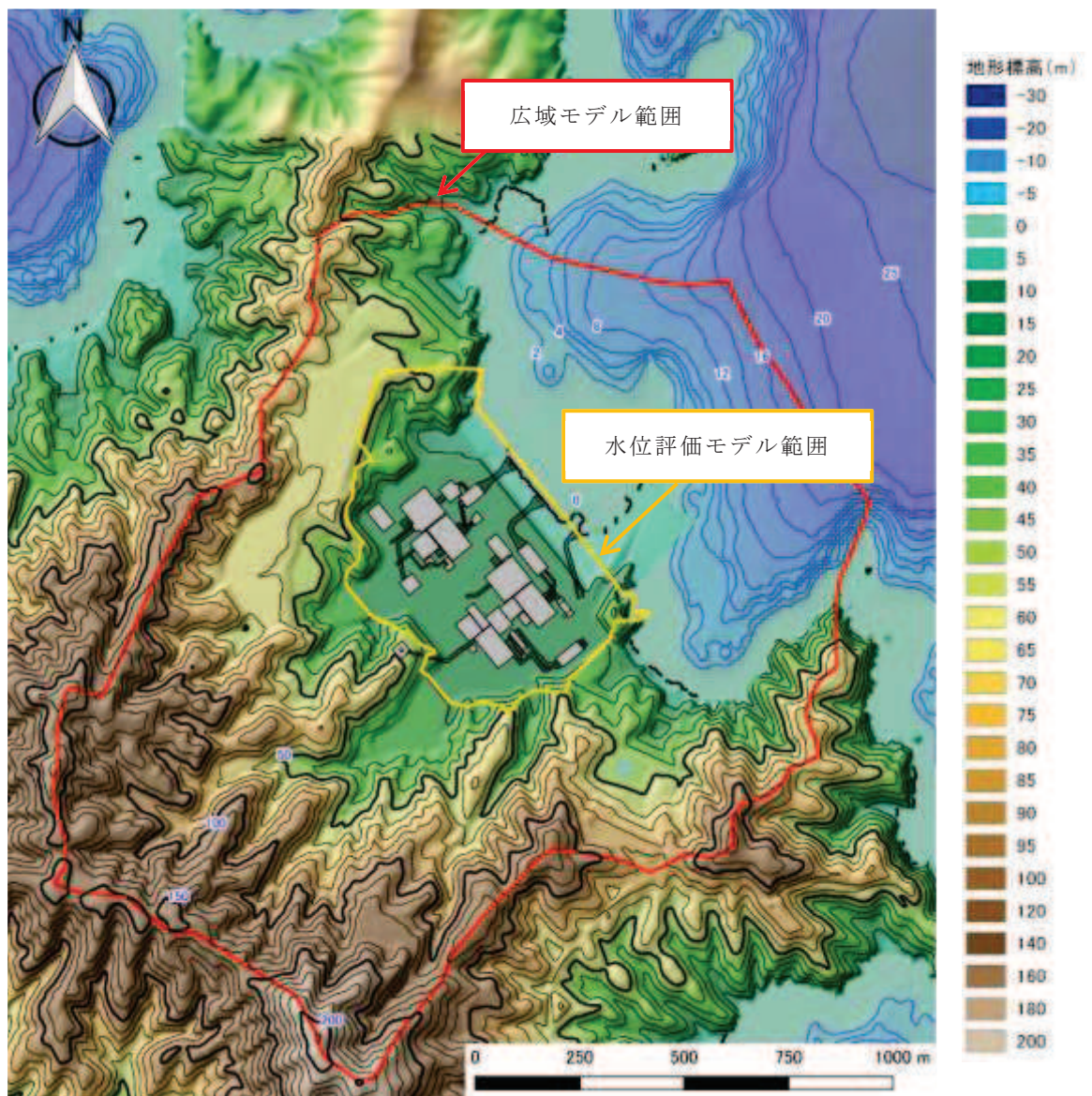
a. 広域モデルの作成

(a) モデル化範囲の設定

広域モデルは、3.3.1(1)に示す敷地の状況を考慮し、対象施設等を含む分水嶺までの範囲をモデル化する。

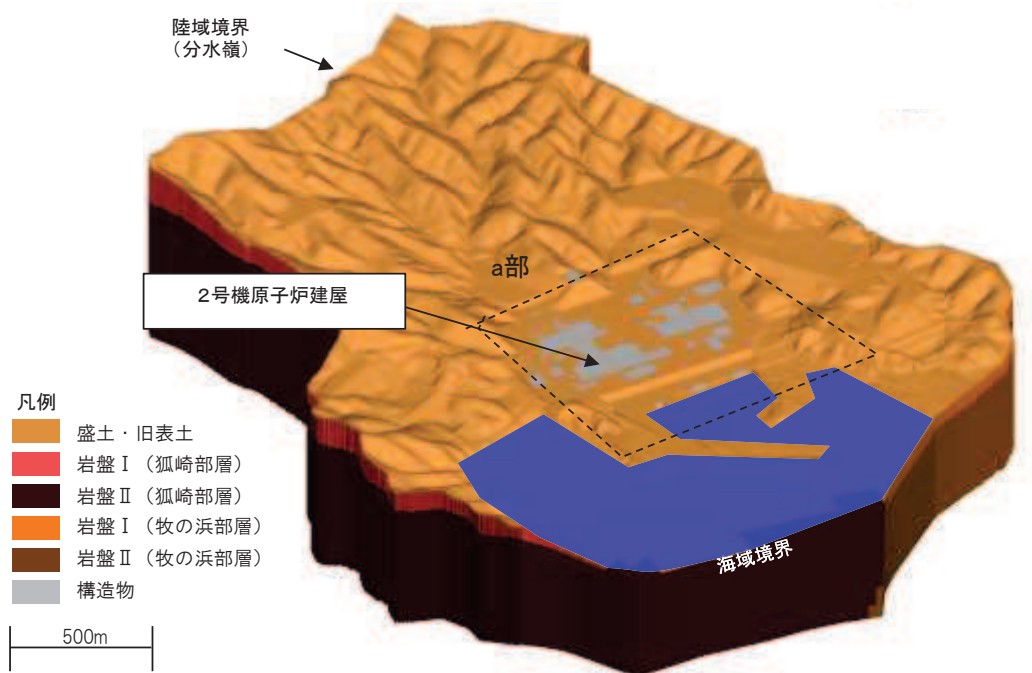
モデル化範囲を図 3.3-15 に、広域モデルの鳥瞰図を図 3.3-16 に示す。

なお、水位評価モデルの概要については(5)にて後述する。

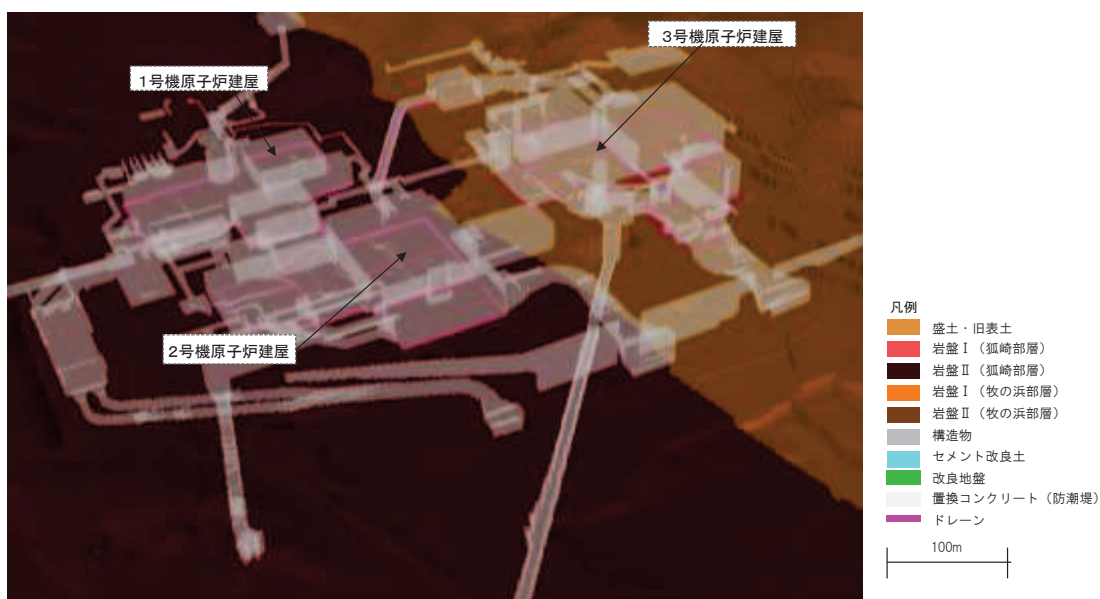


(検証時期に対応した地形の情報であり，構造物のモデル化状況は後述する)

図 3.3-15 広域モデルの範囲



(全体図)



(a 部拡大 盛土・旧表土及び岩盤 I を非表示)

図 3.3-16 広域モデル鳥瞰図

(b) 格子サイズ

モデルの格子サイズについて、三次元浸透流解析により得られた解析水位に基づき設定される設計用地下水位が各施設等の耐震設計における解析断面上に反映される（二次元動的有限要素法を用いる場合など）ことを考慮し、格子寸法を0.5～6m程度に設定した（構造物近傍は最小0.5m程度、山側領域は3～6m程度）。

(c) 検証期間と降雨条件等の設定

検証対象とする観測水位は、安全対策工事による地形改変等が開始される前で、一定数の連続観測水位データが取得されている期間とする。

各観測井のデータ取得時期、地下水流動場の状態（敷地造成等の改変、地下水位低下設備の稼働状況）を表3.3-5に、各観測井の位置を図3.3-17に示す。

この整理を踏まえ、検証期間として下記の2期間を選定する。

- ・ 検証期間1：2006年4月～2007年7月
- ・ 検証期間2：2013年2月～2014年12月

降雨条件として、初期条件として日平均降雨^{*1}（2001年から2018年の日平均降雨）を与え（定常状態）、その後、上記の検証期間に対応する観測降雨^{*2}を与える（非定常状態）。

注記*1 定常状態の蒸発散を考慮するため、日平均降雨量から実蒸発散量を差し引いた降雨量を設定している。実蒸発散量の推定にはハーモン法を用いており、算出のための平均気温・平均降水量は発電所内観測値、日照時間は地下水ハンドブックによる値を用いている。

注記*2 非定常状態の蒸発散については、検証期間における敷地内の気温、風速、日射時間等を用いて、熱収支法により地表面における熱収支を考慮している。

(d) 地盤・構造物のモデル化

イ. 地形

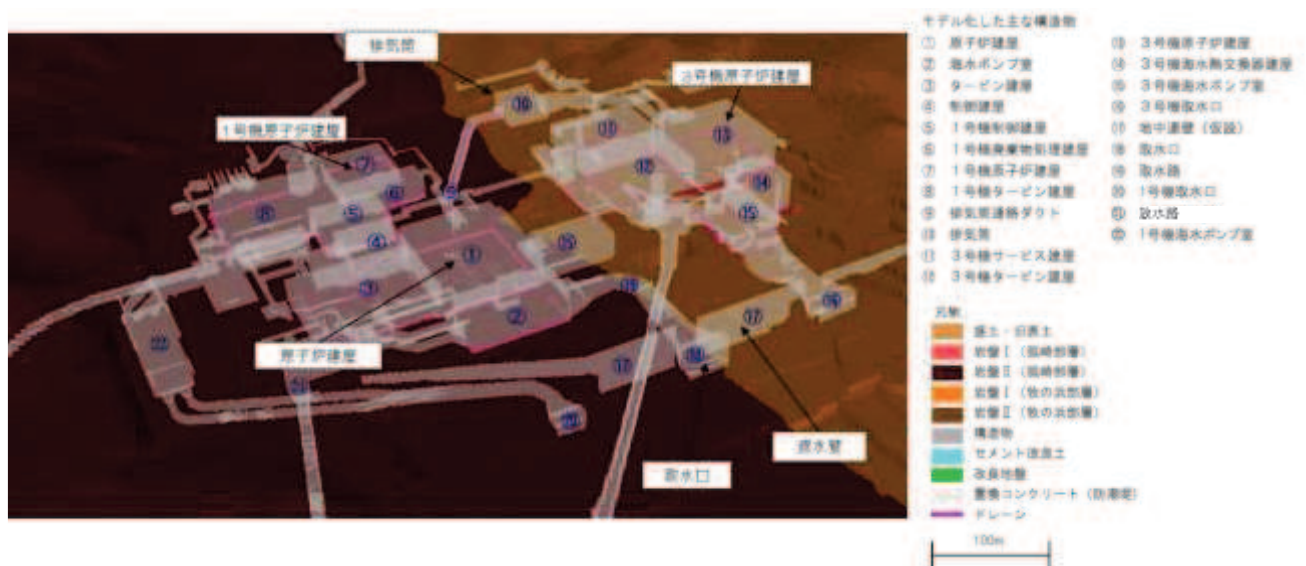
地形（造成形状）は，検証期間 1 及び 2 における各期間での状態を考慮し設定した。

ロ. 地盤

敷地の地質構造や発電所建設時の敷地造成形状を考慮し設定した。断層・シームについては，透水試験の結果から母岩と水理特性上の有意な差がないことからモデル化していない（参考資料 4-補足 4 参照）。

ハ. 構造物

- ・ 検証期間における設置状況を踏まえ，図 3.3-18 に示すとおりモデル化を行った（防潮堤の沈下対策等，検証期間において完成していない施設等は考慮しない）。
- ・ 非岩着で基礎の浅い構造物等は地下水流動への影響が軽微でありモデル化していない。
- ・ 舗装はモデル化していない（地山が露出している部分と同様に地下へ浸透）。
- ・ 構内排水路へ流下した水は海へと排水されることからモデル化する（地下への浸透はないものとして扱う）。
- ・ 建屋の屋根排水は構内排水路に集水されるため，建屋屋根部に降雨を考慮しない。



（盛土・旧表土及び岩盤 I を非表示）

図 3.3-18 地中構造物のモデル化状況

(e) 透水係数の設定

地盤及び施設の透水係数は、建設時工事計画認可段階及びその後に得られた試験結果等の平均値として設定する（試験概要及び試験結果等は参考資料4参照）。

透水係数の設定値と設定根拠を表 3.3-6 に示す。

表 3.3-6 透水係数の設定値と設定根拠（広域モデルによる非定常解析）

地層		設定値 (m/s)	設定根拠
盛土・旧表土		3.0×10^{-5}	クレーガー法*1（平均値）に基づき設定
狐崎 部層	岩盤Ⅰ	1.6×10^{-6}	試験結果の平均値に基づき設定
	岩盤Ⅱ	5.0×10^{-7}	
牧の浜 部層	岩盤Ⅰ	1.1×10^{-6}	
	岩盤Ⅱ	1.0×10^{-7}	
セメント改良 土・改良地盤		2.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基づき設定
透水層（碎石）		1.0×10^{-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)	—

注記*1：粒度試験結果に基づく推定方法

(f) 境界条件の設定

広域モデルの境界条件は、実態に則し、山側を閉境界、海側を平均潮位に水位固定とする。また、ドレーンはドレーン計画高さに水位を固定する。

(g) ドレーンのモデル化

ドレーンは、検証期間における供用状態に対応し、1～3号機の既設全ての範囲を考慮する（新設ドレーンは考慮しない）。

既設ドレーンの配置図を図 3.3-19 に示す。

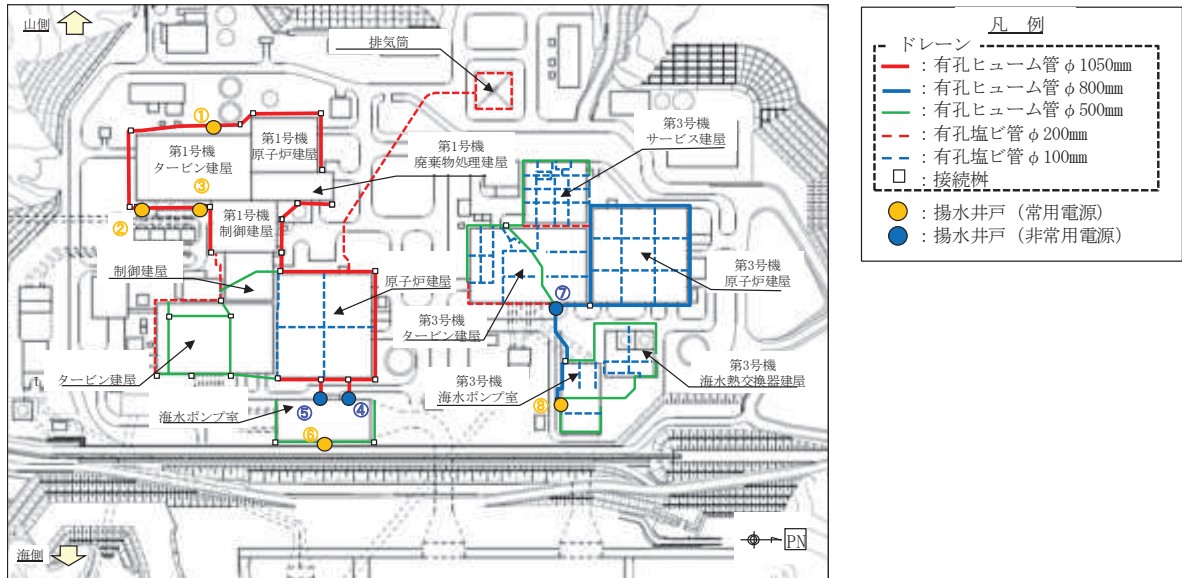
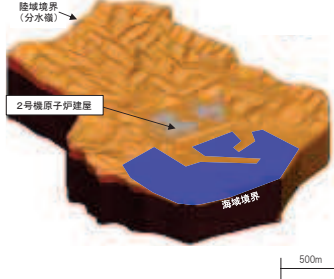


図 3.3-19 既設ドレーン配置図

(h) 浸透流解析条件まとめ（広域モデル）

表 3.3-7 に，広域モデルの解析条件一覧を示す。

表 3.3-7 広域モデルの概要

項目	広域モデル
1a. 目的	・モデル化の妥当性確認（観測結果の再現性を確保）
1b. アウトプットの活用	－（モデル検証のみ）
2. 解析コード	・GETFLOWS Ver. 6.64.0.2
3a. 解析領域	<ul style="list-style-type: none"> ・分水嶺を山側境界とし水位評価モデルを包絡する範囲 
3b. 格子数	<ul style="list-style-type: none"> ・平面格子数：約 33.4 万 ・総格子数：約 1600 万 ・格子寸法：0.5～6m 程度 （構造物近傍は最小 0.5m 程度，山側領域は 3～6 m 程度）
4. 解析種別	・非定常解析
5a. 検証期間	<ul style="list-style-type: none"> ・検証期間 1：2006-2007 年 ・検証期間 2：2013-2014 年
5b. 降雨条件	<ul style="list-style-type: none"> ・初期状態：3.57mm/日 （観測降雨（2001-2018 年）の日平均） ・降雨時：上記検証期間の降雨実績
5c. 気象条件	降水量・気温・日射量・相対湿度・風速：構内観測所データ（欠測値は，周辺気象庁データから欠測補間）
5d. 蒸発散	<ul style="list-style-type: none"> ・定常状態：ハーモン法^{*1} ・非定常状態：熱収支法^{*2}
6a. モデル（地形）	・検証期間に対応した状態
6b. 〃（地盤）	・検証期間に対応した状態
6c. 〃（構造物）	・検証期間に対応した状態
6d. 〃（ドレーン）	・既設の全範囲を管路として考慮（新設は考慮しない）
7. 境界条件	<ul style="list-style-type: none"> ・実態に則した設定 <ul style="list-style-type: none"> －山側：閉境界 －海側：平均潮位に水位固定 －ドレーン：ドレーン計画高に水位固定
8. 透水係数	・試験平均値
9. 有効間隙率	・文献値 ^{*3}
10. 粗度係数	・文献値 ^{*4}

注記*1：平均気温・平均降水量は発電所内観測値，日照時間は地下水ハンドブックによる

注記*2：検証期間における敷地内の気温，風速，日射時間等を参照する

注記*3：地下水ハンドブック（建設産業調査会），水理公式集（土木学会）等を参照し設定

注記*4：水理公式集（土木学会），河川砂防技術基準（国土交通省）等を参照し設定

b. アウトプット

観測井毎の降水量及び解析水位の経時変化を図 3. 3-20 に示す。

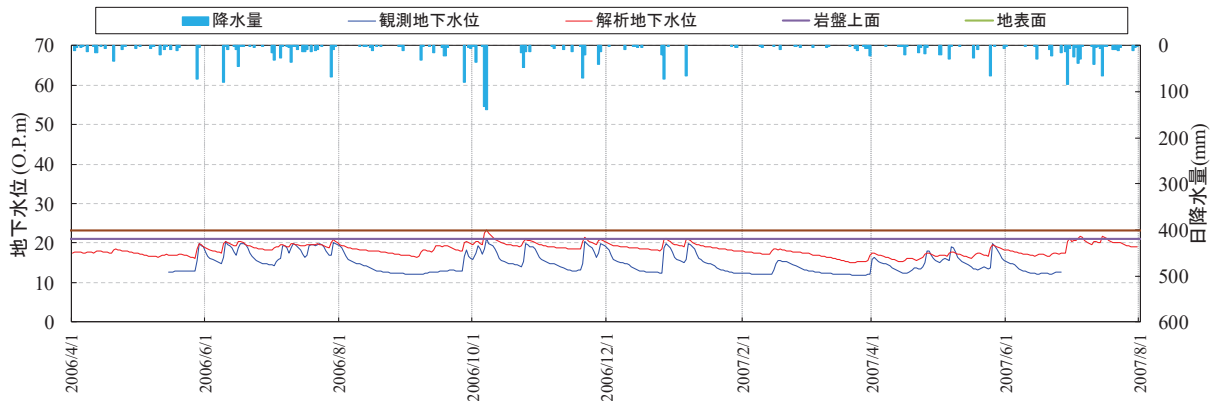


図 3. 3-20 (1) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井②) (期間 1)

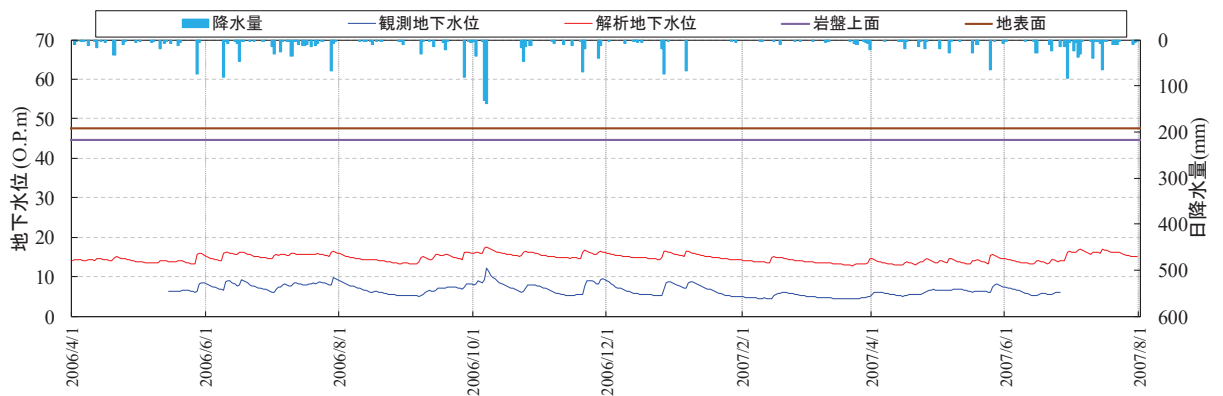


図 3. 3-20 (2) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑧) (期間 1)

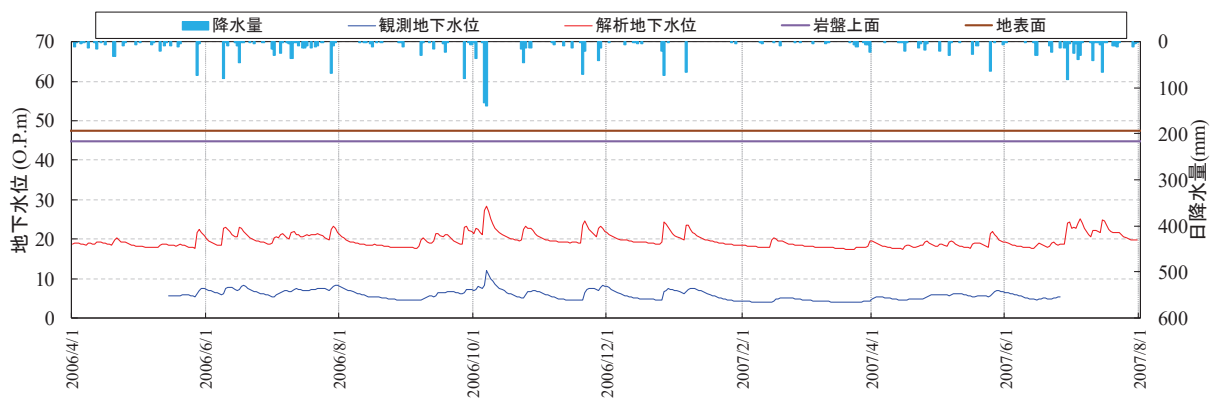


図 3. 3-20 (3) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑨) (期間 1)

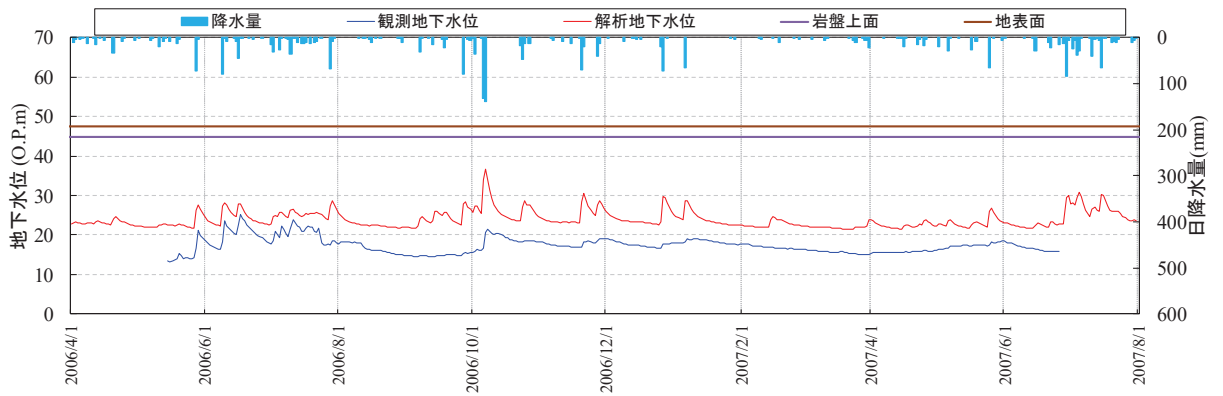


図 3.3-20 (4) 解析水位と観測水位の経時変化（観測井⑩）（期間 1）

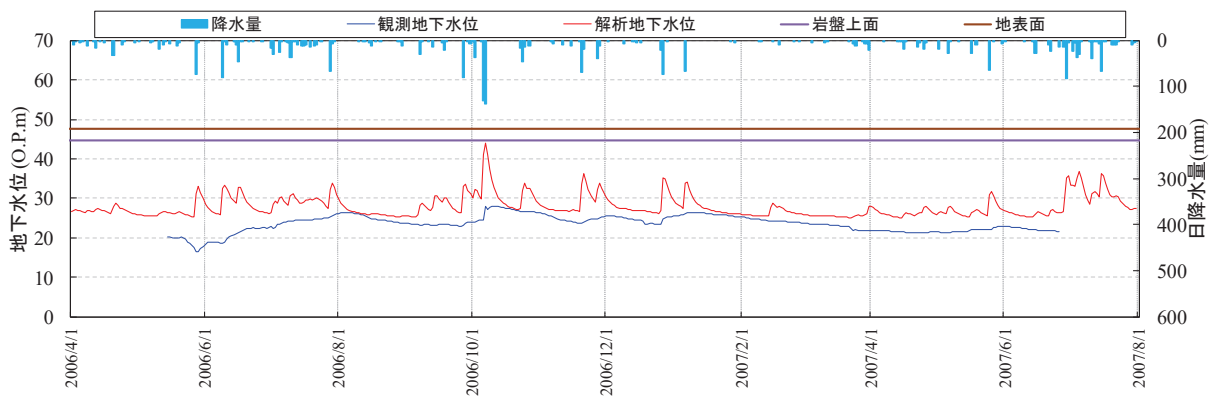


図 3.3-20 (5) 解析水位と観測水位の経時変化（観測井⑪）（期間 1）

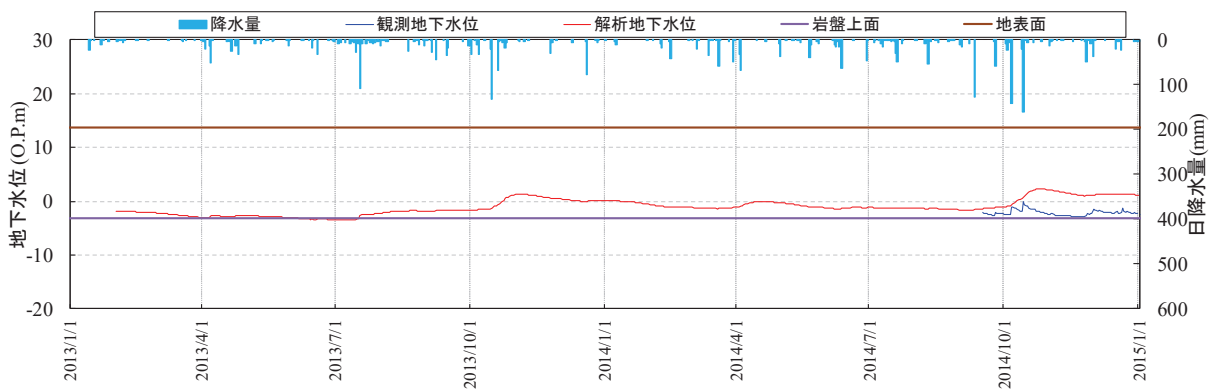


図 3.3-20 (6) 解析水位と観測水位の経時変化（観測井⑤）（期間 2）

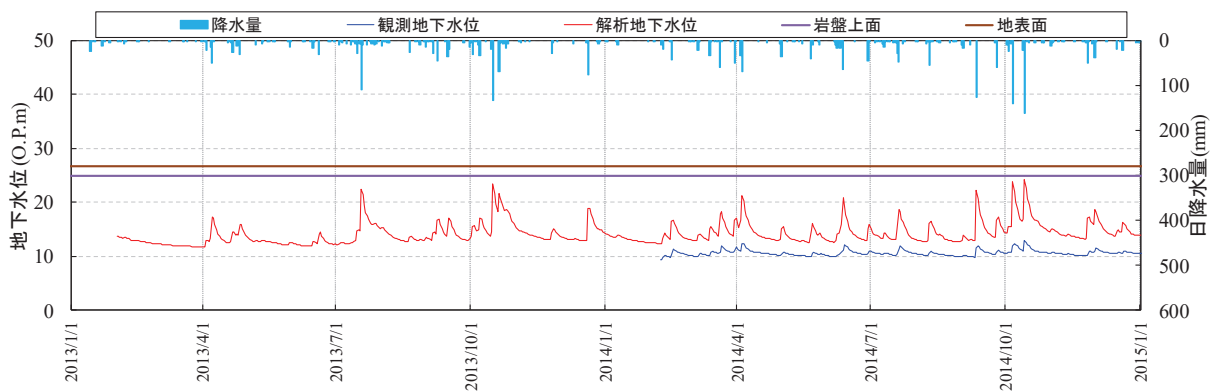


図 3.3-20 (7) 解析水位と観測水位の経時変化（観測井⑫）（期間 2）

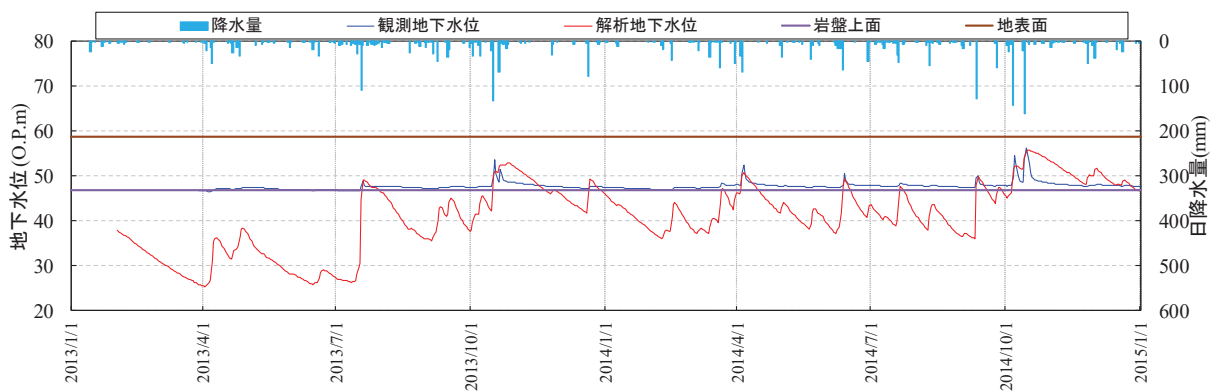


図 3.3-20 (8) 解析水位と観測水位の経時変化（観測井⑭）（期間 2）

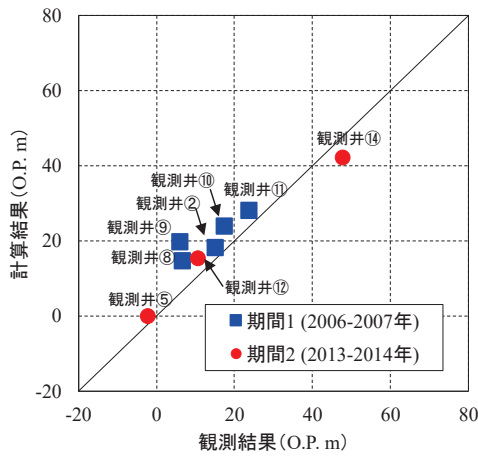
c. モデルの妥当性に係る検証

広域モデルとして、検証期間に対応した地盤・構造物の配置をモデル化に反映し、試験データに基づき水理特性（透水係数）を設定した。この広域モデルに観測降雨を付与した非定常解析結果（図 3.3-20）から、解析水位は降雨及び観測水位と概ね連動していることを確認した。

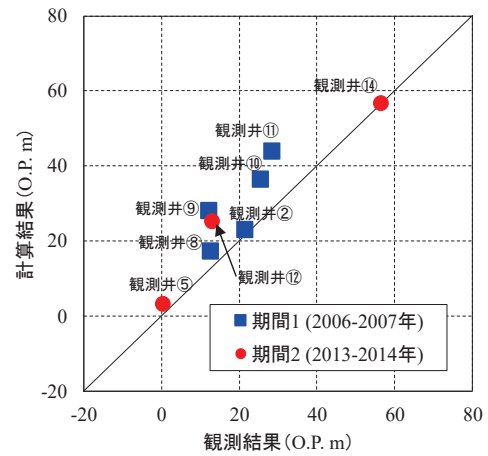
また、検証期間中の各観測孔における平均水位及び最大水位に着目し、解析水位と観測水位との比較を行った（図 3.3-21）。この結果、検証を行った2つの期間において、解析水位は降雨及び観測水位と概ね連動していることを確認した。

なお、解析水位は観測水位より高めに算出される傾向があるが、最終的に解析水位を高めに算出するという浸透流解析の目的に対しては特に問題ないものと整理した。（観測井⑭の解析水位を観測水位が上回る原因については補足1のとおり考察）

以上から、設定した広域モデルの妥当性を確認した。



(平均水位) * 1



(最大水位) * 1

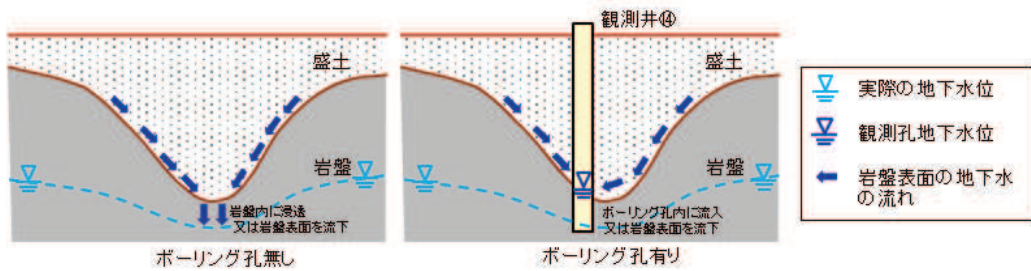
注記*1：期間中における観測水位と解析水位それぞれの平均水位及び最大水位のプロットを示す。

図 3.3-21 観測値と解析値の比較 (XY プロット)

(補足 1) 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下図に示す。



沢地形部における小降雨時の地下水の流れ (イメージ)

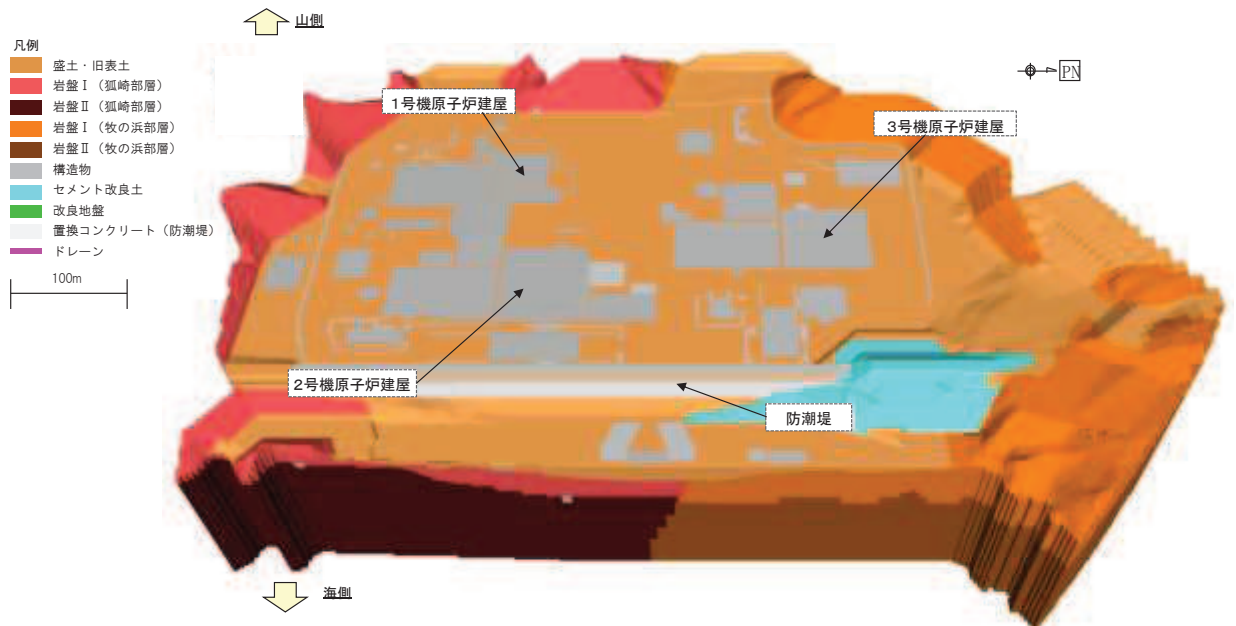
(5) 予測解析（水位評価モデルを用いた定常解析）

a. 水位評価モデルの作成

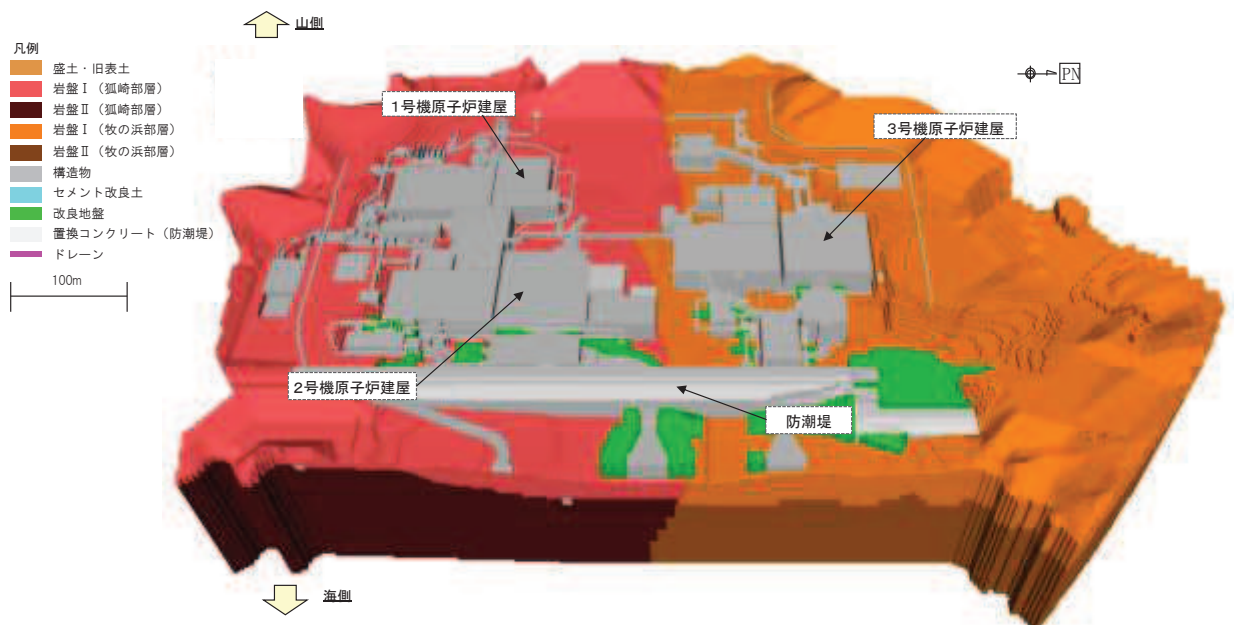
(a) モデル化範囲の設定

水位評価モデルは、O. P. +14.8m 盤及び周辺の法面までをモデル化する。

水位評価モデルのモデル化範囲を図 3.3-15 に、モデル鳥瞰図を図 3.3-22 に示す。

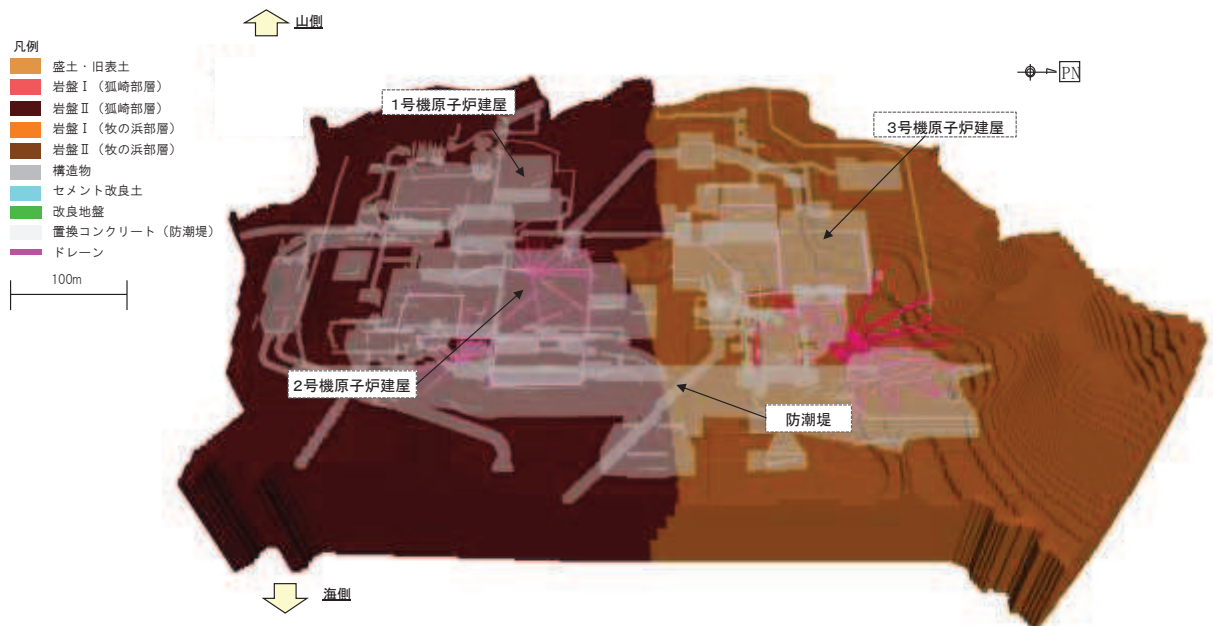


(a) 全体鳥観図



(b) 盛土・旧表土を非表示

図 3.3-22(1) 水位評価モデル鳥瞰図



(c) 盛土・旧表土・岩盤 I を非表示，ドレーンを表示

図 3.3-22(2) 水位評価モデル鳥瞰図

(b) 格子サイズ

広域モデルと同様の考え方であるが，広域モデルの山側領域が解析領域より除外されることから，格子サイズを 0.5～2m 程度に設定した（構造物近傍は最小 0.5m 程度）。

(c) 地盤・構造物のモデル化

イ. 地形

地形（造形状）については，安全対策工事完了段階における状態を考慮し設定した。

ロ. 地盤

広域モデルをベースに，安全対策工事完了段階における構造物周辺の改良地盤等を考慮した。防潮堤の沈下対策や土木構造物周囲の改良地盤等についても図 3.3-23 のとおりモデル化している（改良地盤等は，低透水層としてモデル化）。

なお，断層・シームについては，広域モデル同様，透水試験の結果から母岩と水理特性上の有意な差がないことからモデル化していない。

ハ. 構造物

広域モデルをベースに，安全対策工事完了段階における施設の配置を表

現するため、図 3.3-22 及び図 3.3-23 に示す施設等のモデル化を行った。

また、敷地海側に発電所建設段階に設置した地中連壁（仮設）は、水位を高め設定する目的から、その影響を考慮していない。

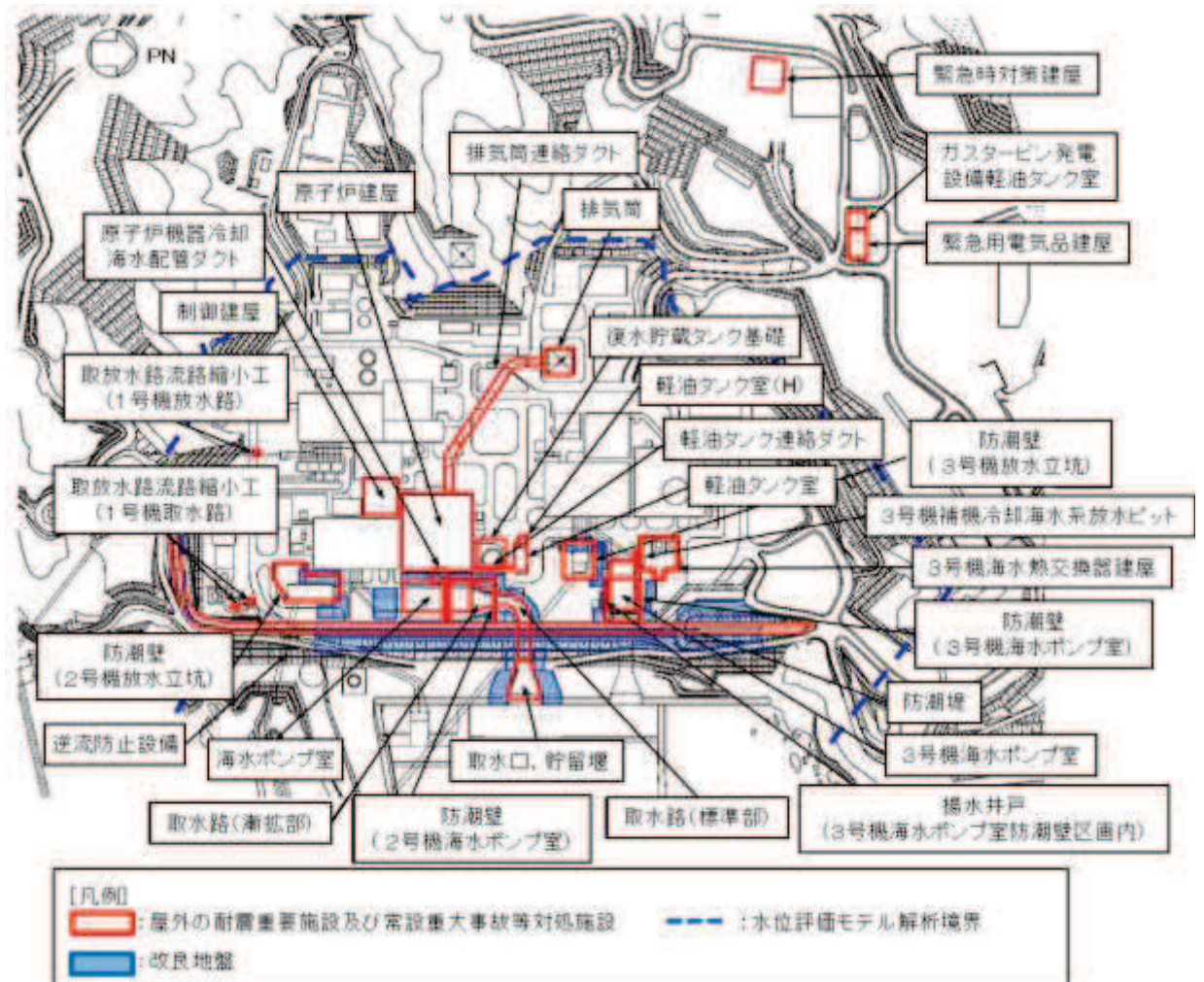


図 3.3-23 土木構造物の配置及び改良地盤の位置図

(d) 透水係数及び境界条件の設定

イ. 透水係数

予測解析に用いる透水係数は揚圧力・地下水位が高めに評価されるように設定する必要がある。建設時工事計画認可段階では建屋に生じる揚圧力への影響が最も大きい地盤（岩盤Ⅰ）の透水係数を表 3.3-8 に示すように試験結果の平均値 - 1σ に設定している。この透水係数の設定により揚圧力・地下水位が高めに評価されることを確認したうえで、予測解析に適用する。確認方法は(4)の広域モデルを用いて、地盤（岩盤Ⅰ）の透水係数のみを変更した非定常解析を実施し、試験平均値の場合の解析値との比較を行う。

表 3.3-9 に比較結果を示す。試験平均値の場合の解析値と比較し、地盤（岩盤 I）の透水係数のみを変更した解析水位は高く算出されていることを確認した。また、図 3.3-24 に示すように各観測井における観測水位と解析水位との経時変化の結果から地盤（岩盤 I）の透水係数を変更した解析水位は高く算出されていることを確認した。

以上から、予測解析に用いる透水係数を表 3.3-10 として設定する。設定根拠に係る詳細を参考資料 4 に示す。

表 3.3-8 建設時工事計画認可段階の透水係数の設定値

地層	設定値 (m/s)	設定根拠	備考	
盛土・旧表土	3.0×10^{-5}	クレーガー法 ^{*1} （平均値）に基づき設定	*3	
狐崎 部層	岩盤 I	7.0×10^{-7}		試験結果の平均値 - 1 σ に基づき設定 ^{*2}
	岩盤 II	5.0×10^{-7}		試験結果の平均値に基づき設定
牧の浜 部層	岩盤 I	2.0×10^{-7}		試験結果の平均値 - 1 σ に基づき設定 ^{*2}
	岩盤 II	1.0×10^{-7}		試験結果の平均値に基づき設定

注記*1：粒度試験結果に基づく推定方法

注記*2：試験結果に対して、建設時工事計画認可段階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 σ に設定。

注記*3：建設時工事計画認可段階と同値

表 3.3-9 透水係数による水位への影響（広域モデルによる）

観測孔	解析値* ¹ (試験平均値) (A)	解析値* ¹ (岩盤 I の透水係数を平 均値 - 1σ) (B)	差 (B) - (A)
検証期間 1 : 2006 年 4 月 ~ 2007 年 7 月			
②	18.4m	21.9m	3.5m
⑧	14.8m	17.5m	2.7m
⑨	19.8m	23.1m	3.3m
⑩	24.1m	27.7m	3.6m
⑪	28.2m	32.2m	4.0m
検証期間 2 : 2013 年 2 月 ~ 2014 年 12 月			
⑤	0.1m	3.9m	3.8m
⑫	15.3m	19.8m	4.5m
⑭	42.2m	52.8m	10.6m

注記*1：期間中における解析水位の平均水位

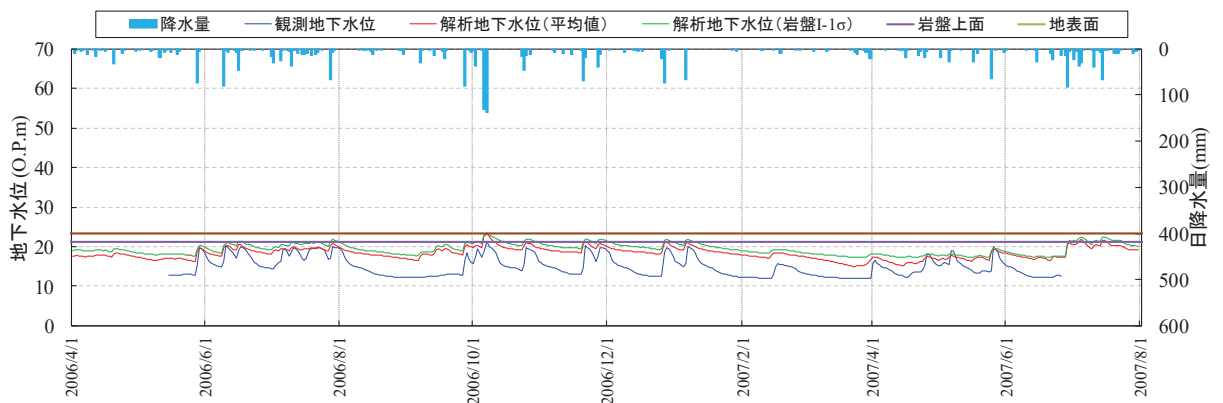


図 3.3-24 (1) 解析水位と観測水位の経時変化（観測井②）（期間 1）

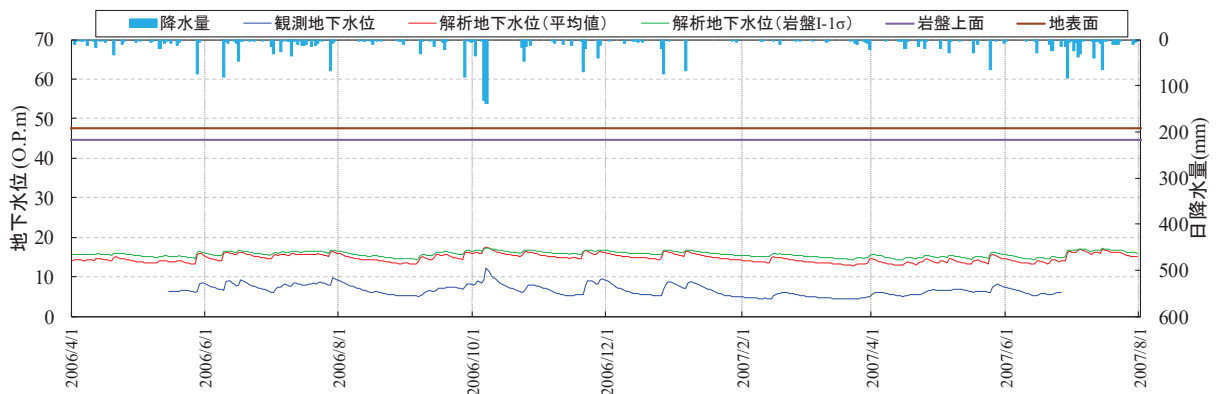


図 3.3-24 (2) 解析水位と観測水位の経時変化（観測井⑧）（期間 1）

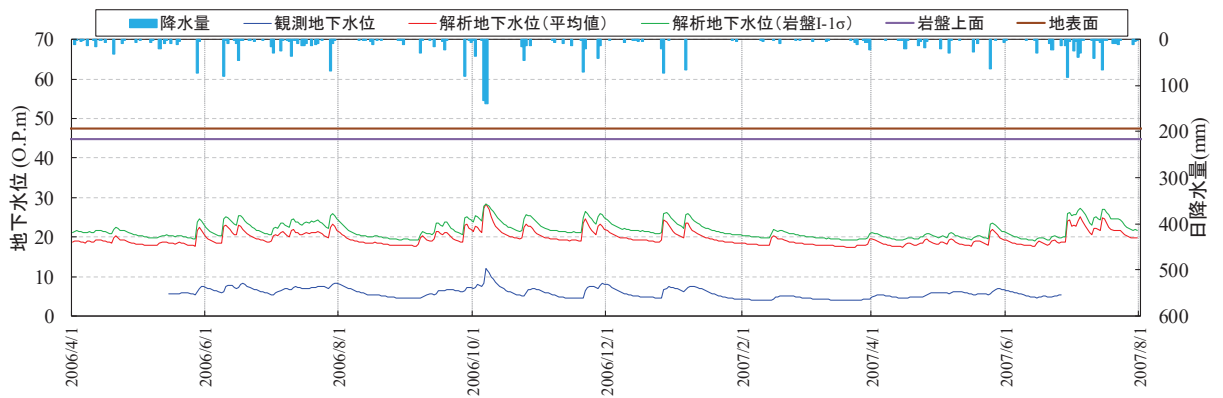


図 3.3-24 (3) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑨) (期間 1)

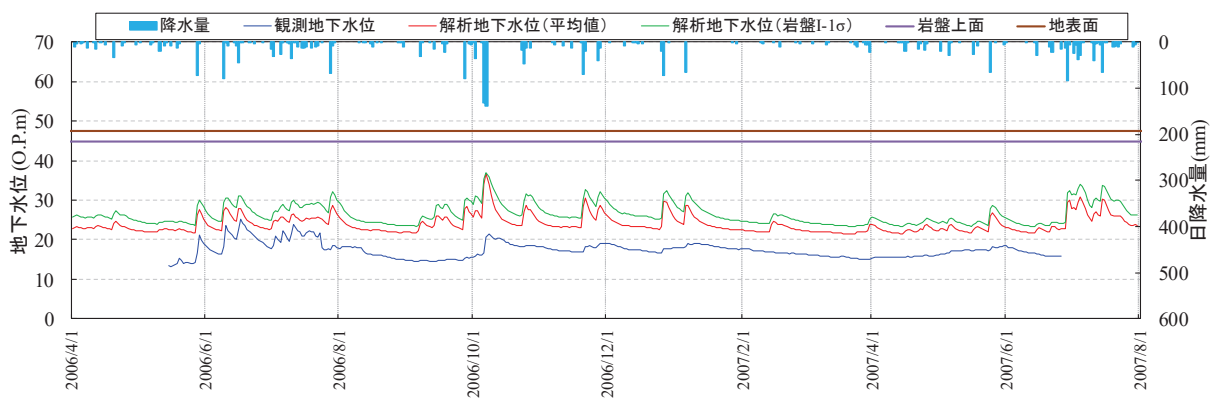


図 3.3-24 (4) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑩) (期間 1)

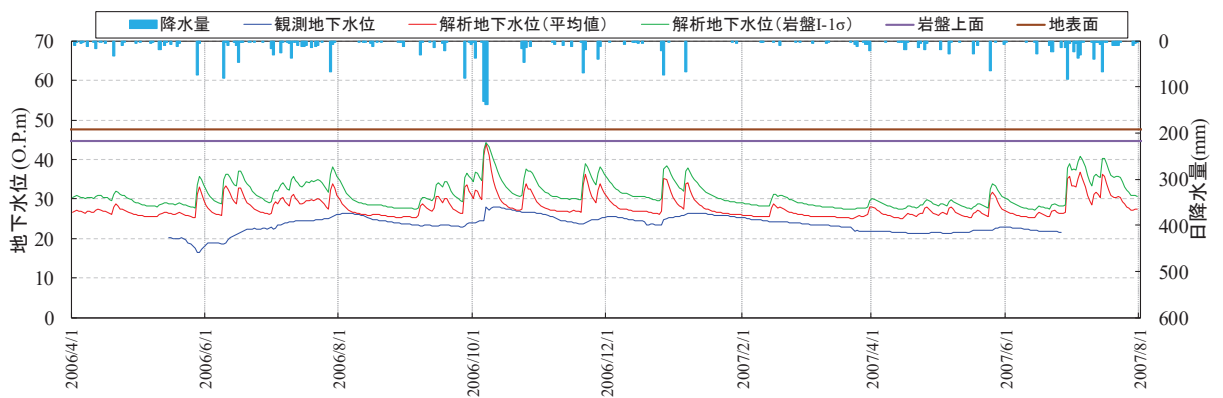


図 3.3-24 (5) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑪) (期間 1)

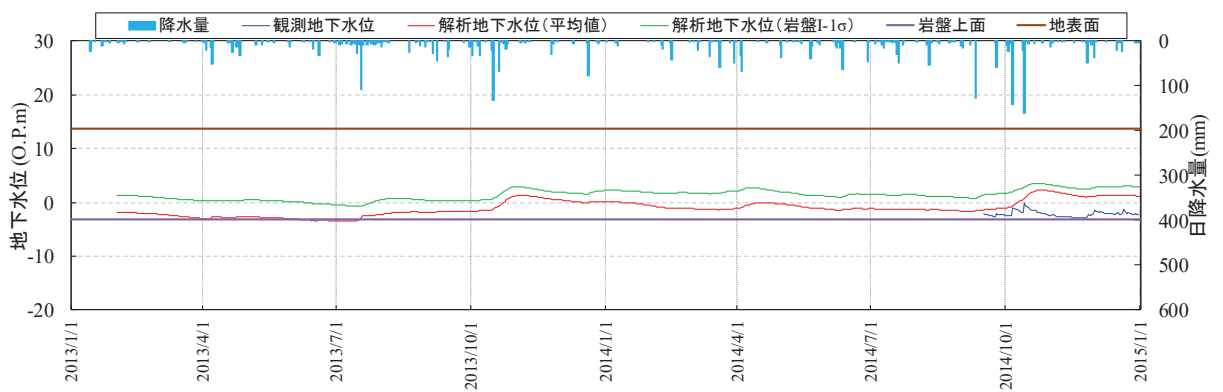


図 3.3-24 (6) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑤) (期間 2)

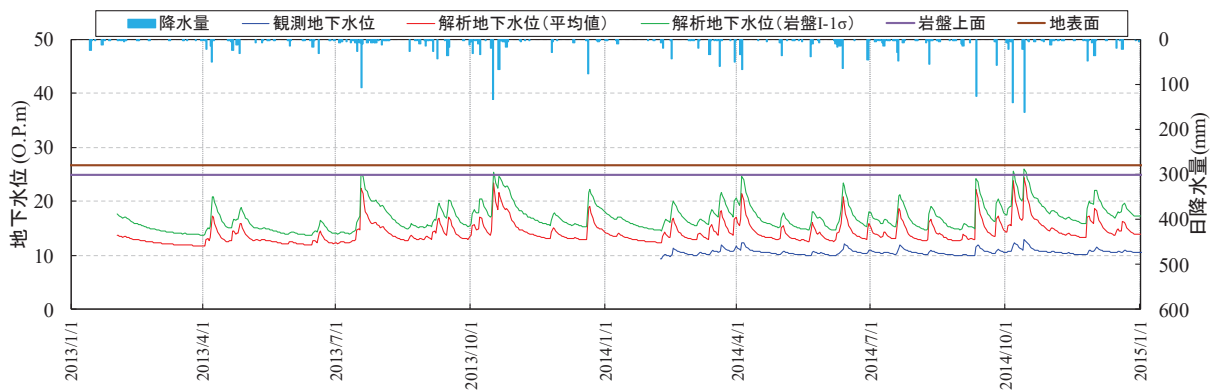


図 3.3-24 (7) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑫) (期間 2)

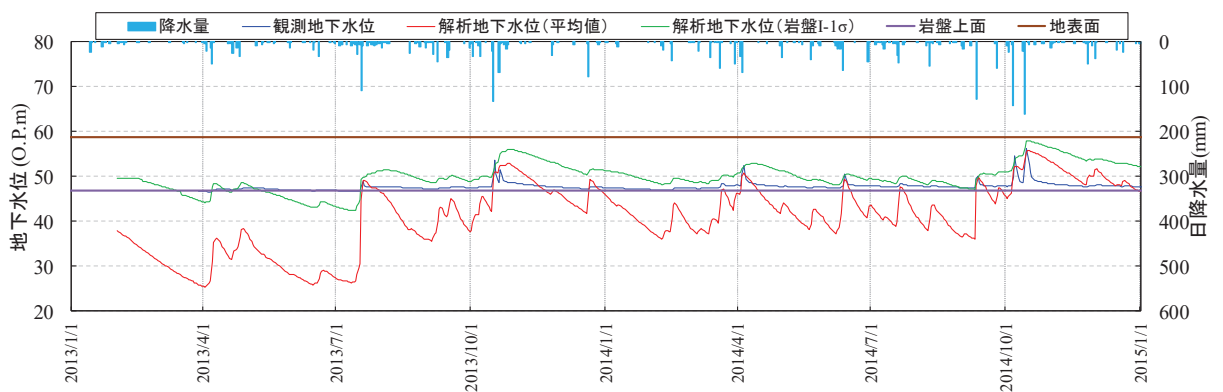


図 3.3-24 (8) 解析水位と観測水位の経時変化 (観測井⑭) (期間 2)

表 3.3-10 透水係数の設定値と設定根拠（予測解析用）

地層	設定値 (m/s)	設定根拠	備考
盛土・旧表土	3.0×10^{-5}	クレーガー法*1（平均値）に基づき設定	*3
狐崎 部層	岩盤 I	試験結果の平均値 - 1σ に基づき設定*2	
	岩盤 II	試験結果の平均値に基づき設定	
牧の浜 部層	岩盤 I	試験結果の平均値 - 1σ に基づき設定*2	
	岩盤 II	試験結果の平均値に基づき設定	
セメント改良 土・改良地盤	2.0×10^{-7}	試験結果の平均値に基づき設定	*4
透水層（碎石）	1.0×10^{-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)	—	*5

注記*1：粒度試験結果に基づく推定方法

注記*2：試験結果に対して、建設時工事計画認可段階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 - 1σ に設定。

注記*3：建設時工事計画認可段階と同値

注記*4：建設時工事計画認可段階は設定なし

注記*5：建設時工事計画認可段階においては透水係数を設定（コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)）していたが、岩盤に比べても十分に小さな値であり、影響は軽微と考えられるため不透水として扱う

ロ. 境界条件

境界条件の設定は、揚圧力、地下水位いずれも高めに評価されるよう、山側の解析境界を地表面、海側の解析境界を H. W. L. に固定する。

この境界条件の設定に起因する水位の余裕について図 3.3-25 に示す。

図 3.3-25 の●は予測解析用の透水係数に変更した広域モデルの非定常解析結果から、地点 a~j（水位評価モデルの山側境界に相当する位置）の最大水位を読み取りプロットしたものである。旧沢筋に相当する地点 d, 地点 f は、地表面（◆）付近まで地下水位が上昇するものの、その他の地点の解析最大水位は地表面を下回ることを確認した。よって、予測解析においては、山側境界上の地下水位を全て地表面に固定することにより、対象領域の地下水位が高めに評価される。

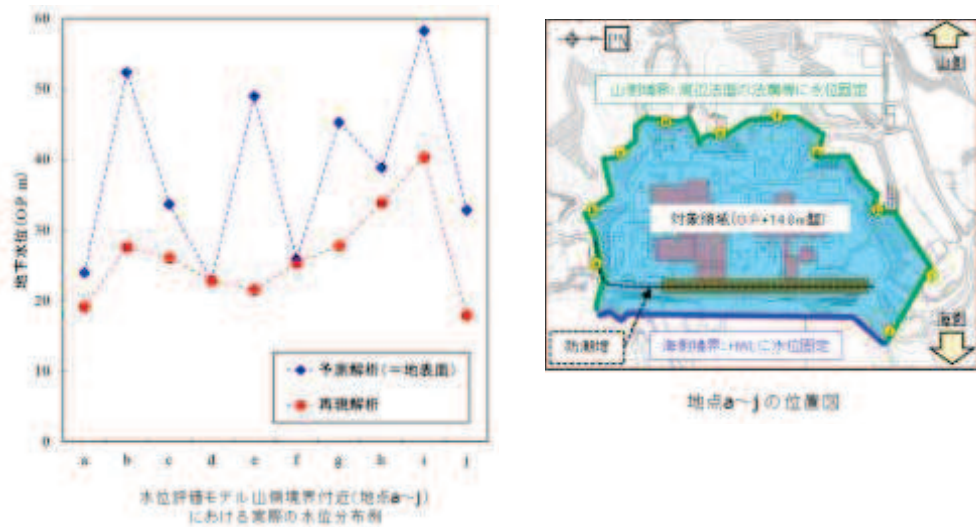


図 3.3-25 水位を高めめに評価する解析条件の設定

(e) ドレーンのモデル化

イ. 有効範囲の設定

集水機能に寄与するドレーンの有効範囲について、新設及び既設範囲のうち信頼性が確認された範囲に限定することで水位を高めめに評価する。

ドレーンの有効範囲の設定プロセスを参考資料 5 に示す。

予測解析におけるドレーンの有効範囲は、図 3.3-26 に示す集水機能の基本検討フローに従い、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。

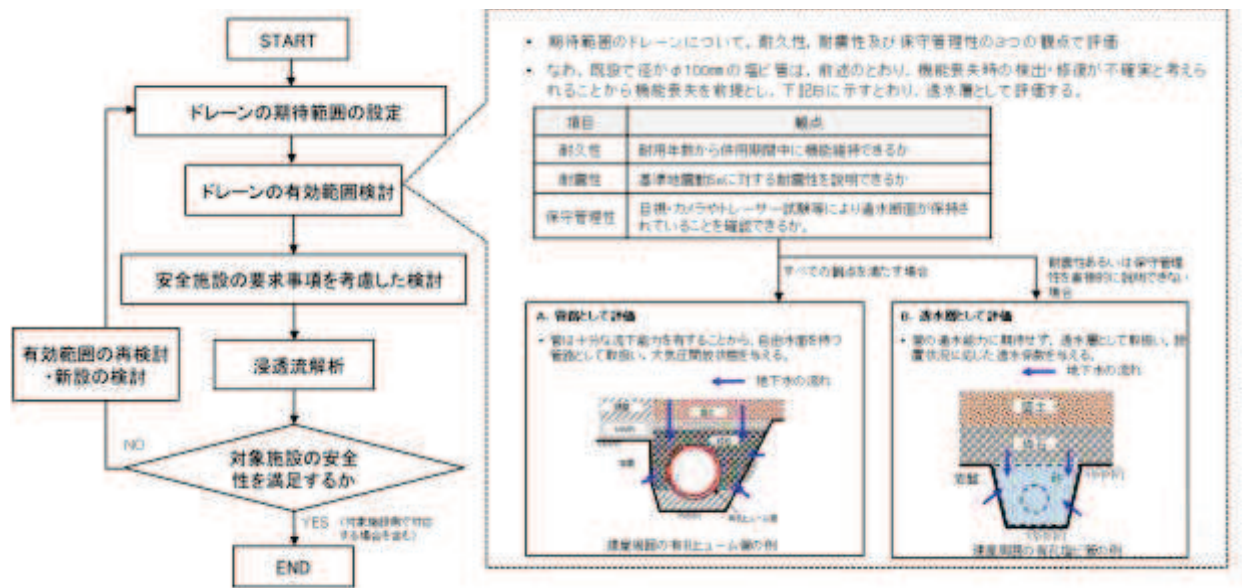


図 3.3-26 集水機能の信頼性に係る基本検討フロー

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 3.3-27 に整理した。

分類	ドレーンの状態	該当箇所 の例	各観点に対する評価		浸透流解析上の取扱い
			耐久性	耐震性	
A		有孔ビューム管	○	○	分類*3 A-1 A-2 管路
			○	○	
B		有孔塩ビ管 (3号機Hx/B直下)	○	○	B-1 B-2 透水層
			○	○	
C		有孔塩ビ管 (排気筒周辺)	○	×	C-1 C-2 周辺の地盤
○			○		

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。 ー:要求事項なし。

*1 下水道施設の耐震対策指針と解説(2014年版)による
 *2 コンクリート標準示方書(構造性能評価編)(2002)による

*3 A(管路)に区分するドレーンは施設B(透水層)及びC(周辺地盤)に区分するドレーンは地盤として取り扱う。
 *4 本整理を前提とする透水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 3.3-27 ドレーンの状態に対応した分類と浸透流解析上の取扱い

図 3.3-26 に示した基本検討フロー並びに図 3.3-27 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 3.3-28 のとおり設定した。

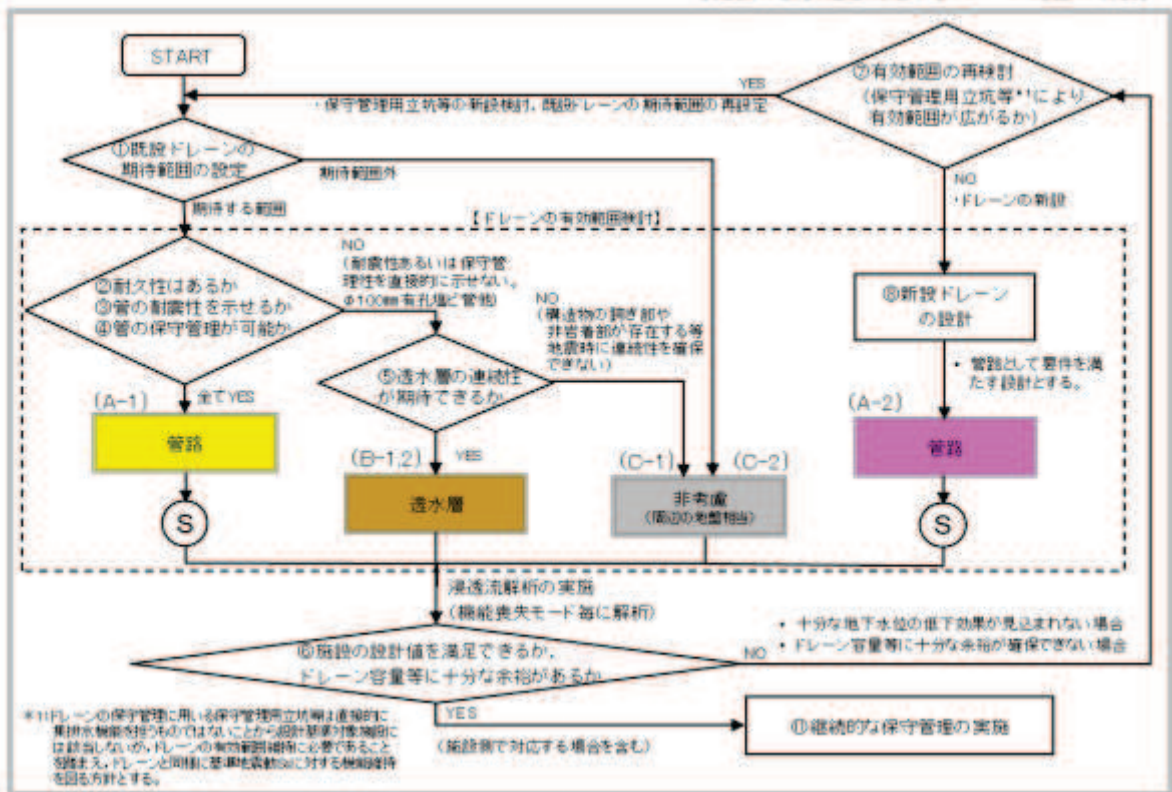
同フローでは、設置変更許可段階で示した方針と同様、ドレーンの期待範囲を設定した上で、耐久性・耐震性・保守管理性の観点等から「A. 管路」、「B. 透水層」、「C. 周辺の地盤」のいずれかに分類し、評価対象施設等の設計値を満足するよう新設も含めドレーン範囲を検討した。

さらに技術基準規則第 14 条（安全設備）の要件を満たすため、ドレーン範囲は揚水ポンプの単一故障やドレーンの部分閉塞を仮定しても機能保持できる範囲としており、施設の設計値確保上必要な範囲に地下水位低下設備を新設する方針である（既設設備の一部及び新設設備にて施設の設計値確保を図る方針）。

なお、既設ドレーンのうち、耐久性・耐震性・保守管理性は確保されるものの、安全設備の要求を満足しない範囲は透水層として砕石相当の透水係数を与え、集水機能への寄与を考慮することとしており、それ以外の範囲は地盤として取扱う。

地下水位低下設備の概要を参考資料 6 に示す。予測解析において参照する地下水位低下設備の配置は図 3.3-29 のとおりである。

【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】

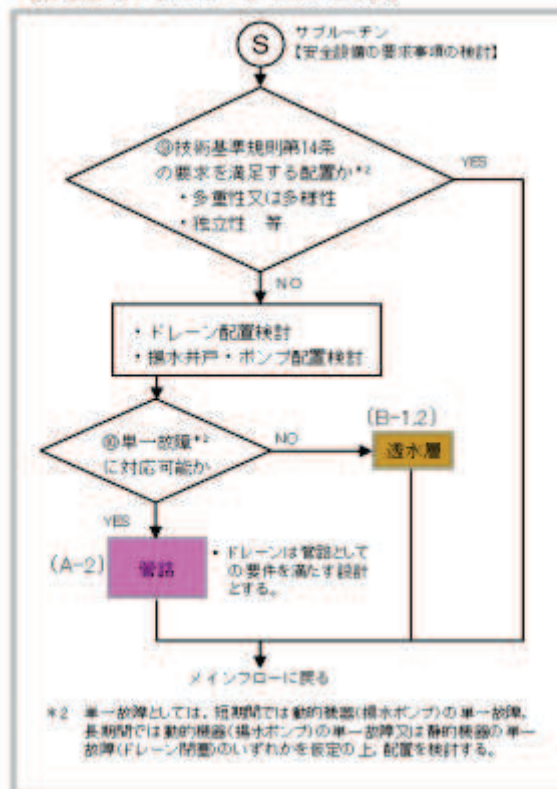


図 3.3-28 集水機能の信頼性に係る詳細検討フロー

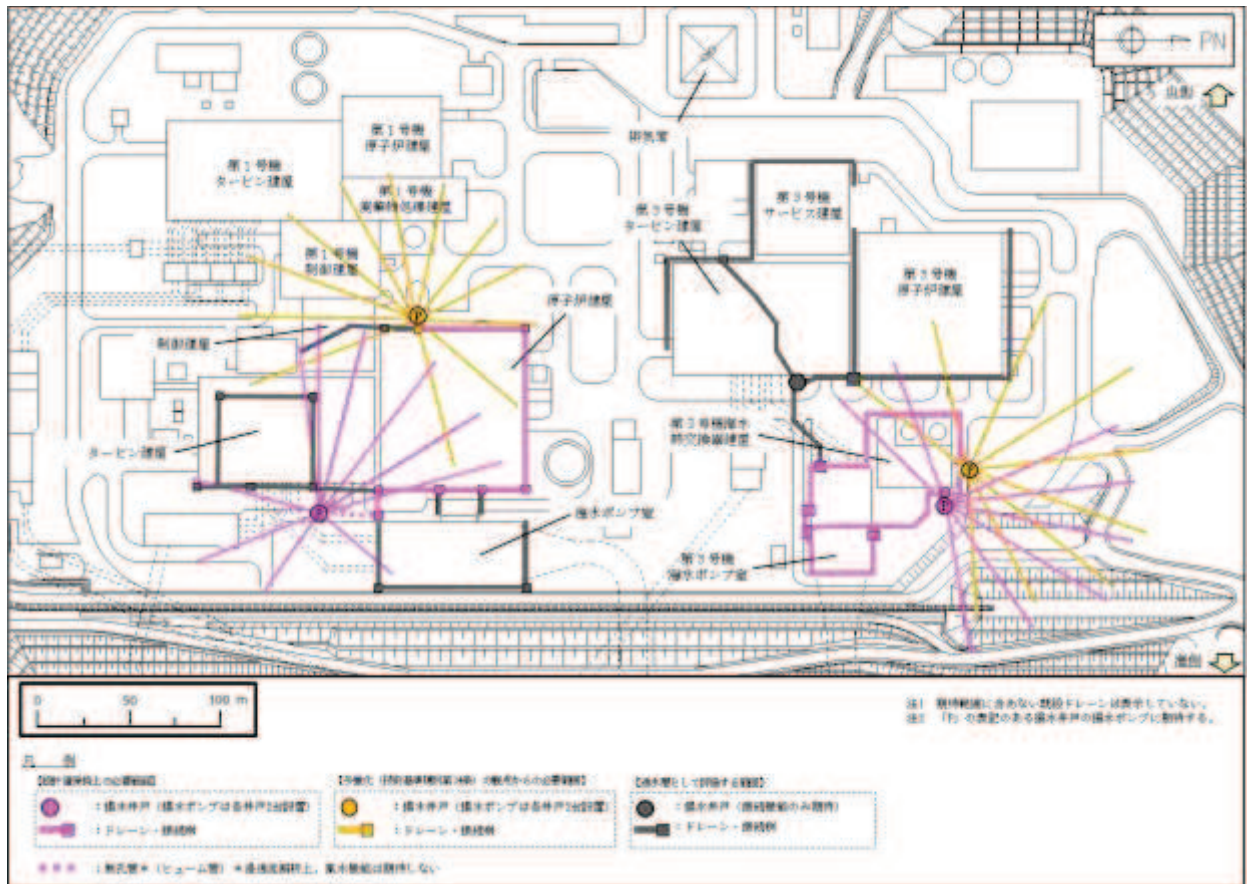


図 3.3-29 予測解析において参照する地下水位低下設備の配置

ロ. 水位評価における運転状態を仮定したドレーン範囲の設定

地下水位低下設備の運転状態を仮定した浸透流解析条件について表 3.3-11 に示す。浸透流解析においては、ドレーンの集水範囲の設定に応じて解析水位が評価されるが、ドレーンの集水範囲の設定に影響を与える要因として、揚水ポンプ故障等による排水機能の喪失及びドレーンの部分閉塞を考慮した。

表 3.3-11(1)のとおり、設備の運転状態と浸透流解析上の扱いについて整理している。①～⑦の状態は地下水位低下設備により設計用地下水位以下を保持可能である。それに対し、⑧の状態は設計用地下水位以下を保持できないため、浸透流解析においては考慮せず、復旧措置が必要となる。(地下水位低下設備の設備構成や復旧措置に係る検討については、「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」に示す。)

浸透流解析においては、各エリア(原子炉建屋・制御建屋エリア及び第3号機海水熱交換器建屋エリア)に2箇所設置する揚水井戸のうち、片方のみで排水した状態で設計値を保持できるようドレーンの配置を設定しているが、詳細設計の検討においては、更に水位を高め評価する目的から、

エリアの片方のみで排水する状態が双方のエリアにて生じていることを仮定し、浸透流解析ケースを設定している。表 3.3-11(1) の①～⑧に対して、揚水井戸単位での排水機能喪失に着目しエリア毎の組合せを整理すると、表 3.3-11(2)に示す 32通り（重複含め）の組合せとなるが、この中で解析水位が高めに評価されるケースとして、各エリア 1 系統ずつ排水機能を保持するケース A～ケース D の 4 ケースを抽出した。

この整理を踏まえ、ケース A～ケース D の 4 ケースにて解析水位を評価し、これを高めに包絡するよう設計用地下水位を設定する方針とした。各ケースにおけるドレーン範囲の設定を図 3.3-30 に示す。

表3.3-11 運転状態の仮定と浸透流解析ケース

(1) 設備状態の仮定と浸透流解析における取扱い (2号機エリアの場合)

設備の運転状態の仮定

	No.1揚水井戸		No.2揚水井戸	
	ポンプA	ポンプB	ポンプA	ポンプB
①	×	○	○	○
②	○	○	×	○
③	×	○	×	○
④	×	×	○	○
⑤	○	○	×	×
⑥	×	×	×	○
⑦	○	×	×	×
⑧	×	×	×	×

設備の運転状態と浸透流解析上の扱い

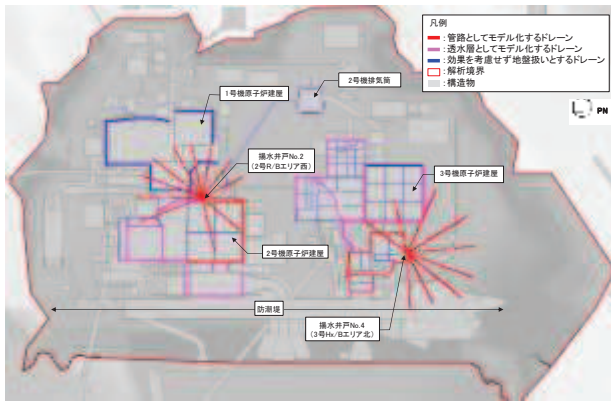
	No.1揚水井戸からの排水	No.2揚水井戸からの排水	水位の保持
①	○	○	○
②	○	○	○
③	○	○	○
④	×	○	○
⑤	○	×	○
⑥	×	○	○
⑦	○	×	○
⑧	×	×	×

- 地下水位低下設備の機能により水位を保持可能な範囲
- 設計用地下水位の設定においては考慮不要 (④~⑦)に比べて水位が低めに算出されるため
- 設計用地下水位の設定においては考慮しない (エリアの水位を保持するために設備の復旧措置が必要)

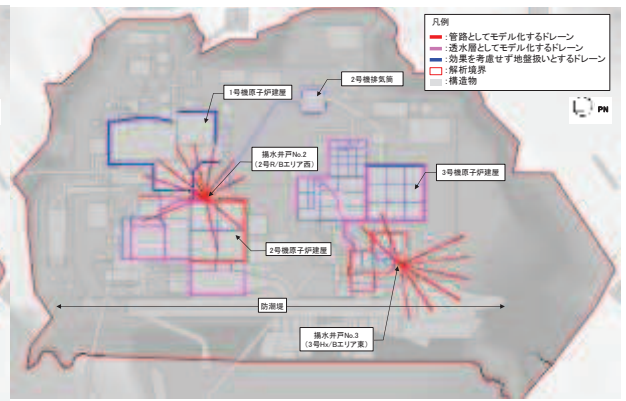
(2) エリア毎の組合せを考慮した浸透流解析ケース

No.	原子炉建屋・制御建屋エリア		第3号機海水熱交換機建屋エリア		水位の保持	浸透流解析ケース	備考
	No.1揚水井戸からの排水	No.2揚水井戸からの排水	No.3揚水井戸からの排水	No.4揚水井戸からの排水			
1	①-1	○	○	×	×	—	
2	①-2	○	○	×	○	—	
3	①-3	○	○	○	×	—	
4	①-4	○	○	○	○	—	
5	②-1	○	○	×	×	—	①-1に同じ
6	②-2	○	○	×	○	—	①-2に同じ
7	②-3	○	○	○	×	—	①-3に同じ
8	②-4	○	○	○	○	—	①-4に同じ
9	③-1	○	○	×	×	—	①-1に同じ
10	③-2	○	○	×	○	—	①-2に同じ
11	③-3	○	○	○	×	—	①-3に同じ
12	③-4	○	○	○	○	—	①-4に同じ
13	④-1	×	○	×	×	—	
14	④-2	×	○	×	○	ケースA	
15	④-3	×	○	○	×	ケースB	
16	④-4	×	○	○	○	—	
17	⑤-1	○	×	×	○	—	
18	⑤-2	○	×	×	○	ケースC	
19	⑤-3	○	×	○	×	ケースD	
20	⑤-4	○	×	○	○	—	
21	⑥-1	×	○	×	×	—	④-1に同じ
22	⑥-2	×	○	×	○	ケースA	④-2に同じ
23	⑥-3	×	○	○	×	ケースB	④-3に同じ
24	⑥-4	×	○	○	○	—	④-4に同じ
25	⑦-1	○	×	×	×	—	⑤-1に同じ
26	⑦-2	○	×	×	○	ケースC	⑤-2に同じ
27	⑦-3	○	×	○	×	ケースD	⑤-3に同じ
28	⑦-4	○	×	○	○	—	⑤-4に同じ
29	⑧-1	×	×	×	×	—	
30	⑧-2	×	×	×	×	—	
31	⑧-3	×	×	○	×	—	
32	⑧-4	×	×	○	×	—	

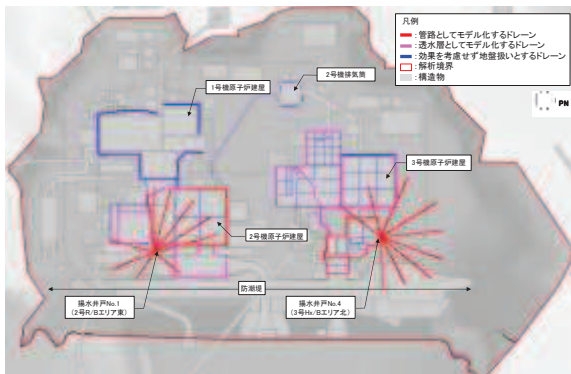
- 設計用地下水位の設定においては考慮不要 (水位が低めに算出されるため)
- 設計用地下水位の設定においては考慮しない (エリアの水位を保持するために設備の復旧措置が必要)



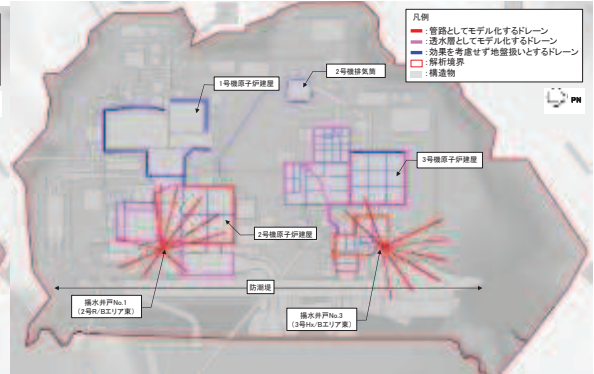
(a) ケース A



(b) ケース B



(c) ケース C



(d) ケース D

図3.3-30 設計用地下水位の設定において参照する解析ケース

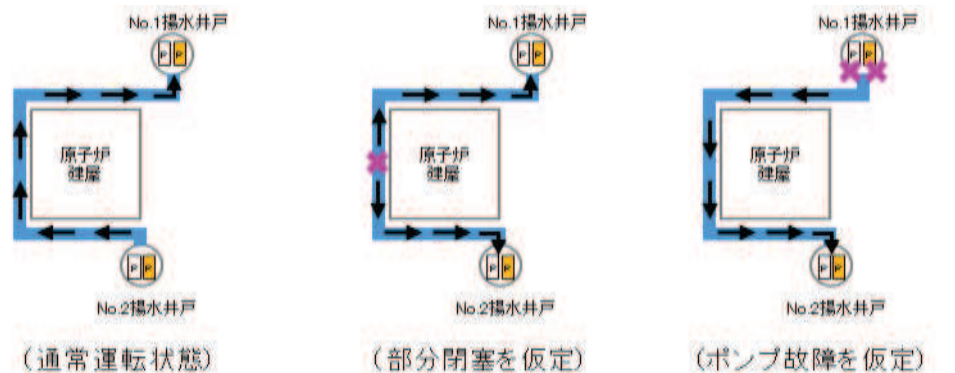
ハ. ドレーンの部分閉塞の取扱い

ドレーンは、イ項で示したとおり、耐久性、耐震性並びに保守管理性の3つの観点に加えて、土砂等によるドレーンの部分閉塞を仮定しても集水機能に影響がない範囲を考慮している。

(補足) ドレーンの部分閉塞時のイメージ

(1) ヒューム管 (φ 500~1050mm)

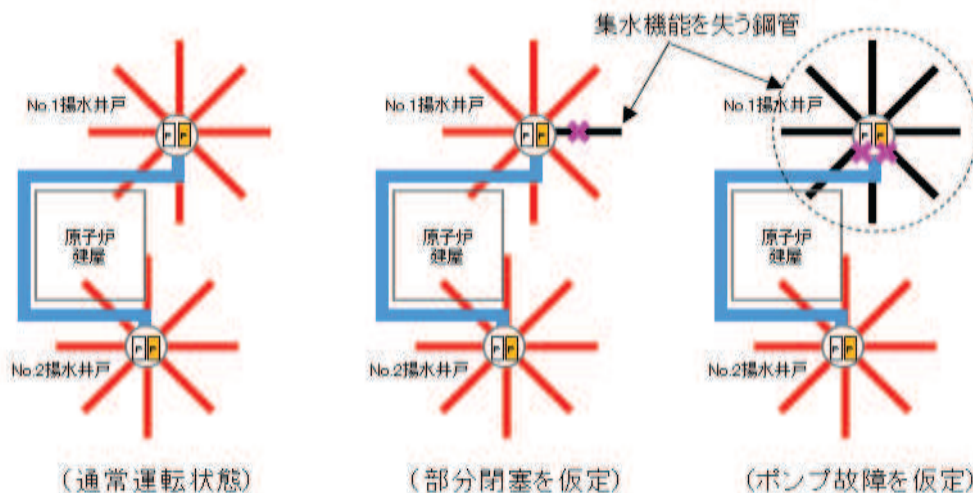
- ・既往の点検実績や設置環境から土砂の供給が少ない状況であり、部分閉塞の可能性は極めて小さい(参考資料1-1)。
- ・ヒューム管自体は多重化されていないが、どの位置で部分閉塞してもエリア内のいずれかの揚水井戸へ地下水を流下可能な範囲に限定し、管路としての効果を期待している。(参考資料7)。



