

表3.3-22 (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3.3-22 (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

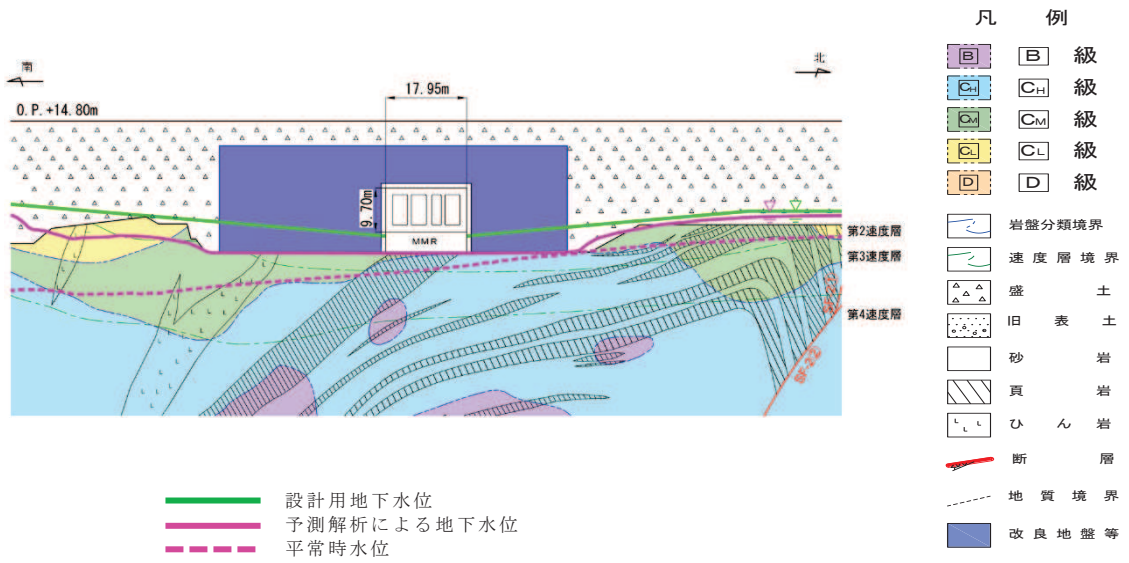


図 3.3-62 原子炉機器冷却海水配管ダクトにおける  
 設計用地下水位と平常時水位の比較  
 (横断)

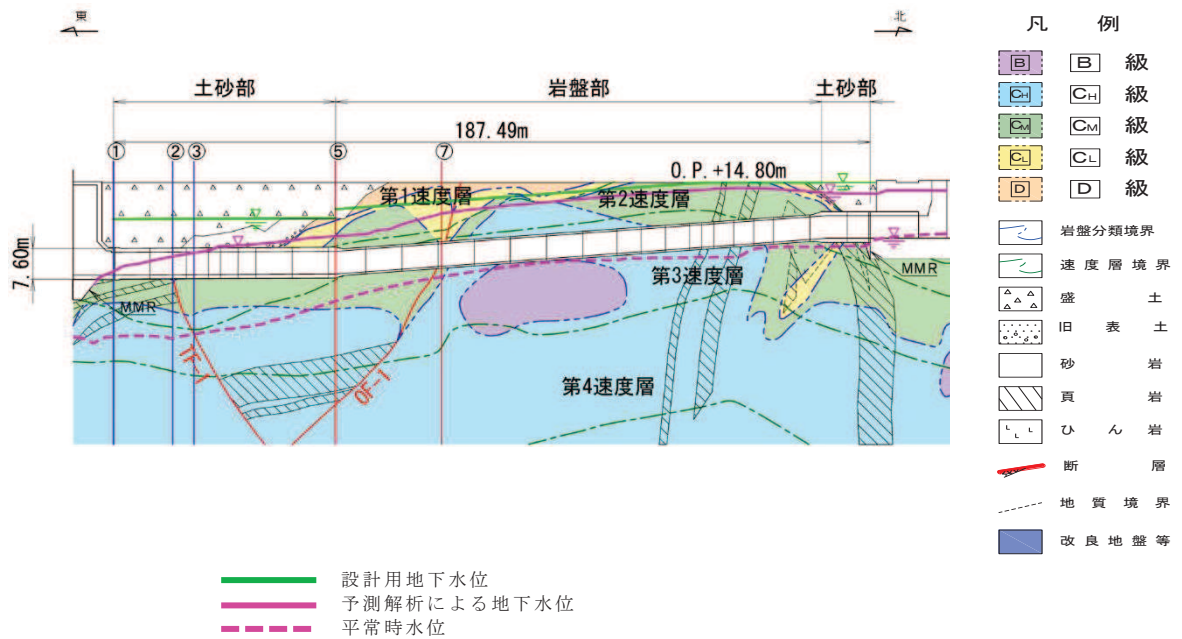
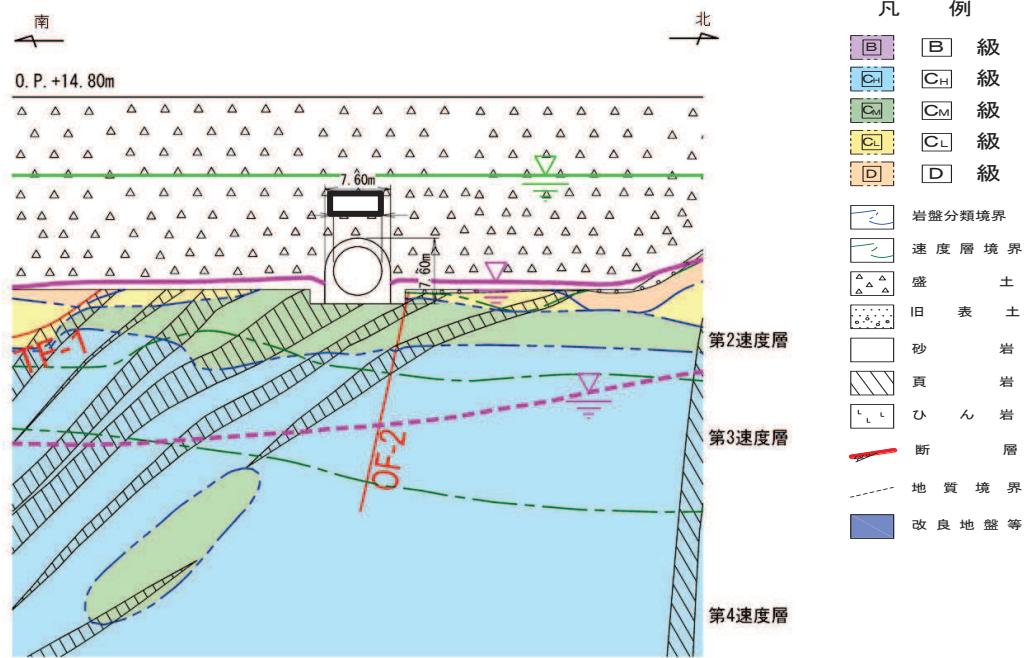
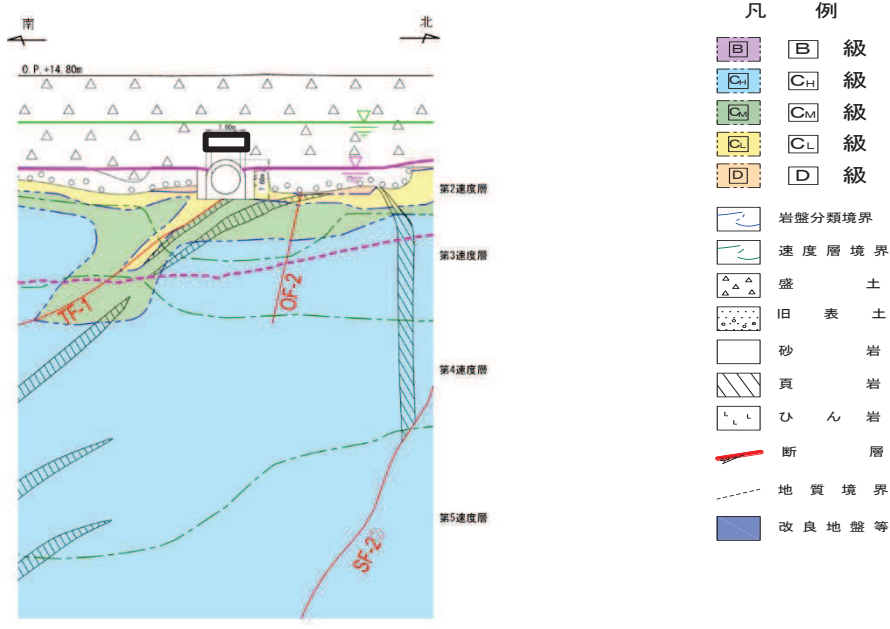


図 3.3-63 (1) 排気筒連絡ダクトにおける  
 設計用地下水位と平常時水位の比較  
 (縦断)



— 設計用地下水位  
— 予測解析による地下水位  
--- 平常時水位

図 3.3-63 (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))



— 設計用地下水位  
— 予測解析による地下水位  
--- 平常時水位

図 3.3-63 (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。

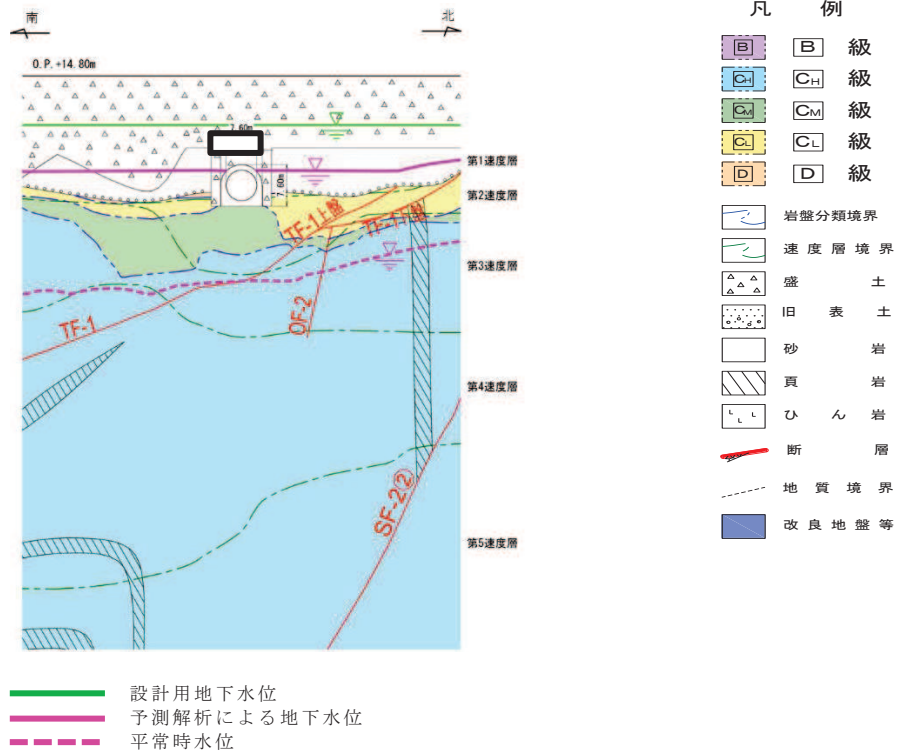


図 3.3-63 (4) 排気筒連絡ダクトにおける  
設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断(断面③))

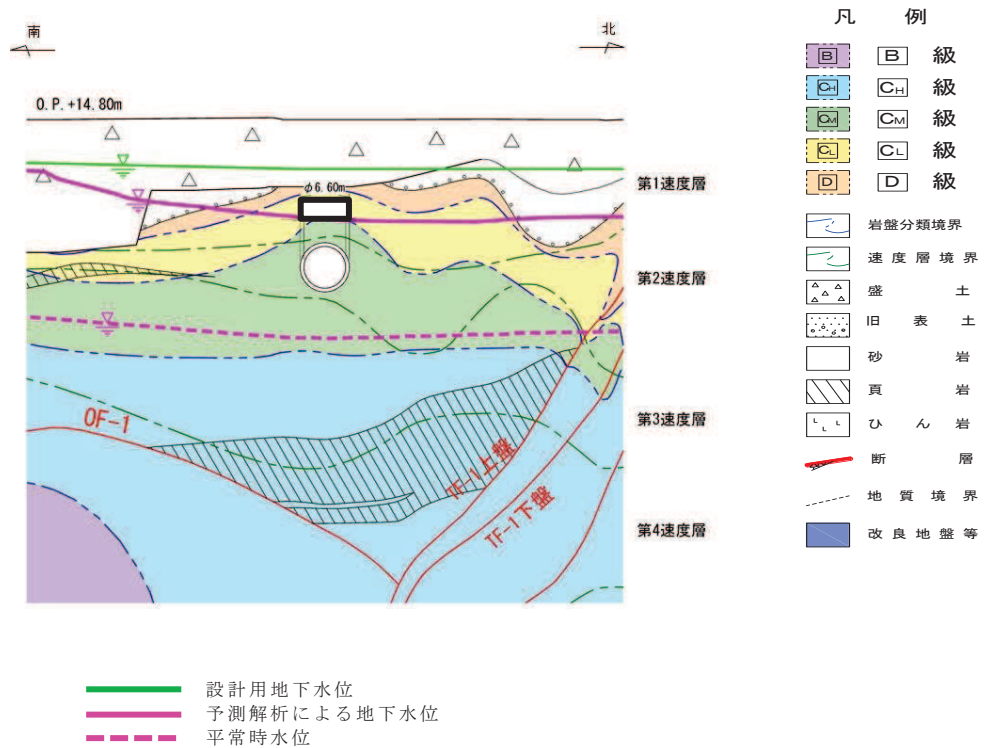
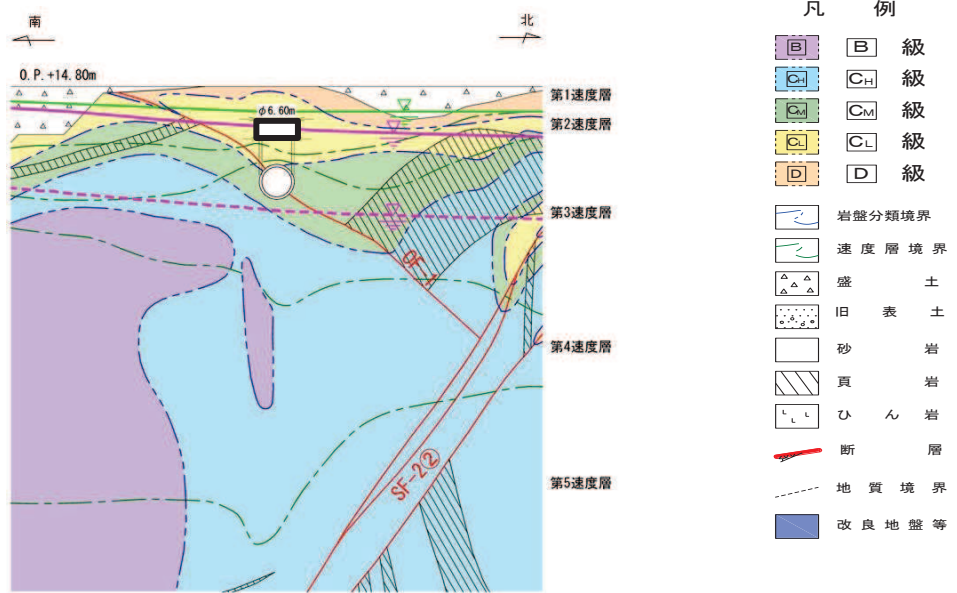


図 3.3-63 (5) 排気筒連絡ダクトにおける  
設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断(断面⑤))

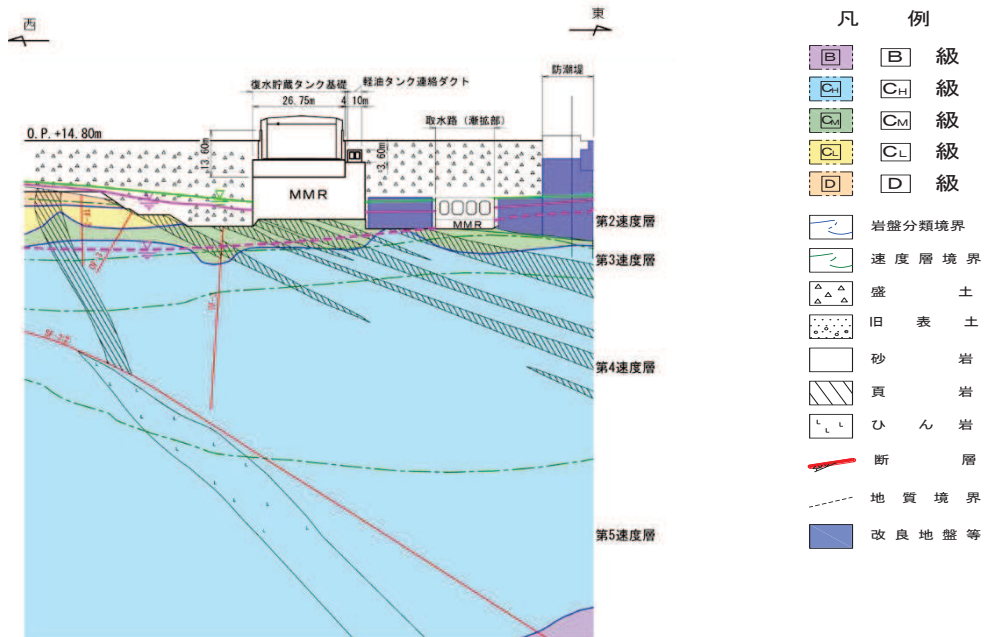
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



——— 設計用地下水位  
 ——— 予測解析による地下水位  
 - - - 平常時水位

図 3.3-63 (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 3.3-64 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。

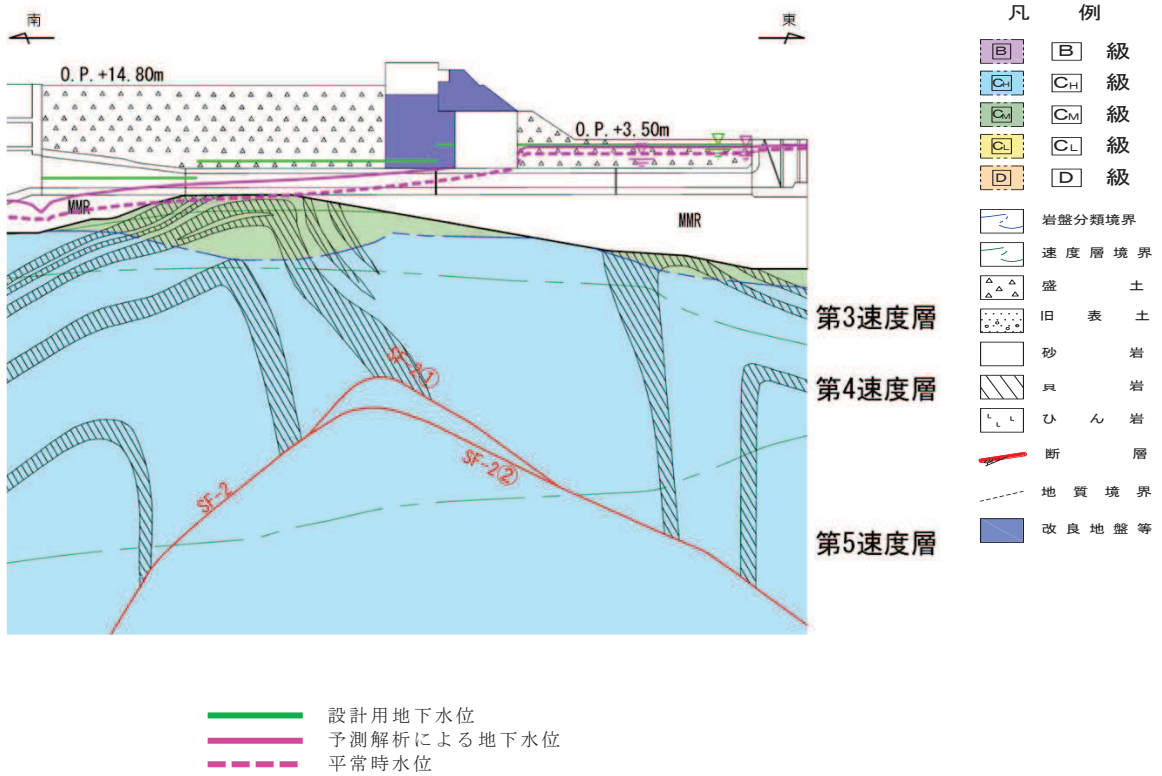


図 3.3-65 (1) 取水路における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(縦断)

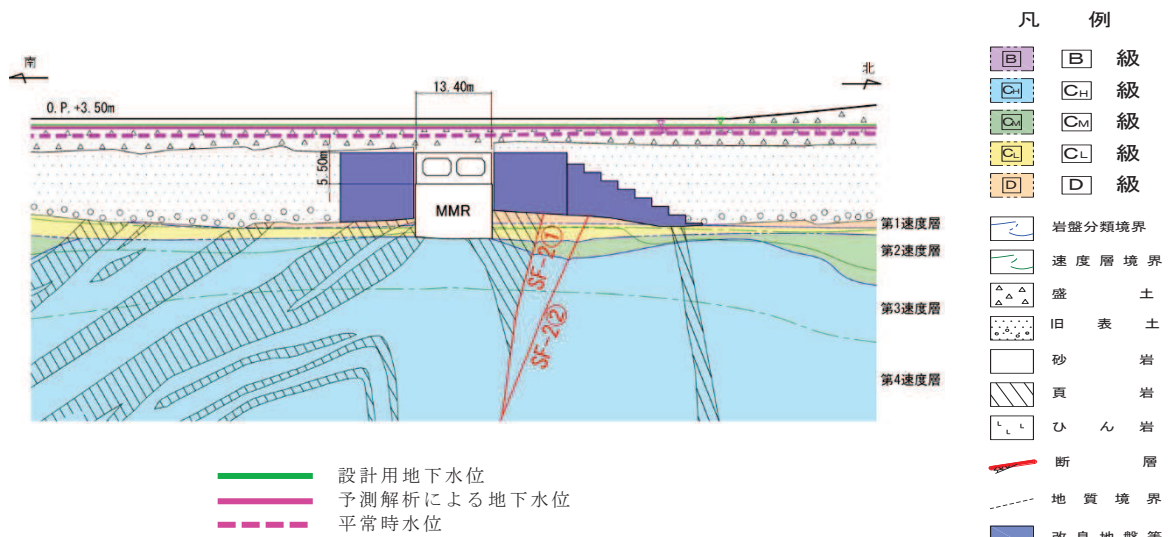


図 3.3-65 (2) 取水路における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(横断(標準部①))  
(改良地盤に囲まれる箇所)

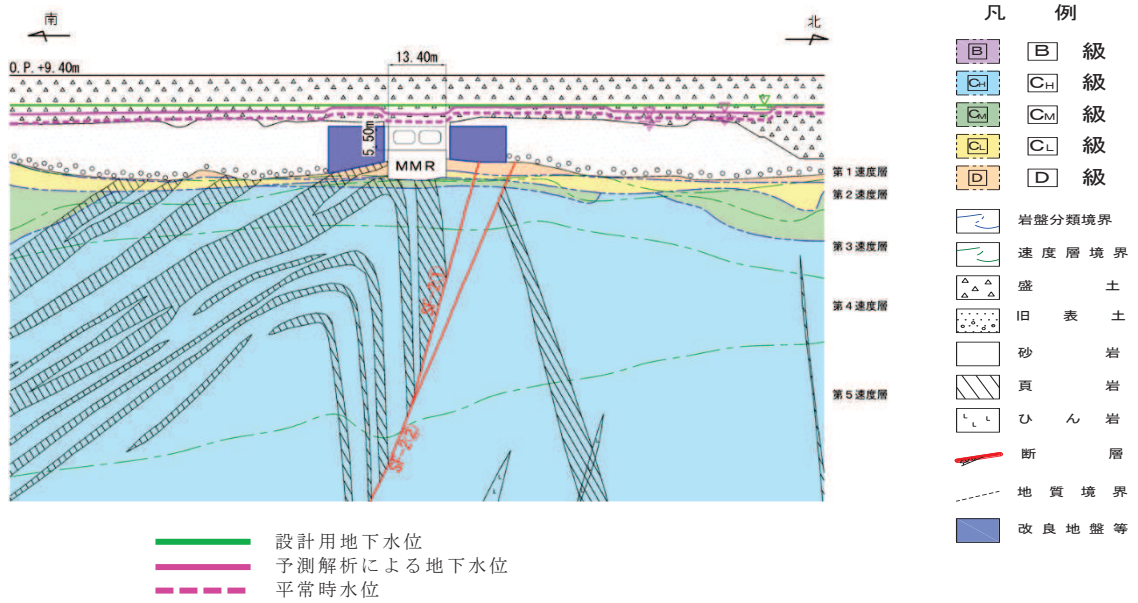


図 3.3-65 (3) 取水路における  
 設計用地下水位と平常時水位の比較

(横断(標準部②))

(改良地盤に囲まれる箇所以外)

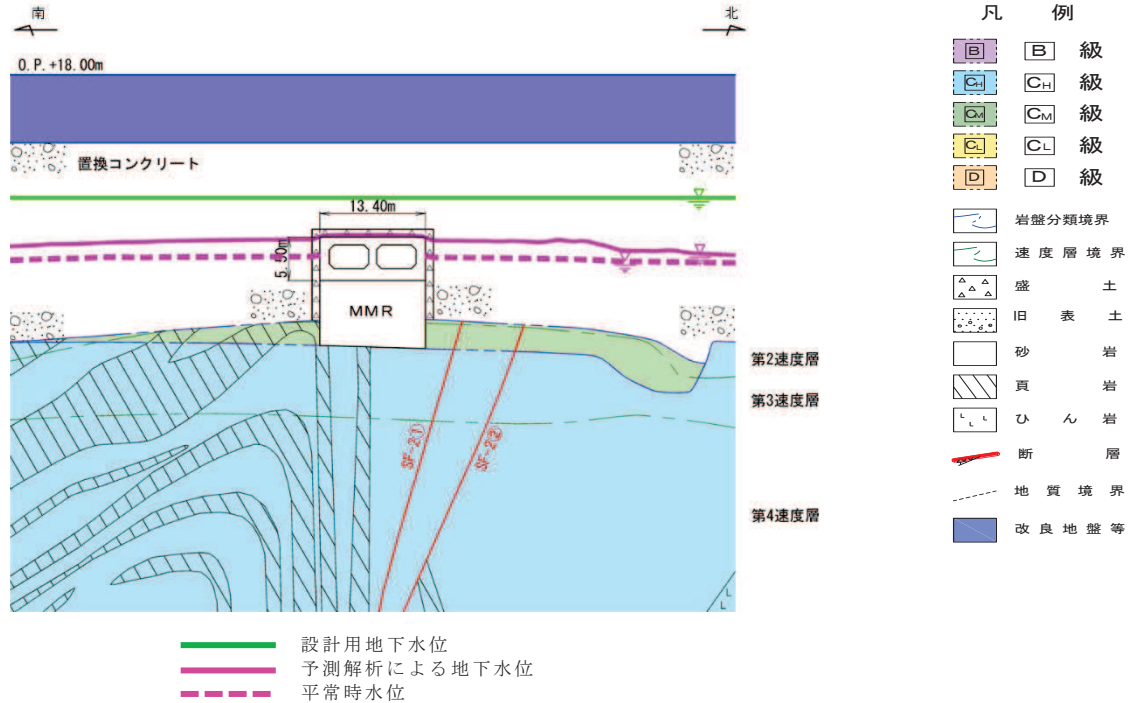


図 3.3-65 (4) 取水路における  
 設計用地下水位と平常時水位の比較

(横断(標準部③))

(防潮堤を横断する箇所(1))



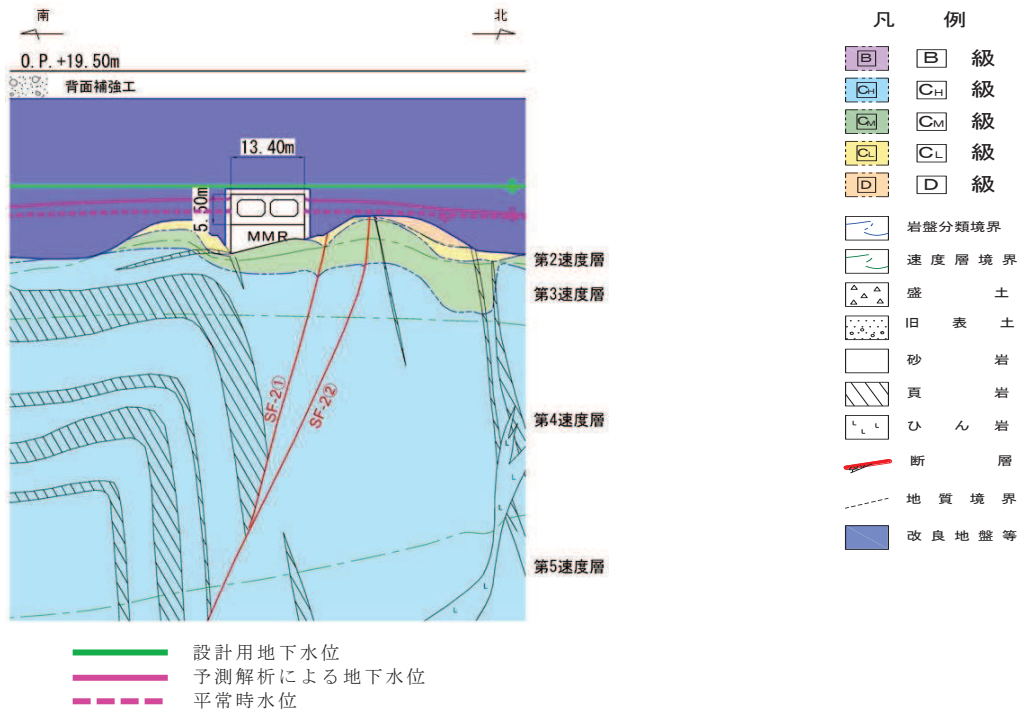


図 3.3-65 (5) 取水路における  
 設計用地下水位と平常時水位の比較  
 (横断 (標準部④))  
 (防潮堤を横断する箇所(2))

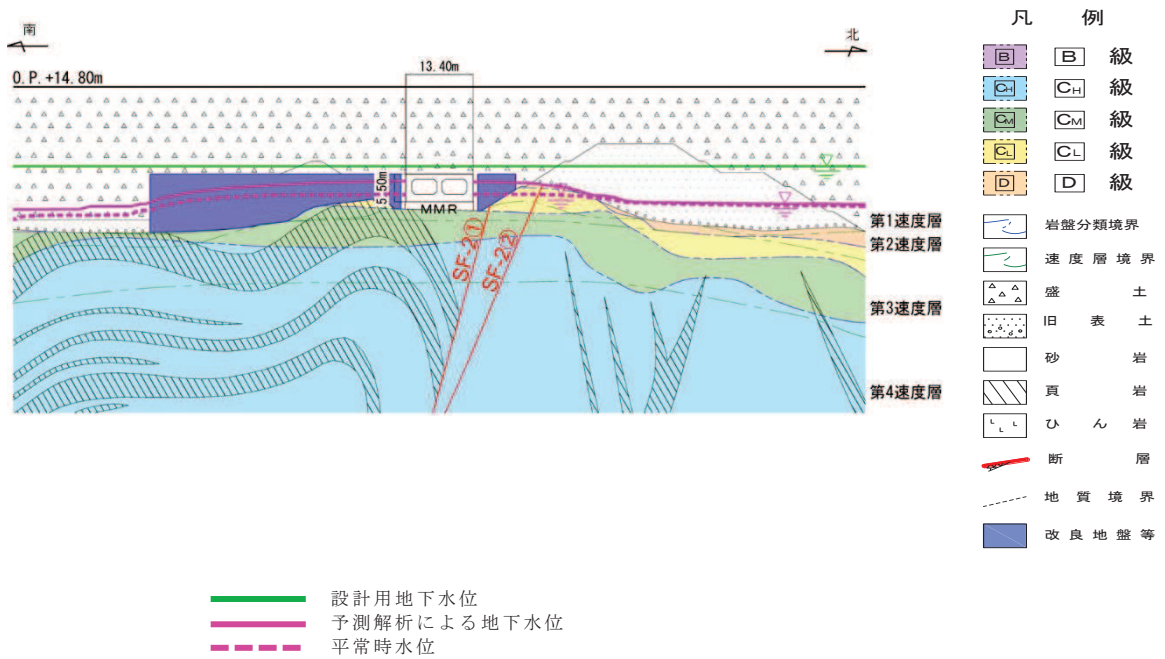


図 3.3-65 (6) 取水路における  
 設計用地下水位と平常時水位の比較  
 (曲がり部) (南北)

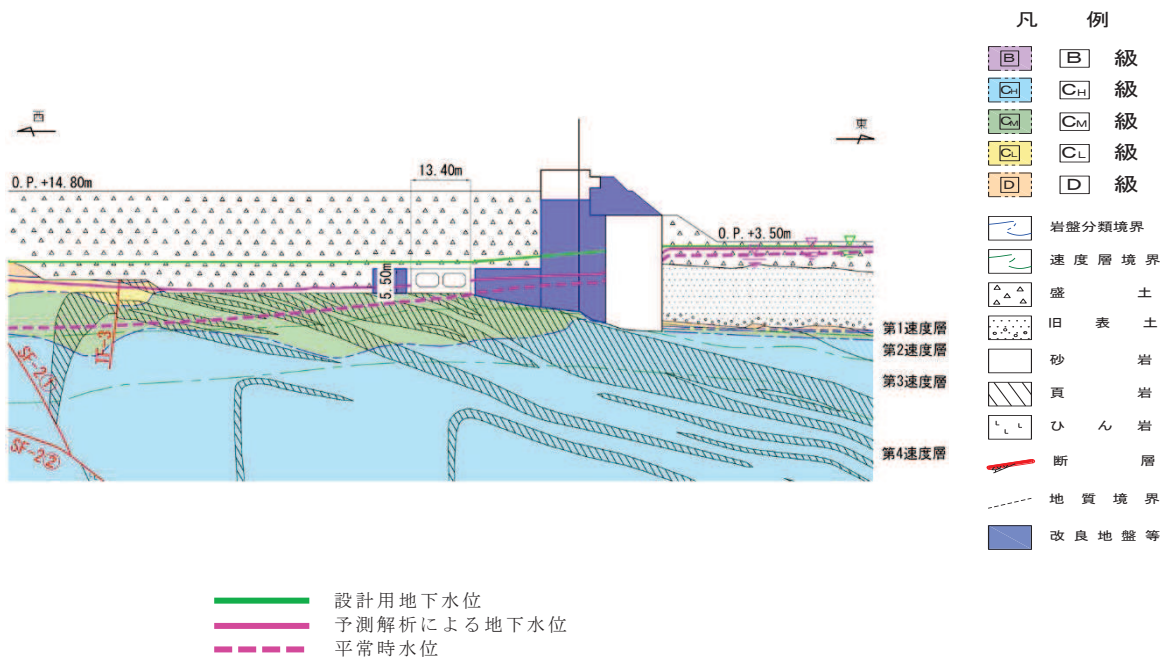


図 3.3-65 (7) 取水路における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(曲がり部) (東西)

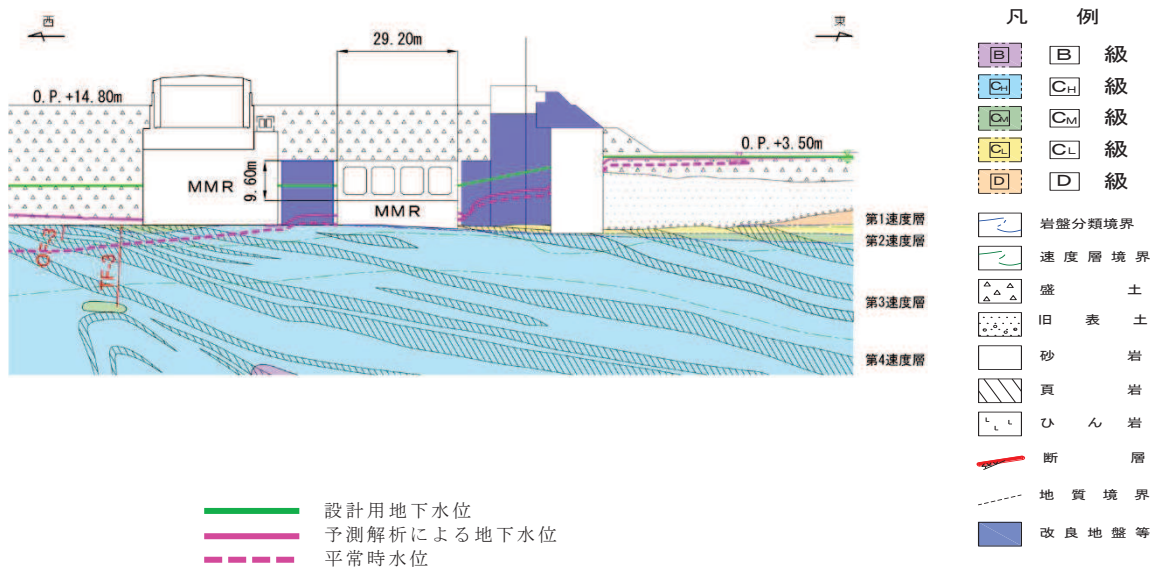


図 3.3-65 (8) 取水路における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(漸拡部) (東西)

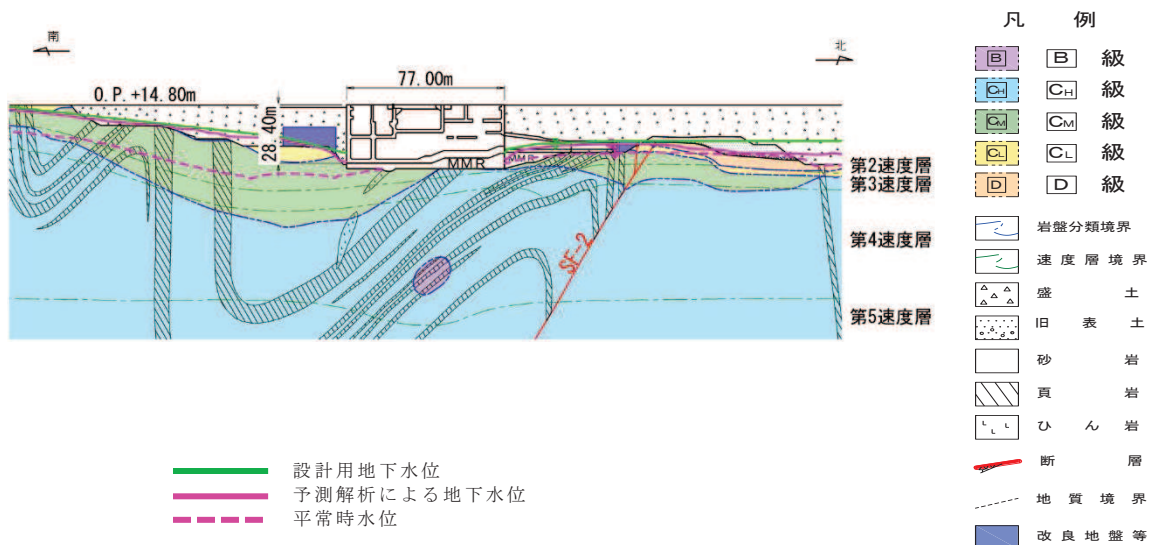


図 3.3-66 (1) 海水ポンプ室における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(縦断)

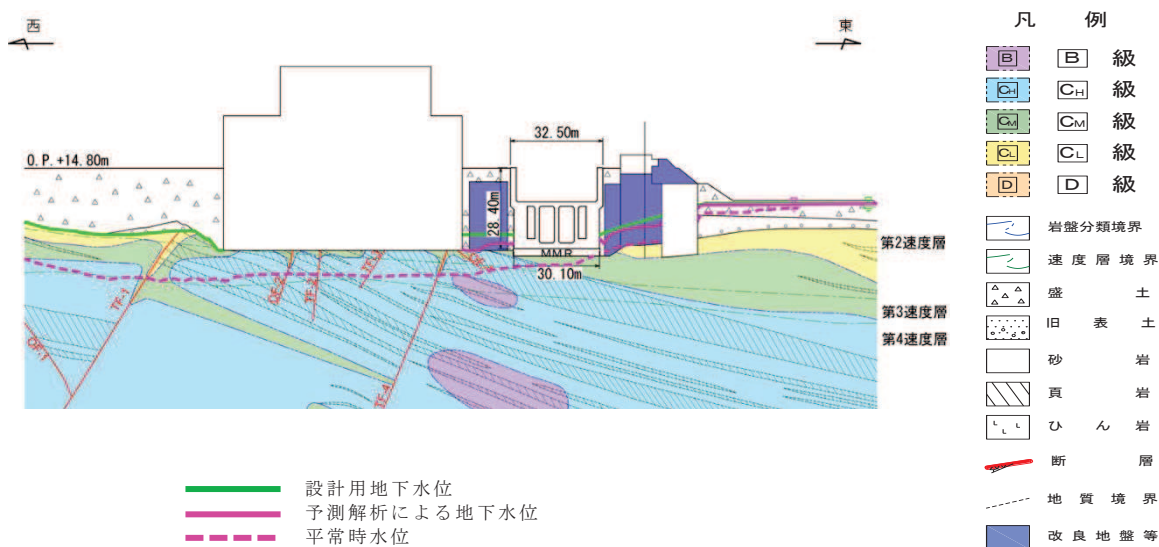


図 3.3-66 (2) 海水ポンプ室における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(横断)

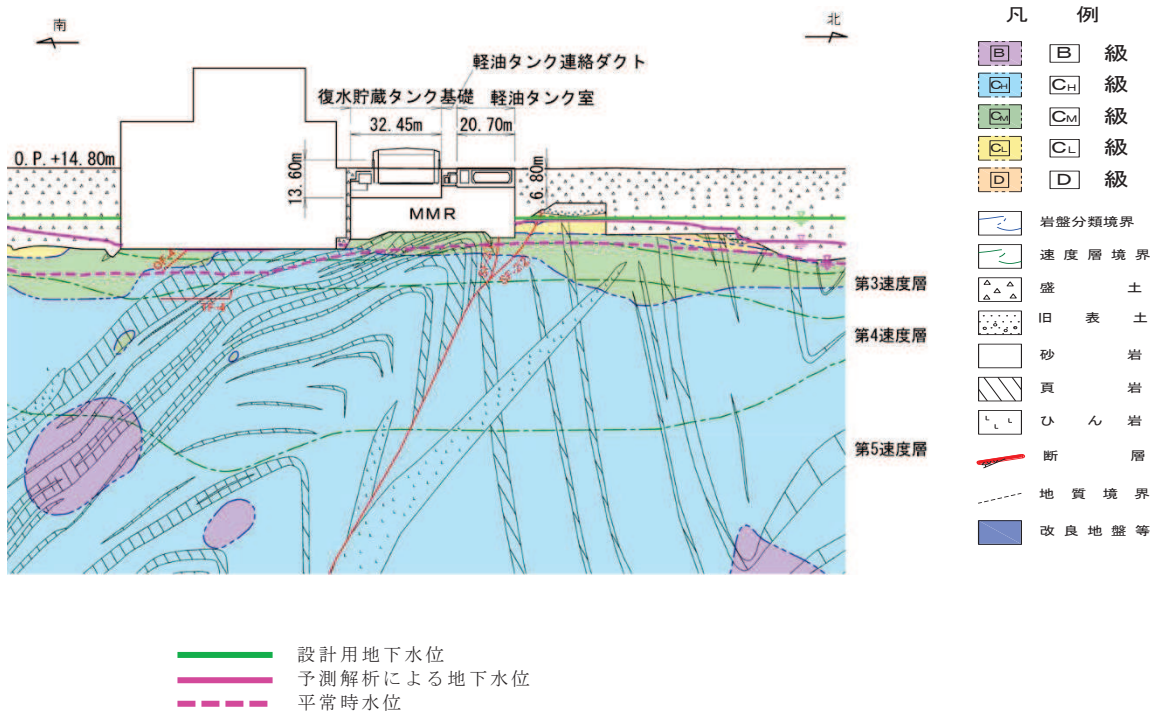


図 3.3-67 軽油タンク室における  
設計用地下水位と平常時水位の比較

(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)

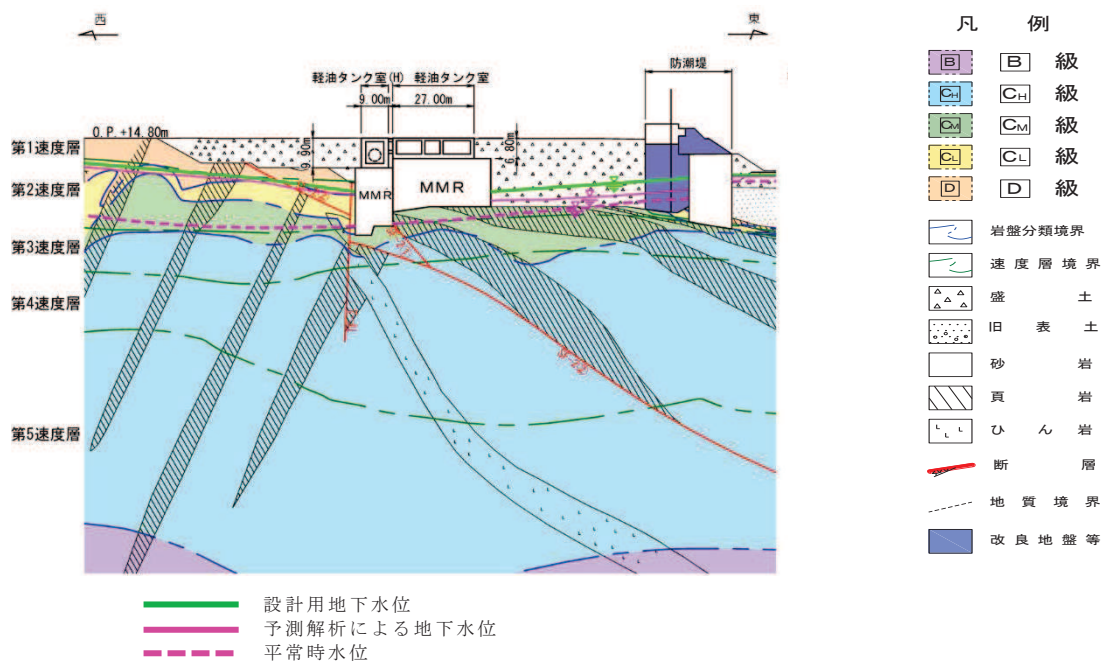
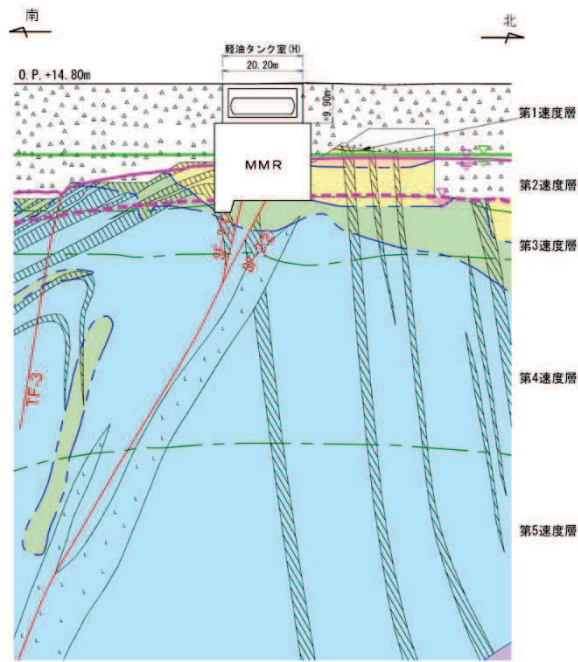


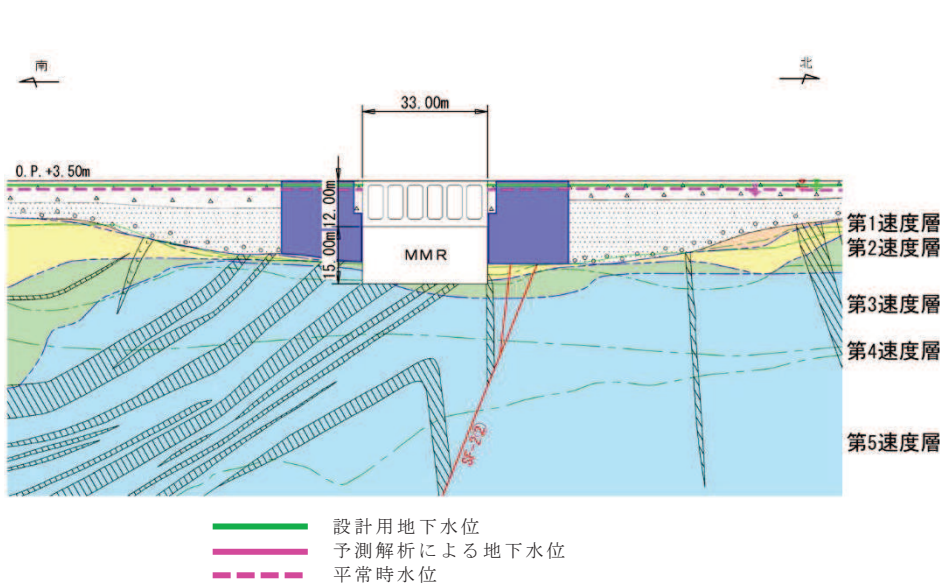
図 3.3-68(1) 軽油タンク室，軽油タンク室（H）における  
設計用地下水位と平常時水位の比較

(東西)



—— 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) 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)



—— 設計用地下水位  
—— 予測解析による地下水位  
- - - 平常時水位

図 3.3-69 (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)

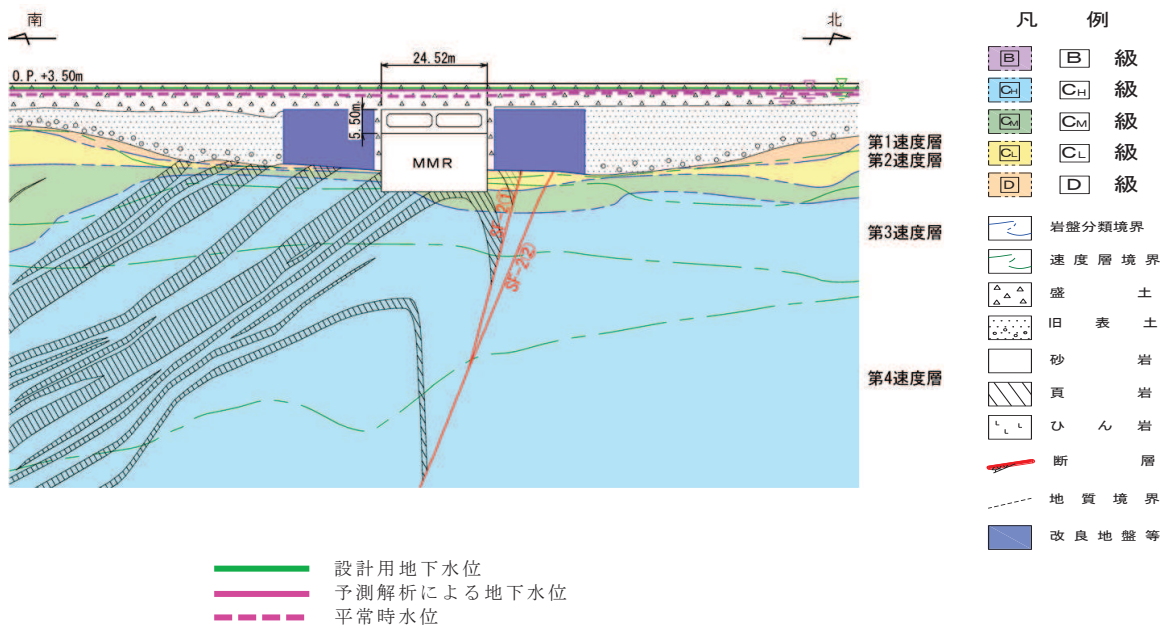


図 3.3-69 (2) 取水口 (漸縮部) における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(南北)

