

(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。

設置変更許可申請書に記載された防潮堤の基礎地盤の安定性評価は，改良地盤の解析用物性値に基づき評価している。ただし，改良地盤は設置変更許可後に施工することから，設置変更許可申請書に記載の解析用物性値は，試験施工を対象とした試験に基づき設定している。防潮堤の基礎地盤となる改良地盤の実施工において所定の物性値が確保され，防潮堤の基礎地盤の安定性評価に変更ないことを，改良地盤施工時の品質管理において確認することとしており，確認結果について参考資料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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	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 <sub>H</sub> 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 <sub>M</sub> 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 <sub>L</sub> 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			

\* : 岩盤の引張強度は、潜在亀裂を考慮して見込まない。

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 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
	頁岩	第2速度層	$1.6 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$6.0 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.5 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.7 \times 10^3$	0.35
	ひん岩	第3速度層	$6.4 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$14.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$17.6 \times 10^3$	0.35
	C <sub>M</sub> 級	砂岩	第1速度層	$0.2 \times 10^3$
第2速度層			$1.5 \times 10^3$	0.44
第3速度層			$5.7 \times 10^3$	0.40
第4速度層			$12.7 \times 10^3$	0.36
第5速度層			$15.8 \times 10^3$	0.35
頁岩		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.0 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.2 \times 10^3$	0.35
ひん岩		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第3速度層	$5.5 \times 10^3$	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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	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 <sub>H</sub> 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 <sub>M</sub> 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 <sub>L</sub> 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			

\* : 岩盤の引張強度は、潜在亀裂を考慮して見込まない。

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 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
	頁岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
	ひん岩	第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
	C <sub>M</sub> 級	砂岩	第1速度層	$0.2 \times 10^3$
第2速度層			$1.2 \times 10^3$	0.45
第3速度層			$4.7 \times 10^3$	0.41
第4速度層			$11.5 \times 10^3$	0.34
第5速度層			$16.8 \times 10^3$	0.33
頁岩		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
ひん岩		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45	
	第3速度層	$4.7 \times 10^3$	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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	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・動的特性	静的特性	動的特性
B級 及び C <sub>H</sub> 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 <sub>M</sub> 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 <sub>L</sub> 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<sub>H</sub>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 <sub>H</sub> 級と同じ値	換算値	PS 検層
	頁岩				
	ひん岩	C <sub>H</sub> 級と同じ値			
C <sub>H</sub> 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 <sub>M</sub> 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 <sub>L</sub> 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			

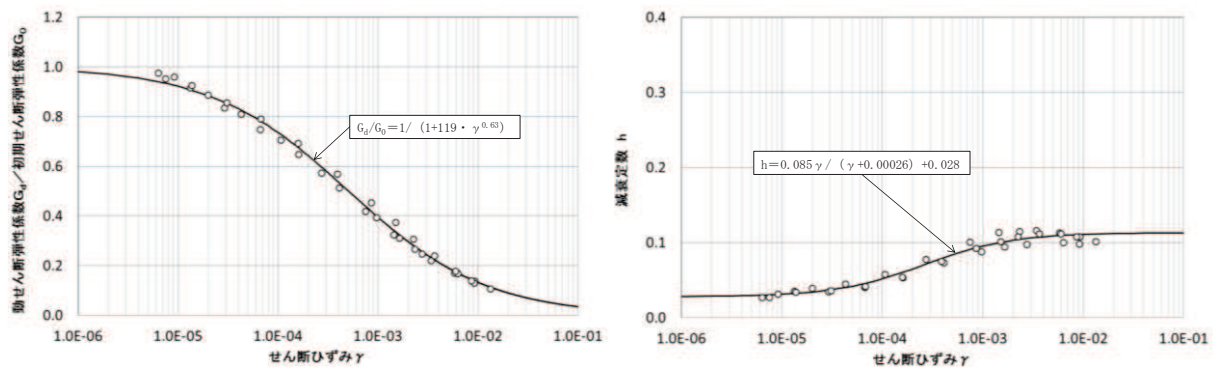
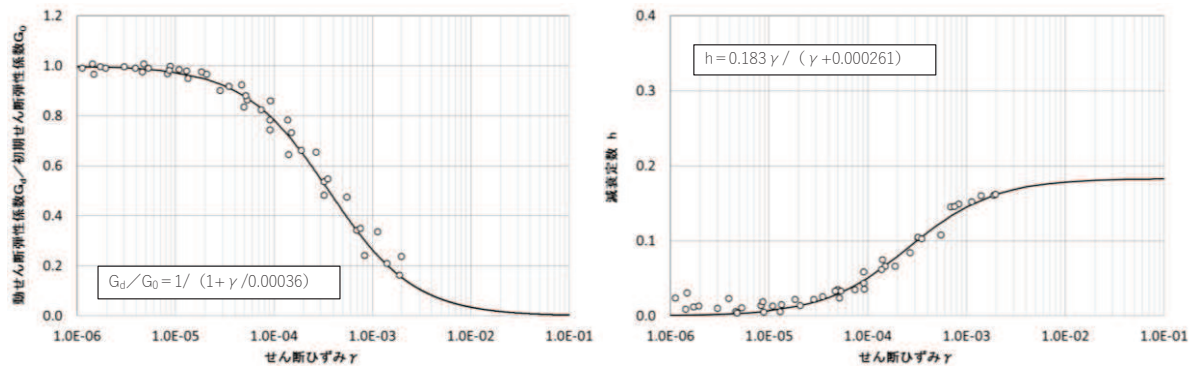


図 4.1-1 D級岩盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性



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、 $\tau_f$ 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

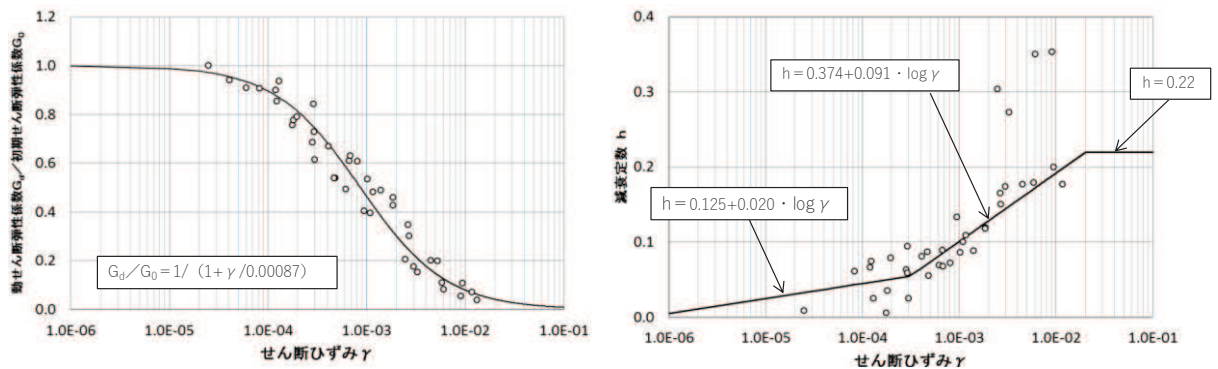
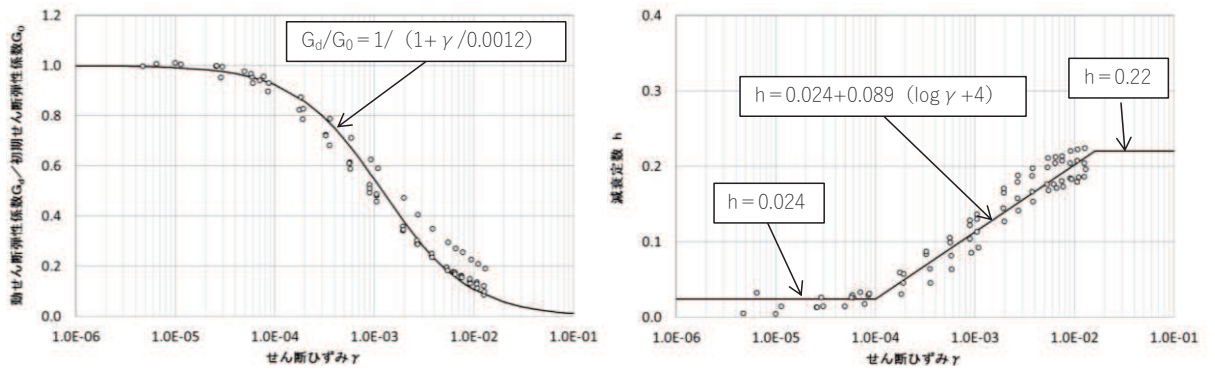


図 4.1-3 旧表土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性



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,  $\tau_f$  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

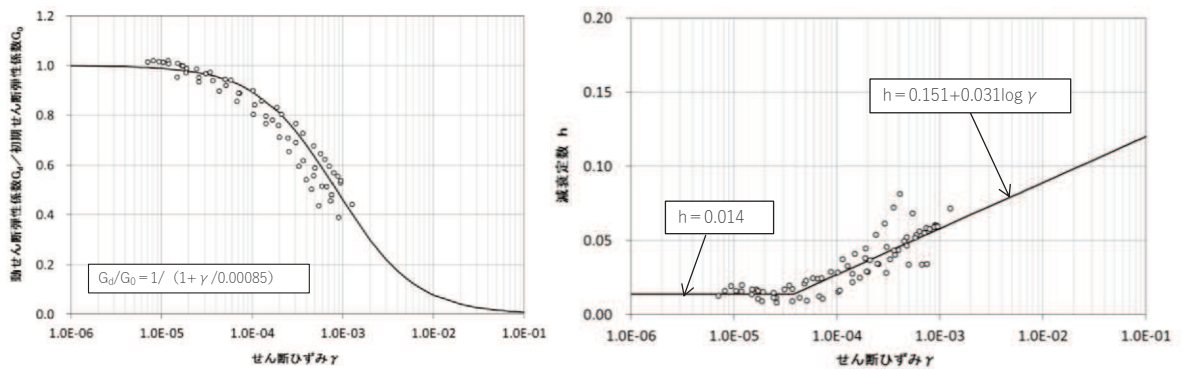


図 4.1-5 セメント改良土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

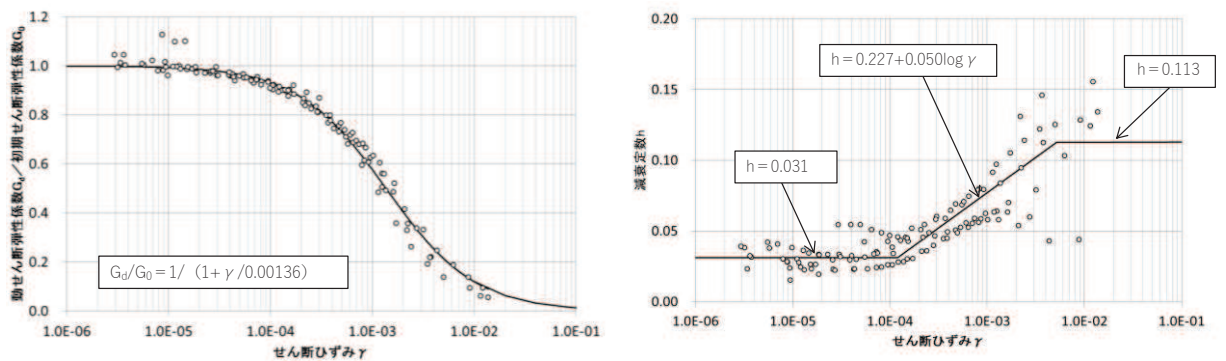


図4.1-6 改良地盤の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

#### 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

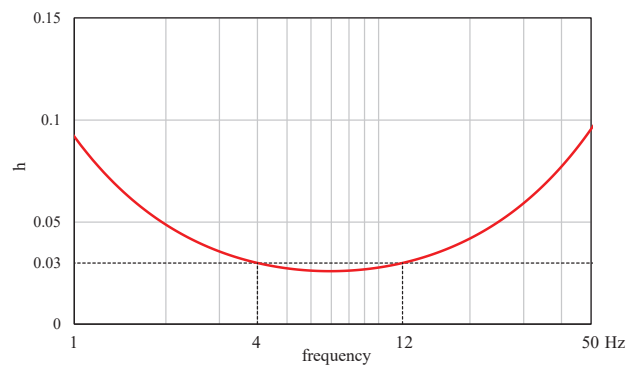
設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値のうち、全応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-1に、設定根拠を表4.2-2に示す。有効応力解析に用いる解析用物性値を表4.2-3～表4.2-4に、設定根拠を表4.2-6～表4.2-7に示す。その他の解析用物性値を表4.2-5に、設定根拠を表4.2-8に示す。

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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	減衰定数* <sup>2</sup> h(%)
表層地盤	+14.80	18.6	*1	3* <sup>3</sup>
	±0.00	23.3	900* <sup>4</sup>	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弾性係数  $G_0$  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

初期せん断弾性係数  $G_0$  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  $\tau_m$  と初期せん断弾性係数  $G_0$  から、基準ひずみ  $\gamma_m$  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	$\gamma$	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
初期せん断弾性係数	$G_0$	表層地盤	PS 検層結果に基づき算定
動的変形特性	$G/G_0 - \gamma$ $h - \gamma$	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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$		
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$		
	ポアソン比 $\nu$	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 <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *		
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *		
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	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 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	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 <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR（既設） ( $f'_{ck} = 15.6$ N/mm <sup>2</sup> )	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3
MMR（新設） ( $f'_{ck} = 21.0$ N/mm <sup>2</sup> )	22.5	4.20	-*	1.75	-*	23500	9792	0.2	3
置換工 ( $f'_{ck} = 24.0$ N/mm <sup>2</sup> )	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 $\rho$	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 $\sigma'_{ms}$	$G_{ms}$ に対応する値	$G_{ms}$ に対応する値		
	ポアソン比 $\nu$	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 $\phi$				
液状化特性	変相角 $\phi_D$	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 $\rho$	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 $\sigma_{m0}'$	$G_m$ に対応する値	—	—
	ポアソン比 $\nu$	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 $\phi$			

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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	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

#### 4.2.1 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、初期せん断弾性係数  $G_0$ 、 $G/G_0-\gamma$  曲線及び  $h-\gamma$  曲線の非線形特性を設定した。

なお、制御建屋の地震応答解析においては、地震動を直接入力としている。

#### 4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値

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

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

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

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

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

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

(1) 液状化強度特性の設定

図4.2-1 に液状化強度特性設定のフローを示す。

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

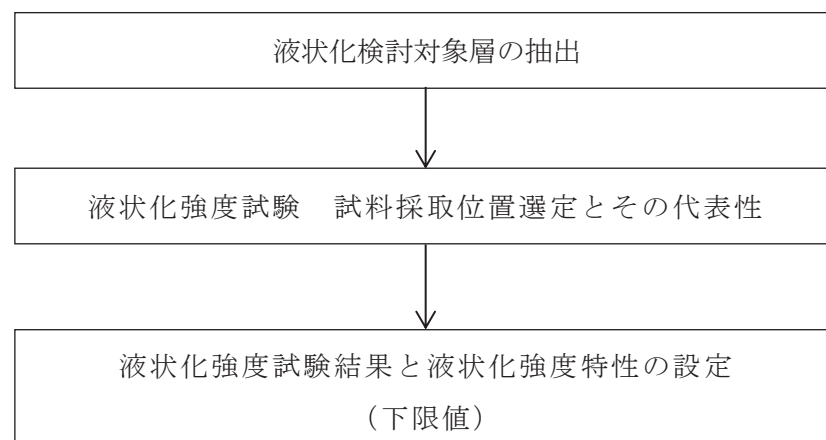


図 4.2-1 液状化強度特性設定のフロー

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

## (2) 液状化検討対象層の抽出

### a. 敷地の地質概況

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

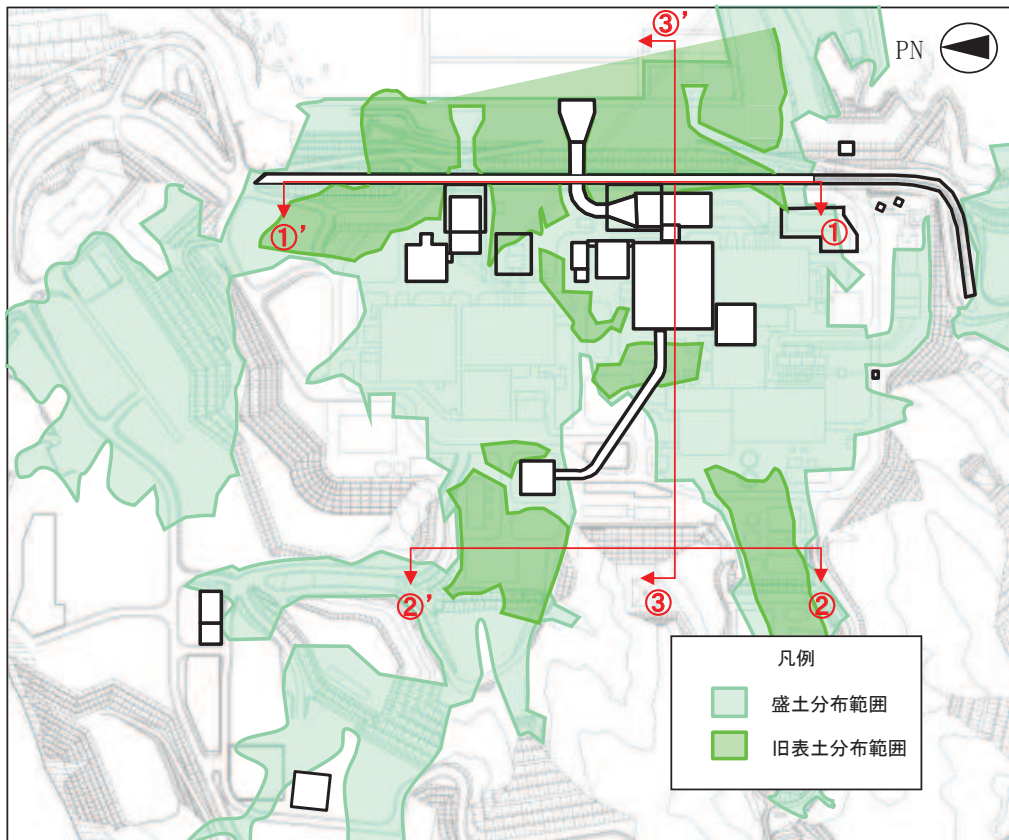
敷地の地盤は、岩盤、盛土及び旧表土に分類され、液状化の可能性を考慮するべき未固結の地盤は、盛土及び旧表土が該当する。なお、旧表土は、第四系の沖積層に該当し、粘性土～粘土質砂質土～砂質土を主体とし、海浜砂に比べ粒径が比較的幅広い特徴を有する。

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

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

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

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



(旧表土は地表面に露出しておらず盛土下部の岩盤上面に分布している。)

図 4.2-2 盛土及び旧表土の分布平面図

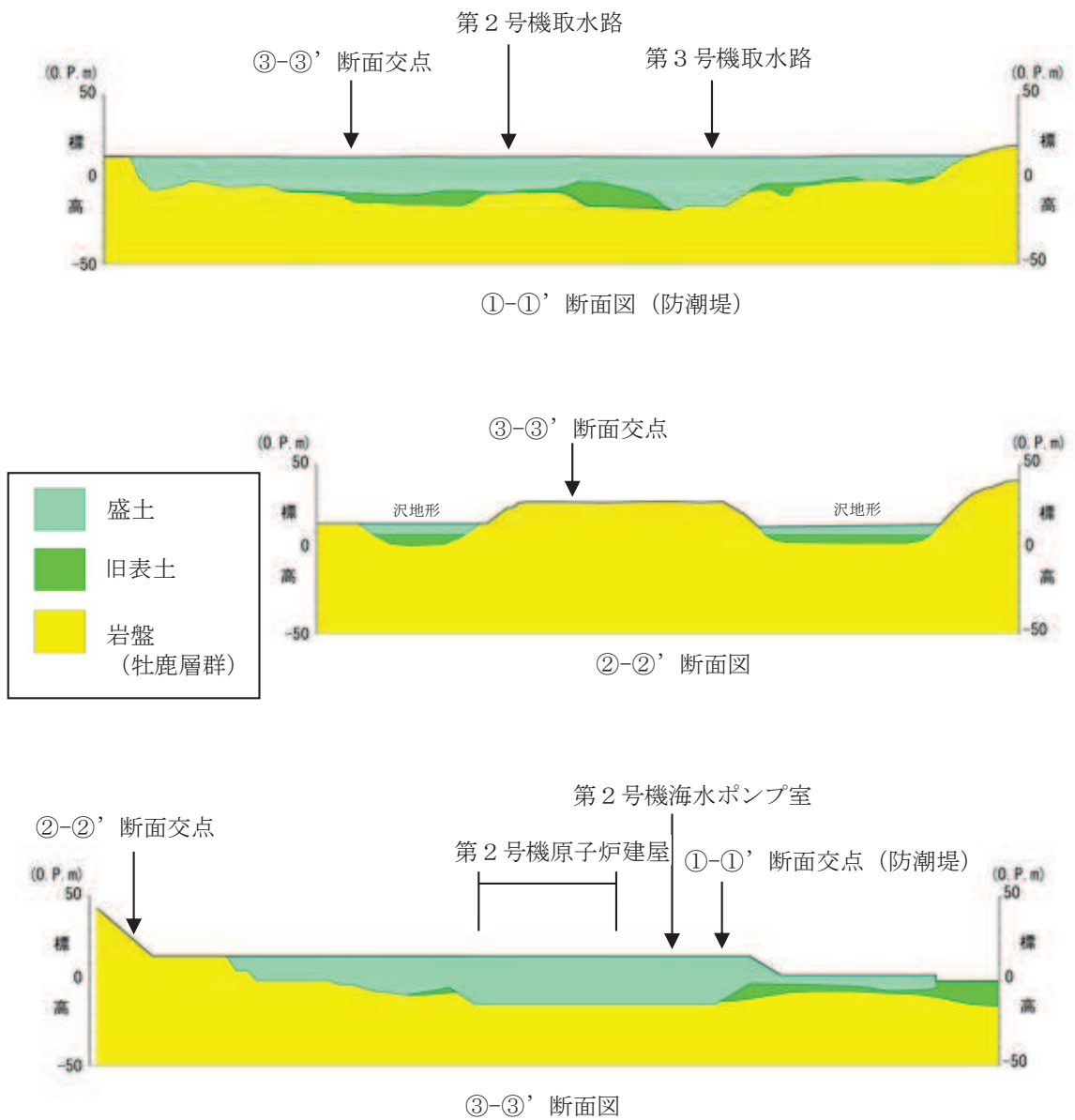


図 4.2-3 盛土及び旧表土の分布断面図

b. 旧表土の分布

各断面位置における旧表土の分布の特徴は以下のとおりである。

・①－①’ 断面

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

・②－②’ 断面

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

・③－③’ 断面

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

c. 盛土の分布

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

d. 液状化検討対象層

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

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

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

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

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

- ・平均粒径が 10 mm以上の飽和土層

以上より、液状化検討対象層として盛土及び旧表土を抽出する。

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

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

### (3) 液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性

#### a. 液状化強度試験 試料採取位置の選定

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

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

盛土の試料採取位置を図4.2-4及び図4.2-6に示す。採取位置について、評価対象施設が0.P.+14.8m盤及び0.P.+62m盤の2エリアに設置されることを踏まえ、それぞれのエリアから図4.2-4のとおり計8点を選定した。

なお、B-3～B-8の6地点については、以下の方針に基づき、設計及び工事の計画の認可申請において追加実施した。B-3～B-8の6地点の選定理由を表4.2-9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。 <sup>*1</sup>
B-6	0. P. +14. 8m 盤から採取することとした	実施済みであった B-1 孔を含め、B-3 及び B-4 から離れた位置とし、排気筒及び排気筒連絡ダクト近傍から採取することとした。 <sup>*1</sup>
B-7	0. P. +62m 盤から採取することとした	実施済みであった B-2 孔から離れた位置とし、緊急用電気品建屋及びガスタービン発電設備軽油タンク室付近から採取することとした。 <sup>*2</sup>
B-8	0. P. +62m 盤から採取することとした	実施済みであった B-2 孔から離れた位置とし、緊急用電気品建屋及びガスタービン発電設備軽油タンク室付近から採取することとした。 <sup>*2</sup>

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

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

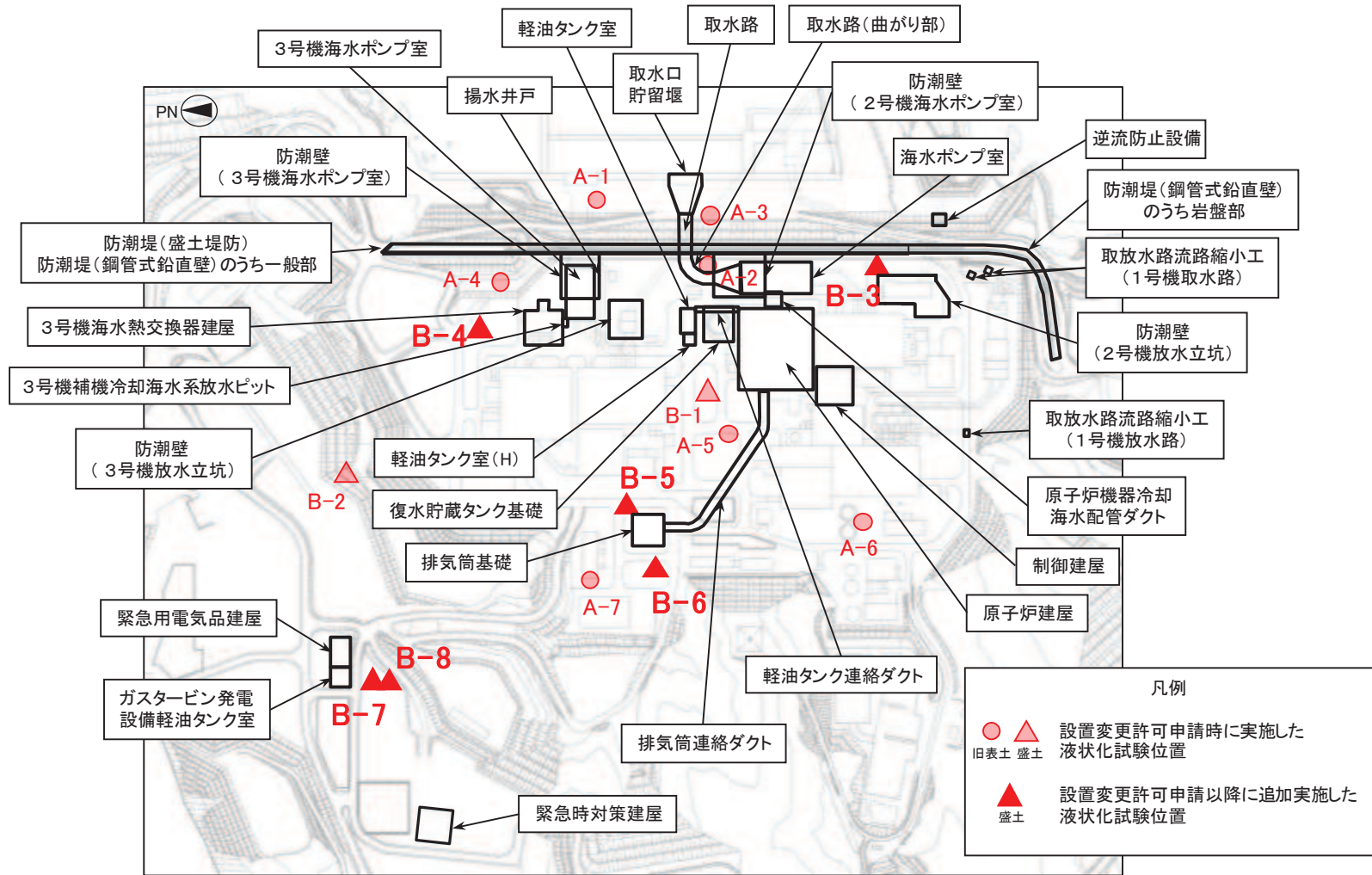


図 4.2-4 液状化強度試験位置

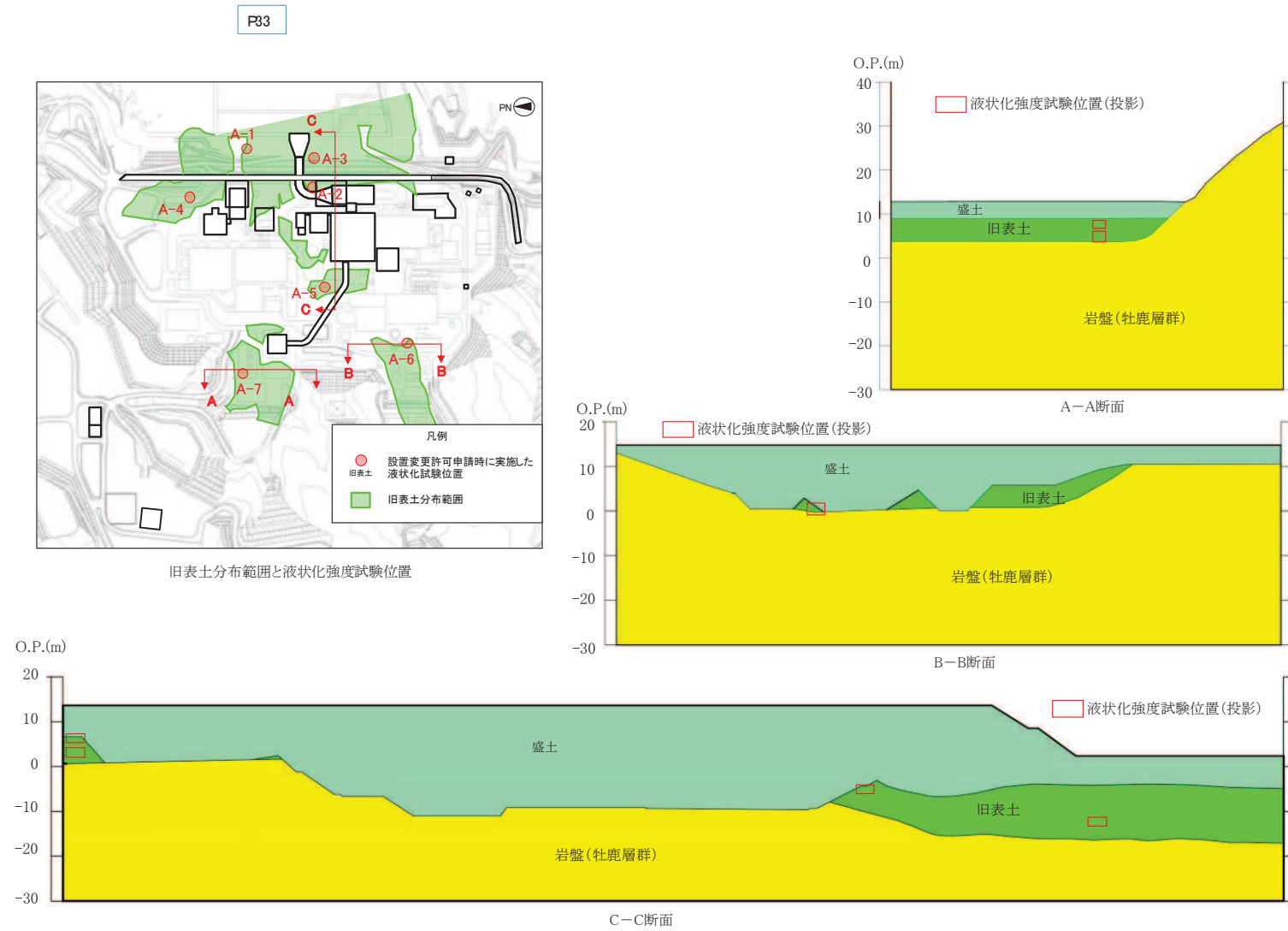
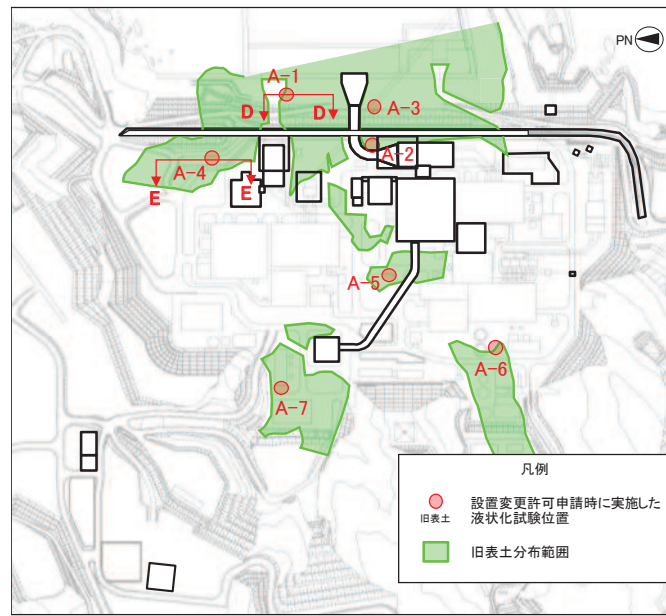


図 4.2-5(1) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/2)



旧表土分布範囲と液状化強度試験位置

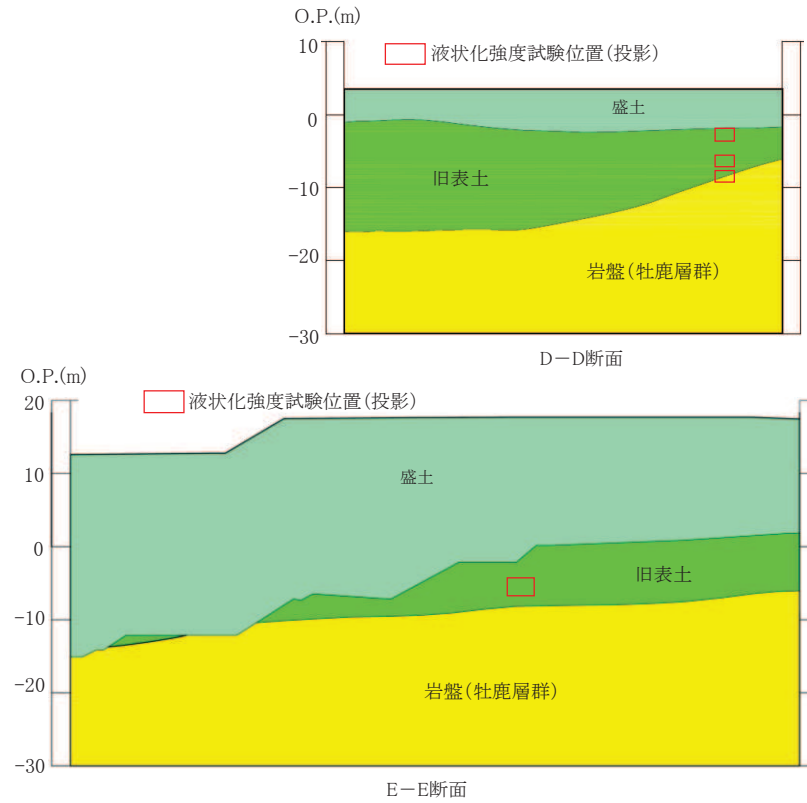


図 4.2-5(2) 旧表土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(2/2)

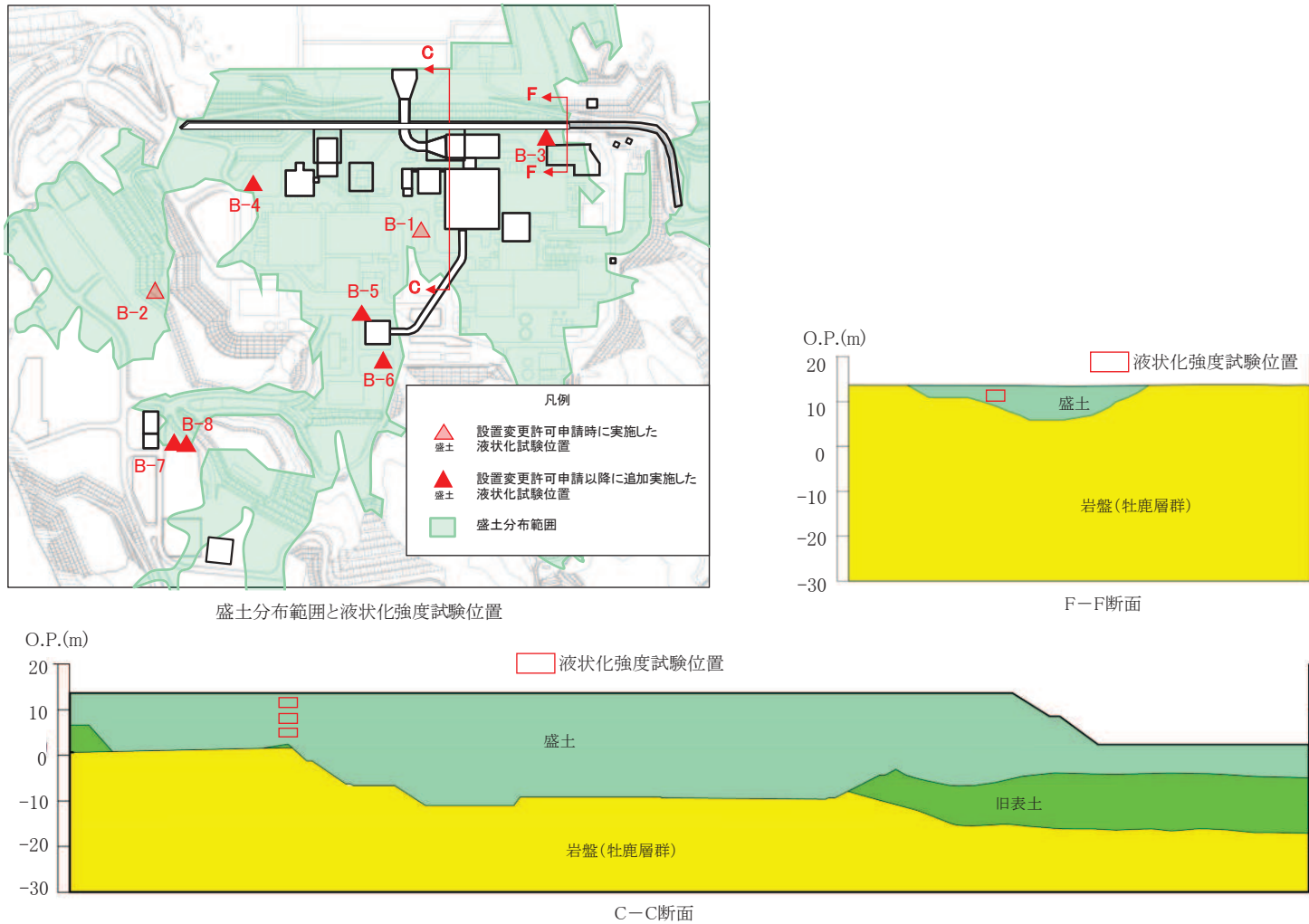
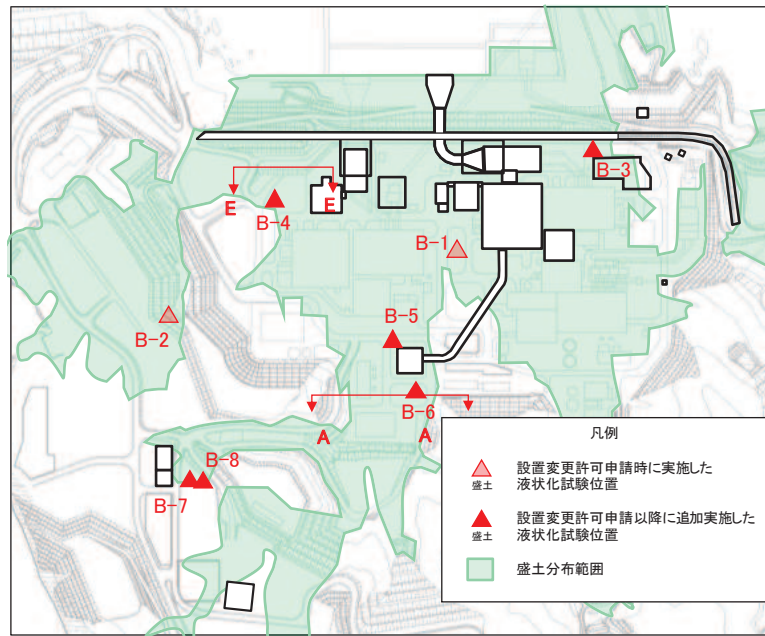


図 4.2-6(1) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(1/3)



盛土分布範囲と液状化強度試験位置

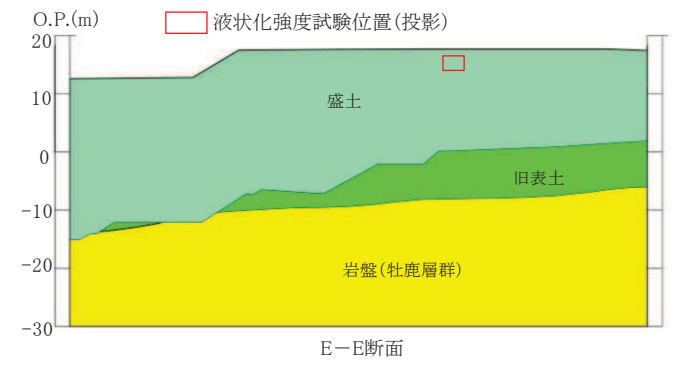
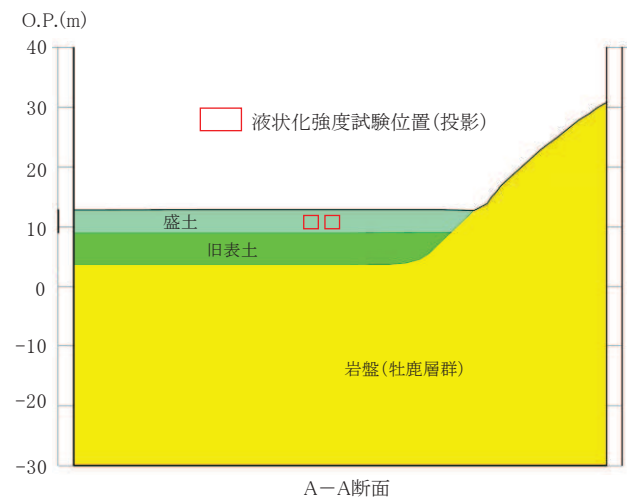


図 4.2-6(2) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(2/3)

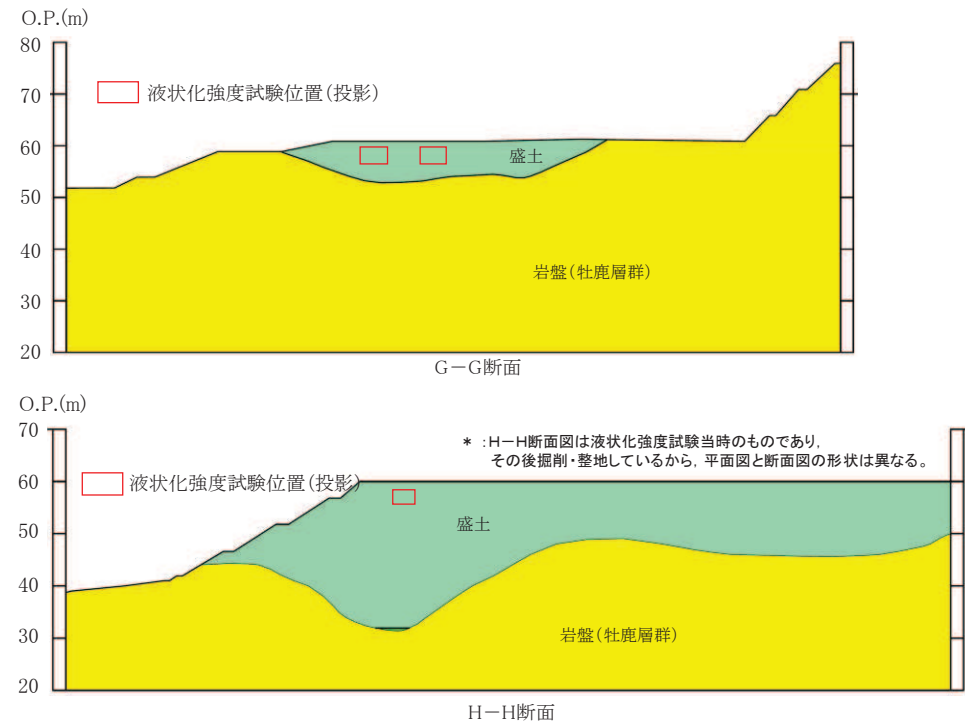
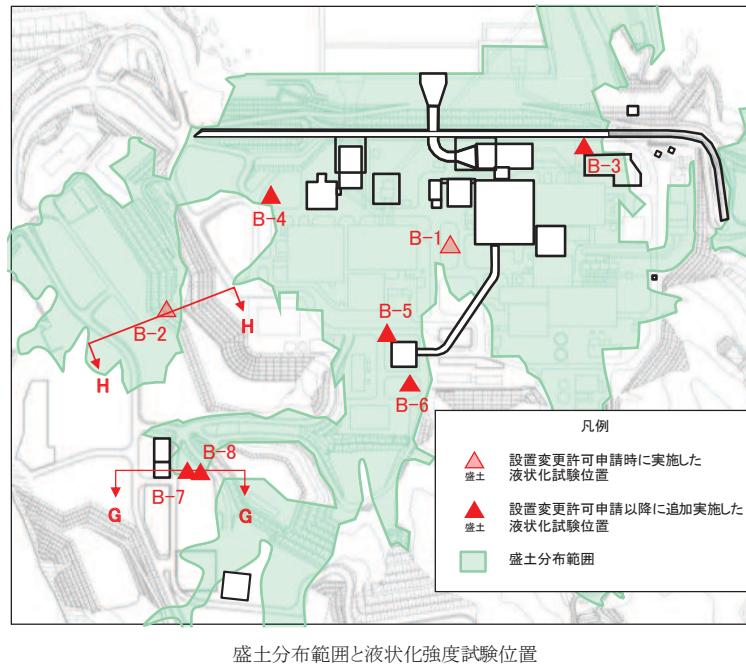


図 4.2-6(3) 盛土の液状化強度試験に用いる試料採取位置断面図(3/3)

## b. 液状化強度試験 試料採取位置の代表性確認

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

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

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

### (a) 旧表土の代表性確認

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

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

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

#### ① 粒度分布

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

#### ② 細粒分含有率

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

#### ③ N値

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



表 4.2-10 各基準類における液状化強度比  $R_L$  と基本物性の相関性

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

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

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

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

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

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

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

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

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

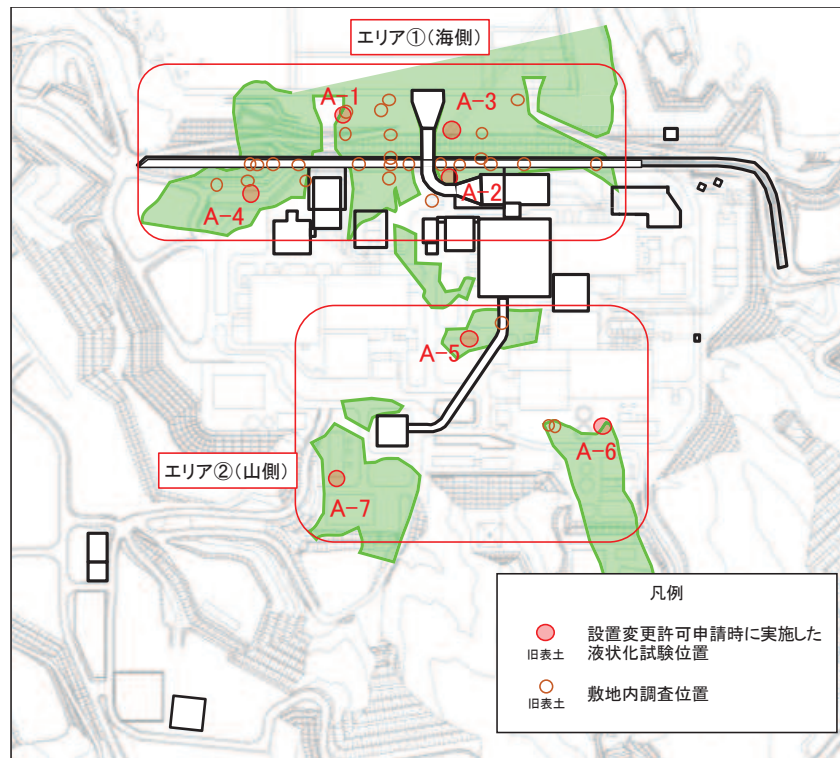


図 4.2-7 旧表土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

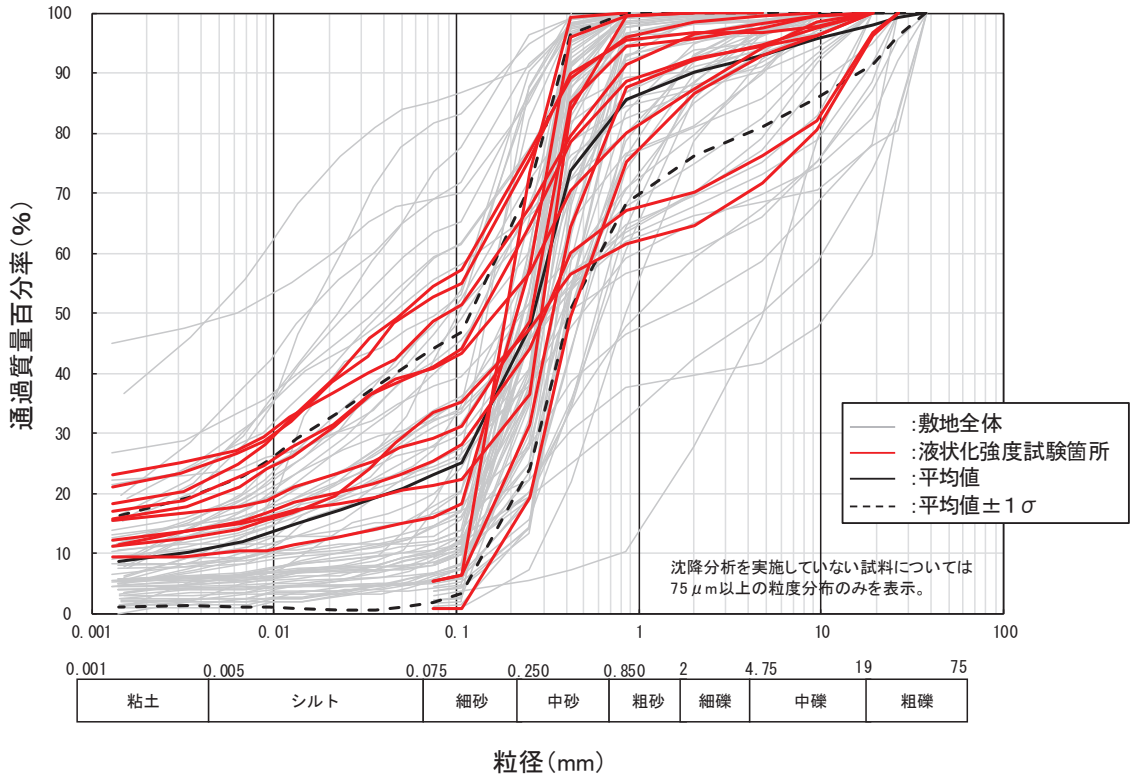


図 4.2-8 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の粒度分布

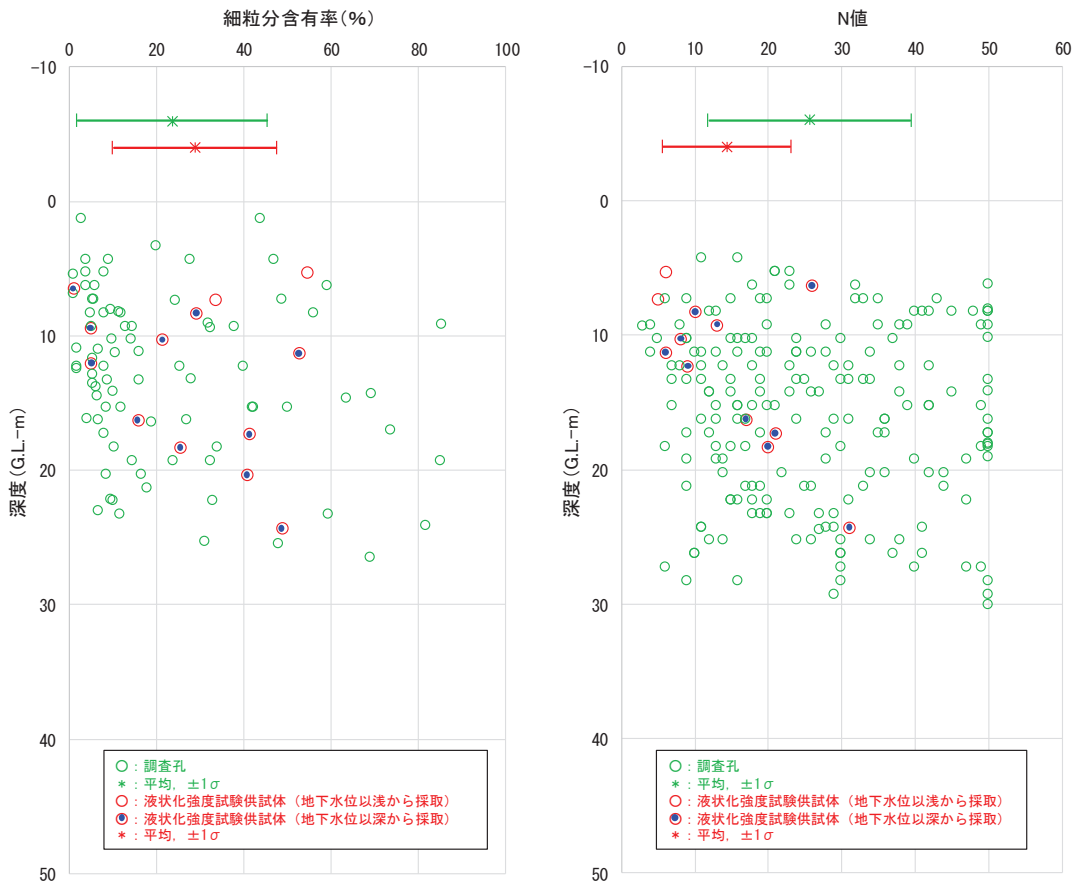
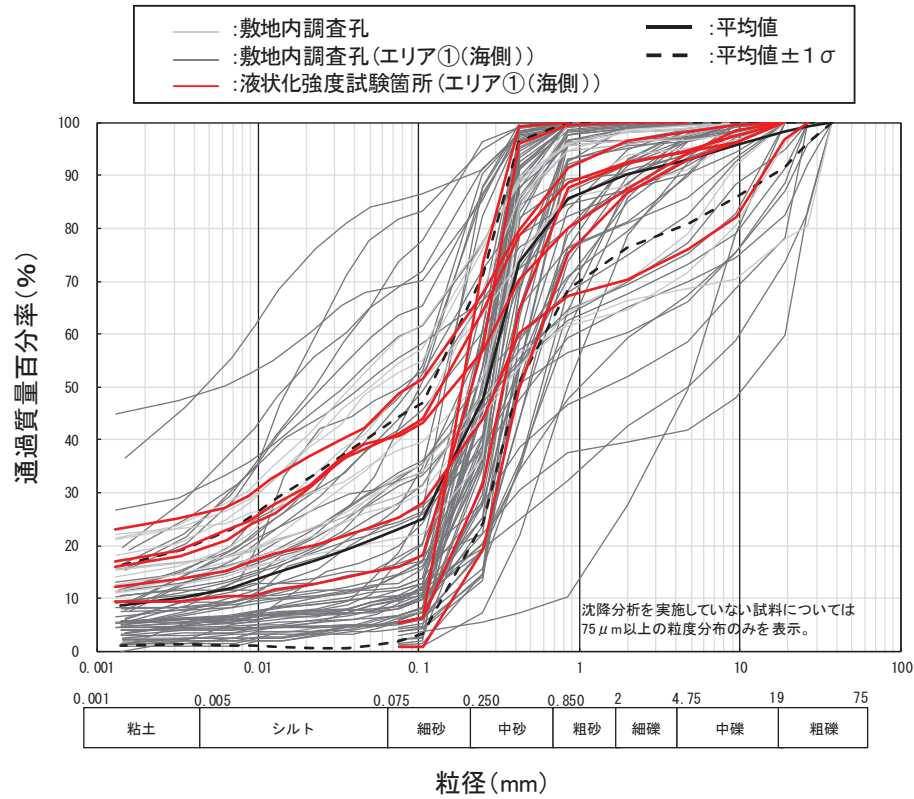
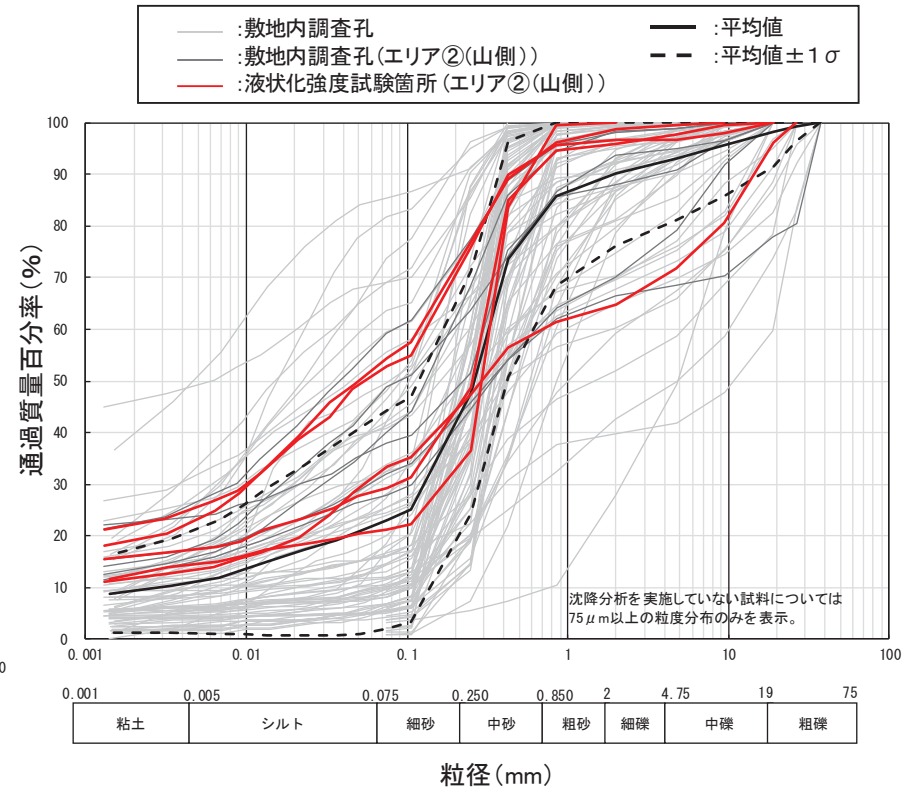


