

本資料のうち、枠囲みの内容は
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-340-1 改4
提出年月日	平成30年5月21日

東海第二発電所
耐震性に関する説明書に係る補足説明資料

地盤の支持性能について

平成30年5月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
3. 評価対象施設周辺の地質等	2
3.1 評価対象施設周辺の地質	2
3.2 評価対象施設周辺の地質状況整理結果	13
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	15
3.3.1 敷地の地下水位分布	15
3.3.2 耐震評価における地下水位設定方針	17
4.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値	18
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	26
4.2.1 有効応力解析に用いる解析用物性値	30
4.2.2 強制的に液状化させることを仮定した有効応力解析に用いる解析用物性値	52
4.2.3 その他の解析用物性値	56
4.2.4 地盤の物性のばらつきについて	60
5. 極限支持力	61
5.1 直接基礎及びケーソン基礎の支持力算定式	61
5.2 杭基礎の支持力算定式	62
5.3 地中連続壁基礎の支持力算定式	64
5.4 極限支持力算定式における久米層の非排水せん断強度の適用性について	64
5.5 杭の支持力試験について	65
6. 地盤の速度構造	66
6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル	66
6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル	67
6.3 PS 検層結果の代表性及び網羅性について	69
6.3.1 第四系における PS 検層の代表性及び網羅性について	69
6.3.2 新第三系における PS 検層の代表性及び網羅性について	75
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

1. 概要

本資料は、V-2-1「耐震設計の基本方針」のうち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及び常設重大事故緩和設備が設定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。）（以下「常設重大事故等対処施設」という。）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

設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設において、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。また、全応力解析及び有効応力解析等に用いる解析用物性値をそれぞれ設定する。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）に記載した値を用い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、工事計画認可申請において新たに設定する。

対象設備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に基づく許容限界*以下であることを確認する。

*：妥当な安全余裕を持たせる。

極限支持力は、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24年3月）（以下「道路橋示方書」という。）の支持力算定式等に基づき、対象施設の支持岩盤の室内試験結果（せん断強度等）を用いて設定する。また、杭の支持力試験を実施している場合は、極限支持力を支持力試験結果から設定する。

押込み力に対する支持力評価において、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

引抜き力に対する支持力評価において、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。ただし、杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

3. 評価対象施設周辺の地質等

3.1 評価対象施設周辺の地質

敷地の地質層序を表 3.1-1 に示す。敷地の地質は、下位から先白亜系の日立古生層(日立変成岩類)、白亜系の那珂湊層群、新第三系の離山層、新第三系鮮新統～第四系下部更新統の久米層、第四系更新統の東茨城層群及び段丘堆積物、第四系完新統の沖積層及び砂丘砂層からなる。

敷地の地質・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 3.1-1 に、敷地の地質平面図を図 3.1-2 に示す。敷地に分布する地層のうち、最下位の日立古生層(日立変成岩類)は硬質な泥岩、砂岩及び礫岩からなる。那珂湊層群は硬質な泥岩、砂岩及び礫岩からなる。離山層は泥岩、凝灰岩からなる。久米層は砂質泥岩を主としている。東茨城層群と段丘堆積物は砂礫、砂及びシルトからなり、沖積層は粘土を主として砂及び礫混じり砂を挟む。各層は不整合関係で接している。砂丘砂層は均質な細～中粒砂からなり、敷地全体に広く分布する。

敷地の第四系の主な層相及び代表的なコア写真の拡大を表 3.1-2 に示す。以降、敷地の第四系をこの層相に基づき区分する。

敷地の地質断面図を図 3.1-3 に示す。敷地には、敷地全域にわたって新第三系鮮新統～第四系下部更新統の久米層が分布し、その上位に第四系更新統の段丘堆積物、第四系完新統の沖積層及び砂丘砂層が分布する。

表 3.1-1 地質層序

年代層序区分		地層区分	地質記号	主な層相		備考	
第四系	完新統	砂丘砂層	du	灰褐色～黄灰色の砂～中粒砂		敷地全体に広く分布する。	
				Ag2	砂礫		
	沖積層	al	Ac	粘土	暗青灰色～灰褐色の粘土・砂 灰褐色～黄褐色の礫混じり砂	最上位の砂層は敷地全体に広く分布する。 久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。	
			As	砂			
			Ag1	砂礫			
			D2c-3	シルト			
	段丘堆積物	D2	D2s-3	砂	黄褐色～青灰色の砂礫・砂・シルト	敷地南部に分布する。 敷地周辺のI段丘堆積物に対比される。 シルト層中の炭物質の年代： 40,830±2,670年BP～48,330±年BPオーバー (14C年代測定法)	
			D2g-3	砂礫			
			D2c-2	シルト			
			D2g-2	砂礫			
Im			ローム				
D1c-1			シルト				
東茨城層群	Hi	D1g-1	砂礫	敷地西部のごく一部に分布する。	敷地南西部に分布する。 敷地周辺のM2段丘堆積物に対比される。 本層上部に分布する風化火山灰層に含まれる テフラの年代： ・赤城鹿沼テフラ > 45,000年BP ・赤城水沼1テフラ 55,000年BP～60,000BP		
		Hi	暗灰色～褐色の砂及びシルト 灰褐色～青灰色の砂礫				
鮮新統	久米層	Km	Km	暗オリーブ灰色の砂質泥岩	敷地全体に広く分布する。 原子炉建屋等の基礎岩盤である。		
				離山層	Hn	泥岩・凝灰岩	敷地では北部を中心に久米層の下位に認められる。
						泥岩・砂岩	敷地全体で久米層、離山層の下位に認められる。
白亜系	那珂湊層群	Nk	Nk	泥岩・砂岩・礫岩	1孔のボーリングで那珂湊層群の下位に認められる。		
				先白亜系	日立古生層 (日立変成岩類)	Hp	Hp

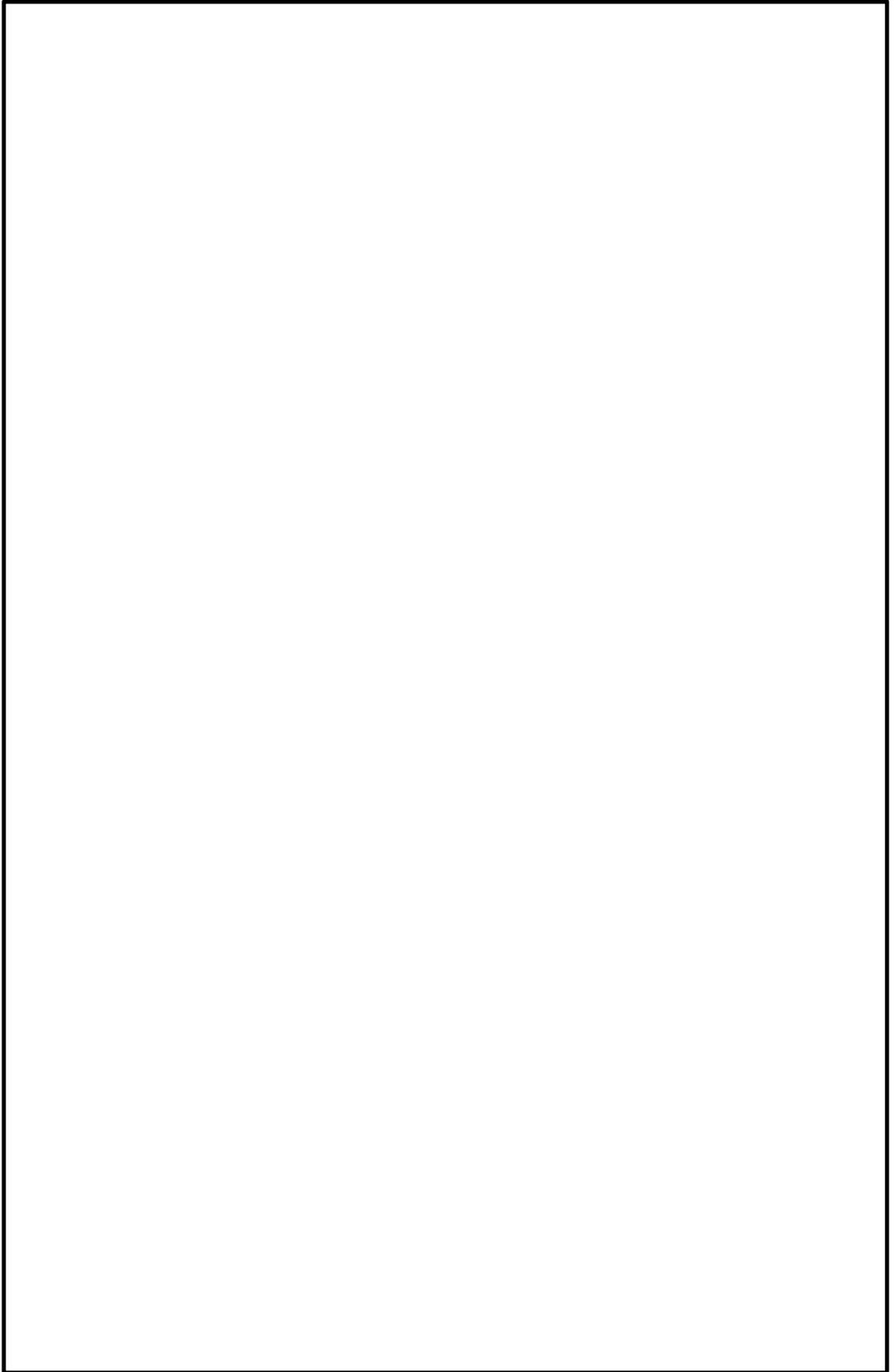


図 3.1-1 ボーリング調査位置図

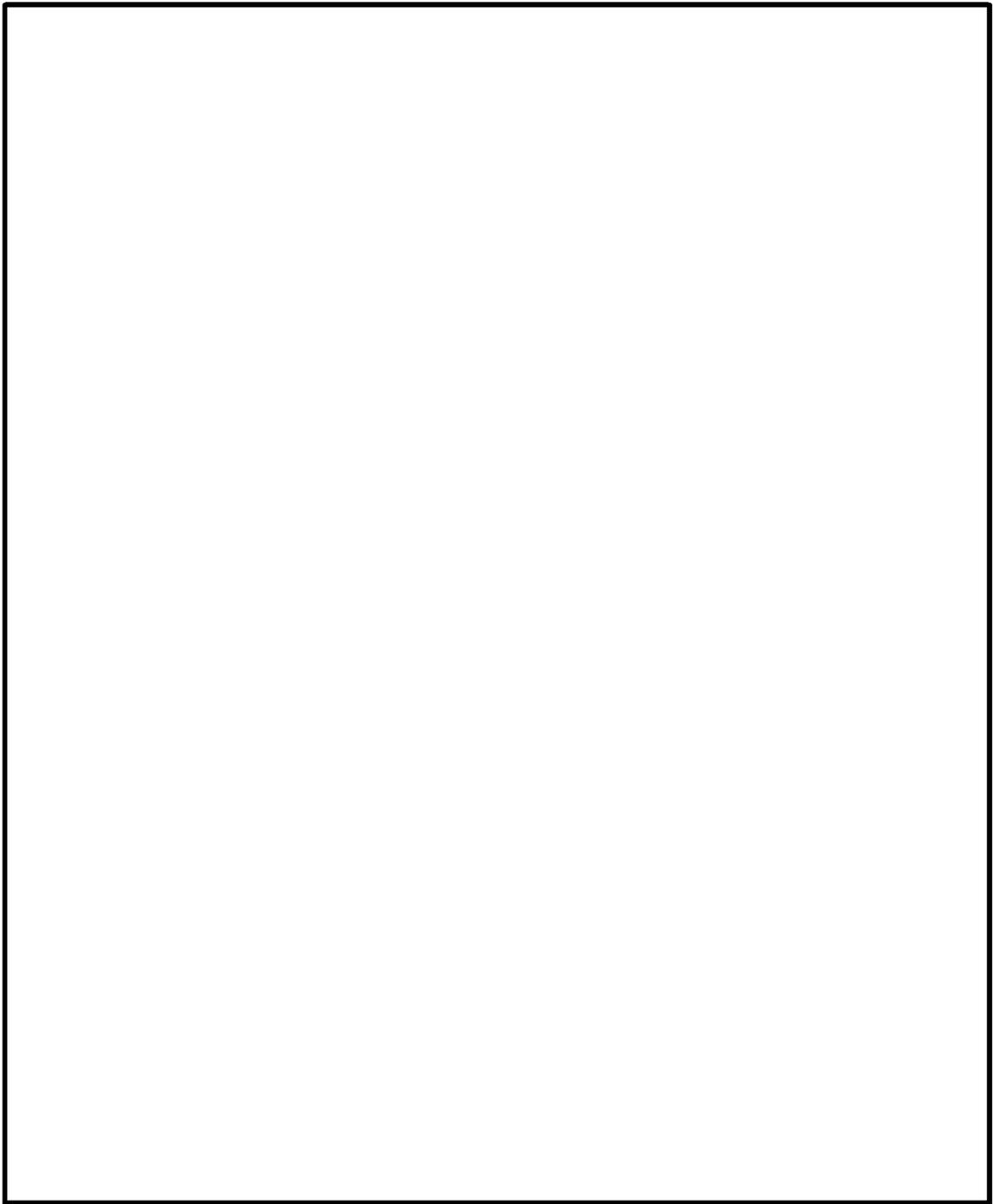
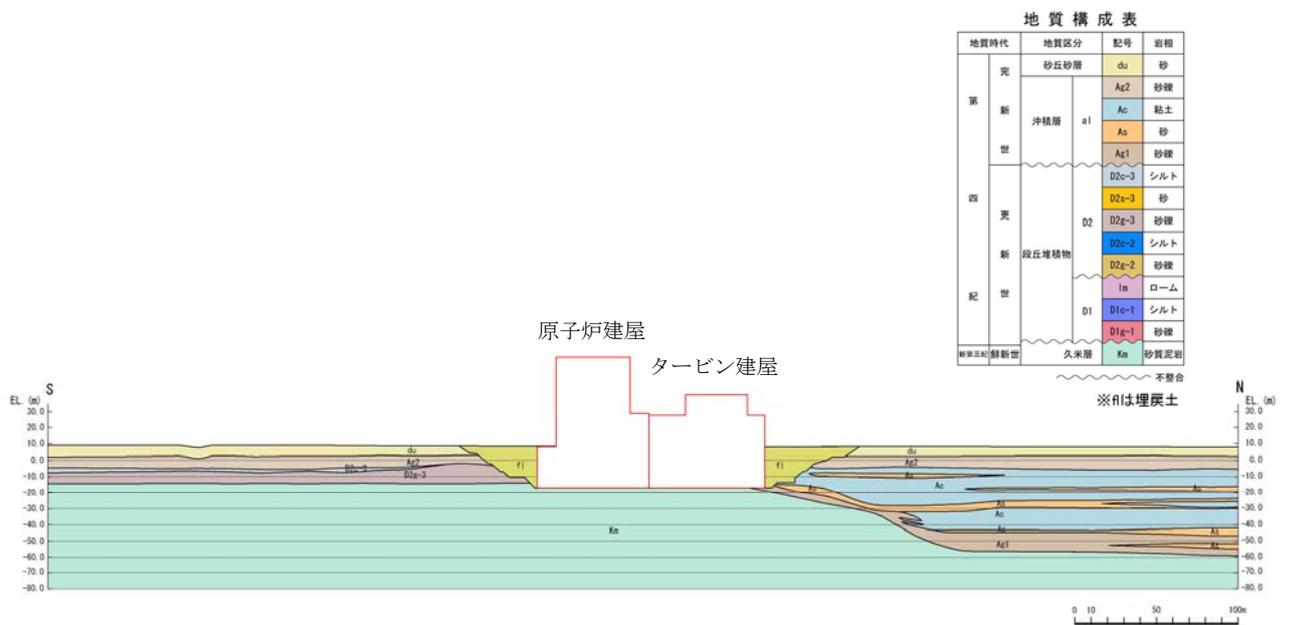


図 3.1-2 敷地の地質平面図

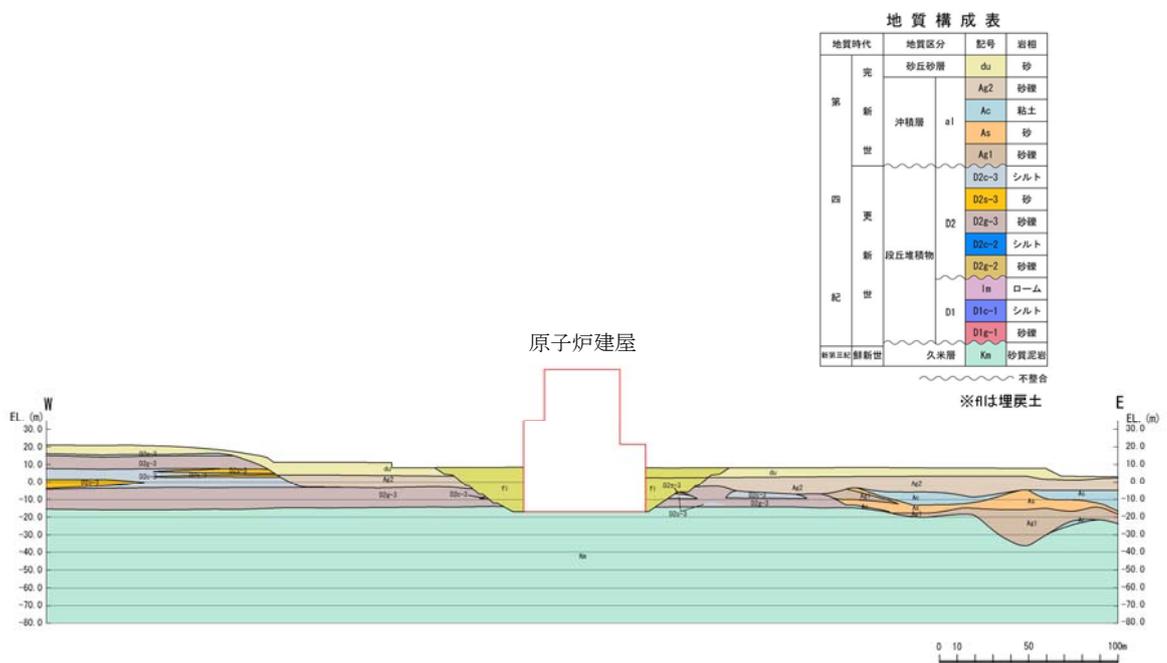
表 3.1-2 第四系の主な層相及び代表的なコア写真の拡大

年代層序区分		地層区分	地質記号	主な層相		代表的なコア写真	
新生界	第四系	砂丘砂層	du	灰褐色～黄灰色の砂～中粒砂			
		沖積層	al	Ag2	砂礫	暗青灰色～灰褐色の粘土-砂 灰褐色～黄褐色の礫混じり砂	
				Ac	粘土		
				As	砂		
				Ag1	砂礫		
		段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト	黄褐色～青灰色の砂礫・砂・シルト	
				D2s-3	砂		
				D2g-3	砂礫		
				D2c-2	シルト		
		更新統	D1	D2g-2	砂礫	黄褐色～青灰色の砂礫・砂・シルト	
	lm			ローム			
	D1c-1			シルト			
	D1g-1			砂礫			

~~~~~ :不整合



(1) 原子炉建屋周辺断面 (A-A 断面)



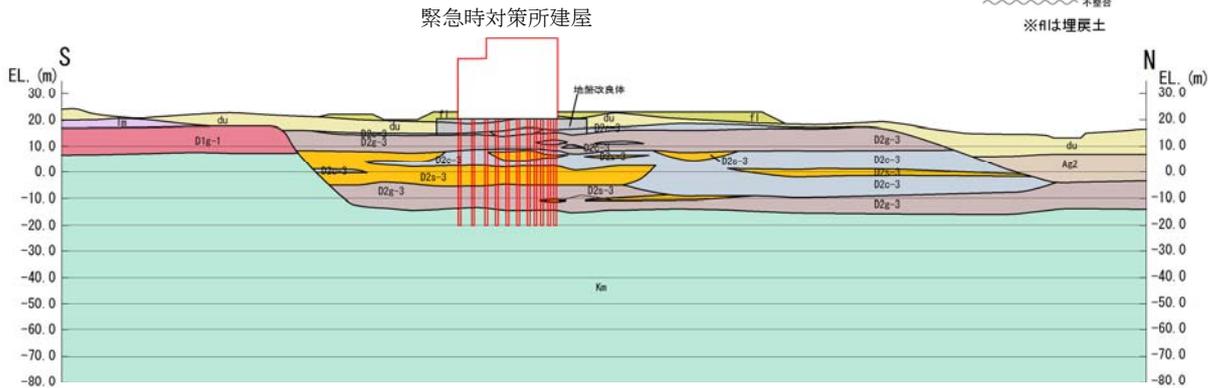
(2) 原子炉建屋周辺断面 (B-B 断面)

図 3.1-3 (1) 地質断面図 (1/6)

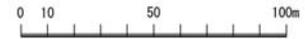
地質構成表

| 地質時代  | 地質区分  | 記号          | 岩相        |
|-------|-------|-------------|-----------|
| 第 三 紀 | 完     | 砂丘砂層        | du 砂      |
|       |       |             | Ag2 砂礫    |
|       | 新 世   | 沖積層 a1      | Ac 粘土     |
|       |       |             | As 砂      |
|       |       |             | Ag1 砂礫    |
| 第 四 紀 | 更 新 世 | D2c-3 シルト   |           |
|       |       | D2a-3 砂     |           |
|       |       | D2g-3 砂礫    |           |
|       |       | D2c-2 シルト   |           |
|       | 新 世   | 段丘堆積物       | D2g-2 砂礫  |
|       |       |             | Im ローム    |
|       |       |             | D1c-1 シルト |
| 紀 世   | D1    | D1g-1 砂礫    |           |
|       |       | 久米層 Km 砂質泥岩 |           |

不整合  
※flは埋戻土



\* 地盤改良体の範囲は詳細設計の進捗に応じて変更となる可能性がある。

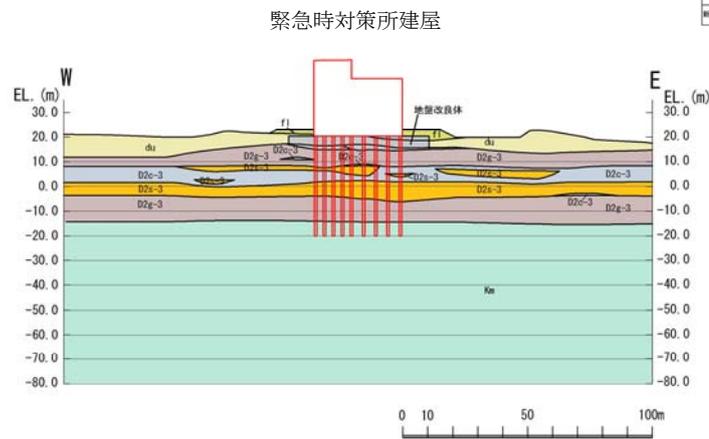


(3) 緊急時対策所周辺断面 (C-C 断面)

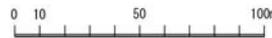
地質構成表

| 地質時代  | 地質区分  | 記号          | 岩相        |
|-------|-------|-------------|-----------|
| 第 三 紀 | 完     | 砂丘砂層        | du 砂      |
|       |       |             | Ag2 砂礫    |
|       | 新 世   | 沖積層 a1      | Ac 粘土     |
|       |       |             | As 砂      |
|       |       |             | Ag1 砂礫    |
| 第 四 紀 | 更 新 世 | D2c-3 シルト   |           |
|       |       | D2a-3 砂     |           |
|       |       | D2g-3 砂礫    |           |
|       |       | D2c-2 シルト   |           |
|       | 新 世   | 段丘堆積物       | D2g-2 砂礫  |
|       |       |             | Im ローム    |
|       |       |             | D1c-1 シルト |
| 紀 世   | D1    | D1g-1 砂礫    |           |
|       |       | 久米層 Km 砂質泥岩 |           |

不整合  
※flは埋戻土



\* 地盤改良体の範囲は詳細設計の進捗に応じて変更となる可能性がある。



(4) 緊急時対策所周辺断面 (D-D 断面)

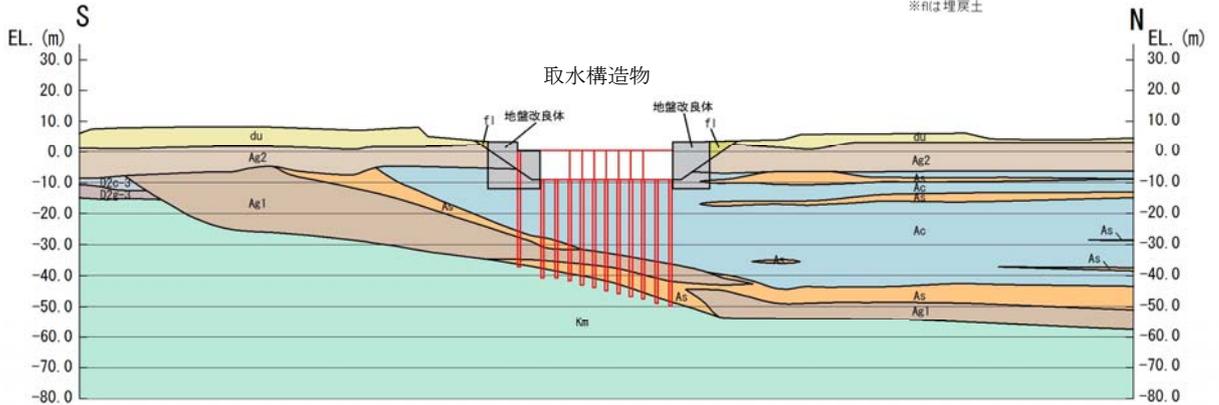
図 3.1-3 (2) 地質断面図 (2/6)

**地質構成表**

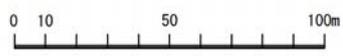
| 地質時代  | 地質区分  | 記号    | 岩種   |
|-------|-------|-------|------|
| 第 三 紀 | 沖積層   | du    | 砂    |
|       |       | Ag2   | 砂礫   |
| 第 四 紀 | 沖積層   | Ac    | 粘土   |
|       |       | As    | 砂    |
|       |       | Ag1   | 砂礫   |
|       |       | D0c-3 | シルト  |
| 第 四 紀 | 段丘堆積物 | D0g-3 | 砂    |
|       |       | D0g-2 | 砂礫   |
|       |       | D0g-1 | シルト  |
|       |       | Im    | ローム  |
| 第 四 紀 | 沖積層   | D1    | シルト  |
|       |       | D1g-1 | 砂礫   |
| 新第三紀  | 新第三紀  | Km    | 砂質泥岩 |

~~~~~ 不整合

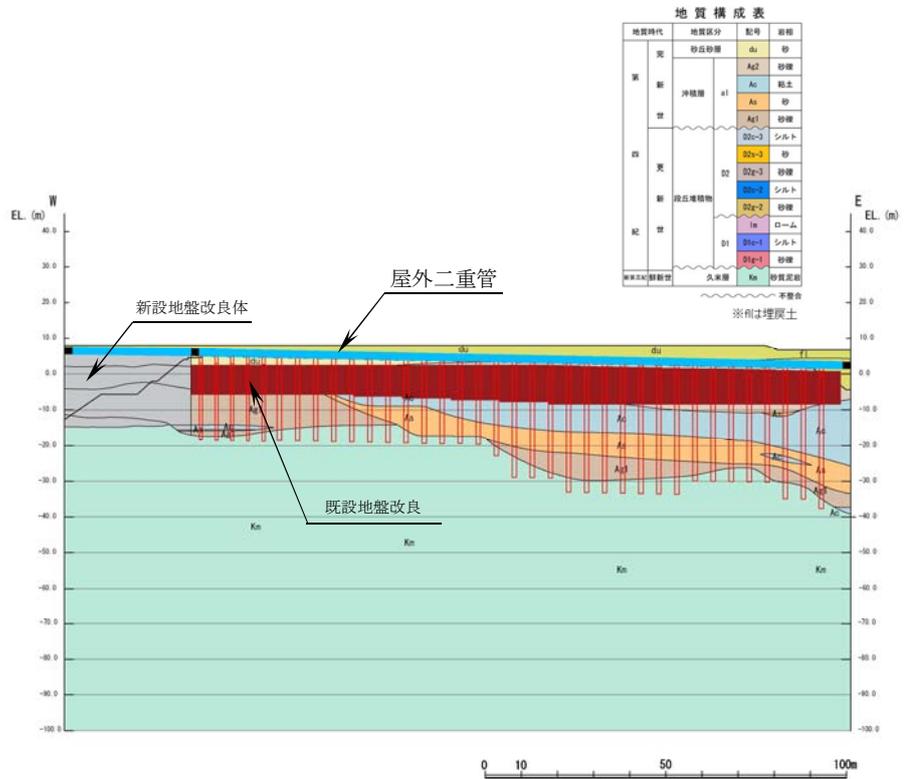
※川は埋戻土



* 地盤改良体の範囲は詳細設計の進捗に応じて変更となる可能性がある。



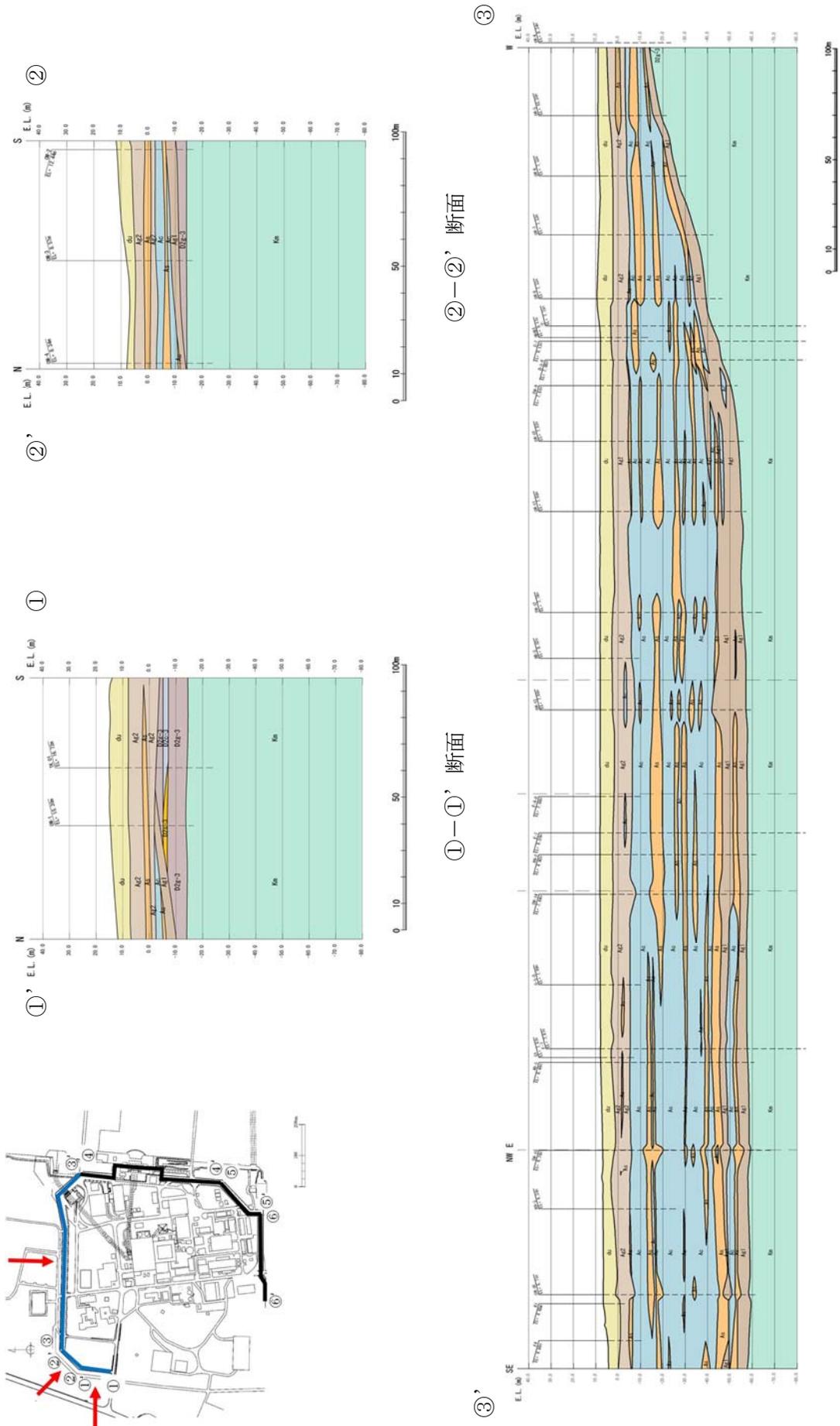
(5) 取水構造物周辺断面 (E-E 断面)



* 新設地盤改良体の範囲は詳細設計の進捗に応じて変更となる可能性がある。

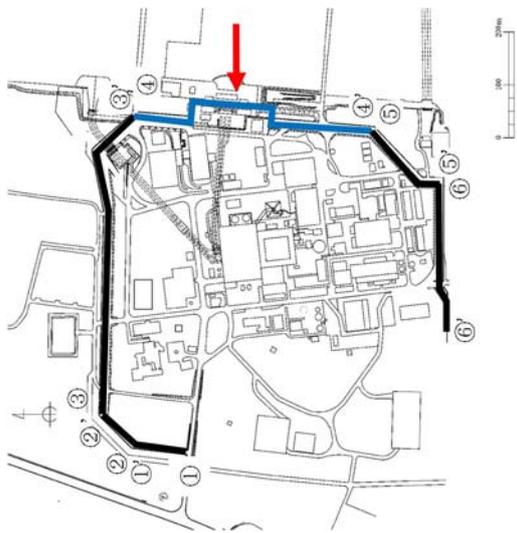
(6) 屋外二重管周辺断面 (F-F 断面)

図 3.1-3 (3) 地質断面図 (3/6)



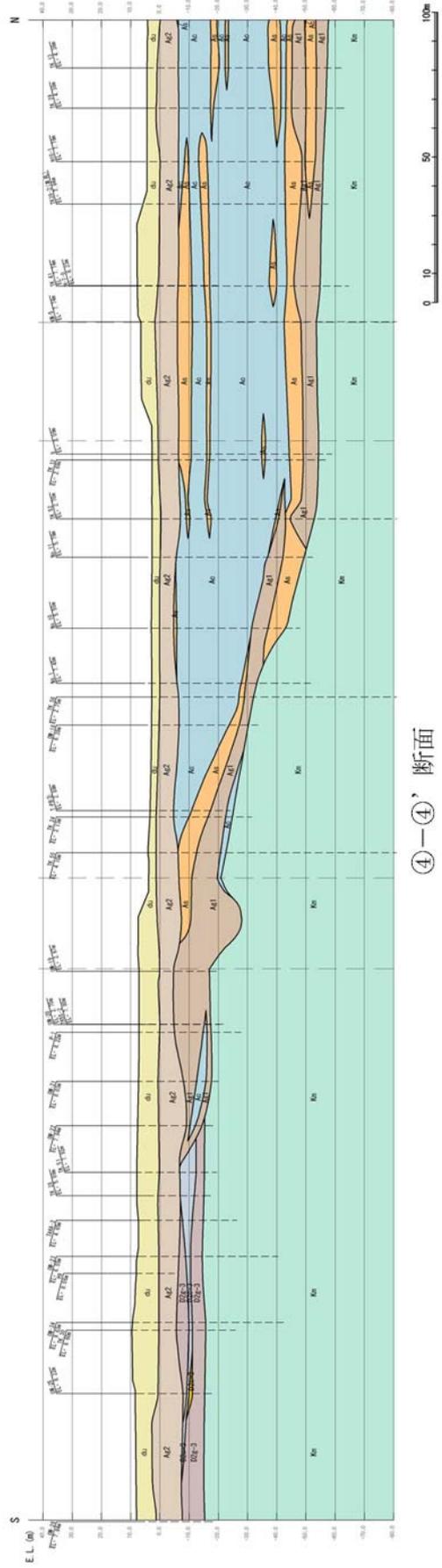
①—①' 断面
②—②' 断面
③—③' 断面

图 3.1-3 (4) 地質断面图 (4/6)



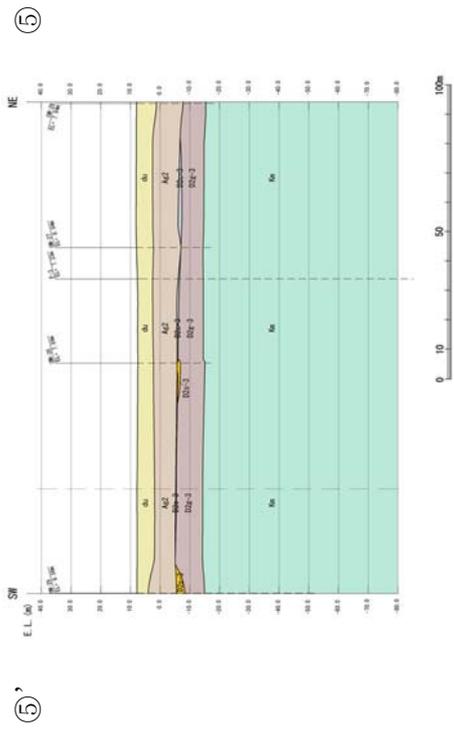
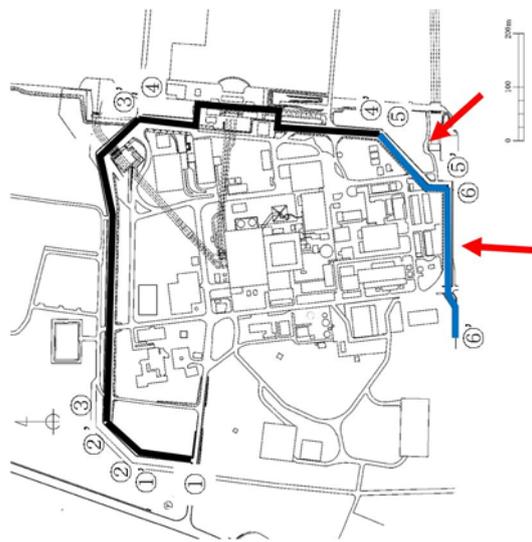
④'

④

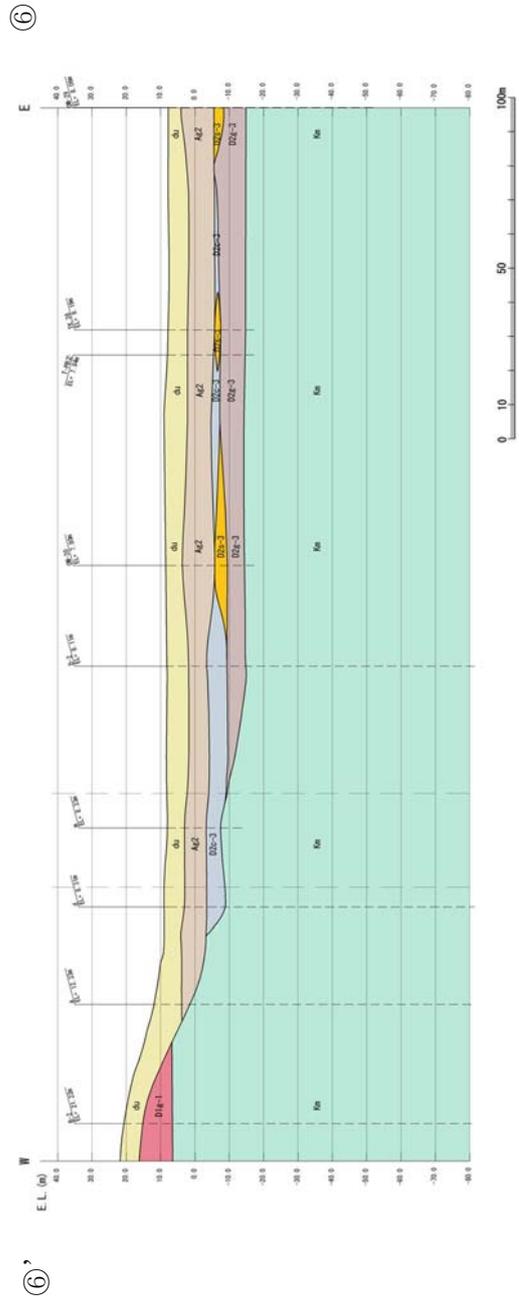


④-④' 断面

图 3.1-3 (5) 地質断面图 (5/6)



⑤—⑤' 断面



⑥—⑥' 断面

图 3.1-3 (6) 地質断面图 (6/6)

3.2 評価対象施設周辺の地質状況整理結果

「3.1 評価対象施設周辺の地質」において作成した地質断面図より，評価対象施設周辺の地質状況を整理した結果を表 3.2-1 に示す。これらの地質に対し，図 3.1-1 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。

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 敷地の地下水位分布

敷地においては水位観測に基づき、水位コンターを設定している。地下水位については、平成 29 年 6 月時点でのデータを用いて取り纏めを行い、地下水位コンター図を作成した。

図 3.3-1 に観測最高水位コンター図、表 3.3-1 に観測最高地下水位一覧表を示す。

各地点における地下水位観測データを（参考資料 1）に示す。

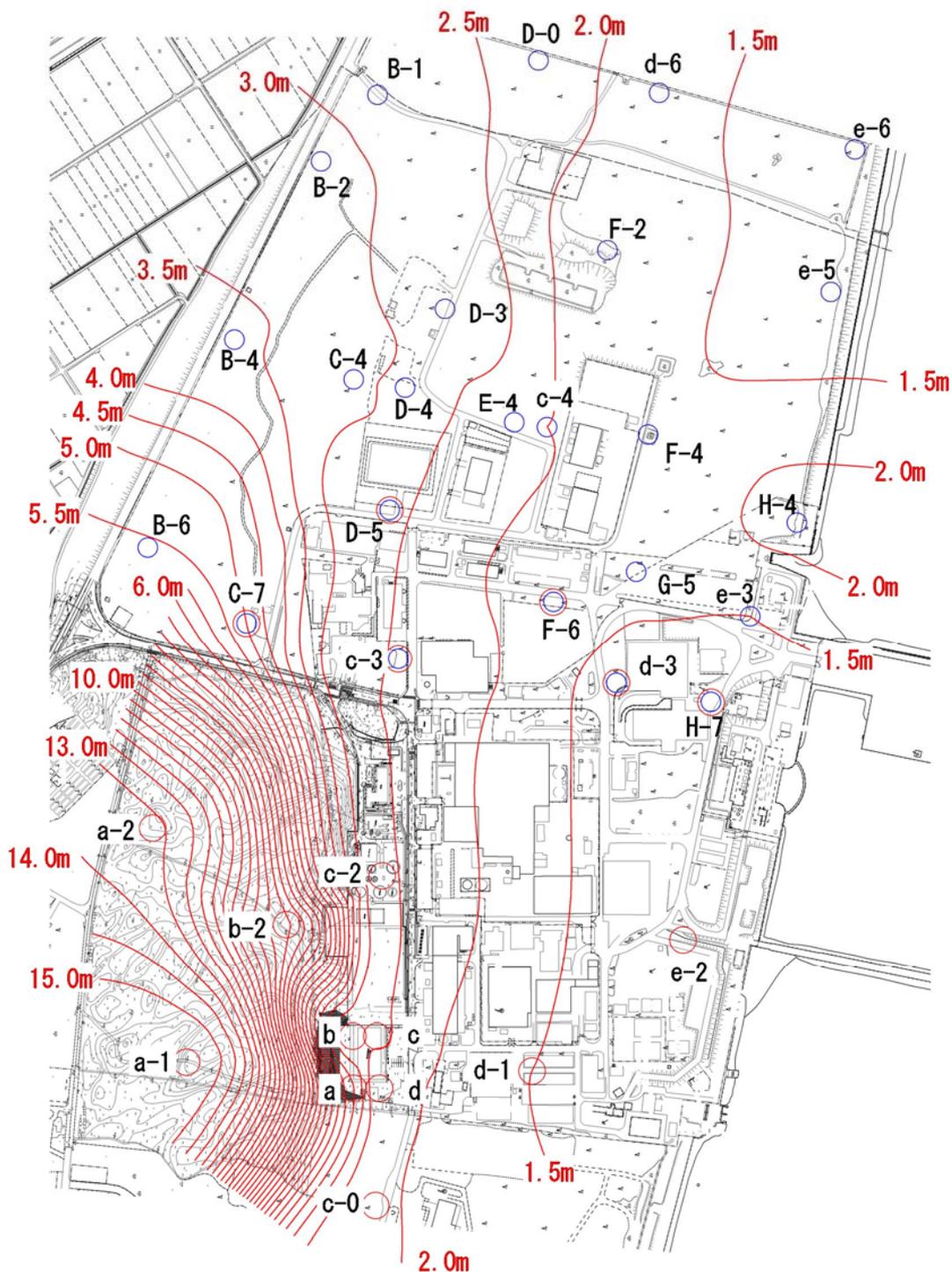


図 3.3-1 観測最高地下水位コンター図

表 3.3-1 観測最高地下水位一覧表

| 観測孔名 | 計測期間 | 観測最高地下水位
(T. P. +m) | 観測最高地下水位
計測時期 |
|------|----------------------|------------------------|------------------|
| a | 1995~1999 | 3.49 | 1998年10月8日 |
| b | 1995~1999 | 2.52 | 1998年9月25日 |
| c | 1995~1999 | 2.53 | 1998年9月22日 |
| d | 1995~1999 | 2.28 | 1998年9月22日 |
| a-1 | 1995~1999, 2004~2009 | 15.42 | 2006年8月7日 |
| a-2 | 2004~2009 | 13.60 | 2006年7月28日 |
| b-2 | 2004~2009 | 9.06 | 2006年7月30日 |
| c-0 | 1995~1999, 2004~2009 | 2.05 | 1998年9月19日 |
| c-2 | 1995~1999, 2004~2017 | 2.58 | 2012年7月7日 |
| c-3 | 2004~2017 | 2.49 | 2012年7月7日 |
| c-4 | 2004~2017 | 2.00 | 2012年6月25日 |
| d-1 | 1995~1999, 2004~2009 | 1.50 | 1998年9月18日 |
| d-3 | 2004~2017 | 1.44 | 2013年10月27日 |
| d-6 | 2004~2017 | 1.58 | 2013年10月28日 |
| e-2 | 2004~2017 | 1.38 | 2006年10月8日 |
| e-3 | 2004~2017 | 1.50 | 2013年10月16日 |
| e-5 | 2004~2017 | 1.30 | 2013年10月21日 |
| e-6 | 2004~2017 | 1.26 | 2013年10月21日 |
| B-1 | 2005~2017 | 2.90 | 2006年7月30日 |
| B-2 | 2005~2017 | 3.09 | 2006年7月30日 |
| B-4 | 2005~2017 | 3.56 | 2006年7月31日 |
| B-6 | 2005~2017 | 5.51 | 2006年8月17日 |
| C-4 | 2005~2017 | 3.17 | 2012年6月27日 |
| C-7 | 2005~2017 | 4.99 | 2006年8月18日 |
| D-0 | 2006~2017 | 2.37 | 2012年6月22日 |
| D-3 | 2005~2017 | 2.88 | 2006年10月7日 |
| D-4 | 2006~2017 | 2.76 | 2012年6月25日 |
| D-5 | 2006~2017 | 2.54 | 2012年7月16日 |
| E-4 | 2006~2017 | 2.26 | 2012年6月25日 |
| F-2 | 2005~2015 | 1.74 | 2013年10月30日 |
| F-4 | 2005~2017 | 1.55 | 2013年10月27日 |
| F-6 | 2005~2017 | 1.77 | 2012年6月24日 |
| G-5 | 2005~2017 | 1.53 | 2013年10月27日 |
| H-4 | 2006~2017 | 2.13 | 2013年10月16日 |
| H-7 | 2005~2017 | 1.33 | 2013年10月27日 |