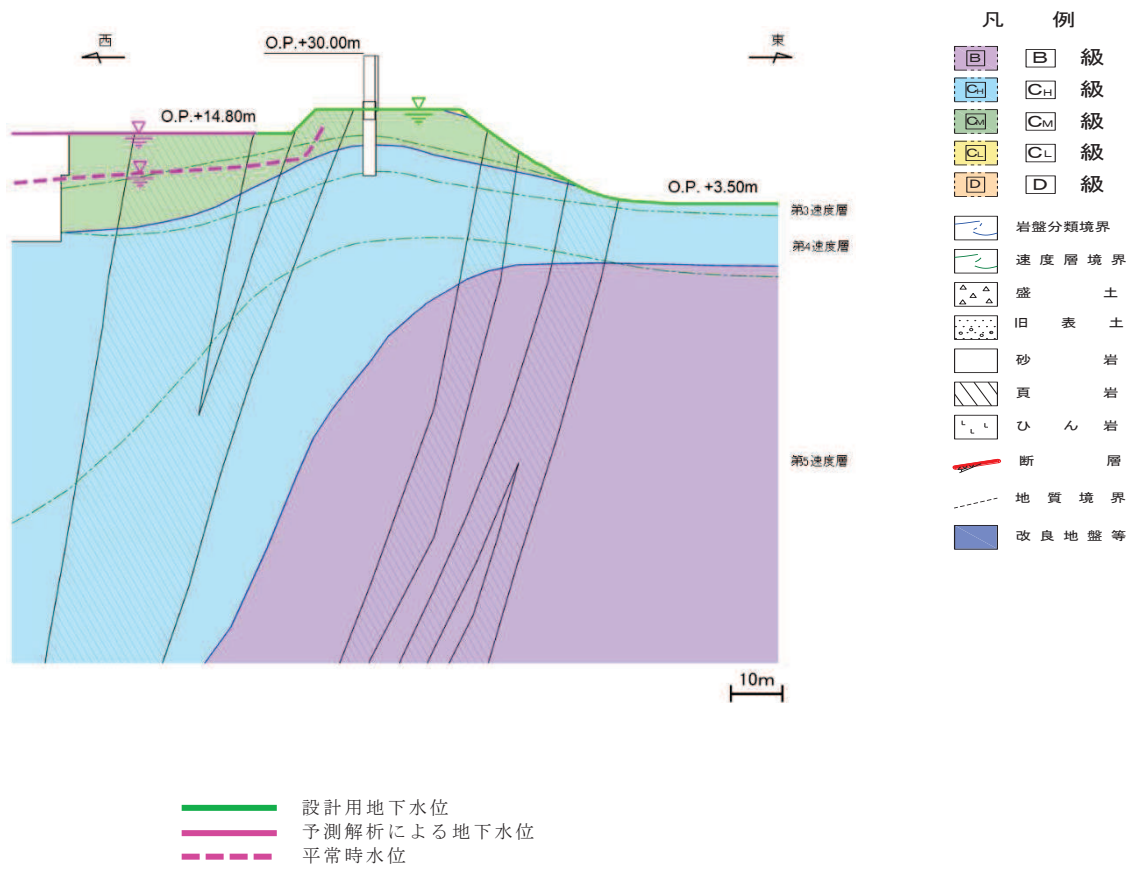
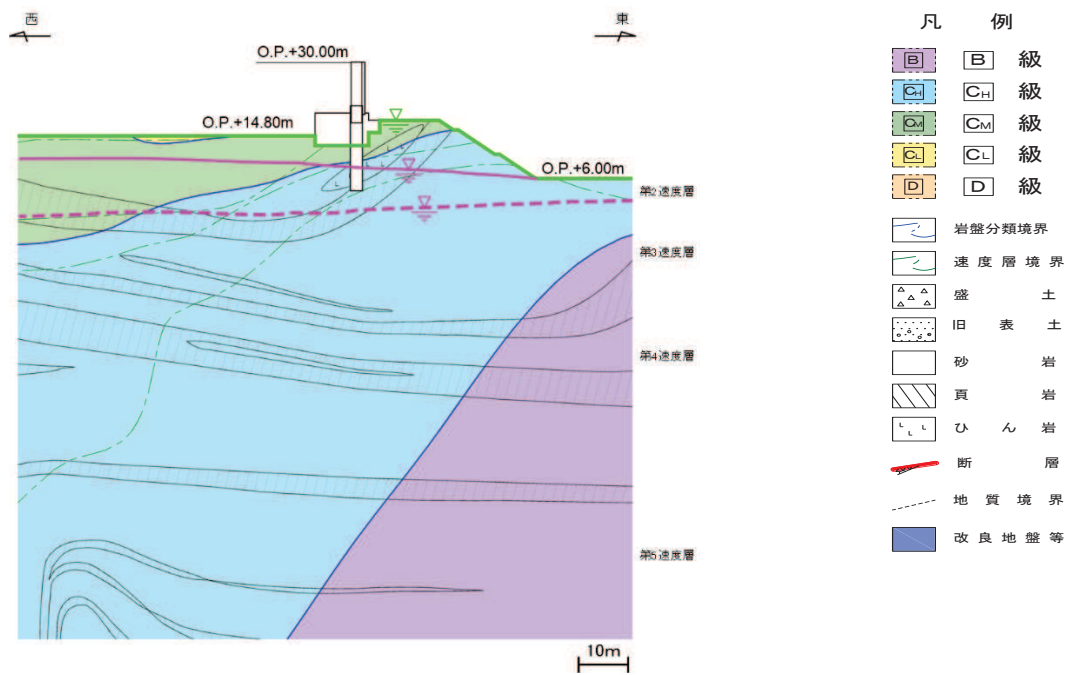
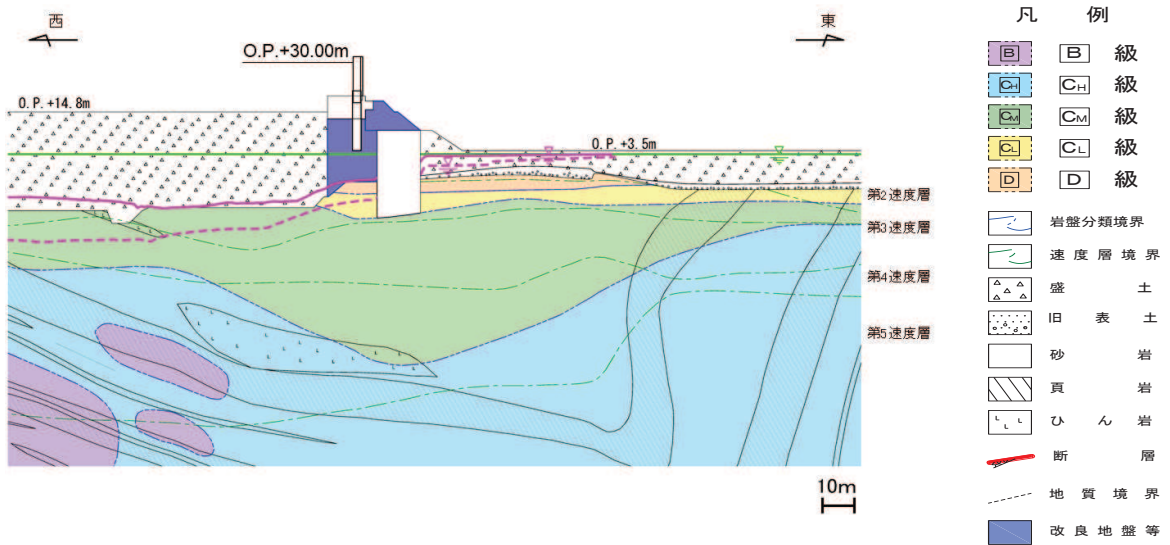


図 3.3-70 (1) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) における  
設計用地下水位と平常時水位の比較  
(岩盤部①)



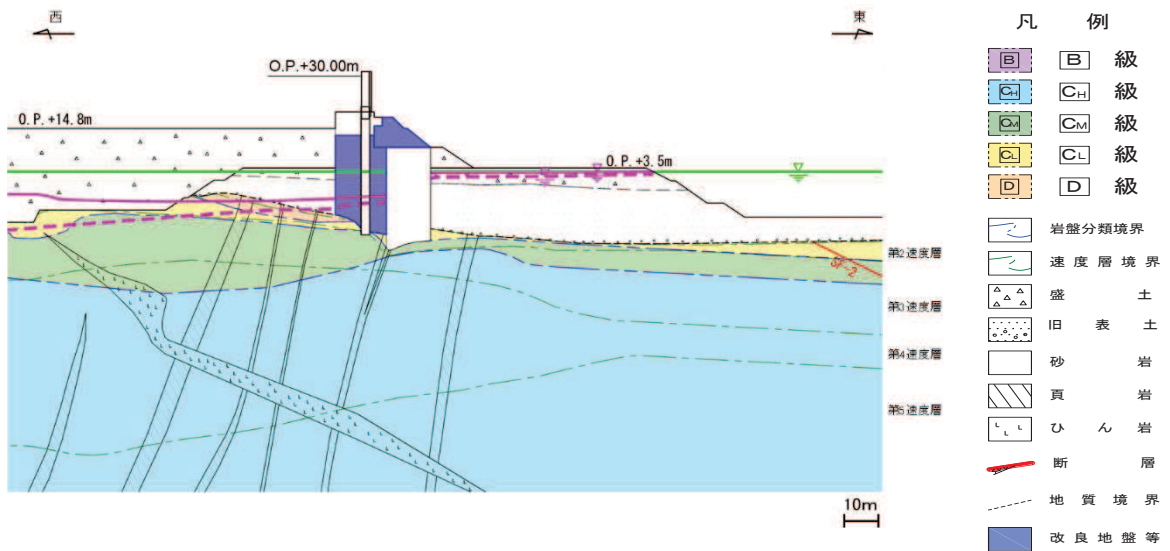
— 設計用地下水位  
— 予測解析による地下水位  
- - - 平常時水位

図 3.3-70 (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 3.3-70(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 3.3-70(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）



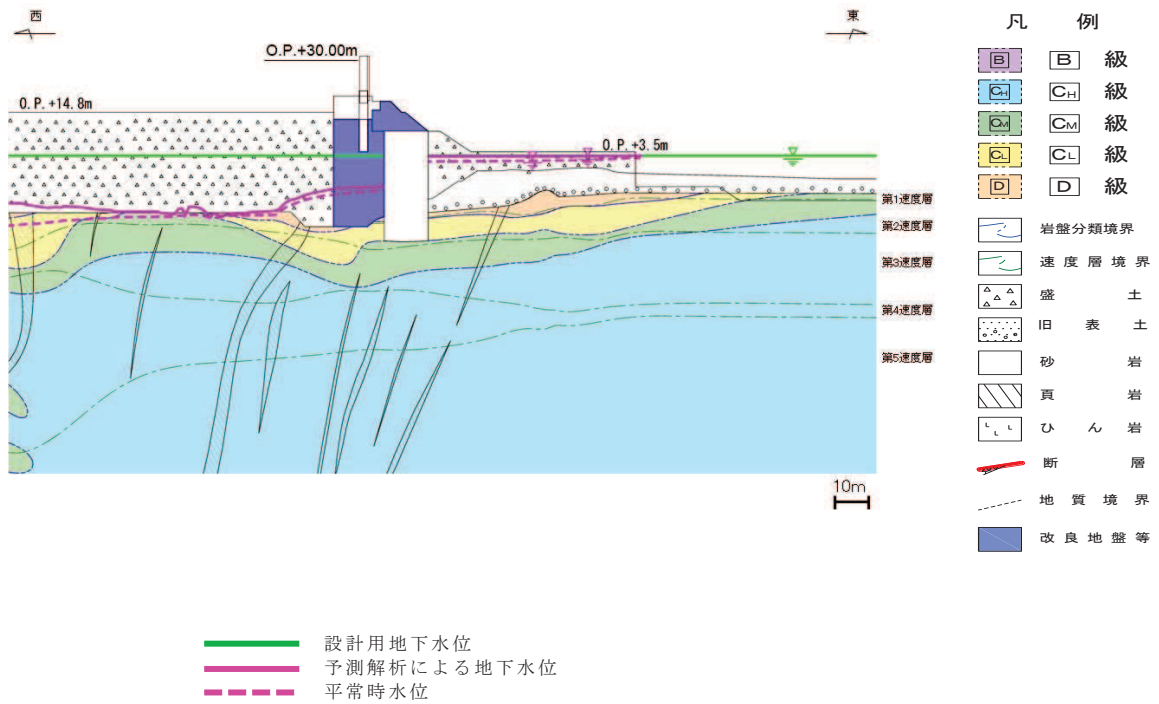
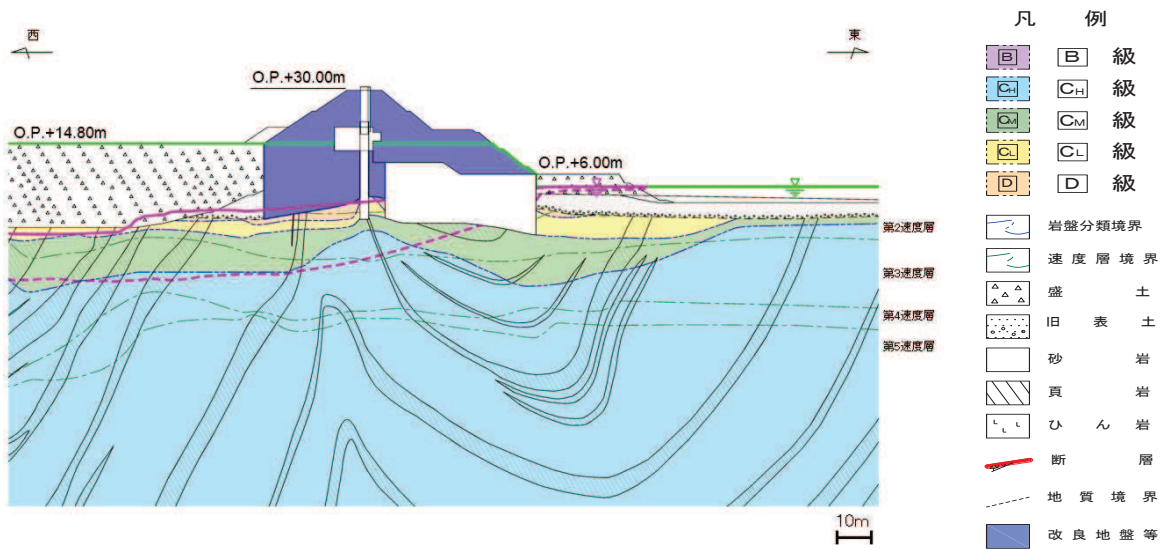


図 3.3-70(5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における  
設計用地下水位と平常時水位の比較（一般部③）



\* : 鋼管杭下方の  $C_L$  級岩盤部は MMR により置換

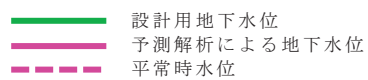


図 3.3-70(6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における  
設計用地下水位と平常時水位の比較（一般部④）

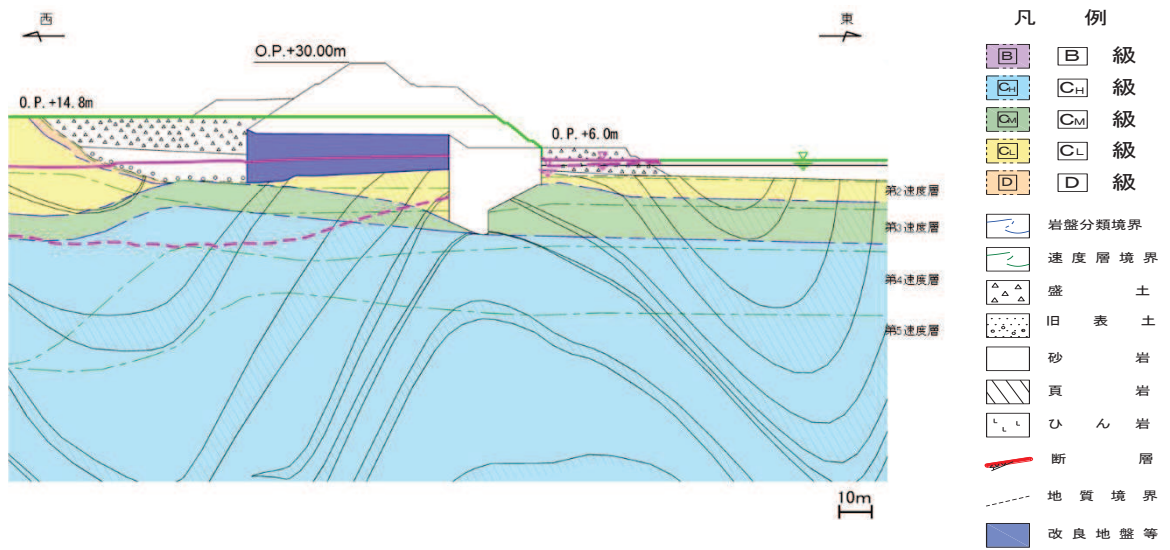
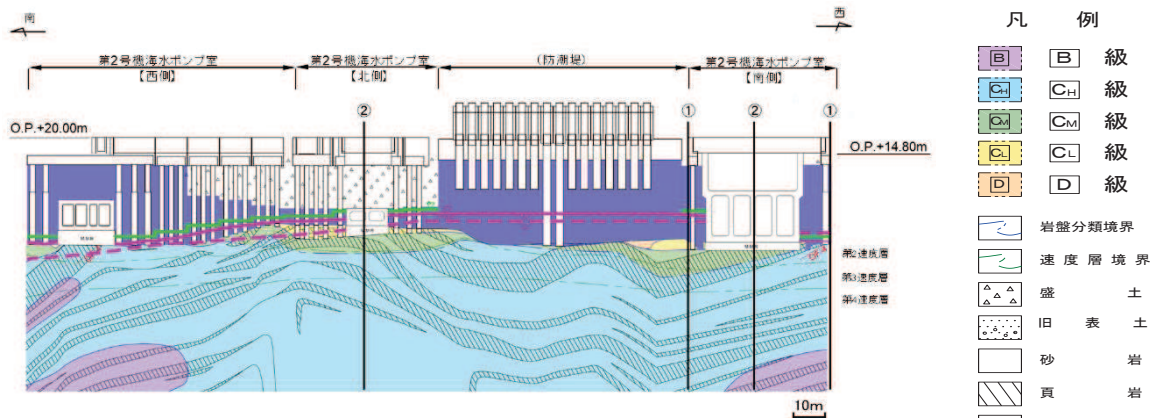


図 3.3-70(7) 防潮堤（盛土堤防）における  
 設計用地下水位と平常時水位の比較（横断①）



\* : 鋼管杭下方の  $C_L$  級岩盤部は MMR により置換

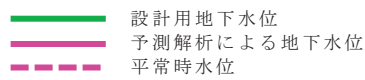
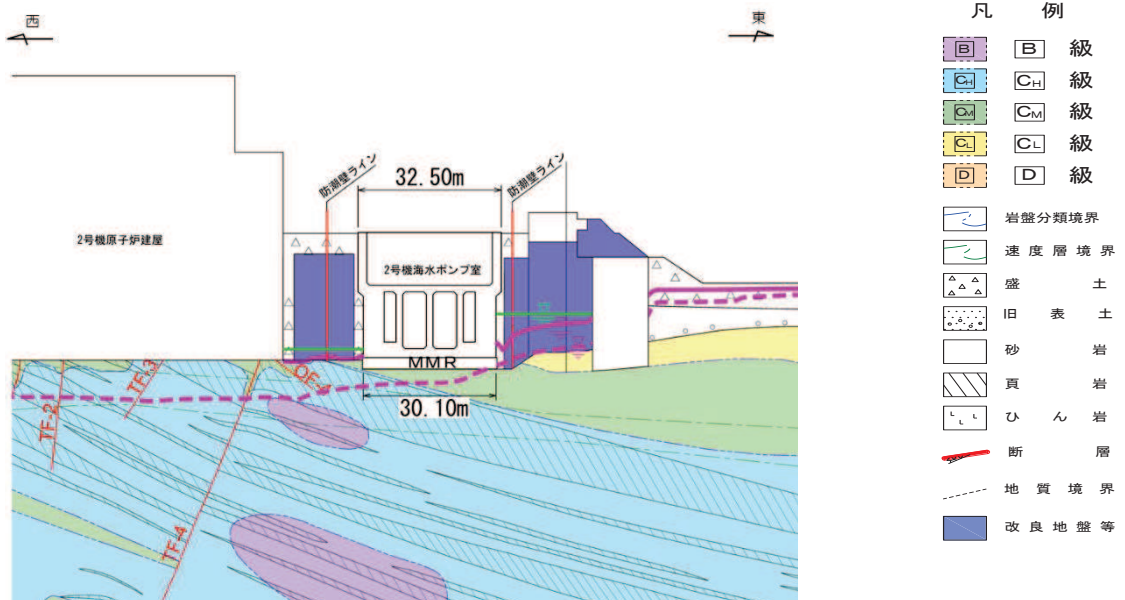


図 3.3-71(1) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較

(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

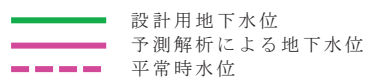
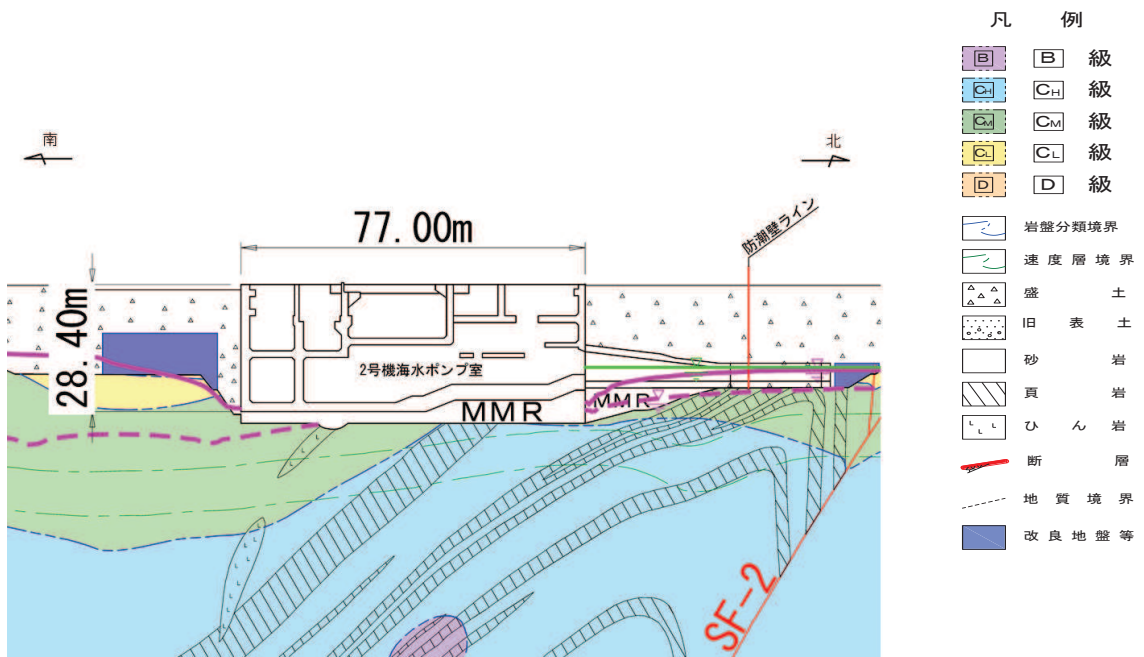


図 3.3-71(2) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較

(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 3.3-71(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)

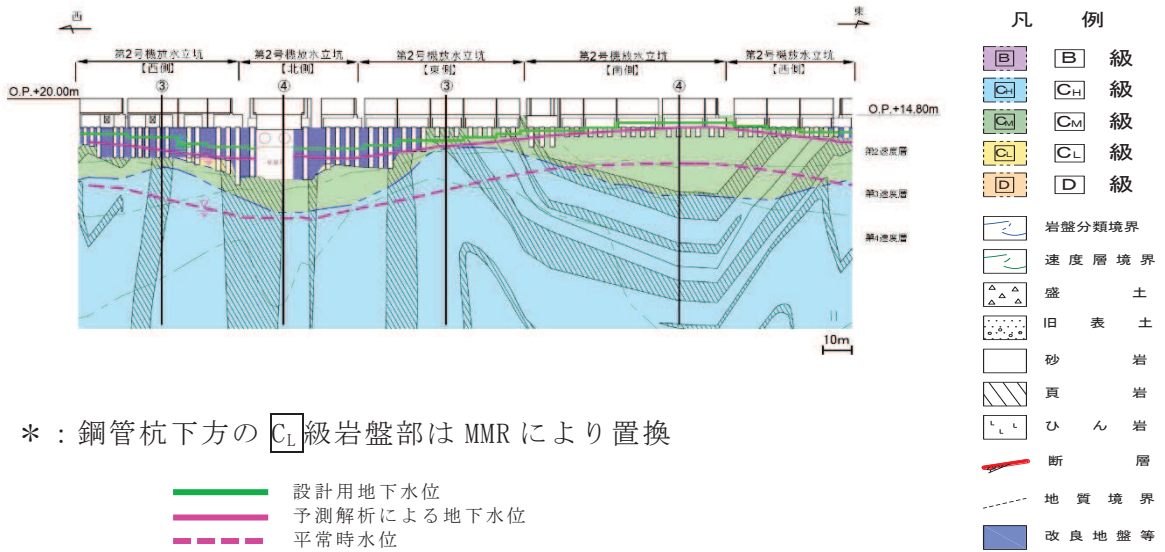


図 3.3-71 (4) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較

(2号機放水立坑) (1/3)

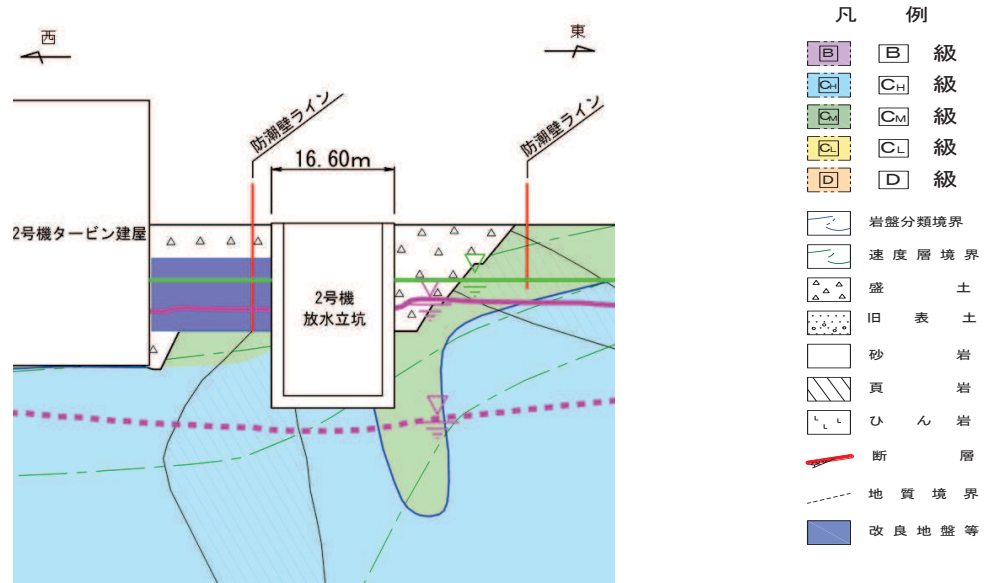
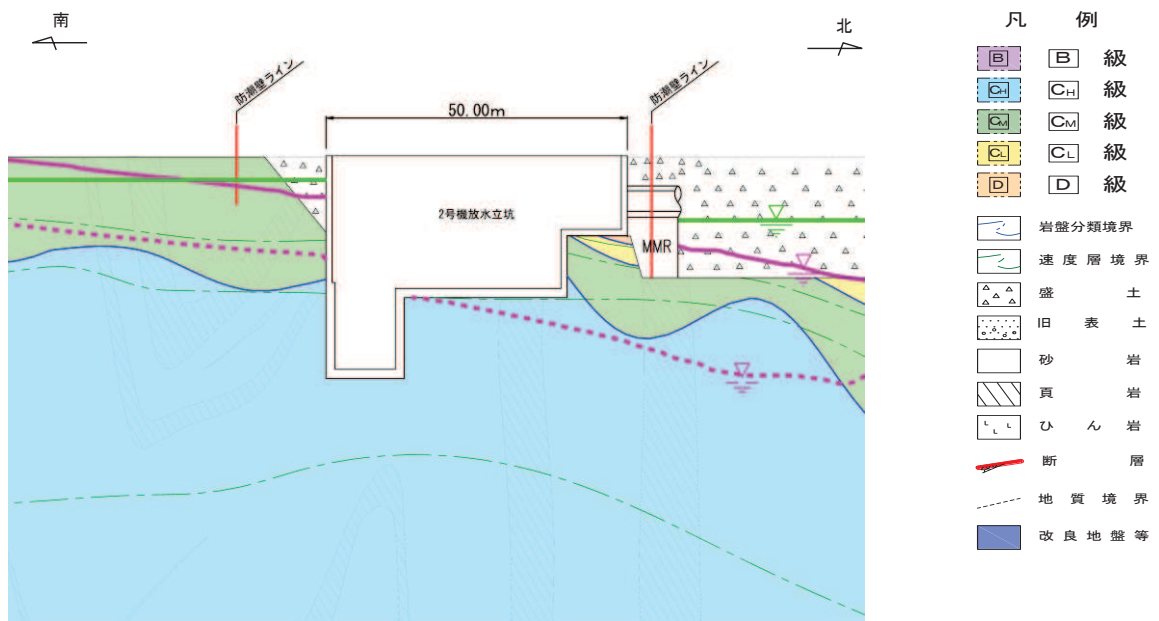


図 3.3-71 (5) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較

(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)

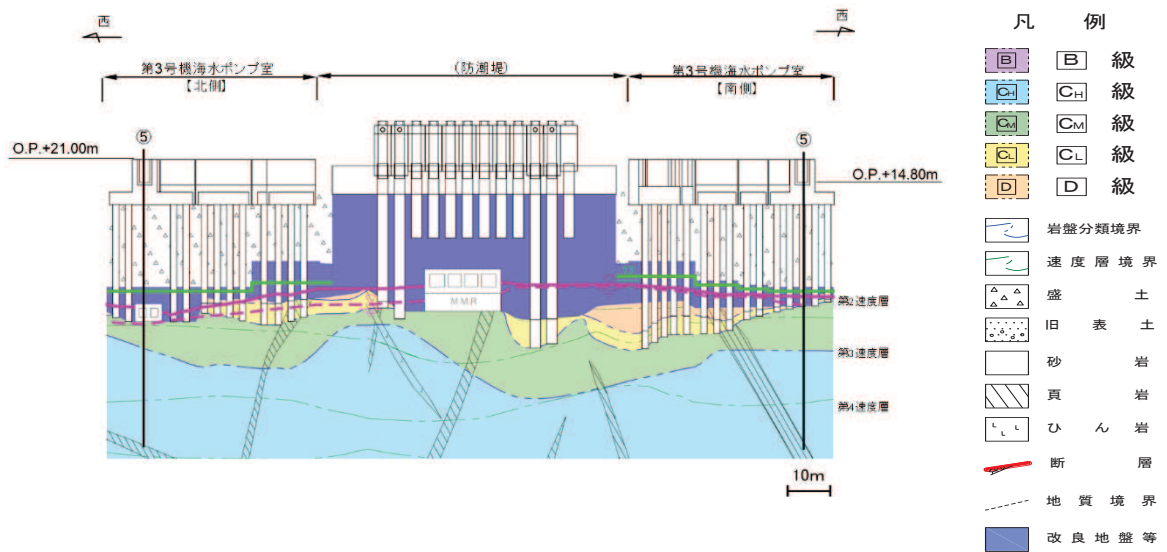


\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

設計用地下水位  
 予測解析による地下水位  
 平常時水位

図 3.3-71 (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)

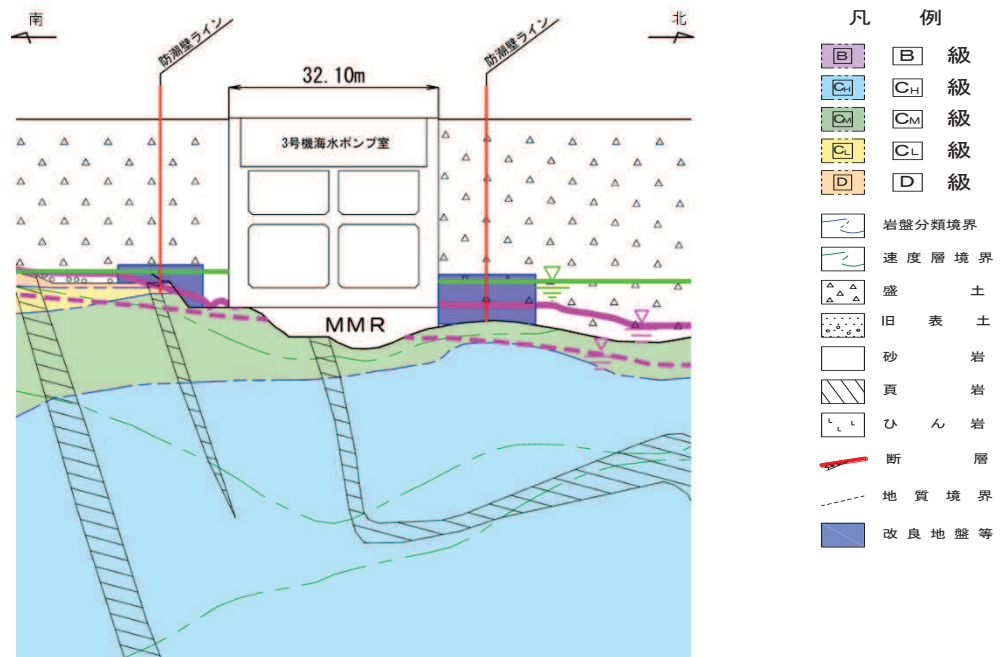


\* : 鋼管杭下方の  $C_L$  級岩盤部は MMR により置換

—— 設計用地下水位  
—— 予測解析による地下水位  
- - - 平常時水位

図 3.3-71 (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 3.3-71 (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)

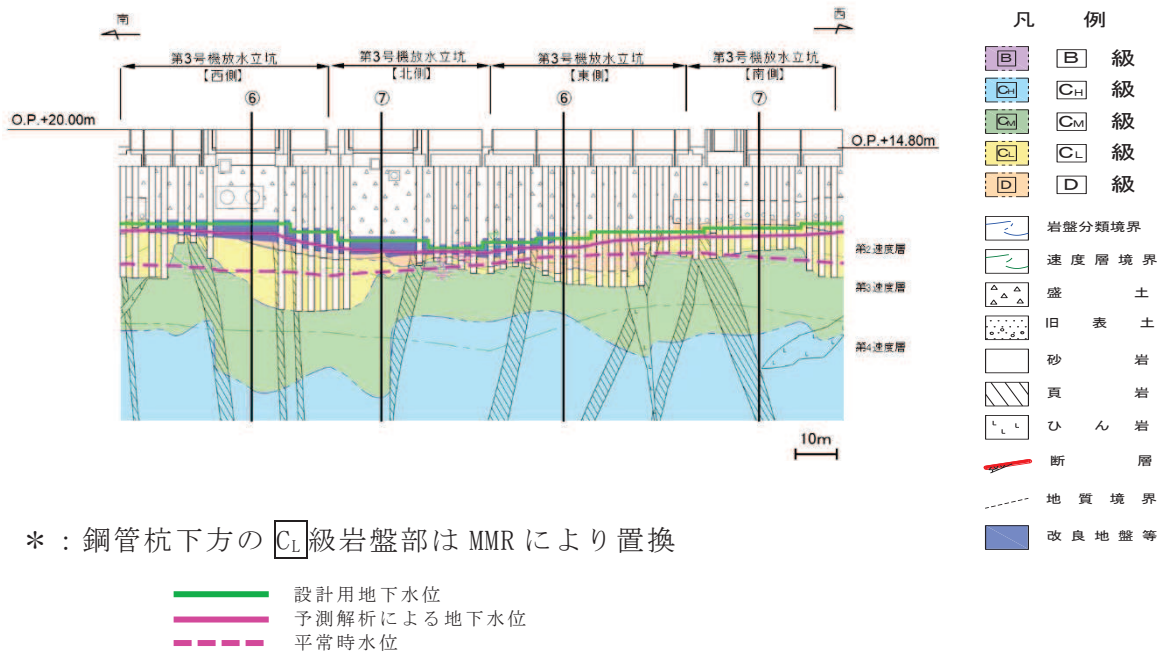


図 3.3-71 (9) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較  
 (3号機放水立坑) (1/3)

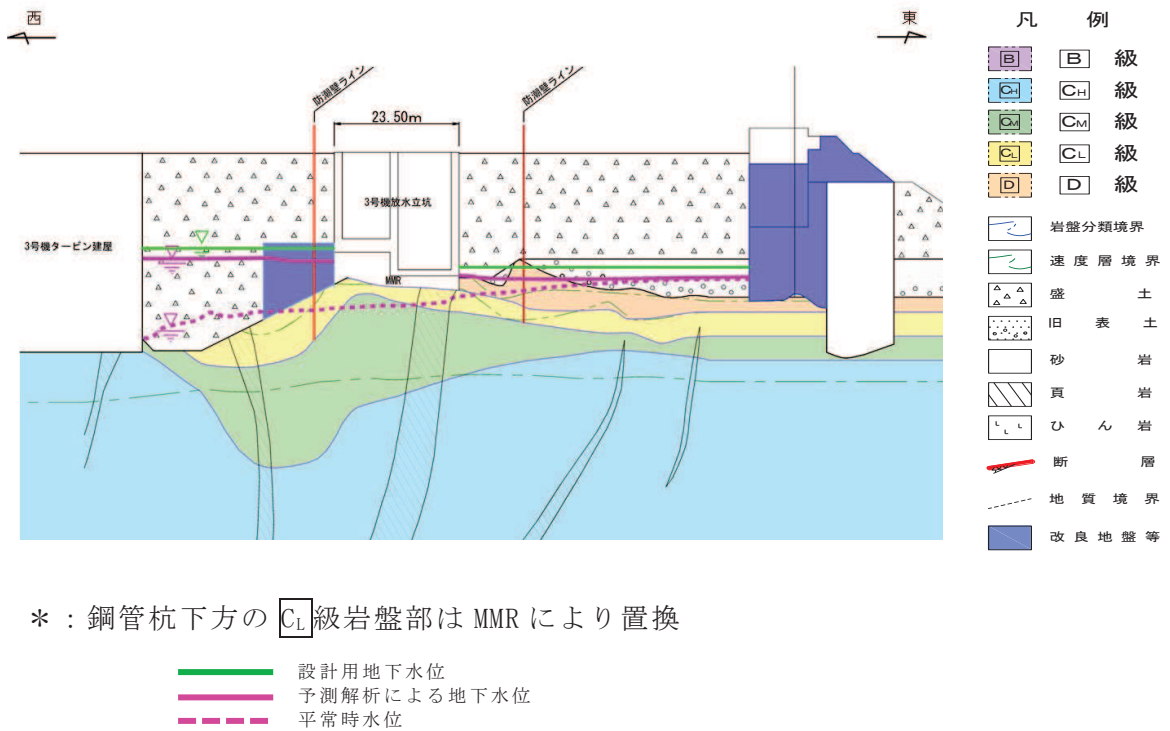
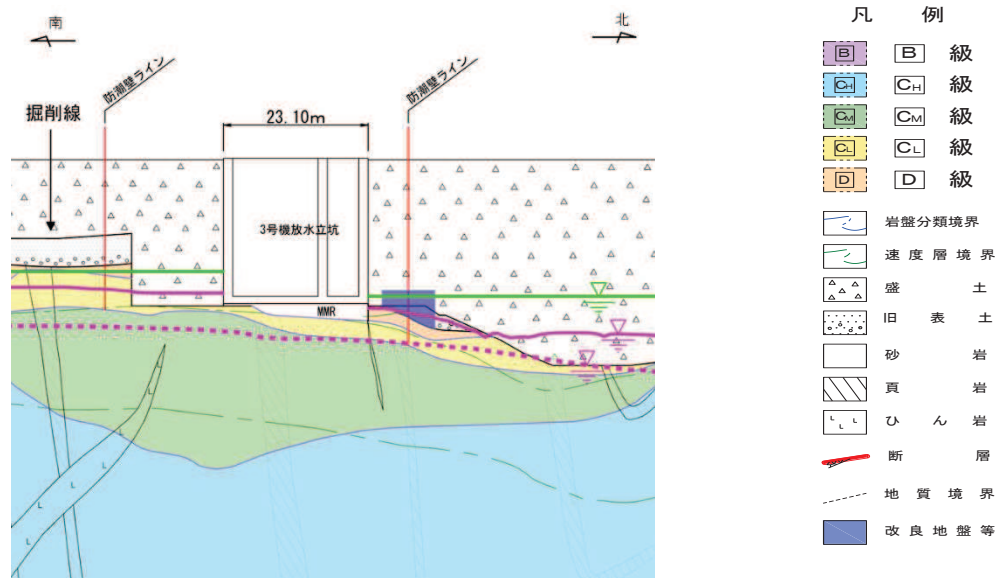


図 3.3-71 (10) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較  
 (3号機放水立坑) (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ⑤-⑤) (2/3)





\* : 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 3.3-71 (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)

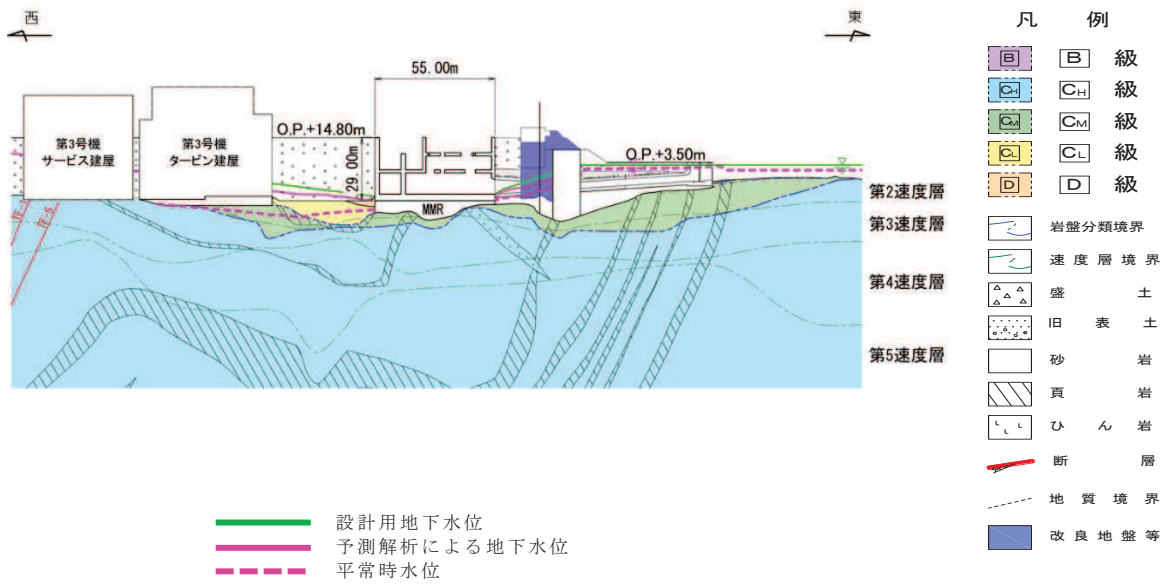


図 3.3-72 (1) 第 3 号機海水ポンプ室における  
設計用地下水位と平常時水位の比較 (縦断)

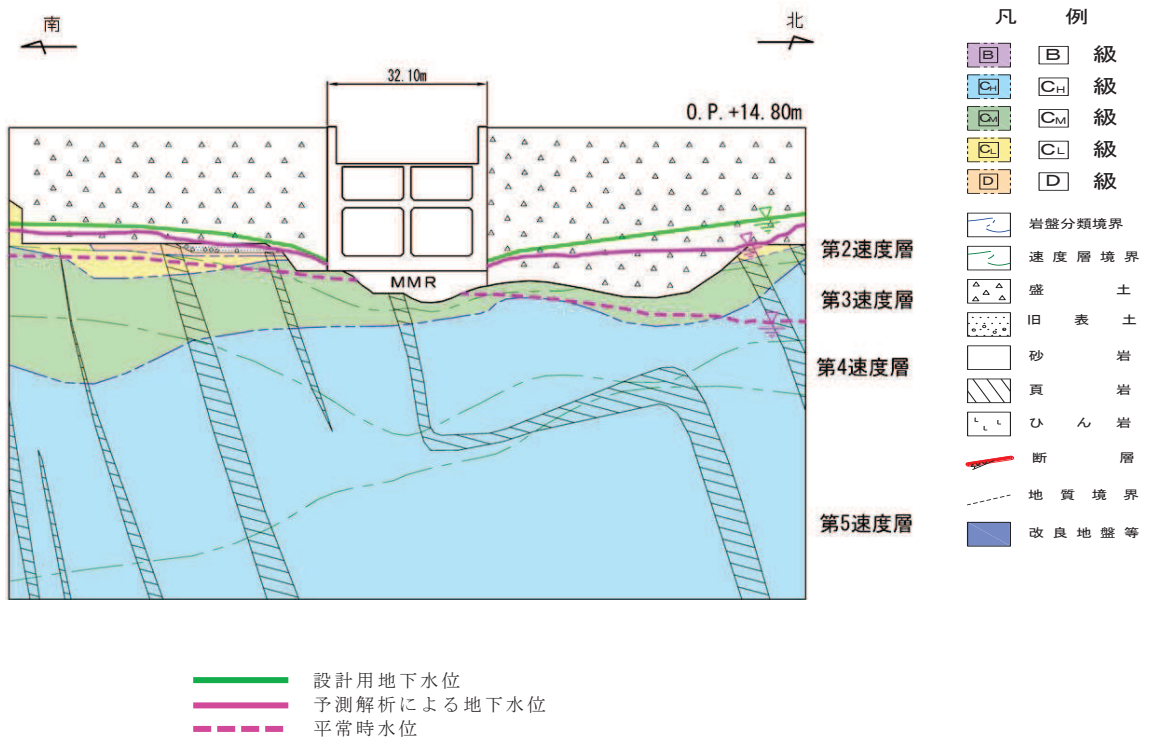


図 3.3-72 (2) 第 3 号機海水ポンプ室における  
設計用地下水位と平常時水位の比較 (横断)

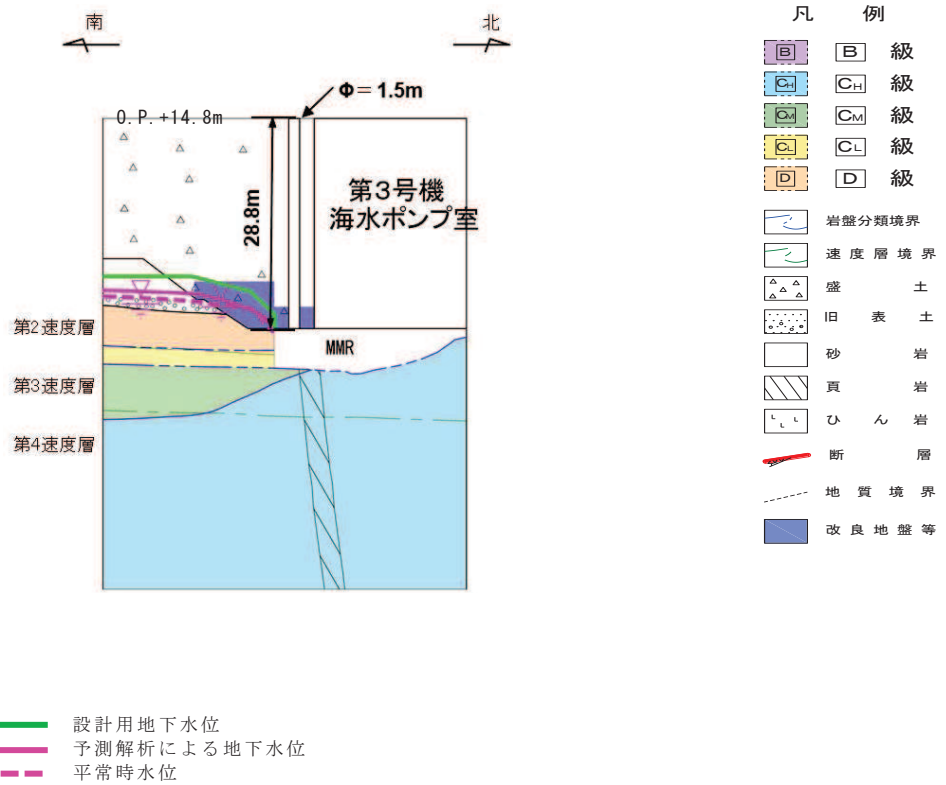


図 3.3-73 (1) 揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（南北）

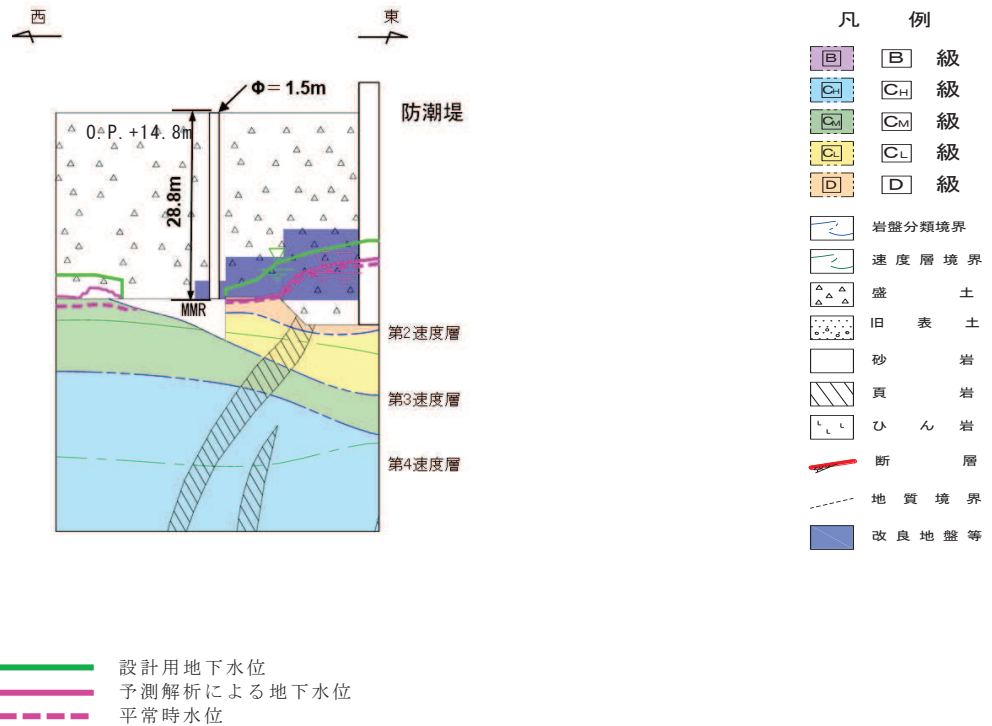
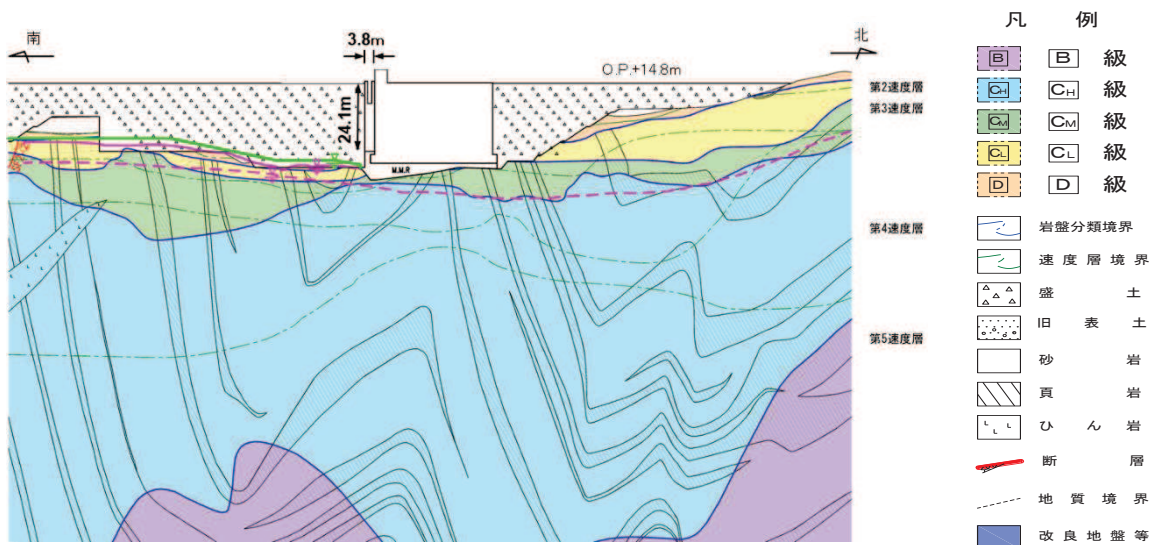


図 3.3-73 (2) 揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（東西）



—— 設計用地下水位  
—— 予測解析による地下水位  
- - - 平常時水位

図 3.3-74 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 3.3-23 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 3.3-23 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)		影響検討内容		
耐震設計へ影響する可能性がある施設	検討対象施設	選定理由	検討条件等	申請
<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉建屋</li> <li>制御建屋</li> <li>第3号機海水熱交換器建屋</li> <li>緊急時対策建屋</li> <li>緊急用電気品建屋</li> </ul> <p>パターンA (揚圧力への影響)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉建屋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>設計用地下水水位と浸透流解析結果の差が最も大きい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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/m<sup>2</sup>)</li> </ul>	全応力 (静的弾塑性解析)
<ul style="list-style-type: none"> <li>排気筒連絡ダクト(土砂部)</li> <li>防潮堤</li> <li>地下水位低下設備 揚水井戸No.2</li> <li>浸水防止蓋の間接支持 NO.13揚水井戸</li> </ul> <p>パターンB (地盤応答への影響)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>排気筒連絡ダクト(土砂部)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	全応力
<ul style="list-style-type: none"> <li>排気筒連絡ダクト(土砂部)</li> <li>防潮堤</li> <li>鋼管式鉛直壁(一般部)</li> <li>盛土堤防</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>排気筒連絡ダクト(土砂部)</li> <li>排気筒連絡ダクト(土砂部)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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、偏水圧が生じる可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	全応力
<p>パターンC (偏圧の影響)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤(鋼管式鉛直壁(一般部))</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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、地震時に液状化の影響で地盤が片押しになる可能性がある。</li> <li>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・海側ともに朔望平均満潮位)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。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	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 3.3-77 に示す。

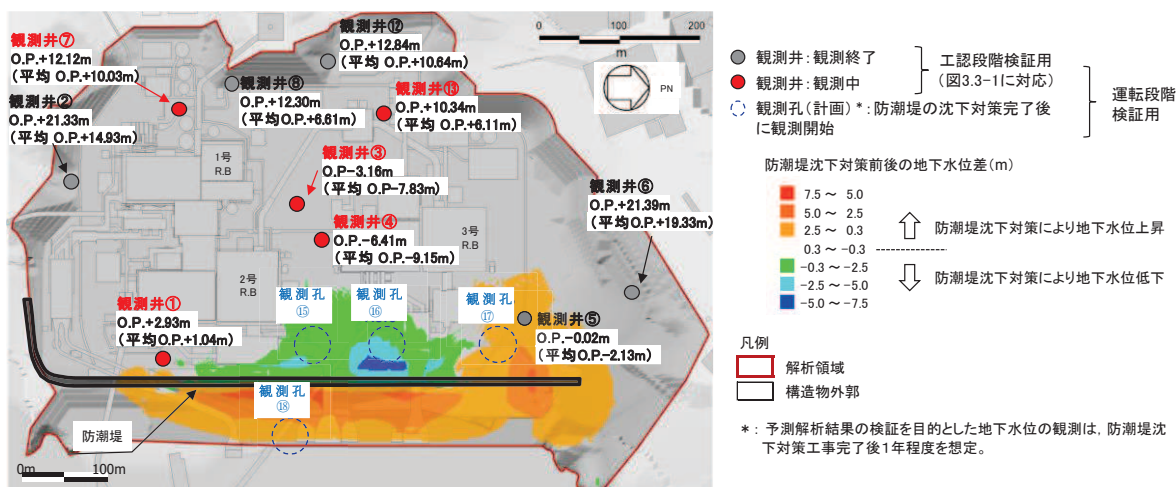


図3.3-75 防潮堤沈下対策による影響範囲と今後の地下水位観測計画

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は「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