図 4.2-9 旧表土の液状化強度試験供試体と敷地内調査位置の細粒分含有率及び N 値

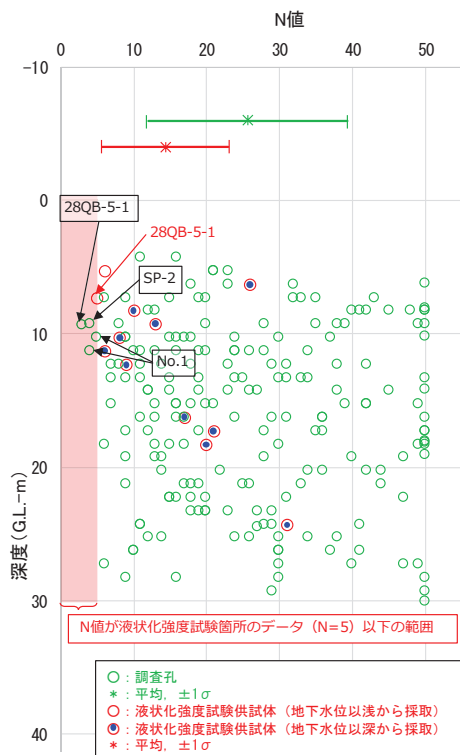
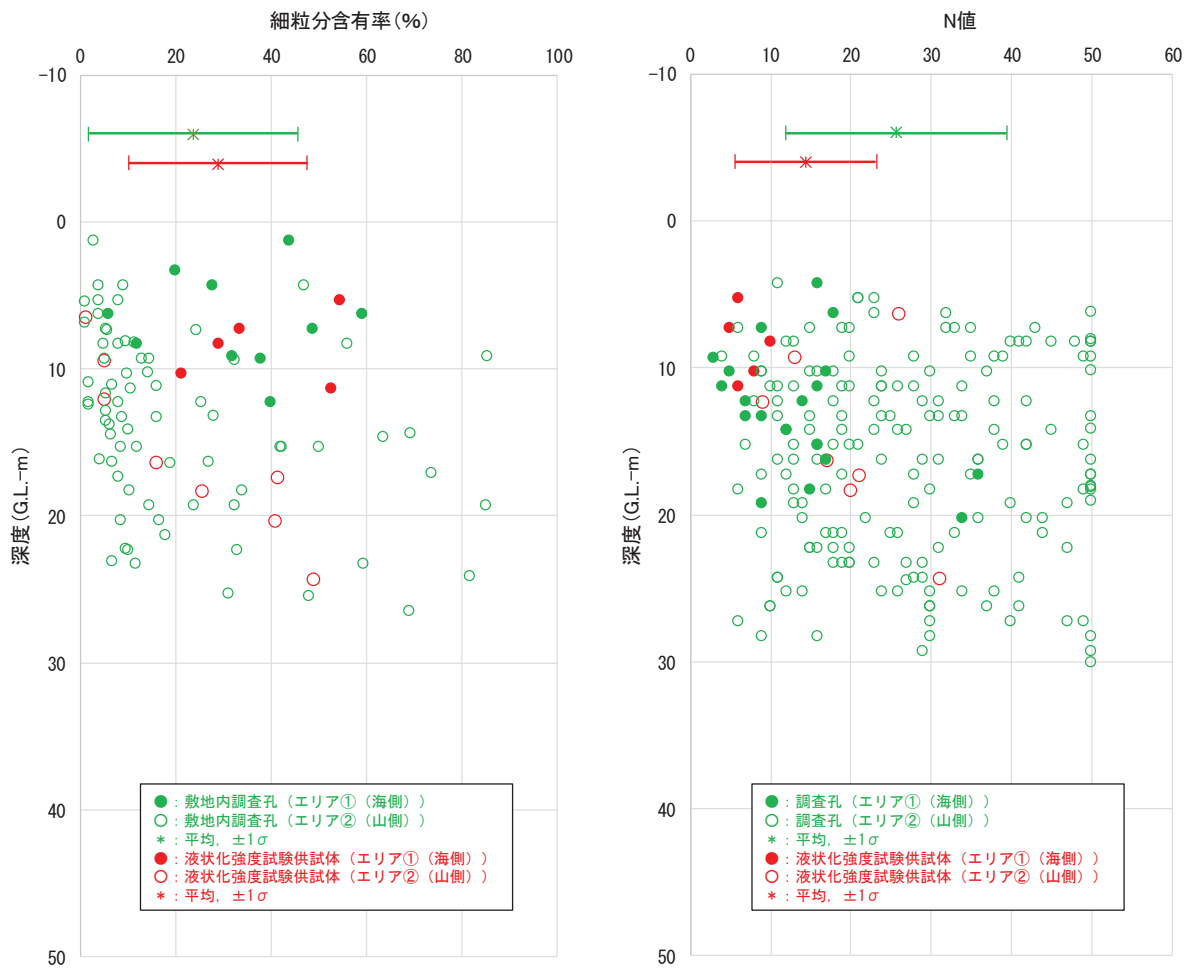


(i) エリア①(海側)で整理



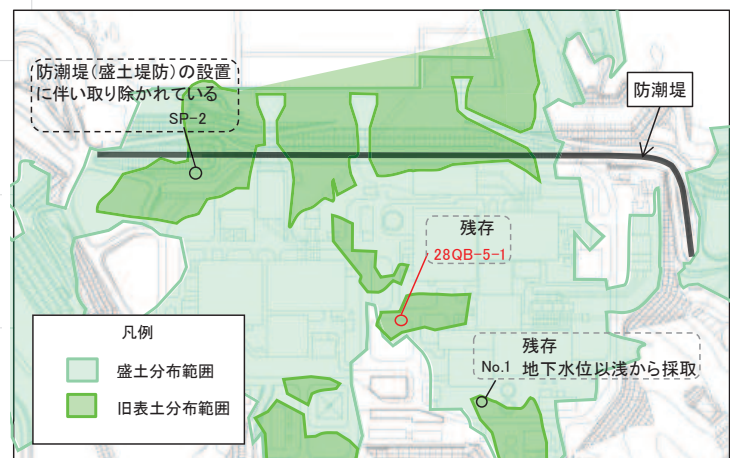
(ii) エリア②(山側)で整理

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

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

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

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

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

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

化強度試験位置の方がやや液状化しやすい傾向があることを示している。

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

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

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

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



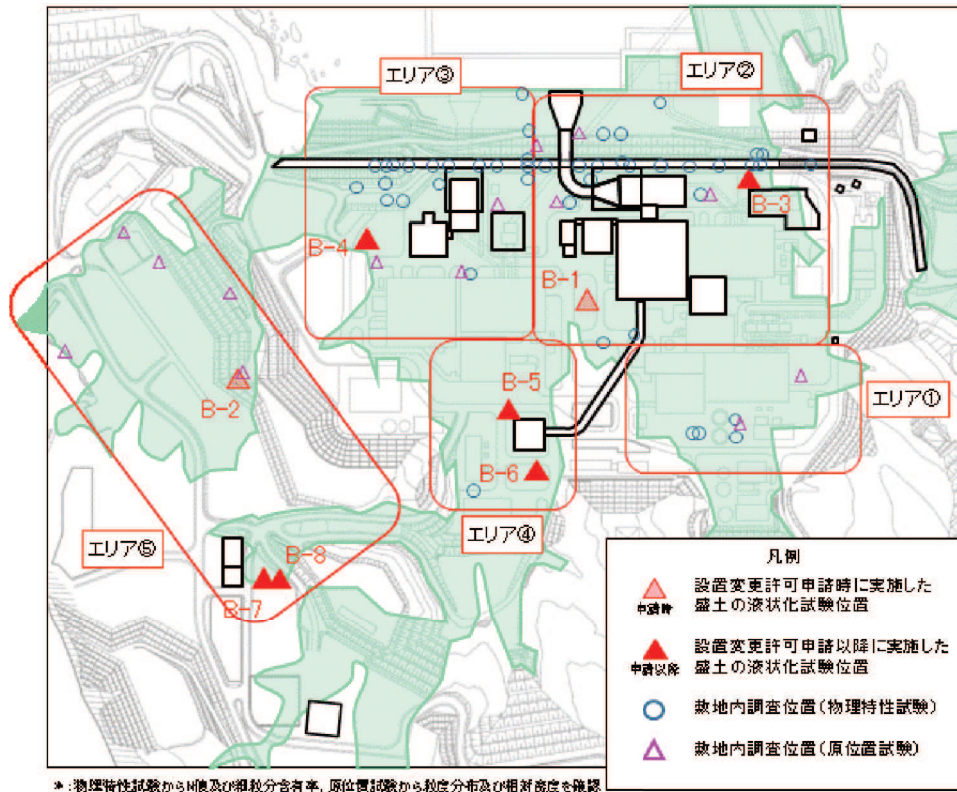


図 4.2-12 盛土の液状化強度試験位置及び敷地内調査位置の平面図

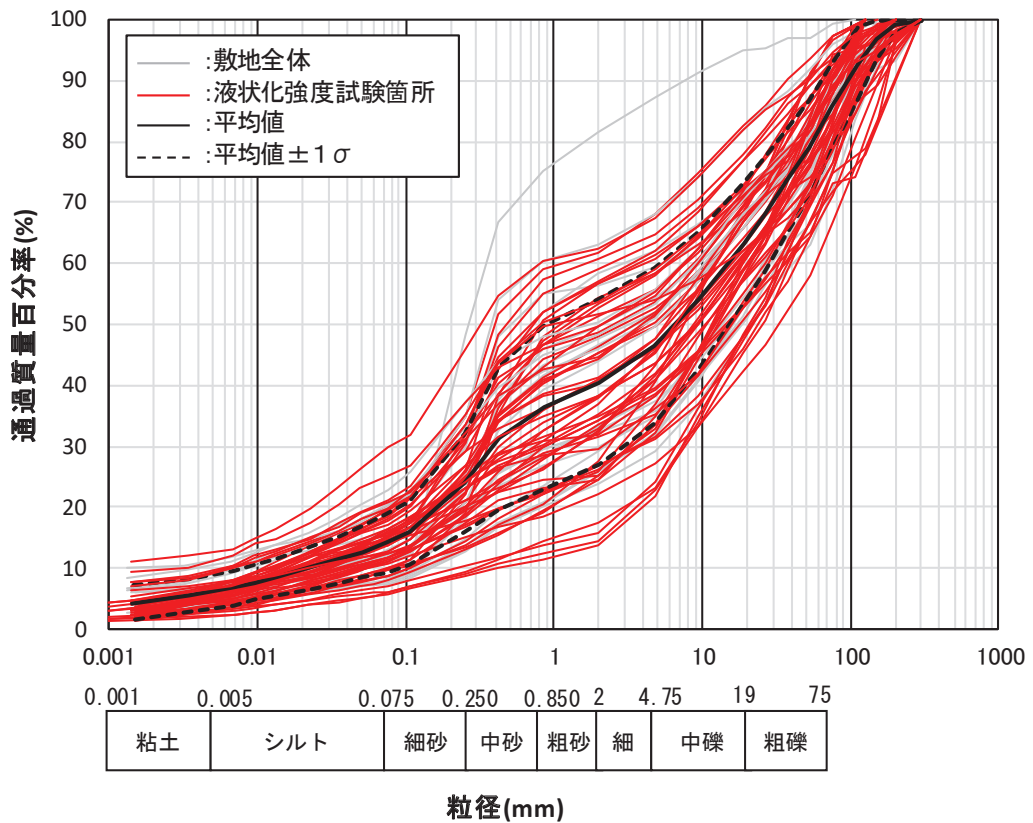


図 4.2-13 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の粒度分布

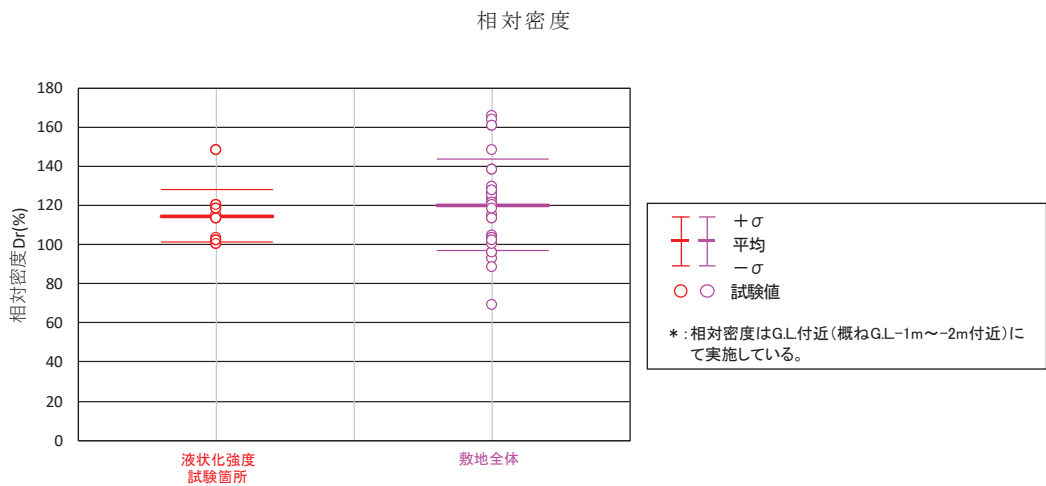
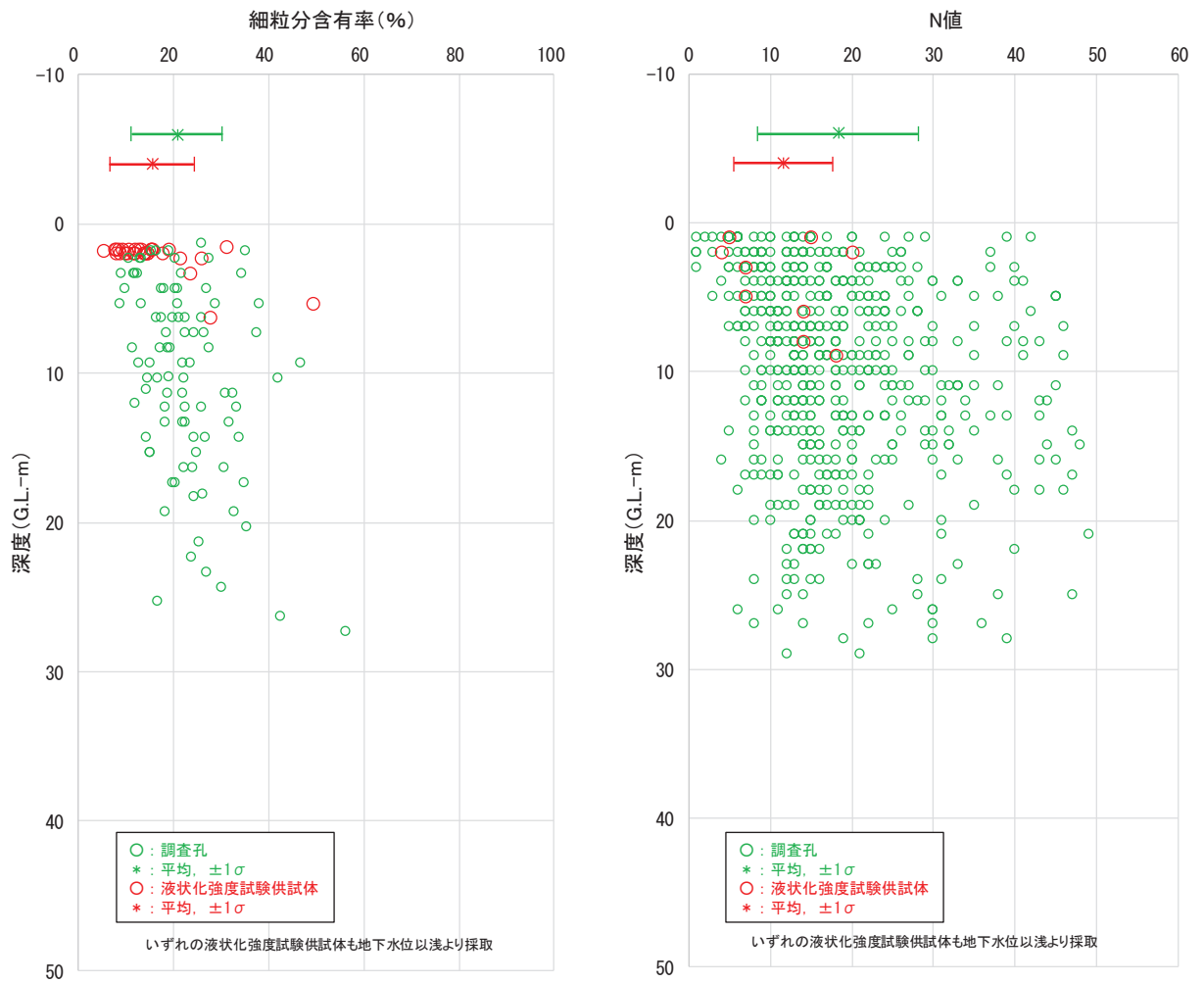
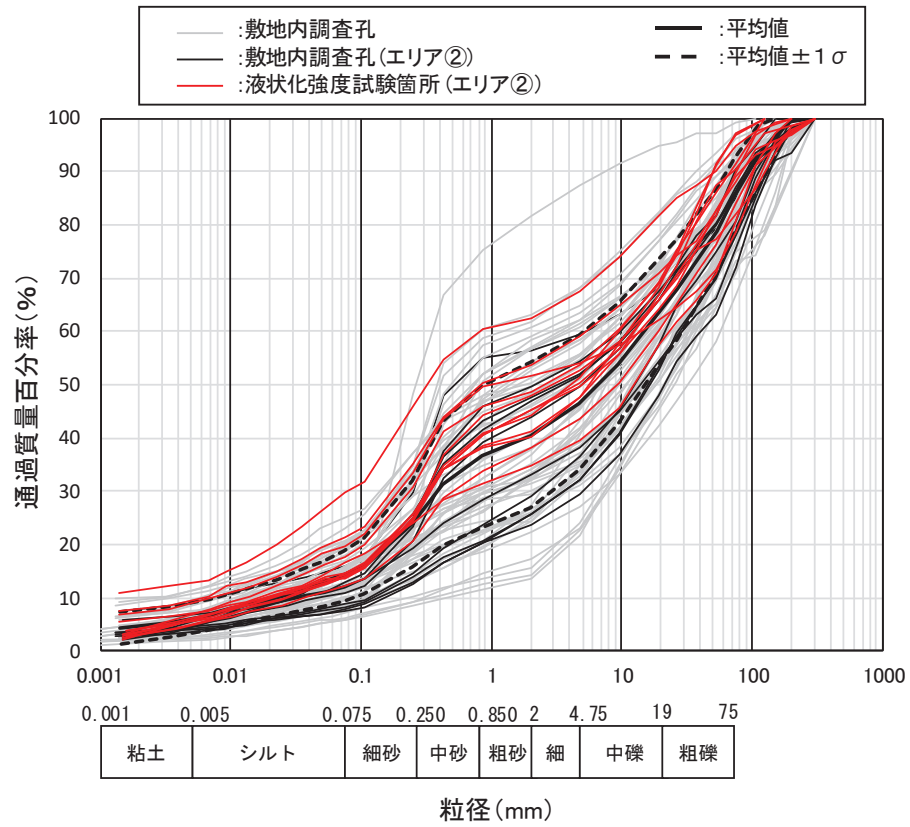
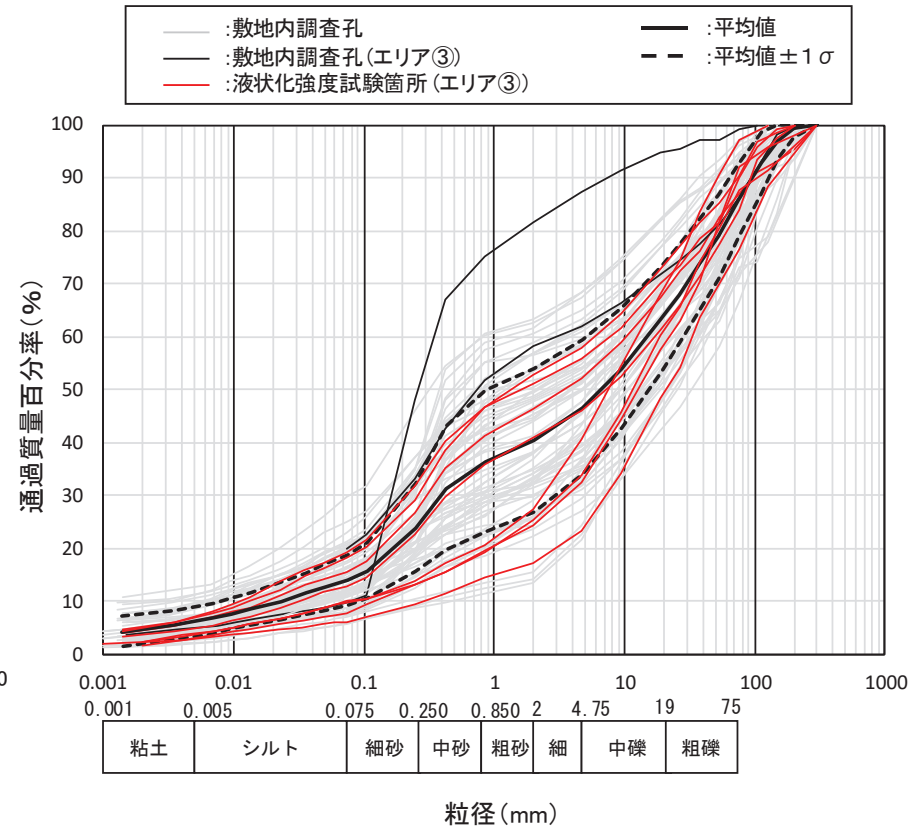


図 4.2-14 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の  
細粒分含有率, N 値及び相対密度



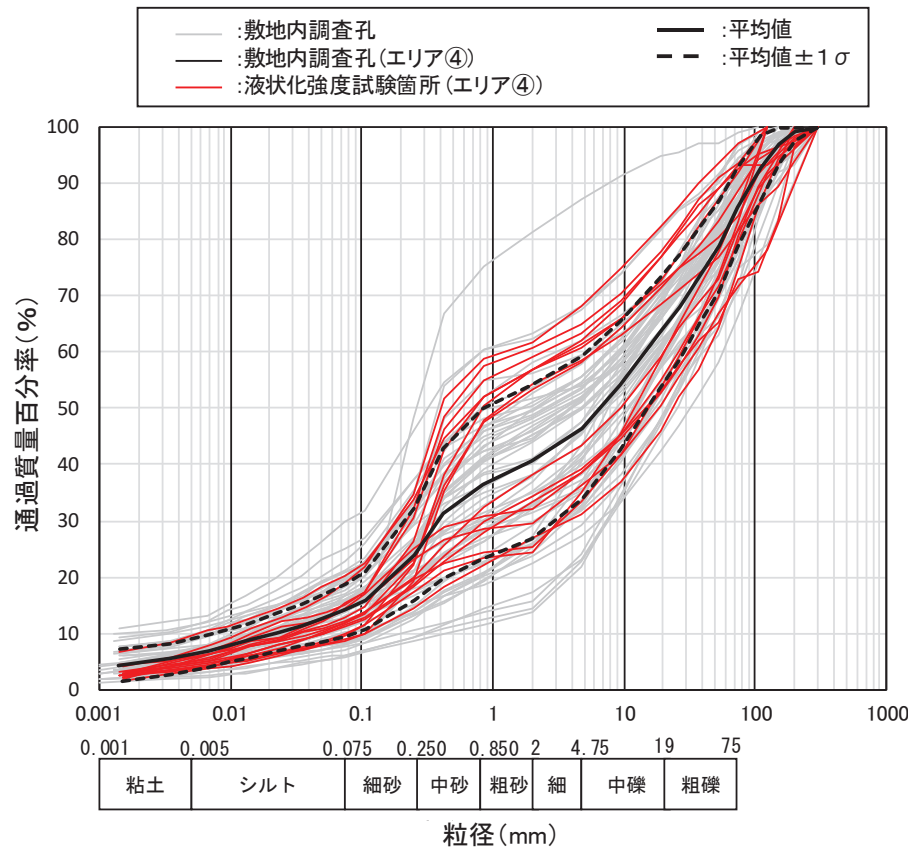
(i) エリア②で整理

(エリア①には液状化強度試験供試体がない)

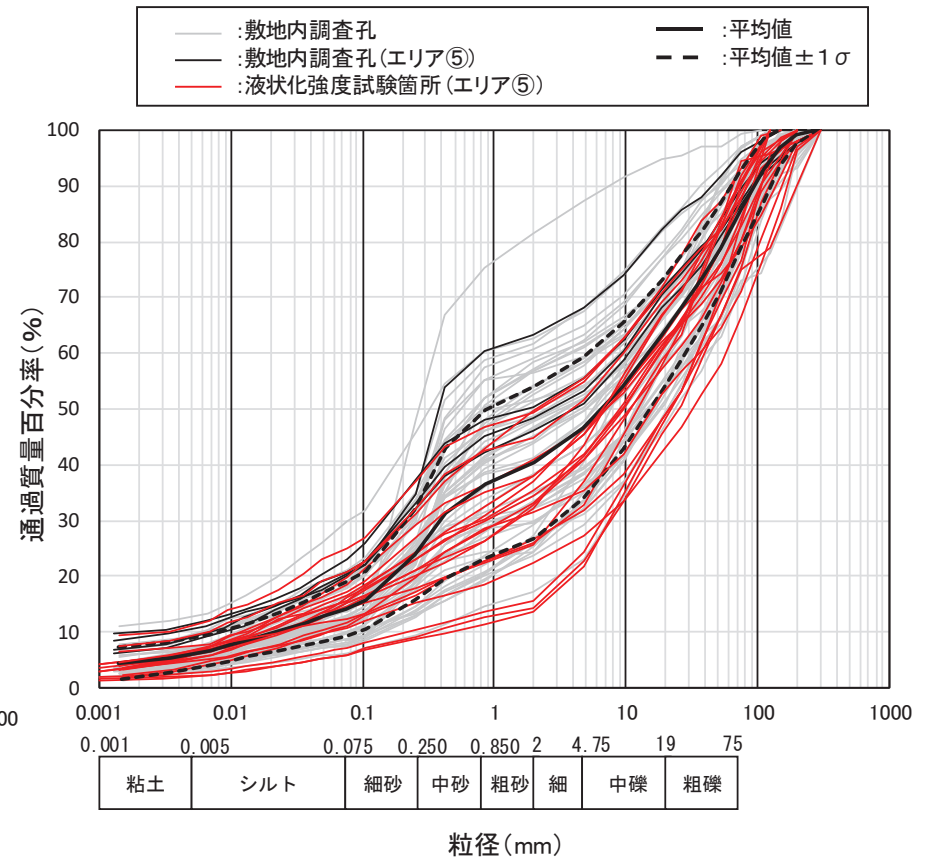


(ii) エリア③で整理

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



(iii) エリア④で整理



(iv) エリア⑤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の粒度分布 (エリア別比較)

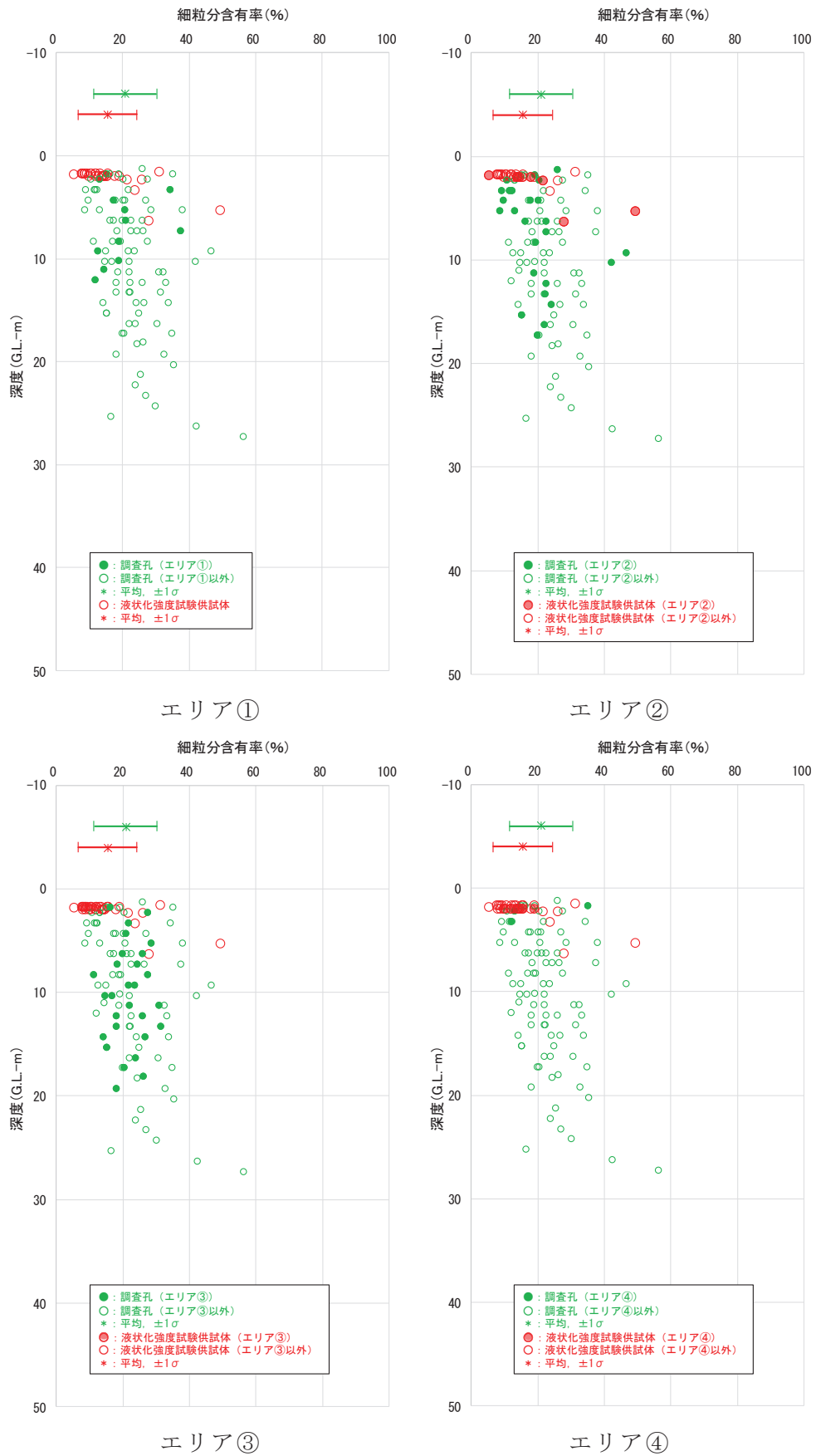


図 4.2-16(1) 盛土の液化強度試験供試体と敷地内調査箇所の子粒分含有率  
(エリア別比較)

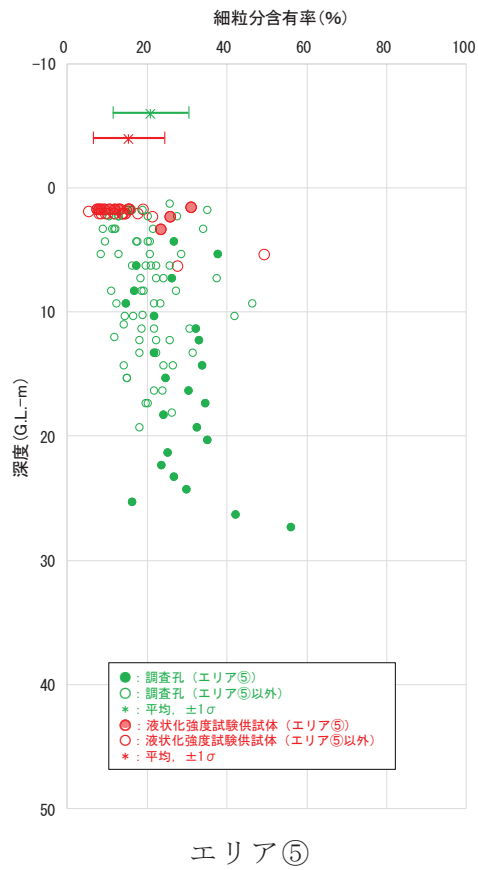
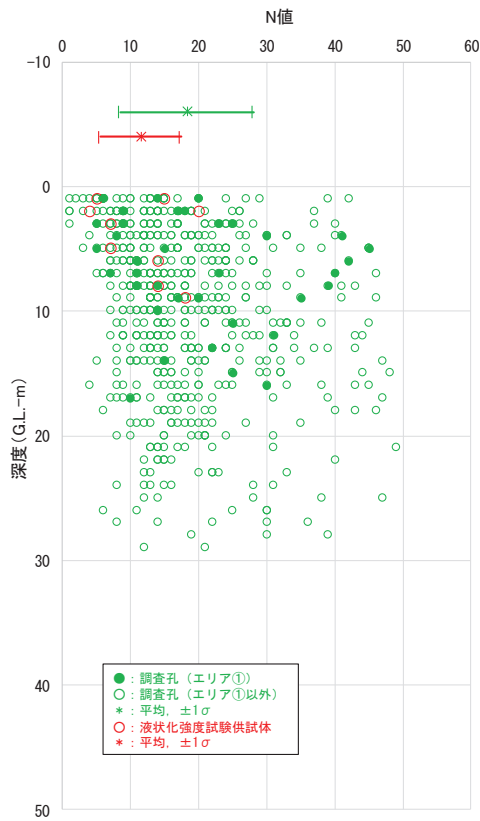
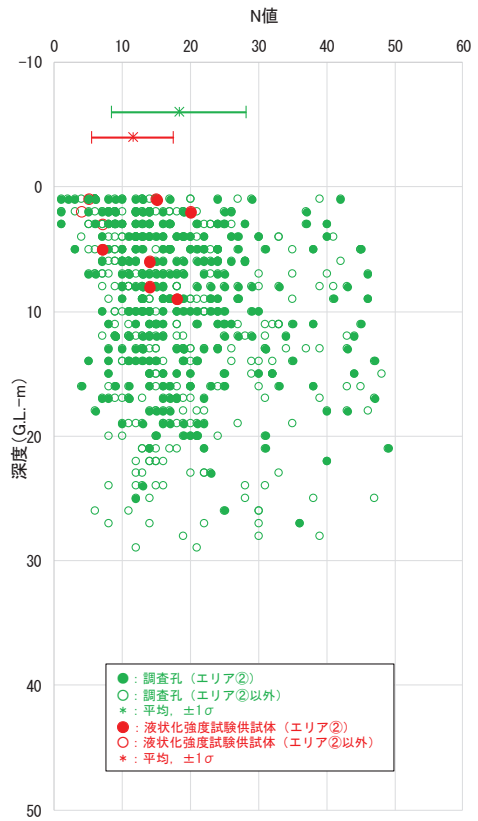


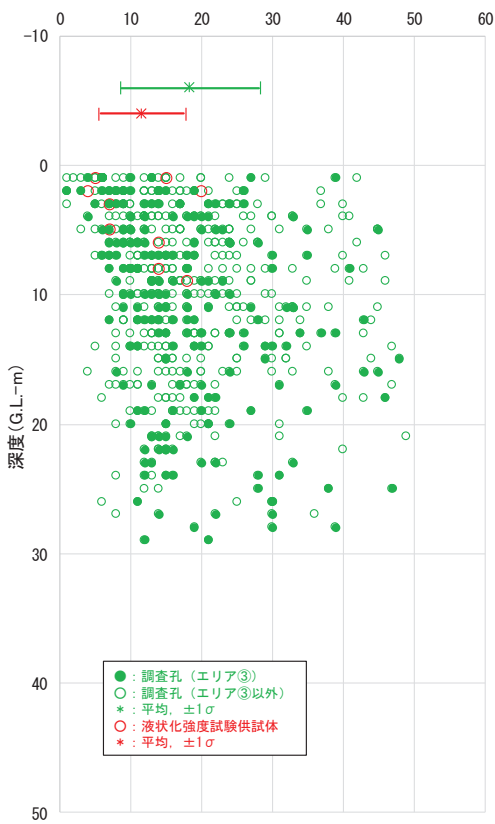
図 4.2-16(2) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の新粒分含有率  
(エリア別比較)



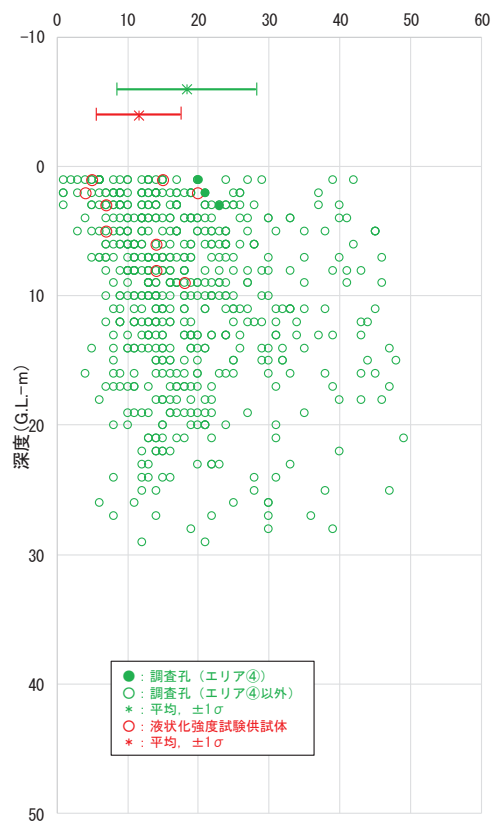
エリア①



エリア②

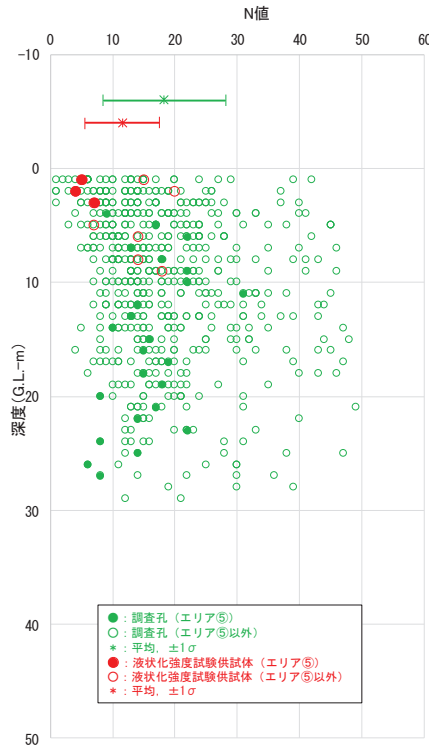


エリア③



エリア④

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



エリア⑤

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

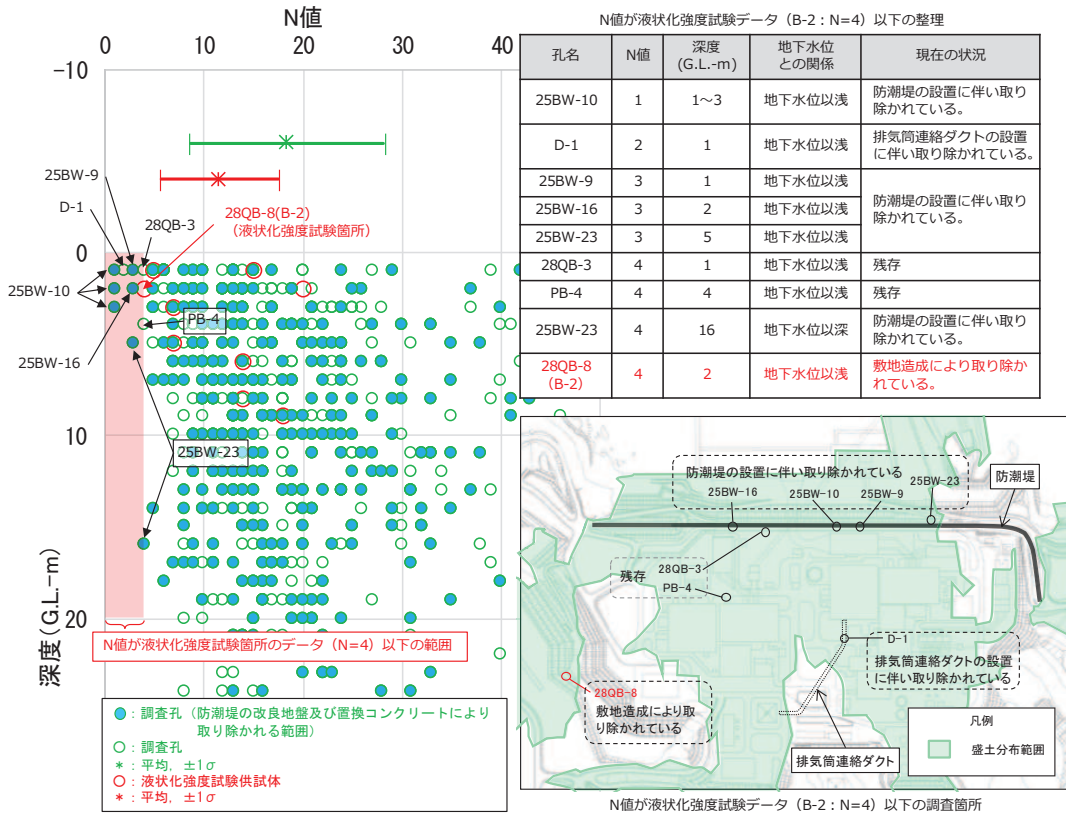


図 4.2-17(3) 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の N 値（液状化強度試験箇所の N 値以下となっているデータの整理）



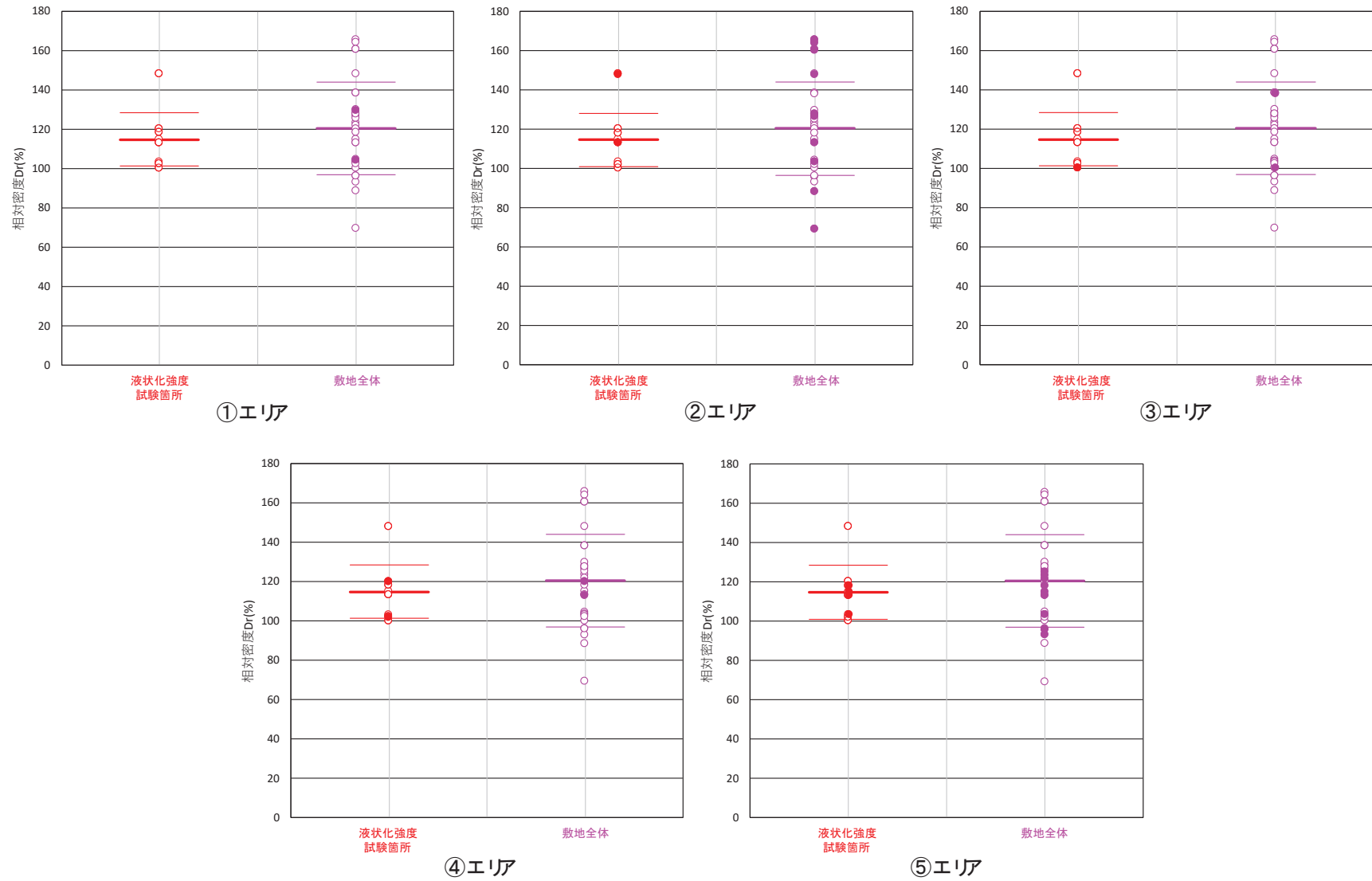


図 4.2-18 盛土の液状化強度試験供試体と敷地内調査箇所の相対密度（エリア別比較）

(c) 液状化強度試験試料採取位置の代表性のまとめ

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

①旧表土

**【粒度分布】**

おおむね敷地全体の平均的な粒度分布を持つ試料で試験を実施

**【細粒分含有率】**

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

**【N値】**

平均値、 $-1\sigma$ 値共に敷地全体より小さい位置で試験を実施

②盛土

**【粒度分布】**

敷地内の盛土の粒度分布は類似しており、ばらつきの範囲内に分布

**【細粒分含有率】**

おおむね敷地全体の $\pm 1\sigma$ の範囲内の試料で試験を実施

**【相対密度】**

平均値において敷地全体より小さい位置で試験を実施

(4) 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定

a. 液状化強度試験方法

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

繰返し非排水三軸試験装置の概要を図 4.2-19 に示す。

【試験条件】

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

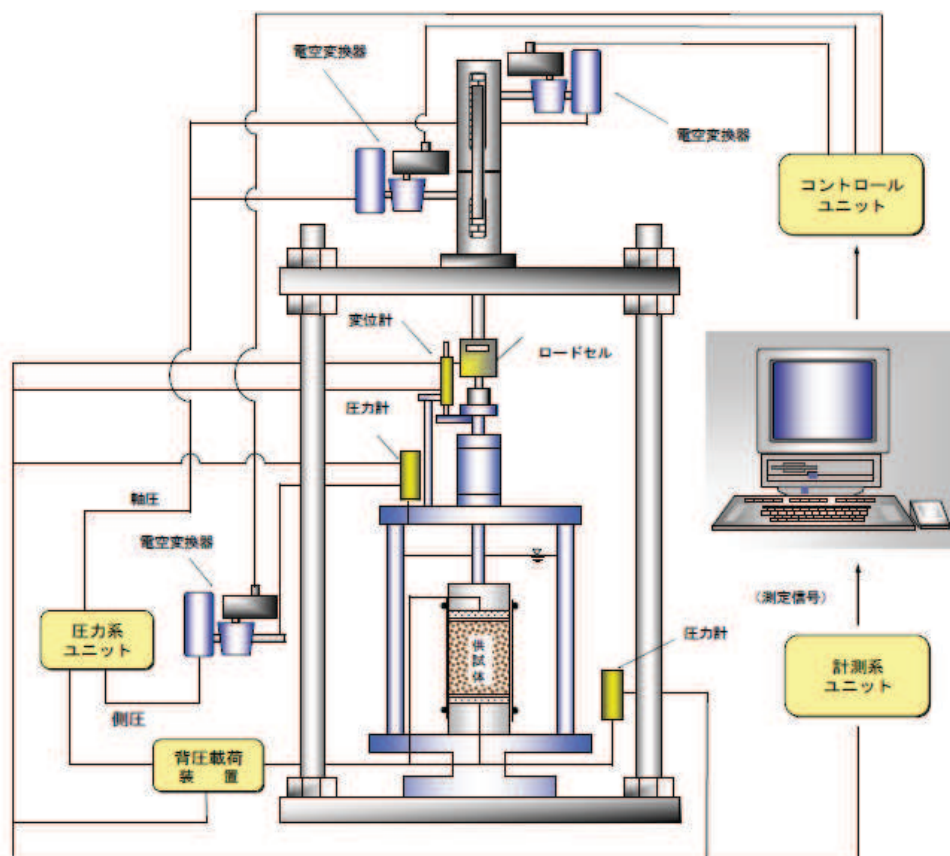


図 4.2-19 繰返し非排水三軸試験装置の概要

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。

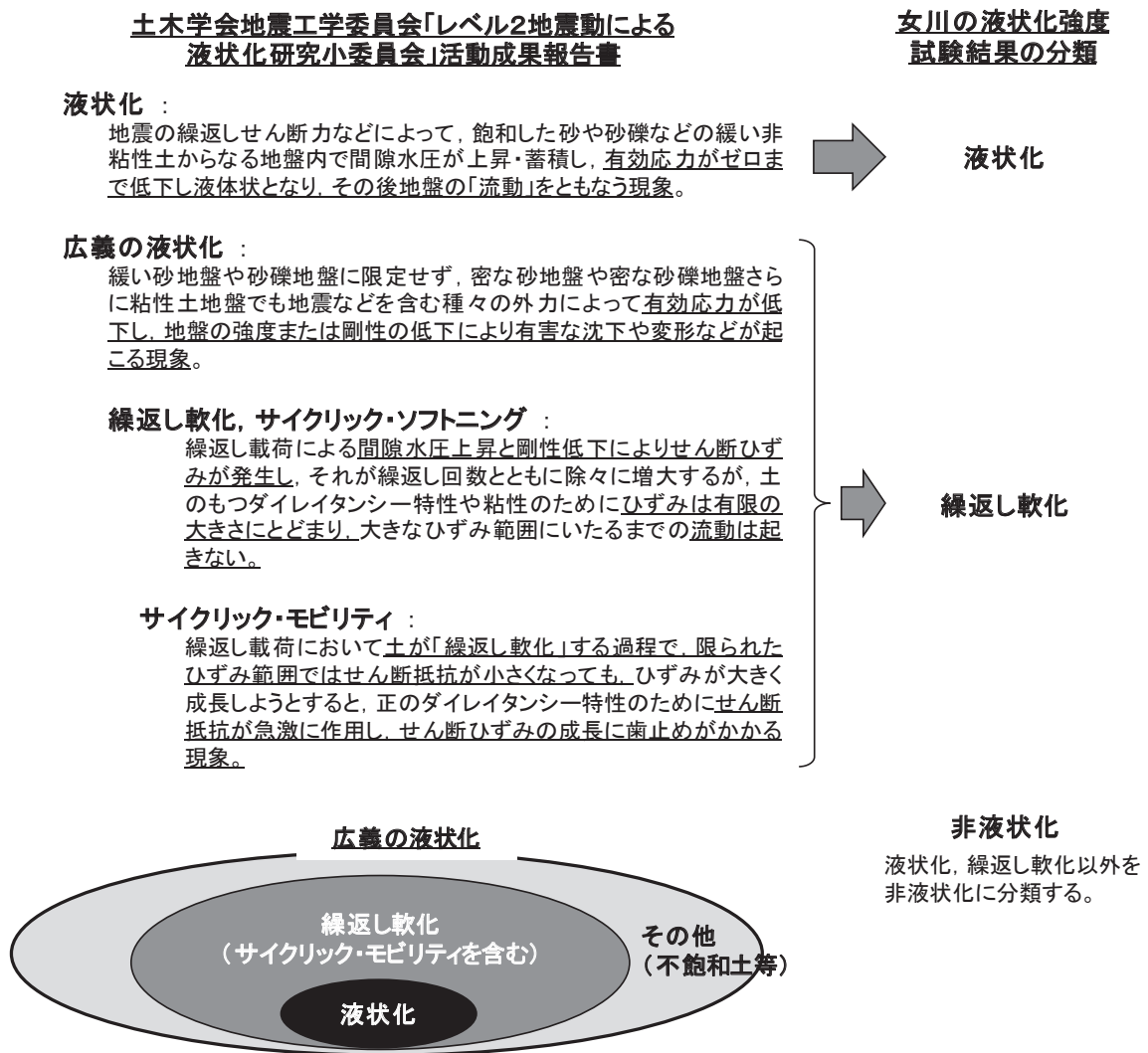


図 4.2-20 液状化強度試験結果の分類に対する基本的考え方

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

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

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

\* 3：項目の判定はするものの、「非液状化」の分類に影響は及ぼさない。

また、既往文献による液状化に関する記載は以下のとおりである。

【土質工学用語辞典（1985）】

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

【社団法人地盤工学会（2006）】

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

【安田ほか（1991）】

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

【石原（2017）】

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

なっている時点が厳密な意味で液状化の発生ということになる。

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

【井合ほか（2008）】

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

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

【吉見（1991）】

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

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

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

なお、地盤のダイレイタンス特性の概要を図 4.2-21 に示す。

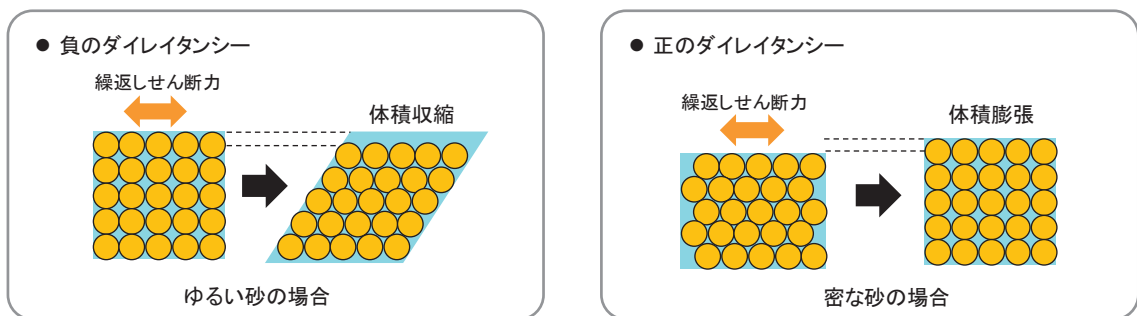


図 4.2-21 地盤のダイレイタンス特性の概要

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

### 液状化強度試験の例(液状化の場合)

試験条件	
供試体	他事例
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	160
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.229
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	○
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○
ダイ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

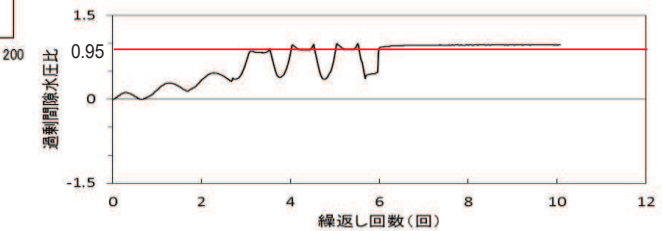
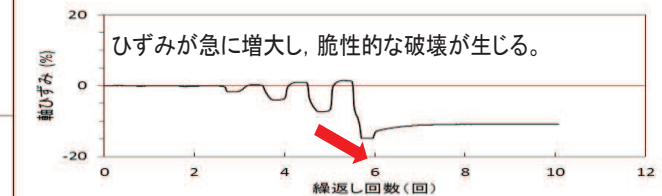
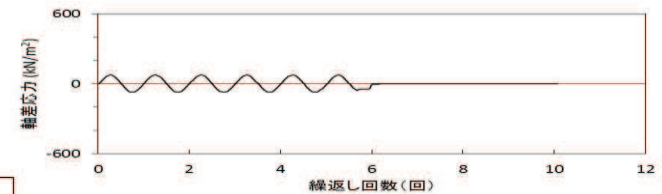
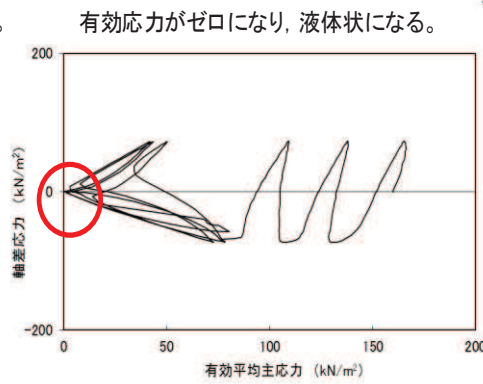
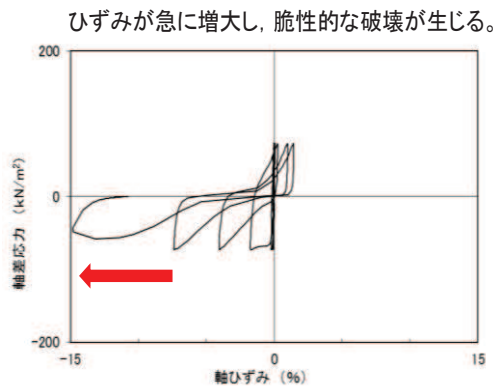


試験後の供試体

#### 【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。

\*新潟日報社：新潟地震の記録，p27，1964.