3.3.2 耐震評価における地下水位設定方針

(1) 建物・構築物の耐震評価における地下水位設定方針

建物・構築物の耐震評価においては、東海第二発電所における将来の防潮堤設置による地下水位上昇の可能性を踏まえ、地下水位を地表面に設定する。ただし、原子炉建屋の地下水位については、原子炉建屋直下の人工岩盤下端レベルにサブドレンを配置し、地下水位の低減措置を実施しているため、地下水位は原子炉建屋の基礎盤下端レベルより低い位置に設定する。

(2) 土木構造物（津波防護施設等を含む）の耐震評価における地下水位設定方針

土木構造物（津波防護施設等を含む）の耐震評価においては、東海第二発電所における将来の防潮堤設置による地下水位上昇の可能性を踏まえ、地下水位を地表面に設定する。

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

全応力解析に用いる解析用物性値として、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値を表 4.1-1 及び図 4.1-1～図 4.1-10 に、設定根拠を表 4.1-2 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 4.1-1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

| 項目 | 第四系 | | | | | | | | | | 新第三系 | | |
|-------------------------------------|---|-------------------------|-------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|---|
| | f1層 | du層 | Ag2層 | Ac層 | As層 | Ag1層 | D2c-3層 | D2s-3層 | D2g-3層 | 1m層 | D1c-1層 | D1g-1層 | km層 |
| 物理特性 | 密度
ρ_t (g/cm ³) (*1) | 1.82 | 1.89 | — | — | — | — | 1.77 | 1.92 | 2.15 | 1.43 | 1.89 | — |
| | | 1.98 | 2.01 | 1.65 | 1.74 | 2.01 | — | — | — | — | 1.77 | 2.01 | 1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・Z |
| 静的変形特性 | 静弾性係数
(N/mm ²) | 4.00+199・σ ^c | 10.5+142・σ ^c | 11.4 | 21.1+14.8・σ ^c | 10.5+142・σ ^c | 32.3+5.46・σ ^c | 16.0+8.3・σ ^c | 83.4+169・σ ^c | 7.20+19.6・σ ^c | 32.3+5.46・σ ^c | 10.5+142・σ ^c | 221+2.33・Z |
| | | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 動的変形特性 | 初期せん断剛性
G_0 (N/mm ²) (*1) | 80.3 | 109 | — | — | — | 129 | 249 | 538 | 24.8 | 139 | 287 | — |
| | | 87.3 | 116 | $\frac{\rho_{sat}}{Vs} = 1.63-1.54z$ | $\frac{\rho_{sat}}{Vs} = 21-1.19z$ | 246 | — | — | — | — | — | 306 | $\frac{\rho_s}{Vs} = 1000 \times Vs^2$
$Vs = 433-0.711 \cdot Z$ |
| せん断剛性のひずみ依存性
$G/G_0 \sim \gamma$ | 動ボアソン比
ν_d (*1) | 0.385 | 0.286 | — | — | — | 0.488 | 0.465 | 0.462 | 0.494 | 0.487 | 0.382 | — |
| | | 0.493 | 0.491 | 0.486 | 0.484 | 0.483 | — | — | — | — | — | 0.474 | 0.463+1.03×10 ⁻⁴ ・Z |
| 強度特性 | ピーク強度
C_u (N/mm ²) | 1+1540 $\gamma^{1.04}$ | 1+2520 $\gamma^{1.14}$ | 1+269 $\gamma^{0.399}$ | 1+422 $\gamma^{0.351}$ | 1+1730 $\gamma^{1.11}$ | 1+269 $\gamma^{0.382}$ | 1+1100 $\gamma^{0.394}$ | 1+237 $\gamma^{0.732}$ | 1+222 $\gamma^{0.375}$ | 1+269 $\gamma^{0.382}$ | 1+2520 $\gamma^{1.14}$ | 1+107 $\gamma^{0.831}$ |
| | | 1.12P
+0.200 | 1.40P+0.620 | 0.242P+0.090 | 1.42P+0.464 | 1.40P+0.620 | 1.20P+0.548 | 1.40P+0.620 | 0.274P+0.180 | 0.770P+0.594 | 0.338P+0.050 | 0.274P+0.180 | 1.40P+0.620 |
| せん断強度特性 | 残留強度
τ_0 (N/mm ²) | 0.500P
+0.195 | 1.20P+0.548 | 0.220P+0.059 | 1.43P+0.430 | 1.20P+0.548 | 0.170P+0.141 | 0.170P+0.141 | 0.788P+0.582 | 0.280P+0.036 | 0.170P+0.141 | 1.20P+0.548 | $\tau_{20} = 0.632 \cdot \sigma$
($\sigma < 0.572N/mm^2$)
$\tau = 0.601$
($\sigma \geq 0.572N/mm^2$) |
| | | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | $\sigma_t = 0.141-0.00114 \cdot Z$
$\tau_R = 0.364-0.00168 \cdot Z$
$C_{CU} = 0.837-0.00346 \cdot Z$
$\phi = 0^\circ$
Z: 標高EL.表示(m) |
| 備考 | <p>新第三系の強度特性は右図より設定する。</p> <p>$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right) = \tan \phi + \frac{\tau_R}{\sigma}$</p> | | | | | | | | | | | | |

注記 *1: 上段は地下水位面以浅, 下段は地下水位以深に対する値を示す。

P (N/mm²): 圧密圧力 (有効上載圧) G/G0 (—): 剛性低下率

ρ_{sat} (g/cm³): 飽和密度 h (—): 減衰定数

Vs (m/s): せん断波速度 γ (—): せん断ひずみ

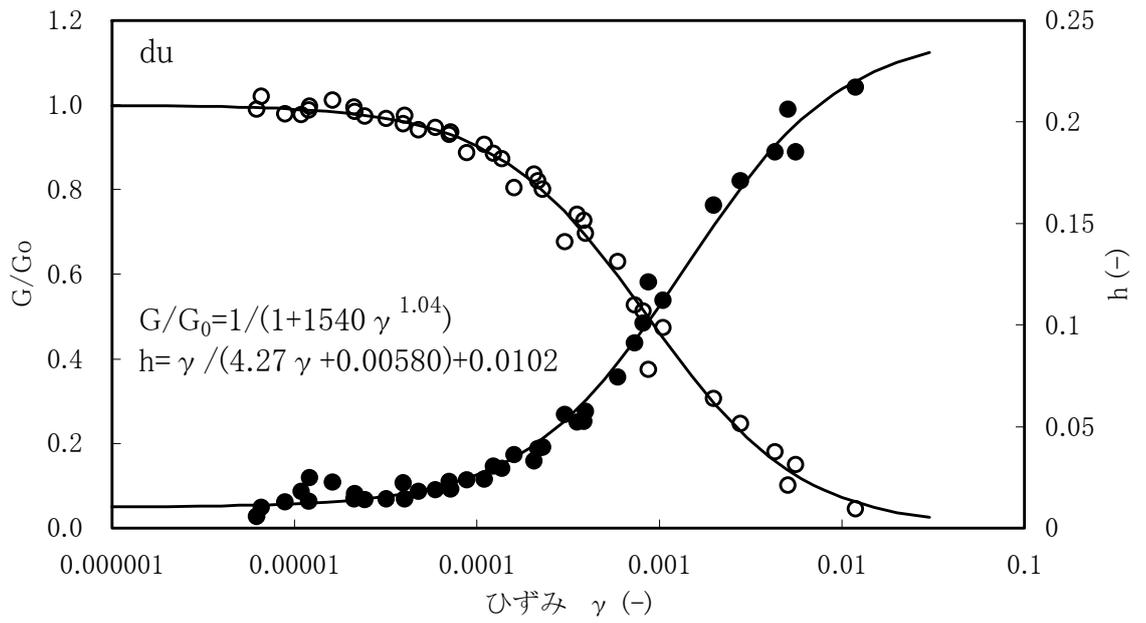


図 4.1-1 du 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

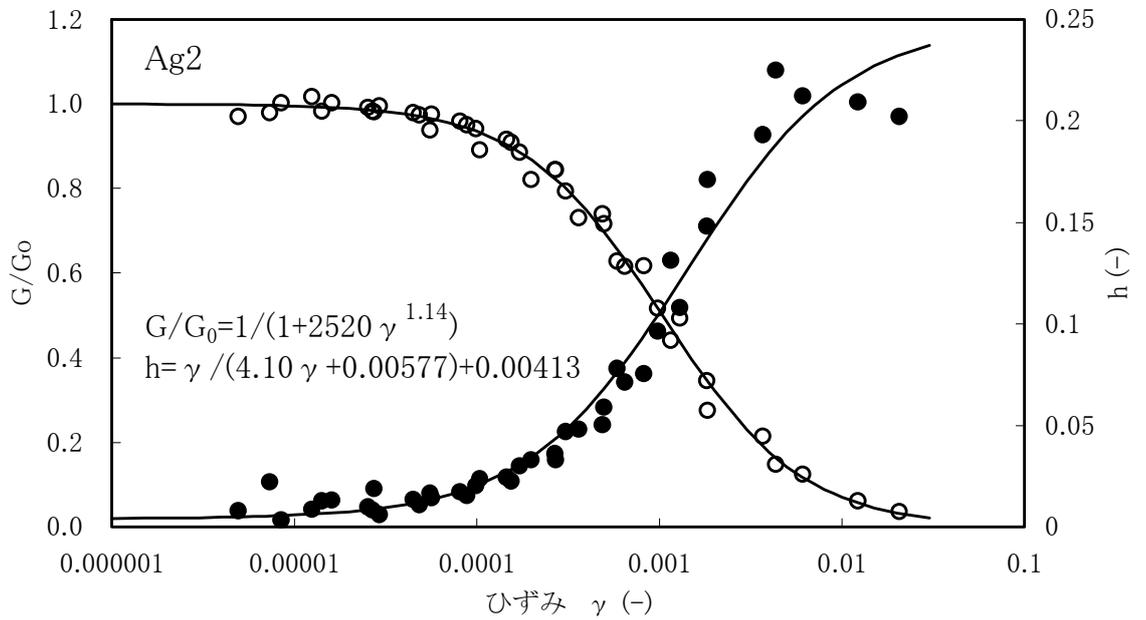


図 4.1-2 Ag2 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

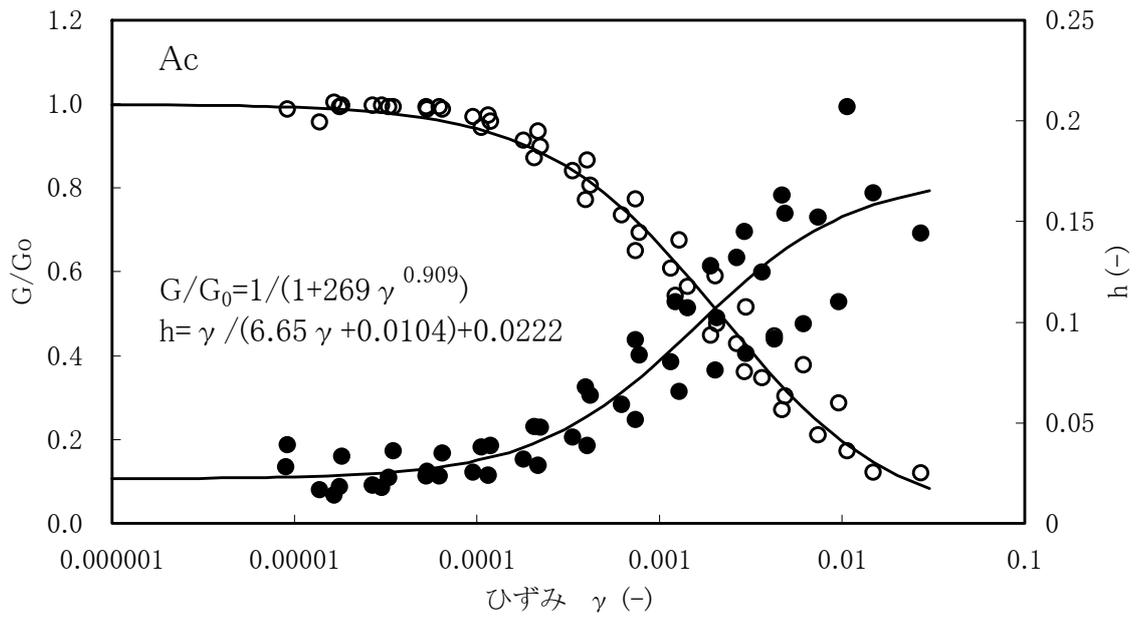


図 4.1-3 Ac 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

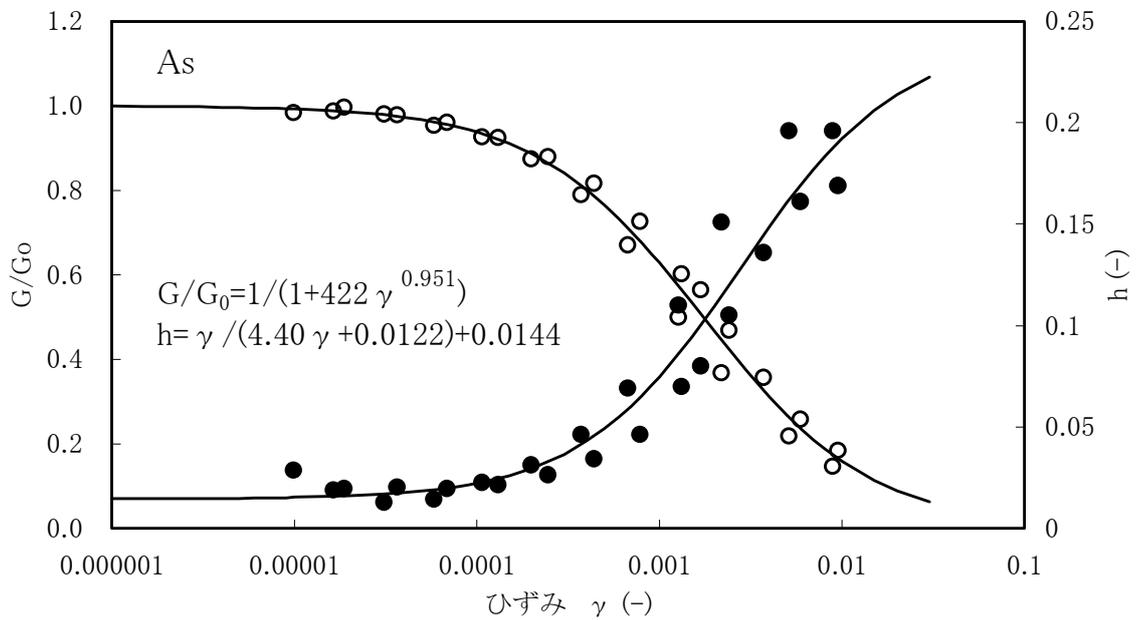


図 4.1-4 As 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

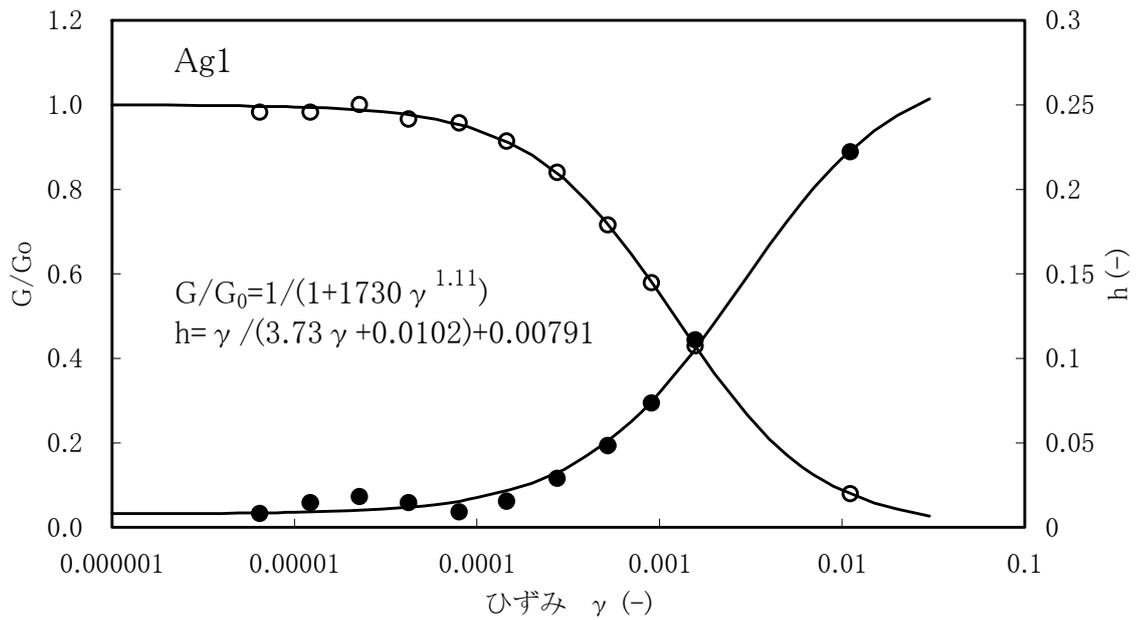


図 4.1-5 Ag1 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

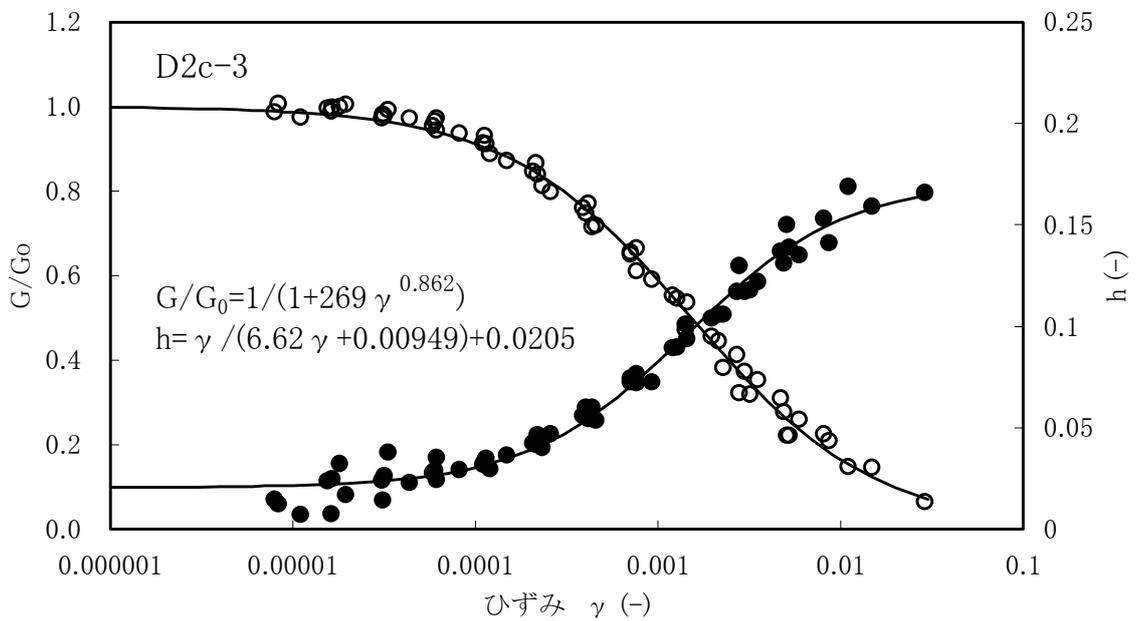


図 4.1-6 D2c-3 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

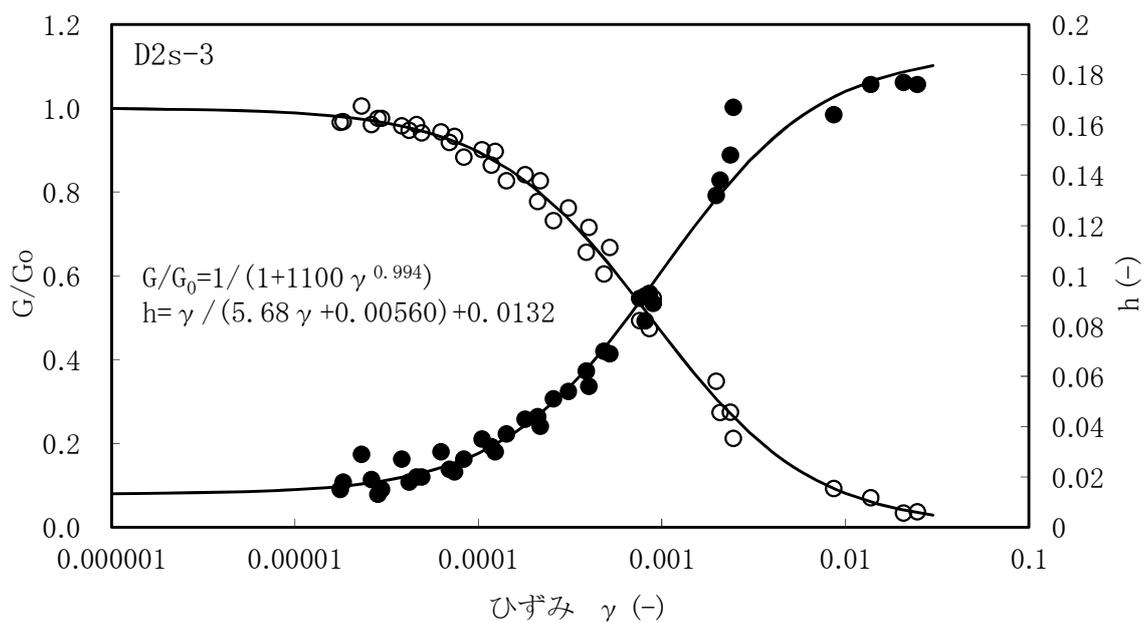


図 4.1-7 D2s-3 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

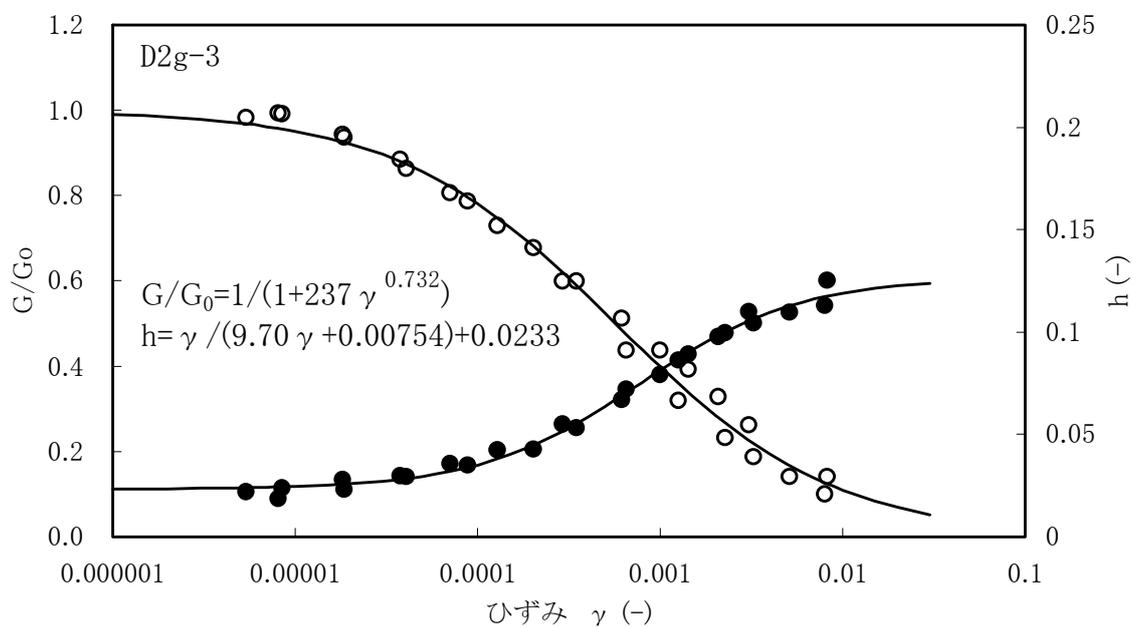


図 4.1-8 D2g-3 層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

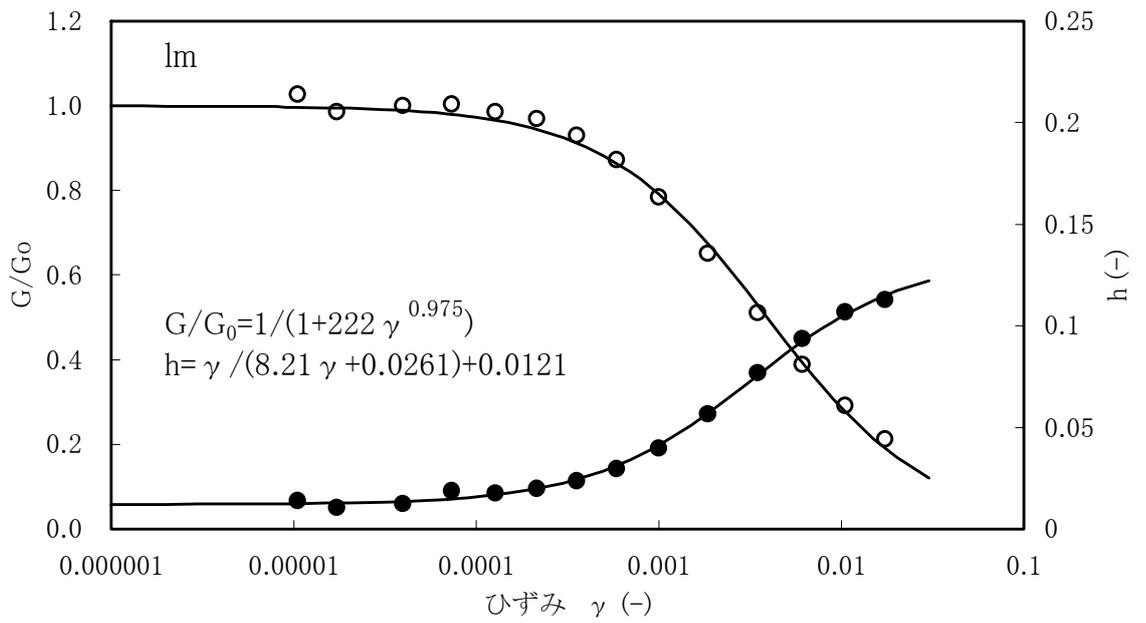


図 4.1-9 1m層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

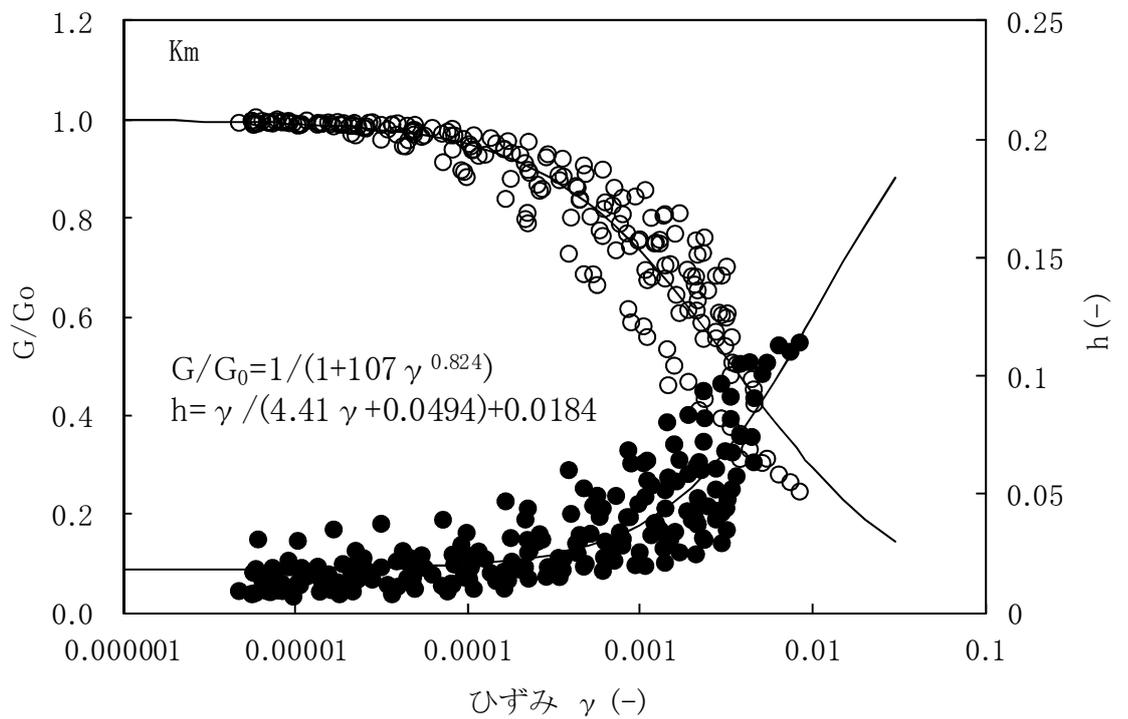


図 4.1-10 Km層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

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を表 4.2-1～表 4.2-3 に、その設定根拠を表 4.2-4～表 4.2-6 に示す。以下の章に、各物性値の設定根拠を示す。

表 4.2-1 (1) 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値 (液状化検討対象層)

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | | | 豊浦標準砂 | |
|-------|--------------------------|----------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------|--------------------|--------|----------------------|--------------------|-------|
| | | | | 埋戻土 | 第四系 (液状化検討対象層) | | | | | | | |
| | | | | | f1 | du | Ag2 | As | Ag1 | D2s-3 | | D2g-3 |
| 物理特性 | 密度
() は地下水位以浅 | ρ | g/cm ³ | 1.98
(1.82) | 1.98
(1.82) | 2.01
(1.89) | 1.74 | 2.01
(1.89) | 1.92 | 2.15
(2.11) | 2.01
(1.89) | 1.958 |
| | 間隙比 | e | — | 0.75 | 0.75 | 0.67 | 1.2 | 0.67 | 0.79 | 0.43 | 0.67 | 0.702 |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 0.26 | 0.26 | 0.25 | 0.26 | 0.25 | 0.19 | 0.26 | 0.25 | 0.333 |
| | 基準平均有効主応力
() は地下水位以浅 | σ'_{ma} | kN/m ² | 358
(312) | 358
(312) | 497
(299) | 378 | 814
(814) | 966 | 1167
(1167) | 1695
(1710) | 12.6 |
| | 基準初期せん断剛性
() は地下水位以浅 | G_{ma} | kN/m ² | 253529
(220739) | 253529
(220739) | 278087
(167137) | 143284 | 392073
(392073) | 650611 | 1362035
(1362035) | 947946
(956776) | 18975 |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | 0.220 | 0.220 | 0.233 | 0.216 | 0.221 | 0.192 | 0.130 | 0.233 | 0.287 |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | 0 | 0 | 0 | 0.012 | 0 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | 37.3 | 37.3 | 37.4 | 41 | 37.4 | 35.8 | 44.4 | 37.4 | 30 |
| 液状化特性 | 液状化パラメータ | ϕ_p | — | 34.8 | 34.8 | 34.9 | 38.3 | 34.9 | 33.4 | 41.4 | 34.9 | 28 |
| | 液状化パラメータ | S_1 | — | 0.047 | 0.047 | 0.028 | 0.046 | 0.029 | 0.048 | 0.030 | 0.020 | 0.005 |
| | 液状化パラメータ | W_1 | — | 6.5 | 6.5 | 56.5 | 6.9 | 51.6 | 17.6 | 45.2 | 10.5 | 5.06 |
| | 液状化パラメータ | P_1 | — | 1.26 | 1.26 | 9.00 | 1.00 | 12.00 | 4.80 | 8.00 | 7.00 | 0.57 |
| | 液状化パラメータ | P_2 | — | 0.80 | 0.80 | 0.60 | 0.75 | 0.60 | 0.96 | 0.60 | 0.50 | 0.80 |
| | 液状化パラメータ | C_1 | — | 2.00 | 2.00 | 3.40 | 2.27 | 3.35 | 3.15 | 3.82 | 2.83 | 1.44 |

表 4.2-1 (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 (非液状化層)

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | 捨石 |
|-------|--------------------------|----------------|-------------------|-------------|--------|------------------|--------|--|-------------------------|
| | | | | 第四系 (非液状化層) | | | | 新第三系 | |
| | | | | Ac | D2c-3 | 1m | D1c-1 | Km | |
| 物理特性 | 密度
() は地下水位以浅 | ρ | g/cm ³ | 1.65 | 1.77 | 1.47
(1.43) | 1.77 | $1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$ | 2.04
(1.84) |
| | 間隙比 | e | — | 1.59 | 1.09 | 2.8 | 1.09 | 1.16 | 0.82 |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 0.10 | 0.22 | 0.14 | 0.22 | $0.16+0.00025 \cdot z$ | 0.33 |
| | 基準平均有効主応力
() は地下水位以浅 | σ'_{ma} | kN/m ² | 480 | 696 | 249
(223) | 696 | 表4.1-1の
動的変形特性に基づき
z (標高) 毎に物性値を
設定 | 98 |
| | 基準初期せん断剛性
() は地下水位以浅 | G_{ma} | kN/m ² | 121829 | 285223 | 38926
(35783) | 285223 | | 180000 |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | 0.200 | 0.186 | 0.151 | 0.186 | | 0.24 |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | 0.025 | 0.026 | 0.042 | 0.026 | | $0.358-0.00603 \cdot z$ |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | 29.1 | 35.6 | 27.3 | 35.6 | $23.2+0.0990 \cdot z$ | 35 |

z : 標高 (m)

表 4.2-2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（人工岩盤）

| | 単位体積重量
(kN/m ³) | ポアソン比 | せん断剛性
(N/mm ²) | 減衰定数 | ヤング係数
(kN/mm ²) |
|--|--------------------------------|-------|-------------------------------|------|--------------------------------|
| 人工岩盤（新設）
(f'ck = 18 N/mm ²) | 23.0 | 0.20 | 8580*1 | 0.05 | 20.6 |
| 人工岩盤（既設）
(f'ck = 13.7 N/mm ²) | 23.0 | 0.20 | 7830*1 | 0.05 | 18.8 |

注記 *1：人工岩盤のせん断剛性は以下の式から算出する。

$$(G = \frac{E}{2(1+\nu)}, E:ヤング係数, \nu:ポアソン比)$$

表 4.2-3 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値（地盤改良体（セメント改良））

| 項目 | | 地盤改良体（セメント改良） | |
|--------|--|---|--|
| | | 一軸圧縮強度（≤8.5N/mm ² の場合） | 一軸圧縮強度（>8.5N/mm ² の場合） |
| 物理特性 | 密度
ρ_t (g/cm ³) | 改良対象の原地盤の平均密度×1.1 | |
| 静的変形特性 | 静弾性係数
(N/mm ²) | 581 | 2159 |
| | 静ポアソン比
ν_s | 0.260 | |
| 動的変形特性 | 初期せん断剛性
G_0 (N/mm ²) | $G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$
$V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s)
q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²) | |
| | 動ポアソン比
ν_d | 0.431 | |
| | 動せん断弾性係数のひずみ依存性
$G/G_0 \sim \gamma$ | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$
γ : せん断ひずみ (-) | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$
γ : せん断ひずみ (-) |
| | 減衰定数
$h \sim \gamma$ | $h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$
γ : せん断ひずみ (-) | $h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$
γ : せん断ひずみ (-) |
| 強度特性 | 粘着力
C (N/mm ²) | $C = q_u / 2$
q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²) | |
| | ピーク強度
C_u (N/mm ²) | $1.44 P + 1.76$
P : 圧密圧力 (N/mm ²) | $1.60 P + 7.80$
P : 圧密圧力 (N/mm ²) |
| | 残留強度
τ_0 (N/mm ²) | $1.44 P + 0.808$
P : 圧密圧力 (N/mm ²) | $1.60 P + 2.05$
P : 圧密圧力 (N/mm ²) |

表 4.2-4 (1) 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠 (液状化検討対象層)

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | | | 豊浦標準砂 |
|----------|-----------|----------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------------|
| | | | | 埋戻土 | 第四系 (液状化検討対象層) | | | | | | |
| | | | | | f1 | du | Ag2 | As | Ag1 | D2s-3 | |
| 物理特性 | 密度 | ρ | g/cm ³ | 室内物理試験 | 室内物理試験 | 室内物理試験 | Ag2層で代用 | 室内物理試験 | 室内物理試験 | Ag2層で代用 | 文献*1より |
| | 間隙比 | e | — | | | | | | | | 文献*2より |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | Ag2層で代用 | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | Ag2層で代用 | 文献*1より |
| | 基準平均有効主応力 | σ'_{ma} | kN/m ² | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 文献*1より引用した動的変形特性に基づき設定 |
| | 基準初期せん断剛性 | G_{ma} | kN/m ² | | | | | | | | |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | | | | | | | | Ag2層で代用 |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | Ag2層で代用 | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | Ag2層で代用 | 文献*1より |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | | | | | | | | |
| 液状化特性 | 液状化パラメータ | 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 | 液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション | Ag2層の液状化強度試験結果を代用した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 | 文献*2より引用した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 | S_1 | — | | | | | | | | |
| | 液状化パラメータ | W_1 | — | | | | | | | | |
| | 液状化パラメータ | P_1 | — | | | | | | | | |
| | 液状化パラメータ | P_2 | — | | | | | | | | |
| 液状化パラメータ | C_1 | — | | | | | | | | | |

注記 *1 : 二方向同時加振による液状化実験 (第 28 回土質工学研究発表会 藤川他, 1993)

*2 : CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM[Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986)]

表 4.2-4 (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の設定根拠 (非液状化層)

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | 捨石 |
|-------|-----------|----------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------------|-------------|--------|
| | | | | 第四系 (非液状化層) | | | | 新第三系 | |
| | | | | Ac | D2c-3 | lm | D1c-1 | Km | |
| 物理特性 | 密度 | ρ | g/cm ³ | 室内物理試験 | 室内物理試験 | 室内物理試験 | D2c-3層で代用 | 室内物理試験 | 文献*3より |
| | 間隙比 | e | — | | | | | | |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | | | |
| | 基準平均有効主応力 | σ'_{ma} | kN/m ² | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 表4.1-1の動的変形特性に基づきz (標高) 依存物性として設定 | | |
| | 基準初期せん断剛性 | G_{ma} | kN/m ² | | | | | | |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | | | | | | |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | 三軸圧縮試験 (CD) | | 三軸圧縮試験 (CD) | |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | | | | | | |

注記 *3 : 港湾構造物設計事例集 (財) 沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)

表 4.2-5 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠（人工岩盤）

| | 単位体積重量 | ポアソン比 | せん断剛性 | 減衰定数 | ヤング係数 |
|---|--------|-------|-------------------------|------|-------|
| 人工岩盤（新設）
($f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$) | 慣用値*1 | 慣用値*1 | ヤング係数と
ポアソン比
より算出 | 慣用値 | 慣用値*1 |
| 人工岩盤（既設）
($f'_{ck} = 13.7 \text{ N/mm}^2$) | 慣用値*1 | 慣用値*1 | ヤング係数と
ポアソン比
より算出 | 慣用値 | 慣用値*1 |

注記 *1：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005）

表 4.2-6 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値の設定根拠（地盤改良体（セメント改良））

| 項目 | | 設定根拠 |
|--------|--|---|
| 物理特性 | 密度
$\rho_t (\text{g/cm}^3)$ | 既設改良体のコアによる密度試験に基づき係数（ $\times 1.1$ ）を設定 |
| 静的変形特性 | 静弾性係数
(N/mm^2) | 既設改良体を模擬した再構成試料による一軸圧縮試験に基づき設定 |
| | 静ポアソン比
ν_s | 文献*1より設定 |
| 動的変形特性 | 初期せん断剛性
$G_0 (\text{N/mm}^2)$ | 文献*2より「一軸圧縮強度 q_u ～せん断波速度 V_s 」の関係式を引用し設定 |
| | 動ポアソン比
ν_d | 既設改良体のPS検層に基づき設定 |
| | 動せん断弾性係数のひずみ依存性
$G/G_0 \sim \gamma$ | 既設改良体を模擬した再構成試料による動的変形試験に基づき、H-Dモデルにて設定 |
| | 減衰定数
$h \sim \gamma$ | 既設改良体を模擬した再構成試料による動的変形試験に基づき、H-Dモデルにて設定 |
| 強度特性 | 粘着力
$C (\text{N/mm}^2)$ | 一軸圧縮強度 q_u と粘着力 C の関係に基づき設定 |
| | ピーク強度
$C_u (\text{N/mm}^2)$ | 既設改良体を模擬した再構成試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定 |
| | 残留強度
$\tau_0 (\text{N/mm}^2)$ | |

注記 *1：建築基礎のための地盤改良設計指針案（（社）日本建築学会，2006）

*2：地盤工学への物理探査技術の適用と事例（（社）地盤工学会，2001），
わかりやすい土木技術 ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983）

4.2.1 有効応力解析に用いる解析用物性値

建物・構築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、敷地の原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「平均 -1σ 」について整理する。

また、保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

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

また、有効応力解析に用いる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している。他の地盤材料の試験結果を代用したものについて物性設定における考え方を（参考資料2）に示す。

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

(1) 液状化影響検討方針の概要

図 4.2-1 に液状化影響評価のフローを示す。

東海第二発電所の液状化影響評価については道路橋示方書を基本とし、道路橋示方書では液状化検討対象外とされている現地盤から-20m 以深及び更新統についても液状化検討対象層として扱う。

原地盤の各液状化検討対象層の試験結果に基づき、液状化強度特性を設定し、有効応力解析により構造物への影響評価を実施する。設定する原地盤の各液状化検討対象層の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て適切に設定する。

