

図 3.3-75 (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)

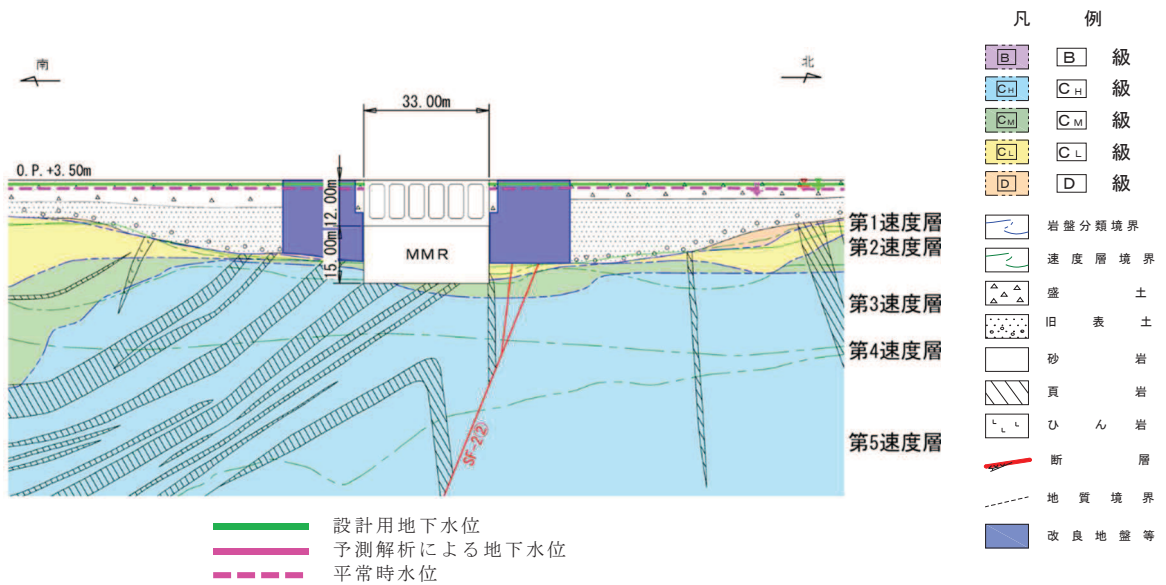


図 3.3-76 (1) 取水口 (標準部) における
 設計用地下水位と平常時水位の比較
 (南北)

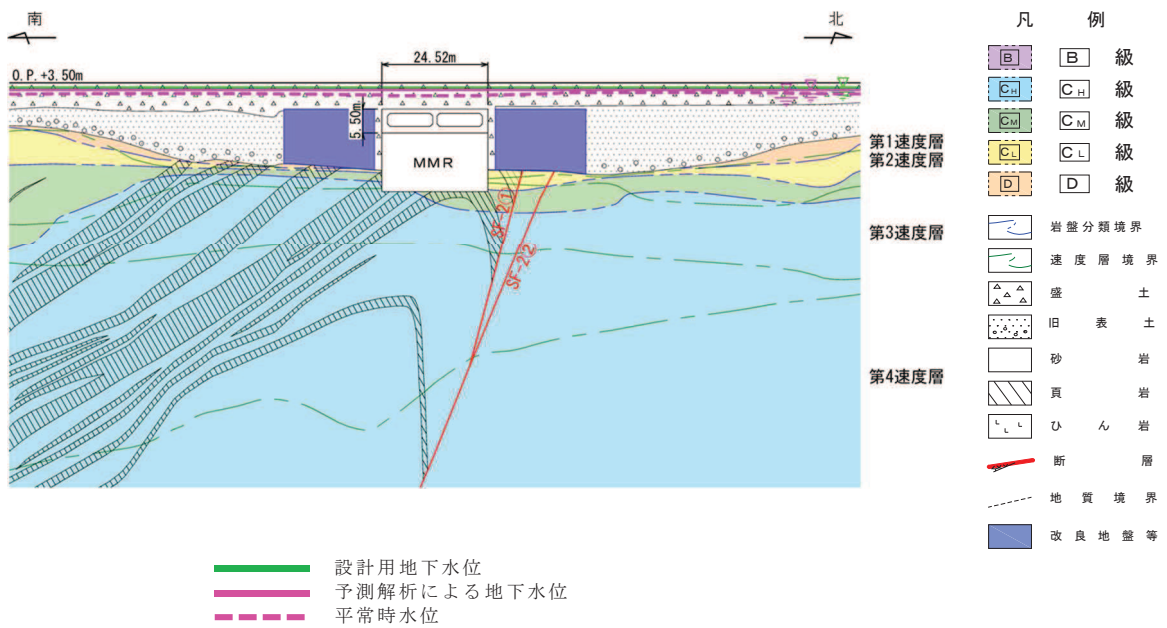


図 3.3-76 (2) 取水口（漸縮部）における
設計用地下水位と平常時水位の比較
（南北）

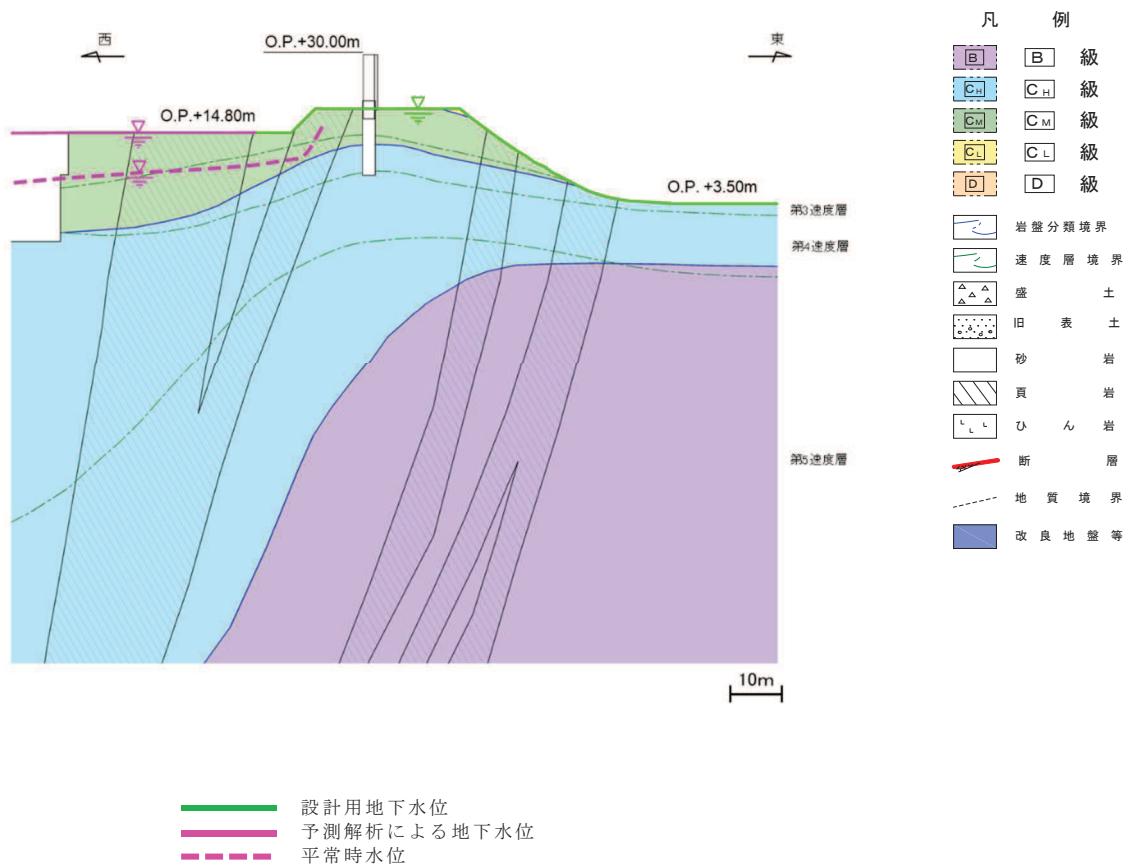
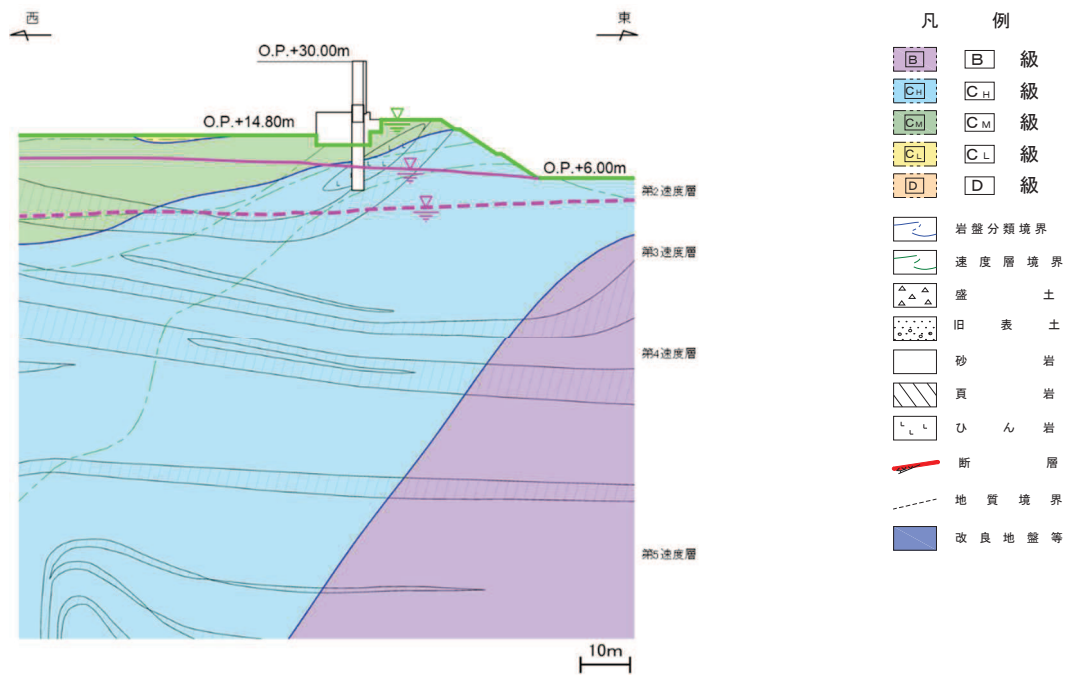


図 3.3-77 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と平常時水位の比較
（岩盤部①）



- 設計用地下水位
- 予測解析による地下水位
- 平常時水位

図 3.3-77 (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）

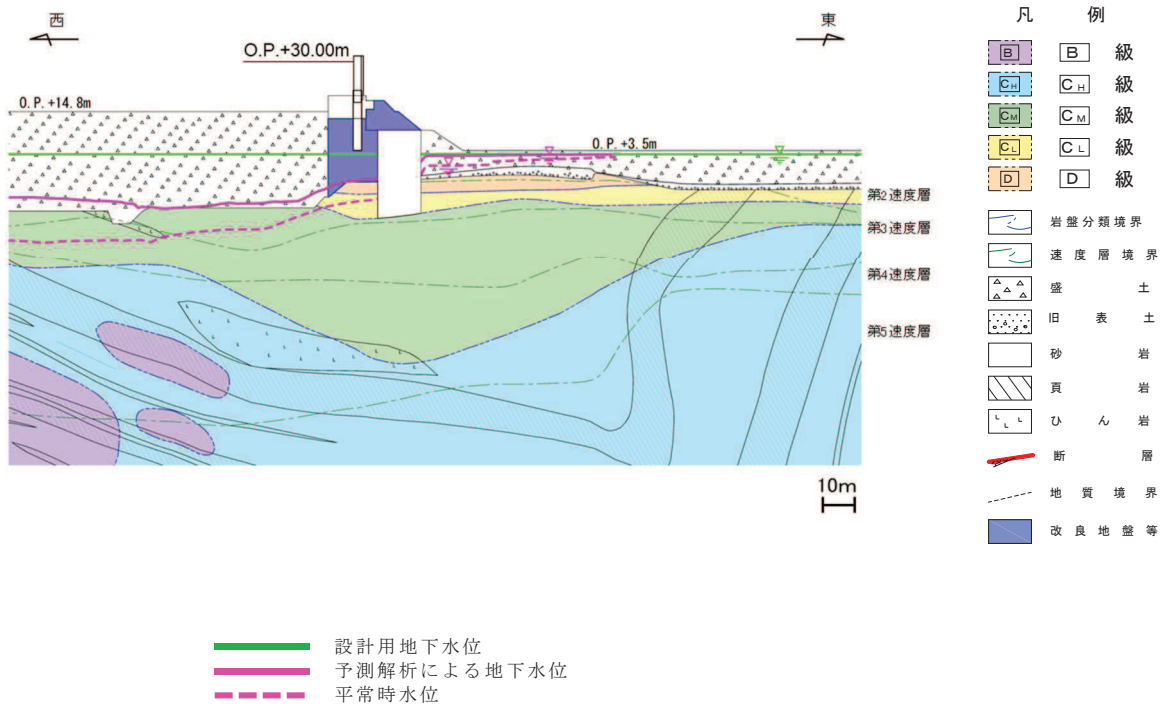


図 3.3-77(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と平常時水位の比較
（一般部①）

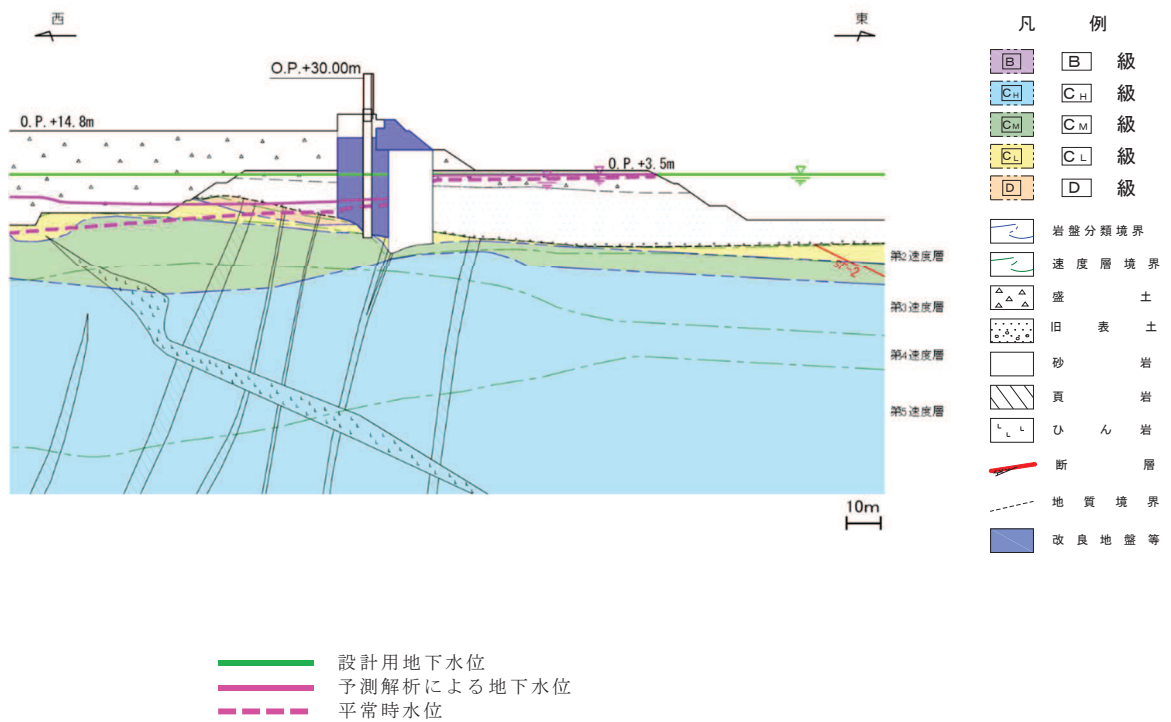


図 3.3-77(4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における
設計用地下水位と平常時水位の比較
（一般部②）

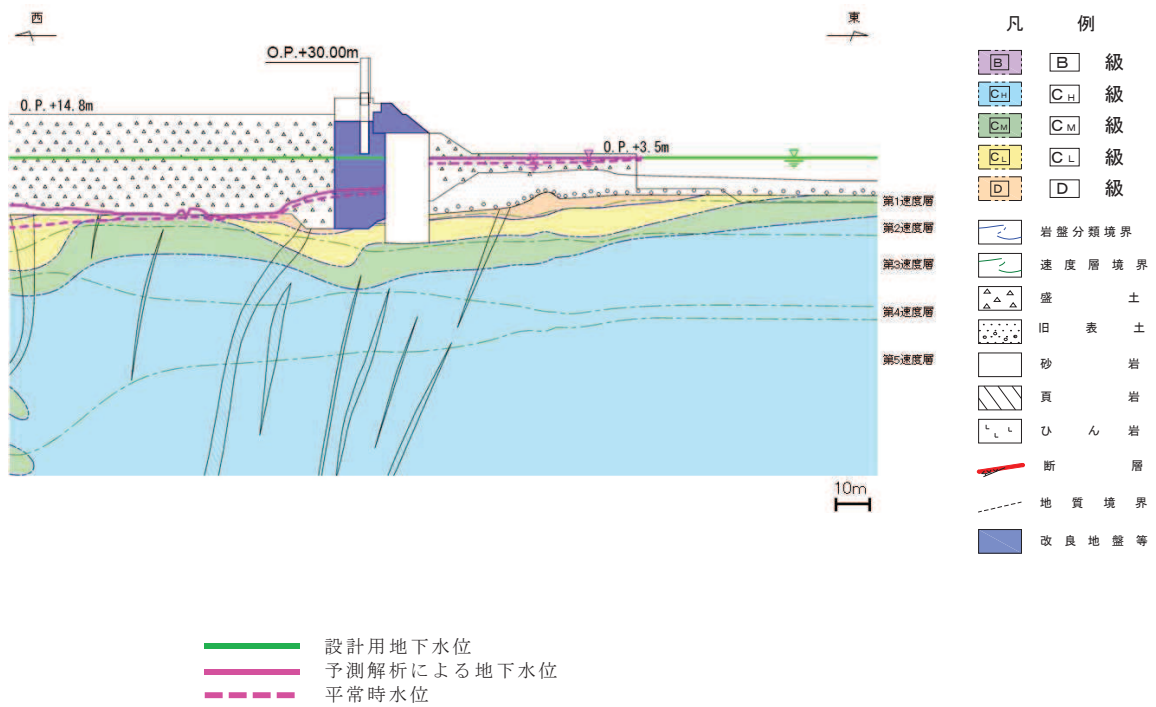
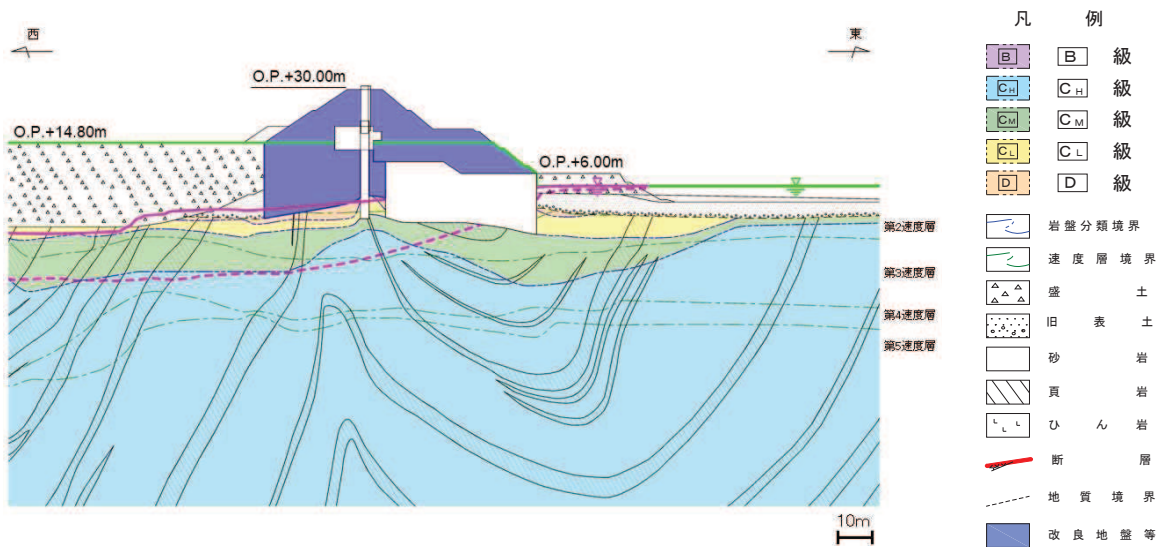


図 3.3-77(5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における設計用地下水位と平常時水位の比較（一般部③）



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

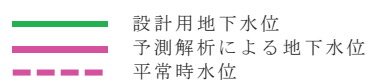
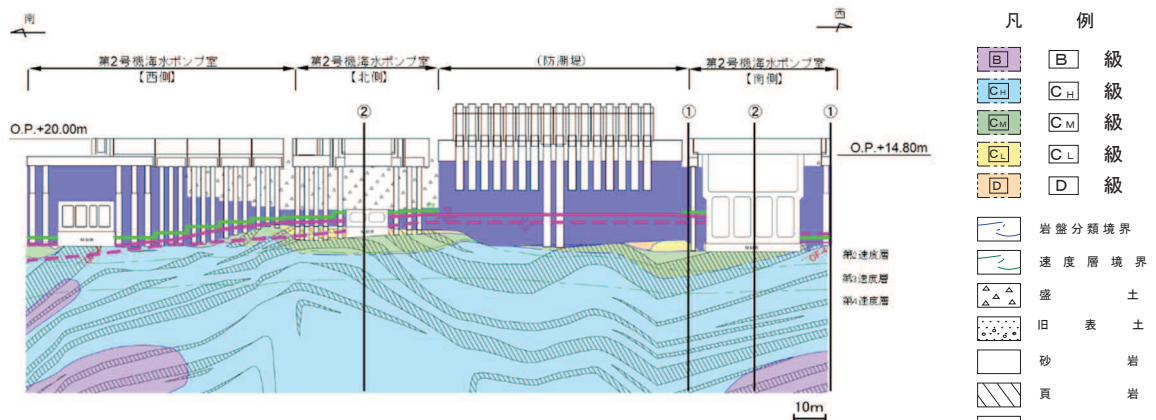


図 3.3-77(6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における設計用地下水位と平常時水位の比較（一般部④）



* : 鋼管杭下方の CL級岩盤部は MMR により置換

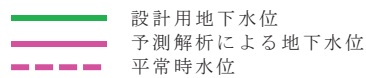
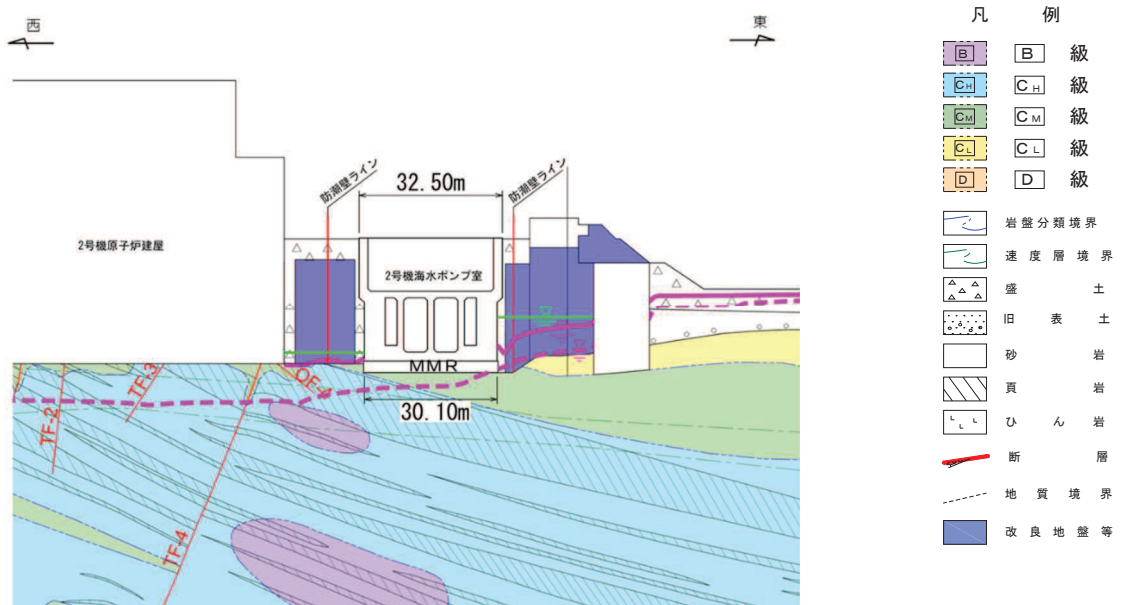


図 3.3-78 (1) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(2号機海水ポンプ室) (1/3)



* : 鋼管杭下方の CL級岩盤部は MMR により置換

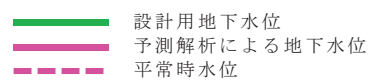
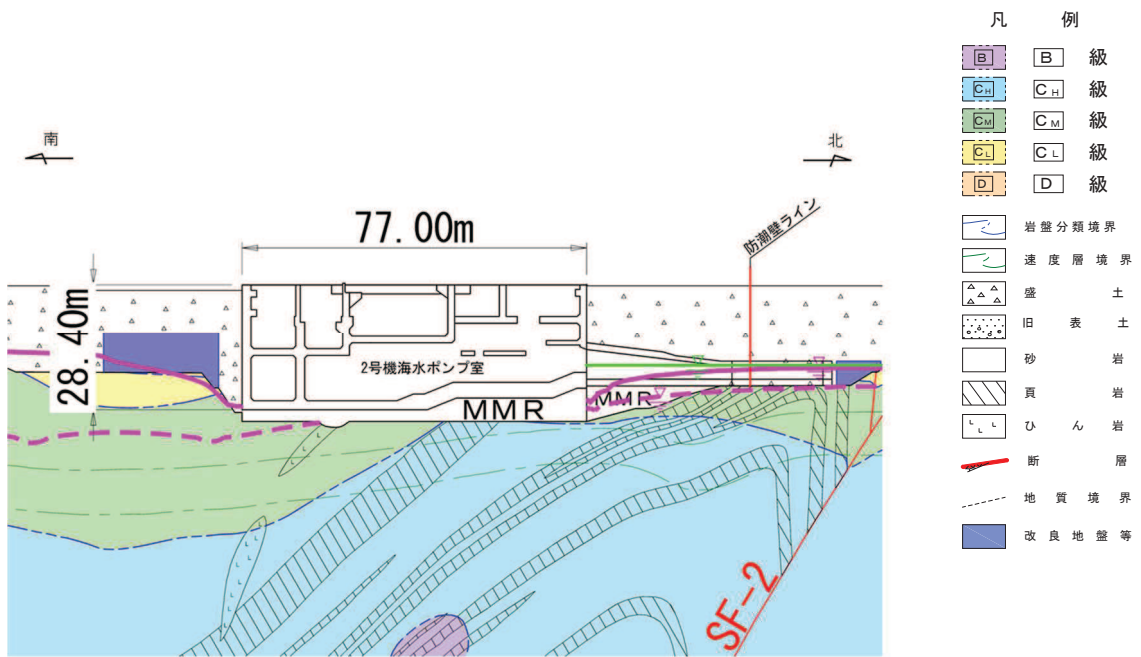


図 3.3-78 (2) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(2号機海水ポンプ室) (2号機海水ポンプ室横断方向の地下水位分布 (東西) ①-①)
(2/3)



* : 鋼管杭下方の CL 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 3.3-78(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)

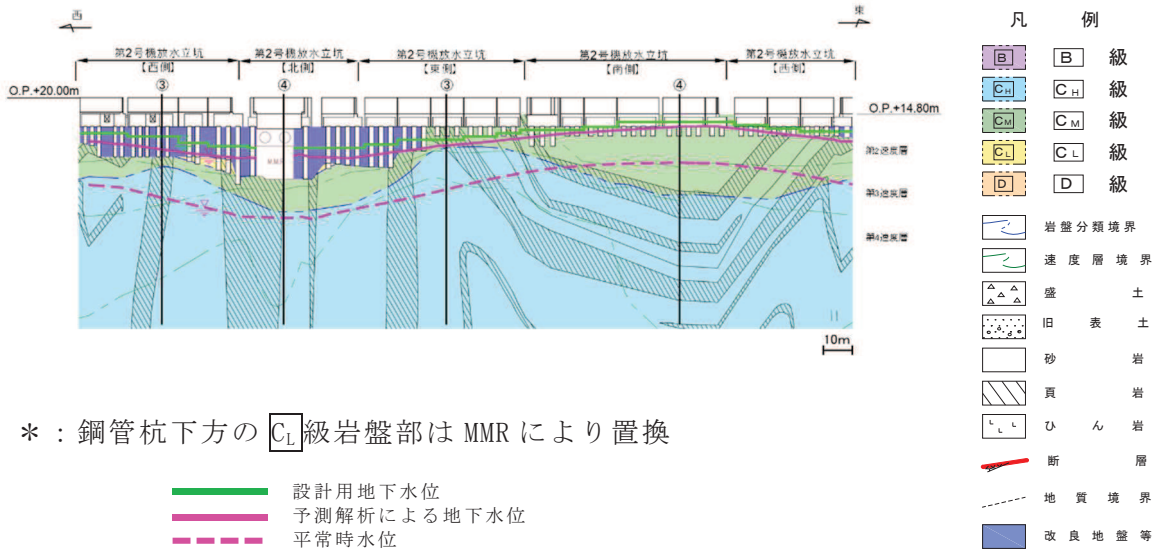


図 3.3-78 (4) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(2号機放水立坑) (1/3)

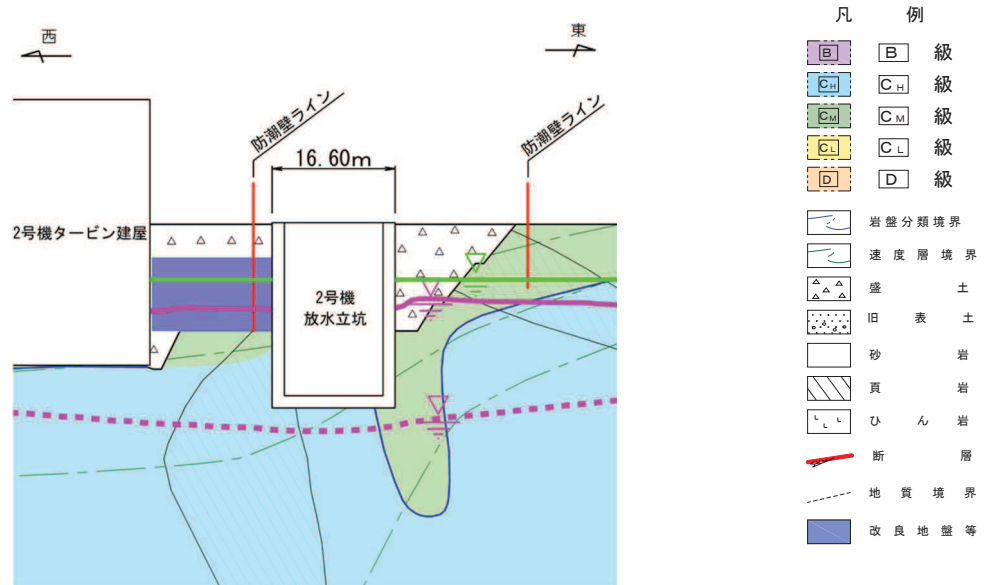
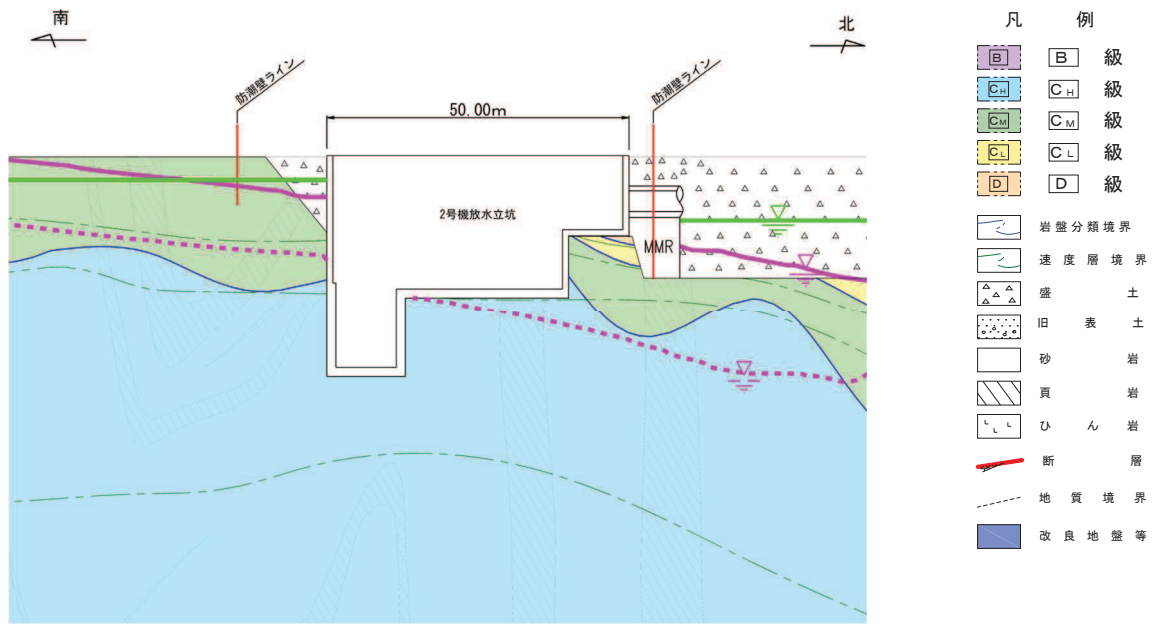


