

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7補足-024-1 改11
提出年月日	2020年8月31日

柏崎刈羽原子力発電所 7号機

地盤の支持性能について

2020年 8月

東京電力ホールディングス株式会社

目 次

	頁
1. 概要	1
2. 基本方針	1
3. 対象施設周辺の地質等	2
3.1 対象施設周辺の地質	2
3.2 対象施設周辺の地質分布状況の整理結果	15
3.3 敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針	17
3.3.1 対象施設周辺の地下水位分布	17
3.3.2 耐震評価における地下水位の設定方針	19
4. 地盤の解析用物性値	23
4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値	23
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	28
4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値	43
4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値	44
4.2.3 その他の解析用物性値	90
4.2.4 地盤の物性のばらつきについて	91
5. 極限支持力	92
5.1 基礎地盤（西山層）の極限支持力度	92
5.2 直接基礎の支持力算定式	99
5.3 杭基礎の支持力算定式	102
6. 地盤の速度構造	106
6.1 入力地震動の設定に用いる地下深部モデル	106
6.2 地震応答解析に用いる浅部地盤の解析モデル	109
参考資料 1	(参考) 1-1
参考資料 2	(参考) 2-1
参考資料 3	(参考) 3-1
参考資料 4	(参考) 4-1
参考資料 5	(参考) 5-1
参考資料 6	(参考) 6-1
参考資料 7	(参考) 7-1
参考資料 8	(参考) 8-1
参考資料 9	(参考) 9-1
参考資料 10	(参考) 10-1
参考資料 11	(参考) 11-1
参考資料 12	(参考) 12-1

1. 概要

本資料は、V-2-1-1「耐震設計の基本方針」に基づき、設計基準対象施設並びに常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備、常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）、常設重大事故防止設備（設計基準拡張）が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。）、常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）が設置される重大事故等対処施設（以下「常設重大事故等対処施設」という。）、及び波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震安全性評価を実施するに当たり、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の地盤物性値設定及び支持性能評価で用いる地盤諸元の基本的な考え方を示したものである。

2. 基本方針

設計基準対象施設、常設重大事故等対処施設及び波及的影響の設計対象とする下位クラス施設において、これらの対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の解析用物性値については、各種試験に基づき設定する。全応力解析に用いる解析用物性値は、設置変更許可申請書（添付書類六）に記載した調査・試験結果に基づき設定することを基本とする。有効応力解析に用いる解析用物性値は、対象施設周辺の敷地で実施した調査・試験結果に基づき設定する。

対象施設を設置する地盤の地震時における支持性能評価については、設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設の耐震重要度分類又は施設区分に応じた地震力により地盤に作用する接地圧が、地盤の極限支持力度に対して妥当な安全余裕を有することを確認することによって行う。

極限支持力は、建築基準法及び同施行令、建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001改定）（以下「基礎指針」という。）及び道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）（以下「道路橋示方書 I・IV」という。）の支持力算定式に基づき、対象施設の支持地盤の支持力試験又は室内試験結果より設定する。

杭基礎の押し込み力及び引抜き力に対する支持性能評価において、有効応力解析により液状化すると評価された地盤は杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、支持性能評価を行うことを基本とする。ただし、杭周面地盤に地盤改良体、非液状化層、岩盤がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

耐震設計における地下水位は、対象施設と地下水排水設備との位置関係、対象施設近傍の観測記録及び潮位等を踏まえ、対象施設ごとに保守的な地下水位を設定する。

3. 対象施設周辺の地質等

3.1 対象施設周辺の地質

対象施設周辺の地質層序を表 3-1 に示す。対象施設周辺の地質は、下位から新第三系の椎谷層、新第三系鮮新統～第四系下部更新統の西山層、それらを不整合で覆う中部更新統の古安田層*、上部更新統の大湊砂層及び番神砂層、完新統の新期砂層・沖積層からなる。

対象施設周辺の地質・地質構造評価に係る地質調査のうち、ボーリング調査位置図を図 3-1 に、対象施設周辺の地質平面図を図 3-2 に、地質断面図を図 3-3～図 3-10 に示す。

対象施設周辺に分布する地層のうち、最下位の椎谷層は主に砂岩優勢な砂岩・泥岩の互層からなり、細礫岩等を挟在する。上部になるに従って泥岩が優勢な岩相となる。

西山層は主に塊状無層理の泥岩からなり、スコリア粒、軽石粒、ノジュール、砂岩、凝灰岩、縞状泥岩等を挟在する。本層は、これらの挟み層の分布状況等によって下位から N₁、N₂ 及び N₃ の 3 部層に区分することができ、対象施設周辺に分布するのは N₁ 部層のみである。

古安田層は主に粘土～シルトからなり、砂、砂礫等を挟在する。場所により地層構成、層厚に差があるが、大局的には粗粒から細粒に変化する堆積サイクルが認められ、このサイクルによって下位から A₁、A₂、A₃ 及び A₄ 部層に区分することができる。各部層のうち、A₁ 部層は新第三系～下部更新統上限面の旧河谷部に分布し、砂、砂礫を挟む。A₂ 部層は砂、厚い砂礫、有機物を挟む。A₃ 部層は貝化石を含み、有機物あるいは縞状粘土を伴う。A₄ 部層は対象施設周辺には分布していないが、砂を多く挟み、最上部に厚い砂を伴う。

大湊砂層は主に分級の良い赤褐色～黄褐色を呈する中粒～粗粒砂からなり、厚さ数 mm～数 cm のシルト層を挟在する。

番神砂層は主に分級の良い灰白色を呈する塊状の中粒～粗粒砂からなり、前述した大湊砂層に比べて固結度が高い。砂粒は大部分が石英及びチャート粒からなり、何種類かの重鉱物を含んでいる。風成の葉理構造が認められ、古砂丘を形成しており、下位の大湊砂層を整合あるいは一部不整合に覆う。

新期砂層・沖積層は下位層上限面に刻まれた谷を埋めるように堆積したため、場所により層厚が大きく変化している。主に未固結の淘汰の良い細粒～中粒砂からなる。下部は灰色～茶褐色を呈し、シルトを挟在し一部腐植質となる。上部は灰白色～茶褐色の細粒～中粒砂からなる。

対象施設周辺の第四系の主な層相及び代表的なコア写真の拡大を表 3-2 に示す。以降、対象施設周辺の第四系をこの層相に基づき区分する。

注記* : 本資料では、安田層下部層の MIS10～MIS7 と MIS6 の境界付近の堆積物を、『古安田層』と仮称する。

表 3-1 対象施設周辺の地質層序

時代		地層名	地質区分 ^{*1} [略称]	主な層相・岩質		テフラ・放射年代 ^{*2}	
第四紀	完新世	新期砂層・沖積層	新期砂層	砂	灰白色～茶褐色の細～中粒砂 シルト層を挟在 一部は腐植質	腐植 (9,910±30年前)	
			沖積層上部	シルト～砂			
			沖積層下部	砂			
	後期	番神砂層	番神砂層・ 大湊砂層	灰白色～赤褐色の中～粗粒砂		刈羽テフラ (約20万年前)	
		大湊砂層		褐色～黄褐色の中～粗粒砂, シルトの薄層を含む			
	更新世	中期	A ₃ 部層	A3c層 [A3c]	シルト	粘土～シルト 縞状粘土, 有機物, 砂を伴う 貝化石を含む	Ata-Th (約24万年前)
				A3a1層 [A3a1]	砂・シルト互層		
				A3s層 [A3s]	砂		
		古 安 田 層	A ₂ 部層	A2c層 [A2c]	シルト	粘土～シルト 砂, 厚い砂礫, 有機物を挟む	Kkt (約33～34万年前)
				A2a1層 [A2a1]	砂・シルト互層		
				A2s層 [A2s]	砂		
		A ₁ 部層	A2g層 [A2g]	シルト質砂礫 ～砂礫	粘土～シルト 砂, 砂礫を挟む		
			A1c層 [A1c]	シルト			
	A ₁ 部層	A1g層 [A1g]	シルト質砂礫 ～砂礫				
新第三紀	鮮新世	後期	西山層	西山層	シルト質～粘土質泥岩 砂岩, 凝灰岩, ノジュールを挟む 珪質海綿化石を含む	Nt-17 (340±20万年前) Nt-7 (350±20万年前)	
		前期					
	中新世	後期	椎谷層	椎谷層	砂岩, 砂岩・泥岩互層, 細礫岩等を挟む		

注記*1 : 同表の地質区分は, 地質調査の結果を踏まえ, 設置変更許可段階の地層名から層相毎に区分したものを示している。

*2 : テフラの名称・年代は, 岸ほか(1996)などによる。

*3 : 〰 不整合

*4 : 安田層下部層のMIS10～MIS7とMIS6の境界付近の堆積物に対する仮称。

MIS : 海洋酸素同位体ステージ (Marine oxygen Isotope Stage)

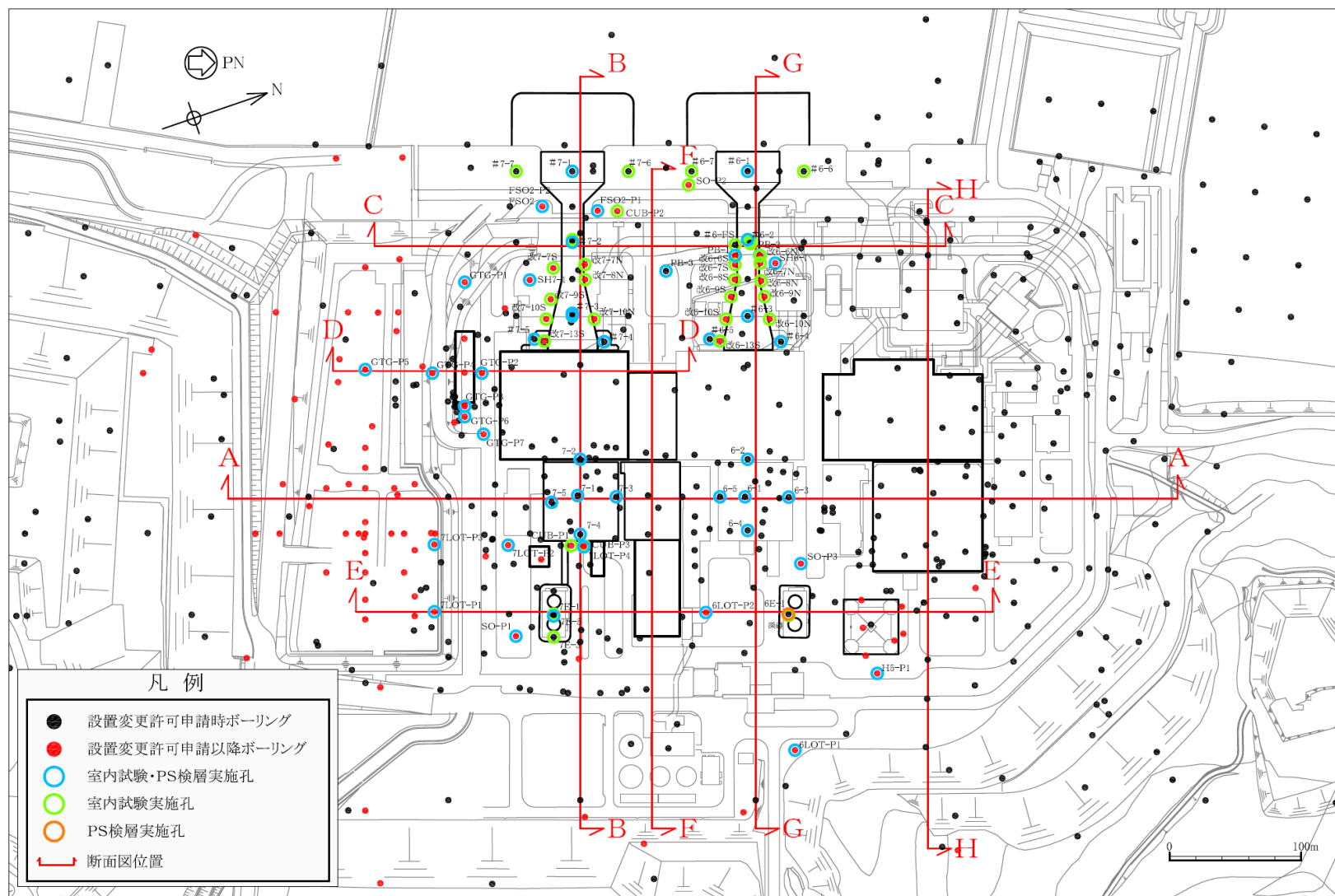


図 3-1 ボーリング調査位置図

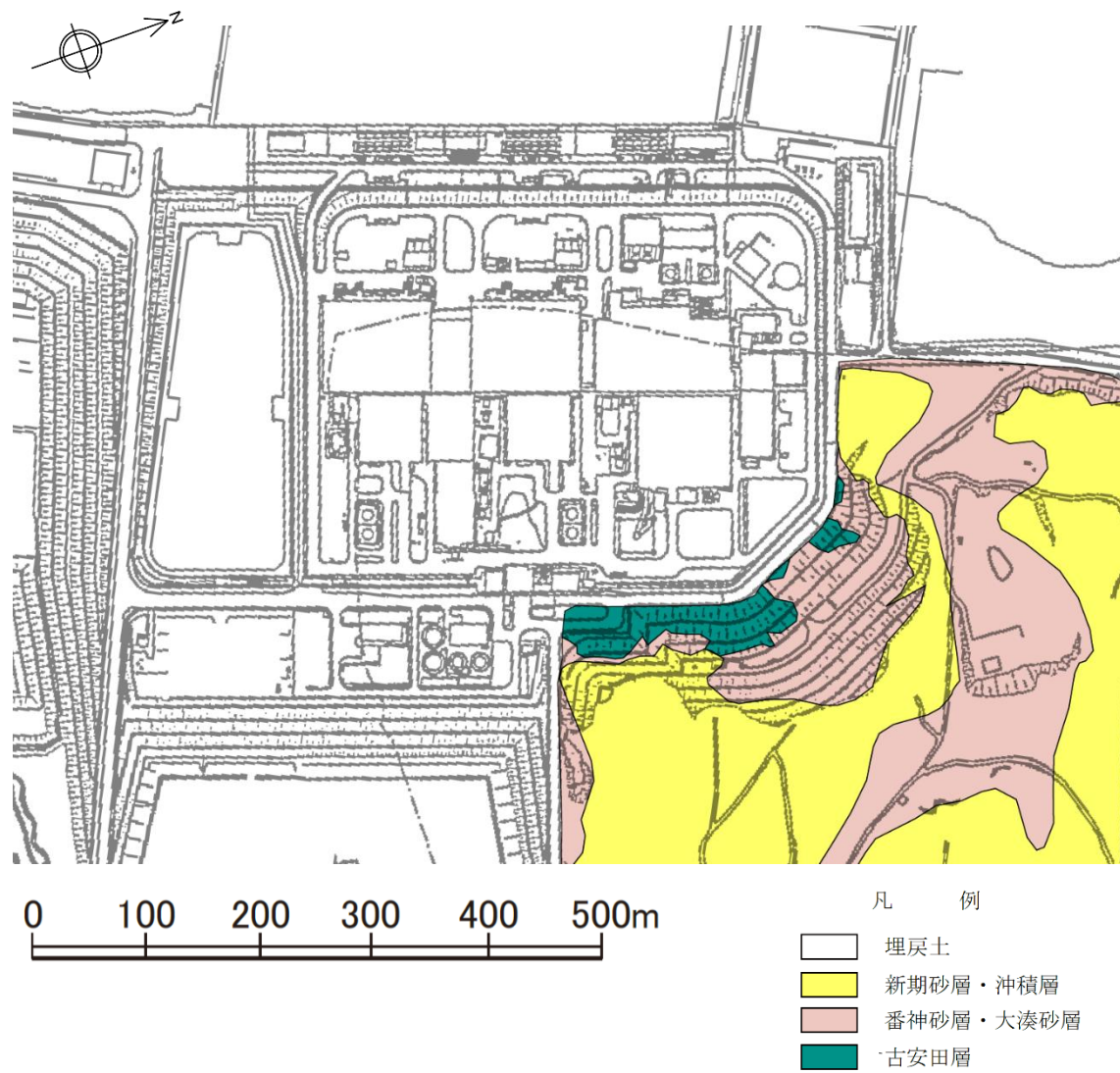


图 3-2 地質平面图

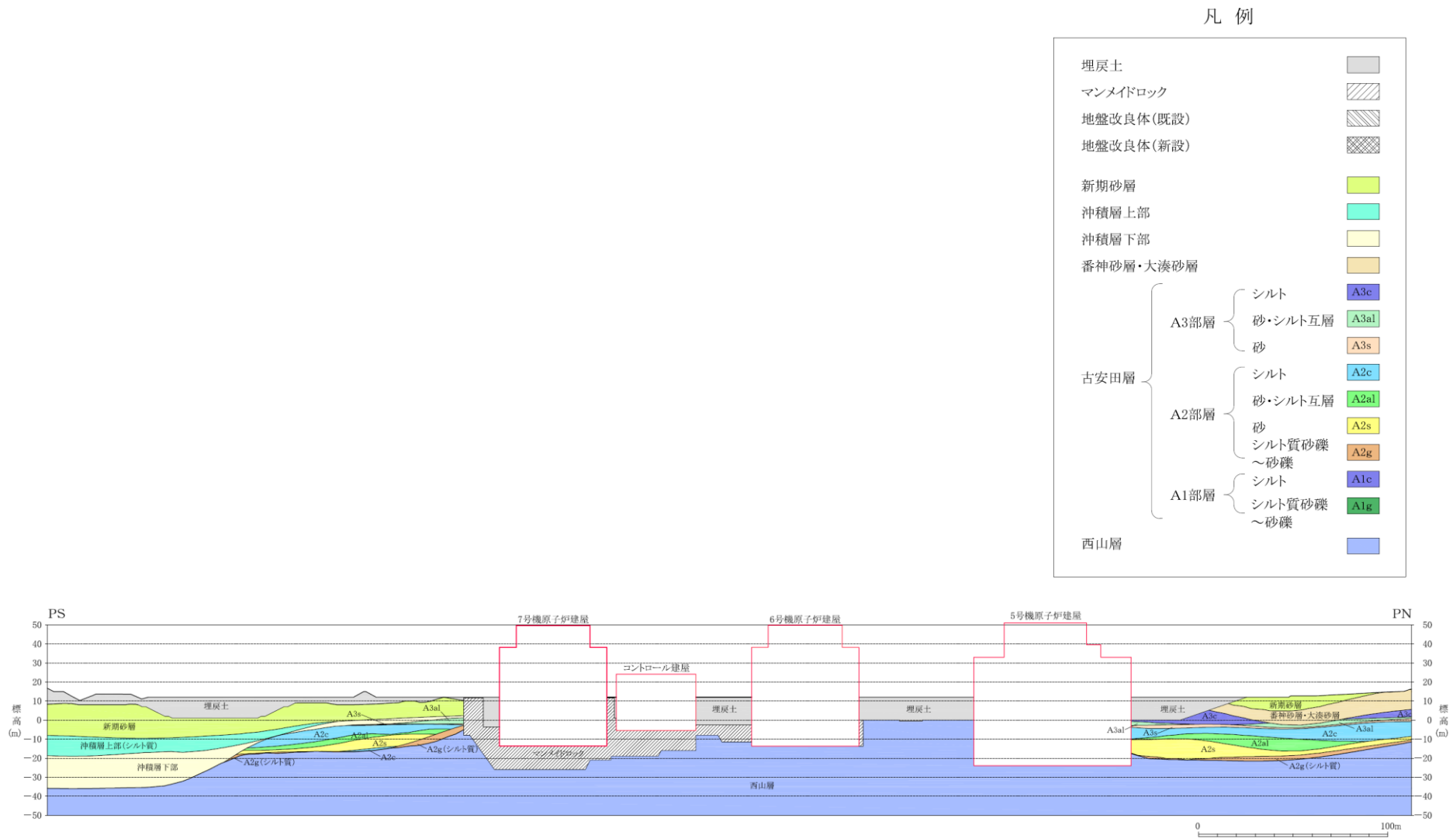


図 3-3 汀線平行 地質断面図 (原子炉建屋炉心中央) (A-A断面)

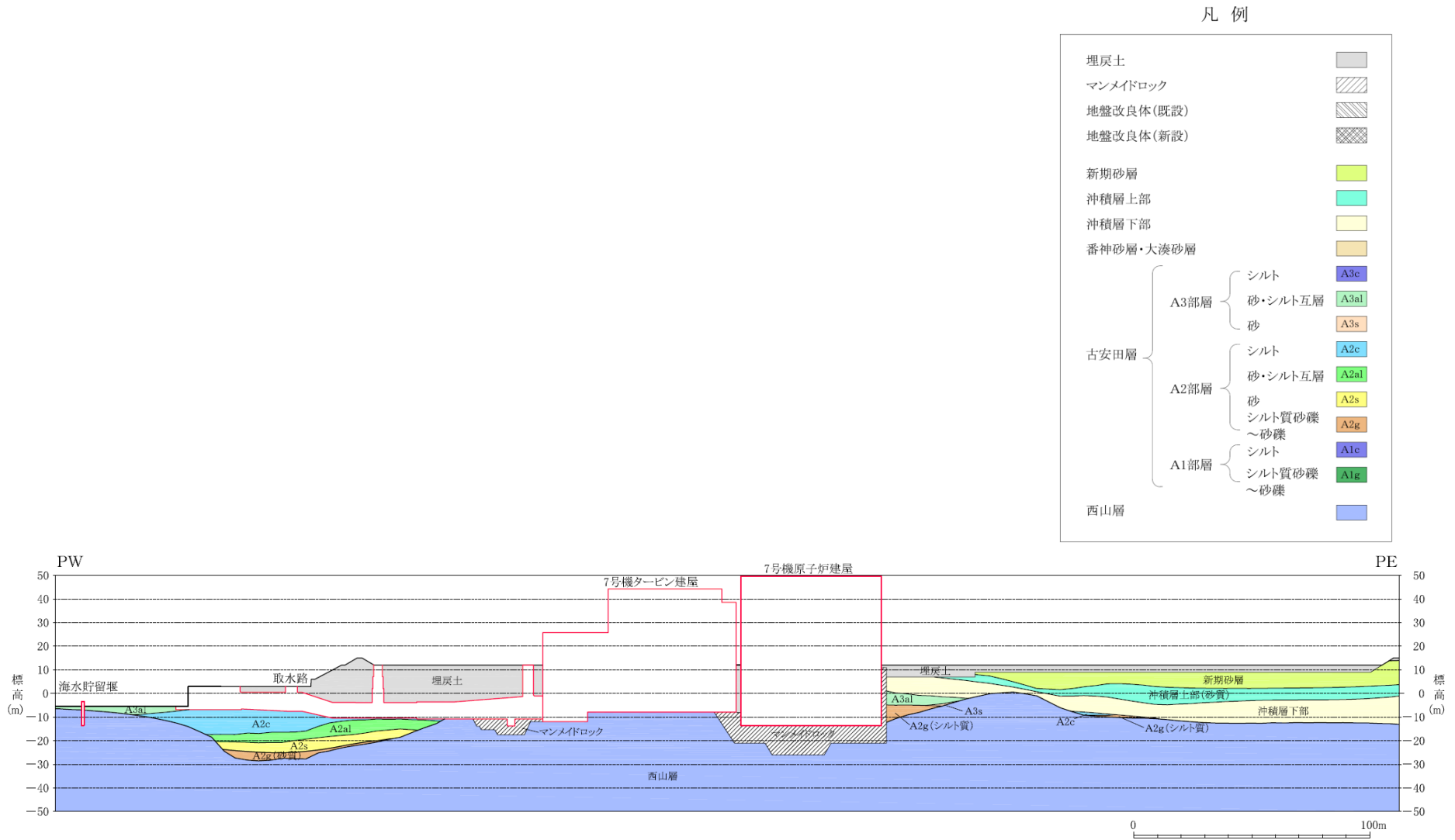


図 3-4 汀線直交 地質断面図 (原子炉建屋炉心中央) (B-B 断面)

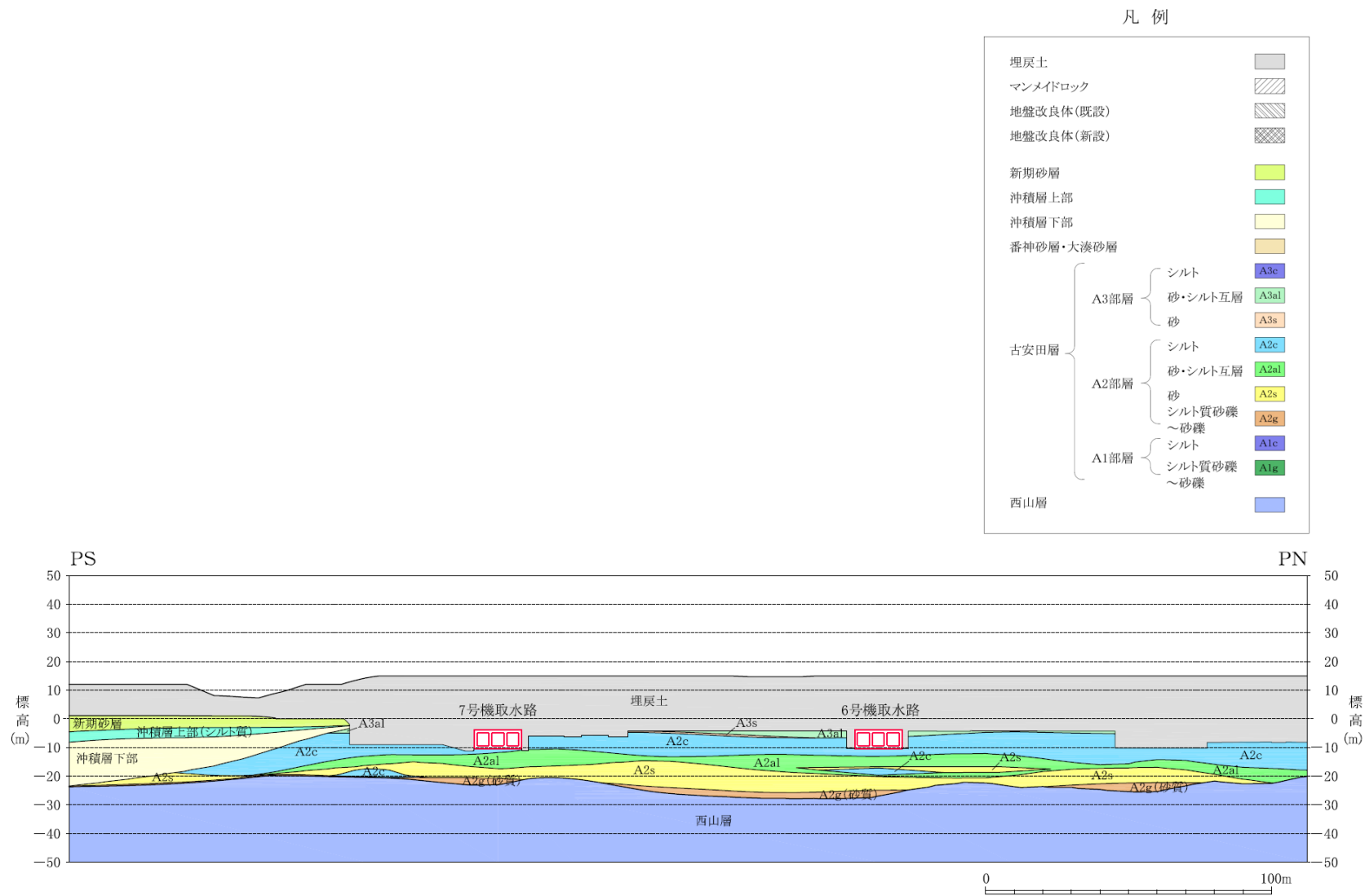


図 3-5 汀線平行 地質断面図(6・7号機取水路一般部)(C-C断面)

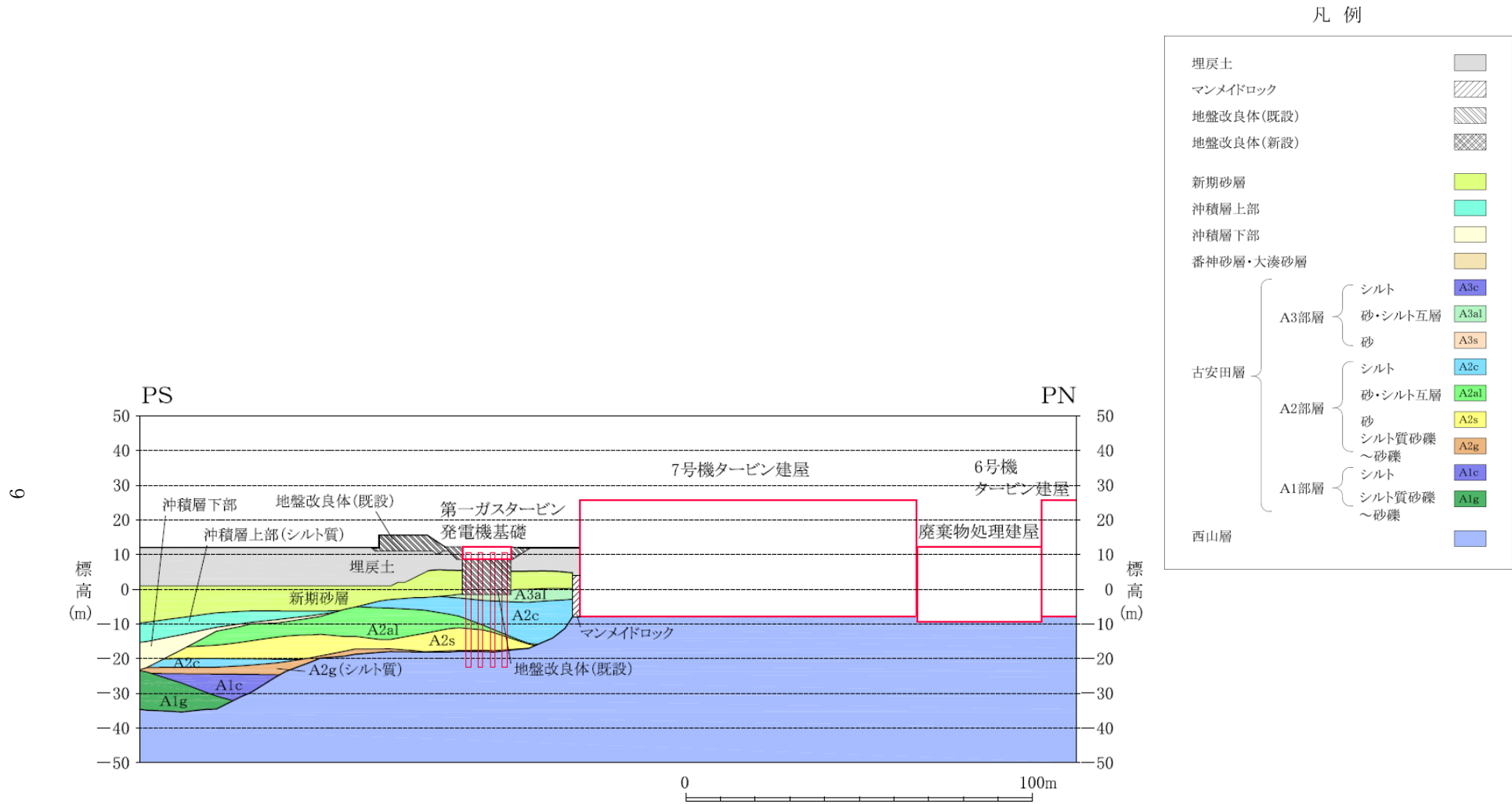


図 3-6 汀線平行 地質断面図(第一ガスタービン発電機基礎中央)(D-D 断面)

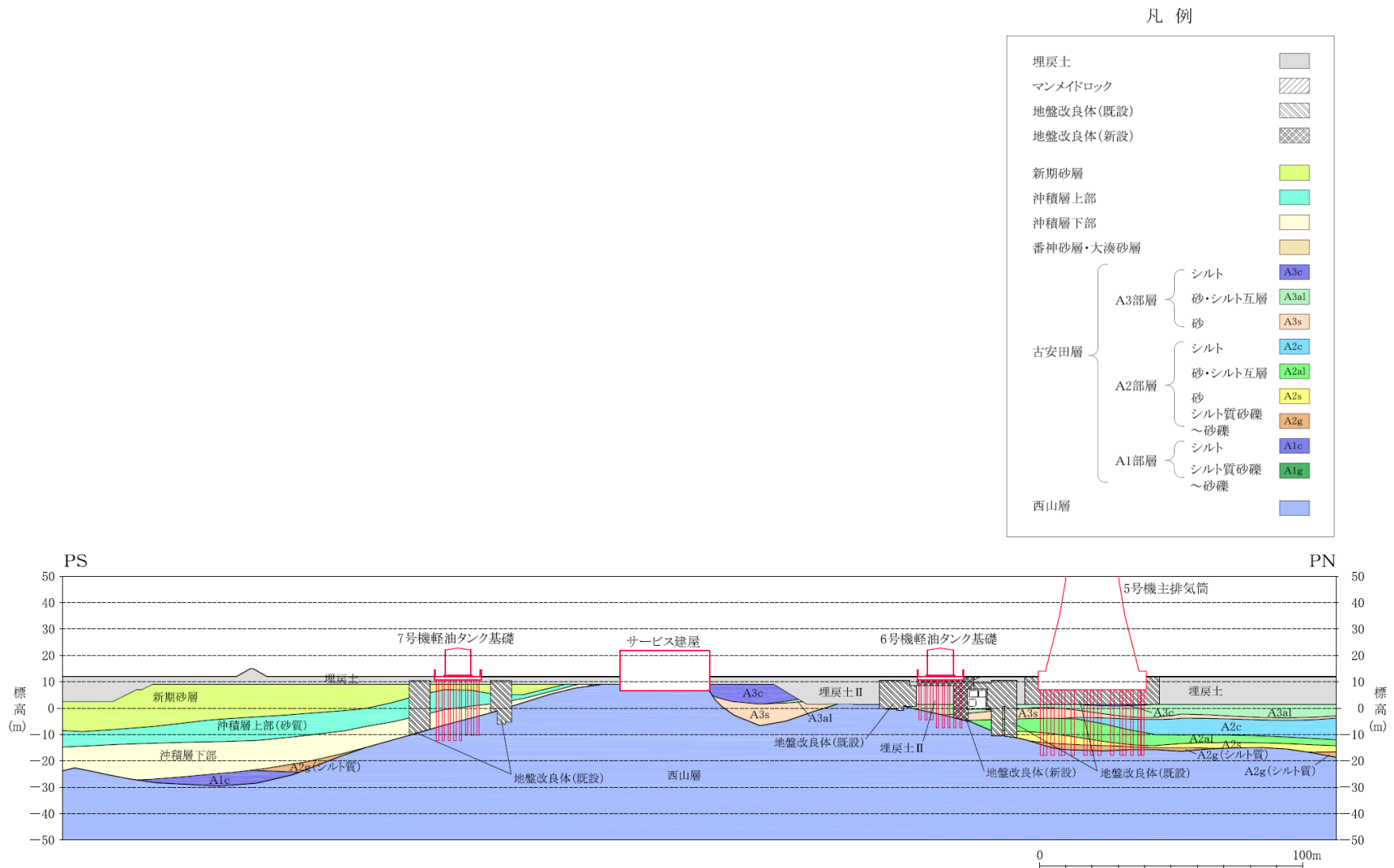


図 3-7 汀線平行 地質断面図(軽油タンク基礎中央)(E-E 断面)

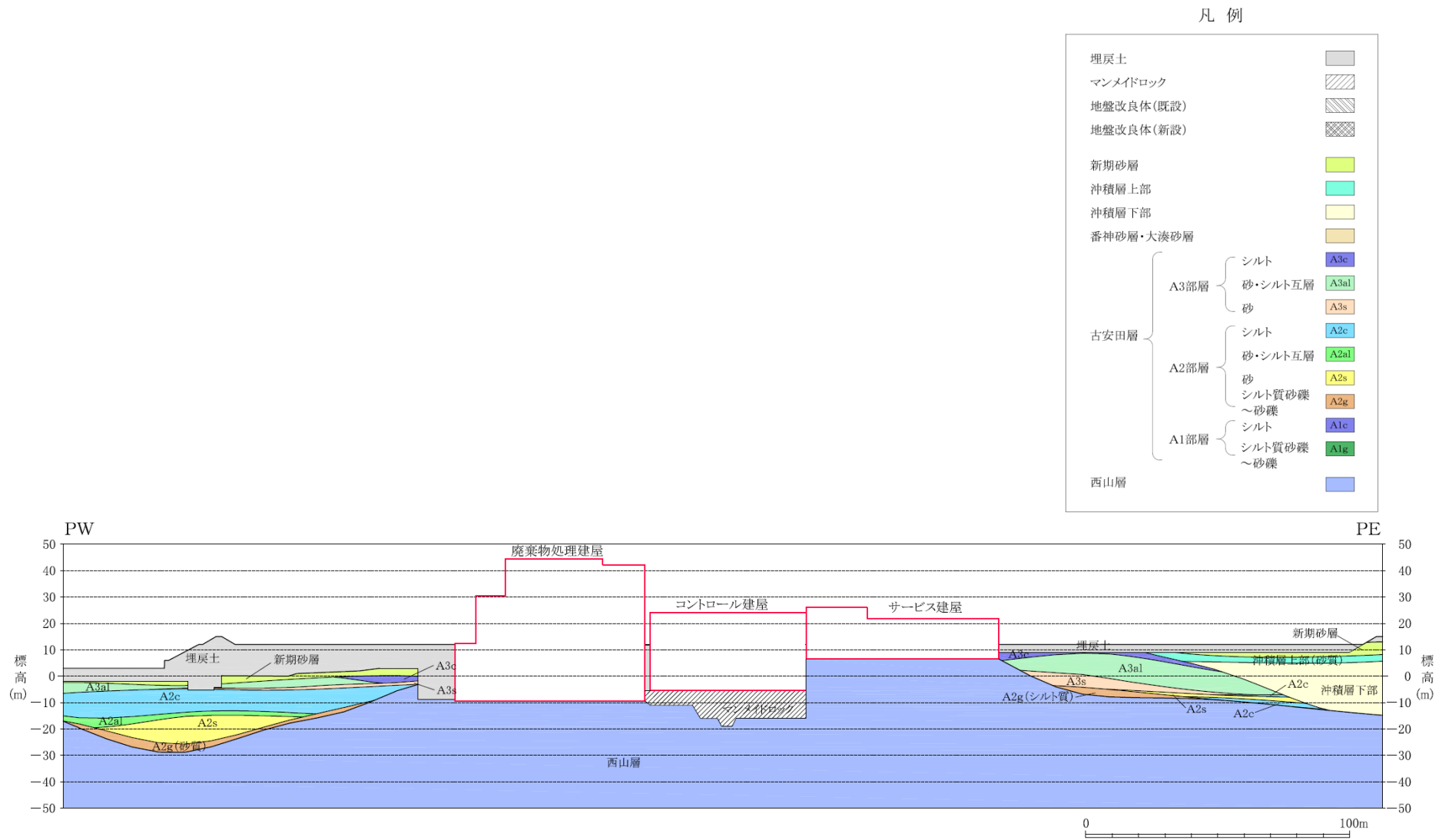


図 3-8 汀線直交 地質断面図(コントロール建屋中央)(F-F 断面)

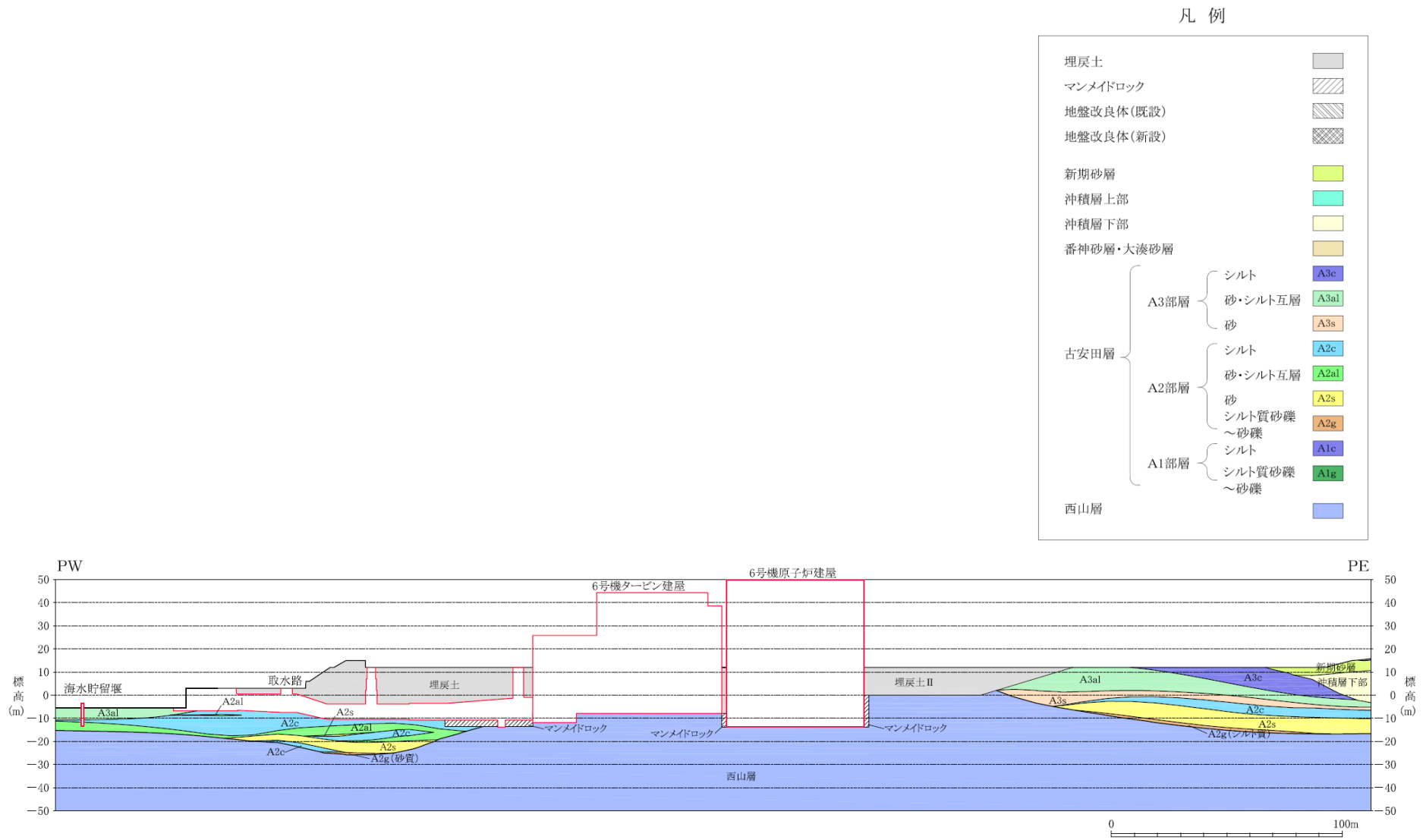


図3-9 汀線直交 地質断面図(6号機原子炉建屋炉心中央)(G-G断面)

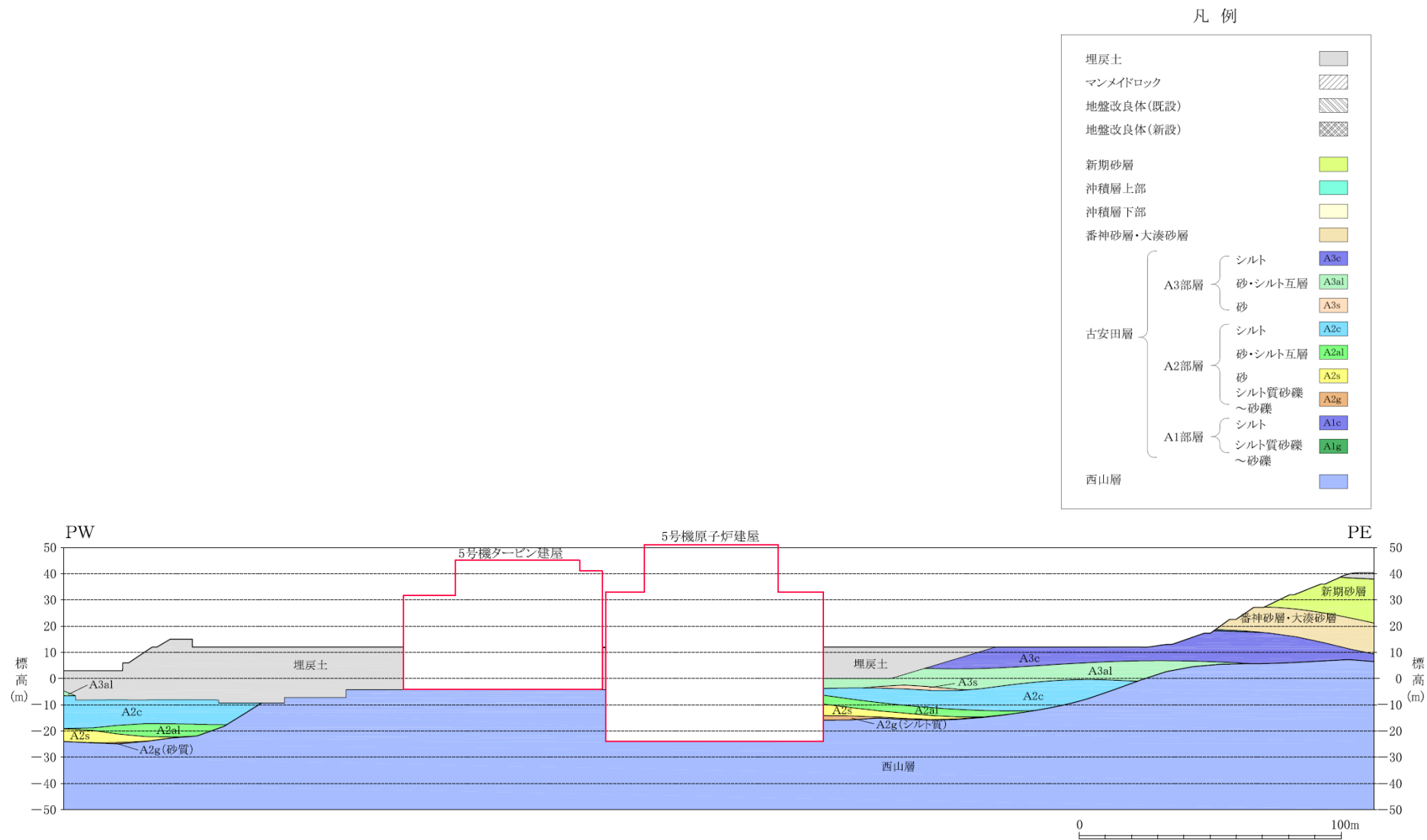










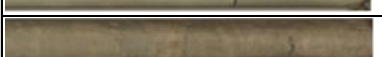
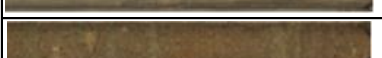
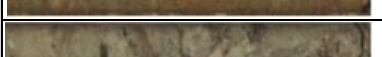





図 3-10 汀線直交 地質断面図(5号機原子炉建屋炉心中央)(H-H断面)

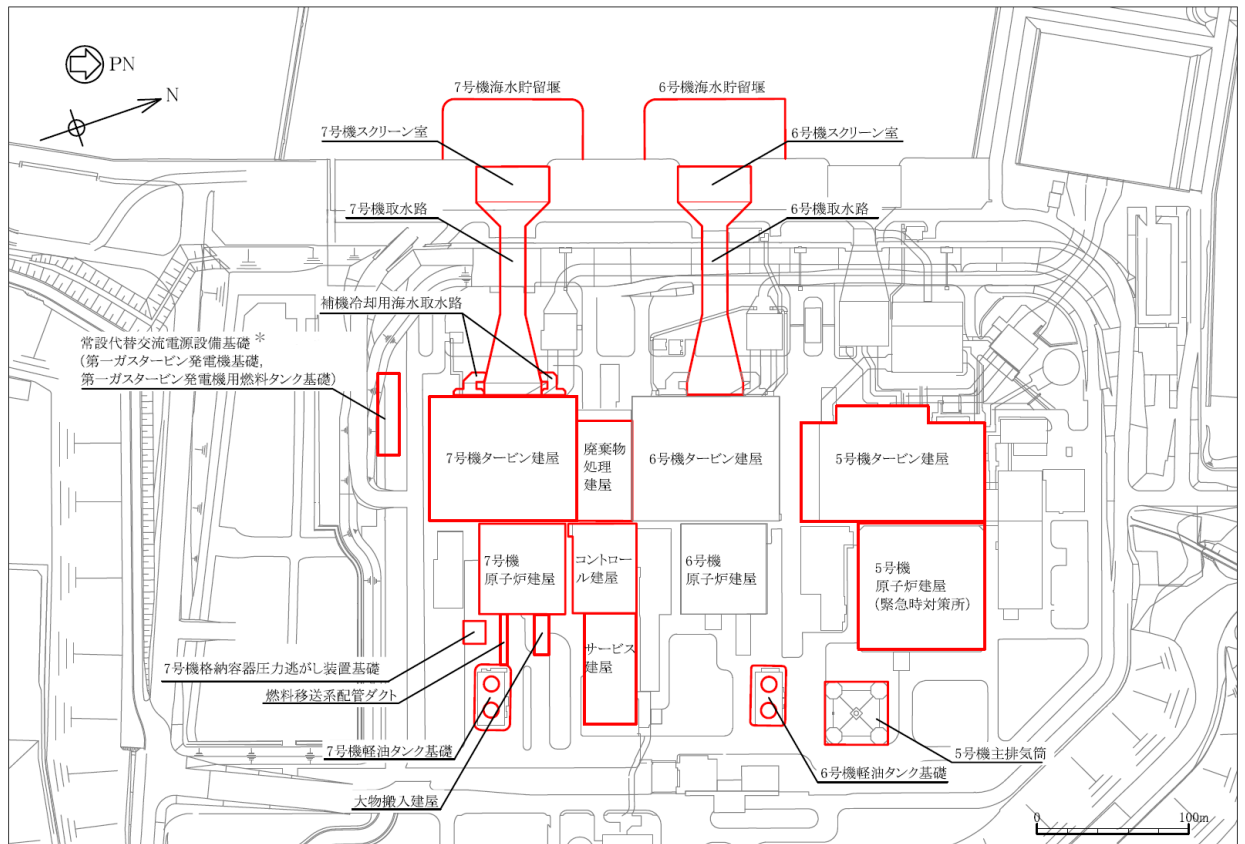
表 3-2 第四系の主な層相

時代	地層名	地質区分	主な層相		代表的なコア写真	
第四紀	完新世	新期砂層・沖積層	新期砂層	砂	灰白～茶褐色の細～中粒砂。シルト層を挟在。一部は腐植質。	
			沖積層上部	シルト		
				砂		
			沖積層下部	砂		
	更新世	番神砂層	番神砂層・大湊砂層	砂	灰白～赤褐色の中～粗粒砂。	
		大湊砂層		砂	褐～黄褐色の中～粗粒砂。	
		A3部層	A3c層	シルト	粘土～シルト。縞状粘土，有機物，砂を伴う。貝化石を含む。	
			A3a1層	砂・シルト互層		
			A3s層	砂		
		A2部層	A2c層	シルト	粘土～シルト。砂，厚い砂礫，有機物を挟む。	
			A2a1層	砂・シルト互層		
			A2s層	砂		
			A2g層	シルト質砂礫		
		砂礫				
		A1部層	A1c層	シルト	粘土～シルト。砂，砂礫を挟む。	
			A1g層	シルト質砂礫～砂礫		

3.2 対象施設周辺の地質分布状況の整理結果

対象施設の全体配置図を図 3-11 に示す。「3.1 対象施設周辺の地質」において作成した地質断面図より、各対象施設周辺の地質分布状況を整理した結果を表 3-3 に示す。なお、ここに示す地質区分は、地質調査及び粒度試験などの室内試験の結果に基づき、地質学的見地・工学的見地から表 3-1 の地質層序より細分化したものを示している。地質区分の細分化についての詳細は、後述する 4.2.2(2) に記す。

これらの地質に対し、図 3-1 に示すような広範囲における調査結果等に基づき解析用物性値を設定した。



注記*：常設代替交流電源設備基礎は、以下、「第一ガスタービン発電機基礎、第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎」という。

図 3-11 対象施設の全体配置図

表 3-3 対象施設周辺の地質分布一覧

対象施設		建物・構築物										土木構造物							
		・原子炉建屋	・タービン建屋	・大物搬入建屋	・コントロール建屋	・サービス建屋	・廃棄物処理建屋	・格納容器圧力逃がし装置基礎	・緊急時対策所(5号機原子炉建屋内緊急時対策所)	・5号機タービン建屋	・5号機主排気筒	・6・7号機 海水貯留堰	・常設代替交流電源設備基礎(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎)	・6・7号機 スクリーン室	・6・7号機 取水路	・6・7号機 軽油タンク基礎	・燃料移送系配管ダクト	・非常用ディーゼル発電機備燃料移送ポンプ防護板	
時代・地層名	地質区分																		
埋戻土	埋戻土	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	●	●	●				
	埋戻土II	—	—	—	●	●	—	—	●	—	●	○	—	○	●				
新期砂層・沖積層	新期砂層	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	○	●	●	●				
	沖積層上部	シルト質	●	●	—	○	—	○	—	○	—	—	—	●	●	—			
		砂質	●	●	●	●	●	○	●	—	—	○	○	—	○	●			
	沖積層下部	●	●	●	●	●	○	●	○	—	○	○	●	●	●				
番神砂層・大湊砂層		○	—	—	○	—	—	—	●	●	—	—	—	—	—				
古安田層	A3c層	●	●	●	●	●	●	—	●	●	●	○	—	●	●				
	A3a1層	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●			
	A3s層	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○	●	●	●	●			
	A2c層	●	●	●	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●			
	A2a1層	●	●	○	○	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
	A2s層	●	●	○	○	●	●	●	●	●	●	●	○	●	●	●	●		
	A2g層	シルト質	●	●	●	●	●	○	●	●	●	●	○	●	○	●			
		砂質	○	●	○	○	○	●	—	○	●	—	○	●	●	●	○		
	A1c層	—	○	—	—	○	○	—	—	—	○	—	○	—	○	—	○		
	A1g層	—	○	—	—	—	○	—	—	—	—	—	—	○	—	—	—		
新第三紀	西山層	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●			
	椎谷層	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●		
マンメイドロック		●	●	●	●	●	●	●	—	●	—	—	○	●	●				
地盤改良体		—	—	●	—	—	—	●	—	—	●	○	●	●	●				

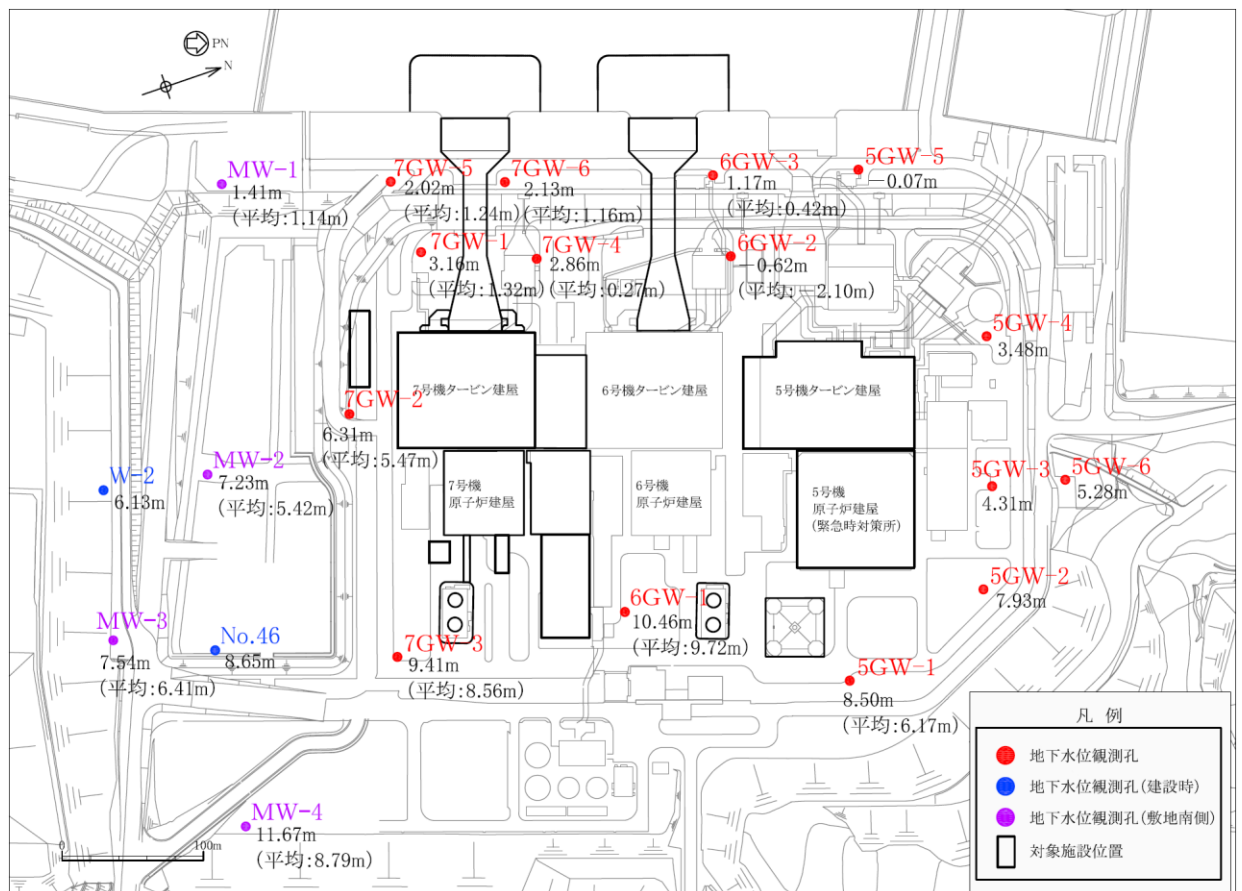
凡例 ●：施設直下あるいは直近に分布している地質
 ○：施設直下及び直近には分布していないが、地質断面図内（図3-3～図3-10）に現れる地質
 —：施設直下及び直近には分布しておらず、地質断面図内（図3-3～図3-10）にも現れない地質

3.3 敷地の地下水位分布及び耐震評価における地下水位設定方針

3.3.1 対象施設周辺の地下水位分布

敷地の地下水位分布を把握するため、対象施設近傍に地下水位観測孔を設置し、地下水位の連続観測を実施した。図3-12に観測最高地下水位分布図、表3-4に観測最高地下水位一覧表を示す。なお、図3-12には、参考として建設時に敷地に設置されていた地下水位観測孔（No.46孔及びW-2孔）についても示す。

各地点における地下水位観測データは（参考資料1）に示す。



注1： 図中の数値は、各地下水位観測孔の観測最高地下水位の標高（T.M.S.L.）を示す。

注2： 図中の（）内の数値は、敷地内観測孔において通年の観測記録が得られている各地下水位観測孔の2018年の年間平均水位を示す（該当期間の記録がない観測孔は（）記載なし）。

図3-12 観測最高地下水位分布図

表 3-4 観測最高地下水位一覧表

観測孔名	計測期間	観測地下水位 T. M. S. L. (m)		観測最高地下水位 計測時期	備考
		最高	平均		
7GW-1	2018年1月～2020年2月	最高	3.16	2018年2月17日	
		平均	1.32		
7GW-2	2018年1月～2020年2月	最高	6.31	2018年3月1日	
		平均	5.47		
7GW-3	2018年1月～2020年2月	最高	9.41	2018年2月17日	
		平均	8.56		
7GW-4	2018年2月～2020年2月	最高	2.86	2018年2月23日	
		平均	0.27		
7GW-5	2018年3月～2020年2月	最高	2.02	2018年3月9日	
		平均	1.24		
7GW-6	2018年3月～2020年2月	最高	2.13	2019年2月4日	
		平均	1.16		
6GW-1	2018年2月～2020年2月	最高	10.46	2018年12月27日	
		平均	9.72		
6GW-2	2018年3月～2020年2月	最高	-0.62	2018年3月6日	
		平均	-2.10		
6GW-3	2018年3月～2020年2月	最高	1.17	2018年3月13日	
		平均	0.42		
5GW-1	2018年3月～2020年2月	最高	8.50	2019年2月6日	
		平均	6.17		
5GW-2	2019年2月～2020年2月	最高	7.93	2019年12月10日	
		平均	—		
5GW-3	2019年2月～2020年2月	最高	4.31	2019年2月20日	
		平均	—		
5GW-4	2019年2月～2020年2月	最高	3.48	2019年2月25日	
		平均	—		
5GW-5	2019年2月～2020年2月	最高	-0.07	2019年2月16日	
		平均	—		
5GW-6	2019年2月～2020年2月	最高	5.28	2019年2月13日	
		平均	—		
MW-1	2018年5月～2020年2月	最高	1.41	2018年12月21日	
		平均	1.14		
MW-2	2014年10月～2015年5月 2018年5月～2020年2月	最高	7.23	2015年1月21日	
		平均	5.42		
MW-3	2017年7月～2018年2月 2018年4月～2020年2月	最高	7.54	2018年2月4日	
		平均	6.41		
MW-4	2014年1月～2015年5月 2018年4月～2020年2月	最高	11.67	2014年1月9日	
		平均	8.79		
No. 46	1988年4月～1995年3月*	最高	8.65	1994年2月21日	建設時観測孔
		平均	—		
W-2	1988年4月～1995年3月*	最高	6.13	1994年3月2日	建設時観測孔
		平均	—		

注： 平均水位は敷地内観測孔において通年の観測記録が得られている 2018 年の年間平均水位を示す
(該当期間の記録がない観測孔は“—”で示す)。

注記*： 6号機本館基礎開始前後の計測期間（1988年4月～1995年3月）の記録を抜粋

3.3.2 耐震評価における地下水位の設定方針

(1) 基本方針

耐震評価における地下水位の設定方針の設定フローを図 3-13 に示す。

対象施設が地下水排水設備に囲まれている場合は、地下水排水設備による地下水位の低下を考慮して耐震評価における地下水位を設定する。

対象施設が地下水排水設備の外側に配置される場合は、地下水位観測記録、地質構造、若しくは潮位に基づき地下水位の検討を行い、現況の地下水位を上昇させる要因の有無、観測記録における地下水位の変動要因（自然要因・人為的要因）を考慮し、耐震評価における地下水位を設定する。

また、耐震評価における地下水位を設定した後に、地下水位を上昇させる事象が発生した場合は、地下水位設定の再検討を行う。

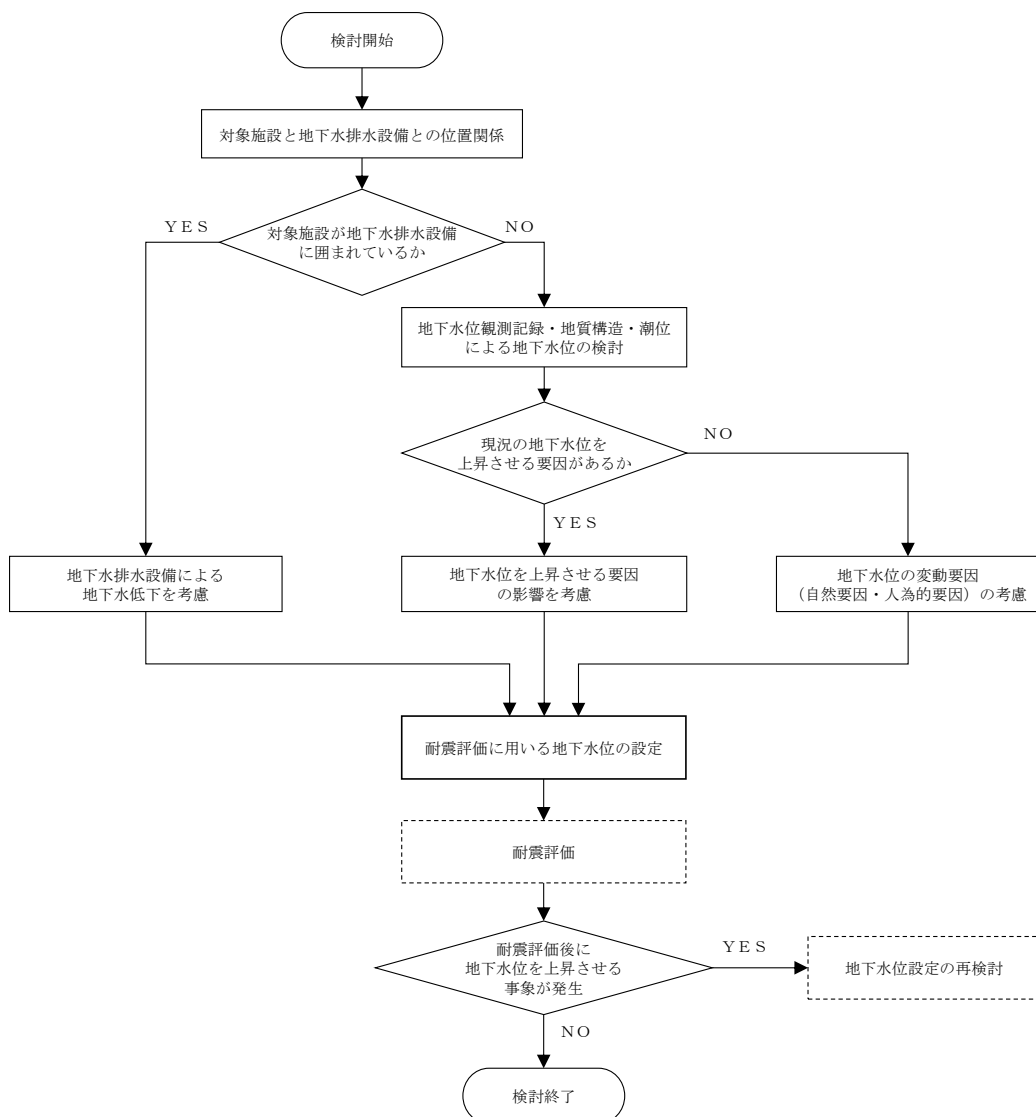


図 3-13 耐震評価における地下水位の設定フロー

(2) 耐震評価における地下水位

前述(1)の基本方針に基づき、建物・構築物及び土木構造物の耐震評価における地下水位を下記のとおりを設定する。耐震評価における地下水位設定の詳細は（参考資料1）に示す。

a. 建物・構築物

地下水排水設備に囲まれている原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋及び緊急時対策所（5号機原子炉建屋内緊急時対策所）（以下「緊急時対策所」という。）の地下水位については、地下水排水設備による地下水位の低下を考慮し、基礎スラブ上端レベルに設定する。

地下水排水設備の外側に配置される大物搬入建屋、格納容器圧力逃がし装置基礎、5号機主排気筒については、近傍に設置した地下水位観測孔の観測記録に基づき、保守的に観測最高地下水位より浅くなるように地下水位を設定する。地下水排水設備に囲まれていない建物・構築物の地下水位の設定一覧を表3-5に示す。

表 3-5 地下水排水設備の外側に配置される建物・構築物の耐震設計における地下水位の設定一覧

建物・構築物	観測最高地下水位 (近傍観測孔)	耐震評価における 地下水位
大物搬入建屋 格納容器圧力逃がし装置基礎	T. M. S. L. 9.41m (7GW-3)	T. M. S. L. 12.0m (地表面)
5号機 主排気筒	T. M. S. L. 8.50m (5GW-1)	T. M. S. L. 12.0m (地表面)

b. 土木構造物

土木構造物は、全ての施設が地下水排水設備の外側に配置されていることから、土木構造物の近傍に設置した地下水位観測孔の観測記録に基づき、保守的に観測最高地下水位以浅となるように地下水位を設定する。なお、耐震評価における地下水位は、既工認時*における設計地下水位よりも高い標高に設定されている。

各土木構造物の地下水位の設定一覧を表 3-6 に示す。

表 3-6 土木構造物の耐震設計における地下水位の設定一覧

土木構造物	既工認時* ¹ の設計地下水位	観測最高地下水位 (近傍観測孔)	耐震評価における地下水位
6, 7 号機 取水護岸	—	T. M. S. L. 2. 13m (7GW-6)	T. M. S. L. 3. 0m (地表面)
6, 7 号機 スクリーン室	T. M. S. L. 1. 0m	T. M. S. L. 3. 16m (7GW-1)	T. M. S. L. 3. 0m ~ T. M. S. L. 8. 0m* ²
6, 7 号機 取水路	T. M. S. L. 1. 0m	T. M. S. L. 3. 16m (7GW-1)	T. M. S. L. 8. 0m
補機冷却用海水取水路	T. M. S. L. 1. 0m	T. M. S. L. 3. 16m (7GW-1)	T. M. S. L. 8. 0m
第一ガスタービン発電機基礎 第一ガスタービン発電機用燃料 タンク基礎	—	T. M. S. L. 6. 31m (7GW-2)	T. M. S. L. 8. 0m
6, 7 号機 軽油タンク基礎	T. M. S. L. 7. 0m	T. M. S. L. 10. 46m (6GW-1)	T. M. S. L. 12. 0m (地表面)
燃料移送系配管ダクト 非常用ディーゼル発電設備燃料 移送ポンプ防護板	—	T. M. S. L. 10. 46m (6GW-1)	T. M. S. L. 12. 0m (地表面)

注記*1：総文発官3第167号 平成3年5月17日付け 柏崎刈羽原子力発電所第7号機『工事計画認可申請書』

*2：取水路は、延長の長い構造物であることから、ブロック毎に地下水位を設定する。取水路の地下水位設定を表 3-7 に示す。

表 3-7 取水路の地下水位設定

施設	区分	ブロック番号	設計地下水位 T.M.S.L. (m)	備考	
6, 7号機 取水路	漸縮部	②	3.0(3.0)	地表面に設定	
		③			
	一般部	④	3.0~5.0(5.0)	近傍観測孔の観測記録に基づき保守的に設定	
		⑤			
		⑥			
		⑦			
		⑧			
	漸拡部	⑧	5.0(5.0)		
		⑨			
		⑩			
		⑪			
			5.0~8.0(8.0)		

注：()内の数値は構造物の浮上り評価に用いる地下水位

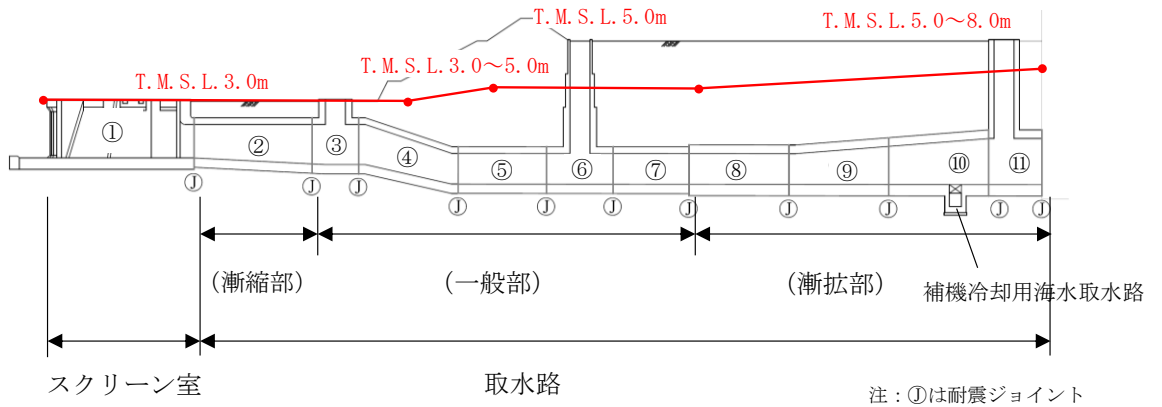


図 3-14 取水路の地下水位設定の概要図

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 に、設定根拠を表 4-2 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～図 4-6 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。

表 4-1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層・沖積層	古安田層	西山層	椎谷層	マンメイドロック	
								原子炉建屋下	コントロール建屋下
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.89	1.64	1.76	$1.69 - 0.00048 \cdot Z$	$1.94 - 0.00044 \cdot Z$	1.75	1.75
変形特性	静的 変形特性	変形係数 E_0 (N/mm ²)	58.8	$19.3 + 187 \cdot P$	$126 + 232 \cdot P$	$502 - 2.29 \cdot Z$	$251 - 3.88 \cdot Z$	1160	1020
		静ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.49	$0.48 + 0.00024 \cdot Z$	0.46	0.44	0.45
	動的 変形特性	初期動せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	27.0	25.3	175	$394 - 1.63 \cdot Z$	$-133 - 7.35 \cdot Z$	2110	1990
		動ポアソン比 ν_d	0.41	0.36	0.45	$0.45 + 0.00015 \cdot Z$	$0.47 + 0.00031 \cdot Z$	0.36	0.36
		動せん断弾性係数の ひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$1/(1+9.01\gamma^{0.77})$	$1/(1+10.95\gamma^{0.81})$	$1/(1+5.39\gamma^{0.77})$	$1/(1+4.10\gamma^{1.37})$	$1/(1+5.76\gamma^{0.69})$	$1/(1+4.30\gamma^{1.00})$	$1/(1+4.30\gamma^{1.00})$
減衰定数のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$	$\gamma/(0.034\gamma + 0.003) + 0.1$	$\gamma/(0.031\gamma + 0.002)$	$24.8\gamma^{0.56}$	$25.0\gamma^{0.94} + 0.7$	$\gamma/(0.065\gamma + 0.004) + 0.7$	$19.0\gamma^{0.60}$	$19.0\gamma^{0.60}$		
強度特性	ピーク強度	C_u (N/mm ²)	—	—	$0.238 + 0.407 \cdot P$	$1.37 - 0.00504 \cdot Z$	$0.721 - 0.00773 \cdot Z$	1.84	1.84
		ϕ_u (°)	—	—	0	0	0	0	0
		σ_t (N/mm ²)	—	—	—	$0.335 - 0.00157 \cdot Z$	—	0.666	0.666
	残留強度	C_{ur} (N/mm ²)	—	—	$0.224 + 0.312 \cdot P$	$0.673 - 0.00201 \cdot Z$	$0.799 - 0.00607 \cdot Z$	1.38	1.38

注1： Zは，T.M.S.L. (m)を示す。

注2： Pは，平均有効拘束圧 (N/mm²)を示す。

注3： γ は，せん断ひずみ (%)を示す。

表 4-2 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

物性値		地質区分						
		埋戻土	新期砂層・沖積層	古安田層	西山層	椎谷層	マンメイドロック	
物理特性	密度	密度試験結果（土質工学会編「土質試験法」に準拠）						
	静的 変形特性	変形係数	三軸圧縮試験結果（土質工学会編「土質試験法」に準拠）					
		静ポアソン比	三軸圧縮試験結果					
変形特性	動的 変形特性	初期動せん断弾性係数	弾性波速度測定試験（物理探鉱技術協会編「岩石試料の速度測定要綱」に準拠）による S波速度，密度により算定	PS検層（土質工学会編「土質調査法」に準拠）による S波速度，密度により算定		弾性波速度測定試験（物理探鉱技術協会編「岩石試料の速度測定要綱」に準拠）による S波速度，密度により算定		
		動ポアソン比 ν_d	弾性波速度測定試験（物理探鉱技術協会編「岩石試料の速度測定要綱」に準拠）による P波速度，S波速度により算定	PS検層（土質工学会編「土質調査法」に準拠）による P波速度，S波速度により算定		弾性波速度測定試験（物理探鉱技術協会編「岩石試料の速度測定要綱」に準拠）による P波速度，S波速度により算定		
		動せん断弾性係数の ひずみ依存性	動的単純せん断試験結果					
		減衰定数の ひずみ依存特性	動的単純せん断試験結果					
強度特性	ピーク強度	C_u	三軸圧縮試験結果（土質工学会編「土質試験法」に準拠）					
		σ_t	—	—	—	圧裂引張強度試験（J I S M 0303に準拠）	—	圧裂引張強度試験（J I S M 0303に準拠）
	残留強度	C_{ur}	三軸圧縮試験結果（土質工学会編「土質試験法」に準拠）					

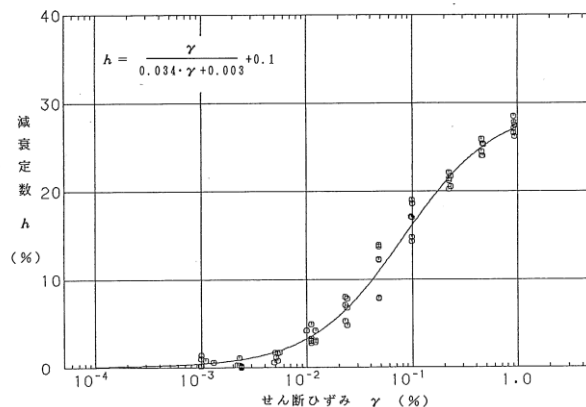
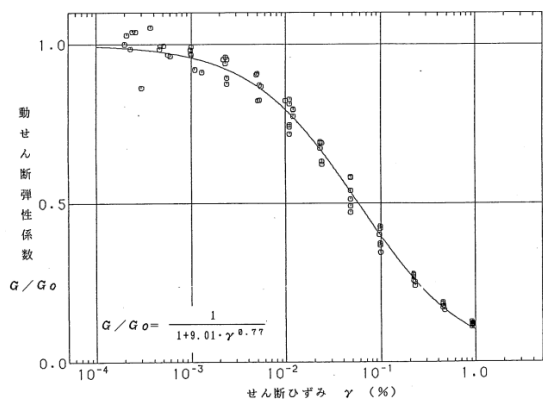


図 4-1 埋戻土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

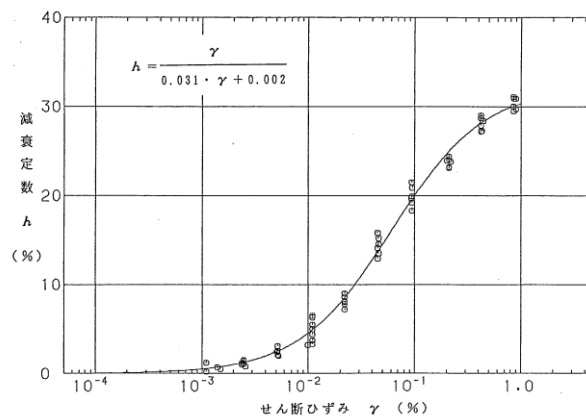
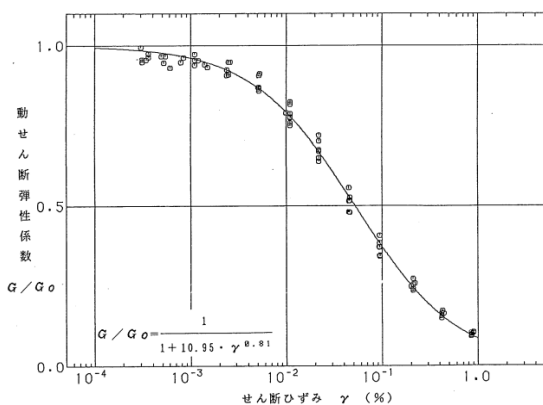


図 4-2 新期砂層・沖積層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

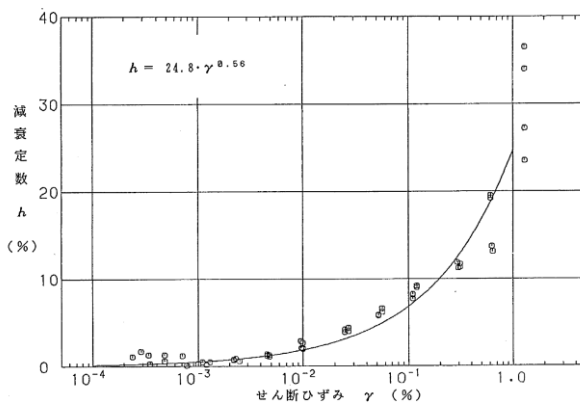
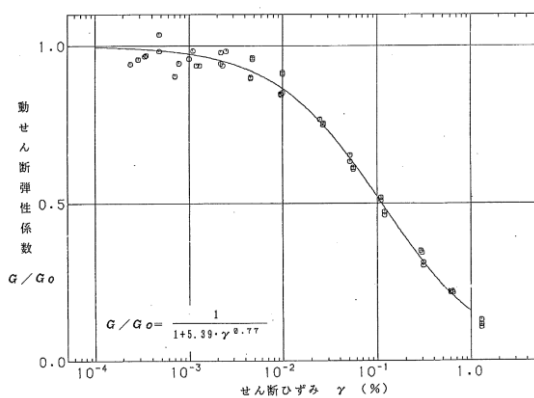


図 4-3 古安田層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

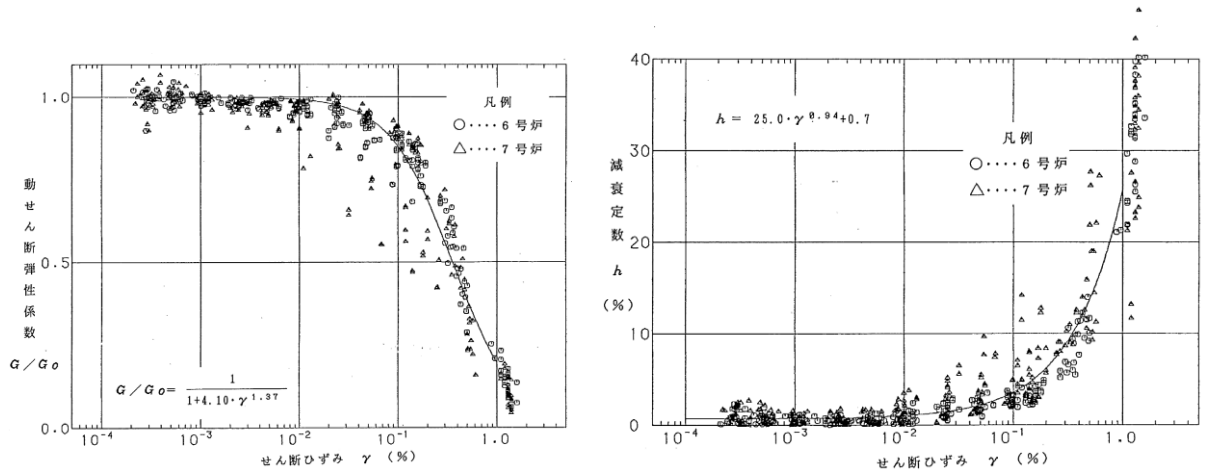


図 4-4 西山層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

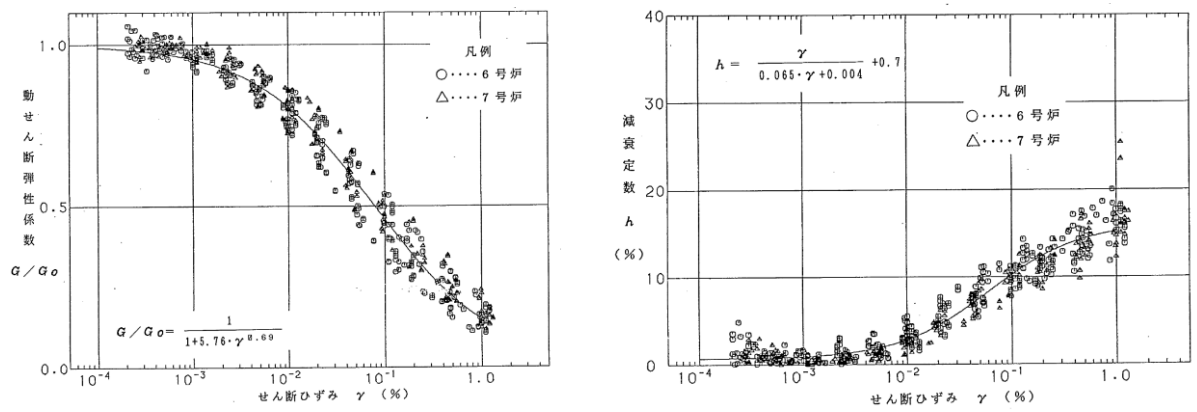


図 4-5 椎谷層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

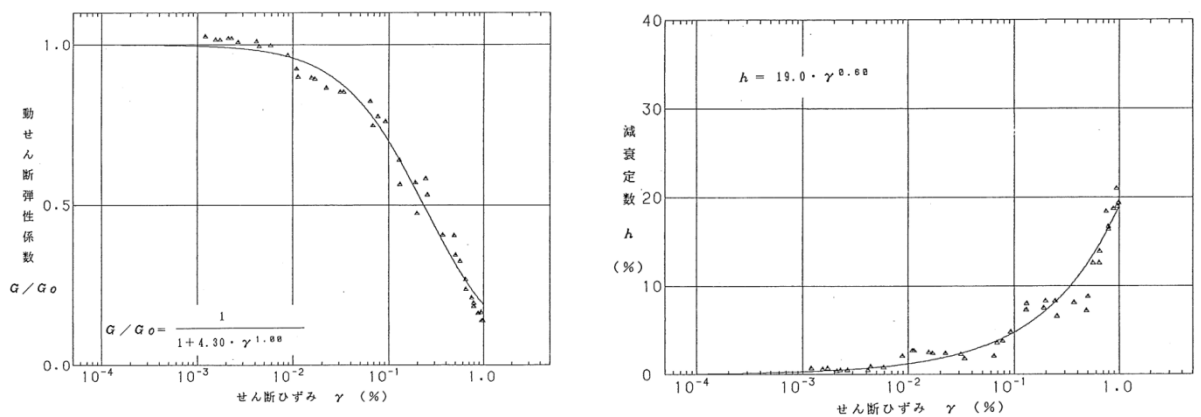


図 4-6 マンメイドロックの動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

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 4-3～表 4-6 に、設定根拠を表 4-7～表 4-10 に示す。有効応力解析に用いる解析用物性値を表 4-11～表 4-16 に、設定根拠を表 4-17～表 4-22 に示す。以下の章に、各物性値の設定根拠を示す。

(用語)

- ・液状化検討対象層 : 地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する必要がある地層
- ・非液状化検討対象層 : 地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する必要のない地層
- ・既設地盤改良体 : 施工済みの地盤改良体
- ・新設地盤改良体 : 施工中若しくは今後施工を計画している地盤改良体

表 4-3 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（全応力解析）
 （対象施設：原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋）

標高 T. M. S. L. (m)	地質区分	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断剛性の ひずみ依存特性 $G/G_0-\gamma$	減衰定数の ひずみ依存特性 h- γ 曲線 (%)
12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	$1/(1+10.95\gamma^{0.81})$	$\gamma/(0.031\gamma+0.002)$
8.0		200	16.1	0.308		
4.0	古安田層	330	17.3	0.462	$1/(1+5.39\gamma^{0.77})$	$24.8\gamma^{0.56}$
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	$1/(1+4.10\gamma^{1.37})$	$25.0\gamma^{0.94}+0.7$
-33.0		530	16.6	0.446		
-90.0		590	17.3	0.432		
-136.0		650	19.3	0.424		
-155.0		720	19.9	0.416		
解放基盤 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	—	—

注1： ハッチング箇所は，設置変更許可申請書に記載

注2： γ はせん断ひずみ（%）を示す。

表 4-4 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（全応力解析）
 （対象施設：緊急時対策所）

標高 T. M. S. L. (m)	地質区分	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断剛性の ひずみ依存特性 $G/G_0 - \gamma$	減衰定数の ひずみ依存特性 h - γ 曲線 (%)
12.0	埋戻土	182	17.6	0.415	0.592	$1 / (1 + 11.7 \gamma^{0.861})$	$\gamma / (0.0482 \gamma + 0.00509) + 1.71$
8.0		230	17.6	0.415	0.949		
4.0		256	17.6	0.415	1.18		
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.71	$1 / (1 + 3.526 \gamma^{0.990})$	$8.27 \gamma^{0.238}$
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	4.09	$1 / (1 + 3.670 \gamma^{1.10})$	$12.98 \gamma^{0.532}$
-60.0		560	17.2	0.44	5.50		
-100.0		610	18.0	0.43	6.83		
-134.0 解放基盤 ∞	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	-	-

注： γ はせん断ひずみ (%) を示す。

表 4-5 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（全応力解析）
（対象施設：サービス建屋）

標高 T.M.S.L. (m)	地質区分	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断剛性の ひずみ依存特性 $G/G_0 - \gamma$	減衰定数の ひずみ依存特性 h - γ 曲線 (%)
12.0	古安田層	330	17.3	0.462	$1 / (1 + 5.39 \gamma^{0.77})$	$24.8 \gamma^{0.56}$
5.1	西山層	490	17.0	0.451	$1 / (1 + 4.10 \gamma^{1.37})$	$25.0 \gamma^{0.94} + 0.7$
-33.0		530	16.6	0.446		
-90.0		590	17.3	0.432		
-136.0		650	19.3	0.424		
-155.0 解放基盤 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	—	—

注1： ハッチング箇所は、設置変更許可申請書に記載

注2： γ はせん断ひずみ (%) を示す。

表 4-6 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（全応力解析）
（新設地盤改良体）

対象施設		格納容器圧力逃がし装置基礎		大物搬入建屋
種別		置換	高圧噴射	置換
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.85	2.05	1.85
	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	1.31×10^6	1.45×10^6	1.31×10^6
動的変形特性	ポアソン比 ν	0.302	0.375	0.302
	$G/G_0 - \gamma$	$1 / (1 + 10.1 \gamma^{1.21})$	$1 / (1 + 8.06 \gamma^{1.14})$	$1 / (1 + 10.1 \gamma^{1.21})$
	$h - \gamma$ (%)	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$	$\gamma / (0.107 \gamma + 0.0109) + 0.790$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$

注： γ はせん断ひずみ(%)を示す。

表 4-7 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（全応力解析）
 （対象施設：原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋）

物性値		地質区分	試験
単位体積重量	γ_t	新期砂層	物理試験結果*
		古安田層	
		西山層	
		椎谷層	
S波速度	V_s	新期砂層	超音波速度試験結果*
		古安田層	PS 検層結果*
		西山層	
		椎谷層	
ポアソン比	ν	新期砂層	超音波速度試験結果*
		古安田層	PS 検層結果*
		西山層	
		椎谷層	
動的変形特性	$G/G_0 \sim \gamma,$ $h \sim \gamma$	新期砂層	動的せん断試験結果
		古安田層	
		西山層	
		椎谷層	解放基盤表面以深のため，線形に設定

注記*：各種試験は，日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）等の規格・基準に準拠

表 4-8 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（全応力解析）
（対象施設：緊急時対策所）

物性値		地質区分	試験
単位体積重量	γ_t	埋戻土	物理試験結果*
		古安田層	
		西山層	
		椎谷層	
S波速度	V_s	埋戻土	PS 検層結果*
		古安田層	
		西山層	
		椎谷層	
ポアソン比	ν	埋戻土	PS 検層結果*
		古安田層	
		西山層	
		椎谷層	
初期せん断 弾性係数	G_0	埋戻土	PS 検層*及び密度に基づき設定
		古安田層	
		西山層	
		椎谷層	
動的変形特性	$G/G_0 \sim \gamma,$ $h \sim \gamma$	埋戻土	繰返し三軸試験結果*
		古安田層	動的せん断試験結果
		西山層	
		椎谷層	解放基盤表面以深のため、線形に設定

注記*：各種試験は、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）等の規格・基準に準拠

表 4-9 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：サービス建屋）

物性値		地質区分	試験
単位体積重量	γ_t	古安田層	物理試験結果*
		西山層	
		椎谷層	
S波速度	V_s	古安田層	PS 検層結果*
		西山層	
		椎谷層	
ポアソン比	ν	古安田層	PS 検層結果*
		西山層	
		椎谷層	
動的変形特性	$G/G_0 \sim \gamma,$ $h \sim \gamma$	古安田層	動的せん断試験結果
		西山層	
		椎谷層	解放基盤表面以深のため、線形に設定

注記* : 各種試験は、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）等の規格・基準に準拠

表 4-10 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）
（新設地盤改良体）

対象施設		格納容器圧力逃がし装置基礎		大物搬入建屋
種別		置換	高圧噴射（砂質土）	置換
物理特性	密度 ρ	工法別平均値に基づき設定	対象土層の最大値に基づき設定	工法別平均値に基づき設定
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0	設計S波速度，密度に基づき設定	設計S波速度，密度に基づき設定	設計S波速度，密度に基づき設定
	ポアソン比 ν	軽油タンク基礎の置換工法の実績値に基づき設定	軽油タンク基礎の高圧噴射（砂質土）の実績値に基づき設定	軽油タンク基礎の置換工法の実績値に基づき設定
	$G/G_0 - \nu$			
	$h - \nu$			

表 4-11 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)

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層・沖積層			古安田層			
				新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	A2s層	A3s層	A2g層 (砂質)	A1g層
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.94 (1.79)*	2.05 (2.00)*	1.90	2.02	1.91	1.91	1.91	1.91
	間隙率 n		0.45	0.44	0.48	0.42	0.45	0.45	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)		1.04×10^5	1.26×10^5	1.25×10^5	1.92×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5	2.14×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)		98.0	98.0	110.0	150.0	200.0	200.0	200.0	200.0
	ポアソン比 ν		0.33 (0.42)*	0.33 (0.44)*	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.225	0.234	0.247	0.211	0.157	0.157	0.157	0.157
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)		0.0 (9.6)*	0.0 (94.4)*	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角 ϕ' (°)		35.9 (34.8)*	34.6 (27.6)*	36.7	35.6	36.6	36.6	36.6	36.6
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)		32.0	31.0	33.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
		w_1	5.50	7.90	11.00	8.00	25.00	25.00	25.00	25.00
		p_1	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		p_2	1.00	0.70	0.70	0.65	0.80	0.80	0.80	0.80
		c_1	1.69	2.13	2.41	2.00	8.75	8.75	8.75	8.75

注記* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

表 4-12 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)
(非液状化検討対象層)

物性値		地質区分	埋戻土 II	新期砂層・沖積層	古安田層					
				沖積層上部 (シルト質)	A3c層	A3a1層	A2c層	A2a1層	A2g層 (シルト質)	A1c層
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.71	1.66	1.70	1.81	1.80	1.88	1.80	1.80
	間隙率 n		0.58	0.61	0.57	0.52	0.52	0.48	0.52	0.52
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)		7.33×10^4	5.50×10^4	1.09×10^5	9.57×10^4	1.39×10^5	1.61×10^5	1.39×10^5	1.39×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)		41.0	170.0	60.0	94.0	140.0	170.0	140.0	140.0
	ポアソン比 ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.152	0.136	0.114	0.162	0.110	0.147	0.110	0.110
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)		7.4	82.5	99.6	29.2	113.0	82.8	113.0	113.0
	内部摩擦角 ϕ' (°)		31.7	19.6	26.8	34.2	27.9	28.7	27.9	27.9

表 4-13 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）
（既設地盤改良体）

対象施設		6・7号機 海水貯留堰	軽油タンク基礎， 燃料移送系配管ダクト		第一ガスタービン発電機基礎， 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎			6号機軽油タンク基礎		
種別 (地盤種別)		高压噴射 (砂質土)	置換	高压噴射 (砂質土)	機械攪拌	改良盛土	土質安定 処理土	置換	高压噴射 (砂質土)	高压噴射 (粘性土)
物理 特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.77	1.85	1.73	1.99	1.69	1.85	1.85	1.87	1.57
	間隙率 n	0.49	0.49	0.51	0.49	0.48	0.48	0.47	0.47	0.64
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{sa} (kN/m ²)	1.78×10^6	3.15×10^6	1.32×10^6	6.42×10^5	1.49×10^6	9.58×10^3	3.40×10^6	2.42×10^6	8.97×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{sa}' (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33 (0.43)	0.33 (0.28)	0.20	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.050	0.060	0.100	0.060	0.160	0.050	0.050	0.070	0.120
強度 特性	粘着力 c (kN/m ²)	815	2326	1736	2652	462	100	3536	4894	1393

注記* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 4-14 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）
（新設地盤改良体）

対象施設		6・7号機海水貯留堰		6・7号機 スクリーン室	6・7号機取水路， 補機冷却用海水取水路			軽油タンク基礎， 燃料移送系配管ダクト		6号機軽油タンク基礎		
種別 (地盤種別)		高压噴射 (砂質土)	高压噴射 (粘性土)	高压噴射 (砂質土)	無筋コン クリート	置換	機械攪拌	高压噴射 (砂質土)	置換	高压噴射 (砂質土)	置換	高压噴射 (粘性土)
物理 特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94	1.81	1.94	2.30	1.85	1.94	1.94	1.85	2.05	1.85	1.91
	間隙率 n	0.49	0.64	0.49	—	0.48	0.49	0.49	0.48	0.49	0.48	0.64
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{sa} (kN/m ²)	6.98×10^5	6.52×10^5	6.98×10^5	9.17×10^6	2.40×10^5	2.51×10^5	2.51×10^5	1.31×10^6	1.45×10^6	1.31×10^6	1.22×10^6
	基準平均有効拘束圧 σ_{sa}' (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	—	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.20	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.050	0.050	0.050	—	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050
強度 特性	粘着力 c (kN/m ²)	500	500	500	—	500	500	500	4000	4000	4000	2500

表 4-15 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)
(西山層)