図 4.2-22 液状化試験の例 (液状化の場合)

## 液状化強度試験の例(繰返し軟化の場合)

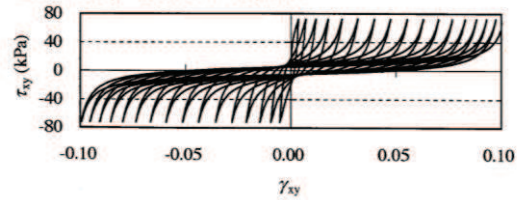
試験条件		
供試体	他事例*1	
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		
試験結果		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンス特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○	

\*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ス関係，京都大学防災研究所年報第51号

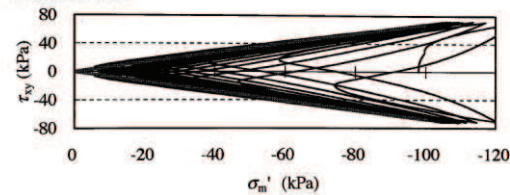
ひずみは徐々に大きくなるが，急に増大しないため，脆性的な破壊は生じない。

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

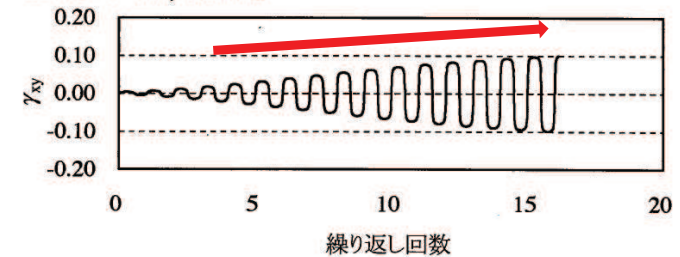
せん断応力 $\tau_{xy}$ ～せん断ひずみ $\gamma_{xy}$ 関係



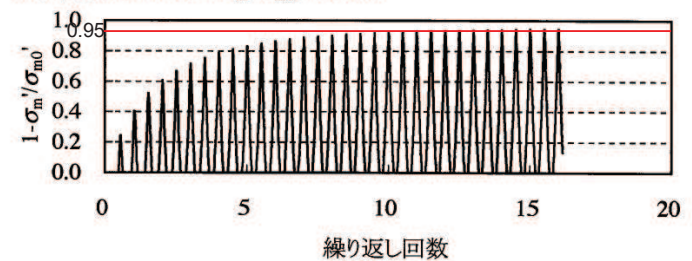
有効応力経路図



せん断ひずみ $\gamma_{xy}$ 時刻歴図



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



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。

図 4.2-23 液状化試験の例 (繰返し軟化の場合)



c. 液状化強度試験結果

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

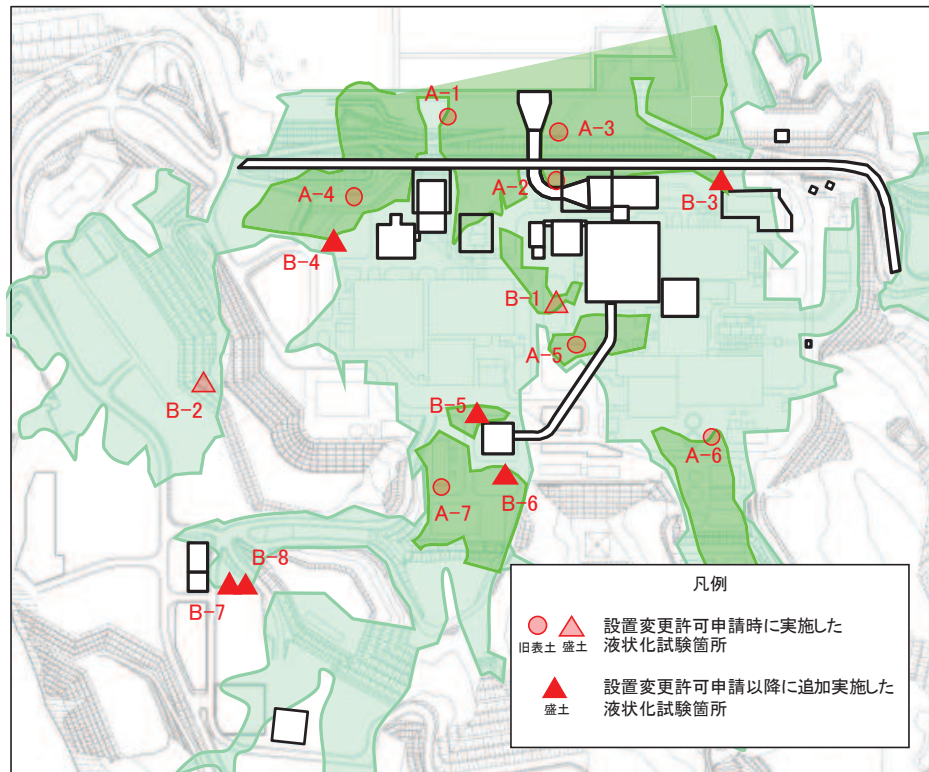


図 4.2-24 旧表土及び盛土の液状化強度試験位置並びに旧表土及び盛土の分布範囲の平面図

(a) 旧表土の液状化強度試験結果

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

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

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

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

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

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

旧表土の液状化強度試験結果から、繰返し載荷回数 20 回に該当する液状化強度比  $R_{L20}$  を算出すると、 $R_{L20}=0.374$  である (図 4. 2-27)。

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

表4.2-12 液状化強度試験結果（旧表土）

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

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

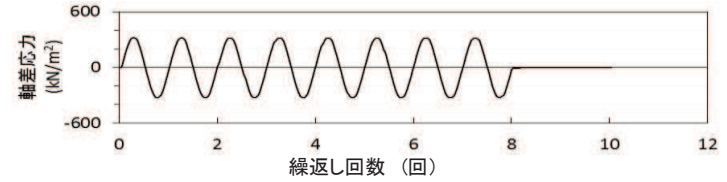
## 液状化強度試験結果(旧表土の非液状化の例)

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

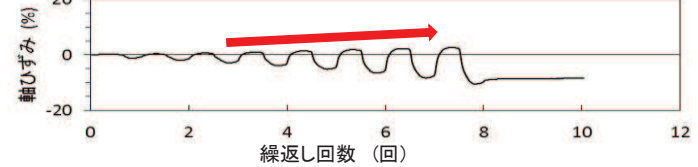
供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。



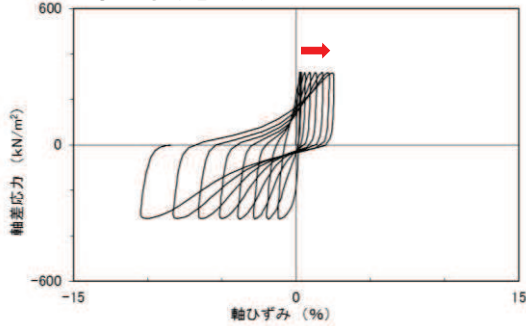
試験後の供試体



ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

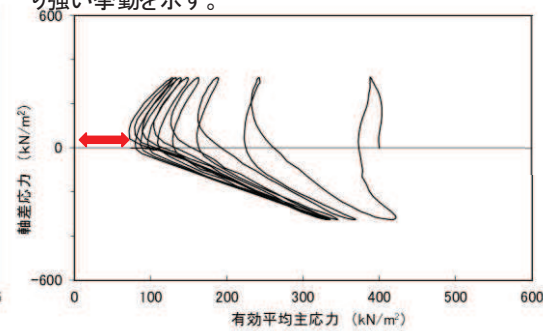


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

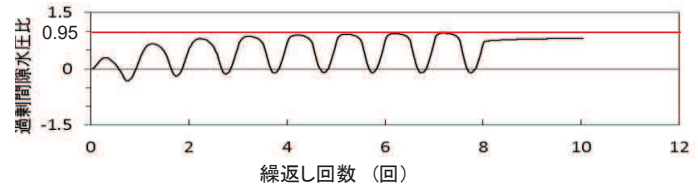


液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



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

液状化強度試験結果(繰返し回数)

図 4.2-25 旧表土の液状化強度試験結果 (A-2 試料, 供試体 No. 2)

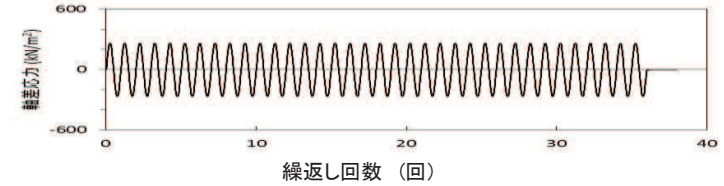
## 液状化強度試験結果(旧表土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

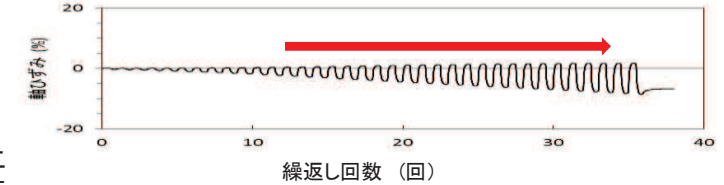
試験条件		
供試体		A-2試料 (No. 4)
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		400
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.329
試験結果		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○	



試験後の供試体

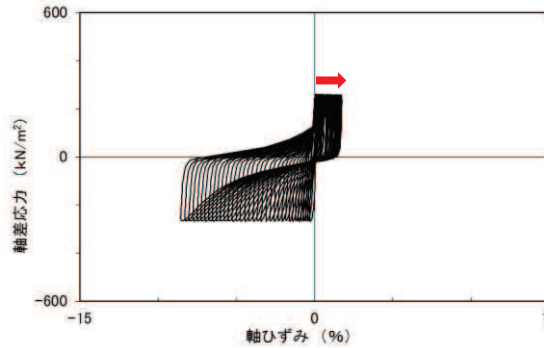


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

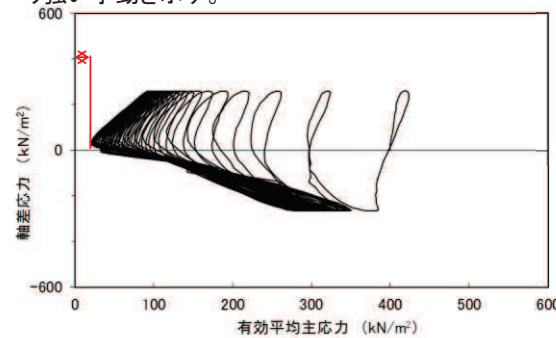


ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。

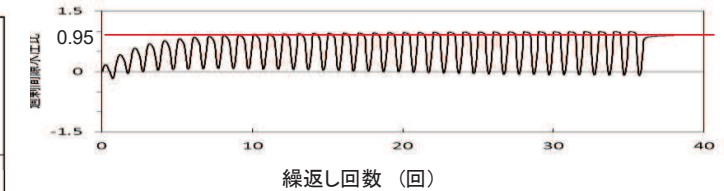
繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液体状になることはない。また、せん断応力(軸差応力)作用時に、有効応力は回復し、ねばり強い挙動を示す。



液状化強度試験結果(軸ひずみ)



液状化強度試験結果(有効平均主応力)



過剰間隙水圧比は95%を超過するものの、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)

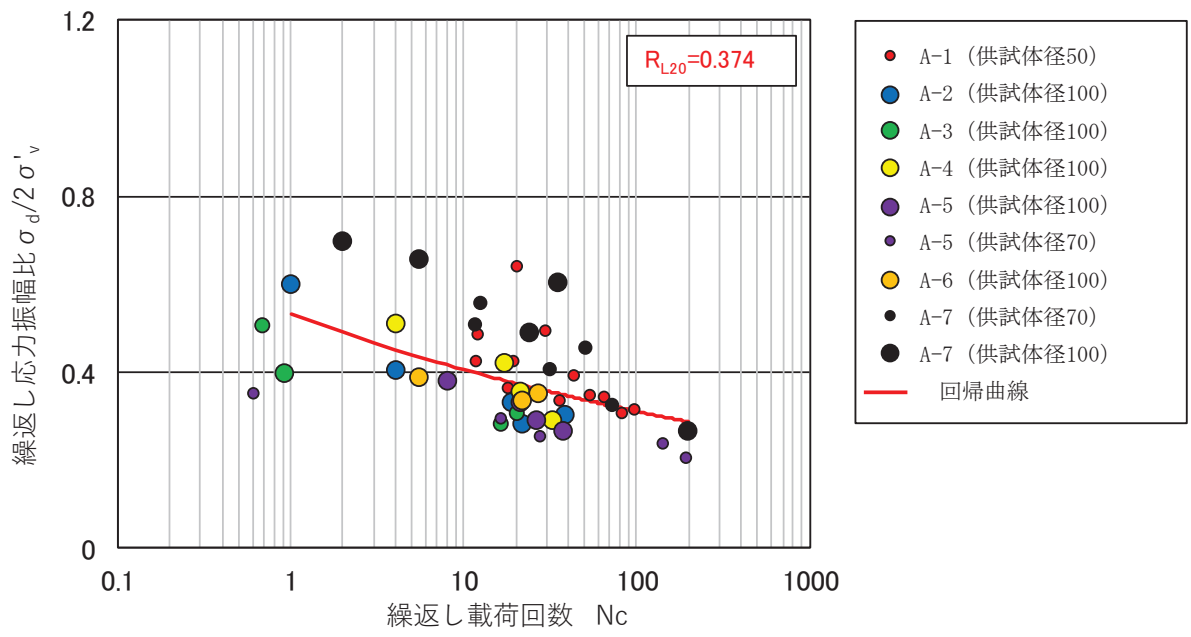


図 4.2-27 旧表土の液状化強度試験結果及び  $R_{L20}$

## (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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.693				2.693				2.712				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				120.0				180.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.591	0.706	0.926	1.239	0.309	0.501	0.603	0.424	1.16	1.402	1.257	1.489	
繰返し 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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.705				2.710				2.699				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.483	0.397	0.437	0.528	1.199	0.406	0.608	0.897	0.407	0.390	0.367	0.485	
繰返し 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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.663				2.687				2.671				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.459	0.529	0.496	0.390	0.481	0.389	0.325	0.519	0.386	0.453	0.517	0.482	
繰返し 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 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.653				2.698				2.726				
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )		50.0				50.0				50.0				
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$		0.457	0.387	0.350	0.289	0.585	0.442	0.365	0.405	0.528	0.688	0.616	0.767	
繰返し 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	



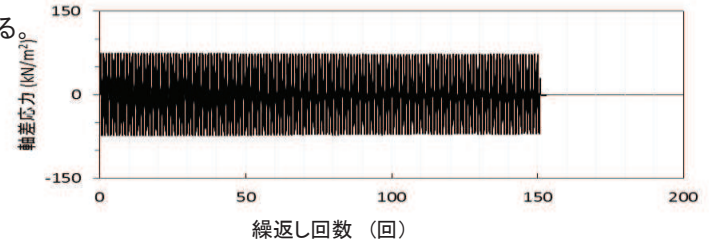
# 液状化強度試験結果(盛土の繰返し軟化の例)

供試体が試験前後とも自立するほどの強度がある。

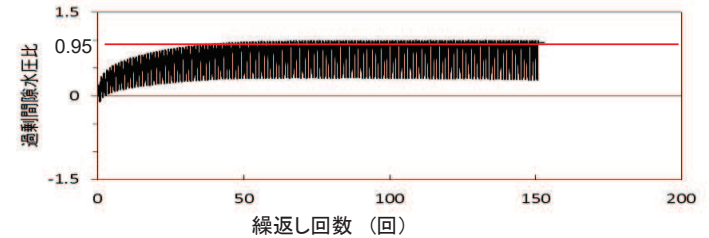
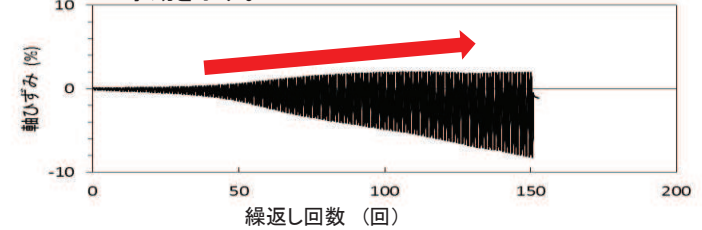
試験条件	
供試体	B-1-2試料 (No. 1)
圧密圧力 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	120
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	0.309
試験結果	
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○
有効応力がゼロまで低下する	×
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用する (有効応力回復)	○
液状化の判断	
繰返し軟化	



試験後の供試体



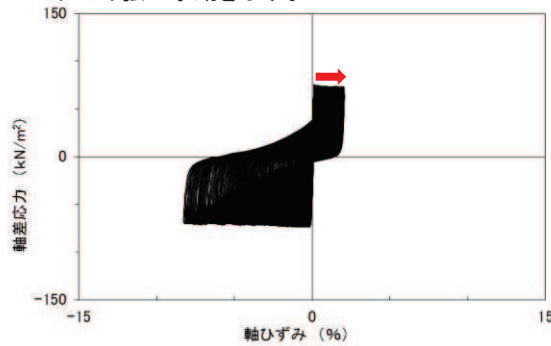
ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じず、ねばり強い挙動を示す。



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。

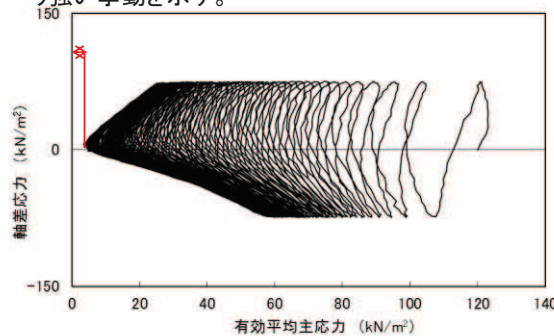
液状化強度試験結果(繰返し回数)

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



液状化強度試験結果(軸ひずみ)

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



液状化強度試験結果(有効平均主応力)

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)

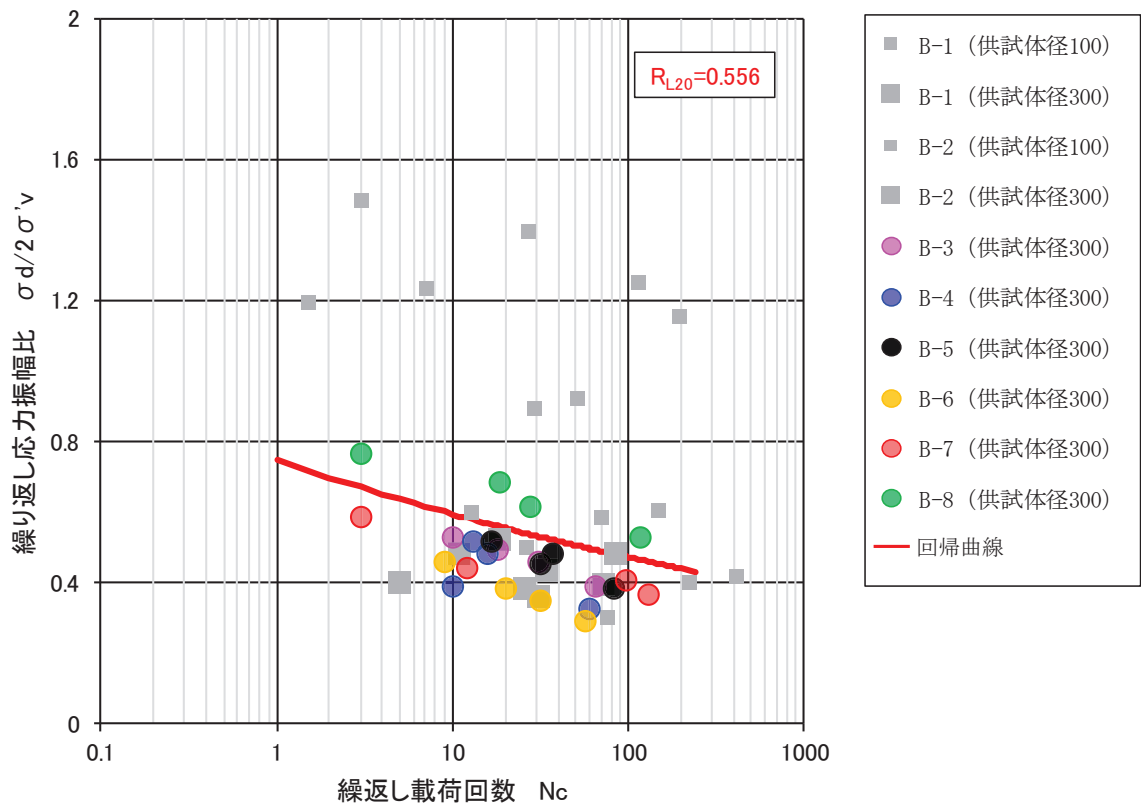


図 4.2-29 盛土の液状化強度試験結果及び  $R_{L20}$

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。

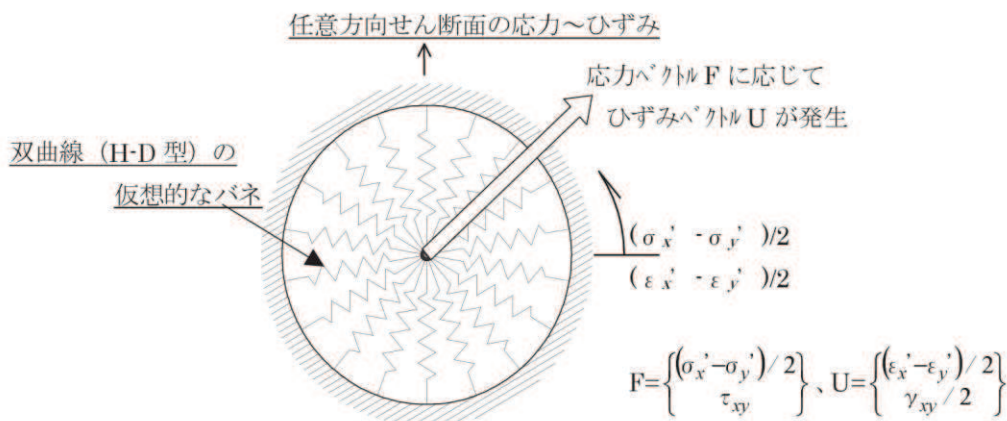


図 4.2-30 マルチスプリングモデルの概念図

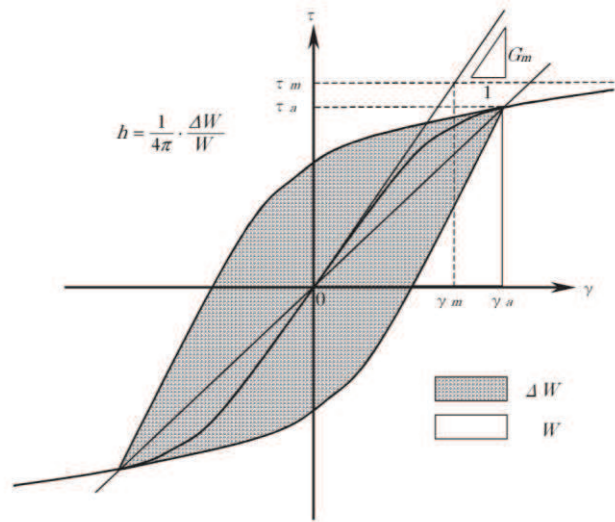


図 4.2-31 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

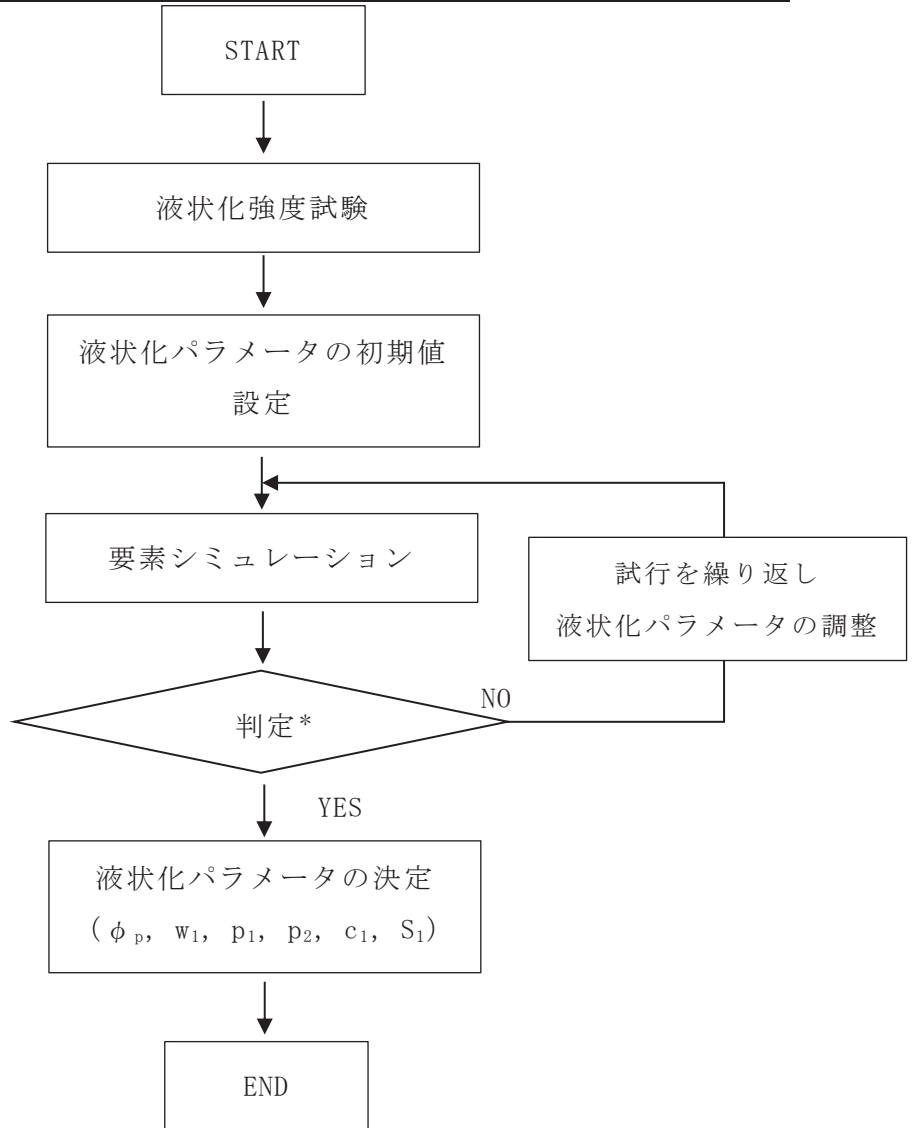
(b) 解析パラメータの設定方針

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。

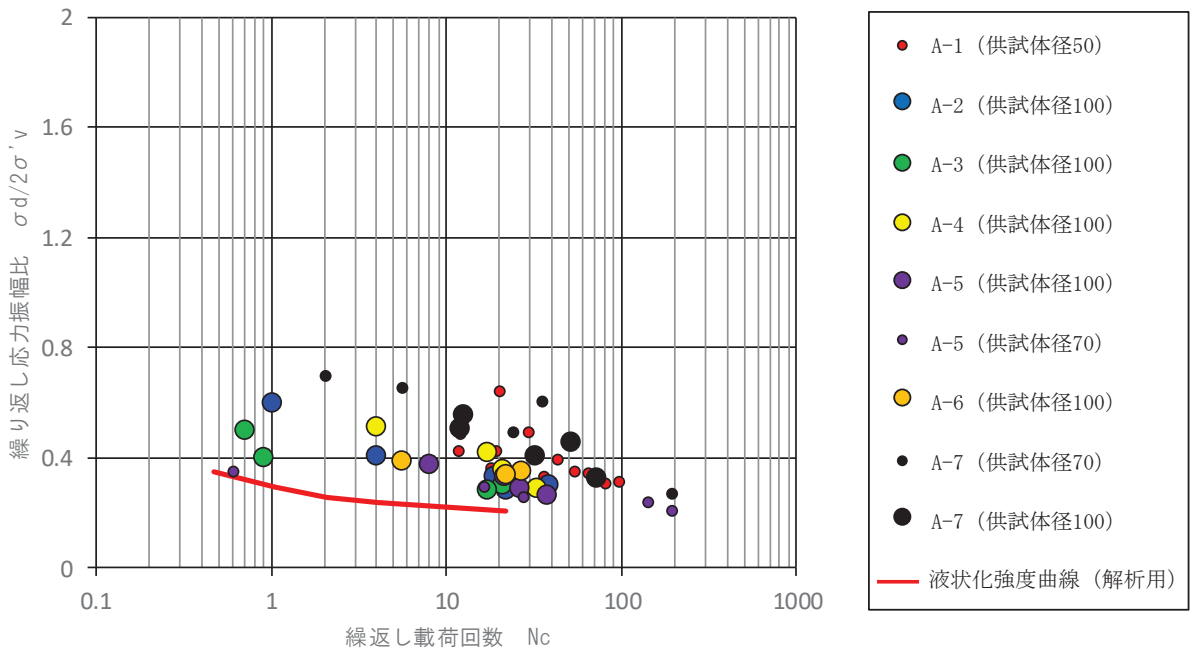
表 4.2-14 FLIPにおいて必要となる解析パラメータ

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

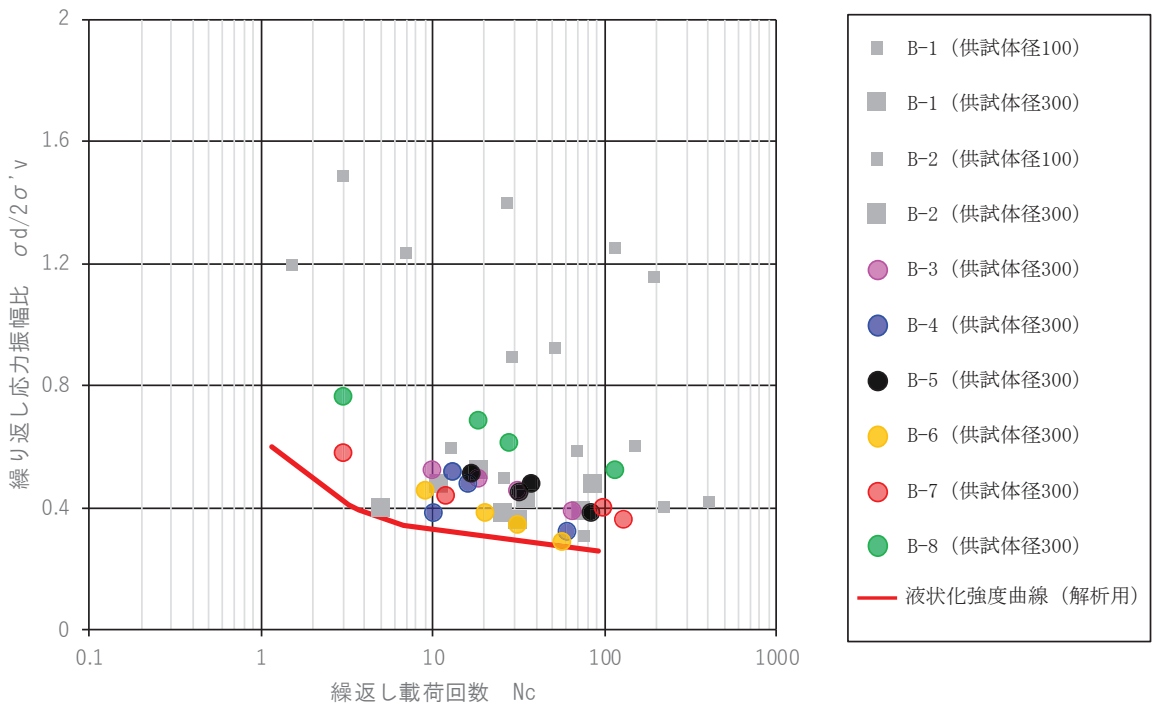


注記\*：要素シミュレーションで得られる液状化抵抗曲線が、目標とする下限値と同等もしくは保守的に設定されているか

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



(旧表土)



(盛土)

図 4.2-33 液状化強度試験結果に基づく旧表土及び盛土の液状化強度曲線  
(下限値設定)

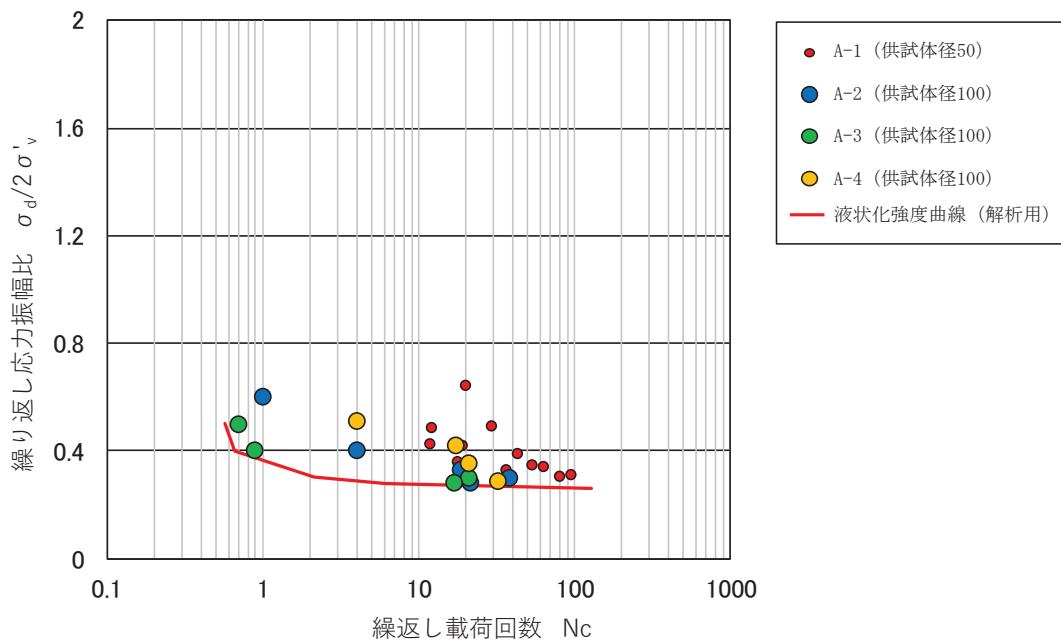


図 4.2-34 液状化強度試験結果に基づく防潮堤近傍の旧表土の液状化強度曲線  
(下限値設定)

表 4.2-15 旧表土及び盛土の液状化パラメータ

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

#### 4.2.3 その他の解析用物性値

##### (1) MMR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。



## 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 <sup>2</sup> )
狐崎部層	13.7
牧の浜部層	11.4
改良地盤	4.4

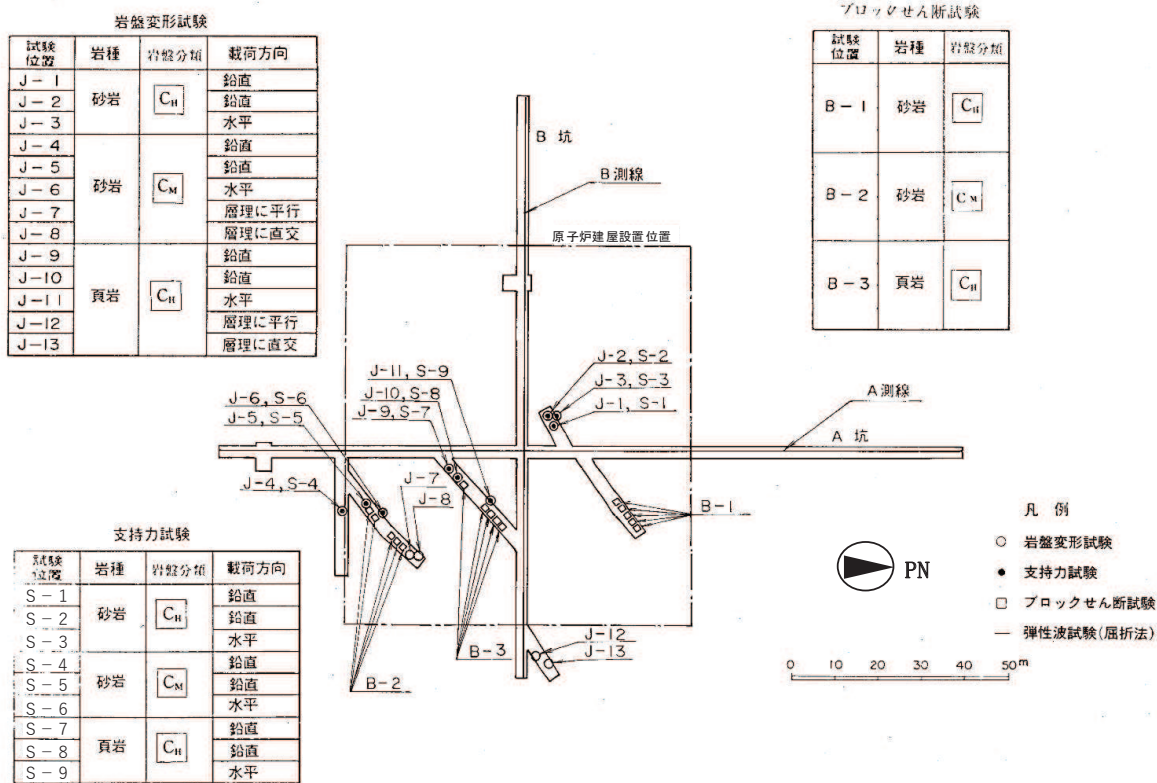


図 5.1-1 支持力試験実施位置(狐崎部層)

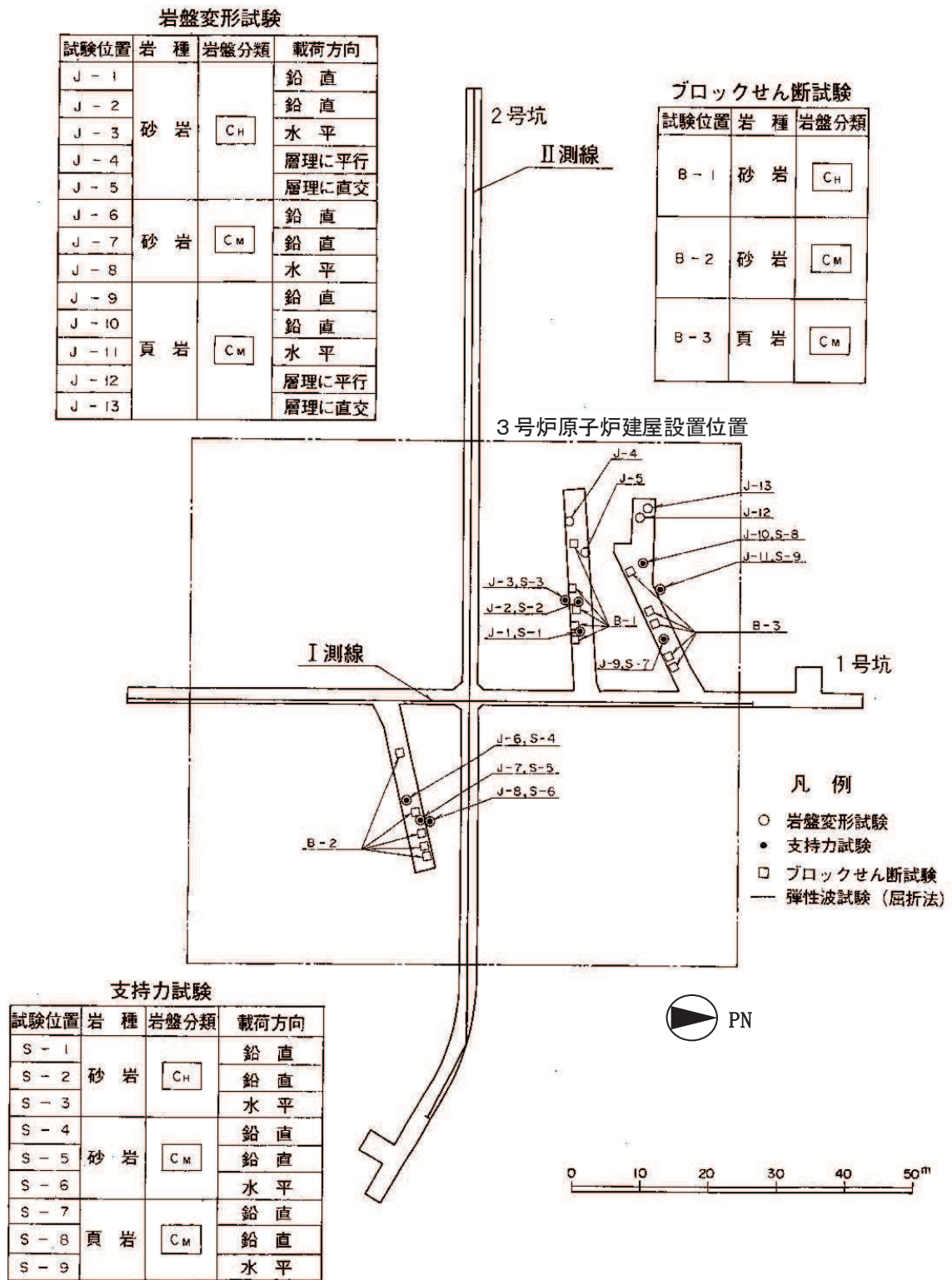


図 5.1-2 支持力試験実施位置 (牧の浜部層)

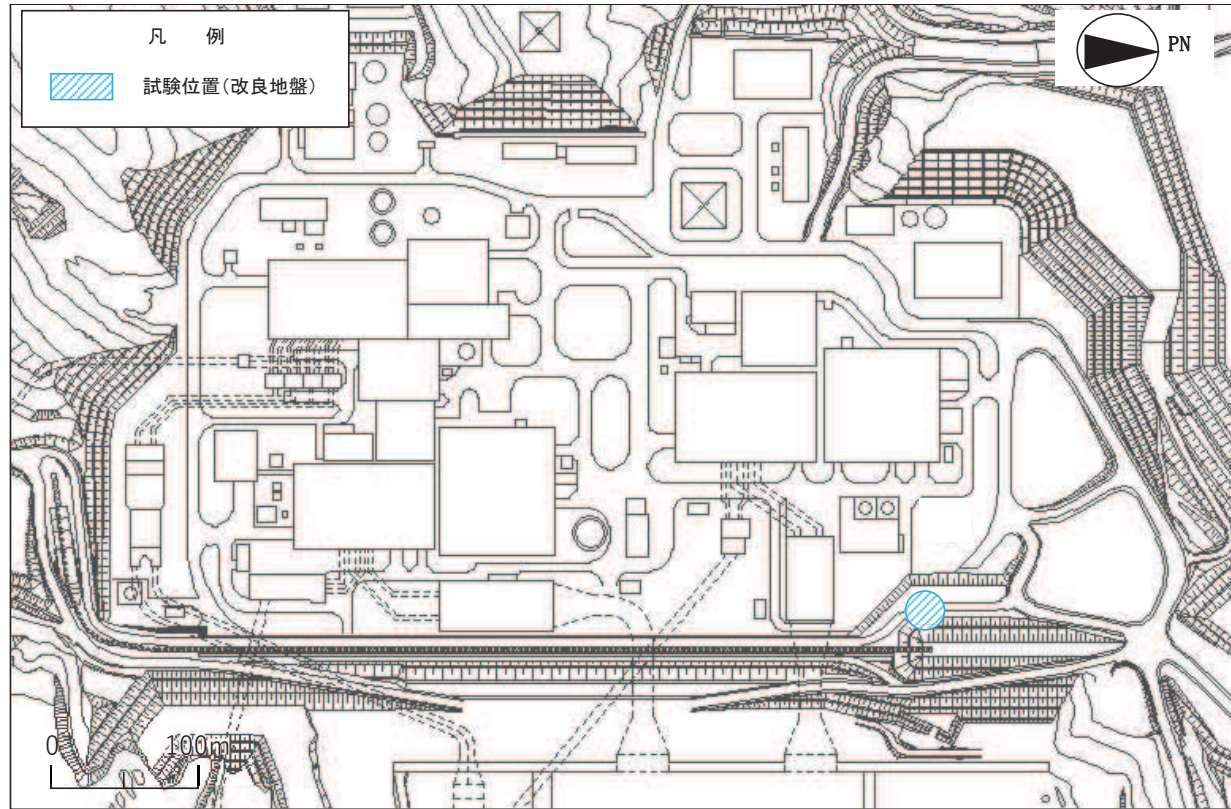


圖 5.1-3 支持力試驗實施位置(改良地盤)

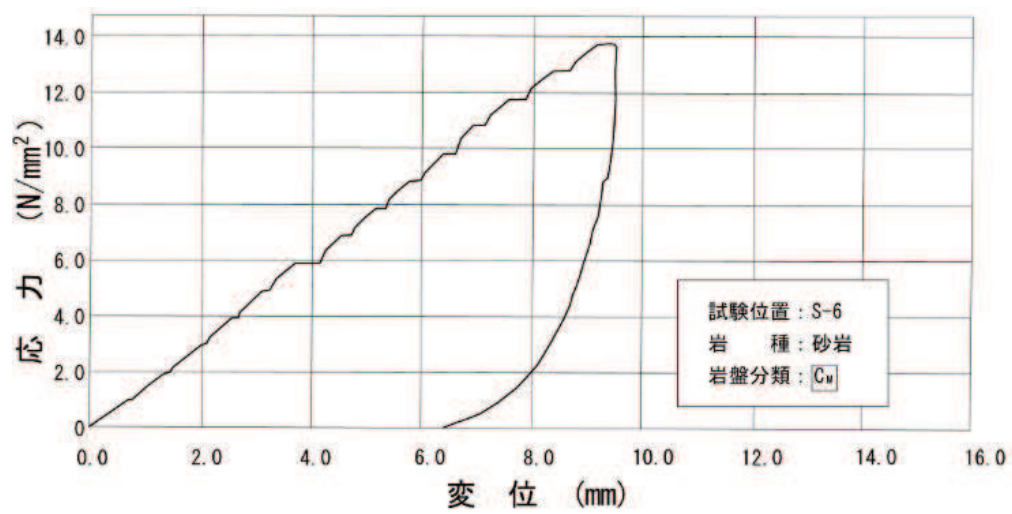
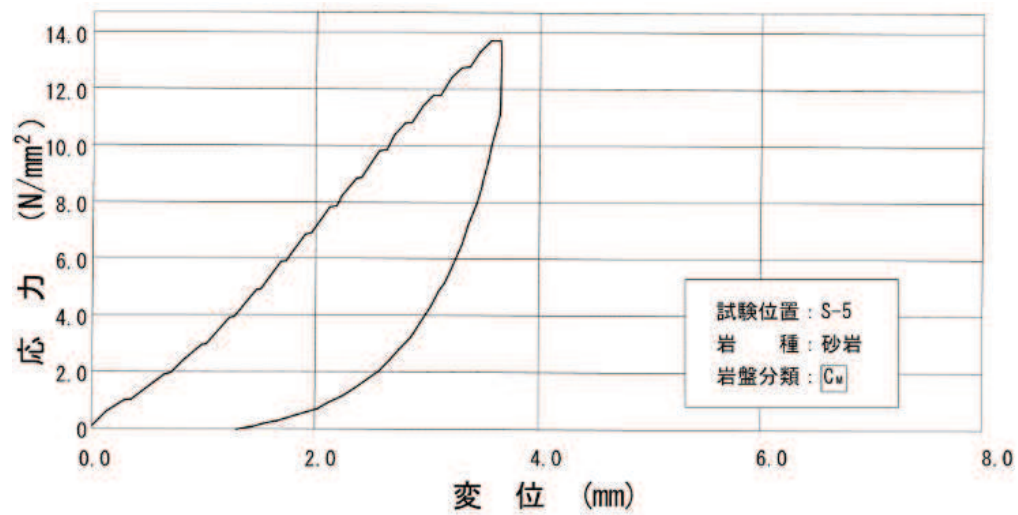
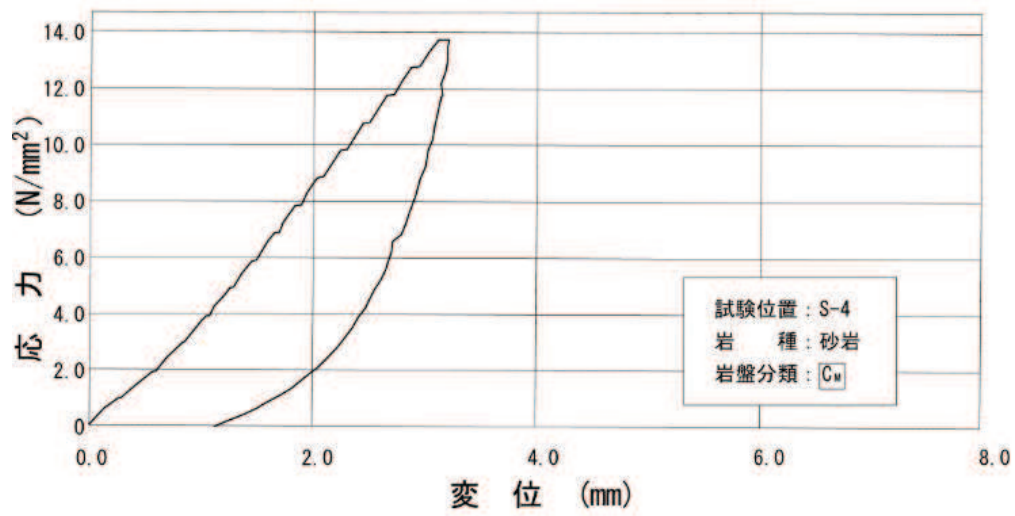


図 5.1-4 支持力試験結果（狐崎部層）

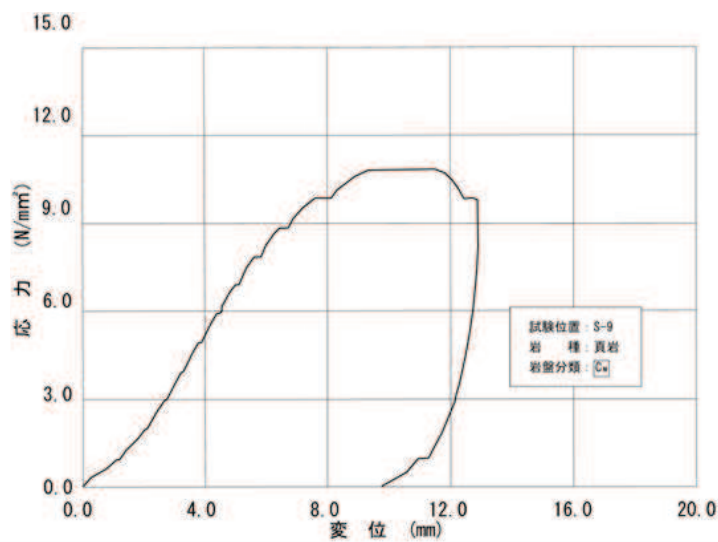
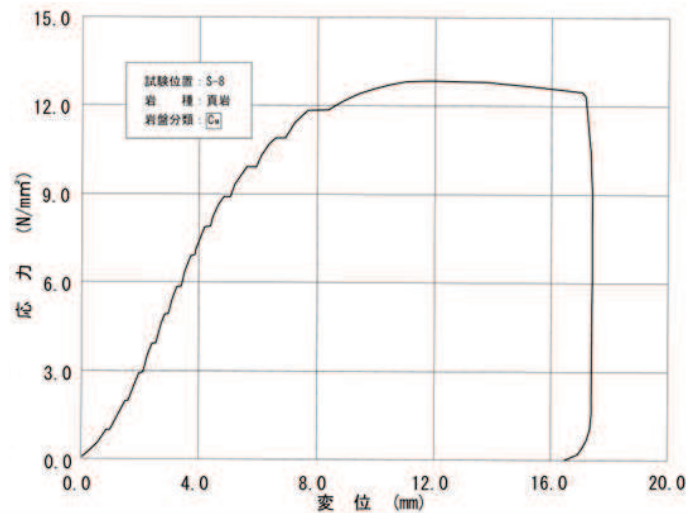
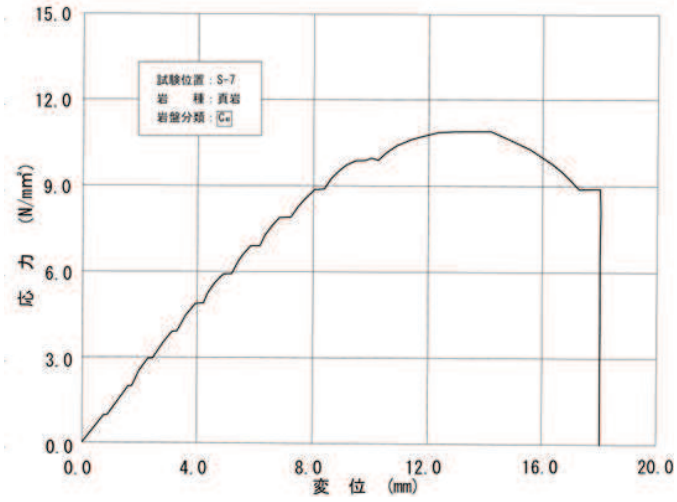


図 5.1-5 支持力試験結果 (牧の浜部層)

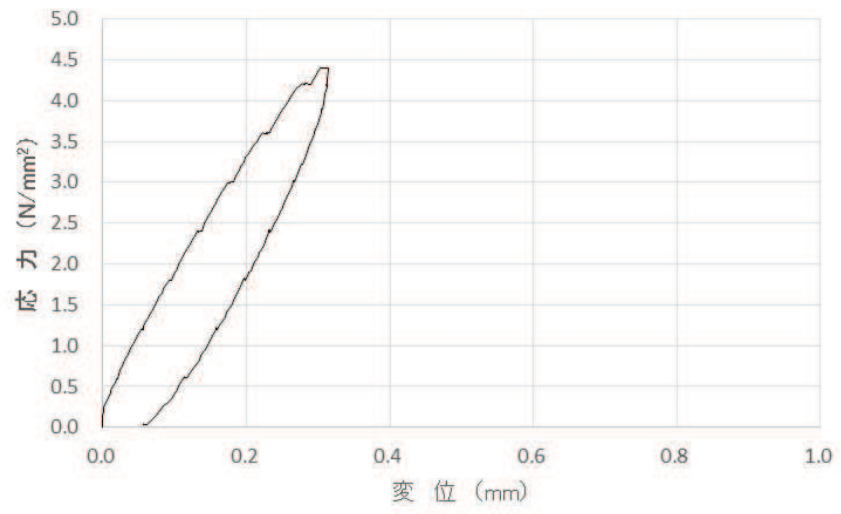


図 5.1-6 支持力試験結果 (改良地盤)