※ 模式図であり実際の配置と異なる。

(2) 鋼管 (φ 142.5mm)

- ・岩盤中に設置されるため土砂の供給がない。
- ・1方向に流下する構造であり、部分閉塞時は当該鋼管からの集水は期待できないが、揚水ポンプ故障時には当該ポンプへ集水される全ての鋼管が無効となるため、当該ドレーンの部分閉塞事象は「揚水ポンプ故障」に包含される。



※ 模式図であり実際の配置と異なる。

ニ. ドレーンの集水機能保持の前提について

ドレーンによる集水機能が保持されるための前提条件として、施工、保守管理、構内排水路の機能保持の観点から整理した。

(イ) 新設するドレーンの施工

新設するドレーンの施工成立性を確認するため、施工手順を検討するとともに、試験施工を実施した。試験施工により、ドレーン設置に必要な所定の距離の掘進及び鋼管挿入・設置が可能であることを確認した（参考資料 8）。

(ロ) 保守管理

既設のヒューム管内部への土砂等の流入は非常に少なく*1、ドレーン内への土砂堆積は非常に緩速に進行する（新設する鋼管は岩盤内に設置するため、土砂等が流入する可能性は非常に小さい）。

浸透流解析において考慮するドレーンは、既設・新設のうち耐久性・耐震性・保守管理性が確保できる範囲として設定。土砂による閉塞以外の要因も含め、集水機能を喪失しうる要因を網羅的に抽出した上で、設計（耐久性・耐震性の確保）並びに保守管理により機能を維持することが可能と整理している。また、実機を用いた試験施工により、カメラ等によるドレーン内部の確認や高圧洗浄による土砂の除去など、保守管理方法の成立性を確認している。（参考資料9）

更に、ドレーンは今後予防保全対象として定期的な点検・土砂排除を行うことから、管の閉塞に至るリスクはなく、有孔部からの流入土砂に起因するドレーン機能の喪失は保守的な想定である。

注記*1：2017～2018年に既設ヒューム管内部の目視確認を実施。既設ドレーンは事後保全対象としていたため、設備供用開始以降、ドレーン内部の土砂排除等の手入れは実施していないが、管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）であることを確認。また、有孔部の閉塞も生じていないこと、設備の著しい損傷等が無いことを確認。（第2号機の供用開始は1995年7月であり、目視確認時点で約23年が経過。第3号機の供用開始は2002年1月であり、目視確認時点で約16年が経過）

(ハ) 構内排水路

ドレーンで集水された地下水は、揚水ポンプ・配管により揚水井戸の構内排水路へ排水される。

構内排水路へ構内排水路のうち幹線排水路は岩盤又は改良地盤等に支持されており，地震後に閉塞等が生じる可能性は低いが，排水機能が喪失した状況も考慮し，揚水井戸内の配管上部に設置する分岐管に仮設ホースを接続可能な設計としており，仮設ホースにて構内排水路の健全部分へ地下水を流す運用とすることにより，排水機能を保持する設計とする（構内排水路の概要については参考資料1-2に示す）。

(f) 浸透流解析条件まとめ（水位評価モデル）

表 3.3-12 に，水位評価モデルの解析条件一覧を示す。

表 3.3-12 水位評価モデルの概要

項目	水位評価モデル
1a. 目的	工事完了後に想定される地下水位を評価（液状化影響検討対象施設を幅広く抽出するため高めに評価）
1b. アウトプットの活用	耐震設計（各施設）
2. 解析コード	・ GETFLOWS Ver. 6.64.0.2
3a. 解析領域	<ul style="list-style-type: none"> ・ O. P. +14.8m 盤及び O. P. +14.8m 周辺の法面 
3b. 格子数	<ul style="list-style-type: none"> ・ 平面格子数：約 16.7 万 ・ 総格子数：約 770 万 ・ 格子寸法：0.5～2m 程度（構造物近傍は最小 0.5m 程度）
4. 解析種別	・ 定常解析
5. 気象条件・蒸発散	－（降雨条件を考慮しない）
6a. モデル（地形）	・ 安全対策工事完了段階に対応した状態
6b. 〃（地盤）	・ 安全対策工事完了段階に対応した状態（施設周辺の地盤改良を考慮）
6c. 〃（構造物）	・ 安全対策工事完了段階に対応した状態
6d. 〃（ドレーン）	<ul style="list-style-type: none"> ・ 集水に寄与する範囲を限定（既設・新設のうち耐久性・耐震性・保守管理性等の確保された範囲を管路として扱う。それ以外の範囲については、耐震性等の確保状況に応じて透水層または周辺地盤として扱う）
7. 境界条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水位が高めに評価されるよう設定 <ul style="list-style-type: none"> － 山側：地表面（法肩）に水位固定 － 海側：海側：朔望平均満潮位に水位固定（地中連壁の影響は保守的に考慮しない） － ドレーン：ドレーン計画高に水位固定
8. 透水係数	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水位が高めに評価されるよう設定（岩盤 I を試験結果の平均値 -1σ）
9. 有効間隙率	－
10. 粗度係数	－

b. アウトプット

(a) 建物・構築物及び土木構造物

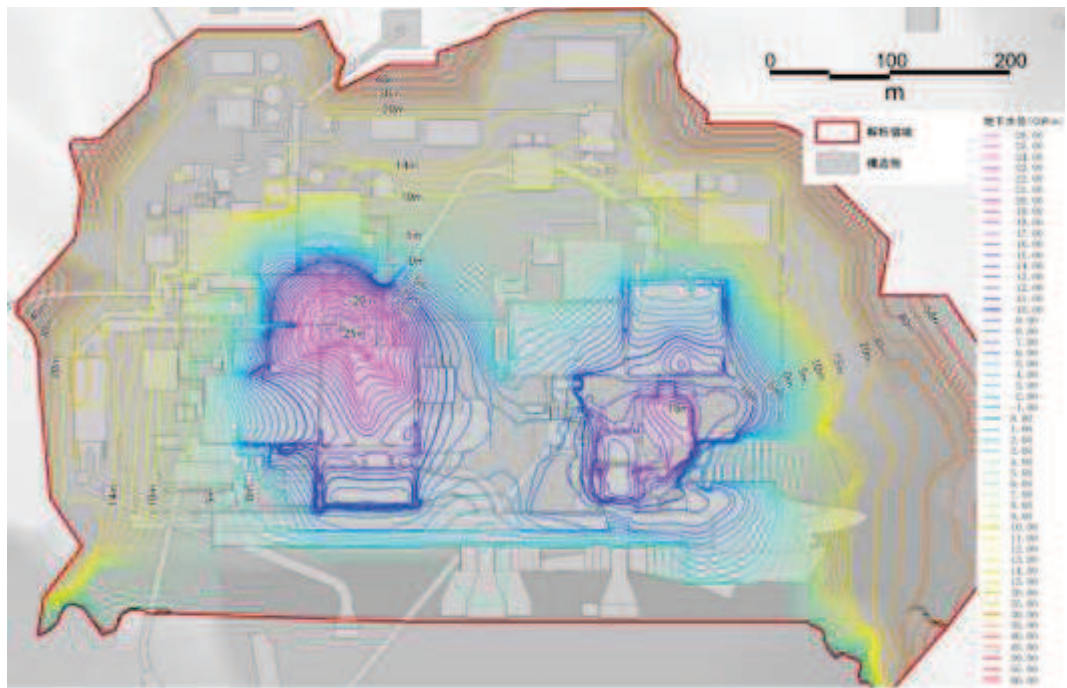
図3.3-30に示すドレーン状態に応じたケースA～ケースDの予測解析の結果として、地下水位コンター図及び流線図（平面図，断面図）を図3.3-31～図3.3-34に示す。

（地下水位コンター図について）

- ・原子炉建屋及び第3号機海水熱交換器建屋周辺の地下水位は地下水位低下設備の効果により大きく下がっている。また、解析水位は連続的に分布しており、ドレーンへ向かって地下水が流れる状況に対応する。
- ・一方、敷地の西側などドレーンから離れた位置では解析水位が高く、山側の解析境界に向かって地表面に近づいており、距離が離れるにつれて地下水位低下設備の効果が小さくなっている。
- ・また、防潮堤東側（海側）においては地下水位が解析境界水位（朔望平均満潮位）に向かって高くなる一方、防潮堤西側（敷地側）では地下水位低下設備の効果により地下水位が大きく下がっている。

（流線図について）

- ・地盤中をドレーンへ向かう流線が形成されており、水理ポテンシャルはドレーンからの距離が離れるにつれて地下水位低下設備の効果が小さくなることに対応している。これは地下水位コンター図とも整合的である。
- ・また、三方（北側，南側及び西側）からの流入が卓越しているが、防潮堤の沈下対策により海側（東側）からの流入経路が限定されたことに対応している。

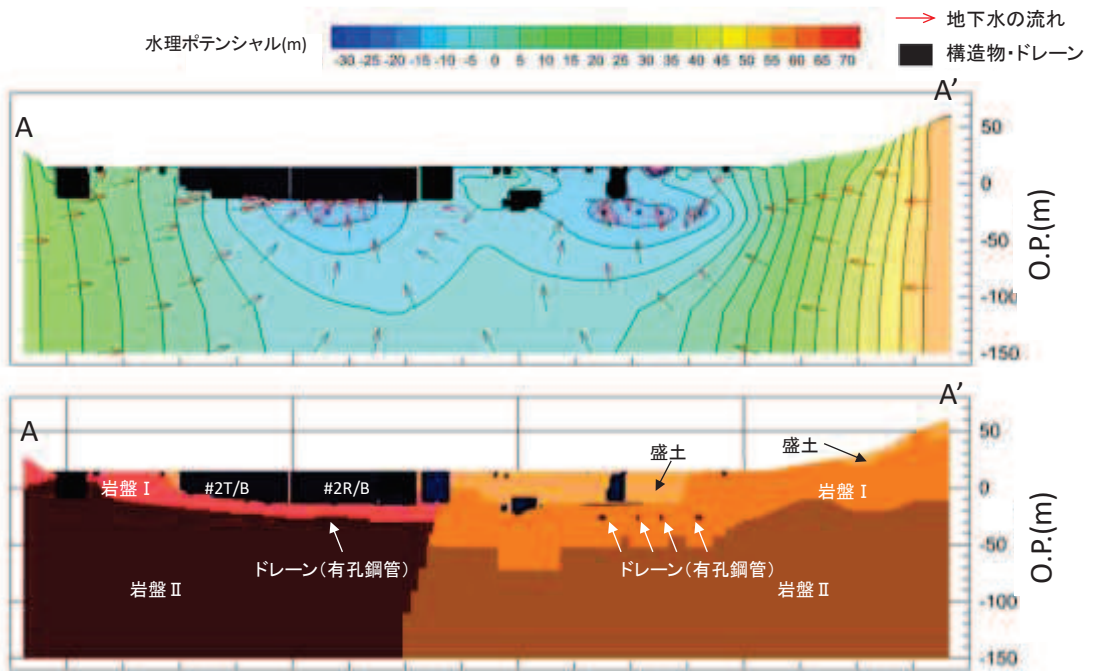


(a) 地下水位コンター図

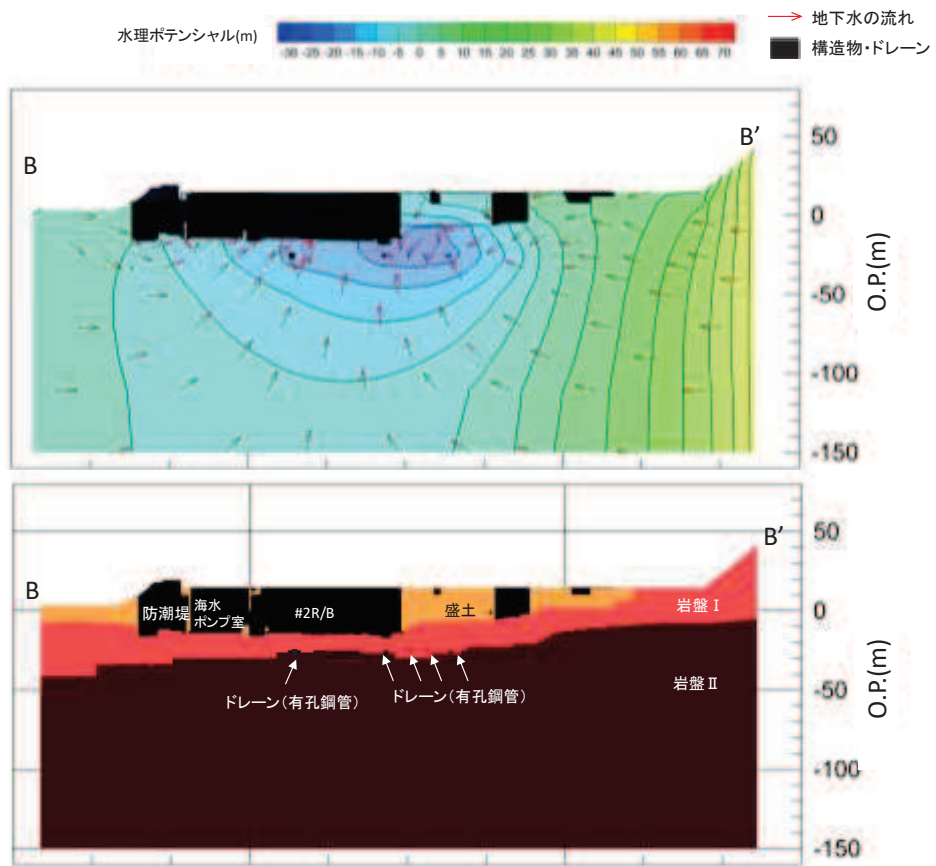


(b) 流線図 (平面図)

図3.3-31(1) 予測解析結果 (ケースA)

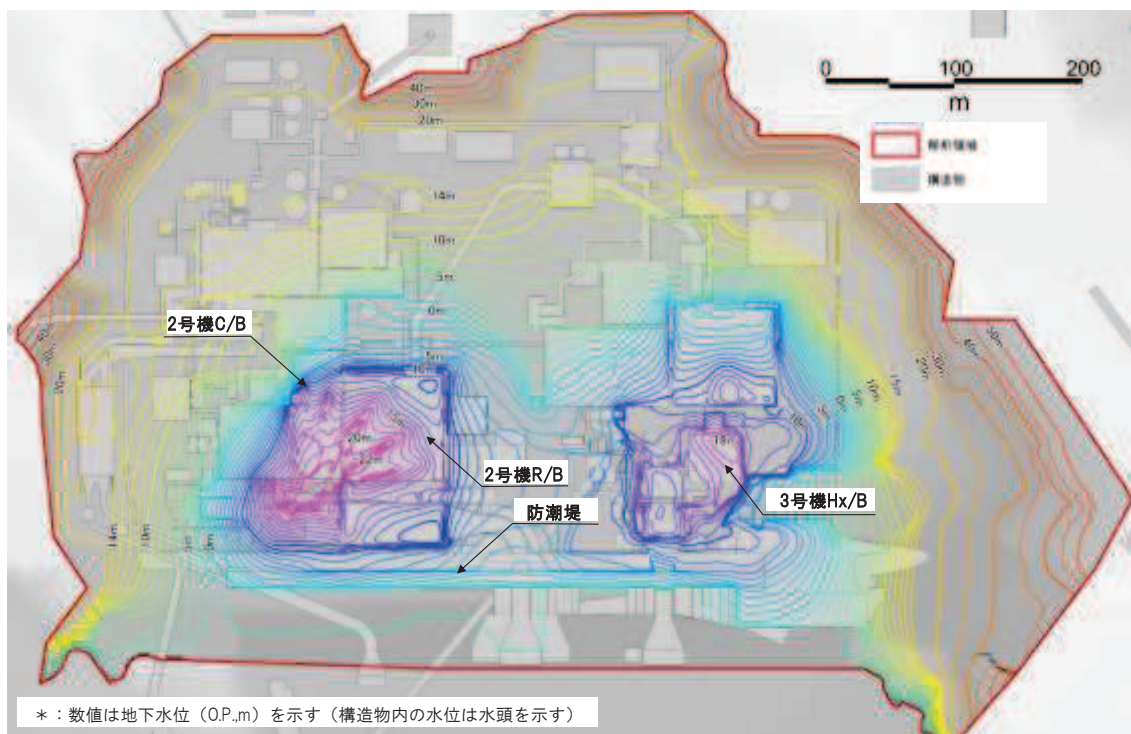


(b) 流線図及びモデル図 (A-A' 断面)

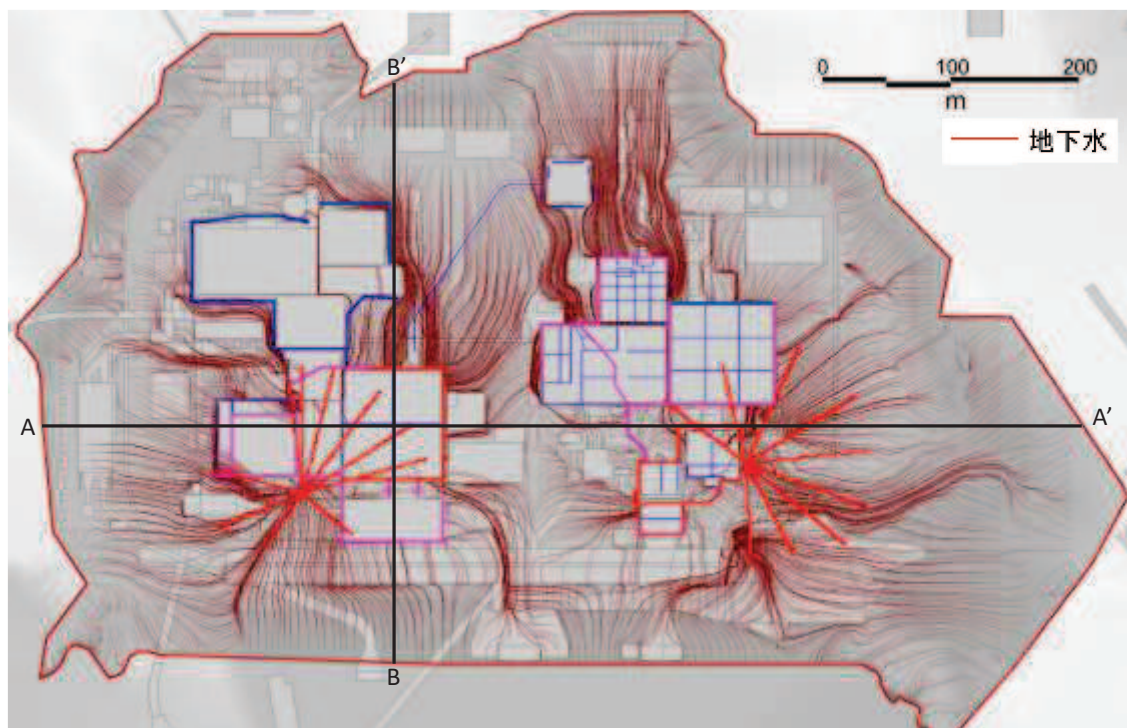


(d) 流線図及びモデル図 (B-B' 断面)

図3.3-31(2) 予測解析結果 (ケースA)

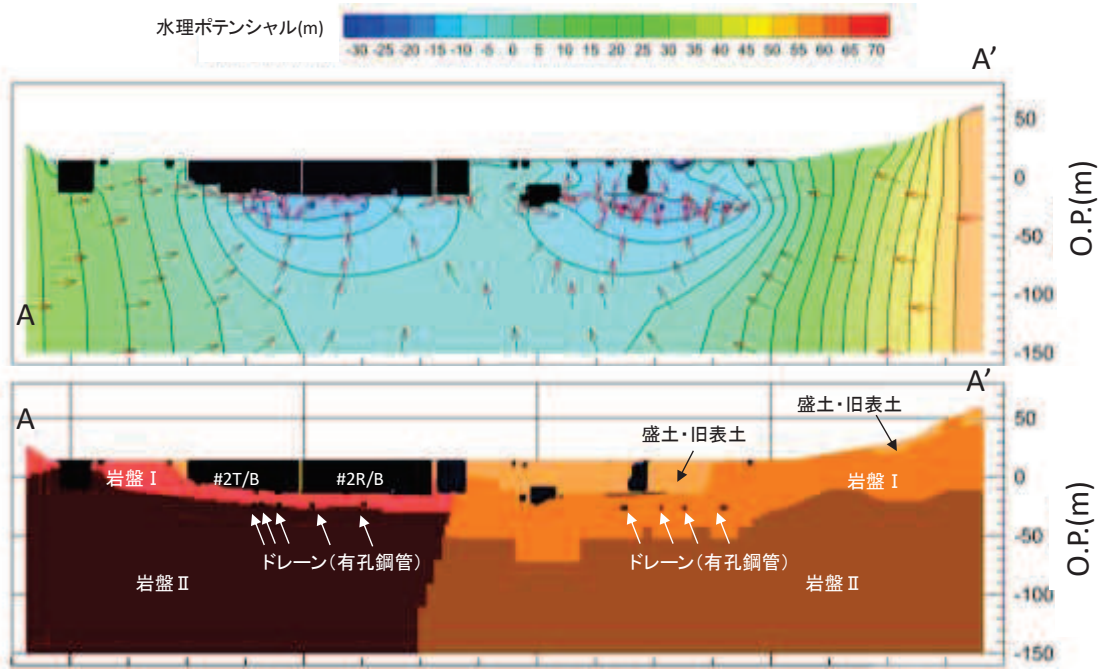


(a) 地下水位コンター図

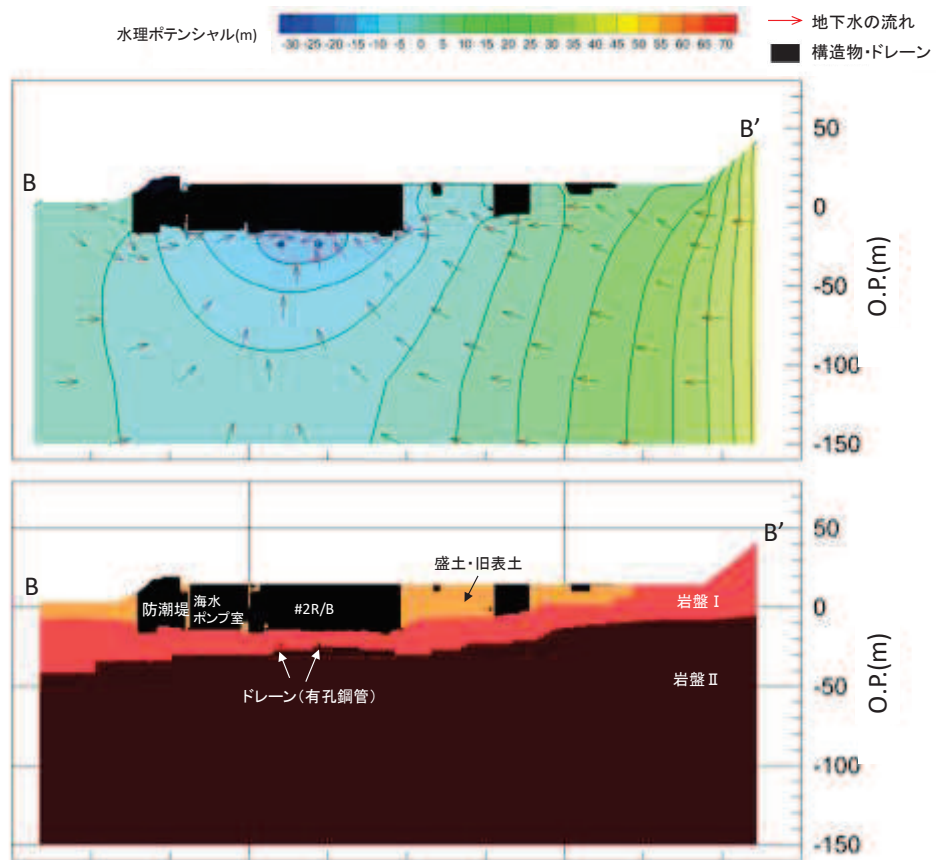


(b) 流線図 (平面図)

図3.3-32(1) 予測解析結果 (ケースB)

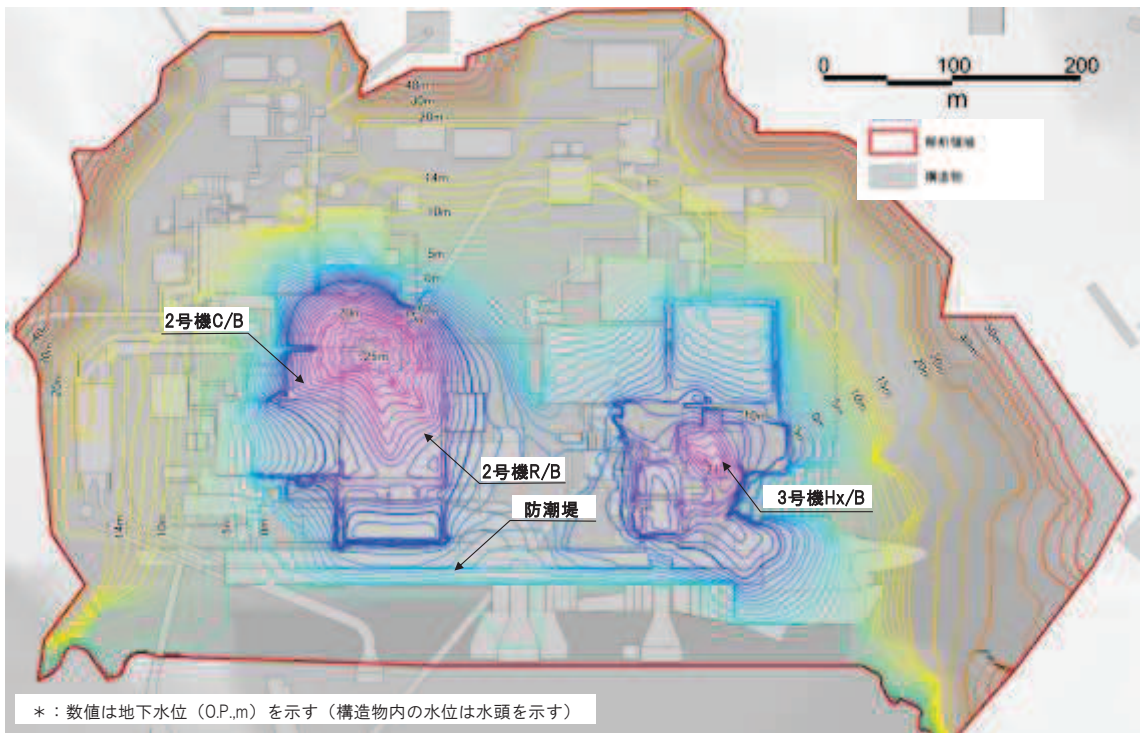


(c) 流線図及びモデル図 (A-A' 断面)

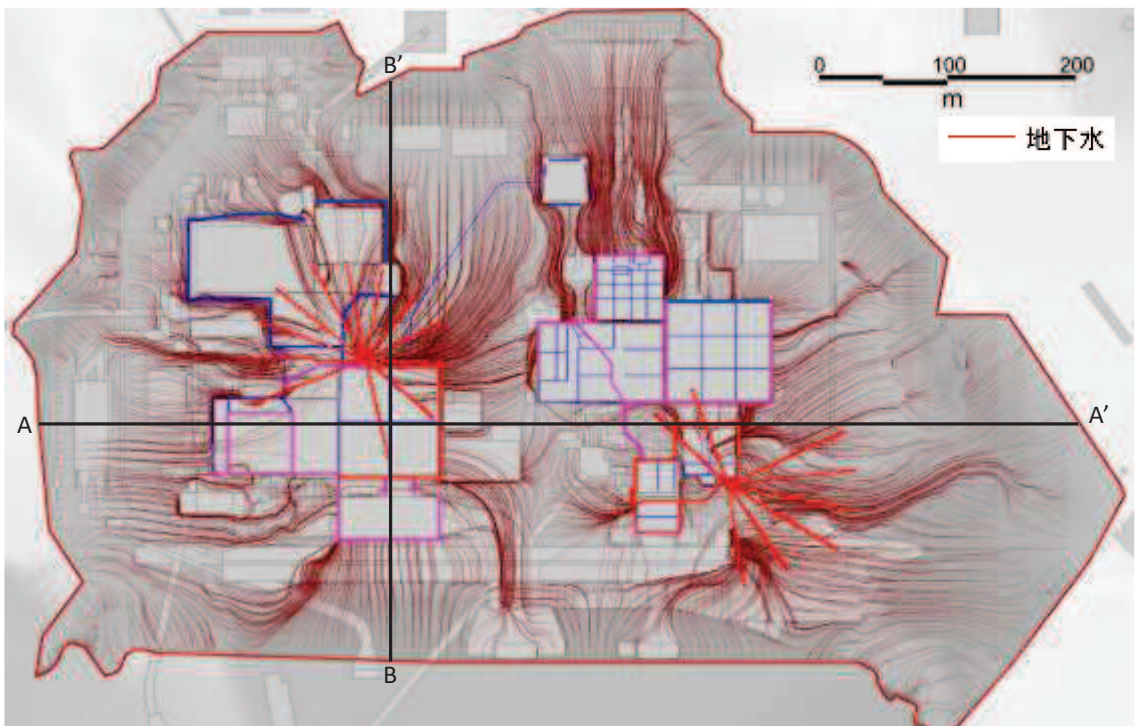


(d) 流線図及びモデル図 (B-B' 断面)

図3.3-32(2) 予測解析結果 (ケースB)



(a) 地下水位コンター図



(b) 流線図 (平面図)

図3.3-33(1) 予測解析結果 (ケースC)

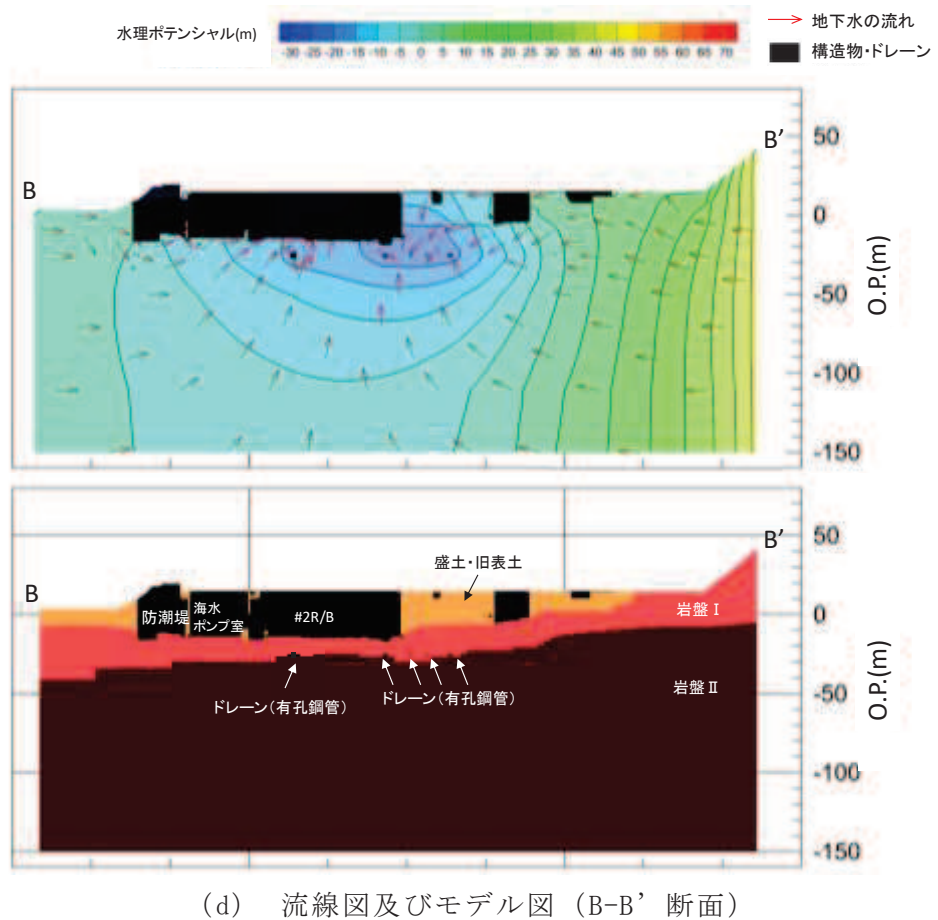
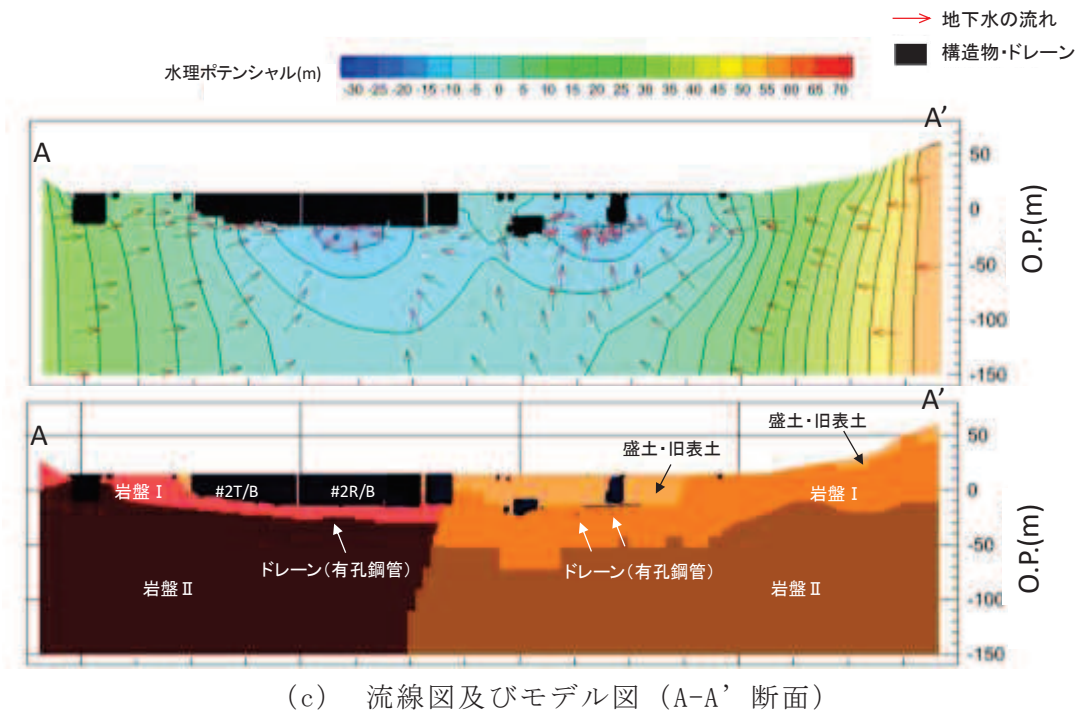
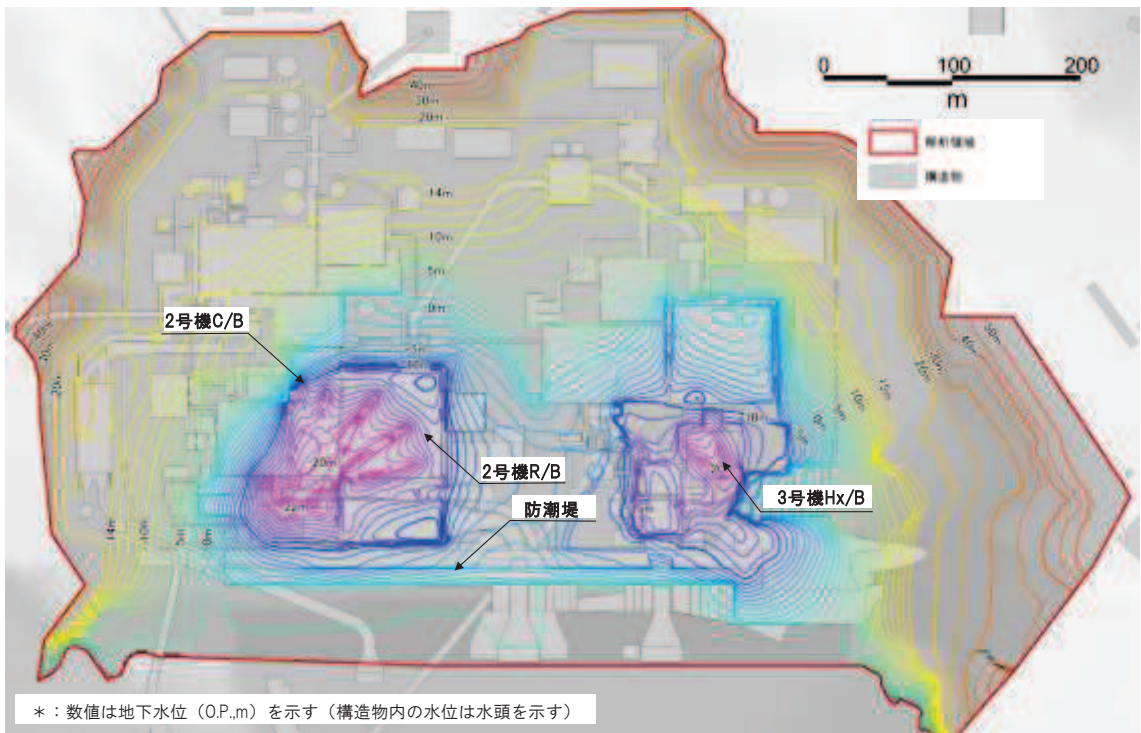
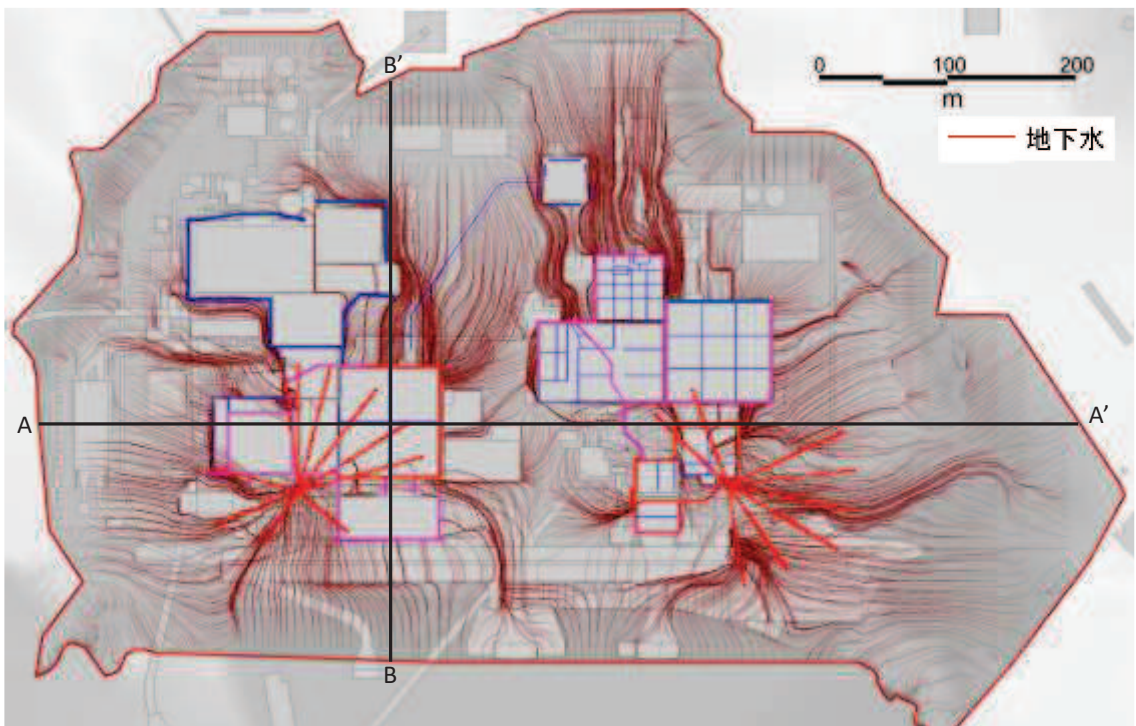


図3.3-33(2) 予測解析結果 (ケースC)

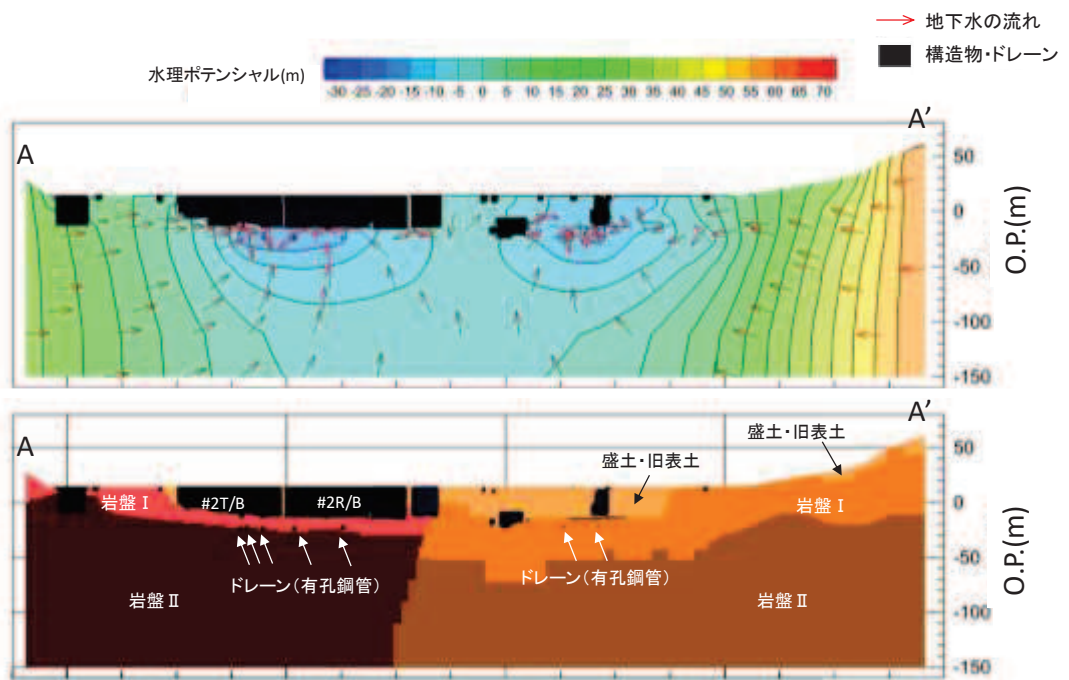


(a) 地下水位コンター図

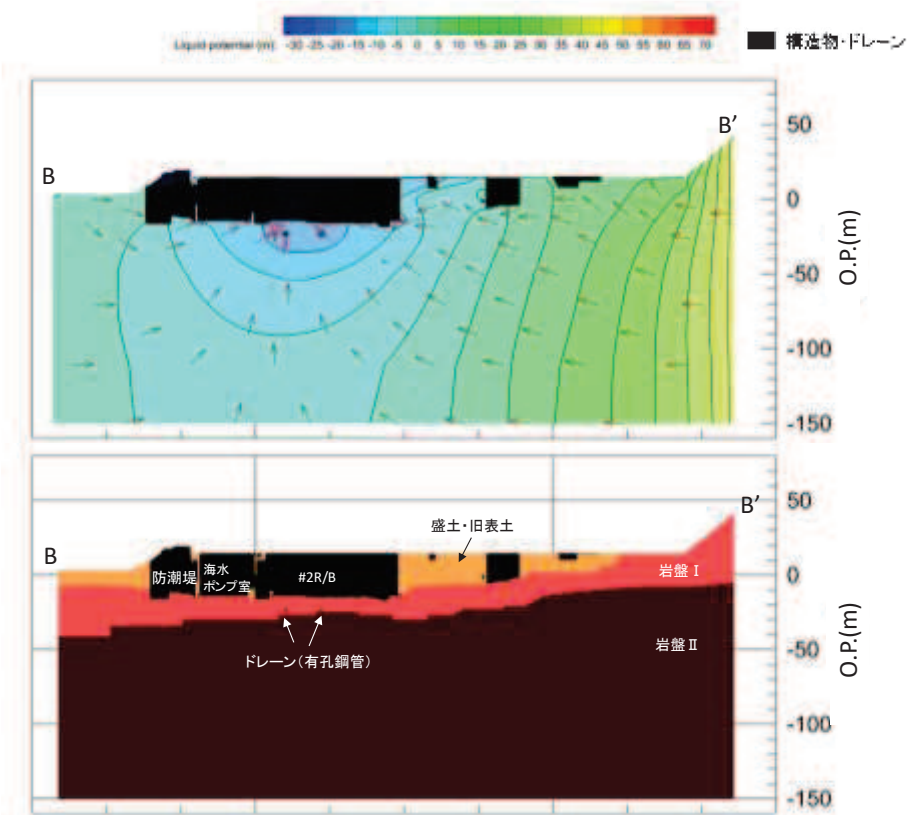


(b) 流線図 (平面図)

図3.3-34(1) 予測解析結果 (ケースD)



(c) 流線図及びモデル図 (A-A' 断面)



(d) 流線図及びモデル図 (B-B' 断面)

図3.3-34(2) 予測解析結果 (ケースD)

図3.3-31～図3.3-34に示す4ケースの解析水位を包絡させるように作成した、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3.3-35に示す。

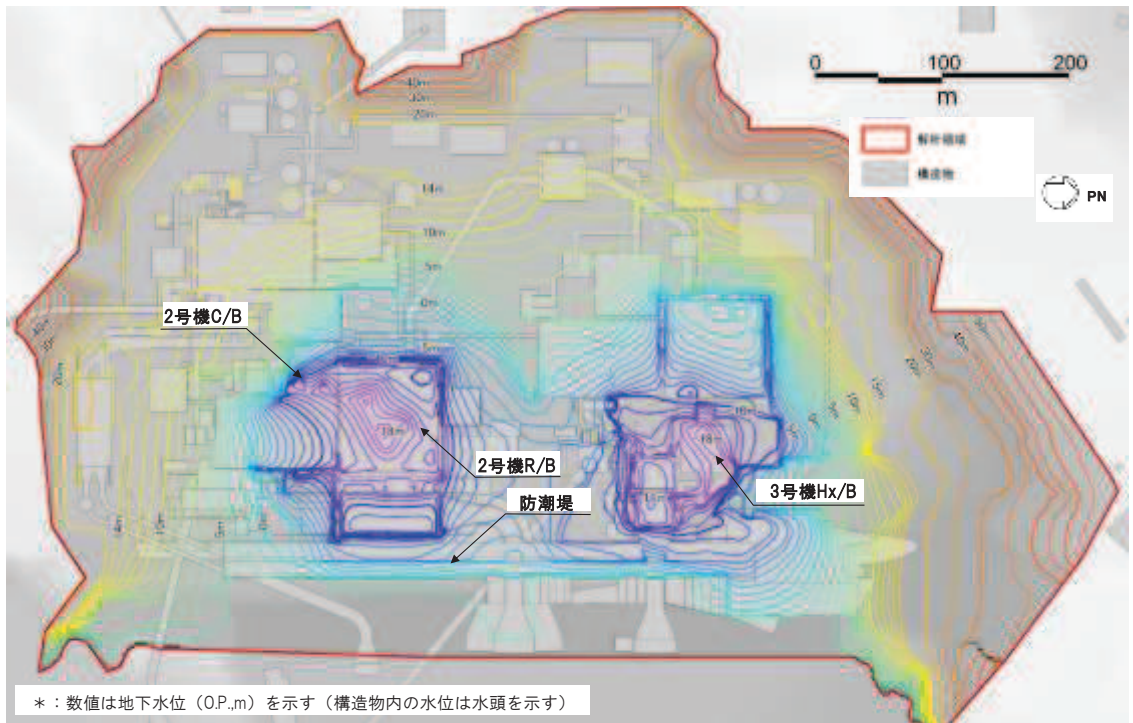


図3.3-35 設計用地下水位の設定において参照する敷地の地下水位分布
(ケースA～Dの予測解析により求めた地下水位の包絡水位)

(b) アクセスルート

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の評価においては、液状化に伴う地中埋設構造物の浮上りによる車両の通行性への影響を評価することとしており、0. P. +14. 8m盤のアクセスルートについては浸透流解析により得られた解析水位分布を包絡するように保守的に設定する方針としている。

0. P. +14. 8m盤のアクセスルートの評価（アクセスルートの地下構造物の浮上りに対する影響評価）において参照する予測解析結果を図3. 3-36に示す。

この地下水位分布は、ポンプ故障等により通常の運転状態（各エリア2系統にて集水する定常状態）から地下水位低下設備の機能を考慮しない状態に移行してから2ヵ月後の状態に対応する。

なお、同評価において、防潮堤より海側（0. P. +3. 5m盤）については、朔望平均満潮位である0. P. +2. 43mとし、上記以外の箇所については地下水位を地表面に設定する。

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の評価における地下水位の設定及び評価内容については、「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。

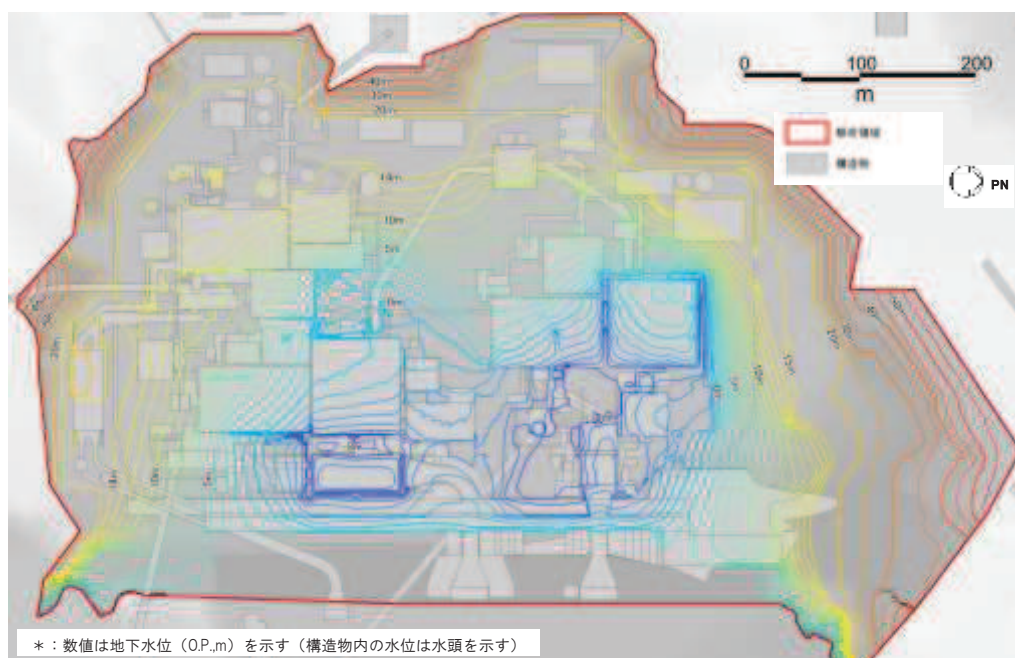


図 3. 3-36 アクセスルートの評価において参照する地下水位分布（0. P. , m）

(6) 設計用地下水位の設定

予測解析に基づく設計用地下水位の設定結果を以下に示す。

(a) 建物・構築物の揚圧力

予測解析により得られた建物・構築物における地下水位・揚圧力並びにこれを参照した設計用地下水位・揚圧力について表 3.3-13 に示す。また、浸透流解析結果を参照し設計用地下水位・揚圧力を設定している原子炉建屋、制御建屋、第 3 号機海水熱交換器建屋及び排気筒について周辺の予測解析による地下水位分布を図 3.3-37～図 3.3-41 に示す。

表 3.3-13 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 認可時の 設計用地下水位 ・揚圧力	予測解析による 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0.P. -14.1m)	29.4kN/m ² *1	8.4kN/m ² *1	29.4kN/m ² *1	
制御建屋 (基礎底面0.P. -1.5m)	0.0kN/m ² *1	4.6kN/m ² *1	4.9kN/m ² *1	
第3号機 海水熱交換器建屋 (基礎底面0.P. -12.5m～ 0.P. -16.25m)	14.7kN/m ² *1	4.3kN/m ² *1	14.7kN/m ² *1	
排気筒 (基礎底面0.P. -4.0m)	0.P. +5.0m	0.P. +13.8m	0.P. +14.8m	地表面
緊急時対策建屋 (基礎底面0.P. +45.5m)	— *2	— (解析領域外)	0.P. +62.0m	地表面
緊急用電気品建屋 (基礎底面0.P. +52.9m)	— *2	— (解析領域外)	0.P. +62.3m	地表面

注記*1：建屋底面に作用する平均揚圧力

注記*2：建設時の工事計画認可申請対象外

(補足) 建屋平均揚圧力の算定方法について

建屋全体での平均揚圧力は、格子単位で基礎底面に作用する揚圧力を算出し、各格子の面積の重みを付けた下記式を用いて加重平均により算出する。

$$LP_{ave} = \frac{\sum(LP_{ij} \times S_{ij})}{\sum S_{ij}}$$

ここに、

LP_{ave} : 建屋に作用する平均揚圧力 [m]

LP_{ij} : 格子の建屋基礎底面に作用する揚圧力 [m]

S_{ij} : 格子の格子面積 [m²]

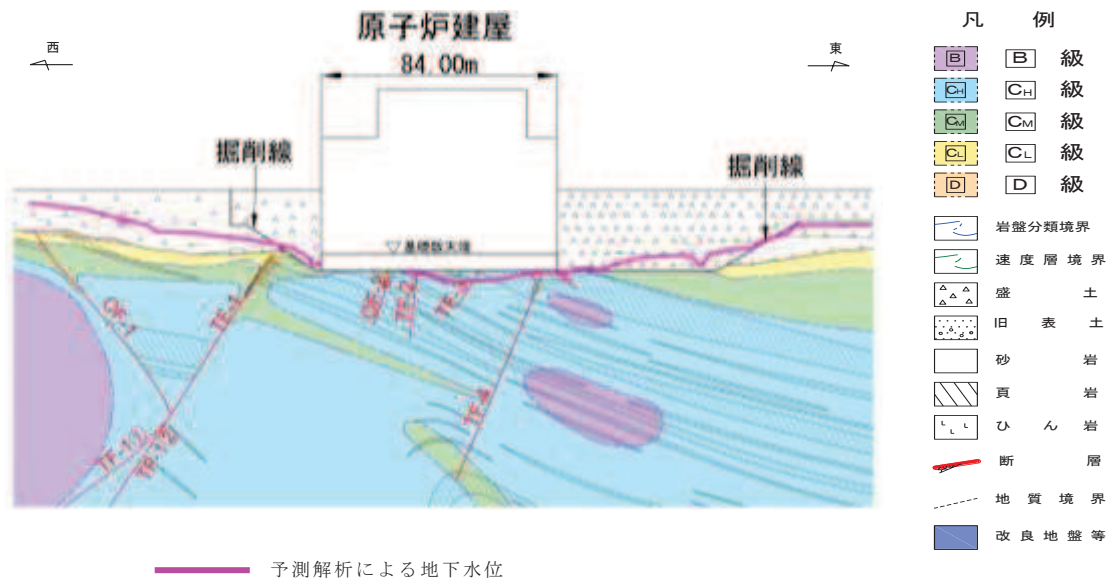


図 3.3-37 原子炉建屋周辺の地下水位分布(東西)

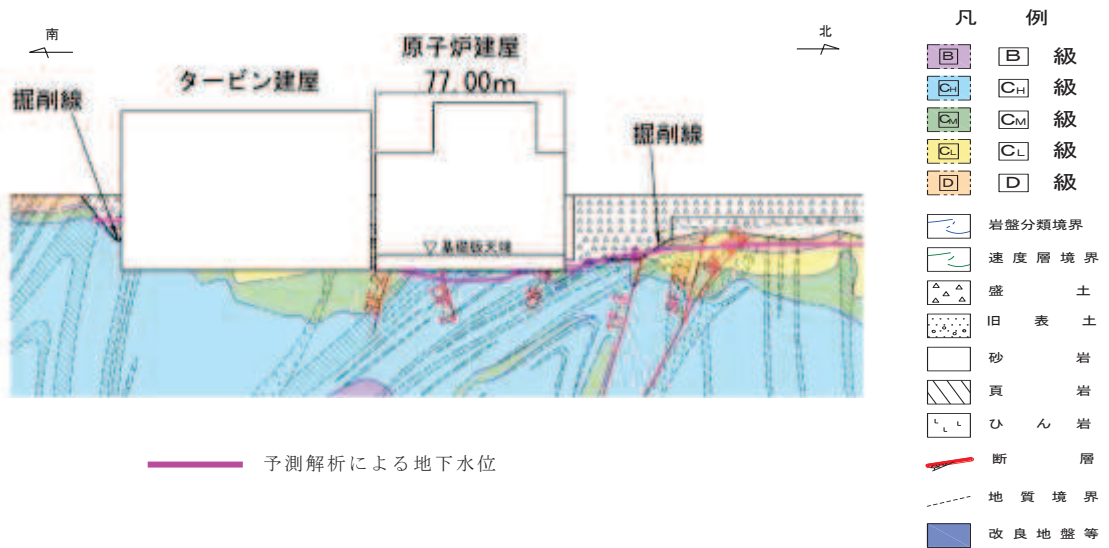


図 3.3-38 原子炉建屋周辺の地下水位分布(南北)

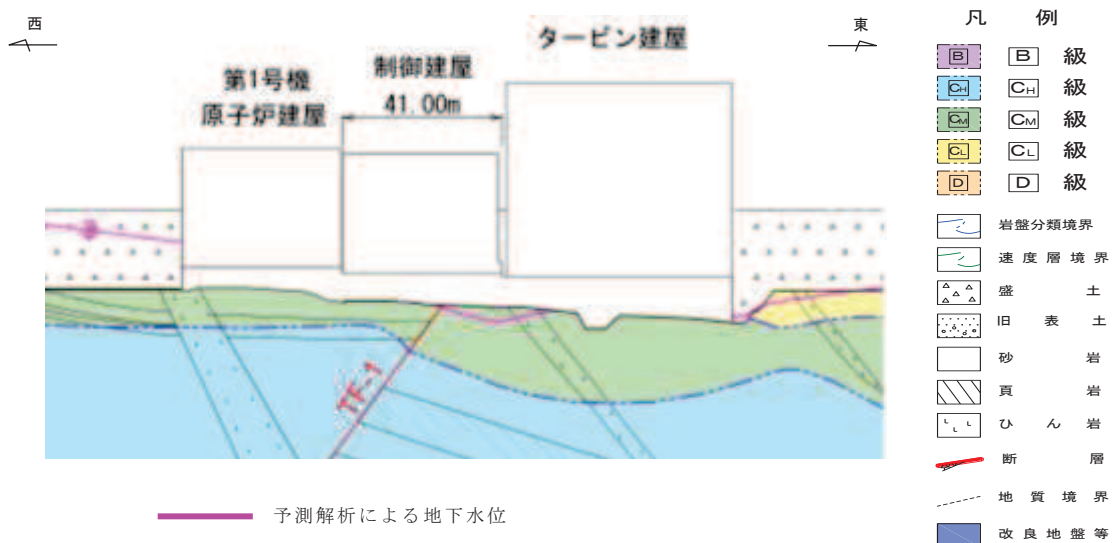


図 3.3-39 制御建屋周辺の地下水位分布

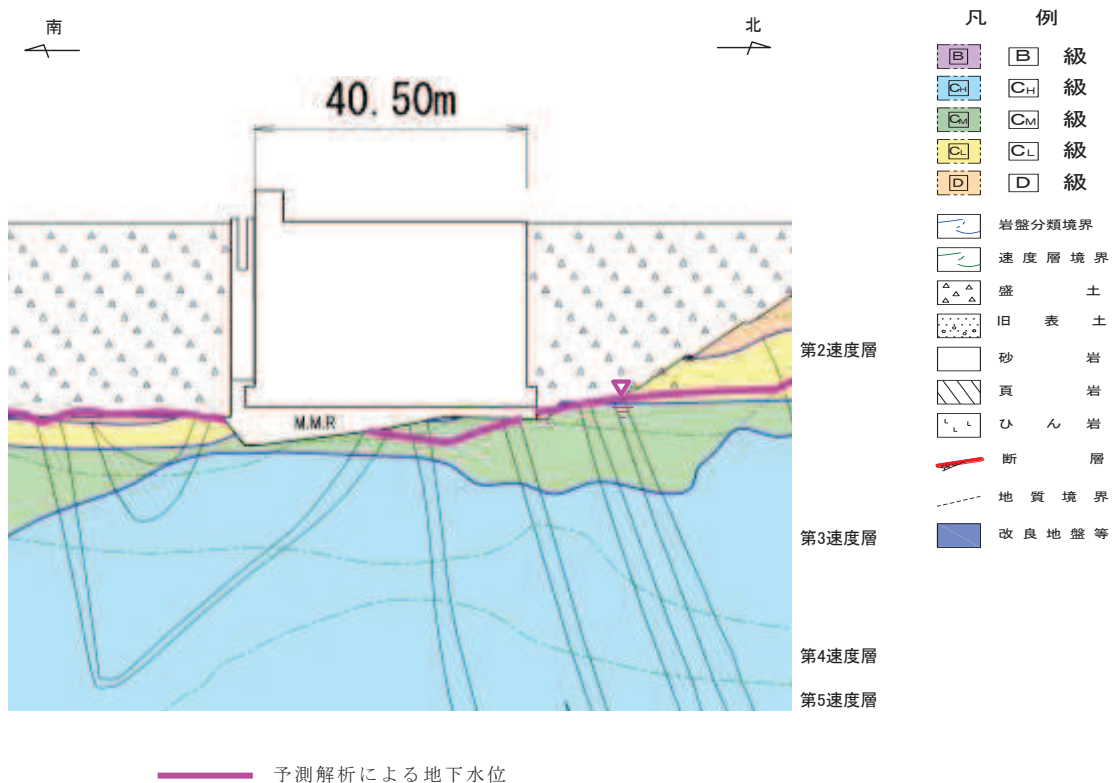


図 3.3-40 第3号機海水熱交換器建屋周辺の地下水位分布

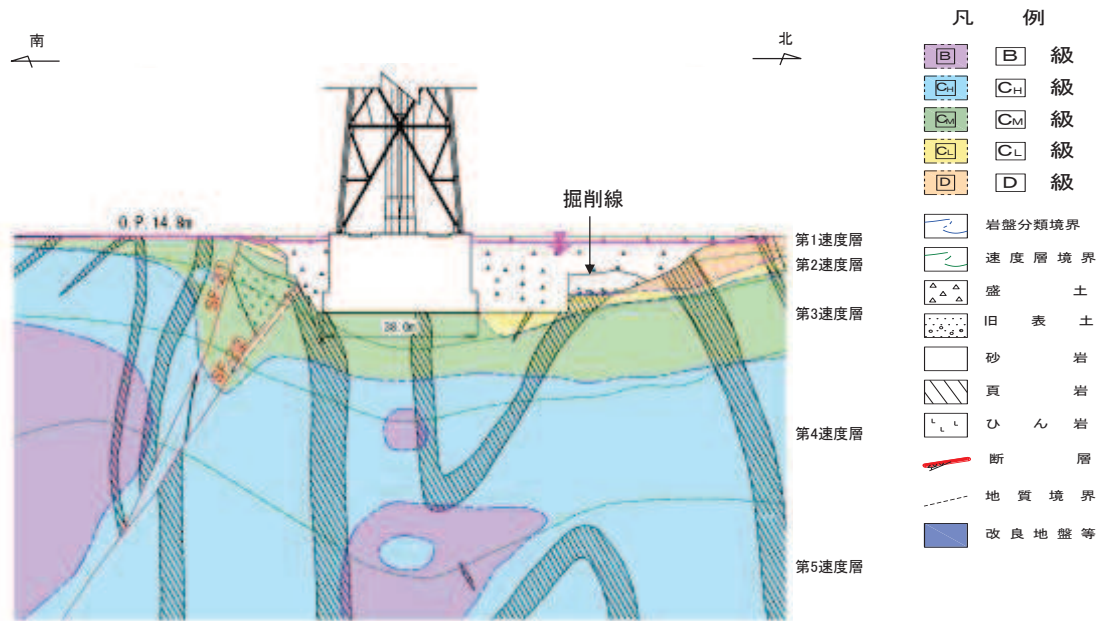


図 3.3-41 排気筒周辺の地下水位分布

(b) 土木構造物の地下水位

予測解析により得られた土木構造物周辺における地下水位（解析領域外の施設を除く）並びにこれを参照した設計用地下水位及び建設時工事計画認可時の設計用地下水位（建設時工事計画認可申請対象外の施設を除く）について表 3.3-14 及び図 3.3-42～図 3.3-57 に示す。

設計用地下水位の設定にあたっては、耐震評価における設計用地下水位の設定方針（参考資料 10）に基づき、気象条件（降雨条件等）の変動要因や観測水位の不確かさ等を考慮して、解析水位に対し概ね 1m～2m 程度の余裕を考慮し設定している。

表3.3-14 (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 認可時の 設計用地下水位	予測解析によ 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	0. P. -14. 20m	0. P. -14. 28m～ 0. P. -5. 83m	0. P. -10. 50m～ 0. P. -3. 50m	
排気筒連絡 ダクト	縦断	0. P. -8. 00m～ 0. P. +4. 50m	0. P. -7. 14m～ 0. P. +13. 44m	0. P. +5. 73m～ 0. P. +14. 80m	
	横断 (断面①)	0. P. -8. 00m	0. P. -7. 17m～ 0. P. -3. 98m	0. P. +5. 73m	
	横断 (断面②)	0. P. -8. 00m	0. P. -3. 28m～ 0. P. -1. 49m	0. P. +5. 80m	
	横断 (断面③)	0. P. -8. 00m	0. P. -2. 50m～ 0. P. -0. 53m	0. P. +5. 80m	
	横断 (断面⑤)	0. P. -1. 69m	0. P. +1. 10m～ 0. P. +7. 97m	0. P. +8. 19m～ 0. P. +9. 00m	
	横断 (断面⑦)	0. P. +0. 22m	0. P. +5. 36m～ 0. P. +10. 74m	0. P. +10. 10m～ 0. P. +12. 00m	
軽油タンク連絡ダクト		— *	0. P. -5. 92m～ 0. P. +2. 15m	0. P. -3. 00m～ 0. P. +3. 00m	
取水路	縦断	0. P. -14. 10m～ 0. P. +2. 43m	0. P. -11. 60m～ 0. P. +2. 43m	0. P. -4. 53m～ 0. P. +2. 43m	
	横断 (標準部①)	0. P. +2. 43m	0. P. +1. 93m	0. P. +2. 43m	朔望平 均満潮 位
	横断 (標準部②)	0. P. +2. 43m	0. P. +0. 30m～ 0. P. +2. 19m	0. P. +2. 43m	朔望平 均満潮 位
	横断 (標準部③ (防潮堤横 断部))	0. P. +2. 43m	0. P. -4. 83m～ 0. P. -2. 26m	0. P. +2. 43m	朔望平 均満潮 位
	横断 (標準部④ (防潮堤横 断部))	0. P. +2. 43m	0. P. -6. 21m～ 0. P. -3. 18m	0. P. -1. 00m	
	曲がり部 南北	0. P. +2. 43m	0. P. -9. 56m～ 0. P. -3. 90m	0. P. -1. 01m	

注記* : 建設時工事計画認可申請対象外

表3.3-14 (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時の設計用地下水位	予測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	—*	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	—*	0. P. -14. 29m～ 0. P. -3. 78m	0. P. -3. 00m	
	東西	—*	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	—*	0. P. -12. 80m～ 0. P. -3. 78m	0. P. -3. 00m	
	東西	—*	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	—*	— (解析領域外)	0. P. +62. 30m	地表面
	東西	—*	— (解析領域外)	0. P. +62. 30m	地表面

注記*：建設時工事計画認可申請対象外

表3.3-14 (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時の設計用地下水位	予測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)	—*	0. P. +14. 80m	0. P. +3. 50m～ 0. P. +19. 50m	
	横断 (岩盤部②)	—*	0. P. +5. 92m～ 0. P. +10. 18m	0. P. +6. 00m～ 0. P. +18. 00m	
	横断 (一般部①)	—*	0. P. -13. 42m～ 0. P. +2. 43m	0. P. +2. 43m	朔望平均満潮位
	横断 (一般部②)	—*	0. P. -6. 07m～ 0. P. +2. 43m	0. P. +2. 43m	朔望平均満潮位
	横断 (一般部③)	—*	0. P. -15. 03m～ 0. P. +2. 43m	0. P. +2. 43m	朔望平均満潮位
	横断 (一般部④)	—*	0. P. -11. 15m～ 0. P. +2. 43m	0. P. +2. 43m～ 0. P. +14. 80m	
	RC 遮水壁	—*	— (解析領域外)	0. P. +30. 0m	地表面
防潮堤 (盛土堤防)	横断①	—*	0. P. +0. 43m～ 0. P. +2. 86m	0. P. +2. 43m～ 0. P. +14. 80m	
防潮壁	第2号機 海水ポンプ室	—*	0. P. -14. 00m～ 0. P. -4. 25m	0. P. -11. 50m～ 0. P. -3. 00m	
	第2号機 放水立坑	—*	0. P. +1. 22m～ 0. P. +11. 14m	0. P. +4. 50m～ 0. P. +12. 50m	
	第3号機 海水ポンプ室	—*	0. P. -15. 59m～ 0. P. -8. 47m	0. P. -10. 00m～ 0. P. -6. 50m	
	第3号機 放水立坑	—*	0. P. -10. 05m～ 0. P. -4. 73m	0. P. -9. 00m～ 0. P. +5. 00m	
取放水路流 路縮小工	第1号機取水路	—*	0. P. +11. 54m～ 0. P. +17. 18m	0. P. +14. 80m～ 0. P. +19. 50m	地表面
	第1号機放水路	—*	0. P. +13. 75m～ 0. P. +14. 80m	0. P. +14. 80m	地表面

注記*：建設時工事計画認可申請対象外

表3.3-14 (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時の設計用地下水位	予測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	0. P. -12. 53m～ 0. P. +1. 24m	0. P. -13. 75m～ 0. P. +2. 43m	0. P. -12. 00m～ 0. P. +2. 43m	
	横断	0. P. -12. 79m～ 0. P. +1. 60m	0. P. -13. 14m～ 0. P. -4. 77m	0. P. -12. 00m～ 0. P. -2. 51m	
揚水井戸（第 3号機海水ポ ンプ室防潮壁 区画内）	南北	—*	0. P. -13. 09m～ 0. P. -7. 94m	0. P. -12. 50m～ 0. P. -7. 00m	
	東西	—*	0. P. -13. 09m～ 0. P. -5. 92m	0. P. -12. 50m～ 0. P. -4. 50m	
第3号機補機冷却海水系 放水ピット		—*	0. P. -14. 99m～ 0. P. -5. 35m	0. P. -14. 00m～ 0. P. -5. 00m	
屋外排水路逆流防止設備 （防潮堤南側）		—*	0. P. +5. 92m～ 0. P. +7. 83m	0. P. +6. 00m～ 0. P. +18. 00m	

注記*：建設時工事計画認可申請対象外

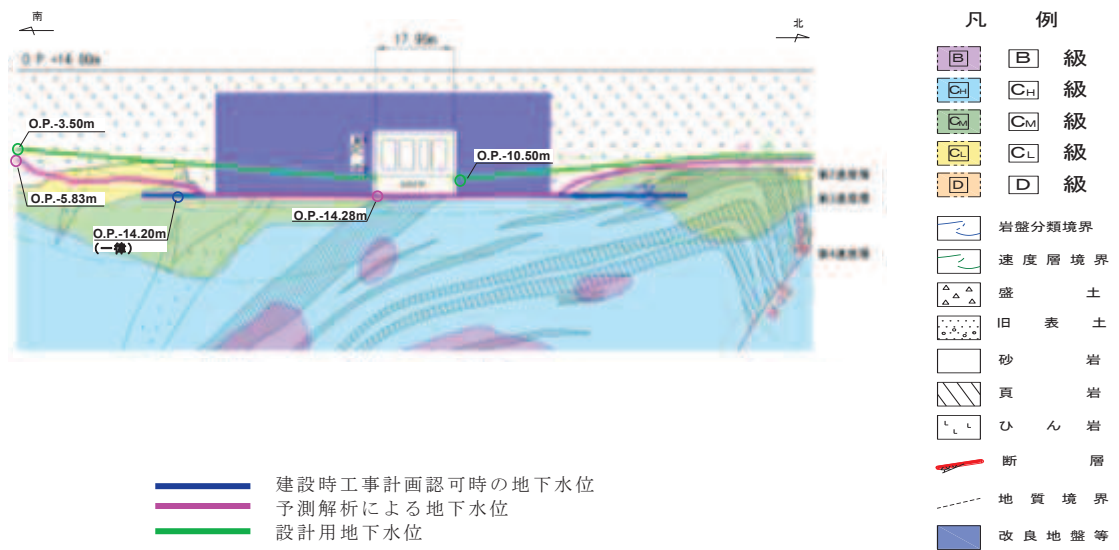


図 3.3-42 原子炉機器冷却海水配管ダクトの設計用地下水位（横断）

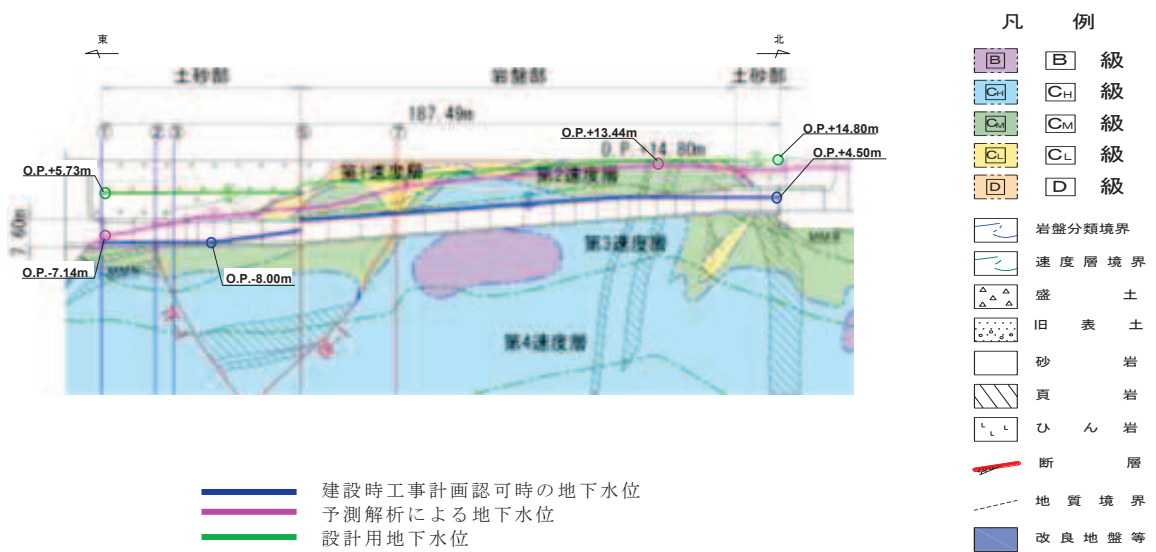


図 3.3-43(1) 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位（縦断）

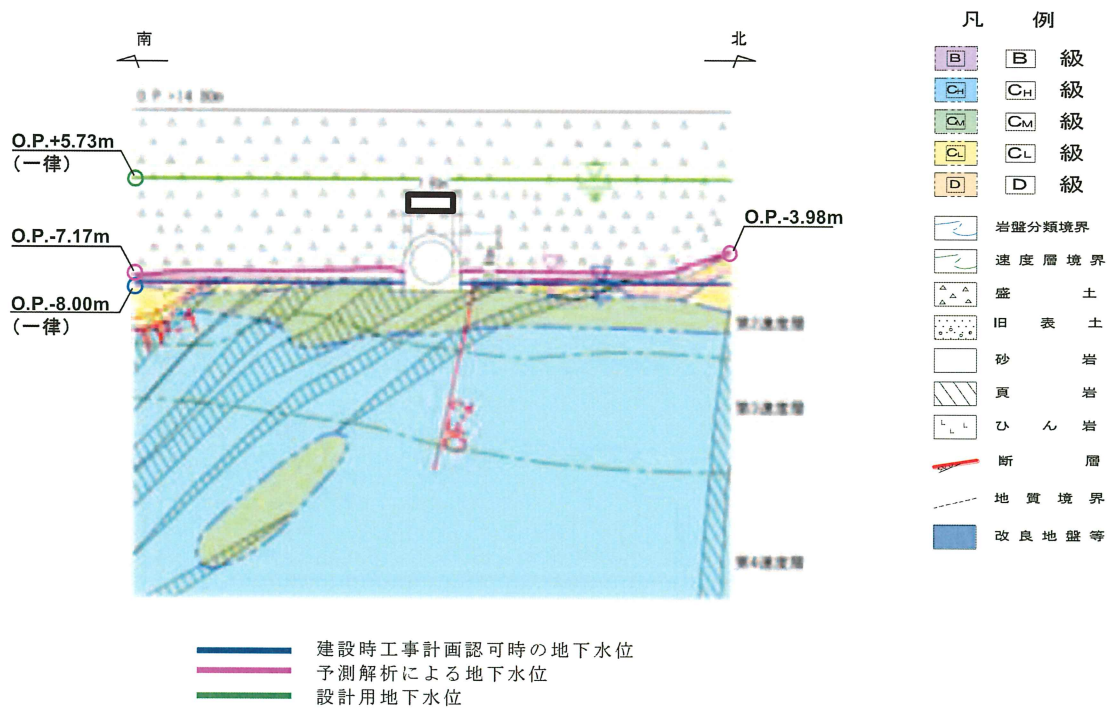


図 3.3-43 (2) 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (横断(断面①))

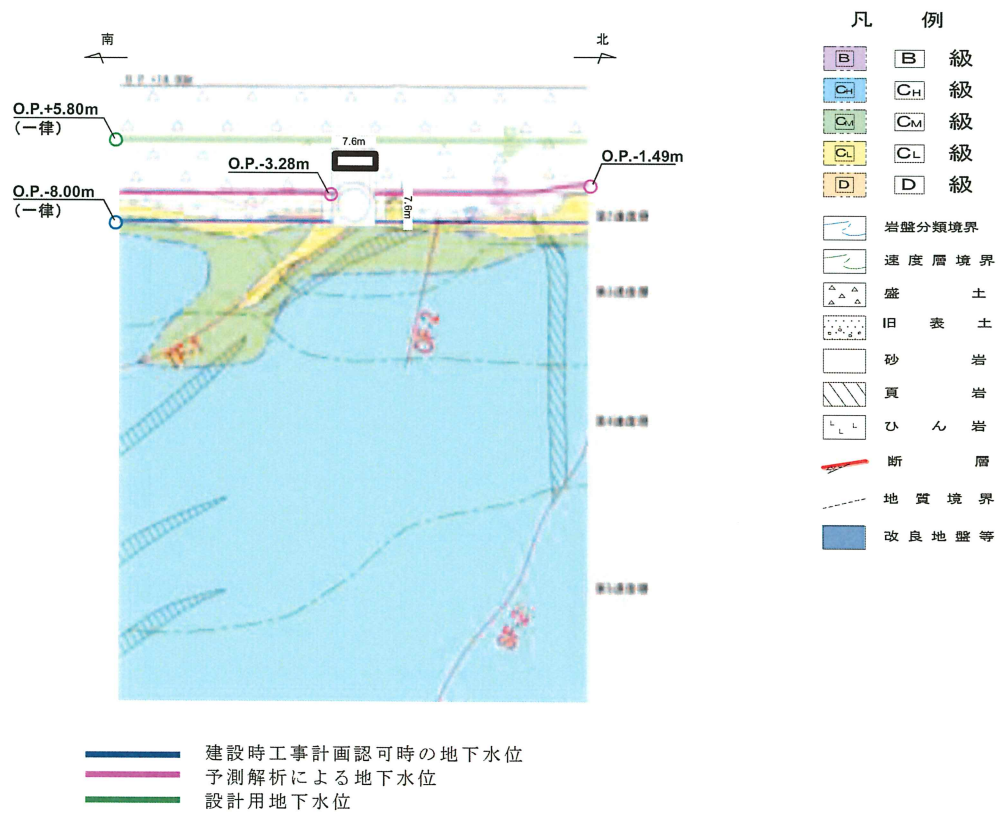


図 3.3-43 (3) 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (横断(断面②))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

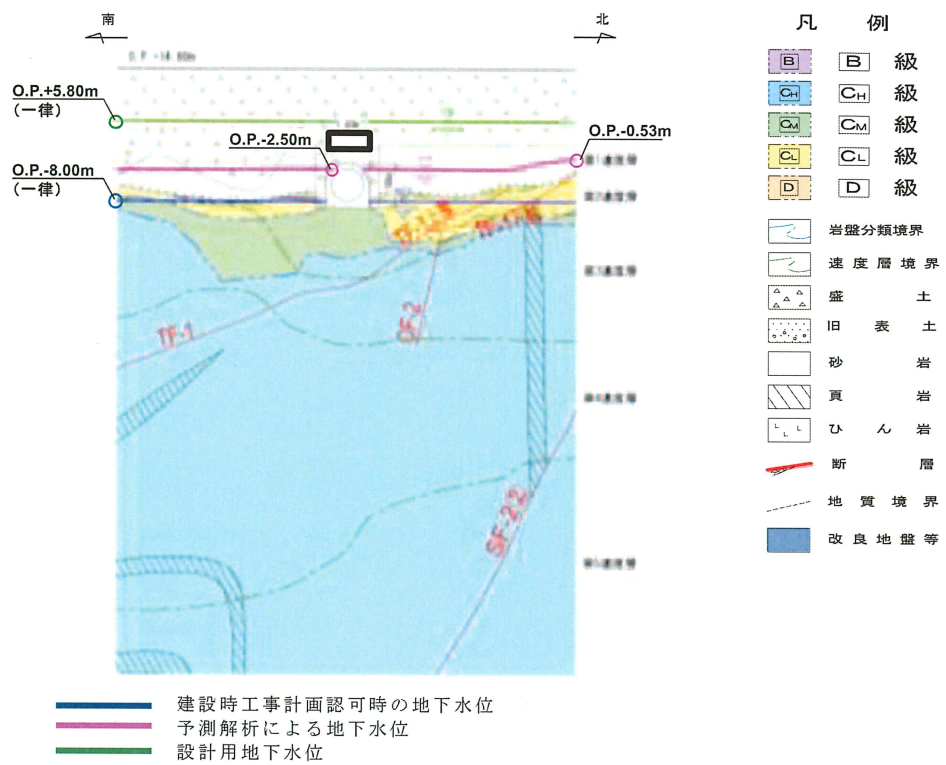


図 3.3-43 (4) 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (横断(断面③))

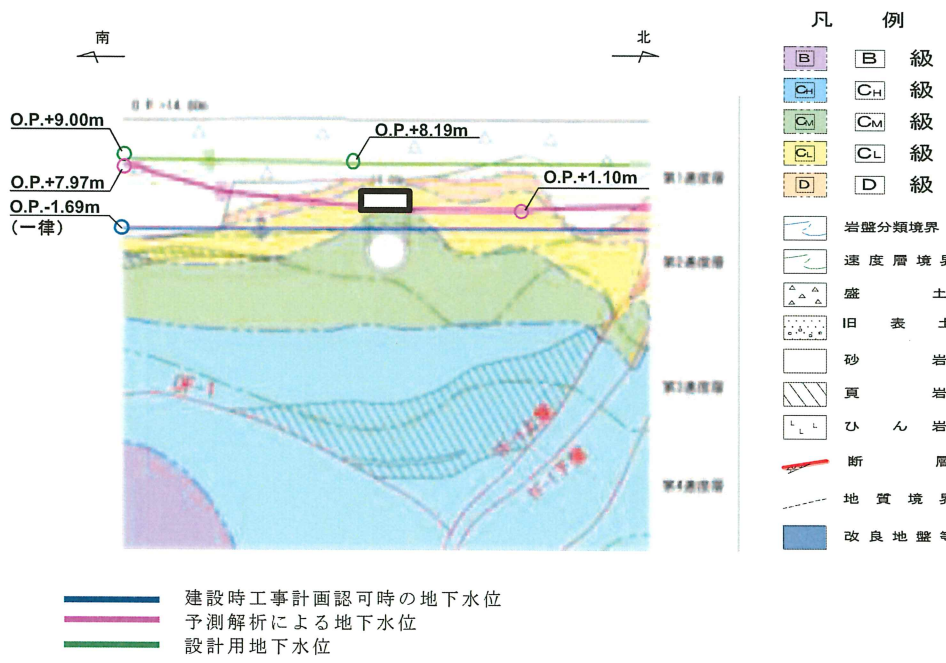


図 3.3-43 (5) 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (横断(断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

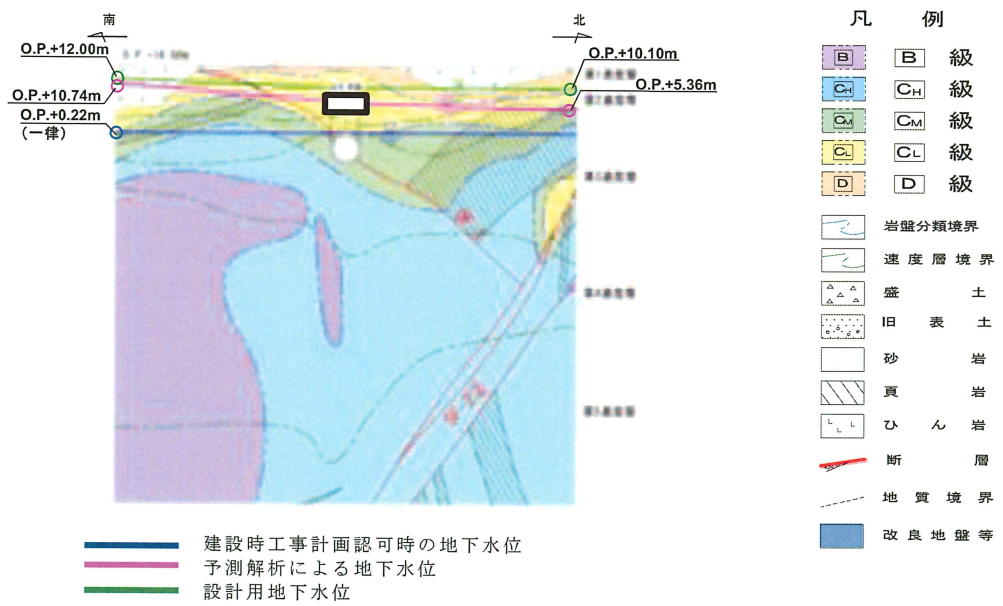


図 3.3-43(6) 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (横断(断面⑦))

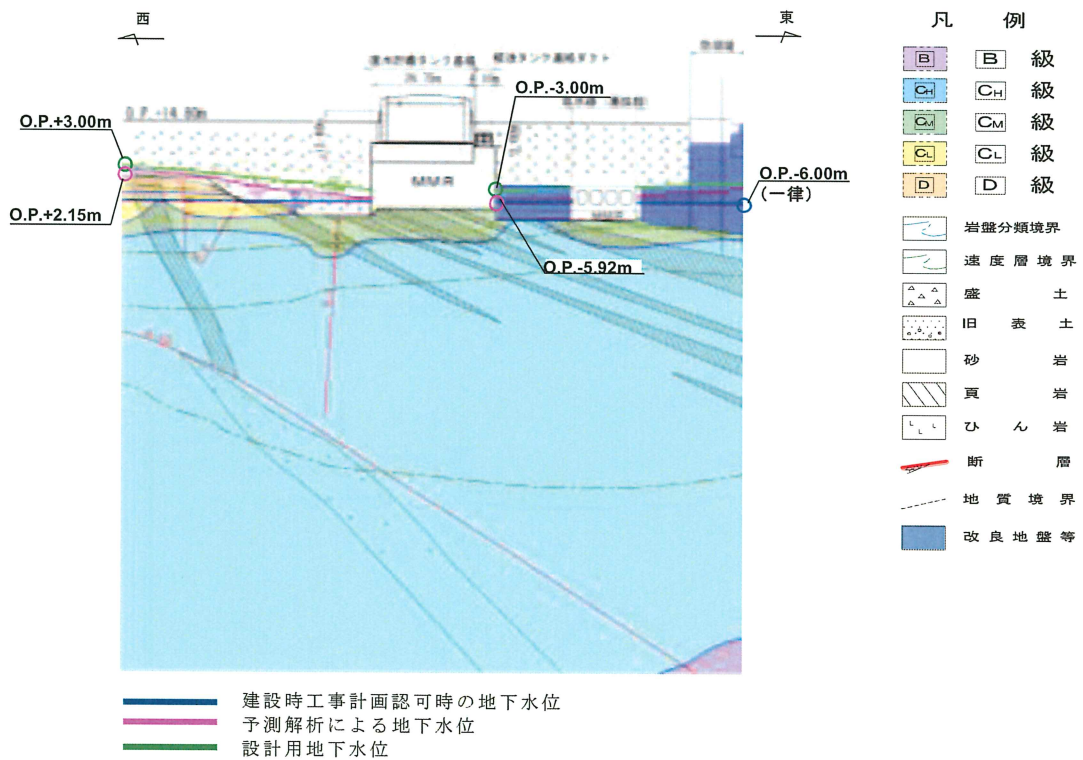


図 3.3-44 軽油タンク連絡ダクトの設計用地下水位 (東西)
(復水貯蔵タンク基礎の東西方向断面の設計用地下水位含む)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

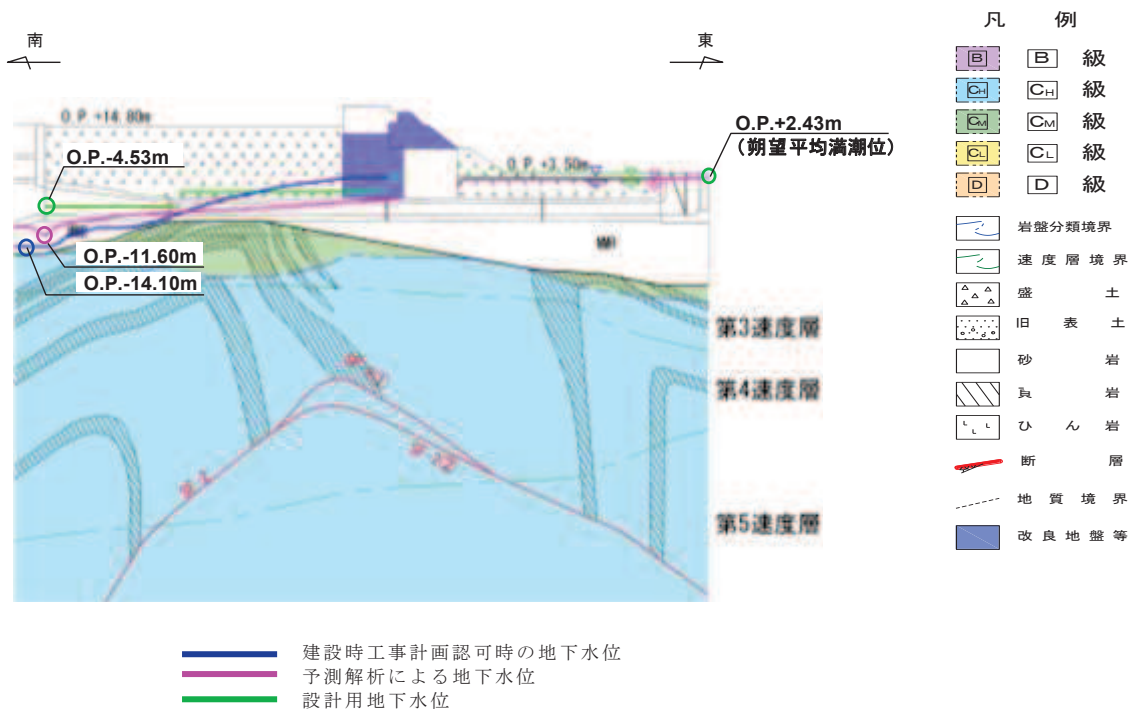


図 3.3-45(1) 取水路の設計用地下水位 (縦断)

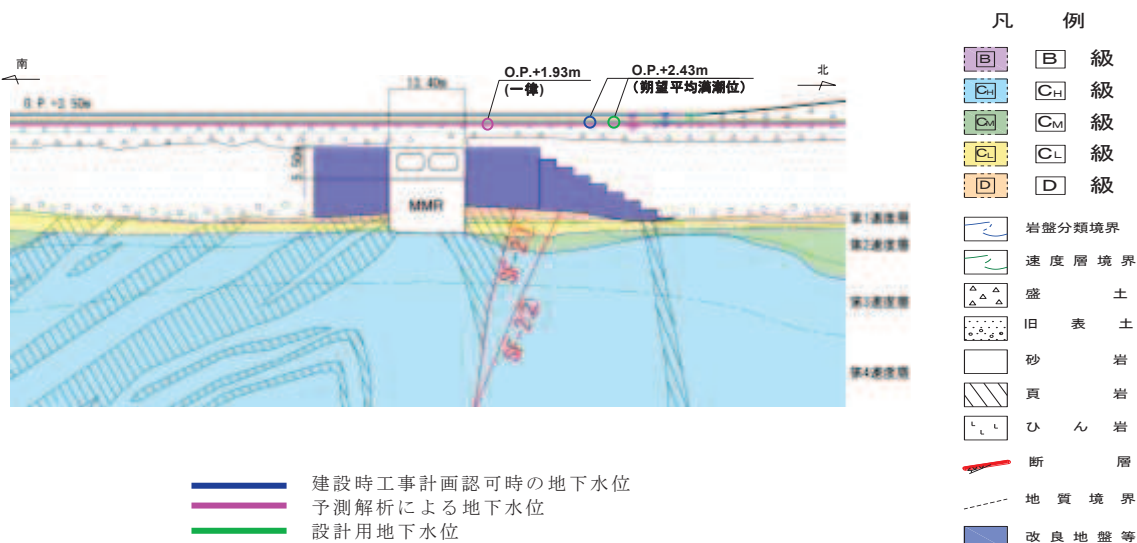


図 3.3-45(2) 取水路の設計用地下水位 (横断(標準部①))
(改良地盤に囲まれる箇所)

