

(参考資料 13) 改良地盤における補足

1. 概要
2. 改良地盤の概要
3. 各施設における改良地盤の概要
4. 改良地盤の解析用物性値の設定
 - 4.1 基本方針
 - 4.2 既設改良地盤（改良地盤④，薬液注入工法）
 - 4.2.1 原位置試験及び室内試験
 - 4.2.2 解析用物性値の設定方法
 - 4.2.3 解析用物性値の設定
 - 4.3 既設改良地盤（改良地盤⑤，高圧噴射攪拌工法）
 - 4.3.1 原位置試験及び室内試験
 - 4.3.2 解析用物性値の設定方法
 - 4.3.3 解析用物性値の設定
 - 4.4 既設改良地盤（改良地盤⑥，高圧噴射攪拌工法）
 - 4.4.1 原位置試験及び室内試験
 - 4.4.2 解析用物性値の設定方法
 - 4.4.3 解析用物性値の設定
 - 4.5 新設改良地盤（改良地盤①～③，薬液注入工法）
 - 4.5.1 室内配合試験
 - 4.5.2 解析用物性値の設定方法
 - 4.5.3 解析用物性値の設定
 - 4.6 新設改良地盤（改良地盤⑦，高圧噴射攪拌工法）
 - 4.6.1 室内配合試験
 - 4.6.2 解析用物性値の設定方法
 - 4.6.3 解析用物性値の設定
 - 4.7 新設改良地盤（置換コンクリート）
 - 4.7.1 解析用物性値の設定
 - 4.8 既設改良地盤（改良地盤⑧，流動化処理工法）
 - 4.8.1 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧の経緯及び役割
 - 4.8.2 供試体作製及び室内試験
 - 4.8.3 解析用物性値の設定方法
 - 4.8.4 解析用物性値の設定
5. 品質確認方針
 - 5.1 品質確認準拠基準について
 - 5.2 品質確認試験の頻度

5.3 品質確認項目

5.3.1 設置変更許可段階の申し送り事項となった新設改良地盤

5.3.2 その他の新設改良地盤

5.4 品質確認方法

5.5 品質確認結果

5.5.1 原位置試験及び試料採取位置

5.5.2 試験結果

5.5.3 改良地盤①～③の試験結果と管理目標値との対比

(参考1) 設置変更許可段階における防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の解析用物性値
について

(参考2) 設置変更許可段階における防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の発生応力範囲
について

1. 概要

島根原子力発電所の土木構造物は、構造物の支持や構造物の変形抑制等の役割に期待して、地盤改良やコンクリートの置換を実施している。

土木構造物の評価において、これらの改良地盤を含めて解析モデルを作成する必要があることから、原位置試験及び室内試験等に基づき、改良地盤に適切な解析用物性値を設定する。

また、改良地盤に期待する役割や物性値設定の経緯に応じて品質確認方針を設定のうえ、改良地盤の品質が確保されていることを確認する。

改良地盤のうち、2022年3月31日時点において施工済みのもの（以下「既設改良地盤」という。）については、施工後の原位置試験及び室内試験の試験結果を踏まえて解析用物性値を設定する。

また、2022年3月31日時点において施工中、**若しくは**計画中のもの（以下「新設改良地盤」という。）については、室内配合試験において作製した供試体の試験結果を踏まえて解析用物性値を設定する。

新設改良地盤のうち防波壁（逆T擁壁）の改良地盤については、設置変更許可段階において地震動及び地殻変動による基礎地盤の傾斜が基本設計段階の目安値である1/2000を上回るものの、施設の安全機能を損なうおそれがない地盤であることを確認したことから、「防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の基本設計方針としては、設置変更許可段階において設定したP S検層等に基づく改良地盤の物性値（管理目標値）が確保されていることを三軸圧縮試験等の室内試験及び原位置試験で確認する」としている。

上述を踏まえ、図1-1のフローに基づき、防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の設計及び施工を実施する。防波壁（逆T擁壁）の改良地盤は、実施工に先立って実施する室内配合試験において、三軸圧縮試験及び超音波速度測定等により解析用物性値を設定することとし、設置変更許可段階において設定したP S検層等に基づく改良地盤の物性値（管理目標値）が確保されていることを確認する。

また、実施工における三軸圧縮試験及びP S検層により、設置変更許可段階において設定したP S検層等に基づく改良地盤の物性値（管理目標値）及び室内配合試験において設定した解析用物性値が確保されていることを、設工認審査において説明する。

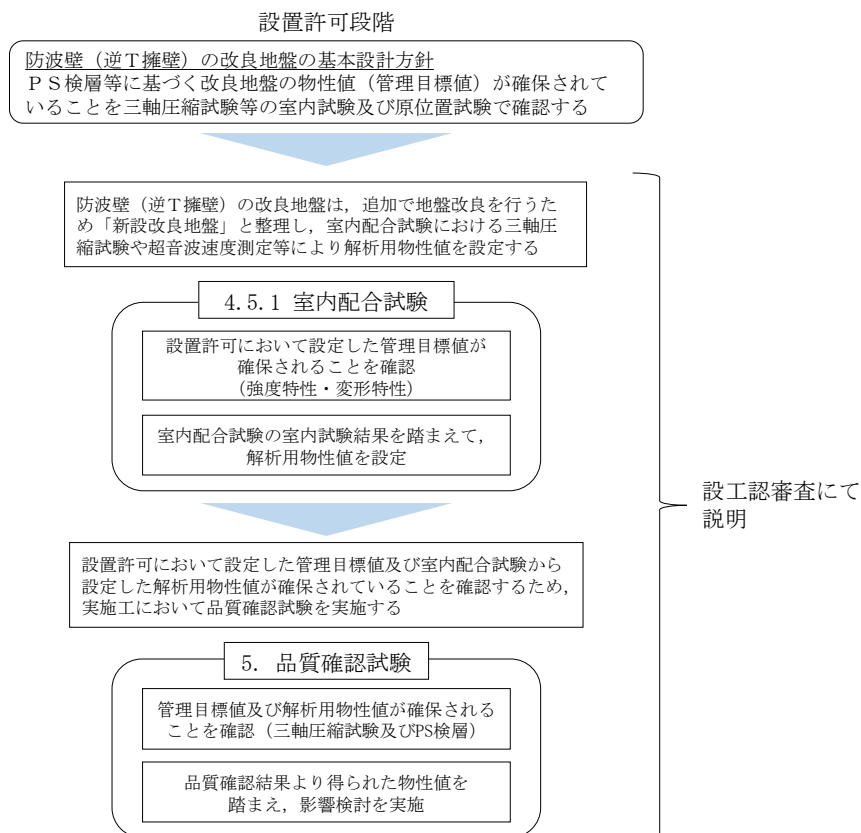


図1-1 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の検討フロー

2. 改良地盤の概要

2.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

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

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

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

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

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

表 2.1-1 に示す工法のうち、島根原子力発電所で適用している地盤改良工法としては、適用地盤や工法の効果とも幅広い「固結工法」を基本としている。固結工法のうち、採用した工法は深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工法）及び薬液注入工法である。

この他、置換工法のうち、掘削置換工法（コンクリート置換工及び流動化処理工法）を採用した。

2.2 地盤改良工法の概要

島根原子力発電所で適用している地盤改良工法の概要を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 施工方法の概要 (1/2)

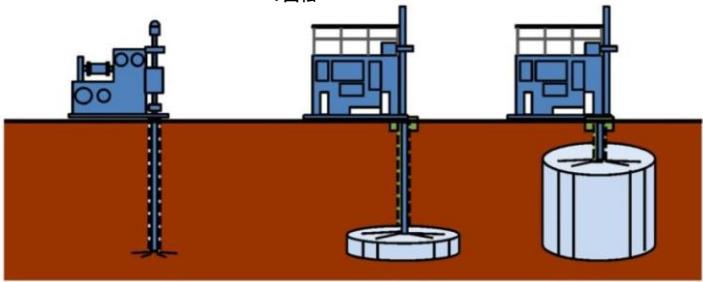
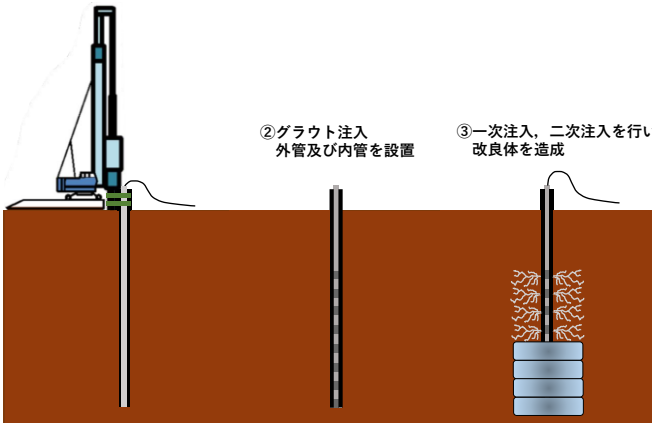
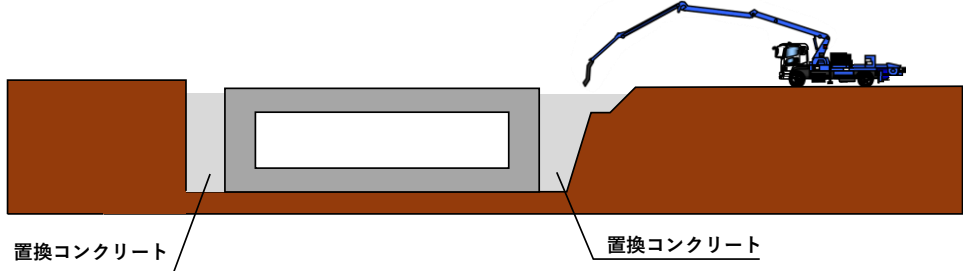
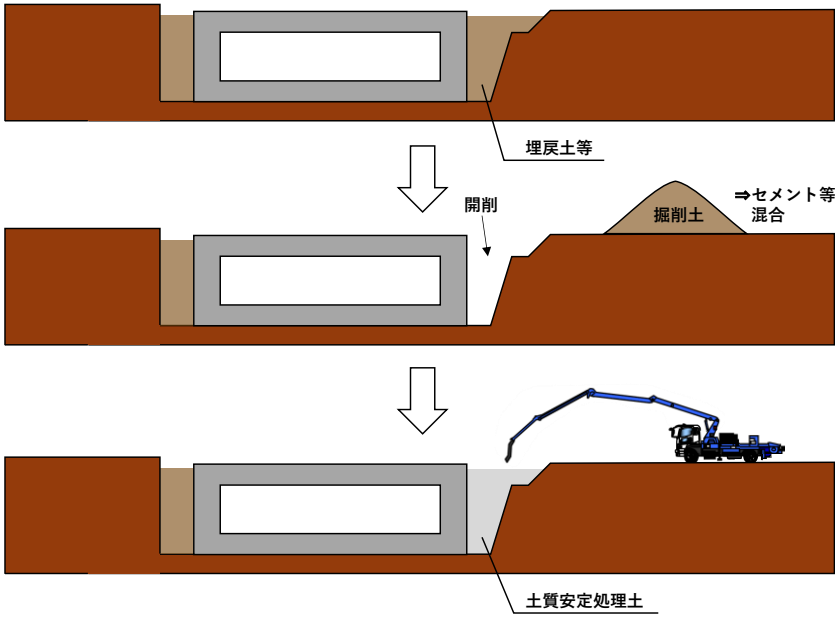
工法	概要
<p>深層混合 処理工法 (高圧噴射 攪拌工法)</p>	<p>高圧でセメントミルクを吐出し、原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法。構造物の支持や変形抑制を目的として、地上構造物及び埋設構造物があり開削が困難な防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（波返重力擁壁）及び取水槽等にて採用。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-bottom: 10px;"> <div style="text-align: center;"> <p>①ガイドホール設置 所定深度まで削孔</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>②機器設置 ロッド建て込み、超高圧 ジェットの噴射・モニター の回転</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>③②の状態を保ちつつ モニターを引き上げ、 スライムの排出</p> </div> </div>  <p style="text-align: center;">高圧噴射攪拌工法の概要</p>
<p>薬液注入 工法</p>	<p>ケーシングで削孔し、薬液を注入することで、改良体を造成する工法。地盤に注入された薬液は、地盤の土粒子構造を変えずに、地盤内の間隙水と置き換わることで粘着力を付加する。構造物の支持や変形抑制を目的として、地上構造物及び埋設構造物があり開削が困難な防波壁（逆T擁壁）及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）にて採用。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-bottom: 10px;"> <div style="text-align: center;"> <p>①ケーシング設置 所定深度まで削孔</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>②グラウト注入 外管及び内管を設置</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>③一次注入、二次注入を行い 改良体を造成</p> </div> </div>  <p style="text-align: center;">薬液注入工法の概要</p>

表 2.2-1 施工方法の概要 (2/2)

工法	概要
<p>掘削置換工法 (コンクリート置換工)</p>	<p>原地盤開削後にコンクリートを打設することで、改良地盤（置換コンクリート）を設置する工法。構造物の変形抑制を目的として、原地盤開削が可能な屋外配管ダクト（タービン建屋～放水槽）にて採用。</p>  <p>置換コンクリート</p> <p>置換コンクリート</p> <p>コンクリート置換工の概要</p>
<p>掘削置換工法 (流動化処理工法)</p>	<p>原地盤開削後に、掘削土に細骨材、セメント及び水を混合して製造した流動化処理土により造成する工法。防波壁（逆T擁壁）基礎地盤の自主的な裕度向上対策として、防波壁背後の埋戻土部の液状化抑制を目的として採用。</p>  <p>埋戻土等</p> <p>開削</p> <p>掘削土</p> <p>⇒セメント等と混合</p> <p>土質安定処理土</p> <p>流動化処理工法の概要</p>

3. 各施設における改良地盤の概要

各施設における改良地盤及び置換コンクリートの施工範囲を図 3-1 に、改良地盤及び置換コンクリートの配置図を図 3-2～図 3-9 に示す。改良地盤及び置換コンクリートの地盤改良工法，目的及び解析用物性値の設定等を整理し，表 3-1 に示す。

表 3-1 に示すとおり，改良地盤及び置換コンクリートの主な目的は，構造物の支持，変形抑制及び難透水性の保持に大別される。その他，防波壁の基礎地盤のすべり安定性向上のために自主対策として改良地盤を設置する。

各施設における改良地盤及び置換コンクリートの施工範囲及び仕様については，各施設の要求機能を満たすように設定する。

なお，図中に記載されるMMRは，マンメイドロックの略称である。



図 3-1 改良地盤及び置換コンクリートを設置する施設の平面配置図

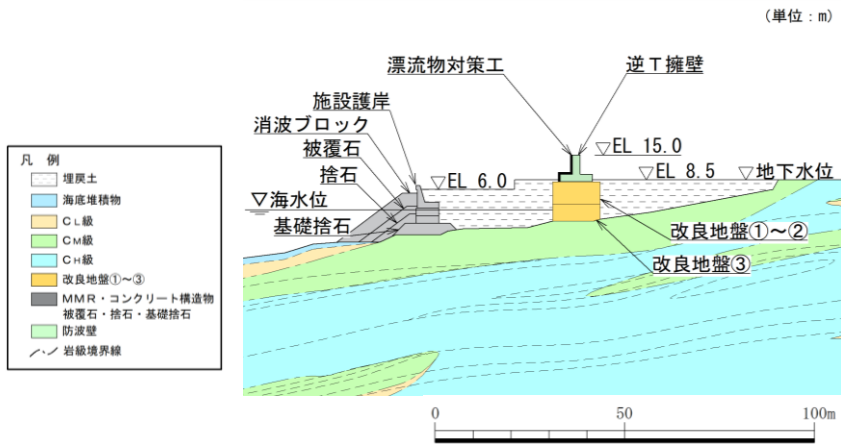


図 3-2 改良地盤①～③の配置図
(防波壁 (逆 T 擁壁), A-A 断面)

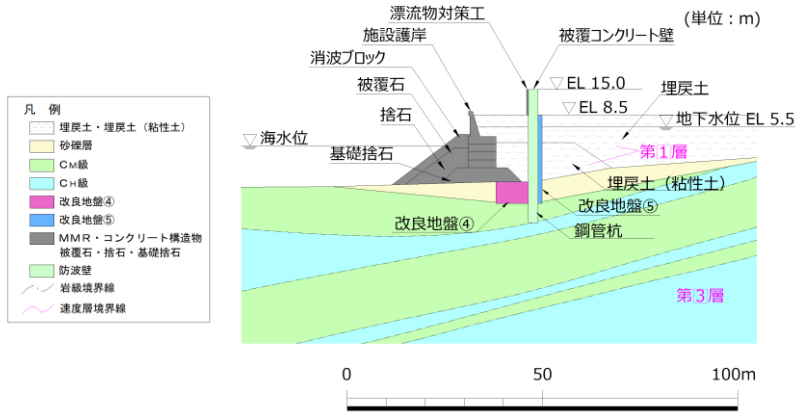


図 3-3 改良地盤④, ⑤の配置図
(防波壁 (多重鋼管杭式擁壁), B-B 断面)

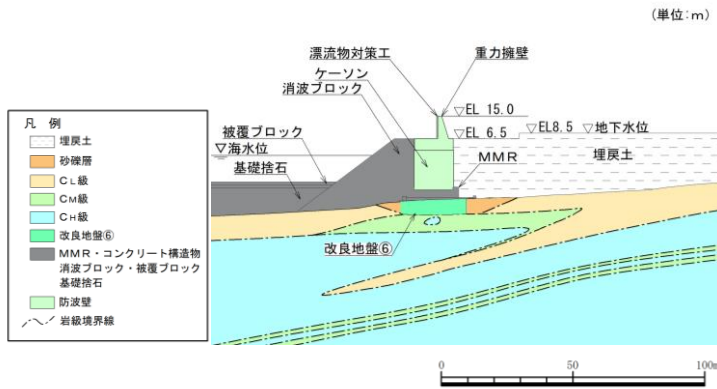


図 3-4 改良地盤⑥の配置図
(防波壁 (波返重力擁壁), C-C 断面)

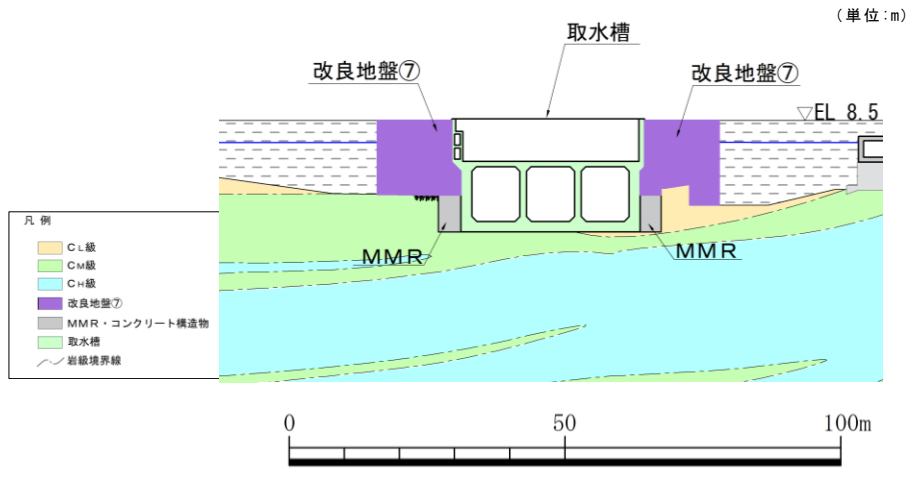


図 3-5 改良地盤⑦の配置図
(取水槽, D-D断面)