物性値		地質区分	西山層	
			西山層 (T. M. S. L. -33.0m以浅)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m~-90.0m)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		1.73	1.69
	間隙率 n		0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)		4.16×10^5	4.75×10^5
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)		98.0	98.0
	ポアソン比 ν		0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}		0.257	0.257
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)		$1370 - 5.04 \cdot Z^*$	$1370 - 5.04 \cdot Z^*$
	内部摩擦角 ϕ (°)		0.0	0.0

注記* : Zは、標高(m)を示す。

表 4-16 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)
(マンメイドロック)

名称		マンメイドロック (建屋側方)	マンメイドロック (建屋下)
対象施設		軽油タンク基礎、取水路、 燃料移送系配管ダクト、 第一ガスタービン発電機基礎、 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎、 6号機軽油タンク基礎	軽油タンク基礎、 補機冷却用海水取水路、 燃料移送系配管ダクト、 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.75	1.75
	間隙率 n	0.56	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m ²)	$1.91 \times 10^{6*1}$	$2.11 \times 10^{6*2}$
	基準平均有効拘束圧 σ_{ms}' (kN/m ²)	98.0	
	ポアソン比 ν	0.36	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.190	
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	1840	
	内部摩擦角 ϕ (°)	0.0	

注記*1 : マンメイドロック試験結果

$$G_0 = 19460 + 414 \times P \quad (P : \text{圧密圧力 (kg/cm}^2\text{)})$$

建屋側方 : $P = 0$ (kg/cm²)として、

$$G_0 = (19460 + 414 \times 0) \times 9.80665 \times 10 = 1908374 \approx 1.91 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

*2 : *1と同じく

建屋下 : $P = 5$ (kg/cm²)として、

$$G_0 = (19460 + 414 \times 5) \times 9.80665 \times 10 = 2111371 \approx 2.11 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

表 4-17 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)

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層・沖積層			古安田層			
				新期砂層	沖積層上部 (砂質)	沖積層下部	A2s層		A3s層	A2g層 (砂質)
物理特性	密度 ρ	物理試験			物理試験			A2s層で代用		
	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}	PS検層によるS波速度，密度に基づき設定			PS検層によるS波速度，密度に基づき設定					
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ms}	慣用値*1	G_{ms} に対応する値		G_{ms} に対応する値					
	ポアソン比 ν	慣用値*1 (PS検層)*2	慣用値*1		慣用値*1					
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定			動的変形特性に基づき設定					
強度特性	粘着力 c'	三軸圧縮試験			三軸圧縮試験					
	内部摩擦角 ϕ'									
液状化特性	変相角 ϕ_p	液状化強度試験結果 に基づく要素シミュレーション			液状化強度試験結果 に基づく要素シミュレーション					
	液状化パラメータ									
								w_1		
								p_1		
								p_2		
c_1										

注記*1：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No. 869）
（運輸省港湾技術研究所，平成9年6月）

*2：括弧内は，地下水位以浅の根拠を表す。

注：表中の各種試験は，日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）等の規格・基準に準拠

表 4-18 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)
(非液状化検討対象層)

物性値		地質区分	埋戻土Ⅱ	新期砂層・沖積層	古安田層					
				沖積層上部 (シルト質)	A3c層	A3a1層	A2c層	A2a1層	A2g層 (シルト質)	A1c層
物理特性	密度 ρ	物理試験			物理試験					
	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}	PS検層によるS波速度，密度に基づき設定			PS検層によるS波速度，密度に基づき設定					
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ms}	G_{ms} に対応する値			G_{ms} に対応する値					
	ポアソン比 ν	慣用値*			慣用値*					
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定			動的変形特性に基づき設定					
強度特性	粘着力 c'	三軸圧縮試験			三軸圧縮試験					
	内部摩擦角 ϕ'									

注記*：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No. 869）
（運輸省港湾技術研究所，平成9年6月）

注：表中の各種試験は，日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）等の規格・基準に準拠

表 4-19 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)
(既設地盤改良体)

対象施設		6・7号機 海水貯留堰		軽油タンク基礎, 燃料移送系配管ダクト		第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎			6号機軽油タンク基礎			
種別 (地盤種別)		高压噴射 (砂質土)	置換	高压噴射 (砂質土)	機械攪拌	改良盛土	土質安定 処理土	置換	高压噴射 (砂質土)	高压噴射 (粘性土)		
物理 特性	密度 ρ	物理試験					工法別 平均値*1		物理試験			
	間隙率 n	工法別 平均値*1	物理試験		工法別 平均値*1	工法別 平均値*1	工法別 平均値*1		物理試験			
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{sa}	湿潤密度及びPS検層					文献*2		湿潤密度及びPS検層			
	基準平均有効拘束圧 σ_{sa}'	慣用値										
	ポアソン比 ν	慣用値			慣用値 (PS検層)*3	慣用値 (PS検層)*3	文献*2		慣用値			
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献*5	動的変形特性に基づき設定					文献*5		動的変形特性に基づき設定		
強度 特性	粘着力 c	一軸圧縮試験					設計値		一軸圧縮試験			

注記*1：高压噴射(砂質土)における間隙率の工法別平均値
 *2：第2版 流動化処理土利用技術マニュアル(独立行政法人土木研究所, 平成19年)
 *3：括弧内の数字は、地下水水位以浅の値を表す。
 *4：置換工法における間隙率の工法別平均値
 *5：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固材を用いた深層・浅層混合処理工法-
 (日本建築センター, 平成14年11月)
 注：表中の各種試験は、日本産業規格(JIS)又は地盤工学会(JGS)等の規格・基準に準拠

表 4-20 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)
(新設地盤改良体)

対象施設		6・7号機 海水貯留堰		6・7号機 スクリーン室	6・7号機取水路, 補機冷却用海水取水路			軽油タンク基礎, 燃料移送系配管ダクト		6号機軽油タンク基礎		
種別 (地盤種別)		高压噴射 (砂質土)	高压噴射 (粘性土)	高压噴射 (砂質土)	無筋コン クリート	置換	機械攪拌	高压噴射 (砂質土)	置換	高压噴射 (砂質土)	置換	高压噴射 (粘性土)
物理 特性	密度 ρ	対象土層の最大値			文献*1	工法別 平均値	対象土層の最大値		工法別 平均値	対象土層 の最大値	工法別 平均値	対象土層 の最大値
	間隙率 n	工法別平均値			-*2	工法別平均値						
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{sa}	設計S波速度, 密度に基づき設定			文献*1	文献*3から推定したS波速度, 密度に基づき設定			設計S波速度, 密度に基づき設定			
	基準平均有効拘束圧 σ_{sa}'	慣用値*3			-*2	慣用値*3						
	ポアソン比 ν	慣用値*3			文献*1	慣用値*3						
	減衰定数の上限値 h_{max}	文献*4			-*2	文献*4						
強度 特性	粘着力 c	設計一軸圧縮強度			-*2	設計一軸圧縮強度						

注記*1：コンクリート標準示方書 構造性能照査編(社団法人土木学会, 2002年)
 *2：無筋コンクリートは線形弾性体としてモデル化(パラメータなし)
 *3：液状化による構造物被害予想プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法
 (港湾技術資料No.869)(運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)
 *4：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固材を用いた深層・浅層混合処理工法-
 (日本建築センター, 平成14年11月)

表 4-21 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)
(西山層)

物性値		地質区分	
		西山層	
		西山層 (T.M.S.L. -33.0m以浅)	西山層 (T.M.S.L. -33.0m~-90.0m)
物理特性	密度 ρ	物理試験*1	
	間隙率 n	物理試験*1	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	PS検層*1によるS波速度, 密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ma}	慣用値*2	
	ポアソン比 ν	慣用値*2	
	減衰定数の上限値 h_{max}	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*1	
	内部摩擦角 ϕ		

注記*1 : 各種試験は, 日本産業規格 (JIS) 又は地盤工学会 (JGS) 等の規格・基準に準拠

*2 : 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法
(港湾技研資料No. 869) (運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

表 4-22 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)
(マンメイドロック)

名称		マンメイドロック (建屋側方)	マンメイドロック (建屋下)
対象施設		軽油タンク基礎, 取水路, 燃料移送系配管ダクト, 第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎, 6号機軽油タンク基礎	軽油タンク基礎, 補機冷却用海水取水路, 燃料移送系配管ダクト, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎
物理特性	密度 ρ	物理試験*1	
	間隙率 n	西山層相当に設定	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	弾性波速度測定試験*1によるS波速度, 密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ma}	慣用値*2	
	ポアソン比 ν	弾性波速度測定試験*1	
	減衰定数の上限値 h_{max}	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*1	
	内部摩擦角 ϕ		

注記*1 : 各種試験は, 日本産業規格 (JIS) 又は地盤工学会 (JGS) 等の規格・基準に準拠

*2 : 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法 (港湾技研資料No. 869)
(運輸省港湾技術研究所, 平成9年6月)

4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値

原子炉建屋、タービン建屋及びコントロール建屋の地震応答解析に用いる水平成層地盤モデル及び解析用物性値については、建設工認時の6,7号機原子炉建屋の直下におけるボーリング（以下「炉心ボーリング」という。）の結果に基づき設定しているものであり、既工認時より変更はない。

廃棄物処理建屋及びサービス建屋の地震応答解析に用いる水平成層地盤モデル及び解析用物性値については、炉心ボーリングの結果に準じて設定する。

5号機原子炉建屋内緊急時対策所及び5号機タービン建屋の解析用物性値は、原則、昭和58年8月22日付け58資庁第9522号にて認可された柏崎刈羽原子力発電所第5号機の工事計画の添付資料「IV-2-5 原子炉建屋の耐震性についての計算書」に記載された解析用物性値に基づき設定するが、埋戻土（T.M.S.L. 0.0m～12.0m）については、「表4-11 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）」に示す埋戻土の解析用物性値とする。

建物・構築物の地震応答解析に用いる地盤諸定数については（参考資料12）に示す。

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動的解析において、地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する場合は、有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

設定する液状化強度特性は、試験データのばらつきを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不変分散に基づく標準偏差を用いた「回帰曲線 -1σ 」について整理する。

設置変更許可申請書における解析用物性値は、全応力解析（基礎地盤安定解析）に用いる物性値であるため、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。

有効応力解析に用いる解析用物性値のうち一部の地盤材料については、同等若しくは保守的な他の地盤材料の試験結果を代用する。解析用物性値の代用等の考え方は（参考資料2）に示す。

また、有効応力解析に用いる西山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、表 4-15 のとおりに設定する。西山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、地盤の物理特性及び力学特性は、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。

(1) 液状化影響検討方針の概要

液状化影響評価のフローを図4-7に示す。

設置変更許可申請書における地質区分は、基礎地盤安定解析（全応力解析）において設定されたものであることから、工事計画認可申請における地質区分については、有効応力解析を実施するにあたり地質調査や室内試験に基づき細分化する。

次に、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，H24.3）（以下「道路橋示方書V」という）に基づき、液状化検討対象層を抽出する。また、保守的な配慮として、道路橋示方書Vでは液状化の判定を行う必要のある土層に該当しないとされている地表面から20m以深及び洪積層に該当する地質区分についても、液状化検討対象層の抽出を行う。

これにより抽出した液状化検討対象層の物理的性質及び力学的性質について、地質調査及び室内試験を実施し、有効応力解析に必要な物性値を設定する。

液状化強度試験に用いる供試体の採取箇所は、対象施設近傍における地層から選定することを基本とする。次に、地盤の液状化強度特性の代表性及び網羅性を確認するため、選定箇所と敷地内の調査箇所における地質調査及び土質材料の物理特性等を比較する。

また、柏崎刈羽原子力発電所では、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。工事計画認可申請では、これらの試験結果に基づき、最小二乗法による液状化抵抗曲線の回帰曲線を設定し、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、耐震評価における液状化抵抗曲線を「回帰曲線 -1σ 」にて設定することにより、保守性を考慮する。

なお、サイクリックモビリティを示す地層についても、液状化強度試験に基づいて液状化強度特性を設定し、サイクリックモビリティを適切に表現できる解析コードFLIPを用いる。

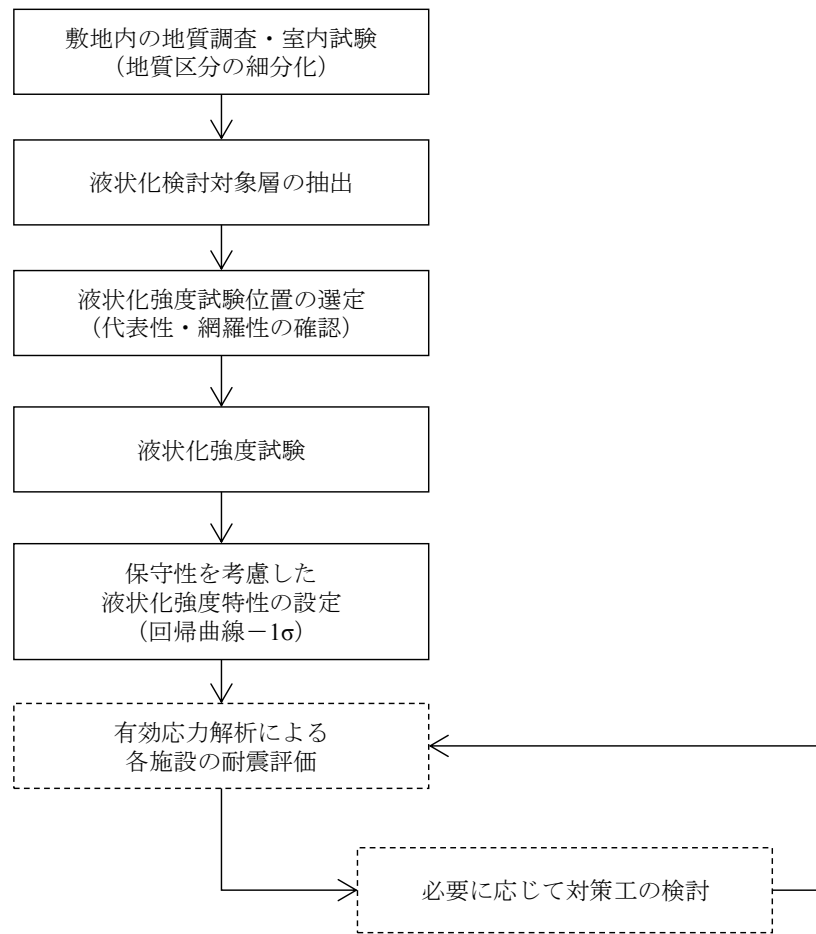


図 4-7 液化化影響評価のフロー

(2) 地質区分の細分化

設置変更許可申請書の地質層序表を表 4-23 に示す。設置変更許可申請段階での対象施設近傍の地質学的な地質区分は、下位から西山層 N₁ 部層、古安田層 A₁、A₂、A₃ 部層、大湊砂層、番神砂層及び新期砂層・沖積層である。このうち古安田層については、粘土～シルト、砂や砂礫といった様々な層相からなるため、「礫層」、「砂質土」、「粘性土」、「粘性土・砂質土互層」とさらに地質区分している。なお、設置変更許可申請段階での解析用地質区分では、古安田層を「洪積砂質土層」と「洪積粘性土層」に区分している。

工事計画認可申請の解析用地質区分は、設置変更許可段階の地質学的な地質区分を踏まえて、表 4-24 に示す区分とする。また、同表に示すとおり、工事計画認可申請においては、有効応力解析を実施するにあたり、設置変更許可段階の地質区分のうち、埋戻土、新期砂層・沖積層、古安田層の A₂g 層について、同年代における堆積環境（地質学的観点）及び粒度分析や室内試験結果（工学的観点）から、地質区分を細分化する。地質区分の詳細については、（参考資料 8）に示す。

表 4-23 設置変更許可申請書の地質層序表

時代	地層名	主な層相・岩質	テフラ ^{※1} ・放射年代		
第四紀 更新世	完新世	新期砂層・沖積層	灰白色～茶褐色の細～中粒砂，シルト層を挟在 一部は腐植質	← 腐植 (9,910±30年前)	
	後期	番神砂層	灰白色～赤褐色の中～粗粒砂		
		大湊砂層	褐色～黄褐色の中～粗粒砂， シルトの薄層を含む		
	中期	A ₄ 部層	最上部は砂 粘土～シルト，砂を多く挟む	← 刈羽テフラ(約20万年前)	
		※2 古安田層 A ₃ 部層	粘土～シルト 綿状粘土，有機物，砂を伴う，貝化石を含む		
		A ₂ 部層	粘土～シルト 砂，厚い砂礫，有機物を挟む	← Ata-Th (約24万年前)	
		A ₁ 部層	粘土～シルト 砂，砂礫を挟む	← Kkt (約33～34万年前)	
	前期	灰爪層	凝灰質泥岩，凝灰質砂岩，凝灰岩	← Iz (約150万年前)	
		西山層	N ₃ 部層	砂質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 貝化石を含む	← Fup (約220万年前) ← Tsp (約230万年前) ← Az (約240万年前)
			N ₂ 部層	シルト質泥岩 綿状泥岩，凝灰岩，ノジュールを多く挟む	
N ₁ 部層			シルト質～粘土質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 珪質海綿化石を含む	← Nt-17 (340±20万年前) ← Nt-7 (350±20万年前)	
新第三紀 中新世	後期	椎谷層	砂岩，砂岩・泥岩互層，細礫岩等を挟む		
	中期	寺泊層	黒色泥岩，砂岩・泥岩互層		