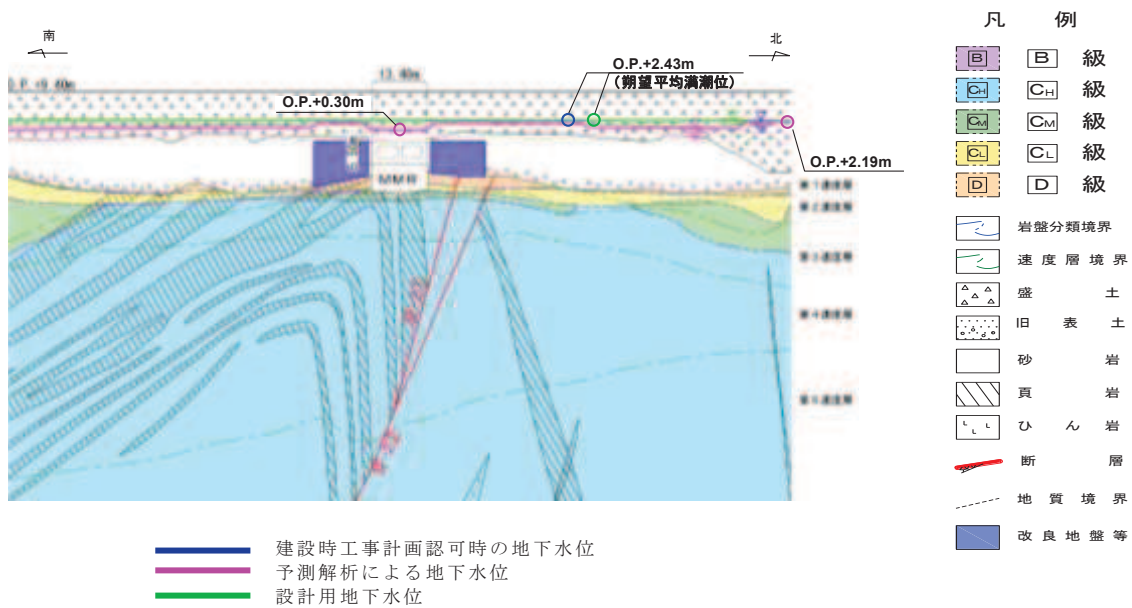


図 3.3-45(3) 取水路の設計用地下水位 (横断(標準部②))
 (改良地盤に囲まれる箇所以外)

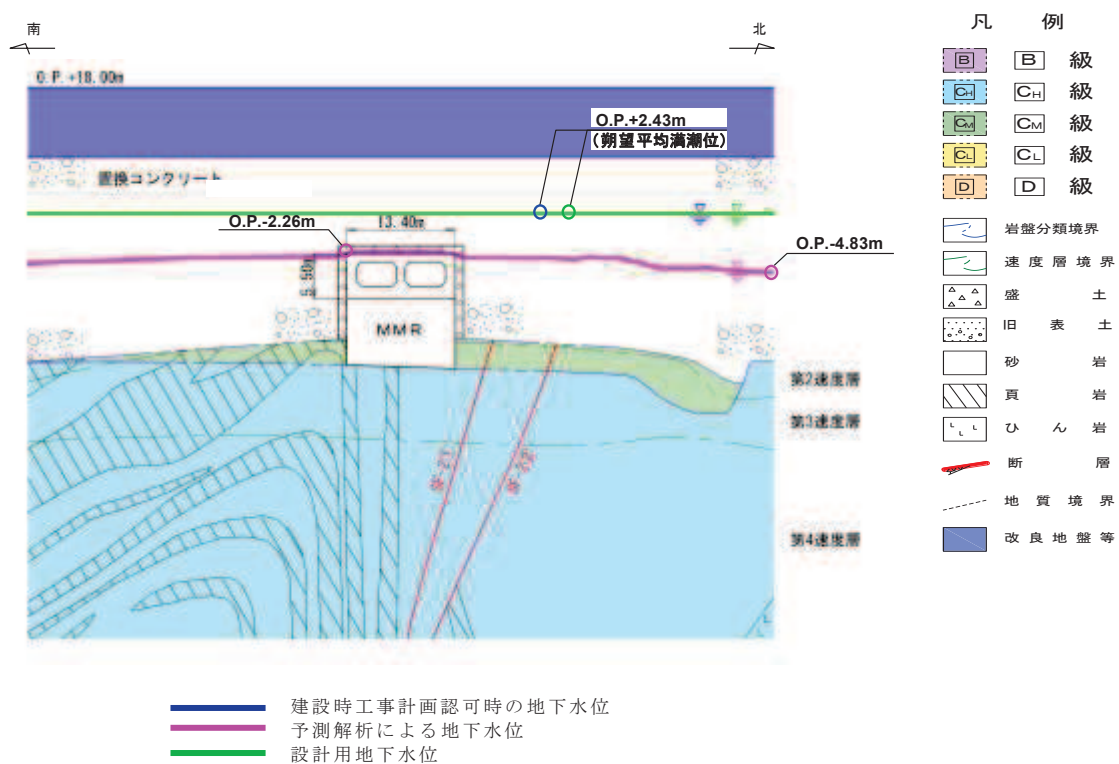
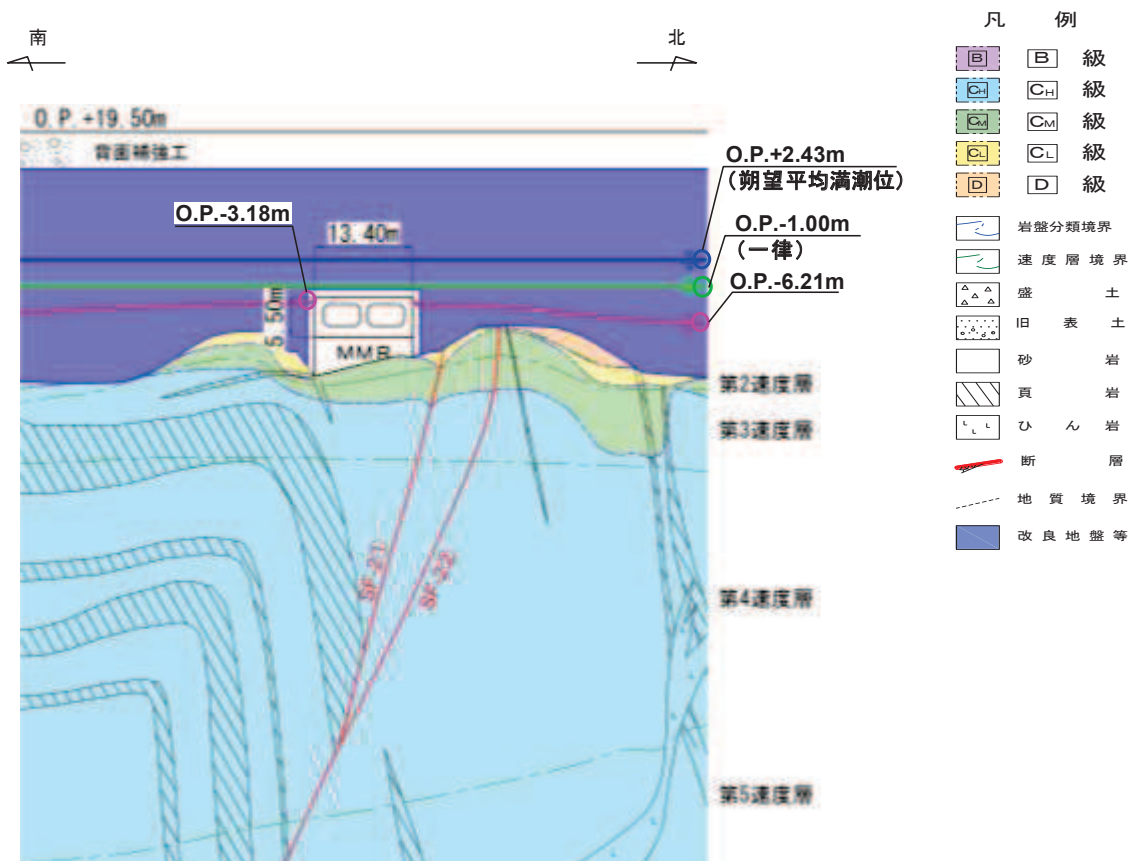
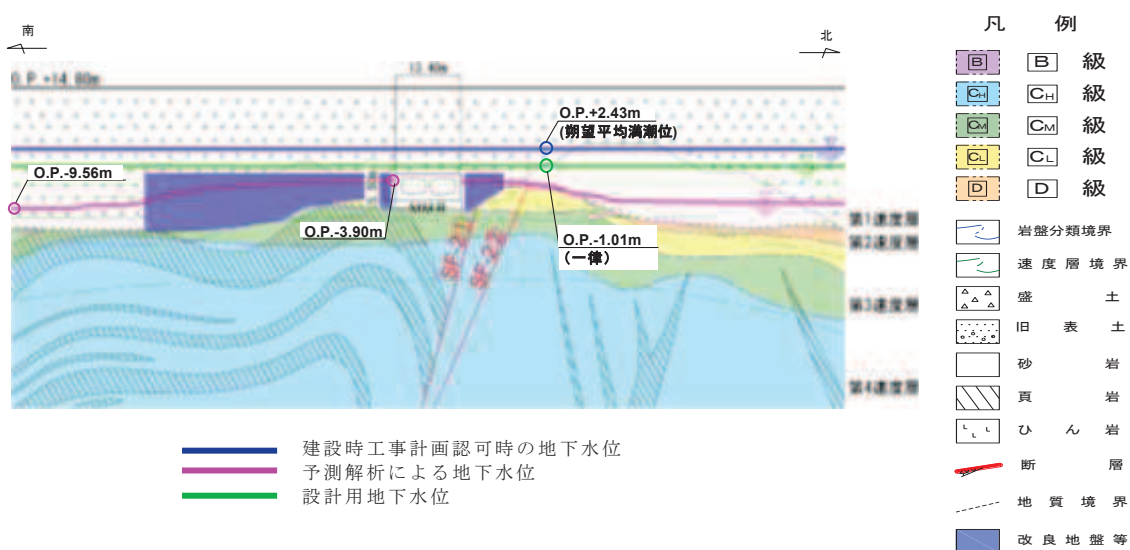


図 3.3-45(4) 取水路の設計用地下水位 (横断(標準部③))
 (防潮堤を横断する箇所(1))



— 建設時工事計画認可時の地下水位
— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 3.3-45(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))



— 建設時工事計画認可時の地下水位
— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 3.3-45(6) 取水路の設計用地下水位 (曲がり部) (南北)

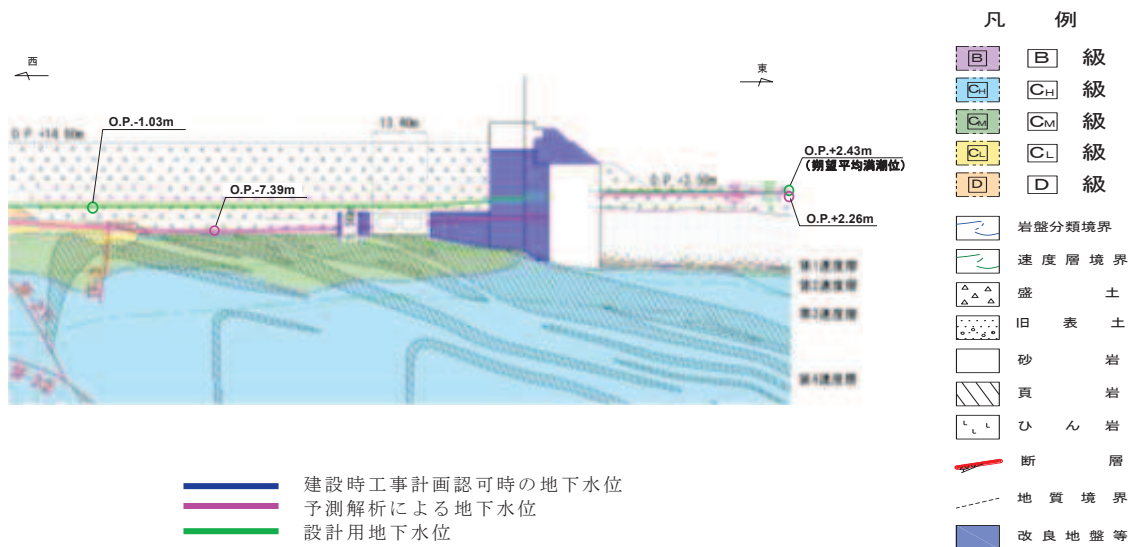


図 3.3-45(7) 取水路の設計用地下水位（曲がり部）（東西）

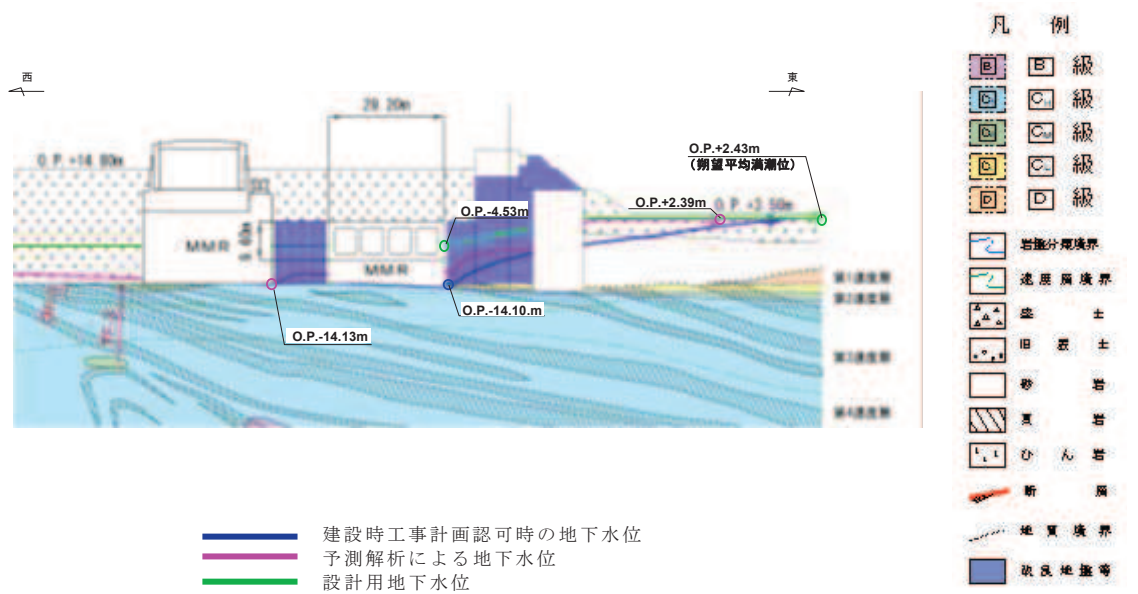


図 3.3-45(8) 取水路の設計用地下水位（漸拡部）（東西）

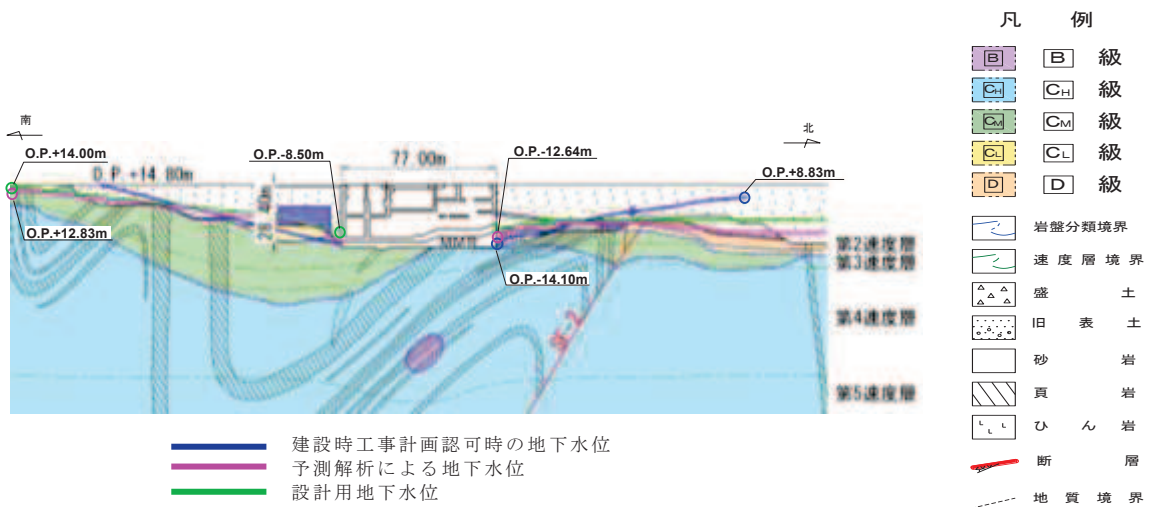


図 3.3-46(1) 海水ポンプ室の設計用地下水水位（縦断）

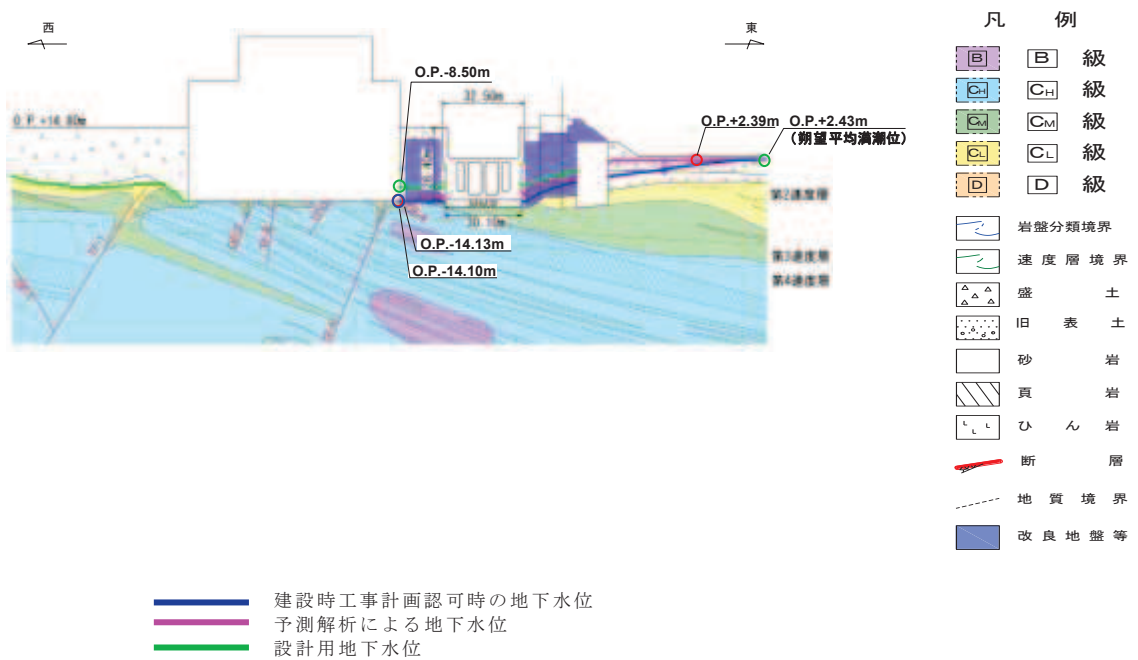


図 3.3-46(2) 海水ポンプ室の設計用地下水水位（横断）

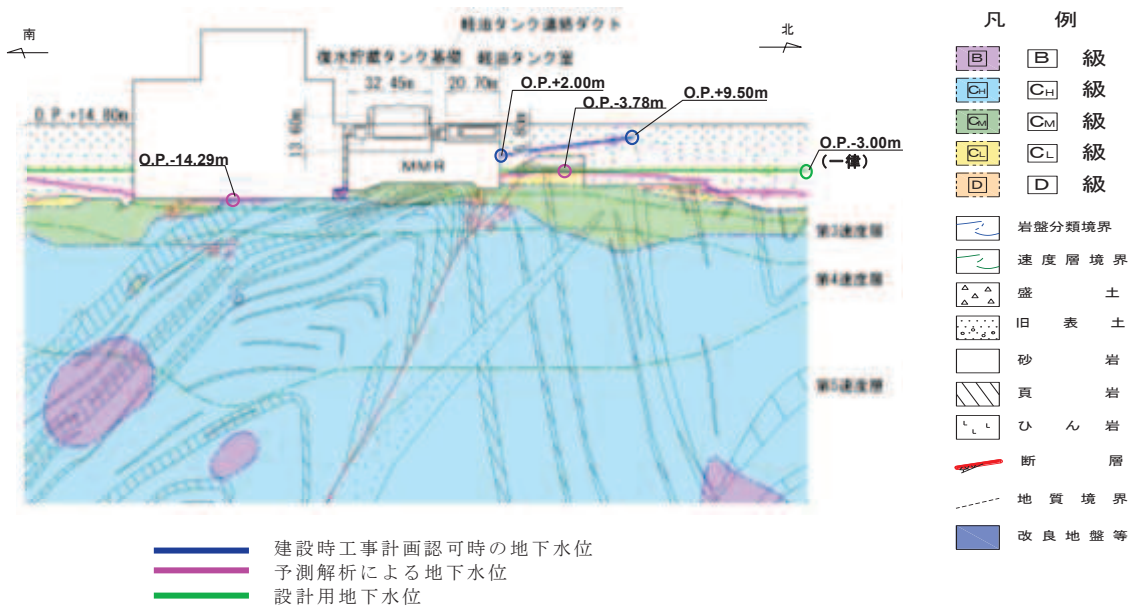


図 3.3-47 軽油タンク室の設計用地下水位（南北）
 （復水貯蔵タンク基礎の南北方向断面の設計用地下水位を含む）

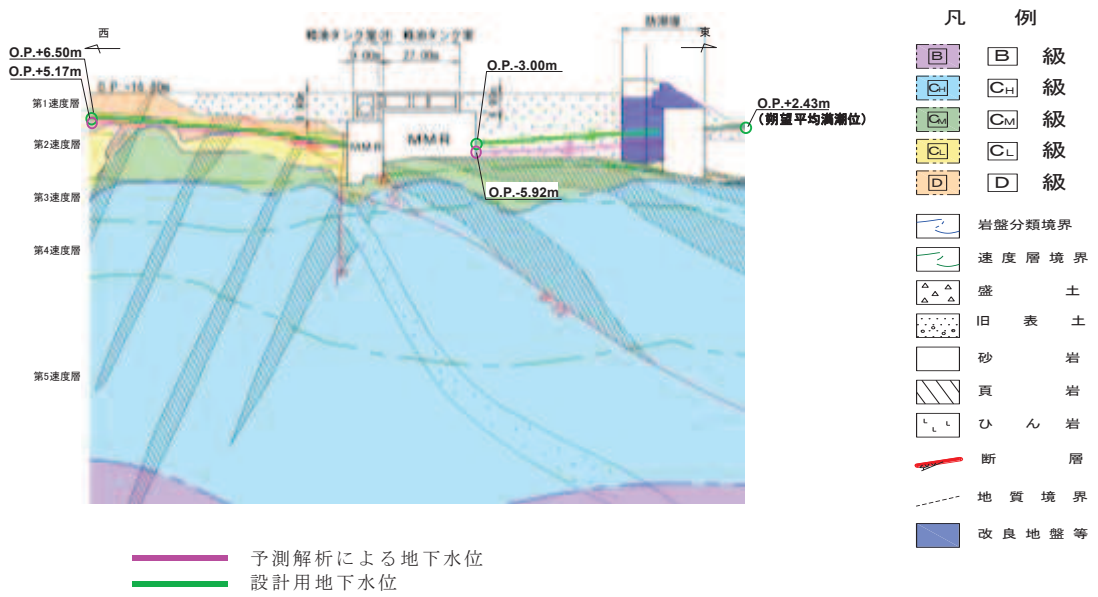
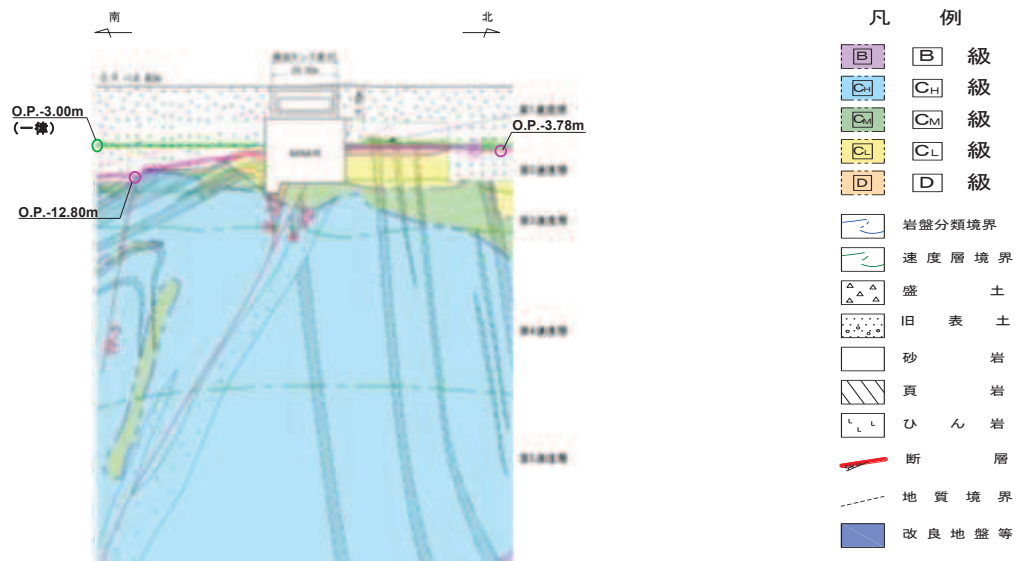
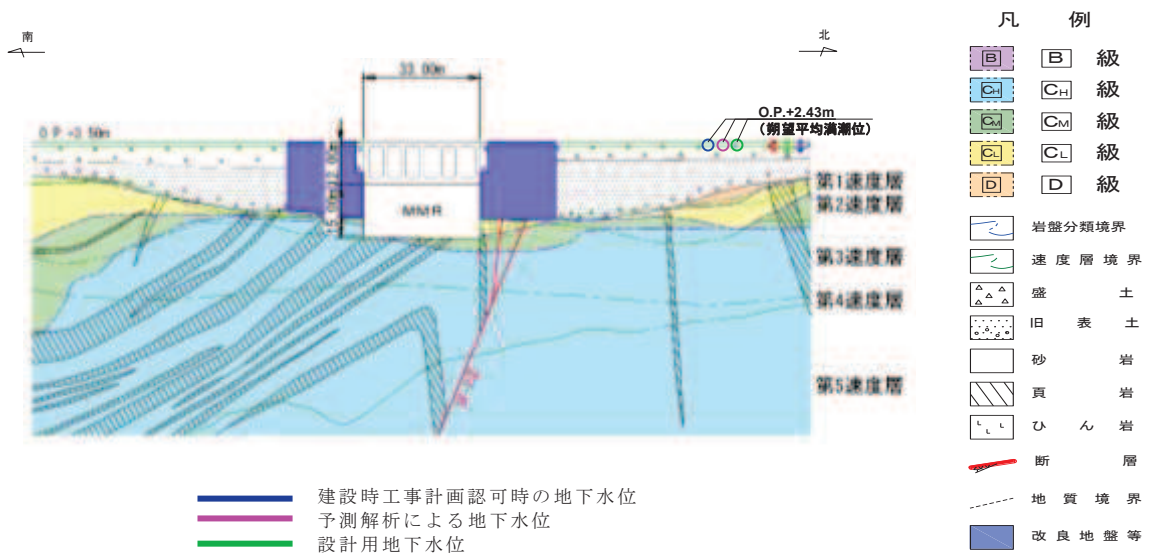


図 3.3-48(1) 軽油タンク室，軽油タンク室（H）の設計用地下水位（東西）



— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 3.3-48(2) 軽油タンク室 (H) の設計用地下水位 (南北)



— 建設時工事計画認可時の地下水位
— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 3.3-49(1) 取水口 (標準部) の設計用地下水位 (南北)

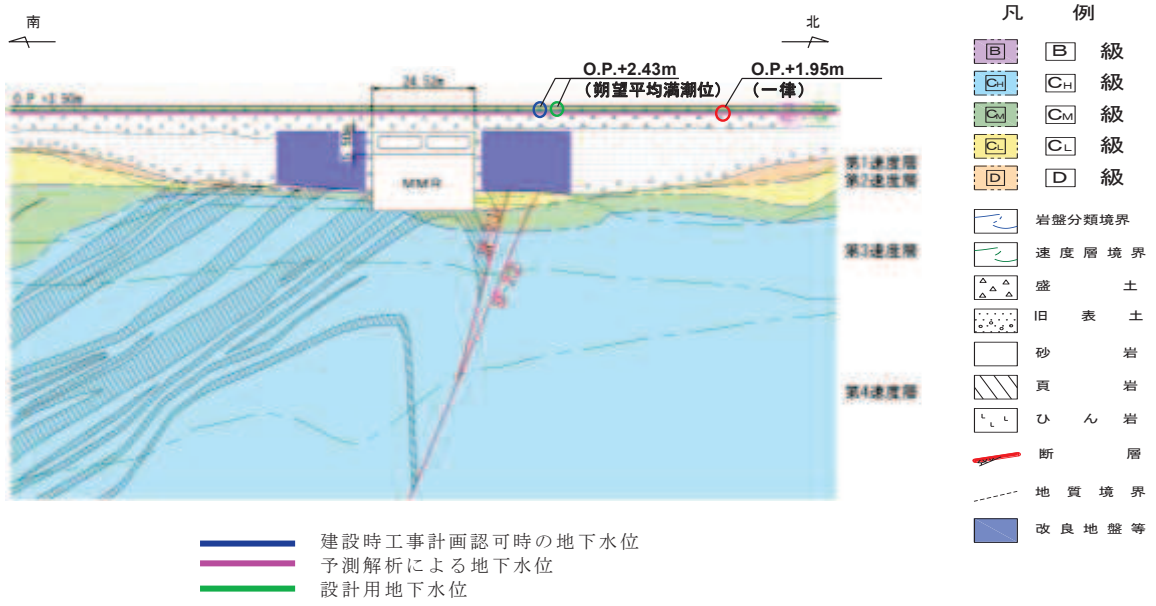


図 3.3-49(2) 取水口（漸縮部）の設計用地下水位（南北）

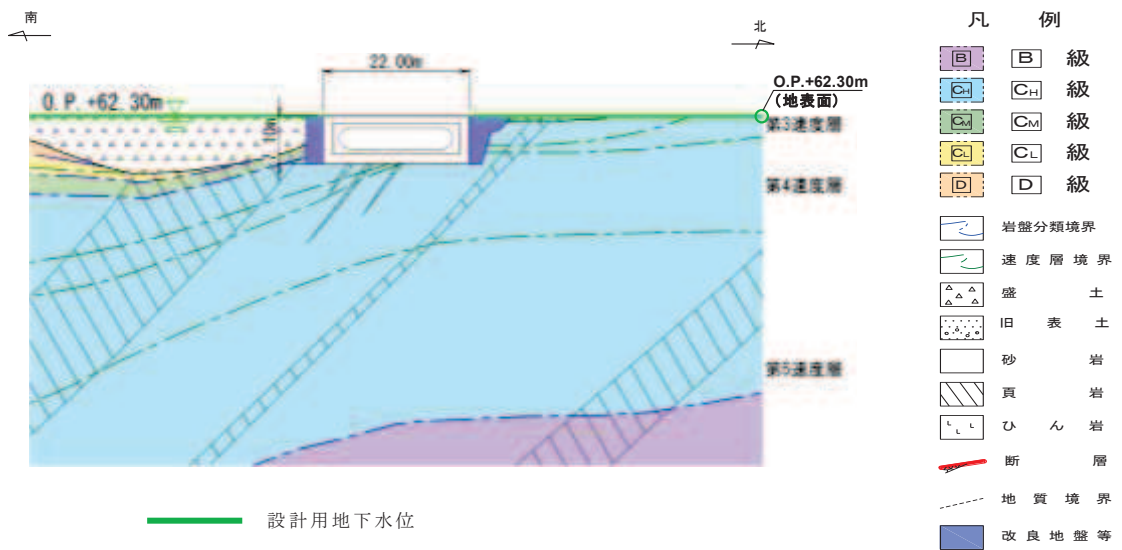


図 3.3-50(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室の設計用地下水位（南北）

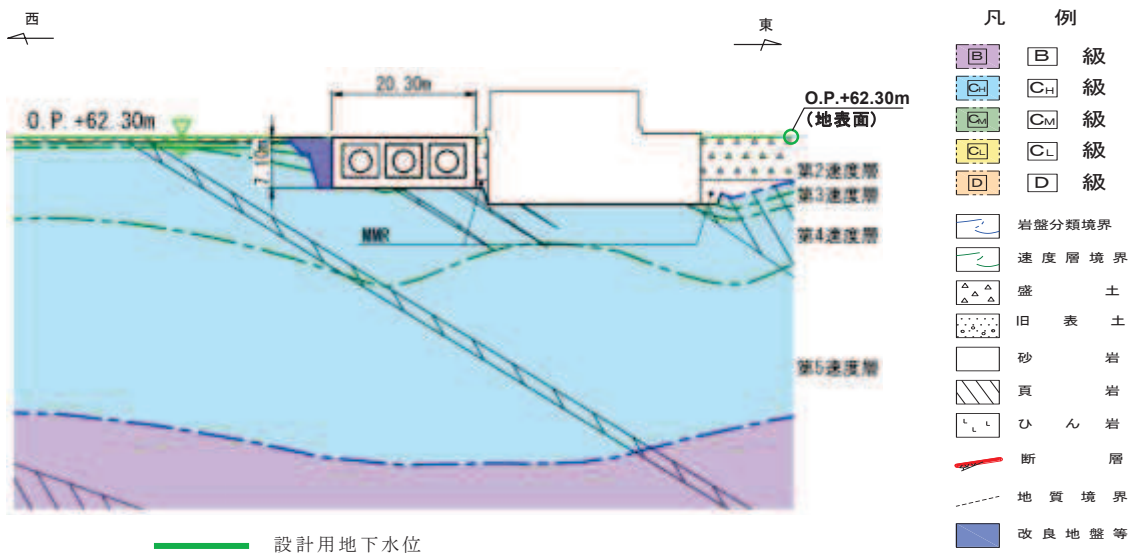


図 3.3-50(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室の設計用地下水位（東西）

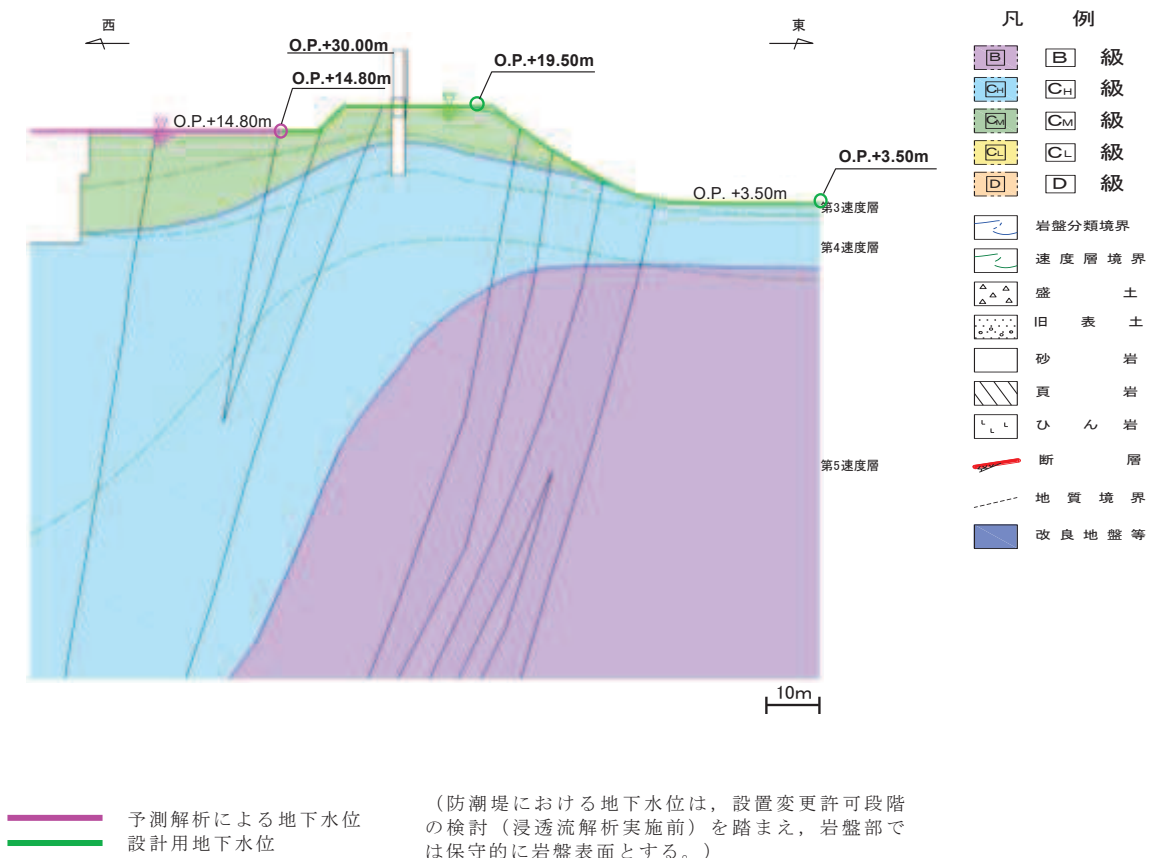
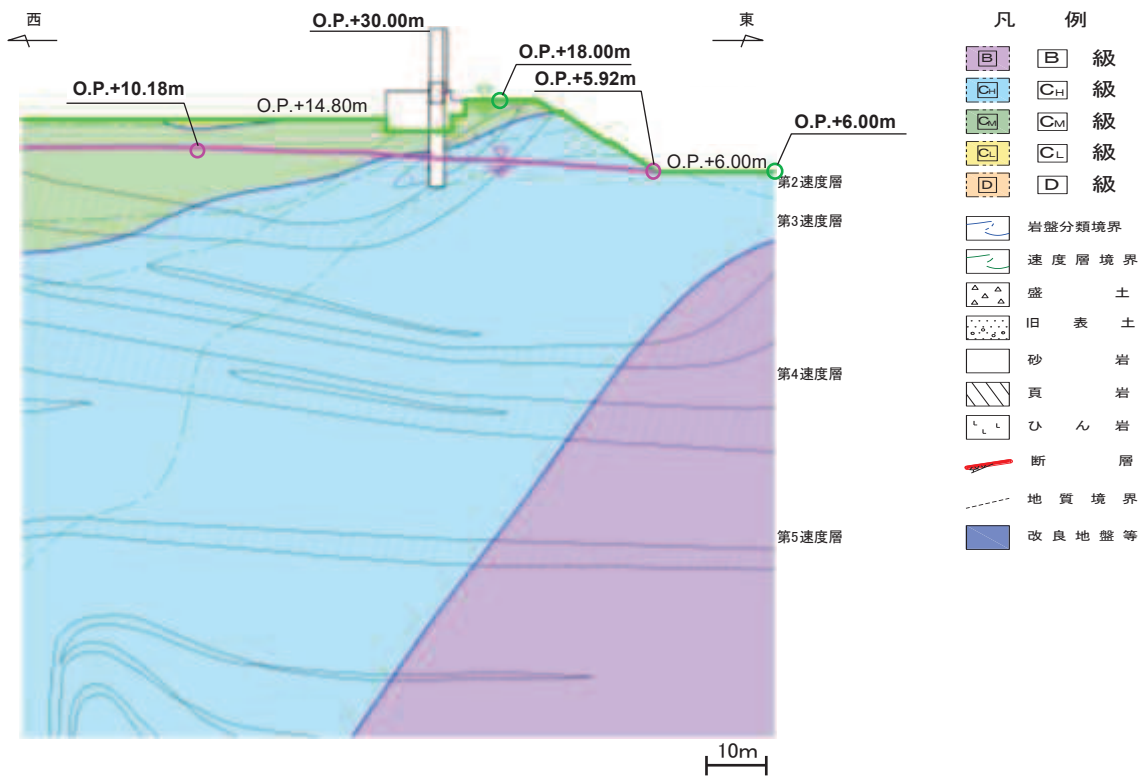


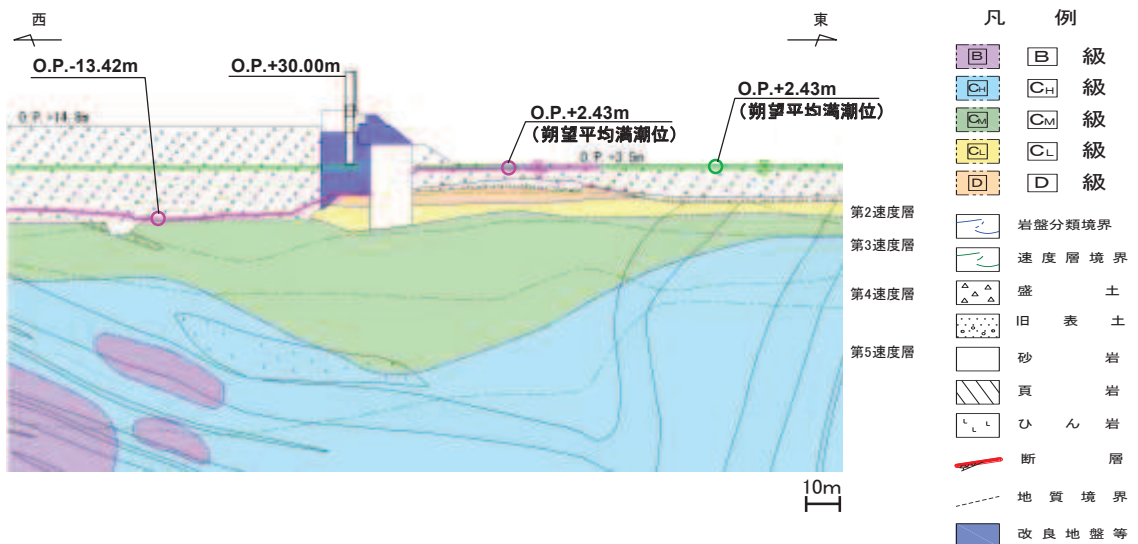
図 3.3-51(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位（岩盤部①）



— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(防潮堤における地下水位は、設置変更許可段階の検討(浸透流解析実施前)を踏まえ、岩盤部では保守的に岩盤表面とする。)

図 3.3-51(2) 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の設計用地下水位(岩盤部②)



— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(防潮堤における地下水位は、設置変更許可段階の検討(浸透流解析実施前)を踏まえ、一般部では保守的に期望平均満潮位とする。)

図 3.3-51(3) 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の設計用地下水位(一般部①)

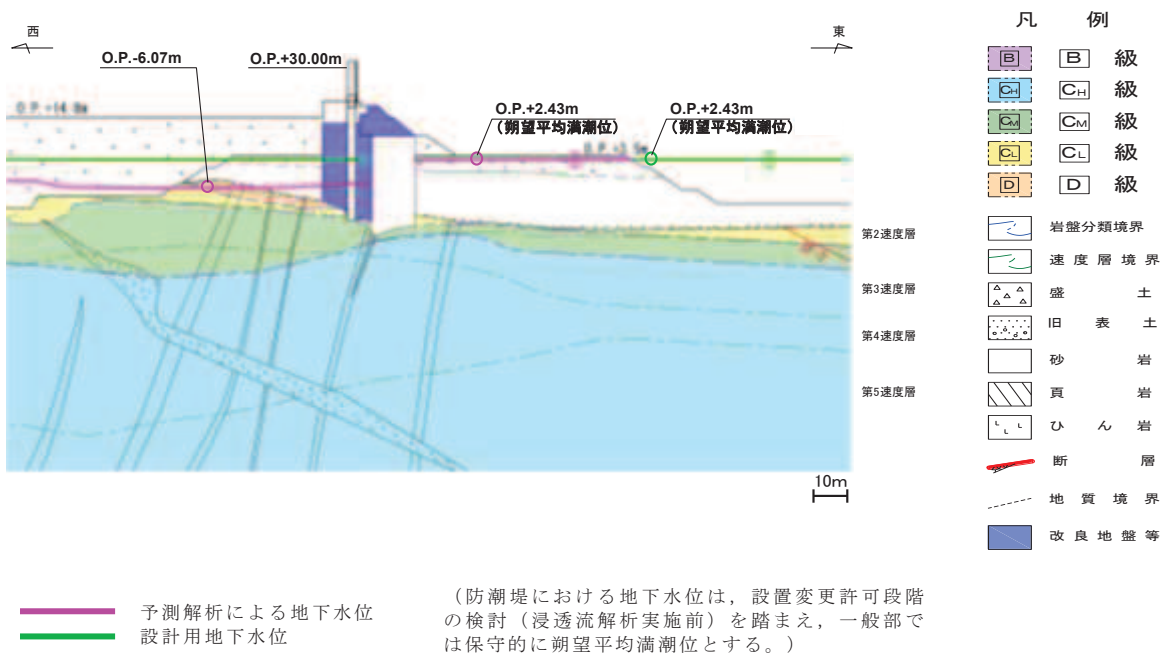


図 3.3-51(4) 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の設計用地下水位(一般部②)

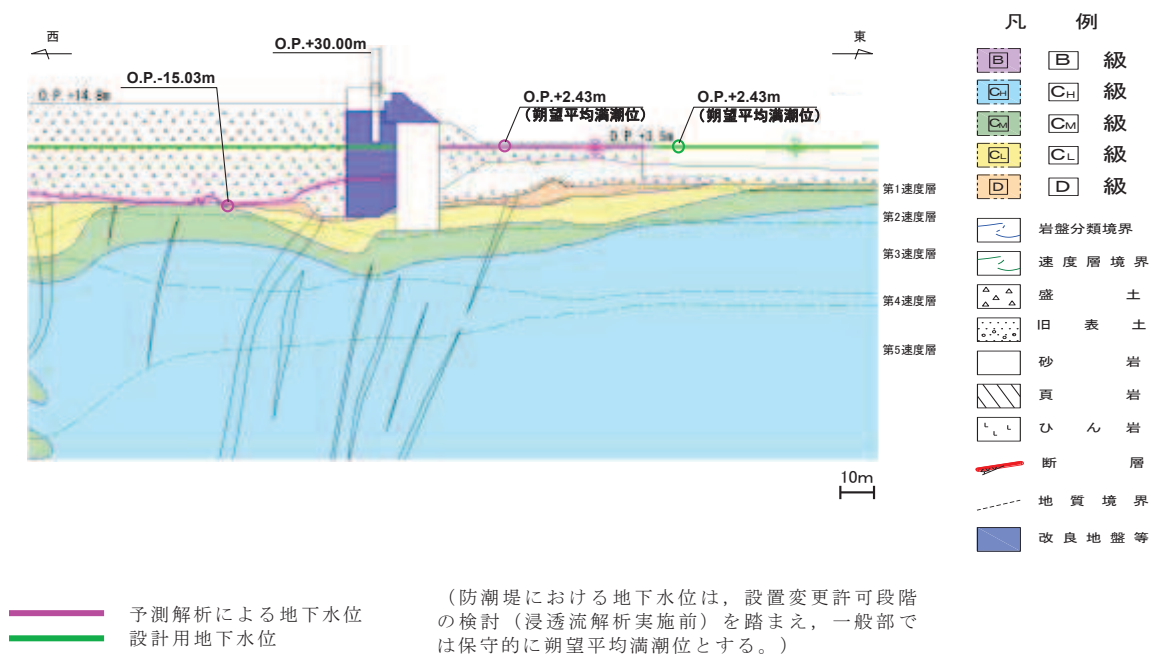
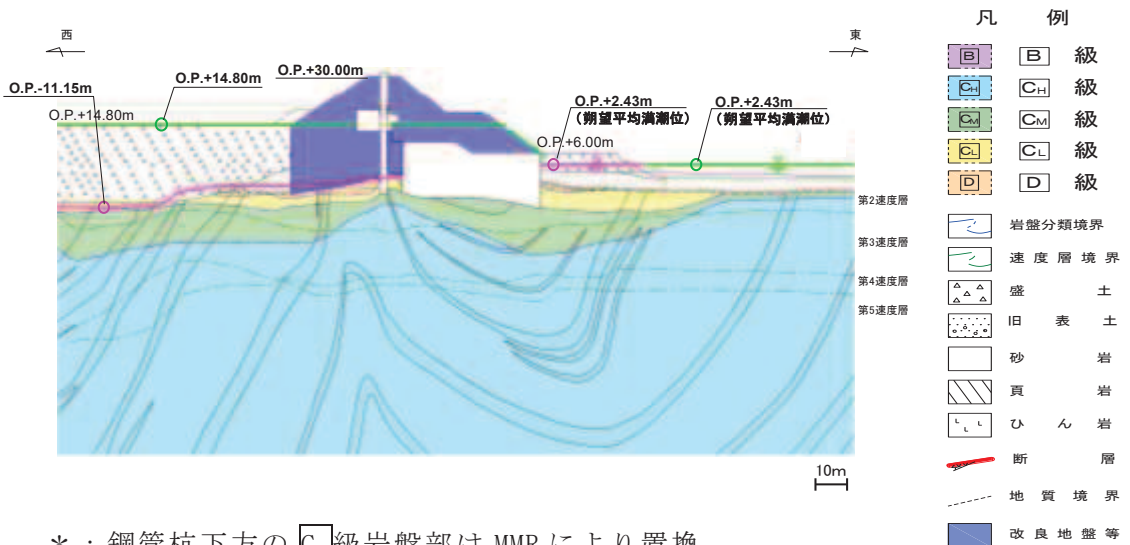


図 3.3-51(5) 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の設計用地下水位(一般部③)

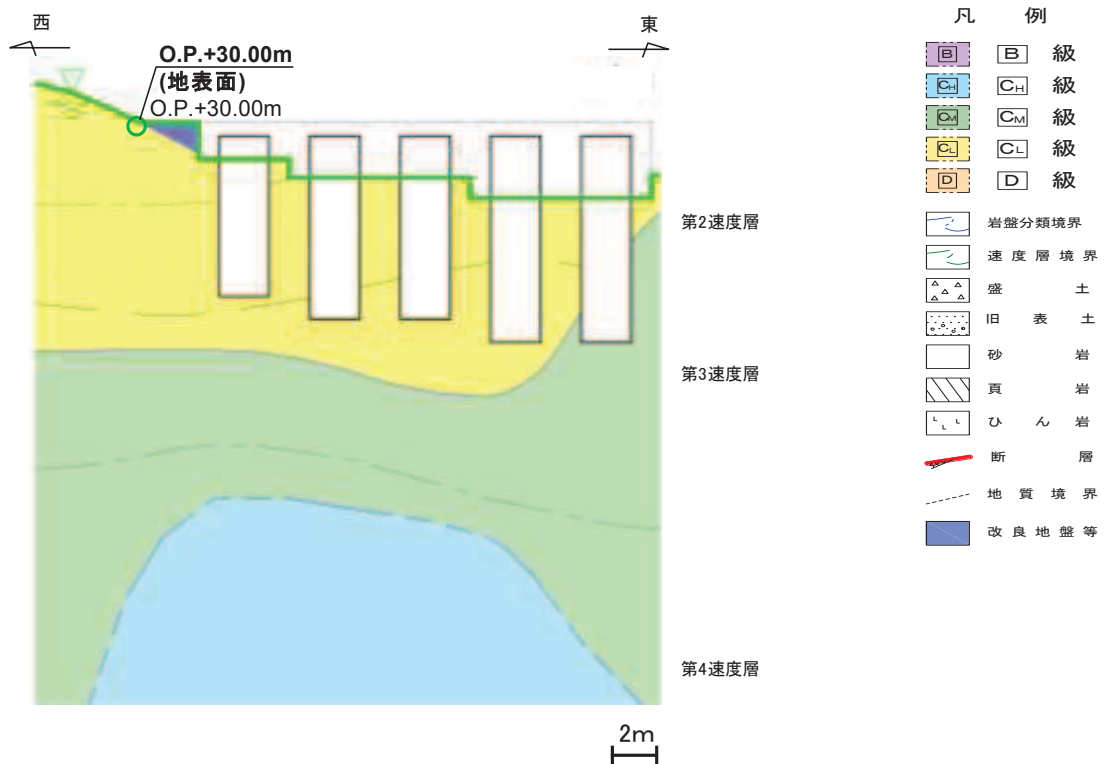


* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(防潮堤における地下水位は、設置変更許可段階の検討(浸透流解析実施前)を踏まえ、盛土堤防との境界部である一般部④は保守的に海側は朔望平均満潮位、山側は地表面とする。)

図 3.3-51(6) 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の設計用地下水位(一般部④)



— 設計用地下水位

(防潮堤における地下水位は、設置変更許可段階の検討(浸透流解析実施前)を踏まえ、RC 遮水壁では保守的に岩盤表面とする。)

図 3.3-51(7) 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の設計用地下水位(RC 遮水壁)

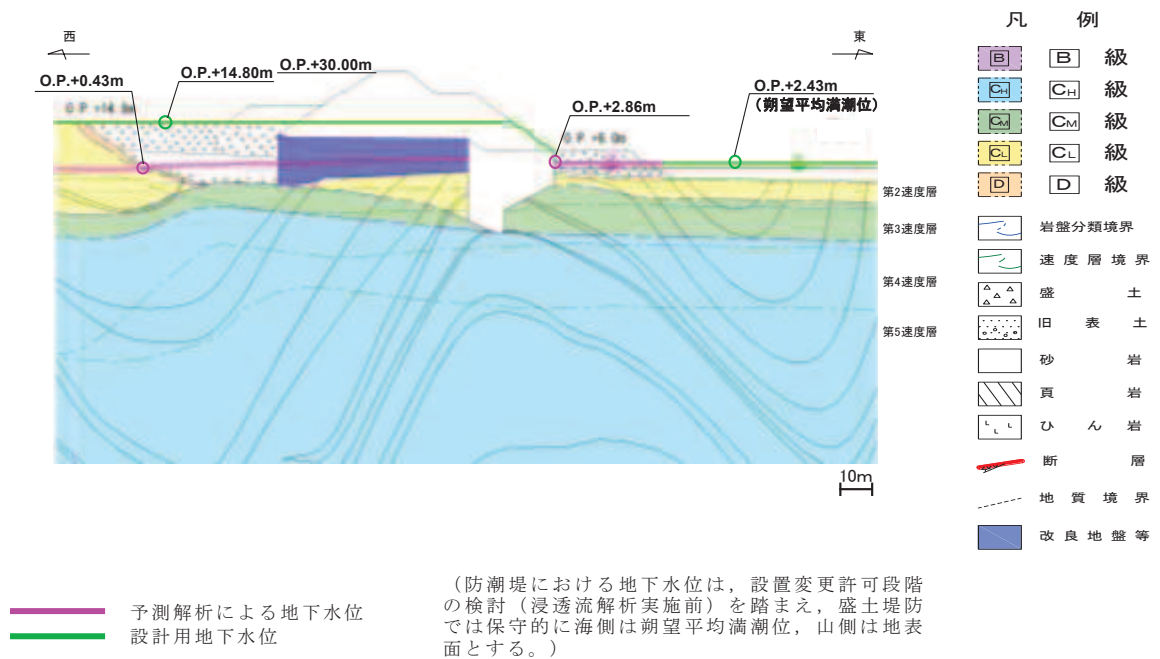


図 3.3-51(8) 防潮堤(盛土堤防)の設計用地下水位(横断①)

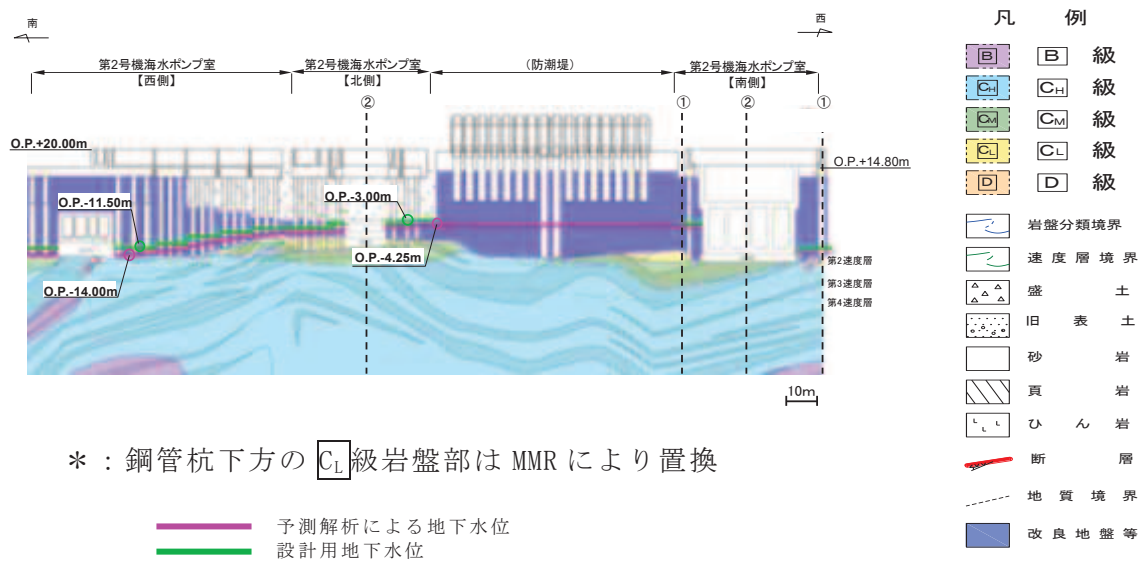
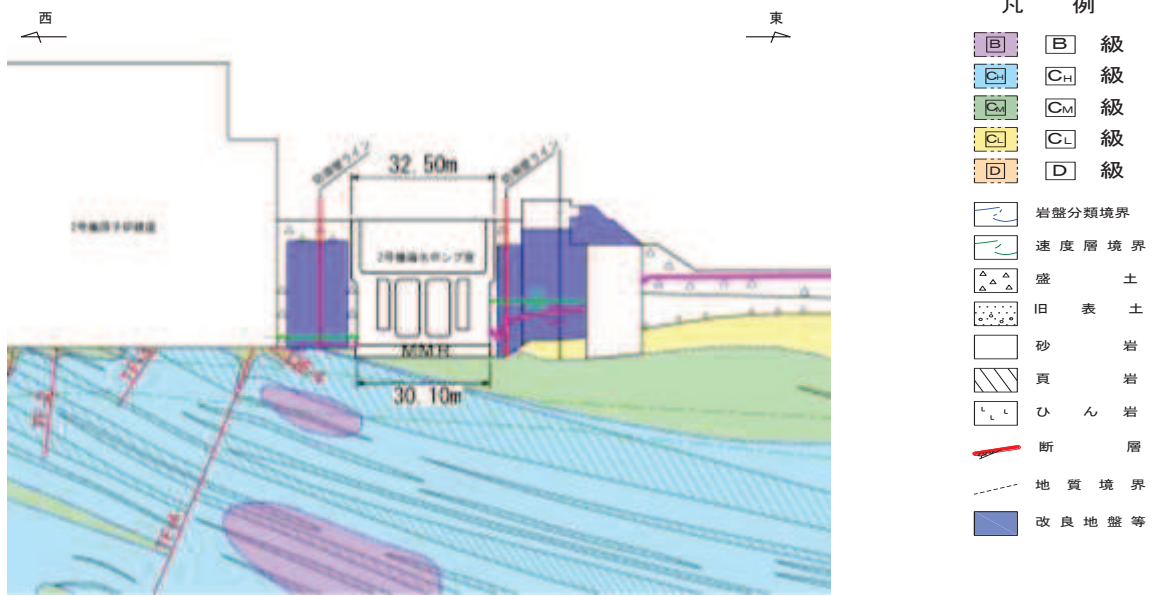


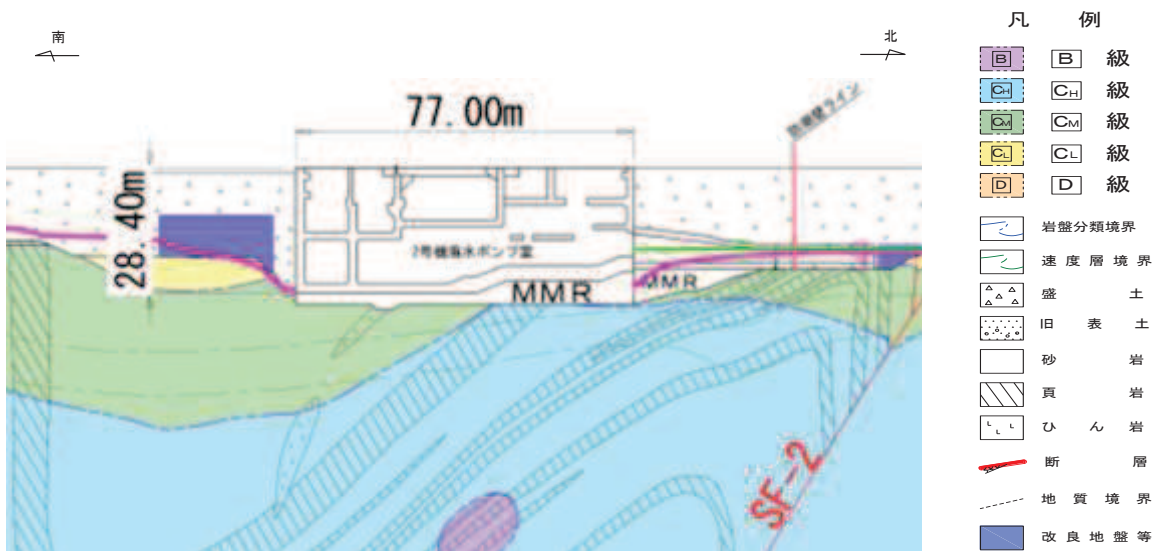
図 3.3-52(1) 防潮壁の設計用地下水位
(2号機海水ポンプ室) (1/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

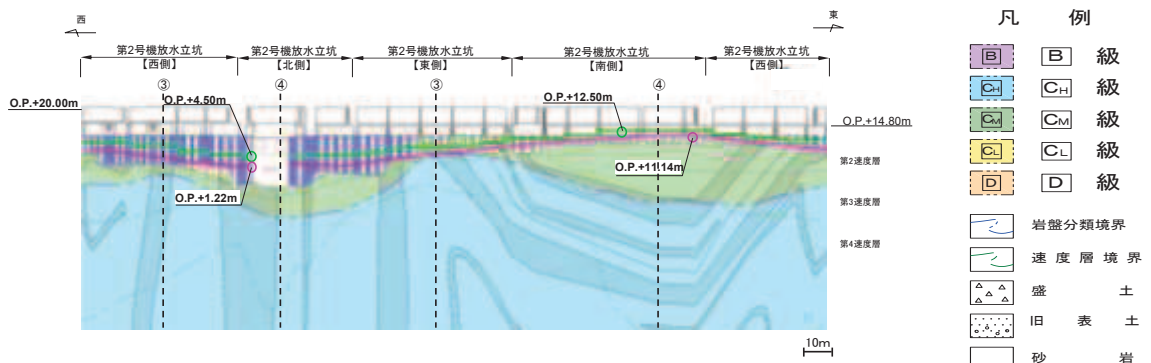
図 3.3-52(2) 防潮壁の設計用地下水位 (2号機海水ポンプ室)
(2号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布 (東西) ①-①) (2/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

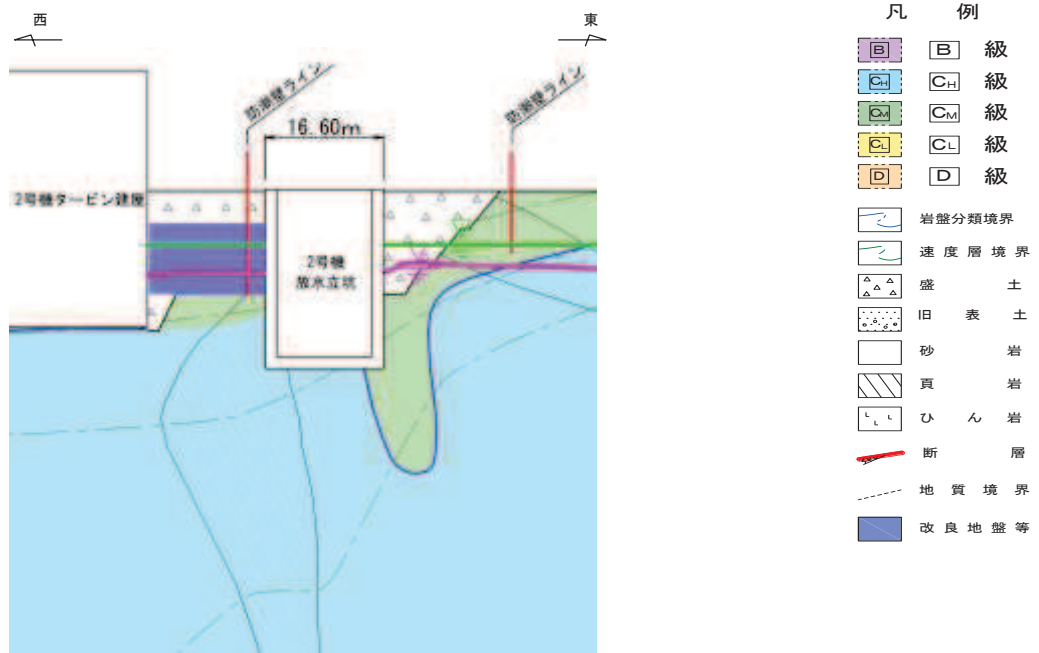
図 3.3-52(3) 防潮壁の設計用地下水位 (2号機海水ポンプ室)
(2号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布 (南北) ②-②) (3/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

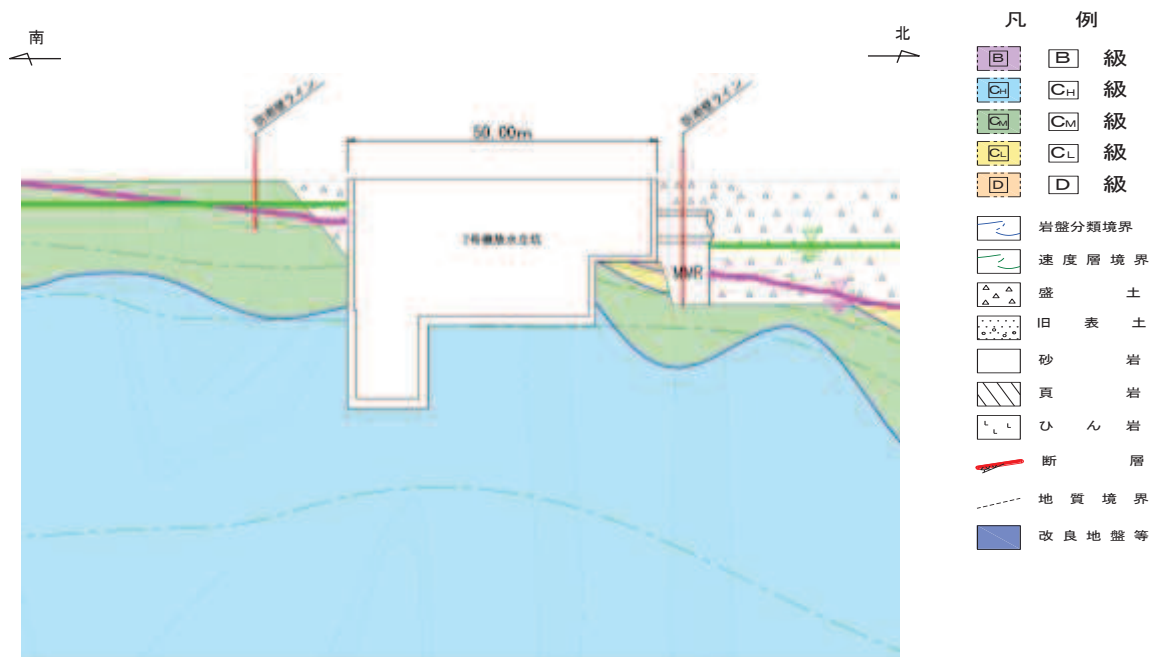
図 3.3-52(4) 防潮壁の設計用地下水位
 (2号機放水立坑) (1/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

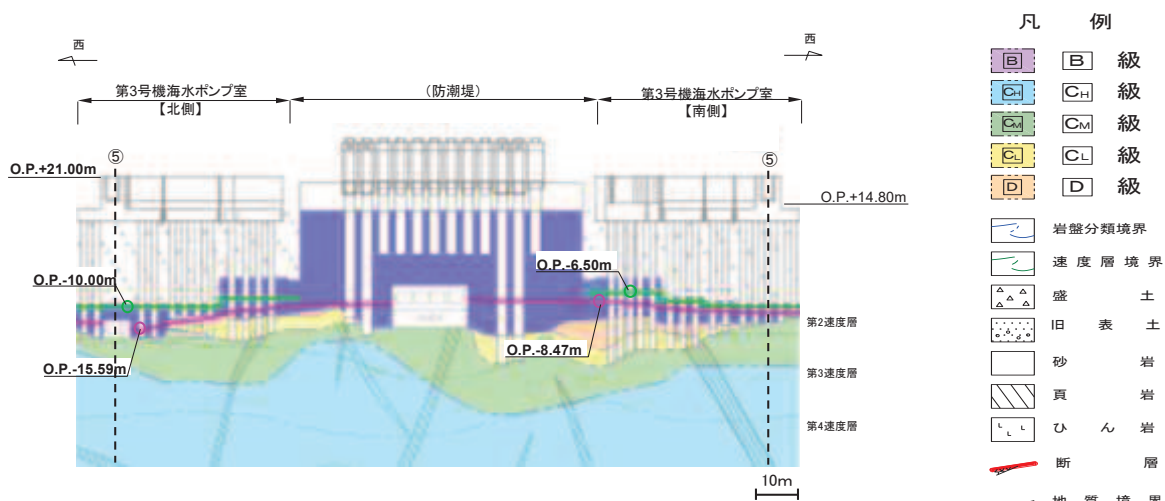
図 3.3-52(5) 防潮壁の設計用地下水位 (2号機放水立坑)
 (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ③-③) (2/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

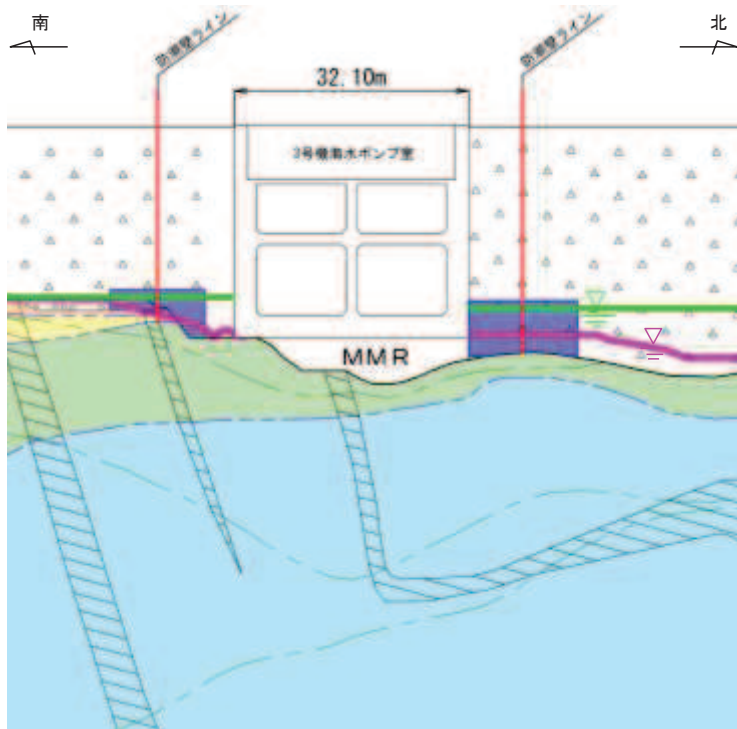
図 3.3-52(6) 防潮壁の設計用地下水位 (2号機放水立坑)
(2号機放水立坑横断方向の地下水位分布(南北) ④-④) (3/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 3.3-52(7) 防潮壁の設計用地下水位
(3号機海水ポンプ室) (1/2)

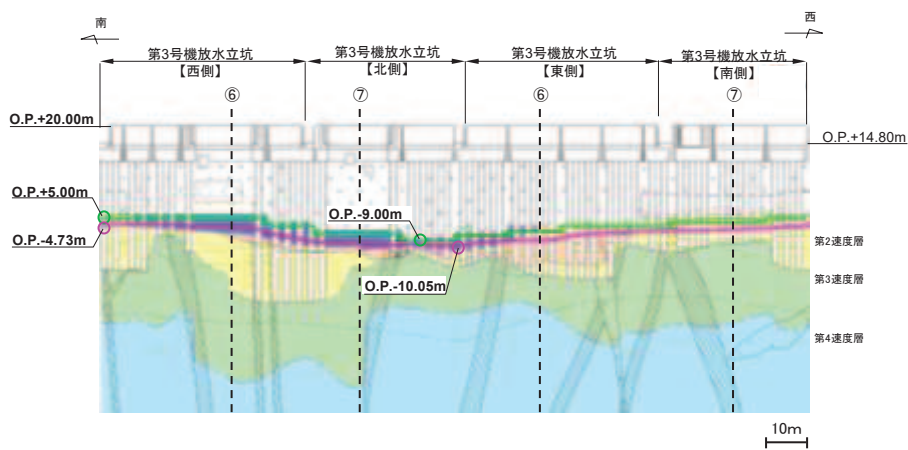


* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位
設計用地下水位

図 3.3-52(8) 防潮壁の設計用地下水位 (3号機海水ポンプ室)

(3号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布 (南北) ⑤-⑤) (2/2)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位
設計用地下水位

図 3.3-52(9) 防潮壁の設計用地下水位

(3号機放水立坑) (1/3)

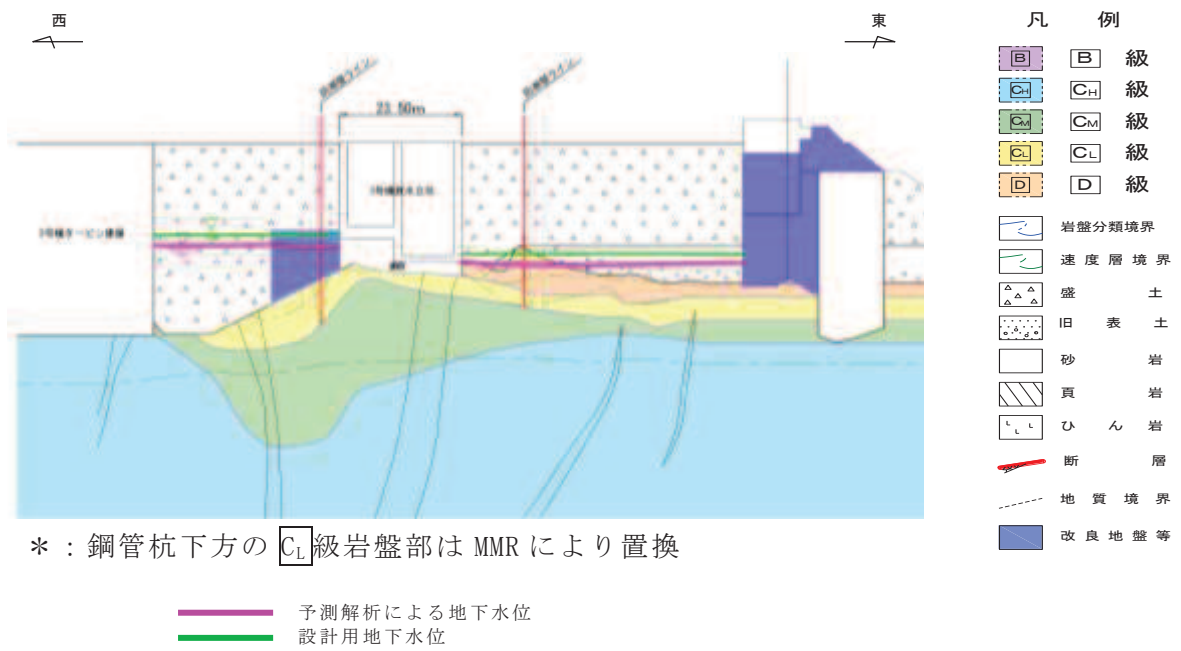


図 3.3-52(10) 防潮壁の設計用地下水位 (3号機放水立坑)
 (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ⑥-⑥) (2/3)

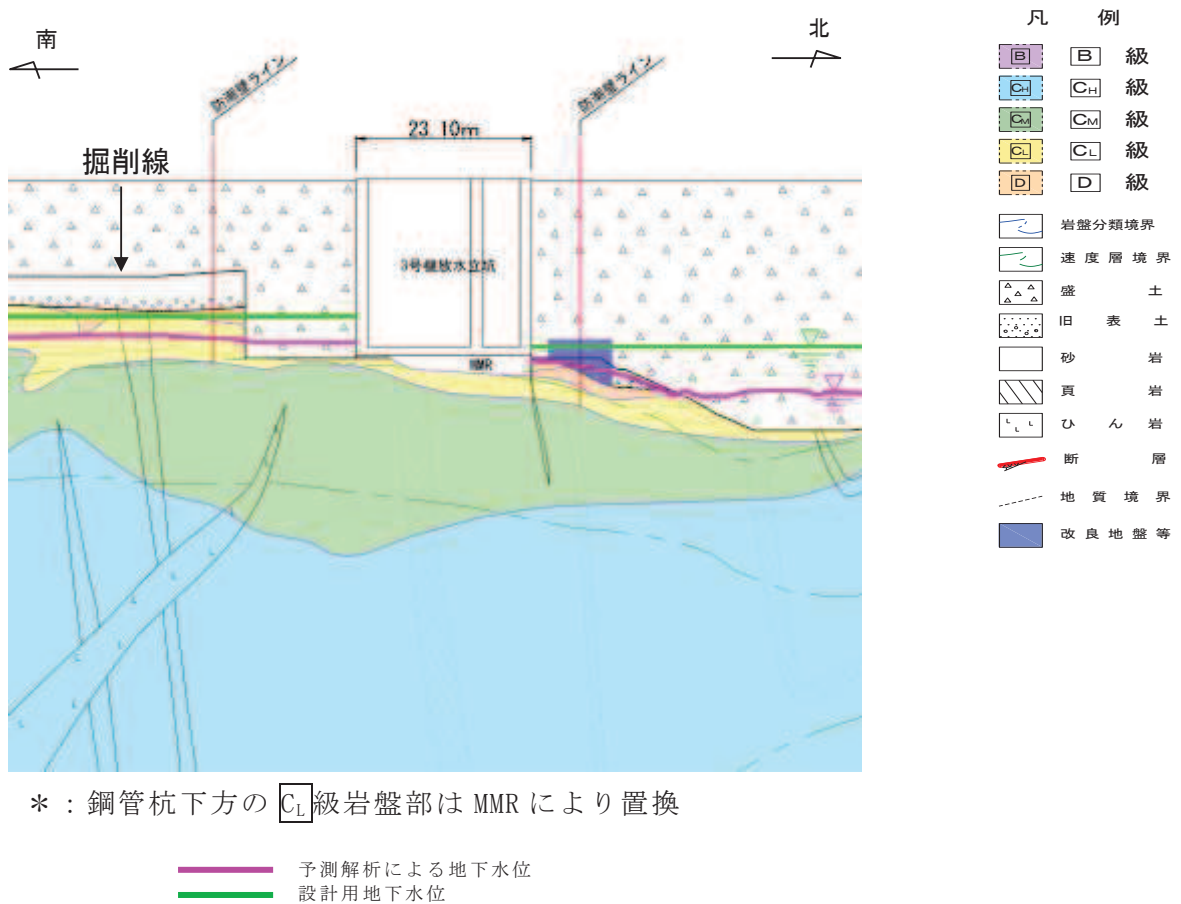


図 3.3-52(11) 防潮壁の設計用地下水位 (3号機放水立坑)
 (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (南北) ⑦-⑦) (3/3)

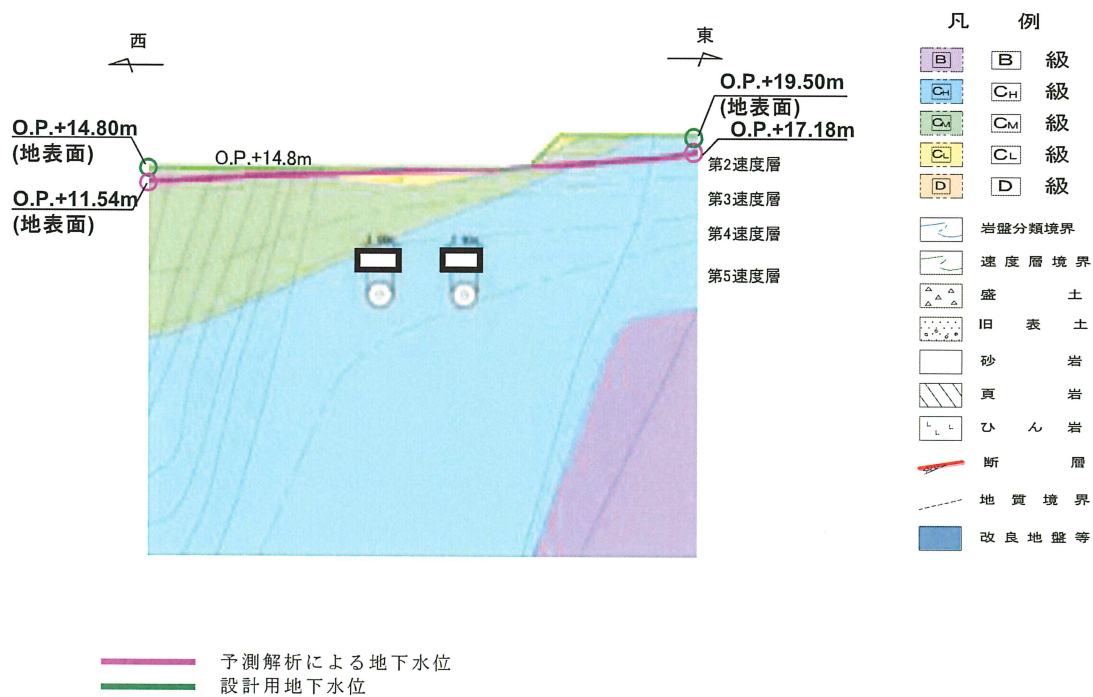


図 3.3-53(1) 取放水路流路縮小工の設計用地下水位
(1号機取水路)

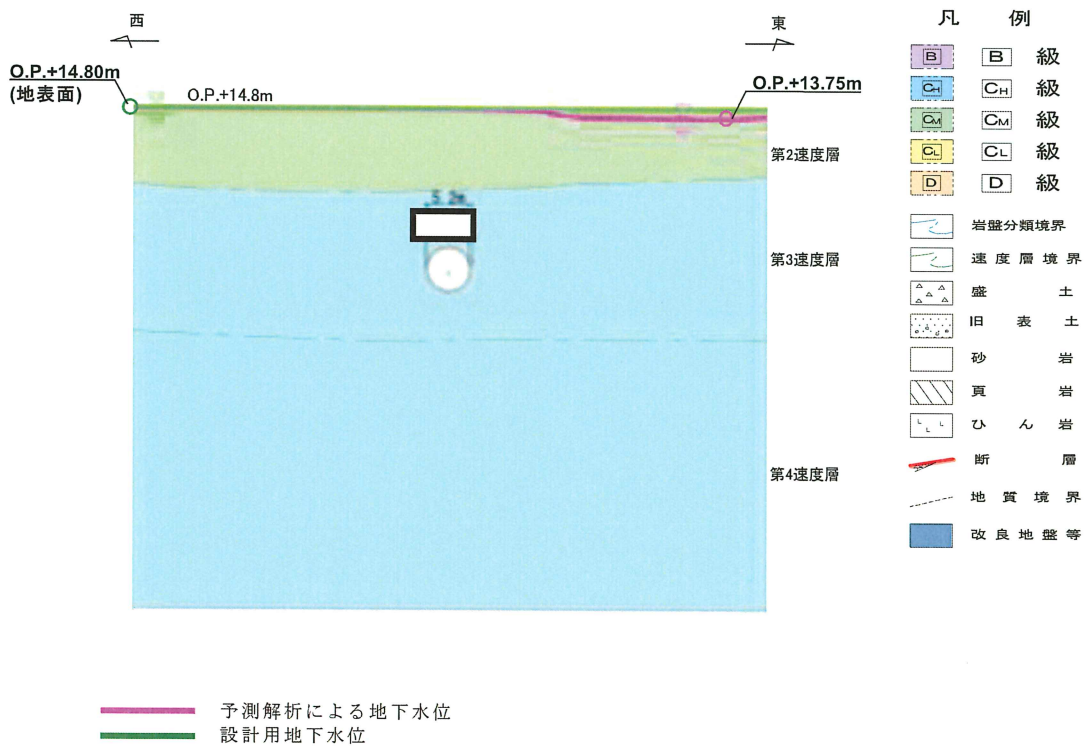


図 3.3-53(2) 取放水路流路縮小工の設計用地下水位
(1号機放水路)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

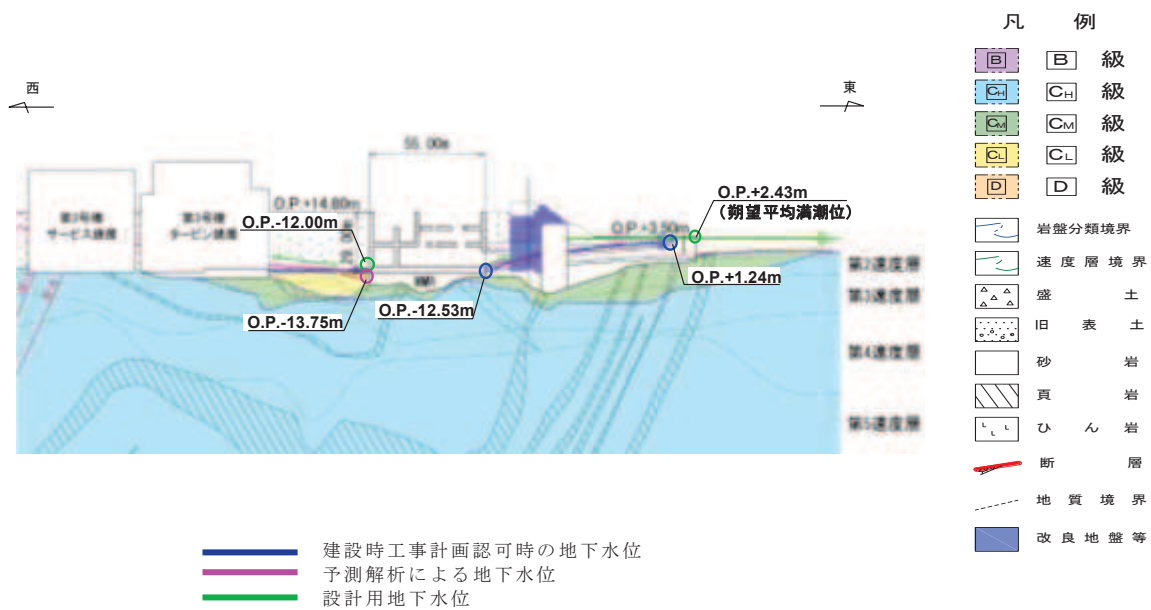


図 3.3-54(1) 第 3 号機海水ポンプ室の設計用地下水位 (縦断)

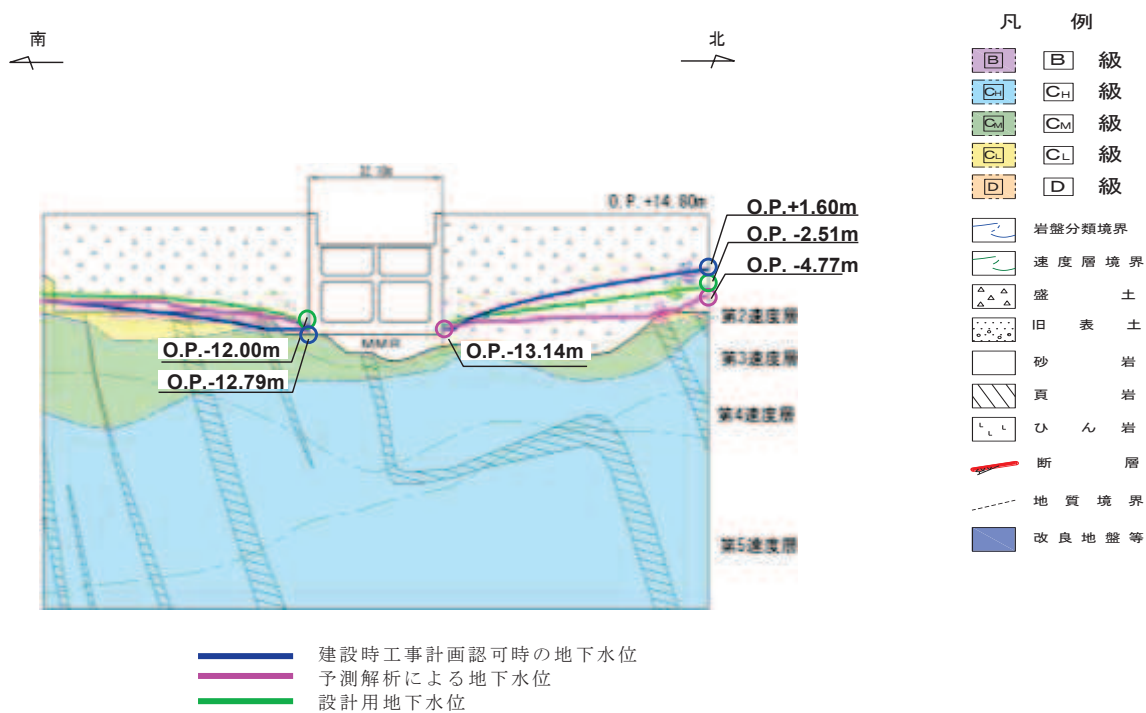


図 3.3-54(2) 第 3 号機海水ポンプ室の設計用地下水位 (横断)

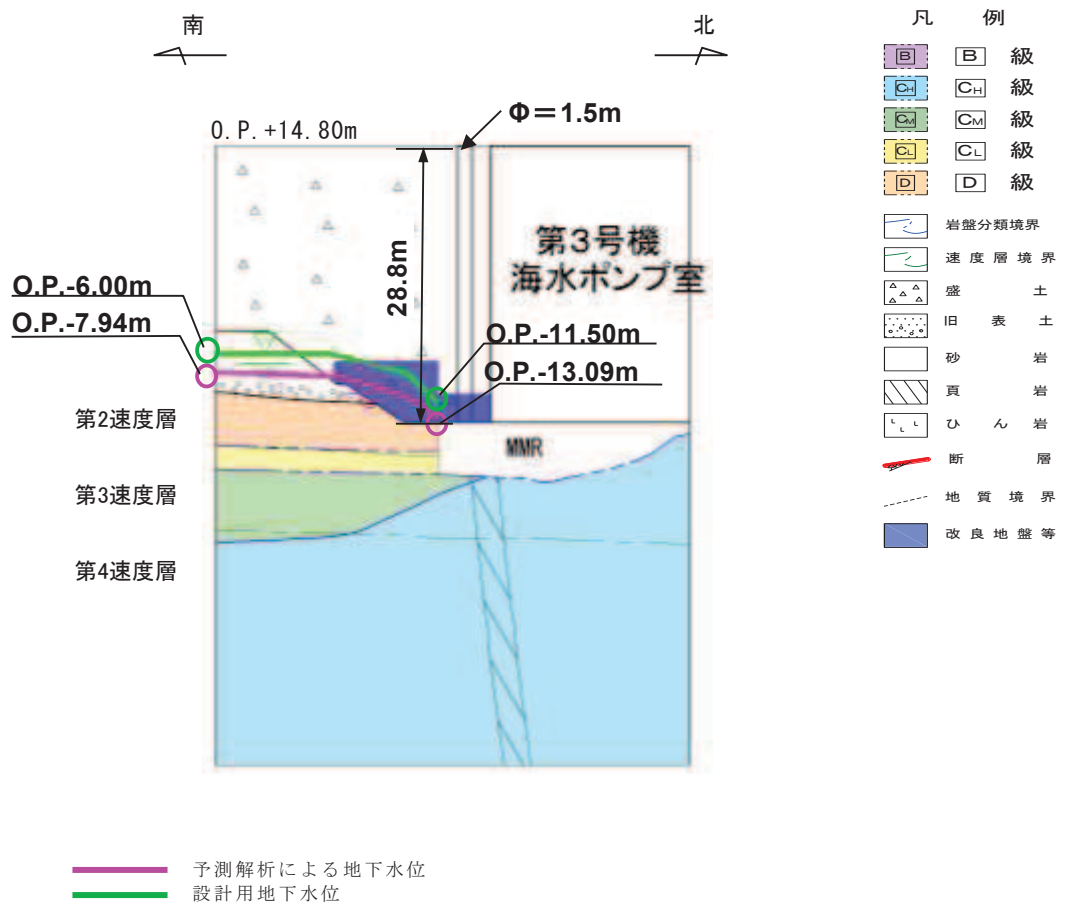


図 3.3-55 (1) 揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）
の設計用地下水位（南北）