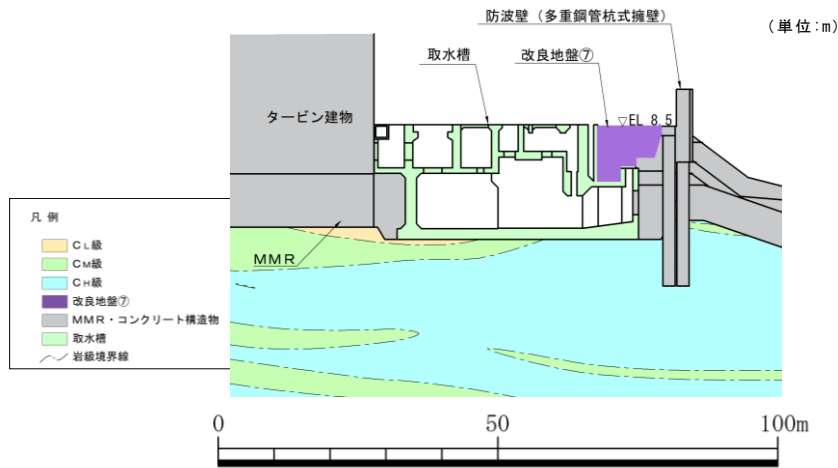


図 3-6 改良地盤⑦の配置図
(取水槽, E-E断面)

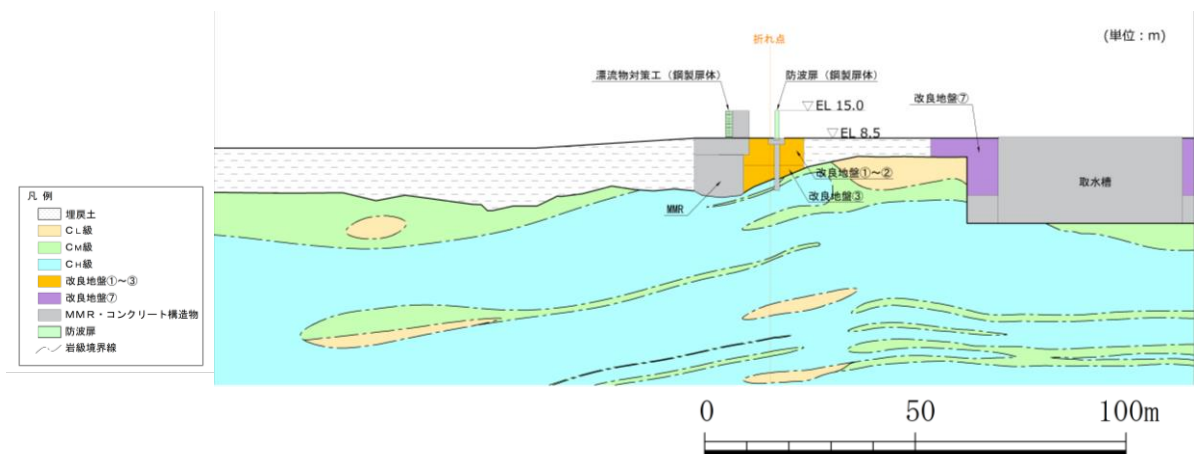


図 3-7 改良地盤①～③の配置図
(防波壁通路防波扉(荷揚場南, F-F断面))

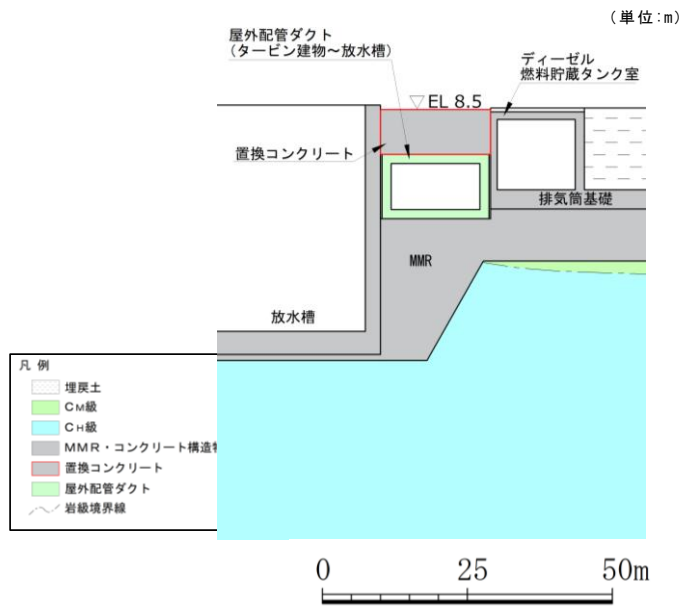


図 3-8 置换コンクリートの配置図
(屋外配管ダクト (タービン建物~放水槽), G-G断面)

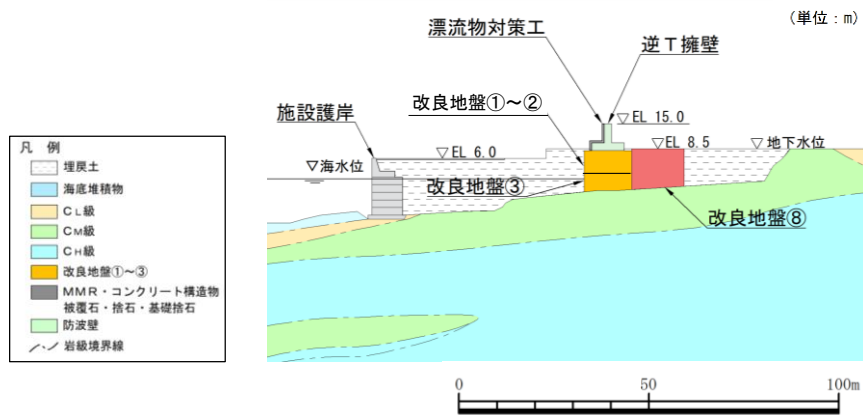


図 3-9 改良地盤⑧の配置図
(防波壁 (逆T擁壁), H-H断面)

表 3-1-1 改良地盤の概要

対象施設	名称	既/新設	地盤改良工法	役割	物性値設定の基礎	解体用物性値算定に用いる試験方法	解体用物性値の設定方針	新設改良地盤の品質確認方法			
防波壁（逆T構） 防波壁通防波扉（併用構）, 9号機東側	改良地盤①	新設	薬液注入工法	擁壁の支持 不透水性の保持	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階の前重量・基礎地盤の安定性評価において、防波壁（逆T構）は地盤変動及び地盤沈下の相対的相対的の目安となる。P・S検査等に基づく物性値（管理目標値）を算定した改良地盤であれば、掘削の安全確保が損なわれたいことを確認する。 設置許可段階において、薬液注入工法により計画した地盤改良を実施し、設置許可段階において、掘削を実施することを確認する。 また、実施工における三軸圧縮試験及びP・S検査により、設置許可段階において算定した物性値（管理目標値）及び室内配合試験から算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下の室内配合試験において以下の試験を実施する。 物理試験（密度、間隙率） 超音波透射試験 三軸圧縮試験 	<ul style="list-style-type: none"> 室内配合試験結果を踏まえた解体用物性値を設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階で設定した物性値（管理目標値）を基礎として、以下の品質確認試験を実施する。 P・S検査 三軸圧縮試験 			
	改良地盤②								<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階の前重量・基礎地盤の安定性評価において、掘削の安全確保が損なわれたいことを確認する。 また、実施工における三軸圧縮試験及びP・S検査により、設置許可段階において算定した物性値（管理目標値）及び室内配合試験から算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下の試験を実施する。 物理試験（密度、間隙率） 超音波透射試験 三軸圧縮試験 	<ul style="list-style-type: none"> 試験結果を踏まえた解体用物性値を設定する。
	改良地盤③										
防波壁（多重鋼管式擁壁） 防波壁（多重鋼管式擁壁） 懸外排水防止弁	改良地盤④	既設 (2013.8 竣工)	薬液注入工法	杭の変形抑制 不透水性の保持	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階の前重量・基礎地盤の安定性評価において、掘削の安全確保が損なわれたいことを確認する。 また、実施工における三軸圧縮試験及びP・S検査により、設置許可段階において算定した物性値（管理目標値）及び室内配合試験から算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下の試験を実施する。 物理試験（密度、間隙率） 超音波透射試験 三軸圧縮試験 	<ul style="list-style-type: none"> 試験結果を踏まえた解体用物性値を設定する。 				
防波壁（逆重力擁壁）	改良地盤⑤	既設 (2019.11 竣工)	高圧噴射掘削工法	ケーソン及び擁壁の支持 (機器・配管系への影響) 不透水性の保持	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階の前重量・基礎地盤の安定性評価において、掘削の安全確保が損なわれたいことを確認する。 また、実施工における三軸圧縮試験及びP・S検査により、設置許可段階において算定した物性値（管理目標値）及び室内配合試験から算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下の試験を実施する。 物理試験（密度、間隙率） 超音波透射試験 三軸圧縮試験 	<ul style="list-style-type: none"> 試験結果を踏まえた解体用物性値を設定する。 				
取水槽	改良地盤⑥	新設	高圧噴射掘削工法	構造物の変形抑制 (機器・配管系への影響)	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階の前重量・基礎地盤の安定性評価において、掘削の安全確保が損なわれたいことを確認する。 また、実施工における三軸圧縮試験及びP・S検査により、設置許可段階において算定した物性値（管理目標値）及び室内配合試験から算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下の試験を実施する。 物理試験（密度、間隙率） 超音波透射試験 三軸圧縮試験 	<ul style="list-style-type: none"> 室内配合試験結果を踏まえた解体用物性値を設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 品質確認方法として、改良地盤の掘削試験を実施する。 P・S検査 三軸圧縮試験 改良地盤の掘削試験において室内配合試験の結果に基づき算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 			
懸外配管ダクト（ケーソン建物→放水槽）	置換コンクリート	新設	置換コンクリート	構造物の変形抑制 (機器・配管系への影響)	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階の前重量・基礎地盤の安定性評価において、掘削の安全確保が損なわれたいことを確認する。 また、実施工における三軸圧縮試験及びP・S検査により、設置許可段階において算定した物性値（管理目標値）及び室内配合試験から算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下の試験を実施する。 物理試験（密度、間隙率） 超音波透射試験 三軸圧縮試験 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの設計基礎強度を踏まえて、コンクリート標準示方書に基づき設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 品質確認方法として、改良地盤の掘削試験を実施する。 P・S検査 三軸圧縮試験 改良地盤の掘削試験において室内配合試験の結果に基づき算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 			
防波壁（逆T構）	改良地盤⑧	既設 (2022.4 完了)	流動化処理工法	基礎地盤のすべり 安定性向上 (自主対策)	<ul style="list-style-type: none"> 設置許可段階の前重量・基礎地盤の安定性評価において、掘削の安全確保が損なわれたいことを確認する。 また、実施工における三軸圧縮試験及びP・S検査により、設置許可段階において算定した物性値（管理目標値）及び室内配合試験から算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 以下の試験を実施する。 物理試験（密度、間隙率） 超音波透射試験 三軸圧縮試験 	<ul style="list-style-type: none"> 試験結果を踏まえた解体用物性値を設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 品質確認方法として、改良地盤の掘削試験を実施する。 P・S検査 三軸圧縮試験 改良地盤の掘削試験において室内配合試験の結果に基づき算定した解体用物性値が確保されていることを確認する。 			

注記*：改良地盤⑧による防波壁（逆T構）への影響について、補足-027-08「浸水防護施設の前重量に関する説明資料」において説明する。

4. 改良地盤の解析用物性値の設定

4.1 基本方針

既設改良地盤（④～⑥，⑧）の解析用物性値については，施工後の原位置試験及び室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

新設改良地盤（①～③，⑦）の解析用物性値については，改良地盤は未施工のため，室内配合試験において作製した供試体の試験結果を踏まえて設定する。

置換コンクリートの解析用物性値については，コンクリートの設計基準強度を踏まえ，文献に基づき設定する。

4.2 既設改良地盤（改良地盤④，薬液注入工法）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の改良地盤④の役割は、「杭の変形抑制」及び「難透水性の保持」である。

既設改良地盤であることから，原位置試験及び三軸圧縮試験，繰返し三軸試験等の室内試験により解析用物性値を設定する。



図 4.2-1 改良地盤④の平面配置図

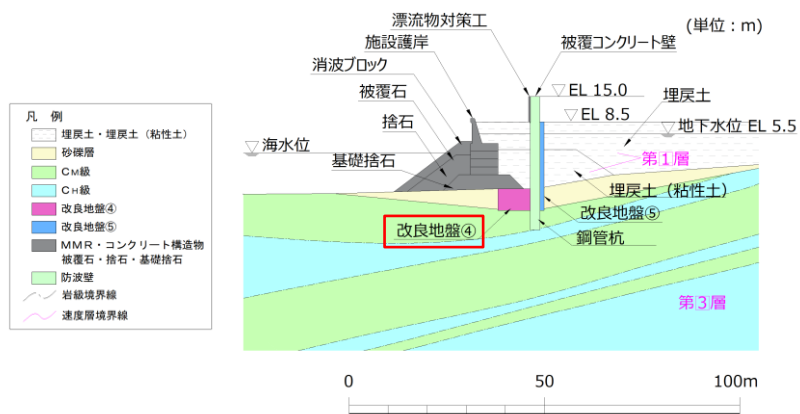


図 4.2-2 改良地盤④の配置図
(防波壁（多重鋼管杭式擁壁），B-B断面）

F

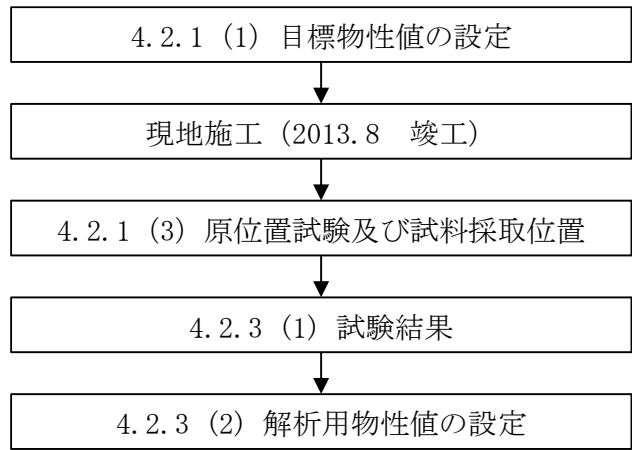


図 4.2-3 改良地盤④の解析用物性値設定のフロー

4.2.1 原位置試験及び室内試験

(1) 目標物性値の設定

表 4.2.1-1 のとおり目標物性値を設定する。

表 4.2.1-1 改良地盤④における目標物性値及び設定根拠

		目標物性値	設定方法
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05	改良前の砂礫層は上載荷重により長期間圧密されており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、改良前の値に設定
	間隙率 n	0.45	改良前の砂礫層の間隙率が 0.39 程度と小さいこと、間隙率が大きいと剛性が低くなり、耐震評価における土圧の評価が保守的になると考えられることから、砂礫層より大きな、砂の慣用値*1を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	886300	変形抑制のための改良地盤であるため、 C_M 級以上の硬質地盤である解放基盤表面相当のせん断波速度 $V_s=700\text{m/s}$ を用いて $G_m=\rho V_s^2$ により、せん断弾性係数 G_m を求め、 G_{ma} を算定 算定方法は「4.2.2 解析用物性値の設定方法」参照
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	慣用値*1
	ポアソン比 ν	0.33	港湾技研資料*1に基づき、下式により算定 $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	改良前の砂礫層は上載荷重により長期間圧密されており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、減衰定数は同等になると考え、改良前の値に設定
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	230	改良強度 q_u を用い、下式により算定 $c'=q_u/2 \cdot \tan(45^\circ + \phi'/2)$ *2
	内部摩擦角 ϕ'	38.74	地盤改良により内部摩擦角 ϕ' は向上すると考えられるが、保守的に改良前の砂礫層の値を設定

注記*1：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法

(港湾技研資料 No. 869, 1997 年 6 月)

*2：浸透固化処理工法技術マニュアル 2010 年度版、沿岸開発技術センター

(2) 試験方法

原位置試験及び室内試験は、日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）の試験基準に基づき実施する。

表 4.2.1-2 改良地盤④の試験項目及び数量

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	3 以上
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	3 以上
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122	—
G/G ₀ ~ γ 関係 h~ γ 関係	地盤材料の変形特性を求め るための繰返し三軸試験方 法	JGS 0542	1 以上
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試 験方法	JGS 0523	3 以上

(3) 原位置試験及び試料採取位置

原位置試験及び試料採取位置について、図 4.2.1-1 に示す。原位置試験及び試料採取位置は、既設構造物の配置等を踏まえ、おおむね均等になるよう配置する。

④-1～④-5 における試験実施項目及び数量を表 4.3.1-3 に示す。

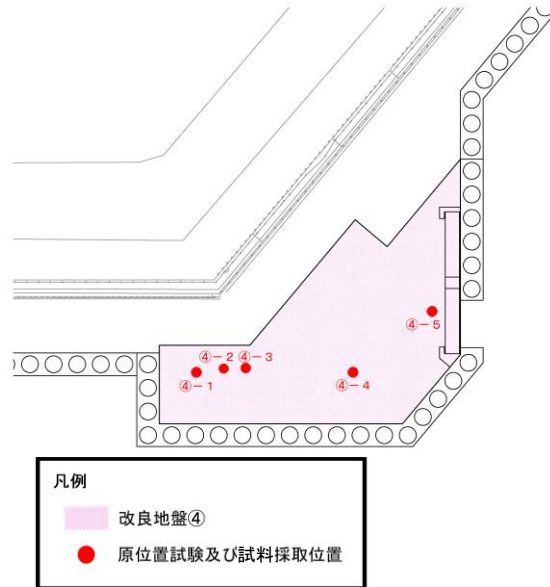


図 4.2.1-1 改良地盤④の原位置試験及び試料採取位置

表 4.2.1-3 各試料採取位置における試験実施項目及び数量

試験項目	採取数量					合計
	④-1	④-2	④-3	④-4	④-5	
密度試験	—	6	—	—	—	6
P S 検層*	5.0	—	—	5.0	5.0	15.0
三軸圧縮試験	—	—	3	—	—	3
繰返し三軸試験	—	—	1	—	—	1

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験の試料の採取位置を表 4.2.1-4 に示す。また、試料採取位置付近のコア写真を図 4.2.1-2 に示す。試料採取にあたっては、砂礫及び改良体を含む位置を選定した。