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。

##### 4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値

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

##### 4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値

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

##### 4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値

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

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

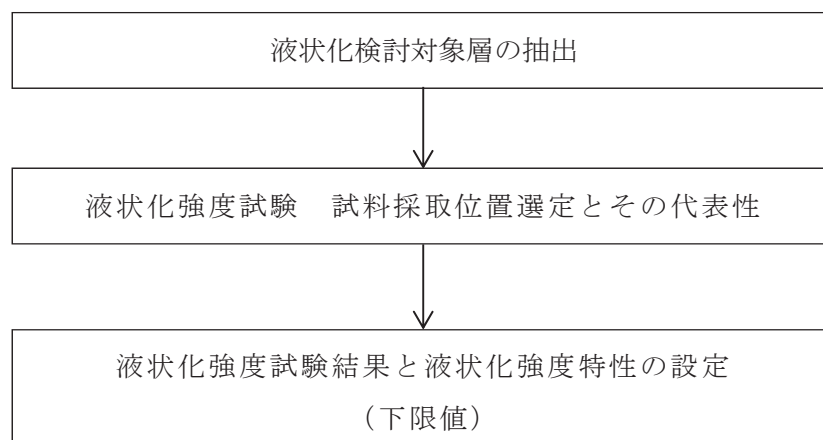


図 4.2-1 液状化強度特性設定のフロー

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。

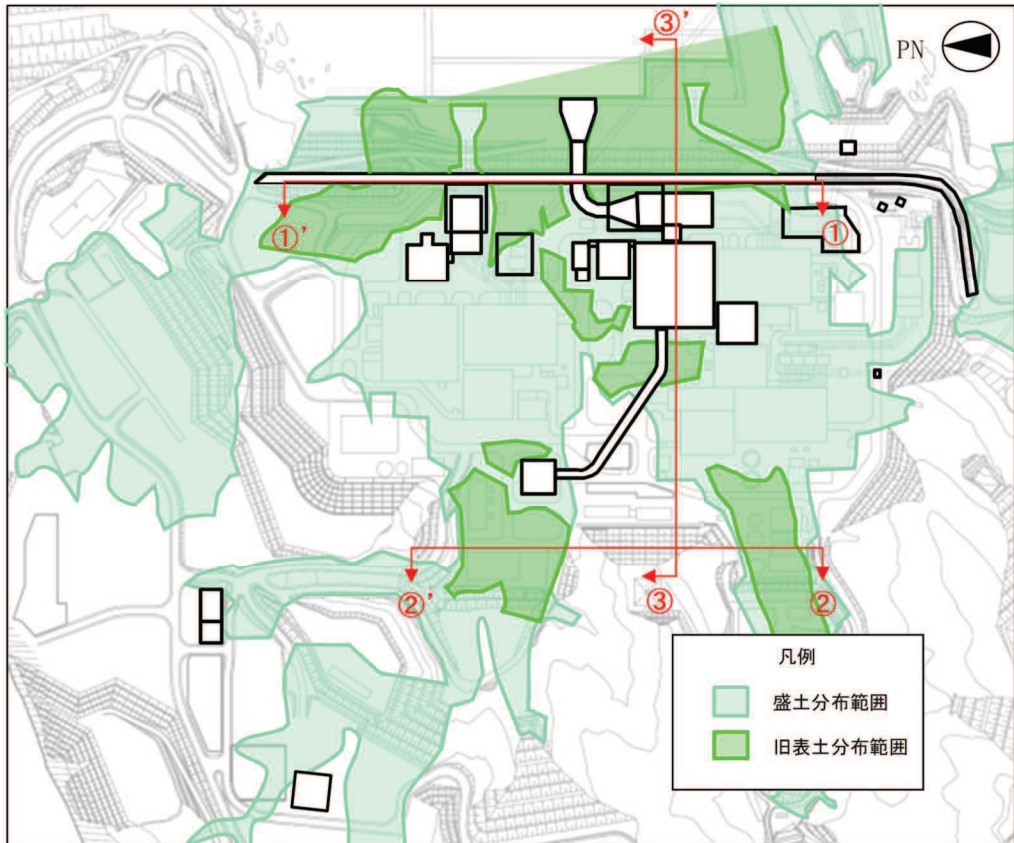
敷地の地盤は、岩盤、盛土及び旧表土に分類され、液状化の可能性を考慮するべき未固結の地盤は、盛土及び旧表土が該当する。なお、旧表土は、第四系の沖積層に該当し、粘性土～粘土質砂質土～砂質土を主体とし、海浜砂に比べ粒径が比較的幅広い特徴を有する。

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

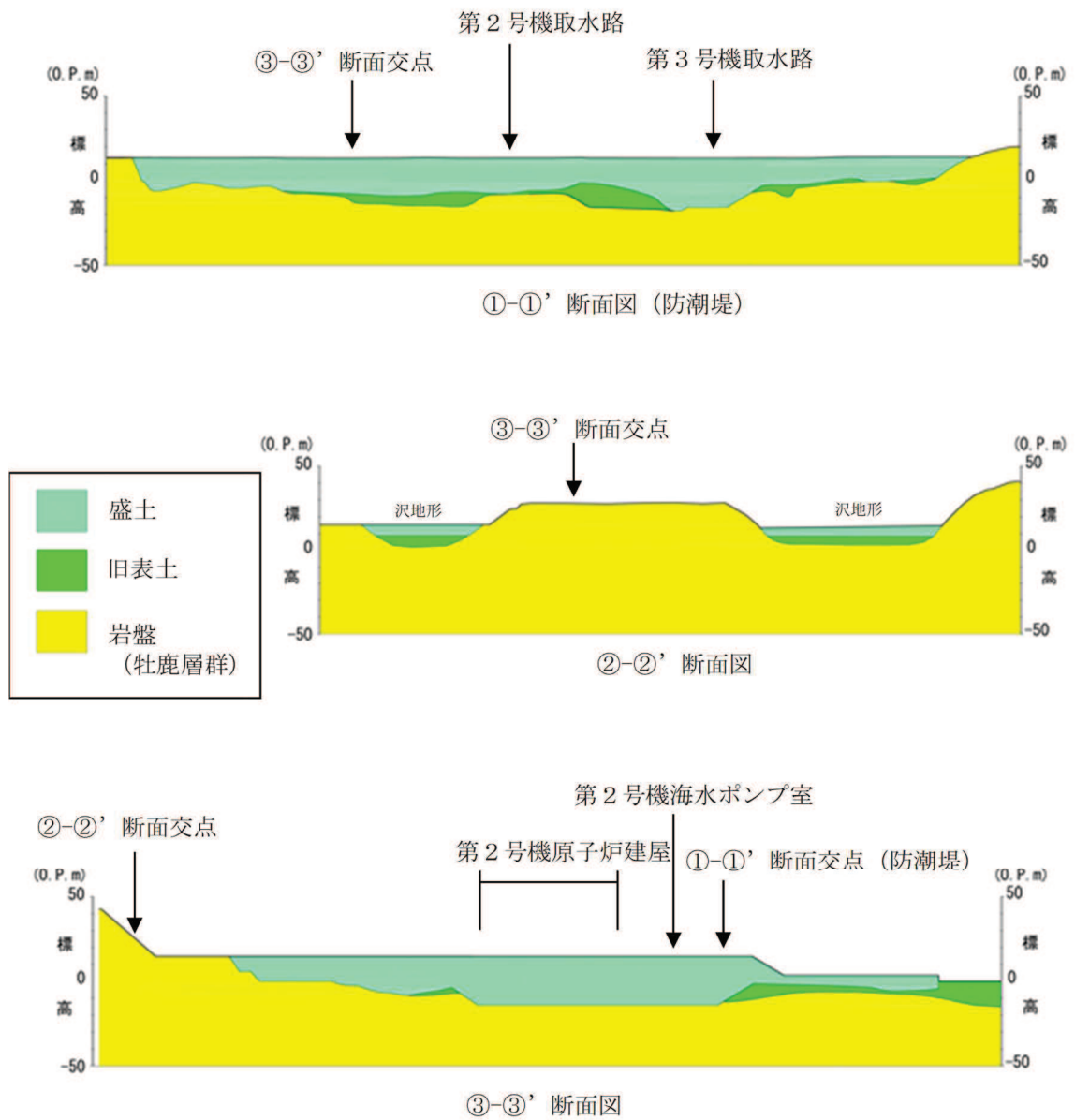


図 4.2-3 盛土及び旧表土の分布断面図

#### 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<sup>\*2</sup>

- ・平均粒径が 10 mm以上の飽和土層

以上より、液状化検討対象層として盛土及び旧表土を抽出する。

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

\*2：粘土分含有率が 10%以上の土層を含む（液状化強度試験位置における粘土分含有率を参考資料 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4.2-1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 4.2-1 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。 <sup>*1</sup>
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。 <sup>*1</sup>
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。 <sup>*2</sup>
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。 <sup>*2</sup>

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。

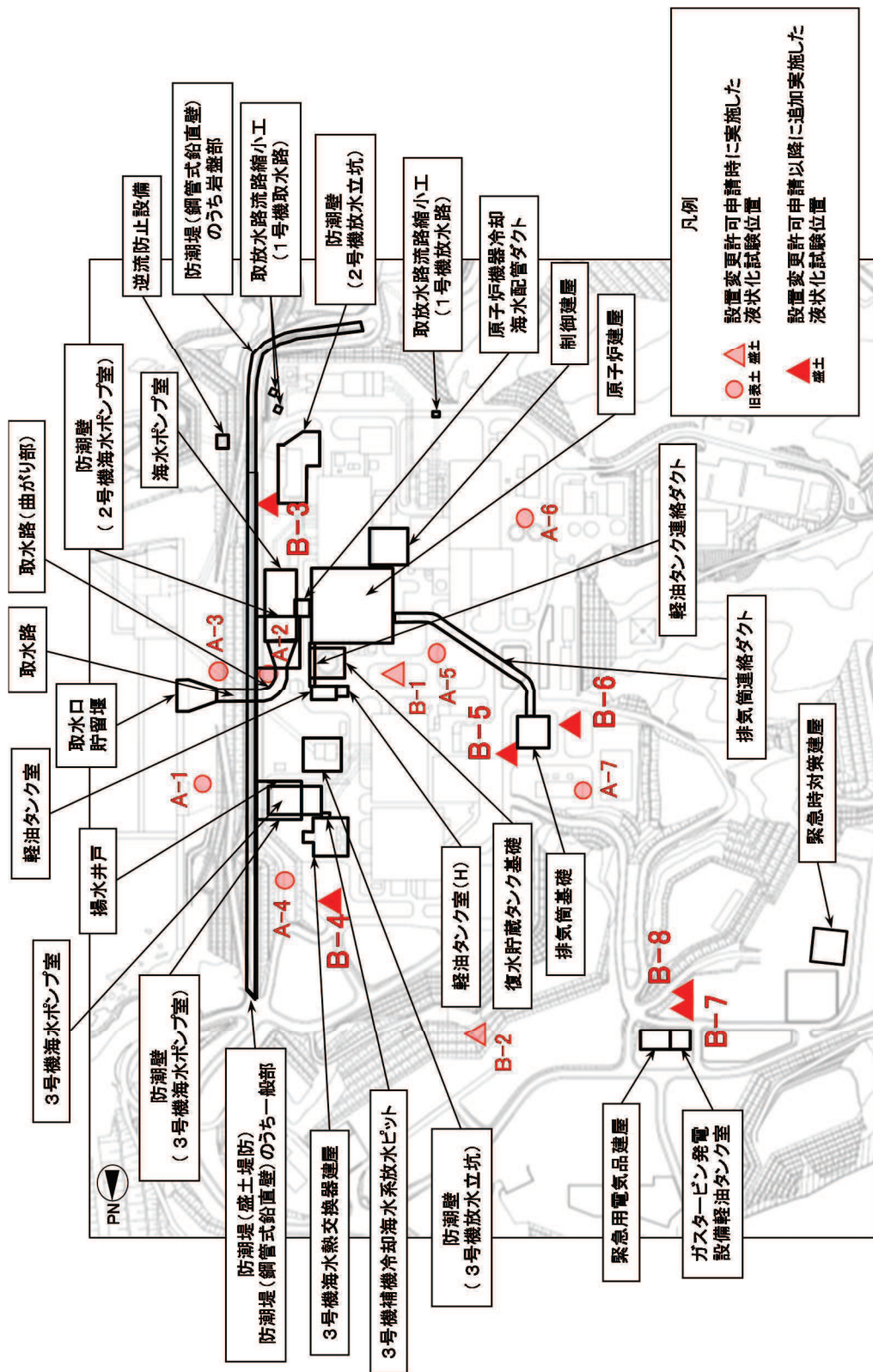


図 4.2-4 液状化強度試験位置

F83

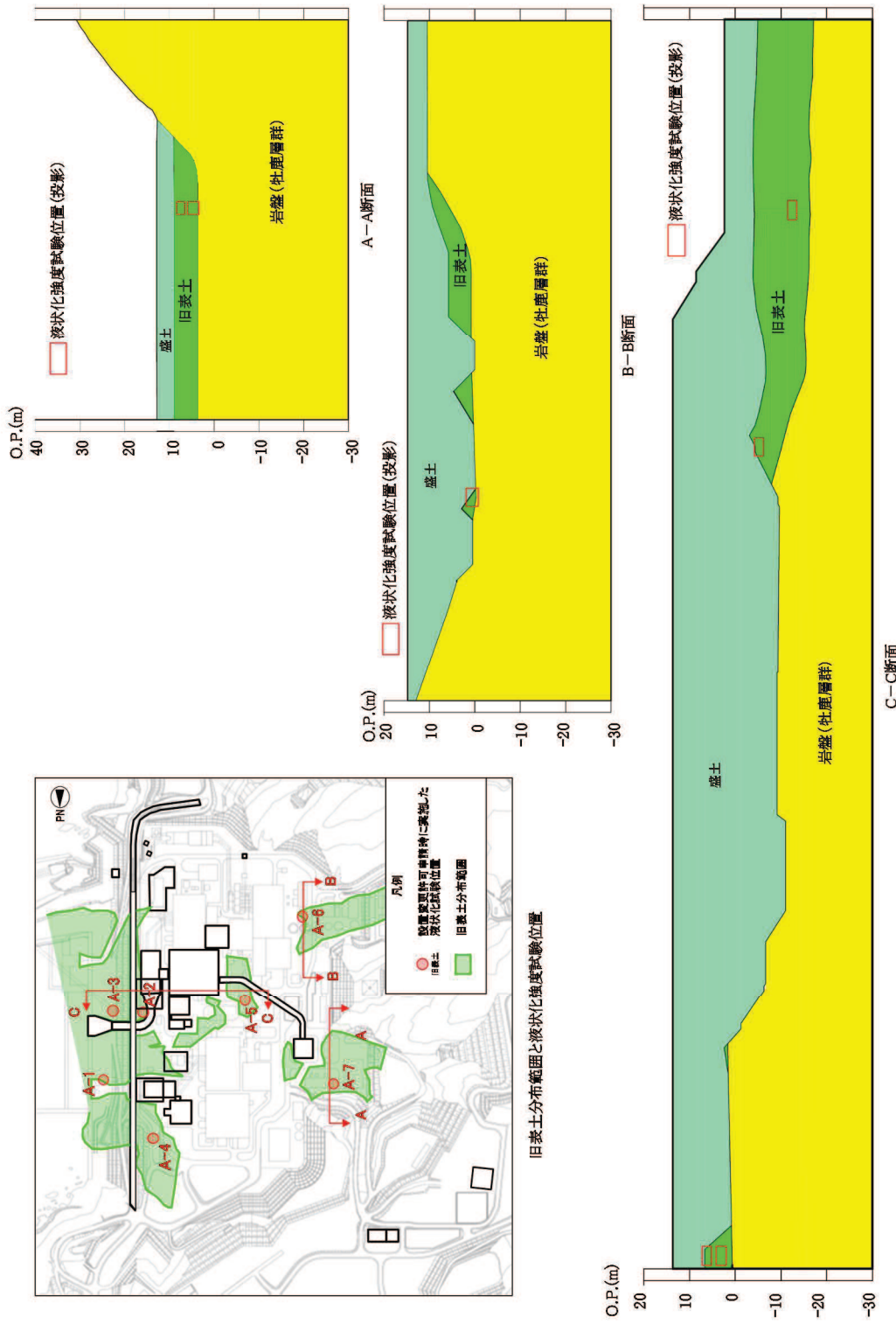


図 4.2-5(1) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/2)

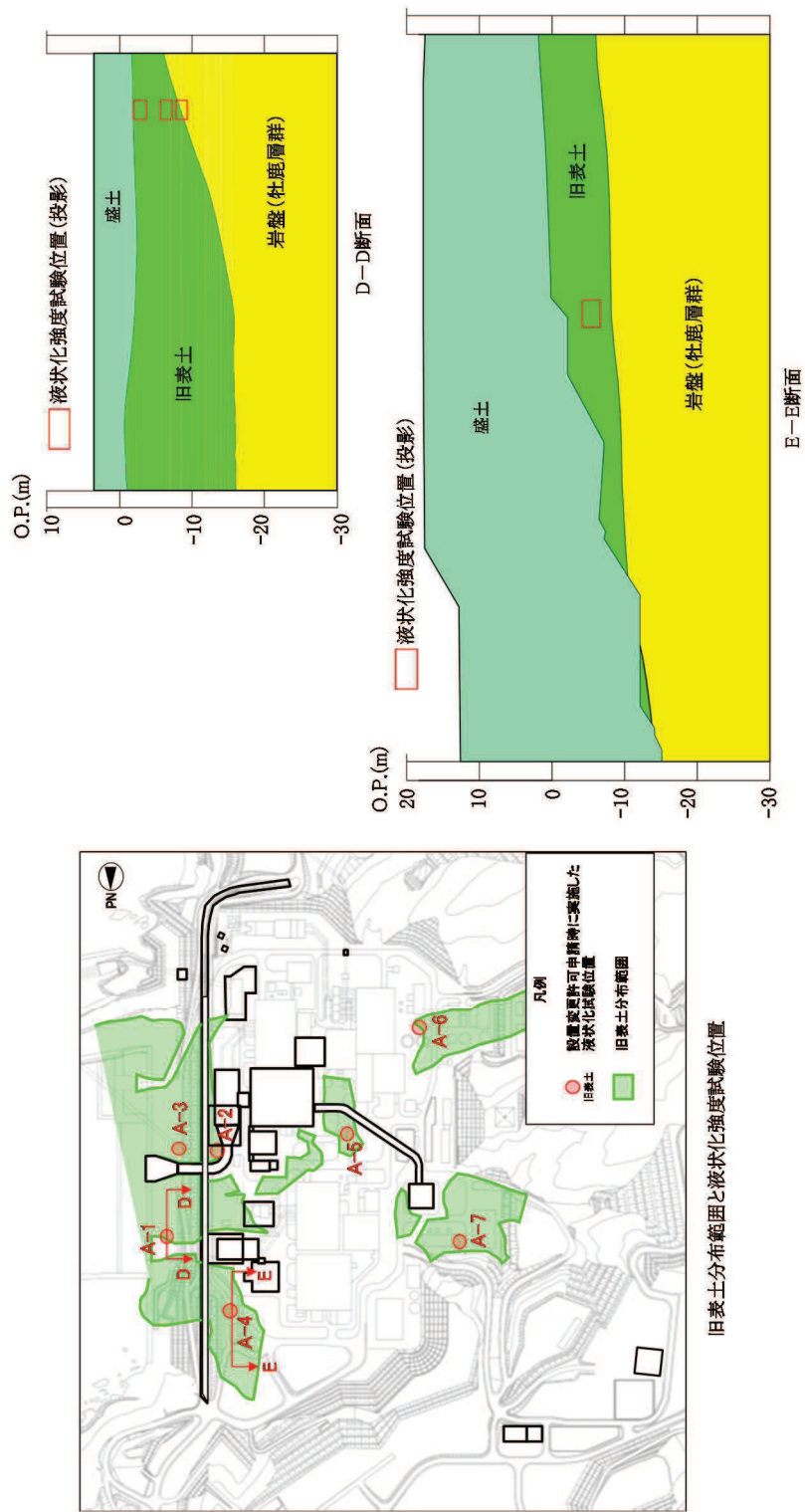


図 4.2-5(2) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(2/2)

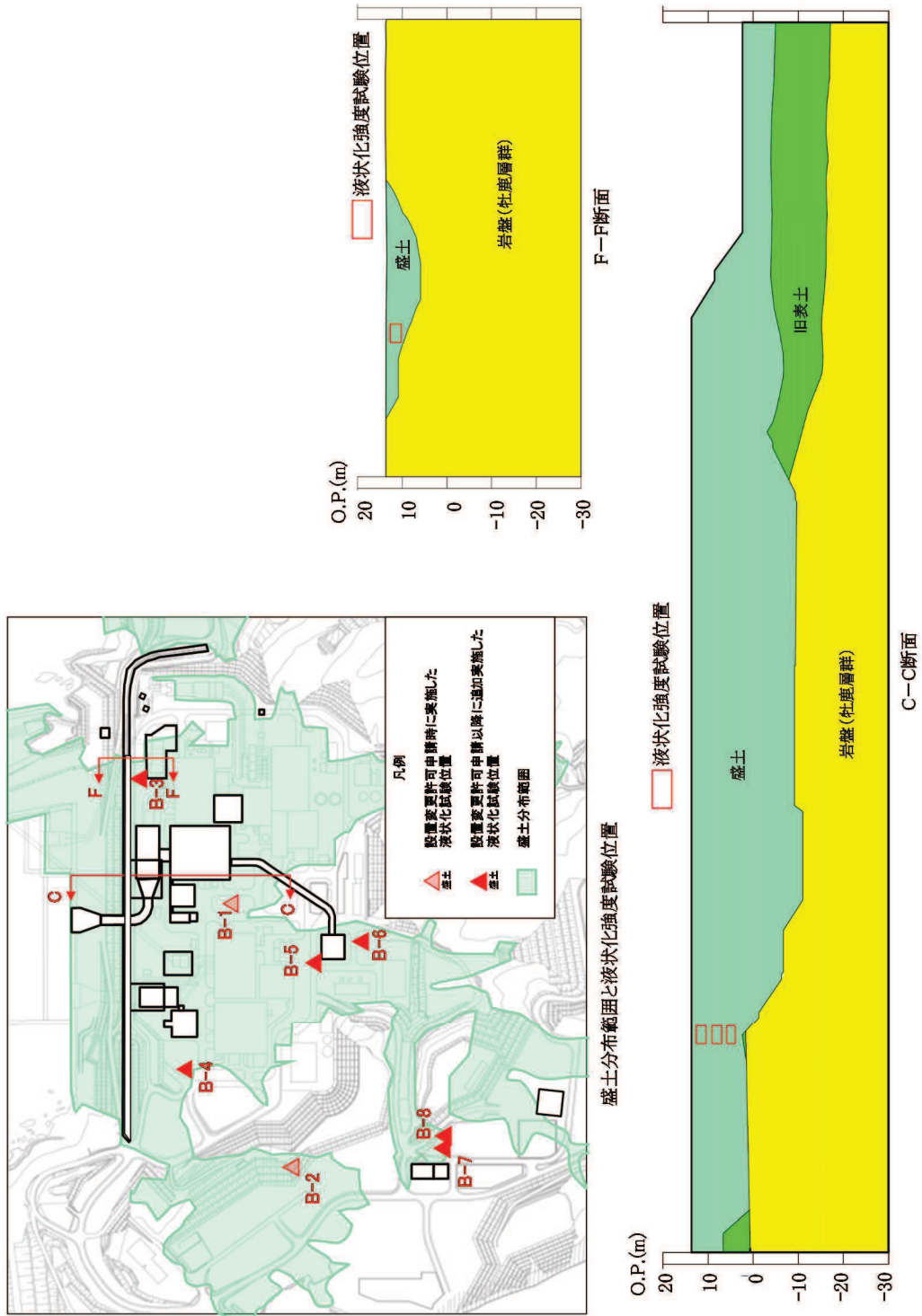


図 4.2-6(1) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/3)

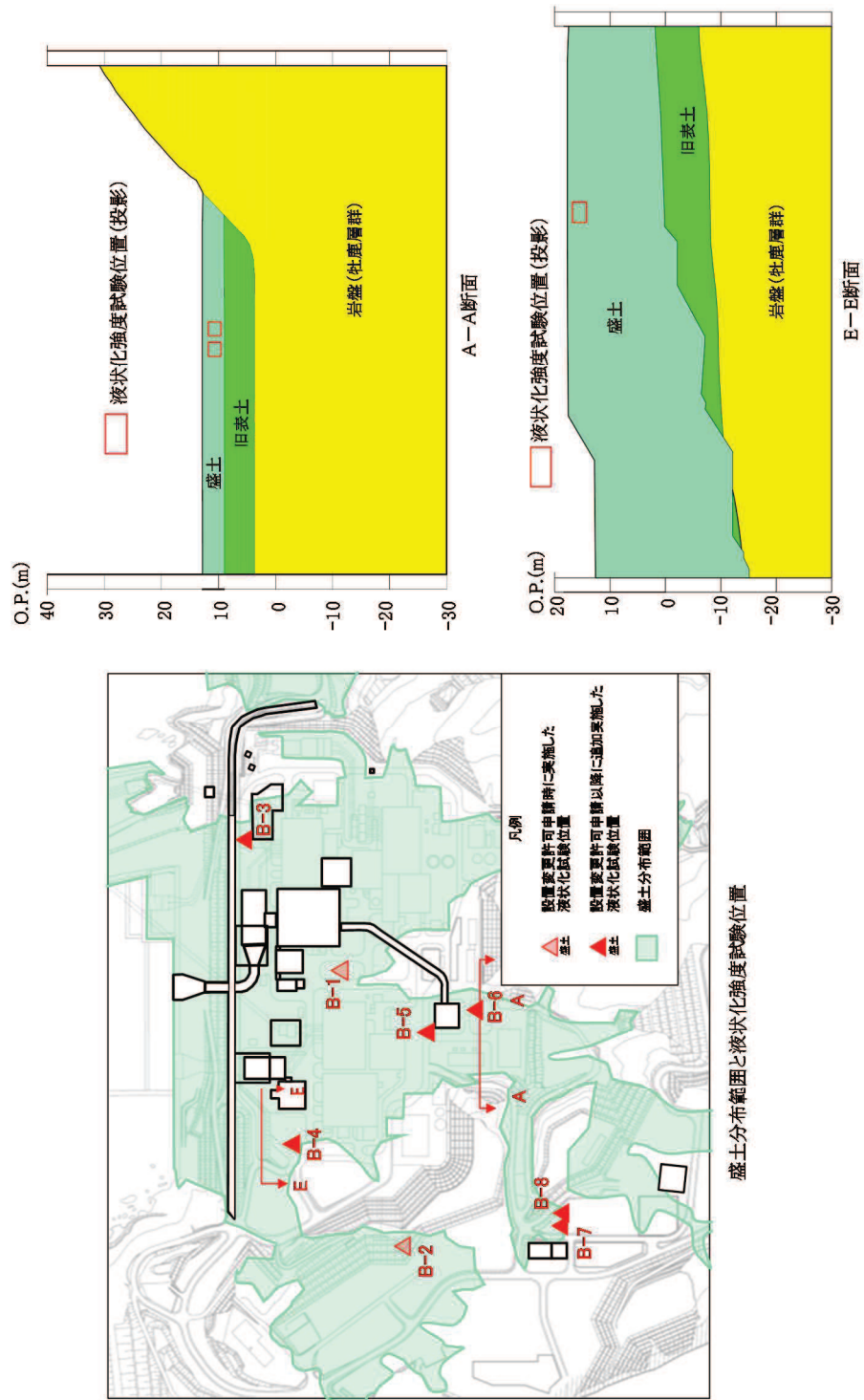


図 4.2-6(2) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(2/3)

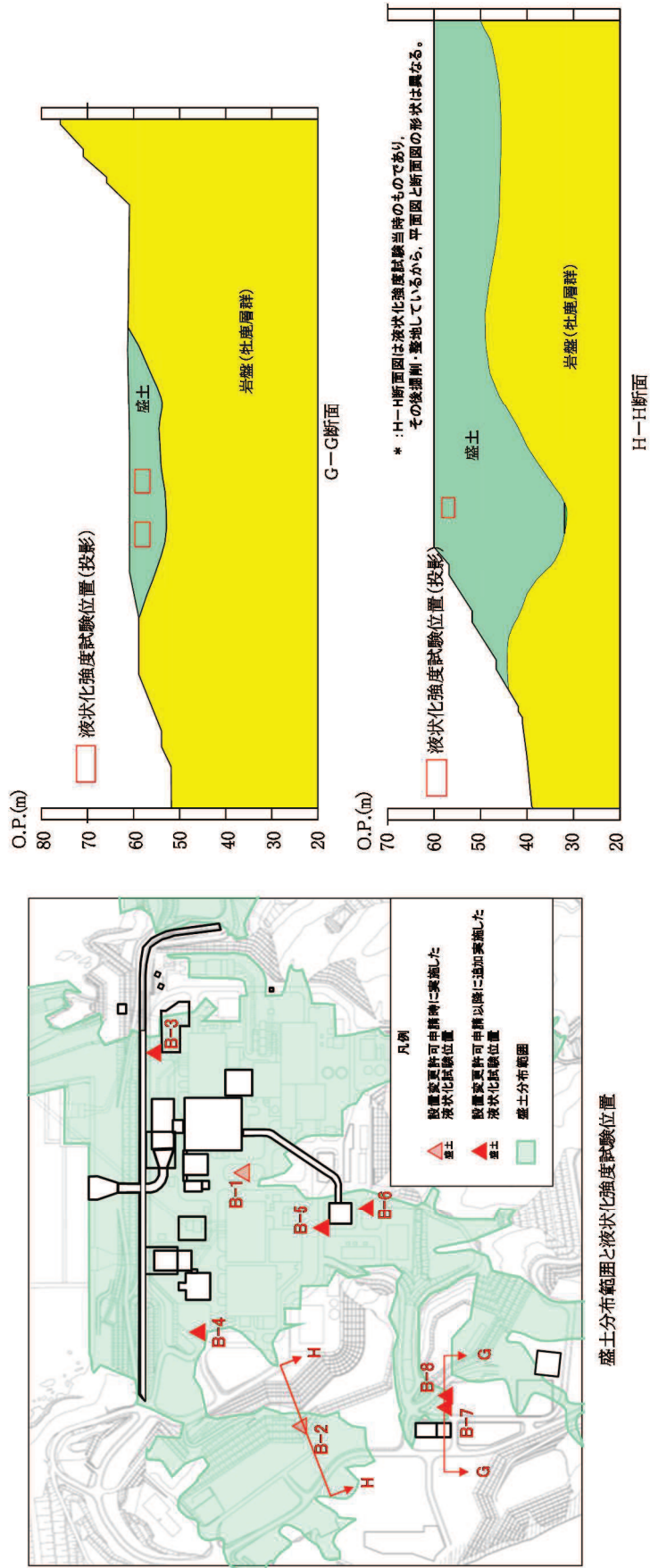


図 4.2-6(3) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (3/3)

## 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 4.2-2 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 4.2-2 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。

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。

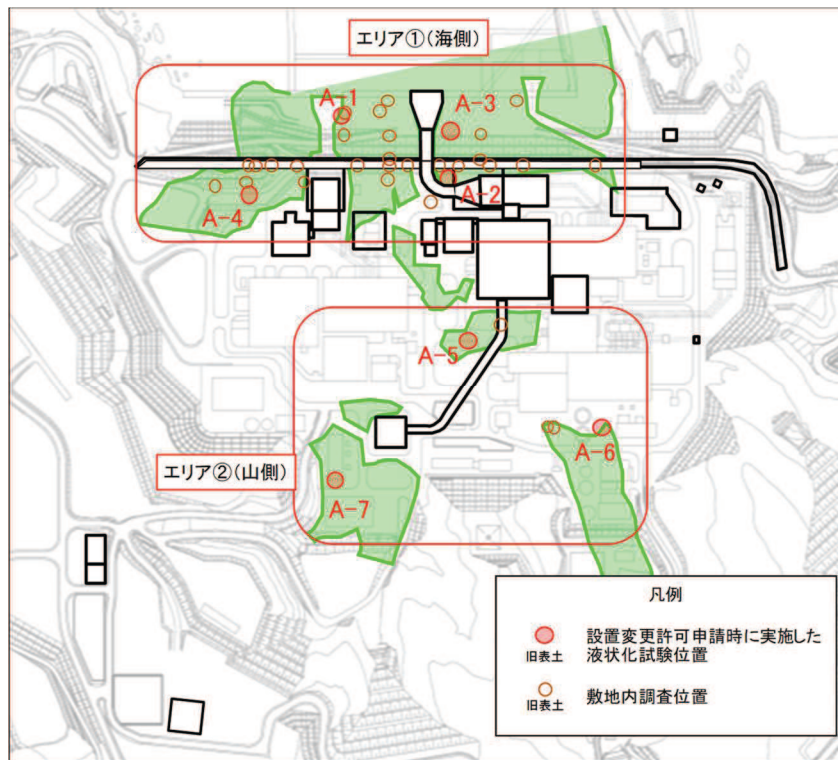


図 4.2-7 旧表土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

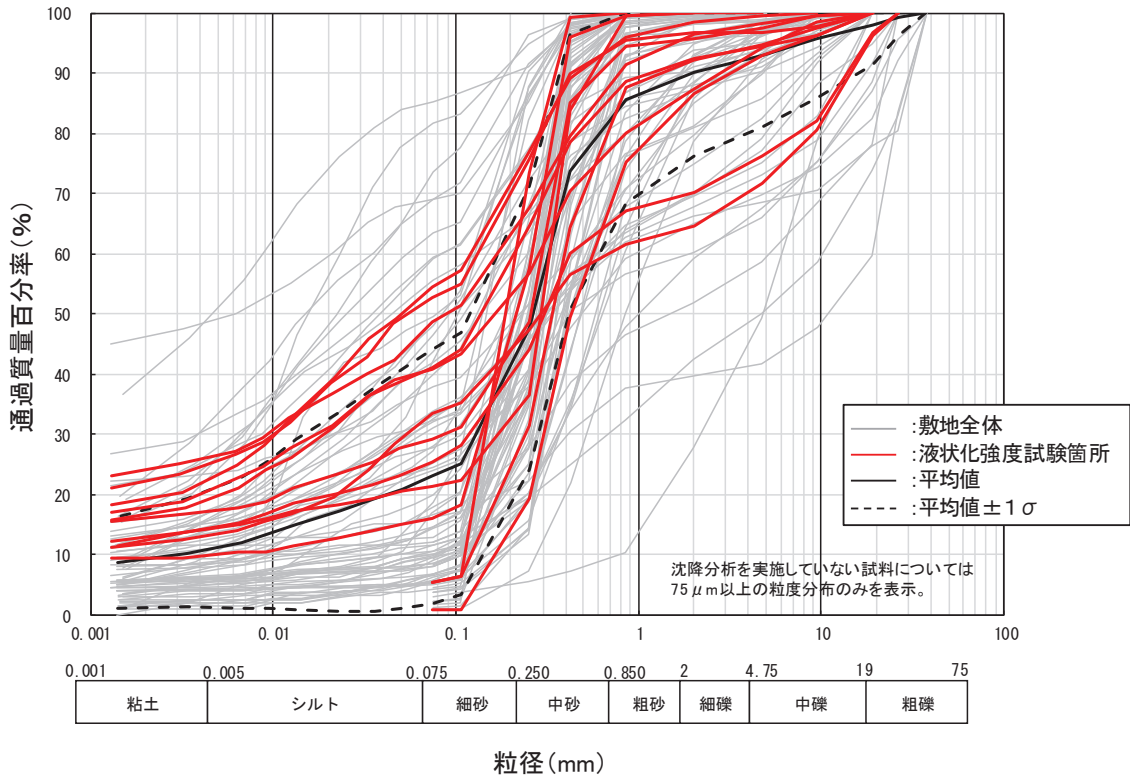


図 4.2-8 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布

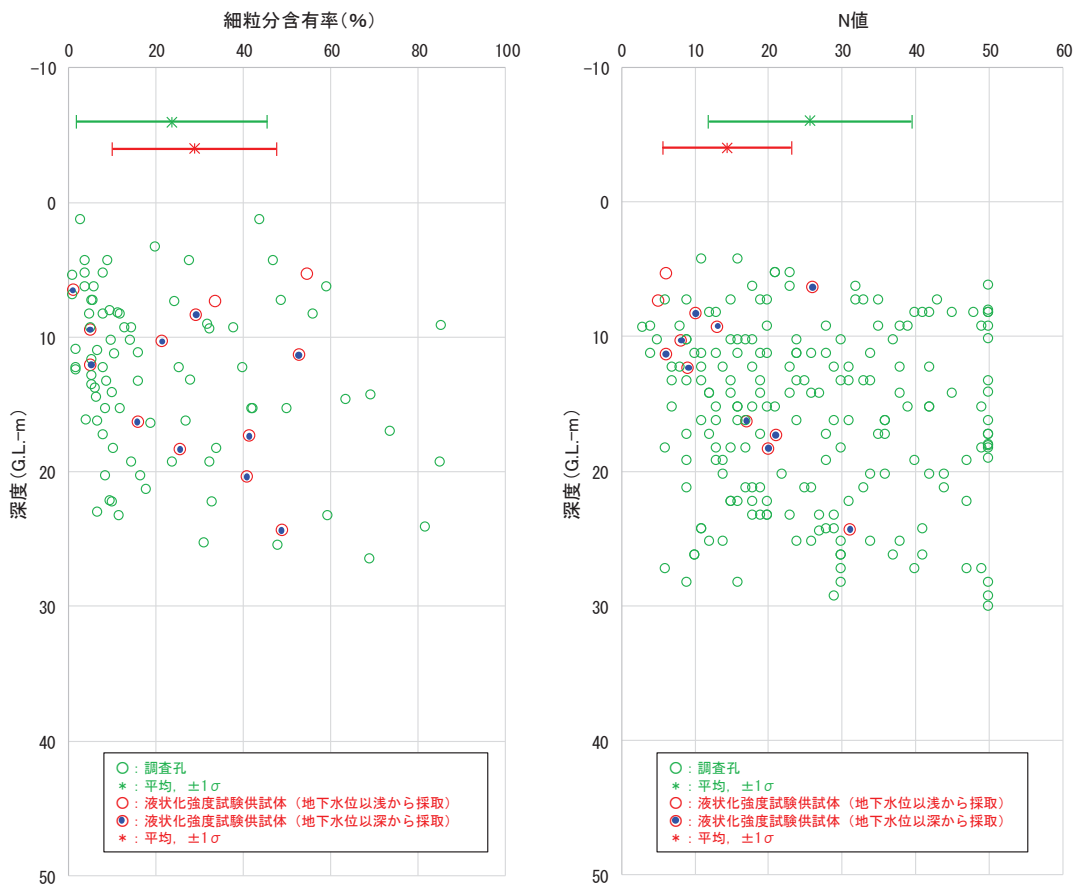
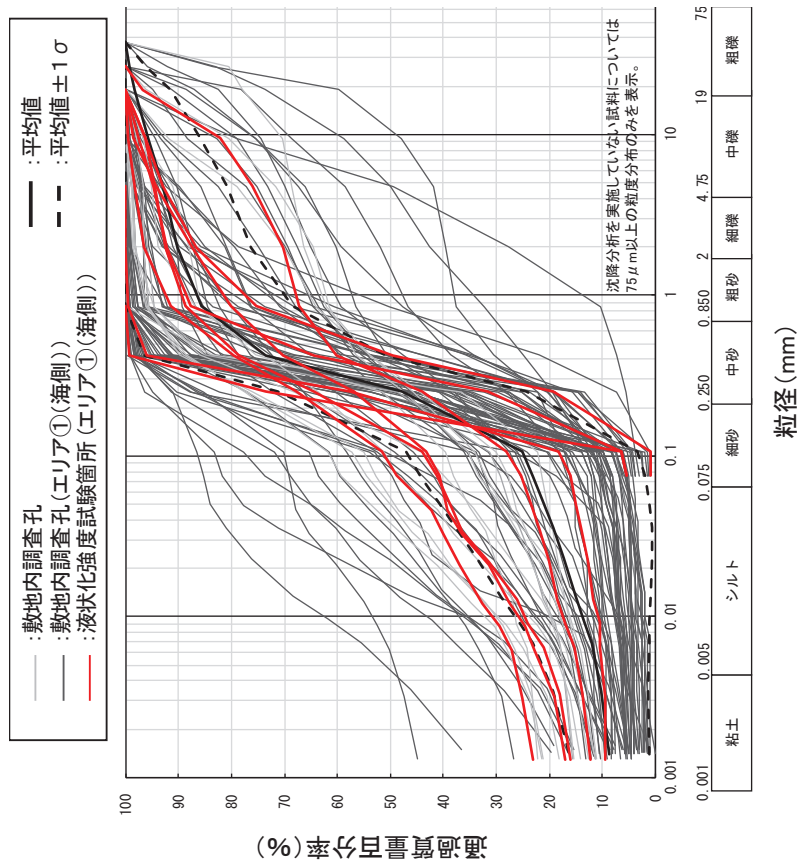
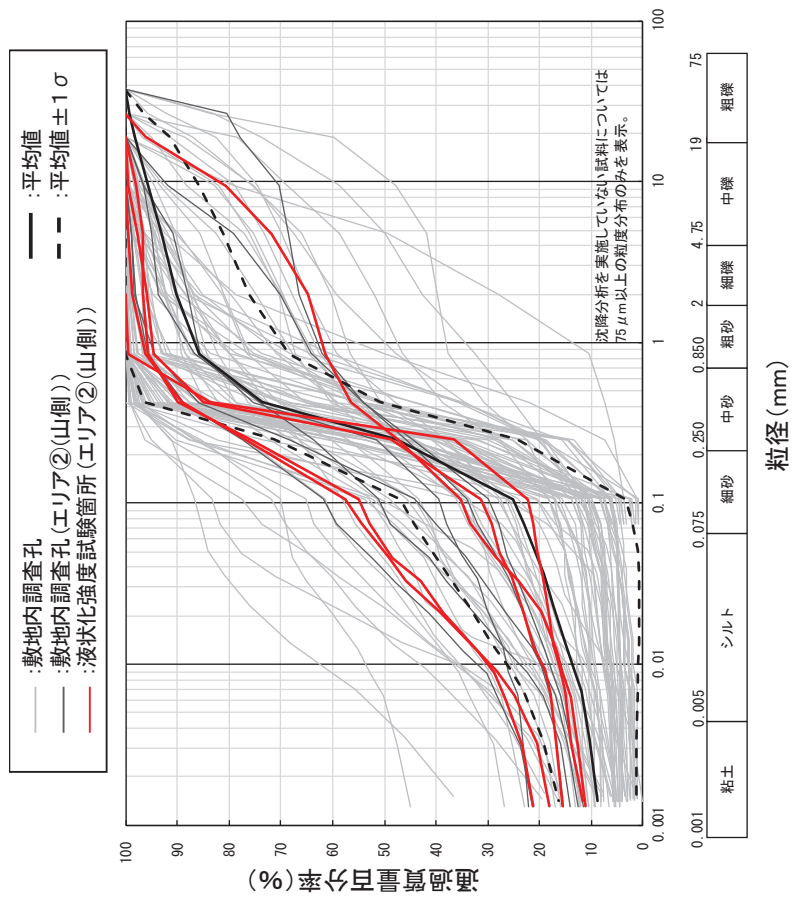


図 4.2-9 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値



(i) エリア①(海側)で整理



(ii) エリア②(山側)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)

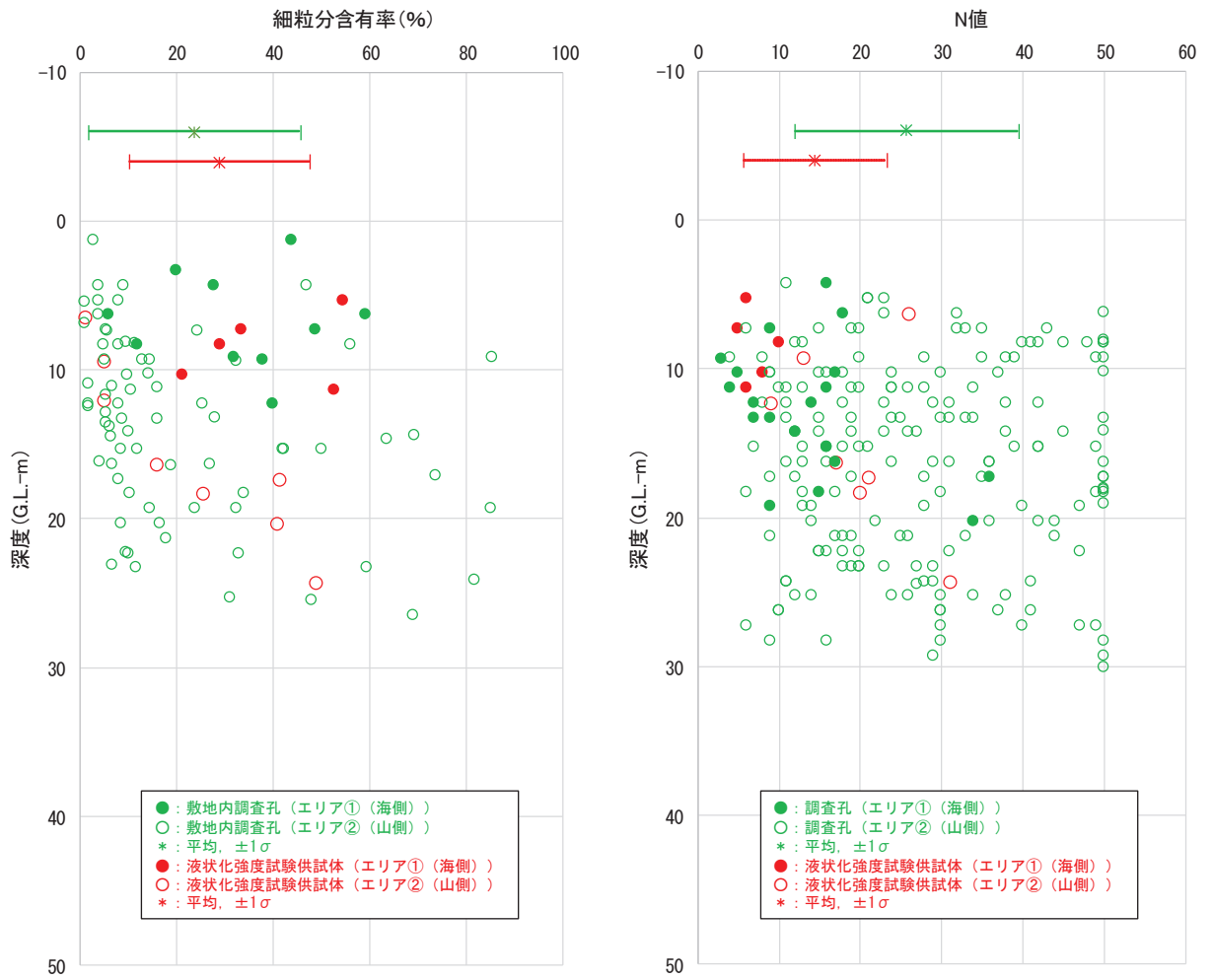


図 4.2-11 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値  
(エリア別比較)

## (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。なお、N値について液状化試験位置のN値よりも低い箇所が確認されているが、これらは図4.2-17(3)に示すように、採取位置が浅部で地下水位以浅であること及び防潮堤設置に伴い地盤改良される又は置換コンクリートで取り除かれる箇所であることを確認した。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位よりも高くなっている。液状化強度試験は、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。

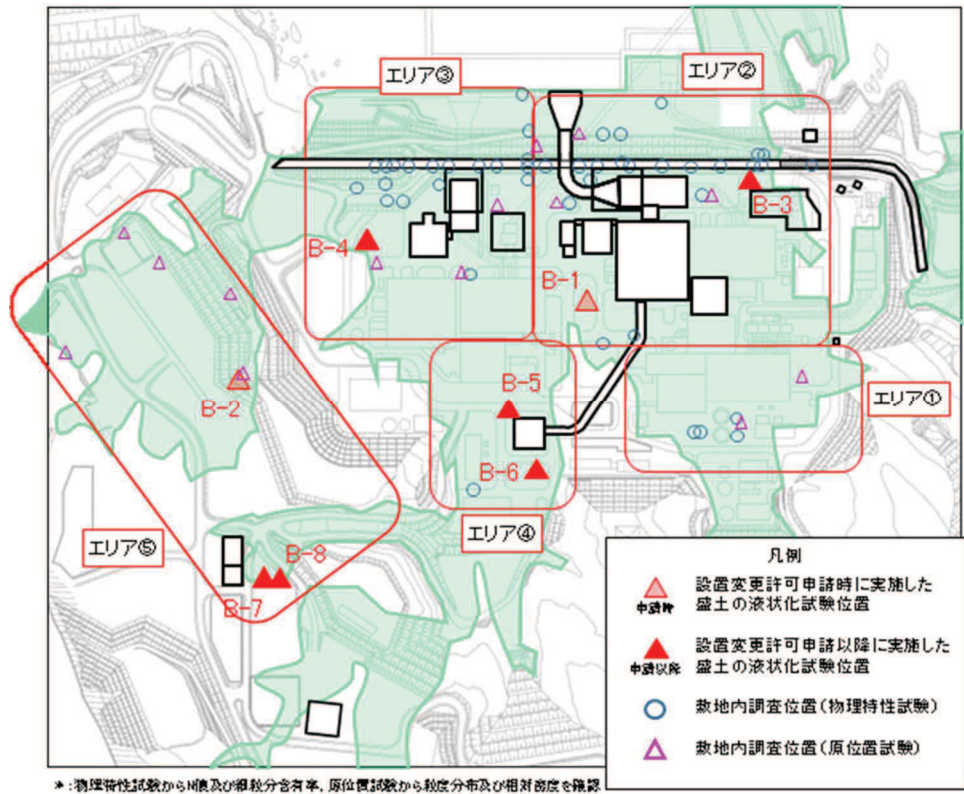


図 4.2-12 盛土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

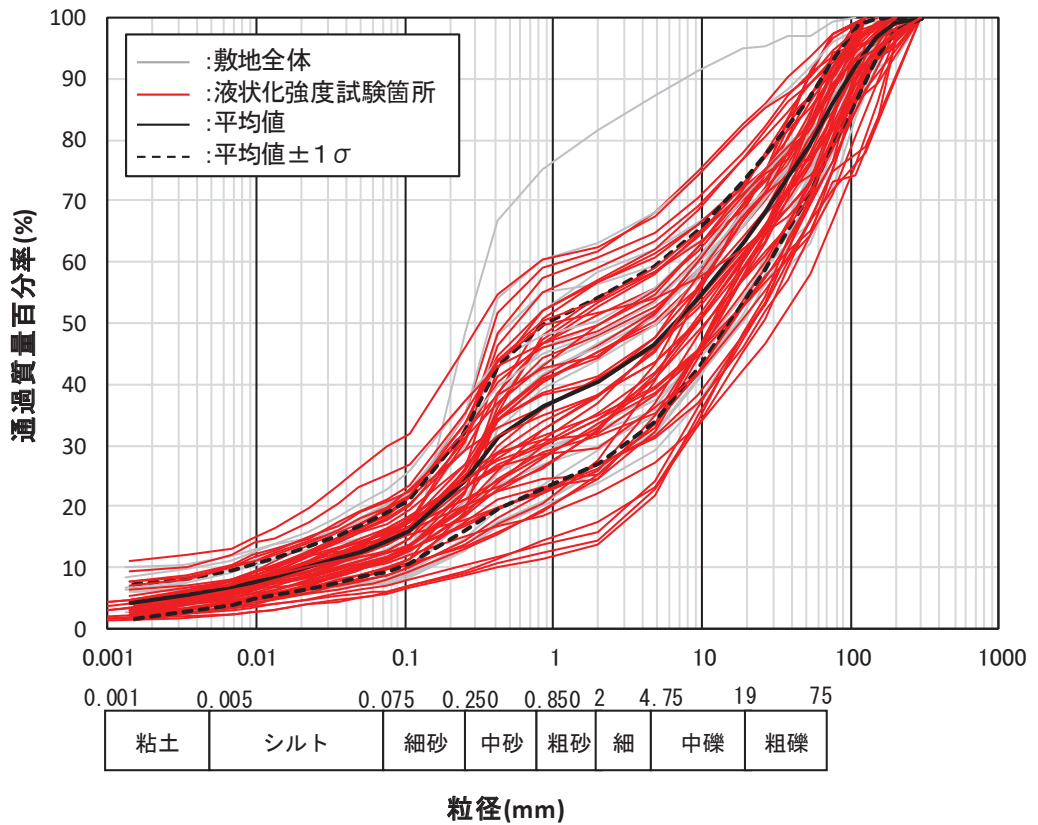


図 4.2-13 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の粒度分布



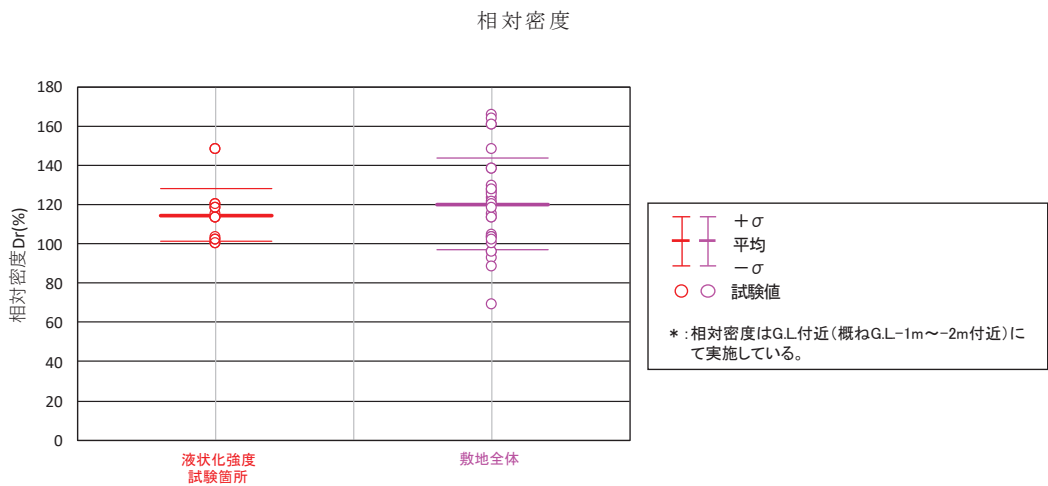
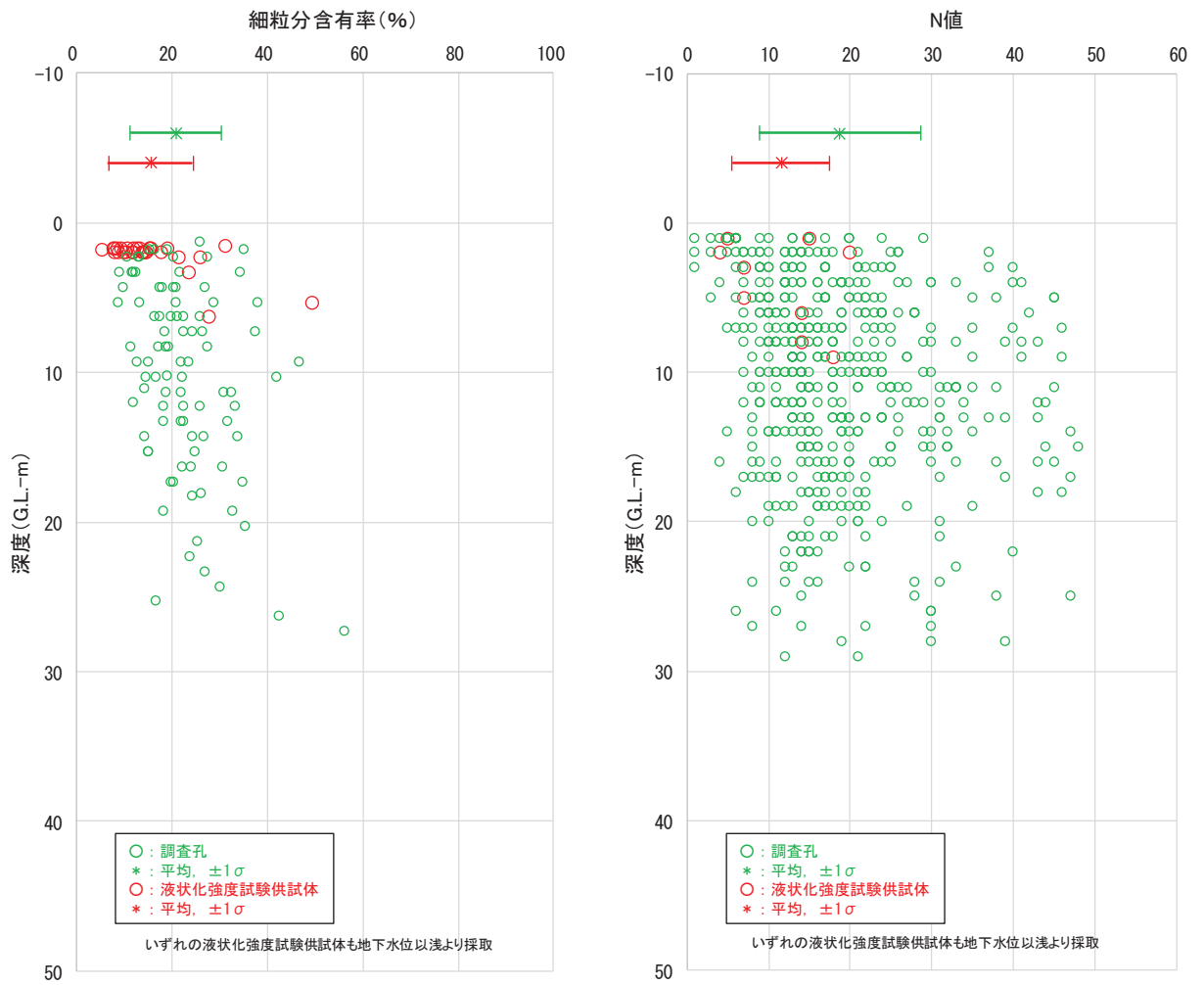