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の耐震設計において液状化影響の検討を行う場合は、原地盤に基づく液状化強度特性を用いて基準地震動 S_d に対する有効応力解析による検討(①)を行うことを基本とし、更に、当該検討において最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)解析ケースに対して、豊浦標準砂*の液状化強度特性により強制的な液状化を仮定した有効応力解析による検討(②)を追加で行う。上記の検討の組合せは、個別の施設設置位置の液状化強度特性の信頼性等を確認し、施設毎に設定する。

図 4.2-2 に原地盤に基づく液状化強度特性と豊浦標準砂を仮定した液状化強度特性の比較を示す。豊浦標準砂の液状化強度特性は原地盤に基づく液状化強度特性の全てを包含している。豊浦標準砂は、敷地に存在しないものであるが、極めて液状化しやすい液状化強度特性を有していることから、豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析は、強制的に液状化させることを仮定した影響評価となる。

* 豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり、敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は、淡黄色の丸みのある粒から成り、粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

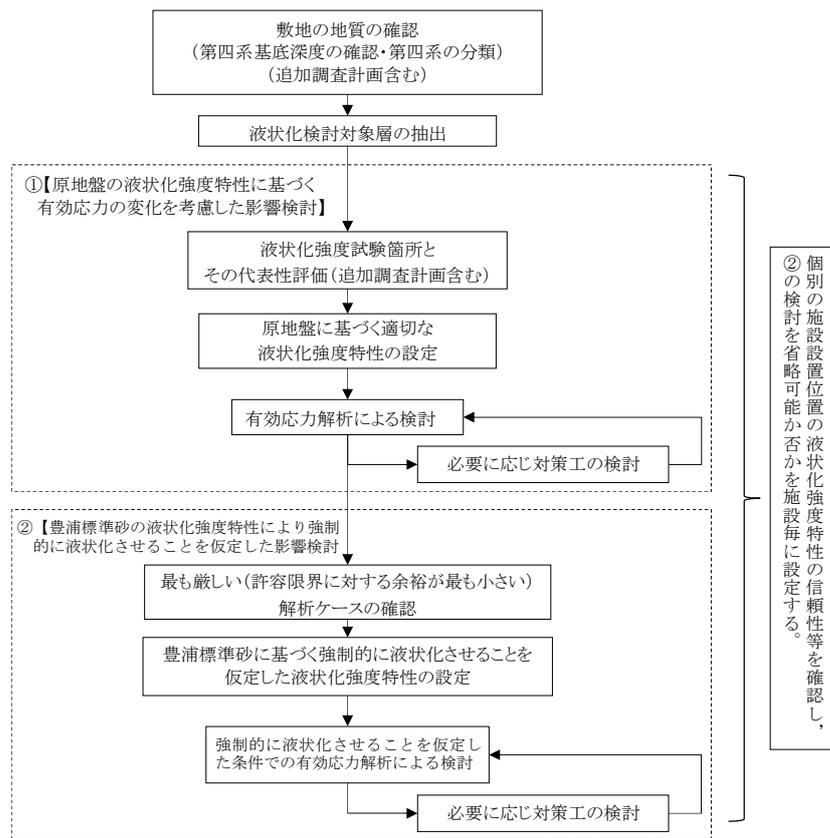


図 4.2-1 液状化影響評価のフロー

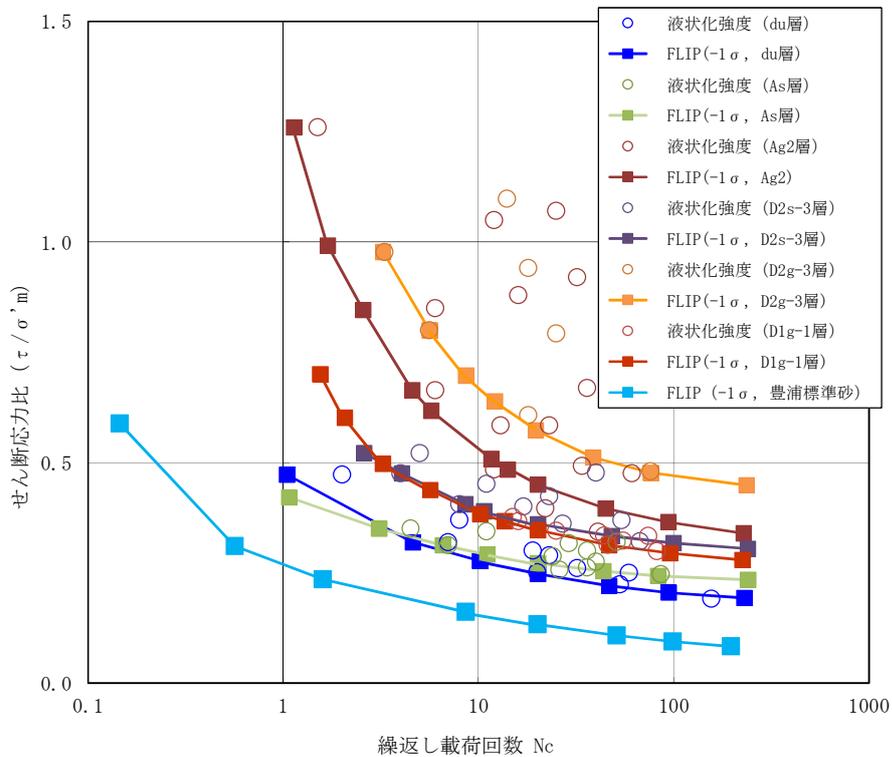


図 4.2-2 原地盤に基づく液状化強度特性と豊浦標準砂を仮定した液状化強度特性の比較

(2) 液状化検討対象層の抽出

道路橋示方書（道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成 24 年 3 月）では，液状化検討対象層を完新統の以下の条件全てに該当する土層と定めている。

- ①地下水位が現地盤面から－10 m 以内であり，かつ現地盤面から－20 m 以内の飽和土層
- ②細粒分含有率 FC が 35% 以下，または FC が 35% をこえても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
- ③平均粒径 D_{50} が 10 mm 以下で，かつ 10% 粒径 D_{10} が 1 mm 以下である土層

上記の条件は指針類（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。

当該地での液状化検討対象層の抽出では，道路橋示方書で対象としている地層を基本とし，さらに，道路橋示方書では検討対象外としている更新統及び現地盤面から－20 m 以深の土層も抽出対象とする。

図 4.2-3 には敷地の液状化検討対象層抽出方針，表 4.2-7 には液状化検討対象層の抽出結果を示す。

以上より，敷地における液状化検討対象層は du 層，Ag2 層，As 層，Ag1 層，D2s-3 層，D2g-3 層及び D1g-1 層とする。

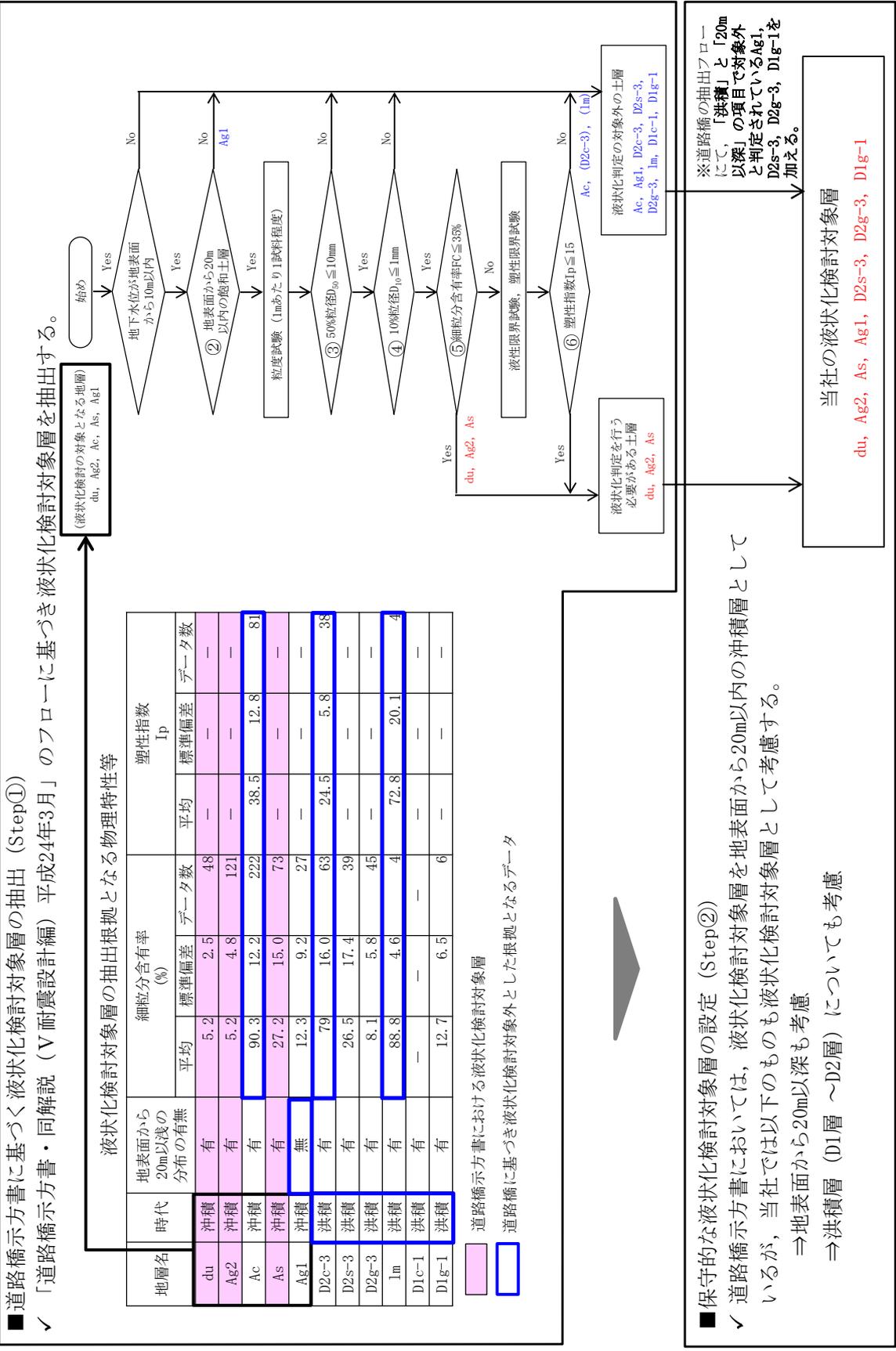


図 4.2-3 液状化検討対象層抽出方針

表 4.2-7 液状化検討対象層の抽出結果

| 地質記号 | 層相 | 道路橋示方書における液状化検討対象層 | 当社における液状化検討対象層 | 備考 |
|------|-------|--------------------|----------------|--|
| du | 砂 | ○ | ○ | |
| a1 | Ag2 | ○ | ○ | |
| | Ac | — | — | |
| | As | ○ | ○ | G.L. -20 m 以深に分布する範囲についても検討対象とする。 |
| | Ag1 | — | □ | G.L. -20 m 以深に分布するが検討対象とする。 |
| D2 | D2c-3 | — | — | |
| | D2s-3 | — | □ | 更新統であるが検討対象とする。 |
| | D2g-3 | — | □ | 更新統であるが検討対象とする。
G.L. -20 m 以深に分布する範囲についても検討対象とする。 |
| D1 | 1m | — | — | |
| | D1c-1 | — | — | |
| | D1g-1 | — | □ | 更新統であるが検討対象とする。 |

○: 検討対象

—: 検討対象外

□: 道路橋示方書では検討対象外だが
検討対象とするもの

□: 液状化検討対象と
するもの

(3) Ac 層の液状化強度試験結果

敷地の北部には砂層を間に挟在している過圧密粘土層 (Ac 層) が厚く堆積している。Ac 層は細粒分含有率が 90%以上、塑性指数 I_p は 30~60 を示す高塑性粘土である。前節の液状化検討対象層の抽出では Ac 層は液状化検討対象層外と分類されるが、敷地における分布範囲が広く、液状化影響検討における重要度が高いことから液状化の可能性の有無を定量的に検討することを目的として室内液状化強度試験を実施した。

室内液状化強度試験は、砂・礫質土で実施した中空繰返しねじりせん断試験により実施した。以下に試験条件を示す。

【室内液状化強度試験の試験条件】

試験方法：中空繰返しねじりせん断試験

地盤材料試験の方法と解説 (公益社団法人地盤工学会, 2009) に基づき、繰返し回数 200 回を上限とし、両振幅せん断ひずみ 7.5%に達するまで試験を実施した。

せん断応力比は (繰返し回数 5~50 回を目安) 0.36~0.80 の間で設定した。

供試体寸法：外形 70mm×内径 30mm×高さ 100mm

载荷波形：正弦波 (0.02Hz)

圧密圧力：供試体採取深度の有効上載圧を考慮して設定

図 4.2-4 に中空繰返しねじりせん断試験の概要及び図 4.2-5 に液状化強度試験試料採取箇所 (Ac 層) を示す。図 4.2-6 に中空繰返しねじりせん断試験結果を示す。

試験を行った全ての供試体において、過剰間隙水圧比は 0.95 に達せず、Ac 層は液状化しないものであることが確認された。

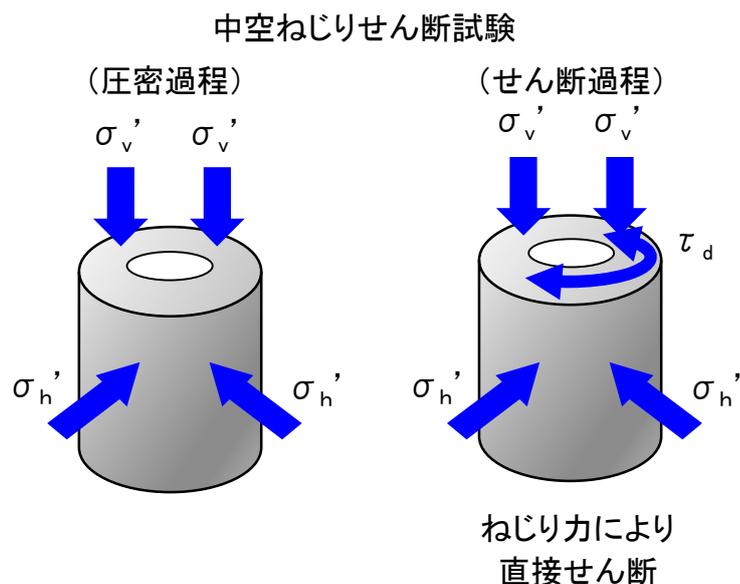


図 4.2-4 中空繰返しねじりせん断試験の概要

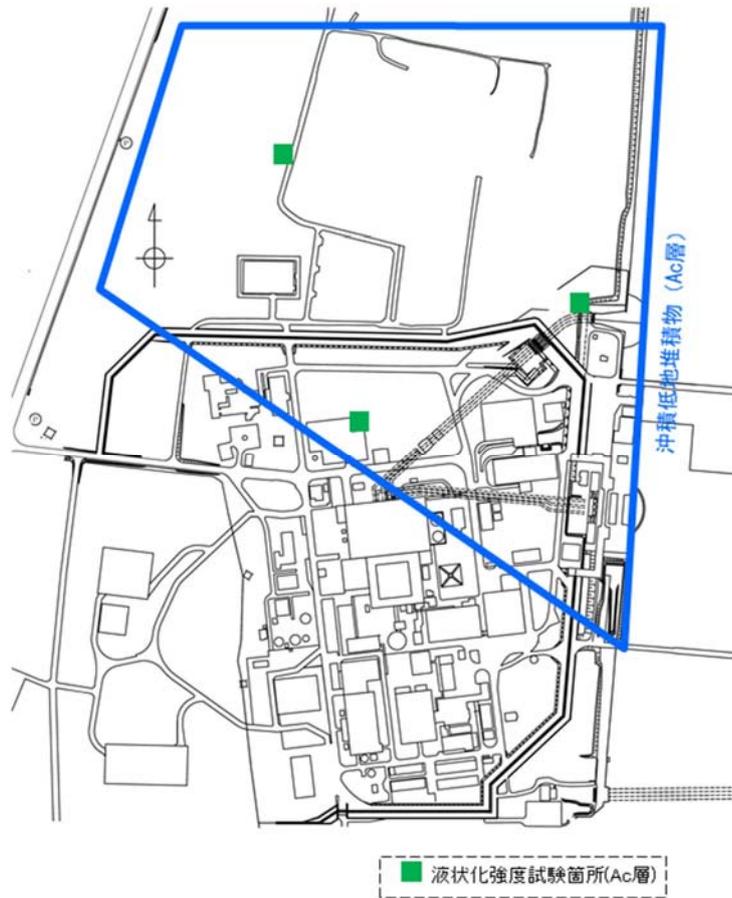


図 4.2-5 液化強度試験試料採取箇所 (Ac 層)

SC-9-25(4)

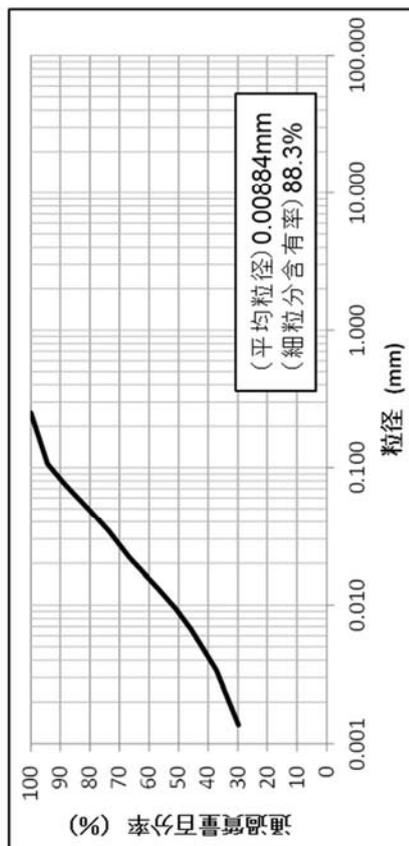
- ・深度：49.00m～50.00m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 90.7\text{kN/m}^2$



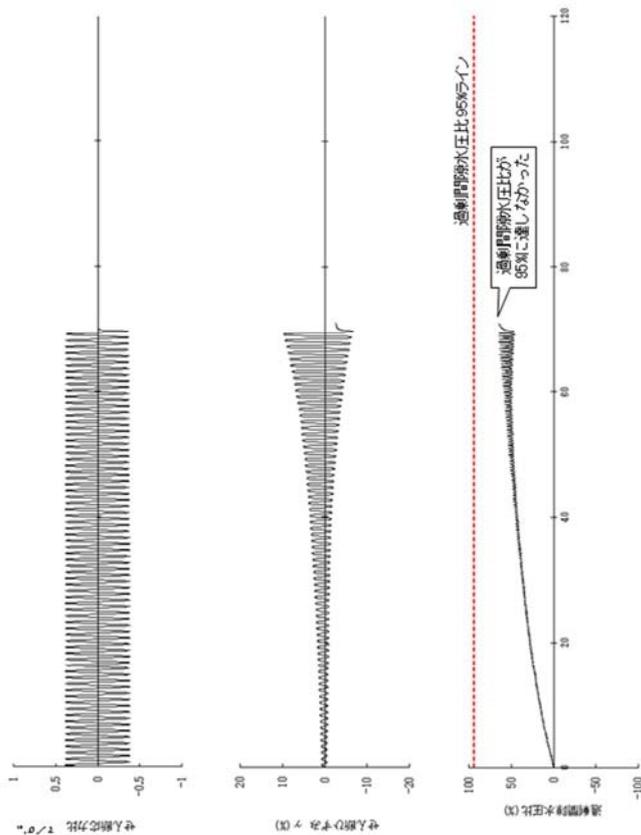
試料の写真

■ 液状化強度試験箇所(Ac層)

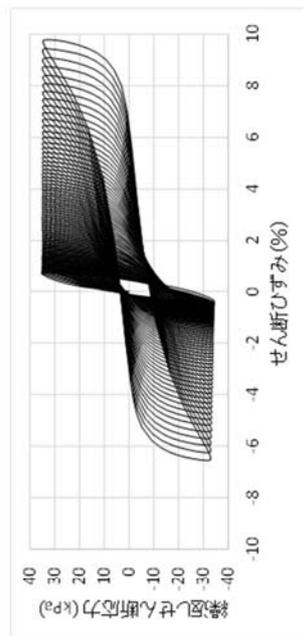
液状化強度試験実施位置図



試料の粒径加積曲線



液状化強度試験における各計測値



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

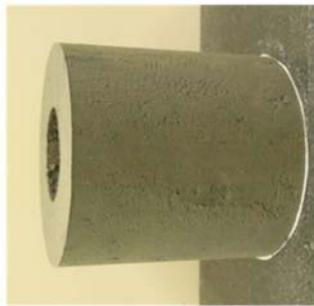
図 4.2-6 (1) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac層, SC-9-25(4))

SC-9-25(3)

- ・深度：49.00m～50.00m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 90.7\text{kN/m}^2$



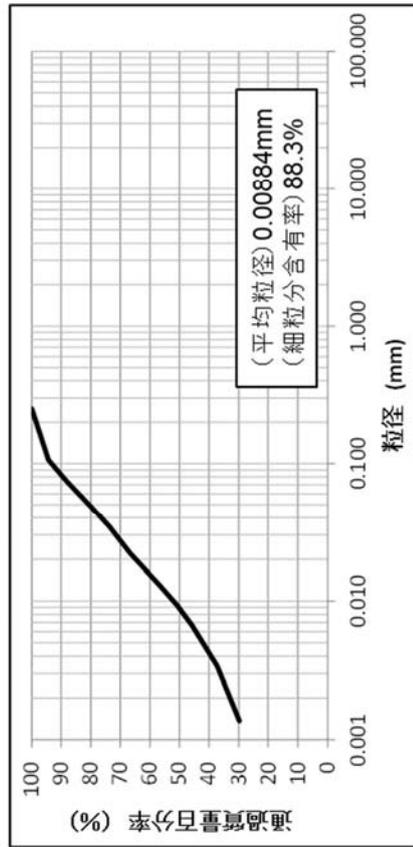
中層低地堆積物 (Ac層)



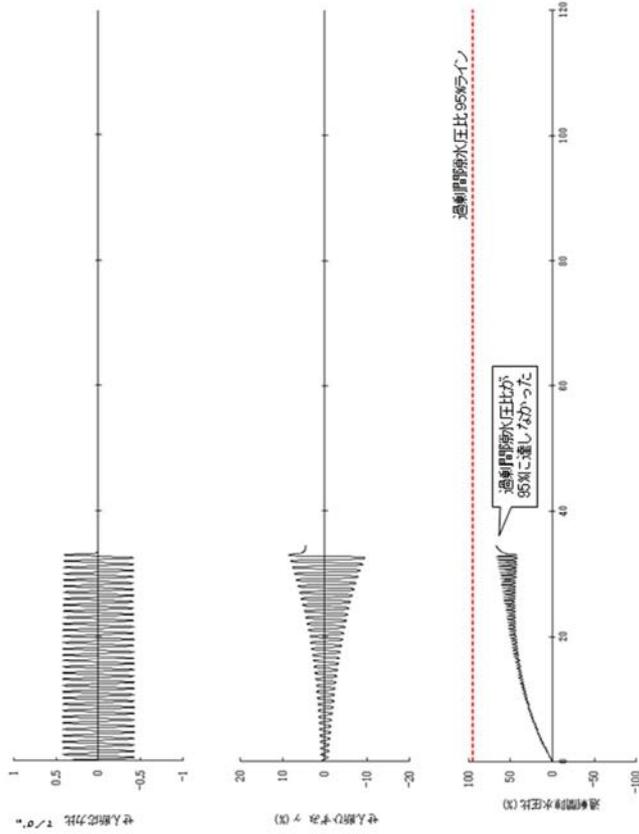
試料の写真

■ 液状化強度試験箇所(Ac層)

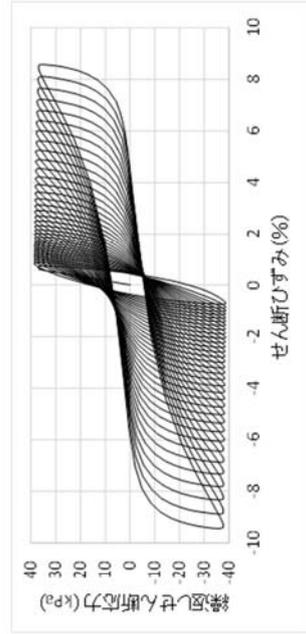
液状化強度試験実施位置図



試料の粒径加積曲線



液状化強度試験における各計測値



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

図 4.2-6 (2) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac 層, SC-9-25 (3))

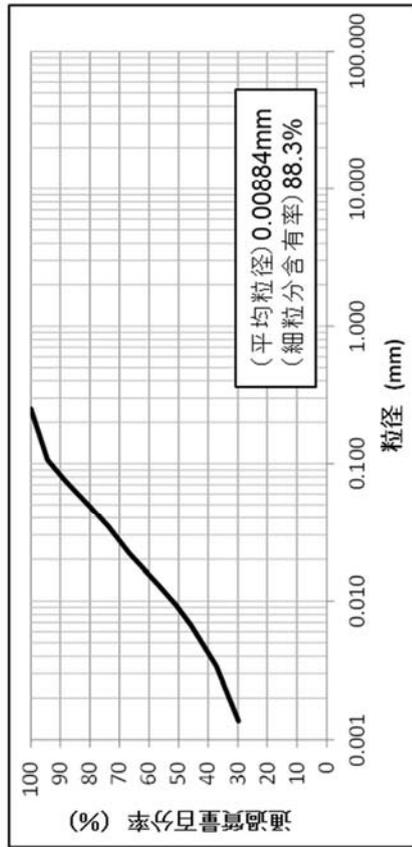
SC-9-25(2)

- ・深度：49.00m～50.00m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 90.7\text{kN/m}^2$

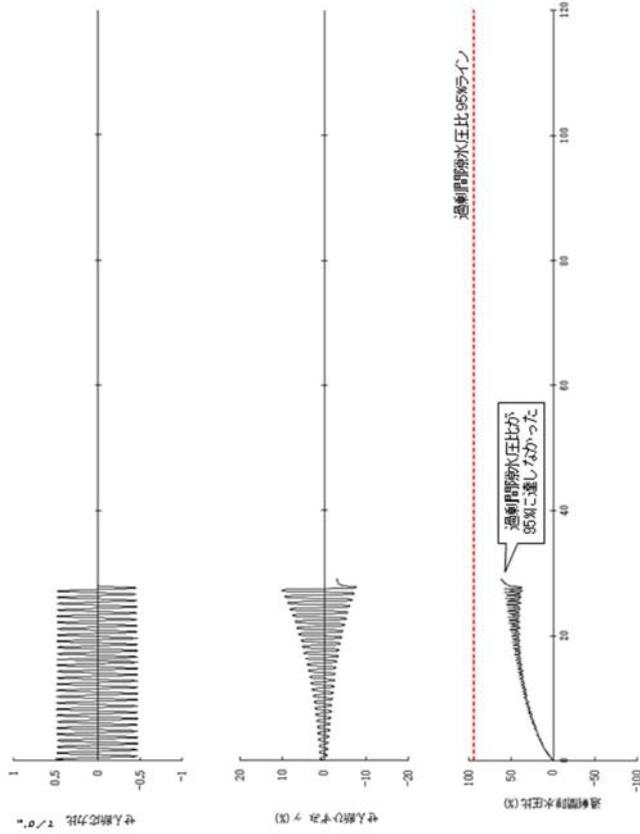


試料の写真

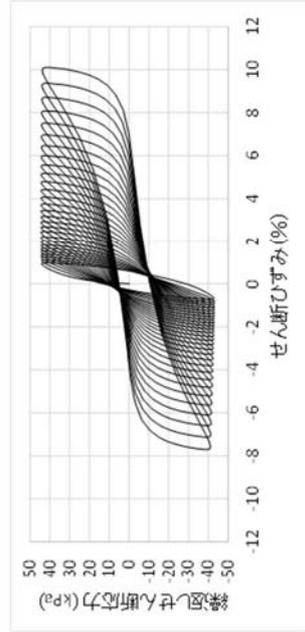
液状化強度試験実施位置図



試料の粒径加積曲線



液状化強度試験における各計測値



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

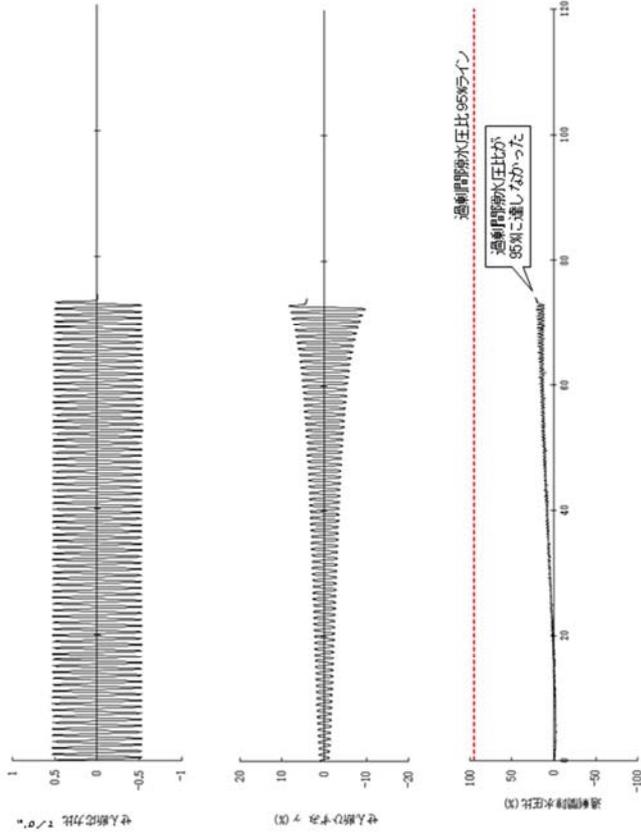
図 4.2-6 (3) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac 層, SC-9-25 (2))

SC-7-23~24(1)

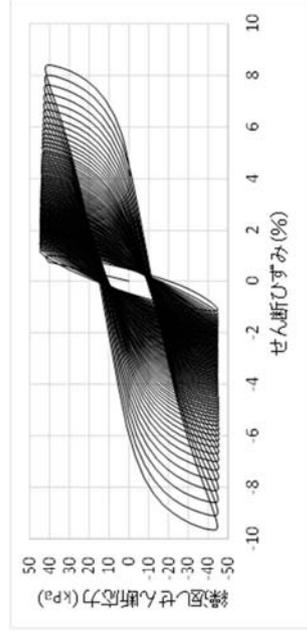
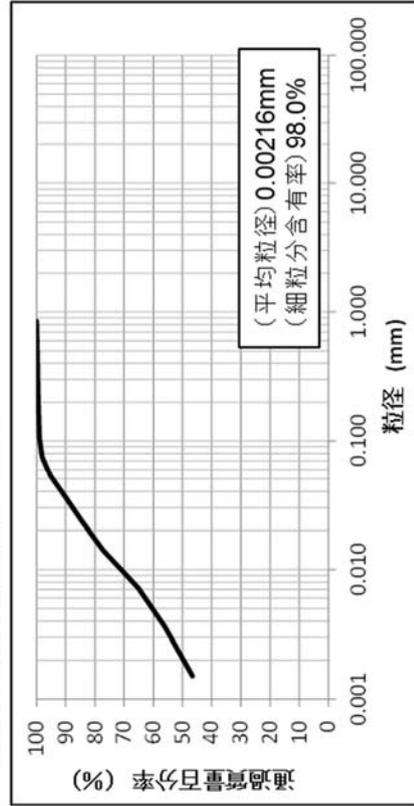
- ・深度：28.20m~30.20m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 84.3\text{kN/m}^2$



試料の写真



液状化強度試験における各計測値

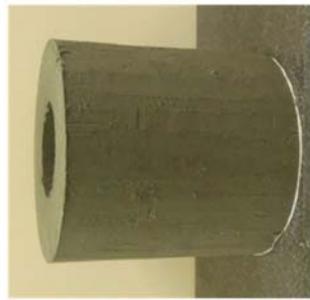


繰返しせん断応力~せん断ひずみ関係

図 4.2-6 (4) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac 層, SC-9-23~24(1))

SC-11-8~10(3)

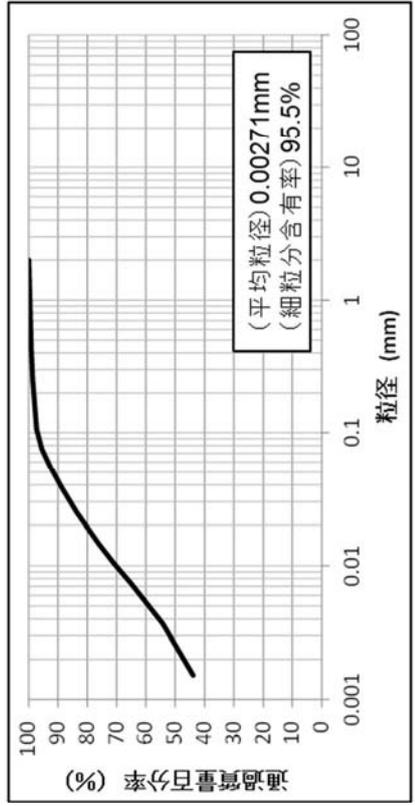
- ・深度：9.00m~12.00m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 40.7\text{kN/m}^2$



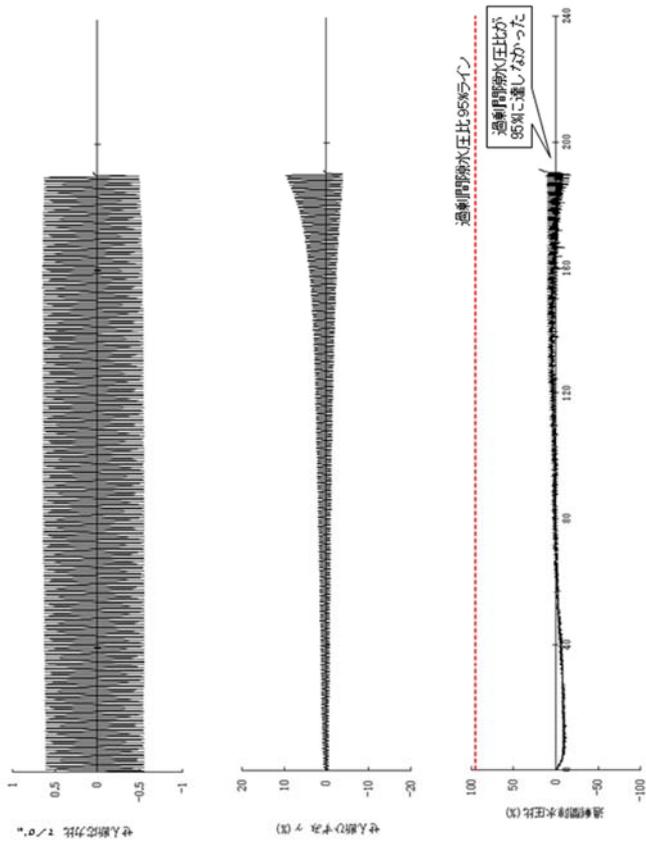
試料の写真

液状化強度試験実施位置図

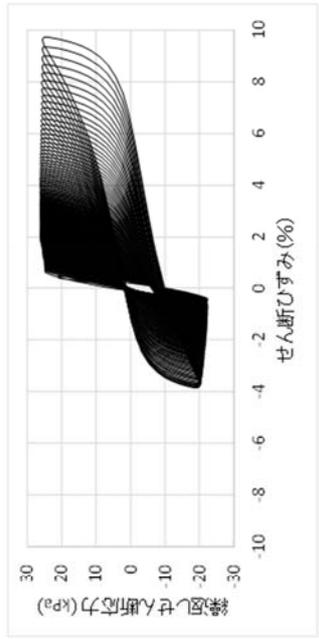
■ 液状化強度試験箇所(Ac層)



試料の粒径加積曲線



液状化強度試験における各計測値



繰返しせん断応力~せん断ひずみ関係

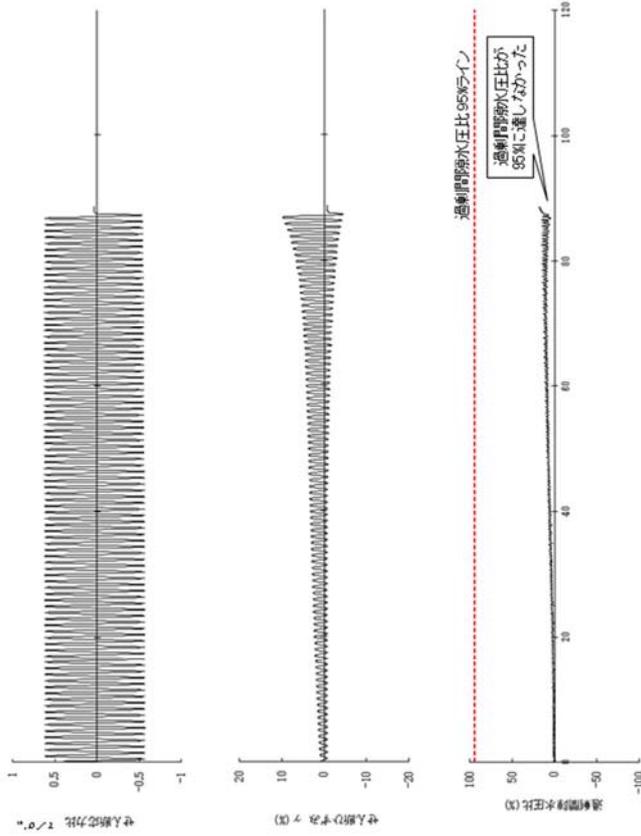
図 4.2-6 (5) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac層, SC-11-8~10(3))

SC-7-23~24(2)

- ・深度：28.20m~30.20m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 81.0\text{kN/m}^2$

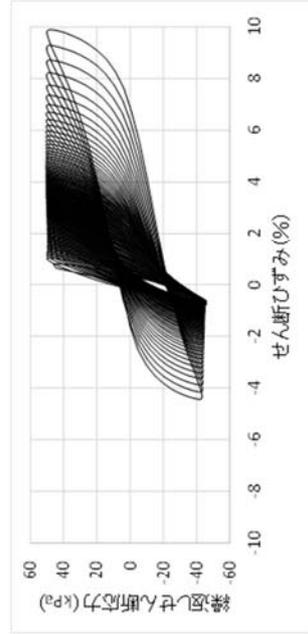
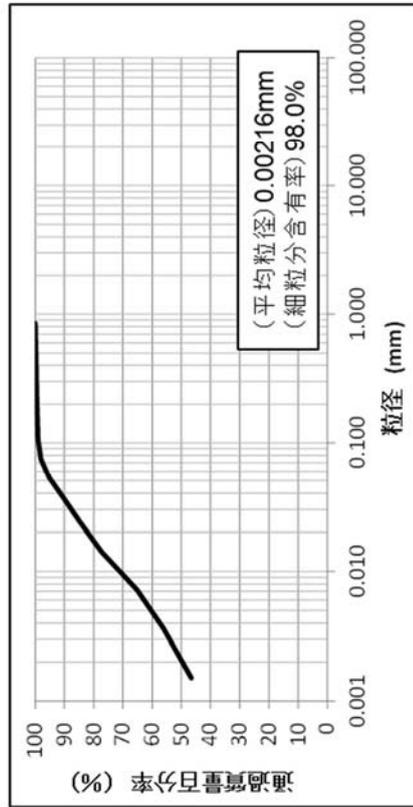


試料の写真



液状化強度試験における各計測値

液状化強度試験実施位置図



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

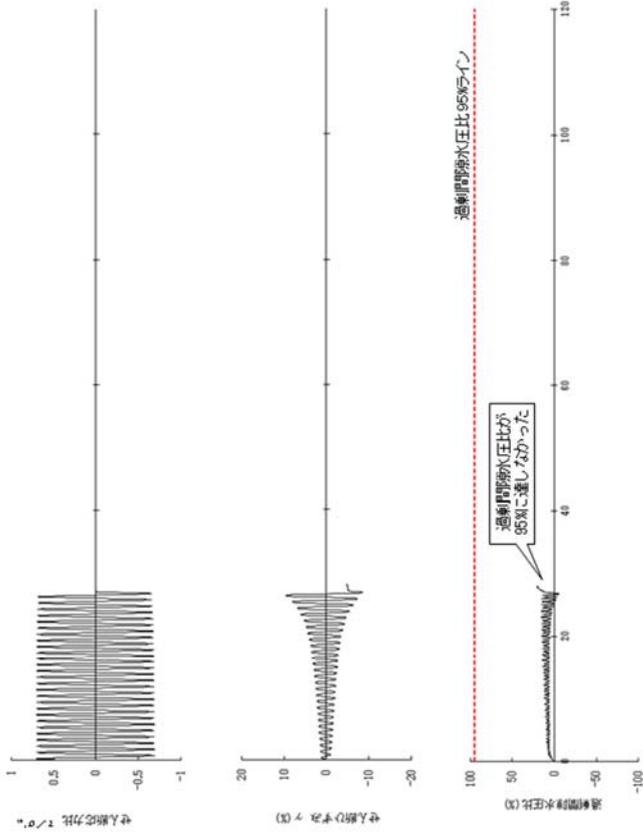
図 4.2-6 (6) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac 層, SC-7-23~24(2))

SC-7-23~24(3)

- ・深度：28.20m~30.20m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 84.3\text{kN/m}^2$

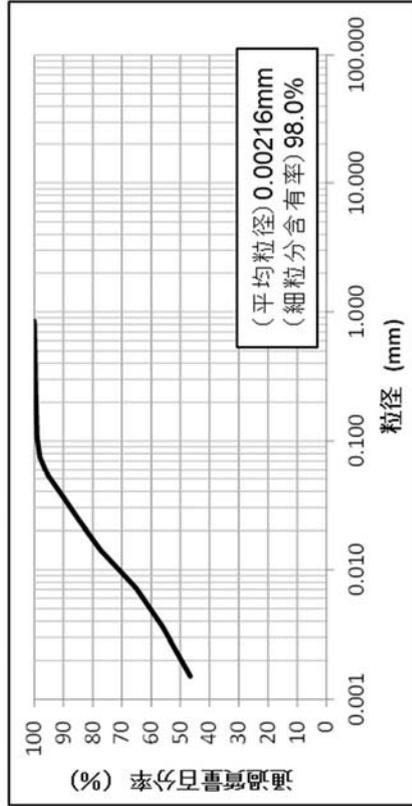


試料の写真

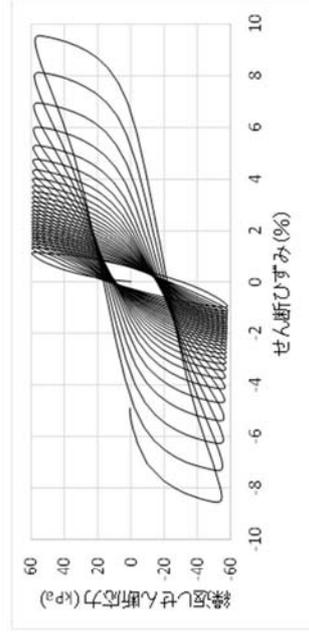


液状化強度試験における各計測値

液状化強度試験実施位置図



試料の粒径加積曲線



繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係

図 4.2-6 (7) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac 層, SC-7-23~24(3))

SC-7-23~24(4)

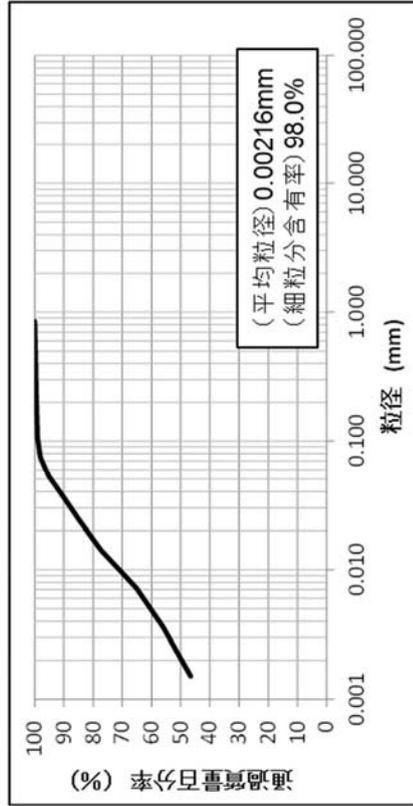
- 深度 : 28.20m~30.20m
- 平均有効主応力 : $\sigma'_m = 84.3\text{kN/m}^2$