※1 テフラの名称・年代は、岸ほか(1996)などによる。

※2 安田層下部層のMIS10～MIS7とMIS6の境界付近の堆積物に対する仮称。

~~~~~ 不整合

注： 設置変更許可申請書より抜粋（一部加筆）

表 4-24 工事計画認可申請における有効応力解析に用いる地質区分

| 時代          | 設置変更許可申請段階における地質区分     |                  | 工事計画認可申請における地質区分  | 主な層相      |            |         |
|-------------|------------------------|------------------|-------------------|-----------|------------|---------|
| —           | 埋戻土<br>粒度分析による細分化      |                  | 埋戻土               | 砂         |            |         |
|             |                        |                  | 埋戻土Ⅱ              | シルト       |            |         |
| 完<br>新<br>世 | 新期砂層・沖積層<br>堆積環境による細分化 |                  | 新期砂層              | 砂         |            |         |
|             |                        |                  | 沖積層上部(シルト質)       | シルト       |            |         |
|             |                        |                  | 沖積層上部(砂質)         | 砂         |            |         |
|             |                        |                  | 沖積層下部             | 砂         |            |         |
| 第<br>四<br>紀 | 更<br>新<br>世            | 古<br>安<br>田<br>層 | A <sub>3</sub> 部層 | 粘性土       | A3c層       | シルト     |
|             |                        |                  |                   | 粘性土・砂質土互層 | A3a1層      | 砂・シルト互層 |
|             |                        |                  | A <sub>2</sub> 部層 | 砂質土       | A3s層       | 砂       |
|             |                        |                  |                   | 粘性土       | A2c層       | シルト     |
|             |                        |                  |                   | 粘性土・砂質土互層 | A2a1層      | 砂・シルト互層 |
|             |                        |                  | A <sub>1</sub> 部層 | 砂質土       | A2s層       | 砂       |
|             |                        |                  |                   | 礫層        | A2g層(シルト質) | シルト質砂礫  |
|             |                        |                  | A <sub>1</sub> 部層 | 粘性土       | A2g層(砂質)   | 砂礫      |
|             |                        |                  |                   | 礫層        | A1c層       | シルト     |
|             |                        |                  | A <sub>1</sub> 部層 |           | 礫層         | A1g層    |

: 工事計画認可申請において細分化する地層

### (3) 液状化検討対象層の抽出方針

道路橋示方書Vでは、図4-8に示すように、液状化の判定を行う必要がある土層(=液状化検討対象層)を、「沖積層\*」であり、1)～3)の条件全てに該当する土層と定めている。図4-9に道路橋示方書Vにおける液状化判定の評価フローを示す。

なお、道路橋示方書Vの条件は指針類(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))でほぼ共通している。

柏崎刈羽原子力発電所の液状化検討対象層の抽出では、道路橋示方書Vに基づき液状化検討対象層を抽出することを基本とする。

また、道路橋示方書Vにおける洪積層\*の扱いは、図4-10に示すとおり、液状化の判定を行う土層に該当しないとされているが、基準地震動の規模の大きさを鑑み、本評価では念のために洪積層(古安田層)の砂層及び砂礫層についても、液状化検討対象層として抽出し、保守的な耐震評価を行う。加えて、道路橋示方書Vでは検討対象外とされている地表面から20m以深の土層についても、液状化検討対象層の抽出対象とする。

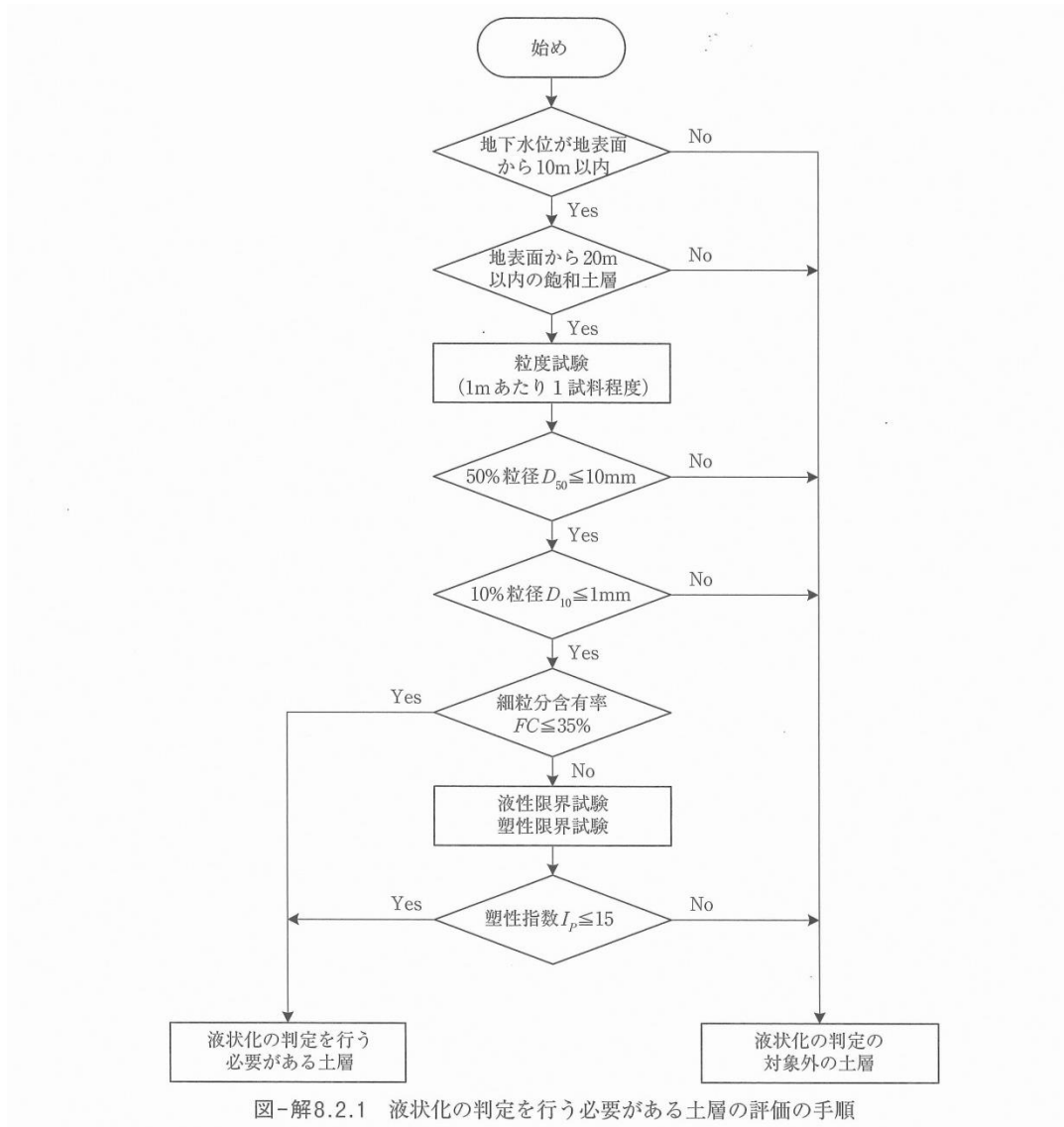
注記\* : 本資料では、道路橋示方書Vで用いられている『沖積層』及び『洪積層』という用語を使用する。なお、道路橋示方書Vでは、沖積層については、「第四紀のうち新しい地質時代(完新世)における堆積物及び埋立土による土層に概ね対応すると考えてよい」とされており、洪積層については、「第四紀のうち古い地質時代(更新世)における堆積物による土層に概ね対応すると考えてよい」とされている。

沖積層の土層で次の3つの条件全てに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、(2)の規定によって液状化の判定を行わなければならない。

- 1) 地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ、地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 $FC$ が35%以下の土層、又は、 $FC$ が35%を超えても塑性指数 $I_p$ が15以下の土層
- 3) 50%粒径 $D_{50}$ が10mm以下で、かつ、10%粒径 $D_{10}$ が1mm以下である土層

(引用：(社)日本道路協会、道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説、H24.3(抜粋))

図4-8 道路橋示方書Vにおける液状化の判定を行う必要がある土層



(引用：(社)日本道路協会，道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，H24.3（抜粋）

図4-9 道路橋示方書Vに基づく液状化判定フロー

洪積層は，東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震を含む既往の地震において液状化したという事例は確認されていない。洪積層は一般に $N$ 値が高く，また，続成作用により液状化に対する抵抗が高いため，一般には液状化の可能性は低い。このため，原則として洪積層は液状化の判定の対象とする必要はない。なお，ここでいう洪積層とは，第四紀のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層に概ね対応すると考えてよい。

(引用：(社)日本道路協会，道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，H24.3（抜粋）

図4-10 道路橋示方書Vにおける洪積層に関する記述

(4) 液状化検討対象層の抽出結果

図 4-11 に液状化検討対象層の抽出フローを示す。

まず、道路橋示方書Vの液状化判定フローに基づき、沖積層における液状化検討対象層を抽出した[STEP①]。続いて、保守的な耐震評価を行う観点から洪積層（古安田層）の砂層及び砂礫層についても、液状化検討対象層として抽出した[STEP②]。

この結果、敷地における液状化検討対象層は、沖積層では「埋戻土」、「新期砂層」、「沖積層上部（砂質）」及び「沖積層下部」が抽出され、洪積層（古安田層）では「A3s 層」、「A2s 層」、「A2g 層（砂質）」及び「A1g 層」が抽出された。表 4-25 に液状化検討対象層の抽出結果を示す。

STEP①：道路橋示方書に基づく液状化検討対象層の抽出

「道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）平成24年3月」のフローに基づき液状化検討対象層を抽出する。

| 地層名       |             | 時代  | 地表面から20m以浅の分布の有無 | 細粒分含有率 (%) |      |      | 塑性指数 $I_p$ |      |      |
|-----------|-------------|-----|------------------|------------|------|------|------------|------|------|
|           |             |     |                  | 平均値        | 標準偏差 | データ数 | 平均値        | 標準偏差 | データ数 |
| 埋戻土       |             | 沖積層 | 有                | 15.5       | 13.9 | 172  | -          | -    | -    |
| 埋戻土II     |             | 沖積層 | 有                | 90.6       | 3.6  | 13   | 38.0       | 4.7  | 13   |
| 沖積層       | 新期砂層        | 沖積層 | 有                | 7.2        | 4.4  | 90   | -          | -    | -    |
|           | 沖積層上部（シルト質） | 沖積層 | 有                | 94.7       | 2.9  | 7    | 58.8       | 17.8 | 7    |
|           | 沖積層上部（砂質）   | 沖積層 | 有                | 31.0       | 30.8 | 28   | -          | -    | -    |
|           | 沖積層下部       | 沖積層 | 有                | 16.4       | 7.9  | 54   | -          | -    | -    |
| 古安田層（洪積層） | A3c層        | 洪積層 | 有                | 88.1       | 12.0 | 15   | 54.5       | 19.0 | 12   |
|           | A3a1層       | 洪積層 | 有                | 78.2       | 27.0 | 94   | 46.6       | 13.7 | 44   |
|           | A3s層        | 洪積層 | 有                | 52.2       | 26.2 | 30   | 29.9       | 15.4 | 18   |
|           | A2c層        | 洪積層 | 有                | 90.6       | 13.6 | 161  | 39.9       | 14.7 | 74   |
|           | A2a1層       | 洪積層 | 有                | 65.7       | 23.3 | 75   | 36.2       | 16.0 | 26   |
|           | A2s層        | 洪積層 | 有                | 37.7       | 27.4 | 87   | 31.6       | 14.7 | 29   |
|           | A2g層（シルト質）  | 洪積層 | 有                | 77.6       | 28.0 | 46   | 45.1       | 11.7 | 41   |
|           | A2g層（砂質）    | 洪積層 | 有                | 26.5       | 27.8 | 15   | -          | -    | -    |
|           | A1c層        | 洪積層 | 無                | 91.2       | 7.0  | 8    | 36.1       | 9.4  | 8    |
| A1g層      | 洪積層         | 無   | 53.6             | 38.3       | 11   | 27.6 | 9.1        | 6    |      |

  道路橋示方書Vにおける液状化検討対象層  
  道路橋示方書Vに基づき液状化検討対象外とした根拠となるデータ

STEP②：保守的な液状化検討対象層

道路橋示方書Vにおいては、液状化判定を行う必要がある土層を「沖積層」としているが、当社では「洪積層（古安田層）の砂層及び砂礫層」についても、液状化検討対象層として考慮する。

当社の液状化検討対象層

沖積層の土層

埋戻土  
埋戻土II  
新期砂層  
沖積層上部（シルト）  
沖積層上部（砂質）  
沖積層下部

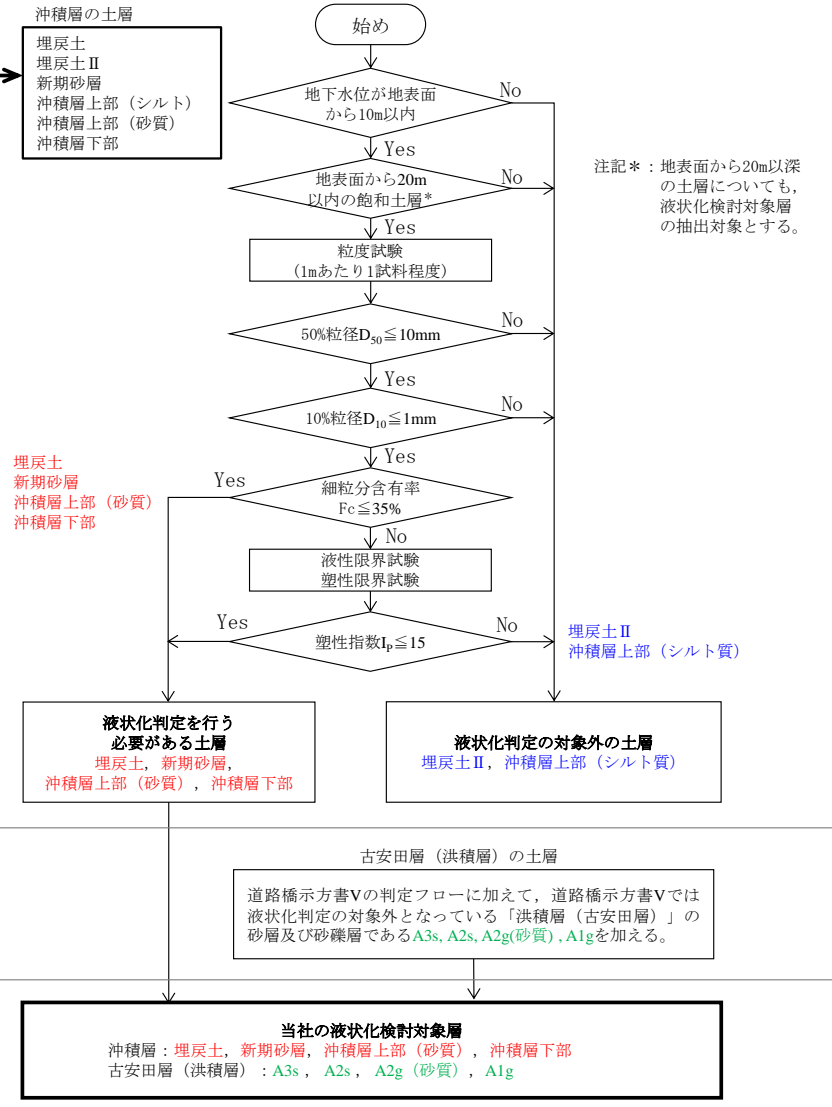


図4-11 液状化検討対象層の抽出フロー

表 4-25 液状化検討対象層の抽出結果

| 地層・地質区分       |             | 層相            | 道路橋示方書Vにおける<br>液状化検討対象層 | 当社における<br>液状化検討対象層 | 備考              |
|---------------|-------------|---------------|-------------------------|--------------------|-----------------|
| 埋戻土           | 埋戻土         | 砂             | ●                       | ●                  |                 |
|               | 埋戻土II       | シルト           | —                       | —                  |                 |
| 新期砂層<br>沖積層   | 新期砂層        | 砂             | ●                       | ●                  |                 |
|               | 沖積層上部(シルト質) | シルト           | —                       | —                  |                 |
|               | 沖積層上部(砂質)   | 砂             | ●                       | ●                  |                 |
|               | 沖積層下部       | 砂             | ●                       | ●                  |                 |
| 古安田層<br>(洪積層) | A3c層        | シルト           | —                       | —                  |                 |
|               | A3al層       | 砂・シルト<br>互層   | —                       | —                  |                 |
|               | A3s層        | 砂             | — →                     | ○                  | 洪積層であるが検討対象とする。 |
|               | A2c層        | シルト           | —                       | —                  |                 |
|               | A2al層       | 砂・シルト<br>互層   | —                       | —                  |                 |
|               | A2s層        | 砂             | — →                     | ○                  | 洪積層であるが検討対象とする。 |
|               | A2g層(シルト質)  | シルト質砂礫        | —                       | —                  |                 |
|               | A2g層(砂質)    | 砂礫            | — →                     | ○                  | 洪積層であるが検討対象とする。 |
|               | A1c層        | シルト           | —                       | —                  |                 |
|               | A1g層        | シルト質砂礫<br>～砂礫 | — →                     | ○                  | 洪積層であるが検討対象とする。 |

凡例

- : 道路橋示方書Vの判定により、検討対象に該当するもの
- : 道路橋示方書Vでは検討対象外と判定されるが、保守的な配慮として検討対象に加えるもの
- : 道路橋示方書Vの判定により、検討対象外となるもの
- : 液状化検討対象層に該当するもの

(5) 有効応力解析に用いる物性値の設定方針

液状化検討対象層及び非液状化検討対象層の物理特性、動的変形特性及び液状化特性については、地層ごとに有効応力解析に必要な物性値を設定する。これらの物性値は、JIS（日本産業規格）又はJGS（地盤工学会）の規格・基準に基づいた試験結果に基づき設定する。

表4-26に有効応力解析に用いる物性値とその試験方法を示す。液状化強度試験の概要を図4-12に示す。

なお、設置変更許可申請段階においては、大湊側敷地だけでなく荒浜側敷地で採取した試料についても、N値、細粒分含有率Fc等を比較し、液状化強度試験の代表性を確認した上で、液状化特性の設定に用いていたが、工事計画認可申請においては、大湊側敷地で採取された試料のみの試験結果を用いて各地層の物性値を設定する。

室内試験・原位置試験の詳細については、KK7補足-024-1（別冊）「地盤の支持性能資料集」に示す。

表4-26 有効応力解析に用いる物性値とその試験方法

|        | 試験により設定する物性値          |           | 試験方法                                                        |                          |
|--------|-----------------------|-----------|-------------------------------------------------------------|--------------------------|
|        | 名称                    | 記号        | 基準・規格名                                                      | 規格・基準番号                  |
| 物理特性   | 密度                    | $\rho$    | 土粒子の密度試験方法<br>土の湿潤密度試験方法                                    | JIS A 1202<br>JIS A 1225 |
|        | 間隙率                   | n         | 土粒子の密度、土の乾燥密度に基づき設定                                         | JIS A 1202<br>JIS A 1225 |
| 動的変形特性 | 動せん断弾性係数              | $G_{ma}$  | 地盤の弾性波速度検層方法<br>PS検層のS波速度、密度より算出                            | JGS 1122<br>(PS検層)       |
|        | 粘着力                   | $c'$      | 土の圧密非排水 ( $\bar{C}_U$ ) 三軸圧縮試験方法                            | JGS 0523                 |
|        | 内部摩擦角                 | $\phi'$   |                                                             |                          |
|        | 最大減衰定数                | $h_{max}$ | 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法                                   | JGS 0542                 |
| 液状化特性  | 液状化抵抗曲線<br>(液状化パラメータ) | —         | 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法、及び土の繰返し非排水三軸試験方法を参考に設定 | JGS 0543<br>JGS 0541     |



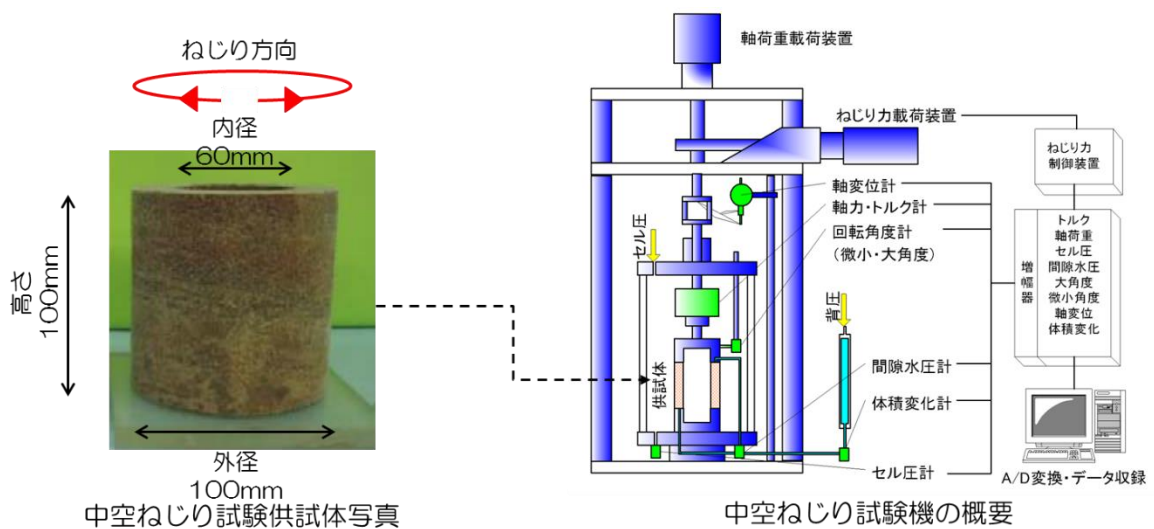
○ 液状化強度試験方法

【試験概要】

- ・ 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法（地盤工学会：J G S 0543）及び土の繰返し非排水三軸試験方法（地盤工学会：J G S 0541）を参考に実施。

【試験条件】

- ・ 供試体寸法 : 外径 100mm (内径 60mm), 高さ 100mm  
(一部供試体は, 外径 70mm (内径 30mm), 高さ 100mm)
- ・ 载荷波形 : 正弦波 0.1Hz
- ・ 拘束圧 : 対象地層の有効土被り圧を考慮して設定
- ・ 中空円筒供試体の上端又は下端にトルクを加えて円周方向にねじることによりせん断応力を加える
- ・ 繰返し回数 200 回を上限として, 過剰間隙水圧比 0.95 及び両振幅せん断ひずみ 15% に達するまで試験を実施
- ・ 所定の両振幅せん断ひずみ (1.5%, 2.0%, 3%, 7.5%, 15%) 及び過剰間隙水圧比 0.95 の繰返し回数を評価



注：液状化強度試験の方法は，設置変更許可申請段階で示した方法と同一

図 4-12 液状化強度試験（中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験）の概要

(6) 試料の採取位置及び供試体の選定箇所

液状化検討対象層の物理特性，液状化特性及び動的変形特性を求めるため，サンプリングによる試料採取を実施した。

粒度試験などの室内試験に用いる試料は，網羅性の観点から敷地全体の地質分布及び施設の配置を踏まえて採取した。このうち，液状化強度試験に用いる試料の採取位置は，液状化強度特性の代表性を考慮し，液状化を考慮する対象施設の近傍で，かつ，採取可能な層厚を有する箇所を選定することを基本とした。

図 4-14 に，各物性値を設定するための試験に用いた試料の採取位置を，図 4-15～図 4-18 に，採取位置近傍の地質断面中に試料採取深度をプロットした図を示す。

また，液状化強度試験に用いる供試体は，採取したコアサンプルを観察し，液状化特性を取得する観点から，地層の中でも砂分が多い箇所を選定した。

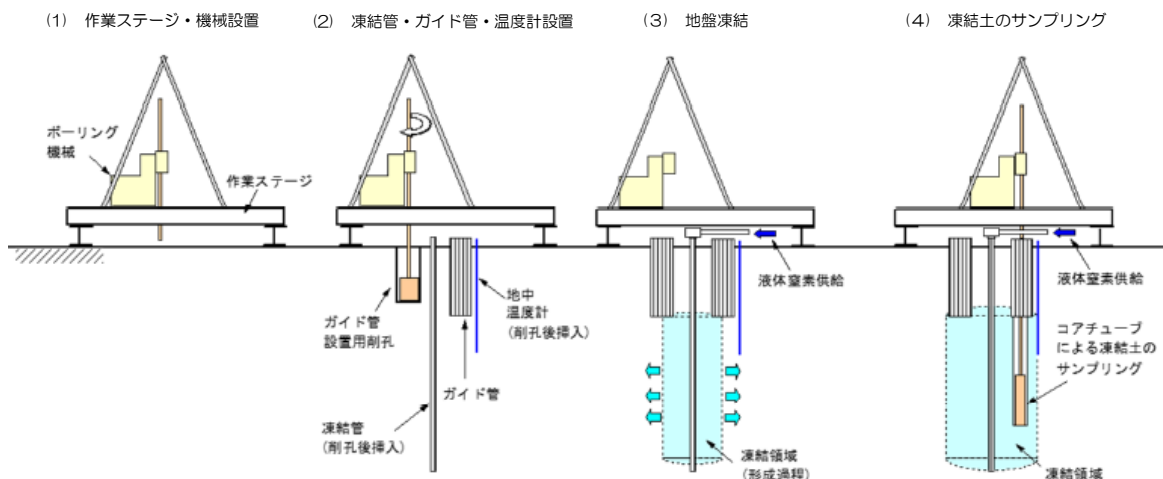
液状化強度試験箇所のボーリング柱状図・コア写真については（参考資料 3）に示す。

なお，古安田層 A2s 層の供試体は，設置変更許可申請段階において実施したサンプリング方法と同じ凍結サンプリングを適用する。その他の液状化検討対象層（埋戻土，新期砂層，沖積層上部（砂質），沖積層下部）の供試体については，トリプルチューブサンプリングを適用する。各地質区分に適用したサンプリング手法の一覧を表 4-27 に，液状化強度試験の供試体採取に用いたサンプリング手法の概念図を図 4-13 に示す。

表 4-27 各地層区分の液状化強度試験供試体のサンプリング手法

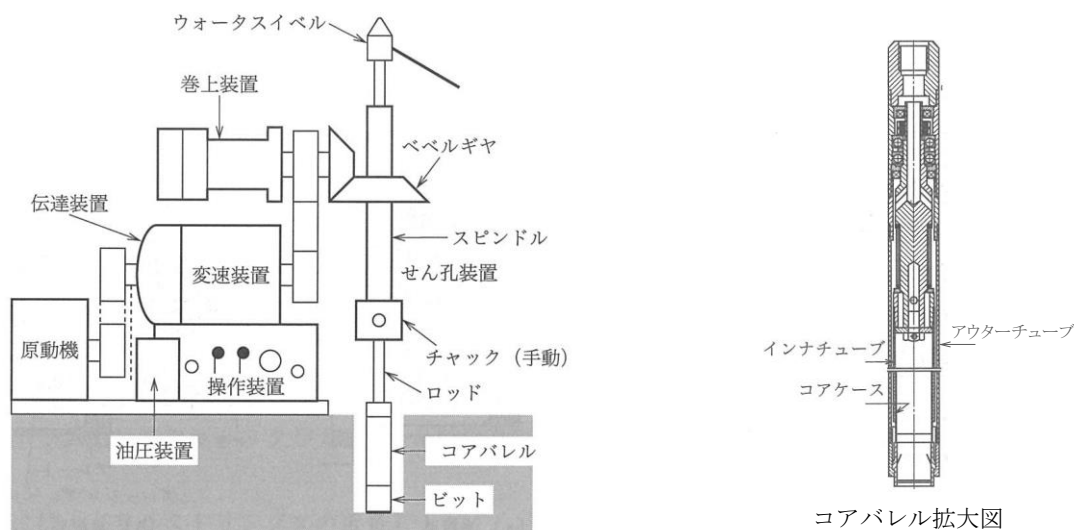
| サンプリング方法       | 地層区分                         |
|----------------|------------------------------|
| 凍結サンプリング       | 古安田層 (A2s 層)                 |
| トリプルチューブサンプリング | 埋戻土，新期砂層，<br>沖積層上部（砂質），沖積層下部 |

- 凍結サンプリングは、砂・砂質土地盤や砂礫地盤を対象に高品質な不攪乱試料を採取する方法。
- 凍結管に液体窒素を流し込み、ゆっくりと地盤を凍結させた後に、コアサンプリングを行う。
- サンプリング手順は以下のとおり
  - ① 既往調査より対象土層の厚い箇所を確認し、凍結サンプリング計画地点を決定。
  - ② 凍結サンプリング計画地点近傍にてパイロットボーリング（孔径 $\phi$ 86mm）を行い、サンプリング対象層の深度を確認。
  - ③ 液体窒素を流し込み、地中温度計が0度付近になるまで地盤の凍結を行う。
  - ④ 凍結が確認された後、コアチューブによる試料のサンプリングを行う。



(a) 凍結サンプリングの概念図

- トリプルチューブサンプリングは、トリプルチューブサンプラーを用いた採取方法
- トリプルチューブサンプラーは、アウターチューブ、インナーチューブ、コアケースの三重管からなるサンプラーで、外側の回転するアウターチューブで土を切削しながら、内側の回転しないインナーチューブを地盤に押し込み、インナーチューブの内側に装着したコアケース内に試料を採取する。



(引用)一般社団法人 全国地質調査業協会連合会 ボーリングポケットブック(第4版)に一部加筆

(b) トリプルチューブサンプリングの概念図

図 4-13 液状化強度試験の供試体のサンプリング手法 概念図

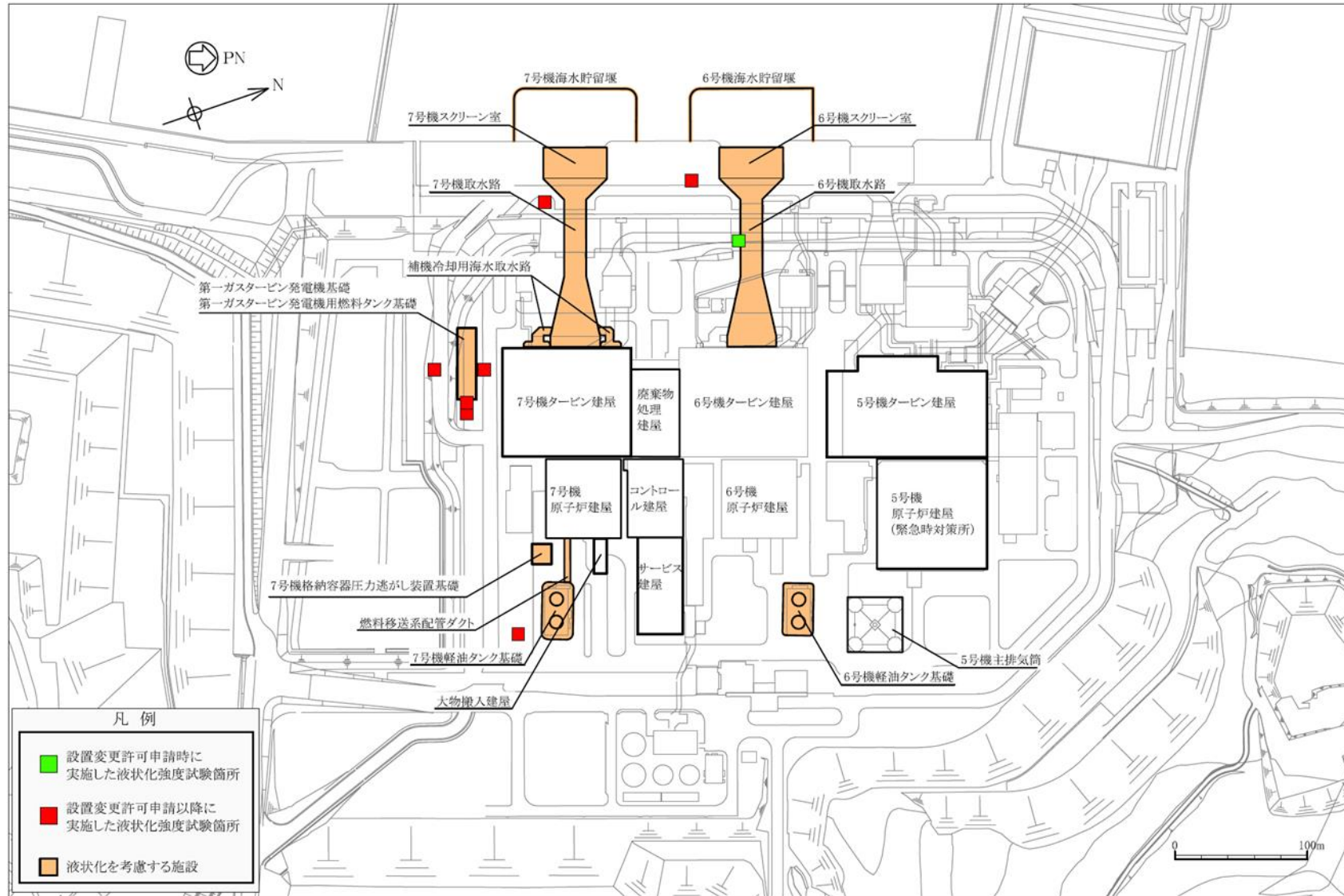
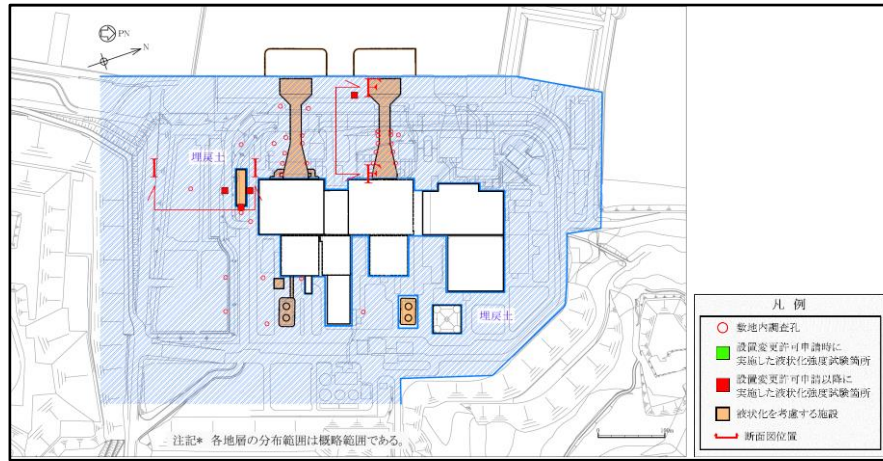


図 4-14 液状化強度試験箇所と周辺調査箇所の位置図（平面図）



調査孔と液状化強度試験箇所 (埋戻土)

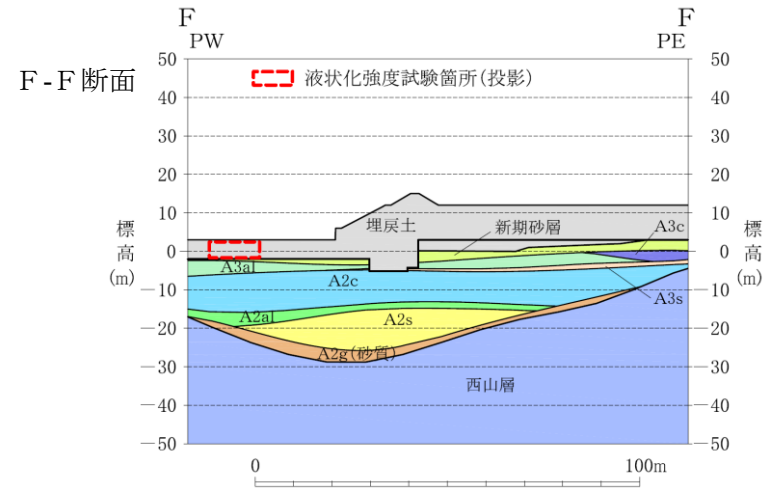
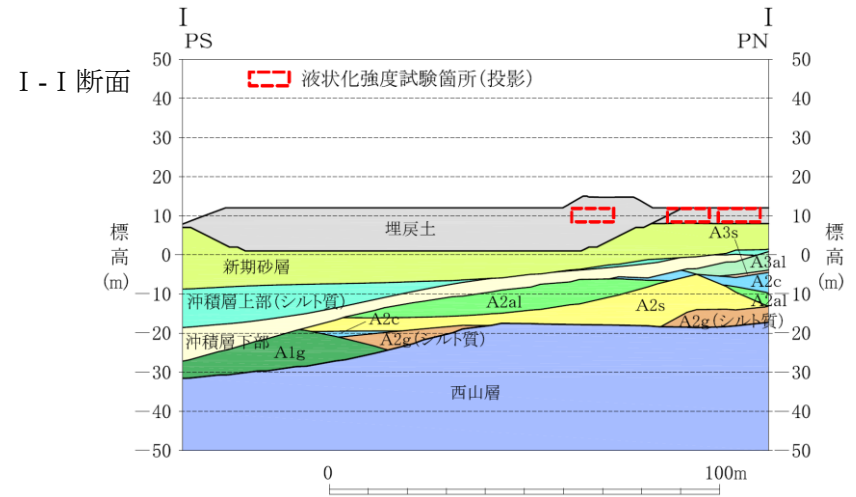
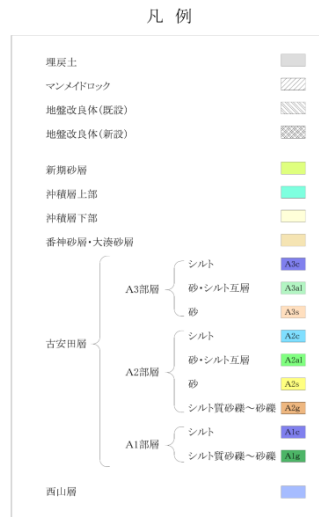
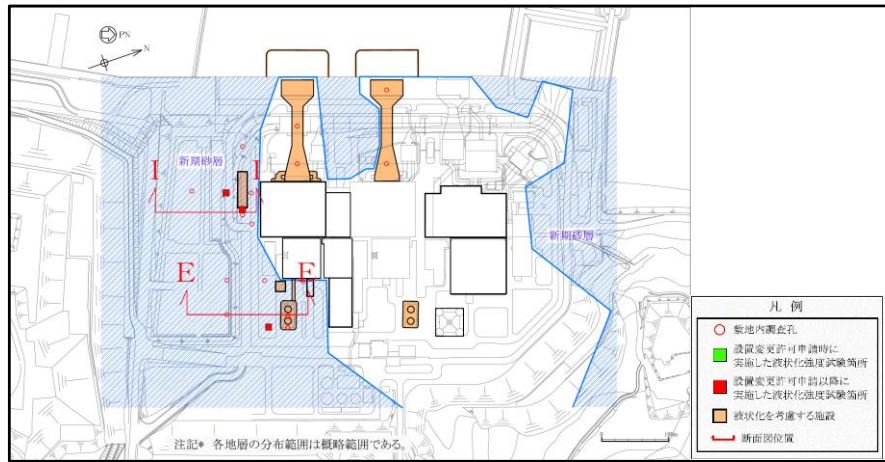


図 4-15 埋戻土の液状化強度試験の試料採取位置



調査孔と液状化強度試験箇所 (新期砂層)

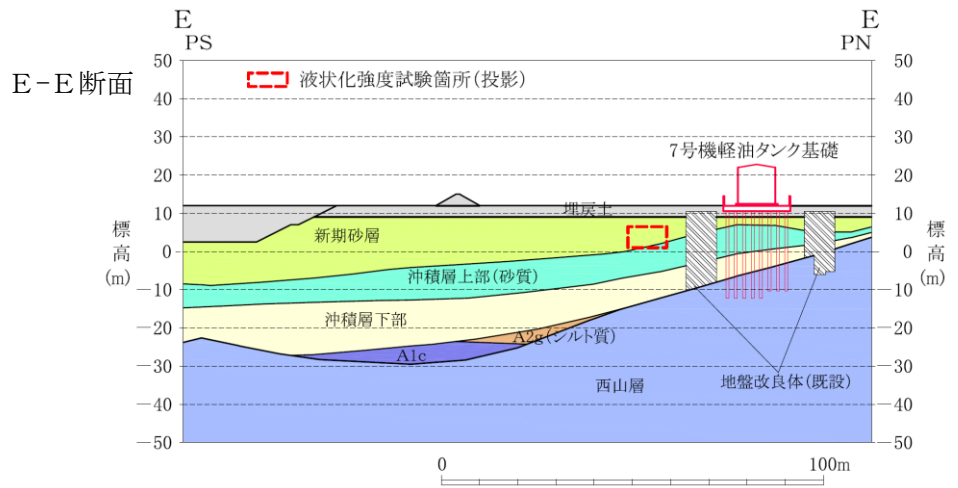
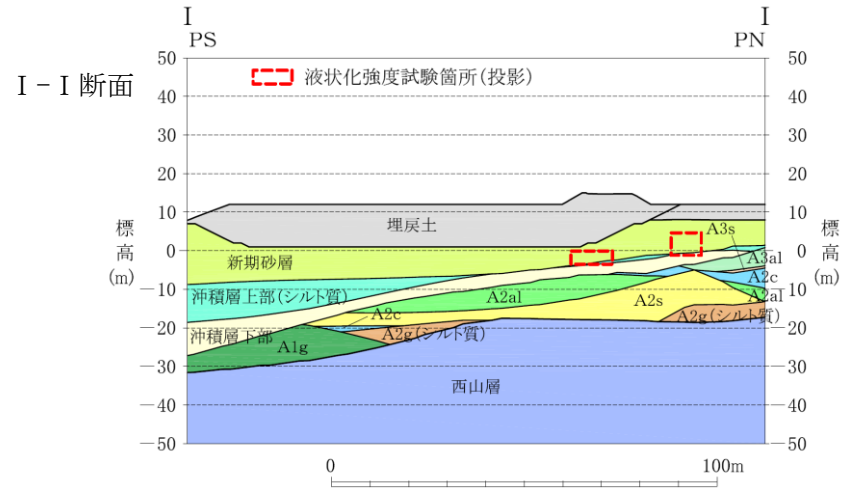
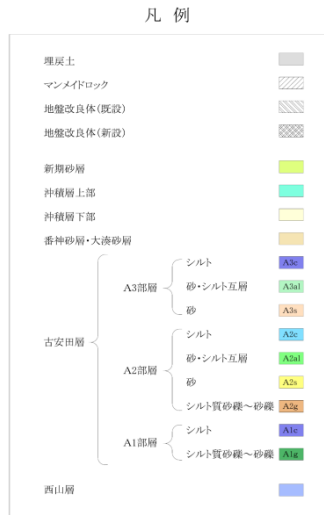
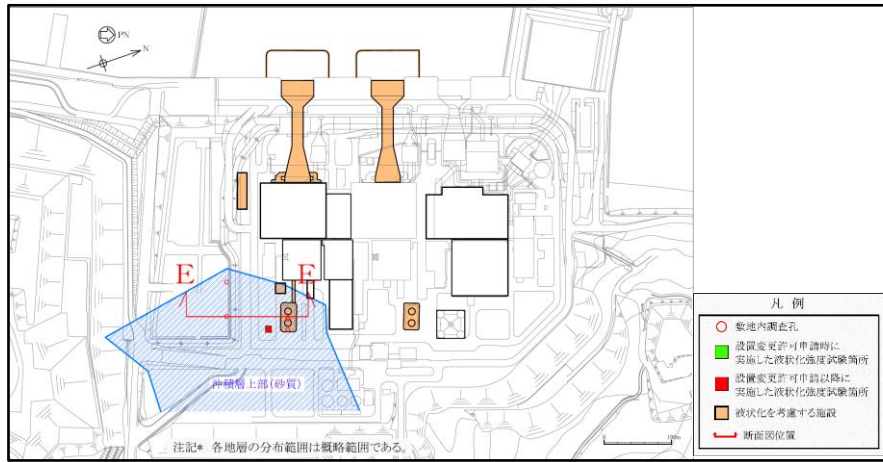


図 4-16 新期砂層の液状化強度試験の試料採取位置



調査孔と液状化強度試験箇所（沖積層上部（砂質））  
凡例

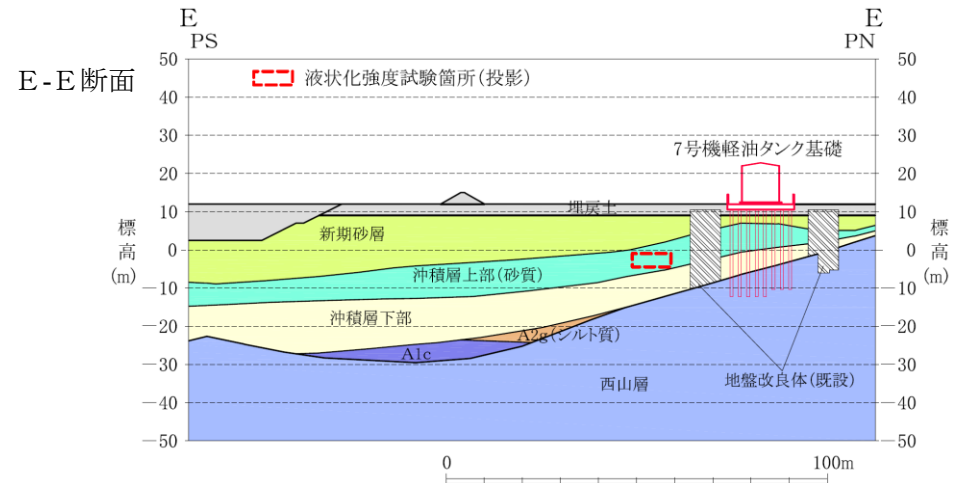


図 4-17 沖積層上部（砂質）の液状化強度試験の試料採取位置

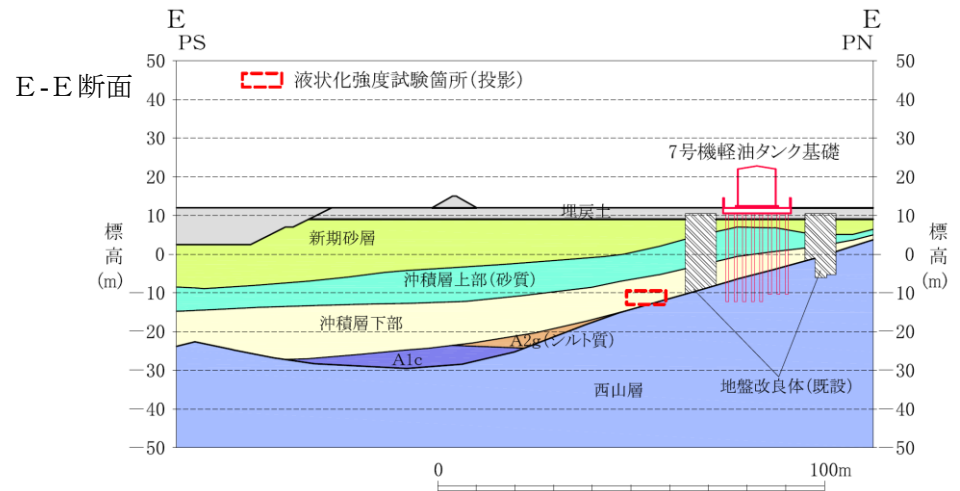
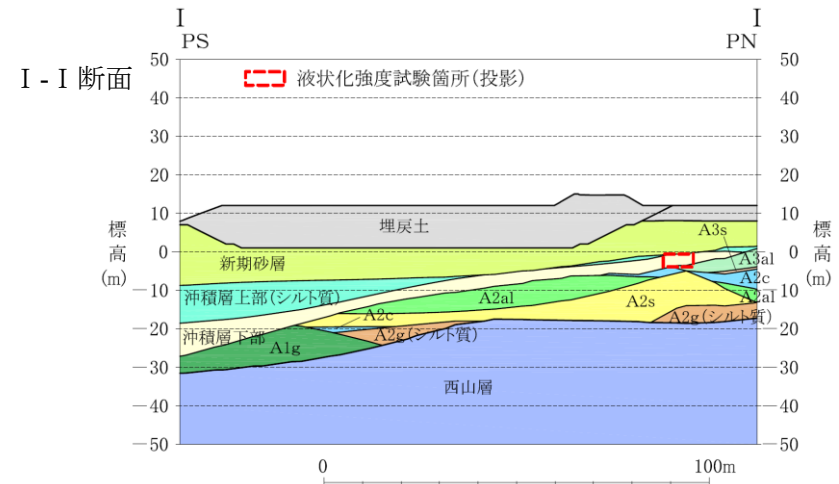
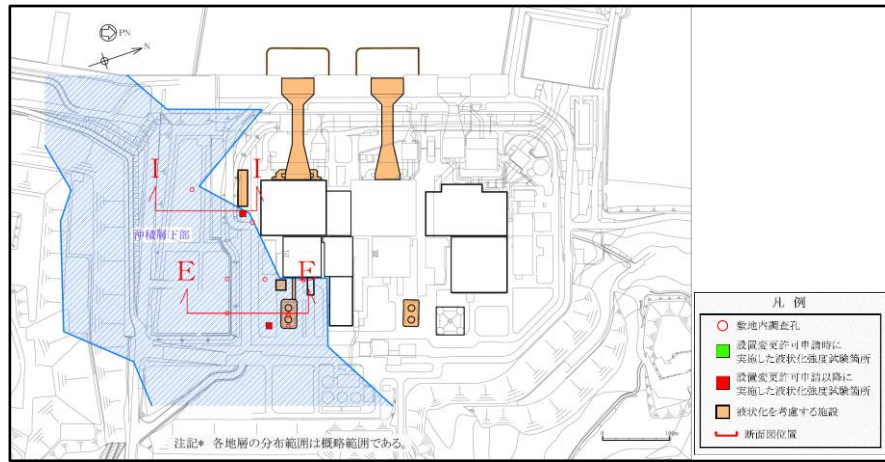
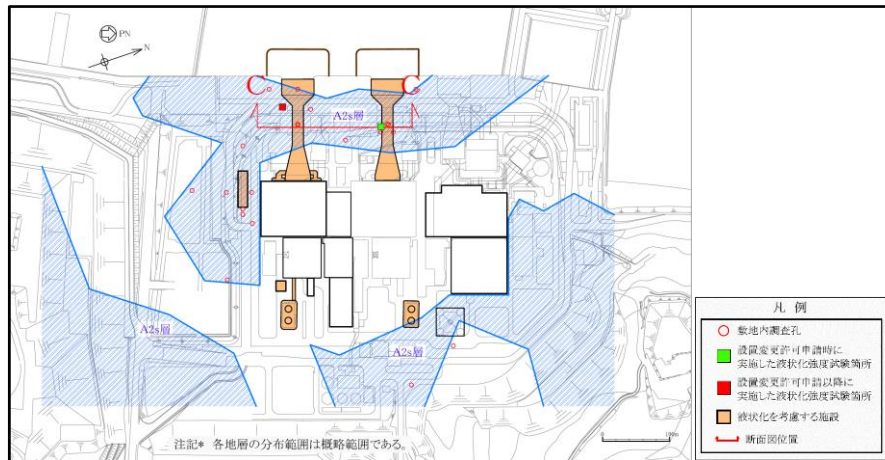
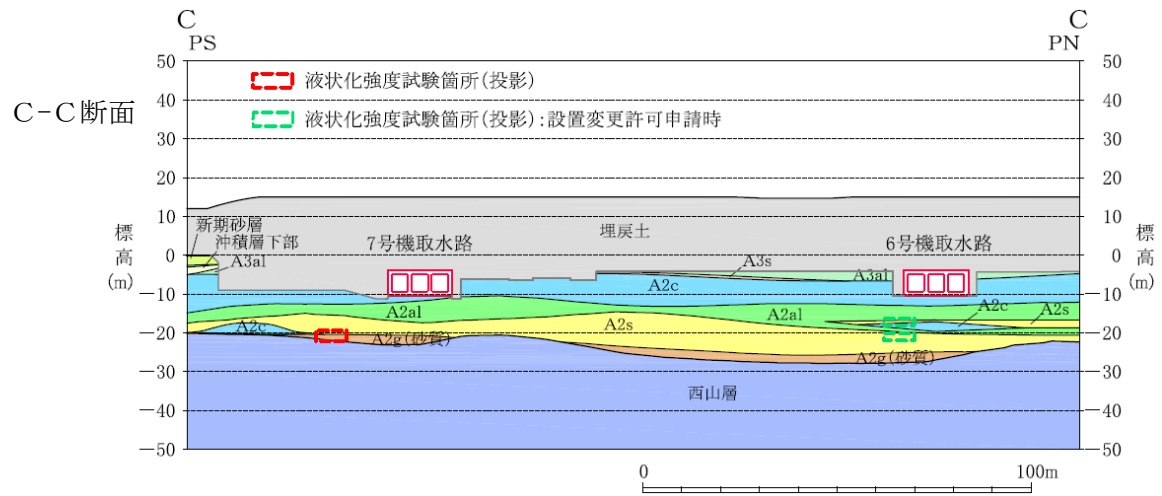


図 4-18 沖積層下部の液状化強度試験の試料採取位置





調査孔と液状化強度試験箇所 (A2s 層)



注: の位置は投影であり、当該深度のA2s層から供試体を採取している。

図 4-19 A2s 層の液状化強度試験の試料採取位置

(7) 液状化強度試験箇所の代表性、網羅性の確認

地盤の液状化強度試験箇所の代表性及び網羅性を確認するため、液状化強度試験の供試体採取箇所と敷地内の調査箇所における地盤の基本物性を比較し、検討を行う。

ここで、地盤の基本物性の比較指標として、『粒径加積曲線』、『N値\*1』、『細粒分含有率Fc』に着目した。表4-28に比較指標の選定理由を示す。各基準類における液状化強度比 $R_L$ の算定で用いる地盤物性を表4-29に示す。

表4-28 地盤の基本物性の比較指標

| 比較指標             | 選定理由                                                                                                                                          |
|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 粒度分布<br>(粒径加積曲線) | 土の基本的な物理特性であることから、指標として選定した。                                                                                                                  |
| N値*1             | 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る。また、有効応力解析(FLIP)の簡易パラメータ設定法*2にN値がパラメータとして用いられている。以上より、液状化強度比との相関が最も高いと考えられることから、指標として選定した。 |
| 細粒分含有率<br>Fc     | 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、液状化強度比との相関が高いと考えられることから、指標として選定した。                                      |

注記\*1：打撃回数50回において、貫入長が300mm未満の標準貫入試験箇所は次式によりN値を算出した。

$$N \text{ 値} = \frac{300 \text{ (mm)}}{\text{打撃回数 50 回における打ち込み長 (mm)}} \times 50$$

\*2：森田年一，井合進，HanlongLiu，一井康二，佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法，港湾技術研究所資料，No. 869，1997。

表4-29 各基準類における液状化強度比 $R_L$ と地盤物性値の関係

| 基準類名                                                                                                                                  | 液状化強度比 $R_L$ の算定に用いる主な地盤物性 | 液状化強度比の補正に用いる地盤物性         |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| 道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，日本道路協会，2012<br>(下水道施設の耐震対策指針と解説，日本下水道協会，2006)<br>(河川砂防技術基準(案)同解説 設計編，日本河川協会編，1997)<br>(高圧ガス設備等耐震設計指針，高圧ガス保安協会，2000) | N 値                        | 細粒分含有率Fc                  |
| 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<br>(部分改訂，2012)                                                                                    |                            | 細粒分含有率Fc                  |
| 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，2001<br>(水道施設耐震工法指針・同解説，日本水道協会，1997)                                                                                |                            | 細粒分含有率Fc                  |
| 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，鉄道総合技術研究所，2012                                                                                                    |                            | 細粒分含有率Fc<br>平均粒径 $D_{50}$ |

(a) 埋戻土

埋戻土は、敷地内全域に広く分布する。図4-20に、埋戻土の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の位置を示す。埋戻土は、敷地における掘削土を起源としており、掘削土の性状（砂質土、粘性土）に応じて選別し、別々の土捨場に運搬している。埋戻しの際には、再び土捨場から搬出し、ブルドーザによる敷均し後に振動ローラーで転圧しており、施工後の品質管理として、締固め度の確認試験を行い、所定の締固め度を確保している。

図4-21に、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における埋戻土の粒径加積曲線を示す。敷地内の埋戻土は若干ばらつきがあるものの、砂が主体の粒度分布を示す。液状化強度試験箇所の粒度分布は、概ね敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内に入っている。

図4-22に、埋戻土の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値、細粒分含有率Fcの深度分布を示す。また、図中には、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均、平均 $\pm 1\sigma$ の値を表記している。液状化強度試験箇所近傍の平均N値、平均細粒分含有率Fcは、敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内にある。

以上より、埋戻土の液状化強度試験箇所は、粒度分布、N値及び細粒分含有率Fcが敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内であることから、敷地内の埋戻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。

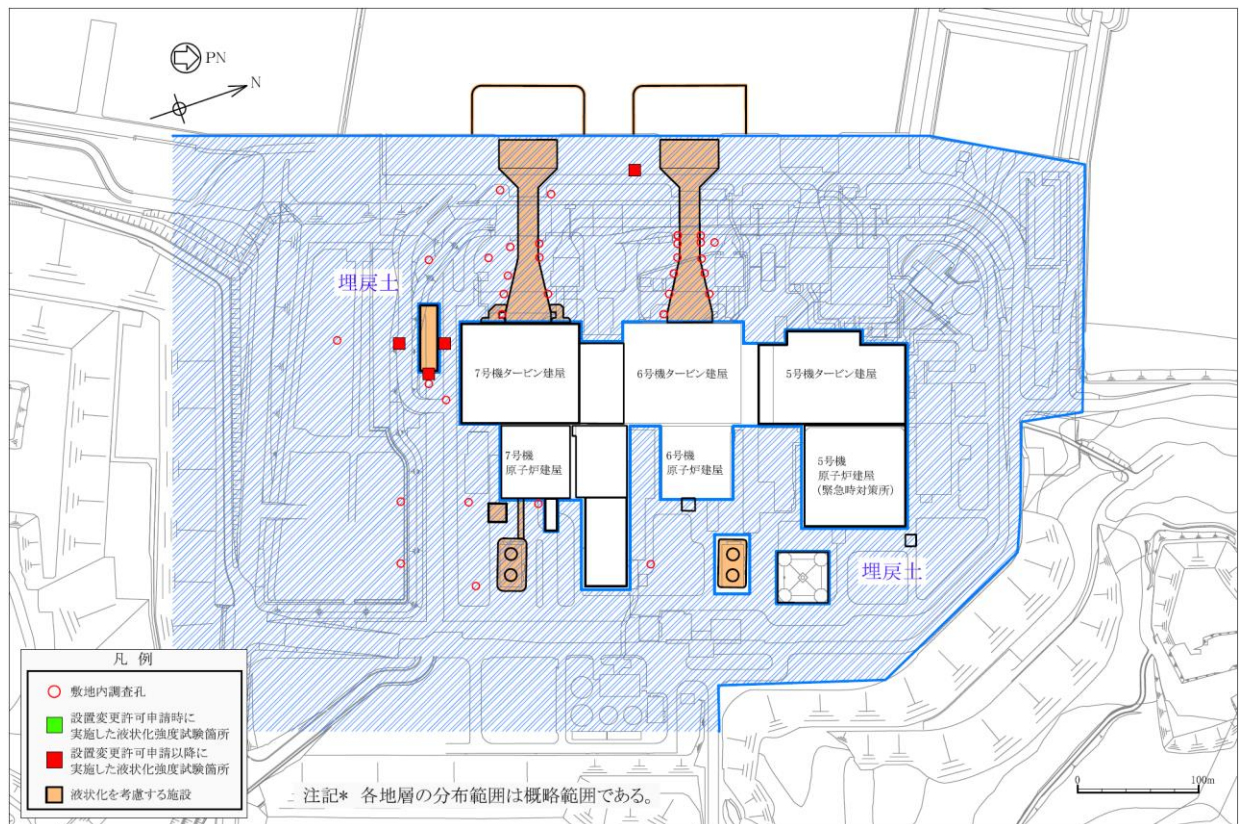


図4-20 埋戻土の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔

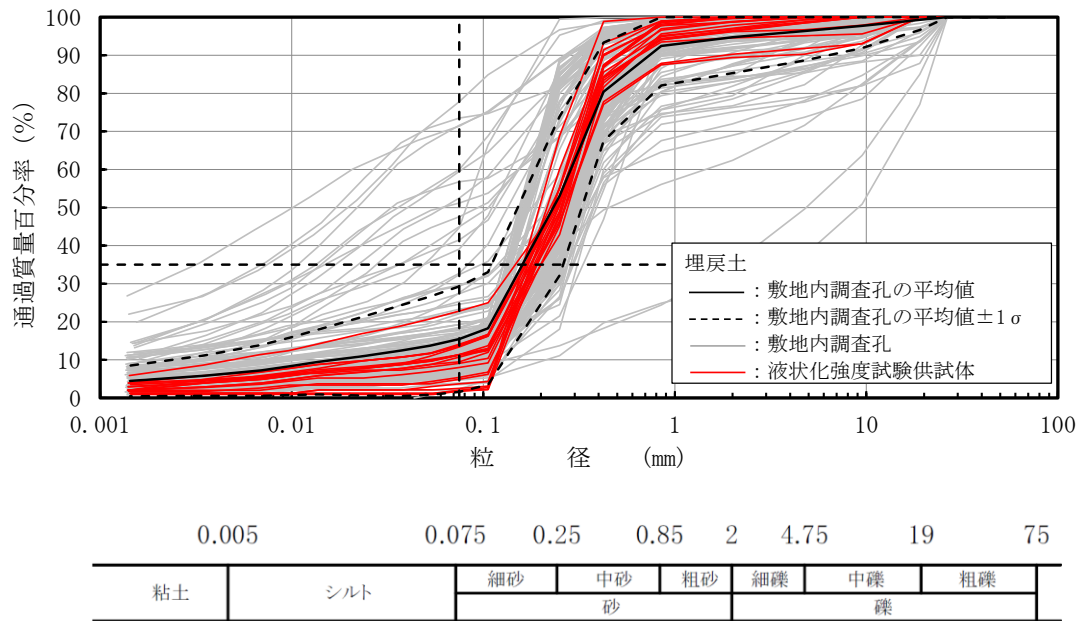


図 4-21 埋戻土の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度試験結果

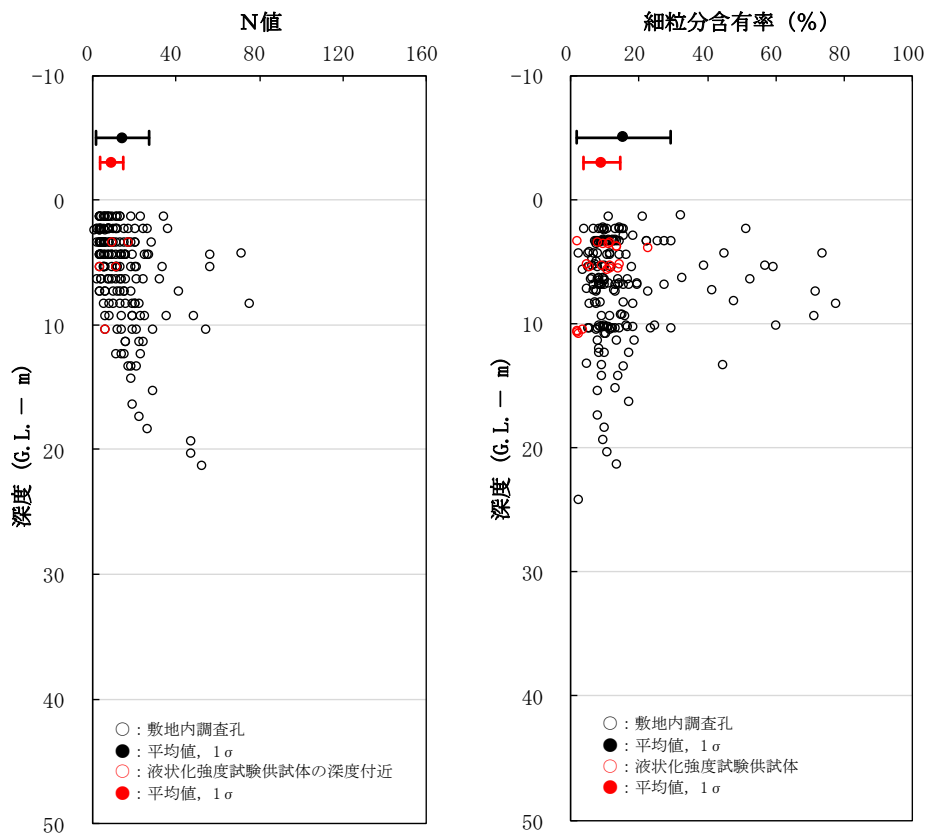


図 4-22 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率  $F_c$  の比較 (埋戻土)

(b) 新期砂層

新期砂層は、敷地の南側と北側に分布する。図 4-23 に、新期砂層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の位置を示す。

図 4-24 に、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における新期砂層の粒径加積曲線を示す。敷地内の新期砂層は粒径が概ね均一な砂が主体であり、ばらつきは小さい。液状化強度試験箇所の粒度分布は、概ね敷地内調査箇所の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内に入っている。

図 4-25 に、新期砂層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値、細粒分含有率  $F_c$  の深度分布を示す。また、図中には、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均、平均 $\pm 1\sigma$ の値を表記している。液状化強度試験箇所近傍の平均N値、平均細粒分含有率  $F_c$  は、敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内にある。

以上より、新期砂層の液状化強度試験箇所は、粒度分布、N値及び細粒分含有率  $F_c$  が敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内であることから、敷地内の新期砂層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。

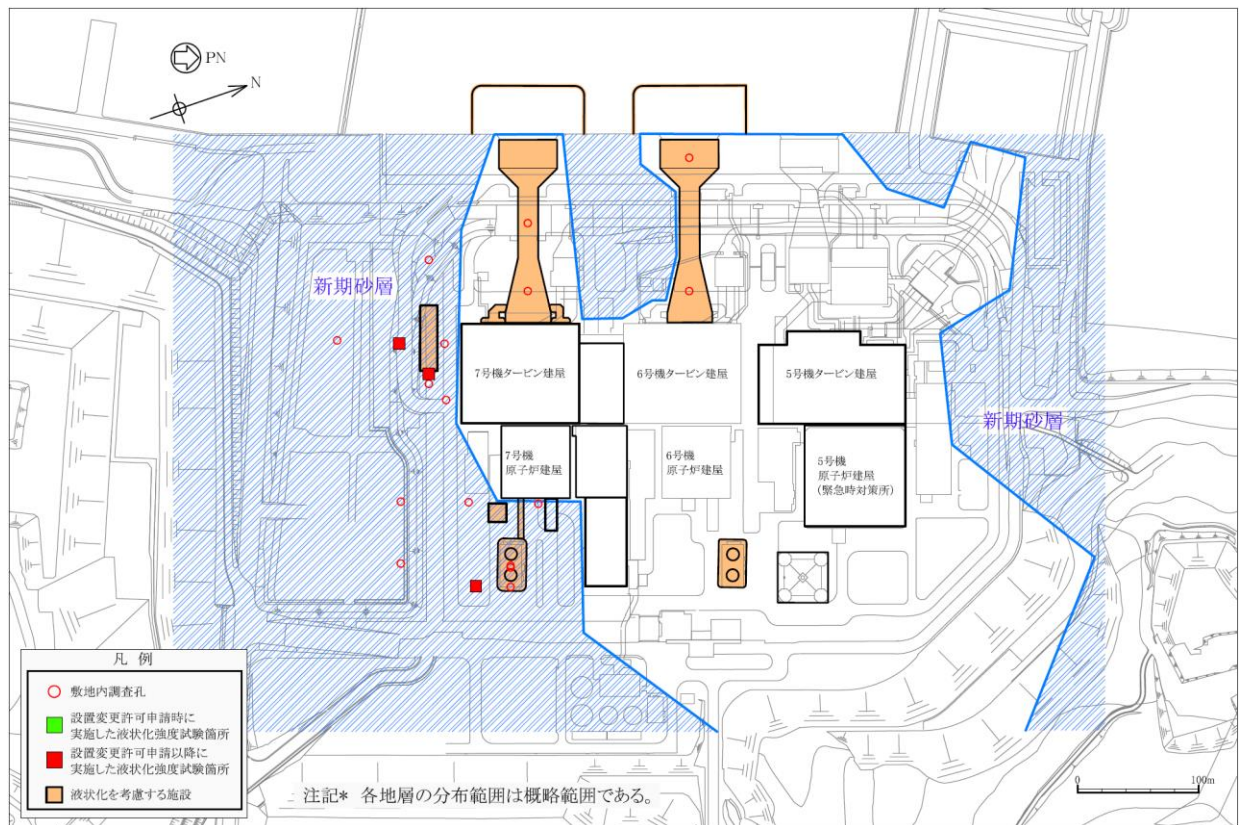


図 4-23 新期砂層の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔

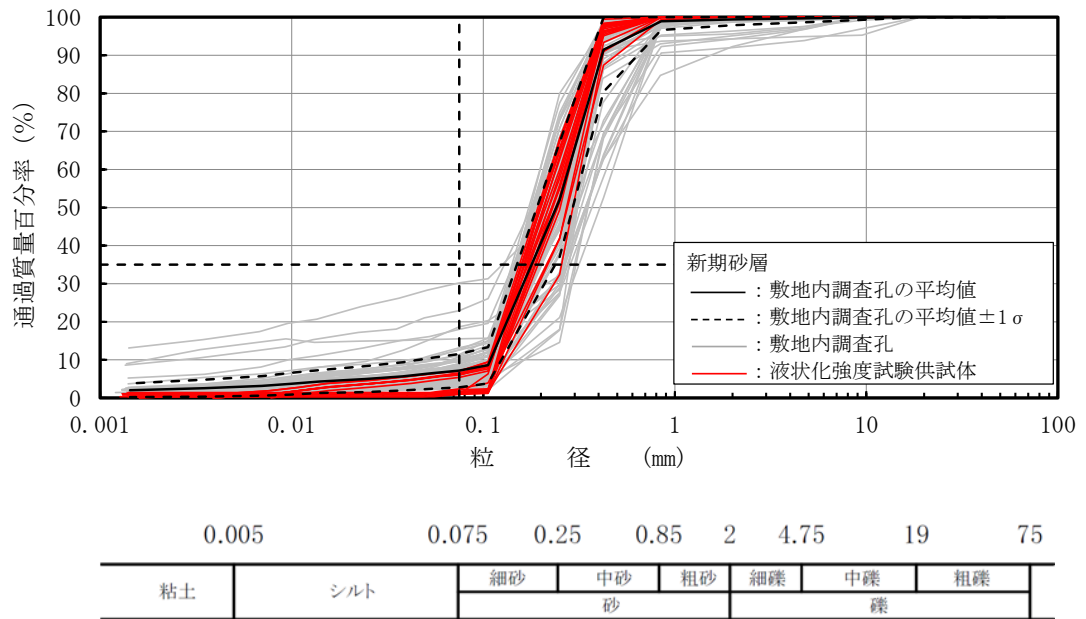


図 4-24 新期砂層の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度試験結果

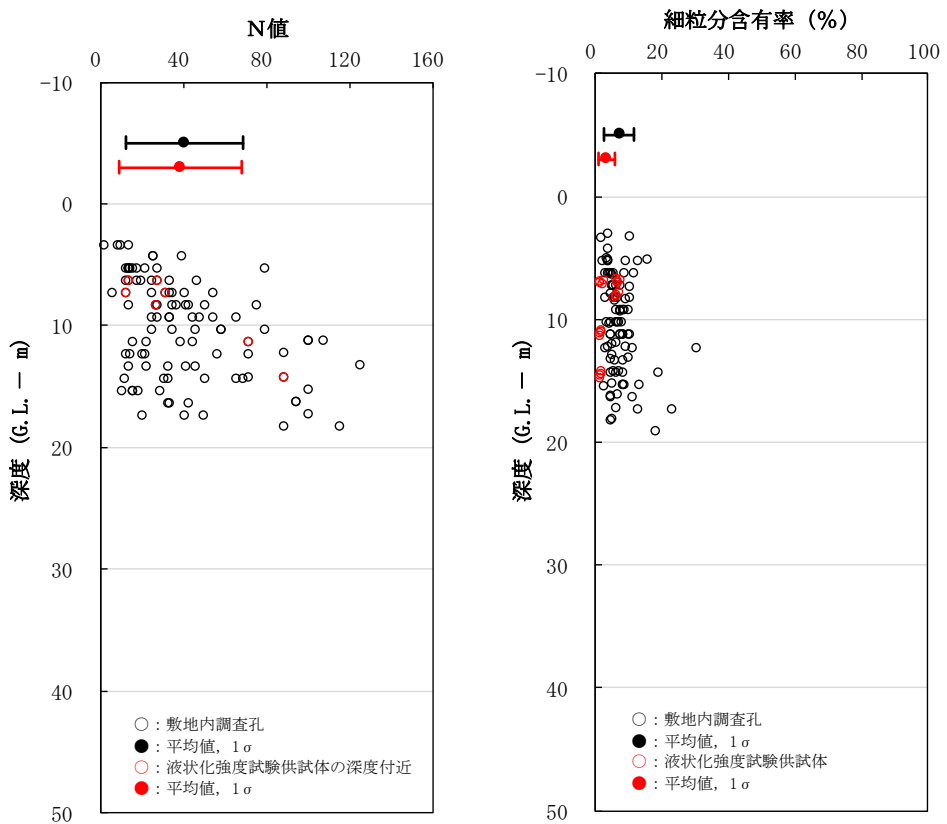


図 4-25 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率  $F_c$  の比較  
(新期砂層)

(c) 沖積層上部（砂質）

沖積層上部（砂質）は、敷地の南東側に分布する。図4-26に、沖積層上部（砂質）の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の位置を示す。

図4-27に、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における沖積層上部（砂質）の粒径加積曲線を示す。敷地内の沖積層上部（砂質）は、砂～粘土までの広い粒度分布を示し、ばらつきは比較的大きい。液状化強度試験箇所の粒度分布は、概ね敷地内調査箇所の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内に入っている。

図4-28に、沖積層上部（砂質）の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値、細粒分含有率Fcの深度分布を示す。また、図中には、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均、平均 $\pm 1\sigma$ の値を表記している。

液状化強度試験箇所のN値は、敷地内調査孔よりも若干大きい傾向を示している。液状化強度試験箇所の細粒分含有率Fcは、敷地内調査孔の $1\sigma$ のばらつきの範囲内にあり、平均値よりも小さい。敷地内調査孔よりも液状化強度試験箇所のN値が大きめに現れた要因としては、供試体は採取コアの中でも砂分が主体的な箇所を選定しているため、シルト分の割合が高い箇所と比べてN値が比較的大きくなったことが考えられる。図4-29に、細粒分含有率FcとN値の関係を示す。沖積層上部（砂質）のN値は、細粒分含有率Fcが小さいほど大きくなる傾向を示している。

以上より、沖積層上部（砂質）の液状化強度試験箇所は、平均N値が若干大きいものの、粒度分布及び細粒分含有率Fcが敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内であることから、敷地内の沖積層上部（砂質）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。

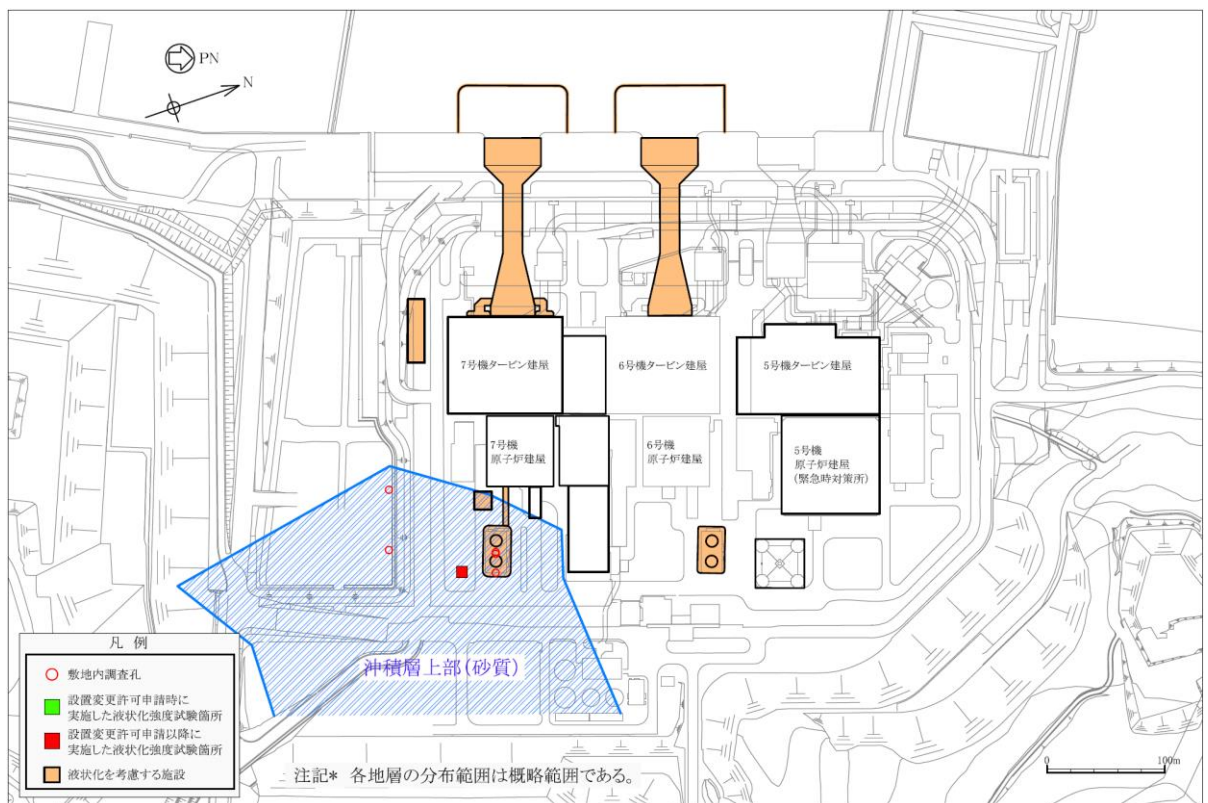


図4-26 沖積層上部（砂質）の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔

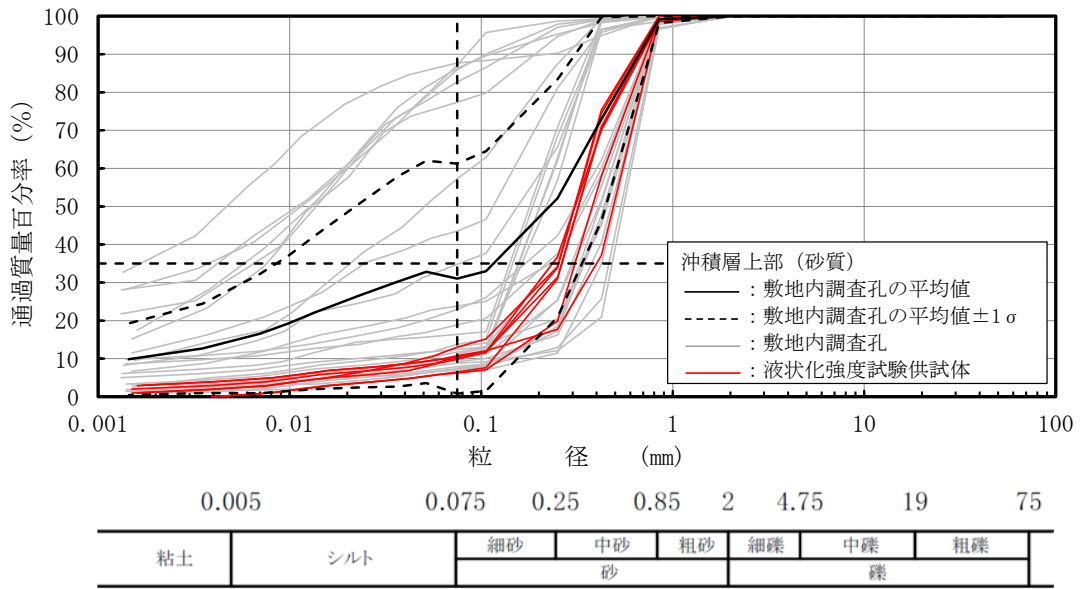


図 4-27 沖積層上部（砂質）の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度試験結果

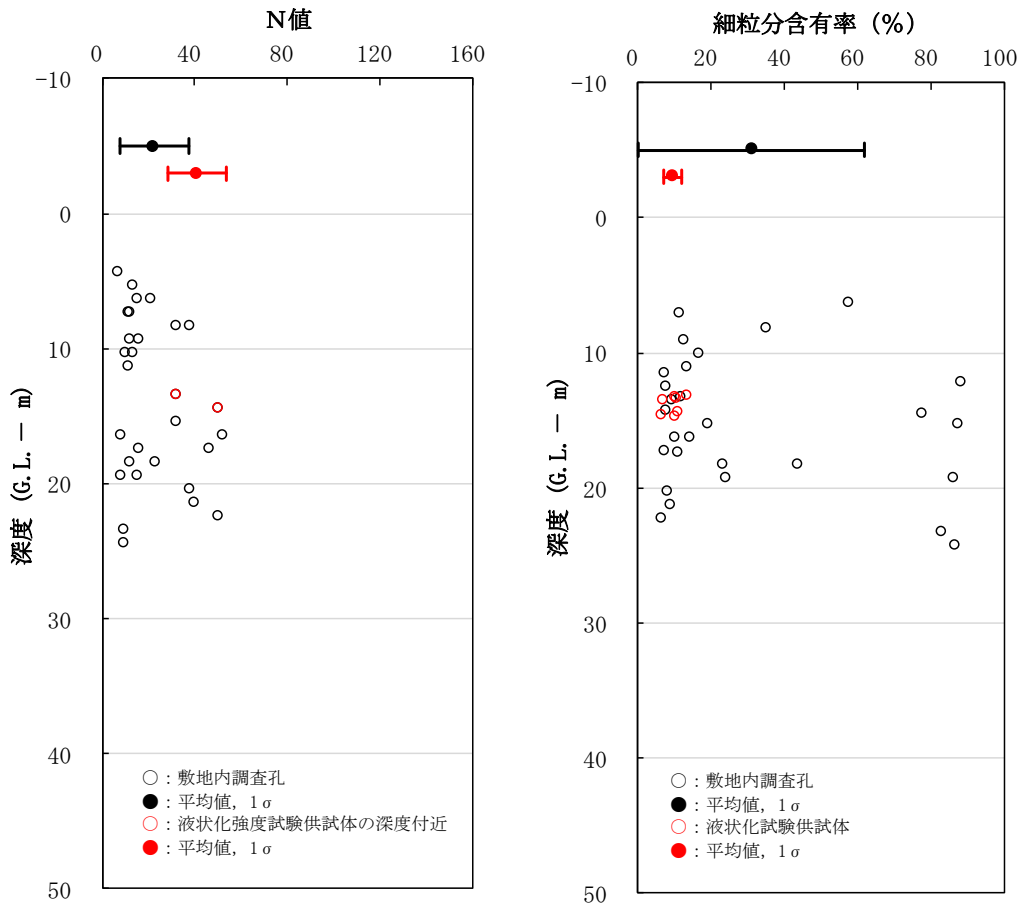


図 4-28 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率  $F_c$  の比較  
(沖積層上部（砂質）)



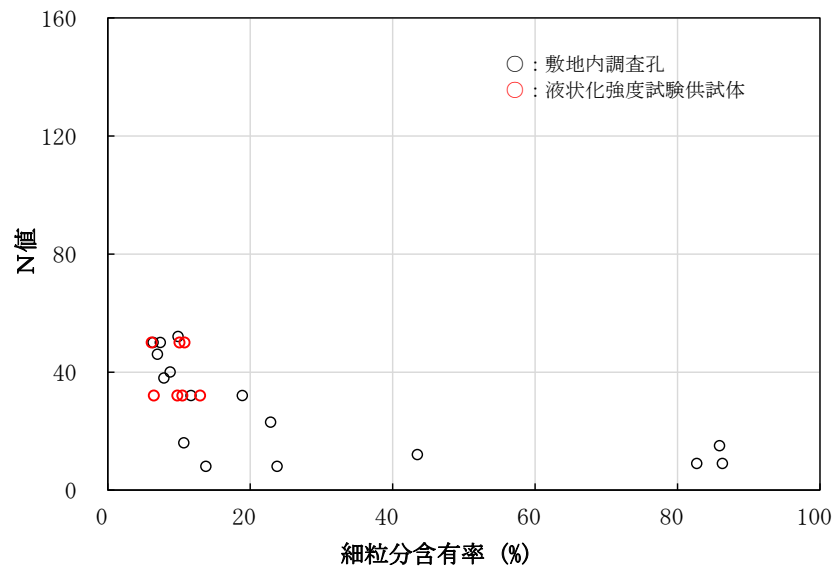


図 4-29 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の細粒分含有率  $F_c$  と N 値の関係  
(沖積層上部 (砂質))

(d) 沖積層下部

沖積層下部は、敷地の南側に分布する。図4-30に、沖積層下部の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の位置を示す。

図4-31に、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における沖積層下部の粒径加積曲線を示す。敷地内の沖積層下部は、砂を主体とした粒度分布を示し、ばらつきは小さい。液状化強度試験箇所の粒度分布は、概ね敷地内調査箇所の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内に入っている。

図4-32に、沖積層下部の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値、細粒分含有率 $F_c$ の深度分布を示す。また、図中には、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均、平均 $\pm 1\sigma$ の値を表記している。

液状化強度試験箇所のN値は、敷地内調査孔よりも若干大きい傾向を示している。液状化強度試験箇所の細粒分含有率 $F_c$ は、敷地内調査孔の $1\sigma$ のばらつきの範囲内にあり、平均値よりも小さい。敷地内調査孔よりも液状化強度試験箇所のN値が大きめに現れた要因としては、供試体は採取コアの中でも砂分が主体的な箇所を選定しているため、シルト分の割合が高い箇所と比べてN値が比較的大きくなったことが考えられる。図4-33に、細粒分含有率 $F_c$ とN値の関係を示す。沖積層下部のN値は、細粒分含有率 $F_c$ が小さいほど大きくなる傾向を示している。

以上より、沖積層下部の液状化強度試験箇所は、平均N値は若干大きいものの、粒度分布及び細粒分含有率 $F_c$ は敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内であることから、敷地内の沖積層下部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。

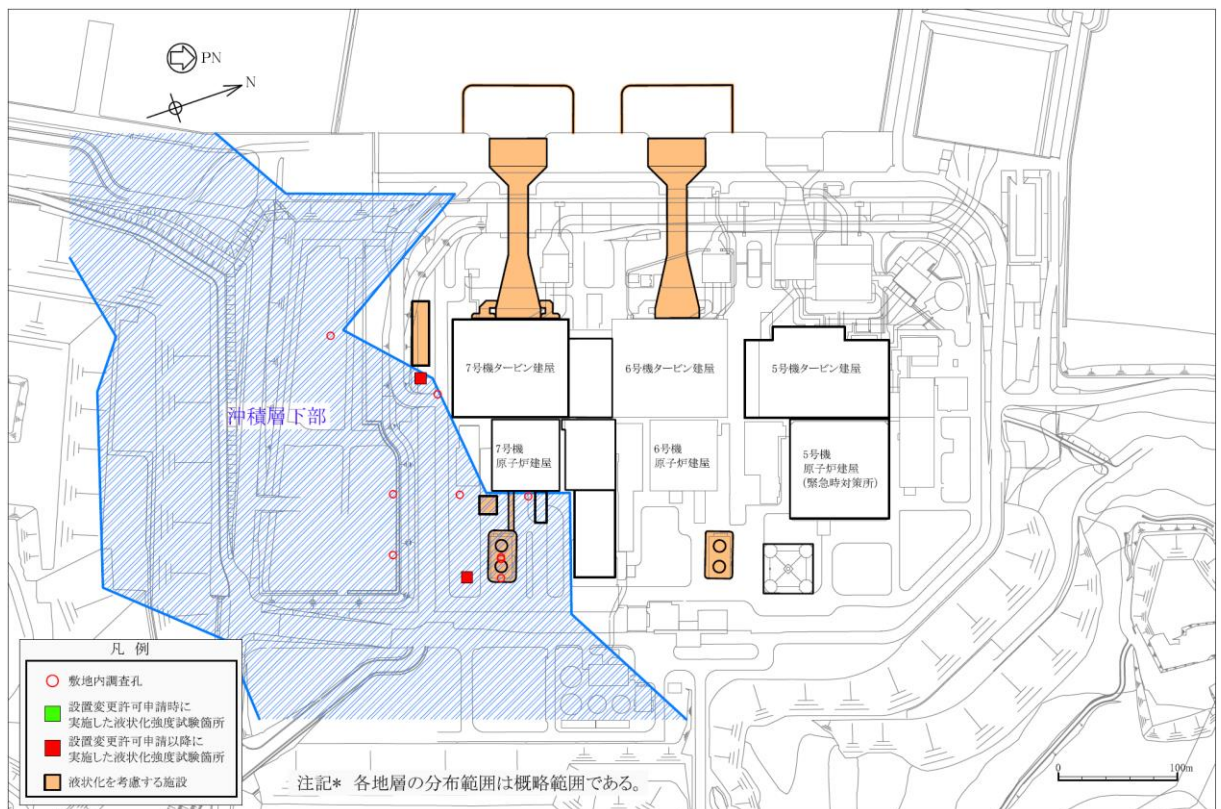


図4-30 沖積層下部の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔

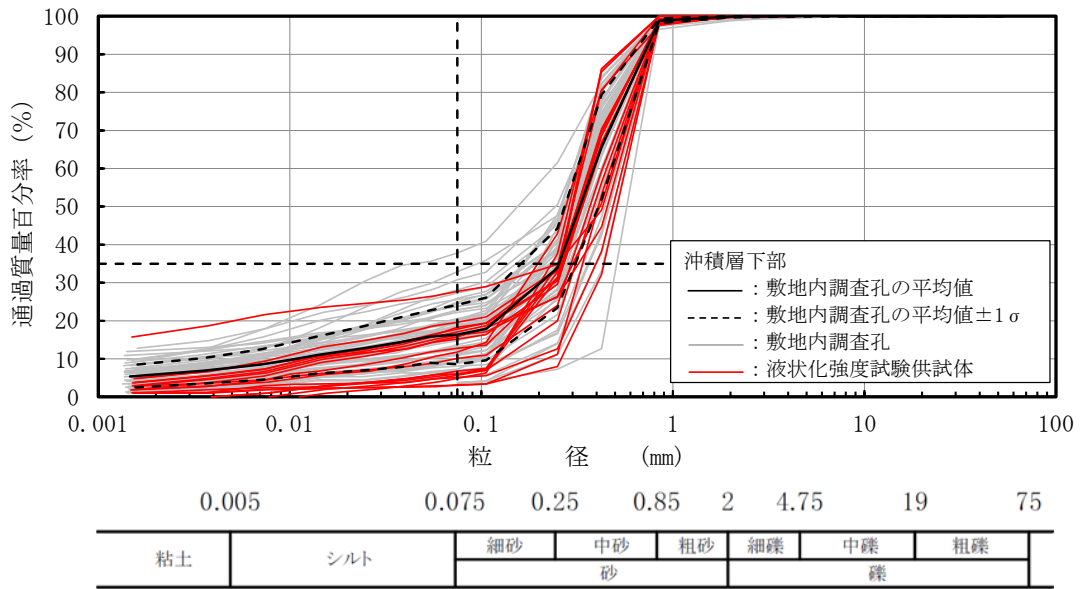


図 4-31 沖積層下部の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度試験結果

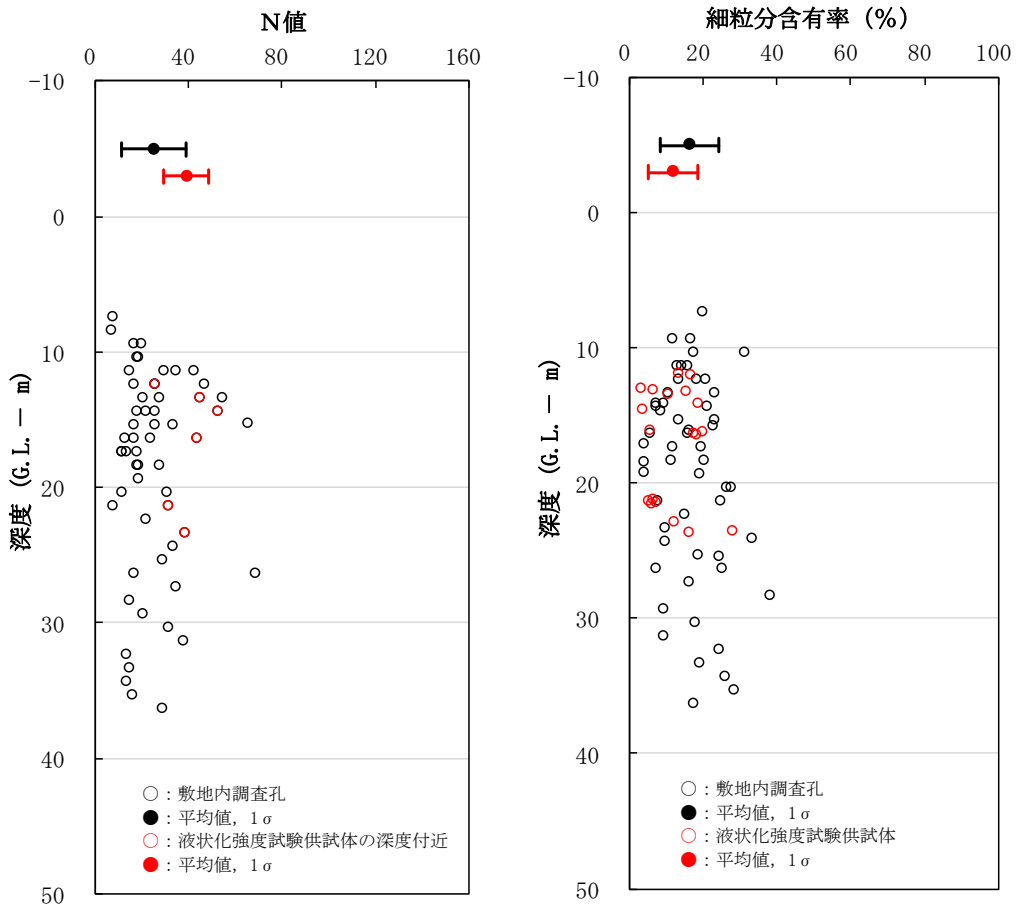


図 4-32 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率  $F_c$  の比較  
(沖積層下部)

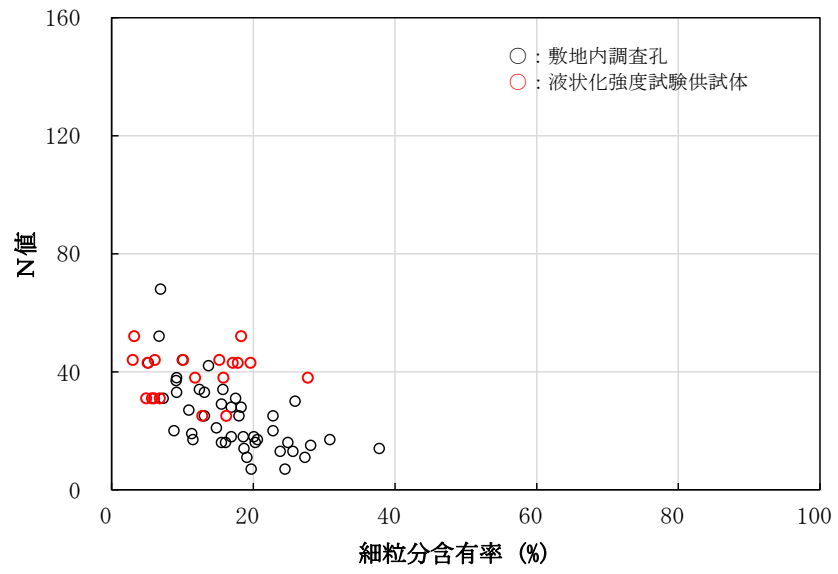


図 4-33 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の細粒分含有率  $F_c$  と N 値の関係  
(沖積層下部)

(e) 古安田層(A2s層)

古安田層(A2s層)は、原子炉建屋やタービン建屋周辺以外の敷地に広く分布する。図4-34に、古安田層(A2s層)の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の位置を示す。

図4-35に、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における古安田層(A2s層)の粒径加積曲線を示す。敷地内の古安田層(A2s層)は、礫～シルトまでの広い粒度分布を示し、ばらつきは大きい。液状化強度試験箇所の粒度分布は、概ね敷地内調査箇所の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内に入っている。