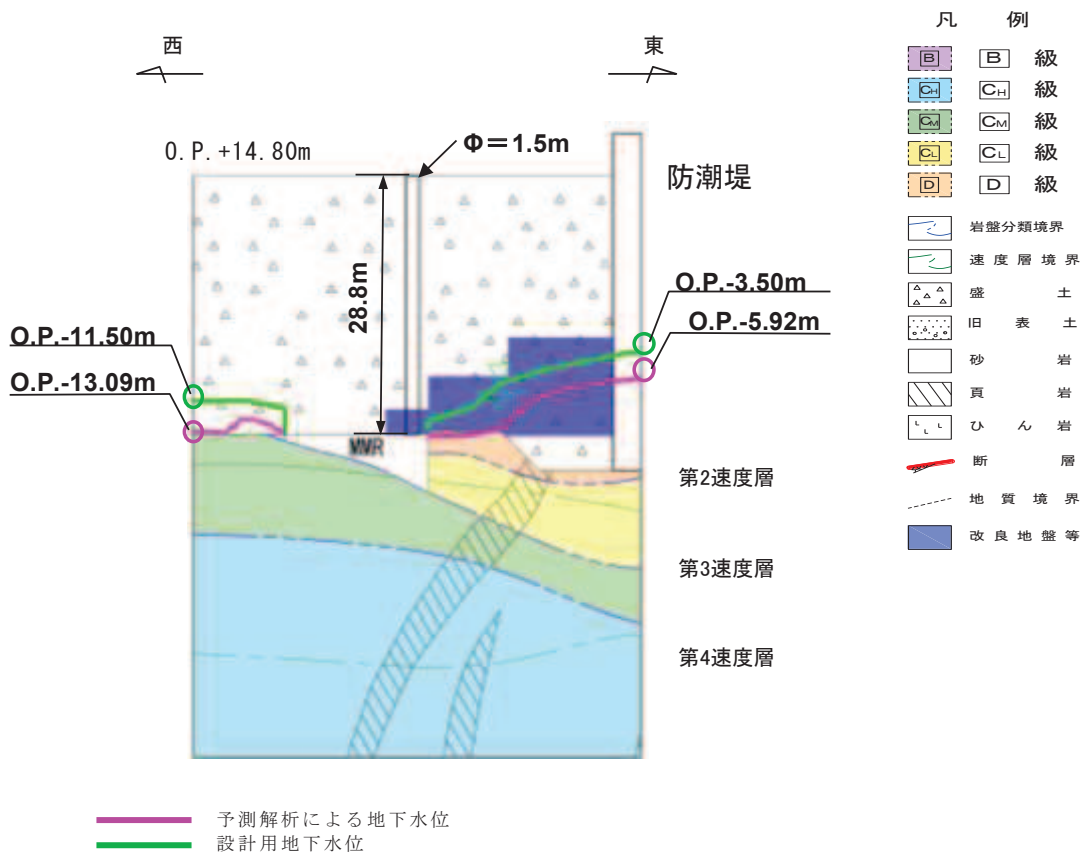


図 3.3-55 (2) 揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の設計用地下水位（東西）

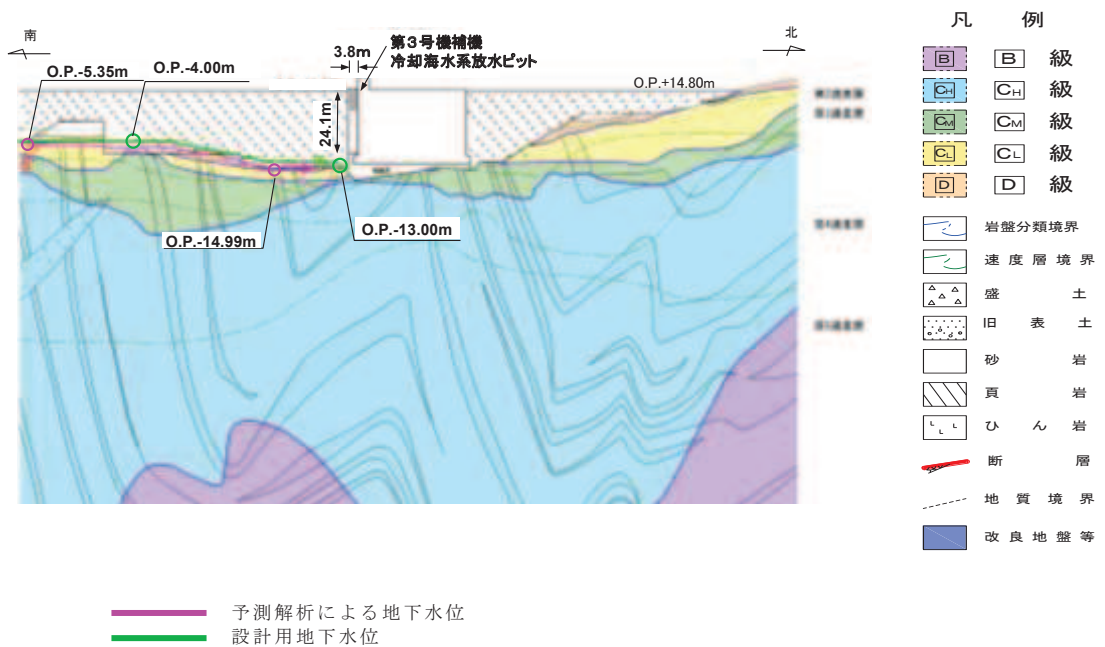


図 3.3-56 第3号機補機冷却海水系放水ピットの設計用地下水位

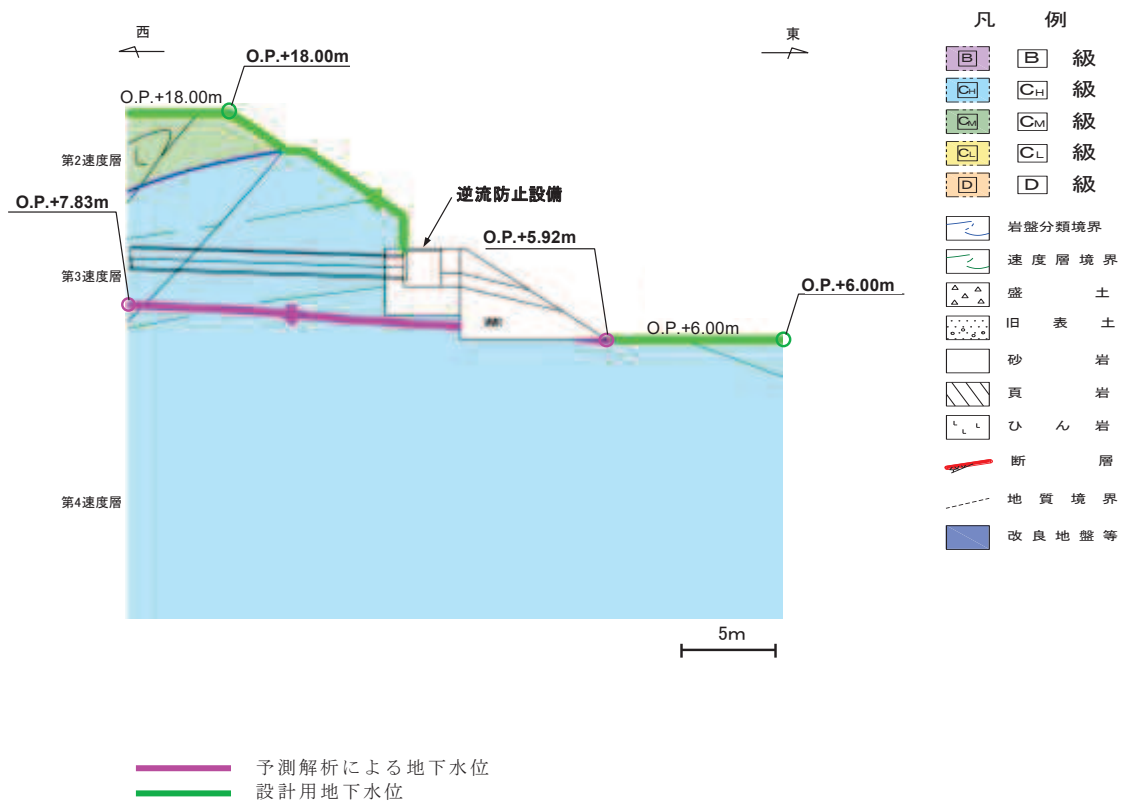


図 3.3-57 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計用地下水位

(c) アクセスルートの地下水位

アクセスルートの評価において用いる設計用地下水位は、(5)b. に示す浸透流解析のアウトプットを踏まえ設定する。

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。

(7) 設計用地下水位の余裕の検証

設計用地下水位は、今後安全対策工事として実施する防潮堤沈下対策やドレーン新設等を考慮した予測解析結果を参照し設定することから、工事完了前の段階においては観測水位を用いた直接的な検証を行うことができない。

設計用地下水位は高めに設定する方針としているが、仮に地下水位が施設の設計用地下水位を超過する場合は、耐震安全性へ影響が生じる可能性があることを踏まえ、下記 a. 及び b. の検討により、設計用地下水位の余裕を検証する。

a. 観測水位と解析水位（予測解析）の比較

(a) 検討の目的

予測解析により得られた解析水位は、安全対策工事完了段階の施設配置にて高めの水位設定となるよう評価しており、設計用地下水位はその解析水位に対して更に上側に包絡するよう設定している。観測水位取得段階の施設配置は、予測解析の前提とは異なるものであるが、以下の要因により、安全対策工事完了後は工事实施前より地下水位が下がることが想定される。

(0. P. +14. 8m 盤の観測水位が今後下がる要因)

- ・防潮堤沈下対策により、海側からの地下水の供給が減少する
- ・ドレーン新設により、地下水の集水範囲が拡大する

このため、本項目における比較にて予測解析水位の余裕が確認された場合、その余裕は安全対策工事完了後も維持されるとの考え方から、観測水位と予測解析結果の比較を行ったものである。

(b) 観測水位と予測解析水位の比較結果

予測解析により得られた解析水位と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 3.3-58 に、観測水位と解析水位の関係を表 3.3-15 に示す。連続観測データとの比較については巻末に示す。

この結果、観測井①を除く全ての観測井において、予測解析により得られた解析水位が観測最高地下水位を上回っており、余裕を有していることを確認した。

なお、観測井①については、降雨量が多かった 2019 年 10 月に観測水位が予測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。

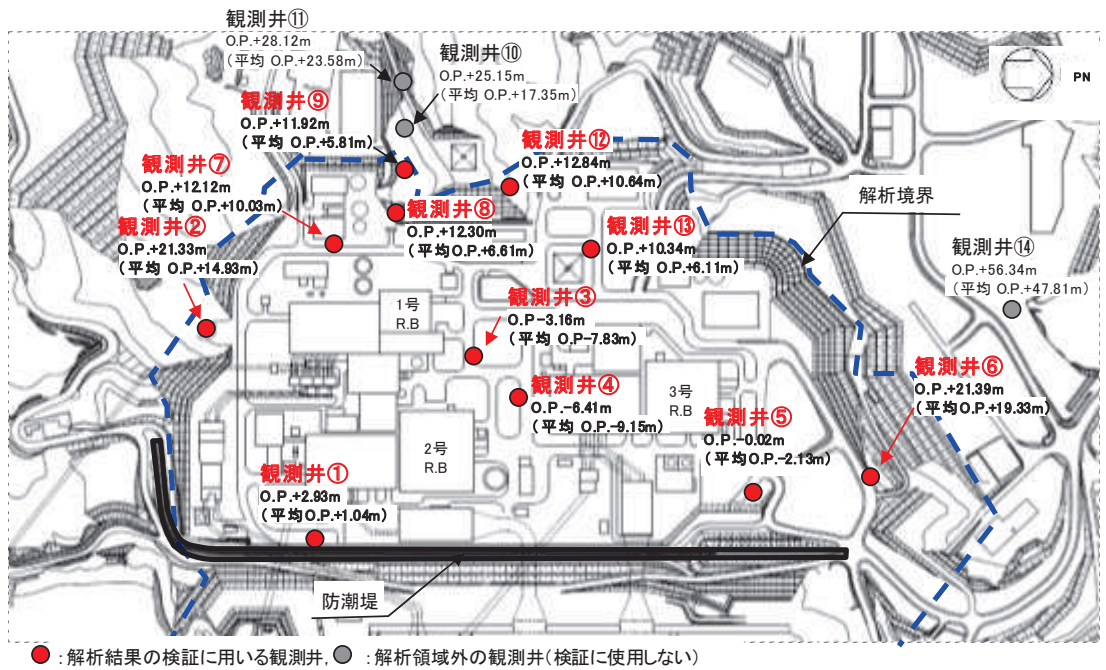


図 3.3-58 観測水位と解析水位（予測解析）の比較において参照する観測井位置図

表 3.3-15 観測水位と解析水位（予測解析）の関係

観測井	(A) 観測水位 (O. P. m)		(B) 解析水位 (O. P. m)	差分*1 (m) (B) - (A)	備考
	最高	平均			
観測井 ①	最高	+2.93	+1.68	-1.25 (0.64)	差分の理由は前 述のとおり
	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	-1.82	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			

注記*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。

(c) 観測水位に係る補足

前項にて解析水位との比較において参照した観測水位が、平年値と比較し特異性がないことについて以下に補足する。

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結果を図 3.3-59 に示す。

図 3.3-59 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 3.3-16 に示すとおり、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。

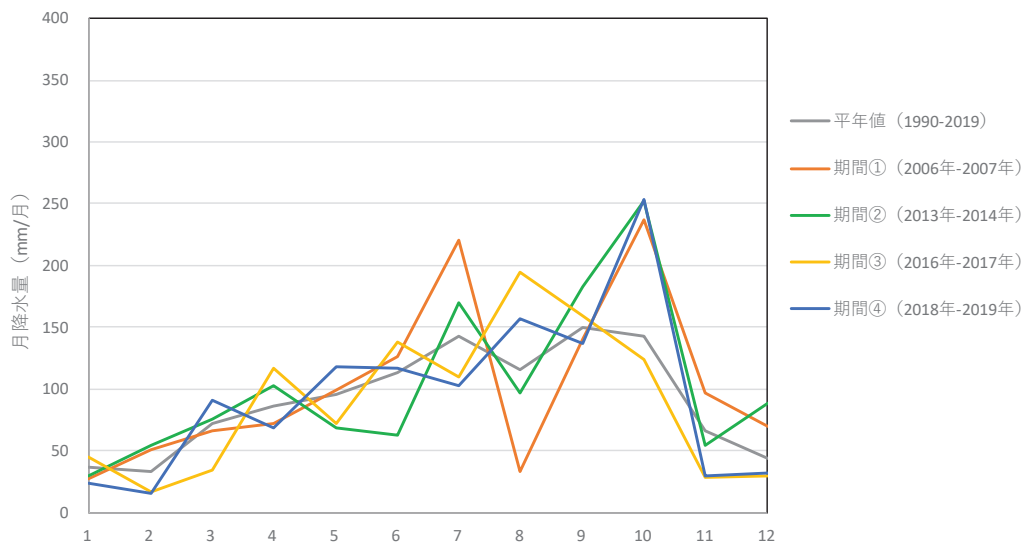


図 3.3-59 石巻地点における平年値と観測時期の降水量の比較結果

表 3.3-16 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

b. 降雨に対する余裕

(a) 検討の目的

降雨条件の不確実性も踏まえ、豪雨時に対応した降水を仮定した非定常解析により解析水位を評価し、設計用地下水位との比較を行う。

降雨条件として、国土交通省河川砂防技術基準（平成 30 年 3 月）におけ

る，一級河川の主要区間での砂防計画における対象降雨の降雨量の超過確率年（200年以上）を目安に，余裕をもって設定する。

(b) 解析条件

モデルの妥当性確認に用いた広域モデルを用い，施設配置等は水位評価用モデルと同様，安全対策工事完了段階の状態とする。

また，設計用地下水位との比較を目的とすることから，ドレーンの有効範囲は予測解析に用いる水位評価モデルと同条件（既設・新設を含めて信頼性が確保される範囲）とする。

境界条件として，モデル境界は閉境界とし，初期条件として過去の日平均降水量（3.57mm/日）を定常的に与え続けた後，仮想豪雨をモデル全体に一律に与える。

仮想豪雨は，豪雨イベント当りの総雨量が地下水位に影響するとの考え方のもと，設計基準降水量（91mm/日）を観測した2014年9月11日の日降水量158.5mm/日と同程度の雨が3日間継続することを仮定し，72時間降水量として450mm（150mm/日×3日）を設定する。この仮想豪雨条件は，超過確率年400年に相当し，前項で示した目安に対しても十分な余裕を有する。

入力する降雨の条件を表3.3-17に示す。また，表3.3-18に，仮想豪雨評価モデルの解析条件一覧を示す。

表 3.3-17 入力降雨条件

分類	降雨量	備考
初期条件 (定常降雨)	3.57mm/日	2001年-2018年の観測降雨の日平均値
降雨入力時 (仮想豪雨)	150mm/日×3日 (総降水量450mm) *	再現確率：約400年相当 (石巻特別地域気象観測所： 統計期間1950年-2019年)

注記*：設計基準降水量（91mm/h）を観測した2014年9月11日を含む72時間降水量は158.5mm。2011年9月21日を含む72時間降水量は306.5mm。72時間降水量としての最大は306.5mm（2011年9月21日～23日）であり，仮想豪雨の総降水量はいずれも包絡する（いずれも石巻特別地域気象観測所による既往の観測記録）。

表 3.3-18 仮想豪雨評価モデルの概要

項目	【参考】広域モデル	仮想豪雨評価モデル
1a. 目的	・モデル化の妥当性を確認すること (観測結果の再現性を確保)	・工事完了後に想定される豪雨時の 水位を推定すること
1b. アウトプットの活用	－ (モデル検証のみ)	・設計用地下水位との比較により余 裕を確認
2. 解析コード	・GETFLOWS Ver. 6.64.0.2	
3a. 解析領域	<ul style="list-style-type: none"> ・分水嶺を山側境界とし水位評価モデルを包絡する範囲 	
3b. 格子数	<ul style="list-style-type: none"> ・平面格子数：約 33.4 万 ・総格子数：約 1600 万 ・格子寸法：0.5～6m 程度 (構造物近傍は最小 0.5m 程度，山側領域は 3～6 m 程度) 	
4. 解析種別	・非定常解析	
5a. 降雨条件	<ul style="list-style-type: none"> ・以下の検証期間の降雨実績 検証期間 1：2006-2007 年 検証期間 2：2013-2014 年 	<ul style="list-style-type: none"> ・仮想の降雨条件を付与 －初期状態：3.57mm/日 (観測降雨 (2001-2018 年) の 日平均) －降雨時：150mm/日×3 日 (総降水量 450mm)
5b. 気象条件	<ul style="list-style-type: none"> ・降水量・気温・日射量・相対湿度・風速：構内観測所データ (欠測値は，周辺気象庁データから欠測補間) 	
5c. 蒸発散	<ul style="list-style-type: none"> ・定常状態：ハーモン法*1 ・非定常状態：熱収支法*2 	
6a. モデル (地形)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階を反映
6b. モデル (地盤)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階を反映 (施設周辺の地盤改良を考慮)
6c. モデル (構造物)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階を反映
6d. モデル (ドレーン)	・既設の全範囲を管路として考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・既設・新設のうち信頼性の確保状況に応じ，信頼性が確保された範囲を管路として扱う (それ以外の範囲は耐久性・耐震性・保守管理性等の確保状況に応じて透水層または周辺地盤として扱う)
7. 境界条件	<ul style="list-style-type: none"> ・実態に則した設定 －山側：閉境界 －海側：平均潮位に水位固定 －ドレーン：ドレーン計画高に水位固定 	
8. 透水係数	・試験結果の平均値	
9. 有効間隙率	・文献値*4	
10. 粗度係数	・文献値*5	

注記*1：平均気温・平均降水量は発電所内観測値，日照時間は地下水ハンドブックによる

注記*2：検証期間における敷地内の気温，風速，日射時間等を参照する

注記*3：豪雨による水位上昇を保守的に評価するため，蒸発散分を差し引かず評価を実施

注記*4：地下水ハンドブック (建設産業調査会)，水理公式集 (土木学会) 等を参照し設定

注記*5：水理公式集 (土木学会)，河川砂防技術基準 (国土交通省) 等を参照し設定

注) ■は目的に対して妥当な評価とするために広域モデルより変更している条件

(c) 解析結果

設計用地下水位と降雨を考慮した解析水位の比較結果を 3.1 及び 3.2 に示す。なお、降雨を考慮した解析水位は、非定常解析のため経時的な水位変動があるが、ここでは保守的に全時刻を包絡した最大水位を示している。また、各施設における断面図は参考資料 11 に示す。

建物・構築物については、排気筒を除く原子炉建屋他においては仮想豪雨を与えた解析水位が設計揚圧力設定高さに相当する建屋底面を下回り、排気筒においても同様に解析水位は設計用地下水位（地表面）を下回ることを確認した。

土木構造物については、いずれの断面でも概ね仮想豪雨を与えた解析水位が設計用地下水位を下回っている。一部断面で局所的に解析水位が設計用地下水位を上回る箇所があるが、範囲が限定的かつ断面全体での差分としては全ての断面で下回っていること、定常的に上回るものではないこと（全時刻を包絡した最大水位であり、実際の水位は経時的に変動）も踏まえると、降雨の不確実さを考慮した仮想の豪雨に対して、設計用地下水位の設定は降雨に対して十分な余裕を有すると判断できる。

以上から、モデル境界に水位固定条件を与えた定常解析に基づき設定した設計用地下水位は、再現期間 400 年相当の仮想豪雨による解析水位を概ね包絡できていることを確認した。

イ. 建物・構築物

建物・構築物（地表面に設計用地下水位を設定している排気筒、緊急時対策建屋及び緊急用電機品建屋は除く）の、設計用揚圧力と仮想豪雨を与えた解析水位の比較を表 3.3-19 に示す。

表 3.3-19 建物・構築物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称	設計用揚圧力	設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位との比較*1（断面平均）
原子炉建屋 （基礎底面 0. P. -14. 1m）	29. 4kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い
制御建屋 （基礎底面 0. P. -1. 5m）	4. 9kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い
第 3 号機 海水熱交換器建屋 （基礎底面 0. P. -12. 5m～ 0. P. -16. 25m）	14. 7kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い

注記*1：設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

ロ. 土木構造物

土木構造物（地表面に設計用地下水位を設定しているガスタービン発電設備軽油タンク室，防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうちRC壁部及び取放水路流路縮小工は除く）の設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較を表3.3-20に示す。

土木構造物においては，排気筒連絡ダクトにおいて，設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位との差分（断面平均）が相対的に大きくなっている。これは，排気筒連絡ダクトは原子炉建屋付近から山側（西側）へ延長する線状構造物であり，原子炉建屋付近では盛土・旧表土が分布することと原子炉建屋下に設置されるドレーン（鋼管）の効果により解析水位が大きく下がる一方，山側（西側）に向かつては岩盤が高くなり解析境界水位（地表面）に近づいていくが，設計用地下水位は縦断方向に階段状に設定していることによるものであり，原子炉建屋近傍の土砂部における横断面（①～③）において設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位との差分が顕著となっている。

表3.3-20 (1) 土木構造物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称		設計用地下水位	設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位との差分* (断面平均)	備考
原子炉機器 冷却海水 配管ダクト	横断	O. P. -10.50m～ O. P. -3.50m	-9.0m	
排気筒連絡 ダクト	縦断	O. P. +5.73m～ O. P. +14.80m	-10.9m	
	横断 (断面①)	O. P. +5.73m	-25.9m	
	横断 (断面②)	O. P. +5.80m	-24.7m	
	横断 (断面③)	O. P. + 5.80m	-23.1m	
	横断 (断面⑤)	O. P. +8.19m～ O. P. +9.00m	-8.9m	
	横断 (断面⑦)	O. P. +10.10m～ O. P. +12.00m	-1.8m	
軽油タンク連絡ダクト		O. P. -3.00m～ O. P. +3.00m	-7.0m	
取水路	縦断	O. P. -4.53m～ O. P. +2.43m	-2.1m	
	横断 (標準部①)	O. P. +2.43m	0.2m	朔望平均満潮位
	横断 (標準部②)	O. P. +2.43m	-1.0m	朔望平均満潮位
	横断 (標準部③ (防潮堤横断部))	O. P. +2.43m	-5.5m	朔望平均満潮位
	横断 (標準部④ (防潮堤横断部))	O. P. -1.00m	-2.5m	
	曲がり部 南北	O. P. -1.01m	-4.4m	

注記* : 設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

表3.3-20 (2) 土木構造物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 仮想豪雨を与えた解 析水位との差分* (断面平均)	備考
取水路	曲がり部 東西	0. P. -1. 03m～ 0. P. +2. 43m	-4. 7m	
	漸拡部 東西	0. P. -4. 53m～ 0. P. +2. 43m	-5. 7m	
海水 ポンプ室	縦断	0. P. -8. 50m～ 0. P. +14. 00m	-6. 7m	
	横断	0. P. -8. 50m～ 0. P. +2. 43m	-3. 9m	
軽油 タンク室	南北	0. P. -3. 00m	-12. 3m	
	東西	0. P. -3. 00m～ 0. P. +6. 50m	-4. 6m	
軽油 タンク室 (H)	南北	0. P. -3. 00m	-6. 8m	
	東西	0. P. -3. 00m～ 0. P. +6. 50m	-4. 6m	
取水口 (貯留堰)	南北 (標準部)	0. P. +2. 43m	-0. 8m	朔望平均 満潮位
	南北 (漸縮部)	0. P. +2. 43m	-0. 8m	朔望平均 満潮位
復水貯蔵 タンク基礎	南北	0. P. -3. 00m	-12. 3m	
	東西	0. P. -3. 00m ～0. P. +3. 00m	-7. 0m	

注記*：設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

表3.3-20 (3) 土木構造物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 仮想豪雨を与えた解 析水位との差分* (断面平均)	備考
防潮堤 (鋼管式鉛 直壁)	横断 (岩盤部①)	0. P. +3. 50m～ 0. P. +19. 50m	0. 8m	
	横断 (岩盤部②)	0. P. +6. 00m～ 0. P. +18. 00m	-3. 2m	
	横断 (一般部①)	0. P. +2. 43m	-13. 4m	
	横断 (一般部②)	0. P. +2. 43m	-4. 7m	
	横断 (一般部③)	0. P. +2. 43m	-8. 7m	
防潮堤 (盛土堤防)	横断①	0. P. +2. 43m～ 0. P. +14. 80m	-20. 6m	
	横断②	0. P. +2. 43m～ 0. P. +14. 80m	-17. 6m	
防潮壁	第2号機 海水ポンプ室	0. P. -11. 50m～ 0. P. -3. 00m	-1. 6m	
	第2号機 放水立坑	0. P. +4. 50m～ 0. P. +12. 50m	-8. 3m	
	第3号機 海水ポンプ室	0. P. -10. 00m～ 0. P. -6. 50m	-2. 2m	
	第3号機 放水立坑	0. P. -9. 00m～ 0. P. +5. 00m	-2. 8m	

注記* : 設計用地下水位-仮想豪雨を与えた解析水位

表3.3-20 (4) 土木構造物における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた解析水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 降雨を考慮した 解析水位との差分* (断面平均)	備考
第3号機 海水ポンプ室	縦断	O.P. -12.00m～ O.P. +2.43m	-4.1m	
	横断	O.P. -12.00m～ O.P. -2.51m	-8.2m	
揚水井戸(第3号 機海水ポンプ室防 潮壁区画内)	南北	O.P. -12.50m～ O.P. -7.00m	-1.1m	
	東西	O.P. -12.50m～ O.P. -4.50m	-2.2m	
第3号機補機冷却海水系 放水ピット		O.P. -14.00m～ O.P. -5.00m	-3.1m	
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)		O.P. +6.00m～ O.P. +18.00m	-3.2m	

注記* : 設計用地下水位-降雨を考慮した解析水位

(8) 水位が低い場合の影響確認

a. 概要

防潮堤沈下対策等の影響を考慮した設計用地下水位は、液状化検討対象施設を幅広く抽出するために、水位が高めに算出されるような解析条件のもと実施する予測解析により、平常的な水位より高くなる。

設計用地下水位の設定方針に示したとおり、地下水位を高く設定することが保守的とならない可能性がある場合の耐震安全性への影響を確認するため、ここでは三次元浸透流解析により将来の平常的な水位を予測し、設計用地下水位との差を確認する。

解析は、観測水位との比較のために作成した広域モデルをベースに、将来的な安全対策工事を踏まえた設備構成等を組込んだ「平常水位予測モデル」を作成し、既往の観測記録に基づく平均的な降雨条件を付与した定常解析により解析水位の分布を確認する。

b. 解析条件

平常水位予測モデルの概要を表 3.3-21 に示す。

表 3.3-21 平常水位予測モデルの概要

項目	【参考】広域モデル	平常水位予測モデル
1a. 目的	・モデル化の妥当性を確認すること (観測結果の再現性を確保)	・工事完了後に想定される実際の水位(設計用地下水位より低い水位)を推定すること
1b. アウトプットの活用	－(モデル検証のみ)	・耐震設計(水位が低い場合の影響検討)において参考情報として確認
2. 解析コード	・GETFLOWS Ver.6.64.0.2	
3a. 解析領域	・分水嶺を山側境界とし水位評価モデルを包絡する範囲 	
3b. 格子数	・平面格子数：約 33.4 万 ・総格子数：約 1600 万 ・格子寸法：0.5～6m 程度 (構造物近傍は最小 0.5m 程度，山側領域は 3～6 m 程度)	
4. 解析種別	・非定常解析	・定常解析
5a. 降雨条件	・以下の検証期間の降雨実績 検証期間 1：2006-2007 年 検証期間 2：2013-2014 年	・平均的な降雨条件を定常的に付与 3.57mm/日 (2001-2018 年の日平均)
5b. 気象条件	・降水量・気温・日射量・相対湿度・風速：構内観測所データ(欠測値は，周辺気象庁データから欠測補間)	
5c. 蒸発散	・定常状態：ハーモン法*1 ・非定常状態：熱収支法*2	
6a. モデル(地形)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階に対応した状態
6b. 〃(地盤)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階に対応した状態(施設周辺の地盤改良を考慮)
6c. 〃(構造物)	・検証期間に対応した状態	・安全対策工事完了段階に対応した状態
6d. 〃(ドレーン)	・既設の全範囲を管路として考慮	・既設及び新設の全範囲を管路として考慮
7. 境界条件	・実態に則した設定 ー山側：閉境界 ー海側：平均潮位に水位固定 ードレーン：ドレーン計画高に水位固定	
8. 透水係数	・試験平均値	
9. 有効間隙率	・文献値*3	
10. 粗度係数	・文献値*4	
11. 機能喪失状態	・考慮しない(施設の全範囲を有効)	

注記*1：平均気温・平均降水量は発電所内観測値，日照時間は地下水ハンドブックによる

注記*2：検証期間における敷地内の気温，風速，日射時間等を参照する

注記*3：地下水ハンドブック(建設産業調査会)，水理公式集(土木学会)等を参照し設定

注記*4：水理公式集(土木学会)，河川砂防技術基準(国土交通省)等を参照し設定

注) ■は目的に対して妥当な評価とするために広域モデルより変更している条件

■は目的に対して妥当な評価とするために広域モデルを踏襲している条件

c. 解析結果

(a) 建物・構築物

建物・構築物の設計用揚圧力と平常時水位の比較を、表3.3-22及び図3.3-60～図3.3-64に示す。

表 3.3-22 建物・構築物*¹における設計用地下水位と平常時水位の比較

施設名称	設計用揚圧力	設計用地下水位と平常時水位との比較* ² (断面平均)	備考
原子炉建屋 (基礎底面O.P. -14.1m)	29.4kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い* ³	
制御建屋 (基礎底面O.P. -1.5m)	4.9kN/m ²	基礎版底面位置よりも水位が低い* ³	
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 ²	基礎版底面位置よりも水位が低い* ³	

注記*1：排気筒は設計用地下水位を地表面に設定することから本表には記載していない。

注記*2：設計用揚圧力-平常時水位

注記*3：底面位置よりも平均揚圧力が小さいことから、水位が低い場合の影響評価においては基礎版に作用する揚圧力を考慮しない。

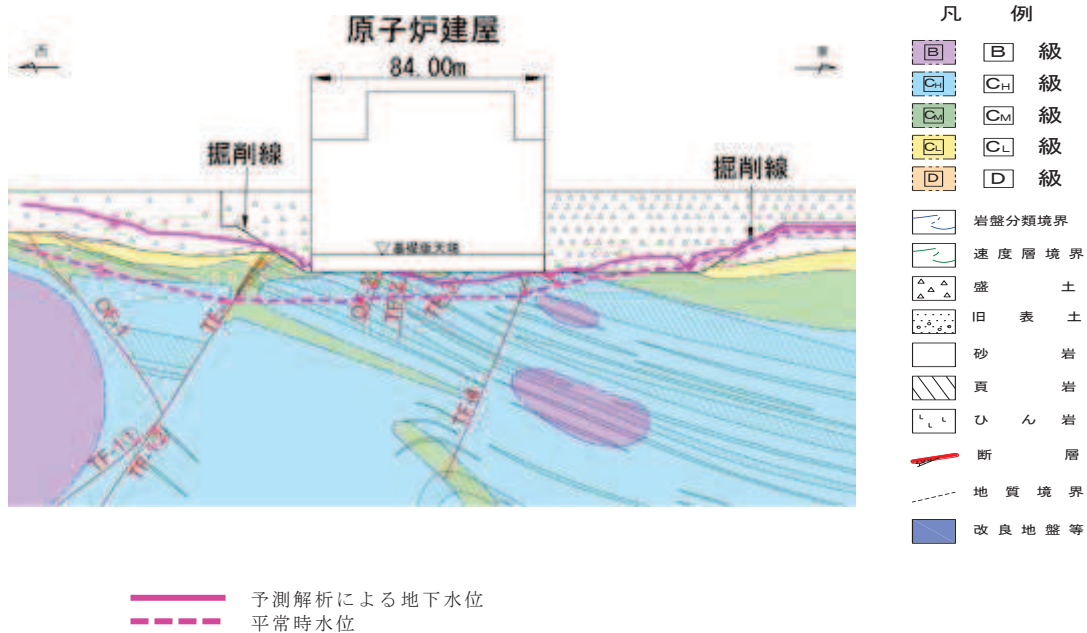


図 3.3-60 原子炉建屋における平常時水位分布(東西)

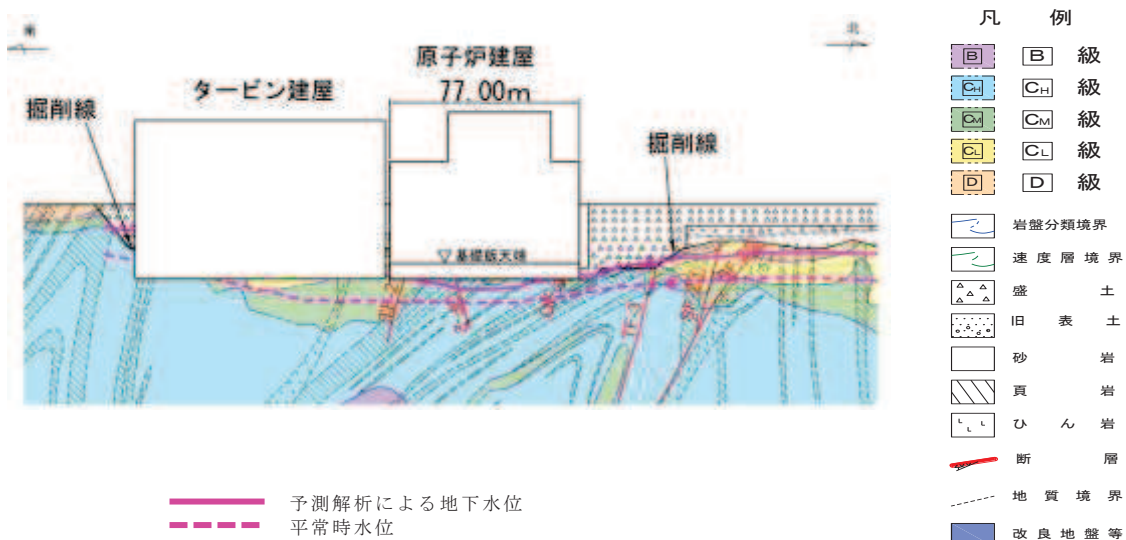


図 3.3-61 原子炉建屋における平常時水位分布(南北)

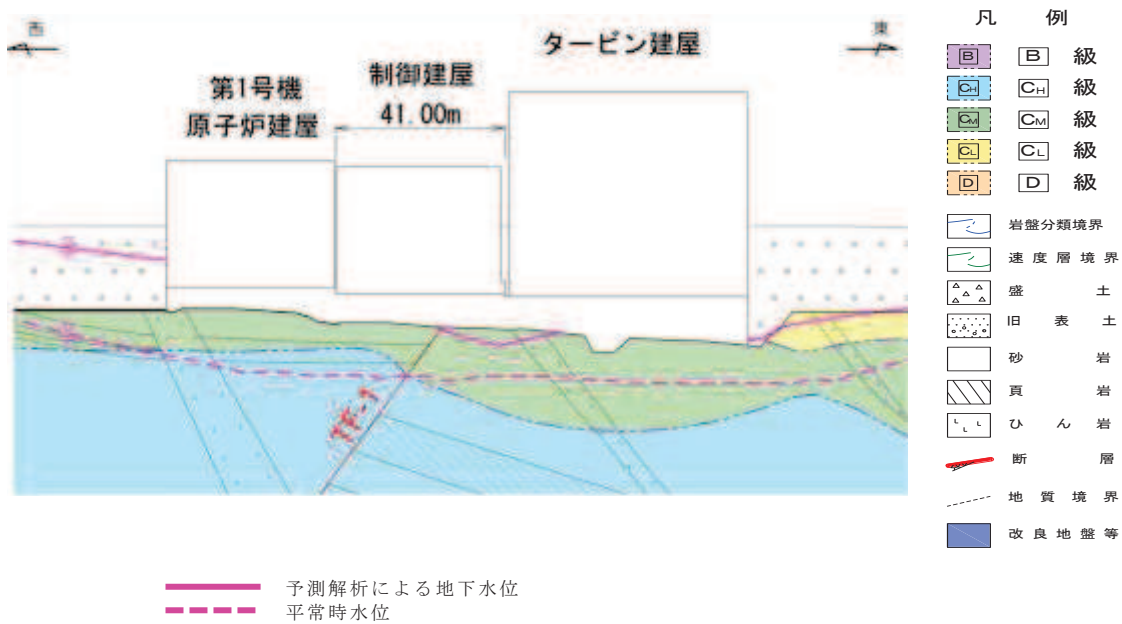


図 3.3-62 制御建屋における平常時水位分布

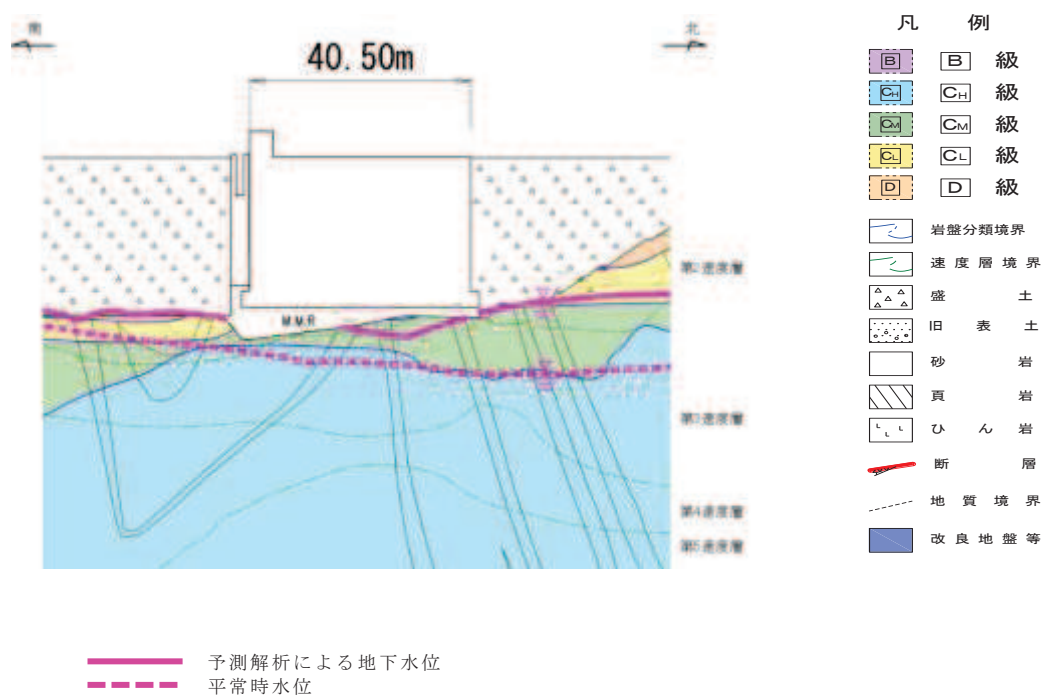
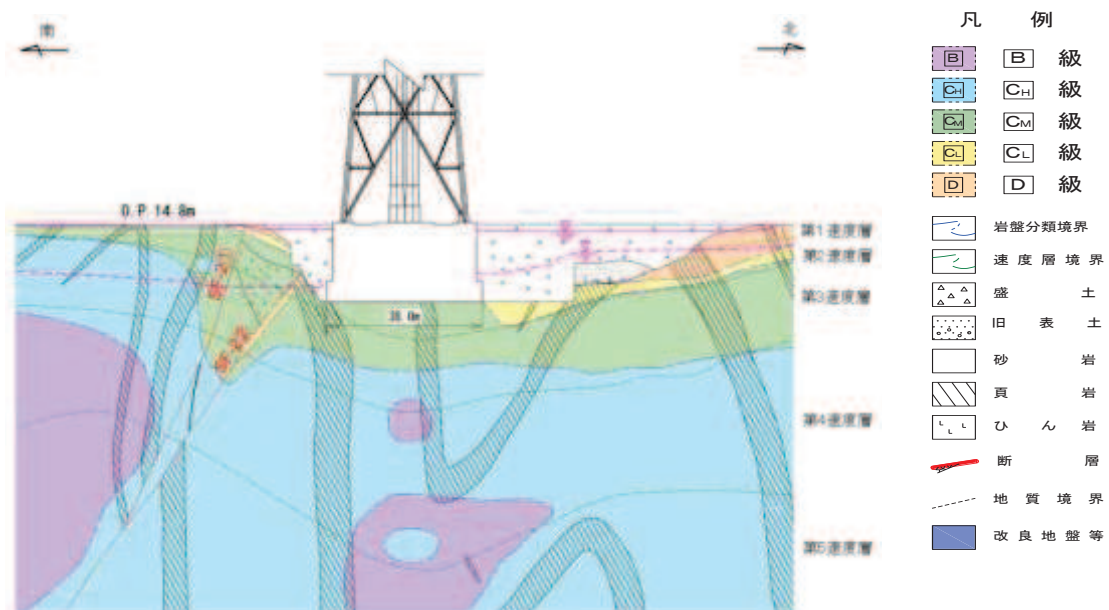


図 3.3-63 第3号機海水熱交換器建屋における平常時水位分布



—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-64 排気筒周辺における平常時水位分布(参考)

(b) 土木構造物

土木構造物の設計用地下水位と平常時水位の比較を表3.3-23及び図3.3-65～図3.3-77に示す。（地表面に設計用地下水位を設定しているガスタービン発電設備軽油タンク室，防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうちRC壁部，取放水路流路縮小工，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は除く。）

表3.3-23 (1) 土木構造物における設計用地下水位と平常時水位の比較

施設名称		設計用地下水位	設計用地下水位と平常時水位との差分* (断面平均)	備考
原子炉機器冷却海水配管ダクト	横断	O. P. -10.50m～ O. P. -3.50m	-11.4m	
排気筒連絡ダクト	縦断	O. P. +5.73m～ O. P. +14.80m	-22.5m	
	横断 (断面①)	O. P. +5.73m	-28.3m	
	横断 (断面②)	O. P. +5.80m	-27.9m	
	横断 (断面③)	O. P. + 5.80m	-27.2m	
	横断 (断面⑤)	O. P. +8.19m～ O. P. +9.00m	-22.0m	
	横断 (断面⑦)	O. P. +10.10m～ O. P. +12.00m	-17.4m	
軽油タンク連絡ダクト		O. P. -3.00m～ O. P. +3.00m	-11.8m	
取水路	縦断	O. P. -4.53m～ O. P. +2.43m	-4.3m	
	横断 (標準部①)	O. P. +2.43m	-1.7m	朔望平均満潮位
	横断 (標準部②)	O. P. +2.43m	-2.9m	朔望平均満潮位
	横断 (標準部③ (防潮堤横断部))	O. P. +2.43m	-7.6m	朔望平均満潮位
	横断 (標準部④ (防潮堤横断部))	O. P. -1.00m	-4.9m	
	曲がり部 南北	O. P. -1.01m	-7.4m	

注記*：設計用地下水位-平常時水位

表3.3-23 (2) 土木構造物における設計用地下水位と平常時水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 平常時水位との差分 * (断面平均)	備考
取水路	曲がり部 東西	0. P. -1. 03m～ 0. P. +2. 43m	-8. 3m	
	漸拡部 東西	0. P. -4. 53m～ 0. P. +2. 43m	-7. 6m	
海水 ポンプ室	縦断	0. P. -8. 50m～ 0. P. +14. 00m	-11. 2m	
	横断	0. P. -8. 50m～ 0. P. +2. 43m	-5. 8m	
軽油 タンク室	南北	0. P. -3. 00m	-15. 1m	
	東西	0. P. -3. 00m～ 0. P. +6. 50m	-11. 0m	
軽油 タンク室 (H)	南北	0. P. -3. 00m	-12. 2m	
	東西	0. P. -3. 00m～ 0. P. +6. 50m	-11. 0m	
取水口 (貯留堰)	南北 (標準部)	0. P. +2. 43m	-1. 0m	朔望平均 満潮位
	南北 (漸縮部)	0. P. +2. 43m	-1. 4m	朔望平均 満潮位
復水貯蔵 タンク基礎	南北	0. P. -3. 00m	-15. 1m	
	東西	0. P. -3. 00m ～0. P. +3. 00m	-11. 8m	

注記* : 設計用地下水位-平常時水位

表3.3-23 (3) 土木構造物における設計用地下水位と平常時水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 平常時水位との差分 * (断面平均)	備考
防潮堤 (鋼管式鉛 直壁)	横断 (岩盤部①)	0. P. +3. 50m～ 0. P. +19. 50m	-7. 2m	
	横断 (岩盤部②)	0. P. +6. 00m～ 0. P. +18. 00m	-13. 7m	
	横断 (一般部①)	0. P. +2. 43m	-15. 0m	
	横断 (一般部②)	0. P. +2. 43m	-9. 8m	
	横断 (一般部③)	0. P. +2. 43m	-12. 0m	
	横断 (一般部④)	0. P. +2. 43m～ 0. P. +14. 80m	-20. 9m	
防潮堤 (盛土堤防)	横断①	0. P. +2. 43m～ 0. P. +14. 80m	-19. 1m	
防潮壁	第2号機 海水ポンプ室	0. P. -11. 50m～ 0. P. -3. 00m	-5. 1m	
	第2号機 放水立坑	0. P. +4. 50m～ 0. P. +12. 50m	-16. 3m	
	第3号機 海水ポンプ室	0. P. -10. 00m～ 0. P. -6. 50m	-3. 9m	
	第3号機 放水立坑	0. P. -9. 00m～ 0. P. +5. 00m	-7. 5m	

注記* : 設計用地下水位-平常時水位

表3.3-23 (4) 土木構造物における設計用地下水位と降雨を考慮した解析水位の比較

施設名称		設計用 地下水位	設計用地下水位と 平常時水位との差分 * (断面平均)	備考
第3号機 海水ポンプ室	縦断	O.P. -12.00m～ O.P. +2.43m	-6.6m	
	横断	O.P. -12.00m～ O.P. -2.51m	-10.6m	
揚水井戸（第3号 機海水ポンプ室防 潮壁区画内）	南北	O.P. -12.50m～ O.P. -7.00m	-2.6m	
	東西	O.P. -12.50m～ O.P. -4.50m	-3.5m	
第3号機補機冷却海水系 放水ピット		O.P. -14.00m～ O.P. -5.00m	-7.6m	

注記*：設計用地下水位-平常時水位

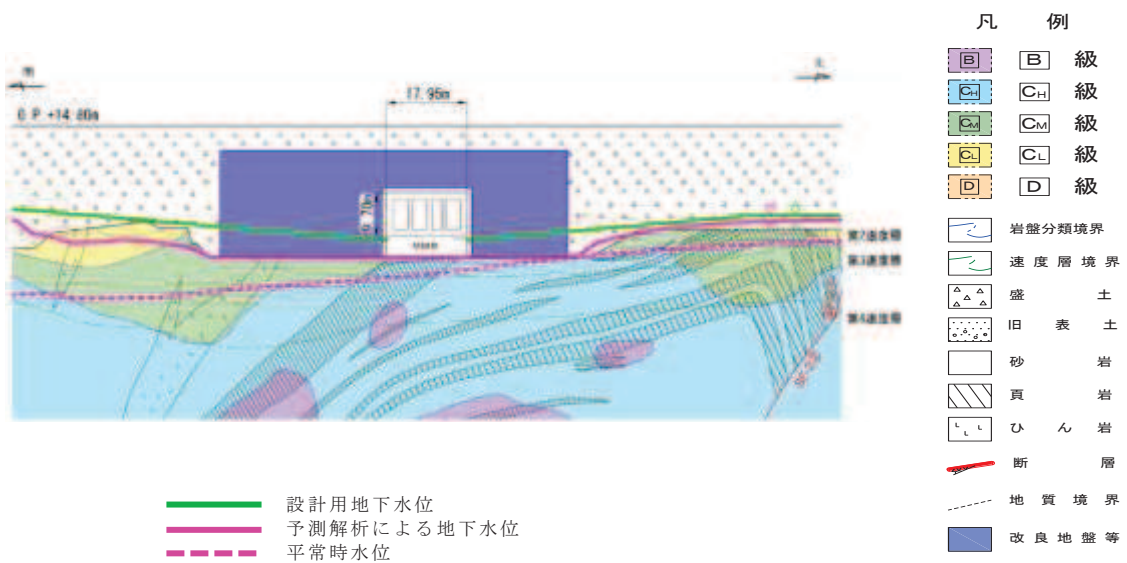


図 3.3-65 原子炉機器冷却海水配管ダクトにおける
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (横断)

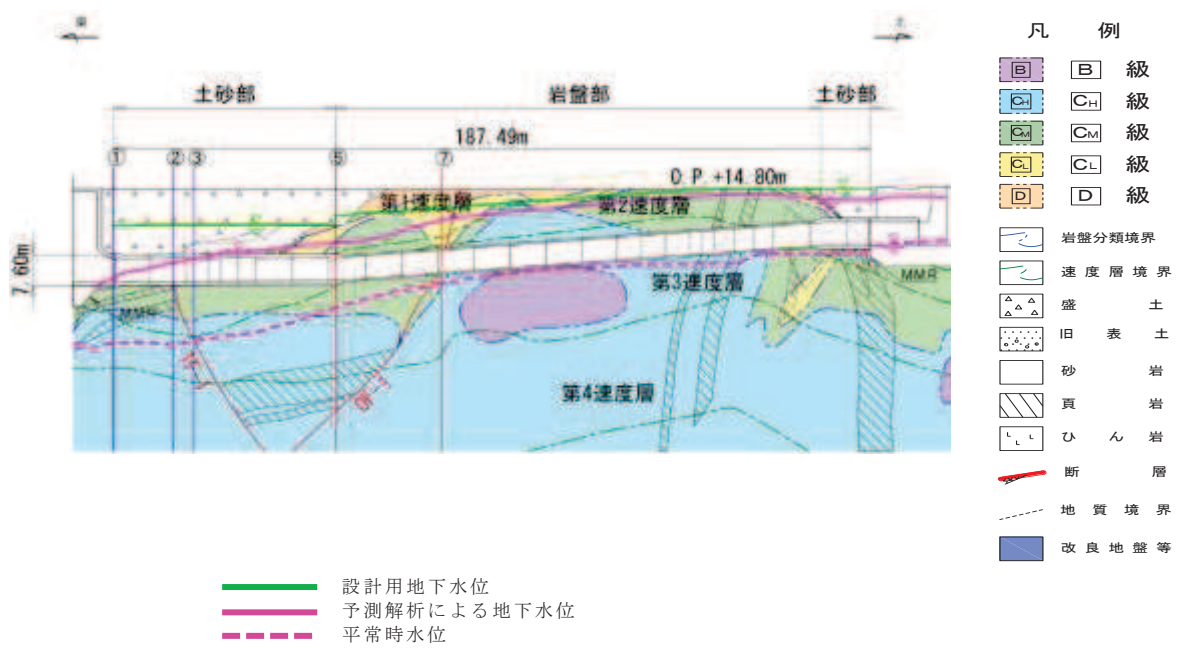


図 3.3-66 (1) 排気筒連絡ダクトにおける
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (縦断)

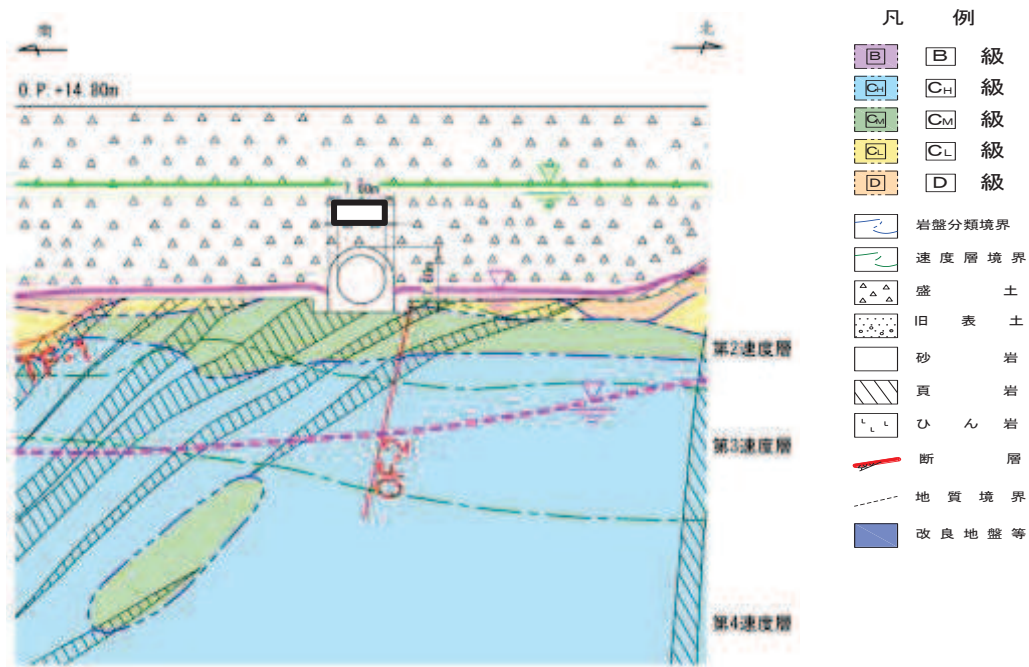


図 3.3-66 (2) 排気筒連絡ダクトにおける
 設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断(断面①))

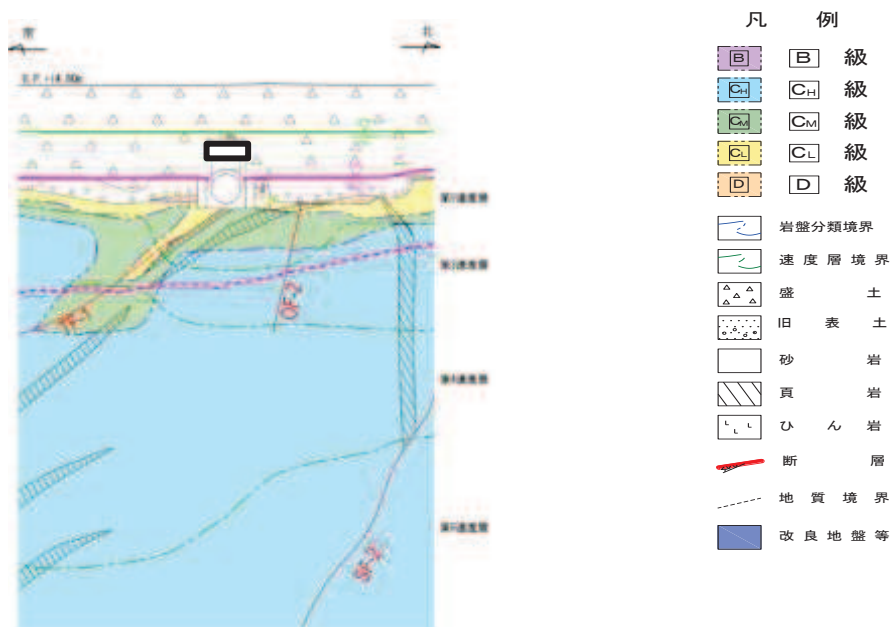


図 3.3-66 (3) 排気筒連絡ダクトにおける
 設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断(断面②))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

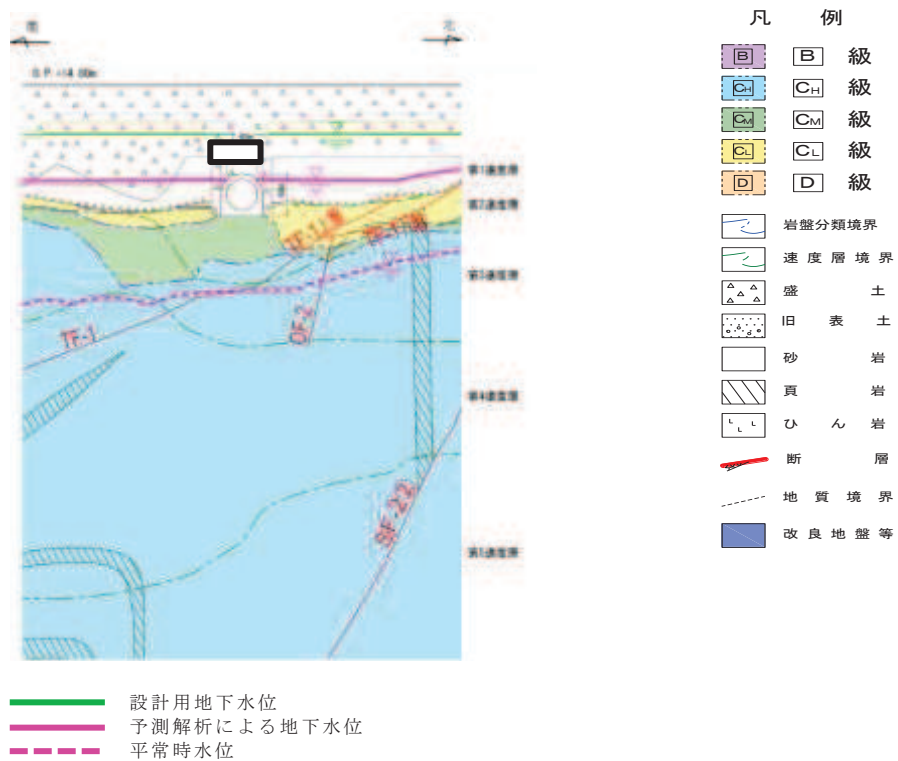


図 3.3-66 (4) 排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断(断面③))

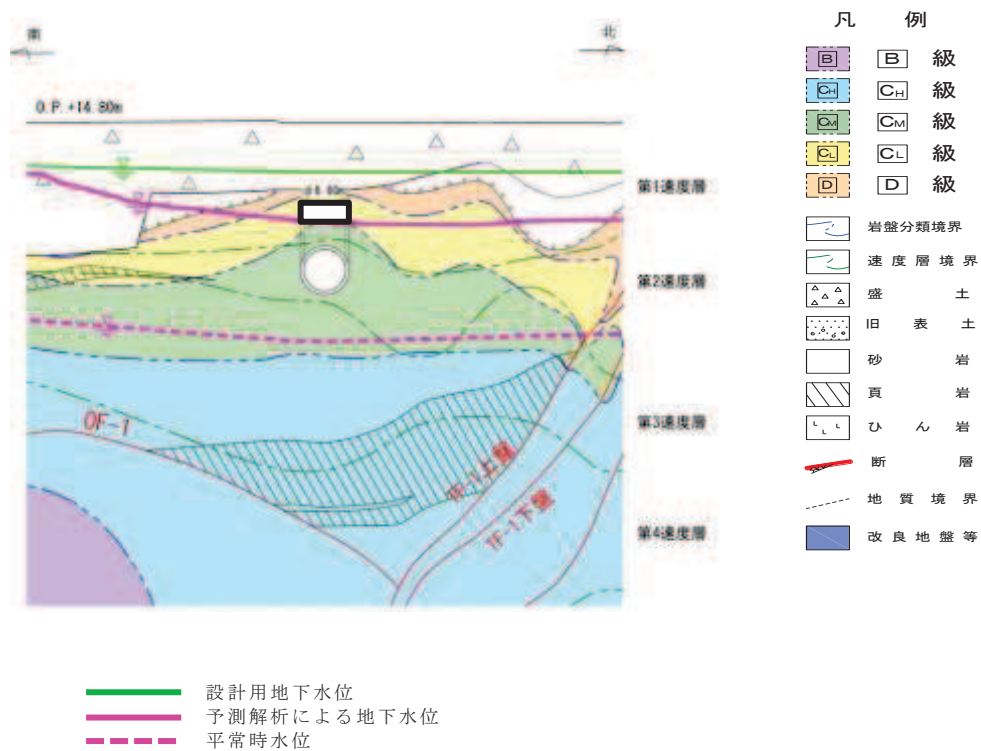
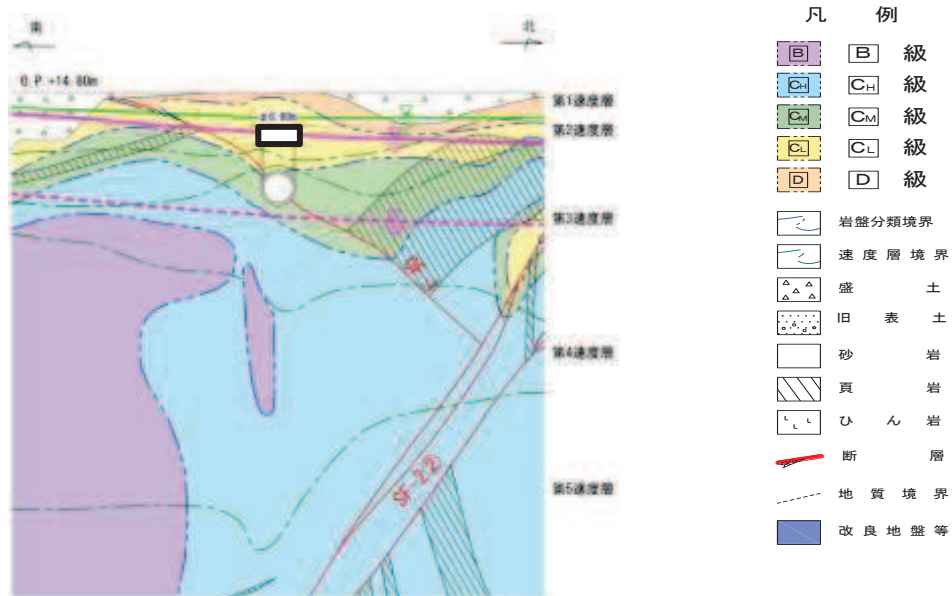


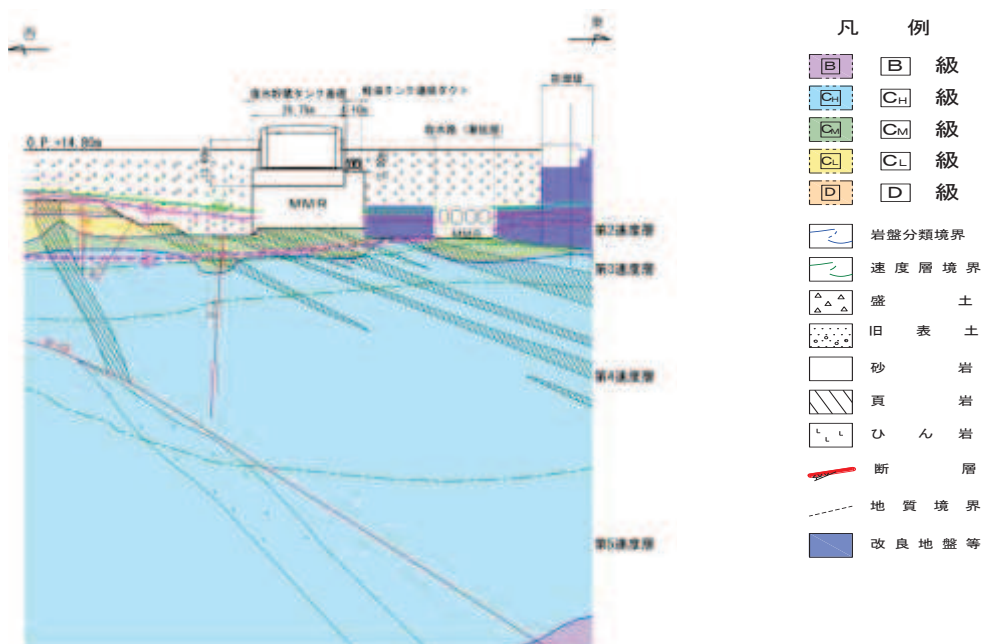
図 3.3-66 (5) 排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断(断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

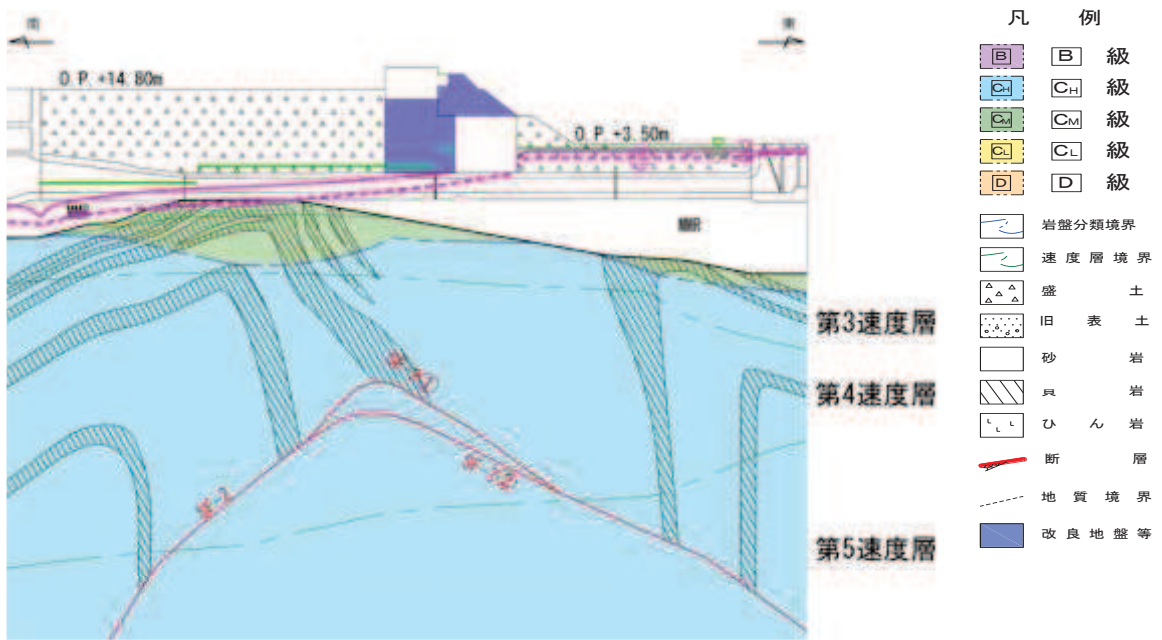
図 3.3-66 (6) 排気筒連絡ダクトにおける
設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断(断面⑦))



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

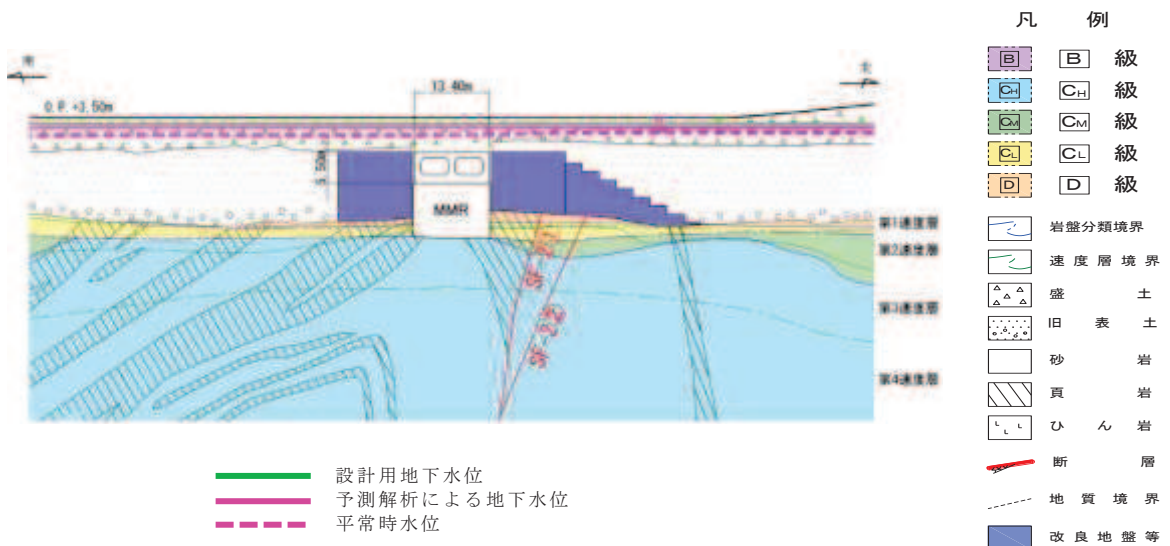
図 3.3-67 軽油タンク連絡ダクトにおける
設計用地下水位と平常時水位の比較 (東西)
(復水貯蔵タンク基礎の東西方向断面の設計用地下水位含む)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-68 (1) 取水路における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (縦断)



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-68 (2) 取水路における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (横断(標準部①))
 (改良地盤に囲まれる箇所)

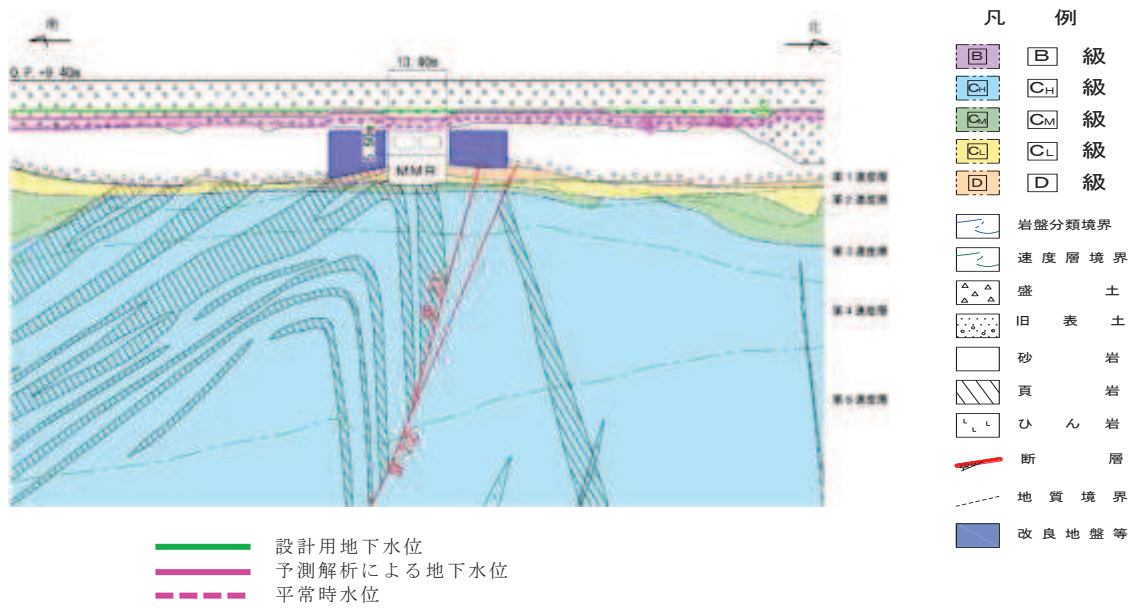


図 3.3-68 (3) 取水路における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(横断(標準部②))
(改良地盤に囲まれる箇所以外)

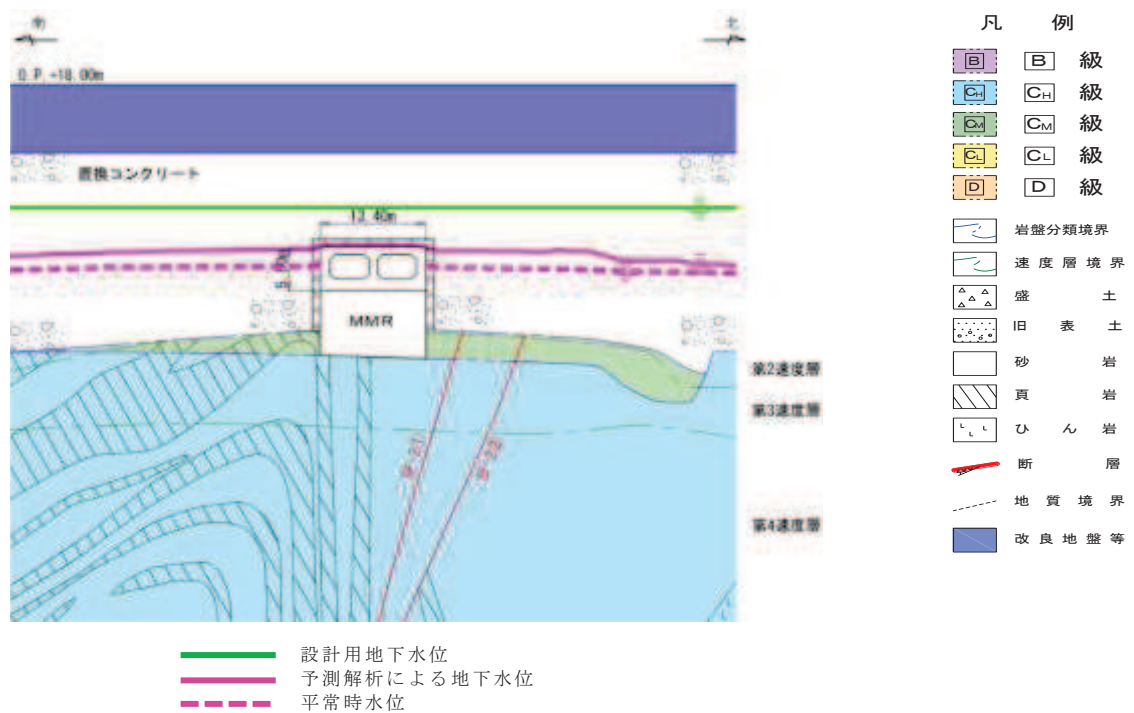


図 3.3-68 (4) 取水路における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(横断(標準部③))
(防潮堤を横断する箇所(1))

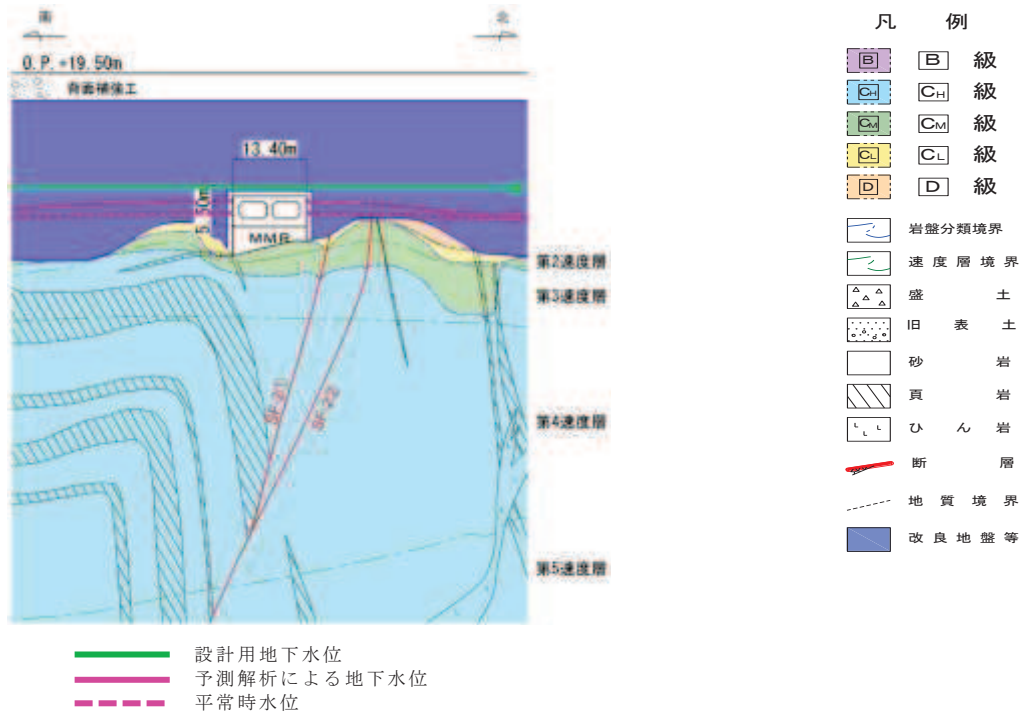


図 3.3-68 (5) 取水路における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (横断 (標準部④))
 (防潮堤を横断する箇所(2))

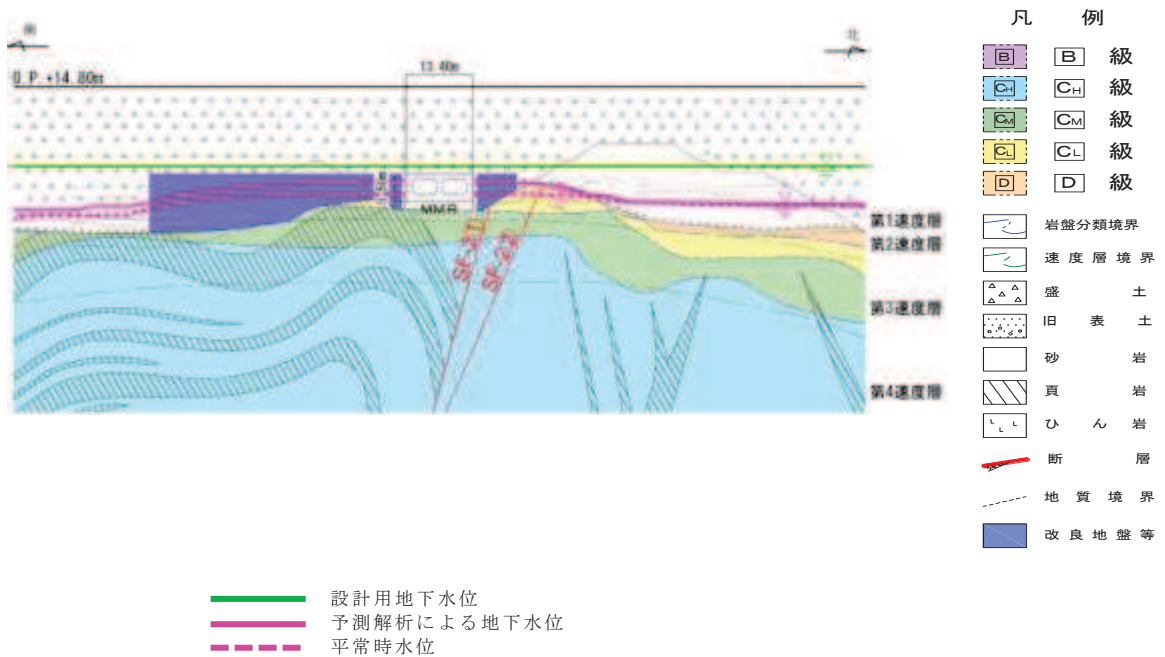


図 3.3-68 (6) 取水路における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (曲がり部) (南北)

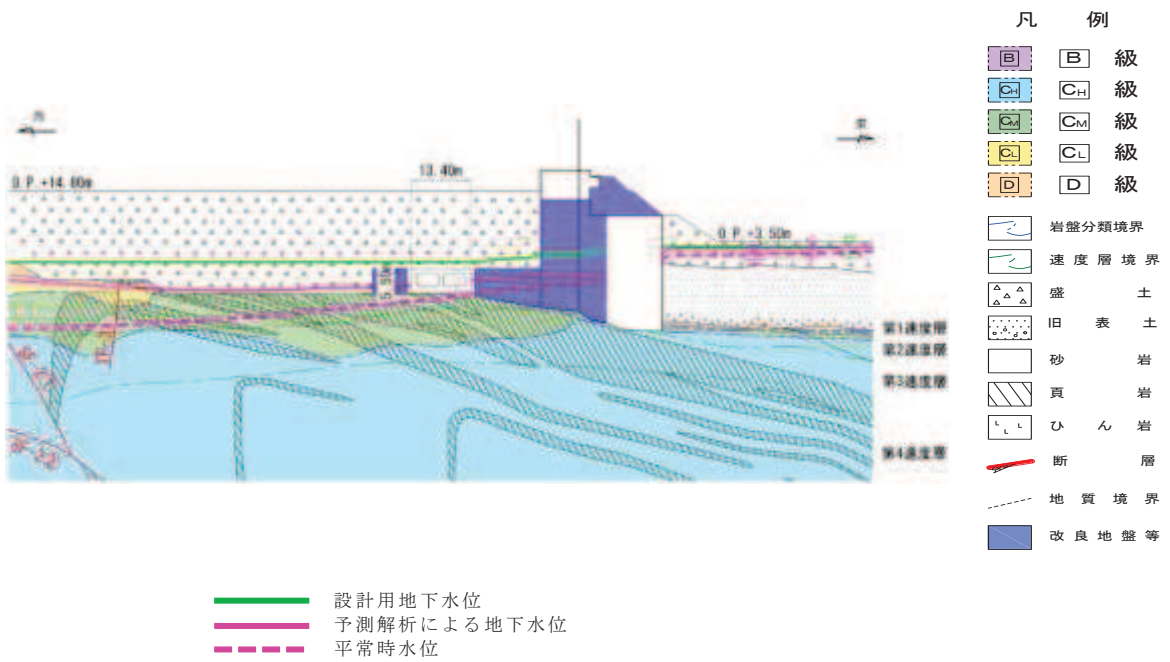


図 3.3-68 (7) 取水路における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(曲がり部) (東西)

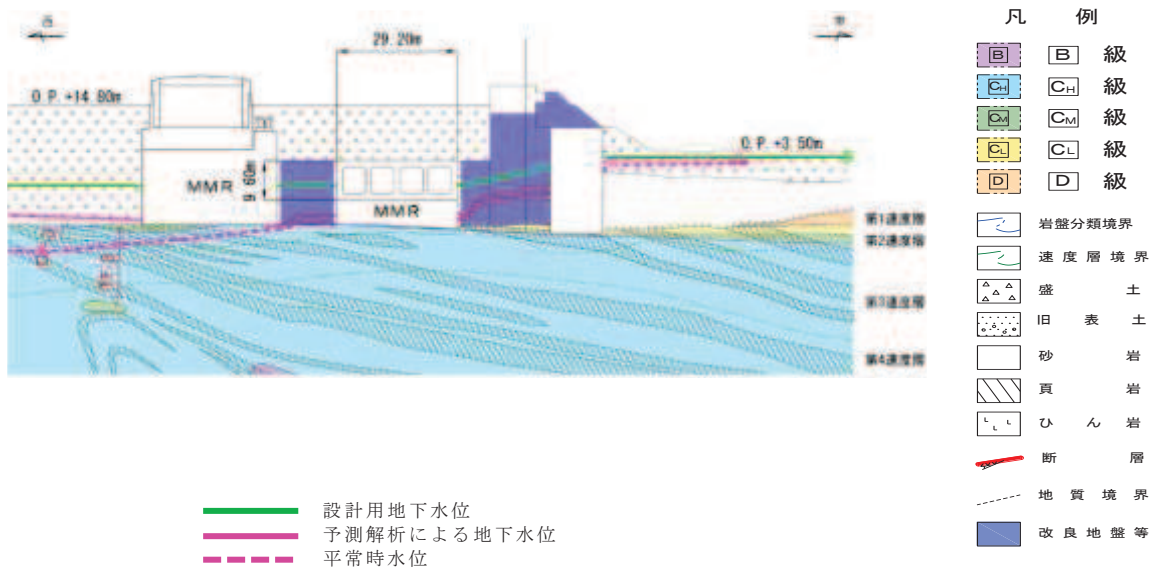


図 3.3-68 (8) 取水路における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(漸拡部) (東西)

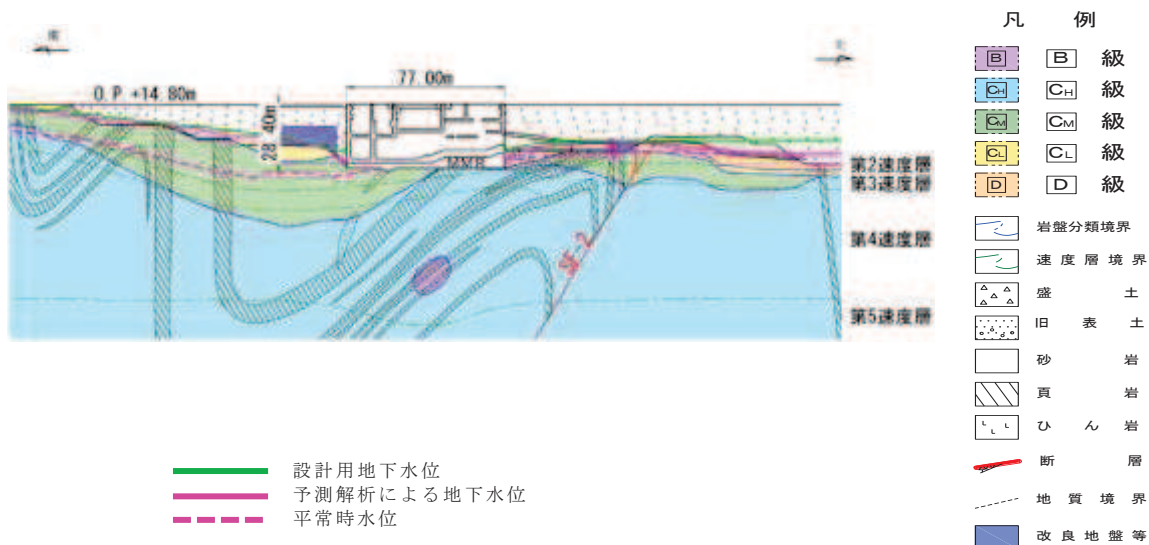


図 3.3-69 (1) 海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(縦断)

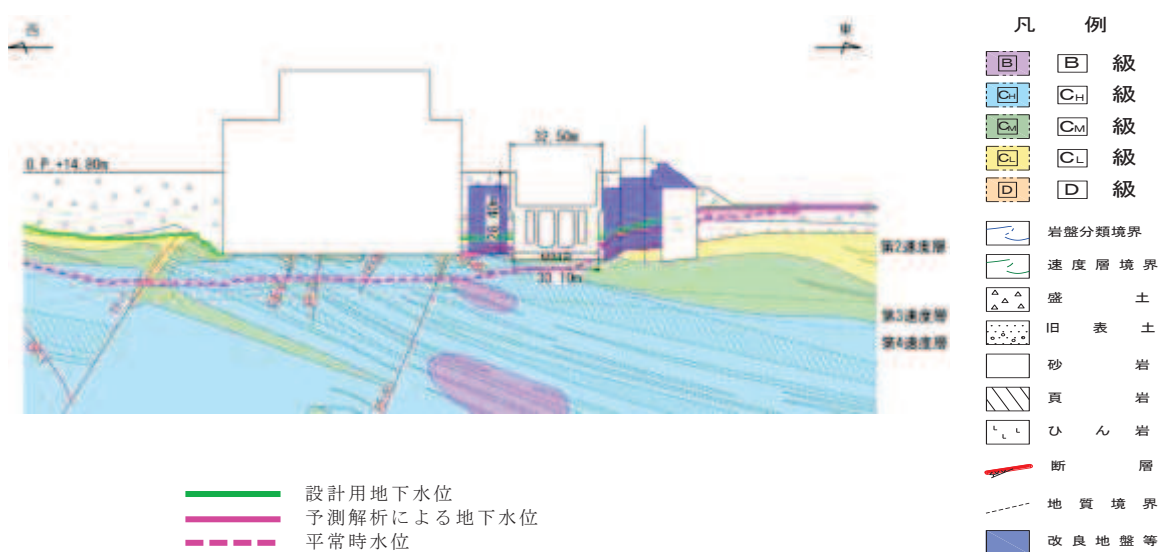
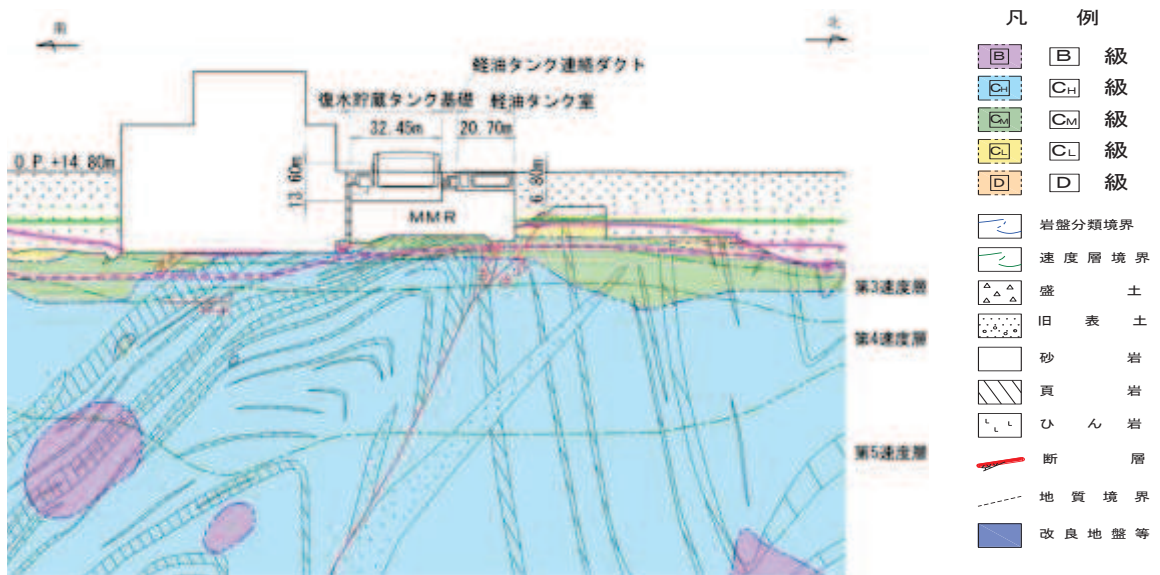


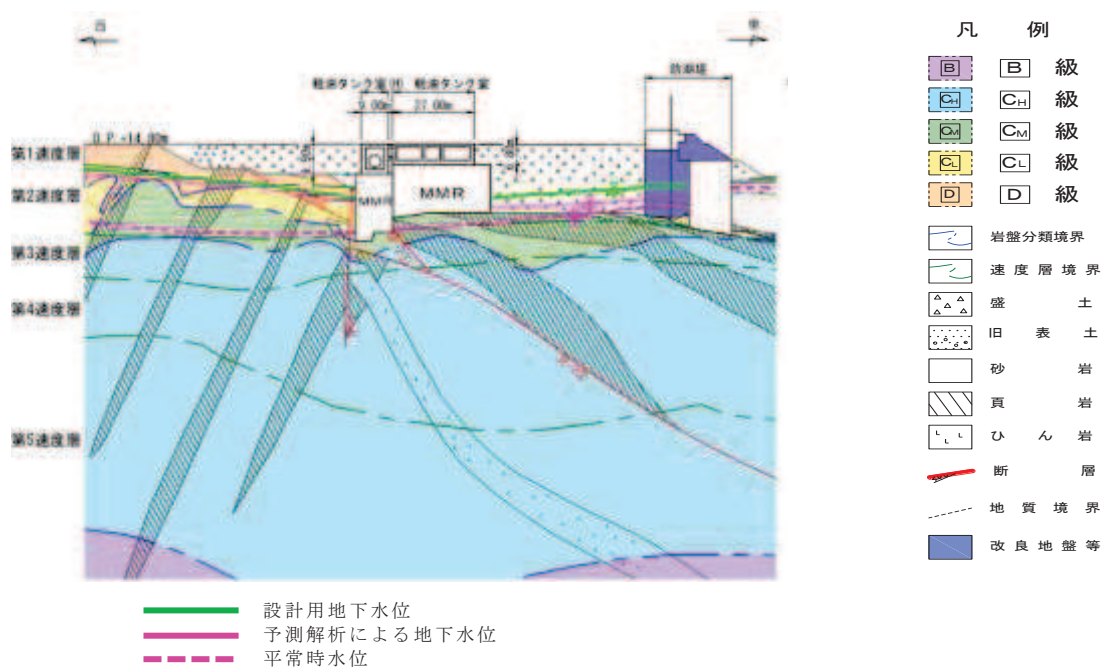
図 3.3-69 (2) 海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(横断)