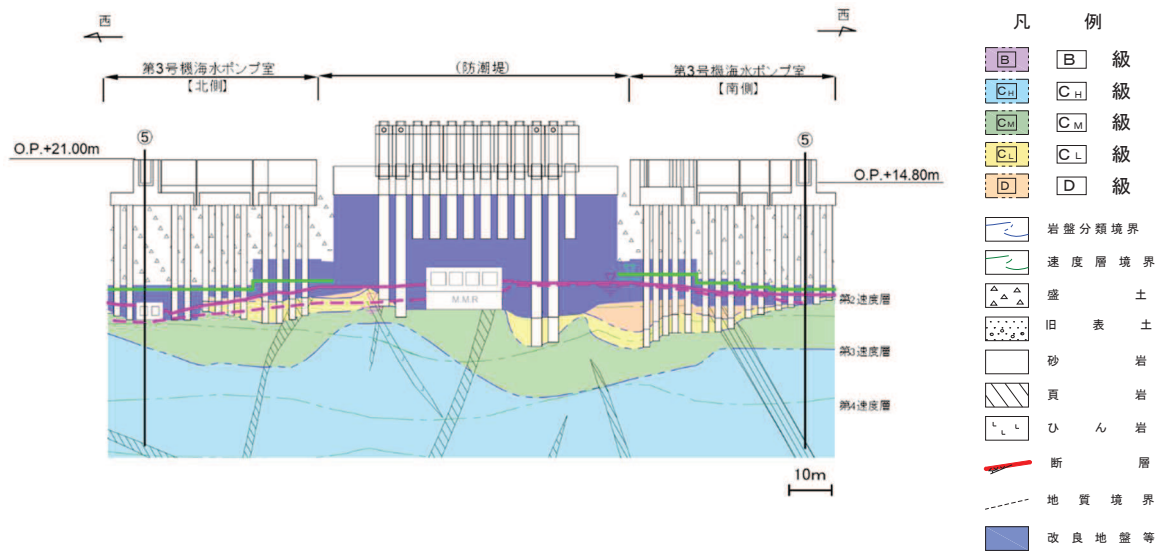
図 3.3-78 (5) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布(東西)③-③) (2/3)



* : 鋼管杭下方の CL 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

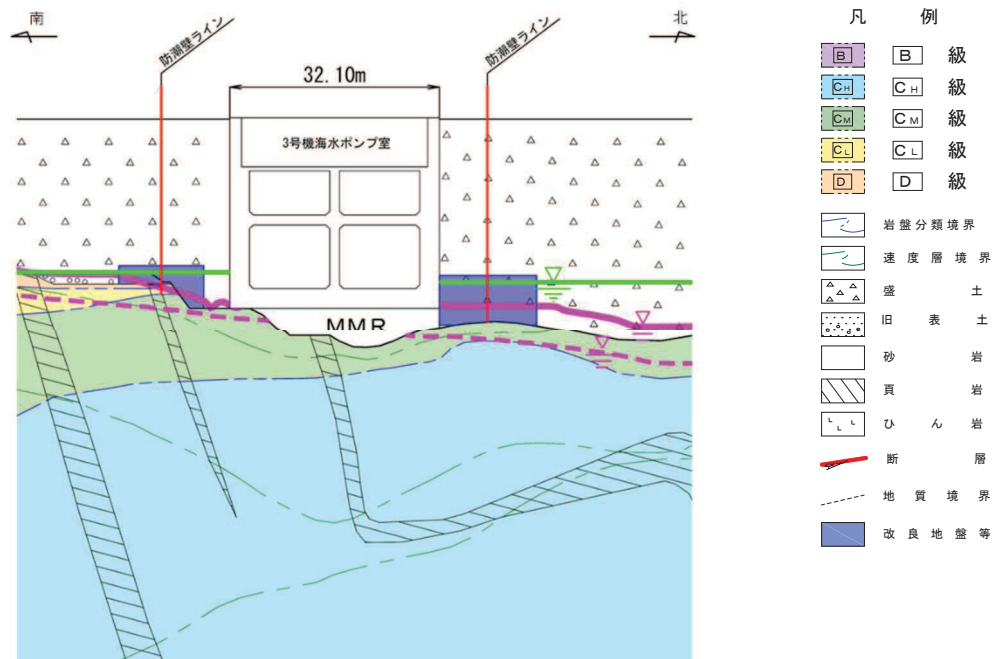
図 3.3-78 (6) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
 (2号機放水立坑) (2号機放水立坑横断方向の地下水位分布(南北)④-④) (3/3)



* : 鋼管杭下方の CL 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 3.3-78 (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 CL 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 3.3-78 (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)

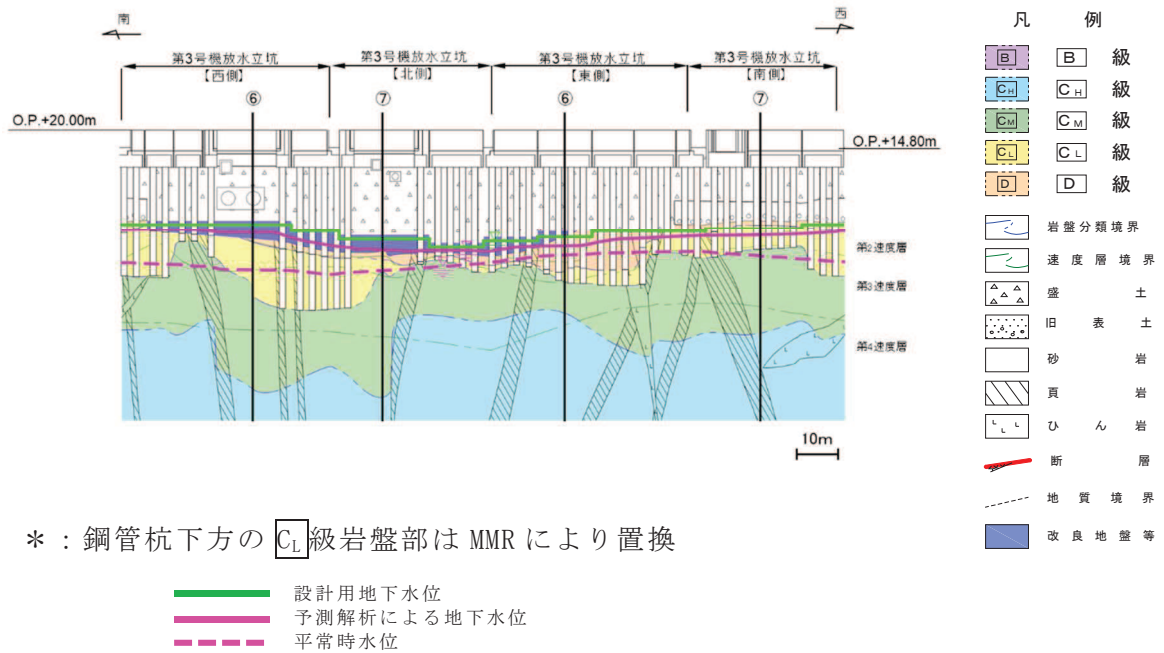


図 3.3-78 (9) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(3号機放水立坑) (1/3)

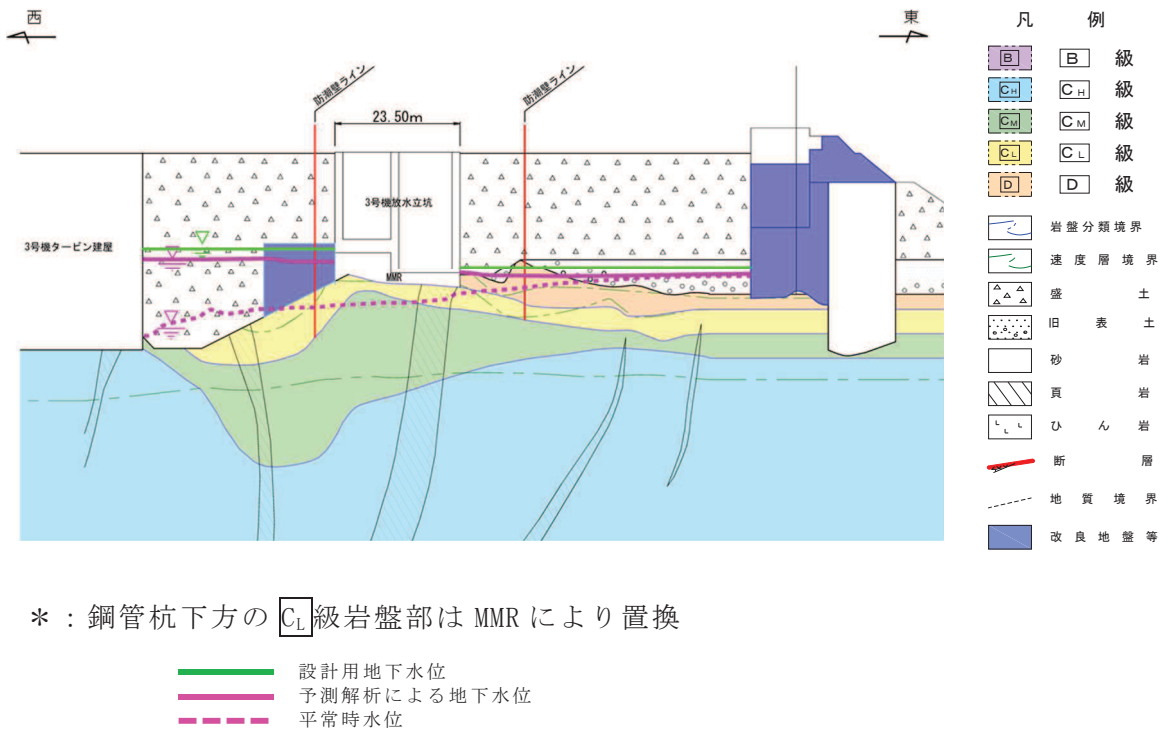
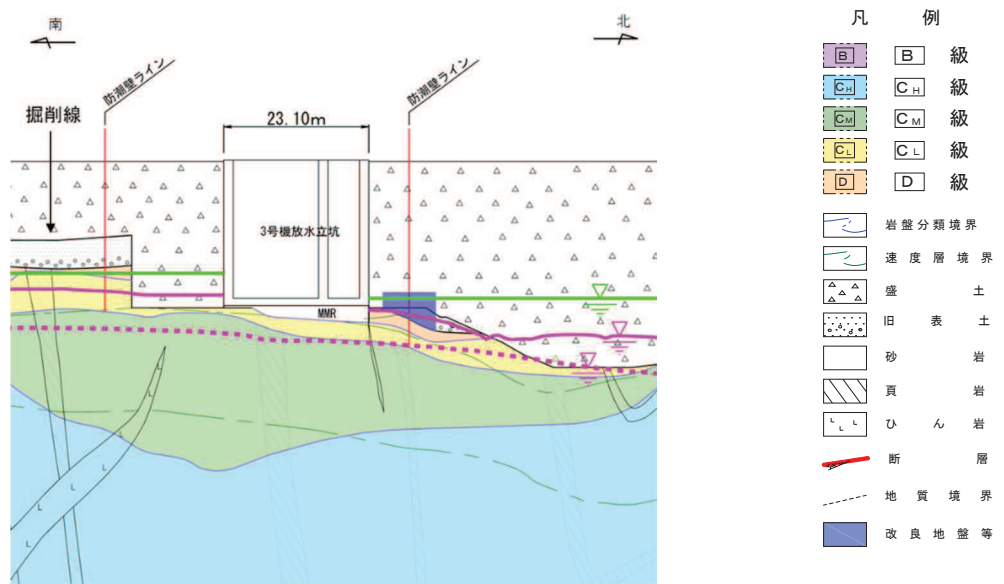


図 3.3-78 (10) 防潮壁における設計用地下水位と平常時水位の比較
(3号機放水立坑) (3号機放水立坑横断方向の地下水位分布(東西)⑤-⑤) (2/3)



* : 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 3.3-78 (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)

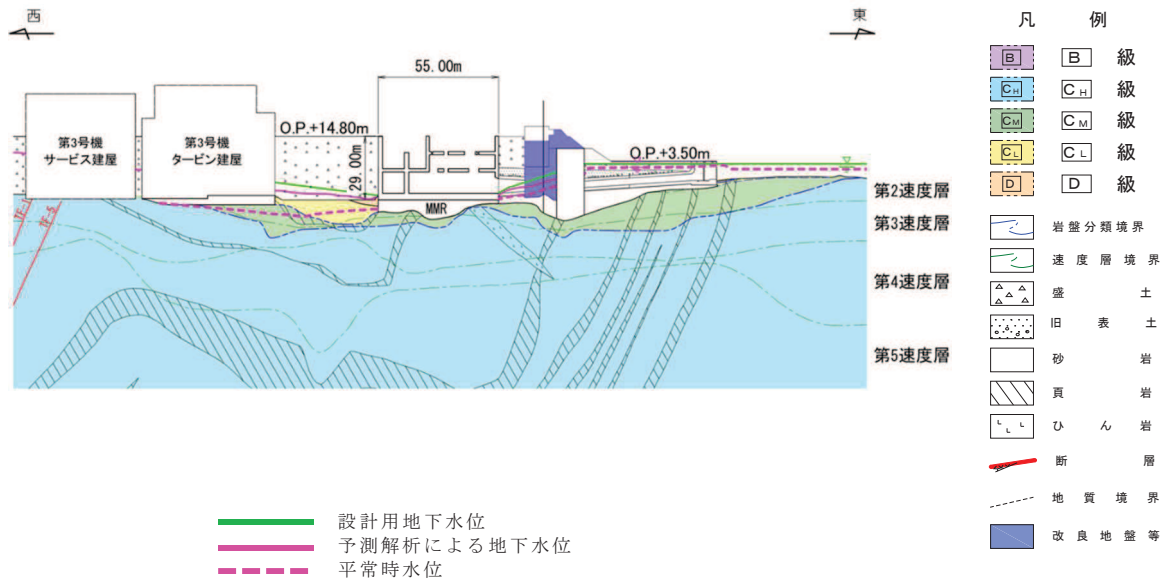


図 3.3-79 (1) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較（縦断）

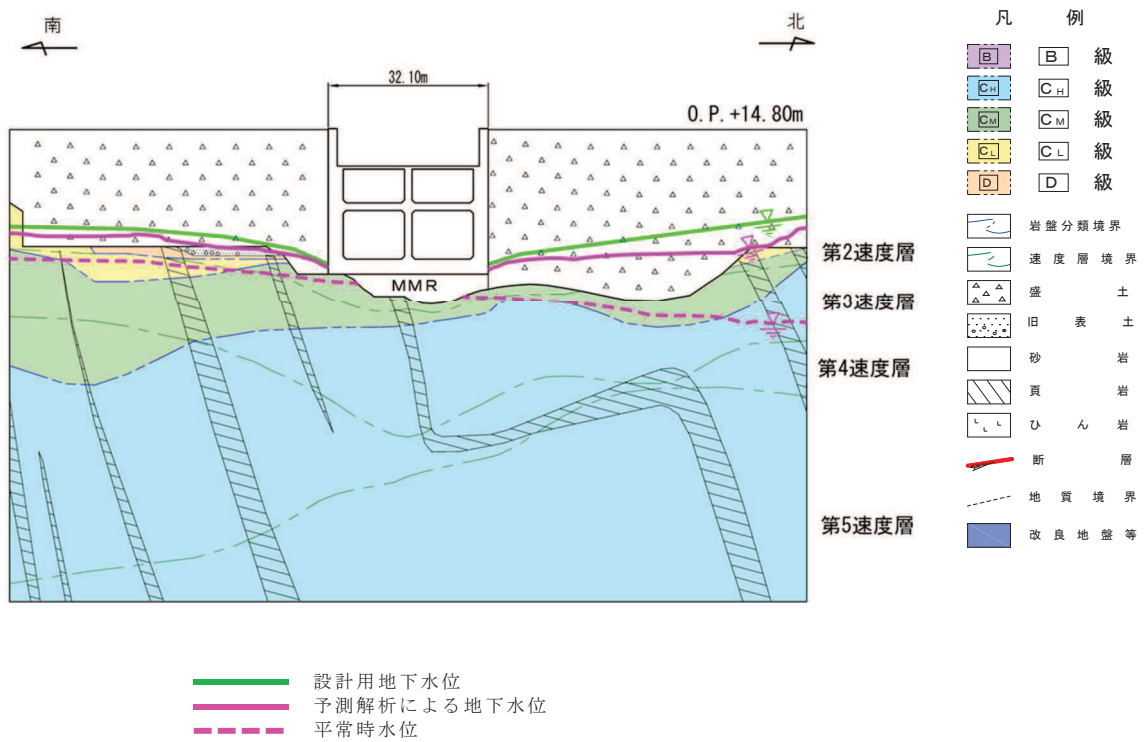


図 3.3-79 (2) 第 3 号機海水ポンプ室における
設計用地下水位と平常時水位の比較（横断）

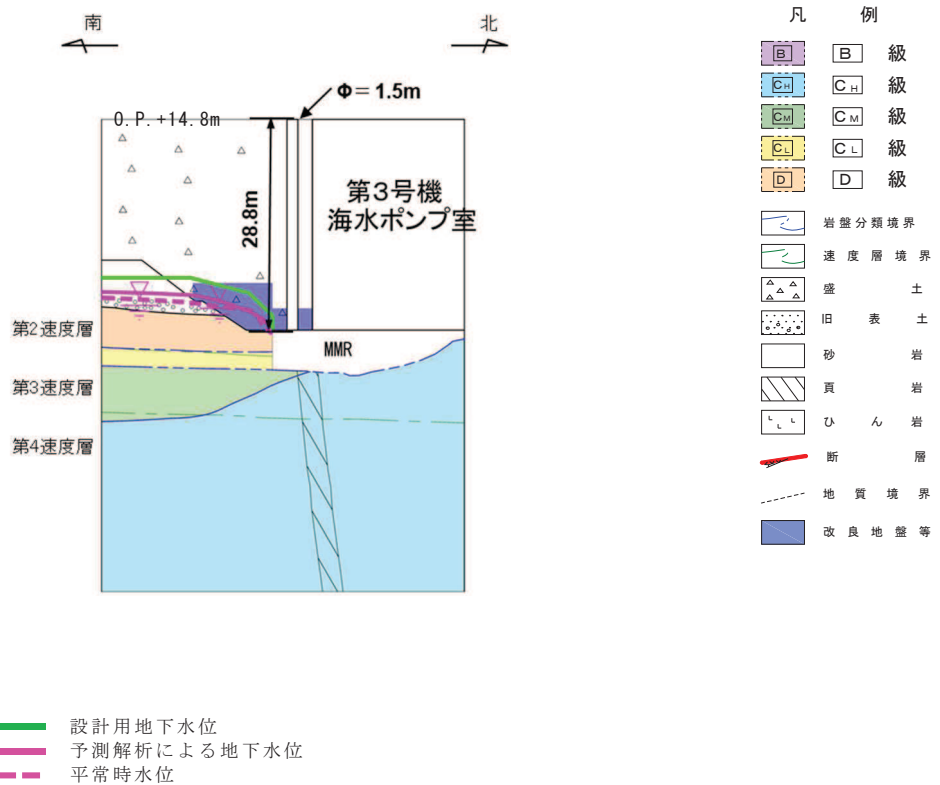


図 3.3-80 (1) 揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（南北）

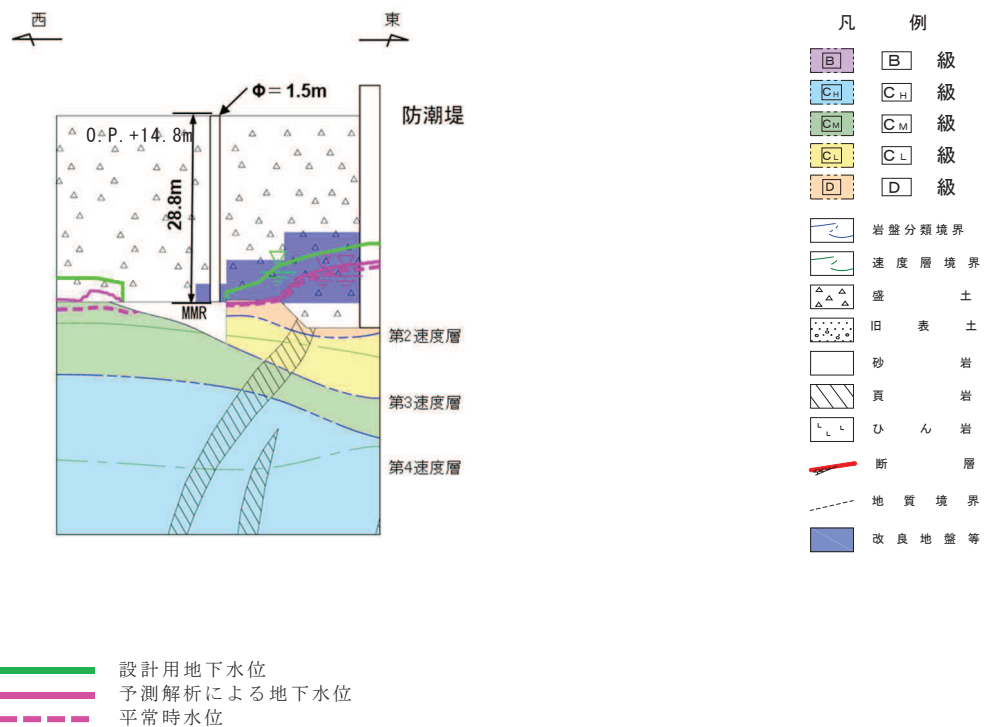
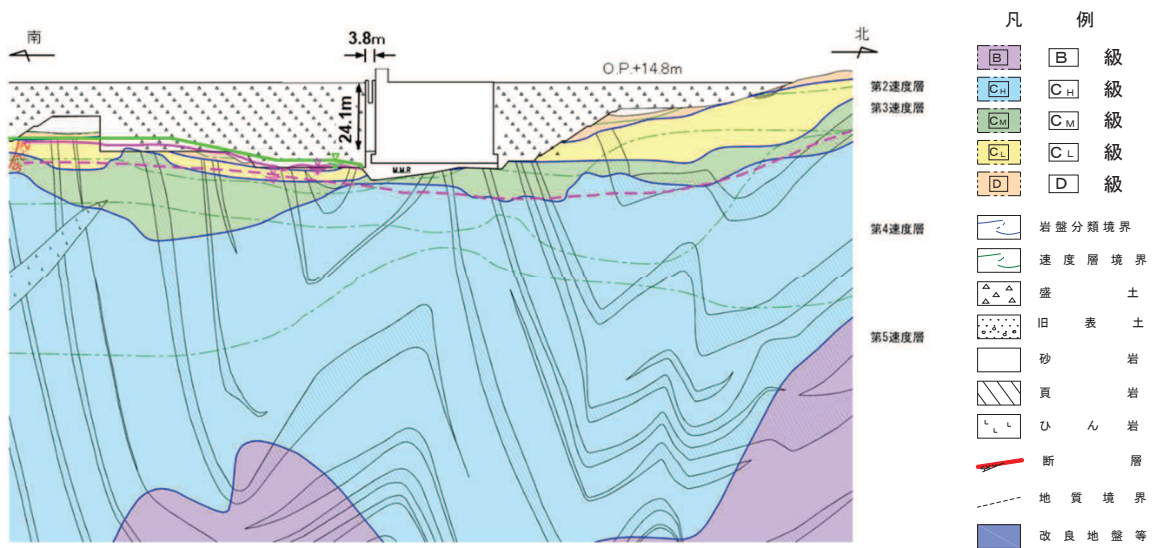


図 3.3-80 (2) 揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）における設計用地下水位と平常時水位の比較（東西）



—— 設計用地下水位
—— 予測解析による地下水位
- - - 平常時水位

図 3.3-81 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 3.3-26 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 3.3-26 水位が低い場合に耐震設計へ影響を与えるパターンと影響検討内容

水位が低い場合に耐震設計へ影響を与える事象(パターン)		耐震設計へ影響する可能性がある施設		影響検討内容		
		検討対象施設	選定理由	検討条件等	申請	
パターンA (揚圧力への影響)	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉建屋 制御建屋 第3号機海水熱交換器建屋 緊急時対策建屋 緊急用電気品建屋 	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉建屋 	<ul style="list-style-type: none"> 建屋直下のドレーン(鋼管)新設により、平常時の建屋基礎版へ作用する揚圧力は大きく低減し、地震時の評価のうち地震力下向きの場合の評価が厳しくなる可能性がある。 設計用揚圧力と浸透流解析結果の差が最も大きい。 	<ul style="list-style-type: none"> 浸透流解析結果を踏まえて揚圧力を0とした場合の地震力下向きへの解析を実施して応力分布等への影響を確認する。(設計用揚圧力は29.4kN/m²) 	全応力 (静的弾塑性解析)	
パターンB (地盤応答への影響)	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤 地下水位低下設備 No.1~No.4揚水井戸 浸水防止蓋の間接支持 揚水井戸(第3号機海水ポンプ室 防潮壁区画内) 	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 	<ul style="list-style-type: none"> 縦断方向の水位分布も考慮し設計用地下水位を設定する線状構造物であり、原子炉建屋接続部の断面①において、設計用地下水位と実水位の差が大きくなる可能性がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面①の地下水位を岩盤表面まで下げた全応力解析を実施する。 	全応力	
パターンC (偏圧の影響)	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤 鋼管式鉛直壁(一般部) 盛土堤防 	<ul style="list-style-type: none"> 排気筒連絡ダクト(土砂部) 防潮堤(鋼管式鉛直壁(一般部)) 	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上に設置した線状構造物であり、地下水位を堰き止め、偏水圧が生じる可能性がある。 設置場所の特徴により防潮堤の前面での盛土+旧表土の高さが異なるため、地震時に液化化の影響が地盤が片押しになる可能性がある。 設計用地下水位は、設置変更許可段階における構造成立性確認と同様(山側・海側ともに期望平均満潮位)としているため、特に山側において浸透流解析による解析水位との差が顕著となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面①において、構造物片側の地下水位を頂版高さ、もう一方の地下水位を岩盤表面とした全応力解析を実施する。 山側水位を岩盤表面まで下げた有効応力解析を実施し、照査値への影響を確認する。 	全応力 有効力	

(10) 設計用地下水位の今後の検証計画など

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 3.3-82 に示す。

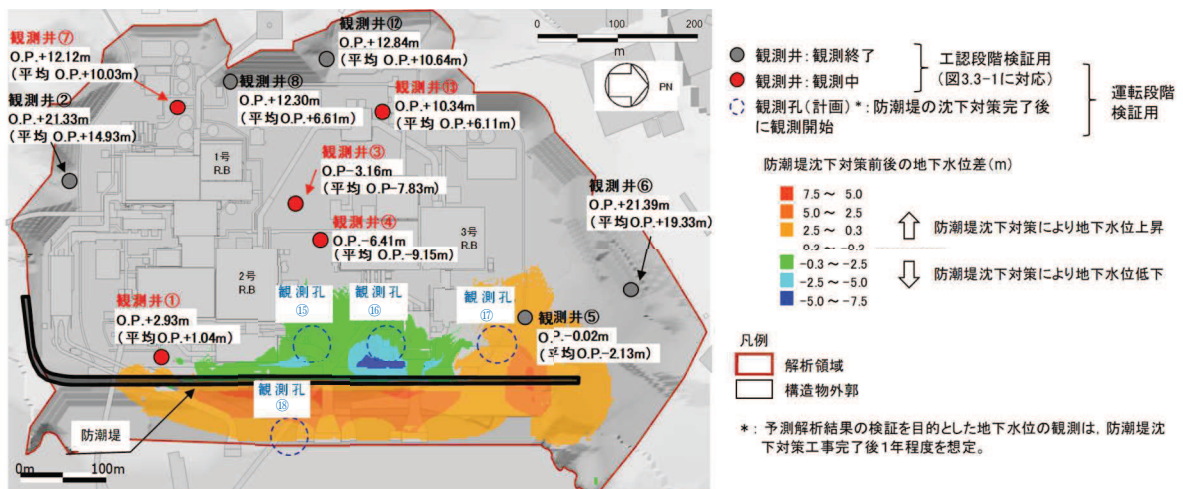


図3.3-82 防潮堤沈下対策による影響範囲と今後の地下水位観測計画

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、前述のとおりステップ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。

(11) 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.
- g. Creager, W. P., Justin, J. D., and Hinds, J.: *Engineering for Dams, Vol. III, Earth, Rock-fill, Steel and Timber dams*, John Wiley & Sons, Inc., N. Y., pp. 645～649, 1945.
- h. 乾一幸・石川明・三宅紀治・石崎長俊・清水孝昭・古茶直己: 建築分野での透水性評価 1-砂礫層における簡便法(単孔式透水係数と Creager 法)の精度-, 第 32 回日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 551～552, 2005. 9.