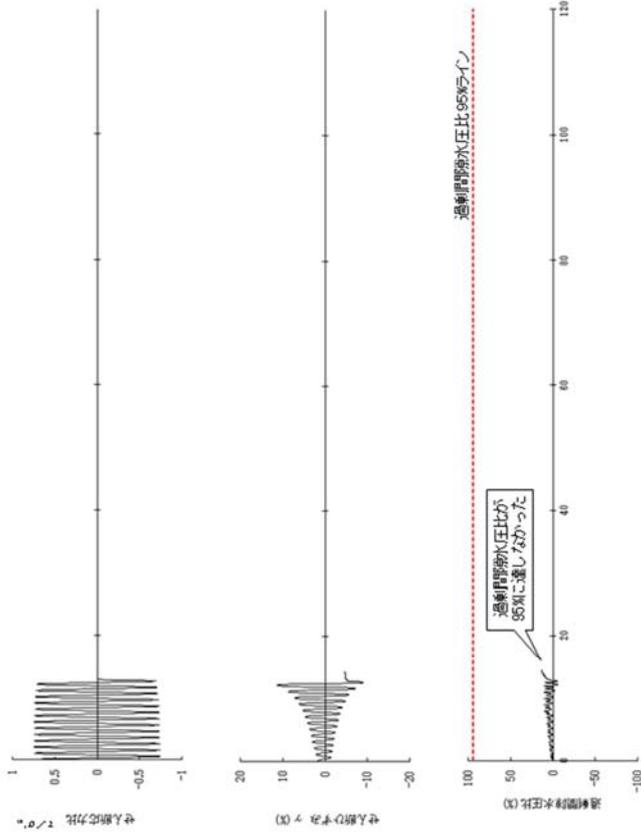
試料の写真

■ 液状化強度試験箇所(Ac層)

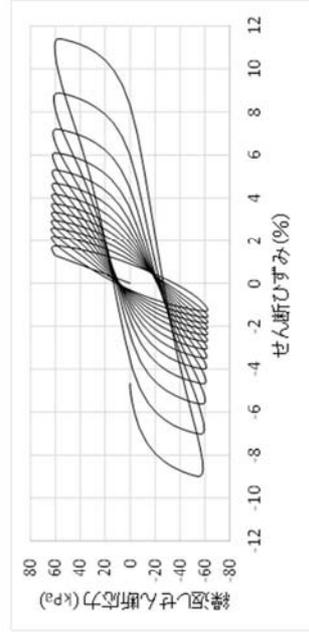
液状化強度試験実施位置図



試料の粒径加積曲線



液状化強度試験における各計測値



繰返しせん断応力~せん断ひずみ関係

図 4.2-6 (8) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac 層, SC-7-23~24(4))

SC-11-8~10(1)

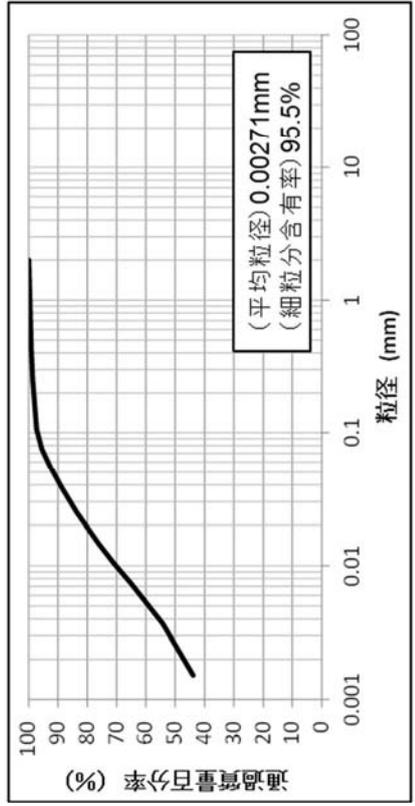
- ・深度：9.00m~12.00m
- ・平均有効主応力： $\sigma'_m = 40.7\text{kN/m}^2$



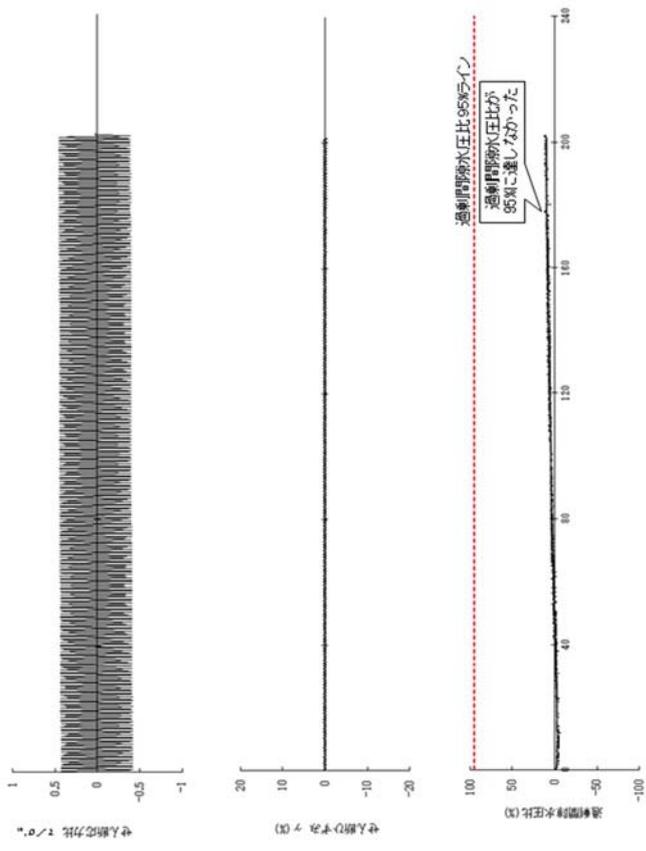
試料の写真

液状化強度試験実施位置図

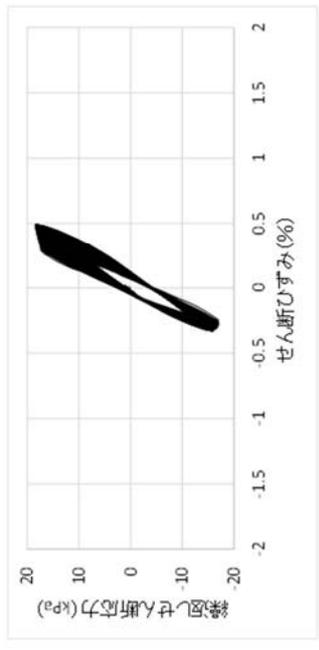
■ 液状化強度試験箇所(Ac層)



試料の粒径加積曲線



液状化強度試験における各計測値



繰返しせん断応力~せん断ひずみ関係

図 4.2-6 (9) 中空繰返しねじりせん断試験結果 (Ac層, SC-11-8~10(1))

(4) 液状化強度試験試料採取位置の選定とその代表性
追而

(5) 液状化強度試験結果
追而

(6) 液状化強度特性の妥当性及び代表性
追而

(7) 施設毎の液状化影響検討の組合せ
追而

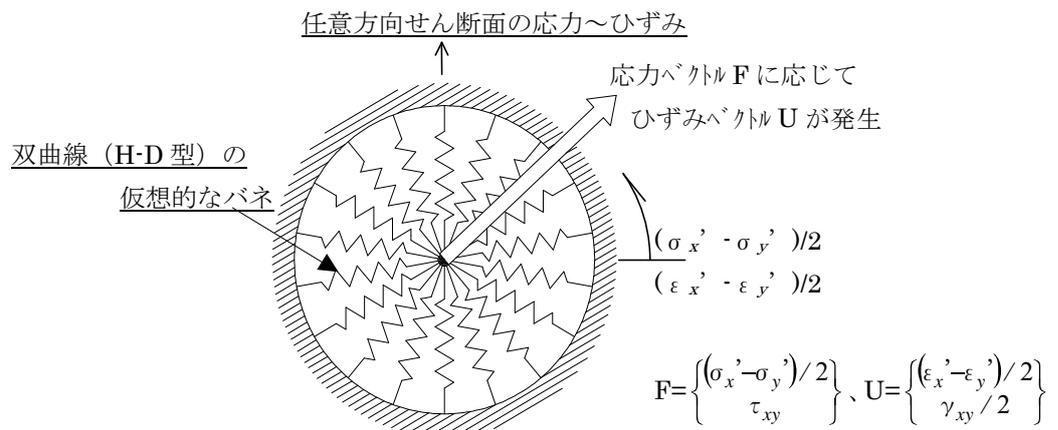
(8) 有効応力解析の検討方針

a. 有効応力解析コード「FLIP」について

有効応力解析コード「FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program)」は、1988年に運輸省港湾技術研究所（現、(独)港湾空港技術研究所）において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力解析法に基づく、2次元地震応答解析プログラムである。FLIPの主な特徴として、以下の5点が挙げられる。

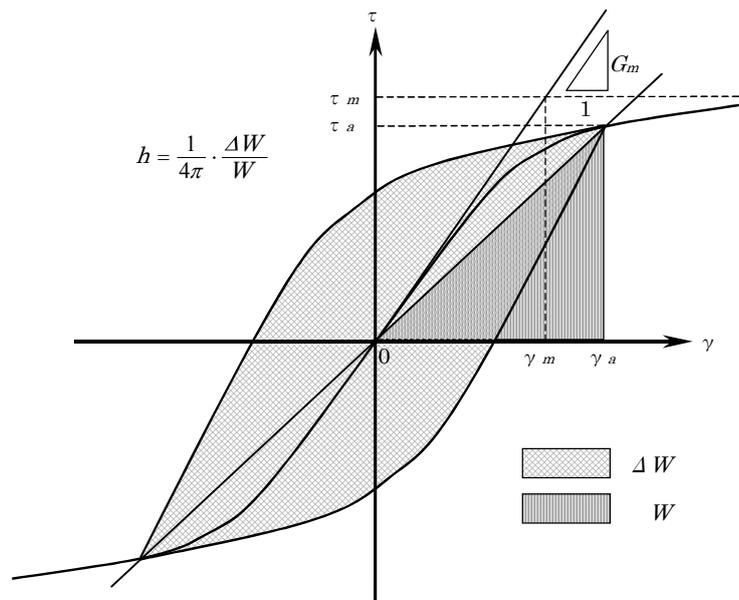
- ① 有限要素法に基づくプログラムである。
- ② 平面ひずみ状態を解析対象とする。
- ③ 地盤の液状化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や残留変形等を計算する。
- ④ 土の応力-ひずみモデルとしてマルチスプリングモデルを採用している。
- ⑤ 液状化現象は有効応力法により考慮する。そのため、必要な過剰間隙水圧発生モデルとして井合モデルを用いている。

砂の変形特性を規定するマルチスプリングモデルは、任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断バネの作用があるものとし、これらのせん断バネの作用により、土全体のせん断抵抗が発揮されるものである。土の応力-ひずみ関係は、このせん断バネの特性によって種々の表現が可能であるが、「FLIP」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 4.2-7 にマルチスプリングモデルの概念図を、図 4.2-8 に非排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を示す。



*文献「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 (港湾空港技術研究所資料 No.869) を一部修正

図 4.2-7 マルチスプリングモデルの概念図



*文献「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 (港湾空港技術研究所資料 No.869) を一部修正

図 4.2-8 非排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図

b. 液状化判定に係る評価基準値について

有効応力解析コード「FLIP」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関する記載事例を調査した。地盤材料試験の方法と解説（公益社団法人地盤工学会，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 Δu の最大値が有効拘束圧 σ_0' の 95% になった時の繰り返し載荷回数 Nu_{95} 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（p. 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。

- ・過剰間隙水圧 Δu の最大値が有効拘束圧 σ_0' の 95% に達した状態を液状化と判定する。

図 4.2-9 に液状化パラメータ設定の流れを示す。液状化パラメータの設定は、室内試験（液状化強度試験，三軸圧縮試験（CD 条件），動的変形試験）及び原位置試験（PS 検層）により動的変形特性を求め、その後「FLIP」による要素シミュレーションにより液状化強度特性を求めている。以上のように設定した液状化パラメータを表 4.2-1 に示す。

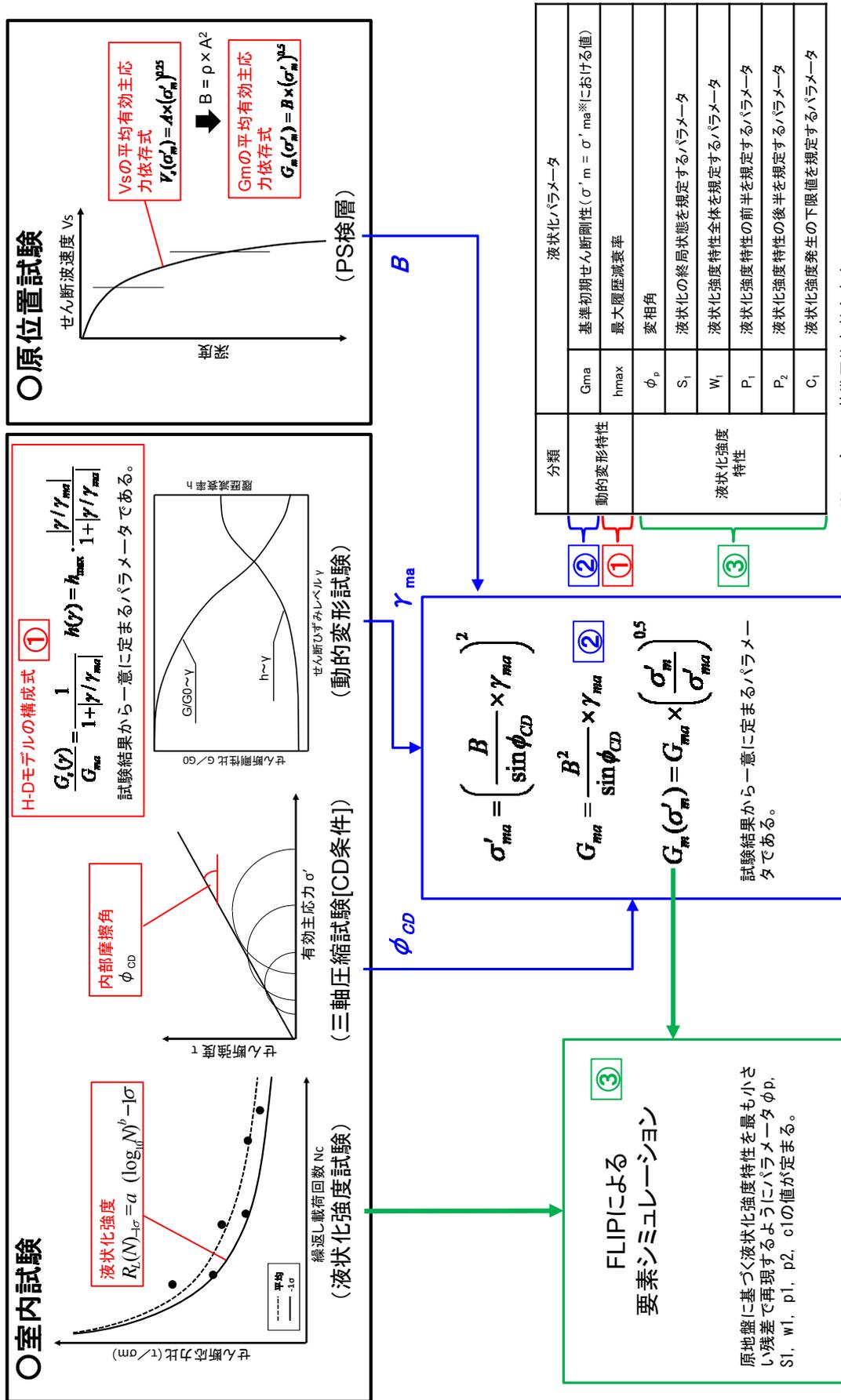


図 4.2-9 液状化パラメータ設定の流れ

4.2.2 強制的に液状化させることを仮定した有効応力解析に用いる解析用物性値

(1) 豊浦標準砂について

豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり、敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は、淡黄色の丸みのある粒から成り、粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

(2) 豊浦標準砂の液状化強度

液状化評価に用いる豊浦標準砂の強度特性は、文献（CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM[Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986)]）から引用した相対密度 73.9～82.9%の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含する「F L I P」の液状化特性を設定する。

図 4.2-10 に豊浦標準砂の液状化強度試験データ、図 4.2-11 に F L I P による豊浦標準砂の液状化強度特性を示す。

F L I P を用いて、強制的に液状化を仮定した液状化影響評価を行うため、東海第二発電所の全地層の液状化強度試験データを包含する液状化強度特性（豊浦標準砂）を F L I P に仮定した有効応力解析を行い、耐震評価を実施する。図 4.2-12 に豊浦標準砂の液状化強度特性と原地盤の液状化強度特性の比較を示す。

豊浦標準砂と液状化検討対象層である du 層及び As 層の比較を実施した。表 4.2-8 に平均粒径と細粒分含有率の比較、図 4.2-13 及び図 4.2-14 に粒径加積曲線による比較を示す。豊浦標準砂と du 層及び As 層の粒度分布について比較した結果、豊浦標準砂は細粒分含有率が低く、均質な粒径を持つという特徴がある。

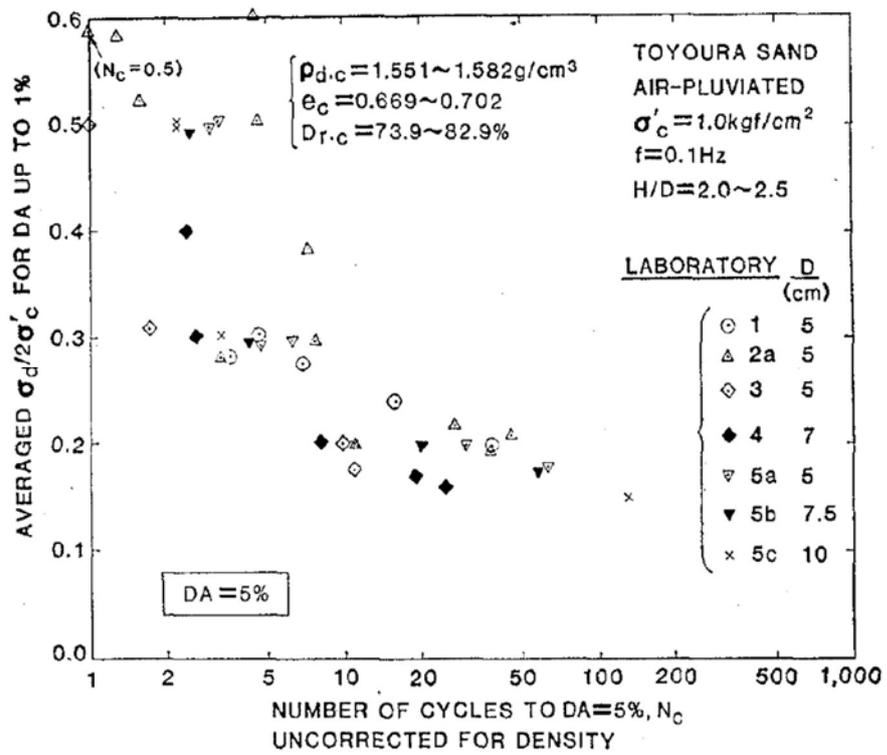


図 4.2-10 豊浦標準砂の液状化強度試験データ

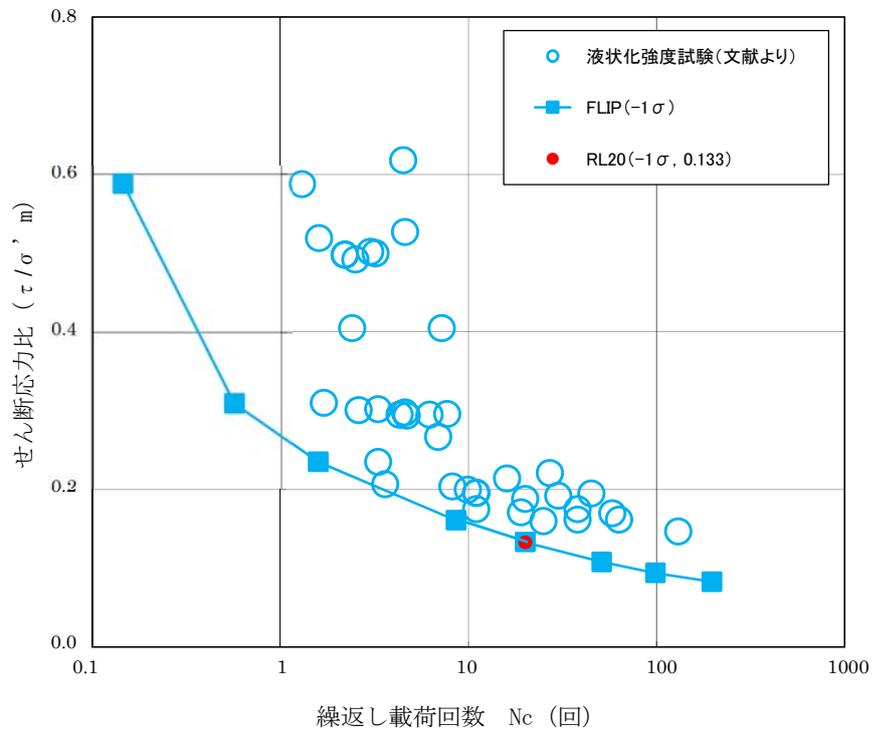


図 4.2-11 F L I P による豊浦標準砂の液状化強度特性 (-1σ)

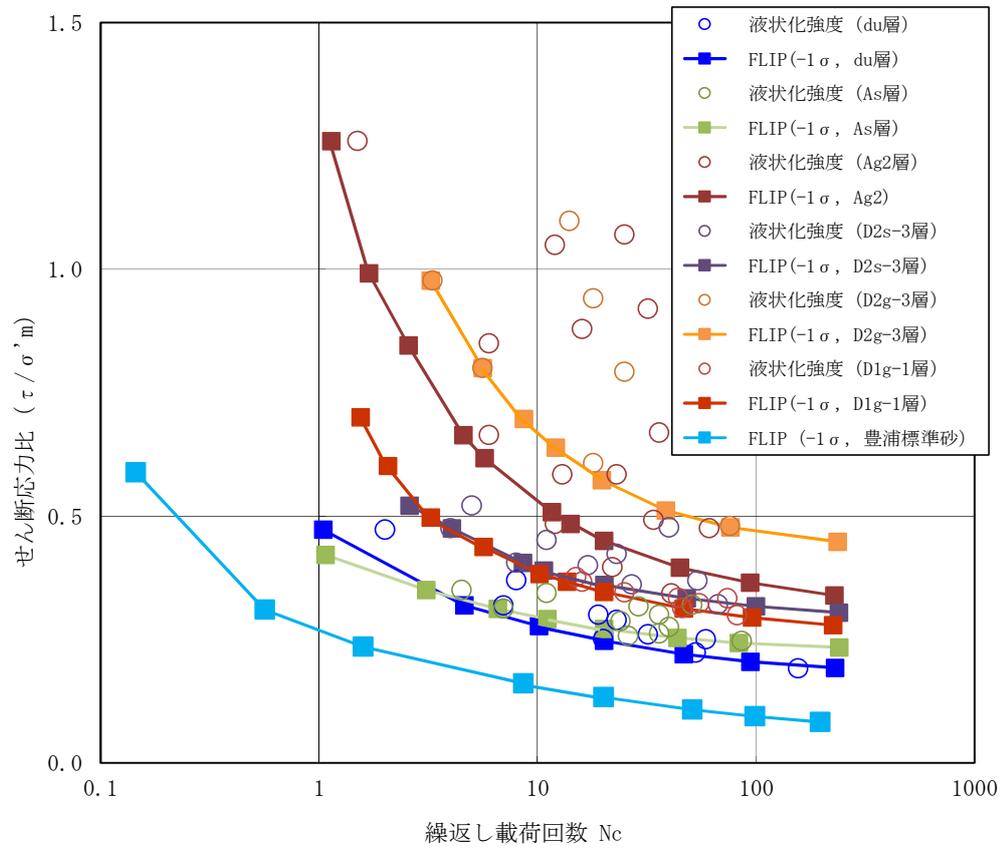
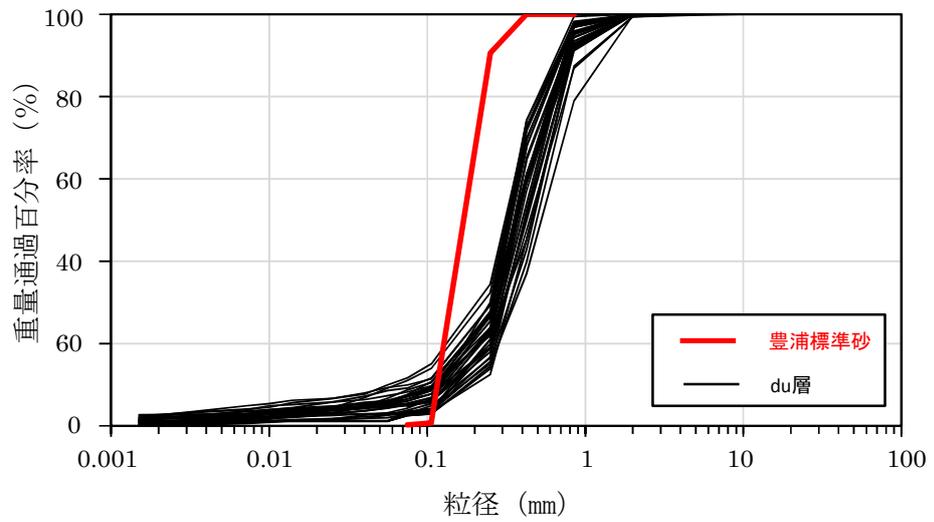


図 4.2-12 豊浦標準砂と原地盤の液状化強度特性の比較

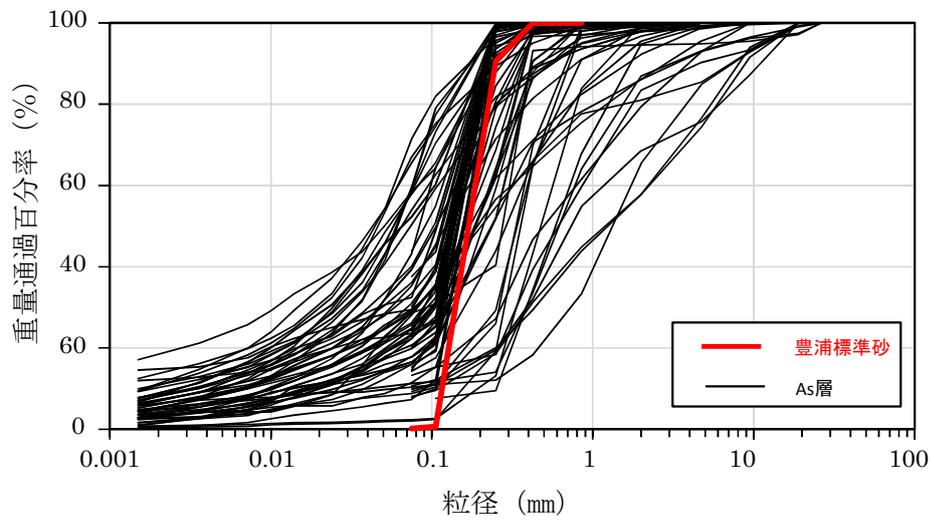
表 4.2-8 平均粒径と細粒分含有率の比較

| | 平均粒径 (mm) | 細粒分含有率 (%) |
|-------|-----------|------------|
| 豊浦標準砂 | 0.202 | 0.24 |
| du 層 | 0.384 | 5.2 |
| As 層 | 0.201 | 2.1~71.5 |



*豊浦標準砂の粒度については，文献（豊浦砂の粒度分布（土木学会第64回年次学術講演会，平成21年9月））より引用

図 4.2-13 粒径加積曲線による比較（du層）



*豊浦標準砂の粒度については，文献（豊浦砂の粒度分布（土木学会第64回年次学術講演会，平成21年9月））より引用

図 4.2-14 粒径加積曲線による比較（As層）

4.2.3 その他の解析用物性値

(1) 捨石

捨石については、「港湾構造物設計事例集（（財）沿岸技術研究センター，平成19年3月）」に基づき，表4.2-1の通り解析用物性値を設定する。捨石の解析用物性値の詳細については（参考資料3）に示す。

(2) 人工岩盤

人工岩盤については、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005）」に基づき，表4.2-2の通り解析用物性値を設定する。

(3) 地盤改良体

地盤改良体（セメント改良）については，既設改良体又は既設改良体を模擬した再構成試料による試験結果及び文献（地盤工学への物理探査技術の適用と事例（（社）地盤工学会，2001年），わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983年））等を参考に表4.2-3の通り解析用物性値を設定する。

地盤改良体（セメント改良）のせん断波速度は，図4.2-15に示す通り，一軸圧縮強度の増加に伴って増加する傾向があるため，各構造物で計画されている改良体の一軸圧縮強度に応じたせん断波速度を設定する方法を採用した。

地盤改良体（セメント改良）の動ポアソン比は，屋外二重管の底部地盤に施工されている既設地盤改良体（セメント改良）のPS検層結果より設定した。既設改良体（セメント改良）のPS検層実施位置を図4.2-16に，PS検層結果を表4.2-9に示す。

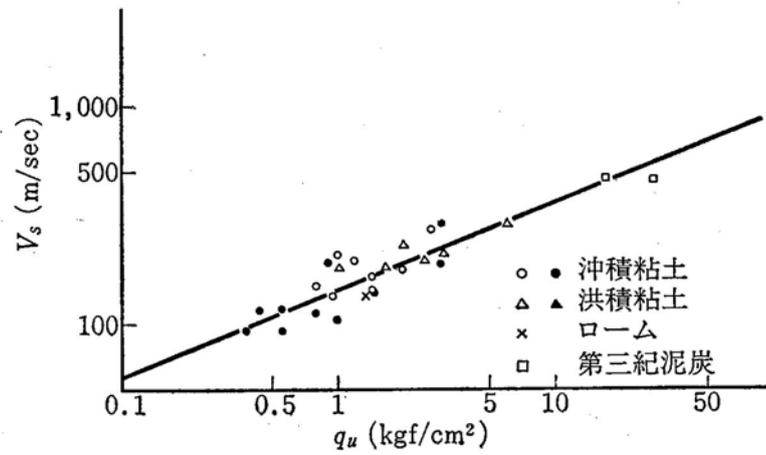
地盤改良体（セメント改良）のひずみ依存特性を設定するにあたり，一軸圧縮強度を2水準（ $q_u=4.0\text{N/mm}^2$ ， 13.0N/mm^2 ）*とした再構成試料による動的変形試験を実施した。2水準の一軸圧縮強度毎の動的変形試験結果とH-Dモデルによる回帰式を図4.2-17に示す。

上記の文献情報及び試験結果と解析用地盤物性の対応を，表4.2-10にとりまとめる。また，地盤改良体におけるばらつきの考え方及び物性設定の妥当性についての検討結果を（参考資料4）に示す。

*屋外二重管の底部地盤に施工されている既設地盤改良体（セメント改良）の一軸圧縮強度がおおよそ 13.0N/mm^2 であったため，これを高強度側の目標一軸圧縮強度とし，一方で低強度側の目標一軸圧縮強度として 4.0N/mm^2 を採用した。

また，地盤改良体（浸透固化改良）については，文献（浸透固化処理工法技術マニュアル（2010年版）（（財）沿岸技術研究センター，平成22年6月））に基づき改良対象の原地盤の解析用物性値と同等の基礎物理特性を用いると共に，非液状化層とする。

なお，上記物性値とは別に，地盤改良試験施工を実施する主排気筒，非常用ガス処理系配管支持架構及び緊急時対策所建屋における地盤改良体（セメント改良）の解析用物性及びばらつきの設定については，各対象施設近傍にて実施した地盤改良試験施工結果を用いて設定する。詳細については，補足説明資料「主排気筒の耐震性評価に関する補足説明」，「非常用ガス処理系配管支持架構の耐震性評価に関する補足説明」，「緊急時対策所建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示す。



*文献（わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983 年）より引用

図 4.2-15 一軸圧縮強度とせん断波速度の関係

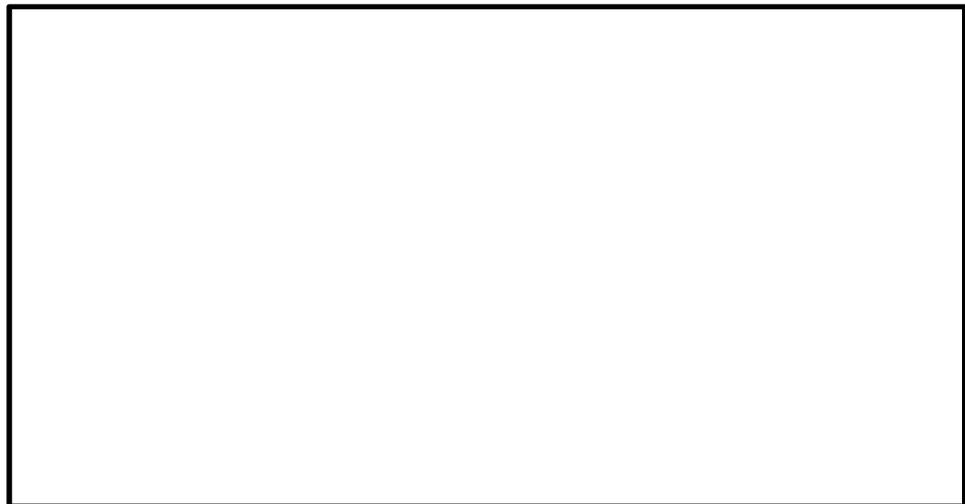
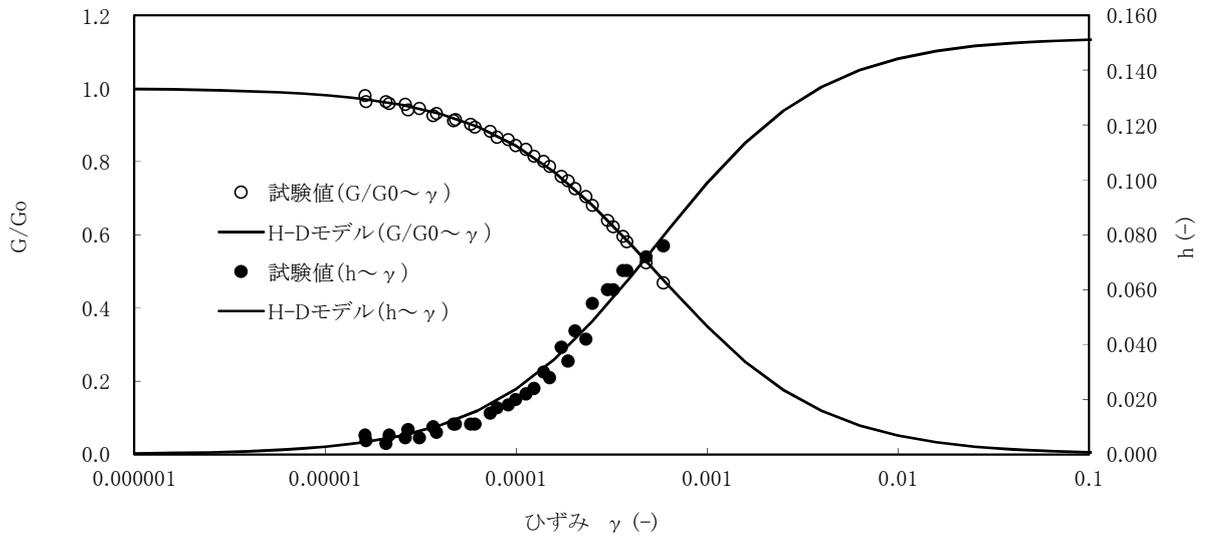


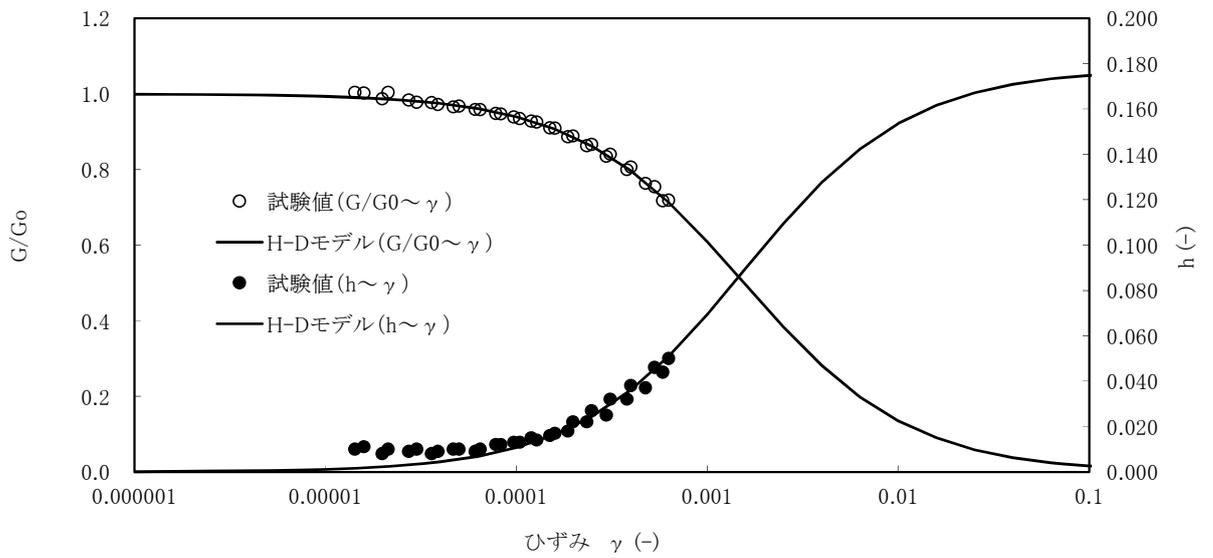
図 4.2-16 既設地盤改良体（セメント改良）の PS 検層実施位置

表 4.2-9 既設地盤改良体（セメント改良）の PS 検層結果

| 調査孔名 | | Vs
(m/s) | Vp
(m/s) | 動ポアソン比 |
|-------------------|------|-------------|-------------|--------|
| 地盤改良体
(セメント改良) | SJ-1 | 750 | 2006 | 0.419 |
| | SJ-2 | 754 | 2357 | 0.443 |
| 平均値 | | 752 | 2182 | 0.431 |



(目標一軸圧縮強度：4.0Nmm²)



(目標一軸圧縮強度：13.0Nmm²)

図 4.2-17 再構成試料による動的変形試験結果

表 4.2-10 地盤改良体（セメント改良）の解析用地盤物性値
と文献情報及び室内試験の対応関係

| 項目 | | 地盤改良体（セメント改良） | |
|------------------------|--|---|--|
| | | 一軸圧縮強度
（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合） | 一軸圧縮強度
（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合） |
| 動的
変
形
特
性 | 初期せん断
剛性
G_0 (N/mm ²) | $G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$
$V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s)
q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²) | |
| | 動ポアソン比
ν_d | 0.431 | |
| | 動せん断弾性係数
のひずみ依存性
$G/G_0 \sim \gamma$ | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$
γ : せん断ひずみ (-) | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$
γ : せん断ひずみ (-) |
| | 減衰定数
$h \sim \gamma$ | $h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$
γ : せん断ひずみ (-) | $h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$
γ : せん断ひずみ (-) |

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、補足説明資料「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」に示す。

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

土木構造物の地震応答解析においては地盤の物性のばらつきを考慮している。詳細については、補足説明資料「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

なお、地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつきについて、詳細を（参考資料5）に示す。

5. 極限支持力

極限支持力は、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」という。）の支持力算定式等に基づき，対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

5.1 直接基礎及びケーソン基礎の支持力算定式

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

・極限支持力算定式（直接基礎）

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

| | | |
|----------------------|---|---|
| Q_u | : | 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN) |
| c | : | 地盤の粘着力 (kN/m ²)
*c は表 4.1-1 における Km 層の非排水せん断強度 |
| q | : | 上載荷重 (kN/m ²) で， $q = \gamma_2 D_f$ |
| A_e | : | 有効載荷面積 (m ²) |
| γ_1, γ_2 | : | 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m ³)
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量とする。 |
| B_e | : | 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)
$B_e = B - 2e_B$ |
| B | : | 基礎幅 (m) |
| e_B | : | 荷重の偏心量 (m) |
| D_f | : | 基礎の有効根入れ深さ (m) |
| α, β | : | 基礎の形状係数 |
| κ | : | 根入れ効果に対する割増し係数 |
| N_c, N_q, N_γ | : | 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 |
| S_c, S_q, S_γ | : | 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 |

・極限支持力算定式（ケーソン基礎）

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

* c は表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 基礎底面の形状係数

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 支持力係数

5.2 杭基礎の支持力算定式

道路橋示方書による杭基礎における各工法の支持力算定式を以下に示す。

押込み力に対する支持力評価において、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

引抜き力に対する支持力評価において、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。ただし、杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の支持力算定方法に関する補足を（参考資料6）に示す。

・ 極限支持力算定式（杭基礎[中掘り工法]）

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

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* q_u は表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度 $\times 2$

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

・ 極限支持力算定式（杭基礎[打込み工法]）

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

P_u : 杭先端の極限支持力 (kN)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* q_u は表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度 $\times 2$

A_t : 鋼管杭の先端純断面積 (m²)

A_i : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m²)

A : 鋼管杭の先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

5.3 地中連続壁基礎の支持力算定式

道路橋示方書による地中連続壁基礎における支持力算定式を以下に示す。

- ・ 極限支持力算定式（地中連続壁基礎）

$$R_u = q_d A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* q_u は表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度 $\times 2$

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

5.4 極限支持力算定式における久米層の非排水せん断強度の適用性について

久米層に対して以下の力学特性を明らかにするため、CUU 試験を採用した。CUU 試験は、供試体を土被り圧相当で圧密した後、非排水状態で側圧を変化させた上で軸荷重を増加させ、非排水せん断強度を求めるものである。

- ・ 標高毎の非排水せん断強度を精緻に求める。
- ・ 非排水状態における内部摩擦角 ϕ を確認する。

上記試験の結果、久米層の非排水状態における内部摩擦角 ϕ はゼロであることを確認した。

図 5.1-1 に E. L. -18m 付近にて採取した試料によるモール円を示す。

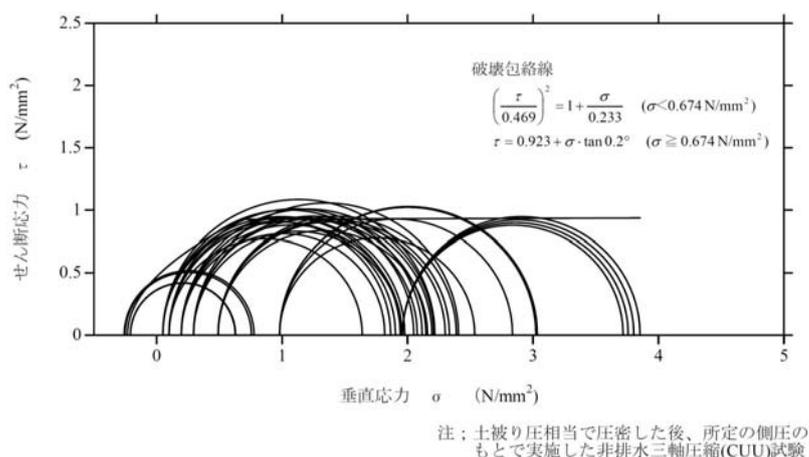


図 5.1-1 久米層の CUU 試験によるモール円

以上より、久米層の CUU 試験において、標高毎に取得されるせん断強度 τ は粘着力 c であることが分かる。久米層の解析用地盤物性値は、この粘着力 c を標高毎にとりまとめることで、標高依存式として非排水せん断強度を設定している。久米層の非排水せん断強度設定イメージを図 5.1-2 に示す。

