

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-1_改 16
提出年月日	2021年10月8日

補足-600-1 【地盤の支持性能について】

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
3. 評価対象施設周辺の地質等	2
3.1 評価対象施設周辺の地質	2
3.2 評価対象施設周辺の地質状況整理結果	24
3.3 敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針	28
3.3.1 敷地の地下水位分布	28
3.3.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針	33
4. 地盤の解析用物性値	194
4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値	194
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	205
4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値	210
4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値	210
4.2.3 その他の解析用物性値	264
4.2.4 地盤の物性のばらつきについて	264
5. 極限支持力	265
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	265
5.2 直接基礎の支持力算定式	272
5.3 杭基礎の支持力算定式	273
5.4 杭基礎の支持力算定式に関する補足	273
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	273
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	273
6. 地盤の速度構造	275
6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル	275
6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル	278
参考資料 1-1 既設の地下水位低下設備の概要	
参考資料 1-2 構内排水路の概要	
参考資料 1-3 浸透流解析モデル概要及びアウトプットと設備設計への反映事項	
参考資料 2 建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析について	
参考資料 3 地下水位の上昇により生じる施設等への影響評価結果	
参考資料 4 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠	
参考資料 5 浸透流解析におけるドレーンの有効範囲の設定結果	
参考資料 6 地下水位低下設備の概要	

- 参考資料 7 既設ドレーンの部分閉塞時の自由水面の保持について
- 参考資料 8 地下水位低下設備の施工について
- 参考資料 9 地下水位低下設備の保守管理について
- 参考資料 10 土木構造物における設計用地下水位の設定方法
- 参考資料 11 降雨に対する設計用地下水位の余裕について
- 参考資料 12 三次元浸透流解析による防潮堤沈下対策の影響予測結果
- 参考資料 13 地盤改良における補足
- 参考資料 14 液状化強度試験の詳細について
- 参考資料 15 盛土の均一性について
- 参考資料 16 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下実績について
- 参考資料 17 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき
- 参考資料 18 盛土・旧表土の強度特性設定の考え方
- 参考資料 19 粘土分含有率について
- 参考資料 20 浸透流解析に用いた解析コード「GETFLOWS」の適用性について
- 参考資料 21 液状化強度試験の解析上の再現について
- 参考資料 22 建物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について
- 参考資料 23 MMRのせん断強度について
- 参考資料 24 盛土の物性値における礫分の影響について
- 参考資料 25 基準地震動 S_s に対する液状化強度試験の妥当性確認
- 参考資料 26 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて
- 参考資料 27 有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性設定の保守性について
- 参考資料 28 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート他における地質調査結果

 : 本日の説明範囲

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		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 4.1-1(2) 参照	0.03	
	頁岩	26.9	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03	
	ひん岩	28.7	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03	
C _H 級	砂岩	26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03	
	ひん岩	28.0	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03	
C _M 級	砂岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03	
	ひん岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 級	砂岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58 \sigma^{0.31}$	400	0.31		0.03	
	ひん岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
D級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	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 4.1-1(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		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
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	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12 \sigma^{0.21}$	39	0.38			
	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 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				静的特性		変形特性		
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		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)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
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	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05

*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

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

*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にて試験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・動的的特性	静的特性	動的特性
B級 及び C _H 級	砂岩	密度試験	ブロックせん断試験* 摩擦抵抗試験*	岩盤変形試験*	PS検層
	頁岩			岩盤変形試験*	
	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		砂岩と同じ値	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	
C _I 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	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	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_H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	換算値	PS 検層
	頁岩				
	ひん岩	C _H 級と同じ値			
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	
	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	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	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	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

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	繰返し三軸試験
旧表土	密度試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	繰返し三軸試験
断層及びびシーム	密度試験	単純せん断試験	単純せん断試験	繰返し単純せん断試験
セメント改良土	現場密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	三軸圧縮試験	PS 検層 繰返し三軸試験
改良地盤	密度試験	三軸圧縮試験 岩石の引張強さ試験	平板載荷試験	PS 検層 繰返し三軸試験
背面補強工 置換コンクリート	コンクリート標準示方書 構造性能照査編			

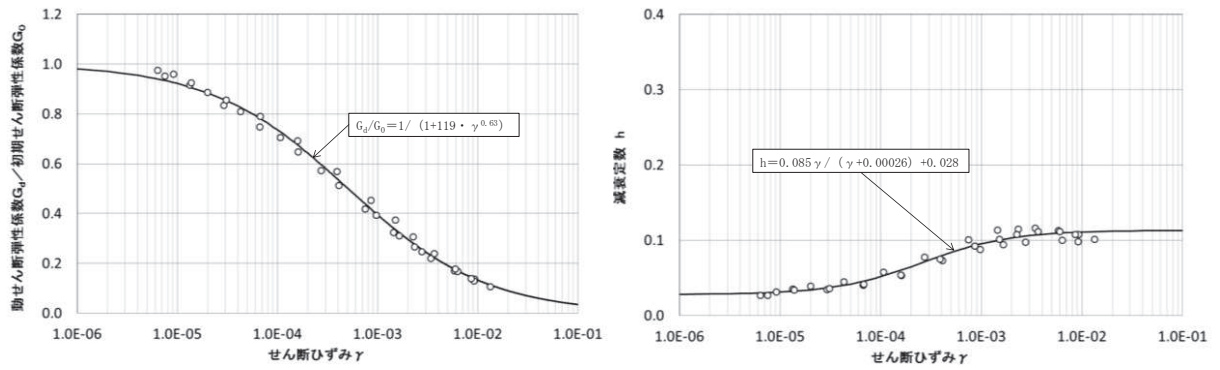
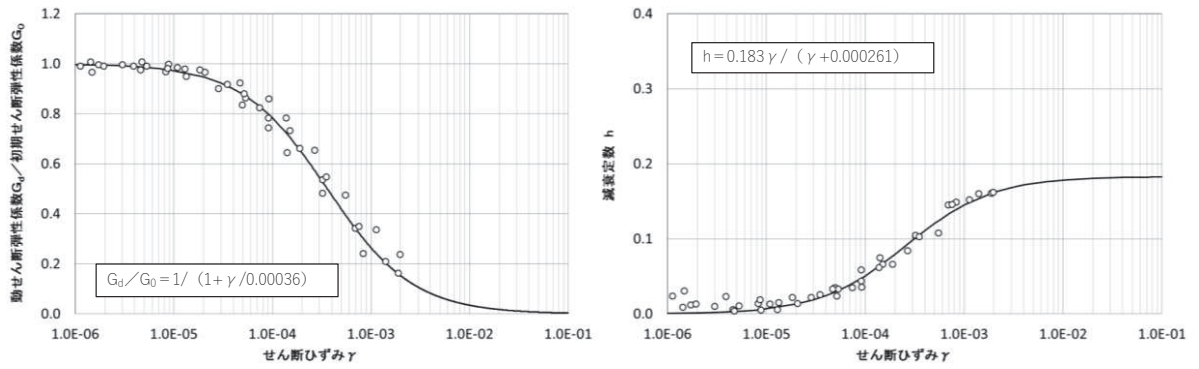


図 4.1-1 D級岩盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性



注記* : 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間。

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

なお、 τ_f は条件(拘束圧)によって異なるためグラフには表記していない。

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

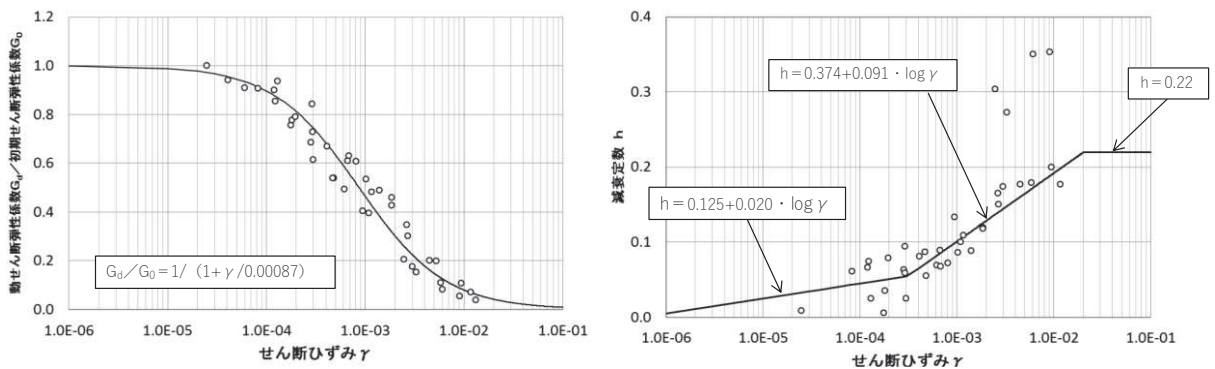
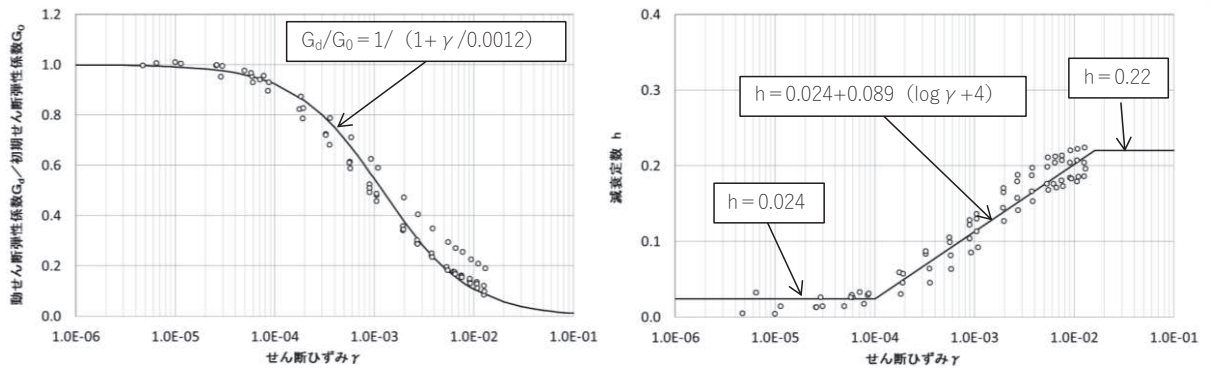


図 4.1-3 旧表土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性



注記* : 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間。

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

なお、 τ_f は条件 (拘束圧) によって異なるためグラフには表記していない。

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

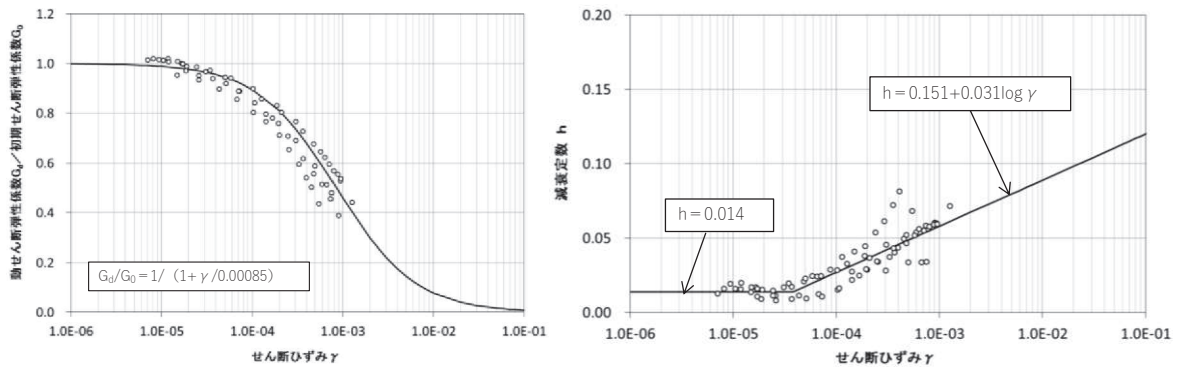


図 4.1-5 セメント改良土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

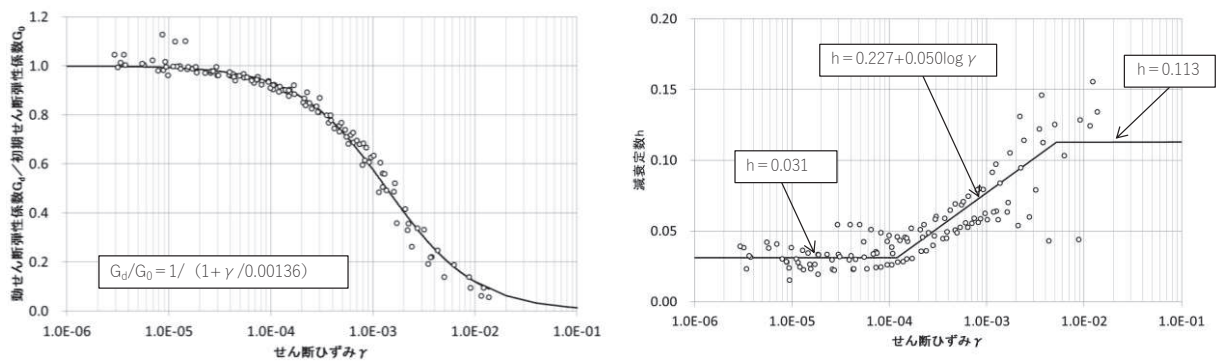


図 4.1-6 改良地盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

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

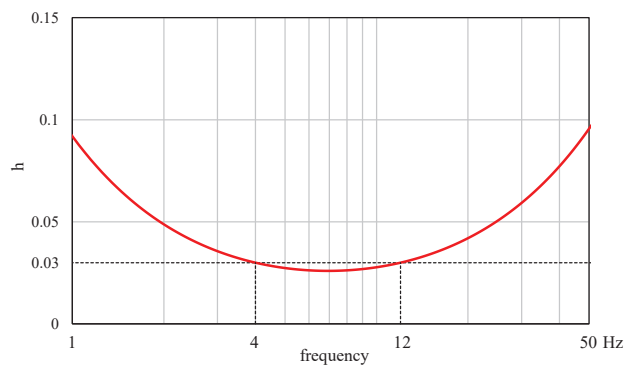
設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値のうち、全応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-1に、設定根拠を表4.2-2に示す。有効応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-3～表4.2-4に、設定根拠を表4.2-6～表4.2-7に示す。その他の解析用物性値を表4.2-5に、設定根拠を表4.2-8に示す。

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相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては10層に分割する。

注記*2：レーリー減衰（4Hz，12Hz）



注記*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

注記*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により次式で設定する。

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

ここで、

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

Z : 深度 (m)

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

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

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

ここで、

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

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

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

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

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

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

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

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

(対象施設：原子炉建屋)

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

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

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

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

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

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

*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表4.2-5 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（MMR及び置換工）

	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	減衰定数 (%)
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
置換工 ($f'_{ck} = 24.0$ N/mm ²)	22.56	4.80	-*	1.91	-*	25000	10417	0.2	3

*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

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

		敷地全体		防潮堤	
		旧表土	盛土	旧表土	
物理特性	密度 ρ	物理試験	物理試験	敷地全体旧表土と同値 (物理特性, 変形特性, 強度特性)	
	間隙率 n	物理試験	物理試験		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定		
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ms}	G_{ms} に対応する値	G_{ms} に対応する値		
	ポアソン比 ν	慣用値*	慣用値*		
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定		
強度特性	粘着力 c	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験		
	内部摩擦角 ϕ				
液状化特性	変相角 ϕ_p	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験 に基づく要素シミュレーション	
	液状化パラメータ				S_1
					w_1
					P_1
					P_2
C_1					

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

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

		D級岩盤	改良地盤	セメント改良土
物理特性	密度 ρ	物理試験	物理試験	物理試験
	間隙率 n	物理試験	間隙が小さいため0と設定	
変形特性	動せん断弾性係数 G_m	動的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_m 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}	動的変形特性に基づき設定	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	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及び置換工)

	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
置換工 ($f'_{ck} = 24.0\text{N/mm}^2$)	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

4.2.3 その他の解析用物性値

(1) MMR及び置換工

MMR及び置換工については、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。

(参考資料 4) 浸透流解析に用いる透水係数の設定根拠

1. 概要

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

2. 設定方針

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

2.1 地層区分毎の設定方針

盛土・旧表土及び岩盤については、建設時工事計画認可時において実施した浸透流解析における透水係数の設定方法を踏襲しモデル化することを基本とする。改良地盤、セメント改良土及び透水層（砕石）については、建設時工事計画認可時において存在しないため設定していないため。新たに取得した試験データに基づき設定する。

なお、建設時工事計画認可時の透水係数の設定根拠とその妥当性については補足 1 に示す。

(1) 盛土・旧表土

- ・ 盛土は発電所の建設工事で発生した岩砕を主体とする、硬質の岩塊を含む粗粒材料から構成され、敷地の広範囲に分布する。旧表土は主に敷地造成前の海浜砂であり、主に敷地の海側に分布する。
- ・ いずれも、物理的性質が敷地内で概ね均一と考えられることを踏まえ、建設時工事計画認可時において実施した浸透流解析における透水係数の設定方法を踏襲し、クレーガーらが提案した D20 と透水係数の関係に基づき、粒度試験結果（粒径加積曲線）における D20（20%粒径）から透水係数を求める（以下、クレーガーらの方法、という）。
- ・ なお、盛土と旧表土は、物理的・力学的性質は異なるものの、旧表土の主要施設近傍の分布範囲は図 4-1 のとおり限定的であり、旧表土の透水性の影響が岩盤以浅の地下水流況へ与える影響は小さいと考えられることから、盛土と旧表土は透水性能としては区別せず、1層でモデル化する。
- ・ また、簡易手法であるクレーガーらの方法による設定については、後述するとおり、文献及び別途実施した原位置透水試験の結果との比較によって妥当であることを

確認している。

- ・ さらに、パラメータスタディにより、水位評価において盛土・旧表土の設定値が支配的要因ではないことも確認している（補足 6）。

(2) 岩盤

- ・ 敷地内の岩盤は、中生界ジュラ系の牡鹿層群荻の浜累層の砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層が分布し、部分的に白亜系のひん岩が貫入している。第2号機原子炉建屋付近には狐崎砂岩頁岩部層が、第3号機原子炉建屋付近には牧の浜砂岩頁岩部層が分布している。
- ・ 岩盤は、建設時工事計画認可時における設定方法を踏襲し、狐崎部層と牧の浜部層にて区分した上で、深度方向に浅部（岩盤Ⅰ）と深部（岩盤Ⅱ）の2層に分類する。
- ・ 透水係数は、岩種や速度層等の関係性や原位置での分布状況に応じた性質を把握するために、ボーリング孔を利用して透水性を評価する原位置透水試験（ルジオン試験）により求める。
- ・ また、断層・シームについては、後述する透水試験の結果から母岩と水理特性上の有意な差がないことからモデル化しないこととする（補足 5）。

(3) セメント改良土及び改良地盤

- ・ セメント改良土は、発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造したもので、改良地盤は、高圧噴射攪拌工法によって、発電所内の盛土、旧表土とセメントミルクを混合して造成したものである。いずれも、建設時工事計画認可時において存在していない。
- ・ 透水係数は、岩盤同様に、ボーリング孔を利用して透水性を評価する原位置透水試験（ルジオン試験）により求める。
- ・ なお、セメント改良土及び改良地盤はいずれも土砂とセメント系固化剤を混合した地盤改良体であり、後述する透水試験の結果からも、その透水性に有意な差が無いことから同一物性値にてモデル化する。

(4) 透水層

- ・ 透水層（碎石）は、建屋外周に設置された既設ヒューム管のうち透水層（碎石）としてモデル化する範囲に適用するもので、建設時工事計画認可時において存在していない。
- ・ 透水係数は、ヒューム管周辺のフィルター材（碎石）を試験体に用いた室内透水試

験により求める。

(5) 構造物

- ・ 構造物は、建設時工事計画認可時においては透水係数を設定（コンクリート工学ハンドブックに基づき 1.0×10^{-11} (m/s)）していたが、岩盤の透水試験結果と比べても十分に小さな値であり、モデル化有無による影響は小さいと考えられるため、不透水として扱う。

2.2 解析モデル毎の設定方針

各解析モデルにおける透水係数の設定方針を以下に示す。

(1) 広域モデル

- ・ ①広域モデルを用いた浸透流解析の目的は、観測等により得られた実測値*と解析のアウトプットとの比較によるモデルの妥当性確認であることから、地下水流動場の平均的な水理特性に対応する条件（初期値）として、試験結果等の平均値にて設定する。
- ・ 実測値との比較における再現状況に応じて、透水係数によるパラメータフィッティングを行う。
- ・ ⑤平常水位予測モデル、⑥仮想豪雨評価モデルについても、①広域モデルと同様の設定とする。

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

(2) 水位評価モデル

- ・ ②水位評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、設計用地下水位の設定において参照する揚圧力・地下水位を高め算出することであるため、①広域モデルで妥当性を確認した透水係数に対し、解析の再現性（観測水位への追従性）が確保される範囲で更に小さく（水位が高めに評価されるよう）設定する。
- ・ 具体的には、建設時工事計画認可時の保守性に関するパラメータスタディを踏まえ、揚圧力評価における保守性の確保として、岩盤Ⅰの試験結果（平均値）に標準偏差（ -1σ ）のばらつきを考慮する（建設時工事計画認可時の浸透流解析における設定を踏襲）。建設時工事計画認可時のパラメータスタディの結果は補足3に示す。
- ・ ④水位上昇評価モデルについても、地下水水位低下設備の機能損失時における初期水位を高め算出するため、②水位評価モデルと同様の設定とする。
- ・ アクセスルート斜面モデル（⑦斜面Bモデル、⑧斜面Fモデル）についても、保守性を確保するため②水位評価モデルと同様の設定とする。

(3) 地下水流入量評価モデル

- ・ ③地下水流入量評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、ポンプ等の排水機能に係る設計用流入量を設定することであるため、①広域モデルで妥当性を確認した透水係数に対し、地下水位低下設備（ドレーン）への地下水流入量を多めに評価するよう、透水係数を更に大きく（モデル化する全ての地層を全ての試験結果（平均値）に標準偏差（ $+1\sigma$ ）を考慮）設定する。

3. 透水係数の取得状況

本項では、浸透流解析でモデル化する地層区分毎の、クレーガーらの方法や透水試験による透水係数の取得状況を示す。

3.1 盛土・旧表土

(1) クレーガーらの方法

クレーガーらの方法の概要を表4-1に、粒度試験の試料採取位置を図4-1に、クレーガーらの法に基づき算定した透水係数を表4-2に示す。

なお、クレーガーらの方法による透水係数の設定結果の妥当性として、文献および原位置試験の結果を(2)(3)に示す。また、算定に用いた粒度試験の詳細（エリア別の粒度や深度分布等）を補足2に、盛土の礫分*の影響についての考察を補足3に示す。

注記*：石分（粒径75mm以上）を含む

表 4-1 クレーガーらの方法の概要

【D20 と透水係数の関係】

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

(参考) 左の表から推定した換算式*

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

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

ここで、k：透水係数(m/s)
D₂₀：20%粒径(mm)

注記* クレーガーら(1945)は土質材料の粒度特性から透水係数を推定可能であると、D₂₀を用いた左記の表を提案。この表に対応する換算式の例として乾ら(2015)を参照し記載。

(土質工学ハンドブック (土質工学会) より引用)

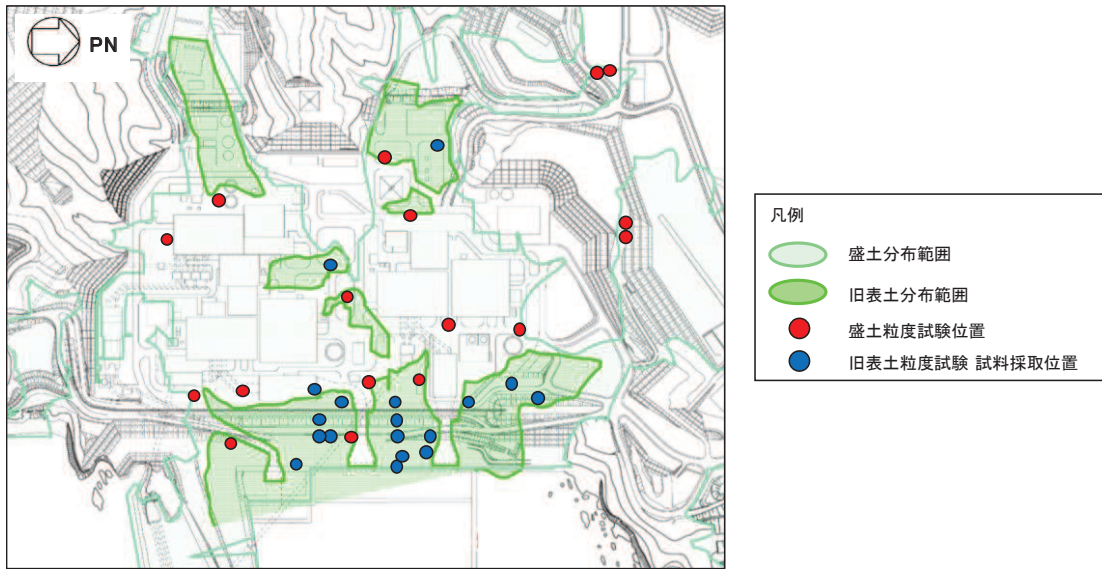


図 4-1 粒度試験試料採取位置図（盛土・旧表土）

表 4-2 クレーガーらの方法により算定した盛土・旧表土の透水係数

地層	データ数	クレーガーらの方法による換算値
		試験結果(平均値*) (m/s)
盛土	69	1.0×10^{-4}
旧表土	89	6.5×10^{-6}
盛土・旧表土 (合算値)	158	2.1×10^{-5}

注記*：平均値の算定は、各粒度試験結果についてクレーガーらの方法により透水係数に換算した上で、対数平均により算出している。

(2) 取得データの代表性

地下水ハンドブック（建設産業調査会）における一般的な未固結堆積物の透水係数を表4-3に示す。

粗砂で概ね $1.0 \times 10^{-1} \sim 1.0 \times 10^{-5}$ (m/s) 程度，中砂・細砂で概ね $1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-6}$ (m/s) 程度となっており，クレーガーらの方法により求めた盛土・旧表土の透水係数は概ね中央値となっていることから，妥当な設定結果と判断できる。なお，粒度試験データは，図4-1に示すとおり，主要施設近傍並びに敷地の全体から取得され，十分な試験データ数を有している。

表 4-3 未固結堆積物の水理条件

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

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

(3) 原位置透水試験

別途実施した原位置透水試験の結果を表4-4に，試験位置を図4-2に示す。

試験の結果，旧表土についてはクレーガーらの方法に基づく推定値と同オーダーであり，盛土についてはやや小さい結果となっている。なお，盛土については，礫分の介入程度の違い等によりクレーガーらの方法では若干ばらつきが生じている可能性が考えられる。

しかしながら，前述のとおり，盛土と旧表土を区別せずに1層でモデル化する方針としており，合算した場合におけるクレーガーらの方法により求めた透水係数は 2.1×10^{-5} m/sであり，同オーダーであり，設定結果としては妥当と判断できる。

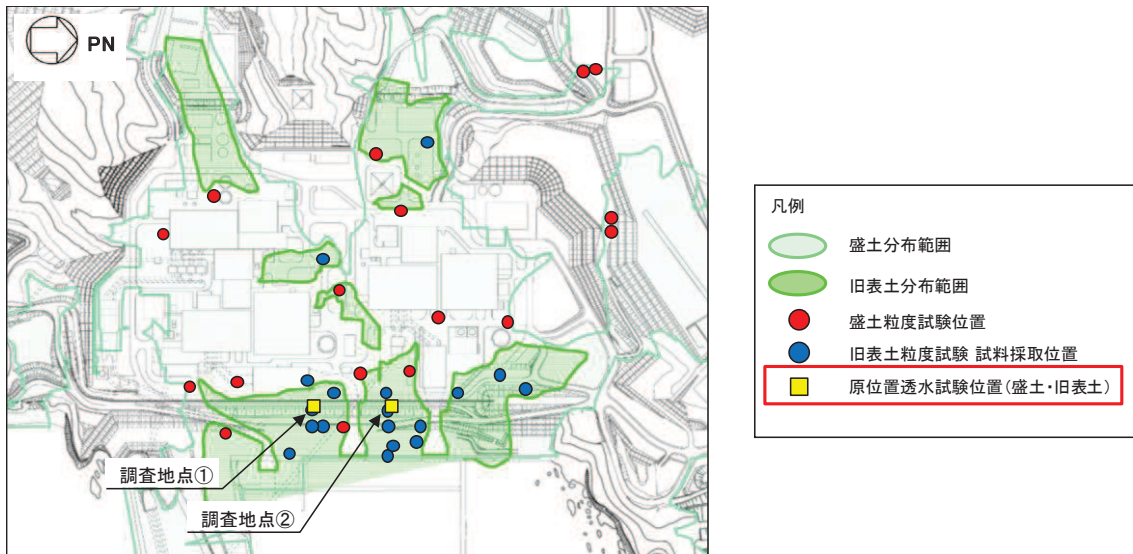


図 4-2 盛土・旧表土の原位置透水試験位置図
 (図 4-1 に盛土・旧表土の原位置透水試験位置を追記)

表 4-4(1) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果

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

表 4-4(2) 盛土・旧表土の原位置透水試験結果（試験箇所・深度別）

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

3.2 岩盤

(1) 原位置透水試験

原位置透水試験の概要を図4-3に、試験位置を図4-4に、表4-5に試験結果を示す。

なお、透水試験の深度方向の分布状況については補足4に、断層・シームについての水理特性の考察結果について補足5に示す。

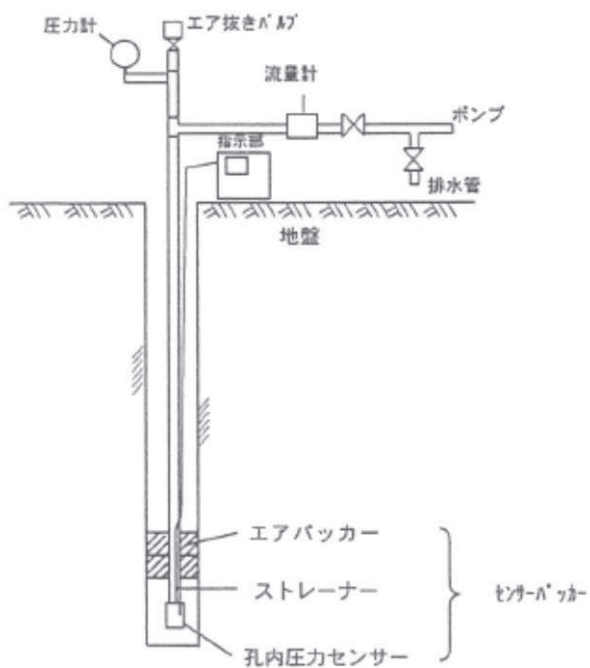


図 4-3 原位置透水試験（ルジオン試験）の概要

(ルジオンテスト技術指針・同解説（平成 18 年 7 月）（財団法人 国土技術研究センター）より引用)

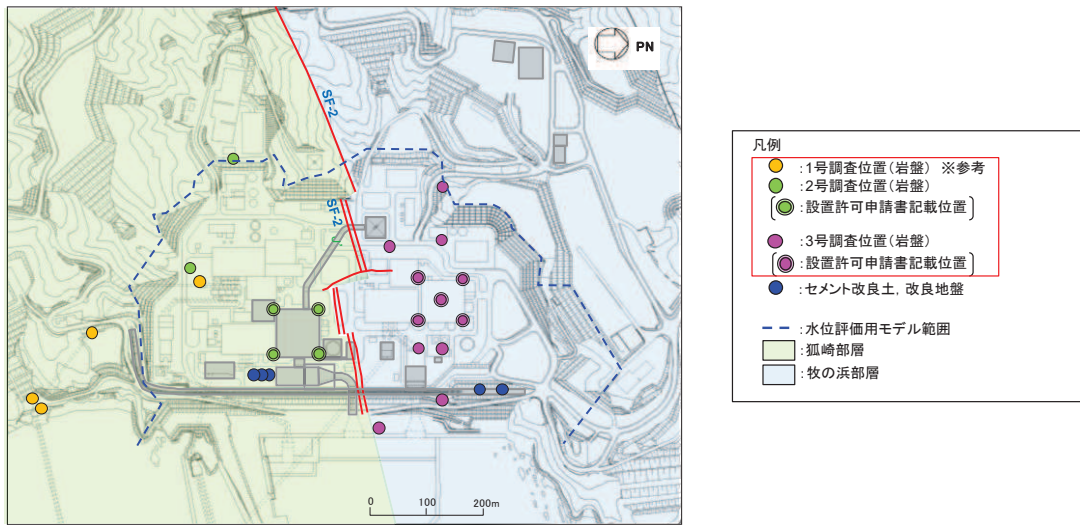


図 4-4 原位置試験位置図

表 4-5 岩盤の原位置透水試験結果

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

(2) 取得データの代表性

地下水ハンドブック（建設産業調査会）における一般的な固結堆積物の透水係数を表4-6に示す。

細粒砂岩の場合、概ね $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-8}$ (m/s) 程度となっていることから、文献値等に示されている透水係数とも整合的である。なお、透水試験データは、図4-4に示すとおり、主要施設近傍並びに敷地の全体から取得されている。

表 4-6 固結堆積物の水理条件

地質	間隙率		透水係数の範囲(cm/sec) $10^2 \ 10^0 \ 10^{-2} 10^{-4} 10^{-6} 10^{-8}$	井戸産出量 高 中 低	帯水層単元の型
	1次的 (粒子)	2次的 (破碎)			
固結堆積物					
石灰岩・白雲岩	1~50	溶解、節理面	—————	—————	帯水層あるいは不透水層
粗～中粒砂岩	<20	節理、破碎	—————	—————	帯水層あるいは難透水層
細粒砂岩・泥岩	<10	節理、破碎	—————	—————	帯水層あるいは不透水層
頁岩・シルト岩	—	節理、破碎	—————	—————	不透水層あるいは帯水層

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

3.3 セメント改良土及び改良地盤

(1) 原位置透水試験

原位置透水試験（ルジオン試験）の試験位置を図4-5に、透水試験結果を表4-7に示す。

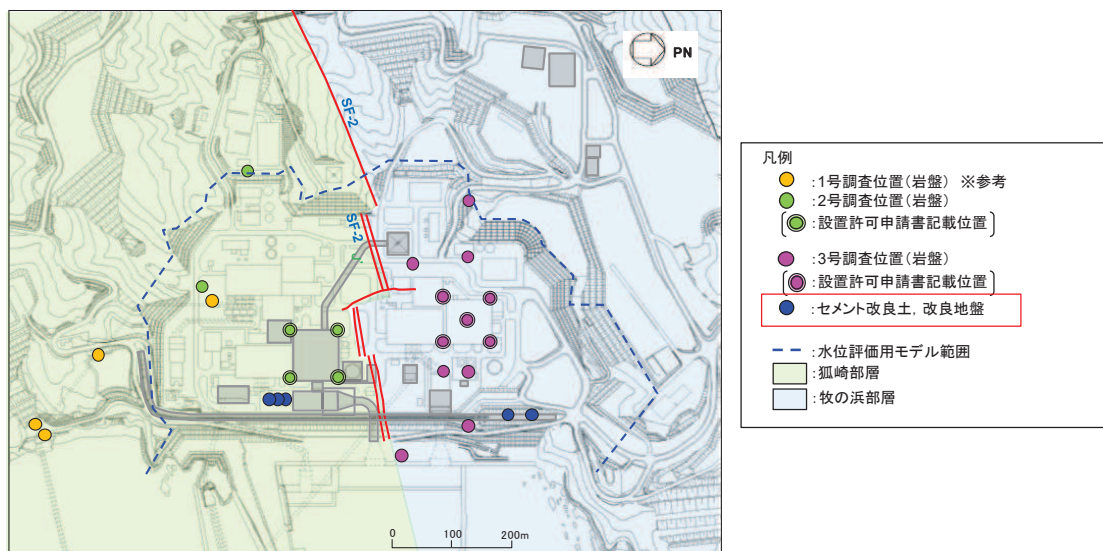


図 4-5 原位置試験位置図
(セメント改良土・改良地盤)

表 4-7 セメント改良土及び改良地盤の原位置透水試験結果

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

(2) 取得データの代表性

セメント改良土は、発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造したもので、改良地盤は、高圧噴射攪拌工法によって、発電所内の盛土、旧表土とセメントミルクを混合して造成したもので、いずれも一定の品質管理によって造成された人工地盤であることから、代表性の確認については、透水試験位置のPS検層の結果から算定した初期せん断剛性と解析用物性値の関係から確認する。

改良地盤及びセメント改良土の解析用物性値を表4-8に、透水試験箇所で行ったPS検層により算定した初期せん断剛性（概略値）を表4-9に示す。

いずれの試験箇所においても、初期せん断剛性（概略値）が解析用物性値よりも大きな値を得られていることから、試験箇所の代表性があると判断できる。

表 4-8 改良地盤の解析用物性値

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

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

表 4-9 試験結果に基づく初期せん断剛性（概略値）

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

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

この結果から、前述の既往試験データと追加試験データは概ね同オーダーであることを確認している。

表 4-10 既往試験と追加試験の比較

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

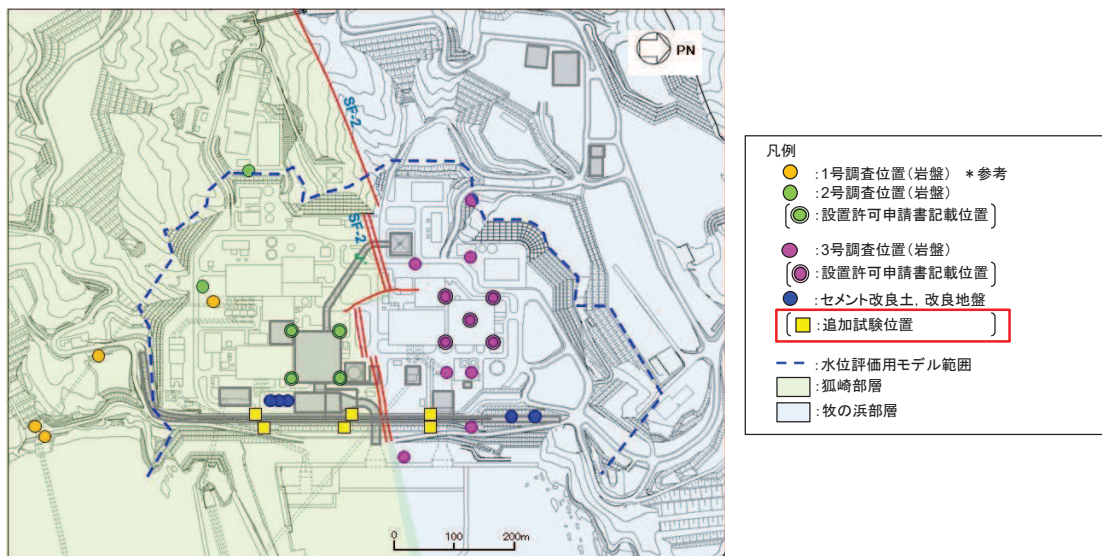


図 4-6 改良地盤の追加透水試験位置図
(図 4-4 に改良地盤の追加透水試験位置を追記)

3.4 透水層 (碎石)

室内透水試験の試験方法の概要を図4-7に、透水試験結果を表4-11に示す。

試験体は、ヒューム管周辺のフィルター材設置状況を図4-8に示すとおり、ヒューム管の周囲のフィルター材である碎石 (0~80mm) , 碎石 (0~40mm) のうち、相対的に細粒分が多い碎石 (0~40mm) を用いた。なお、管内空分相当の空隙を考慮し、水中落下により試験体を作成した。

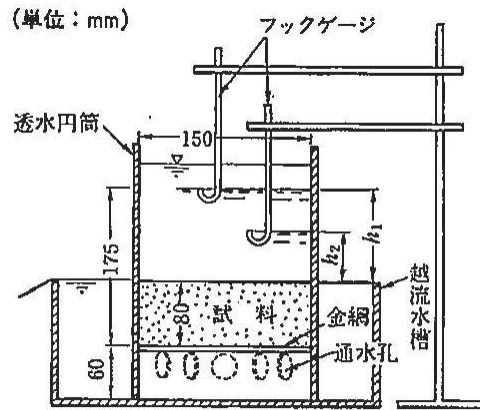


図-6.5.4 低動水勾配の変水位透水試験（大口径のスタンドパイプを用いる方法）Yemington⁵⁾に加筆修正

図 4-7 室内透水試験方法の概要

（土質試験の方法と解説（地盤工学会）より引用）

表 4-11 透水層（砕石）の室内透水試験結果

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

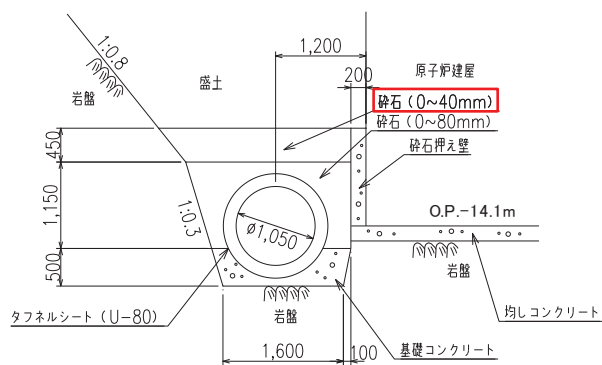


図 4-8 ヒューム管周辺のフィルター材設置状況
(φ1050 mmヒューム管の例)