4. 地盤の解析用物性値

4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

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

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

また，地盤改良に関する補足を参考資料 13 に示す。

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

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

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

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

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

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

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

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

表 4. 1-3 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性		強度特性					変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h
			内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$	
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$	
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$	
背面補強工	24.0			—		28,000	0.2	11,667	0.2	0.05	
置換コンクリート	22.5										

*1: セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s)$, $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m)$, $\gamma_m = \tau/\gamma_0$

*3: 断層及びシームの狭在物は, 「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を行い解析用物性値を設定している

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

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

* : B級については、C_M級と同じ値を用いる。

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

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

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

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

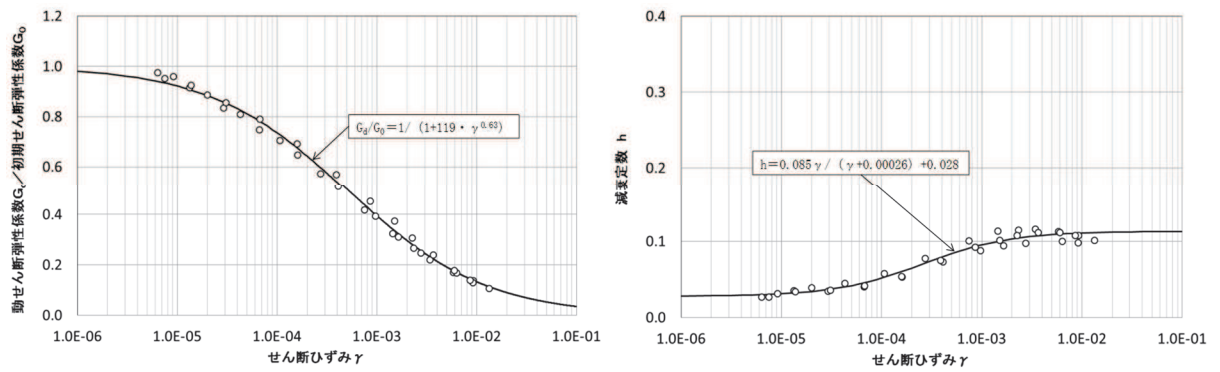


図 4.1-1 D級岩盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

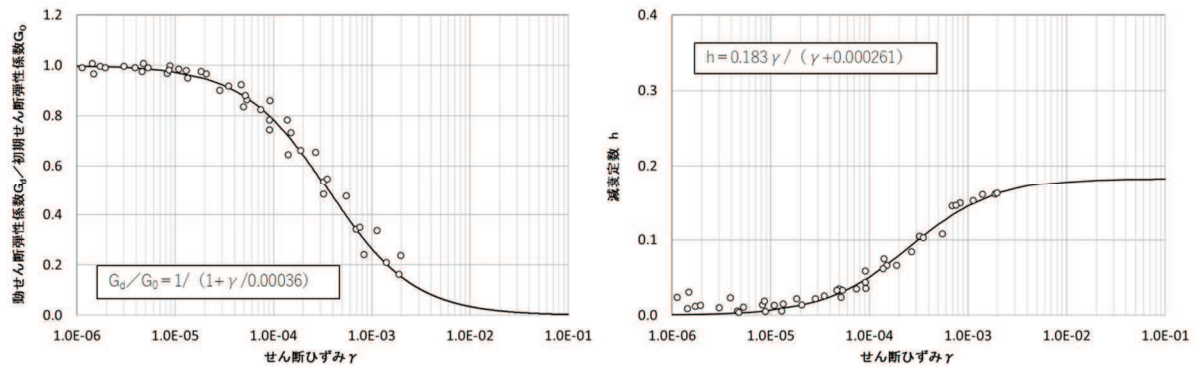


図 4.1-2 盛土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

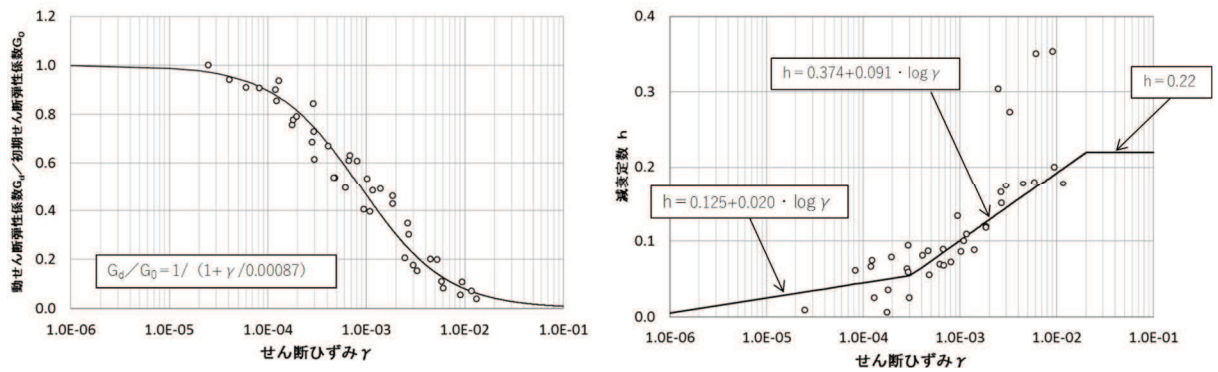


図 4.1-3 旧表土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

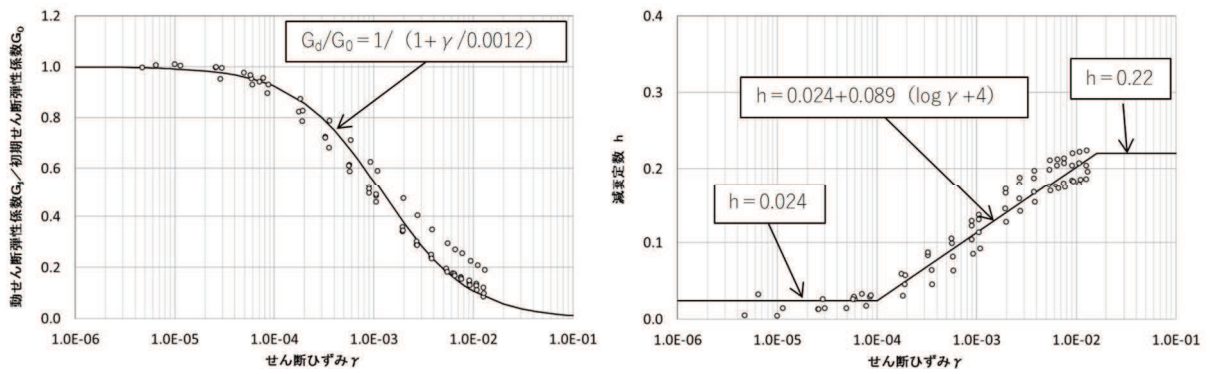


図 4.1-4 断層・シームの動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

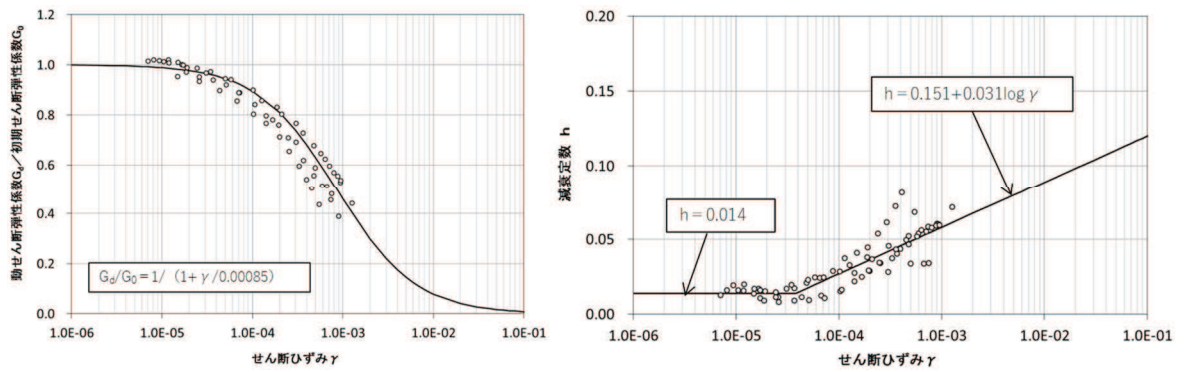


図 4.1-5 セメント改良土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

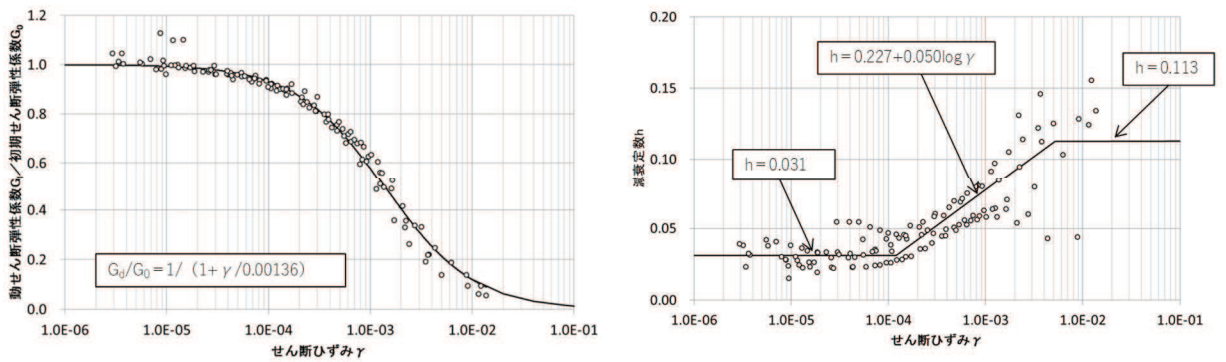


図4.1-6 改良地盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値

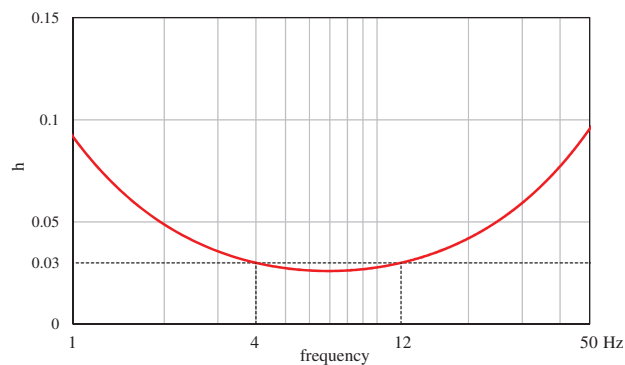
設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値のうち、全応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-1に、設定根拠を表4.2-2に示す。有効応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-3～表4.2-4に、設定根拠を表4.2-6～表4.2-7に示す。その他の解析用物性値を表4.2-5に、設定根拠を表4.2-8に示す。

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

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

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

注記*2：レーリー減衰（4Hz，12Hz）



注記*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

注記*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により次式で設定する。

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

ここで、

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

Z : 深度 (m)

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

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

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

ここで、

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

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

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

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

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

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

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

表 4.2-2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠
(全応力解析)

(対象施設：原子炉建屋)

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

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

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

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

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

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

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表4.2-5 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値 (MMR)

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

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 4.2-6 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠
(有効応力解析)
(液状化検討対象層)

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

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

表 4.2-7 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠
(有効応力解析)
(非液状化層)

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

表4.2-8 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠
(MMR)

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

*1 : コンクリート標準示方書 構造性能照査編 土木学会 2002年

*2 : コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 土木学会 2013年

4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値

設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値のうち全応力解析に用いる解析用物性値（対象：原子炉建屋）は、原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 4.2-1 に、設定根拠を表 4.2-2 に示す。表 4.2-1 に示す地盤モデルのうち表層地盤（O.P. +14.8m～O.P. ±0m）には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 G/G_0 - γ 曲線及び h - γ 曲線の非線形特性を設定した。

なお、制御建屋の地震応答解析においては、地震動を直接入力としている。

4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値

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

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

また、防潮堤における液状化強度特性について、盛土は、敷地全体の液状化強度試験から得られる液状化強度特性を保守的に下限値とし、旧表土は、施設近傍の試験結果から液状化強度特性を保守的に下限値とする（設置変更許可時から変更無し）。

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

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

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

(1) 液状化強度特性の設定

図4.2-1 に液状化強度特性設定のフローを示す。

- ・ 女川原子力発電所の液状化影響評価については、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）（（社）日本道路協会，H14.3）（以下，「道路橋示方書V」という）の液状化評価方法を基本とするが，液状化評価の対象外とされる G.L. -20m 以深の土層等についても液状化強度試験を実施し，保守的に盛土及び旧表土を液状化検討対象層とする（(2)液状化検討対象層の抽出）。
- ・ 液状化検討対象層として抽出した盛土及び旧表土の液状化強度試験の試料採取位置について，敷地全体に分布する盛土及び旧表土の基本物性値と比較し，その代表性を確認する（(3)液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性）。
- ・ 液状化強度試験結果に基づいて，地震時の地盤の状態を「液状化」，「繰返し軟化」及び「非液状化」と分類し，液状化検討対象層が「液状化」とならないこと（支持力を喪失しない，又は急激な流動変位が発生しない地盤であること）を把握する（(4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定）。
- ・ 液状化強度特性は，液状化強度試験結果に対して，保守的に下限値となるように設定する（(4)液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定）。

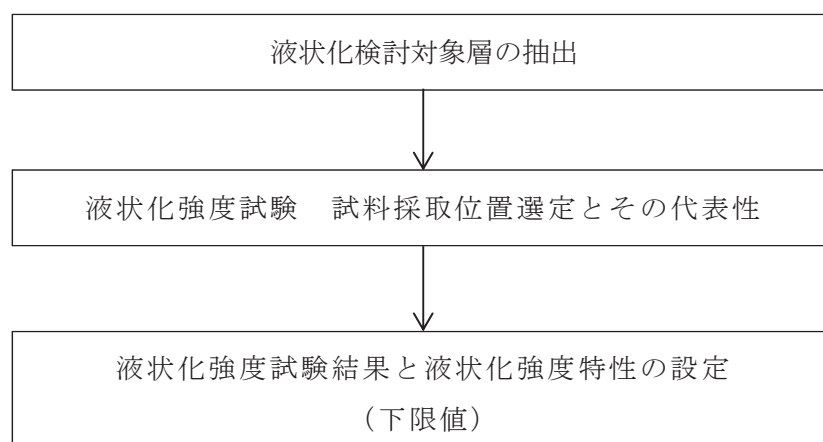


図 4.2-1 液状化強度特性設定のフロー

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

(2) 液状化検討対象層の抽出

a. 敷地の地質概況

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

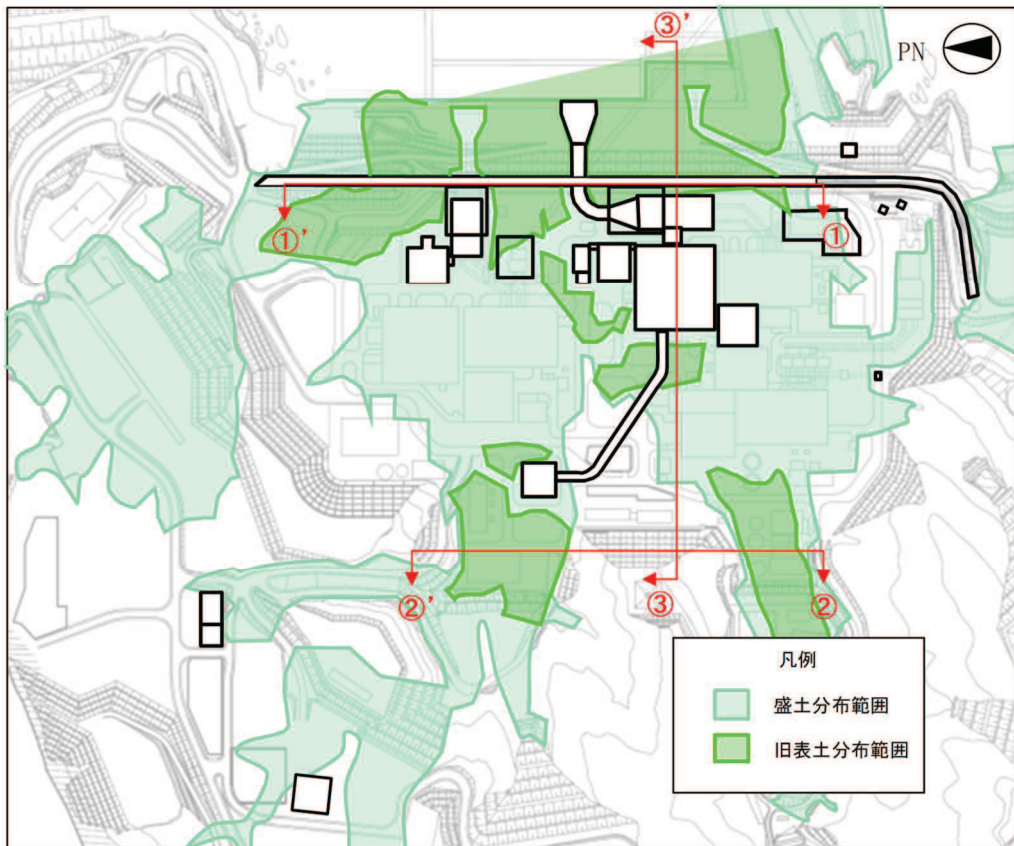
敷地の地盤は、岩盤、盛土及び旧表土に分類され、液状化の可能性を考慮するべき未固結の地盤は、盛土及び旧表土が該当する。なお、旧表土は、第四系の沖積層に該当し、粘性土～粘土質砂質土～砂質土を主体とし、海浜砂に比べ粒径が比較的幅広い特徴を有する。

旧表土は、地層の連続性からみて同時代に堆積したものと考えられ、かつては敷地のほぼ全域にわたり牡鹿層群を覆って分布していたが、発電所設置の際の掘削により、その多くが取り除かれており、現在は地表面に露出しておらず盛土下部の岩盤上面に分布しているのみである。

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

盛土及び旧表土の分布状況について、平面図を図 4.2-2、地質断面図を図 4.2-3 に示す。また、盛土及び旧表土を確認したボーリング柱状図及びコア写真については参考資料 14 に示す。

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



(旧表土は地表面に露出しておらず盛土下部の岩盤上面に分布している。)

図 4.2-2 盛土及び旧表土の分布平面図

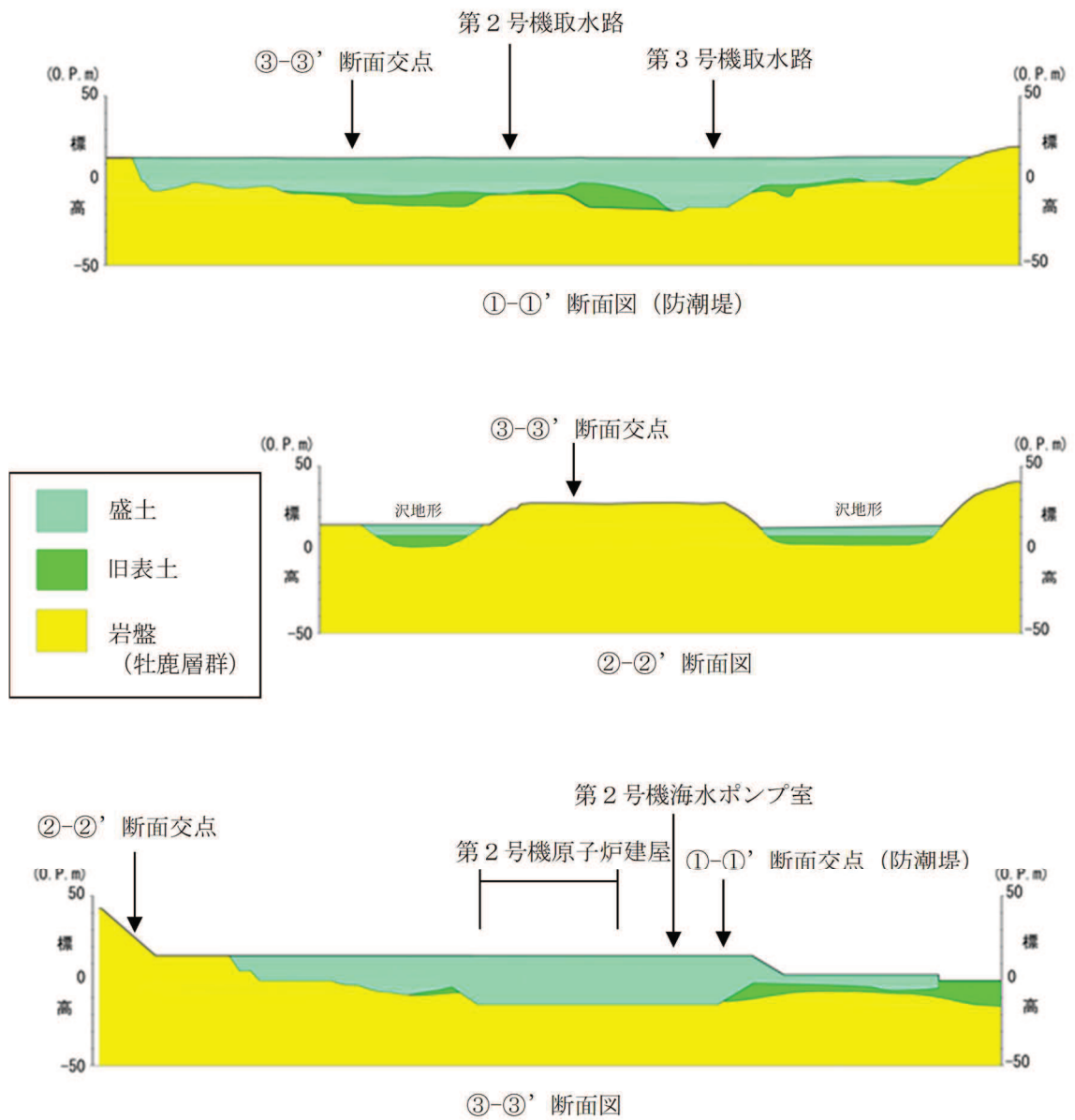


図 4.2-3 盛土及び旧表土の分布断面図

b. 旧表土の分布

各断面位置における旧表土の分布の特徴は以下のとおりである。

・①－①’ 断面

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

・②－②’ 断面

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

・③－③’ 断面

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

c. 盛土の分布

盛土については、発電所建設時の敷地造成及び構造物建設時の埋戻しにより、敷地のほぼ全域にわたって分布している。盛土は人工地盤として締固め管理して施工されており、盛土材料は建設時に発生した岩砕（最大粒径300mm）が主体となっている（盛土の均一性については、参考資料15に示す。）。

d. 液状化検討対象層

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

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

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

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

- ・ G.L. -20m 以深の飽和土層
- ・ 細粒分含有率が35%以上の飽和土層^{*2}

- ・平均粒径が 10 mm以上の飽和土層

以上より、液状化検討対象層として盛土及び旧表土を抽出する。

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

*2：粘土分含有率が 10%以上の土層を含む（液状化強度試験位置における粘土分含有率を参考資料 19 に示す。）。

(3) 液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性

a. 液状化強度試験 試料採取位置の選定

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

旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置は、図4.2-4及び図4.2-5に示すとおり、敷地内に残存する旧表土から網羅的に採取する観点から、図4.2-4のとおり7点を選定した。

盛土の試料採取位置を図4.2-4及び図4.2-6に示す。採取位置について、評価対象施設が0. P. +14. 8m盤及び0. P. +62m盤の2エリアに設置されることを踏まえ、それぞれのエリアから図4.2-4のとおり計8点を選定した。

なお、B-3～B-8の6地点については、以下の方針に基づき、設計及び工事の計画の認可申請において追加実施した。B-3～B-8の6地点の選定理由を表4.2-9に示す。

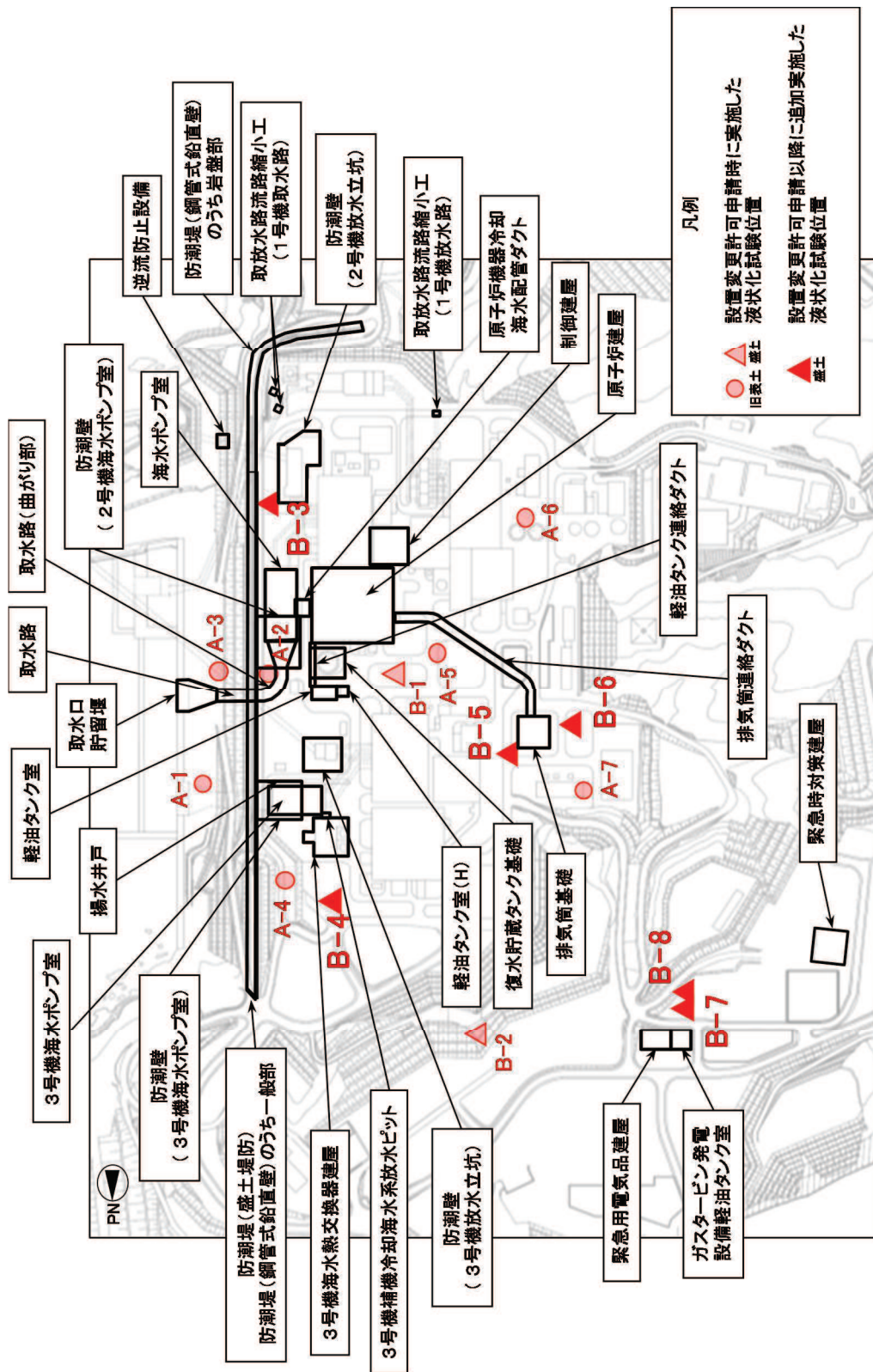
- ① 設計基準対象施設，常設重大事故等対象施設，可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルートが0. P. +14. 8m盤及び0. P. +62m盤の2エリアに設置されていることを踏まえ，設置変更許可申請時に実施済みの液状化強度試験試料採取位置（B-1，B-2）と合わせて，これらの施設・設備を網羅できるようにそれぞれのエリアから複数の位置を選定する。
- ② 上記の施設・設備が敷地全域に分散して設置されていることを踏まえ，試料採取位置についても代表性の観点から偏りが無いよう分散して選定する。

表 4.2-9 追加実施した盛土の試料採取位置（B-3～B-8）の選定理由

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

注記*1 0. P. +14. 8m 盤の施設配置及び盛土の分布範囲を踏まえて、採取可能な試料採取位置の選定を行った結果、近接する箇所からの採取となった。

*2 0. P. +62m 盤の施設配置及び盛土の分布範囲を踏まえて、採取可能な試料採取位置の選定を行った結果、近接する箇所からの採取となった。



凡例

- 旧盛土
- ▲ 盛土
- 設置変更許可申請時に実施した液状化試験位置
- ▲ 設置変更許可申請以降に追加実施した液状化試験位置

図 4.2-4 液状化強度試験位置

F83

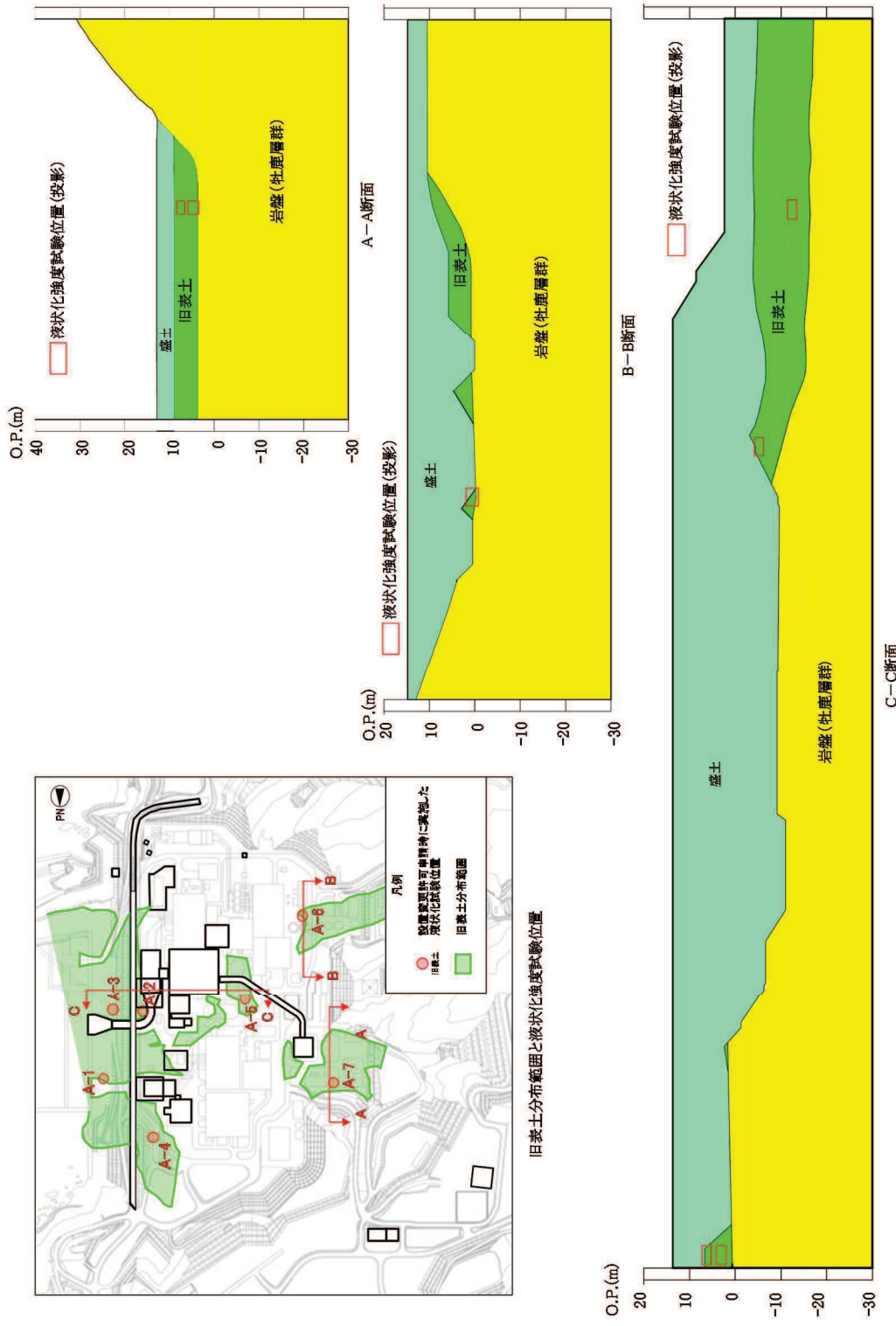


図 4.2-5(1) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/2)

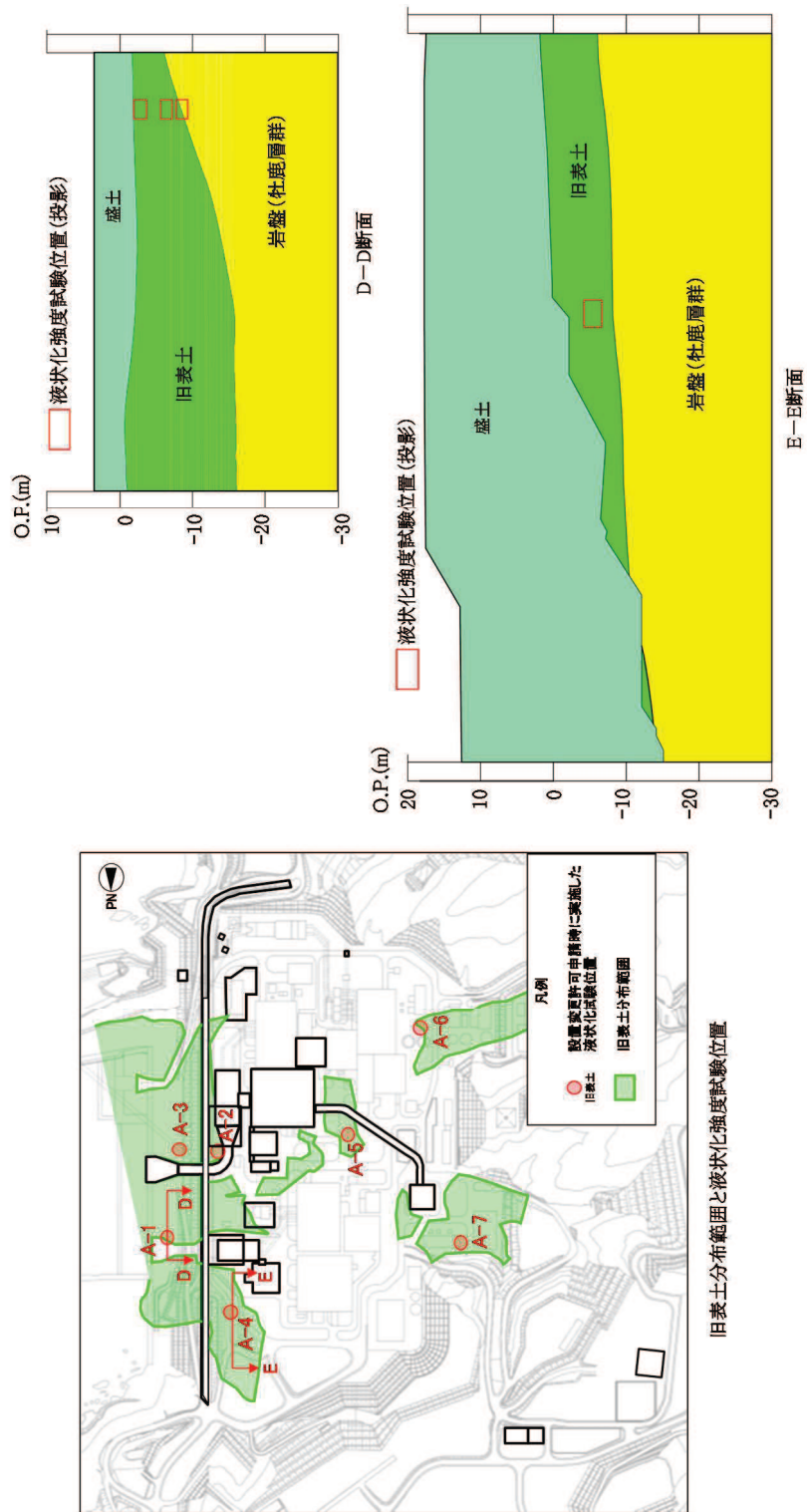


図 4.2-5(2) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (2/2)