表 4.2.1-4 三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験の試料の採取位置

試験項目	試料採取深度 (④-3 地点)
三軸圧縮試験	GL-18.52~18.70m, GL-17.98~18.16m, GL-18.16~18.34m
繰返し三軸試験	GL-19.40~19.58m

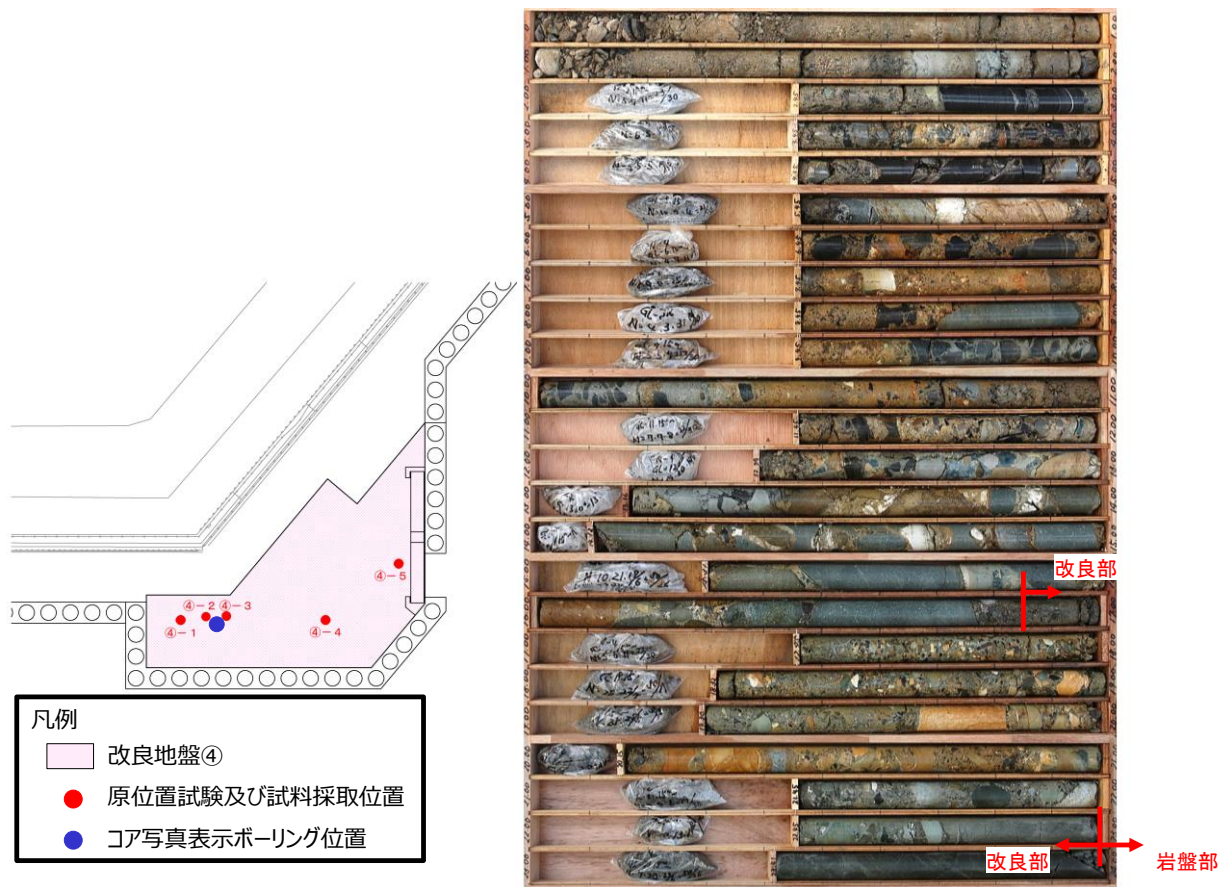


図 4.2.1-2 試料採取位置付近のコア写真

4.2.2 解析用物性値の設定方法

改良地盤の解析用物性値は、改良地盤における原位置試験又は室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

改良地盤の密度 ρ 及び間隙率 n は、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

改良地盤の動せん断弾性係数 G_{ma} は、密度 ρ 、S波速度 V_s より、(式1)に基づき算定したせん断弾性係数 G_m 及び「液状化による構造物被害予測プログラム F L I P において必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869）」（以下「港湾技研資料」という。）に基づく(式2)のとおり設定した。なお、 G_{ma} 算定に用いる σ_v' は図 4.2.2-1 のとおりとする。

$$G_m = \rho V_s^2 \quad (\text{式1})$$

G_m : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S波速度 (m/s)

(i) 内部摩擦角 $\phi = 0$ のとき

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m')^{0.5} \quad (\text{式2})$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kN/m²)

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (kN/m²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (kN/m²)

ここで、 $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$

σ_v' : 改良地盤の層中心における有効上載圧 (kN/m²)

(ii) 内部摩擦角 $\phi \neq 0$ のとき

$$G_{ma} = G_m \cdot (\tau_{ma} / \tau_m)^{0.5}$$

ここで、 $\tau_m = c' \cdot \cos \phi' + \sigma_m \cdot \sin \phi'$

$\tau_{ma} = c' \cdot \cos \phi' + \sigma_{ma} \cdot \sin \phi'$

(単位：m)

- 凡 例
- 埋戻土・埋戻土（粘性土）
 - 砂礫層
 - CM級
 - CH級
 - 改良地盤④
 - 改良地盤⑤
 - MMR・コンクリート構造物
被覆石・捨石・基礎捨石
 - 防波壁
 - 岩級境界線
 - 速度層境界線

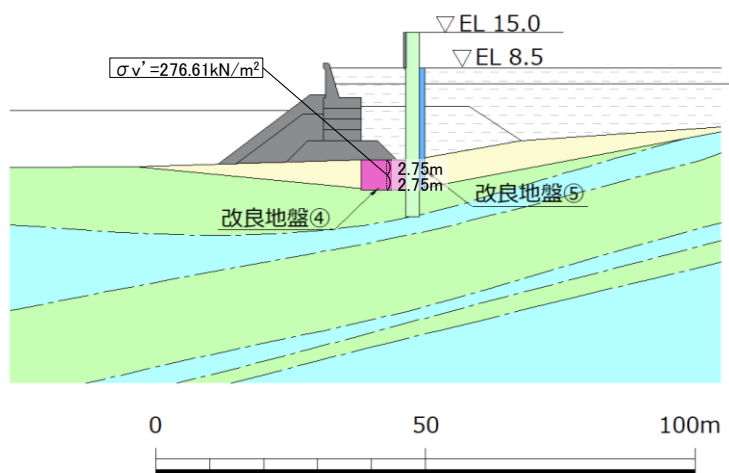


図 4.2.2-1 改良地盤④における G_{ma} 算定に用いる $\sigma v'$

(3) 動的変形特性

改良地盤の動的変形特性は、繰返し三軸試験の試験結果を踏まえて設定する。

有効応力解析では、ひずみ依存特性として、H-D (Hardin-Drnevich) モデルを設定するため、以下の式を用いる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 3})$$

$$h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right) = \frac{h_{max}\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 4})$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = (c' + \sigma'_{ma} \cdot \tan \phi') / G_{ma} \quad (\text{式 5})$$

G : せん断弾性係数

G₀ : 初期せん断弾性係数

γ : せん断ひずみ

γ_r : 基準平均有効拘束圧時の基準ひずみ

h_{max} : 減衰定数の上限値

τ_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断強度

G_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断弾性係数

σ'_{ma} : 基準平均有効拘束圧

c' : 粘着力 (有効応力)

φ' : 内部摩擦角 (有効応力)

(4) ポアソン比 ν

改良地盤のポアソン比 ν は、「港湾技研資料」に基づき、(式 6) により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{式 6})$$

ν : ポアソン比

K₀ : 静止土圧係数 (=0.5)

(5) 粘着力 c' 及び内部摩擦角 φ'

改良地盤の強度特性である粘着力 c' 及び内部摩擦角 φ' については、三軸圧縮試験の試験結果を踏まえて設定する。

4.2.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

改良地盤④の原位置試験及び室内試験における試験数量を表 4.2.3-1 に示す。また、試験結果を表 4.2.3-2～表 4.2.3-3 及び図 4.2.3-1～図 4.2.3-5 に示す。

表 4.2.3-1 改良地盤④の原位置試験及び室内試験における試験数量一覧

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	6
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	6
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法 (P S 検層)	JGS 1122	15.0*
G/G0～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求める ための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験 方法	JGS 0523	3

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

表 4.2.3-2 密度試験結果

試料採取位置	飽和密度 (g/cm ³)	間隙率
④-2	2.028	0.400
	2.062	0.382
	2.095	0.354
	1.869	0.498
	2.013	0.398
	2.230	0.307
平均	2.050	0.390

表 4.2.3-3 P S 検層試験結果

試験実施位置	P 波速度 (m/s)		S 波速度 (m/s)	
	試料数*	速度値	試料数*	速度値
④-1	3.0	2500	3.0	700
	2.0	2550	2.0	750
④-4	3.0	2510	3.0	700
	2.0	2550	2.0	750
④-5	3.0	2510	5.0	700
	2.0	2500		
加重平均		2517		713

注記* : P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

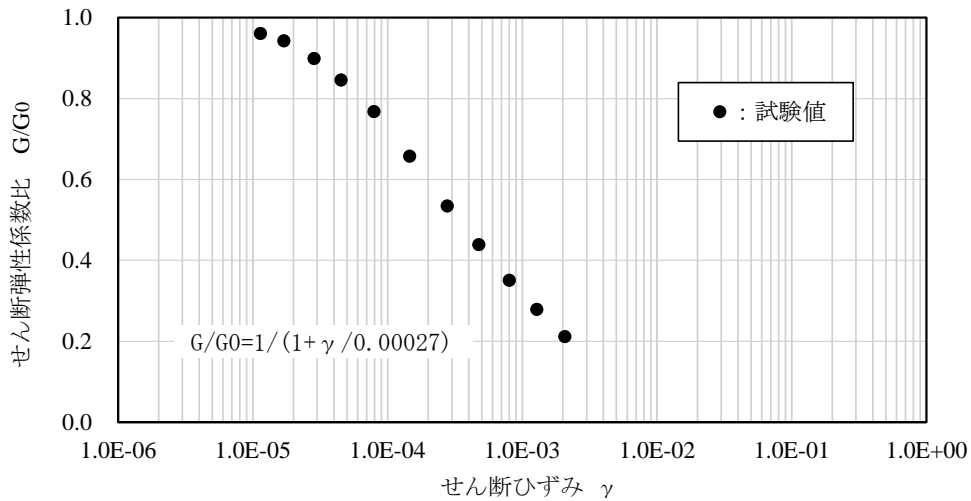


図 4.2.3-1 繰返し三軸試験結果 (G/G₀のひずみ依存特性)

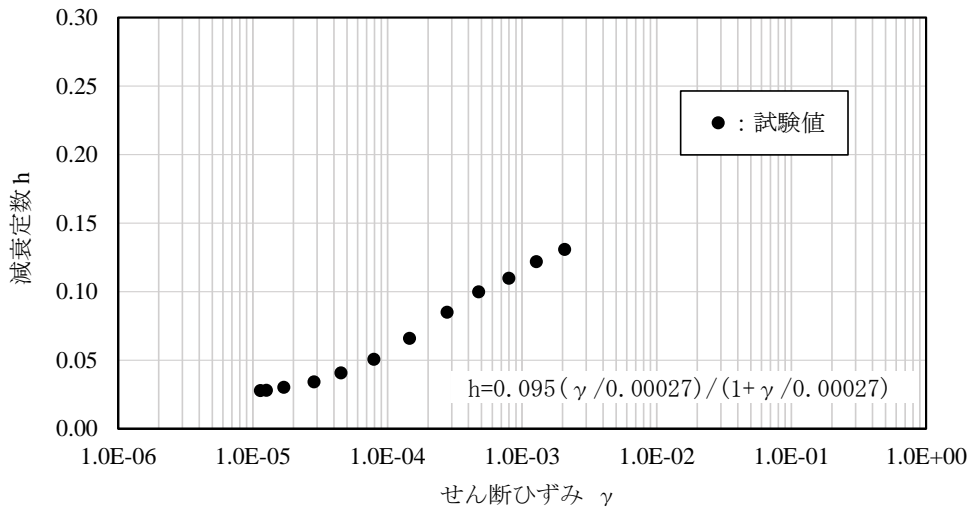


図 4.2.3-2 繰返し三軸試験結果 (減衰定数のひずみ依存特性)

図 4.2.3-3 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より、供試体は破壊していないことから、試験結果は妥当であると判断した。

なお、本試験では、J G S 2563「軟岩の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」を参考に、繰返し载荷により供試体が破壊しないよう、三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で軸差応力を設定している。本試験結果においてせん断ひずみが 1×10^{-3} 程度の結果となった要因は、供試体の剛性が高いことにより、上記により設定した軸差応力の範囲においてせん断ひずみが小さくなったものと考えられる。（図 4.2.3-1 及び図 4.2.3-2 参照）

なお、補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震評価における改良地盤のせん断ひずみを確認する。



図 4.2.3-3 繰返し三軸試験後の供試体写真（改良地盤④）

a) 繰返し载荷過程の前に軸差応力を加える方法（载荷方法 1）

全ての繰返し载荷段階において、供試体に対して排水条件で軸差応力を加えたのちに繰返し载荷を行う方法である。加える軸差応力は、同じ排水条件で得られた三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で可能な限り小さくすることが望ましい。1 回の試験の中で軸差応力の大きさを変えないことを標準とする。

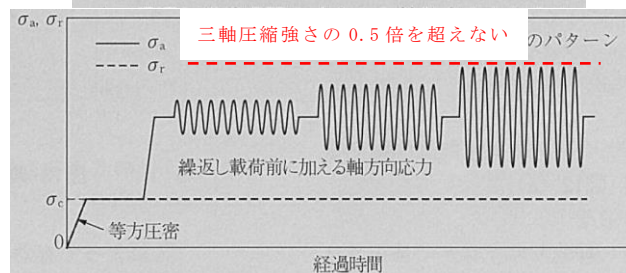


図 4.2.3-4 J G S 2563 载荷方法の模式図等（赤字で加筆）

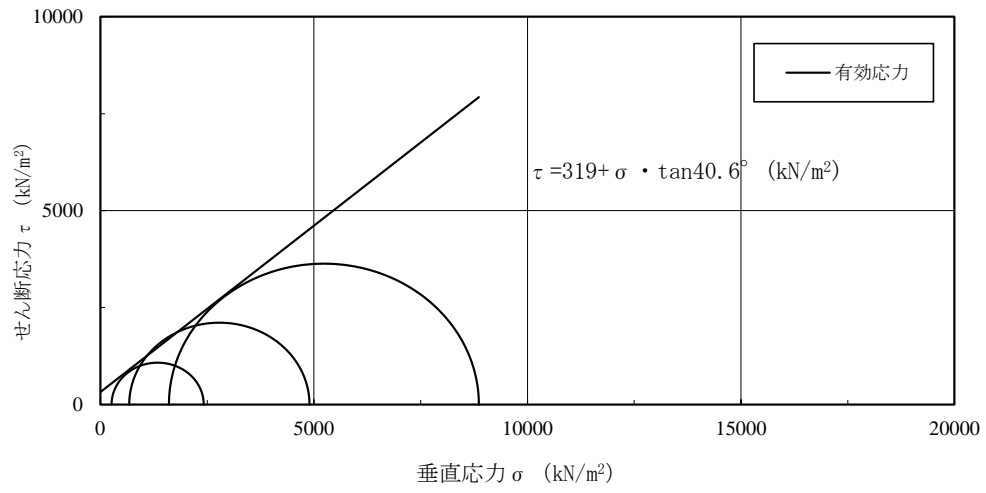


図 4.2.3-5 三軸圧縮試験結果(④-3)

(2) 解析用物性値の設定

改良地盤④の原位置試験及び室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

室内試験で確認された密度 $\rho = 1.869 \sim 2.230 \text{g/cm}^3$ は、改良前の砂礫層の密度 2.05g/cm^3 と同等であることから、目標物性値の密度 2.05g/cm^3 を採用する。

また、間隙率 n について、室内試験における間隙率 $0.307 \sim 0.498$ も目標物性値の間隙率 0.45 と同等であることから、目標物性値の間隙率 0.45 を採用する。

b. 動せん断弾性係数 G_{ma}

PS 検層による試験値と目標物性値との比較を表 4.2.3-4 に示す。

改良地盤④の改良目的は杭の変形抑制及び難透水性の確保であり、動せん断弾性係数が小さい方が耐震評価が保守的になると考えられるため、目標物性値を解析用物性値に設定する。

表 4.2.3-4 PS 検層における試験値と目標物性値との比較（動せん断弾性係数）

	目標物性値	試験値
S 波速度 V_s (m/s)	700	713
動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	886300 解析用物性値に設定	983300

c. 動的変形特性

改良地盤④について、室内試験における繰返し三軸試験結果、並びに目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を図 4.2.3-6 及び図 4.2.3-7 に示す。

試験結果は目標物性値を上回っていることから目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を解析用物性値に設定する。

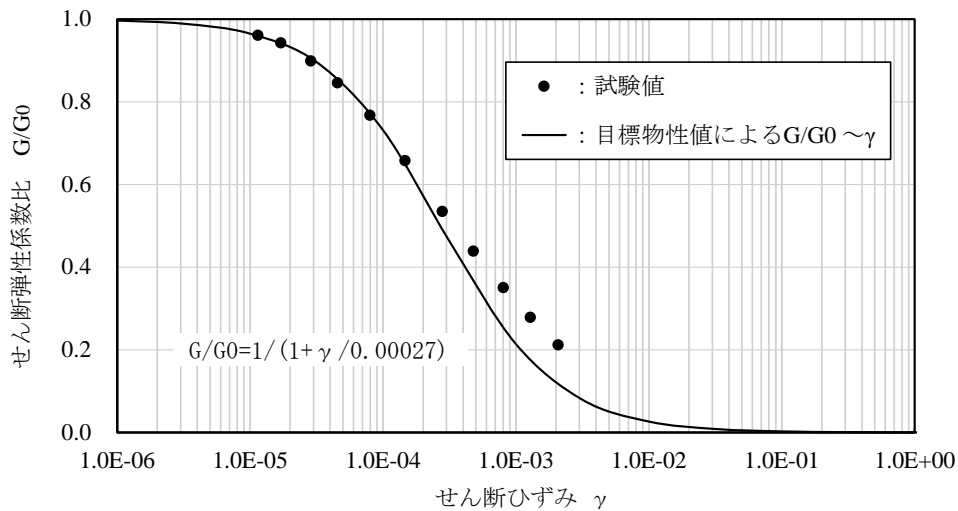


図 4.2.3-6 改良地盤④における G/G_0 のひずみ依存特性

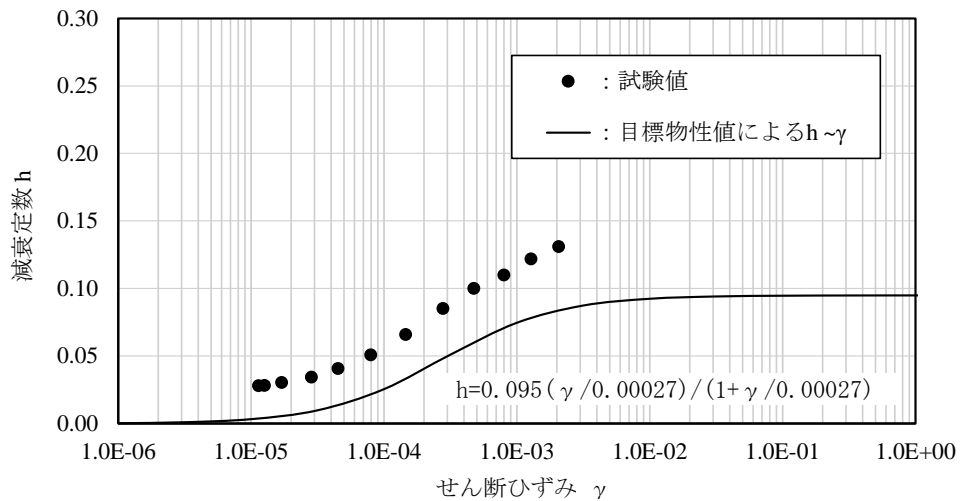


図 4.2.3-7 改良地盤④における減衰定数のひずみ依存特性

d. 粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

(式 1) により算定されるせん断強度 τ を指標とし、室内試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.2.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認する。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (\text{式 1})$$