4. 設定結果

透水係数の設定に用いる透水試験結果の一覧を表 4-12 に示す。2.2 に示した解析モデル毎の透水係数の設定方針に基づく設定結果を 4.1~4.3 に示す。

表 4-12 透水試験結果一覧

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

4.1 広域モデルの設定結果

広域モデルの解析に用いる透水係数を表4-13に示す。

広域モデルの目的は、前述のとおり、観測等により得られた実測値と解析のアウトプットとの比較によるモデルの妥当性確認であることから、地下水流動場の平均的な水理特性に対応する条件（初期値）として、試験結果等の平均値に基づき設定する。

表 4-13 透水係数の設定値と設定根拠（①広域モデル）

地層	設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考	
盛土・旧表土	3.0×10^{-5}	2.1×10^{-5}	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法により 求めた値の平均値に基 づき設定	* 1	
狐崎 部層	岩盤 I	2.0×10^{-6}	1.6×10^{-6}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	5.0×10^{-7}	1.3×10^{-7}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 1
牧の浜 部層	岩盤 I	1.0×10^{-6}	1.1×10^{-6}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	1.0×10^{-7}	0.6×10^{-7}	試験結果の平均値に基 づき設定	* 1
セメント改良 土・改良地盤	— (設定なし)	—	—		
透水層（碎石）	— (設定なし)	—	—		
コンクリート 構造物 (MMR 含む)	— (不透水)	—	—	* 3	

注記* 1：建設時工事計画認可時と同値

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

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

4.2 水位評価モデル

水位評価モデルの解析に用いる透水係数を表4-14に示す。

水位評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、設計用地下水位の設定において参照する揚圧力・地下水位を高め算出することであるため、①広域モデルで妥当性を確認した透水係数に対し、解析の再現性（観測水位への追従性）が確保される範囲で更に小さく（水位が高めに評価されるよう）設定する。

具体的には、補足1に示す建設時工事計画認可時の設定を踏襲し、岩盤Ⅰの試験結果（平均値）に標準偏差（ -1σ ）のばらつきを考慮する。なお、建設時工事計画認可時においては、建屋への揚圧力影響の保守性の観点で不確かさを考慮した透水係数の設定であり、液状化への影響の観点から建物・構築物及び土木構造物周辺の地下水位分布に着目した場合における保守性の確認結果については補足6に示す。

表 4-14 透水係数の設定値と設定根拠（②水位評価モデル）

地層		設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考
盛土・旧表土		3.0×10^{-5}	2.1×10^{-5}	粒度試験に基づくクレ ーガーらの方法による 平均値に基づき設定	* 1
狐崎 部層	岩盤Ⅰ	7.0×10^{-7}	7.2×10^{-7}	透水試験結果の平均値- 1σ に基づき設定	
	岩盤Ⅱ	5.0×10^{-7}	1.3×10^{-7}	透水試験結果の平均値 に基づき設定	
牧の浜 部層	岩盤Ⅰ	2.0×10^{-7}	2.3×10^{-7}	透水試験結果の平均値- 1σ に基づき設定	
	岩盤Ⅱ	1.0×10^{-7}	0.6×10^{-7}	透水試験結果の平均値 に基づき設定	
セメント改良 土・改良地盤		2.0×10^{-7}	2.1×10^{-7}	透水試験結果の平均値 に基づき設定	* 2
透水層（砕石）		1.0×10^{-2}	1.2×10^{-2}	透水試験結果の平均値 に基づき設定	
コンクリート 構造物 (MMR 含む)		— (不透水)	—	—	* 3

注記* 1：建設時工事計画認可時と同値。

注記* 2：建設時工事計画認可時は設定なし。

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

4.3 地下水流入量評価モデル

地下水流入量評価モデルの解析に用いる透水係数を表4-15に示す。

地下水流入量評価モデルを用いた浸透流解析の目的は、ポンプ等の排水機能に係る設計用流入量を設定することであるため、①広域モデルで妥当性を確認*1した透水係数に対し、地下水位低下設備（ドレーン）への地下水流入量を多めに評価するよう、透水係数を更に大きく設定する。

具体的には、モデル化する全ての地層を全ての試験結果（平均値）に標準偏差（+1σ）を考慮する。

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

表 4-15 透水係数の設定値と設定根拠（③地下水流入量評価モデル）

地層	設定値 (m/s)	試験値等	設定根拠	備考	
盛土・旧表土	7.0×10^{-4}	6.2×10^{-4}	粒度試験に基づくクレ-ガーらの方法による平均値+1σに基づき設定		
狐崎部層	岩盤Ⅰ	4.0×10^{-6}	3.7×10^{-6}	透水試験結果の平均値+1σに基づき設定	
	岩盤Ⅱ	1.0×10^{-6}	0.8×10^{-6}	透水試験結果の平均値+1σに基づき設定	
牧の浜部層	岩盤Ⅰ	6.0×10^{-6}	5.3×10^{-6}	透水試験結果の平均値+1σに基づき設定	
	岩盤Ⅱ	3.0×10^{-7}	3.0×10^{-7}	透水試験結果の平均値+1σに基づき設定	
セメント改良土・改良地盤	2.0×10^{-6}	1.6×10^{-6}	透水試験結果の平均値+1σに基づき設定		
透水層（碎石）	—	—	—	* 1	
コンクリート構造物（MMR含む）	— （不透水）	—	—	* 2	

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

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

(補足 1) 建設時工事計画認可時の透水係数の設定根拠とその妥当性について

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

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

(1) 建設時工事計画認可時のパラメータスタディ

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

パラメータスタディの概要と結果を図 4-9 及び図 4-10 に示す。

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

(パラメータスタディ①)

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

(パラメータスタディ②)

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

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

ケース	地層 表層土等	岩盤		MMR	備考
		I層	II層		
CASE T1	3.0×10^{-2}	5.57×10^{-5}	2.39×10^{-6}	1.0×10^{-6}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。
CASE T2	3.0×10^{-2}	5.57×10^{-5}	2.39×10^{-6}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。MMRは前回CASE1より2桁小さく設定。
CASE T3	3.0×10^{-2}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	岩盤I、II層の透水係数を前回CASE1より1桁小さく設定。MMRは前回CASE1より2桁小さく設定。
CASE T4	3.0×10^{-3}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	表層土等、岩盤I、II層の透水係数を前回CASE1より1桁小さく設定。MMRは前回CASE1より2桁小さく設定。
(前回CASE1)	3.0×10^{-2}	2.0×10^{-4}	5.0×10^{-5}	1.0×10^{-6}	

盛土・旧表土の
透水係数を 1/10

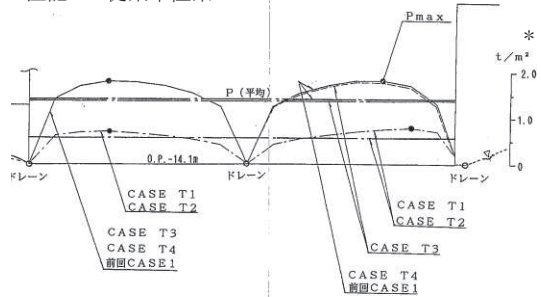
原子炉建屋

(単位: t/m²)

ケース	揚圧力	Pmax左	Pmax右	P(平均)
CASE T1		0.71	0.79	0.57
CASE T2		0.71	0.79	0.57
CASE T3		1.75	1.72	1.37
CASE T4		1.78	1.81	1.42
(前回CASE1)		1.78	1.81	1.42

(原子炉建屋の揚圧力)

注記*: 従来単位系



(揚圧力分布)

図 4-9 パラメータスタディ①の結果

表-4.2 解析ケース及び透水係数 — タービン建屋 —

(単位: cm/sec)

ケース	地層	表層土等	岩 盤		MMR	備 考
			I層	II層		
CASE T5		3.0x10 ⁻³	2.0x10 ⁻⁵	5.0x10 ⁻⁶	1.0x10 ⁻⁸	南端ドレーンを50cm下げ、0.P.-2.7mに設定。岩盤I、II層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T6		3.0x10 ⁻³	2.0x10 ⁻⁵	5.0x10 ⁻⁶	1.0x10 ⁻⁹	サブドレーンを0.P.-6.0mに追加。岩盤I、II層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T7		3.0x10 ⁻³	7.0x10 ⁻⁵	5.0x10 ⁻⁵	1.0x10 ⁻⁹	サブドレーンを0.P.-6.0mに追加。岩盤I層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
(前回CASE1)		3.0x10 ⁻³	2.0x10 ⁻⁴	5.0x10 ⁻⁴	1.0x10 ⁻⁴	

岩盤I・II共に
透水係数を1/10

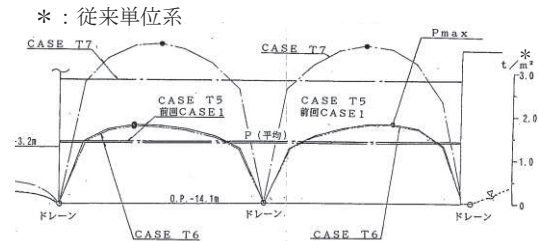
岩盤Iのみ
透水係数を-1σ

原子炉建屋

(単位: t/m²)*

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

(原子炉建屋の揚圧力)



(揚圧力分布)

図 4-10 パラメータスタディ②の結果

(補足 2) 盛土・旧表土の粒度分布について

(1) 盛土

盛土の粒度分布として、図 4-11 に示すエリア別の粒径加積曲線を図 4-12 に示す。

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

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

また、エリア別にクレーガーらの方法に基づき設定した透水係数の値を図 4-13 に示す。代表的な透水性としてはいずれのエリアも 10^{-4} m/s オーダーであり、原位置透水試験の結果も踏まえ、盛土・旧表土の設定値 (3.0×10^{-5} m/s) とすることは妥当である。

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

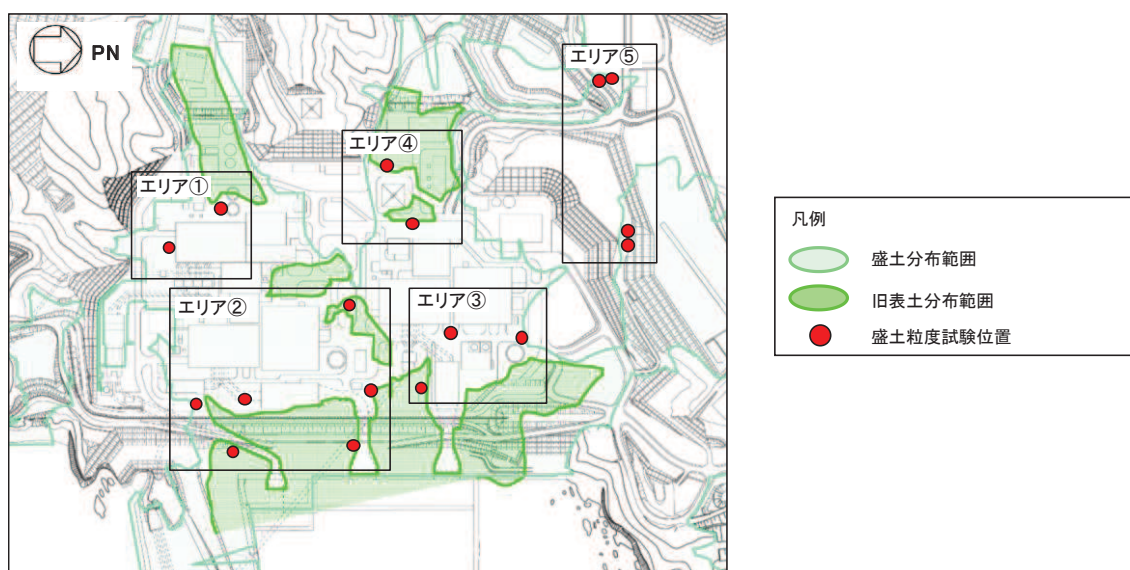


図 4-11 盛土の平面分布のエリア分類

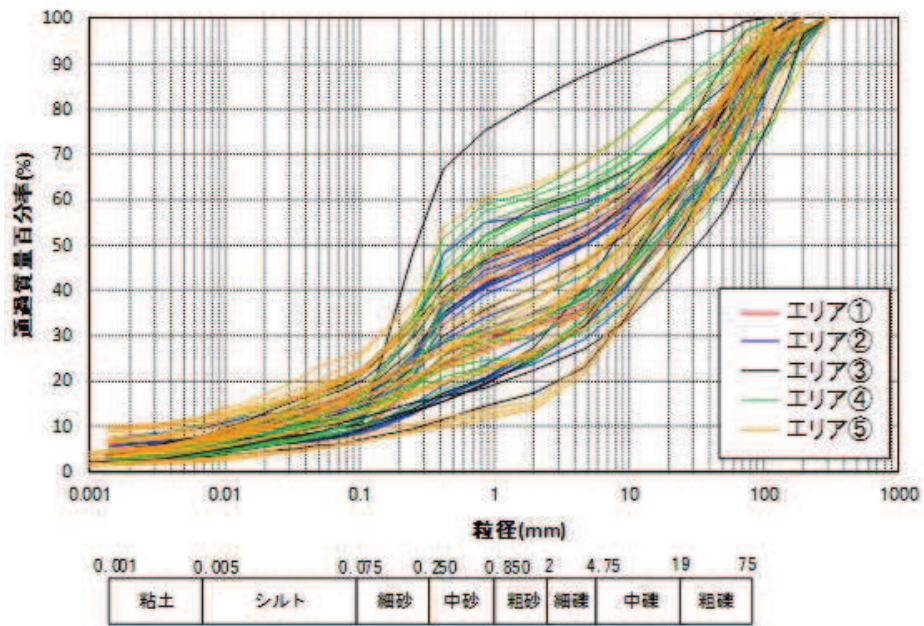


図 4-12(1) 盛土の粒径加積曲線 (全エリア)

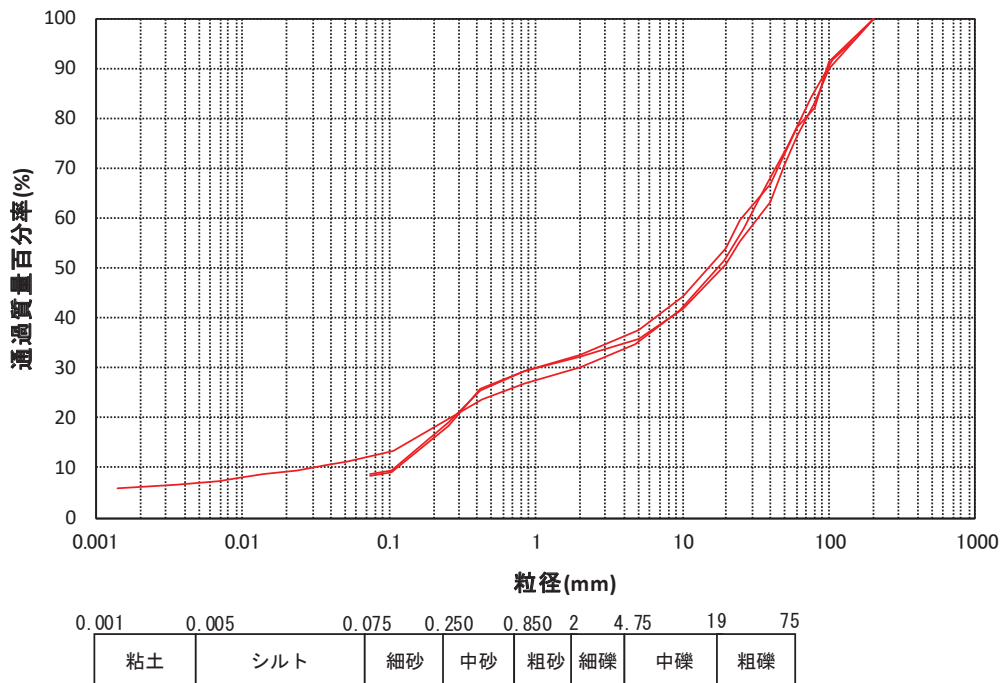


図 4-12(2) 盛土の粒径加積曲線 (エリア①)

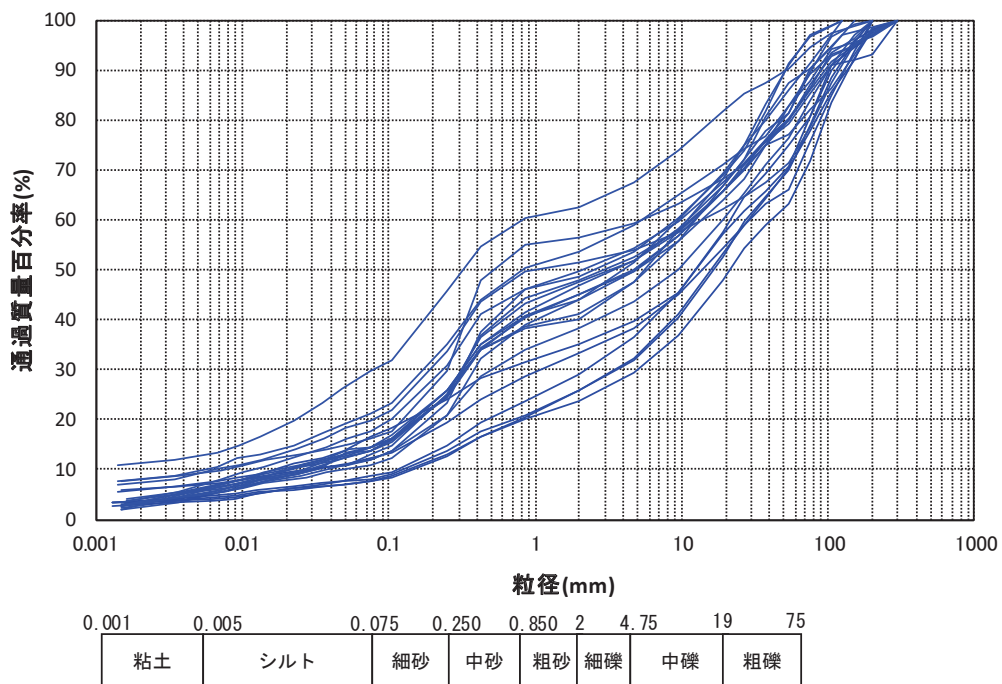


図 4-12(3) 盛土の粒径加積曲線 (エリア②)

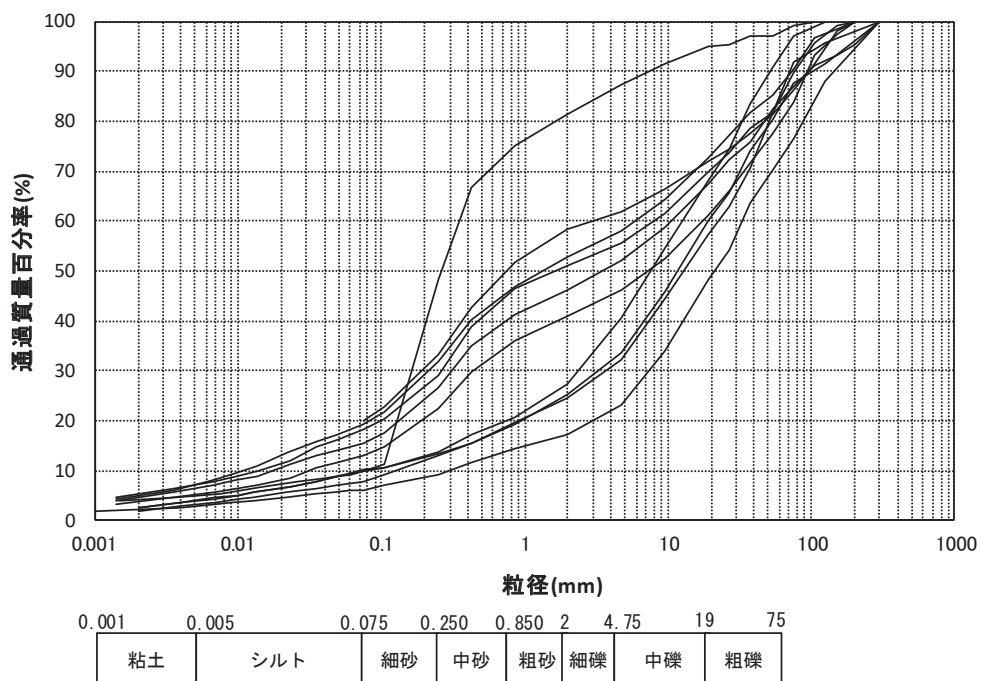


図 4-12(4) 盛土の粒径加積曲線 (エリア③)

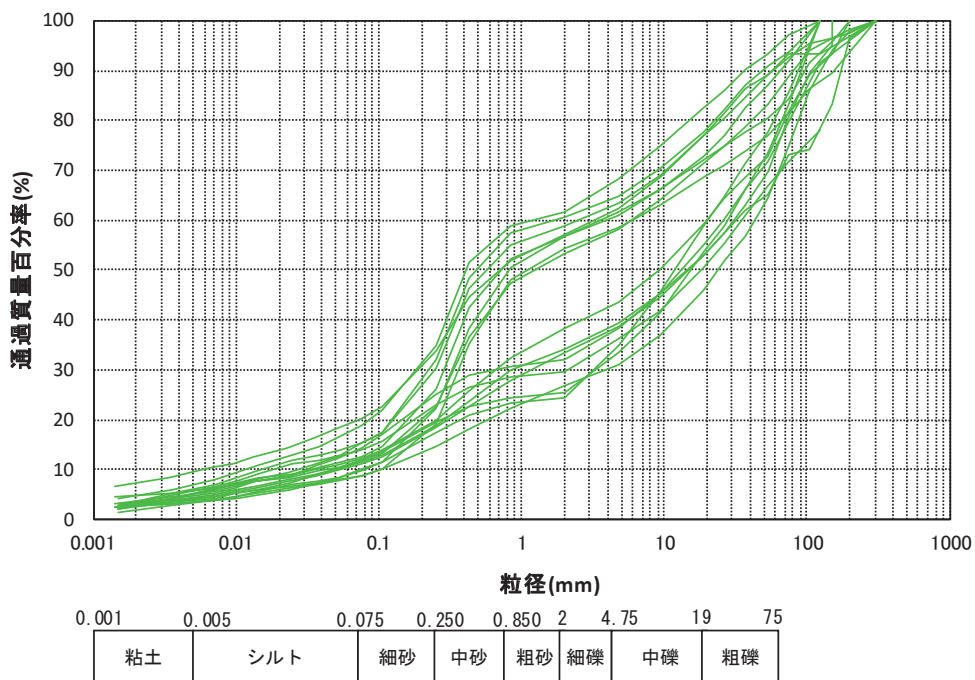


図 4-12(5) 盛土の粒径加積曲線 (エリア④)

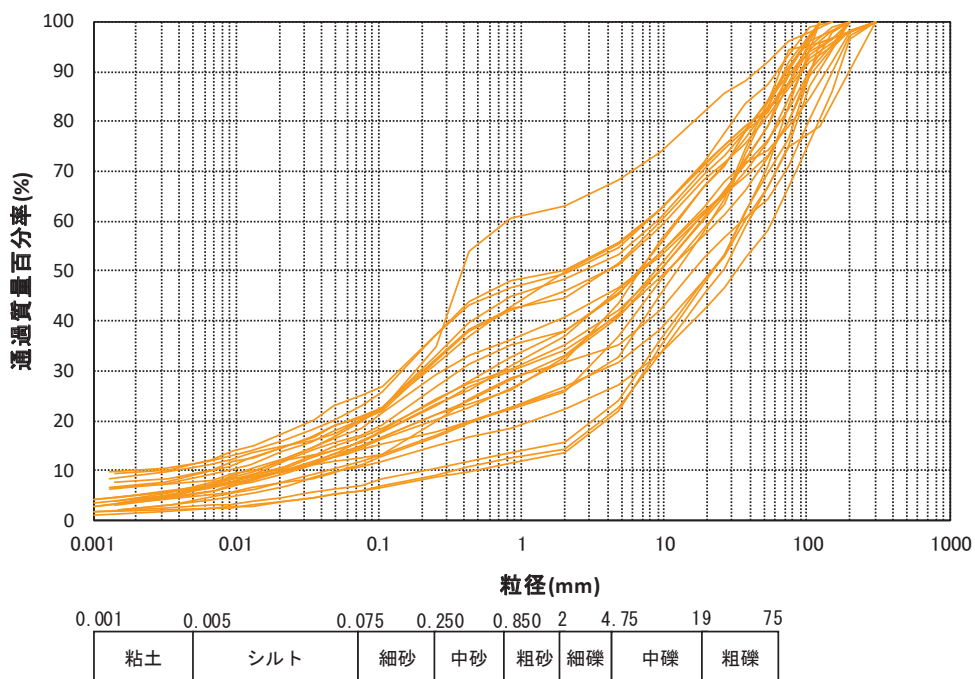


図 4-12(6) 盛土の粒径加積曲線 (エリア⑤)

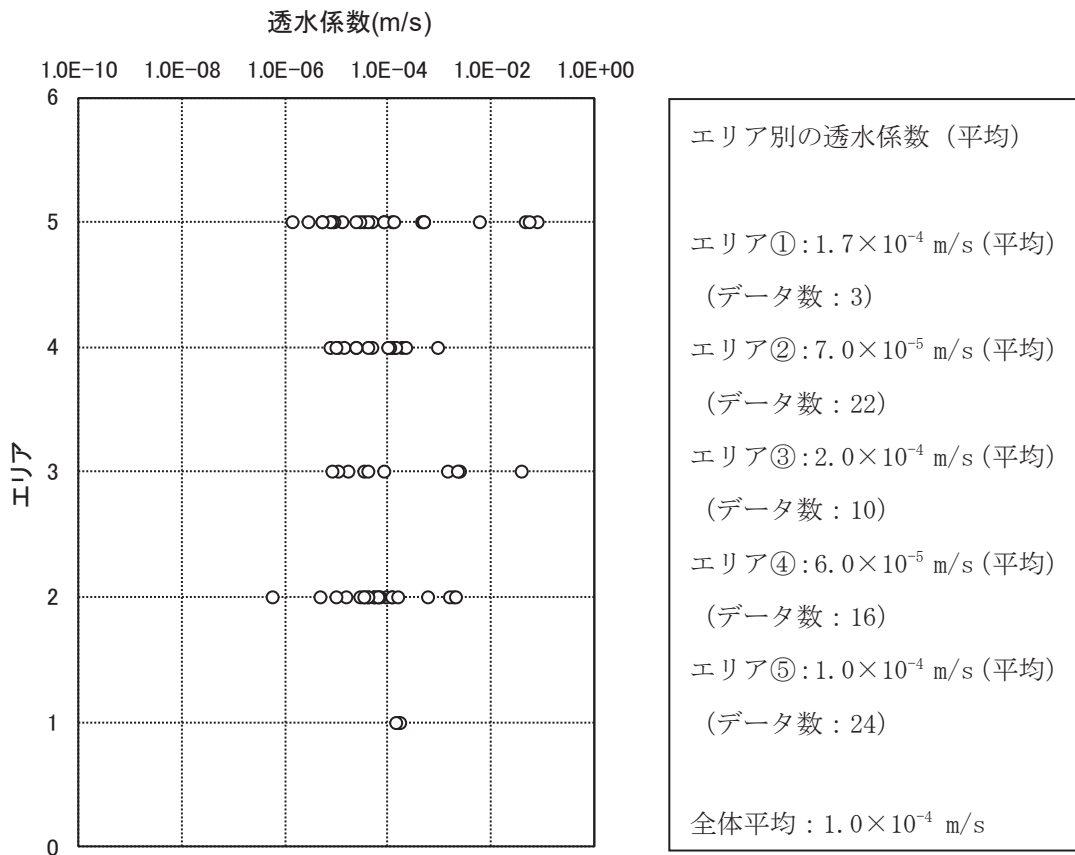


図 4-13 盛土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布

(2) 旧表土

旧表土の敷地の粒度分布として、図 4-14 に示すエリア別及び深度別の粒径加積曲線を図 4-15 に示す。

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

また、クレーガーらの方法に基づき設定した透水係数の深度方向の分布を図 4-16 に示す。若干のばらつきは見られるものの、分布状況も踏まえるとエリア 1 が代表性を有しており、その値は 10^{-5} m/s オーダーであるため、旧表土としての分布範囲が限定的であることや原位置透水試験の結果等も踏まえ、盛土・旧表土として一層に設定 (3.0×10^{-5} m/s) することは妥当である。

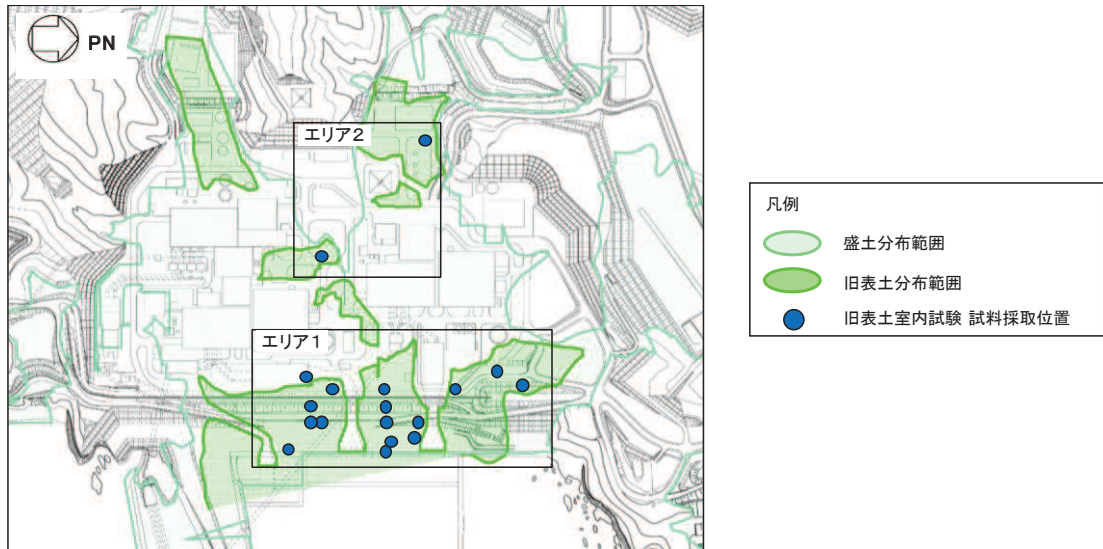


図 4-14 旧表土の平面分布のエリア分類

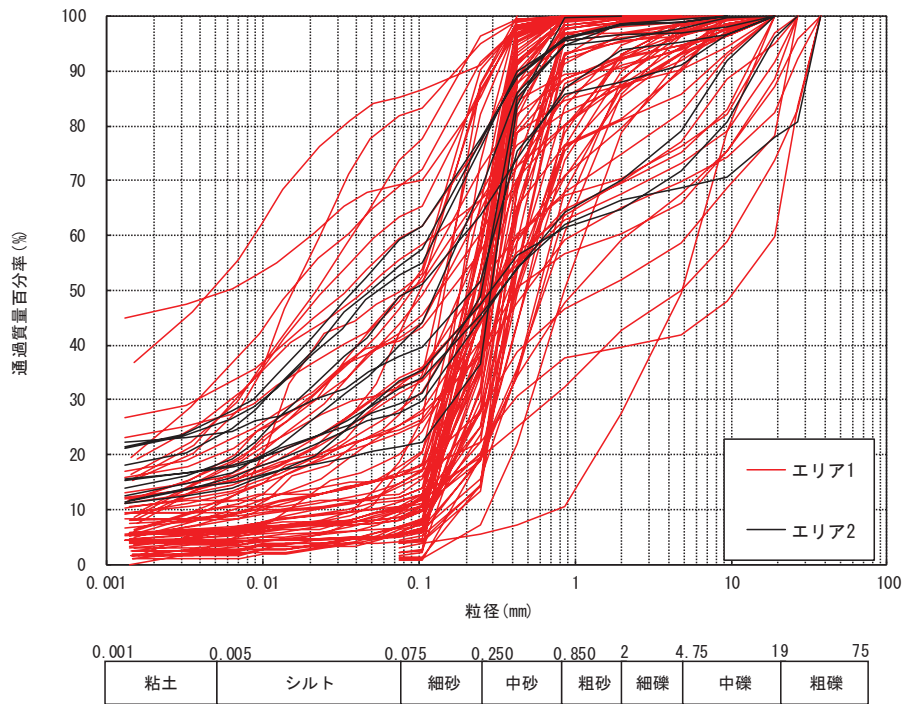


図 4-15(1) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (全エリア)

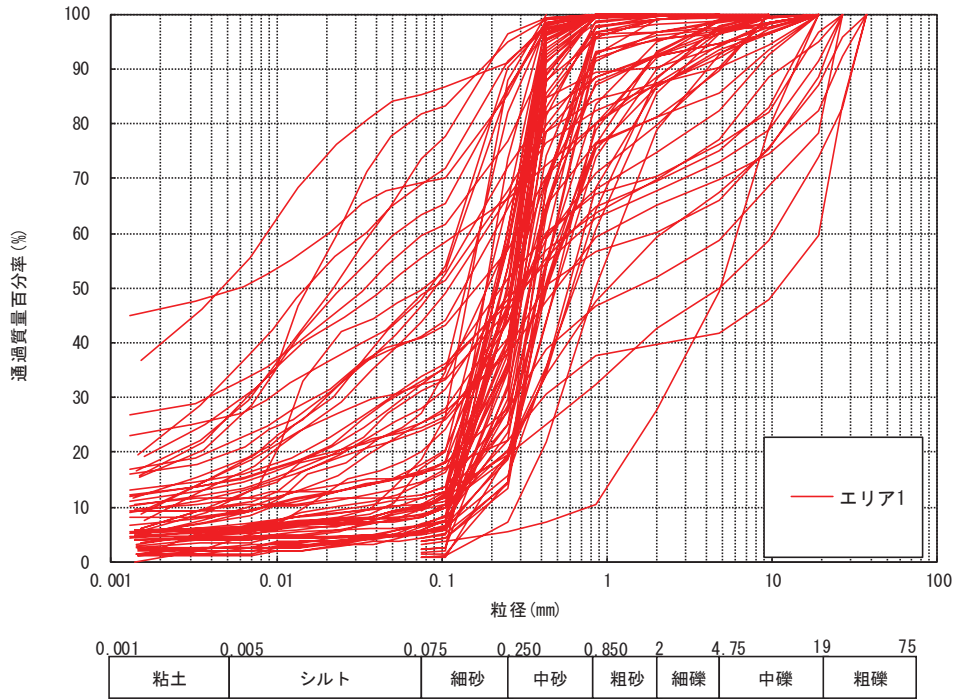


図 4-15(2) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 1)

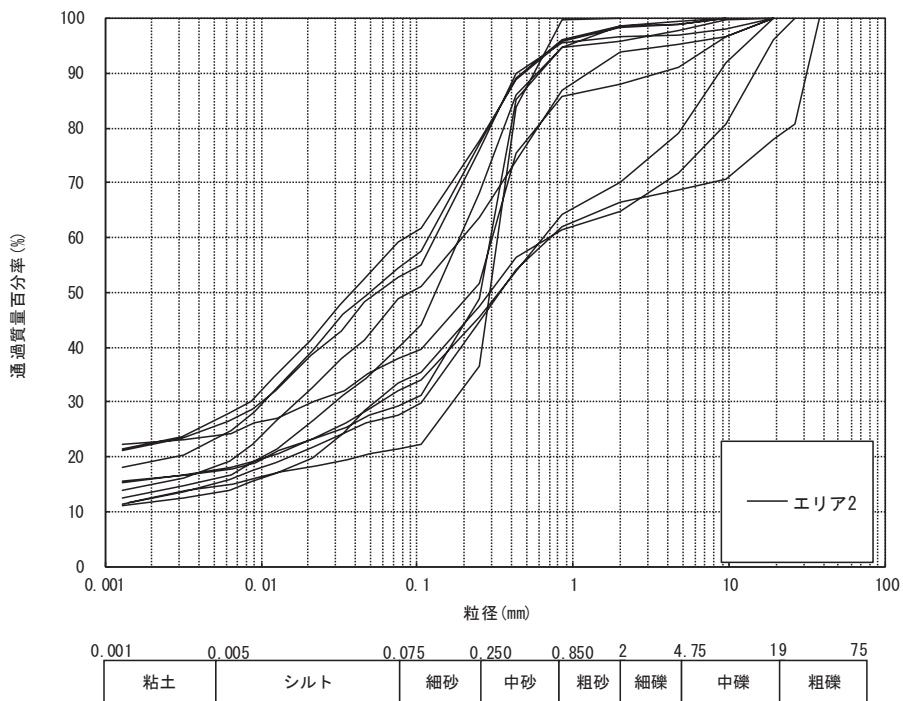


図 4-15(3) 旧表土のエリア別の粒径加積曲線 (エリア 2)

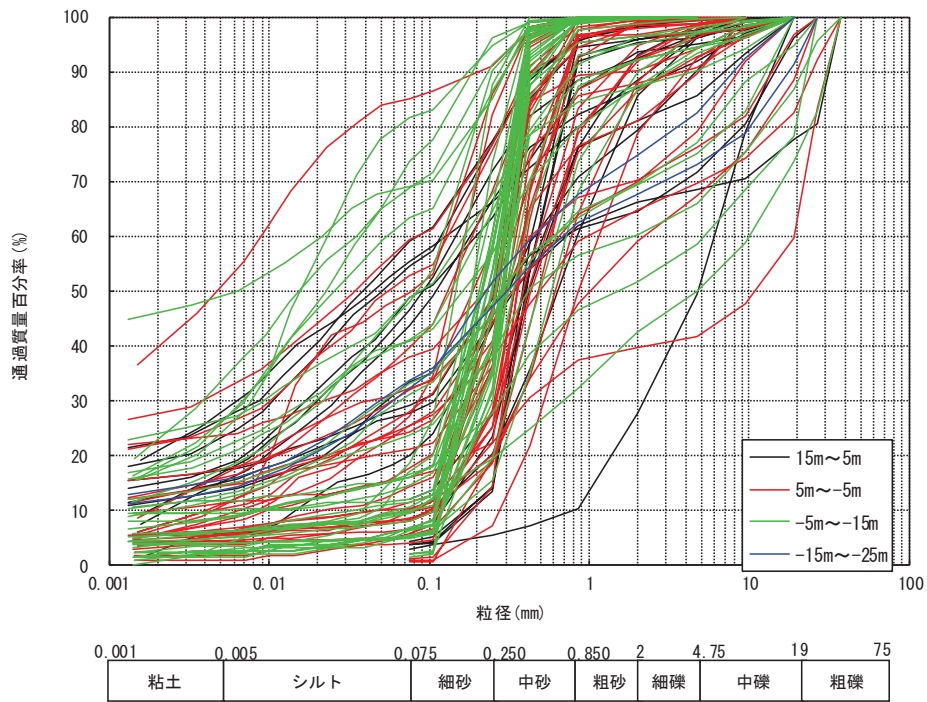


図 4-15(4) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (全深度)

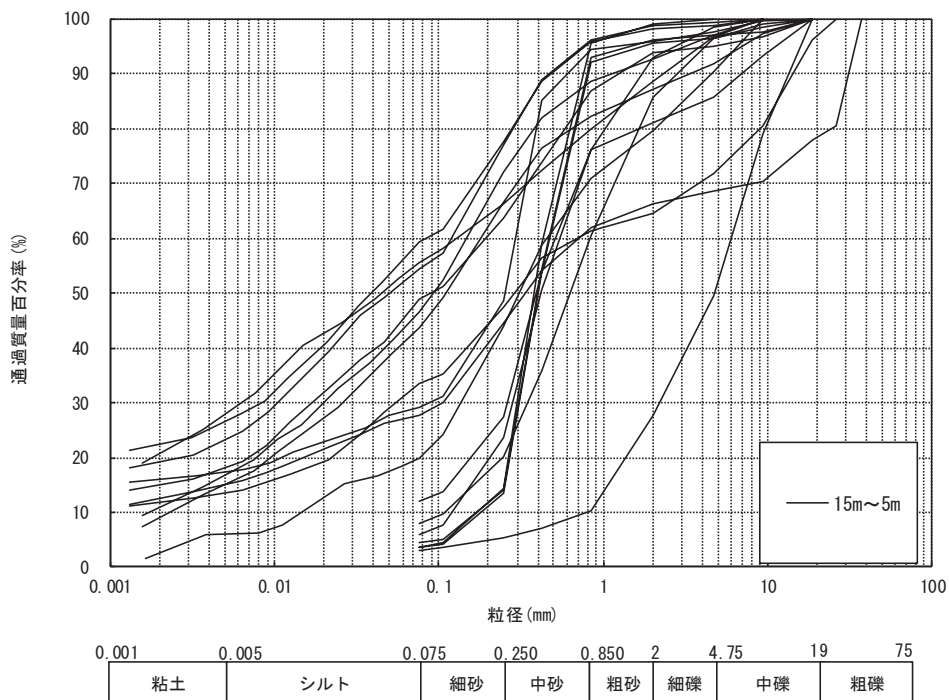


図 4-15(5) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0.P. +15m~0.P. +5m)