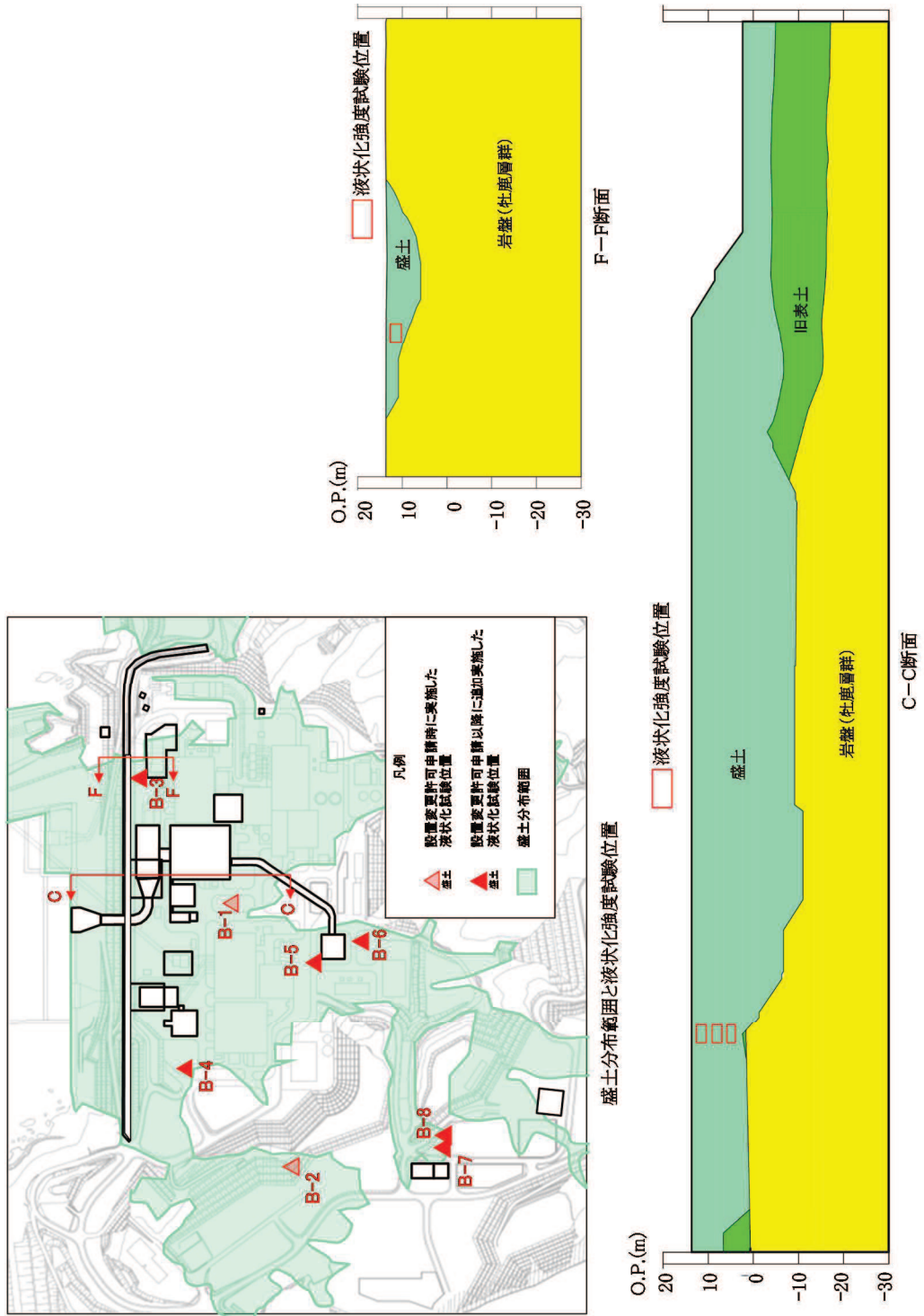


図 4.2-6(1) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/3)

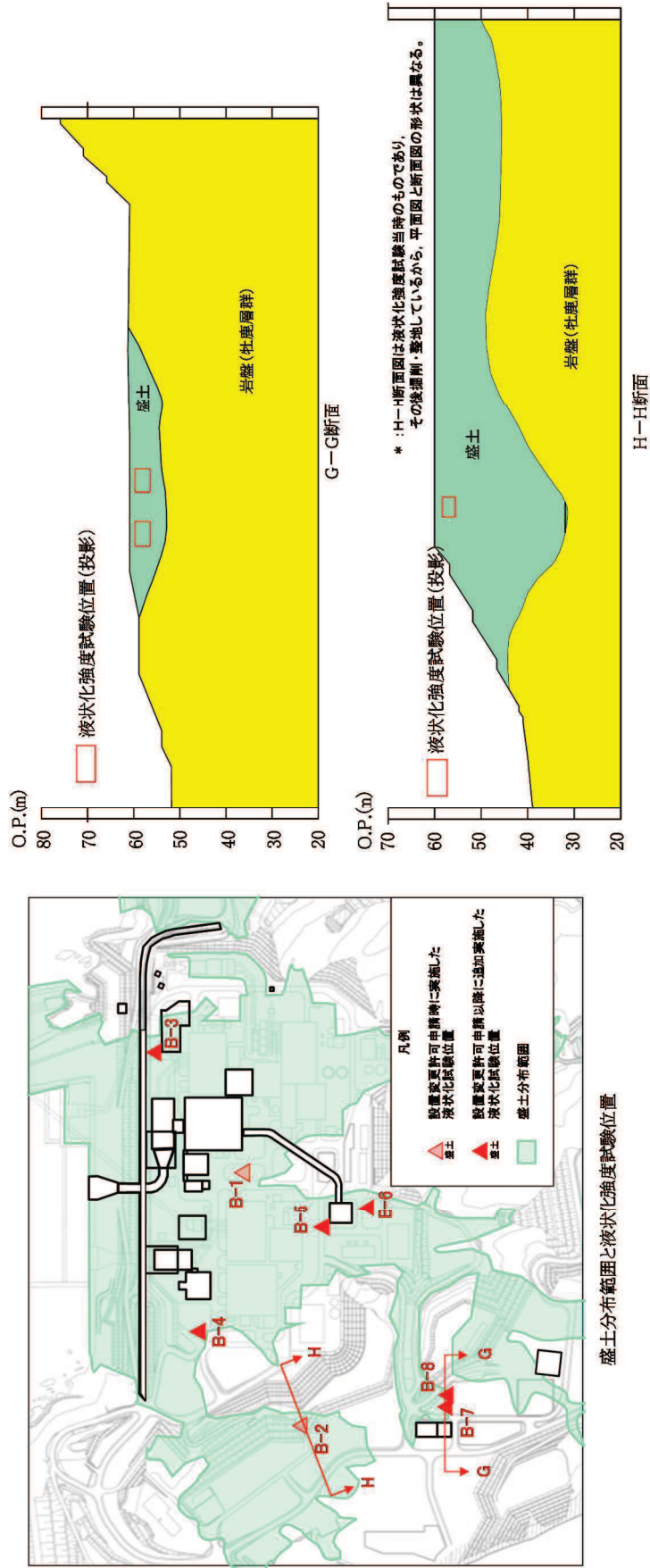


図 4.2-6(3) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図 (3/3)

b. 液状化強度試験 試料採取位置の代表性確認

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

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

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

(a) 旧表土の代表性確認

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

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

各指標の選定理由を以下に示す。また、各基準類における液状化強度比 R_L と基本物性の相関性を表 4.2-10 に示す。

① 粒度分布

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

② 細粒分含有率

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

③ N値

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

表 4.2-10 各基準類における液状化強度比 R_L と基本物性の相関性

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

旧表土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置（標準貫入試験及び物理特性試験）を図 4.2-7 に示す。

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

旧表土の液状化強度試験位置の粒度分布は，おおむね敷地全体の粒度分布の平均的な範囲にあり，細粒分含有率は，敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲でおおむね敷地全体の平均的な範囲にある。また，N 値は，敷地全体よりもやや小さい値である。この結果は，旧表土の液状化強度試験位置が敷地全体と同程度あるいは旧表土の液状化強度試験位置の方がやや液状化しやすい傾向があることを示している。

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

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

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

いと判断する。図 4. 2-11 に液状化試験位置の N 値の下限 (N=5) 以下のデータに関する整理結果を示す。

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

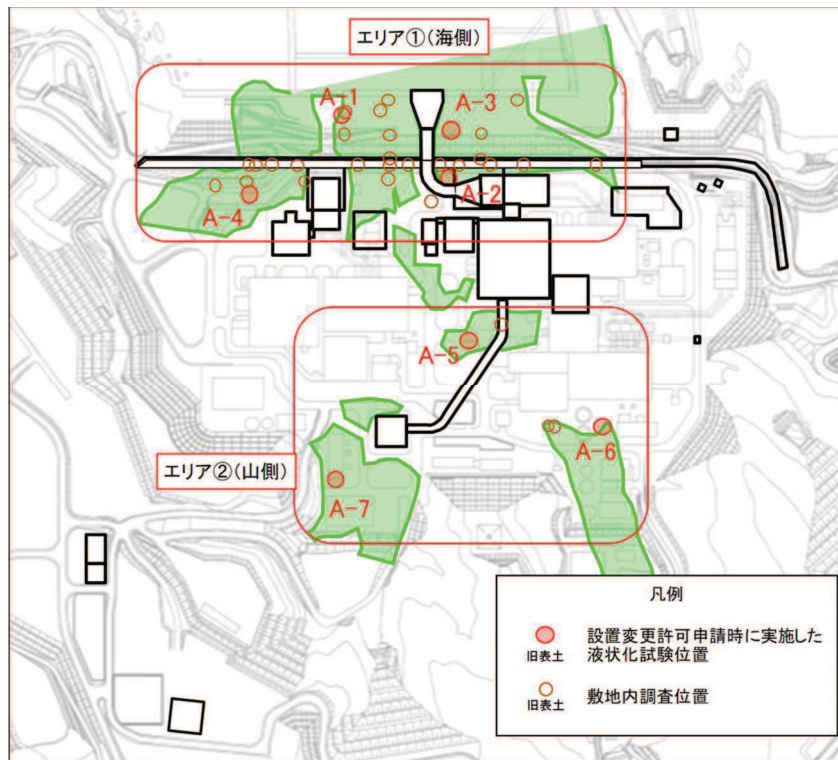


図 4.2-7 旧表土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

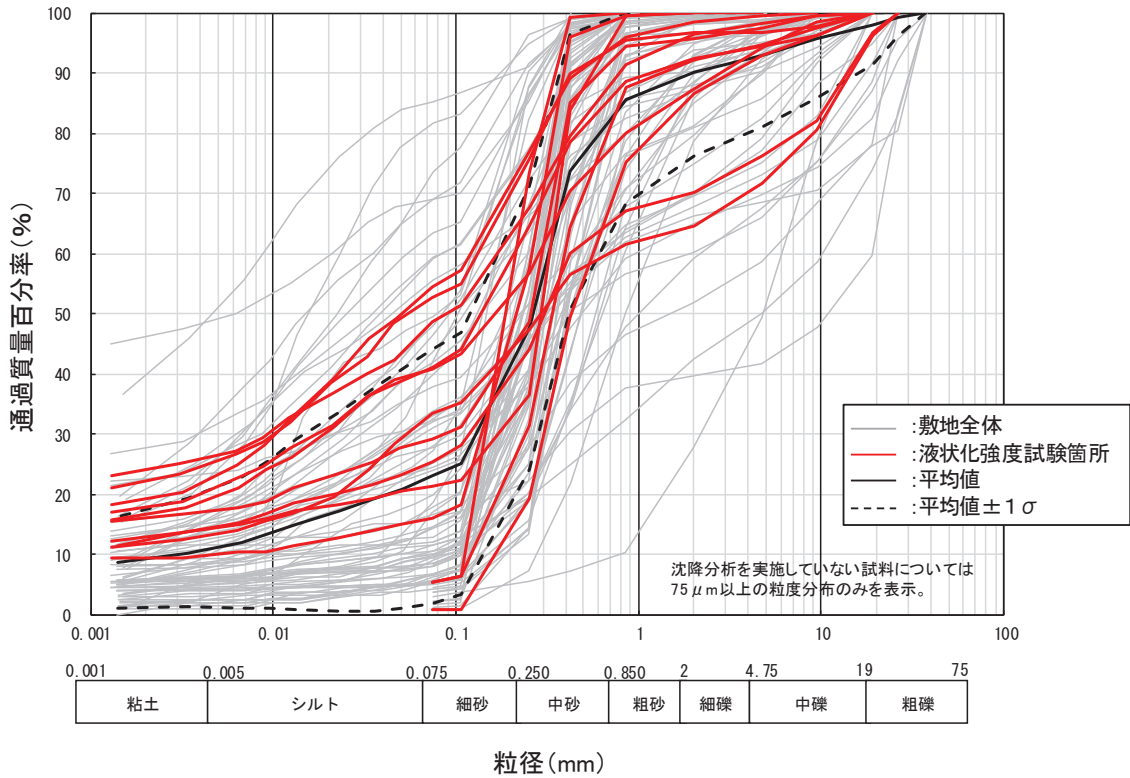


図 4.2-8 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布

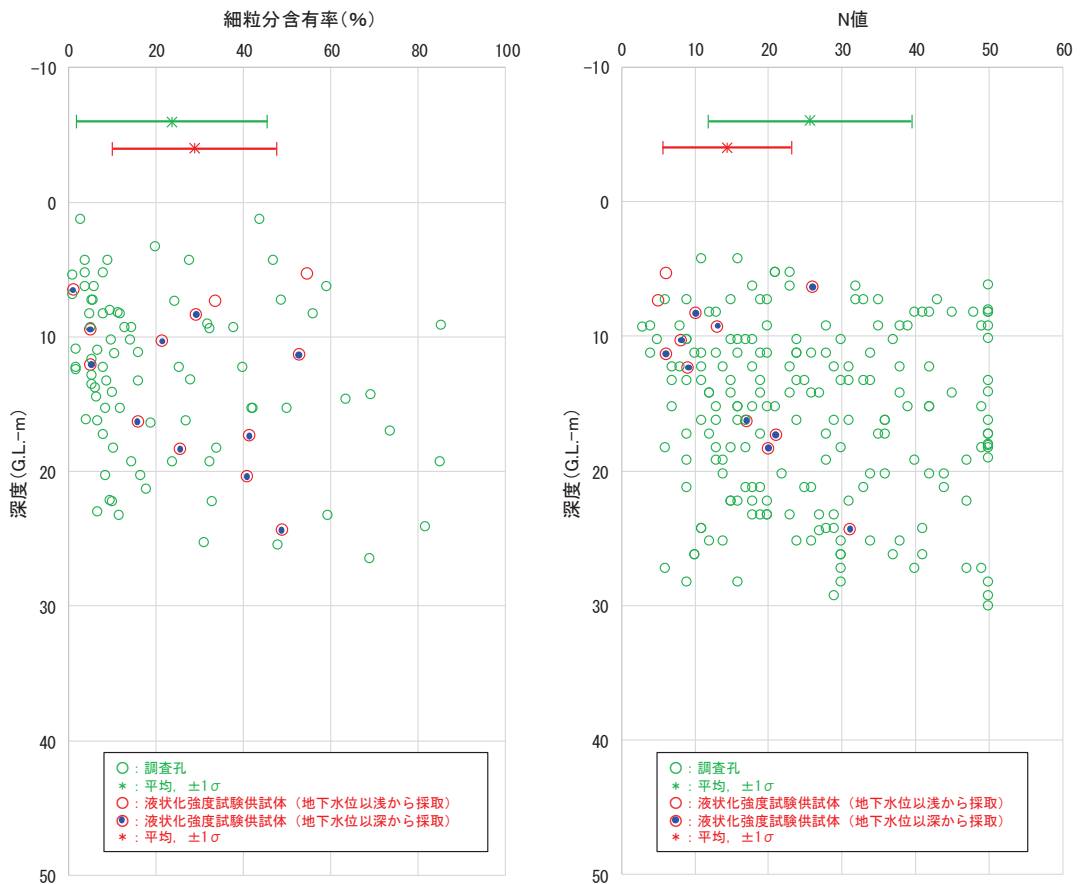
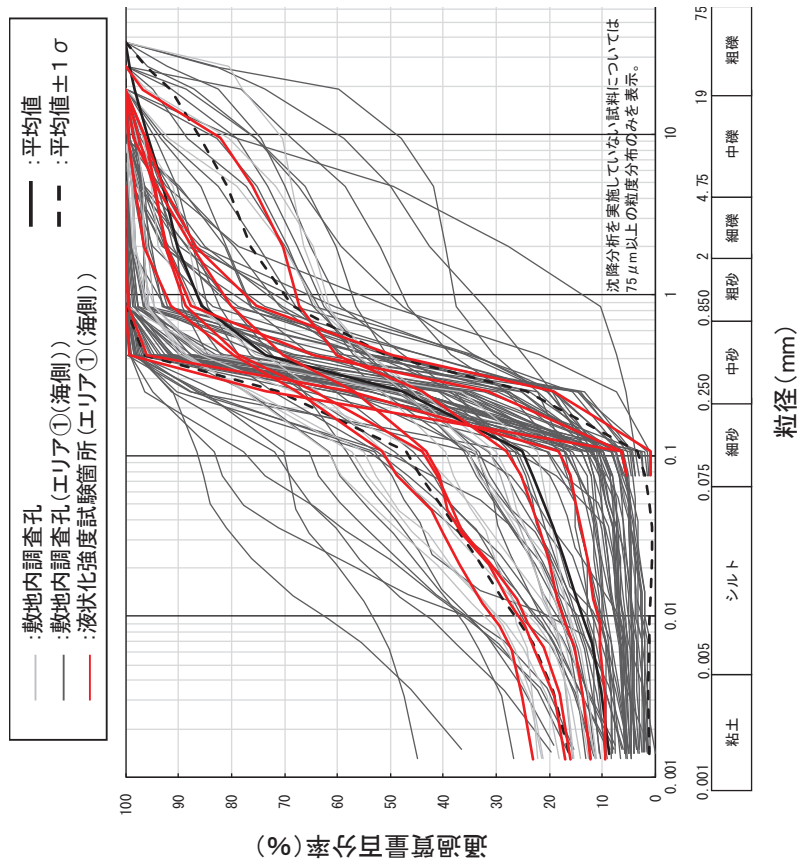
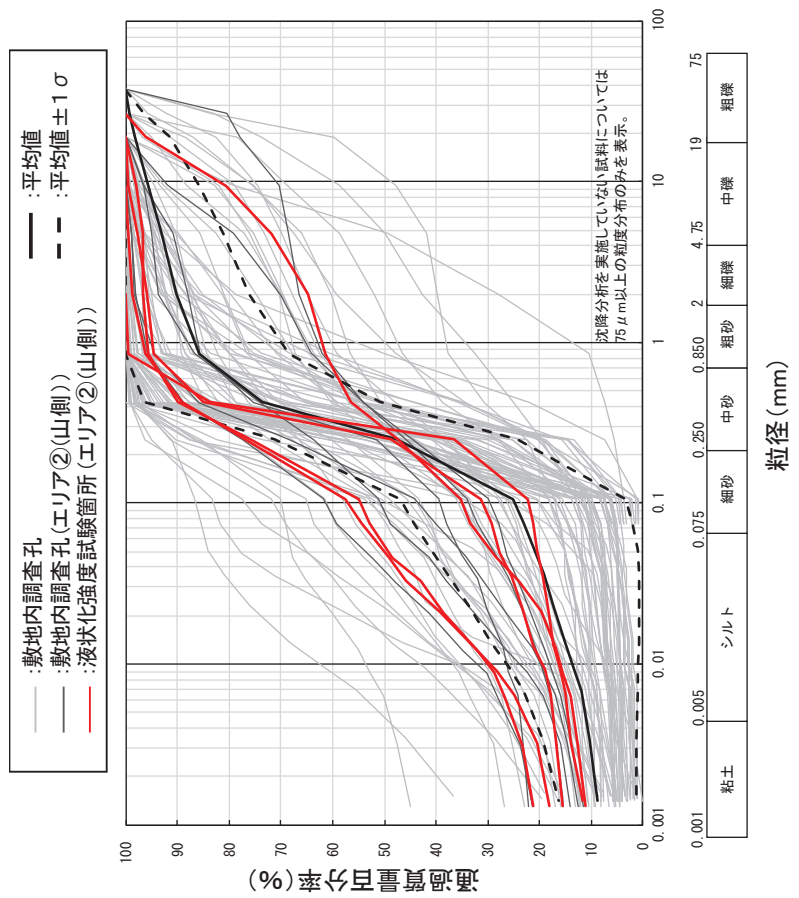


図 4.2-9 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値

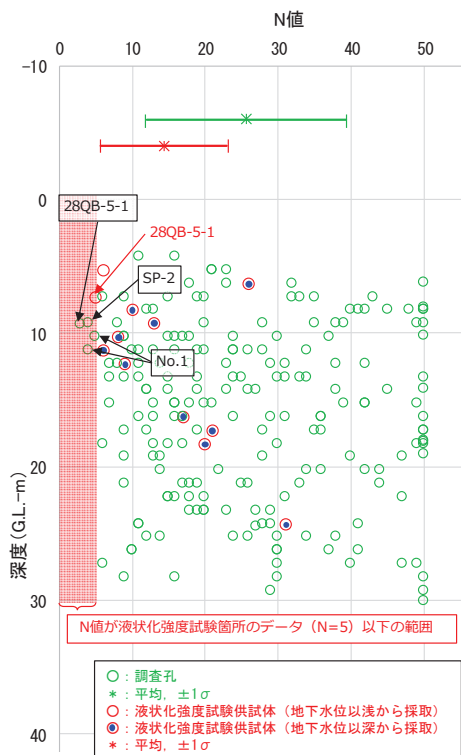
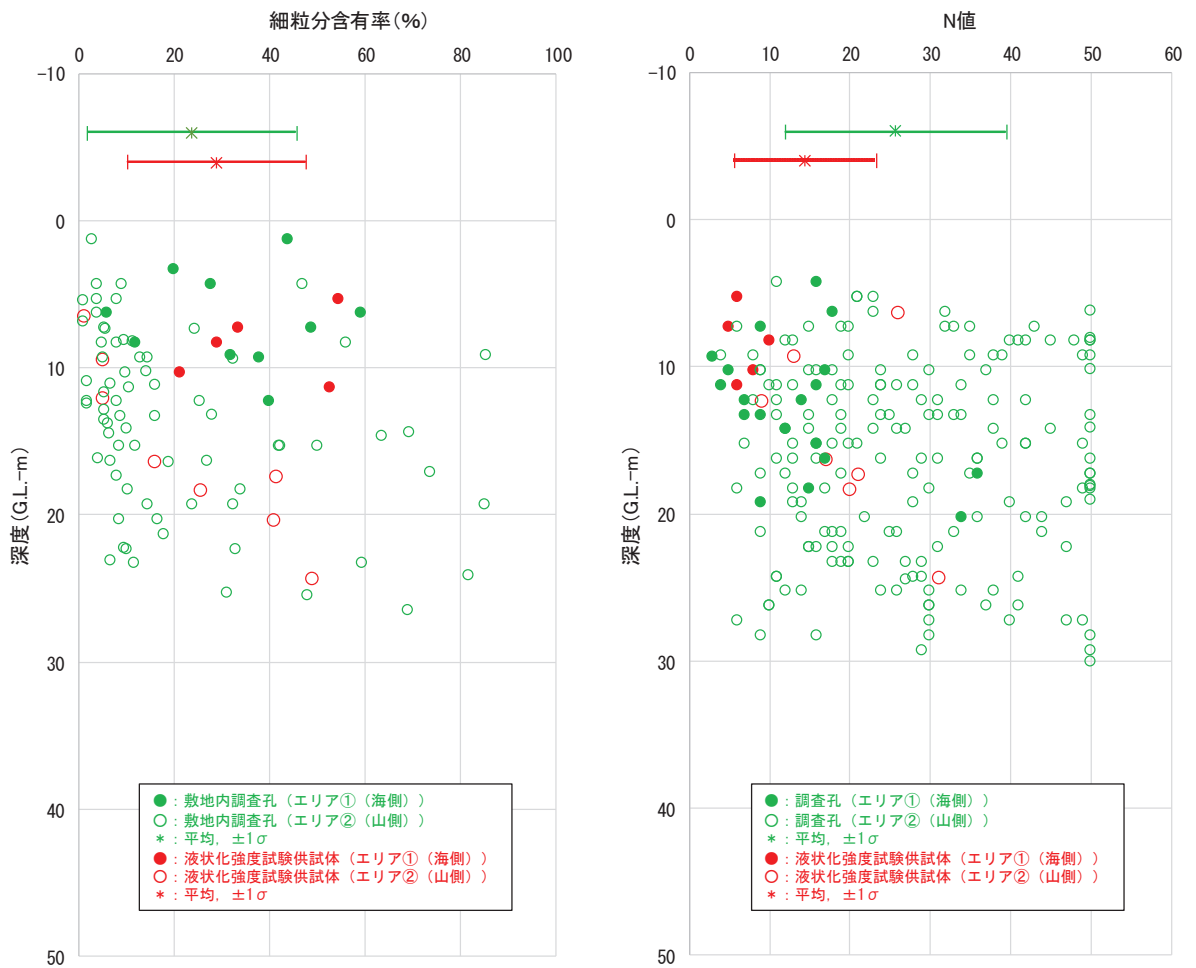


(i) エリア①(海側)で整理



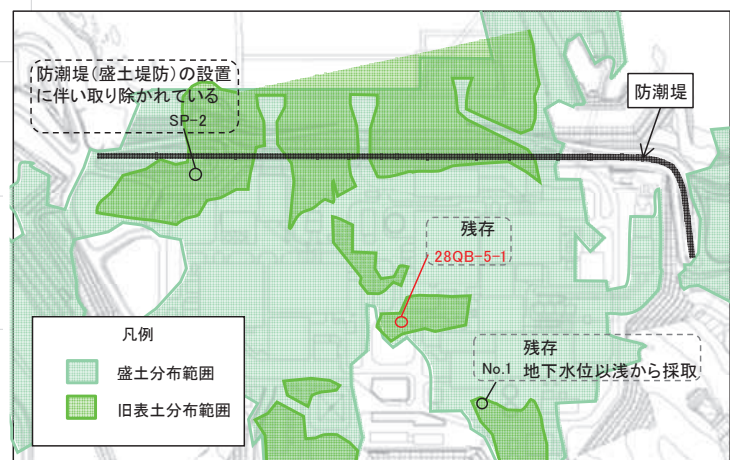
(ii) エリア②(山側)で整理

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)



N値が液状化強度試験データ (A-5 : N=4) 以下の整理

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



N値が液状化強度試験データ (A-5 : N=4) 以下の調査箇所

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

(b) 盛土の代表性確認

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

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

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

① 粒度分布

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

② 細粒分含有率

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

③ 相対密度

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

なお、盛土を構成する岩砕の最大粒径は 300mm であり、岩砕が多く含まれることから標準貫入試験が適正に実施できないこと及び通常の小口径ボーリングコア試料では物理特性を把握することができないと考えるが、念のため、N 値についても確認を行った。