室内試験における試験値と目標物性値の比較を表 4.2.3-5 に示す。

試験値は、粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ' とともに目標物性値を上回るため、室内試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.2.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認したことから、解析用物性値として、目標物性値に設定した強度特性 (表 4.2.3-5) を設定する。

表 4.2.3-5 室内試験における試験値と目標物性値との比較 (強度特性)

	目標物性値	試験値
粘着力 c' (kN/m ²)	230	319
内部摩擦角 ϕ' (°)	38.74 解析用物性値に設定	40.6

e. 改良地盤④の解析用物性値

以上を踏まえ、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の改良地盤④における解析用物性値を表 4.2.3-6 に、その設定根拠を表 4.2.3-7 に示す。

表 4.2.3-6 改良地盤④における解析用物性値

		解析用物性値 (改良地盤④)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	886300
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	230
	内部摩擦角 ϕ'	38.74

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

表 4.2.3-7 改良地盤④における解析用物性値の設定根拠

		設定根拠 (改良地盤④)
物理特性	密度 ρ	室内試験における密度は、目標物性値の密度と同等であることから、目標物性値である改良前の砂礫層の密度を設定
	間隙率 n	室内試験における間隙率は、目標物性値を下回ることから、目標物性値である砂の慣用値*1を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	PS 検層におけるせん断波速度Vsは、目標物性値を上回ることから、改良前の砂礫層のせん断波速度Vs=700m/sを用いて $Gm = \rho Vs^2$ により、せん断弾性係数Gmを算定 算定したGmから、港湾技術資料*1の算定式に基づき基準平均有効拘束圧における動せん断弾性係数Gmaを設定
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値*1
	ポアソン比 ν	慣用値*1
	減衰定数の上限値 h_{max}	室内試験におけるG/G ₀ は、目標物性値から設定したG/G ₀ のひずみ依存特性の曲線を上回ることから、目標物性値である改良前の砂礫層のhmaxを設定
強度特性	粘着力 c'	室内試験における粘着力は、目標物性値を上回ることから、目標物性値である、文献*2に記載の設計強度より求めた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ'	室内試験における内部摩擦角は、目標物性値を上回ることから、目標物性値である改良前の砂礫層の内部摩擦角を設定

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

*2：浸透固化処理工法技術マニュアル2010年版，沿岸開発技術研究センター

4.3 既設改良地盤（改良地盤⑤， 高压喷射攪拌工法）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の改良地盤⑤の役割は、「難透水性の保持」である。

既設改良地盤であることから，原位置試験及び三軸圧縮試験，繰返し三軸試験等の室内試験により解析用物性値を設定する。

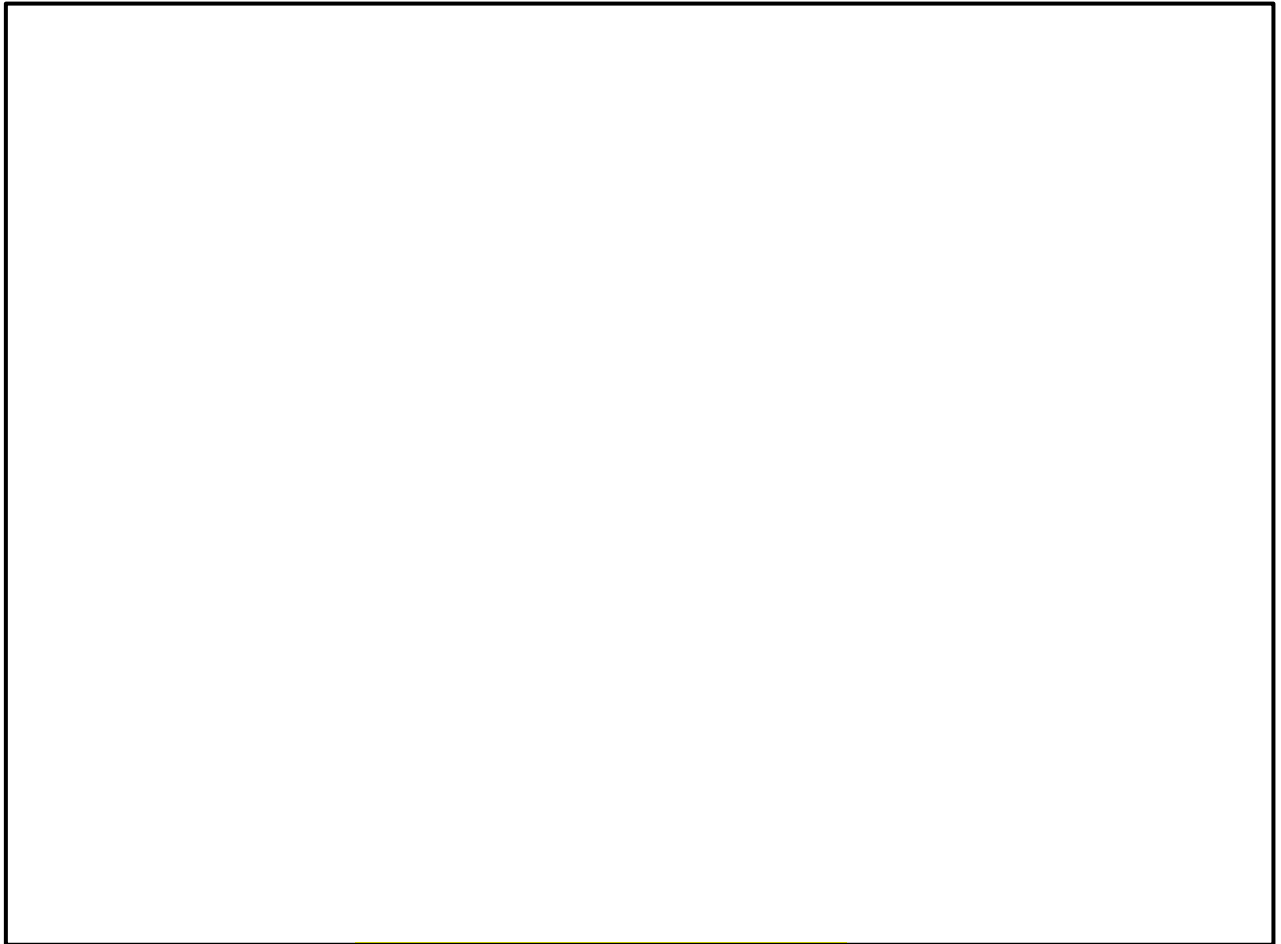


図 4.3-1 改良地盤⑤の平面配置図

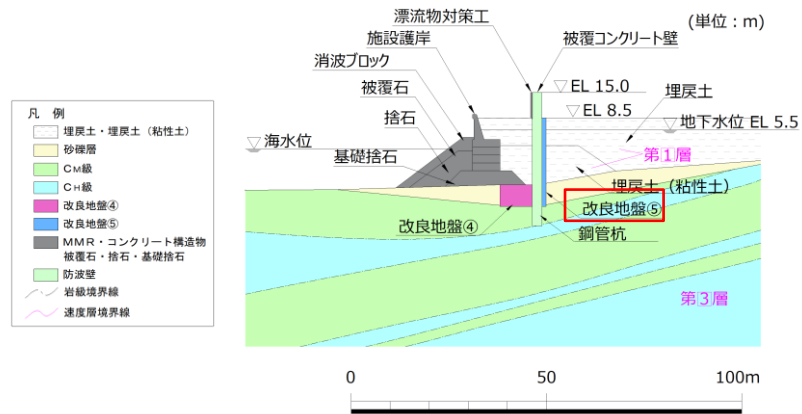


図 4.3-2 改良地盤⑤の配置図
(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）， B - B 断面)

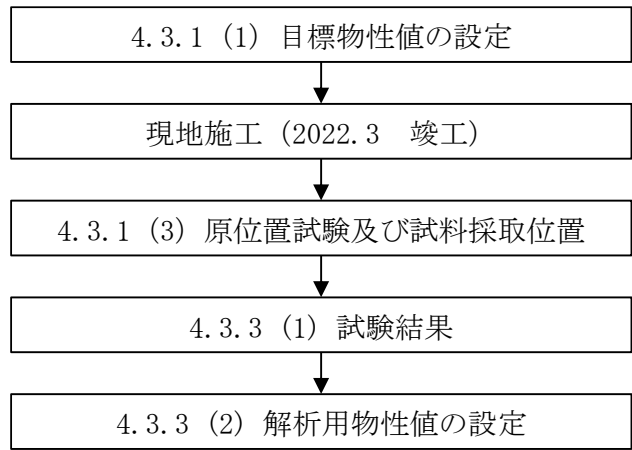


図 4.3-3 改良地盤⑤の解析用物性値設定のフロー

4.3.1 原位置試験及び室内試験

(1) 目標物性値の設定

表 4.3.1-1 のとおり目標物性値を設定する。

詳細な設定方法は「4.2.2 解析用物性値の設定方法」と同じとする。

表 4.3.1-1 改良地盤⑤における目標物性値及び設定根拠

		目標物性値	設定方法
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	改良前の埋戻土は十分に締固められており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、改良前の値に設定
	間隙率 n	0.45	改良前の埋戻土は十分に締固められており、間隙率が 0.25 程度と小さいこと、間隙率が大きいと剛性が低くなり、耐震評価における土圧の評価が保守的になると考えられることから、埋戻土より大きな砂の慣用値*1を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	368100	当該地盤改良の目的が難透水性の確保であること、剛性が低い方が耐震評価における土圧の評価が保守的になると考えられることから、改良前の埋戻土相当のせん断波速度 $V_s=430\text{m/s}$ を用いて $G_m=\rho V_s^2$ により、せん断弾性係数 G_m を求め、 G_{ma} を算定 算定方法は「4.2.2 解析用物性値の設定方法」参照
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	慣用値*1
	ポアソン比 ν	0.33	港湾技研資料*1に基づき、下式により算定した。 $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	改良前の埋戻土は、十分に締固められており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、減衰定数は同等になると考え、改良前の値に設定
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	1250	改良強度 $q_u=2500\text{kN/m}^2$ から、下式により算定 $c = q_u/2$ *2
	内部摩擦角 ϕ'	0	高压噴射攪拌工法であり、C材の性質を有すると考えられることから、 $\phi' = 0$ とした。

注記*1：液状化による構造物被害予測プログラム F L I P において必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869, 1997 年 6 月）

*2：地盤工学用語辞典（地盤工学会，2006.3）

(2) 試験方法

原位置試験及び室内試験は、日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）の試験基準に基づき実施する。

表 4.3.1-2 改良地盤⑤の試験項目及び必要試験数量

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	3 以上
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	3 以上
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122	—
G/G ₀ ～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求める ための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1 以上
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験 方法	JGS 0523	3 以上

(3) 原位置試験及び試料採取位置

原位置試験及び試料採取位置について、図 4.3.1-1 に示す。既設改良地盤における原位置試験及び試料採取位置は、既設構造物の配置等を踏まえ、おおむね均等になるよう配置する。

⑤-1～⑤-4 における試験実施項目及び数量を表 4.3.1-3 に示す。

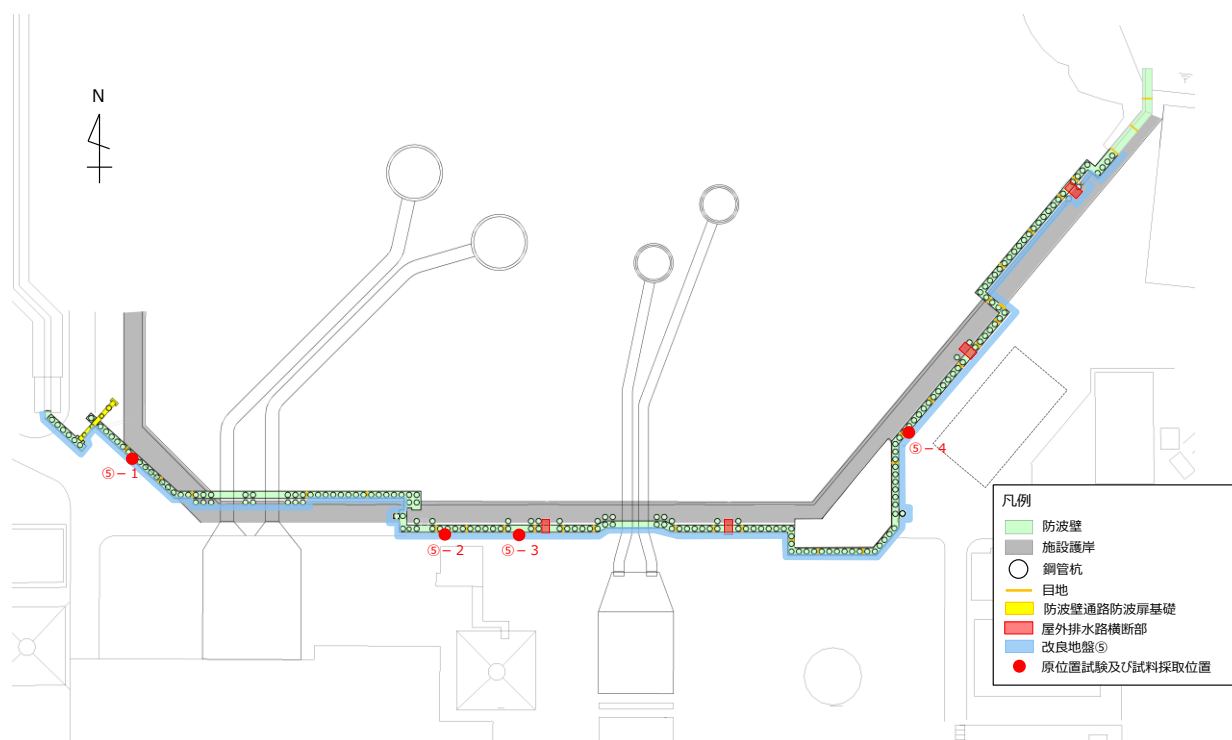


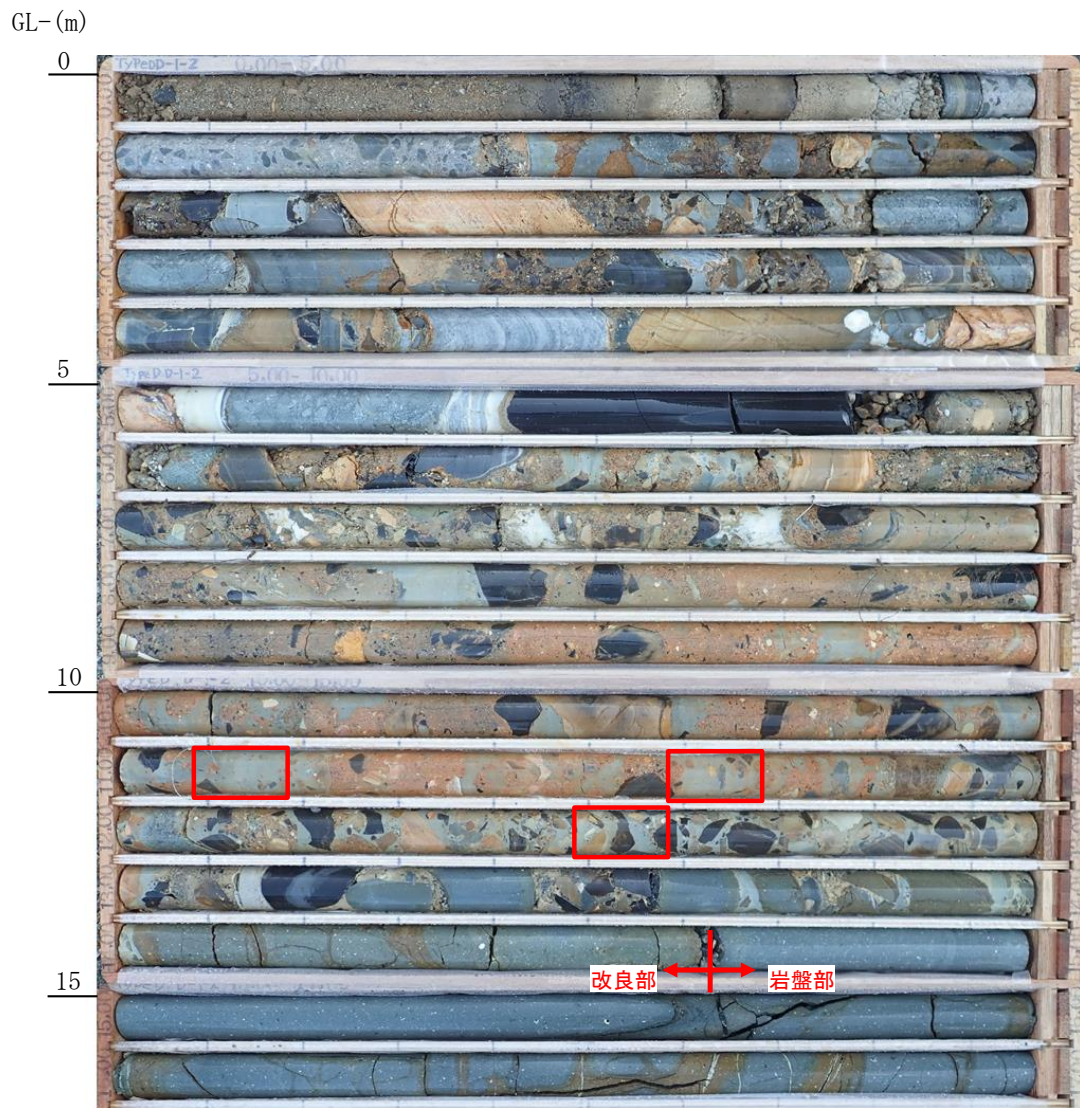
図 4.3.1-1 改良地盤⑤の原位置試験及び試料採取位置

表 4.3.1-3 各試料採取位置における試験実施項目及び数量

試験項目	採取数量				
	⑤-1	⑤-2	⑤-3	⑤-4	合計
密度試験	3	3	—	3	9
P S 検層*	5.8	—	12.4	15.1	33.3
三軸圧縮試験	—	3	—	—	3
繰返し三軸試験	—	—	1	—	1