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

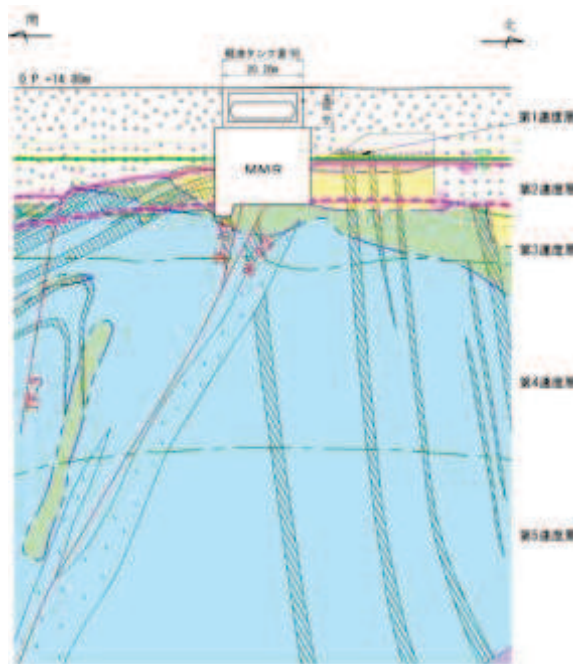
図 3.3-70 軽油タンク室における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (南北)

(復水貯蔵タンク基礎の南北方向断面の設計用地下水位を含む)



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

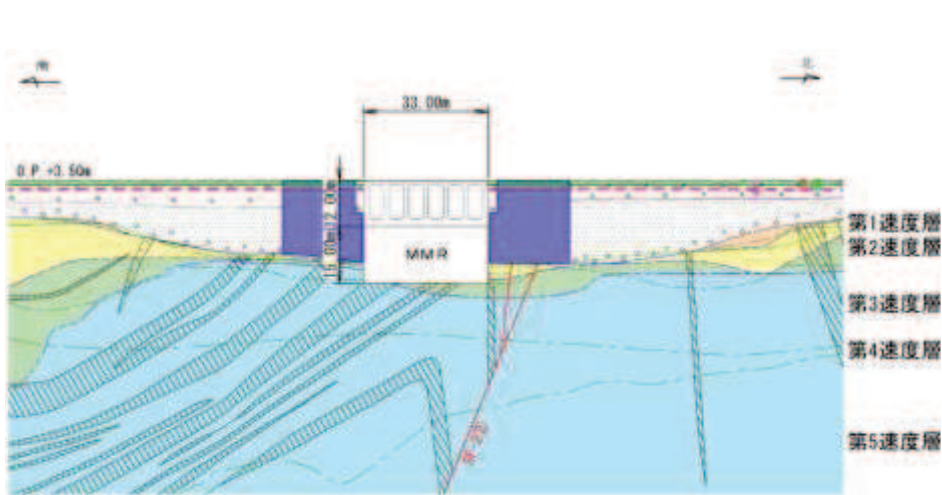
図 3.3-71(1) 軽油タンク室，軽油タンク室（H）における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (東西)



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

- 設計用地下水位
- 予測解析による地下水位
- 平常時水位

図 3.3-71 (2) 軽油タンク室 (H) における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(南北)



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

- 設計用地下水位
- 予測解析による地下水位
- 平常時水位

図 3.3-72 (1) 取水口 (標準部) における
設計用地下水位と平常時水位の比較
(南北)

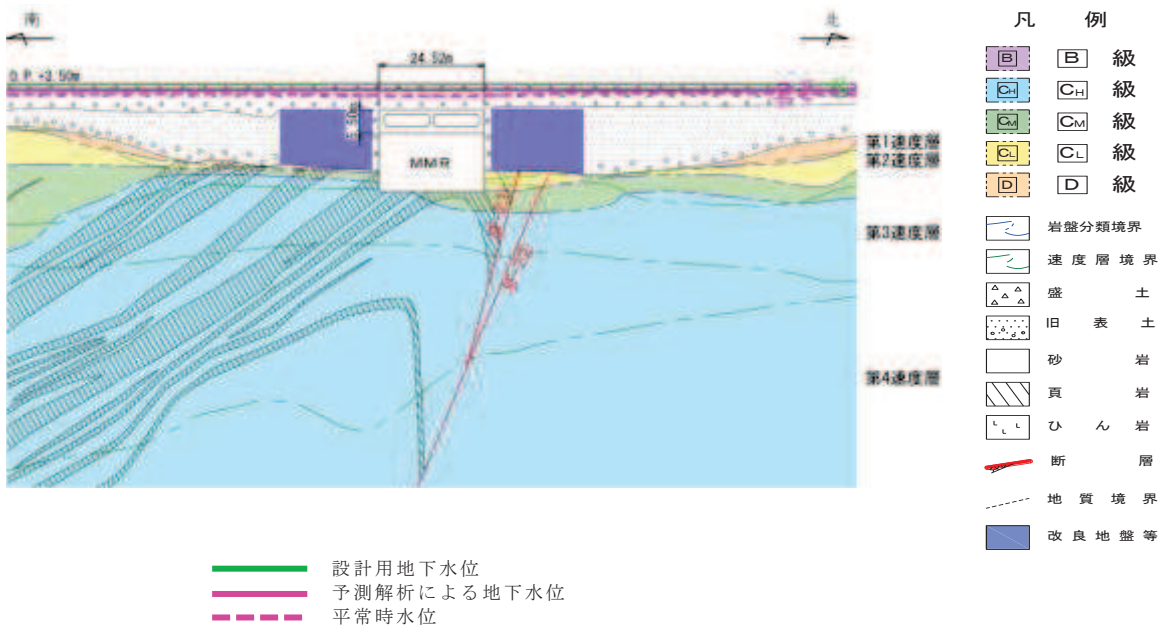


図 3.3-72 (2) 取水口（漸縮部）における
設計用地下水位と平常時水位の比較
（南北）

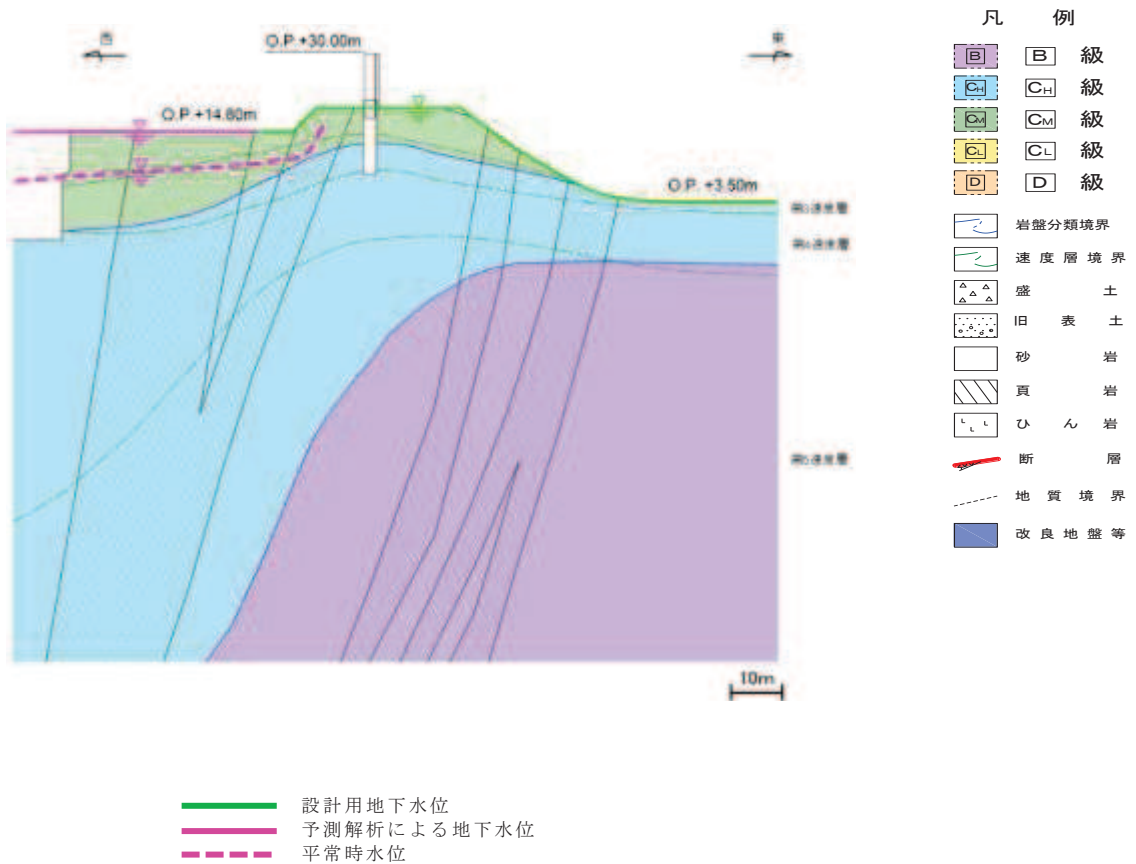
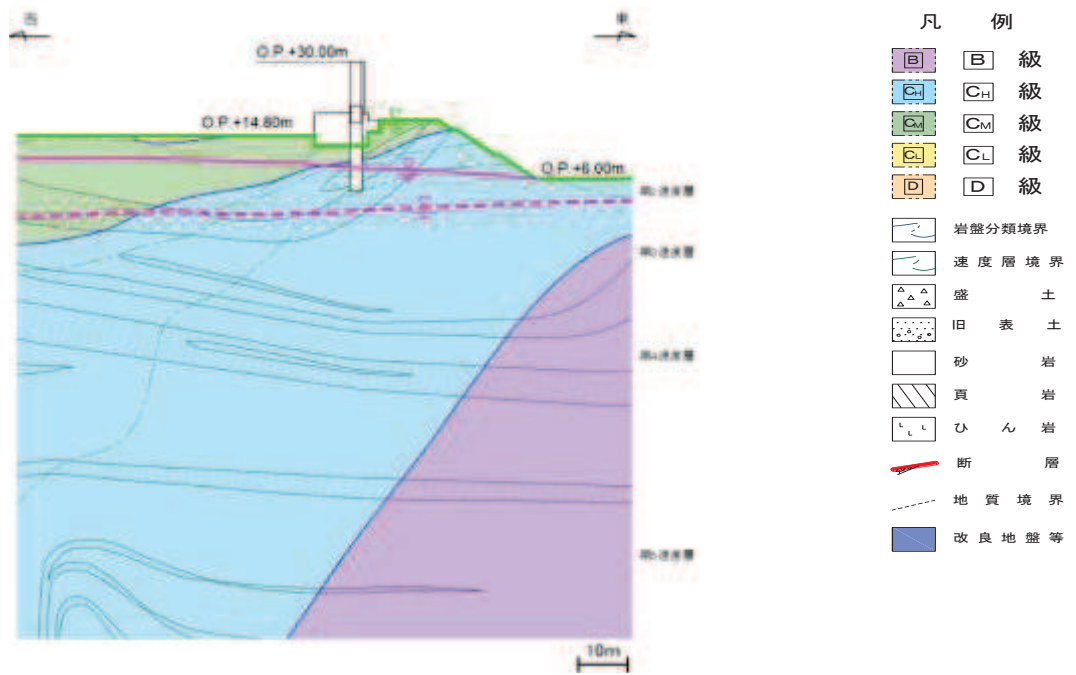
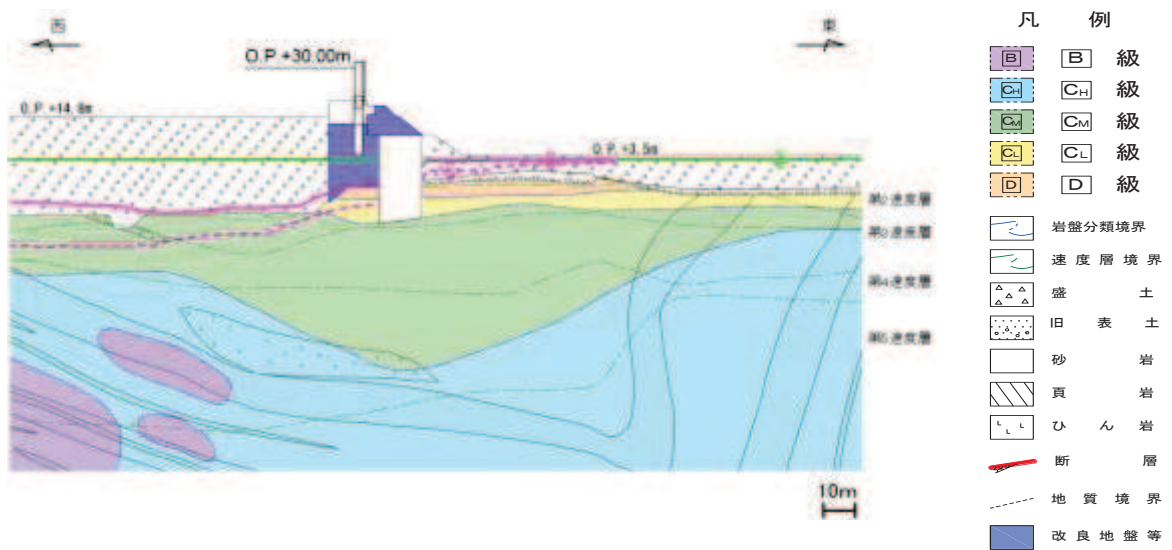


図 3.3-73 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と平常時水位の比較
（岩盤部①）



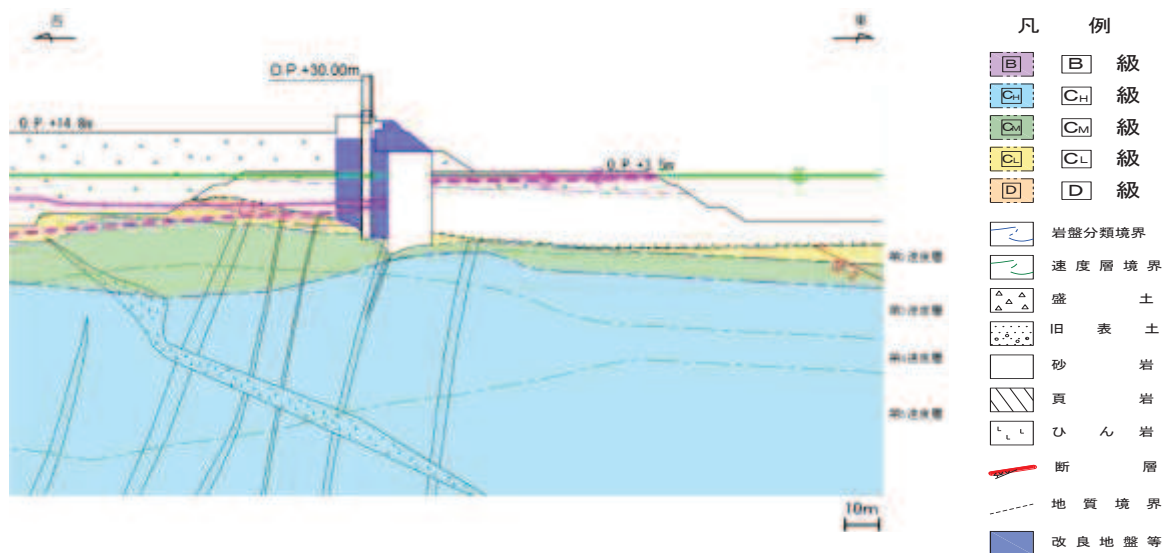
- 設計用地下水位
- 予測解析による地下水位
- 平常時水位

図 3.3-73 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と平常時水位の比較
（岩盤部②）



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-73(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 （一般部①）



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-73(4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 （一般部②）

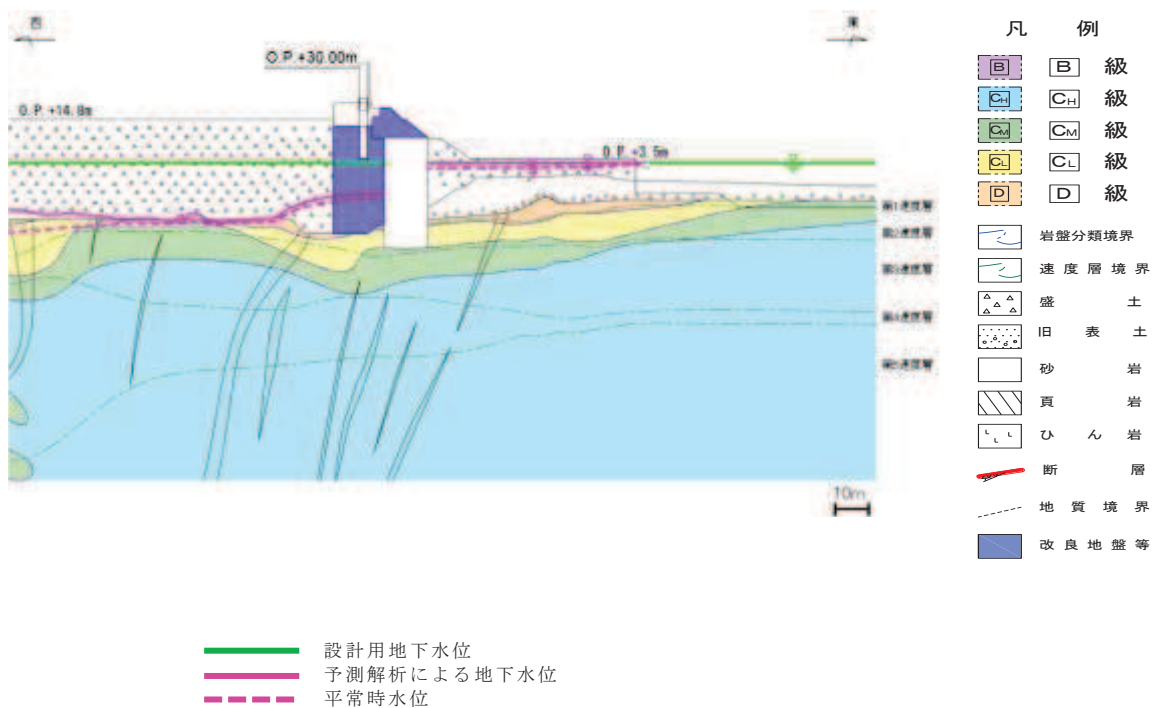
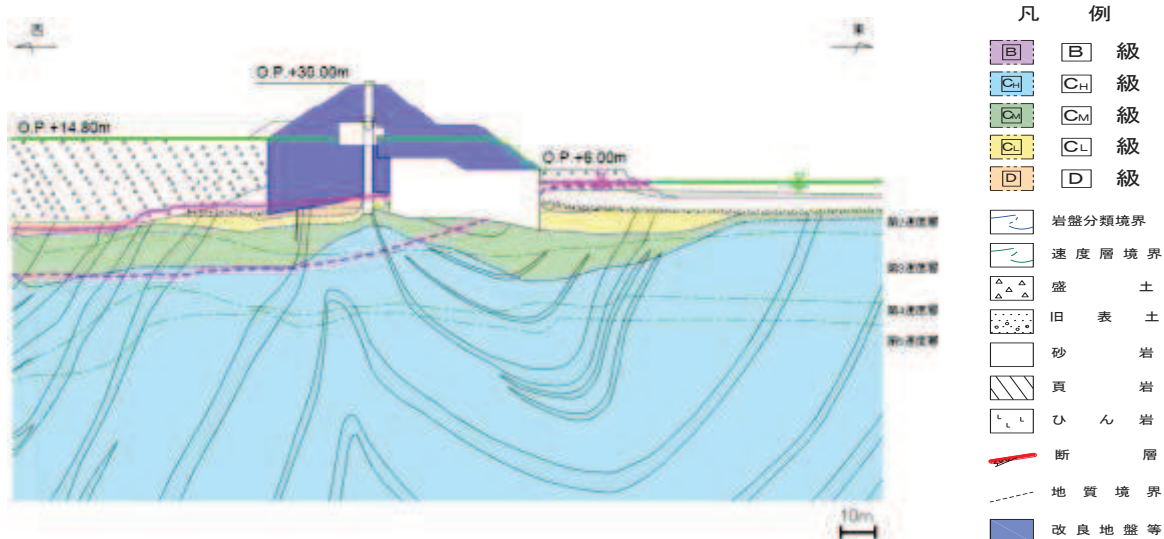


図 3.3-73(5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における設計用地下水位と平常時水位の比較（一般部③）



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

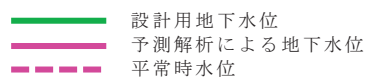
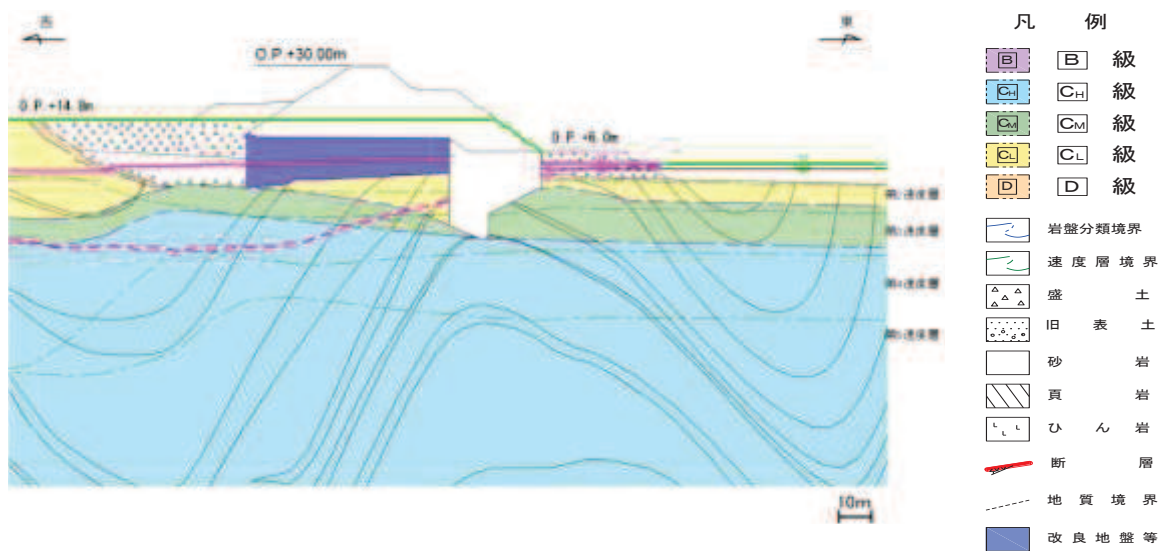
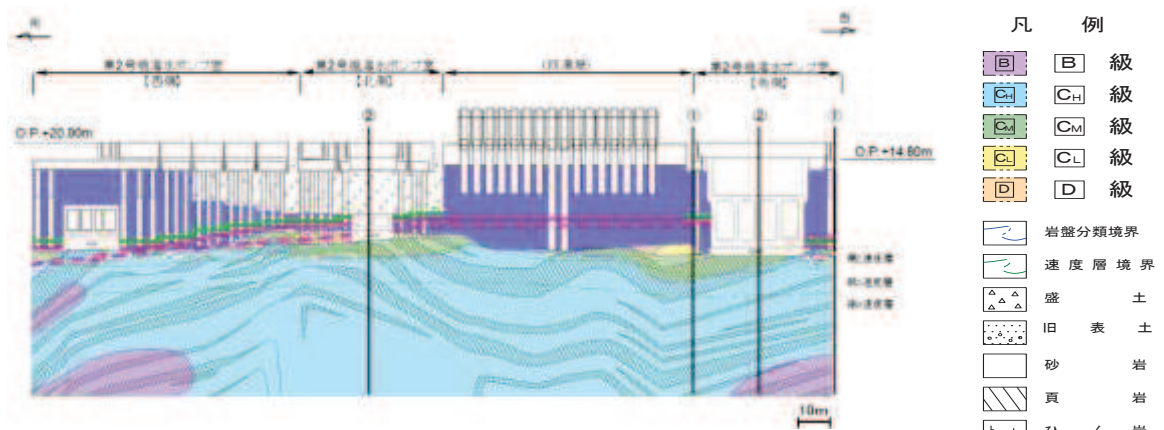


図 3.3-73(6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における設計用地下水位と平常時水位の比較（一般部④）



設計用地下水位
 予測解析による地下水位
 平常時水位

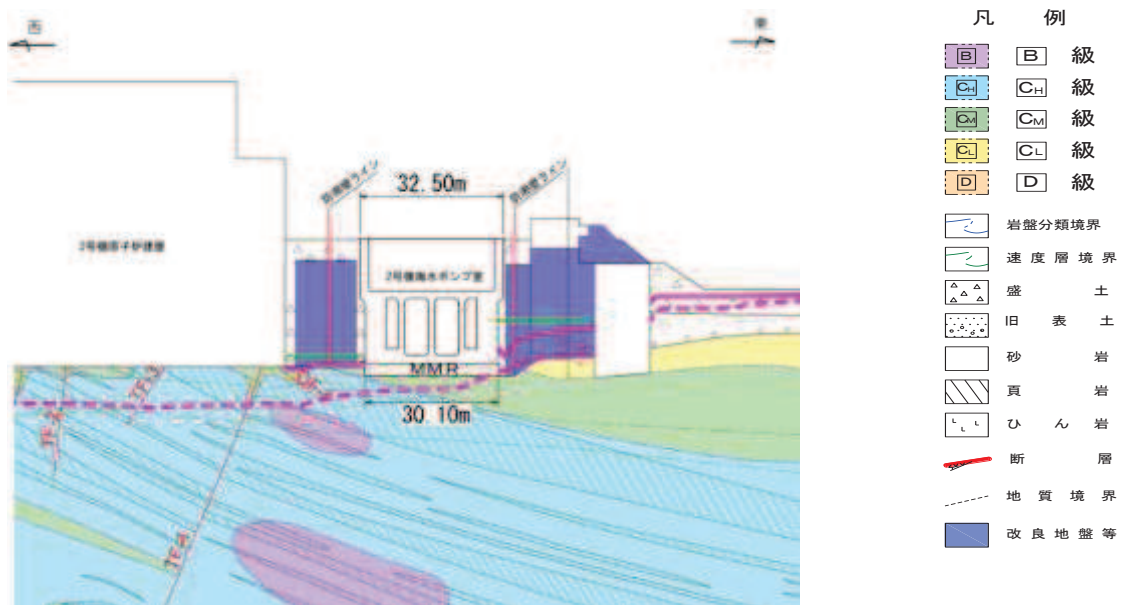
図 3.3-73(7) 防潮堤（盛土堤防）における
設計用地下水位と平常時水位の比較（横断①）



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

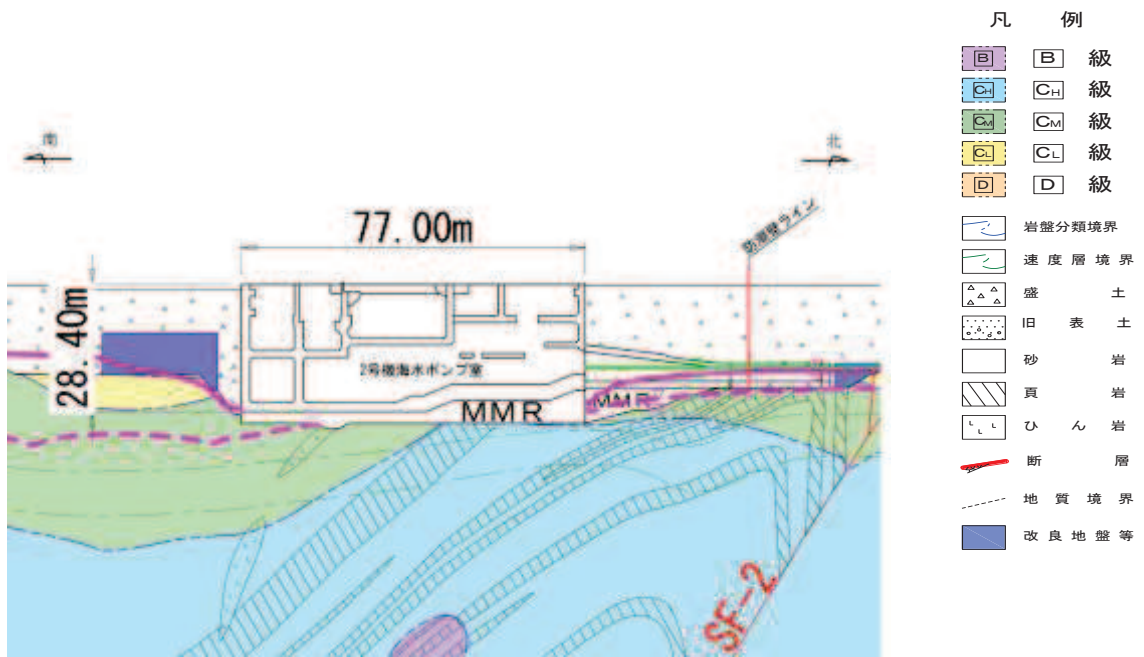
図 3.3-74(1) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(2号機海水ポンプ室) (1/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-74(2) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(2号機海水ポンプ室) (2号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布(東西) ①-①)
(2/3)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

設計用地下水位
 予測解析による地下水位
 平常時水位

図 3.3-74(3) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
 (2号機海水ポンプ室) (2号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布(南北)②-②)
 (3/3)

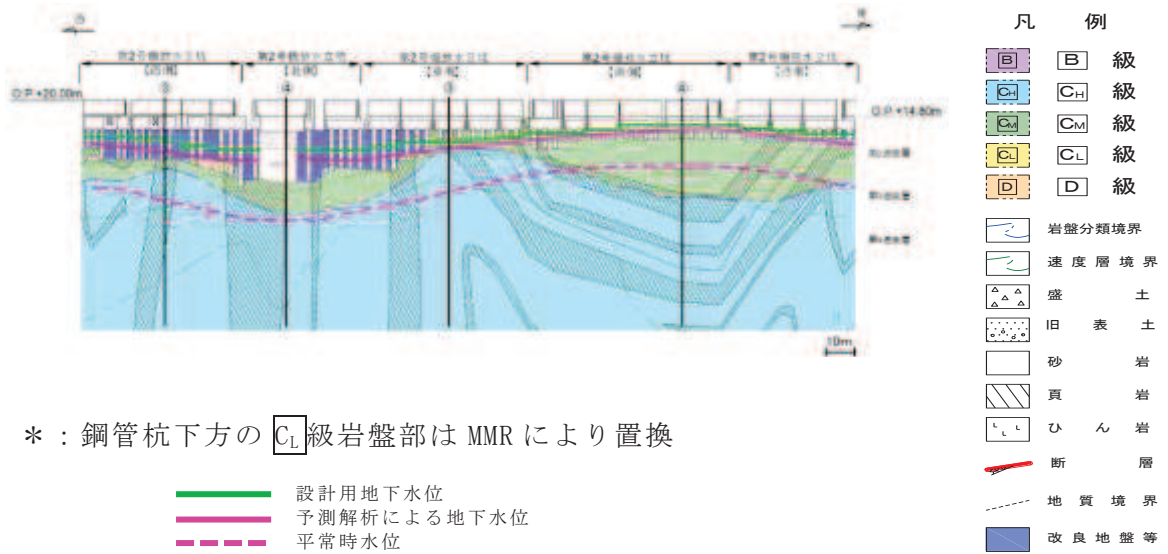
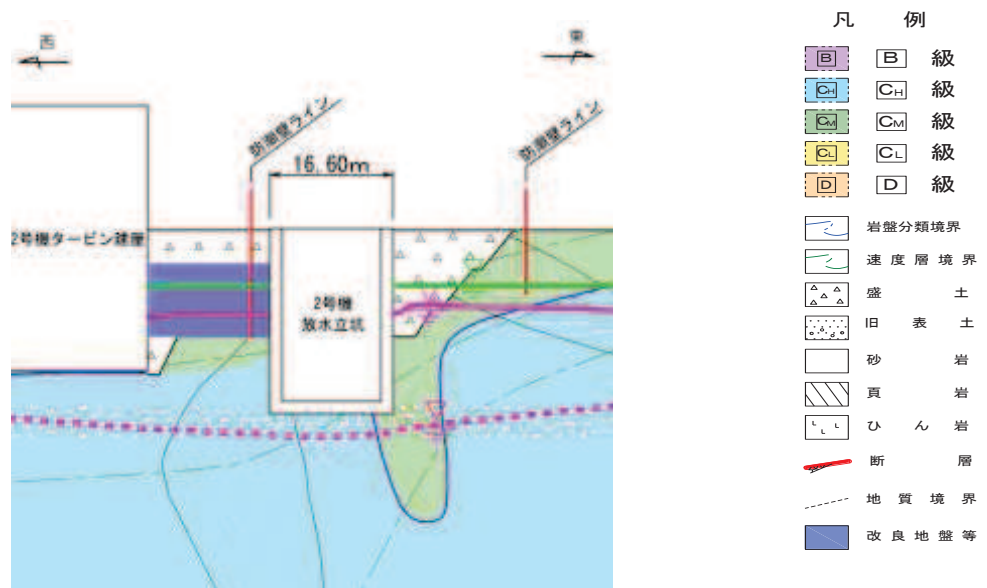
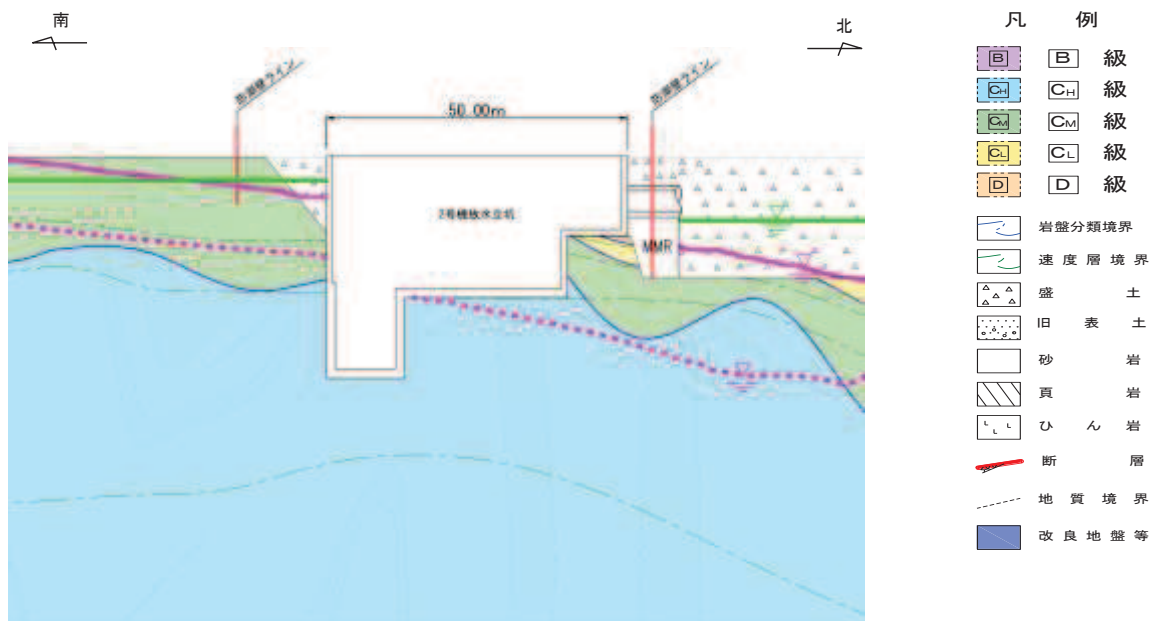


図 3.3-74 (4) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
 (2号機放水立坑) (1/3)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

図 3.3-74 (5) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
 (2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ③-③) (2/3)

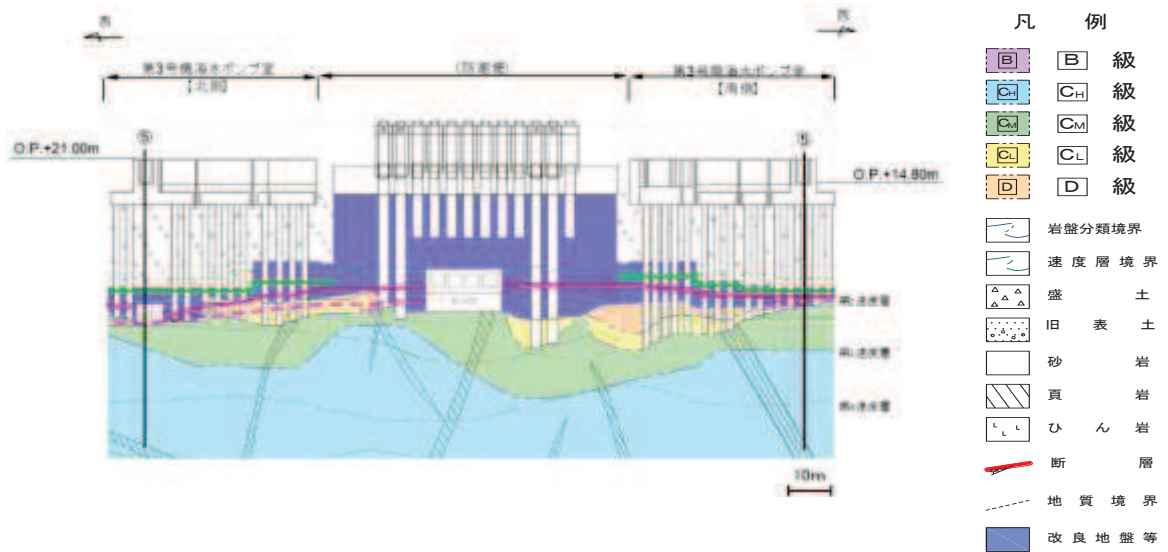


* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-74 (6) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較

(2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布(南北)④-④) (3/3)

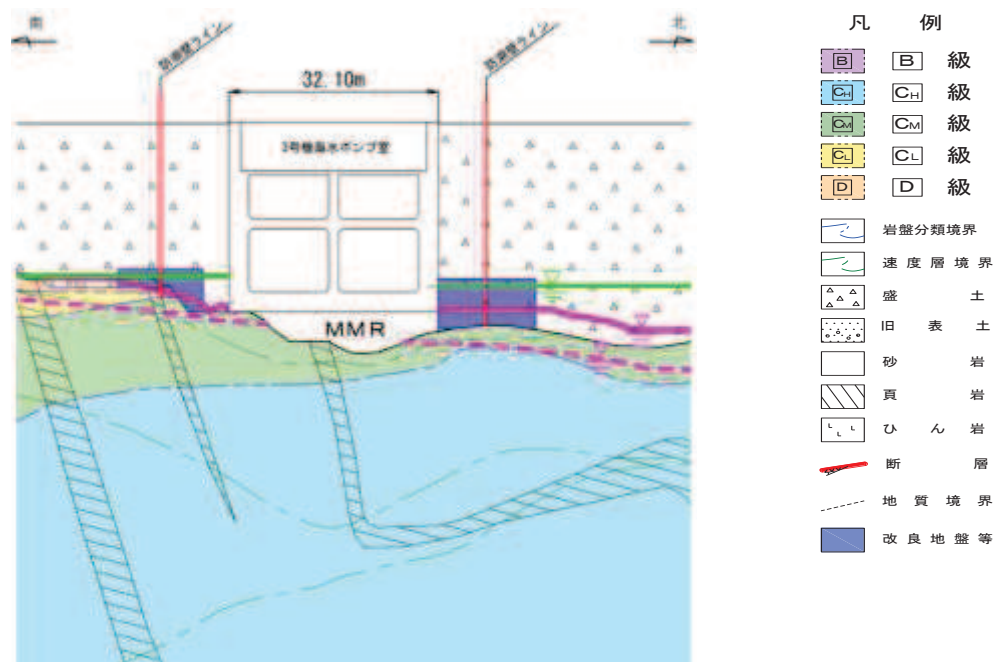


* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位
--- 平常時水位

図 3.3-74 (7) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較

(3号機海水ポンプ室) (1/2)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 設計用地下水位
— 予測解析による地下水位
--- 平常時水位

図 3.3-74 (8) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較

(3号機海水ポンプ室) (3号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布 (南北⑤-⑤))

(2/2)

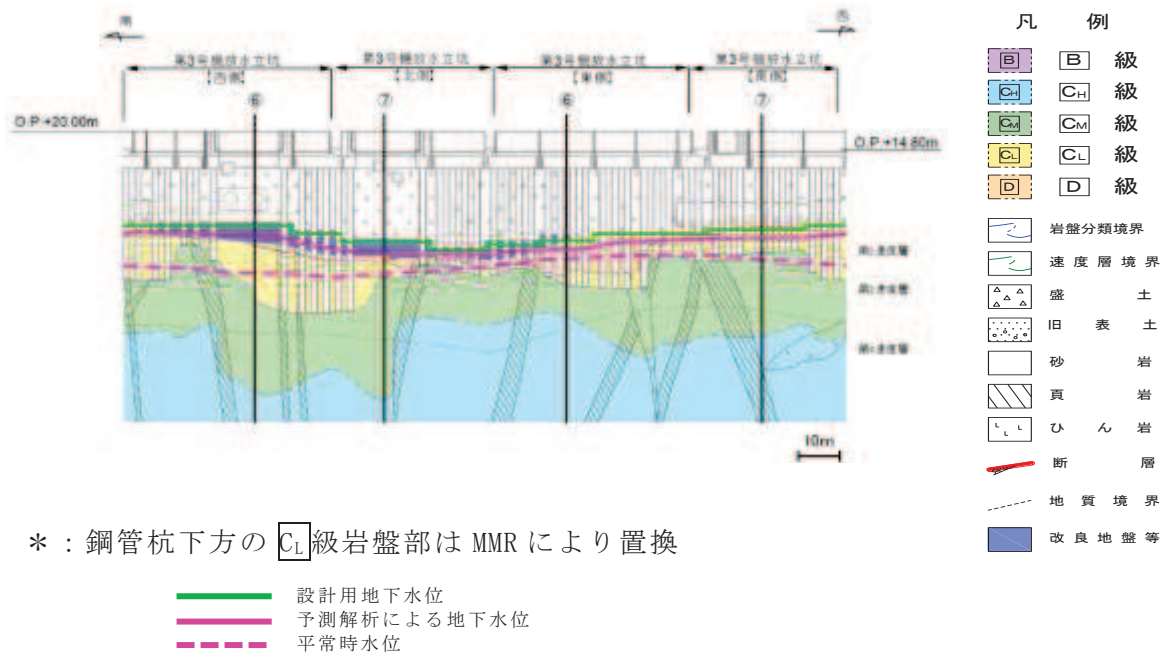


図 3.3-74 (9) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(3号機放水立坑) (1/3)

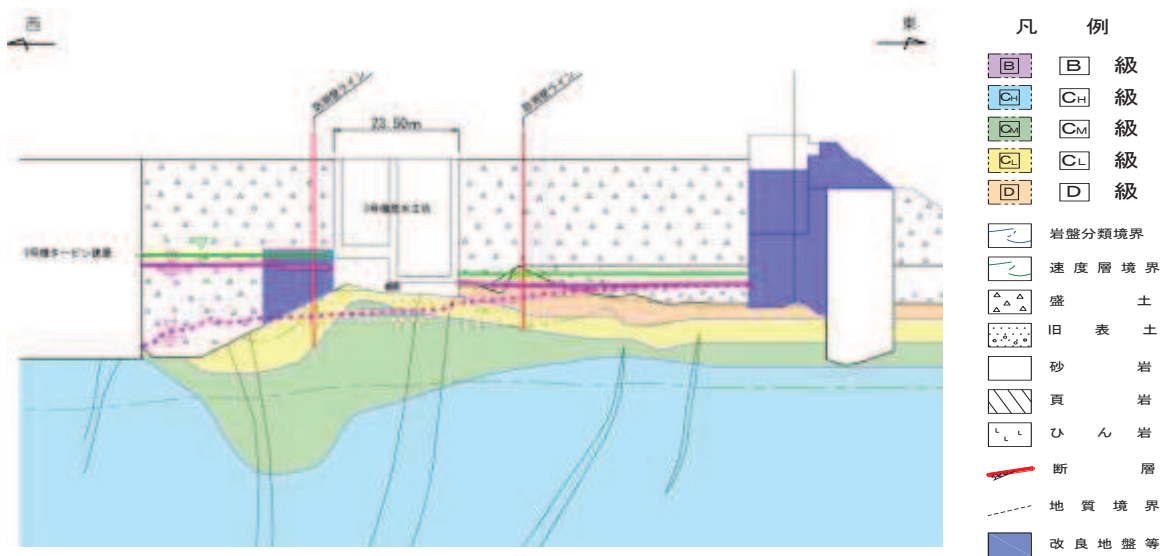
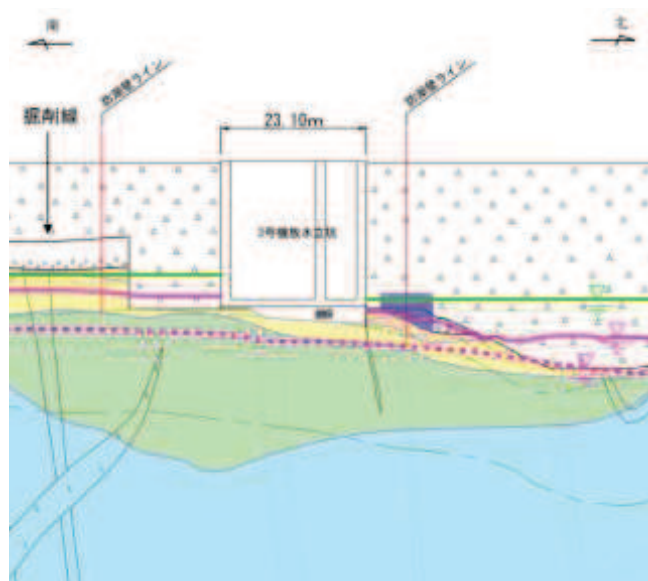


図 3.3-74 (10) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(3号機放水立坑) (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ⑤-⑤) (2/3)



凡 例	
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

- 設計用地下水位
- 予測解析による地下水位
- 平常時水位

図 3.3-74 (11) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
 (3号機放水立坑) (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布(南北)) (3/3)

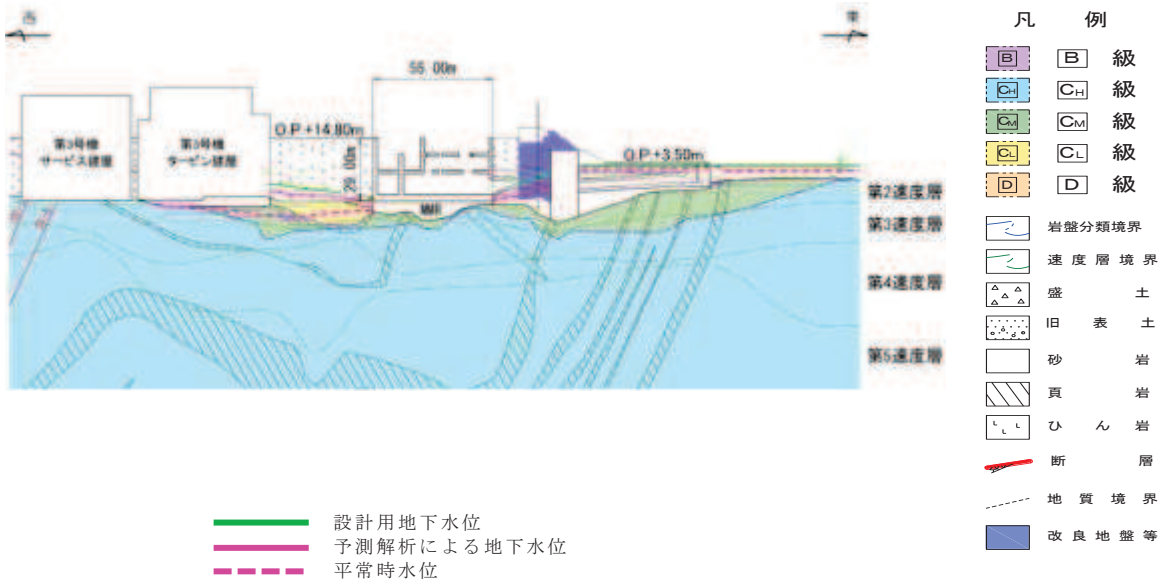


図 3.3-75 (1) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較（縦断）

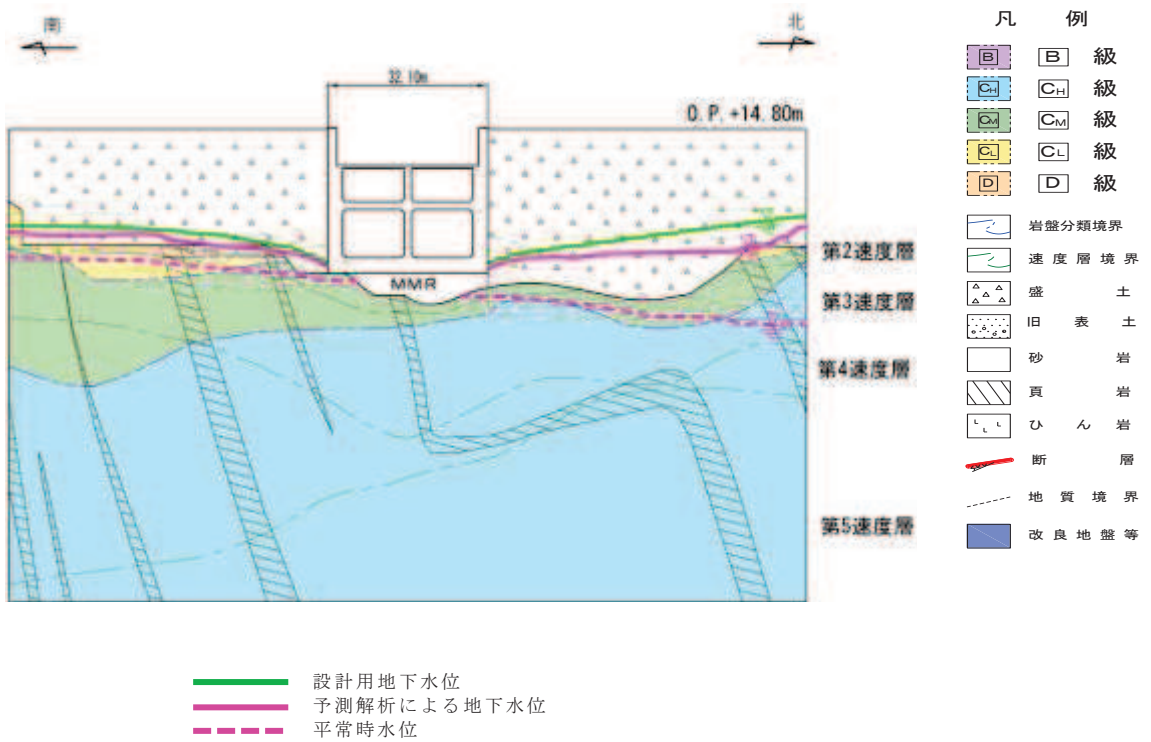
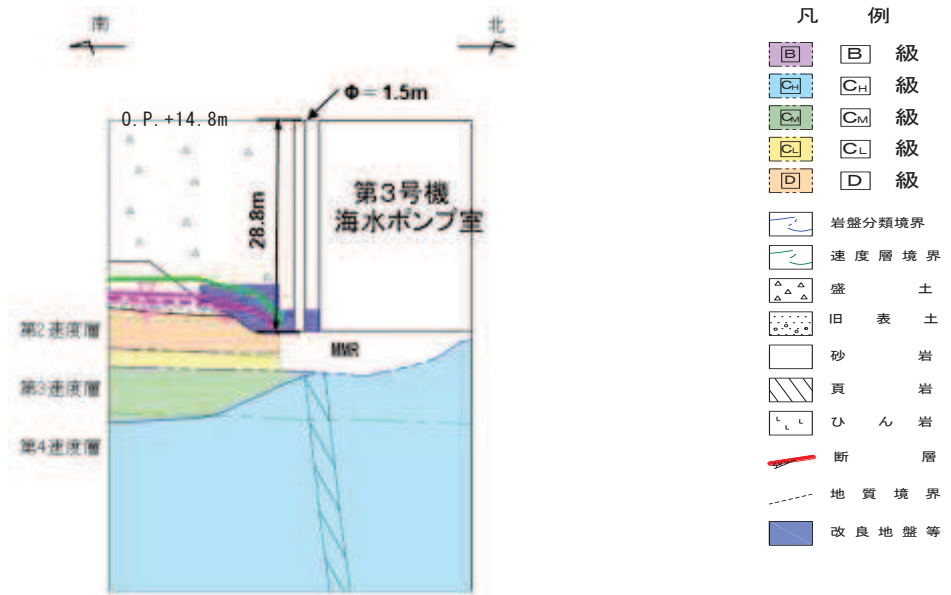
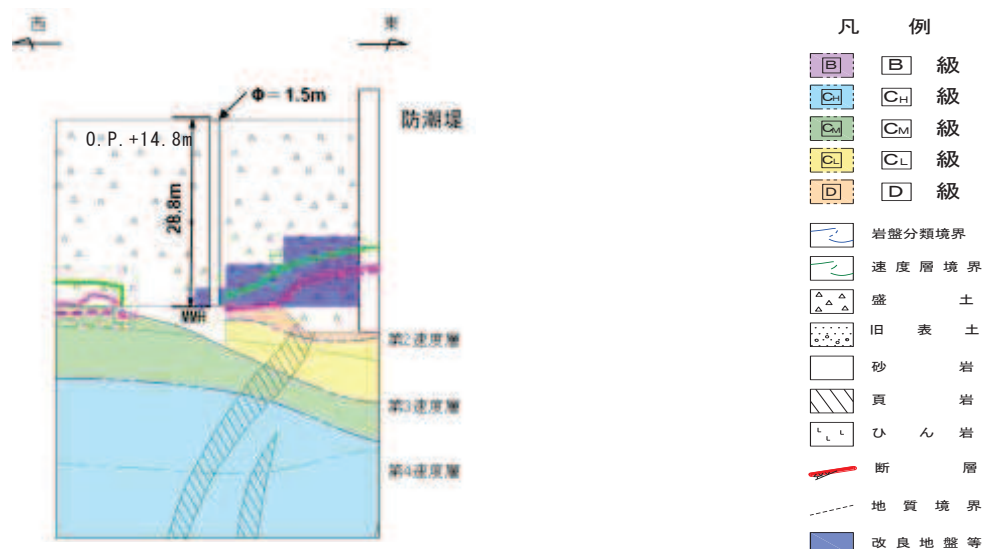


図 3.3-75 (2) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較（横断）



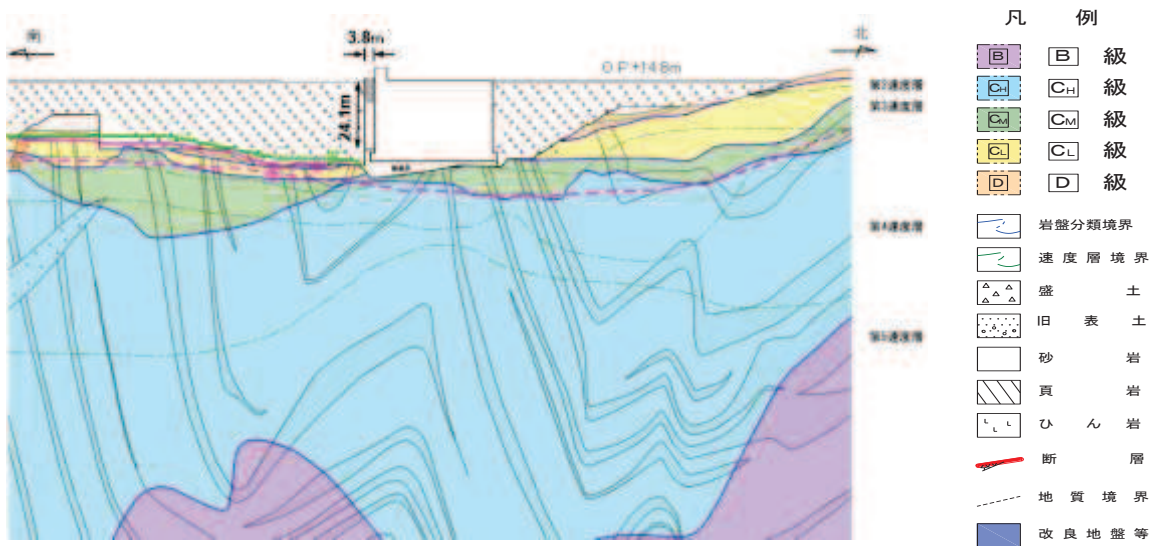
—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
--- 平常時水位

図 3.3-76 (1) 揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（南北）



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
--- 平常時水位

図 3.3-76 (2) 揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（東西）



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-77 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットにおける
 設計用地下水位と平常時水位の比較

d. 影響確認方針

女川原子力発電所においては、液状化検討対象施設を幅広く抽出するために、水位が高めに評価されるような解析条件にて浸透流解析を実施し、これを包絡するよう設計用地下水位を設定している。

これに対し、地下水位低下設備の信頼性向上（多重化等）により、平常時の地下水位は設計用地下水位より低くなる可能性がある。

地下水位が低い場合に起こる現象としては、構造物（基礎版等）に作用する水圧の減少、地盤応答の変化（単位体積重量の変化、液状化を含めた周辺地盤の挙動の変化）、構造物周辺に水位差が生じることが考えられる。

なお、アクセスルートについては、液状化による段差や浮上りを評価するため、地下水位が高いことは保守的な評価となる。

このことを踏まえ、地下水位が低い場合に耐震評価へ影響を与える可能性がある事象として以下の3パターンを抽出し、各パターンに対する影響検討を行う方針とする。

パターンA：建屋基礎版等において、揚圧力の低減により応力分布や応答の違いが想定されるケース

パターンB：地下水の分布によって構造物周辺の地盤応答に違いが生じると想定されるケース

パターンC：構造物の両側面に作用する水位差が大きく、偏圧の影響が想定されるケース

上記方針を踏まえ、表 3.3-24 のとおり、耐震設計に影響する可能性がある施設をパターン毎に抽出の上、各パターンにおける検討対象施設と具体的な影響検討内容を整理した。

検討対象施設における水位が低い場合の影響については、各施設の耐震評価において確認する。

表 3.3-24 水位が低い場合に耐震設計へ影響を与えるパターンと影響検討内容

水位が低い場合に耐震設計へ影響を与える事象(パターン)	耐震設計へ影響する可能性がある施設	影響検討内容			
		検討対象施設	選定理由	検討条件等	
パターンA (揚圧力への影響)	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉建屋 制御建屋 第3号機海水熱交換器建屋 緊急時対策建屋 緊急用電気品建屋 	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉建屋 	<ul style="list-style-type: none"> 建屋直下のドレーン(鋼管)新設により、平常時の建屋基礎版へ作用する揚圧力は大きく低減し、地震時の評価のうち地震力下向きの場合の評価が厳しくなる可能性がある。 設計用地下水水位と浸透流解析結果の差が最も大きい。 	<ul style="list-style-type: none"> 浸透流解析結果を踏まえて揚圧力を0とした場合の地震力下向き解析を実施して応力分布等への影響を確認する。(設計用揚圧力は29.4kN/m²) 	全応力 (静的弾塑性解析)
パターンB (地盤応答への影響)	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤 地下水位低下設備 揚水井戸No.2 浸水防止蓋の間接支持 NO.13揚水井戸 	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 	<ul style="list-style-type: none"> 縦断方向の水位分布も考慮し設計用地下水位を設定する線状構造物であり、原子炉建屋接続部の断面①において、設計用地下水水位と実水位の差が大きくなる可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面①の地下水位を岩盤表面まで下げた全応力解析を実施する。 	全応力
パターンC (偏圧の影響)	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤 鋼管式鉛直壁(一般部) 盛土堤防 	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤(鋼管式鉛直壁(一般部)) 	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上に設置した線状構造物であり、地下水位を堰き止め、偏圧が生じる可能性がある。 設置場所の特徴により防潮堤の前背面での盛土+旧表土の高さが異なるため、地震時に液化化の影響で地盤が片押しになる可能性がある。 設計用地下水水位は、設置変更許可段階における構造成立性確認と同様(山側・海側ともに朝望平均満潮位)としているため、特に山側において浸透流解析による解析水位との差が顕著となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面①において、構造物片側の地下水位を頂版高さ、もう一方の地下水位を岩盤表面とした全応力解析を実施する。 山側水位を岩盤表面まで下げた有効応力解析を実施し、照査値への影響を確認する。 	全応力 有効応力

(9) 設計用地下水位の検証ほか

a. 工事完了後の地下水位の観測計画

予測解析結果は、将来的な防潮堤の沈下対策や新設ドレーン等を考慮したものであることから、今後、これらの施工が完了した運転段階において地下水位の観測記録を取得し、設計用地下水位と比較することにより、予測解析の妥当性を確認する方針とする。

地下水位観測計画を図 3.3-78 に示す。

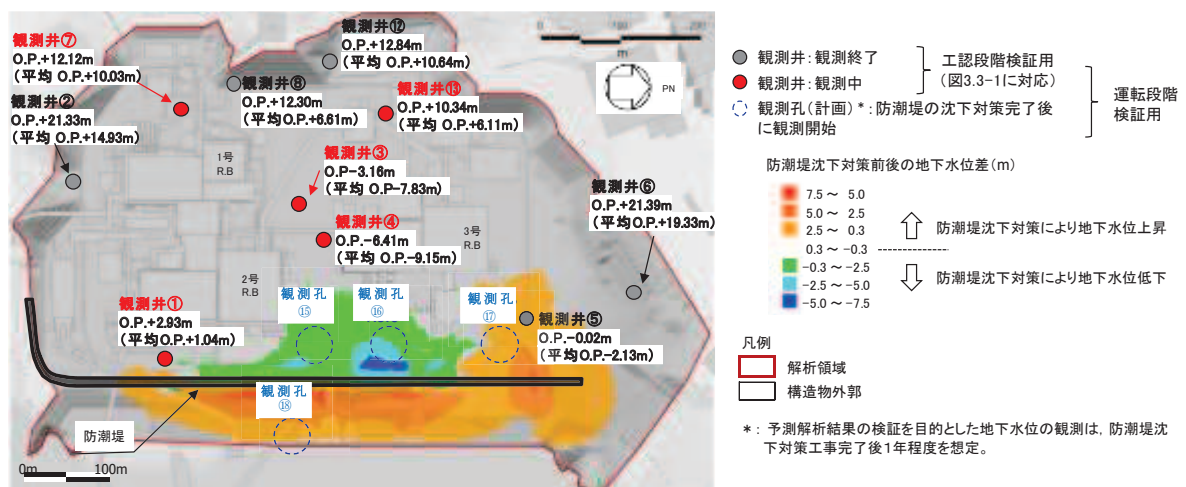


図3.3-78 防潮堤沈下対策による影響範囲と今後の地下水位観測計画

上に示す地下水位観測計画は、現在測定している観測井の他、防潮堤の沈下対策後に測定を開始する観測孔（観測孔 No. ⑮~No. ⑱）により構成され、防潮堤の沈下対策後に測定を開始する観測孔については防潮堤の沈下対策により地下水位が影響を受ける範囲を想定し設定している。

防潮堤の沈下対策により地下水位が影響を受ける範囲の想定にあたり実施した浸透流解析の詳細については参考資料 12 に示す。

b. 将来的な地形改変等への対応

浸透流解析に用いる三次元解析モデルにおいては、地下水の流動場に影響を与える防潮堤下部の地盤改良や、基礎が岩着している施設周辺の地盤改良など、安全対策工事完了段階において想定される変動要素を反映済である。

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。

c. 運転中に地下水位が上昇する場合の対応

運転中に地下水位が上昇し設計用地下水位を上回った場合は、揚圧力や液状化による土圧への影響、液状化に伴う地中構造物の浮上り影響が生じる可能性がある。

これらの影響は、3.3.2 (3) e. に示すとおり、ステップ1（揚圧力影響）より段階的に生じるが、液状化に対する時間余裕は揚圧力に比べて相対的に大きいことから、より時間余裕の短い揚圧力に着目しLCO設定することにより、液状化による影響も回避される。

(10) 参考文献

- a. 地下水流動解析のガイドラインに関する調査（長谷川琢磨，地下水学会誌第48巻第2号75～86（2006））
- b. 余裕深度処分の安全評価における地下水シナリオに用いる核種移行評価パラメータ設定の考え方（社団法人土木学会，2008年6月）
- c. 流域スケールにおける反応性窒素移動過程のモデル化と実流域への適用性検討（森康二ほか，地下水学会誌第58巻第1号63～86（2016））
- d. 水循環解析におけるモデルの設定および再現性の検証事例の報告－福井県大野盆地における事例－（西村宗倫ほか，地下水学会誌第59巻第2号125～158（2017））
- e. 流域モデリングの水循環解析への適用とその実際（田原ほか（2014），日本地下水学会2014年度秋季講演会講演予稿，158-163）
- f. Mori, K., Tada, K., Tawara, Y., Ohno, K., Asami, M., Kosaka, K., and Tosaka, H., 2015.

Integrated watershed modeling for simulation of spatiotemporal redistribution of post-fallout radionuclides: Application in radiocesium fate and transport processes derived from the Fukushima accidents, Environmental Modelling & Software, 72, 126-146.

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を表4.1-1～表4.1-3に、設定根拠を表4.1-4～表4.1-6に示す。動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を図4.1-1～図4.1-6に示す。設置変更許可申請書に記載された解析用物性値については、原位置試験及び室内試験から得られた各種物性値を基に設定した。

なお、断層及びシームは、狭在物として「粘土状」，「砂状」，「鱗片上」等の性状が確認されているが，そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い，同一の解析用物性値を設定している。

また，地盤改良に関する補足を参考資料 13 に示す。

表 4.1-1(1) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
[B] 級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 4.1-1(2) 参照	0.03	
	頁岩	26.9	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03	
	礫岩	28.7	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03	
[C] 級	砂岩	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03	
	礫岩	28.0	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03	
[C _M] 級	砂岩	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03	
	礫岩	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
[C _L] 級	砂岩	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58\sigma^{0.31}$	400	0.31		0.03	
	礫岩	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
[D] 級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	h = 0.085 γ / (0.00026 + γ) + 0.028	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12\sigma^{0.21}$	39	0.38			
	礫岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38			

表 4.1-1(2) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
	頁岩	第2速度層	1.6×10^3	0.44
		第3速度層	6.0×10^3	0.40
		第4速度層	13.5×10^3	0.36
		第5速度層	16.7×10^3	0.35
	ひん岩	第3速度層	6.4×10^3	0.40
		第4速度層	14.2×10^3	0.36
第5速度層		17.6×10^3	0.35	
C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
	頁岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.0×10^3	0.36
		第5速度層	16.2×10^3	0.35
	ひん岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.4×10^3	0.44	
	第3速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第1速度層	表 4.1-1(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

表 4.1-2(1) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h
			内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
[B] 級	砂岩	26.4	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 4.1-2(2) 参照	0.03	
	頁岩	27.1	1.25	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	3,700	0.23		0.03	
	礫岩	27.9	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	2,800	0.18		0.03	
[C _H] 級	砂岩	26.2	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
	頁岩	27.1	1.25	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	1,900	0.22		0.03	
	礫岩	27.9	1.29	54.0	1.12 $\sigma^{0.74}$	1,900	0.18		0.03	
[C _M] 級	砂岩	25.5	0.78	50.0	1.09 $\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
	頁岩	25.4	0.76	32.0	0.96 $\sigma^{0.31}$	1,500	0.21		0.03	
	礫岩	25.5	0.78	50.0	1.09 $\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L] 級	砂岩	23.1	0.46	44.0	0.73 $\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
	頁岩	23.1	0.44	27.0	0.58 $\sigma^{0.31}$	180	0.26		0.03	
	礫岩	23.1	0.46	44.0	0.73 $\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D] 級	砂岩	20.2	0.10	24.0	0.41 $\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	0.12 $\sigma^{0.21}$	39	0.38			
	礫岩	20.2	0.10	24.0	0.41 $\sigma^{0.49}$	78	0.38			

表 4.1-2(2) 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	頁岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	ひん岩	第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
	C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3
第2速度層			1.2×10^3	0.45
第3速度層			4.7×10^3	0.41
第4速度層			11.5×10^3	0.34
第5速度層			16.8×10^3	0.33
頁岩		第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
ひん岩		第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
C _L 級	第1速度層	0.2×10^3	0.48	
	第2速度層	1.2×10^3	0.45	
	第3速度層	4.7×10^3	0.41	
D級	第1速度層	表 4.1-2(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

表 4.1-4 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の設定根拠(狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性		変形特性	
			静的・動的特性		静的特性	
B級 及び C _H 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験* 摩擦抵抗試験*	砂岩と同じ値	岩盤変形試験*	動的特性
	頁岩				岩盤変形試験*	
	ひん岩				砂岩と同じ値	
C _M 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	砂岩と同じ値	岩盤変形試験	PS検層
	頁岩				砂岩と同じ値	
	ひん岩				砂岩と同じ値	
C _L 級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	砂岩と同じ値	換算値	
	頁岩				砂岩と同じ値	
	ひん岩				砂岩と同じ値	
D級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	砂岩と同じ値	換算値	繰返し三軸試験
	頁岩				換算値	
	ひん岩				砂岩と同じ値	

* : B級については、C_M級と同じ値を用いる。

表 4.1-5 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の設定根拠(牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的特性	静的特性	静的特性	動的特性
B級	砂岩	C _H 級と同じ値	換算値	換算値	
	頁岩				
	ひん岩				
C _H 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	PS 検層
	頁岩		換算値	砂岩と同じ値	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	
C _M 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	PS 検層
	頁岩		ブロックせん断試験 摩擦抵抗試験	岩盤変形試験	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	
C _L 級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	
	頁岩		換算値	砂岩と同じ値	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	
D級	砂岩	密度試験	ロックせん断試験 摩擦抵抗試験	換算値	繰返し三軸試験
	頁岩		換算値	砂岩と同じ値	
	ひん岩		砂岩と同じ値	砂岩と同じ値	

表 4.1-6 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の設定根拠(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性		変形特性	
		静的・動的 静的・動的 特性	静的特性	動的 特性	動的 特性
盛土	現場密度試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	繰返し三軸試験
旧表土	密度試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験
断層及びびん	密度試験	単純せん断試験	単純せん断試験	繰返し単純せん断試験	
セメント改良土	現場密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	PS 検層 繰返し三軸試験
改良地盤	密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	三軸圧縮試験	平板載荷試験	PS 検層 繰返し三軸試験
背面補強工 置換コンクリート		コンクリート標準示方書 構造性能照査編			

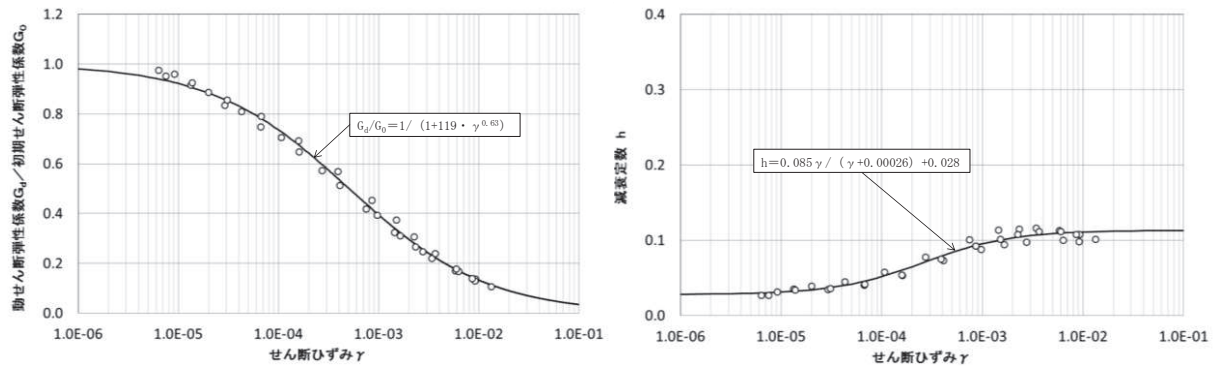


図 4.1-1 D級岩盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

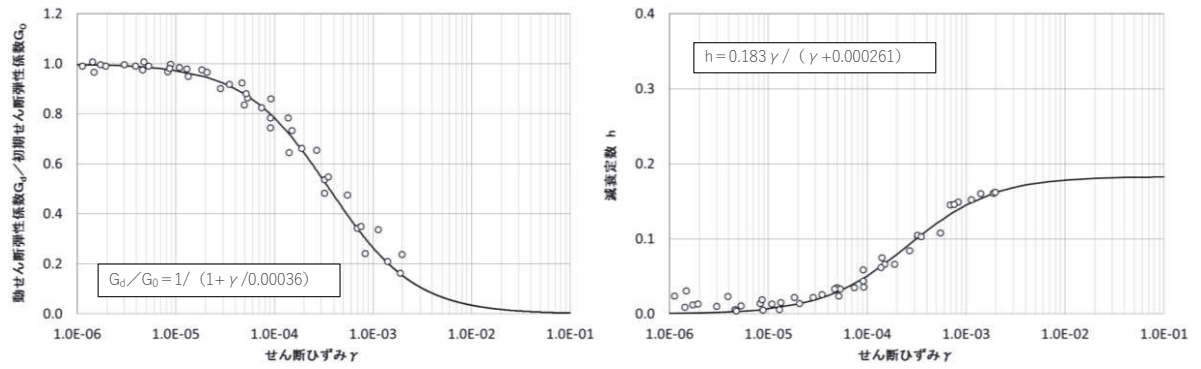


図 4.1-2 盛土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

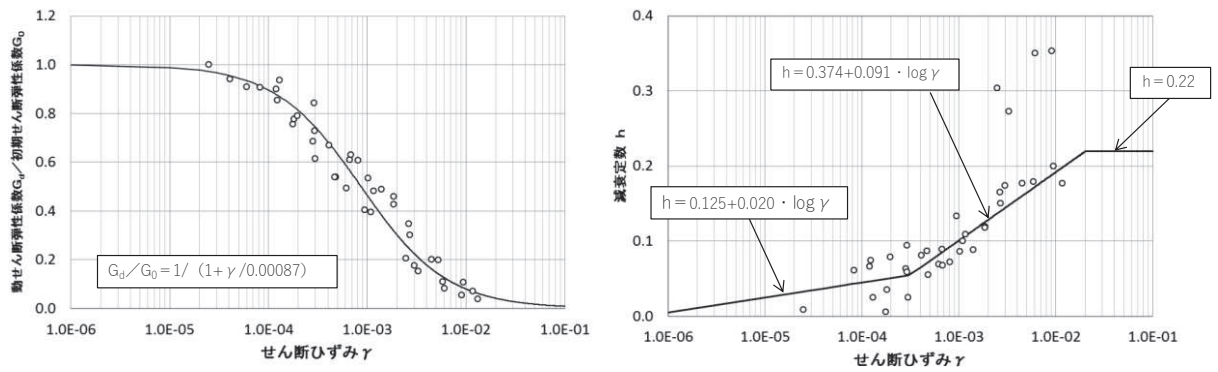


図 4.1-3 旧表土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

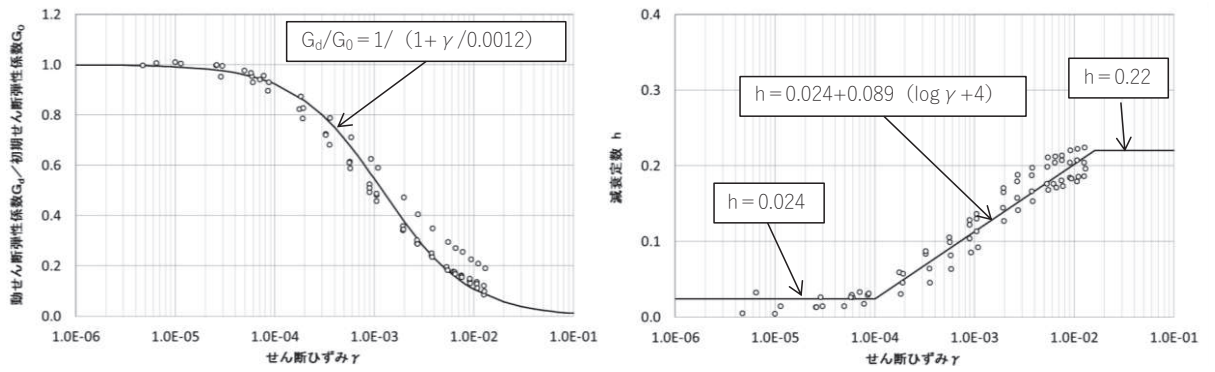


図 4.1-4 断層・シームの動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

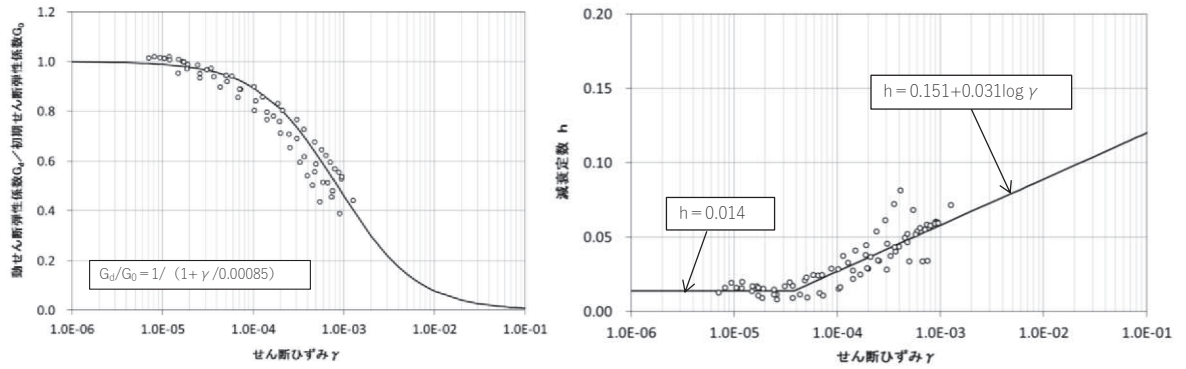


図 4.1-5 セメント改良土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

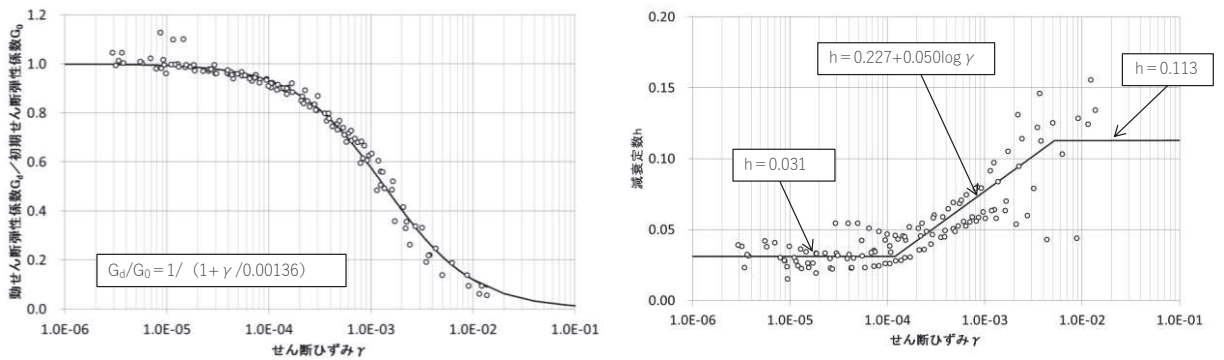


図4.1-6 改良地盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

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のうち、全応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-1に、設定根拠を表4.2-2に示す。有効応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-3～表4.2-4に、設定根拠を表4.2-6～表4.2-7に示す。その他の解析用物性値を表4.2-5に、設定根拠を表4.2-8に示す。

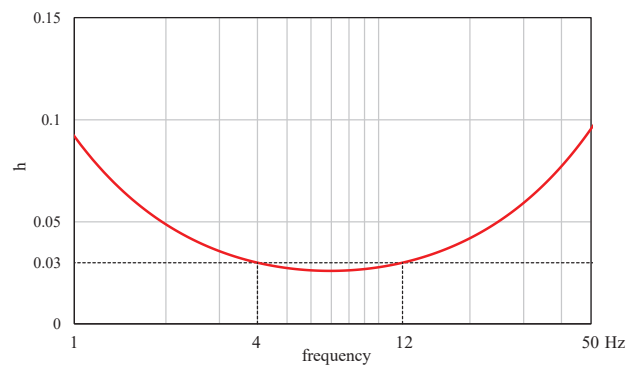
表 4.2-1 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（全応力解析）

(対象施設：原子炉建屋)

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数* ² h(%)
表層地盤	+14.80	18.6	*1	3* ³
	±0.00	23.3	900* ⁴	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

注記*1：O. P. +14.8m～O. P. ±0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と関連のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては10層に分割する。

注記*2：レーリー減衰（4Hz，12Hz）



注記*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

注記*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により次式で設定する。

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84} \quad (1)$$

ここで、

$$\sigma_c = Z \cdot \rho_t \cdot 2/3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

Z : 深度 (m)

$$\rho_t = 18.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し次式により求める。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m) \quad (2)$$

ここで、

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_m \cdot \tan \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_0 = 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\phi = 33.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\sigma_{m,d} = 3/4 \cdot Z \cdot \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$h - \gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき次式により求める。

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (3)$$

表 4.2-2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠

(全応力解析)

(対象施設：原子炉建屋)

解析用物性値			根拠
単位体積重量	γ	表層地盤	密度検層結果より設定
		底面地盤	密度検層結果に基づく平均値
せん断波速度	V_s	表層地盤	PS 検層結果と観測記録の分析より設定
		底面地盤	PS 検層結果に基づく平均値
初期せん断剛性	G_0	表層地盤	PS 検層結果に基づき算定
動の変形特性	$G/G_0 - \gamma$ $h - \gamma$	表層地盤	原位置せん断試験結果及び繰返し三軸試験結果により算定

表 4.2-3 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（有効応力解析）

（液状化検討対象層）

		敷地全体		防潮堤	
		旧表土	盛土	旧表土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	敷地全体旧表土 と同値 (物理特性, 変形特性, 強度特性)	
	間隙率 n	0.437	0.363		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4		
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3		
	ポアソン比 ν	0.40	0.40		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.220	0.183		
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *		
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *		
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0		28.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005		0.005
		w_1	1.0	14.0	1.3
		p_1	1.4	1.0	1.2
		p_2	1.5	0.6	0.8
c_1		2.0	2.8	2.75	

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 4.2-4 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（有効応力解析）

（非液状化層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95) *	2.10 (2.00) *	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1速度層	0.48	0.35	0.36
		第2速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表4.2-5 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3
MMR (新設) ($f'_{ck} = 21.0$ N/mm ²)	22.5	4.20	-*	1.75	-*	23500	9792	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 4.2-6 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設定根拠

(有効応力解析)

(液状化検討対象層)

		敷地全体		防潮堤	
		旧表土	盛土	旧表土	
物理特性	密度 ρ	物理試験	物理試験	敷地全体旧表土と同値 (物理特性, 変形特性, 強度特性)	
	間隙率 n	物理試験	物理試験		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定		
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	G_{ms} に対応する値	G_{ms} に対応する値		
	ポアソン比 ν	慣用値*	慣用値*		
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定		
強度特性	粘着力 c	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験		
	内部摩擦角 ϕ				
液状化特性	変相角 ϕ_p	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション	
	液状化パラメータ				S_1
					w_1
					p_1
					p_2
c_1					

* : 原子力発電所地質・地盤の調査試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 報告書第4編 建屋基礎地盤の耐震安定性評価 例示編 昭和60年 (社)土木学会 原子力土木委員会

表 4.2-7 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設定根拠

(有効応力解析)

(非液状化層)

		D級岩盤	改良地盤	セメント改良土
物理特性	密度 ρ	物理試験	物理試験	物理試験
	間隙率 n	物理試験	間隙が小さいため0と設定	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	動の変形特性に基づき設定	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}'	G_{ms} に対応する値	—	—
	ポアソン比 ν	PS検層	PS検層	PS検層
	減衰定数の上限値 h_{max}	動の変形特性に基づき設定	動の変形特性に基づき設定	動の変形特性に基づき設定
強度特性	粘着力 c	ロックせん断試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験
	内部摩擦角 ϕ			

表4.2-8 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設定根拠

(MMR)

	物理特性	強度特性		変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'ck = 15.6\text{N/mm}^2$)	文献に基づき設定*1	文献に基づき設定*2 ($\tau_0=1/5f'ck$)	文献に基づき設定*1 ($\sigma_t=0.23f'ck^{2/3}$)	文献に基づき設定*1	ヤング係数とポアソン比の関係より算出	文献に基づき設定*1	岩盤と同じ値
MMR (新設) ($f'ck = 21.0\text{N/mm}^2$)	文献に基づき設定*1	文献に基づき設定*2 ($\tau_0=1/5f'ck$)	文献に基づき設定*1 ($\sigma_t=0.23f'ck^{2/3}$)	文献に基づき設定*1	ヤング係数とポアソン比の関係より算出	文献に基づき設定*1	岩盤と同じ値

*1 : コンクリート標準示方書 構造性能照査編 土木学会 2002年

*2 : コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 土木学会 2013年

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（対象：原子炉建屋）は、原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 4.2-1 に、設定根拠を表 4.2-2 に示す。表 4.2-1 に示す地盤モデルのうち表層地盤（O.P. +14.8m～O.P. ±0m）には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

なお、制御建屋の地震応答解析においては、地震動を直接入力としている。

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。液状化影響の検討が必要と判断された場合は、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（設置変更許可時から変更無し）。

また、防潮堤における液状化強度特性について、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（設置変更許可時から変更無し）。

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 に液状化強度特性設定のフローを示す。

- ・ 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の選定とその代表性）。
- ・ 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）。

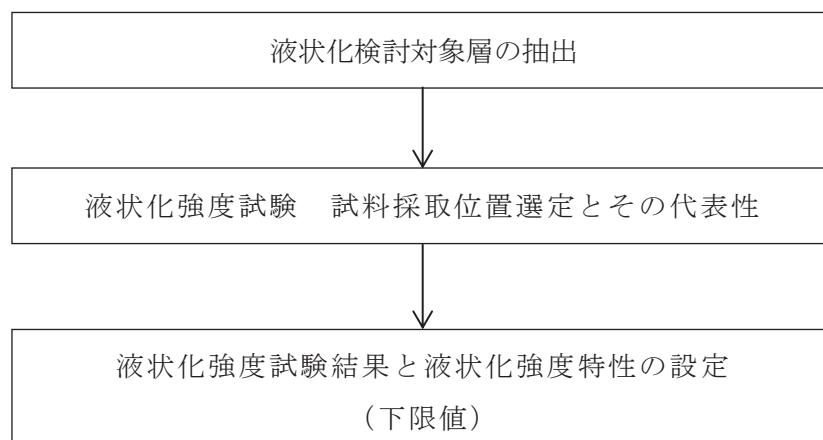


図 4.2-1 液状化強度特性設定のフロー

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。

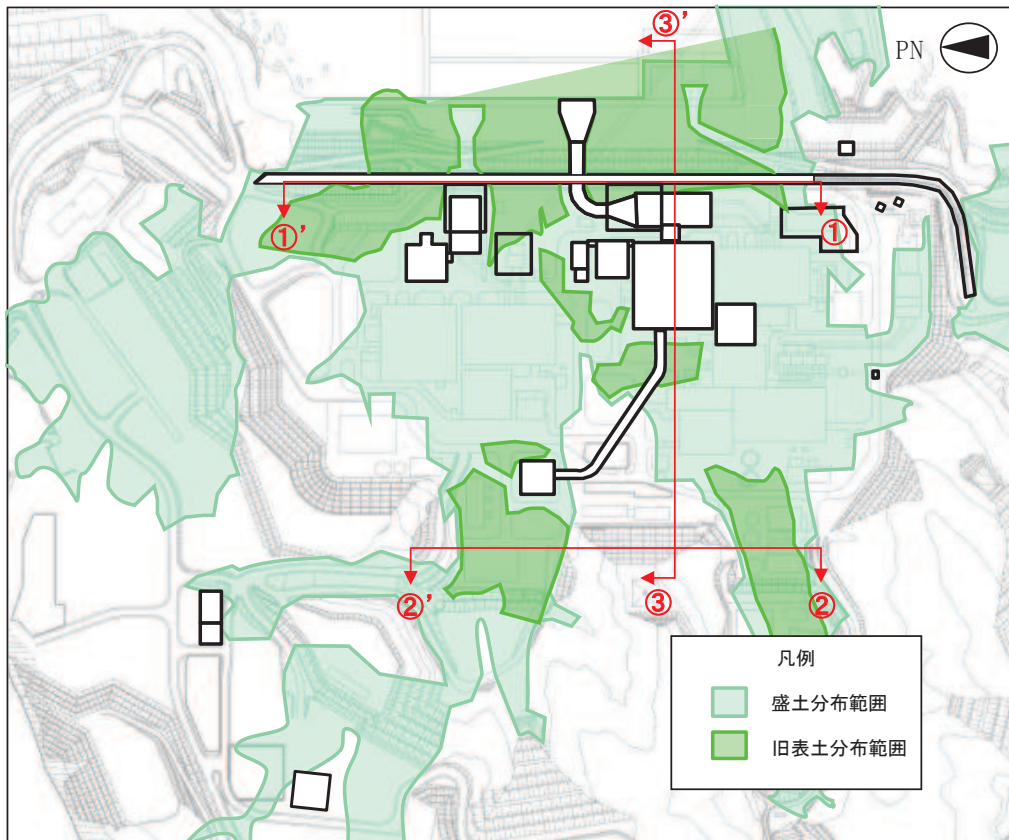
敷地の地盤は、岩盤、盛土及び旧表土に分類され、液状化の可能性を考慮するべき未固結の地盤は、盛土及び旧表土が該当する。なお、旧表土は、第四系の沖積層に該当し、粘性土～粘土質砂質土～砂質土を主体とし、海浜砂に比べ粒径が比較的幅広い特徴を有する。

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おり、現在は地表面に露出しておらず盛土下部の岩盤上面に分布しているのみである。

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 14 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。



(旧表土は地表面に露出しておらず盛土下部の岩盤上面に分布している。)

図 4.2-2 盛土及び旧表土の分布平面図

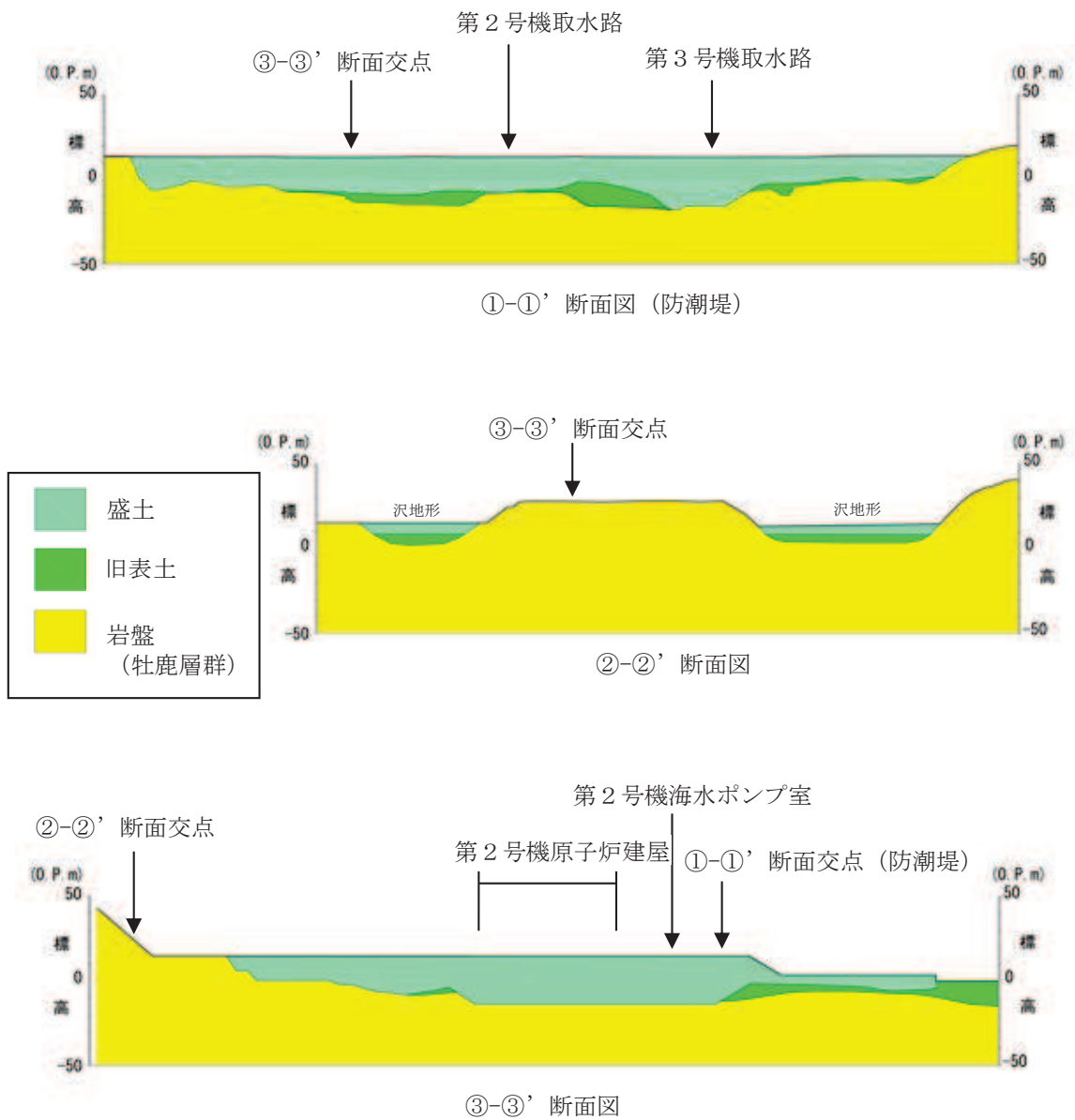


図 4.2-3 盛土及び旧表土の分布断面図

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15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^{*1} 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^{*2}