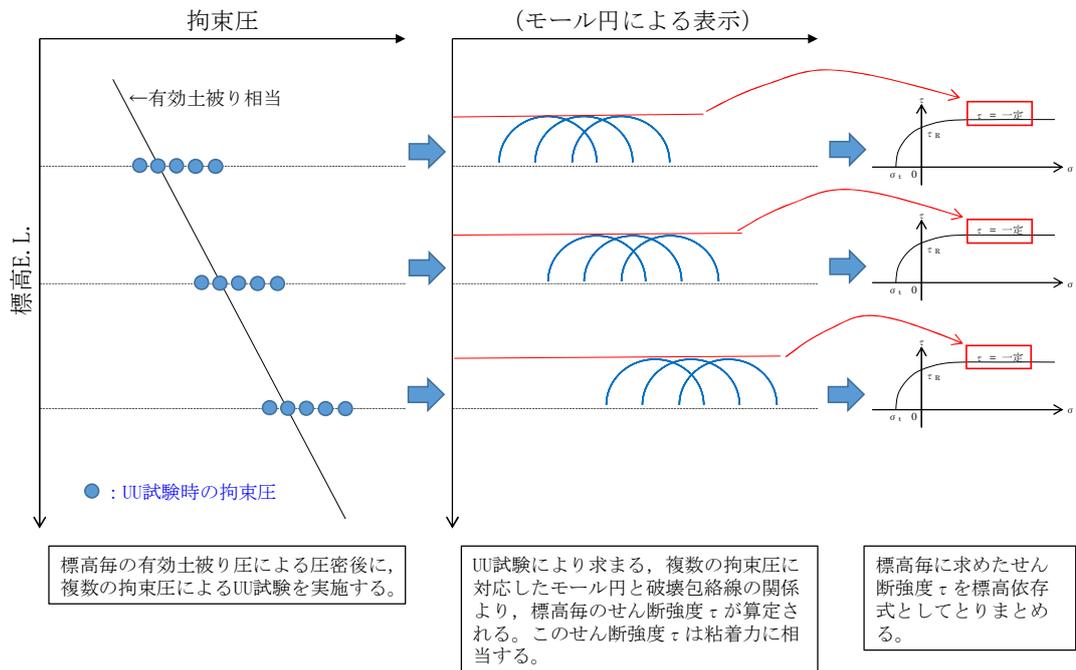


図 5.1-2 久米層の非排水せん断強度設定イメージ

以上により、久米層の非排水せん断強度における内部摩擦角はゼロであり、CUU 試験により得られる久米層の非排水せん断強度は粘着力に相当することが明らかであることから、**道路土工（（社）日本道路協会，平成 11 年 3 月）**に記載されている一般的な粘性土の強度設定の考え方である「粘着力 $c = \text{一軸圧縮強度 } q_u / 2$ 」に基づき、**極限支持力**の入力パラメータである粘着力及び一軸圧縮強度を、久米層の非排水せん断強度から設定することは妥当である。

5.5 杭の支持力試験について

杭の支持力試験を実施している使用済燃料乾式貯蔵建屋については、極限支持力を支持力試験結果から設定する。詳細については、補足説明資料「使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性評価に関する補足説明」に示す。

6. 地盤の速度構造

6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

入力地震動の設定に用いる地下構造モデルについては、解放基盤表面（EL. -370 m）から解析モデル底面位置の久米層をモデル化する。地下構造モデルの概要を表 6.1-1 に示す。入力地震動算定の概念図を図 6.1-1 示す。

なお、繰返し三軸試験により、久米層はせん断剛性及び履歴減衰のひずみ依存特性を有していることを確認していることから、久米層のモデル化においては、繰返し三軸試験による久米層のひずみ依存特性を解析用地盤物性値として用いる。

表 6.1-1 入力地震動の策定に用いる地下構造モデル

| 地層 | 新第三系
(Km層) | 基盤*1 |
|---|---|---------------------|
| 標高 | 解析モデル入力位置 ~ EL. -370 m | EL. -370 m以深 |
| P波速度 V_p
(m/s) | $V_p = V_s \sqrt{\frac{2(1 - \nu_d)}{1 - 2\nu_d}}$ | 1988
(z=-370 m) |
| S波速度 V_s
(m/s) | $V_s = 433 - 0.771 \cdot z$
z : 標高 (m) | 718
(z=-370 m) |
| 動ポアソン比 ν_d | $\nu_d = 0.463 + 1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
z : 標高 (m) | 0.425
(z=-370 m) |
| 密度 ρ
(g/cm ³) | $\rho = 1.72 - 1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
z : 標高 (m) | 1.76
(z=-370 m) |
| せん断剛性の
ひずみ依存性
$G/G_0 \sim \gamma$ | $\frac{1}{1 + 107 \gamma^{0.824}}$
γ : せん断ひずみ (-) | — |
| 減衰定数
$h \sim \gamma$ | $\frac{\gamma}{(4.41 \gamma + 0.0494)} + 0.0184$
γ : せん断ひずみ (-) | 0.03 |

注記 *1：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

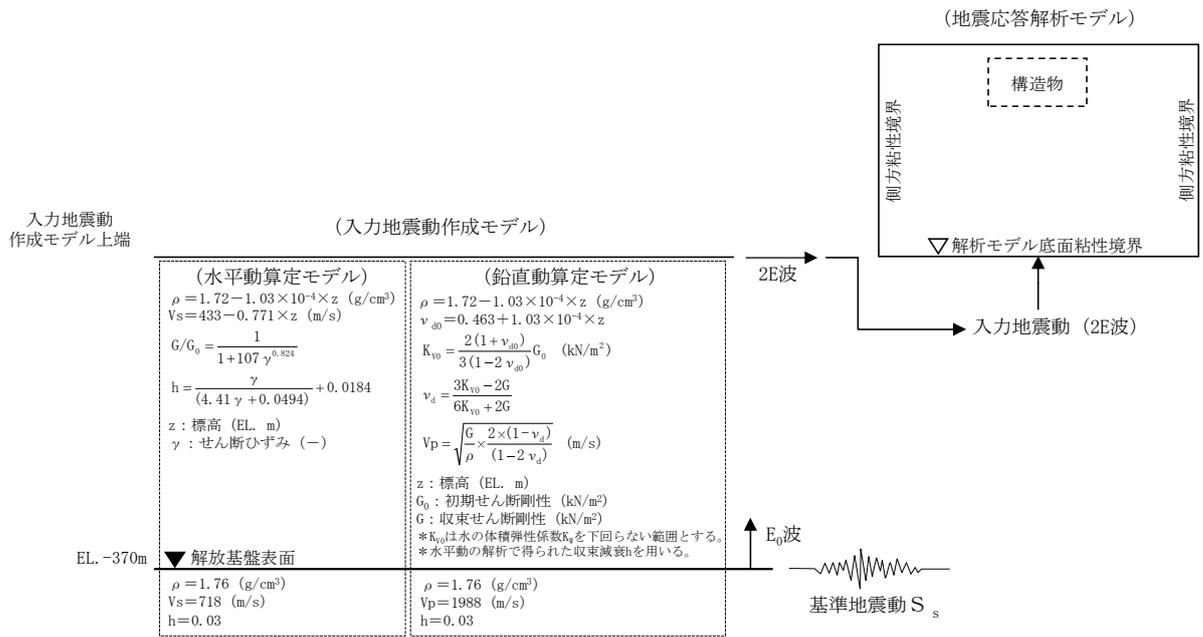


図 6.1-1 入力地震動算定の概念図

6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデルとして、図 6.2-1 に示す位置で実施した PS 陰層の結果に基づく地層ごとのせん断波速度 V_s 及び粗密波速度 V_p を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 では、PS 陰層結果を 2 種類の速度構造モデルとして取り纏めている。表 6.2-1 のうち平均値として記載した速度構造モデルは、全応力解析に適用する。

また、有効応力解析コード「FLIP」では、「図 4.2-9 液状化パラメータ設定の流れ」に示すように、平均有効主応力の関数式にて動的変形特性をモデル化する必要がある。よって、表 6.2-1 のうち平均有効主応力依存式として記載した速度構造モデルは、有効応力解析に適用することを基本とする。ただし、一部の全応力解析に対しては、平均有効主応力の関数式にてせん断波速度 V_s をモデル化する場合がある。

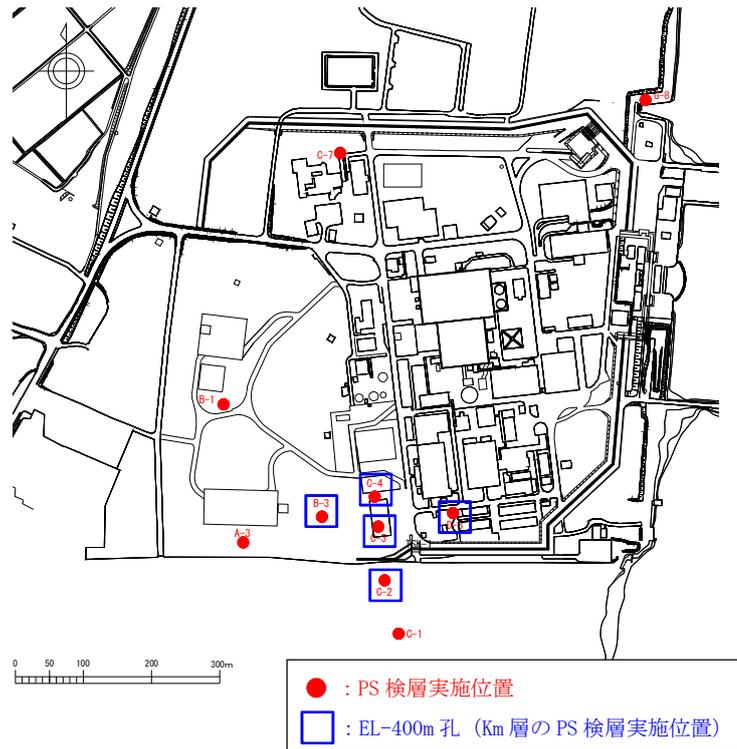


図 6.2-1 PS 検層実施位置図

表 6.2-1 PS 検層結果

| 地層 | | | 平均値 | | 平均有効主応力依存式
$V_s = A \times (\sigma'_m)^{0.25}$ |
|--------|--------|-----|-----------------------|------------------------|---|
| | | | V_s
(m/s) | V_p
(m/s) | 係数A |
| 第四系 | du層 | 不飽和 | 210 | 482 | 82.8598 |
| | | 飽和 | | 1850 | 82.2410 |
| | Ag2層 | 不飽和 | 240 | 446 | 71.5266 |
| | | 飽和 | | 1801 | 78.7716 |
| | Ac層 | 飽和 | $163 - 1.54 \cdot z$ | $1240 - 1.93 \cdot z$ | 58.0616 |
| | As層 | 飽和 | $211 - 1.19 \cdot z$ | $1360 - 1.78 \cdot z$ | 65.1014 |
| | Ag1層 | 飽和 | 350 | 1950 | 82.6980 |
| | D2c-3層 | 飽和 | 270 | 1770 | 78.1556 |
| | D2s-3層 | 飽和 | 360 | 1400 | 104.4247 |
| | D2g-3層 | 飽和 | 500 | 1879 | 136.1685 |
| | lm層 | 不飽和 | 130 | 1160 | 40.9503 |
| | D1c-1層 | 飽和 | 280 | 1730 | — |
| D1g-1層 | 不飽和 | 390 | 903 | 110.6364 | |
| | 飽和 | | 1757 | 107.0330 | |
| 新第三系 | Km層 | 飽和 | $433 - 0.771 \cdot z$ | $1650 - 0.910 \cdot z$ | — |

z : 標高 (m)
 σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)
 A : 最小二乗法の回帰係数

6.3 PS 検層結果の代表性及び網羅性について

設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設が敷地全体に点在しているが、既往の PS 検層の取得場所には偏りがあることから、その代表性及び網羅性について検討した。

6.3.1 第四系における PS 検層の代表性及び網羅性について

第四系における PS 検層の代表性及び網羅性については、敷地全体の広範囲で取得している N 値により検討した。道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）には、N 値によるせん断波速度 V_s の推定式が示されており、この相関関係を考慮して、N 値による比較検討を実施する。

(1) 平面的な地層分布を考慮したブロック区分による比較

東海第二発電所における主な地層の平面的な分布を図 6.3-1 に示す。敷地中央部の基盤（久米層）傾斜部を境界にして南北方向に地層が分かれていることから、それらをより多くのブロックに分割するため東西方向のブロック区分を考える。具体的には、図 6.3-1 に示す東西 4 つのブロックに区分し、各ブロックで取得された平均 N 値を比較することで、各地層が工学的に同等の特性を持って平面的に分布していることを確認する。

図 6.3-2 に各ブロックにおける平均 N 値の比較結果を示す。各地層の平均 N 値を領域毎に比較した結果、有意な差が無いことを確認した。よって、既往の PS 検層は代表性及び網羅性を有している。

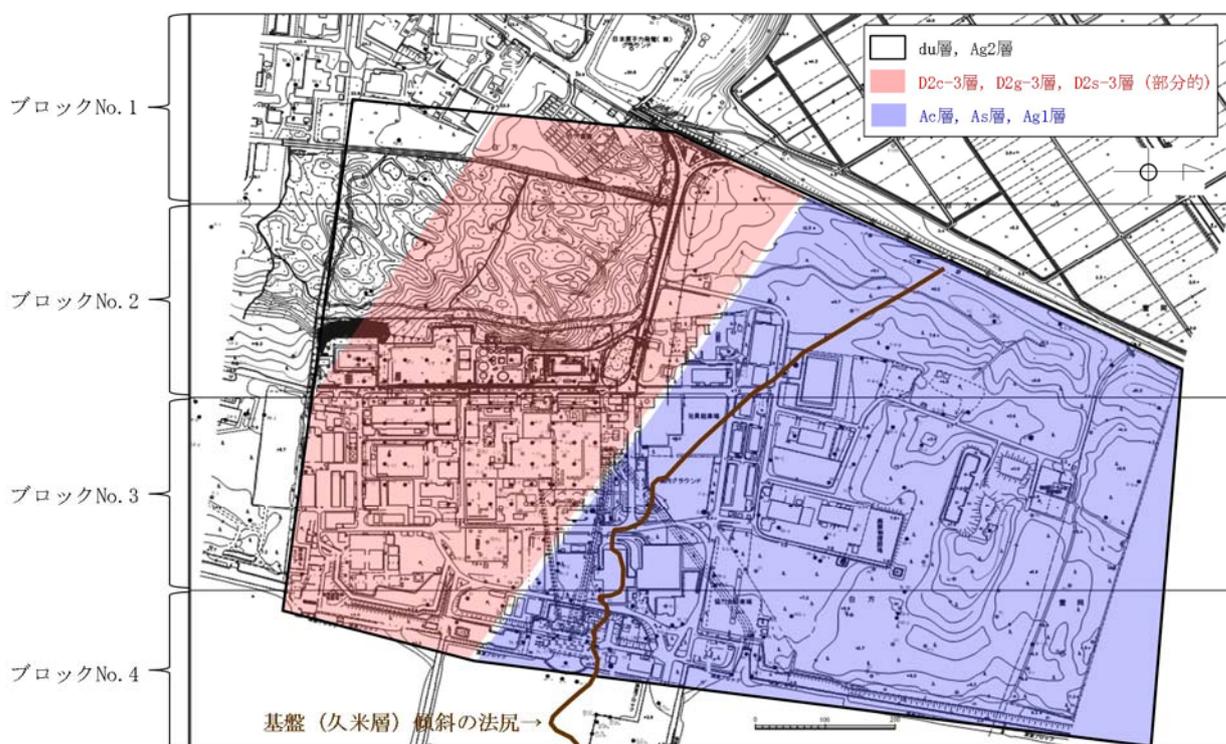
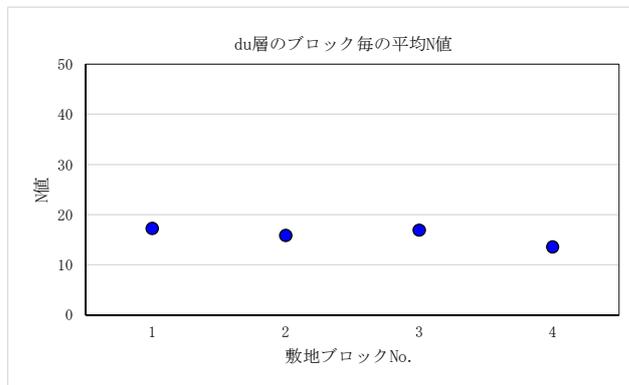
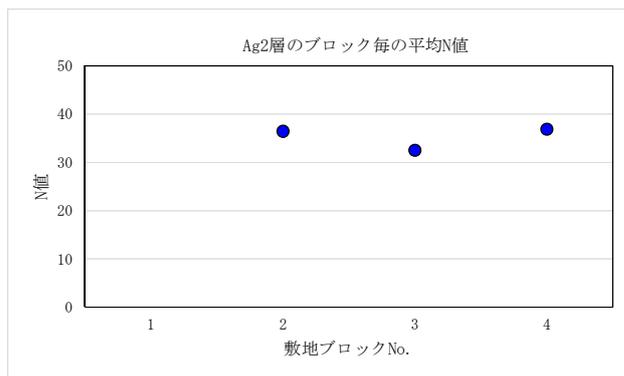


図 6.3-1 主な地層の平面的な分布とブロック区分の考え方



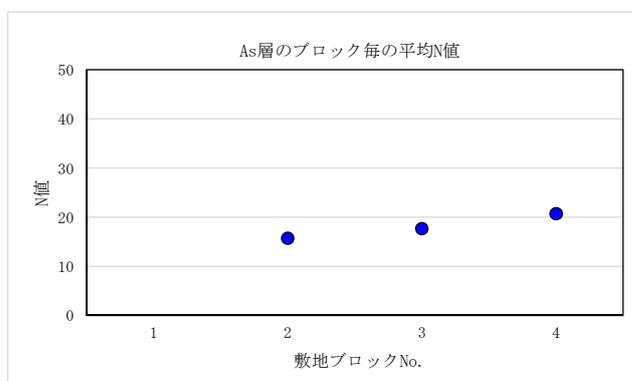
(ブロック区分と N 値の採取位置)

図 6.3-2 (1) 各ブロックにおける N 値の比較結果 (du 層)



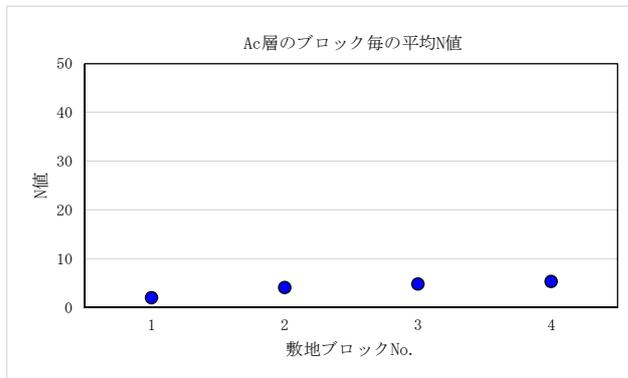
(ブロック区分と N 値の採取位置)

図 6.3-2 (2) 各ブロックにおける N 値の比較結果 (Ag2 層)



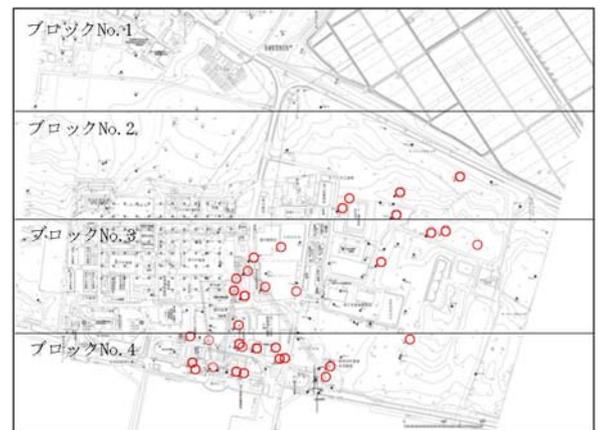
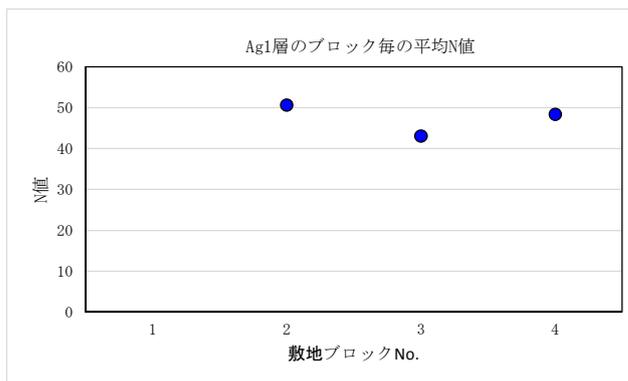
(ブロック区分と N 値の採取位置)

図 6.3-2 (3) 各ブロックにおける N 値の比較結果 (As 層)



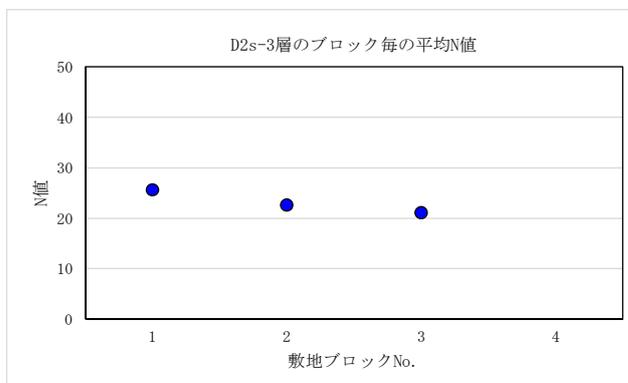
(ブロック区分とN値の採取位置)

図 6.3-2 (4) 各ブロックにおけるN値の比較結果 (Ac層)



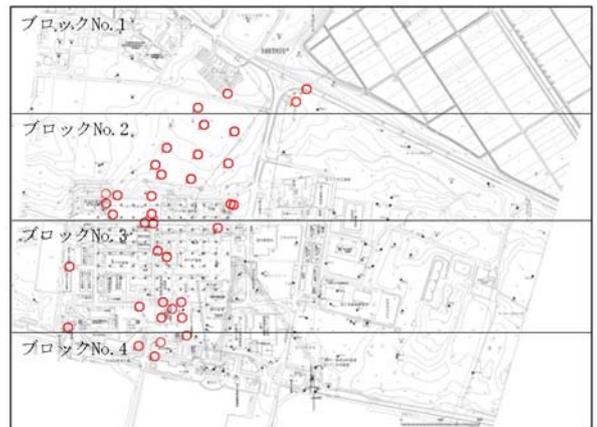
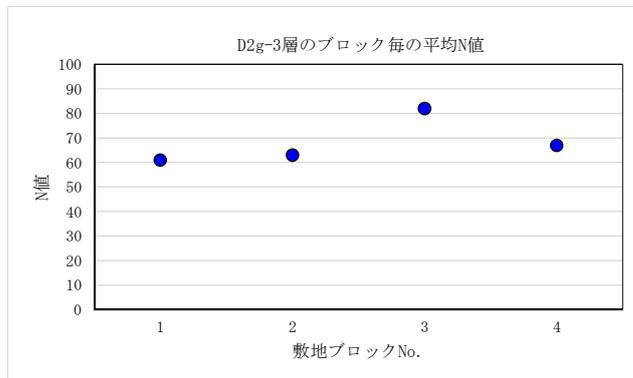
(ブロック区分とN値の採取位置)

図 6.3-2 (5) 各ブロックにおけるN値の比較結果 (Ag1層)



(ブロック区分とN値の採取位置)

図 6.3-2 (6) 各ブロックにおけるN値の比較結果 (D2s-3層)



(ブロック区分と N 値の採取位置)

図 6.3-2 (7) 各ブロックにおける N 値の比較結果 (D2g-3 層)

(2) 地層の堆積状況を考慮したブロック区分による比較

(1)の検討に加え、基盤（久米層）の傾斜による地層の堆積状況の違いに着目した N 値の比較を行う。図 6.3-3 に地層の堆積状況の違いに着目したブロック区分の考え方を示す。

堆積状況として基盤（久米層）傾斜の影響を受けている Ac 層，As 層，Ag1 層に対し、堆積状況の差異に着目したブロック区分として、基盤（久米層）の傾斜部と平坦部での比較を考える。

図 6.3-4 に各ブロックにおける平均 N 値と、以下の式*により N 値から換算した Vs の比較結果を示す。

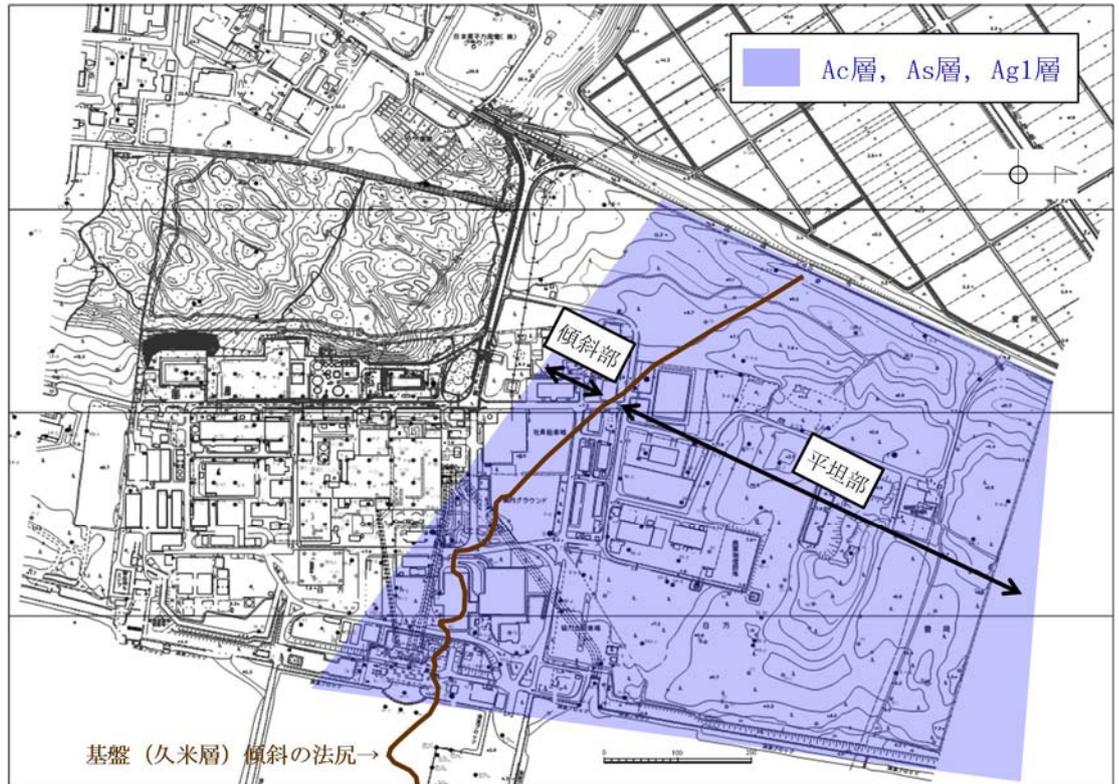
- $V_s = 100 \times N^{1/3}$ (粘性土層の場合)

- $V_s = 80 \times N^{1/3}$ (砂質土層の場合)

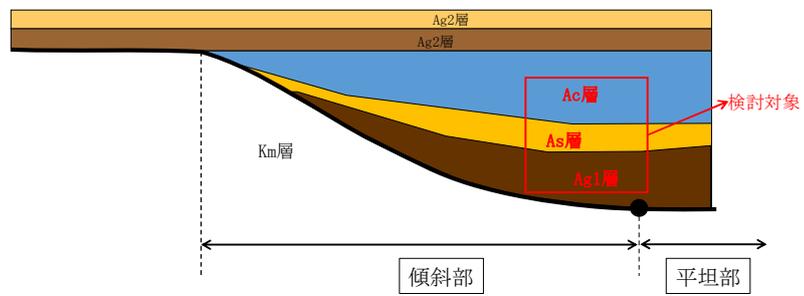
* 道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

Ac 層及び As 層については、傾斜部と平坦部で平均 N 値に有意な差が無いことを確認した。また、Ag1 層については、傾斜部の平均 N 値がやや低い傾向を示したが、換算 Vs による比較においては、傾斜部と平坦部にそれほど大きな差が無いことを確認した。

以上より、既往の PS 検層についての代表性及び網羅性を確認した。



(平面図)



(断面イメージ)

図 6.3-3 地層の堆積状況の違いに着目したブロック区分の考え方

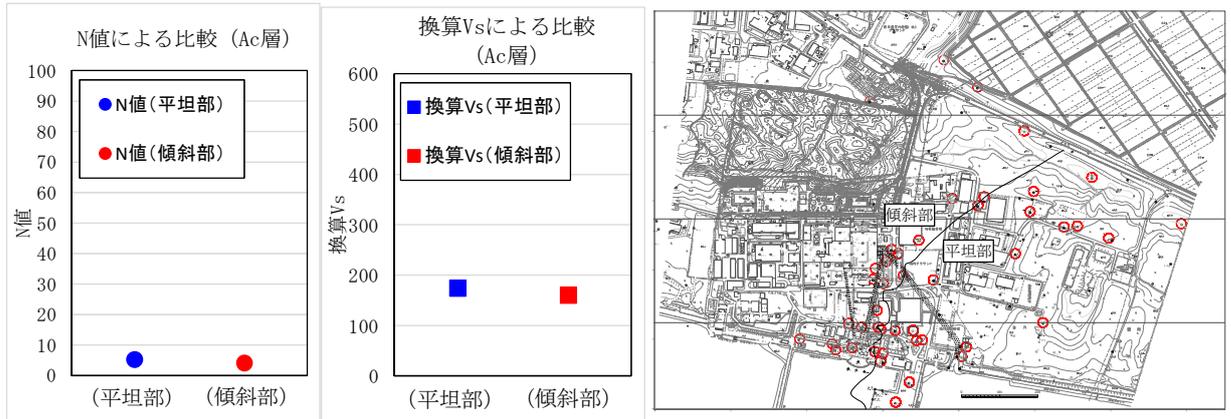


図 6.3-4 (1) 傾斜部と平坦部における N 値及び換算 Vs の比較結果 (Ac 層)

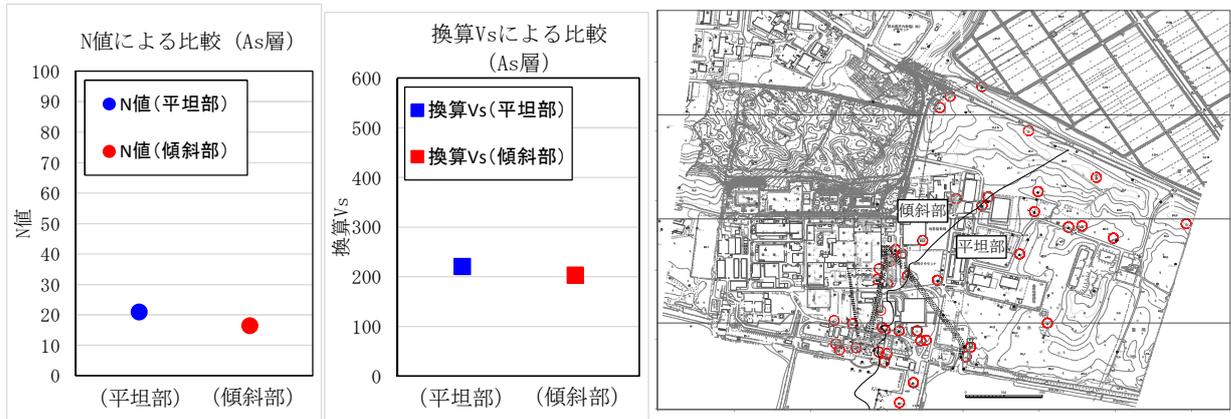


図 6.3-4 (2) 傾斜部と平坦部における N 値及び換算 Vs の比較結果 (As 層)

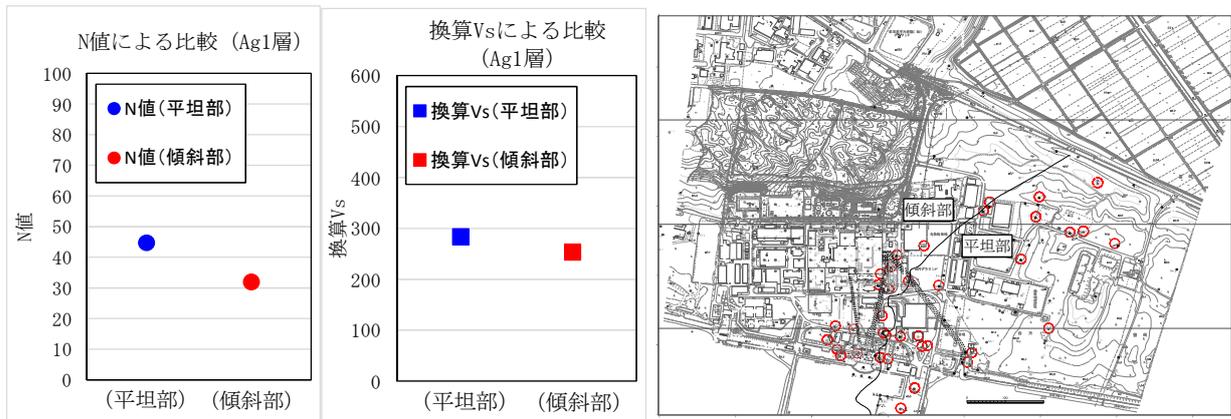


図 6.3-4 (3) 傾斜部と平坦部における N 値及び換算 Vs の比較結果 (Ag1 層)

6.3.2 新第三系におけるPS検層の代表性及び網羅性について

新第三系については、解析用地盤物性値（地盤の速度構造モデル）の基となっているPS検層に加え、敷地の地質・地質構造検討用に敷地の広範囲で複数のPS検層を実施している。図6.3-2に地質・地質構造検討用のPS検層実施位置を示す。

解析用地盤物性値の基となっているPS検層と、地質・地質構造検討用のPS検層を比較することで、解析用地盤物性値の基となっているPS検層の代表性及び網羅性について検討した。



図 6.3-2 PS 検層実施位置図（敷地の地質・地質構造検討用）

図 6.3-3 に地質・地質構造検討用の PS 検層（黒）と，解析用地盤物性値の基となっている PS 検層（赤）の回帰式を比較した結果，概ね一致していることを確認した。

よって，解析用地盤物性値の基となっている PS 検層は代表性及び網羅性を有している。

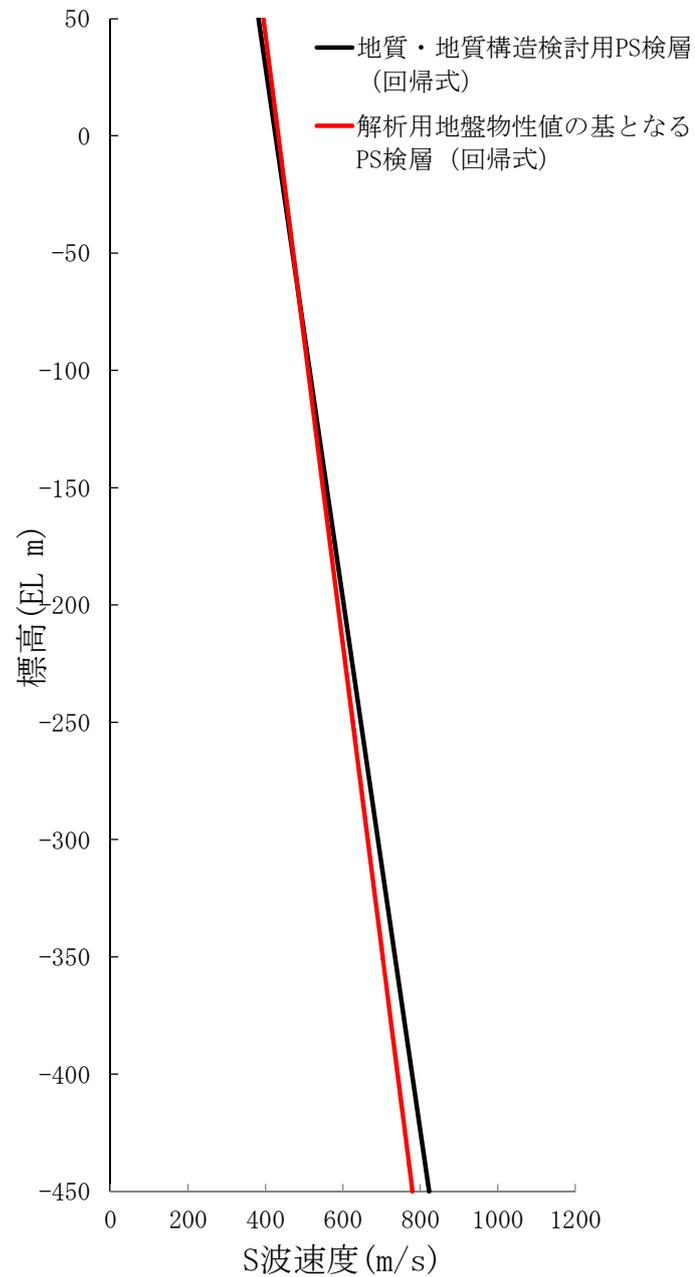


図 6.3-4 各 PS 検層の比較

地盤の支持性能についての参考資料

- (参考資料1) 地下水位観測データについて
- (参考資料2) 解析用物性値の代用の考え方
- (参考資料3) 捨石の解析用物性値について
- (参考資料4) 地盤改良体 (セメント改良) における補足
- (参考資料5) 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6) 杭基礎の支持力評価方法に関する補足

(参考資料1) 地下水位観測データについて

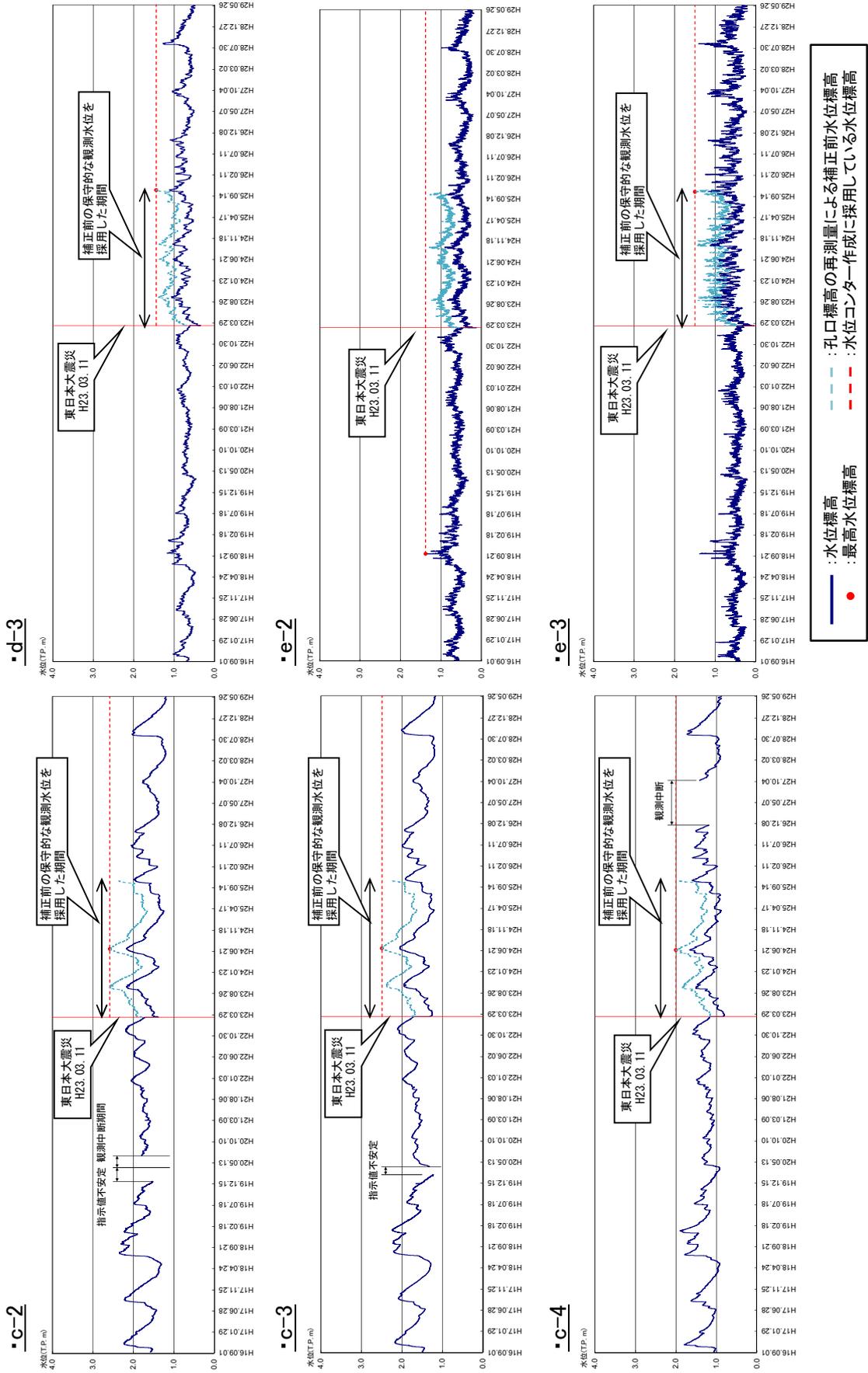


図1 (1) 地下水位観測記録 (1/3)

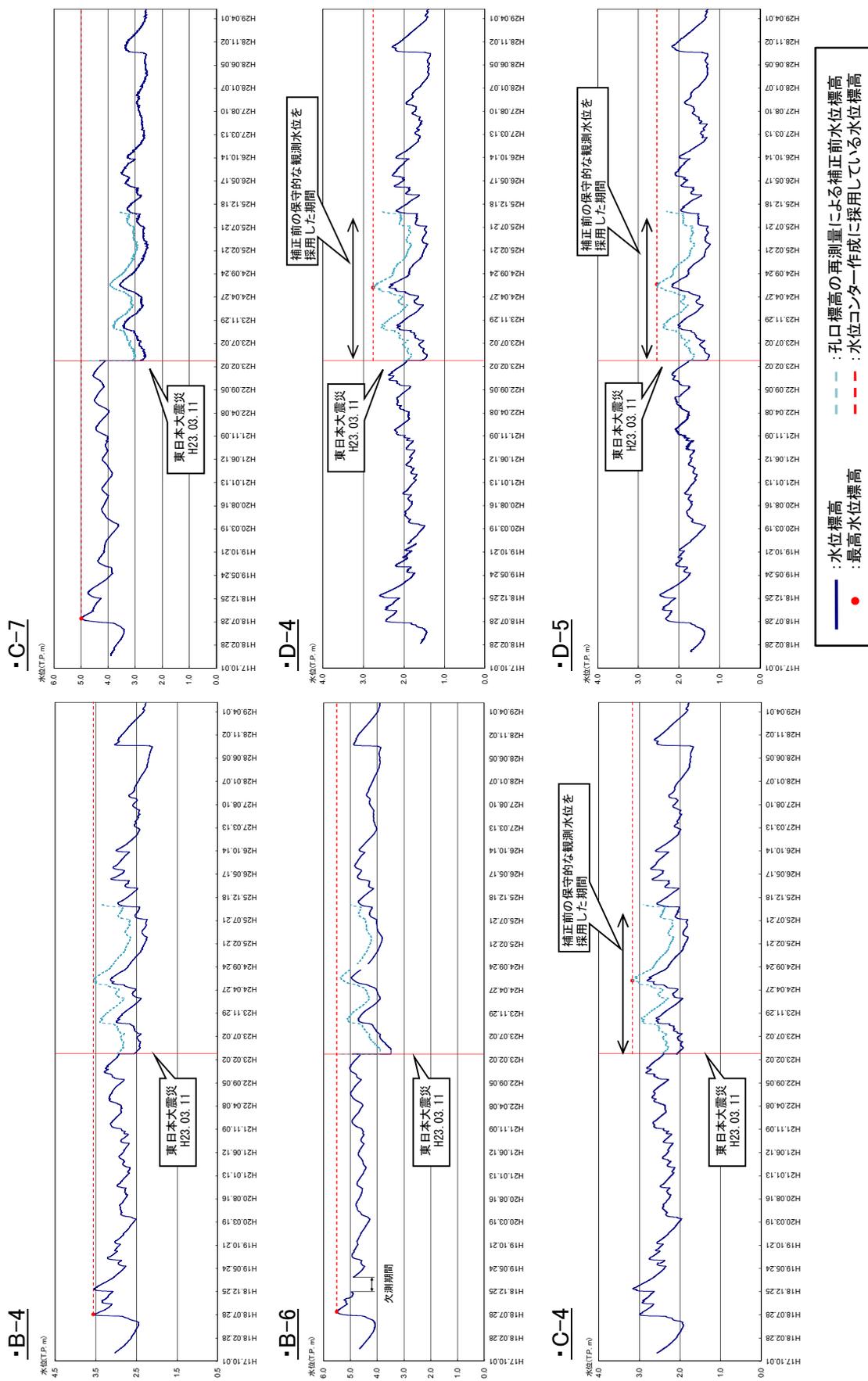


図 1 (2) 地下水観測記録 (2/3)