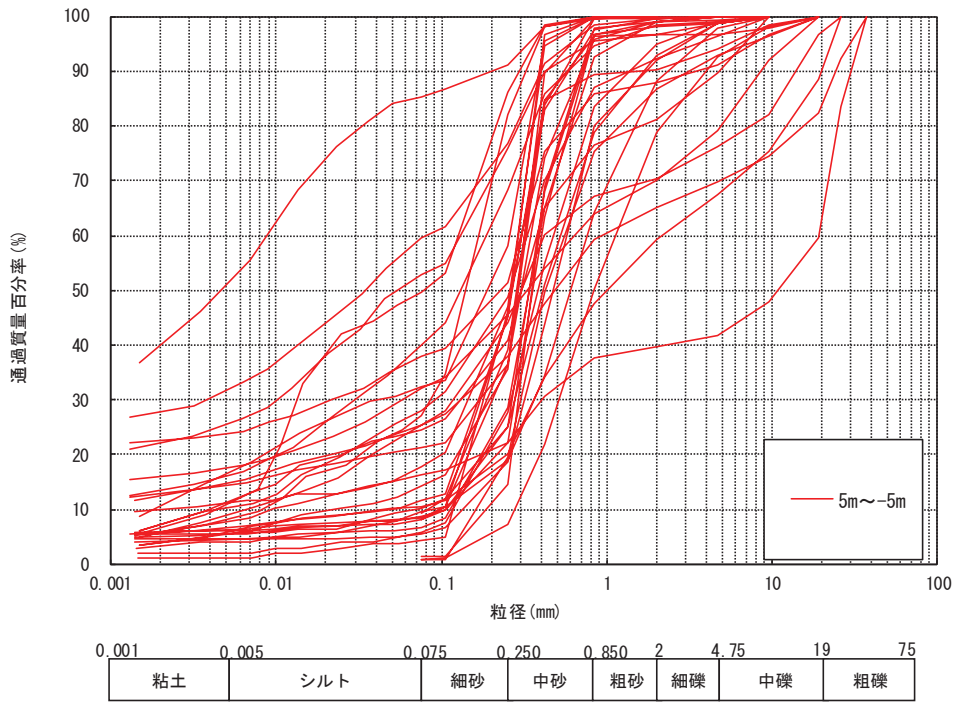


図 4-15(6) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. +5m~0. P. -5m)

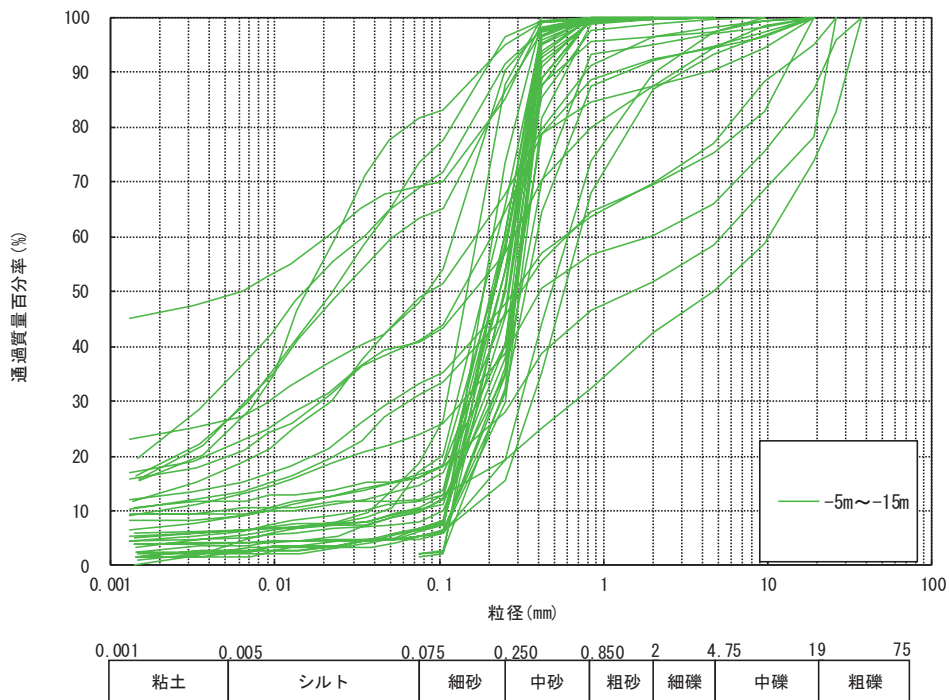


図 4-15(7) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -5m~0. P. -15m)

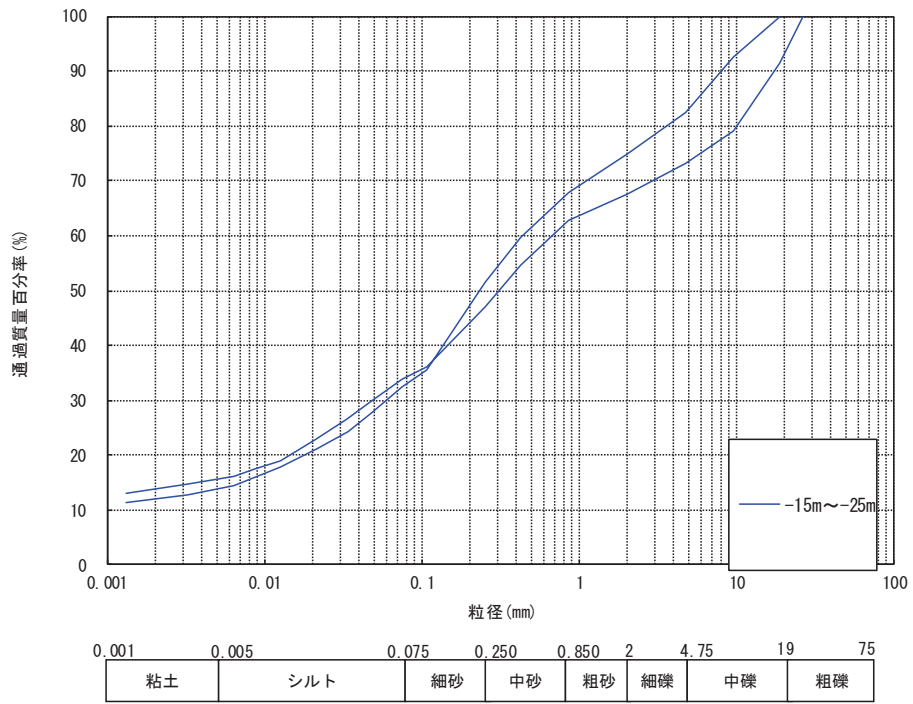


図 4-15(8) 旧表土の深度別の粒径加積曲線 (0. P. -15m~0. P. -25m)

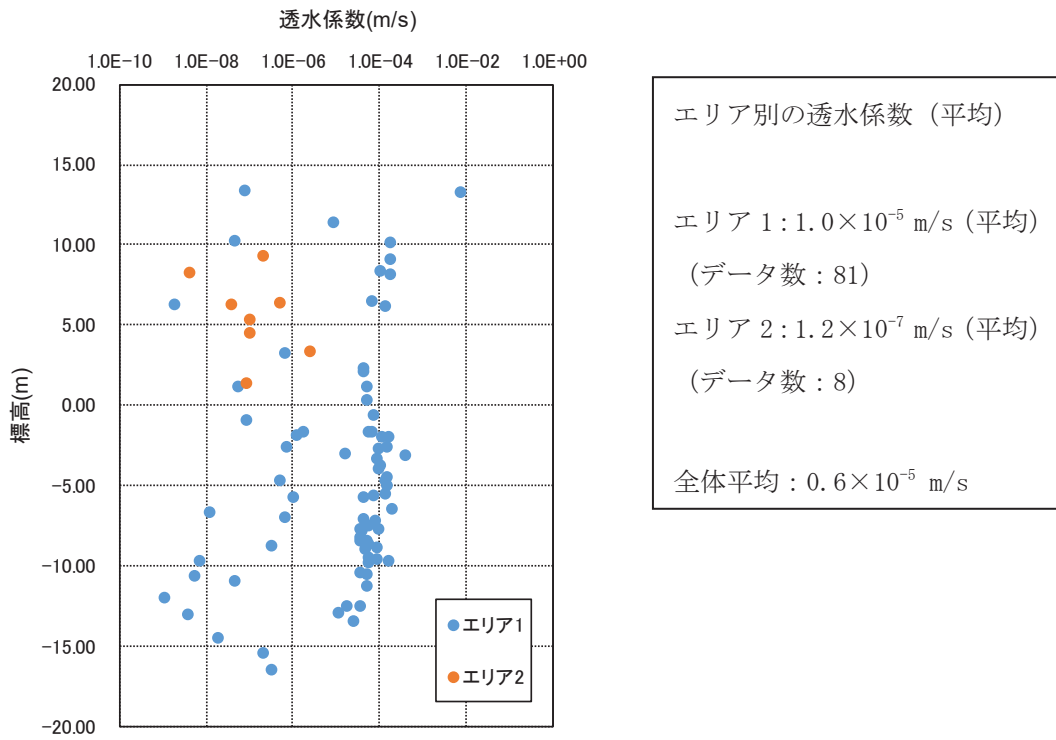


図 4-16 旧表土のエリア別の透水係数 (クレーガーらの方法) の分布

(補足 3) 盛土の礫分の影響について

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

注記*：石分（粒径 75mm 以上）を含む

(1) 石分の含有率について

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

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

表 4-16 盛土の石分含有率

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

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

(2) 透水性への影響

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

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

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

大きめに評価される場合も考えられる。

しかしながら、表 4-16 に示すとおり石分の割合は 2%～24% (平均 13%) 程度であり、極端なばらつきも無く、粒度の分布状況から極端な偏りも見られないことから、マクロ的な観点で考えれば平均的な透水性に影響を及ぼす程ではないと判断できる。

(補足 4) 岩盤の透水係数の分類方法について

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

(基本的な考え方)

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

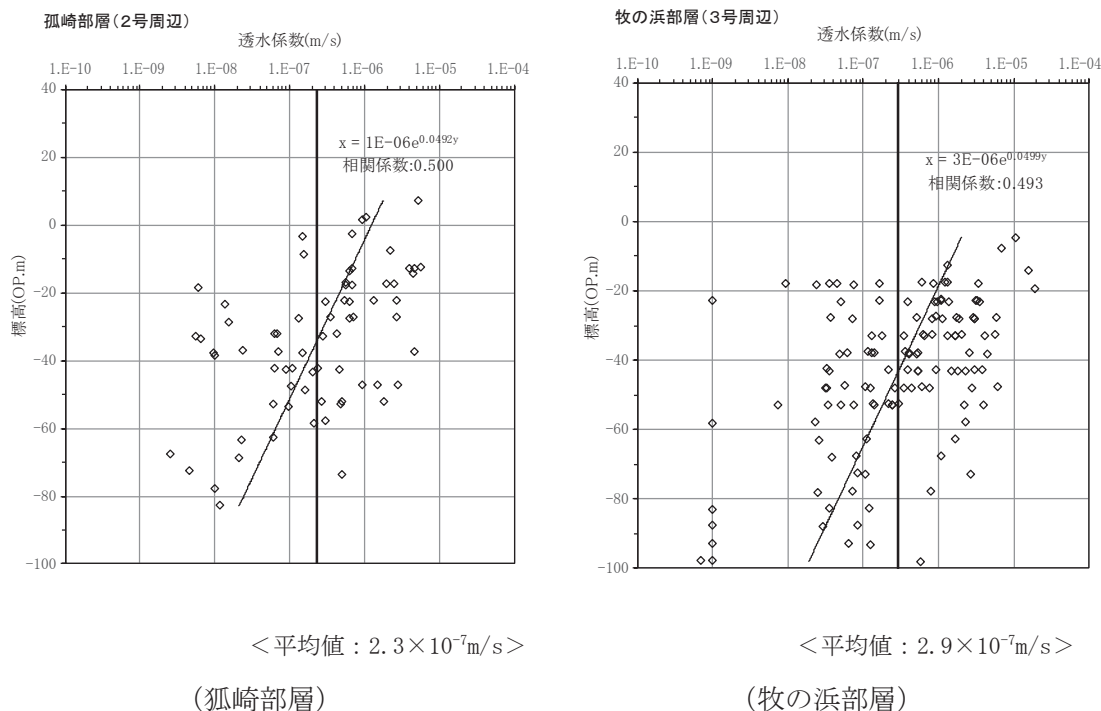


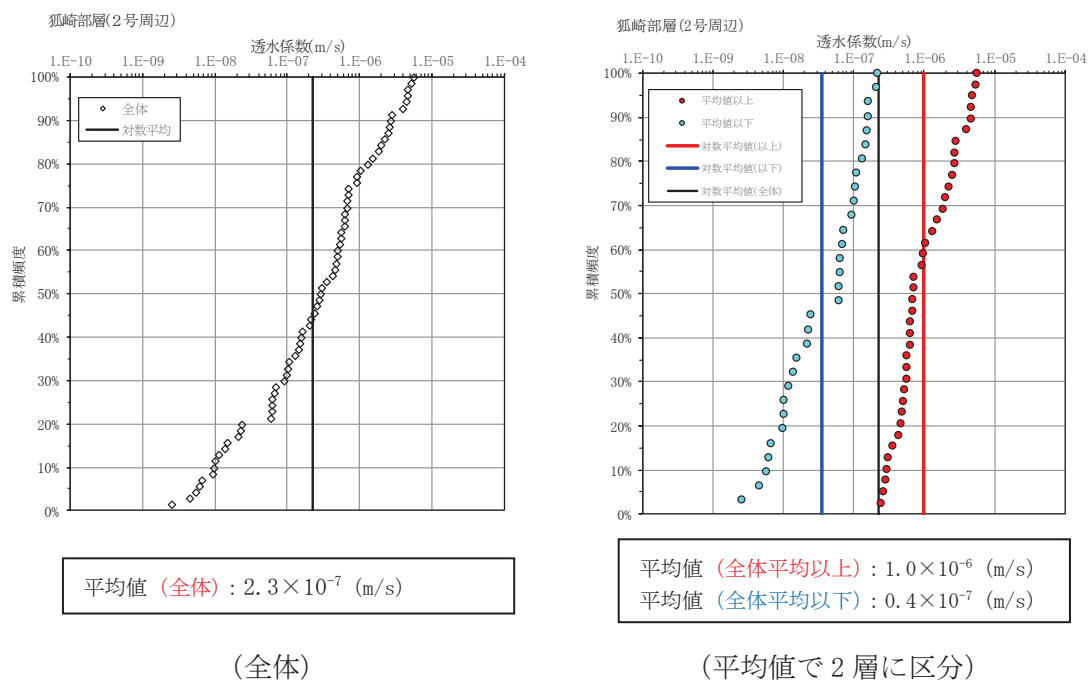
図4-17 岩盤透水試験の深度分布

(参考) 4-37

(1) 狐崎部層

① 透水性による区分

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



(全体)

(平均値で 2 層に区分)

図 4-18 透水性区分における透水試験結果の整理 (狐崎部層)

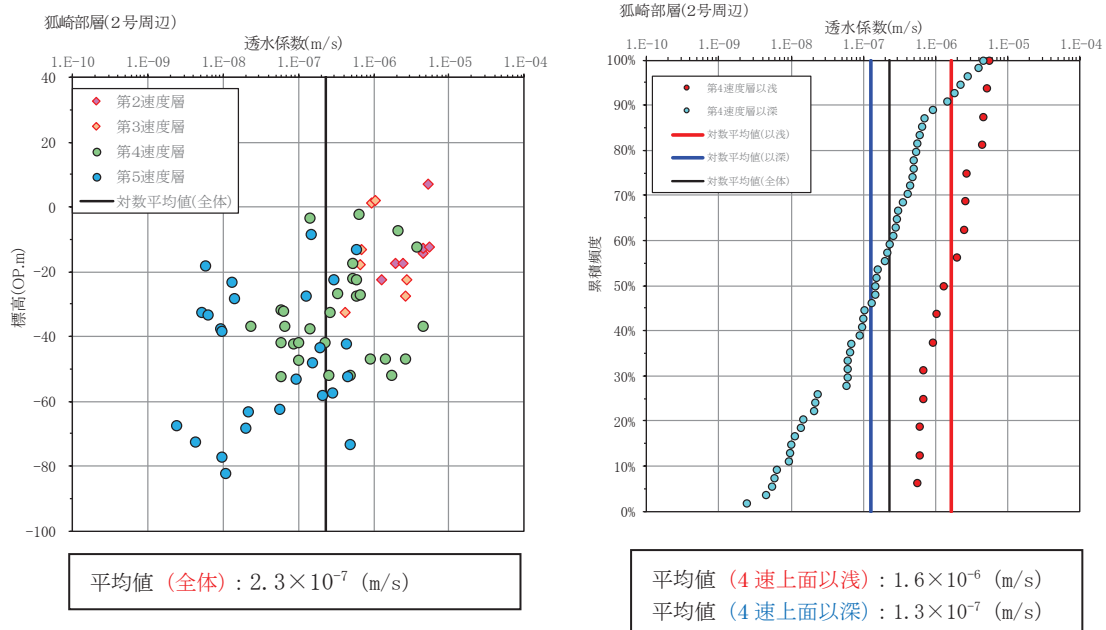
② 岩級・速度層区分による整理

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

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

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

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



(速度層別の分布)

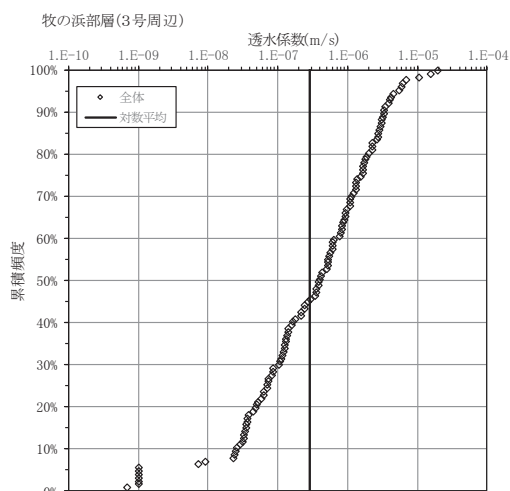
(累積頻度分布)

図 4-19 速度層区分における透水試験結果の整理（狐崎部層）

(2) 牧の浜部層

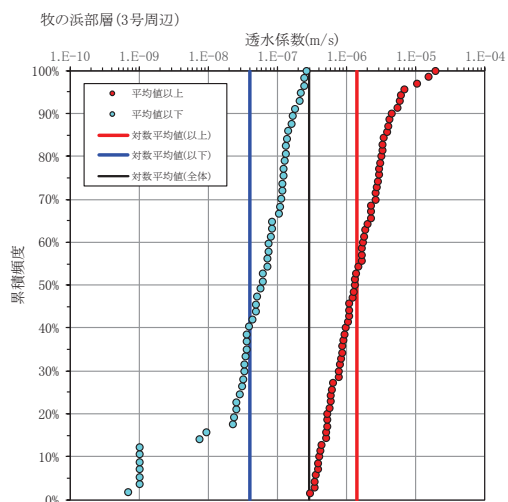
① 透水性による区分

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



平均値 (全体) : 2.9×10^{-7} (m/s)

(全体)



平均値 (全体平均以上) : 1.4×10^{-6} (m/s)

平均値 (全体平均以下) : 0.4×10^{-7} (m/s)

(平均値で 2 層に区分)

図 4-20 透水性区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

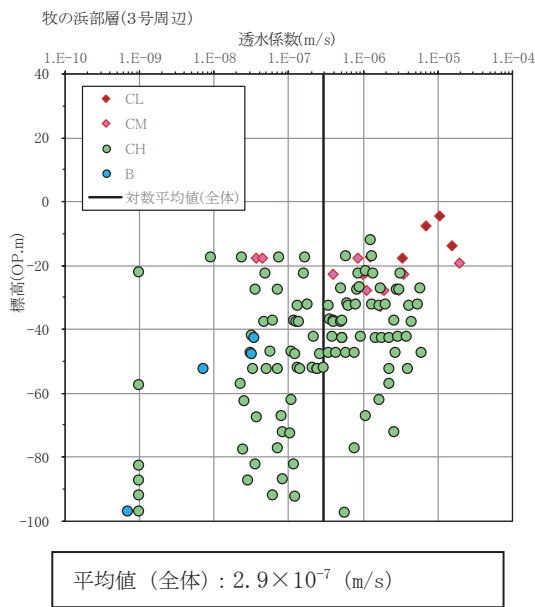
② 岩級・速度層区分による整理

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

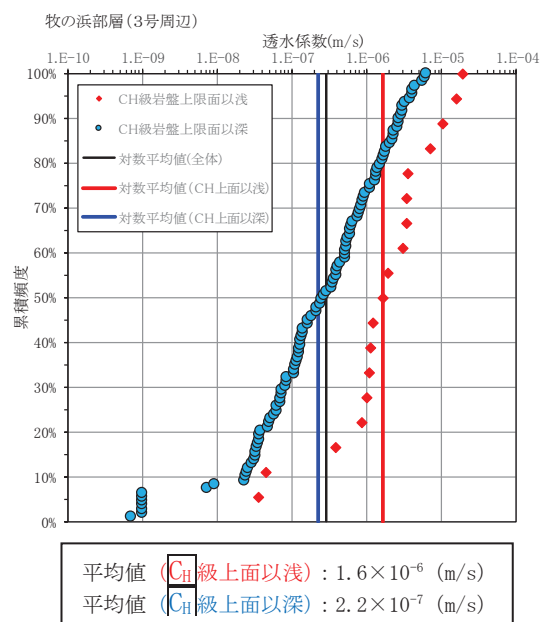
透水性により区分した値と概ね対応していることから、牧の浜部層においては C_H 級岩盤上面-30m を境界に岩盤 I・II に分類しモデル化する。

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

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

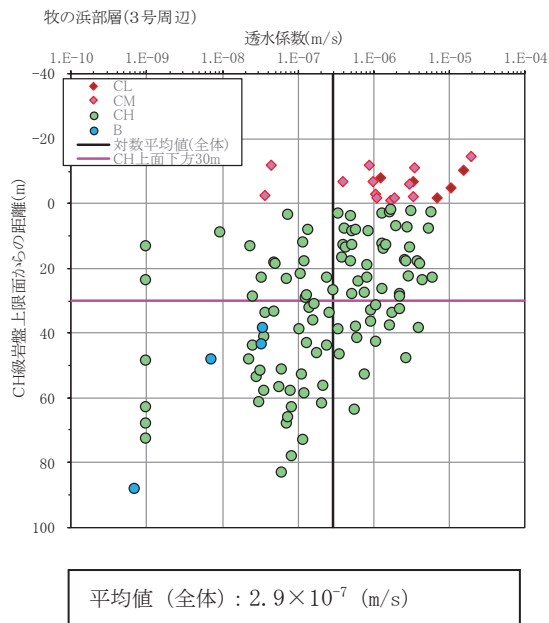


(深度分布)

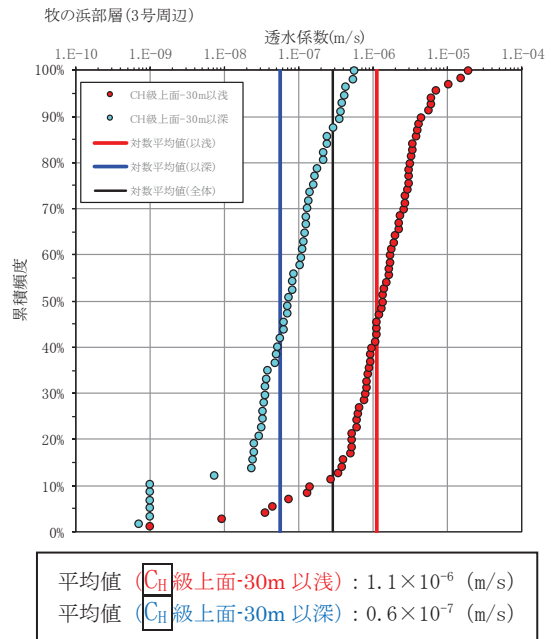


(累積頻度分布)

図 4-21 (1) 岩級区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)



(深度分布)



(累積頻度分布)

図 4-21 (2) 岩級区分における透水試験結果の整理 (牧の浜部層)

(CH 級上面-30m を境界に再整理)

(補足 5) 破砕部の透水性について

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

(1) 破砕部の透水性について

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

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

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

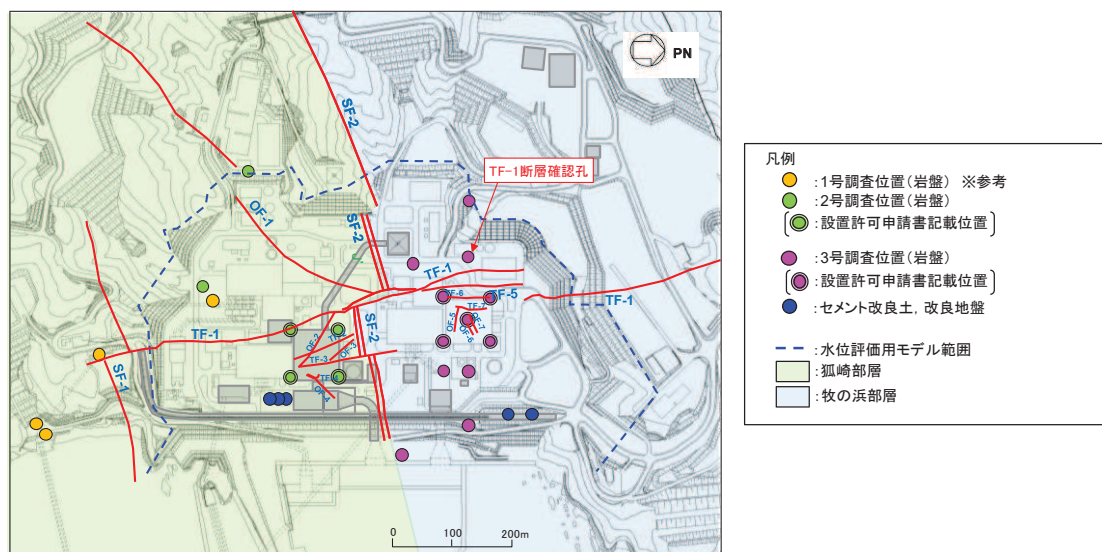


図 4-22 岩盤の原位置透水試験位置図

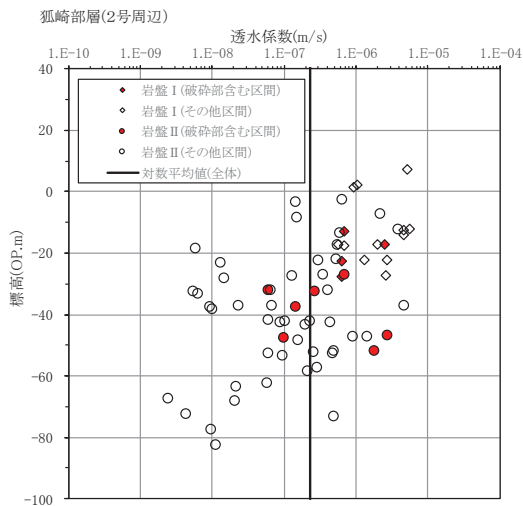
(図 4-4 に地表および基礎掘削での主要断層位置を追記)

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

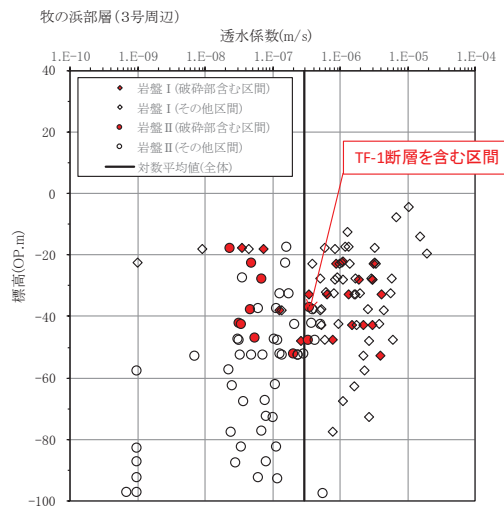
地層	透水係数（平均値） (m/s)		備考
	岩盤 I	岩盤 II	
破砕部を含む区間	0.9×10^{-6}	3.7×10^{-7}	岩盤透水試験結果（狐崎部層）のうち、破砕部を含む区間のデータについて、第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
その他の区間	2.0×10^{-6}	1.1×10^{-7}	上記以外のデータについて、第 4 速度層上面以浅を岩盤 I，以深を岩盤 II に分類
全ての区間	1.6×10^{-6}	1.3×10^{-7}	

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

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



(狐崎部層)



(牧の浜部層)

図 4-23 破砕部有無における透水試験結果の整理

(2) 浸透流解析における破碎部の扱い

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

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

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

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

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

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

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

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

(補足 6) ②水位評価モデルの設定値の妥当性について

②水位評価モデルの透水係数は、補足 1 に示す建設時工事計画認可時の検討結果を踏まえ、建屋へ作用する揚圧力を大きく算出する観点から設定（岩盤 I を -1σ ）している。

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

なお、透水係数の設定値の妥当性については、本文「3.3.2 (4)」及び「3.3.2 (5).d」において①広域モデルを用いて観測水位と解析水位の比較により確認しており、本検討は予測解析（②水位評価モデル）における保守性の確保の観点での検討（感度解析）である。

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

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

確認の結果、各エリアの代表とした3施設において、盛土・旧表土の透水係数のばらつきを考慮した解析水位（CASE2）に比べて、岩盤 I の透水係数のばらつきを考慮した②水位評価モデルの解析水位（CASE1=②水位評価モデル）が保守的な（高めの）解析水位となっており、地下水位分布へ与える盛土・旧表土の物性値のばらつきが与える影響は、岩盤 I に比べ相対的に小さいことを確認した。

以上より、予測解析に用いる②水位評価モデルにおいて十分な保守性を確保していることを確認した。

なお、本結果から、盛土・旧表土の透水係数の設定が地下水位分布へ与える支配的要因にはならず、前述のクレーガーらの方法で設定した盛土・旧表土の透水係数と原位置透水試験の違いや盛土と旧表土の透水係数の違い等についても、仮に考慮した場合でも設計用地下水位に対して及ぼす影響は小さいと判断できる。

表 4-21 影響確認ケースの条件 (透水係数)

ケース名	透水係数 (m/s)			概要	
	盛土・ 旧表土	岩盤*			改良地盤・ セメント改良土
		岩盤 I	岩盤 II		
CASE1	3.0×10^{-5} (平均値)	狐： 7.0×10^{-7} 牧： 2.0×10^{-7} (平均値-1 σ)	狐： 5.0×10^{-7} 牧： 1.0×10^{-7} (平均値)	2.0×10^{-7} (平均値)	予測解析 (②水位 評価モデル) に用 いている設定値
CASE2	2.0×10^{-6} (平均値-1 σ)	狐： 2.0×10^{-6} 牧： 1.0×10^{-6} (平均値)	狐： 5.0×10^{-7} 牧： 1.0×10^{-7} (平均値)	2.0×10^{-7} (平均値)	影響確認ケース

注記*：狐：狐崎部層，牧：牧の浜部層を指す。

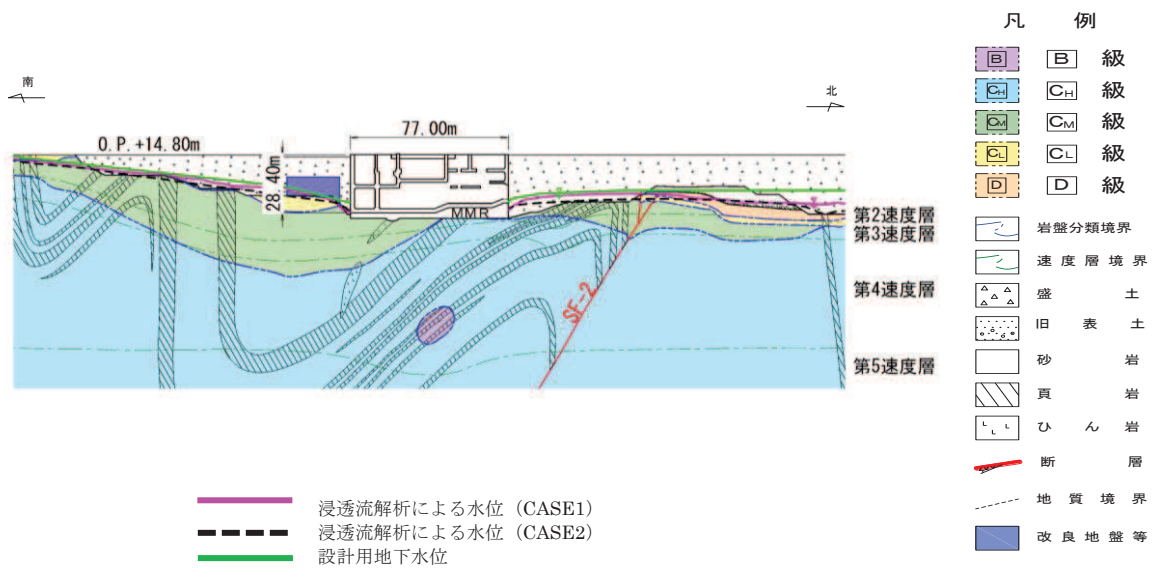


図 4-24(1) 2号機海水ポンプ室 (南北断面) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

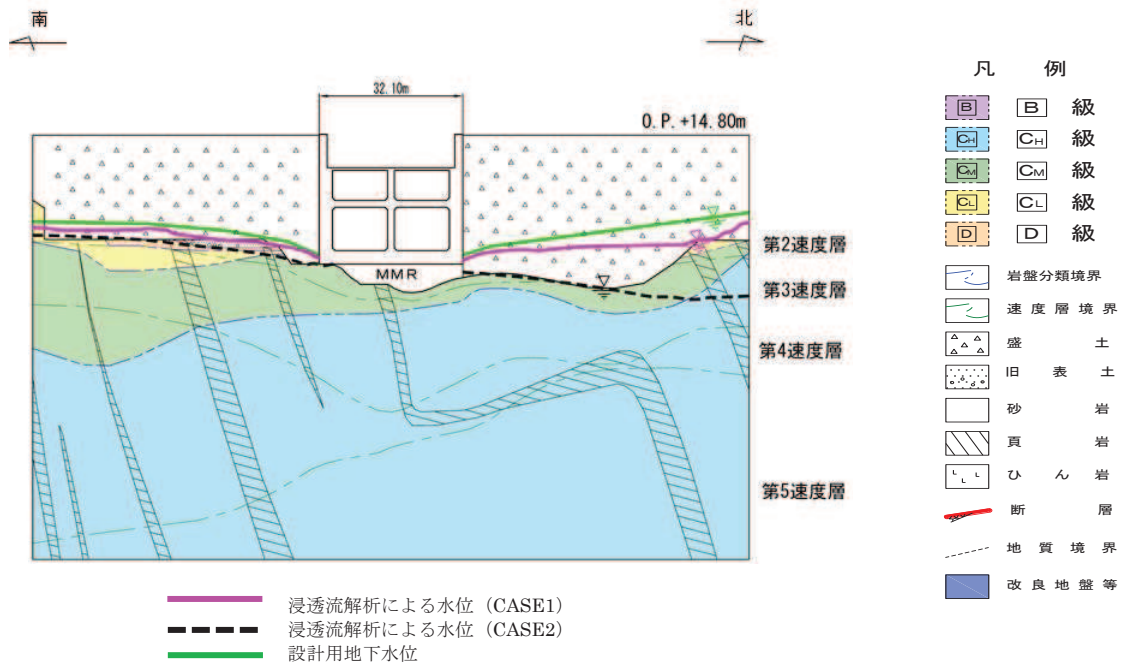


図 4-24(2) 3号機海水ポンプ室（南北断面）における
設計用地下水位と浸透流解析水位（CASE1, 2）の比較

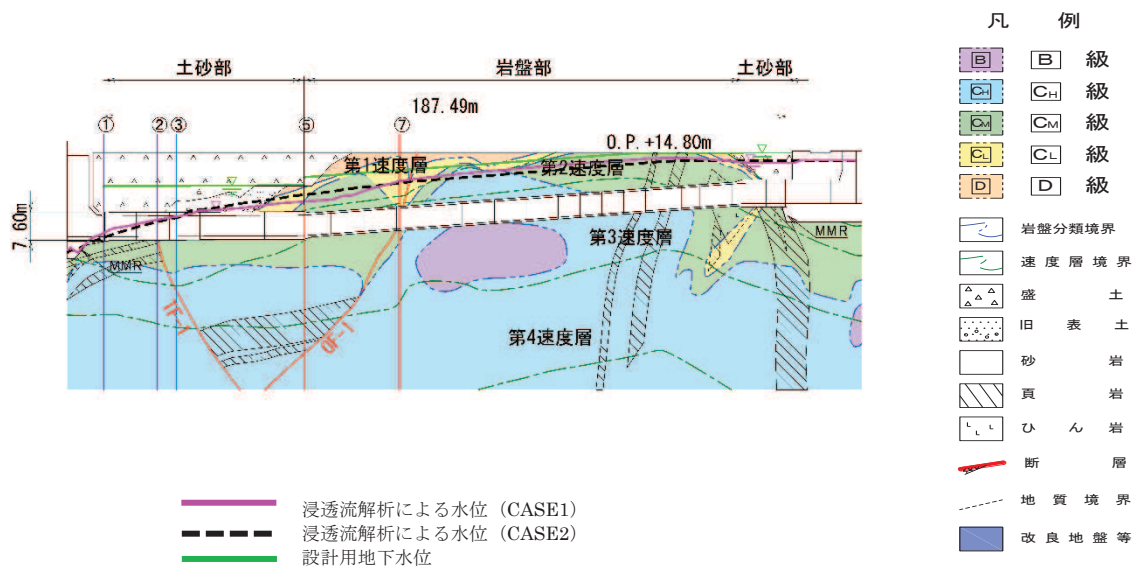


図 4-24(3) 排気筒連絡ダクト（縦断面）における
設計用地下水位と浸透流解析水位（CASE1, 2）の比較

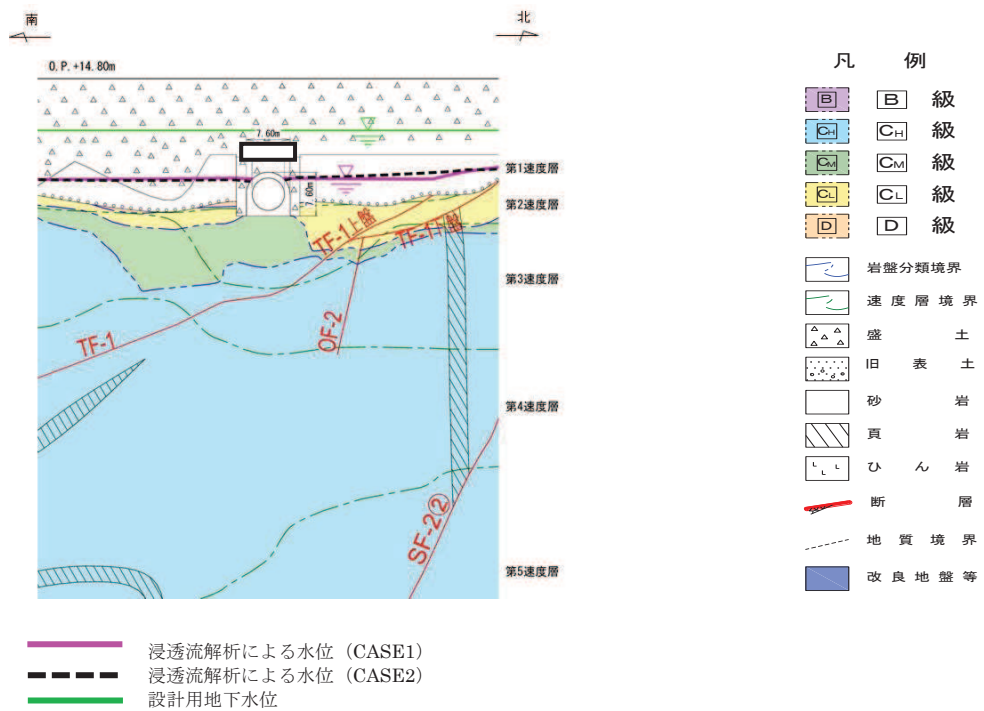


図 4-24(4) 排気筒連絡ダクト (横断 ((断面③))) における
設計用地下水位と浸透流解析水位 (CASE1, 2) の比較

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(参考資料 1 3) 地盤改良における補足

1. 地盤改良の概要

1.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

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

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

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表 1-1 に示す。

表 1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

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

(引用：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版，

(財)土木研究センター，平成 16 年 3 月)

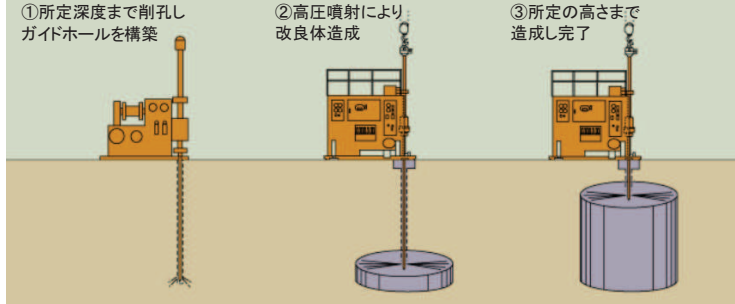

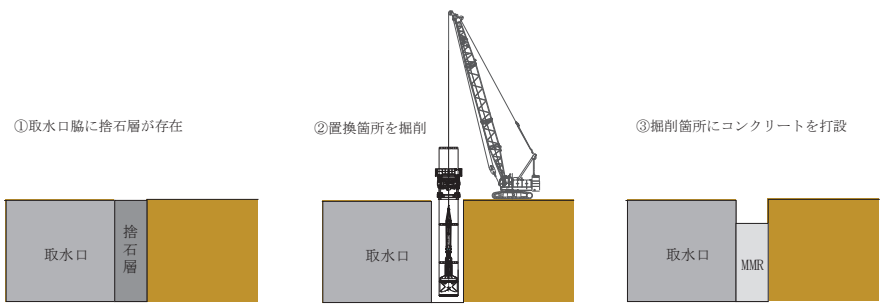
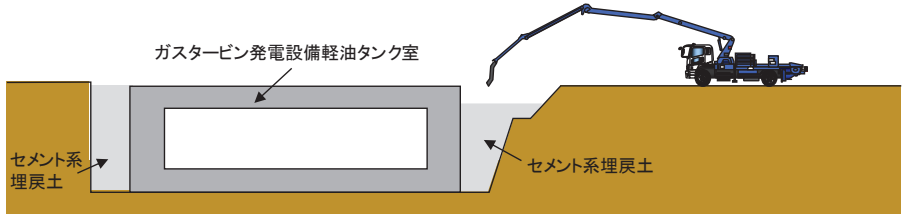
表 1-1 に示す工法のうち、女川原子力発電所で適用している地盤改良工法としては、適用地盤や工法の効果とも幅広い「固結工法」を基本としている。固結工法のうち、主に採用した工法は深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工法）であり、この工法によるものを改良地盤と呼称する。