図 4.2-14 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の  
細粒分含有率, N 値及び相対密度

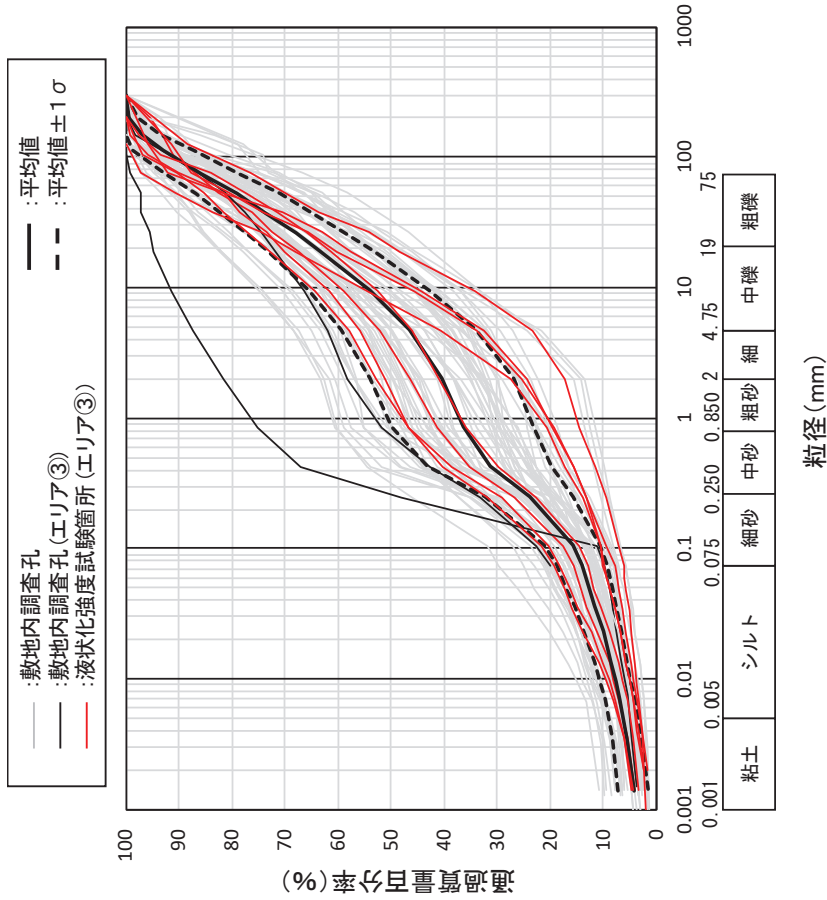
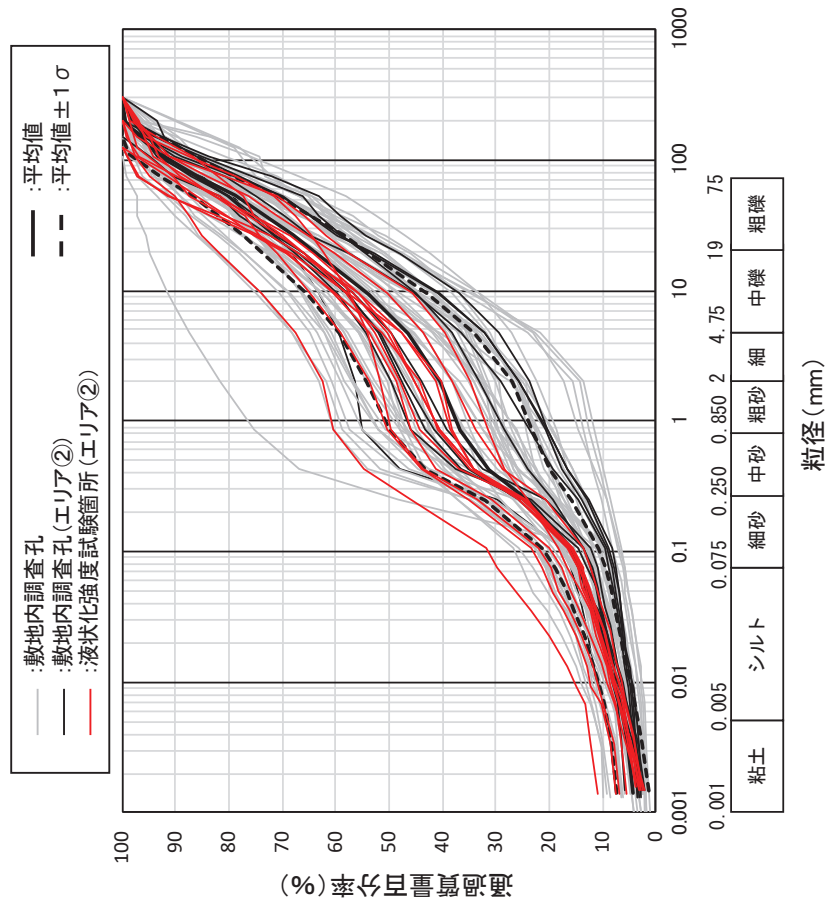
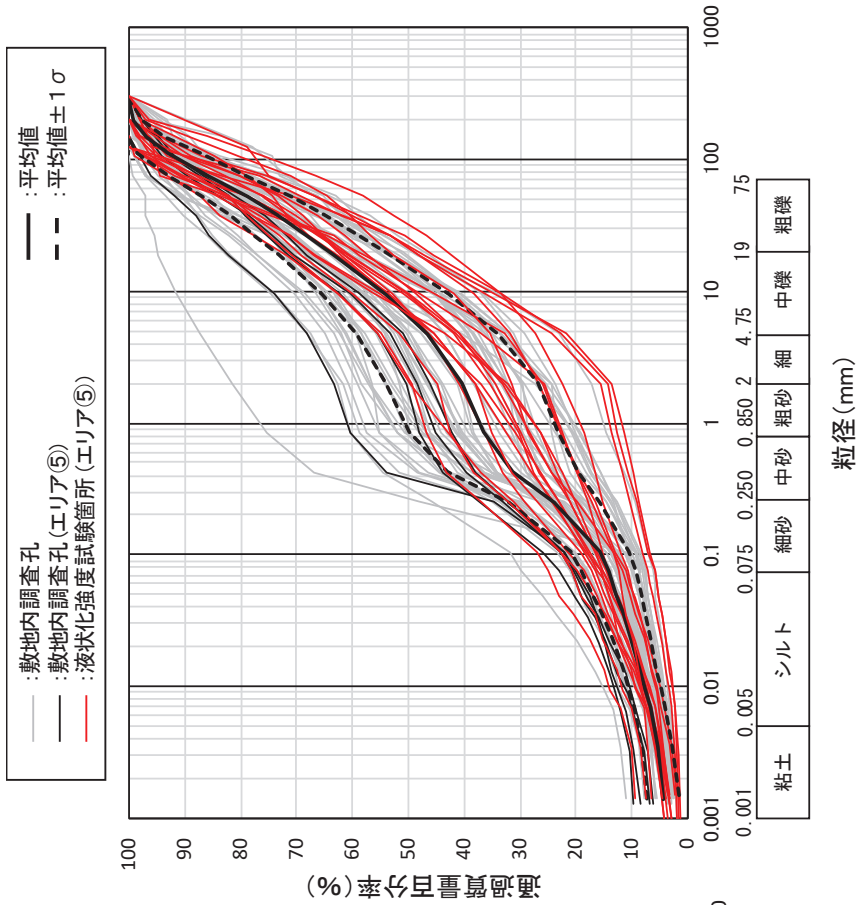
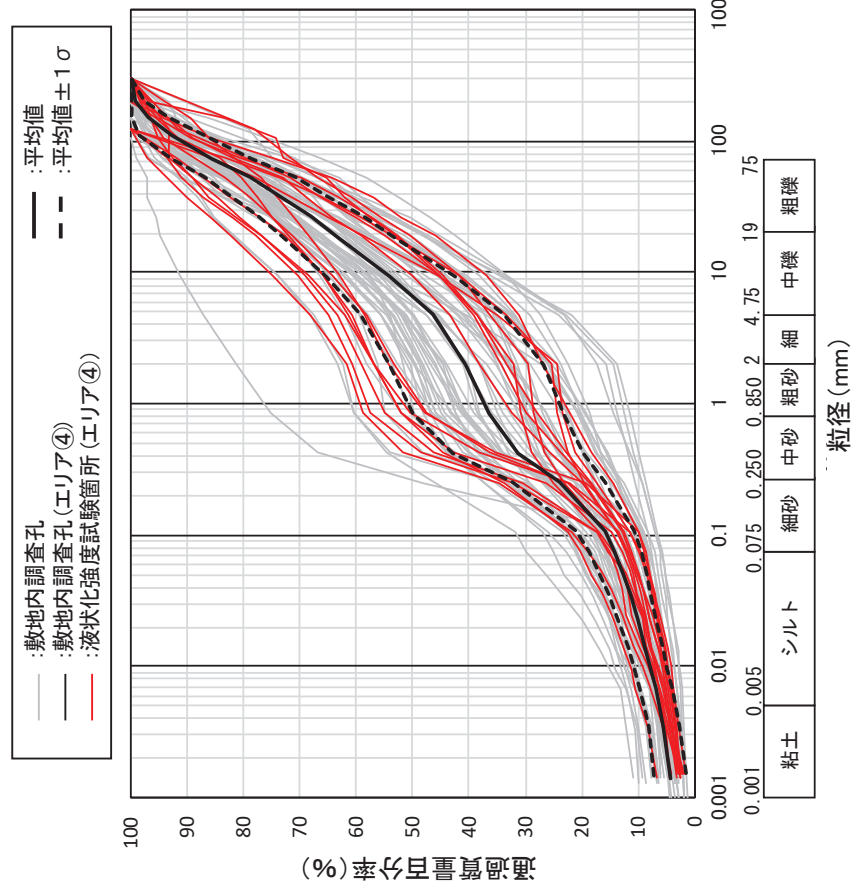


図 4.2-15(1) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の粒度分布 (エリア別比較)



(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盛土の液状化強度試験供試体の粒度分布 (エリア別比較)

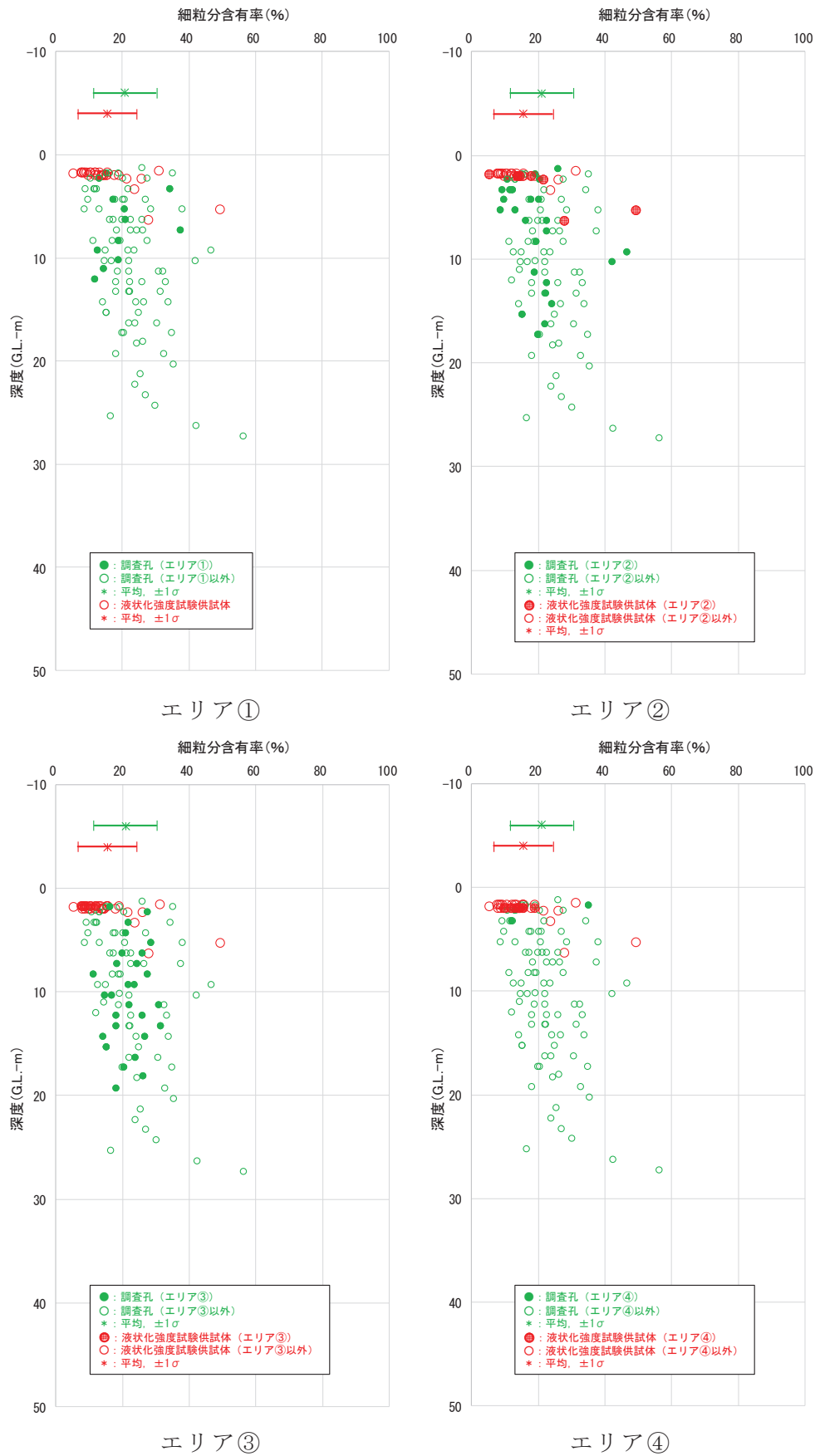
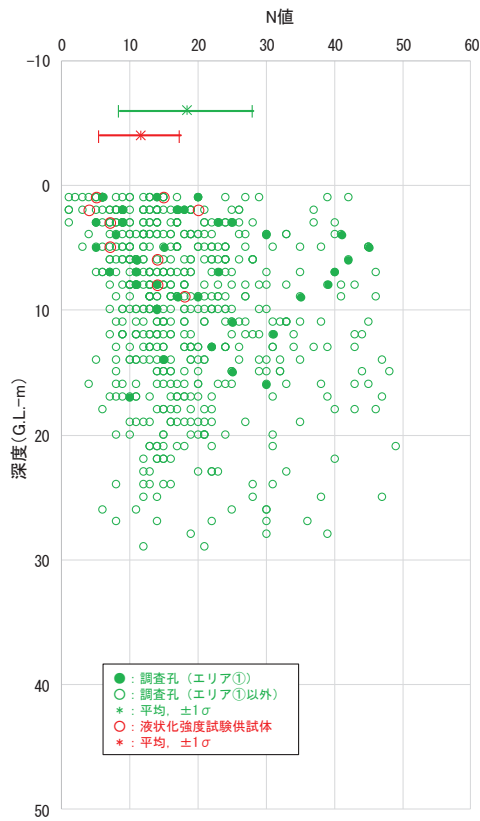


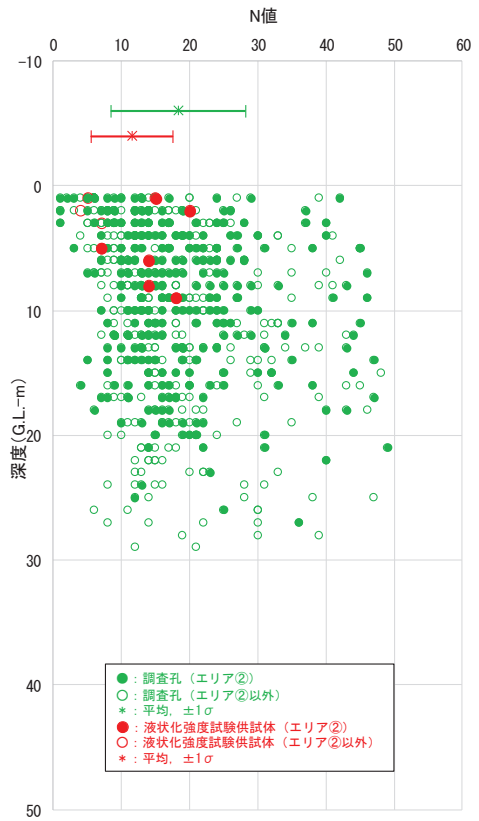
図 4.2-16(1) 盛土の液化強度試験供試体と敷地内調査箇所の子粒分含有率 (エリア別比較)



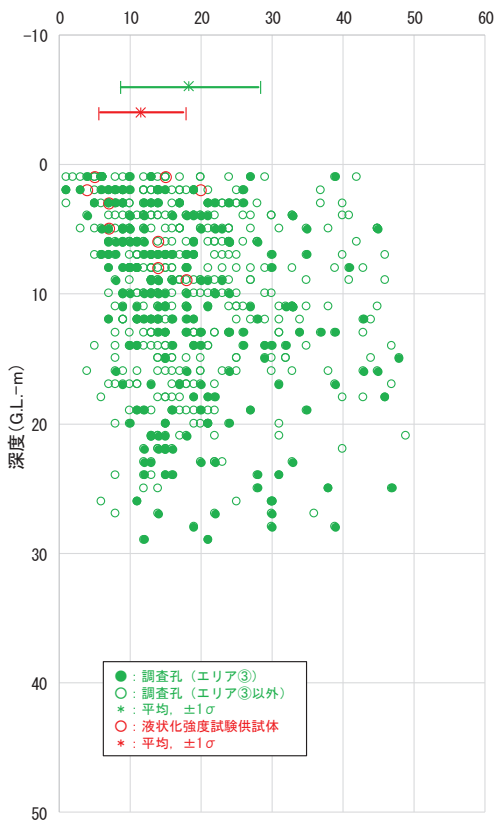
図 4.2-16(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の新粒分含有率  
(エリア別比較)



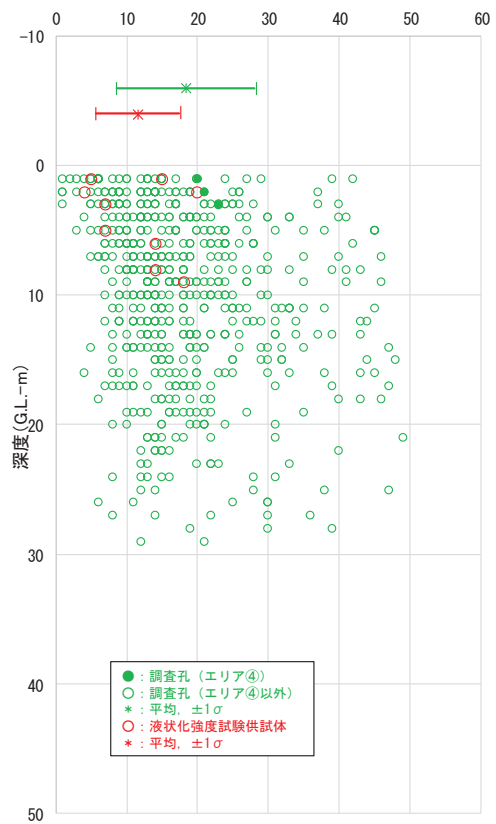
エリア①



エリア②

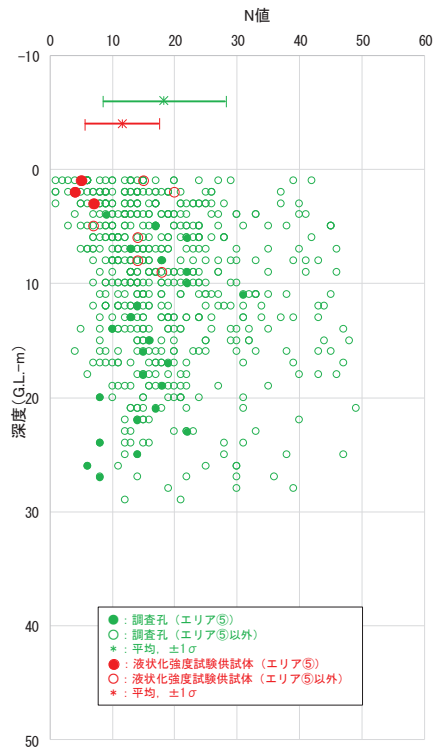


エリア③



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)

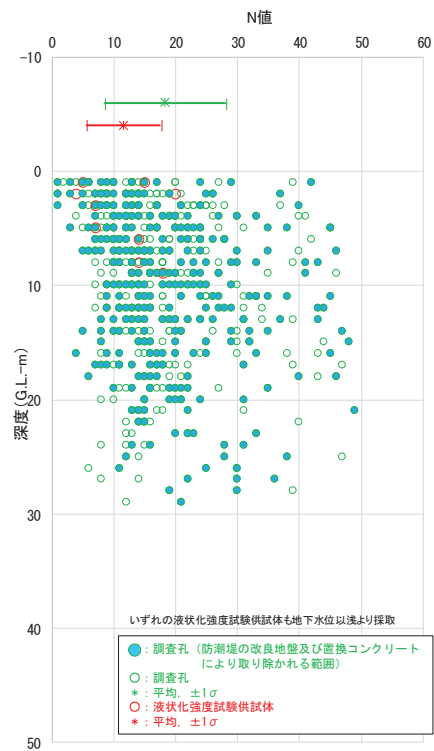


図 4.2-17(3) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所 の N 値  
(防潮堤設置に伴い地盤改良される又は置換コンクリートで取り除かれるデータ)

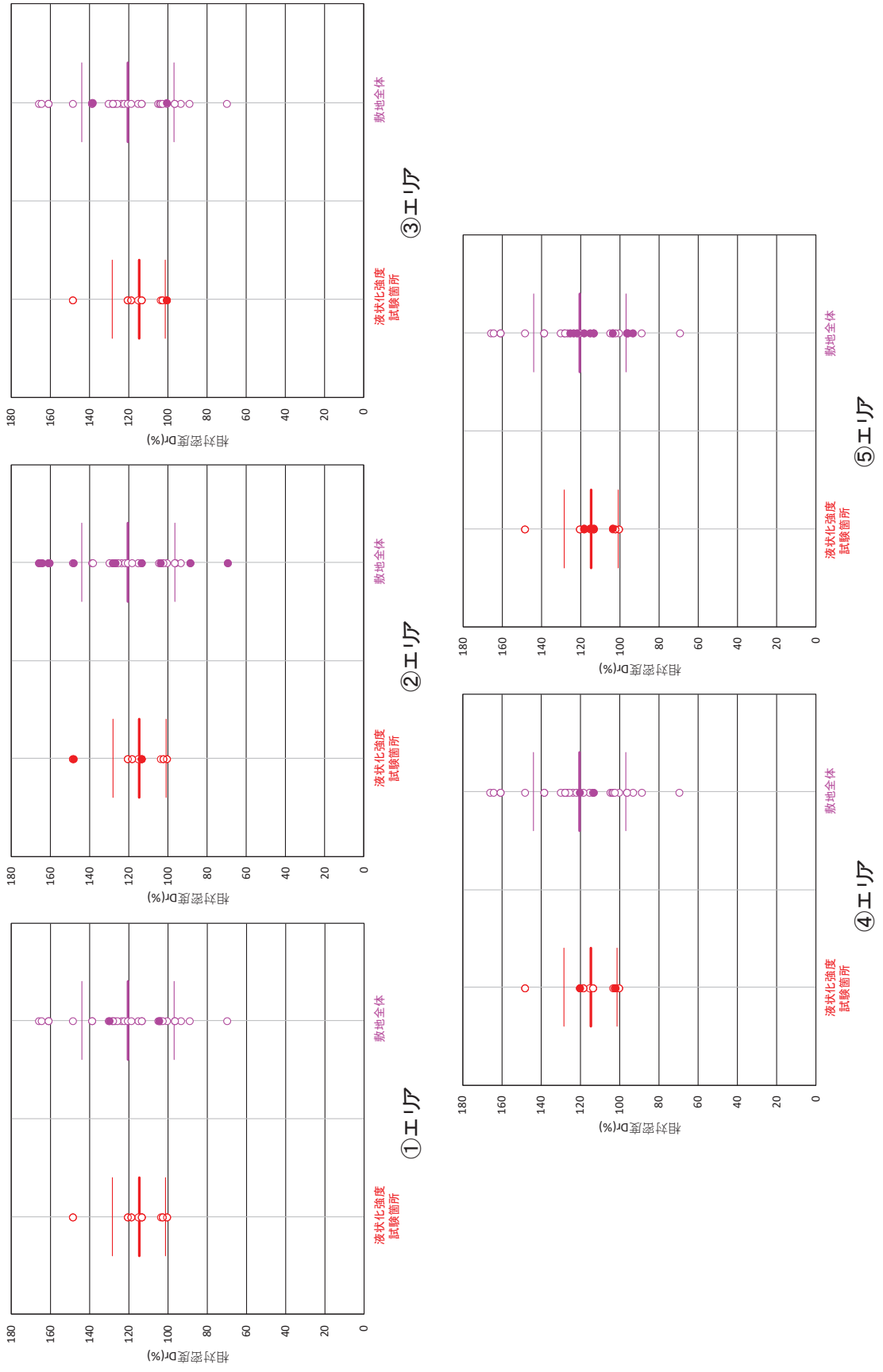


図 4.2-18 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の相対密度 (エリア別比較)



(c) 液状化強度試験試料採取位置の代表性のまとめ

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

①旧表土

**【粒度分布】**

おおむね敷地全体の平均的な粒度分布を持つ試料で試験を実施

**【細粒分含有率】**

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

**【N値】**

平均値、 $-1\sigma$ 値共に敷地全体より小さい位置で試験を実施

②盛土

**【粒度分布】**

敷地内の盛土の粒度分布は類似しており、ばらつきの範囲内に分布

**【細粒分含有率】**

おおむね敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

**【相対密度】**

平均値において敷地全体より小さい位置で試験を実施

(4) 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定

a. 液状化強度試験方法

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

繰返し非排水三軸試験装置の概要を図 4.2-19 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

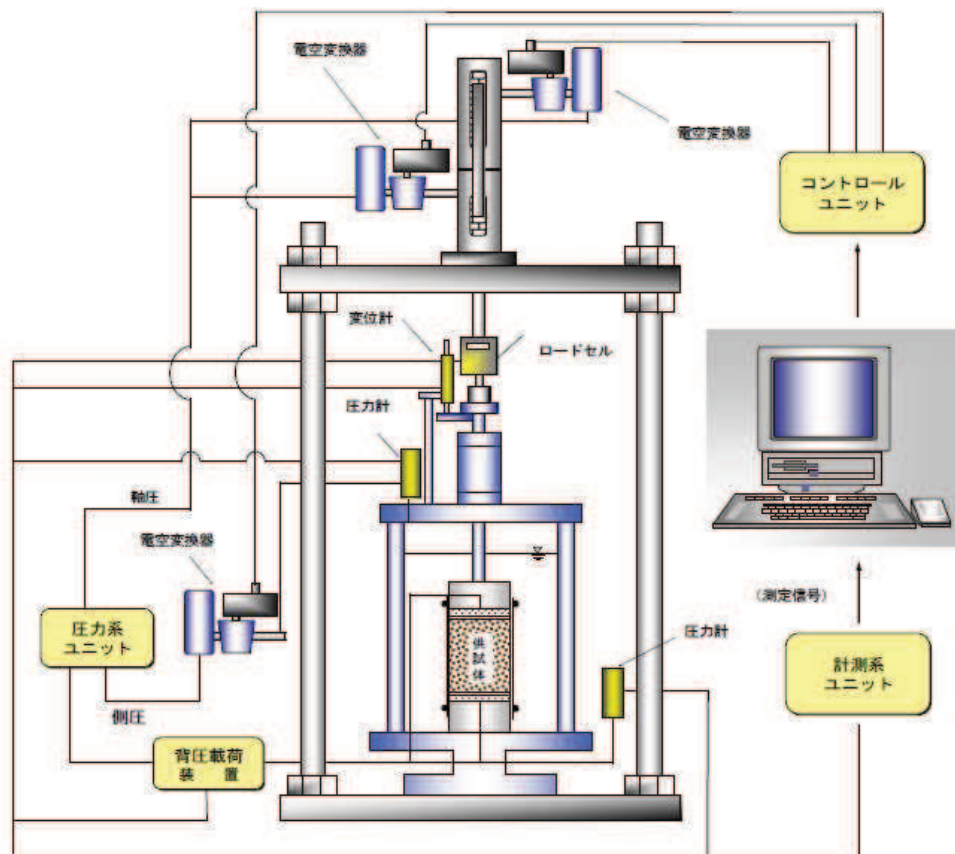


図 4.2-19 繰返し非排水三軸試験装置の概要

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。

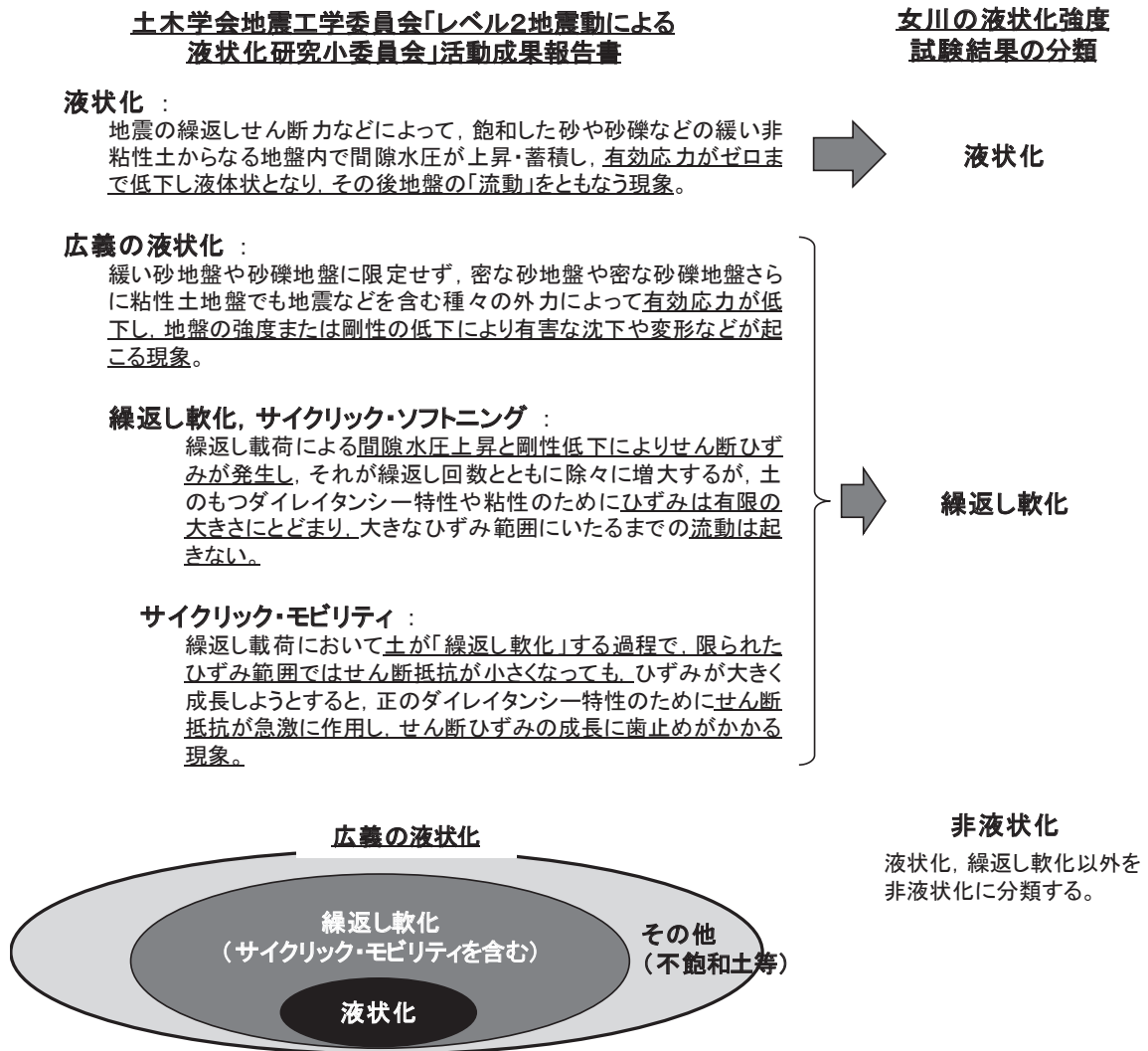


図 4.2-20 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

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 4.2-3 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・モビリティィ」は、合わせて「繰返し軟化」に分類する。

表 4.2-3 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* <sup>1</sup>	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。	○	×* <sup>2</sup>	○	×
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 ×* <sup>3</sup>

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

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

\* 3：項目の判定はするものの、「非液状化」の分類に影響は及ぼさない。

また、既往文献による液状化に関する記載は以下のとおりである。

【土質工学用語辞典（1985）】

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

【社団法人地盤工学会（2006）】

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

【安田ほか（1991）】

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

【石原（2017）】

間隙水圧は徐々に上昇しているが、最終的にこれが初期の拘束圧力  $\sigma'_0$  に等しく

なっている時点が厳密な意味で液状化の発生ということになる。

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

【井合ほか（2008）】

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

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

【吉見（1991）】

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

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

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

なお、地盤のダイレイタンス特性の概要を図 4.2-21 に示す。

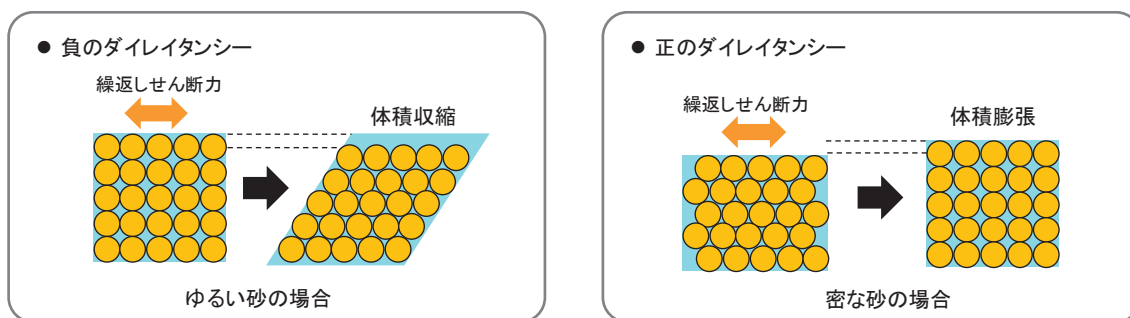


図 4.2-21 地盤のダイレイタンス特性の概要

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 $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	160
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	0.229
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (9%)	○
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、再堆積させた試料

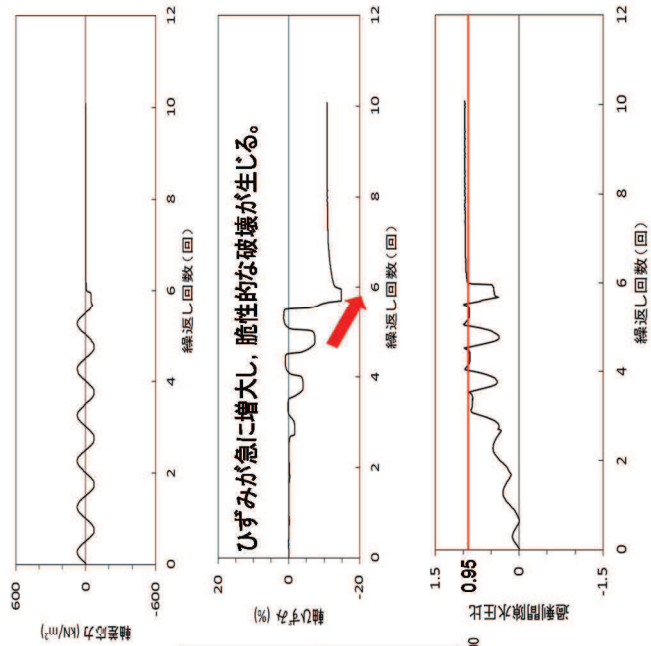


試験後の供試体

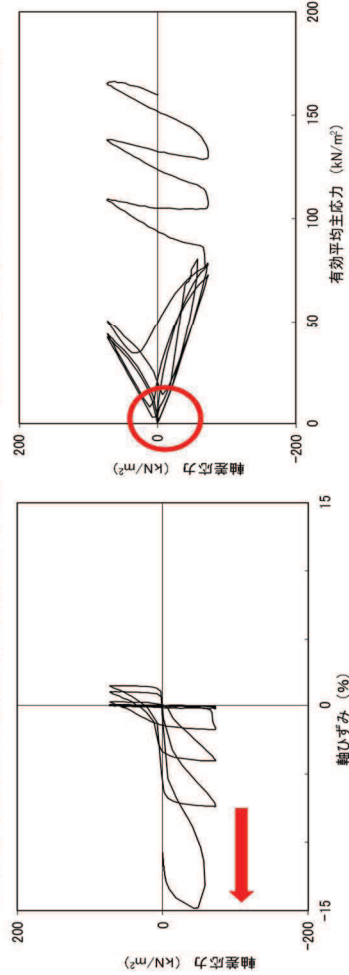
### 【液状化による被害例】



新潟地震で地盤の液状化現象により支持力を失って傾いた県営アパート\*



ひずみが急に増大し、脆性的な破壊が生じる。



\*新潟日報社：新潟地震の記録，p27，1964.

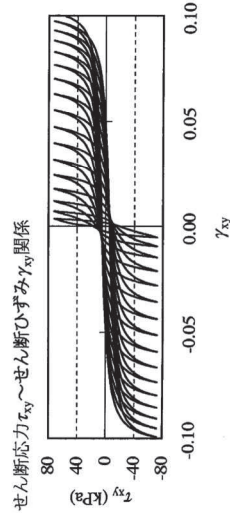
図 4.2-22 液状化試験の例（液状化の場合）

## 液状化強度試験の例(繰返し軟化の場合)

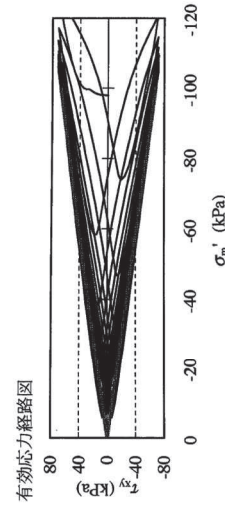
試験条件	
供試体	他事例*1
圧密圧力 $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	

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

ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。



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



ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

せん断ひずみ $\gamma_{xy}$ 時刻歴図

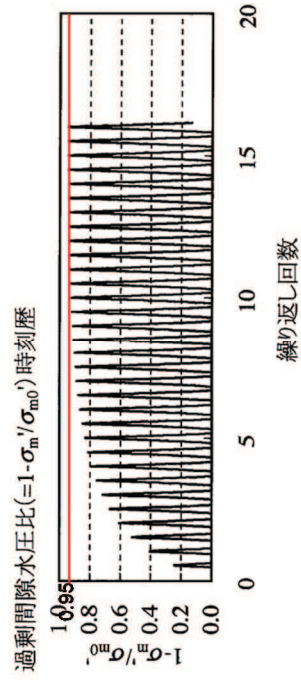
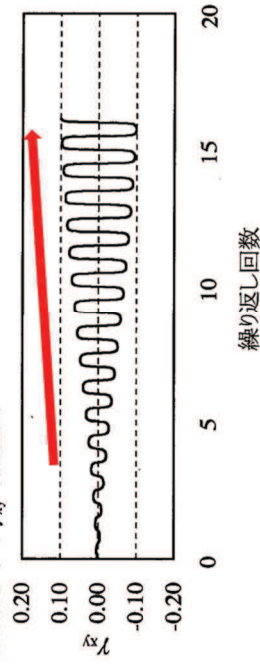


図 4.2-23 液状化試験の例 (繰返し軟化の場合)

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。

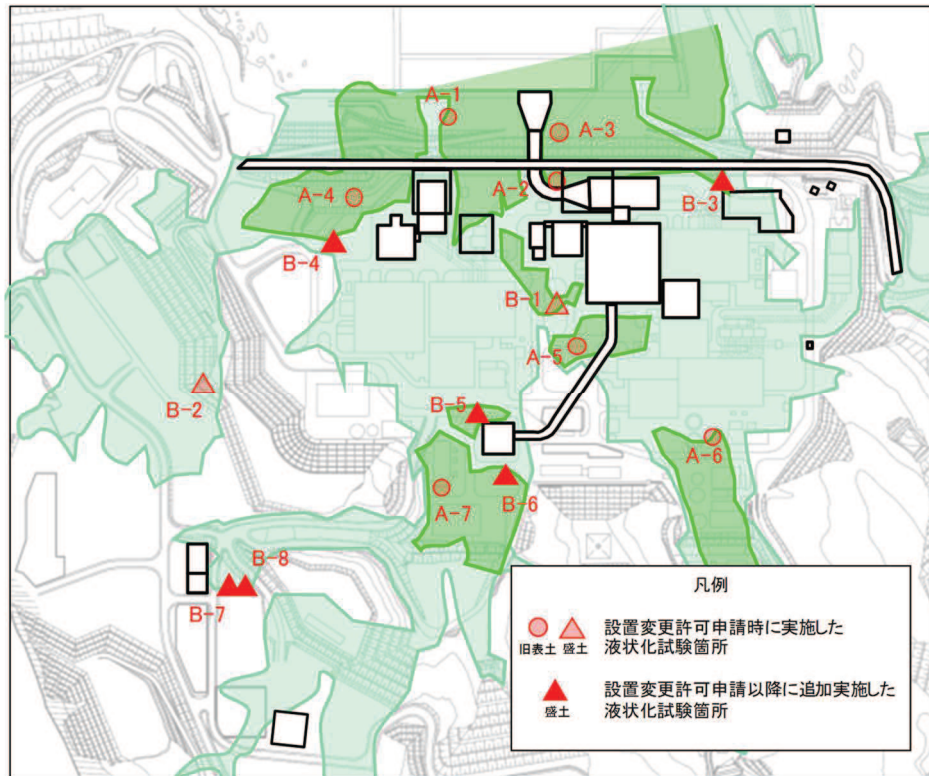


図 4.2-24 旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲の平面図

(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 4.2-4 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ーの効果により、過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復していることから非液状化と判断される。

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

旧表土の液状化強度試験結果から、繰返し載荷回数20回に該当する液状化強度比  $R_{L20}$  を算出すると、 $R_{L20}=0.374$ である（図4.2-27）。

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4.2-4 液状化強度試験結果（旧表土）

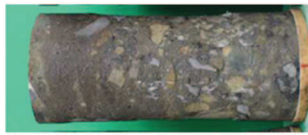
試料番号(供試体径(mm))		A-1-1(φ50)				A-1-2(φ50)				A-1-3(φ50)				
深度 GL-(m)		6.00~6.90				9.00~9.85				11.65~12.45				
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.693				2.695				2.688				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		78.5				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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.696					2.685							
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.701				2.681								
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.681					2.698							
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.697					2.716							
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		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。

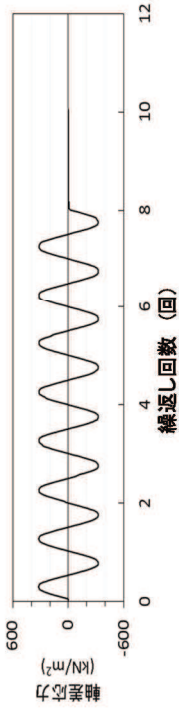
### 液状化強度試験結果(旧表土の非液状化の例)

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

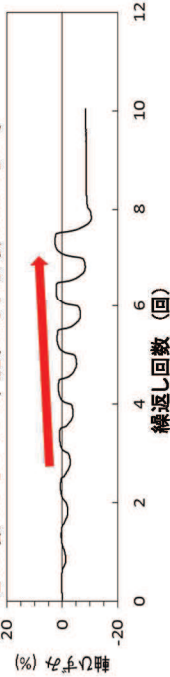
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



試験後の供試体

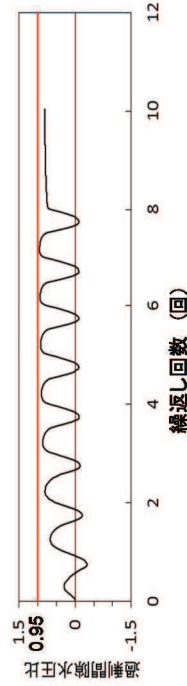
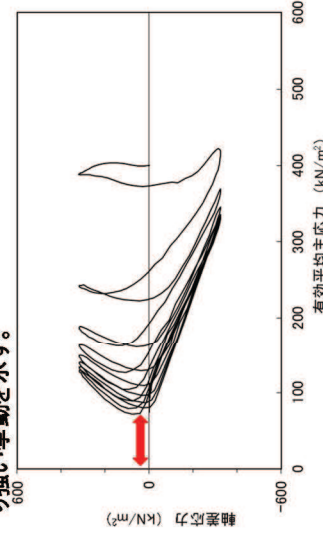
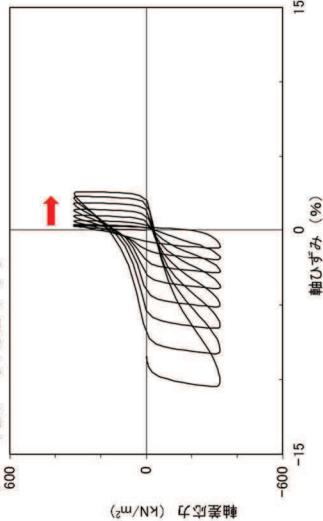


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。



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)

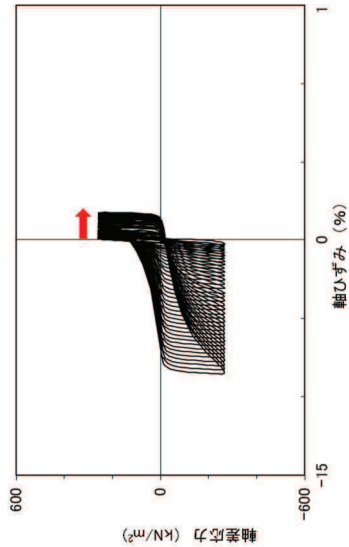
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

試験条件		液状化の判断
供試体	A-2試料 (No. 4)	
圧密圧力 $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	400	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	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)		×
ダイレイタシオン特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)		○



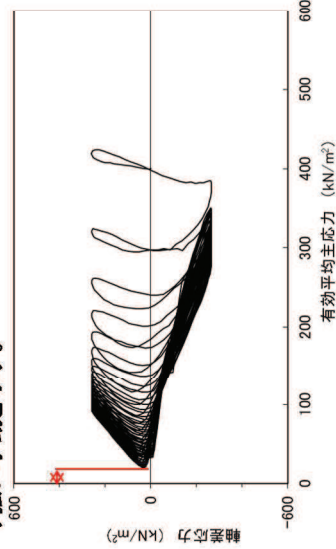
試験後の供試体

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

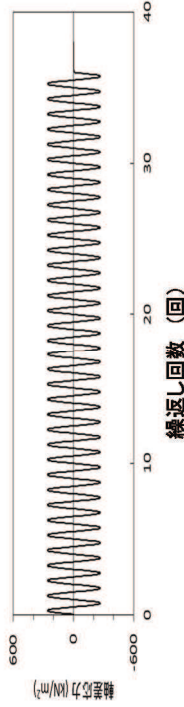


液状化強度試験結果(軸ひずみ)

繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、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。

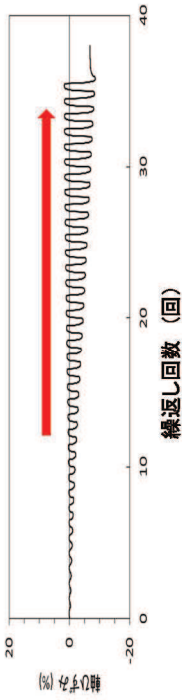


液状化強度試験結果(有効平均主応力)

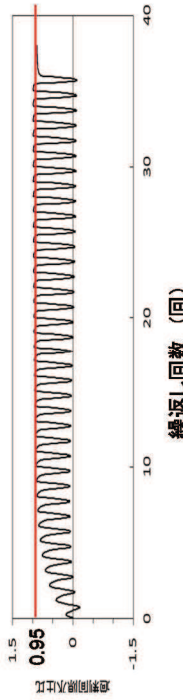


繰返し回数 (回)

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



繰返し回数 (回)



繰返し回数 (回)

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

液状化強度試験結果(繰返し回数)

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

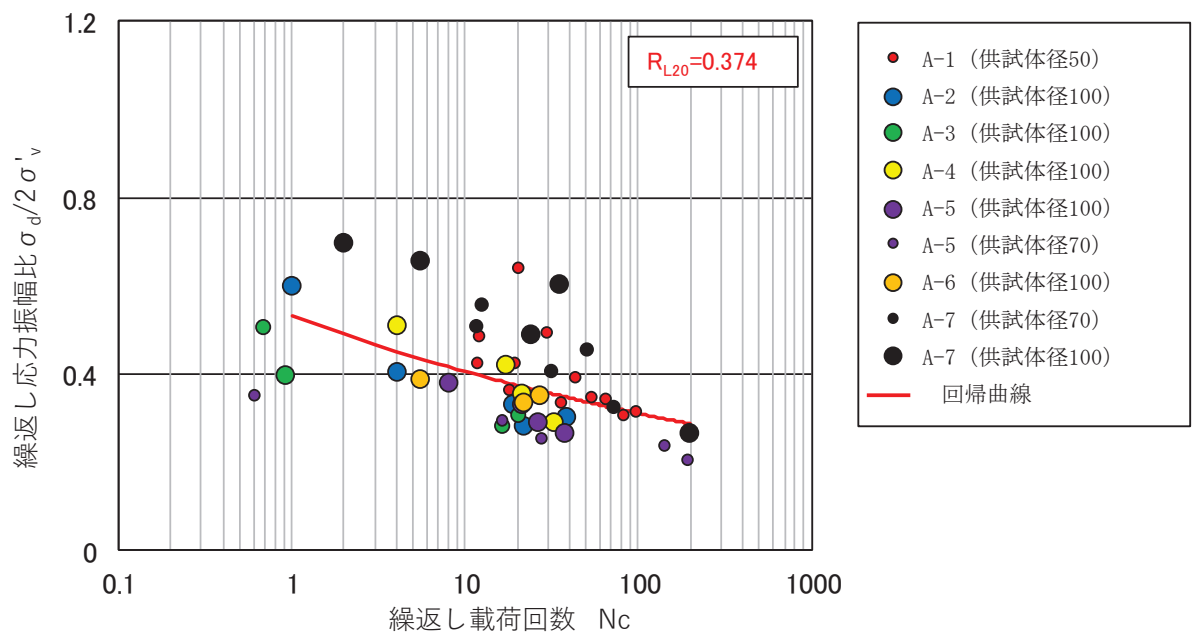


図 4.2-27 旧表土の液状化強度試験結果及び  $R_{L20}$

## (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 4.2-5 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 4.2-5 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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.693				2.693				2.712				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				120.0				180.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.591	0.706	0.926	1.239	0.309	0.501	0.603	0.424	1.16	1.402	1.257	1.489	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	31.5	14.7	3.0	0.7	33.8	4.0	0.7	16.7	3.0	1.0	0.7	0.3
		DA=2%	46.5	47.6	17.7	2.5	49.3	11.8	2.5	41.6	22.7	14.8	11.7	0.6
		DA=5%	69.4	—	51.0	7.0	75.7	25.8	12.6	405.9	191.9	26.8	113.6	3.0
		DA=10%	133.4	—	105.7	11.9	148.5	49.8	69.0	—	—	—	148.1	4.0
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	55	77	25	4	44	13	14	58	—	—	147	4	
試料番号(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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.705				2.710				2.699				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.483	0.397	0.437	0.528	1.199	0.406	0.608	0.897	0.407	0.390	0.367	0.485	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	2.0	18.7	8.5	2.5	0.2	97.6	25.3	2.0	0.8	5.0	11.6	23.2
		DA=2%	5.0	32.1	16.0	7.5	0.5	138.4	47.6	8.5	2.0	11.7	18.2	43.4
		DA=5%	10.9	71.7	34.4	18.3	1.5	221.0	149.1	28.8	5.0	25.3	30.6	85.2
		DA=10%	22.0	—	86.4	42.9	3.0	—	—	50.9	11.8	63.3	—	—
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	—	53	—	28	—	167	26	14	5	22	40	90	
試料番号(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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.663				2.687				2.671				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.459	0.529	0.496	0.390	0.481	0.389	0.325	0.519	0.386	0.453	0.517	0.482	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	5.0	2.5	7.0	35.8	6.0	4.0	31.0	5.0	46.0	10.2	3.0	11.0
		DA=2%	13.2	5.5	11.6	46.5	10.0	7.0	42.5	8.5	61.9	18.8	8.0	20.9
		DA=5%	31.1	10.0	18.3	64.7	16.0	10.0	61.0	13.0	83.2	31.9	16.8	37.8
		DA=10%	65.9	15.7	28.8	113.6	23.5	13.5	87.0	18.5	—	—	28.4	68.5
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	25	9	10	36	21	11	76	16	64	24	25	19	
試料番号(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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.653				2.698				2.726				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.457	0.387	0.350	0.289	0.585	0.442	0.365	0.405	0.528	0.688	0.616	0.767	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	1.5	6.5	11.9	25.3	0.9	5.0	85.0	68.5	69.0	5.0	10.5	0.3
		DA=2%	4.0	12.4	19.6	37.2	2.0	7.5	98.5	78.5	88.0	10.0	17.0	0.6
		DA=5%	9.0	20.3	31.5	56.5	3.0	12.0	130.0	98.5	116.5	18.5	28.0	3.0
		DA=10%	15.0	28.8	55.1	95.6	4.5	19.5	—	150.0	164.0	29.0	42.0	11.5
	過剰間隙水圧比95% $N_{u95}$	4	11	14	32	2	16	142	136	161	25	35	1	