## 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<sup>2</sup>)

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

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_c, S_q, S_\gamma$  : 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/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 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/m<sup>2</sup>)

### 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 $C_L$ 級岩盤に設置される。 $C_L$ 級の極限支持力は、設計及び工事計画認可申請において新たに設定するものであり、その極限支持力の設定において、道路橋示方書による極限支持力算定式（中掘り杭工法）を適用する。

#### 5.4.2 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。

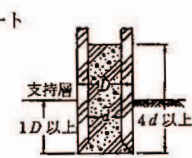
道路橋示方書に記載されている杭基礎の支持力算定式のうちプレボーリング杭工法によ

る極限支持力は、図 5. 4-1 に示すとおり、砂層で  $150N$  ( $\leq 7,500$ )  $\text{kN/m}^2$ 、砂れき層で  $200N$  ( $\leq 10,000$ )  $\text{kN/m}^2$  と規定されている。

一方、中掘り杭工法のうち RC 壁部と先端処理方式が類似しているコンクリート打設方式の極限支持力は、場所打ち杭工法を適用することとなっており、砂れき層及び砂層 ( $N \geq 30$ ) :  $3,000\text{kN/m}^2$ 、良質な砂れき層 ( $N \geq 50$ ) :  $5,000\text{kN/m}^2$  と規定されている。これは、同じ  $N$  値の場合、コンクリート打設方式の方がプレボーリング杭工法よりも保守的な評価となることを示している。

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

表-解 12.4.2 中掘り杭工法による杭先端の極限支持力度  $q_d$

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

④ プレボーリング杭工法

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

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

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

ただし、 $N$  は杭先端地盤における標準貫入試験の  $N$  値

図 5. 4-1(1) 道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式抜粋 (1/2)

表-解 12.4.1 場所打ち杭工法による杭先端の極限支持力度  $q_d$

地盤種類	杭先端の極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
砂れき層及び砂層 ( $N \geq 30$ )	3,000
良質な砂れき層 ( $N \geq 50$ )	5,000
硬質粘性土層	$3q_u$

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

図 5. 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	0. P. -14. 1m ～ -27. 0m	3, 380
	0. P. -25. 0m ～ -80. 0m	4, 700	0. P. -27. 0m ～ -50. 0m	4, 380
	0. P. -80. 0m ～ -200. 0m	5, 130	0. P. -50. 0m ～ -200. 0m	5, 060
S 波速度 $V_s$ (m/s)	0. P. -14. 1m ～ -25. 0m	1, 300	0. P. -14. 1m ～ -27. 0m	1, 360
	0. P. -25. 0m ～ -80. 0m	2, 150	0. P. -27. 0m ～ -50. 0m	2, 040
	0. P. -80. 0m ～ -200. 0m	2, 440	0. P. -50. 0m ～ -200. 0m	2, 520
動ポアソン比 $\nu_d$	0. P. -14. 1m ～ -25. 0m	0. 42	0. P. -14. 1m ～ -27. 0m	0. 40
	0. P. -25. 0m ～ -80. 0m	0. 37	0. P. -27. 0m ～ -50. 0m	0. 36
	0. P. -80. 0m ～ -200. 0m	0. 35	0. P. -50. 0m ～ -200. 0m	0. 34
単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	0. P. -14. 1m ～ -25. 0m	23. 8	0. P. -14. 1m ～ -27. 0m	26. 1
	0. P. -25. 0m ～ -80. 0m	24. 6	0. P. -27. 0m ～ -50. 0m	26. 4
	0. P. -80. 0m ～ -200. 0m	25. 0	0. P. -50. 0m ～ -200. 0m	26. 5
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	

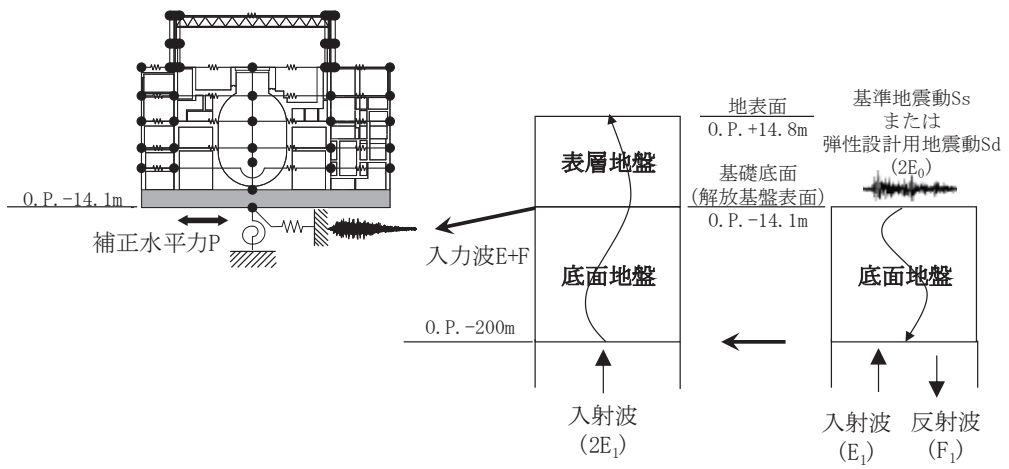


図 6.1-1 入力地震動算定の概念図（建物・構築物）

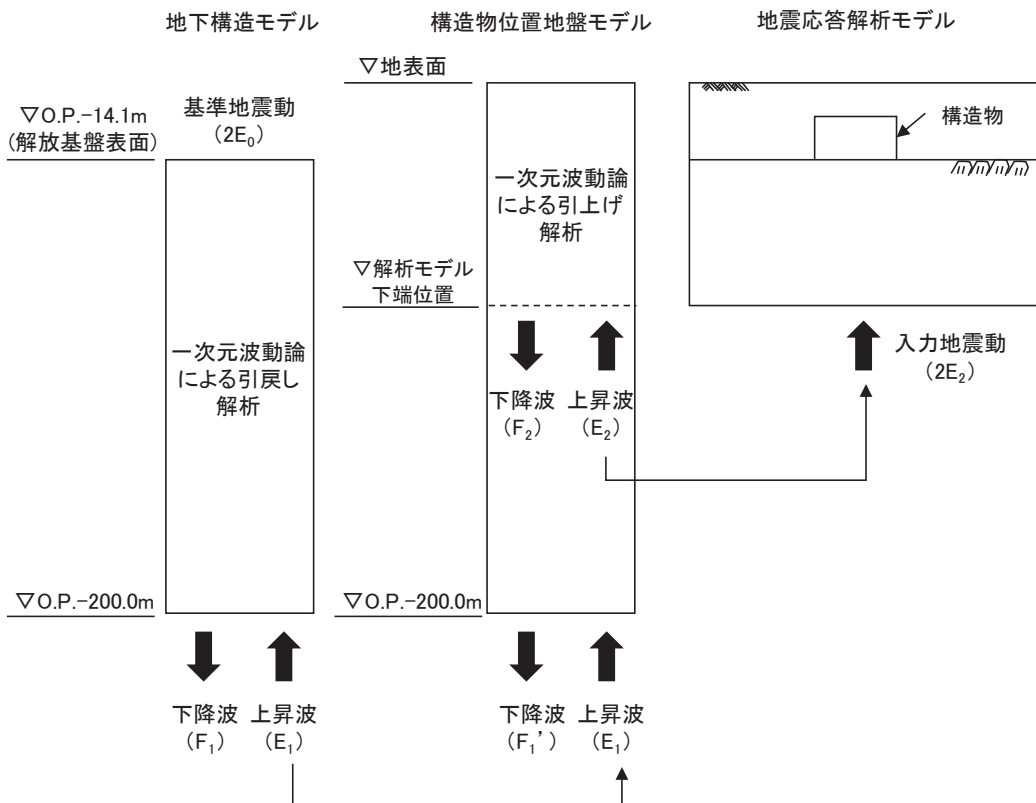


図 6.1-2 入力地震動算定の概念図（土木構築物）

## 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）。

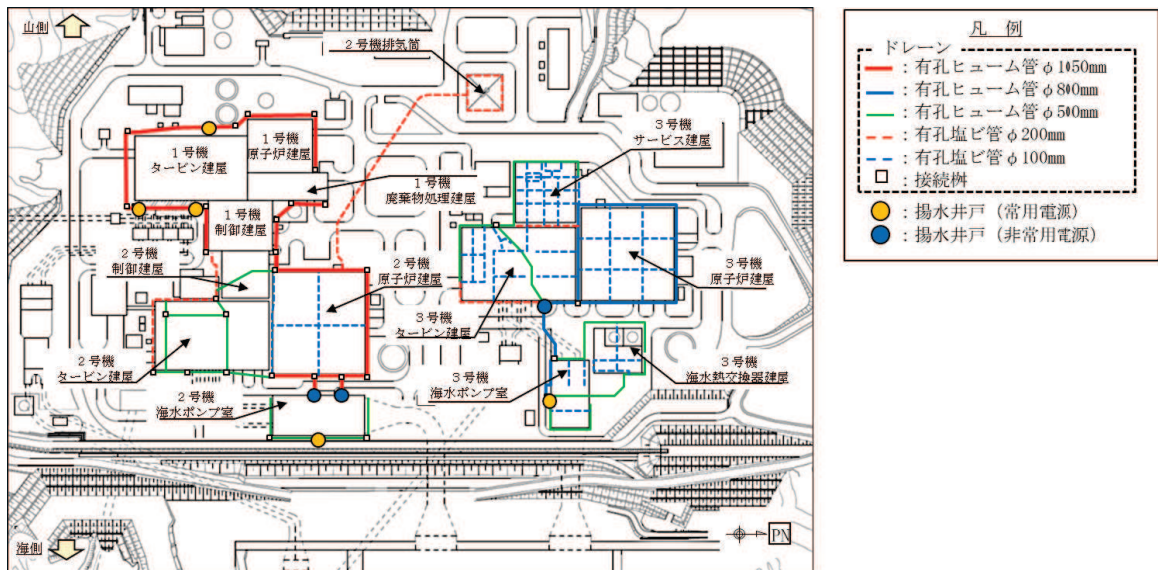


図 1-1-1 地下水位低下設備（既設）の配置

### 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

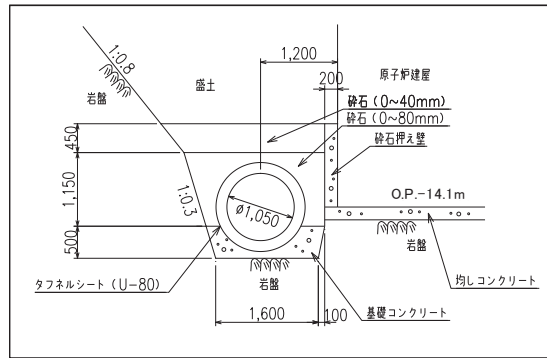
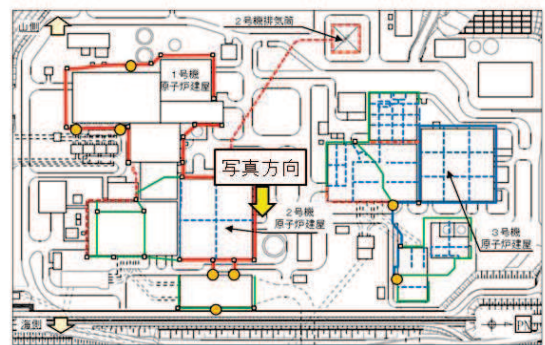
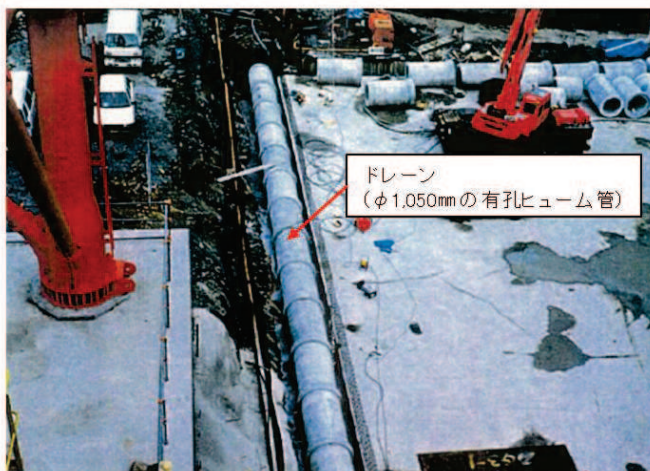
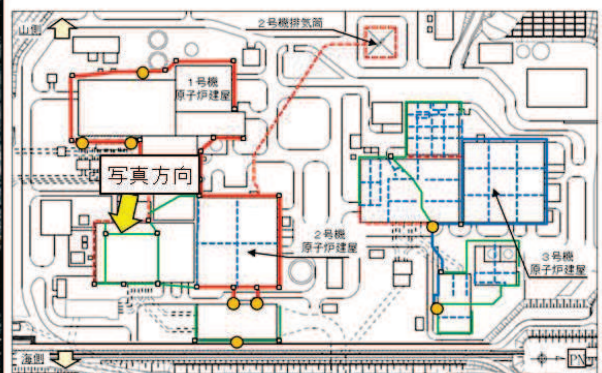


図 1-1-2 建屋外周のヒューム管概要  
(φ1050 mmヒューム管の例)



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 φ1050 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φ500 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る材料
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。

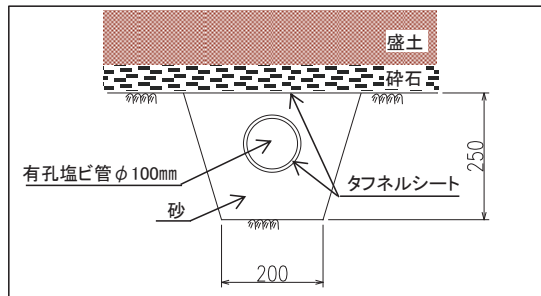


図 1-1-4 ドレーン (塩ビ管) 概要 (建屋間の施工例)

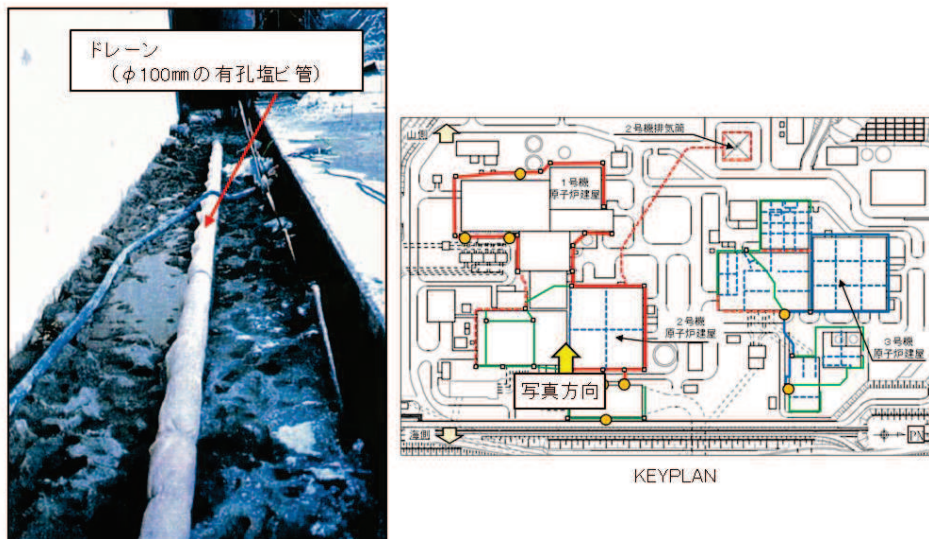


図 1-1-5 2号機原子炉建屋・タービン建屋間の塩ビ管設置状況 (φ100mmの塩ビ管)

(参考) 1-1-3

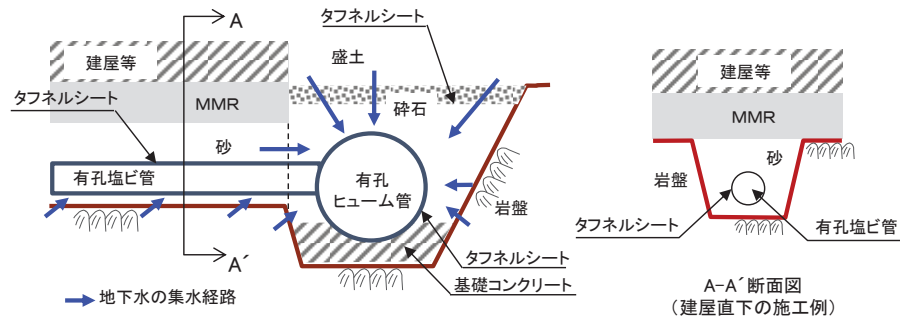


図 1-1-6 塩ビ管とヒューム管の接続概念

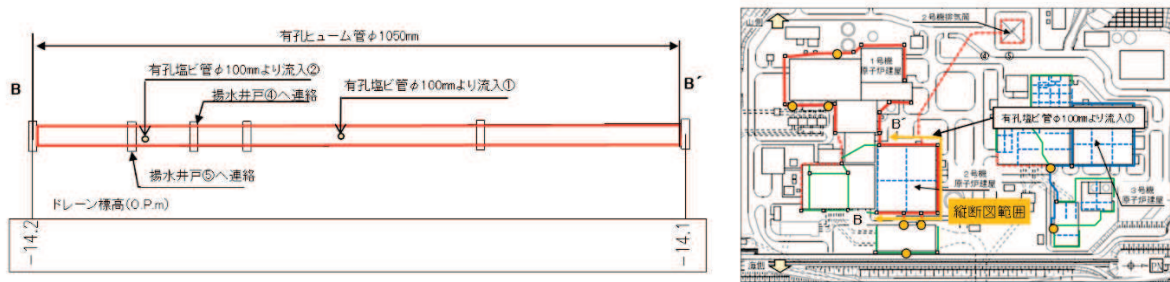


図 1-1-7 原子炉建屋周辺 ドレーン縦断 (B-B' 断面)

### 2.3 既設接続枡

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枡を設置している。接続枡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枡の設置状況を図1-1-8，接続枡の概要を図1-1-9に示す。

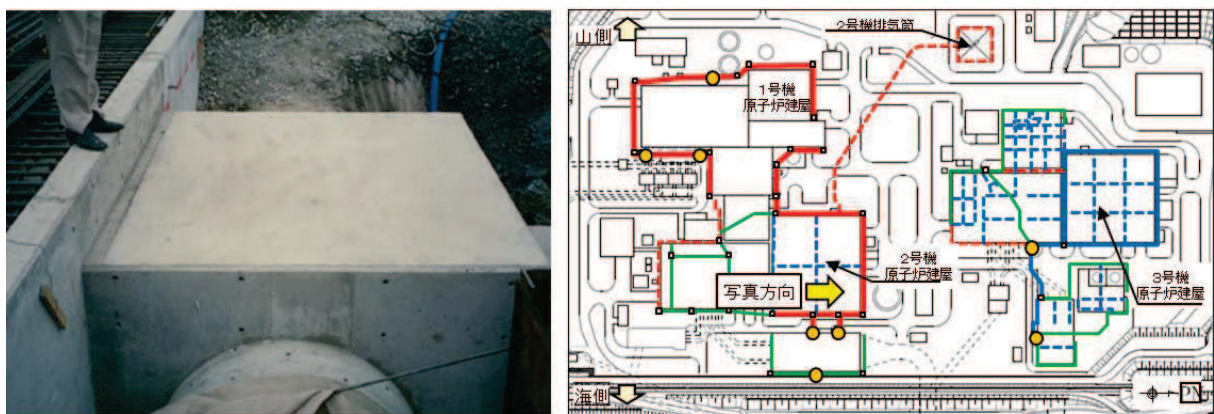


図 1-1-8 原子炉建屋周囲の接続枡の設置状況

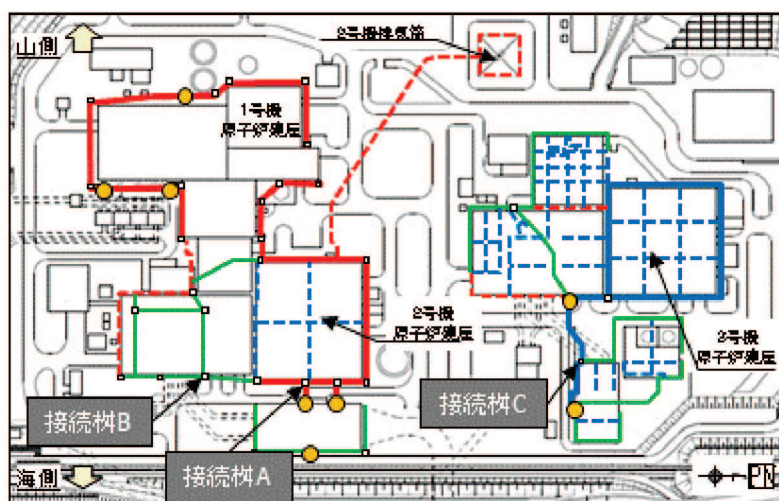
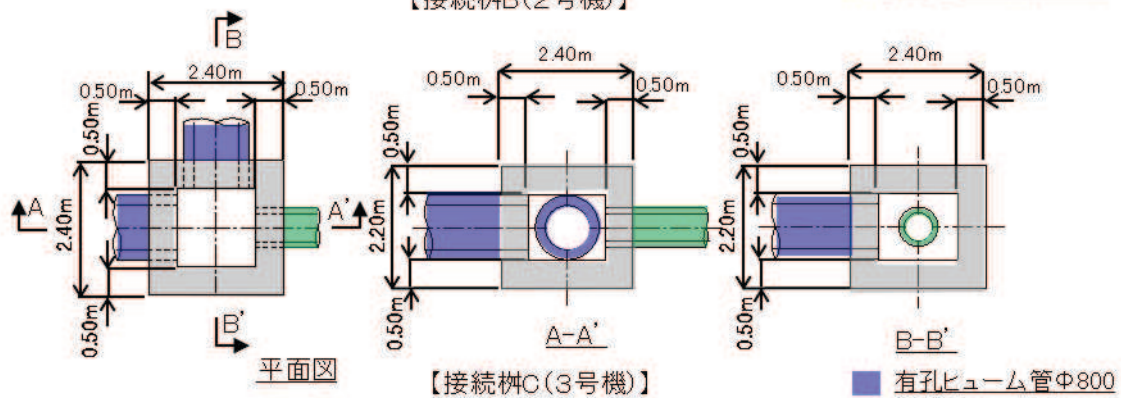
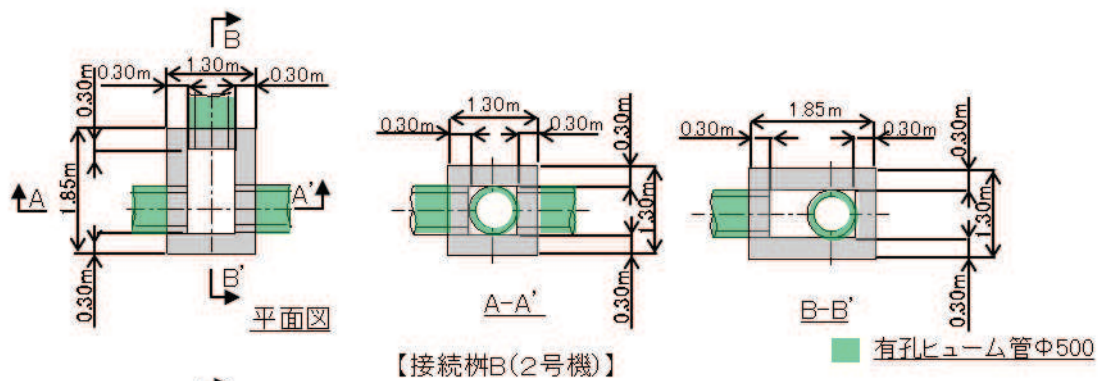
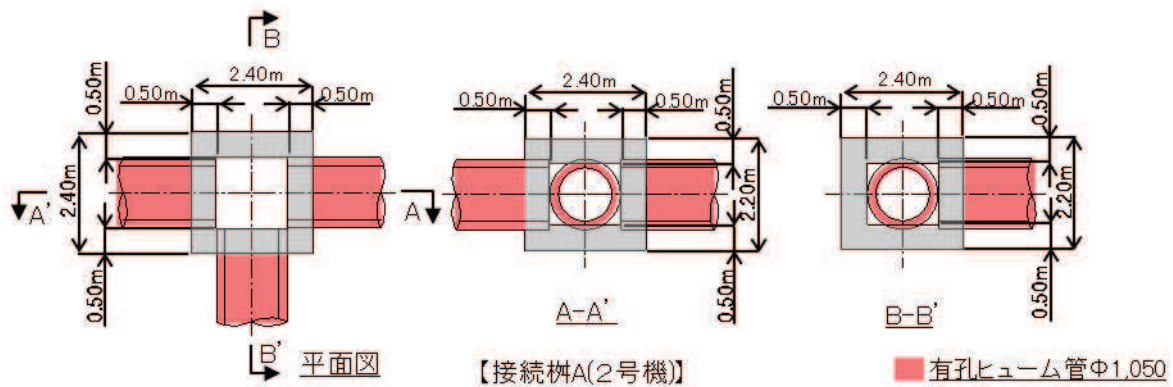


図 1-1-9 接続樹の概要  
(参考) 1-1-5

## 2.4 既設揚水井戸・配管

揚水井戸は、1号機用に3箇所、2号機用に3箇所、3号機用に2箇所設置している。揚水井戸位置を図1-1-10に示す。

揚水井戸はいずれも岩盤上に設置しており、1号機及び2号機は鉄筋コンクリート製立坑である。

また、2号機揚水井戸は2号機海水ポンプ室及び2号機原子炉機器冷却海水配管ダクトと一体となって設置している。2号機揚水井戸の設置例を図1-1-11に、平面図及び断面図を図1-1-12及び図1-1-13に示す。

3号機揚水井戸は上部を鋼製シャフトにより、下部は鉄筋コンクリート製の集水ピットにより構築している。3号機揚水井戸の設置例を図1-1-14に、平面図及び断面図を図1-1-15及び図1-1-16に示す。

配管は炭素鋼鋼管（ $\phi 125\text{ mm}\sim 200\text{ mm}$ ）であり、O.P.+14.8m盤の構内排水路に接続している。

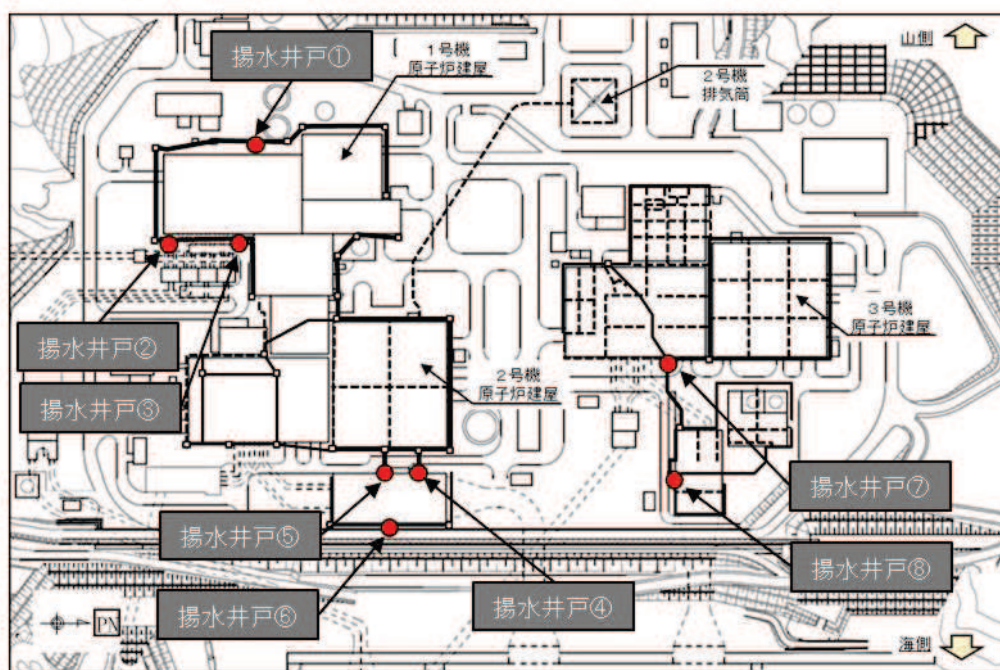
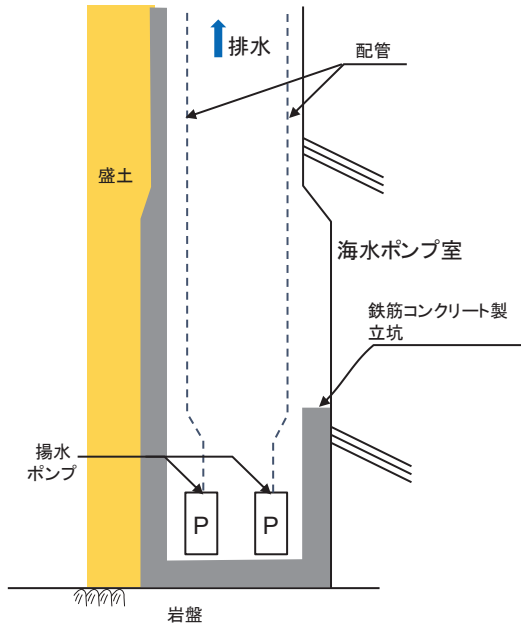


図1-1-10 既設揚水井戸位置



配管の写真

図 1-1-11 2号機揚水井戸の設置例（揚水井戸④）

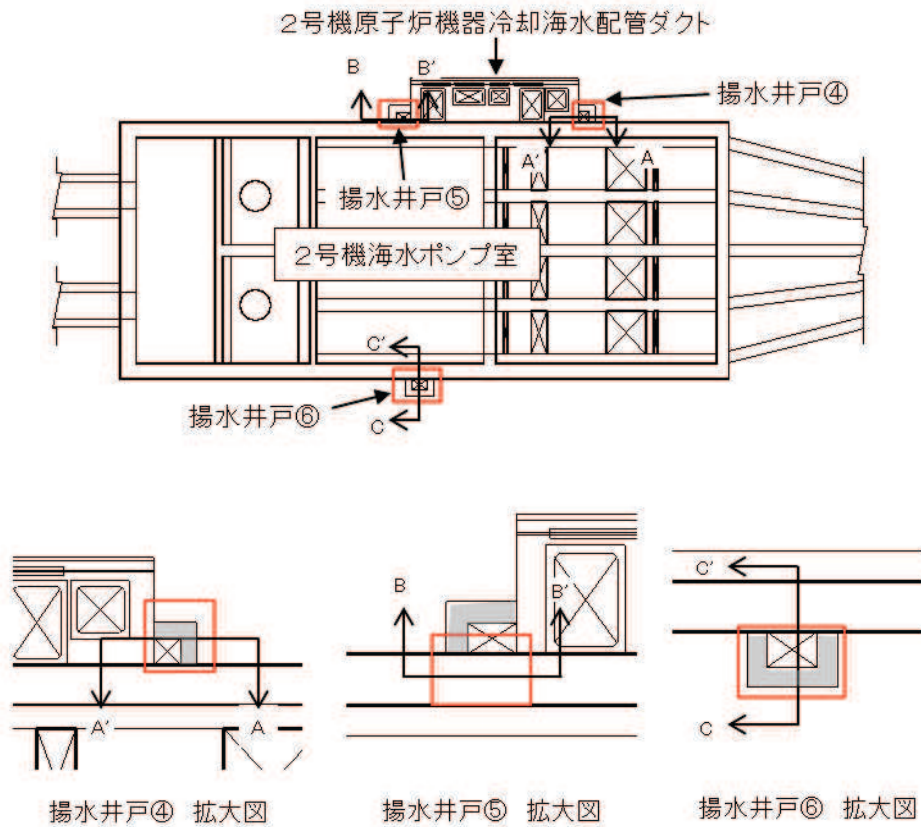


図 1-1-12 2号機揚水井戸平面図

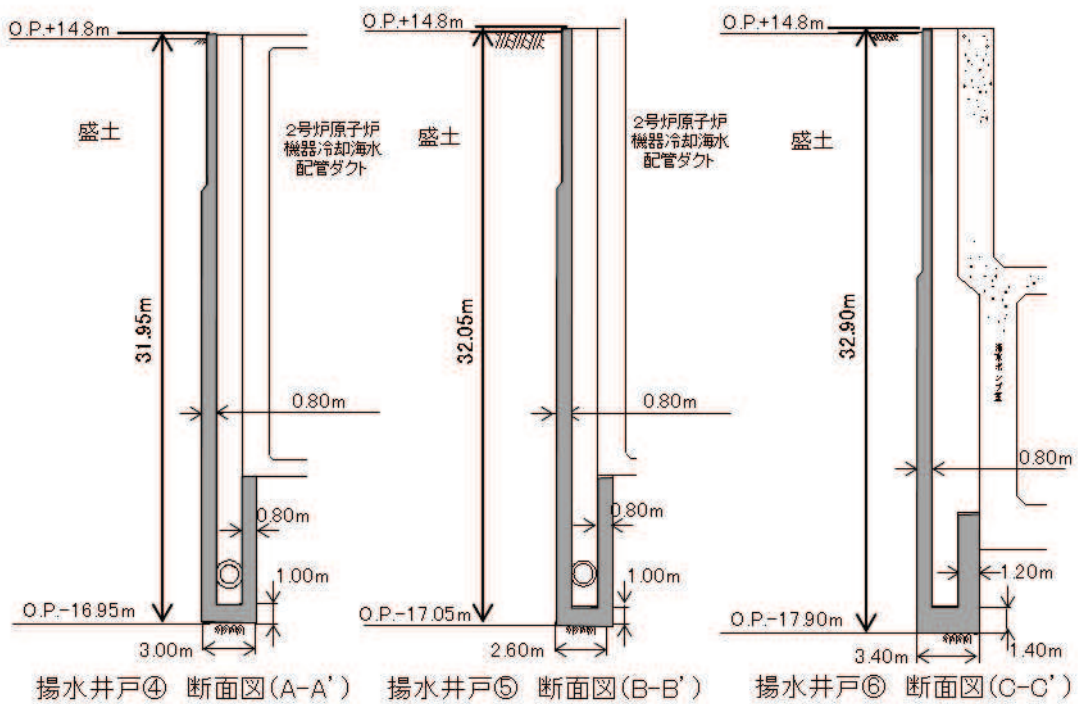
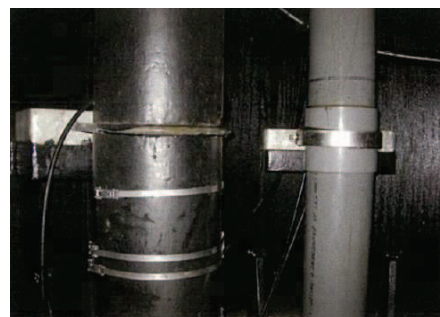
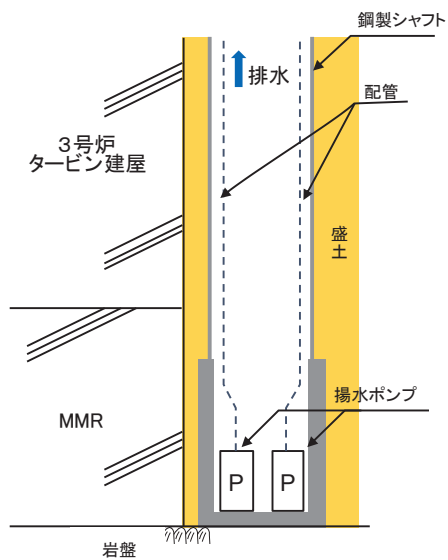


図 1-1-13 2号機揚水井戸断面図



配管の写真

図 1-1-14 3号機揚水井戸の設置例 (揚水井戸⑦)

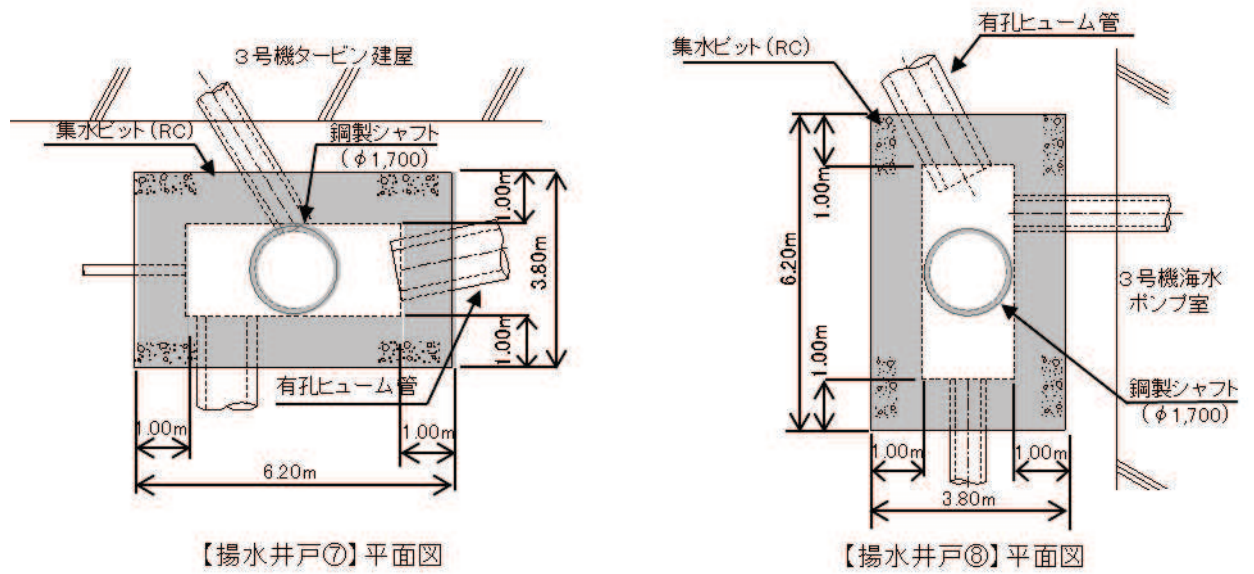


図 1-1-15 3号機揚水井戸平面図

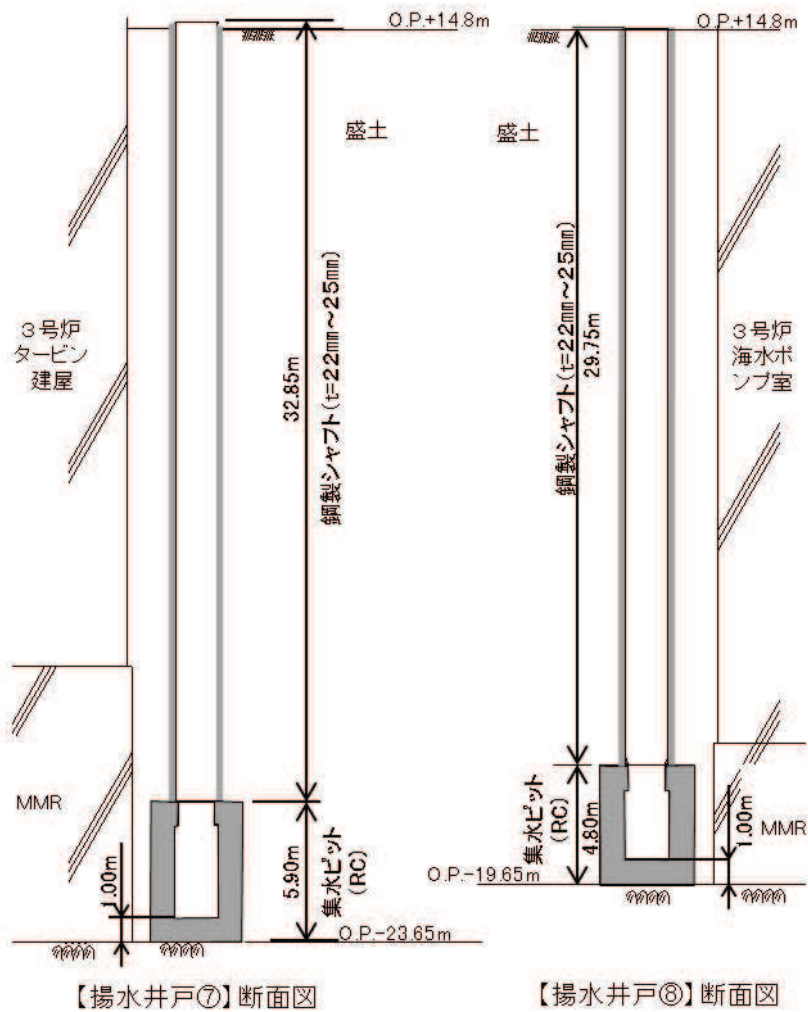


図 1-1-16 3号機揚水井戸断面図

(参考) 1-1-9

## 2.5 既設揚水ポンプ・水位計

揚水ポンプは、各揚水井戸内に2台設置（うち1台は予備の揚水ポンプ）し、揚水井戸に支持される配管を通じてO.P.+14.8m盤の構内排水路に接続している。設置位置を図1-1-17に示す。

水位計は、各揚水井戸内に1台設置されており、形式は全て圧力式である。概要を図1-1-18に示す。

揚水ポンプの容量は、ポンプ稼働実績に対して十分な余裕を有している。各揚水ポンプの諸元を表1-1-2に、ポンプ容量と稼働実績の関係を図1-1-19に示す。

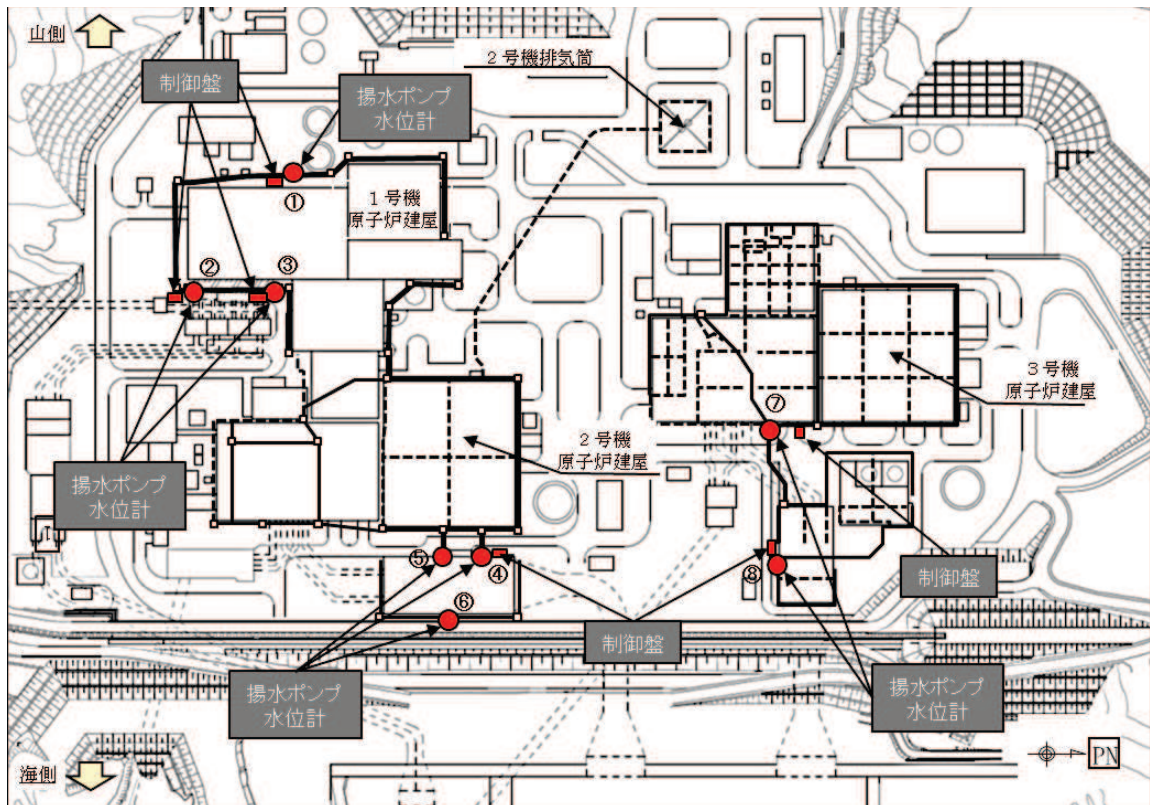


図1-1-17 既設揚水ポンプ・水位計位置図



2号機揚水ポンプの例（揚水井戸⑥）



3号機水位計の例（揚水井戸⑦）

図1-1-18 既設揚水ポンプ・水位計の概要



表 1-1-2 既設揚水ポンプの諸元

号炉	揚水井戸	全揚程 (m)	台数	ポンプ容量 (m <sup>3</sup> /日・台)	出力 (kW/台)
1号炉	NO.①	約25.0	2	約1,300	7.5
	NO.②	約30.0	2	約1,700	15
	NO.③	約25.0	2	約1,300	7.5
2号炉	NO.④	約35.0	2	約2,900	22
	NO.⑤	約35.0	2	約3,500	37
	NO.⑥	約35.0	2	約6,500	45
3号炉	NO.⑦	約36.9	2	約4,600	45
	NO.⑧	約35.2	2	約1,900	19

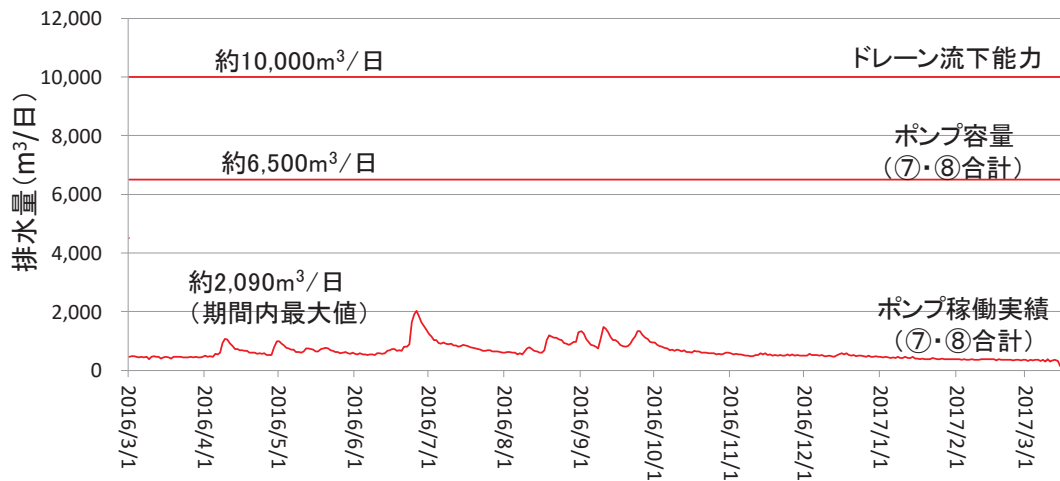


図 1-1-19 ポンプ容量と稼働実績の関係(3号機側地下水位低下設備の例)  
(2016年3月～2017年3月)

### 3. 既設ドレーンの耐久性について

ドレーン関連部材の耐久性等について表1-1-3に、ドレーン関連部材のうち連続長繊維不織布(タフネルシート)の耐久性について図1-1-20に示す。

ヒューム管の一般的な耐用年数は50年とされている(一般的なコンクリート構造物)。

建設当時の使用前検査では湧水が腐食環境下にあるか確認するために水質調査を実施している(表1-1-4)。これによると、地下水はやや海水成分を有しているが、腐食環境下でないことを確認している。

接続桝については、鉄筋かぶりは50~70mmで、水セメント比は55%で施工されている。湧水の塩素イオン濃度の最大値(表1-1-4)により、コンクリート標準示方書の塩害の照査を実施すると50年以上と評価される。

表 1-1-3 ドレーン関連部材の耐久性等

構成部位	部材	材質等	設置環境	主な機能	耐久性
ドレーン	高透水性材料	砂, 碎石	・管(有孔ヒューム管・有孔塩ビ管)の周囲	・岩盤および盛土中の地下水を管へ導水(高透水性材料自体も、透水性に応じた流下能力を有する)	・一般的な土質材料としての耐久性を有する。
	連続長繊維不織布(タフネルシート)	ポリプロピレン	・管外面および碎石と盛土材の間	・土粒子の管内への流入抑制(集水機能を直接担う部材ではない)	・化学的安定性と高い強度を有する。*1 ・地下埋設のため材料(ポリプロピレン)の主な劣化要因である紫外線が作用しないことから、今後の供用期間において劣化は急速に進展しないと考えられる。
	有孔ヒューム管・接続桝	鉄筋コンクリート	・対象施設周囲の岩盤上	・対象施設周辺地盤の地下水位低下	・耐用年数: 50年程度(有孔ヒューム管)*2 50年以上(接続桝)*3 ・これまでの点検において異常は確認されておらず、供用環境(土壌、気温・湿度等)は今後も変わらず安定的な状況が維持されると想定されるが、今後適切に保守管理することで機能確保を図ることとする。
	有孔塩ビ管	硬質ポリ塩化ビニル	・対象施設直下の岩盤内 ・対象施設周囲の岩盤上	・対象施設の揚圧力低減 ・対象施設周辺地盤の地下水位低下	・耐用年数は50年程度*4 ・耐食性に優れた材料*5

\*1: タフネルEX製品パンフレット(三井化学(株))(<https://www.tokyoink.co.jp/products/pdf/tough-EX.pdf>)

\*2: 全国ヒューム管協会(<https://www.hume-pipe.org/data/data07.pdf>)

\*3: コンクリート標準示方書 設計編(2012)を参照した塩害評価による

\*4: 塩化ビニル管・継手協会([https://www.ppfa.gr.jp/products/product\\_a04.php](https://www.ppfa.gr.jp/products/product_a04.php))

\*5: 水道施設設計指針・解説(日本水道協会)



1.2 開発された吸い出し防止シート

1.2.1 製品の概要

原料：ポリプロピレン  
 製造法：スパンボンド法（ニードルパンチ成形）  
 重量：300g/㎡目付品である。（ほぼ30kg/本になる）  
 形状：2.0m幅×50m巻のロール状（内径7.9mmの紙管巻）  
 但し、幅については特注により4.0mまで製造可能

1.2.2 製品の特徴

本製品の特徴は、以下のとおりである。  
 ①化学的安定性に優れている。  
 ②高い引張り強度を有している。  
 ③縦横強度の異方性は小さい。

3.4 耐久性

3.4.1 化学的安定性

申請者による「特殊条件下」における試験により、化学的安定性を有していると認められる。  
 ・JIS K 7114 に準拠した試験により、pH ≤ 4、pH ≥ 10 の特殊な条件において強度保持率の低下が少ないことを確認した。

表3.7 化学的安定性試験結果

評価基準	強度保持率が十分なこと				
製品名  タフネル EX-60S  基本強度 1.92tf/m	〈平均強度保持率〉 pH=5~9				
	〈一般条件B〉	250	500	750	1000hr
	イ)蒸留水				
	ロ)NaCl 3%				
	ハ)Ca(OH) <sub>2</sub> 0.1%				
	ニ)NaOH 0.1%				
	ヒ)H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 0.1%				
	ヘ)HCl 0.1%				
	〈平均強度保持率〉 pH ≤ 4、pH ≥ 10				
	〈特殊条件〉	250	500	750	1000hr
	イ)蒸留水	98	101	103	103
	ロ)NaCl 3%	106	103	103	102
	ハ)Ca(OH) <sub>2</sub> 飽和	102	98	97	102
	ニ)NaOH 10%	98	101	106	99
ヒ)H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 10%	99	102	107	102	
ヘ)HCl 10%	102	103	100	100	

※なお、一般条件Bの試験は、特殊条件を満足しているので実施していない。

3.4.2 耐水性

申請者による試験により耐水性を有していると認められる。  
 ・JIS A 1415 を準拠した促進暴露試験より強度保持率の低下が少ないことを確認した。

表3.8 耐水性試験結果

評価基準 製品名	強度保持率が十分なこと					
	暴露時間hr	100	200	400	1000	2000
タフネル EX-60S	強度保持率%	97	101	87	53	32

図 1-1-20 連続長繊維腐食布（タフネルシート）の耐久性（EX-60S 評価書\*1 より引用）

\*1：タフネル EX-60S 評価書より耐久性に係る記載を抜粋。女川では EX-80 を使用しているが、いずれも同じ材料・製造過程であることから、EX-60 の評価書にて同品質も保証するとしていた。なお、現在は「JIS-L1913」および「JIS-L1908」に基づき品質試験を実施し、性能証明として材料品質規格書を発行している。

表 1-1-4 湧水の水質試験結果 (第 2 号機使用前検査資料抜粋)

採水位置 分析項目	Q 1	Q 2	Q 3	Q 4	水道水の 水質基準
p H	8.1	7.2	6.9	7.2	5.8 ~ 8.6
M T 硬度 (mg/ℓ)	224	237	90.8	77.9	—
カルシウム硬度 (mg/ℓ)	355	285	153	365	300以下
全 硬 度 (mg/ℓ)	770	546	224	744	* 500以下
蒸発残留物 (mg/ℓ)	2,430	1,660	498	1,790	500以下
導 電 率 (μ S/cm)	4,110	2,800	785	2,680	—
塩素イオン (mg/ℓ)	1,030	618	57.1	495	200以下
採 水 月 日	3.1.10	3.1.10	3.1.10	3.1.10	—

#### 4. 既設の地下水位低下設備の運用状況

揚水井戸ごとに、原子炉建屋等に生じる揚圧力を設計値以下に抑えるために、運用上の制限水位を設け、制限水位以下を維持するよう常時は自動運転としており、揚水井戸内の地下水位は水位計により検知している。既設の揚水ポンプの運用例を図 1-1-21 に示す。

揚水井戸内の水位が上昇し警報水位を達した際は警報を発報する。なお、警報の発報実績はない。

揚水ポンプは保守点検のルールを定め運用しており、定期的な巡視・点検を行っている他、地震後は速やかに設備点検し状況を確認することとしている。

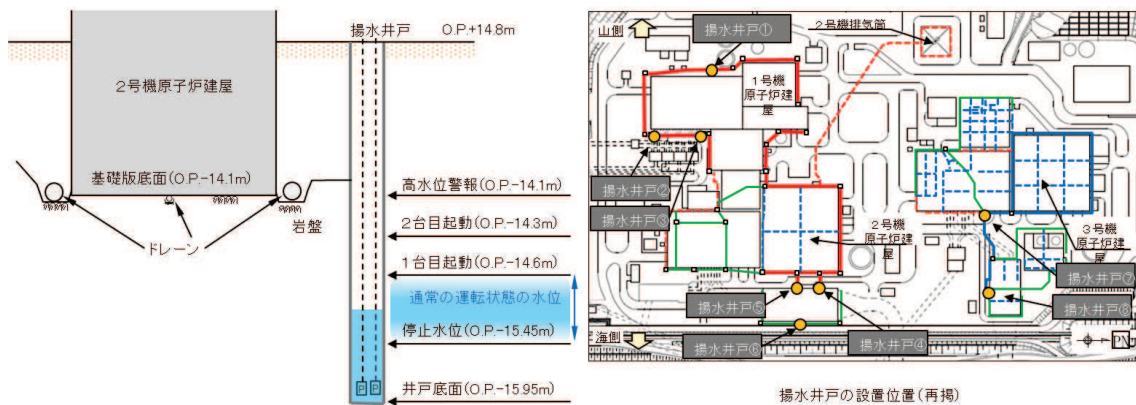


図 1-1-21 既設の揚水ポンプの運用（揚水井戸④の例）

#### 5. 既設の地下水位低下設備の保守管理の状況

##### 5.1 保守管理内容

既設の地下水位低下設備は、原子炉施設保安規定に基づく保全計画において点検項目・点検頻度を定め、定期的に巡視・点検を行っている他、地震後は速やかに設備点検し、状況を確認することとしている。保守管理内容を表 1-1-5 に示す。

また、揚水ポンプ、水位計、制御盤については、計画的に取替を実施している。

表 1-1-5 既設の地下水位低下設備の保守管理内容

構成部位	点検項目*1	点検内容	備考
ドレーン ・接続柵	—	—	事後保全対象とし、地震後等は臨時点検を実施
揚水ポンプ	外観点検	各部の外観点検・電圧測定を行う。	自主的に約8年に1回の頻度で取替を実施
	分解点検	各部の分解点検、手入れ、補修塗装、計測、消耗品取替等を行う。	
	機能性能試験	試運転を行い、漏水の有無、表示灯の表示確認等を行う。	
配管	外観点検	配管の破損・腐食、逆止弁の破損・腐食・異物混入・磨耗、接続ボルトの緩みの状況の確認を行う。	点検結果に基づき、適宜、塗装・取替等を実施
揚水井戸	外観点検	コンクリート等の亀裂、破損、劣化の状況、堆積物の状況の確認を行う。	
水位計	外観点検	水位計の清掃、消耗品の交換及び本体の損傷、腐食等を目視で確認する。	点検結果や経過年数に基づき、適宜、補修・取替を実施
	特性点検	水位計の校正を行う。	
	機能性能試験	規定水位でのポンプ起動確認を行う。	
制御盤	特性試験	端子・ケーブル配線等の絶縁抵抗・電圧測定等を行う。	点検結果や経過年数に基づき、適宜、補修・取替を実施
	機能性能試験	表示の点灯、スイッチ類の動作確認、電流計の指示等を確認する。	