この他、置換工法として、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の前面にはセメント改良土、取水口脇については捨石層を置換するためにコンクリート置換工、ガスタービン発電設備軽油タンク室にはセメント系埋戻土を採用した。

1.2 地盤改良の施工方法

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

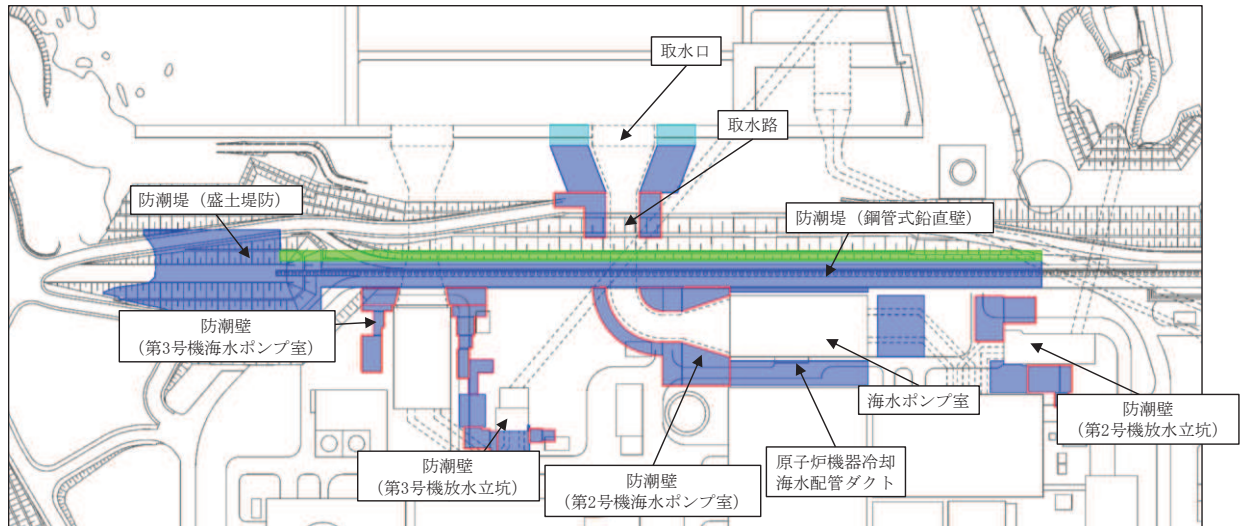
表 1-2 地盤改良の施工方法の概要

地盤	概要
<p>改良地盤 (高圧噴射攪拌工法)</p>	<p>高圧でセメントミルクを吐出し、原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法（高圧噴射攪拌工法）。地上構造物及び埋設構造物がある，開削が困難な箇所にて採用。</p>  <p>①所定深度まで削孔しガイドホールを構築 ②高圧噴射により改良体造成 ③所定の高さまで造成し完了</p> <p>出典：SUPERJET研究会HP</p>
<p>セメント改良土</p>	<p>発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造したセメント改良土により造成する工法。</p>  <p>セメント改良土</p>
<p>コンクリート置換工 (取水口)</p>	<p>原地盤を開削後にコンクリート置換工を構築することで改良体を造成する工法（コンクリート置換工法*）。構造物周辺に捨石層が存在する等，高圧噴射攪拌工法では改良が困難な箇所にて採用。</p>  <p>①取水口脇に捨石層が存在 ②置換箇所を掘削 ③掘削箇所にコンクリートを打設</p>
<p>セメント系埋戻土 (ガスタービン発電設備軽油タンク室)</p>	<p>細骨材，セメント，水を混合して製造したセメント系埋戻土により造成する工法。</p>  <p>ガスタービン発電設備軽油タンク室 セメント系埋戻土</p>

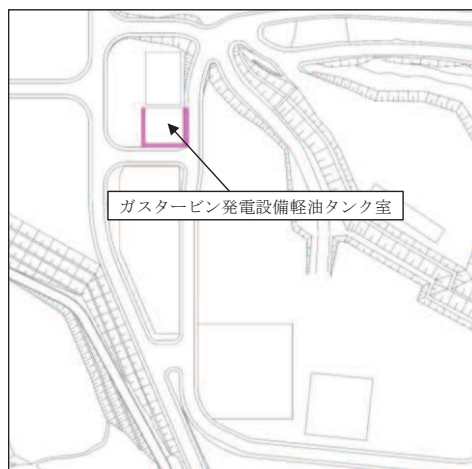
注記*：取水口脇の捨石層を置換するために実施。

2. 各施設における地盤改良の概要

地盤改良の施工範囲を図 2-1 に、地盤改良の目的・効果を表 2-1 に示す。表 2-1 に示すとおり、地盤改良の主な目的・効果は、支持地盤、変形抑制、液状化対策等に区別される。各施設における地盤改良の範囲を図 2-2～図 2-14 に示す。



(O. P. +14.8m盤)



(O. P. +62m盤)

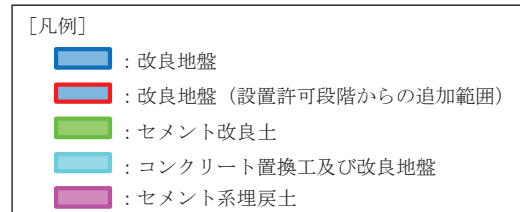


図 2-1 地盤改良の施工範囲

表 2-1 地盤改良の概要

対象施設	地盤改良	
	工法	目的・効果
取水口	コンクリート置換工	変形抑制・液状化対策
	高圧噴射攪拌工法	
取水路	高圧噴射攪拌工法	変形抑制・液状化対策
海水ポンプ室	高圧噴射攪拌工法	変形抑制・液状化対策
原子炉機器冷却海水配管ダクト	高圧噴射攪拌工法	変形抑制
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	高圧噴射攪拌工法	支持地盤・変形抑制・液状化対策・止水性に寄与
	セメント改良土	
防潮堤（盛土堤防）	高圧噴射攪拌工法	支持地盤・液状化対策・止水性に寄与
防潮壁（第2号機海水ポンプ室）	高圧噴射攪拌工法	変形抑制・液状化対策
防潮壁（第2号機放水立坑）	高圧噴射攪拌工法	変形抑制・液状化対策
防潮壁（第3号機海水ポンプ室）	高圧噴射攪拌工法	変形抑制・液状化対策
防潮壁（第3号機放水立坑）	高圧噴射攪拌工法	変形抑制・液状化対策
揚水井戸	セメント系埋戻土	埋戻し材
ガスタービン発電設備軽油タンク室	セメント系埋戻土	液状化対策・埋戻し材

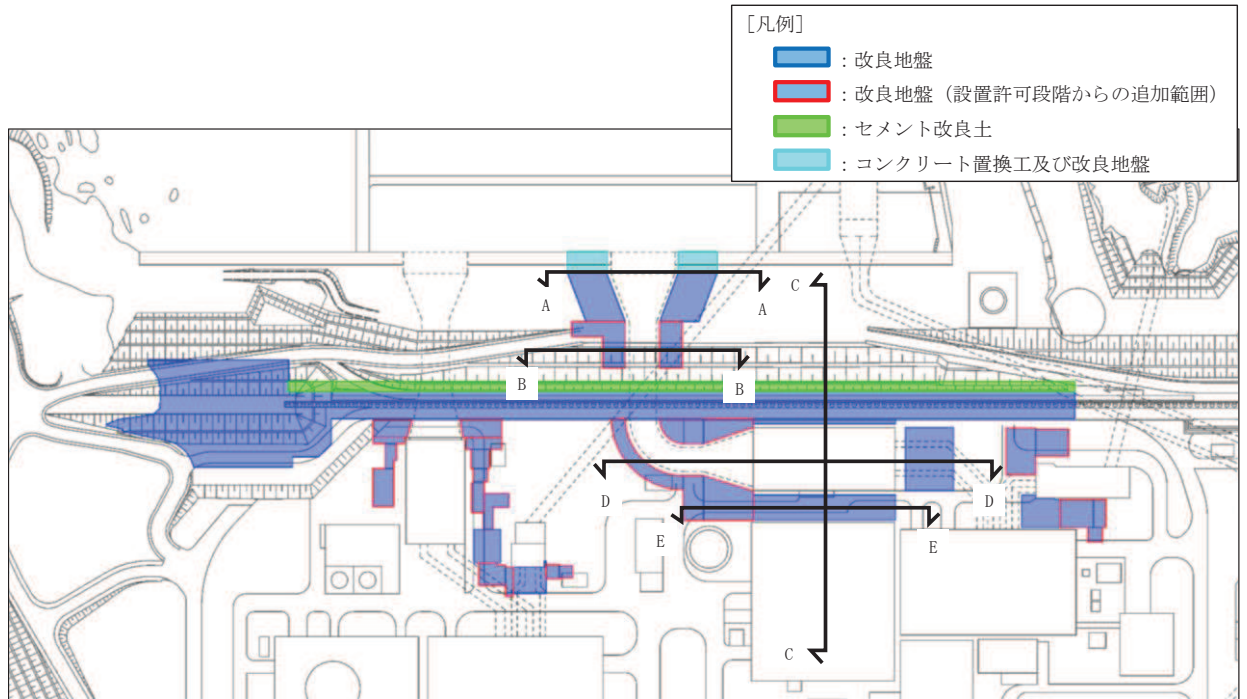


図 2-2 各施設における地盤改良の範囲 (取水口, 取水路, 海水ポンプ室, 原子炉機器冷却海水配管ダクト)

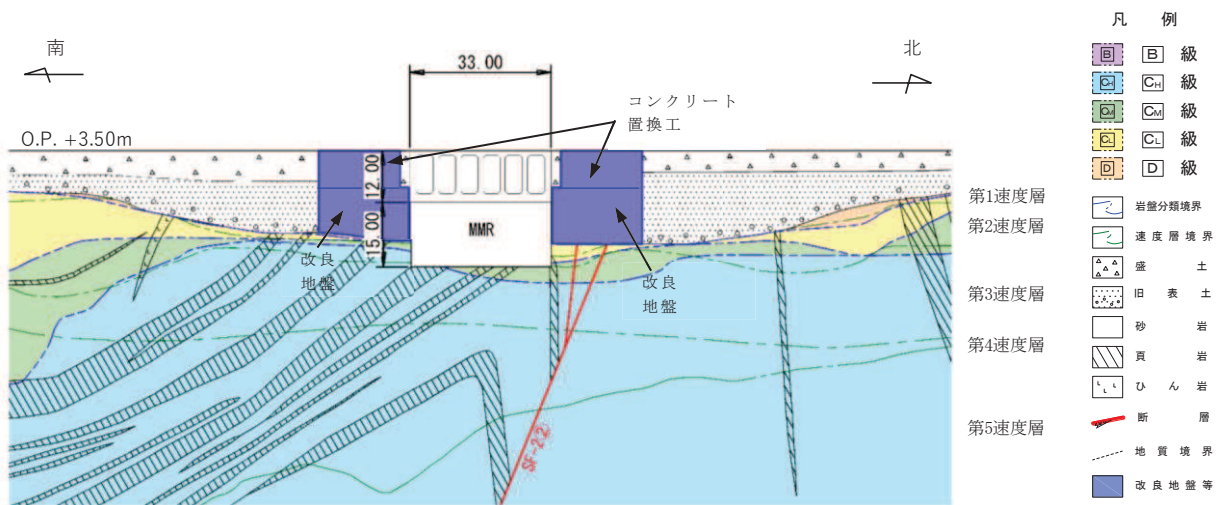


図 2-3 地盤改良の範囲 (取水口, A-A 断面)

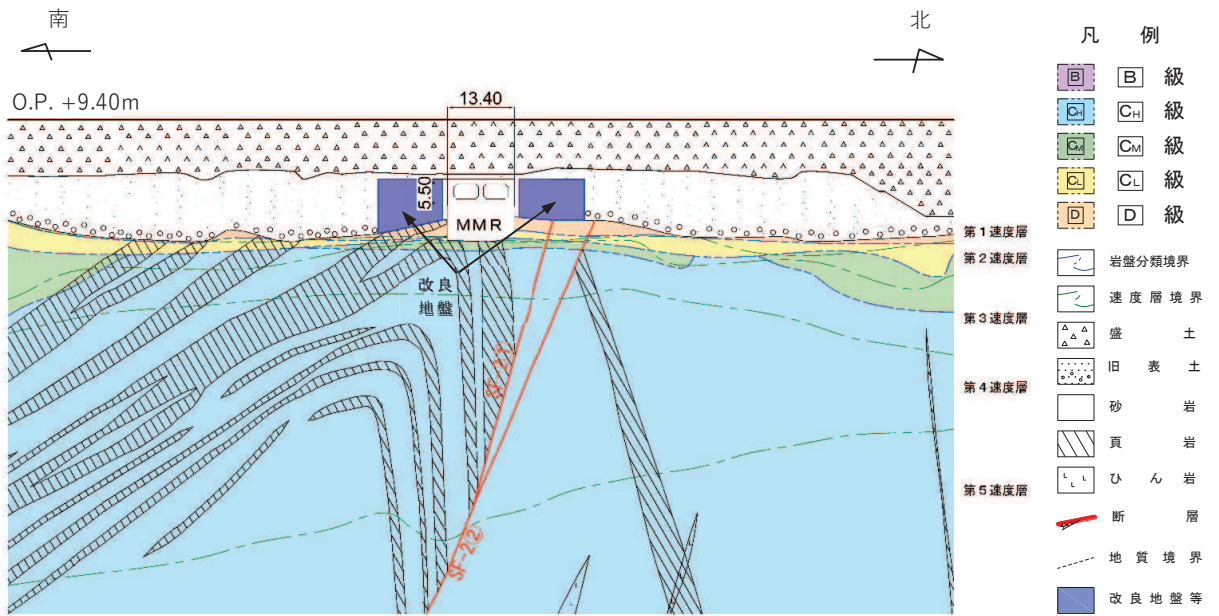


図 2-4 地盤改良の範囲（取水路，B-B 断面）

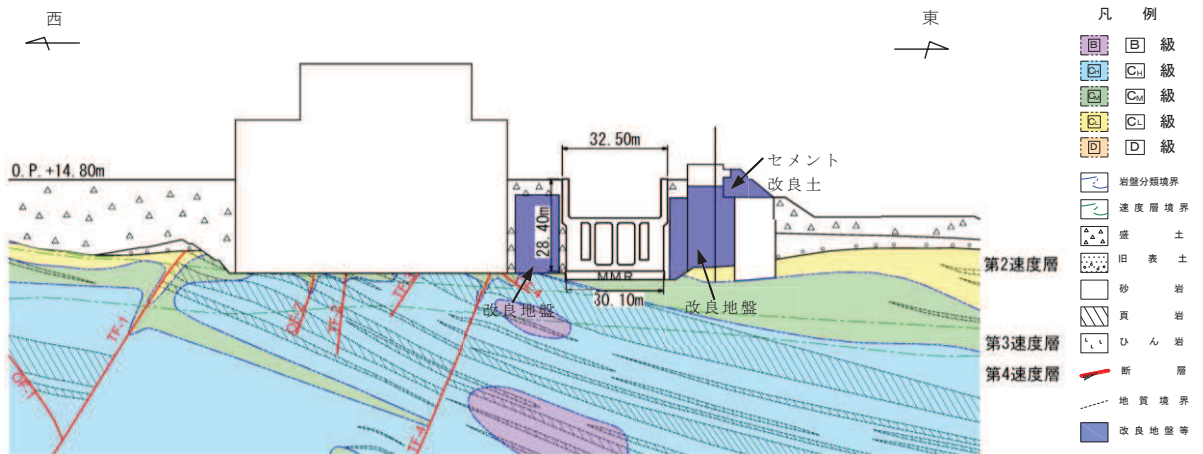


図 2-5 地盤改良の範囲（海水ポンプ室横断，C-C 断面）

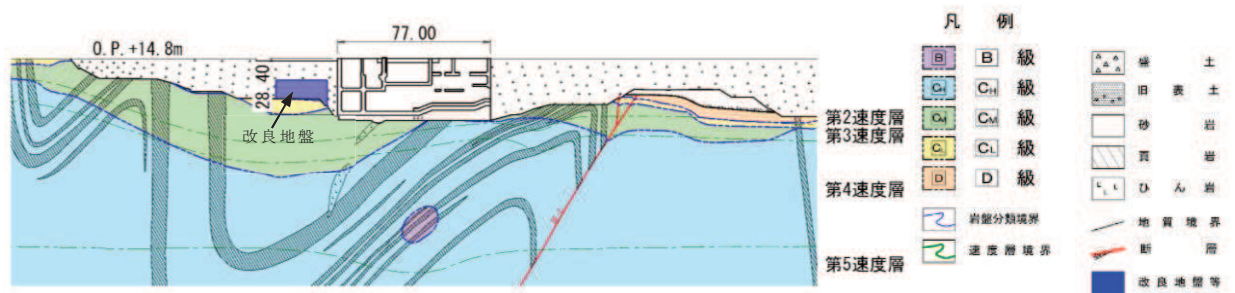


図 2-6 地盤改良の範囲（海水ポンプ室横断，D-D 断面）

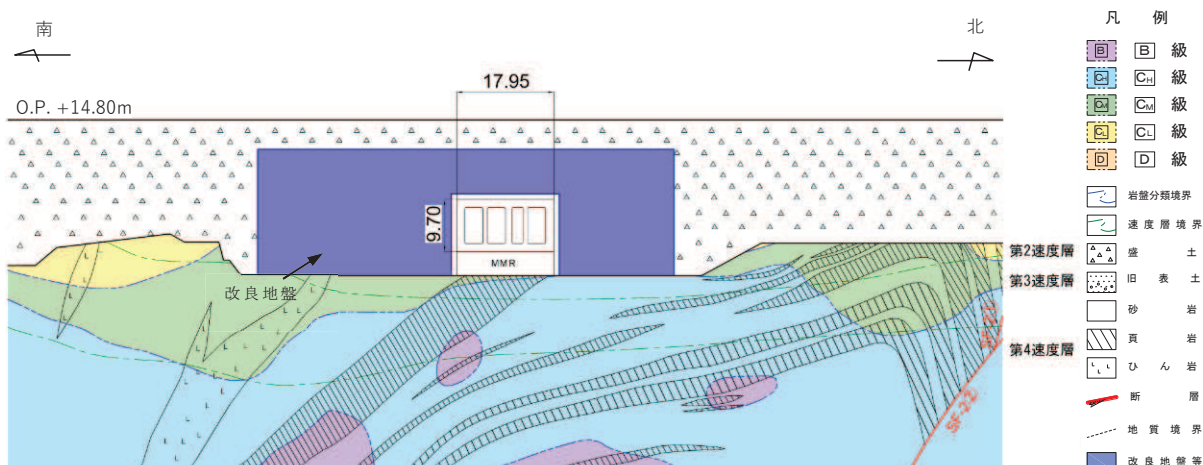


図 2-7 地盤改良の範囲（原子炉機器冷却海水配管ダクト，E-E 断面）

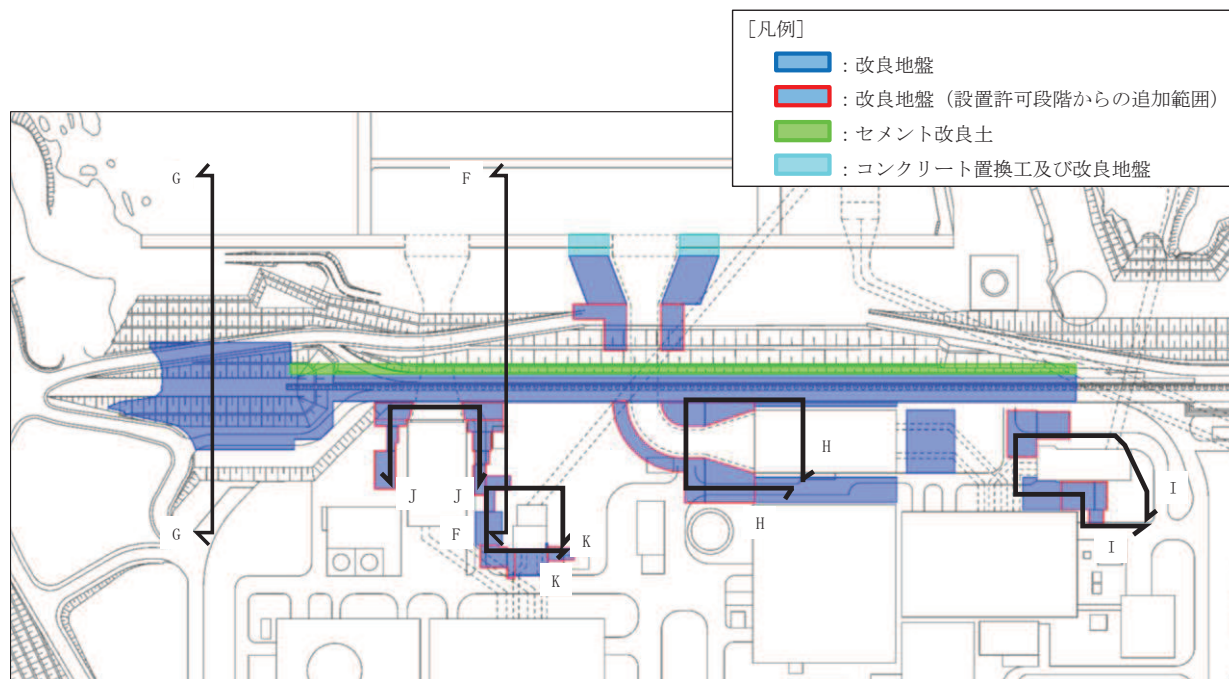
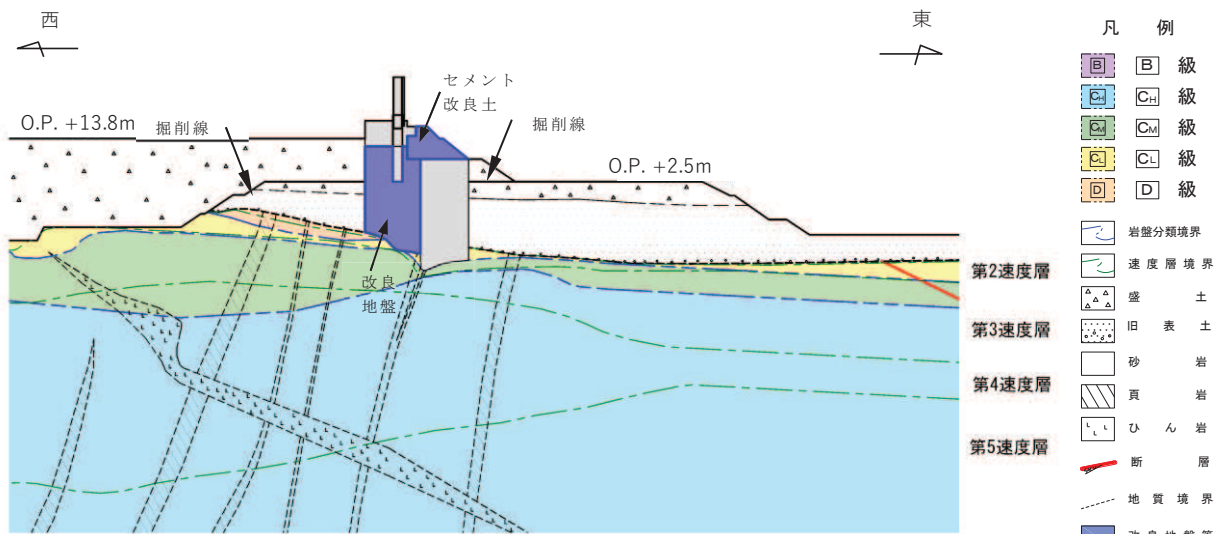
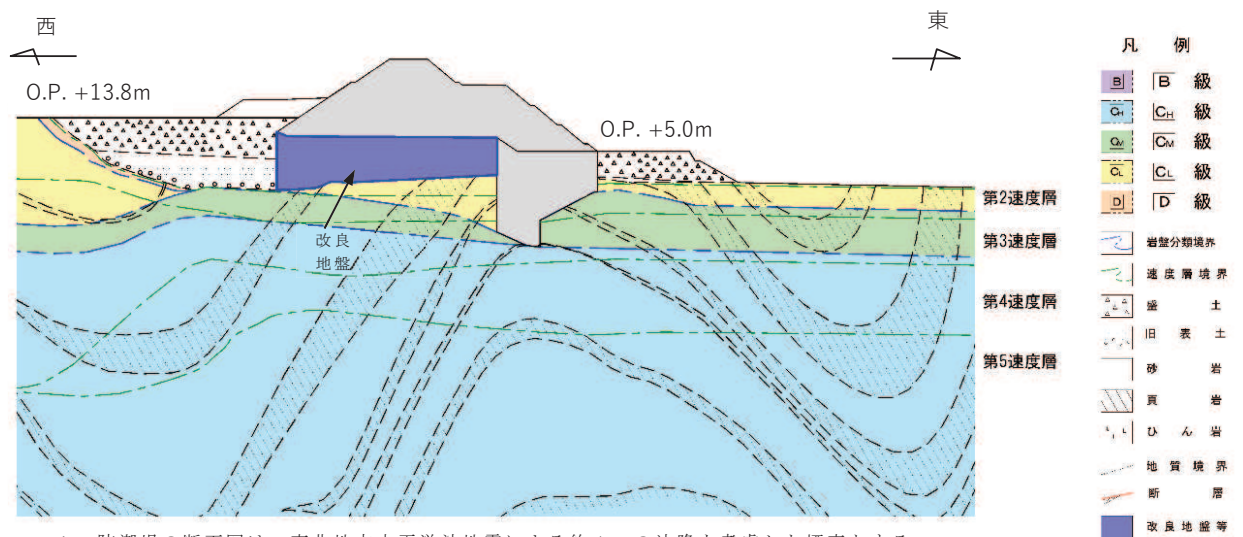


図 2-8 各施設における地盤改良の範囲（防潮堤，防潮壁）



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

図 2-9 地盤改良の範囲（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部，F-F 断面）



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

図 2-10 地盤改良の範囲（防潮堤（盛土堤防），G-G 断面）

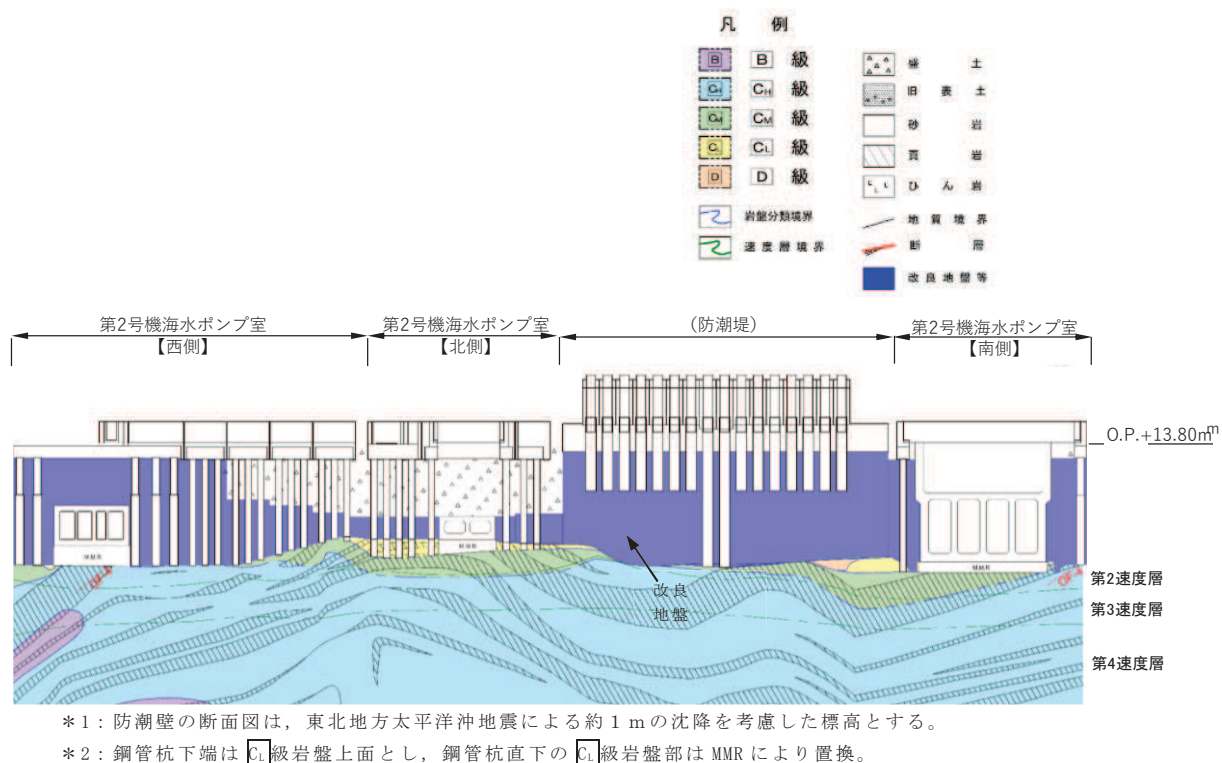


図 2-11 地盤改良の範囲（防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），H-H 断面）

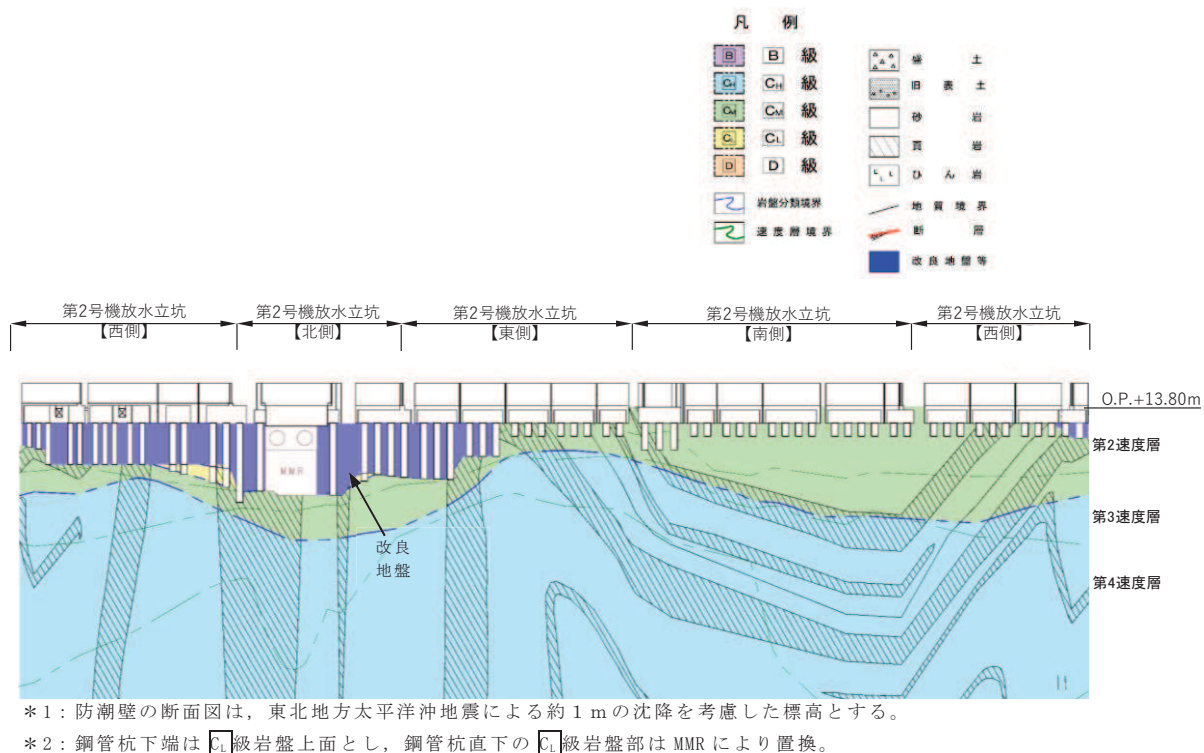
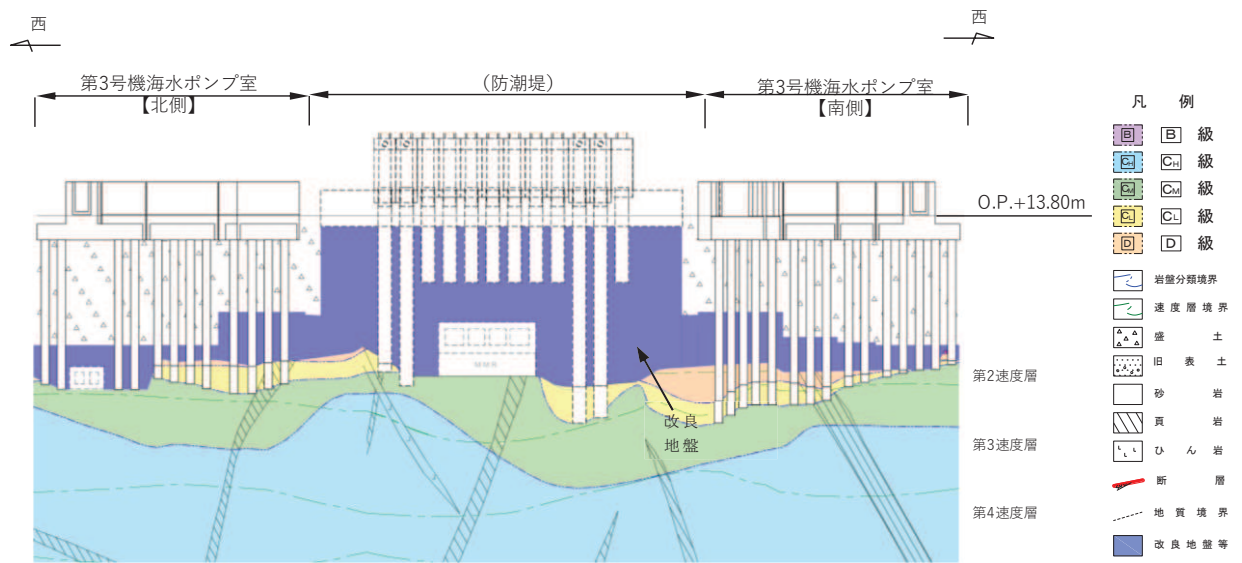


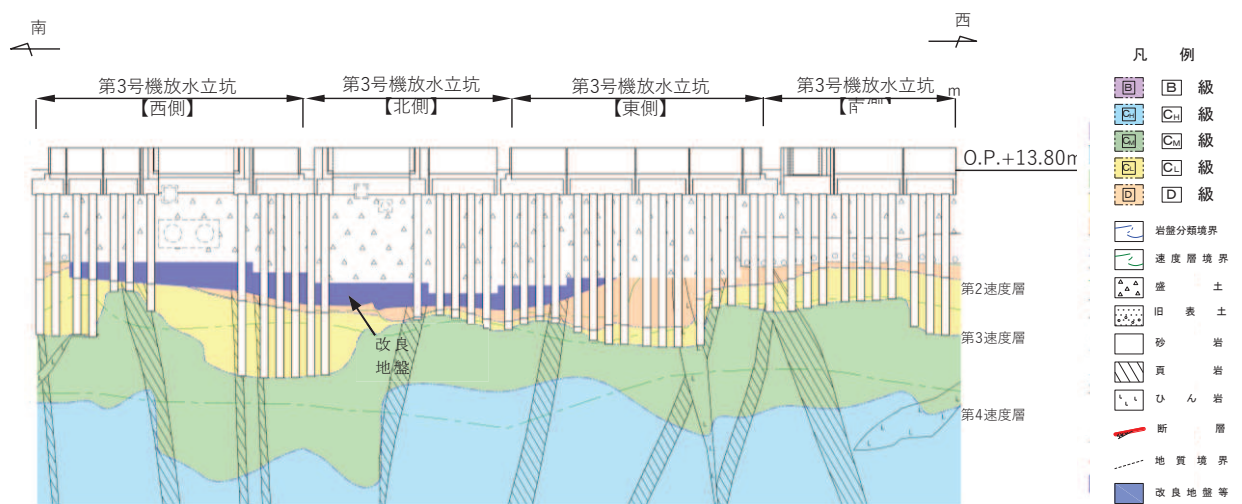
図 2-12 地盤改良体の配置図（防潮壁（第 2 号機放水立坑），I-I 断面）



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

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

図 2-13 地盤改良の範囲（防潮壁（第3号機海水ポンプ室），J-J断面）



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

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

図 2-14 地盤改良の範囲（防潮壁（第3号機放水立坑），K-K断面）

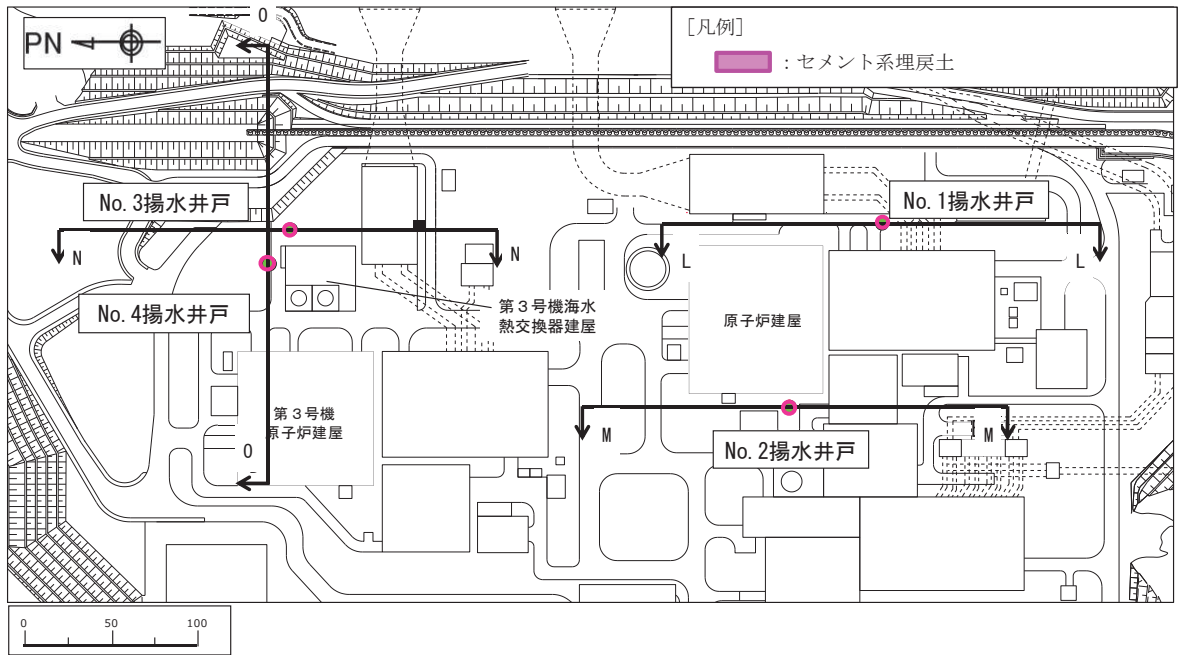


図 2-15 各施設における地盤改良の範囲（揚水井戸）

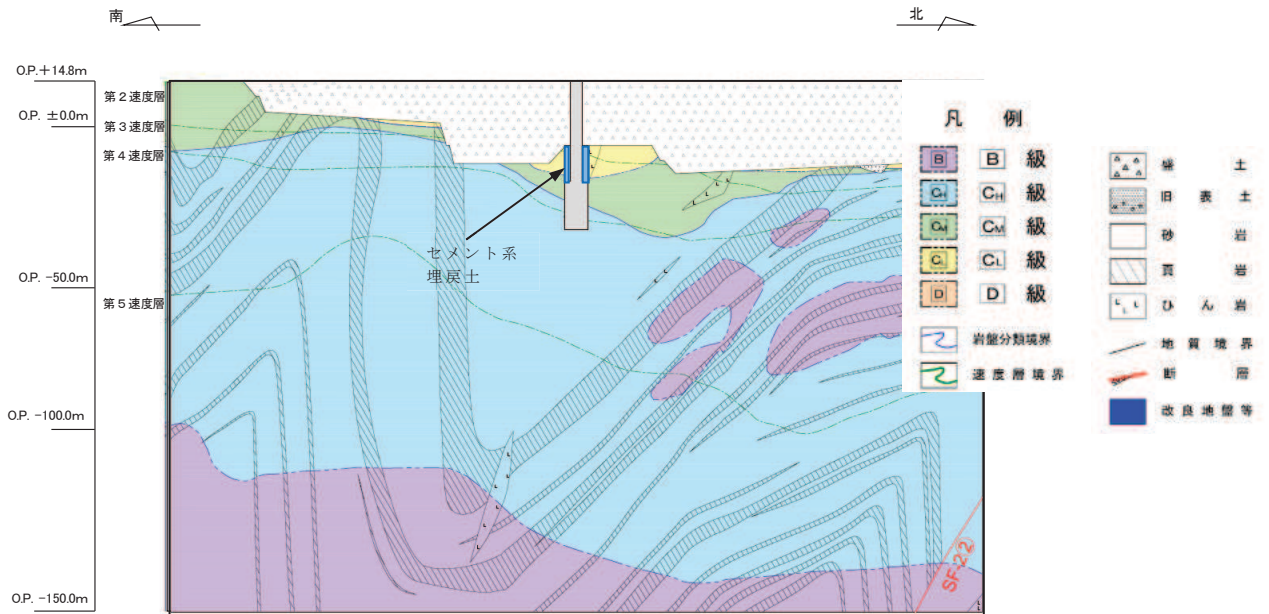


図 2-16 地盤改良の範囲（No. 1 揚水井戸，L-L 断面）

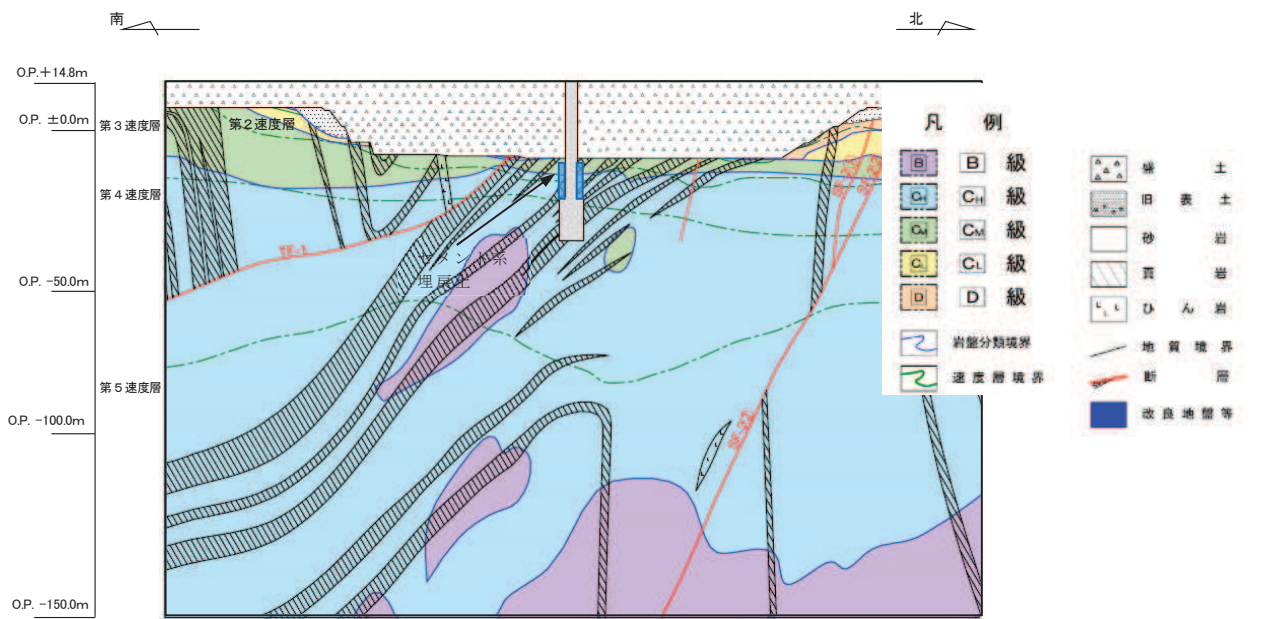


図 2-17 地盤改良の範囲 (No. 2 揚水井戸, M-M 断面)