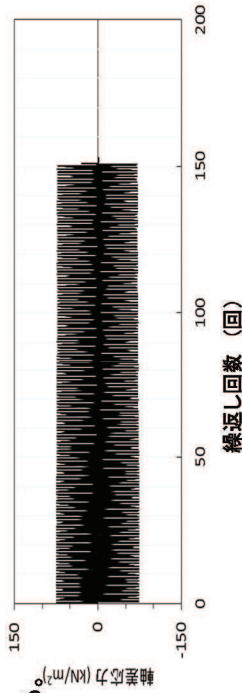
## 液状化強度試験結果(盛土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

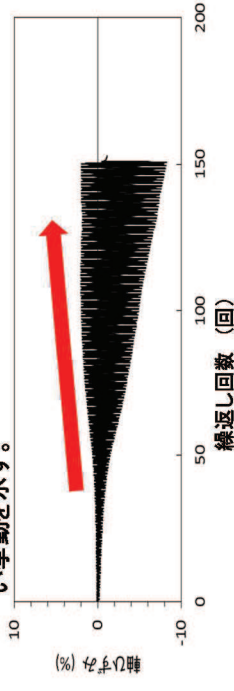
試験条件	
供試体	B-1-2試料 (No. 1)
圧密圧力 $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	120
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	0.309
試験結果	
液状化の判断	繰返し軟化
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンション特性によりせん断抵抗力が作用する (有効応力回復)	○



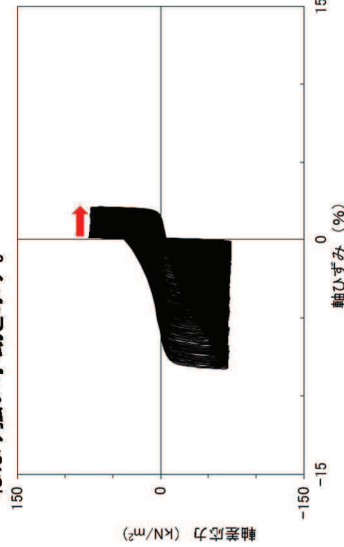
試験後の供試体



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。

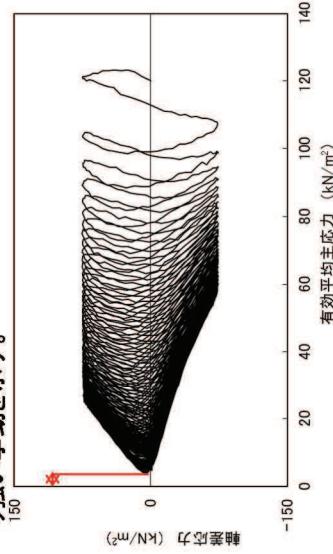


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

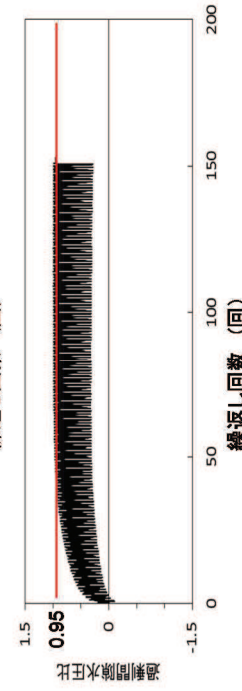


液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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)



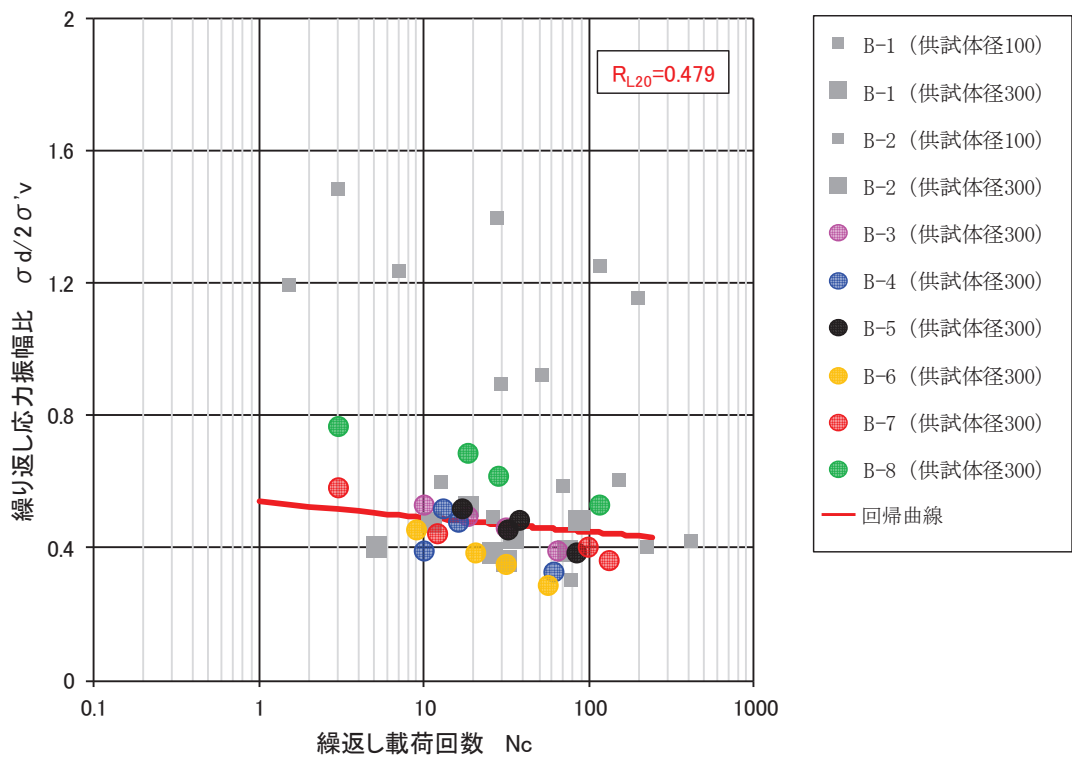


図 4.2-29 盛土の液状化強度試験結果及び  $R_{L20}$

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。

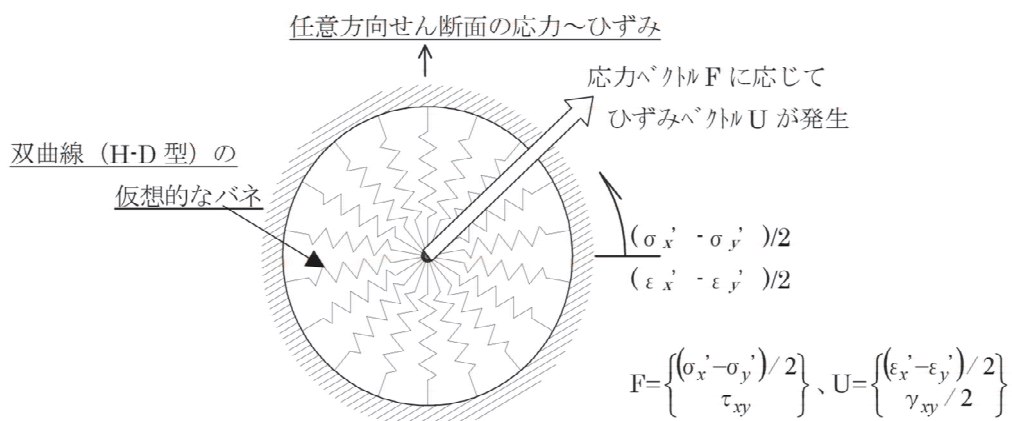


図 4.2-30 マルチスプリングモデルの概念図

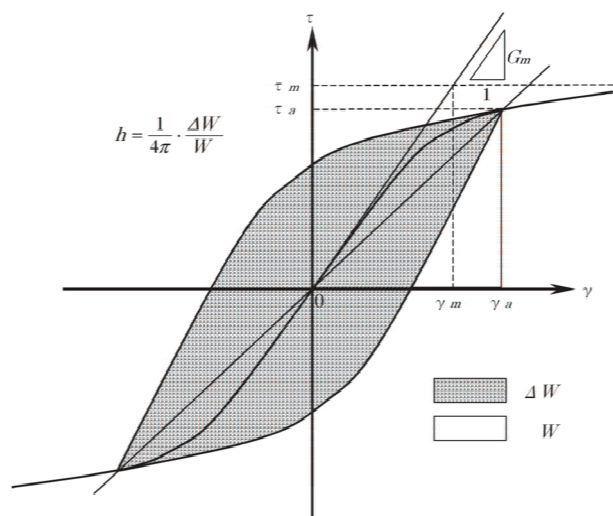


図 4.2-31 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

(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 4.2-6 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 4.2-7 に示す。

表 4.2-6 F L I Pにおいて必要となる解析パラメータ

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

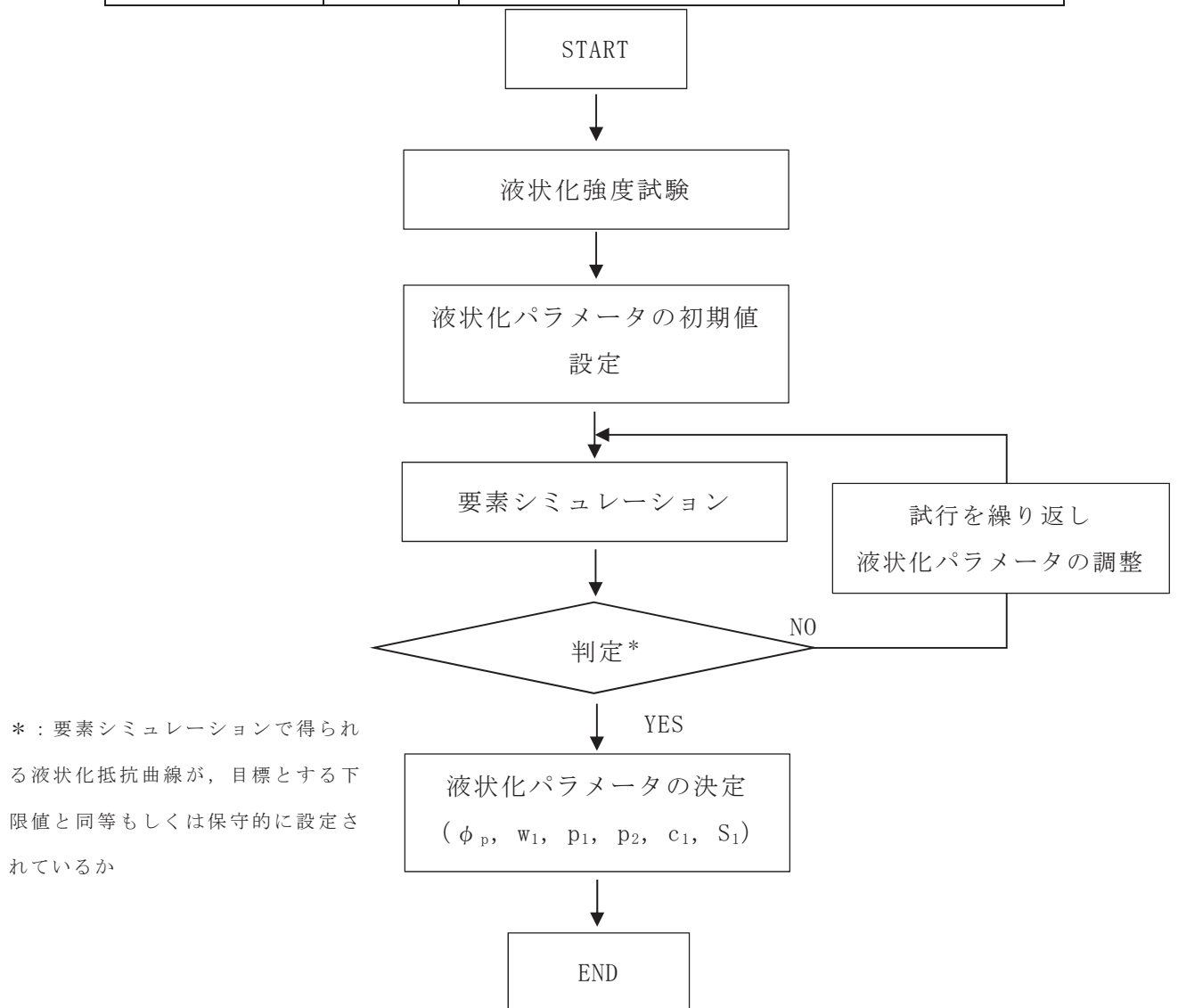
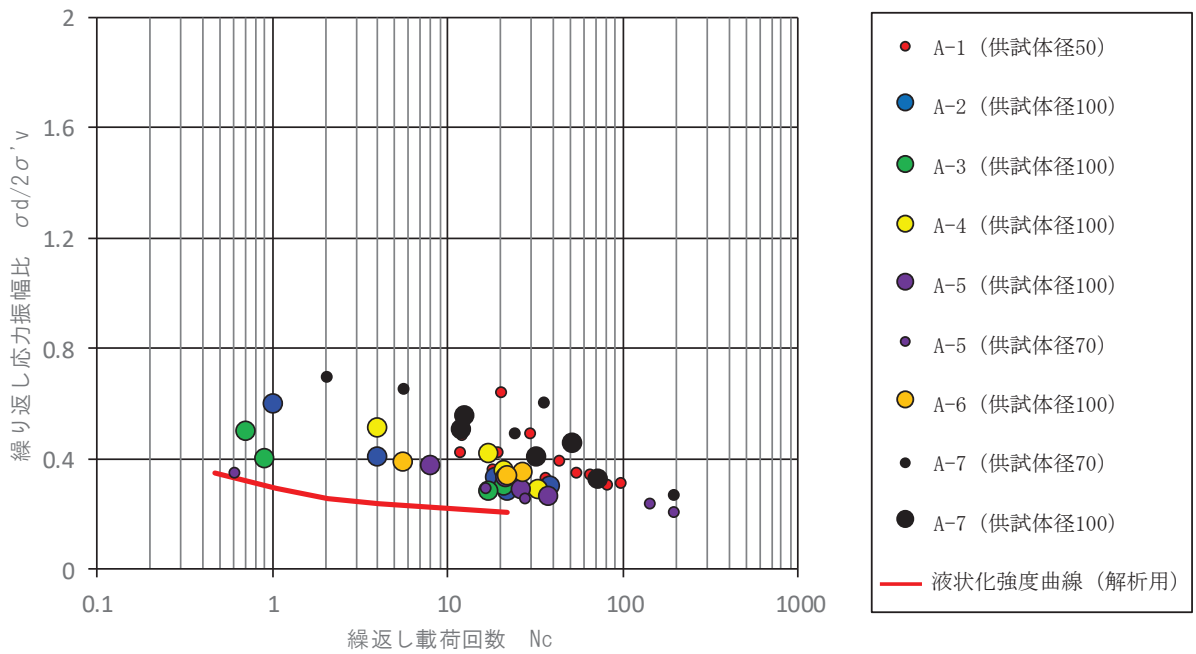
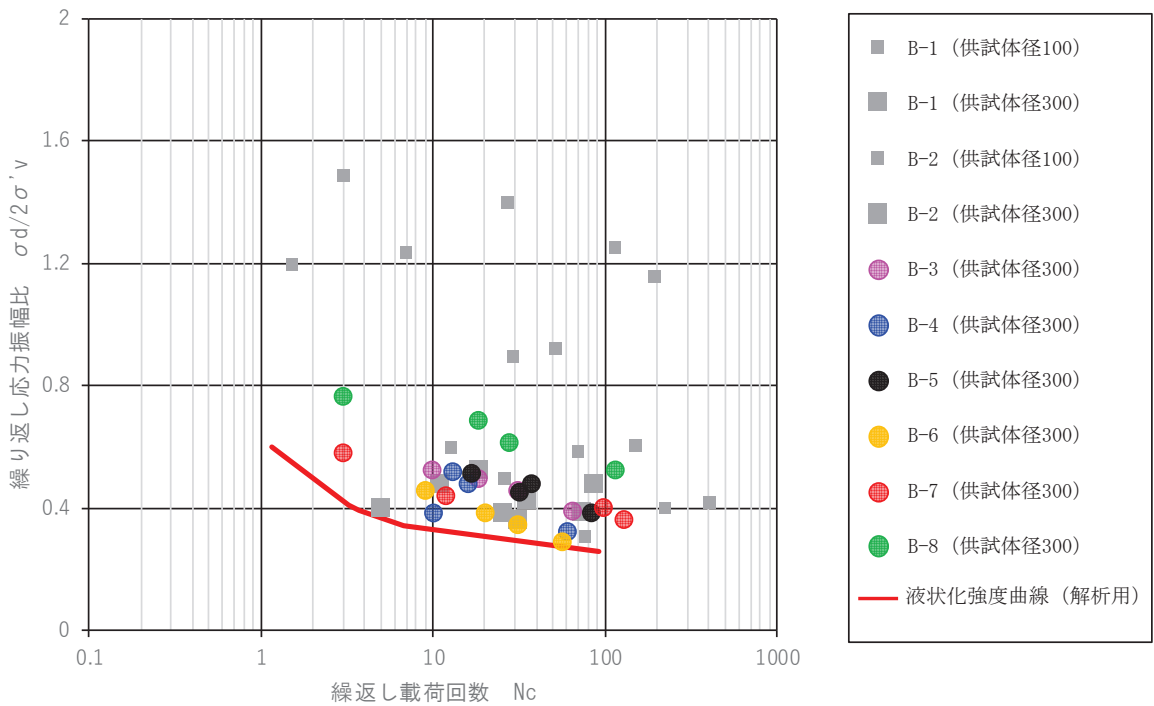


図 4.2-32 有効応力解析コード F L I Pにおける液状化パラメータの設定フロー



(旧表土)



(盛土)

図 4.2-33 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)

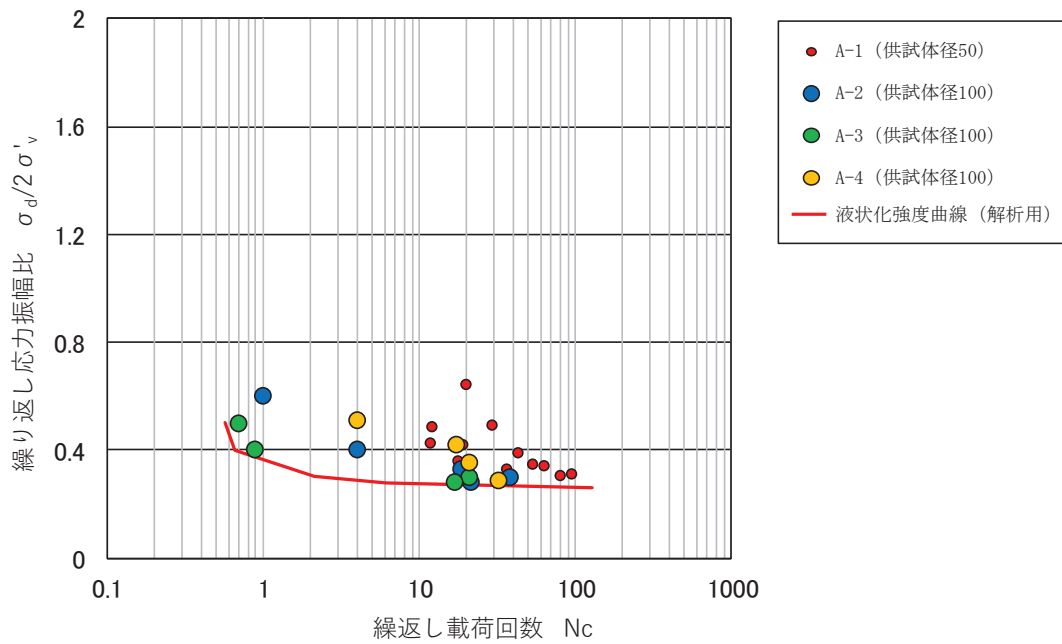


図 4.2-34 液状化強度試験結果に基づく防潮堤近傍の旧表土の液状化強度曲線  
(下限値設定)

表 4.2-7 旧表土及び盛土の液状化パラメータ

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

#### 4.2.3 その他の解析用物性値

##### (1) MMR

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

#### 4.2.4 地盤の物性のばらつきについて

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

土木構造物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については、参考資料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、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

### 5.1 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、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」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。

#### 5.1.1 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「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」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 $C_L$ 級岩盤に設置される。 $C_L$ 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。

#### 5.1.2 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。

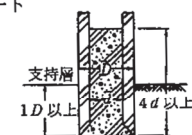
道路橋示方書に記載されている杭基礎の支持力算定式のうちプレボーリング杭工法による極限支持力は、図5.1-1に示すとおり、砂層で $150N$ （ $\leq 7,500$ ） $\text{kN/m}^2$ 、砂れき層で $200N$ （ $\leq 10,000$ ） $\text{kN/m}^2$ と規定されている。

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（ $N \geq 30$ ）： $3,000\text{kN/m}^2$ 、良質な砂れき層（ $N \geq 50$ ）： $5,000\text{kN/m}^2$ 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 ( $\text{kN/m}^2$ ) $q_d = \begin{cases} 150N (\leq 7,500) & \text{砂層} \\ 200N (\leq 10,000) & \text{砂れき層} \end{cases}$ 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。

地盤種類	杭先端の極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
砂層	$150N (\leq 7,500)$
砂れき層	$200N (\leq 10,000)$

ただし、 $N$  は杭先端地盤における標準貫入試験の  $N$  値

図5.1-1(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 ( $\text{kN/m}^2$ )
砂れき層及び砂層 ( $N \geq 30$ )	3,000
良質な砂れき層 ( $N \geq 50$ )	5,000
硬質粘性土層	$3q_u$

ただし、 $q_u$  は一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $N$  は標準貫入試験の  $N$  値

図5.1-1(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は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

### 6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

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

## (参考資料 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

女川原子力発電所 2 号機及び 3 号機においては、建設時工事計画認可段階において実施した 2 次元浸透流解析に基づき原子炉建屋の設計用揚圧力等を設定している。

0. P. +14. 8m 盤の設計用地下水位は、防潮堤の沈下対策等を適切に考慮するため、3 次元浸透流解析を用いて設定する方針としているが、保守的な境界条件の設定など、本解析の考え方を参考としている部分もあることから、参考情報として 2 号機及び 3 号機の建設時工事計画認可段階において実施した 2 次元浸透流解析の概要を整理した。

### 1. 解析の目的

2 号機及び 3 号機の建設時工事計画認可段階において、以下の内容を把握するため浸透流解析を実施している。

- ① 地下水位低下設備の設計に使用する湧水量
- ② 建屋の設計に使用する揚圧力
- ③ 地下水位状況

地下水は海山方向の流れが支配的であることから、海山方向（図 2-1 の上下方向）の断面を主とした有限要素法による 2 次元定常解析により①～③について確認している。

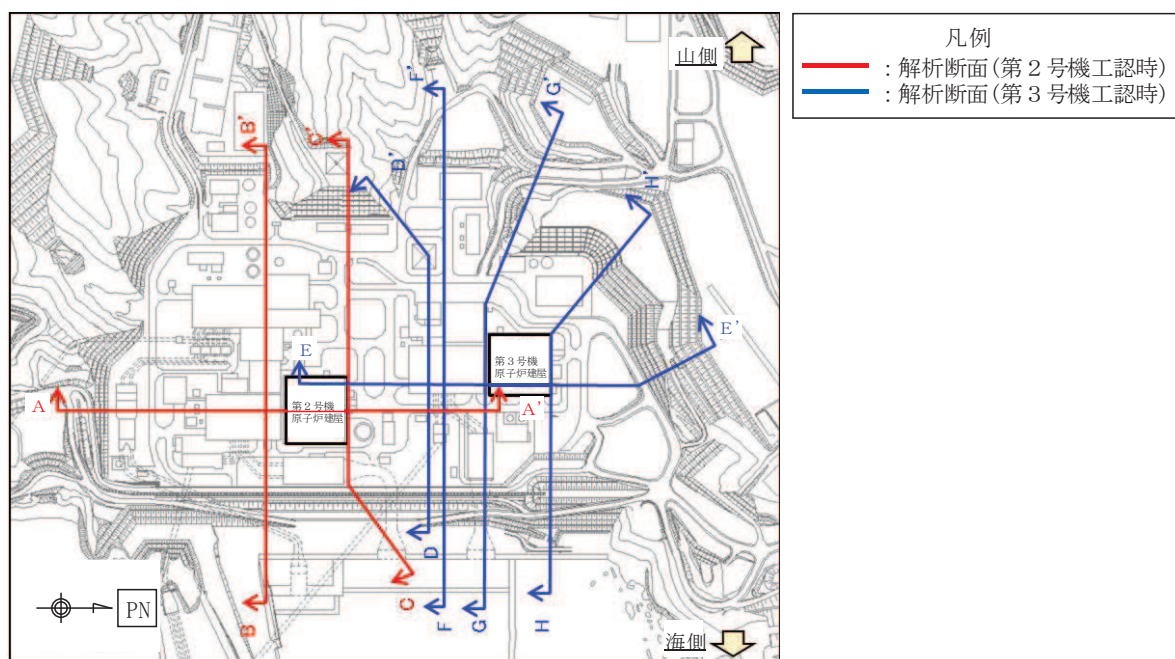


図 2-1 浸透流解析断面位置\*

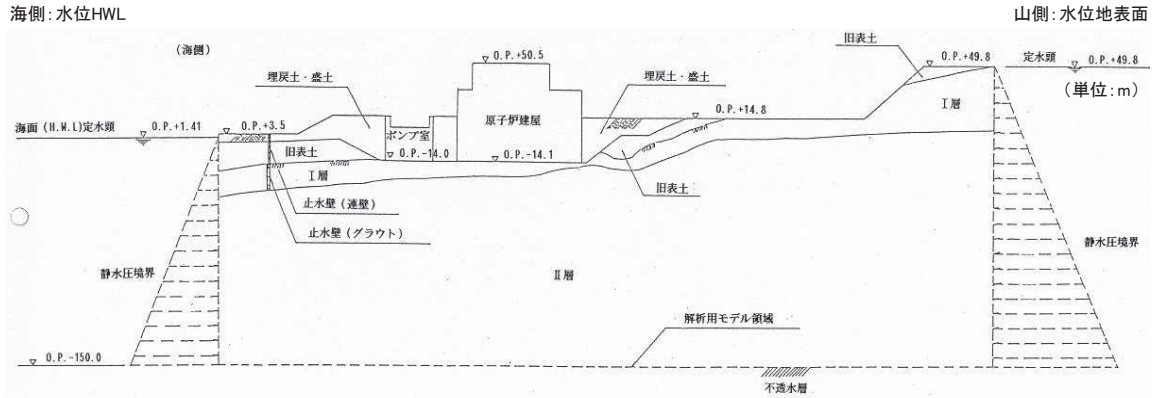
注記\* : 2 号機及び 3 号機建設時工事計画認可段階の浸透流解析断面は当時の地形にてモデル化しており、現地形とは異なる。

### 2. 解析条件

#### 2.1 境界条件

2 号機及び 3 号機の建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析の境界条件として、海

側境界は H. W. L.，山側境界は地表面に水位を固定し，モデル下端は不透水境界として扱い，側方境界には静水圧を作用させている（図 2-2）。なお，海側には建屋との間に地中連続壁が設置されており海水の流入を遮断する効果があるが，保守的に考慮していない。

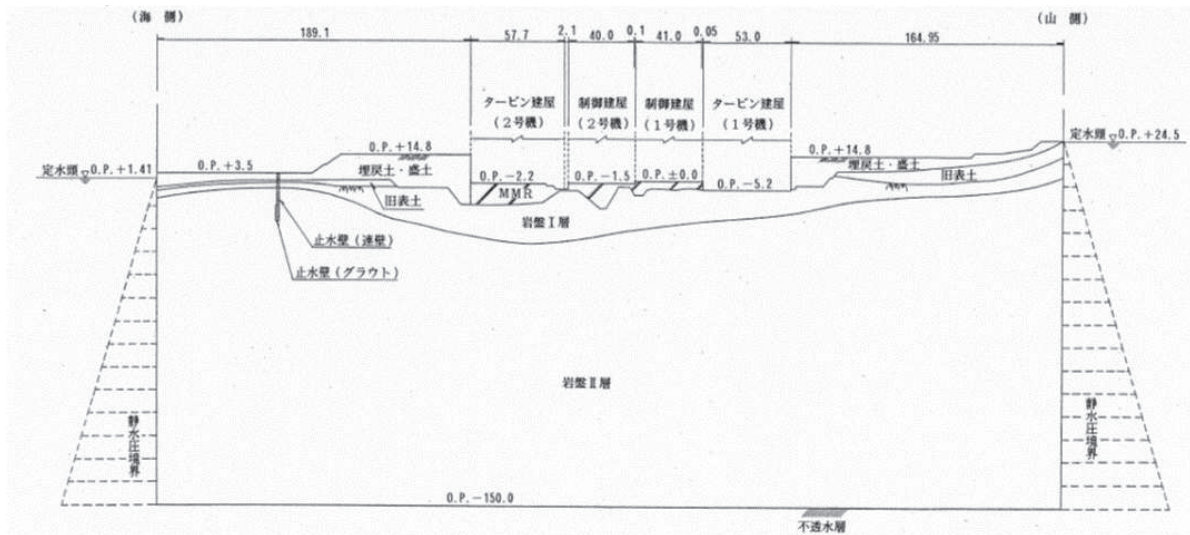


注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定（朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの）とは異なる。

図 2-2 浸透流解析断面図 (C-C' 断面)

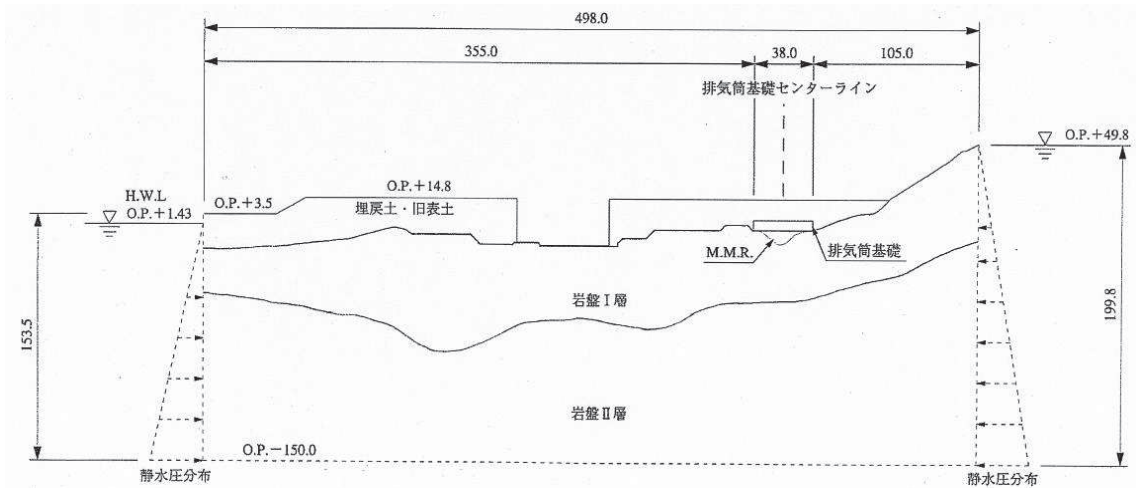
B-B' 断面近傍の観測孔①及びD-D' 断面近傍の観測孔②における地下水位観測結果をそれぞれの断面に図 2-3 及び図 2-4 のとおり図示するとともに、表 2-1 にその数値を示す。

観測された水位は、いずれも浸透流解析の境界条件（初期水位）より低い水位となっており、境界条件が保守的であることを確認した。



注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定（朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの）とは異なる。

図 2-3 浸透流解析断面図 (B-B' 断面)



注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定（朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの）とは異なる。

図 2-4 浸透流解析断面図 (D-D' 断面)

表 2-1 観測孔①及び②の地下水位観測結果

	観測水位	境界条件 (初期水)
観測孔①	O. P. 約+5.8m	O. P. 約+15.1m (地表面)
観測孔②	O. P. 約+11.5m*	O. P. 約+25.0m (地表面)

\* : 地殻変動による1mの沈降を考慮したものとなり、補正した水位を記載

## 2.2 透水係数

浸透流解析に用いた透水係数を表 2-2 及び表 2-3 に示す。

岩盤の透水係数は、2号機及び3号機の建設時工事計画認可段階に実施した透水試験により設定した。岩盤の透水試験位置を図 2-5 に示す。

また、盛土・旧表土の透水係数は Creager の手法（地盤工学会：地盤工学ハンドブック）、MMR の透水係数は水セメント比と粗骨材の最大寸法（コンクリート工学ハンドブック）より設定した。

表 2-2 解析用物性値（2号機周辺）

（単位：m/s）

地層	盛土 ・旧表土	岩盤		MMR
		I層	II層	
透水係数	$3.0 \times 10^{-5}$	$7.0 \times 10^{-7}$	$5.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-11}$

注) A-A' 断面, B-B' 断面及び C-C' 断面に使用

表 2-3 解析用物性値（3号機周辺）

（単位：m/s）

地層	盛土 ・旧表土	岩盤		MMR
		I層	II層	
透水係数	$3.0 \times 10^{-5}$	$2.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-11}$

注) D-D' 断面, E-E' 断面, F-F' 断面, G-G' 断面及び H-H' 断面に使用

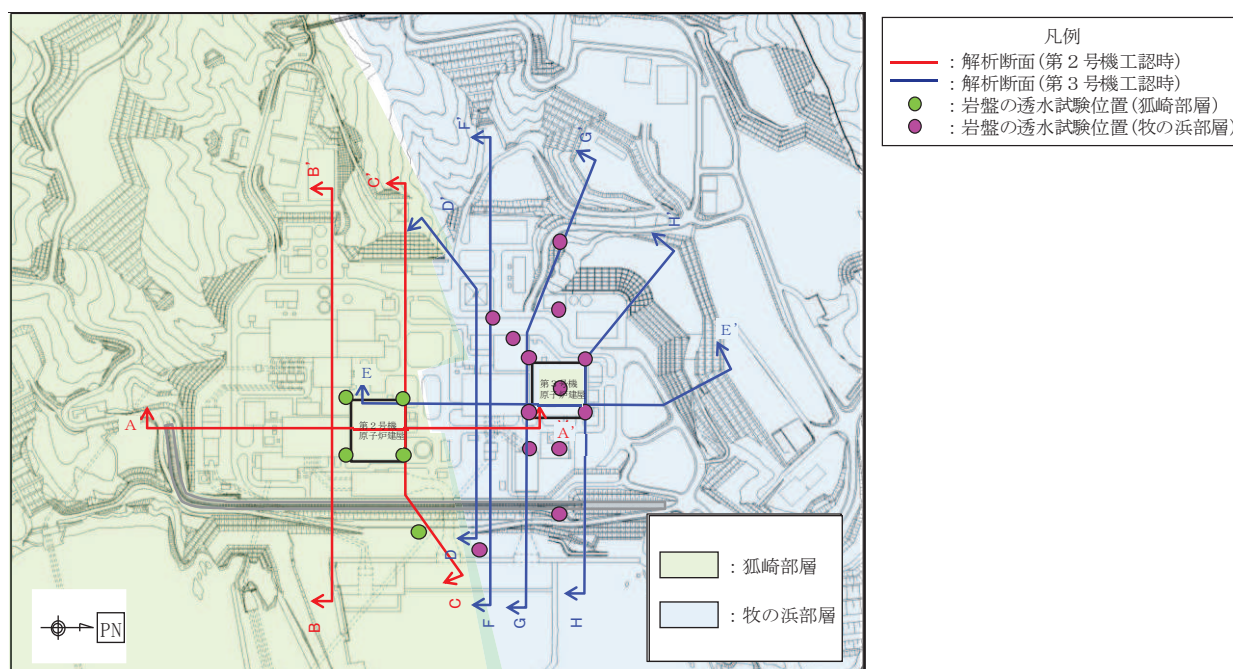


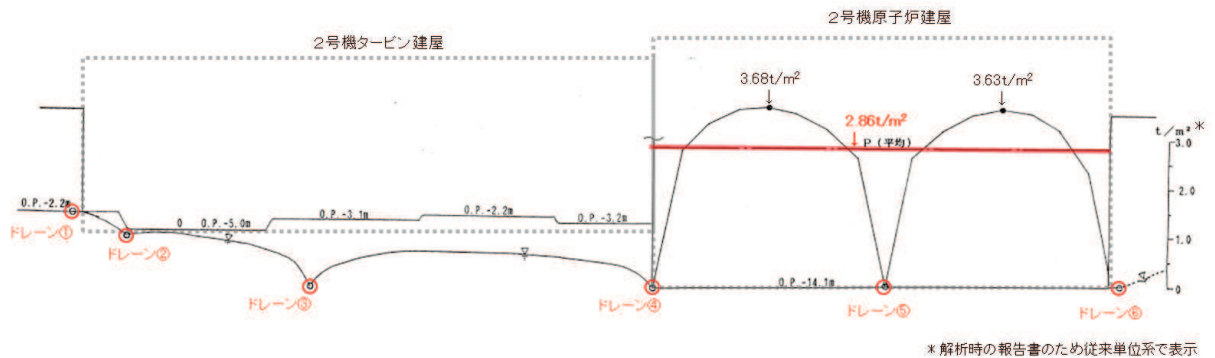
図 2-5 岩盤の透水試験位置

### 3. 解析結果

#### 3.1 2号機主要建屋の揚圧力及び湧水量

図 2-6 に示す各ドレーン位置での湧水量は表 2-4 のとおりであり、これらの湧水量から揚水ポンプの仕様やドレーン径を設計している。

また、2号機原子炉建屋及び2号機タービン建屋にかかる揚圧力は、図 2-6 及び表 2-5 のとおりであり、いずれも設計値を下回っていることを確認している。



\* 解析時の報告書のため従来単位系で表示

図 2-6 揚水圧分布図及び地下水面形 (A-A' 断面のうち建屋近傍)

表 2-4 各ドレーンの湧水量 (l/min/m)

	①	②	③	④	⑤	⑥
湧水量	0.0315	0.1182	0.2897	0.1730	0.1499	1.1772

表 2-5 2号機原子炉建屋及び2号機タービン建屋にかかる揚圧力 (設計値及び解析結果)

建屋名称	揚圧力 (t/m²)	
	設計値	解析結果
2号機原子炉建屋	3.0	2.86
2号機タービン建屋	0	0



### 3.2 2号機主要建屋の揚圧力

2号機主要建屋における揚圧力の解析結果を図2-7～図2-9に示す。

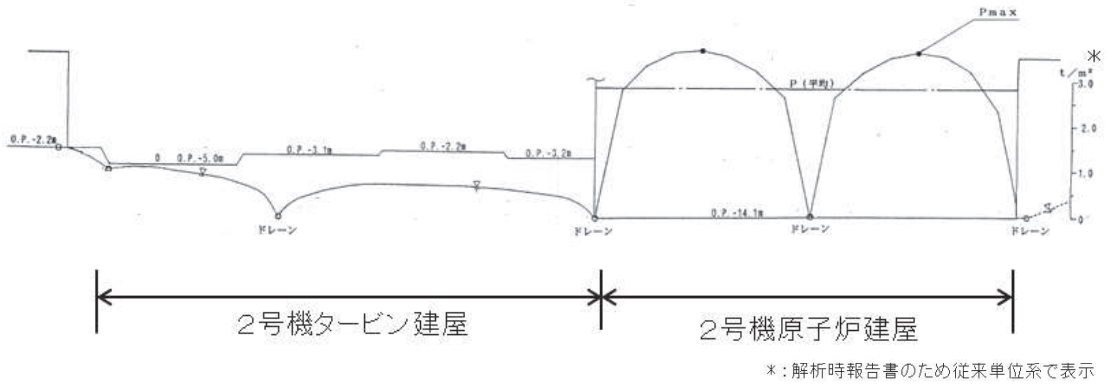


図2-7 揚圧力分布図及び地下水面形 (A-A' 断面)

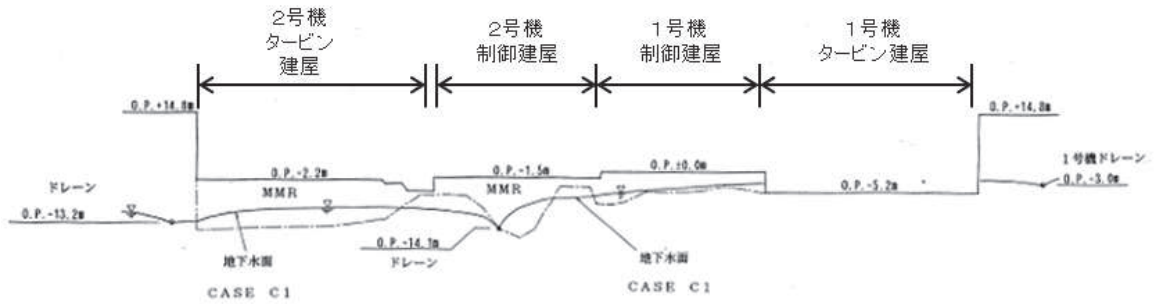


図2-8 揚圧力分布図及び地下水面形 (B-B' 断面)

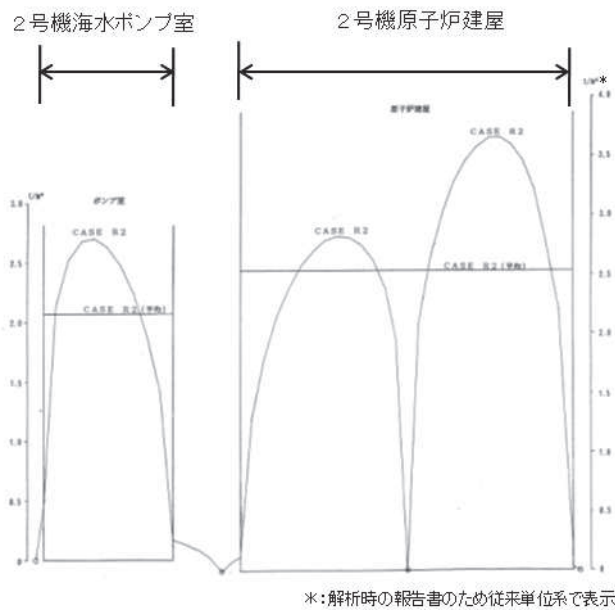


図2-9 揚圧力分布図及び地下水面形 (C-C' 断面)

### 3.3 2号機主要建屋の間隙水圧分布

A-A' 断面の浸透流解析断面図と間隙水圧分布を図 2-10 及び図 2-11 に示す。

ドレーンを設置している2号機原子炉建屋及び2号機タービン建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下している。

また、B-B' 断面及びC-C' 断面の浸透流解析断面図と間隙水圧分布を図 2-12～図 2-15 に示す。

いずれの断面においてもドレーンを設置している各主要建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

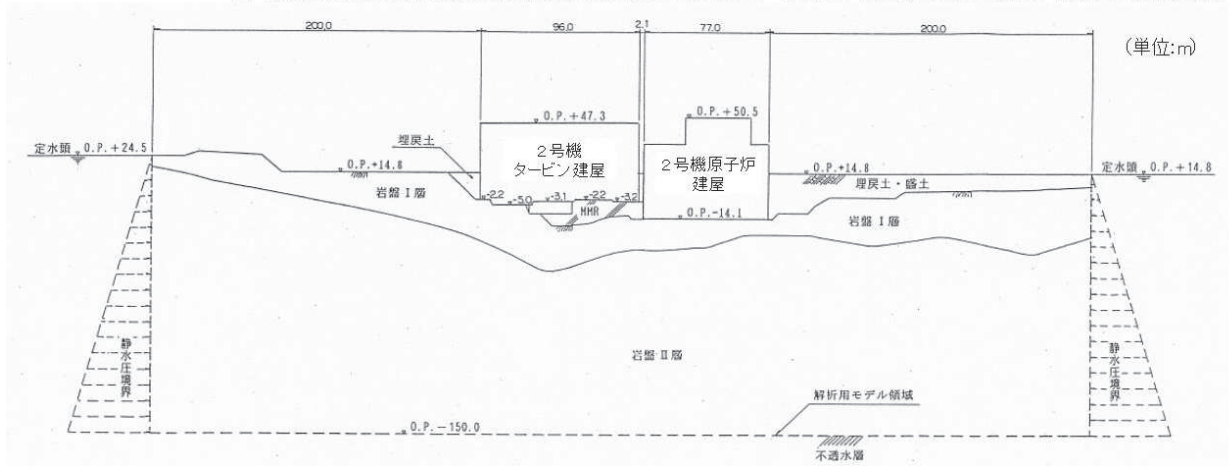


図 2-10 浸透流解析断面図 (A-A' 断面)

\*: 解析時の報告書のため従来単位系で表示

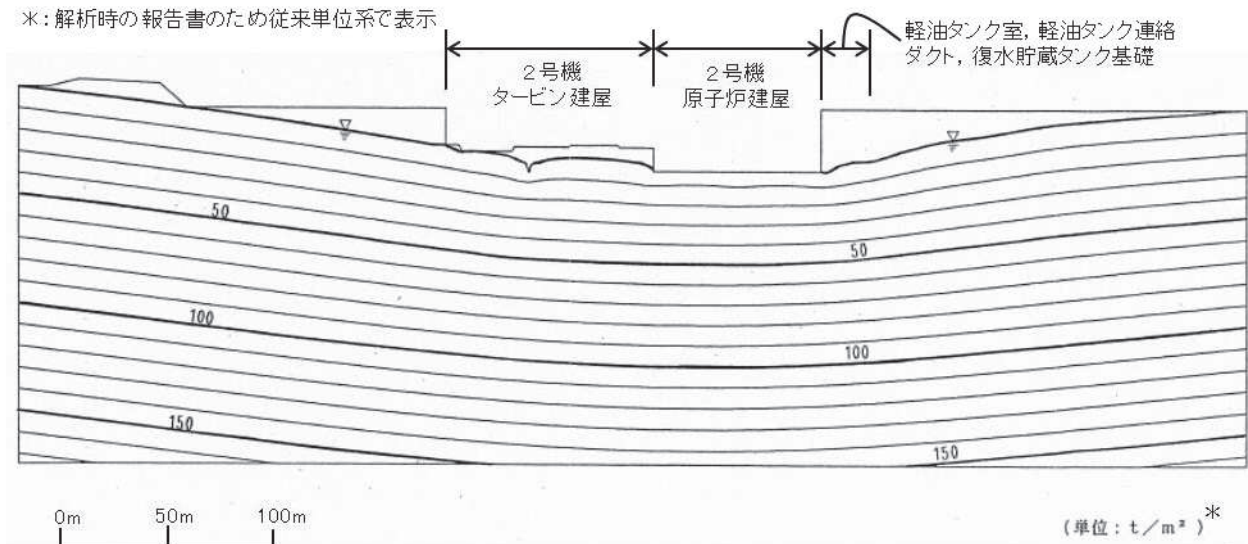


図 2-11 間隙水圧分布図 (A-A' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

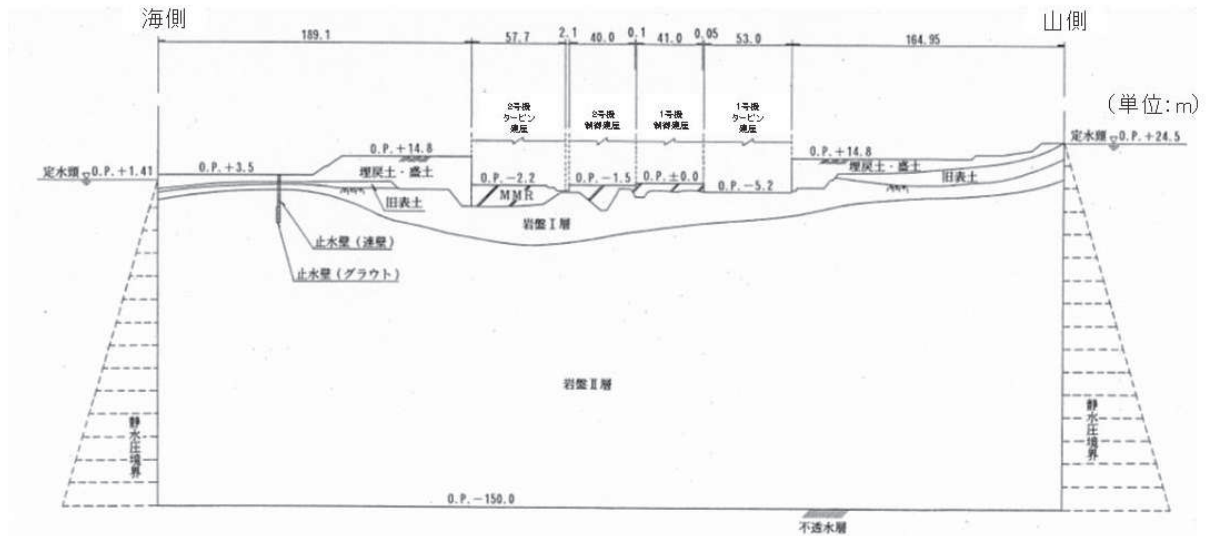


図 2-12 浸透流解析断面図 (B-B' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

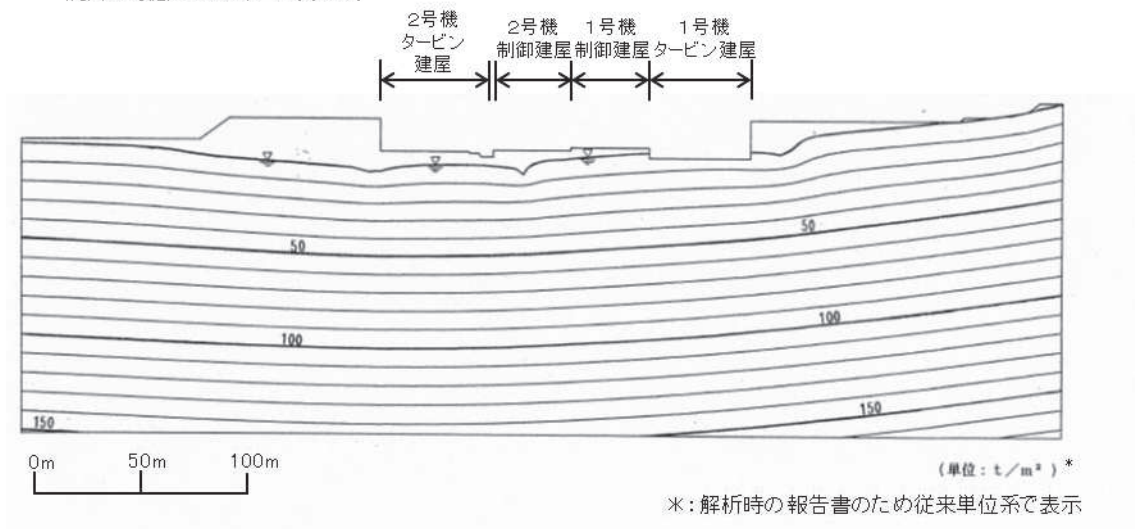


図 2-13 間隙水圧分布図 (B-B' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

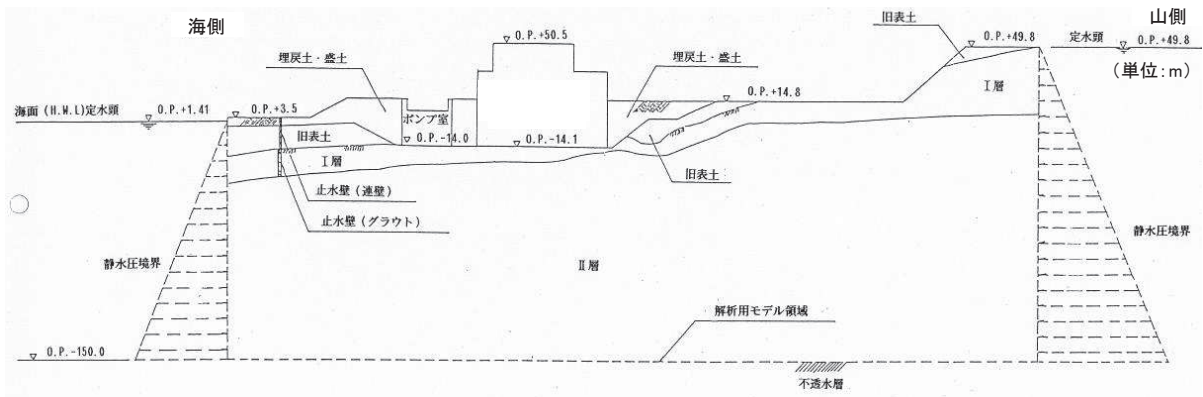


図 2-14 浸透流解析断面図 (C-C' 断面)