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験の試料を採取したボーリングコア及び試験に使用した試料の採取位置を 図 4.3.1-2 及び図 4.3.1-3 に示す。試料採取にあたっては、埋戻土の岩砕及び改良体を含む位置を選定した。



三軸試験試料採取位置

図 4.3.1-2 ボーリングコア写真⑤-2
試料採取位置

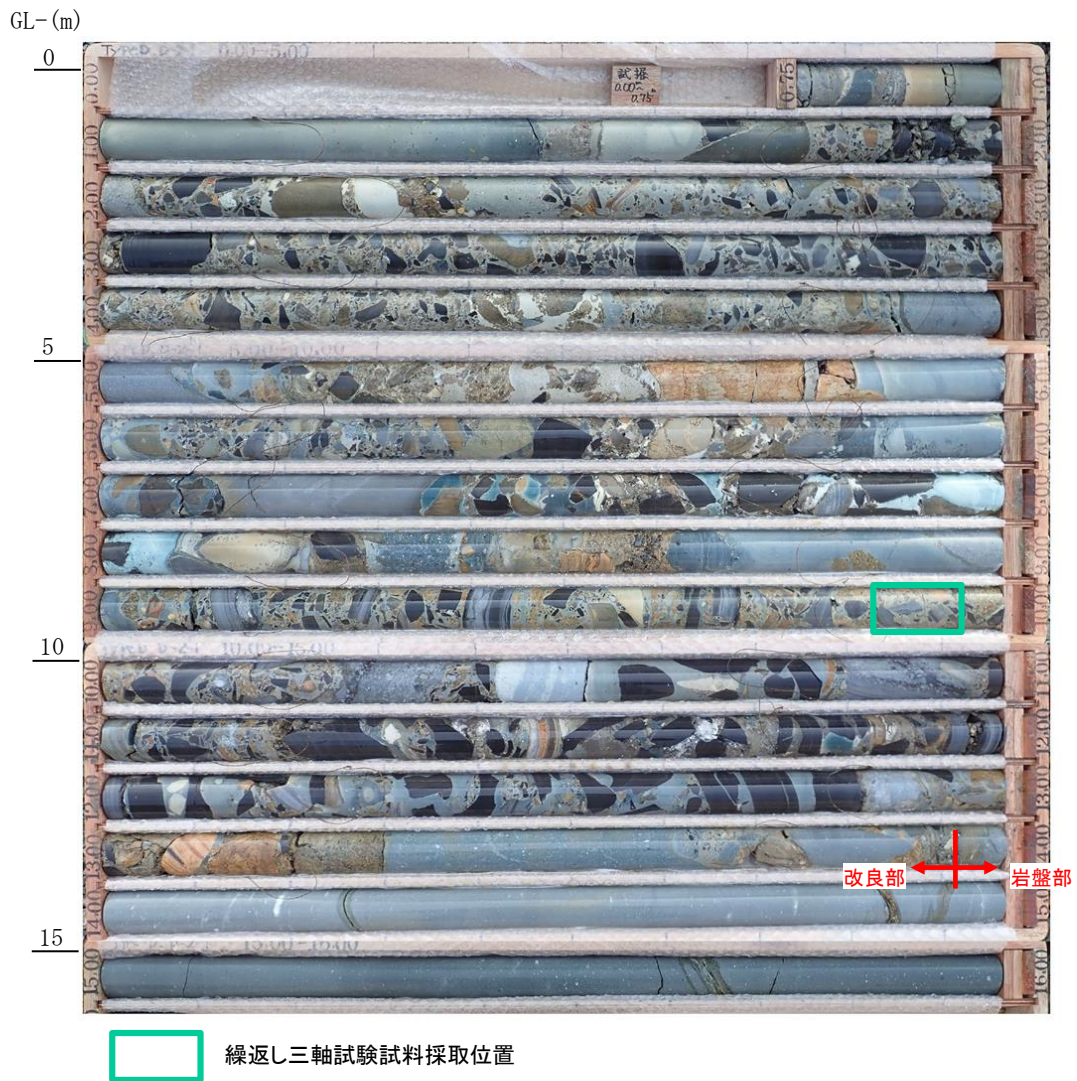


図 4.3.1-3 ボーリングコア写真⑤-3
試料採取位置

4.3.2 解析用物性値の設定方法

目標物性値及び試験結果を踏まえた解析用物性値の設定方法の詳細については、「4.2 既設改良地盤（改良地盤④，薬液注入）」と同様とする。ただし、 G_{ma} の算定に用いる σ_v' は図 4.3.2-1 のとおりとする。

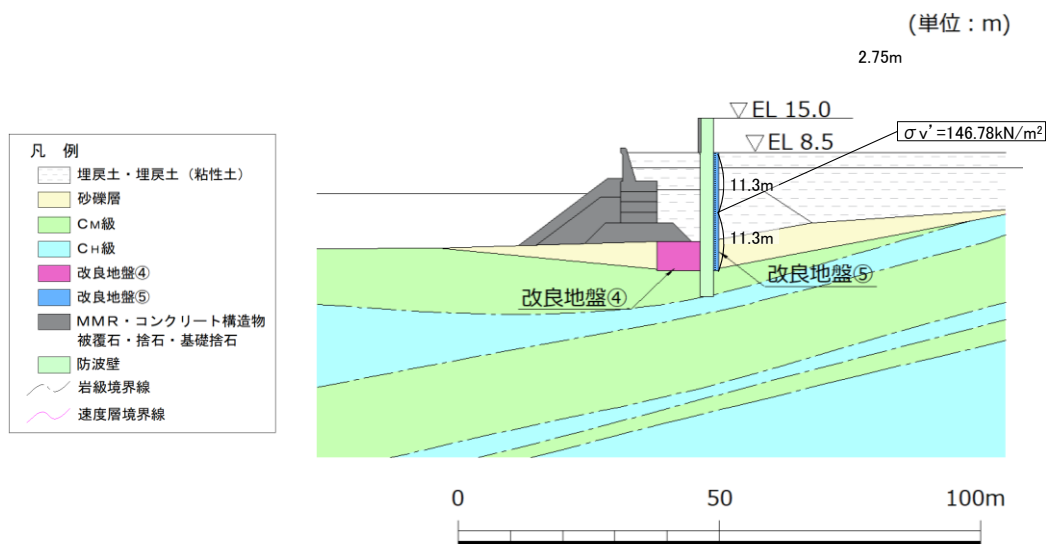


図 4.3.2-1 改良地盤⑤における G_{ma} の算定に用いる σ_v'

4.3.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

改良地盤⑤の原位置試験及び室内試験における試験数量を表 4.3.3-1 に示す。また、試験結果を表 4.3.3-2～表 4.3.3-3 及び図 4.3.3-1～図 4.3.3-5 に示す。

表 4.3.3-1 改良地盤⑤の原位置試験及び室内試験における試験数量一覧

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	9
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	9
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法 (P S 検層)	JGS 1122	33.3*
G/G ₀ ～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求める ための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験 方法	JGS 0523	3

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

表 4.3.3-2 密度試験結果

試料採取位置	飽和密度 (g/cm ³)	間隙率
⑤-1	2.095	0.237
	2.206	0.216
	2.347	0.146
⑤-2	1.913	0.397
	1.976	0.378
	2.058	0.314
⑤-4	2.201	0.252
	2.000	0.344
	1.955	0.378
平均	2.083	0.296

表 4.3.3-3 P S 検層試験結果

試験実施位置	P 波速度 (m/s)		S 波速度 (m/s)	
	試料数*	速度値	試料数*	速度値
⑤-1	5.8	2140	5.8	830
⑤-3	12.4	2030	12.4	1070
⑤-4	15.1	2070	15.1	870
加重平均		2067		938

注記* : P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

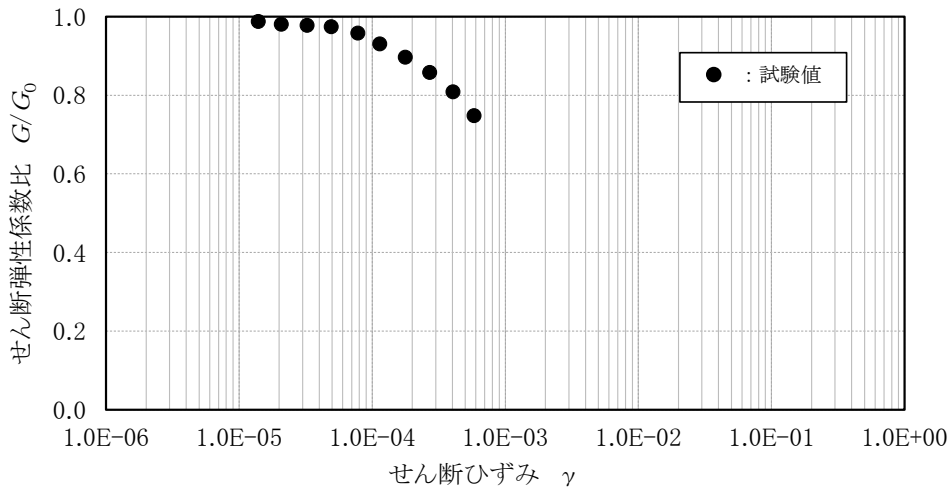


図 4.3.3-1 繰返し三軸試験結果 (G/G_0 のひずみ依存特性)

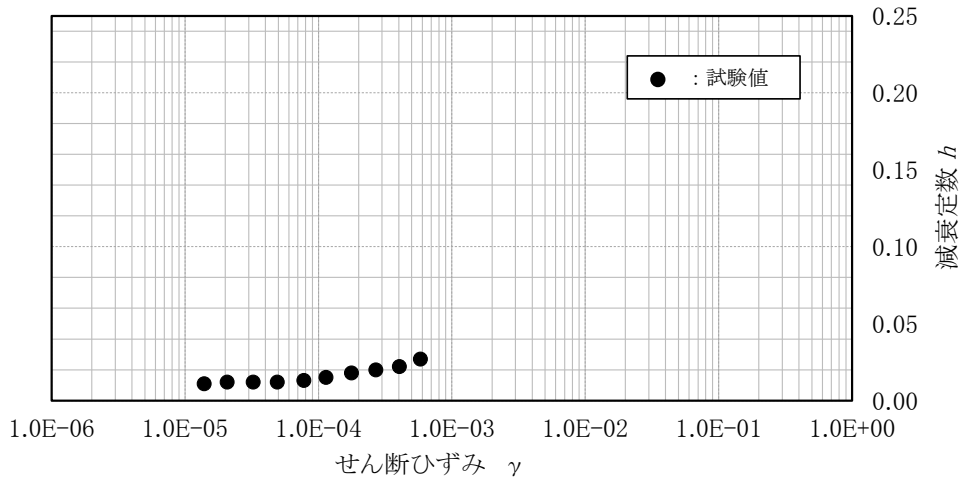


図 4.3.3-2 繰返し三軸試験結果 (減衰定数のひずみ依存特性)

図 4.3.3-3 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より、供試体は破壊していないことから、試験結果は妥当であると判断した。

なお、本試験では、J G S 2563「軟岩の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」を参考に、繰返し载荷により供試体が破壊しないよう、三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で軸差応力を設定している。本試験結果においてせん断ひずみが 1×10^{-3} 程度の結果となった要因は、供試体の剛性が高いことにより、上記により設定した軸差応力の範囲においてせん断ひずみが小さくなったものと考えられる。(図 4.3.3-1 及び図 4.3.3-2 参照)

なお、補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震評価における改良地盤のせん断ひずみを確認する。



図 4.3.3-3 繰返し三軸試験後の供試体写真(改良地盤⑤)

a) 繰返し载荷過程の前に軸差応力を加える方法(载荷方法 1)

全ての繰返し载荷段階において、供試体に対して排水条件で軸差応力を加えたのちに繰返し载荷を行う方法である。加える軸差応力は、同じ排水条件で得られた三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で可能な限り小さくすることが望ましい。1 回の試験の中で軸差応力の大きさを変えないことを標準とする。

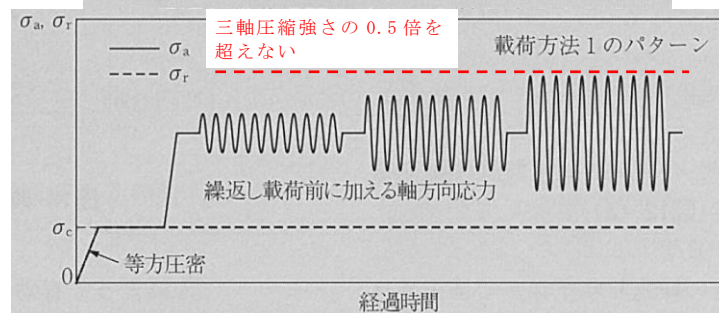


図 4.3.3-4 J G S 2563 载荷方法の模式図等(赤字で加筆)

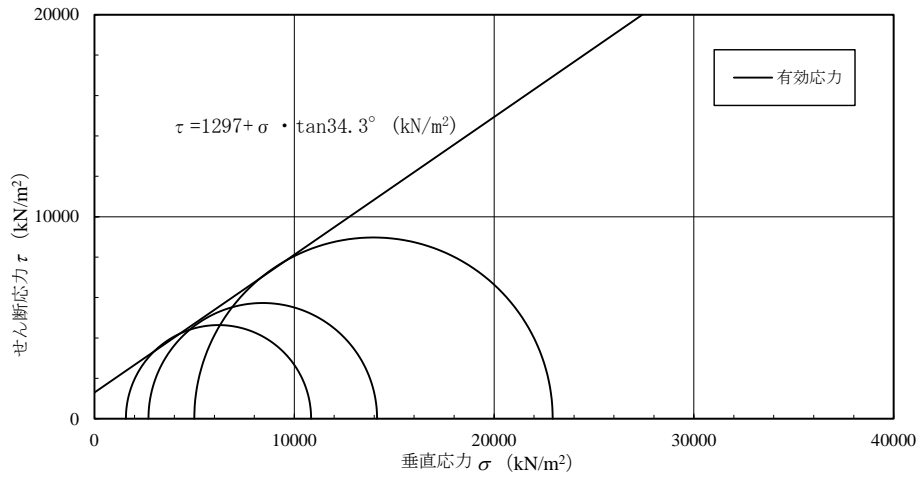


図 4.3.3-5 三軸圧縮試験結果(⑤-2)

(2) 解析用物性値の設定

改良地盤⑤の原位置試験及び室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

室内試験で確認された密度 $\rho = 1.913 \sim 2.347 \text{g/cm}^3$ は、改良前の埋戻土の密度 2.11g/cm^3 と同等であることから、目標物性値の密度 2.11g/cm^3 を採用する。

また、間隙率 n について、室内試験における間隙率 $0.15 \sim 0.40$ よりも大きな目標物性値の間隙率 0.45 を採用する。

b. 動せん断弾性係数 G_m

P S 検層による試験値と目標物性値との比較を表 4.3.3-4 に示す。

改良地盤⑤の改良目的は難透水性の確保であるが、防波壁背面を改良するものであり、動せん断弾性係数が小さい方が耐震評価における土圧の評価が保守的になると考えられるため、目標物性値を解析用物性値に設定する。

表 4.3.3-4 P S 検層における試験値と目標物性値との比較（動せん断弾性係数）

	目標物性値	試験値
S 波速度 V_s (m/s)	430	938
動せん断弾性係数 G_m (kN/m^2)	368100 解析用物性値に設定	1749700

c. 動的変形特性

改良地盤⑤について、室内配合試験における繰返し三軸試験結果、並びに目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を図 4.3.3-6 及び図 4.3.3-7 に示す。

試験結果は目標物性値と同等であるが、目標物性値を若干下回っていることから、 $G \sim \gamma$ 関係を確認した。その結果、図 4.3.3-8 に示すとおり、試験結果は目標物性値を上回っており、前述の「b. 動せん断弾性係数 G_{ma} 」と併せて保守的な設定となっていることを確認した。以上のことから目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を解析用物性値に設定する。

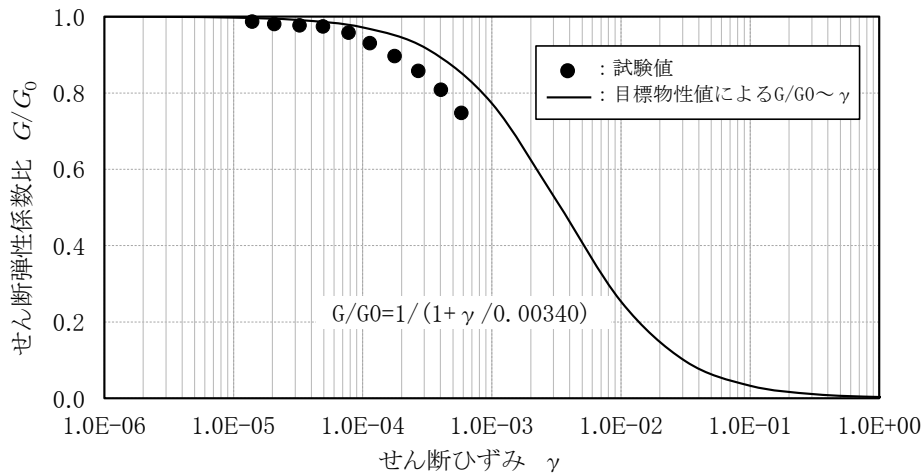


図 4.3.3-6 改良地盤⑤における G/G_0 のひずみ依存特性

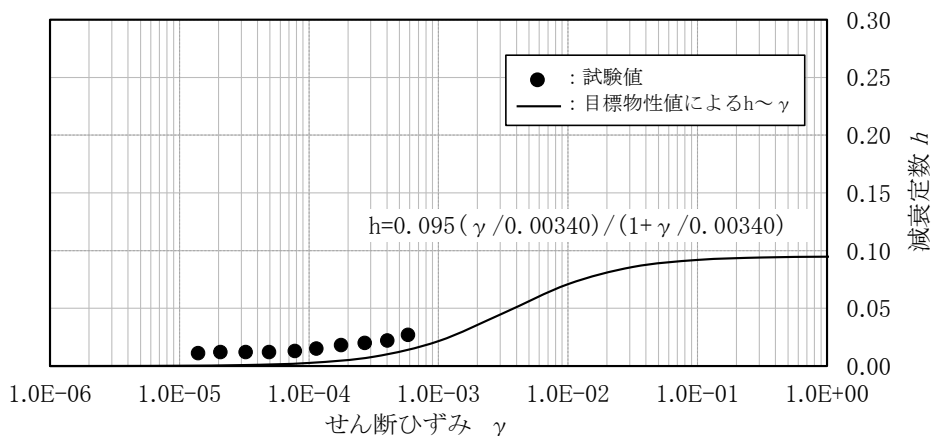


図 4.3.3-7 改良地盤⑤における減衰定数のひずみ依存特性

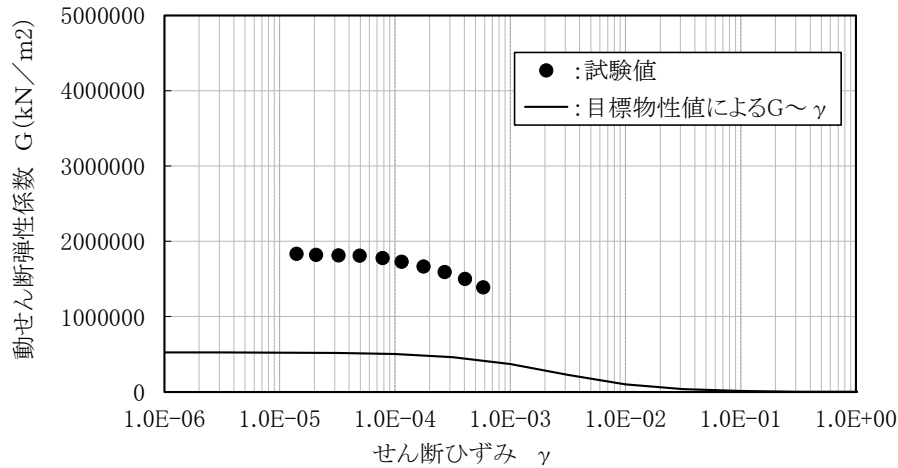


図 4.3.3-8 改良地盤⑤におけるせん断弾性係数のひずみ依存特性

d. 粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ'