\*1 分解点検は3年に1回、それ以外の点検・試験は1年に1回実施

## 5.2 至近に実施した目視確認結果

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震直後及びその後に実施した主要な設備の目視確認結果のうち、第 2 号機揚水井戸（揚水井戸⑤）及び周辺のドレーンの状況を図 1-1-22 に、第 3 号機揚水井戸（揚水井戸⑦）及び周辺のドレーンの状況を図 1-1-23 に示す。

ドレーンは事後保全対象であるため、設備供用開始\*1以降、ドレーン内部の土砂排除等の手入れは実施していないが、目視確認の範囲では土砂等の有意な堆積は認められず（底部に僅かに堆積が確認される程度。堆積土砂はシルト相当）、また有孔部の状況から有孔部の閉塞も生じていないことが確認できる

また、設備の著しい損傷等は認められず、ドレーン及び揚水井戸の集水及び排水機能は維持されている。

\*1：第 2 号機の供用開始は 1995 年 7 月であり、目視確認時点で約 23 年が経過。

第 3 号機の供用開始は 2002 年 1 月であり、目視確認時点で約 16 年が経過。



写真A ドレーン(有孔ヒューム管Φ1,050mm)  
2018/9/18撮影



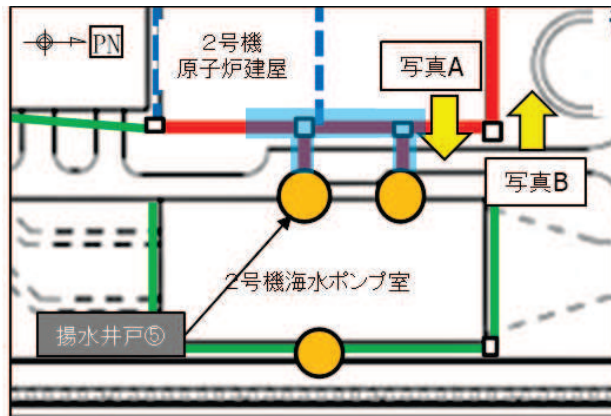
写真B ドレーン(有孔ヒューム管Φ1,050mm)  
2018/9/18撮影



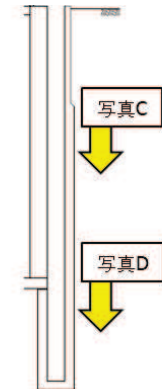
写真C 揚水井戸⑤(中段部)  
2017/3/17撮影



写真D 揚水井戸⑤(下段部)  
2017/3/17撮影



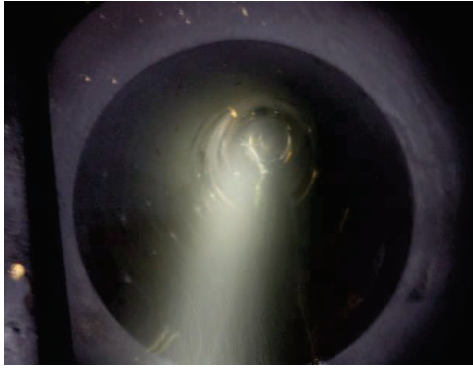
写真撮影位置 目視確認範囲\*



写真撮影位置  
(揚水井戸⑤断面)

\* : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震後に臨時点検として実施した目視確認の範囲  
なお、撮影写真は其の後の保安規定に基づく定期点検等による記録より抜粋

図 1-1-22 2号機揚水井戸(揚水井戸⑤)及び周辺ドレーンの状況



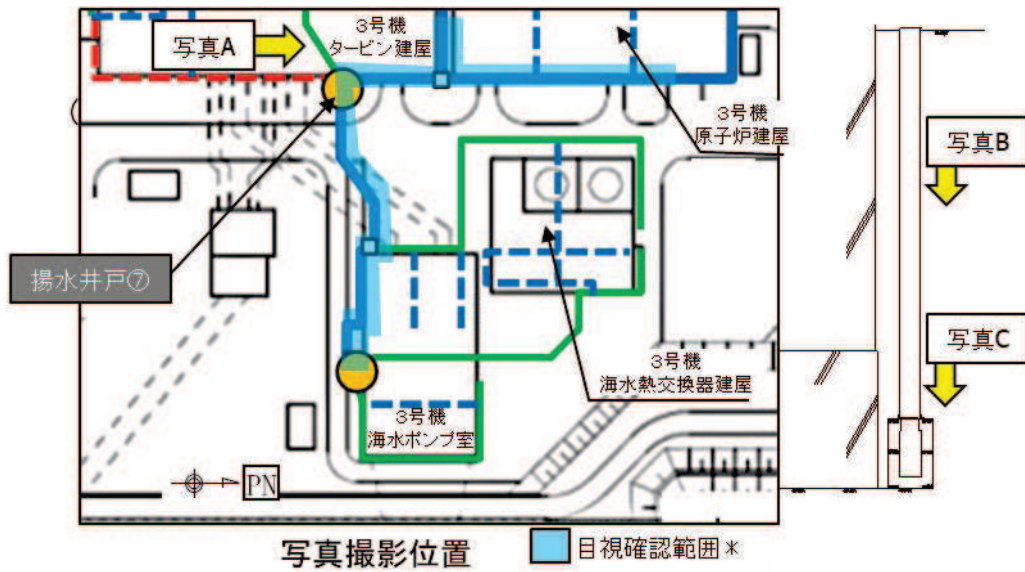
写真A ドレーン(有孔ヒューム管φ800mm)  
2018/9/18撮影



写真B 揚水井戸⑦(中間部)  
2017/3/16撮影



写真C 揚水井戸⑦(下段部)  
2017/3/16撮影



\* : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震後に臨時点検として実施した目視確認の範囲  
なお、撮影写真は其の後の保安規定に基づく定期点検等による記録より抜粋

図 1-1-23 3号機揚水井戸 (揚水井戸⑦) 及び周辺ドレーンの状況



(参考資料 1-2) 屋外排水路の機能及び耐震性に係る設計方針について

## 目次

1. はじめに.....	(参考)1-2-2
2. 地下水位低下設備について.....	(参考)1-2-2
2.1 地下水位低下設備の範囲.....	(参考)1-2-2
2.2 地下水位低下設備の設計流量.....	(参考)1-2-4
2.3 地下水位低下設備からの排水経路（通常時・地震時）.....	(参考)1-2-4
3. 設計用揚圧力・設計用地下水位を保持するための屋外排水路の方針....	(参考)1-2-6
3.1 屋外排水路の設備構成と排水能力.....	(参考)1-2-6
3.2 屋外排水路の機能低下時における影響と対応の整理.....	(参考)1-2-9
3.3 屋外排水路の耐震性確保の方針.....	(参考)1-2-13
4. 他条文への影響.....	(参考)1-2-15
5. 工認図書における取扱い.....	(参考)1-2-17
6. まとめ.....	(参考)1-2-22

別紙 1 屋外排水路に係るその他の自主的な対策

参考 1 既設の屋外排水路の概要

参考 2 No.1 揚水井戸から敷地側集水ピットへの排水経路

参考 3 地震時における屋外アクセスルートの通行性に対する支線排水路の影響

## 1. はじめに

地下水位低下設備の機能を考慮した0. P. +14. 8m盤の施設等における設計用揚圧力・設計用地下水位は、地下水位低下設備により地下水を汲み上げ、0. P. +14. 8m盤から海へ屋外排水路を通じて排水されることにより保持される。

本書は、設計用揚圧力・設計用地下水位を保持し、技術基準第5条（耐震）に適合した状態を維持することに対する屋外排水路の位置付けと設計方針について整理するものである。

## 2. 地下水位低下設備について

### 2.1 地下水位低下設備の範囲

設計用揚圧力・設計用地下水位を保持するための地下水位低下設備の範囲を図1に示す。

ドレーン（ヒューム管・鋼管）により揚水井戸に集水した地下水は、揚水井戸内に設置する揚水ポンプにより配管を通じて0. P. +14. 8m盤へ汲み上げ、屋外排水路を通じて海へ排水される。地下水位低下設備の構成を表1，系統構成を図2に示す。

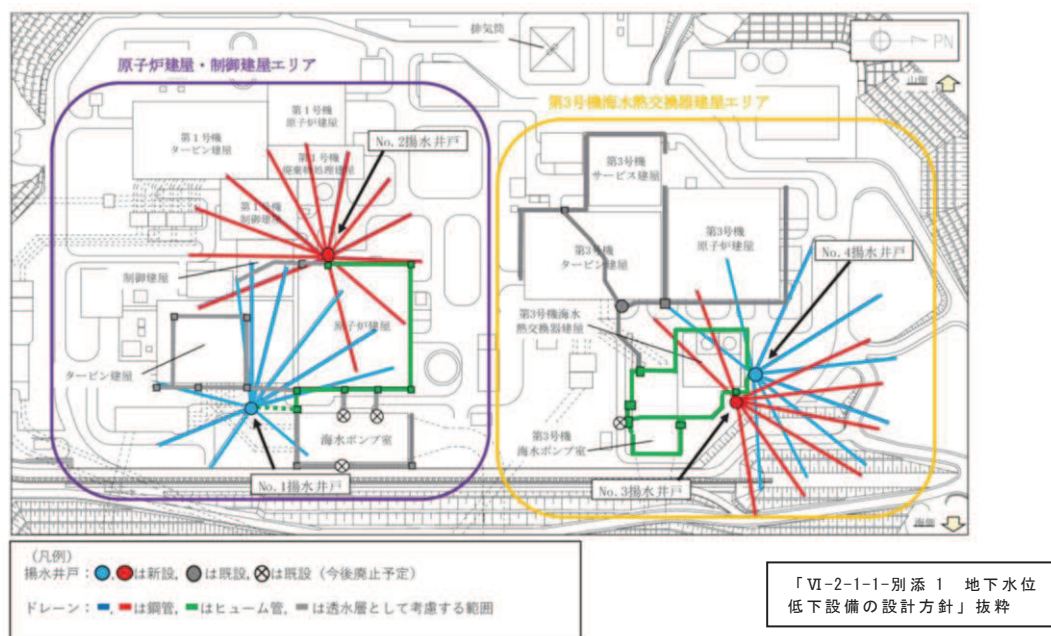
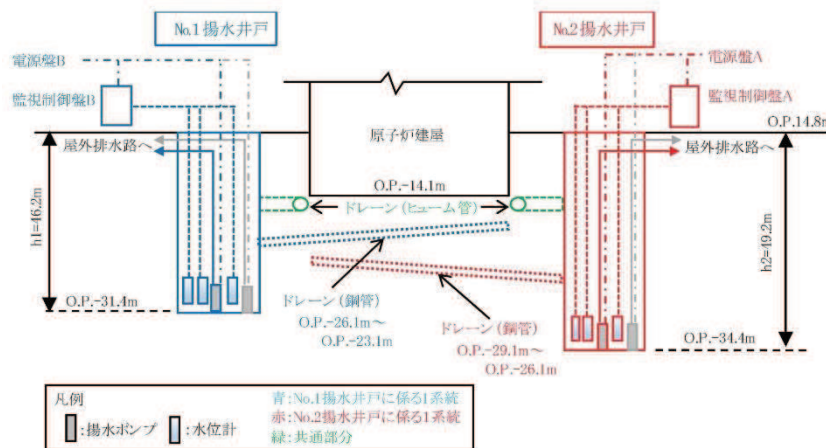


図1 地下水位低下設備の配置

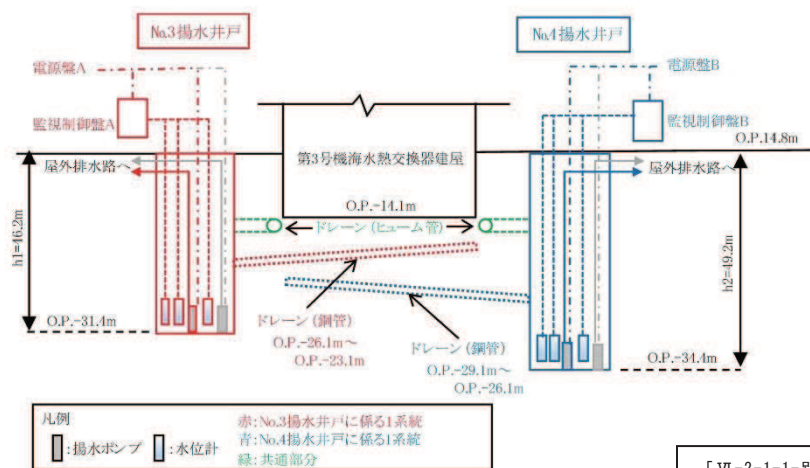
表1 地下水位低下設備の構成

機能	設備構成
集水機能	ドレーン
	接続槽
支持・閉塞防止機能	揚水井戸
	蓋
排水機能	揚水ポンプ
	配管
監視・制御機能	水位計
	制御盤
電源機能	電源 (非常用ディーゼル発電機)
	電源盤
	電路

「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」抜粋



原子炉建屋・制御建屋エリア



第3号機海水熱交換器建屋エリア

「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」抜粋

図2 地下水位低下設備の系統構成

(参考) 1-2-3

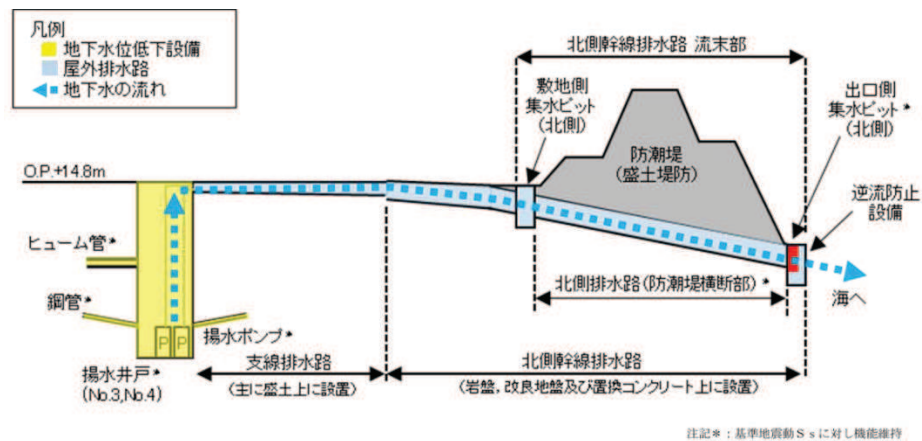
## 2.2 地下水位低下設備の設計流量

地下水位低下設備からの排水量は、保守的な解析条件（排水量を多めに評価するような透水係数設定など）を与えた浸透流解析により原子炉建屋・制御建屋エリアで8078m<sup>3</sup>/d、第3号機海水熱交換器建屋エリアで7046m<sup>3</sup>/d（各エリアの流入量合計15124m<sup>3</sup>/d）と評価しており、揚水ポンプの排水能力はこれを包絡するよう、設計流量を各エリアで9000m<sup>3</sup>/d、流量合計18000m<sup>3</sup>/d（0.21m<sup>3</sup>/s）と設定している（詳細は「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」を参照）。

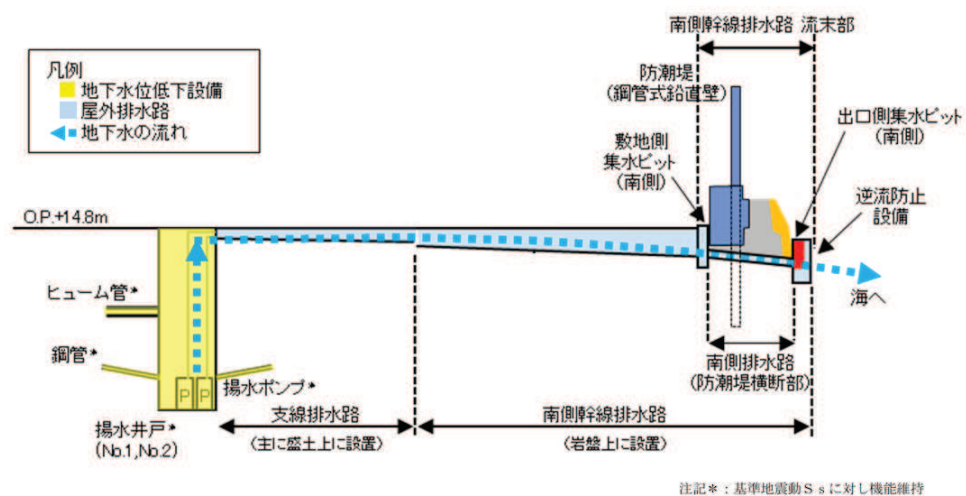
## 2.3 地下水位低下設備からの排水経路（通常時・地震時）

### (1) 通常時

地下水位低下設備から汲み上げた地下水は、地下水位低下設備配管より支線排水路へ流れ、敷地の南北に設置される幹線排水路（北側幹線排水路，南側幹線排水路）を通じて海へ排水される（図3）。



(1) 北側幹線排水路への排水経路



(2) 南側幹線排水路への排水経路

図3 地下水位低下設備で汲み上げた地下水の排水経路

(2) 地震時

屋外排水路の一部が地震により損傷し機能低下した場合、排水経路が寸断され、海への排出が出来なくなる可能性が否定できない。

このため、地下水位低下設備より汲み上げた地下水を海へ排出可能な経路を確保する必要がある。

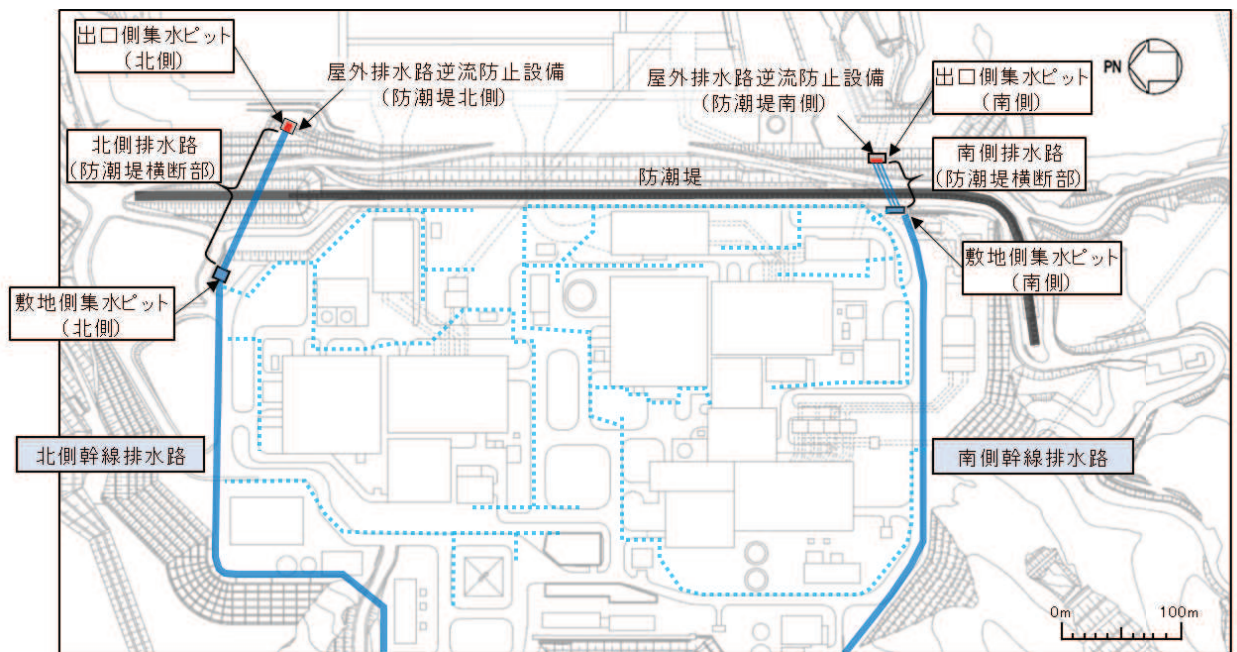
### 3. 設計用揚圧力・設計用地下水位を保持するための屋外排水路の方針

#### 3.1 屋外排水路の設備構成と排水能力

##### (1) 設備構成

屋外排水路は、第1号機～第3号機の主要建屋の北側と南側に設置される北側幹線排水路・南側幹線排水路と、これに接続する支線排水路にて構成され、北側・南側幹線排水路は、いずれも防潮堤横断箇所より上流側に敷地側集水ピット、下流側に出口側集水ピットを設置しており、出口側集水ピットに耐震Sクラスの逆流防止設備を設置している（図4）。

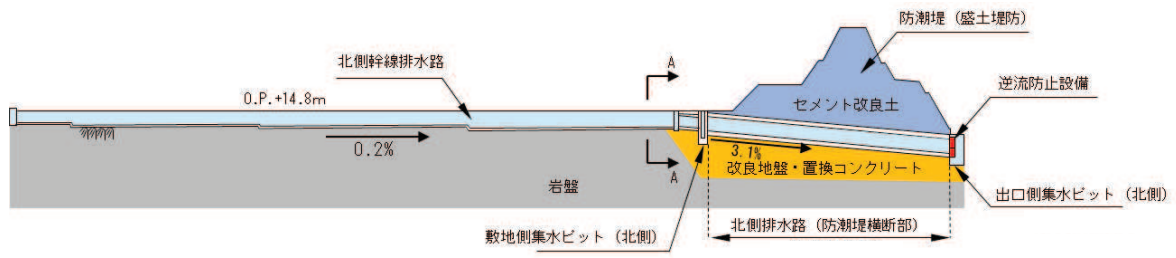
また、北側幹線排水路は岩盤、改良地盤及び置換コンクリート、南側幹線排水路は岩盤により支持されている（図5）。支線排水路はO.P.+14.8m盤付近に設置され、その多くの区間が盛土上に構築される。



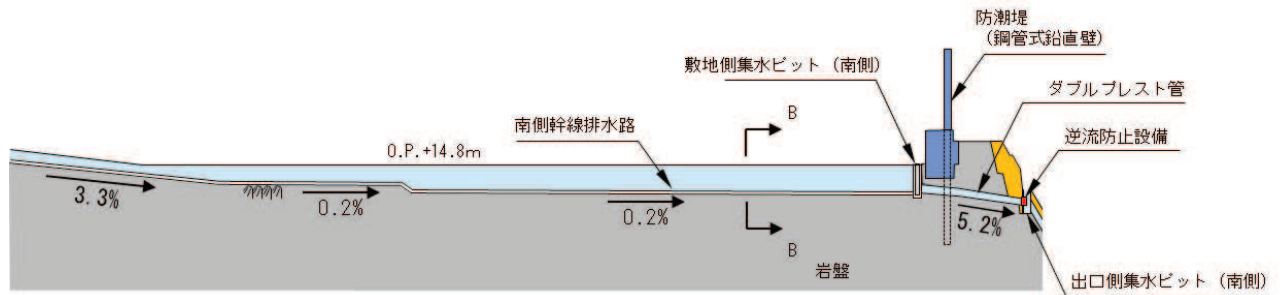
注：支線排水路(青点線)は2019年10月段階の配置を記載(今後の安全対策工事等によって変更可能性有)。



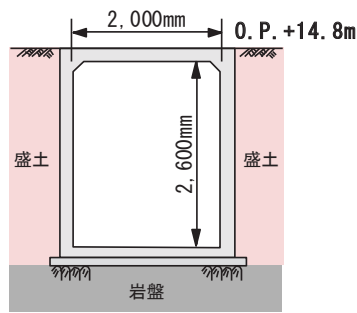
図4 屋外排水路の配置（設置変更許可段階）



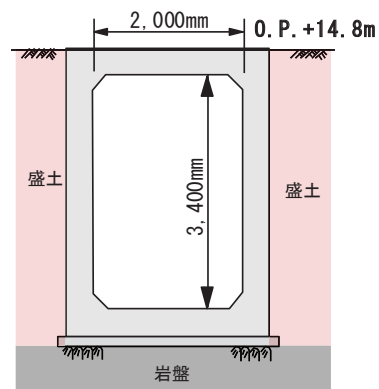
北側幹線排水路の縦断面図



南側幹線排水路の縦断面図



(A-A断面)



(B-B断面)

図5 北側・南側幹線排水路の縦断面図 (設置変更許可段階)

「補足 140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」, 「補足 600-1 地盤の支持性能について」から抜粋・一部修正

(2) 排水能力

北側・南側幹線排水路の排水能力は表2に示すとおりであり，設計基準降水時（91.0mm/h）における雨水流入量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ），地下水位低下設備からの排水量（設計流量  $0.21\text{m}^3/\text{s}$ ）を十分排出可能な設計となっている。

表2 幹線排水路の排水能力

排水路名	設計基準降水時（91.0mm/h） 雨水流入量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）	排水可能流量 （ $\text{m}^3/\text{s}$ ）
北側幹線排水路	9.4	51.16
南側幹線排水路	9.5	16.23

「女川原子力発電所2号炉設置変更許可申請書  
02-NP-0272（改114）別添資料1」より引用



### 3.2 屋外排水路の機能低下時における影響と対応の整理

#### (1) 検討対象とする地下水の排水経路

地下水位低下設備と屋外排水路の平面配置を図6に示す。これは通常時の排水経路に相当するが、地震時\*の検討として、屋外排水路の構成に対応した区間毎に、機能低下時の排水経路への影響と、排水経路確保に必要な対応を検討した。

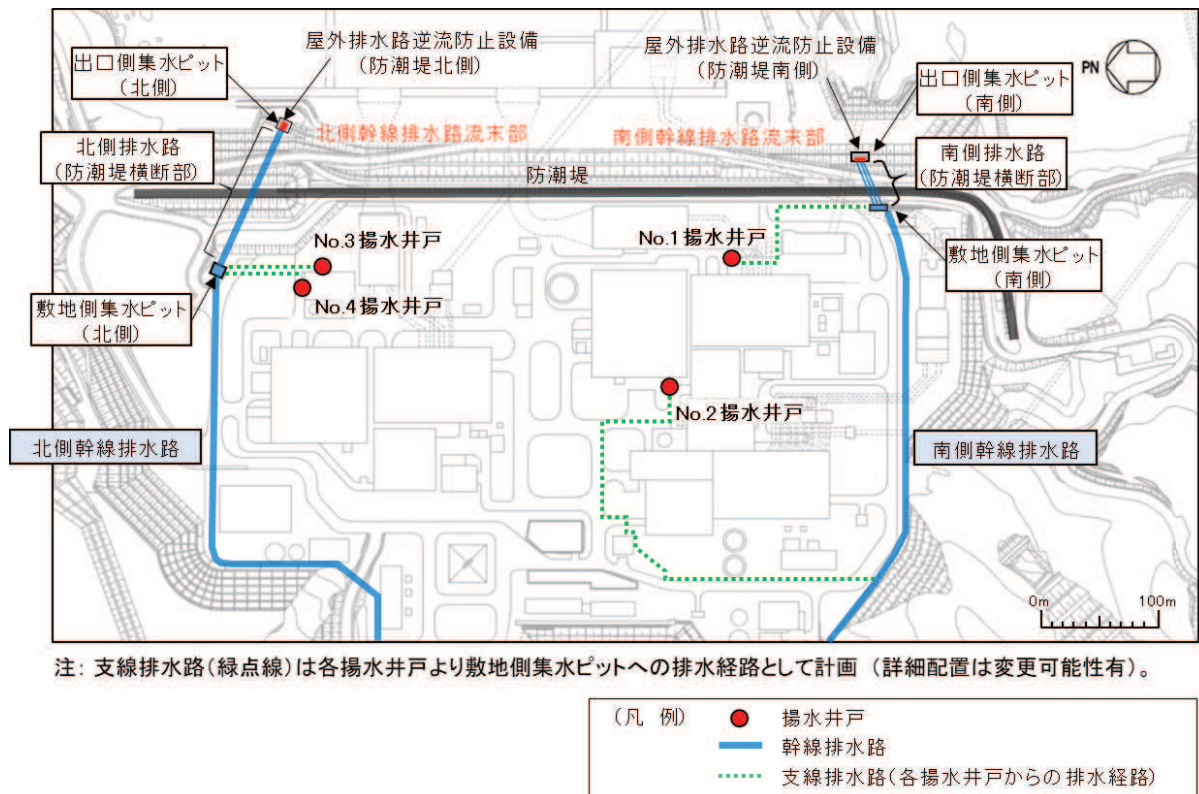


図6 地下水位低下設備と屋外排水路の平面配置

注記\*：屋外排水路は基準地震動  $S_s$  に対する耐震性が確保されていない範囲を含むこと、参考1のとおりがれき等が直接流入しにくい構造であることから、排水機能低下が生じる要因として地震を選定した。

(2) 支線排水路の機能喪失の取扱い

a. No. 1 揚水井戸, No. 3 揚水井戸, No. 4 揚水井戸について

地下水位低下設備から汲み上げた地下水は、通常時は揚水井戸出口の配管より支線排水路へ流すこととしているが、地震時は、支線排水路の耐震性がないため、排水経路としての機能は期待しない。

このため、揚水井戸から汲み上げた地下水は地表面に溢れることになるが、この水は揚水ポンプにより徐々に押し出され敷地側集水ピット（北側・南側）に向かう（図 7, 図 8 参照）。到達した水が、耐震性が確保されているピット上部の開口から内部に落下することでピットへ向かう水の流れが生じる。

また、敷地側集水ピット（北側・南側）から海への排水経路を基準地震動  $S_s$  に対し機能維持することで同経路は保たれるため、海へ自然流下できる状態となる。（(3)に詳述する。）

以上より、揚水井戸から敷地側集水ピットまでの排水経路が短い No. 1 揚水井戸, No. 3 揚水井戸, No. 4 揚水井戸については、支線排水路に期待せず敷地の形状により地表面を通じて排水可能と整理した。なお、敷地の形状により排水経路が確保できない場合においても、揚水井戸内の配管上端に設置した接続口に仮設ホース等を接続し流路を構成することにより、地下水を確実に排水する。

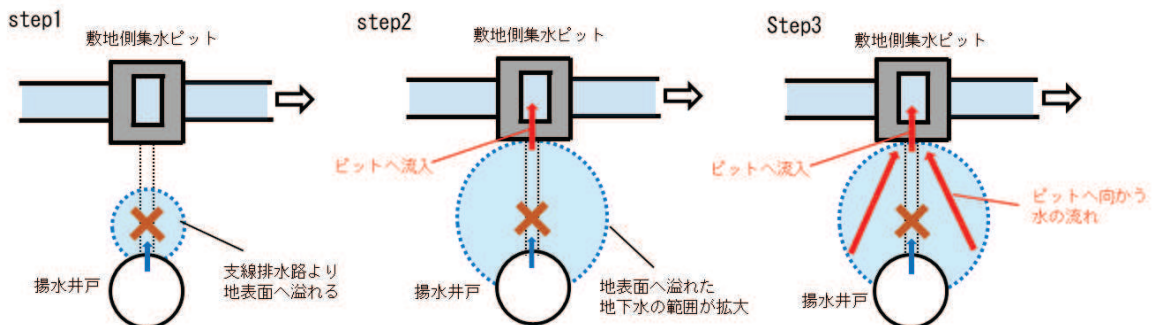


図7 地表面を通じた排水の考え方（平面図）

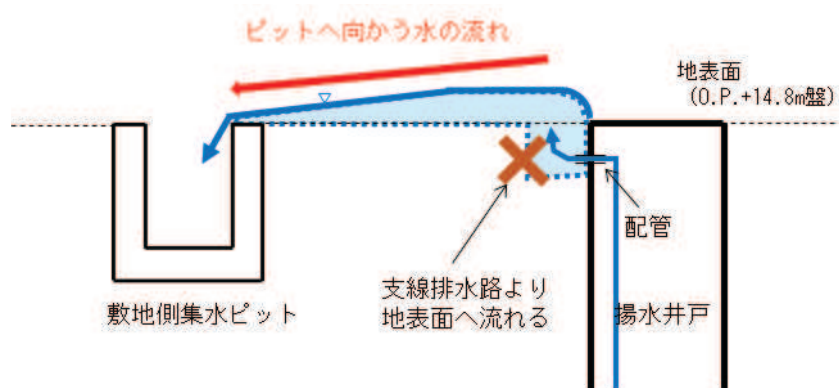


図8 地表面を通じた排水の考え方（断面図）

排水経路の選定の考え方として、No.1揚水井戸から敷地側集水ピットへの排水経路の検討例を参考2に示す。

b. No.2揚水井戸について

揚水井戸からの排水は、他の揚水井戸からの排水経路と比べて長いため、支線排水路が地震時において機能喪失した場合にO.P.+14.8m盤に溢れ滞水するおそれがある。

このため、揚水井戸内の配管上端に設置した接続口に仮設ホース等を接続することで流路を構成し、地下水を確実に排水する。

(3) 幹線排水路流末部の排水機能維持について

地下水を敷地側から海側へ流す経路となる範囲について、地震時に閉塞等が生じた場合、排水に影響が生じ設計用揚圧力・設計用地下水位を保持できないおそれがある。

そのため、地震時においても排水機能を確保する必要がある。

具体的には、北側幹線排水路流末部（敷地側集水ピット（北側）、北側排水路（防潮堤横断部）、出口側集水ピット（北側））と南側幹線排水路流末部（敷地側集水ピット（南側）、南側排水路（防潮堤横断部）、出口側集水ピット（南側））について、基準地震動 $S_s$ に対して排水機能を維持する。

(4) 影響検討と対応のまとめ

影響検討と対応のまとめを表3に示す。

上記(1)～(3)の検討から、No.1揚水井戸、No.3揚水井戸、及びNo.4揚水井戸から汲み上げた地下水について、地震時には地表に溢れ敷地の形状により自然流下し敷地側集水ピットへ流れるが、滞水のおそれがある場合は、仮設ホース等を用いた運用にて流路を構成することにより、敷地側集水ピットまでの排水を確保する。

No.2揚水井戸は、O.P.+14.8m盤に溢れ滞水するおそれがあるため、仮設ホース等を用いた運用にて流路を構成することにより、敷地側集水ピットまでの排水を確保する。

また、敷地側集水ピットより海側の幹線排水路流末部は、基準地震動 $S_s$ に対して、排水機能を維持する。

表 3 地下水の排水経路を構成する屋外排水路の機能低下時における影響と対応まとめ

排水位置	排水位置から海への排水経路上の屋外排水路の区間			地震時の想定	排水経路保持における対策の要否	排水経路確保方法
No. 1 揚水井戸	揚水井戸出口から敷地側集水ピット（南側）までの区間			支線排水路が機能喪失した場合は O.P. +14.8m 盤に溢れるが、敷地の形状により、地表面を通じて近傍の敷地側集水ピット（南側）に集水される。	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>敷地の形状により地表面を通じて排水する。</li> <li>なお、敷地の形状により排水経路が確保できない場合においても、揚水井戸内の配管上端に設置した接続口に仮設ホース等を接続し流路を構成することにより排水経路を確保する。</li> </ul>
	南側幹線排水路	流末部	敷地側集水ピット（南側）	閉塞等が生じた場合、排水に影響が生じ設計用揚圧力・設計用地下水位を保持できないおそれがある。	必要	<ul style="list-style-type: none"> <li>基準地震動 S s に対する機能維持</li> </ul>
			南側排水路（防潮堤横断部）			
出口側集水ピット（南側）						
No. 2 揚水井戸	揚水井戸出口から南側幹線排水路までの区間			支線・幹線排水路が機能喪失した場合は O.P. +14.8m 盤に溢れる。敷地側集水ピットまでの距離が長いいため、O.P. +14.8m 盤に溢れた水が滞水する可能性がある。	必要	<ul style="list-style-type: none"> <li>仮設ホース等の取り付けにより排水経路を確保する。</li> </ul>
	南側幹線排水路	流末部以外		流末部に閉塞等が生じた場合、排水に影響が生じ設計用揚圧力・設計用地下水位を保持できないおそれがある。	必要	<ul style="list-style-type: none"> <li>No. 1 揚水井戸に同じ。</li> </ul>
		流末部	敷地側集水ピット（南側）			
			南側排水路（防潮堤横断部）			
出口側集水ピット（南側）						
No. 3, No. 4 揚水井戸	揚水井戸出口から敷地側集水ピット（北側）までの区間			支線排水路が機能喪失した場合は O.P. +14.8m 盤に溢れるが、地表面を通じて近傍の敷地側集水ピット（北側）に集水される。	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>No. 1 揚水井戸に同じ。</li> </ul>
	北側幹線排水路	流末部	敷地側集水ピット（北側）	閉塞等が生じた場合、排水に影響が生じ設計用揚圧力・設計用地下水位を保持できないおそれがある。	必要	<ul style="list-style-type: none"> <li>No. 1 揚水井戸に同じ。</li> </ul>
			北側排水路（防潮堤横断部）			
出口側集水ピット（北側）						

### 3.3 屋外排水路の耐震性確保の方針

表3の整理を踏まえ、地下水位低下設備で汲み上げた地下水を確実に海へ排水し、技術基準第5条（耐震）に適合した状態を維持するため、北側幹線排水路流末部を構成する施設（敷地側集水ピット（北側）、北側排水路（防潮堤横断部）、出口側集水ピット（北側））及び南側幹線排水路流末部を構成する施設（敷地側集水ピット（南側）、南側排水路（防潮堤横断部）、出口側集水ピット（南側））について、基準地震動  $S_s$  に対する機能維持を確認することにより排水機能を確保する。また、この範囲について耐震Cクラス\*に分類する（表4）。

技術基準第5条（耐震）適合上必要な屋外排水路の耐震性の確保範囲を図9に示す。

注記\*：耐震重要度は、その重要度に応じたクラス分類（S、B、C）と、それらに該当する施設が示されている。表4のとおり、屋外排水路はSクラス設備及びBクラス設備のいずれにも該当しないため、耐震Cクラスに分類した。

表4 北側幹線排水路流末部及び南側幹線排水路流末部における耐震設計上の重要度分類

耐震クラス	定義	対象とする施設の例	該当
S	地震により発生するおそれがある事象に対して、原子炉を停止し、炉心を冷却するために必要な機能を持つ施設、自ら放射性物質を内蔵している施設、当該施設に直接関係しておりその機能喪失により放射性物質を外部に拡散する可能性のある施設、これらの施設の機能喪失により事故に至った場合の影響を緩和し、放射線による公衆への影響を軽減するために必要な機能を持つ施設及びこれらの重要な安全機能を支援するために必要となる施設、並びに地震に伴って発生するおそれがある津波による安全機能の喪失を防止するために必要となる施設であって、その影響が大きいもの	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器・配管系</li> <li>使用済燃料を貯蔵するための施設</li> <li>原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための施設、及び原子炉の停止状態を維持するための施設</li> <li>原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための施設 等</li> </ul>	×
B	安全機能を有する施設のうち、機能喪失した場合の影響がSクラス施設と比べ小さい施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて、一次冷却材を内蔵しているか又は内蔵し得る施設</li> <li>放射性廃棄物を内蔵している施設（ただし、内蔵量が少ない又は貯蔵方式により、その破損により公衆に与える放射線の影響が実用発電用原子炉の設置、運転等に関する規則（昭和53年通商産業省令第77号）第2条第2項第6号に規定する「周辺監視区域」外における年間の線量限度に比へ十分小さいものは除く。）等</li> </ul>	×
C	Sクラスに属する施設及びBクラスに属する施設以外の一般産業施設又は公共施設と同等の安全性が要求される施設	—	○

「VI-2-1-4\_耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」を参照し作成

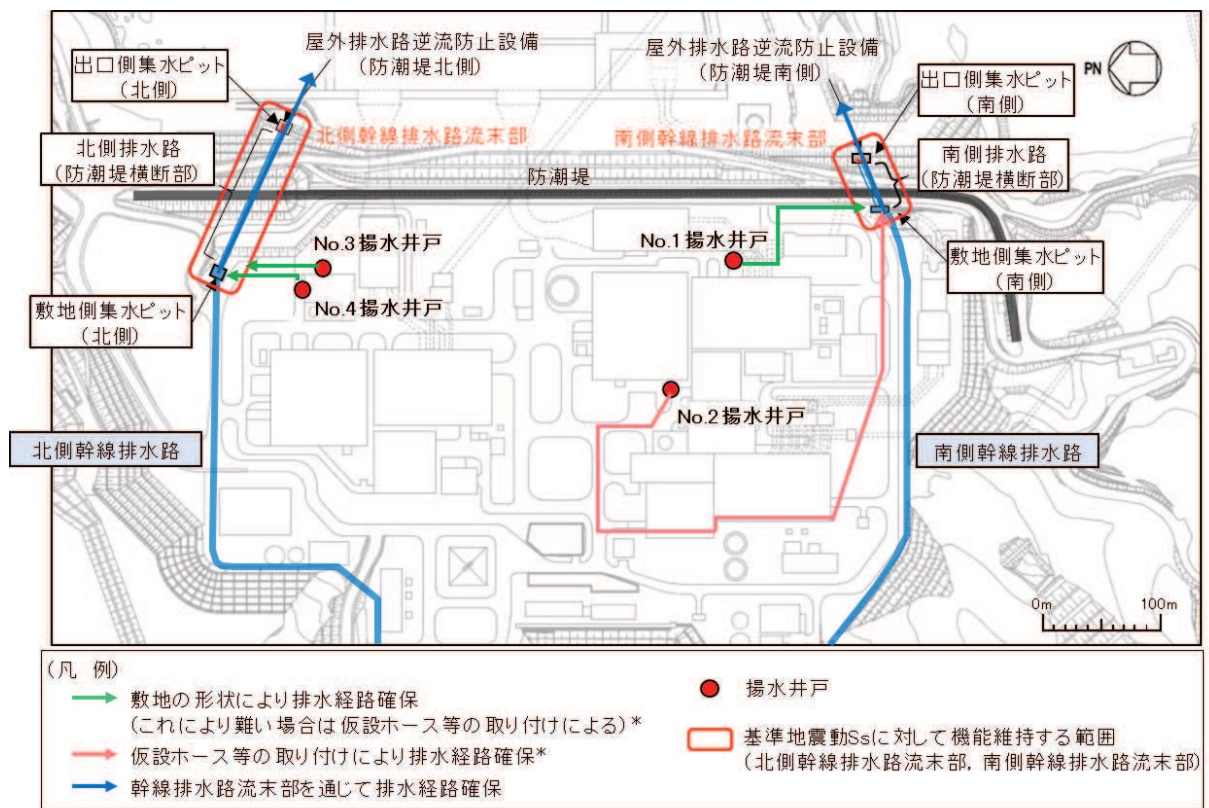


図9 技術基準第5条（耐震）適合上必要な屋外排水路の耐震性の確保範囲

#### 4. 他条文への影響

3.2 及び 3.3 に示す屋外排水路の設計方針を踏まえた各技術基準適合要求への影響について確認し、いずれも影響がないことを確認した（詳細は表 5 参照）。

表 5(1) 幹線排水路流末部の耐震性確保（技術基準第 5 条）を踏まえた各技術基準適合要求への影響

技術基準	設置変更許可時の説明	技術基準適合への影響
第 5 条 (耐震)	— (屋外排水路は、設計基準降水量を上回る排水能力を有する設計としていることから、水位保持上の前提としていたが、基準適合上の位置付けに係る説明は無し)	・ 北側・南側幹線排水路流末部の耐震性を確保することにより、水位保持上の前提である O.P.+14.8m 盤から海へ排水される状態が確実に維持される。(設定した設計用揚圧力・設計用地下水位への影響はない。)
第 6 条 (耐津波設計 (内郭防護))	・ 内郭防護における屋外タンク等の損傷による溢水影響にて、屋外排水路の機能に期待しない評価を説明。(耐津波設計で考慮する敷地への溢水源の設定では、屋外排水路による排水を期待せず、敷地に滞留した場合であっても、浸水防護重点化範囲に流入しないことを確認。)	・ 屋外排水路の機能に期待しない評価を実施していることから、北側・南側幹線排水路流末部の耐震性を確保した場合においても基準適合への影響はない。なお、屋外タンクの破損等により発生した O.P.+14.8m 盤の水は地震随伴事象により発生するものであり、北側・南側幹線排水路流末部の耐震性を確保することによって、確実に屋外排水路を通じて海へ排水される。
第 7 条 (外部事象(自然現象))	・ 想定される自然現象(地震、津波を除く)に対し、屋外排水路の機能に期待する個別事象として、降水による浸水の影響評価を実施し、外部事象防護対象施設等がその安全機能を損なわないことを説明。(屋外排水路は、敷地への降水を海域に排水するものであり、設計基準降水量を上回る排水能力を有する設計としている。3.1(2)参照。) ・ 自然現象の重量について、事象(影響モード)の内容を基に、影響が増長する事象の組合せを網羅的に検討し、降水を含む事象の組合せにおいて、影響が増長するものはないことを説明。(詳細については表 5(2)参照。)	・ 考慮する自然現象は降水であり、北側・南側幹線排水路流末部の耐震性を確保した場合においても敷地への降水を海域に排水する機能に影響はなく、外部事象防護対象施設等の安全機能に影響を及ぼさないことから、基準適合への影響はない。また、自然現象の組合せの影響に対する確認結果は表 5(2)に示すとおりであり、降水による浸水影響の個別評価と変わらず、外部事象防護対象施設等の安全機能に影響を及ぼさないことから、基準適合への影響はない。なお、北側・南側幹線排水路流末部の耐震性を確保することによって、地震時においても確実に屋外排水路を通じて海へ排水される。
第 12 条 (内部溢水)	・ 屋外排水路の機能に期待しない溢水評価を説明。(屋外タンク等の損傷における敷地への溢水源の設定では、屋外排水路による排水を期待せず、敷地に滞留した場合であっても、防護対象設備に対して溢水影響を及ぼさないことを確認。)	・ 屋外排水路の機能に期待しない評価を実施していることから、北側・南側幹線排水路流末部の耐震性を確保した場合においても基準適合への影響はない。なお、屋外タンクの破損等により発生した O.P.+14.8m 盤の水は地震随伴事象により発生するものであり、北・南側幹線排水路流末部の耐震性を確保することによって、確実に屋外排水路を通じて海へ排水される。
第 54 条 (アクセスルート)	・ 敷地への溢水(屋外タンク損傷)は、アクセスルート復旧作業の開始前に排水路から排水可能であり、アクセスルート復旧作業への影響はない。 ・ 排水を考慮しない場合でも可搬型車両の通行は可能であり、人員への影響も小さい。	・ 敷地への溢水(屋外タンク損傷)は、アクセスルート復旧作業の開始前に耐震性を確保した北側・南側排水路流末部より排水可能であり、アクセスルート復旧作業への影響はない。 ・ 排水を考慮しない場合、アクセスルートから、側溝やより沈下量の大きな建屋近傍へ流下するため、可搬型車両の通行は可能であり、人員への影響も小さい。

表 5(2) 女川原子力発電所において想定される自然現象の組合せがプラントに及ぼす影響の評価結果（影響モード：浸水）（設置変更許可時の説明内容）

影響モードを含む事象	事象の組合せ	検討結果	備考
降水	風（台風）×降水	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）による影響（荷重）を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	女川原子力発電所 2 号炉設置変更許可申請書 02-NP-0272（改 114）外部からの衝撃による損傷の防止（その他外部事象）別添資料 1 第 5.3-8 表より抜粋
	（風（台風）×降水）×凍結×積雪	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び積雪による影響（荷重）、及び、凍結による影響（温度及び閉塞）を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×竜巻	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び竜巻による影響（荷重）を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×落雷	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が浸水することはない。また、落雷による影響（電氣的影響）を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×火山の影響	湿った降下火砕物が乾燥して固結することにより、排水口等を閉塞させ浸水することが考えられるが、固結した降下火砕物は降水により溶解するため浸水は生じない。また、風（台風）による影響（荷重）及び降水による影響（浸水）を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×生物学的事象	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）による影響（荷重）及び生物学的事象による影響（閉塞、電氣的影響）を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×森林火災	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）による影響（荷重）及び森林火災による影響（温度、閉塞、電氣的影響、摩耗）を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×地震	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び地震による影響（荷重）を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×津波	降水及び津波による浸水影響が重畳することにより、敷地に対する浸水影響が増長すると考えられるが、構内排水路により排水することで敷地が降水により浸水することはないこと、基準津波は津波防護施設及び浸水防止設備により敷地内に到達することはないことから、敷地が浸水に至る可能性はない。なお、津波により所内の排水設備が使用できない場合でも、津波の継続時間は短いことから、降水により浸水に至る可能性はない。	



5. 工認図書における取扱い

3.2 及び 3.3 に示す屋外排水路の設計方針について、表 6 のとおり各図書に整理する。

表 6(1) 地下水位低下設備に係る各図書における屋外排水路の記載について (1/5)

分類	対応箇所	対応内容 (3.2 及び 3.3 に示す対策の反映箇所)
本文	<p>基本設計方針 (5/50条)</p> <p>原子炉冷却系統施設 (共通項目)</p> <p>2. 自然現象</p> <p>2.1 地震による損傷の防止</p> <p>2.1.1 耐震設計</p> <p>(5) 設計における留意事項</p> <p>b. 主要施設への地下水の影響</p>	<p>▶以下の記載とする。</p> <p>(中略)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地下水位低下設備は、ドレーン及び接続桝により揚水井戸に地下水を集水し、揚水ポンプ (容量 375m<sup>3</sup>/h/個、揚程 52m、原動機出力 110kW/個) により、揚水ポンプに接続された配管を通して地下水を屋外排水路へ排水する。</li> <li>・ 揚水ポンプは、地下水の最大流入量を排水可能な容量を有する設計とし、設備の信頼性向上のため 100%容量のポンプを1系統当たり2個 (計8個) 設置し、集水した地下水を排水できる設計とする。</li> <li>・ 配管上端部には仮設ホース等を接続するための接続口を設置し、屋外排水路の排水異常により地表面での滞水が確認された場合に、揚水ポンプにより汲み上げた地下水を仮設ホース等を通じて排水可能なものとする。</li> </ul> <p>(中略)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地下水位低下設備は、保安規定において運転上の制限を設定し、地下水位を一定の範囲に保持できない場合又はそのおそれがある場合には、可搬ポンプユニットによる水位低下措置を速やかに開始するとともに、原子炉を停止する。</li> <li>・ 屋外排水路の排水異常により、地表面での滞水が確認された場合は、仮設ホース等の対応を行い、排水経路の確保を行う。</li> <li>・ また、地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に的確かつ柔軟に対処できるように、地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に係る資機材の配備、手順書及び体制の整備並びに教育訓練の実施方針を自然災害発生時等の体制の整備及び重大事故等発生時の体制の整備として、保安規定に定めた上で、社内規定に定める。</li> </ul> <p>(中略)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地下水位低下設備で汲み上げた地下水は、支線排水路、敷地の北側及び南側に設置した幹線排水路から構成される屋外排水路を通じて海へ排水する設計とする。</li> <li>・ 敷地側集水ピットから海への排水経路を構成する北側幹線排水路流末部 (敷地側集水ピット (北側)、北側排水路 (防潮堤横断部) 及び出口側集水ピット (北側))、南側幹線排水路流末部 (敷地側集水ピット (南側)、南側排水路 (防潮堤横断部) 及び出口側集水ピット (南側)) については、基準地震動 S<sub>s</sub> に対し機能維持することにより、排水経路を確保する。また、地震時においては、敷地の形状又は仮設ホース等の取り付けにより、各揚水井戸配管出口から敷地側集水ピットまでの排水経路を確保する。</li> </ul>

表 6(2) 地下水位低下設備に係る各図書における屋外排水路の記載について (2/5)

分類	対応箇所	対応内容 (3.2 及び 3.3 に示す対策の反映箇所)
添付資料 (1/4)	VI-2-1-1 耐震設計の基本方針  VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の 設計方針	<p>▶屋外排水路の排水機能喪失時の対応（仮設ホース等による対応）を以下に記載</p> <p><u>1. 概要</u> 地下水位低下設備の機能喪失及び屋外排水路の排水異常を想定し、地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に係る基本方針を整理し、基本方針に対する資機材の構成及び地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に係る運用管理等を定めることを記載</p> <p>4. 機能の設計方針及び設計仕様 4.3 排水機能（揚水ポンプ及び配管）</p> <p><u>4.3.1 排水機能の設計方針</u> ・屋外排水路の排水異常時の対応を記載（以下） 「配管上端部には仮設ホース等を接続するための接続口を設置し、屋外排水路の排水異常により地表面での滞水が確認された場合に、揚水ポンプにより汲み上げた地下水を仮設ホース等を通じて排水可能なものとする。」</p> <p><u>4.3.2 排水機能の設計仕様</u> ・配管図の追加（分岐管構造として） ・揚程の説明に、4.3.1と同主旨の説明を記載</p> <p>6. 地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に必要な資機材の検討</p> <p><u>6.4 屋外排水路の排水異常時の措置</u> ・仮設ホース長を記載</p> <p><u>7. 運用管理・保守管理</u> ・資機材整備・手順策定について記載（以下） 「地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に的確かつ柔軟に対処できるように、地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に係る資機材を配備し、手順書及び必要な体制を整備し、教育及び訓練を実施することを保安規定に定めた上で社内規定に定める。また、地下水位低下設備の復旧措置及び屋外排水路の排水異常時の措置に係る資機材は、社内規定に点検頻度等を定め、適切に維持管理する。」</p> <p>・<u>7.1 運用管理の方針</u> 「7. 運用管理・保守管理」と同主旨の説明を記載</p> <p>・<u>7.2 保守管理の方針</u> 「7. 運用管理・保守管理」と同主旨の説明を記載</p>

表 6(3) 地下水位低下設備に係る各図書における屋外排水路の記載について (3/5)

分類	対応箇所	対応内容 (3.2 及び 3.3 に示す対策の反映箇所)
添付資料 (2/4)	VI-2-13-1 地下水位低下設備の耐震計算の方針	<p>▶ 基本設計方針における S s 機能維持の確保方法について、別紙にて記載する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基準地震動 S s に対し機能維持するにあたり、敷地側集水ピット（北側）、北側排水路（防潮堤横断部）、出口側集水ピット（北側）、敷地側集水ピット（南側）及び出口側集水ピット（南側）については、各部材が終局状態に至らないことを目標性能と定め、許容限界を短期許容応力度、曲げ耐力、圧縮耐力、せん断耐力とする。</li> <li>・ また、南側排水路（防潮堤横断部）については、敷地側集水ピット（南側）と出口側集水ピット（南側）の間のMMR内にある連続した空洞であることから、排水断面を保持する上で必要な施設範囲として空洞周辺のMMR（排水路部）を設定し、この範囲がおおむね弾性範囲にとどまることを目標性能と定め、許容限界を引張強度及びせん断強度とする。</li> </ul>
	VI-2-1-4 耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針	<p>▶ 耐震重要度分類表（耐震Cクラス）に、幹線排水路流末部を構成する施設を記載する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 屋外排水路（敷地側集水ピット（北側）</li> <li>・ 北側排水路（防潮堤横断部）</li> <li>・ 出口側集水ピット（北側）</li> <li>・ 敷地側集水ピット（南側）</li> <li>・ 南側排水路（防潮堤横断部）</li> <li>・ 出口側集水ピット（南側）</li> </ul>
	VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書	<p>▶ 以下を記載する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 敷地側集水ピット（北側）の計算結果</li> <li>・ 北側排水路（防潮堤横断部）の計算結果*1</li> <li>・ 出口側集水ピット（北側）の計算結果*2,4</li> <li>・ 敷地側集水ピット（南側）の計算結果</li> <li>・ 南側排水路（防潮堤横断部）の計算結果</li> <li>・ 出口側集水ピット（南側）の計算結果*3,4</li> </ul>

注記\*1：防潮堤への波及的影響として、「VI-2-11-2-19 北側排水路の耐震性についての計算書」に収録

\*2：耐震Sクラスの屋外排水路逆流防止設備の支持構造物として、「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に収録

\*3：耐震Sクラスの屋外排水路逆流防止設備の支持構造物として、「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」に収録

\*4：出口側集水ピットが支持する逆流防止設備の開機能維持については、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「6.5.1.8 屋外排水路逆流防止設備の開閉機能の維持について」に詳細を示す。

表 6(4) 地下水位低下設備に係る各図書における屋外排水路の記載について (4/5)