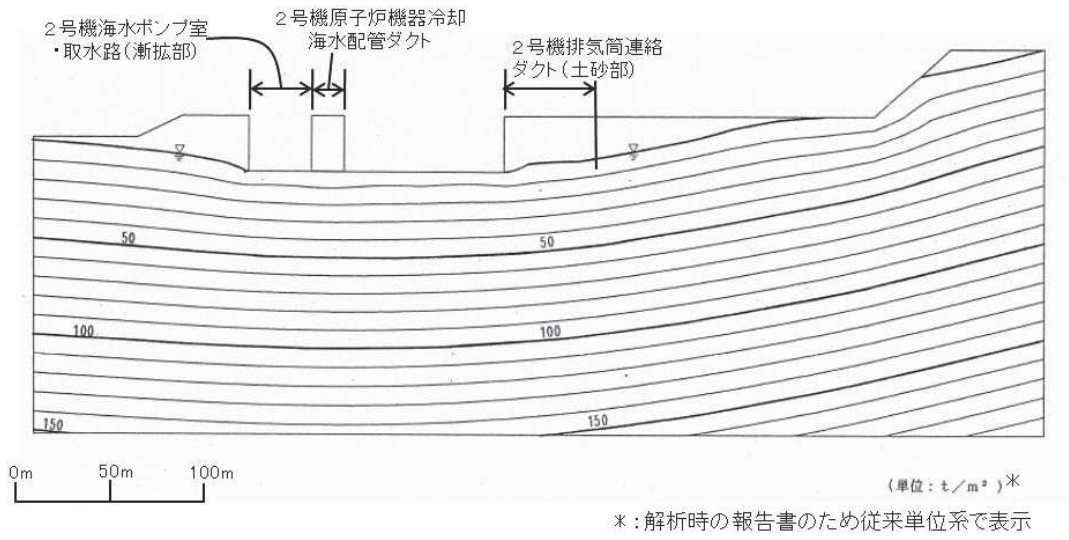


図 2-15 間隙水圧分布図 (C-C' 断面)

3.4 3号機主要建屋の揚圧力及び湧水量

2次元浸透流解析による3号機原子炉建屋他の湧水量を図2-16に示す。また、3号機主要建屋における揚圧力の解析結果を図2-17～図2-21に示す。

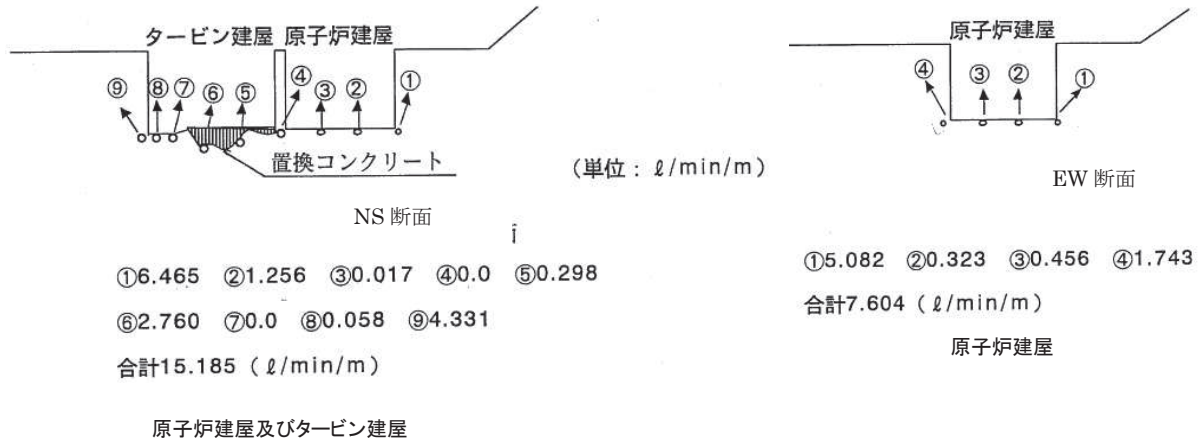


図2-16 3号機原子炉建屋他の湧水量解析結果

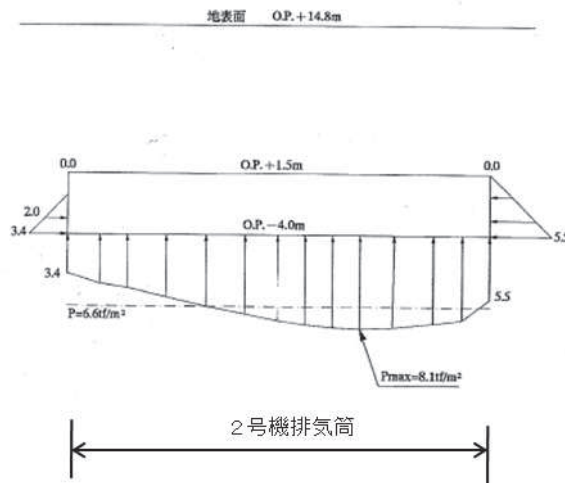


図2-17 揚圧力分布図及び地下水面形 (D-D' 断面) (2, 3号機排気筒)

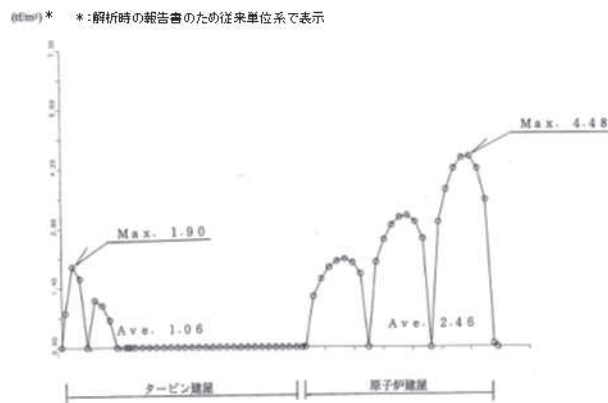


図2-18 揚圧力分布図及び地下水面形 (E-E' 断面) (3号機原子炉建屋)

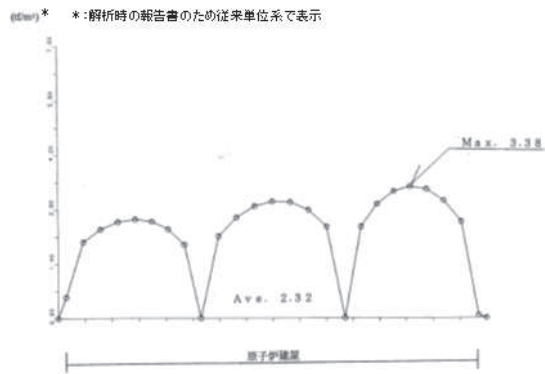


図 2-19 揚圧力分布図及び地下水面形 (H-H' 断面) (3号機原子炉建屋)

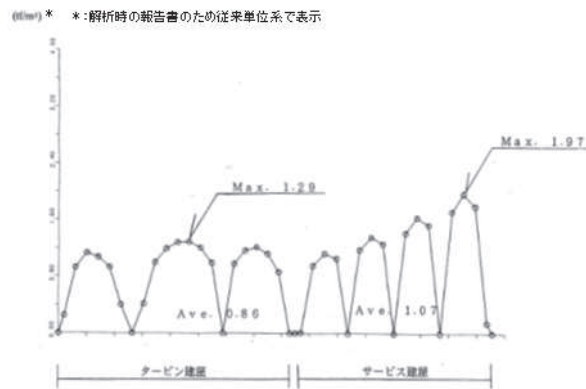


図 2-20 揚圧力分布図及び地下水面形 (G-G' 断面) (3号機タービン建屋, 制御建屋)

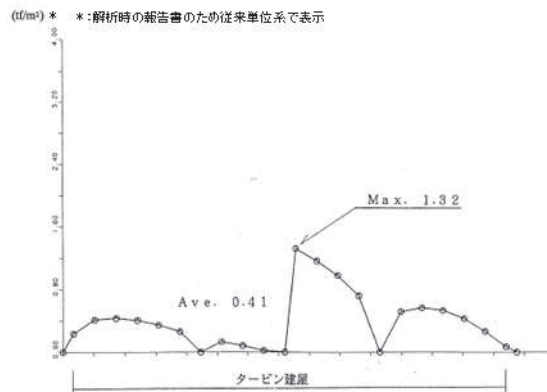


図 2-21 揚圧力分布図及び地下水面形 (F-F' 断面) (3号機タービン建屋)

### 3.5 3号機主要建屋の間隙水圧分布

3号機主要建屋の間隙水圧分布について、解析断面とその結果を図2-22～図2-31に示す。

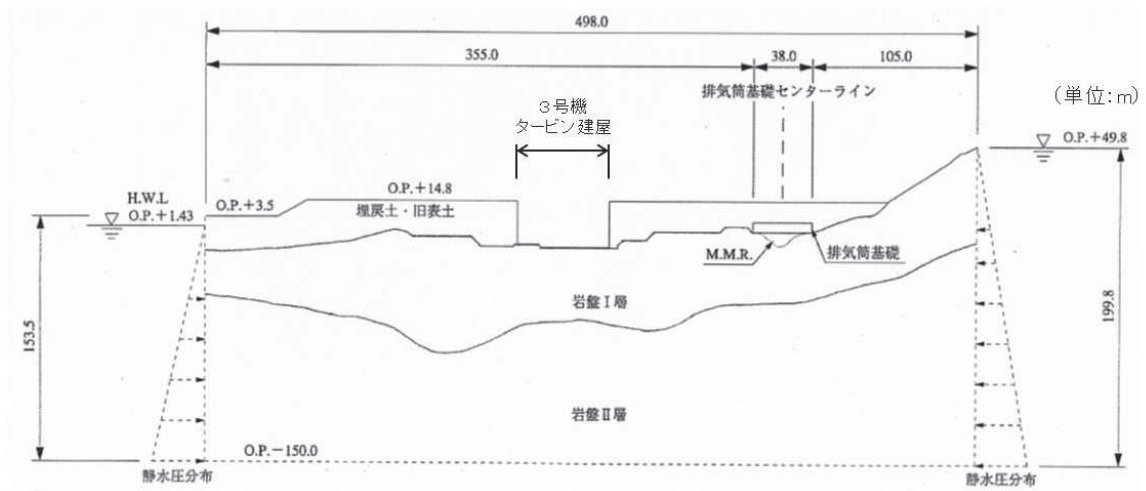
図2-22、図2-23 (D-D' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

図2-24、図2-25 (E-E' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋及び3号機原子炉建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下している。

図2-26、図2-27 (F-F' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

図2-28、図2-29 (G-G' 断面) ではドレーンを設置している3号機タービン建屋及び3号機サービス建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

図2-30、図2-31 (H-H' 断面) ではドレーンを設置している3号機原子炉建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。



注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

図2-22 浸透流解析断面図 (D-D' 断面)

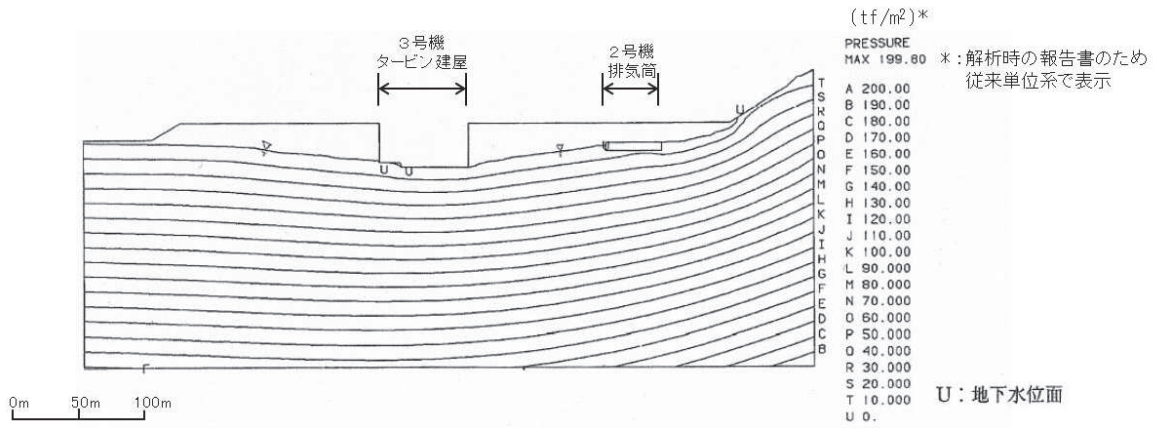


図 2-23 間隙水圧分布図 (D-D' 断面)

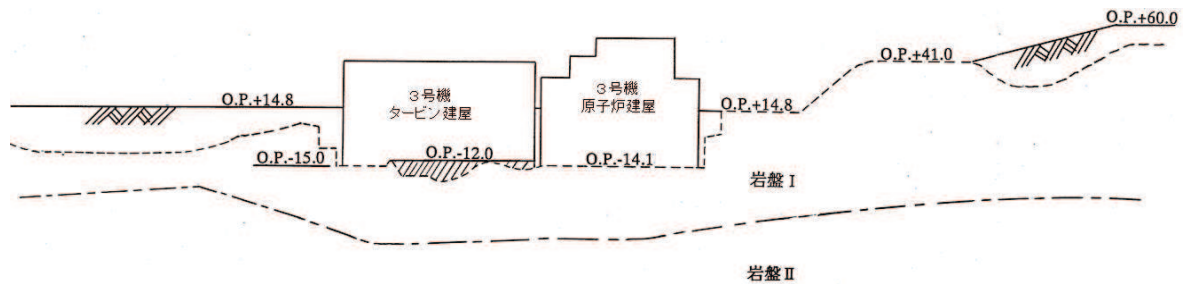


図 2-24 浸透流解析断面図 (E-E' 断面)

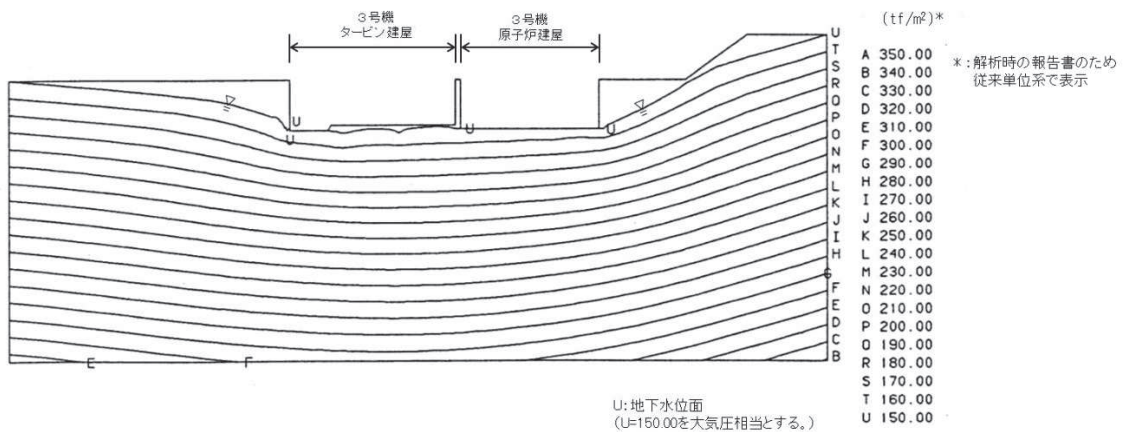


図 2-25 間隙水圧分布図 (E-E' 断面)



注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

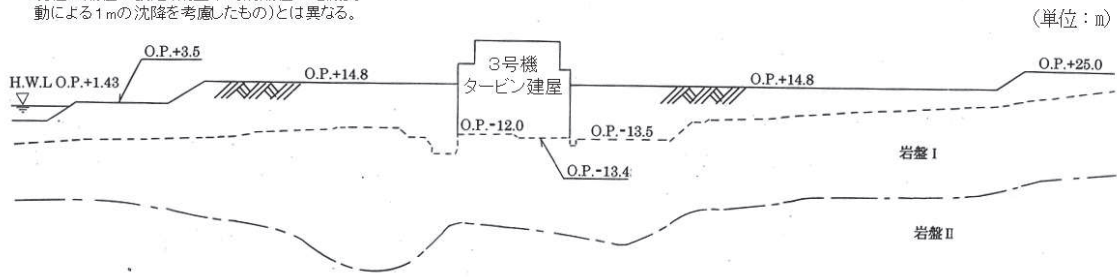


図 2-26 浸透流解析断面図 (F-F' 断面)

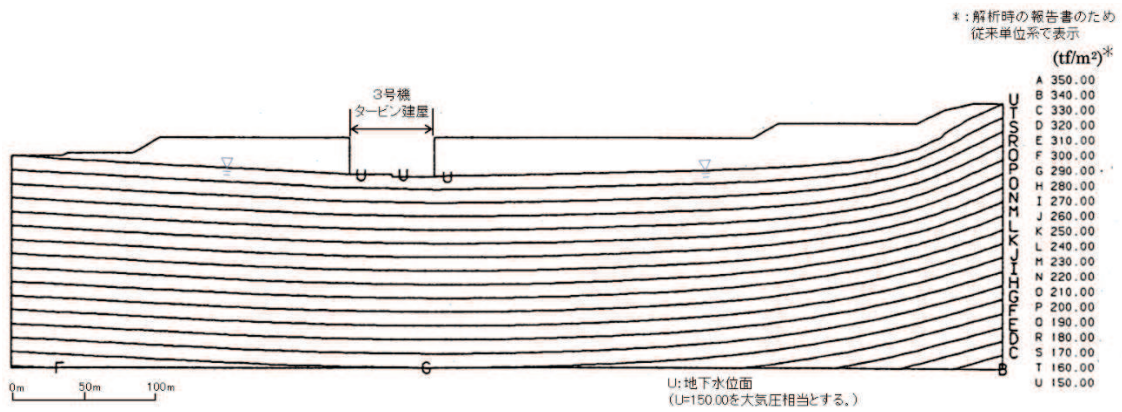


図 2-27 間隙水圧分布図 (F-F' 断面)

注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定(期望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの)とは異なる。

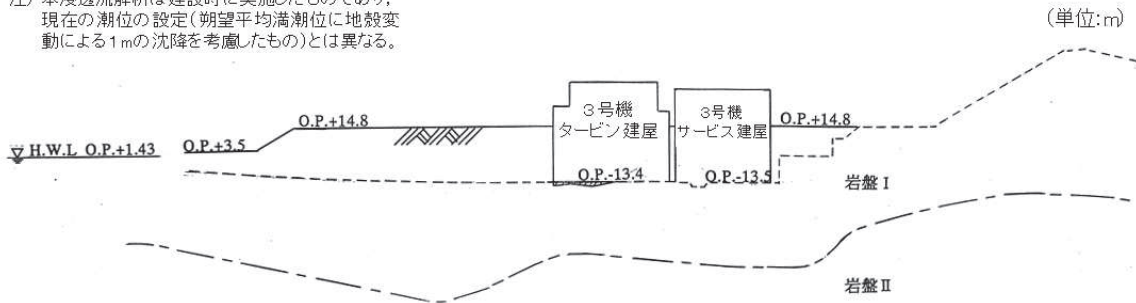


図 2-28 浸透流解析断面図 (G-G' 断面)

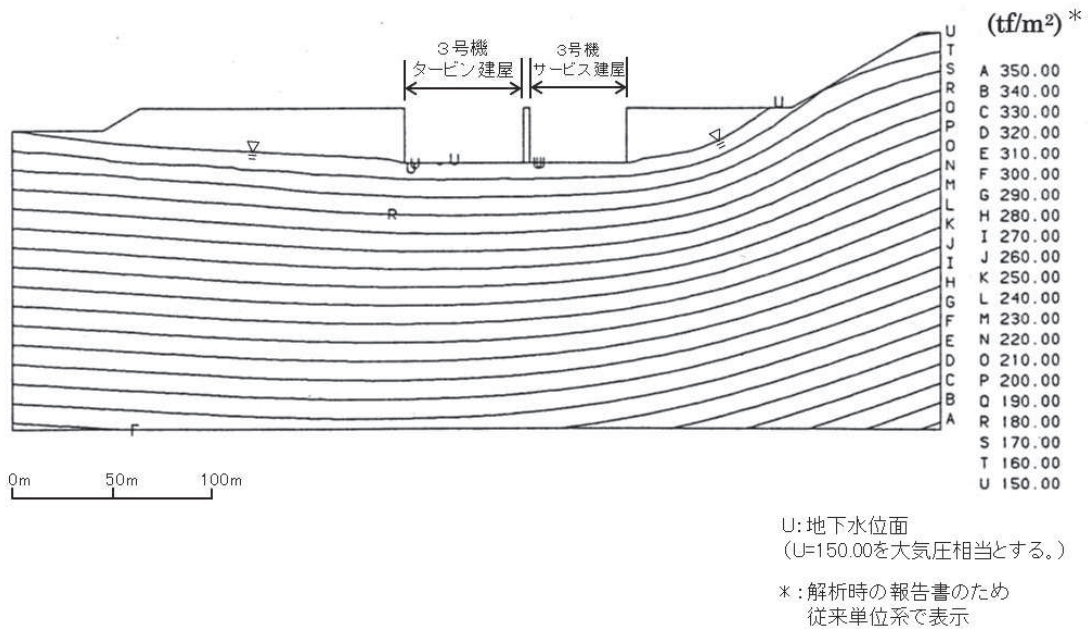


図 2-29 間隙水圧分布図 (G-G' 断面)

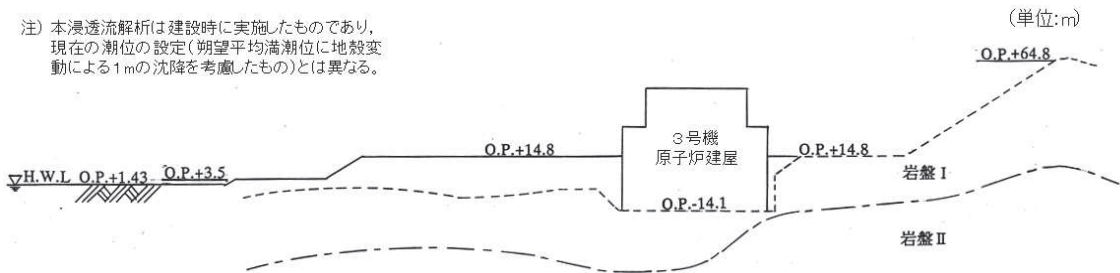


図 2-30 浸透流解析断面図 (H-H' 断面)

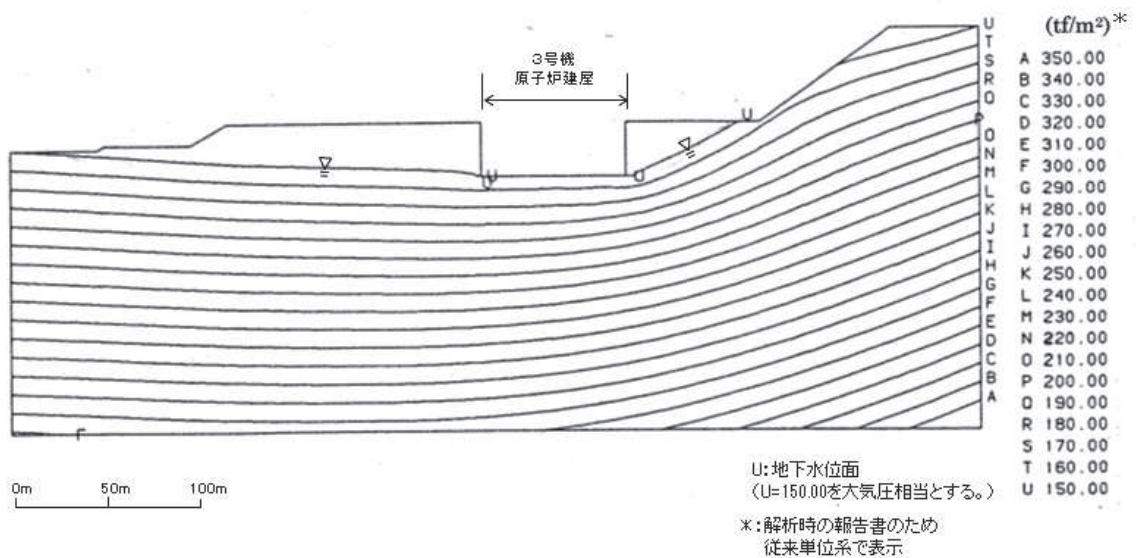


図 2-31 間隙水圧分布図 (H-H' 断面)

(参考資料 9) 地下水位低下設備の保守管理について

1. はじめに

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

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

2. ドレーンの保守管理について

2.1 ドレーンの機能喪失要因と対応方法

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

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

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

表 9-1 ドレーンの機能喪失要因と対応の考え方

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

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

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

表 9-2 地下水水質分析結果

(採取箇所：2号機揚水井戸，採取日：2021年1月12日)

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

注記\*1：水質汚濁防止法の一律排水基準

## 2.2 ドレーンの保守管理性の確保方法

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

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

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

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

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

表 9-3 保守管理性の確保方法

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

注記\*：各部位における調査可否（○全範囲可，△部分的に可，×不可）

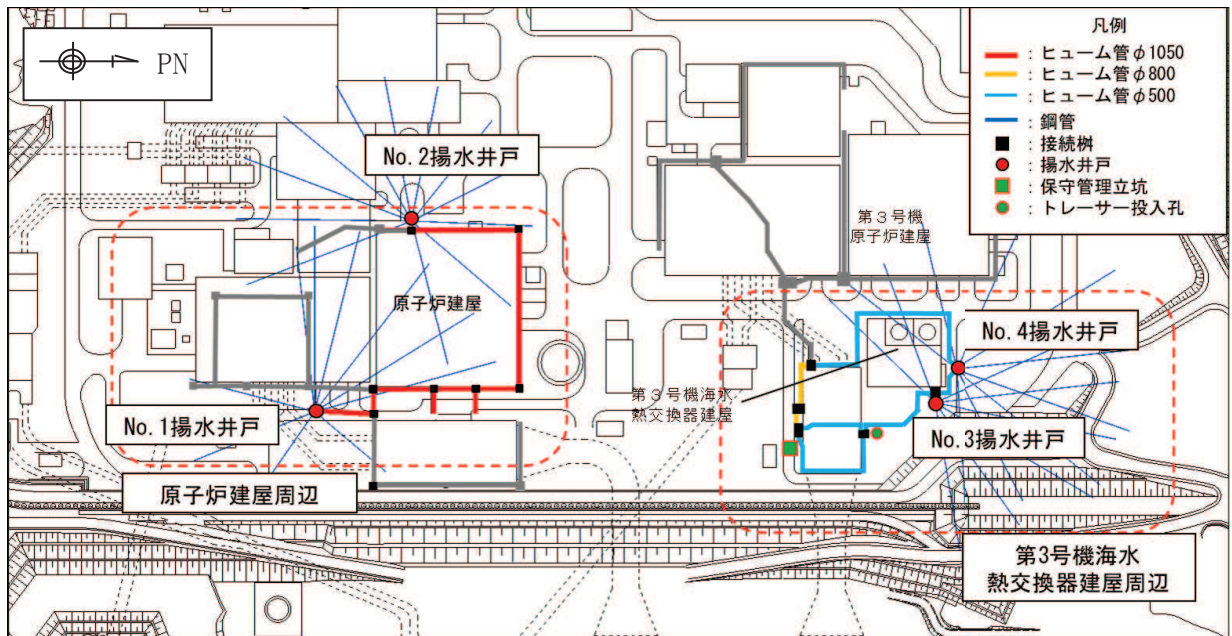


図 9-1 保守管理範囲の概要図

表 9-4 各部位へのアクセス性

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

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

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



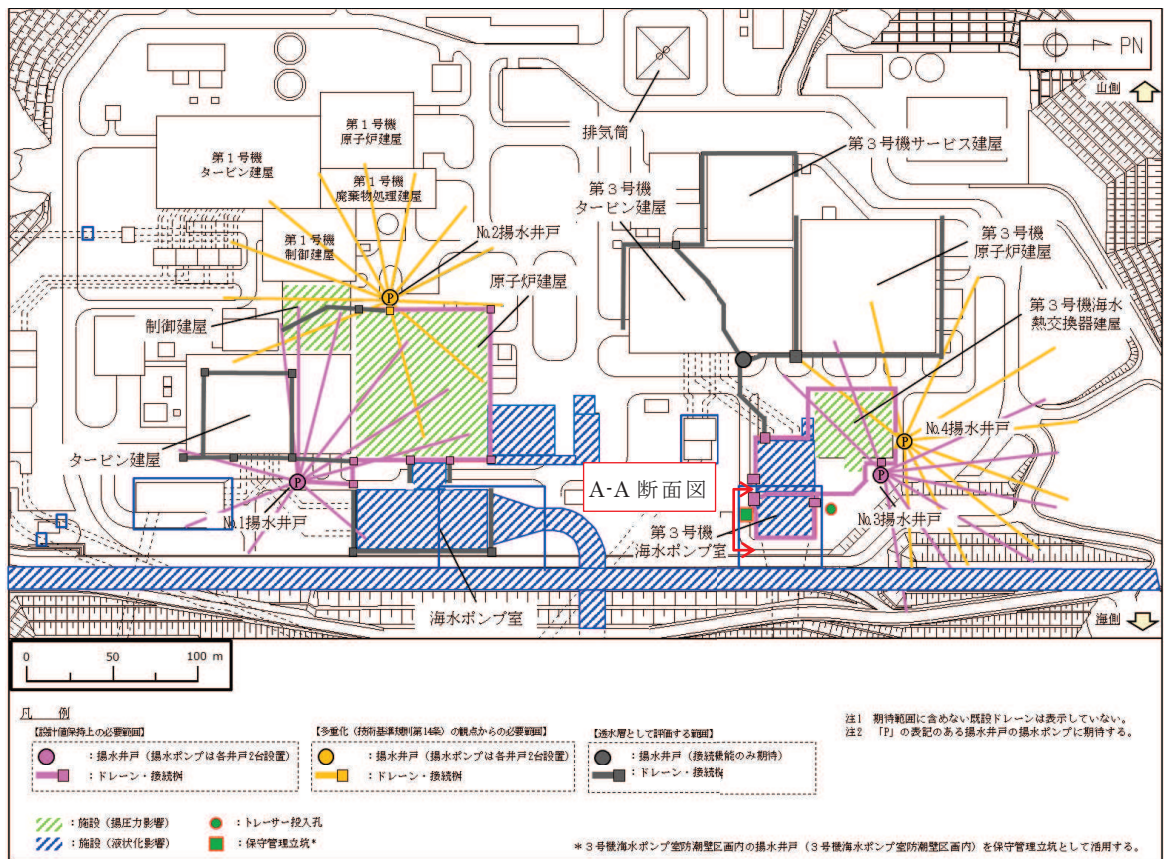


図 9-2(1) 保守管理立坑の概要図 (断面位置図)

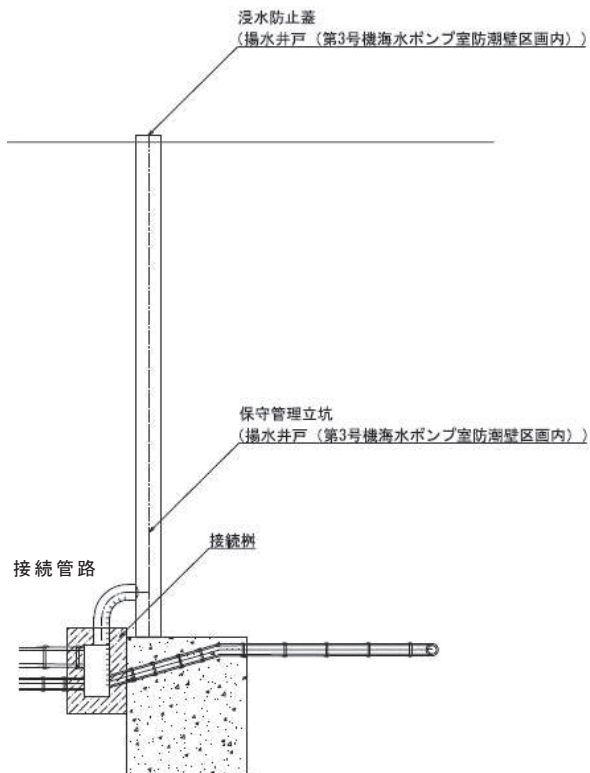
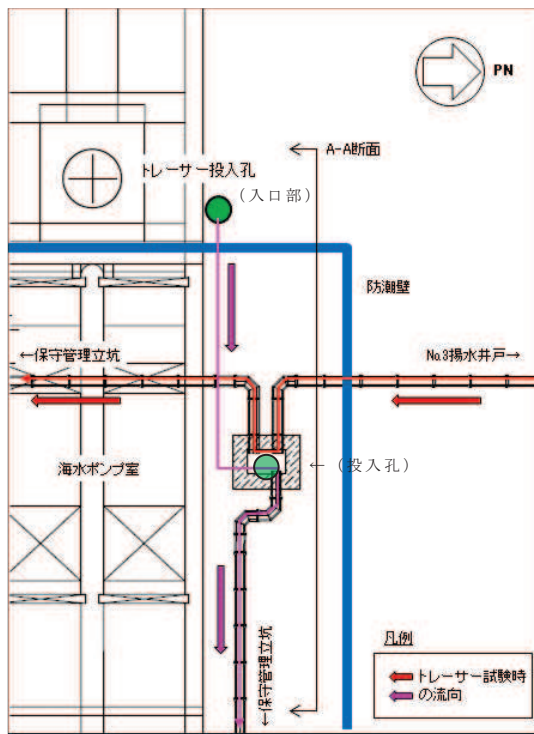
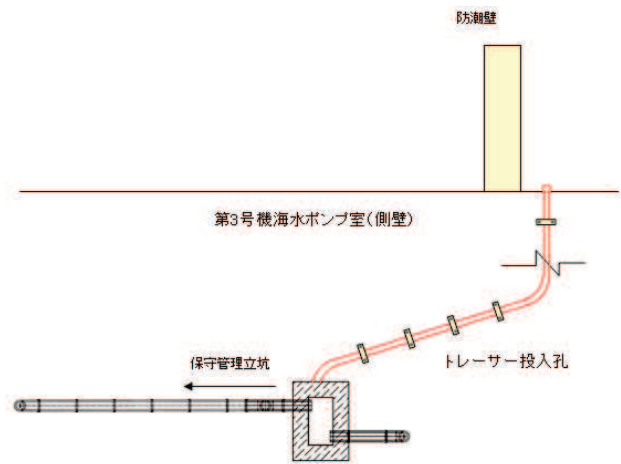


図 9-2(2) 保守管理立坑の概要図 (A-A 断面図)  
(参考) 9-7

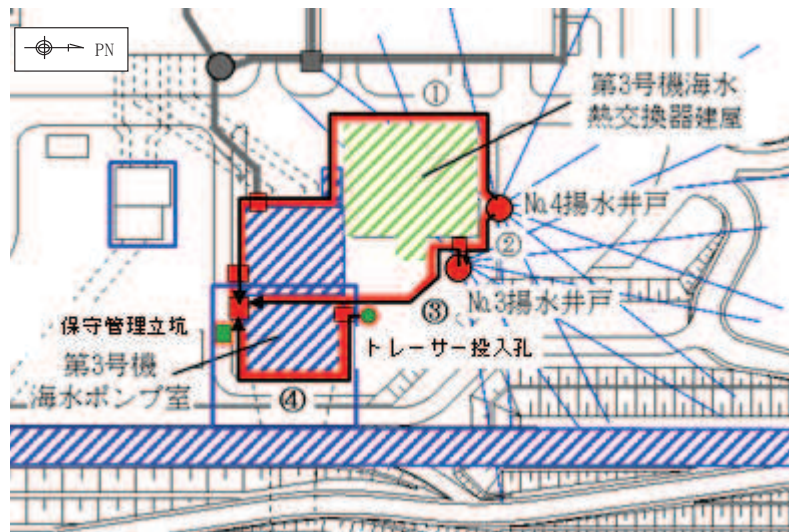


(a) 平面概要図



(b) A-A 断面図

図 9-3 トレーサー投入孔の概要



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

図 9-4 第 3 号機海水ポンプ室エリア周辺の保守管理方法

## 2.3 保守管理の成立性確認（鋼管）

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

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

### 2.3.1 カメラ調査（鋼管）

#### (1) 概要

カメラ調査は揚水井戸内の各鋼管付近に設けた作業ステージで行う。

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

#### (2) 調査方法

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



図 9-5 自走式 TV カメラの外観イメージ

#### (3) 調査結果

カメラ調査（鋼管）の実施状況を図 9-6 に示す。

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



図 9-6 カメラ調査（鋼管）の実施状況

#### 2.4.2 洗浄試験（鋼管）

##### (1) 概要

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

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

##### (2) 試験方法

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

##### (3) 試験結果

洗浄工の実施状況を図 9-7 に示す。

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



図 9-7 洗淨工（鋼管）の実施状況

## 2.5 保守管理の成立性確認（ヒューム管）

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

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

### 2.5.1 トレーサー試験（ヒューム管）

#### (1) 概要

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

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

#### (2) 試験位置

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

トレーサー試験位置を図 9-8 に示す。

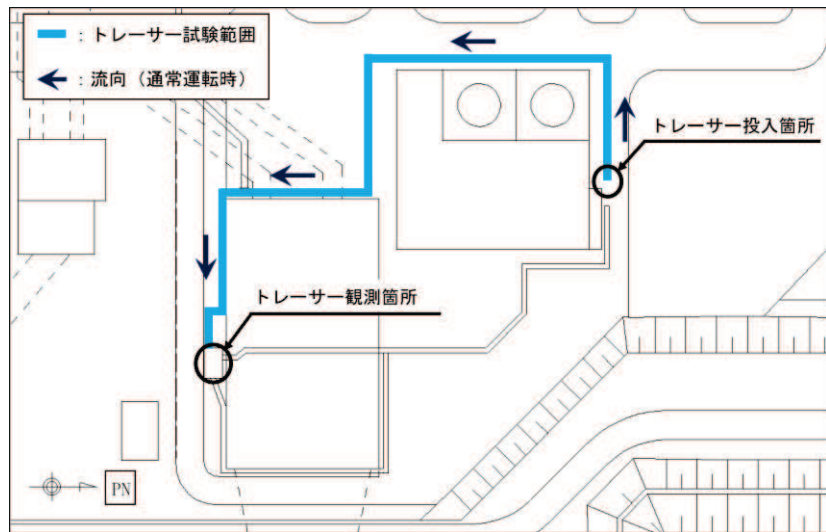


図 9-8 トレーサー試験位置

### (3) 試験方法

#### a. トレーサー材の選定

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

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

#### b. 観測方法

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

トレーサー材は，図 9-9 に示すようにヒューム管へ直接投入した。

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

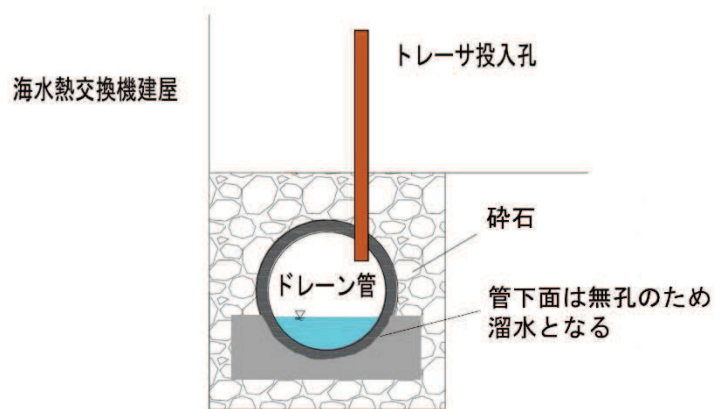


図 9-9 トレーサー材の投入方法

(4) 試験結果

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

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

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



(a) 投入孔設置状況（塩ビ管挿入）



(b) 採水状況

図 9-10 トレーサー試験 実施状況



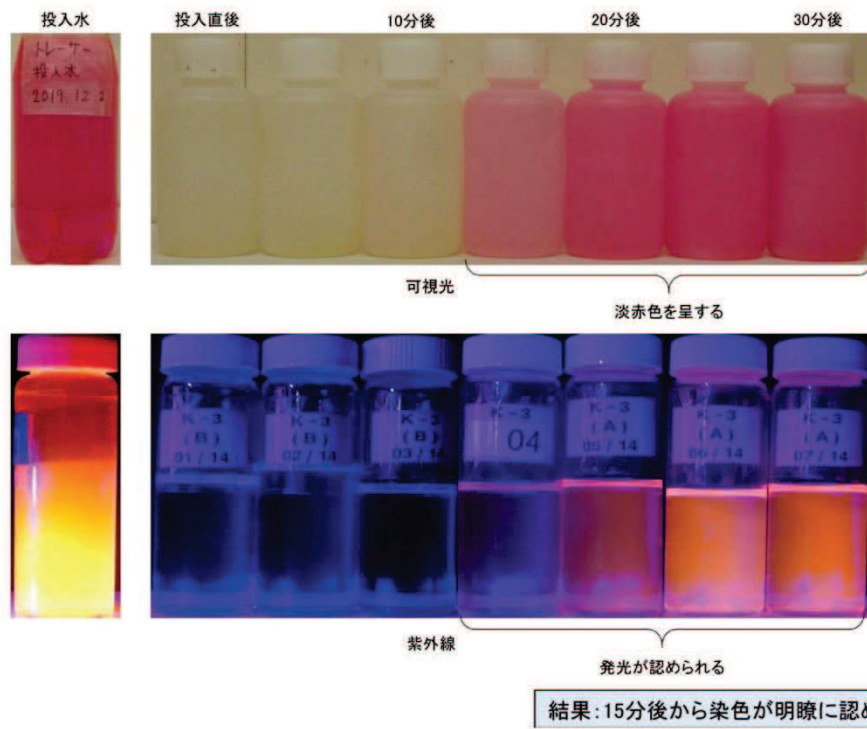
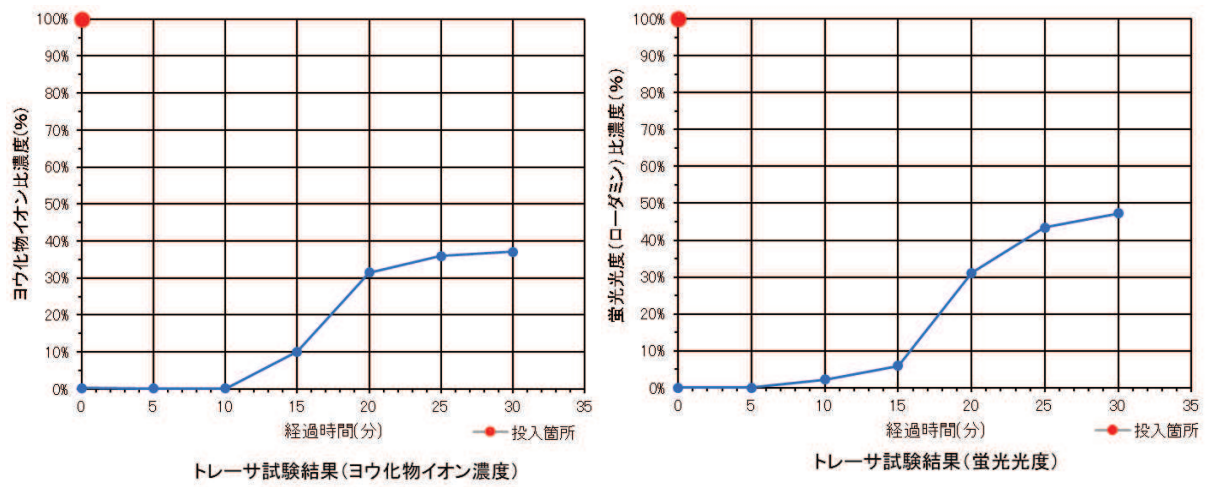


図 9-11 トレーサー調査結果

## 2.5.2 洗浄試験（ヒューム管）

### (1) 概要

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

### (2) 洗浄方法

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

洗浄工の概要を図9-12に示す。

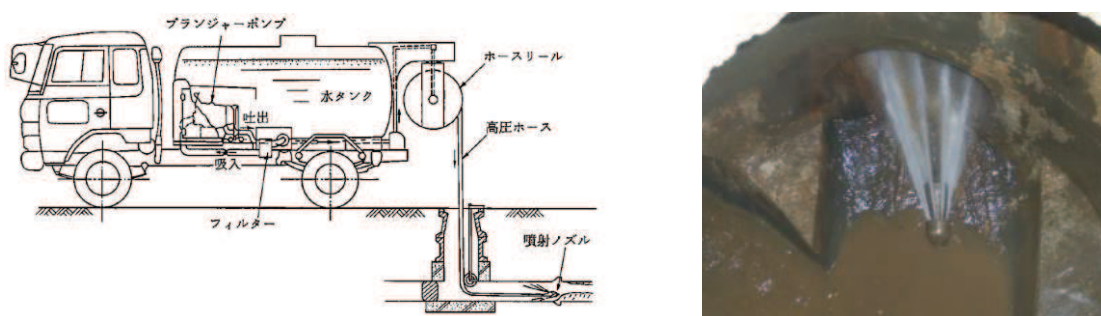


図9-12 高圧ノズルの外観及び洗浄工のイメージ（ヒューム管）

### (3) 試験結果

ヒューム管の洗浄状況を図9-13に示す。

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



図9-13 ヒューム管洗浄状況

(参考資料11) 降雨に対する設計用地下水位の余裕について

1. 概要

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

2. 比較結果

2.1 建物・構築物

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

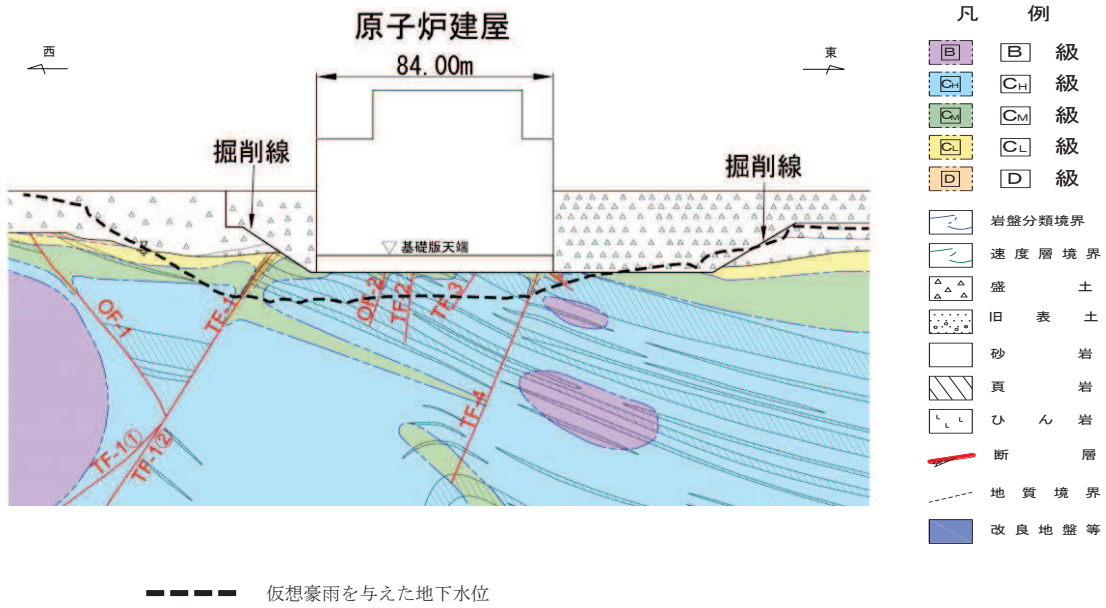


図 11-1 原子炉建屋における仮想豪雨を与えた地下水位分布(東西)

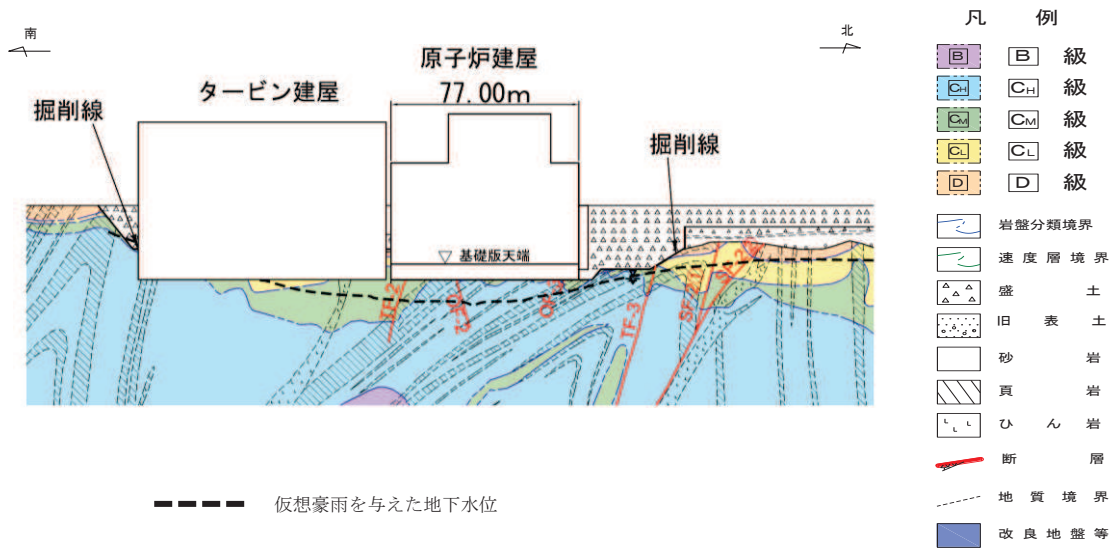


図 11-2 原子炉建屋における仮想豪雨を与えた水位分布(南北)

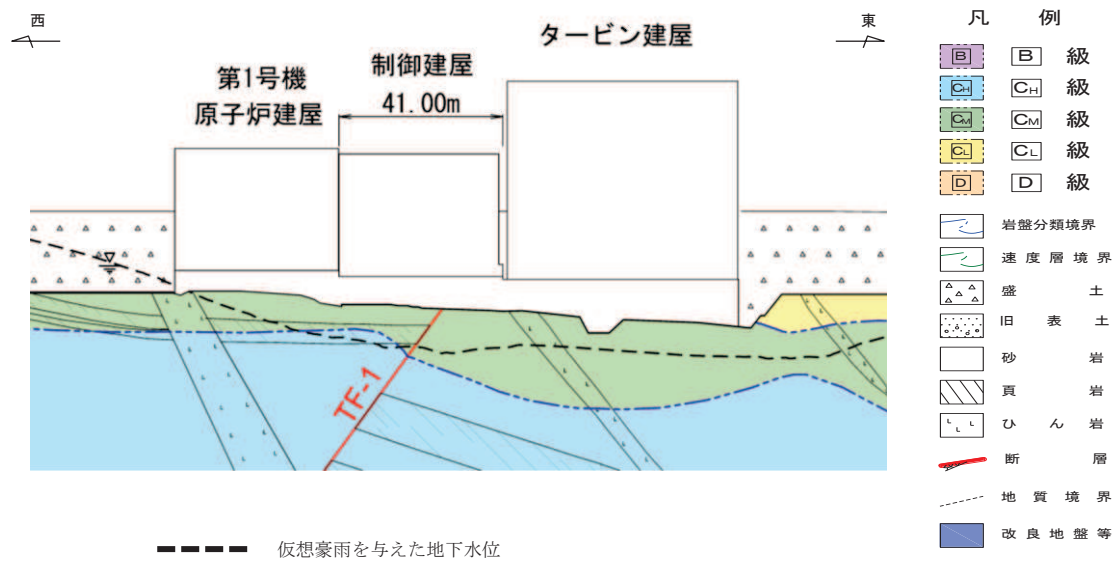


図 11-3 制御建屋における仮想豪雨を与えた水位分布

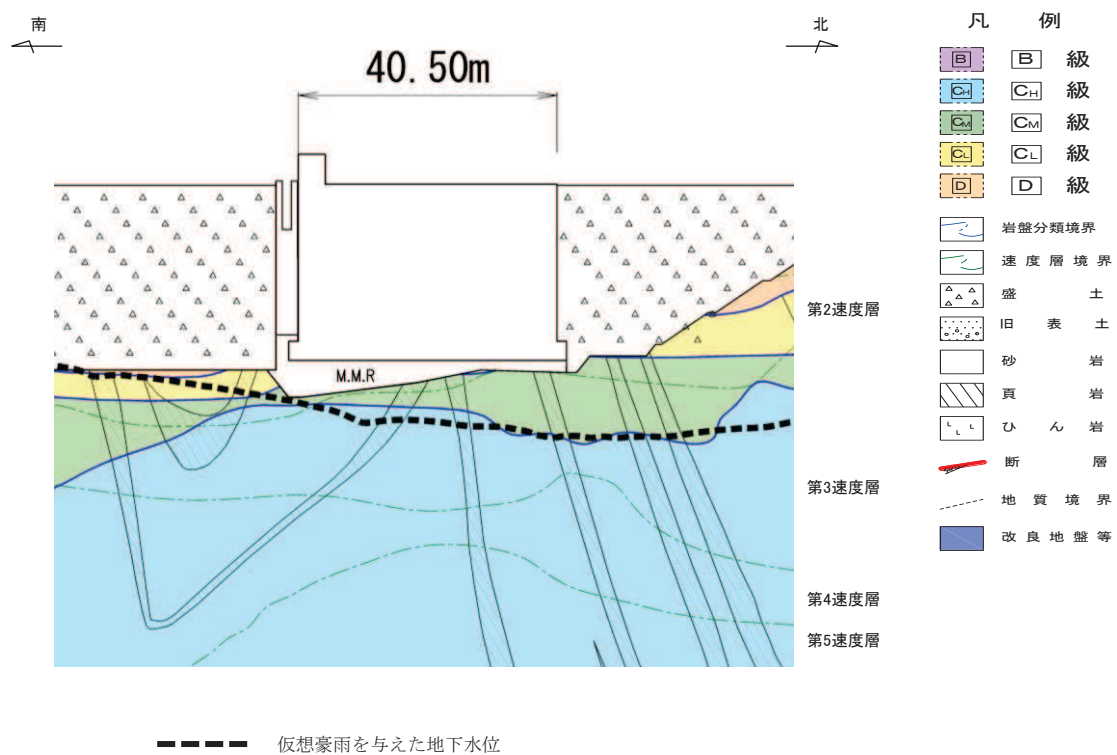


図 11-4 第3号機海水熱交換器建屋における仮想豪雨を与えた水位分布

### 3.2 土木構造物

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

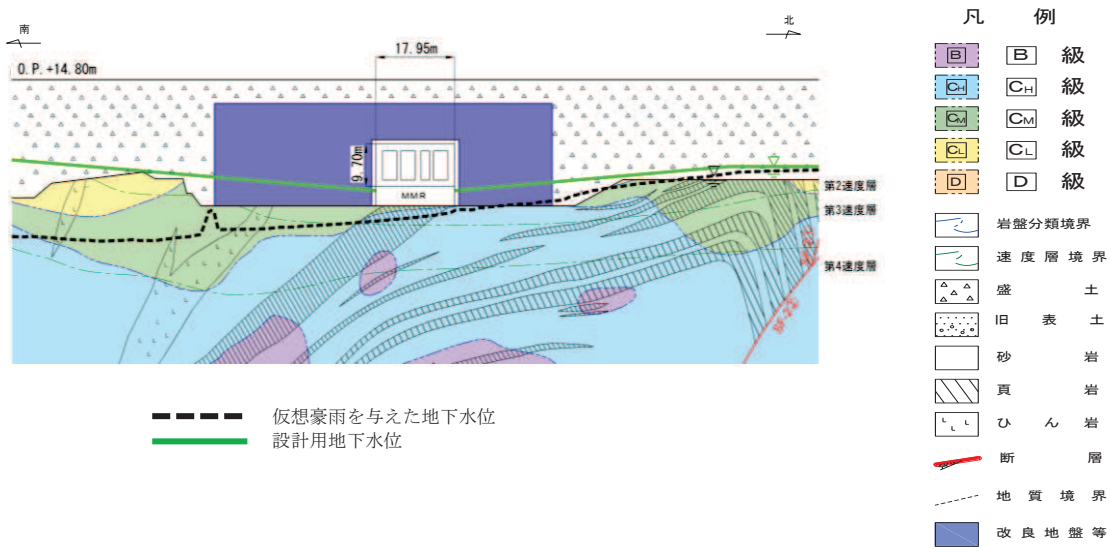
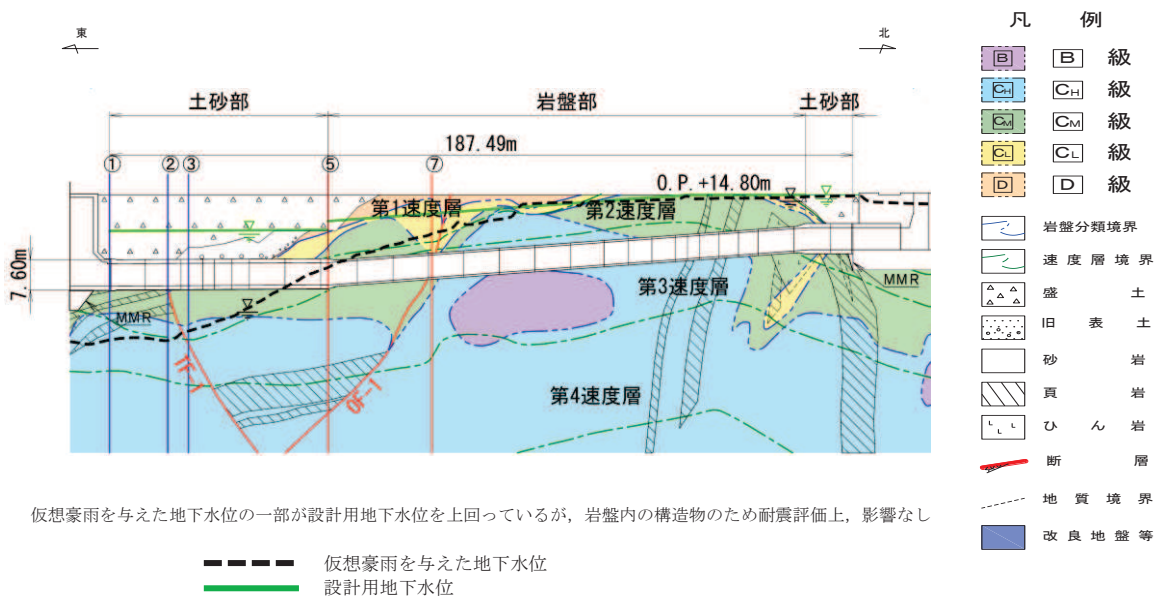