図4-36に、古安田層(A2s層)の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値、細粒分含有率Fc、及びN値を示す。また、図中には、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の各々の値の平均、平均 $\pm 1\sigma$ の値を表記している。

液状化強度試験箇所のN値は、敷地内調査孔よりも若干大きい傾向を示している。液状化強度試験箇所の細粒分含有率Fcは、敷地内調査孔の $1\sigma$ のばらつきの範囲内にあり、平均値よりも小さい。敷地内調査孔よりも液状化強度試験箇所のN値が大きめに現れた要因としては、供試体は採取コアの中でも砂分が主体的な箇所を選定しているため、シルト分の割合が高い箇所と比べてN値が比較的大きくなったことが考えられる。図4-37に、細粒分含有率FcとN値の関係を示す。古安田層(A2s層)のN値は、細粒分含有率Fcが小さいほど大きくなる傾向を示している。

以上より、古安田層(A2s層)の液状化強度試験箇所は、粒度分布、N値及び細粒分含有率Fcが敷地内調査孔の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内であることから、敷地内の古安田層(A2s層)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。

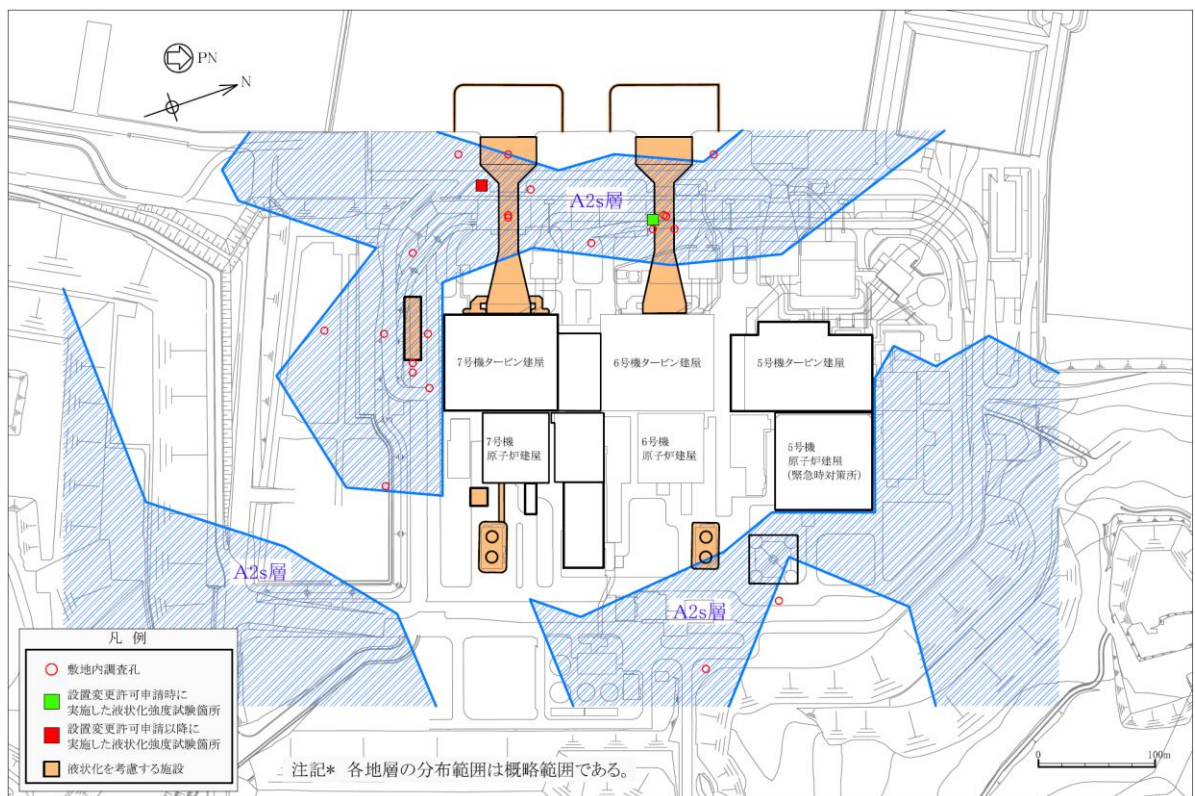


図4-34 古安田層(A2s層)の液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔

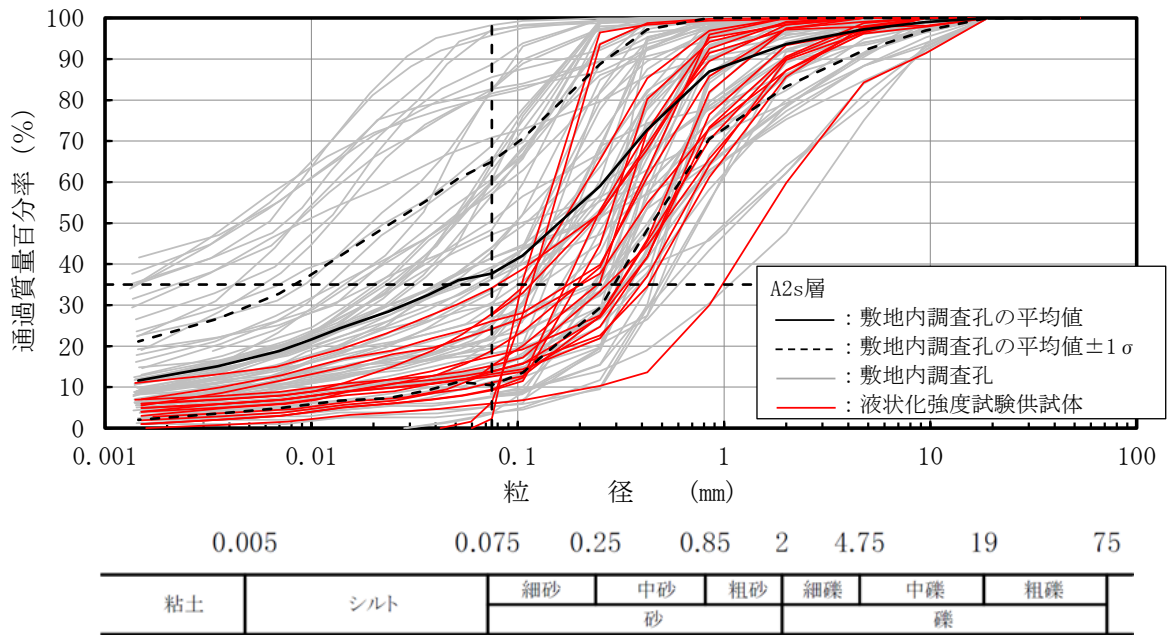


図 4-35 古安田層 (A2s 層) の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度試験結果

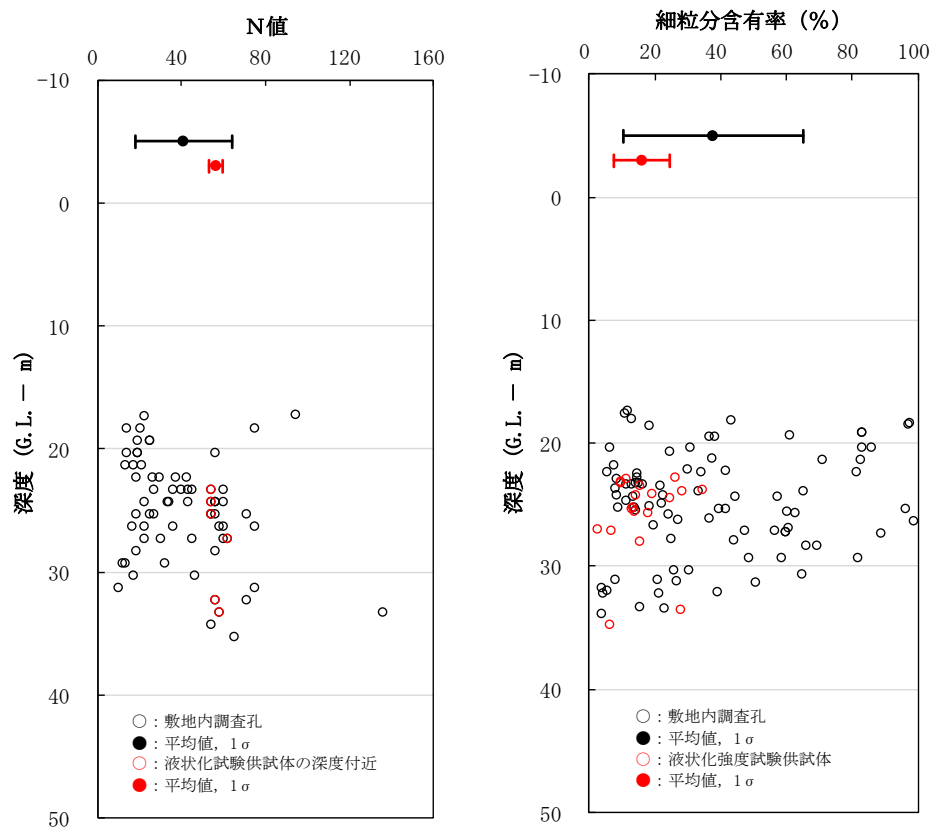


図 4-36 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率  $F_c$  の比較  
(古安田層 (A2s 層))

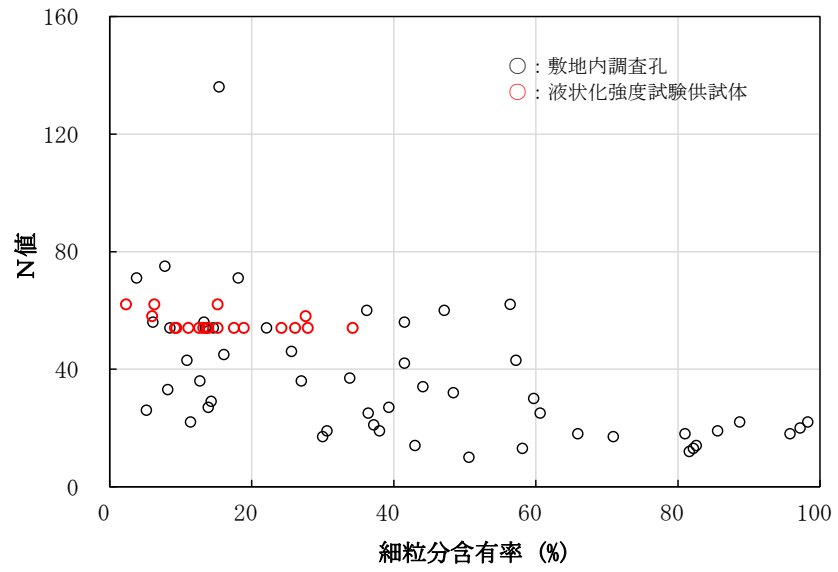


図 4-37 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の細粒分含有率  $F_c$  と N 値の関係  
(古安田層 (A2s 層))

(8) 有効応力解析に用いる地盤の液状化強度特性の保守性

有効応力解析に用いる地盤の液状化強度特性は、地盤のばらつきを踏まえて保守的に評価されるように設定する。具体的には、液状化強度試験から得られる液状化抵抗曲線に対して、解析上再現される液状化抵抗曲線を低く設定することにより考慮する。(液状化抵抗曲線を試験結果より低く設定することは、有効応力解析において試験結果より繰返し回数が少ない状態で同程度のひずみが発生することを意味している。)

柏崎刈羽原子力発電所では、設置変更許可申請から追加の液状化強度試験、室内試験及び地盤調査を実施している。地盤の液状化強度特性は、試験結果から得た液状化抵抗曲線に対し、最小二乗法による液状化抵抗曲線の回帰曲線を設定し、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 $\sigma$ を用いて、液状化抵抗曲線の「回帰曲線 $-1\sigma$ 」にて設定する。解析上考慮する液状化抵抗曲線は、この「回帰曲線 $-1\sigma$ 」に対して同等となるように設定することを基本とする。なお、回帰曲線の設定に関する詳細は、(参考資料4)に示す。

(9) 液状化強度試験結果

図4-38～図4-42に地層毎の液状化強度試験から得た液状化抵抗曲線を示す。なお、地層毎の代表的な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3)に、全供試体の液状化強度試験の詳細については、KK7 補足-024-1(別冊)「地盤の支持性能 資料集」に示す。



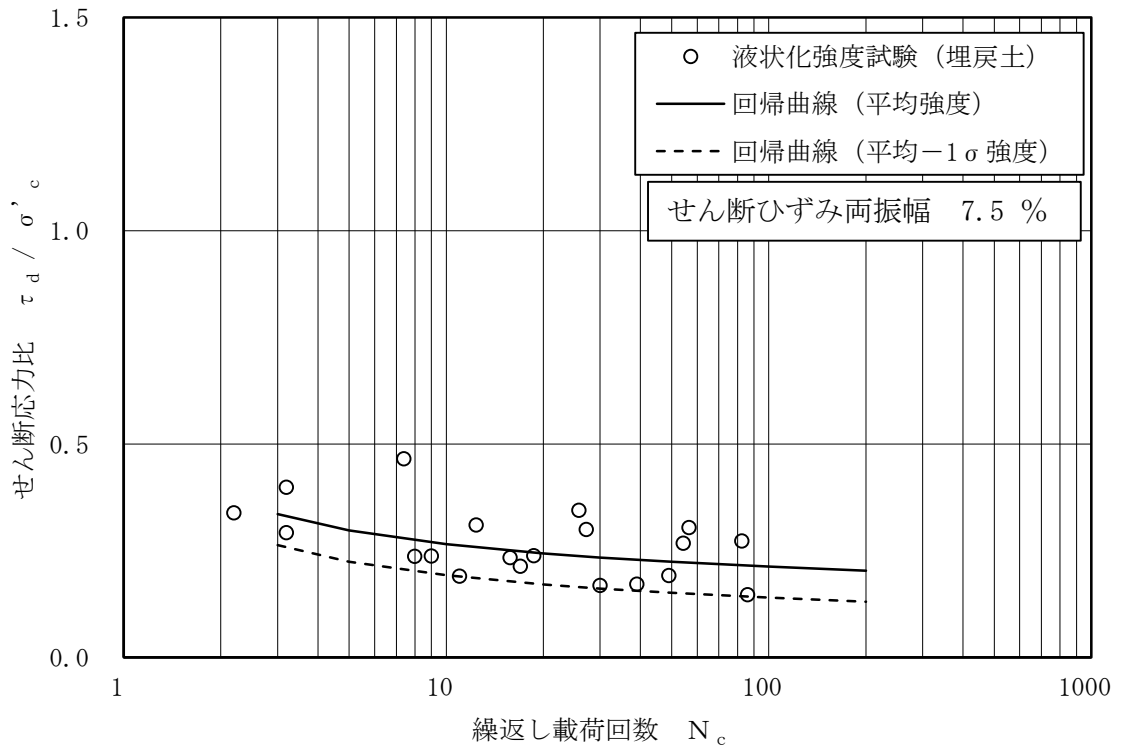


図 4-38 埋戻土の液状化強度試験結果

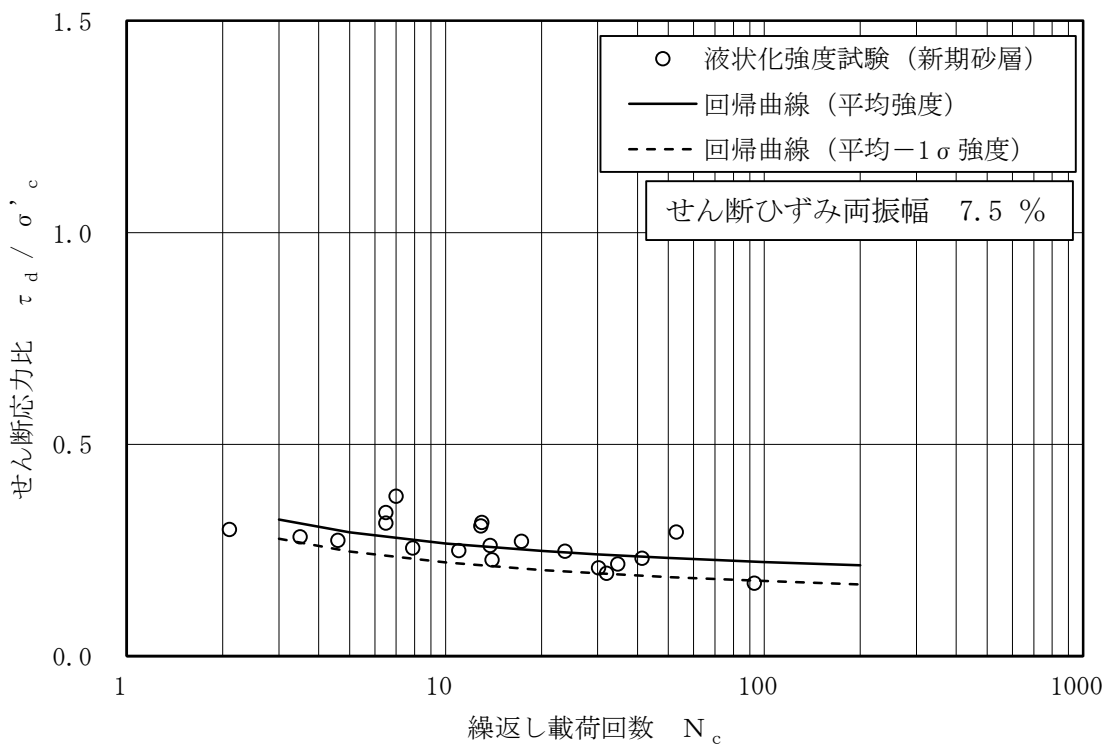


図 4-39 新期砂層の液状化強度試験結果

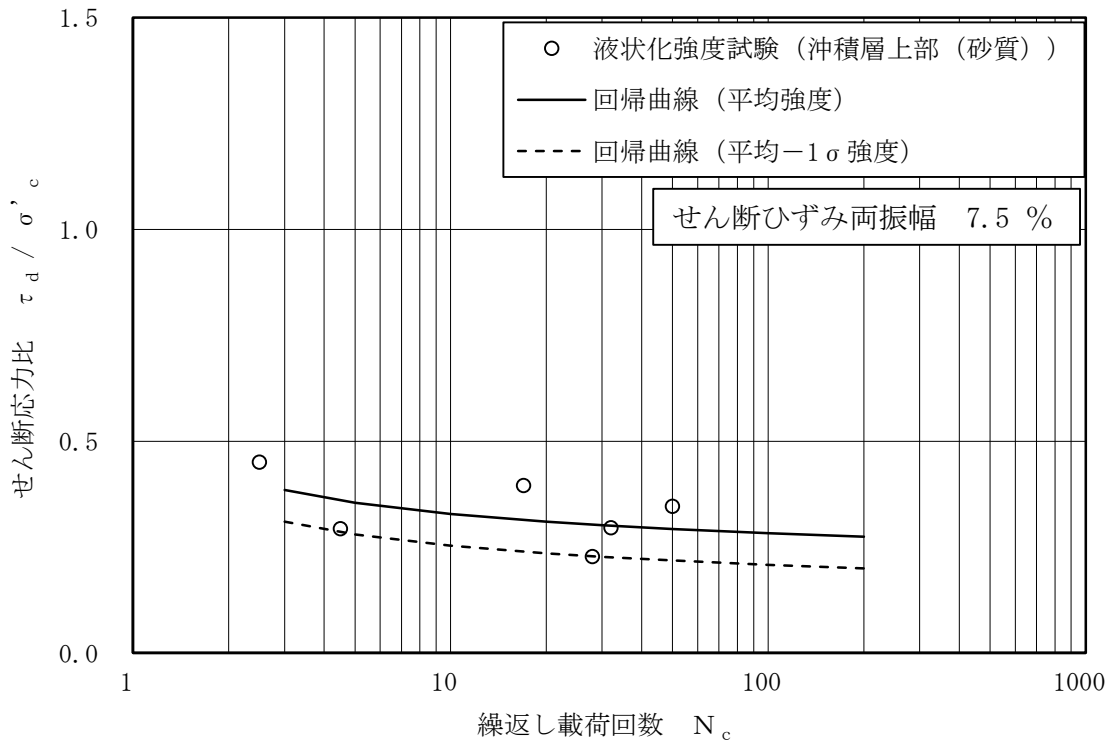


図 4-40 沖積層上部（砂質）の液状化強度試験結果

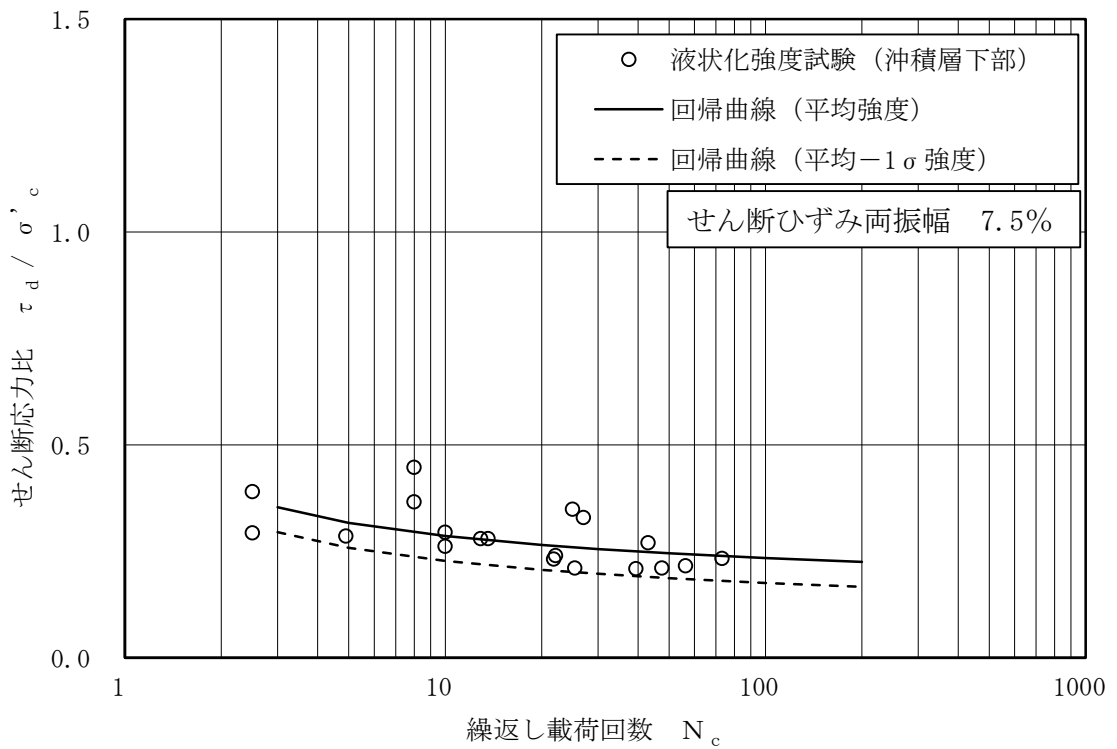


図 4-41 沖積層下部の液状化強度試験結果

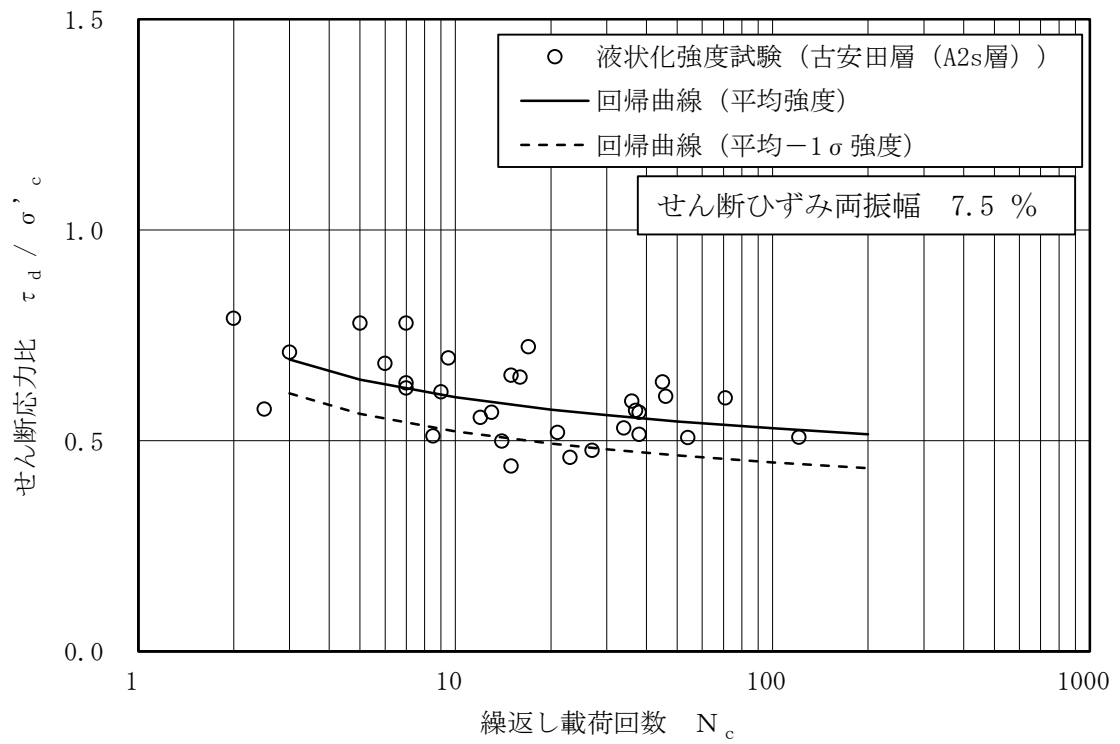


図 4-42 古安田層 (A2s 層) の液状化強度試験結果

(10) 有効応力解析の液状化パラメータの設定方針

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、(国研)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5点が挙げられる。

- 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 地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析を行い、部材の断面力や変形量を計算する。
- ④ 土の応力-ひずみモデルとして多重せん断モデルを採用している。
- ⑤ 有効応力の変化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算定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多重せん断モデルは、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。図4-43に多重せん断モデルの概念図を、図4-44に排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を示す。

また、F L I Pは、液状化に至る緩い砂からサイクリックモビリティ<sup>\*1</sup>を示す密な砂の挙動を適切に表現できる解析コード<sup>\*2</sup>である。本地点の液状化検討対象層の多くはサイクリックモビリティの状態を示しており、F L I Pは本地点に対して適用性があると判断できる。

注記\*1：サイクリックモビリティとは、繰返し载荷において土が「繰返し軟化」する過程で、限られたひずみ範囲ではせん断抵抗が小さくなくても、ひずみが大きく成長しようとする、正のダイランシー特性のためにせん断抵抗が急激に作用し、せん断ひずみの成長に歯止めがかかる現象。主に、密な砂や礫質土、過圧密粘土のように正のダイランシー特性が著しい土において顕著に表れる。

\*2：Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992)：Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp.1-15.

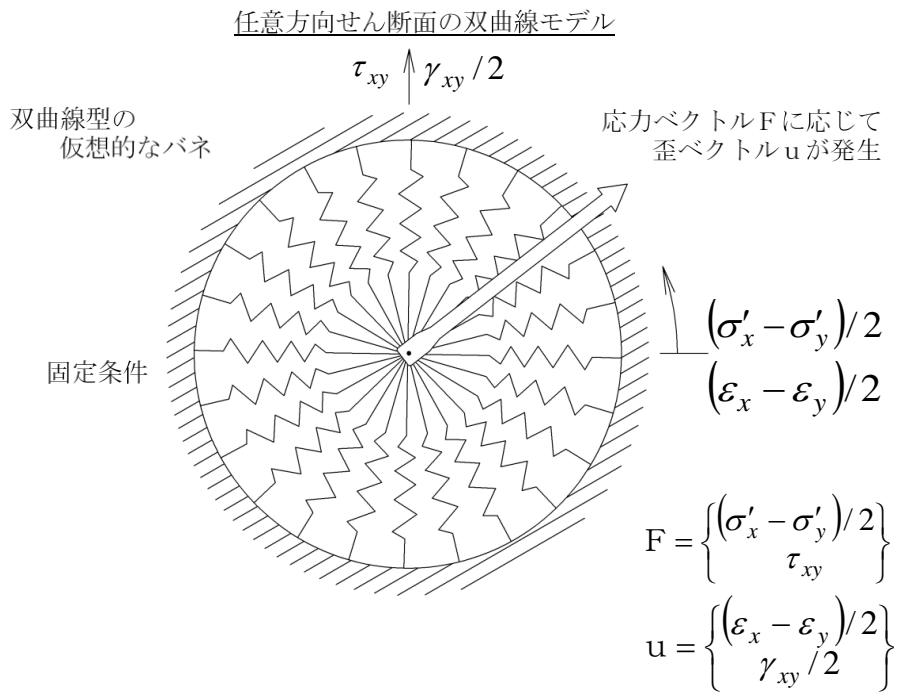


図 4-43 多重せん断モデルの概念図 (港湾技研資料 No869) \*

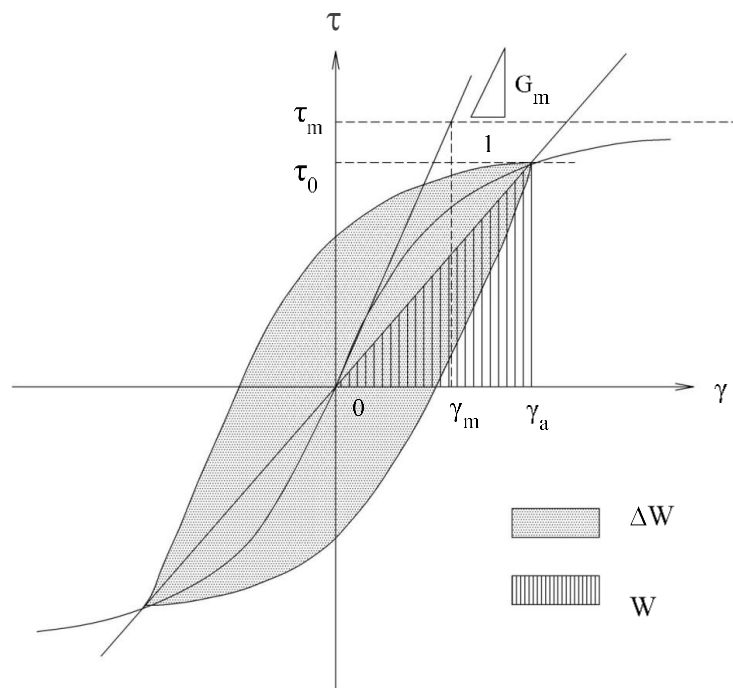


図 4-44 排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図 (港湾技研資料 No869) \*

注記\* : 森田年一, 井合進, HanlongLiu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技術研究所資料, No. 869, 1997.

b. 解析パラメータの設定方針

有効応力解析コードFLIP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FLIPにおける解析パラメータを表4-30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、(9)の液状化強度試験から得た液状化抵抗曲線（回帰曲線 $-1\sigma$ ）に対して同等になるように設定する。図4-45に、液状化パラメータの設定フローを示す。図4-46～図4-50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。なお、有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性については、（参考資料5）に示す。

表4-30 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                           |

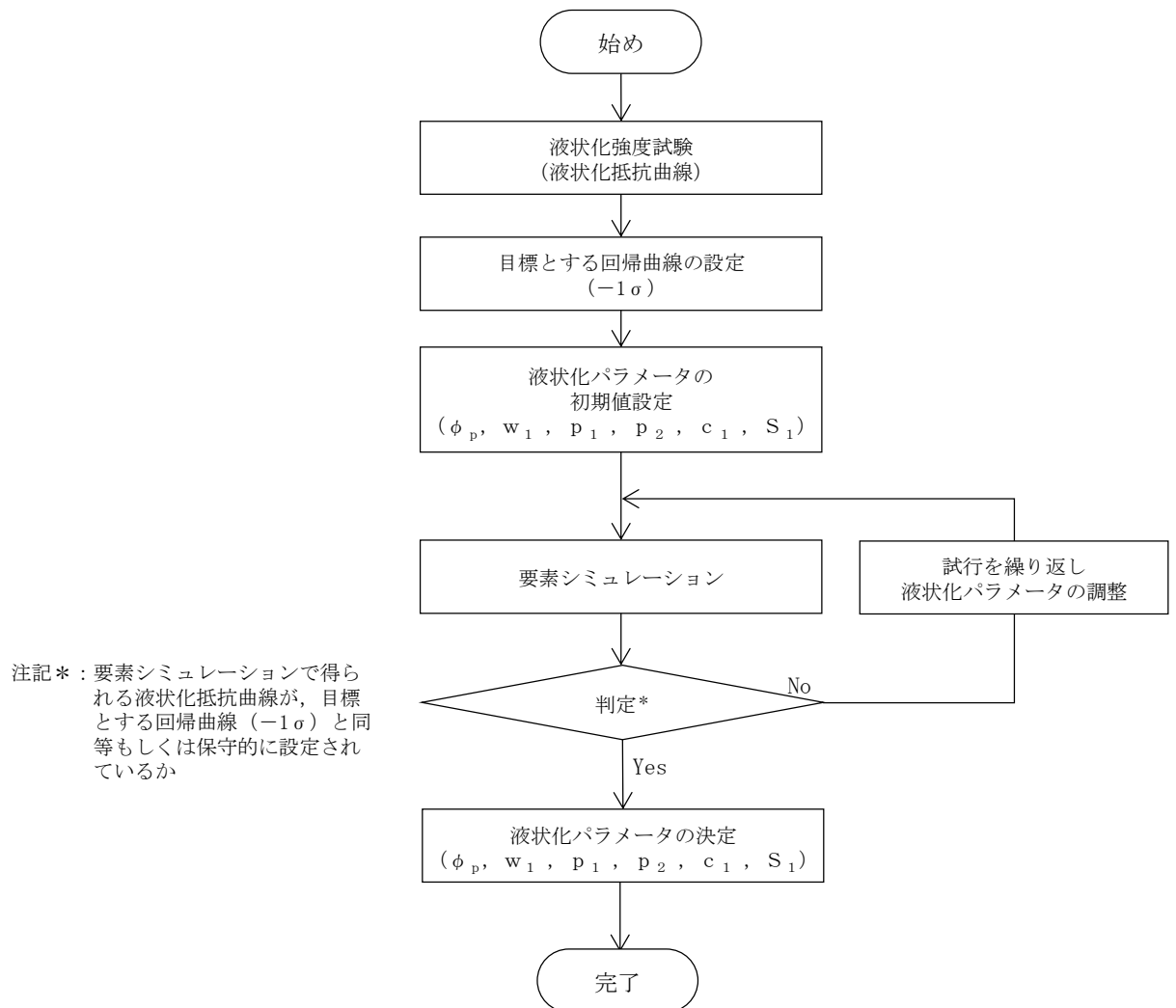


図 4-45 有効応力解析コード F L I P における液化パラメータの設定フロー

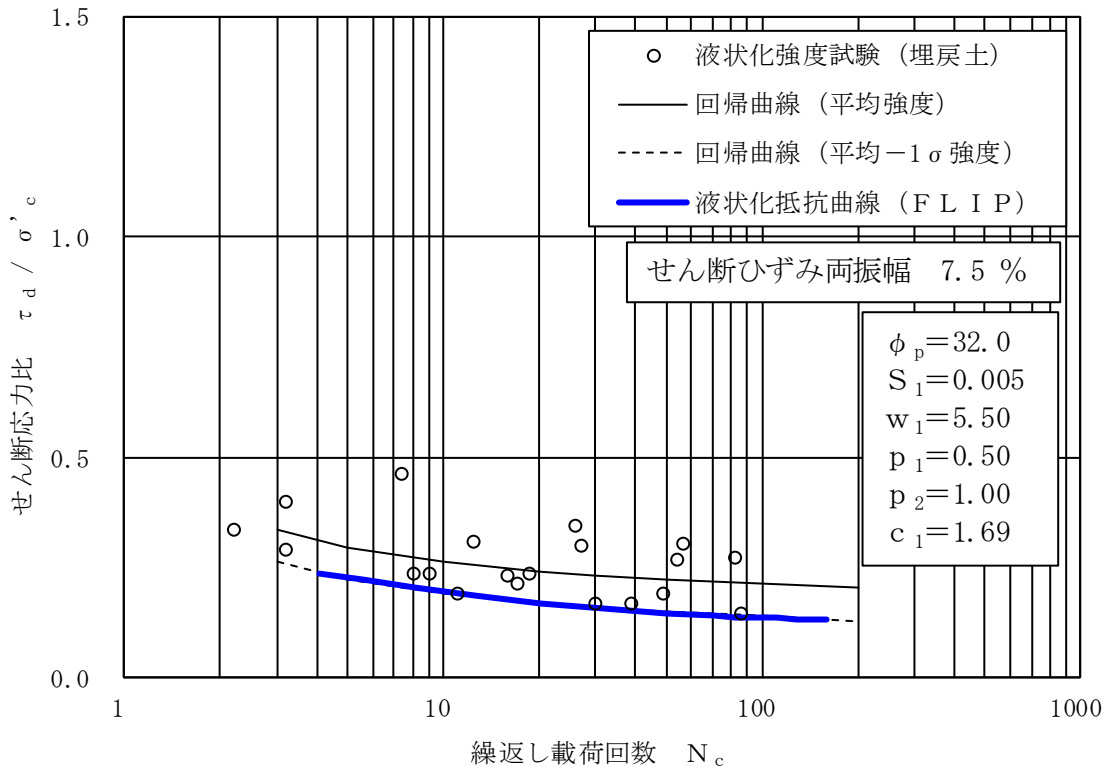


図 4-46 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

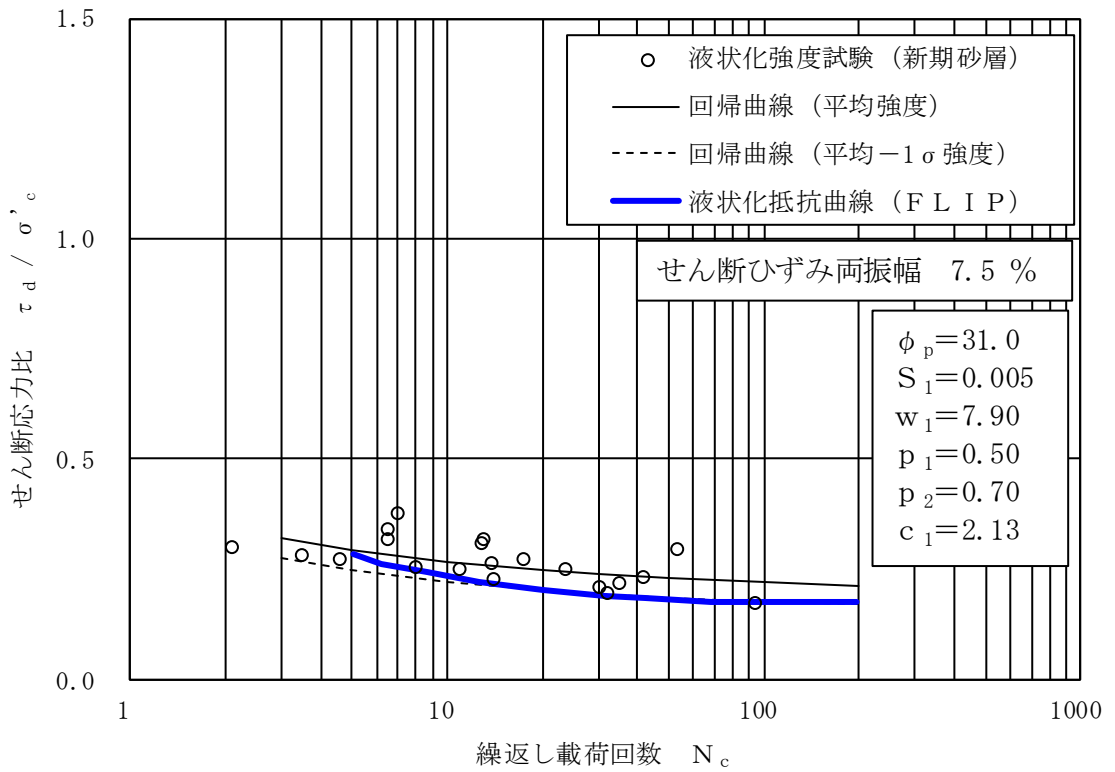


図 4-47 液状化抵抗曲線 (新期砂層)



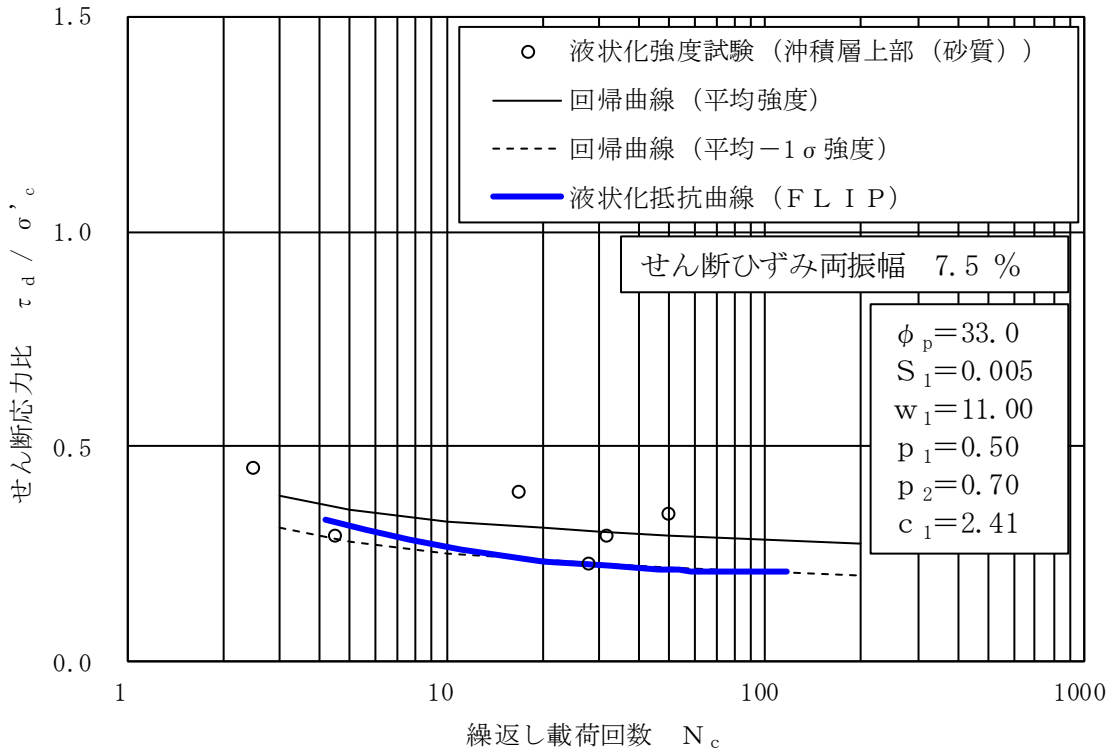


図 4-48 液状化抵抗曲線 (沖積層上部 (砂質))

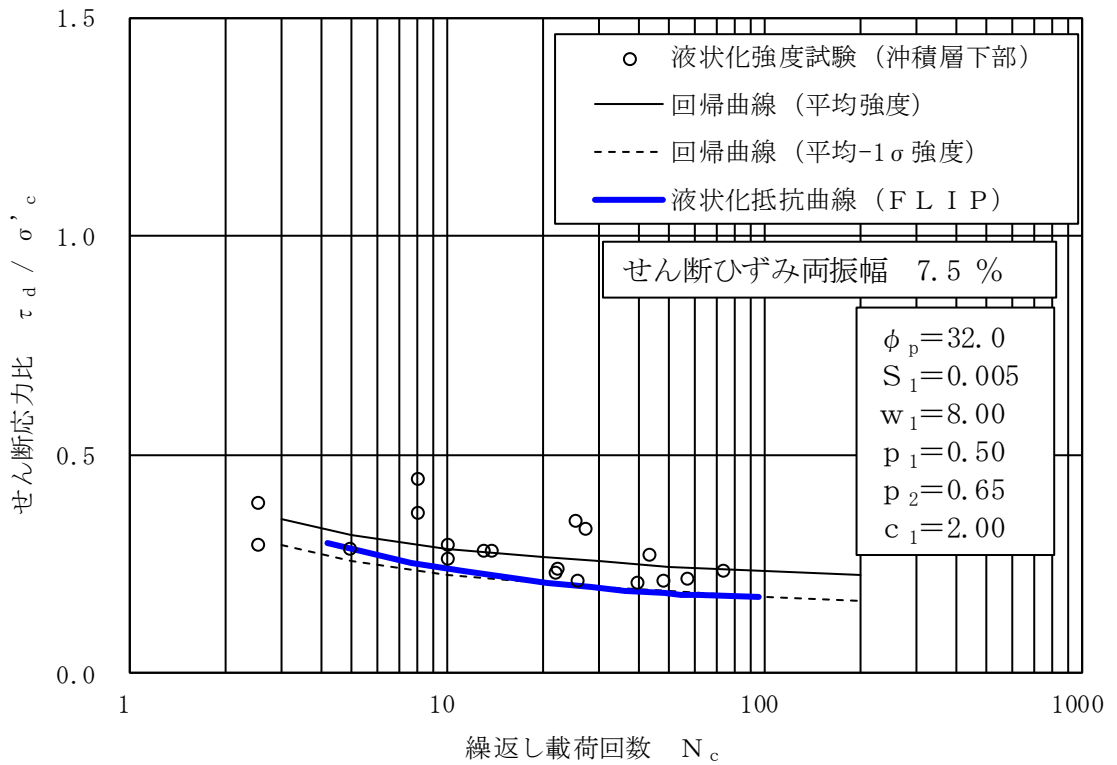


図 4-49 液状化抵抗曲線 (沖積層下部)

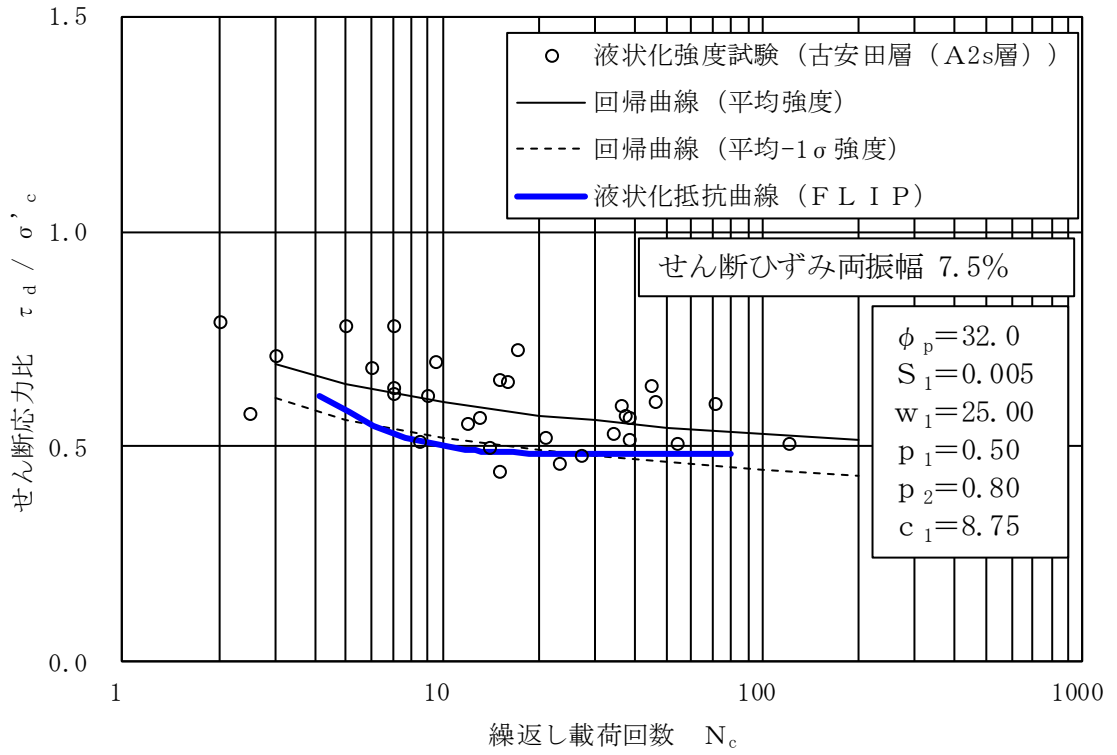


図 4-50 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s層))

(11) 液状化判定に係る評価基準値について

有効応力解析での地震応答解析結果により算出される各地盤要素の間隙水圧に対し、液状化の定義を明確にした上で、評価基準値を以下のように設定し、液状化判定を行う。

レベル2地震動による液状化研究小委員会活動成果報告（土木学会, 2003）では、地盤の液状化の事象の定義として、以下のように記載されている。

- 地震の繰り返しせん断力などによって、飽和した砂や砂礫などの緩い非粘性土からなる地盤内での間隙水圧が上昇・蓄積し、有効応力がゼロまで低下し液体状となり、その後の地盤の流動を伴う現象。

液状化判定の評価基準値を設定するにあたり、規格・基準における液状化と過剰間隙水圧に対する記載事例を調査した。地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会, 2009）では、液状化と関連する過剰間隙水圧について、以下のように記載されている。

- 各繰り返しサイクルにおける過剰間隙水圧  $\Delta u$  の最大値が有効拘束圧  $\sigma_0'$  の 95% になった時の繰り返し回数  $N_{u95}$  を求める。（土の液状化強度特性を求めるための繰り返し非排水三軸試験（pp. 703～749））

これらの知見を踏まえて、過剰間隙水圧を指標とした液状化の評価基準値について、“液状化の定義”及び“規格・基準における記載事例”に基づき、以下のように設定する。

（液状化の判定）

- ・ 過剰間隙水圧  $\Delta u$  の最大値が有効拘束圧  $\sigma_0'$  の 95% に達した状態

#### 4.2.3 その他の解析用物性値

##### (1) 地盤改良体

地盤改良体の物性値の設定は、施工の段階に応じて設定する。以下、竣工後の地盤改良体を既設地盤改良体、施工中又は計画中の地盤改良体を新設地盤改良体と称する。なお、全応力解析、有効応力解析に関わらず地盤改良体の解析用物性値の設定の基本方針は同一である。

地盤改良体の詳細（概要、施工方法、解析用物性値の設定、新設地盤改良体の品質確認方針、地盤改良体のばらつきの考え方）については（参考資料6）に示す。

##### (a) 既設地盤改良体

既設地盤改良体のうち、高圧噴射攪拌工法、置換工法、機械攪拌工法、改良盛土（以下、これらを総称して「既設地盤改良体（セメント改良）」という。）の解析用物性値は、既設地盤改良体の原位置試験及び室内試験結果に基づき設定する。

既設地盤改良体（土質安定処理土）の解析用物性値は、文献（第2版 流動化処理土利用技術マニュアル、独立行政法人土木研究所、平成19年）及び既設地盤改良体（セメント改良）の試験結果に基づき設定する。

上記より、既設地盤改良体については、表4-13のとおり解析用物性値を設定する。

##### (b) 新設地盤改良体

新設地盤改良体のうち、高圧噴射攪拌工法、置換工法（以下、これらを総称して「新設地盤改良体（セメント改良）」という。）の解析用物性値は、S波速度や一軸圧縮強度に関しては設計値に基づき設定し、その他の解析用物性値は文献（「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—、日本建築センター、平成14年11月」）を参考に設定する。

ただし、近傍に既設地盤改良体（セメント改良）があり、その地盤条件・施工方法・設計強度が同一のものである場合は、近傍の既設地盤改良体（セメント改良）の解析用物性値を設定する。

新設地盤改良体（無筋コンクリート）の解析用物性値は、文献（コンクリート標準示方書 構造性能照査編、社団法人土木学会、2002年）に基づき設定する。

上記より、新設地盤改良体については、表4-6及び表4-14のとおり解析用物性値を設定する。

##### (2) 西山層及びマンメイドロック

有効応力解析における西山層及びマンメイドロックの解析用物性値は、設置変更許可申請書に記載された調査・試験結果に基づき、有効応力解析において必要となるパラメータを設定する。

#### 4.2.4 地盤の物性のばらつきについて

##### (1) 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4)に示す。

##### (2) 土木構造物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4)に示す。

## 5. 極限支持力

極限支持力度は、建物・構築物においては、建築基準法及び同施行令、基礎指針の支持力算定式に基づき設定し、土木構造物においては、道路橋示方書 I・IV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（西山層）の極限支持力度

基礎地盤（西山層）の極限支持力度を表 5-1 に示す。

基礎地盤（西山層）の極限支持力度は、7号機及び6号機については、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し、5号機については、5号機の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。設置変更許可申請書（添付資料六）及び5号機の設置変更許可申請書（添付資料六）に記載された支持力試験の結果を表 5-2 及び表 5-3 に、支持力試験位置を図 5-1～図 5-2 に、支持力試験結果例を図 5-3～図 5-5 に示す。

なお、マンメイドロックについては、西山層と同等以上の力学特性を有することから、西山層の極限支持力度を適用する。マンメイドロックの設計の考え方については、(参考資料 9) に示す。

表 5-1 基礎地盤（西山層）の極限支持力度

| 岩種  | 号機  | 極限支持力度*<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----|-----|---------------------------------|
| 西山層 | 7号機 | $6.17 \times 10^3$              |
|     | 6号機 | $5.98 \times 10^3$              |
|     | 5号機 | $4.41 \times 10^3$              |

注記\* : 設置変更許可申請書（添付資料六）の値を SI 単位系に変換

表 5-2 設置変更許可申請書に記載された支持力試験結果 (6号機, 7号機)

| 号<br>炉      | 試験位置 |       | 上限降伏値<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 最大荷重<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|------|-------|--------------------------------|-------------------------------|
|             | 地点   | 標高(m) |                                |                               |
| 6<br>号<br>炉 | A    | -13   | 42                             | 65                            |
|             | B    | -13   | 43                             | 65                            |
|             | C    | -13   | 36                             | 55                            |
|             | D    | -13   | 43                             | 60                            |
|             | 平均   |       | 41                             | 61                            |
| 7<br>号<br>炉 | A    | -20   | 39                             | 55                            |
|             | B    | -20   | 48                             | 70                            |
|             | C    | -25   | 44                             | 65                            |
|             | D    | -29   | 43                             | 60                            |
|             | 平均   |       | 44                             | 63                            |

表 5-3 設置変更許可申請書に記載された支持力試験結果 (5号機)

| 号<br>炉      | 試験位置 |       | 上限降伏値<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 最大荷重<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|------|-------|--------------------------------|-------------------------------|
|             | 地点   | 標高(m) |                                |                               |
| 5<br>号<br>炉 | A-S坑 | -25   | 39                             | 60                            |
|             | A-N坑 | -25   | 27                             | 45                            |
|             | C-S坑 | -25   | 35                             | 50                            |
|             | C-N坑 | -30   | 48                             | 70                            |
|             | 平均   |       | 37                             | 56                            |

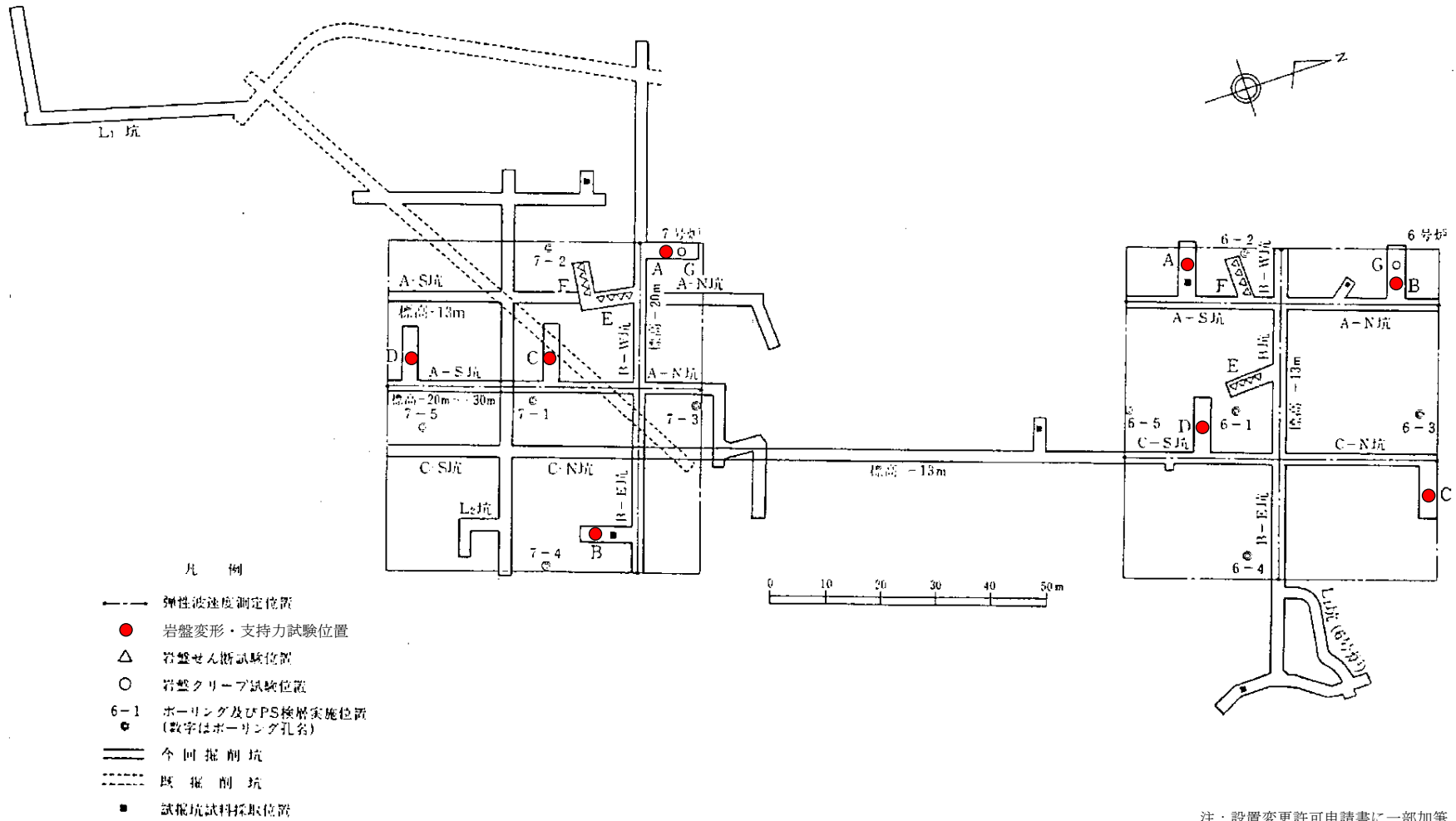
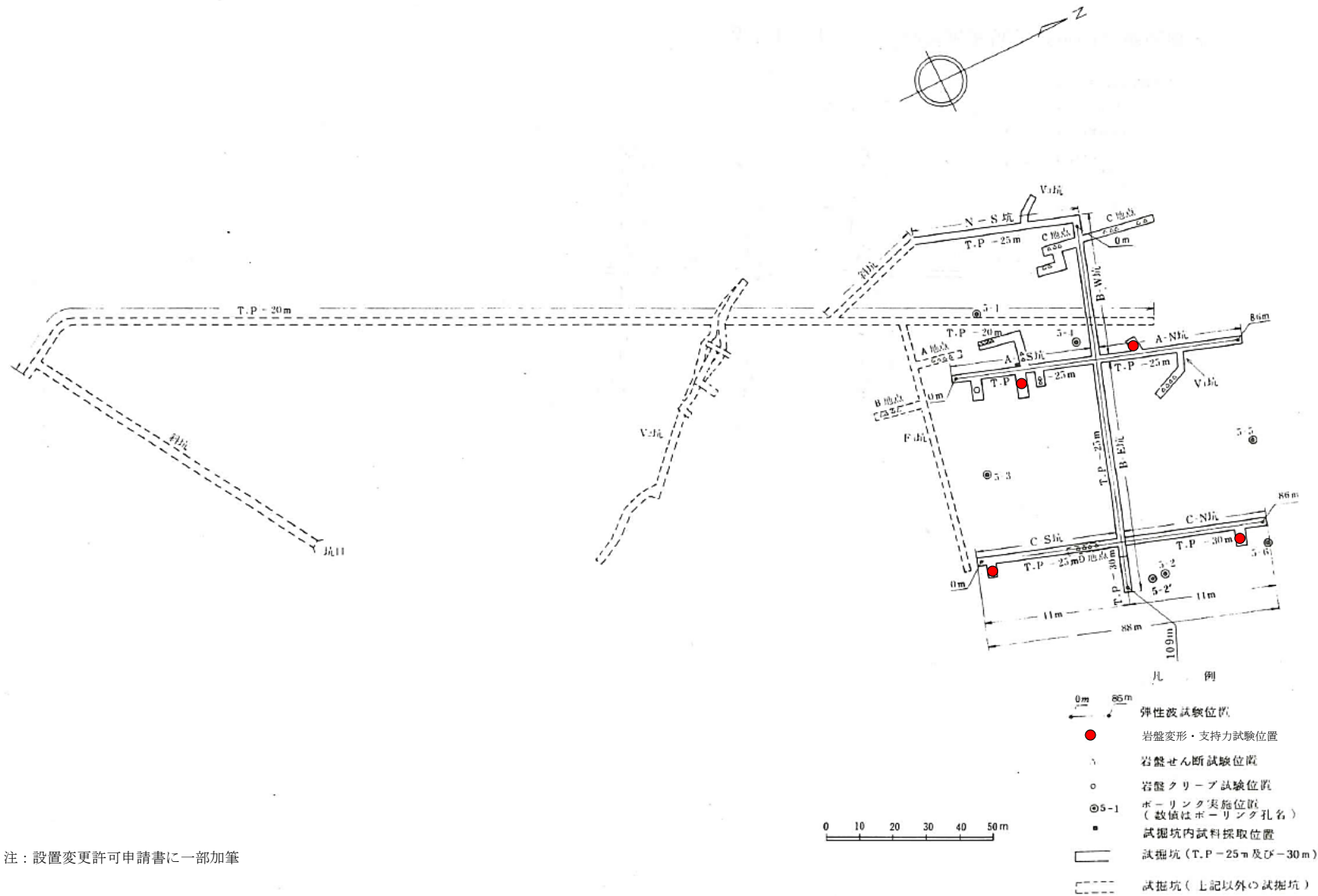


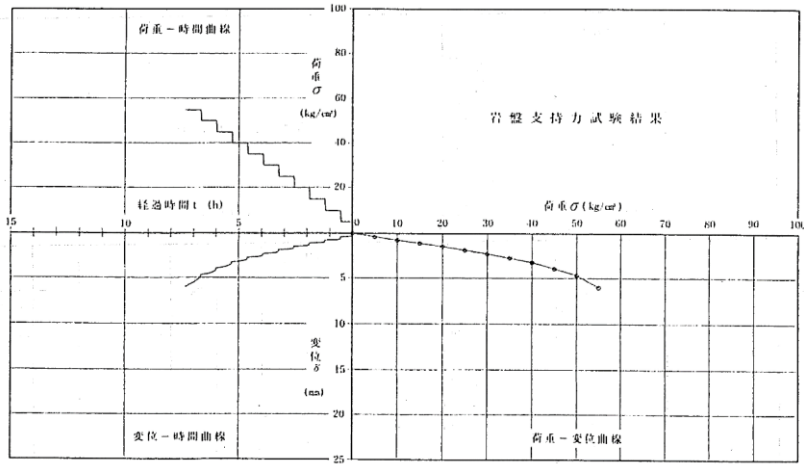
図 5-1 6号機及び7号機の支持力試験実施位置



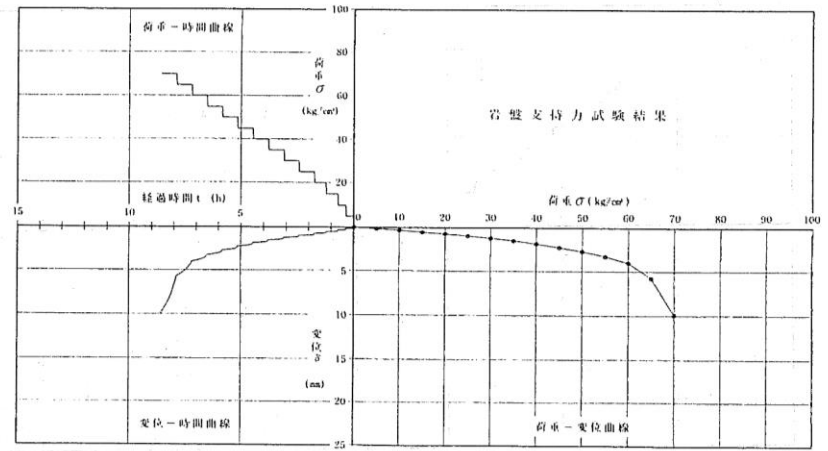


注：設置変更許可申請書に一部加筆

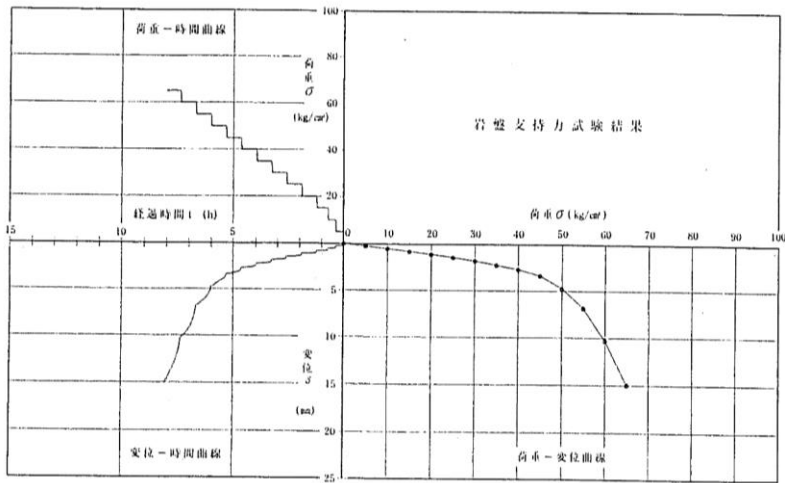
図 5-2 5号機の支持力試験実施位置



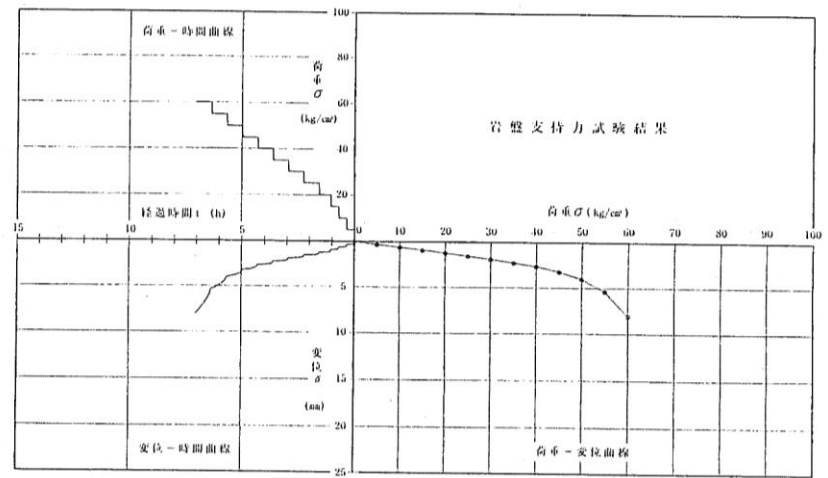
(a) A地点



(b) B地点

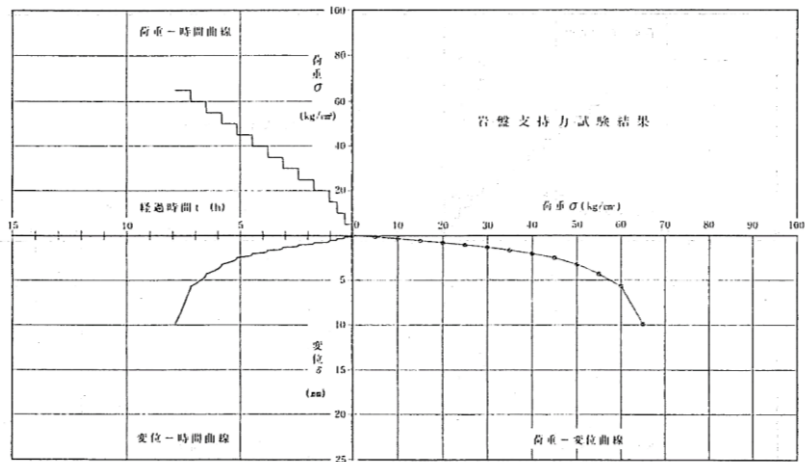


(c) C地点

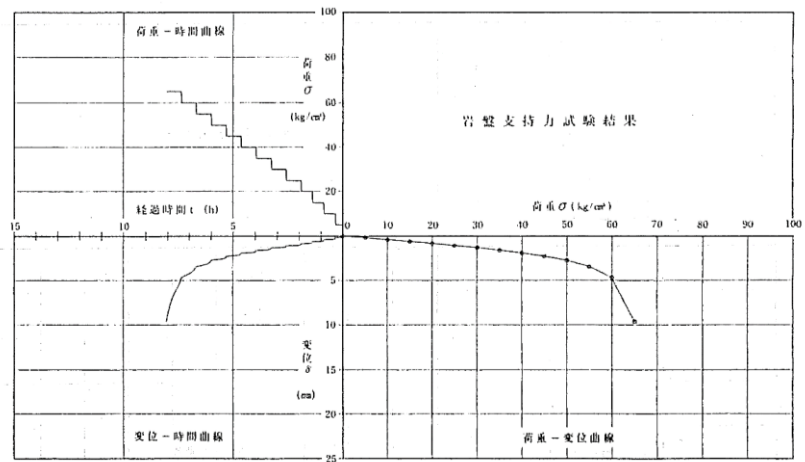


(d) D地点

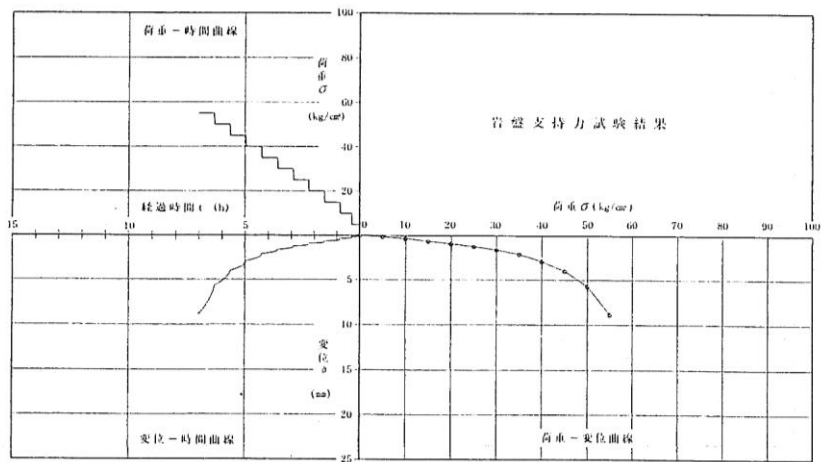
图 5-3 支持力試驗結果 (7号機)



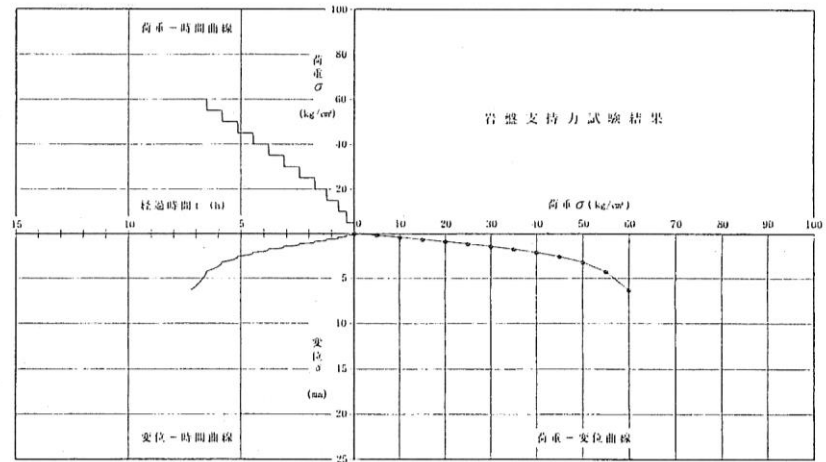
(a) A地点



(b) B地点



(c) C地点



(d) D地点

図 5-4 支持力試験結果 (6号機)

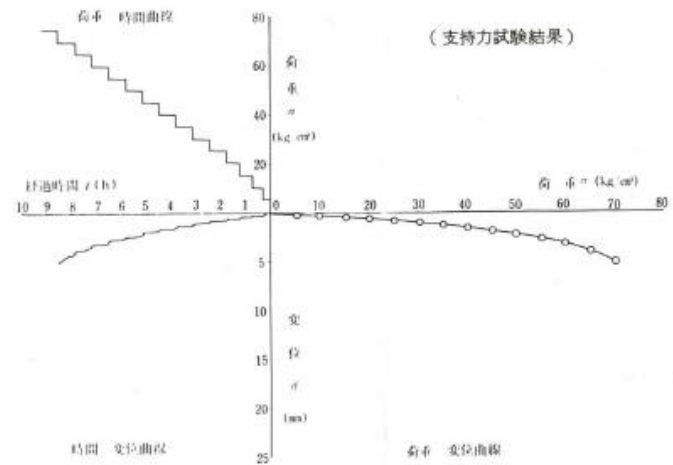
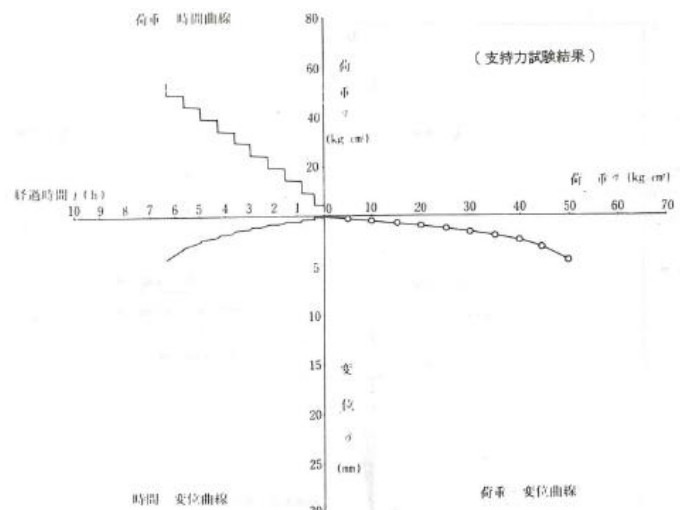
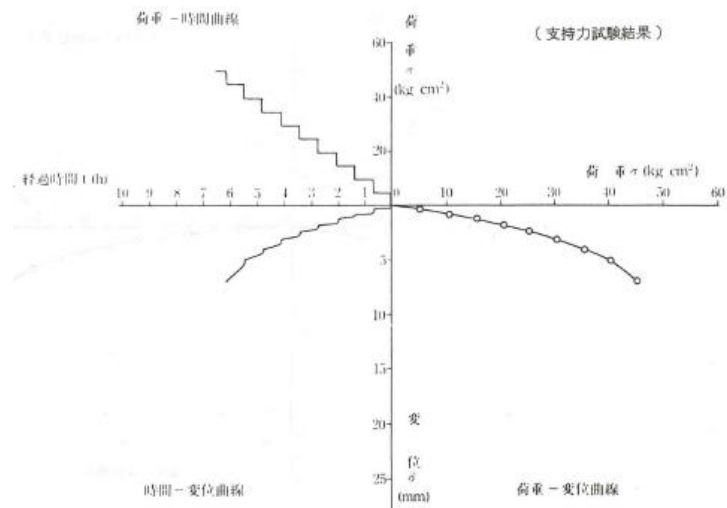
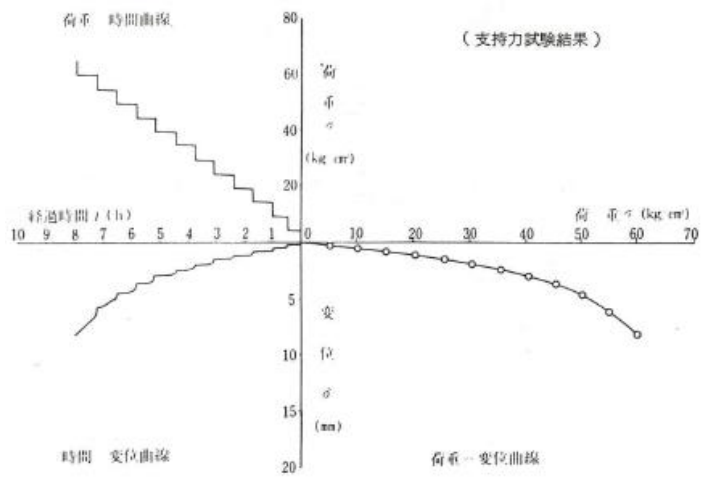


图 5-5 支持力試驗結果 (5 号機)

## 5.2 直接基礎の支持力算定式

### (1) 建物・構築物

建物・構築物における極限支持力は、平板載荷試験結果又は建築基準法及び同施行令に基づき算定する。

- ・平板載荷試験結果（建築基準法及び同施行令）による極限支持力算定式

$$q_u = 3 \cdot q_a = 3 \cdot q_t + N' \cdot \gamma_2 \cdot D_f$$

ここで、

$q_u$  : 極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_a$  : 長期に生じる力に対する地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_t$  : 平板載荷試験による降伏荷重度の 1/2 の数値又は極限応力度の 1/3 の数値のうちいずれか小さい数値 (kN/m<sup>2</sup>)

$N'$  : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

| 係数   | 地盤の種類   |                     |       |
|------|---------|---------------------|-------|
|      | 密実な砂質地盤 | 砂質地盤<br>(密実なものを除く。) | 粘土質地盤 |
| $N'$ | 12      | 6                   | 3     |

$\gamma_2$  : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

・建築基準法及び同施行令による極限支持力算定式

$$q_u = 3 \cdot q_a = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

ここで、

$q_u$  : 極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_a$  : 長期に生じる力に対する地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$i_c, i_\gamma, i_q$  : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2, \quad i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

これらの式において、 $\theta$  及び  $\phi$  は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$\theta$  : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 ( $\theta$  が  $\phi$  を超える場合は、 $\phi$  とする。) (°)

$\phi$  : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (°)

$\alpha, \beta$  : 基礎荷重面の形状に応じて次の表に掲げる係数

| 係数       | 基礎荷重面の形状 |                       |
|----------|----------|-----------------------|
|          | 円形       | 円形以外の形状               |
| $\alpha$ | 1.2      | $1.0 + 0.2 \cdot B/L$ |
| $\beta$  | 0.3      | $0.5 - 0.2 \cdot B/L$ |

この表において、 $B$  及び  $L$  は、それぞれの基礎荷重面の短辺又は短径及び長辺又は長径の長さ (m) を表すものとする。

$c$  : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 基礎荷重面の短辺又は短径 (m)

$N_c, N_\gamma, N_q$  : 地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

| 支持力係数      | 内部摩擦角 |     |     |      |      |      |      |      |      |        |
|------------|-------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|--------|
|            | 0°    | 5°  | 10° | 15°  | 20°  | 25°  | 28°  | 32°  | 36°  | 40° 以上 |
| $N_c$      | 5.1   | 6.5 | 8.3 | 11.0 | 14.8 | 20.7 | 25.8 | 35.5 | 50.6 | 75.3   |
| $N_\gamma$ | 0     | 0.1 | 0.4 | 1.1  | 2.9  | 6.8  | 11.2 | 22.0 | 44.4 | 93.7   |
| $N_q$      | 1.0   | 1.6 | 2.5 | 3.9  | 6.4  | 10.7 | 14.7 | 23.2 | 37.8 | 64.2   |

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた  $N_c, N_\gamma$  及び  $N_q$  は、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

$\gamma_1$  : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

(2) 土木構造物

土木構造物における直接基礎の極限支持力は、道路橋示方書に基づき算定することを基本とする。

・道路橋示方書 I・IVによる極限支持力算定式

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

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,  $q = \gamma_2 \cdot D_f$

$A_e$  : 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を用いる。

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 \cdot e_B$$

$B$  : 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、有効応力解析により液状化すると評価された地盤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、杭周面地盤に地盤改良体、非液状化層、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。

杭基礎構造物の支持力算定方法に関する補足を（参考資料7）に示す。

#### (1) 建物・構築物

建物・構築物における杭基礎の極限支持力は、基礎指針に基づき算定することを基本とする。

・基礎指針による極限支持力算定式

（鉛直支持力）

$$R_u = R_p + R_f$$

ここで、

$R_u$  : 極限支持力 (kN)

$R_p$  : 極限先端支持力 (kN)

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

$q_p$  : 極限先端支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  : 杭先端の閉塞断面積 (m<sup>2</sup>)

$R_f$  : 極限周面摩擦力 (kN)

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

$R_{fs}$  : 砂質土部分の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$\tau_s$  : 砂質土の極限周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

適用する杭工法に応じて設定

・ 場所打ちコンクリート杭 :  $\tau_s = 3.3N$  (上限  $N = 50$ )

$N$  : 杭周面における標準貫入試験の  $N$  値

$L_s$  : 砂質土部分の長さ (m)

$\phi$  : 杭の周長 (m)

$R_{fc}$  : 粘性土部分の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

$\tau_c$  : 粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

適用する杭工法に応じて設定

・ 場所打ちコンクリート杭 :  $\tau_c = C_u$  (上限  $C_u = 100\text{kN/m}^2$ )

$C_u$  : 土の非排水せん断強さ (kN/m<sup>2</sup>)

$L_c$  : 粘性土部分の長さ (m)



(引抜き抵抗力)

$$R_{TC} = (\sum \tau_{sti} \cdot L_{si} + \sum \tau_{cti} \cdot L_{ci}) \cdot \phi + W$$

ここで,

$R_{TC}$  : 最大引抜き抵抗力 (kN)

$\phi$  : 杭の周長 (m)

$\tau_{sti}$  : 砂質土の  $i$  層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で,  
押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする (kN/m<sup>2</sup>)

$L_{si}$  : 砂質土の  $i$  層における杭の長さ (m)

$\tau_{cti}$  : 粘性土の  $i$  層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で,  
押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする (kN/m<sup>2</sup>)

$L_{ci}$  : 粘性土の  $i$  層における杭の長さ (m)

$W$  : 杭の自重で, 地下水位以下の部分については浮力を考慮する (kN)

(2) 土木構造物

土木構造物における杭基礎の極限支持力は、道路橋示方書に基づき算定する。

- 道路橋示方書 I・IVによる極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り杭〕）

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

ここで、

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力(kN)

$A$  : 杭先端面積(m<sup>2</sup>)

$q_d$  : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

適用する杭工法及び杭先端の地盤種別に応じて設定

- 中掘り杭 セメントミルク噴出攪拌方式 :  $q_d = 200 \cdot N$  ( $\leq 10000$ )

- 中掘り杭 コンクリート打設方式 :  $q_d = 3 \cdot q_u$

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

$N$  : 杭先端地盤における標準貫入試験のN値

$U$  : 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>)

- ・道路橋示方書による極限支持力算定式（杭基礎〔群杭〕）

$$Q_p = A_G \cdot q_{d'} - W$$

ここで、

$Q_p$  : 群杭としての杭先端の極限支持力 (kN)

$A_G$  : 仮想ケーソン基礎の底面積 (m<sup>2</sup>)

$q_{d'}$  : 仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$W$  : 仮想ケーソン基礎で置き換えられる土の有効重量 (kN)

$$Q_f = U_G \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i)$$

ここで、

$Q_f$  : 群杭としての周面摩擦力 (kN)

$U_G$  : 仮想ケーソン基礎の周長 (m)

$L_i$  : フーチング底面から先端支持層までの各層の層厚 (m)

$\tau_i$  : 各層の土のせん断抵抗力度 (kN/m<sup>2</sup>)

## 6. 地盤の速度構造

### 6.1 入力地震動の設定に用いる地下深部モデル

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(T. M. S. L. -155m) から解析モデル入力位置をモデル化する。

地下構造モデルの概要を表 6-1 に示す。入力地震動算定の概念図を図 6-1 及び図 6-2 に示す。

表 6-1 入力地震動の策定に用いる地下構造モデル

| 地層                                          | 西山層                                                                                                        |                                                | 基盤*                  |
|---------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|----------------------|
| 標高                                          | 解析モデル入力位置～T. M. S. L. -155m                                                                                |                                                | T. M. S. L. -155m 以深 |
| P 波速度 $V_p$<br>(m/s)                        | T. M. S. L. -6m ～ -33m<br>T. M. S. L. -33m ～ -90m<br>T. M. S. L. -90m ～ -136m<br>T. M. S. L. -136m ～ -155m | $V_p = V_s \sqrt{\frac{2(1-\nu_d)}{1-2\nu_d}}$ | 1900                 |
| S 波速度 $V_s$<br>(m/s)                        | T. M. S. L. -6m ～ -33m<br>T. M. S. L. -33m ～ -90m<br>T. M. S. L. -90m ～ -136m<br>T. M. S. L. -136m ～ -155m | 490<br>530<br>590<br>650                       | 720                  |
| 動ポアソン比 $\nu_d$                              | T. M. S. L. -6m ～ -33m<br>T. M. S. L. -33m ～ -90m<br>T. M. S. L. -90m ～ -136m<br>T. M. S. L. -136m ～ -155m | 0.451<br>0.446<br>0.432<br>0.424               | 0.416                |
| 単位体積重量 $\gamma_t$<br>(kN/m <sup>3</sup> )   | T. M. S. L. -6m ～ -33m<br>T. M. S. L. -33m ～ -90m<br>T. M. S. L. -90m ～ -136m<br>T. M. S. L. -136m ～ -155m | 17.0<br>16.6<br>17.3<br>19.3                   | 19.9                 |
| 動せん断弾性係数の<br>ひずみ依存特性<br>$G/G_0 \sim \gamma$ | $\frac{1}{1+4.10\gamma^{1.370}}$<br>$\gamma$ : せん断ひずみ (%)                                                  |                                                | —                    |
| 減衰定数 (%) の<br>ひずみ依存特性<br>$h \sim \gamma$    | $25.00\gamma^{0.940} + 0.7$<br>$\gamma$ : せん断ひずみ (%)                                                       |                                                | —                    |

注記\* : 入力地震動作成モデルにおける解放基盤表面以深の半無限地盤

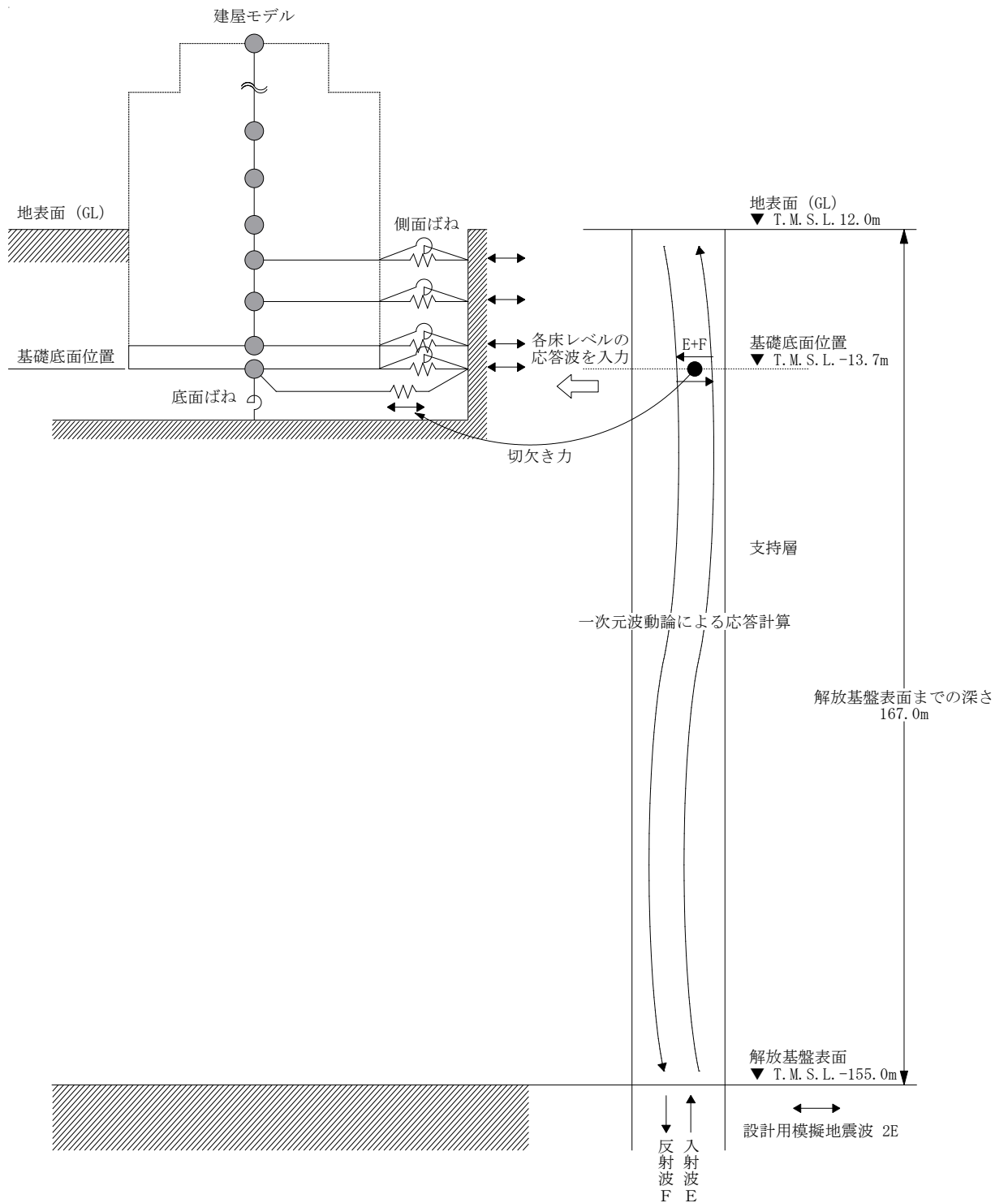


図 6-1 入力地震動算定の概念図 (建物・構築物)

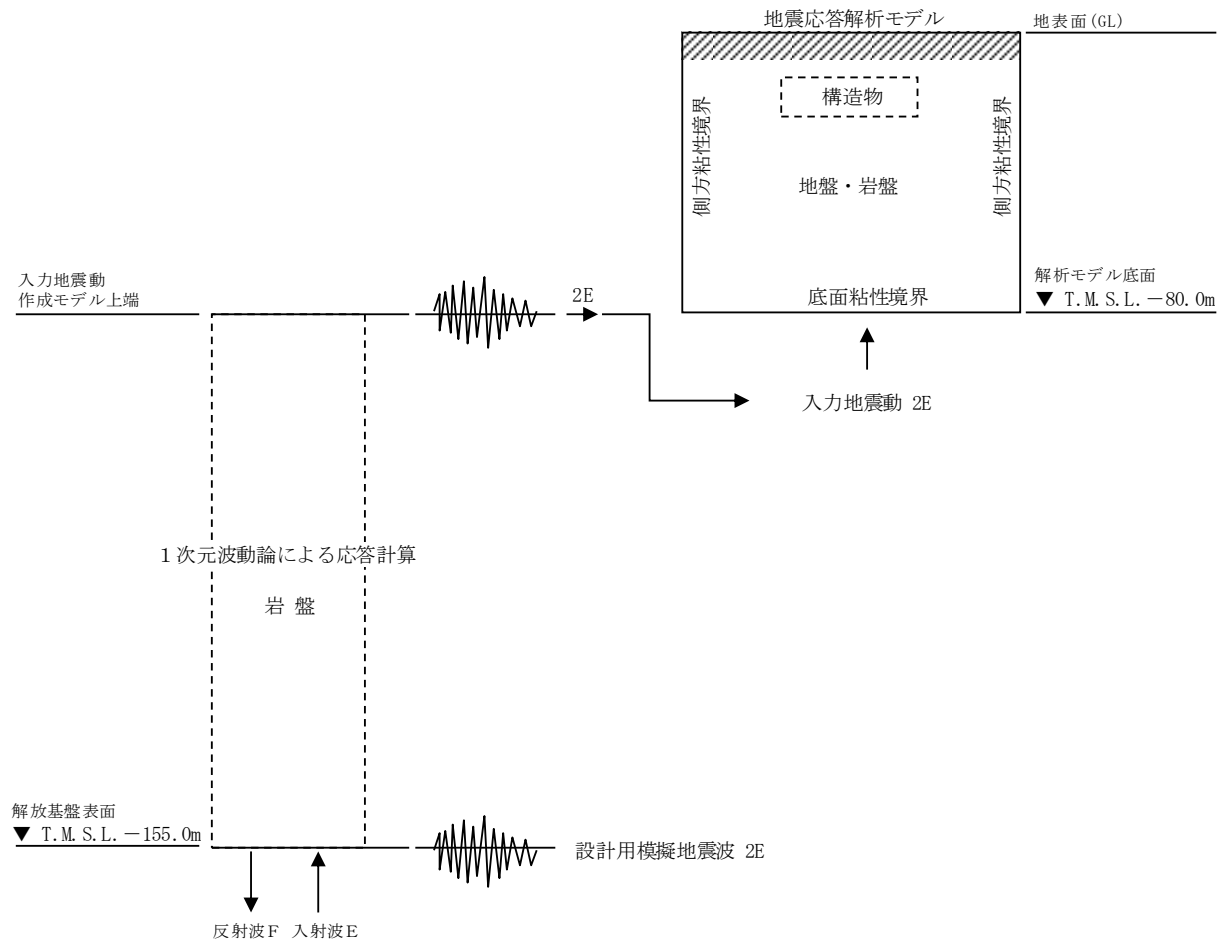


図 6-2 入力地震動算定の概念図（土木構造物）

## 6.2 地震応答解析に用いる浅部地盤の解析モデル

地層区分を細分化した解析モデルにおいて設定する地層ごとの P 波速度及び S 波速度は、図 6-3 に示すボーリング孔の位置における PS 検層の結果を基本として設定する。地層ごとの P 波速度及び S 波速度を表 6-2 に示す。

表 6-2 PS 検層結果

| 地層区分         |     | 平均値            |                |
|--------------|-----|----------------|----------------|
|              |     | $V_s$<br>(m/s) | $V_p$<br>(m/s) |
| 埋戻土          | 不飽和 | 213            | 547            |
|              | 飽和  |                | 1600           |
| 埋戻土Ⅱ         | 飽和  | 207            | 1511           |
| 新期砂層         | 不飽和 | 246            | 715            |
|              | 飽和  |                | 1525           |
| 沖積層上部 (シルト質) | 飽和  | 182            | 1512           |
| 沖積層上部 (砂質)   | 飽和  | 256            | 1597           |
| 沖積層下部        | 飽和  | 308            | 1699           |
| A3c 層        | 飽和  | 253            | 1515           |
| A3a1 層       | 飽和  | 230            | 1468           |
| A3s 層        | 飽和  | 283            | 1558           |
| A2c 層        | 飽和  | 278            | 1566           |
| A2a1 層       | 飽和  | 293            | 1608           |
| A2s 層        | 飽和  | 335            | 1645           |
| A2g 層 (砂質)   | 飽和  | 392            | 1679           |
| A2g 層 (シルト質) | 飽和  | 332            | 1621           |
| A1c 層        | 飽和  | 312            | 1684           |
| A1g 層        | 飽和  | 405            | 1749           |

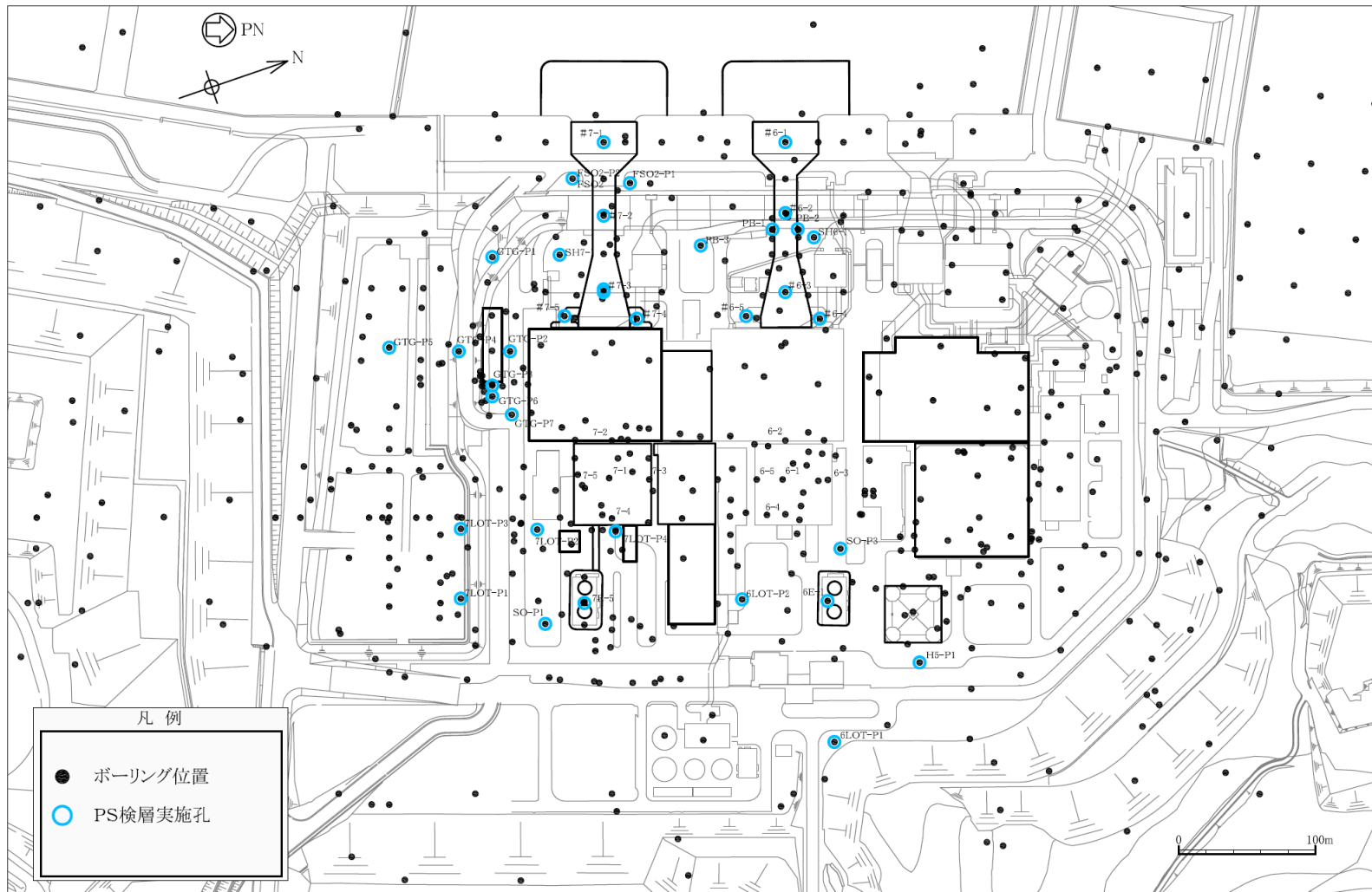


図 6-3 PS 検層実施位置図





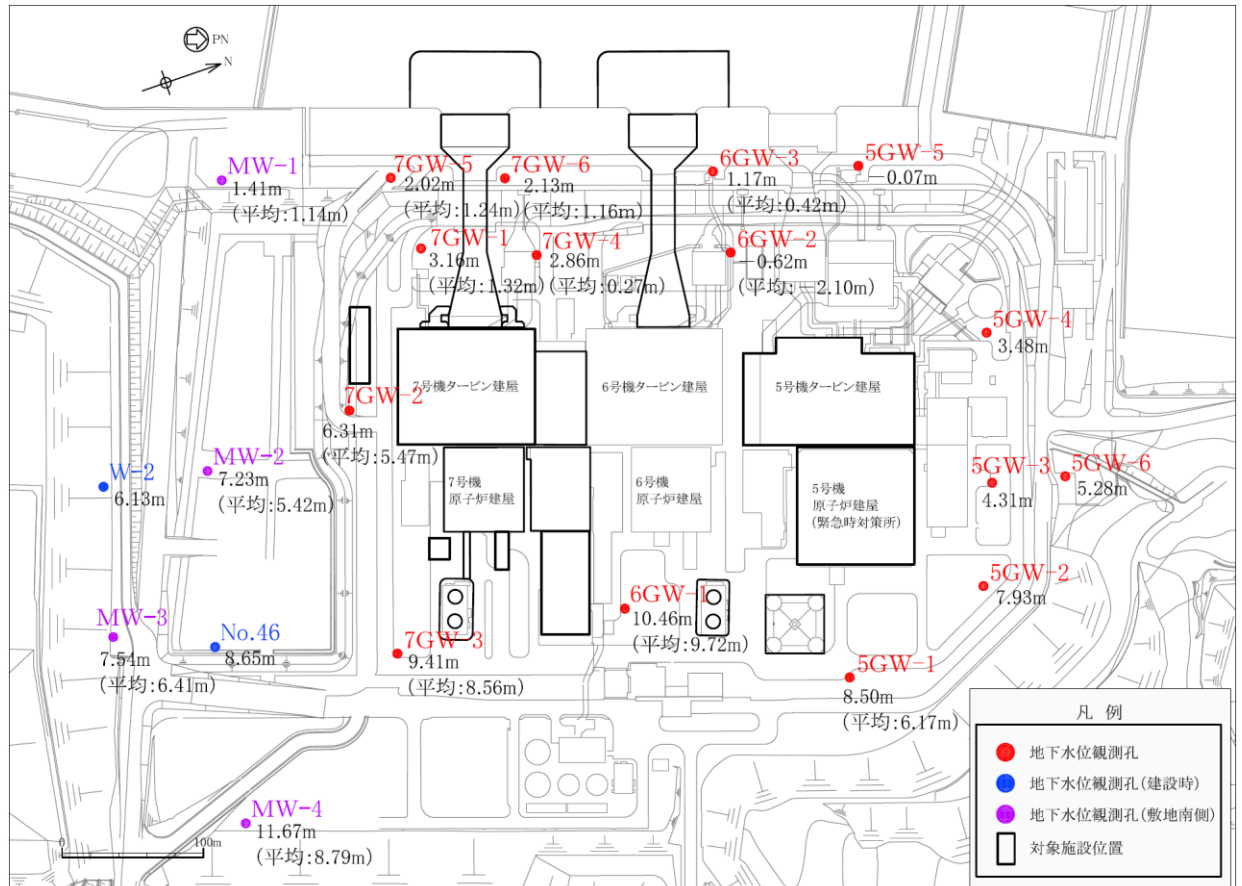
地盤の支持性能についての参考資料

- (参考資料 1) 地下水位の詳細について
- (参考資料 2) 解析用物性値の代用の考え方
- (参考資料 3) 液状化強度試験の詳細について
- (参考資料 4) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき
- (参考資料 5) 有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について
- (参考資料 6) 地盤改良体についての補足
- (参考資料 7) 杭基礎の支持力評価方法に関する補足
- (参考資料 8) 地質区分の詳細について
- (参考資料 9) マンメイドロックの設計について
- (参考資料 10) 液状化抵抗曲線の回帰曲線（平均 $-1\sigma$ 強度）を下回る試験データについて
- (参考資料 11) H-D モデルと試験結果の動的変形特性の比較
- (参考資料 12) 建築・構築物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について

(参考資料1) 地下水位の詳細について

1. 地下水位観測データ

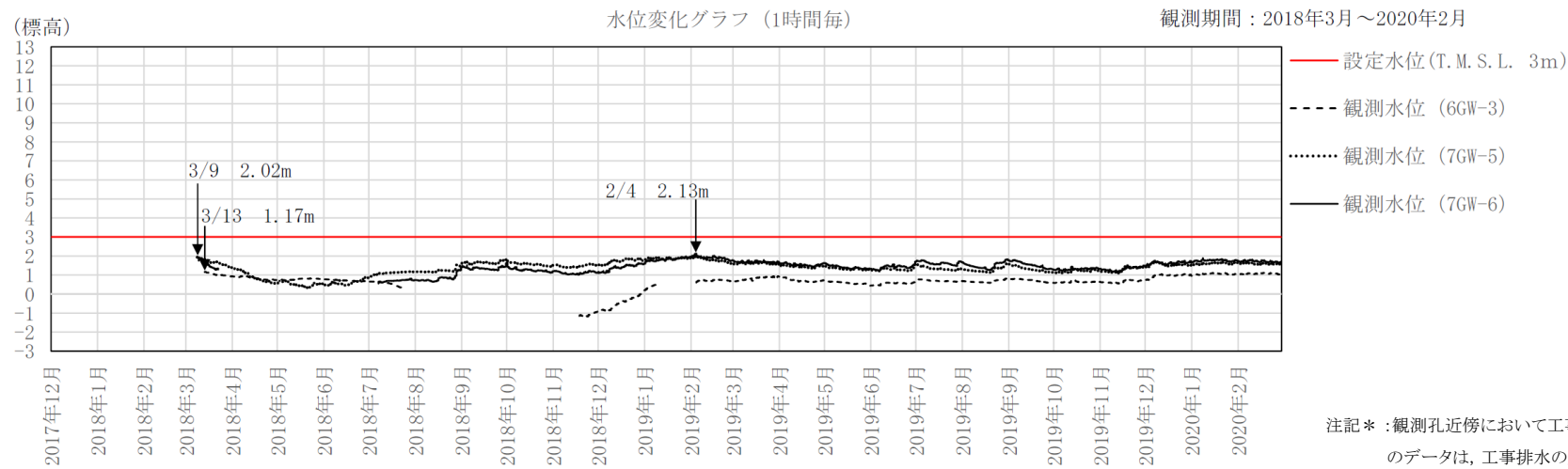
敷地内の観測最高地下水位分布図を図 1-1 に、地下水位観測孔の連続観測データ及び観測孔位置の耐震評価上の設定水位を図 1-2～図 1-9 に示す。なお、参考として建設時の地下水位観測記録を図 1-10 に示す。



注1： 図中の数値は、各地下水位観測孔の観測最高地下水位の標高 (T.M.S.L.) を示す。

注2： 図中の ( ) 内数値は、各地下水位観測孔の敷地内観測孔において通年の観測記録が得られている2018年の年間平均水位を示す (該当期間の記録がない観測孔は ( ) 記載なし)。

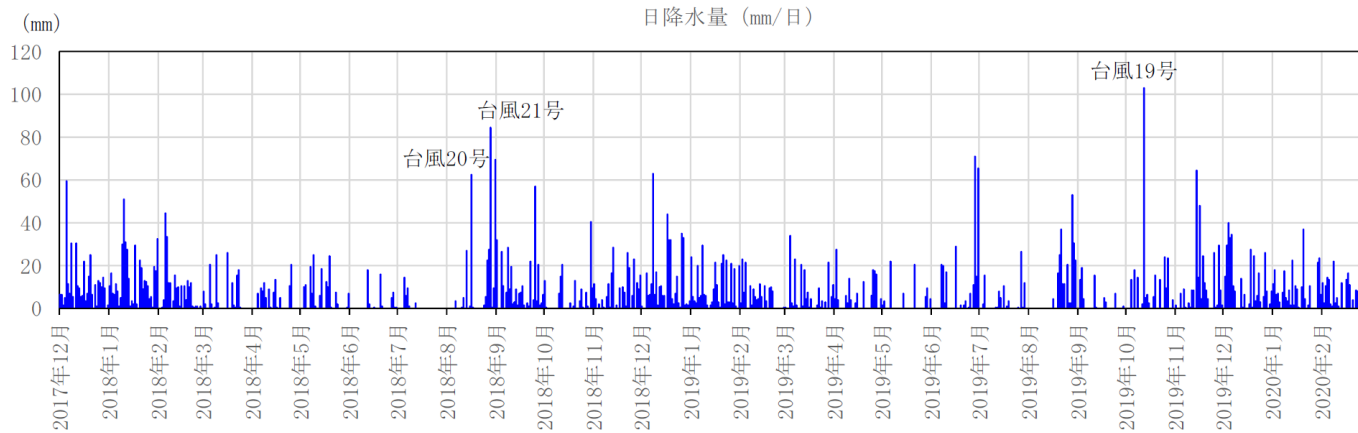
図 1-1 観測最高地下水位分布図



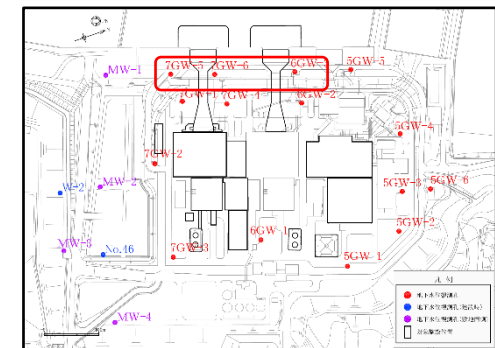
7号機側地盤改良工事  
 実施期間 2018/3/23～2018/7/6  
 非表示孔(7GW-6)\*

6号機側地盤改良工事  
 実施期間 2018/7/26～2018/11/18, 2019/1/11～2019/2/3  
 非表示孔(6GW-3)\*

注記\* : 観測孔近傍において工事が行われている期間のデータは、工事排水の影響を受けていると考えられることから非表示とした。

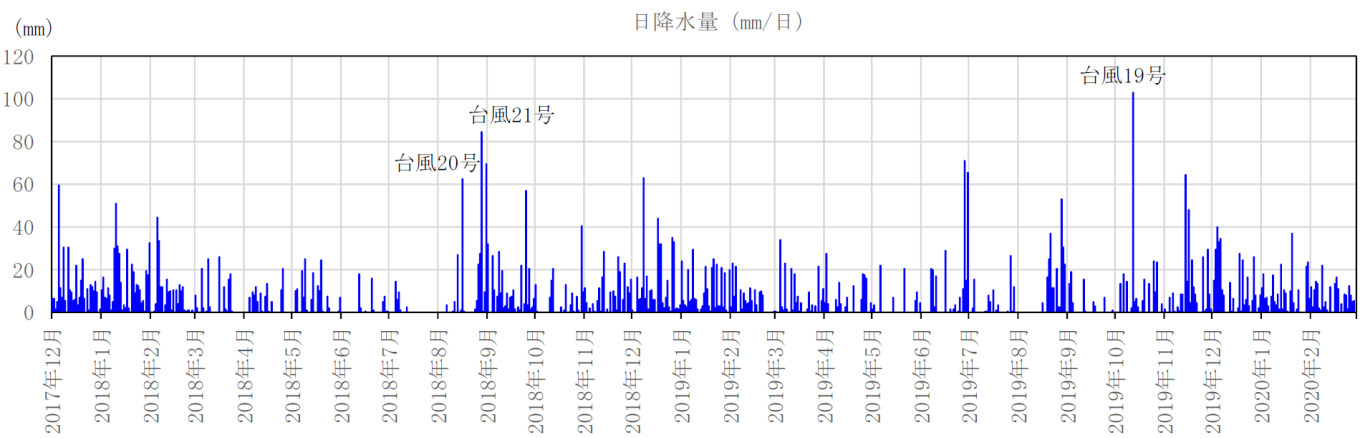
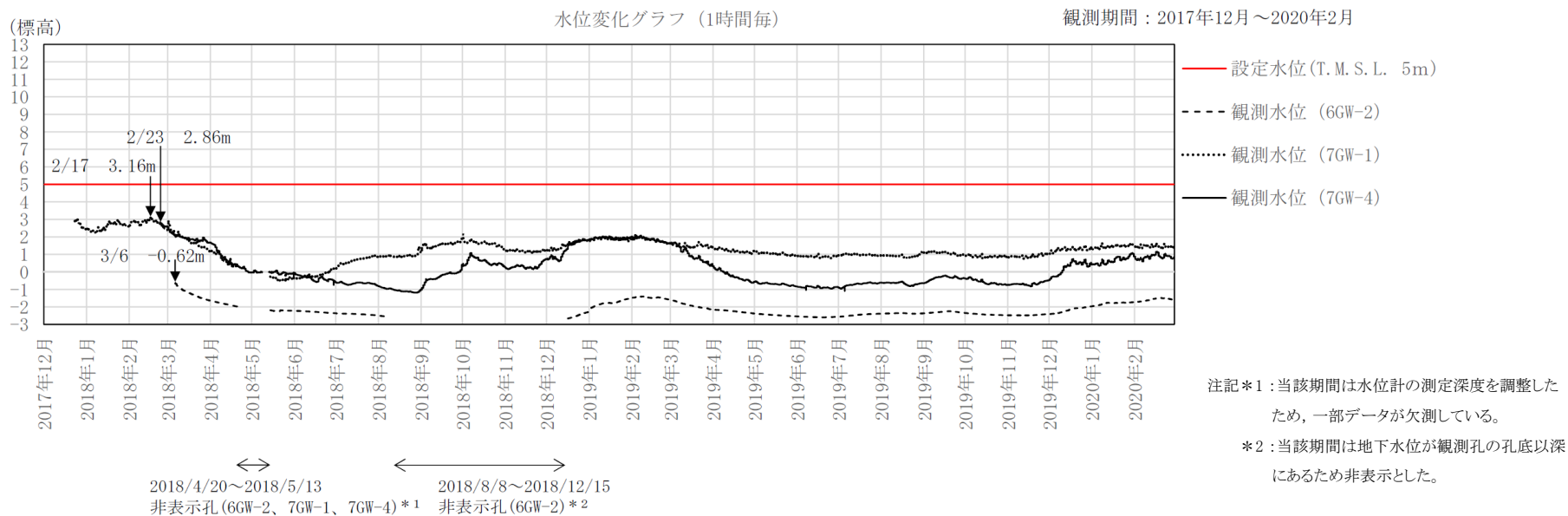


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)



観測孔位置図

図1-2 海水貯留堰及びスクリーン近傍孔 (6GW-3, 7GW-5, 7GW-6) の地下水位観測記録と降水量データ



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

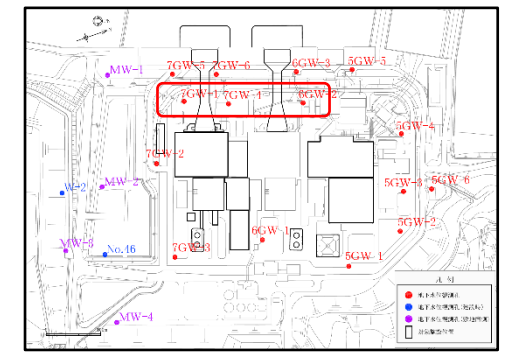
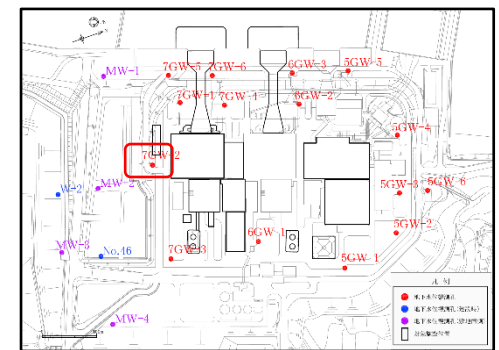
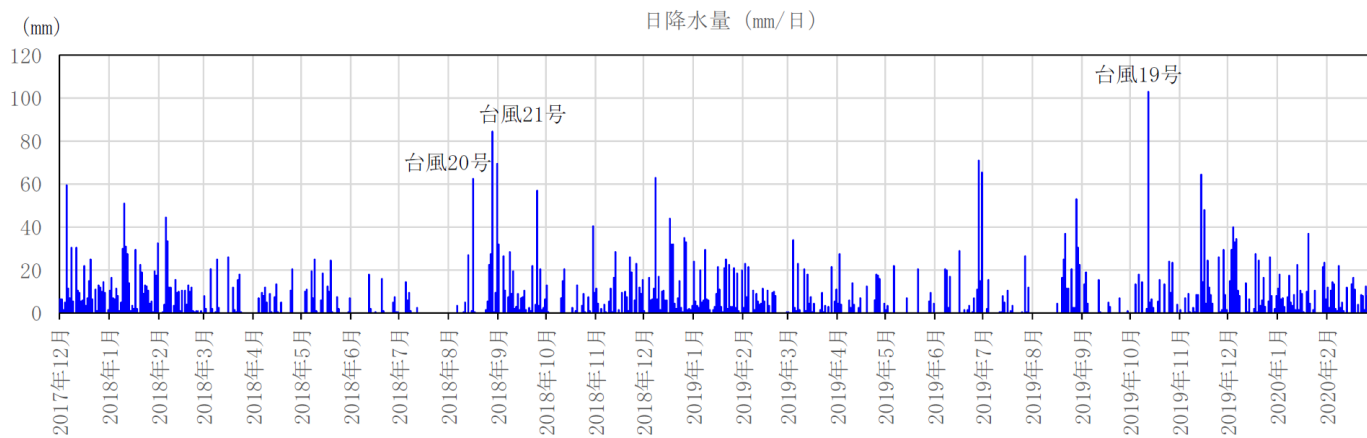
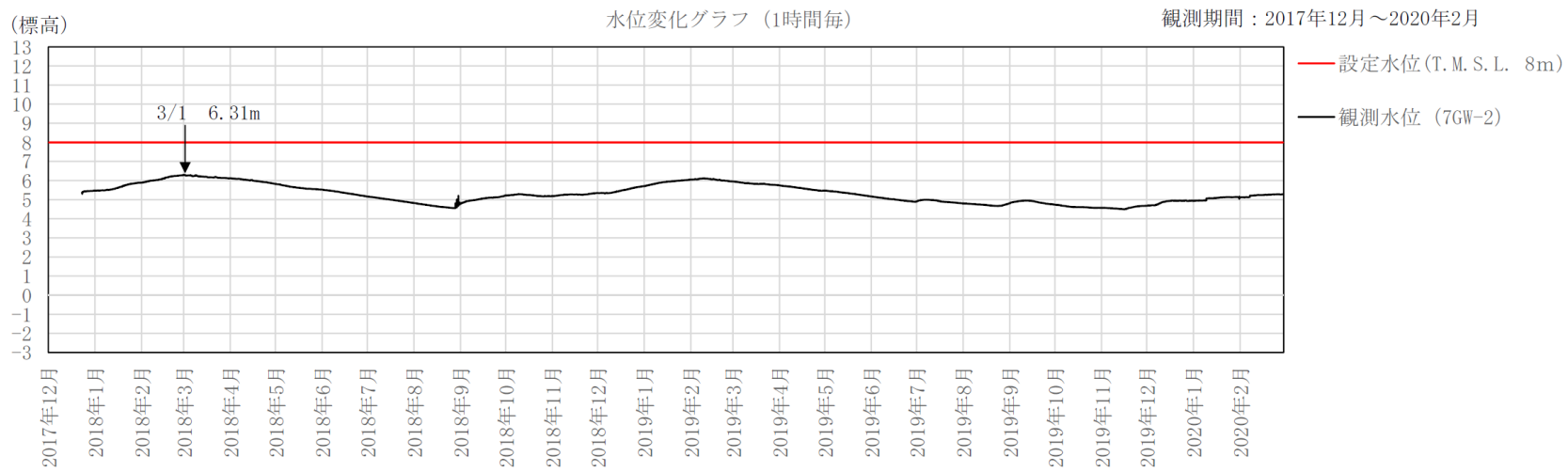
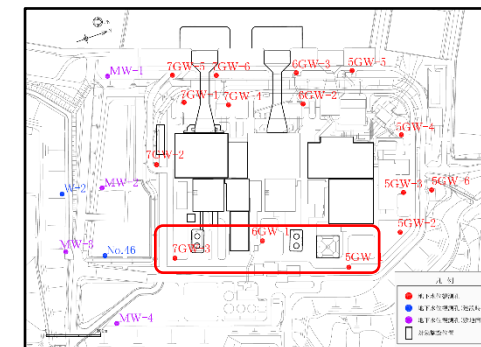
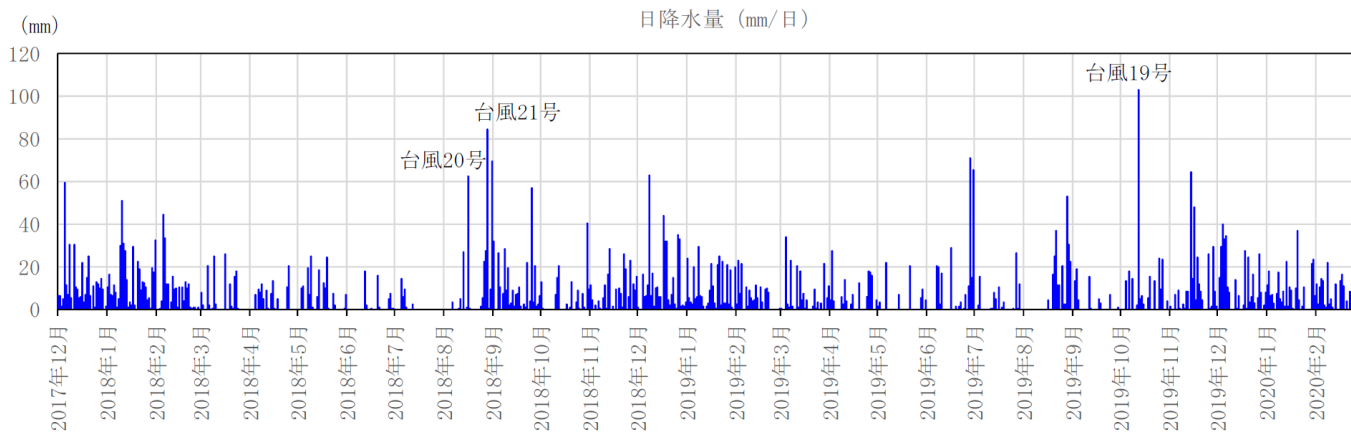
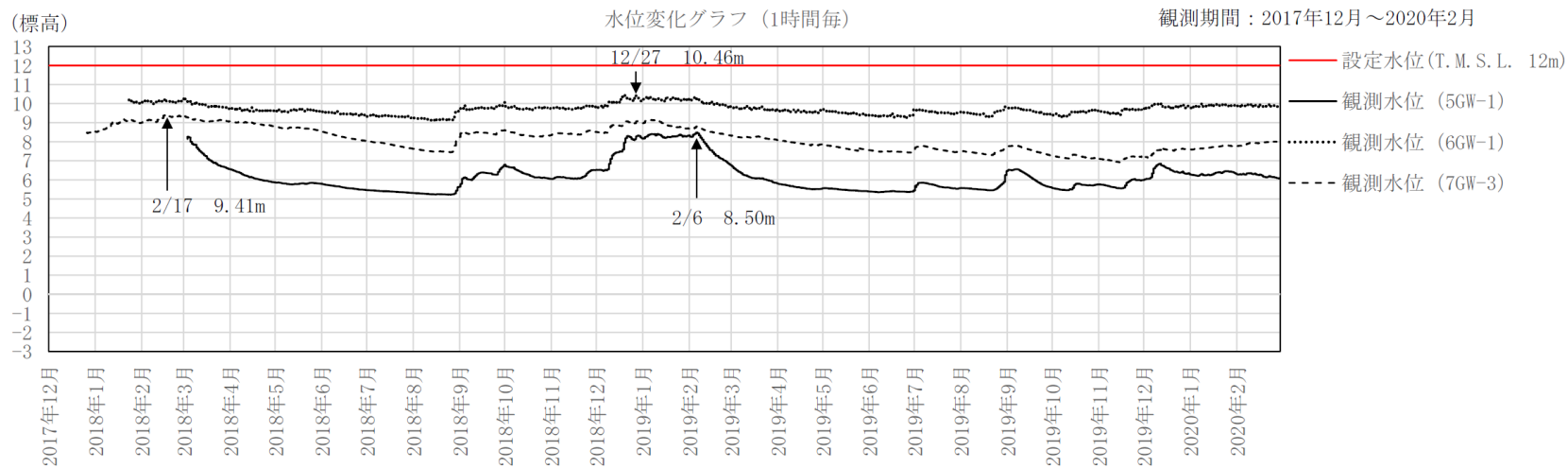


図 1-3 6GW-2, 7GW-1, 7GW-4 の地下水位観測記録と降水量データ



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-4 常設代替交流電源設備基礎近傍孔 (7GW-2) の地下水位観測記録と降水量データ