(式 1) により算定されるせん断強度 τ を指標とし、室内試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.3.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認する。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (\text{式 1})$$

室内試験における試験値と目標物性値の比較を表 4.3.3-5 に示す。

試験値は、粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ' とともに目標物性値を上回るため、室内試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.3.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認したことから、解析用物性値として、目標物性値に設定した強度特性 (表 4.3.3-5) を設定する。

表 4.3.3-5 室内試験における試験値と目標物性値との比較 (強度特性)

	目標物性値	試験値
粘着力 c' (kN/m ²)	1250	1297
内部摩擦角 ϕ' (°)	0 解析用物性値に設定	34.3

e. 改良地盤⑤の解析用物性値

以上を踏まえ、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）背後の改良地盤⑤における解析用物性値を表 4.3.3-6 に、その設定根拠を表 4.3.3-7 に示す。

表 4.3.3-6 改良地盤⑤における解析用物性値

		解析用物性値 (改良地盤⑤)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	368100
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	1250
	内部摩擦角 ϕ'	0

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

表 4.3.3-7 改良地盤⑤における解析用物性値の設定根拠

		設定根拠 (改良地盤⑤)
物理特性	密度 ρ	室内試験における密度は、目標物性値の密度と同等であることから、目標物性値である改良前の埋戻土の密度を設定
	間隙率 n	室内試験における間隙率は、目標物性値を下回ることから、目標物性値である砂の慣用値 ^{*1} を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	P S 検層におけるせん断波速度 V_s は、目標物性値を上回ることから、改良前の埋戻土のせん断波速度 $V_s=430\text{m/s}$ を用いて $G_m = \rho V_s^2$ により、せん断弾性係数 G_m を算定 算定した G_m から、港湾技術資料 ^{*1} の算定式に基づき基準平均有効拘束圧における動せん断弾性係数 G_{ma} を設定
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値 ^{*1}
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*1}
	減衰定数の上限値 h_{max}	室内試験における G/G_0 は、目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性の曲線と同等であり、目標物性値から設定した G のひずみ依存特性を上回ることから、目標物性値である改良前の埋戻土の h_{max} を設定
強度特性	粘着力 c'	室内試験における粘着力は、目標物性値を上回ることから、目標物性値である、文献 ^{*2} に記載の設計強度より求めた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ'	高圧噴射攪拌工法であり、C材の性質を有すると考えられることから、 $\phi' = 0$ を設定

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

*2：地盤工学用語辞典（地盤工学会, 2006.3）

4.4 既設改良地盤（改良地盤⑥， 高圧噴射攪拌工法）

防波壁（波返重力擁壁）の改良地盤⑥の役割は、「難透水性の保持」及び「ケーソン及び重力擁壁の支持（機器・配管系への影響）」である。

既設改良地盤であることから，原位置試験及び三軸圧縮試験や繰返し三軸試験等の室内試験により解析用物性値を設定する。

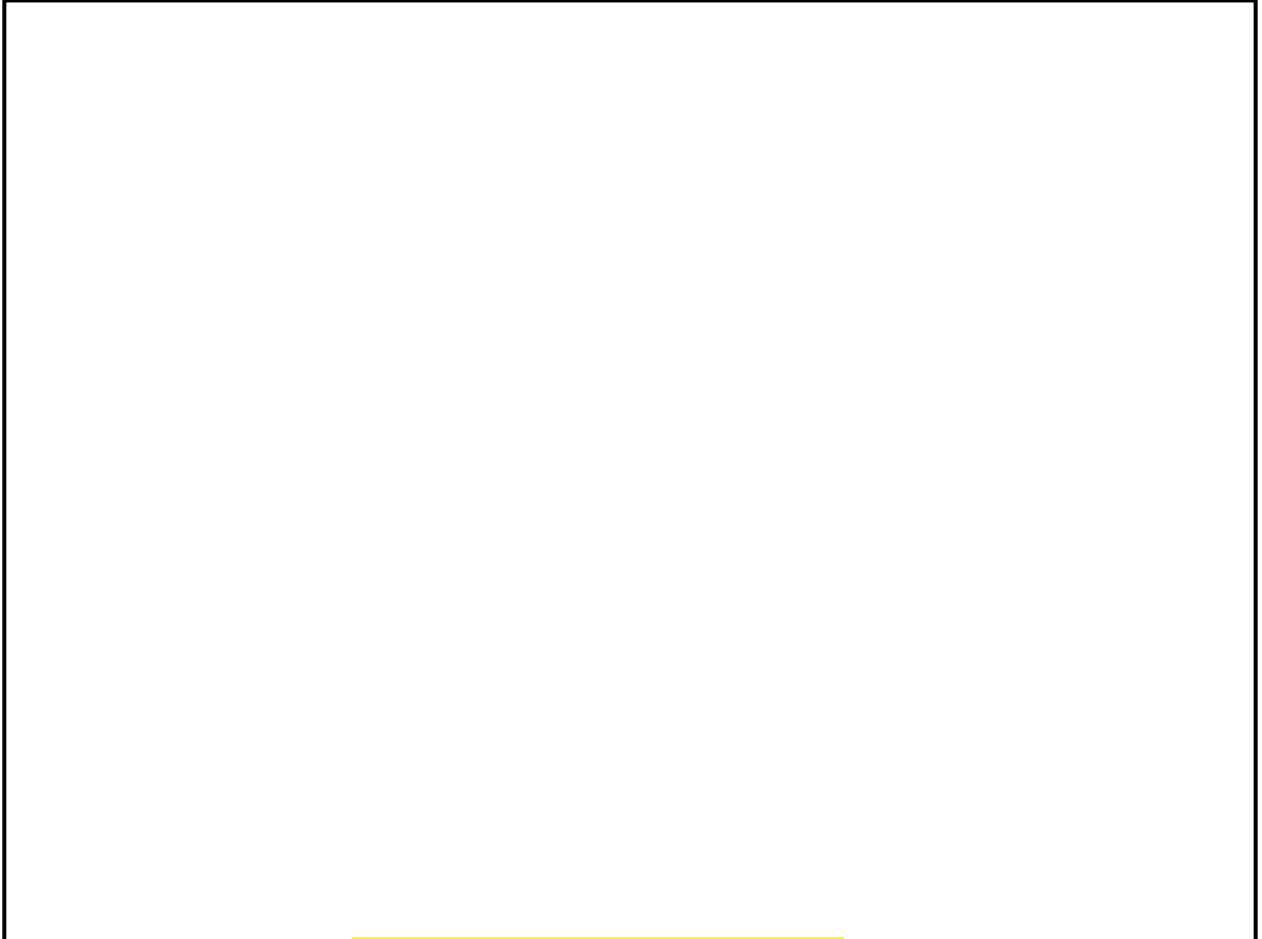


図 4.4-1 改良地盤⑥の平面配置図

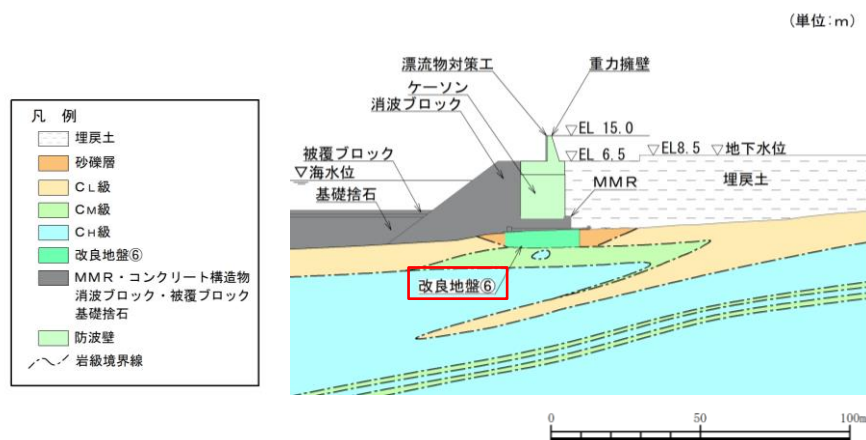


図 4.4-2 改良地盤⑥の配置図
(防波壁（波返重力擁壁）， C - C 断面)

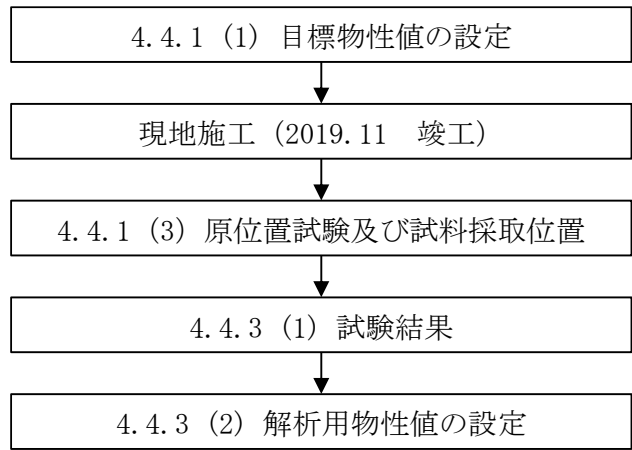


図 4.4-3 防波壁（波返重力擁壁）の改良地盤⑥の検討フロー

4.4.1 原位置試験及び室内試験

(1) 目標物性値の設定

表 4.4.1-1 のとおり目標物性値を設定する。

表 4.4.1-1 改良地盤⑥における目標物性値及び設定根拠

		目標物性値	設定方法
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05	改良前の砂礫層は上載荷重により長期間圧密されており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、改良前の値に設定
	間隙率 n	0.45	改良前の砂礫層の間隙率が 0.39 程度と小さいこと、間隙率が大きいと剛性が低くなり、耐震評価における土圧の評価が保守的になると考えられることから、砂礫層より大きな砂の慣用値 ^{*1} を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	360500	下式により改良強度 $q_u=2500\text{kN/m}^2$ から算定したせん断波速度 $V_s=500\text{m/s}$ を用いて $G_m=\rho V_s^2$ により、せん断弾性係数 G_m を求め、 G_{ma} を算定 算定方法は「4.2.2 解析用物性値の設定方法」参照 $E_{50} = 100q_u^{*2}$ $E_{50} = E/4^{*3}$ $E = 2(1+\nu)G^{*4}$ $G = \rho V_s^2^{*4}$
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	慣用値 ^{*1}
	ポアソン比 ν	0.33	港湾技研資料 ^{*1} に基づき、下式により算定 $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	改良前の砂礫層は上載荷重により長期間圧密されており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、減衰定数は同等になると考え、改良前の値に設定
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	1250	改良強度 $q_u=2500\text{kN/m}^2$ から、下式により算定 $c = q_u/2^{*5}$
	内部摩擦角 ϕ'	0	高圧噴射攪拌工法であり、C材の性質を有すると考えられることから、 $\phi' = 0$ とした。

注記*1: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法 (港湾技研資料 No. 869, 1997年6月)

*2: 薬液型薬液注入工法の液状化対策への適用 (港湾空港技術研究所 報告 041-02-05 (山崎他, 2002年6月))

*3: 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)

*4: 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)

*5: 地盤工学用語辞典 (地盤工学会, 2006.3)

(2) 試験方法

原位置試験及び室内試験は、日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）の試験基準に基づき実施する。

表 4. 4. 1-2 改良地盤⑥の試験項目及び必要試験数量

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	3 以上
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	3 以上
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122	—
G/G ₀ ～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求める ための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1 以上
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験 方法	JGS 0523	3 以上

(3) 原位置試験及び試料採取位置

原位置試験及び試料採取位置について、図 4.4.1-1 に示す。原位置試験及び試料採取位置は、既設構造物の配置等を踏まえ、おおむね均等になるよう配置する。

⑥-1～⑥-7 における試験実施項目及び数量を表 4.4.1-3 に示す。

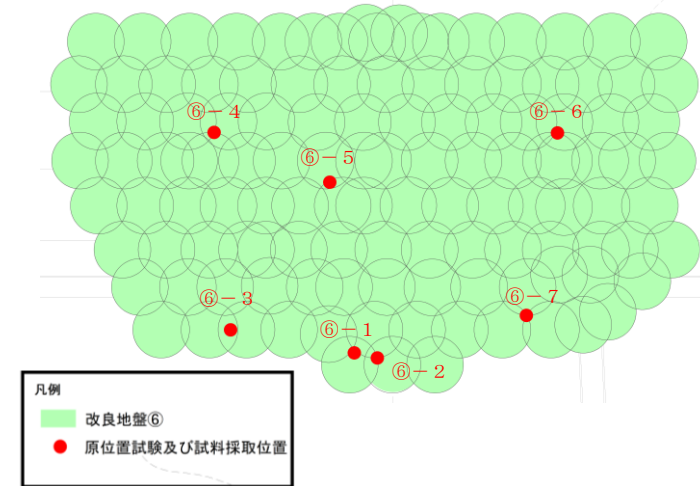


図 4.4.1-1 改良地盤⑥の原位置試験及び試料採取位置

表 4.4.1-3 各試料採取位置における試験実施項目及び数量

試験項目	採取数量							合計
	⑥-1	⑥-2	⑥-3	⑥-4	⑥-5	⑥-6	⑥-7	
密度試験	4	—	—	—	—	—	—	4
P S 検層*	—	8.0	3.0	2.6	5.0	2.5	3.0	24.1
繰返し三軸試験	—	1	—	—	—	—	—	1
三軸圧縮試験	—	3	—	—	—	—	—	3

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験の試料の採取位置を表 4.4.1-4 に示す。
試料採取にあたっては、砂礫及び改良体を含む位置を選定した。

表 4.4.1-4 三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験の試料の採取位置

試験項目	試料採取深度 (⑥-2 地点)
三軸圧縮試験	GL-25.44~25.62m, GL-24.37~24.55m, GL-27.07~27.25m
繰返し三軸試験	GL-26.45~26.63m

4.4.2 解析用物性値の設定方法

目標物性値及び試験結果を踏まえた解析用物性値の設定方法の詳細については、「4.2.2 解析用物性値の設定方法」と同様とする。ただし、 G_{ma} の算定に用いる σ_v' は図 4.4.2-1 のとおりとする。

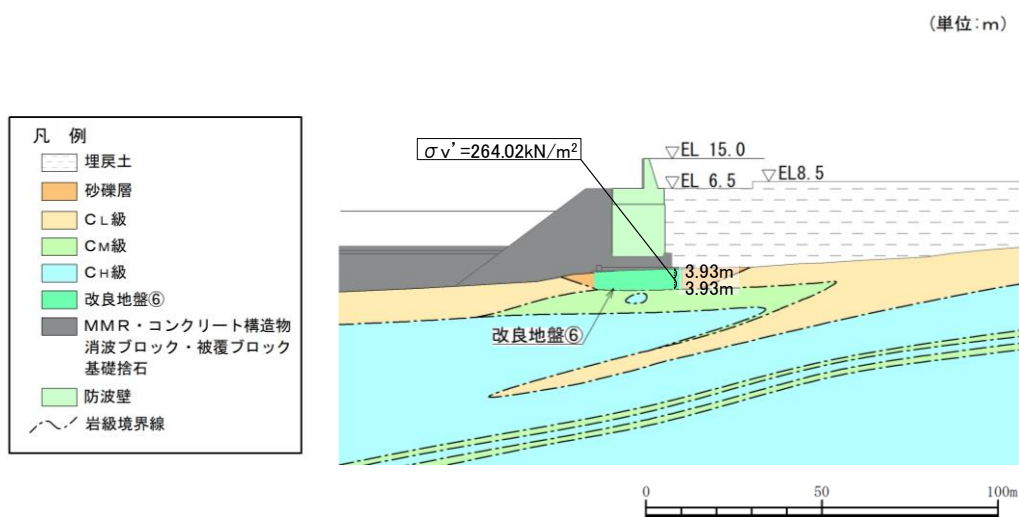


図 4.4.2-1 改良地盤⑥における G_{ma} の算定に用いる σ_v'

4.4.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

改良地盤⑥の原位置試験及び室内試験における試験数量を表 4.4.3-1 に示す。また、試験結果を表 4.4.3-2～表 4.4.3-3 及び図 4.4.3-1～図 4.4.3-5 に示す。

表 4.4.3-1 改良地盤⑥の原位置試験及び室内試験における試験数量一覧

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	4
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	4
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法 (P S 検層)	JGS 1122	24.1*
G/G0～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求める ための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験 方法	JGS 0523	3

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

表 4.4.3-2 密度試験結果

試料採取位置	飽和密度 (g/cm ³)	間隙率
⑥-1	2.028	0.402
	2.053	0.386
	2.185	0.305
	2.321	0.238
平均	2.147	0.333

表 4.4.3-3 P S 検層試験結果

試験実施 位置	P 波速度 (m/s)		S 波速度 (m/s)	
	試料数*	速度値	試料数*	速度値
⑥-2	8.0	1830	8.0	860
⑥-3	1.0	3367	1.0	913
	1.0	3155	1.0	829
	1.0	2933	1.0	633
⑥-4	0.6	3003	0.6	1245
	1.0	3195	1.0	1543
	1.0	3165	1.0	1560
⑥-5	1.0	2941	1.0	810
	1.0	2950	1.0	755
	1.0	2890	1.0	710
	1.0	2976	1.0	814
	1.0	3195	1.0	900
⑥-6	1.0	2833	1.0	853
	1.0	3413	1.0	1222
	0.5	3378	0.5	1086
⑥-7	1.0	2358	1.0	688
	1.0	2320	1.0	600
	1.0	2222	1.0	576
加重平均		2574		895