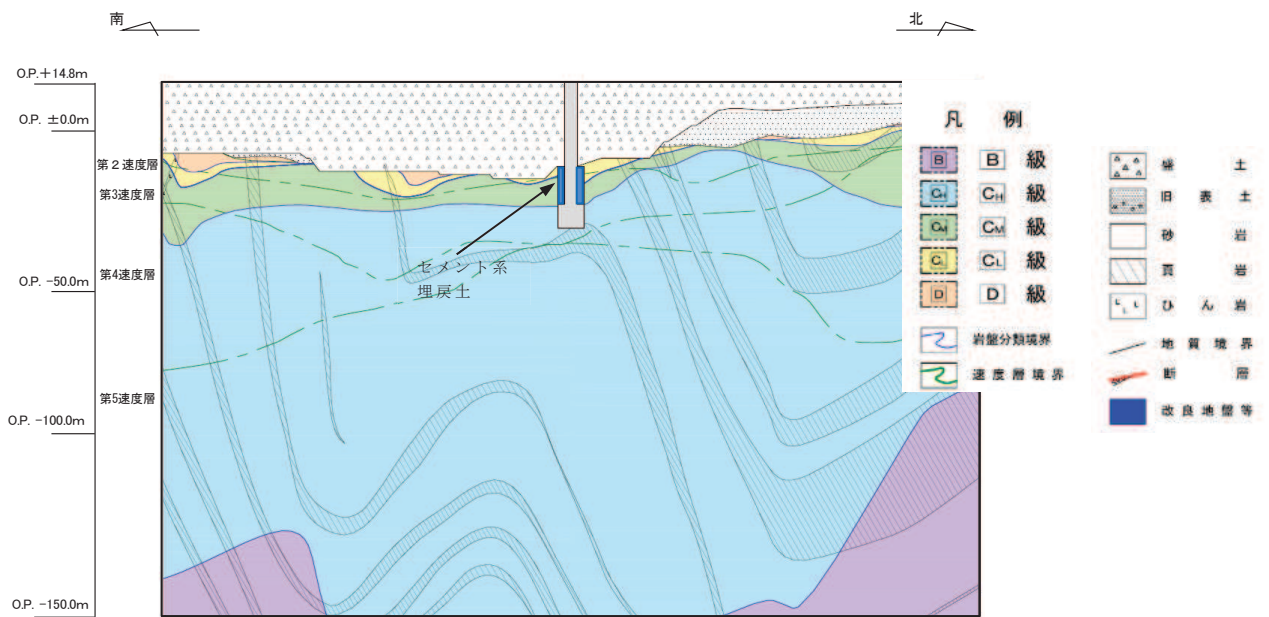


図 2-18 地盤改良の範囲 (No. 3 揚水井戸, N-N 断面)

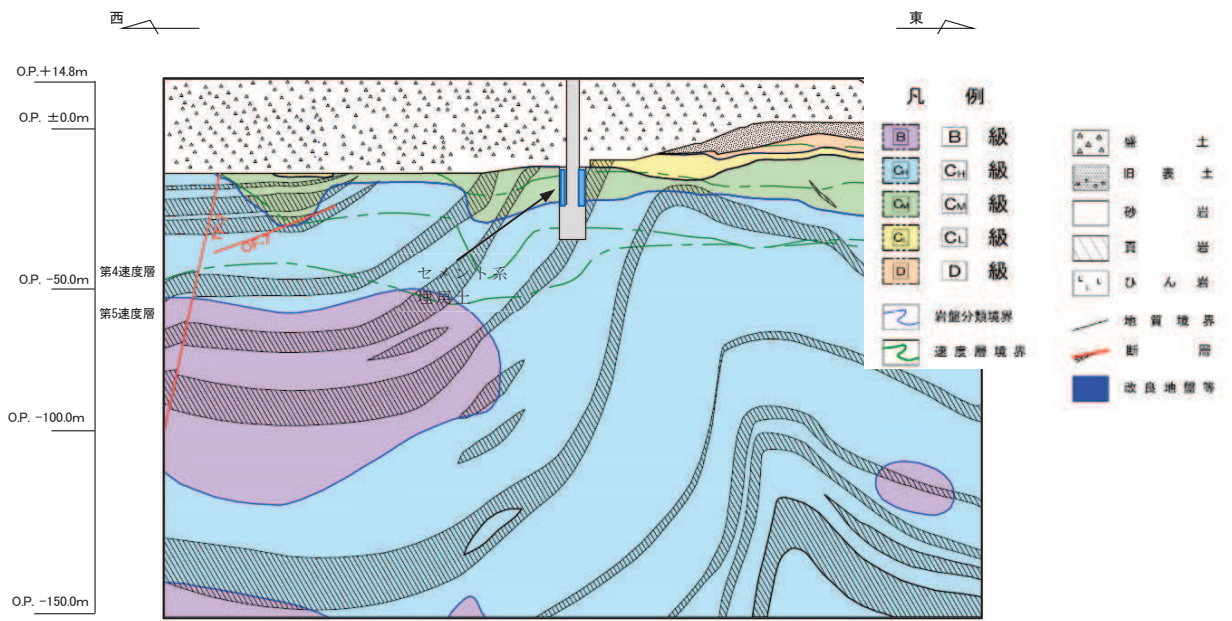


図 2-19 地盤改良の範囲 (No. 4 揚水井戸, 0-0 断面)

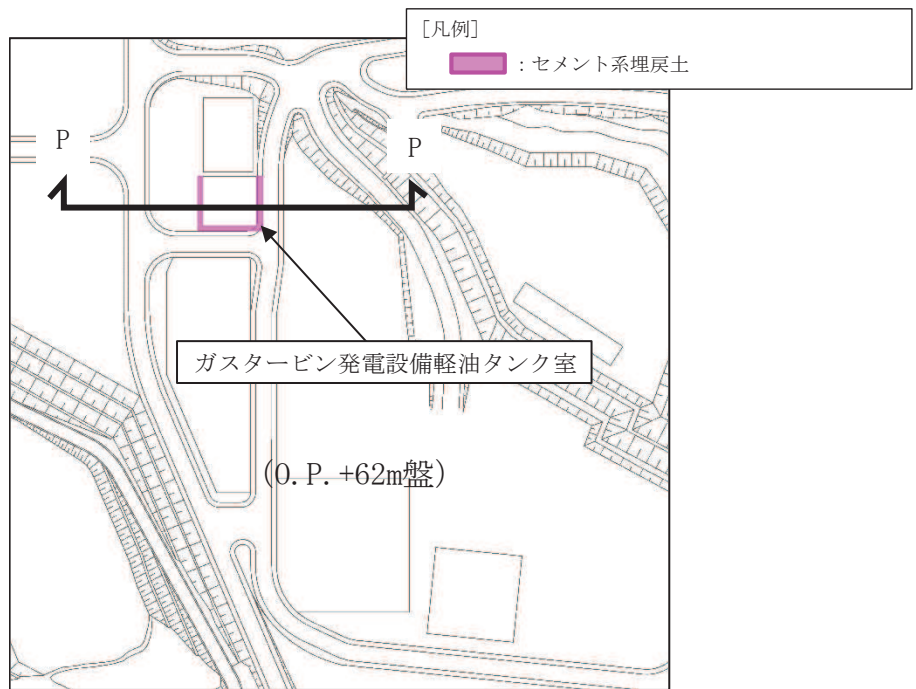


図 2-20 各施設における地盤改良の範囲（ガスタービン発電設備軽油タンク室）

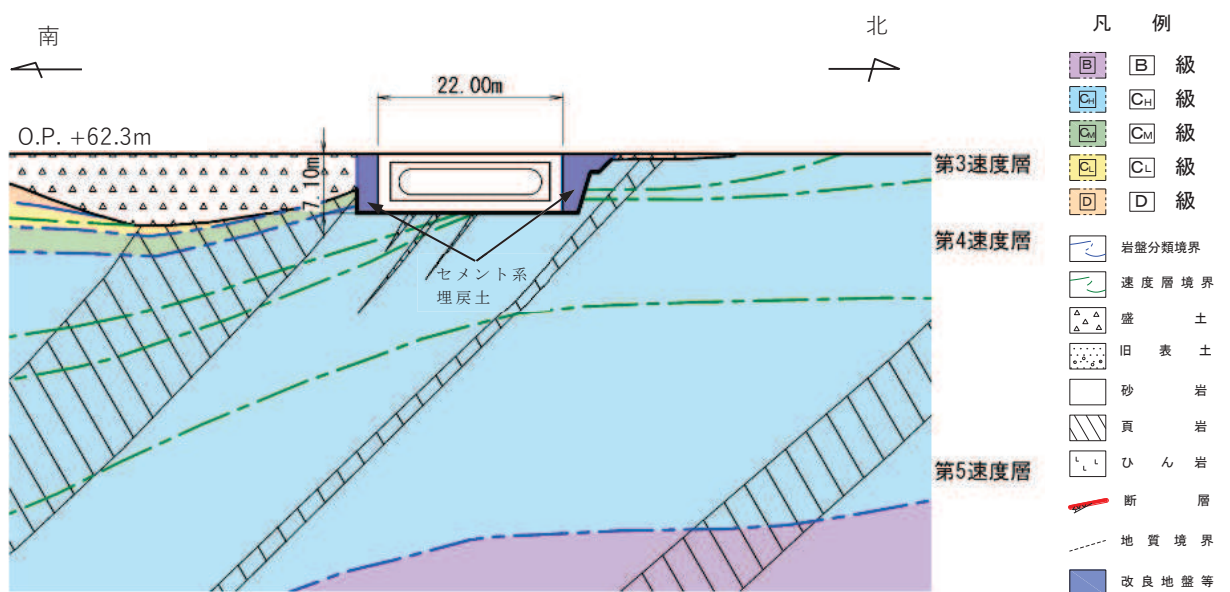


図 2-21 地盤改良の範囲（ガスタービン発電設備軽油タンク室，P-P 断面）

3. 改良地盤の品質確認方針

3.1 品質確認項目

改良地盤の品質確認項目を表 3-1 に示す。

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

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

表 3-1 改良地盤の品質確認項目

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

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

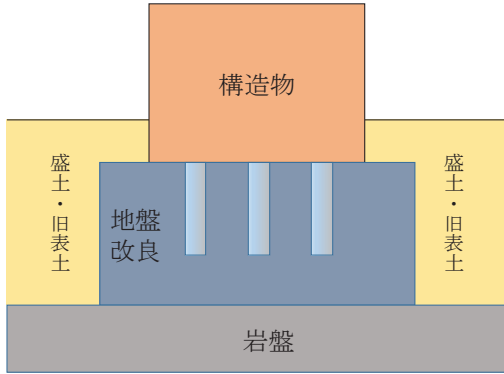
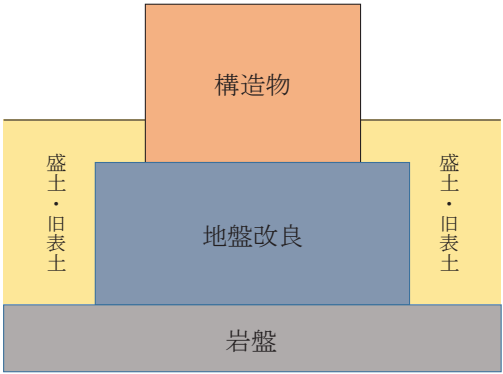
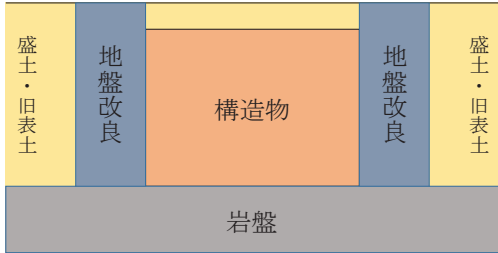
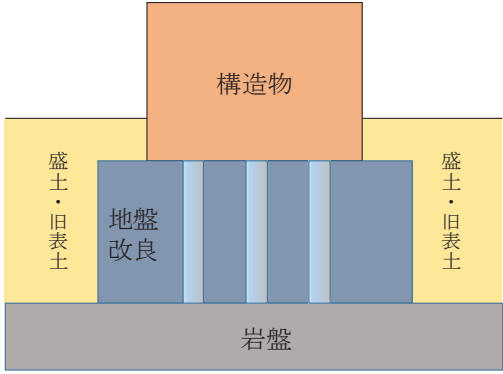
目的	支持地盤	
構造形式	 <p>盛土・旧表土</p> <p>地盤改良</p> <p>構造物</p> <p>盛土・旧表土</p> <p>岩盤</p>	 <p>盛土・旧表土</p> <p>地盤改良</p> <p>構造物</p> <p>盛土・旧表土</p> <p>岩盤</p>
対象施設	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	防潮堤（盛土堤防）

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

目的	支持地盤以外（変形抑制・液状化対策・止水性に寄与）	
構造形式	 <p>盛土・旧表土</p> <p>地盤改良</p> <p>構造物</p> <p>地盤改良</p> <p>盛土・旧表土</p> <p>岩盤</p>	 <p>盛土・旧表土</p> <p>地盤改良</p> <p>構造物</p> <p>盛土・旧表土</p> <p>岩盤</p>
対象施設	取水口，取水路，海水ポンプ室， 原子炉機器冷却海水配管ダクト	防潮堤（鋼管式鉛直壁），防潮壁（第 2号機海水ポンプ室，第2号機放水立 坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機 放水立坑）

3.2 品質確認準拠基準について

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

深層混合処理工法の基準・指針として一般的な文献を表 3-3 に示す。

女川原子力発電所における深層混合処理工法は，**いずれも高圧噴射攪拌工法であり**，**本工法の品質管理に係る詳細な記載がされている建築センター指針を適用する。**

なお，他基準・指針における考え方も参考にして品質確認を行う。

表 3-3 地盤改良工法の基準・指針（深層混合処理工法）

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

3.3 品質確認試験

3.3.1 試験頻度

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

表 3-4 諸基準・指針における必要調査箇所数（深層混合処理工法）

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

3.3.2 試験方法

(1) 品質確認試験及び基準値

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

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

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

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

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

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

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

また、引張強度 σ_t についても、せん断強度同様、平均- σ 強度についても確認する。

剛性については、解析用物性値として重要な要素となる動せん断係数 G_0 について確認することとし、PS 検層から得られる G_0 ($G_0 = \rho V_s^2$) の平均値及びばらつきの程度を確認する。

表 3-5 改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の品質確認項目及び品質確認試験

品質確認項目		解析用物性値		品質確認試験	基準値
強度 (防潮堤)	せん断強度 (τ_0, ϕ)	τ_0	1.39N/mm ²	一軸圧縮試験 (JIS A 1216)	q_u の平均値 $\geq 4.1\text{N/mm}^2$ (解析用物性値 $\tau_0 = 1.39\text{N/mm}^2$ に 相当する一軸圧縮強度) * : q_u (平均 - σ) $\geq 4.1\text{N/mm}^2$ (解析 用物性値 (平均) - $\sigma = 1.38\text{N/mm}^2$ に相当する一軸圧縮強度) も確認
		ϕ	22.1°		
	引張強度 σ_t	0.65N/mm ²		岩石の引張強さ 試験方法 (JIS M 0303)	σ_t の平均値 $\geq 0.65\text{N/mm}^2$ (解析用物性値) * : σ_t (平均 - σ) $\geq 0.45\text{N/mm}^2$ (解 析用物性値 (平均) - σ) も確認
剛性 (参考)	動せん断 弾性係数 G_0	1840N/mm ² (地下水位以浅)		PS 検層 (JGS 1122)	G_0 の平均値及びばらつきの程度 (標準偏差 σ) を確認する。
		1940N/mm ² (地下水位以深)			

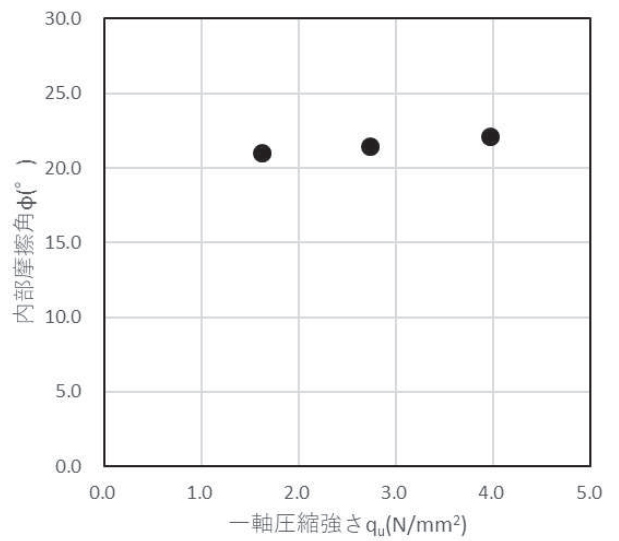
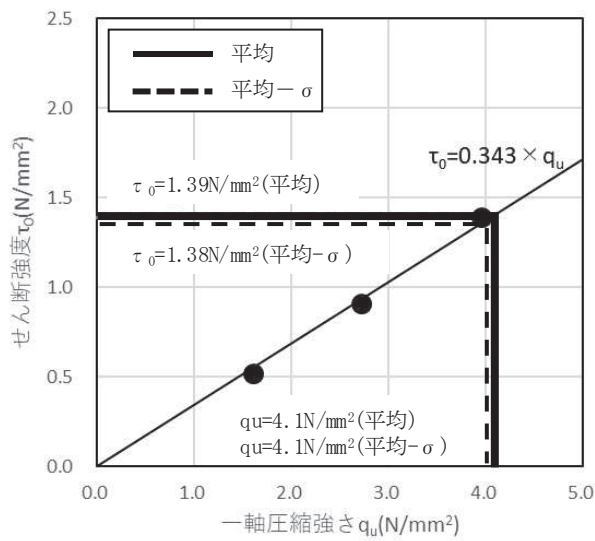
(2) せん断強度と一軸圧縮強度の相関について

試験施工により得られた地盤改良体の三軸圧縮試験から算出したせん断強度 (τ_0, ϕ) と、一軸圧縮強度 q_u の関係を図 3-1 に示す。図 3-1(a)より、せん断強度 τ_0 と一軸圧縮強度 q_u は下式の関係となる。

$$\tau_0 = 0.343 \times q_u$$

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

以上より、改良地盤のせん断強度は、せん断強度 τ_0 に相当する一軸圧縮強度 q_u が、基準値を満足することを確認する。



(a) τ_0 と q_u の関係

(b) ϕ と q_u の関係

図 3-1 せん断強度 (τ_0 , ϕ) と一軸圧縮強度 q_u の相関

(3) 基準値を下回った場合の対応

品質確認試験の中で、設定した基準値を下回った場合や未改良範囲が確認された場合の対応として、それらの原因の考察（局所的な地盤条件等）を行った上で、必要に応じて補修を行う。

4. 新規に施工した改良地盤の品質確認結果

改良地盤を新規に施工する構造物のうち，データを一部取得できており，かつ支持地盤として役割があり，品質確認項目として強度及び剛性を確認する防潮堤（鋼管式鉛直壁）の品質確認結果を以下に示す。

4.1 品質確認位置

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の品質確認位置を図 4-1 に，改良地盤の施工数量と必要調査箇所数との比較を表 4-1 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の改良地盤の品質確認においては，図 4-1 に示すとおり，防潮堤の改良地盤範囲の中から構造物配置も踏まえた上で，おおむね汀線方向（南北方向）に均等な配置となるように，全 16 箇所（品質管理断面①～品質管理断面⑯）での調査を実施する。

また，表 4-1 に示すとおり，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の品質確認における調査箇所数は，建築センター指針による必要調査箇所数の目安を満足するように選定する。

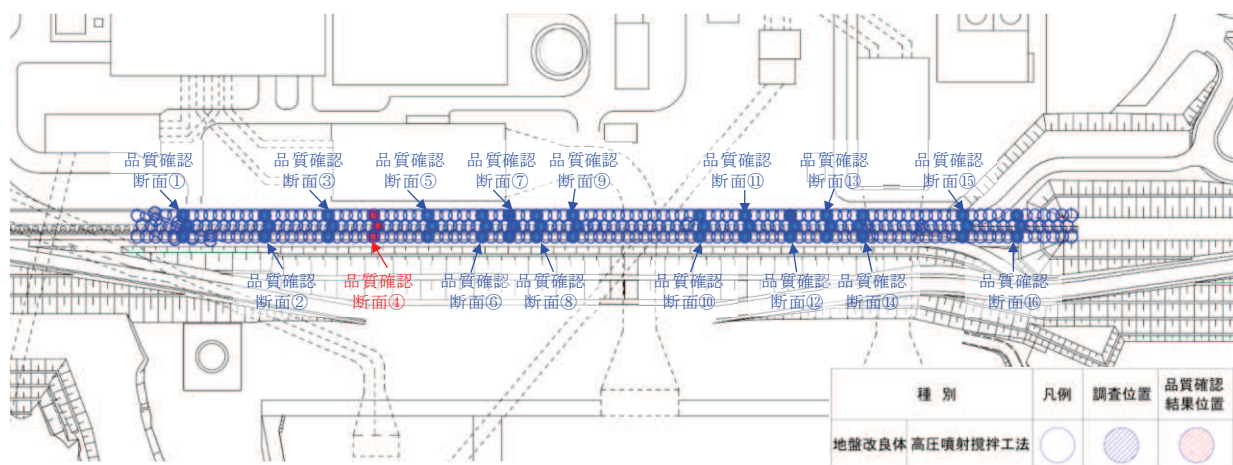


図 4-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の品質確認位置

表 4-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の施工数量と必要調査箇所数

対象構造物		防潮堤
種別		高圧噴射攪拌工法
適用基準		建築センター指針
施工数量	施工数量 (m ³)	約 68,000
	施工本数 (本)	320
(A)	調査箇所数 (箇所)	16
(B)	必要調査箇所数 (箇所)	4
判定 (A) > (B)		○

4.2 品質確認結果

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の調査箇所のうち、データを取得できている品質確認断面④について品質確認結果を示す。品質確認断面④の断面図及び試料採取位置の深度分布を図 4-1 に示す。

品質確認結果を表 4-2 及び表 4-3 に示す。データを取得できている改良地盤については、品質確認結果より基準値を満足していることを確認した。

また、改良地盤施工後のボーリングコア採取位置を図 4-2 に、ボーリングコア写真を図 4-3 に示す。図 4-3 に示すとおり、改良地盤施工箇所は十分改良できており、また、既設改良地盤と追加改良地盤の境界についても密着していることが確認できる。

なお、その他の品質確認断面については、改良地盤施工後に順次試験を実施し、品質確認を行う。

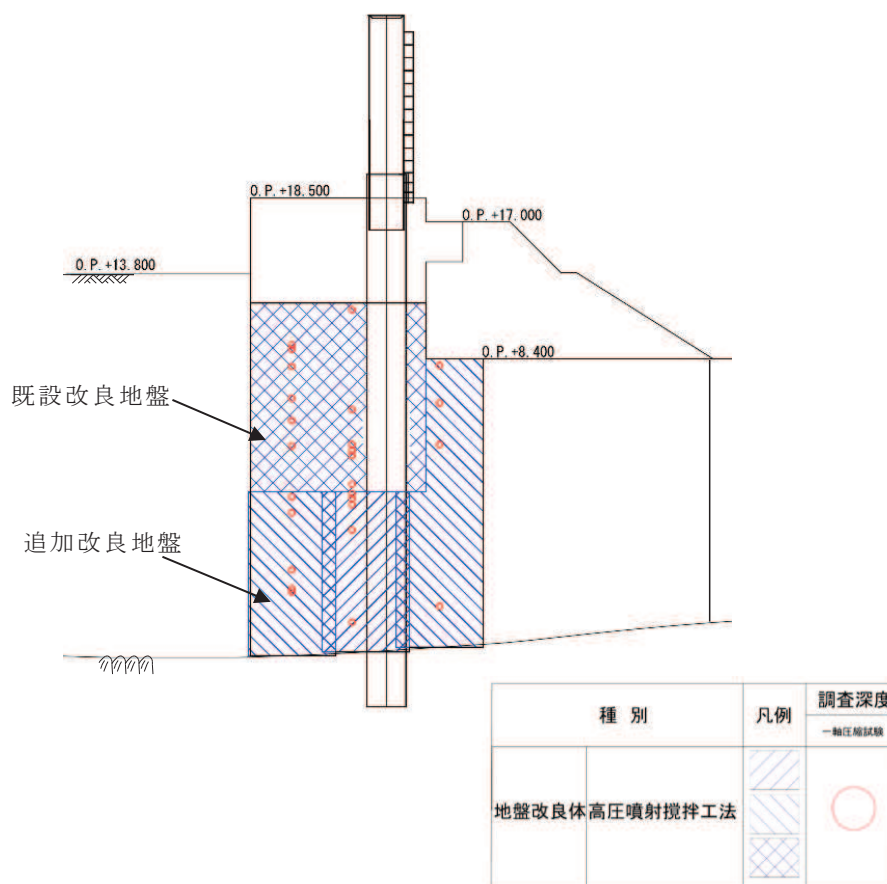


図 4-1 品質確認断面④の断面図及び試料採取位置の深度分布（一軸圧縮強度試験の例）

表 4-2(1) 品質確認断面④における改良地盤の品質確認結果（一軸圧縮強度）

試料数 (本)	品質確認結果（一軸圧縮強度 q_u ）			解析用物性値		判定
	平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	平均 - σ (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	平均 - σ (N/mm ²)	
25	11.00	5.13	5.88	4.1	4.1	OK

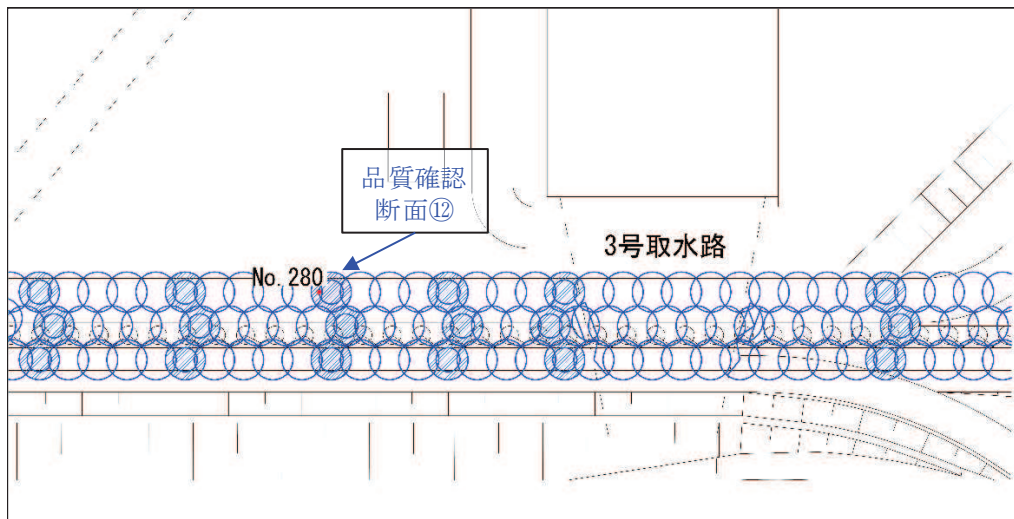
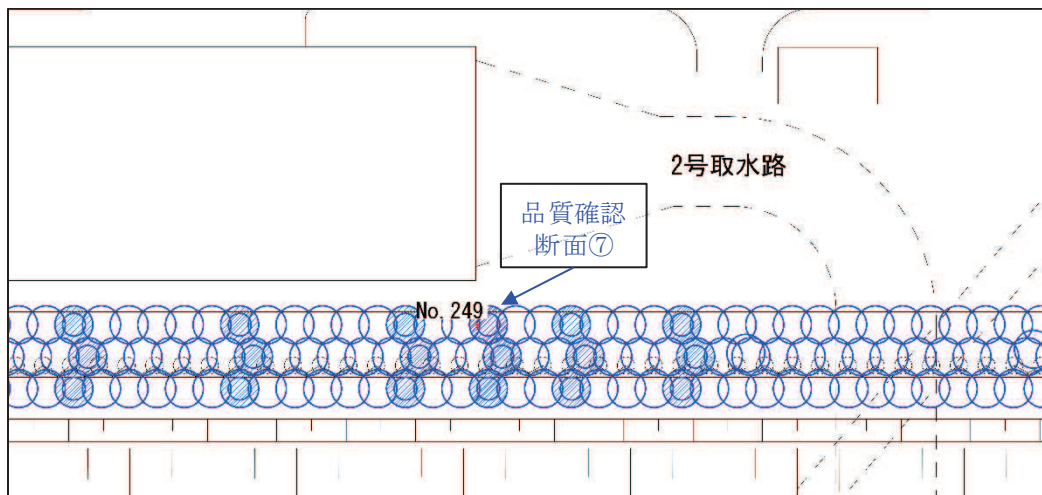
表 4-2(2) 品質確認断面④における改良地盤の品質確認結果（引張強度）

試料数 (本)	品質確認結果（引張強度 σ_t ）			解析用物性値		判定
	平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	平均 - σ (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	平均 - σ (N/mm ²)	
25	1.14	0.51	0.63	0.65	0.45	OK

表 4-3 品質確認断面④における改良地盤の動せん断弾性係数確認結果

試料数* (箇所)	動せん断弾性係数 G_0			解析用 物性値 (N/mm ²)
	平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	平均 - σ (N/mm ²)	
20	4025	1173	2852	1940

注記* : PS 検層の測定区間長 1m を一つの試料数と見なす。



種 別	凡例	調査位置	コア採取位置
地盤改良体 高圧噴射攪拌工法	○	●	●

図 4-2 ボーリングコア採取位置

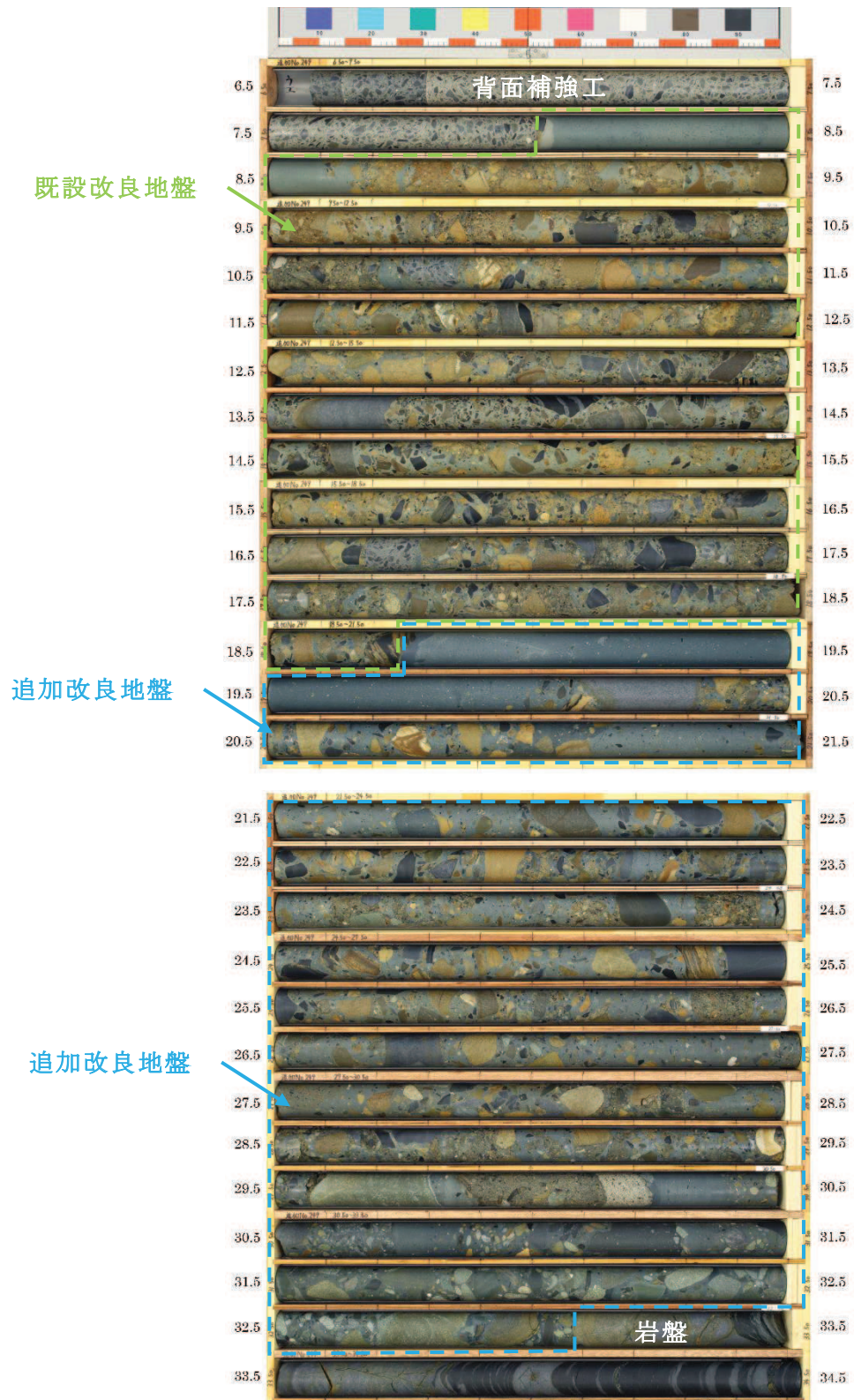


図 4-3(1) ボーリングコア写真 (No. 249)

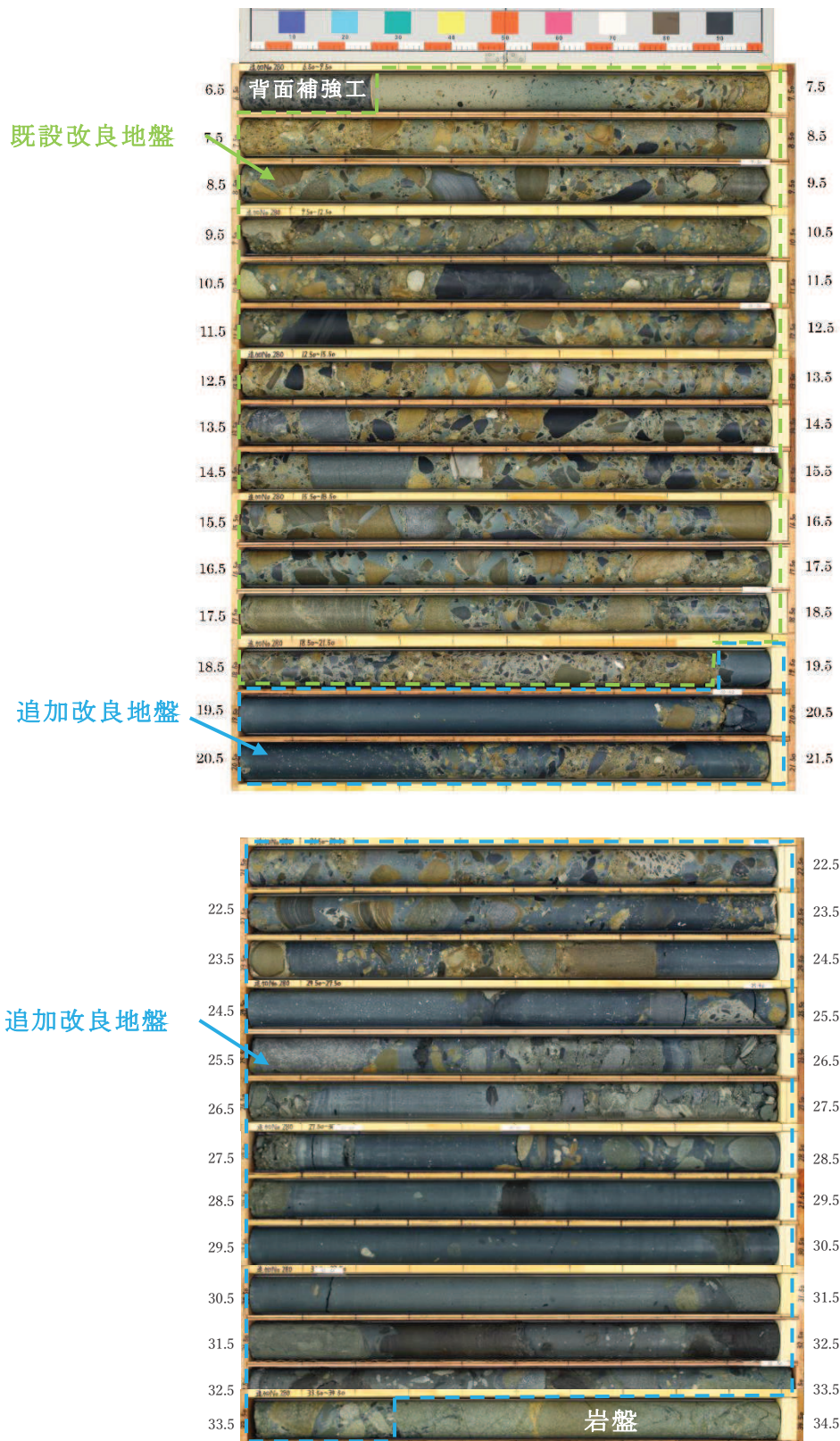


図 4-3 (2) ボーリングコア写真 (No. 280)

(参考資料 26) 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

1. 概要

盛土の骨格設定（動的変形特性）について、動的変形試験におけるデータ取得範囲を超えるひずみが解析において確認されるため、動的変形試験を超える範囲については、耐震設計上保守的な設定となるよう、静的強度試験の結果を利用して設定している。