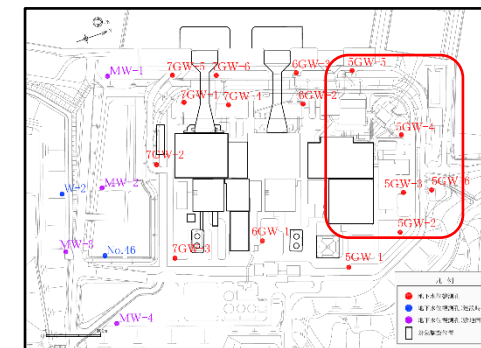
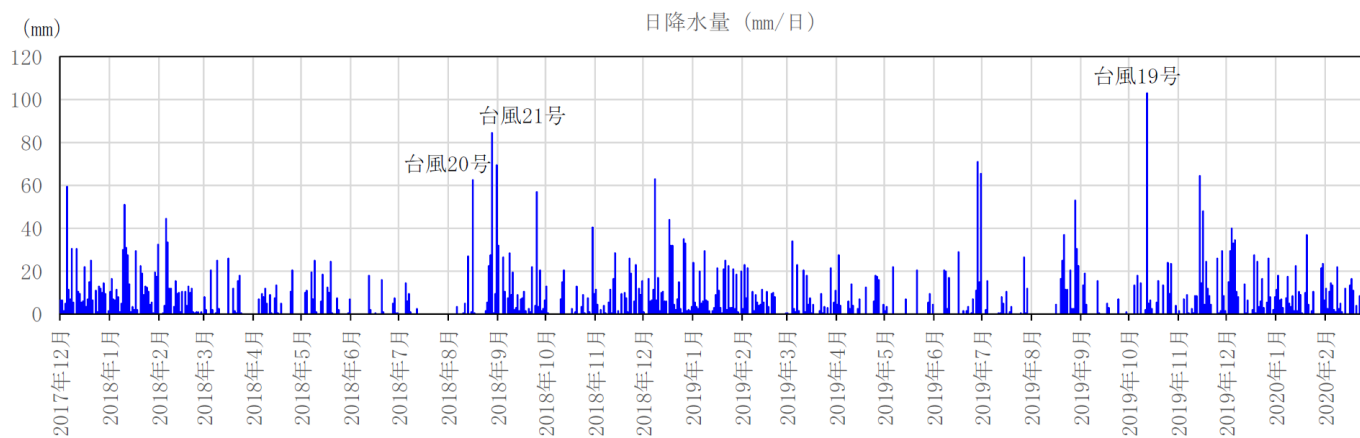
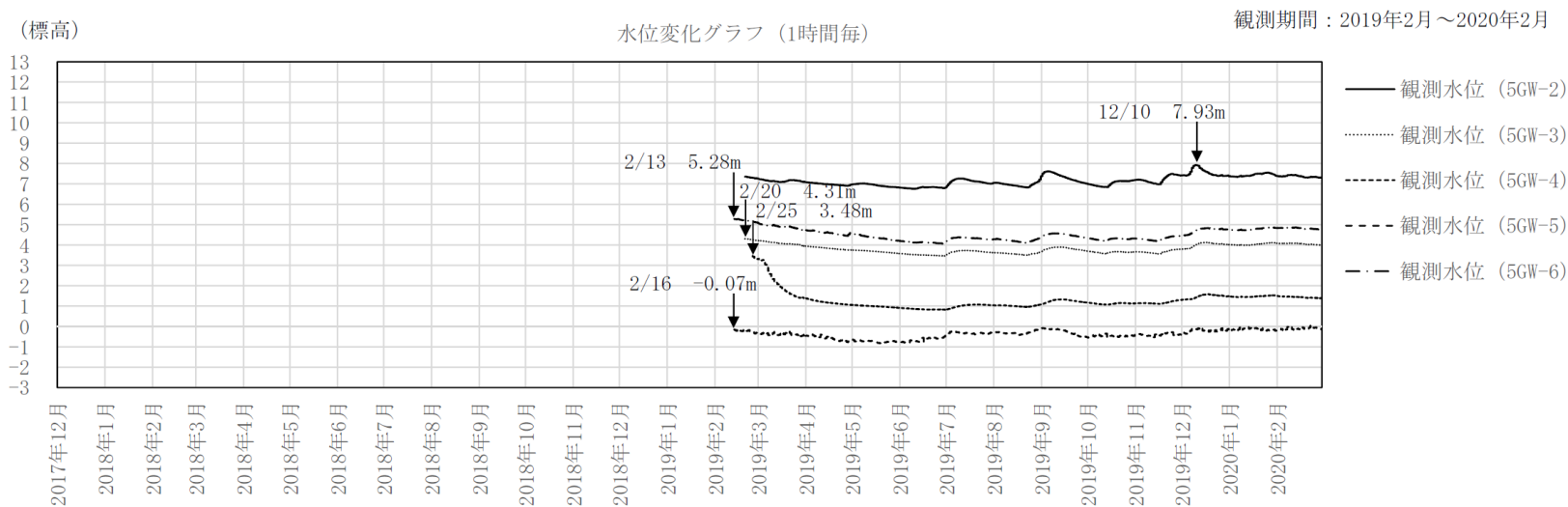


観測孔位置図

(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

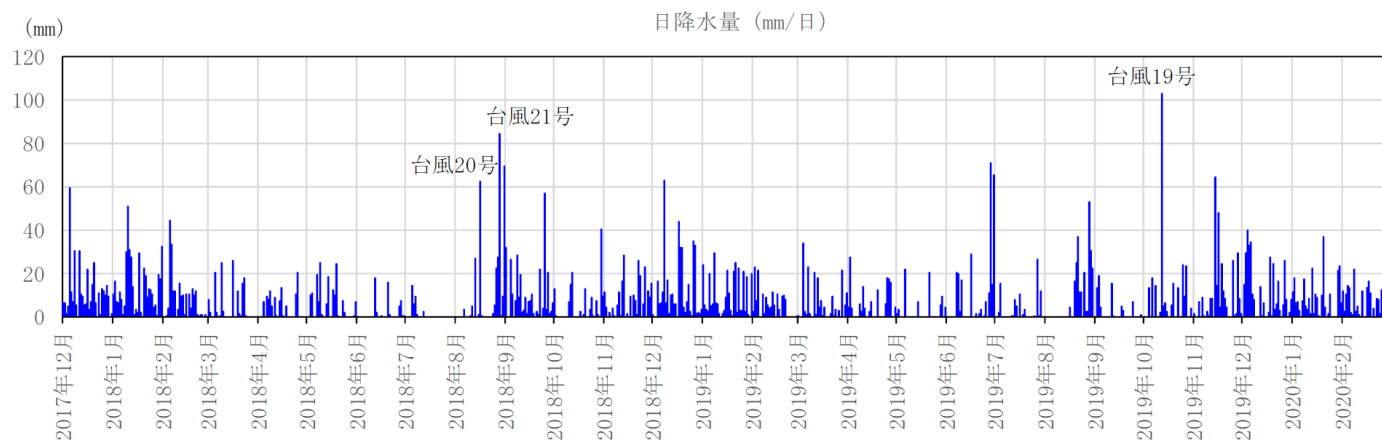
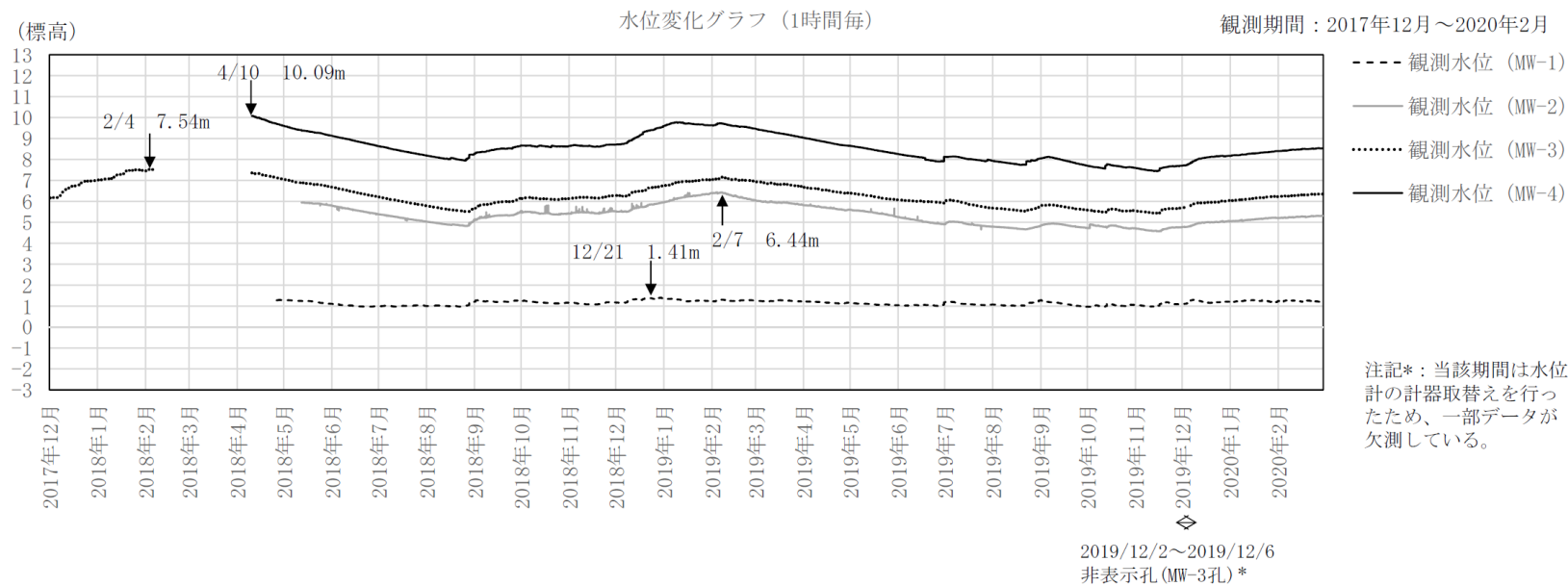
図 1-5 6号機及び7号機軽油タンク近傍孔 (5GW-1, 6GW-1, 7GW-3) の地下水水位観測記録と降水量データ



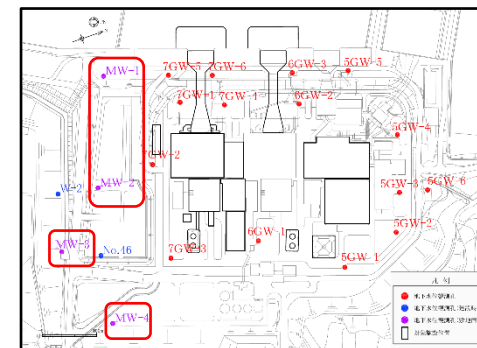


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-6 5号機側近傍孔 (5GW-2, 5GW-3, 5GW-4, 5GW-5, 5GW-6) の地下水水位観測記録と降水量データ



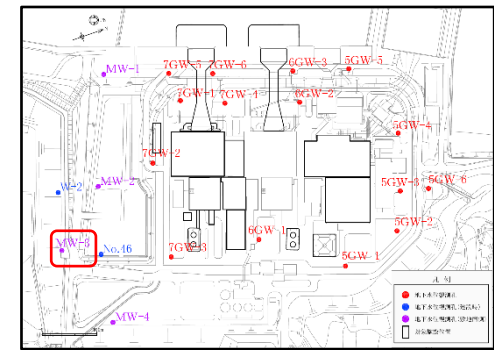
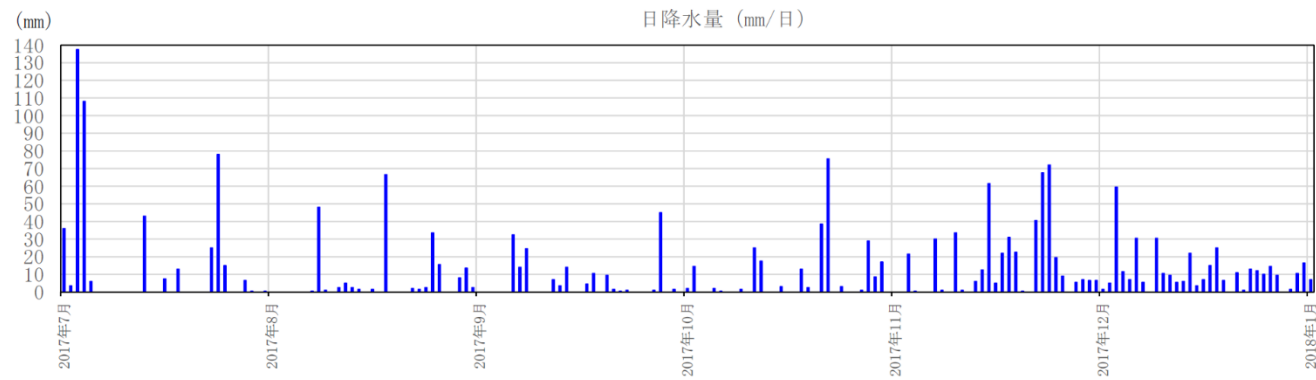
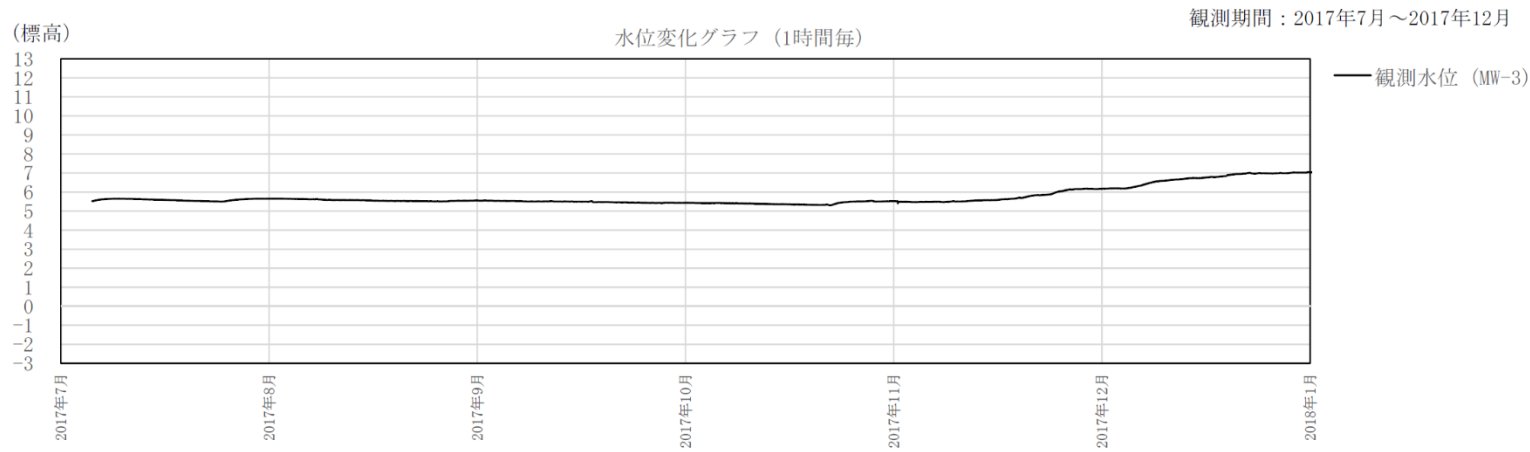
(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)



観測孔位置図

図 1-7 敷地南側観測孔 (MW-1, MW-2, MW-3, MW-4) の地下水位観測記録と降水量データ

○敷地内の地下水位観測よりも以前に得られた観測データ

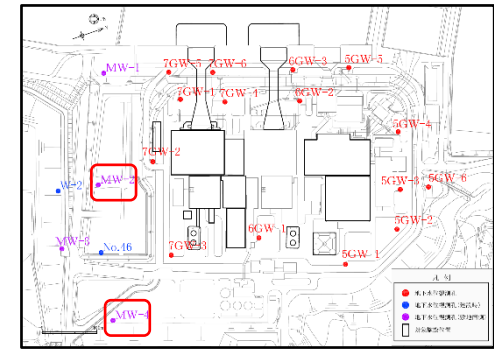
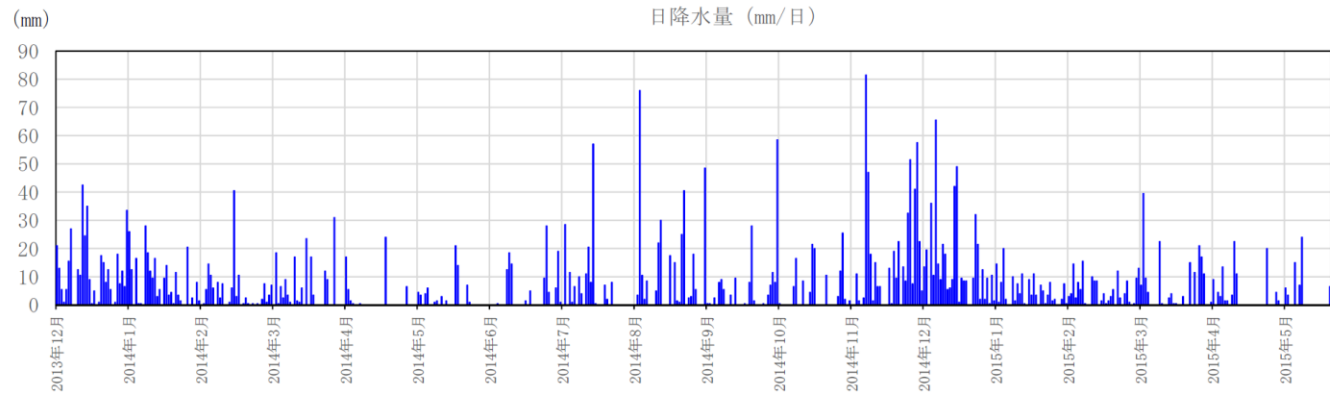
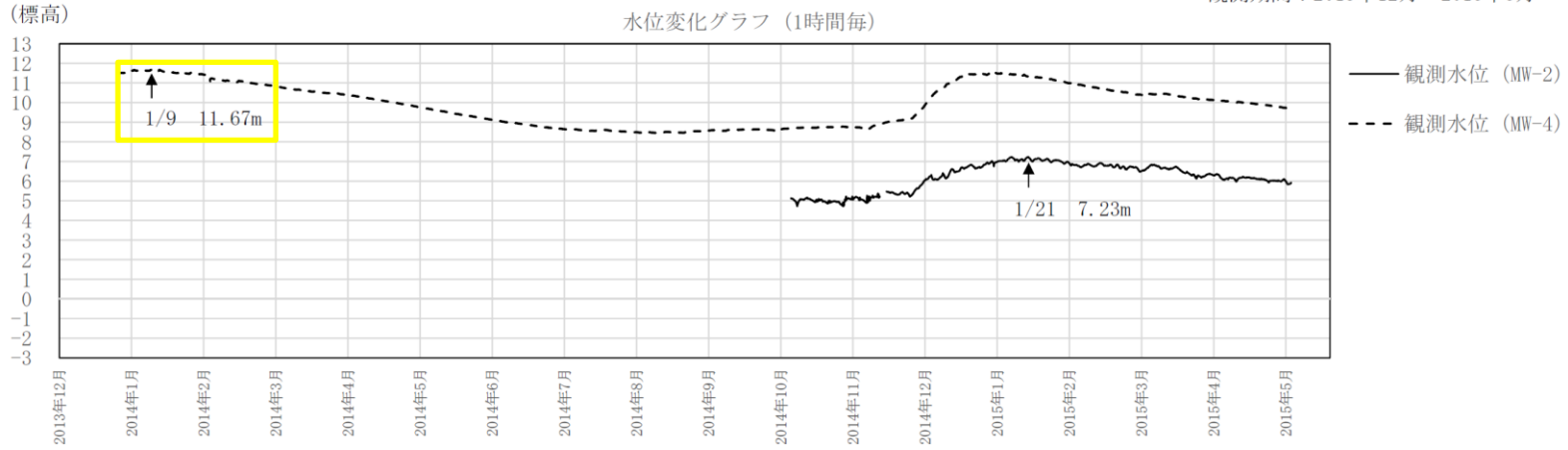


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-8 敷地南側観測孔 (MW-3) の地下水位観測記録と降水量データ

○敷地内の地下水位観測よりも以前に得られた観測データ

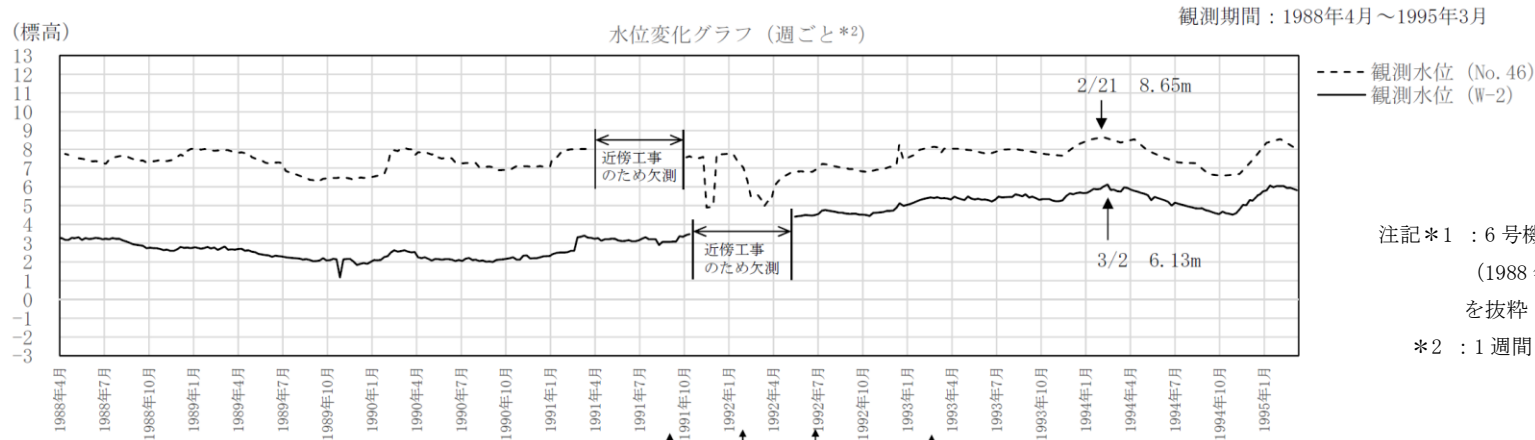
観測期間：2013年12月～2015年5月



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

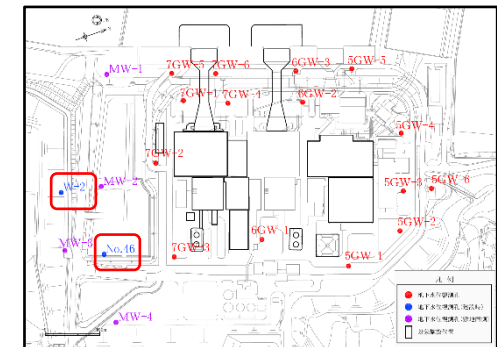
図 1-9 敷地南側観測孔 (MW-2, MW-4) の地下水位観測記録と降水量データ

○建設時の観測データ\*1



注記\*1：6号機本館基礎開始前後の計測期間  
(1988年4月～1995年3月)の記録  
を抜粋

\*2：1週間ごとの水位観測記録



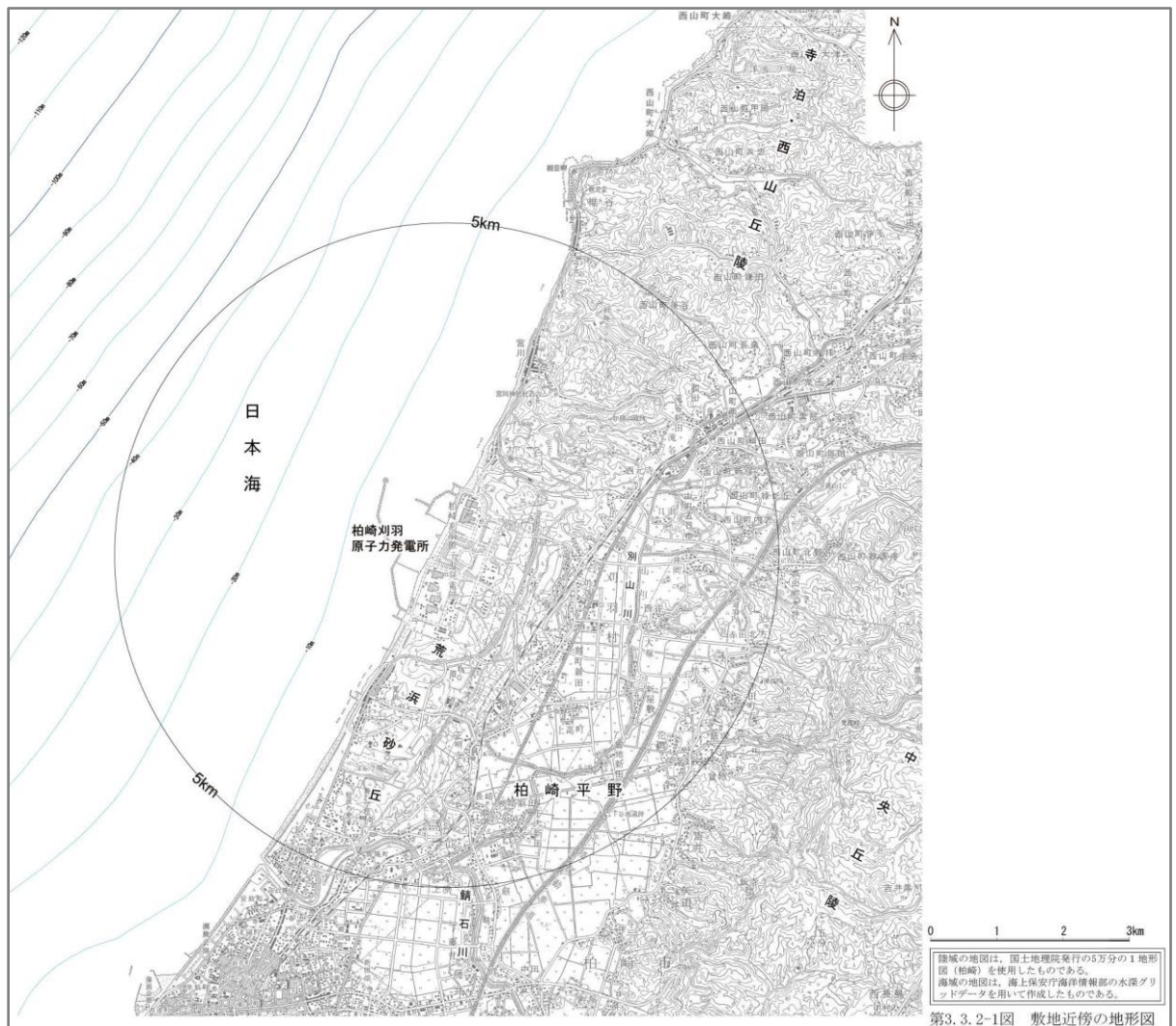
(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 1-10 建設時の地下水位観測記録と降水量データ

## 2. 敷地周辺の地下水位

### 2.1 敷地周辺の地形と地下水の流れ

設置変更許可申請書に示した柏崎刈羽原子力発電所の敷地近傍の地形図を図 2-1 に示す。敷地は、日本海と柏崎平野に挟まれた標高 80m~100m の寺泊・西山丘陵南西端部の荒浜砂丘に位置する。この砂丘は、複雑な小起伏がみられるが、全体としてはなだらかで丸味があり、海岸にはほぼ平行した等高線で示される地形を呈している。NE-SW方向に連なる標高 60m~90m を示す分水嶺を境として、日本海側は比較的緩やかな斜面を形成しているが、内陸側は相対的にやや急斜面となっている。



注： 設置変更許可申請書からの引用

図 2-1 柏崎刈羽原子力発電所の敷地近傍の地形図

柏崎刈羽原子力発電所の敷地の地形図を図 2-2 に示す。敷地は、標高 70m～90m の東部から西へ傾斜する斜面を呈し、切土、盛土が分布する。同図に示すように、大湊側敷地の標高は、原子炉建屋等の主要施設が T. M. S. L. 12. 0m (12m 盤)、その西側に位置する護岸部が T. M. S. L. 3. 0m (3m 盤)、東側に位置する高台の標高が T. M. S. L. 35. 0m (35m 盤) となっている。また、12m 盤の南側には T. M. S. L. 49. 0m, 58. 0m の中央土捨場がある。

次に、柏崎刈羽原子力発電所の大湊側敷地の古安田層上限面コンターを図 2-3 に示す。古安田層より上位の地層は砂を主体とする地層（埋戻土、新期砂層、沖積層）であることから、古安田層上限面をほぼ不透水層と仮定すると、降水は地面に浸透し、地下水となり、古安田層上限面を境として流下すると思われる。7号機原子炉建屋の南側に位置する敷地（以下「敷地南側」という。）では古安田層上限面が深くなっている。

上記より、敷地の地形・地質的特徴から、大湊側敷地の地下水は、全体として敷地東側の丘陵地から西へ流れているが、主に敷地南側に認められる古安田層上限面の低部から海に流出しているものと考えられる。

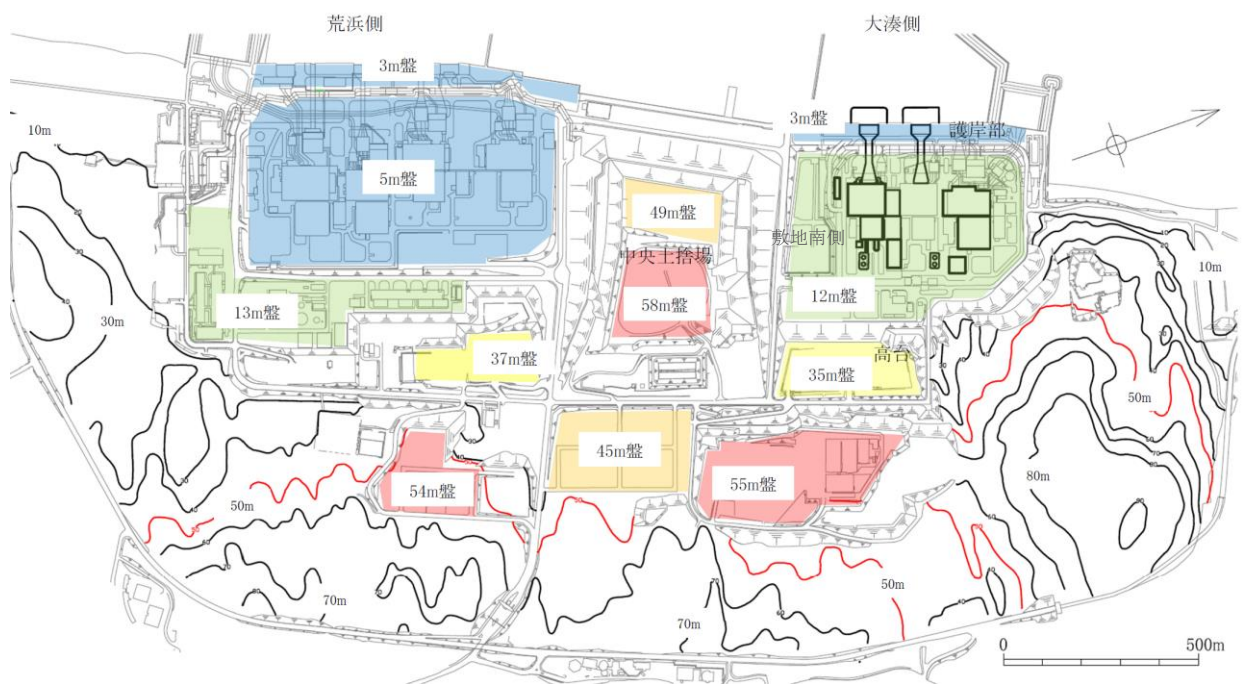


図 2-2 柏崎刈羽原子力発電所の敷地の地形図

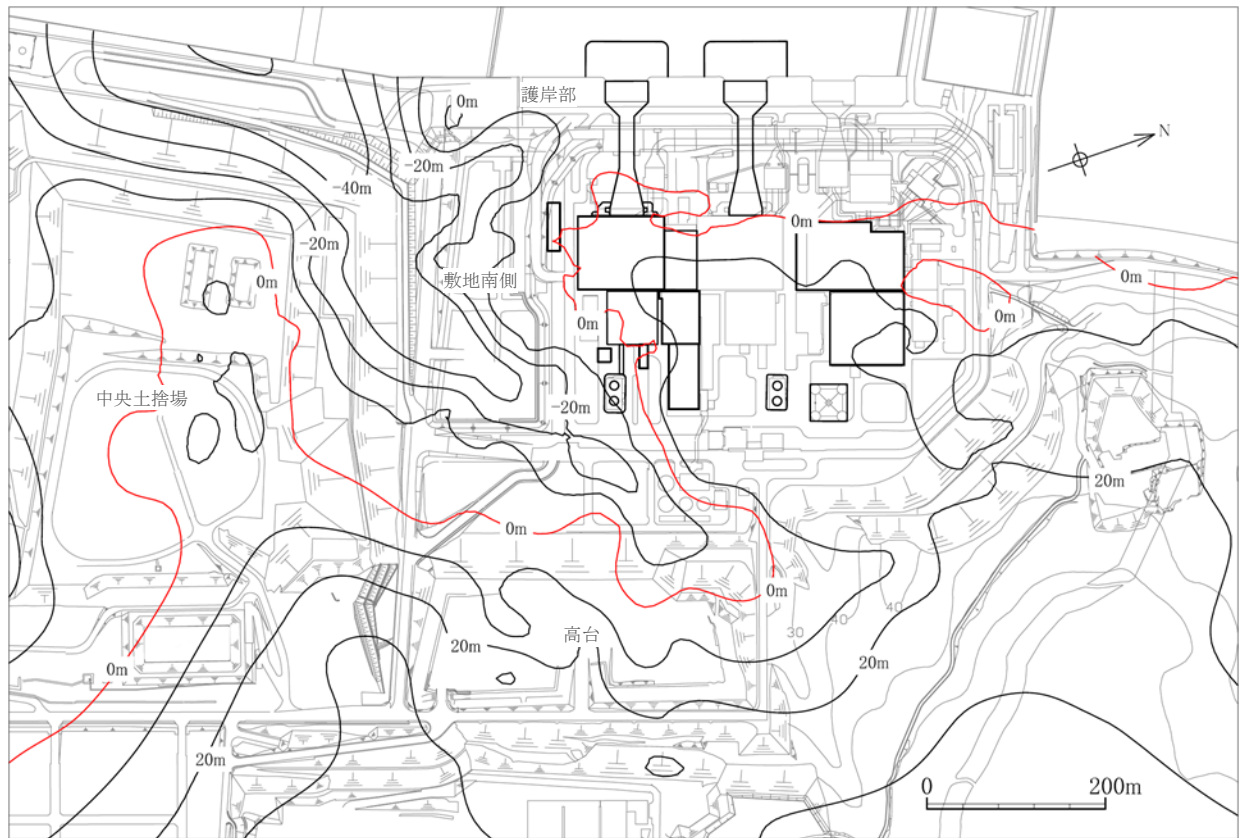


図 2-3 大湊側敷地の古安田層上限面コンター図



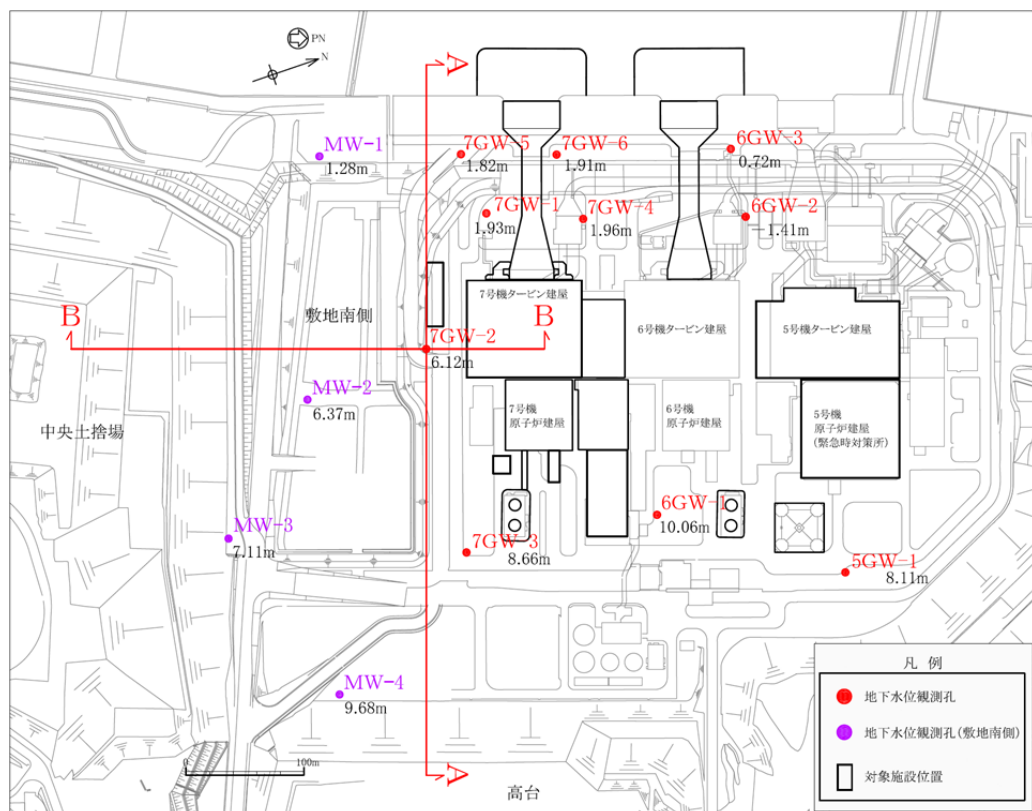
## 2.2 敷地の地下水位分布

大湊側敷地において測線上の観測孔（7GW-1, 7GW-2, 7GW-3, 7GW-5, MW-2, MW-4）のデータが揃い、そのうち7GW-2孔の観測地下水位が最も高い2019年2月10日の地下水位分布図を図2-4に示す。A-A断面（汀線直交断面）及びB-B断面（汀線平行断面）における地下水位を、図2-5及び図2-6に示す。同図には耐震評価における設定地下水位及び同地下水位に対して観測地下水位との余裕が最も小さくなる箇所の水位差も併せて示す。なお、同図には測線上の各観測孔（7GW-1, 7GW-2, 7GW-3, 7GW-5）の地下水位が最大となる日時における結果も併せて示す。

A-A断面（汀線直交断面）より、東側（高台）の法尻付近では、平均地下水位はT.M.S.L. 10m前後であるが、R/B～T/Bの位置にかけてT.M.S.L. 6m前後に低下し、護岸部ではさらにT.M.S.L. 2m前後に地下水位が低下している。また、図2-7に示すとおり、敷地南側に設置したMW-4孔、MW-3孔、MW-2孔に着目すると、MW-4孔、MW-3孔、MW-2孔の順に、内陸部から海にかけて地下水位が低下し、水位も連動していることがわかる。

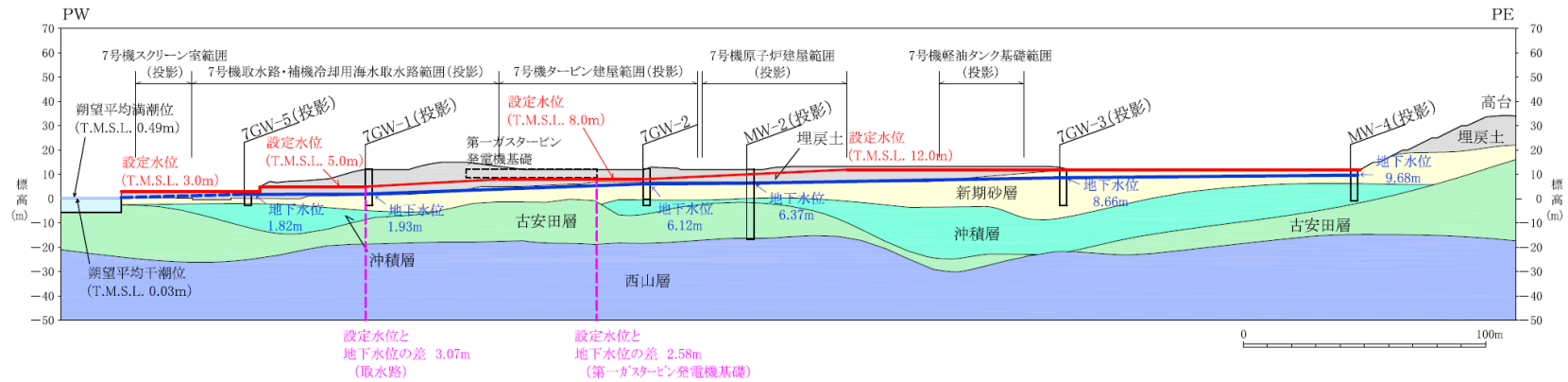
B-B断面（汀線平行断面）より、中央土捨場の近傍に位置するMW-2孔に対し、中央土捨場から離れた位置にある7GW-2孔についても、両孔はほぼ同じ地下水位標高（T.M.S.L. 6m前後）を示していることから、中央土捨場側から敷地南側への地下水の流入は少ないものと考えられる。

以上のことから、大湊側敷地南側の地下水は、内陸部（東側）から海（西側）にかけて緩やかに流下しているものと考えられる。



注： 2019年2月10日に観測記録が得られている観測孔のみ表示

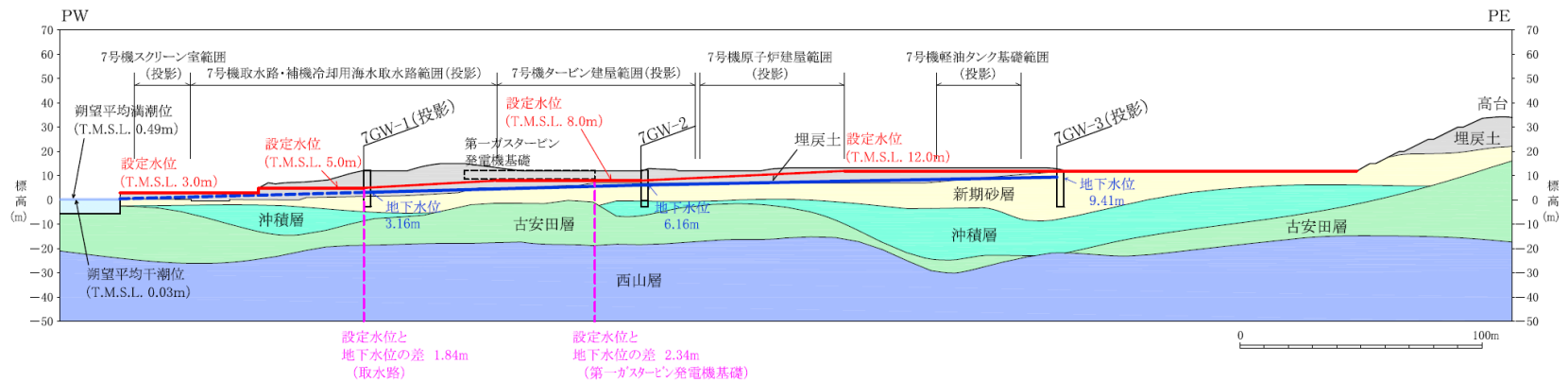
図2-4 地下水位分布図（2019年2月10日）



注1： 7GW-2孔を除く地下水位観測孔及び各施設は投影で示している。

注2： 測線上の観測孔（7GW-1, 7GW-2, 7GW-3, 7GW-5, MW-2, MW-4）のデータが揃い、そのうち7GW-2孔の観測地下水位が最も高い2019年2月10日00:00の記録

(a) 2019年2月10日

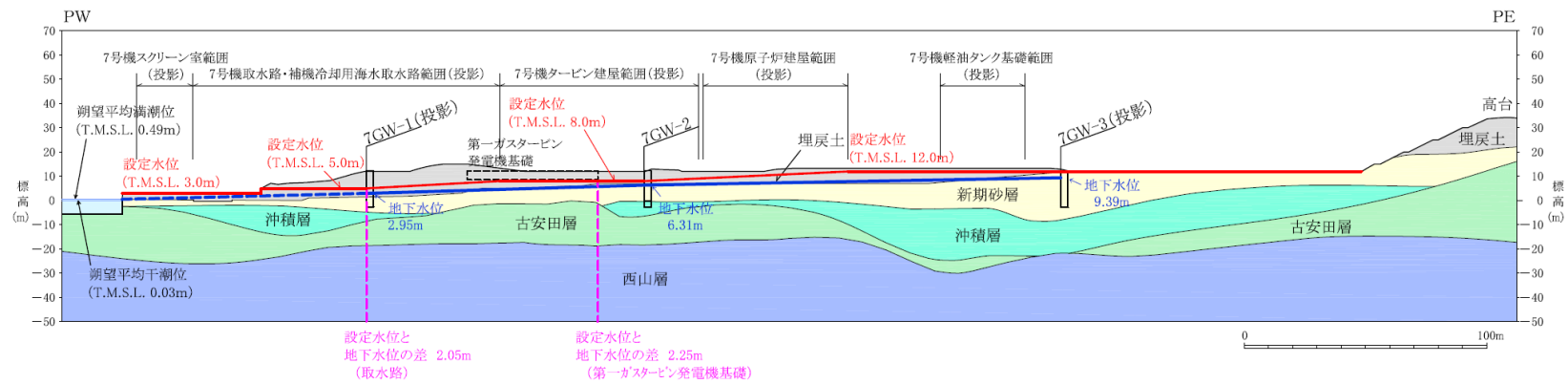


注1： 7GW-2孔を除く地下水位観測孔及び各施設は投影で示している。

注2： 地下水位は2018年2月17日03:00のデータ（7GW-1, 7GW-3の観測最高地下水位）

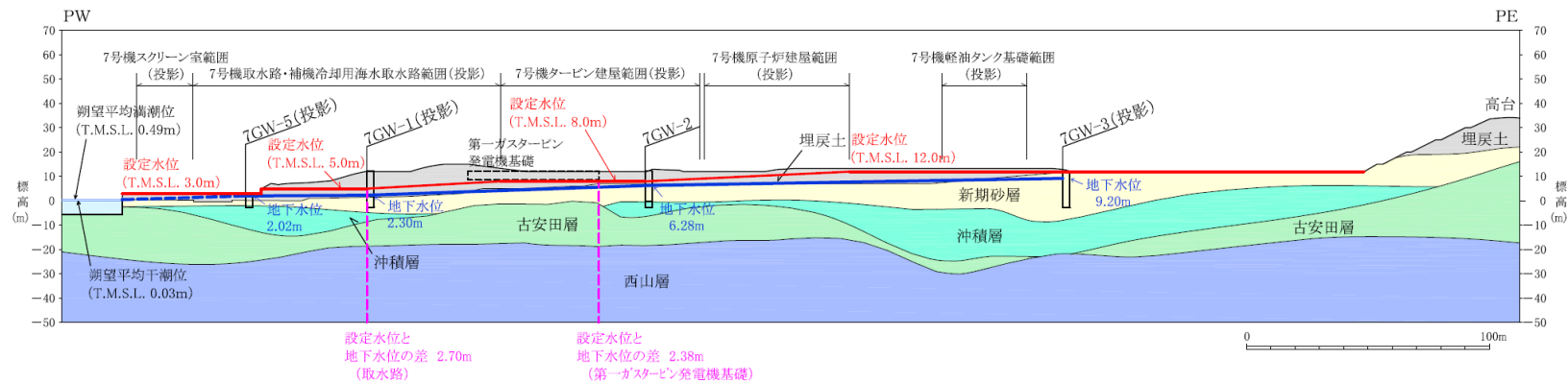
(b) 2018年2月17日（7GW-1, 7GW-3の観測最高地下水位）

図2-5 A-A断面の地下水位分布（敷地南側 汀線直交断面）(1/2)



注 1 : 7GW-2 孔を除く地下水観測孔及び各施設は投影で示している。  
 注 2 : 地下水水位は 2018 年 3 月 1 日 06 : 00 のデータ (7GW-2 の観測最高地下水水位)

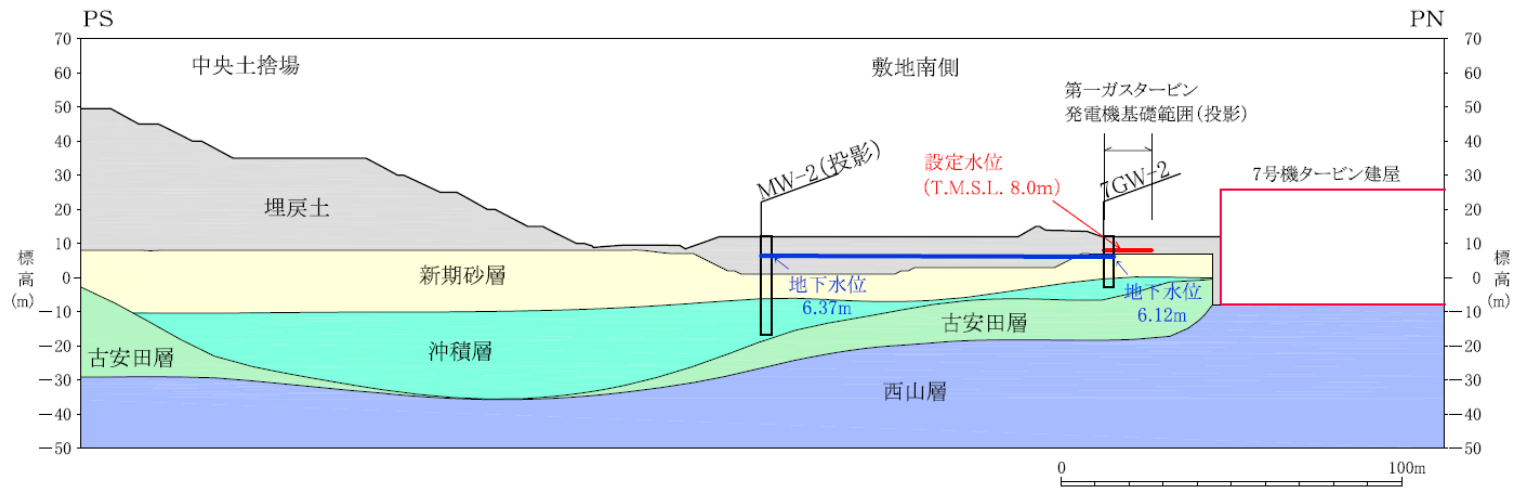
(c) 2018 年 3 月 1 日 (7GW-2 の観測最高地下水水位)



注 1 : 7GW-2 孔を除く地下水観測孔及び各施設は投影で示している。  
 注 2 : 地下水水位は 2018 年 3 月 9 日 01 : 00 のデータ (7GW-5 の観測最高地下水水位)

(d) 2018 年 3 月 9 日 (7GW-5 の観測最高地下水水位)

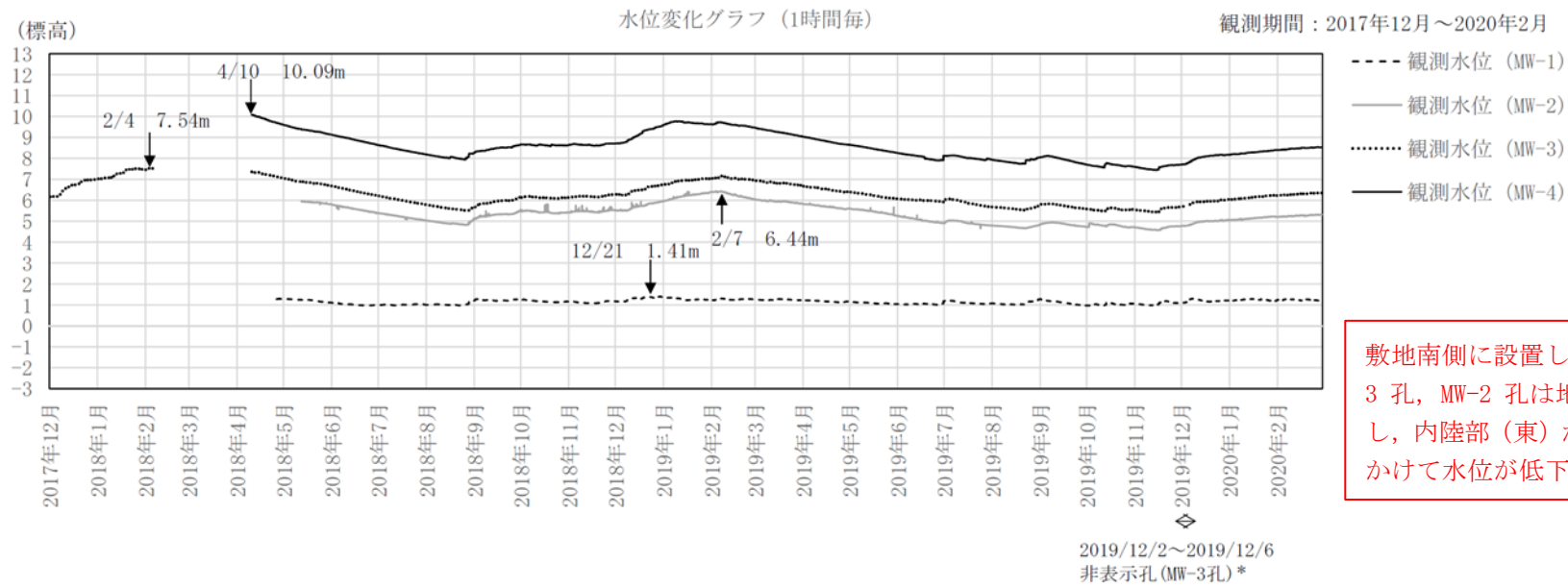
図 2-5 A-A断面の地下水水位分布 (敷地南側 汀線直交断面) (2/2)



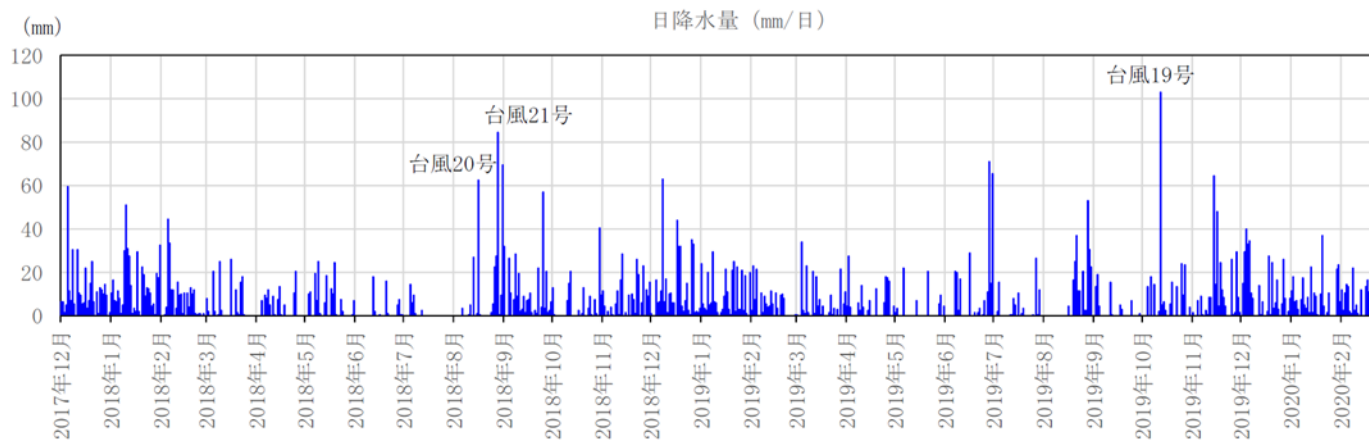
注1： 7GW-2孔を除く地下水位観測孔及び各施設は投影で示している。

注2： 測線上の観測孔（7GW-2, MW-2）のデータが揃い、そのうち7GW-2孔の観測地下水位が最も高い2019年2月10日00:00の記録

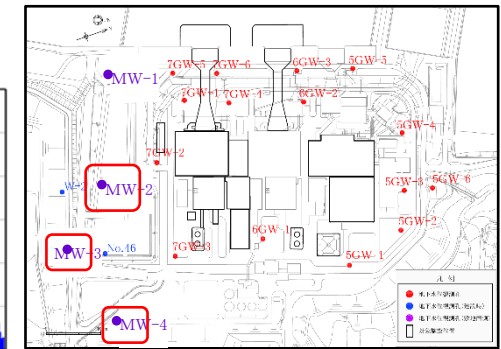
図 2-6 B-B断面の地下水位分布（敷地南側 汀線平行断面）



敷地南側に設置した MW-4 孔, MW-3 孔, MW-2 孔は地下水位が連動し, 内陸部 (東) から海 (西) にかけて水位が低下している。



(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)



観測孔位置図

図 2-7 敷地南側観測孔 (MW-1, MW-2, MW-3, MW-4) の地下水位観測記録と降水量データ (図 1-7 の再掲)

### 3. 耐震評価における地下水位の設定について

#### 3.1 基本方針

耐震評価における地下水位の設定方針の設定フローを図 3-1 に示す。

対象施設が地下水排水設備に囲まれている場合は、地下水排水設備による地下水低下を考慮して耐震評価における地下水位を設定する。

対象施設が地下水排水設備に囲まれていない場合は、地下水位観測記録、地質構造、若しくは潮位に基づき地下水位の検討を行い、現況の地下水位を上昇させる要因の有無、観測記録における地下水位の変動要因（人為的要因・自然要因）を考慮し、耐震評価における地下水位を設定する。

また、耐震評価における地下水位を設定した後に、地下水位を上昇させる事象が発生した場合は、地下水位設定の再検討を行い、必要に応じて影響検討を行う。

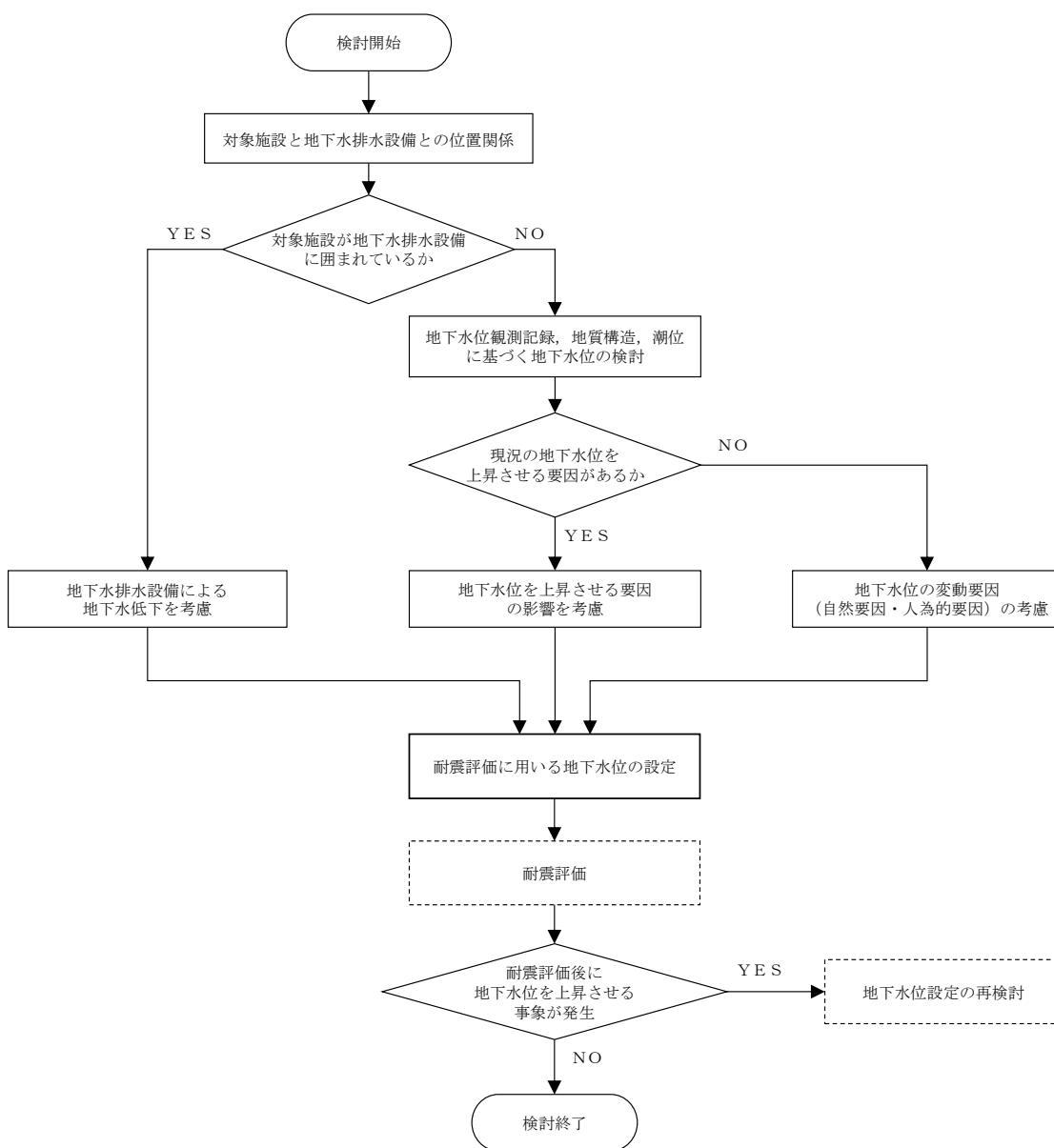


図 3-1 耐震評価における地下水位の設定フロー

### 3.2 地下水排水設備に囲まれた施設の地下水位

#### 3.2.1 地下水排水設備の概要

6, 7号機の原子炉建屋等の主要建屋及び緊急時対策所を設置する5号機の原子炉建屋（以下「緊急時対策所」という。）等の周囲には、地下水位を低下させ、建屋に作用する揚圧力を低減するための地下水排水設備が設置されている。地下水排水設備の配置概要を図3-2に示す。

建屋周辺で発生する地下水は、建屋周辺に設置された集水管を通じてサブドレンピットに集水され、基礎スラブ下端より深い位置に設置されたサブドレンポンプ・排水配管により、地下水を地上に揚水して、構内雨水排水経路に排水を行っている。地下水排水設備の設備概要を図3-3に示す。

なお、地下水排水設備は、地下水位観測期間（2018年1月～現在）においても常時稼働している。

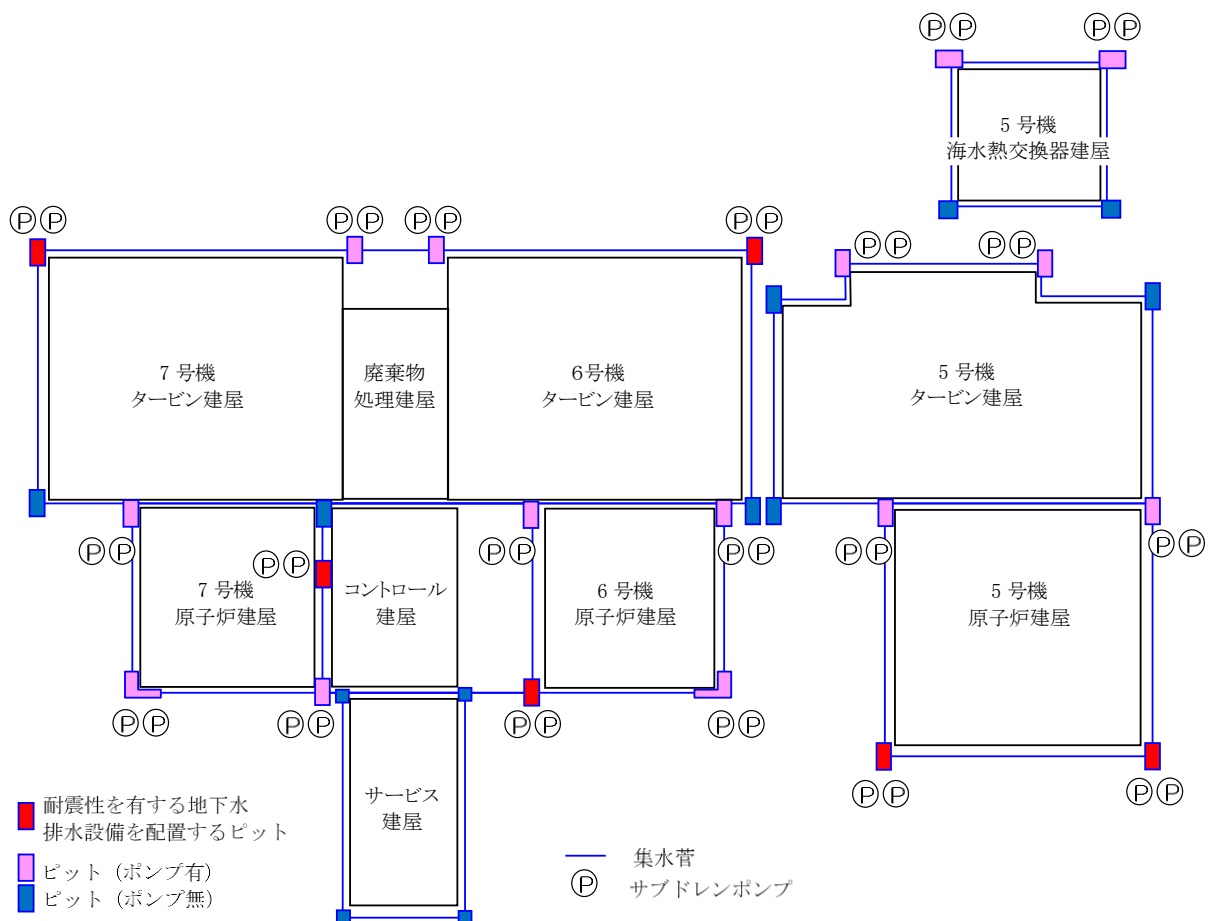


図 3-2 地下水排水設備の平面図

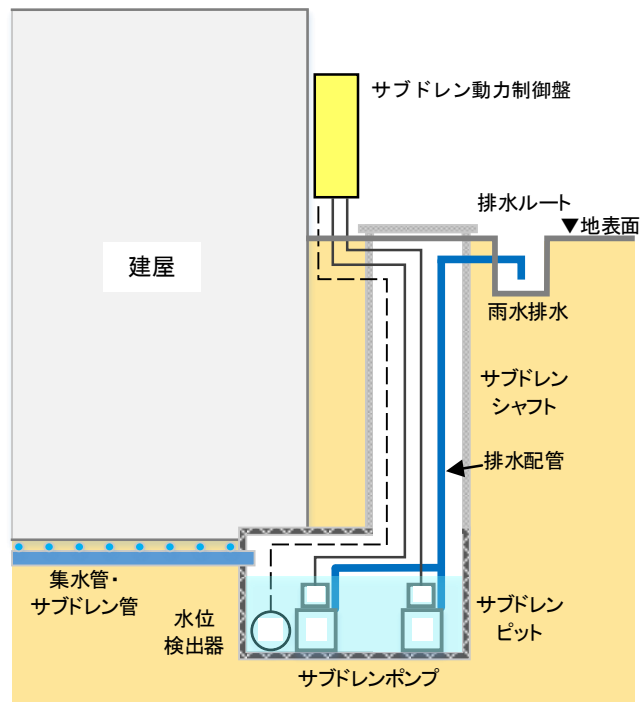


図 3-3 地下水排水設備の設備概要

### 3.2.2 耐震評価に用いる地下水位の設定（地下水排水設備に囲まれた施設）

前述 3.1 の基本方針に従い，地下水排水設備に囲まれた施設（原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋，緊急時対策所）の耐震評価に用いる地下水位については，地下水排水設備による地下水位の低下を考慮し，地下水排水設備が基礎スラブ下端より深い位置に設置されていることから，保守的に基礎スラブ上端レベルに設定する。



### 3.3 地下水排水設備の外側に配置した施設の地下水位の設定

前述 3.1 の基本方針に基づき、地下水排水設備の外側に配置した施設については、敷地内の地下水位観測記録に基づき地下水位を検討する。このとき、現況の地下水位を上昇させる要因の有無や地下水位観測記録における変動要因を考慮し、耐震評価における地下水位を設定する。

#### 3.3.1 現況の地下水位を上昇させる要因の有無について

敷地内の地下水位観測記録に基づき地下水位を設定する前提として、現況の地下水位を上昇させる要因の有無を検討する。

ここで、現況の地下水位を上昇させる要因とは、基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体が挙げられる。これらの構築物は山から海への地下水の流動を妨げ、構築物の上流側の地下水位を上昇させる可能性がある。

以下では、柏崎刈羽原子力発電所における地下水位を上昇させる要因の有無を抽出し、これらの要因が敷地内地下水に与える影響を検討する。

#### (1) 基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体の抽出と影響検討

基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体の範囲を図 3-4 に示す。

図 3-4 より、基礎が岩着している施設としては原子炉建屋等が該当し、基盤まで地盤改良した地盤改良体としては、6、7号機軽油タンク基礎等の地盤改良体が該当する。

同図に示すとおり、原子炉建屋等の施設は広範囲に設置されているため、それよりも上流側の地下水位を上昇させる可能性が考えられるが、原子炉建屋よりも上流側に配置される施設については、耐震評価における地下水位を地表面に設定していることから、地下水位の設定としては妥当であると判断できる。

一方、基盤まで地盤改良した地盤改良体は原子炉建屋等の主要施設よりも上流側に設置しているため、敷地内の地下水位を上昇させることはないと判断できる。

これより、柏崎刈羽原子力発電所では、地下水の流動を妨げることにより現況の地下水位を上昇させる要因としては、原子炉建屋等の施設が該当するが、原子炉建屋よりも上流側に配置される施設については、耐震評価における地下水位を地表面に設定していることから、地下水位の設定としては妥当であると判断できる。

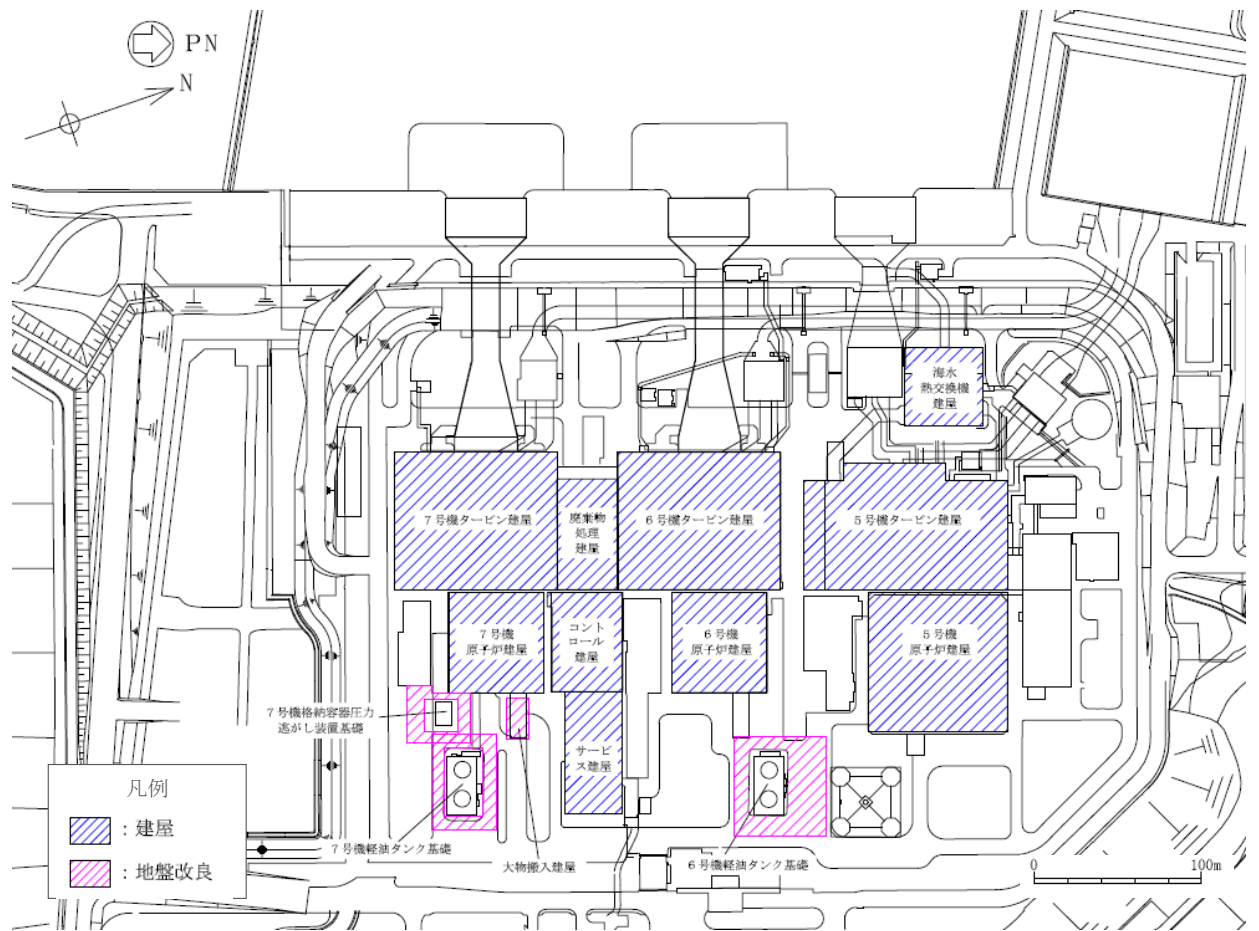


図 3-4 基礎が岩着している施設及び基盤まで地盤改良した地盤改良体の概略範囲

(2) 防潮堤（自主設備）による敷地内地下水への影響

柏崎刈羽原子力発電所（大湊側）では、図 3-5 に示すように、主要施設を囲うように津波対策の自主設備として防潮堤（改良盛土）が設置されている。本項では、防潮堤の存在が敷地内の地下水の流れに与える影響について検討する。

防潮堤の代表断面を図 3-6 に示す。同図に示すように、防潮堤はセメント改良土で構築されており、地表面から深さ 1.0m までが改良範囲であり、基部の突起を含めてもその深さは 1.90m に留まる。それより下部は、砂が主体の埋戻土が分布していることから、防潮堤（改良盛土）敷地内の地下水の流れに影響を与えることはないと評価できる。

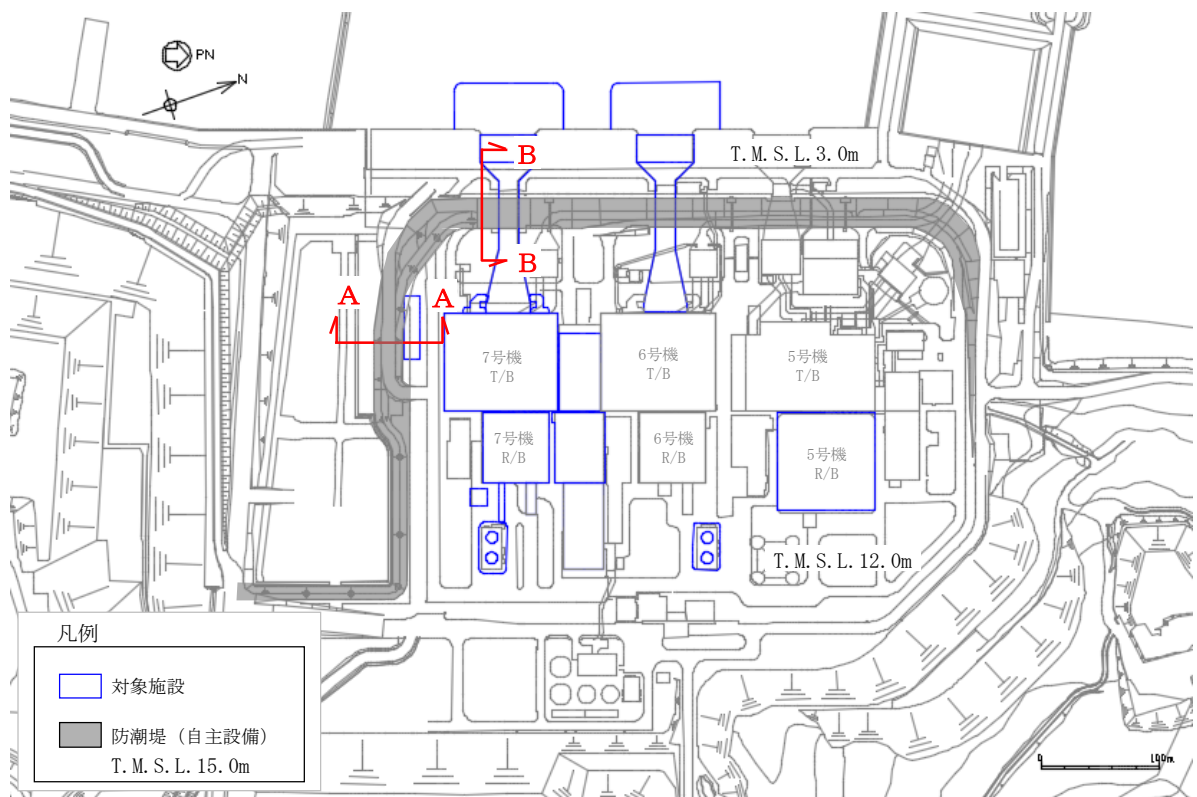
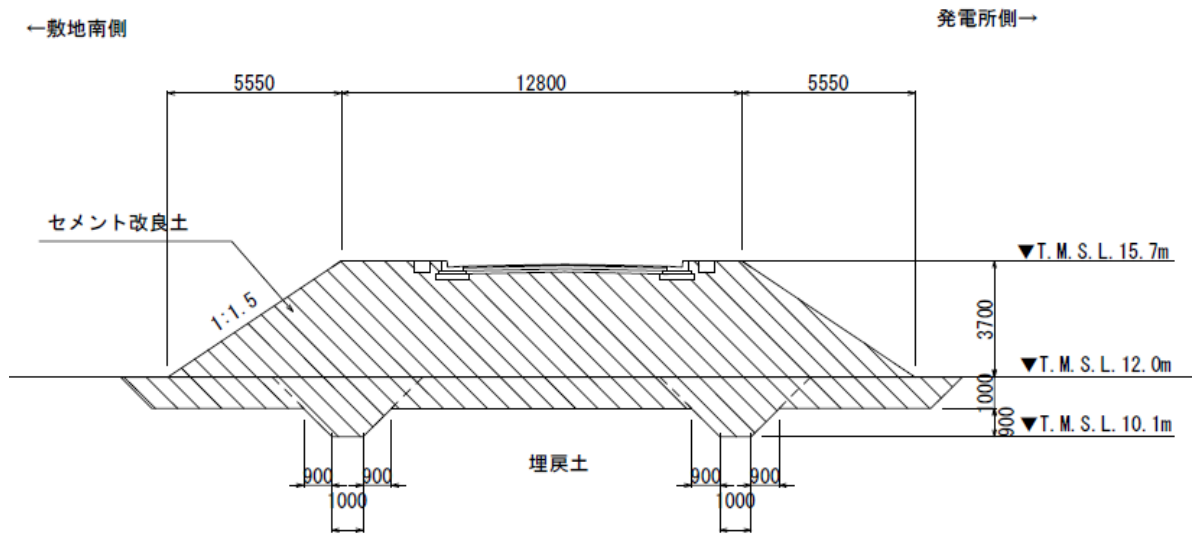
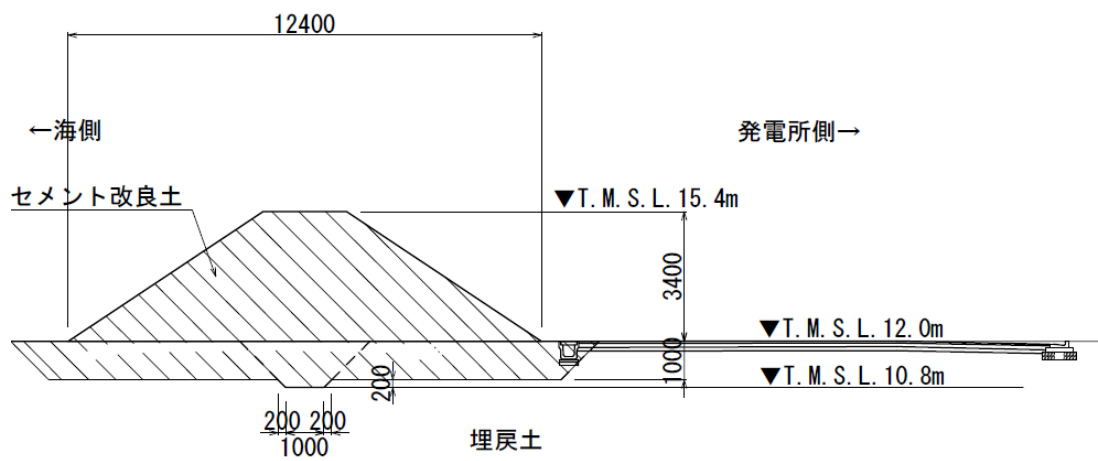


図 3-5 柏崎刈羽原子力発電所 大湊側敷地 防潮堤（自主設備）の範囲



(a) A-A断面



(b) B-B断面

図 3-6 防潮堤（自主設備）の代表断面図

### 3.3.2 耐震評価における地下水位を地表面に設定する施設

地下水排水設備の外側に配置される施設のうち、原子炉建屋よりも山側に配置される施設については、観測された地下水位が地表面標高に近いことから、保守的に地表面標高（T. M. S. L. 12. 0m）に地下水位を設定する。

また、海側の地表面標高 T. M. S. L. 3. 0mの敷地については、朔望平均満潮位 0. 49m よりも高い観測記録が得られていることを踏まえ、保守的に地表面標高（T. M. S. L. 3. 0m）に地下水位を設定する。

### 3.3.3 地下水位観測記録における変動要因の考慮

地下水排水設備の外側に配置される施設のうち、常設代替交流電源設備基礎、並びに 6、7号機取水路及び補機冷却用海水取水路（以下、これらを「取水路」という。）については、地下水位観測記録に基づき地表面より下に地下水位を設定する。

常設代替交流電源設備基礎については、当該施設の上流側に設置した「7GW-2 孔」を指標とし、取水路については、当該施設の近傍に設置された地下水位観測孔の中で最も高い地下水位を観測した「7GW-1 孔」を指標として、観測最高地下水位を上回る標高に耐震評価における地下水位を設定する。

ここで、地下水位観測記録に基づき耐震評価における地下水位を設定する場合、観測記録の変動要因（人為的要因・自然要因）を考慮し、適切に設定する必要がある。

以下では、地下水位観測記録に対する変動要因（人為的要因・自然要因）の影響を踏まえ、常設代替交流電源設備基礎及び取水路の耐震評価における地下水位の妥当性を確認する。

#### (1) 人為的要因（地下水排水設備の影響）の考慮

##### a. 観測記録に基づく地下水排水設備の影響評価

地下水位観測孔の近傍に地下水排水設備が設置されている場合、地下水位観測記録について地下水排水設備による地下水低下の影響を考慮する必要がある。

このため、地下水排水設備から十分に離れた位置にある別の地下水位観測孔に着目し、両者の地下水位標高及び地下水位傾向の比較を実施する。

以下では、常設代替交流電源設備基礎の地下水位設定の指標とした「7GW-2 孔」と、取水路の地下水位設定の指標とした「7GW-1 孔」の 2 孔に関し、地下水位観測記録における地下水排水設備の影響を分析する。

(a) 常設代替交流電源設備基礎（7GW-2孔）に関する地下水排水設備の影響分析  
 常設代替交流電源設備基礎の地下水位は、施設近傍に設置した7GW-2孔の観測最高地下水位 T. M. S. L. 6.31m に基づき、保守的に T. M. S. L. 8.0m としている。

地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-2孔，MW-2孔）の位置関係を図 3-7 に示す。同図より，7GW-2孔の近傍には，地下水排水設備から十分に離れた位置に MW-2孔が存在する。MW-2孔と7GW-2孔は敷地南側に設置されており，前述 2.1 のとおり，敷地南側の地下水は東側から西側に流下していると想定されることから，両孔の地下水位観測記録を比較し，地下水排水設備の影響を分析する。

7GW-2孔と MW-2孔の地下水位経時変化を図 3-8 に示す。これより，両孔の地下水位標高及び地下水位傾向はほぼ重なっていることから，7GW-2孔には地下水排水設備の影響はないと考えられる。

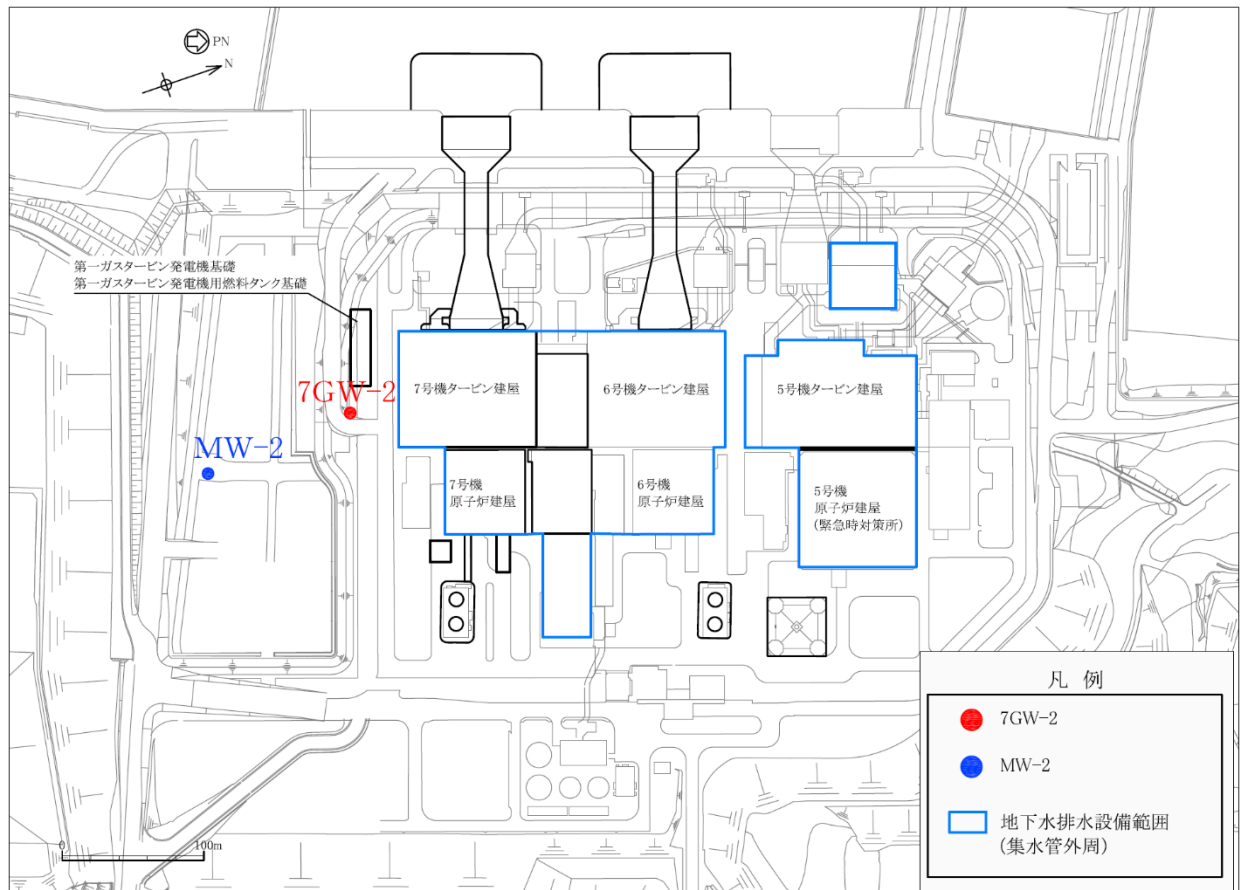
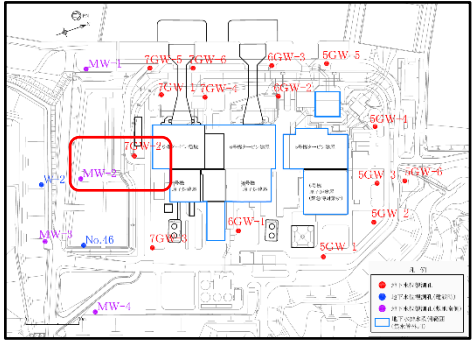
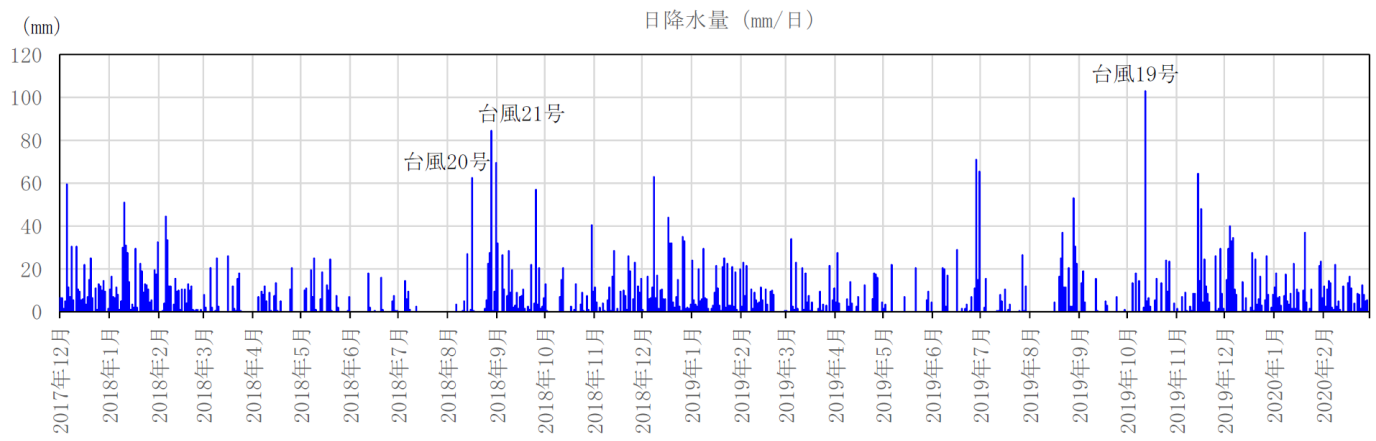
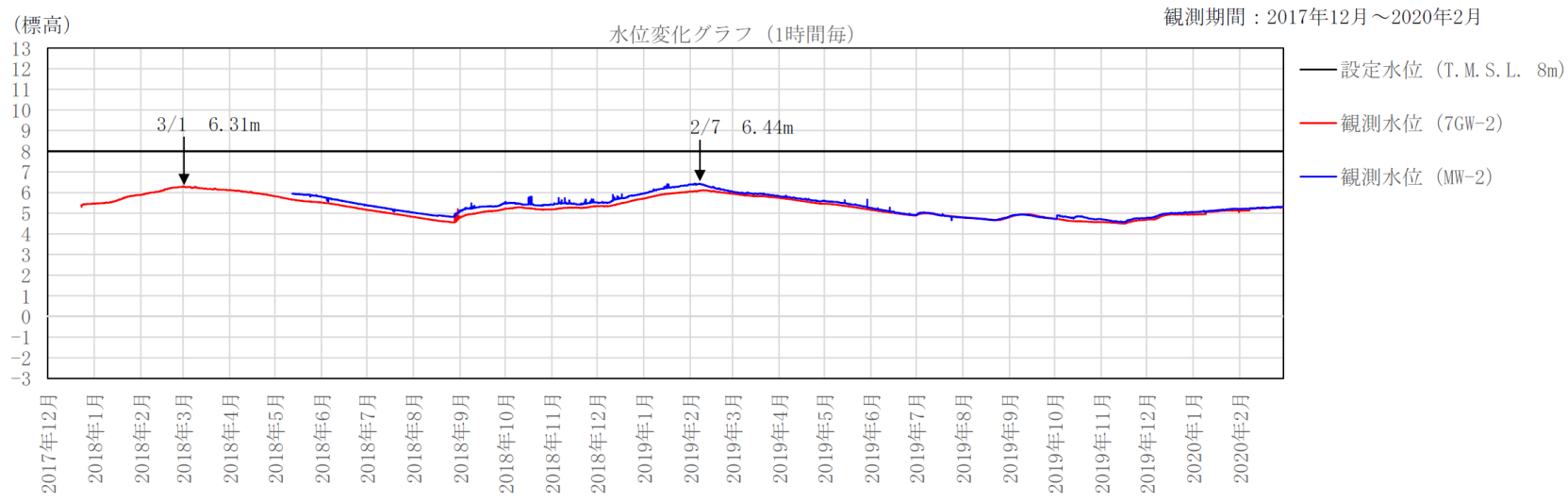


図 3-7 地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-2孔，MW-2孔）の位置関係



観測孔位置図

(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)

図 3-8 7GW-2 孔と MW-2 孔の地下水観測記録の比較

(b) 取水路（7GW-1孔）に関する地下水排水設備の影響分析

取水路は水路軸方向に地下水位が変化することを踏まえ、7号機の取水路の近傍に設置した7GW-1孔の観測最高水位 T.M.S.L. 3.16m に基づき、表 3-1 及び図 3-9 に示すように、ブロック毎に耐震評価に用いる地下水位を T.M.S.L. 3.0～8.0m に設定する。

なお、6号機の取水路の地下水位は、7号機の地下水位と比べて低いが、6号機の耐震評価に用いる地下水位は、保守的に7号機と同じ地下水位を設定する。

表 3-1 取水路の地下水位設定

| 施設            | 区分         | ブロック番号 | 設計地下水位<br>T.M.S.L. (m) | 備考                           |
|---------------|------------|--------|------------------------|------------------------------|
| 6, 7号機<br>取水路 | 漸縮部        | ②      | 3.0 (3.0)              | 地表面に設定                       |
|               |            | ③      |                        |                              |
|               | 一般部        | ④      | 3.0～5.0 (5.0)          | 近傍観測孔の観測<br>記録に基づき保守<br>的に設定 |
|               |            | ⑤      |                        |                              |
|               |            | ⑥      |                        |                              |
|               |            | ⑦      |                        |                              |
|               | 漸拡部        | ⑧      | 5.0 (5.0)              |                              |
|               |            | ⑨      |                        |                              |
|               |            | ⑩      |                        |                              |
|               |            | ⑪      |                        |                              |
|               | 補機冷却用海水取水路 | —      | 8.0 (8.0)              |                              |

注：( ) 内の数値は、構造物の浮上り評価で用いる地下水位

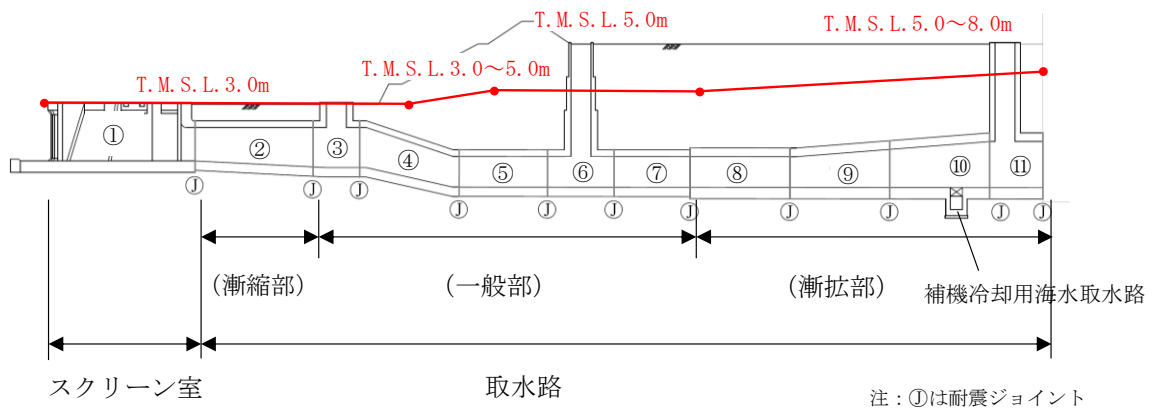


図 3-9 取水路の地下水位設定の概要図



地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-1孔，7GW-5孔）の位置関係を図3-10に示す。なお，7GW-1孔及び7GW-5孔は海に近い位置にあることから，潮位\*も併せて示す。7GW-1孔の近傍には，地下水排水設備から十分に離れた位置に7GW-5孔が存在する。7GW-5孔は7GW-1孔よりも下流側に位置していることから，両孔の地下水位観測記録を比較し，地下水排水設備の影響を分析する。

7GW-1孔と7GW-5孔の地下水位経時変化を図3-11に示す。両孔の地下水位標高及び地下水位傾向はほぼ重なっているが，7GW-1孔の地下水位標高が7GW-5孔よりも低くなる時期も認められる。両孔の水位差が生じた時期（2018年4月～7月）は，近傍で地盤改良工事が実施されており，この時の工事揚水が影響した可能性があるものの，地下水排水設備による影響も否定できない。潮位の影響に関しては，潮位と地下水位との間に相関性は認められないことから，潮位変動が地下水位に与える影響は限定的であると考えられる。

一方，耐震評価に用いる地下水位（T.M.S.L.5.0m）に対しては，7GW-1孔の最高観測水位（T.M.S.L.3.16m）に，7GW-1孔と7GW-5孔との最大水位差1.02mを加算した場合でも設定水位以下（T.M.S.L.4.18m）であることから，耐震評価に用いる地下水位は妥当であると考えられる。

注記\*：潮位は，柏崎市の天文潮位を示す。（気象庁 潮位表 柏崎（KASHIWAZAKI）より引用）

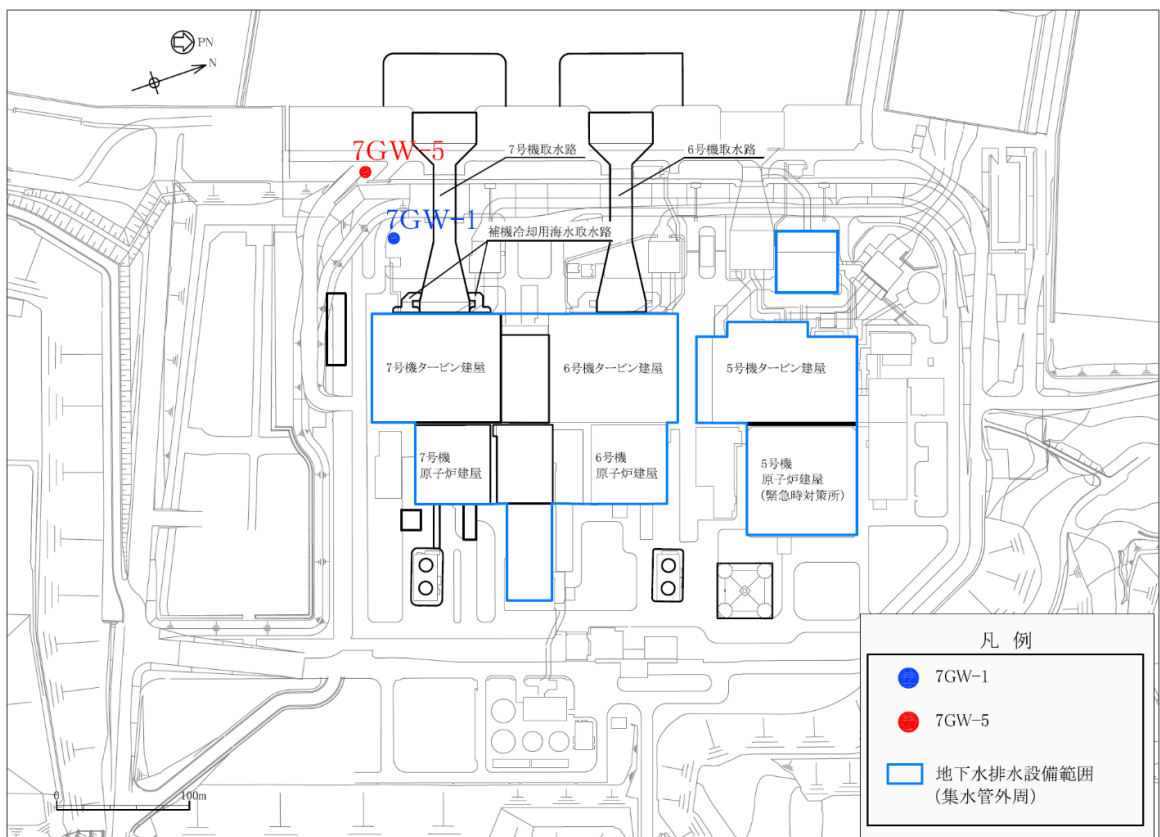


図3-10 地下水排水設備と地下水位観測孔（7GW-1孔，7GW-5孔）の位置関係

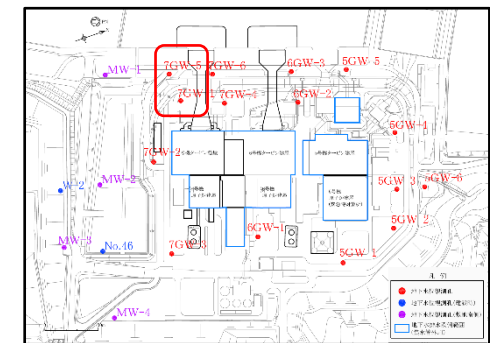
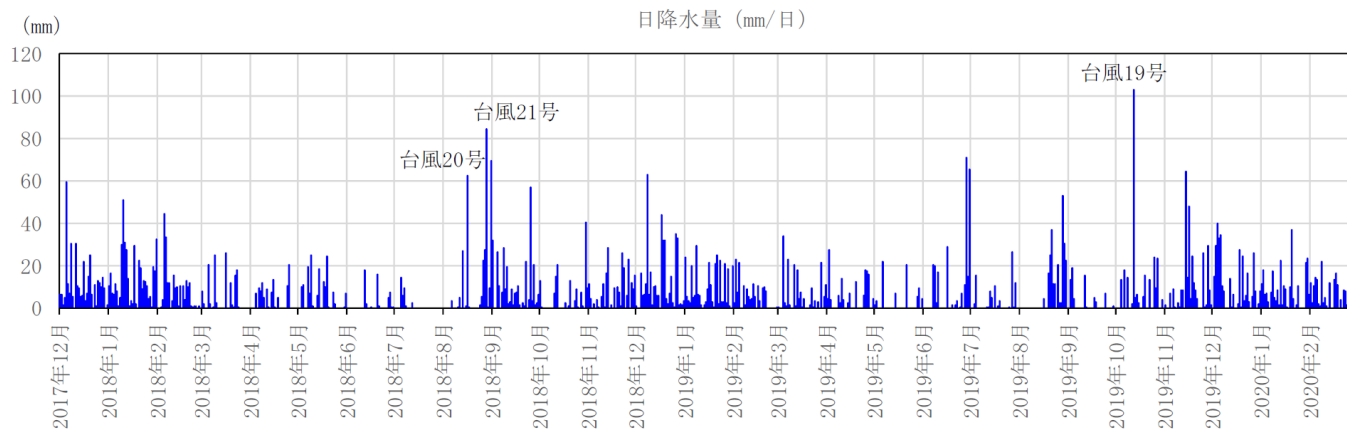
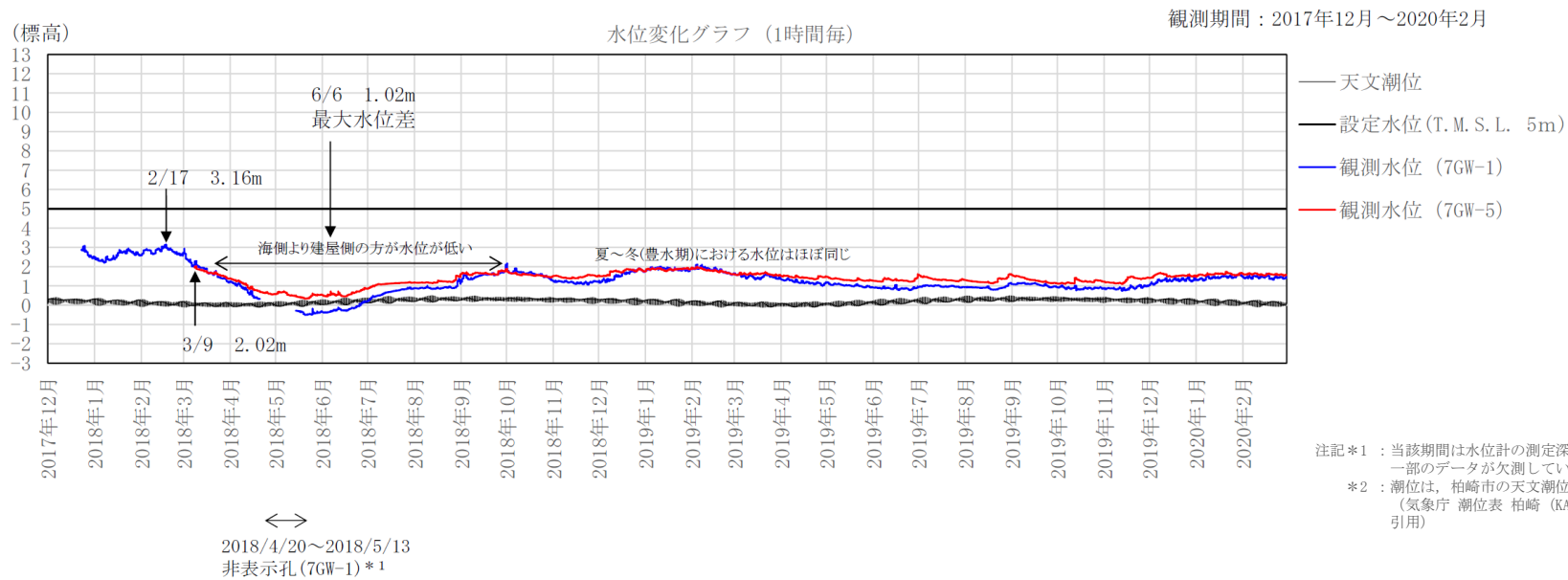


図 3-11 7GW-1 孔と 7GW-5 孔の地下水位観測記録の比較

b. 地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位低下量の評価

地下水排水設備の揚水実績に基づき、近傍の地下水位観測孔における地下水位の低下量を簡易な算定方法により求め、地下水排水設備の影響を定量的に評価する。地下水排水設備の揚水範囲の概念図を図 3-12 に示す。

地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位低下量  $\Delta H$  の算定方法を下記に示す。

- ① 地下水位観測孔の近傍に位置する地下水排水設備のサブドレンピット (7T-6) に着目する。地下水は集水管を通してサブドレンピットに流入した後、揚水されることから、揚水範囲はサブドレンピットを中心とする同心円状の範囲と仮定する。ただし、地下水排水設備による揚水範囲は、建屋とラップする範囲を除く範囲とする。よって、揚水面積  $A$  ( $m^2$ ) は、(式 1) により求められる。

$$A = R^2 \times \pi - A_T \quad (\text{式 1})$$

ここで、

$R$  : サブドレンポンプ (7T-6) と地下水位観測孔 (7GW-1, 7GW-2) までの距離 (m)

$A_T$  : 建屋とラップする面積 (円の 4 分の 1 とする)

- ② 揚水面積  $A$  ( $m^2$ ) とサブドレンピット (7T-6) の揚水実績  $Q$  ( $m^3$ /日) より、単位面積あたりの揚水量  $Q_e$  (m/日) を(式 2) により算定する。なお、揚水実績  $Q$  ( $m^3$ /日) は平成 20 年度から平成 31 年度までのサブドレンピット (7T-6) における揚水実績値の最大値とする。

$$Q_e = Q \div A \quad (\text{式 2})$$

- ③ 飽和状態の土中の間隙から流出した地下水の体積量に応じて地盤の地下水位が低下するとした場合、単位面積あたりの揚水量  $Q_e$  (m/日) を土中に占める間隙水の割合を示す間隙率  $n^*$  で除すことにより、地下水位観測孔における日あたりの地下水位低下量  $\Delta H$  (m/日) を(式 3) により算定する。

$$\Delta H = Q_e \div n \quad (\text{式 3})$$

地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位観測孔 (7GW-1, 7GW-2) における地下水位低下量  $\Delta H$  の算定結果を表 3-2 に示す。これより、地下水排水設備の揚水実績から算定した日あたりの地下水位低下量  $\Delta H$  は 0.01 (m/日) と評価されることから、地下水排水設備の揚水が地下水位観測孔に与える影響はないと評価できる。

注記\* : 土は、空気、水、土粒子の三相で構成されている。空気と水が占める部分は「間隙」と呼ばれる。間隙率 $n$ は全体の体積 $V$ に対する間隙の体積( $V_v = V_a + V_w$ )の比率を表し、 $n = V_v / V$ で定義される。本検討では、地下水位以深の地盤の状態は飽和状態であることから、空気の体積 $V_a$ は0とし、 $n = V_w / V$ とする。

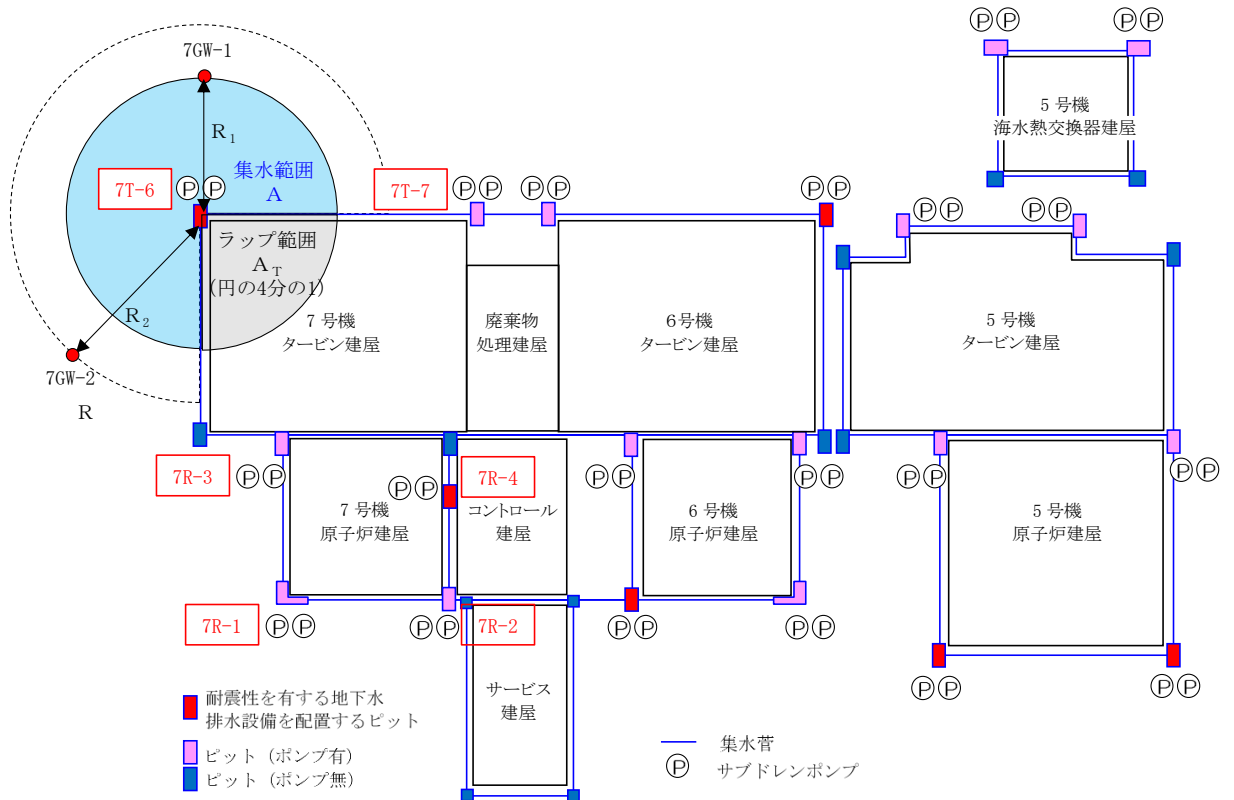


図 3-12 地下水排水設備の揚水範囲の概念図

表 3-2 地下水排水設備の揚水実績に基づく地下水位低下量  $\Delta H$  の算定結果

|              | 項目                  | 取水路        |                         | 常設代替交流電源設備 |                         | 備考                                  |
|--------------|---------------------|------------|-------------------------|------------|-------------------------|-------------------------------------|
| 対象           | 地下水位孔               | 7GW-1      |                         | 7GW-2      |                         |                                     |
|              | サブドレンピット            | 7T-6       |                         | 7T-6       |                         |                                     |
| 条件           | 地下水排水設備の揚水面積        | A          | 8202 m <sup>2</sup>     | A          | 10577 m <sup>2</sup>    | $A = R^2 \times \pi - A_T$          |
|              | 建屋ラップ面積             | $A_T$      | 2733 m <sup>2</sup>     | $A_T$      | 3525 m <sup>2</sup>     | $A_T = (1/4) \times R^2 \times \pi$ |
|              | サブドレンピットと地下水位孔までの距離 | $R_1$      | 59 m                    | $R_2$      | 67 m                    |                                     |
|              | 日あたりの揚水量            | Q          | 45 m <sup>3</sup> /日    | Q          | 45 m <sup>3</sup> /日    | H20~H30年度実績の最大値                     |
|              | 単位面積あたりの揚水量         | $Q_e$      | 0.005 m <sup>3</sup> /日 | $Q_e$      | 0.004 m <sup>3</sup> /日 | $Q_e = Q \div A$                    |
|              | 土の間隙率               | n          | 0.45                    | n          | 0.45                    | 埋戻土                                 |
| 日あたりの地下水位低下量 |                     | $\Delta H$ | 0.01 m/日                | $\Delta H$ | 0.01 m/日                | $\Delta H = Q_e \div n$             |

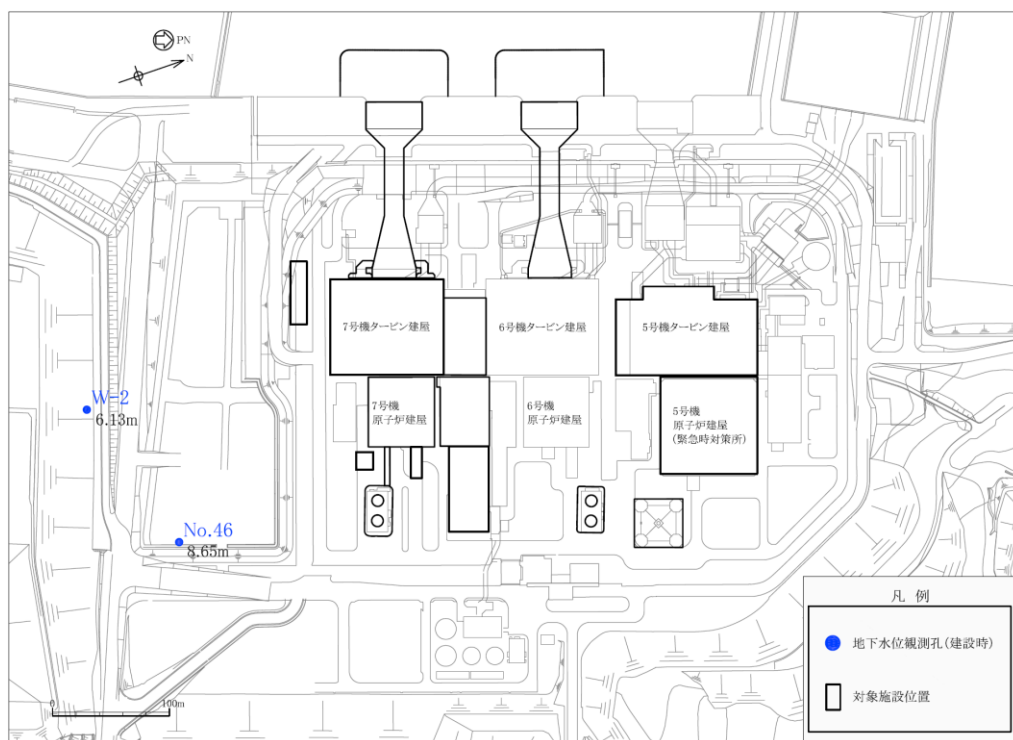
c. 建設時の地下水位変動とその要因

建設時に設置されていた地下水位観測孔（No. 46 孔及び W-2 孔）の位置図を、図 3-13 に示す。また、建設時の地下水位を図 3-14 に示す。図 3-14 には、地下水位に影響を与える可能性のあるイベント（5 号機～7 号機の本館基礎掘削等）の実施時期も併せて示す。なお、No. 46 孔及び W-2 孔は、現在両孔とも撤去されている。

敷地南側に設置されていた No. 46 孔については、1988～1994 年度（欠測期間のある 1991 年度を除く）の期間において、平均地下水位 T. M. S. L. 7.3m であり、T. M. S. L. 5.2～8.7m の幅で水位変動があるが、季節変動以外の長期的な水位変動は認められない。なお、No. 46 孔の設置場所（軽油タンク基礎近傍）では、工事計画認可申請における耐震評価の地下水位は、地表面に設定されている。

中央土捨場の斜面に設置されていた W-2 孔については、1988～1990 年度までは、平均地下水位は T. M. S. L. 2.5m であったが、1991 年頃を境として、平均地下水位が 5.2m となり、地下水位の傾向が変化している。この地下水位変化の要因としては、図 3-15 に示すように、敷地南側に砂取り場として掘削していた場所での盛立てが行われていること、また、同時期における中央土捨場の法面整備に伴って W-2 孔の設置標高も変わっており\*、このことから、周辺の土地造成に伴って、地下水の流動場が変化した可能性が考えられる。

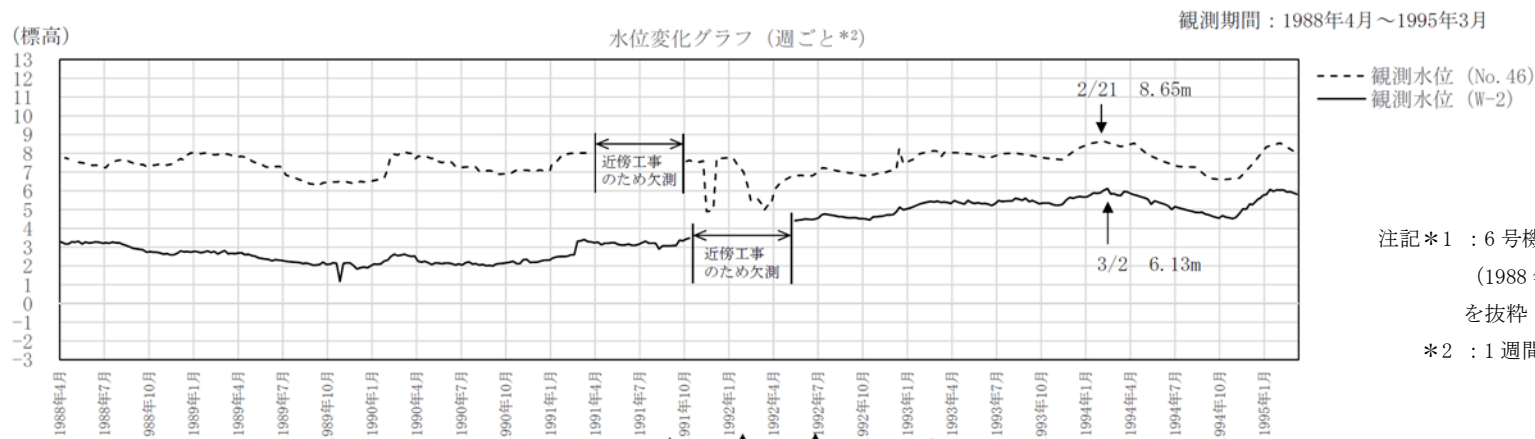
注記\* : 中央土捨場の造成に伴い、W-2 観測孔の地表面標高は、(1991 年) T. M. S. L. 17.7m から (1993 年) T. M. S. L. 9.6m に変化



注： 図中の数値は、各地下水位観測孔の観測最高地下水位の標高（T. M. S. L.）を示す。

図 3-13 建設時の観測孔（No. 46 孔, W-2 孔）の観測位置図

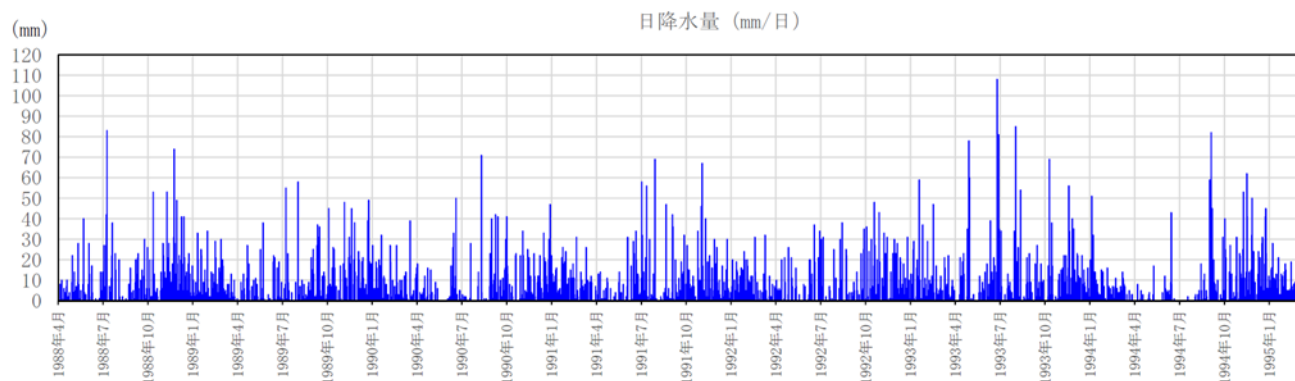
○建設時の観測データ\*1



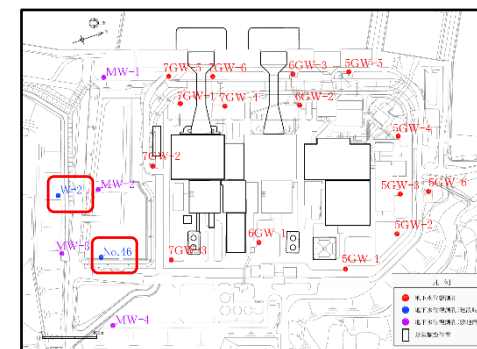
注記\*1：6号機本館基礎開始前後の計測期間  
(1988年4月～1995年3月)の記録  
を抜粋

\*2：1週間ごとの記録

6号機本館基礎掘削工事着工 (1991年9月) 7号機本館基礎掘削工事完了 (1993年3月)  
6号機本館基礎掘削工事完了 (1992年7月)  
7号機本館基礎掘削工事着工 (1992年2月)

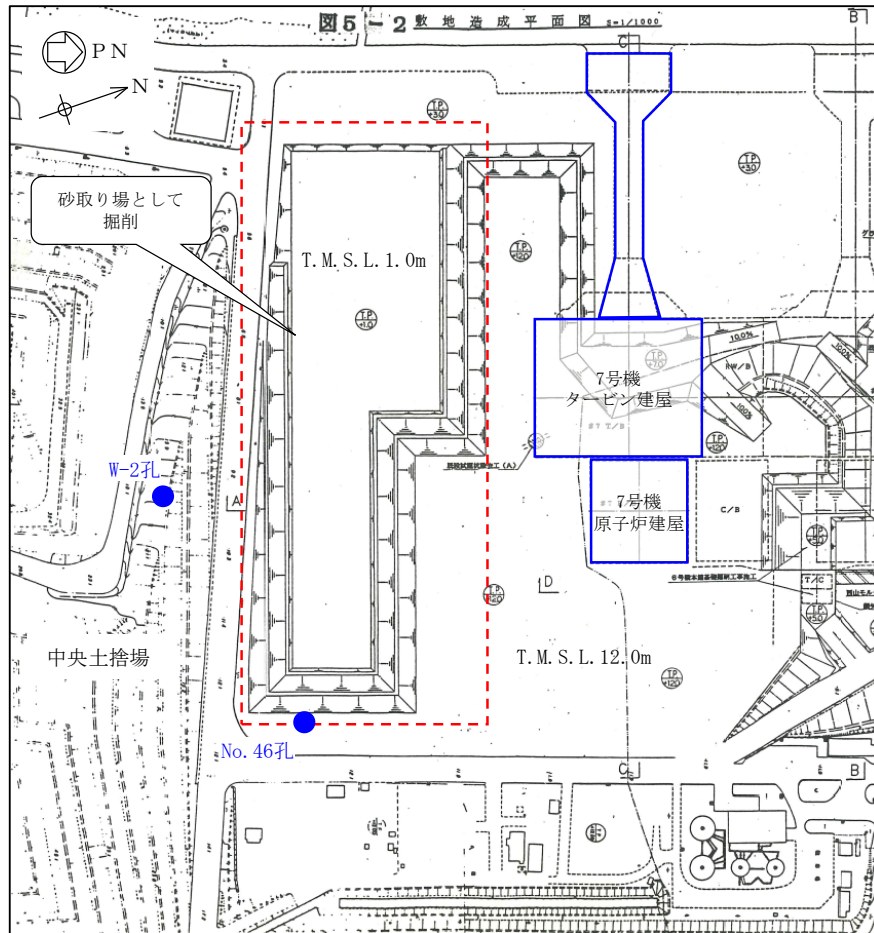


(気象庁アメダス柏崎観測所の降水量データを引用)



観測孔位置図

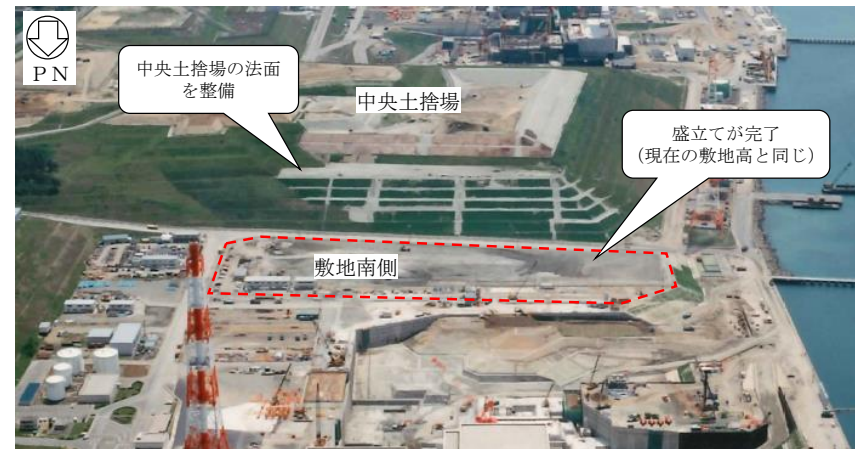
図 3-14 建設時の地下水位観測記録と降水量データ (図 1-10 の再掲)



敷地造成 平面図 (盛立て前)



1991 (平成3年) 年11月7日撮影



1992 (平成4年) 年6月2日撮影

図 3-15 建設時の敷地南側の状況



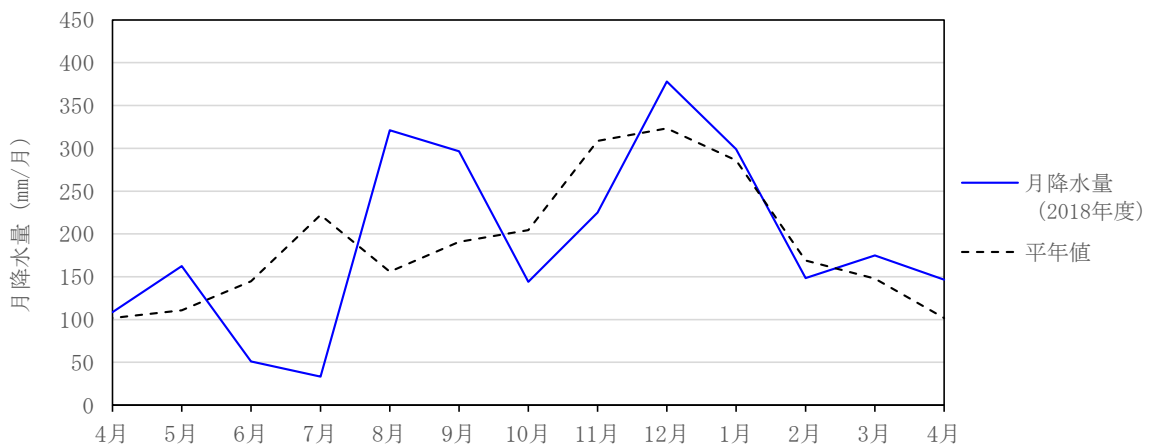
(2) 自然要因の考慮

a. 柏崎地点の観測期間における降雨分析

気象庁アメダスの観測記録に基づき、柏崎地点における平年値（1981年～2010年の30年間の平均値）と敷地内の地下水位の観測期間（2018年度）との降雨量を比較した。柏崎地点における平年値と2018年度の降水量の比較結果を図3-16に示す。

グラフより、敷地内の地下水位観測期間である2018年度は平年値と比較して、6～7月は平年値よりも降水量が少ない時期があるものの、敷地内の地下水位が高くなる12月～3月にかけては平年並みの降雨が降っていることがわかる。

以上より、自然要因として年間の降雨のばらつきを考慮しても、敷地内の地下水位の観測期間（2018年度）の降雨量は、概ね平年並みであり、特異性はないと判断できる。



注：気象庁アメダスより柏崎地点における観測記録に基づきグラフ化

図 3-16 柏崎地点における平年値と2018年度の降水量の比較結果

b. 建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき

建設前後7年間連続観測しており主要施設よりも上流側(山側)に位置するNo.46孔に着目し、1988～1994年度(欠測期間のある1991年度を除く)における年度別の最高地下水位を整理した。また、工事の影響により地下水位が安定している期間は3か年程度と短いものの、W-2孔についても同様の整理を行った。

観測期間年度別(1988～1994)の最高地下水位を表3-3に示す。同表より、No.46孔の年度別の最高地下水位の平均はT.M.S.L.8.27mであり、年によって-0.25～+0.38mの水位変動が認められ、W-2孔については、年度別の最高地下水位の平均T.M.S.L.5.88mであり、年によって-0.43～+0.25mの水位変動が認められる。

以上より、観測期間における自然要因に起因するばらつきとして、建設時の観測記録を踏まえると、年によって最高地下水位は-0.25～+0.38m程度のばらつきを有しており、上昇側の変動幅としては0.38m≒0.40m程度と評価できる。

表 3-3 観測期間年度別(1988～1994年度)の最高地下水位

|                   | No. 46    |                    | W-2                                          |                    |           |
|-------------------|-----------|--------------------|----------------------------------------------|--------------------|-----------|
|                   | 最高地下水位(m) | 観測日時               | 最高地下水位(m)                                    | 観測日時               |           |
| 1988年度            | 8.05      | 1989/1/10          | 土地造成の影響により、<br>1991年以降との水位傾向が<br>異なるため対象外とした |                    |           |
| 1989年度            | 8.09      | 1990/3/13          |                                              |                    |           |
| 1990年度            | 8.02      | 1991/3/26          |                                              |                    |           |
| 1991年度            | 欠測        | —                  | 欠測                                           | —                  |           |
| 1992年度            | 8.23      | 1992/12/27         | 5.45                                         | 1993/3/16          |           |
| 1993年度            | 8.65      | 1994/2/21          | 6.13                                         | 1994/3/2           |           |
| 1994年度            | 8.55      | 1995/2/21          | 6.07                                         | 1995/1/31          |           |
| 観測期間<br>1988～1994 | 最大        | 8.65               | 1994/2/21                                    | 6.13               | 1994/3/2  |
|                   | 最小        | 8.02               | 1991/3/26                                    | 5.45               | 1993/3/16 |
|                   | 平均        | 8.27               | —                                            | 5.88               | —         |
|                   | 変動幅       | -0.25～+0.38 (0.63) |                                              | -0.43～+0.25 (0.68) |           |

注：( )内の数値は建設時の観測期間における最高水位の最大値と最小値の差

(3) 変動要因を踏まえた耐震評価における地下水位の妥当性確認

前述の(1)及び(2)の検討を踏まえ、地表面より下に地下水位を設定している対象施設(常設代替交流電源設備基礎及び取水路)について、耐震評価における地下水位設定の妥当性を検討する。

検討では、対象施設の設置範囲内の観測地下水位に、変動要因として前述の(2)で示した建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき(平均水位に対する上昇側の変動幅0.4m)を考慮し、耐震評価における地下水位と比較することにより、地下水位設定の妥当性を確認する。検討結果を下記に示す。

(a) 常設代替交流電源設備基礎(T. M. S. L. 8.0m)の地下水位設定

図3-17に、常設代替交流電源設備基礎の設置位置における地下水位分布図を示す。

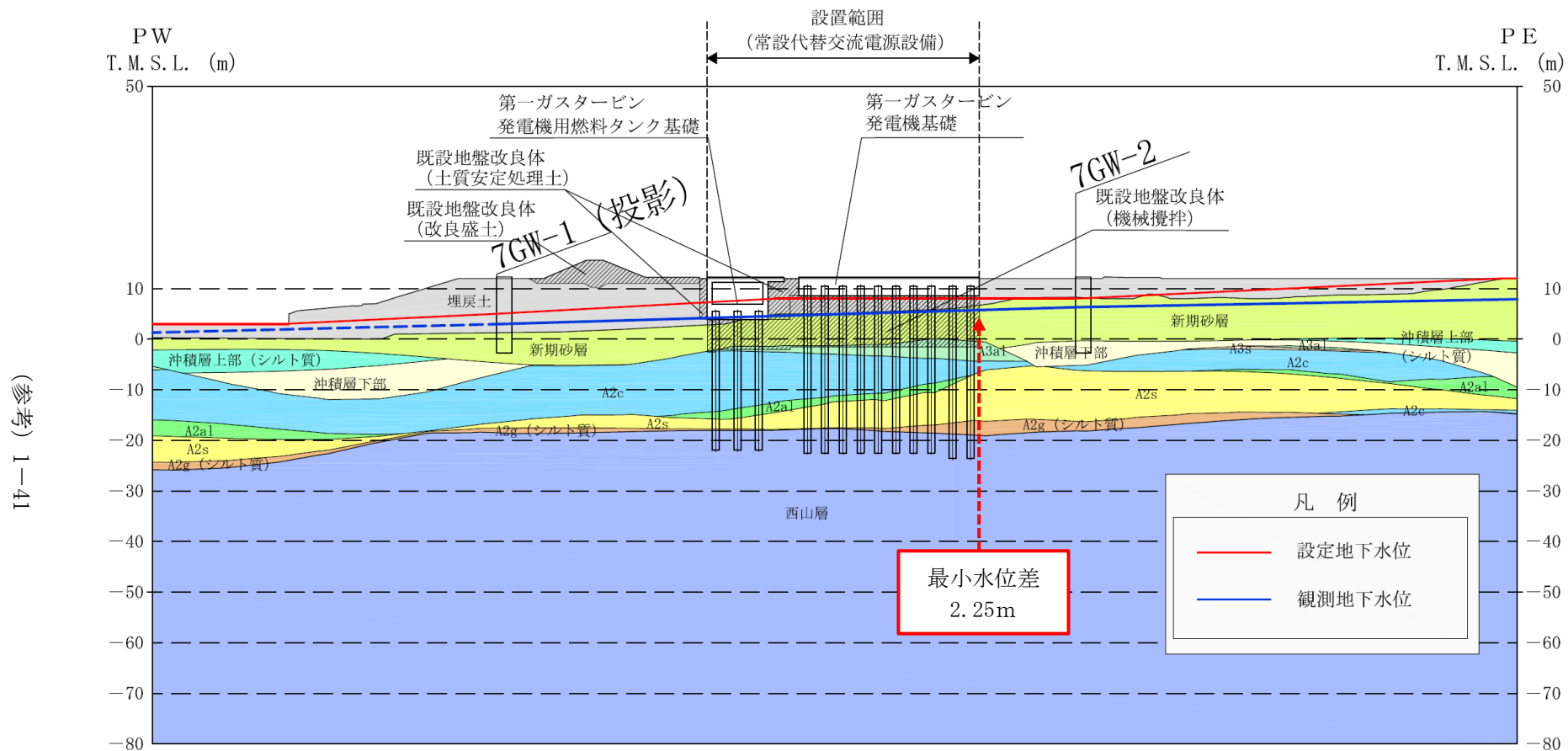
常設代替交流電源設備基礎の設置区間において、観測地下水位と耐震評価に用いる地下水位の水位差は、最も余裕が少ない箇所で「2.25m」と算定される。これより、変動要因として建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき「0.4m」を考慮しても、耐震評価に用いる地下水位は十分な裕度を確保していると評価できる。

(b) 取水路(T. M. S. L. 3.0~8.0m)の地下水位設定

図3-18に、取水路の設置位置における地下水位分布図及び耐震評価に用いる地下水位を示す。

取水路の設置区間において、観測地下水位と耐震評価に用いる地下水位の水位差は、最も余裕が少ない箇所で「1.84m」と算定される。これより、変動要因として建設時の観測記録に基づく観測最高地下水位のばらつき「0.4m」を考慮したとしても、耐震評価に用いる地下水位は十分な裕度を確保していると評価できる。

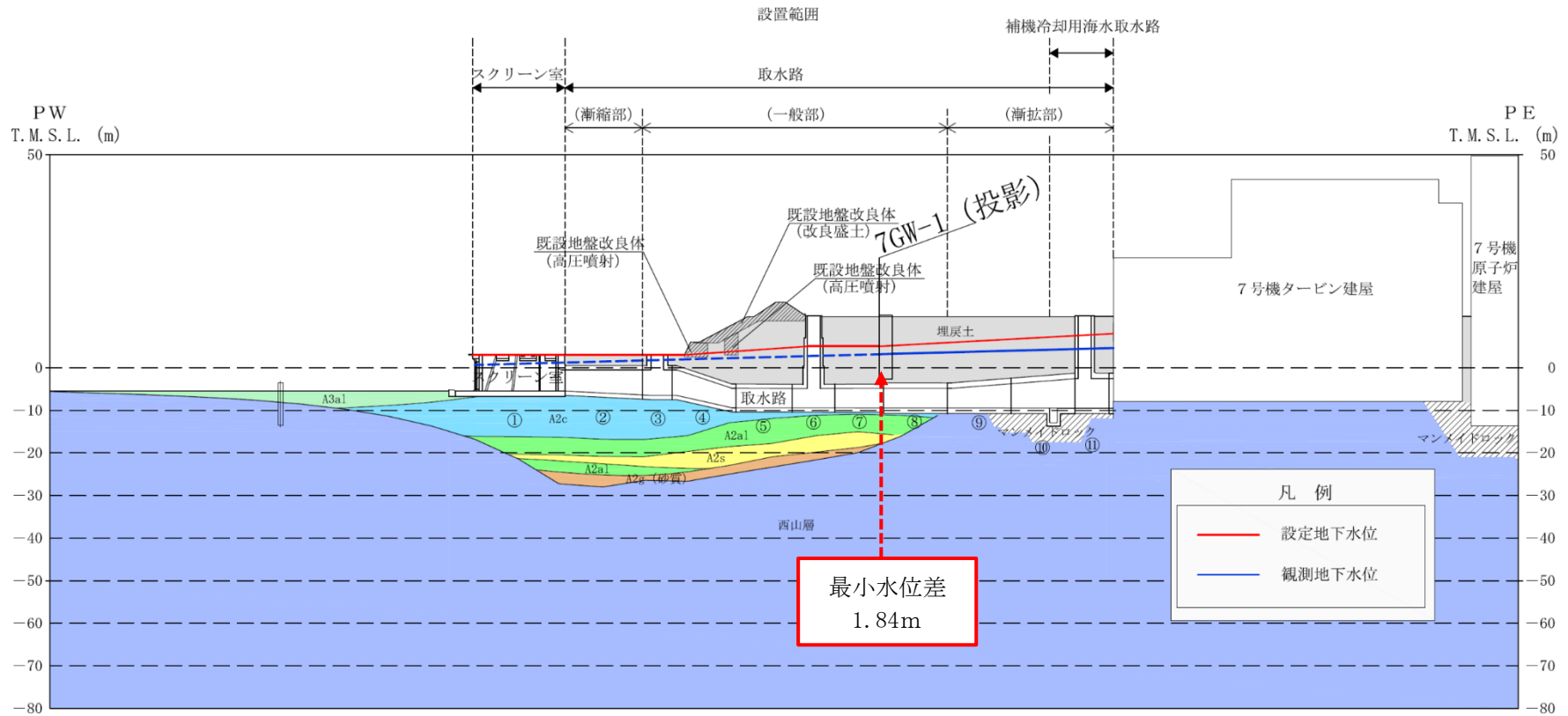
以上より、耐震評価に用いる地下水位は、観測記録に基づき変動要因を考慮した保守的な設定であると判断できる。



(参考) 1-41

注：耐震評価に用いる地下水位に対する常設代替交流電源設備基礎の設置範囲における地下水位の余裕が最も小さい日時（2018年3月1日06:00）のデータ

図 3-17 常設代替交流電源設備基礎の設置範囲における地下水位の分布と耐震評価に用いる地下水位との関係



注1： 図中の番号 (①～⑩) は取水路のブロック番号を示す。

注2： 耐震評価に用いる地下水位に対する取水路の設置範囲における地下水位の余裕が最も小さい日時 (2018年2月17日03:00) のデータ

図 3-18 取水路の設置範囲における地下水位の分布と耐震評価に用いる地下水位との関係

3.3.4 耐震評価に用いる地下水位の設定（地下水排水設備の外側に配置する施設）

地下水排水設備の外側に配置する施設のうち、原子炉建屋よりも山側に位置する施設並びに海側の地表面標高 T.M.S.L. 3.0mにある施設については、観測記録に基づき、保守的に地下水位を地表面に設定する。

地下水排水設備の外側に配置する施設のうち、常設代替交流電源設備基礎及び取水路については、地下水位の変動要因（人為的要因・自然要因）を考慮した上で、観測記録に基づき耐震評価における地下水位を設定する。

以上より、地下水排水設備よりも外側に位置する施設については、耐震評価における地下水位を表 3-4 のとおりに設定する。

表 3-4 耐震設計における各対象施設の地下水位一覧

| 対象施設       |                                                      | 観測最高水位<br>(近傍観測孔)            | 耐震評価における<br>地下水位           | 施設位置における<br>最小水位差*<br>(必要裕度) |
|------------|------------------------------------------------------|------------------------------|----------------------------|------------------------------|
| 建物・<br>構築物 | 大物搬入建屋<br>格納容器圧力逃がし装置基礎                              | T. M. S. L. 9.41m<br>(7GW-3) | T. M. S. L. 12.0m<br>(地表面) | —                            |
|            | 5号機 主排気筒                                             | T. M. S. L. 8.50m<br>(5GW-1) | T. M. S. L. 12.0m<br>(地表面) | —                            |
| 土木<br>構造物  | 6, 7号機取水護岸                                           | T. M. S. L. 2.13m            | T. M. S. L. 3.0m           | —                            |