注記* : P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

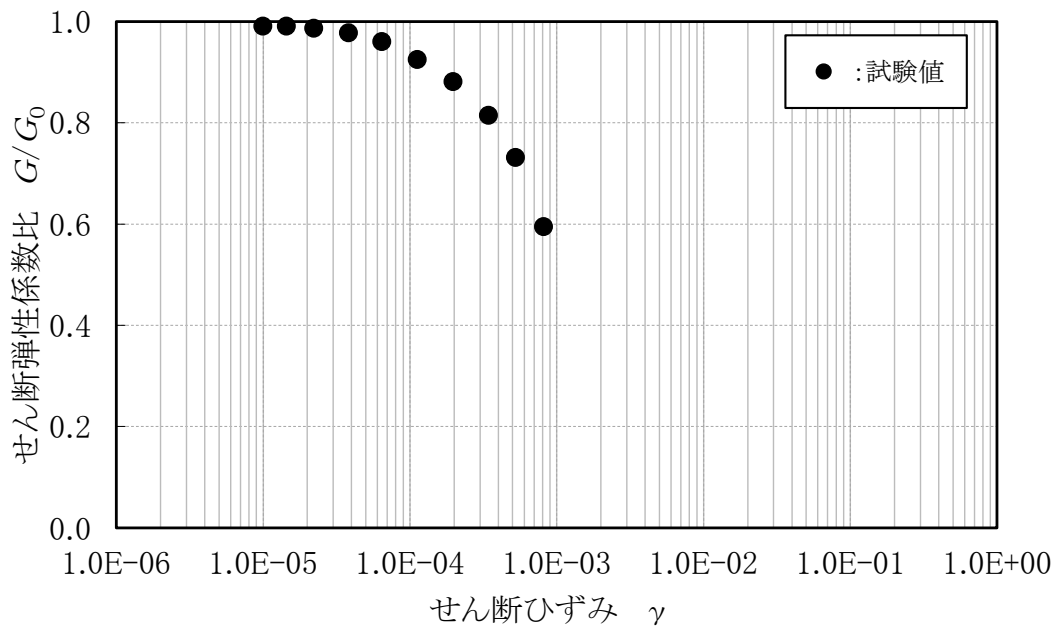


図 4.4.3-1 繰返し三軸試験結果 (G/G_0 のひずみ依存特性)

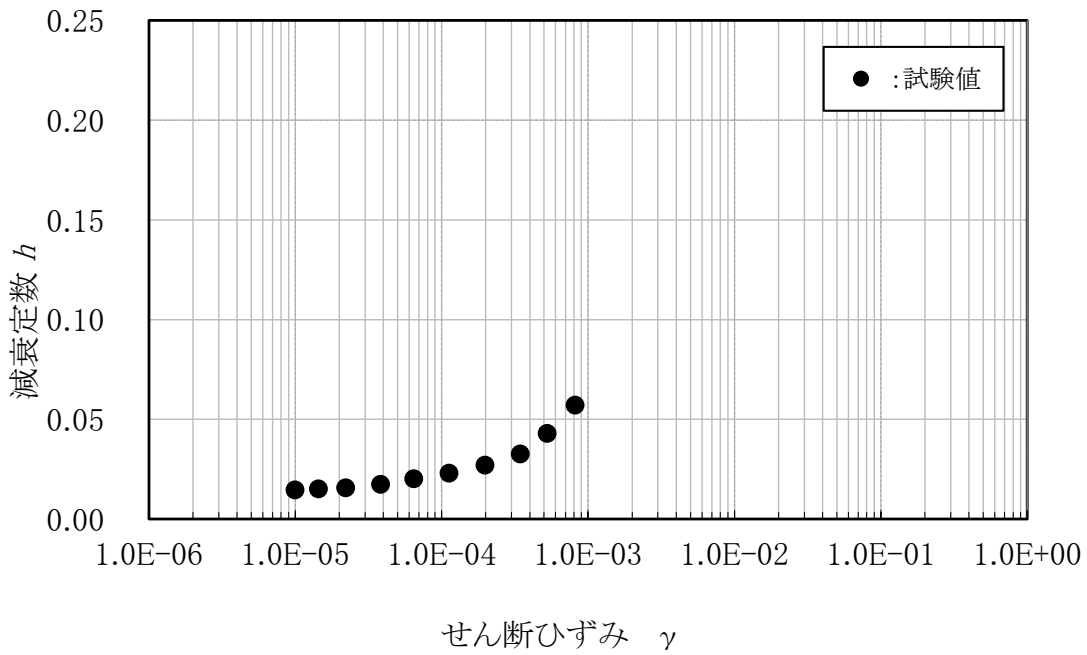


図 4.4.3-2 繰返し三軸試験結果 (減衰定数のひずみ依存特性)

図 4.4.3-3 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より、供試体は破壊していないことから、試験結果は妥当であると判断した。

なお、本試験では、J G S 2563「軟岩の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」を参考に、繰返し载荷により供試体が破壊しないよう、三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で軸差応力を設定している。本試験結果においてせん断ひずみが 1×10^{-3} 程度の結果となった要因は、供試体の剛性が高いことにより、上記により設定した軸差応力の範囲においてせん断ひずみが小さくなったものと考えられる。(図 4.4.3-1 及び図 4.4.3-2 参照)

なお、補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において、防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価における改良地盤のせん断ひずみを確認する。



図 4.4.3-3 繰返し三軸試験後の供試体写真（改良地盤⑥）

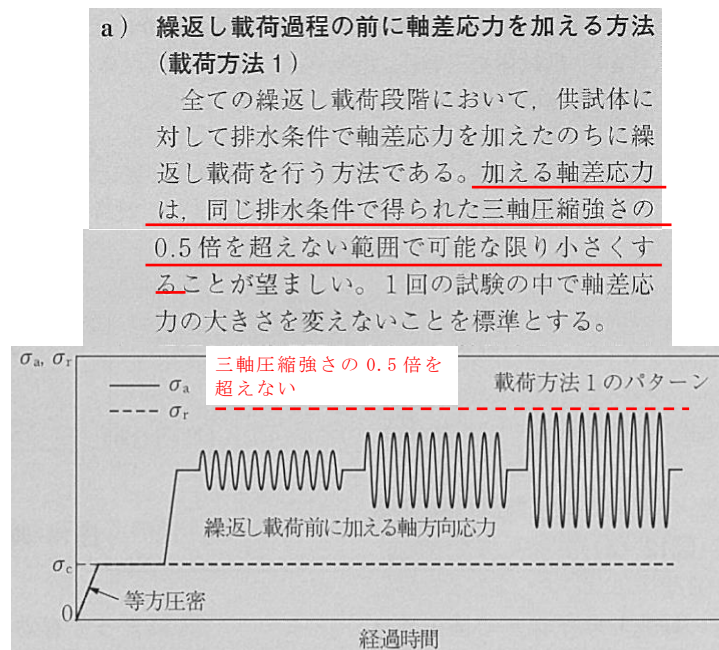


図 4.4.3-4 J G S 2563 载荷方法の模式図等（赤字で加筆）

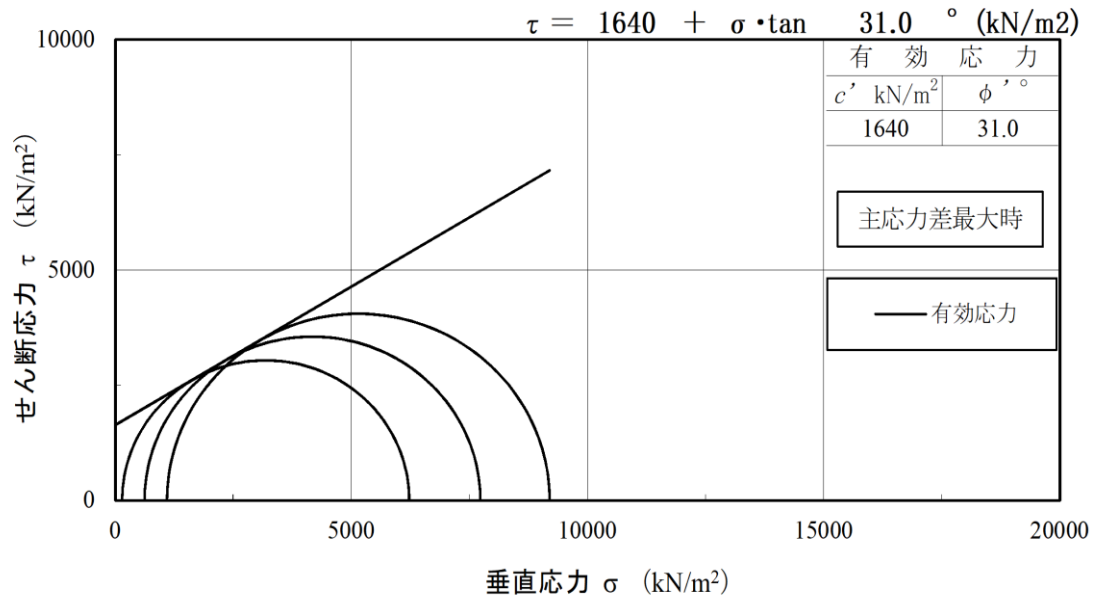


図 4.4.3-5 三軸圧縮試験結果(⑥-2)

(2) 解析用物性値の設定

改良地盤⑥の原位置試験及び室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

室内試験で確認された密度 $\rho = 2.028 \sim 2.321 \text{g/cm}^3$ は、改良前の砂礫層の密度 2.05g/cm^3 と同等であることから、目標物性値の密度 2.05g/cm^3 を採用する。

また、間隙率 n について、室内試験における間隙率 $0.238 \sim 0.402$ よりも大きな目標物性値の間隙率 0.45 を採用する。

b. 動せん断弾性係数 G_{ma}

P S 検層による試験値と目標物性値との比較を表 4.3.3-4 に示す。

改良地盤⑥の改良目的は「ケーソン及び擁壁の支持（機器・配管系への影響）」及び「難透水性の保持」であり、動せん断弾性係数が小さい方が慣性力が大きくなり、耐震評価が保守的になると考えられるため、目標物性値を解析用物性値に設定する。

表 4.4.3-4 P S 検層における試験値と目標物性値との比較（動せん断弾性係数）

	目標物性値	試験値
S 波速度 V_s (m/s)	500	895
動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	360500 解析用物性値に設定	1155218

c. 動的変形特性

改良地盤⑥について、室内配合試験における繰返し三軸試験結果、並びに目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を図 4.4.3-6 及び図 4.4.3-7 に示す。

試験結果は目標物性値と同等であるが、目標物性値を若干下回っていることから、 $G \sim \gamma$ 関係を確認した。その結果、図 4.4.3-8 に示すとおり、試験結果は目標物性値を上回っており、前述の「b. 動せん断弾性係数 G_{ma} 」と併せて保守的な設定となっていることを確認した。以上のことから目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を解析用物性値に設定する。

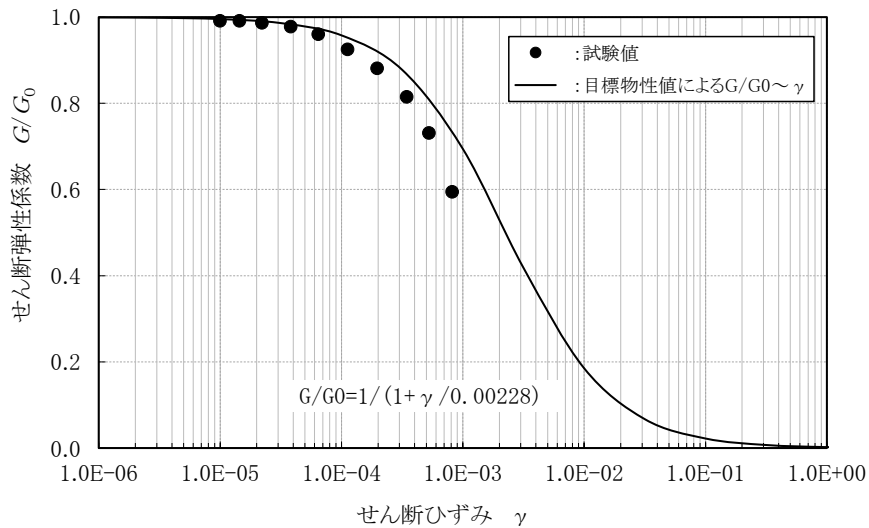


図 4.4.3-6 改良地盤⑥における G/G_0 のひずみ依存特性

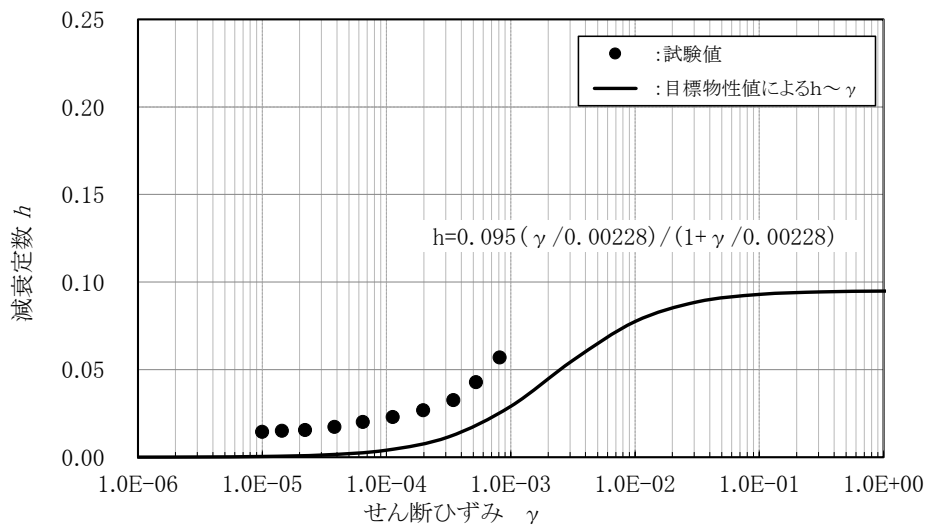


図 4.4.3-7 改良地盤⑥における減衰定数のひずみ依存特性

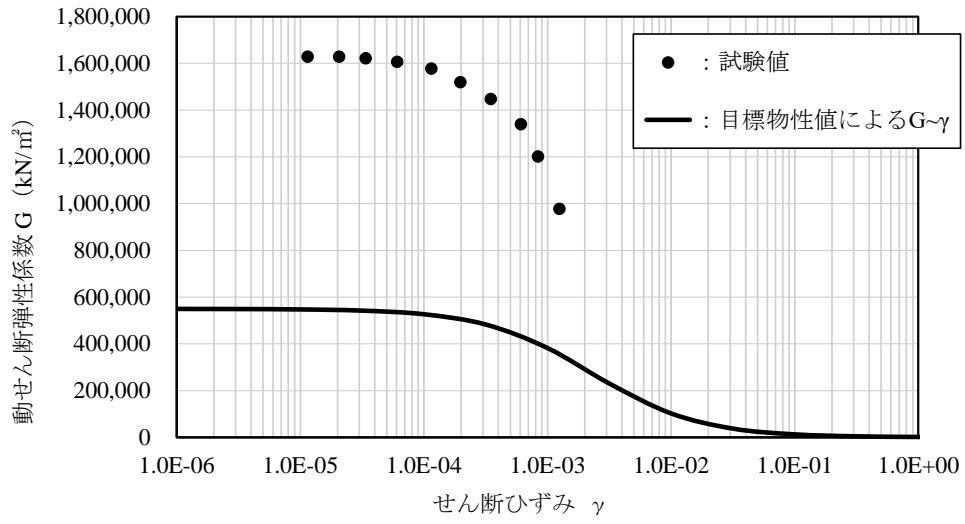


図 4.4.3-8 改良地盤⑥におけるせん断弾性係数のひずみ依存特性

d. 粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ'

(式 1) により算定されるせん断強度 τ を指標とし、室内試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.4.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認する。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (\text{式 1})$$

室内試験における試験値と目標物性値の比較を表 4.4.3-5 に示す。

試験値は、粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ' が目標物性値を上回るため、室内試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.4.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認したことから、解析用物性値として、目標物性値に設定した強度特性 (表 4.4.3-5) を設定する。

表 4.4.3-5 室内試験における試験値と目標物性値との比較 (強度特性)

	目標物性値	試験値
粘着力 c (kN/m ²)	1250	1640
内部摩擦角 ϕ (°)	0 解析用物性値に設定	31.0

e. 改良地盤⑥の解析用物性値

以上を踏まえ、防波壁（波返重力擁壁）の改良地盤⑥における解析用物性値を表 4.4.3-6 に、その設定根拠を表 4.4.3-7 に示す。

表 4.4.3-6 改良地盤⑥における解析用物性値

		解析用物性値 (改良地盤⑥)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	360500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	1250
	内部摩擦角 ϕ'	0

表 4.4.3-7 改良地盤⑥における解析用物性値の設定根拠

		設定根拠 (改良地盤⑥)
物理特性	密度 ρ	室内試験における密度は、目標物性値の密度と同等であることから、目標物性値である改良前の砂礫層の密度を設定
	間隙率 n	室内試験における間隙率は、目標物性値を下回ることから、目標物性値である砂の慣用値 ^{*1} を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	PS検層におけるせん断波速度 V_{st} は、目標物性値を上回ることから、改良前の砂礫層のせん断波速度 $V_s=500m/s$ を用いて $G_m = \rho V_s^2$ により、せん断弾性係数 G_m を算定 算定した G_m から、港湾技術資料 ^{*1} の算定式に基づき基準平均有効拘束圧における動せん断弾性係数 G_{ma} を設定
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値 ^{*1}
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*1}
	減衰定数の上限値 h_{max}	室内試験における G/G_0 は、目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性の曲線と同等であり、目標物性値から設定した G のひずみ依存特性を上回ることから、目標物性値である改良前の埋戻土の h_{max} を設定
強度特性	粘着力 c'	室内試験における粘着力は、目標物性値を上回ることから、目標物性値である、文献 ^{*2} に記載の設計強度より求めた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ'	高压噴射攪拌工法であり、C材の性質を有すると考えられることから、 $\phi' = 0$ を設定

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

*2：地盤工学会用語辞典（地盤工学会，2006.3）

4.5 新設改良地盤（改良地盤①～③，薬液注入工法）

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③の役割は、「擁壁の支持」及び「難透水性の保持」である。

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③は一部施工済であるが、未改良範囲の地盤改良に加えて、施工済の範囲についても新たに設定する配合で地盤改良するため、新設改良地盤として扱い、室内配合試験における三軸圧縮試験，繰返し三軸試験等により解析用物性値を設定する。