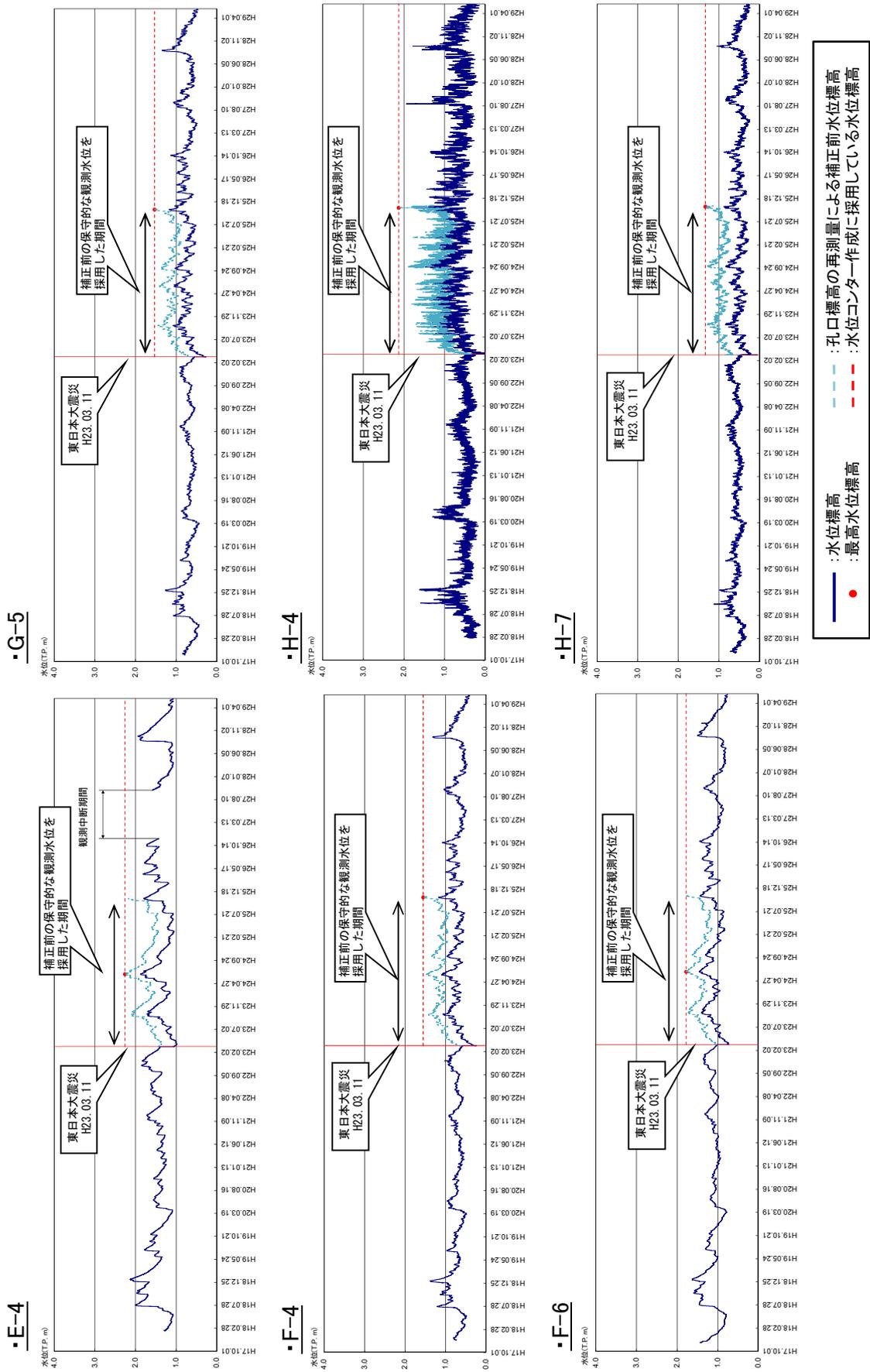


図 1 (3) 地下水観測記録 (3/3)

(参考資料2) 解析用物性値の代用の考え方

1. 概要

表1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。これらの解析用物性値のうち、他の地盤材料の試験結果で代用しているものについて物性設定における考え方を示す。

表1(1) 解析用物性値の設定根拠(液状化検討対象層)

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | | | | 豊浦標準砂 | |
|----------|-----------|----------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------------|------------|------------|
| | | | | 埋戻土 | | 第四系(液状化検討対象層) | | | | | | | D1g-1 |
| | | | | f1 | du | Ag2 | As | Ag1 | D2s-3 | D2g-3 | | | |
| 物理特性 | 密度 | ρ | g/cm ³ | 室内物理試験 | 室内物理試験 | 室内物理試験 | Ag2層で代用 | 室内物理試験 | 室内物理試験 | Ag2層で代用 | 文献*1より | | |
| | 間隙比 | e | — | | | | | | | | 文献*2より | | |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | Ag2層で代用 | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | Ag2層で代用 | 文献*1より | | |
| | 基準平均有効主応力 | σ'_{ma} | kN/m ² | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 文献*1より引用した動的変形特性に基づき設定 | | |
| | 基準初期せん断剛性 | G_{ms} | kN/m ² | | | | | | | | Ag2層で代用 | | |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | | | | | | | | | | |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | | | | | | | | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | 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 | 液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション | Ag2層の液状化強度試験結果を代用した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 | 文献*2より引用した液状化強度試験結果に基づく要素シミュレーション | | |
| 液状化特性 | 液状化パラメータ | ϕ_p | — | | | | | | | | | | |
| | 液状化パラメータ | S_1 | — | | | | | | | | | | |
| | 液状化パラメータ | W_1 | — | | | | | | | | | | |
| | 液状化パラメータ | P_1 | — | | | | | | | | | | |
| | 液状化パラメータ | P_2 | — | | | | | | | | | | |
| 液状化パラメータ | C_1 | — | | | | | | | | | | | |

注記 *1: 二方向同時加振による液状化実験(第28回土質工学研究発表会 藤川他, 1993)

*2: CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM[Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986)]

表1(2) 解析用物性値の設定根拠(非液状化層)

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | 捨石 | |
|-------|-----------|----------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------|------------|---------------------------------|
| | | | | 第四系(非液状化層) | | | | D1c-1 | | 新第三系 Km |
| | | | | Ac | D2c-3 | lm | D2c-3層で代用 | | | |
| 物理特性 | 密度 | ρ | g/cm ³ | 室内物理試験 | 室内物理試験 | 室内物理試験 | D2c-3層で代用 | 室内物理試験 | 文献*3より | |
| | 間隙比 | e | — | | | | | | | |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 三軸圧縮試験(CD) | | |
| | 基準平均有効主応力 | σ'_{ma} | kN/m ² | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定 | | | | 第4-1表の動的変形特性に基づき設定(標高)依存物性として設定 |
| | 基準初期せん断剛性 | G_{ms} | kN/m ² | | | | | | | |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | | | | | | | |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | | | | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | 三軸圧縮試験(CD) | |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | | | | | | | |

注記 *3: 港湾構造物設計事例集(財)沿岸技術研究センター, 平成19年3月)

1.1 他の地盤材料の試験結果で代用している地盤材料の設定根拠

(1) 埋戻土 (f1 層) の解析用地盤物性値全般

埋戻土は人工的に締固められた地盤材料であるが、その主要な構成材料は敷地に分布する du 層である。よって、全ての解析用地盤物性値を du 層で代用できる。f1 層の基礎物理特性を表 2 に示す。

また、有効応力解析に用いる解析用地盤物性値の設定根拠として主要な調査結果及び試験結果であるせん断波速度、せん断強度及び液状化強度特性について、f1 層と du 層の比較を行い、解析用地盤物性値を代用することの妥当性を確認した。PS 検層及び室内試験の試料サンプリングについては、f1 層が厚く分布する原子炉建屋周辺地盤にて実施した。PS 検層及び室内試験試料採取位置を図 1 に示す。せん断波速度についての比較結果を図 2 に、せん断強度についての比較結果を図 3 に、液状化強度特性についての比較結果を図 4 に示す。

これらの比較結果より、f1 層と du 層のせん断波速度、せん断強度及び液状化強度特性に有意な差が無いことを確認した。

よって、f1 層の解析用地盤物性値を du 層で代用することは妥当である。

表 2 f1 層の基礎物理特性

| 地層 | 湿潤密度
ρ_t (g/cm ³) | | 含水比
w (%) | | 間隙比
e | |
|-----|---------------------------------------|------|--------------|------|----------|------|
| | 平均値 | 標準偏差 | 平均値 | 標準偏差 | 平均値 | 標準偏差 |
| f1層 | 2.08 | 0.08 | 15.2 | 3.9 | 0.48 | 0.10 |

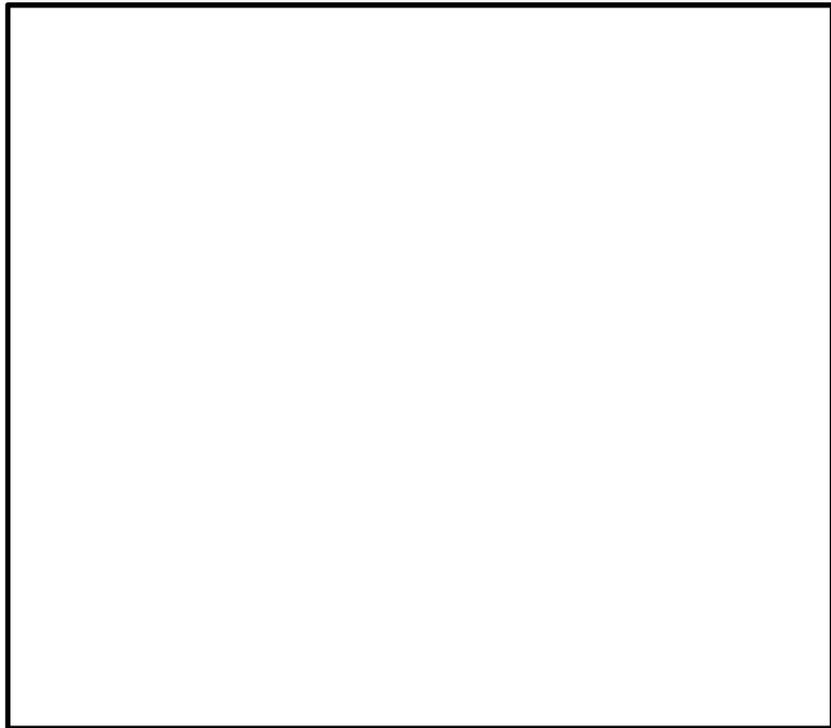


図1 f1層のPS検層及び試料採取位置

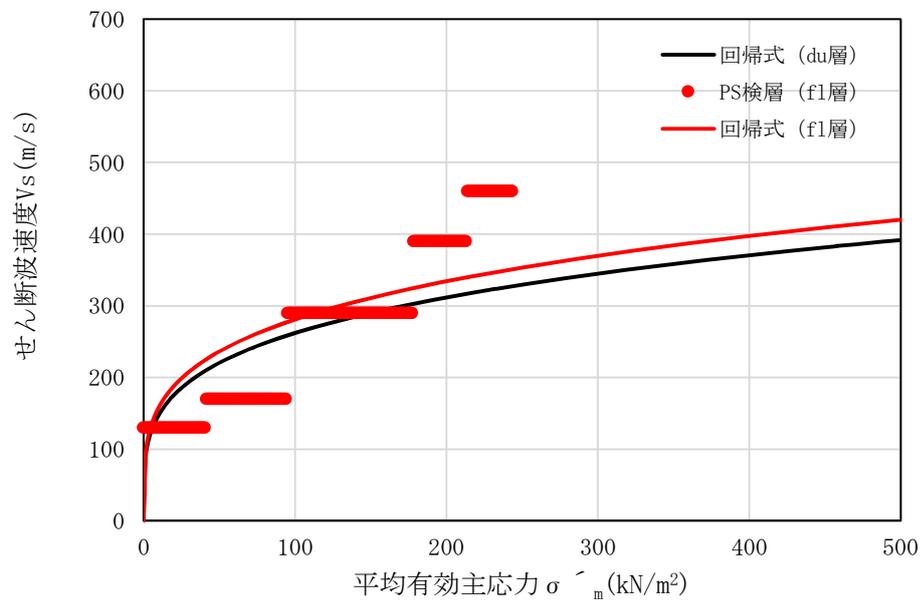


図2 f1層とdu層のPS検層の比較

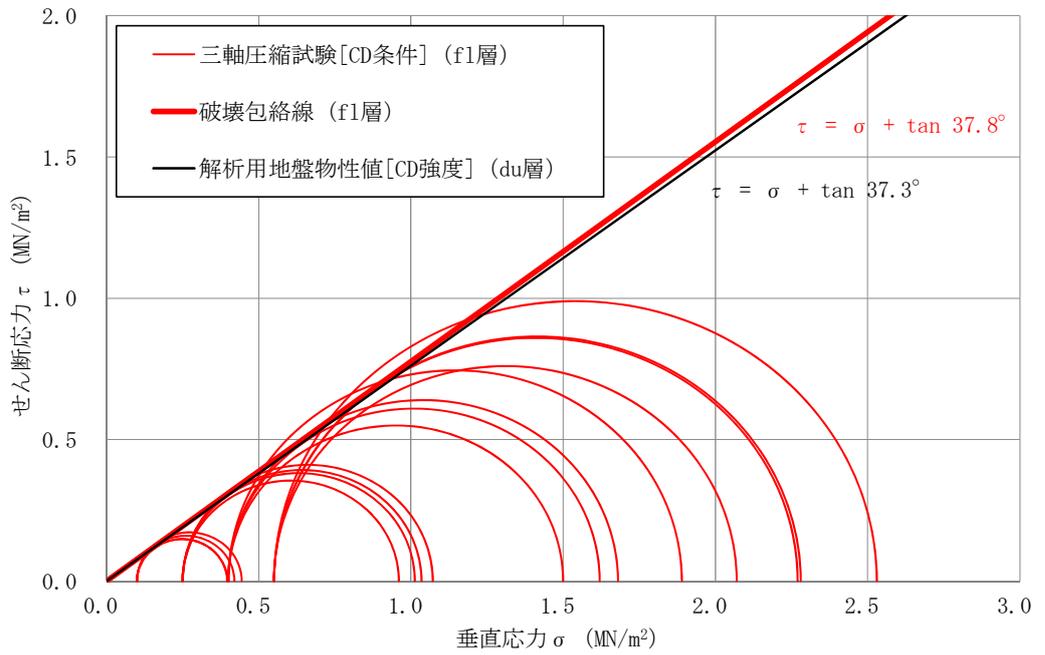


図3 f1層とdu層の三軸圧縮試験結果[CD条件]の比較

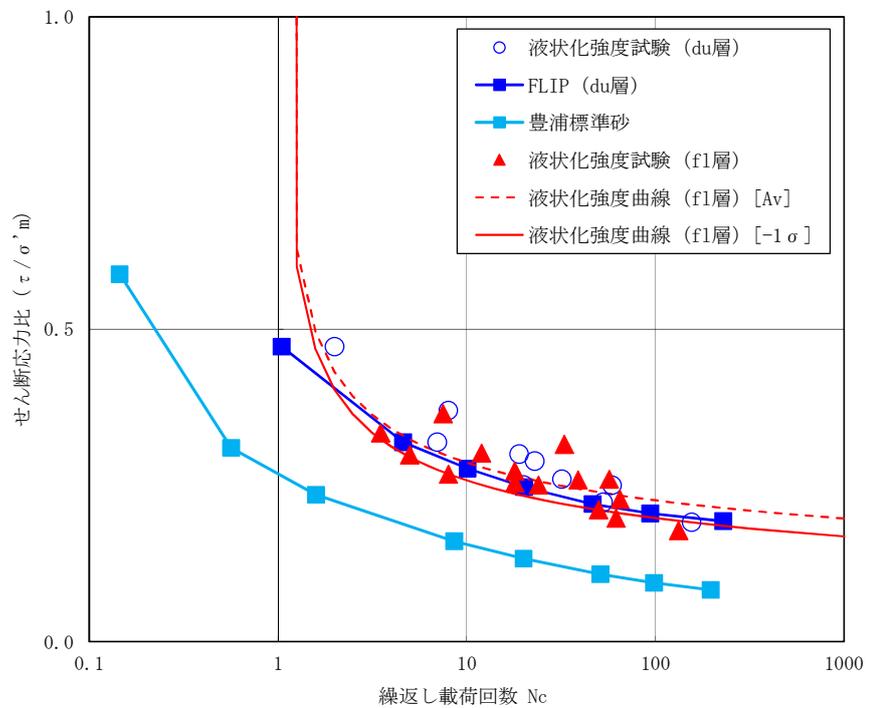


図4 f1層とdu層の液状化強度試験の比較

(2) Ag1 層の物理特性, 変形特性, 強度特性及び液状化特性

Ag1 層は完新統の沖積層であり, 分布深度が深く, 硬質な巨礫を含む砂礫層である。

同時代に堆積した Ag2 層にて, 有効応力解析に用いる物性値全般を代用する方針として
いる。Ag1 層は, Ag2 層よりも粗粒であること (図 4) 及び Ag1 層の平均 N 値が Ag2 層の平
均 N 値よりも大きいこと (図 5) を踏まえ, Ag1 層の解析用地盤物性値を Ag2 層で代用する
ことは, 特に地中構造物の耐震評価に影響の大きい変形特性及び液状化強度特性の観点に
おいて保守的な物性設定であると考ええる。

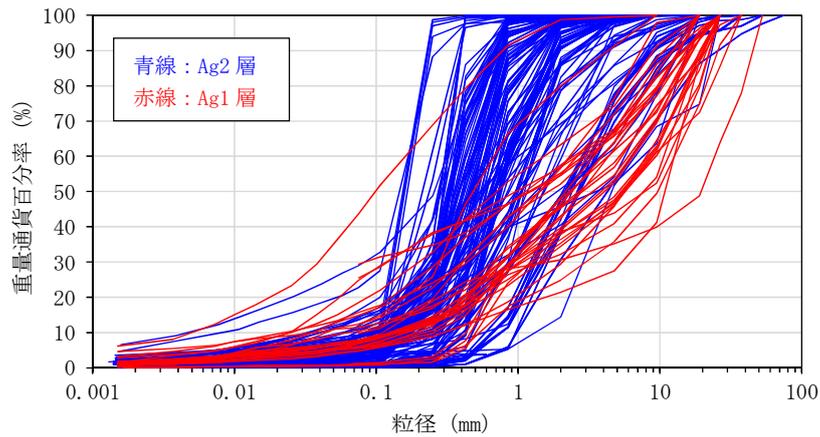


図 4 Ag1 層と Ag2 層の粒度分布の比較

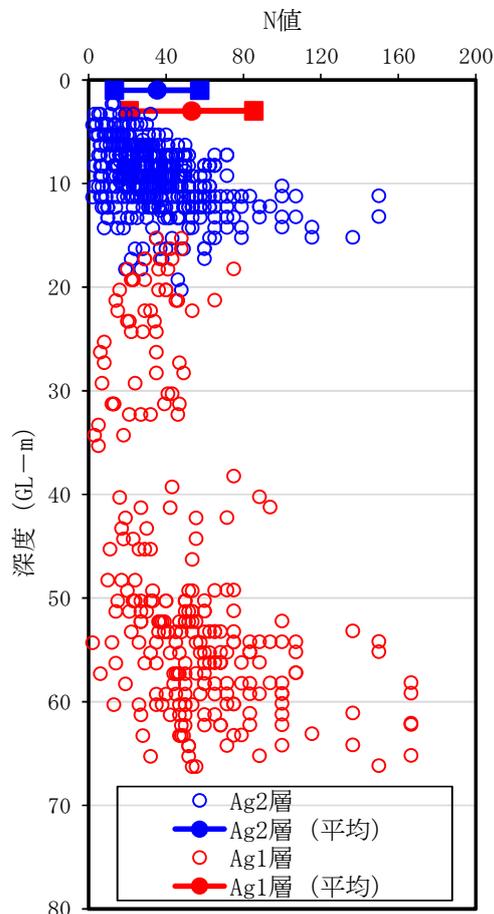


図 5 Ag1 層と Ag2 層の N 値の比較

また、敷地内で実施した追加液状化強度試験により、Ag1層の液状化強度特性を確認した。追加液状化強度試験におけるAg1層の試料は、代表性及び網羅性の観点での説明性向上のため、よりN値が小さい箇所にて採取されたものである。

Ag1層とAg2層の液状化強度特性に有意な差が無いことから、液状化強度による直接的な比較においても、Ag1層の解析用地盤物性値をAg2層で代用することの妥当性を確認した。

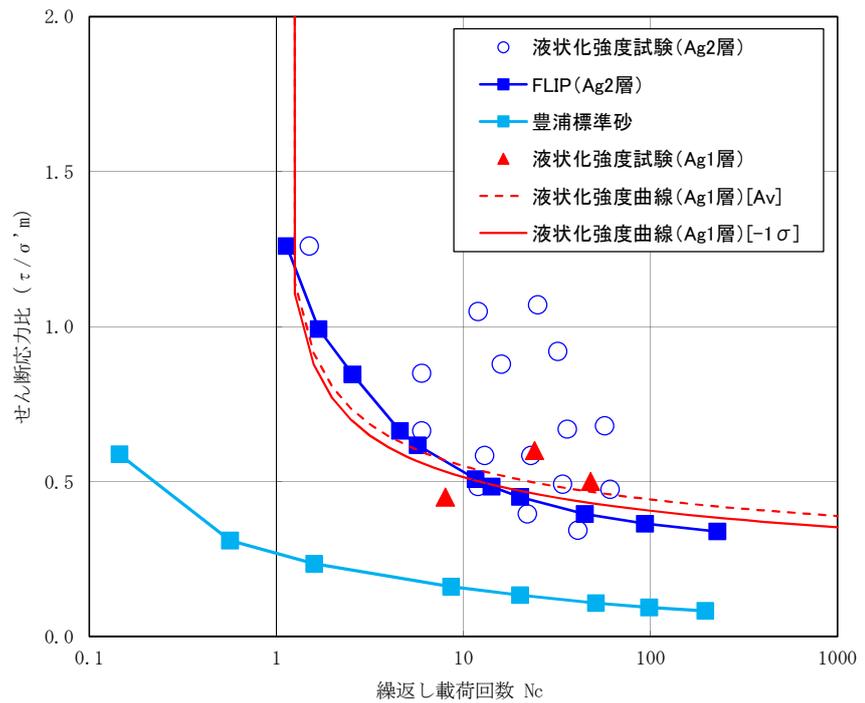


図6 Ag1層とAg2層の液状化強度試験の比較

(3) D1g-1 層の物理特性、変形特性及び強度特性

D1g-1 層は更新統の段丘堆積物であり、硬質な巨礫を含む砂礫層である。

より新しい時代に堆積した Ag2 層にて、有効応力解析に用いる物性値における液状化強度特性以外を代用する方針としている。D1g-1 層は、Ag2 層よりも粗粒であること (図 7) 及び D1g-1 層の平均 N 値が Ag2 層の平均 N 値よりも大きいこと (図 8) を踏まえ、D1g-1 層の解析用地盤物性値を Ag2 層で代用することは、特に地中構造物の耐震評価に影響の大きい変形特性の観点において保守的な物性設定であると考えられる。

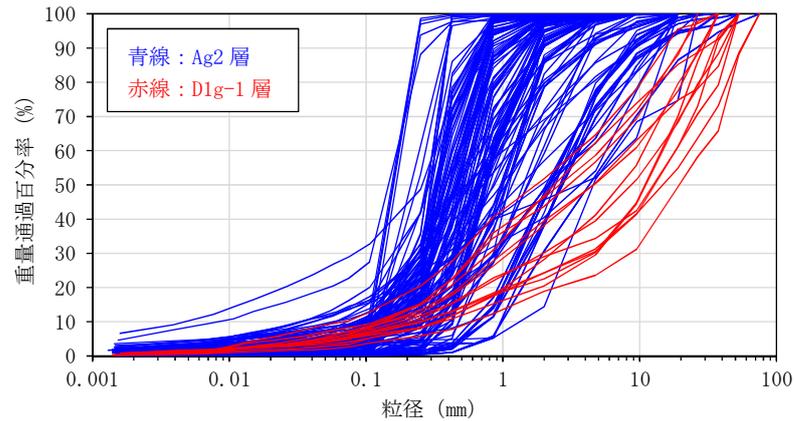


図 7 D1g-1 層と Ag2 層の粒度分布の比較

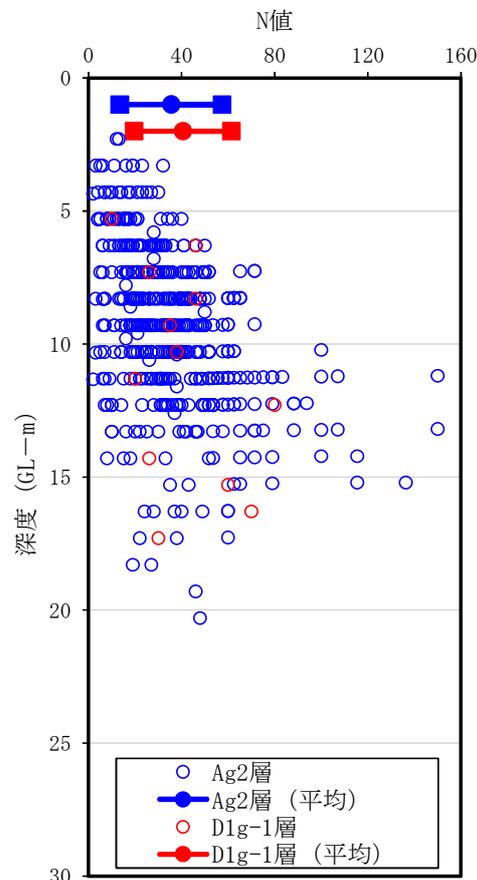


図 8 D1g-1 層と Ag2 層の N 値の比較

(4) D1c-1 層の解析用物性値全般

D1c-1 層は更新統の段丘堆積物であり、細粒分を多く含む粘性土である。敷地内において、極めて狭い範囲に、局所的かつ薄く分布している地層であり、試料採取が困難であることから、同時代の段丘堆積物である D2c-3 層にて有効応力解析に用いる物性値全般を代用する。D1c-1 層の分布範囲を図 9 に示す。

D1c-1 層は、設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設の周辺には分布しておらず、耐震評価に用いる解析断面にも出てこないことから、本解析用地盤物性値は施設の耐震評価に影響を与えるものではない。

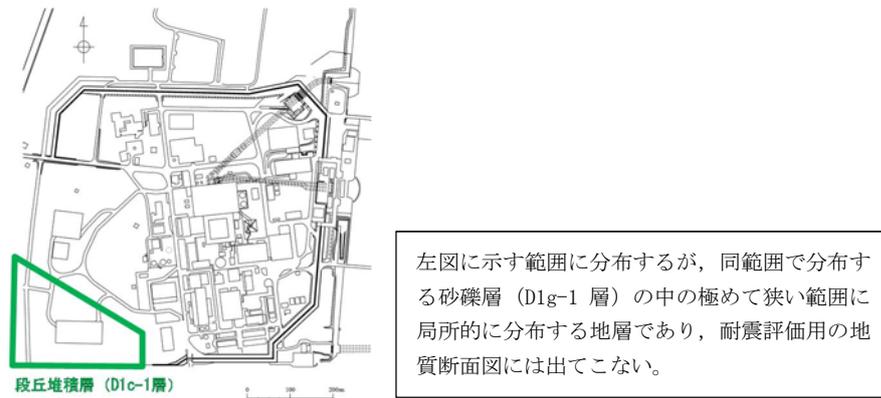


図 9 D1c-1 層の分布範囲

(参考資料3) 捨石の解析用物性値について

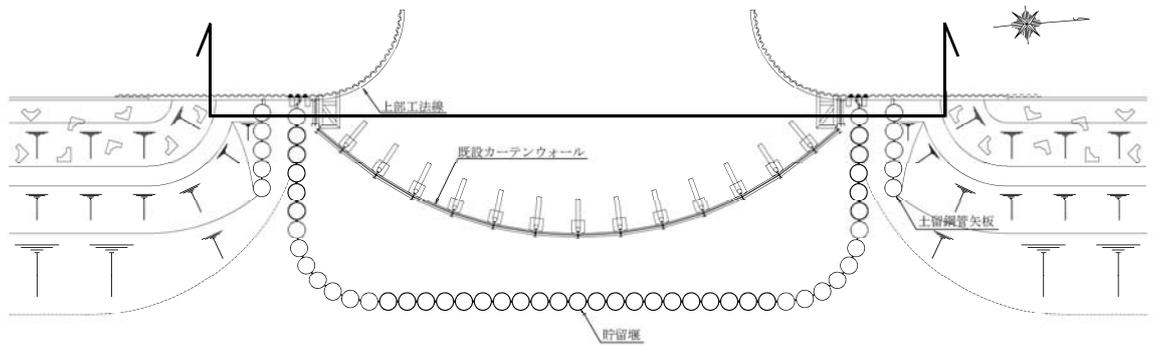
1. 東海第二発電所における捨石について

捨石は、護岸や傾斜堤等の港湾構造物に広く用いられる材料である。東海第二発電所の護岸部に分布する捨石は主に 100kg~500kg/個 程度の質量を有しており、捨石の規格としては標準的なものである。

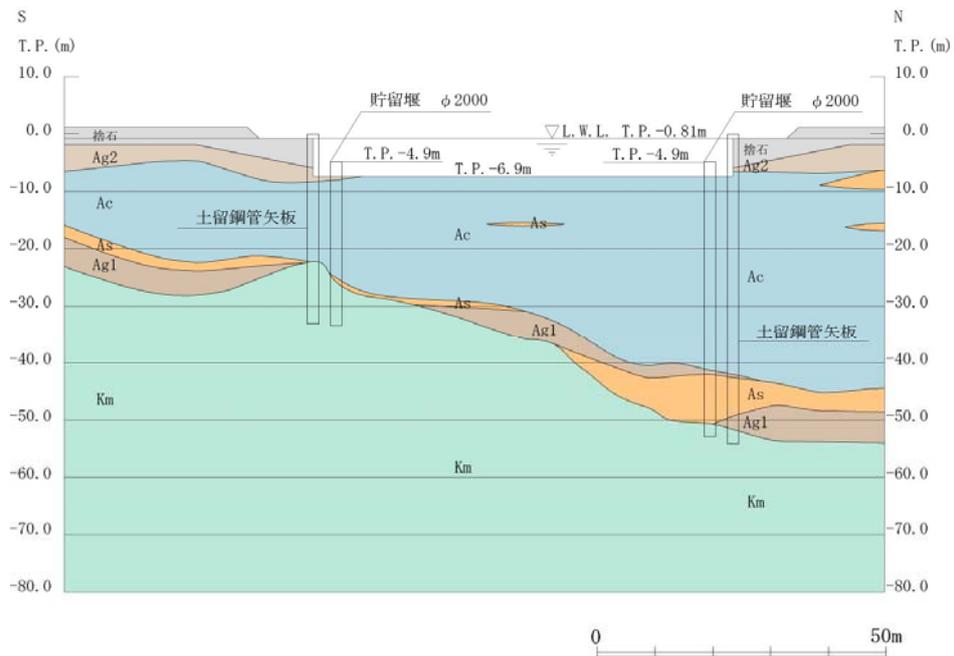
耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設のうち津波防護施設である貯留堰の周囲にも捨石が分布しており、解析断面にモデル化する必要があることから、適切な解析用物性値を設定する。

貯留堰の周辺地盤における捨石の施工状況を図1に示す。

捨石は、津波防護施設である貯留堰への波及影響について考慮すべき施設である土留鋼管矢板の側方に分布しているが、その分布範囲は浅部に限定的であり、耐震評価における影響は軽微であると考えられる。



(平面図)



(断面図)

図1 貯留堰の周辺地盤における捨石の施工状況

2. 捨石の解析用物性値

2.1 解析用物性値の設定方針

捨石の解析用物性値については、現地の捨石での試験が非常に困難であることから、通常、標準的なパラメータを用いて解析が実施されている。東海第二発電所においては、捨石の標準的なパラメータとして、「港湾構造物設計事例集（（財）沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「設計事例集」という）に記載される値を用いるものとする。

2.2 捨石の解析用物性値

捨石の解析用物性値を表 1 に示す。また、参考として「設計事例集」に記載の解析用物性値を表 2 に示す。

表 1 捨石の解析用物性値

| パラメータ | | | | 捨石 |
|-------|--------------------------|----------------|-------------------|----------------|
| 物理特性 | 密度
() は地下水位以浅 | ρ | g/cm ² | 2.04
(1.84) |
| | 間隙比 | e | — | 0.82 |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 0.33 |
| | 基準平均有効主応力
() は地下水位以浅 | σ'_{ma} | kN/m ² | 98 |
| | 基準初期せん断剛性
() は地下水位以浅 | G_{ma} | kN/m ² | 180000 |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | 0.24 |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | 0.02 |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | 35 |

表2 引用した捨石の解析用物性値 (設計事例集, p.1-69 より)

表-1.65 FLIP入力パラメータ一覧

| 区分 | 材料番号 | 材料 | 土質記号 | 現地試験結果 | | FLIP簡易設定 | | | 土層条件及び応力状態 | | | | S波
速度
V_s
(m/s) | P波
速度
V_p
(m/s) | G _{max}
(kN/m ²) | G _{min}
(kN/m ²) | C ₅₀ の
弾性係数
(kN/m ²) | K ₅₀
(kN/m ²) | m _K
(%) | γ | 単位体積重量 | | 水の体積
弾性係数
(kN/m ²) | 最大
h _{max}
(mm) | 粘着力
C
(kN/m ²) | せん断
抵抗角
φ _r
(°) | 液状化特性 | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|------|------------------|----------|---|-----------------|----------|------|----------------|----------------|-----------|----------|--|----------------------------|----------------------------|--|--|---|---|-----------------------|---------|--|---|--------------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|---|---|---|-----------------|----------------|----------|---|----------------|----|----|----|----|---|---|---|
| | | | | N ₆₀
(σ _v '=48)
(σ _v '=33)
(σ _v '=20)
(σ _v '=10) | N ₃₀ | Dr | φ | 上端
A.P. (m) | 下端
A.P. (m) | 層厚
(m) | Z
(m) | σ _v '
(kN/m ²) | | | | | | | | | σ _h '
(kN/m ²) | σ _{vm} '
(kN/m ²) | | | | | σ _{vm}
(kN/m ²) | σ _{vm}
(kN/m ²) | σ _{vm}
(kN/m ²) | 水中
w'
(%) | 飽和
w
(%) | 空隙率
n | K _{sp}
(kN/m ²) | φ _r | sl | pl | p2 | cl | | | |
| 海側 | 12 | 沖積粘性土 | AcL12 | - | - | - | - | - | -14.6 | -26.0 | 11.4 | -20.30 | 34.2 | 25.7 | 96 | 190 | 15,000 | 0.5 | 39,100 | 0.5 | 0.33 | 16.0 | 6.0 | 0.55 | 2.2E+06 | 0.20 | 44 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | | | |
| | 11 | 洪積粘性土 | DeL11 | - | - | - | - | - | -26.0 | -30.0 | 4.0 | -28.00 | 82.4 | 61.8 | 169 | 336 | 49,600 | 0.5 | 129,300 | 0.5 | 0.33 | 17.0 | 7.0 | 0.55 | 2.2E+06 | 0.20 | 146 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | | | |
| | | 基盤層 | Dg1 | - | - | - | - | - | -30.0 | - | - | - | - | - | 300 | 1600 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | |
| 護岸部
(ケーソン) | 53 | 上層コンクリート | | - | - | - | - | - | 3.3 | 1.5 | 1.8 | 2.40 | 20.3 | 15.2 | - | - | - | - | - | - | - | 22.6 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | |
| | 52 | ケーソン(海中) | | - | - | - | - | - | 1.5 | 0.6 | 0.9 | 1.05 | 50.1 | 37.6 | - | - | - | - | - | - | - | 21.0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | |
| | 51 | ケーソン(水中) | | - | - | - | - | - | 0.6 | -15.0 | 15.6 | -7.20 | 145.4 | 109.1 | - | - | - | - | - | - | - | 21.0 | 11.0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | |
| | 23 | 捨石 | suteishi | - | - | - | - | - | -15.0 | -19.0 | 4.0 | -17.00 | 251.2 | 188.4 | 98.0 | 300 | 596 | 180,000 | 0.5 | 469,400 | 0.5 | 0.33 | 20.0 | 10.0 | 0.45 | 2.2E+04 | 0.24 | 20 | 35 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | |
| | 22 | SCP(80%改良) 沖積粘性土 | Scp_80% | - | - | - | - | - | -19.0 | -26.0 | 7.0 | -22.50 | 303.4 | 227.6 | 293 | 582 | 168,400 | 0.5 | 439,200 | 0.5 | 0.33 | 19.2 | 9.2 | 0.47 | 2.2E+06 | 0.23 | - | 40 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| 埋土部 | 21 | 洪積粘性土 | DeL21 | - | - | - | - | - | -26.0 | -30.0 | 4.0 | -28.00 | 349.6 | 262.2 | 169 | 336 | 49,600 | 0.5 | 129,300 | 0.5 | 0.33 | 17.0 | 7.0 | 0.55 | 2.2E+06 | 0.20 | 146 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | | 基盤層 | Dg1 | - | - | - | - | - | -30.0 | - | - | - | - | - | 300 | 1600 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | |
| 埋土部 | 34 | 裏埋土(海中) | AsL_n | 9 | 14 | 8 | 11.4 | 50 | 3.5 | 0.6 | 2.9 | 2.05 | 26.1 | 19.6 | 201 | 398 | 73,800 | 0.5 | 192,500 | 0.5 | 0.33 | 18.0 | - | - | - | 0.24 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | | |
| | 33 | 裏埋土(水中) | AsL_w | 9 | 14 | 8 | 11.4 | 50 | 0.6 | -10.0 | 10.6 | -4.70 | 105.2 | 75.9 | 190 | 378 | 73,800 | 0.5 | 192,500 | 0.5 | 0.33 | 20.0 | 10.0 | 0.45 | 2.2E+06 | 0.24 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | 32 | 沖積粘性土 | AcL32 | - | - | - | - | - | -10.0 | -26.0 | 15.0 | -18.00 | 206.2 | 154.7 | 127 | 252 | 26,200 | 0.5 | 68,300 | 0.5 | 0.33 | 16.0 | 6.0 | 0.55 | 2.2E+06 | 0.20 | (77) | 30 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | 31 | 洪積粘性土 | DeL31 | - | - | - | - | - | -26.0 | -30.0 | 4.0 | -28.00 | 288.2 | 201.2 | 169 | 336 | 49,600 | 0.5 | 129,300 | 0.5 | 0.33 | 17.0 | 7.0 | 0.55 | 2.2E+06 | 0.20 | 146 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 裏込石 | | 基盤層 | Dg1 | - | - | - | - | - | -30.0 | - | - | - | - | - | 300 | 1600 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | |
| | 41 | 裏込石(水中) | umagee_w | - | - | - | - | - | 1.5 | 0.6 | - | - | - | - | 300 | 596 | 180,000 | 0.5 | 469,400 | 0.5 | 0.33 | 20.0 | 10.0 | 0.45 | 2.2E+04 | 0.24 | 20 | 35 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | |
| | 43 | 裏込石(海中) | umagee_s | - | - | - | - | - | 0.6 | -19.0 | - | - | - | - | 300 | 596 | 180,000 | 0.5 | 469,400 | 0.5 | 0.33 | 18.0 | - | - | - | 0.24 | 20 | 35 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | | |

注1:①埋土部の沖積粘性土(材料番号32)は正規圧密状態にあかせん断強度はφ=30°で与える粘着力Cを()で併記する。

3 捨石の解析用物性値の妥当性について

3.1 FLIP における捨石の物性に関する検討状況

FLIP における捨石の物性については、「捨石のモデル化に関する検討報告書（FLIP 研究会企画委員会捨石作業部会，平成13年5月）」（以下，「捨石のモデル化に関する検討報告書」という。）において，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」，「埋立地の液状化ハンドブック（改訂版）（（財）沿岸技術研究センター，平成9年）」及び様々な文献（表3）を基に，神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁の捨石に着目した簡易モデルによる検討やパラメトリックスタディーを踏まえ，第4表に示すパラメータを捨石の標準的なパラメータとして提案している。

表3 捨石に係る文献一覧*

| | |
|----|--|
| 資料 | <ul style="list-style-type: none"> ・ 港湾の施設の技術上の基準（平成11年） ・ 埋立地の液状化対策ハンドブック（ ・ 小林, 寺師, 高橋, 中島, 捨石マウンドの支持力の新しい計算法, 港湾技術研究所報告 Vol.26, No.2, 1987年 ・ 荘司, 大型三軸試験による捨石材のせん断特性に関する考察, 港湾技術研究所報告 Vol.22, No.4, 1938年 ・ 水上, 小林, マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性, 港湾技術研究所資料, Vol.699, 1991年 ・ 上部, 土田, 倉田, 大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析, 港湾技術研究所報告 Vol.22, No.2, 1983年 ・ 工藤, 西, 田中, 国生, 護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その1）- 捨石マウンド材料の物理的特性ならびに静力学的特性, 電力中央研究所報告 384030, 1985年 ・ 工藤, 西, 田中, 国生, 護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その2）- 捨石マウンド材料の繰り返しせん断特性, 電力中央研究所報告 384031, 1985年 ・ 運輸省港湾技術研究所資料 No.857, 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告 |
|----|--|

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p3より抜粋

表4 捨石の標準的なモデル化（案）*

| モデル化の項目 | モデル化の方法 |
|----------|---|
| せん断強度定数 | $c = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi = 35 \text{ (}^\circ\text{)}$ |
| 最大減衰定数 | $h_{\max} = 0.2 \sim 0.3$ |
| 初期せん断剛性 | マウンド $V_s = 300 \text{ (m/s)}$ ，裏込石 $V_s = 225 \text{ (m/s)}$ |
| 水の体積弾性係数 | $K_f = 2.2 \times 10^4 \text{ (kPa)}$ 以下の小さな値 |
| 対象範囲 | 捨石マウンドおよび裏込石 |

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p9より抜粋（一部修正）

また，このパラメータを適用した事例検証として，3地点（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁，神戸港第七防波堤，釧路港北埠頭岸壁）において事例検証を行い，各地点において，観測値に近い結果が得られることを確認している。以下に，各事例検証の概要を示す。

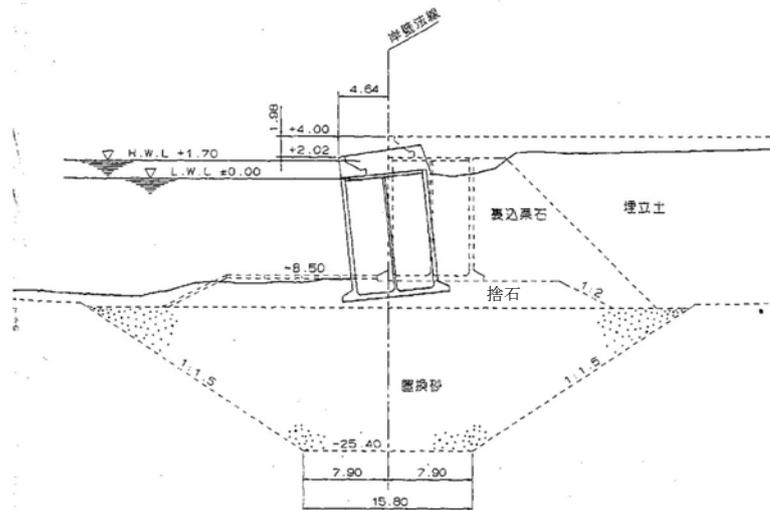
(1) 神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁

1995 年兵庫県南部地震における神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁の被災断面を検討対象としている。検討ケースを表 5 に、検討対象断面を図 1 に示す。また、主要な応答結果を表 6 に示す。表 6 より、表 4 に示されている捨石の標準的なモデル化案を用いた CASE4 が、より観測値に近い結果を与えていることが確認されている。

表 5 検討ケース一覧表（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁）*

| 検討ケース | せん断強度特性 c, ϕ | 水の体積弾性係数 K_f | 備考 |
|--------|---------------------------------|-------------------------|--------|
| CASE 1 | $c = 0$ (kPa), $\phi = 40$ (°) | 2.2×10^6 (kPa) | 従来設定方法 |
| CASE 2 | $c = 20$ (kPa), $\phi = 35$ (°) | 2.2×10^6 (kPa) | — |
| CASE 3 | $c = 0$ (kPa), $\phi = 40$ (°) | 0 (kPa) | — |
| CASE 4 | $c = 20$ (kPa), $\phi = 35$ (°) | 0 (kPa) | 提案方法 |

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p10 より抜粋



注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p10 より抜粋（一部加筆）

図 1 検討対象断面（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁）*

表 6 主要な応答結果一覧表（神戸港六甲アイランド RF-3 岸壁）*

| 検討 | ケーソン残留変位量 | | | ケーソン最大応答加速度 | | 備考 |
|-------|----------------|----------------|--------------|------------------|------------------|------|
| | δ_H (m) | δ_V (m) | θ (°) | α_H (Gal) | α_V (Gal) | |
| CASE1 | 2.83 | 1.06 | 2.64 | 278 | 306 | 従来方法 |
| CASE2 | 3.82 | 1.80 | 3.71 | 274 | 309 | — |
| CASE3 | 6.10 | 2.11 | 10.6 | 315 | 387 | — |
| CASE4 | 4.33 | 2.00 | 4.69 | 364 | 317 | 提案方法 |
| 実測値 | 4.1~4.6 | 1.7~2.0 | 4.1~5.1 | — | — | |