|            | 6, 7号機スクリーン室                                         | (7GW-6)                      | (地表面)                      | —                            |
|            | 6, 7号機取水路<br>補機冷却用海水取水路                              | T. M. S. L. 3.16m<br>(7GW-1) | T. M. S. L. 3.0m~8.0m      | 1.84m<br>(0.40m)             |
|            | 常設代替交流電源設備基礎<br>(第一ガスタービン発電機基礎, 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎) | T. M. S. L. 6.31m<br>(7GW-2) | T. M. S. L. 8.0m           | 2.25m<br>(0.40m)             |
|            | 6, 7号機軽油タンク基礎                                        | T. M. S. L. 10.46m           | T. M. S. L. 12.0m          | —                            |
|            | 燃料移送系配管ダクト<br>非常用ディーゼル発電設備燃料移送<br>ポンプ防護板             | (6GW-1)                      | (地表面)                      | —                            |

注記\*：耐震評価における地下水位を地表面に設定している対象施設は「—」としている。

(参考資料 2) 解析用物性値の代用の考え方

1. 有効応力解析における解析用物性値の代用の考え方

工事計画認可申請における細分化した地質区分において、「分布範囲が狭い地層」、または「層厚が薄い地層」については、「同時代に堆積し、施設直下及び直近に分布する代表的な地層」により解析用物性値を代用する。解析用物性値を代用する地層に対しては、物理特性、速度特性、強度特性、液状化強度特性を比較することにより代用の妥当性を確認する。

本項では、他の地質区分の試験結果で代用する地層について、有効応力解析における解析用物性値の設定における考え方を示す。

表 1-1 及び表 1-2 に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一覧を示す。

表 1-1 解析用物性値の設定根拠 (液状化検討対象層)

| 物性値   |                          | 地質区分                        | 埋戻土                    | 新期砂層・沖積層 |                             |       | 古安田層 |      |              |       |
|-------|--------------------------|-----------------------------|------------------------|----------|-----------------------------|-------|------|------|--------------|-------|
|       |                          |                             |                        | 新期砂層     | 沖積層上部<br>(砂質)               | 沖積層下部 | A2s層 | A3s層 | A2g層<br>(砂質) | A1g層  |
| 物理特性  | 密度 $\rho$                | 物理試験                        |                        |          | 物理試験                        |       |      |      | A2s層で代用      |       |
|       | 間隙率 $n$                  | 物理試験                        |                        |          | 物理試験                        |       |      |      |              |       |
| 変形特性  | 動せん断弾性係数 $G_{ms}$        | PS検層によるS波速度, 密度に基づき設定       |                        |          | 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 $\sigma_{ms}'$ | 慣用値                         | G <sub>ms</sub> に対応する値 |          | G <sub>ms</sub> に対応する値      |       |      |      |              |       |
|       | ポアソン比 $\nu$              | 慣用値<br>(PS検層)               | 慣用値                    |          | 慣用値                         |       |      |      |              |       |
|       | 減衰定数の上限値 $h_{max}$       | 動の変形特性に基づき設定                |                        |          | 動の変形特性に基づき設定                |       |      |      |              |       |
| 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 $\phi_p$             | 液状化強度試験結果<br>に基づく要素シミュレーション |                        |          | 液状化強度試験結果<br>に基づく要素シミュレーション |       |      |      |              |       |
|       | 液状化パラメータ                 |                             |                        |          |                             |       |      |      |              | $S_1$ |
|       |                          |                             |                        |          |                             |       |      |      | $w_1$        |       |
|       |                          |                             |                        |          |                             |       |      |      | $p_1$        |       |
|       |                          |                             |                        |          |                             |       |      |      | $p_2$        |       |
| $c_1$ |                          |                             |                        |          |                             |       |      |      |              |       |

注： 図中の赤枠は、他の地質区分の試験結果で代用している地層を示す。

表 1-2 解析用物性値の設定根拠（非液状化検討対象層）

| 物性値  |                          | 地質区分                     | 埋戻土Ⅱ | 新期砂層・沖積層             | 古安田層 |       |      |         |
|------|--------------------------|--------------------------|------|----------------------|------|-------|------|---------|
|      |                          |                          |      | 沖積層上部<br>(シルト質)      | A3c層 | A3a1層 | A2c層 | A2a1層   |
| 物理特性 | 密度 $\rho$                | 物理試験                     |      | 物理試験                 |      |       |      | A2c層で代用 |
|      | 間隙率 $n$                  | 物理試験                     |      | 物理試験                 |      |       |      |         |
| 変形特性 | 動せん断弾性係数 $G_{ms}$        | PS検層によるS波速度，<br>密度に基づき設定 |      | 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 $\sigma_{ms}'$ | $G_{ms}$ 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 $\phi'$            |                          |      |                      |      |       |      |         |

注： 図中の赤枠は、他の地質区分の試験結果で代用している地層を示す。



1.1 他の地質区分の解析用物性値で代用する地層の妥当性確認の方針

他の地質区分の解析用物性値で代用する場合は、同年代に堆積した地層の試験結果と比較し、物理特性、速度特性、強度特性、液状化強度特性を比較することにより、代用の妥当性を確認する。

ここで、液状化検討対象層においては、「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」及び「液状化強度特性」を比較する。非液状化検討対象層においては、「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」を比較する。各特性で着目する比較指標とその選定理由を表 1-3 に示す。

表 1-3 解析用物性値の代用における比較指標と選定理由

| 特性      | 比較指標                                                 | 選定理由                                                              |
|---------|------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| 物理特性    | 粒度分布, 湿潤密度 $\rho_t$ , 含水比 $w$ , 間隙比 $e$ , 塑性指数 $I_p$ | 地盤材料の基本的な特性値を示すパラメータであることから選定した。                                  |
| 速度特性    | せん断波速度 $V_s$                                         | 初期せん断弾性係数を規定するパラメータであることから選定した。                                   |
| 強度特性    | 粘着力 $c'$ , 内部摩擦角 $\phi'$<br>or N 値                   | せん断強度を規定するパラメータであることから選定した。力学試験の結果が得られない場合は、強度定数と相関性がある N 値を比較する。 |
| 液状化強度特性 | N 値, 細粒分含有率 $F_c$ , 液状化強度比 $R_L$                     | 道路橋示方書における液状化判定に用いられる指標であることから選定した。                               |

1.2 他の地質区分の解析用物性値で代用する地層のばらつきについて

地盤剛性のばらつきは、参考資料 4「2.3 地盤剛性及び液状化強度特性のばらつきを考慮した解析ケース」に示すとおり、PS 検層の結果に基づいて、耐震評価において地盤物性のばらつき ( $\pm 1\sigma$ ) を考慮した解析ケースを実施する。

ここで、他の地質区分の解析用物性値で代用する地層については、「分布範囲が狭い地層」、または「層厚が薄い地層」であることから、同年代に堆積し、施設直下及び直近に分布する代表的な地層の解析用物性値で代用することが妥当であると判断した地質区分については、ばらつきの評価も含めて代用する。

## 2. 代用する地層（A2s 層）について

古安田層の A2s 層は、大湊側敷地に広く分布する地層である。A2s 層は古安田層（液状化検討対象層）の代表的な地層として、他の古安田層の液状化検討対象層（A3s 層、A2g 層（砂質）、A1g 層）に対して、解析用物性値を代用しており、耐震評価上重要な地層である。

本項では、代用する地層（A2s 層）について、その特徴（分布範囲・外観）、液状化を評価する観点から配慮した液状化強度試験の供試体選定箇所について示す。

### 2.1 A2s 層の特徴（分布範囲・外観）

古安田層（洪積層）の A2s 層は、原子炉建屋やタービン建屋周辺以外の敷地に広く分布する。図 2-1 に、A2s 層の分布範囲を示す。図 2-2 に、A2s 層のコア写真を示す。A2s 層は砂が主体的であるが、礫やシルトも認められる。

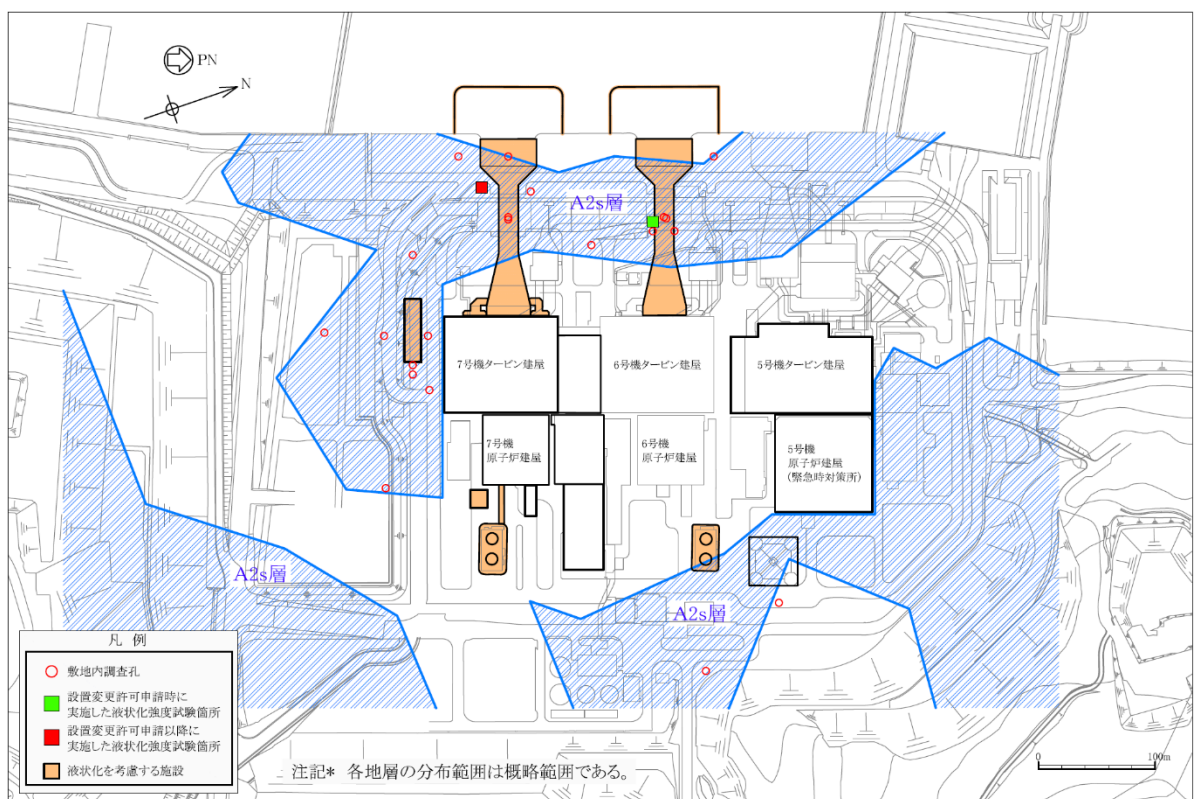


図 2-1 A2s 層の分布範囲（再掲）



図 2-2 古安田層(A2s 層)の代表的なコア写真

## 2.2 液状化強度試験に用いる A2s 層の物理特性と供試体選定箇所について

表 2-1 に A2s 層の基礎物理特性を、図 2-3 に液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における A2s 層の粒径加積曲線を示す。敷地内の A2s 層は、礫～シルトまでの広い粒度分布を示しており、細粒分含有率の平均値は 37.7%となる。

A2s 層の液状化強度試験の供試体は、代表性の観点から、対象施設近傍から採取している。これに加えて、液状化を評価する観点から、礫～シルトまでの広い粒度分布を示す A2s 層の採取コアの中でも砂分を多く含む箇所を供試体として選定している。

図 2-4 に、液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔における粒度分布の平均値及び平均値  $\pm 1\sigma$  を示す。同図から、液状化強度試験箇所の細粒分含有率の平均値は 16.0%であり、敷地内調査孔の細粒分含有率の平均値の 37.7%と比較して細粒分が少ないことがわかる。

A2s 層の液状化強度試験の供試体について、採取深度の N 値と細粒分含有率を用いて、道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, H24.3) に基づき液状化強度比  $R_L$  を算出した。その結果を図 2-5 に示す。A2s 層の液状化強度試験の供試体の液状化強度比  $R_L$  の平均値は 3.9 となり、A2s 層全体の液状化強度比  $R_L$  の平均値 7.6 に比して小さい。N 値については敷地全体よりも平均値は高いが、これは図 2-6 に示すとおり、供試体は採取コアの中でも細粒分含有率が小さい箇所を選定したため、N 値が大きくなる傾向があるためと考えられる。これより、液状化強度試験の供試体採取箇所は、A2s 層全体に対しても液状化しやすい箇所を選定していることがわかる。

なお、液状化強度試験の供試体は、代表性の観点から対象施設近傍から採取することを基本とし、採取コアの観察から砂分を多く含む箇所を選定している。図 2-7 に、敷地内の A2s 層の分布範囲と液状化強度試験供試体の採取箇所を示す。ここで、敷地内の A2s 層が分布するエリアを西側、南側及び東側の 3つのエリアに区分し、液状化強度試験供試体を採取した「西側エリア」と「南側及び東側エリア」との物理特性を比較した。粒度分布の比較を図 2-8 に、粒度組成の比較を表 2-2 に示す。

これより、液状化強度試験供試体を採取している西側エリアは、敷地内の A2s 層の中でも細粒分含有率が比較的低いエリアであることがわかる。一般的に細粒分含有率が低い地盤ほど液状化しやすい性状を示すことから、液状化強度試験の供試体選定位置は敷地内でも液状化しやすい箇所を選定していると判断できる。

表 2-1 A2s 層の基礎物理特性

| 地層    | 湿潤密度 $\rho_t$<br>( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) |        | 含水比 $w$<br>(%) |       | 間隙比 $e$ |         | 細粒分含有率<br>(%) |       | 塑性指数 $I_p$ |      |
|-------|---------------------------------------------|--------|----------------|-------|---------|---------|---------------|-------|------------|------|
|       | 平均値                                         | 標準偏差   | 平均値            | 標準偏差  | 平均値     | 標準偏差    | 平均値           | 標準偏差  | 平均値        | 標準偏差 |
| A2s 層 | 1.88                                        | 0.08   | 29.3           | 6.3   | 0.829   | 0.116   | 37.7          | 27.4  | 31.6       | 14.7 |
|       | (1.85)                                      | (0.06) | (31.3)         | (5.3) | (0.899) | (0.139) | (16.0)        | (8.5) | (NP)       | —    |

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

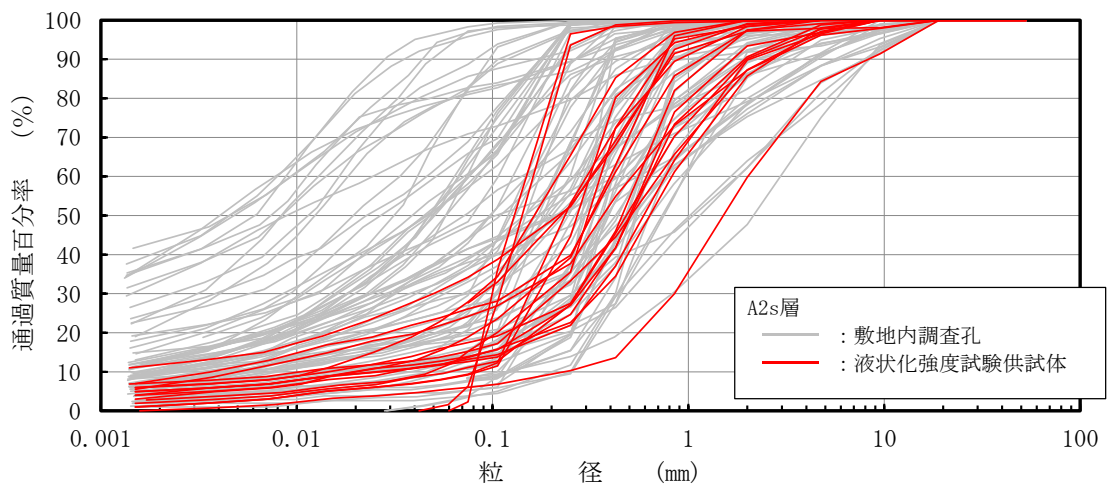


図 2-3 A2s 層の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度試験結果

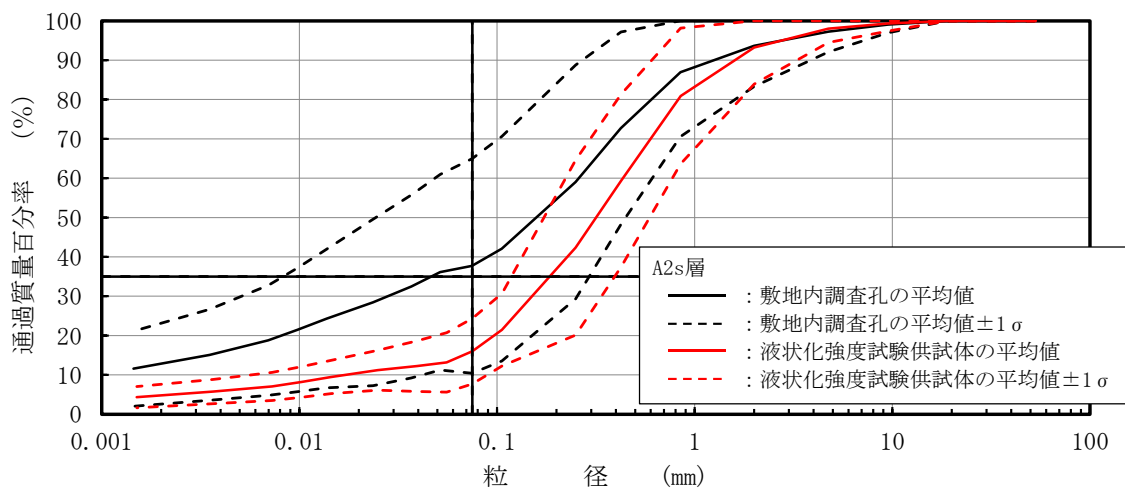


図 2-4 A2s 層の液状化強度試験供試体と敷地内調査孔の粒度分布比較 (平均及び平均  $\pm 1\sigma$ )

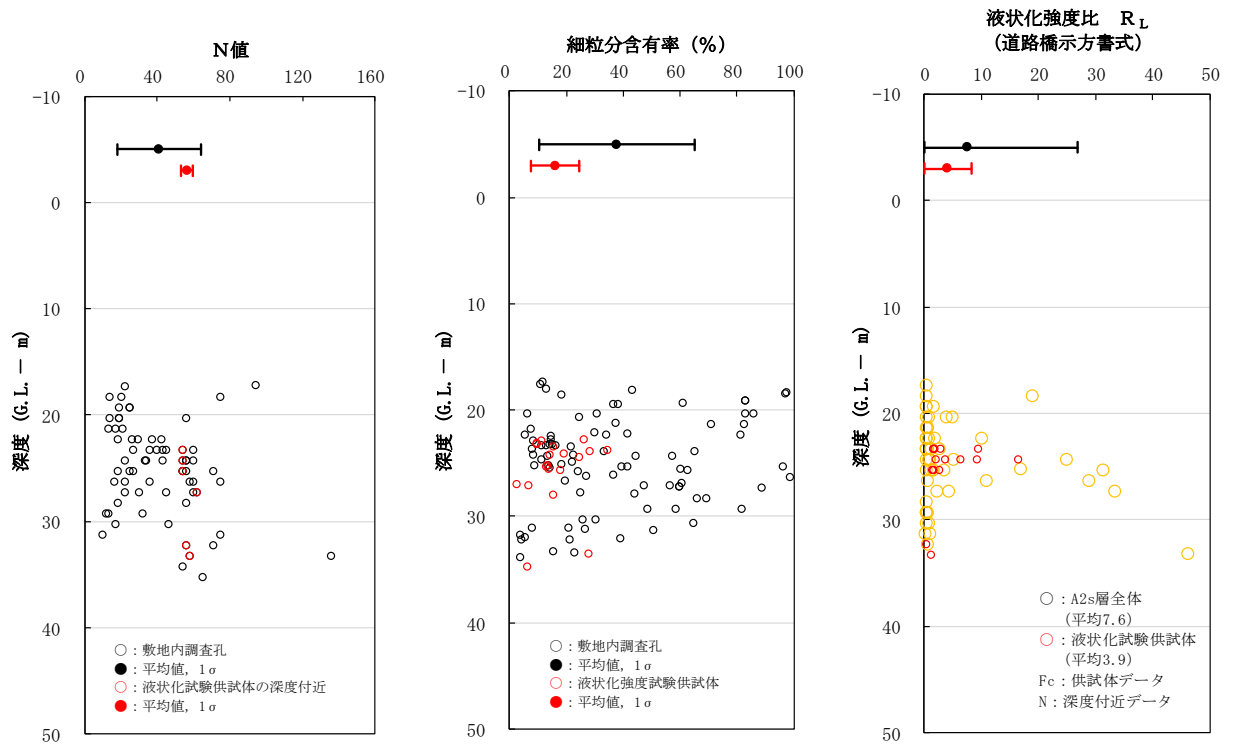


図 2-5 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔のN値，細粒分含有率  $F_c$ ，液状化強度比  $R_L$  の比較  
(古安田層 (A2s 層))

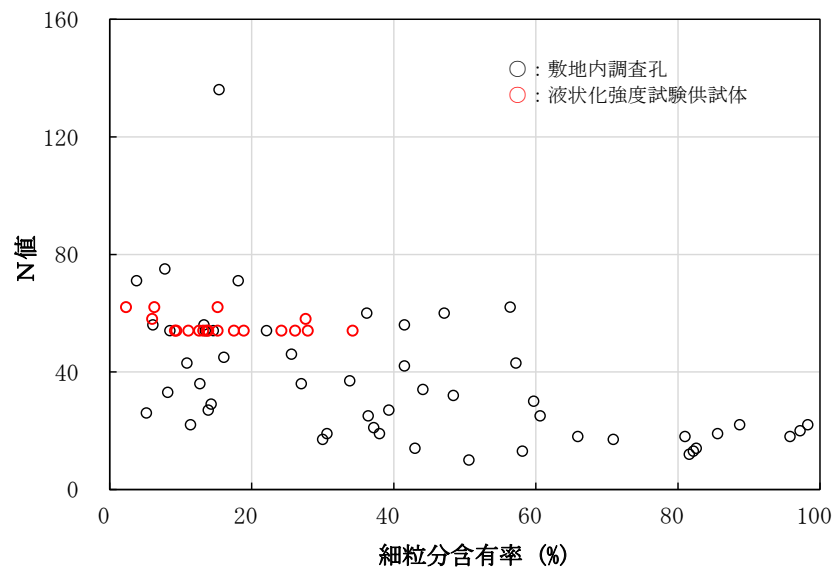


図 2-6 液状化強度試験箇所及び敷地内調査孔の細粒分含有率  $F_c$  とN値の関係  
(古安田層 (A2s 層)) (再掲)

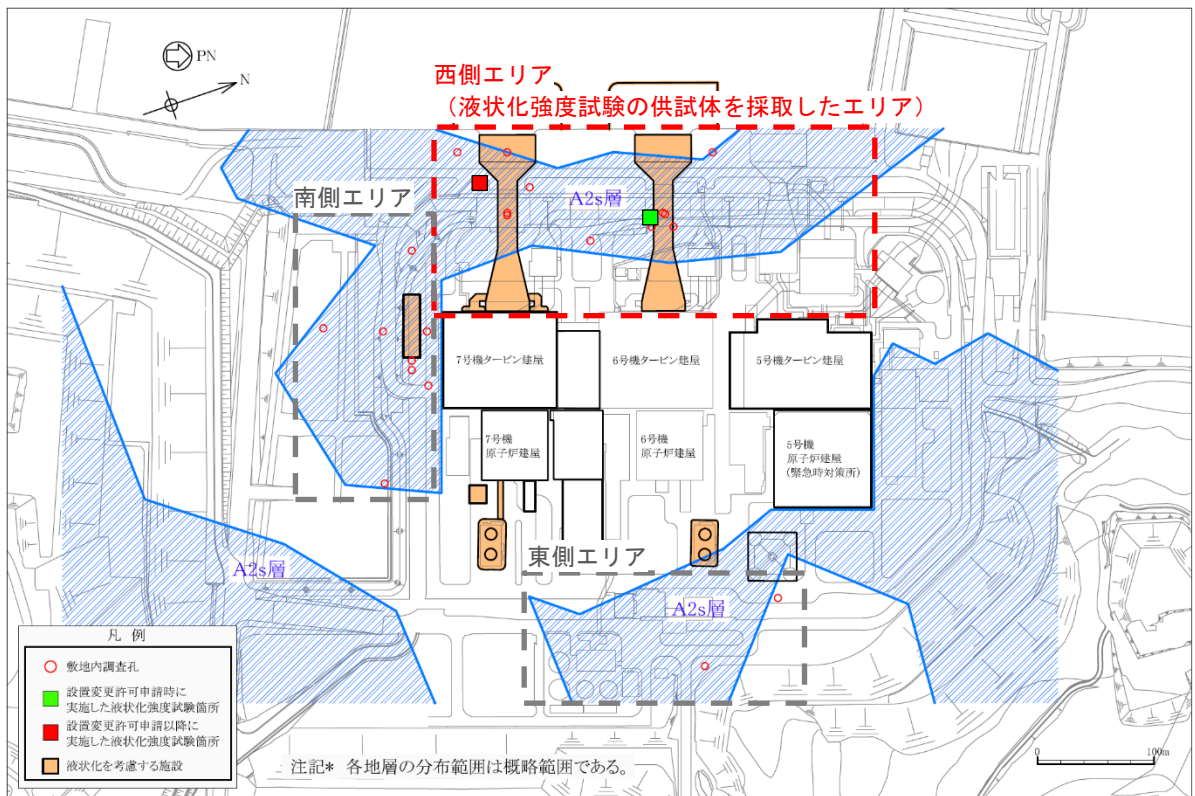


図 2-7 A2s 層の分布範囲とエリア区分

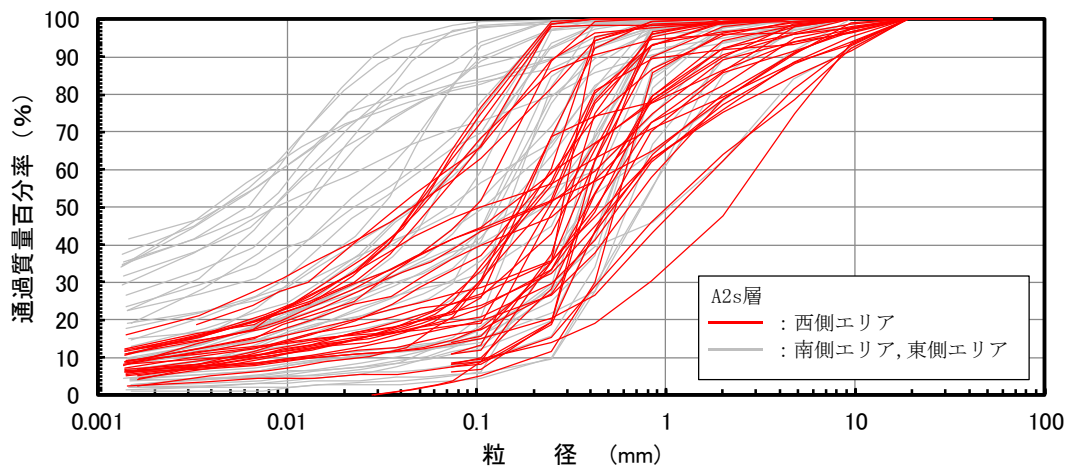


図 2-8 エリア別の A2s 層の粒度分布の比較

表 2-2 エリア別の A2s 層の粒度組成の比較

| 地層    | エリア | 礫分 (2mm 以上) | 砂分 (2.0~0.075mm) | 細粒分 (0.0075mm 以下) | 数量 |
|-------|-----|-------------|------------------|-------------------|----|
|       |     | (%)         | (%)              | (%)               |    |
| A2s 層 | 西側* | 10.1        | 62.5             | 27.4              | 42 |
|       | 南側  | 1.8         | 49.3             | 48.9              | 39 |
|       | 東側  | 9.9         | 53.2             | 36.9              | 6  |

注記\* : A2s 層の液状化強度試験の供試体採取エリア

3. 他の地層区分の試験結果で代用している地層の設定根拠

3.1 液状化検討対象層

3.1.1 A3s 層の解析用地盤物性値

(1) 解析用物性値の代用方針

液状化検討対象層の A3s 層は、泥岩礫やシルト層を含む更新世の砂質土層であり、層厚は薄く敷地内にまばらに分布する。A3s 層の分布範囲を図 3-1 に、A3s 層の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-2 示す。

A3s 層の有効応力解析に用いる解析用物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2s 層にて代用する方針とする。

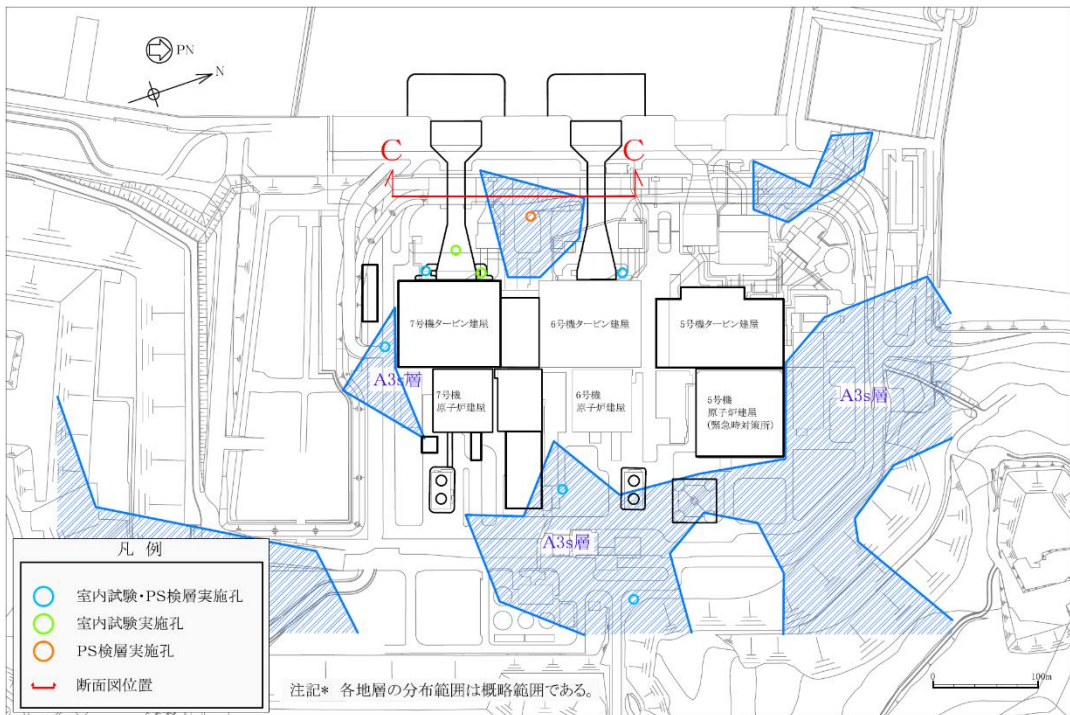


図 3-1 A3s 層の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

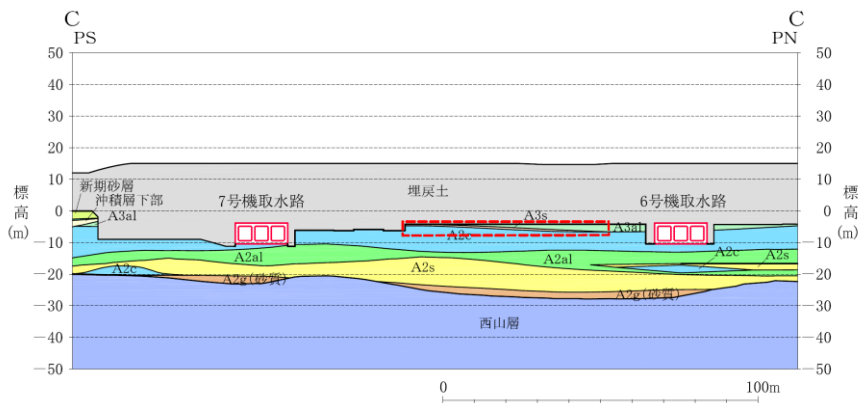


図 3-2 A3s 層の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A3s 層の解析用物性値を A2s 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」及び「液状化強度特性」について比較する。

「物理特性」については、粒度分布、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。図 3-3 に両層の粒度加積曲線を、表 3-1 に両層の物理特性を示す。これより、A3s 層は A2s 層と比較して、湿潤密度は A3s 層の方が軽く、含水比及び間隙比は A2s 層より大きい結果となった。これは、A3s 層の細粒分含有率の平均値が 52.2%であるのに対し、A2s 層の細粒分含有率の平均値は 37.7%（液状化試験供試体：16.0%）と、同時代の砂質土層でも A3s 層の方が細粒分を多く含むためだと考えられる。A3s 層の塑性指数は 29.9 であり、A2s 層の 31.6（液状化試験供試体：NP）に対し、ほぼ同等の値である。

「速度特性」について、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-1 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-4 に示す。

「強度特性」について、原地盤から採取した試料に対して実施した三軸圧縮試験により比較を行った。三軸圧縮試験結果の比較結果を図 3-5 に示す。A3s 層と A2s 層の強度定数（ $c'$ 、 $\phi'$ ）を比較した結果、有意な差が無いことを確認した。

「液状化強度特性」について、両層の N 値、細粒分含有率及び道路橋示方書 V（耐震設計編）に基づき算定した液状化強度比  $R_L$  を比較した。これらの比較結果を図 3-6 に示す。A3s 層の方が代用する A2s 層よりも液状化強度比  $R_L$  が若干大きい結果となった。

これらの結果より、A3s 層は代用する A2s 層と比べて、細粒分含有率が多いものの、速度特性及び強度特性に有意な差が無いことを確認した。また、液状化強度特性については、代用する A2s 層よりも道路橋示方書 V により算定される液状化強度  $R_L$  が若干高い値を示している。よって、代用する A2s 層は、A3s 層よりも道路橋示方書 V により算定される液状化強度  $R_L$  を小さく評価している。したがって、A3s 層を A2s 層の解析用物性値で代用することは、地中構造物の耐震評価に影響の大きい液状化強度特性の観点において保守的な評価につながるものと考えられる。

以上より、A3s 層の解析用地盤物性値を A2s 層で代用することは妥当である。



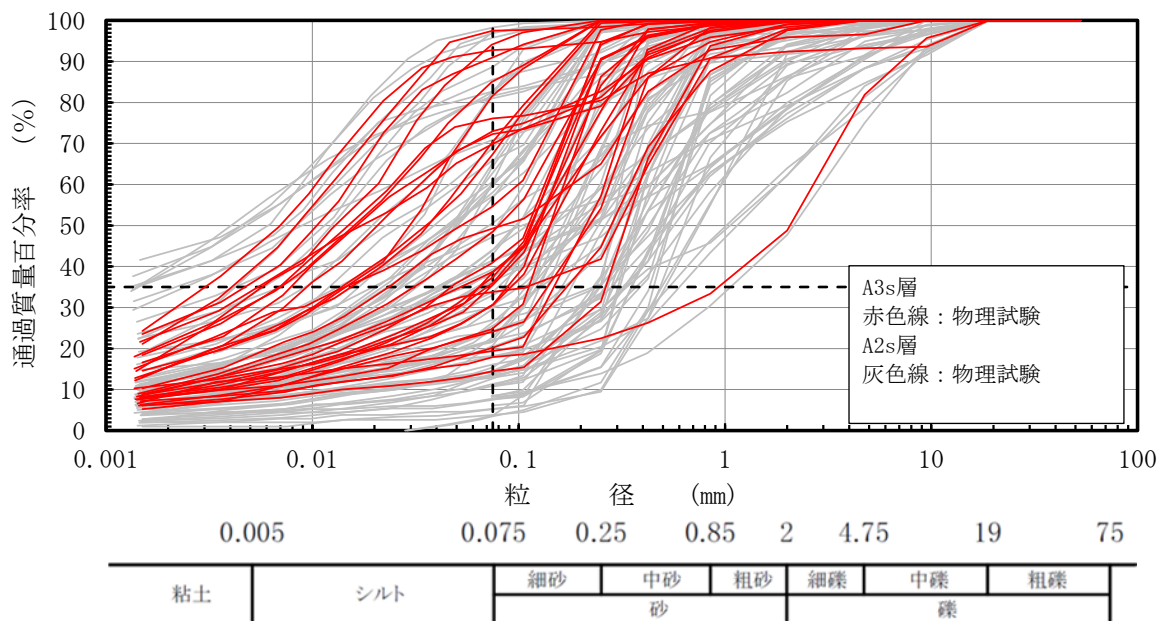


図 3-3 A3s 層と A2s 層の粒径加積曲線

表 3-1 A3s 層と A2s 層の基礎物理特性

| 地層    | 湿潤密度 $\rho_t$<br>( $g/cm^3$ ) |                | 含水比 $w$<br>(%) |              | 間隙比 $e$          |                  | 細粒分含有率<br>(%)  |               | 塑性指数 $I_p$   |           |
|-------|-------------------------------|----------------|----------------|--------------|------------------|------------------|----------------|---------------|--------------|-----------|
|       | 平均値                           | 標準偏差           | 平均値            | 標準偏差         | 平均値              | 標準偏差             | 平均値            | 標準偏差          | 平均値          | 標準偏差      |
| A3s 層 | 1.77                          | 0.06           | 35.2           | 8.2          | 1.049            | 0.169            | 52.2           | 26.2          | 29.9         | 15.4      |
| A2s 層 | 1.88<br>(1.85)                | 0.08<br>(0.06) | 29.3<br>(31.3) | 6.3<br>(5.3) | 0.829<br>(0.899) | 0.116<br>(0.139) | 37.7<br>(16.0) | 27.4<br>(8.5) | 31.6<br>(NP) | 14.7<br>— |

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

(参考) 粒度組成

| 地層    | 礫分<br>(%)    | 砂分<br>(%)      | シルト分<br>(%)    | 粘土分<br>(%)    | 細粒分<br>(%)     | 数量         |
|-------|--------------|----------------|----------------|---------------|----------------|------------|
|       | 平均値          | 平均値            | 平均値            | 平均値           | 平均値            |            |
| A3s 層 | 2.4          | 45.4           | 32.3           | 19.9          | 52.2           | 30         |
| A2s 層 | 6.4<br>(6.8) | 55.9<br>(77.2) | 22.7<br>(10.7) | 16.9<br>(6.3) | 37.7<br>(16.0) | 87<br>(19) |

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

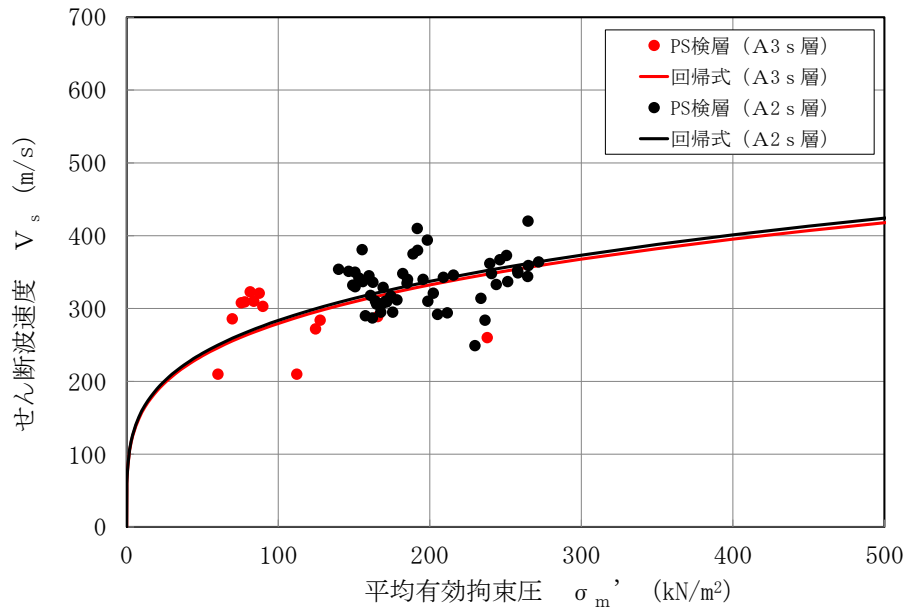


図 3-4 A3s 層と A2s 層の PS 検層結果の比較

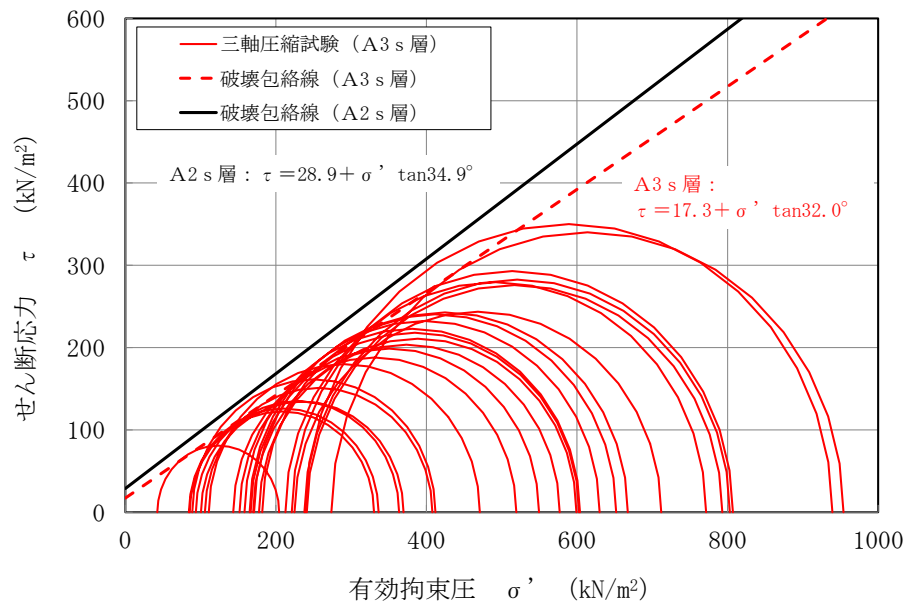


図 3-5 A3s 層と A2s 層の三軸圧縮試験結果 [圧密非排水条件] の比較

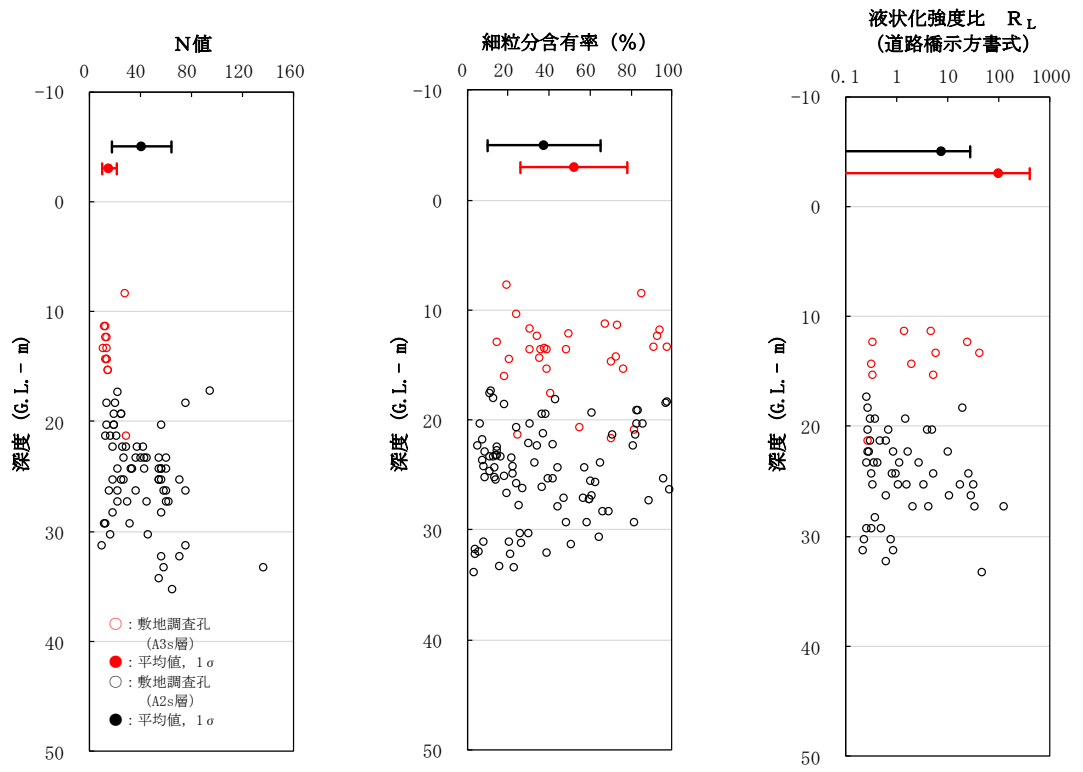


図 3-6 A3s 層と A2s 層の N 値，細粒分含有率  
及び道路橋示方書 V に基づく液状化強度比  $R_L$  の比較

### 3.1.2 A2g 層（砂質）の解析用地盤物性値

#### (1) 解析用物性値の代用方針

液状化検討対象層の A2g 層（砂質）は、硬質な細礫及び泥岩礫を含む更新世の砂礫層であり、敷地の西側及び南端部に分布する。A2g 層（砂質）の分布範囲を図 3-7 に、A2g 層（砂質）の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-8 に示す。

A2g 層（砂質）の有効応力解析に用いる解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2s 層にて代用する方針とする。

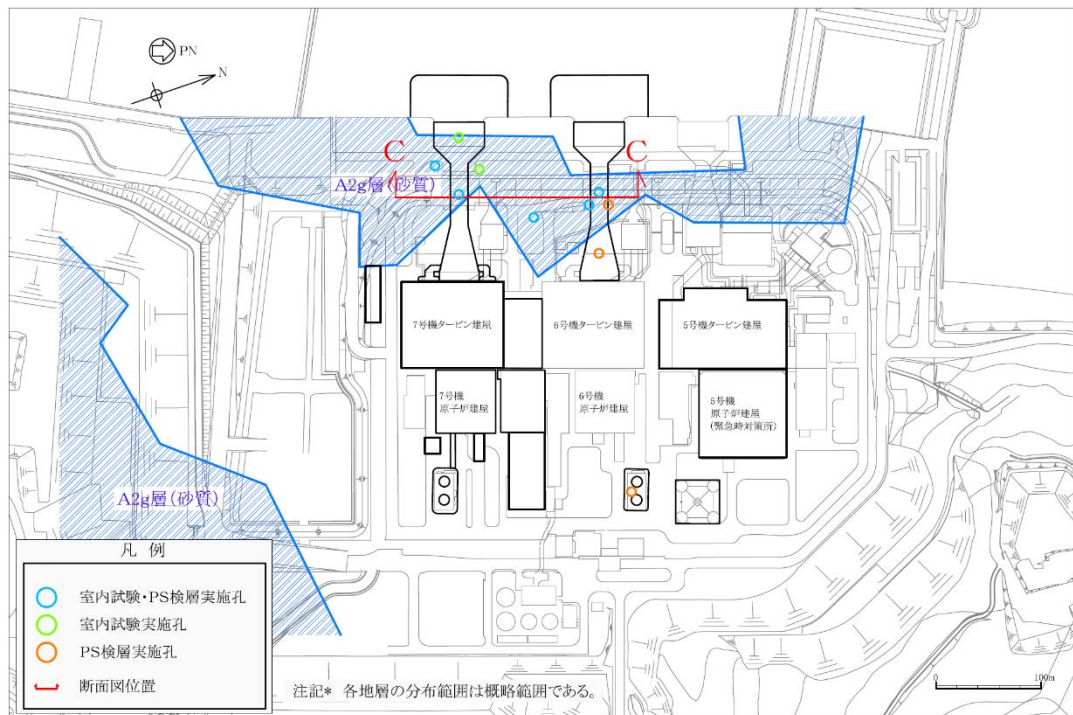


図 3-7 A2g 層（砂質）の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

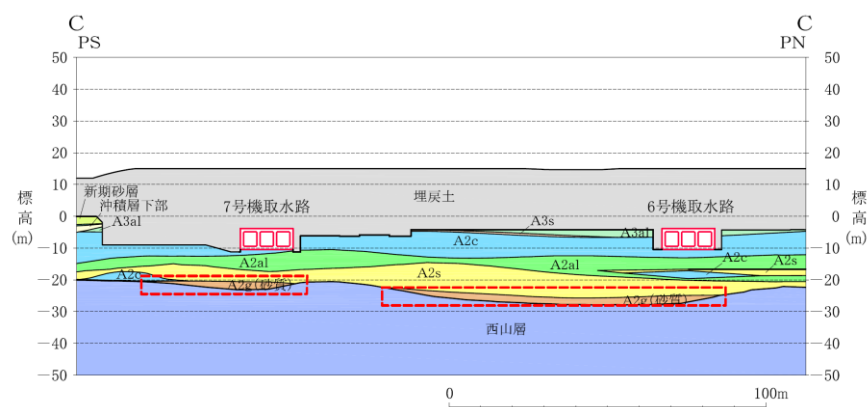


図 3-8 A2g 層（砂質）の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性の検討

A2g 層（砂質）の解析用物性値を A2s 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、「速度特性」、「強度特性」及び「液状化強度特性」について比較する。

「物理特性」については、粒度分布、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。両層の粒度加積曲線を図 3-9 に、物理特性を表 3-2 に示す。これらより、A2g 層（砂質）は A2s 層と比較して、湿潤密度はより軽く、含水比はより小さく、間隙比はより大きい結果となっている。これは、A2g 層（砂質）が A2s 層と比較して泥岩礫を多く含むためだと考えられる。細粒分含有率に着目すると、A2g 層（砂質）26.5%で、A2s 層の 37.7%（液状化強度試験の供試体：16.0%）であり、液状化強度試験に用いた A2s 層の方が細粒分含有率は低い。砂分（粒径：0.075～2.0mm）に着目すると、A2g 層（砂質）は 37.3%であるのに対し、A2s 層は 55.9%（液状化試験供試体：77.2%）であり、代用する A2s 層の方がより液状化しやすい性状の地層であることがわかる。

「速度特性」については、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-7 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-10 に示す。

「強度特性」については、礫分が主体的であるため力学試験の実施が困難であることから、内部摩擦角と相関性のある N 値を比較した。両層の N 値の比較結果を図 3-11 に示す。A2g 層（砂質）の方が代用する A2s 層よりも N 値が大きいことを確認した。

「液状化強度特性」については、N 値、細粒分含有率及び道路橋示方書 V（耐震設計編）に基づき算定した液状化強度比  $R_L$  を比較した。これらの比較結果を図 3-11 に示す。A2g 層（砂質）の方が代用する A2s 層よりも N 値が大きく、液状化強度比  $R_L$  の平均値は小さいもののばらつきの範囲内であることを確認した。

これらの比較結果より、A2g 層（砂質）は、代用する A2s 層と比べて、泥岩礫を多く含むものの、速度特性は A2s 層と概ね同じであり、N 値は A2s 層よりも大きいことを確認した。また、道路橋示方書 V により算定される液状化強度  $R_L$  の平均値は A2s 層よりも小さいものの、ばらつきの範囲内であることを確認した。

A2g 層（砂質）は礫分が主体的であるため、力学試験及び液状化強度試験の適用が困難な側面があるが、A2g 層（砂質）の基質は砂分であるため、砂分を主体とする A2s 層を代用することにより、同等の評価が期待できる。また、代用する A2s 層は、A2g 層（砂質）よりも速度特性を小さく評価している。

以上より、A2g 層（砂質）の解析用地盤物性値を A2s 層で代用することは妥当である。

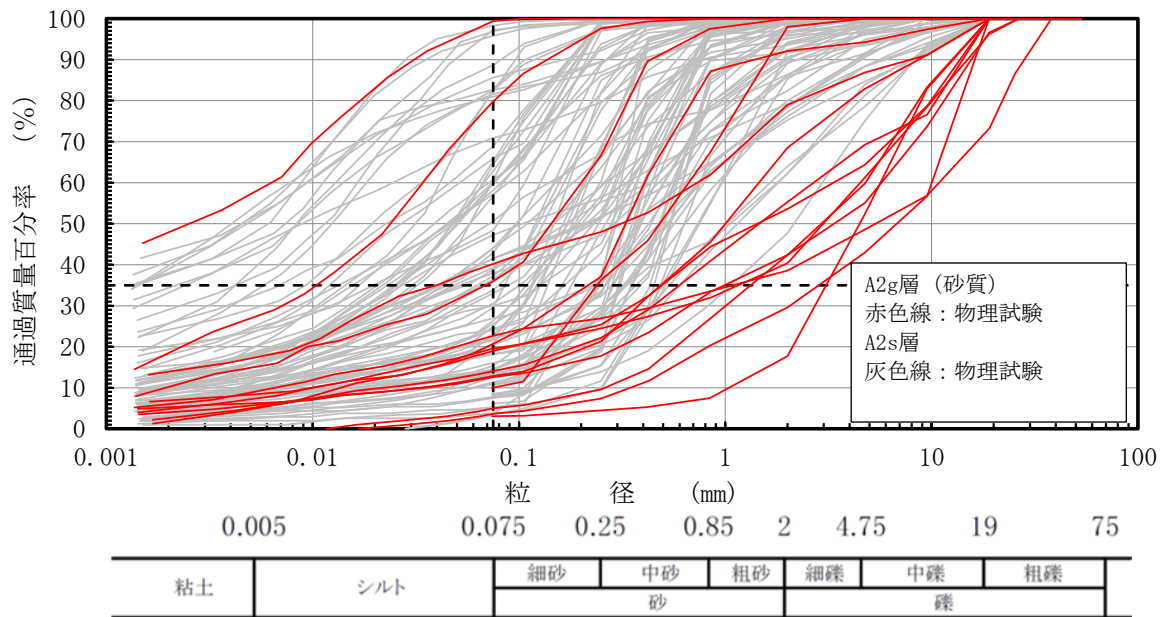


図 3-9 A2g 層 (砂質) と A2s 層の粒径加積曲線

表 3-2 A2g 層 (砂質) と A2s 層の基礎物理特性

| 地層            | 湿潤密度 $\rho_t$<br>( $g/cm^3$ ) |        | 含水比 $w$<br>(%) |       | 間隙比 $e$ |         | 細粒分含有率<br>(%) |       | 塑性指数 $I_p$ |      |
|---------------|-------------------------------|--------|----------------|-------|---------|---------|---------------|-------|------------|------|
|               | 平均値                           | 標準偏差   | 平均値            | 標準偏差  | 平均値     | 標準偏差    | 平均値           | 標準偏差  | 平均値        | 標準偏差 |
| A2g 層<br>(砂質) | 1.75                          | 0.13   | 25.8           | 11.8  | 0.998   | 0.141   | 26.5          | 27.8  | 結果なし       | —    |
| A2s 層         | 1.88                          | 0.08   | 29.3           | 6.3   | 0.829   | 0.116   | 37.7          | 27.4  | 31.6       | 14.7 |
|               | (1.85)                        | (0.06) | (31.3)         | (5.3) | (0.899) | (0.139) | (16.0)        | (8.5) | (NP)       | —    |

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

(参考) 粒度組成

| 地層         | 礫分<br>(%) | 砂分<br>(%) | シルト分<br>(%) | 粘土分<br>(%) | 細粒分<br>(%) | 数量   |
|------------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|------|
|            | 平均値       | 平均値       | 平均値         | 平均値        | 平均値        |      |
| A2g 層 (砂質) | 36.1      | 37.3      | 15.8        | 14.7       | 26.5       | 15   |
| A2s 層      | 6.4       | 55.9      | 22.7        | 16.9       | 37.7       | 87   |
|            | (6.8)     | (77.2)    | (10.7)      | (6.3)      | (16.0)     | (19) |

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

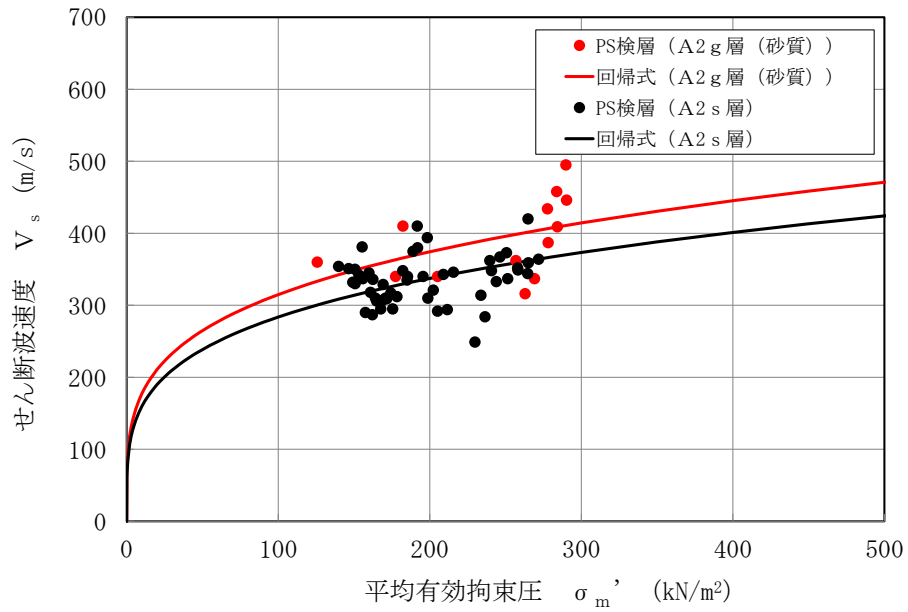


図 3-10 A2g 層 (砂質) と A2s 層の PS 検層結果の比較

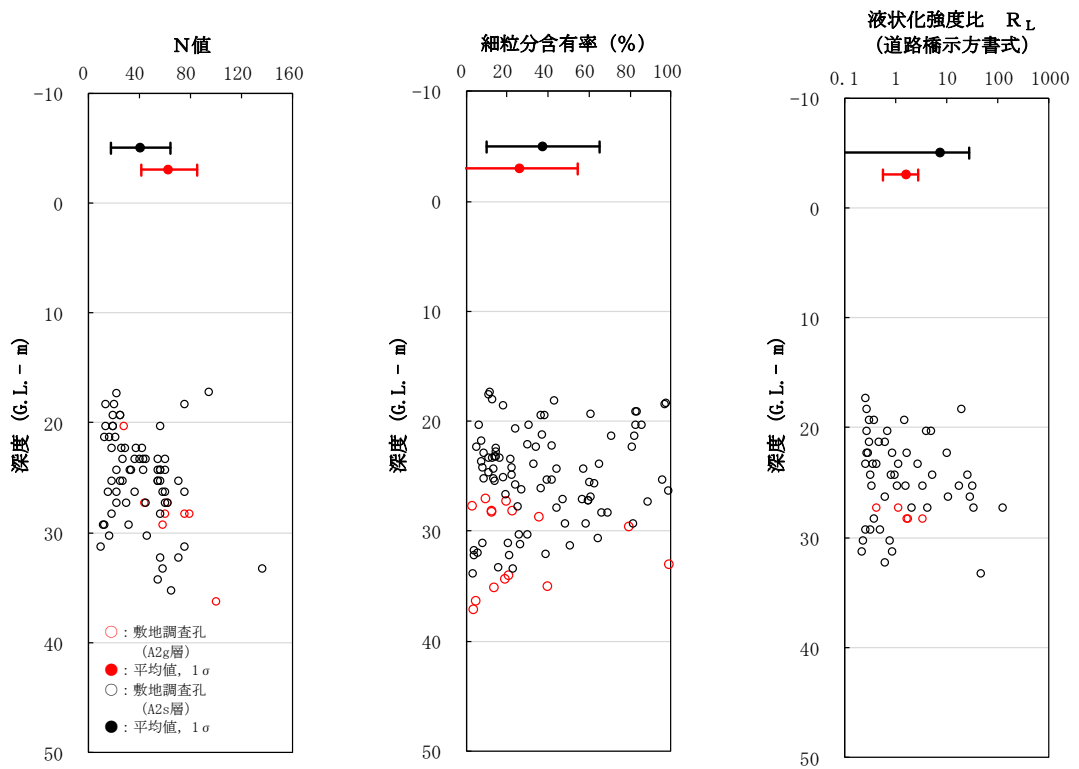


図 3-11 A2g 層 (砂質) と A2s 層の N 値, 細粒含有率  
及び道路橋示方書 V に基づく液状化強度比  $R_L$  の比較

### 3.1.3 A1g 層の解析用地盤物性値

#### (1) 解析用物性値の代用方針

液状化検討対象層の A1g 層は、泥岩礫を含む砂礫及び泥岩礫を含む砂質シルトを主体とする更新世の堆積物であり、敷地の南部に分布する。また、A1g 層の分布範囲は、耐震評価における対象施設から十分離れている。A1g 層の分布範囲を図 3-12 に、A1g 層の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-13 に示す。

A1g 層の有効応力解析に用いる解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2s 層にて代用する方針とする。

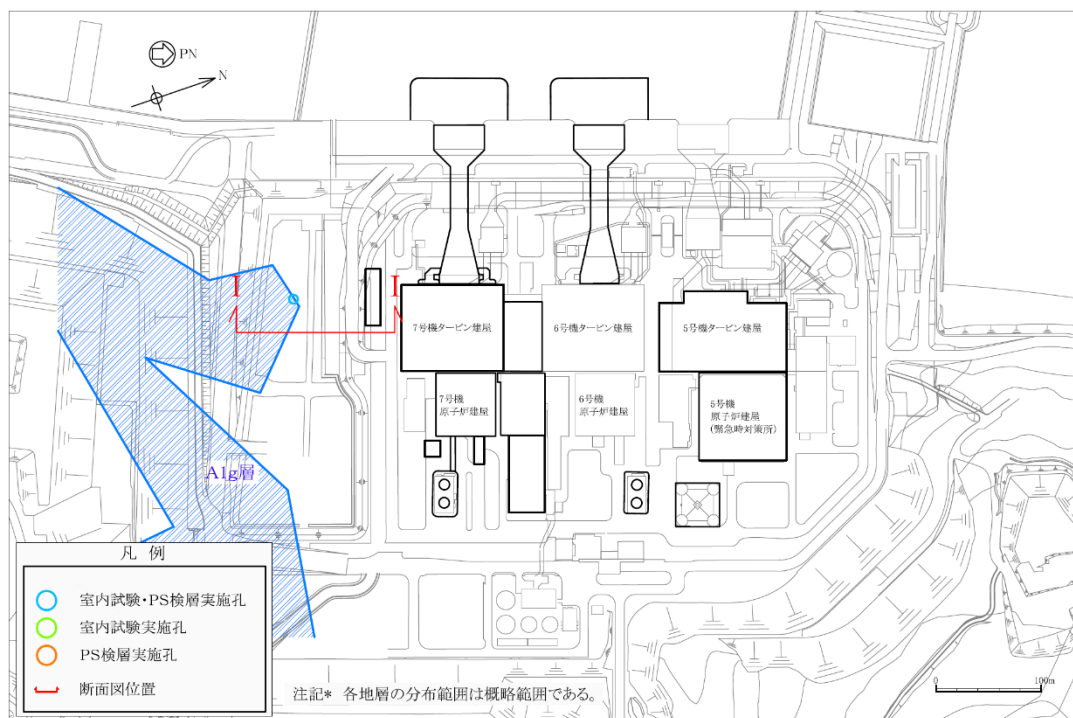


図 3-12 A1g 層の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

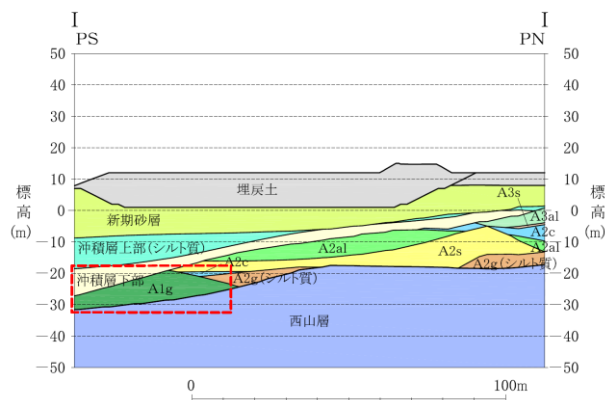


図 3-13 A1g 層の分布範囲にて作成した地質断面図



(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A1g 層の解析用物性値を A2s 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、  
「速度特性」、  
「強度特性」及び「液状化強度特性」について比較する。

「物理特性」については、粒度分布、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。両層の粒度加積曲線を図 3-14 に、物理特性を表 3-3 に示す。A1g 層は A2s 層と比較して、湿潤密度はより軽く、含水比及び間隙比はより大きい結果となっている。これは、A1g 層の細粒分含有率が 53.6%であるのに対し、A2s 層の細粒分含有率が 37.7% (液状化強度試験の供試体：16.0%) と、同時代に堆積した砂質土層でも A1g 層の方が細粒分を多く含むためだと考えられる。砂分 (粒度：0.075~2.0mm) に着目すると、A2g 層 (砂質) は 37.8%であるのに対し、A2s 層は 55.9% (液状化試験供試体：77.2%) であり、代用する A2s 層の方がより液状化しやすい性状の地層であることがわかる。また、A1g 層の塑性指数は 27.6 を示す。

「速度特性」については、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-12 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-15 に示す。

「強度特性」については、礫分が主体的であるため力学試験の実施が困難であることから、強度定数 ( $c'$ ,  $\phi'$ ) と相関性の高い N 値による比較を行った。両層の N 値の比較結果を図 3-16 に示す。A1g 層の方が代用する A2s 層よりも N 値が大きいことを確認した。

「液状化強度特性」については、N 値、細粒分含有率及び道路橋示方書 V に基づき算定した液状化強度比を比較した。これらの比較結果を図 3-16 に示す。A1g 層の方が代用する A2s 層より液状化強度比  $R_L$  が若干大きい結果となった。これは、A1g 層の方が細粒分を多く含むことが要因と考えられる。

これらの比較結果より、A1g 層は、代用する A2s 層と比べて、細粒分含有率が多いものの、速度特性及び強度特性は A2s 層と概ね同じであり、道路橋示方書 V により算定される液状化強度  $R_L$  は A2s 層よりも若干高い値を示す。したがって、A1g 層を A2s 層の解析用物性値で代用することは、地中構造物の耐震評価に影響の大きい液状化強度特性の観点において保守的な評価につながるものと考えられる。

以上より、A1g 層の解析用地盤物性値を A2s 層で代用することは妥当である。

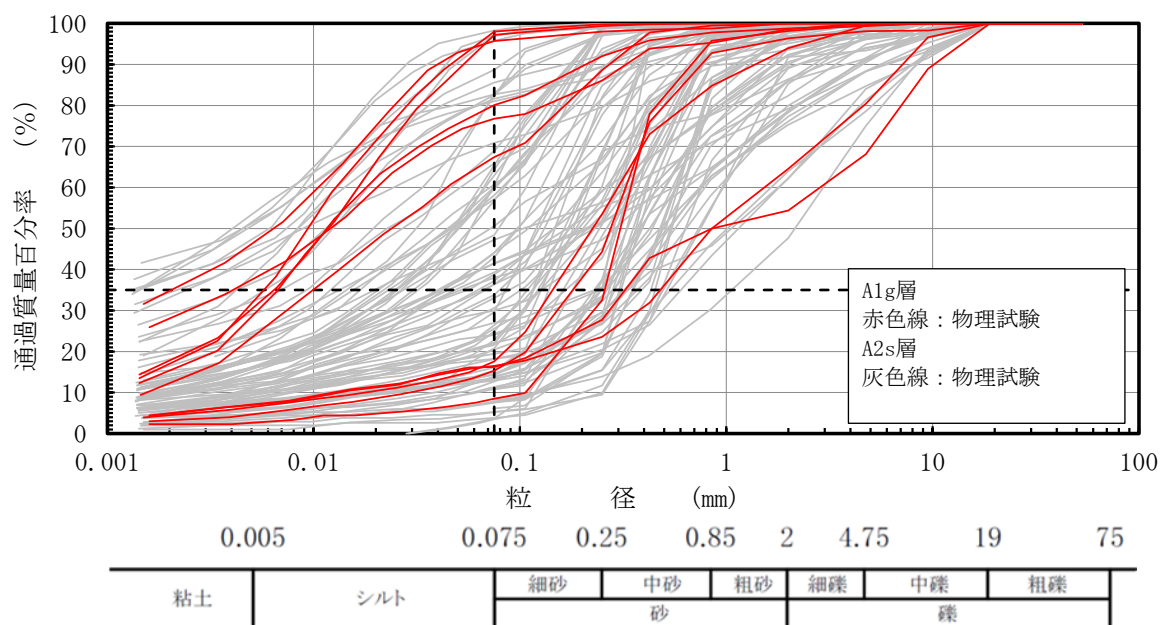


図 3-14 A1g 層と A2s 層の粒径加積曲線

表 3-3 A1g 層の基礎物理特性

| 地層    | 湿潤密度 $\rho_t$<br>( $g/cm^3$ ) |        | 含水比 $w$<br>(%) |       | 間隙比 $e$ |         | 細粒分含有率<br>(%) |       | 塑性指数 $I_p$ |      |
|-------|-------------------------------|--------|----------------|-------|---------|---------|---------------|-------|------------|------|
|       | 平均値                           | 標準偏差   | 平均値            | 標準偏差  | 平均値     | 標準偏差    | 平均値           | 標準偏差  | 平均値        | 標準偏差 |
| A1g 層 | 1.78                          | 0.05   | 34.3           | 14.3  | 1.141   | 0.100   | 53.6          | 38.3  | 27.6       | 9.1  |
| A2s 層 | 1.88                          | 0.08   | 29.3           | 6.3   | 0.829   | 0.116   | 37.7          | 27.4  | 31.6       | 14.7 |
|       | (1.85)                        | (0.06) | (31.3)         | (5.3) | (0.899) | (0.139) | (16.0)        | (8.5) | (NP)       | —    |

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

(参考) 粒度組成

| 地層    | 礫分<br>(%) | 砂分<br>(%) | シルト分<br>(%) | 粘土分<br>(%) | 細粒分<br>(%) | 数量   |
|-------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|------|
|       | 平均値       | 平均値       | 平均値         | 平均値        | 平均値        |      |
| A1g 層 | 8.6       | 37.8      | 33.5        | 20.1       | 53.6       | 11   |
| A2s 層 | 6.4       | 55.9      | 22.7        | 16.9       | 37.7       | 87   |
|       | (6.8)     | (77.2)    | (10.7)      | (6.3)      | (16.0)     | (19) |

注：()内の数値は、液状化強度試験供試体の値を示す。

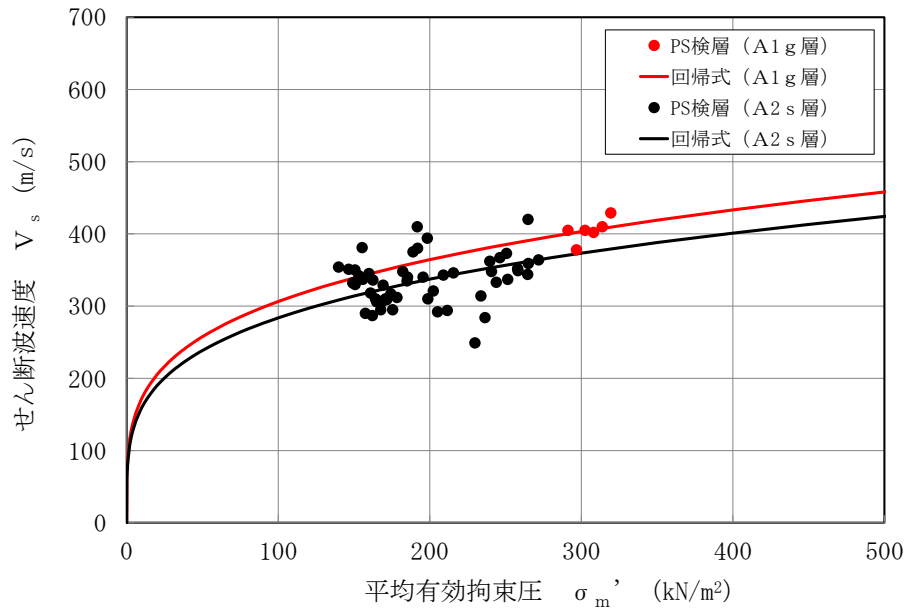


図 3-15 A1g 層と A2s 層の PS 検層結果の比較

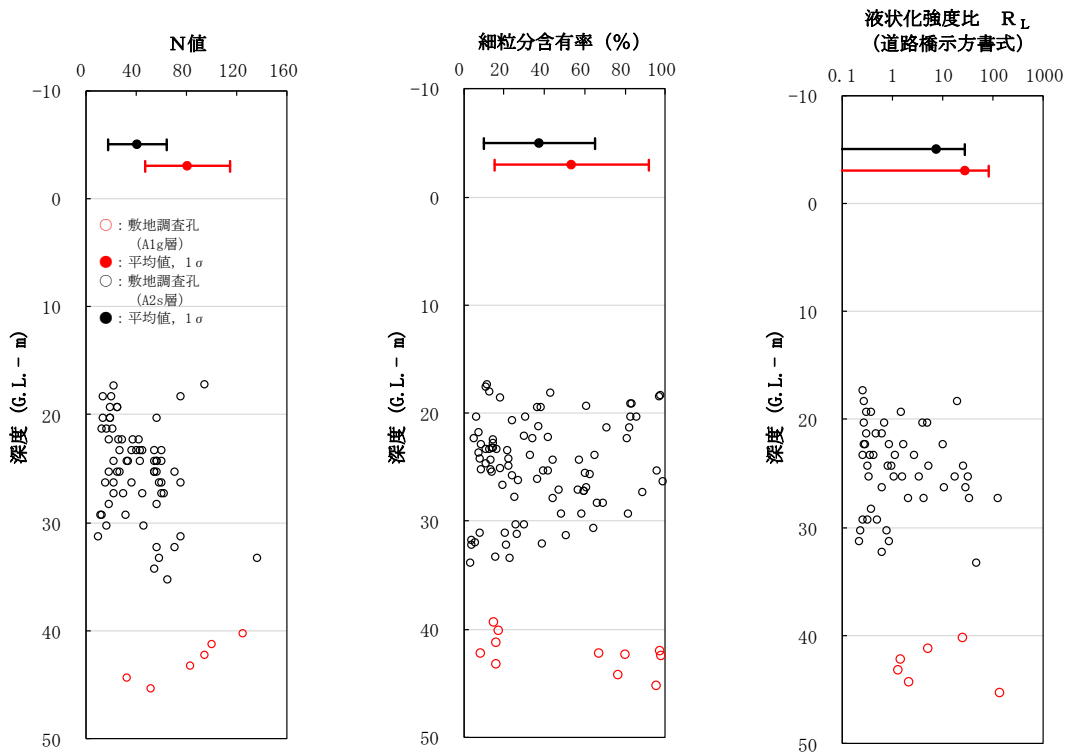


図 3-16 A1g 層と A2s 層の N 値，細粒分含有率及び道路橋示方書 V に基づく液状化強度比  $R_L$  の比較

### 3.2 非液状化検討対象層

#### 3.2.1 A2g層（シルト質）の解析用地盤物性値

##### (1) 解析用物性値の代用方針

非液状化検討対象層のA2g層（シルト質）は、砂礫を含む砂質シルトを主体とする更新世の堆積物であり、敷地の東側に分布する。A2g層（シルト質）の分布範囲を図3-17に、A2g層（シルト質）の分布範囲にて作成した地質断面図を図3-18に示す。

A2g層（シルト質）の有効応力解析に用いる解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められるA2c層にて代用する方針とする。

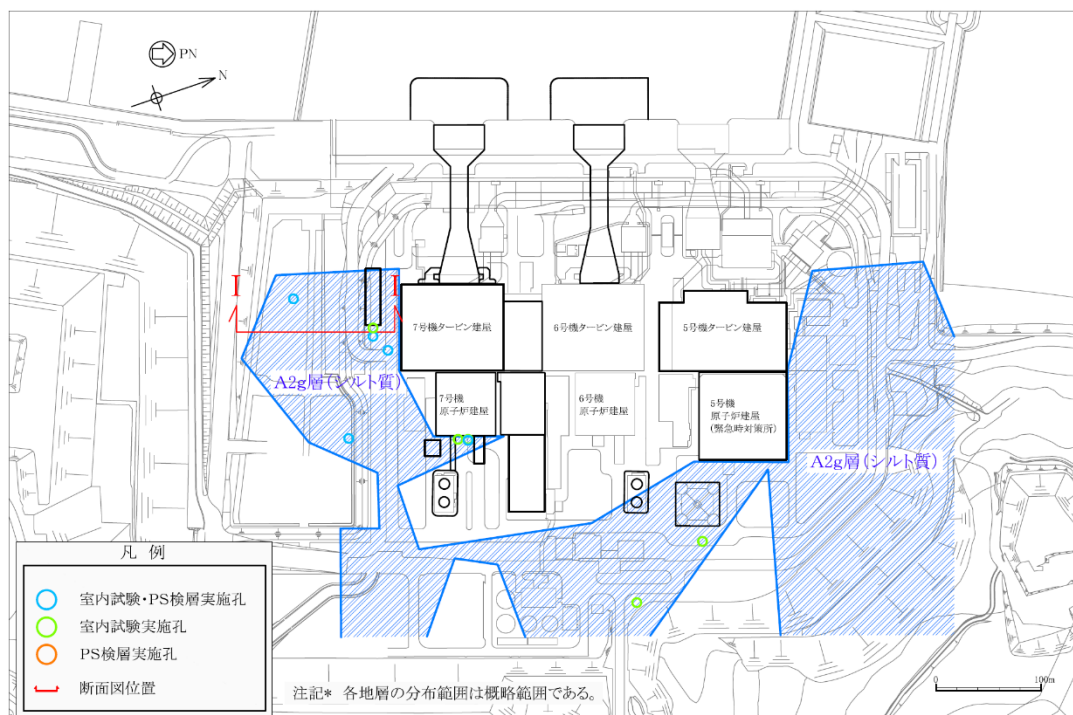


図3-17 A2g層（シルト質）の分布範囲（試料採取位置及びPS検層位置）

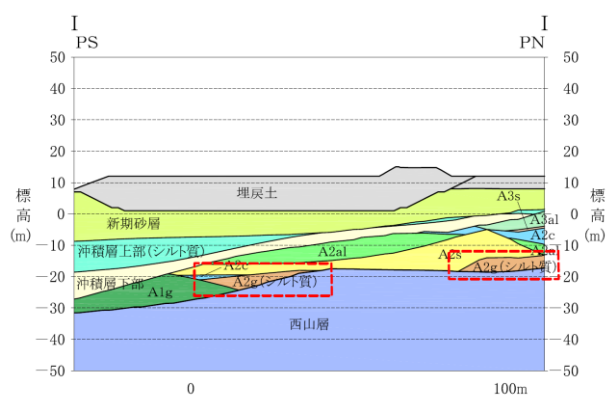


図3-18 A2g層（シルト質）の分布範囲にて作成した地質断面図

(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A2g 層（シルト質）の解析用物性値を A2c 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、「速度特性」及び「強度特性」について比較する。