- ・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 19 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及び図4.2-5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、図4.2-4のとおり7点を選定した。

盛土の試料採取位置を図4.2-4及び図4.2-6に示す。採取位置について、評価対象施設が0.P.+14.8m盤及び0.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。B-3～B-8の6地点の選定理由を表4.2-9に示す。

- ① 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0.P.+14.8m盤及び0.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。
- ② 上記の施設・設備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。

表 4.2-9 追加実施した盛土の試料採取位置（B-3～B-8）の選定理由

孔名	選定理由	
	方針①	方針②
B-3	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-4、B-5 及び B-6 から離れた位置とし、防潮壁（第 2 号機放水立坑）及び海水ポンプ室付近の位置から採取することとした。
B-4	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-3、B-5 及び B-6 から離れた位置とし、第 3 号機海水熱交換器建屋付近から採取することとした。
B-5	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-3 及び B-4 から離れた位置とし、排気筒及び排気筒連絡ダクト近傍から採取することとした。 ^{*1}
B-6	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-3 及び B-4 から離れた位置とし、排気筒及び排気筒連絡ダクト近傍から採取することとした。 ^{*1}
B-7	0. P. +62m 盤から採取することとした	実施済みであった B-2 孔から離れた位置とし、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付近から採取することとした。 ^{*2}
B-8	0. P. +62m 盤から採取することとした	実施済みであった B-2 孔から離れた位置とし、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付近から採取することとした。 ^{*2}

注記*1 0. P. +14. 8m 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。

*2 0. 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。

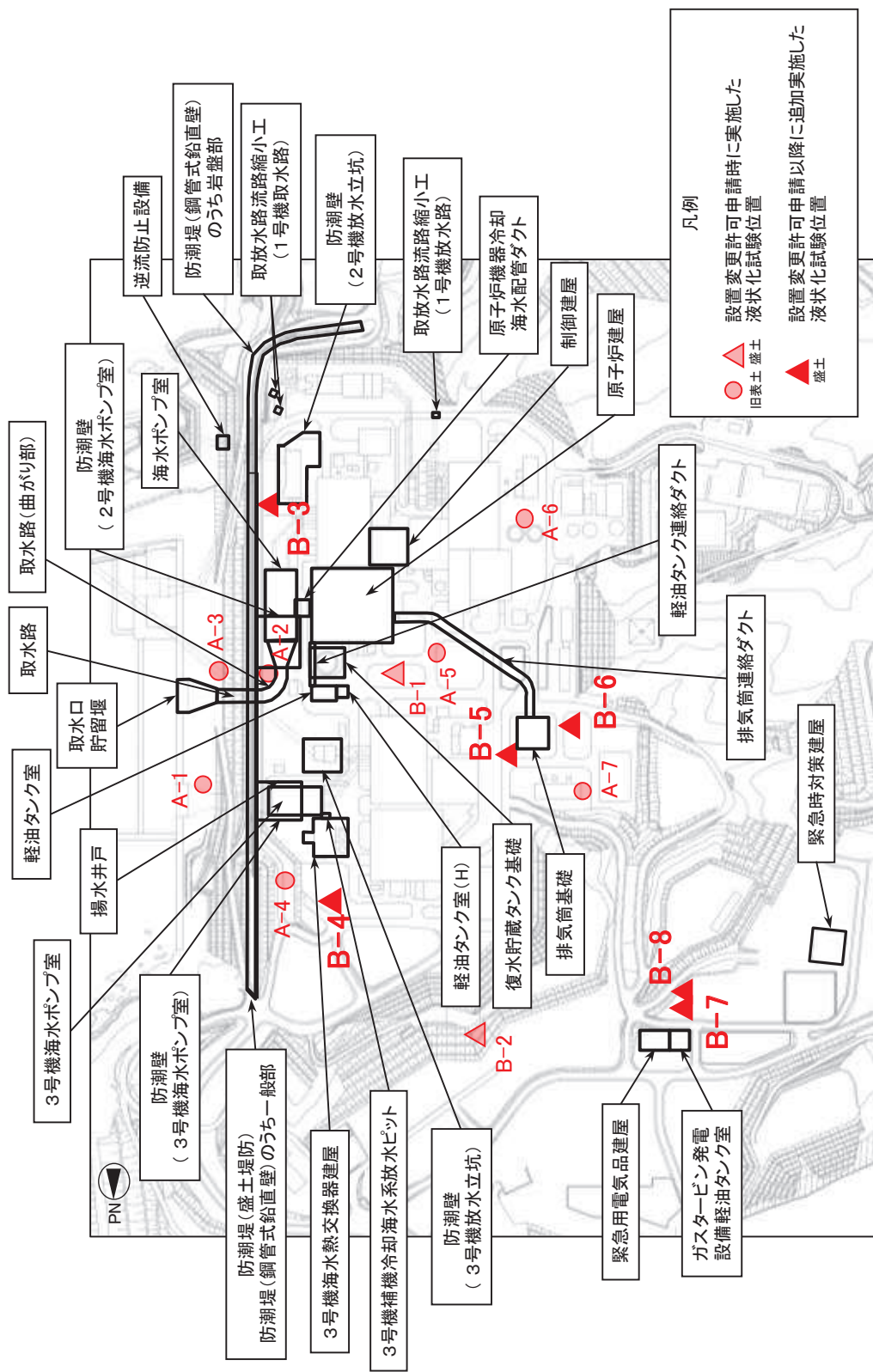


図 4.2-4 液状化強度試験位置

P33

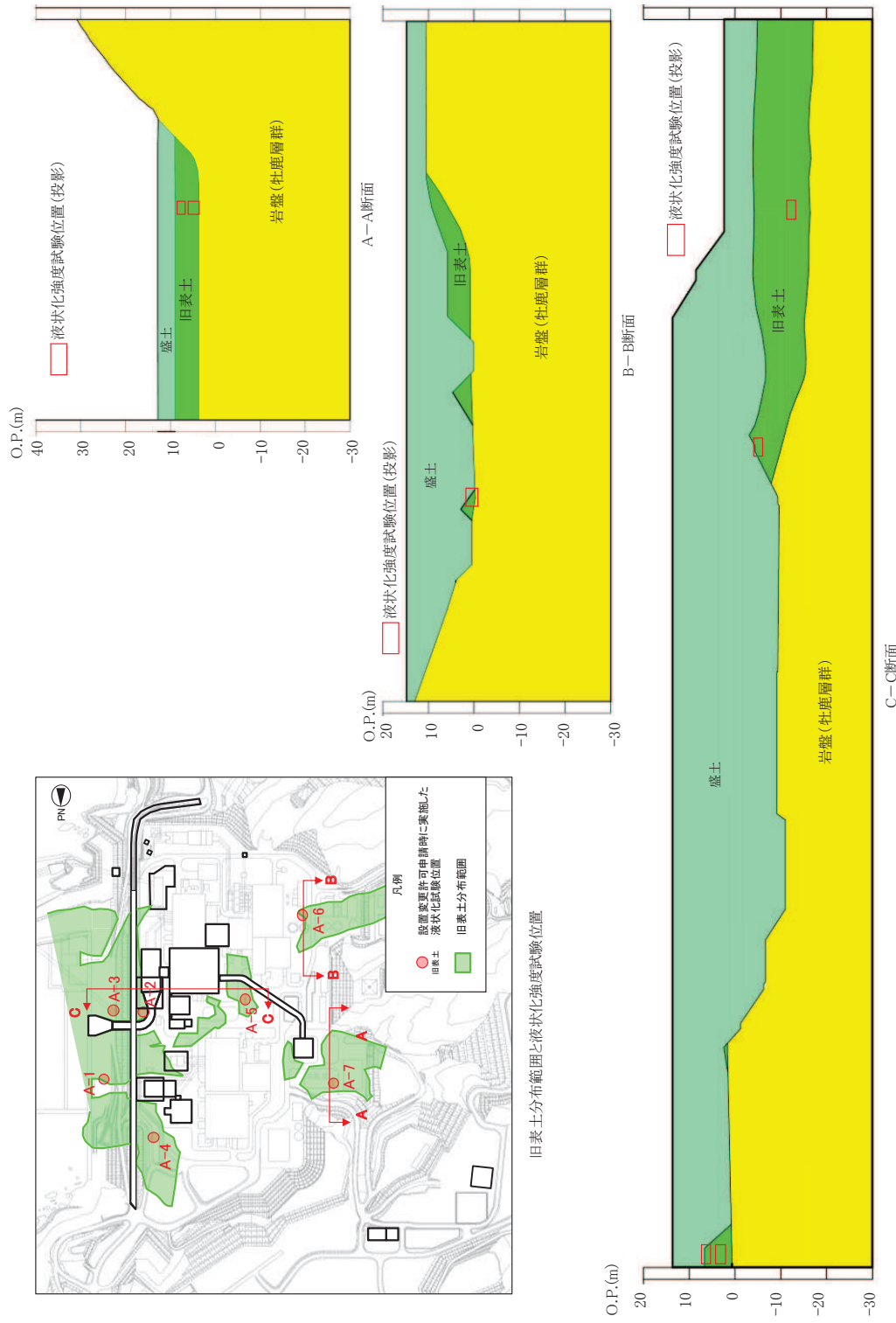


図 4.2-5(1) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/2)

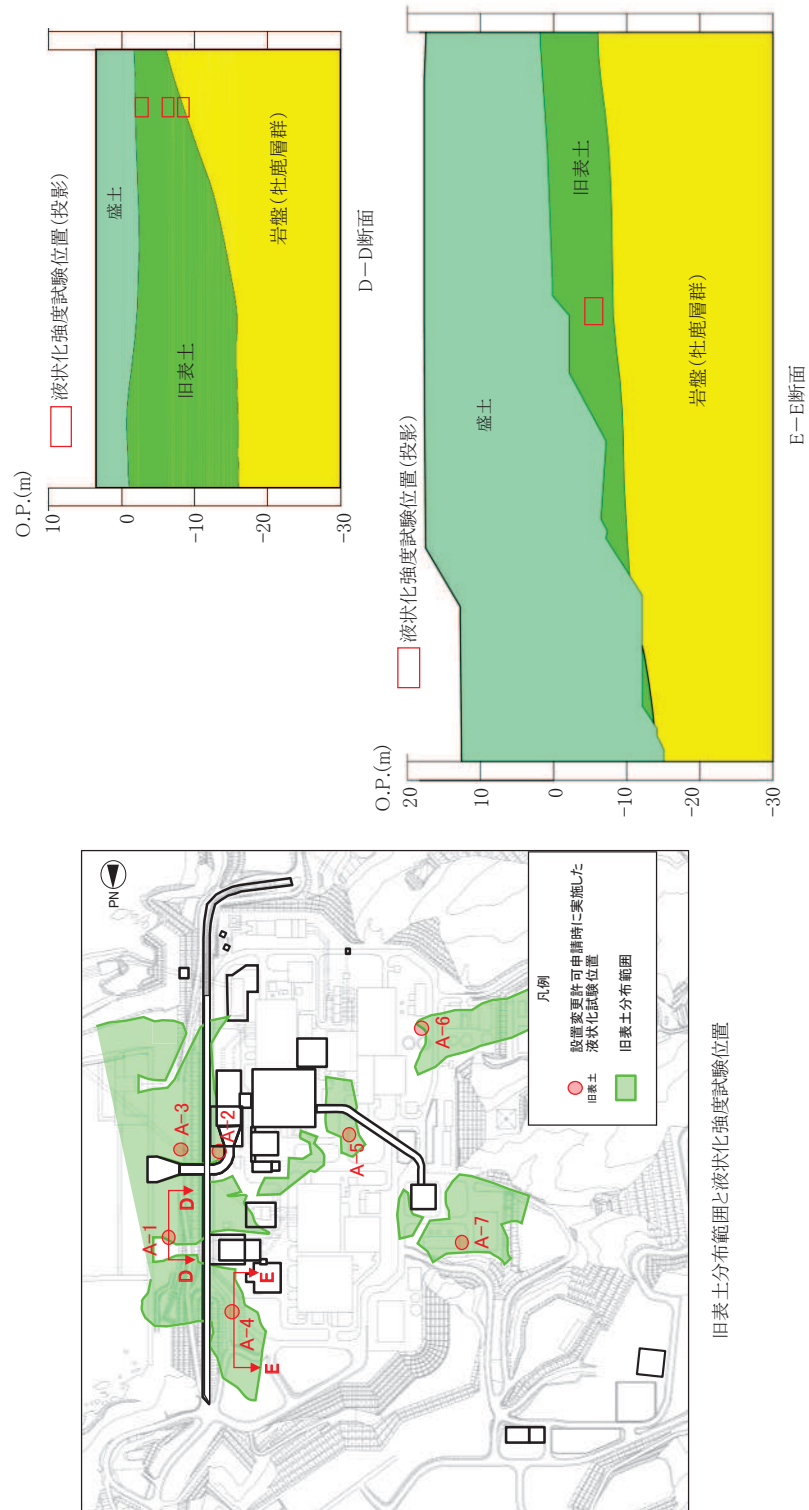


図 4.2-5(2) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (2/2)

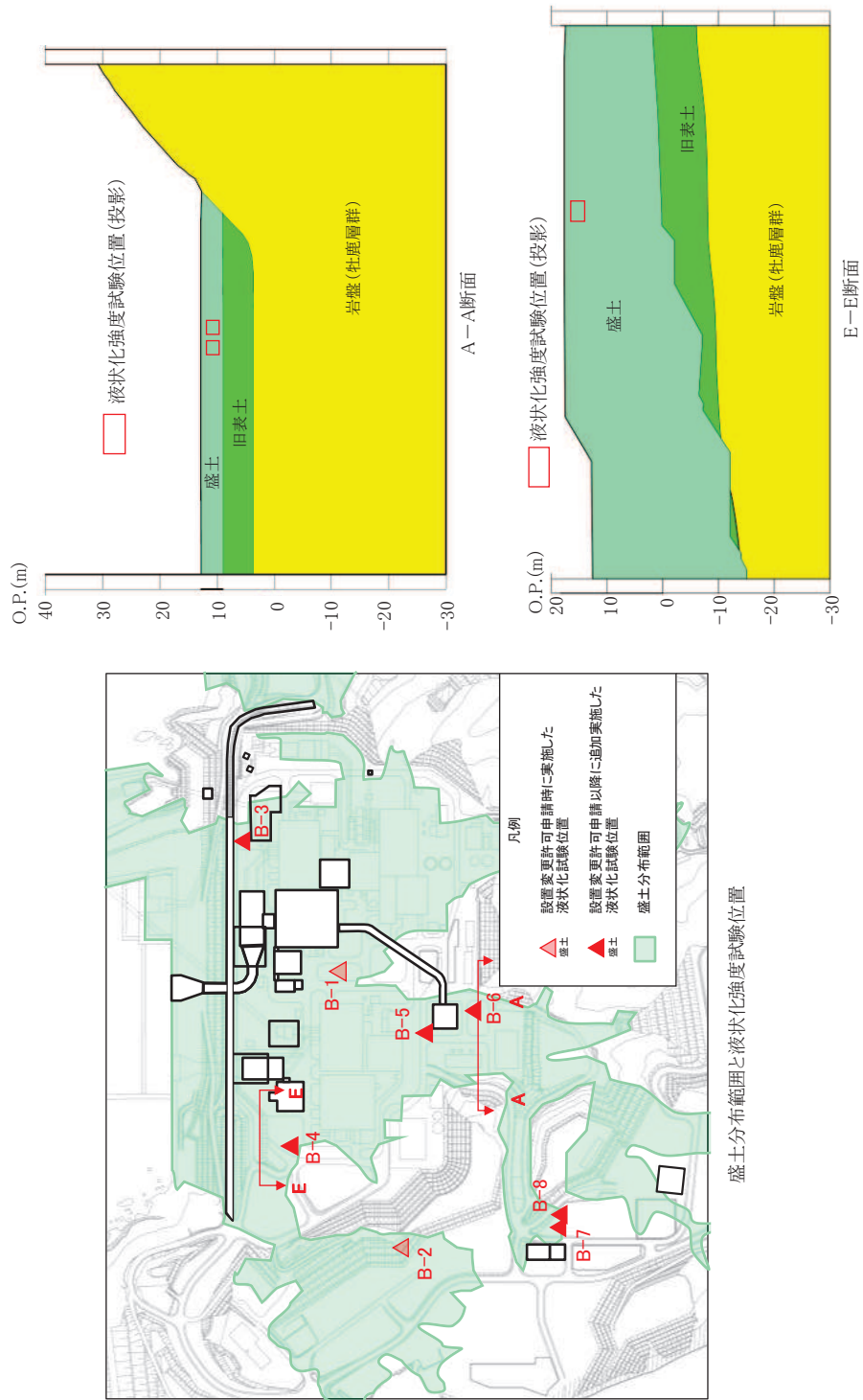


図 4.2-6(2) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(2/3)

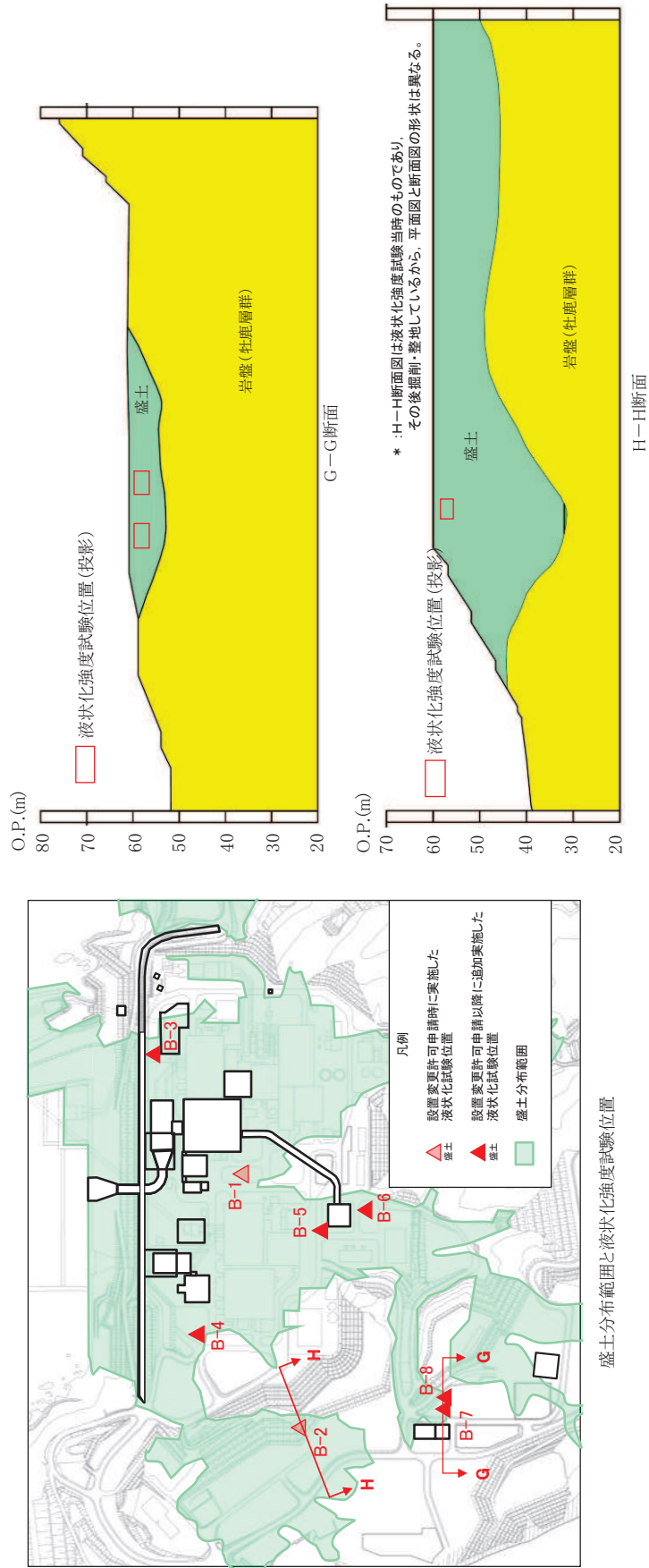


図 4.2-6(3) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (3/3)

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 4.2-10 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 4.2-10 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及び敷地内調査位置（標準貫入試験及び物理特性試験）を図 4.2-7 に示す。

図 4.2-8 に，旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置での粒度分布を示す。また，図 4.2-9 に，旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値の深度分布を示す。なお，多くの旧表土の液状化強度試験供試体は地下水位以深より採取したものである。

旧表土の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り，細粒分含有率は，敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲でおおむね敷地全体の平均的な範囲にある。また，N 値は，敷地全体よりもやや小さい値である。この結果は，旧表土の液状化強度試験位置が敷地全体と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ことを示している。

さらに，粒度分布，細粒分含有率及び N 値について，図 4.2-7 に示す海側のエリア①と山側のエリア②の 2 つのエリアで比較を行った。粒度分布のエリア別の比較を図 4.2-10 に，細粒分含有率及び N 値のエリア別の比較を図 4.2-11 に示す。

粒度分布，細粒分含有率及び N 値で，エリア①とエリア②で大きな違いは見られなかったが，エリア①の液状化強度試験供試体の N 値は，敷地全体及びエリア②の液状化強度試験供試体よりも小さい値であり，液状化しやすいエリアからも液状化強度試験の供試体を採取していると言える。

N 値について，液状化試験位置の N 値の下限（ $N=5$ ）以下となっているデータが 4 つあるが，N 値が 3 のデータは液状化試験位置と同じ調査孔であり，深度もおおむね同じであることから，同等の位置で供試体を採取できていると考える。また，その他のデータは防潮堤の設置に伴い取り除かれて現存しない旧表土又は地下水位以浅の旧表土であって，構造物への影響はな

いと判断する。図 4.2-11 に液状化試験位置の N 値の下限 (N=5) 以下のデータに関する整理結果を示す。

以上のことから、旧表土の液状化強度試験位置は、敷地内の旧表土に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

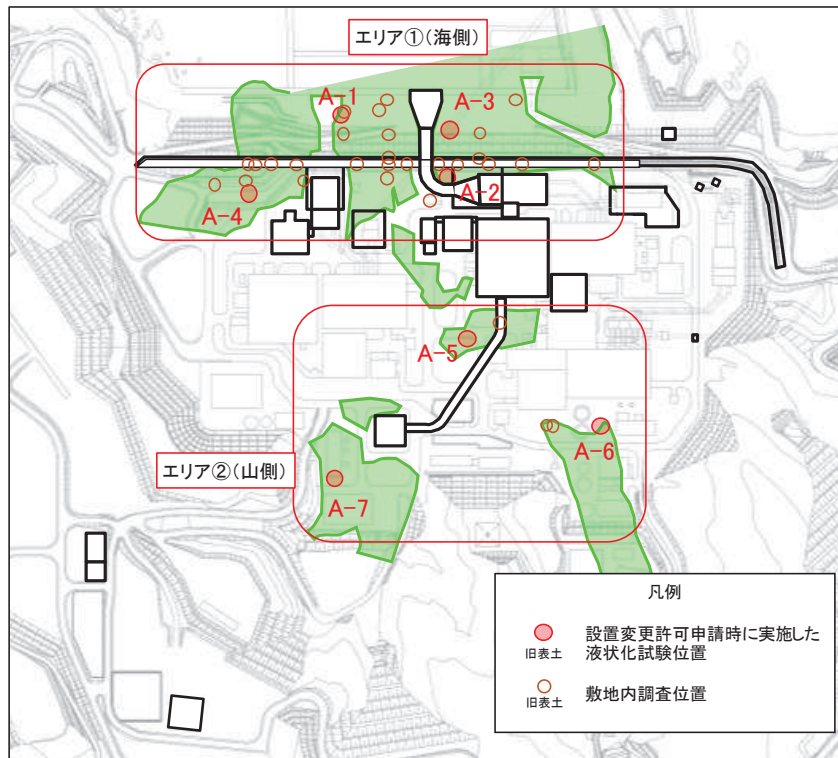


図 4.2-7 旧表土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

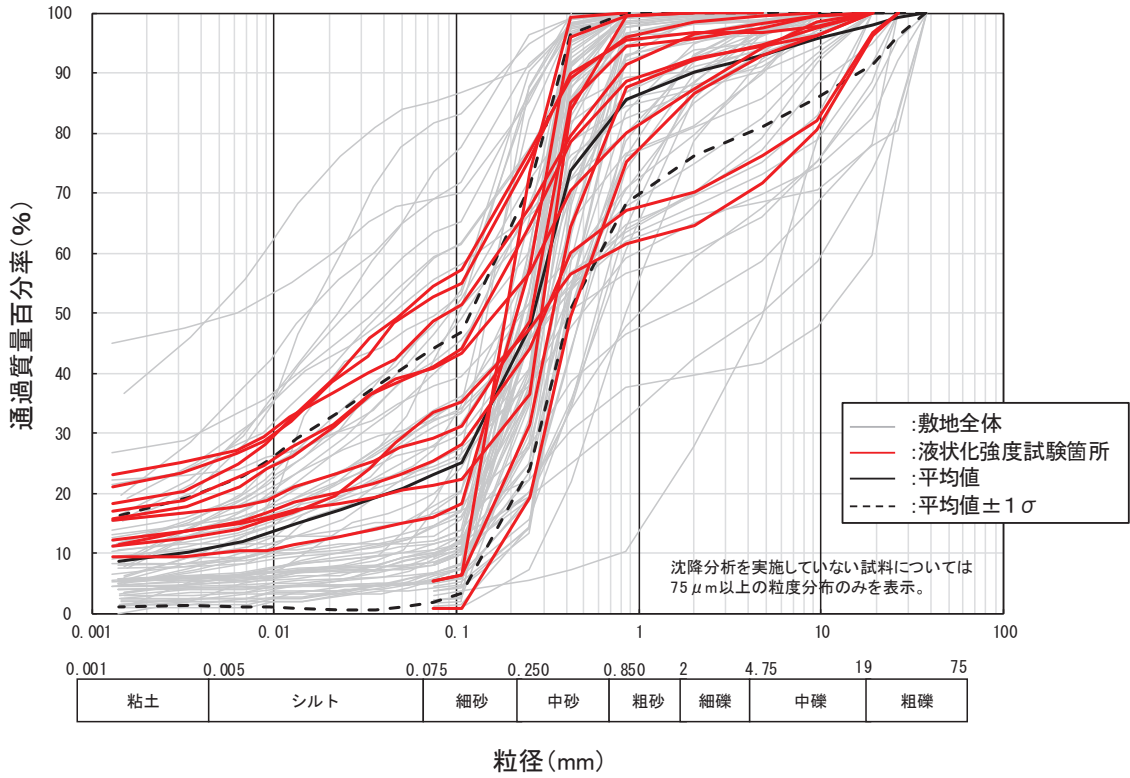


図 4.2-8 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布

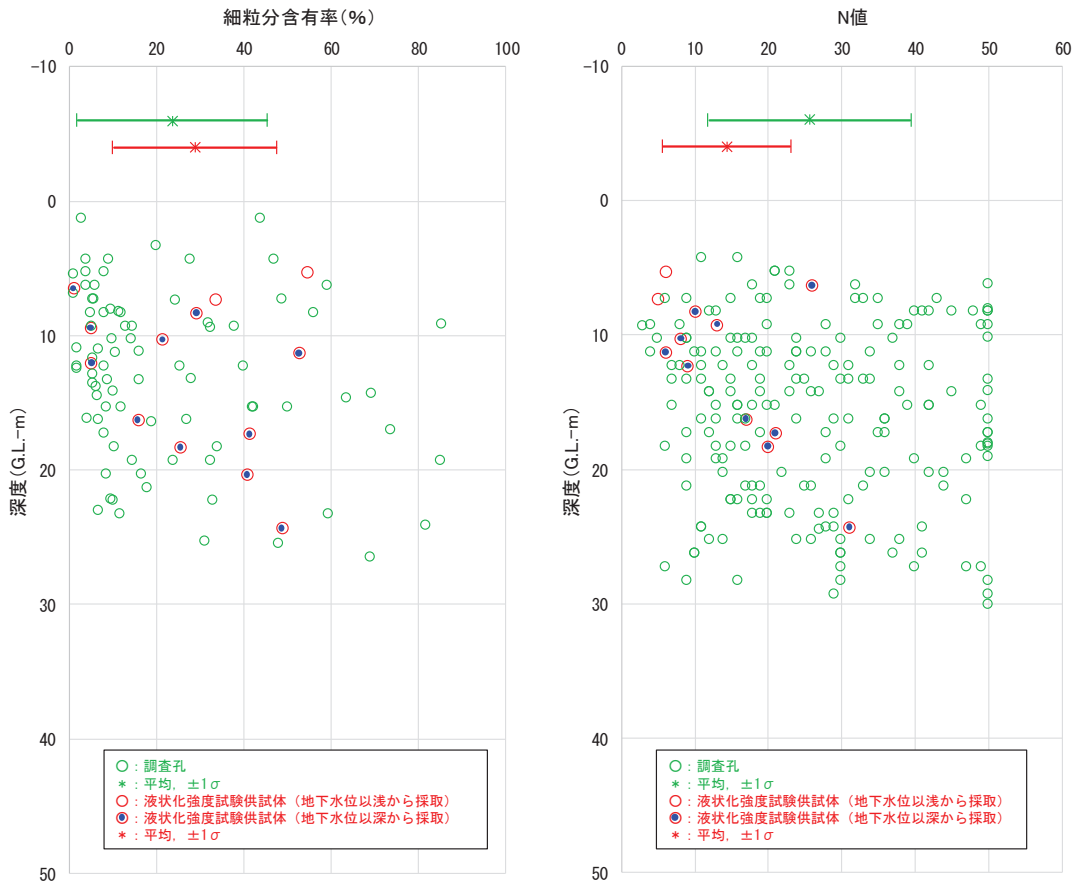
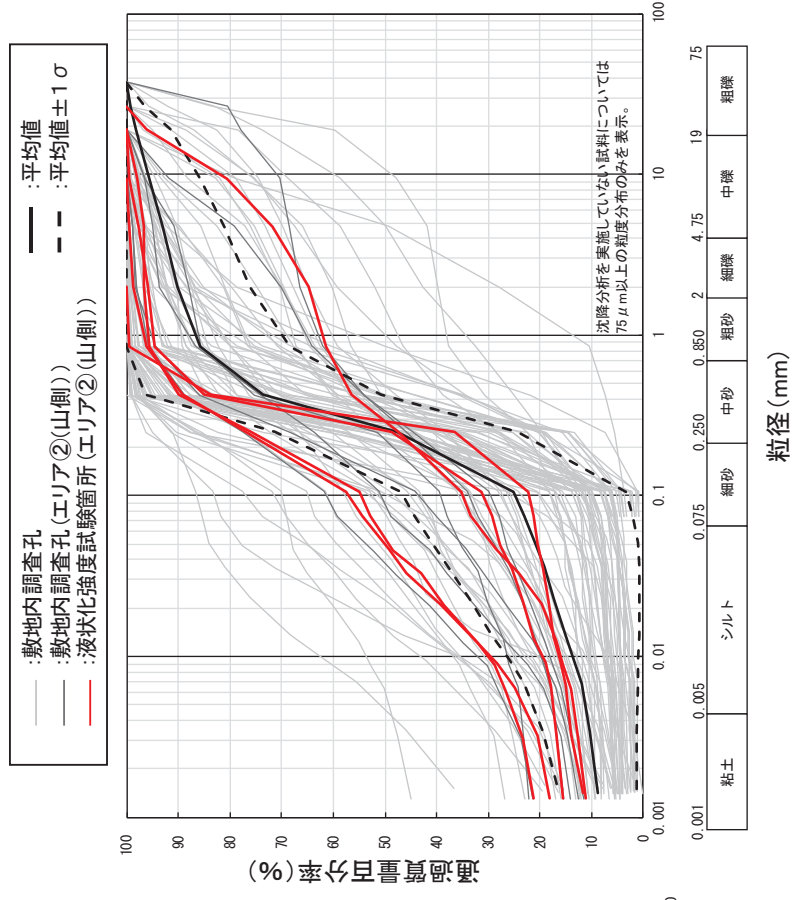
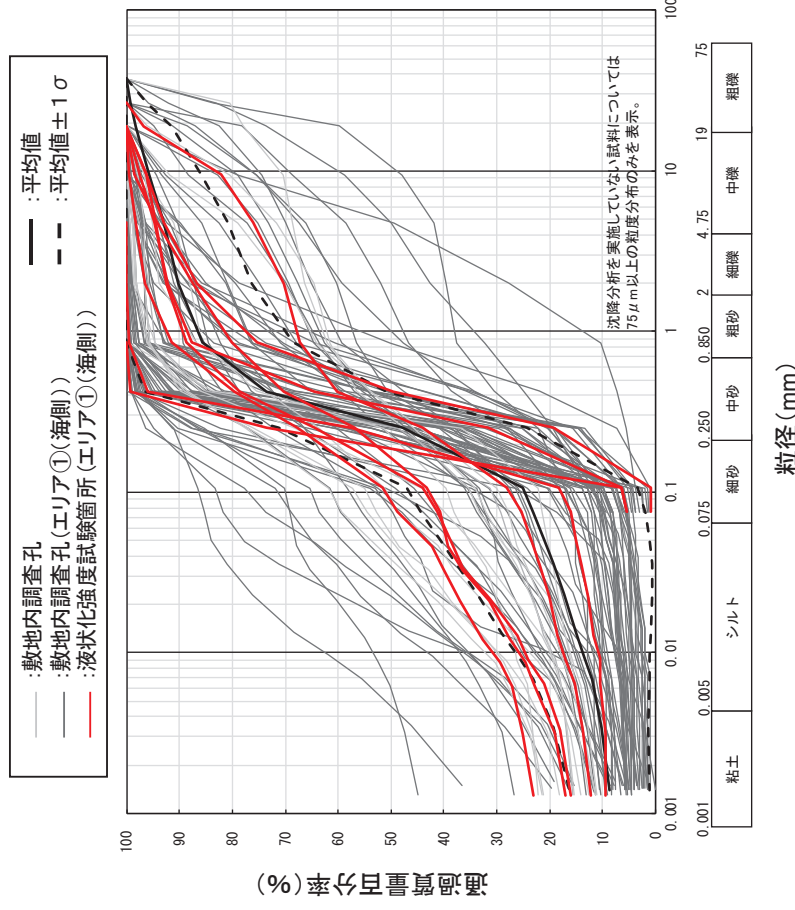


図 4.2-9 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値

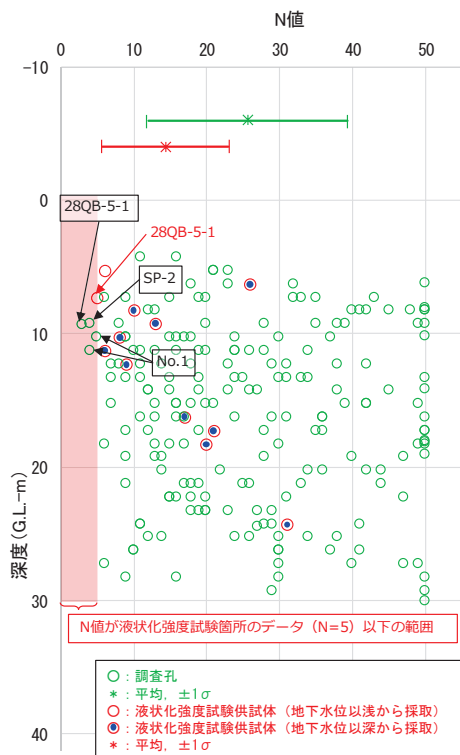
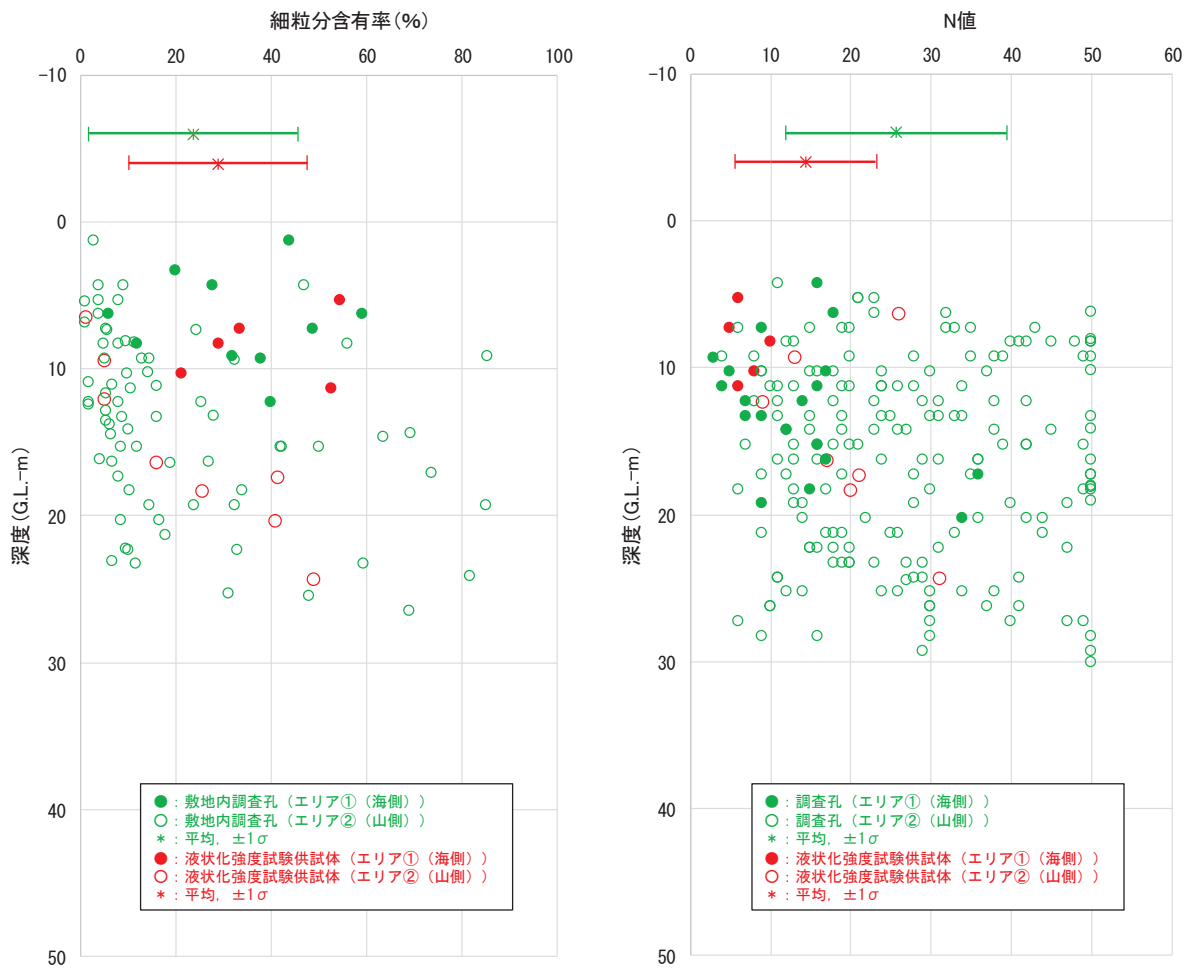


(ii) エリア②(山側)で整理



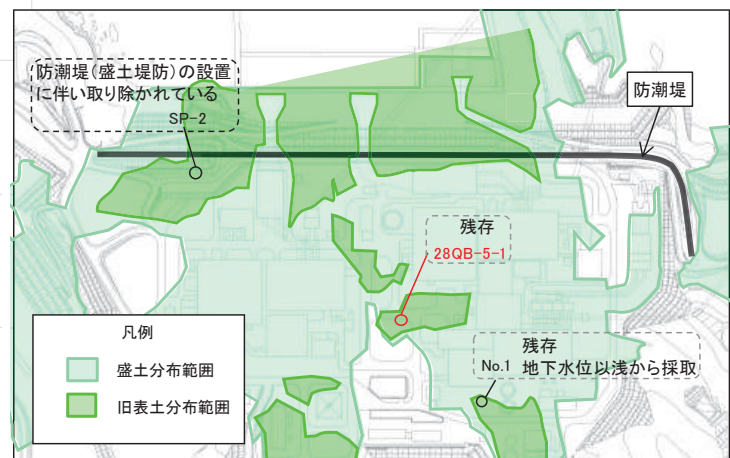
(i) エリア①(海側)で整理

図 4.2-10 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布 (エリア別比較)



N値が液状化強度試験データ (A-5 : N=4) 以下の整理

孔名	N値	深度 (G.L.-m)	地下水位との関係	現在の状況
28QB-5-1	3	9.33	地下水位以深	残存
SP-2	4	9.3	地下水位以深	防潮堤の設置に伴い取り除かれている。
No.1	4	11.3	地下水位以浅	残存 (2号SPTは杭基礎なので)
No.1	5	10.3	地下水位以浅	残存 (2号SPTは杭基礎なので)
28QB-5-1 (A-5)	5	7.3	地下水位以深	残存



N値が液状化強度試験データ (A-5 : N=4) 以下の調査箇所

図 4.2-11 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値 (上段 : エリア別比較, 下段 : 液状化強度試験箇所の N 値以下となっているデータの整理)

(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と考えるが、念のため、N 値についても確認を行った。

盛土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置（原位置試験及び物理特性試験）を図 4.2-12 に示す。

図 4.2-13 に、盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布を示す。また、図 4.2-14 に、盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値の深度分布並びに相対密度の比較を示す。なお、盛土の液状化強度試験供試体は地下水位以浅より採取したものである。

盛土の液状化強度試験位置の粒度分布は、液状化強度試験位置と敷地全体で類似しており、敷地全体のばらつきの範囲内にある。また、盛土の液状化強度試験位置の細粒分含有率は、敷地全体よりもやや低い範囲にあり、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にある。盛土の液状化強度試験位置の N 値は、おおむね敷地全体の平均以下に分布している。これらの結果は、盛土の液状化強度試験位置が敷地全体と同程度あるいは盛土の液状

化強度試験位置の方がやや液状化しやすい傾向があることを示している。

盛土については、建設時に発生した岩砕を締固め管理して施工した人工地盤で、施工後の締固め度の検査により、所定の締固め度を有していることを確認していることから、敷地内全域で均一性を有していると考えているが、粒度分布、細粒分含有率、N値及び相対密度の指標についても確認を行った。具体的には、各号機の建設段階での盛土施工範囲を基本に図4.2-12に示す5つのエリアに区分して粒度分布、細粒分含有率、N値及び相対密度の指標で比較した。エリア別の比較を図4.2-15～図4.2-18に示す。

エリア別の比較の結果、粒度分布、細粒分含有率、N値及び相対密度のいずれの指標においても、敷地全体に対して各エリアは平均的な傾向を示しており、盛土は敷地全域で均一性を有していることを確認した。また、エリア④及びエリア⑤の液状化強度試験位置は設計用地下水水位よりも低く、エリア②及びエリア③の液状化強度試験位置は設計用地下水水位よりも高くなっている。

N値について、液状化試験位置のN値の下限(N=4)と同じ値となっているデータが2つあり、どちらも現存する調査箇所から採取したものであるが、浅部から採取した地下水水位以浅のデータである。また、液状化試験位置のN値の下限(N=4)よりも低いデータが複数確認されているが、いずれも浅部から採取した地下水水位以浅の盛土であり、防潮堤又は排気筒連絡ダクトの設置に伴い取り除かれて現存していない盛土であって、構造物への影響はないと判断する。図4.2-17(3)に液状化試験位置のN値の下限(N=4)以下のデータに関する整理結果を示す。なお、液状化強度試験は、地下水水位以浅から採取した試料であったとしても、後述する「(4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定」で示すとおり「土の繰返し非排水三軸試験方法(JGS 0541)」に基づき、飽和状態で試験を実施する。

以上のことから、盛土の液状化強度試験位置は、敷地内の盛土に対して代表性及び網羅性を有していると考えられるが、盛土の液状化強度特性の設定に当たっては下限値にて設定することにより、保守性を考慮する。

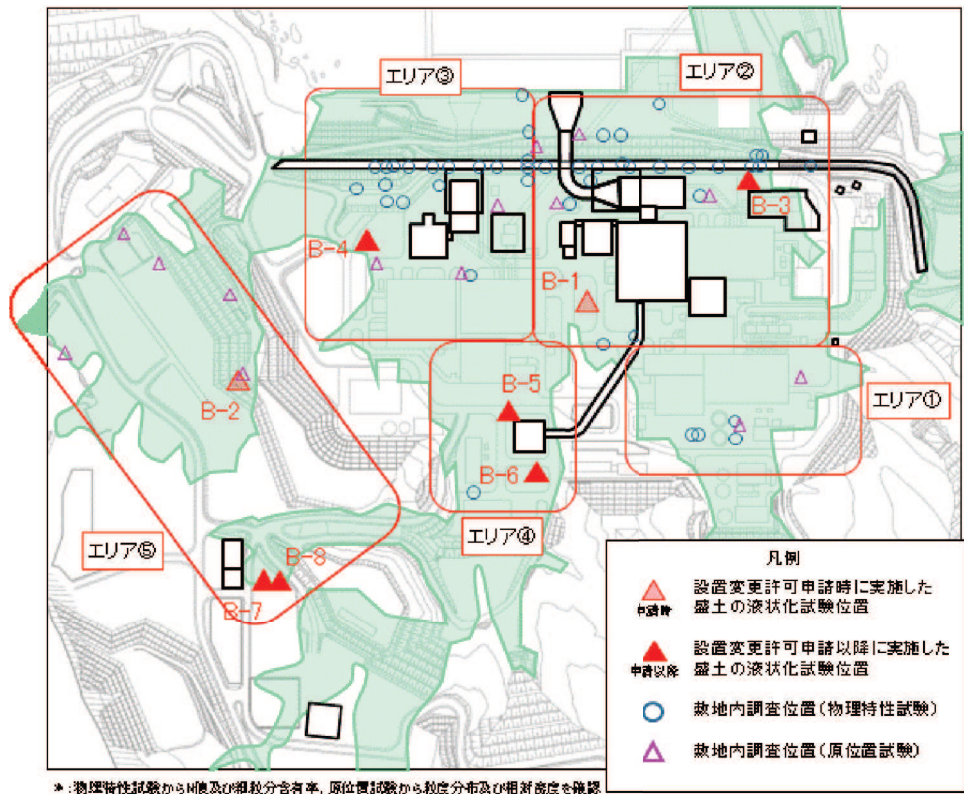


図 4.2-12 盛土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

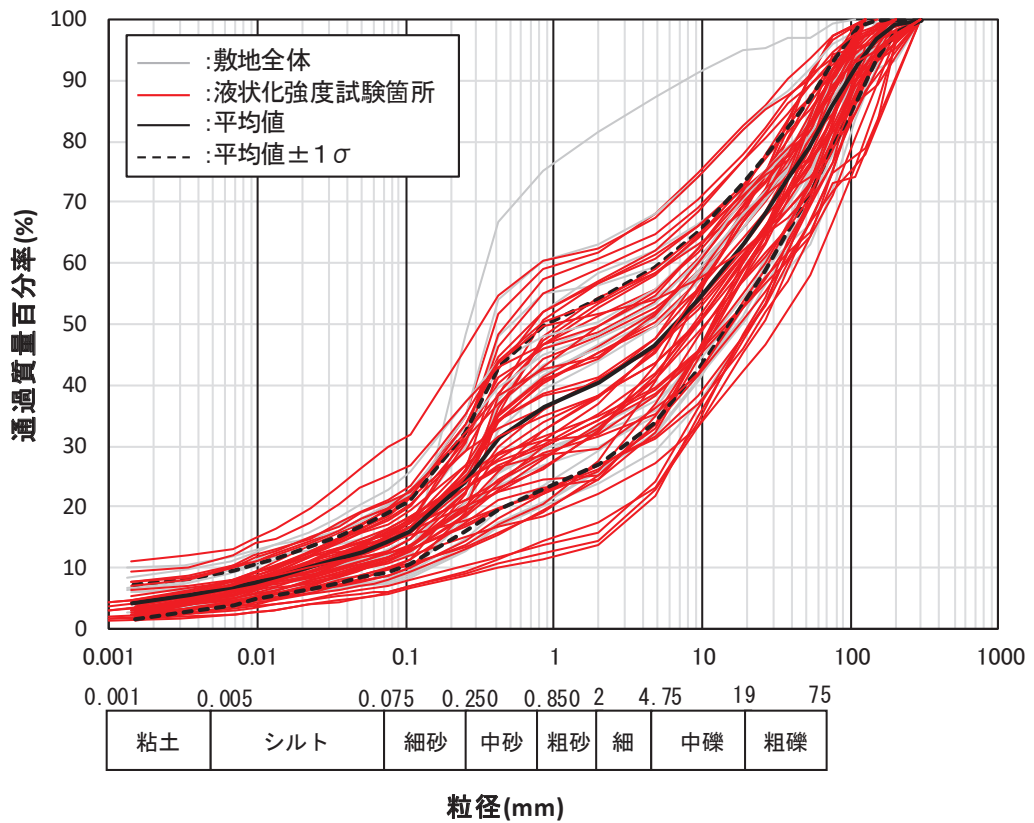


図 4.2-13 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の粒度分布

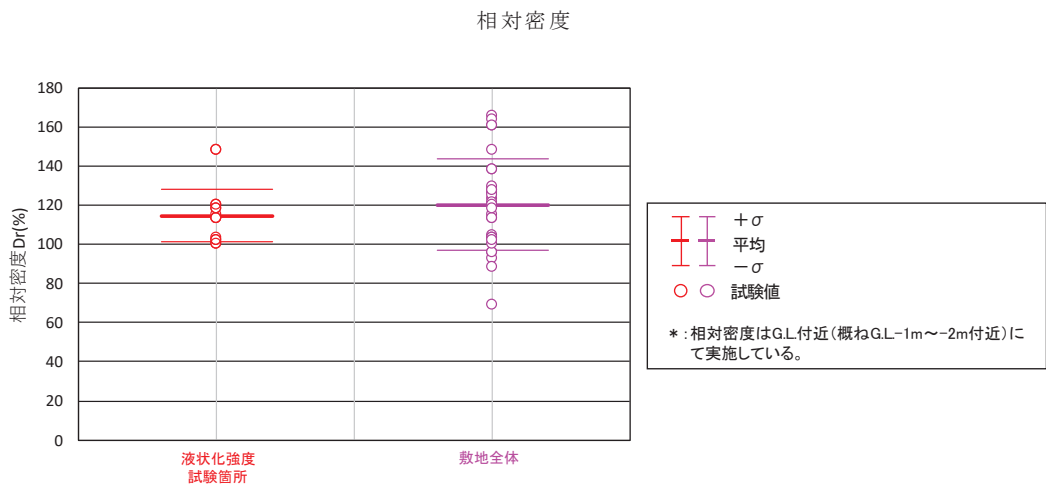
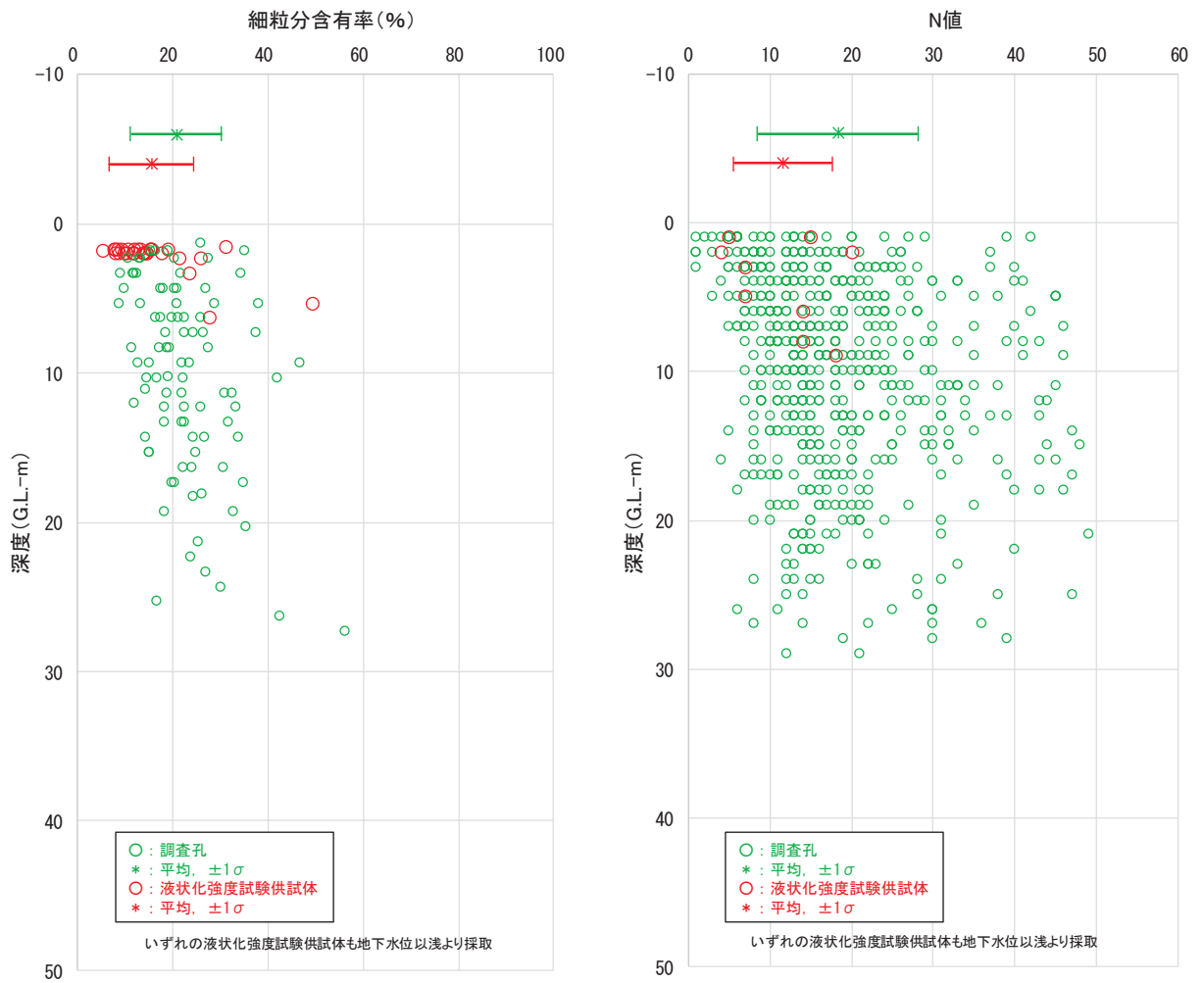
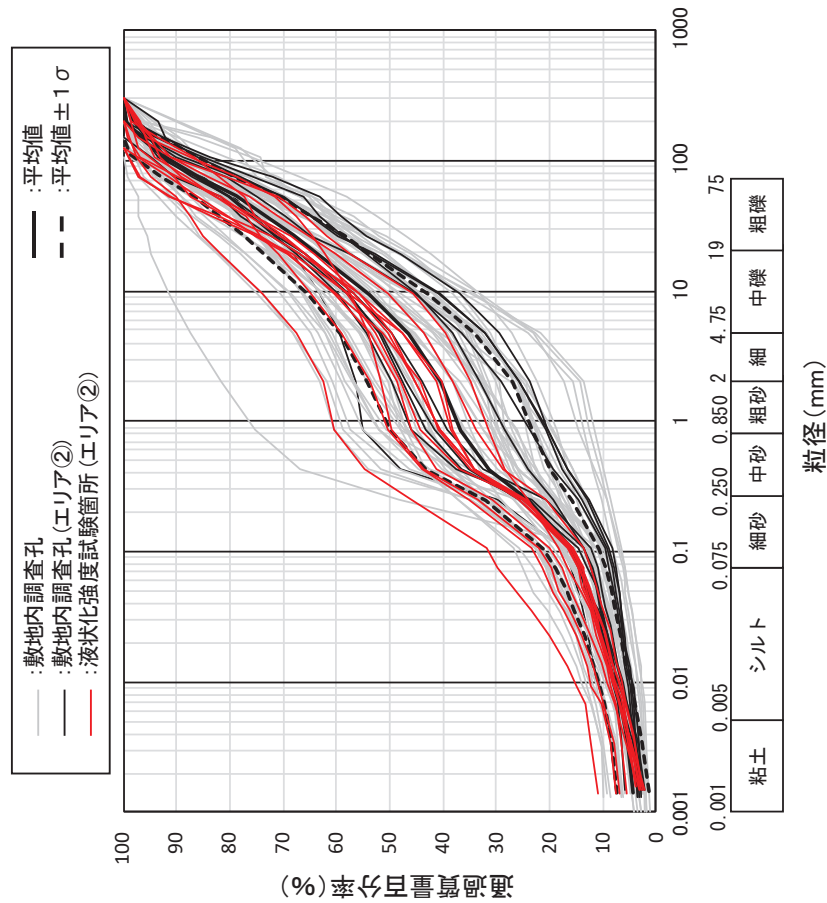
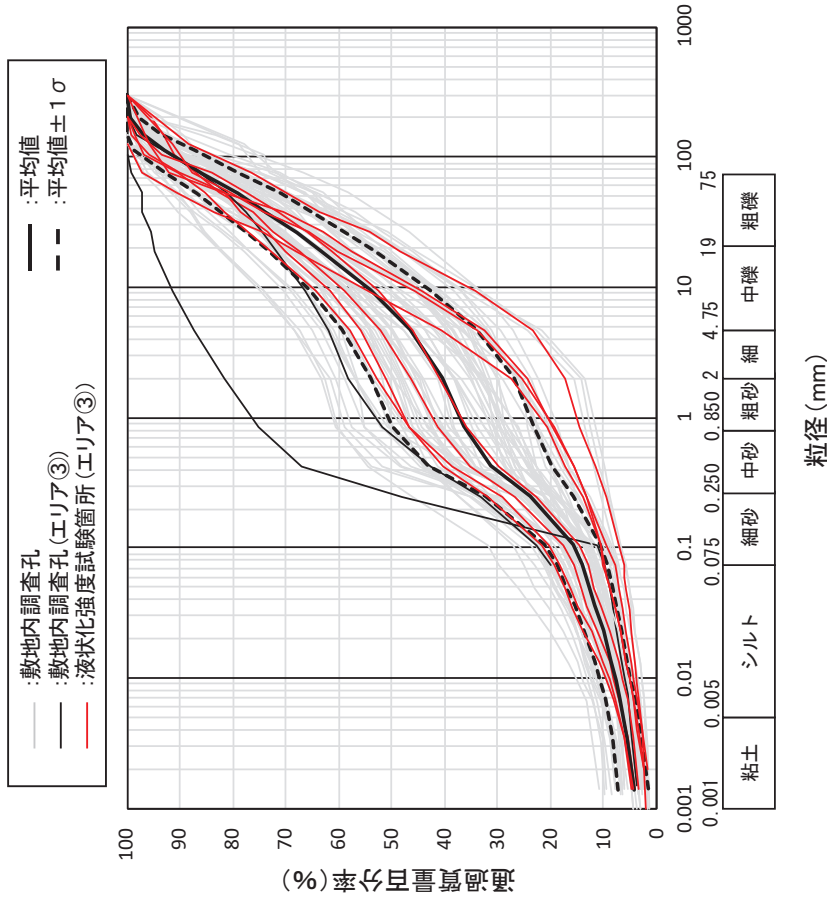


図 4.2-14 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の
細粒分含有率, N 値及び相対密度



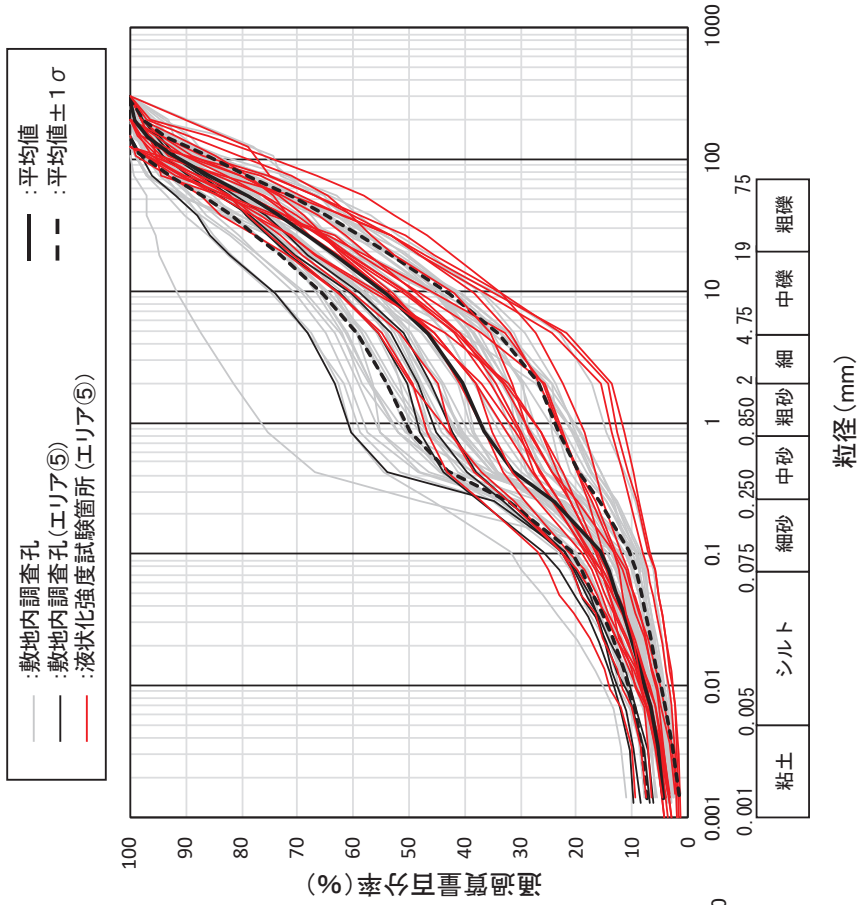
(i) エリア②で整理

(エリア①には液状化強度試験供試体がない)

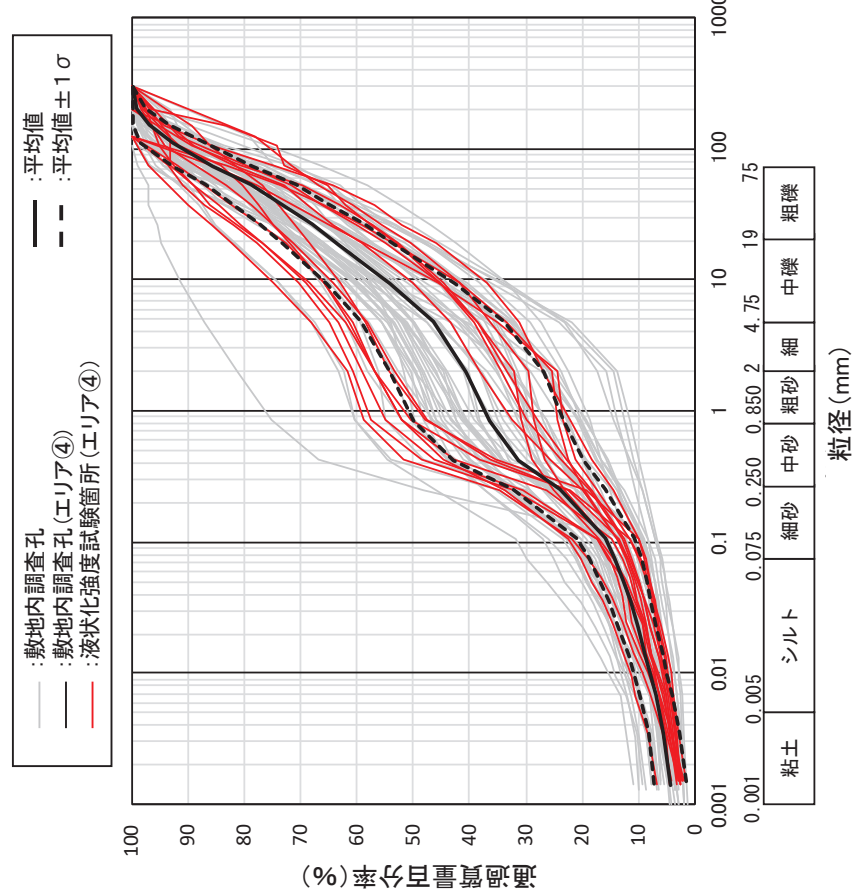


(ii) エリア③で整理

図 4.2-15(1) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の粒度分布 (エリア別比較)



(iv) エリア⑤で整理



(iii) エリア④で整理

図 4.2-15(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所との粒度分布 (エリア別比較)

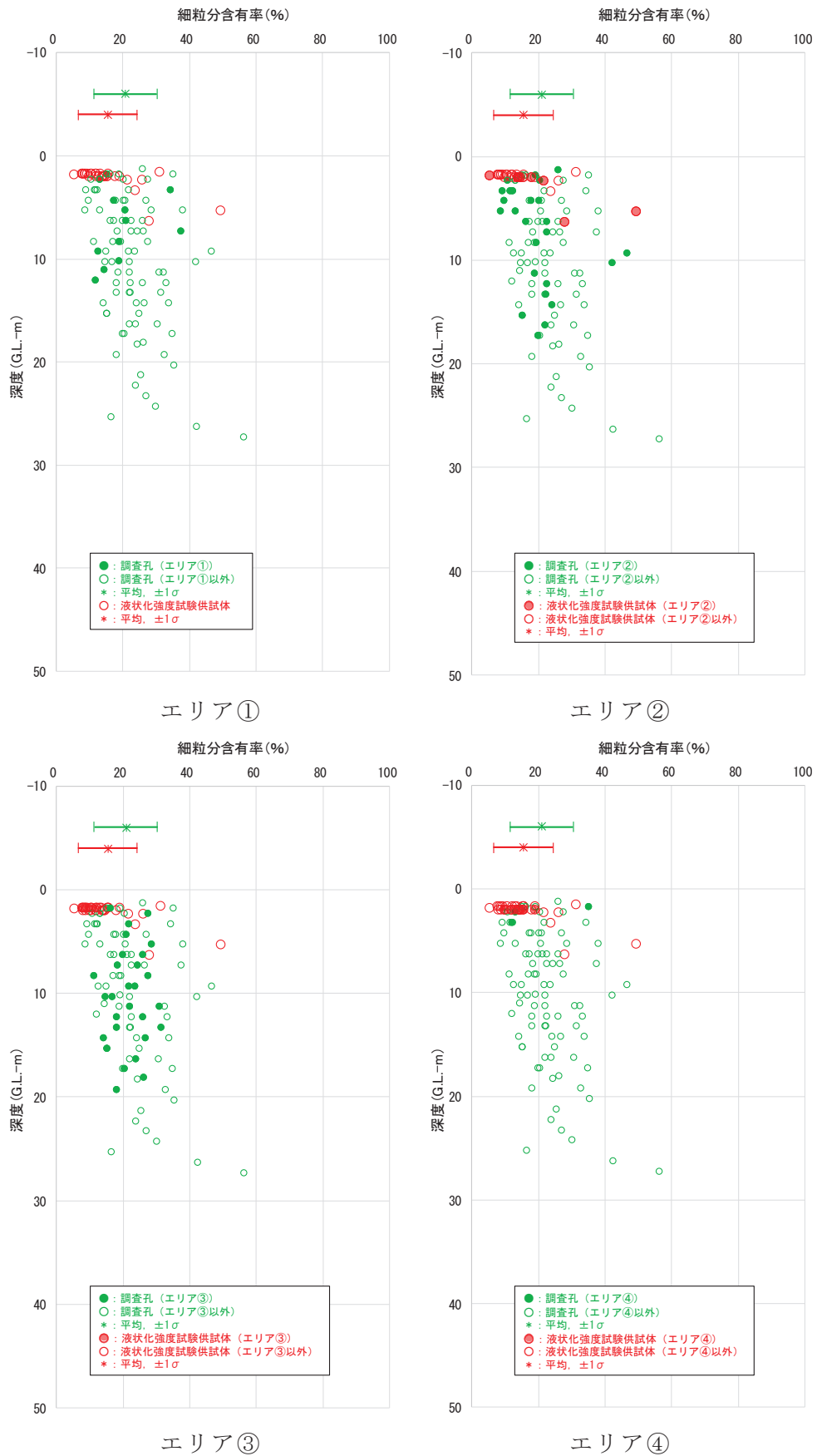


図 4.2-16(1) 盛土の液化強度試験供試体と敷地内調査箇所の子粒含有率 (エリア別比較)

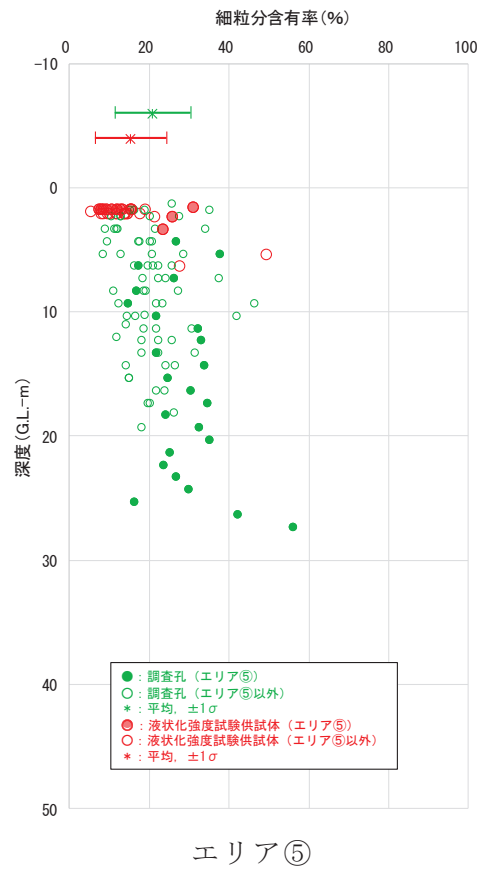
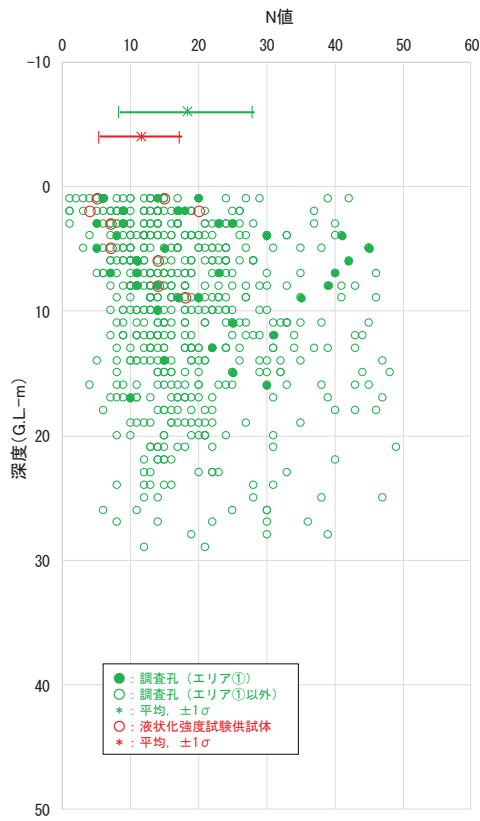
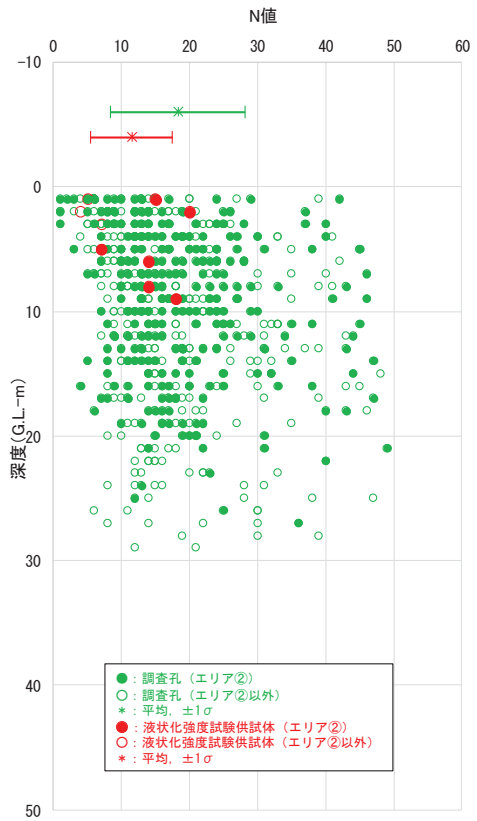


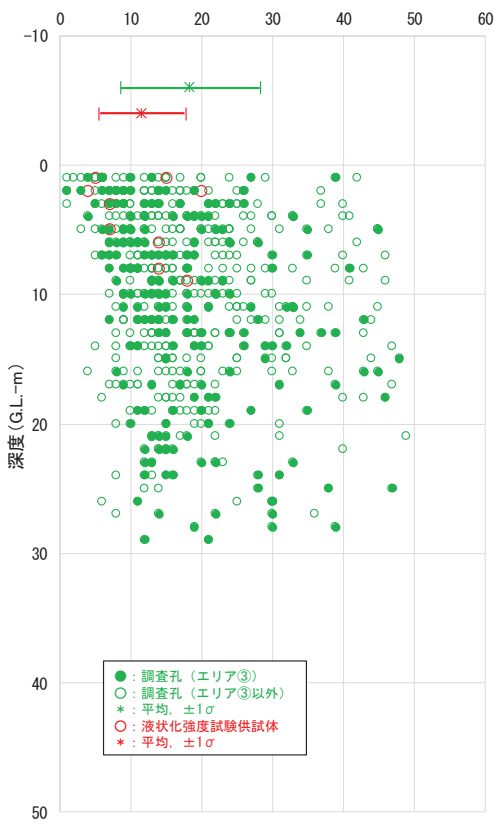
図 4.2-16(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所細粒分含有率
(エリア別比較)



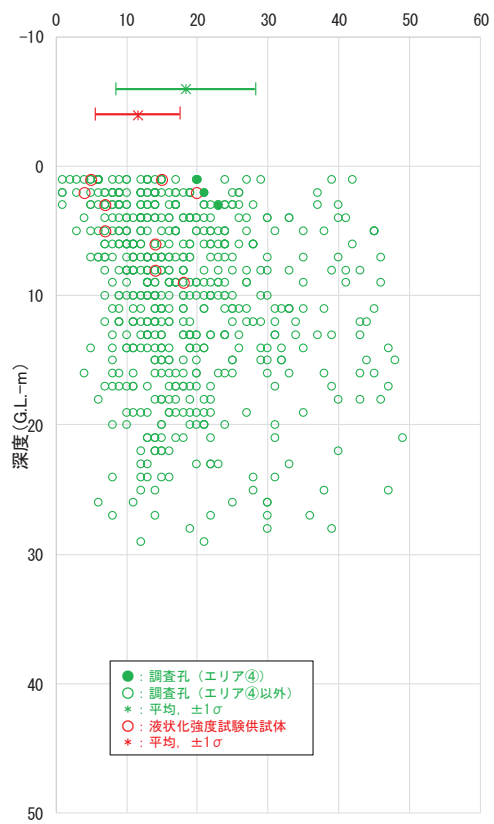
エリア①



エリア②

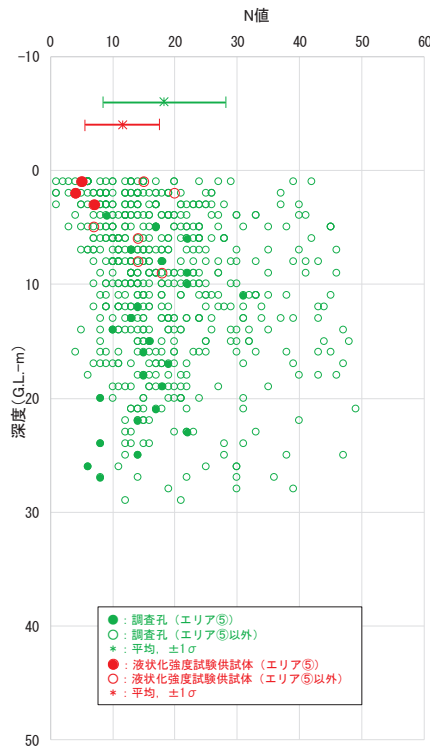


エリア③



エリア④

図 4.2-17(1) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所 の N 値
(エリア別比較)



エリア⑤

図 4.2-17(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の N 値 (エリア別比較)

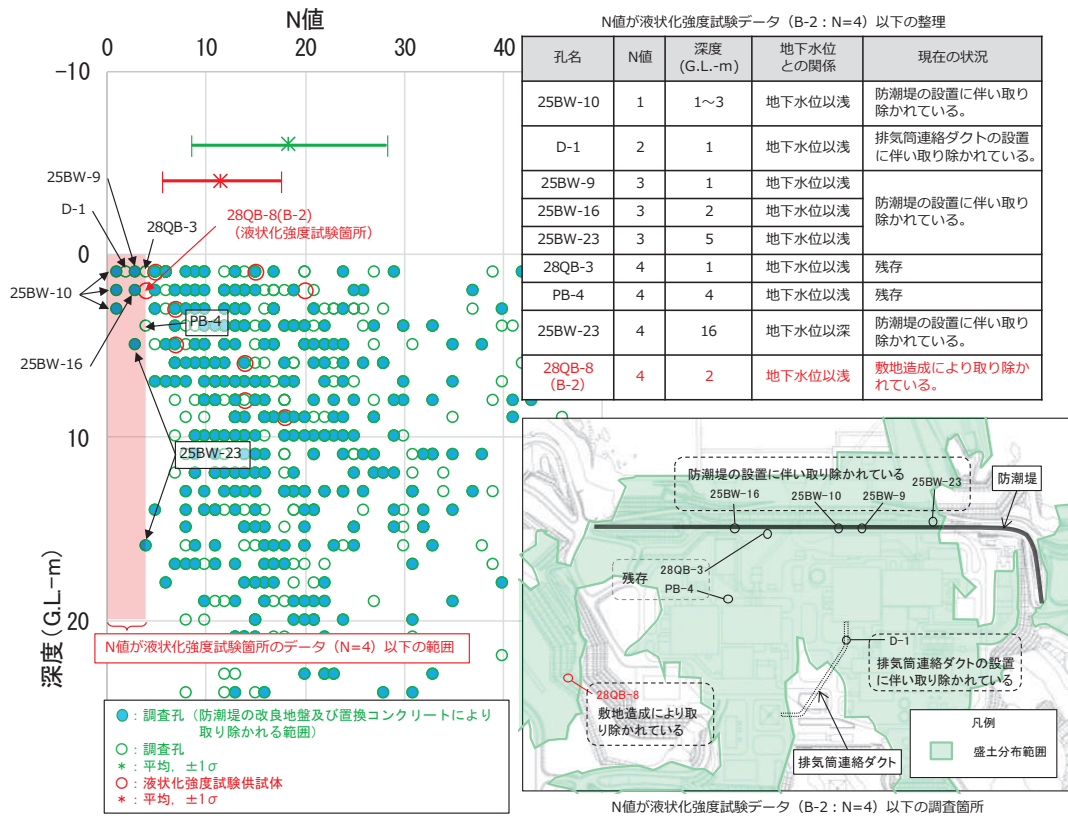


図 4.2-17(3) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の N 値 (液状化強度試験箇所の N 値以下となっているデータの整理)

(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、 -1σ 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 4.2-19 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

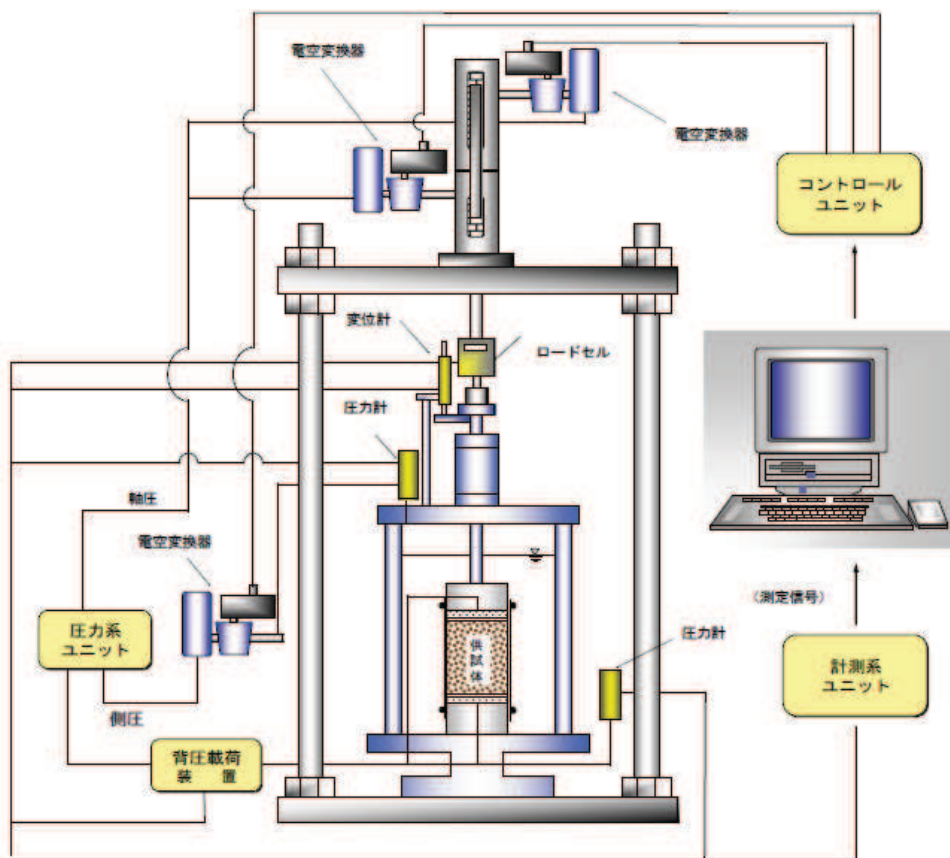


図 4.2-19 繰返し非排水三軸試験装置の概要

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 4.2-20 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。

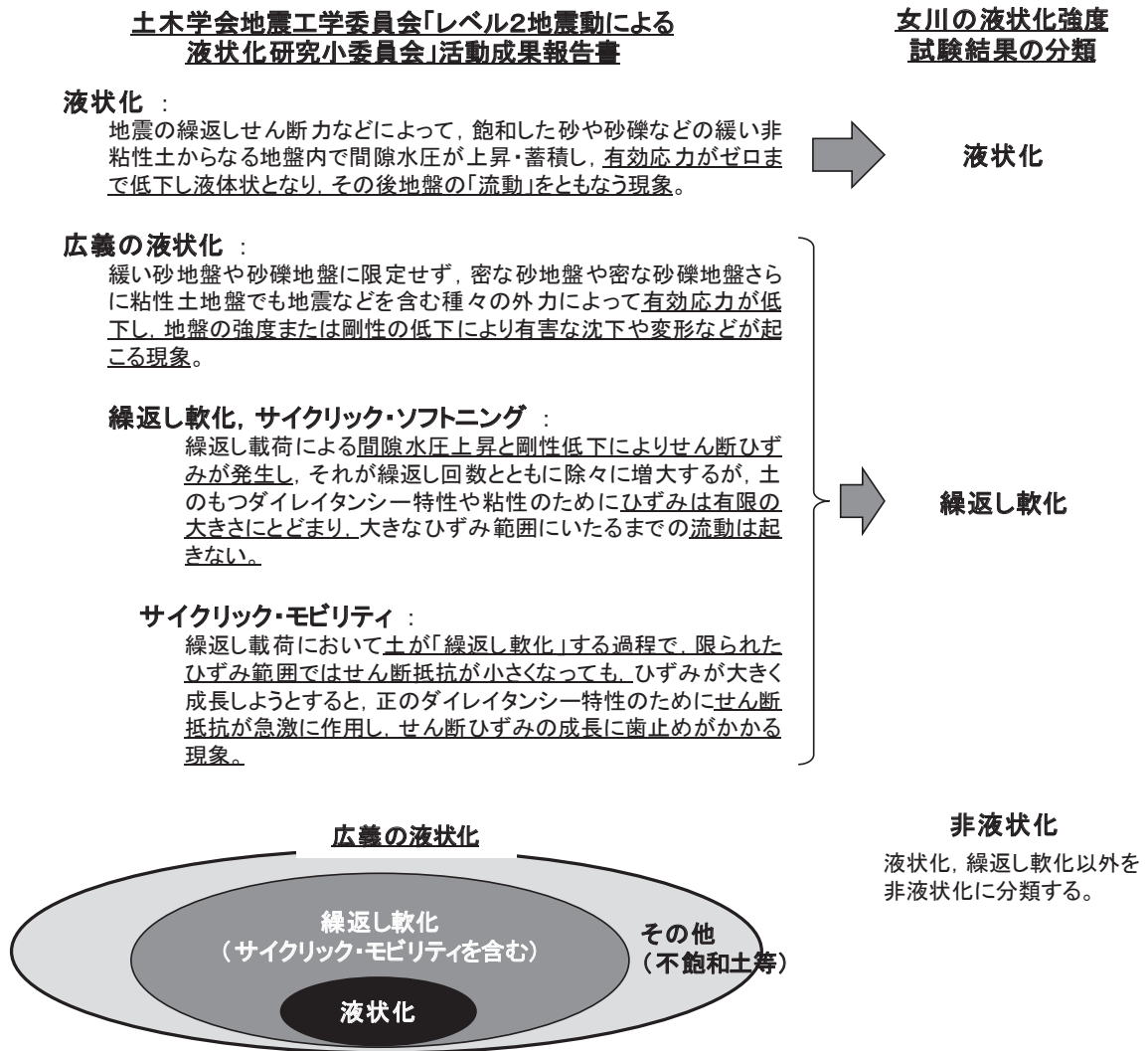


図 4.2-20 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

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 4.2-11 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 4.2-11 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 σ'_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 4.2-21 に示す。

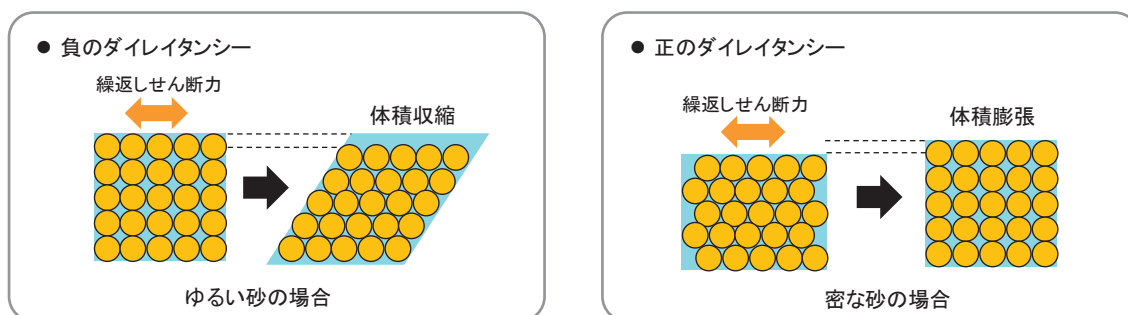


図 4.2-21 地盤のダイレイタンス特性の概要

液状化となる試験結果の例を図 4.2-22 に、繰返し軟化となる試験結果の例を図 4.2-23 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 σ'_c (kN/m ²)	160
繰返し応力振幅比 $\sigma_a/2\sigma'_c$	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)	○
ダイレイタンス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	
液状化	

液状化後、排水、再堆積させた試験料

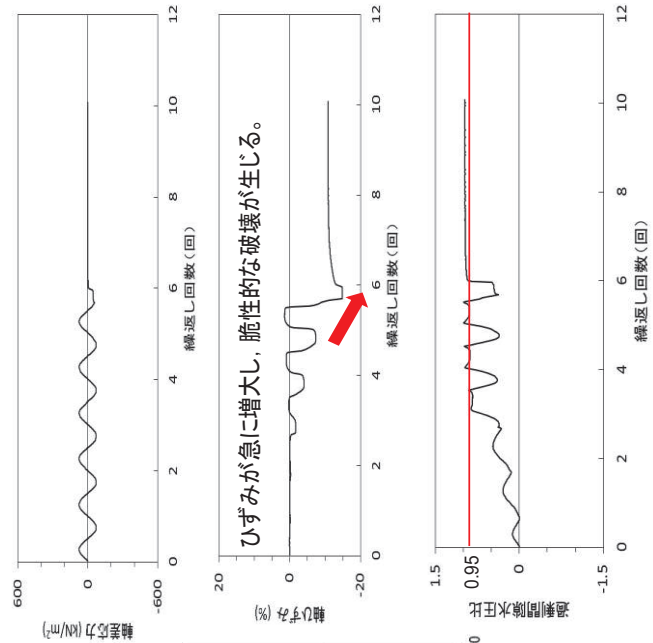


試験後の供試体

【液状化による被害例】

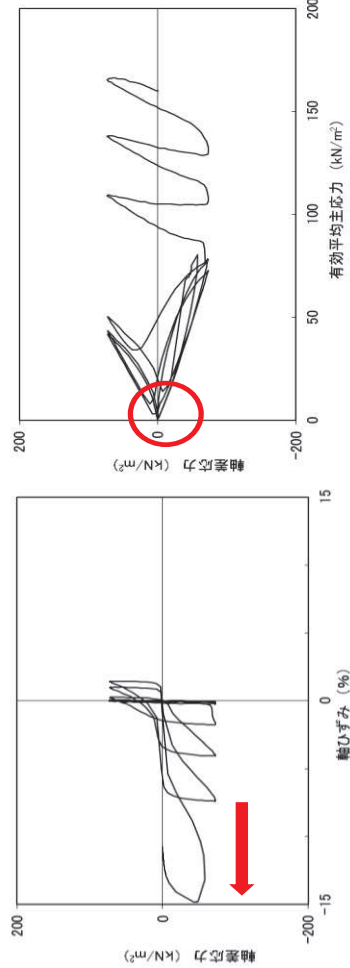


新潟地震で地盤の液状化現象により支持力を失って傾いた県営アパート*



過剰間隙水圧比は95%を超過し、100%になる。

ひずみが急に増大し、脆性的な破壊が生じる。



*新潟日報社：新潟地震の記録，p27，1964.