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

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

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

化強度試験位置の方がやや液状化しやすい傾向があることを示している。

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

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

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

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

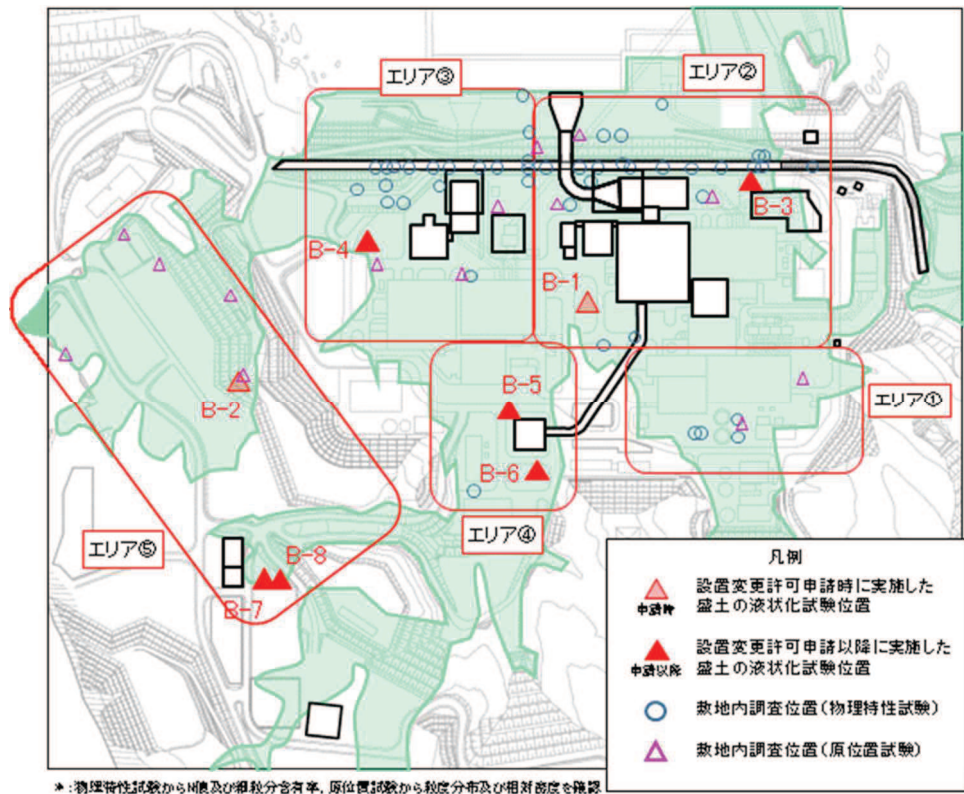


図 4.2-12 盛土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

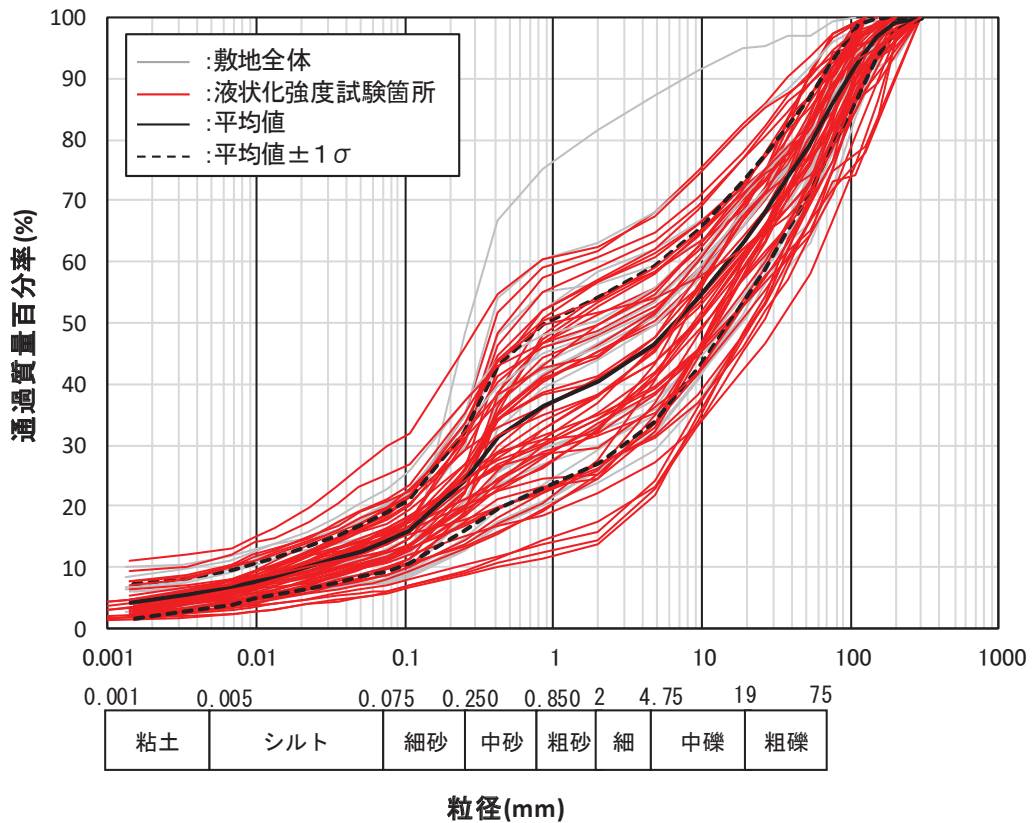


図 4.2-13 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の粒度分布

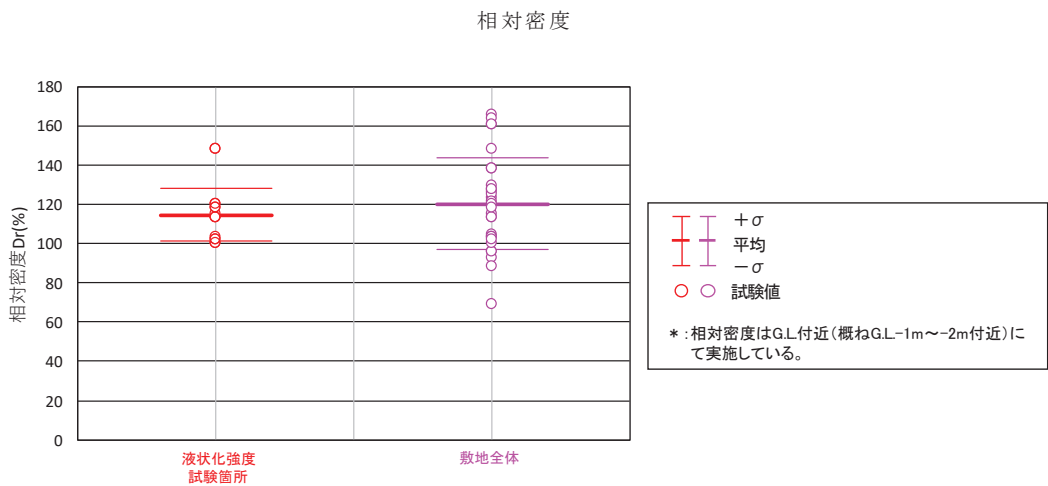
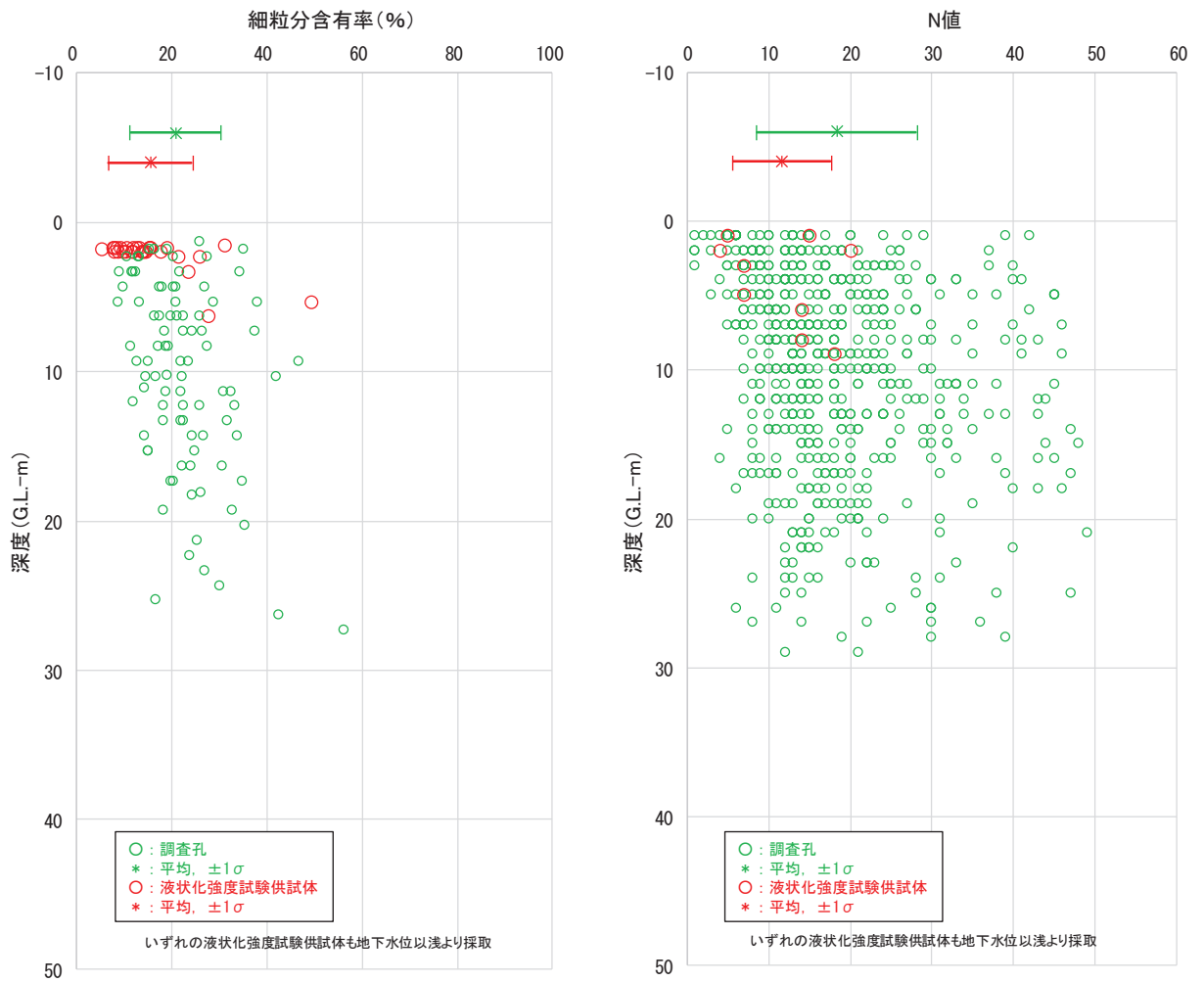
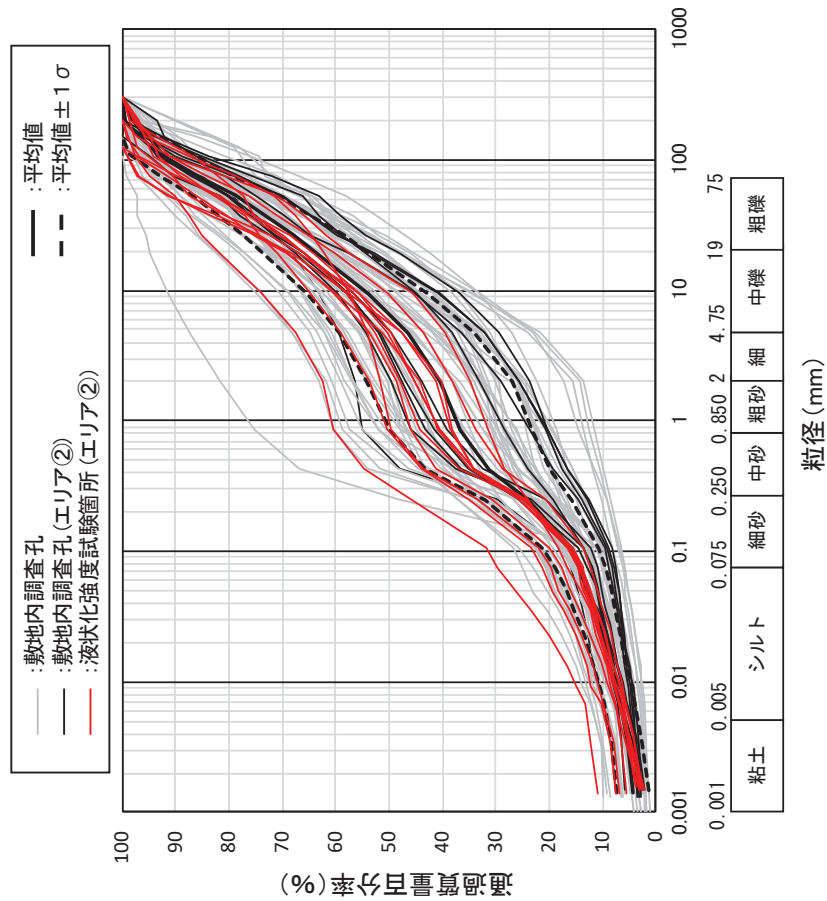
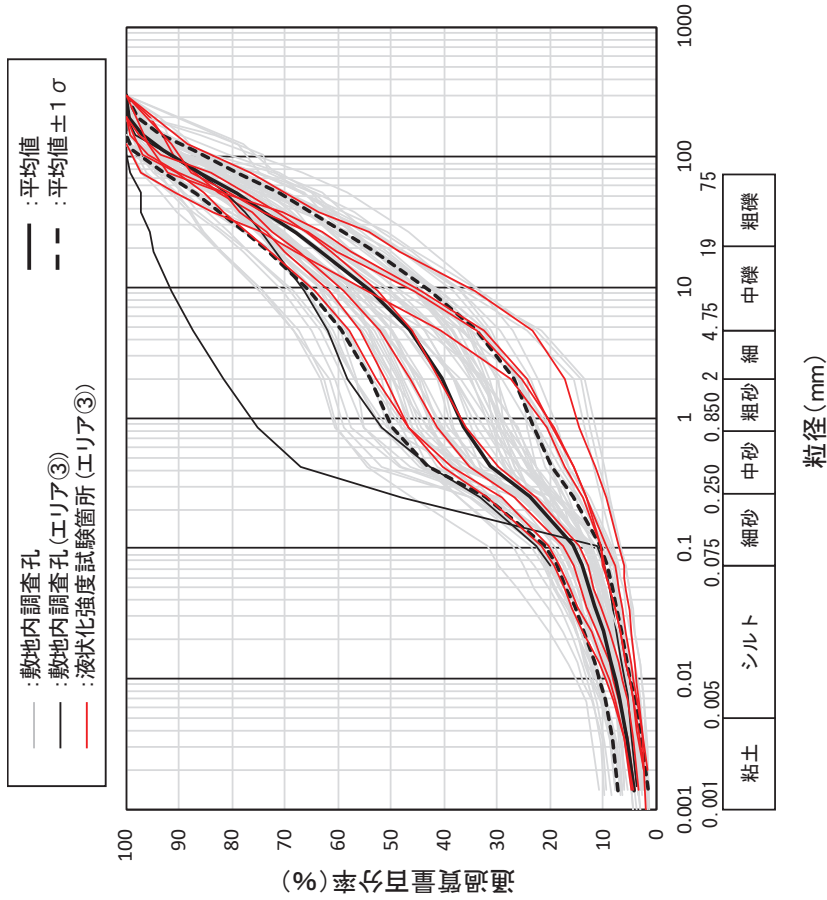


図 4.2-14 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の
細粒分含有率, N 値及び相対密度



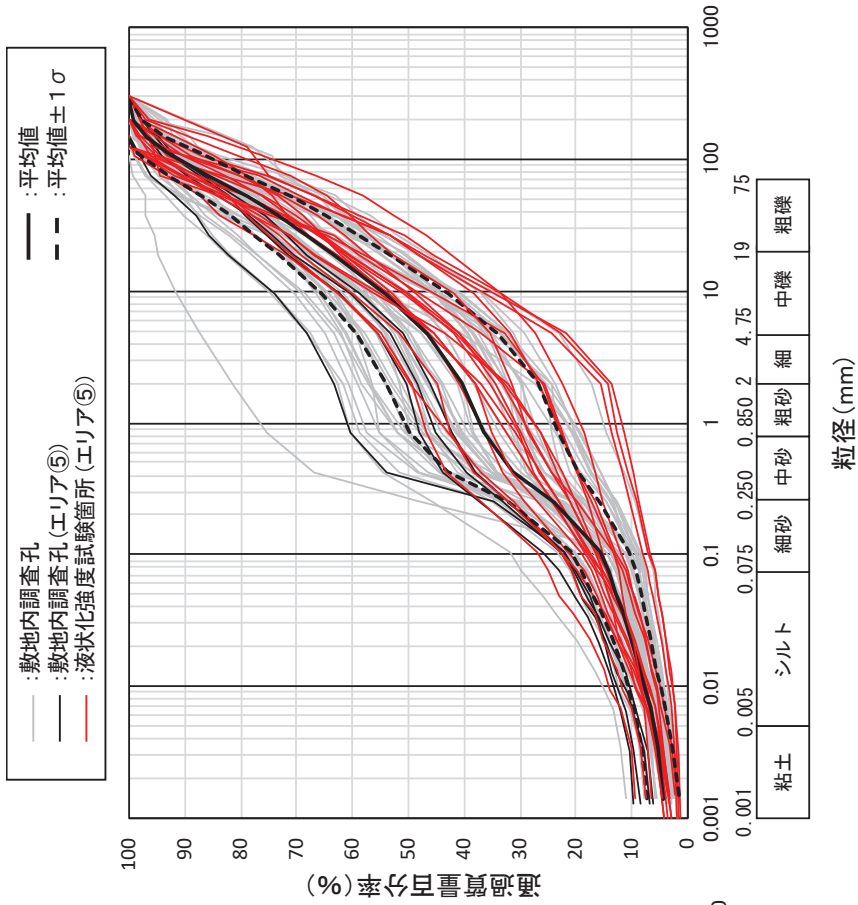
(i) エリア②で整理

(エリア①には液状化強度試験供試体がない)

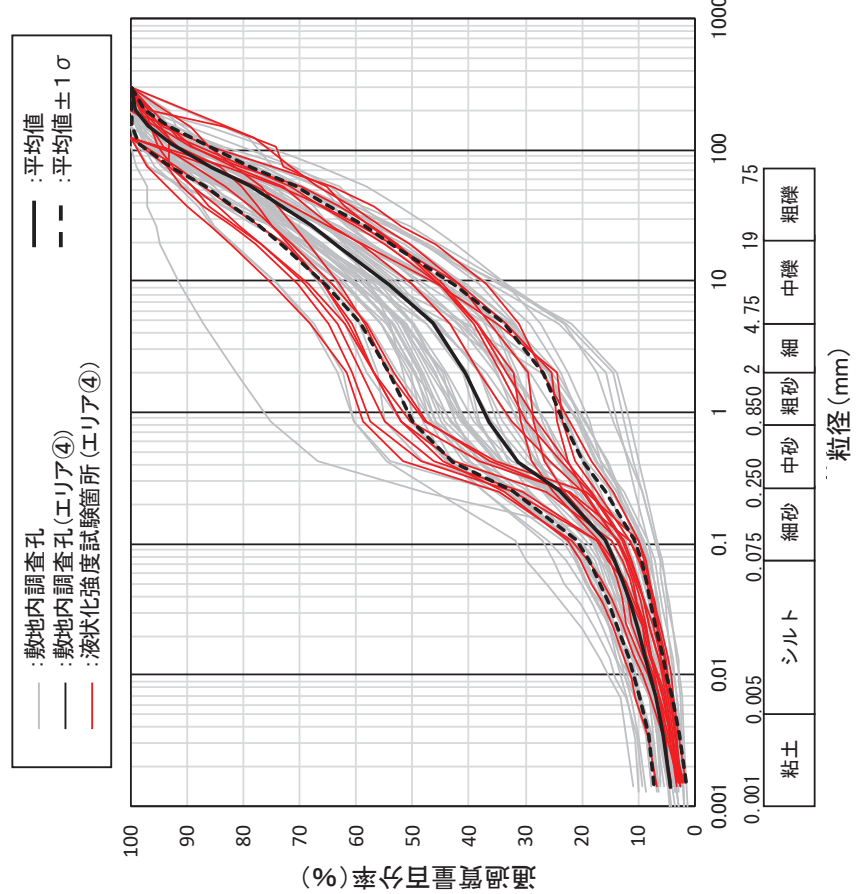


(ii) エリア③で整理

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



(iv) エリア⑤で整理



(iii) エリア④で整理

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

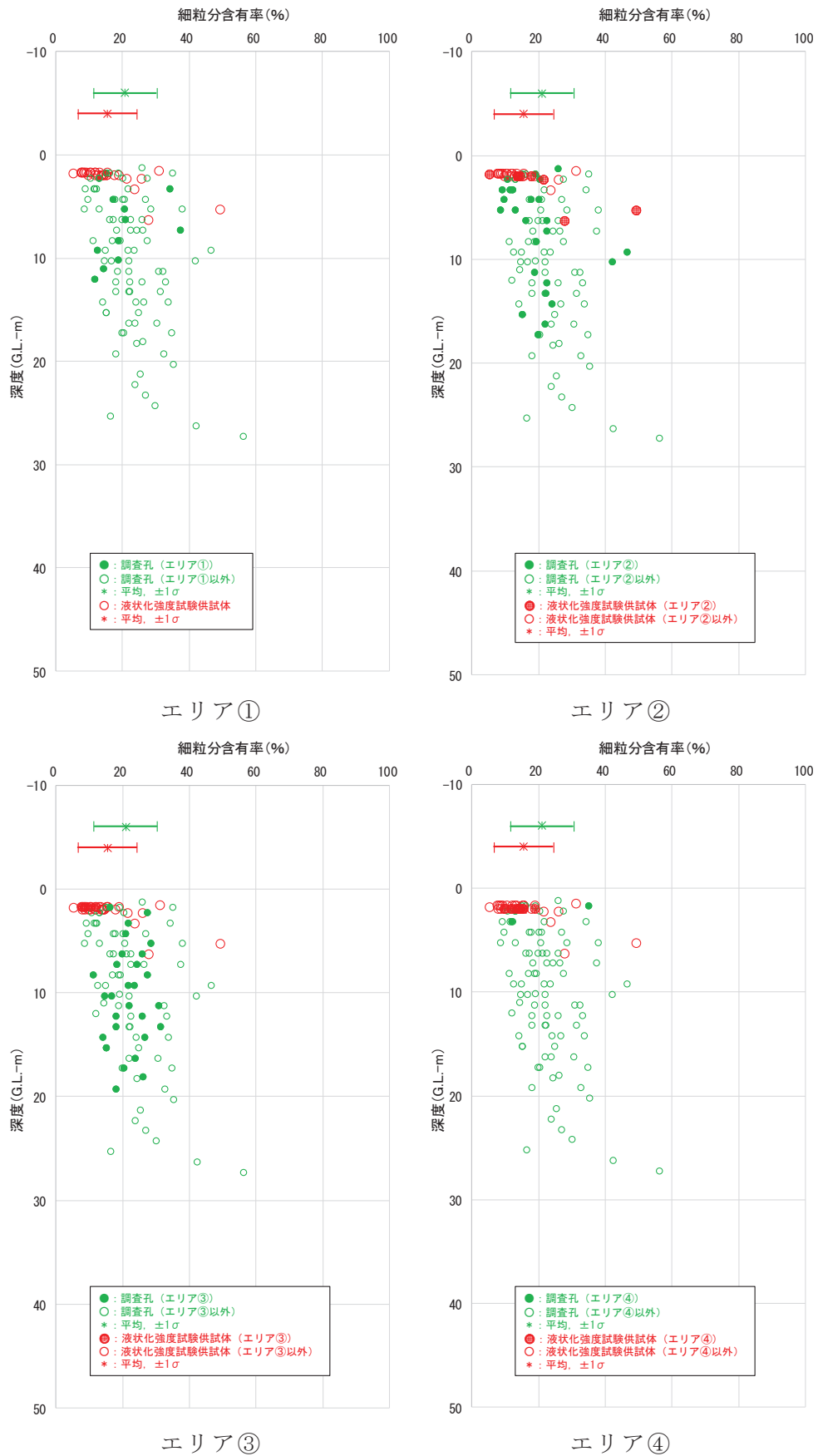


図 4.2-16(1) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所細粒分含有率 (エリア別比較)

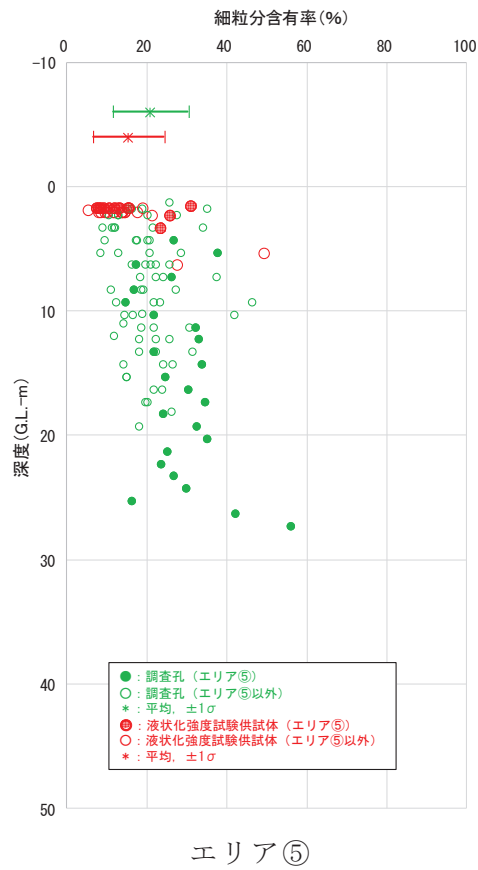
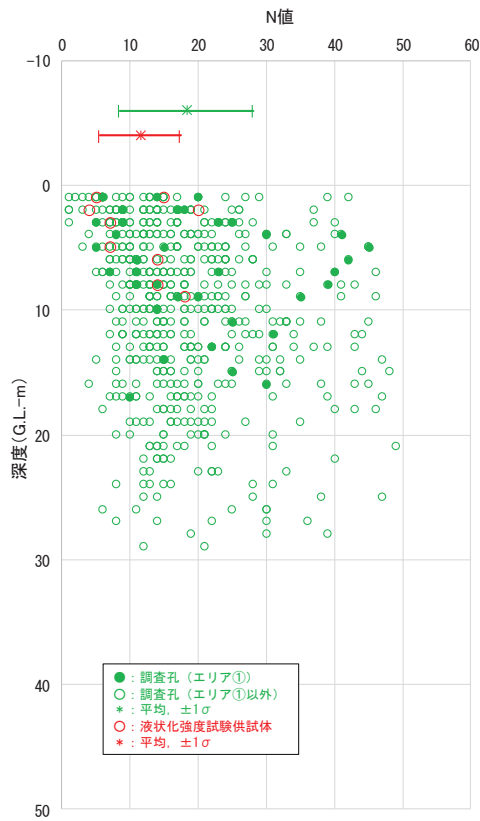
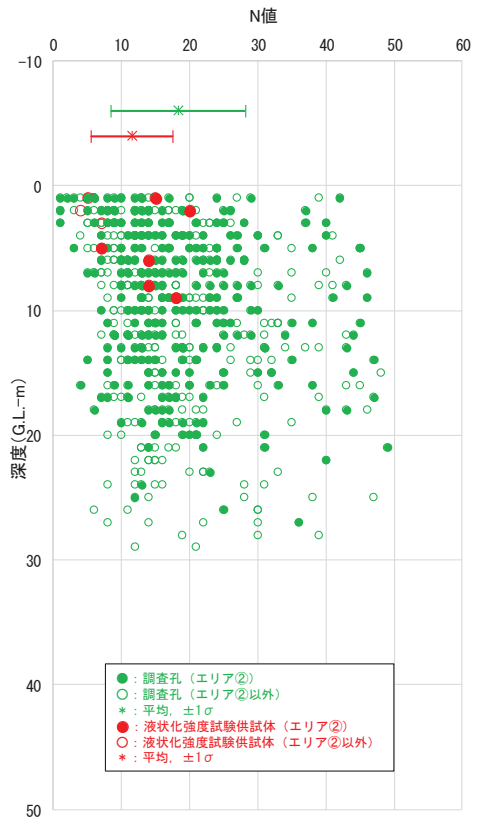


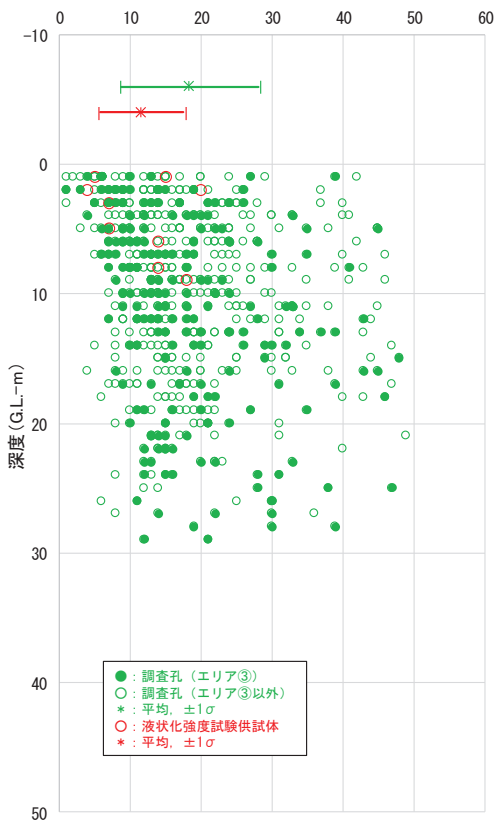
図 4.2-16(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の新粒分含有率
(エリア別比較)



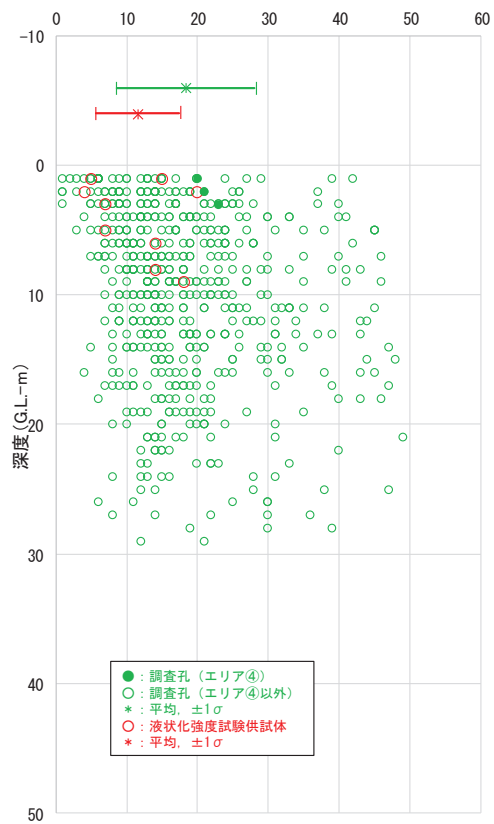
エリア①



エリア②

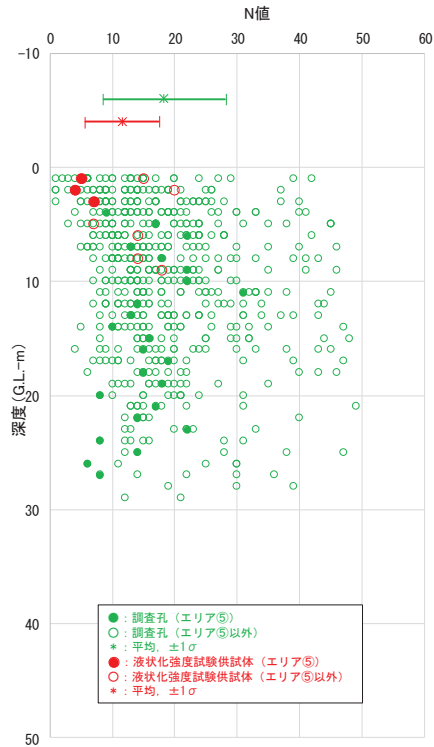


エリア③



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）

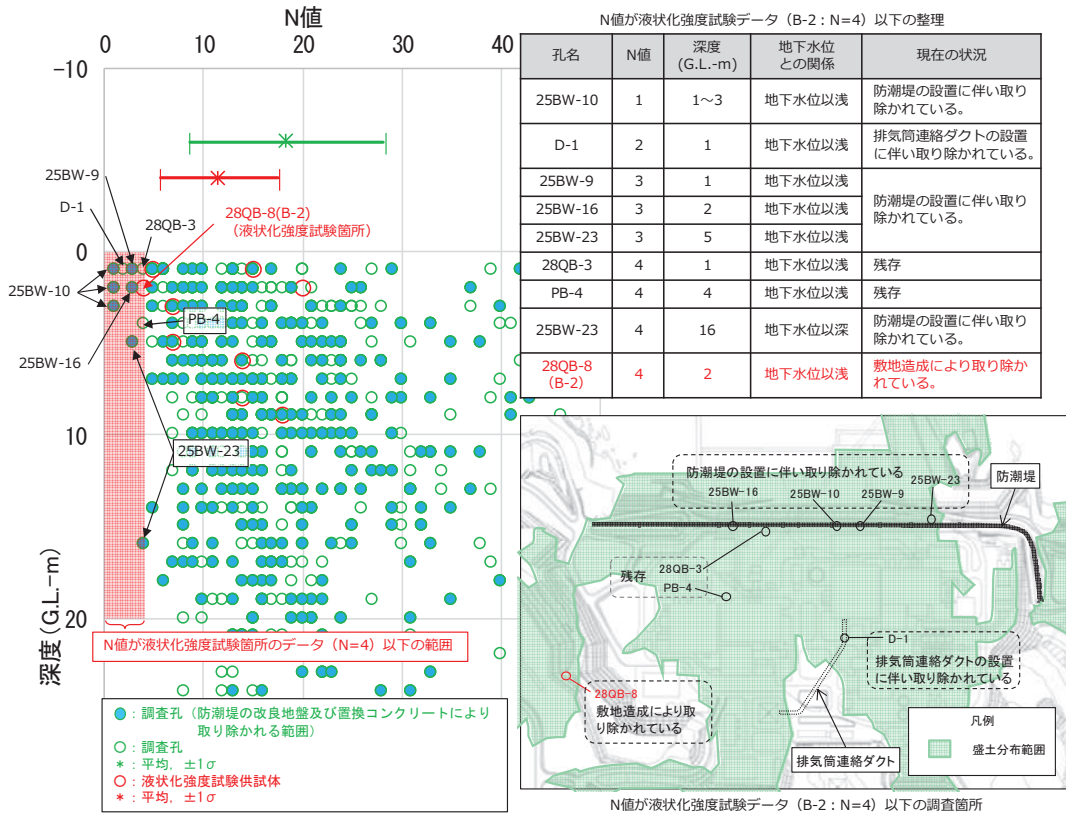


図 4.2-17(3) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の N 値（液状化強度試験箇所の N 値以下となっているデータの整理）

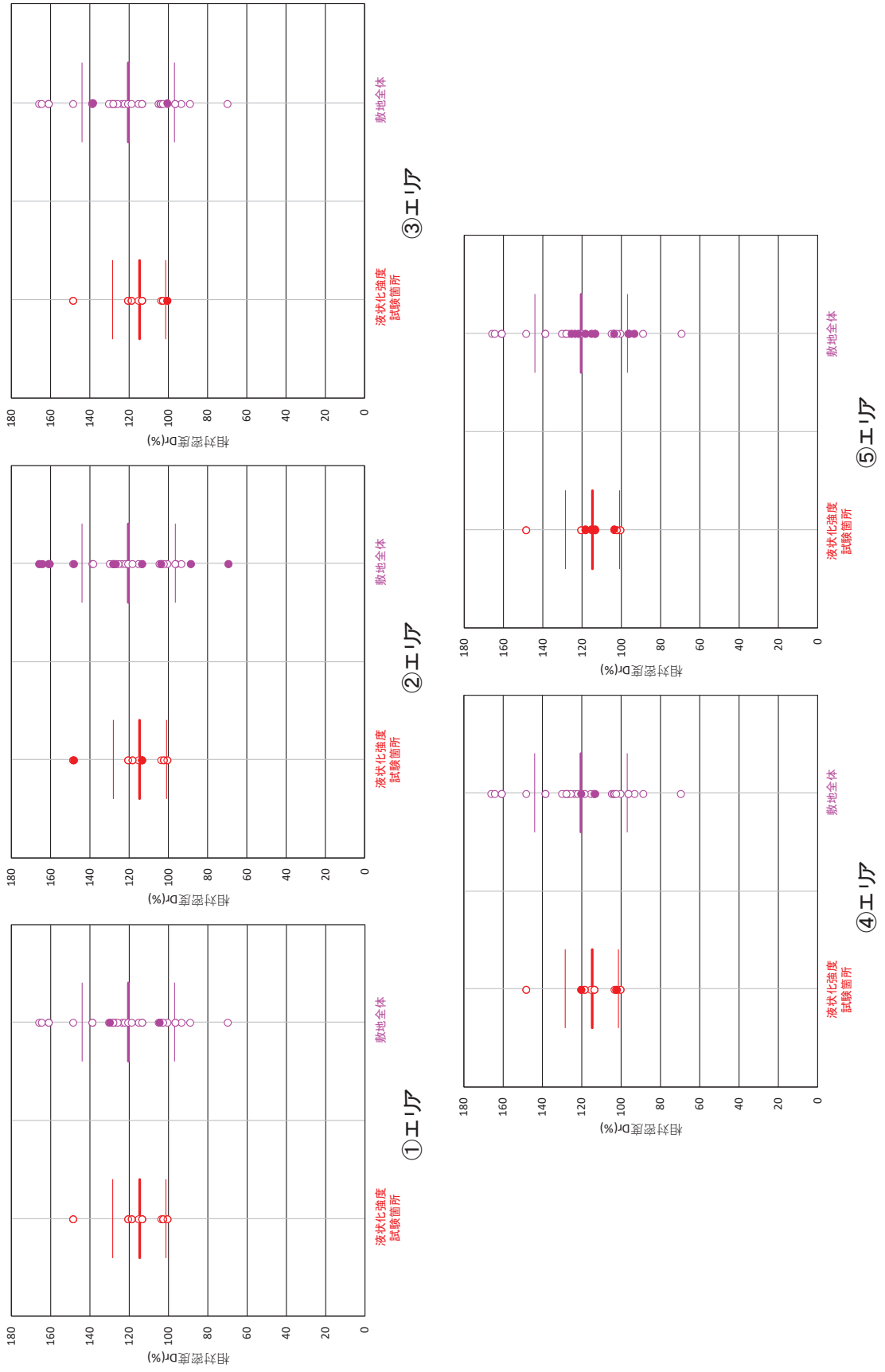


図 4.2-18 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所との相対密度（エリア別比較）

(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、 -1σ 値共に敷地全体より小さい位置で試験を実施

②盛土

【粒度分布】

敷地内の盛土の粒度分布は類似しており、ばらつきの範囲内に分布

【細粒分含有率】

おおむね敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

【相対密度】

平均値において敷地全体より小さい位置で試験を実施

(4) 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定

a. 液状化強度試験方法

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

繰返し非排水三軸試験装置の概要を図 4.2-19 に示す。

【試験条件】

- ・ 供試体寸法（旧表土）：外径 50mm・高さ 100mm, 外径 70mm・高さ 140mm
- ・ 供試体寸法（盛土・旧表土）：外径 100mm・高さ 200mm
- ・ 供試体寸法（盛土）：外径 300mm・高さ 600mm
- ・ 载荷波形：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