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p10 より抜粋

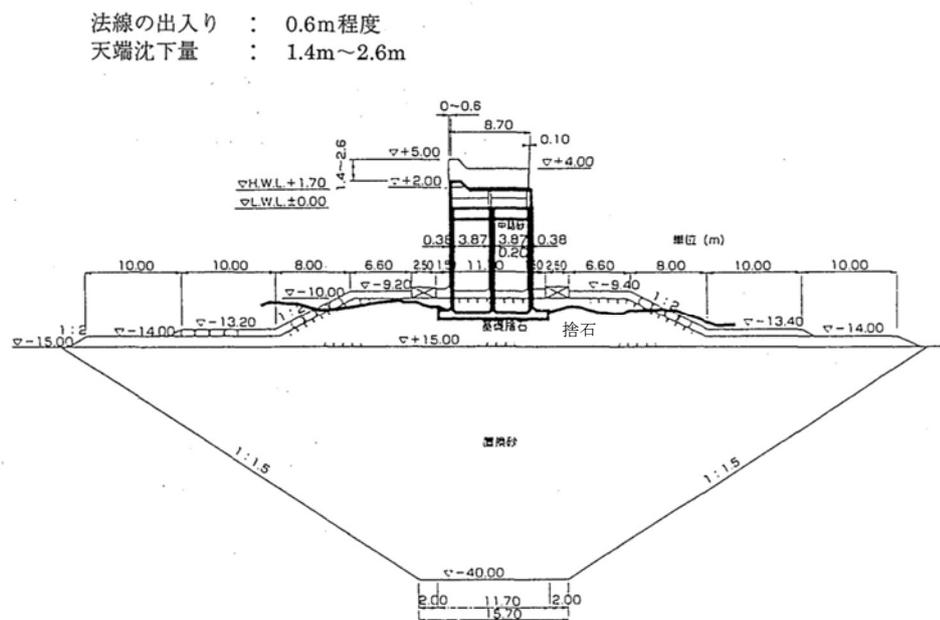
(2) 神戸港第七防波堤

常時土圧の作用を受けない構造物として、1995年兵庫県南部地震における神戸港第七防波堤の被災断面を検討対象としている。検討ケースを表7に、検討対象断面を図2に示す。また、主要な応答結果を表8に示す。表4に示されている捨石の標準的なモデル化案を用いたCASE4も含めて、CASE2以外は観測値に近い結果を与えていることが確認されている。

表7 検討ケース一覧表（神戸港第七防波堤）*

| | 水の Kf | c (kPa) | ϕ (°) | 備考 |
|-------|-------|---------|------------|----------------------|
| CASE1 | 100% | 0 | 40 | 従来設定 |
| CASE2 | 1% | 0 | 40 | Kfを低下 |
| CASE3 | 100% | 20 | 35 | Kfそのまま c, ϕ 指定 |
| CASE4 | 1% | 20 | 35 | c, ϕ 指定かつ Kf 低下 |

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14より抜粋（一部修正）



注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14より抜粋（一部加筆）

図2 検討対象断面（神戸港第七防波堤）*

表8 主要な応答結果一覧表（神戸港第七防波堤）*

| | CASE1 | CASE2 | CASE3 | CASE4 |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 水平変位(m) | 0.07 | 0.04 | 0.04 | 0.00 |
| 鉛直変位(m) | 2.00 | 4.39 | 1.84 | 2.26 |

観測データ：（鉛直変位）1.4～2.6m

（水平変位）—

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14より抜粋（一部修正）

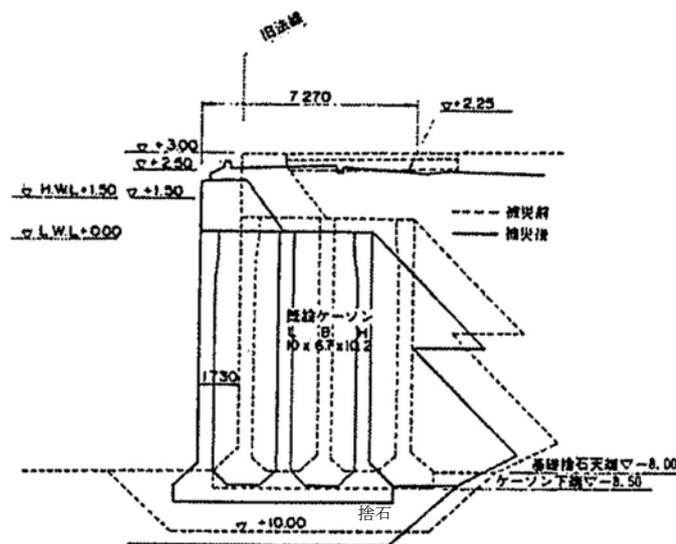
(3) 釧路港北埠頭岸壁

1993年釧路沖地震における釧路港北埠頭岸壁の被災断面を検討対象としている。検討ケースを表9に、検討対象断面を図3に示す。また、主要な応答結果を表10に示す。表4に示されている捨石の標準的なモデル化案を用いたCASE3も含めて、観測値に近い結果を与えていることが確認されている。

表9 検討ケース一覧表（釧路港北埠頭岸壁）*

| 検討ケース | モデル化の概要 | 備考 |
|-------|--|-------------------|
| CASE0 | $c=0, \phi=40^\circ, K_f=100\%$ | 従来のモデル化 |
| CASE1 | $c=20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi=35^\circ, K_f=100\%$ | K_f をそのままにしたケース |
| CASE2 | $c=20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi=35^\circ, K_f=0$ | K_f を低下したケース |

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p15より抜粋



注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p15より抜粋（一部加筆）

図3 検討対象断面（神戸港第七防波堤）*

表10 主要な応答結果一覧表（神戸港第七防波堤）*

| | ケーソン残留変位(m) | | 最大応答加速度(Gal) | |
|-------|-------------|---------|--------------|---------|
| | 水平 | 鉛直 | ケーソン天端水平 | 背後地表面水平 |
| 実測値 | 0.8~1.6 | 0.2~0.5 | — | — |
| CASE0 | 0.89 | 0.21 | 247 | — |
| CASE1 | 1.20 | 0.21 | 219 | 161 |
| CASE2 | 1.28 | 0.22 | 229 | 159 |

注記*：捨石のモデル化に関する検討報告書，p14より抜粋（一部修正）

3.2 捨石の解析用物性値の妥当性

表4に示す捨石の標準的なモデル化案については、3.1に示す神戸港六甲アイランドRF-3岸壁、神戸港第七防波堤及び釧路港北埠頭岸壁における事例検証結果より、観測値と適合性が高いことが確認されており、これはFLIPでの解析にて一般的に使用されているものである。捨石の規格は1個の石の質量にて定義されることが一般的であるが、3.1の事例検証では、神戸港六甲アイランドRF-3岸壁の捨石は平均300kg/個程度、神戸港第七防波堤の捨石は平均105kg/個程度と、様々な規格の捨石に対して検証を行い、観測値と適合性が高いことが確認されている。東海第二発電所の捨石は平均300kg/個程度であることから、3.1で事例検証が行われている捨石の規格（質量）と概ね同等の規格である。

以上を踏まえ、表4に示す捨石の標準的なモデル化案を東海第二発電所の捨石に対して適用することは妥当であると考えられる。以下に、表4に示す捨石の標準的なモデル化案における主要な解析用物性値（解析上のパラメータである「捨石の間隙水の体積弾性係数」を含む。）を踏まえて、東海第二発電所における捨石の解析用物性値について考察する。

(1) せん断強度定数

せん断強度定数は、表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ ，粘着力 $c = 20\text{kN/m}^2$ が提案されている。

工藤ら (1985) * は、既往のケーソン式防波堤基礎捨石の粒度とほぼ相似な、均等係数 $U_c = 2.3$ の 3 種類 (15mm, 25mm, 30mm) の相似粒度の試料を用いて三軸圧縮試験を実施し、図 4 に示すように、内部摩擦角 ϕ はゆる詰めでも密詰めでも $35^\circ \sim 36^\circ$ ，粘着力 c はゆる詰めで 0.2kgf/cm^2 (約 20kN/m^2) ~ 密詰めで 0.6kgf/cm^2 (約 60kN/m^2) との結果を得ている。

捨石の標準的なモデル化案である内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ ，粘着力 $c = 20\text{kN/m}^2$ は図 4 において間隙比 $e_i = 0.9$ 程度のかかなり空隙の多い状態を想定したせん断強度となっており、保守的な設定となっていることが分かる。なお、東海第二発電所の捨石は施工から年月を経ており、ある程度締まった密な状態であると考えられることから、このせん断強度定数を適用することは妥当であるとする。

注記* : 工藤康二, 西好一, 田中幸久, 国生剛治 : 護岸基礎捨石マウンドの沈下予測 (その 1) 捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性, 電力中央研究所報告, 研究報告 384030, 1985 年

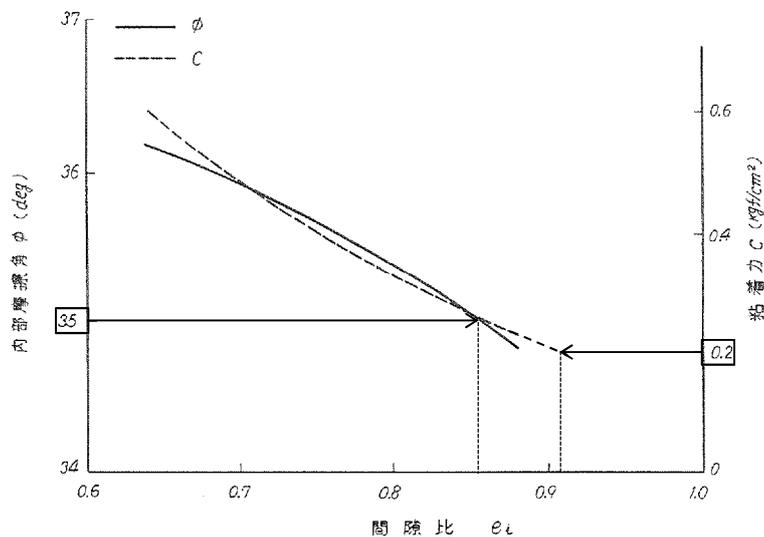


図 4 間隙比 e_i に対する粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の推定図表*

注記* : 工藤ら (1985) P31 より抜粋 (一部加筆)

(2) 最大履歴減衰率

最大履歴減衰率は、表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では解析結果への影響が小さいことから、 $h_{\max}=0.2\sim 0.3$ が提案されており、一方で設計事例集では、その内数である $h_{\max}=0.24$ が設定されている。以上を踏まえ、東海第二発電所の捨石では、 $h_{\max}=0.24$ を採用する。

(3) 初期せん断剛性

初期せん断剛性を設定するためのせん断波速度は、表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では、基礎マウンドの捨石に対して $V_s=300$ (m/s) が提案されている。液化化ハンドブックには、「混成防波堤における地震観測結果から得られた算定式により水深 10m 程度の大型岸壁における捨石のせん断波速度として $V_s=300$ (m/s) を用いる。」との記載があり、算定式については、上部ら (1983) *¹ に記載されている表 11 を指していると考えられる。表 11 は沢田ら (1977) *² による国内の複数のロックフィルダムにおける弾性波測定結果から得られた速度分布モデルであり、ロック材における深さ 0~10m の S 波速度 V_s の平均値が約 300 (m/s) となる (図 5)。

東海第二発電所における捨石の分布範囲は、図 1 に示すとおり概ね深さ 10m の範囲内であることから、表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案におけるせん断波速度 $V_s=300$ (m/s) を採用することは妥当であると考えられる。

注記*1：上部達生，土田肇，倉田栄一，国生剛治：大型混成式防波堤の強震記録に基づく水一構造物連成系の地震応答解析，港湾技術研究所報告，第 22 巻，第 2 号，1983 年，pp289-326

*2：沢田義博，高橋忠，桜井彰雄，矢島浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性－弾性波動に基づく考察－，電力中央研究所報告，研究報告 377008，1977 年

表 11 ロックフィルダムの一般的物性値を与える速度分布モデル*

| 特性の
種類 | 深さ
(m) | ロック | | コア | |
|-----------|-----------|-------------------------------|-----------------------------|------------------------------|---------------------|
| | | 不飽和 | 飽和 | S波速度の大きい材料
の分布 | S波速度の小さい材料
の分布 |
| S波速度 | 0-5 | $V_s = 245$ | | $V_s = 210$ | |
| | 5-30 | $V_s = 250Z^{0.20}$ | $V_s = 250Z^{0.20}$ | $V_s = 180Z^{0.35}$ | $V_s = 140Z^{0.34}$ |
| | 30- | $V_s = 200Z^{0.315}$ | | | |
| ポアソン比 | 全体 | $\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$ | $\nu = 0.49 - 0.01Z^{0.95}$ | $\nu = 0.45 - 0.006Z^{0.60}$ | |

V_s : S波速度 (m/s)
 ν : ポアソン比
 Z : 深さ (m)

注記* : 上部ら (1983) P311 より抜粋 (一部加筆)

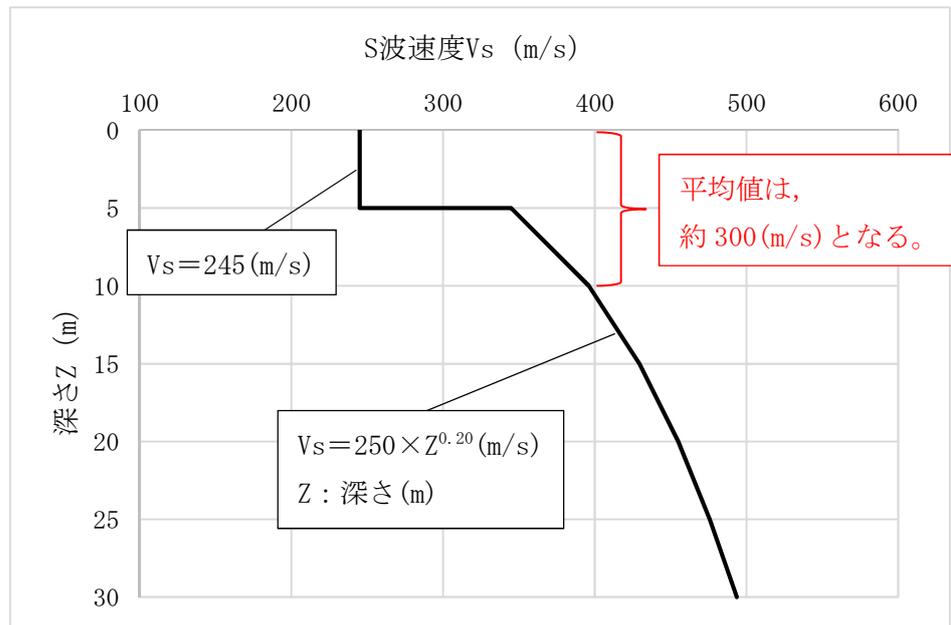


図 5 ロック材の S 波速度について*

(表 11 におけるロック材の S 波速度をグラフ化)

(4) 捨石の間隙水の体積弾性係数

FLIP では、地下水位又は海水位以下のマルチスプリング要素に対して間隙水要素を設定しており、間隙水の体積弾性係数については慣用値 ($K_f = 2.2 \times 10^6 \text{kPa}$) を設定している。

捨石の間隙水の体積弾性係数は、表 4 に示す捨石の標準的なモデル化案では、非排水条件での解析を前提とする FLIP による解析における工夫として、捨石の高透水性を再現するため、通常の間隙水の体積弾性係数 (慣用値である $K_f = 2.2 \times 10^6 \text{kPa}$) の 1% 程度以下の値とすることが提案されていることを踏まえ、東海第二発電所の捨石の間隙水の体積弾性係数は $K_f = 2.2 \times 10^4 \text{kPa}$ とする。

4 捨石の解析用物性値におけるばらつきについて

捨石の解析用地盤物性値におけるばらつきについては、耐震評価における各照査結果への感度を検討した上で、その可否を判断するものとする。

(参考資料4) 地盤改良体 (セメント改良) における補足

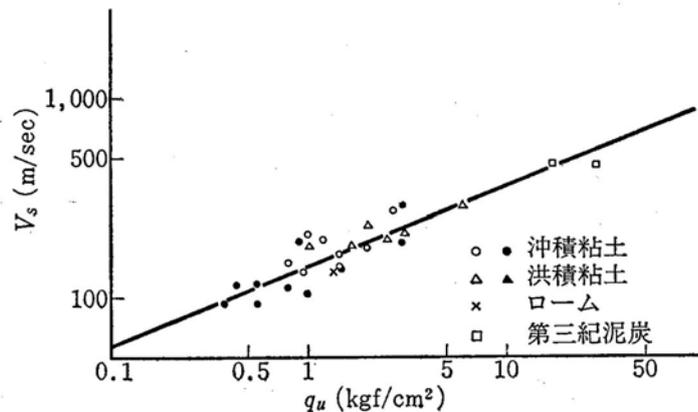
1. 地盤改良体 (セメント改良) における物性設定の適用性について

地盤改良体 (セメント改良) の平均せん断波速度 V_s の算定については、下式を適用する。

$$V_s = 147.6 \times q_{ud}^{0.417} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{式 1})$$

ここに、 q_{ud} : 設計基準一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)

(式 1) は図 1 に示した複数の c 材 (粘性土) の $q_u \sim V_s$ 関係から求められているが、本項では、東海第二発電所に分布する地層を対象とした地盤改良体 (セメント改良体) に対する (式 1) の適用性を検討した。



* 文献 (わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法 (鹿島出版社 柴崎他, 1983 年))
より引用

図 1 一軸圧縮強度とせん断波速度の関係*

東海第二発電所における地盤改良体 (セメント改良) への (式 1) の適用性を検討するにあたって、東海第二発電所敷地内にて実施した下記の地盤改良体試験施工における取得データ (一軸圧縮強度及びせん断波速度) を使用した。図 2 に、(式 1) と PS 検層結果の比較を示す。

・排気筒_地盤改良体試験施工 (H28 年度)

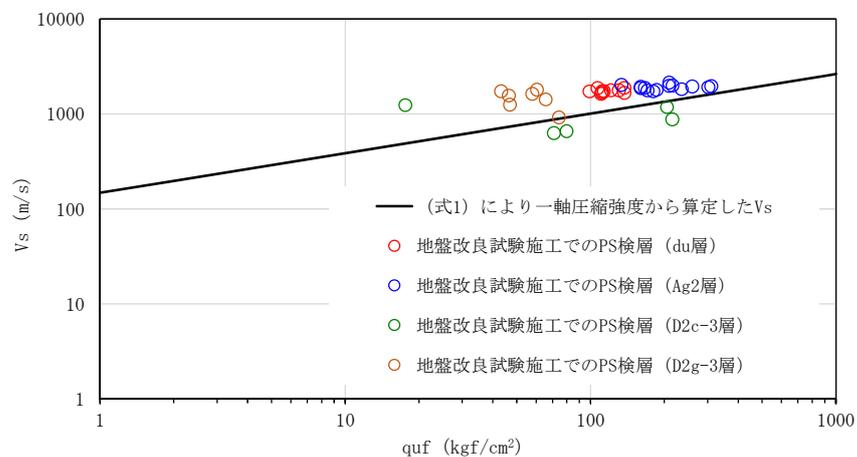


図 2 (式 1) と PS 検層結果の比較

地盤改良体試験施工により取得したせん断波速度及び対応するコア供試体の一軸圧縮強度を用いて、(式1)との対応を確認した結果、砂礫層 (du層, Ag2層, D2g-3層) に対しては(式1)は現地改良体の V_s をやや小さく評価する傾向があり、粘性土 (D2c-3層) に対しては、(式1)と現地改良体の V_s が概ね整合する結果となった。

(式1)は、東海第二発電所に分布する砂礫層を対象とした地盤改良体(セメント改良)に対して、 V_s をやや小さく評価する傾向はあるが、耐震評価においては、地盤の変形特性の観点で、より保守的な設定であると考えられることから、物性設定としては妥当であるとする。

以上より、東海第二発電所に分布する地層を対象とした地盤改良体(セメント改良)に対する(式1)の適用性を確認した。

2. 地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの考え方

地盤改良体（セメント改良）の平均せん断波速度 V_s については、（式 1）に基づき、構造物毎に計画している地盤改良体（セメント改良）の設計基準一軸圧縮強度より算定する。

設計基準一軸圧縮強度に対し、実施工時には不良率を低水準に抑えることを目的とした施工目標一軸圧縮強度を設定する。施工目標一軸圧縮強度は、設計基準一軸圧縮強度を大きく上回ることが一般的であるため、地盤改良体（セメント改良）においては、この施工目標一軸圧縮強度を基準としてばらつきを設定する。

設計基準一軸圧縮強度と施工目標一軸圧縮強度及び標準偏差の関係については、「建築基礎のための地盤改良設計指針案（（社）日本建築学会，2006 年）」に基づき、図 3 のように設定する。

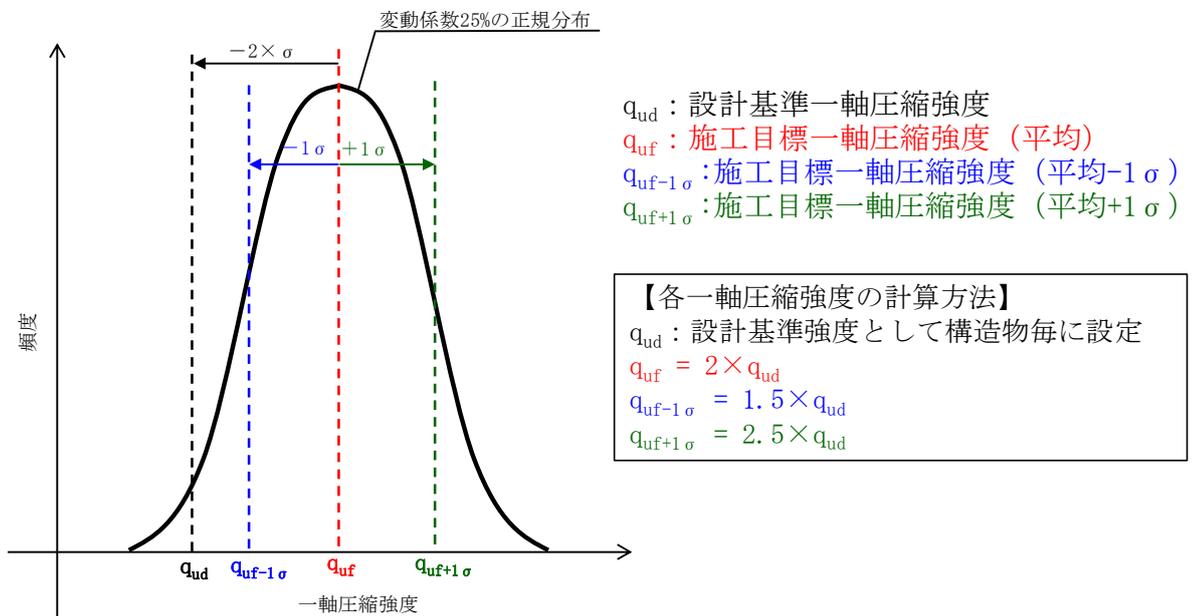


図 3 設計基準一軸圧縮強度と施工目標一軸圧縮強度及び標準偏差の関係

これを踏まえ、地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきを考慮した V_s を以下のように設定する。

平均 V_s : q_{ud} により（式 1）にて算定した V_s

平均-1σ V_s : $q_{uf-1\sigma}$ により（式 1）にて算定した V_s

平均+1σ V_s : $q_{uf+1\sigma}$ により（式 1）にて算定した V_s

また、地盤改良体（セメント改良）の各 V_s と各構造物の耐震設計における検討ケースとの対応関係を表 1 に示す。

表1 地盤改良体（セメント改良）の各 V_s と各構造物の耐震設計における検討ケースとの対応関係

| 耐震設計における検討ケースの例 | 地盤改良体（セメント改良）の V_s |
|--|----------------------|
| ①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース） | 平均 V_s |
| ②地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース | 平均 $+1\sigma V_s$ |
| ③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース | 平均 $-1\sigma V_s$ |
| ④地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース | 平均 V_s |
| ⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース | 平均 V_s |
| ⑥地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース | 平均 $+1\sigma V_s$ |

3. 地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定の妥当性

地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定の妥当性を確認するため、下記に示す既設地盤改良体に対して実施した PS 検層結果との比較を行った。図4に、既設地盤改良体の設計基準一軸圧縮強度から（式1）にて設定した平均 V_s 、平均 $-1\sigma V_s$ 、平均 $+1\sigma V_s$ と PS 検層結果の比較を示す。

・屋外二重管_既設地盤改良体（H20年度）*

*既設地盤改良体の設計基準一軸圧縮強度 q_{ud} は約 30 kgf/cm^2 である。

設計基準一軸圧縮強度約 30 kgf/cm^2 にて施工された既設地盤改良体の PS 検層は、地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定（ $-1\sigma V_s \sim +1\sigma V_s$ ）の範囲内に収まっていることを確認した。

以上の施工実績を踏まえ、地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの設定は妥当であると考えられる。

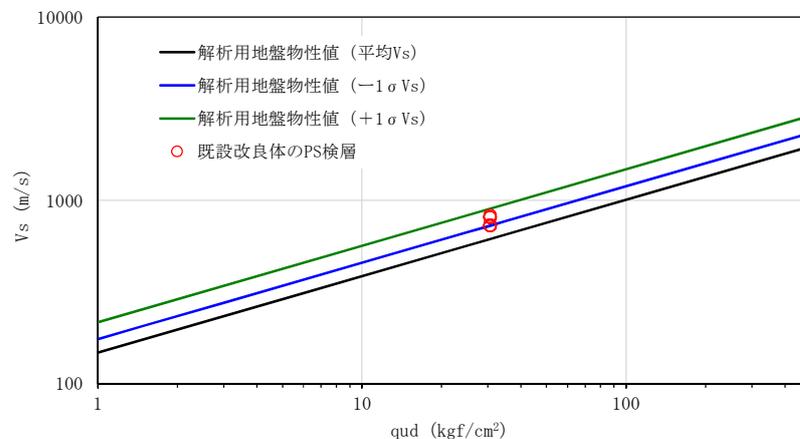


図4 既設改良体の PS 検層と地盤改良体（セメント改良）におけるばらつきの関係

(参考資料5) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき

1 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

1.1 せん断波速度 V_s のばらつき

屋外重要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第四系に対し、 V_s のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

(1) V_s のばらつきの設定方法

PS 検層による V_s の深度分布に基づき、 V_s のばらつきを考慮する。

各土質材料の V_s の深度分布に応じた平均有効主応力 σ'_m 依存の回帰式を (式 1) に示す。

$$V_s(\sigma'_m) = A \times (\sigma'_m)^{0.25} \quad (\text{式 1})$$

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = \frac{\sigma'_v + K_0 \times \sigma'_v}{2} = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \sigma'_v \quad (\text{式 2})$$

$$K_0 = \frac{v_{CD}}{1 - v_{CD}} \quad (\text{式 3})$$

v_{CD} : 静ポアソン比

各土質材料の解析用物性値の元になっている地盤調査結果の $V_s \sim \sigma'_m$ 関係データが N 個の $\sigma'_{m i}$ ($i=1, 2, \dots, N$) に対応して与えられているものとし、これらを $V_s(\sigma'_{m i})_{investigation}$ と表記し、最小二乗法による (式 1) のせん断波速度回帰式の出力を $V_s(\sigma'_{m i})$ と表記する。この時、回帰係数 A は (式 4) が成立する値として求める。

$$\sum_{i=1}^N \{V_s(\sigma'_{m i}) - V_s(\sigma'_{m i})_{investigation}\}^2 \rightarrow \text{minimum} \quad (\text{式 4})$$

また、各土質材料の標準偏差 σ は (式 5) により求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \{V_s(\sigma'_{m i}) - V_s(\sigma'_{m i})_{investigation}\}^2} \quad (\text{式 5})$$

よって、 V_s の $\pm 1\sigma$ を考慮した $V_s \sim \sigma'_m$ 関係式は、各 N 個の $\sigma'_{m i}$ ($i=1, 2, \dots, N$) に対応して、最小二乗法による平均的な曲線を示す (式 1) に基づき、(式 6) により表される。

$$V_s(\sigma'_m) = A \times (\sigma'_m)^{0.25} \pm 1\sigma \quad (\text{式 6})$$

(式 6) により、 V_s の $\pm 1\sigma$ 側の各 N 個のデータ $V_s(\sigma'_{m i})_{+1\sigma}$ 及び $V_s(\sigma'_{m i})_{-1\sigma}$ を生成する。
(式 6) により生成された各 N 組の $V_s(\sigma'_{m i})_{+1\sigma} \sim \sigma'_{m i}$ 及び $V_s(\sigma'_{m i})_{-1\sigma} \sim \sigma'_{m i}$ 関係データを対象に (式 7) 及び (式 8) で最小二乗法により回帰する。

$$V_s(\sigma'_m)_{+1\sigma} = A_{+1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25} \quad (\text{式 7})$$

$$V_s(\sigma'_m)_{-1\sigma} = A_{-1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25} \quad (\text{式 8})$$

(2) V_s のばらつきを考慮した初期せん断剛性 G_m の設定方法

V_s の平均的な深度分布に対応する $G_m(\sigma'_m) \sim \sigma'_m$ 関係は (式 9) で表される。密度 ρ と係数 A の値を用いれば、各土質材料の解析用物性値の元になっている地盤調査結果の $V_s \sim \sigma'_m$ 関係データに対応する G_m についても、(式 9) の係数 B が求められる。

$$G_m(\sigma'_m) = \rho \times \{A \times (\sigma'_m)^{0.25}\}^2 = \rho \times A^2 \times (\sigma'_m)^{0.5} = B \times (\sigma'_m)^{0.5} \quad (\text{式 9})$$

したがって、 V_s の $\pm 1\sigma$ 側に対応する $G_m(\sigma'_m) \sim \sigma'_m$ 関係は、(式 10) 及び (式 11) で表される。

$$G_m(\sigma'_m) = \rho \times \{A_{+1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25}\}^2 = \rho \times (A_{+1\sigma})^2 \times (\sigma'_m)^{0.5} = B_{+1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.5} \quad (\text{式 10})$$

$$G_m(\sigma'_m) = \rho \times \{A_{-1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.25}\}^2 = \rho \times (A_{-1\sigma})^2 \times (\sigma'_m)^{0.5} = B_{-1\sigma} \times (\sigma'_m)^{0.5} \quad (\text{式 11})$$

上記で示した G_m の σ'_m 依存の関係式設定イメージを図 1.1-1 に示す。

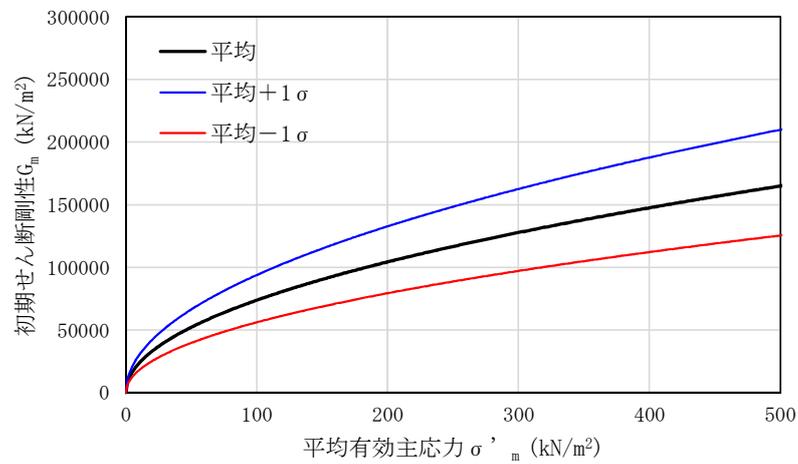
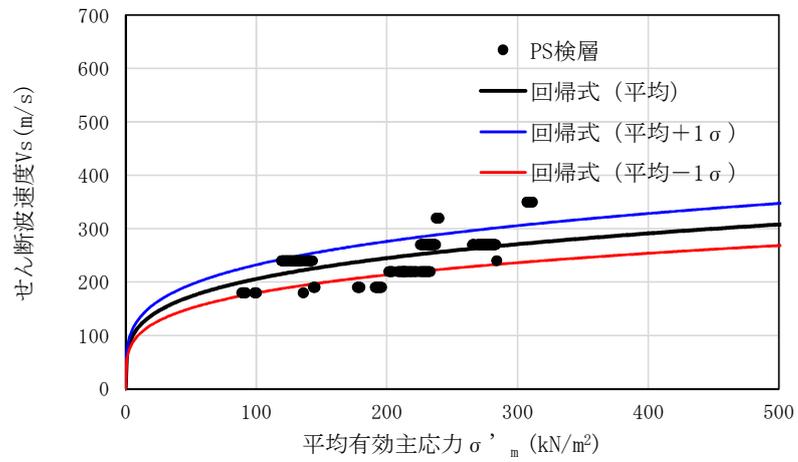


図 1.1-1 V_s のばらつきを考慮した G_m の σ'_m 依存の関係式設定イメージ

(3) V_s のばらつきの設定結果

PS 検層結果と、(1) の設定方法により算定した V_s の深度分布に応じた σ'_m 依存式 (平均及び $\pm 1\sigma$) を図 1.1-2 に示す。また、液状化検討層については豊浦標準砂の V_s 算定式を比較する。

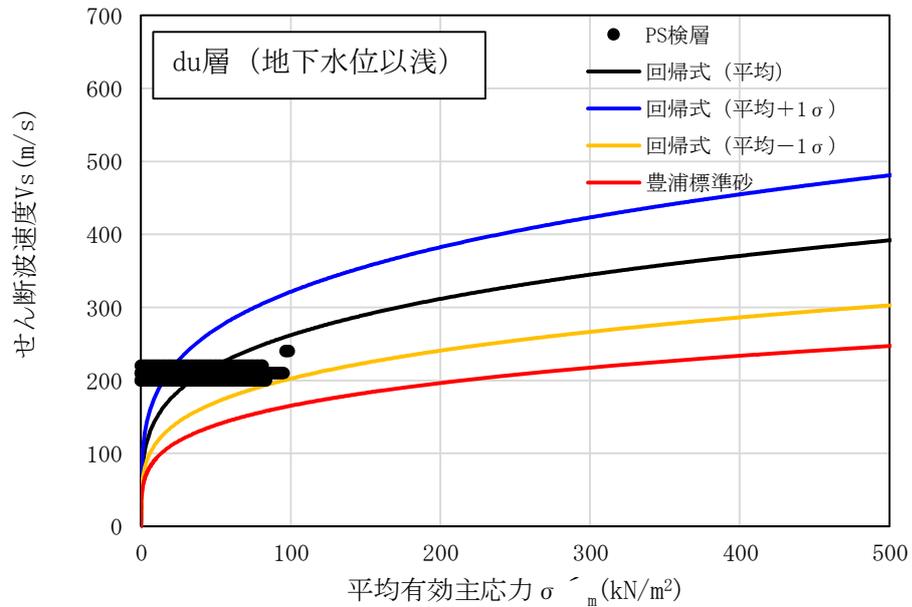


図 1.1-2 (1) V_s の σ'_m 依存式 (du 層 (地下水位以浅))

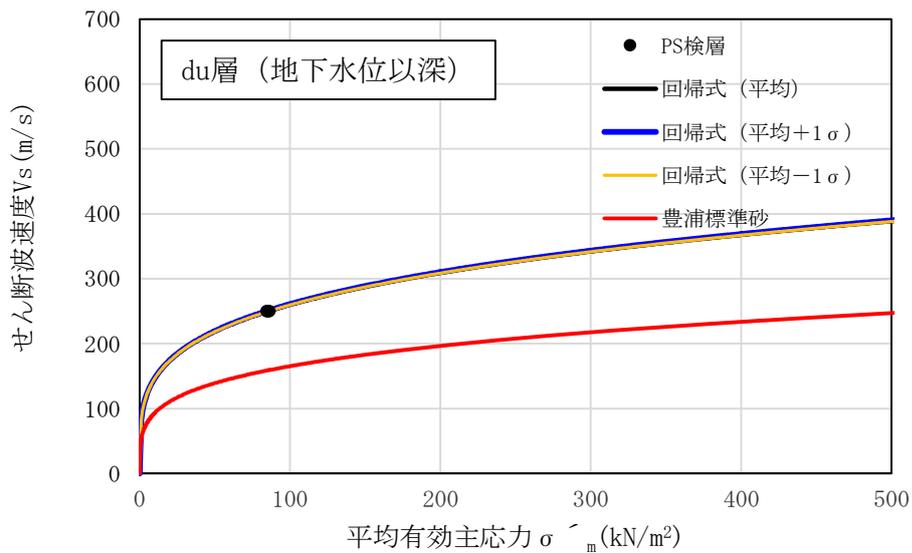


図 1.1-2 (2) V_s の σ'_m 依存式 (du 層 (地下水位以深))

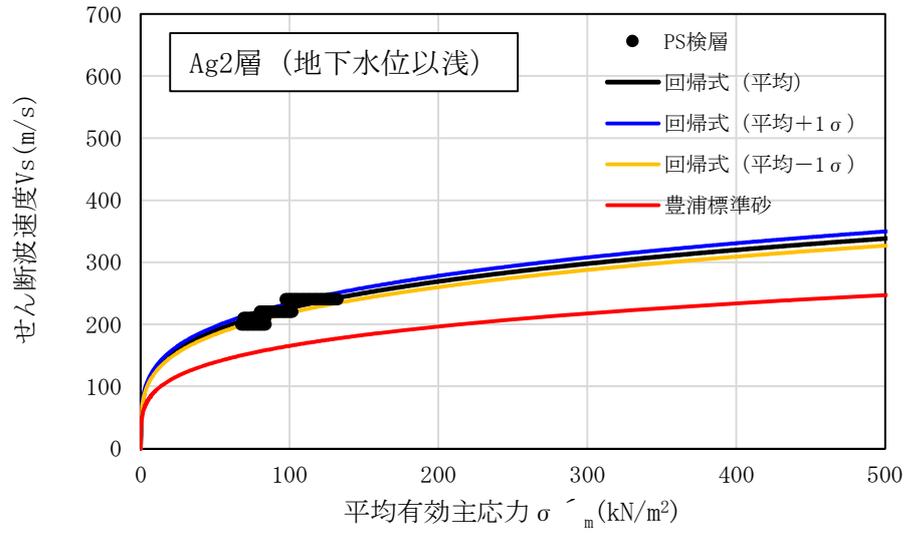


図 1.1-2 (3) V_s の σ'_m 依存式 (Ag2 層 (地下水位以浅))

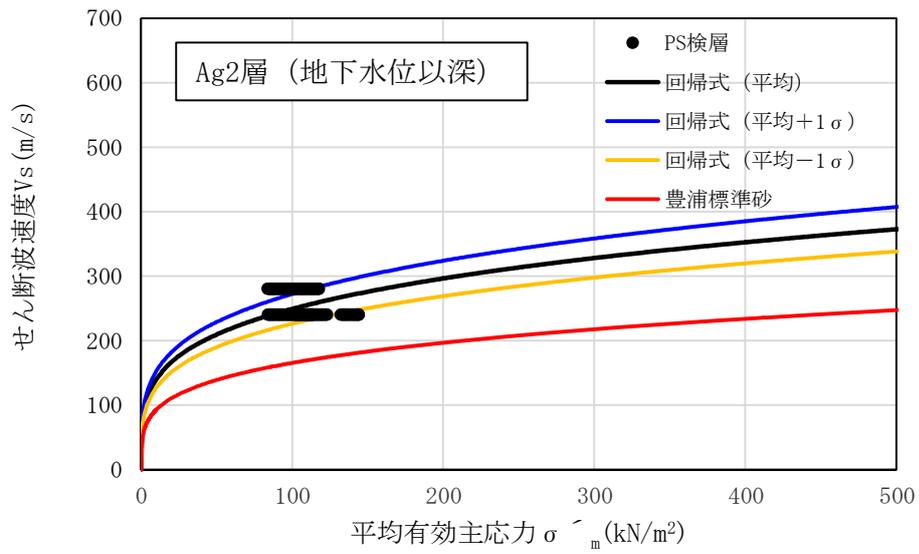


図 1.1-2 (4) V_s の σ'_m 依存式 (Ag2 層 (地下水位以深))

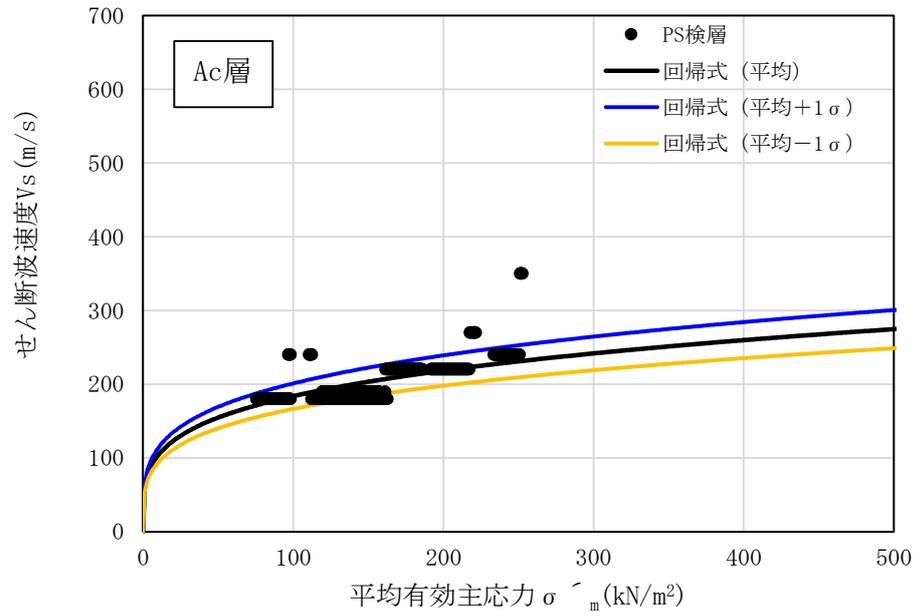


図 1.1-2 (5) V_s の σ'_m 依存式 (Ac 層)

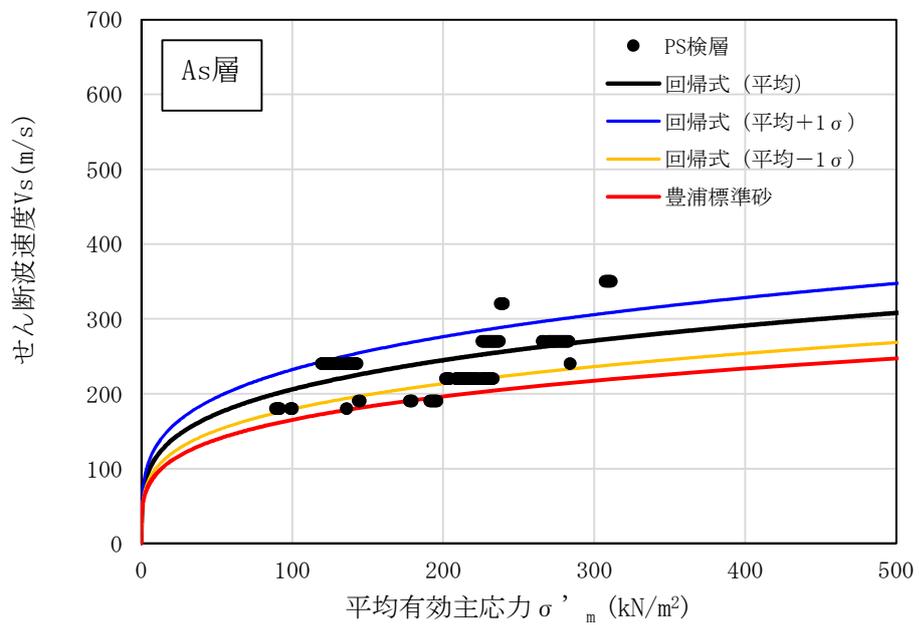


図 1.1-2 (6) V_s の σ'_m 依存式 (As 層)