本資料では、その設定の考え方と保守性について説明する。

2. 検討フロー及び説明箇所

盛土の骨格設定（動的変形特性）に関する解析上の取扱いについて、図 2-1 に示すフローに基づき設定の考え方と保守性を説明する。

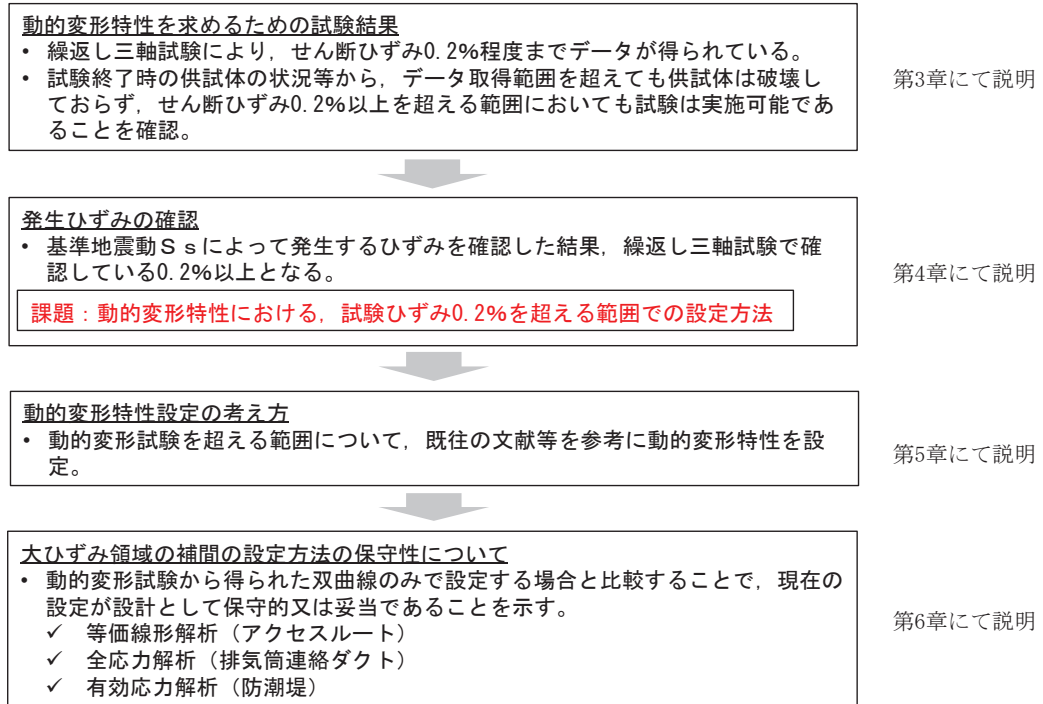


図 2-1 盛土の骨格設定に関する妥当性確認フロー

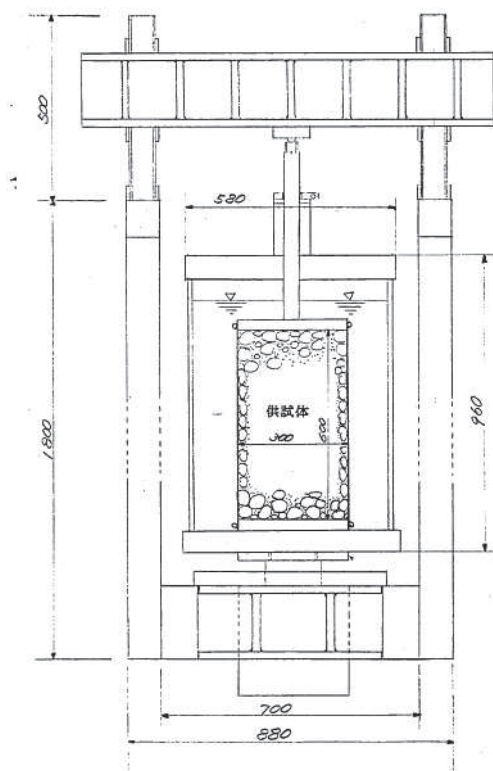
3. 動的変形特性を求めるための試験結果

3.1 動的変形試験の概要

動的変形試験の試験概要を図 3-1 に示す。

試験は地盤工学会基準「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」(JGS0542-2000) に準じた方法とし、供試体の寸法は、直径 30cm、高さ 60cm とした。

試験条件として、拘束圧は $1\sim 4\text{kgf/cm}^2$ の 4 拘束圧、ひずみレベルは $10^{-5}\sim 10^{-3}$ とし、正弦波として載荷する。載荷周期は、上記基準で標準としている $0.05\sim 1\text{Hz}$ のうち、盛土供試体の追従性を考慮して 0.1Hz とした。追従性の考慮とデータ取得範囲の制限については 3.4 に示す。



【試験装置】

【試験条件】

項 目		条 件
供 試 体	寸法	直径 30cm
		高さ 60cm
	最大粒径	50.8mm
	飽和条件	B係数 0.9以上
試 験 条 件	密 度	$\rho_t=2.0(\text{t/m}^3)$ で調整
	排 水 条 件	CU (ステップ終了毎に排水)
	拘 束 圧	1, 2, 3, 4 kgf/cm ²
	ひずみレベル	$10^{-5}\sim 10^{-3}$ に入るように10段階に分けて載荷
	波 形	正弦波
	周 波 数	0.1 Hz

【測定方法】

(a) 荷重	ロードセル	歪ゲージ型	500 kgf 1 ton 2 ton
(b) 変位	変位計	磁気抵抗型	100 mm 200 mm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 8 mm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 3 mm
(c) 間隙水圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm ²
(d) 側圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm ²
(e) 体積変化	差圧計	歪ゲージ型	0 - 0.1 kgf/cm ²

図 3-1 盛土の動的変形試験の試験概要

3.2 動的変形試験結果

盛土の動的変形試験の結果を図 3-2 に示す。

せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。

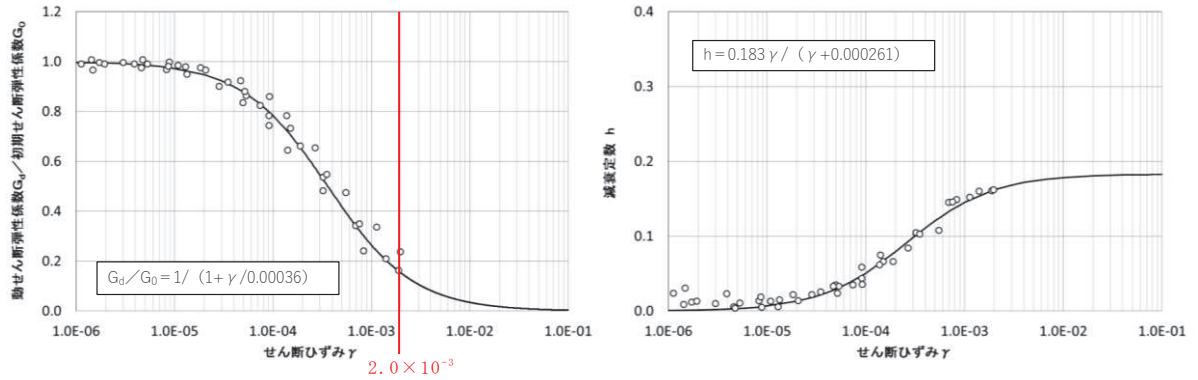


図 3-2 盛土の動的変形試験結果

3.3 データ取得範囲を超える領域での盛土の状況

盛土は礫を含むため、動的変形試験は大型三軸試験を使用した。

動的変形試験はあるひずみ領域における変形特性を取得することを目的としており、それより大きいひずみ領域のデータを取得することは困難である。困難な点については、3.4に後述する。

ここでは、データ取得範囲を超える領域における盛土の状況について整理する。

3.3.1 試験終了時の供試体の状況

動的変形試験終了時の供試体の状況を図 3-3 に示す。供試体は自立しており、破壊までは至っていない。



図 3-3 動的変形試験終了後の供試体

3.3.2 応力履歴曲線

動的変形試験について、各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線を図 3-4 に示す。試験終了時（せん断ひずみ γ : 約 8.0×10^{-4} ~ 約 2.0×10^{-3} ）では非線形的な挙動を示すものの、この程度のひずみレベルでは破壊には至らない。

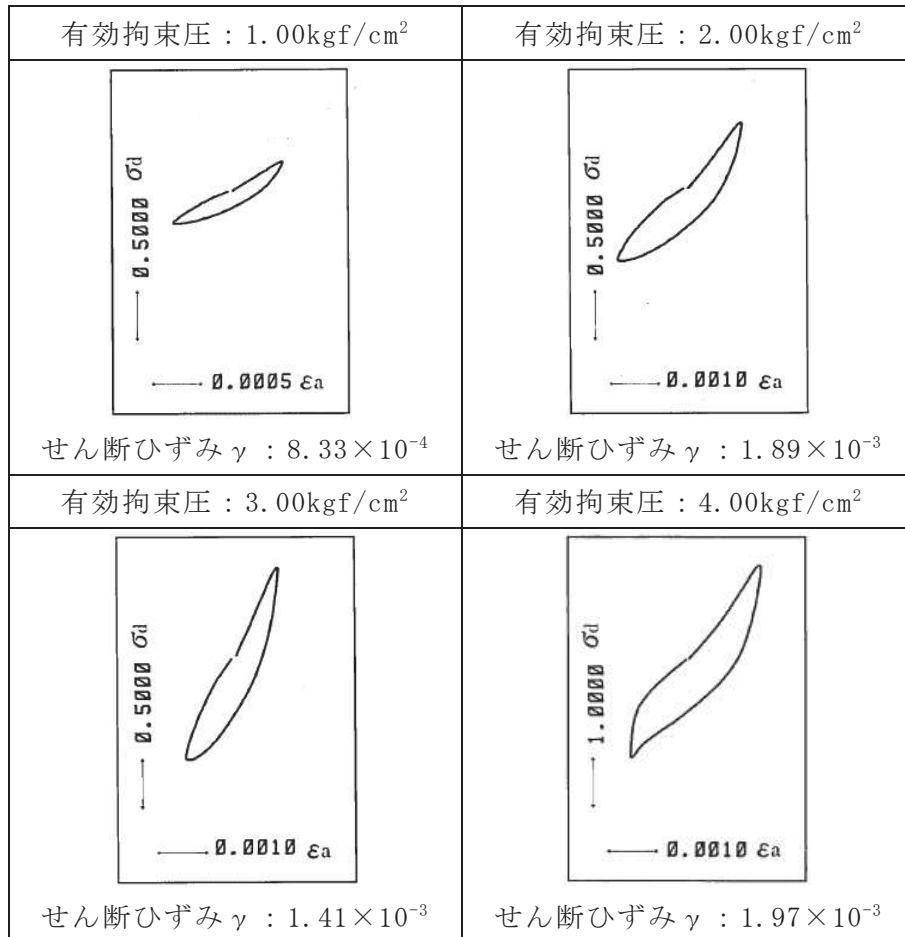


図 3-4 各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線

3.3.3 液状化強度試験における状況

液状化強度試験は、圧密非排水で行う繰返し三軸試験であり、動的変形試験が0.001%程度以下の片振幅ひずみを与えるように制御及び測定可能な条件を具備する必要があることを除けば、使用する試験装置は基本的に同じである。したがって、同程度のひずみレベルにおける供試体の状況について、液状化強度試験の結果を参考にできる。なお、液状化強度試験において実施可能なひずみレベルでも動的変形試験でデータを取得することは困難になる理由は3.4に後述する。

盛土の液状化強度試験結果の抜粋（B-1-2 試料，供試体 No. 1）を図 3-5 に示す。液状化強度試験においては、両振幅軸ひずみ DA=10%程度まで試験をしているが、ひずみは急増せず、脆性的な破壊は生じていない。また、両振幅軸ひずみ 10%（せん断ひずみ両振幅 15%に相当）のひずみを付与しても、試験後の供試体は自立可能な程度の強度を有していたことを確認した。この DA=10%程度までの結果は、48 個の供試体のうち 34 個で確認している。なお、残り 14 個のうち 11 個は試験範囲内で DA=10%に達しなかったものであり、3 個はせん断破壊したものである（液状化強度試験の詳細は参考資料 14 に示す。）。

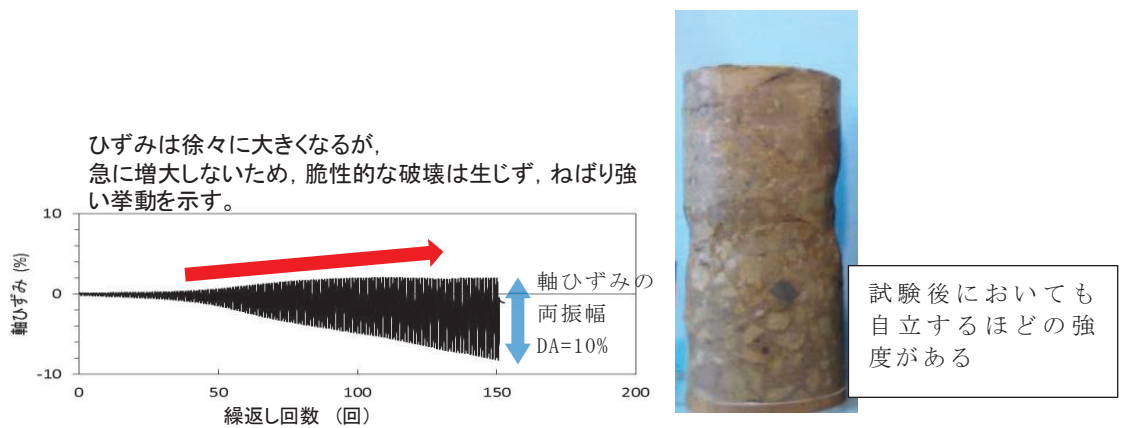


図 3-5 盛土の液状化強度試験結果（B-1-2 試料，供試体 No. 1）

3.4 動的変形試験におけるデータ取得範囲の制限について

動的変形試験では応力ひずみ関係のループが安定した状態でせん断弾性係数を決める必要があるが、液状化強度試験のように軸差応力が大きい場合には繰返し回数の増加に伴ってひずみ量が大きくなるため、大きいひずみレベルでのデータ取得ができない。また、動的変形試験では 0.001% に対応する変位を精度良く測定する必要があるため、液状化強度試験のようにひずみが大きくなると、測定が困難になる。以上から、液状化強度試験において実施可能なひずみレベルでも動的変形試験でデータを取得することは困難になっている。

3.5 まとめ

- 3.1 及び 3.2 に示すとおり、動的変形試験（繰返し三軸試験）によりせん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。
- 3.3.1 及び 3.3.2 に示すとおり、動的変形試験終了時に盛土の供試体が破壊していないことを確認した。また、3.3.3 に示すとおり、動的変形試験終了時のせん断ひずみレベル（約 2.0×10^{-3} ）を大きく超えても盛土の供試体は壊れないことを確認した。
- したがって、せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} を超えた範囲でも、盛土の供試体は試験可能な状態である。

4. 発生ひずみの確認

4.1 解析上発生するひずみの確認

盛土については、3.に示すとおり大ひずみ領域において動的変形試験データの取得ができていない範囲があることから、解析上発生するひずみについて確認する。

適用する解析は、等価線形解析、全応力解析（非線形解析）及び有効応力解析に大別されることから、それぞれの解析から、アクセスルート（等価線形解析）、排気筒連絡ダクト（土砂部）（全応力解析及び有効応力解析）及び防潮堤（有効応力解析）を対象施設として確認する。

なお、排気筒連絡ダクト（土砂部）は施設の周囲に改良地盤や隣接構造物がなく、盛土が広く分布しているため、盛土のひずみの状況を確認するのに適していることから対象施設として選定している。

確認に当たっては、各施設において評価が厳しくなる地震動について最大せん断ひずみを整理する。

各施設における地質断面図及び最大せん断ひずみを図 4-1～図 4-4 に示す。

これらの最大せん断ひずみ分布の図から、防潮堤、アクセスルート及び排気筒連絡ダクトのいずれの施設においても動的変形試験で得られたせん断ひずみレベル（約 0.002）以上のせん断ひずみが発生していることが確認できる。

なお、2011 年東北地方太平洋沖地震の際、発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模に斜面がすべるような事象はなかったことを確認しており、詳細を 4.2 に示す。

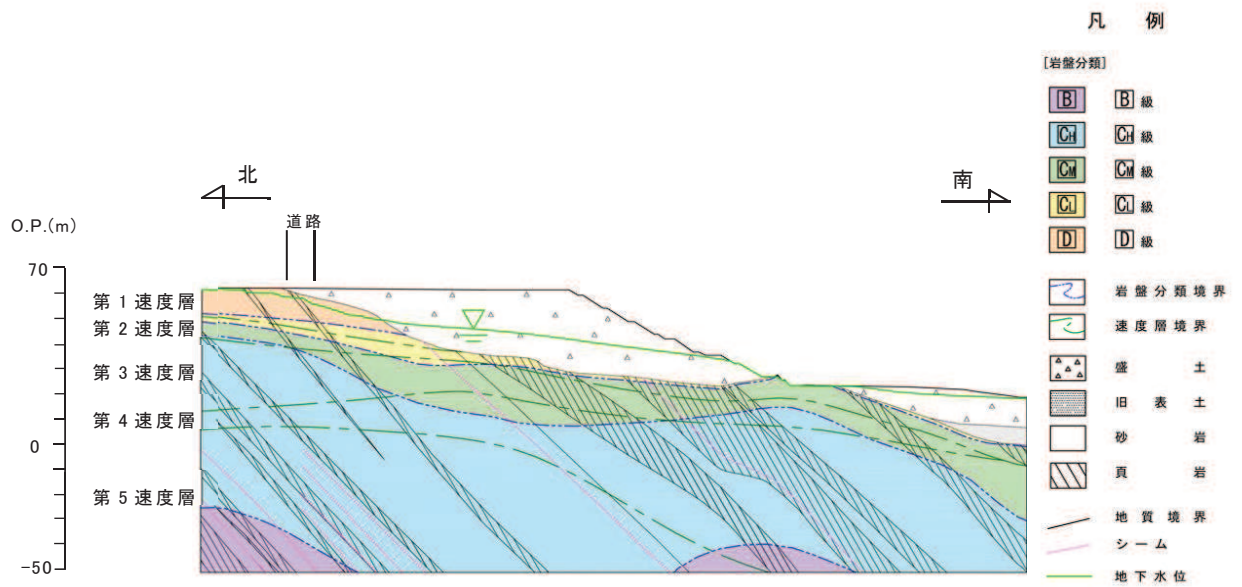


図 4-1(1) アクセスルート (斜面 B) における地質断面図

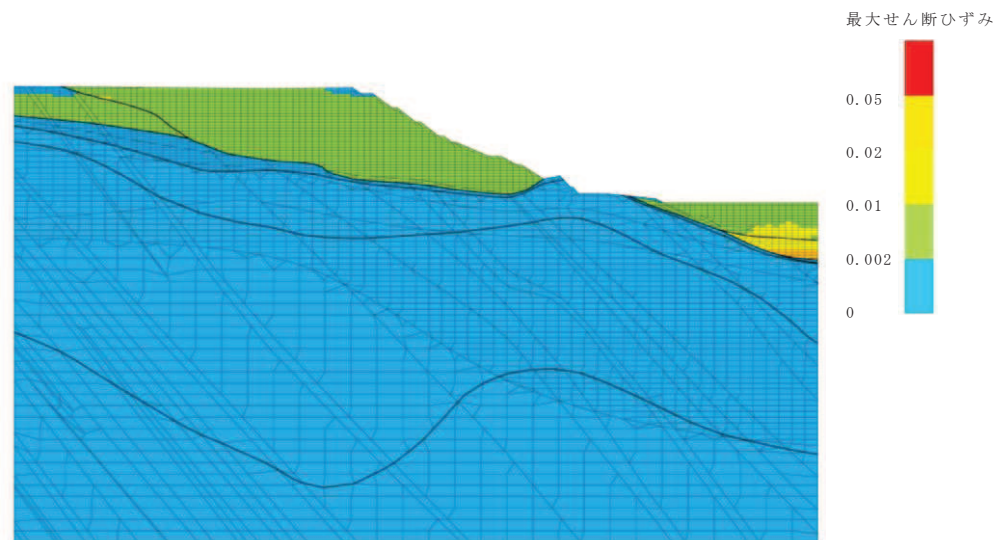


図 4-1(2) アクセスルート (斜面 B) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, S s - D 1)

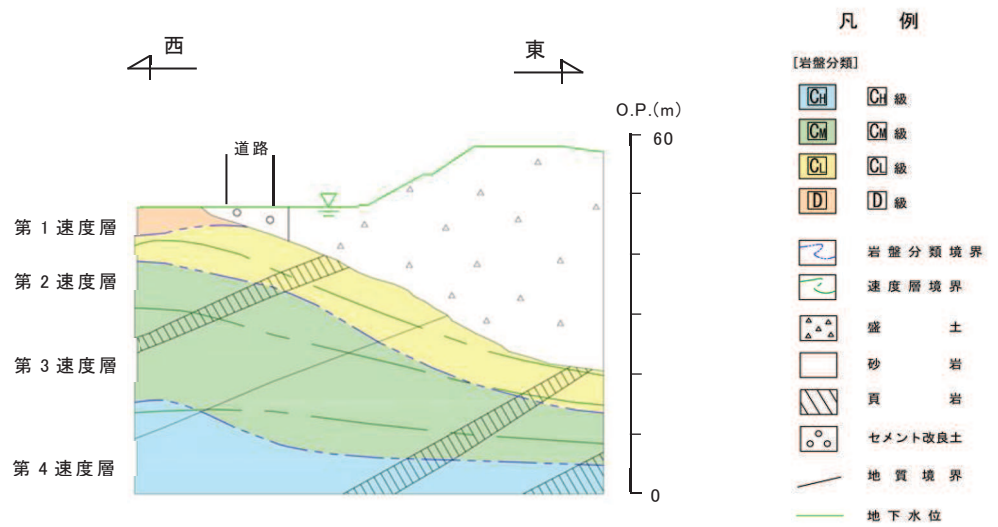


図 4-2(1) アクセスルート（斜面 C）における地質断面図

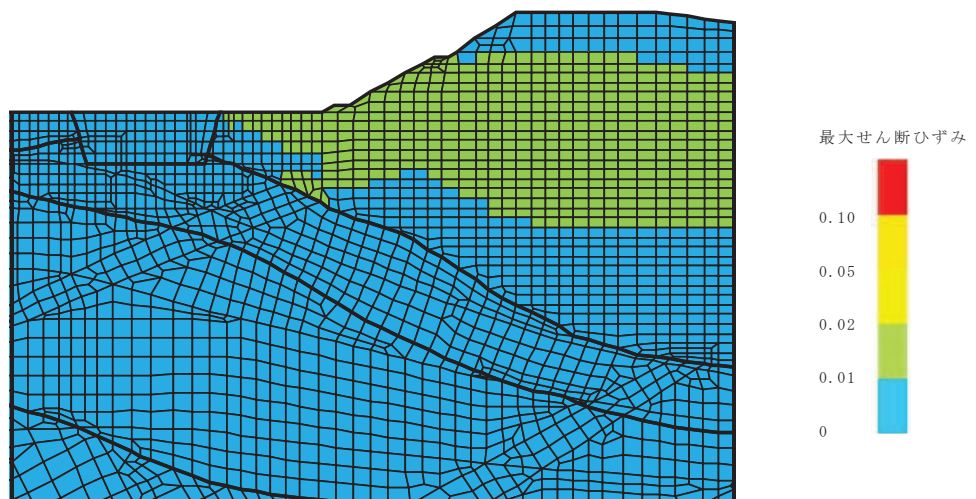


図 4-2(2) アクセスルート（斜面 C）における最大せん断ひずみ分布図
（全応力解析， $S_s - N1$ ）

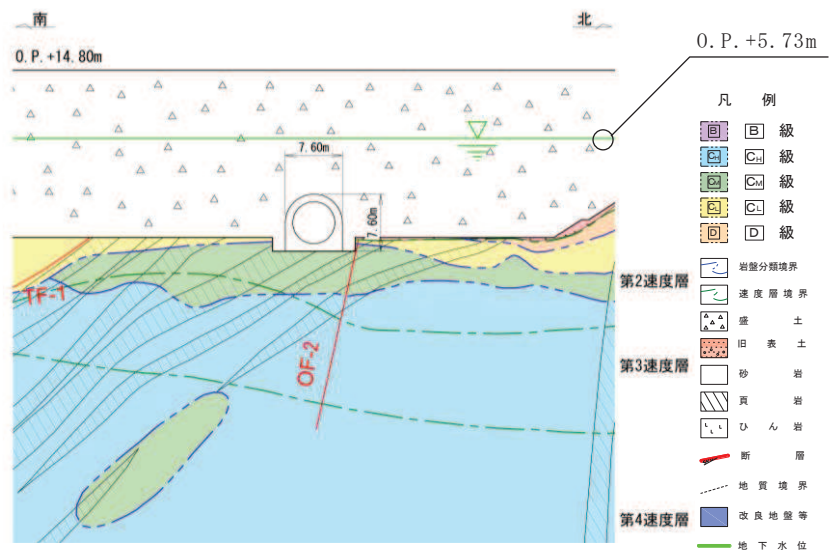


図 4-3(1) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における地質断面図

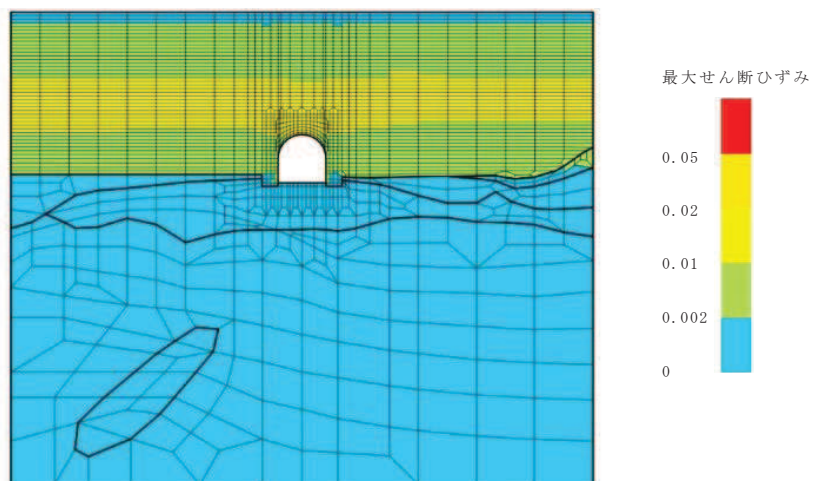
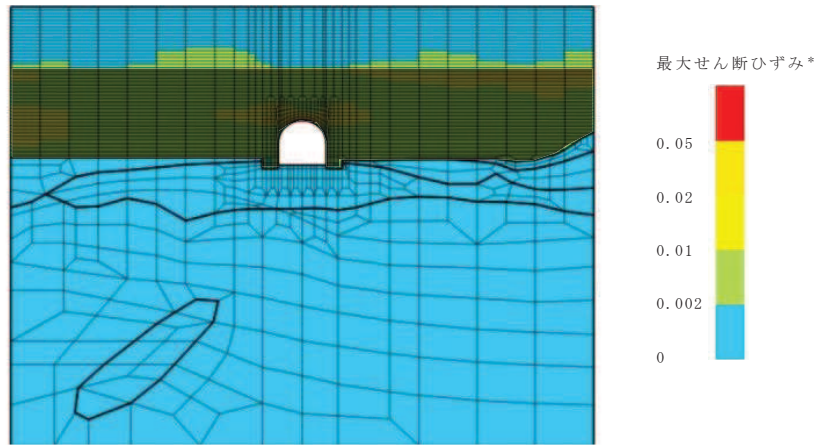


図 4-3(2) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, $S_s - N1$ (++))



注記* : ■■■■部分は地下水位以深の盛土・旧表土であり、有効応力解析では、液状化特性を液状化パラメータによりフィッティングするため、本検討の対象外としている。

図 4-3(3) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における最大せん断ひずみ分布図
（有効応力解析，S s - D 3（-+））

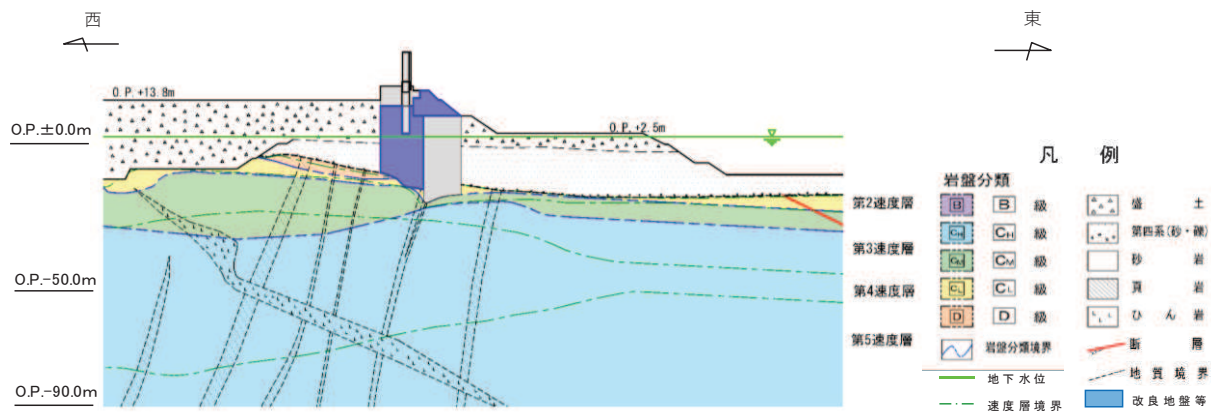
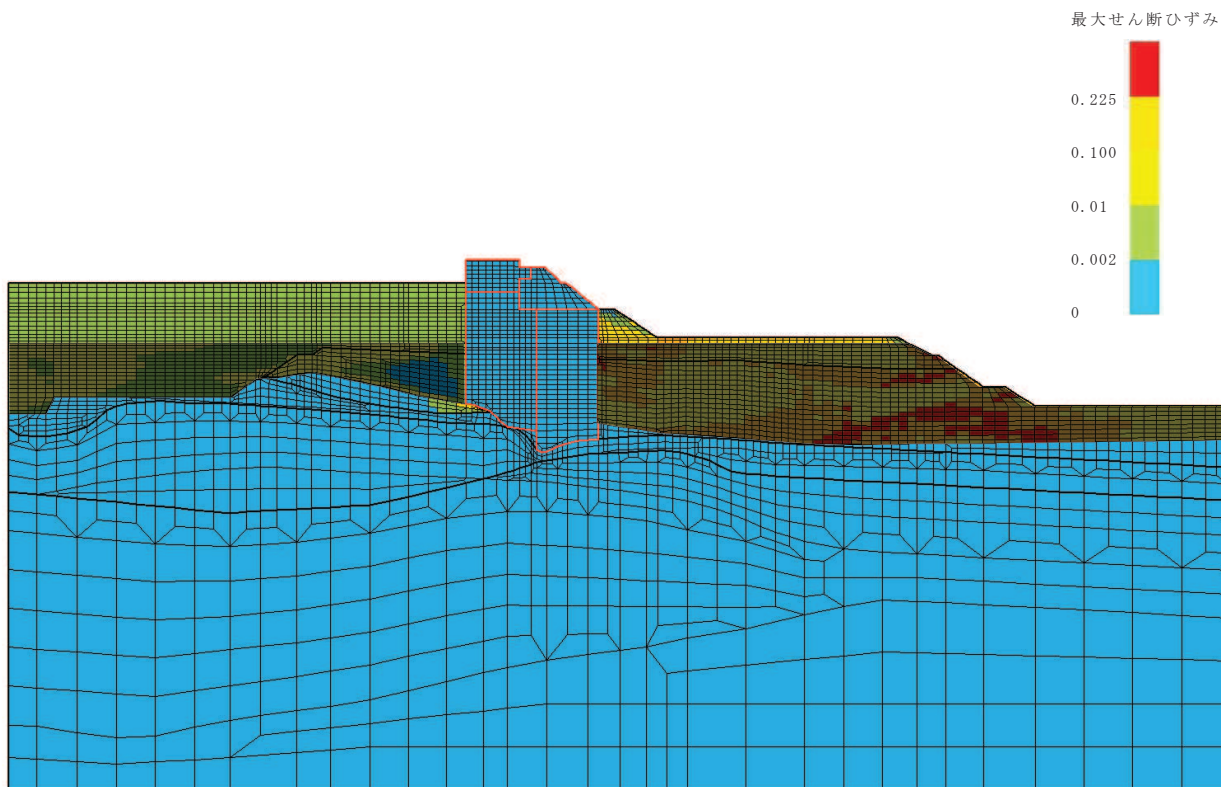


図 4-4(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）の地質断面図



注記* : 黒い部分は地下水位以深の盛土・旧表土であり、有効応力解析では、液状化特性を液状化パラメータによりフィッティングするため、本検討の対象外としている。

図 4-4(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）における最大せん断ひずみ
（有効応力解析， $S_s - D_2 (-+)$ ）

4.2 2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の斜面被害について

4.2.1 2011年東北地方太平洋沖地震時に観測された最大加速度

女川原子力発電所における地震観測点の位置を図4-5に、観測された最大加速度及びはぎとり解析結果並びに基準地震動の最大加速度を表4-1に示す。



図 4-5 女川原子力発電所における地震観測点の位置

表 4-1 2011年東北地方太平洋沖地震と基準地震動の最大加速度

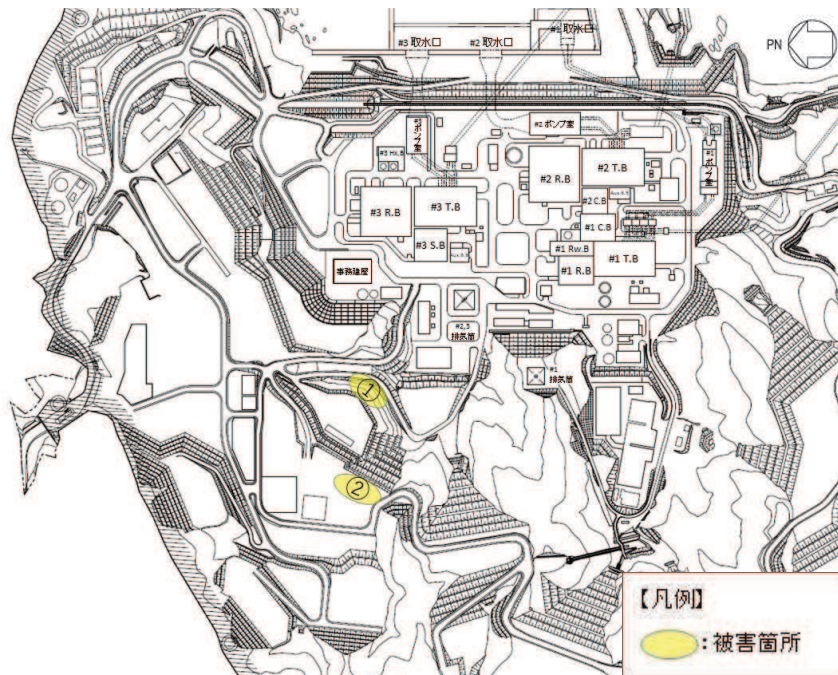
(Gal)

	南北方向	東西方向	鉛直方向
地震観測記録（解放基盤表面相当）	467	421	269
はぎとり解析結果	517	636	312
基準地震動 $S_s - D 1$		640	430
〃 $S_s - D 2$		1000	600
〃 $S_s - D 3$		800	500
〃 $S_s - F 1$		717	393
〃 $S_s - F 2$		722	396
〃 $S_s - F 3$		835	443
〃 $S_s - N 1$		620	320

4.2.2 2011年東北地方太平洋沖地震における斜面の被害

2011年東北地方太平洋沖地震後に斜面被害が確認された位置を図4-6に示す。

2011年東北地方太平洋沖地震後に女川原子力発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模な事象はなかった。



平面図



空中写真(国土地理院, 2011年6月11日撮影)に加筆

図4-6 斜面被害が確認された位置

(1)被害箇所①の状況

被害箇所①の状況を表 4-2 に示す。

被害箇所①は発電所建設前からの自然斜面であり高さ約 19m, 法面勾配 1:2.2 の岩盤斜面である。2011 年東北地方太平洋沖地震により, 法面の一部に肌落ちが生じたが, 斜面の崩落は発生しなかった。

表 4-2 被害箇所①の状況

項目		被害箇所①	
斜面位置 斜面諸元	 <p>平面図</p>		 <p>被害状況</p>
	 <p>断面図</p>		<p>凡 例</p> <ul style="list-style-type: none"> C₁ C₁ 級 C₂ C₂ 級 C₃ C₃ 級 D D 級 岩盤分層境界 土層分層境界 砂 岩 頁 岩 頁 岩 (薄層状) 地質境界
地盤物性	D 級	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.2
		せん断強度 $\bar{\sigma}$ (N/mm^2)	0.10
		内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	24.0

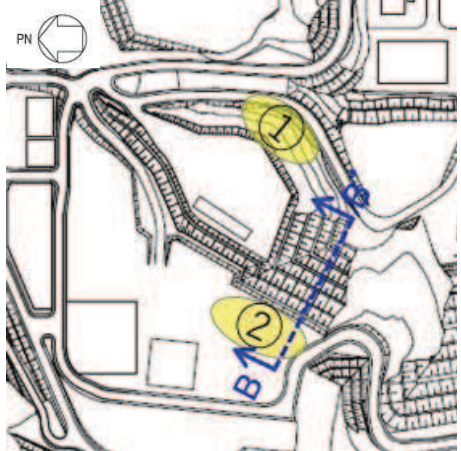

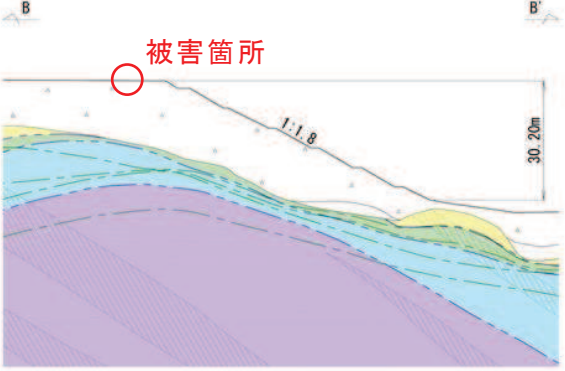
(2) 被害箇所②の状況

被害箇所②の地質断面図を表 4-3 に示す。

被害箇所②は敷地造成により構築された高さ約 30m、法面勾配 1:1.8 の盛土斜面であり、2011 年東北地方太平洋沖地震により法肩部に亀裂が生じたが、斜面の崩落は発生しなかった。

斜面を構成する盛土の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のとおりである。

表 4-3 被害箇所②の状況

項目		被害箇所②	
斜面位置 斜面諸元			
	<p>平面図</p>  <p>断面図</p>		<p>被害状況</p> <p>凡 例</p> <ul style="list-style-type: none"> B B 級 C₁ C₁ 級 C₂ C₂ 級 D C₁ 級 D D 級 岩盤分類境界 凍害層境界 盛土 田原土 砂 質岩 地質境界
地盤 物性	盛土	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.6
		せん断強度 σ (N/mm^2)	0.06
		内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	30.0

5. 動的変形特性設定の考え方

動的変形試験を超える範囲について、動的変形試験のみをもとに動的変形特性を設定すると、6.1 で後述するように保守的な評価にならないおそれがあることから、保守的な評価を行うことを目的として、既往の文献等を参考に動的変形特性を設定する。

5.1 既往文献等による考え方

5.1.1 H-D モデルにおける動的変形特性をせん断強度に漸近させる考え方

Hardin と Drnevich は自分たちの行った粘土から砂までの幅広い材料に対する実験結果を整理する方法として次の式を示した。

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_f}} = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\tau_f}}$$

この式は双曲線モデルと呼ばれる。ここで、 G_0 はせん断弾性係数、 τ_f はせん断強度である。この関係を図示すると、図 5-1 のようになる。すなわち式は初期剛性が G_0 でせん断応力が τ_f に漸近するような双曲線である。

この実験式は、実験値との適合性も高いので、実験値の整理方法として多用されており、Hardin-Drnevich モデル、H-D モデルと呼ばれる。*

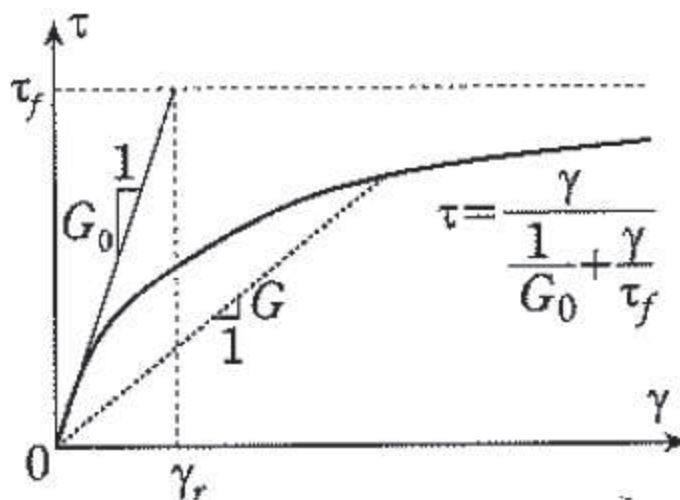


図 5-1 双曲線モデル*

注記 * : 地盤の地震応答解析 (吉田, 鹿島出版会)

5.1.2 修正 GHE モデルにおける設定方法

修正 GHE モデル*¹ は、動的変形試験に基づくせん断骨格及び減衰のひずみ依存特性、静的強度試験に基づくせん断強度を考慮することで、微小ひずみから大ひずみ（せん断強度）に至るまで広いひずみ領域において、実験値にフィッティング可能な GHE モデル*² に、履歴法則として改良した Masing 則を適用した双曲線型の非線形モデルである。

盛土では、大ひずみ領域を含めて実験値にフィッティング可能な GHE モデルを用いる。

注記 * 1 : 西村・室野 : GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, 1999 年 7 月

* 2 : 龍岡・澁谷 : 地盤材料の広い範囲のひずみでの応力・ひずみ関係式について, 第 26 回土質工学研究発表会, 平成 3 年 7 月

(1) 修正 GHE モデルにおける骨格曲線

骨格曲線には、龍岡・澁谷が提案した GHE モデルを用いる。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{C_1 + C_2 \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}, \quad \text{または,} \quad y = \frac{x}{C_1 + C_2 x}$$

ここに,

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{\max}$)

x , y は正規化ひずみ, 正規化せん断応力で, $x = \gamma / \gamma_r$, $y = \tau / \tau_f$ である。 γ_r は規準ひずみで、モール・クーロンの破壊規準によるせん断強度 τ_f を初期せん断係数 G_{\max} で除した値 ($\gamma_r = \tau_f / G_{\max}$) であり、せん断強度に漸近する骨格が設定される。