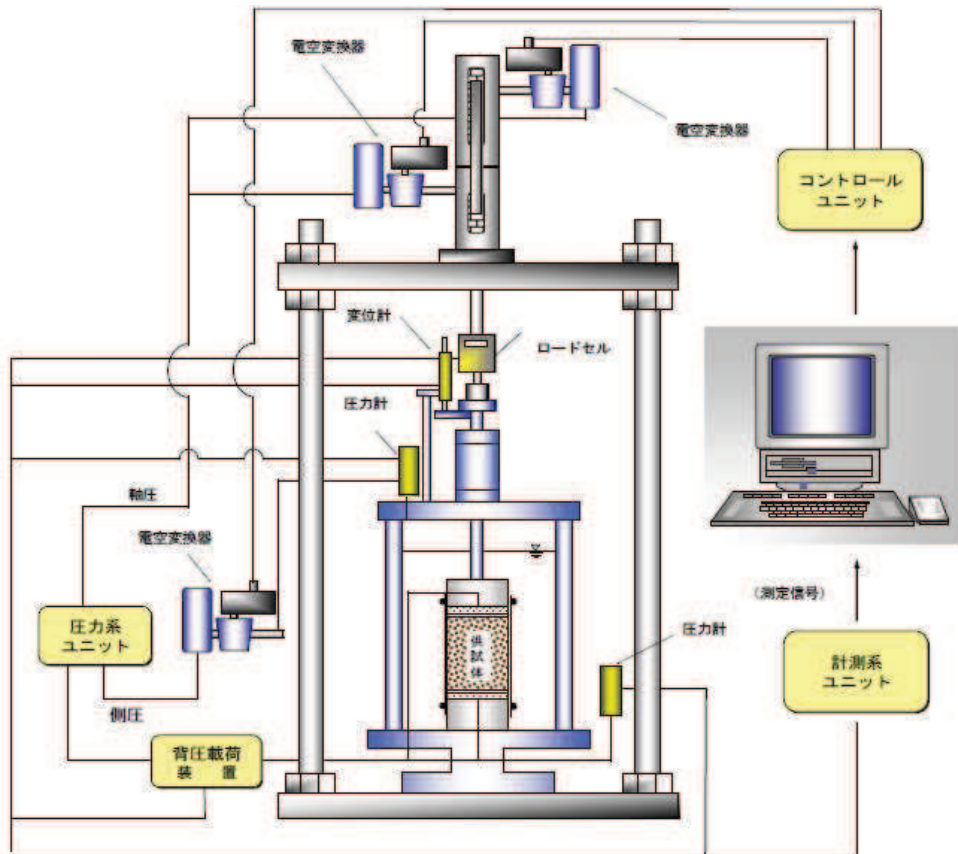


図 4.2-19 繰返し非排水三軸試験装置の概要

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。

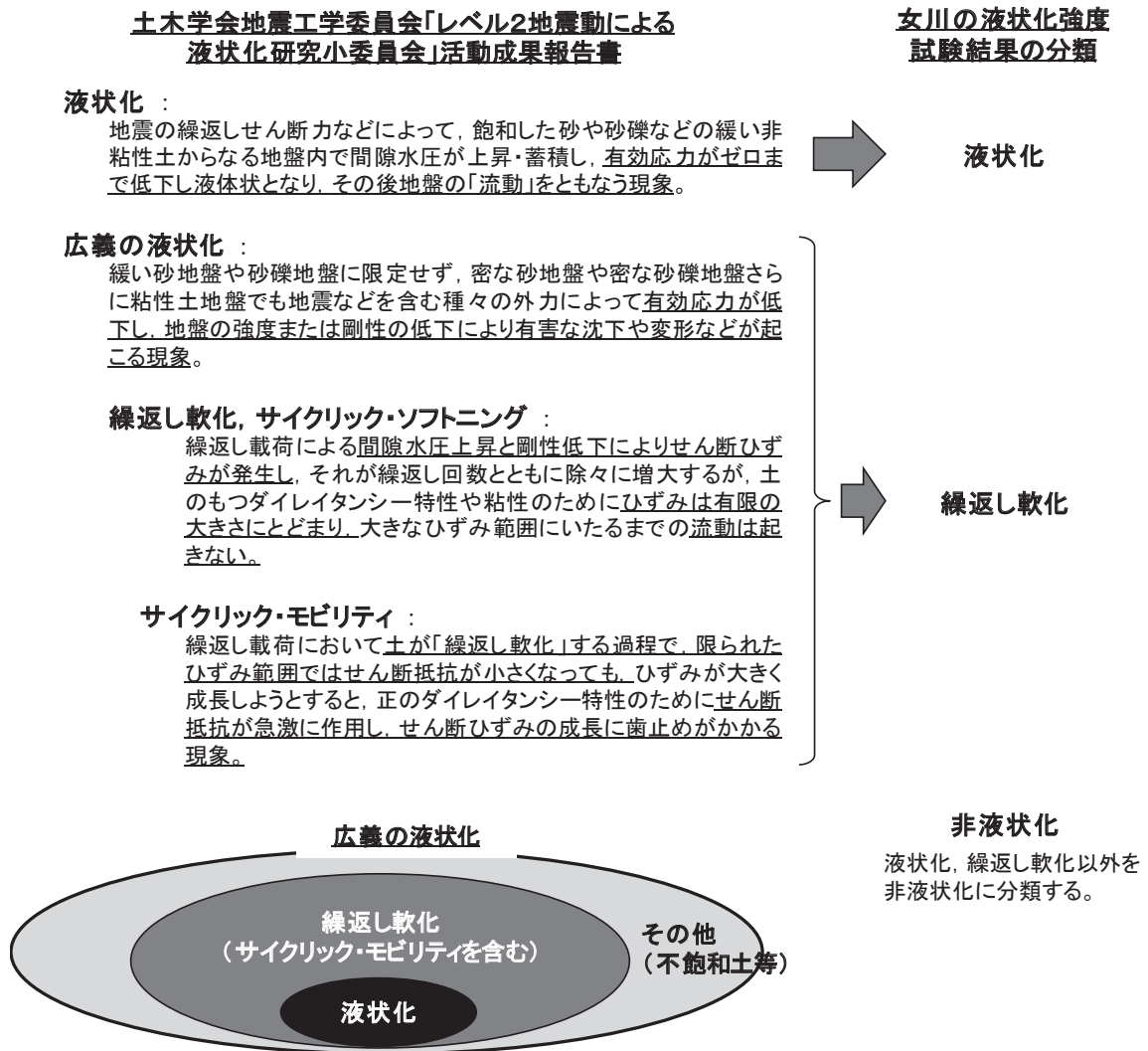


図 4.2-20 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

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 4.2-11 に示すとおり、「液状化」、「繰返し軟化」及び「非液状化」に分類し、「繰返し軟化」と「サイクリック・モビリティィ」は、合わせて「繰返し軟化」に分類する。

表 4.2-11 液状化強度試験結果の判定項目と分類

○：該当する， ×：該当しない

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

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

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

* 3：項目の判定はするものの、「非液状化」の分類に影響は及ぼさない。

また、既往文献による液状化に関する記載は以下のとおりである。

【土質工学用語辞典（1985）】

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

【社団法人地盤工学会（2006）】

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

【安田ほか（1991）】

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

【石原（2017）】

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

なっている時点が厳密な意味で液状化の発生ということになる。

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

【井合ほか（2008）】

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

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

【吉見（1991）】

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

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

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

なお、地盤のダイレイタンス特性の概要を図 4.2-21 に示す。

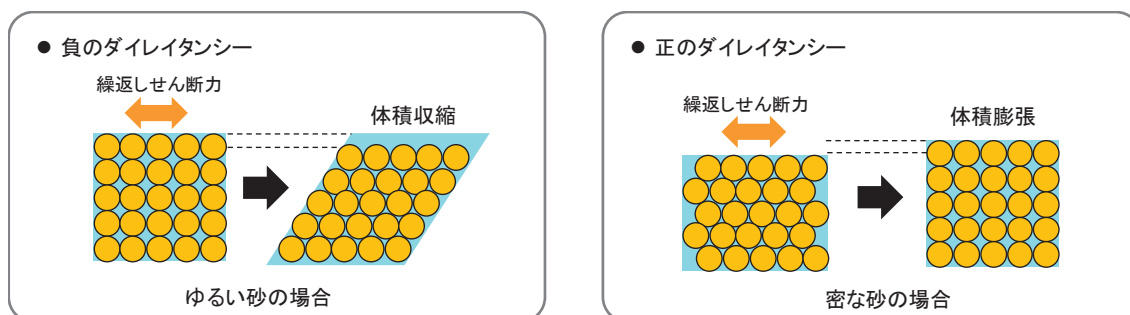


図 4.2-21 地盤のダイレイタンス特性の概要

液状化となる試験結果の例を図 4.2-22 に、繰返し軟化となる試験結果の例を図 4.2-23 に示す。

液状化強度試験の例(液状化の場合)

試験条件	
供試体	他事例
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	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

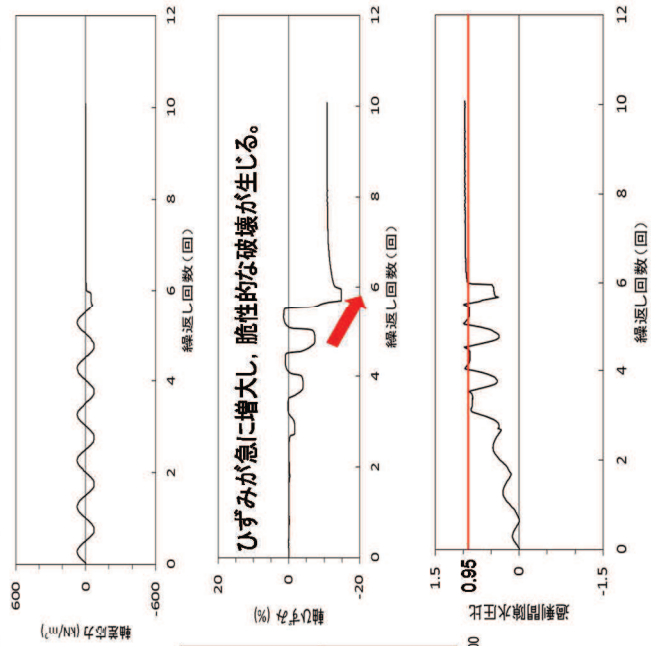


試験後の供試体

【液状化による被害例】

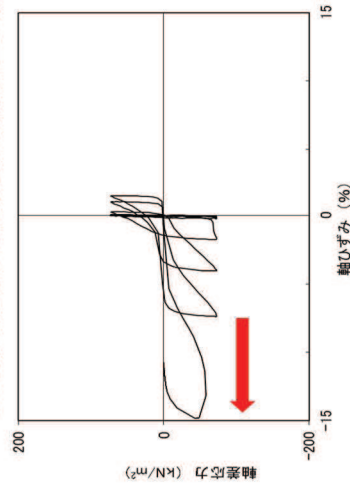


新潟地震で地盤の液状化現象により支持力を失って傾いた県営アパート*

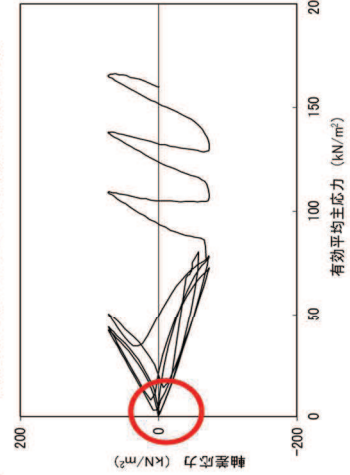


過剰間隙水圧比は95%を超過し、100%になる。

ひずみが急に増大し、脆性的な破壊が生じる。



有効応力がゼロになり、液体状になる。



*新潟日報社：新潟地震の記録，p27，1964.

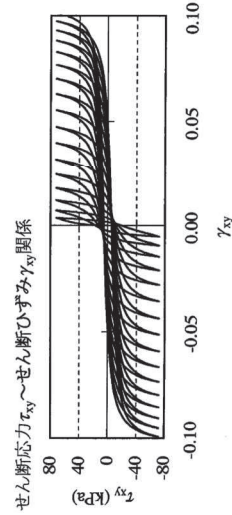
図 4.2-22 液状化試験の例（液状化の場合）

液状化強度試験の例(繰返し軟化の場合)

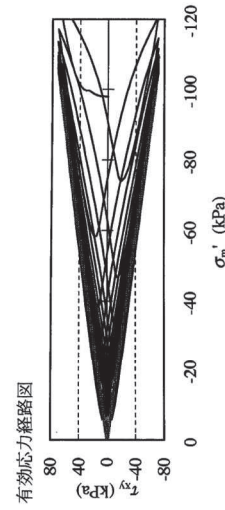
試験条件	
供試体	他事例*1
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	

*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。

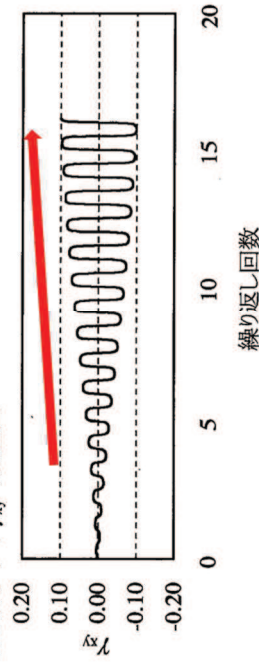


有効応力がゼロまで低下するものの、ダイレイタンシー特性により有効応力が回復する。



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 γ_{xy} 時刻歴図



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

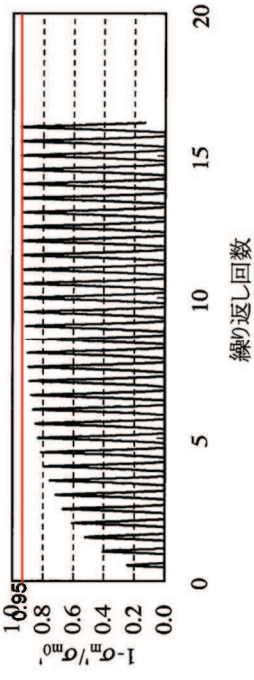


図 4.2-23 液状化試験の例 (繰返し軟化の場合)

c. 液状化強度試験結果

旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲を重ねた平面図を図 4.2-24 に示す。

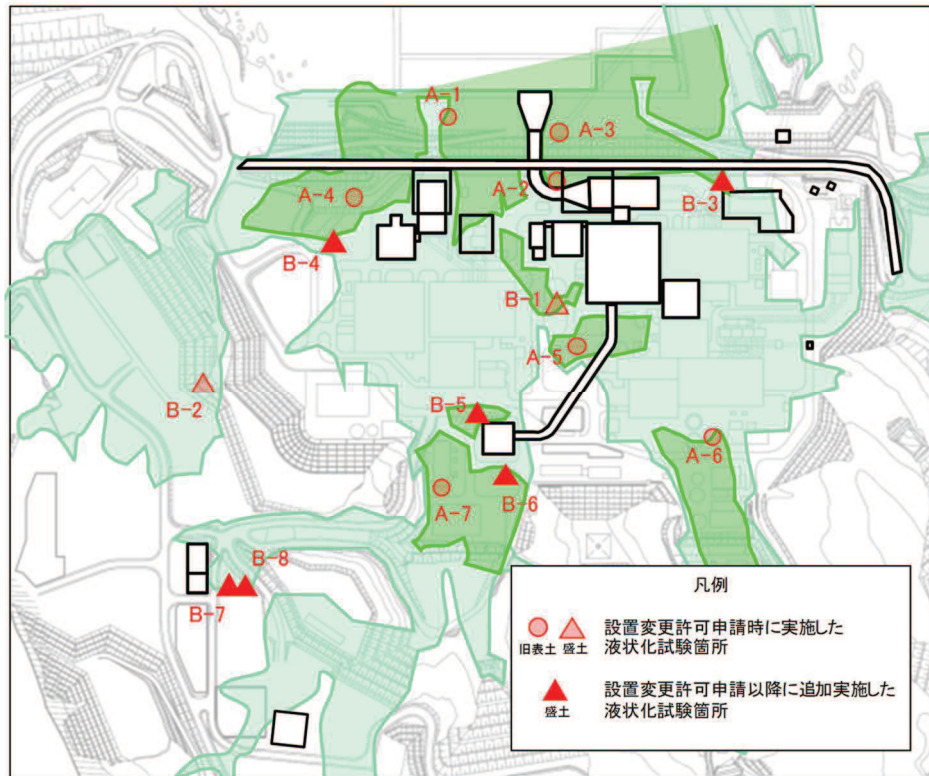


図 4.2-24 旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲の平面図

(a) 旧表土の液状化強度試験結果

旧表土に対する液状化強度試験の試験ケース及び結果を表 4.2-12 に示す。なお、液状化強度試験の詳細（せん断ひずみ時刻歴、過剰間隙水圧時刻歴等）を参考資料 14 に示す。

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

旧表土に対する液状化強度試験の結果は、非液状化又は繰返し軟化を示すものであり、地震時の旧表土の挙動は、新潟地震の液状化被害例（図 4.2-22）のように支持力を失う液状化事象は発生せず、ひずみが漸増するねばり強い挙動を示すことを確認した。

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

旧表土の液状化強度試験結果の代表例として、防潮堤近傍から採取した A-2 試料の供試体 No. 2 及び No. 4 の試験結果を図 4.2-25、図 4.2-26 にそれぞれ示す。A-2 試料の No. 2 供試体は、有効応力がゼロになることはなく、地盤が支持力を失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により、ひずみは漸増するものの、急に増大することはない、脆性的な破壊は生じていないと考えられる。また、過剰間隙水圧比は 95%を超過せず、せん断応力作用時には正のダイレイタンスーの効果により、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4.2-12 液状化強度試験結果（旧表土）

試料番号(供試体径(mm))		A-1-1(φ50)				A-1-2(φ50)				A-1-3(φ50)				
深度 GL-(m)		6.00~6.90				9.00~9.85				11.65~12.45				
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.693				2.695				2.688				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		78.5				98.1				127.5				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.347	0.391	0.491	0.641	0.333	0.363	0.425	0.313	0.304	0.342	0.423	0.485	
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	18.2	14.1	3.5	0.9	13.1	4.0	1.0	38.7	46.0	28.0	3.0	0.8
		DA=2%	30.0	24.2	12.2	4.7	24.1	10.0	4.8	70.1	60.4	43.9	8.0	3.3
		DA=5%	53.6	43.0	29.5	20.1	36.1	18.0	11.7	95.7	81.0	64.0	19.1	12.0
		DA=10%	-	-	-	-	45.9	25.5	18.9	116.3	104.2	85.3	34.2	25.0
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}		41	32	24	17	34	18	13	84	75	59	19	13
試料番号(供試体径(mm))		A-2(φ100)					A-3(φ100)							
深度 GL-(m)		18.00-20.95					16.00-17.95							
土質材料		旧表土(沖積層)					旧表土(沖積層)							
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5			
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.696					2.685							
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		400.0					320.0							
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.599	0.403	0.302	0.329	0.282	0.301	0.400	0.500	0.279	0.247			
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	0.2	0.7	12.0	5.5	10.6	3.0	0.2	0.1	4.5	16.7		
		DA=2%	0.4	2.0	19.7	9.5	15.6	7.5	0.4	0.3	9.5	-		
		DA=5%	1.0	4.0	38.2	18.8	21.7	20.8	0.9	0.7	16.9	-		
		DA=10%	2.0	7.0	89.0	35.0	28.9	40.9	2.5	1.5	23.3	-		
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}		-	-	49	14	18	9	-	1	12	-		
試料番号(供試体径(mm))		A-4(φ100)				A-5-1(φ100)								
深度 GL-(m)		23.55-24.95				7.00-9.00								
土質材料		旧表土(沖積層)				旧表土(沖積層)								
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	5				
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.701				2.681								
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		450.0				160.0								
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.290	0.509	0.420	0.355	0.377	0.332	0.289	0.269	0.265				
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	8.5	0.6	2.0	3.5	1.5	7.0	10.6	222.4	9.0			
		DA=2%	16.4	1.5	6.0	9.0	4.0	12.7	17.1	-	18.9			
		DA=5%	32.6	4.0	17.2	21.0	8.0	21.4	26.4	-	37.2			
		DA=10%	59.0	8.0	42.6	44.8	12.7	29.7	-	-	-			
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}		22	6	11	23	6	11	14	-	16			
試料番号(供試体径(mm))		A-5-2(φ70)					A-6(φ100)*							
深度 GL-(m)		10.00-12.00					12.30-13.80							
土質材料		旧表土(沖積層)					旧表土(沖積層)							
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4				
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.681					2.698							
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		210.0					270.0							
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.350	0.254	0.293	0.237	0.204	0.386	-	0.350	0.334				
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	0.1	8.5	4.5	71.1	126.8	0.6	-	10.7	8.0			
		DA=2%	0.3	14.7	9.0	108.5	162.9	1.5	-	17.8	13.9			
		DA=5%	0.6	27.5	16.3	140.0	190.5	5.5	-	26.9	21.8			
		DA=10%	1.5	42.4	22.7	157.0	202.3	9.0	-	-	-			
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}		1	24	18	124	177	8	-	19	-			
試料番号(供試体径(mm))		A-7-1(φ100)					A-7-2(φ70)							
深度 GL-(m)		5.20-5.80					7.55-8.85							
土質材料		旧表土(沖積層)					旧表土(沖積層)							
供試体No.		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5			
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.697					2.716							
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		110.0					150.0							
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.402	0.454	0.555	0.505	0.322	0.489	0.697	0.601	0.654	0.266			
繰返し 載荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	2.0	2.0	0.6	0.6	1.0	5.0	0.3	16.1	0.8	147.1		
		DA=2%	9.5	12.1	2.0	2.5	8.5	11.0	0.7	28.9	2.5	169.8		
		DA=5%	31.7	50.9	12.5	11.8	71.8	23.8	2.0	34.7	5.5	194.6		
		DA=10%	73.8	147.2	34.8	23.8	219.9	28.9	3.0	-	8.5	-		
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}		19	12	6	8	38	5	3	4	4	153		

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

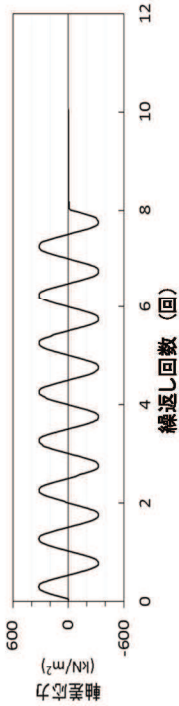
液状化強度試験結果(旧表土の非液状化の例)

試験条件	
供試体	A-2試料 (No. 2)
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	400
繰返し応力振幅比 $\sigma_a/2\sigma'_v$	0.403
試験結果	
液状化の判断	
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	×
液状化となり流動する (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)	○
	非液状化

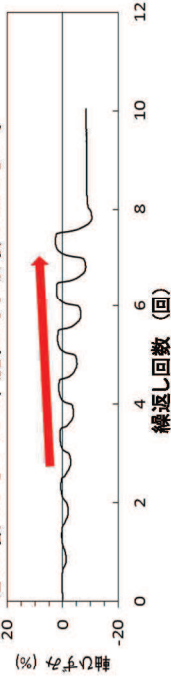
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



試験後の供試体

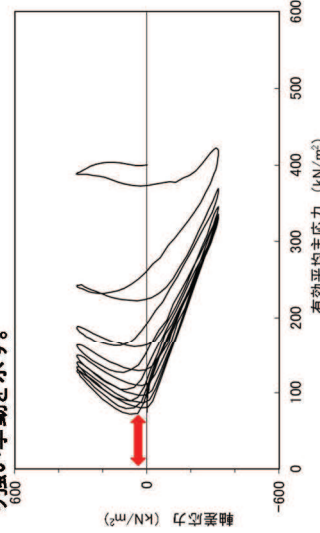
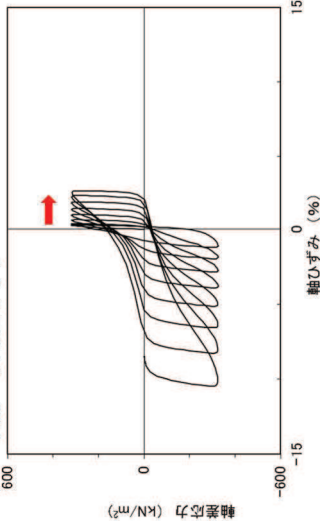


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。



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

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



液状化強度試験結果(軸ひずみ)

液状化強度試験結果(有効平均主応力)

液状化強度試験結果(繰返し回数)

過剰間隙水圧比は95%を超過しない。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。

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)

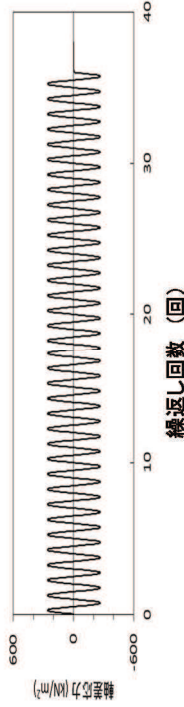
液状化強度試験結果(旧表土の繰返し軟化の例)

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 σ'_v (kN/m ²)	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)		×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)		○
		繰返し軟化

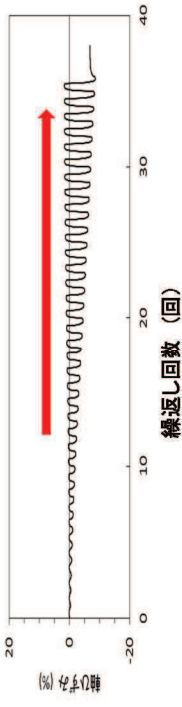


試験後の供試体

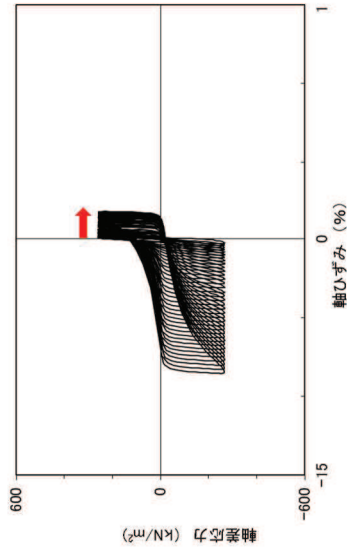


繰返し回数 (回)

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

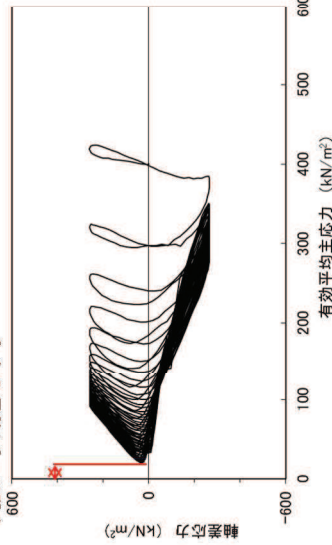


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

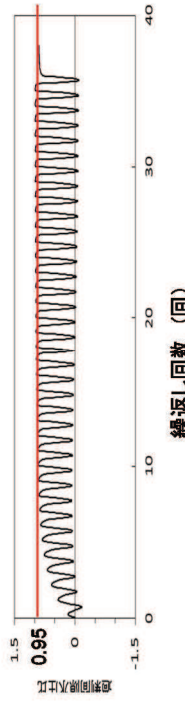


液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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)



繰返し回数 (回)

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

液状化強度試験結果(繰返し回数)

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

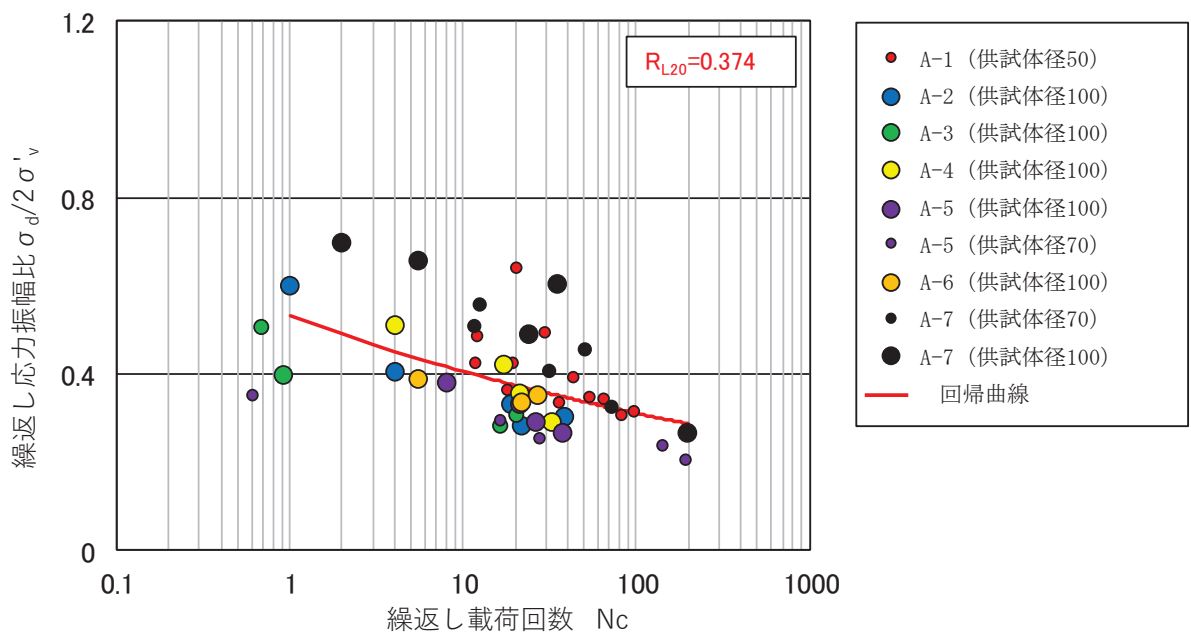


図 4.2-27 旧表土の液状化強度試験結果及び R_{L20}

(b) 盛土の液状化強度試験結果

盛土に対する液状化強度試験の試験ケース及び結果を表 4.2-13 に示す。液状化強度試験の詳細（せん断ひずみ時刻歴，過剰間隙水圧時刻歴等）を参考資料 14 に示す。

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

盛土に対する液状化強度試験の結果は，非液状化又は繰返し軟化を示すものであり，地震時の盛土の挙動は，新潟地震の液状化被害例（図 4.2-22）のように支持力を失う液状化事象は発生せず，ひずみが漸増するねばり強い挙動を示すことを確認した。

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

盛土の液状化強度試験結果の代表例として，O.P.+14.8m 盤で採取した B-1-2 試料の供試体 No.1 の試験結果を図 4.2-28 に示す。

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

盛土の液状化強度試験結果から，繰返し载荷回数 20 回に該当する液状化強度比 R_{L20} を算出すると， $R_{L20}=0.556$ である（図 4.2-29）。

なお，平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において，構内の盛土に沈下が生じており，その実績を整理した結果及び液状化の可能性も含めた要因について考察した結果を参考資料16に示す。