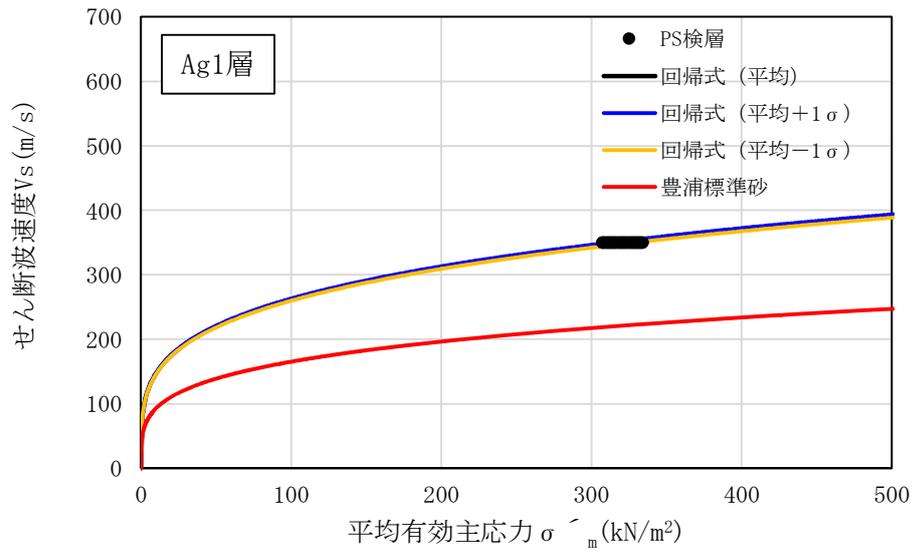


図 1.1-2 (7) V_s の σ'_m 依存式 (Ag1 層)

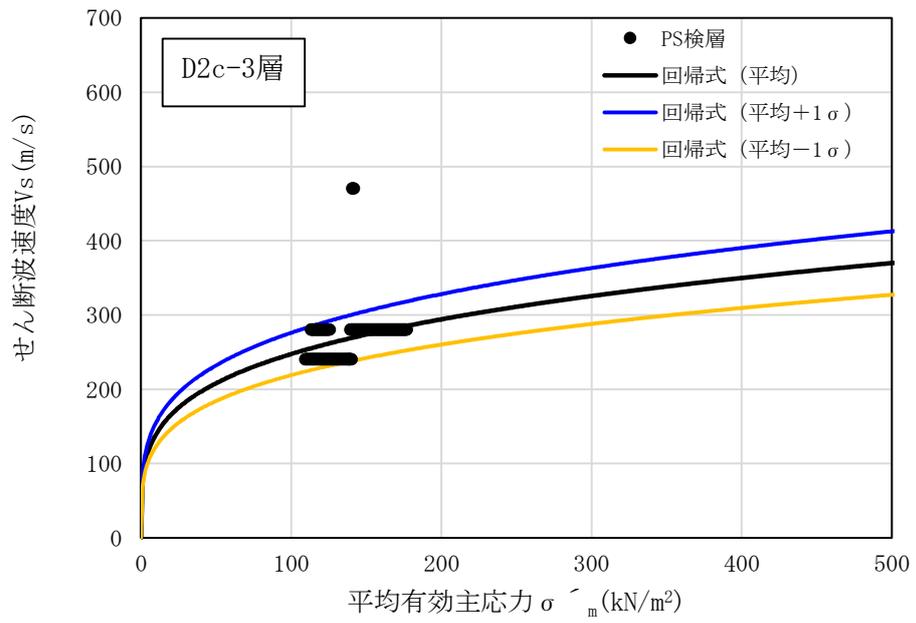


図 1.1-2 (8) V_s の σ'_m 依存式 (D2c-3 層)

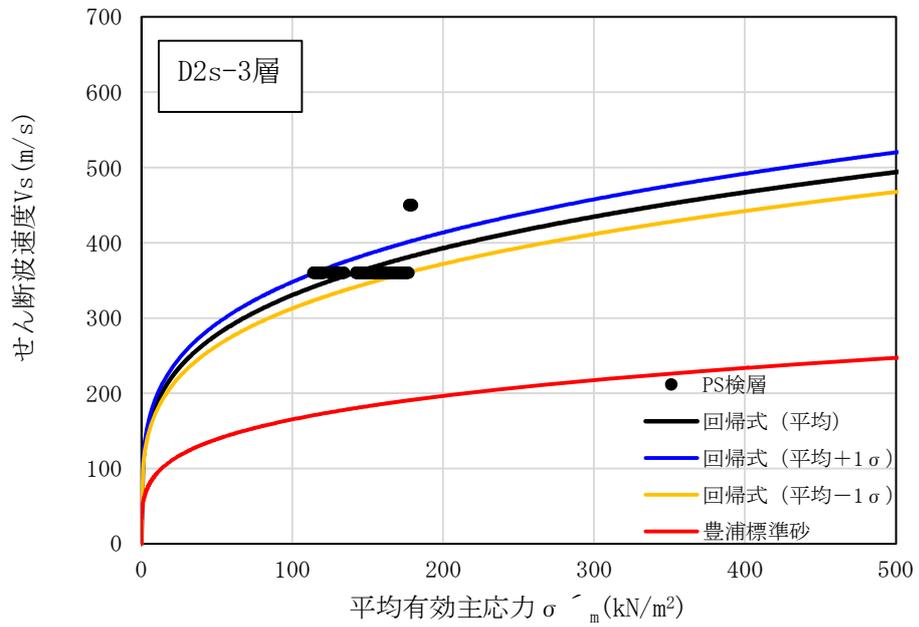


図 1.1-2 (9) V_s の σ'_m 依存式 (D2s-3 層)

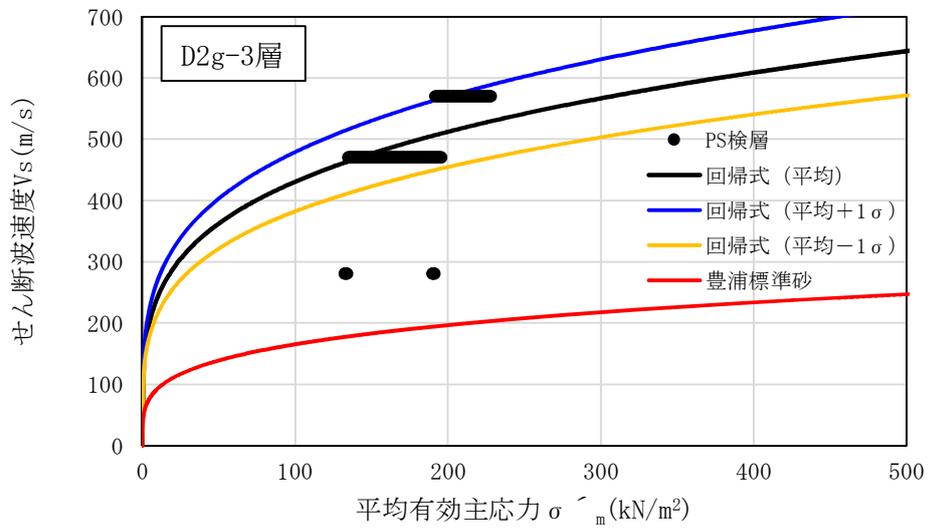


図 1.1-2 (10) V_s の σ'_m 依存式 (D2g-3 層)

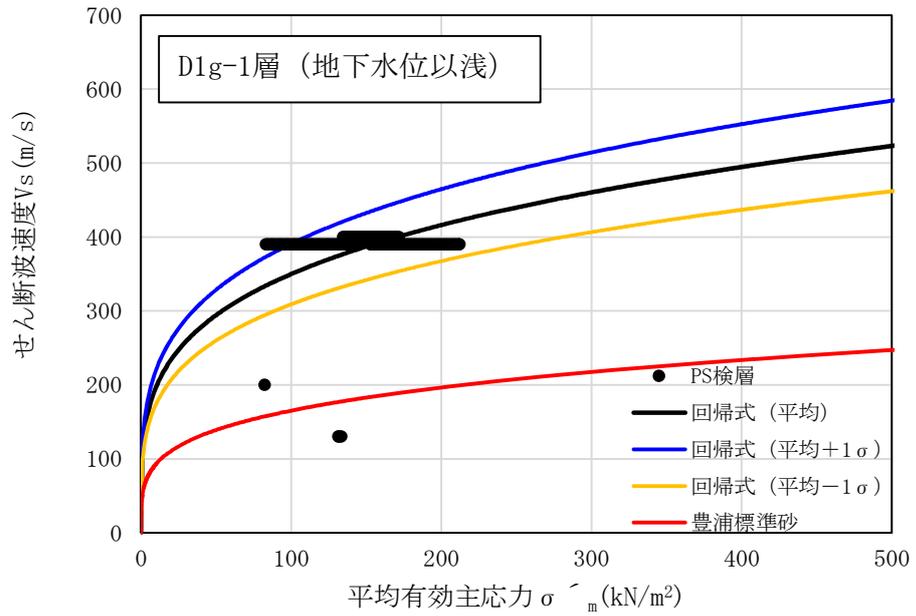


図 1.1-2 (11) Vs の σ'_m 依存式 (D1g-1 層 (地下水位以浅))

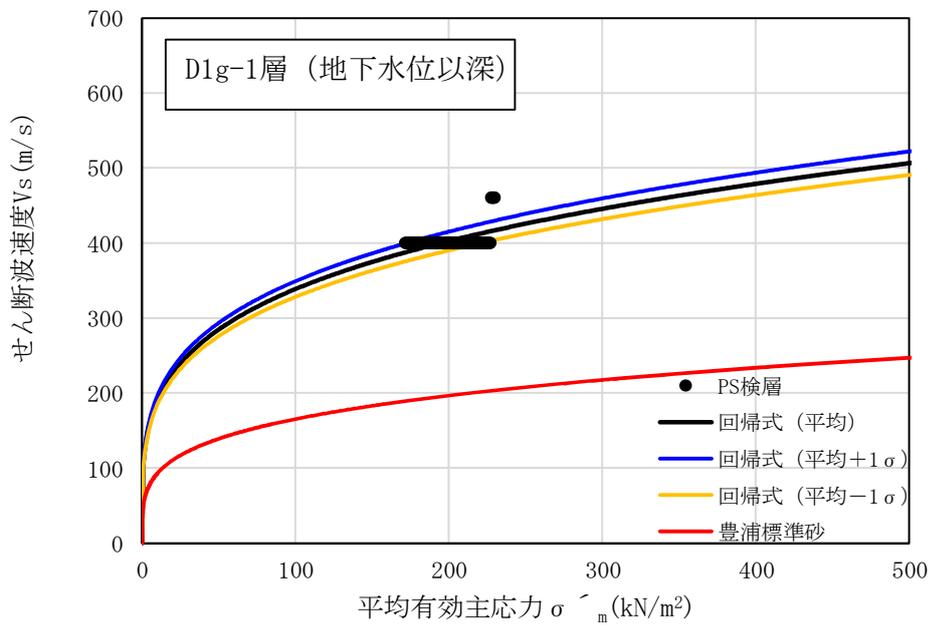


図 1.1-2 (12) Vs の σ'_m 依存式 (D1g-1 層 (地下水位以深))

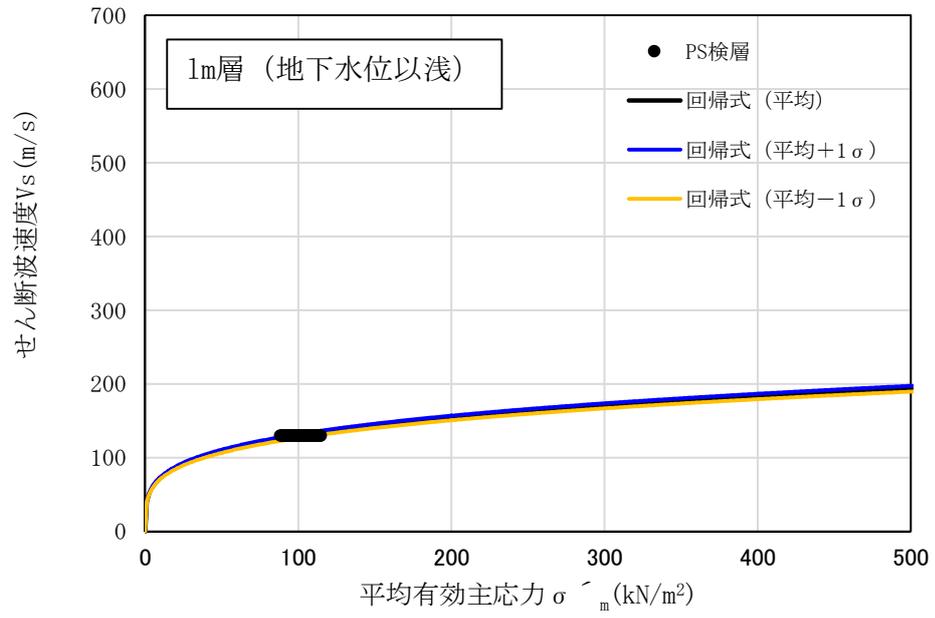


図 1.1-2 (13) V_s の σ'_m 依存式 (1m層 (地下水位以浅))

以上のように求めた平均 V_s の場合及び $\pm 1\sigma$ を考慮した場合の係数 A をまとめて表 1.1-1 に、また、(式 7) ~ (式 9) にて求めた G_m の σ'_m との関係式における係数 B を表 1.1-2 に示す。

表 1.1-1 V_s のばらつきを考慮した係数 A

| 地層 | | | 密度
ρ (g/cm ³) | V_s の σ'_m に対する依存式
$V_s = A \times (\sigma'_m)^{0.25}$ (m/s) | | |
|-----|--------|-----|-----------------------------------|--|---------------------------------|---------------------------------|
| | | | | 係数A
(平均の V_s) | 係数A
(平均+1 σ の V_s) | 係数A
(平均-1 σ の V_s) |
| 第四系 | du層 | 不飽和 | 1.82 | 82.8598 | 101.6984 | 64.0212 |
| | | 飽和 | 1.98 | 82.2410 | 82.4428 | 82.0391 |
| | Ag2層 | 不飽和 | 1.89 | 71.5266 | 73.9462 | 69.1071 |
| | | 飽和 | 2.01 | 78.7716 | 86.0654 | 71.4778 |
| | Ac層 | 飽和 | 1.65 | 58.0616 | 63.5317 | 52.5915 |
| | As層 | 飽和 | 1.74 | 65.1014 | 73.4333 | 56.7694 |
| | Ag1層 | 飽和 | 2.01 | 82.6980 | 83.2301 | 82.1659 |
| | D2c-3層 | 飽和 | 1.77 | 78.1556 | 87.1758 | 69.1353 |
| | D2s-3層 | 飽和 | 1.92 | 104.4247 | 109.9760 | 98.8734 |
| | D2g-3層 | 飽和 | 2.15 | 136.1685 | 151.4711 | 120.8660 |
| | lm層 | 不飽和 | 1.43 | 40.9503 | 41.7688 | 40.1318 |
| | | 飽和 | 1.47 | | | |
| | D1g-1層 | 不飽和 | 1.89 | 110.6364 | 123.5713 | 97.7014 |
| | | 飽和 | 2.01 | 107.0330 | 110.3465 | 103.7195 |

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

表 1.1-2 V_s のばらつきを考慮した G_m の係数 B

| 地層 | | | G_m の σ'_m に対する依存式
$G_m = B \times (\sigma'_m)^{0.5}$ (kN/m ²) | | |
|-----|--------|-----|--|---------------------------------|---------------------------------|
| | | | 係数B
(平均の V_s) | 係数B
(平均+1 σ の V_s) | 係数B
(平均-1 σ の V_s) |
| 第四系 | du層 | 不飽和 | 12496 | 18823 | 7460 |
| | | 飽和 | 13392 | 13458 | 13326 |
| | Ag2層 | 不飽和 | 9669 | 10335 | 9026 |
| | | 飽和 | 12472 | 14889 | 10269 |
| | Ac層 | 飽和 | 5562 | 6660 | 4564 |
| | As層 | 飽和 | 7374 | 9383 | 5608 |
| | Ag1層 | 飽和 | 13746 | 13924 | 13570 |
| | D2c-3層 | 飽和 | 10812 | 13451 | 8460 |
| | D2s-3層 | 飽和 | 20937 | 23222 | 18770 |
| | D2g-3層 | 飽和 | 39865 | 49328 | 31408 |
| | lm層 | 不飽和 | 2398 | 2495 | 2303 |
| | | 飽和 | 2465 | 2565 | 2368 |
| | D1g-1層 | 不飽和 | 23134 | 28860 | 18041 |
| | | 飽和 | 23027 | 24474 | 21623 |

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

(4) 豊浦標準砂の V_s 算定式との比較

液状化検討対象層の V_s のばらつきを考慮した σ'_m 依存式 (-1σ) と、豊浦標準砂の V_s 算定式を比較する。豊浦標準砂の V_s 算定式は、全ての液状化検討対象層の -1σ の回帰式を包含し、さらに小さく設定されている。

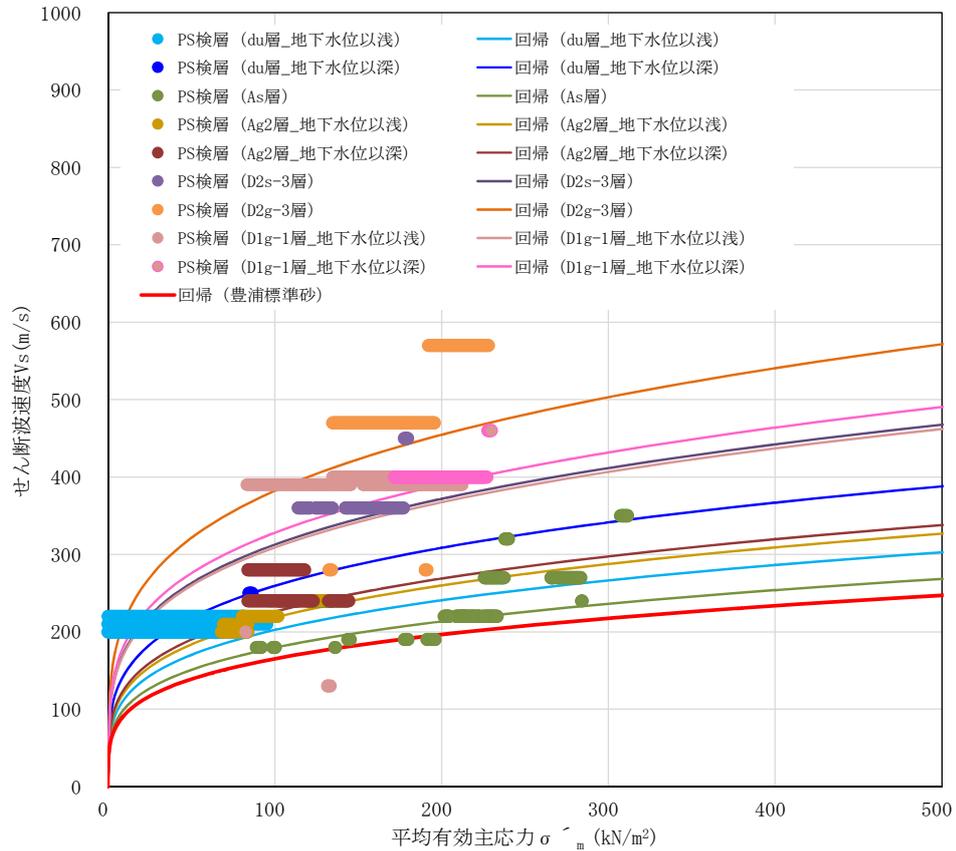


図 1.1-3 V_s の平均有効主応力依存式 (-1σ) と豊浦標準砂の V_s 算定式の比較

以上により、 $\pm 1\sigma$ による原地盤の V_s のばらつきの設定方法及び設定結果を示すとともに、 V_s のばらつきに基づく初期せん断剛性 G_m の設定方法を示した。また、強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合に用いる豊浦標準砂の V_s 算定式は、原地盤の液状化検討対象層の -1σ の回帰式を全て包含していることを確認した。

1.2 液状化強度特性のばらつき

屋外重要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、敷地の原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。設定する原地盤の各液状化検討対象層の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て適切に設定することを基本とする。

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 12) に示す。

$$R_L(N) = a \times (\log_{10} N)^b \quad (\text{式 12})$$

各土質材料の解析用物性値の元になっている液状化試験結果のせん断応力比 τ/σ'_m ($=R_L$) と繰返し載荷回数 N の関係のデータが K 個の繰返し載荷回数 N_j ($j=1, 2, \dots, K$) に対応して与えられているものとし、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 12) 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 σ は(式 13) で求められる。

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{K-2} \sum_{j=1}^K \{R_L(N_j) - R_L(N_j)_{\text{experiment}}\}^2} \quad (\text{式 13})$$

(式 12) , (式 13) 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 14) により求められる。

$$R_L(N)_{-1\sigma} = a \times (\log_{10} N)^b - 1\sigma \quad (\text{式 14})$$

屋外重要土木構造物の耐震評価では、(式 14) による原地盤の液状化強度特性 (-1σ) を適用した有効応力解析を実施することを基本とする。

また、屋外重要土木構造物の耐震評価においては、以下の解析を実施する場合がある。

地中土構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性(敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性)を設定する。豊浦標準砂の液状化強度特性を原地盤の液状化強度特性 (-1σ) と比較した結果を図 1.2-1 に示す。

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、原地盤において非液状化の条件(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。

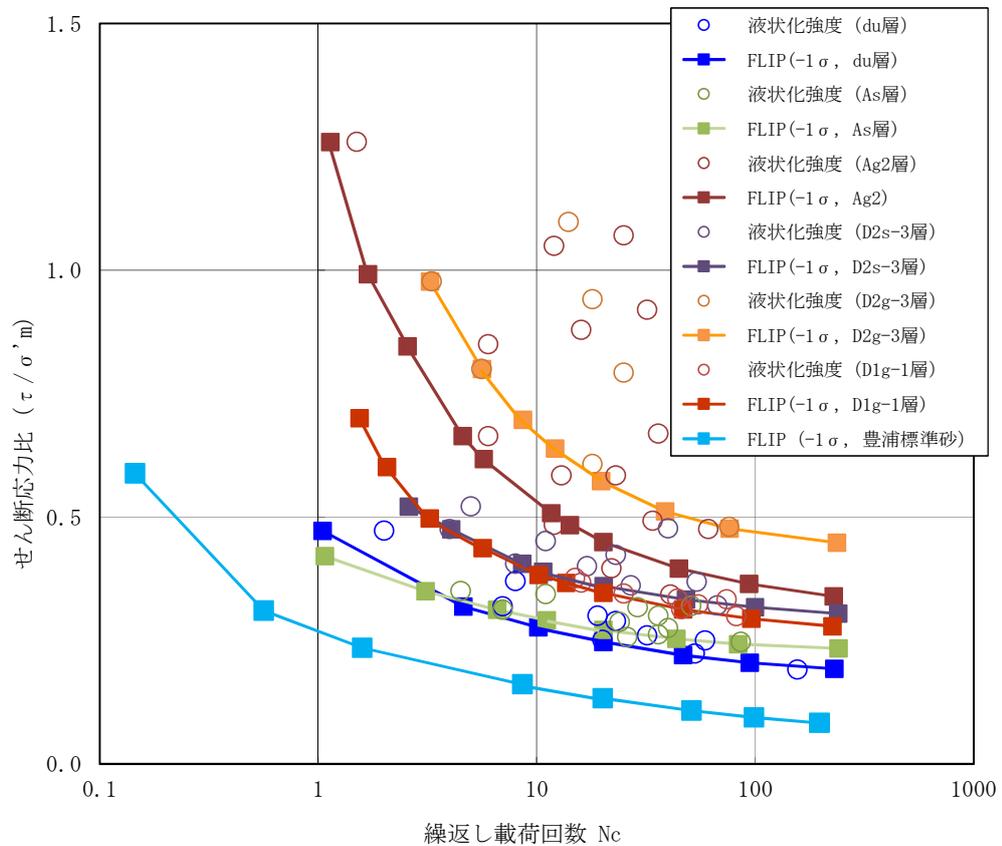


図 1.2-1 原地盤の液状化強度特性 (-1σ) と豊浦標準砂の液状化強度特性の比較

以上より、屋外重要土木構造物の耐震評価においては、地盤の液状化強度特性のばらつきを以下のように考慮する。

- 原地盤の液状化強度特性 (-1σ) の適用を基本とする。
- 地中土構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。
- 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、非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件（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 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、 V_s のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

以下に、PS 検層結果に基づく平均 V_s 及び変動係数を示す。また、図 2-1 に PS 検層結果とばらつきを示す。

ここで、第四系については、当該地層のせん断波速度と分布層厚を孔毎に抽出し、層厚に応じた加重平均として V_s をとりまとめている。また、ばらつきの評価においては、層厚を確率分布と見て標準偏差及び変動係数を算定している。

表 2-1 PS 検層結果に基づく平均 V_s 及び変動係数

| 地層 | | せん断波速度 V_s
平均値 (m/s) | 変動係数 |
|------|---------|---------------------------|------|
| 第四系 | du 層 | 210 | 0.04 |
| | Ag2 層 | 240 | 0.10 |
| | D2c-3 層 | 270 | 0.11 |
| | D2s-3 層 | 360 | 0.04 |
| | D2g-3 層 | 500 | 0.13 |
| 新第三系 | Km 層 | $433 - 0.771 \cdot z$ | 0.07 |

z : 標高 (m)

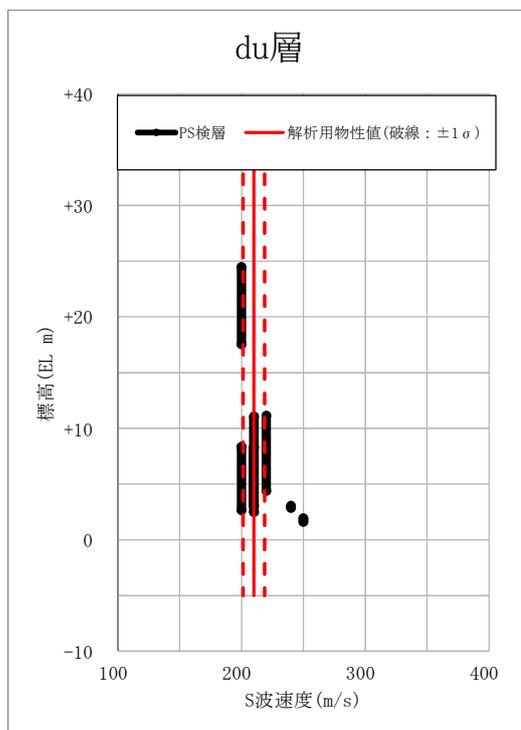


図 2-1 (1) PS 検層結果 (du 層)

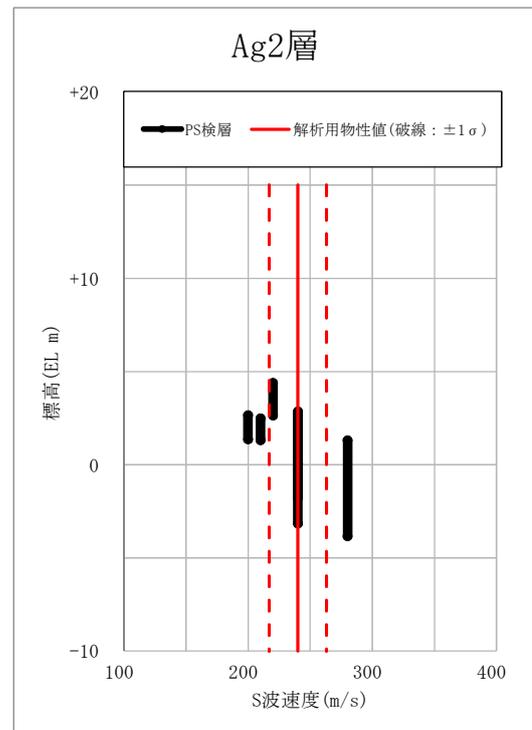


図 2-1 (2) PS 検層結果 (Ag2 層)

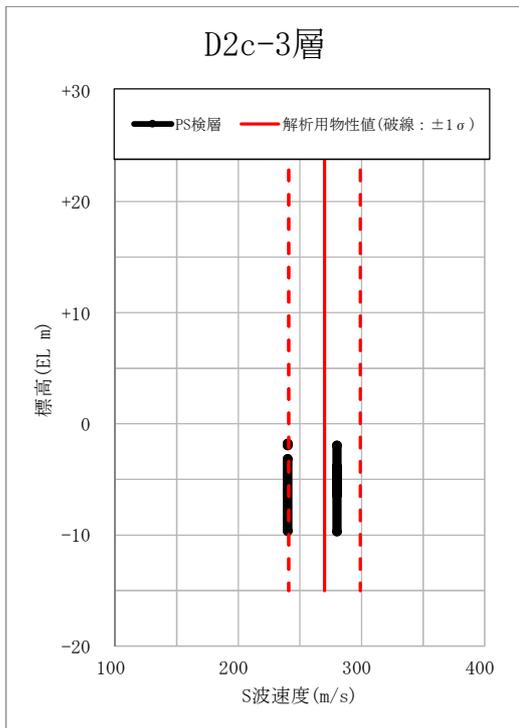


図 2-1 (3) PS 検層結果 (D2c-3 層)

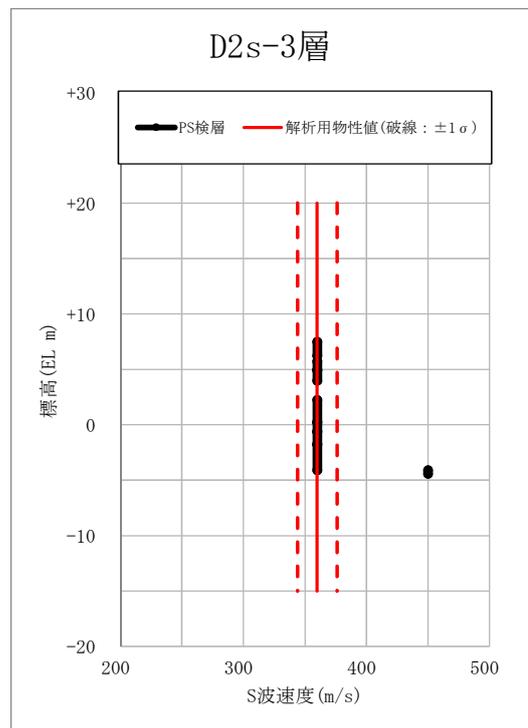


図 2-1 (4) PS 検層結果 (D2s-3 層)

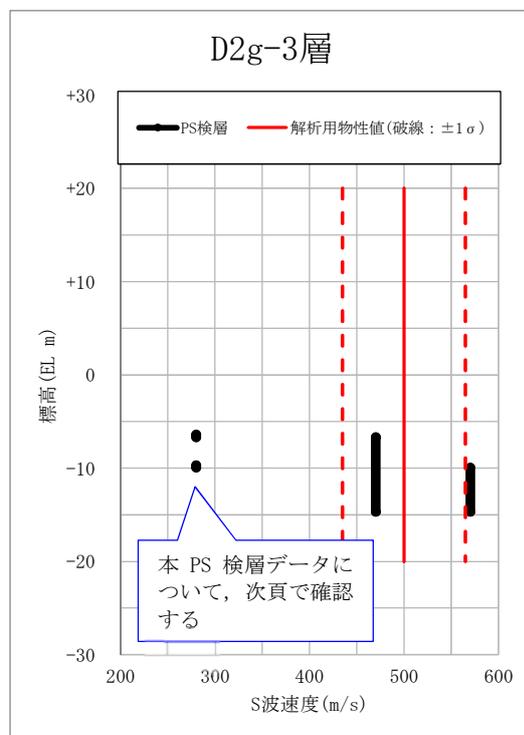


図 2-1 (5) PS 検層結果 (D2g-3 層)

【D2g-3層のPS検層データについての確認】

D2g-3層のPS検層データのうち、平均値よりも相対的に小さい2点について、ボーリング柱状図を確認した。PS検層実施位置はD2g-3層に分類されており、いずれも上層との地層境界に相当するが、D2g-3層のばらつきの範囲内に該当すると考えている。

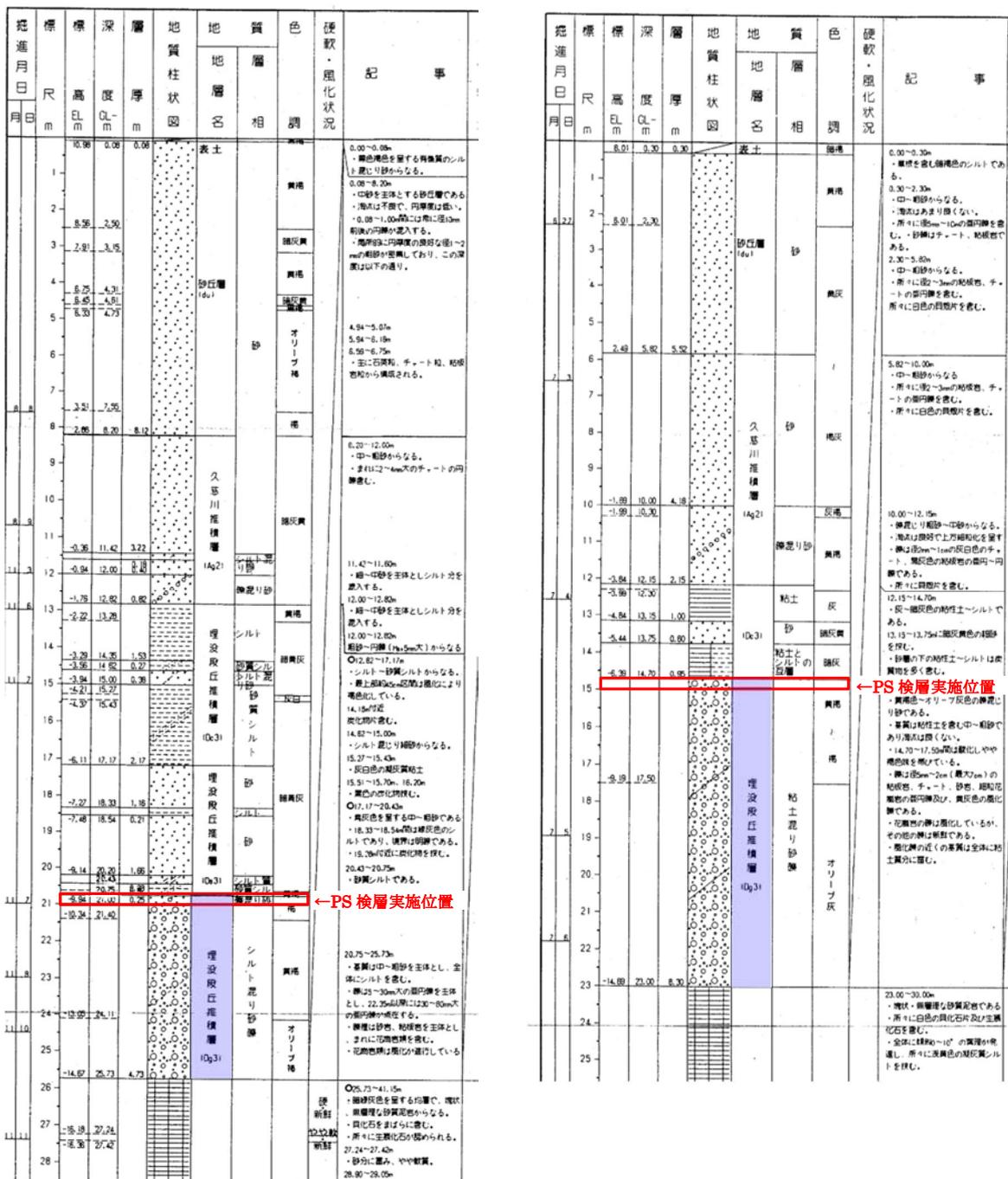


図 PS 検層実施位置のボーリング柱状図 (D2g-3層)

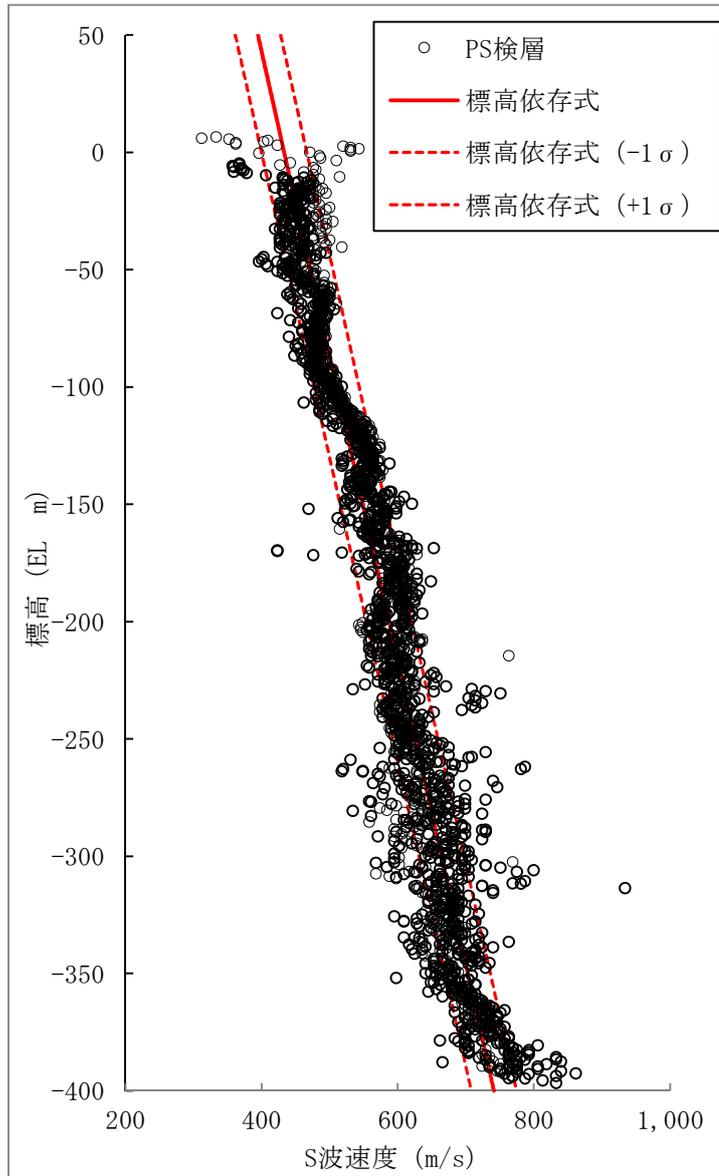


图 2-1 (6) PS 檢層結果 (Km 層)

(参考資料6) 杭基礎の支持力評価方法に関する補足

1. 押し込み力に対する杭基礎の支持力評価方法

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。図1に上記支持力評価の概要を示す。

なお、上記支持力評価を行う際は、有効応力解析における最大接地圧発生時刻の杭周面摩擦力の合力が、接地圧を増加させる側に作用していることを確認する。

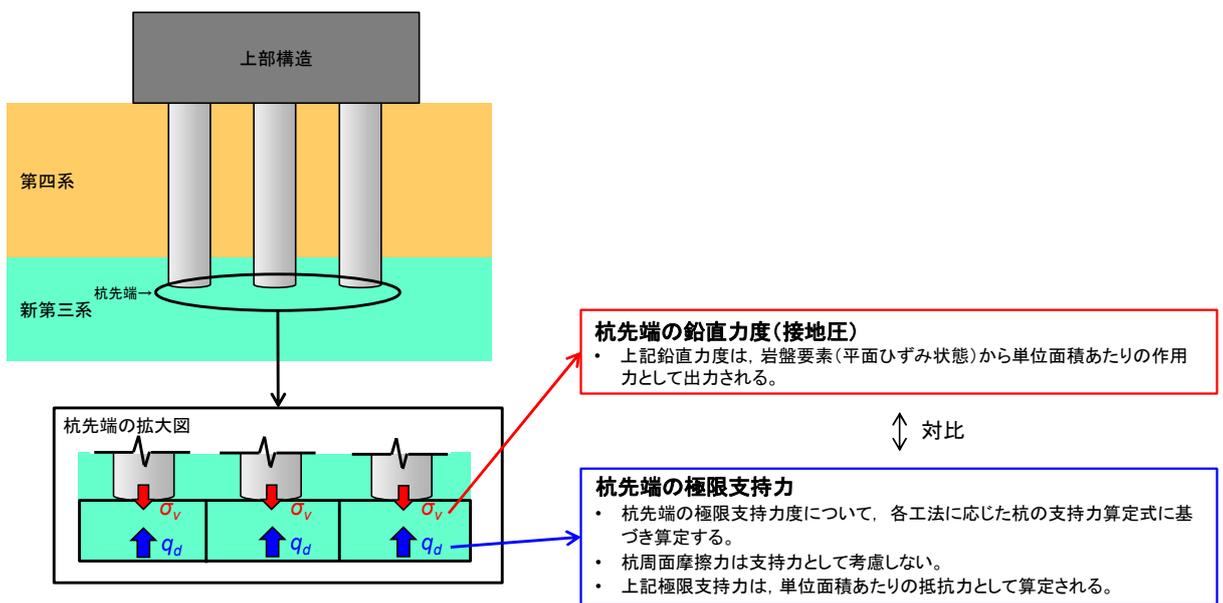


図1 押し込み力に対する杭基礎の支持力評価

(押し込み力に対し杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合)

ただし、押し込み力に対する支持力評価において、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図2に上記支持力評価の概要を示す。

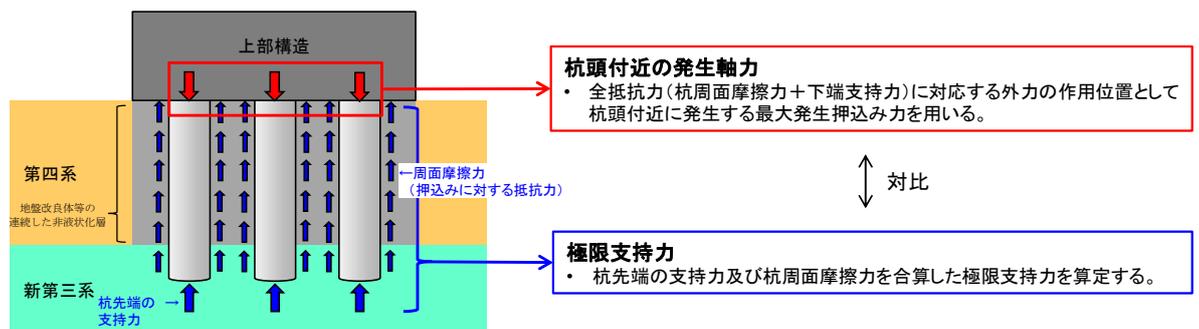


図2 押し込み力に対する杭基礎の支持力評価

(押し込み力に対し杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、新第三系（久米層）の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮することを基本とする。図3に上記支持力評価の概要を示す。

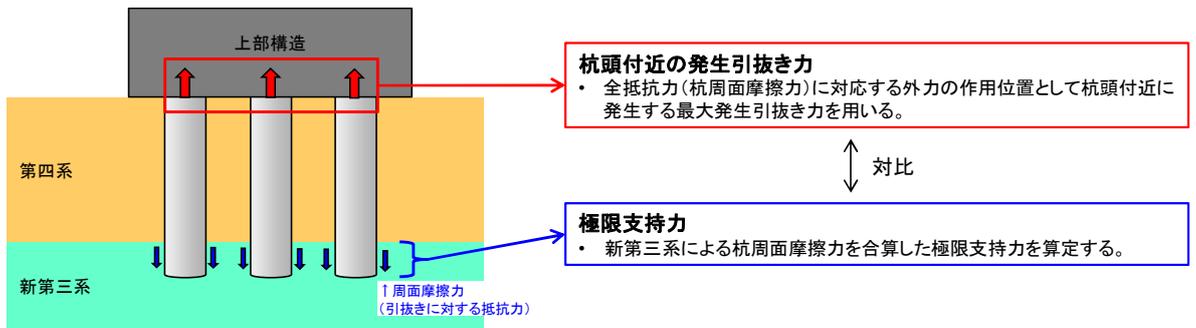


図3 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価

(引抜き力に対し第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮しない場合)

ただし、引抜き力に対する支持力評価において、杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図4に上記支持力評価の概要を示す。



図4 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価

(引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

3. 有効応力解析における杭と地盤との境界条件について

3.1 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより、強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

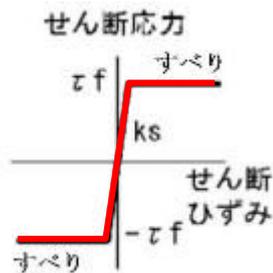
杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図5に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角



杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図5 杭－地盤相互作用ばねの考え方

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表1のとおり設定する。

また、杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される*。

* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表1 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

| | せん断剛性 k_s
(kN/m^3) |
|------|---|
| 杭軸方向 | 1.0×10^6 |

3.2 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表2のとおり設定する。図6に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表2 杭下端ジョイントばねのばね定数

| | 圧縮剛性 k_v
(kN/m) |
|------|----------------------|
| 杭軸方向 | 1.0×10^6 |



図6 杭下端ジョイントばねの考え方