なお、 $C_1(x)$, $C_2(x)$ は補正係数で、繰り返し載荷試験から得られた $G/G_{\max} \sim \gamma$ 関係にフィッティングするよう決定する。図 5-2 及び図 5-3 に適用例を示す。

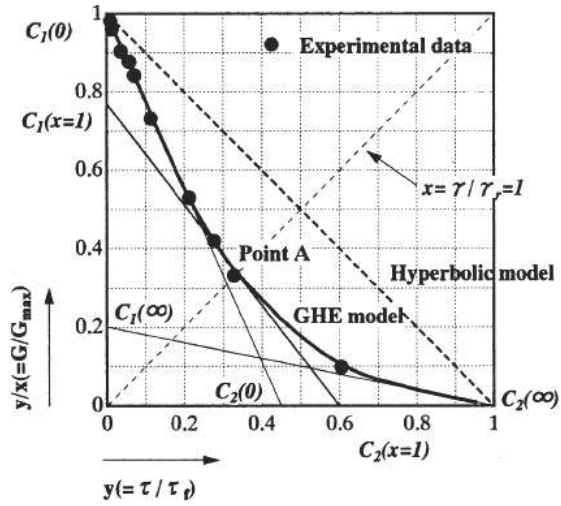


図 5-2 GHE モデルのパラメータ決定例 (y - y/x 関係図)

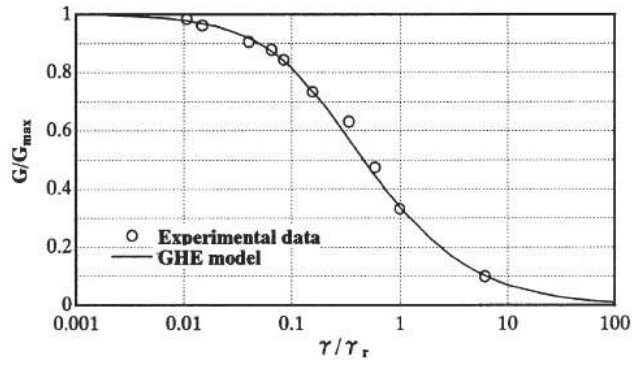
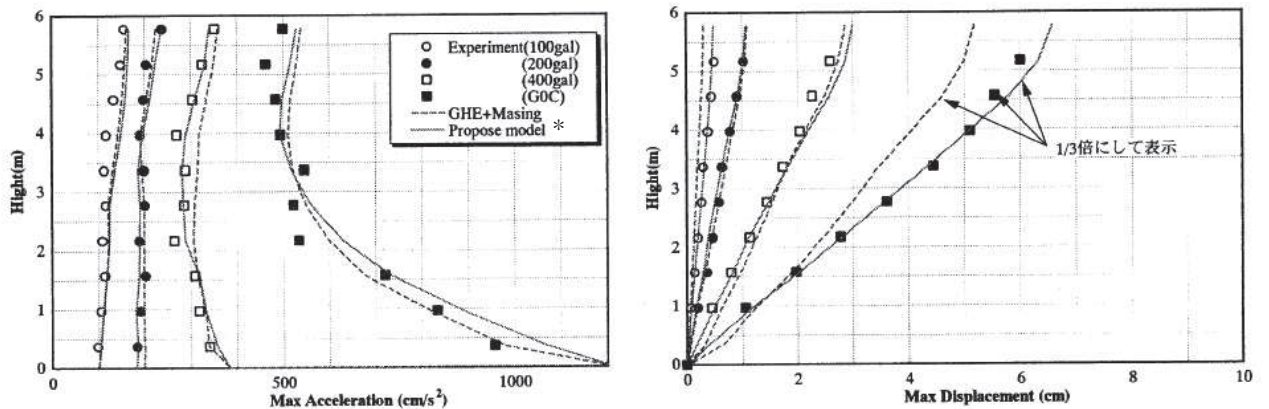


図 5-3 GHE モデルによる $G/G_{\max} \sim \gamma$ のフィッティング例

(2) 振動実験との比較

西村・室野は、大型せん断土槽を用いた振動実験のシミュレーションにより、修正 GHE モデルの検証を行っている。実験には大型振動台(12×12m)を用い、その上に深さ 6m、長さ 12m、幅 3.5m の大型せん断土槽を設置した。入力波は、振幅レベルが 100, 200, 400Gal の振幅漸増型の正弦波、L2 地震を対象とした耐震設計用の GOC 波である。

図 5-4 に実験と解析結果の比較を示す。修正 GHE モデルによる解析は、いずれの入力レベルにおいても、最大加速度、最大変位とも実験値を再現性良くシミュレーションできており、修正 GHE モデルの有効性が確認されている。



注記 * : Propose model : 修正 GHE モデル

図 5-4 振動実験と修正 GHE モデルの比較

5.1.3 液状化影響の考慮

地盤の物性における土の評価上の留意点として、粒子間の結合力が弱い材料で、その特徴として一般に変形が大きく、かつ、水の影響を非常に受けやすい材料であるため、排水条件に留意して評価することが必要であり、飽和した砂や礫地盤では液状化特性の評価が必要となることが多いとされている。また、動的せん断強さに影響を及ぼす因子として繰返し効果があり、飽和した砂や砂礫等は、地震等の繰返し载荷によって軟化が生じ、繰返しとともに変形が増大する。*

このため、地下水位以深の盛土に対しては保守的な液状化強度特性を設定した上で、液状化影響の考慮が必要な場合は有効応力解析を実施することとしている。また、必要に応じて全応力解析と有効応力解析の評価を比較することで、設計上の保守性を担保する。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

5.1.4 動的強度と静的強度

既往文献*では、乾燥した砂質土の動的強度について、砂の強度はひずみ速度が何であれほぼ一定の値をとっている。低拘束圧下での砂の内部摩擦角は、密度のいかんにかかわらず、荷重速度の影響をほとんど受けないと考えてよいとしている。

また、粒子の破砕が起りやすい状態、つまり、密度が大きく拘束圧も高い条件のもとでせん断を実施すれば、砂といえども、その強度が荷重速度の影響を受けるようになることは想像に難くない。相対密度が100%近くになるまで砂は締めてあり、拘束圧を3段階に変えて実験を行ったデータより、拘束圧が増して15kg/cm²にもなると、急速荷重のもとでの強度は20%程度増加しうるということが知れるとしている。

以上より、砂質土については一般に動的強度が静的強度以上となると言える。

注記 *：石原（土質動力学の基礎，鹿島出版会）

5.1.5 すべり安定解析における強度

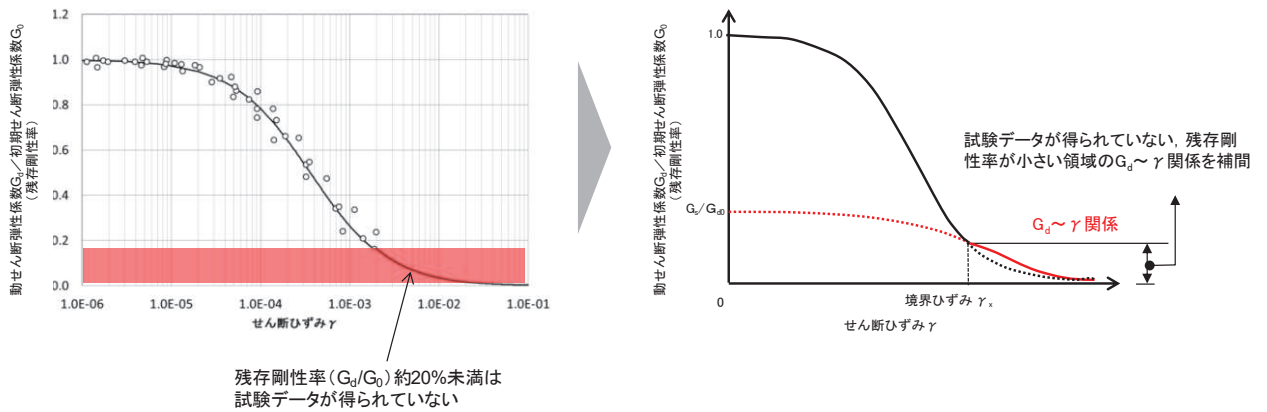
道路土工 切土工・斜面安定工指針（日本道路協会，平成21年度版）では、地すべり地形を示さない道路斜面の安定度評価のための設計定数と土質試験法として、非排水状態での三軸圧縮試験が使用されていることが記載されている。

また、地盤安定解析においては、先行サイトでの実績として静的強度試験により求めた強度が使用されている。

5.2 動的変形特性の設定方法

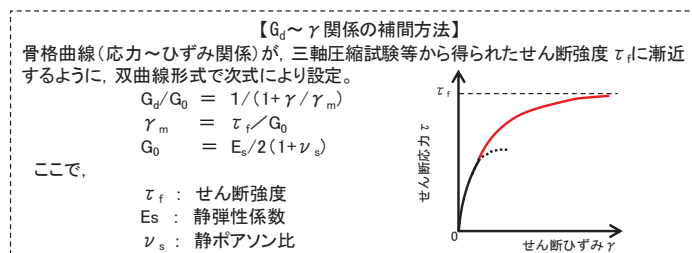
5.1 で示した既往文献等を参考に、繰返し三軸試験の範囲を超える領域については、せん断強度に漸近させる骨格を設定することとし、そのせん断強度については静的強度試験から求めた強度を用いる。

盛土の解析用物性値における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係は 2.2 において示したとおり、せん断ひずみが 2.0×10^{-3} 程度（残存剛性率が約 20% の領域）まで繰返し三軸試験のデータが得られており（図 5-5(a)）、この範囲においては繰返し三軸試験結果に基づいた $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定する。繰返し三軸試験範囲を超える領域については、三軸圧縮試験等によって得られた応力～ひずみ関係及びせん断強度 τ_f を基に双曲線形式により（図 5-5(c)）、 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定する（図 5-5(b) の黒実線 + 赤実線）。



(a) 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係

(b) 残存剛性率が小さい領域の補間イメージ



(c) $G_d \sim \gamma$ 関係の補間方法

図 5-5 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係のうち残存剛性率が小さい領域の補間について
 (第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-2 p. 65 抜粋)

5.2.1 等価線形解析及び全応力解析における設定方法

全応力解析においては、5.2 のとおり設定した動的変形特性をそのまま解析上も設定する。

基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価を行うに当たっては、動的解析（周波数応答解析）による線形又は等価線形解析により検討を行うことを基本とし、解析手法については、全応力解析による安定性評価を行うこととされている。*

等価線形解析においては、全応力解析同様に 5.2 のとおり設定し、等価剛性を算定する。

等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性設定のイメージを図 5-6 に示す。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

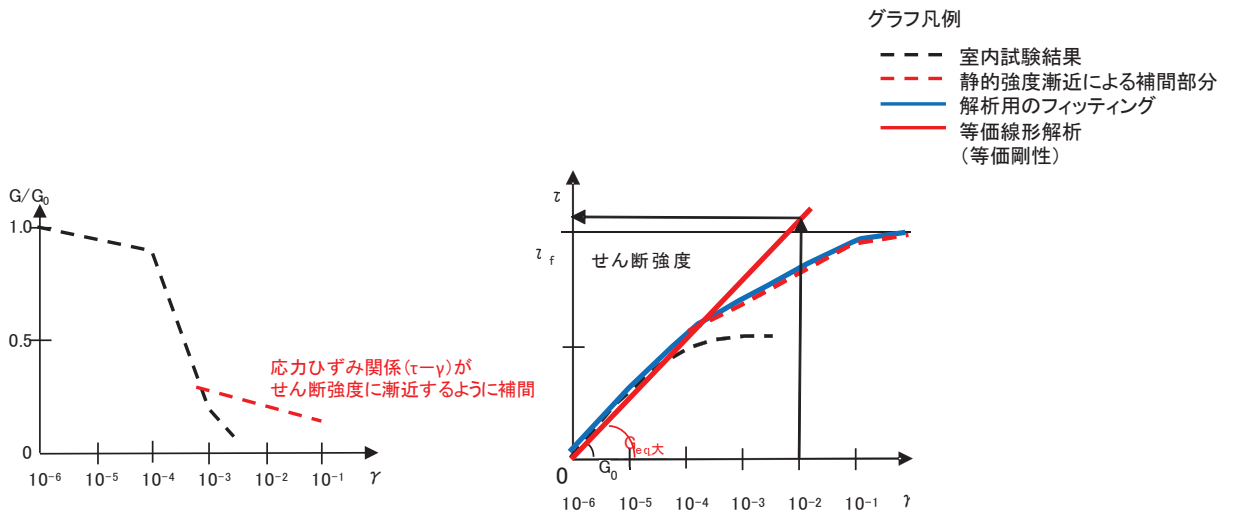
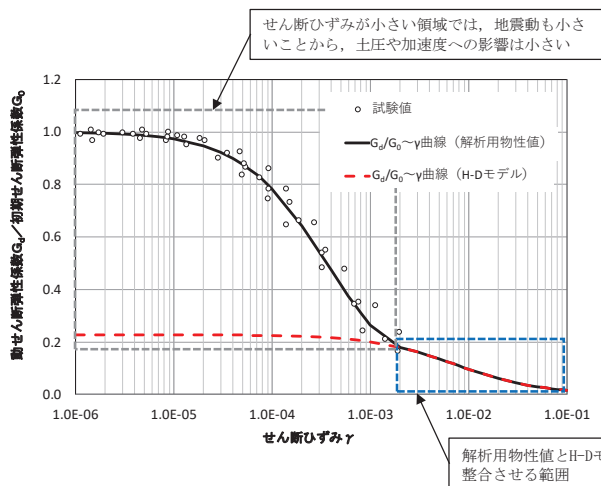


図 5-6 等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性

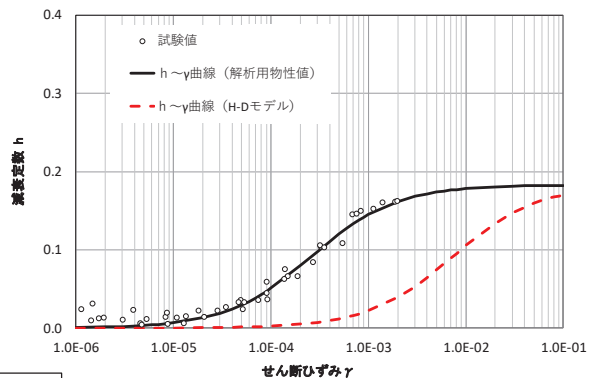
5.2.2 有効応力解析

有効応力解析コード「FLIP」では、地盤の非線形特性について「H-D モデル」が適用される。解析に用いる地盤の非線形特性を図 5-7 に示す。旧表土（地下水位以浅）、セメント改良土、改良地盤及び D 級岩盤については、剛性が十分低下するまで試験ができており、又は発生せん断ひずみレベルまで試験ができており、試験結果を H-D モデルで適切に設定していることから、H-D モデルの設定が妥当であることを確認した。

盛土（地下水位以浅）については、①せん断ひずみが小さい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以下）は繰返し三軸試験結果に基づく双曲線型、②せん断ひずみが大きい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以上）は三軸圧縮試験等の結果に基づく双曲線型にてそれぞれ設定しているが、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析では、盛土に $10^{-3} \sim 10^{-2}$ オーダーのせん断ひずみが発生することを踏まえ、発生するせん断ひずみ領域に整合するようなモデル化をする観点から、②に整合するように H-D モデルを設定する。

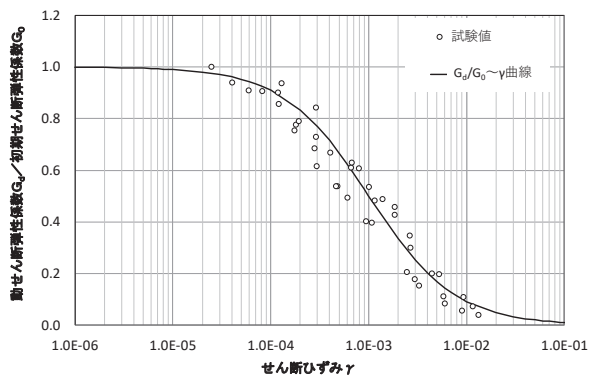


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

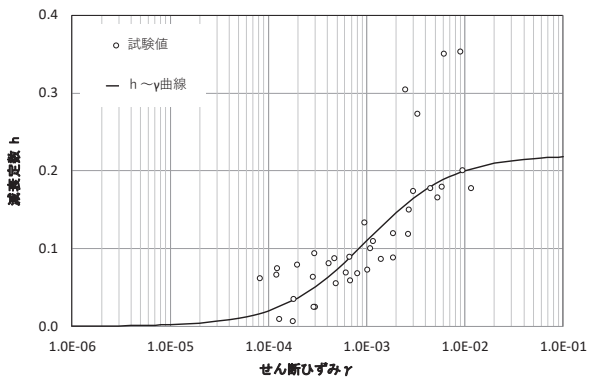


($h \sim \gamma$ 曲線)

(a) 盛土

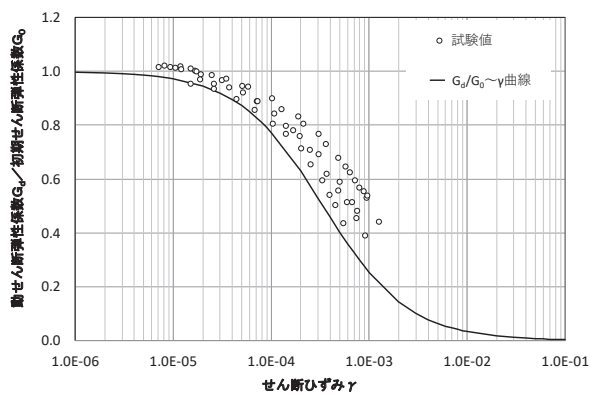


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

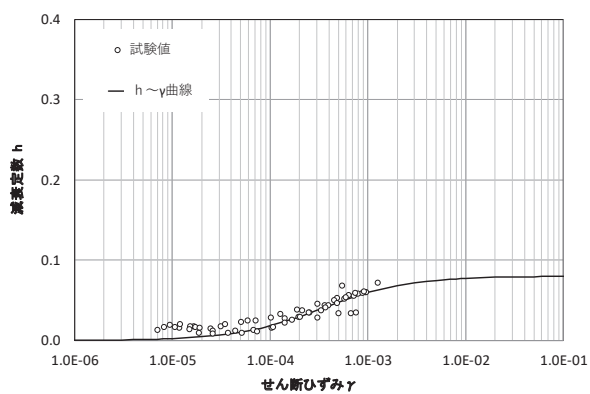


($h \sim \gamma$ 曲線)

(b) 旧表土



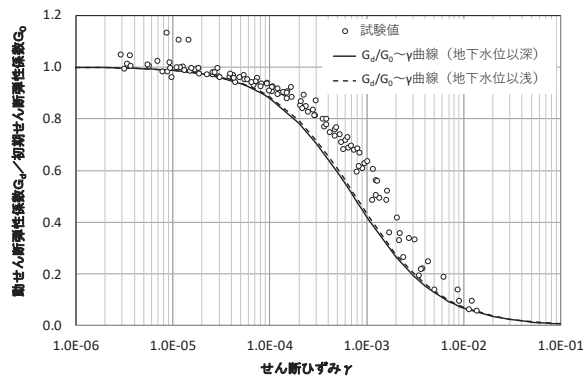
($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



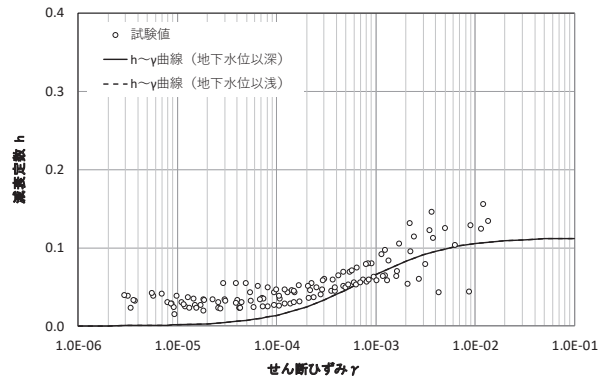
($h \sim \gamma$ 曲線)

(c) セメント改良土

図 5-7(1) H-D モデルに設定する動的変形特性

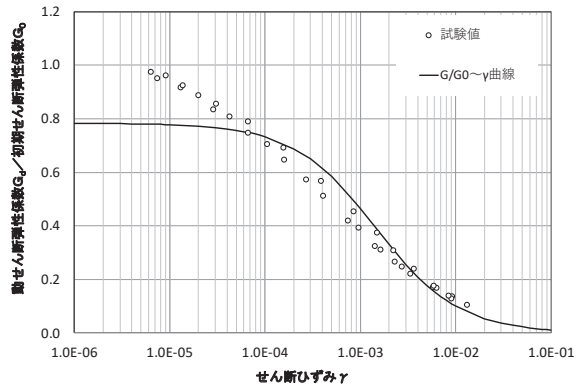


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

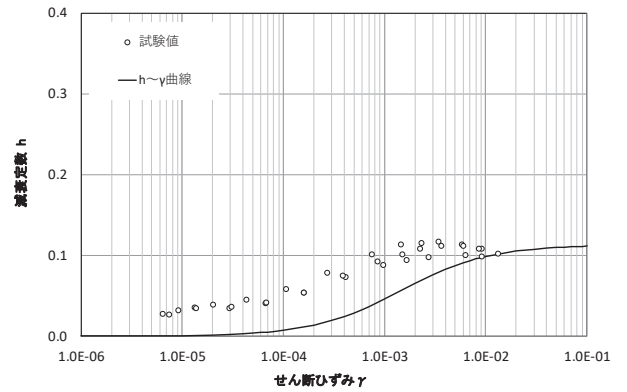


($h \sim \gamma$ 曲線)

(d) 改良地盤



($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



($h \sim \gamma$ 曲線)

(e) D級岩盤

図 5-7(2) H-D モデルに設定する動的変形特性

6. 大ひずみ領域の補間の設定方法の保守性について

各解析において、現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が保守的又は妥当であることを確認するため、動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合と耐震設計に与える影響を比較する。

6.1 全応力解析において動的変形特性を変化させた場合の影響

地盤安定解析（等価線形解析）における動的変形特性は、図 6-1 の B) のとおり、せん断強度に漸近するよう補間して設定している。これを図 6-1 の A) のとおり、動的変形試験に基づくせん断応力に変化させると、等価剛性が小さく評価されるため、発生せん断応力が過小評価され、すべり安全率が大きく評価される。

全応力解析のうち逐次非線形解析の場合でも、等価線形解析と同様に、A) 動的変形試験に基づくせん断応力の方が B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力より小さくなる。発生せん断応力が小さいと土圧も小さくなるが、土木構造物に作用する荷重は土圧が支配的であり、耐震設計の照査値が小さく評価される。

以上より、全応力解析においては、B) の方法の方が保守的な評価となる。

A) 動的変形試験に基づくせん断応力の評価

B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力の評価（解析上の設定）

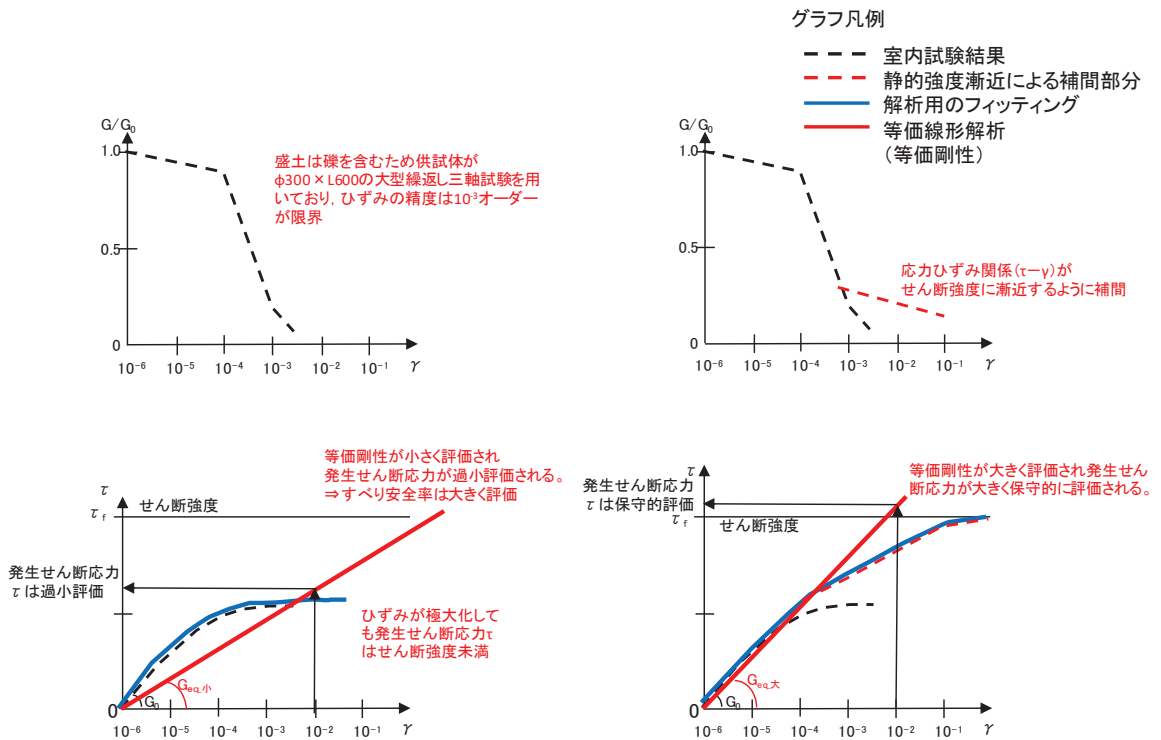


図 6-1 全応力解析における動的変形特性の設定

6.2 地盤安定解析（等価線形解析）において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの地盤安定解析（以下、「基本ケース」という。）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（以下、「変化ケース」という。）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」にて評価している盛土斜面のうち、斜面高さが高い斜面 B とした。斜面 B の地質断面図を図 6-2、解析モデルを図 6-3 に示す。

基本ケースにおけるすべり安全率評価結果を表 6-1 に、すべり安全率が最小となったすべり線を図 6-4 に示す。

変化ケースにおける動的変形特性を図 6-5 に示す。また、最小すべり安全率のケースに対する、変化ケースにおけるすべり安全率を表 6-1 に併せて示す。

静的解析には解析コード「stress-nlap Ver. 2.91」、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」、すべり計算には解析コード「suberi_sf Ver. 2」を使用した。

基本ケースと比較し、変化ケースのすべり安全率が大きく評価されていることから、現在の解析条件（基本ケース）の方が、地盤の安定性を保守的に評価している事を確認した。

なお、アクセスルートのような盛土構造物において、液状化の影響が考えられる場合には、必要に応じて有効応力解析等によりその影響を確認することとする。

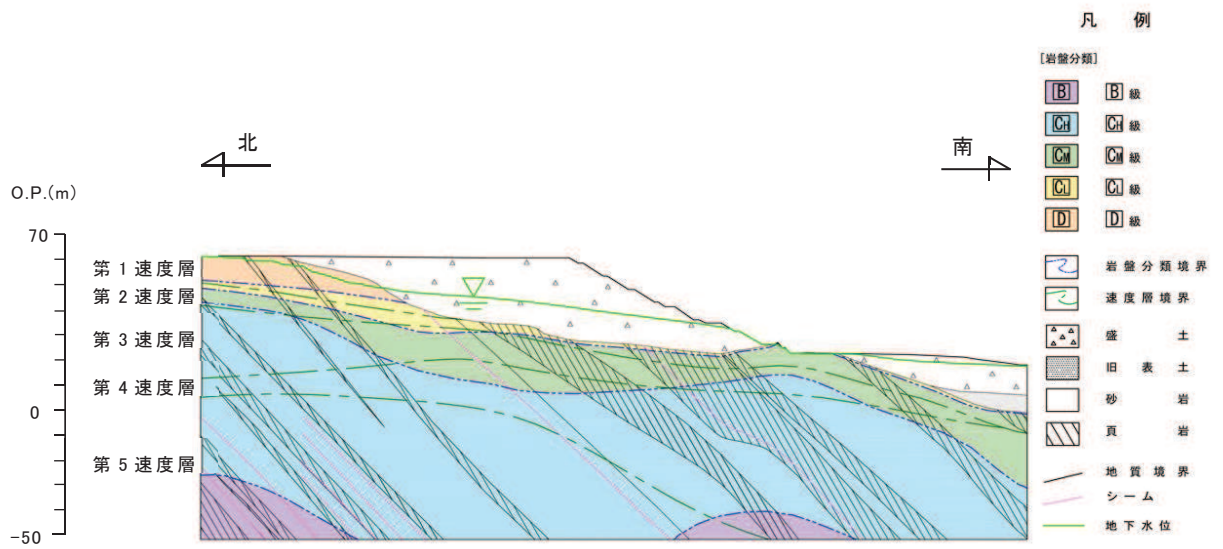


図 6-2 斜面 B の地質断面図

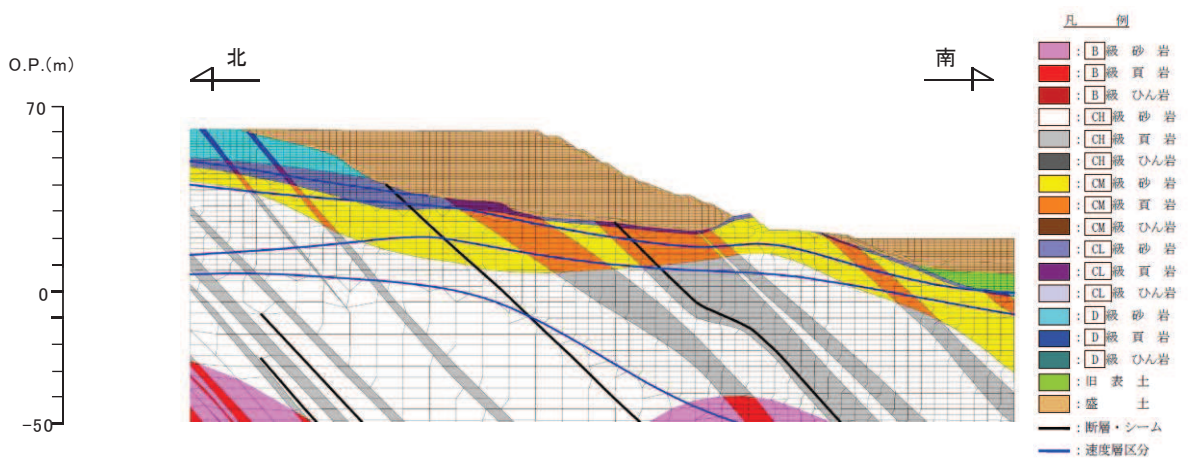


図 6-3 斜面 B の解析モデル

表 6-1 すべり安全率評価結果

基準地震動 S_s	すべり安全率 (基本ケース)	すべり安全率 (変化ケース)
$S_s - D 1$	1.09	1.6
$S_s - D 2$	1.2	
$S_s - D 3$	1.2	
$S_s - F 1$	1.2	
$S_s - F 2$	1.2	
$S_s - F 3$	1.5	
$S_s - N 1$	1.1	

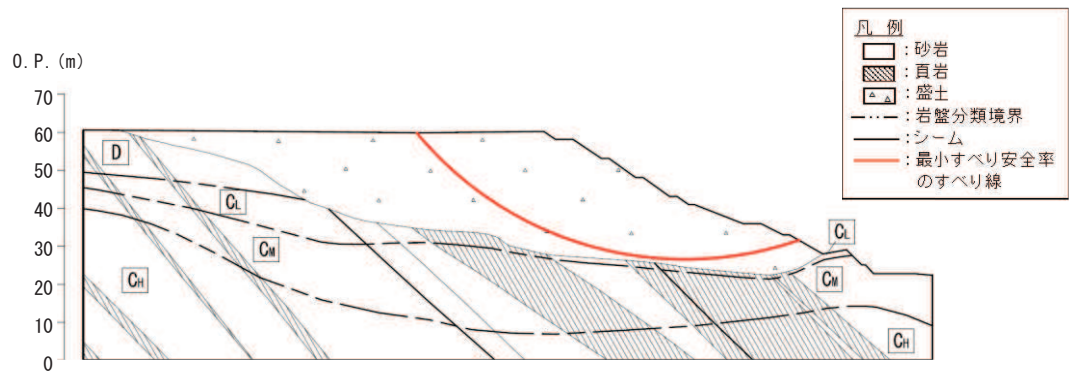


図 6-4 すべり安全率が最小となったすべり線

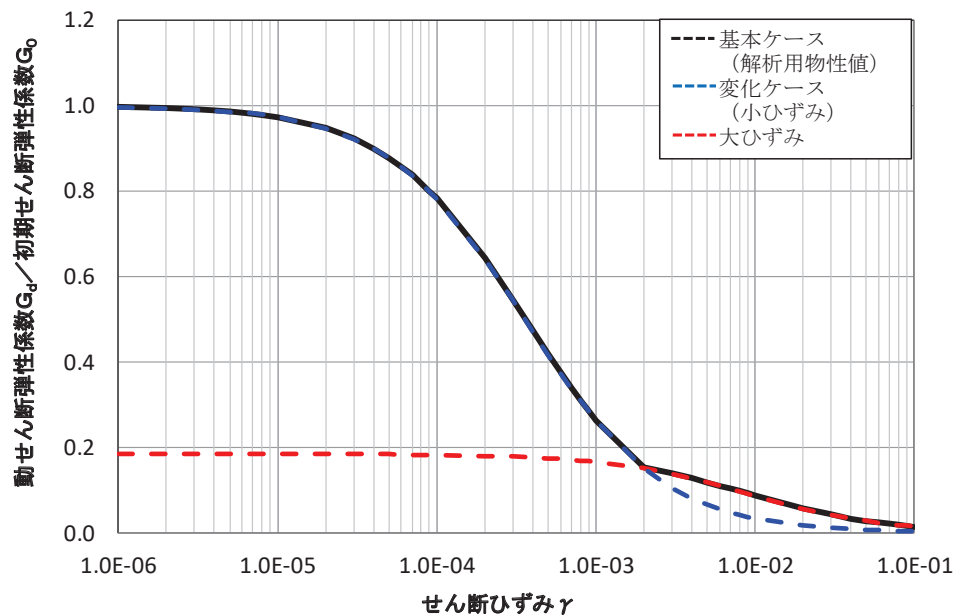


図 6-5 検討に使用した動的変形特性

6.3 全応力解析のうち逐次非線形解析において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの耐震評価（基本ケース）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（変化ケース）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、施設の周囲に盛土が広く分布する排気筒連絡ダクトの断面①とした。排気筒連絡ダクトの地質断面図を図 6-6、解析モデルを図 6-7、変化ケースにおける動的変形特性を図 6-8 に示す。

影響確認に用いる地震動は断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しい S s - N 1 (++) を選定し、解析コードは「SLAP Ver. 6.64」を使用した。

基本ケース及び変化ケースにおける曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-2 及び表 6-3 に、せん断破壊に対する評価結果を表 6-4 に示す。

排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する評価結果は、基本ケースに比べ変化ケースの照査値が小さく評価されており、現在の解析条件（基本ケース）の方が施設の耐震性を保守的に評価していることを確認した。

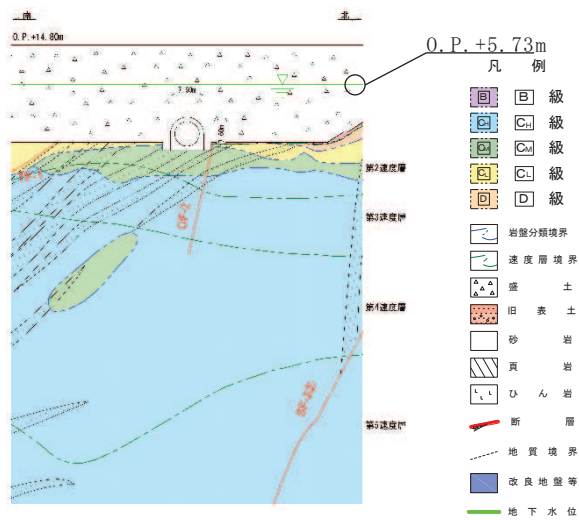


図 6-6 排気筒連絡ダクト（断面①）の地質断面図

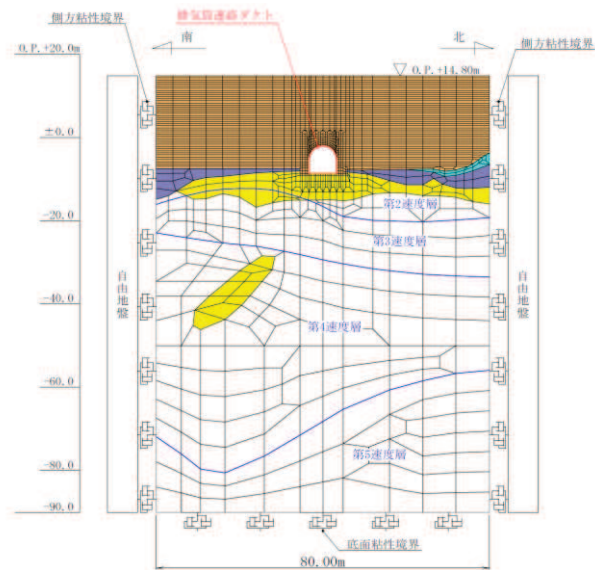


図 6-7 排気筒連絡ダクト（断面①）の解析モデル

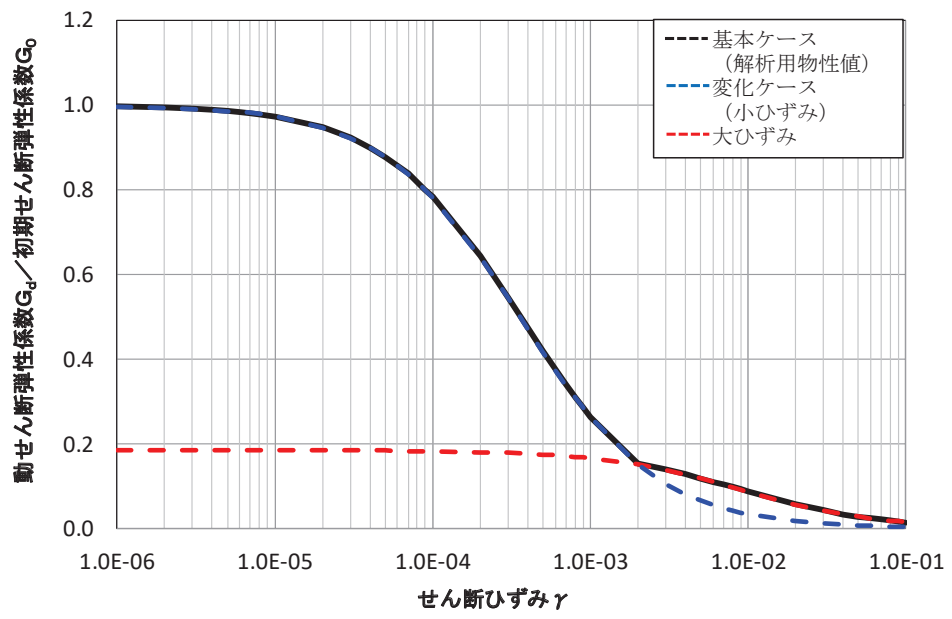


図 6-8 検討に使用した動的変形特性

表 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

【 S s - N 1 (++) 】

検討ケース	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
基本ケース	1.24×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
変化ケース	7.62×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

表 6-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，底版）

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) 【 S s - N 1 (++) 】

検討ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
基本ケース	782μ	2000μ	0.40
変化ケース	616μ	2000μ	0.31

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ，底版）

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) 【 S s - N 1 (++) 】

検討ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
基本ケース	979μ	1725μ	0.57
変化ケース	747μ	1725μ	0.44

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-4 せん断破壊に対する評価結果【S_s-N1(++)】

解析 ケース	評価位置*1		照査用 せん断力*2 V _d (kN)	せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 (部材非線形 解析) V _d /V _{y d}	照査値 (材料非線形 解析) V _d /V _{y d}
基本 ケース	アーチ	1	892	1110	0.81	—
	側壁	2	1867	1074	1.74	0.72
	底版	4	2239	1640	1.37	0.87
変化 ケース	アーチ	1	633	1110	0.58	—
	側壁	2	1597	1103	1.45	*3
	底版	4	1786	1660	1.08	*3

注記*1：評価位置は図 6-9 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

*3：基本ケースよりせん断耐力式の照査値が小さいので、材料非線形解析を用いれば照査値 1.0 未満となる見込み。

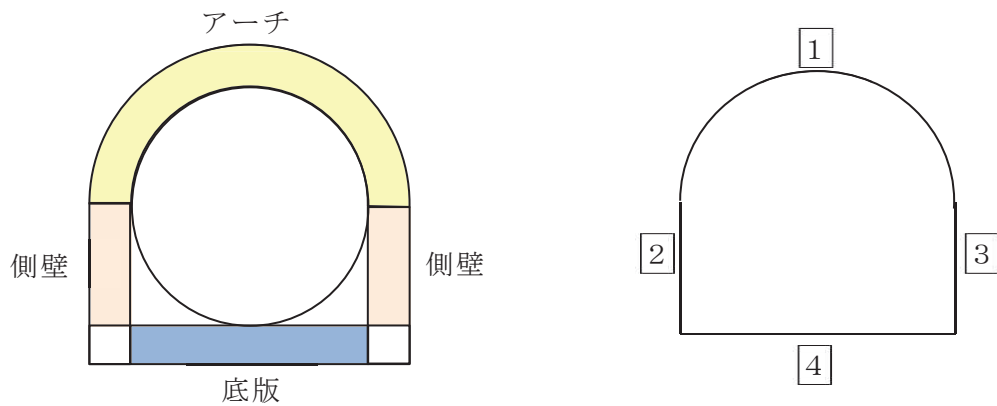


図 6-9 評価位置図

6.4 有効応力解析において地下水位以浅の動的変形特性を変化させた場合の影響

解析コードFLIPにおいては、動的変形特性の設定がH-Dモデルに限定されており、盛土の動的変形特性の設定に当たっては、大ひずみ領域の骨格にフィッティングしている。そのため、小ひずみ領域の設定の影響が設計に及ぼす影響を確認するため、地下水位以浅の盛土の動的変形特性を変化させた場合の影響を防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震時並びに津波及び余震の重畳時において確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しくなるものを選定し、地震時は基準地震動 $S_s - D2(-)$ 、津波及び余震の重畳時は $S_d - D2(-+)$ とした。解析モデルを図6-10に示す。