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

表 4.2-13 液状化強度試験結果（盛土）

試料番号(供試体径(mm))		B-1-1(φ100)				B-1-2(φ100)				B-1-3(φ100)				
深度 GL-(m)		1.70-2.95				5.00-6.95				8.00-9.95				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.693				2.693				2.712				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				120.0				180.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.591	0.706	0.926	1.239	0.309	0.501	0.603	0.424	1.16	1.402	1.257	1.489	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	31.5	14.7	3.0	0.7	33.8	4.0	0.7	16.7	3.0	1.0	0.7	0.3
		DA=2%	46.5	47.6	17.7	2.5	49.3	11.8	2.5	41.6	22.7	14.8	11.7	0.6
		DA=5%	69.4	—	51.0	7.0	75.7	25.8	12.6	405.9	191.9	26.8	113.6	3.0
		DA=10%	133.4	—	105.7	11.9	148.5	49.8	69.0	—	—	—	148.1	4.0
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	55	77	25	4	44	13	14	58	—	—	147	4	
試料番号(供試体径(mm))		B-1-4(φ300)				B-2-1(φ100)				B-2-2(φ300)				
深度 GL-(m)		1.50-2.50				1.50-3.45				1.50-2.50				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.705				2.710				2.699				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.483	0.397	0.437	0.528	1.199	0.406	0.608	0.897	0.407	0.390	0.367	0.485	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	2.0	18.7	8.5	2.5	0.2	97.6	25.3	2.0	0.8	5.0	11.6	23.2
		DA=2%	5.0	32.1	16.0	7.5	0.5	138.4	47.6	8.5	2.0	11.7	18.2	43.4
		DA=5%	10.9	71.7	34.4	18.3	1.5	221.0	149.1	28.8	5.0	25.3	30.6	85.2
		DA=10%	22.0	—	86.4	42.9	3.0	—	—	50.9	11.8	63.3	—	—
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	—	53	—	28	—	167	26	14	5	22	40	90	
試料番号(供試体径(mm))		B-3(φ300)				B-4(φ300)				B-5(φ300)				
深度 GL-(m)		1.50-2.50				1.50-2.50				1.50-2.50				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.663				2.687				2.671				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.459	0.529	0.496	0.390	0.481	0.389	0.325	0.519	0.386	0.453	0.517	0.482	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	5.0	2.5	7.0	35.8	6.0	4.0	31.0	5.0	46.0	10.2	3.0	11.0
		DA=2%	13.2	5.5	11.6	46.5	10.0	7.0	42.5	8.5	61.9	18.8	8.0	20.9
		DA=5%	31.1	10.0	18.3	64.7	16.0	10.0	61.0	13.0	83.2	31.9	16.8	37.8
		DA=10%	65.9	15.7	28.8	113.6	23.5	13.5	87.0	18.5	—	—	28.4	68.5
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	25	9	10	36	21	11	76	16	64	24	25	19	
試料番号(供試体径(mm))		B-6(φ300)				B-7(φ300)				B-8(φ300)				
深度 GL-(m)		1.20-2.20				1.20-2.20				1.20-2.20				
土質材料		盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				盛土(埋戻土)				
供試体No.		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.653				2.698				2.726				
圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.457	0.387	0.350	0.289	0.585	0.442	0.365	0.405	0.528	0.688	0.616	0.767	
繰返し 载荷回数	軸ひずみの 両振幅	DA=1%	1.5	6.5	11.9	25.3	0.9	5.0	85.0	68.5	69.0	5.0	10.5	0.3
		DA=2%	4.0	12.4	19.6	37.2	2.0	7.5	98.5	78.5	88.0	10.0	17.0	0.6
		DA=5%	9.0	20.3	31.5	56.5	3.0	12.0	130.0	98.5	116.5	18.5	28.0	3.0
		DA=10%	15.0	28.8	55.1	95.6	4.5	19.5	—	150.0	164.0	29.0	42.0	11.5
	過剰間隙水圧比95% N_{u95}	4	11	14	32	2	16	142	136	161	25	35	1	

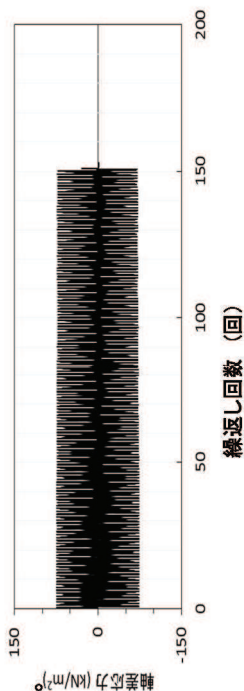
液状化強度試験結果(盛土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

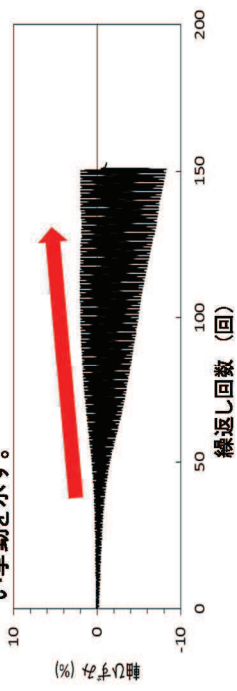
試験条件	
供試体	B-1-2試料 (No. 1)
圧密圧力 σ'_v (kN/m ²)	120
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	0.309
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンション特性によりせん断抵抗力が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	



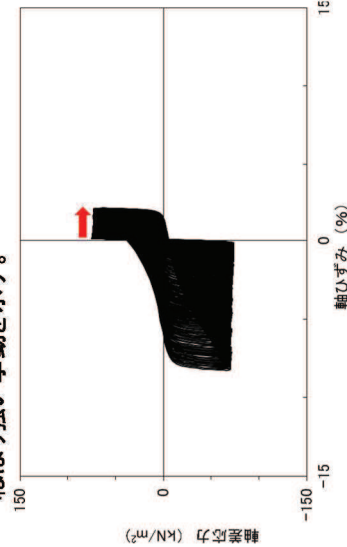
試験後の供試体



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

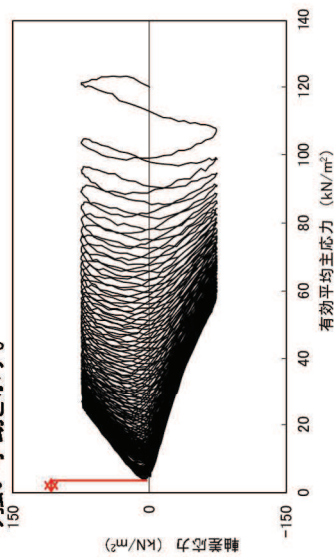


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



過剰間隙水圧比は95%を超過するものの、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)

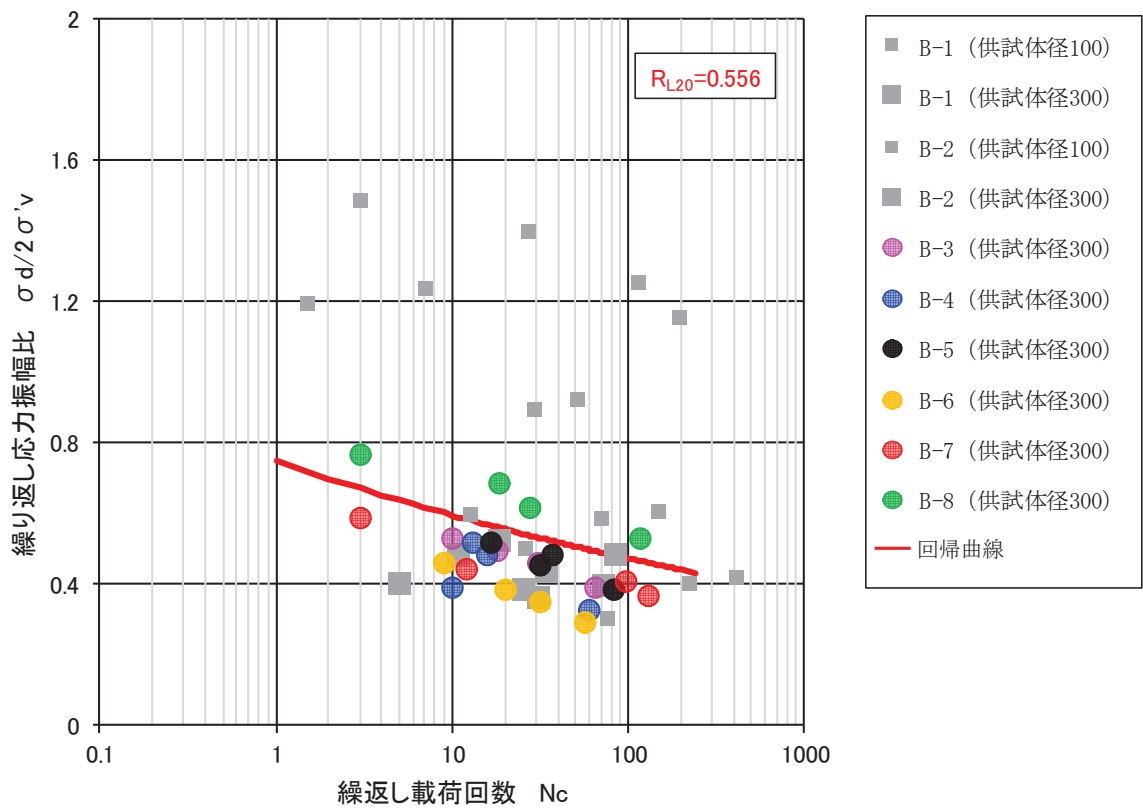


図 4.2-29 盛土の液状化強度試験結果及び R_{L20}

d. 有効応力解析の液状化強度特性の設定方針

(a) 有効応力解析コード F L I P について

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

F L I Pの主な特徴として、以下の①～⑤を挙げることが出来る。

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

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

土の応力-ひずみ関係は、このせん断バネの特性によって種々の表現が可能であるが、「F L I P」では双曲線(Hardin-Drnevich)型モデルを適用している。また、履歴ループについては、その大きさを任意に調整可能なように拡張した Masing 則を用いている。マルチスプリングモデルの概念図を図 4.2-30 に、排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を図 4.2-31 に示す。

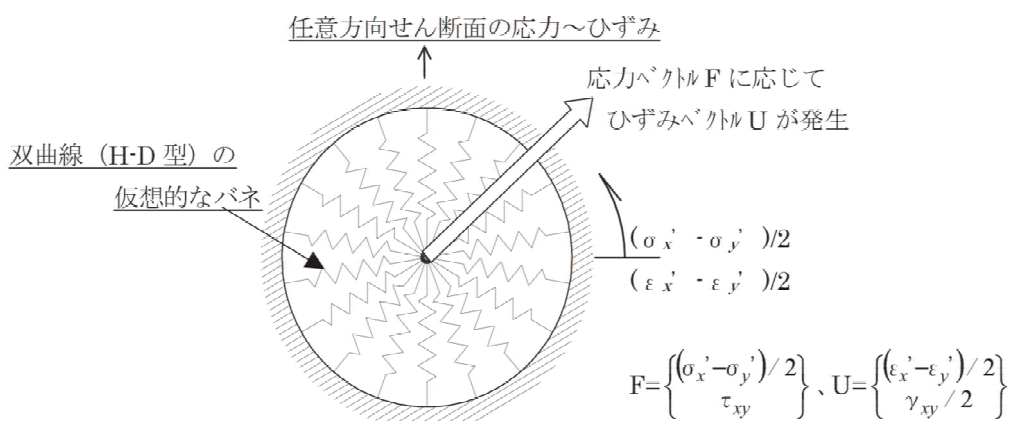


図 4.2-30 マルチスプリングモデルの概念図

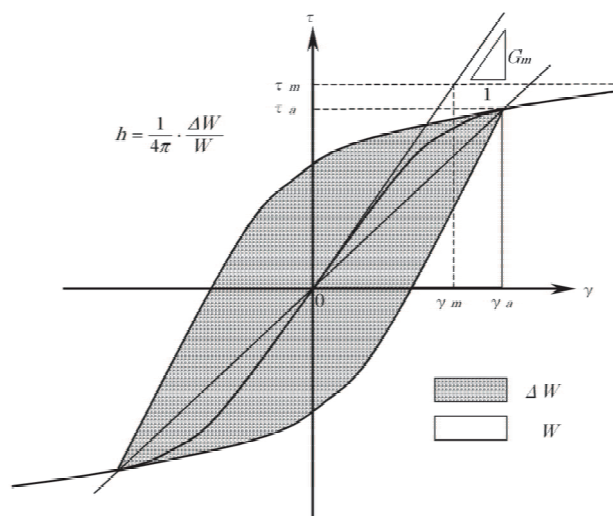


図 4.2-31 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

(b) 解析パラメータの設定方針

有効応力解析 F L I P では、動的変形特性を規定するパラメータと、過剰間隙水圧の発生を規定するパラメータを設定する必要がある（本資料では液状化特性を規定するパラメータを「液状化パラメータ」という。）。有効応力解析コード F L I P における解析パラメータを表 4.2-14 に示す。このうち、液状化パラメータは、液状化検討対象層にのみ設定する。

液状化パラメータは、要素シミュレーションを実施し、これより得られる解析上の液状化抵抗曲線が、c. の液状化強度試験結果に対して、下限値と同等になるように設定することを基本とする（設置変更許可時から変更無し）。また、防潮堤における旧表土の液状化強度特性については、施設近傍に図 4.2-7 に示すエリア①の 4 点の試験結果があることを踏まえ、その 4 点の試験結果に対して下限値と同等になるように設定する（設置変更許可時から変更無し）。なお、図 4.2-10 及び図 4.2-11 に示すとおり、エリア①のみで考えた場合でも、粒度分布及び細粒分含有率はおおむね敷地全体の平均的な範囲にあり、N 値は敷地全体よりもやや小さい値であって敷地内の旧表土に対する代表性がある。図 4.2-32 に、液状化パラメータの設定フローを示す。図 4.2-33～図 4.2-34 に、地層ごとに設定した要素シミュレーション上の液状化抵抗曲線を示す。以上のように設定した液状化パラメータを表 4.2-15 に示す。

表 4.2-14 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)
	ϕ_f	内部摩擦角
	h_{max}	履歴減衰の上限値
液状化特性	ϕ_p	変相角
	w_1	液状化特性全体を規定するパラメータ
	p_1	液状化特性の前半を規定するパラメータ
	p_2	液状化特性の後半を規定するパラメータ
	c_1	液状化発生の下限值を規定するパラメータ
	S_1	液状化の終局状態を規定するパラメータ

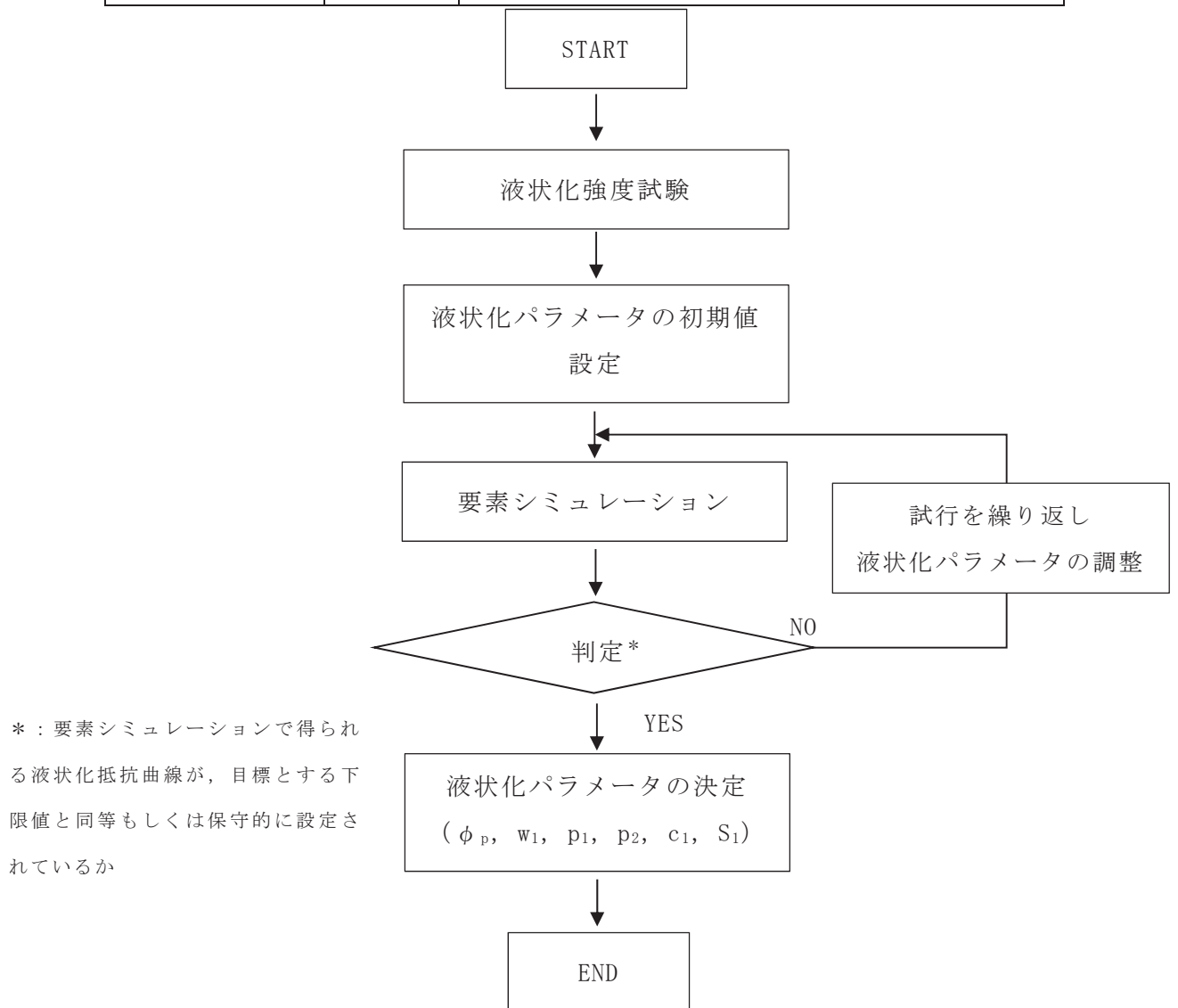
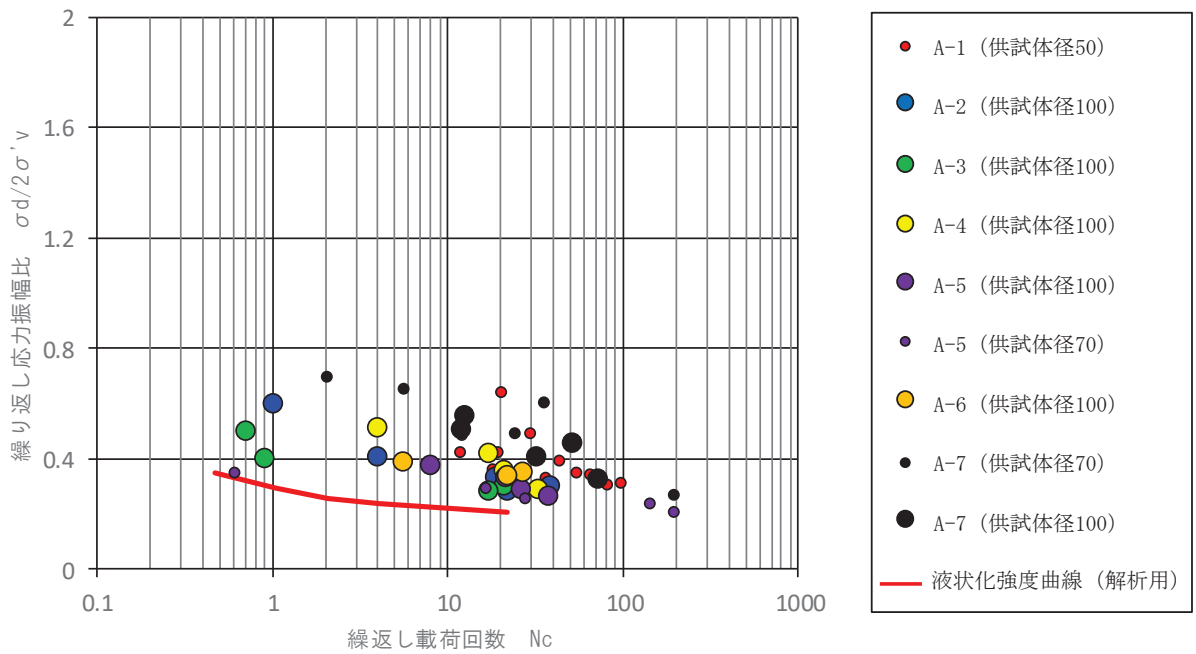
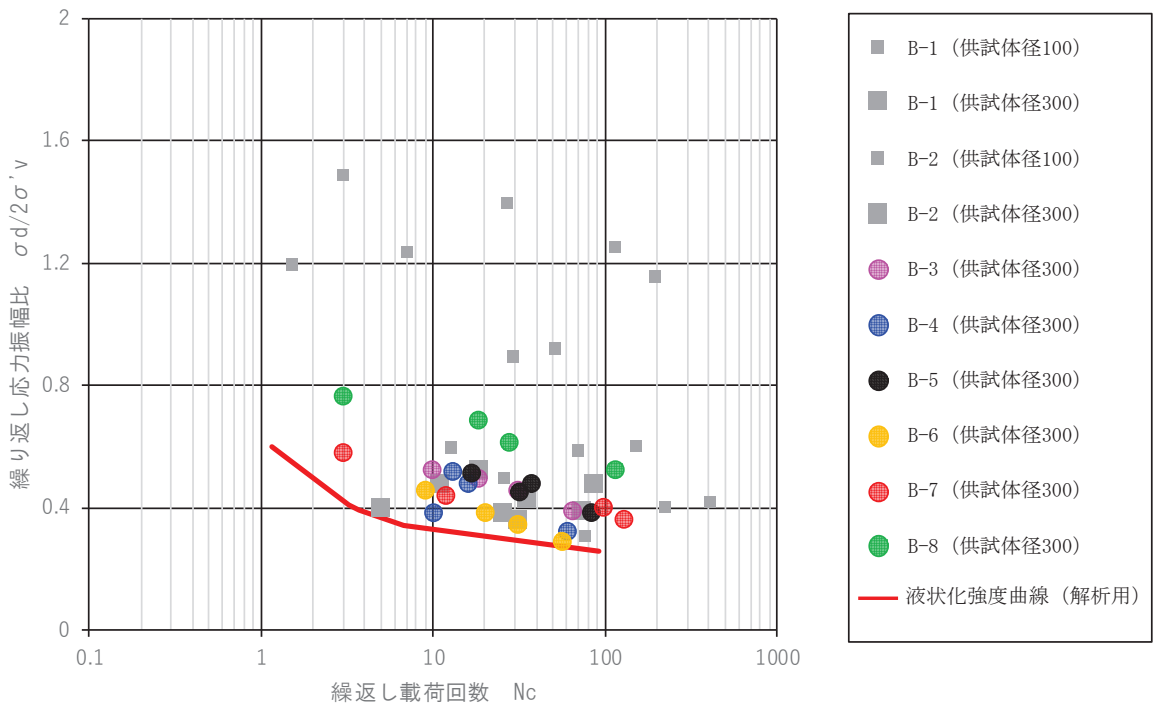


図 4.2-32 有効応力解析コード F L I Pにおける液状化パラメータの設定フロー



(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)

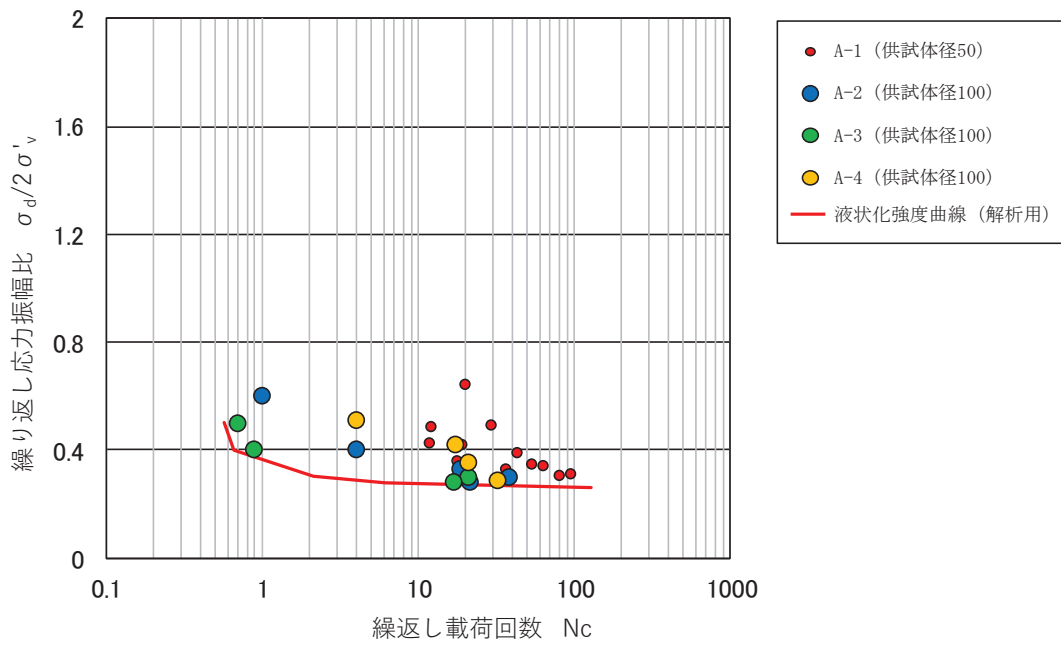


図 4.2-34 液状化強度試験結果に基づく防潮堤近傍の旧表土の液状化強度曲線
(下限値設定)

表 4.2-15 旧表土及び盛土の液状化パラメータ

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

4.2.3 その他の解析用物性値

(1) MMR

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

4.2.4 地盤の物性のばらつきについて

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

土木構造物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については、参考資料17に示す。

(2) 建物・構築物の地震応答解析に考慮する地盤の物性のばらつき

建物・構築物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については、参考資料17に示す。

5. 極限支持力

極限支持力は、対象施設の支持岩盤の支持力試験又は道路橋示方書の支持力算定式に基づき設定することを基本とする。

5.1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力

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

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

表 5.1-1 基礎地盤（狐崎部層・牧の浜部層・改良地盤）の極限支持力

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

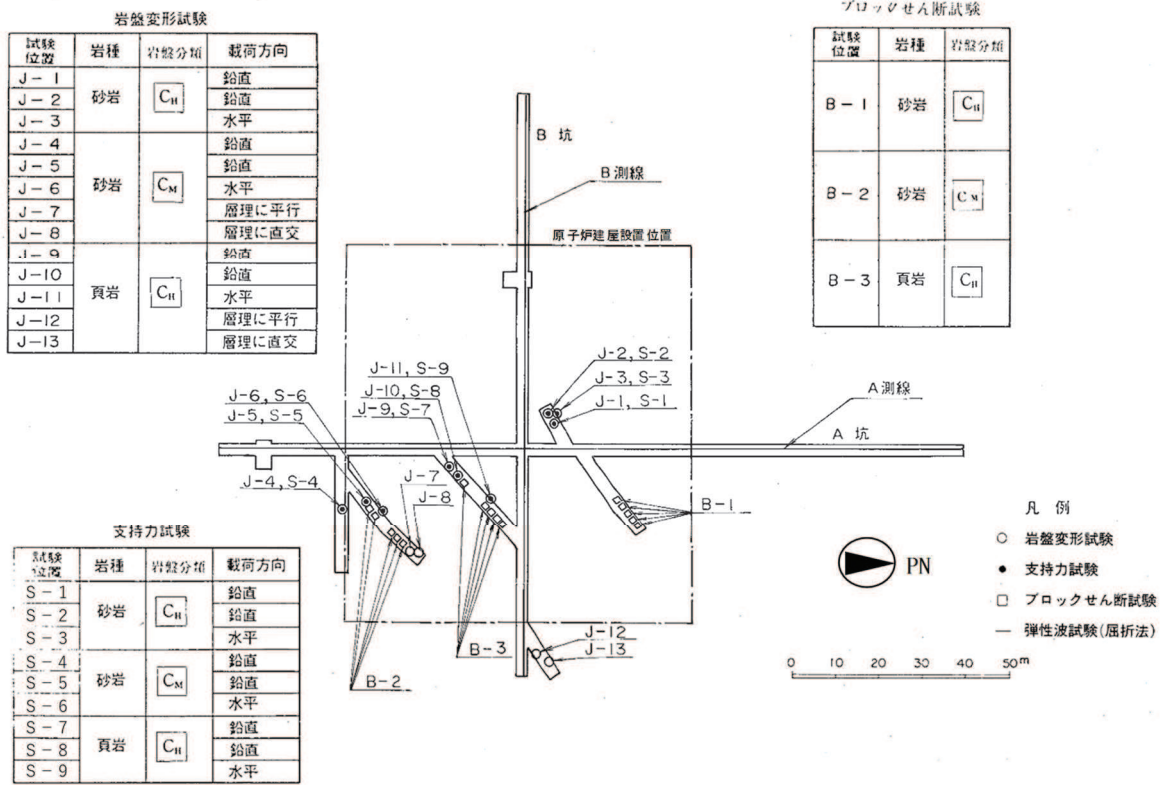


図 5.1-1 支持力試験実施位置(狐崎部層)

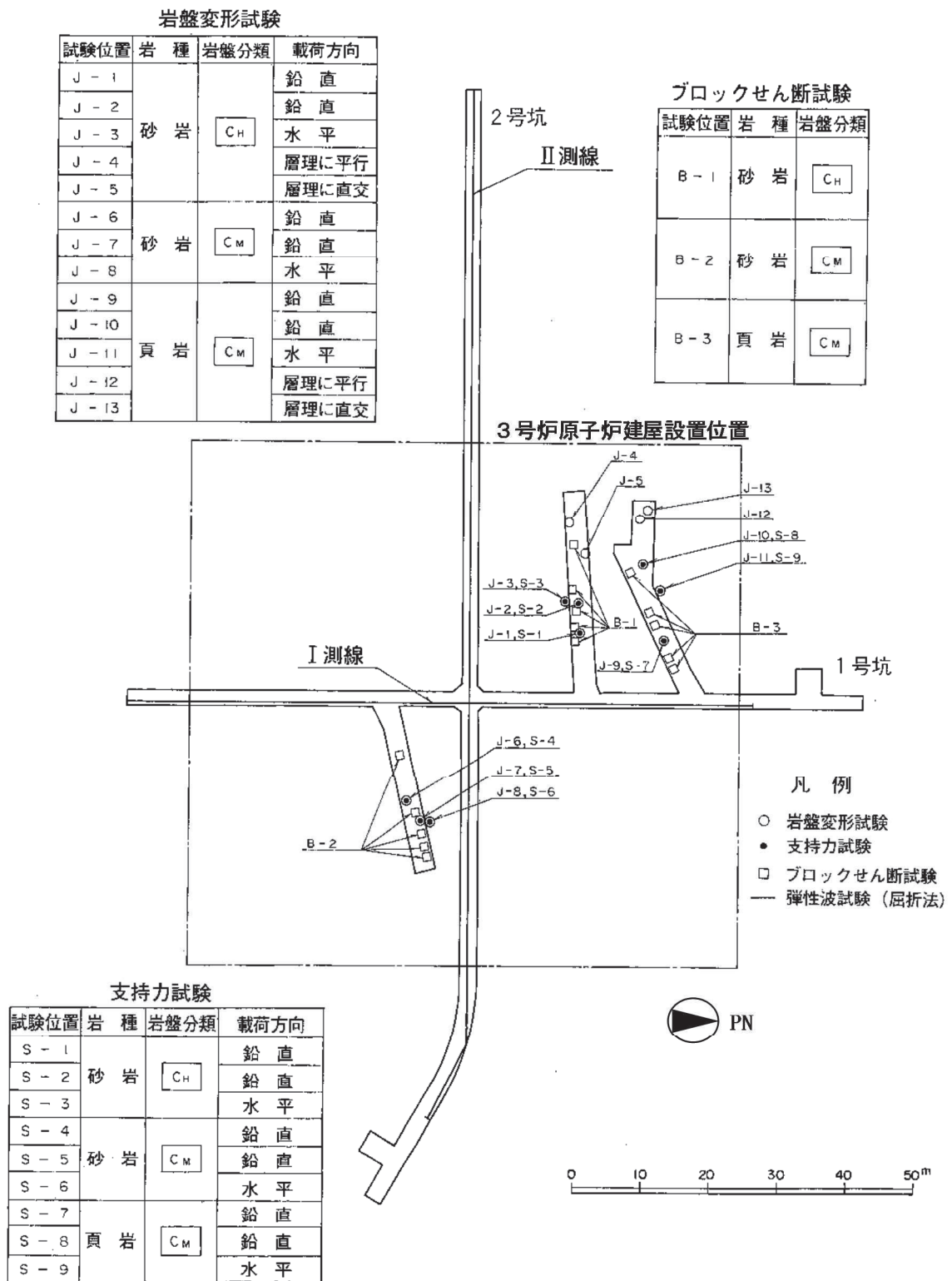


図 5.1-2 支持力試験実施位置 (牧の浜部層)