図 11-5 原子炉機器冷却海水配管ダクトにおける  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(横断)



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

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

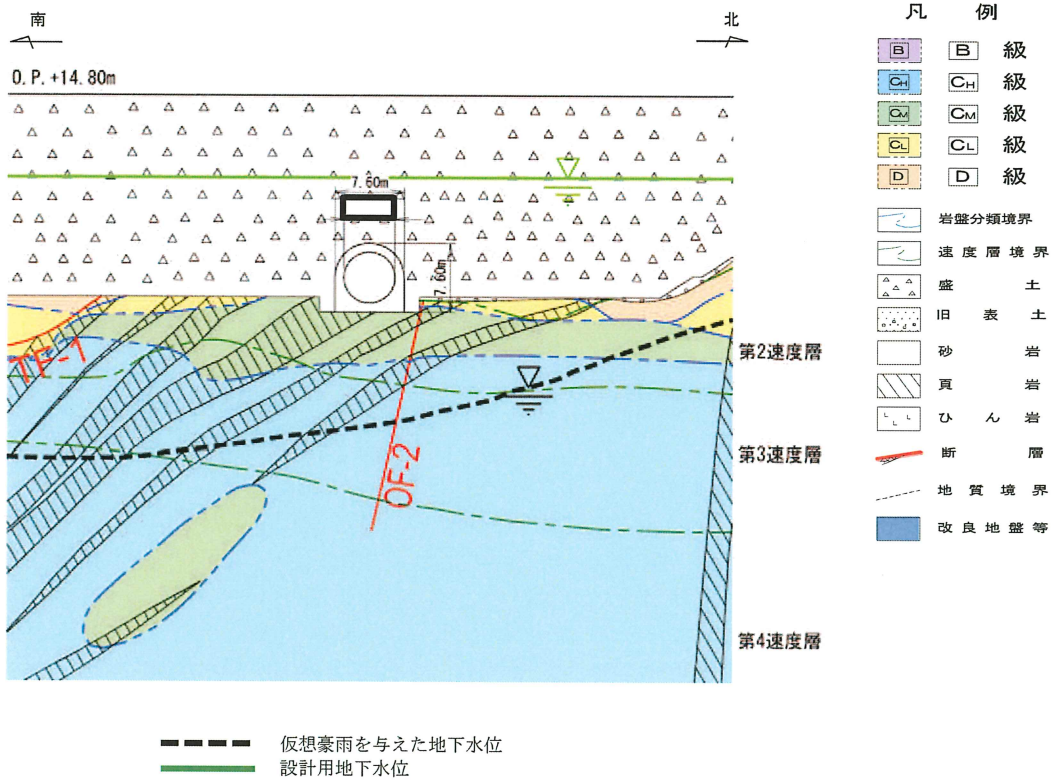


図 11-6 (2) 排気筒連絡ダクトにおける  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面①))

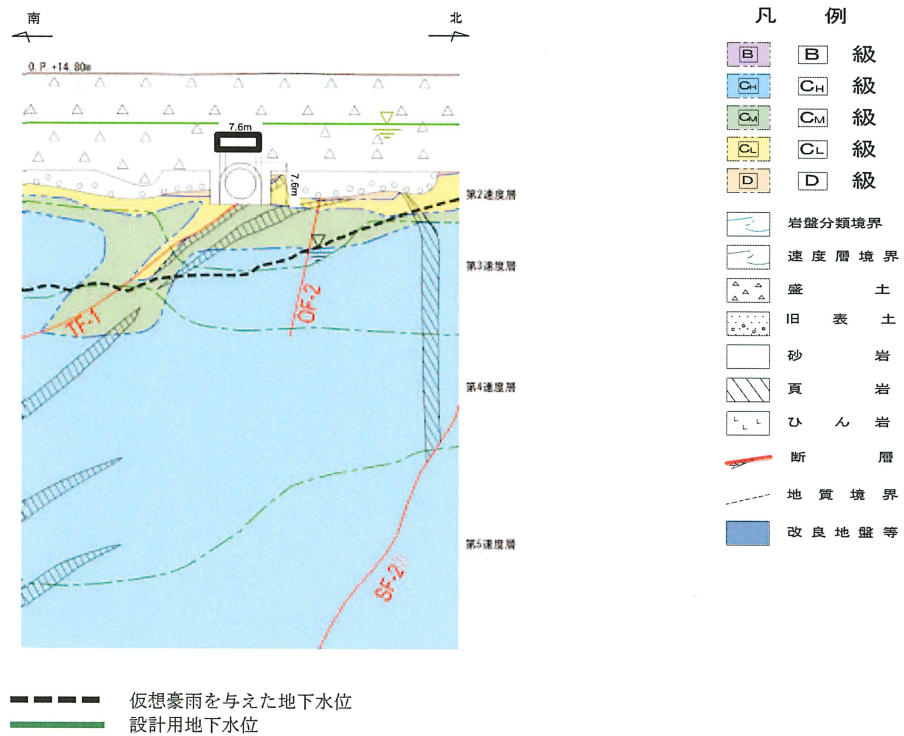


図 11-6 (3) 排気筒連絡ダクトにおける  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面②))

(参考) 11-6

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



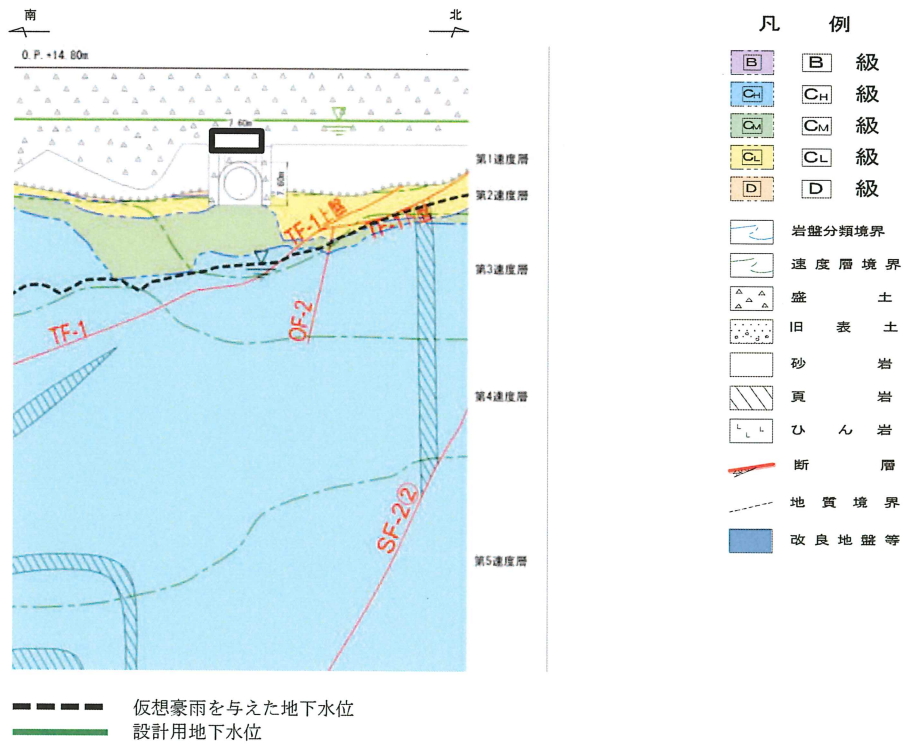
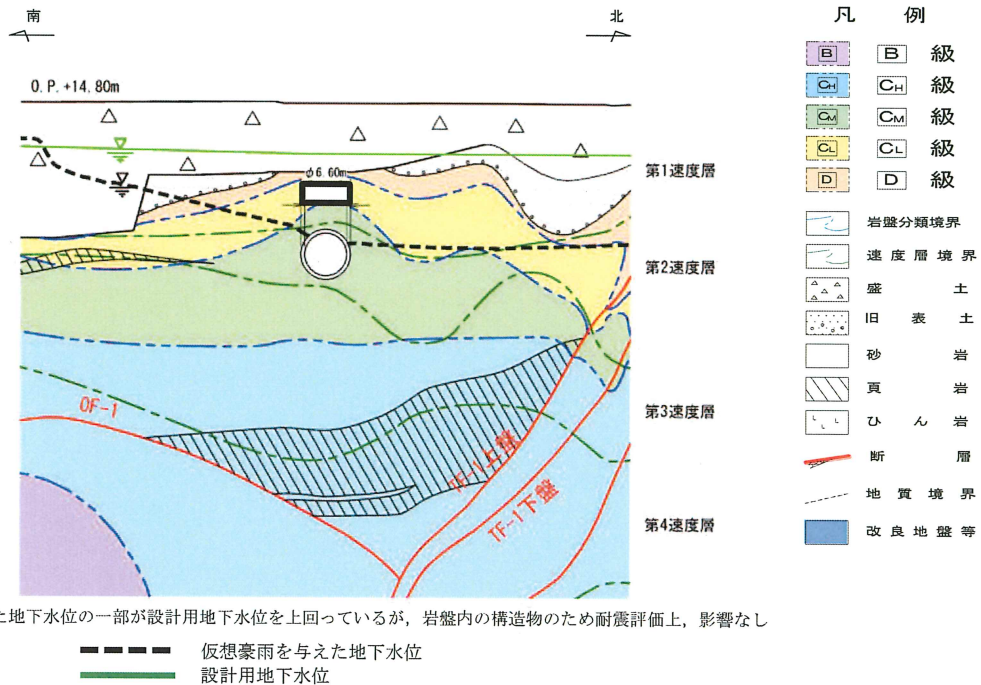


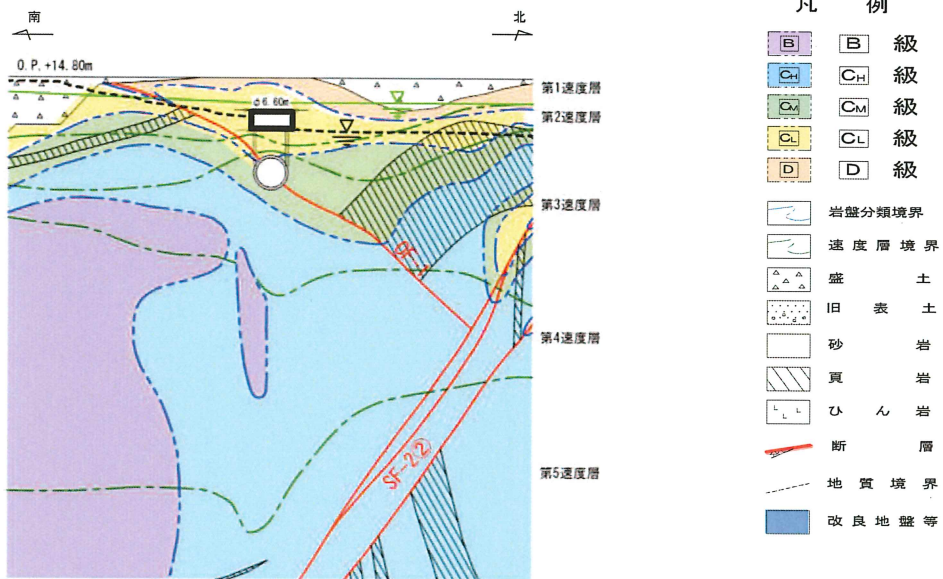
図 11-6 (4) 排気筒連絡ダクトにおける  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面③))



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

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

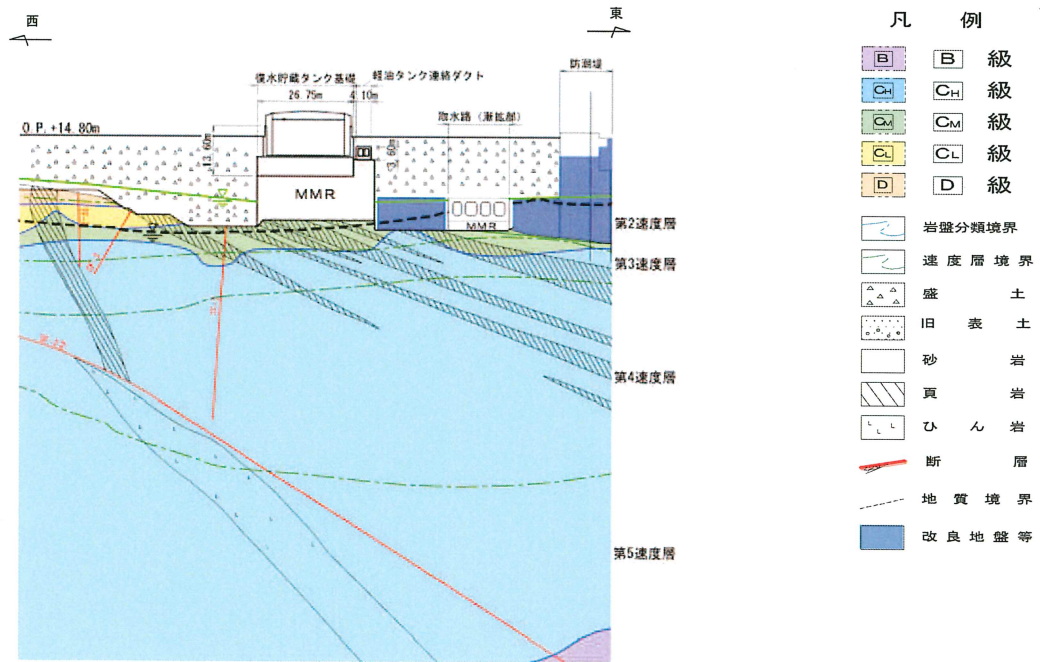
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



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

--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 ——— 設計用地下水位

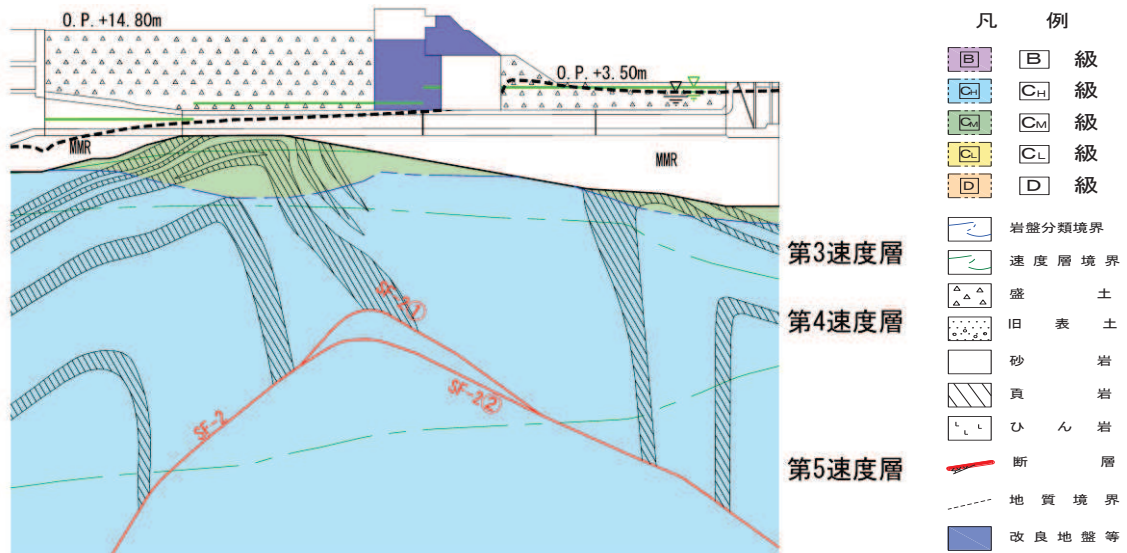
図 11-6 (6) 排気筒連絡ダクトにおける  
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (横断(断面⑦))



--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 ——— 設計用地下水位

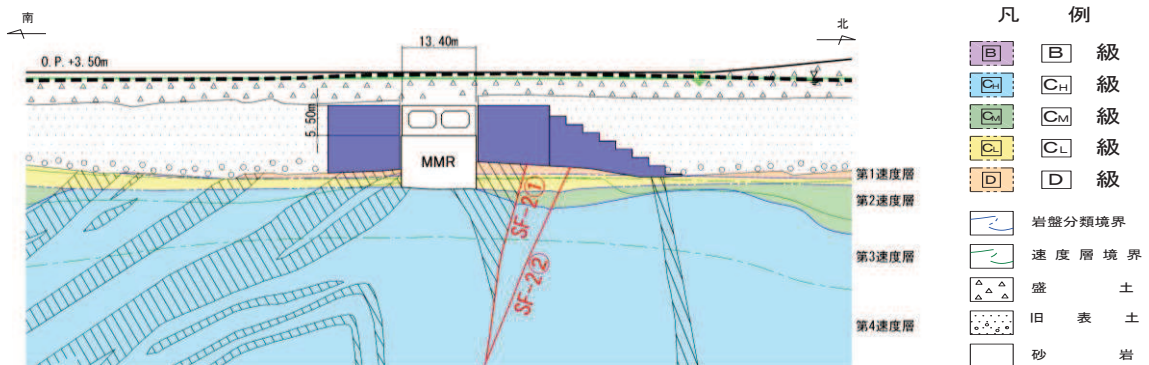
図 11-7 軽油タンク連絡ダクトにおける  
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (東西)  
 (復水貯蔵タンク基礎の東西方向断面の設計用地下水位含む)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



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

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



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

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

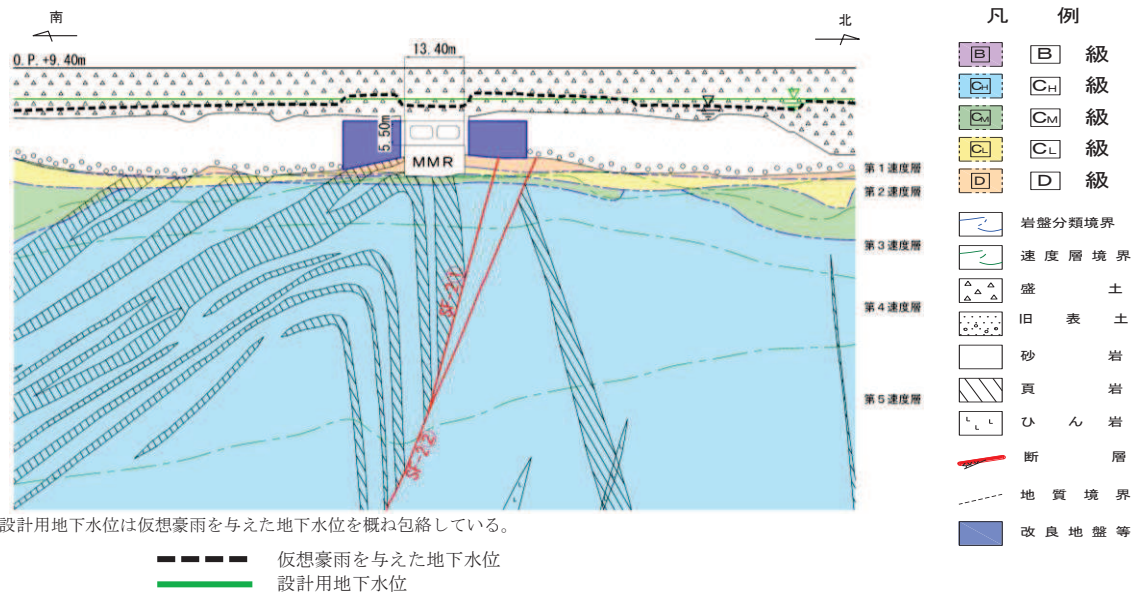


図 11-8 (3) 取水路における  
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (横断(標準部②))  
 (改良地盤に囲まれる箇所以外)

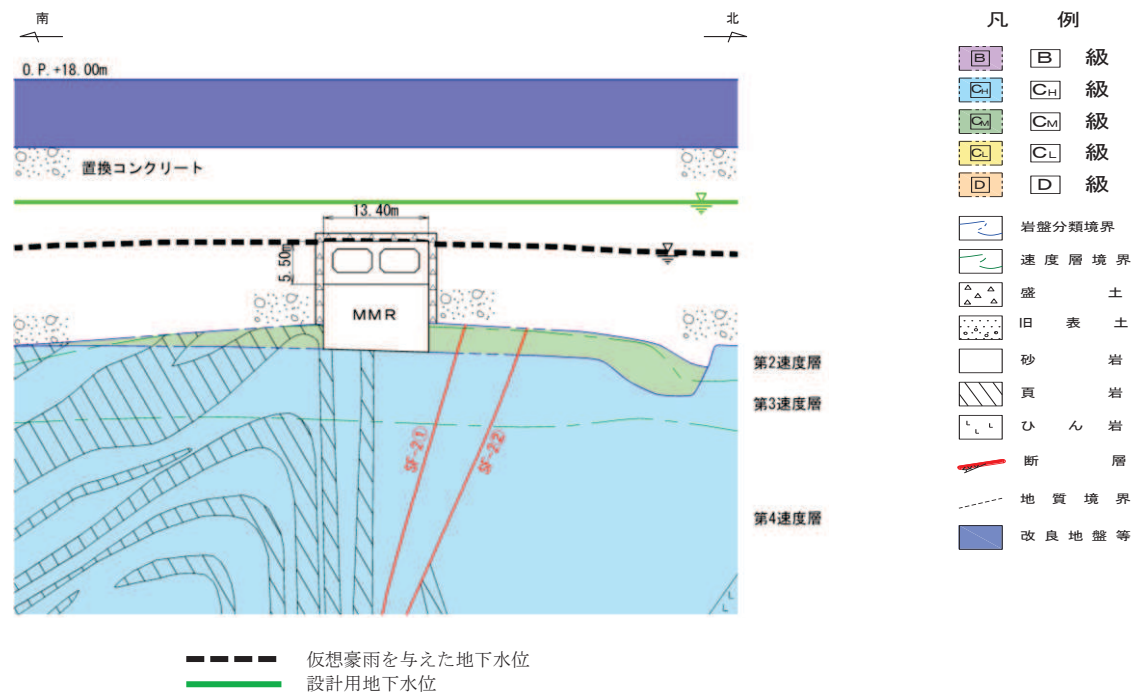


図 11-8 (4) 取水路における  
 設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (横断(標準部③))  
 (防潮堤を横断する箇所(1))

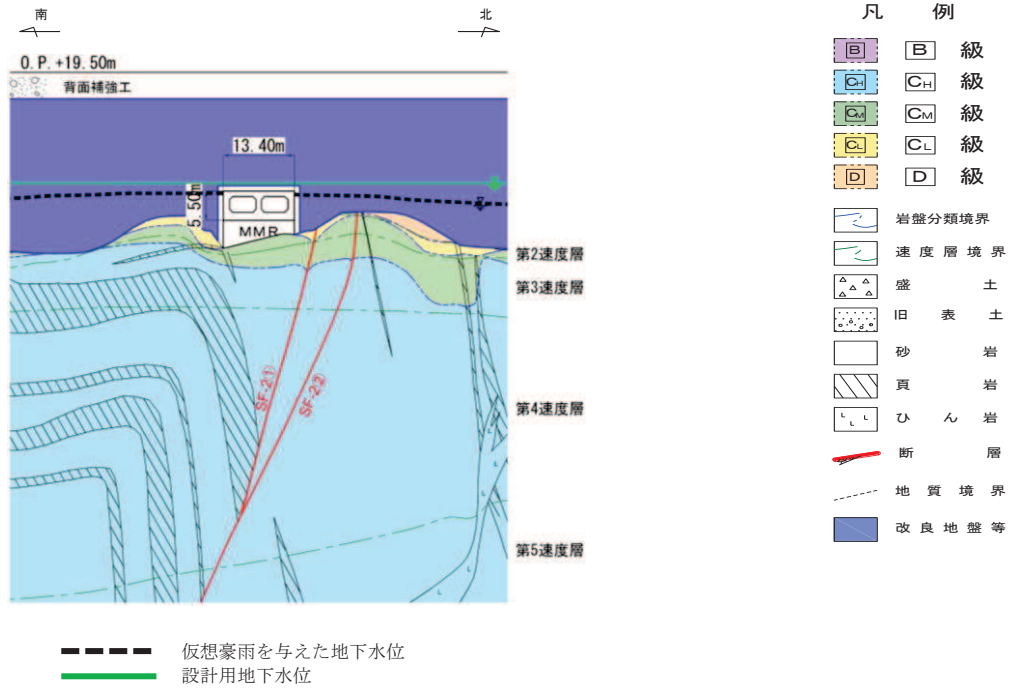


図 11-8 (5) 取水路における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(横断 (標準部④))  
(防潮堤を横断する箇所(2))

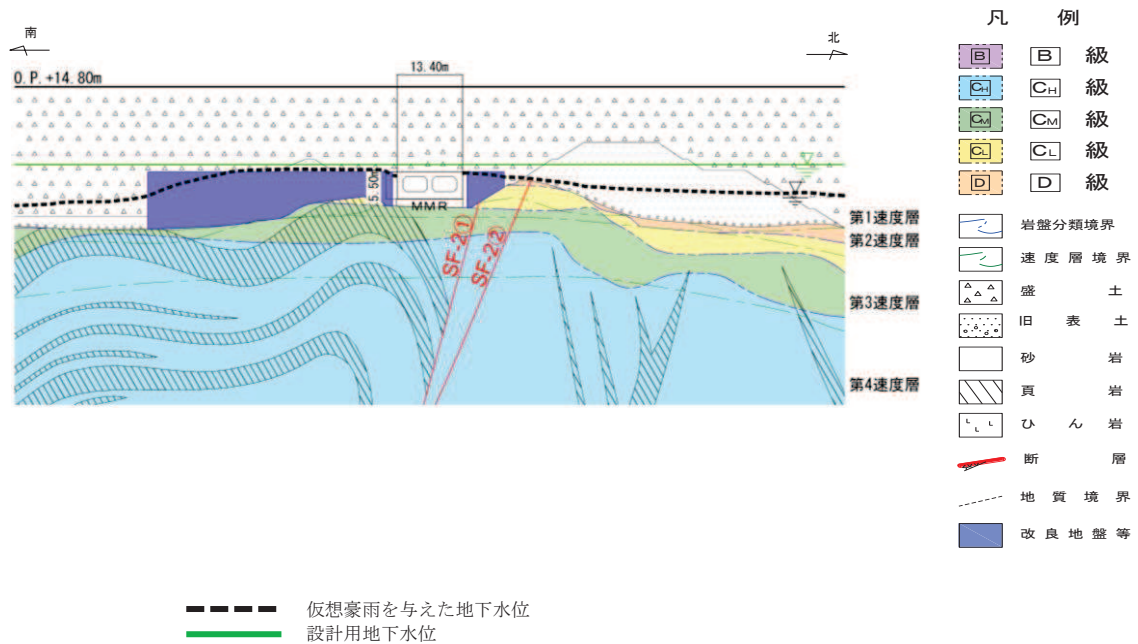


図 11-8 (6) 取水路における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(曲がり部) (南北)

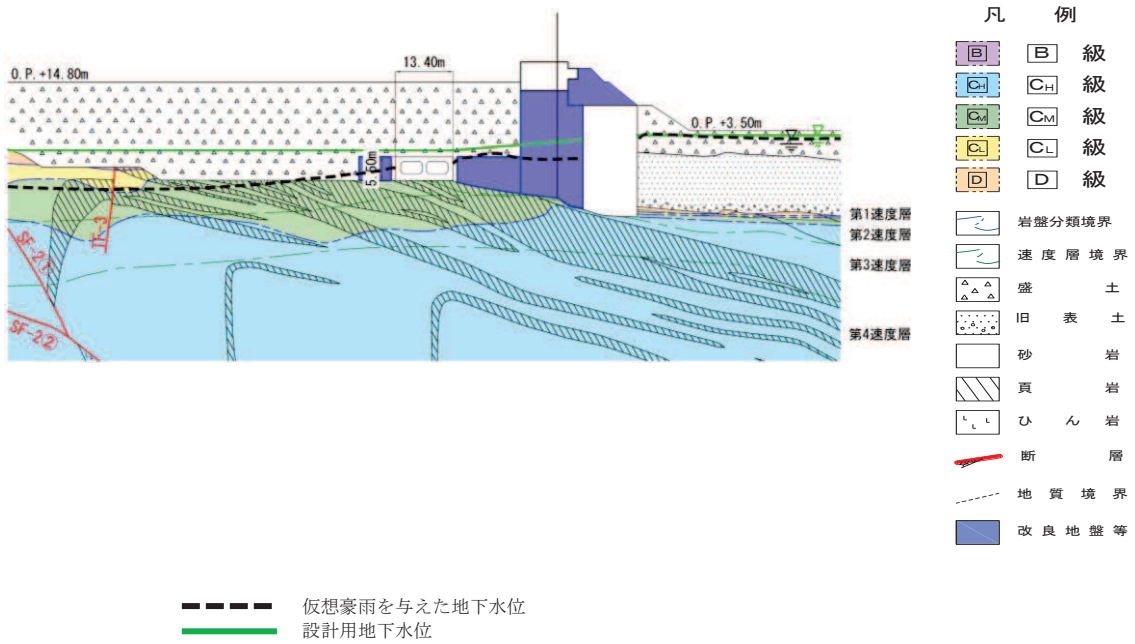


図 11-8 (7) 取水路における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(曲がり部) (東西)

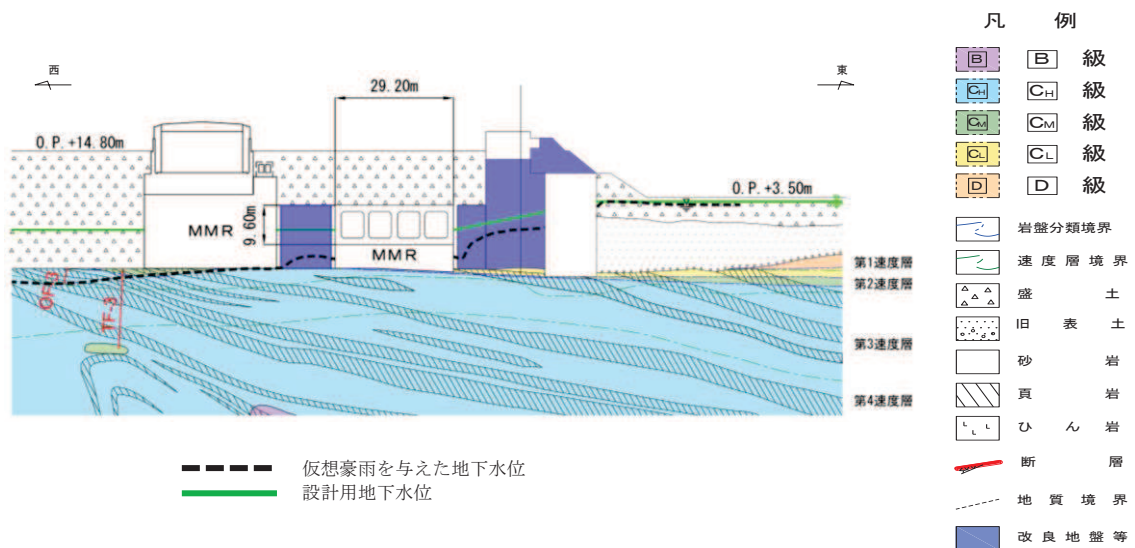


図 11-8 (8) 取水路における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(漸拡部) (東西)

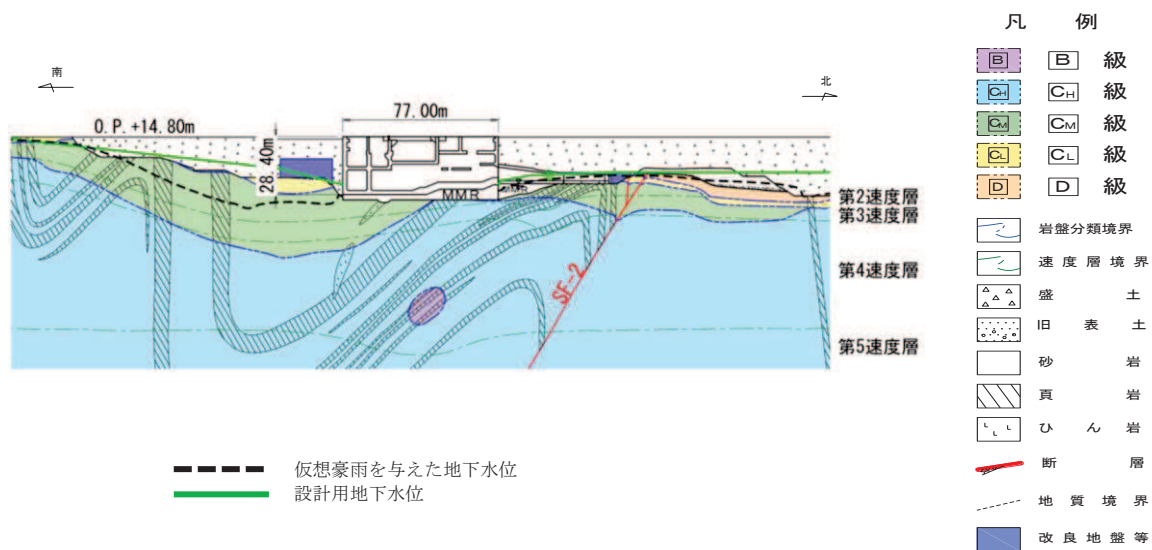


図 11-9 (1) 海水ポンプ室における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(縦断)

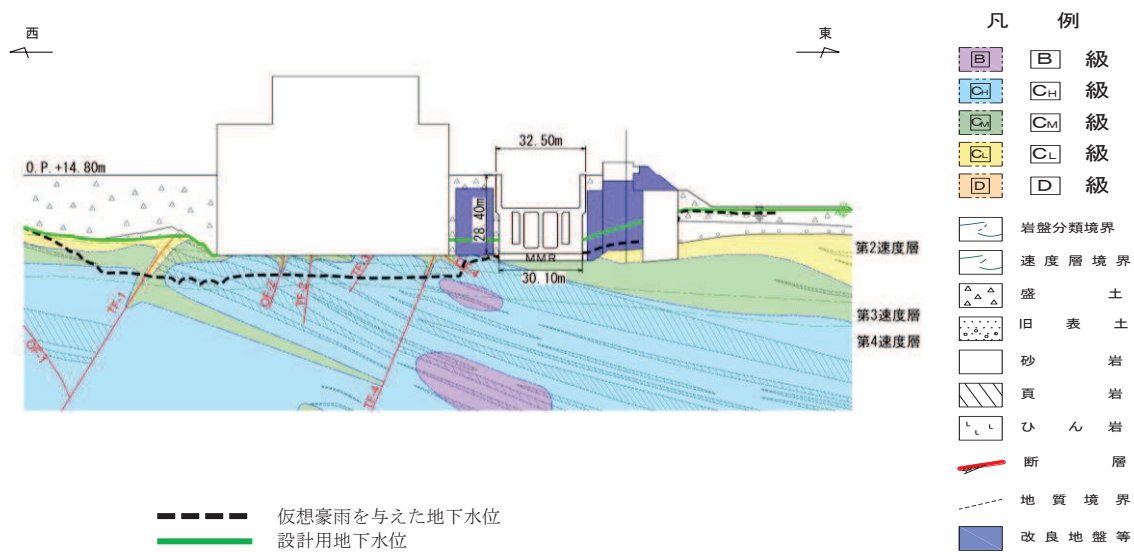


図 11-9 (2) 海水ポンプ室における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(横断)

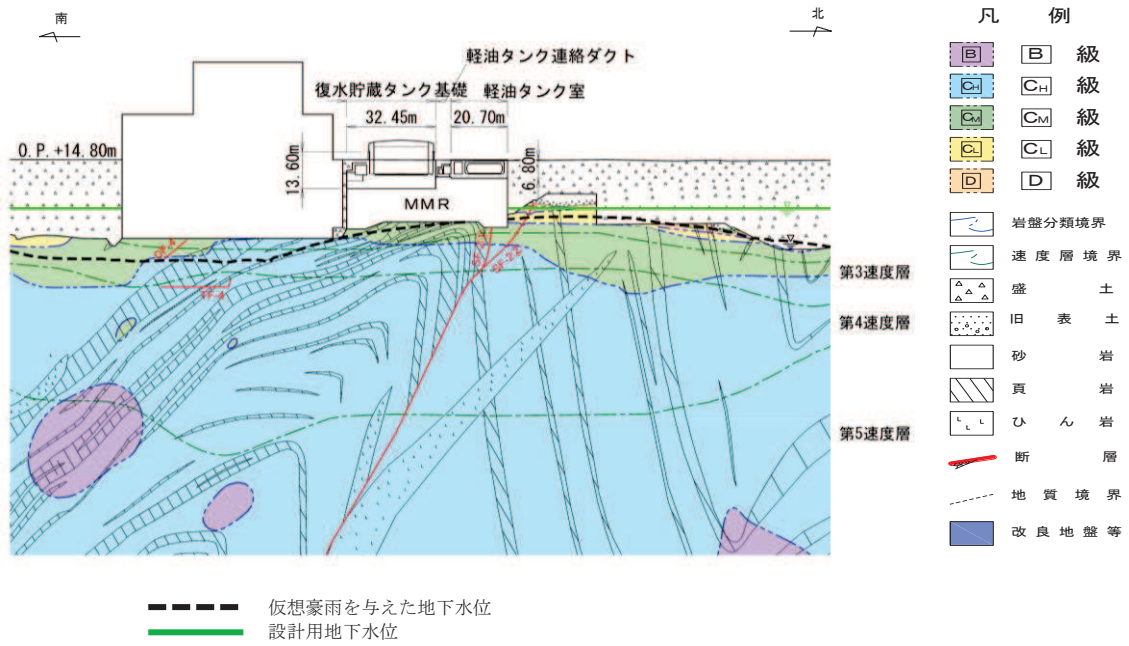


図 11-10 軽油タンク室における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(南北)

(復水貯蔵タンク基礎の南北方向断面の設計用地下水位を含む)

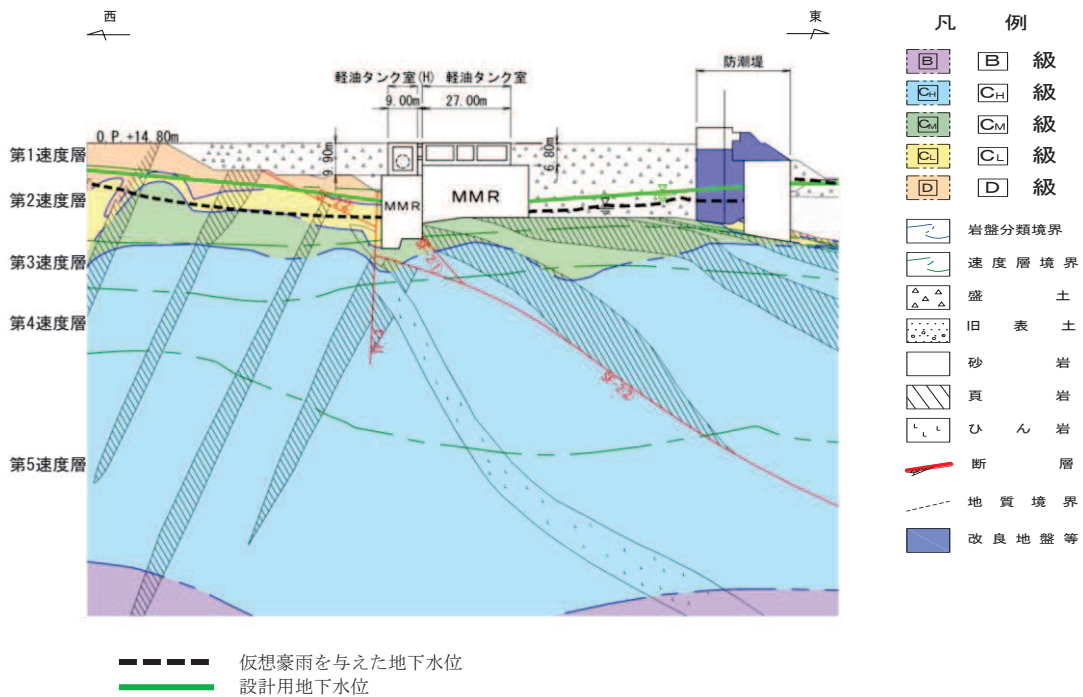


図 11-11 (1) 軽油タンク室, 軽油タンク室 (H) における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(東西)

(参考) 11-14



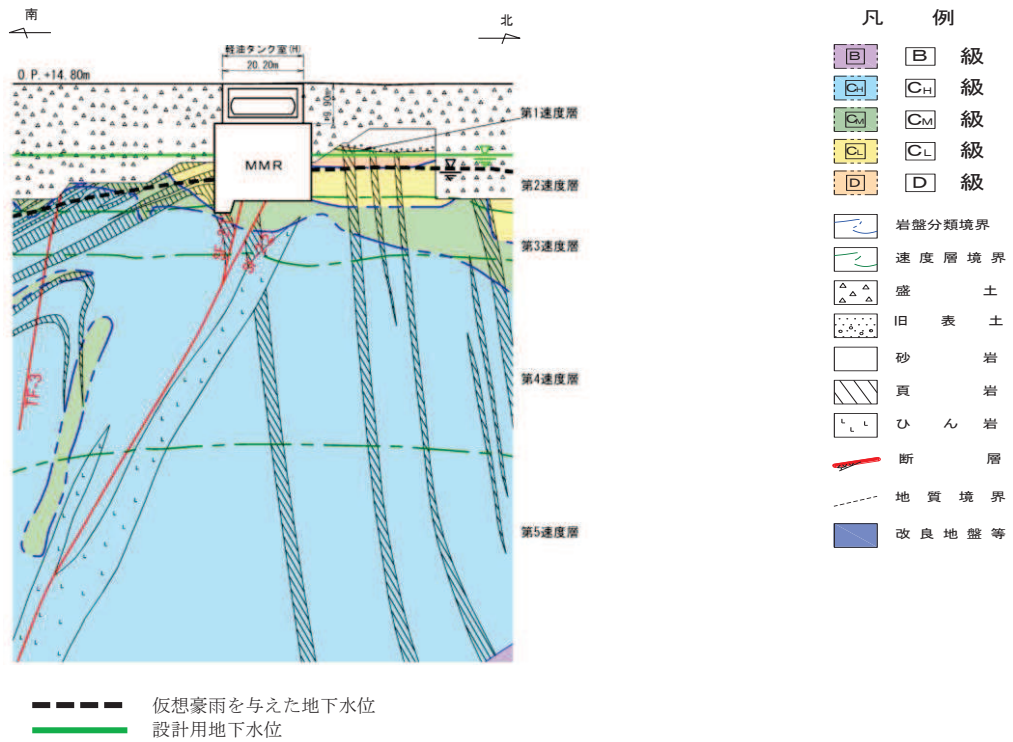


図 11-11 (2) 軽油タンク室 (H) における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(南北)

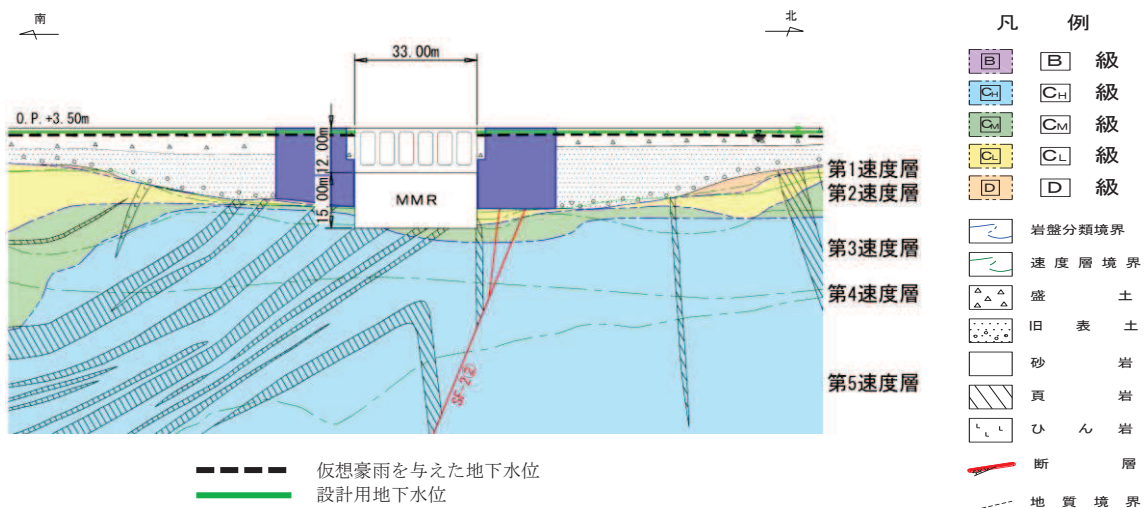


図 11-12 (1) 取水口 (標準部) における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(南北)

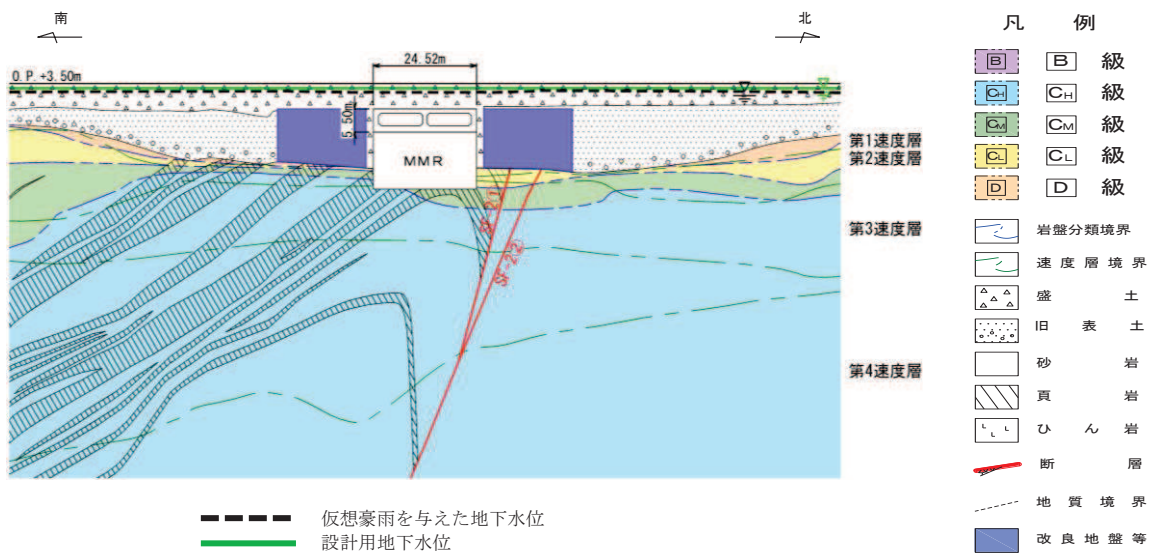


図 11-12 (2) 取水口 (漸縮部) における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(南北)

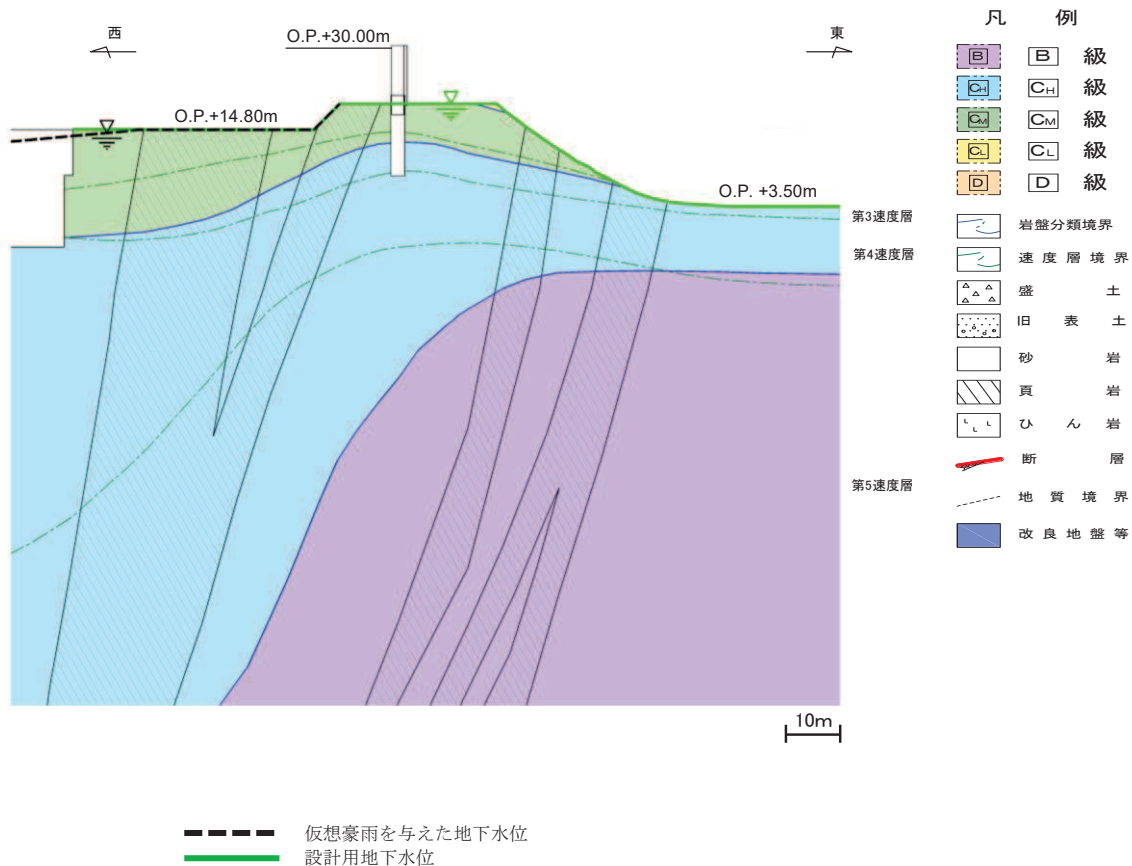
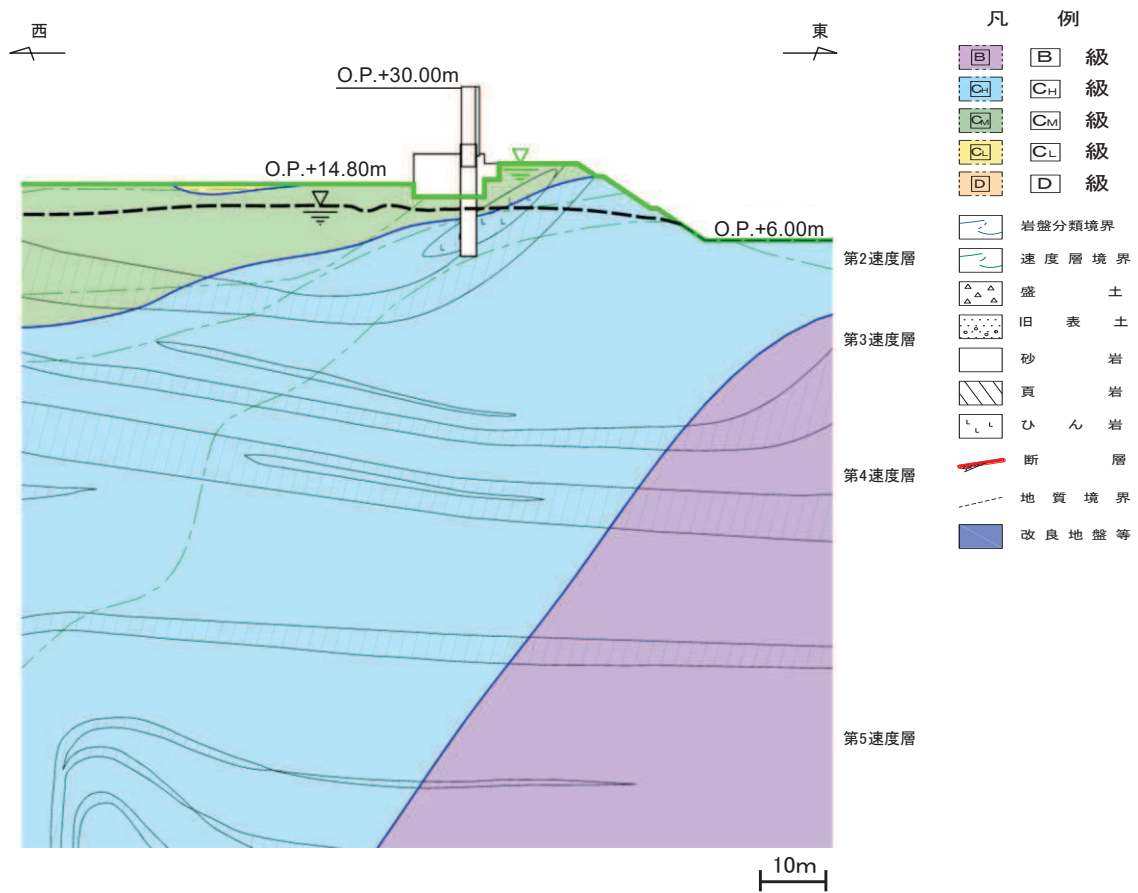