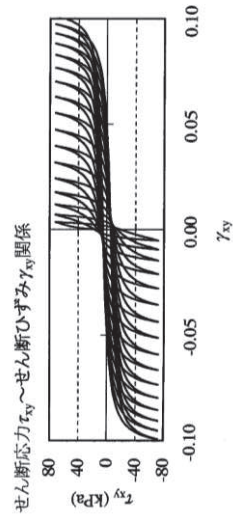
図 4.2-22 液状化試験の例（液状化の場合）

液状化強度試験の例(繰返し軟化の場合)

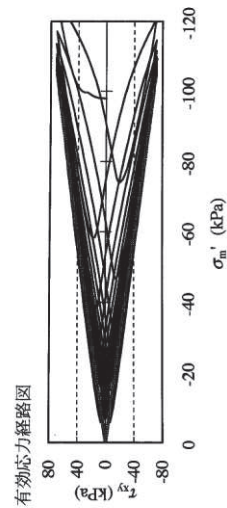
試験条件	
供試体	他事例*1
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	

*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，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 γ_{xy} 時刻歴図



過剰間隙水圧比(=1- σ'_m/σ_{m0})時刻歴

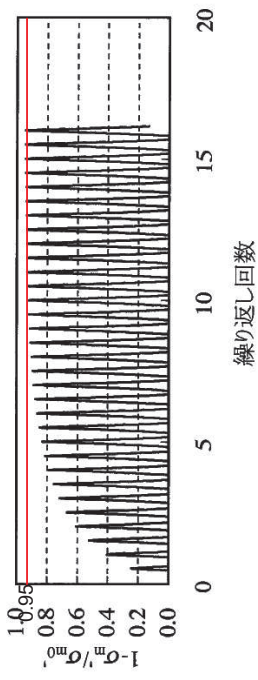


図 4.2-23 液状化試験の例 (繰返し軟化の場合)

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 4.2-24 に示す。

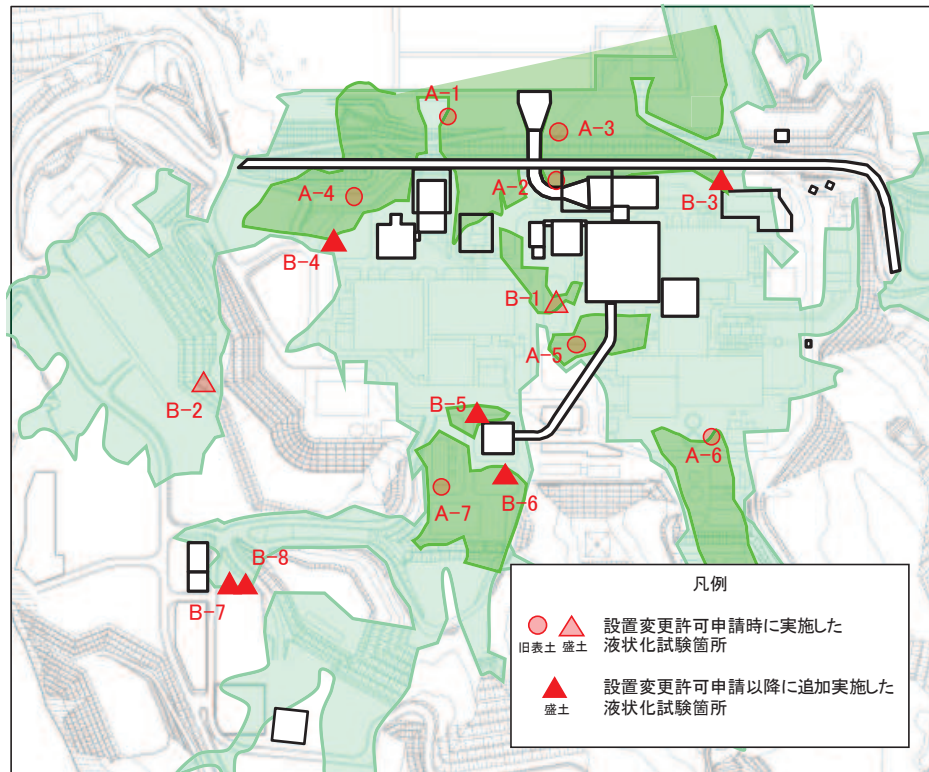


図 4.2-24 旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲の平面図

(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 4.2-12 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 14 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 4.2-22）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. 2-25, 図 4. 2-26 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. 2-27)。

また、基準地震動 S_s に対する旧表土の液状化強度試験の妥当性確認を参考資料 25 に示す。

表4.2-12 液状化強度試験結果（旧表土）

試料番号(供試体径(mm))		A-1-1(φ50)				A-1-2(φ50)				A-1-3(φ50)				
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 ρ_s (g/cm ³)		2.693				2.695				2.688				
圧密圧力 σ'_c (kN/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_{u95}	41	32	24	17	34	18	13	84	75	59	19	13	
試料番号(供試体径(mm))		A-2(φ100)				A-3(φ100)								
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 ρ_s (g/cm ³)		2.696				2.685								
圧密圧力 σ'_c (kN/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_{u95}	—	—	49	14	18	9	—	1	12	—			
試料番号(供試体径(mm))		A-4(φ100)				A-5-1(φ100)								
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 ρ_s (g/cm ³)		2.701				2.681								
圧密圧力 σ'_c (kN/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_{u95}	22	6	11	23	6	11	14	—	16				
試料番号(供試体径(mm))		A-5-2(φ70)				A-6(φ100)*								
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 ρ_s (g/cm ³)		2.681				2.698								
圧密圧力 σ'_c (kN/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_{u95}	1	24	18	124	177	8	—	19	—				
試料番号(供試体径(mm))		A-7-1(φ100)				A-7-2(φ70)								
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 ρ_s (g/cm ³)		2.697				2.716								
圧密圧力 σ'_c (kN/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_{u95}	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。

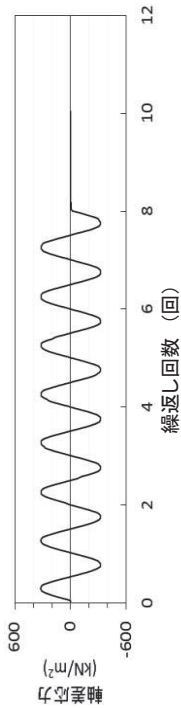
液状化強度試験結果(旧表土の非液状化の例)

試験条件	
供試体	A-2試料 (No. 2)
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)	400
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	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	

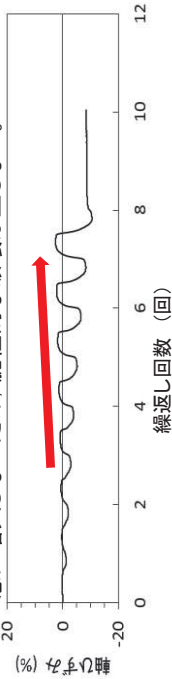
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



試験後の供試体

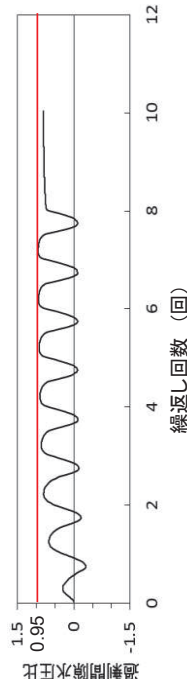
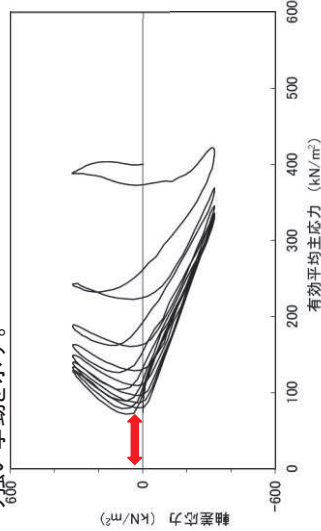
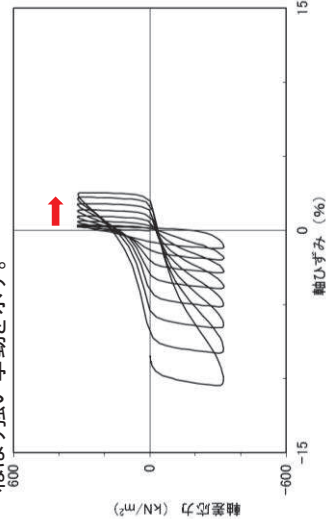


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。



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。



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(軸ひずみ)

液状化強度試験結果(有効平均主応力)

液状化強度試験結果(繰返し回数)

図 4. 2-25 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 2)

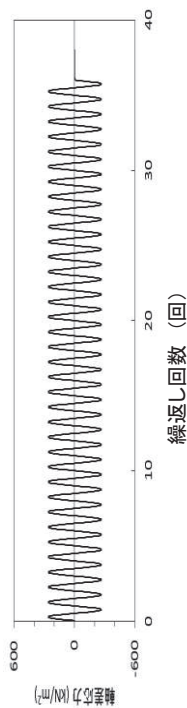
液状化強度試験結果(旧表土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

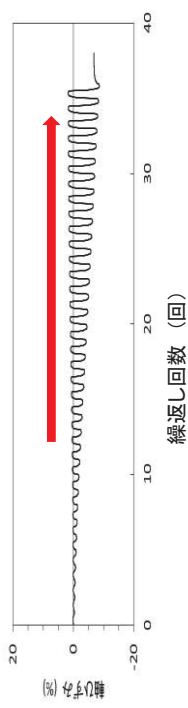
試験条件	
供試体	A-2試料 (No. 4)
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)	400
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.329
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	



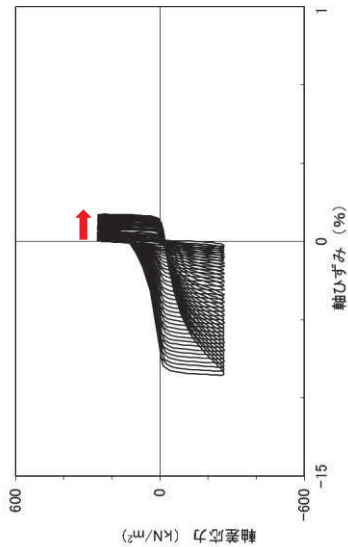
試験後の供試体



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。

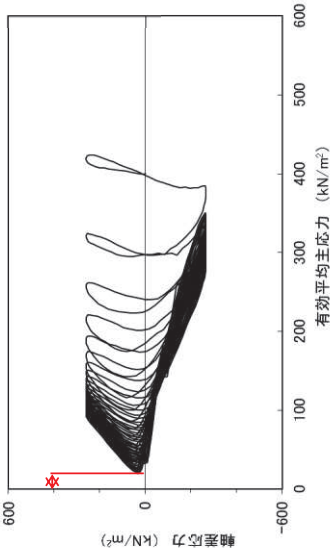


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



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)

液状化強度試験結果(繰返し回数)

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。

図 4.2-26 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 4)

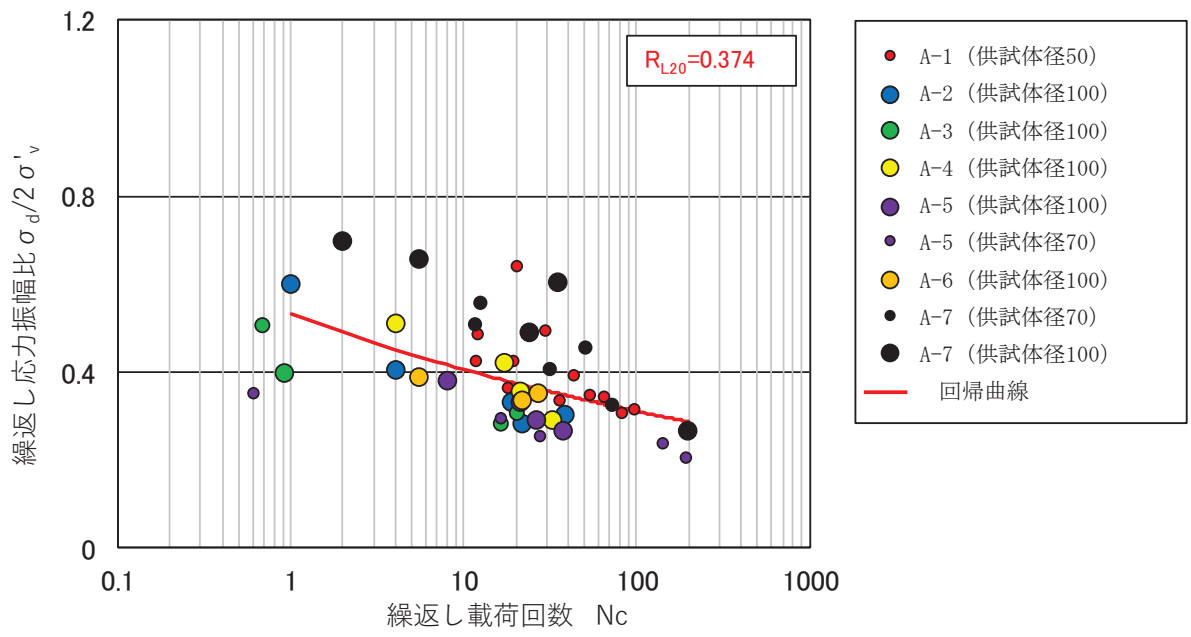


図 4.2-27 旧表土の液状化強度試験結果及び R_{L20}

(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 4.2-13 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 14 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 4.2-22）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 4.2-28 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 4.2-29）。

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16に示す。

また，基準地震動 S_s に対する盛土の液状化強度試験の妥当性確認を参考資料25に示す。

表 4.2-13 液状化強度試験結果（盛土）

試料番号(供試体径(mm))		B-1-1(φ100)				B-1-2(φ100)				B-1-3(φ100)				
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 ρ_s (g/cm ³)		2.693				2.693				2.712				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		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 载荷回数	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(供試体径(mm))		B-1-4(φ300)				B-2-1(φ100)				B-2-2(φ300)				
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 ρ_s (g/cm ³)		2.705				2.710				2.699				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		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 载荷回数	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(供試体径(mm))		B-3(φ300)				B-4(φ300)				B-5(φ300)				
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 ρ_s (g/cm ³)		2.663				2.687				2.671				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		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 载荷回数	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(供試体径(mm))		B-6(φ300)				B-7(φ300)				B-8(φ300)				
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 ρ_s (g/cm ³)		2.653				2.698				2.726				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		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 载荷回数	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	

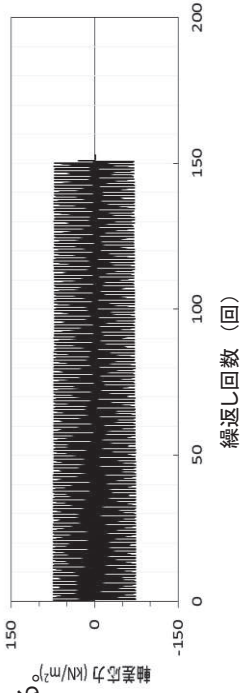
液状化強度試験結果(盛土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある

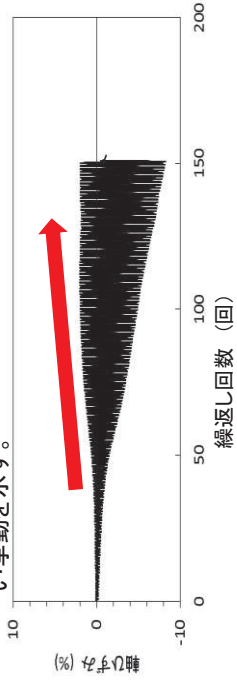
試験条件	
供試体	B-1-2試料 (No. 1)
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)	120
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.309
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンション特性によりせん断抵抗力が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	



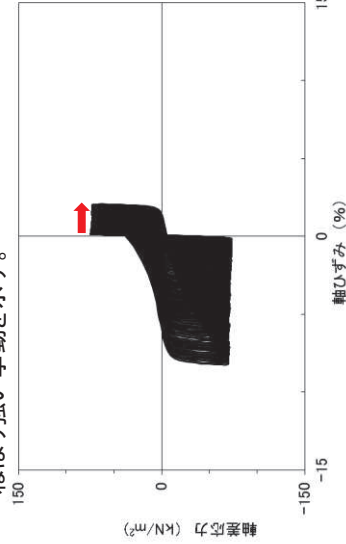
試験後の供試体



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。

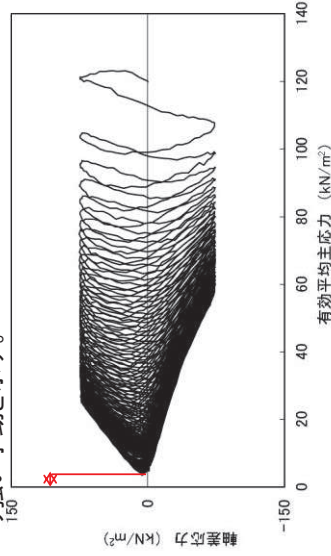


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



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)

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 4.2-28 盛土の液状化強度試験結果 (B-1-2 試料, 供試体 No. 1)

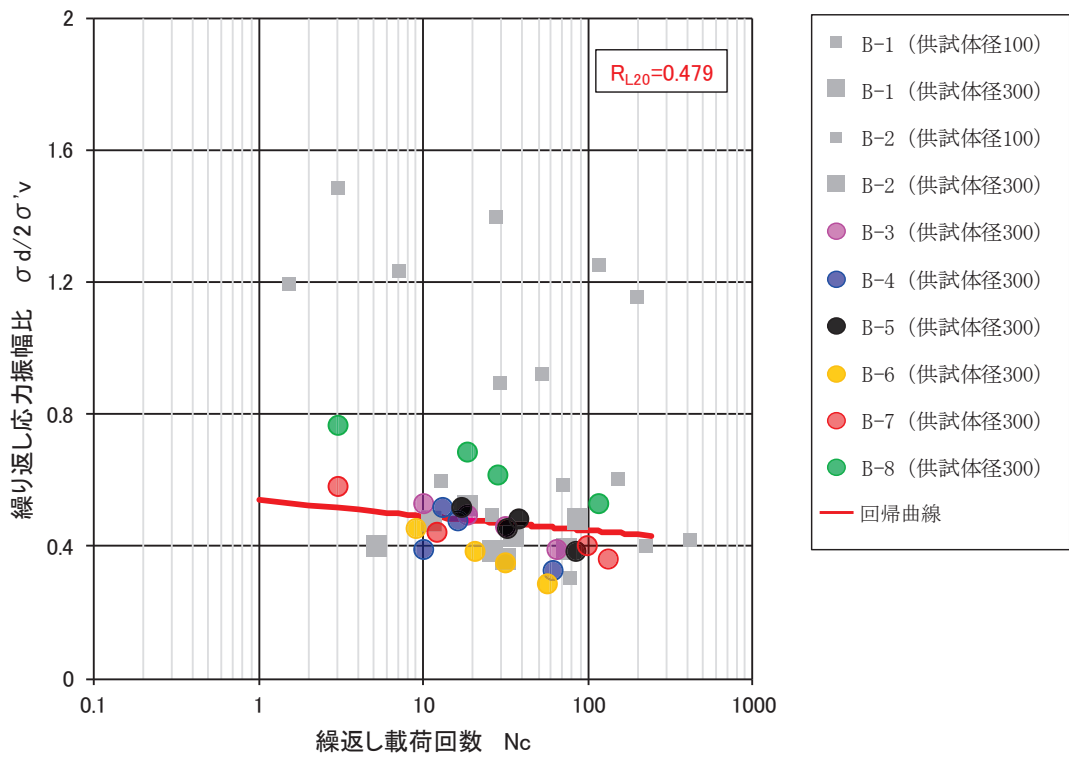


図 4.2-29 盛土の液状化強度試験結果及び R_{L20}

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 4.2-30 に、排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を図 4.2-31 に示す。

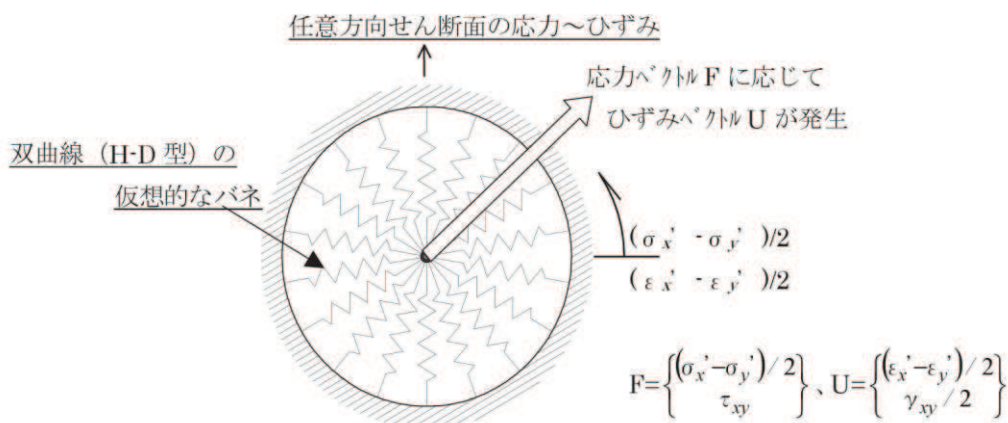


図 4.2-30 マルチスプリングモデルの概念図

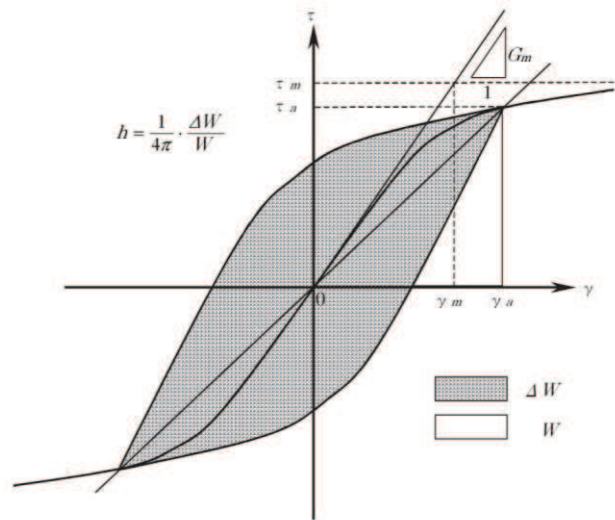


図 4.2-31 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

(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 4.2-14 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する（設置変更許可時から変更無し）。また、防潮堤における旧表土の液状化強度特性については、施設近傍に図 4.2-7 に示すエリア①の 4 点の試験結果があることを踏まえ、その 4 点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（設置変更許可時から変更無し）。なお、図 4.2-10 及び図 4.2-11 に示すとおり、エリア①のみで考えた場合でも、粒度分布及び細粒分含有率はおおむね敷地全体の平均的な範囲にあり、N 値は敷地全体よりもやや小さい値であって敷地内の旧表土に対する代表性がある。図 4.2-32 に、液状化パラメータの設定フローを示す。図 4.2-33～図 4.2-34 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 4.2-15 に示す。

表 4.2-14 FLIP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)
	ϕ_f	内部摩擦角
	h_{max}	履歴減衰の上限値
液状化特性	ϕ_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

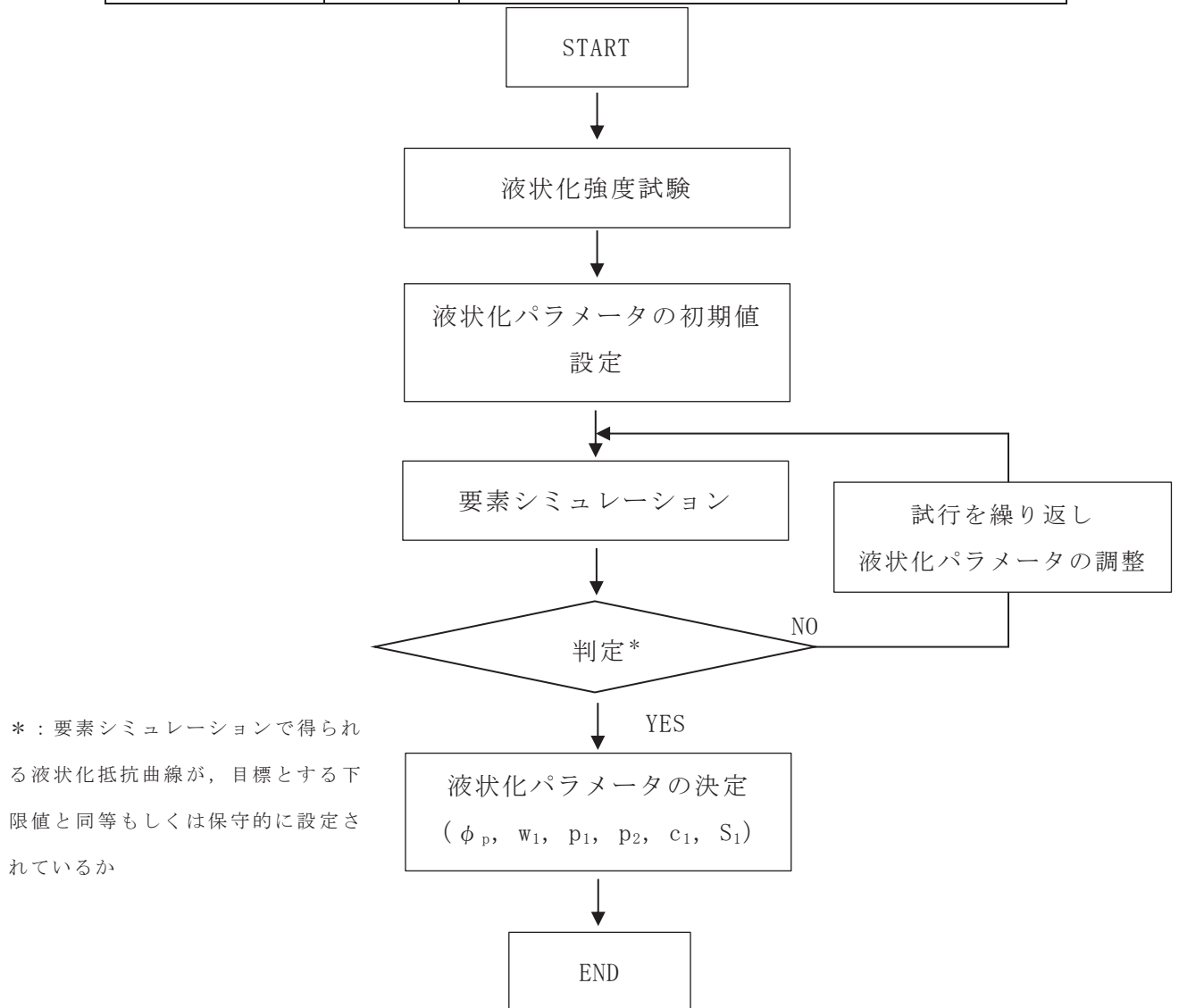
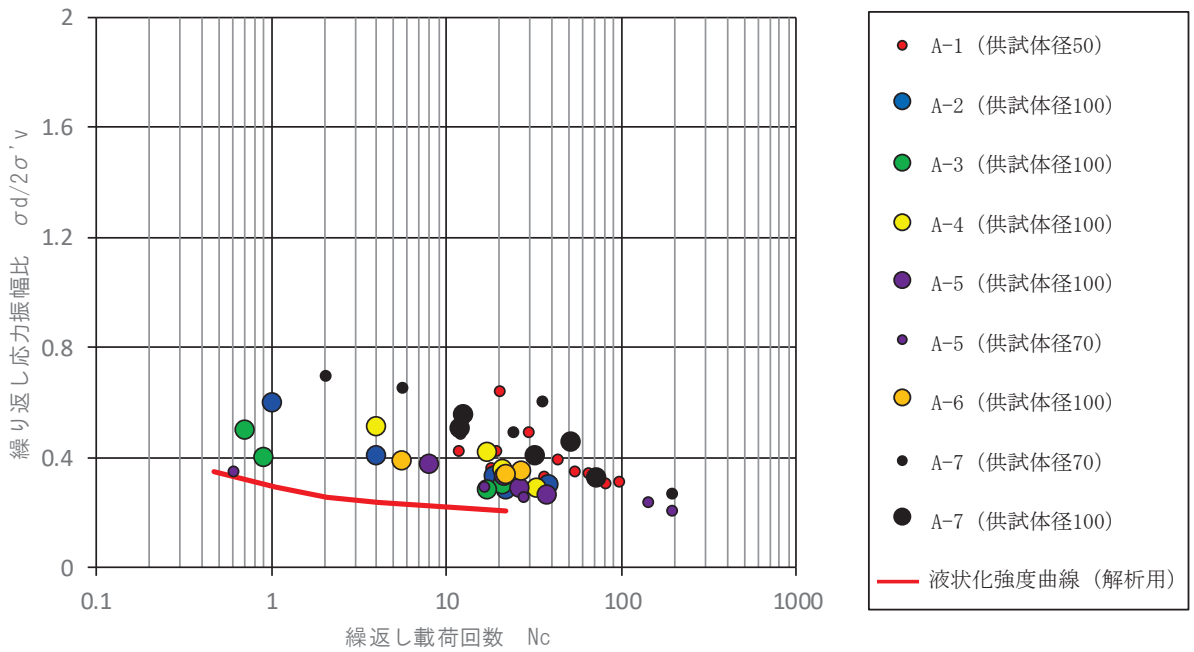
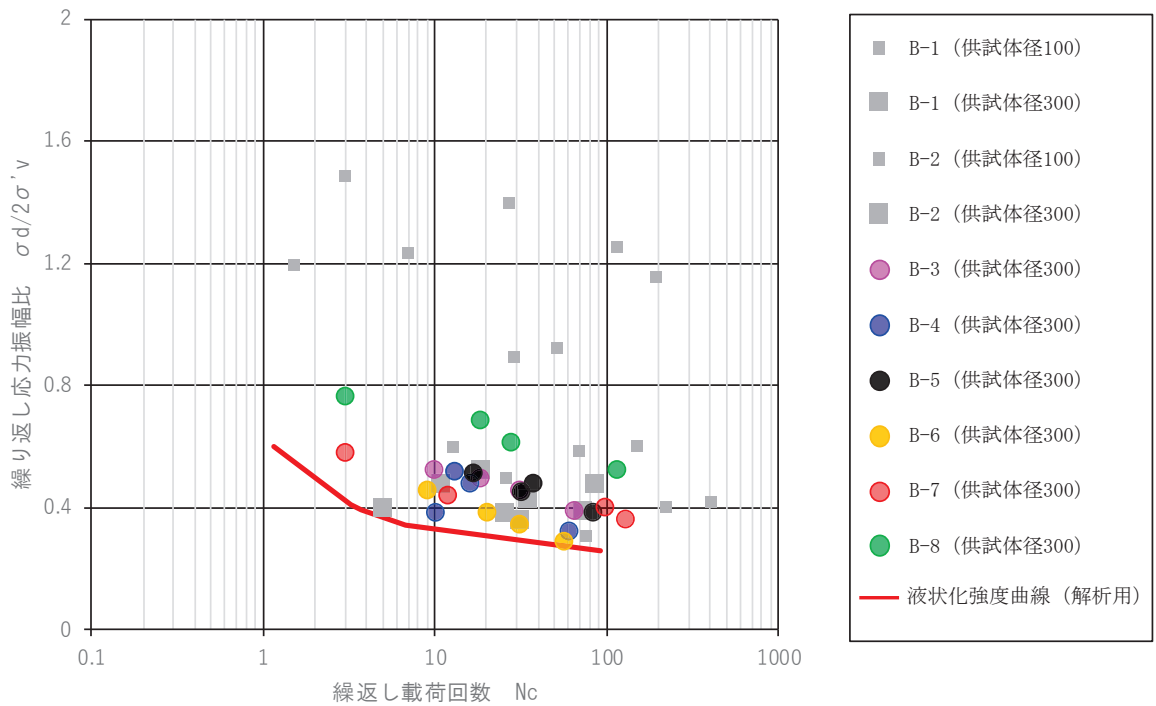


図 4.2-32 有効応力解析コードFLIPにおける液状化パラメータの設定フロー



(旧表土)



(盛土)

図 4.2-33 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)

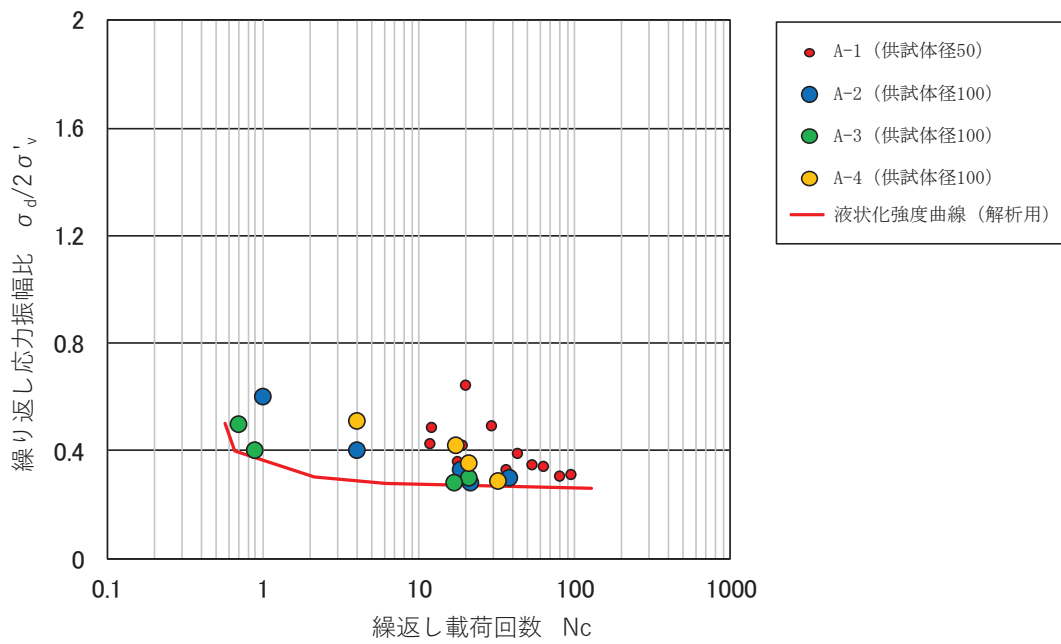


図 4.2-34 液状化強度試験結果に基づく防潮堤近傍の旧表土の液状化強度曲線
(下限値設定)

表 4.2-15 旧表土及び盛土の液状化パラメータ

	ϕ_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) MMR

MMRについては、表4.2-5及び表4.2-8のとおり解析用物性値を設定する。

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17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17に示す。

5. 極限支持力

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の支持力算定式に基づき設定することを基本とする。

5.1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力

基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力を表 5.1-1 に示す。

基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力は、設置変更許可申請書（添付資料六）に示した支持力試験結果を基に設定する。設置許可変更申請書（添付資料六）に示した支持力試験実施位置を図 5.1-1～図 5.1-3，支持力試験結果を図 5.1-4～図 5.1-6 に示す。

表 5.1-1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力

基礎地盤	極限支持力 (N/mm ²)
狐崎部層	13.7
牧の浜部層	11.4
改良地盤	4.4

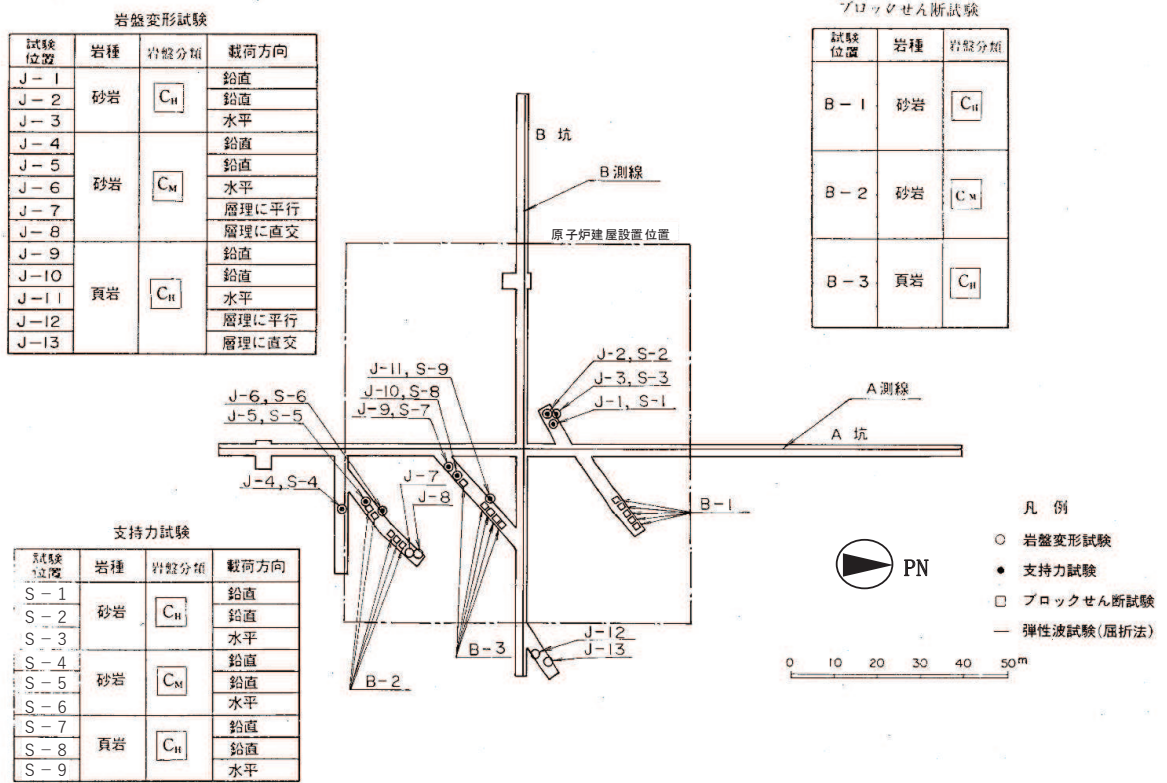


図 5.1-1 支持力試験実施位置(狐崎部層)

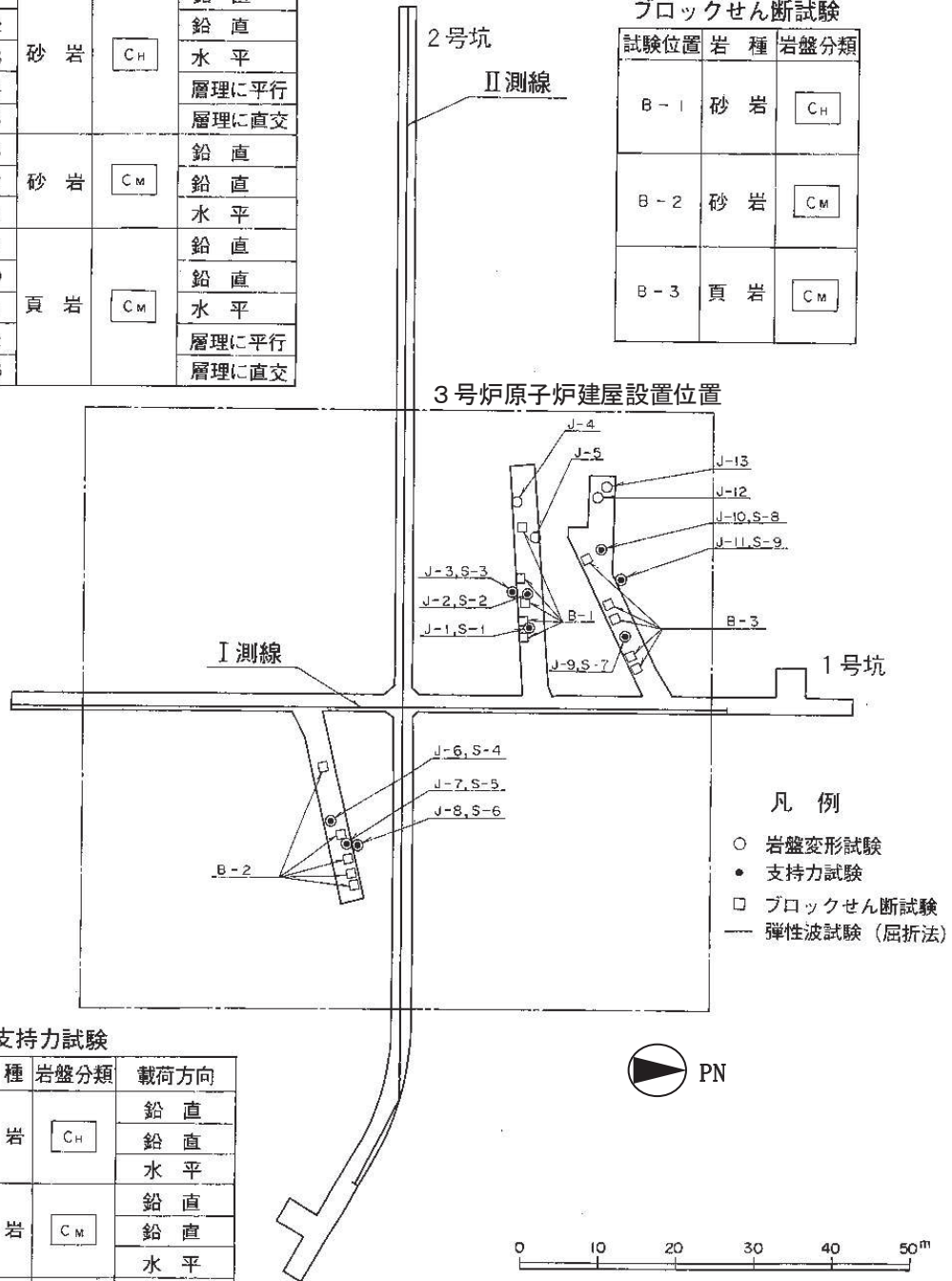
岩盤変形試験

試験位置	岩種	岩盤分類	载荷方向
J-1	砂岩	CH	鉛直
J-2			鉛直
J-3			水平
J-4			層理に平行
J-5			層理に直交
J-6	砂岩	CM	鉛直
J-7			鉛直
J-8			水平
J-9	頁岩	CM	鉛直
J-10			鉛直
J-11			水平
J-12			層理に平行
J-13			層理に直交

ブロックせん断試験

試験位置	岩種	岩盤分類
B-1	砂岩	CH
B-2	砂岩	CM
B-3	頁岩	CM

3号炉原子炉建屋設置位置



凡例

- 岩盤変形試験
- 支持力試験
- ブロックせん断試験
- 弾性波試験 (屈折法)

支持力試験

試験位置	岩種	岩盤分類	载荷方向
S-1	砂岩	CH	鉛直
S-2			鉛直
S-3			水平
S-4	砂岩	CM	鉛直
S-5			鉛直
S-6			水平
S-7	頁岩	CM	鉛直
S-8			鉛直
S-9			水平

図 5.1-2 支持力試験実施位置 (牧の浜部層)

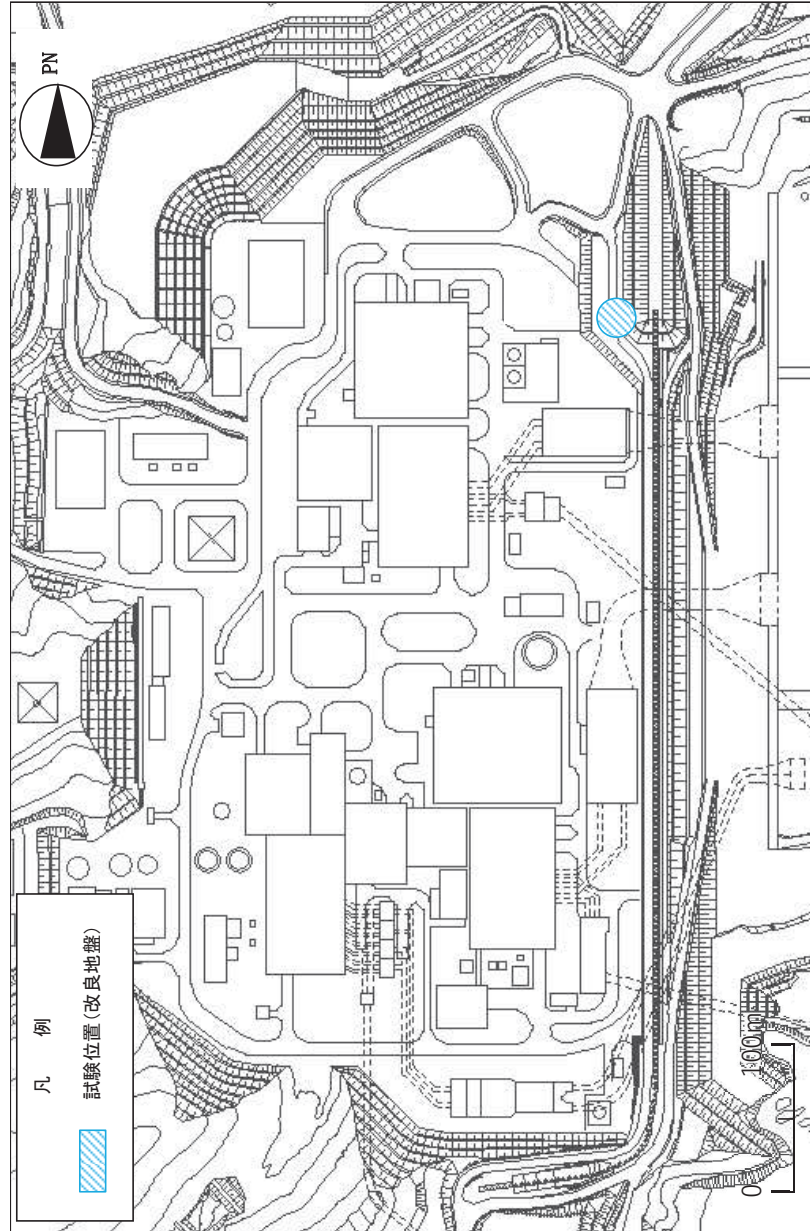


图 5.1-3 支持力試驗實施位置(改良地)

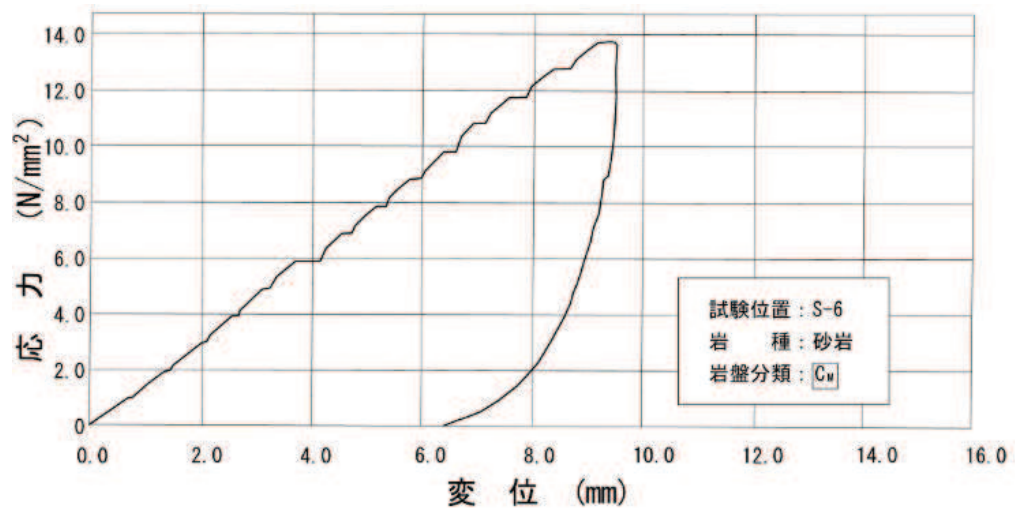
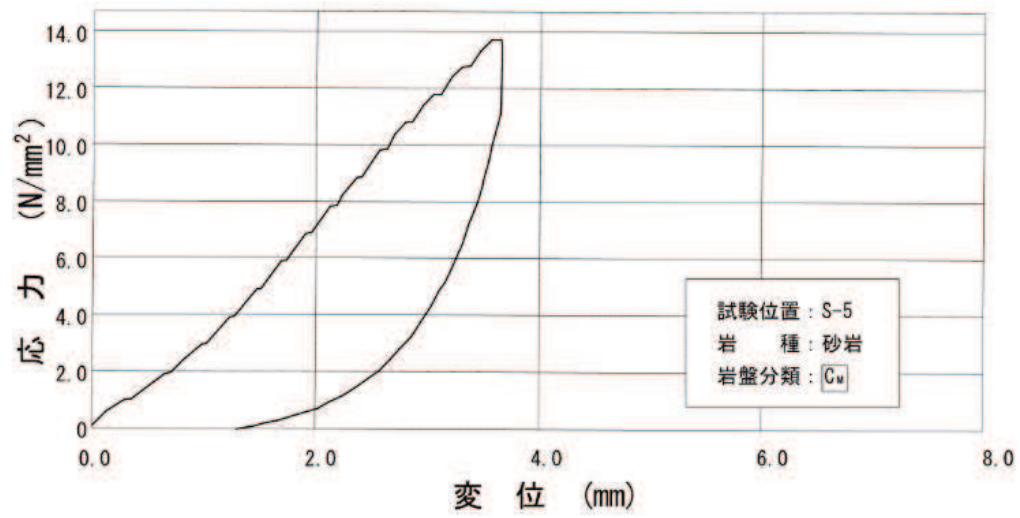
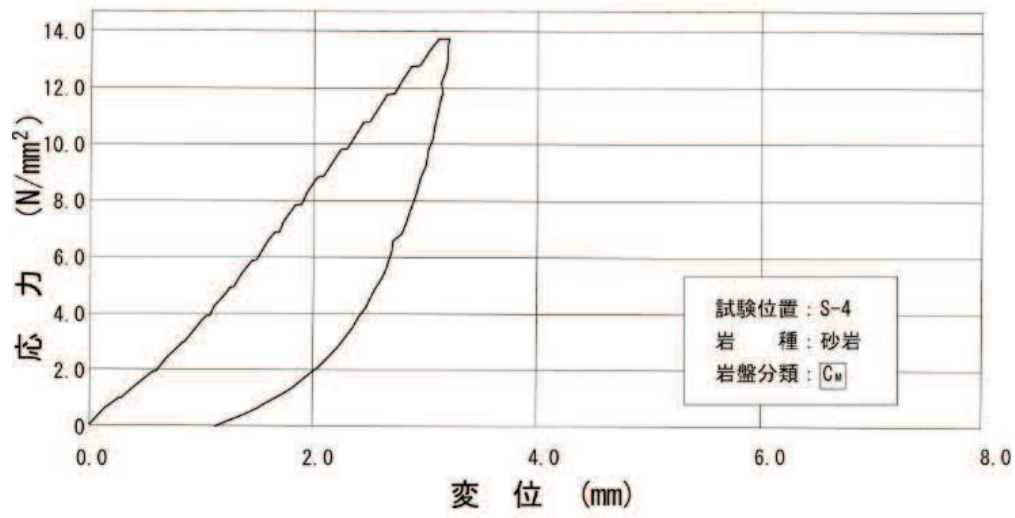


図 5.1-4 支持力試験結果（狐崎部層）

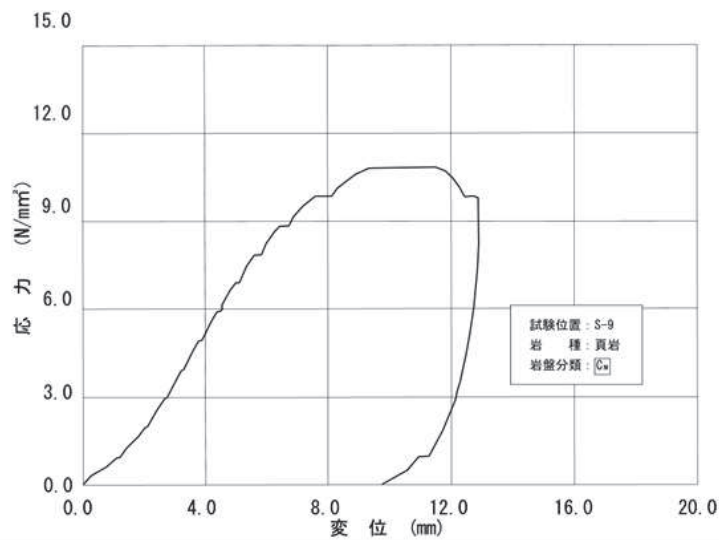
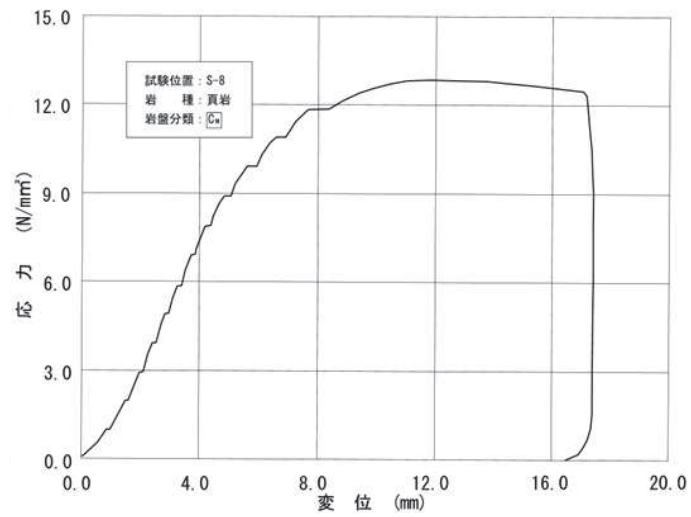
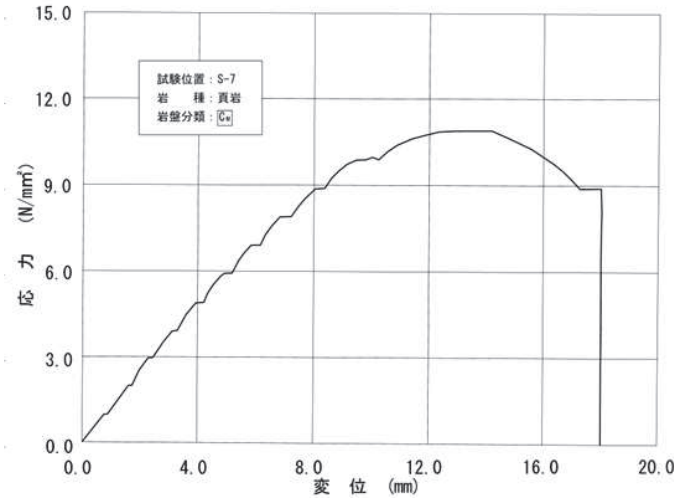


図 5.1-5 支持力試験結果 (牧の浜部層)

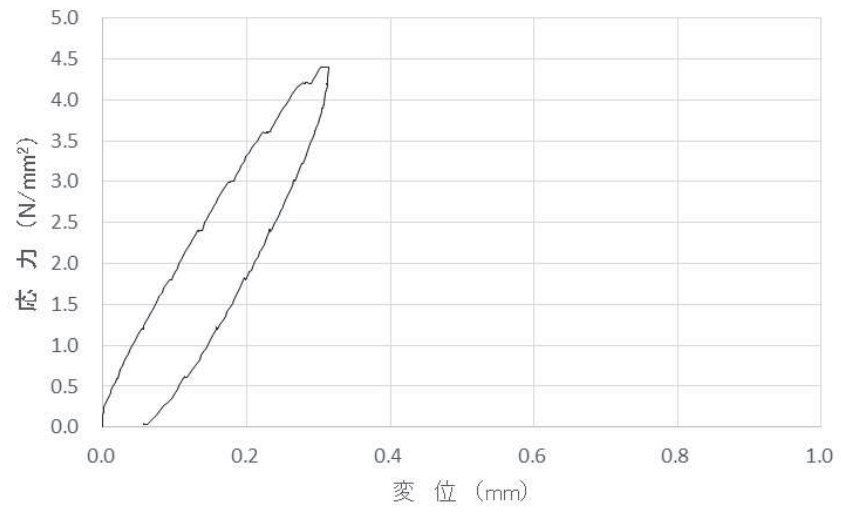


図 5.1-6 支持力試験結果 (改良地盤)

5.2 直接基礎の支持力算定式

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

- ・道路橋示方書による極限支持力算定式（直接基礎）

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$$

ここで、

Q_u : 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の
極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で， $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

5.3 杭基礎の支持力算定式

杭基礎の押し込み力及び引抜き力に対する支持力評価において、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は杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、支持力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。

・道路橋示方書による極限支持力算定式

(杭基礎[中掘り工法])

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここで、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

5.4 杭基礎の支持力算定式に関する補足

杭基礎の支持力算定式については、「5.3 杭基礎の支持力算定式」に示すとおり、道路橋示方書による極限支持力算定式のうち中掘り杭工法を採用しているが、その考え方は以下のとおりである。

5.4.1 道路橋示方書による極限支持力算定式を適用する構造物

杭基礎の極限支持力は、基本的に「5.1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力」に示す、狐崎部層、牧の浜部層及び改良地盤の極限支持力を用いる。

狐崎部層、牧の浜部層の極限支持力は、 C_M 級以上の岩盤を対象とした極限支持力であるが、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち、RC壁部については C_I 級岩盤に設置される。 C_I 級の極限支持力は、設計及び工事計画認可申請において新たに設定するものであり、その極限支持力の設定において、道路橋示方書による極限支持力算定式（中掘り杭工法）を適用する。

5.4.2 道路橋示方書による極限支持力算定式（中掘り杭工法）の適用性について

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうちRC壁部の工法はプレボーリング杭工法に当たる。

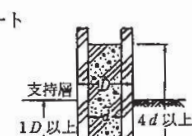
道路橋示方書に記載されている杭基礎の支持力算定式のうちプレボーリング杭工法によ

る極限支持力は、図5.4-1に示すとおり、砂層で150N (≦7,500) kN/m²、砂れき層で200N (≦10,000) kN/m²と規定されている。

一方、中掘り杭工法のうち RC 壁部と先端処理方式が類似しているコンクリート打設方式の極限支持力は、場所打ち杭工法を適用することとなっており、砂れき層及び砂層 (N ≧ 30) : 3,000kN/m²、良質な砂れき層 (N ≧ 50) : 5,000kN/m² と規定されている。これは、同じ N 値の場合、コンクリート打設方式の方がプレボーリング杭工法よりも保守的な評価となることを示している。

RC 壁部の工法はプレボーリング杭工法に該当するものの、プレボーリング杭工法と中掘り杭工法のコンクリート打設方式を比較した場合、硬質粘性土層 : 3q_u (q_u : 一軸圧縮強度) との記載があり C_L級岩盤の一軸圧縮強度から算定できること、かつプレボーリング杭工法の極限支持力度よりも保守的な評価と考えられることから、RC 壁部の極限支持力算定に当たっては、中掘り杭工法のコンクリート打設方式の極限支持力度を採用する。

表-解 12.4.2 中掘り杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

先端処理方法	杭先端の極限支持力度の算定法
最終打撃方式	打込み杭の算定法を適用する。
セメントミルク 噴出攪拌方式	極限支持力度 (kN/m ²) $q_d = \begin{cases} 150N (\leq 7,500) & \text{砂層} \\ 200N (\leq 10,000) & \text{砂れき層} \end{cases}$ ここに、N : 杭先端地盤の N 値
コンクリート 打設方式 	場所打ち杭の極限支持力度を適用する。

④ プレボーリング杭工法

プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力度は、載荷試験結果に基づき表-解 12.4.3 に示す値とする。

表-解 12.4.3 プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m ²)
砂層	150N (≦ 7,500)
砂れき層	200N (≦ 10,000)

ただし、N は杭先端地盤における標準貫入試験の N 値

図5.4-1(1) 道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式抜粋 (1/2)

表-解 12.4.1 場所打ち杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度(kN/m ²)
砂れき層及び砂層 (N ≧ 30)	3,000
良質な砂れき層 (N ≧ 50)	5,000
硬質粘性土層	3q _u

ただし、q_uは一軸圧縮強度 (kN/m²)、N は標準貫入試験の N 値

図5.4-1(2) 道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式抜粋 (2/2)

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については、解放基盤表面(O.P. -14.1m)から、O.P. -200mまでの岩盤（狐崎部層又は牧の浜部層）をモデル化する。地下構造モデルの概要を表6.1-1に示す。入力地震動算定の概念図を図6.1-1及び図6.1-2に示す。

表 6.1-1 入力地震動の策定に用いる地下構造モデル

地層	狐崎部層		牧の浜部層	
標高	解放基盤表面～O. P. -200m		解放基盤表面～O. P. -200m	
P 波速度 V_p (m/s)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	3, 420 4, 700 5, 130	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	3, 380 4, 380 5, 060
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
S 波速度 V_s (m/s)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	1, 300 2, 150 2, 440	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	1, 360 2, 040 2, 520
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
動ポアソン比 ν_d	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	0. 42 0. 37 0. 35	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	0. 40 0. 36 0. 34
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	23. 8 24. 6 25. 0	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	26. 1 26. 4 26. 5
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	
減衰定数 h (%)	0. P. -14. 1m ～ - 25. 0m	3	0. P. -14. 1m ～ - 27. 0m	3
	0. P. -25. 0m ～ - 80. 0m		0. P. -27. 0m ～ - 50. 0m	
	0. P. -80. 0m ～ - 200. 0m		0. P. -50. 0m ～ - 200. 0m	

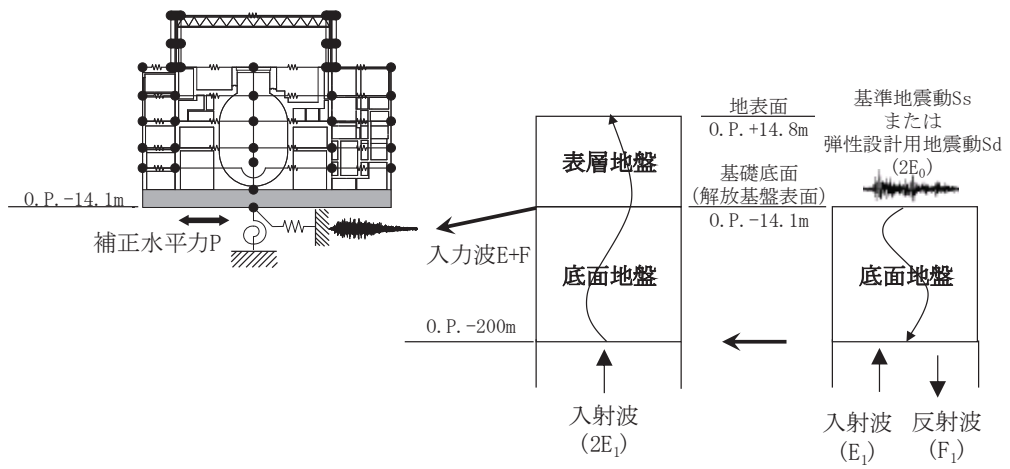


図 6.1-1 入力地震動算定の概念図（建物・構築物）

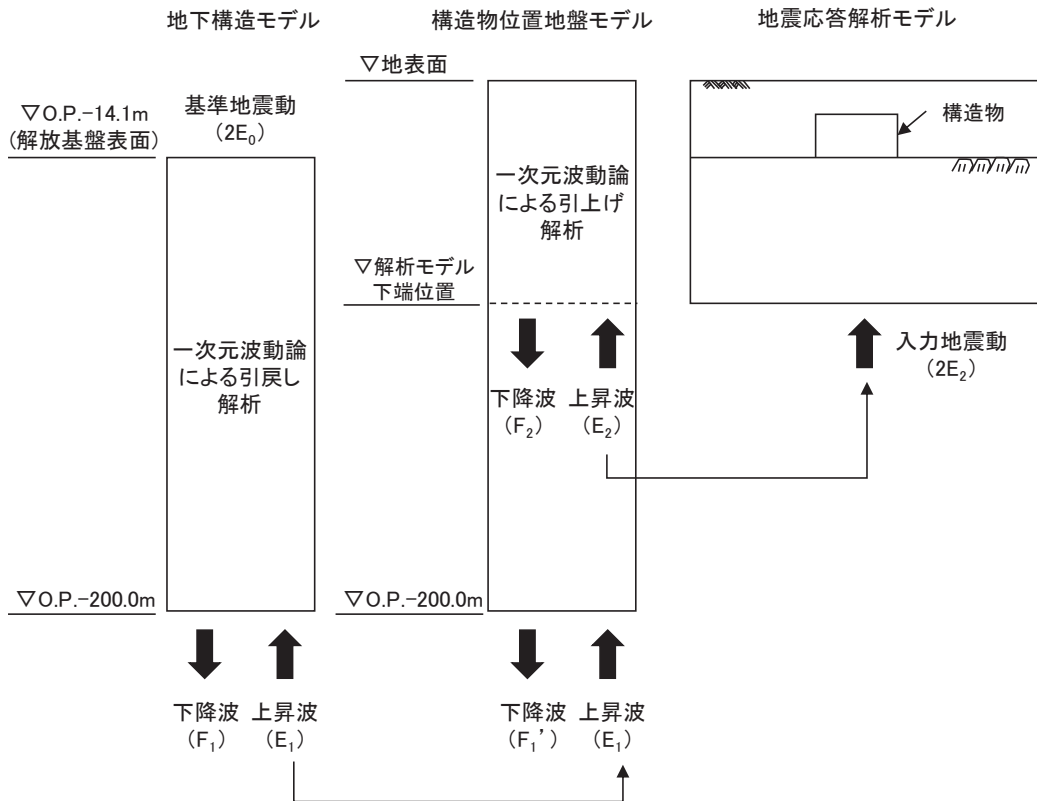


図 6.1-2 入力地震動算定の概念図（土木構築物）

6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルは、原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値は「4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値」に示すとおりである。

また、土木構造物の地震応答解析に用いる地盤モデルは、構造物周辺の地盤調査結果に基づいて設定する。土木構造物の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値は、「4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値」、「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」及び「4.2.3 その他の解析用物性値」に示すとおりである。

(参考資料 1-3) 浸透流解析モデル概要及びアウトプットと設備設計への反映事項

浸透流解析は設計用揚圧力・設計用地下水位の設定において参照する他、地下水流入量など、一部のアウトプットを後段の設計等において参照することとしており、解析目的に応じて保守的となるようなモデル条件の設定を行っている。

ここでは、浸透流解析による評価モデルと設計等への反映事項についての関連を整理した。また、各モデルの条件設定の概要及びモデルの比較を整理した。

1. 浸透流解析による評価と機器設計等への反映事項について

各浸透流解析のアウトプット及び各アウトプットの反映事項を図 1-1 に示す。

設計用地下水位の設定において参照した「①広域モデル」「②水位評価モデル」をベースとして、解析目的に応じて保守的となるような条件設定を行った③～⑥の各モデルを作成し、浸透流解析を実施する。

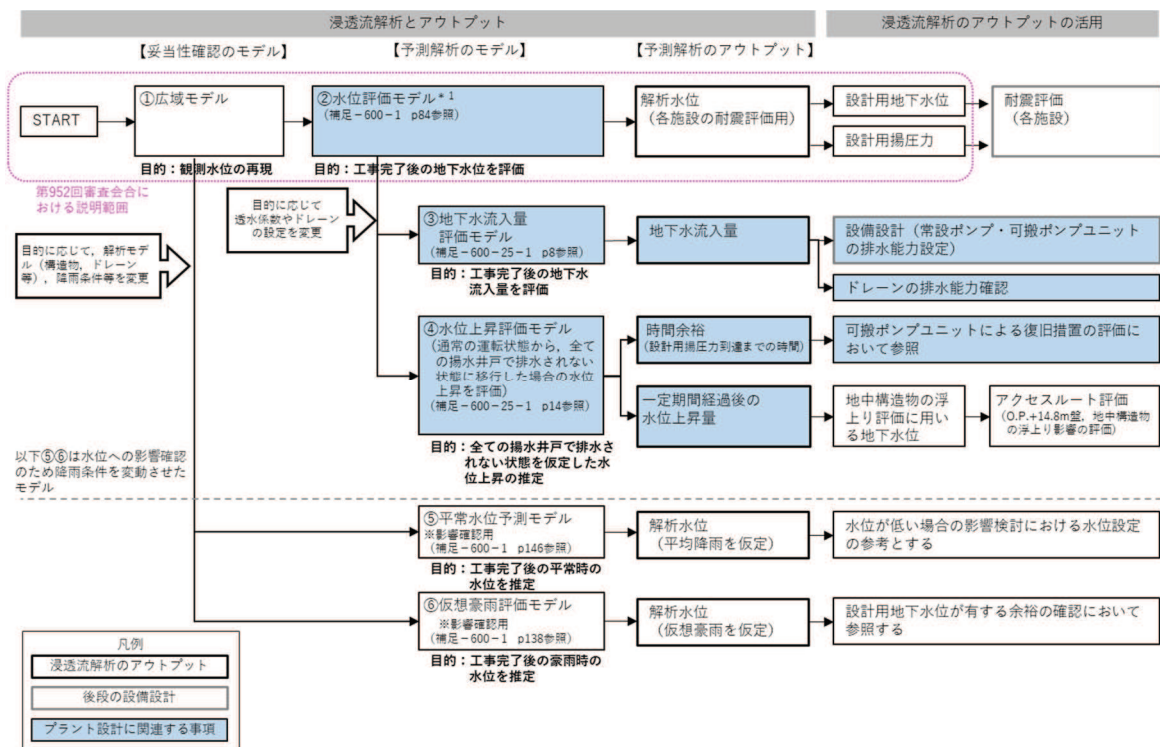


図 1-1 浸透流アウトプットと反映事項について

注記* 1 : 工事計画認可では、原子炉建屋・制御建屋エリア及び第 3 号機海水熱交換器建屋エリアの各エリアにおいて 2 基設置される揚水井戸のうち、片側の揚水井戸で排水される状態で設計値を保持するよう、浸透流解析によりドレーン範囲を設定（通常運転時は 2 基の揚水井戸で排水されるため、更に水位は低くなる）。更に、浸透流解析で高めの水位を評価するため、片側の井戸のみで集水を行う状況が 2 つのエリアで同時に生じた状態を仮定。

2. 浸透流解析モデルにおける目的に応じた保守性確保の考え方

浸透流解析においては、目的に応じた保守的な解析条件を設定する。

浸透流解析に影響を与えるパラメータ・境界条件と、設定内容による浸透流解析結果への影響の概念について図 1-2 に示す。

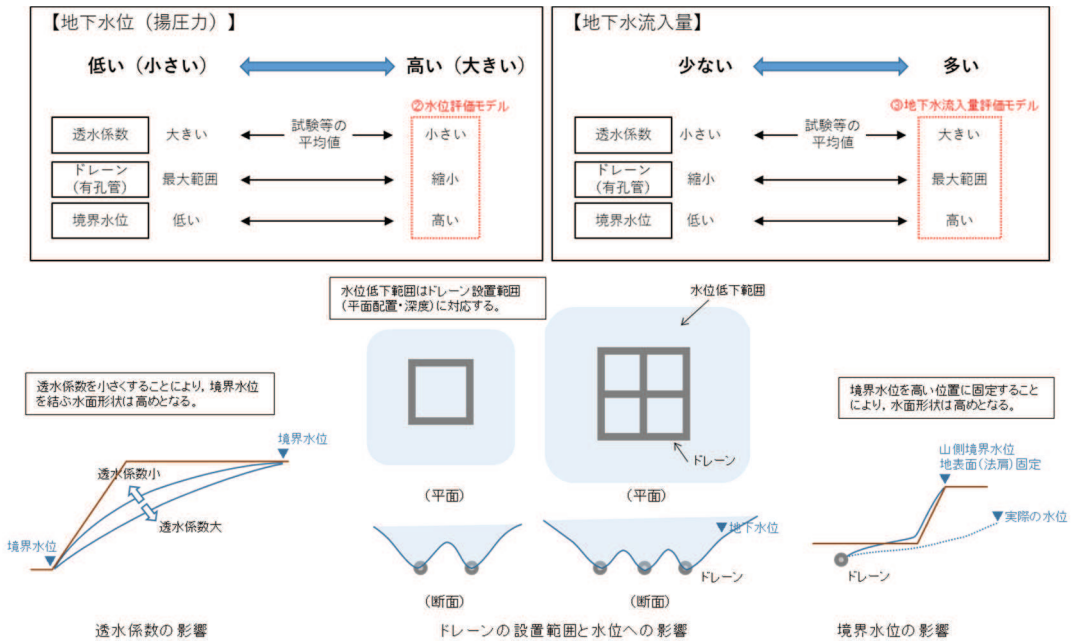


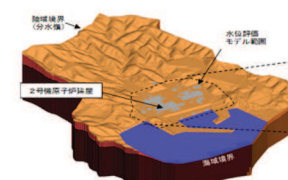
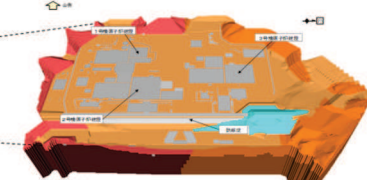
図 1-2 浸透流解析の目的に応じた条件設定例及び浸透流解析条件と評価への影響

3. 浸透流解析モデルの概要について

浸透流解析に用いる各モデルの概要を表 1-1～1-3 に示す。

評価目的に対して保守的な評価結果となるよう、モデル条件の設定を行っている。

表 1-1 解析モデル概要 (①広域モデル②水位評価モデル)

項目	①広域モデル [妥当性確認]	②水位評価モデル [予測解析]
1-1.目的	<ul style="list-style-type: none"> モデル化の妥当性を確認すること (降雨に対する観測水位の再現性を確保) 	<ul style="list-style-type: none"> 工事完了後に想定される地下水位を評価すること (液状化影響検討対象施設を幅広く抽出するため高めに評価)
1-2.アウトプットの活用先	- (モデル検証のみ)	各施設の耐震設計における前提条件 (設計用地下水位)
2.解析領域	<ul style="list-style-type: none"> 施設を含む分水嶺までの範囲 (施設へ流入する地下水を適切に表現) 	<ul style="list-style-type: none"> O.P.+14.8m盤及びO.P.+14.8m盤周辺の法面 
3.解析種別	非定常解析	定常解析
4.降雨条件	<ul style="list-style-type: none"> 以下の検証期間の降雨実績 検証期間 1: 2006-2007年 検証期間 2: 2013-2014年 	-
5.モデル	地下水観測時 (検証期間) における施設配置等を反映	詳細設計の結果を踏まえた工事完了段階における施設配置等を反映
6.ドレーン	既設全ての範囲が集水に寄与	<ul style="list-style-type: none"> 集水に寄与する範囲を限定 (既設・新設のうち耐久性・耐震性・保守管理性等の確保された範囲を管路として扱う。それ以外の範囲は耐震性等の確保状況に応じて透水層または周辺地盤として扱う) 各エリアにおいて片側の井戸へ集水を行う状態で設計値を保持
7.境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 実態に則した設定 - 山側: 閉境界 - 海側: 平均満潮位に水位固定 - ドレーン: ドレーン計画高に水位固定 	<ul style="list-style-type: none"> 水位が高めに評価されるよう設定 - 山側: 地表面 (法肩) に水位固定 - 海側: 期望平均満潮位に水位固定 - ドレーン: ドレーン計画高に水位固定
8.透水係数	試験結果の平均値	<ul style="list-style-type: none"> 水位が高めに評価されるよう設定 - 岩盤 I を試験結果の平均値 -1σ

注) ■は目的に対して保守的な評価とする目的で①広域モデルより変更している条件

第9回国土強靱化戦略の継続的改善推進性に関する委員会 資料1-1-1(一部追加)

表 1-2 解析モデル概要 (②モデルと③地下水流入量評価モデル④水位上昇評価モデル)

項目	②水位評価モデル	③地下水流入量評価モデル	④水位上昇評価モデル
1-1.目的	<ul style="list-style-type: none"> 工事完了後に想定される地下水位を評価すること (液状化影響検討対象施設を幅広く抽出するため高めに評価) 	<ul style="list-style-type: none"> 工事完了後に想定される地下水の流入量を評価すること (設備設計の保守性を確保するため多めに評価) 	<ul style="list-style-type: none"> ドレーンを考慮しない状態における水位上昇を評価すること
1-2.アウトプットの活用先	各施設の耐震設計における前提条件 (設計用地下水位)	<ul style="list-style-type: none"> 設備設計 (常設ポンプ・可搬ポンプユニット) の排水能力設定 ドレーンの排水能力確認 	<ul style="list-style-type: none"> 可搬ポンプユニットによる復旧措置の評価において参照 アクセスルート評価 (地中構造物の浮上り影響の評価)
2.解析領域	<ul style="list-style-type: none"> O.P.+14.8m盤及びO.P.+14.8m盤周辺の法面 	(同左)	(同左)
3.解析種別	定常解析	(同左)	非定常解析
4.降雨条件	-	-	-
5.モデル	詳細設計の結果を踏まえた工事完了段階における施設配置等を反映	(同左)	(同左)
6.ドレーン	<ul style="list-style-type: none"> 集水に寄与する範囲を限定 (表1-1と同様) 各エリアにおいて片側の井戸へ集水を行う状態で設計値を保持 	既設・新設の全ての範囲が集水に寄与	<ul style="list-style-type: none"> 水位上昇開始時の水位が高くなるよう、集水に寄与する範囲を限定 (初期状態) 通常の運転状態 (初期状態) から、全ての揚水井戸で排水されない状態 (=ドレーンを全て無効とした状態) を仮定
7.境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 水位が高めに評価されるよう設定 - 山側: 地表面 (法肩) に水位固定 - 海側: 期望平均満潮位に水位固定 - ドレーン: ドレーン計画高に水位固定 	<ul style="list-style-type: none"> 流入量が多めに評価されるよう設定 - 山側: 地表面 (法肩) に水位固定 - 海側: 期望平均満潮位に水位固定 - ドレーン: ドレーン計画高に水位固定 	<ul style="list-style-type: none"> 水位上昇開始時の水位が高くなるよう設定 - 山側: 地表面 (法肩) に水位固定 - 海側: 期望平均満潮位に水位固定 - ドレーン: ドレーン計画高に水位固定
8.透水係数	<ul style="list-style-type: none"> 水位が高めに評価されるよう設定 - 岩盤 I を試験結果の平均値 -1σ 	<ul style="list-style-type: none"> 流入量が多めに評価されるよう設定 - 全て試験結果の平均値 +1σ 	<ul style="list-style-type: none"> 水位上昇開始時の水位が高くなるよう設定 - 岩盤 I を試験結果の平均値 -1σ

注) ■は目的に対して妥当な評価とする目的で②水位評価モデルより変更している条件
 ■は目的に対して妥当な評価とする目的で②水位評価モデルを踏襲している条件

表 1-3 解析モデル概要 (①モデルと⑤平常水位予測モデル⑥仮想豪雨評価モデル)

項目	①広域モデル	⑤平常水位予測モデル	⑥仮想豪雨評価モデル
1-1.目的	<ul style="list-style-type: none"> モデル化の妥当性を確認すること (観測結果の再現性を確保) 	<ul style="list-style-type: none"> 工事完了後に想定される実際の水位 (設計用地下水より低い水位) を推定すること 	<ul style="list-style-type: none"> 工事完了後に想定される豪雨時の水位を推定すること
1-2.アウトプットの活用先	<ul style="list-style-type: none"> (モデル検証のみ) 	<ul style="list-style-type: none"> 水位が低い場合の影響検討における水位設定の参考 	<ul style="list-style-type: none"> 設計用地下水水位が有する余裕の確認において参照
2.解析領域	<ul style="list-style-type: none"> 施設を含む分水嶺までの範囲 (施設へ流入する地下水を適切に表現) 	(同左)	(同左)
3.解析種別	<ul style="list-style-type: none"> 非定常解析 	<ul style="list-style-type: none"> 定常解析 	<ul style="list-style-type: none"> 非定常解析
4.降雨条件	<ul style="list-style-type: none"> 以下の検証期間の降雨実績 検証期間 1 : 2006-2007年 検証期間 2 : 2013-2014年 	<ul style="list-style-type: none"> 3.57mm/日 (観測降雨 (2001-2018年) の日平均) 	<ul style="list-style-type: none"> 仮想の降雨条件 (超過確率約400年程度) - 初期状態 : 3.57mm/日 (観測降雨 (2001-2018年) の日平均) - 降雨時 : 150mm/日 × 3日 (総降水量450mm)
5.モデル	<ul style="list-style-type: none"> 地下水水位観測時 (検証期間) における施設配置等を反映 	<ul style="list-style-type: none"> 詳細設計の結果を踏まえた工事完了段階における施設配置等を反映 	(同左)
6.ドレーン	<ul style="list-style-type: none"> 既設全てを管路として扱う (地下水水位観測時の状態を再現するため、新設は考慮しない) 	<ul style="list-style-type: none"> 平常時の状態に対応し、既設・新設の全範囲を管路として扱う 	<ul style="list-style-type: none"> 設計用地下水水位の検証を目的とするため、既設・新設のうち耐久性・耐震性・保守管理性等の確保された範囲を管路として扱う (それ以外の範囲については、耐震性等の確保状況に応じて透水層または周辺地盤として扱う)
7.境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 実態に則した設定 - 山側 : 閉境界 - 海側 : 平均潮位に水位固定 - ドレーン : ドレーン計画高に水位固定 	(同左)	(同左)
8.透水係数	<ul style="list-style-type: none"> 試験結果の平均値 	(同左)	(同左)

注) ■は目的に対して妥当な評価とする目的で①広域モデルより変更している条件

(参考資料4) 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠

1. 概要

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

2. 透水試験

本項では、浸透流解析でモデル化する地層区分毎の透水試験の結果を示す。

2.1 盛土・旧表土

(1) 設定方法

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

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

括弧コメント対応

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

表 4-1 クレーガーらの方法による D20 と透水係数の関係

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

(換算式)

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

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

ここで、k: 透水係数(m/s), D₂₀: 20%粒径(mm)

(土質工学ハンドブック (土質工学会) より引用)

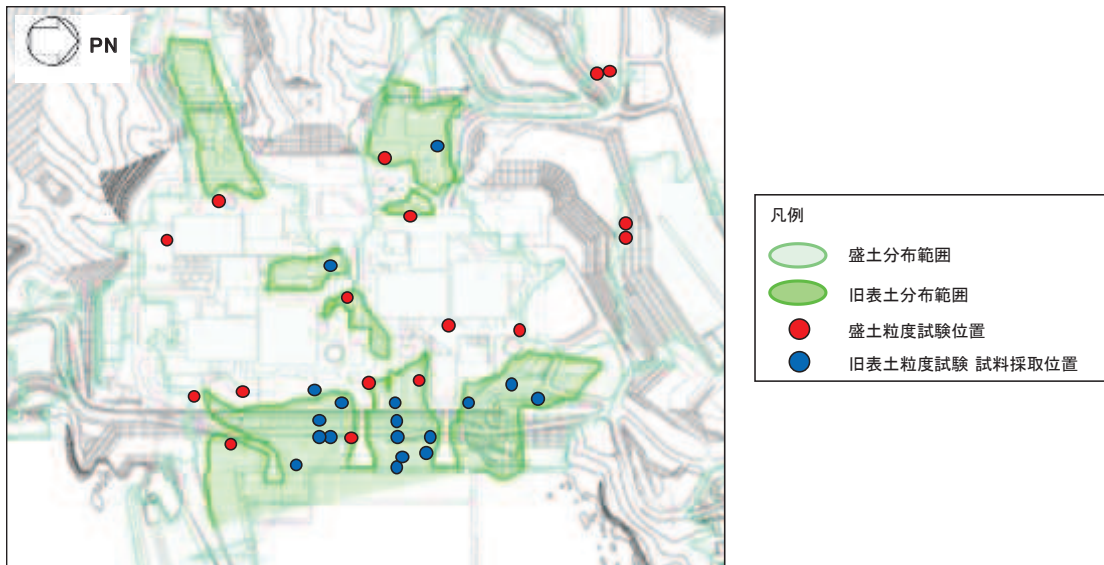


図 4-1 粒度試験試料採取位置図 (盛土・旧表土)

表 4-2 クレーガーらの方法により算定した盛土・旧表土の透水係数

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

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

(2) 推定値の妥当性

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

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

表 4-3 未固結堆積物の水理条件

地 質	間 隙 率		透水係数の範囲(cm/sec) 10 ² 10 ³ 10 ⁻² 10 ⁻⁴ 10 ⁻⁶ 10 ⁻⁸	井戸産出量 高 中 低	帯水層単元の型
	1 次 的 (粒 子)	2 次 的 (破 砕)			
未固結堆積物	%				
礫	30~40		————	—	帯水層
粗 砂	30~40		————	—	帯水層
中 ~ 細 砂	30~35		————	—	帯水層
シルト	40~50	ときとしてまれ (泥のクラック)	————	—	難透水層

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

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

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

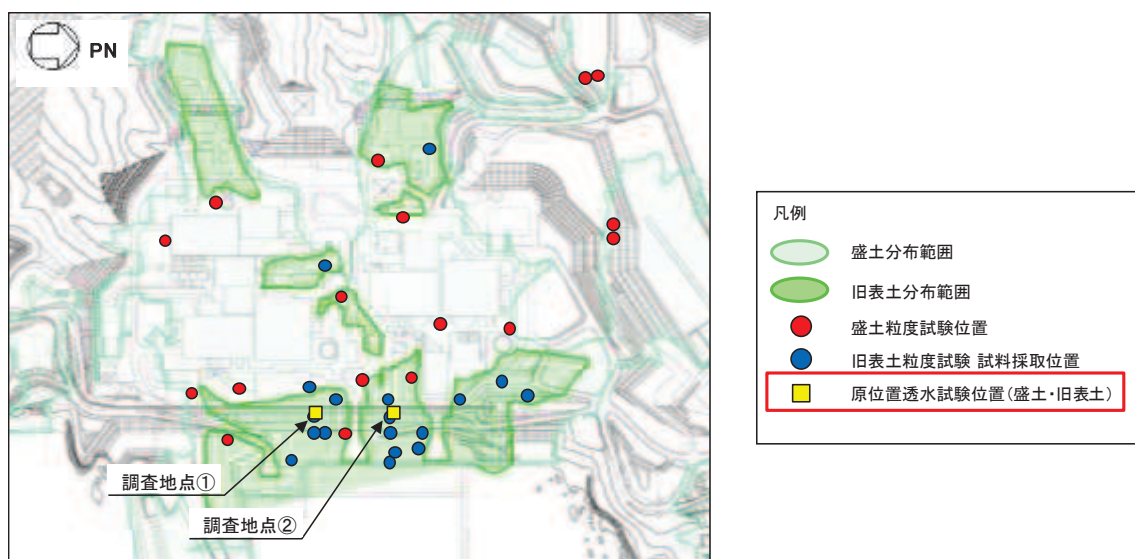


図 4-2 盛土・旧表土の原位置透水試験位置図
(図 4-1 に盛土・旧表土の原位置透水試験位置を追記)

表 4-4(1) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果

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

表 4-4(2) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果 (試験個所・深度別)

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

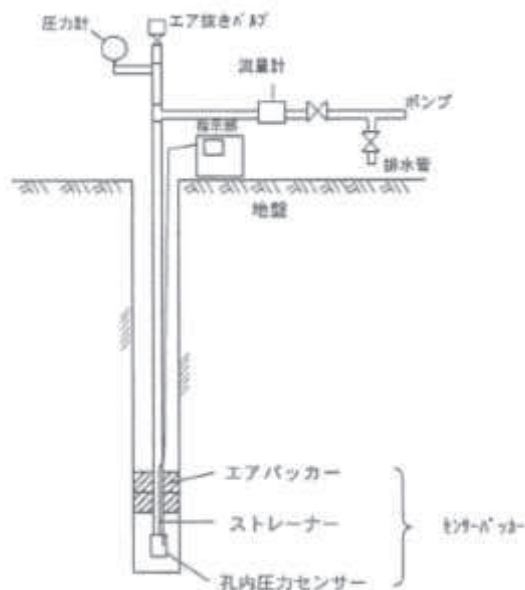
2.2 岩盤

(1) 試験方法

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

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

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



(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4-3 原位置透水試験（ルジオン試験）の概要

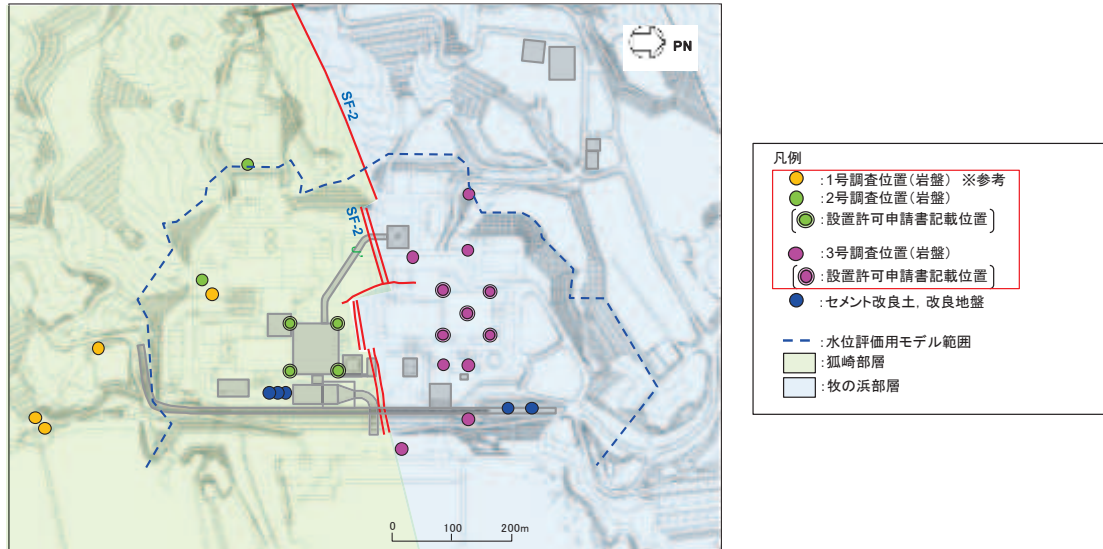


図 4-4 原位置試験位置図

表 4-5 岩盤の原位置透水試験結果

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

(2) 試験結果の妥当性

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

表 4-6 固結堆積物の水理条件

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

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

2.3 セメント改良土及び改良地盤

(1) 試験結果

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

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

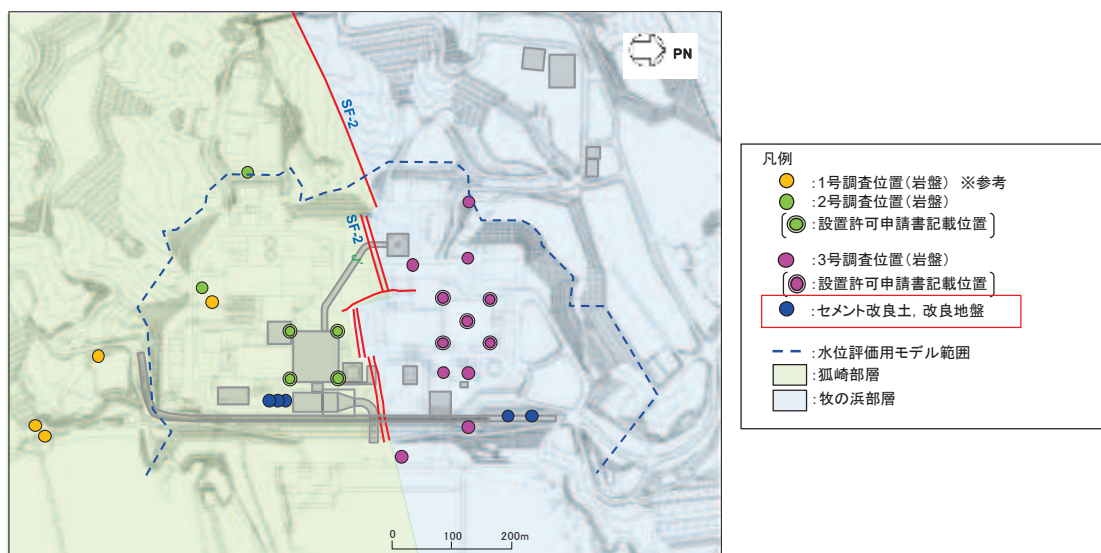


図 4-5 原位置試験位置図
(セメント改良土・改良地盤)

表 4-7 セメント改良土及び改良地盤の原位置透水試験結果

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

(2) 試験結果の妥当性

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

表 4-8 改良地盤の解析用物性値

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

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

表 4-9 試験結果に基づく初期せん断剛性（概略値）

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

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

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

表 4-10 既往試験と追加試験の比較

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

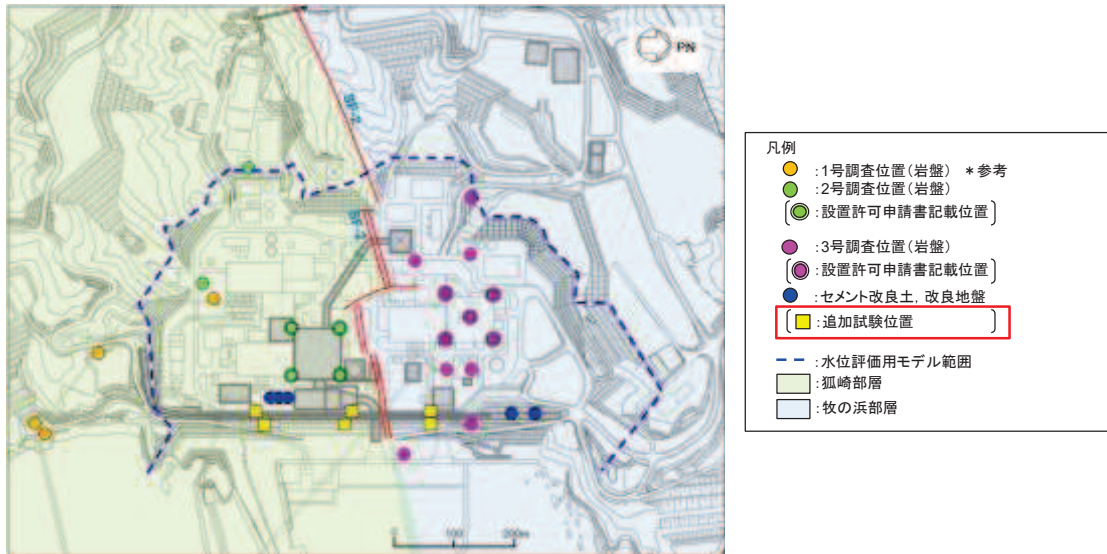


図 4-6 改良地盤の追加透水試験位置図
(図 4-4 に改良地盤の追加透水試験位置を追記)

2.4 透水層（碎石）

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

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

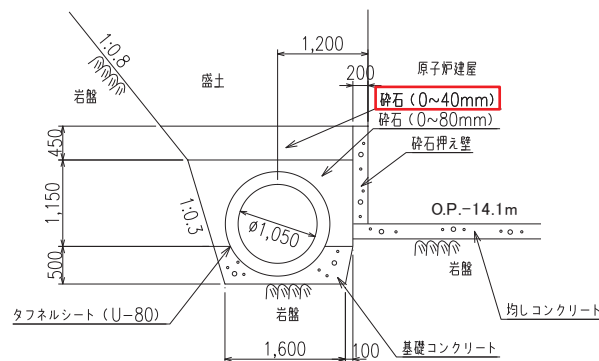


図 4-7 ヒューム管周辺のフィルター材設置状況
(φ 1050 mmヒューム管の例)

(参考) 4-10

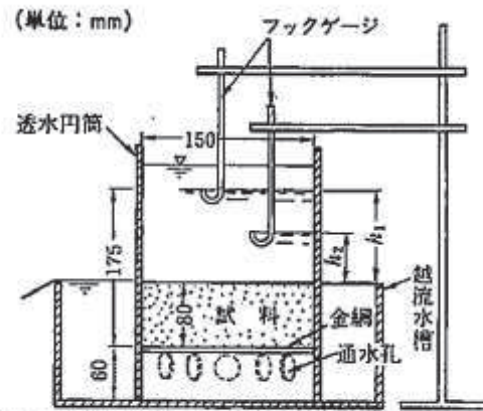


図-6.5.4 低動水勾配の変水位透水試験（大口径のスタンドパイプを用いる方法）Yemington⁵⁾に加筆修正

（土質試験の方法と解説（地盤工学会）より引用）

図 4-8 室内透水試験方法の概要

表 4-11 透水層（碎石）の室内透水試験結果

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

3. 解析に用いる透水係数の設定

3.1 設定方針

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

以下に、各解析モデルにおける透水係数の設定方針を示す。

(広域モデル)

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

実測値との比較における再現状況に応じて、透水係数の見直し^{*2}を行う。

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

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

(水位評価モデル)

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

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

(地下水流入量評価モデル)

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

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

(盛土・旧表土)

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

(岩盤)