分類	対応箇所	対応内容 (3.2 及び 3.3 に示す対策の反映箇所)
<p>添付資料 (3/4)</p>	<p>VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針</p>	<p>▶ 以下の記載とする。</p> <p>5. 耐震評価における地下水位設定方針</p> <p>5.1 基本方針</p> <p>建物・構築物及び土木構造物は、地下水位低下設備<sup>*1</sup>の効果及ぶ範囲においては、その機能を考慮した設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮する。なお、地下水位低下設備の効果及ばない範囲においては、自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定し、水圧の影響を考慮する。</p> <p>注記*1：地下水位低下設備と排水経路確保について</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・防潮堤下部の地盤改良等により地下水の流れが遮断され敷地内の地下水位が地表面付近まで上昇するおそれがあることを踏まえ、地下水位を一定の範囲に保持するため地下水位低下設備を設置する。</li> <li>・地下水位低下設備で汲み上げた地下水は、支線排水路、敷地の北側及び南側に設置した幹線排水路から構成される屋外排水路を通じて海へ排水されることにより地下水位を一定の範囲に保持する。</li> <li>・このうち、敷地側集水ピットから海への排水経路を構成する北側幹線排水路流末部（敷地側集水ピット（北側）、北側排水路（防潮堤横断部）及び出口側集水ピット（北側））、南側幹線排水路流末部（敷地側集水ピット（南側）、南側排水路（防潮堤横断部）及び出口側集水ピット（南側））については、基準地震動 Ss に対し機能維持することにより、排水経路を確保する（図5-1(1)）。</li> <li>・また、地震時においては、敷地の形状又は仮設ホース等の取り付けにより、排水路流末部までの排水経路を確保する設計とする。No.1, No.3, No.4揚水井戸は、揚水井戸から敷地側集水ピットまでの排水経路が短く、支線排水路に期待せず敷地の形状により地表面を通じて敷地側集水ピットへ排水可能である（図5-1(2)）。No.2揚水井戸は排水経路が相対的に長いため、仮設ホース等の取り付けにより敷地側集水ピットへ排水する。</li> <li>・地下水位低下設備の詳細は「VI-2-1-1-別添1 地下水位低下設備の設計方針」を参照。地下水位低下設備及び地下水の排水経路を構成する屋外排水路の耐震評価方針については「VI-2-13-1 地下水位低下設備の耐震計算の方針」を参照。</li> </ul> <div data-bbox="750 1339 1388 1769" style="text-align: center;"> </div>

図 5-1(1) 屋外排水路の耐震性の確保範囲

表 6(5) 地下水位低下設備に係る各図書における屋外排水路の記載について (5/5)

分類	対応箇所	対応内容 (3.2 及び 3.3 に示す対策の反映箇所)
添付資料 (4/4)	VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針	<p>step1 揚水井戸から汲み上げた地下水が地表面に溢れる</p> <p>step2 揚水ポンプにより徐々に押し出され敷地側集水ピットに到達し上部の開口から流入する</p> <p>step3 敷地側集水ピットに流入する状態が継続し、ピットへ向かう流れが形成される</p> <p>a. 平面図</p> <p>b. 断面図</p> <p>図 5-1(2) 敷地の形状により地表面を通じて排水する考え方</p>
補足説明資料	<p>補足 600-25-2 地下水位低下設備の耐震性に係る補足説明資料</p> <p>補足-600-4 下位クラス施設の波及的影響の検討について</p>	<p>➤ 敷地側集水ピット（北側）及び敷地側集水ピット（南側）の計算結果に係る詳細情報を記載する。</p> <p>➤ 南側排水路（防潮堤横断部）（防潮堤への波及的影響としての評価）</p>

## 6. まとめ

地下水位低下設備の機能を考慮したO. P. +14. 8m盤の施設等における設計用揚圧力・設計用地下水位を保持し、技術基準第5条（耐震）に適合した状態を維持することに対する屋外排水路の機能及び耐震性に係る設計方針について、以下のとおり整理した。

- ・地下水位低下設備で汲み上げた地下水を、屋外排水路を介して海へ排水可能な経路を確保するため、地震時における影響検討を行った結果を踏まえ、以下の通り整理した。
  - a. No. 1揚水井戸, No. 3揚水井戸, 及びNo. 4揚水井戸から汲み上げた地下水について、地震時には地表に溢れ敷地の形状により自然流下し敷地側集水ピットへ流れる。なお、敷地の形状により排水経路が確保できない場合においても、揚水井戸内の配管上端に設置した接続口に仮設ホース等を接続し流路を構成することにより、地下水を確実に排水する。
  - b. No. 2揚水井戸は、O. P. +14. 8m盤に溢れ滞水するおそれがあるため、仮設ホース等を用いた運用にて流路を構成することにより、敷地側集水ピットまでの排水を確保する。
  - c. また、敷地側集水ピットから海への排水経路を構成する北側幹線排水路流末部（敷地側集水ピット（北側）、北側排水路（防潮堤横断部）及び出口側集水ピット（北側））、南側幹線排水路流末部（敷地側集水ピット（南側）、南側排水路（防潮堤横断部）、出口側集水ピット（南側））については、閉塞等による設計用地下水位への影響が生じないように、基準地震動  $S_s$  に対し機能維持することにより、排水経路を確保する。
  - d. 各幹線排水路流末部を構成する施設については、基準地震動  $S_s$  に対する機能維持を確認することにより排水機能を確保することとし、耐震Cクラスに分類する。
- ・この方針により、地下水位低下設備で汲み上げた地下水が海へ確実に排水されることから、技術基準第5条（耐震）に適合した状態を保持できることを確認した。また、関連する各技術基準適合要求への影響がないことを確認した。
- ・この方針について、技術基準第5条（耐震）適合上必要な設計として、本文（基本設計方針 第5/50条）並びに関連する添付資料、補足説明資料へ反映させる。

また、排水をより確実にを行うための自主的な対策について、別紙1に整理した。

## 屋外排水路に係るその他の自主的な対策

## 1. 支線排水路の設計における揺すり込み沈下影響の考慮

敷地側集水ピットへ支線排水路を接続する No.1 揚水井戸, No.3 揚水井戸, No.4 揚水井戸については, 揚水井戸より汲み上げた地下水が敷地側集水ピットへ自然流下されるよう, 敷地側集水ピット側壁に設置する通水孔を通じてピット内に排水する設計とする。

また, 南側幹線排水路へ支線排水路を接続する No.2 揚水井戸においても, 揚水井戸より汲み上げた地下水が南側幹線排水路へ自然流下されるよう, 南側幹線排水路側壁に設置する通水孔を通じて南側幹線排水路内に排水する設計とする (図 10)。

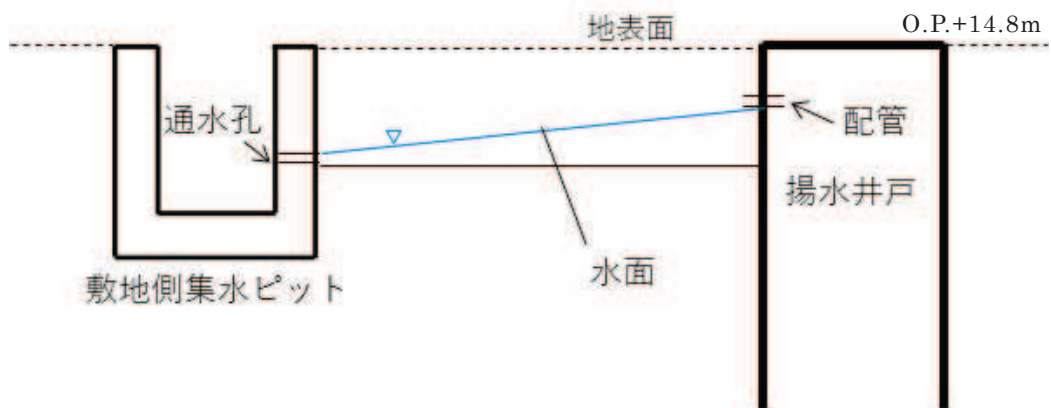


図 10(1) No. 1, 3, 4 揚水井戸～敷地側集水ピットの排水経路概念図

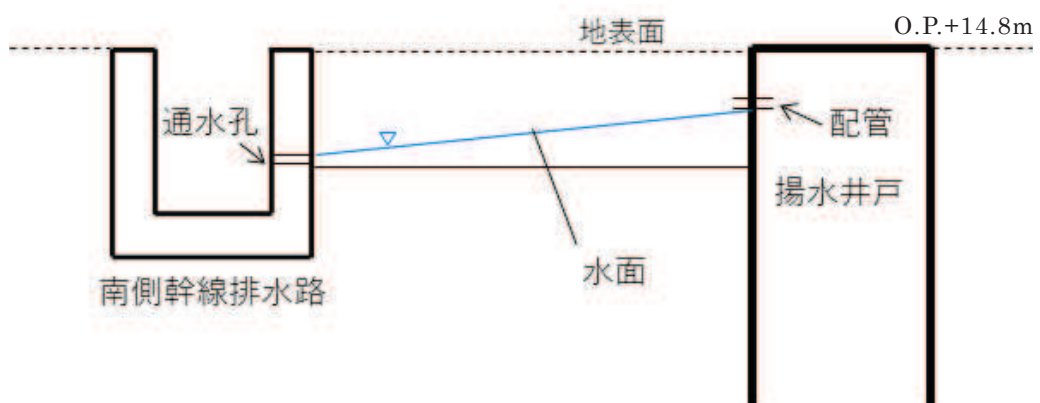


図 10(2) No. 2 揚水井戸～南側幹線排水路の排水経路概念図

水面の高さは、揚水井戸の配管高さと同集水ピットの通水孔の設置レベルにより規定されるが、揺すり込み沈下が発生したとしても地下水が支線排水路（側溝）から溢れないよう、側溝は十分高さのあるものを据付けておき、地震時における漏水防止を図る（図11）。

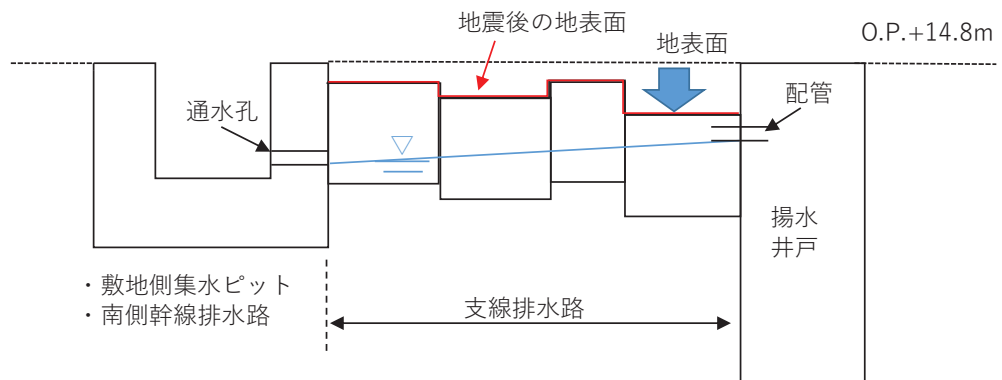


図 11 地震時における支線排水路の想定状況

以下、表 7 に各揚水井戸からの排水経路における想定沈下量を示す。なお、この沈下量は図 6 の支線排水路線形に対応した評価であり、変更となる可能性がある。



表 7(1) 各揚水井戸からの排水経路における想定沈下量

		排水経路と沈下量*
No. 1 揚水井戸	排水経路	
	沈下量	
No. 2 揚水井戸	排水経路	
	沈下量	

注記\* : 盛土部の沈下率は参考 3 の通り 1.4%と設定しており、盛土部の層厚を乗じて設定した。沈下率設定の詳細は「補足 200-14 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ついて」を参照。

表 7(2) 各揚水井戸からの排水経路における想定沈下量

		排水経路と沈下量*
No. 3, No. 4 揚水井戸	排水経路	
	沈下量	

注記\*：盛土部の沈下率は参考 3 の通り 1.4%と設定しており，盛土部の層厚を乗じて設定した。沈下率設定の詳細は「補足 200-14 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ついて」を参照。

## 2. 支線排水路の施工上の配慮

No.1 揚水井戸，No.3 揚水井戸，No.4 揚水井戸からの排水は，支線排水路の機能低下時は地表面を通じて敷地側集水ピットへ流れるが，この区間の支線排水路は，図13のとおり地表面より低い位置へ設置し，地表面に支線排水路へ向かう勾配を設ける。

この施工上の配慮により，支線排水路付近の地盤が低くなり，支線排水路が機能低下した場合においても流路として選択されることにより，より確実に揚水井戸から敷地側集水ピットへの排水を行うことが可能となる。

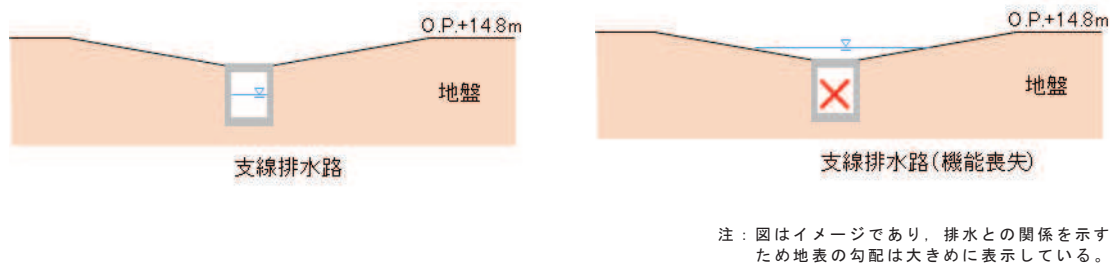


図13 支線排水路の設置例

## 3. 点検・手入れ

アクセスルートについては地震後に点検を行う。この点検において，排水異常によるアクセスルート範囲への地下水の流入等が確認された場合は，速やかに土のう等を用いた復旧対応を行う。

更に，排水異常による地表面での滞水が確認され，屋外アクセスルートに影響が生じるおそれがある場合は，排水異常が発生している揚水井戸の揚水ポンプを停止し，揚水井戸内の配管上端に設置した接続口（図14）に仮設ホース等を接続することで排水経路を構成し，揚水ポンプを復旧する。

このことにより，アクセスルートへの地下水の流入を早期に発見し対応することができる。

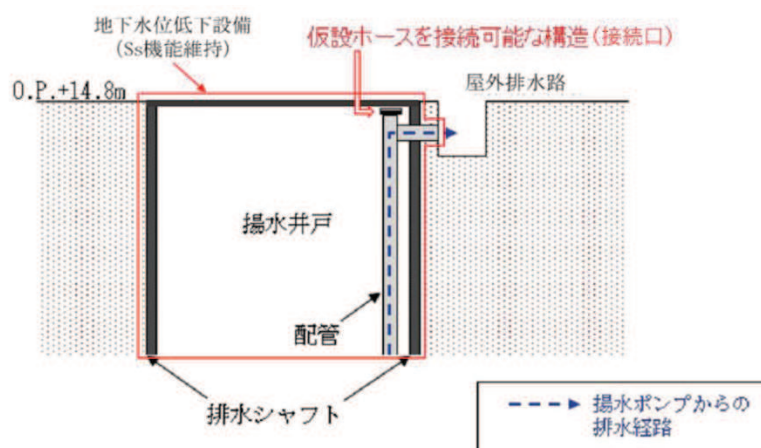


図14 揚水井戸 接続口の概要図  
(参考)1-2-27

## 既設の屋外排水路の概要

## 1. 配置と排水能力

屋外排水路は、図1-1に示すとおり第1号機～第3号機の主要建屋の北側と南側に設置される幹線排水路及び幹線排水路に接続する支線排水路にて構成される。揚水井戸から汲み上げた地下水は、降雨の際の表面水と共に支線排水路を通して図1-2に示す北側幹線排水路・南側幹線排水路に流れ、排水勾配により海へ排水される。

北側・南側幹線排水路上には、いずれも防潮堤横断箇所より上流側に敷地側集水ピット、下流側に出口側集水ピットを設置しており、海側の出口にはSクラスの逆流防止設備を設置している。

幹線排水路は、表1-1に示すとおり、設計基準降水時（91.0mm/h）における雨水流入量を十分排水可能な排水能力を有している。

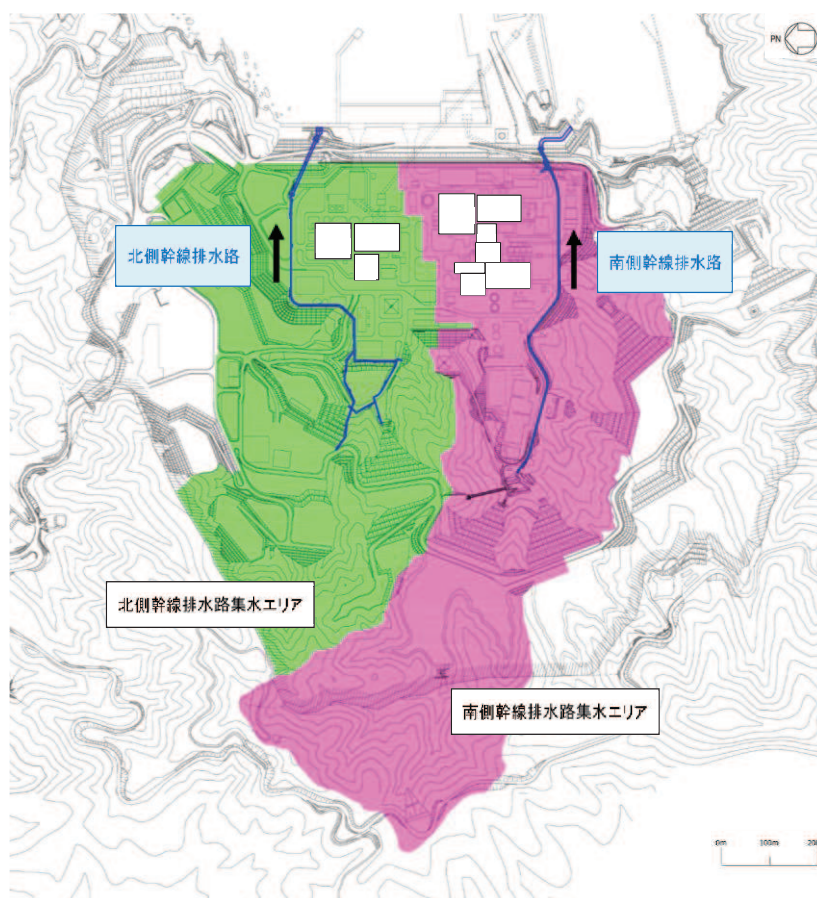


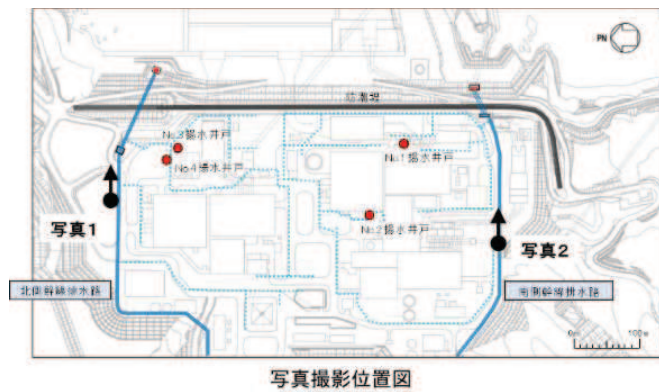
図1-1 既設の各幹線排水路の集水エリア



北側幹排水路（写真1）



南側幹線排水路（写真2）



写真撮影位置図

図 1-2 既設の各幹線排水路の設置状況

表 1-1 幹線排水路の排水能力（本編 表 2 再掲）

排水路名	設計基準降水時（91.0mm/h） 雨水流入量（m <sup>3</sup> /s）	排水可能流量 （m <sup>3</sup> /s）
北側幹線排水路	9.4	51.16
南側幹線排水路	9.5	16.23

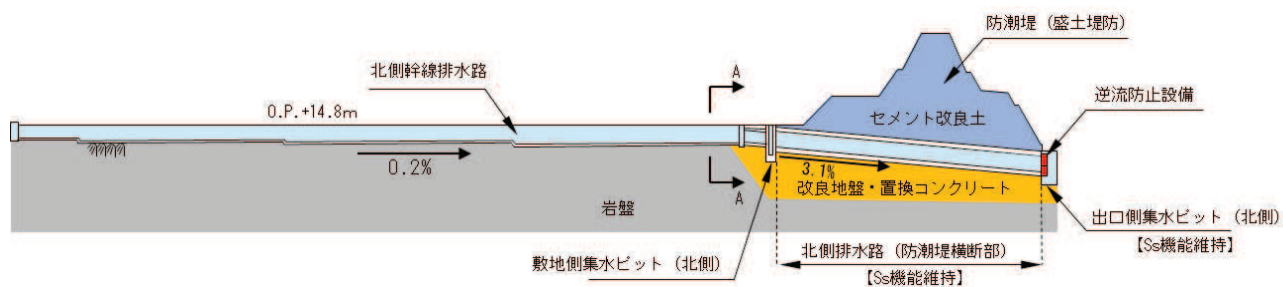
「女川原子力発電所 2 号炉設置変更許可申請書  
02-NP-0272（改 114）別添資料 1」より引用

## 2. 構造及び支持の状況

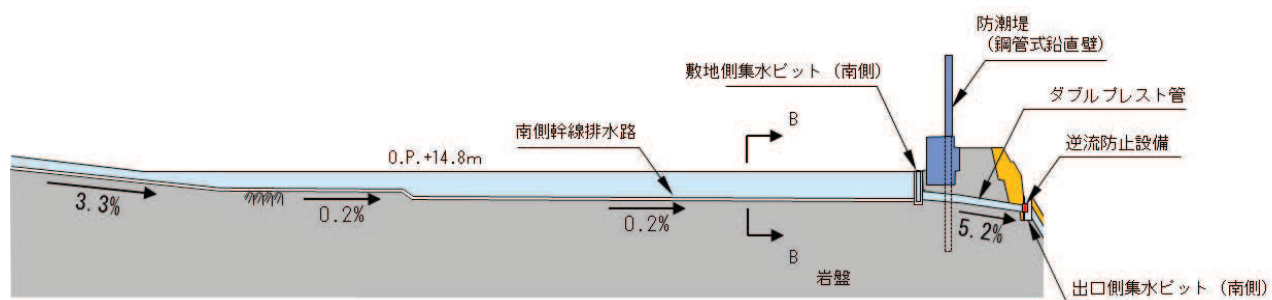
北側・南側幹線排水路の断面図を図 1-3 に示す。

北側幹線排水路は岩盤、改良地盤及び置換コンクリート、南側幹線排水路は岩盤により支持されている。

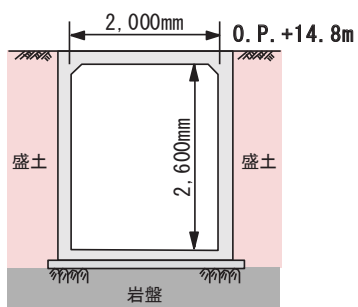
また、支線排水路は O.P. +14.8m 盤付近に設置され、その多くの区間が盛土上に構築される。



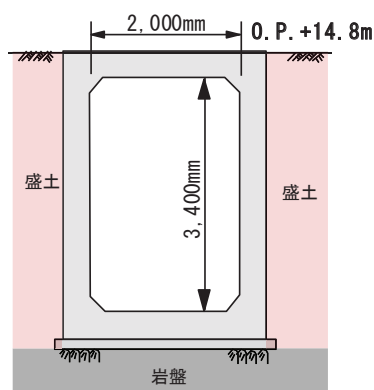
北側幹線排水路の縦断面図



南側幹線排水路の縦断面図



(A-A断面)



(B-B断面)

図1-3 北側・南側幹線排水路の断面図 (本編図5再掲)

「補足 140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」, 「補足 600-1 地盤の支持性能について」から抜粋・一部修正

No. 1 揚水井戸から敷地側集水ピットへの排水経路

No. 1 揚水井戸から敷地側集水ピットへの排水経路を例に，排水経路の選定の考え方を示す。

排水経路は周囲の地上構造物を考慮し設定しており，図 2-1 に示すとおり，No. 1 揚水井戸から敷地側集水ピット（南側）までには，防潮堤，防潮壁（第 2 号機放水立坑）が存在し，南東側には地盤改良，岩盤が地表面付近まで存在していることから，排水経路としては，設置性，距離の短さ，メンテナンス性，及び揺すり込み沈下の影響を極力回避する観点から，防潮堤と防潮壁（第 2 号機放水立坑）の間にある構内道路脇を設定した（経路 1）。

防潮壁（第 2 号機放水立坑）西側には，第 2 号機タービン建屋との間に南側幹線排水路に通じる空間が存在し，そこを通すことも考えられるが（経路 2），補機放水路等の構造物もあり狭隘で設置性やメンテナンス性に劣るため，除外している。

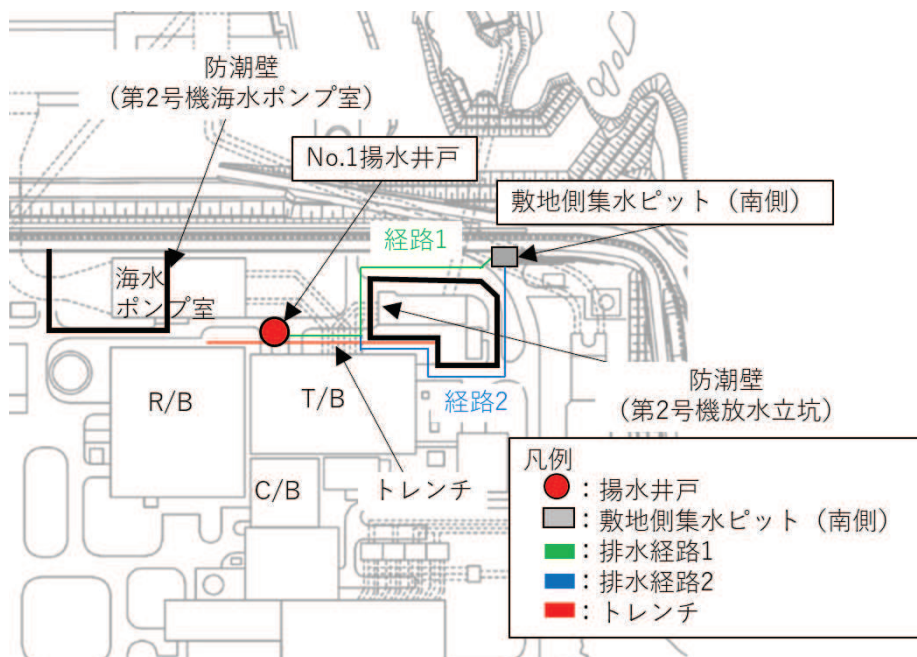


図2-1 No. 1揚水井戸から敷地側集水ピットへの排水経路

なお，No. 3, 4 揚水井戸から敷地側集水ピット（北側）までの区間は，特段障害物が存在しないことから直線的に排水経路を設定している。

## 地震時における屋外アクセスルートの通行性に対する支線排水路の影響

## 1. はじめに

地下水位低下設備から汲み上げた地下水は、本編 3.2 の屋外排水路の設計方針により、O.P. +14.8m 盤から海へ確実に排水されることから、地震時においても屋外アクセスルートの通行性への影響はない。

以下に、支線排水路が機能喪失した場合における屋外アクセスルートの通行性への影響を説明する。

## 2. 地震時における屋外アクセスルートの通行性

可搬型重大事故等対処設備の屋外アクセスルートについては、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ついて」において、地震時における盛土及び旧表土の不等沈下による段差を評価し、補強材敷設による事前の段差緩和対策、若しくは段差発生後の砕石を用いた重機による段差解消作業を実施することにより、車両の通行性に影響する急激な段差は発生せず、通行性を確保する設計としている。

また、想定以上の段差が発生した場合に備えて、段差解消作業用の土のう等を準備していることから（図 3-1 及び「補足 200-14 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ついて」）、地震により局所的に地表面が沈下し、想定箇所以外において通行に支障のある段差が発生した場合は、土のう等を用いた段差解消作業により通行性を維持する。

## 3. 支線排水路が機能喪失した場合の屋外アクセスルートの通行性

地震により支線排水路が機能喪失した場合は、盛土及び旧表土の不等沈下により発生する段差部に滞水する可能性があるが、補強材敷設による事前の段差緩和対策、若しくは段差発生後の砕石を用いた重機による段差解消作業を実施することとしていることから、屋外アクセスルートの通行性に影響を及ぼさない。

なお、図 3-2 のとおり、建屋近傍では地震時にくさび崩壊に伴う沈下が発生することを想定し、建屋近傍の沈下量は屋外アクセスルートの沈下量より大きいと評価していることから、支線排水路の機能喪失により汲み上げた地下水が支線排水路から溢れた場合においても、O.P. +14.8m 盤に溢れた地下水は屋外アクセスルート脇の建屋近傍に流下するため、屋外アクセスルートの通行性に影響を及ぼさないと考えられる。



## 想定以上の段差が発生した場合の対応について

アクセスルート上で地震により許容段差量 15cm\*以上の段差が発生する可能性のある箇所については、あらかじめ対策工を施すか、又は段差発生後にブルドーザで碎石を敷き均す段差解消作業を実施することで対応することから、大型車両の通行に支障となる段差は発生しない。

万一、許容段差量を超えて通行に支障が生じた場合の対応として、作業員1名があらかじめブルドーザに積載している角材及び土のうを用いて段差を解消することにより、大型車両の通行性を確保できることを実証試験にて確認した。

なお、ブルドーザにより実施することを想定しているがれき撤去作業及び段差解消作業は2名1組での作業を計画しており、上記の角材及び土のうによる段差解消作業もこの2名1組で対応可能であることから、追加人員は不要である。

※ 依藤ら：地震時の段差被害に対する補修と交通開放の管理・運用方法について  
(平成19年近畿地方整備局研究発表会)



段差復旧作業状況



大型車両通行状況

(参考) 実証試験において段差1箇所の復旧に要した時間: 約20分

第1図 段差復旧実証試験の状況



第2図 角材及び土のうの積載箇所 (ブルドーザ)



女川原子力発電所2号炉設置  
変更許可申請書 02-NP-  
0084(改 116)添付書類 1.0.2  
補足資料(5)抜粋

図3-1 想定以上の段差が発生した場合の対応について

(参考)1-2-33

(1) 沈下量の想定

2011年東北地方太平洋沖地震の実績では、明らかなくさび崩壊に伴う建物近傍の大きな沈下は確認されていないが、本評価においては2007年新潟県中越沖地震における東京電力柏崎刈羽原子力発電所の結果を参照して建屋近傍の沈下量は一般部の3.5倍と想定して評価する。

a. 一般部の沈下量

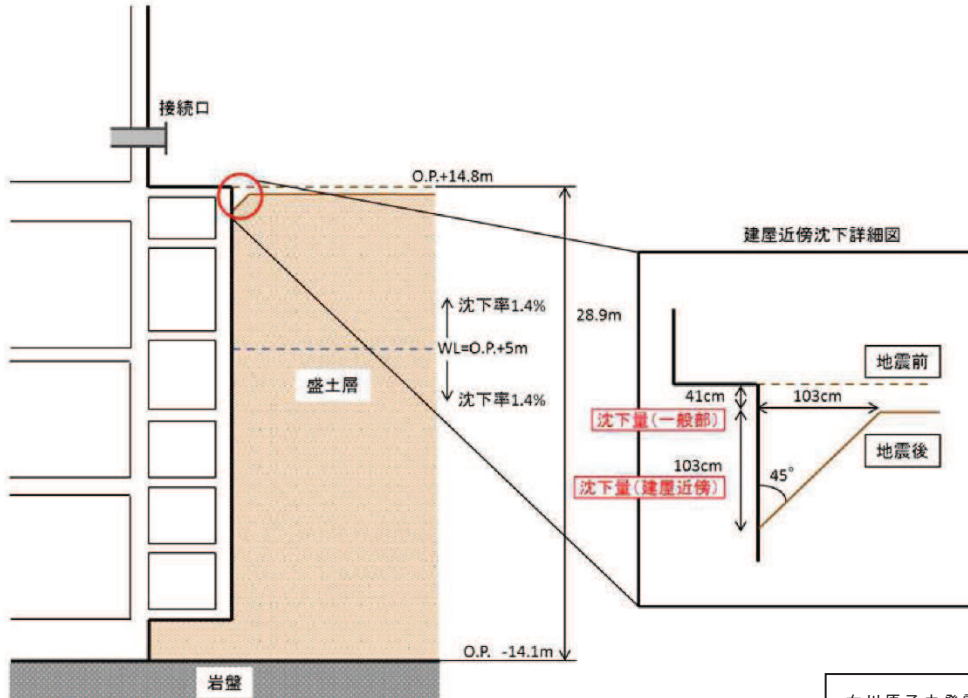
原子炉建屋近傍における沈下評価対象層厚は28.9mであり、不飽和盛土及び飽和盛土の沈下率1.4%を考慮し、41cmを想定する。

b. 建屋近傍の沈下量

建屋近傍の沈下について、一般部の想定41cmの3.5倍である144cmを想定する。

c. 地震後の想定地盤形状

a. 及び b. の想定を踏まえ、地震後の想定形状を第2図に示す。



第2図 地震後の想定地盤形状

女川原子力発電所2号炉設置  
変更許可申請書 02-NP-  
0084(改116)添付書類 1.0.2  
別紙 29-2 抜粋

図 3-2 建屋近傍におけるくさび崩壊に伴う沈下量の想定

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

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

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

#### 1. 浸透流解析による評価と機器設計等への反映事項について

浸透流解析による評価と機器設計等への反映事項を図 1-3-1 に示す。

実データを参照したモデルの妥当性確認は①広域モデルを用いる。予測解析においては、解析の目的に応じて妥当なアウトプットが得られるよう、また、後段の設計のインプットとなる場合は保守性が確保されるよう、②～⑧の各予測解析モデルを用いる。

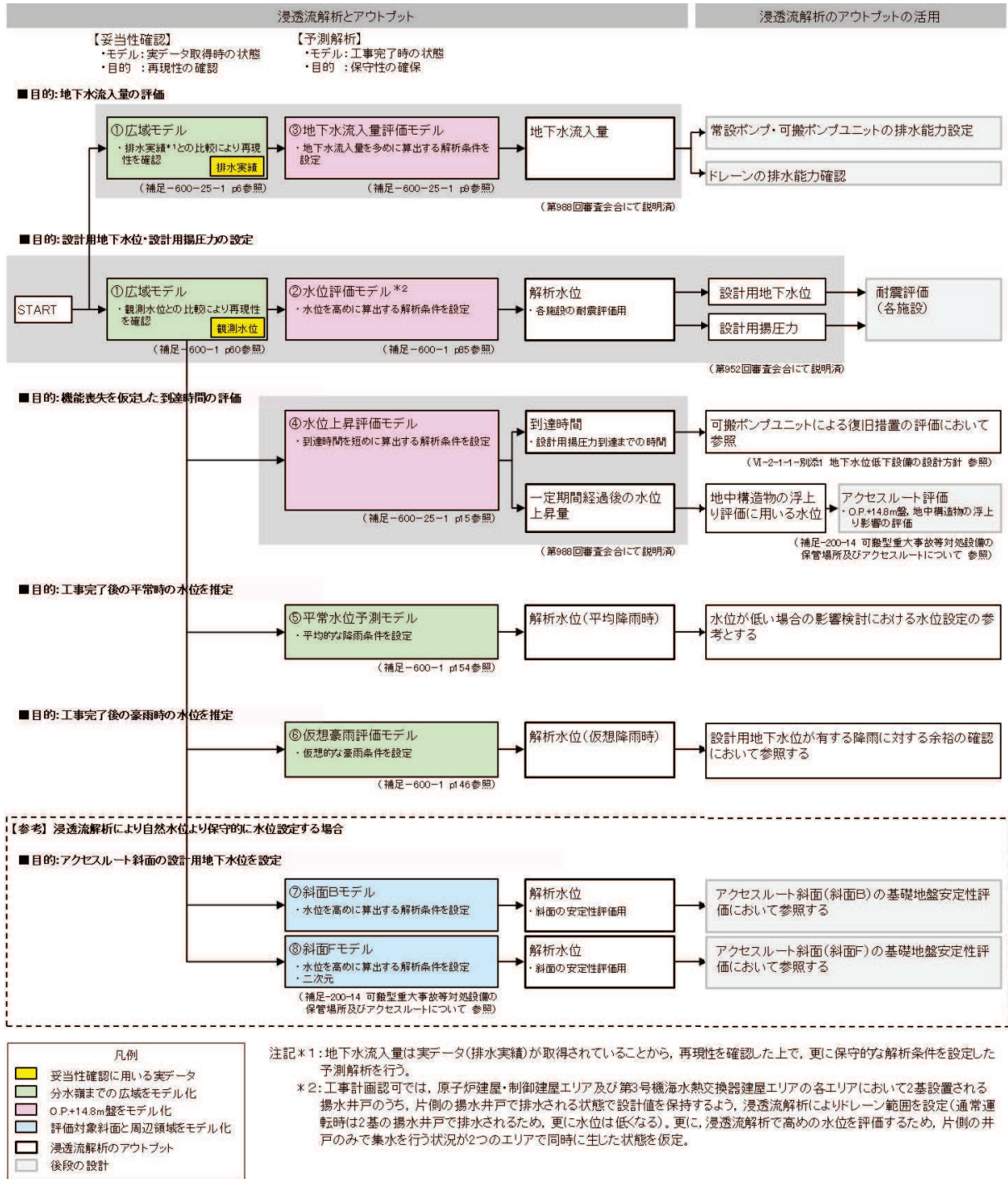


図 1-3-1 浸透流解析による評価と機器設計等への反映事項

2. 浸透流解析モデルにおける目的に応じた保守性確保の考え方

浸透流解析においては、目的に応じた保守的な解析条件を設定する。

浸透流解析に影響を与えるパラメータ・境界条件と、設定内容による浸透流解析結果への影響の概念について図 1-3-2 に示す。

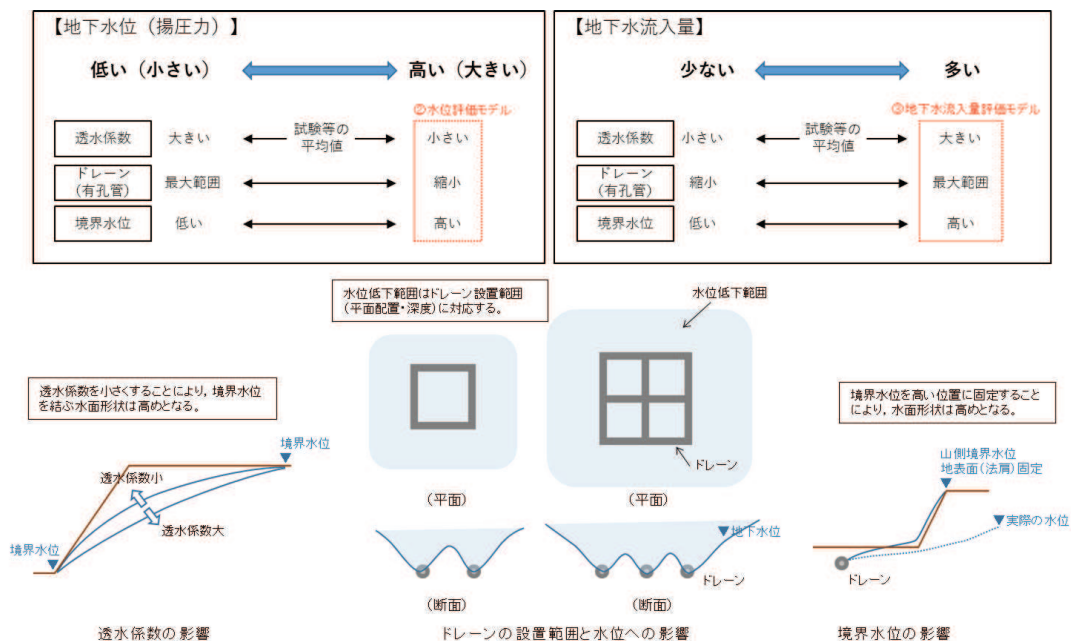
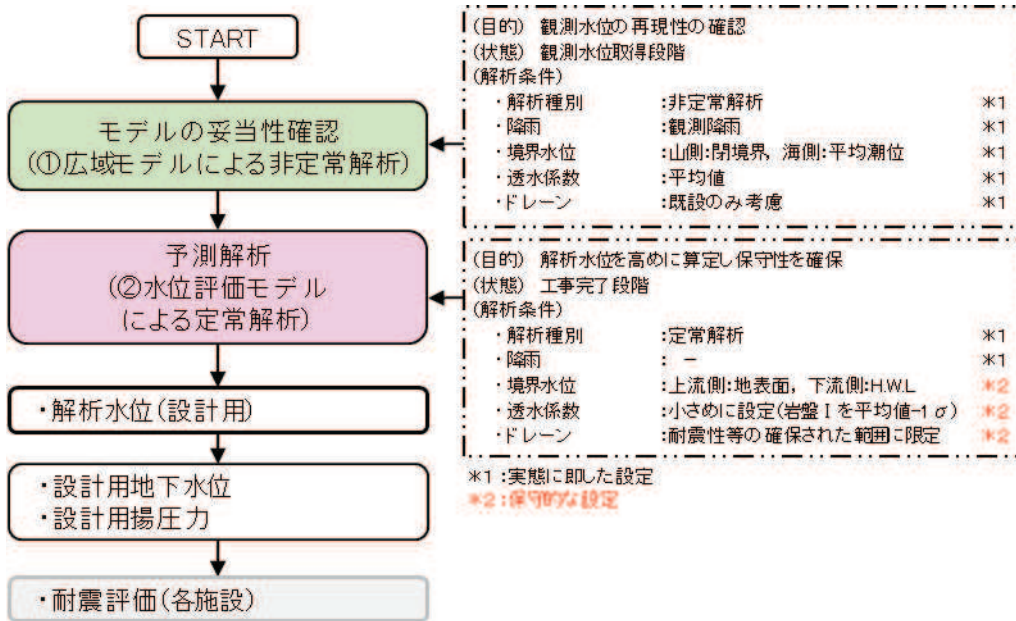


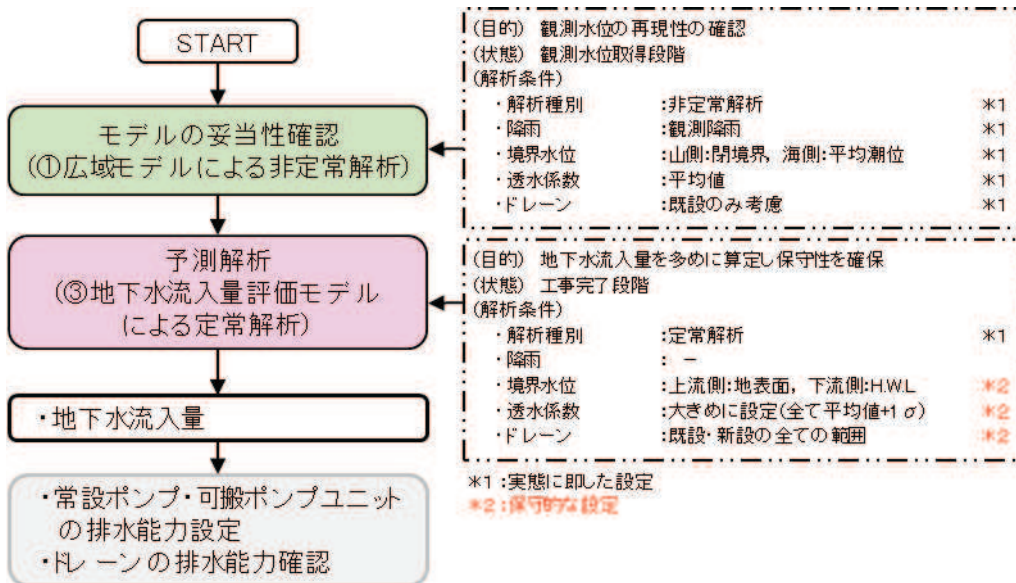
図 1-3-2 浸透流解析の目的に応じた条件設定例及び浸透流解析条件と評価への影響

3. 浸透流解析モデルの概要について

図 1-3-1 に示す浸透流解析を用いた評価について、各プロセスの実施手順（フロー）を図 1-3-3 に、各浸透流解析モデルの概要を表 1-3-1～1-3-4 に示す。



(1) 設計用地下水水位・設計用揚圧力の設定 (0. P. +14. 8m 盤)



(2) 地下水流入量の評価

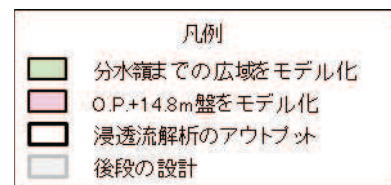
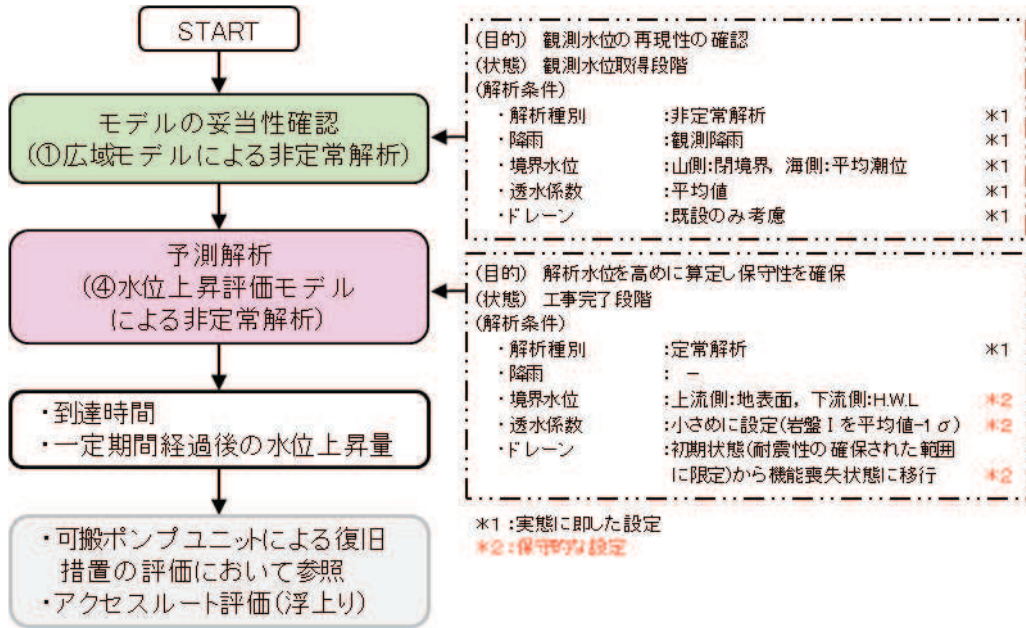
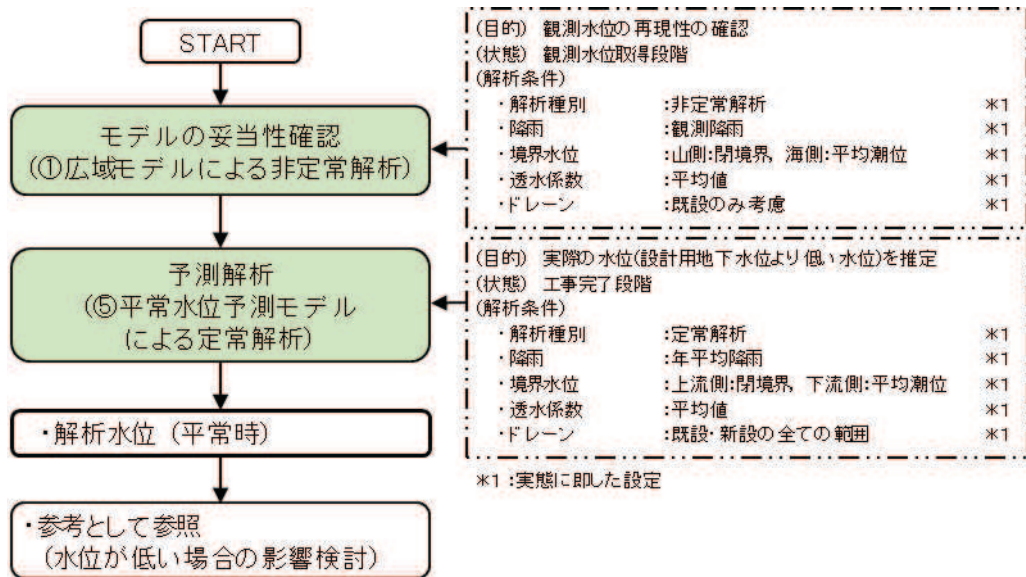


図 1-3-3(1) 浸透流解析プロセスの概要 (フロー)



(3) 地下水位低下設備の機能喪失を仮定した到達時間等の評価



(4) 工事完了後の平常時の水位を推定

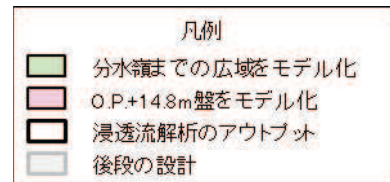
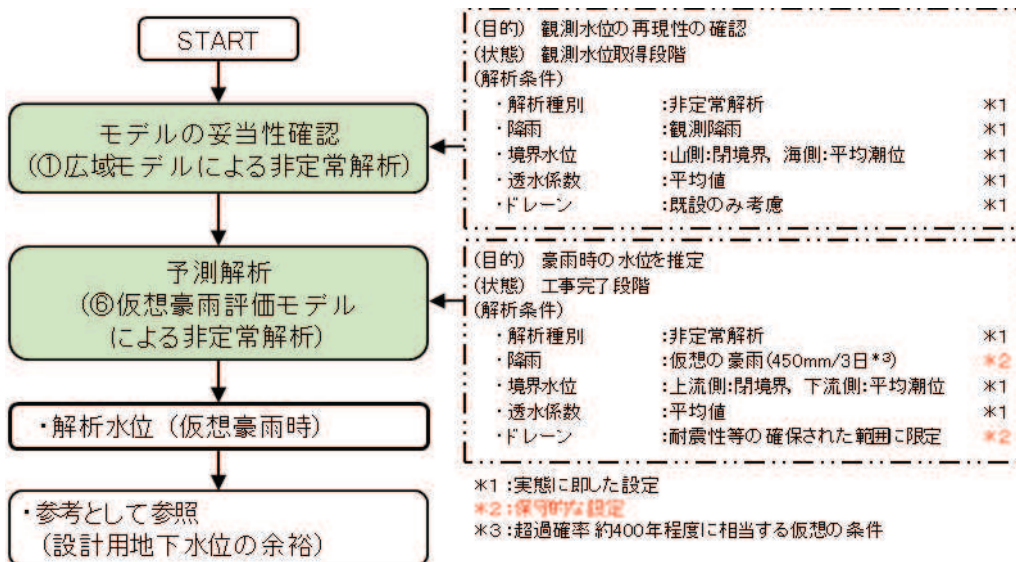
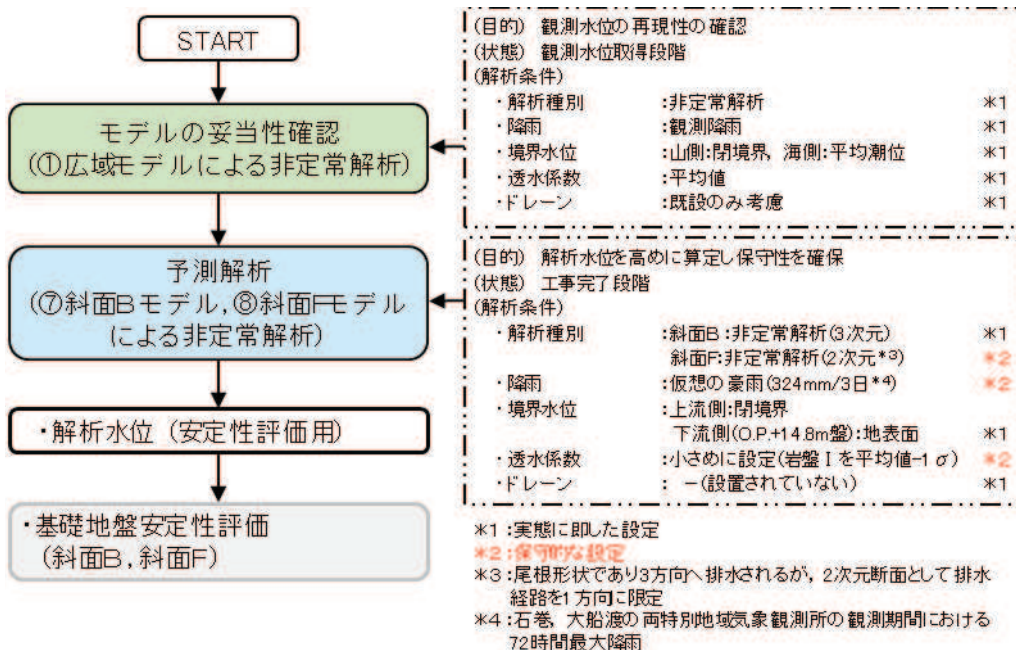


図 1-3-3(2) 浸透流解析プロセスの概要 (フロー)



(5) 工事完了後の豪雨時の水位を推定



(6) 設計用地下水の設定 (アクセスルート斜面B, F)

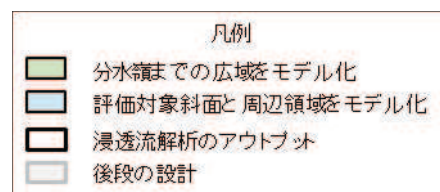
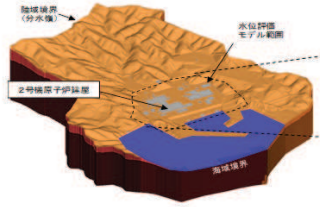
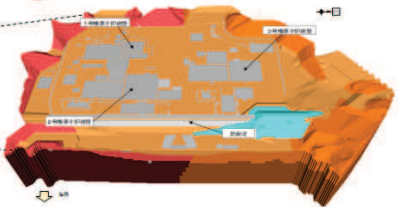


図 1-3-3(3) 浸透流解析プロセスの概要 (フロー)



表 1-3-1 解析モデル概要 (①広域モデルと②水位評価モデル)

項目	①広域モデル [妥当性確認]	②水位評価モデル [予測解析]
1-1.目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>モデル化の妥当性を確認すること (降雨に対する観測水位、排水実績の再現性確保)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工事完了後に想定される地下水位を評価すること (液状化影響検討対象施設を幅広く抽出するため高めに評価)</li> </ul>
1-2.アウトプットの活用先	— (モデル検証のみ)	各施設の耐震設計における前提条件 (設計用地下水位)
2.解析領域	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設を含む分水嶺までの範囲 (施設へ流入する地下水を適切に表現)</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>O.P.+14.8m盤及びO.P.+14.8m盤周辺の法面</li> </ul> 
3.解析種別	非定常解析	定常解析
4.降雨条件 (検証期間)	<ul style="list-style-type: none"> <li>検証期間の降雨実績参照</li> <li>水位:検証期間①: 2006-2007年, 検証期間②: 2013-2014年</li> <li>流入量:2017年9月~2017年10月</li> </ul>	—
5.モデル	検証期間における施設配置等を反映	詳細設計の結果を踏まえた工事完了段階における施設配置等を反映
6.ドレーン	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設全ての範囲が管路として集水に寄与 (検証期間の状態を再現するため、新設は考慮しない)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>集水に寄与する範囲を限定 (既設・新設のうち耐久性・耐震性・保守管理性等の確保された範囲を管路として扱う。それ以外の範囲は耐震性等の確保状況に応じて透水層または周辺地盤として扱う)</li> <li>各エリアにおいて片側の井戸へ集水を行う状態で設計値を保持</li> </ul>
7.境界条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>実態に則した設定</li> <li>—山側:閉境界</li> <li>—海側:平均満潮位に水位固定</li> <li>—ドレーン:ドレーン計画高に水位固定</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水位が高めに評価されるよう設定</li> <li>—山側:地表面(法肩)に水位固定</li> <li>—海側:期望平均満潮位に水位固定</li> <li>—ドレーン:ドレーン計画高に水位固定</li> </ul>
8.透水係数	<ul style="list-style-type: none"> <li>目的に応じて再現性を確保するよう設定</li> <li>水位:試験結果等の平均値</li> <li>流入量:盛土・旧表土を試験結果等の平均値+1σ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水位が高めに評価されるよう設定</li> <li>—岩盤 I を試験結果等の平均値-1σ</li> </ul>