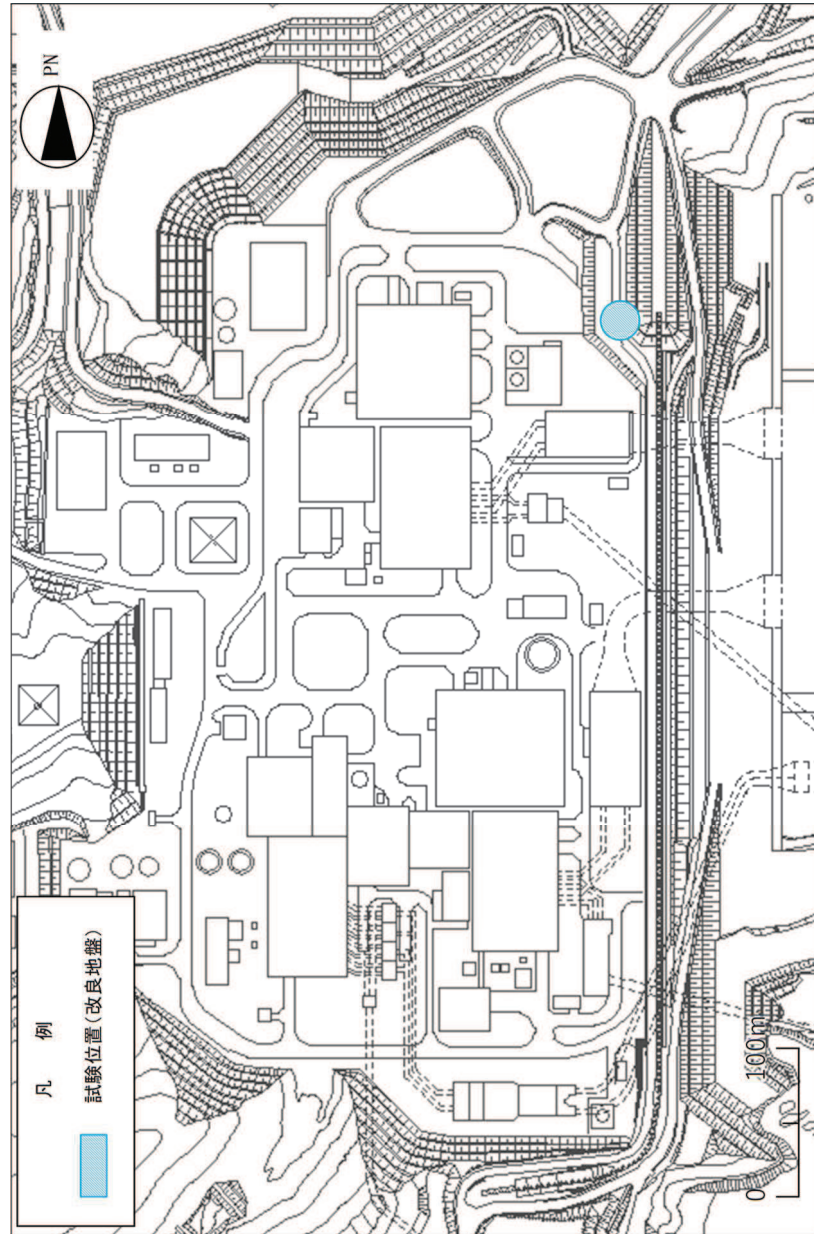


图 5.1-3 支持力試驗實施位置(改良地)

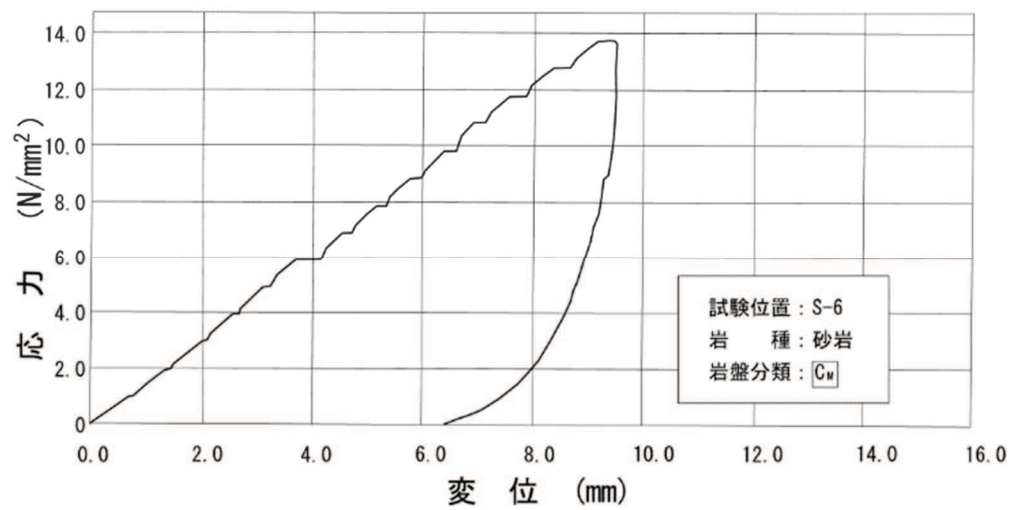
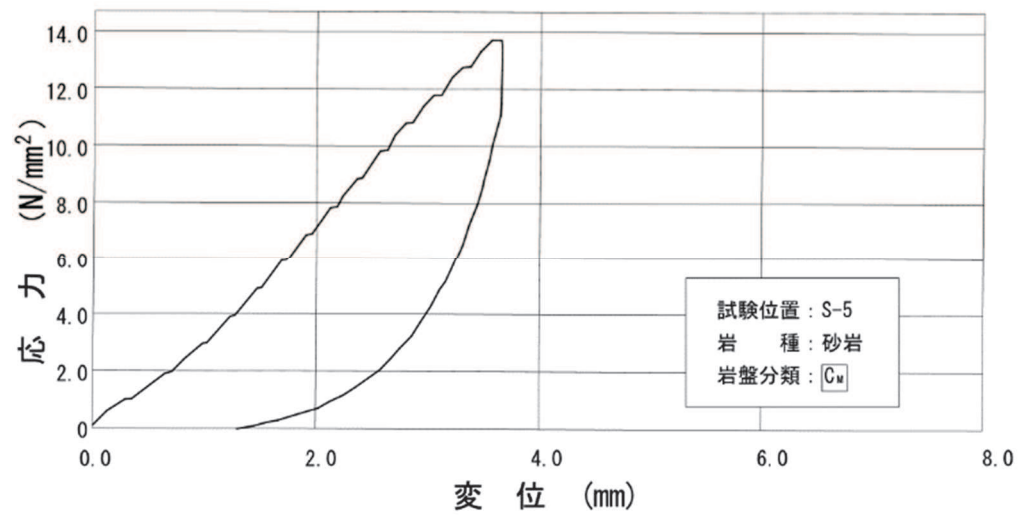
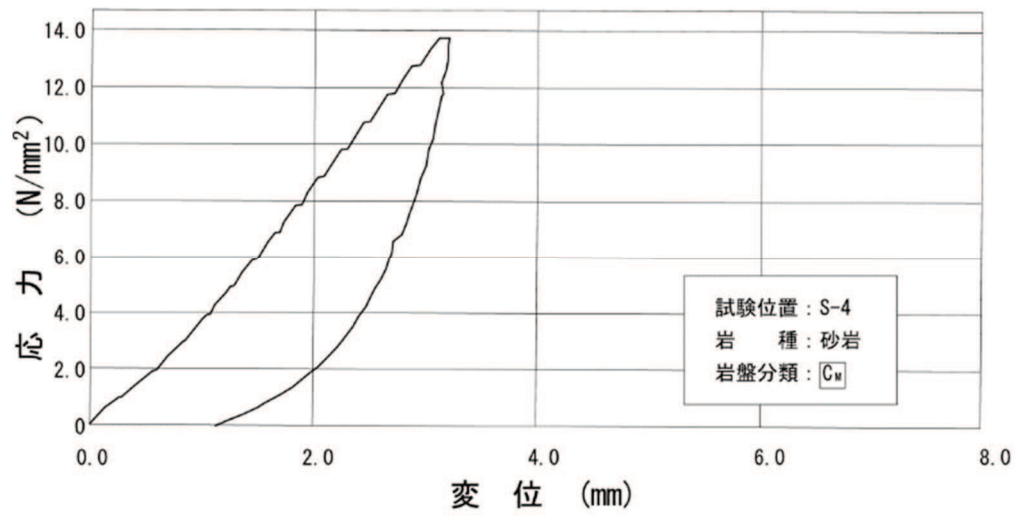


図 5.1-4 支持力試験結果（狐崎部層）

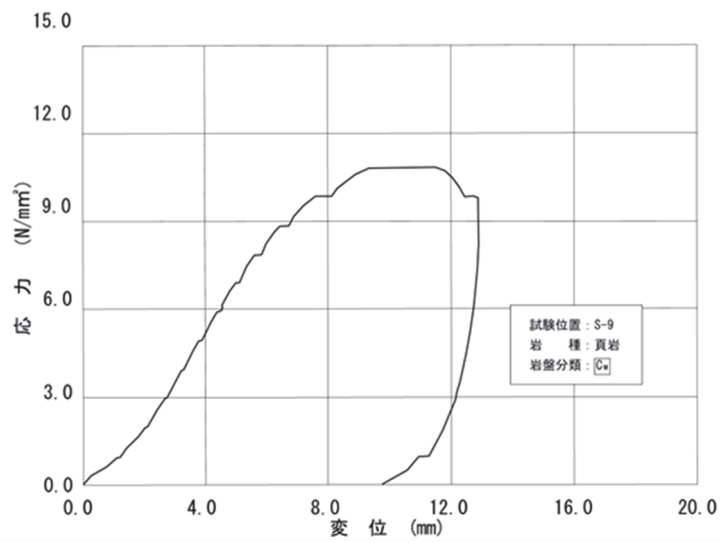
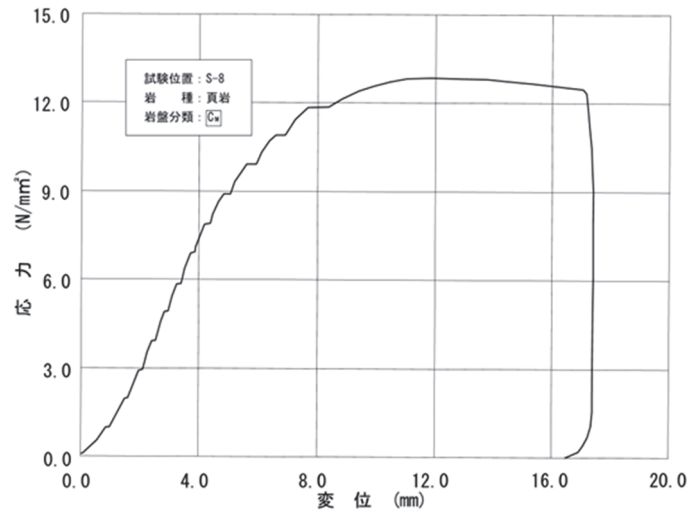
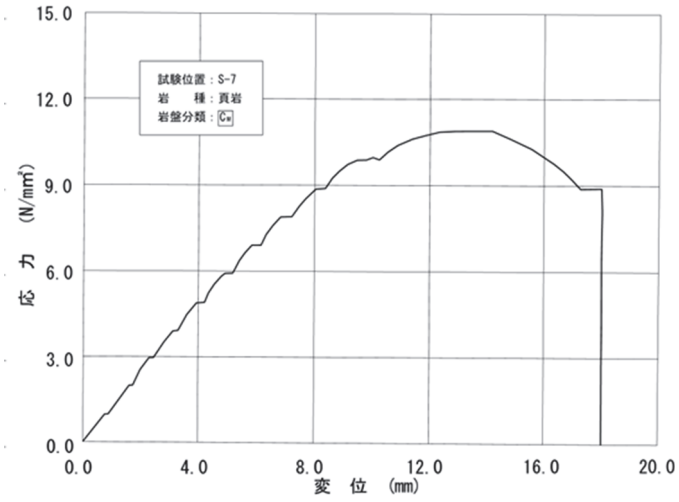


図 5.1-5 支持力試験結果 (牧の浜部層)

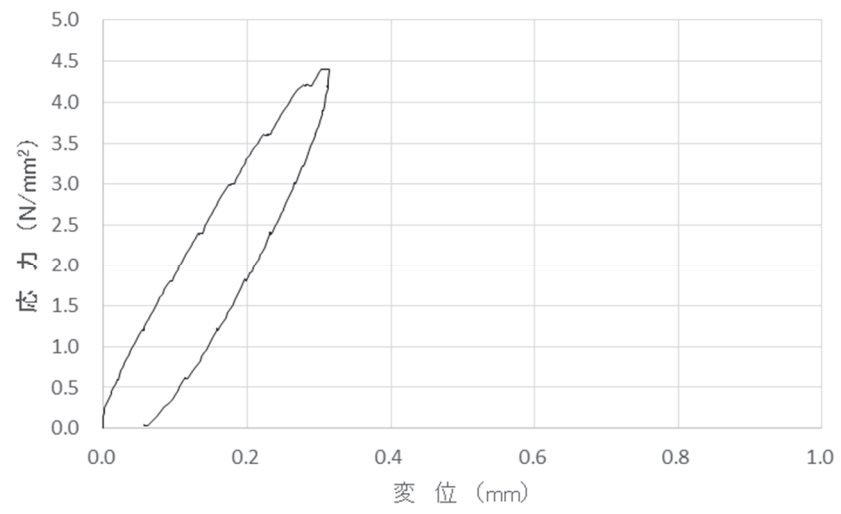


図 5.1-6 支持力試験結果 (改良地盤)

5.2 直接基礎の支持力算定式

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

- ・道路橋示方書による極限支持力算定式（直接基礎）

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

ここで、

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

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

q : 上載荷重 (kN/m^2) で， $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m^2)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

5.3 杭基礎の支持力算定式

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

・道路橋示方書による極限支持力算定式

(杭基礎[中掘り工法])

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

ここで、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

5.4 杭基礎の支持力算定式に関する補足

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

5.4.1 道路橋示方書による極限支持力算定式を適用する構造物

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

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

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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうちRC壁部の工法はプレボーリング杭工法に当たる。

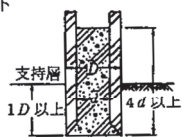
道路橋示方書に記載されている杭基礎の支持力算定式のうちプレボーリング杭工法によ

る極限支持力は、図 5.4-1 に示すとおり、砂層で $150N$ ($\leq 7,500$) kN/m^2 、砂れき層で $200N$ ($\leq 10,000$) 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 q_d

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

④ プレボーリング杭工法

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

表-解 12.4.3 プレボーリング杭工法による杭先端の極限支持力 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (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 5.4-1(1) 道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式抜粋 (1/2)

表-解 12.4.1 場所打ち杭工法による杭先端の極限支持力 q_d

地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m^2)
砂れき層及び砂層 ($N \geq 30$)	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 (kN/m^2)、 N は標準貫入試験の N 値

図 5.4-1(2) 道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式抜粋 (2/2)

6. 地盤の速度構造

6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

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

表 6.1-1 入力地震動の策定に用いる地下構造モデル

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

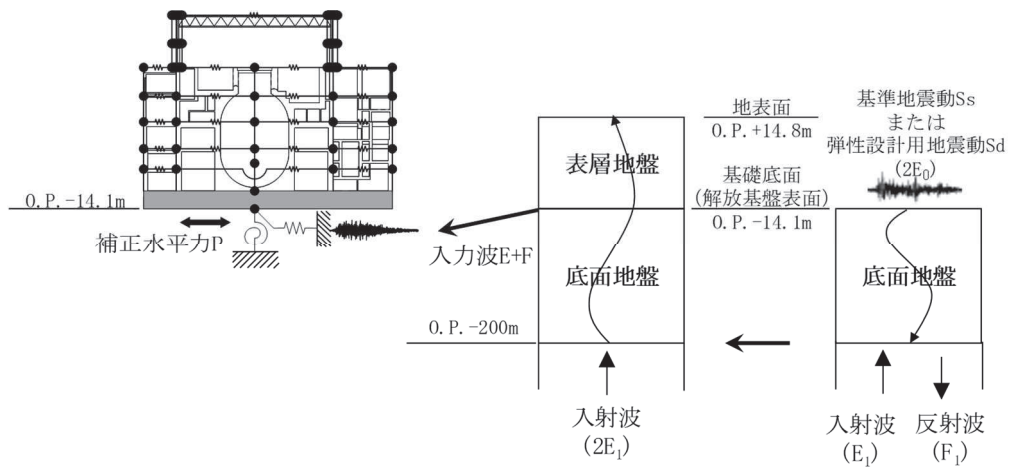


図 6.1-1 入力地震動算定の概念図（建物・構築物）

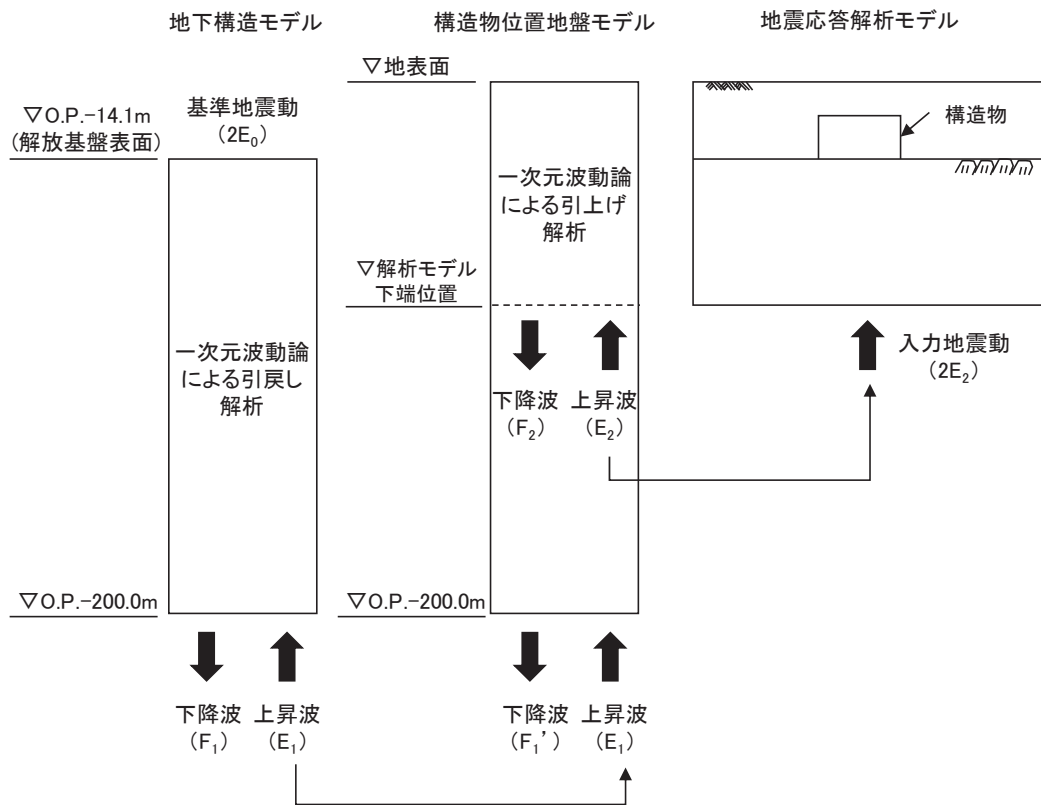


図 6.1-2 入力地震動算定の概念図（土木構築物）

6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

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

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

(参考資料 1-1) 既設の地下水位低下設備の概要

設計用地下水位の設定において参照する予測解析に用いるドレーンの有効範囲は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す検討フローに従い、既設ドレーンのうち信頼性が確保された範囲に限定し、必要な範囲に新設範囲を設定する方針としている。

本資料は同方針において既設ドレーンの取扱いを設定するにあたり、既設の地下水位低下設備の概要を整理したものである。また、水質分析結果を踏まえたドレーン構成部材の耐久性に係る考察や、ドレーン内部の目視確認結果等についても併せて整理した。

1. 既設の地下水位低下設備の配置

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

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

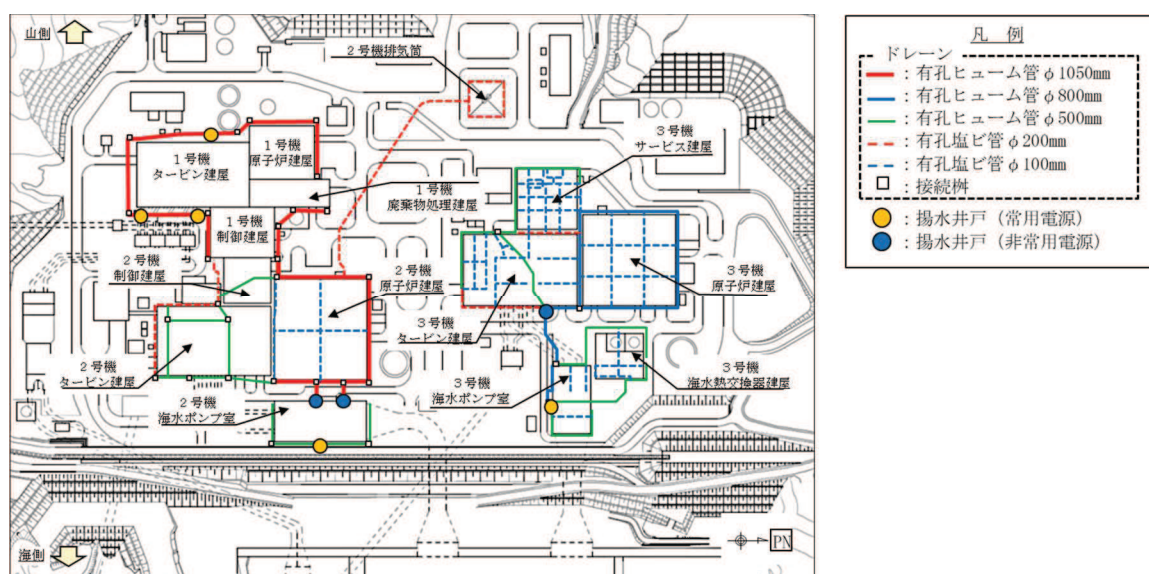


図 1-1-1 地下水位低下設備（既設）の配置

2. 既設ドレーン・接続枿の概要

2.1 既設ドレーン（ヒューム管）

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

(参考) 1-1-1

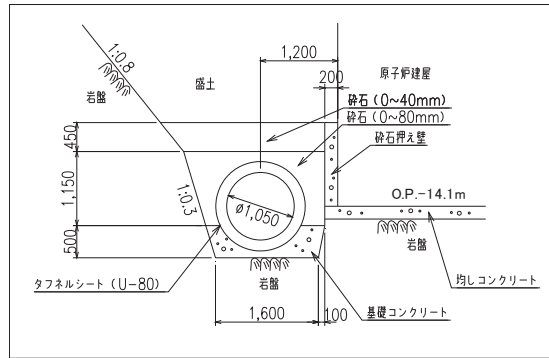
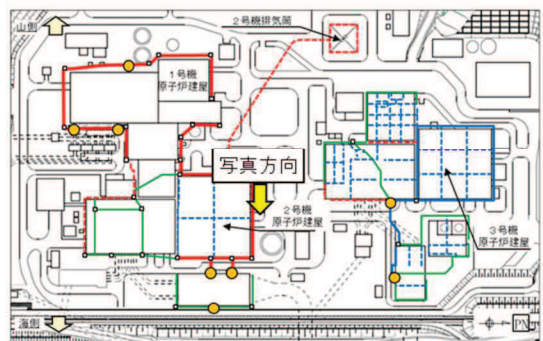
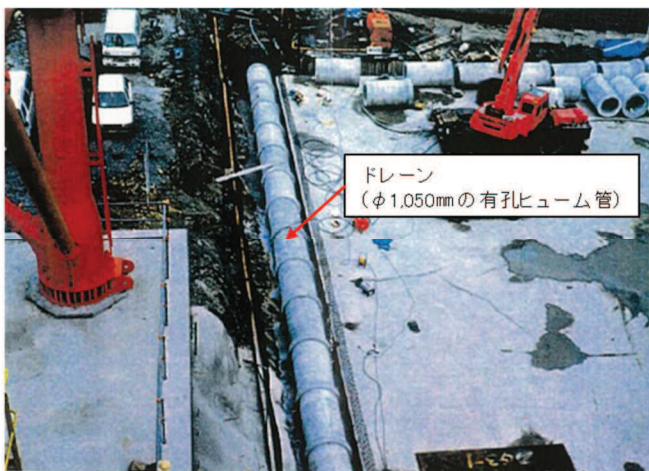
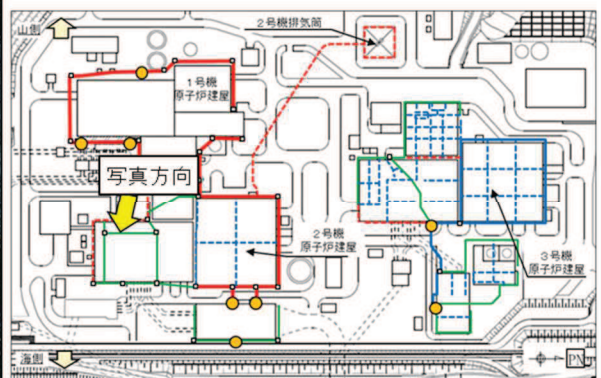


図 1-1-2 建屋外周のヒューム管概要
(φ 1050 mm ヒューム管の例)



KEYPLAN

図 1-1-3 (1) 建屋外周のヒューム管設置状況
(原子炉建屋北側 φ 1050 mmのヒューム管の例)



KEYPLAN

図 1-1-3 (2) 建屋等の直下のヒューム管設置状況
(タービン建屋直下のφ 500 ヒューム管の例)

(参考) 1-1-2

表 1-1-1 ドレーン関連部材の役割

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



2.2 既設ドレーン (塩ビ管)

建屋直下, 建屋間並びに建屋外周部にはφ100mm, φ200mmの塩ビ管を敷設している。塩ビ管の概要を図1-1-4に示す。

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

塩ビ管とヒューム管の設置状況, 接続概念図並びに配置概要を図1-1-5~図1-1-7に示す。

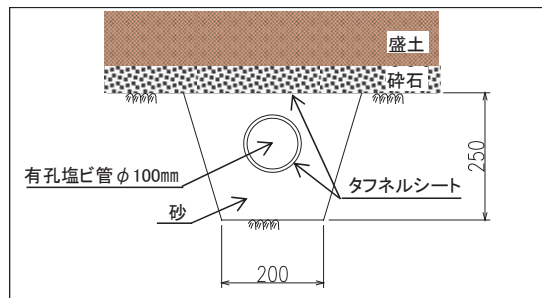


図 1-1-4 ドレーン (塩ビ管) 概要 (建屋間の施工例)

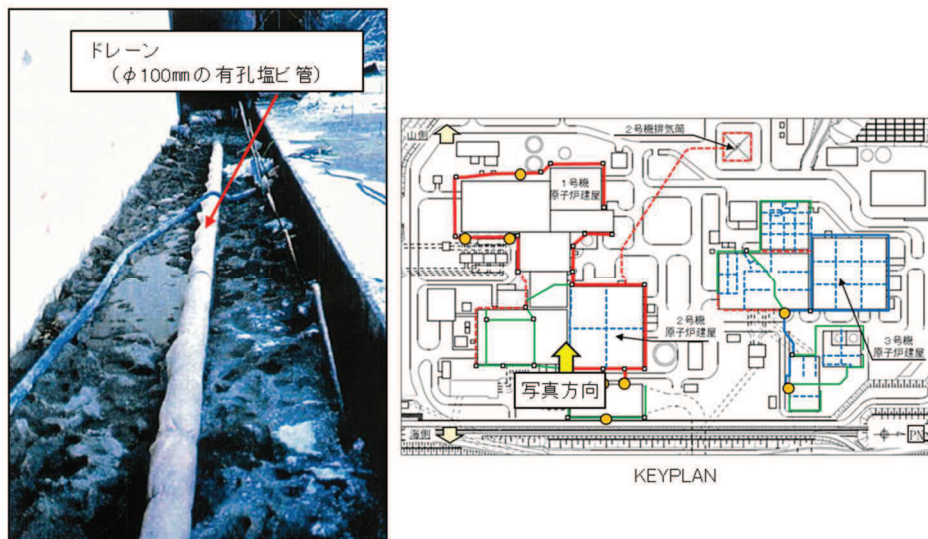


図 1-1-5 2号機原子炉建屋・タービン建屋間の塩ビ管設置状況
(φ100mmの塩ビ管)

(参考) 1-1-3

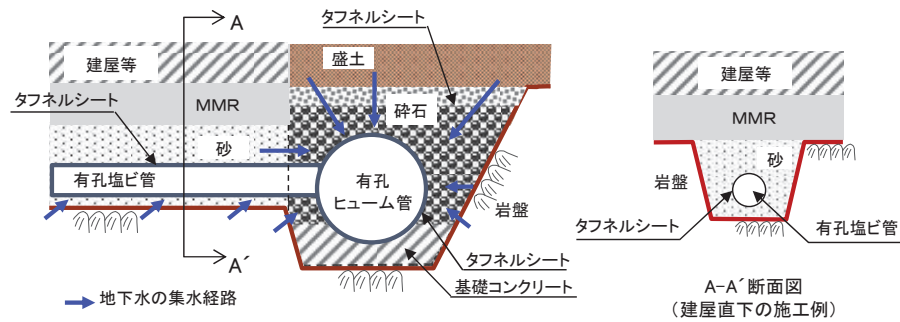


図 1-1-6 塩ビ管とヒューム管の接続概念

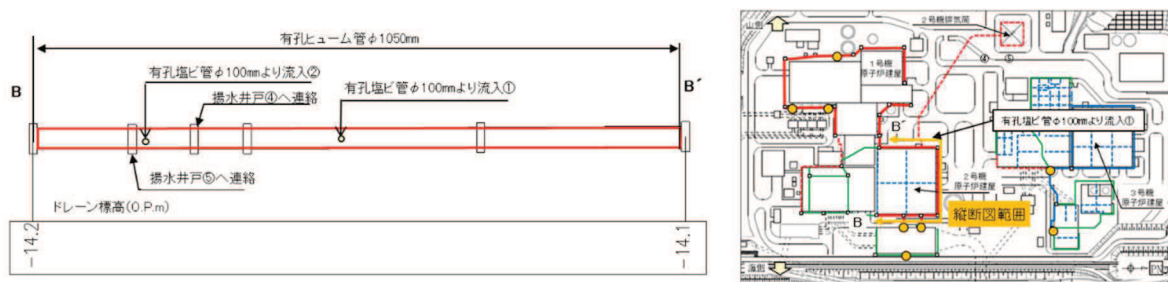


図 1-1-7 原子炉建屋周辺 ドレーン縦断 (B-B' 断面)

2.3 既設接続枿

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

原子炉建屋周囲の接続枿の設置状況を図1-1-8，接続枿の概要を図1-1-9に示す。

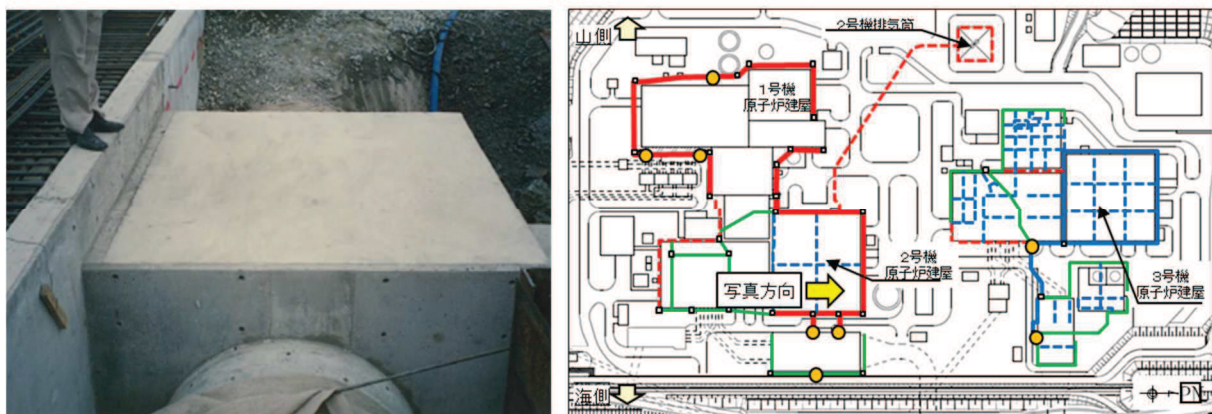


図 1-1-8 原子炉建屋周囲の接続枿の設置状況