「物理特性」については、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。図 3-19 に両層の粒径加積曲線を、表 3-4 に両層の湿潤密度、含水比及び間隙率を示す。これより、A2g 層（シルト質）は A2c 層と比較して、湿潤密度はより重く、含水比は同等、間隙比はより小さい結果となっている。これは、A2g 層（シルト質）の礫分が 4.3%であるのに対し、A2c 層の礫分は 0.2%と同時代の粘性土層でも A2g 層（シルト質）の方が礫分を多く含むためだと考えられる。A2g 層（シルト質）は西山層の泥岩礫が細粒化したものであるため、一部に礫が現れる場合があるが、細粒分含有率は 77.6%を示しており、シルトを主体とする地層であることから、A2c 層と同等の性状を有する地層であると判断できる。

「速度特性」については、PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検層の位置図を図 3-17 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-20 に示す。

「強度特性」については、シルトを主体とした西山層の泥岩礫を含むため力学試験の実施が困難であることから、強度定数（ $c'$ 、 $\phi'$ ）と相関性の高い N 値による比較を行った。両層の N 値及び細粒分含有率の比較結果を図 3-21 に示す。A2g 層（シルト質）と A2c 層の N 値を比較した結果、有意な差が無いことを確認した。

これらの比較結果より、A2g 層（シルト質）は、代用する A2c 層と比べて、礫分が多いものの、速度特性及び強度特性に関しては A2c 層と概ね同じである。A2g 層（シルト質）の基質はシルトであるため、シルト分を主体とする A2c 層で代用することにより、同等の評価が期待できる。

以上より、A2g 層（シルト質）の解析用地盤物性値を A2c 層で代用することは妥当である。

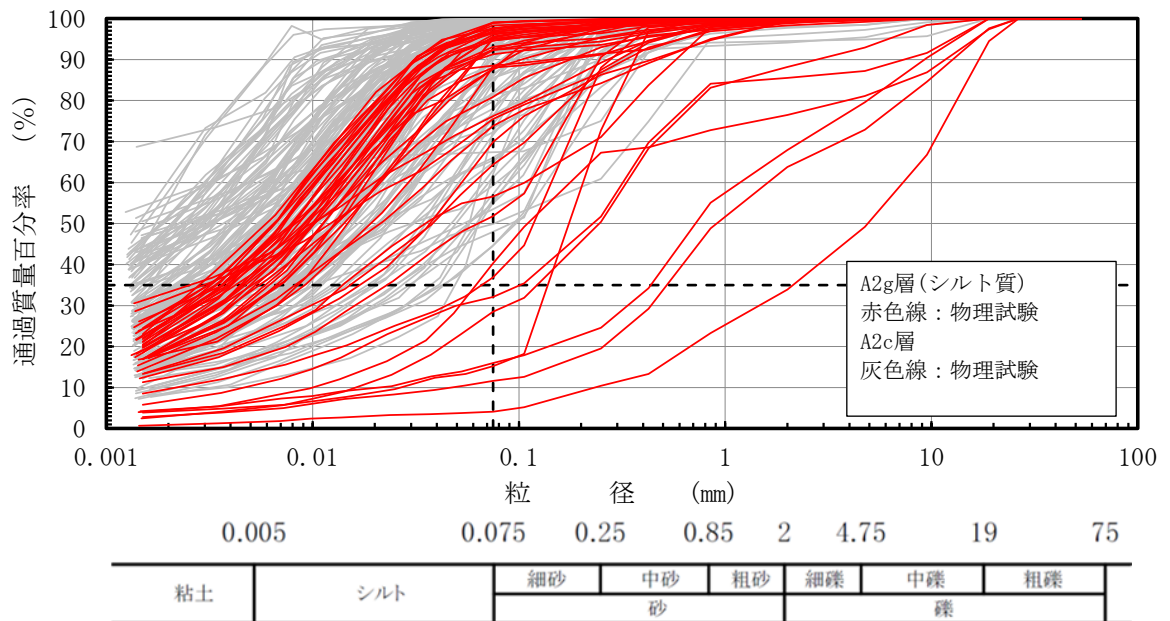


図 3-19 A2g 層（シルト質）と A2c 層の粒径加積曲線

表 3-4 A2g 層（シルト質）と A2c 層の基礎物理特性

| 地層              | 湿潤密度 $\rho_t$<br>( $g/cm^3$ ) |      | 含水比 $w$<br>(%) |      | 間隙比 $e$ |       | 細粒分含有率<br>(%) |      | 塑性指数 $I_p$ |      |
|-----------------|-------------------------------|------|----------------|------|---------|-------|---------------|------|------------|------|
|                 | 平均値                           | 標準偏差 | 平均値            | 標準偏差 | 平均値     | 標準偏差  | 平均値           | 標準偏差 | 平均値        | 標準偏差 |
| A2g 層<br>(シルト質) | 1.92                          | 0.26 | 40.9           | 13.6 | 0.849   | 0.550 | 77.6          | 28.0 | 45.1       | 11.7 |
| A2c 層           | 1.80                          | 0.06 | 41.0           | 5.9  | 1.081   | 0.139 | 90.6          | 13.6 | 39.9       | 14.7 |

(参考) 粒度組成

| 地層           | 礫分<br>(%) | 砂分<br>(%) | シルト分<br>(%) | 粘土分<br>(%) | 細粒分<br>(%) | 数量  |
|--------------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|-----|
|              | 平均値       | 平均値       | 平均値         | 平均値        | 平均値        |     |
| A2g 層 (シルト質) | 4.3       | 18.1      | 47.6        | 30.0       | 77.6       | 46  |
| A2c 層        | 0.2       | 9.2       | 47.5        | 43.1       | 90.6       | 161 |

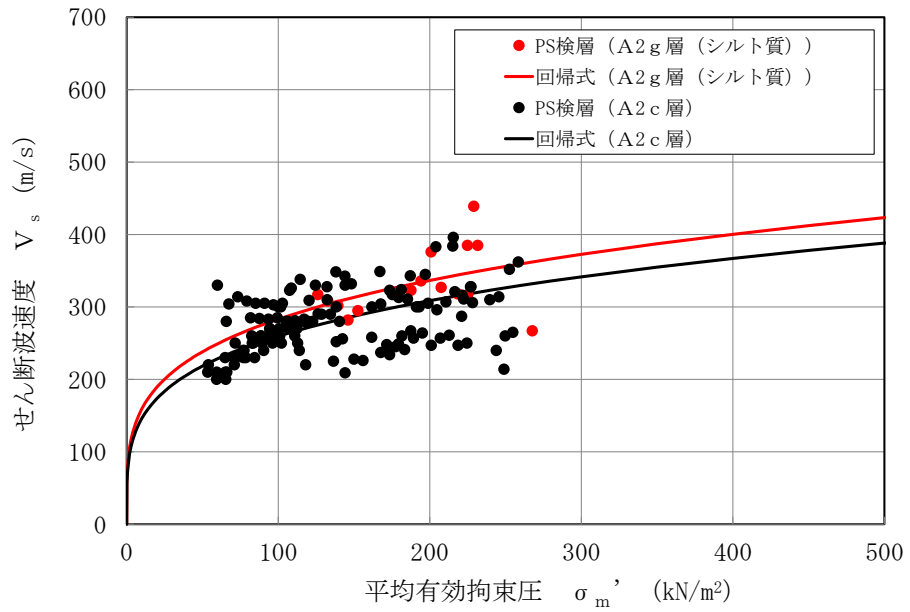


図 3-20 A2g 層（シルト質）と A2c 層の PS 検層結果の比較

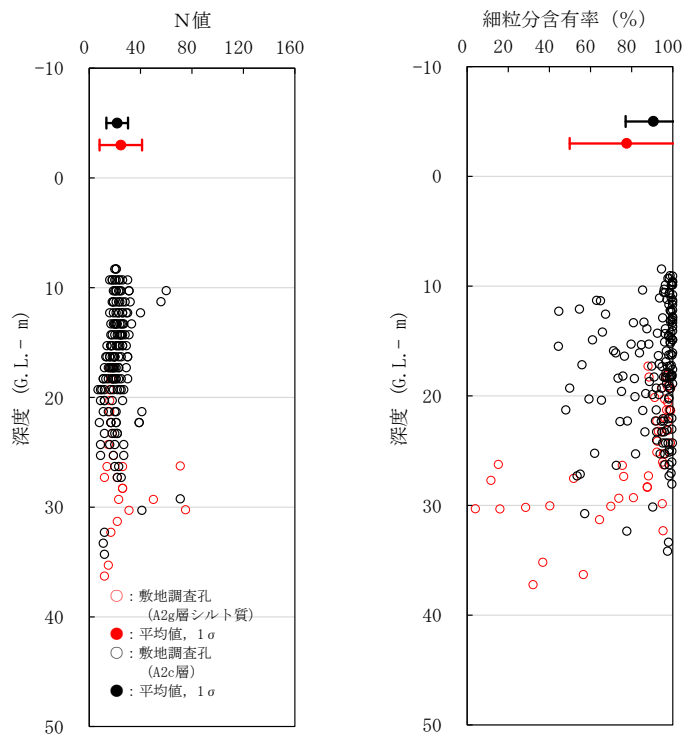


図 3-21 A2g 層（シルト質）と A2c 層の N 値及び細粒分含有率の比較

### 3.2.2 A1c 層の解析用地盤物性値

#### (1) 解析用物性値の代用方針

非液状化検討対象層の A1c 層は、シルト及び砂混じりシルトを主体とする更新世の粘性土層であり、敷地の南部に分布している。また、A1c 層の分布範囲は、耐震評価における対象施設から十分離れている。A1c 層の分布範囲を図 3-22 に、A1c 層の分布範囲にて作成した地質断面図を図 3-23 示す。

有効応力解析に用いる A1c 層の解析用地盤物性値は、同じ古安田層で敷地に広く、また厚く分布し、施設直下及び直近に認められる A2c 層にて代用する方針とする。

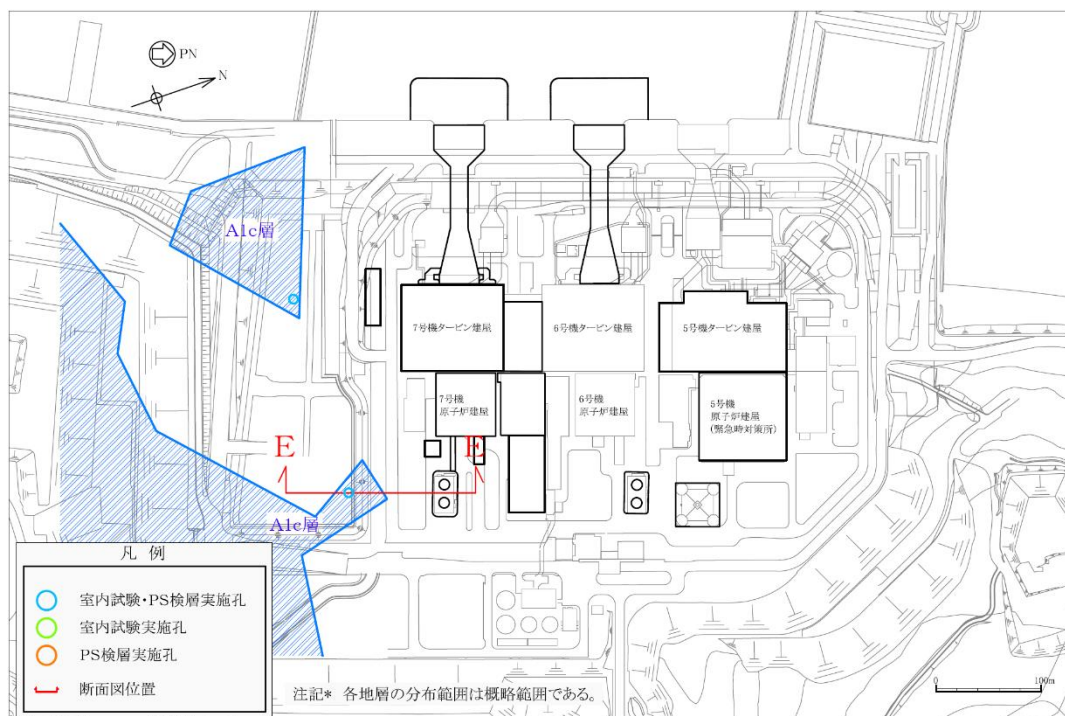


図 3-22 A1c 層の分布範囲（試料採取位置及び PS 検層位置）

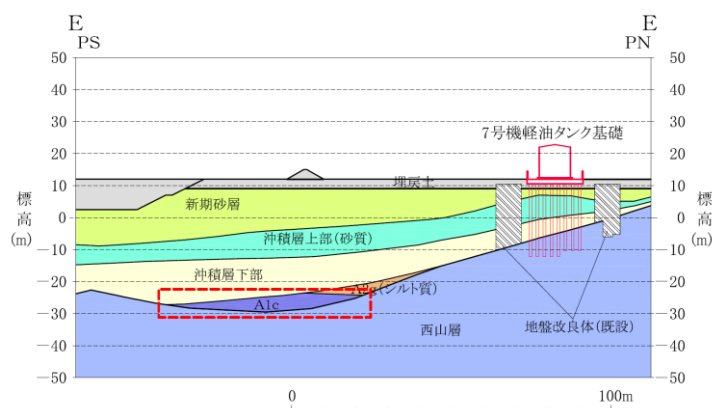


図 3-23 A1c 層の分布範囲にて作成した地質断面図



(2) 解析用物性値の代用の妥当性

A1c 層の解析用物性値を A2c 層で代用する妥当性を確認するため、両層の「物理特性」、  
「速度特性」及び「強度特性」について比較する。

「物理特性」については、湿潤密度、含水比、間隙比及び塑性指数について比較した。  
両層の粒径加積曲線を図 3-24 に、物理特性を表 3-5 に示す。これらより、A1c 層は A2c  
層と比較して、湿潤密度はより軽く、含水比及び間隙比はより大きい結果となっている。  
これは、A1c 層がシルトを主体とし、A2c 層と比較すると淘汰がよく粒度が揃っているため  
と考えられる。

「速度特性」については、両層の PS 検層により得られるせん断波速度を比較した。PS 検  
層の位置図を図 3-22 に示す。両層のせん断波速度の比較結果を図 3-25 に示す。

「強度特性」については、原地盤から採取した試料に対して実施した三軸圧縮試験によ  
り比較を行った。三軸圧縮試験結果の比較結果を図 3-26 に示す。A1c 層と A2c 層の強度  
定数 ( $c'$ ,  $\phi'$ ) を比較した結果、有意な差が無いことを確認した。両層の N 値及び細粒  
分含有率の比較結果を図 3-27 に示す。A1c と A2c 層の N 値を比較した結果、有意な差が  
無いことを確認した。

これらの比較結果より、A1c 層は、代用する A2c 層と比べて、分級された土質であるも  
のの、速度特性及び強度特性に関しては A2c 層と概ね同じである。

以上より、A1c 層の解析用地盤物性値を A2c 層で代用することは妥当である。

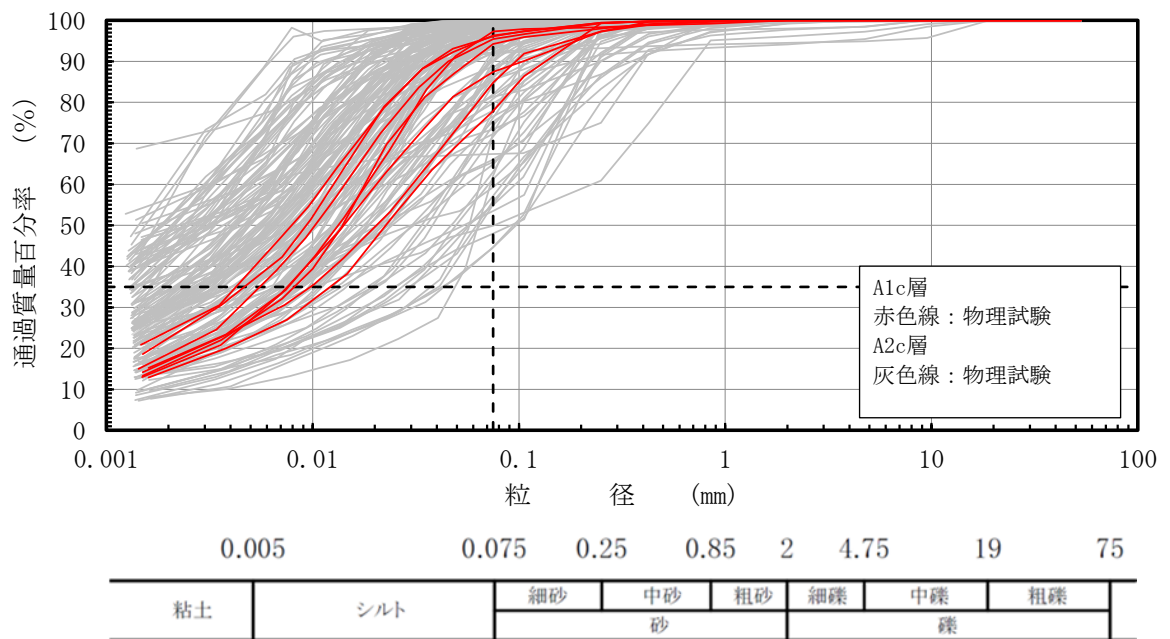


図 3-24 A1c 層と A2c 層の粒径加積曲線

表 3-5 A1c 層の基礎物理特性

| 地層    | 湿潤密度 $\rho_t$<br>( $g/cm^3$ ) |      | 含水比 $w$<br>(%) |      | 間隙比 $e$ |       | 細粒分含有率<br>(%) |      | 塑性指数 $I_p$ |      |
|-------|-------------------------------|------|----------------|------|---------|-------|---------------|------|------------|------|
|       | 平均値                           | 標準偏差 | 平均値            | 標準偏差 | 平均値     | 標準偏差  | 平均値           | 標準偏差 | 平均値        | 標準偏差 |
| A1c 層 | 1.73                          | 0.02 | 46.6           | 2.9  | 1.255   | 0.041 | 91.2          | 7.0  | 36.1       | 9.4  |
| A2c 層 | 1.80                          | 0.06 | 41.0           | 5.9  | 1.081   | 0.139 | 90.6          | 13.6 | 39.9       | 14.7 |

(参考) 粒度組成

| 地層    | 礫分<br>(%) | 砂分<br>(%) | シルト分<br>(%) | 粘土分<br>(%) | 細粒分<br>(%) | 数量  |
|-------|-----------|-----------|-------------|------------|------------|-----|
|       | 平均値       | 平均値       | 平均値         | 平均値        | 平均値        |     |
| A1c 層 | 0.0       | 8.8       | 61.9        | 29.3       | 91.2       | 8   |
| A2c 層 | 0.2       | 9.2       | 47.5        | 43.1       | 90.6       | 161 |

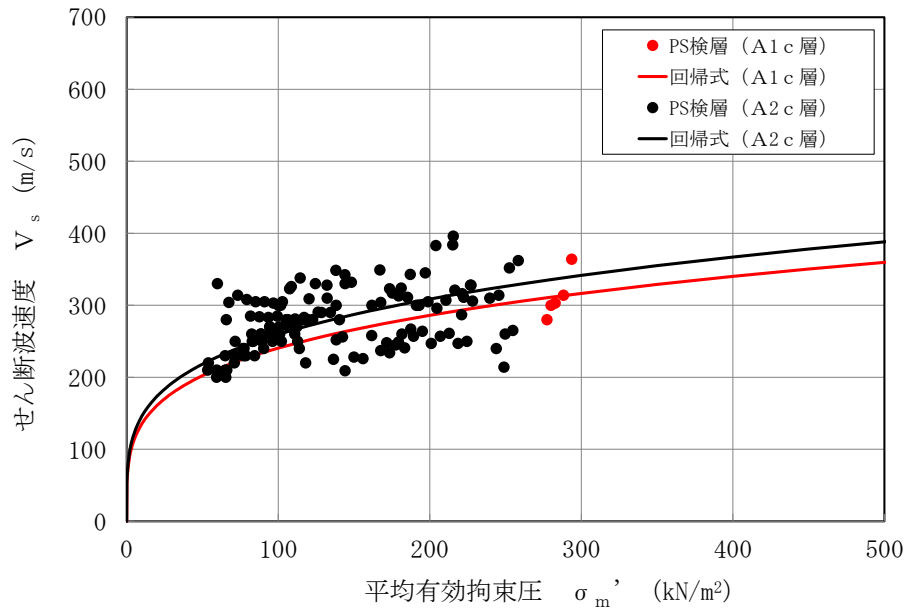


図 3-25 A1c 層と A2c 層の PS 検層結果の比較

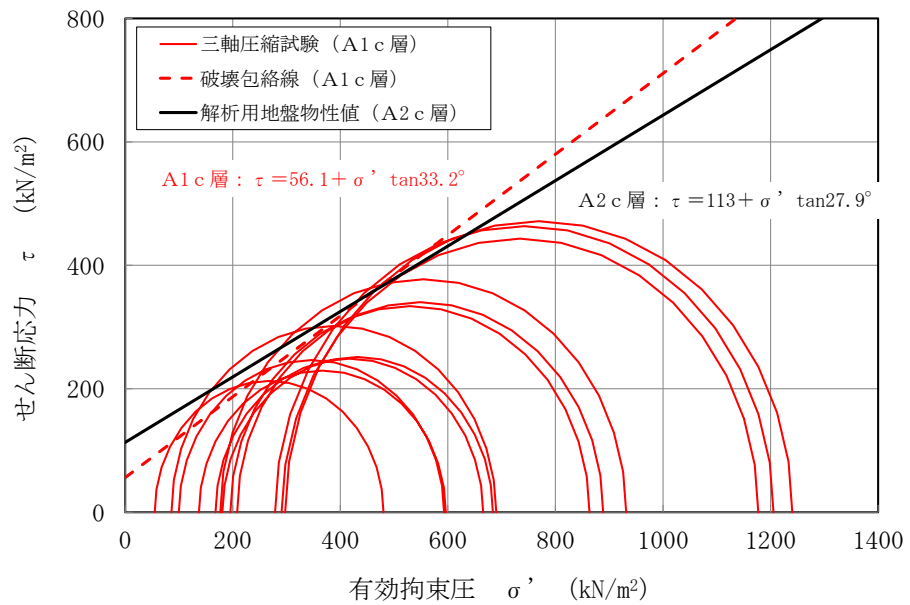


図 3-26 A1c 層と A2c 層の三軸圧縮試験結果 [圧密非排水条件] の比較

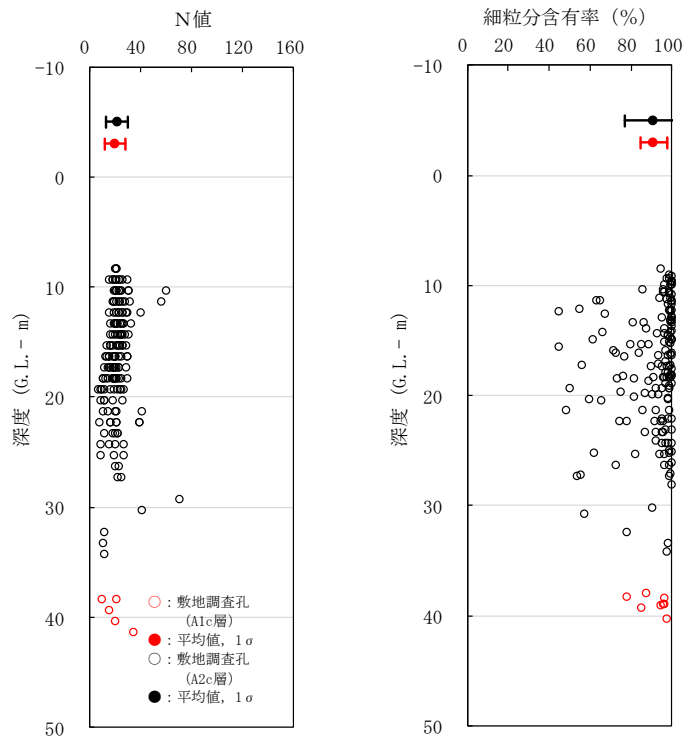
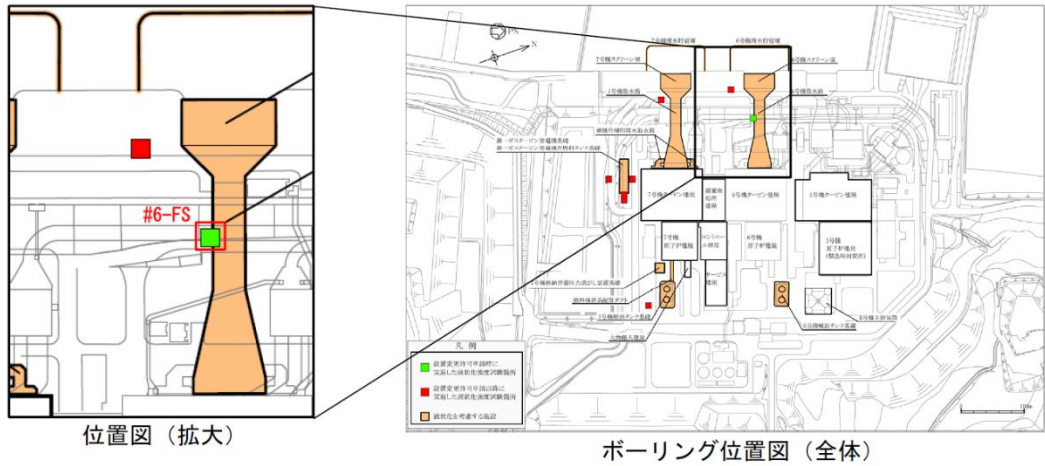


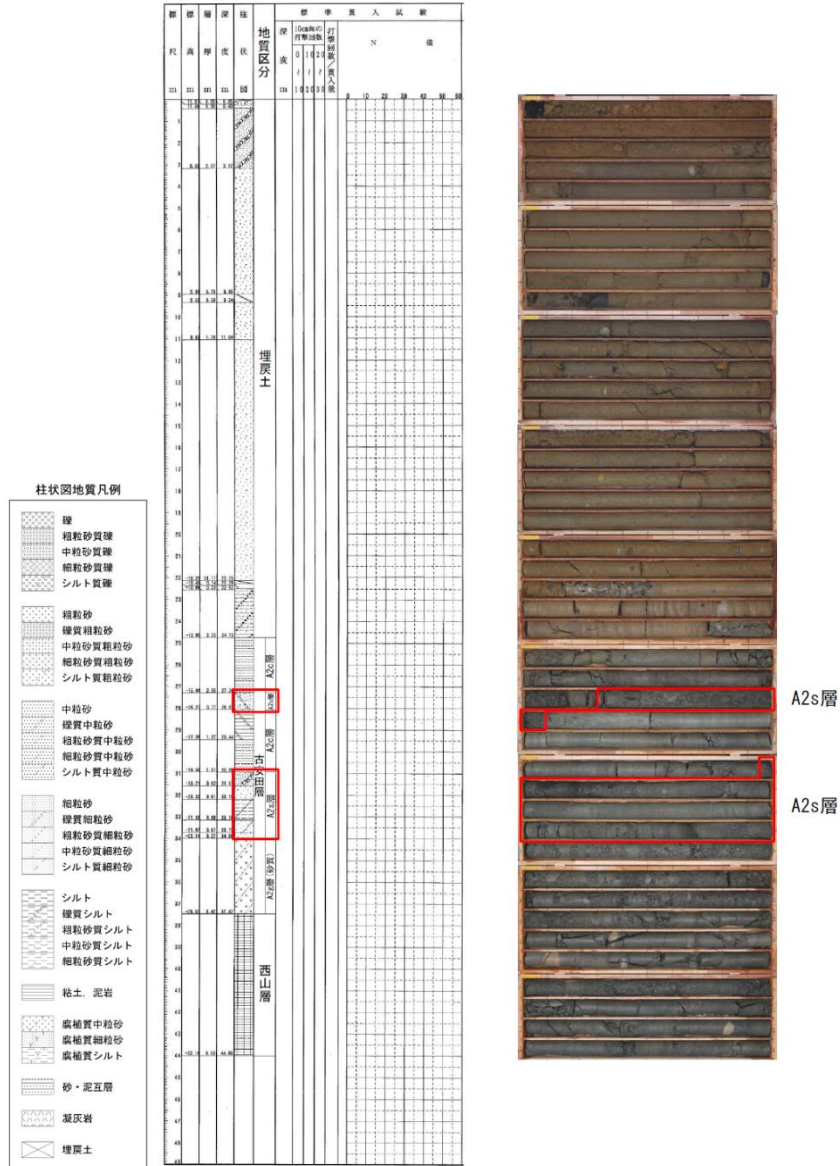
図 3-27 A1c 層と A2c 層の N 値及び細粒分含有率の比較

(参考資料 3) 液状化強度試験の詳細について

1. 液状化強度試験箇所のボーリング柱状図・コア写真  
液状化強度試験箇所のボーリング柱状図及びコア写真を図 1-1～図 1-8 に示す。

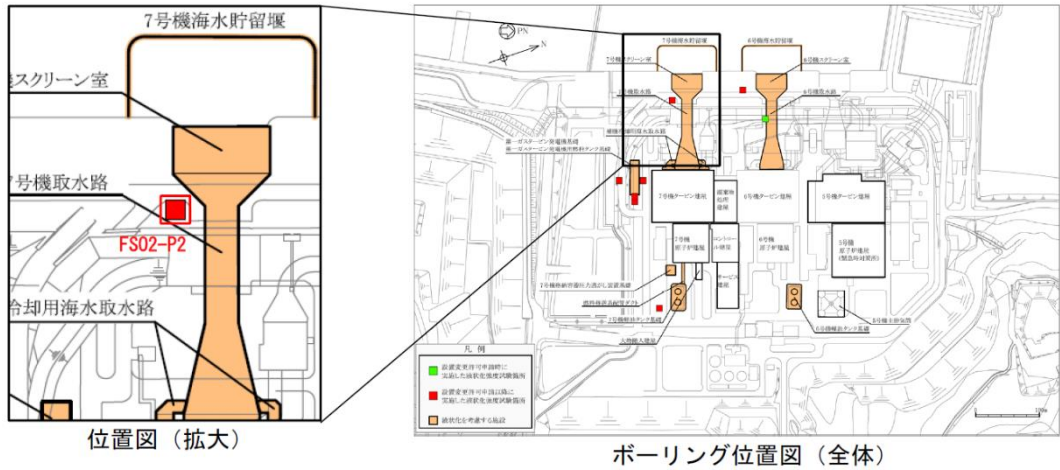


孔名：#6-FS 孔口標高：T.M.S.L. 11.86m 掘進長：L=44.0m（設置変更許可申請時の液状化強度試験箇所）

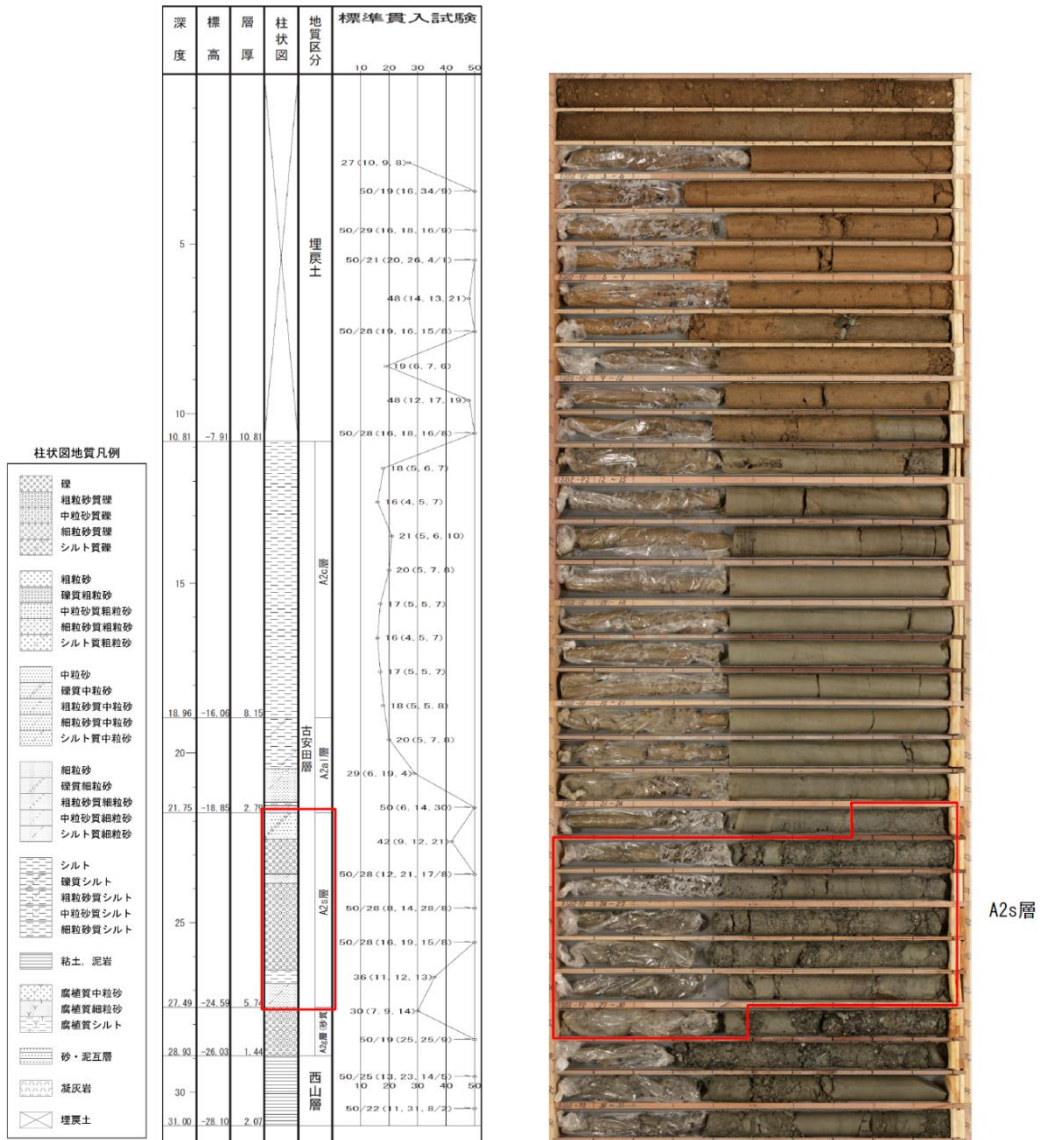


注：図中の赤枠は液状化強度試験の対象地層を示す。

図 1-1 ボーリング柱状図・コア写真（#6-FS）

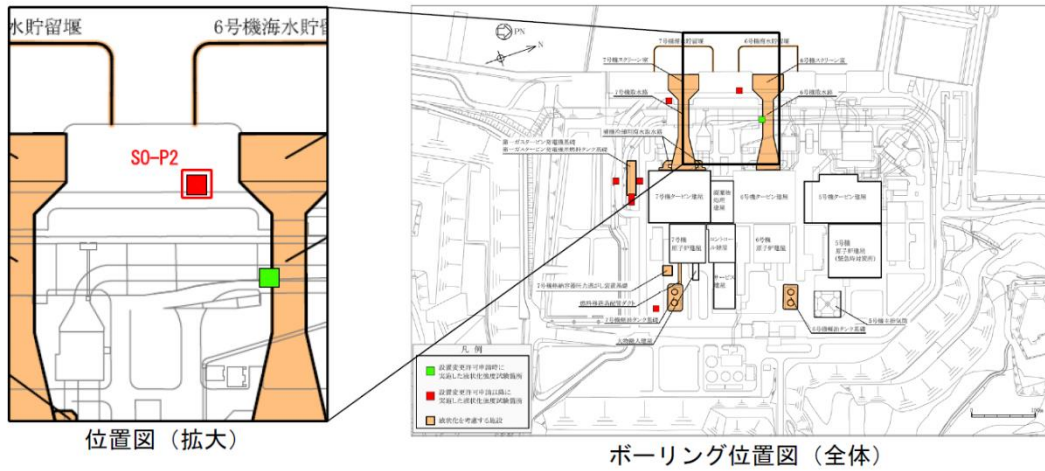


孔名：FS02-P2 孔口標高：T.M.S.L. 2.90m 掘進長：L=31.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)



注：図中の赤枠は液状化強度試験の対象地層を示す。

図 1-2 ボーリング柱状図・コア写真 (FS02-P2)



孔名：S0-P2 孔口標高：T.M.S.L. 3.01m 掘進長：L=10.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)

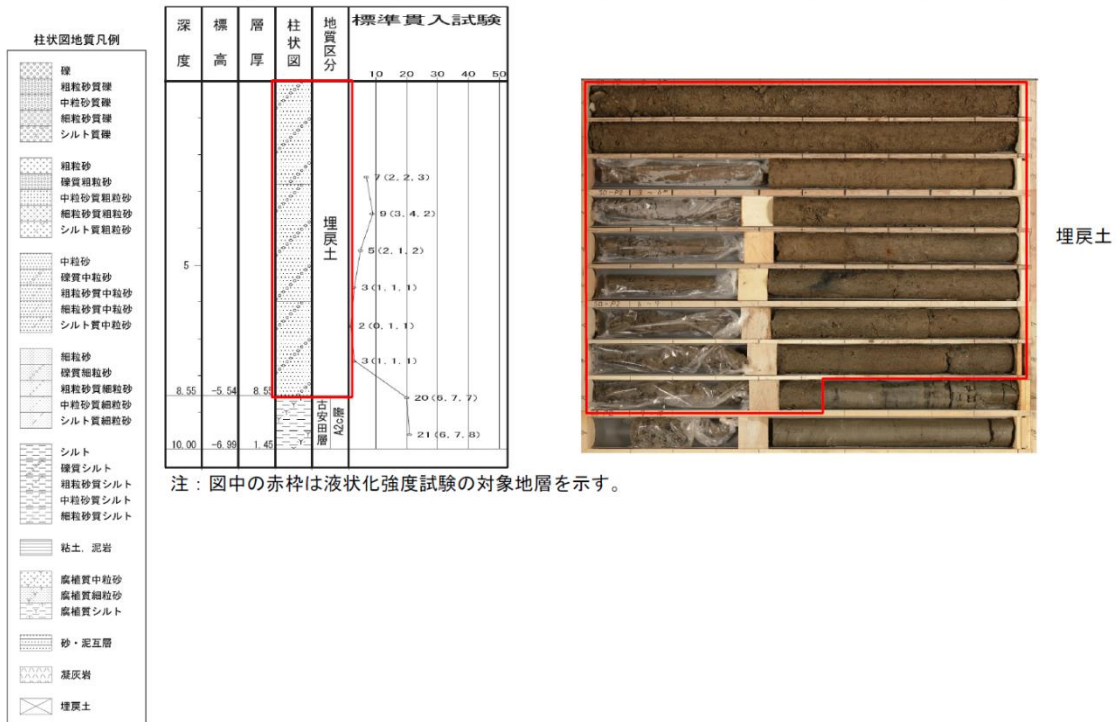
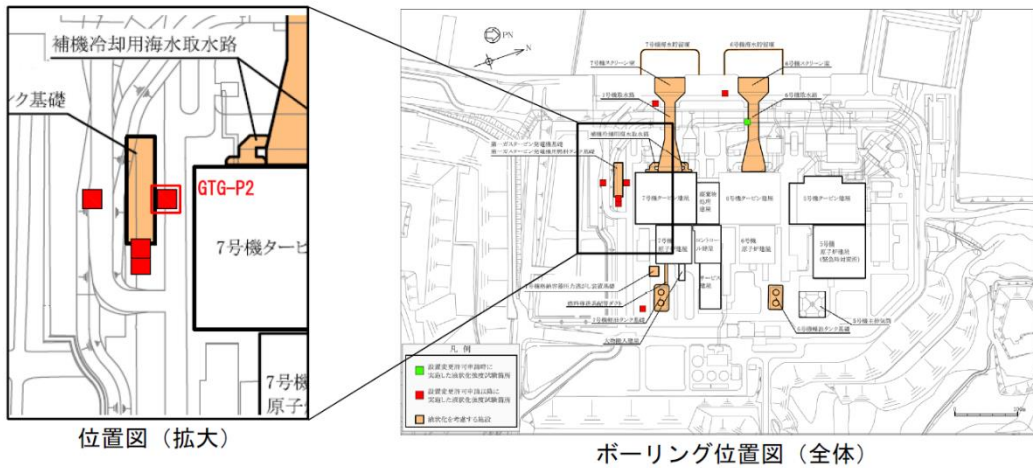


図 1-3 ボーリング柱状図・コア写真 (S0-P2)





孔名：GTG-P2 孔口標高：T.M.S.L. 11.95m 掘進長：L=31.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)

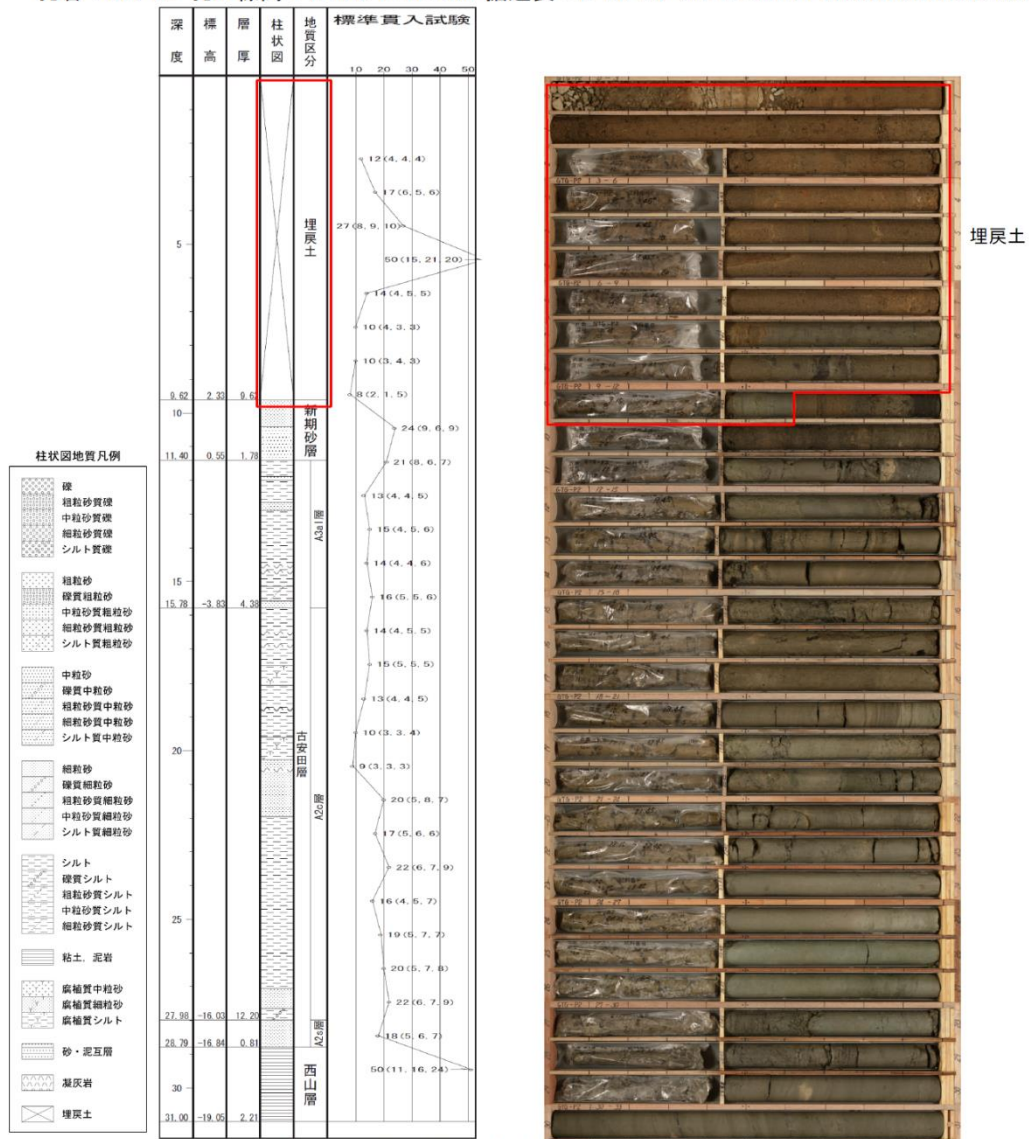
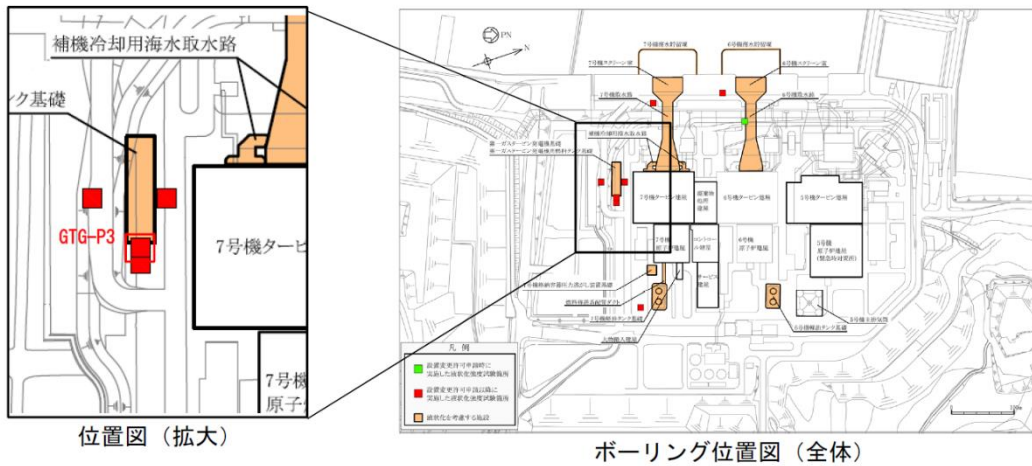
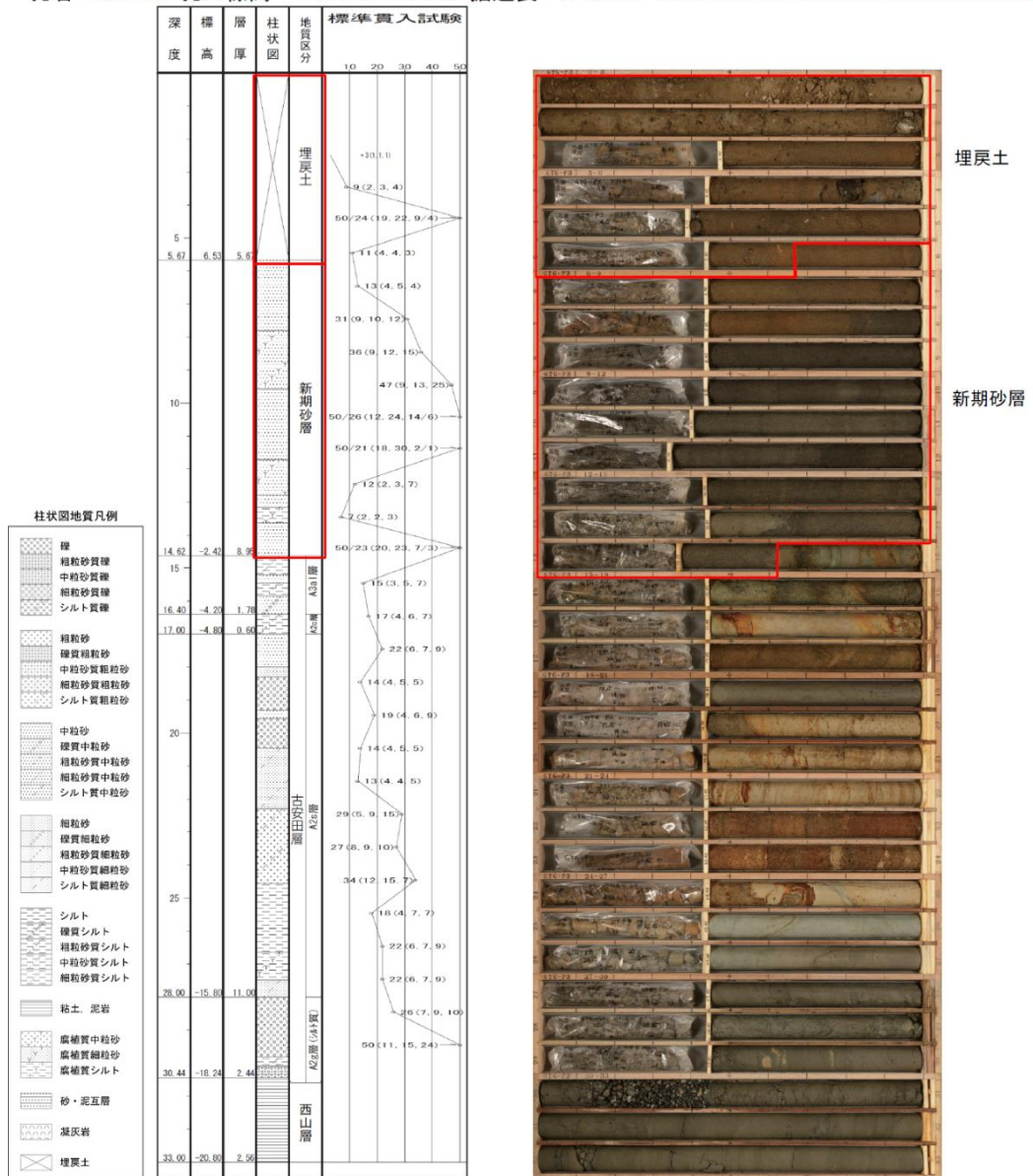


図 1-4 ボーリング柱状図・コア写真 (GTG-P2)



孔名：GTG-P3 孔口標高：T. M. S. L. 12. 20m 掘進長：L=33. 0m (設置変更許可申請以降の液化化強度試験箇所)

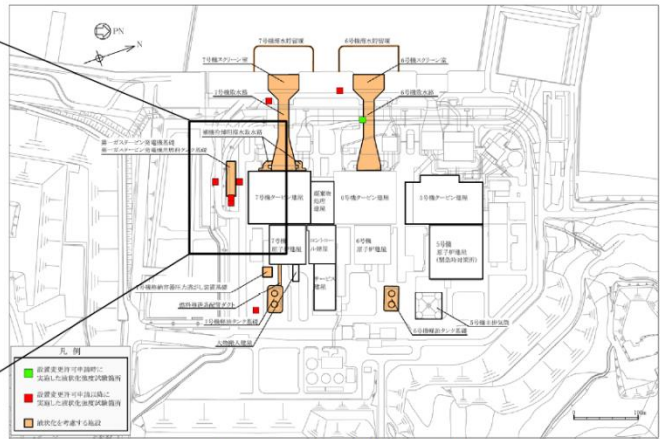


注：図中の赤枠は液化化強度試験の対象地層を示す。

図 1-5 ボーリング柱状図・コア写真 (GTG-P3)

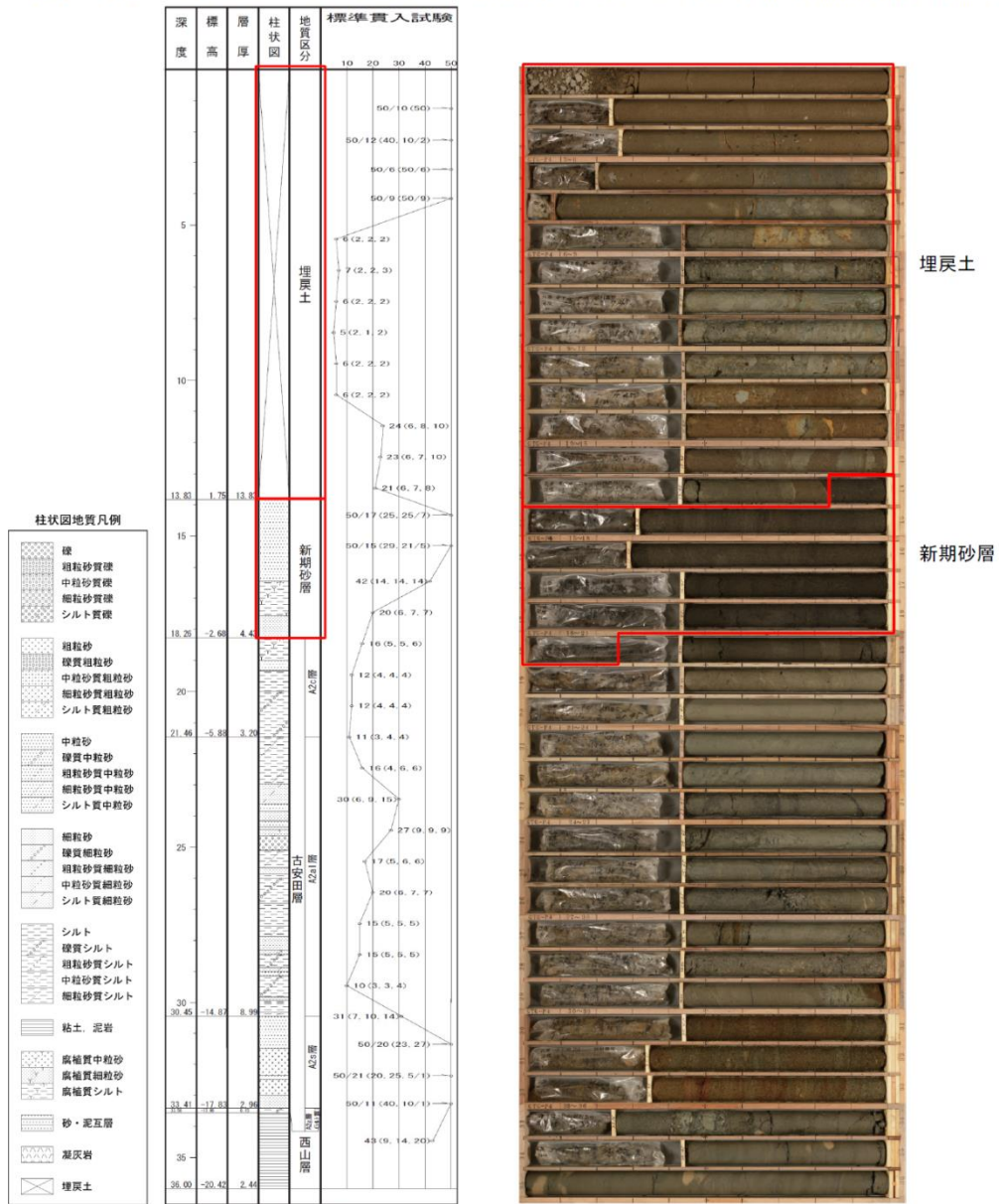


位置図 (拡大)



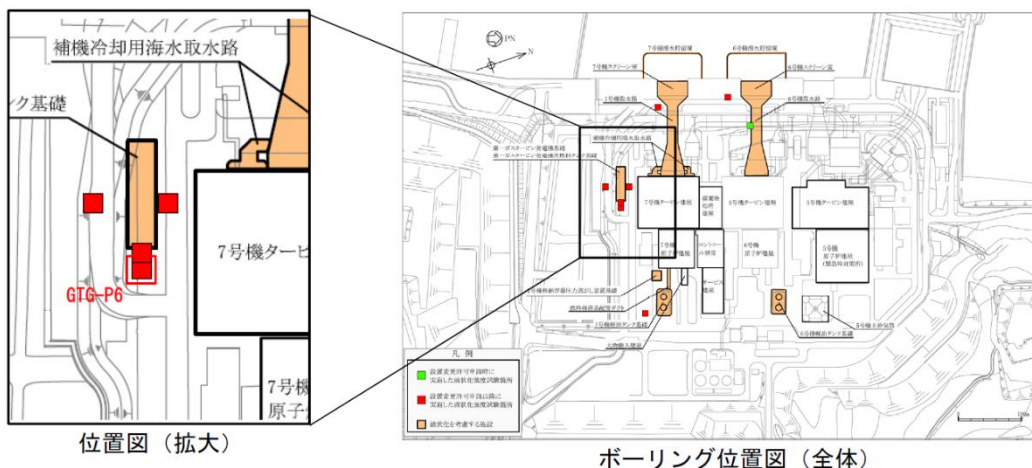
ボーリング位置図 (全体)

孔名 : GTG-P4 孔口標高 : T. M. S. L. 15.58m 掘進長 : L=36.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)

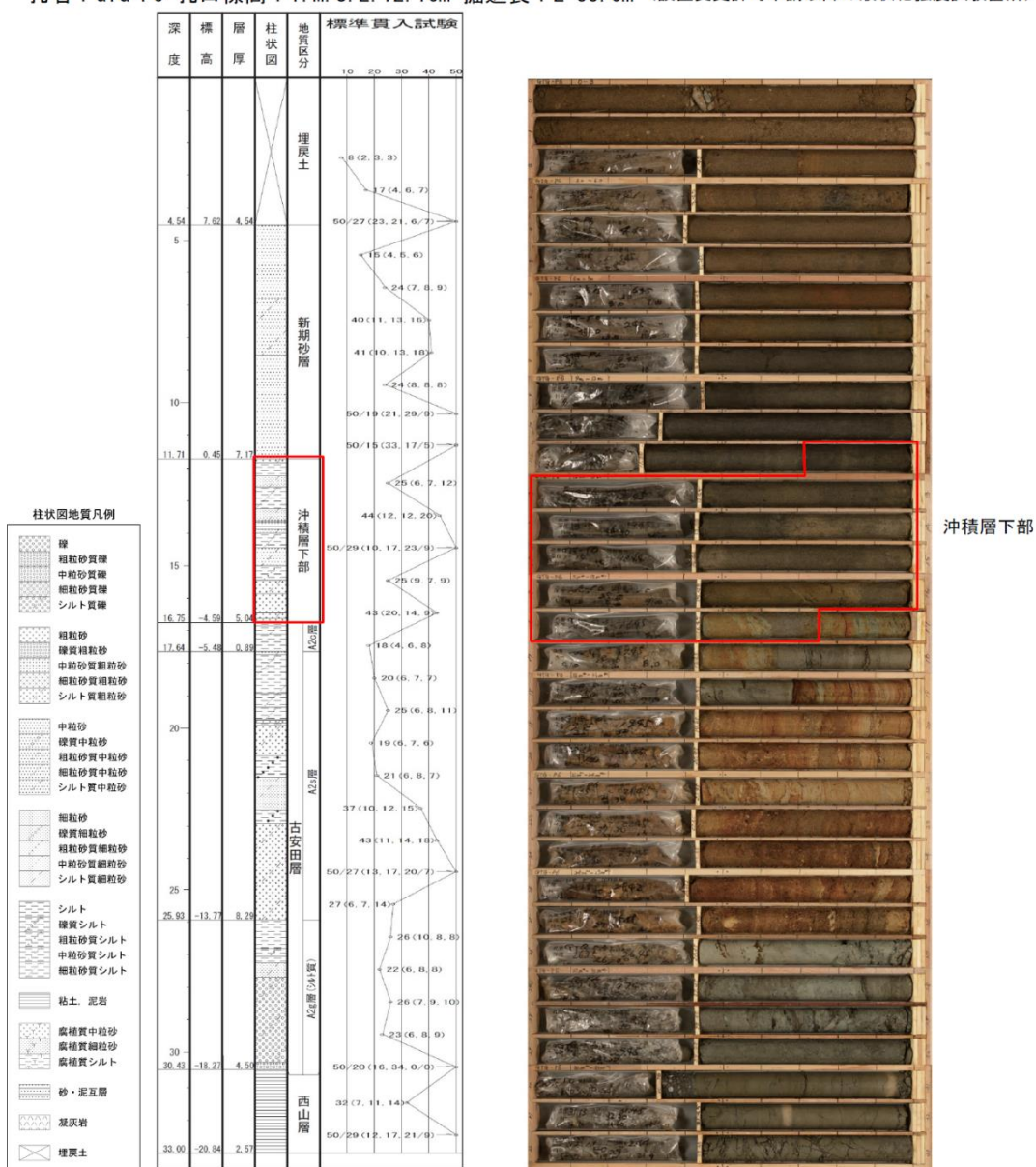


注 : 図中の赤枠は液状化強度試験の対象地層を示す。

図 1-6 ボーリング柱状図・コア写真 (GTG-P4)

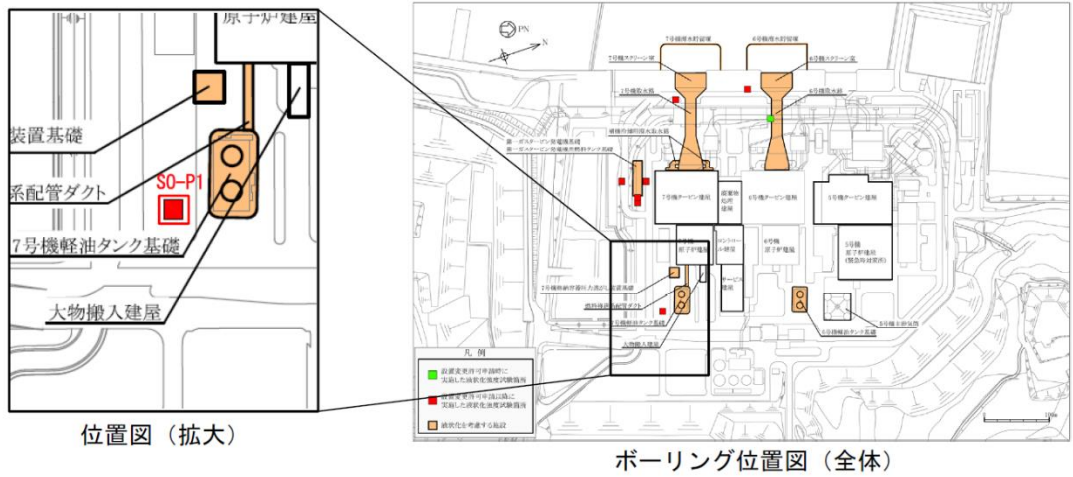


孔名：GTG-P6 孔口標高：T. M. S. L. 12. 16m 掘進長：L=33. 0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)

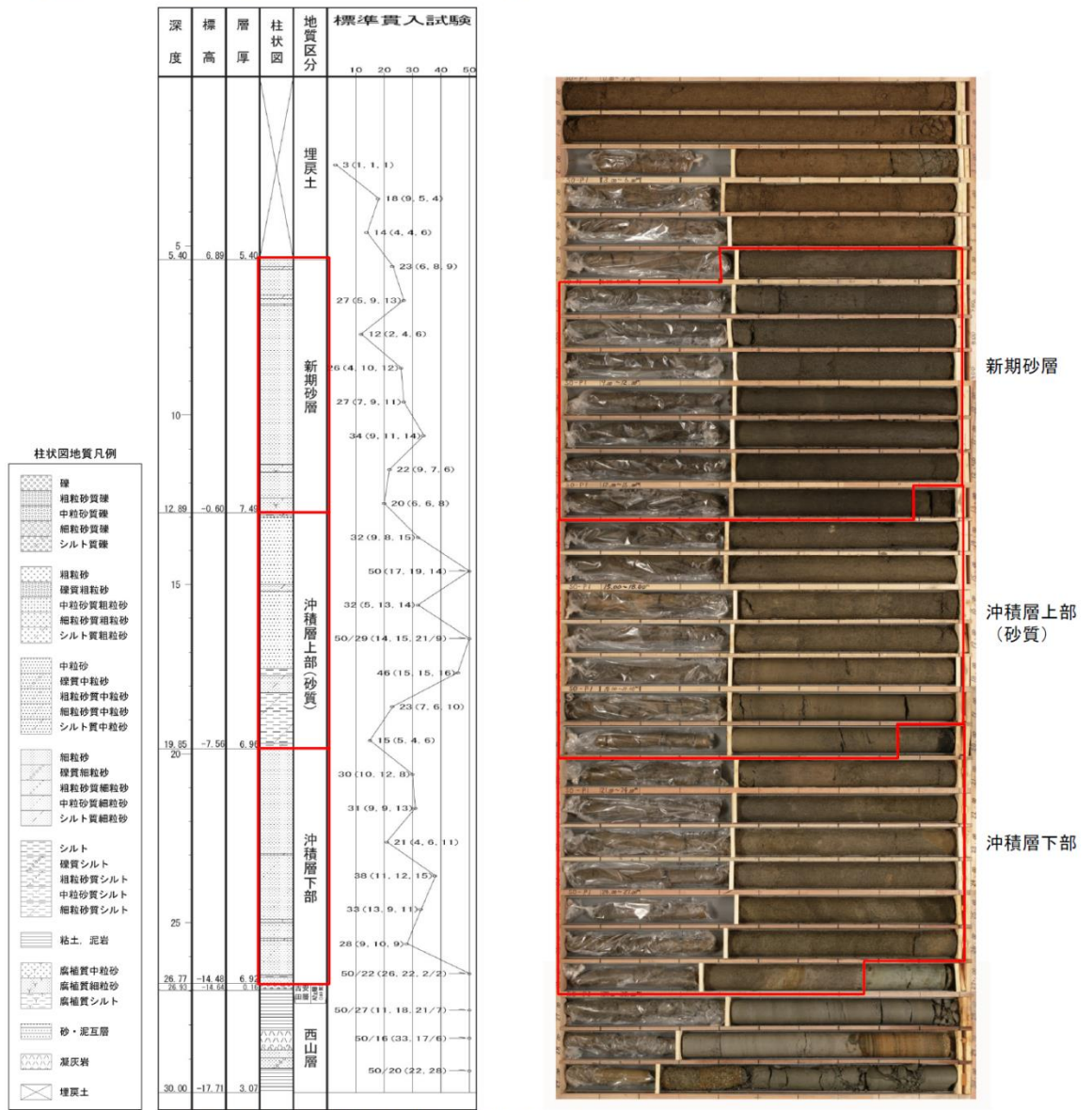


注：図中の赤枠は液状化強度試験の対象地層を示す。

図 1-7 ボーリング柱状図・コア写真 (GTG-P6)



孔名：S0-P1 孔口標高：T.M.S.L. 12.29m 掘進長：L=30.0m (設置変更許可申請以降の液状化強度試験箇所)



注：図中の赤枠は液状化強度試験の対象地層を示す。

図 1-8 ボーリング柱状図・コア写真 (S0-P1)

## 2. 液状化強度試験結果

液状化強度試験結果の代表例を図 2-1～図 2-5 に示す。

ここで，液状化強度試験結果の代表例は，繰り返し回数 20 回付近で両せん断振幅ひずみ 7.5% に至る試験ケースを目安として，地質区分別に示している。

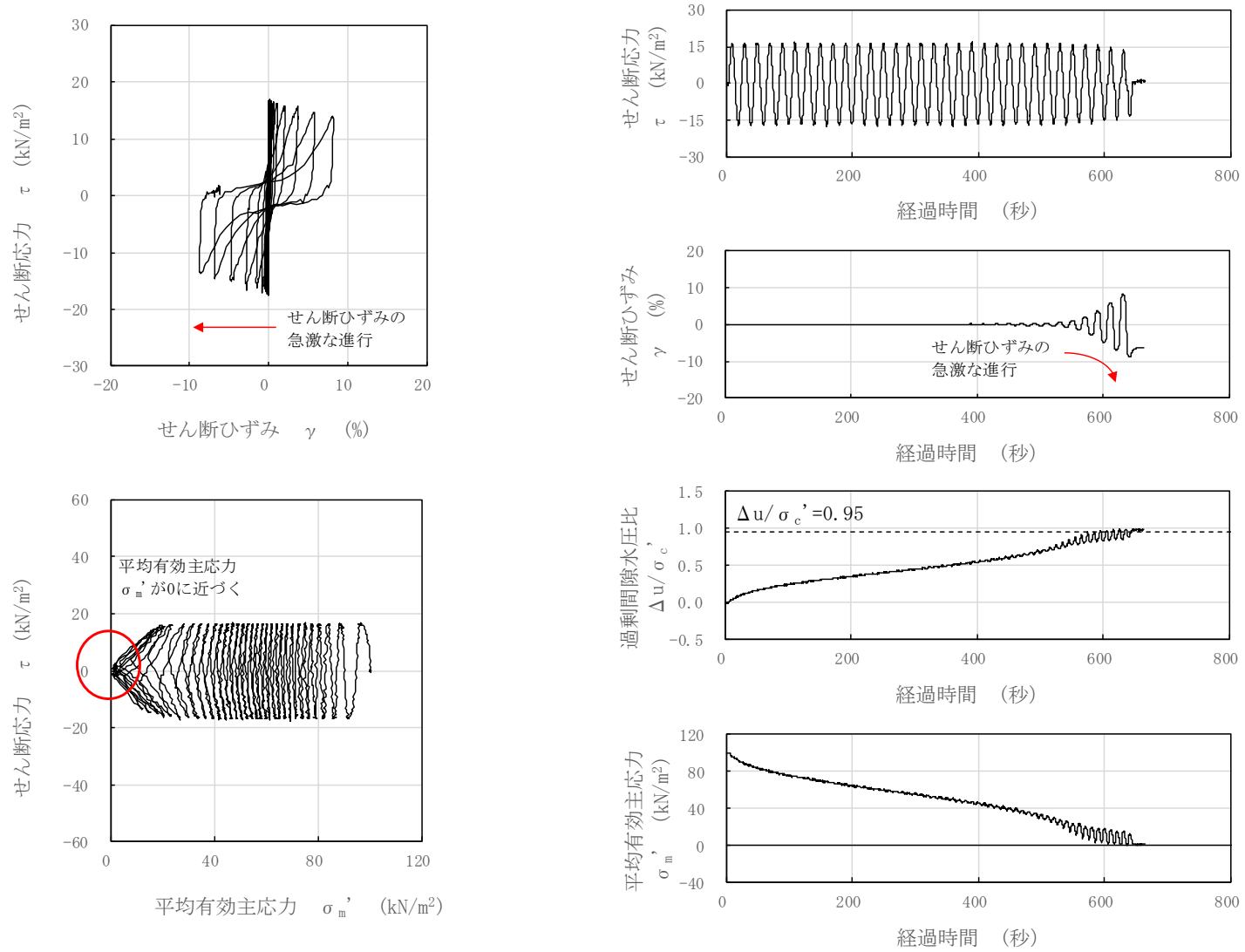


図 2-1 液状化試験結果 (埋戻土, S0-S2'-3-2, GL. -5.13~5.25m, 有効拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.168)

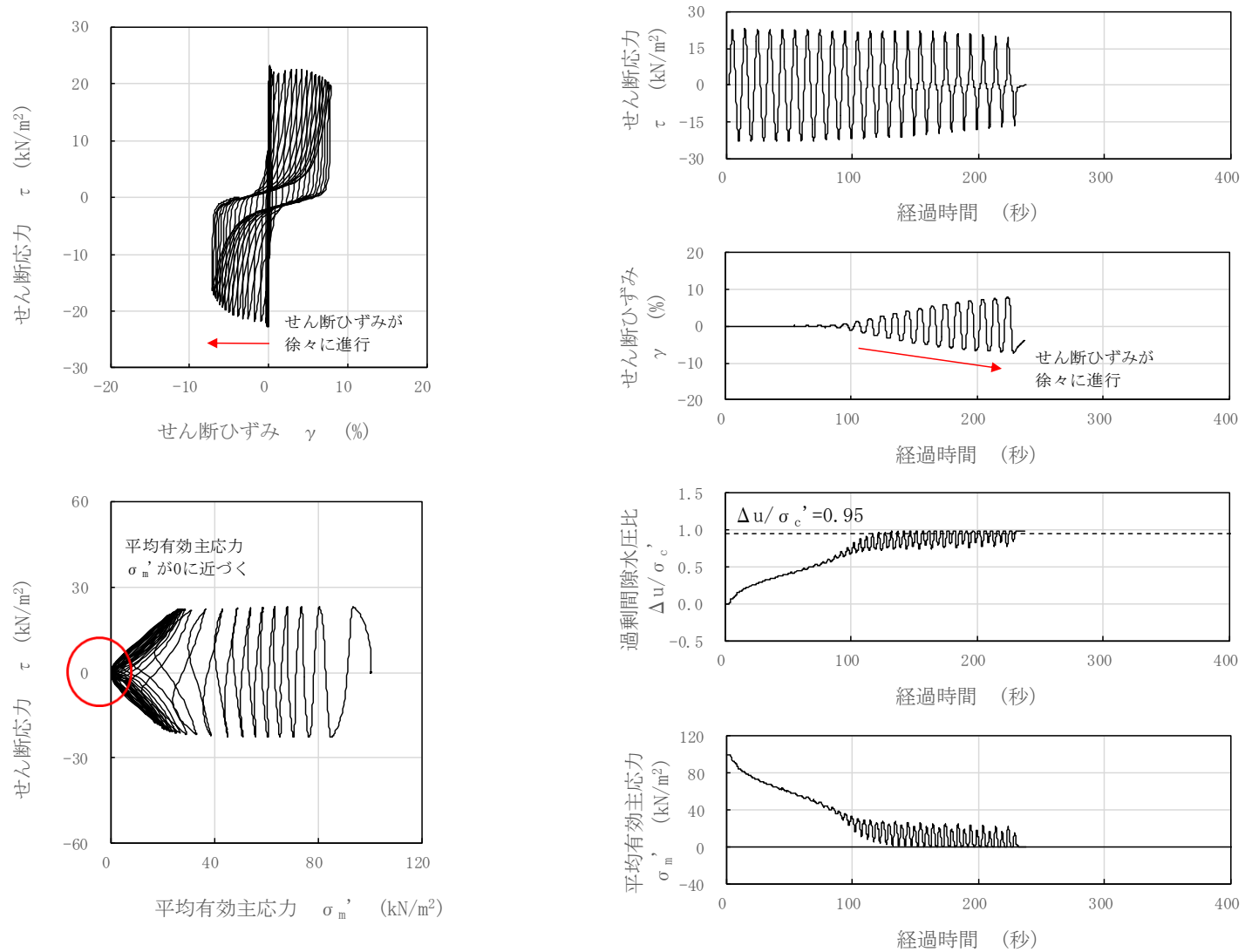


図 2-2 液状化試験結果 (新期砂層, S0-S1-2-6, GL. -8.16~8.28m, 有効拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.227)



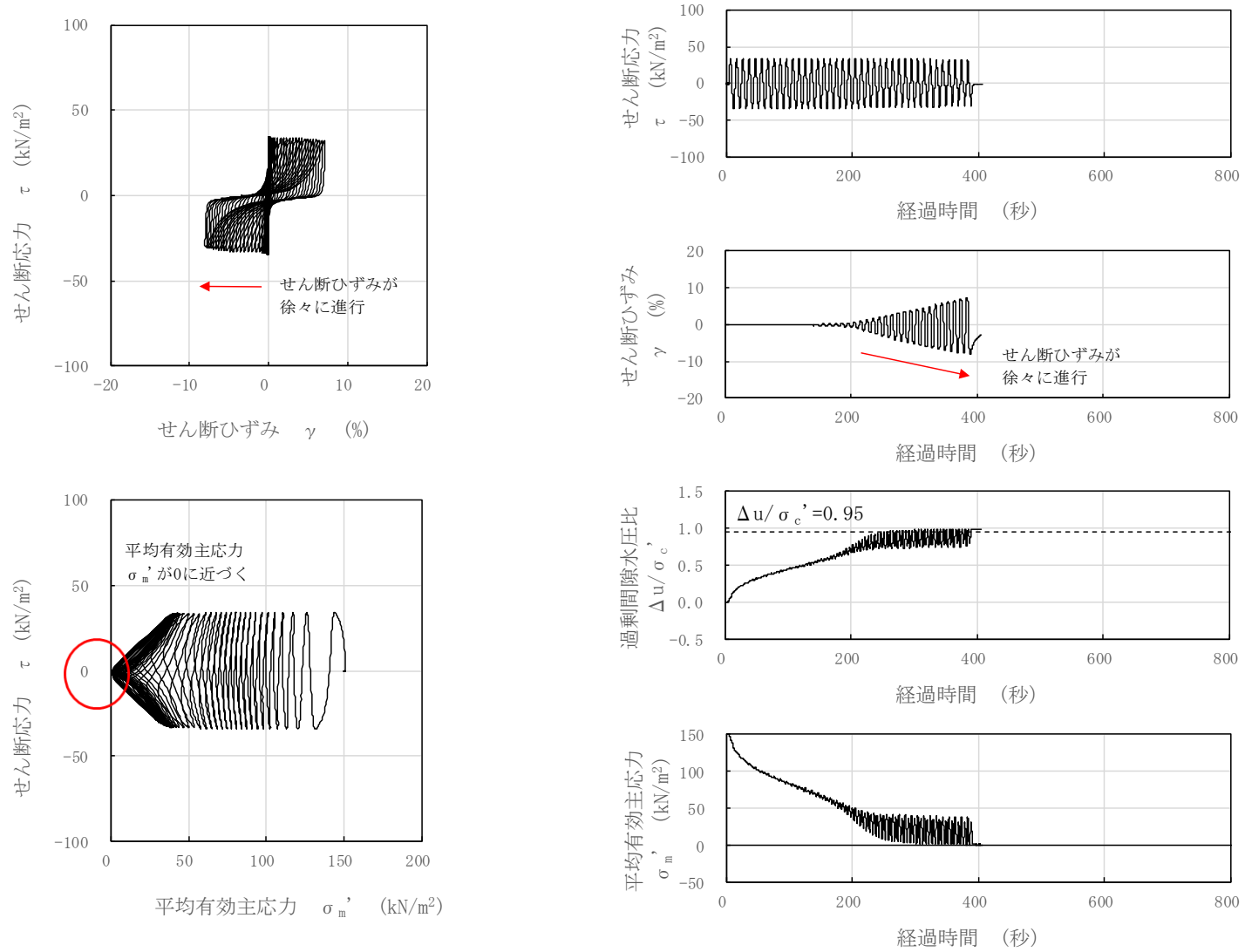


図 2-3 液状化試験結果 (沖積層上部 (砂質), S0-S1-8-6, GL. -14.66~14.78m, 有効拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.227)

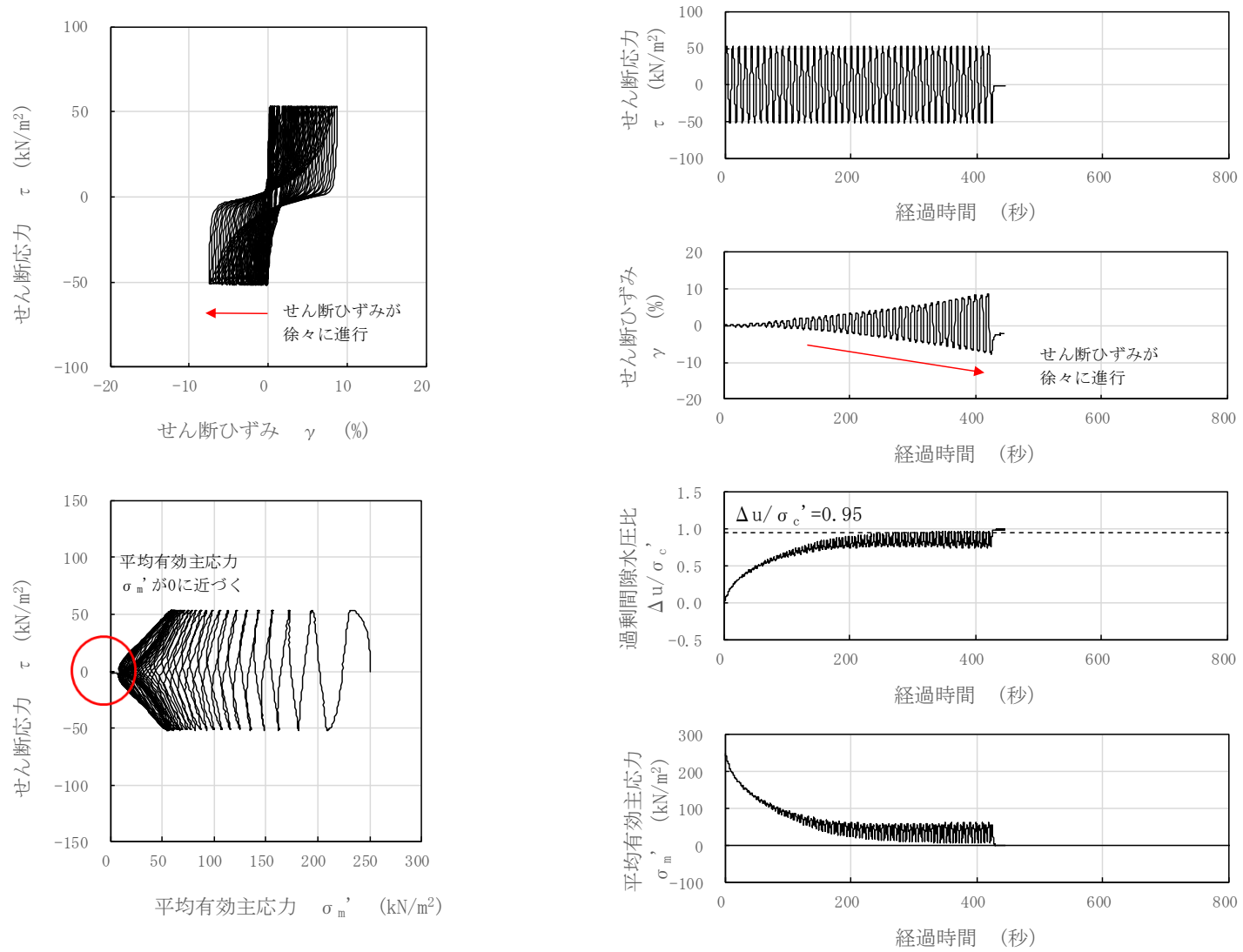


図 2-4 液状化試験結果 (沖積層下部, GTG-S6-⑤, GL. -11.70~14.70m, 有効拘束圧 250kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.211)

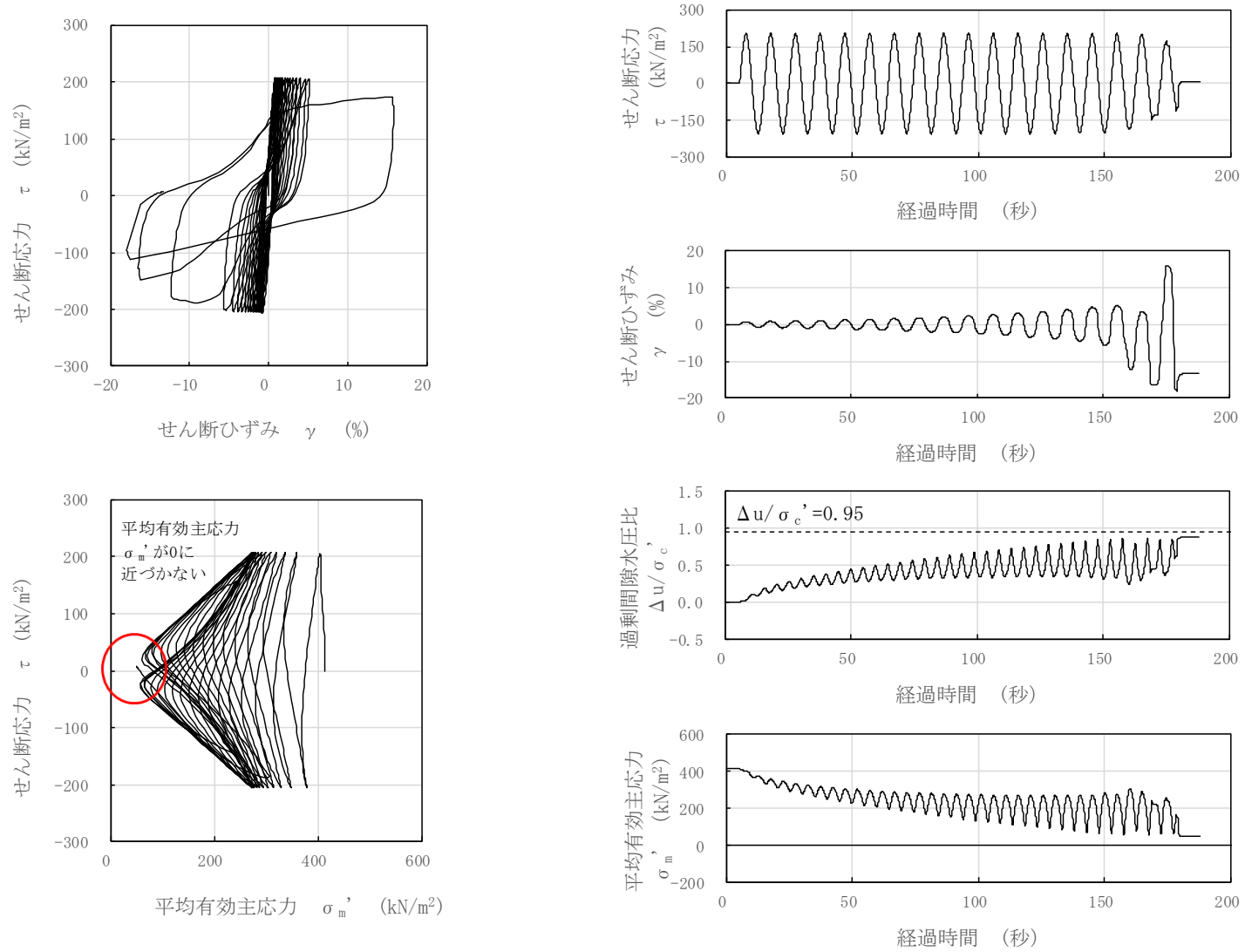


図 2-5 液状化試験結果 (A2s 層, FS02-2-8, GL. -22.70~22.85m, 有効拘束圧 412kN/m<sup>2</sup>, せん断応力比=0.499)

(参考資料 4) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき

1. 建物・構築物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

建物・構築物の地震応答解析においては、構造物の周囲に分布する第四系及び支持層である新第三系に対し、せん断波速度の変動係数に基づくばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

なお、地盤物性のばらつきの設定は、建物・構築物の設置位置に応じて、下記のグループごとに設定した。以降にグループごとの設定方法を記す。

- ・原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋，大物搬入建屋，格納容器圧力逃がし装置基礎，サービス建屋
- ・緊急時対策所，5号機タービン建屋

1.1 原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋，大物搬入建屋，格納容器  
圧力逃がし装置基礎，サービス建屋

(1) 西山層について

図 1-1 に西山層を対象とした炉心ボーリングの PS 検層結果に基づく標準偏差を示す。  
これより，西山層のせん断波速度の変動係数は 10% ([変動係数]=[標準偏差]÷[平均値]  
=61/649=0.094) より，西山層のばらつきは 10%に設定した。

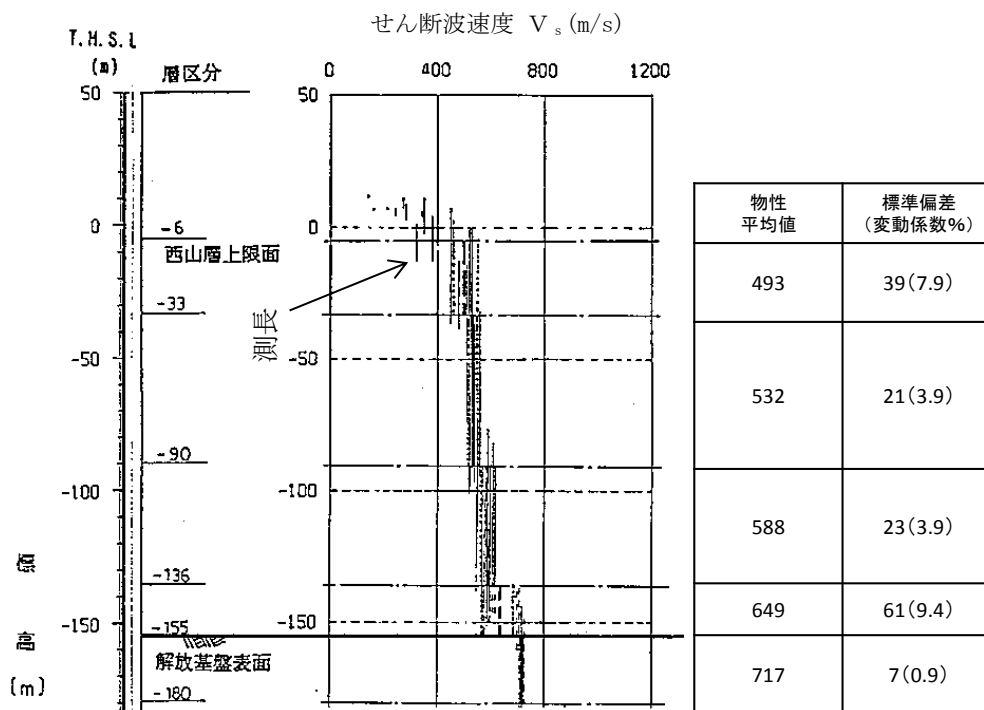


図 1-1 せん断波速度変動係数 (6,7 号機原子炉建屋の炉心ボーリング)

(2) 古安田層について

表 1-1 に古安田層を対象とした炉心ボーリングの PS 検層結果に基づく標準偏差を示す。  
これより，古安田層のせん断波速度の変動係数は 25% ([変動係数]=[標準偏差]÷  
[平均値]=71/330=0.215) より，古安田層のばらつきは 25%に設定した。

表 1-1 古安田層のせん断波速度の標準偏差

| 号機   | P S 検層<br>調査長さ<br>(m) | せん断波速度<br>$V_s$ (m/s) |      |
|------|-----------------------|-----------------------|------|
|      |                       | 平均値                   | 標準偏差 |
| 6, 7 | 41                    | 330                   | 71   |

(3) 新期砂層について

表 1-2 に新期砂層を対象としたボーリングの PS 検層結果に基づく変動係数を示す。図 1-2 に新期砂層の PS 検層位置を示す。これより，新期砂層のせん断波速度の変動係数は 13% より，新規砂層のばらつきは 13% に設定した。

表 1-2 新期砂層の変動係数

| 地層   | 平均せん断波速度<br>(m/s) | 変動係数  | データ数<br>n |
|------|-------------------|-------|-----------|
| 新期砂層 | 222               | 0.127 | 12        |



図 1-2 新期砂層の PS 検層位置

## 1.2 緊急時対策所，5号機タービン建屋

### (1) 古安田層・西山層について

表 1-3 に古安田層及び西山層を対象とした炉心ボーリングの PS 検層結果等に基づく標準偏差及び変動係数を示す。建設時は，表 1-3 に示す地盤剛性 $G_0$ の設計値に対する変動係数の最大値である 19.5%に対してばらつきの影響検討を行っていた。今回は，地盤剛性 $G_0$ の変動係数 19.5%より，地盤剛性 $G_0$ とせん断波速度の関係 ( $G = \rho \cdot V_s^2$ ) から，古安田層及び西山層のせん断波速度の設計値に対するばらつきを 11%に設定した。なお，PS 検層結果に基づく，せん断波速度の変動係数の最大値は 10%であり，今回設定したばらつきと同程度である。

表 1-3 古安田層・西山層の地盤剛性 $G_0$ の変動係数

| T. M. S. L.<br>(m)<br>地層 | $\gamma_t$ の<br>平均値                          | $\gamma_t$ の<br>標準<br>偏差                   | $V_s$ の<br>平均値            | $V_s$ の<br>標準<br>偏差     | $\gamma_t$ の<br>変動<br>係数 | $V_s$ の<br>変動<br>係数 | $G_0$ の<br>平均値                           | $G_0$ の<br>変動  | 設計用<br>の $G_0$ 値              | $G_0$ の設計値に対<br>する変動係数 |
|--------------------------|----------------------------------------------|--------------------------------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------|------------------------------------------|----------------|-------------------------------|------------------------|
|                          | $\overline{\gamma_t}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\sigma_{\gamma_t}$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\overline{V_s}$<br>(m/s) | $\sigma_{V_s}$<br>(m/s) | $\alpha_{\gamma_t}$      | $\alpha_{V_s}$      | $\overline{G_0}$<br>(t/cm <sup>3</sup> ) | *1             | $G_0$<br>(t/cm <sup>3</sup> ) | *2<br>(%)              |
| 6.0<br>古安田層<br>-9.0      | 1.78                                         | 0.065                                      | 306.5                     | 12.6                    | 0.0365                   | 0.0411              | 1.706                                    | 1.909<br>1.503 | 1.75                          | 9.1<br>-14.1           |
| 西山層(1)<br>-60.0          | 1.70                                         | 0.03                                       | 492.7                     | 28.4                    | 0.0176                   | 0.0578              | 4.211                                    | 4.772<br>3.650 | 4.17                          | 14.4<br>-12.5          |
| 西山層(2)<br>-100.0         | 1.75                                         | 0.03                                       | 560.1                     | 21.3                    | 0.0171                   | 0.0380              | 5.602                                    | 6.124<br>5.080 | 5.60                          | 9.3<br>-9.3            |
| 西山層(3)<br>-134.0         | 1.78                                         | 0.02                                       | 566.5                     | 6.7                     | 0.0112                   | 0.0118              | 5.828                                    | 6.031<br>5.625 | 6.99                          | -13.7<br>-19.5         |

注記\*1 : 上段： $\overline{G_0}(1 + \alpha_{\gamma_t} + 2\alpha_{V_s})$ ，下段 $\overline{G_0}(1 - \alpha_{\gamma_t} - 2\alpha_{V_s})$

\*2 : 上段： $\{G_0(1 + \alpha_{\gamma_t} + 2\alpha_{V_s})/G_0 - 1.0\} \times 100$ ，下段 $\{G_0(1 - \alpha_{\gamma_t} - 2\alpha_{V_s})/G_0 - 1.0\} \times 100$

### (2) 埋戻土について

「2.1.1 FLIPにおける初期せん断弾性係数 $G_0$ のばらつきの設定方法」に示す。

## 2. 土木構造物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

土木構造物の耐震評価にあたっては、構造物の周囲に分布する埋戻土、埋戻土Ⅱ、沖積層及び古安田層に対し、初期せん断弾性係数 $G_0$ のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

$G_0$ のばらつきは、PS 検層の実測値に基づき算定する。また、 $G_0$ のばらつきの算出においては、地盤中の地下水の有無を考慮して適切な算定方法を適用する。なお、建物・構築物において有効力解析を実施する場合の $G_0$ のばらつきの考え方も同様である。

### 2.1 初期せん断弾性係数 $G_0$ のばらつきの設定方法

#### 2.1.1 F L I Pにおける初期せん断弾性係数 $G_0$ の考え方

土木構造物の耐震評価に用いる解析コードF L I Pでは、 $G_0$ は(式1)のように定義される。

$$G_0 = G_{ma} \cdot (\sigma_m' / \sigma_{ma}')^m \quad (\text{式1})$$

ここで、

$\sigma_{ma}'$  : 基準平均有効拘束圧

$\sigma_m'$  : 有効拘束圧

$G_{ma}$  : 基準初期せん断弾性係数 ( $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)

$m$  : 初期せん断弾性係数 $G_0$ の有効応力依存性を示す係数

#### (1) 地下水位を跨ぐ地層(埋戻土、新期砂層)における $G_0$ のばらつきの設定方法

$G_0$ のばらつきは、PS 検層の実測値に基づき、 $G_0$ と $\sigma_m'$ の標準偏差 $\sigma$ を算出する。さらに、(式1)における $G_{ma}$ 及び $m$ を標準偏差 $\pm 1\sigma$ を考慮した回帰係数として考慮する。

地下水位を跨ぐ地層における、PS 検層の実測値に基づく $G_0$ のばらつきの設定方法を以下に示す。

- ① 各深度の初期せん断弾性係数 $G_{0i}$ について、PS 検層による各深度のせん断波速度 $V_{si}$ と各地層の質量密度 $\rho$ により(式2)に基づき算定する。なお、 $\rho$ は地下水位以浅については湿潤密度、地下水位以深については飽和密度とする。 $\sigma_m'$ は、(式3)、(式4)により算定する。



$$G_{0i} = \rho \cdot V_{si}^2 \quad (\text{式 2})$$

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2} = \frac{\sigma_v' + K_0 \cdot \sigma_v'}{2} = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \sigma_v' \quad (\text{式 3})$$

$$K_0 = 0.5 \quad (\text{式 4})$$

ここで、

$\rho$  : 各地層の質量密度 (地下水位以浅=湿潤密度, 地下水位以深=飽和密度)

$\sigma_v'$  : 鉛直有効応力 (有効上載圧)

$\sigma_h'$  : 水平有効応力

$K_0$  : 静止土圧係数

- ②  $G_{0i}$  と各深度の平均有効主応力  $\sigma_{mi}'$  の回帰曲線を, (式 5) に示す指数関数の式で表す。なお,  $G_{ma}$  に対応する基準平均有効拘束圧  $\sigma_{ma}'$  は 98kPa とする。

$$G_0(\sigma_m') = G_{ma} \cdot (\sigma_m' / \sigma_{ma}')^m \quad (\text{式 5})$$

ここで、

$\sigma_{ma}'$  : 基準平均有効拘束圧 ( $\sigma_{ma}' = 98\text{kPa}$  とする)

$G_{ma}$  : 基準平均有効拘束圧における初期せん断弾性係数

- ③ ②の指数関数式について,  $G_0$  と  $\sigma_m'$  の関係を整理し, 最小二乗法による線形回帰を行い, 係数  $m$  を算定する。
- ④ ③で算出した  $\sigma$  により,  $\sigma_{ma}'$  における平均値  $\pm 1 \sigma$  に対応する (式 1) の係数  $G_{ma}$  を算定する。

(2) 地下水位以深の飽和土層における初期せん断弾性係数 $G_0$ のばらつきの設定方法

$G_0$ のばらつきは、PS 検層の実測値に基づき、せん断波速度 $V_s$ の $\sigma$ に基づき算定する。  
なお、 $\rho$ は飽和密度とする。

地下水位以深の飽和土層における、PS 検層の実測値に基づく $G_0$ のばらつきの設定方法を以下に示す。

- ① PS 検層から得られた各地層のせん断波速度 $V_{sj}$ のデータ数を $K$ 個 ( $j=1, 2, \dots, K$ ) とすると、 $V_{sj}$ の $\sigma$ は(式6)で求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{K-1} \sum_{j=1}^K \{V_{sj} - V_{s \text{ 平均値}}\}^2} \quad (\text{式 6})$$

ここで、

$K$  : 各地層のせん断波速度 $V_s$ のデータ数

$V_{sj}$  : 各深度のせん断波速度 $V_s$

$V_{s \text{ 平均値}}$  : 各地層のせん断波速度 $V_s$ の平均値

- ②  $V_s$ のばらつきを考慮した係数 $G_{ma}$ は(式7)より求められる。

$$G_{ma} = \rho \cdot (V_s \pm 1\sigma)^2 \quad (\text{式 7})$$

- ③ 係数 $\sigma_{ma}$ 'には、各地層の基準平均有効拘束圧(地層中心の有効拘束圧の平均値)を用いる。なお、係数 $m$ については、文献\*を参考に一般値の0.5とした。

注記\* : 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No. 869, 1997.

2.1.2 初期せん断弾性係数 $G_0$ のばらつきの設定結果

表 2-1 に、2.1.1 の(1)及び(2)の設定方法に基づき算定した $G_0$ のばらつきの算定結果を示す。また、図 2-1～図 2-11 に、各地層の PS 検層結果と $G_0$ の深度分布に応じた $\sigma_m'$ 依存式(平均及び $\pm 1\sigma$ )を示す。

表 2-1 ばらつきを考慮した $G_0$ の係数

| 地層名         |     | 密度<br>$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 基準平均<br>有効拘束圧<br>$\sigma_{ma}'$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $G_0$ の $\sigma_m'$ に対する依存式<br>$G_0 = G_{ma} \times (\sigma_m' / \sigma_{ma}')^m$ (kN/m <sup>2</sup> ) |                                 |                                 |        |
|-------------|-----|-----------------------------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------|
|             |     |                                   |                                                         | 係数 $G_{ma}$<br>(平均)                                                                                    | 係数 $G_{ma}$<br>(平均+1 $\sigma$ ) | 係数 $G_{ma}$<br>(平均-1 $\sigma$ ) | 係数 $m$ |
| 埋戻土         | 不飽和 | 1.79                              | 98                                                      | 104000                                                                                                 | 160000                          | 67500                           | 0.43   |
|             | 飽和  | 1.94                              |                                                         |                                                                                                        |                                 |                                 |        |
| 埋戻土Ⅱ        | 飽和  | 1.71                              | 41                                                      | 73300                                                                                                  | 85000                           | 62400                           | 0.50   |
| 新期砂層        | 不飽和 | 2.00                              | 98                                                      | 126000                                                                                                 | 155000                          | 103000                          | 0.35   |
|             | 飽和  | 2.05                              |                                                         |                                                                                                        |                                 |                                 |        |
| 沖積層上部(シルト質) | 飽和  | 1.66                              | 170                                                     | 55000                                                                                                  | 58000                           | 52000                           | 0.50   |
| 沖積層上部(砂質)   | 飽和  | 1.90                              | 110                                                     | 125000                                                                                                 | 184000                          | 76800                           | 0.50   |
| 沖積層下部       | 飽和  | 2.02                              | 150                                                     | 192000                                                                                                 | 266000                          | 129000                          | 0.50   |
| A3c層        | 飽和  | 1.70                              | 60                                                      | 109000                                                                                                 | 124000                          | 94700                           | 0.50   |
| A3a1層       | 飽和  | 1.81                              | 94                                                      | 95700                                                                                                  | 131000                          | 66000                           | 0.50   |
| A2c層        | 飽和  | 1.80                              | 140                                                     | 139000                                                                                                 | 184000                          | 100000                          | 0.50   |
| A2a1層       | 飽和  | 1.88                              | 170                                                     | 161000                                                                                                 | 202000                          | 125000                          | 0.50   |
| A2s層        | 飽和  | 1.91                              | 200                                                     | 214000                                                                                                 | 259000                          | 174000                          | 0.50   |

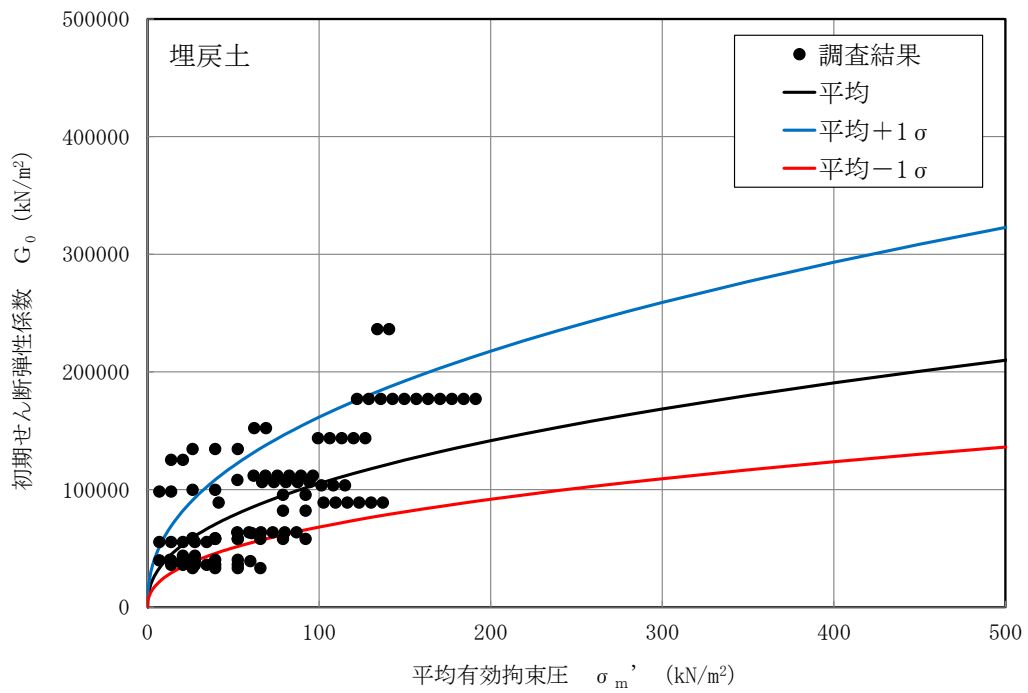


図 2-1  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (埋戻土)

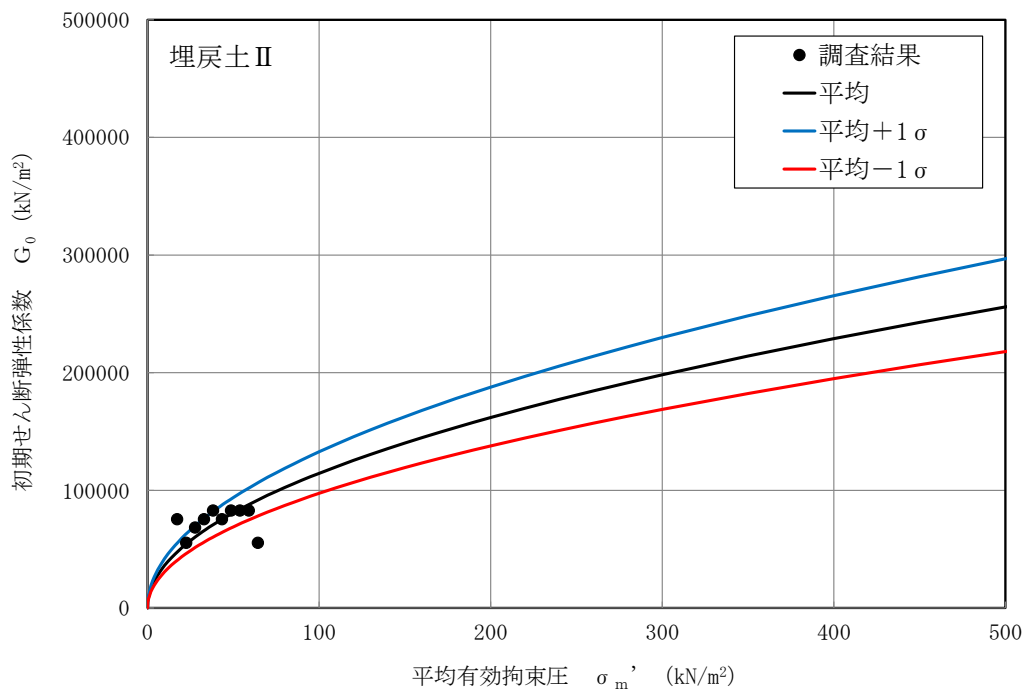


図 2-2  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (埋戻土 II)

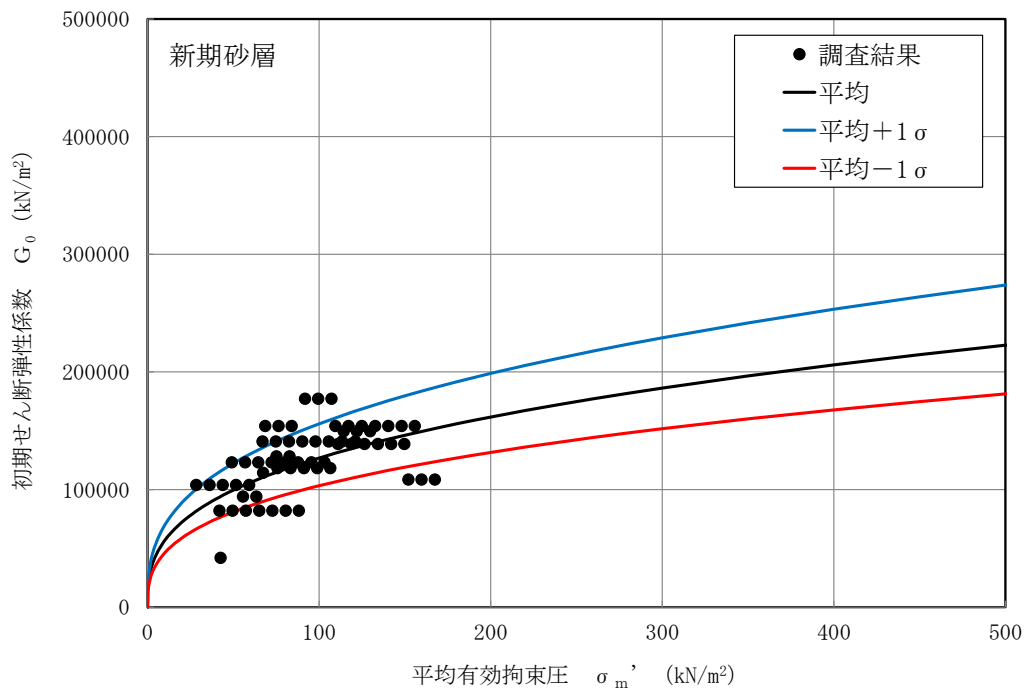


図 2-3  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (新期砂層)

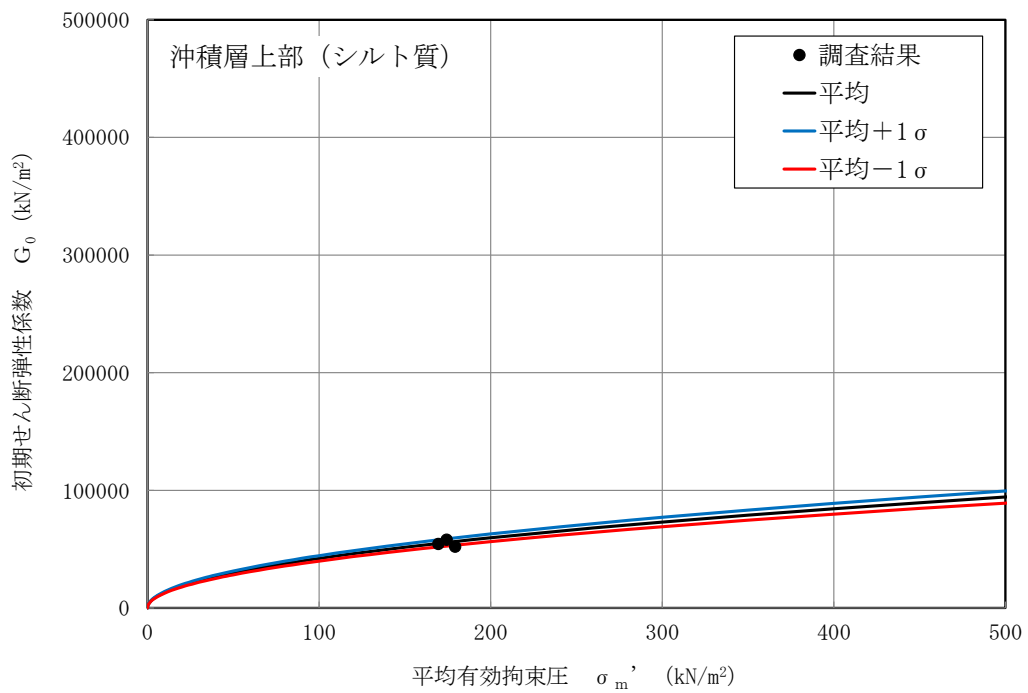


図 2-4  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (沖積層上部 (シルト質))

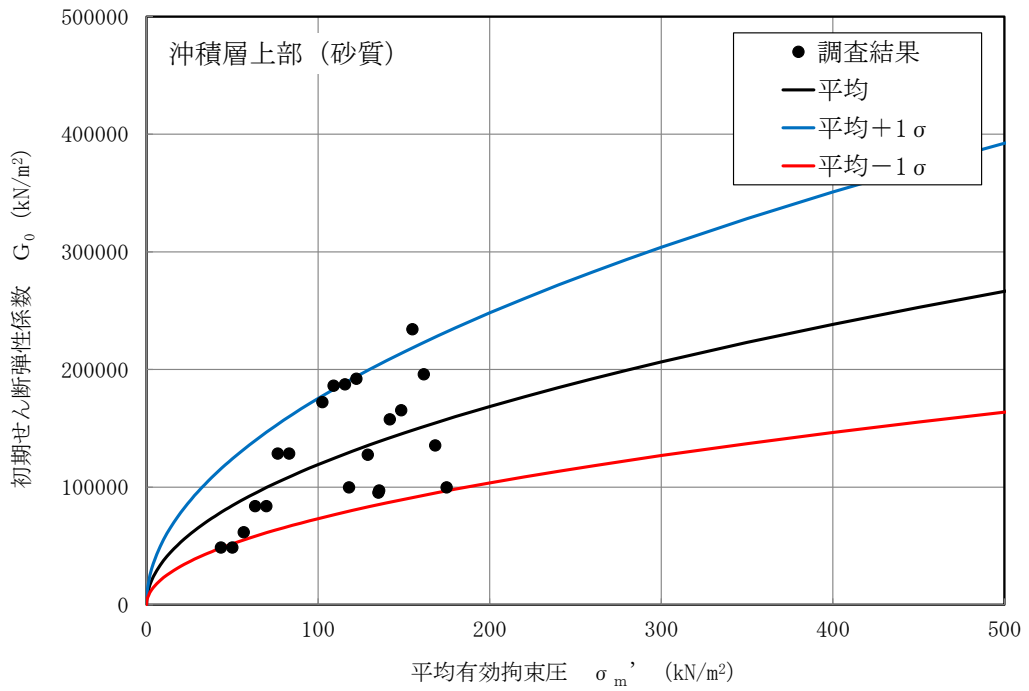


図 2-5  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (沖積層上部 (砂質))

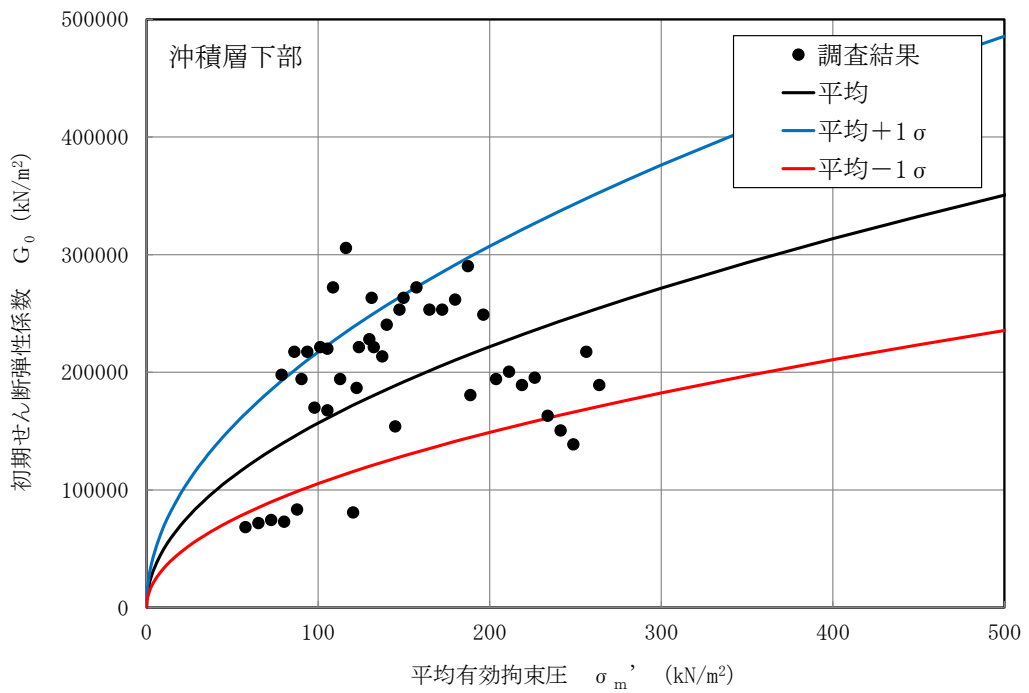


図 2-6  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (沖積層下部)

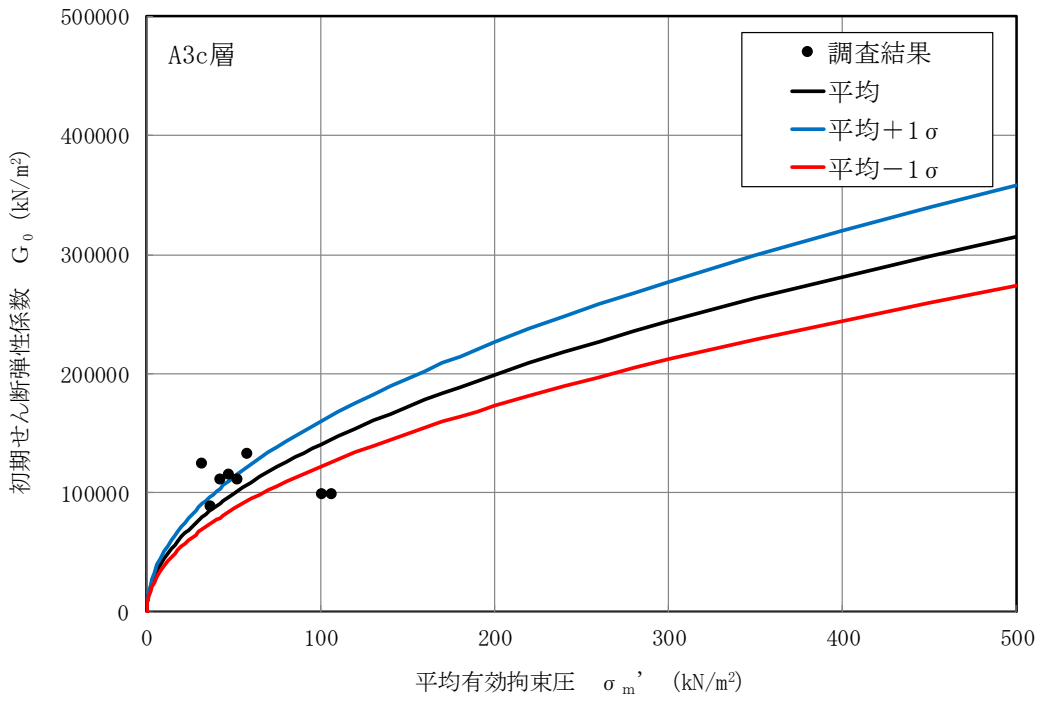


図 2-7  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (A3c 層)

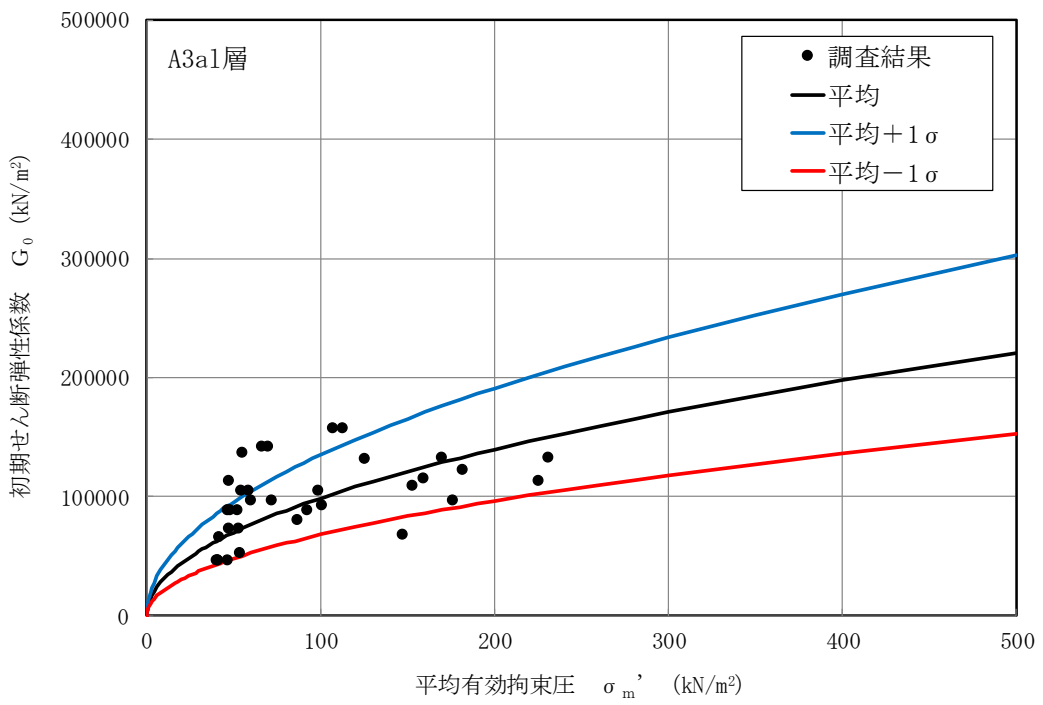


図 2-8  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (A3a1 層)

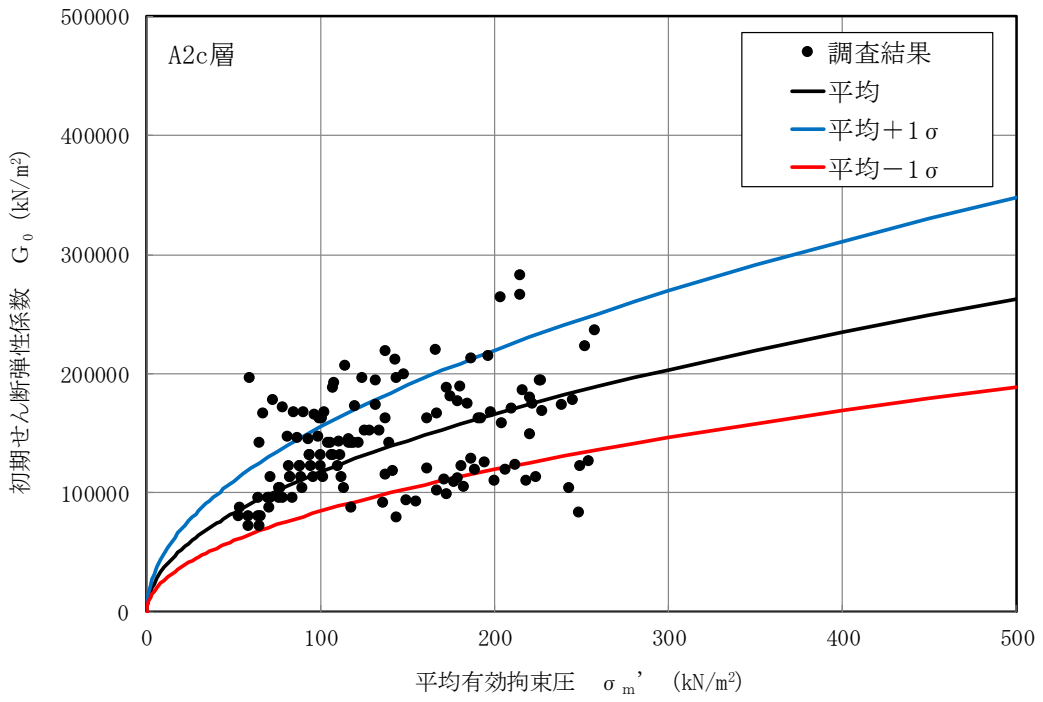


図 2-9  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (A2c 層)

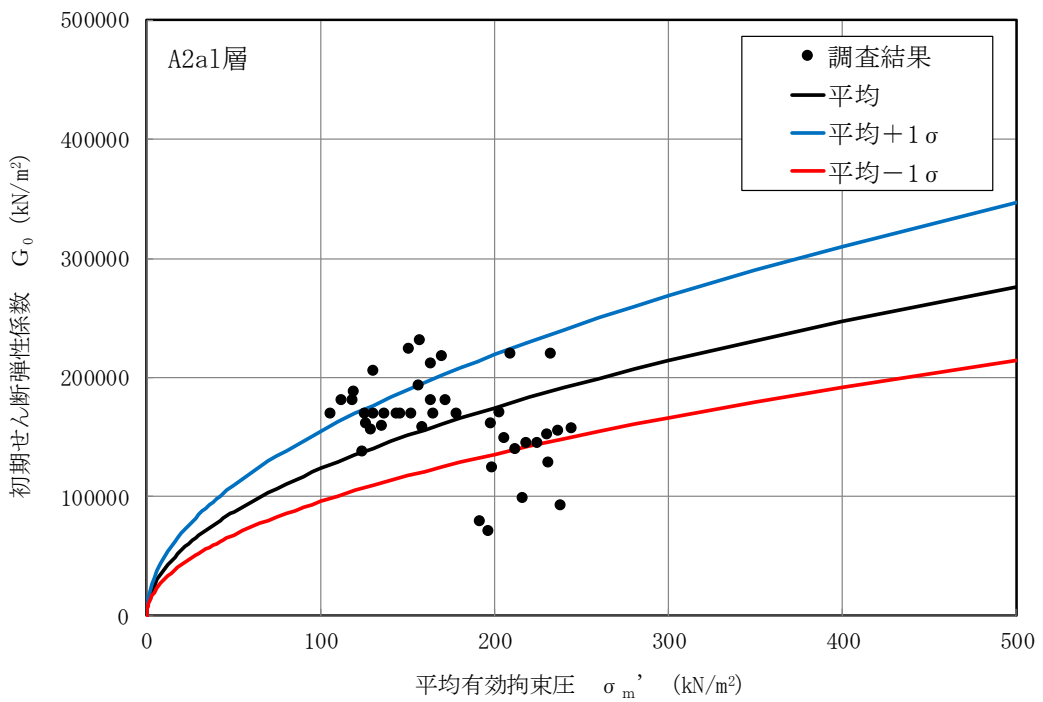


図 2-10  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (A2a1 層)



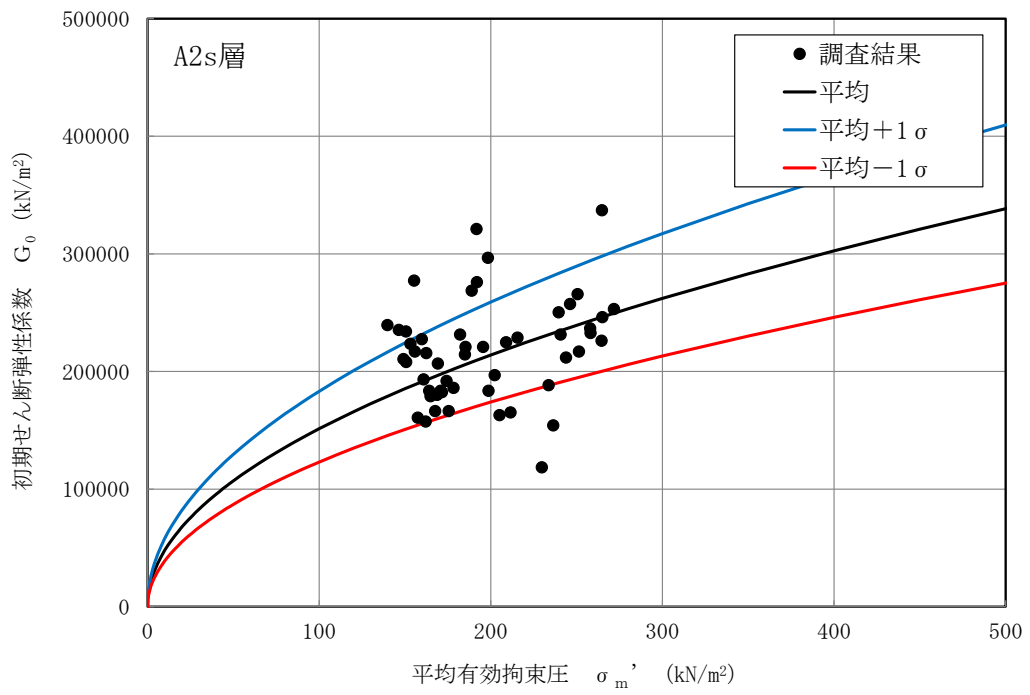


図 2-11  $G_0$  の  $\sigma_m'$  依存式 (A2s 層)

## 2.2 液状化強度特性のばらつき

土木構造物の耐震評価にあたっては、地震時の有効応力の変化に応じた影響を適切に評価できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。なお、建物・構築物において有効応力解析を実施する場合の液状化強度特性のばらつきの考え方も同様である。

### 2.2.1 液状化強度試験データの回帰式の設定

設定する液状化強度特性は、試験データのばらつきを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差を用いた「回帰曲線 $-1\sigma$ 」について整理する。

液状化強度試験データの回帰式として、回帰係数  $a, b$  を用いた常用片対数の指数関数を(式8)に示す。

$$R_L(N) = a \cdot (\log_{10} N)^b \quad (\text{式8})$$

ここで、

$R_L(N)$  : 繰り返し載荷回数  $N$  におけるせん断応力比

$N$  : 繰り返し載荷回数

液状化強度試験のせん断応力比  $\tau / \sigma_m'$  ( $= R_L$ ) と繰り返し載荷回数  $N$  の関係のデータは、 $K$  個の繰り返し載荷回数  $N_j$  ( $j=1, 2, \dots, K$ ) に対応して与えられるものとし、これらの実測値を  $R_L(N_j)_{\text{experiment}}$  と表記し、最小二乗法により係数  $a, b$  の値が定められた(式8)の液状化強度回帰式の出力を  $R_L(N_j)$  と表記すると、各土質材料の液状化強度特性の標準偏差  $\sigma$  は(式9)で求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{K-2} \sum_{j=1}^K \left\{ R_L(N_j) - R_L(N_j)_{\text{experiment}} \right\}^2} \quad (\text{式9})$$