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

第99回原子力発電所の新規制整備適合性に係る審査委員会 資料1-1を一部追加

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

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

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

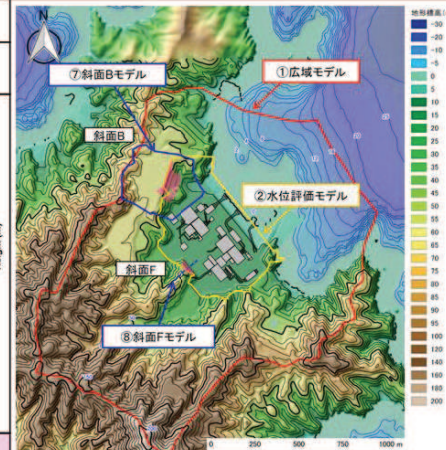
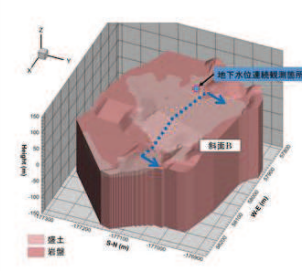
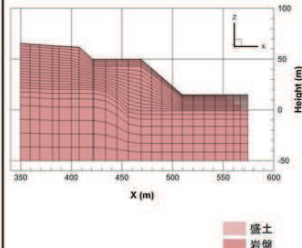
■は目的に対して妥当な評価とする目的で②水位評価モデルを踏襲している条件

表 1-3-2 解析モデル概要 (⑤平常水位予測モデル⑥仮想豪雨評価モデル)

項目	①広域モデル (対比のため)	⑤平常水位予測モデル	⑥仮想豪雨評価モデル
1-1.目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>モデル化の妥当性を確認すること (降雨に対する観測水位、排水実績の再現性確保)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工事完了後に想定される実際の水位 (設計用地下水位より低い水位) を推定すること</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工事完了後に想定される豪雨時の水位を推定すること</li> </ul>
1-2.アウトプットの活用先	- (モデル検証のみ)	<ul style="list-style-type: none"> <li>水位が低い場合の影響検討における水位設定の参考</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計用地下水位が有する余裕の確認において参照</li> </ul>
2.解析領域	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設を含む分水嶺までの範囲 (施設へ流入する地下水を適切に表現)</li> </ul> 	(同左)	(同左)
3.解析種別	<ul style="list-style-type: none"> <li>非定常解析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>定常解析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>非定常解析</li> </ul>
4.降雨条件 (検証期間)	<ul style="list-style-type: none"> <li>検証期間の降雨実績参照</li> <li>水位: 検証期間1: 2006-2007年, 検証期間2: 2013-2014年</li> <li>流入量: 2017年9月~2017年10月</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>3.57mm/日 (観測降雨(2001-2018年)の日平均)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>仮想の降雨条件 (超過確率約400年程度)</li> <li>- 初期状態: 3.57mm/日 (観測降雨(2001-2018年)の日平均)</li> <li>- 降雨時: 150mm/日×3日 (総降水量450mm)</li> </ul>
5.モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>検証期間における施設配置等を反映</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>詳細設計の結果を踏まえた工事完了段階における施設配置等を反映</li> </ul>	(同左)
6.メッシュ	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設全ての範囲が管路として集水に寄与 (検証期間の状態を再現するため、新設は考慮しない)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>平常時の状態に対応し、既設・新設の全範囲を管路として扱う</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計用地下水位の検証を目的とするため、既設・新設のうち耐久性・耐震性・保守管理性等の確保された範囲を管路として扱う(それ以外の範囲については、耐震性等の確保状況に応じて透水層または周辺地盤として扱う)</li> </ul>
7.境界条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>実態に則した設定</li> <li>- 山側: 閉境界</li> <li>- 海側: 平均潮位に水位固定</li> <li>- トレーン: トレーン計画高に水位固定</li> </ul>	(同左)	(同左)
8.透水係数	<ul style="list-style-type: none"> <li>目的に応じて再現性を確保するよう設定</li> <li>水位: 試験結果等の平均値</li> <li>流入量: 盛土・旧表土を試験結果等の平均値+1σ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>再現性を確保するよう設定</li> <li>水位: 試験結果等の平均値</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>再現性を確保するよう設定</li> <li>水位: 試験結果等の平均値</li> </ul>

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

表 1-3-4 解析モデル概要 (⑦斜面Bモデルと⑧斜面Fモデル)

項目	⑦斜面Bモデル	⑧斜面Fモデル	備考
1-1.目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜面の安定性評価に用いる斜面内水位分布の設定</li> </ul>		
1-2.アウトプットの活用先	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜面安定性評価における前提条件 (設計用地下水位)</li> </ul>		
2.解析領域	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜面Bと周辺領域</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜面Fと周辺領域</li> </ul> 	
3.解析種別	<ul style="list-style-type: none"> <li>非定常解析 (三次元)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>非定常解析 (二次元)</li> </ul>	
4.降雨条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>年平均降雨をベースに豪雨条件を付与</li> <li>- 初期状態: 3.48mm/日 (観測降雨(1981-2010年)の日平均)</li> <li>- 降雨時: 108mm/日×3日 (総降水量324mm*1)</li> </ul>		
5.モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>詳細設計の結果を踏まえた工事完了段階における施設配置等を反映</li> </ul>		
6.メッシュ	<ul style="list-style-type: none"> <li>モデル化しない (設置されていない)</li> </ul>		
7.境界条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>水位分布を適切に得るため、実態に則した設定</li> <li>- 上流側: 閉境界</li> <li>- 下流側 (O.P.14.8m盤): 地表面に水位固定</li> </ul>		
8.透水係数	<ul style="list-style-type: none"> <li>水位が高めに評価されるよう設定</li> <li>- 岩盤Iを試験結果等の平均値-1σ</li> </ul>		

\*1 石巻、大船渡の両特別地域気象観測所の観測期間における72時間最大降雨

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

(参考資料 2) 建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析について

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

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

## 1. 解析の目的

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

- ① 地下水位低下設備の設計に使用する湧水量
- ② 建屋の設計に使用する揚圧力（建設時工事計画認可における建屋の耐震計算書に解析結果（揚圧力）を記載）
- ③ 地下水位状況

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

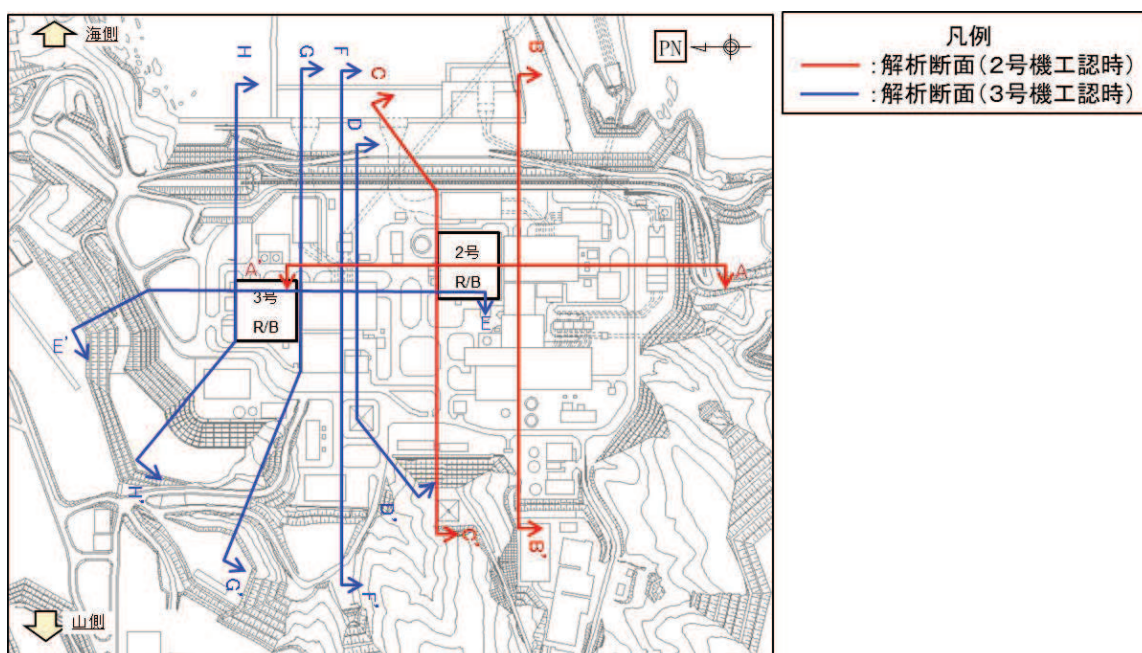


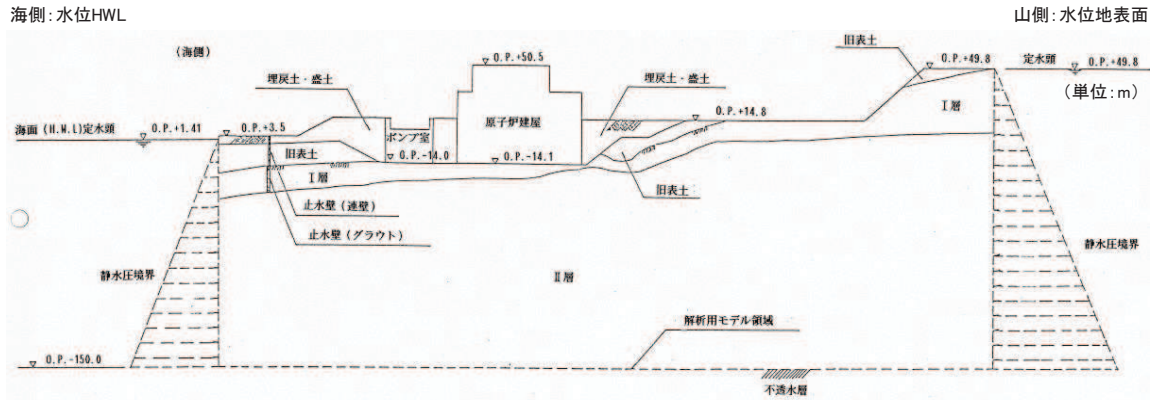
図 2-1 浸透流解析断面位置\*

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

## 2. 解析条件

### 2.1 境界条件

第2号機及び第3号機の建設時工事計画認可段階に実施した浸透流解析の境界条件として、海側境界はH.W.L.，山側境界は地表面に水位を固定し，モデル下端は不透水境界として扱い，側方境界には静水圧を作用させている（図2-2）。なお，海側には建屋との間に地中連続壁が設置されており海水の流入を遮断する効果があるが，保守的に考慮していない。

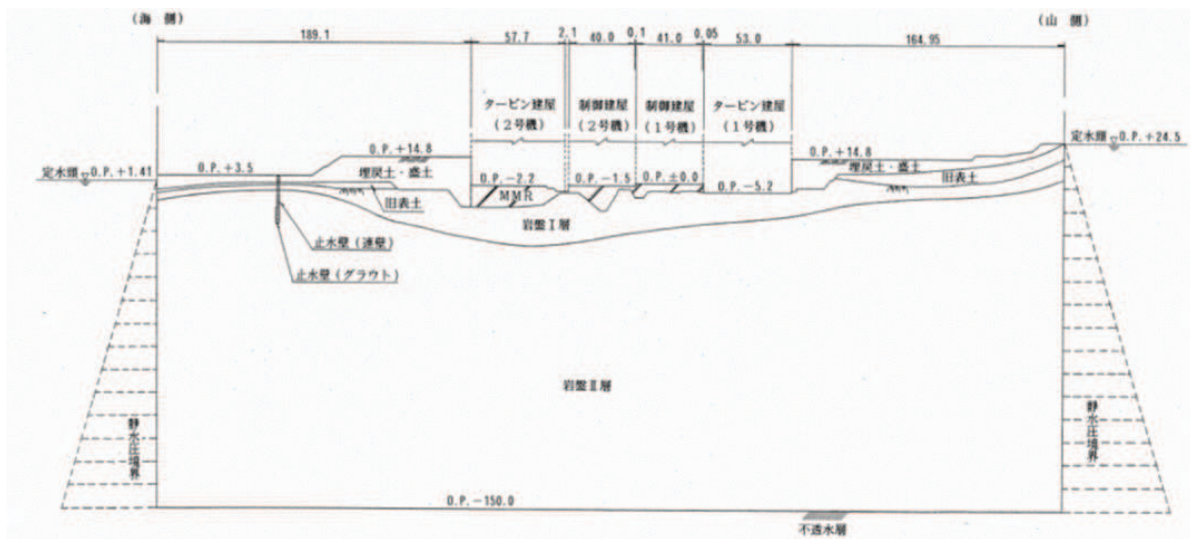


注) 本浸透流解析は建設時に実施したものであり、現在の潮位の設定（朔望平均満潮位に地殻変動による1mの沈降を考慮したもの）とは異なる。

図 2-2 浸透流解析断面図 (C-C' 断面)

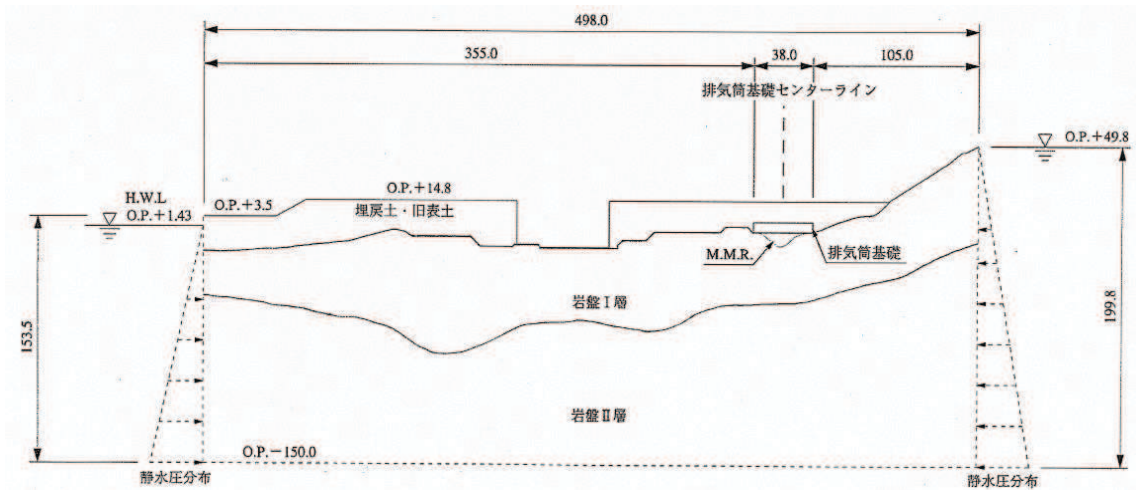
B-B' 断面近傍の観測孔①及びD-D' 断面近傍の観測孔②における地下水位観測結果をそれぞれの断面に図 2-3 及び図 2-4 のとおり図示するとともに、表 2-1 にその数値を示す。

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



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

図 2-3 浸透流解析断面図 (B-B' 断面)



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

図 2-4 浸透流解析断面図 (D-D' 断面)

表 2-1 観測孔①及び②の地下水位観測結果

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

\* : 地殻変動による1mの沈降を考慮したものとなり、  
補正した水位を記載

## 2.2 透水係数

浸透流解析に用いた透水係数を表 2-2 及び表 2-3 に示す。

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

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

表 2-2 解析用物性値（2号機周辺）

（単位：m/s）

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

注) A-A' 断面, B-B' 断面及び C-C' 断面に使用

表 2-3 解析用物性値（3号機周辺）

（単位：m/s）

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

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

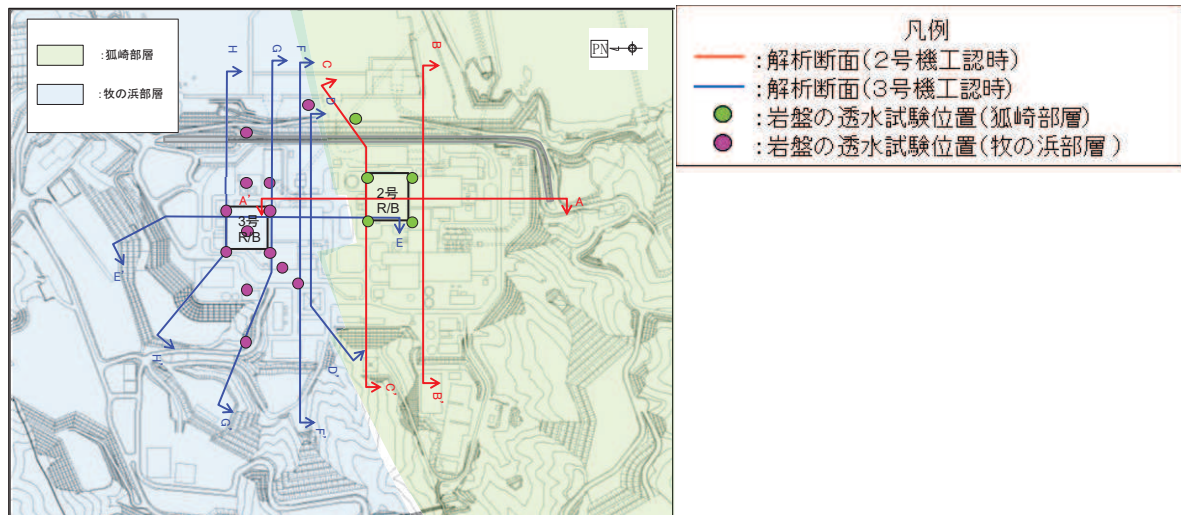


図 2-5 岩盤の透水試験位置

### 3. 解析結果

#### 3.1 第2号機主要建屋の揚圧力及び湧水量

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

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

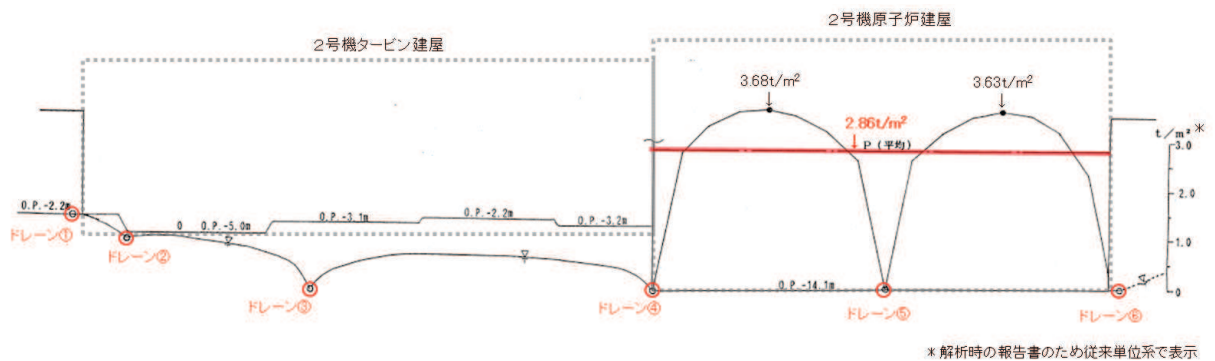


図 2-6 揚水圧分布図及び地下水面形 (A-A' 断面のうち建屋近傍)

表 2-4 各ドレーンの湧水量 (l/min/m)

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

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

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



### 3.2 第2号機主要建屋の揚圧力

第2号機主要建屋における揚圧力の解析結果を図2-7～図2-9に示す。

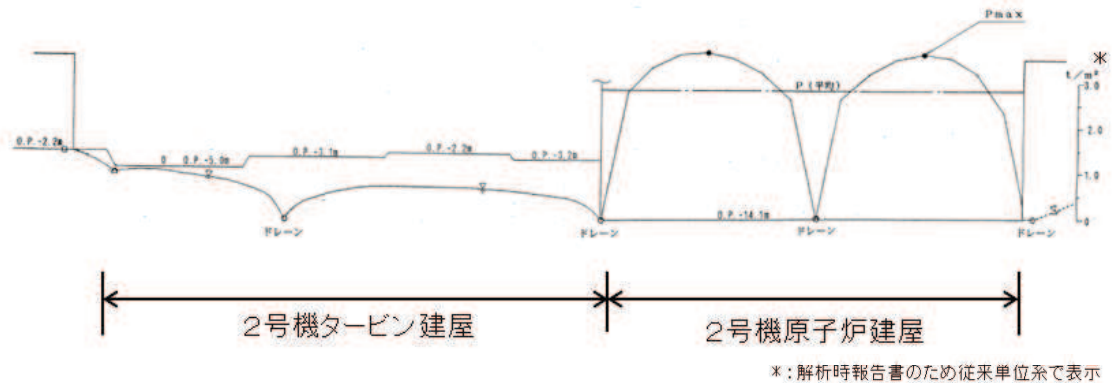


図2-7 揚圧力分布図及び地下水面形 (A-A' 断面)

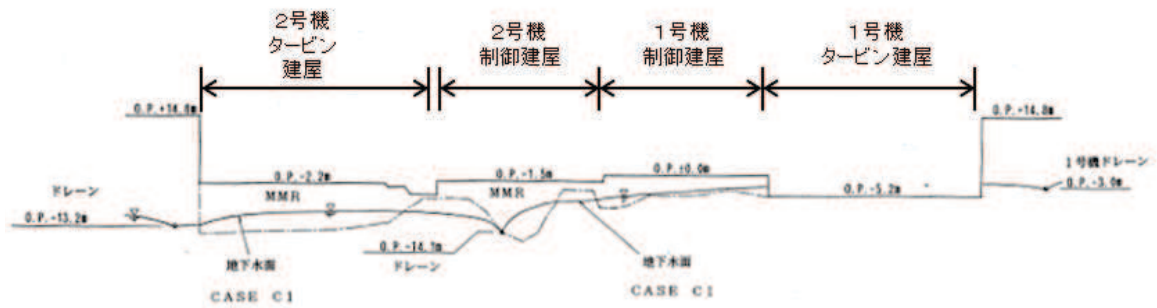


図2-8 揚圧力分布図及び地下水面形 (B-B' 断面)

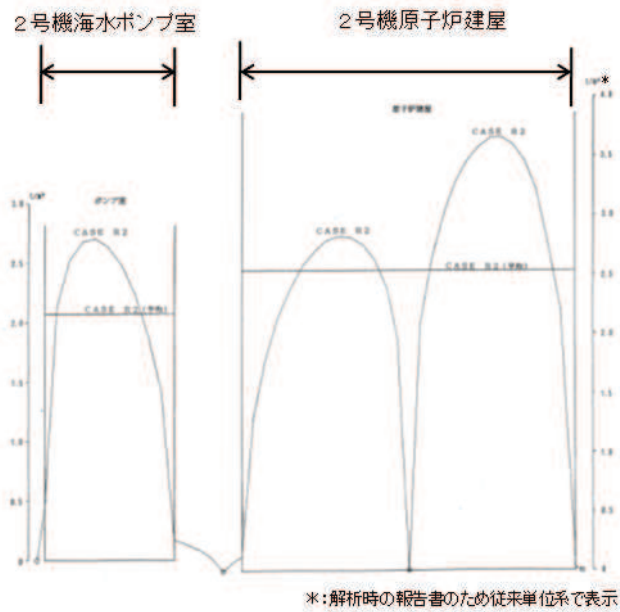


図2-9 揚圧力分布図及び地下水面形 (C-C' 断面)

### 3.3 第2号機主要建屋の間隙水圧分布

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

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

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

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

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

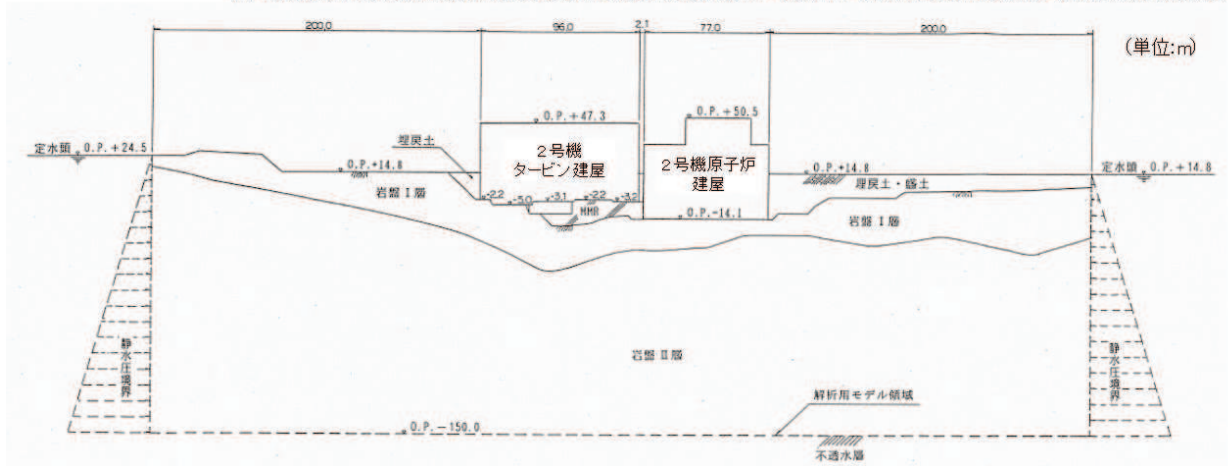


図 2-10 浸透流解析断面図 (A-A' 断面)

\*: 解析時の報告書のため従来単位系で表示

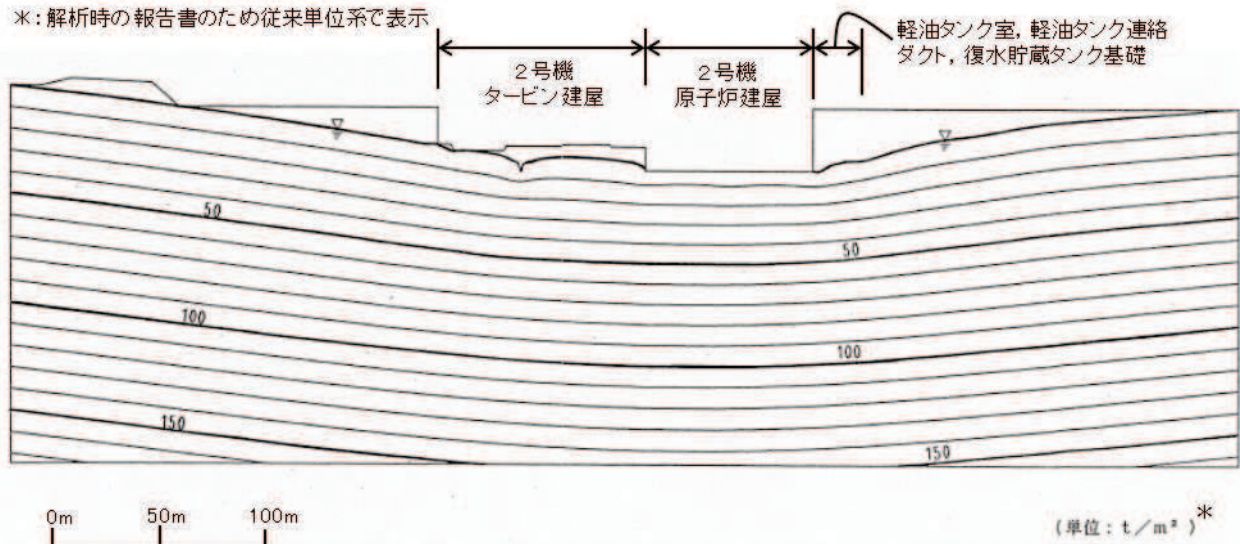


図 2-11 間隙水圧分布図 (A-A' 断面)

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

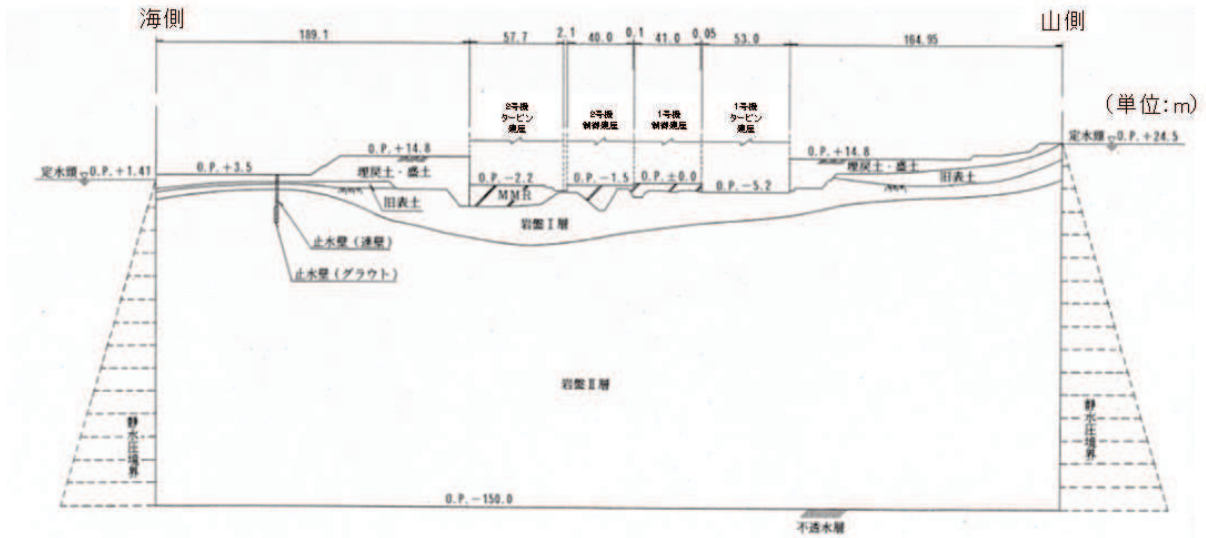


図 2-12 浸透流解析断面図 (B-B' 断面)

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

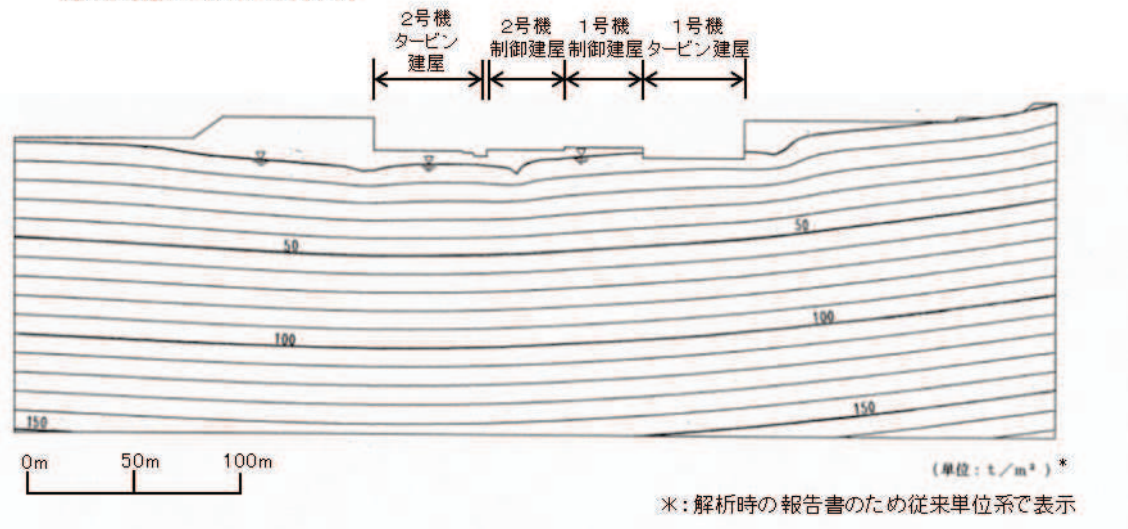


図 2-13 間隙水圧分布図 (B-B' 断面)

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

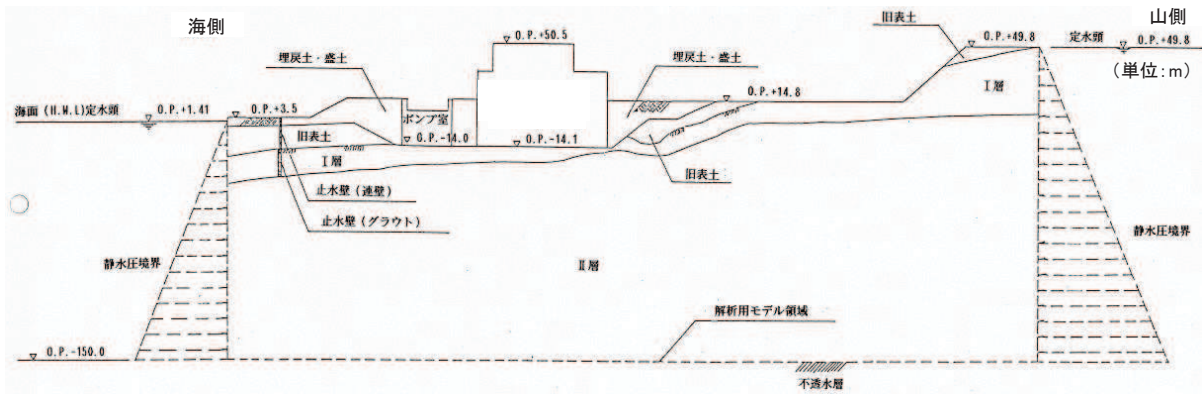
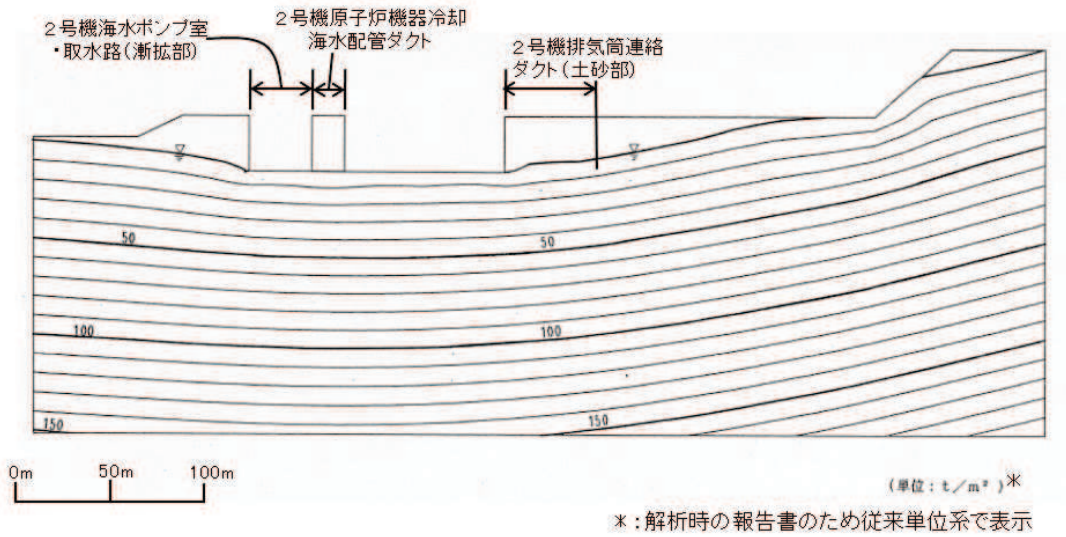


図 2-14 浸透流解析断面図 (C-C' 断面)



\* : 解析時の報告書のため従来単位系で表示

図 2-15 間隙水圧分布図 (C-C' 断面)

### 3.4 第3号機主要建屋の揚圧力及び湧水量

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

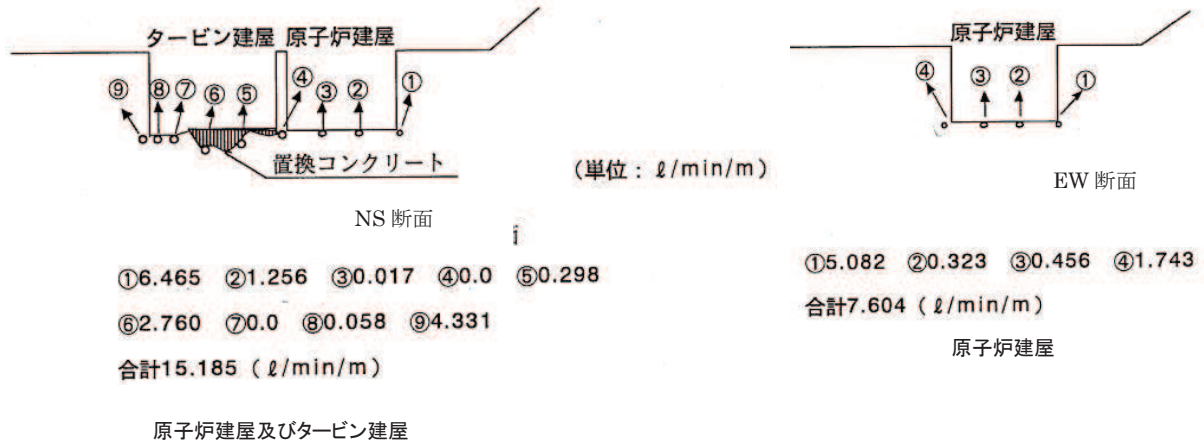


図2-16 第3号機原子炉建屋他の湧水量解析結果

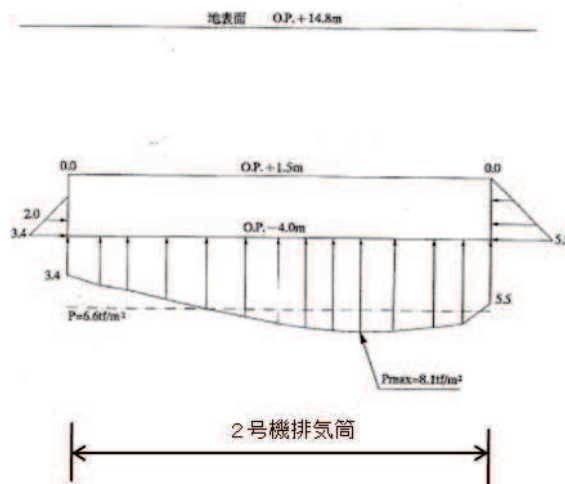


図2-17 揚圧力分布図及び地下水面形 (D-D' 断面) (第2, 第3号機排気筒)

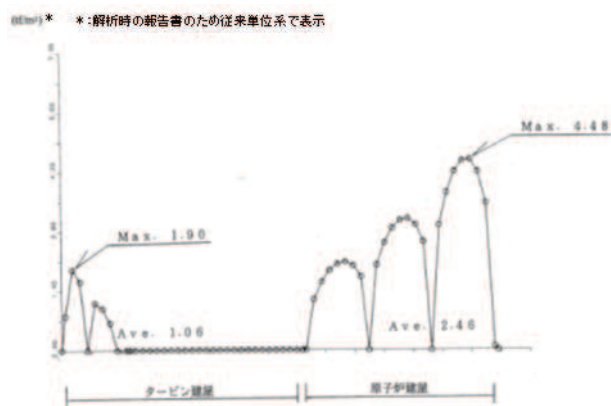


図2-18 揚圧力分布図及び地下水面形 (E-E' 断面) (第3号機原子炉建屋)

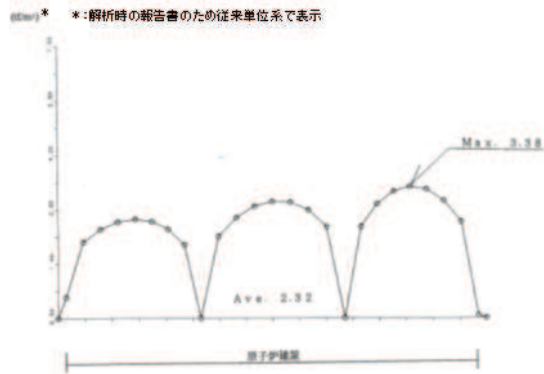


図 2-19 揚圧力分布図及び地下水面形 (H-H' 断面) (第3号機原子炉建屋)

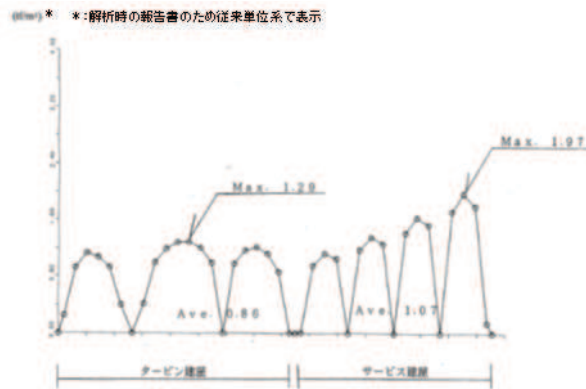


図 2-20 揚圧力分布図及び地下水面形 (G-G' 断面) (第3号機タービン建屋, 制御建屋)

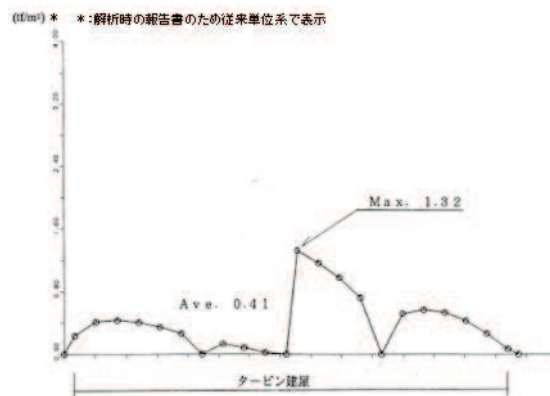


図 2-21 揚圧力分布図及び地下水面形 (F-F' 断面) (第3号機タービン建屋)

### 3.5 第3号機主要建屋の間隙水圧分布

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

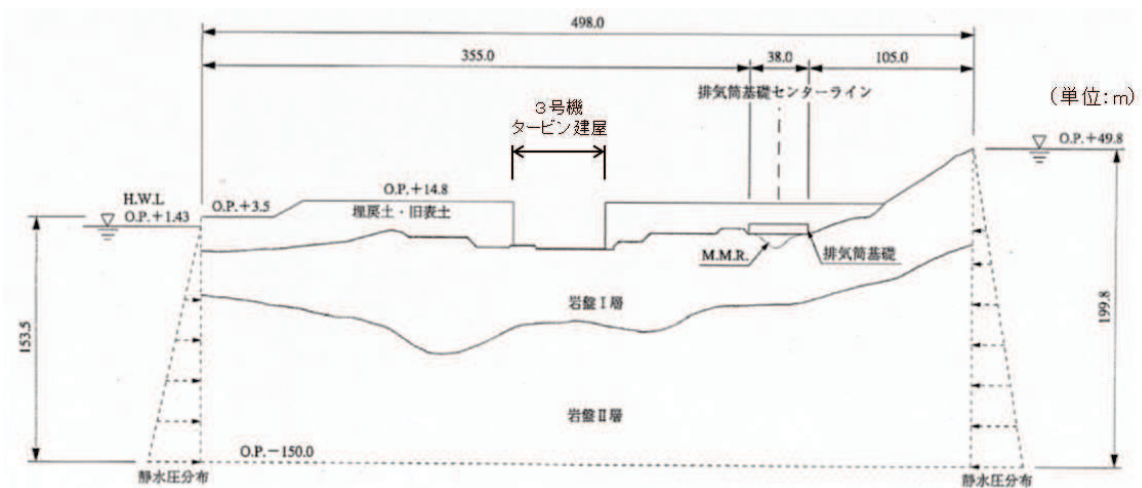
図2-22、図2-23 (D-D' 断面) ではドレーンを設置している第3号機タービン建屋の基礎に向かって周囲の地下水位は低下しており、海面よりも低くなっている。

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

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

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

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



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

図2-22 浸透流解析断面図 (D-D' 断面)

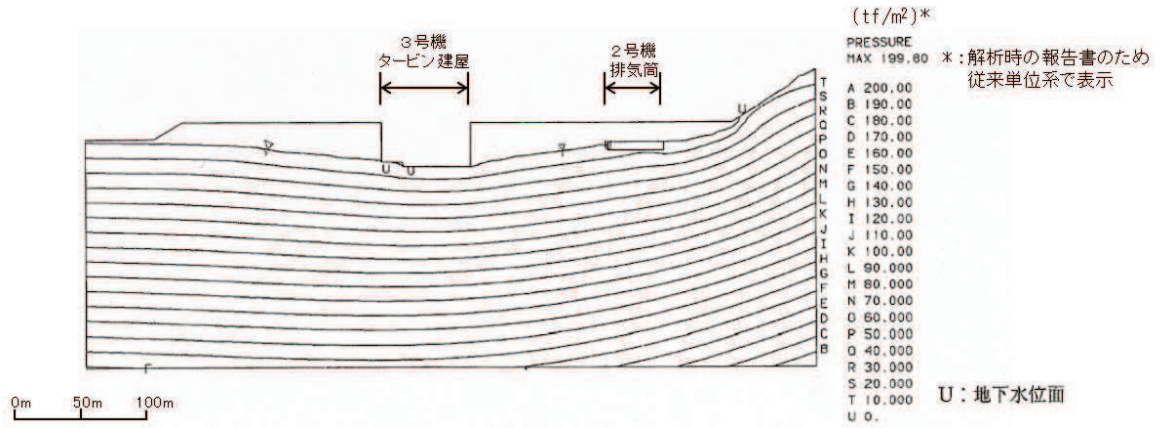


図 2-23 間隙水圧分布図 (D-D' 断面)

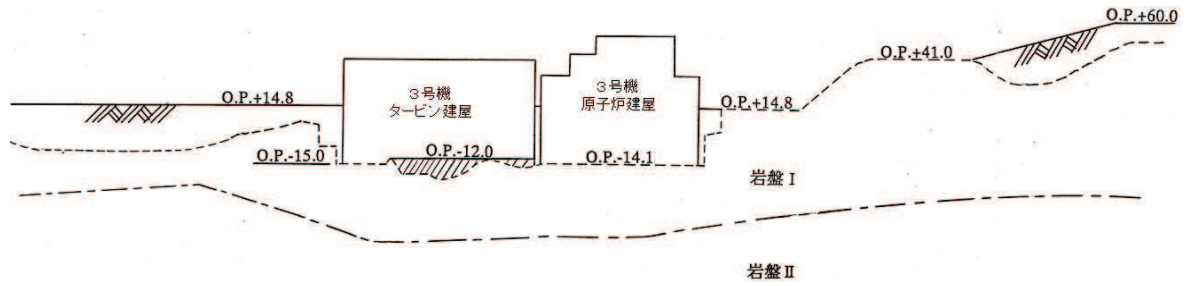


図 2-24 浸透流解析断面図 (E-E' 断面)

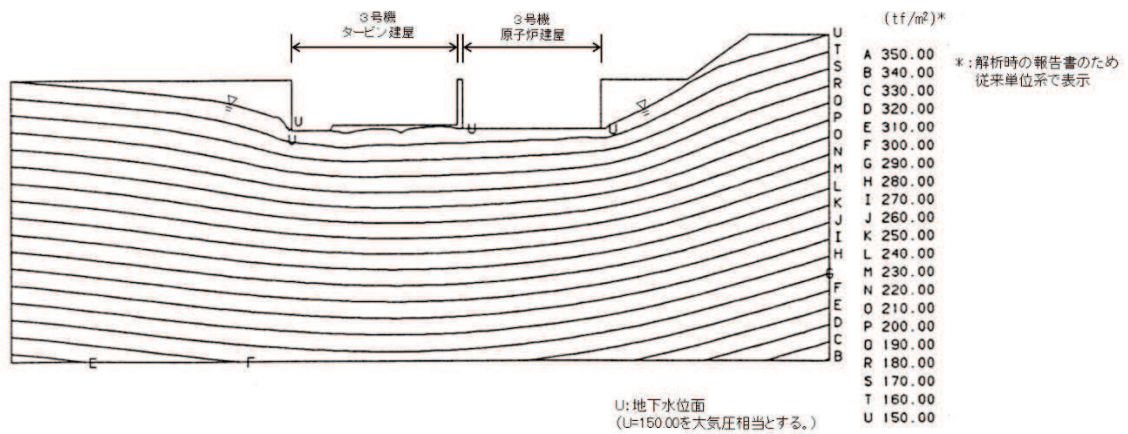


図 2-25 間隙水圧分布図 (E-E' 断面)



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

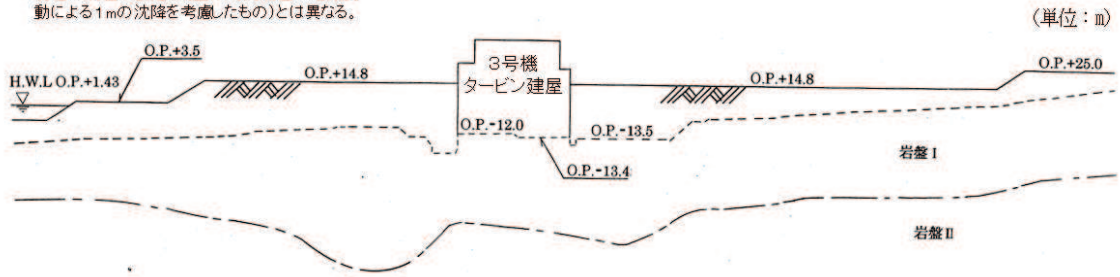


図 2-26 浸透流解析断面図 (F-F' 断面)

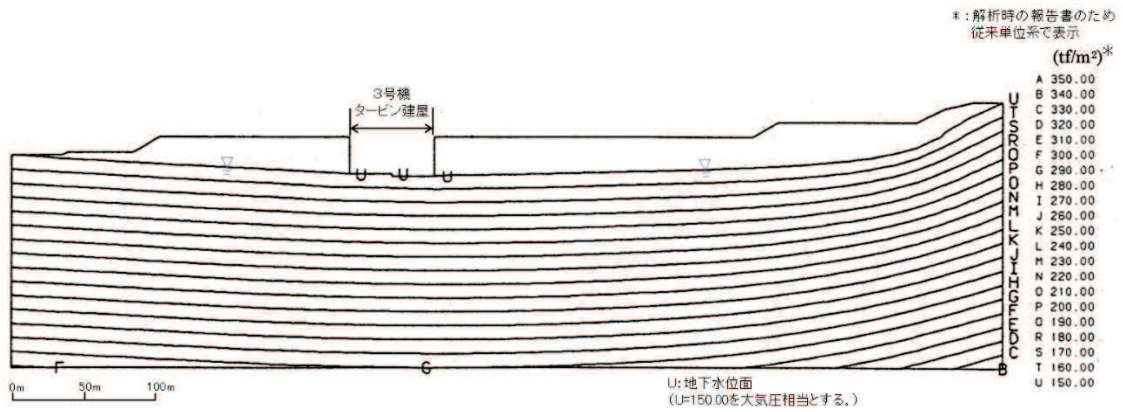


図 2-27 間隙水圧分布図 (F-F' 断面)

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

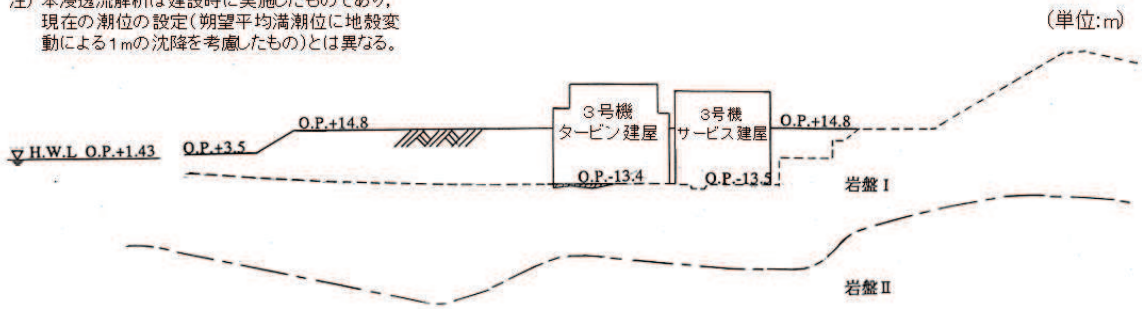


図 2-28 浸透流解析断面図 (G-G' 断面)

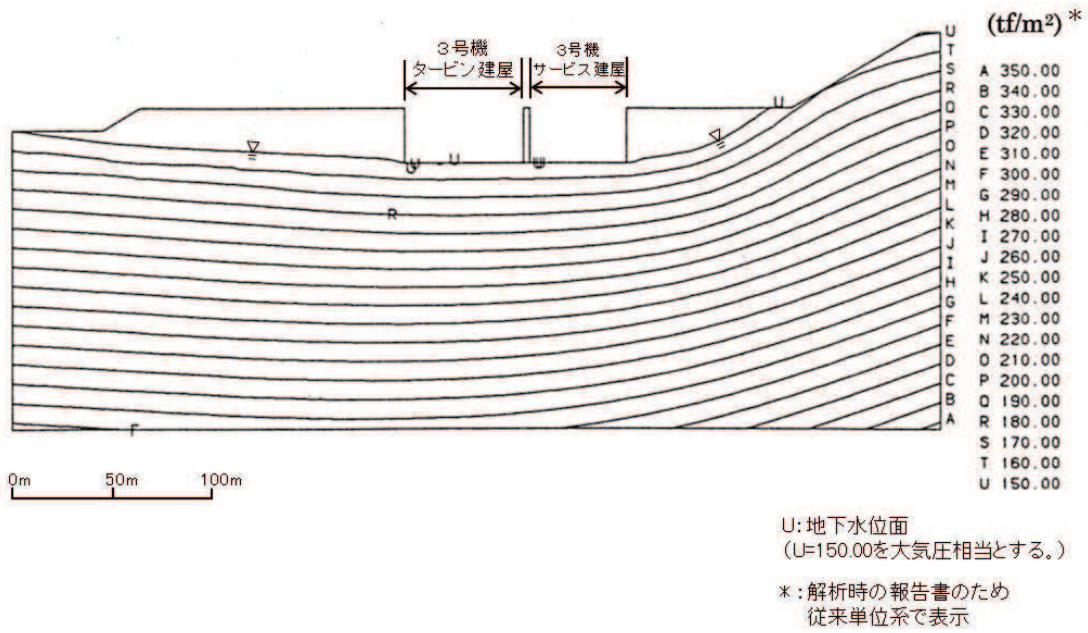


図 2-29 間隙水圧分布図 (G-G' 断面)

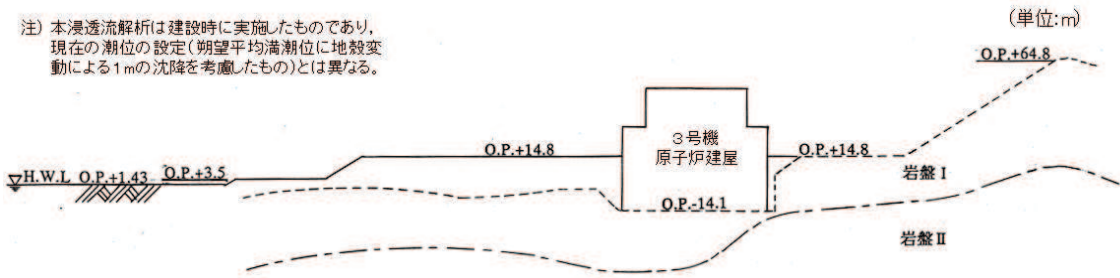


図 2-30 浸透流解析断面図 (H-H' 断面)

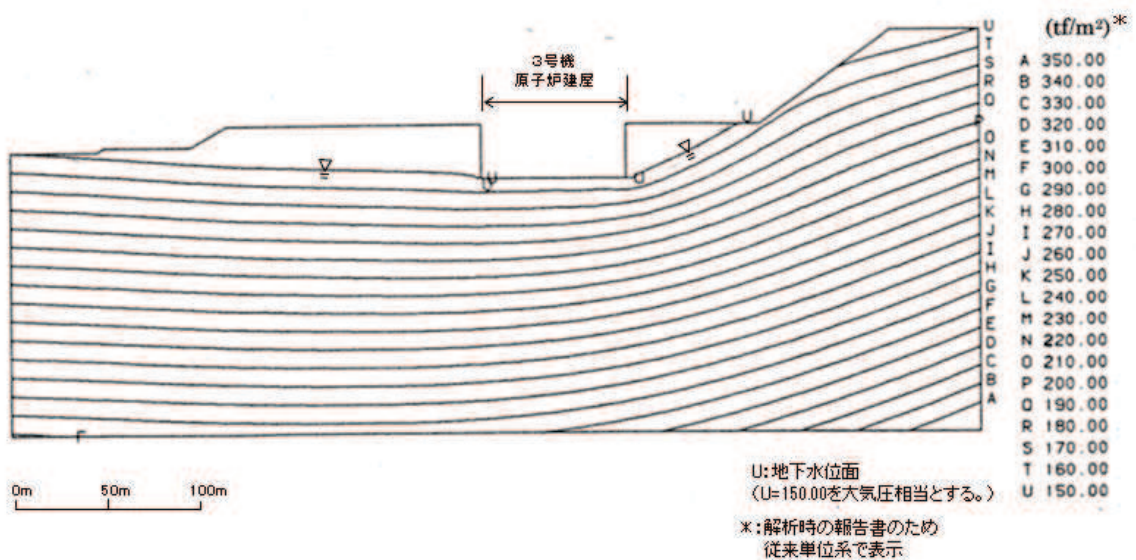


図 2-31 間隙水圧分布図 (H-H' 断面)

(参考資料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

本資料は、浸透流解析により設計用地下水位を設定する場合の前提として、地下水位が上昇した場合に施設等に生じる影響について整理を行ったものであり、設置変更許可段階の方針及び詳細設計段階における設計結果を踏まえた対応方針について記載している。

1. 概要

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

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

(詳細設計段階における設計結果を踏まえた設置変更許可段階の説明との対比)