基本ケースにおける動的変形特性（大ひずみ領域にフィッティング）と、比較するために変化させた動的変形特性（小ひずみ領域にフィッティング）を図6-11に示す。

照査結果を表6-5に、鋼管杭の断面力の比較を表6-6に、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の局所安全係数の比較を表6-7に示す。

鋼管杭の断面力照査は動的変形特性を変化させた場合の方（小ひずみ領域にフィッティング）が若干照査値が小さくなっているほかは、照査結果は大きく変化しておらず、有効応力解析において地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認できた。

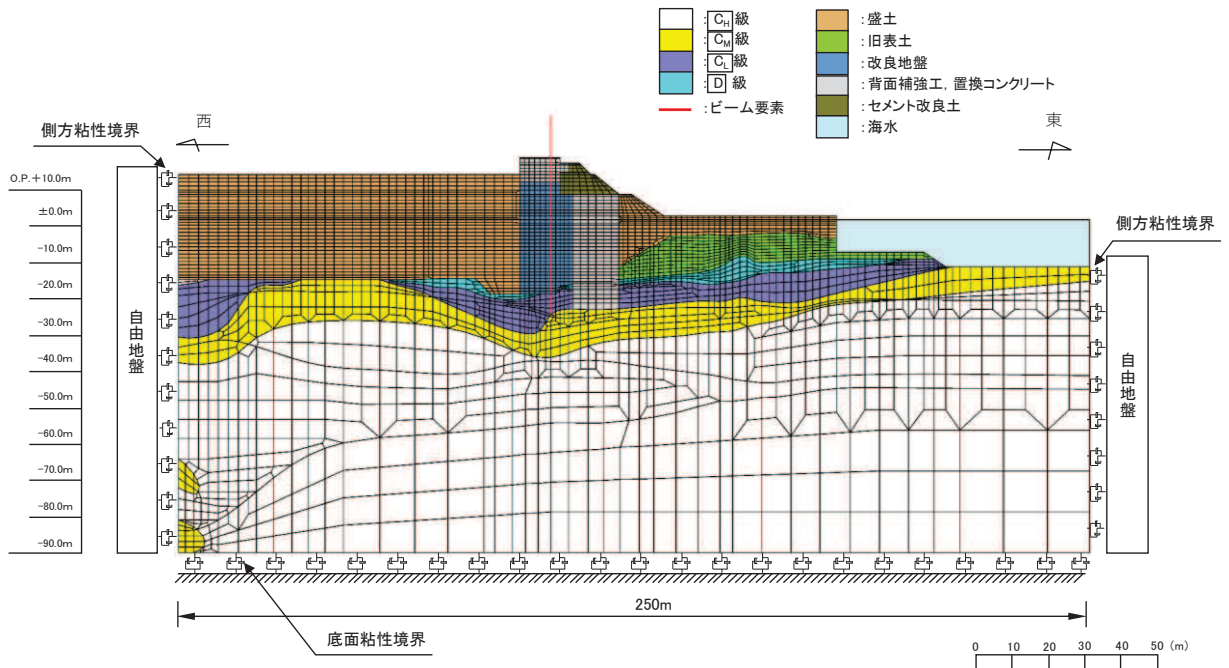


図 6-10 解析モデル（防潮堤（鋼管式鉛直壁），断面①）

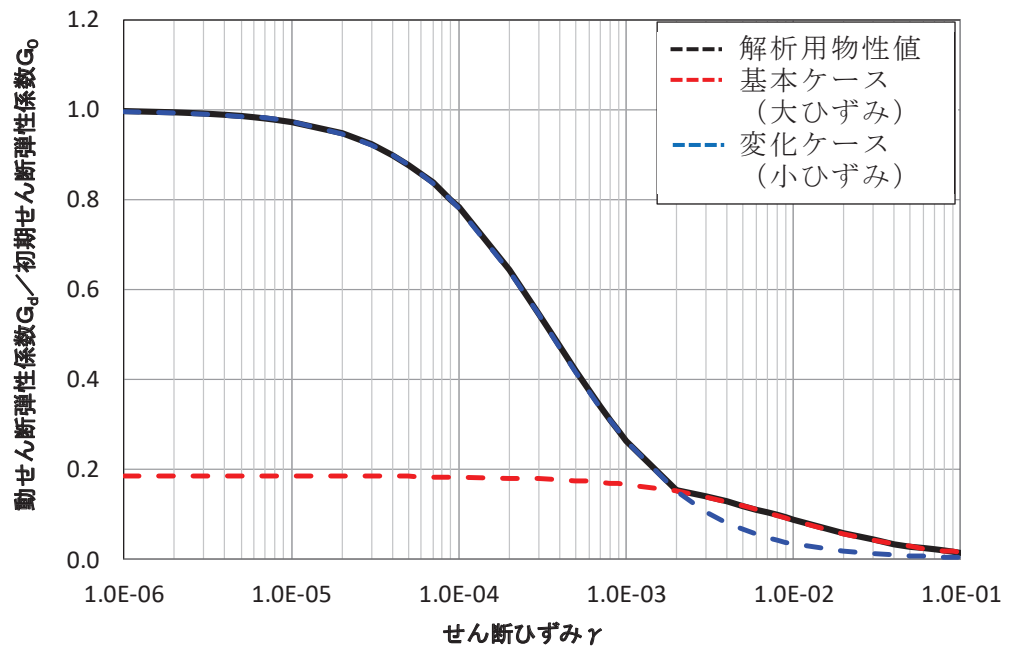


図 6-11 検討に使用した動的変形特性



表 6-5(1) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

事象	地震動 位相	検討 ケース	鋼管杭断面力照査				
			曲げ圧縮照査			せん断照査	
			モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	照査値	せん断力 (kN)	照査値
地震時	S _s -D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	8663	503	0.42	6589	0.24
		変化ケース (小ひずみ)	7802	321	0.37	5913	0.21
津波・ 余震 重畳時	S _d -D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	44972	1316	0.76	13526	0.48
		変化ケース (小ひずみ)	41355	1309	0.70	12421	0.44

表 6-5(2) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

事象	地震動 位相	検討 ケース	すべり安全率				接地圧照査値		
			背面 補強工	置換 コンクリ ート	改良 地盤	セメント 改良土	鋼管杭	背面 補強工	置換 コンクリ ート
地震時	S _s -D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	24.7	4.9	3.1	3.9	0.15	0.21	0.36
		変化ケース (小ひずみ)	25.2	4.7	2.9	3.6	0.13	0.19	0.37
津波・ 余震 重畳時	S _d -D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	11.0	15.1	2.6	48.2	0.24	0.25	0.15
		変化ケース (小ひずみ)	11.7	13.6	2.6	52.6	0.24	0.25	0.16

表 6-6 鋼管杭断面力の比較

凡例	
	: 基本ケース (大ひずみ)
	: 変化ケース (小ひずみ)

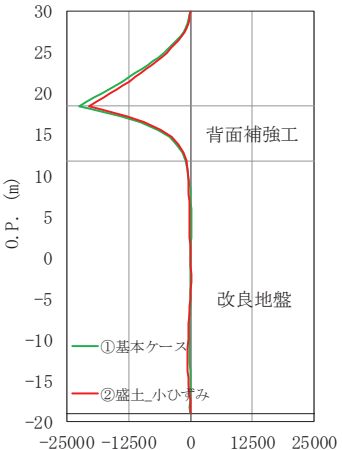
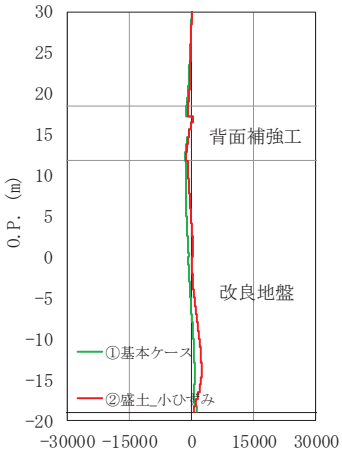
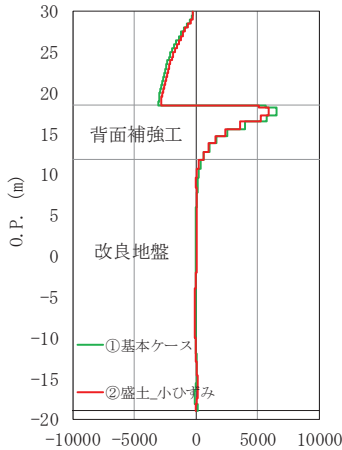
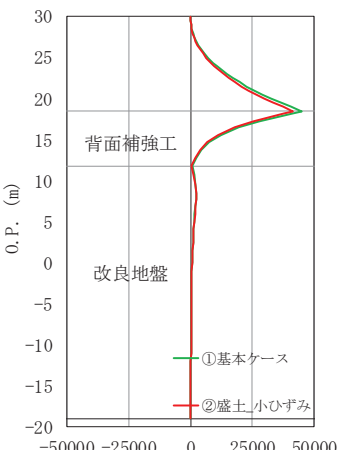
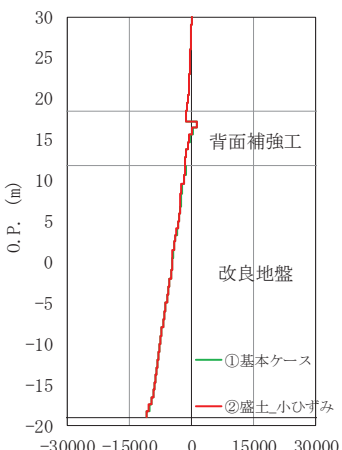
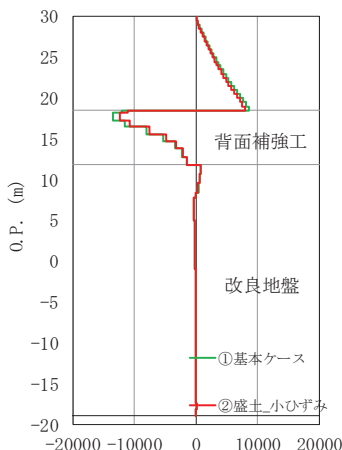
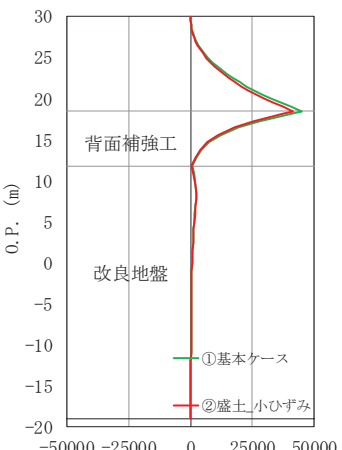
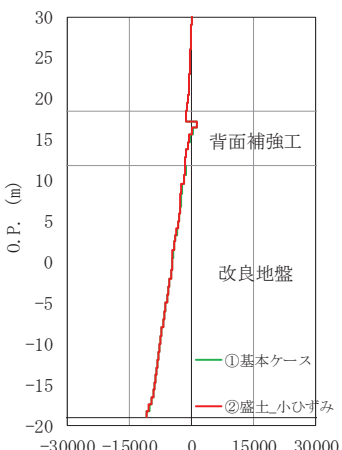
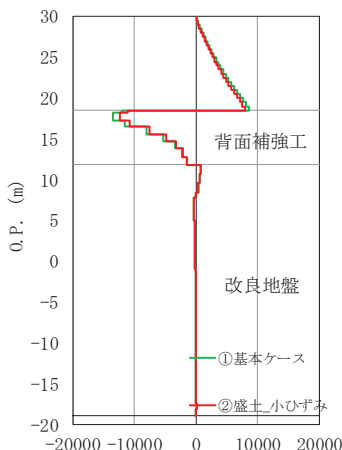
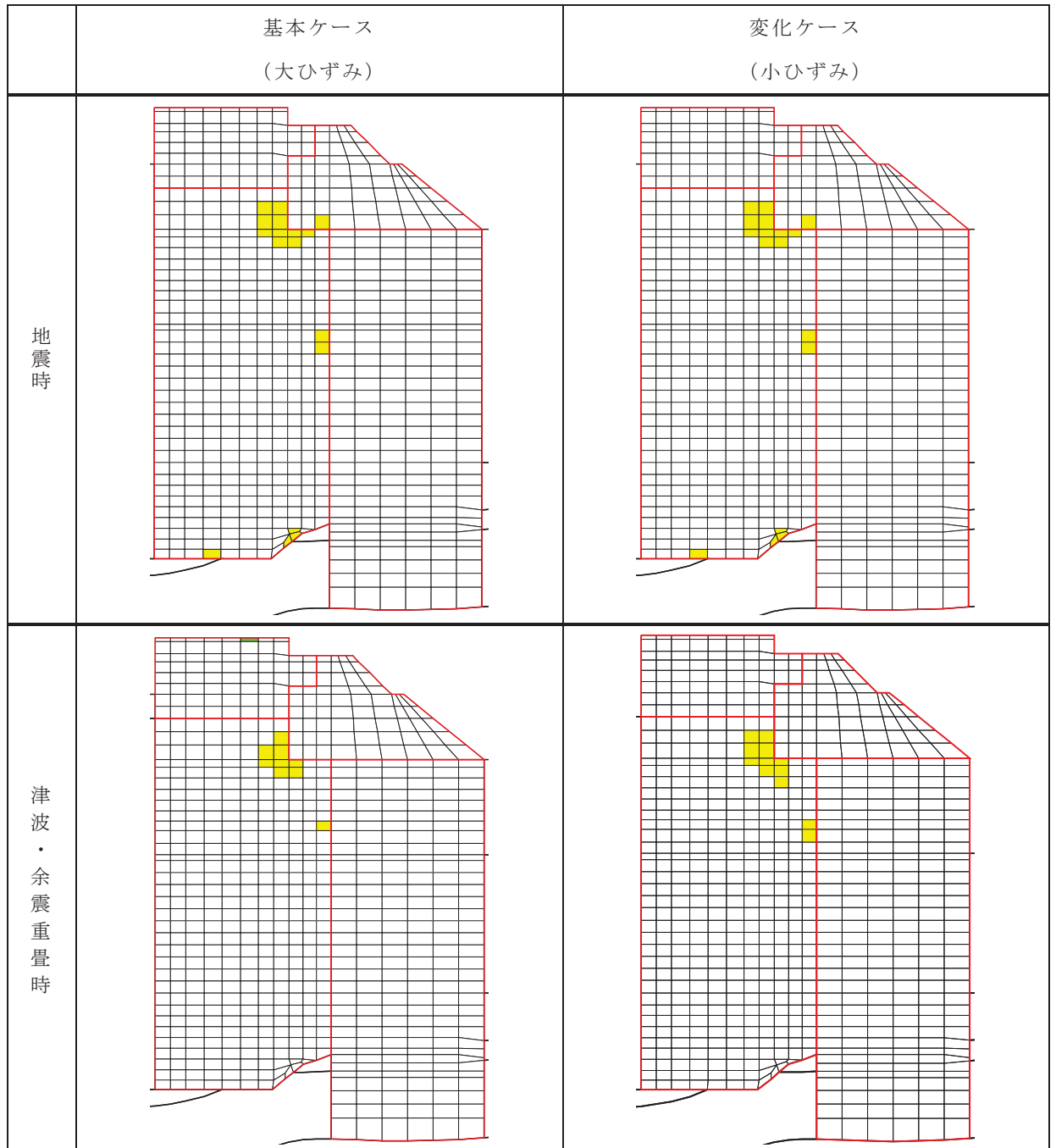
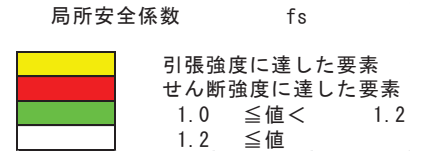
事象	曲げ圧縮照査時刻		せん断照査時刻
	曲げモーメント	軸力	せん断力
地震時	 <p>(a) 曲げモーメント (kN・m)</p>	 <p>(b) 軸力 (kN)</p>	 <p>(c) せん断力 (kN)</p>
	 <p>(a) 曲げモーメント (kN・m)</p>	 <p>(b) 軸力 (kN)</p>	 <p>(c) せん断力 (kN)</p>
	 <p>(a) 曲げモーメント (kN・m)</p>	 <p>(b) 軸力 (kN)</p>	 <p>(c) せん断力 (kN)</p>

表 6-7 局所安全係数の比較



6.5 まとめ

等価線形解析及び全応力解析においては、現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合よりも耐震評価上保守的な結果を与えることを確認した。

また、有効応力解析においては、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認した。

7. まとめ

- 盛土の動的変形特性を設定するに当たり、盛土が礫を含んでいるため大型繰返し三軸試験により動的変形特性を確認しているが、ひずみデータの取得範囲に制限があり、基準地震動 S_s による解析上の発生ひずみは動的変形試験のデータ取得範囲である約 2.0×10^{-3} を超える箇所がある。ただし、試験終了時に供試体は破壊に至っておらず、液状化強度試験の状況を踏まえると、ひずみデータの取得範囲を超えても供試体は動的変形試験が可能な状態であることを確認した。
- 試験ひずみ 2.0×10^{-3} を超える範囲において保守的な動的変形特性を設定するため、既往文献等を参考にして、静的強度試験に基づくせん断強度に漸近するように骨格を設定した。
- 現状の設定が耐震設計上保守的であることを確認するため、盛土の動的変形特性を動的変形試験のみにフィッティングさせた解析と比較した。地盤安定解析（等価線形解析）及び逐次非線形解析を含む全応力解析において、大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定することは、耐震設計上、保守的な評価を与える。また、有効応力解析に用いる解析コード F L I P では、静的強度試験に基づく動的変形特性を設定しているが、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さく、現状の設定で耐震設計上問題ないことを確認した。
- 以上から、盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いは、耐震設計上妥当である。

(参考資料 2 8) 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートにおける地質調査結果

1. 概要

添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」, 「VI-2-別添 3-2 可搬型重大事故等対処設備の保管エリア等における入力地震動」及び「VI-2-11-2-15 第 1 号機排気筒の耐震性についての計算書」における評価に用いる地質断面図は図 1-1 に示す地質調査結果を参照して作成している。

本資料では, 地質断面図の作成に参照している地質調査結果の代表位置におけるボーリング柱状図及びコア写真を示す。

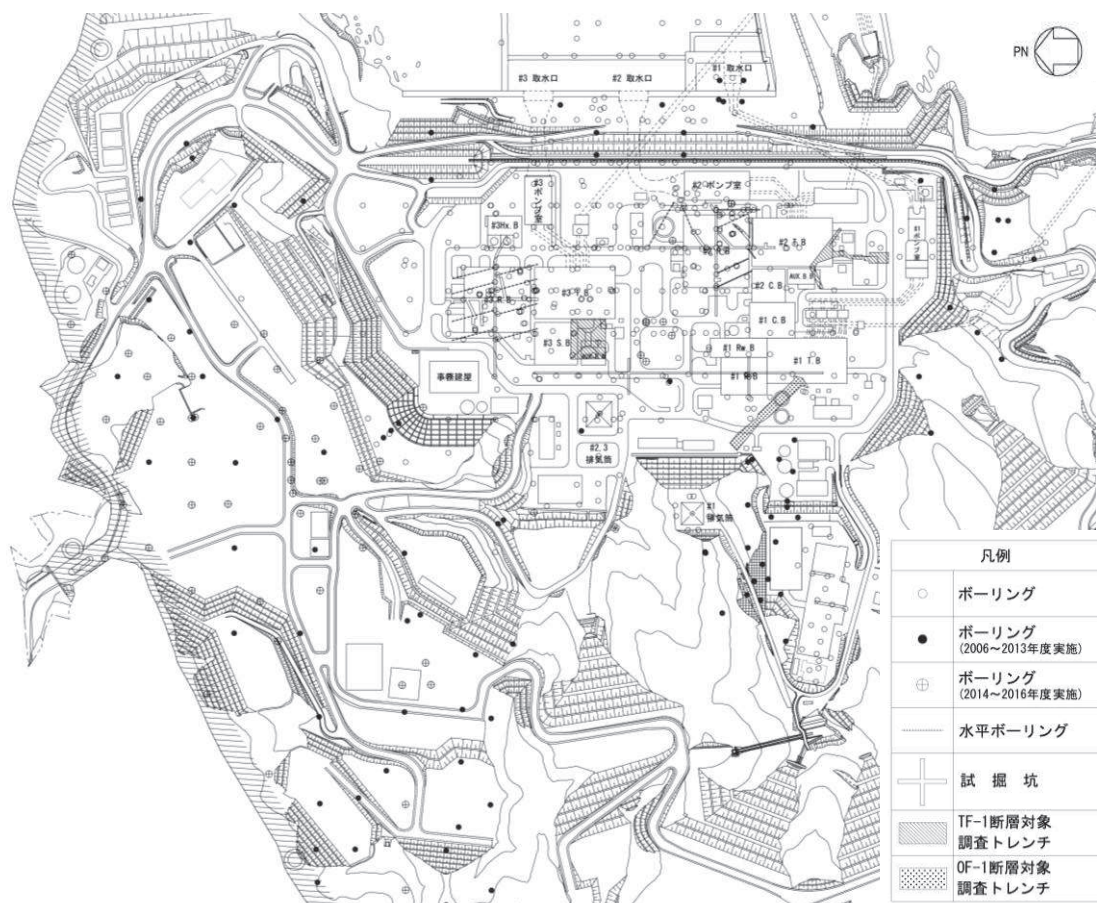


図 1-1 地質調査位置図

2. 地質調査結果

地質断面図作成に参照している地質調査結果の代表位置を図 2-1 に, ボーリング柱状図及びコア写真を図 2-2~図 2-18 に示す。

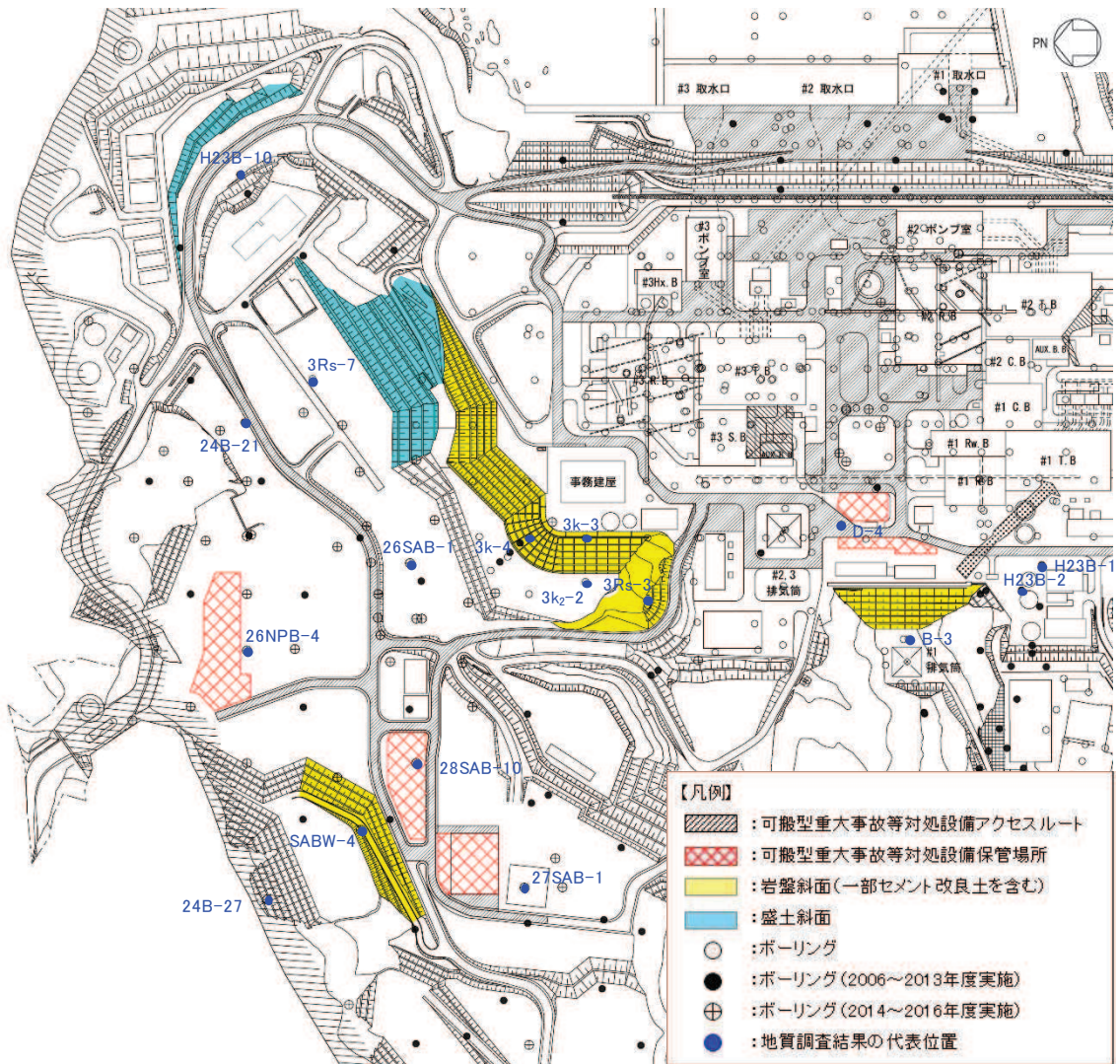


図 2-1 地質調査結果の代表位置

SABW-4 孔 (1/8) 孔口標高: O.P. 74.48m 掘進長: 225.00m

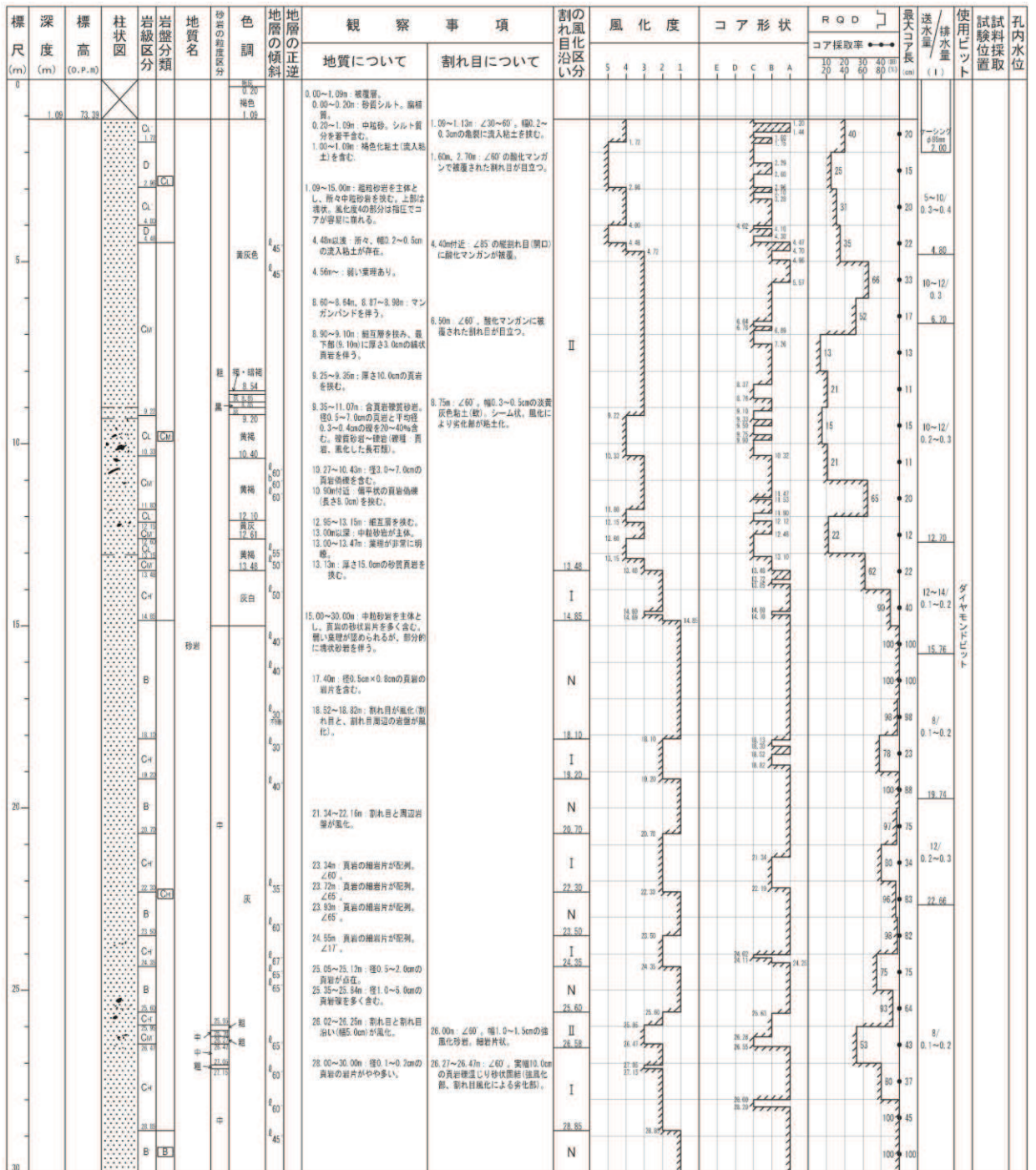


図 2-2 (1) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 0~30m)



図 2-2(2) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 0~30m)

SABW-4 孔 (2/8) 孔口標高: O.P. 74.48m 掘進長: 225.00m

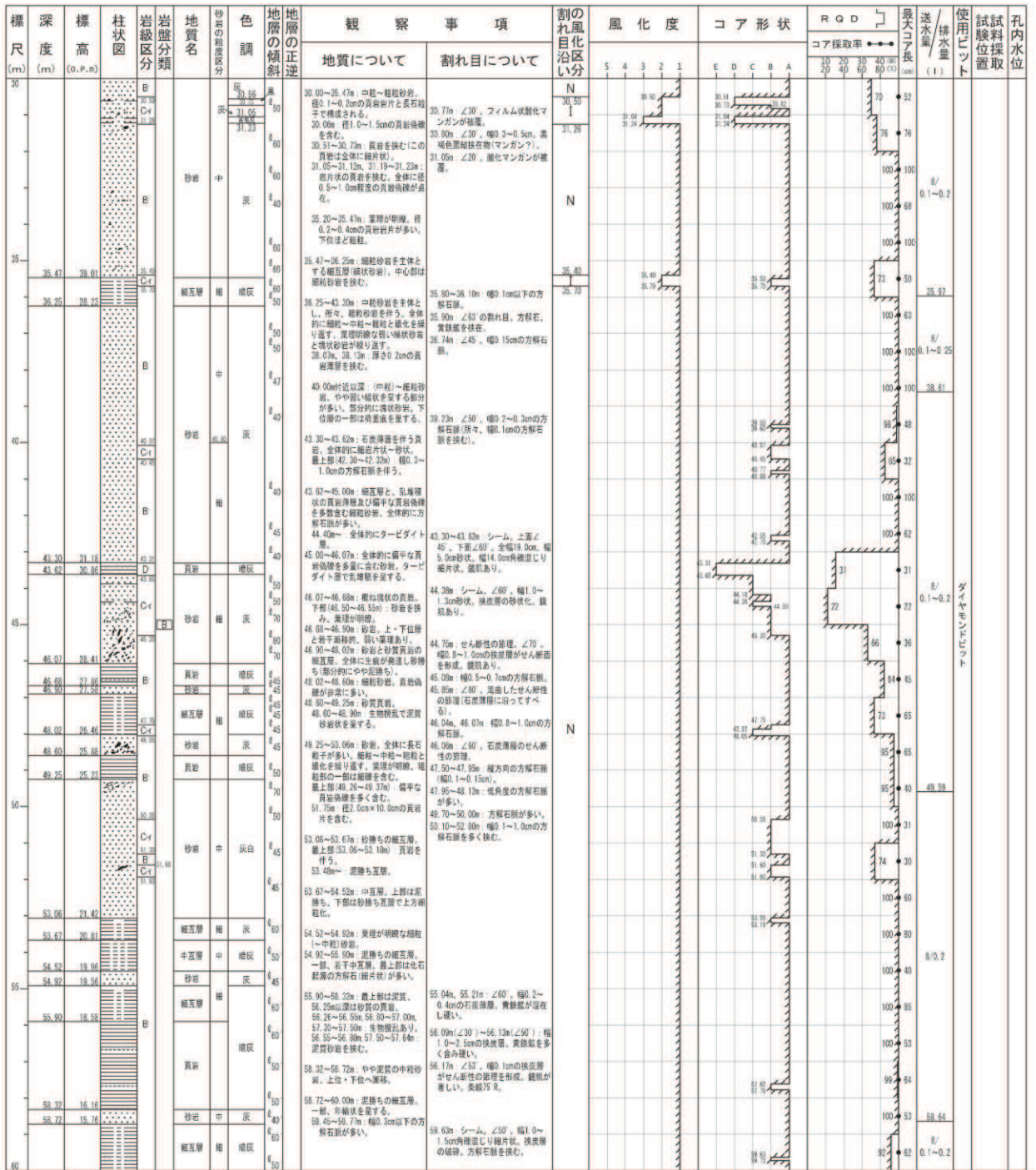


図 2-2(3) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 30~60m)

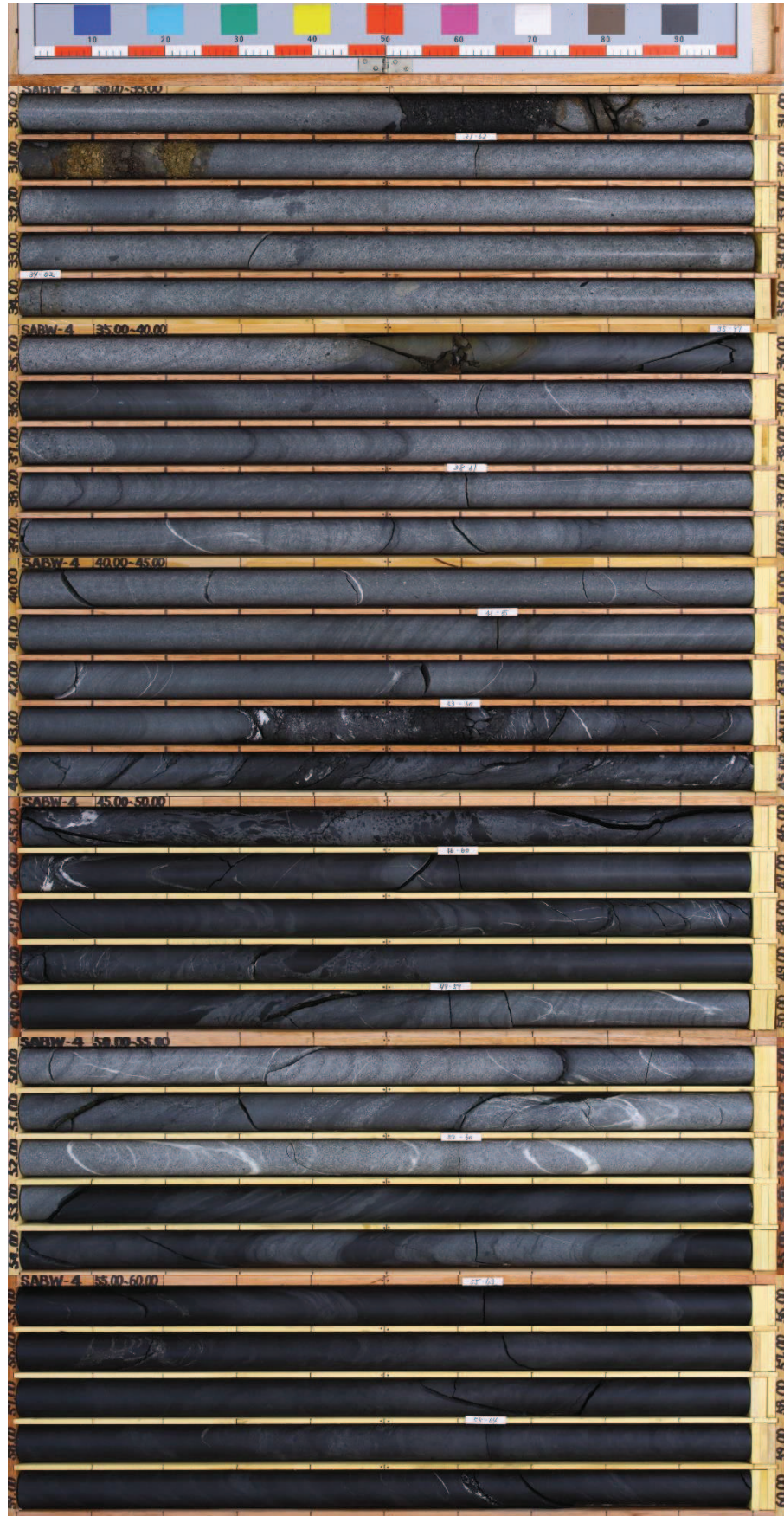


図 2-2(4) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 30~60m)

SABW-4 孔 (3/8) 孔口標高: 0.P. 74.48m 掘進長: 225.00m

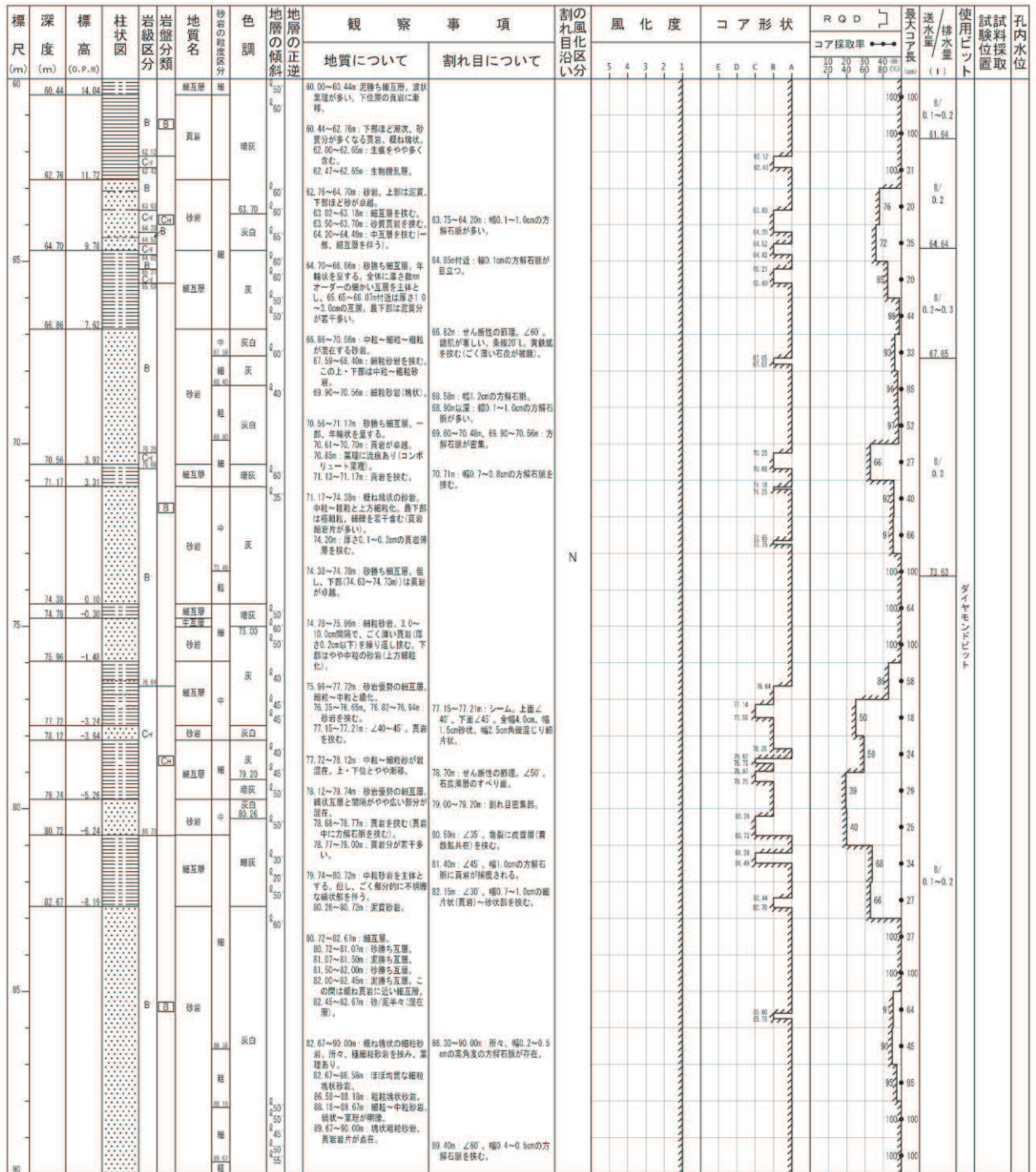


図 2-2(5) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 60~90m)



図 2-2(6) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 60~90m)