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

3.2 設定内容

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

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

表 4-12 透水試験結果一覧

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

表 4-13 透水係数の設定値と設定根拠（広域モデル）

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

注記* 1 : 建設時工事計画認可時と同値

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

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

表 4-14 透水係数の設定値と設定根拠（水位評価モデル）

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

注記* 1：建設時工事計画認可時と同値。

注記* 2：建設時工事計画認可時は設定なし。

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

表 4-15 透水係数の設定値と設定根拠（地下水流入量評価モデル）

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

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

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

(補足1) 盛土・旧表土の粒度分布について

(1) 盛土

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

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

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

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

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

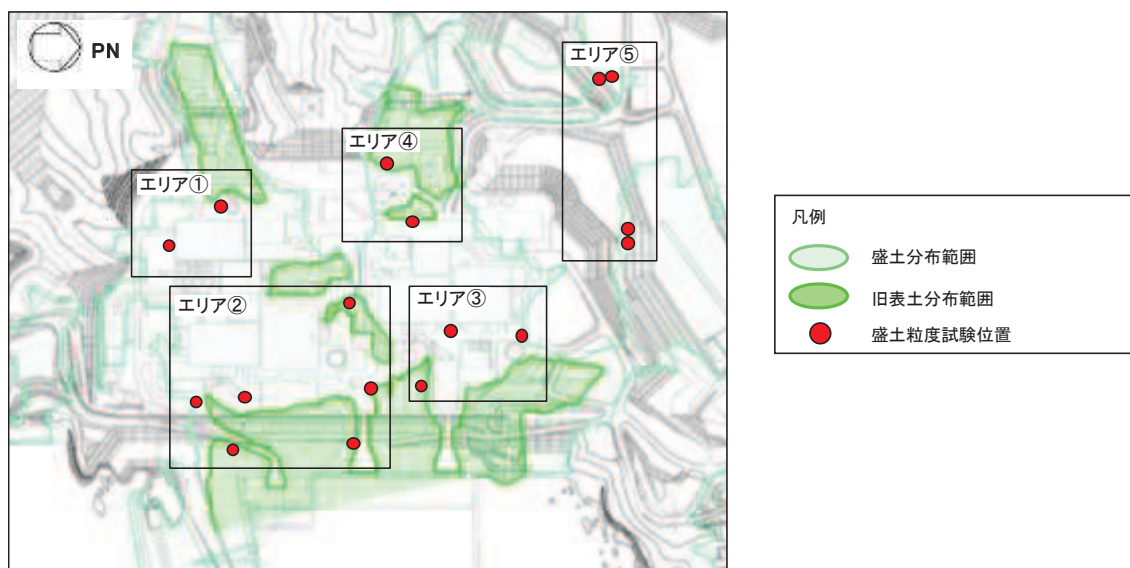


図4-9 盛土の平面分布のエリア分類

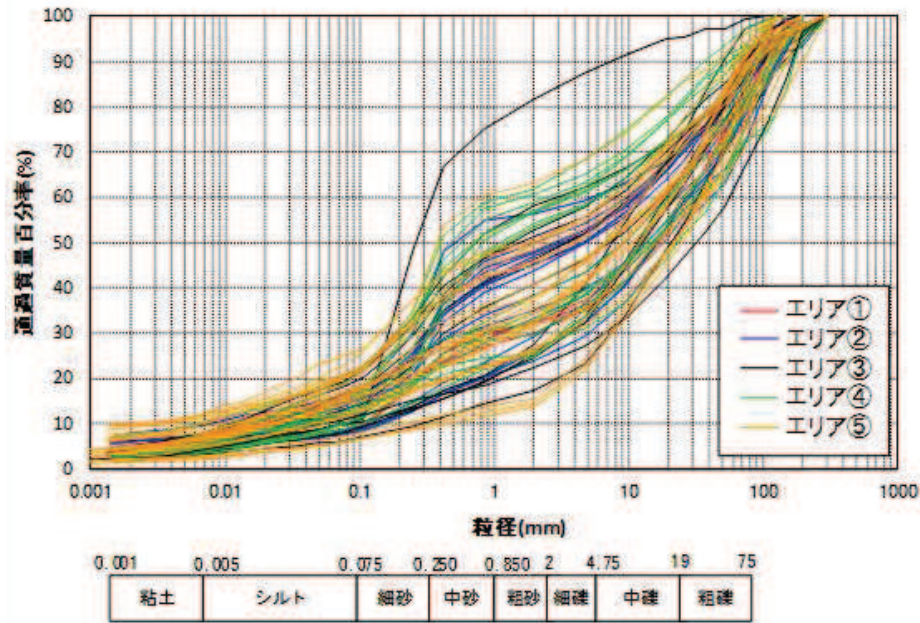


図 4-10(1) 盛土の粒径加積曲線 (全エリア)

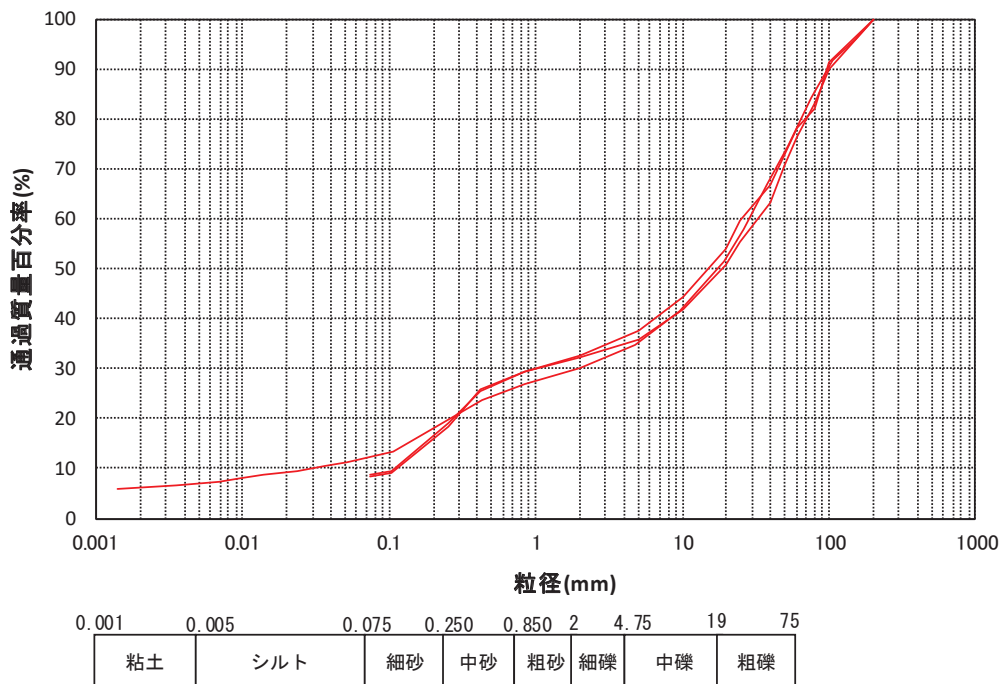


図 4-10(2) 盛土の粒径加積曲線 (エリア①)

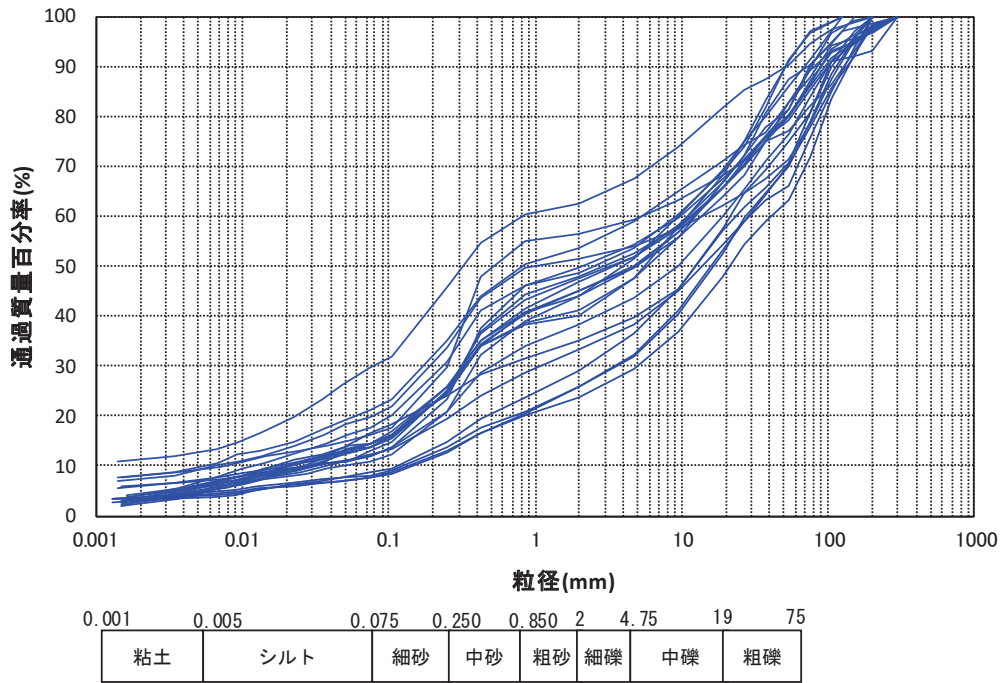


図 4-10 (3) 盛土の粒径加積曲線 (エリア②)

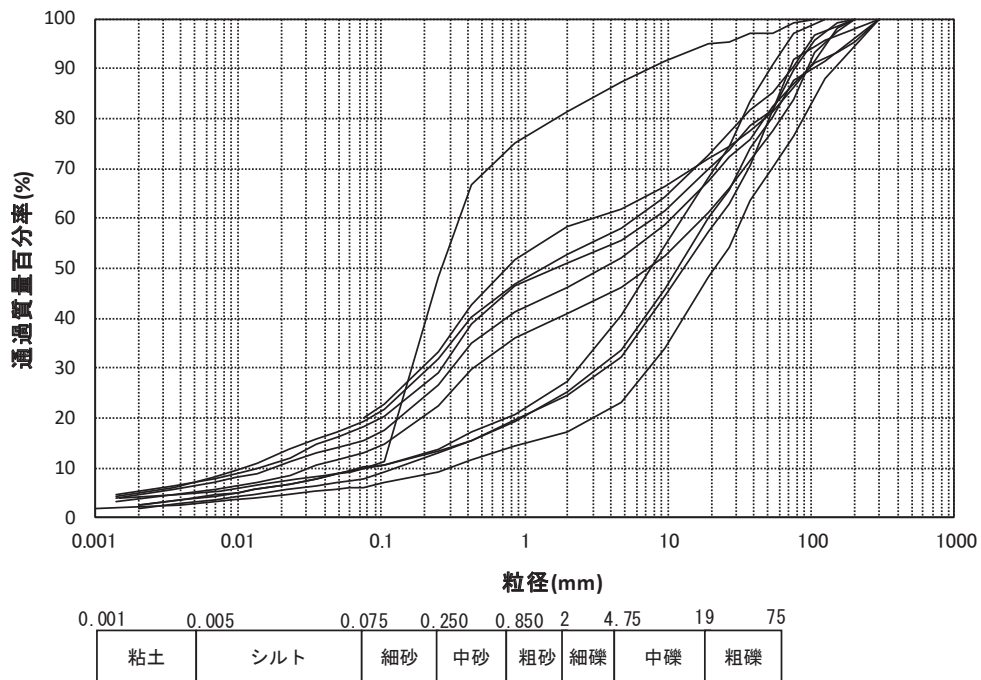


図 4-10 (4) 盛土の粒径加積曲線 (エリア③)

(参考) 4-20

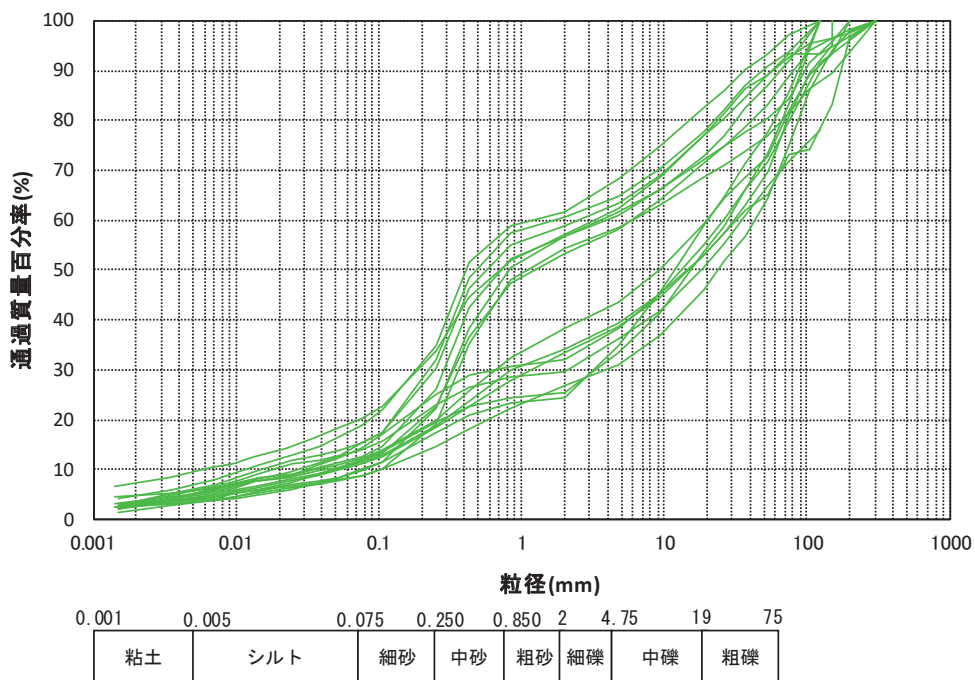


図 4-10(5) 盛土の粒径加積曲線 (エリア④)

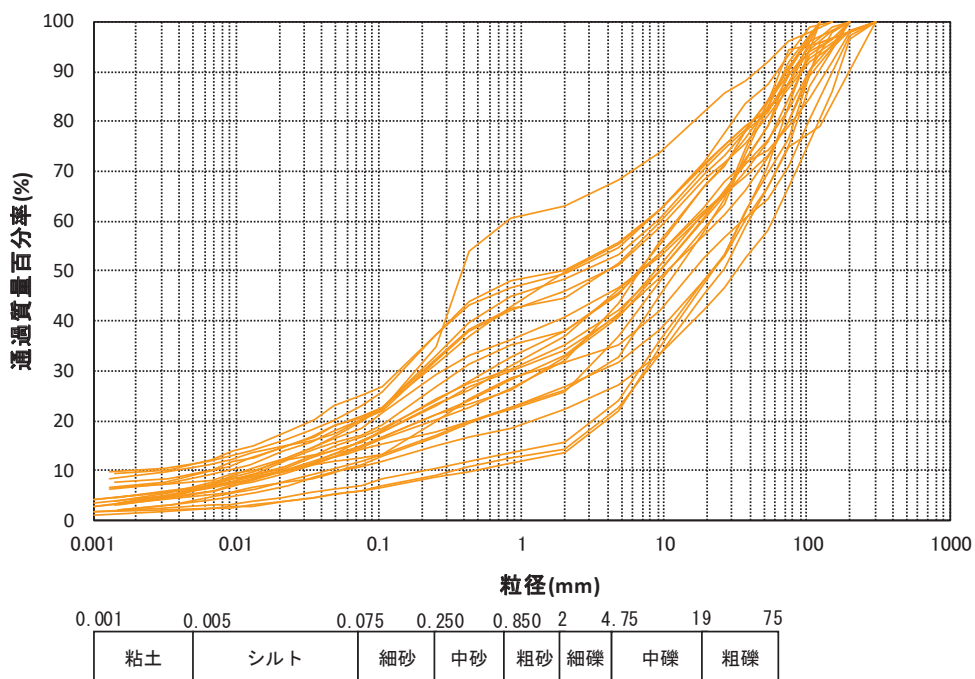


図 4-10(6) 盛土の粒径加積曲線 (エリア⑤)

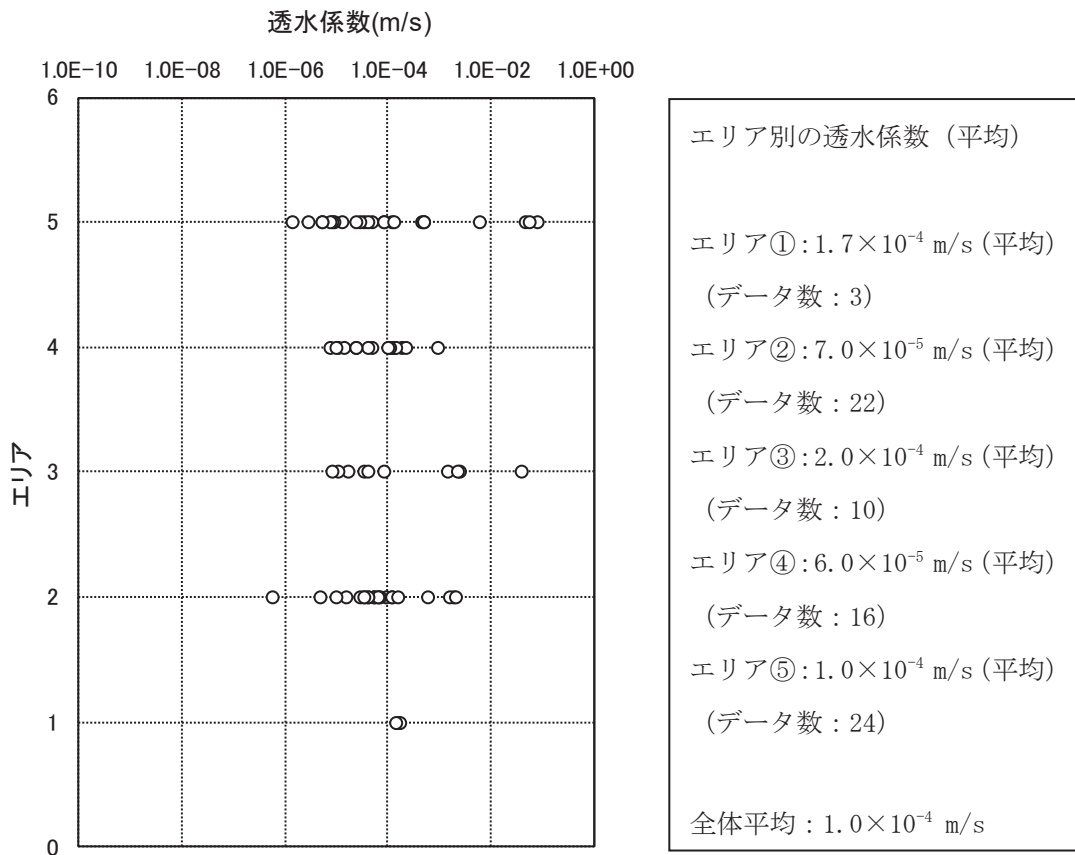


図 4-11 盛土のエリア別の透水係数（クレーガーらの方法）の分布

(2) 旧表土

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

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

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

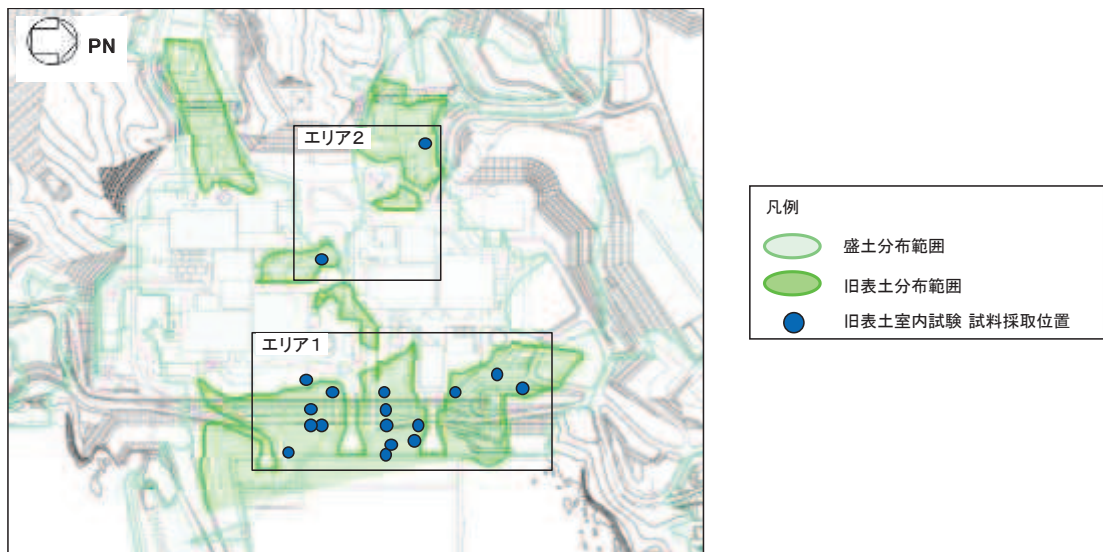


図 4-12 旧表土の平面分布のエリア分類

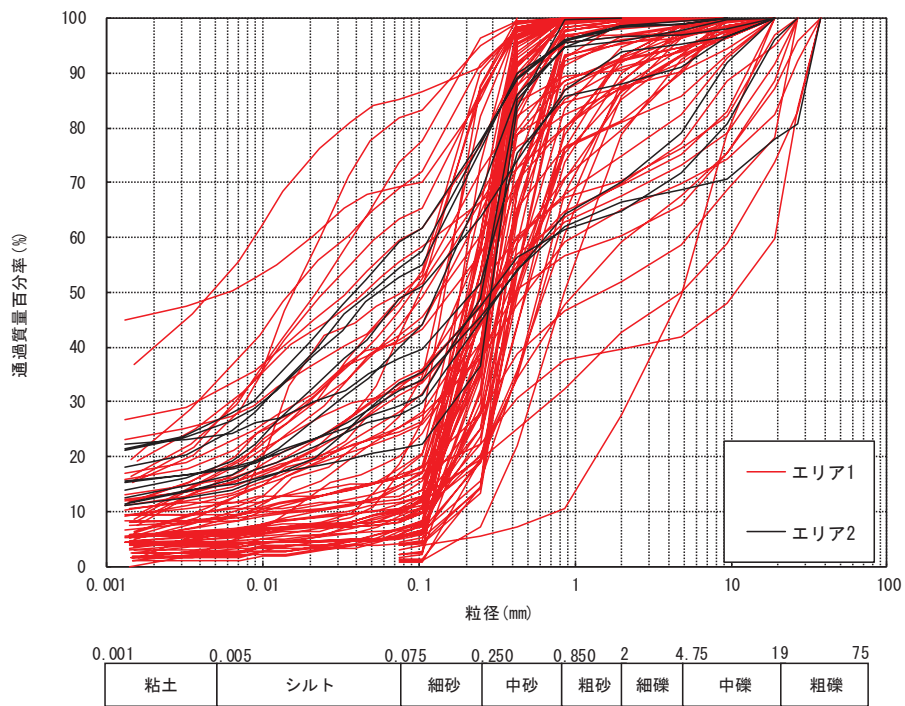


図 4-13(1) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (全エリア)

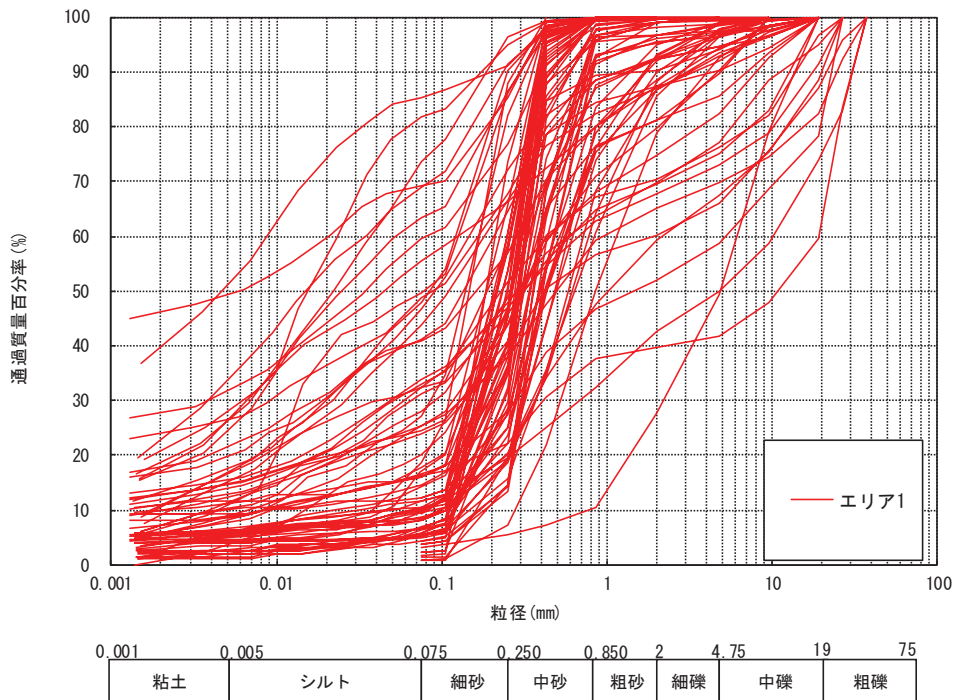


図 4-13(2) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 1)

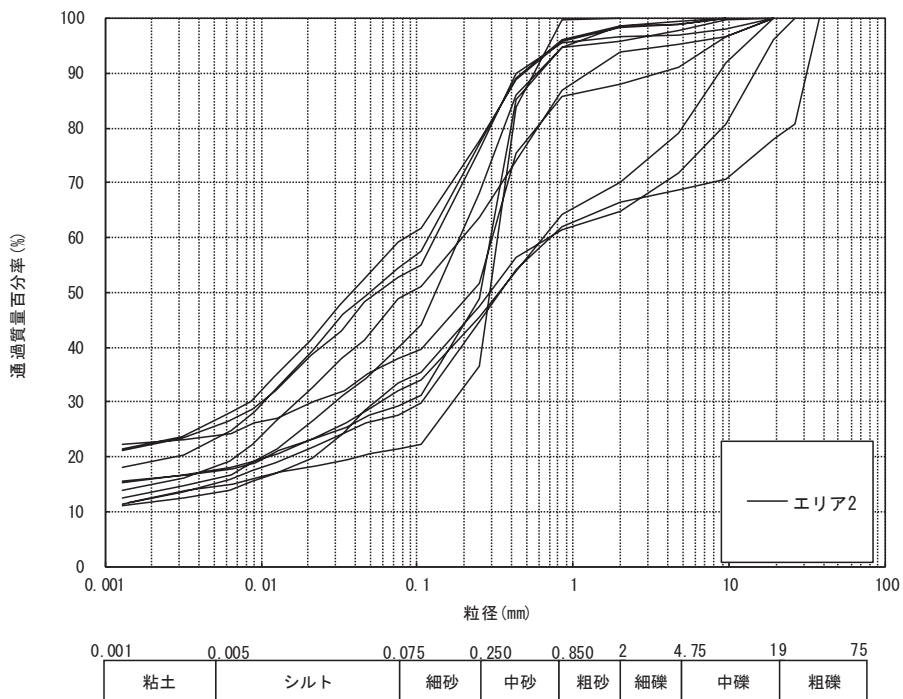


図 4-13(3) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 2)

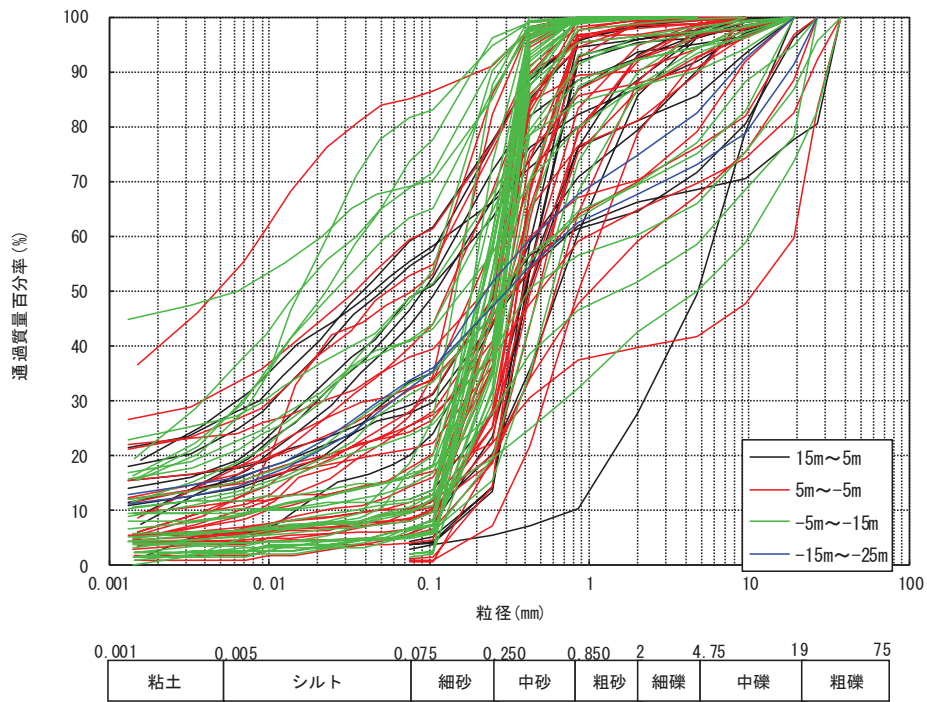


図 4-13(4) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (全深度)

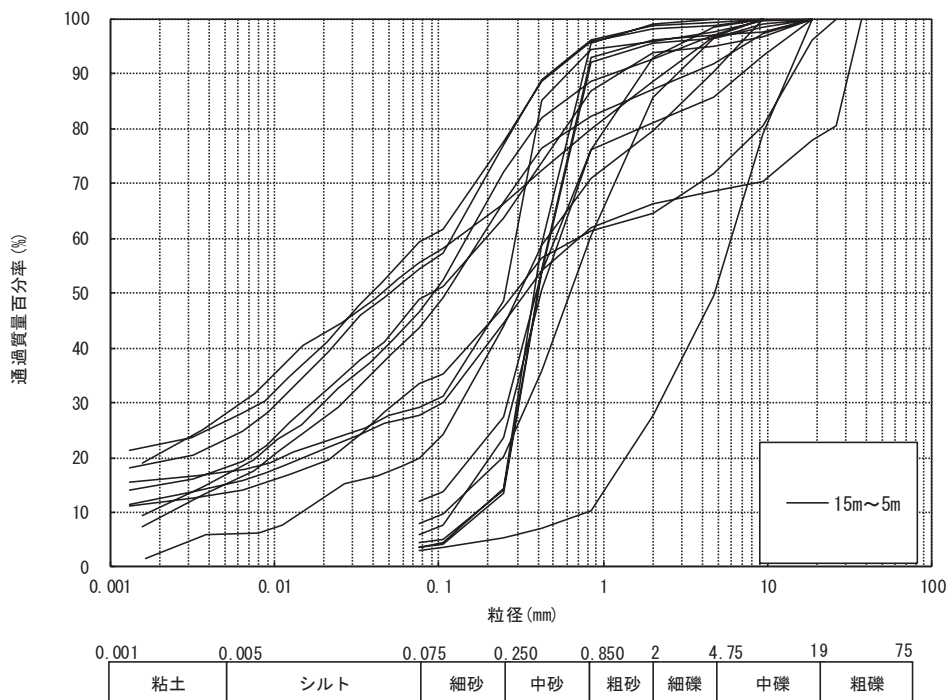


図 4-13(5) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0.P. +15m~0.P. +5m)

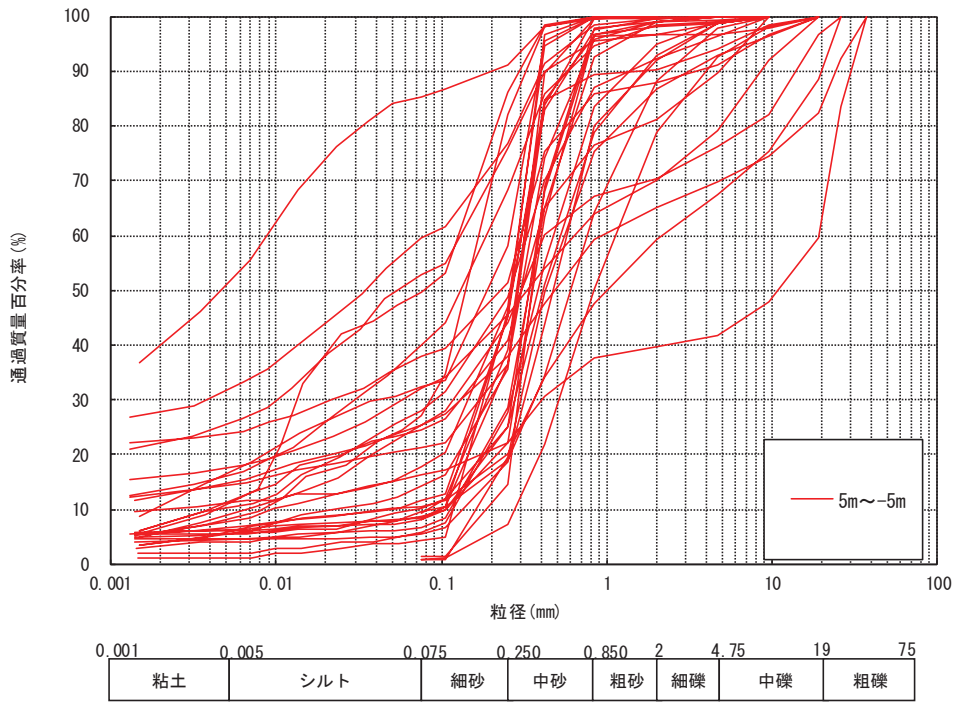


図 4-13(6) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. +5m~0. P. -5m)

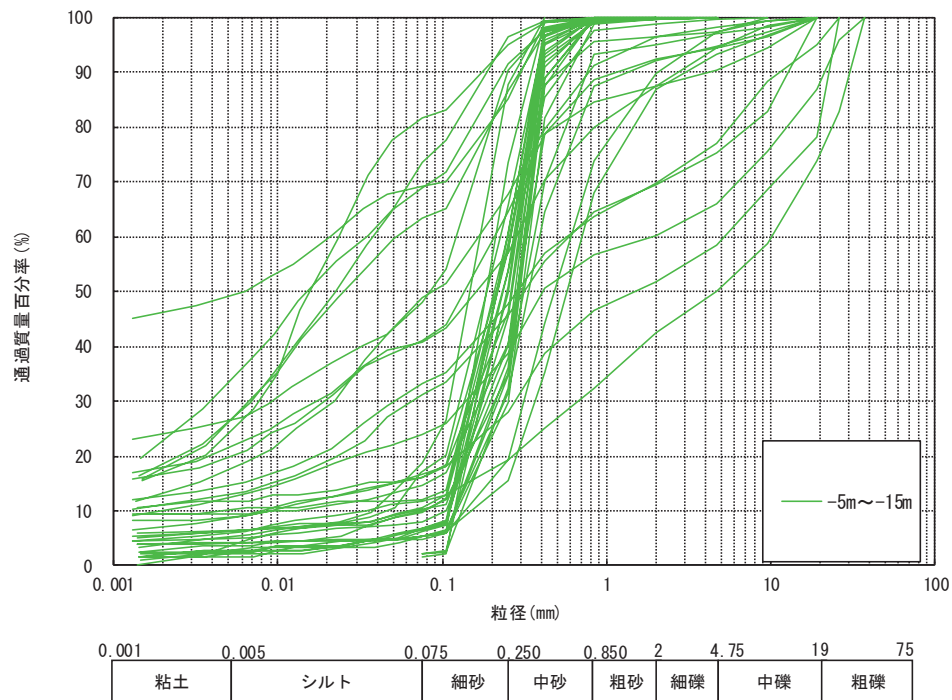


図 4-13(7) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -5m~0. P. -15m)

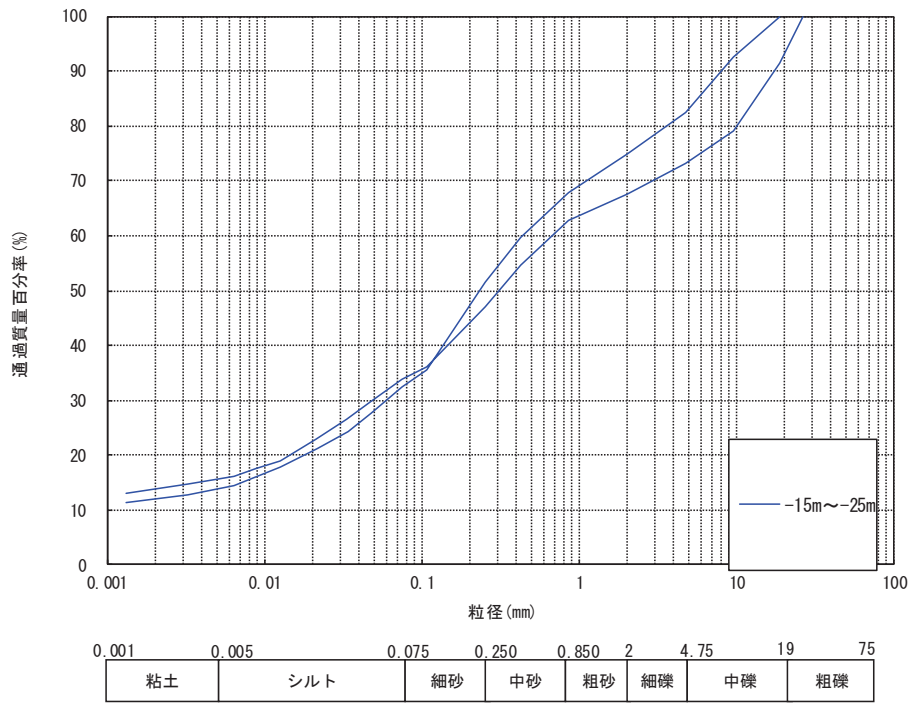


図 4-13(8) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -15m~0. P. -25m)

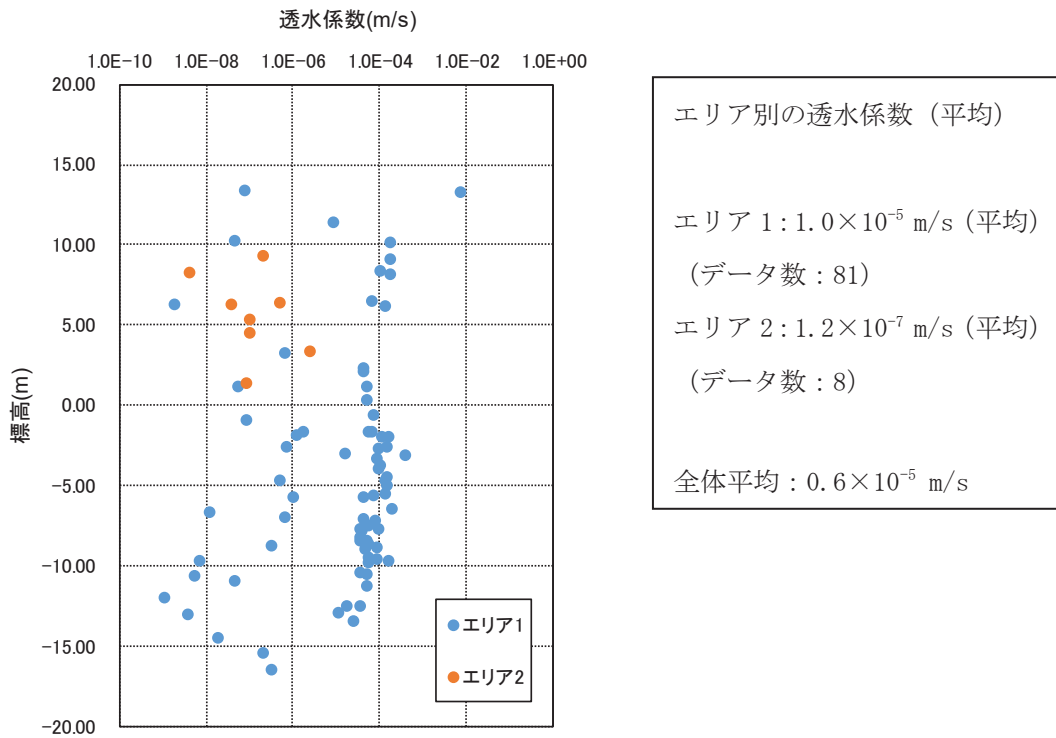


図 4-14 旧表土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布

(補足 2) 盛土の石分の影響について

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

(1) 石分の含有率について

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

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

表 4-16 盛土の石分含有率

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

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

(2) 透水性への影響

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

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

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

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

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

(補足 3) 建設時工事計画認可時の透水係数の設定根拠とその妥当性について

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

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

(1) 建設時工事計画認可時のパラメータスタディ

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

パラメータスタディの概要と結果を図 4-15 及び図 4-16 に示す。

検討の結果より、建設時工事計画認可時において、最も保守的な設定として岩盤Ⅰの透水係数を試験値の平均値 -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小が与える影響は軽微であり、岩盤Ⅰ・Ⅱの比率が小さいほど、揚圧力に与える影響が大きくなると考えられる。

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

ケース	地層	表層土等	岩盤		MMR	備考
			I層	II層		
CASE T1		3.0×10^{-8}	5.57×10^{-8}	2.38×10^{-8}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。
CASE T2		3.0×10^{-8}	5.57×10^{-8}	2.38×10^{-8}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。MMRは前回CASE Iより2倍小さく設定。
CASE T3		1.0×10^{-8}	2.0×10^{-8}	5.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を前回CASE Iより1倍小さく設定。MMRは前回CASE Iより2倍小さく設定。
CASE T4		1.0×10^{-8}	2.0×10^{-8}	5.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	表層土等、岩盤I、II層の透水係数を前回CASE Iより1倍小さく設定。MMRは前回CASE Iより2倍小さく設定。
前回CASE I		3.0×10^{-8}	2.0×10^{-8}	5.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	

盛土・旧表土の
透水係数を 1/10

原子炉建屋

(単位: t/m²)

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

(原子炉建屋の揚圧力)

注記*: 従来単位系



(揚圧力分布)

図 4-15 パラメータスタディ①の結果

表-4.2 解析ケース及び透水係数 — タービン建屋 —

(単位: cm/sec)

ケース	建屋 表層土等	岩盤		MMR	備考
		I層	II層		
CASE T5	3.0x10 ⁻²	2.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	南端ドレーンを30cm下げ、 0.P.-2.7mに設定。岩盤 I、II層の透水係数は前 回CASE1より1桁小 さく設定。
CASE T6	1.0x10 ⁻²	2.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	サブドレーンを0.P.-6.0 ■に追加。岩盤I、II層 の透水係数は前回CAS E1より1桁小さく設定。
CASE T7	3.0x10 ⁻²	7.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	サブドレーンを0.P.-6.0 ■に追加。岩盤I層の透 水係数は前回CASE1 より1桁小さく設定。
前回CASE1	3.0x10 ⁻²	2.0x10 ⁻²	5.0x10 ⁻²	1.0x10 ⁻²	

岩盤I・II共に
透水係数を1/10

岩盤Iのみ
透水係数を-1σ

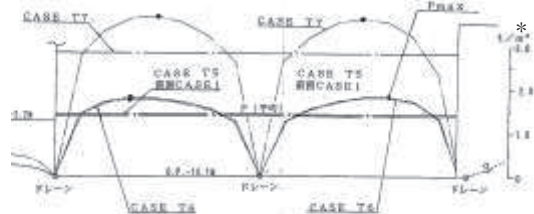
原子炉建屋

(単位: t/m²)*

ケース	揚圧力	PmaxE	PmaxB	P(平均)
CASE T5	1.75	1.80	1.41	
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)

*: 従来単位系



(揚圧力分布)

図 4-16 パラメータスタディ②の結果

(補足 4) 岩盤の透水係数の分類方法について

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

(基本的な考え方)

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

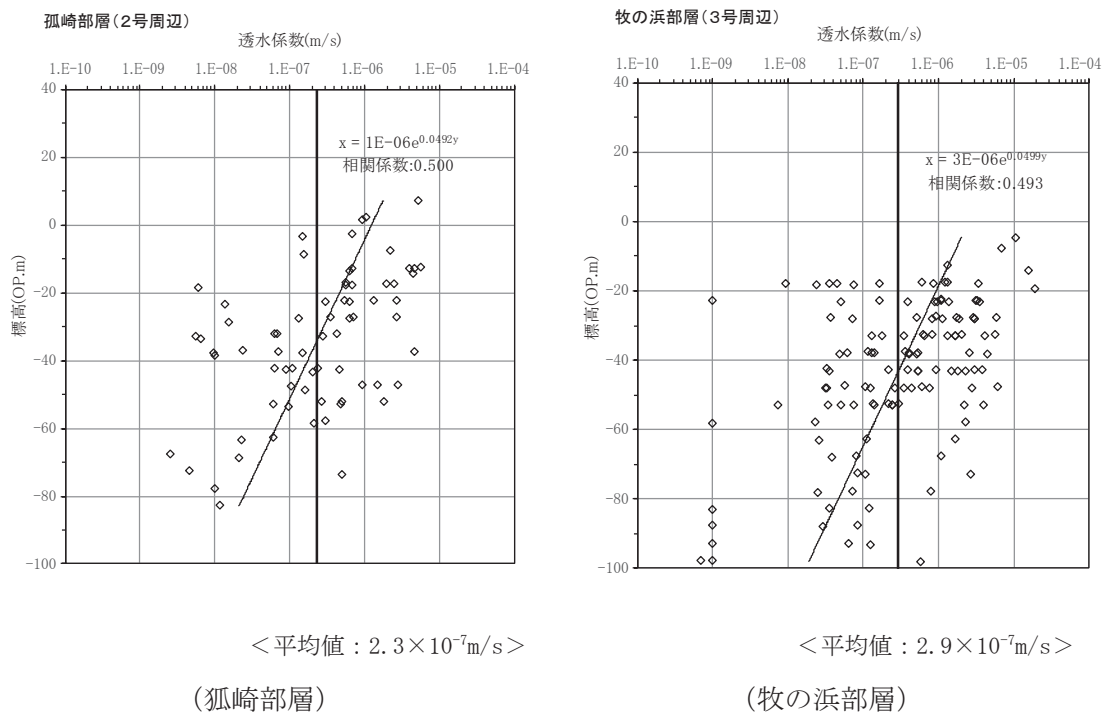
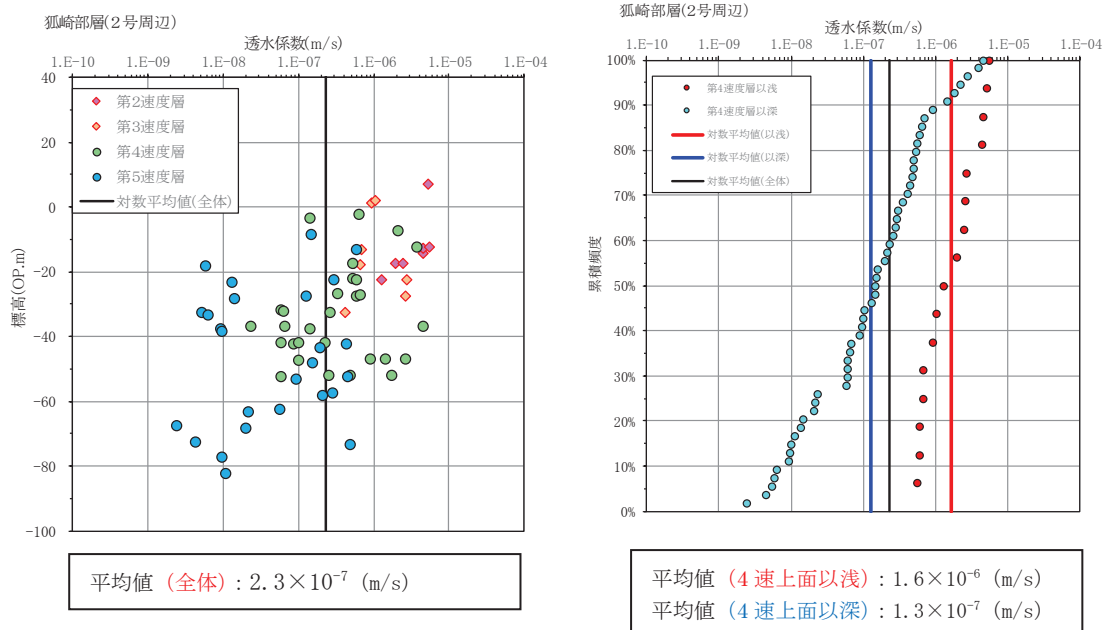


図 4-17 岩盤透水試験の深度分布

(参考) 4-34

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

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



(速度層別の分布)

(累積頻度分布)

図 4-19 速度層区分における透水試験結果の整理（狐崎部層）

(2) 牧の浜部層

① 透水性による区分

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

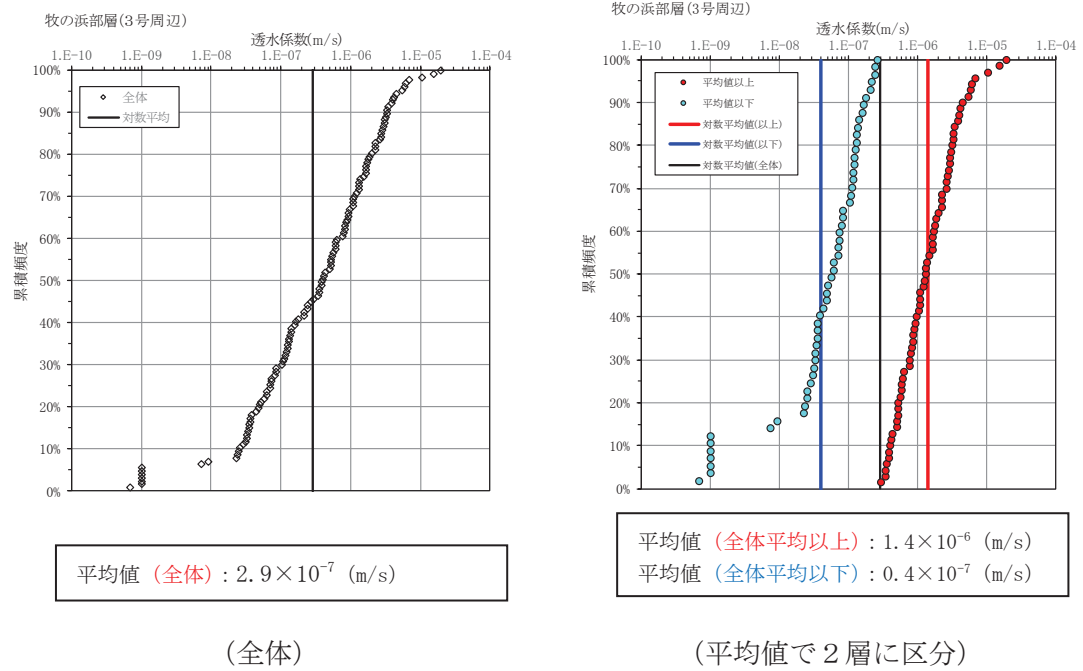


図 4-20 透水性区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

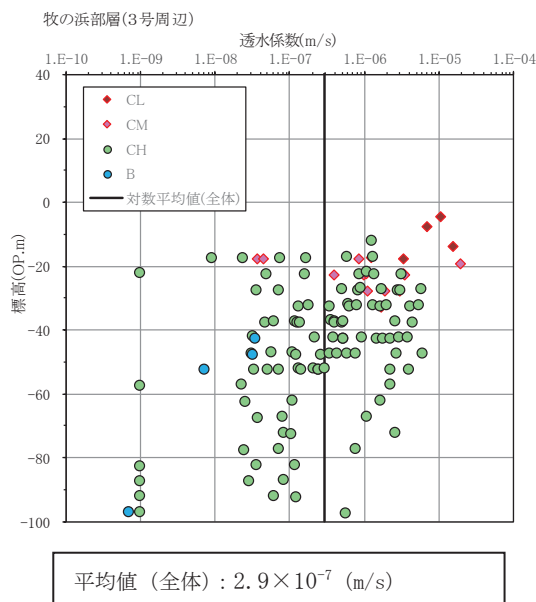
② 岩級・速度層区分による整理

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

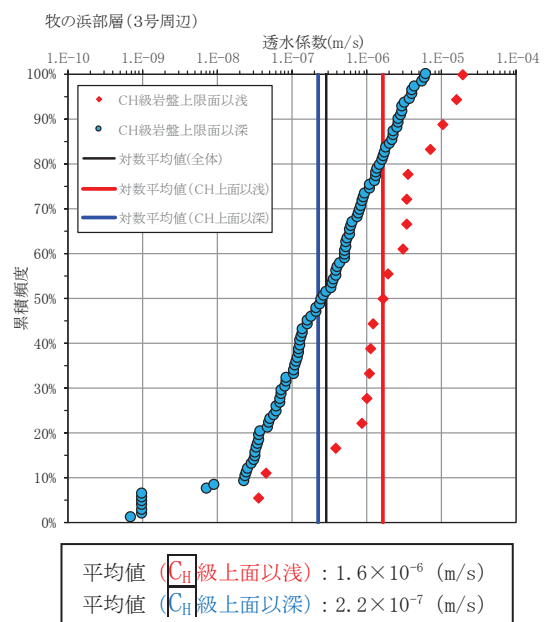
透水性により区分した値と概ね対応していることから、牧の浜部層においては CH 級岩盤上面-30m を境界に岩盤 I・II に分類しモデル化する。

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

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

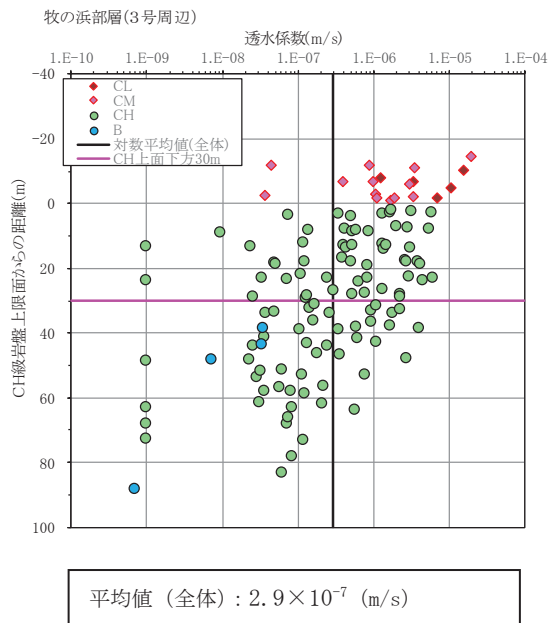


(深度分布)

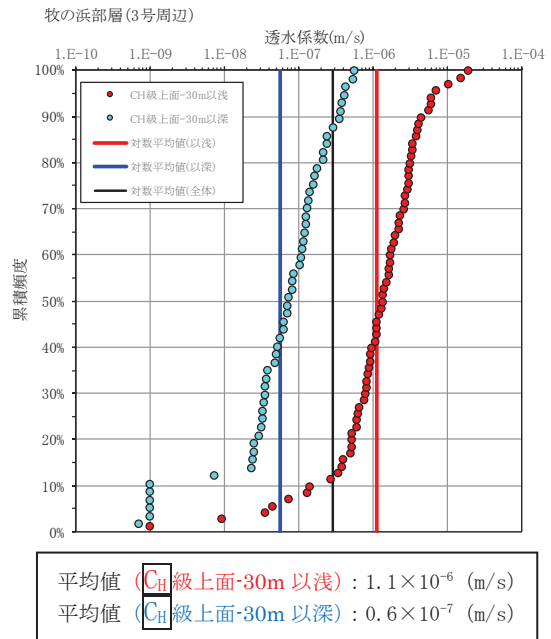


(累積頻度分布)

図 4-21(1) 岩級区分における透水試験結果の整理（牧の浜部層）



(深度分布)



(累積頻度分布)

図 4-21 (2) 岩級区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

(CH 級上面-30m を境界に再整理)

(補足5) 破碎部の透水性について

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

(1) 破碎部の透水性について

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

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

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

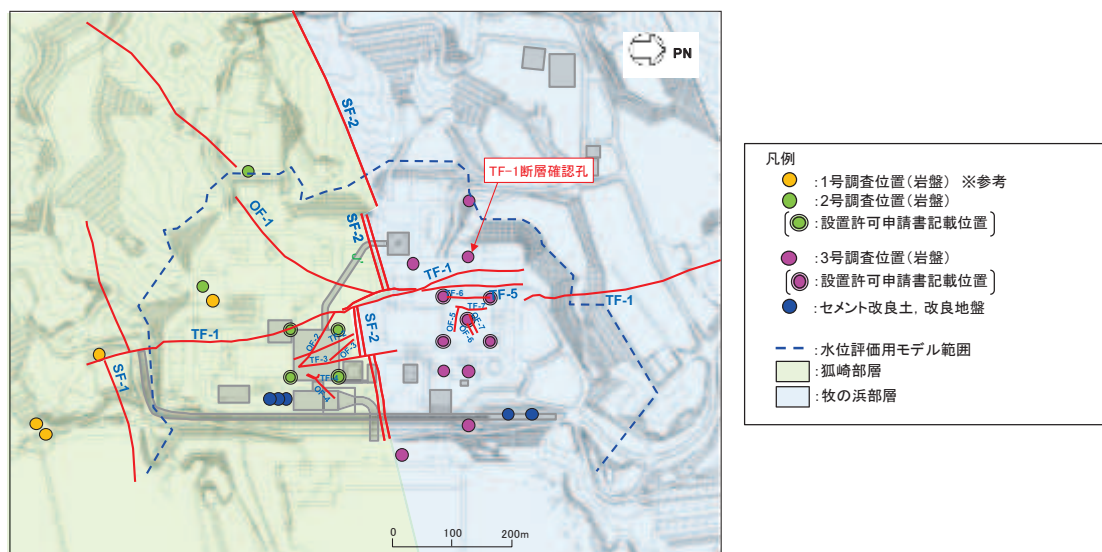


図4-22 岩盤の原位置透水試験位置図

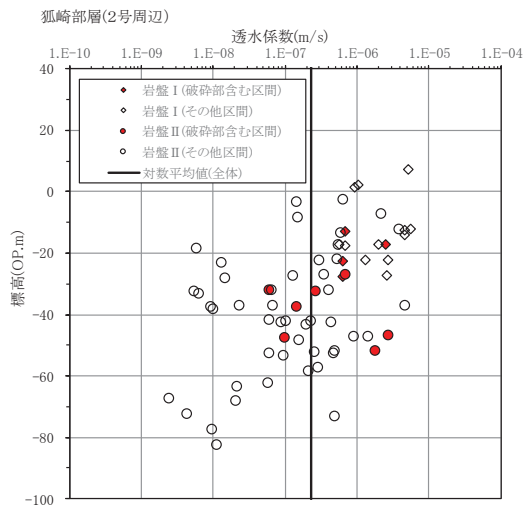
(図4-4に地表および基礎掘削での主要断層位置を追記)

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

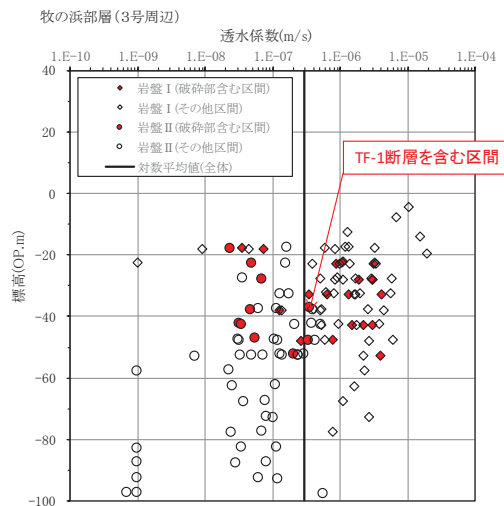
地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破砕部を含む区間	0.9×10^{-6}	3.7×10^{-7}	岩盤透水試験結果（狐崎部層）のうち，破砕部を含む区間のデータについて，第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
その他の区間	2.0×10^{-6}	1.1×10^{-7}	上記以外のデータについて，第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
全ての区間	1.6×10^{-6}	1.3×10^{-7}	

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

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



(狐崎部層)



(牧の浜部層)

図 4-23 破砕部有無における透水試験結果の整理

(2) 浸透流解析における破碎部の扱い

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

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

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

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

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

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

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

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

(補足6) 水位評価モデルの設定値の妥当性について

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

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

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

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

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

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

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

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

表 4-21 影響確認ケースの条件 (透水係数)

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

注記*：狐：狐崎部層，牧：牧の浜部層を指す。

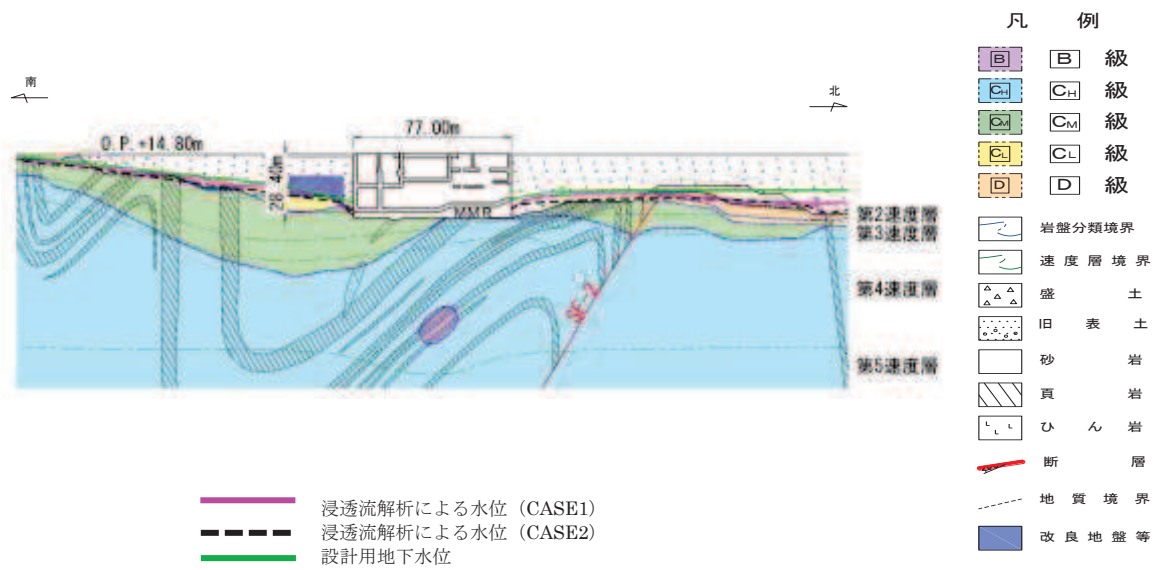


図 4-24(1) 2号機海水ポンプ室 (南北断面) における設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

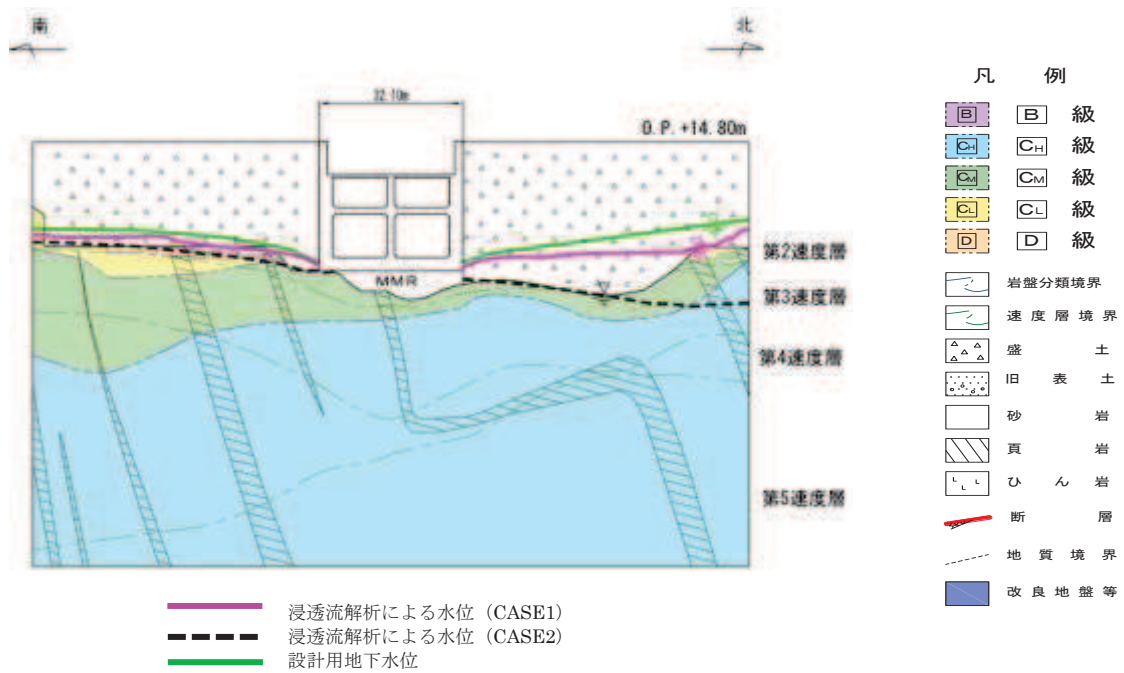


図 4-24(2) 3号機海水ポンプ室 (南北断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

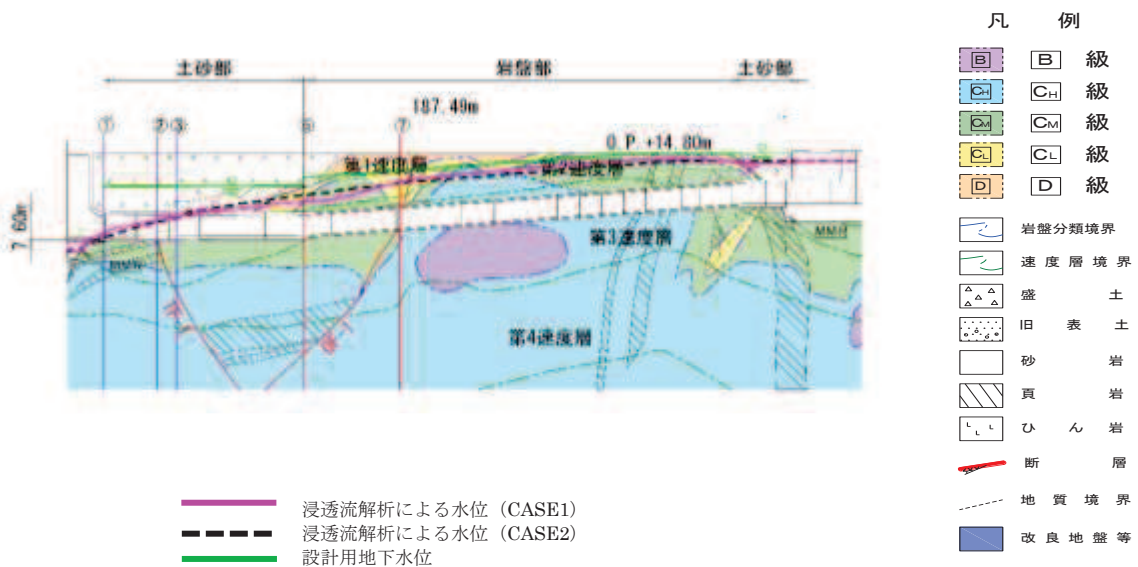


図 4-24(3) 排気筒連絡ダクト (縦断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

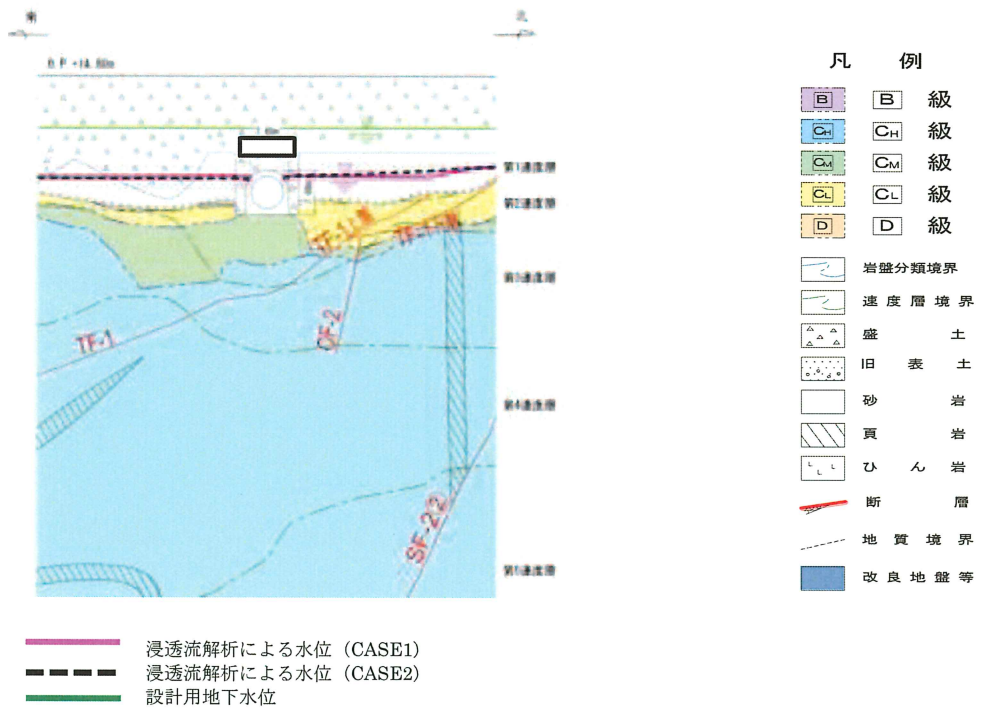


図 4-24(4) 排気筒連絡ダクト (横断 ((断面③)) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(参考資料 2 4) 盛土の物性値における礫分の影響について

1. 概要

盛土は岩盤を掘削した岩砕を用いて造成されており、最大粒径 300 mm で調整して施工している。

そのため、各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験等の結果に対して、最大粒径 300mm の礫分の影響について整理し、各物性値の設定の妥当性を検討した。

2. 盛土の粒度分布

盛土の粒度分布について、図 2-1 のように区分したエリア別の粒形加積曲線を図 2-2 に示す。

盛土は岩盤を掘削した材料 (300mm 以下の岩砕) を用いていることから、この粒径加積曲線は JGS 「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」に基づき実施した現場粒度試験によるものである。

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

また、礫分も含まれるものの全体としてはなだらかな曲線となっており、均等係数が大きく粒度が良い (締固めがしやすい) 性質であると言える。

盛土の室内試験は 63.5 mm 又は 51 mm 以下の粒度のものを用いており、盛土の粒度の大半を占めている。

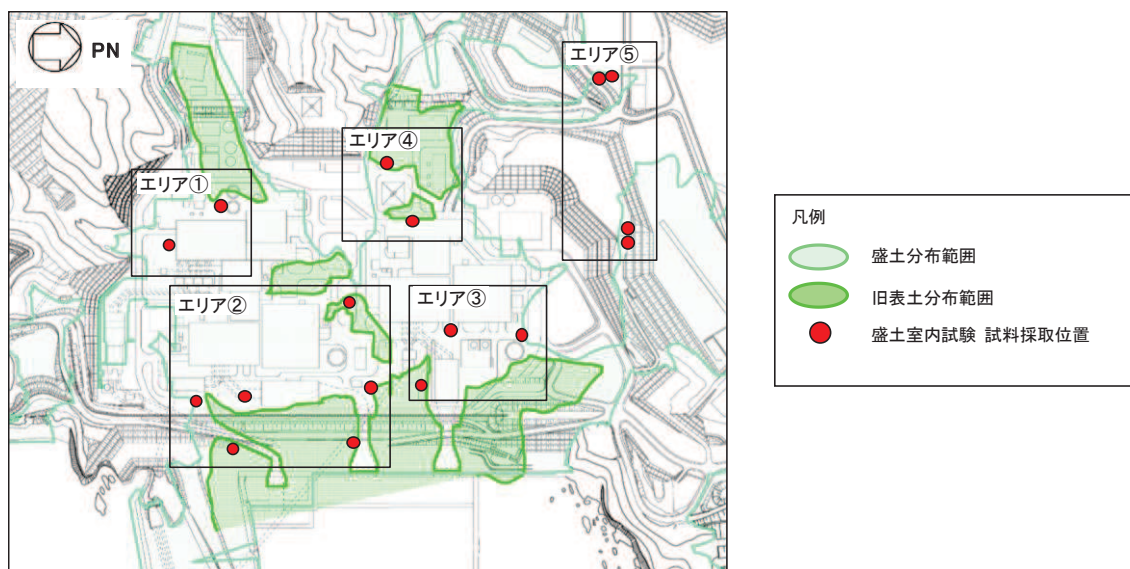


図 2-1 盛土のエリア分類

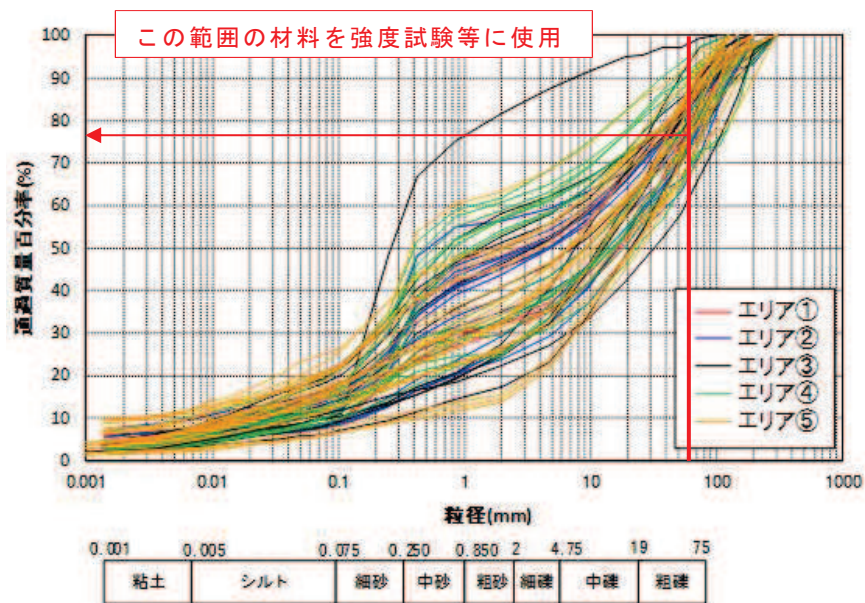


図 2-2 盛土の粒径加積曲線

3. 各物性値設定の根拠

(1) 三軸圧縮試験

【用途】

- 強度特性及び静的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型三軸試験（ ϕ 300 mm）を実施。
- 試料の最大粒径は、供試体の約 1/5 である 50.8 mm としたせん頭粒度で粒度調整。
- 供試体の密度は、現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定し、締固め試験結果を踏まえ締固めエネルギー 1.0Ec を付与して作成。

【礫分の影響に対する考え】

- 供試体の密度については、現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定しており、妥当な試験結果が得られていると判断。
- 礫分が入ることにより、現場強度は室内試験結果と同等以上となると判断。また、礫分の比率はそれほど大きくないため、強度及び静的変形特性に与える影響は大きくないと判断。

(2) 繰返し三軸試験

【用途】

- 動的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。
- 試料の最大粒径は，供試体の約 1/5 である 63.5 mmとしたせん頭粒度で粒度調整。
- 供試体の密度は，現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定。

【大径岩砕の影響に対する考え】

- 供試体の密度は，現場密度試験のうち礫分の影響が少ないと考えられる結果から設定しており，妥当な試験結果が得られていると判断。
- 現場では礫分が入るが，礫分の比率はそれほど大きくないため，動的変形特性に与える影響は大きくないと判断。

(3) 液状化強度試験（繰返し三軸試験）

【用途】

- 液状化強度特性の設定に使用。

【試験方法】

- 浅部については大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。深部についてはボーリングコアを使用するため，繰返し三軸試験（ $\phi 100$ mm）を実施。
- 乱さない試料を基本として試験を実施したため，礫分が混入した試験体もあれば，礫分があまり混入していない試験体も存在。

【礫分の影響に対する考え】

- 礫の影響について，図 3-1 に示すとおり， $\phi 100$ mmの試験結果はばらつきが大きく，礫の入り方のばらつきによる影響が試験結果に出ている可能性がある。一方， $\phi 300$ mmの試験結果はばらつきが小さくなっており，礫の入り方のばらつきによる影響が $\phi 300$ mmの試験では抑えられていると考えられる。これらを踏まえて試験結果の下限値と同等になるように液状化強度特性を設定していることから，強度特性の設定は妥当と判断。

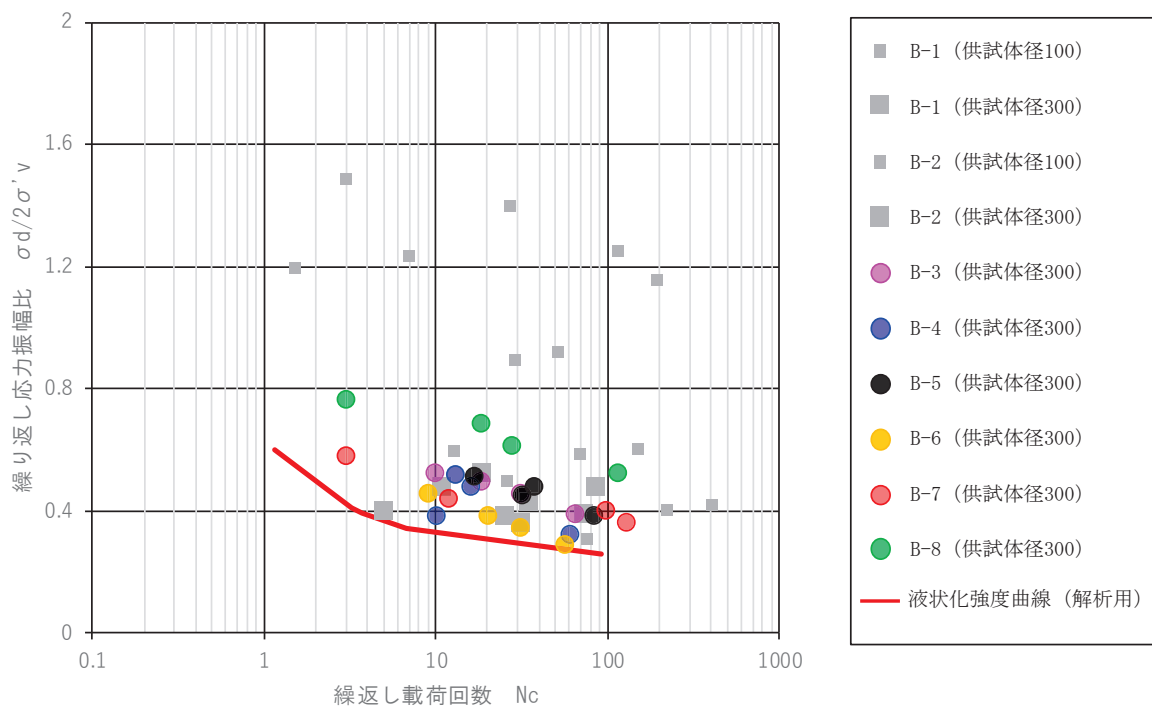


図 3-1 盛土の液状化強度試験結果と解析用液状化強度特性

(4) 透水係数

【設定方法】

- 粒度試験結果における D20（20%粒径）により推定するクレーガーらの方法を適用して設定。

【粒度試験の試験方法】

- 礫分を含む現場粒度。

【礫分の影響に対する考え】

- 現場粒度により算定しており，礫分の影響は考慮済み。
- 原位置透水試験により妥当性を確認。

(5) 相対密度

【用途】

- Ishihara ほかの方法による地震時の盛土沈下量の算出に使用。

【試験方法】

- JGS1612（水置換法による土の密度試験方法）で測定した盛土の現場密度と JGS0162（礫の最小密度・最大密度試験方法）から求めた盛土の最小・最大密度から相対密度を算出。
- 現場密度試験における水置換孔の掘削径は $\phi 300$ mm と $\phi 1000$ mm で，100 mm 以上の礫分を含む試験もある。

- 最小密度・最大密度試験は JGS0162 に準拠しており、試料の最大粒径を 53 mm としたせん頭粒度で粒度調整

【礫分の影響に対する考え】

- 100 mm以上の礫分を含む試験結果と含まない試験結果で相対密度に大きな違いは無く、設定値は妥当と判断。
- 最小密度・最大密度試験において、53 mmを超える礫分については除外しているが、**図 2-2 に示すとおり礫分の比率はそれほど大きくないことから**、最小密度及び最大密度に与える影響は大きくないと判断。

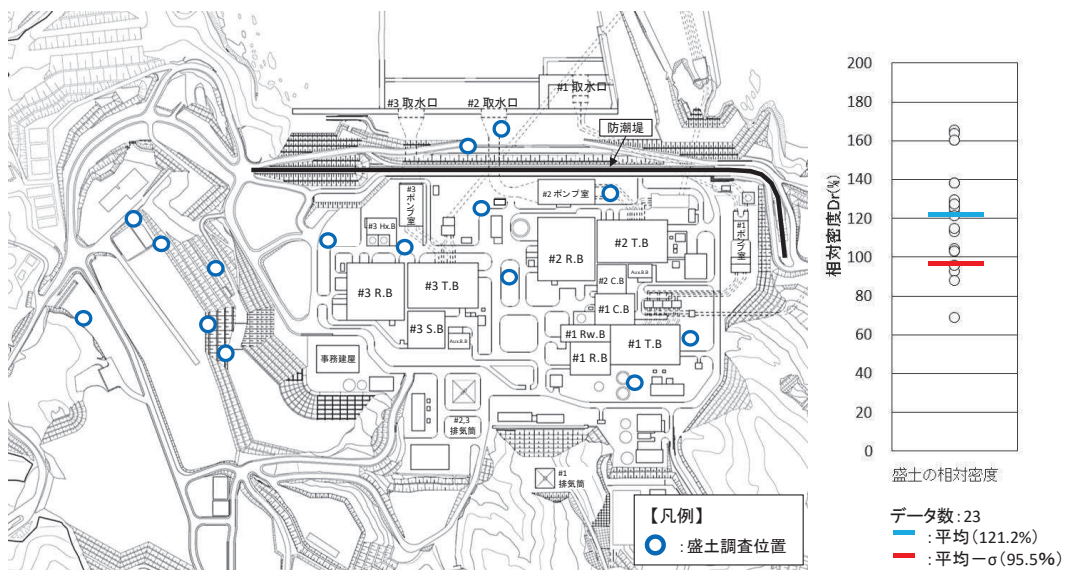


図 3-2 盛土の相対密度調査位置図及び調査結果

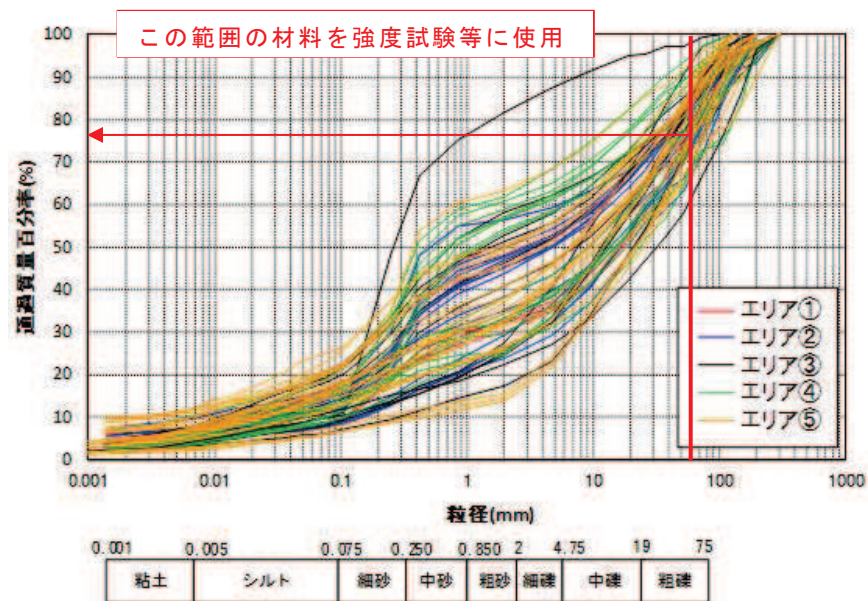


図 2-2 (再掲) 盛土の粒径加積曲線

(6)まとめ

各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験の結果に対して、最大粒径 300mm の礫の取り扱いについて表 3-1 のとおり整理した。

最大粒径 300mm の礫の影響については適切に考慮していることから、各物性値の設定は妥当であると考ええる。

表 3-1 最大粒径 300mm の礫の影響

	最大粒径 300mm の礫の影響	備考
三軸圧縮試験	考慮しない	強度及び静的変形特性への影響は大きくない。
繰返し三軸試験	考慮しない	動的変形特性への影響は大きくない。
液状化強度試験	考慮する	φ 300 mm の試験結果はばらつきが小さい。
透水係数	考慮する	原位置透水試験より妥当性を確認。
相対密度	考慮する	試験結果から礫の有無による違いはあまりない。
(参考)粒度分布	考慮する	特性確認のため、最大粒径に合わせる必要あり。

【参考文献】

(1) 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響

(上本ほか, 地盤工学ジャーナル Vol.6, No.2, 181-190, 2011)

- (概要) 砂れき盛土材等について, 原粒度並びにせん頭粒度, 相似粒度及び礫粒度補正の3通りの方法で粒度調整した試料を用いた三軸圧縮試験を実施し, 締固め特性及びせん断時の変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響を確認したもの。
- 角レキとして用いた試料は表1に示すとおりである。

表1 試料の物理特性 (甲山)

試料	甲山試料(角礫)			
土粒子密度・母岩・形状	$\rho_s = 2.629\text{g/cm}^3$ 形状: 花崗岩・角レキ			
粒度	原粒度(現場)	せん頭	相似	礫補正
最大粒径 D_{max} (mm)	75(300)	19.0	19.0	19.0
平均粒径 D_{50} (mm)	7.2(17.3)	4.1	1.3	9.2
均等係数 U	83.7(75.9)	19.3	75.9	22.4

- 試験条件は表2に示すとおりであり, 最大粒径は供試体直径の約1/5になるようにされている。

表2 試験条件 (甲山試料)

供試体サイズ	$\phi 100\text{mm} \times h 200\text{mm}$	$\phi 500\text{mm} \times h 600\text{mm}$
粒度調整法	せん頭粒度, 相似粒度, 礫粒度補正	原粒度
目標締固め度(%)	85, 90, 95, 100	
有効拘束圧(kPa)	50, 100, 150	50, 100, 200

- 図 1 は実験結果から締固め度と内部摩擦角の関係を示したものである。締固め度が同じ供試体を比較すると、せん頭粒度を試験粒度とした三軸圧縮試験から求まる強度定数が原粒度の結果に近いといえるとしている。また、せん頭粒度試料では、礫の含有割合が相対的に小さくなるため、粒子径効果により原粒度試料の強度定数を若干過少評価しているが粒度調整試料の中では最も原粒度に近い結果を示しているとしている。

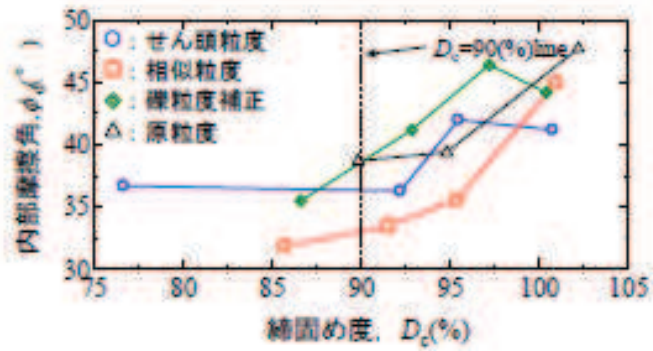


図 1 締固め度と内部摩擦角の関係

- 図 2 は平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角 ($\phi_{d(c=0)}$) の関係を示したものである。
 $\phi_{d(c=0)} \sim D_{50}$ 関係は締固め度に依存すると同時に、平均粒径が大きくなるにつれ
 $\phi_{d(c=0)}$ が大きくなることが示されている。

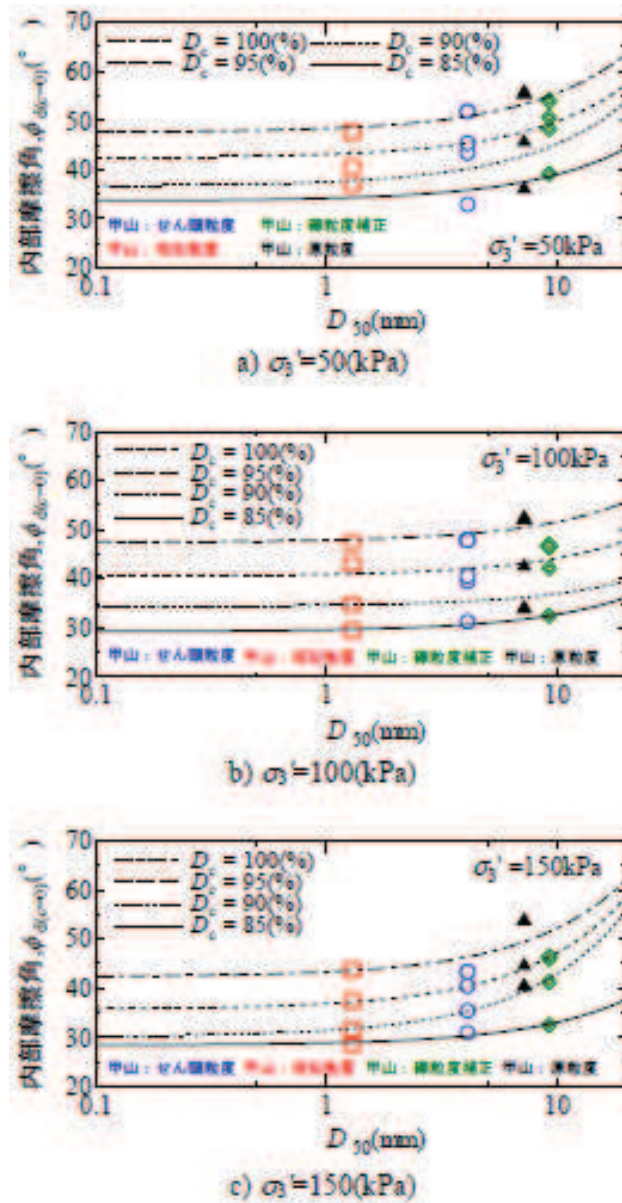


図 2 平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角の関係

(2)粗粒材料の現場締固め（土質工学会，1990）

- せん断試験結果を見ると，最大粒径が大きい方が強度，変形特性とも優れるとする報告例がある（図3，4）。ただし，これは供試体を同一締固めエネルギーで作製して比較したものであり，密度はそれぞれの粒度で異なっている。したがって，一概に最大粒径の大きい方がせん断特性が優れるとはいえないが，せん頭粒度では室内と現場とを締固めエネルギーで対応させるという考え方に立てば，これらの結果は現場に十分適用可能であるとしている。

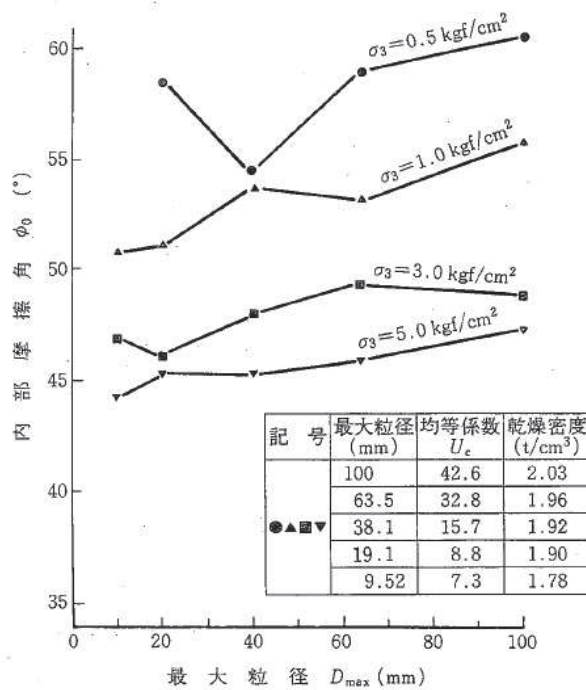


図3 せん頭粒度による内部摩擦角と最大粒径の関係（高瀬ダムの例）

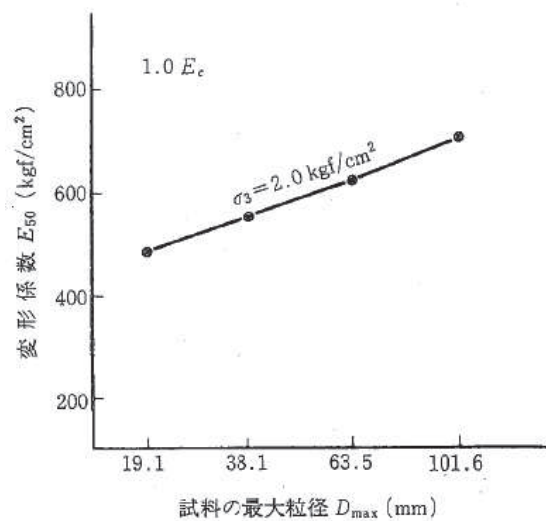


図4 せん頭粒度による変形係数と最大粒径の関係（天山ダムの例）

(3)その他

- 岩砕を含む盛土材について，粒度調整を行った試料によって室内試験に基づいて解析用物性値を設定することはフィルダムを始めとする多くの構造物の設計で実績がある。