図 11-13 (1) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(岩盤部①)  
(参考) 11-16



----- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 ———— 設計用地下水位

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

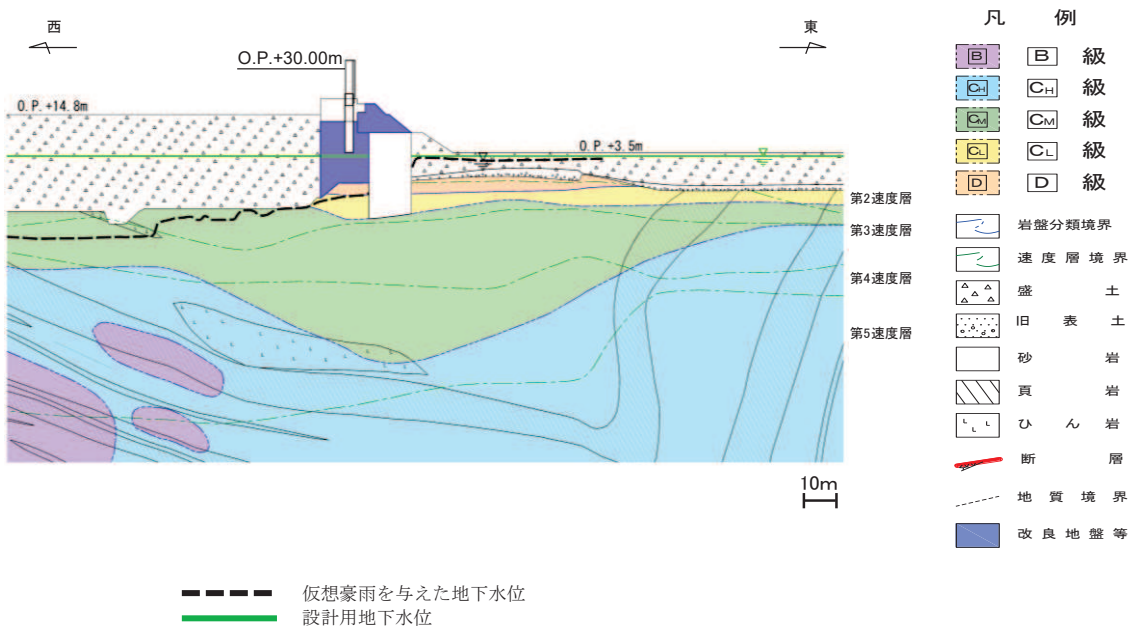


図 11-13 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
（一般部①）

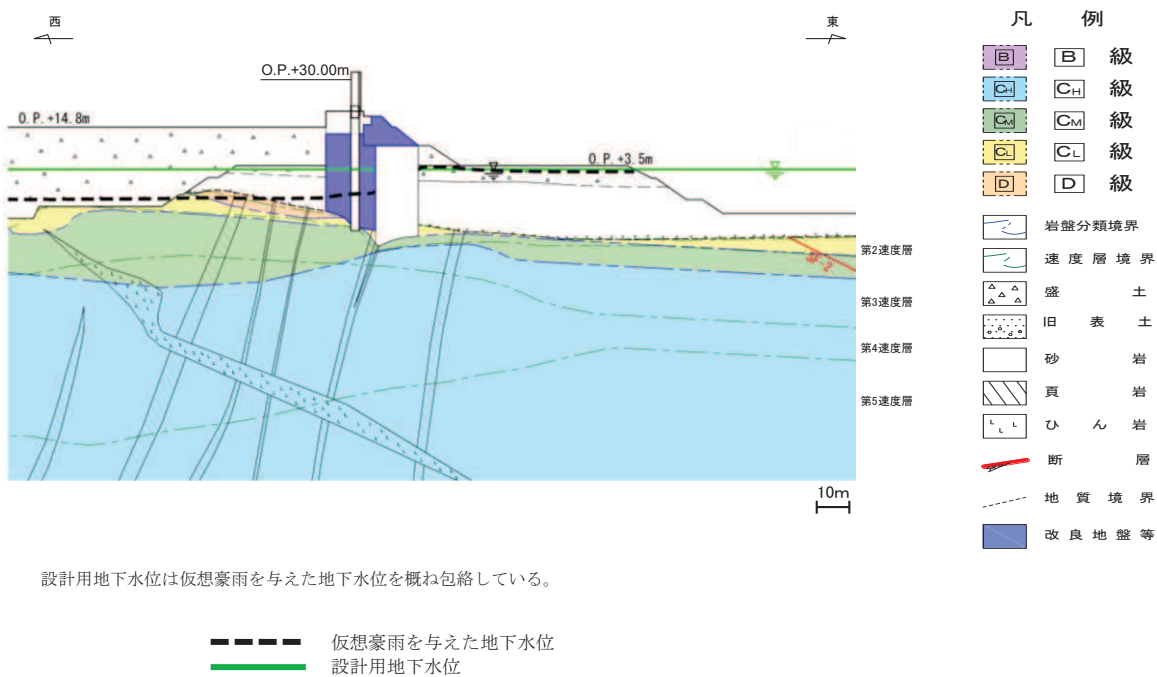


図 11-13 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（一般部②）

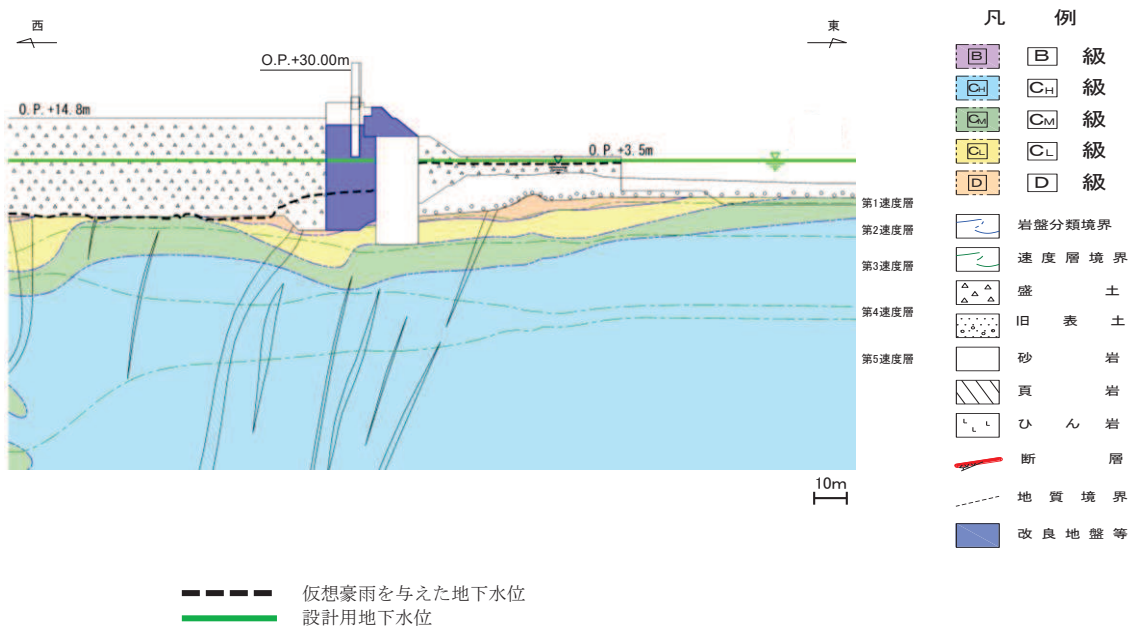


図11-13 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（一般部③）

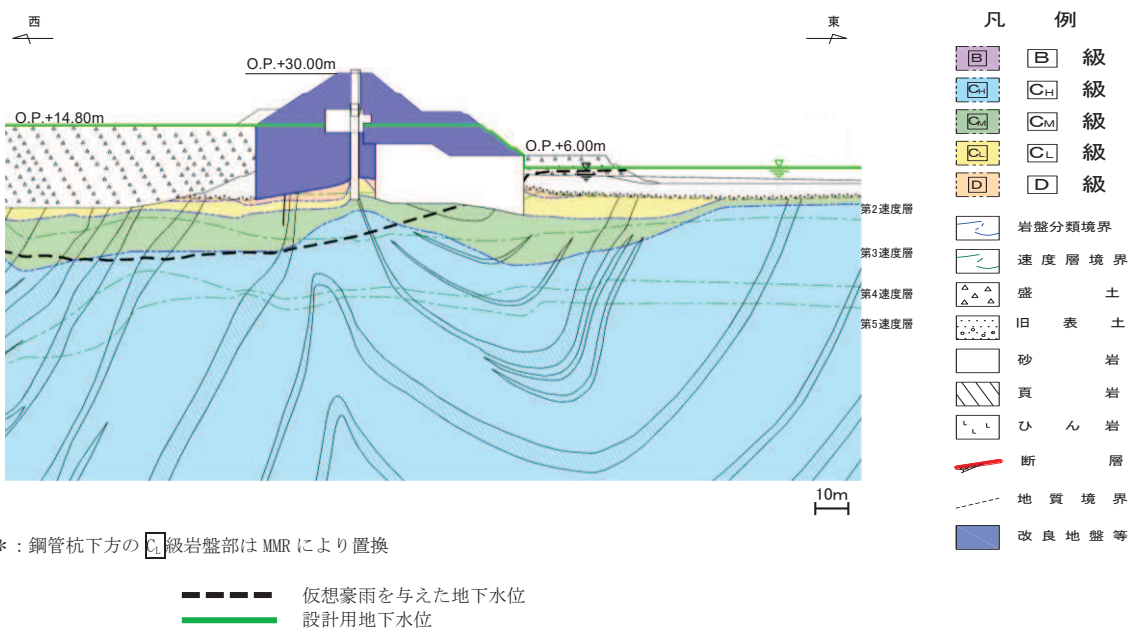


図11-13 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（一般部④）

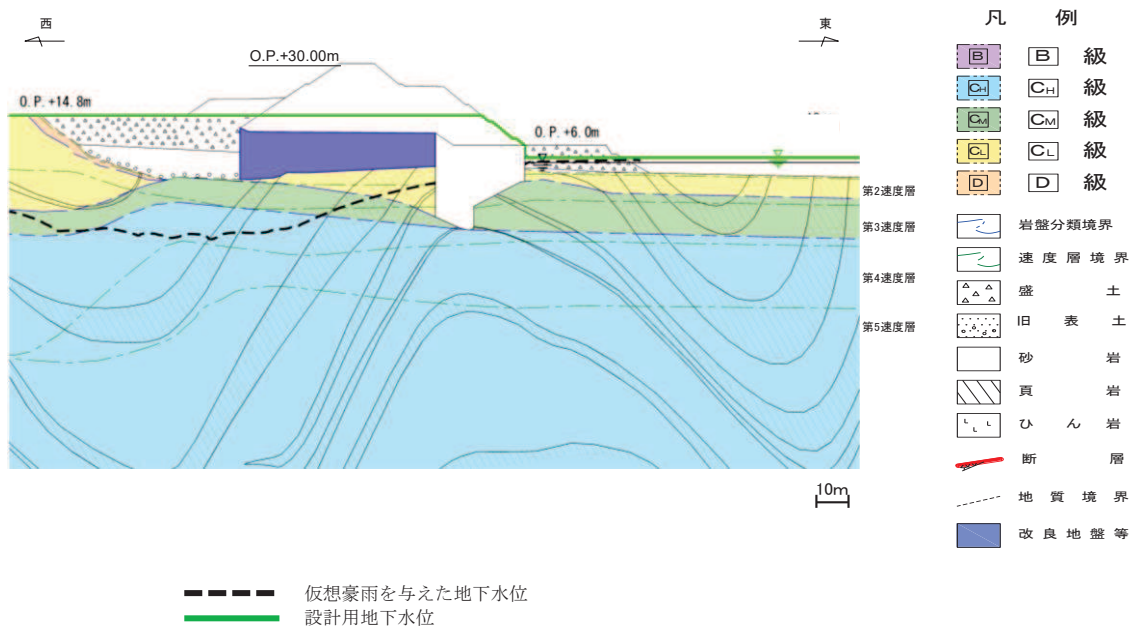


図 11-13 (7) 防潮堤（盛土堤防）における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較（横断①）

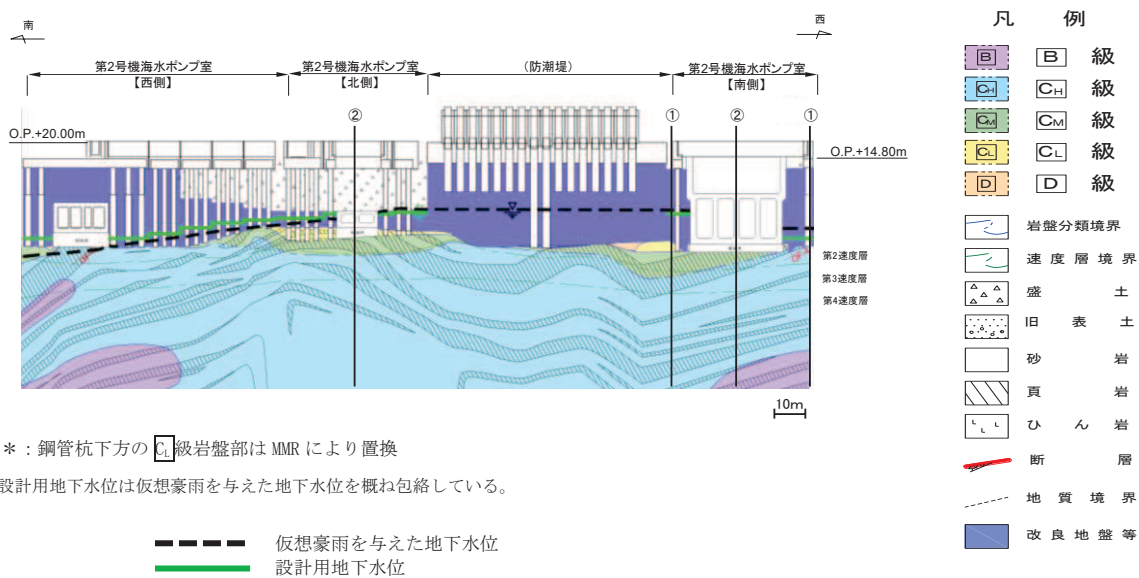
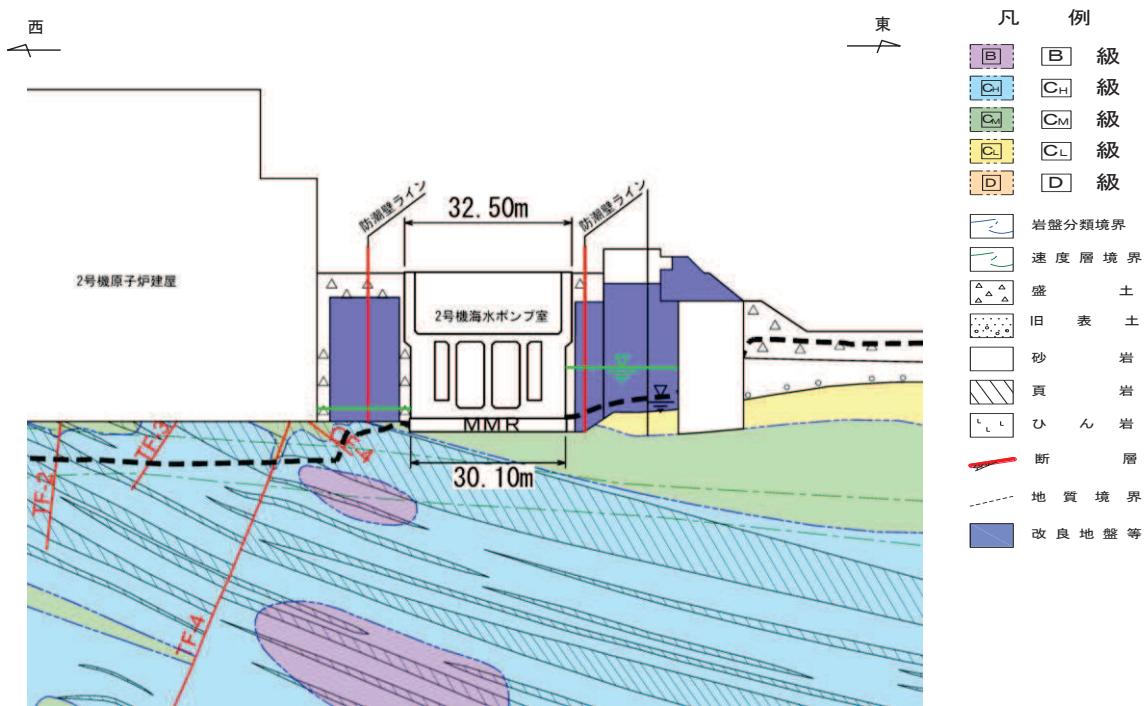


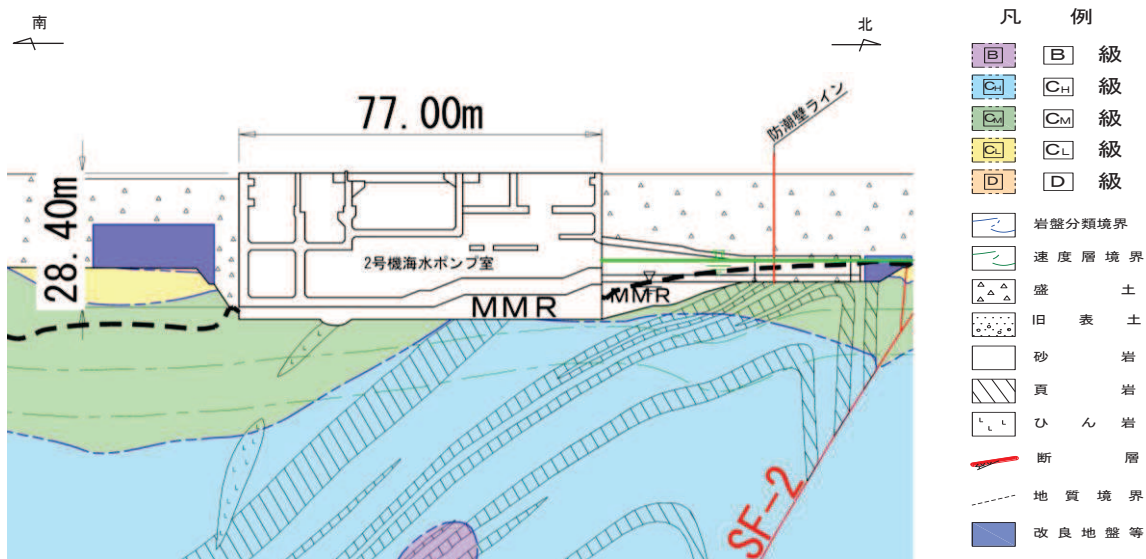
図 11-14 (1) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(2号機海水ポンプ室) (1/3)



\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub>級岩盤部は MMR により置換

仮想豪雨を与えた地下水位  
 設計用地下水位

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



\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub>級岩盤部は MMR により置換

仮想豪雨を与えた地下水位  
 設計用地下水位

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

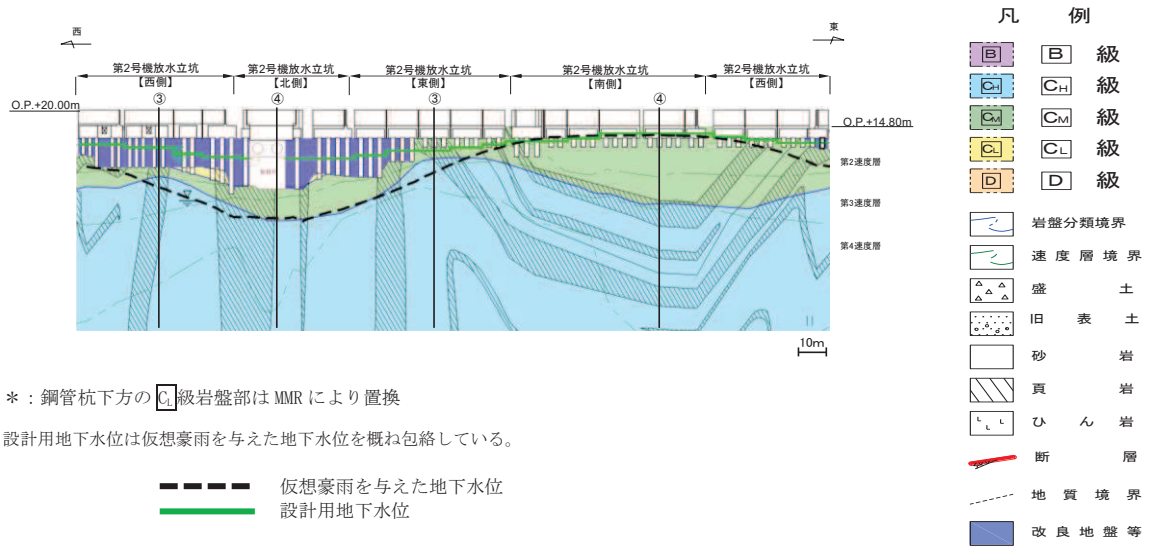


図 11-14 (4) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (2号機放水立坑) (1/3)

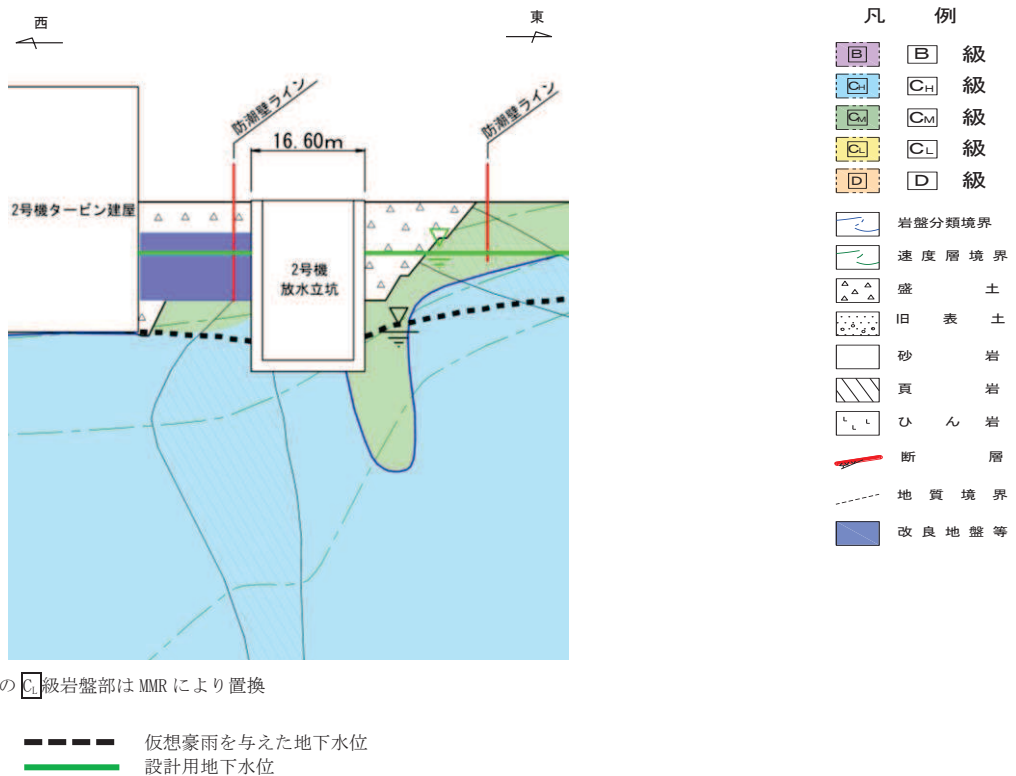
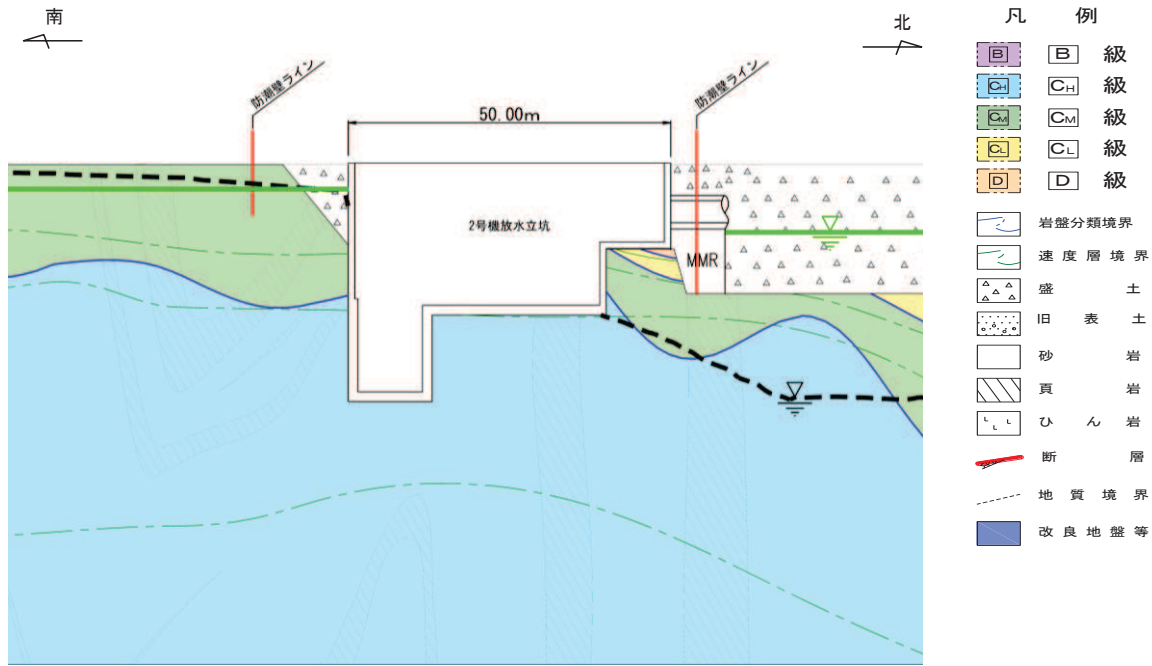


図 11-14 (5) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布 (東西) ③-③) (2/3)

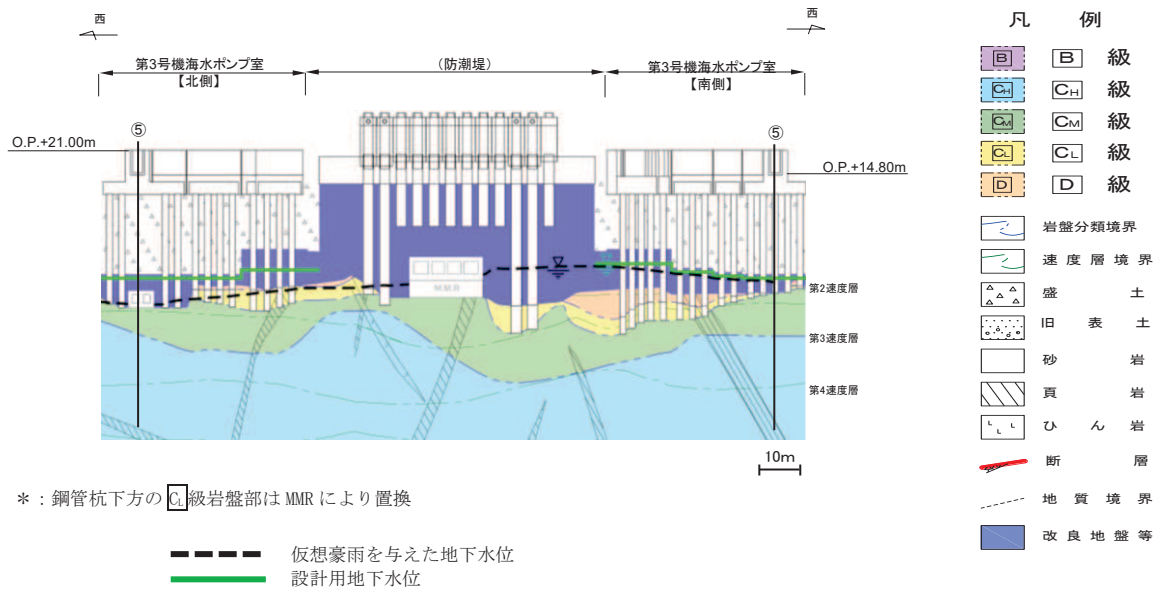




\* : 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 ——— 設計用地下水位

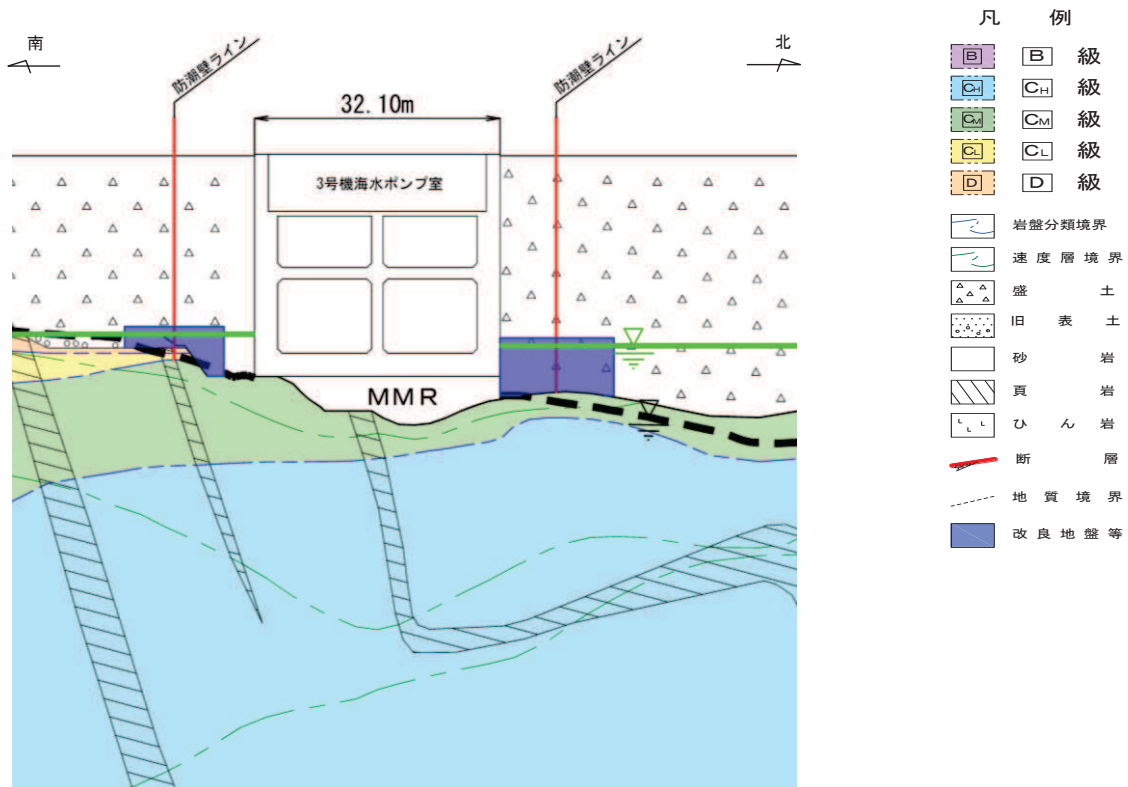
図 11-14 (6) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布(南北)④-④) (3/3)



\* : 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 ——— 設計用地下水位

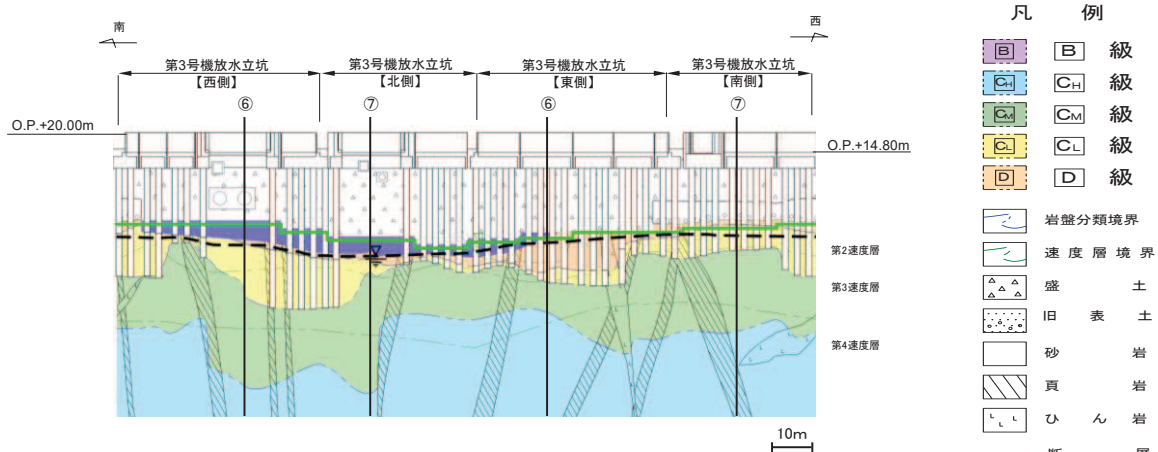
図 11-14 (7) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (3号機海水ポンプ室) (1/2)



\* : 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 ——— 設計用地下水位

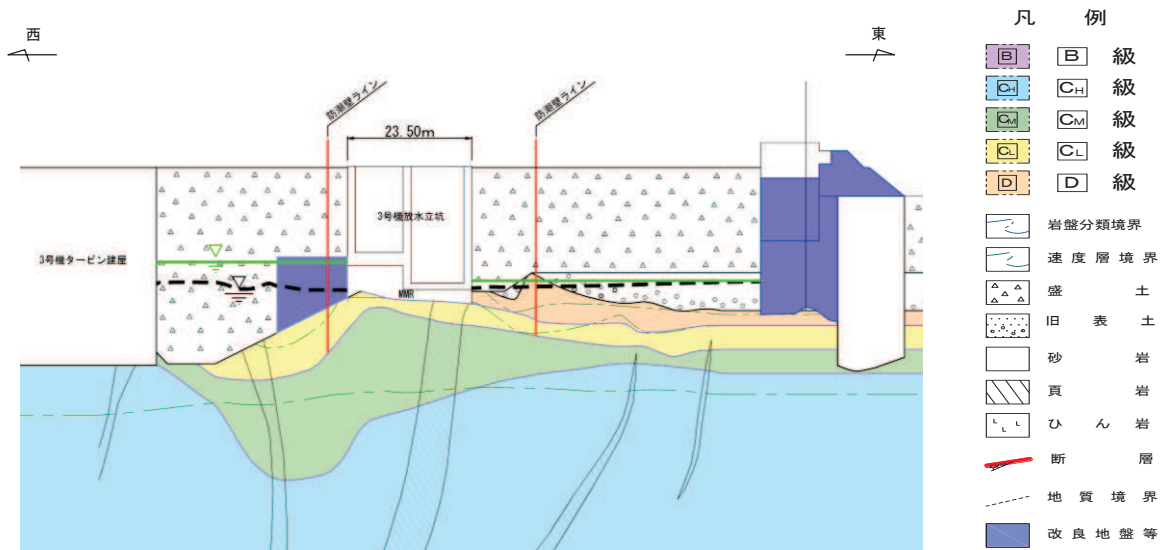
図 11-14 (8) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (3号機海水ポンプ室) (3号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布 (南北⑤-⑤)) (2/2)



\* : 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 ——— 設計用地下水位

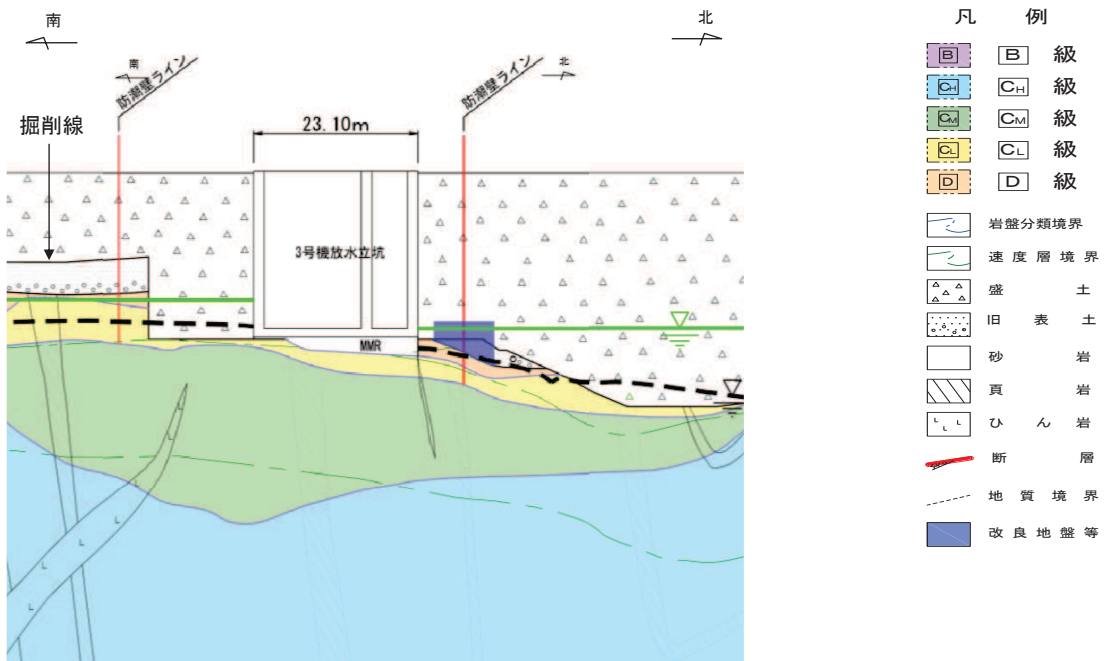
図 11-14 (9) 防潮壁における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
 (3号機放水立坑) (1/3)



\* : 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 --- 設計用地下水位

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



\* : 鋼管杭下方のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換

--- 仮想豪雨を与えた地下水位  
 --- 設計用地下水位

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

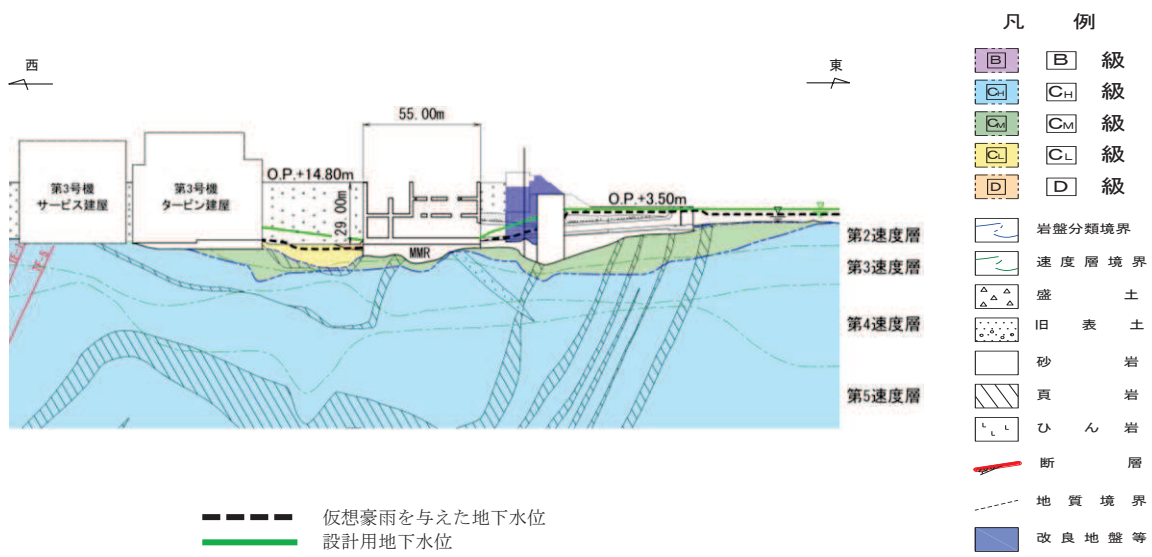


図 11-15 (1) 第 3 号機海水ポンプ室における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(縦断)

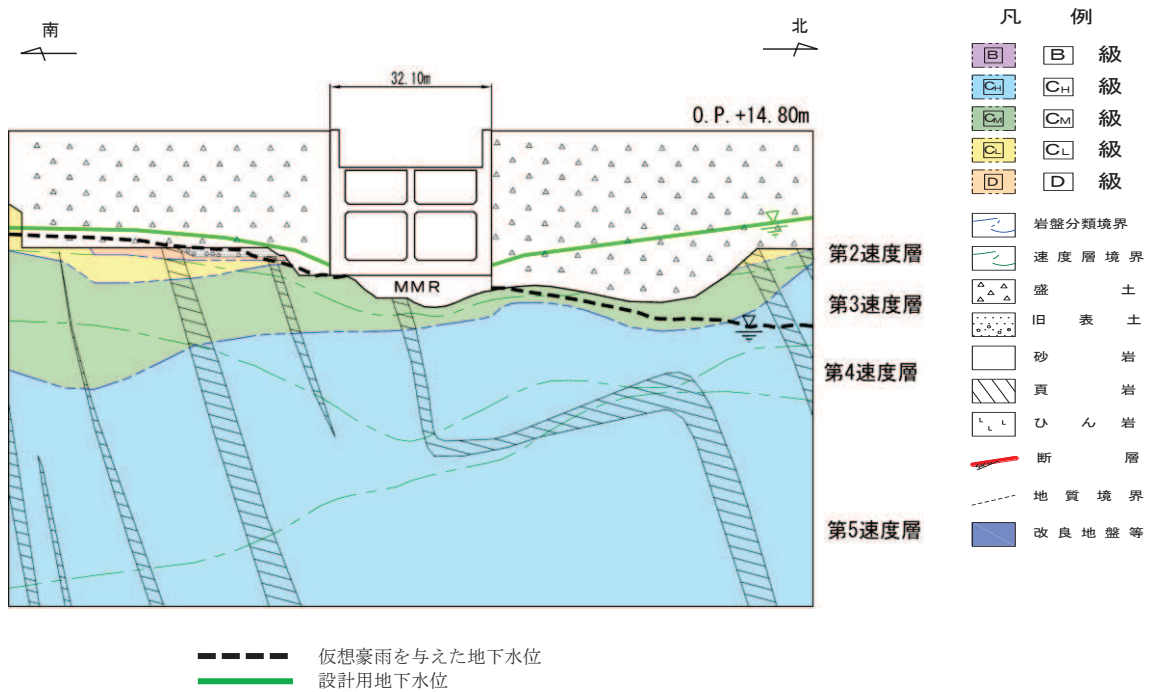


図 11-15 (2) 第 3 号機海水ポンプ室における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較  
(横断)

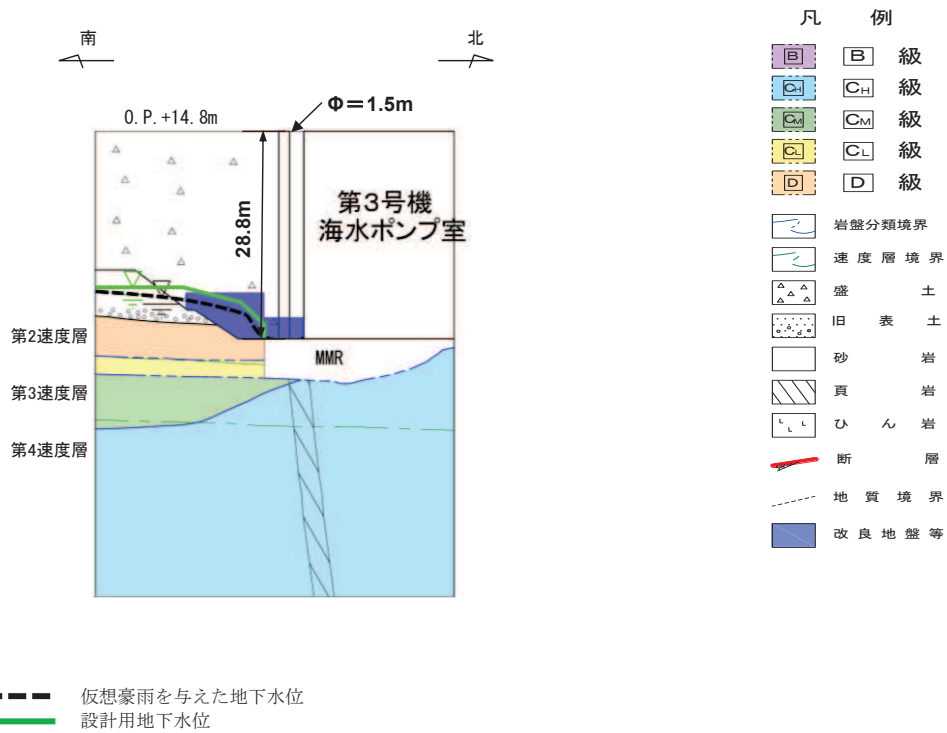


図 11-16 (1) 揚水井戸における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (南北)

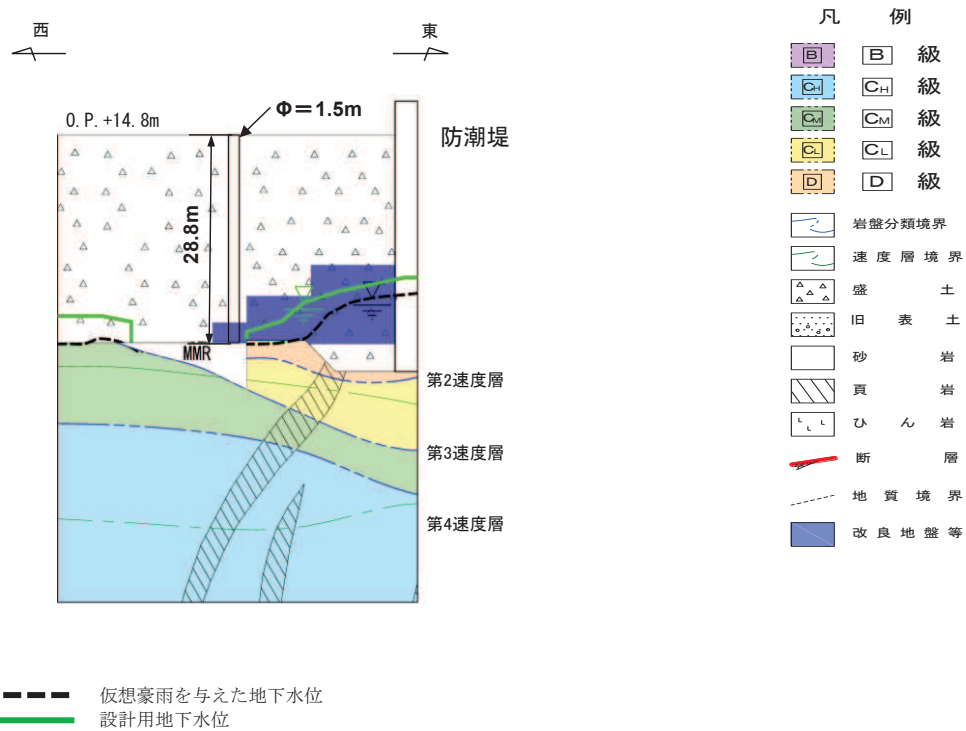


図 11-16 (2) 揚水井戸における設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較 (東西)

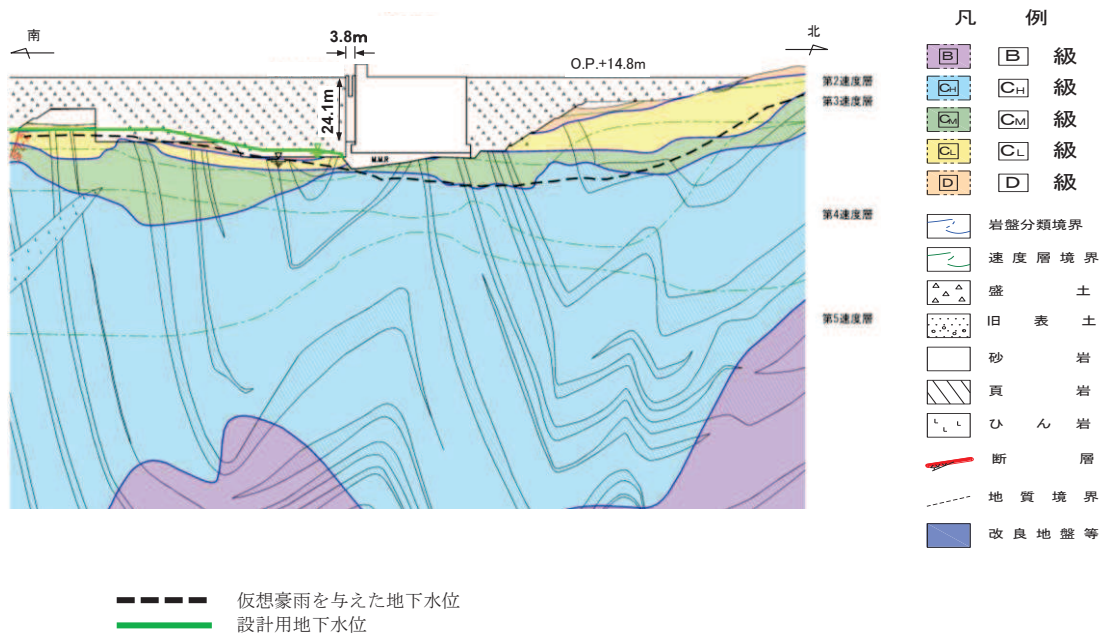


図 11-17 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットにおける  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較

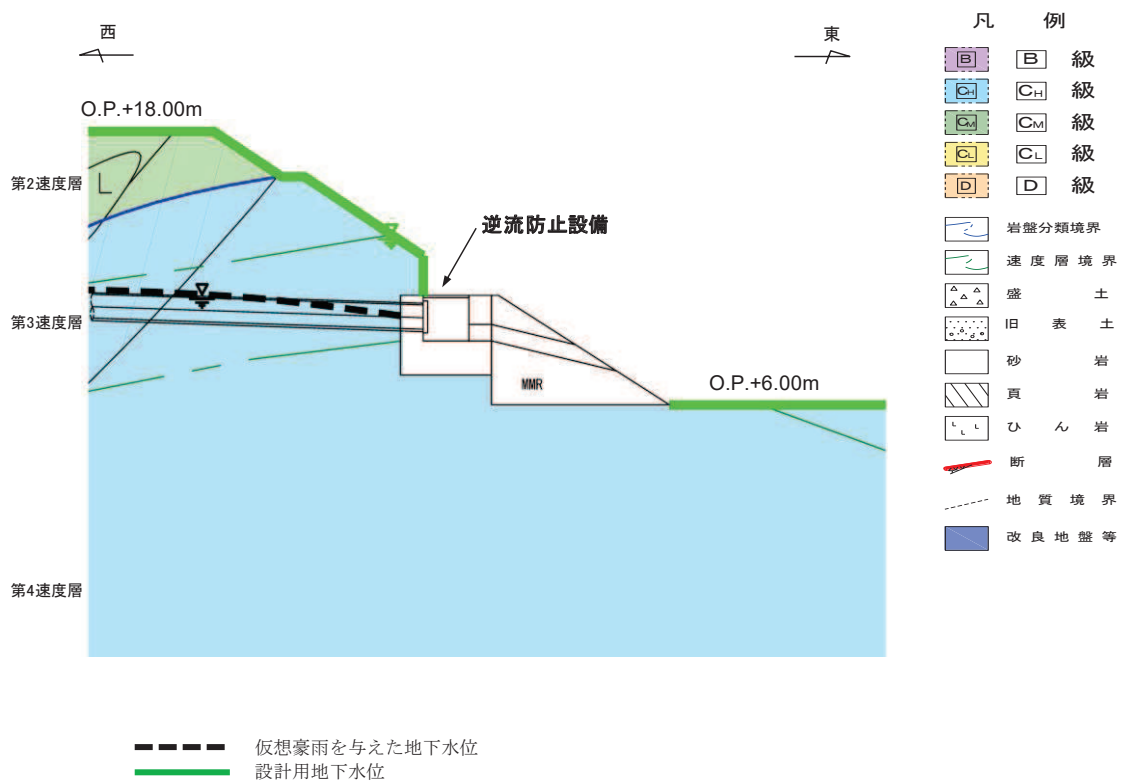


図 11-18 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における  
設計用地下水位と仮想豪雨を与えた水位の比較