(式8)、(式9)より、各土質材料の液状化強度試験データのばらつきを考慮した保守側の液状化強度近似曲線は、(式10)により求められる。

$$R_L(N)_{-1\sigma} = a \cdot (\log_{10} N)^b - 1\sigma \quad (\text{式10})$$

ここで、

$R_L(N)_{-1\sigma}$  : 液状化強度回帰式 ( $-1\sigma$ ) に対応する繰り返し載荷回数  $N$  におけるせん断応力比

### 2.2.2 有効応力解析に用いる地盤の液状化強度特性のばらつき

土木構造物の耐震評価においては、(式 10) による地盤の液状化強度特性 ( $-1\sigma$ ) を考慮した有効応力解析を実施することを基本とする。

また、上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、非液状化の条件（最も液状化強度が大きい場合に相当）を仮定した解析を実施する。

### 2.3 地盤剛性及び液状化強度特性のばらつきを考慮した解析ケース

地盤剛性のばらつき及び地盤の液状化強度特性のばらつきの影響を考慮するため、表 2-2 に示す解析ケース (①～⑤) を設定する。

表 2-2 耐震評価における解析ケース

| 解析ケース      | ①                      | ②                      | ③                                   | ④                                   | ⑤                   |
|------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
|            | 基本ケース                  |                        | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース | 非液状化の条件を仮定した解析ケース   |
| 地盤剛性の設定    | 地盤剛性 (平均値)             | 地盤剛性 (+1 $\sigma$ )    | 地盤剛性 (-1 $\sigma$ )                 | 地盤剛性 (平均値)                          | 地盤剛性 (+1 $\sigma$ ) |
| 液状化強度特性の設定 | 液状化強度特性 (-1 $\sigma$ ) | 液状化強度特性 (-1 $\sigma$ ) | 液状化強度特性 (-1 $\sigma$ )              | 液状化パラメータを非適用                        | 液状化パラメータを非適用        |

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、地表付近で地下水面をまたぐ地層 (埋戻土及び新期砂層) のばらつきは、初期せん断弾性係数と有効拘束圧の関係から初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて、せん断波速度のばらつきとして設定する。地下水以深の飽和土層 (埋戻土 II、沖積層及び古安田層) のばらつきは、各地層の PS 検層の結果からせん断波速度の標準偏差  $\sigma$  を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する (解析ケース②, ③, ⑤)。

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、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差  $\sigma$  を用いて、液状化強度特性を (-1 $\sigma$ ) にて設定する (解析ケース①, ②, ③)。

また、構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する (解析ケース④, ⑤)。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組み合わせた解析ケース (①～⑤) を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を用いる。

(参考資料5) 有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について

1. 概要

「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」で設定した地盤の液状化強度特性に対して，耐震評価への適用性を確認するため，2007年7月16日に発生した新潟県中越沖地震の地震記録を入力波とした解析コードFLIPによる有効応力解析を行い，当該地震時に敷地内で観察された地盤変状と比較する。検討フローを図1-1に示す。

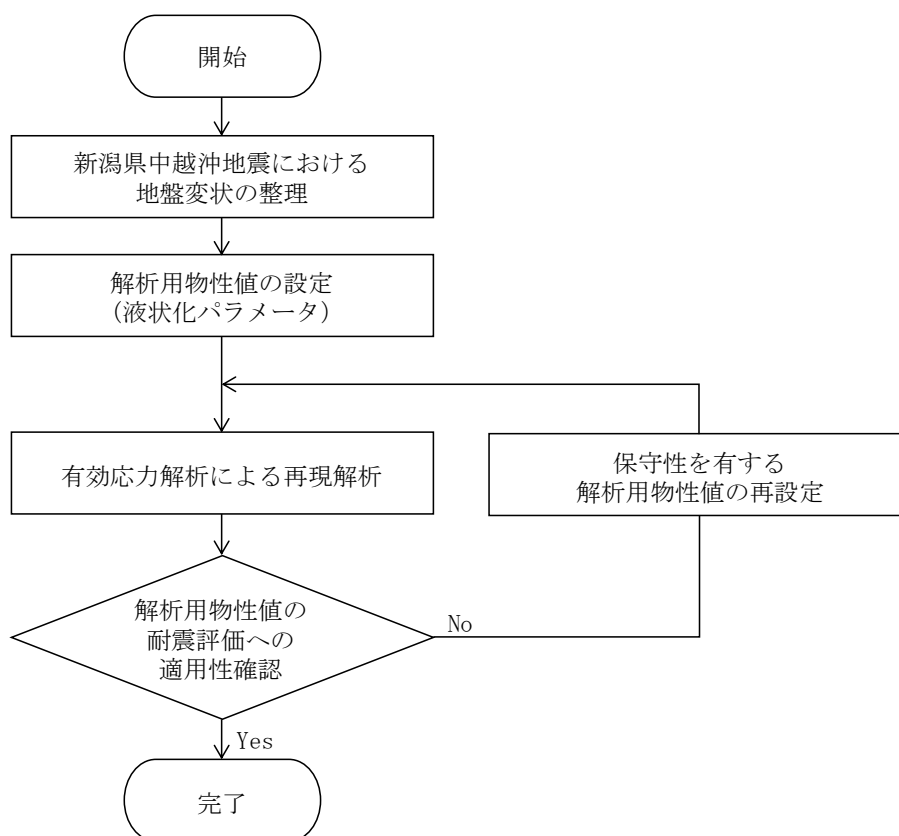


図1-1 解析用物性値の適用性検討のフロー

## 2. 新潟県中越沖地震と敷地内地盤変状

### 2.1 新潟県中越沖地震の概要

2007年7月16日午前10時13分頃、新潟県中越沖において、大きな地震が発生し、新潟県と長野県で最大震度6強を観測した他、北陸地方を中心に東北地方から近畿・中国地方にかけて広い範囲で地震動が観測された。気象庁発表（平成19年7月 地震・火山月報（防災編））によれば、マグニチュードは6.8、震源の深さは17kmであり、震央距離16km、震源距離約23kmに位置していた柏崎刈羽原子力発電所は地震発生により大きな地震動を受けた。新潟県中越沖地震の震央と柏崎刈羽原子力発電所の位置を図2-1に示す。



図2-1 新潟県中越沖地震の震央と柏崎刈羽原子力発電所の位置

（出典：柏崎刈羽原子力発電所5号機 新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る点検・評価報告書（建物・構築物編））

### 2.2 新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所（大湊側）の敷地内地盤変状について

新潟県中越沖地震における敷地内の地盤変状について、地震前後（2006年4月，2007年10月）に撮影された航空写真測量データに基づき作成した図のうち，図2-2に亀裂・噴砂位置，図2-3に地盤水平変動，図2-4に地盤鉛直変動を示す。なお，本項では柏崎刈羽原子力発電所の大湊側の敷地において観察された地盤変状について示す。

#### 2.2.1 亀裂・噴砂

敷地山側の駐車場付近に噴砂が確認されている。敷地の海側エリアでは護岸のはらみ出しが確認されており，地下水位以深の埋戻土の液状化に起因するものと考えられる。地表面に発生した亀裂の多くは直線状に発生しており，地中埋設物の存在による埋戻土の相対沈下や法面の変状の影響であると考えられる。

### 2.2.2 地盤水平変動

地盤水平変動については、6号機及び7号機の原子炉建屋及びタービン建屋周辺の水平変位量は比較的小さい。一方、護岸近傍の海側エリアでは、その形状と埋戻土の影響から、0.5mを超える海側への水平変位が確認されている箇所もある。また、法面近傍では亀裂が生じている箇所も多く、比較的大きな水平変位が認められている。

### 2.2.3 地盤鉛直変動

敷地における特徴的な地盤鉛直変動としては、5号機海水熱交換機器建屋近傍で最大約1.0mの沈下が確認されている。6号機及び7号機の原子炉建屋及びタービン建屋周囲では顕著な沈下はなかった。建屋近傍や段差箇所等の局所的な沈下を除けば、沈下量は最大で0.3～0.5m程度であった。

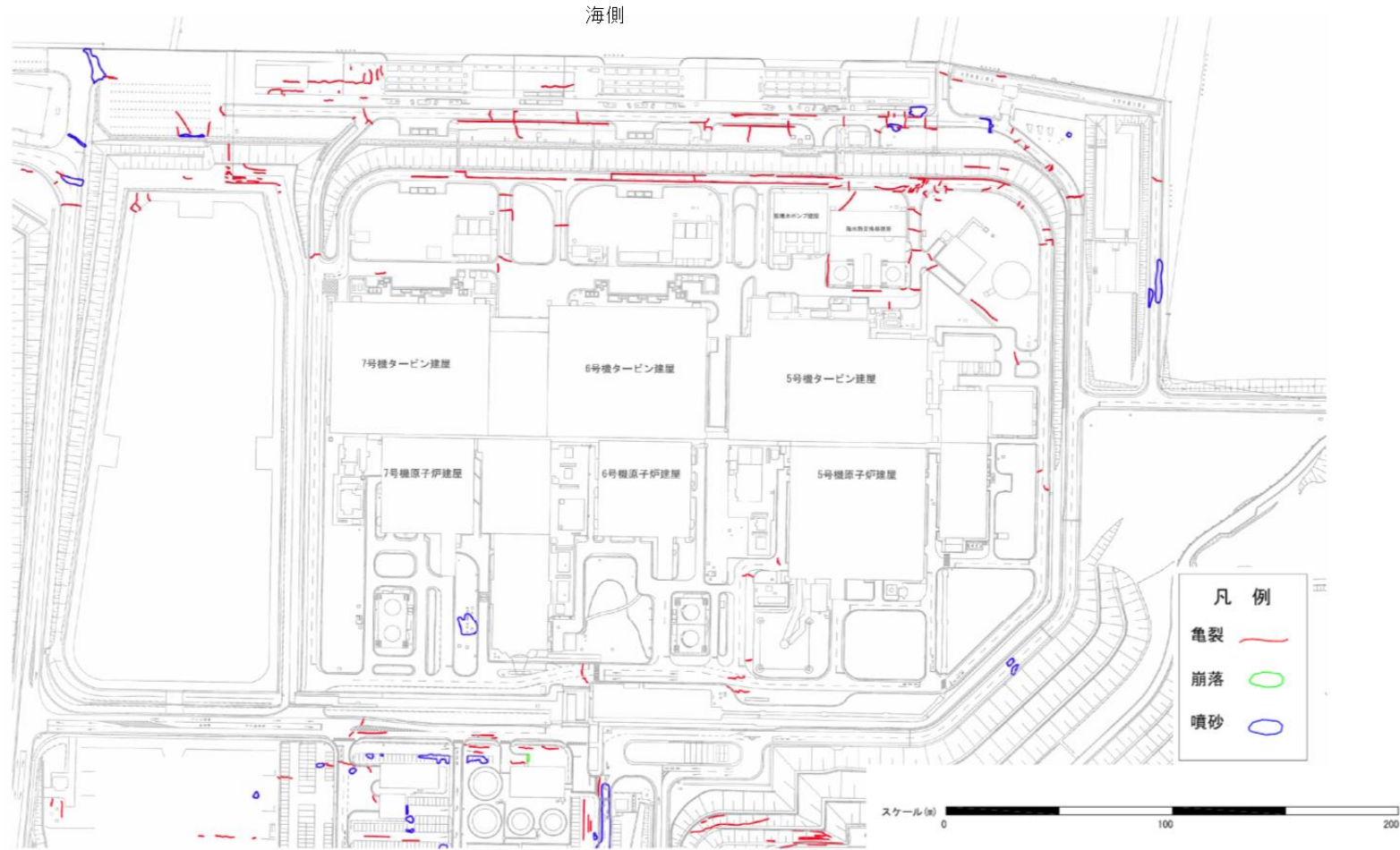
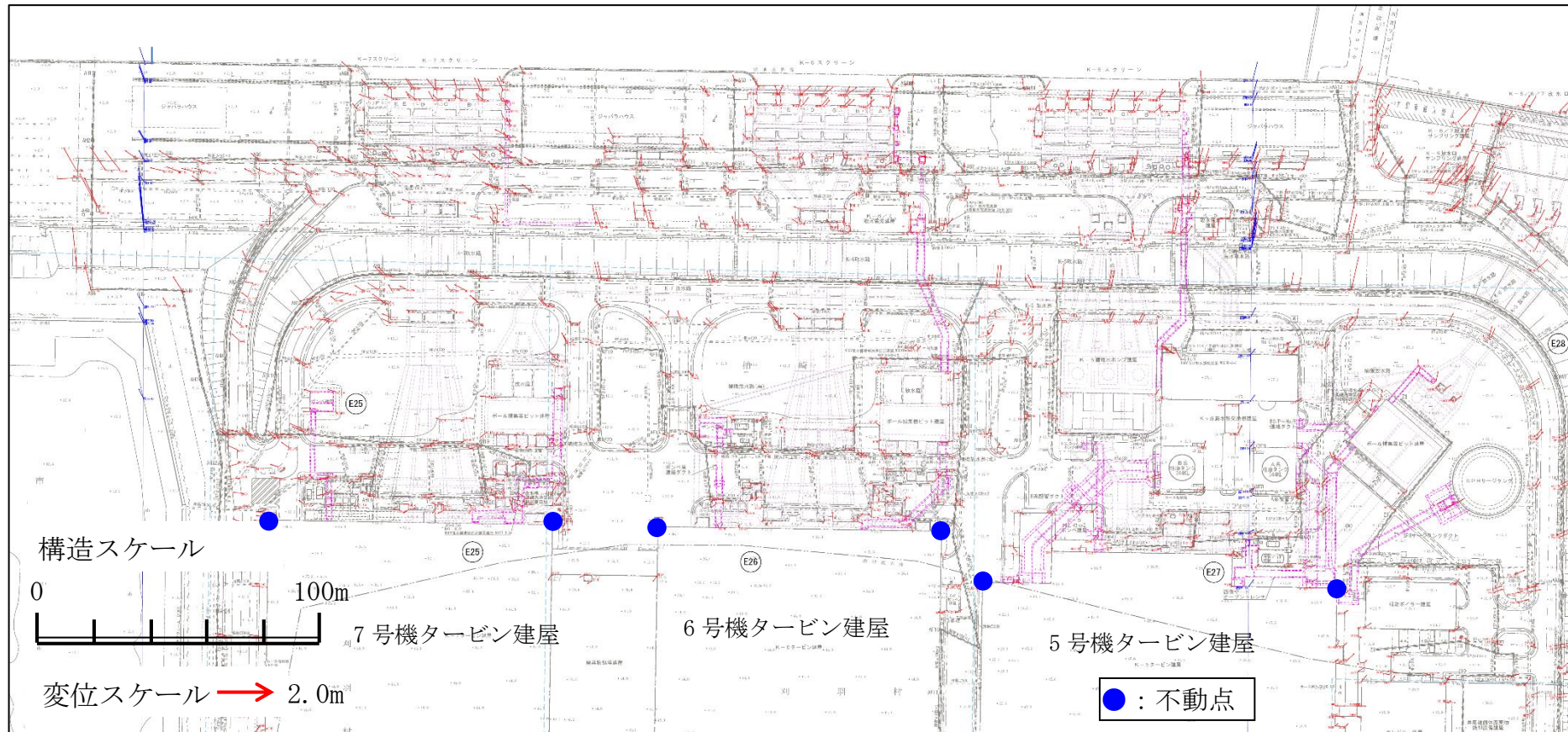


図2-2 新潟県中越沖地震における敷地内の亀裂・噴砂位置  
(出典：耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG（第3回）（2007））

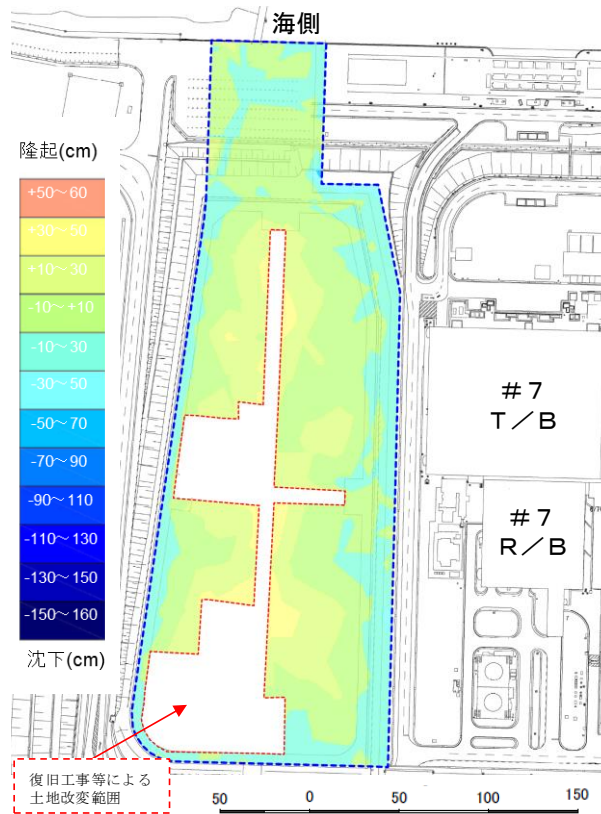




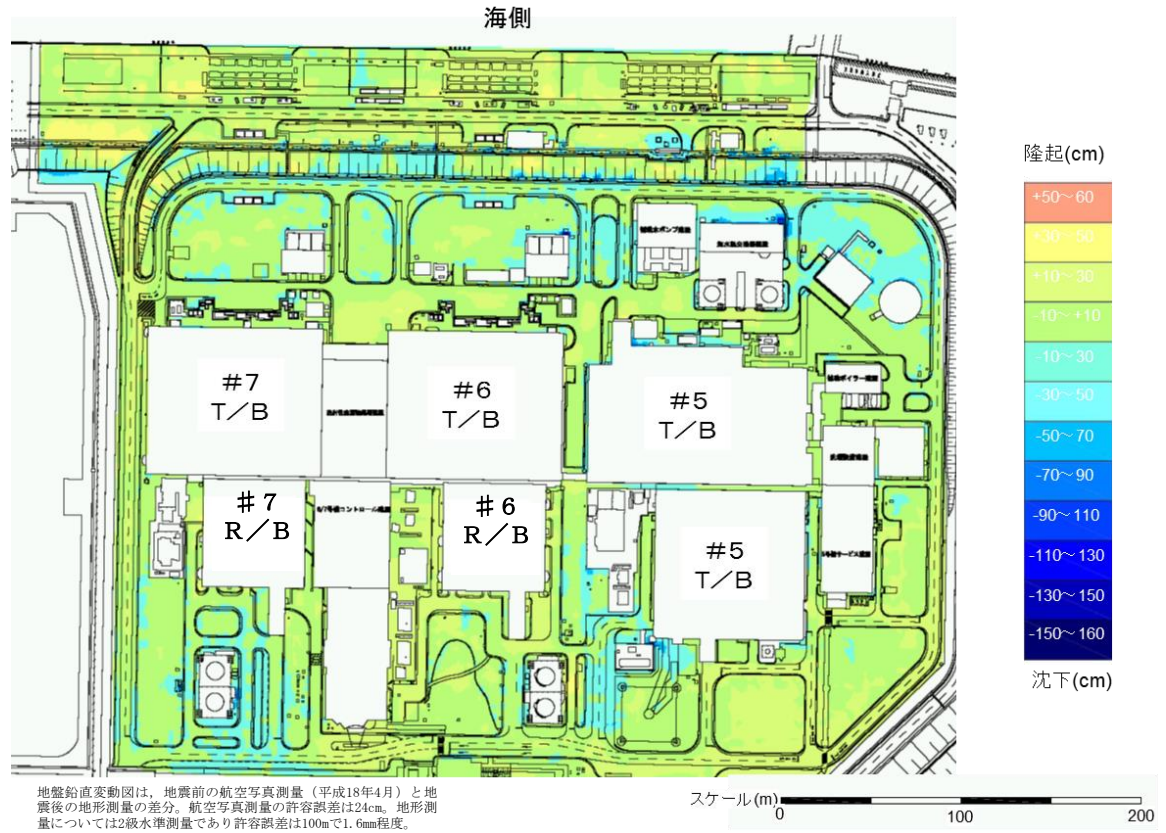
注1\* : 変位量は、「2006年4月撮影」と「2007年10月撮影」の航空写真測量結果の差分から算定している。

注2\* : 測量における不動点は、原子炉建屋・タービン建屋の隅角部としている。(大湊側は10点)

図2-3 新潟県中越沖地震における敷地内の地盤水平変動図



(a) 敷地南側



(b) 5~7号機周辺\*

図 2-4 新潟県中越沖地震における敷地内の地盤鉛直変動図 大湊側

注記\* : 耐震・構造設計小委員会 地震・津波、地質・地盤合同WG（第4回）（2008）に一部加筆

### 3. 有効応力解析による再現解析

#### 3.1 有効応力解析による地盤変位の再現解析

新潟県中越沖地震の地震記録を入力波とした有効応力解析を行い、当該地震時に敷地内で観察された地盤変状と比較することで、解析用物性値の適用性について確認する。

有効応力解析の解析コードは「F L I P (ver. 7. 4. 1)」を用いる。

##### 3.1.1 解析条件

###### (1) 解析断面

解析断面は、大湊側の海側エリアの中で、西山層上限面が深く、比較的大きな地盤変状が認められた2断面を選定した。解析断面位置を示した平面図を図3-1に、地質断面図を基に作成した解析モデルを図3-2及び図3-3に示す。

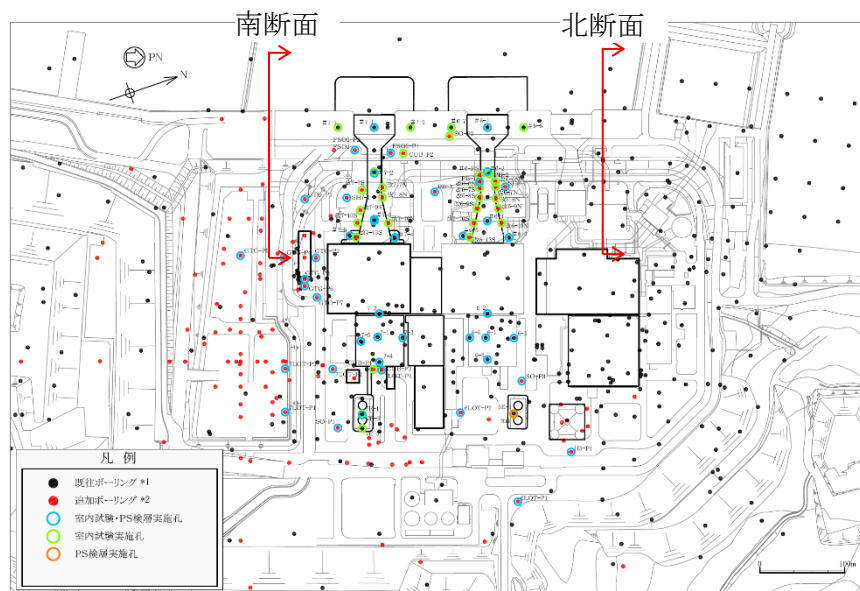


図 3-1 再現解析における解析断面位置

###### (2) 地下水位設定

耐震評価に用いる地下水位設定は、観測記録に基づき保守性を考慮して観測記録の最高水位よりもさらに高く、例えば護岸部で T. M. S. L. 3.0m (地表面) に設定している。しかし、この設定では液状化範囲が広がることにより地盤変位が大きくなるため、再現解析の評価として適さないものと考えられる。したがって、再現解析においては、海側の地下水観測孔 (MW-1 孔, 7GW-5 孔, 7GW-6 孔, 6GW-3 孔) の年間平均地下水位 (2018 年) T. M. S. L. 0.42 ~ 1.24m と、既工認における地下水位 T. M. S. L. 1.0m を参考にして、護岸より陸側を一律 T. M. S. L. 1.0m と設定する。また、海水位は T. M. S. L. 0.0m とする。

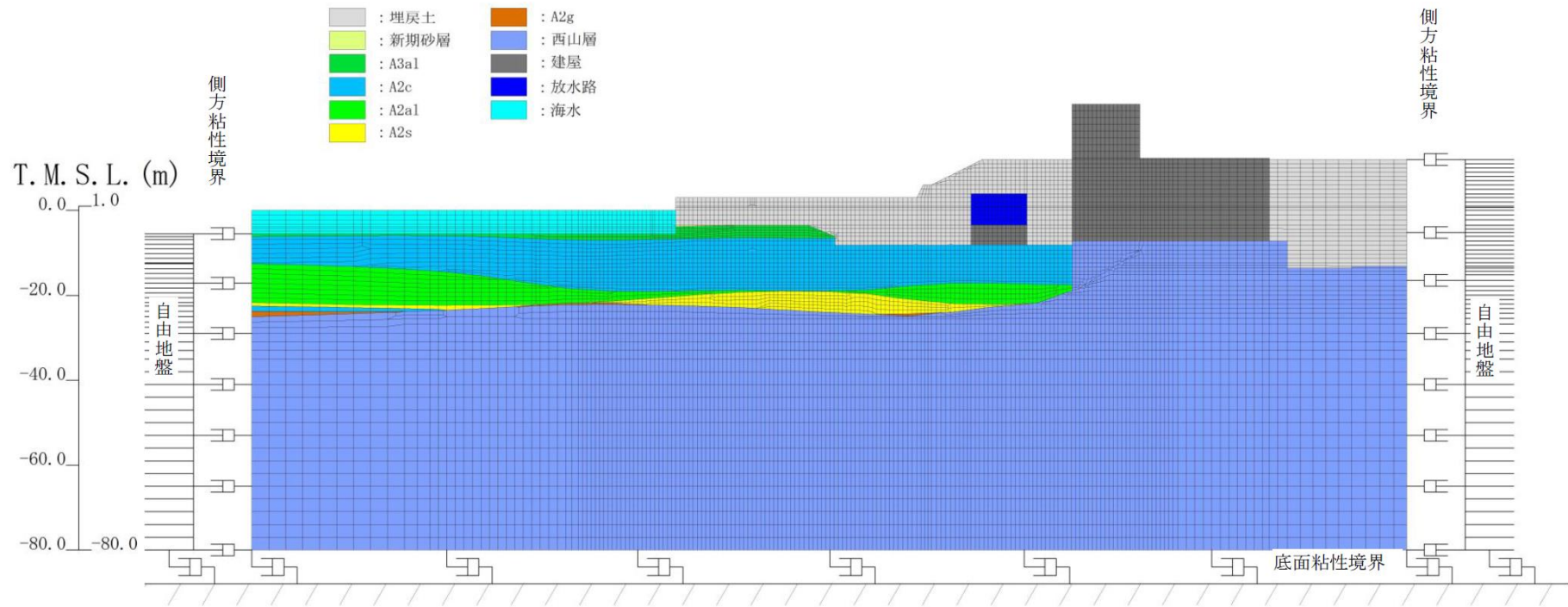


図 3-2 再現解析の解析モデル (北断面)

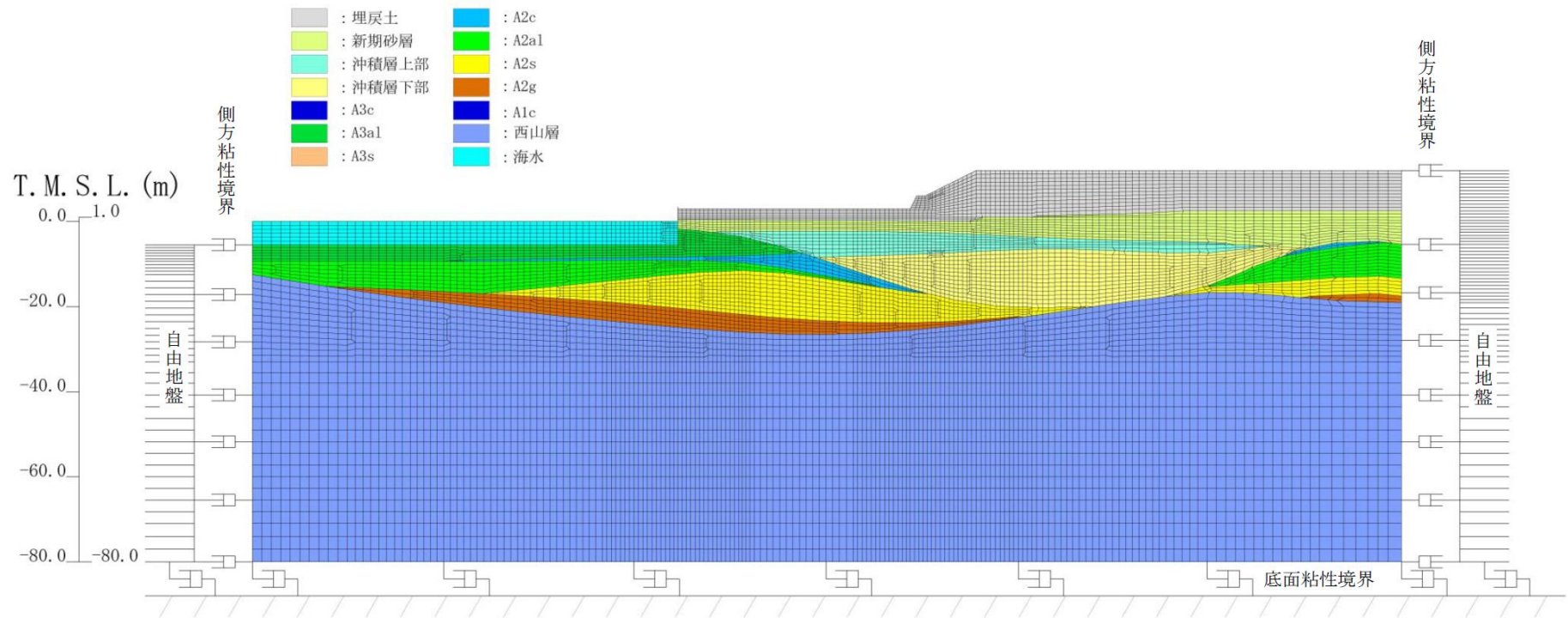
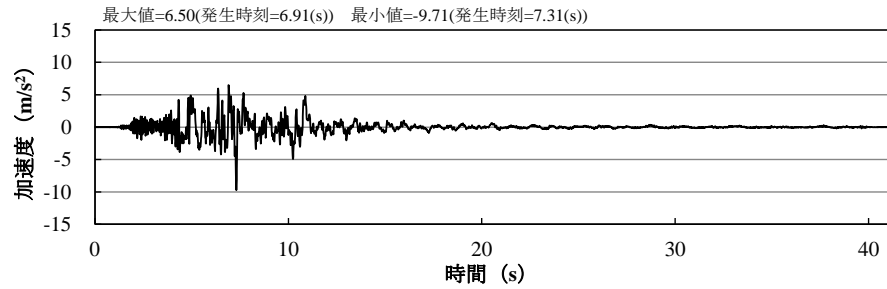


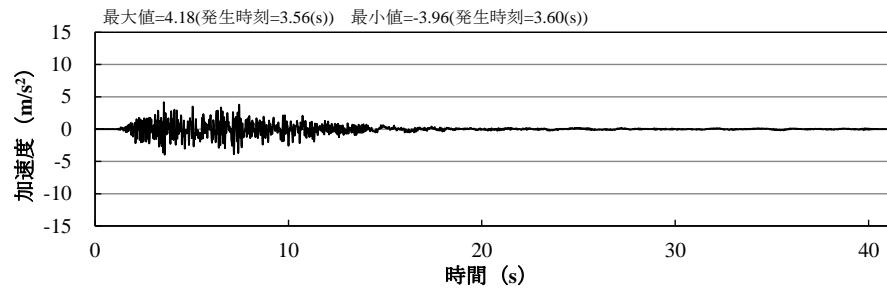
図 3-3 再現解析の解析モデル (南断面)

(3) 入力地震動

入力地震動は、新潟県中越沖地震において原子炉建屋で観測された地震記録を解析モデル下端（T. M. S. L. -80m）に引き戻した地震動を用いる。（北断面）は5号機原子炉建屋，（南断面）は7号機原子炉建屋で観測された地震記録を用いた。図3-4、図3-5に入力地震動の水平・鉛直の時刻歴を示す。

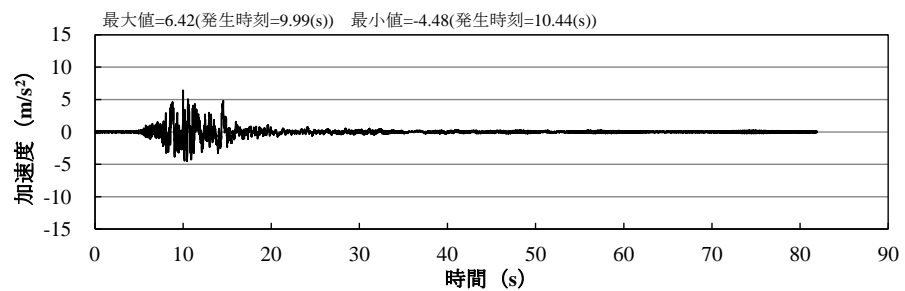


(a) 水平動

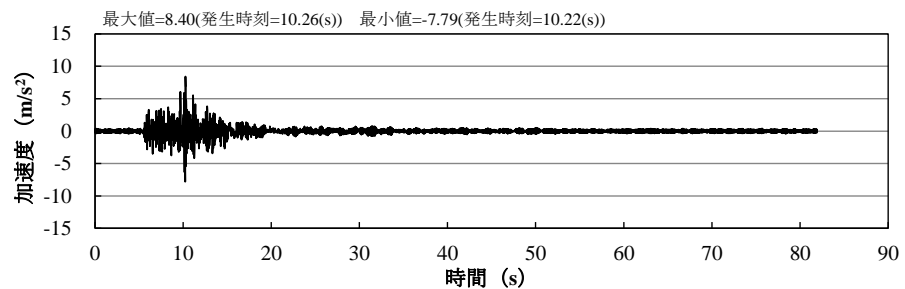


(b) 上下動

図3-4 入力地震動（北断面）



(a) 水平動



(b) 上下動

図3-5 入力地震動（南断面）

(4) 解析用物性値（液状化パラメータ）の設定

耐震評価に用いる解析用物性値は、保守性を考慮するため、地盤の液状化強度特性のばらつきを踏まえ、液状化強度試験の「回帰曲線-1σ」に基づいて液状化パラメータを設定している。再現解析においては、解析コードの再現性と適用性に注目することから、「回帰曲線（平均値）」に基づいて液状化パラメータを設定する。

本検討では、「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」に示した解析用物性値を『基本ケース』とし、液状化強度試験の平均値に基づき設定した解析用物性値を『平均値ケース』とする。再現解析における「平均値ケース」の解析用物性値を表3-1、液状化強度特性を図3-6～図3-10にまとめる。なお、比較のため、図3-6～図3-10に「基本ケース」の結果も併記する。

表3-1 再現解析に用いる解析用物性値（液状化検討対象層：平均値ケース）

| 物性値   |                                               | 地層区分  | 埋戻土                | 新期砂層・沖積層           |                    |                    | 古安田層               |                    |                    |                    |       |
|-------|-----------------------------------------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|
|       |                                               |       |                    | 新期砂層               | 沖積層上部<br>(砂質)      | 沖積層下部              | A2s層               | A3s層               | A2g層<br>(砂質)       | A1g層               |       |
| 物理特性  | 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )                |       | 1.94<br>(1.79)     | 2.05<br>(2.00)     | 1.90               | 2.02               | 1.91               | 1.91               | 1.91               | 1.91               |       |
|       | 間隙率 $n$                                       |       | 0.45               | 0.44               | 0.48               | 0.42               | 0.45               | 0.45               | 0.45               | 0.45               |       |
| 変形特性  | 動せん断弾性係数 $G_{mn}$ (kN/m <sup>2</sup> )        |       | $1.04 \times 10^5$ | $1.26 \times 10^5$ | $1.25 \times 10^5$ | $1.92 \times 10^5$ | $2.14 \times 10^5$ | $2.14 \times 10^5$ | $2.14 \times 10^5$ | $2.14 \times 10^5$ |       |
|       | 基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) |       | 98.0               | 98.0               | 110.0              | 150.0              | 200.0              | 200.0              | 200.0              | 200.0              |       |
|       | ポアソン比 $\nu$                                   |       | 0.33<br>(0.42)     | 0.33<br>(0.44)     | 0.33               | 0.33               | 0.33               | 0.33               | 0.33               | 0.33               |       |
|       | 減衰定数の上限値 $h_{max}$                            |       | 0.225              | 0.234              | 0.247              | 0.211              | 0.157              | 0.157              | 0.157              | 0.157              |       |
| 強度特性  | 粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )                 |       | 0.0<br>(9.6)       | 0.0<br>(94.4)      | 0.0                | 0.0                | 0.0                | 0.0                | 0.0                | 0.0                |       |
|       | 内部摩擦角 $\phi'$ (°)                             |       | 35.9<br>(34.8)     | 34.6<br>(27.6)     | 36.7               | 35.6               | 36.6               | 36.6               | 36.6               | 36.6               |       |
| 液状化特性 | 変相角 $\phi_p$ (°)                              |       | 32.0               | 31.0               | 33.0               | 32.0               | 32.0               | 32.0               | 32.0               | 32.0               |       |
|       | 液状化パラメータ                                      | $S_1$ |                    | 0.005              | 0.005              | 0.005              | 0.005              | 0.005              | 0.005              | 0.005              |       |
|       |                                               | $w_1$ |                    | 16.00              | 13.80              | 27.00              | 17.30              | 40.00              | 40.00              | 40.00              | 40.00 |
|       |                                               | $p_1$ |                    | 0.50               | 0.50               | 0.50               | 0.50               | 0.50               | 0.50               | 0.50               |       |
|       |                                               | $p_2$ |                    | 1.00               | 0.70               | 0.70               | 0.65               | 0.80               | 0.80               | 0.80               | 0.80  |
|       |                                               | $c_1$ |                    | 2.40               | 2.78               | 3.60               | 2.65               | 9.95               | 9.95               | 9.95               | 9.95  |

注記：括弧内の数字は、地下水位以浅の数値を表す。

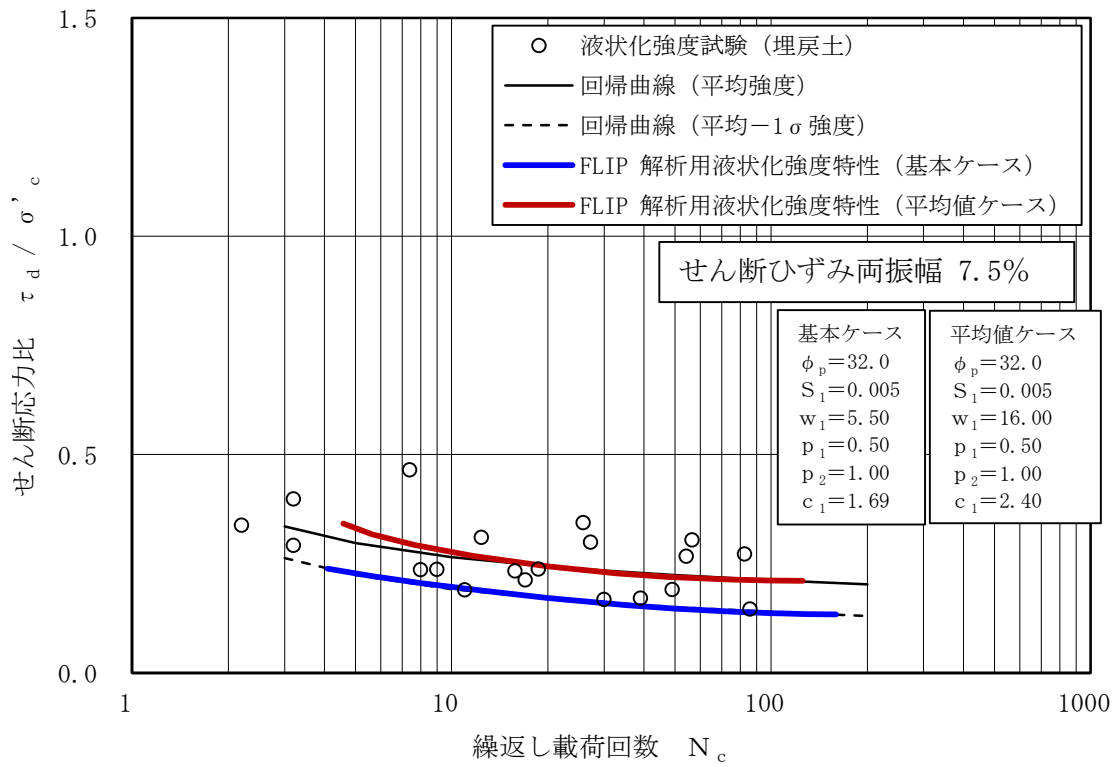


図 3-6 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

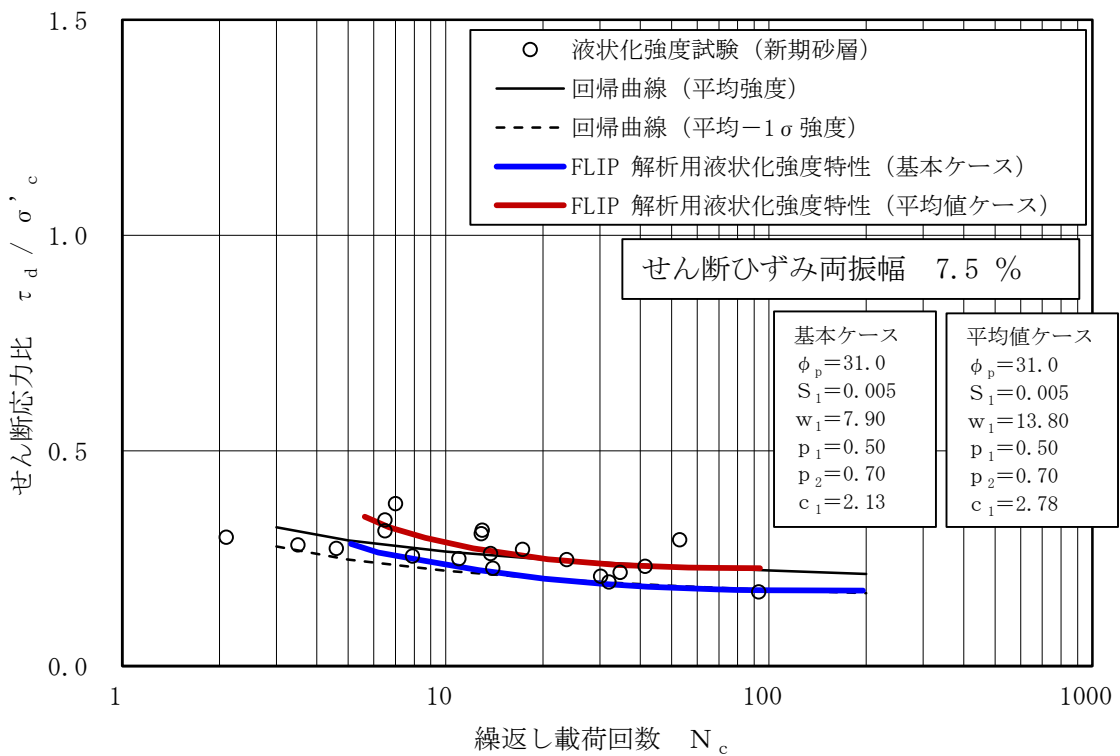


図 3-7 液状化抵抗曲線 (新期砂層)



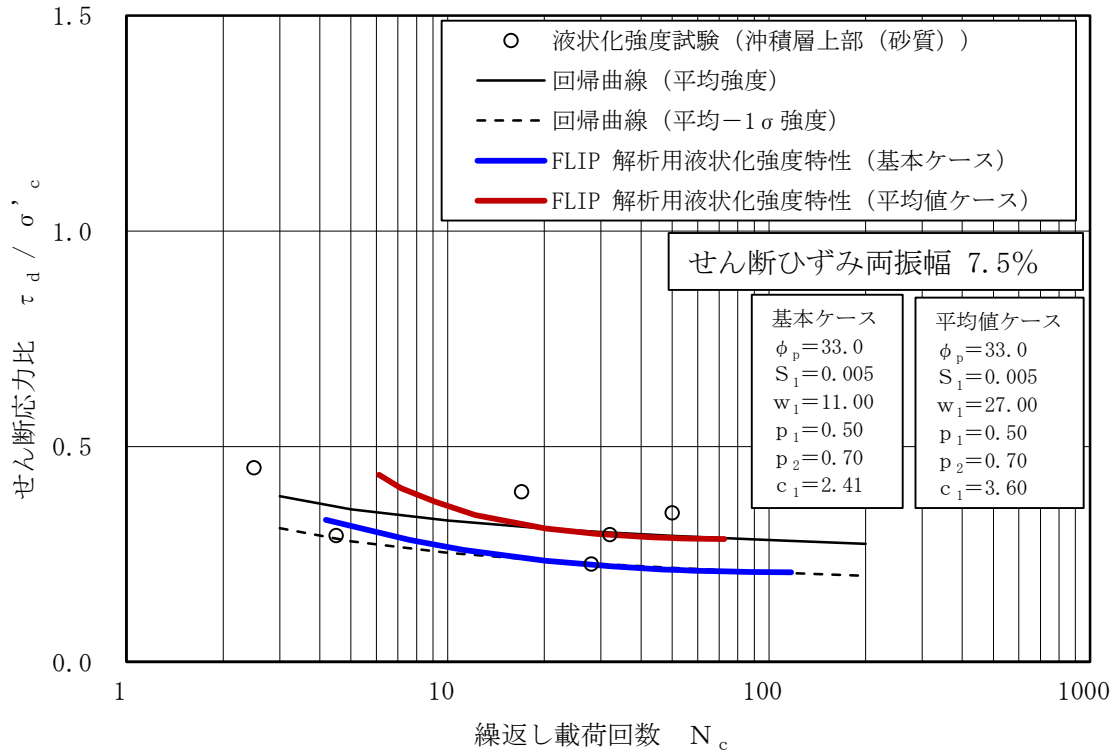


図 3-8 液状化抵抗曲線（沖積層上部（砂質））

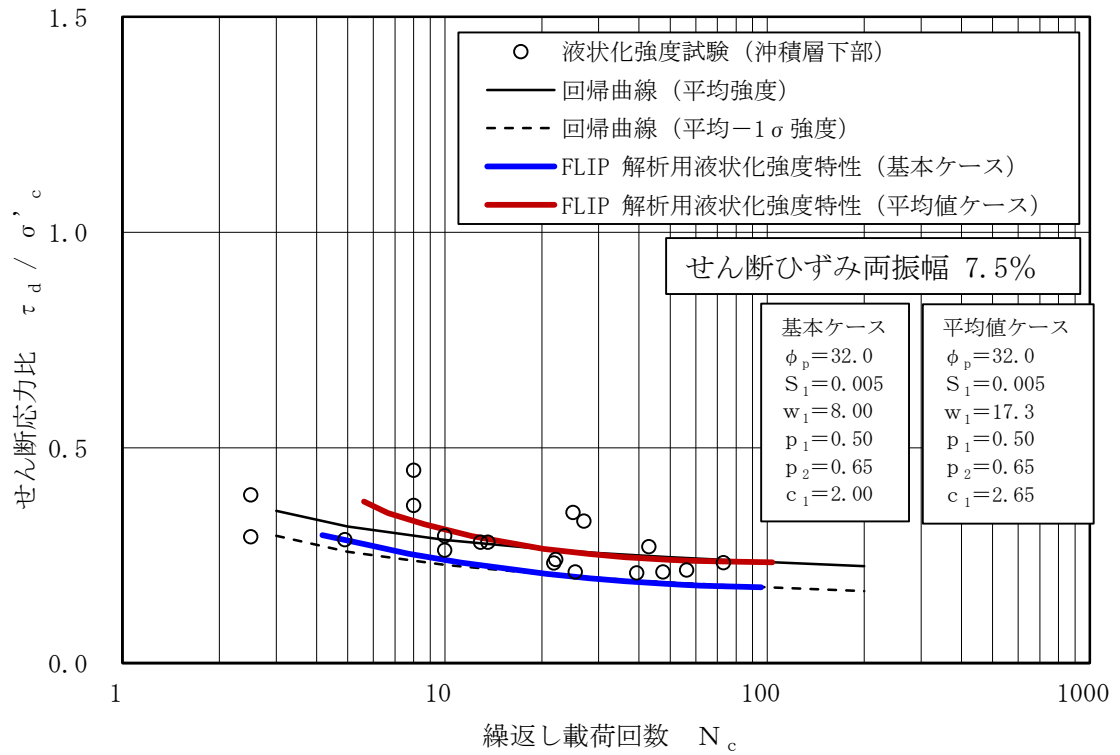


図 3-9 液状化抵抗曲線（沖積層下部）

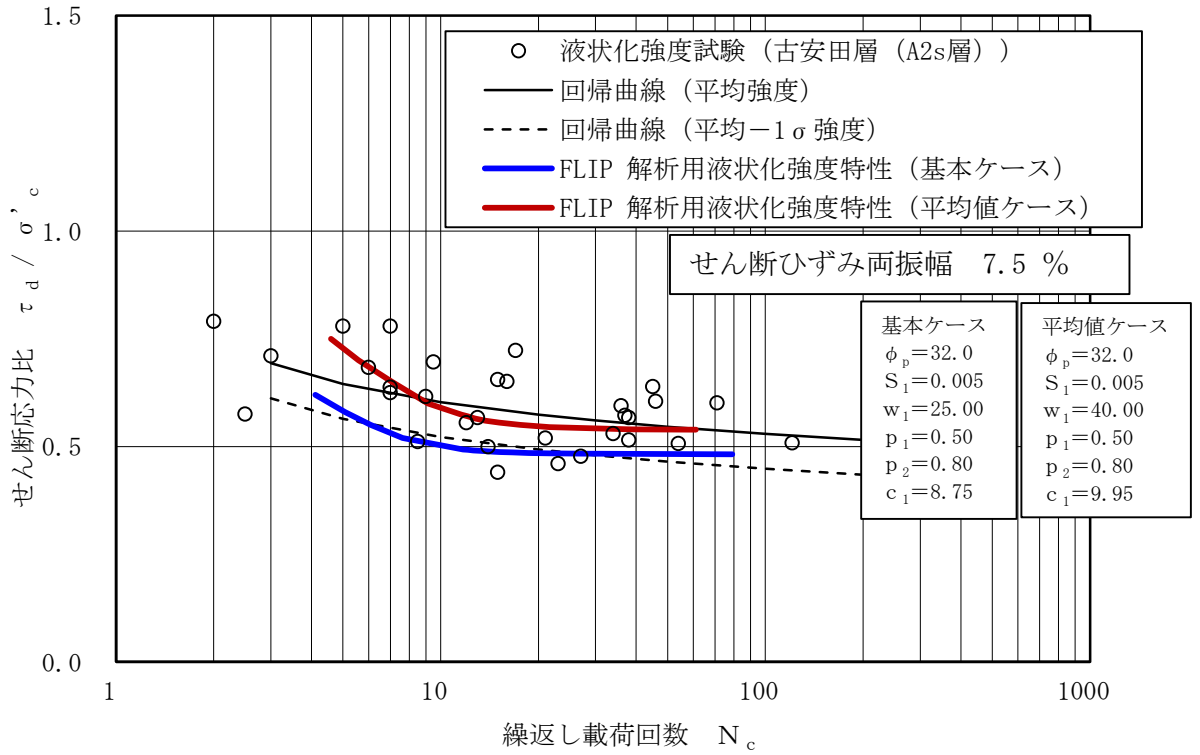


図 3-10 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

(5) 減衰定数

耐震評価に適用する有効応力解析では、履歴減衰と粘性減衰を考慮している。履歴減衰による減衰は、地盤及び構造物の非線形性の程度に応じた値とする。粘性減衰による減衰は、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される Rayleigh 減衰にて与える。Rayleigh 減衰の減衰マトリックス ([C]) は、質量マトリックス ([M]) 及び剛性マトリックス ([K]) の線形結合で表される。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、 [C] : 減衰マトリックス、  
[M] : 質量マトリックス、  
[K] : 剛性マトリックス、  
 $\alpha, \beta$  : 係数

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha, \beta$  の両方を用いると、質量比例項の減衰  $\alpha [M]$  の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように係数  $\alpha$  を 0 として設定し、低振動数帯で減衰  $\alpha [M]$  の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

係数  $\beta$  については、北断面及び南断面の解析モデルの共通条件として下端 (T.M.S.L. - 80m) から地表面までの範囲をモデル化している点を踏まえ、いずれの断面についても係数  $\beta$  を 0.005 と設定する。FLIP 研究会によると、標準的な係数  $\beta$  の設定方法は、解析対象とする地盤・構造系と類似する既往の地震被害事例に基づいて算定する方法であり、これが最も信頼性の高い係数  $\beta$  の値を与えるとされる\*。また、FLIP による岸壁等の既往解析事例に対して Rayleigh 減衰の係数  $\beta$  を調査した結果、係数  $\beta$  の範囲は 0.0005~0.01 と報告されている\*。

再現解析結果と観察された地盤変状と比較することで、減衰定数を含む解析用物性値の設定が適切な保守性を有することを確認する。

注記\* : FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

### 3.1.2 解析結果

再現解析により得られた「水平変位量」及び「鉛直変位量」を観測記録と比較し、解析用物性値の再現性と適用性を確認する。

#### (1) 再現解析結果（水平変位量）と考察

有効応力解析による地表面水平変位量の結果を図 3-11, 図 3-12 に示す。図の水平座標は護岸からの距離を示している。

##### a. 基本ケース

北断面の基本ケースについて、護岸天端における地表面水平変位は「1.63m」となり、地震後に観察された変位である「0.59m」と比較して 2.7 倍も大きな変位量となった。護岸から離れた位置においても、実績に比して大きな水平変位量が得られている。

南断面の基本ケースについて、護岸における地表面水平変位は「1.14m」となり、地震後に観察された変位である「0.53m」と比較して 2.1 倍も大きな変位量となった。護岸から離れた位置においても、実績に比して大きな水平変位量が得られている。

したがって、基本ケースで設定している解析用物性値は、変形量の観点から十分な保守性を有していると判断できる。

##### b. 平均値ケース

北断面の平均値ケースについて、護岸天端の地表面水平変位「1.34m」は、地震後に観察された変位である「0.59m」と比較して 2.2 倍以上の変位量となった。平均的な液状化強度特性を設定した場合でも実測値よりも大きな変位となった。

南断面の平均値ケースについて、護岸の地表面水平変位「0.90m」は、地震後に観察された変位である「0.53m」と比較して 1.6 倍以上の変位量となった。平均的な液状化強度特性を設定した場合でも実測値よりも大きな変位となった。

##### c. 考察

基本ケース及び平均値ケースともに、再現解析は実測値を上回る結果となっているが、地表面が海側へ水平変位を生じる実測値の傾向を再現できている。

#### (a) 北断面

北断面の基本ケースにおける過剰間隙水圧比と最大せん断ひずみ残留値を、図 3-13 及び図 3-14 に示す。比較的浅い深度にある飽和した液状化検討対象層（埋戻土）では、過剰間隙水圧比が 95%を超過する範囲が広がっており、小段擁壁が存在する地表面形状の影響もあり、大きな水平変位が発生したものと考えられる。

北断面の平均値ケースにおける過剰間隙水圧比（図 3-15）と最大せん断ひずみ残留値（図 3-16）においても同様の傾向が認められるが、基本ケースと比較して過剰間隙水圧比が上昇する範囲は狭く、水平変位の大小関係と整合的である。

#### (b) 南断面

南断面の基本ケースにおける過剰間隙水圧比と最大せん断ひずみ残留値を、図 3-17 及び図 3-18 に示す。比較的浅い深度にある飽和した液状化検討対象層（埋戻土、新期砂層）では、過剰間隙水圧比が 95%を超過する範囲が広がっているが、その層厚は北断

面と比較して薄い。そのため、南断面では北断面と比較して小さな地表面水平変位が得られたものと考えられる。また、小段擁壁の下方に位置する液状化検討対象層（沖積層下部）では、間隙水圧比が80～95%程度まで上昇していることと、直上小段の荷重が沖積層下部に影響を与えやすい形状となっていることから、比較的大きな残留ひずみが得られたものと考えている。

南断面の平均値ケースにおける過剰間隙水圧比（図 3-19）と最大せん断ひずみ残留値（図 3-20）においても同様の傾向が認められるが、基本ケースと比較して過剰間隙水圧比が上昇する範囲は狭く、水平変位の大小関係と整合的である。

これより、今回用いている有効応力解析の解析コード（FLIP）は、実測値の傾向を再現できていることから適用性があるものと判断できる。また、変形量の観点からは、ここで設定した減衰定数と液状化試験結果の平均値から設定した解析用物性値を採用した場合にも保守性を有すると判断できる。

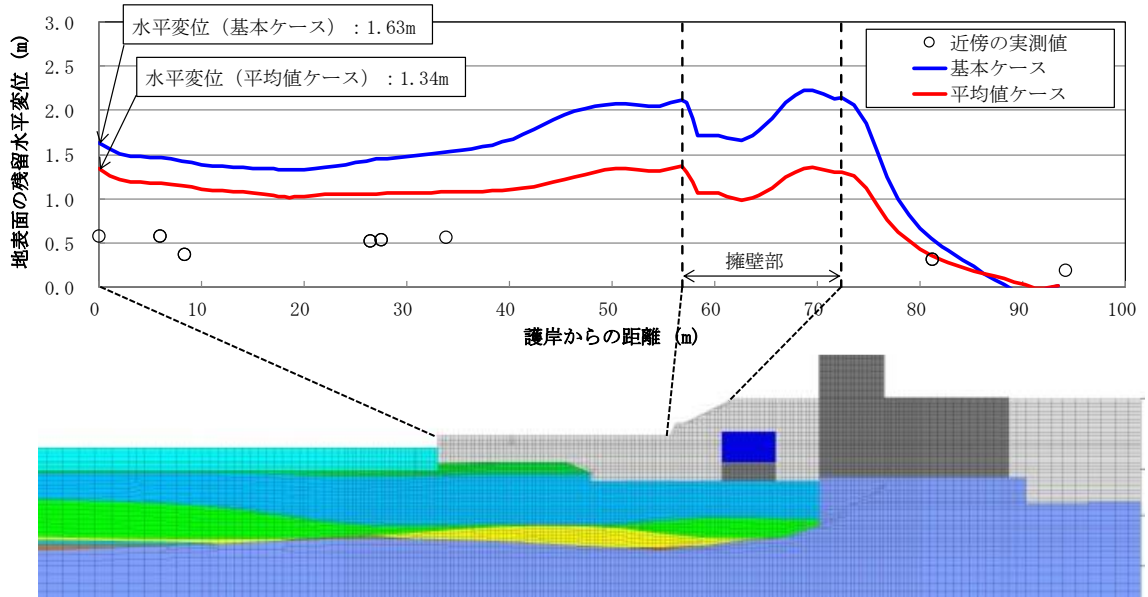


図 3-11 護岸からの距離と地表面水平変位の関係（北断面）

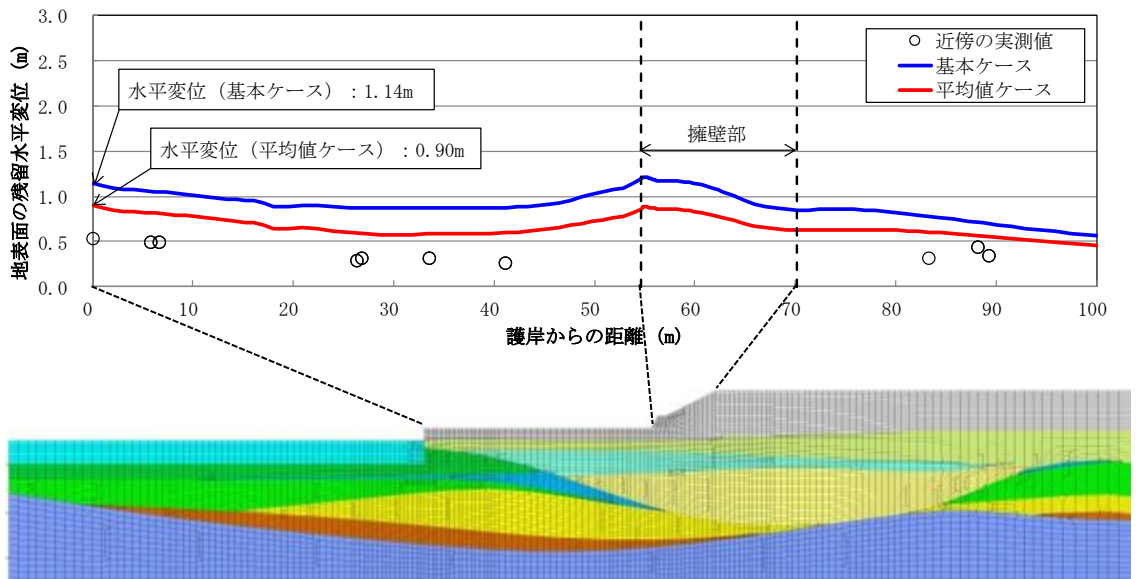


図 3-12 護岸からの距離と地表面水平変位の関係（南断面）

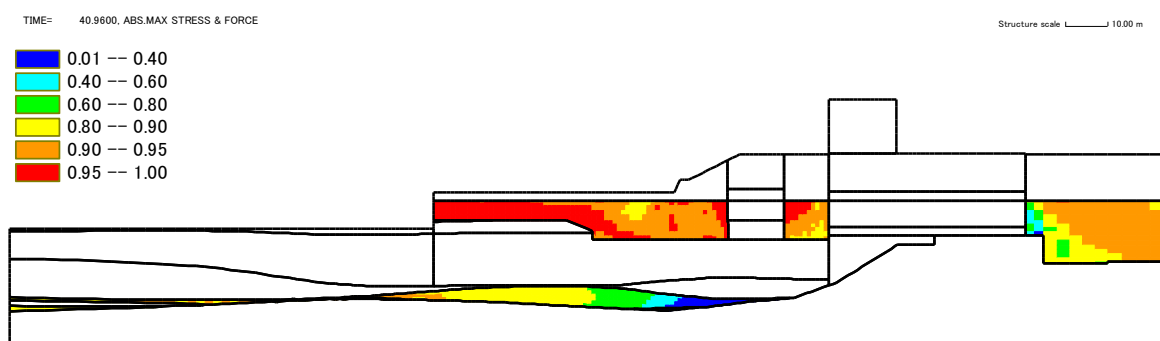


図 3-13 最大過剰間隙水圧（基本ケース）（北断面）

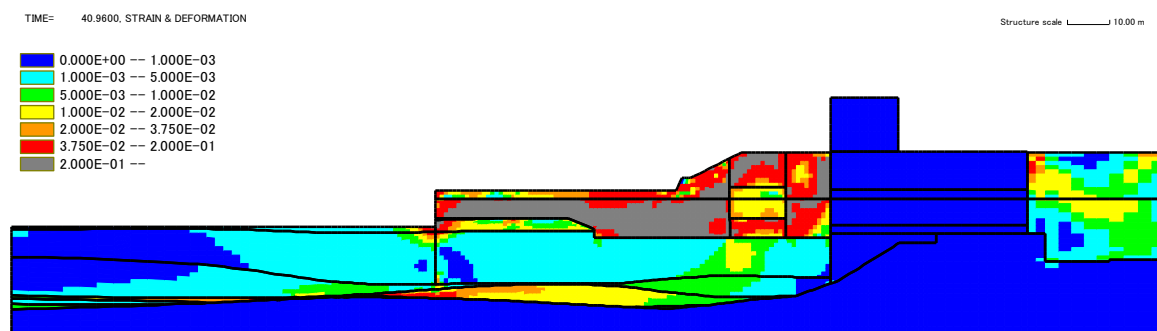


図 3-14 最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$ （残留値：基本ケース）（北断面）

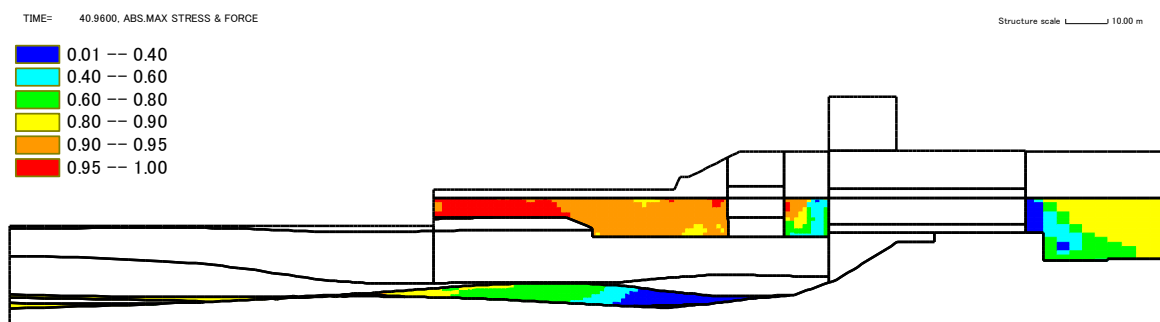


図 3-15 最大過剰間隙水圧（平均値ケース）（北断面）

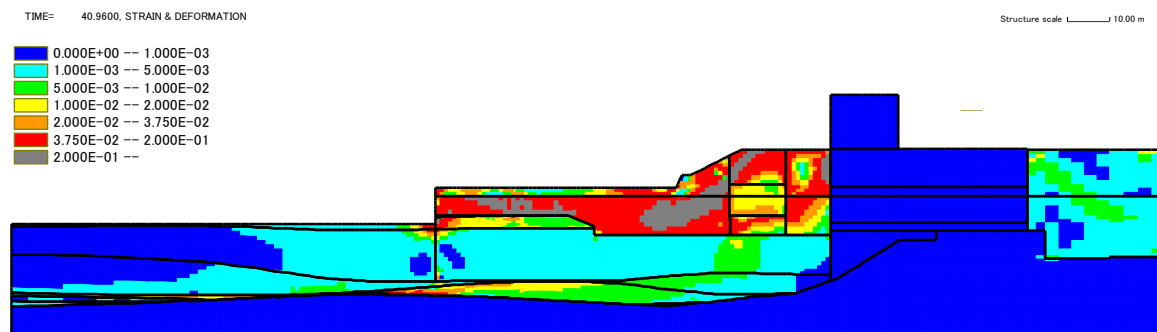


図 3-16 最大せん断ひずみ（残留値：平均値ケース）（北断面）

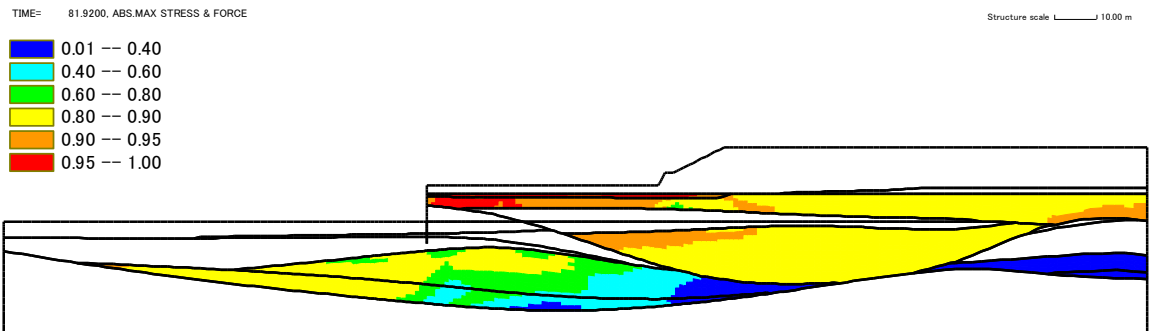


図 3-17 最大過剰間隙水圧（基本ケース）（南断面）

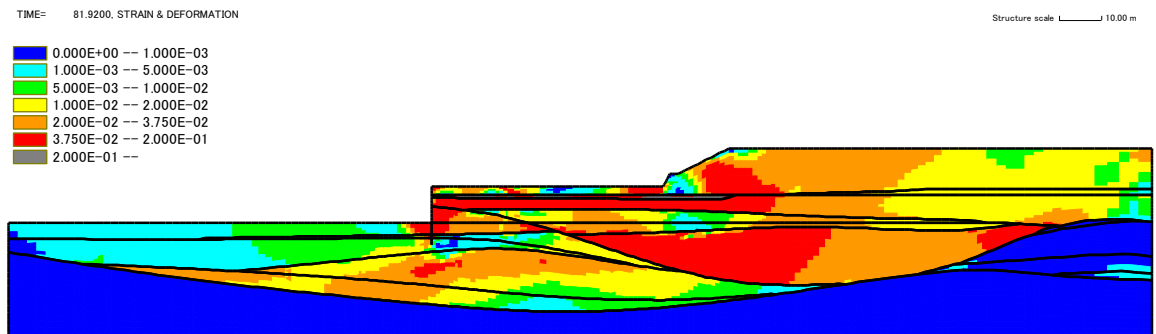


図 3-18 最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$ （残留値：基本ケース）（南断面）

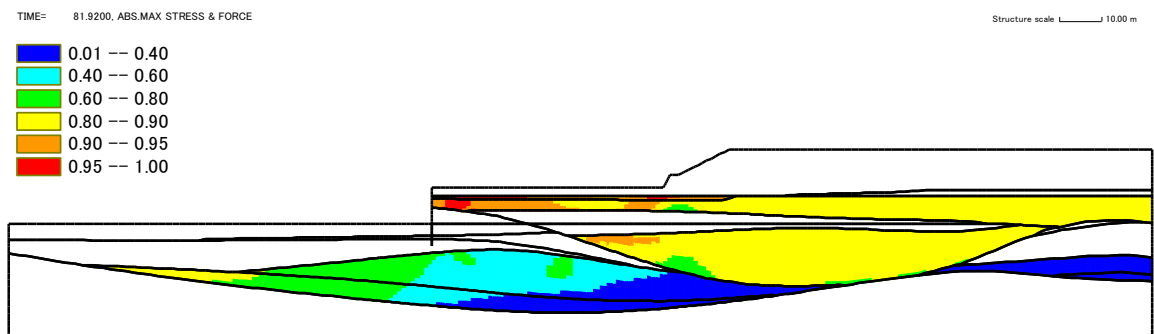


図 3-19 最大過剰間隙水圧（平均値ケース）（南断面）

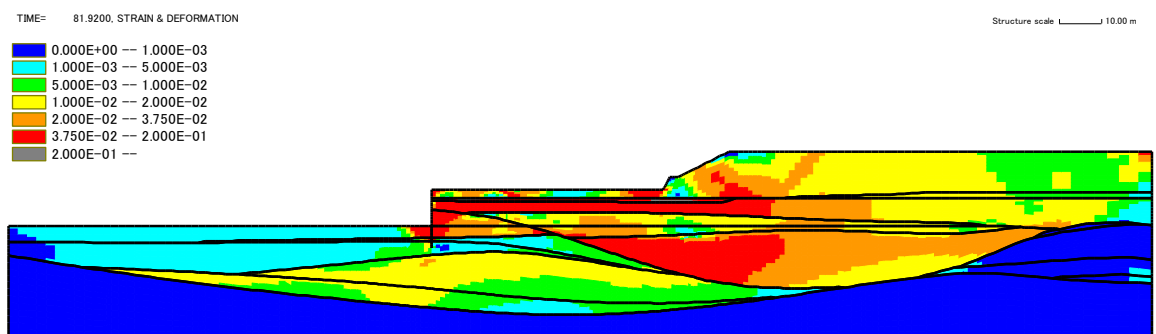


図 3-20 最大せん断ひずみ（残留値：平均値ケース）（南断面）



(2) 再現解析結果（鉛直変位量）と考察

有効応力解析による地表面鉛直変位量の結果を、図 3-21、図 3-22 に示す。図の水平座標は護岸からの距離で示している。

a. 基本ケース

基本ケースについては、有効応力解析の鉛直変位量は、地表面形状に応じて側方流動の影響を受けた沈下と隆起を生じており、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下量とは異なる傾向を示す。

有効応力解析による護岸付近の鉛直変位量は、北断面で「0.73m」、南断面で「0.49m」であり、側方流動による変形の影響で生じているが、これは実績の沈下量である北断面の「0.00m」、南断面の「0.12m」と比較して大きい。小段擁壁付近の有効応力解析結果についても、側方流動の影響により法尻で隆起、法肩で沈下しているが、実績沈下量は小さく明瞭な傾向は認められていない。いずれも、有効応力解析では側方流動の影響に伴う鉛直変位量を保守的に算定している。

b. 平均値ケース

平均値ケースについては、有効応力解析の鉛直変位量は、基本ケースと比較して沈下と隆起の傾向が抑制されるものの、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下・隆起量に対して有効応力解析の地表面変位量が大きいことから、側方流動の影響に伴う鉛直変位量を保守的に算定している。

c. 考察

再現解析による鉛直変位量は、護岸付近で沈下、小段擁壁付近の法尻で隆起、法肩で沈下する傾向にある。

有効応力解析の解析コード F L I P (ver. 7.4.1) は、非排水条件に基づく解析コードであることから、再現解析による鉛直変位は、大きな水平変位（図 3-11、図 3-12）が生じた箇所での側方流動の影響により発生するものと考えられる。図 3-21 の北断面の小段擁壁部の鉛直変形量が、基本ケースと平均値ケースで大きく異なることは、図 3-11 の当該箇所の水平変位量が基本ケースと平均値ケースで大きく異なっている点と整合的である。

また、南断面の鉛直変形量（図 3-22）については、水平変位量（図 3-12）が北断面と比較して小さく、基本ケースと平均値ケースの差分も小さいことから、側方流動に伴う鉛直変形が抑えられた結果と考えられる。

これより、新潟県中越沖地震時に観察された実績の沈下量は、再現解析から得られる鉛直変形量の絶対値に対して小さく、耐震評価を行う上では保守的な評価が可能であると判断できる。

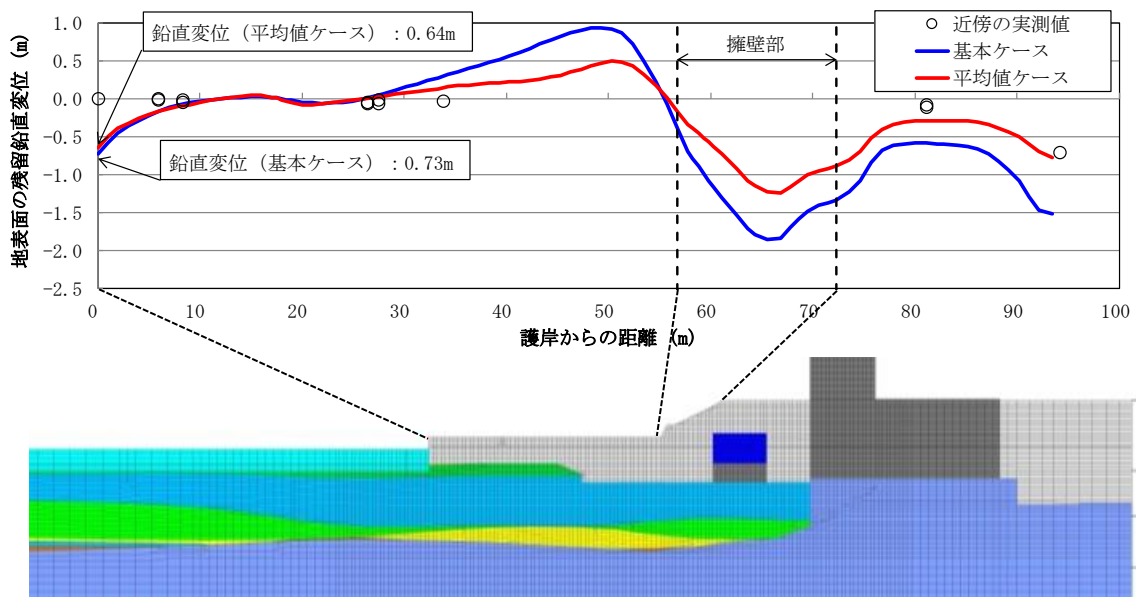


図 3-21 護岸からの距離と地表面鉛直変位の関係（北断面）

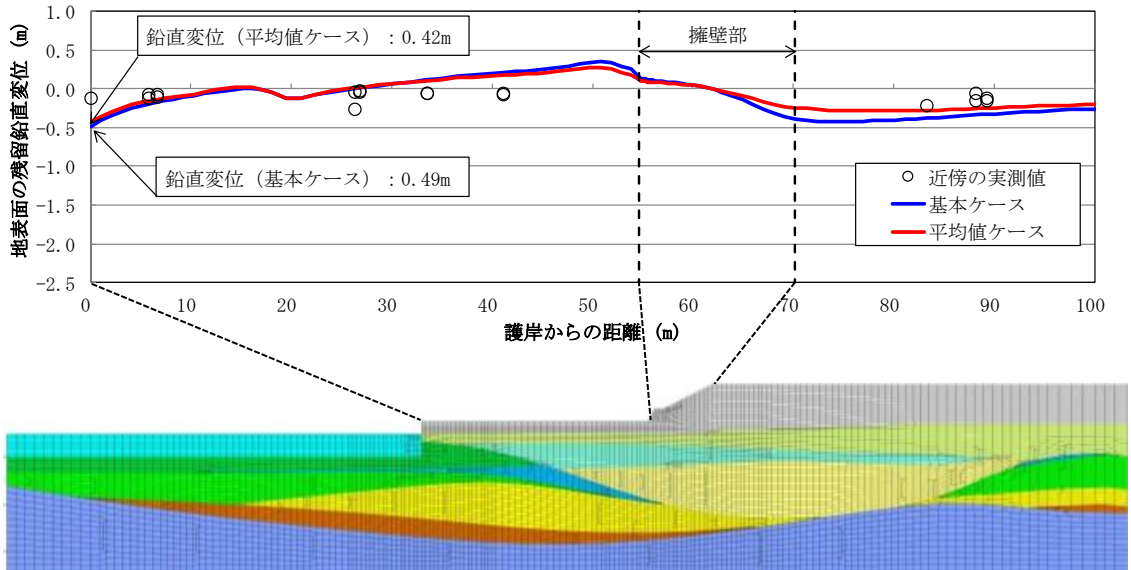


図 3-22 護岸からの距離と地表面鉛直変位の関係（南断面）

### 3.2 まとめ

新潟県中越沖地震の地震記録を入力波として、大湊側敷地の南北2断面を対象とした再現解析を行い、当該地震時に敷地内で観察された地盤変状と比較することで解析コードの適用性、減衰定数を含む解析用物性値の保守性について確認した。

再現解析にあたっては、液状化強度特性については試験結果のばらつきを踏まえた基本ケース（平均値－1 $\sigma$ ）と平均値ケースの2ケースを適用し、減衰定数については対象の南北2断面が同規模の領域をモデル化している点を踏まえ、共通の係数（Rayleigh減衰  $\alpha=0$ ,  $\beta=0.005$ ）を適用した。

再現解析の結果、有効応力解析コード（FLIP）は、地表面が海側へ変形した実測値の傾向を再現できており、耐震評価への適用性を有していると判断した。また、いずれのケースについても再現解析の変形量が実測値を概ね上回る評価ができていることから、ここで設定している減衰定数と解析用物性値は、耐震評価を実施する上での保守性を有しており、適用性があると判断した。

## 4. 参考文献

- 1) 小長井ほか：2007年新潟県中越沖地震の被害とその特徴，2010 土木学会地震被害調査小委員会，2006年～2010年に発生した国内外の地震被害報告書，2010.
- 2) 東京電力（株）：新潟県中越沖地震に対する柏崎刈羽原子力発電所の耐震安全性の検討状況について，経済産業省総合資源エネルギー調査会 原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG，第3回会合配布資料（合同W3-1），pp7-9，2007.12.25.
- 3) 東京電力（株）：新潟県中越沖地震に対する柏崎刈羽原子力発電所の耐震安全性の検討状況について，経済産業省総合資源エネルギー調査会 原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG，第4回会合配布資料（合同W4-1-1），pp10-11，2008.2.15.

(参考資料6) 地盤改良体における補足

1. 地盤改良体の概要

1.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

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

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

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表 1-1 に示す。

表 1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

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

(引用：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版，  
(財)土木研究センター，平成16年3月)

表 1-1 に示す工法のうち、柏崎刈羽原子力発電所の建物・構築物及び土木構造物で適用している地盤改良としては、適用地盤や工法の効果とも幅広く適用可能である「固結工法」を基本としている。固結工法のうち、主に採用した工法は深層混合処理工法（機械攪拌工法、高圧噴射攪拌工法）である。

また、一般的に置換工法とは、軟弱地盤を良質な土材料で置き換える工法であるが、土材料として陸上混練したセメント改良土を適用したものについては固結工法と同等又はそれ以上の効果を期待出来ることから採用している。以下、本資料では置換工法のうち、置換する材料としてセメント改良土を適用した工法を「置換工法」という。

なお、深層混合処理工法については、原地盤を攪拌混合する性質上、一般的に土材料の性質によって物性が異なることから、主たる対象土層の性質（砂質土・粘性土）によって分類する。地盤改良工法と対象土層の性質に係わる解釈を表 1-2 に、対象土層の分類を表 1-3 に示す。

表 1-2 地盤改良工法と対象土の性質に係わる解釈

| 地盤改良工法            |          | 対象土層の考慮 | 備考                           |
|-------------------|----------|---------|------------------------------|
| 置換工法<br>(セメント改良土) |          | 考慮しない   | 地上混練した材料であるため対象土層の影響を受けない。   |
| 深層混合<br>処理工法      | 機械攪拌工法   | 考慮する    | 原地盤を攪拌混合する工法のため、対象土層の影響を受ける。 |
|                   | 高圧噴射攪拌工法 | 考慮する    | 原地盤を切削攪拌する工法のため、対象土層の影響を受ける。 |

表 1-3 対象土層の分類

| 地層名         |             | 対象土種別 |
|-------------|-------------|-------|
| 埋戻土         |             | 砂質土   |
| 埋戻土Ⅱ        |             | 粘性土   |
| 沖積層<br>新期砂層 | 新期砂層        | 砂質土   |
|             | 沖積層上部（シルト質） | 粘性土   |
|             | 沖積層上部（砂質）   | 砂質土   |
|             | 沖積層下部       | 砂質土   |
| 古安田層        | A3c層        | 粘性土   |
|             | A3a1層       | 粘性土   |
|             | A3s層        | 砂質土   |
|             | A2c層        | 粘性土   |
|             | A2a1層       | 粘性土   |
|             | A2s層        | 砂質土   |
|             | A2g層（シルト質）  | 粘性土   |
|             | A2g層（砂質）    | 砂質土   |
|             | A1c層        | 粘性土   |
| A1g層        | 砂質土         |       |

1.2 地盤改良体の施工方法

柏崎刈羽原子力発電所で適用している地盤改良体の施工方法の概要を表 1-4 に示す。

表 1-4 施工方法の概要(1/3)

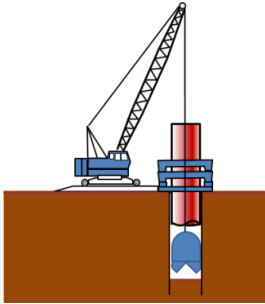
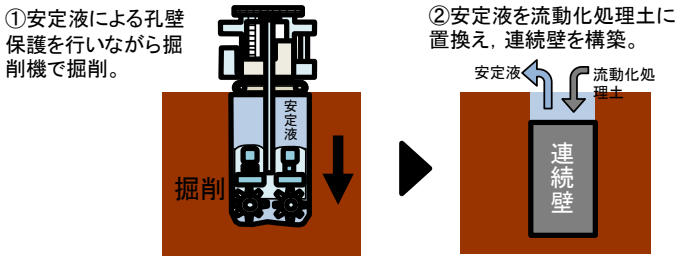
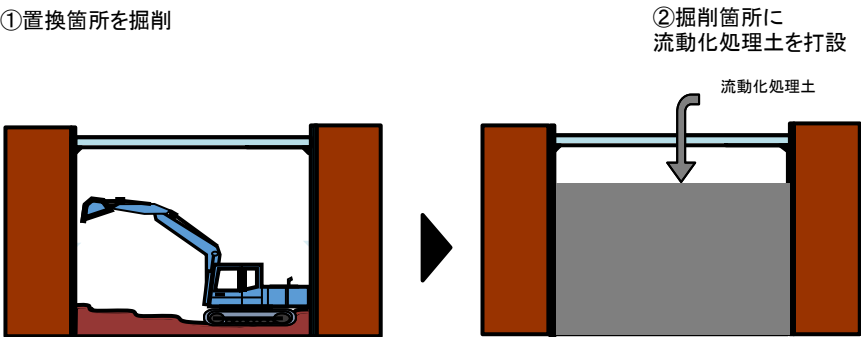
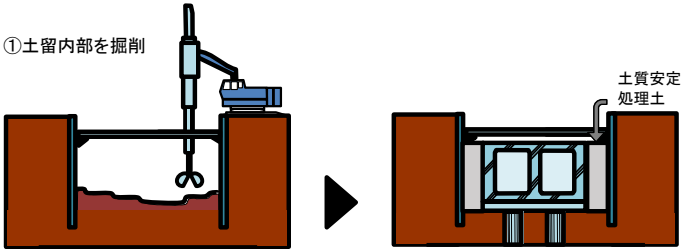
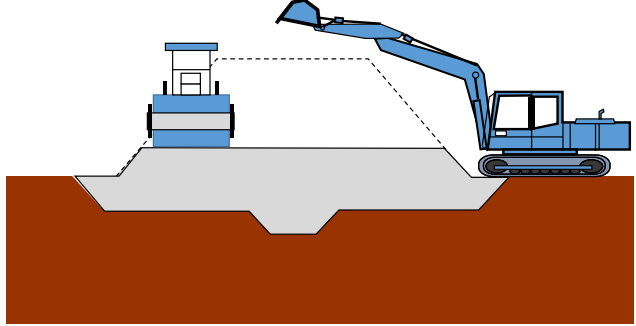
| 工 法                       | 概 要                                                                                                                                                                                                                                                     |
|---------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>置換工法<br/>(CD 掘削工法)</p> | <p>原地盤を全周回転掘削機で開削し，流動化処理土を投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p>  <p>置換工法(CD 掘削工法)の概要</p>                                                               |
| <p>置換工法<br/>(地中連続壁工法)</p> | <p>原地盤を水平多軸掘削機で開削し，流動化処理土を投入することで，改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく，開削が可能な箇所にて採用。</p>  <p>①安定液による孔壁保護を行いながら掘削機で掘削。<br/>②安定液を流動化処理土に置換え，連続壁を構築。</p> <p>置換工法(地中連続壁工法)の概要</p> |
| <p>置換工法<br/>(開削工法)</p>    | <p>狭隘部において，小型建機を用いて掘削した後，流動化処理土を投入し，改良体を造成する工法</p>  <p>①置換箇所を掘削<br/>②掘削箇所に流動化処理土を打設</p> <p>置換工法(開削工法)の概要</p>                                                        |

表 1-4 施工方法の概要(2/3)

| 工 法                  | 概 要                                                                                                                                                                                                                                                                 |
|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>機械攪拌工法</p>        | <p>原地盤に攪拌翼を貫入した後、地盤とセメントミルクを攪拌混合することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく、貫入が可能な箇所にて採用。</p> <div style="text-align: center;"> <p>①改良箇所に攪拌翼を貫入<br/>貫入</p> <p>②攪拌翼を引き上げながら地盤とセメントミルクを攪拌し、改良体を造成<br/>引上げ攪拌<br/>改良体</p> <p>機械攪拌工法の概要</p> </div>                                   |
| <p>高圧噴射攪拌工法</p>      | <p>高圧でセメントミルクを吐出し、原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がある、開削が困難な箇所にて採用。</p> <div style="text-align: center;"> <p>①ガイドホール設置<br/>所定深度まで削孔</p> <p>②機器設置<br/>ロッド建込み、超高圧<br/>ジェットの噴射・モニターの回転</p> <p>③②の状態を保ちつつ<br/>モニターの引き上げ、<br/>スライムの排出</p> <p>高圧噴射攪拌工法の概要</p> </div> |
| <p>無筋<br/>コンクリート</p> | <p>原地盤を開削し、無筋コンクリートを投入することで、改良体を造成する工法。地上構造物及び埋設構造物がなく、開削が可能な箇所にて採用。</p> <div style="text-align: center;"> <p>①置換箇所を掘削<br/>取水路</p> <p>②掘削箇所に<br/>コンクリートを打設<br/>コンクリート<br/>無筋</p> <p>無筋コンクリートの概要</p> </div>                                                          |

表 1-4 施工方法の概要(3/3)

| 工 法     | 概 要                                                                                                                                                                                                    |
|---------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 土質安定処理土 | <p>構造物側方の狭隘な掘削範囲を施工性向上のために流動化処理土で埋戻したもの。(構造物に対して機能を期待しない地盤改良体)</p>  <p>①土留内部を掘削</p> <p>土質安定処理土</p> <p>土質安定処理土の概要</p> |
| 改良盛土    | <p>セメント改良土を所定の高さまで盛立てる工法。自主対策設備として設置した防潮堤の堤体として採用。(構造物に対して機能を期待しない地盤改良体)</p>  <p>改良盛土の概要</p>                        |



## 2. 各施設における地盤改良体の概要

建物・構築物及び土木構造物において、地盤改良体を設置する施設の平面配置図を図 2-1 に、間接支持する設備（C クラスを除く）の有無，既設地盤改良体と新設地盤改良体の区分，地盤改良工法及び地盤改良の目的を表 2-1 に示す。

表 2-1 に示すとおり，地盤改良の主な目的は，変形抑制及び浮上り防止（構造物底面に作用する揚圧力の遮断及び構造物側面のせん断抵抗確保）に区別される。その他に，構造物側方の狭隘な掘削範囲を施工性向上のために地盤改良体で埋戻す場合や自主対策設備として設置した防潮堤の堤体として地盤改良体を用いる場合がある。なお，柏崎刈羽原子力発電所 7 号機の工事計画認可申請においては，構造物の支持を目的とした地盤改良体は無い。

各施設における地盤改良体の施工範囲及び仕様については，各施設における建物・構築物及び土木構造物のそれぞれの機能要求を満たす様に設定する。詳細については，各施設における耐震計算書に示す。

各施設の地盤改良体の配置図を「2.1 建物・構築物」及び「2.2 土木構造物」に示す。

なお，地盤改良体については，2018 年 12 月時点で竣工済みのものを「既設地盤改良体」，施工中若しくは計画中のものを「新設地盤改良体」と称する。

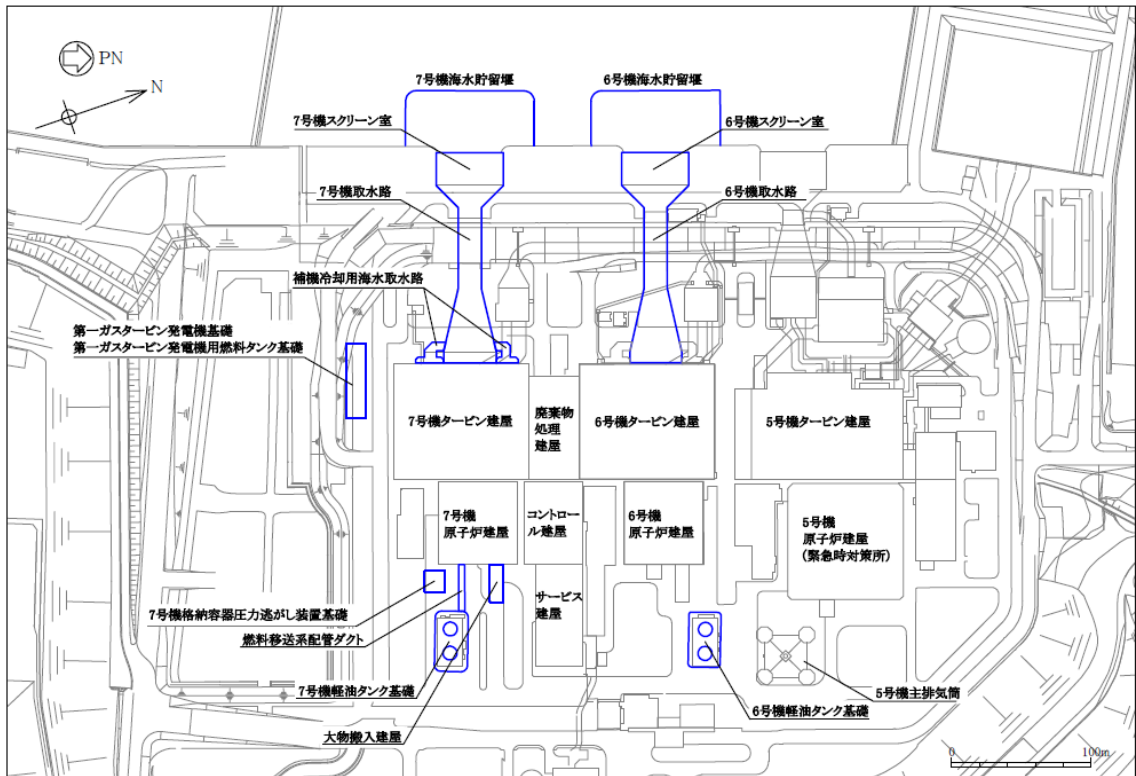


図 2-1 地盤改良体を設置する施設の平面配置図