設計用地下水位の設定方法について、詳細設計段階の検討を踏まえ、表 3-1 のとおり整理している。

表 3-1 設計用地下水位の設定方法 (詳細設計を踏まえた補足事項)

施設	設計用地下水位の設定方法	
	設置変更許可段階の方針	詳細設計段階
排気筒	地下水位低下設備の機能を考慮 (建設時工事計画認可段階に実施した 2 次元浸透流解析結果を参考に O. P. +5.0m と設定)	地表面 (地下水位を地表面に設定し耐震安全性を確保できる見通しを得たことから地表面に設定)
緊急時対策建屋	自然水位*1より保守的に設定した 水位又は地表面	地表面 (同上)
緊急用電気品建屋		
ガスタービン発電設備 軽油タンク室		

\* 1 : 自然水位とは、地下水位低下設備等の人為的な措置の影響が含まれない地下水位を指す。

O. P. +14.8m 盤は浸透流解析の境界条件として地下水位低下設備の機能を考慮している一方、O. P. +62m 盤の地下水位は地下水位低下設備の影響が含まれない。

## 2. 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等の抽出

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

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

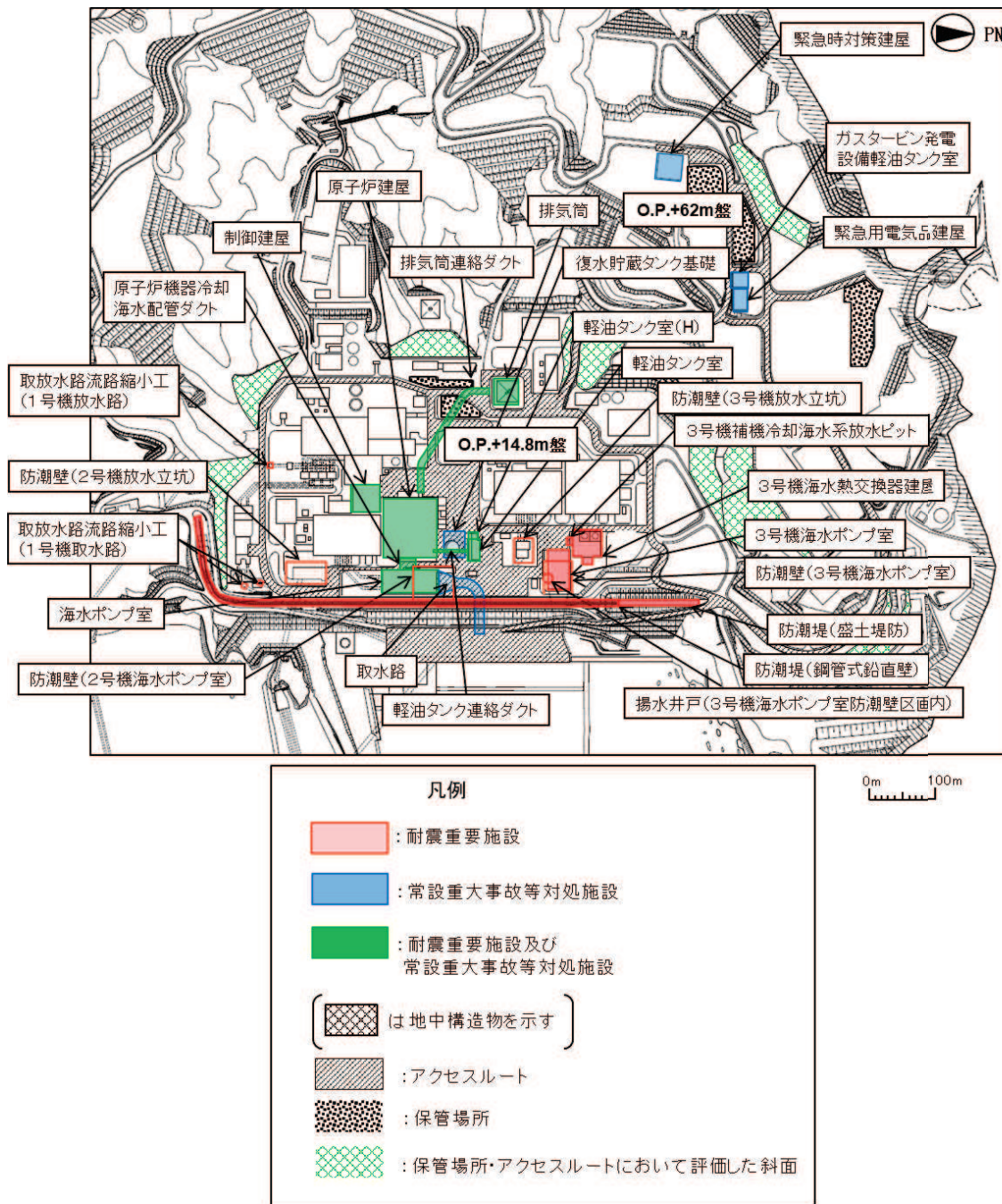


図 3-1 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等

表 3-2 耐震評価において地下水位の影響を受ける可能性のある施設等

施設等		備考
基礎地盤・周辺斜面	基礎地盤	
	周辺斜面	対象となる周辺斜面なし
建物・構築物*1	原子炉建屋	
	制御建屋	
	第3号機海水熱交換器建屋	
	排気筒	
	緊急時対策建屋	0. P. +62m 盤
	緊急用電気品建屋	0. P. +62m 盤
土木構造物・ 津波防護施設・ 浸水防止設備	防潮堤	
	防潮壁	
	海水ポンプ室	
	原子炉機器冷却海水配管ダクト	
	取水路	
	軽油タンク室	
	軽油タンク室 (H)	
	復水貯蔵タンク基礎	
	軽油タンク連絡ダクト	
	排気筒連絡ダクト	
	第3号機海水ポンプ室	
	取放水路流路縮小工	
	ガスタービン発電設備軽油タンク室	0. P. +62m 盤
	第3号機補機冷却海水系放水ピット	
揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区内)	浸水防止蓋の間接支持構造物	
保管場所・ アクセスルート	保管場所	0. P. +14. 8m 盤
	アクセスルート	0. P. +14. 8m 盤
	保管場所・アクセスルート	0. P. +62m 盤
	保管場所・アクセスルートにおいて評価する斜面	

\*1 土木構造物を除く

### 3. 地下水位の上昇による影響と対応方針

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

#### 3.1 地下水位低下設備が機能しない場合の影響

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

境界条件は水位評価用モデルと同様とし、透水係数は水位設定用（参考資料 4）と同条件とした。

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

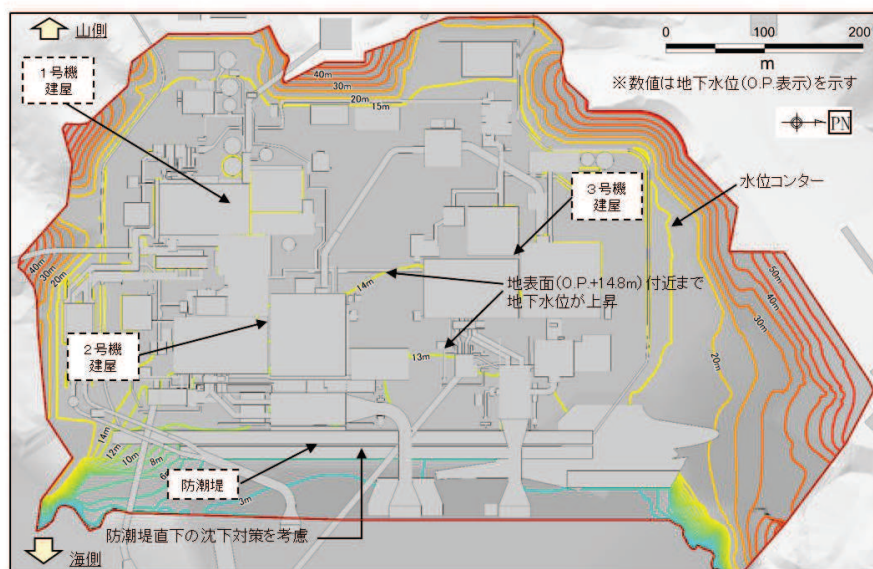


図 3-2 地下水位低下設備が機能しない場合の地下水位分布算定結果\*<sup>1</sup>

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

#### 3.2 地下水位の影響を踏まえた評価と対応

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

表 3-3 (1) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (1/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策	
基礎地盤 ・周辺斜面	・基礎地盤	評価結果	影響なし (原子炉建屋の地下水位は基礎版中央に設定しているが、地下水位の設定は基礎地盤の評価結果に影響しない。なお、その他は周辺地盤を含め地表面に設定。)
		対策	地下水位低下設備 — 各施設等(耐震補強) —
建物・構築物	・原子炉建屋 ・制御建屋 ・3号機海水熱交換器建屋	評価結果	影響あり (揚圧力影響、液状化影響)
		対策	地下水位低下設備 【揚圧力対策】 ○: 地下水位低下設備の設置 【液状化対策】 △:(設計用地下水位の設定において前提とする。)  各施設等(耐震補強) △:耐震評価の結果、当該施設の機能に影響が及ぶ場合は、適切な対策(地盤改良等の耐震補強)を講ずる。
	評価結果	影響なし (地表面に設計用地下水位を設定)	
	対策	地下水位低下設備 — 各施設等(耐震補強) —	
	・排気筒 ・緊急時対策建屋 ・緊急用電気品建屋		

凡 例  
○: 地下水位低下設備が設計上必要  
△: 地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策  
—: 対策不要

表 3-3 (2) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (2/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策	
土木構造物・ 津波防護施設・ 浸水防止設備	・防潮堤 ・防潮壁 ・海水ポンプ室 ・原子炉機器冷却海水配管ダクト ・取水路 ・軽油タンク室 ・軽油タンク室(H) ・復水貯蔵タンク基礎 ・軽油タンク連絡ダクト ・排気筒連絡ダクト ・3号機海水ポンプ室 ・3号機補機冷却海水系放水ピット ・揚水井戸 (3号機海水ポンプ室防潮壁区画内)	評価結果	影響あり (揚圧力影響、液状化影響)
		対策	地下水位低下設備 △:(設計用地下水位の設定において前提とする。)  各施設等(耐震補強) △:耐震評価の結果、当該施設の機能に影響が及ぶ場合は、適切な対策(地盤改良等の耐震補強)を講ずる。
	評価結果	影響なし (地下水位低下設備に期待せず設計用地下水位を設定)	
	対策	地下水位低下設備 — 各施設等(耐震補強) —	
	・取放水路流路縮小工 ・ガスタービン発電設備軽油タンク室		

凡 例  
○: 地下水位低下設備が設計上必要  
△: 地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策  
—: 対策不要



表 3-3 (3) 地下水位の影響を踏まえた評価と対応 (3/3)

地下水位の影響を受ける施設等		地下水位の上昇による影響を踏まえた評価と対策		
保管場所・ アクセスルート	・保管場所 (O.P.+14.8m盤)	評価結果	<b>影響なし</b> (地下水位低下設備により一定の範囲に保持される地下水位を前提として設計用地下水位を設定しているが、保管場所(O.P.+14.8m盤)は、岩盤、MMR上に設置されるため、地下水位の設定は評価結果に影響しない)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—
	・アクセスルート (O.P.+14.8m盤)	評価結果	<b>影響あり</b> (液状化影響)	
		対策	地下水位低下設備	△:(地下水位低下設備の機能喪失を仮定し、地震時の液状化に伴う地下構造物の浮上り評価を行う)
			各施設等(耐震補強)	△:評価結果は「VI-1-1-6-別添1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に示す
	・保管場所, アクセスルート (O.P.+62m盤)	評価結果	<b>影響なし</b> (地下水位を地表面に設定し評価)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—
	・保管場所, アクセスルート において評価する斜面	評価結果	<b>影響なし</b> (地下水位を自然水位より保守的に設定した水位又は地表面にて評価)	
		対策	地下水位低下設備	—
			各施設等(耐震補強)	—

**凡 例**  
 ○:地下水位低下設備が設計上必要  
 △:地下水位低下設備により保持される地下水位を前提として評価・対策  
 —:対策不要

### 3.3 地下水位が上昇した場合の影響評価まとめ

地下水位の影響を踏まえた評価と対応を踏まえ、耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の地下水位低下設備との関係を整理した。

整理結果を表 3-4 に示す。

表 3-4(1) 耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の地下水位低下設備との関係と対応条文の整理

施設等		安全性確保における 地下水位低下設備の 位置付け*1			関連する条文 〔○は設計上必要、△は設計条件として前提とする。色分けは*3に示す 各条文の包絡関係を示す(■は■への適合性を示すことにより確認)〕										工事計画認可段階 における 地下水位の扱い
					地盤 (設置変更許可基準規則の 対応条文を記載)				地震		津波・余震重畳		重大事故等 対処設備		
					(A) 設計値保持 のため 直接的に必要	(B) 左記 (A) により保 持される設計用地下 水位を前提とする (必要時は対策)	(C) 不要	3条1項	38条1項	3条2項 *3	38条2項 *3	5条 *3	50条 *3	6条 *3	
基礎地盤, 周辺斜面	基礎地盤			○*1	*4	*4									取扱無
	周辺斜面			—											取扱無 (対象斜面無)
建物・構築物	原子炉建屋	○			△	△	△	△	○	*2					地下水位低下設備を考慮した浸透流解析により設計用揚圧力を設定
	制御建屋	○			△	△	△	△	○	*2					
	第3号機海水熱交換器建屋	○			△	△	△	△	○	*2	△	△			
	排気筒			○											地表面
	緊急時対策建屋			○											
	緊急用電気品建屋			○											

注記\*1：地下水位の影響を受ける施設等、及び地下水位の影響を踏まえた対策については、各施設の耐震計算書等にその詳細を示す。(A)、(B)に該当する施設等)

\*2：技術基準規則第50条は同規則第5条と同様の要求であり、規則第5条への適合をもって第50条への適合性を確認する。

\*3：余震時に対する要求を含む技術基準規則第6条・第51条及び第50条については、第5条への適合をもって確認する。また、設置変更許可基準規則第3条2項及び第38条第2項、技術基準規則第5条及び第50条は、それぞれ同一の地盤、地震に対する設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の適合性を要求しているものであり、地震時の影響については、代表的に技術基準規則第5条への適合性を示すことにより確認する。

\*4：基礎地盤の評価に地下水位が影響しないため、条文適合上不要と整理した。なお、基礎地盤の安定性の評価条件の一つとして、地下水位の設定を設置変更許可申請書へ記載している。

表 3-4(2) 耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の地下水位低下設備との関係と対応条文の整理

施設等		安全性確保における地下水位低下設備の位置付け*1			関連する条文 (○は設計上必要, △は設計条件として前提とする。色分けは*3に示す各条文の包絡関係を示す (■は■への適合性を示すことにより確認))										工事計画認可段階における地下水位の扱い
					地盤 (設置変更許可基準規則の対応条文を記載)				地震		津波・余震重畳		重大事故等 対処設備		
					(A) 設計値保持のため 直接的に必要	(B) 左記 (A) により保持される設計用地下水位を前提とする (必要時は対策)	(C) 不要	3条1項	38条1項	3条2項*3	38条2項*3	5条*3		50条*3	
土木構造物 津波防護施設 浸水防止設備	防潮堤		○		△	△		△	△	△	△	△		地下水位低下設備を考慮した浸透流解析による解析水位をもとに設計用地下水位を設定	
	防潮壁		○		△	△		△	△	△	△	△			
	海水ポンプ室		○		△	△		△	△	△	△	△			
	原子炉機器冷却海水配管ダクト		○		△	△		△	△	△	△	△			
	取水路		○		△	△		△	△						
	軽油タンク室		○		△	△		△	△						
	軽油タンク室 (H)		○		△	△		△	△						
	復水貯蔵タンク基礎		○					△		△					
	軽油タンク連絡ダクト		○		△	△		△	△						
	排気筒連絡ダクト		○		△	△		△	△						
	第3号機海水ポンプ室		○		△	△		△	△	△	△	△			
	取放水路流路縮小工			○										地表面	
	ガスタービン発電設備軽油タンク室			○											
	第3号機補機冷却海水系放水ピット		○		△	△		△	△	△	△	△		地下水位低下設備を考慮した浸透流解析による解析水位をもとに設計用地下水位を設定	
揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内)		○		△	△		△	△	△	△	△				

注記\*1: 地下水位の影響を受ける施設等, 及び地下水位の影響を踏まえた対策については, 各施設の耐震計算書等にその詳細を示す。(A), (B)に該当する施設等)

\*2: 技術基準規則第50条は同規則第5条と同様の要求であり, 規則第5条への適合をもって第50条への適合性を確認する。

\*3: 余震時に対する要求を含む技術基準規則第6条・第51条及び第50条については, 第5条への適合をもって確認する。また, 設置変更許可基準規則第3条2項及び第38条第2項, 技術基準規則第5条及び第50条は, それぞれ同一の地盤, 地震に対する設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の適合性を要求しているものであり, 地震時の影響については, 代表的に技術基準規則第5条への適合性を示すことにより確認する。

表 3-4(3) 耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の地下水位低下設備との関係と対応条文の整理

施設等		安全性確保における 地下水位低下設備の 位置付け*1			関連する条文 〔○は設計上必要, △は設計条件として前提とする。色分けは*3に示す 各条文の包絡関係を示す (■は■への適合性を示すことにより確認)〕							工事計画認可段階 における 地下水位の扱い		
					地盤 (設置変更許可基準規則の 対応条文を記載)				地震		津波・余震重畳		重大事故等 対処設備	
					(A) 設計値保持 のため 直接的に必要	(B) 左記 (A) により保 持される設計用地下 水位を前提とする (必要時は対策)	(C) 不要	3条1項	38条1項	3条2項 *3	38条2項 *3			5条 *3
保管場所・ アクセスルート	保管場所 (0.P. +14.8m 盤)		○										△	地下水位低下設備を考慮し た浸透流解析による解析水 位をもとに設計用地下水位 を設定 (機能喪失考慮)
	アクセスルート (0.P. +14.8m 盤)		○										△	
	保管場所 (0.P. +62m 盤)			○										地表面
	アクセスルート (0.P. +62m 盤)			○										地表面
	保管場所, アクセ スルート斜面	斜面 B, F		○										浸透流解析に基づき自然水 位より保守的に設計用地下 水位を設定 (斜面 B・F)
	斜面 B, F 以外		○										地表面	

注記\*1: 地下水位の影響を受ける施設等, 及び地下水位の影響を踏まえた対策については, 各施設の耐震計算書等にその詳細を示す。(A), (B)に該当する施設等)

\*2: 技術基準規則第50条は同規則第5条と同様の要求であり, 規則第5条への適合をもって第50条への適合性を確認する。

\*3: 余震時に対する要求を含む技術基準規則第6条・第51条及び第50条については, 第5条への適合をもって確認する。また, 設置変更許可基準規則第3条2項及び第38条第2項, 技術基準規則第5条及び第50条は, それぞれ同一の地盤, 地震に対する設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の適合性を要求しているものであり, 地震時の影響については, 代表的に技術基準規則第5条への適合性を示すことにより確認する。

## (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、浸透流解析による本文 3.3.2(5)に示す予測解析の結果（流線図）や補足 6 に示す盛土及び旧表土の透水係数を変化させたパラメータスタディの結果から、敷地の地下水の流れは岩盤中の流れが支配的であり、地下水位評価において盛土・旧表土の透水性が支配的要因ではないことも確認している。

## (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（砕石）は、建屋外周に設置された既設ヒューム管のうち透水層（砕石）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（砕石）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  $1.0 \times 10^{-11}$  (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（ $-1\sigma$ ）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 <sub>20</sub> (mm)	透水係数 k (m/s)	D <sub>20</sub> (mm)	透水係数 k (m/s)
0.005	$3.0 \times 10^{-8}$	0.18	$6.85 \times 10^{-5}$
0.01	$1.05 \times 10^{-7}$	0.2	$8.9 \times 10^{-5}$
0.02	$4.0 \times 10^{-7}$	0.25	$1.4 \times 10^{-1}$
0.03	$8.5 \times 10^{-7}$	0.3	$2.2 \times 10^{-1}$
0.04	$1.75 \times 10^{-7}$	0.35	$3.2 \times 10^{-1}$
0.05	$2.8 \times 10^{-6}$	0.4	$4.5 \times 10^{-1}$
0.06	$4.6 \times 10^{-6}$	0.45	$5.8 \times 10^{-1}$
0.07	$6.5 \times 10^{-6}$	0.5	$7.5 \times 10^{-1}$
0.08	$9.0 \times 10^{-6}$	0.6	$1.1 \times 10^{-3}$
0.09	$1.4 \times 10^{-5}$	0.7	$1.6 \times 10^{-3}$
0.1	$1.75 \times 10^{-5}$	0.8	$2.15 \times 10^{-3}$
0.12	$2.6 \times 10^{-5}$	0.9	$2.8 \times 10^{-3}$
0.14	$3.8 \times 10^{-5}$	1	$3.6 \times 10^{-3}$
0.16	$5.1 \times 10^{-5}$	2	$1.8 \times 10^{-2}$

(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)  
D<sub>20</sub>：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  
し、D<sub>20</sub>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)

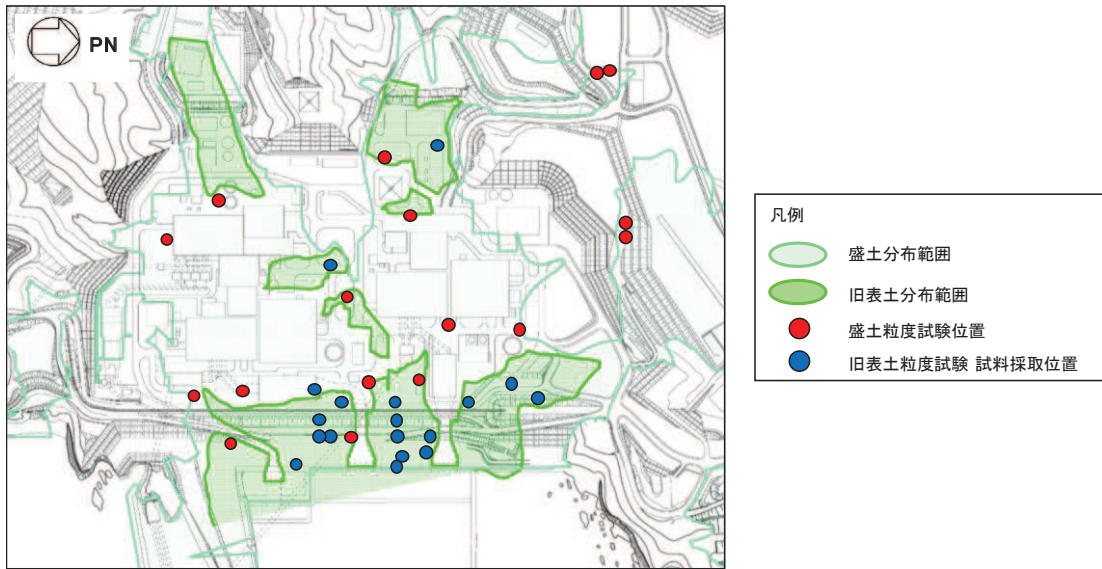


図 4-1 粒度試験試料採取位置図（盛土・旧表土）

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	$1.0 \times 10^{-4}$
旧表土	89	$6.5 \times 10^{-6}$
盛土・旧表土 (合算値)	158	$2.1 \times 10^{-5}$

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 $2.1 \times 10^{-5}$  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。

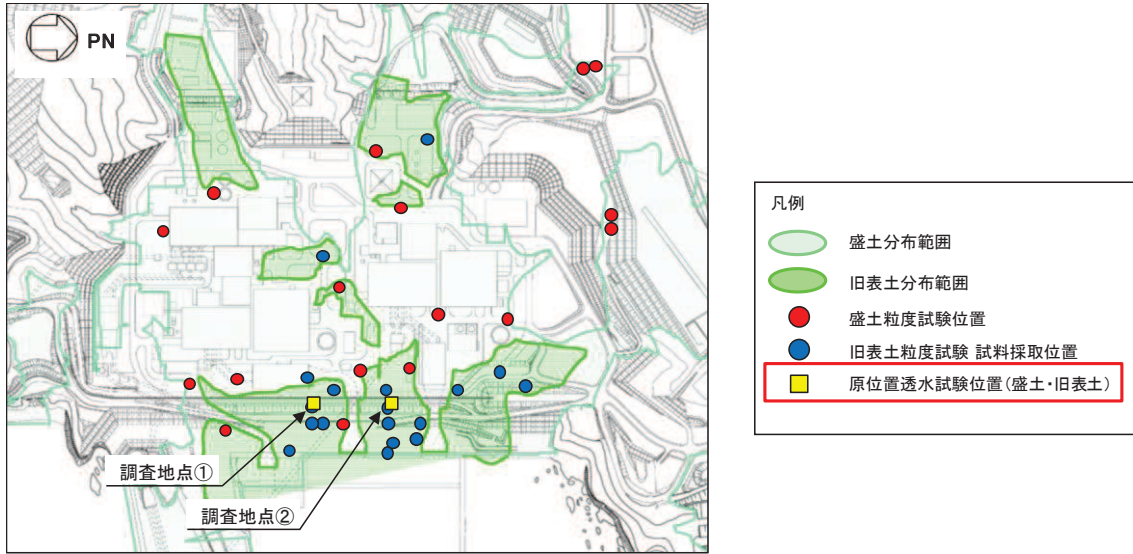


図 4-2 盛土・旧表土の原位置透水試験位置図  
 (図 4-1 に盛土・旧表土の原位置透水試験位置を追記)

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	$0.9 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-4}$
旧表土	4	$0.7 \times 10^{-5}$	$0.7 \times 10^{-5}$

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	$1. 5 \times 10^{-5}$	砂礫（5～20mm の礫を含む）
	盛土	G. L. -18. 0m～ G. L. -19. 0m	$1. 0 \times 10^{-5}$	砂礫（10～ 20mm の礫を含 む）
	旧表土	G. L. -22. 5m～ G. L. -23. 0m	$0. 6 \times 10^{-5}$	細～中粒砂
	旧表土	G. L. -27. 0m～ G. L. -27. 5m	$2. 6 \times 10^{-5}$	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	$0. 5 \times 10^{-5}$	砂礫（10～ 20mm の礫を含 む）
	旧表土	G. L. -23. 0m～ G. L. -23. 5m	$0. 3 \times 10^{-5}$	礫混じり中～ 粗粒砂
	旧表土	G. L. -27. 0m～ G. L. -27. 5m	$0. 5 \times 10^{-5}$	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。

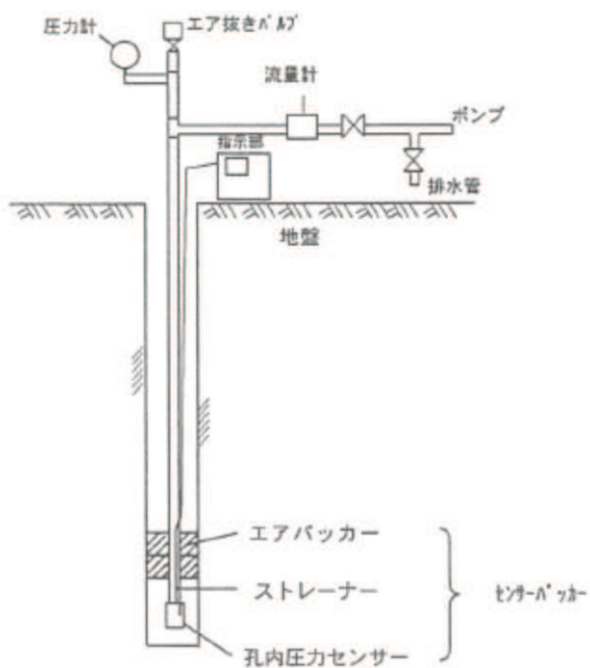


図 4-3 原位置透水試験（ルジオン試験）の概要

(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)



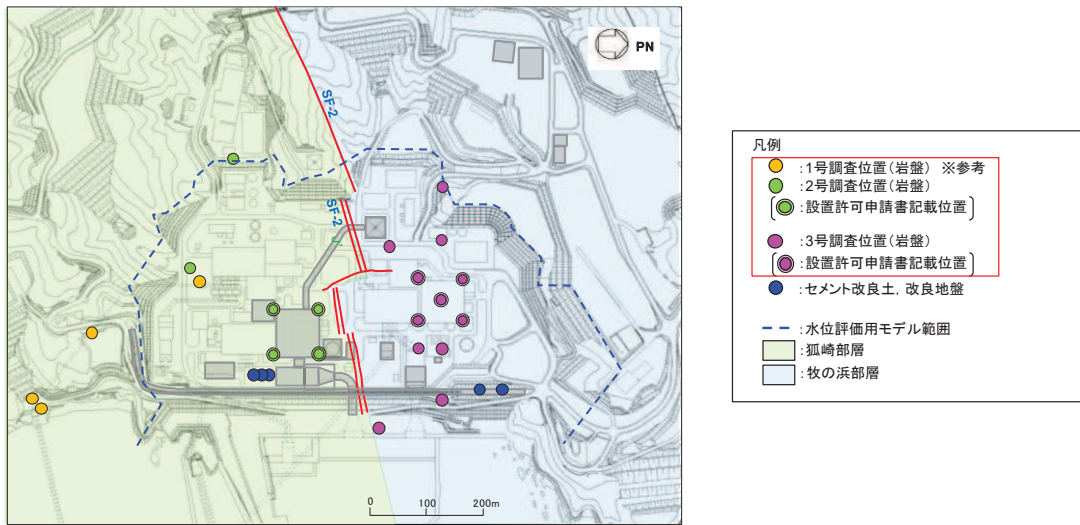


図 4-4 原位置試験位置図

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	$2.3 \times 10^{-7}$
牧の浜部層	127	$2.9 \times 10^{-7}$

(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 砕 )			
固 結 堆 積 物					
石灰岩・白雲岩	1～50	溶解、節理面	—————	—————	帯水層あるいは不透水層
粗～中粒砂岩	<20	節理、破砕	—————	—————	帯水層あるいは難透水層
細粒砂岩・泥岩	<10	節理、破砕	—————	—————	帯水層あるいは不透水層
頁岩・シルト岩	—	節理、破砕	—————	—————	不透水層あるいは帯水層

(地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用)

### 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。

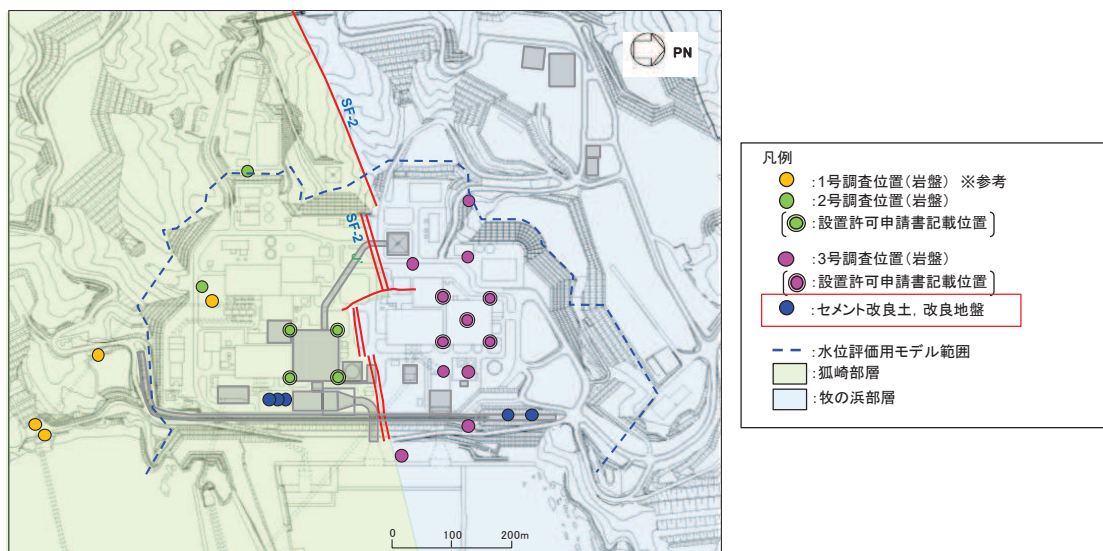


図 4-5 原位置試験位置図  
(セメント改良土・改良地盤)

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	$1.7 \times 10^{-7}$
改良地盤	6	$2.4 \times 10^{-7}$

(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 <sup>2</sup> ) *	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
改良地盤	1940	20.6
セメント改良土	1670	21.6

注記\* :  $G_0 = \gamma V_s^2$  (N/mm<sup>2</sup>) 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 <sup>2</sup> )
改良地盤	No. 1	1160	2770
	No. 2	1120	2580
	No. 3	1200	2970
セメント改良土	No. 4	1080	2520
	No. 5	1050	2380

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	$2.4 \times 10^{-7}$	13	$0.5 \times 10^{-7}$

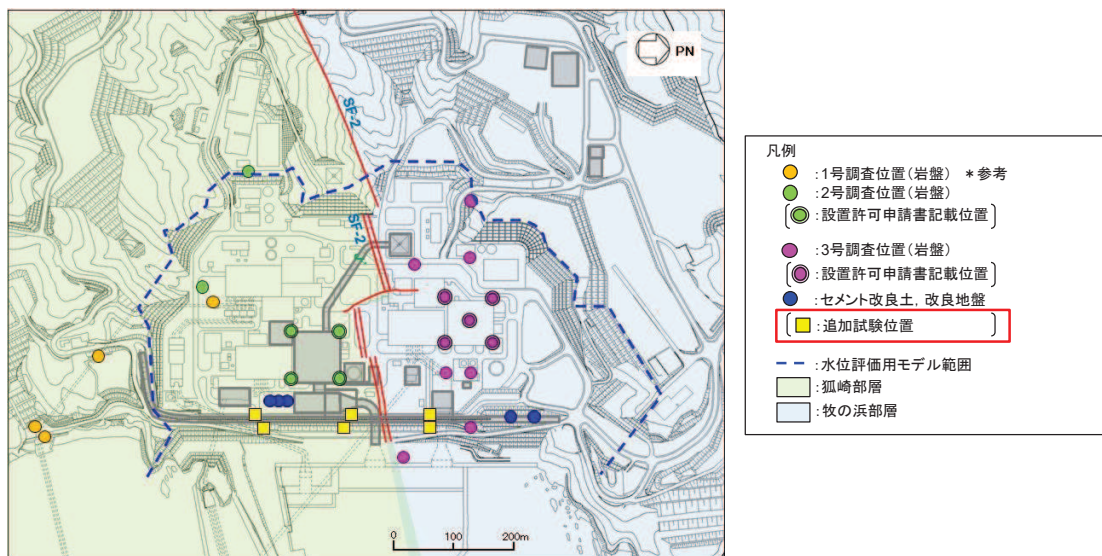


図 4-6 改良地盤の追加透水試験位置図

(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。

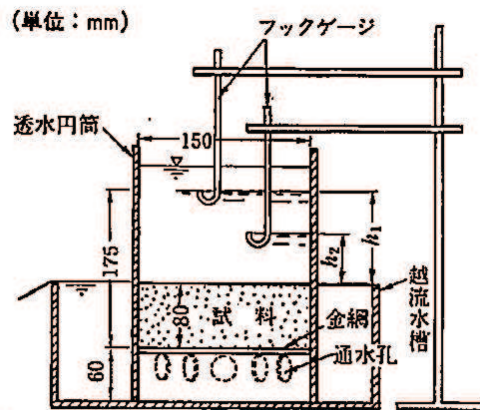


図-6.5.4 低動水勾配の変水位透水試験（大口径のスタンドパイプを用いる方法）Yemington 司に加筆修正

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	$1.2 \times 10^{-2}$

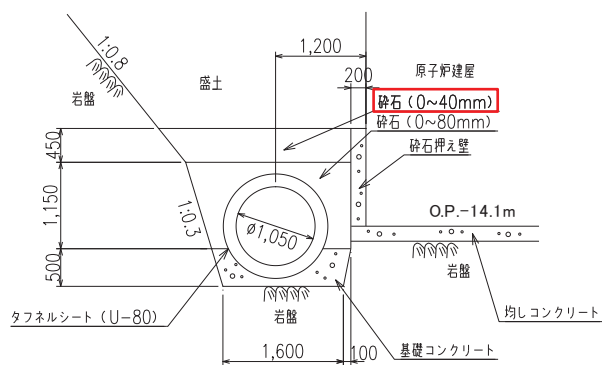


図 4-8 ヒューム管周辺のフィルター材設置状況  
(φ 1050 mmヒューム管の例)

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

#### 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	$3.0 \times 10^{-5}$	$2.1 \times 10^{-5}$	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	$2.0 \times 10^{-6}$	$1.6 \times 10^{-6}$	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	$5.0 \times 10^{-7}$	$1.3 \times 10^{-7}$	試験結果の平均値に基 づき設定	* 1
牧の浜 部層	岩盤 I	$1.0 \times 10^{-6}$	$1.1 \times 10^{-6}$	試験結果の平均値に基 づき設定	* 2
	岩盤 II	$1.0 \times 10^{-7}$	$0.6 \times 10^{-7}$	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 -  $1\sigma$  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  $1.0 \times 10^{-11}$  (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（ $-1\sigma$ ）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		$3.0 \times 10^{-5}$	$2.1 \times 10^{-5}$	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	$7.0 \times 10^{-7}$	$7.2 \times 10^{-7}$	透水試験結果の平均値- $1\sigma$ に基づき設定		
	岩盤Ⅱ	$5.0 \times 10^{-7}$	$1.3 \times 10^{-7}$	透水試験結果の平均値に基づき設定		
牧の浜 部層	岩盤Ⅰ	$2.0 \times 10^{-7}$	$2.3 \times 10^{-7}$	透水試験結果の平均値- $1\sigma$ に基づき設定		
	岩盤Ⅱ	$1.0 \times 10^{-7}$	$0.6 \times 10^{-7}$	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		$2.0 \times 10^{-7}$	$2.1 \times 10^{-7}$	透水試験結果の平均値に基づき設定		* 2
透水層（砕石）		$1.0 \times 10^{-2}$	$1.2 \times 10^{-2}$	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 $1.0 \times 10^{-11}$  (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		$7.0 \times 10^{-4}$	$6.2 \times 10^{-4}$	粒度試験に基づくクレーガーらの方法による平均値+1σに基づき設定	
狐崎 部層	岩盤Ⅰ	$4.0 \times 10^{-6}$	$3.7 \times 10^{-6}$	透水試験結果の平均値+1σに基づき設定	
	岩盤Ⅱ	$1.0 \times 10^{-6}$	$0.8 \times 10^{-6}$	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	$6.0 \times 10^{-6}$	$5.3 \times 10^{-6}$	透水試験結果の平均値+1σに基づき設定	
	岩盤Ⅱ	$3.0 \times 10^{-7}$	$3.0 \times 10^{-7}$	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		$2.0 \times 10^{-6}$	$1.6 \times 10^{-6}$	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 $1.0 \times 10^{-11}$  (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( $-1\sigma$ )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 $-1\sigma$ 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		$3.0 \times 10^{-2}$	$5.57 \times 10^{-5}$	$2.39 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-6}$	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。
CASE T2		$3.0 \times 10^{-2}$	$5.57 \times 10^{-5}$	$2.39 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-8}$	岩盤I、II層の透水係数を最小値に設定。MMRは前回CASE1より2桁小さく設定。
CASE T3		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-8}$	岩盤I、II層の透水係数を前回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		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-8}$	表層土等、岩盤I、II層の透水係数を前回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)		$3.0 \times 10^{-2}$	$2.0 \times 10^{-4}$	$5.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-6}$	

盛土・旧表土の  
透水係数を 1/10

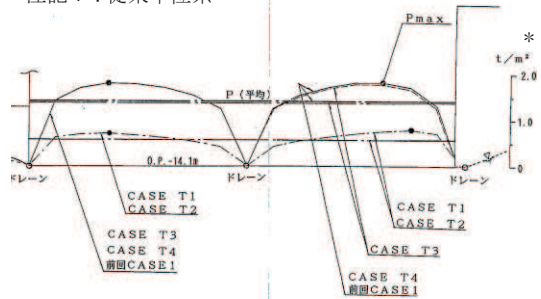
原子炉建屋

(単位: t/m<sup>2</sup>)

ケース	揚圧力	Pmax左	Pmax右	P(平均)
CASE T1	0.71	0.79	0.57	0.57
CASE T2	0.71	0.79	0.57	0.57
CASE T3	1.75	1.72	1.37	1.37
CASE T4	1.78	1.81	1.42	1.42
(前回CASE1)	1.78	1.81	1.42	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		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-8}$	南端ドレーンを50cm下げ、0.P.-2.7mに設定。岩盤I、II層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T6		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-9}$	サブドレーンを0.P.-6.0mに追加。岩盤I、II層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
CASE T7		$3.0 \times 10^{-3}$	$7.0 \times 10^{-5}$	$5.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-9}$	サブドレーンを0.P.-6.0mに追加。岩盤I層の透水係数は前回CASE1より1桁小さく設定。
(前回CASE1)		$3.0 \times 10^{-3}$	$2.0 \times 10^{-4}$	$5.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-8}$	

岩盤I・II共に  
透水係数を1/10

岩盤Iのみ  
透水係数を-1σ

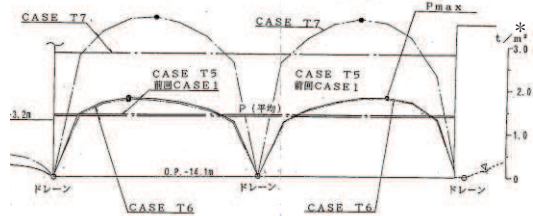
原子炉建屋

(単位: t/m<sup>2</sup>)\*

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

(原子炉建屋の揚圧力)

\*: 従来単位系



(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 ( $3.0 \times 10^{-5}$ 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。

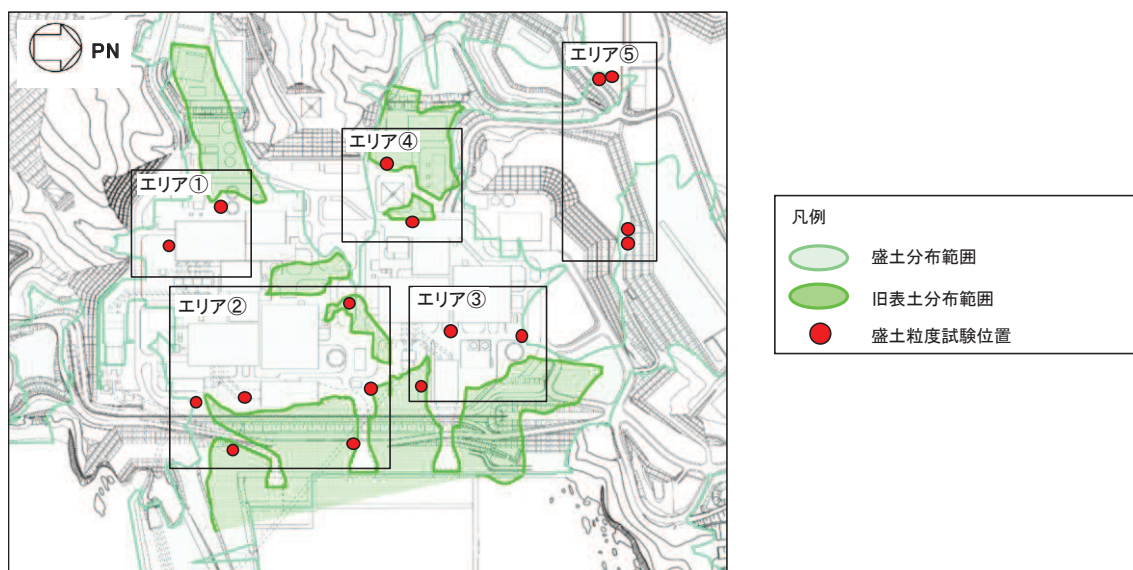


図 4-11 盛土の平面分布のエリア分類

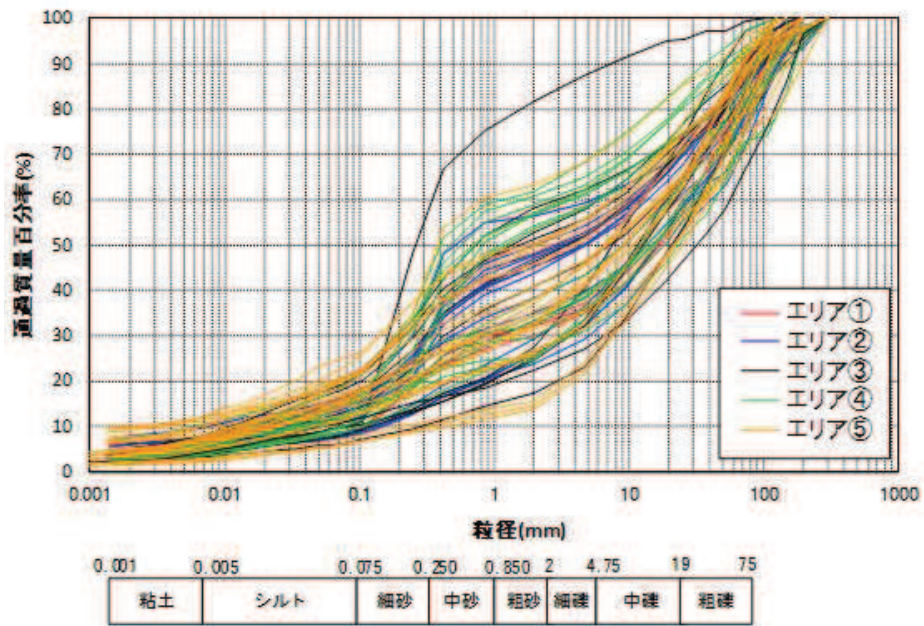


図 4-12(1) 盛土の粒径加積曲線 (全エリア)

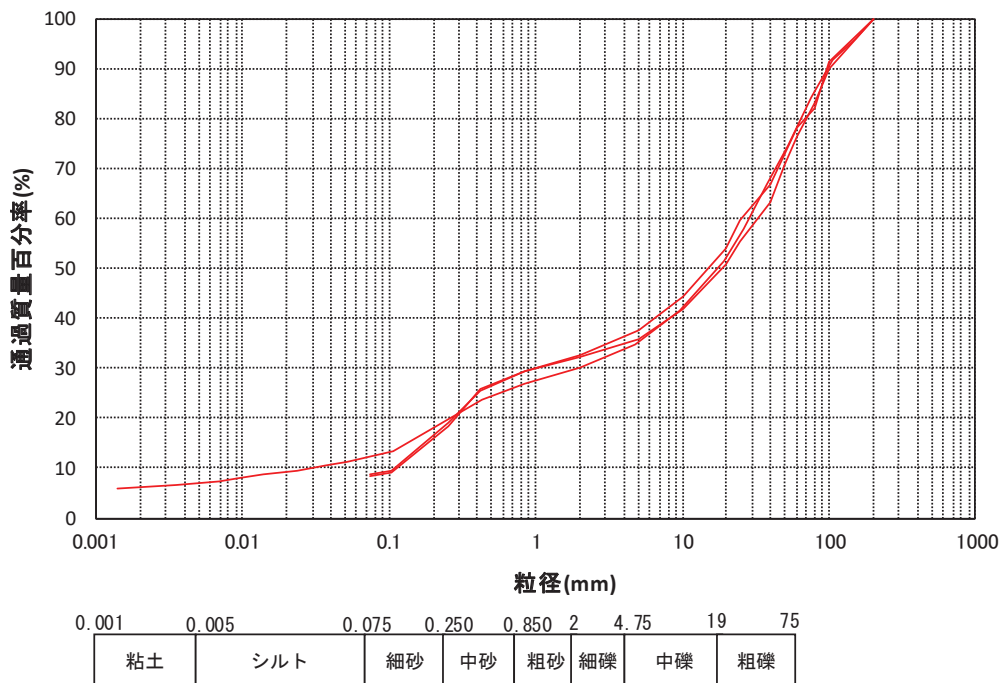


図 4-12(2) 盛土の粒径加積曲線 (エリア①)

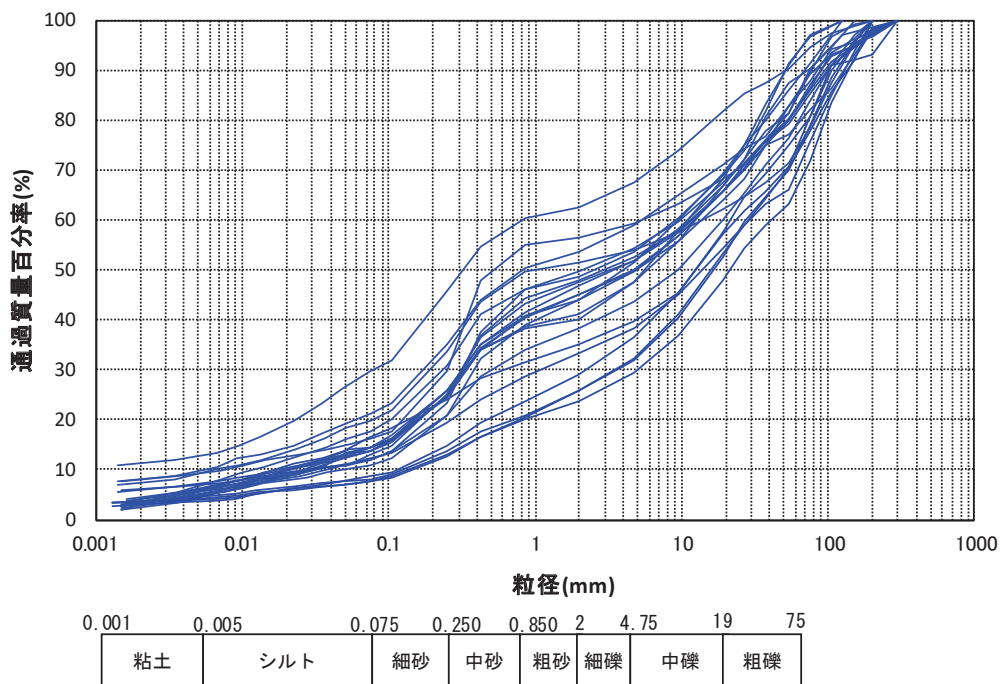


図 4-12(3) 盛土の粒径加積曲線 (エリア②)

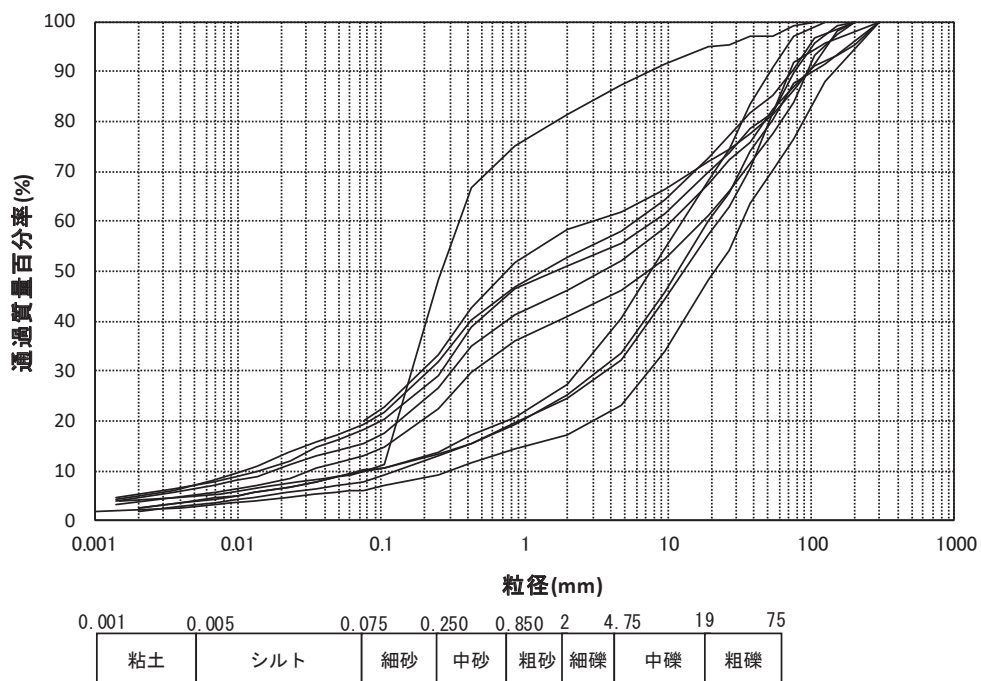


図 4-12(4) 盛土の粒径加積曲線 (エリア③)

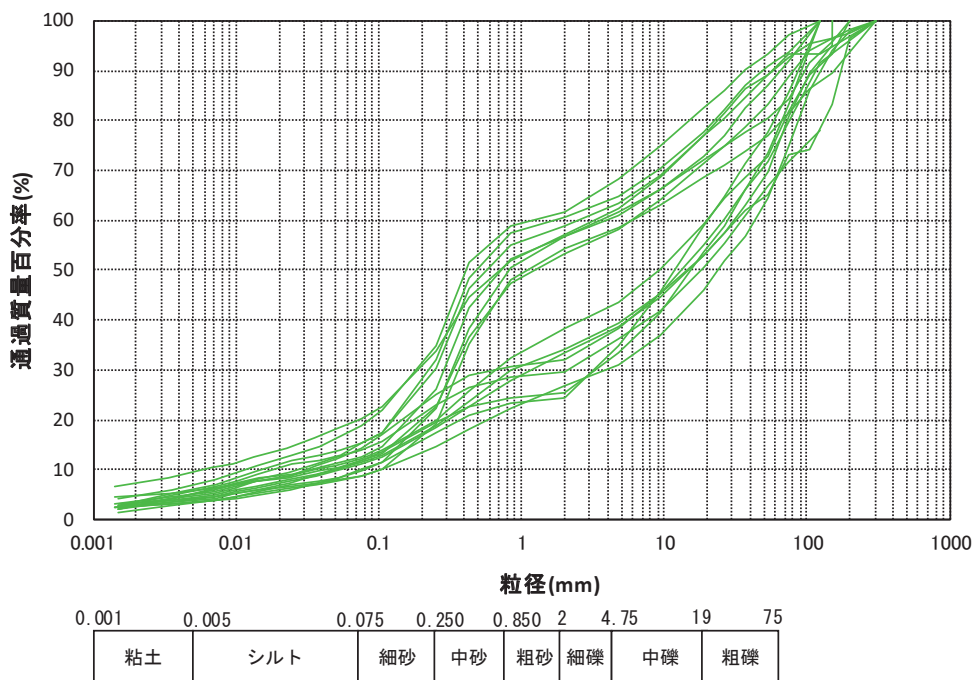


図 4-12(5) 盛土の粒径加積曲線 (エリア④)

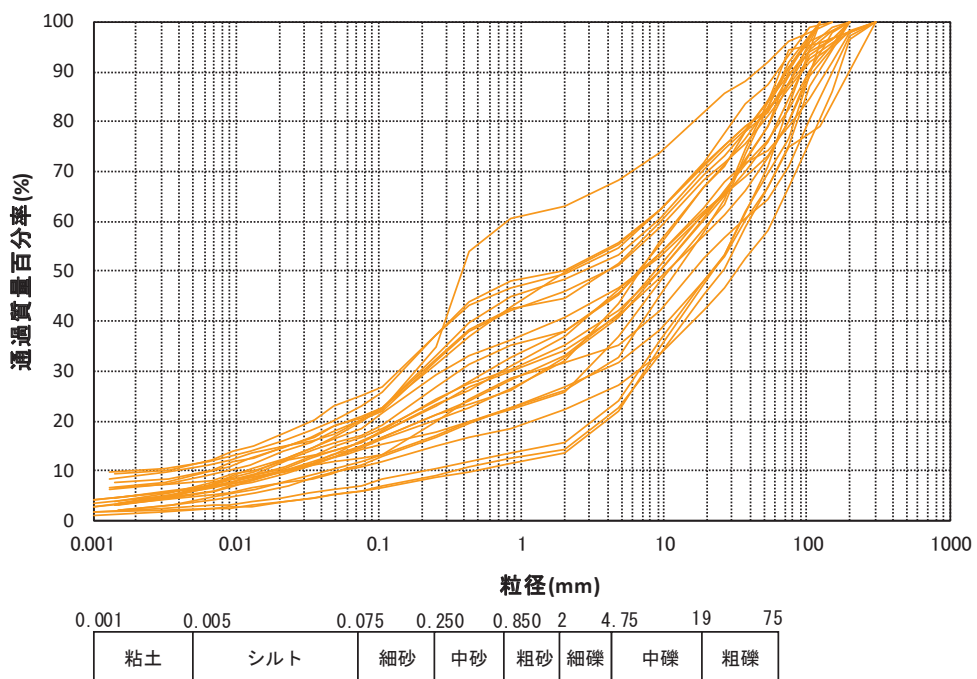


図 4-12(6) 盛土の粒径加積曲線 (エリア⑤)