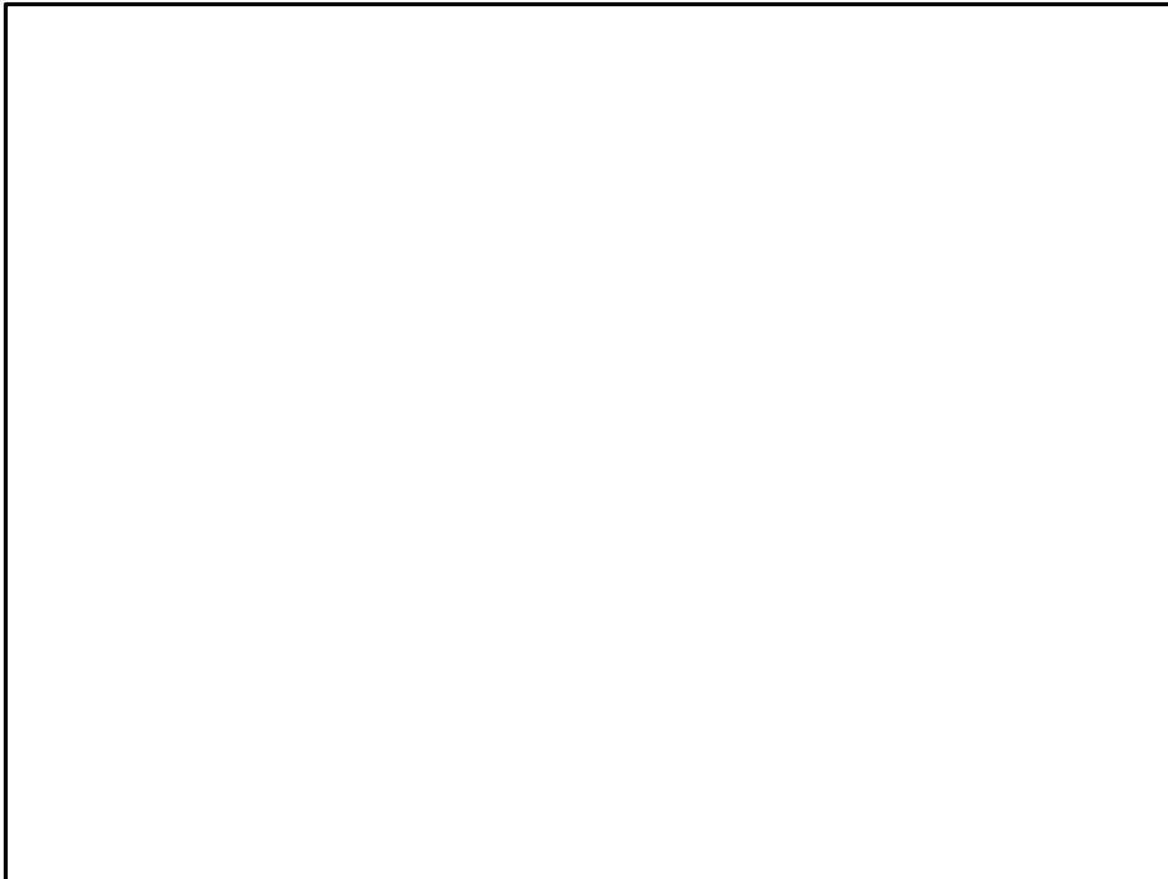


図 4.5-1 改良地盤①～③の平面配置図

(単位：m)

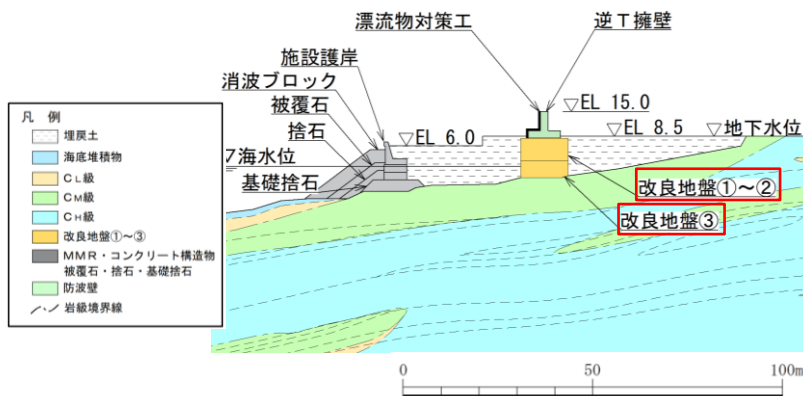


図 4.5-2 改良地盤①～③の配置図

(防波壁（逆T擁壁），A-A断面）

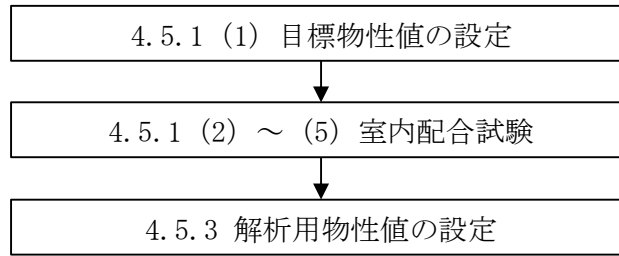


図 4.5-3 改良地盤①～③の解析用物性値設定のフロー

また，改良地盤①～③は，室内配合試験における三軸圧縮試験及び超音波速度測定により，表 4.5-1 に示す設置変更許可申請書に記載された解析用物性値を確保していることを確認する。

表 4.5-1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値
(防波壁 (逆 T 擁壁) の改良地盤を抜粋)

	物理特性	強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性	
		密度 ρ_s (g/cm ³)	せん断 強度 τ_o (N/mm ²)	内部 摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E (N/mm ²)	静ポアソン 比 ν_s	動せん断 弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン 比 ν_d	減衰定数 h
改良地盤 II (薬液注入工法)	改良地盤①	2.11	0.63	38	0.63+ $\sigma \tan 38^\circ$	1,087	0.33	Go=409 $G/Go=1/(1+\gamma/0.00027)$	0.33	h= 0.0958 $\gamma / (\gamma + 0.00020)$
	改良地盤②	2.11	0.49	41	0.49+ $\sigma \tan 41^\circ$	898	0.33	Go=338 $G/Go=1/(1+\gamma/0.00027)$	0.33	
	改良地盤③	2.11	1.14	41	1.14+ $\sigma \tan 41^\circ$	2,088	0.33	Go=785 $G/Go=1/(1+\gamma/0.00027)$	0.33	

4.5.1 室内配合試験

室内配合試験にあたっては、「浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版）（（財）沿岸技術研究センター）」に準拠し、図 4.5.1-1 のフローに沿って実施する。



図 4.5.1-1 室内配合試験におけるフロー

(1) 目標物性値の設定

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③について、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値を目標物性値とする。

(2) 試料（埋戻土）の採取

島根原子力発電所の埋戻土は敷地造成において発生した岩砕を主体とする材料であり、敷地全体においておおむね同一な性状となることから、防波壁（逆T擁壁）の近傍の埋戻土を採取し、新設改良地盤における室内配合試験を実施する。埋戻土採取位置は、図 4.5.1-2 に示すとおり防波壁（逆T擁壁）の近傍とし、図 4.5.1-3 に示す既往ボーリング試料における埋戻土の粒径加積曲線と比較することにより、埋戻土採取位置の代表性を確認する。

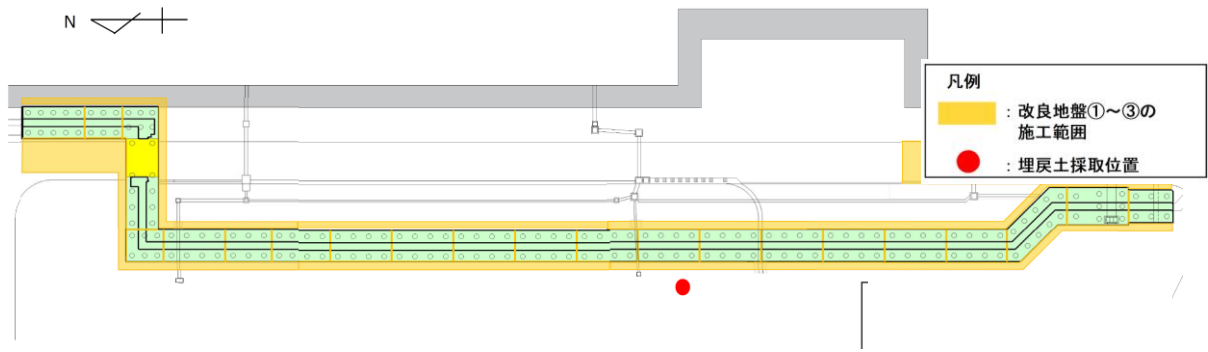
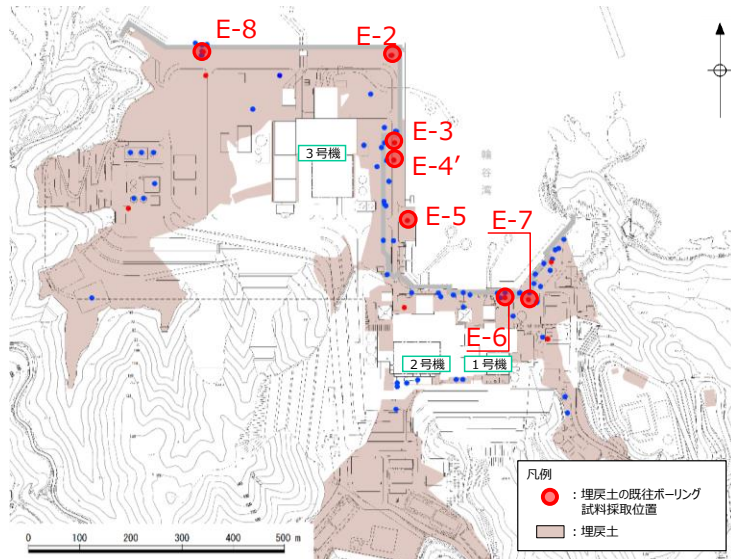


図 4.5.1-2 防波壁（逆 T 擁壁）の改良地盤①～③における埋戻土採取位置



埋戻土の既往ボーリング試料採取位置

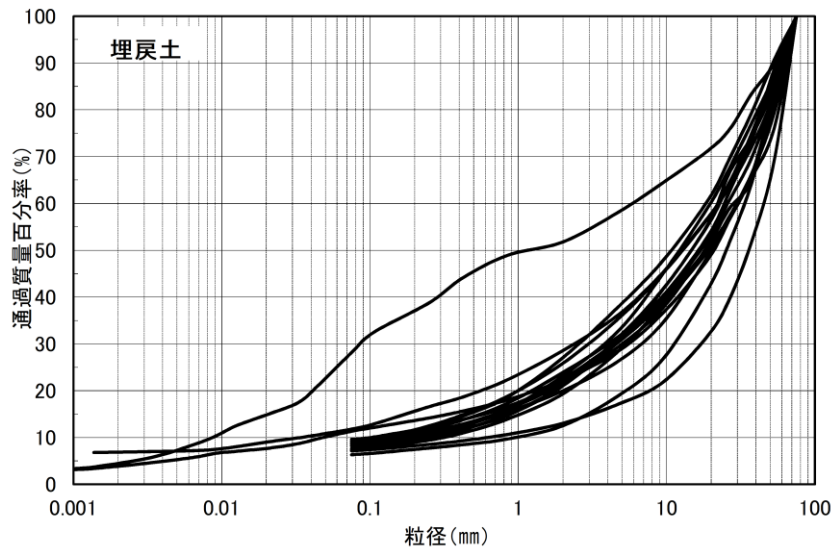


図 4.5.1-3 既往ボーリング試料における埋戻土の粒径加積曲線

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③の室内配合試験における供試体作製のため、図4.5.1-2に示す防波壁（逆T擁壁）近傍において採取した埋戻土の粒径加積曲線を図4.5.1-4に示す。図4.5.1-3に示す既往ボーリング試料における埋戻土の粒径加積曲線と同等であることから、防波壁（逆T擁壁）近傍において採取した埋戻土は代表性を有すると判断した。

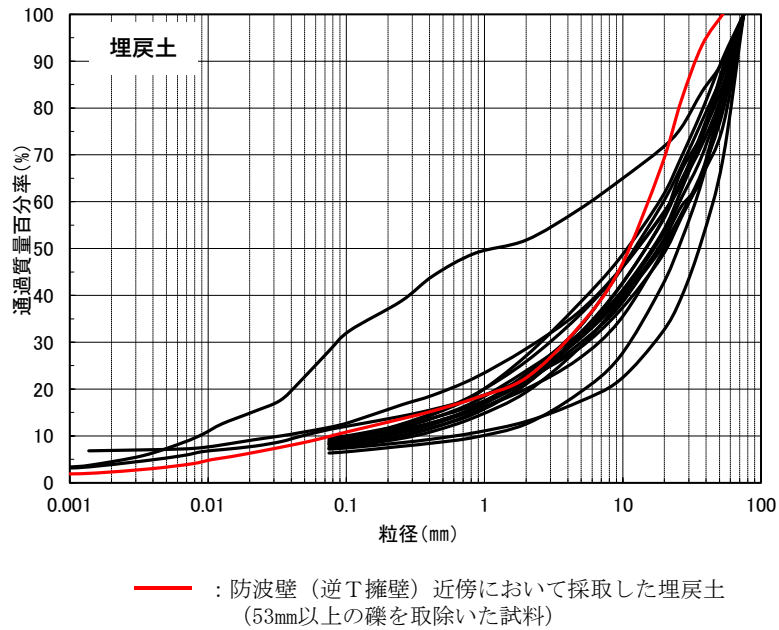


図 4.5.1-4 防波壁（逆T擁壁）近傍の埋戻土採取位置における粒径加積曲線

(3) 薬液の調合

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③は，設置変更許可段階において3層に区分して解析用物性値を設定していることから，室内配合試験において各区分の改良地盤における解析用物性値を確保する目的で，複数の配合において室内配合試験を実施する。表 4.5.3-5 に示すとおり，改良地盤①と②のS波速度は同等であることから，改良地盤①と改良地盤②の物性値の差はわずかと判断し，改良地盤①と改良地盤②の物性値を確保するための配合と改良地盤③の物性値を確保するための配合の2種類を検討した。水セメント比は，過去の施工事例を踏まえ，200%と300%を設定した。

薬液作製準備として，薬液の材料となる主材（セメント系），硬化材，反応剤，水を用意し，各材料を薬液作製器具により，表 4.5.1-1 に示す2種類の水セメント比で混合し，薬液を作製する。

表 4.5.1-1 改良地盤①～③における薬液の水セメント比

	供試体 1	供試体 2
薬液の水セメント比 W/C	200%	300%
(参考) 対象とした改良地盤 の区分	改良地盤③	改良地盤①，②

(4) 試料（埋戻土）の調整

改良地盤の施工にあたっては，礫を含めて改良地盤を形成することで改良地盤全体として強度を有するが，「浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版）（（財）沿岸技術研究センター）」に準拠し，埋戻土の採取にあたり，巨礫を除いて採取する。なお，礫を含む改良地盤については，礫が基質（間隙内の薬液）よりも硬いため，十分な強度を有すると判断しており，「5.5 品質確認結果」において品質管理の管理目標値を上回っていることを確認した。

(5) 供試体の作製

改良地盤①～③における室内配合試験の新設改良地盤の供試体の作製にあたっては、表 4.5.1-2 に示す地盤工学会（JGS）の試験基準に基づく。

表 4.5.1-2 改良地盤①～③における室内配合試験の供試体作製方法

名称	地盤改良工法	試験基準	基準名称
改良地盤①～③	薬液注入工法	JGS 0831	薬液注入による安定処理土の供試体作製方法

供試体の作製にあたっては、必要量の試料（埋戻土）を下式により算出する。

$$m = V(1 + w/100)(1 - n/100)\rho_s \times 10^{-3}$$

ここで、 m ：必要な試料の湿潤質量（g）

V ：締め固めた試料の体積（mm³）

n ：締め固めた試料の目標間隙率（%）

w ：試料の含水比（%）

ρ_s ：土粒子の密度（Mg/m³）

モールド（直径 5cm，高さ 10cm の供試体の作製可能なもの）内に薬液を貯めた後，試料（埋戻土）を落下投入して供試体を作製する。供試体の作製状況を図 4.5.1-5 に示す。



図 4.5.1-5 供試体の作製状況

(6) 試験方法

新設改良地盤の室内配合試験における試験は、日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）の試験基準に基づき実施する。

表 4.5.1-3 改良地盤①～③の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	3 以上
	岩石の密度試験方法	JGS 2132	
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	3 以上
	岩石の密度試験方法	JGS 2132	
S 波速度	岩石の弾性波速度計測方法	JGS 2564	3 以上
G/G0～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1 以上
粘着力, 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

4.5.2 解析用物性値の設定方法

目標物性値及び試験結果を踏まえた解析用物性値の設定方法の詳細については、「4.2.2 解析用物性値の設定方法」と同様とする。ただし、 G_{ma} の算定に用いる $\sigma v'$ は図 4.5.2-1 のとおりとする。

(単位：m)

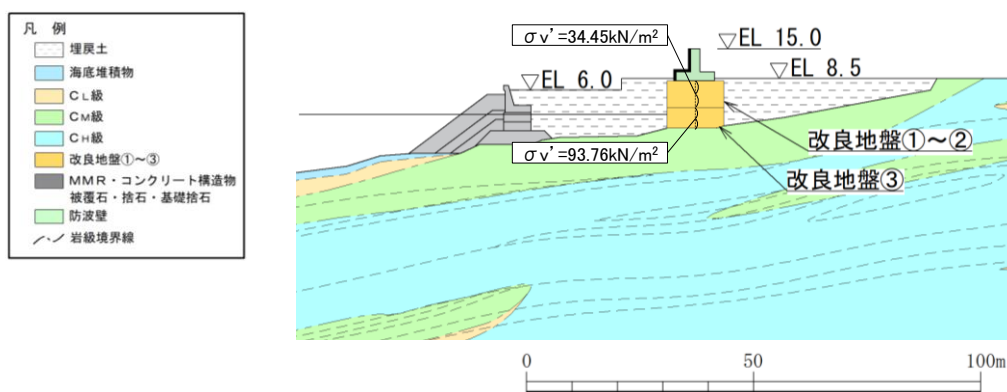


図 4.5.2-1 改良地盤①～③における G_{ma} の算定に用いる $\sigma v'$

改良地盤①～③の S 波速度については、J G S 2564 に基づき、室内配合試験において作製した供試体の超音波速度測定による試験結果を踏まえて $G = \rho V_s^2$ により設定する。

なお、以下の文献調査結果を踏まえ、超音波速度計測（岩石の弾性波速度計測方法（J G S 2564））により計測した S 波速度を用いた動せん断弾性係数 G_{ma} の算定は妥当と判断する。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015（（社）日本電気協会）によると、「硬岩や軟岩の動弾性係数は、弾性波速度測定（P S 検層）又は超音波速度計測等により求める」とされている。
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）によると、原子力発電所基礎地盤における軟岩の物性値の目安として、せん断波速度 500～1900m/s が示されている。

改良地盤①～③のせん断波速度は、「4.5.3 解析用物性値の設定」の室内配合試験における V_{sf} が約 600m/s であり、軟岩に相当すると考えられる。

- ・設計用地盤定数の決め方ー岩盤編ー（(社)地盤工学会）によると、「動的変形係数は、ひずみレベルが微少であるため、通常の三軸圧縮試験では、精度よく測定することが困難であることから、速度検層、超音波速度試験によって求めた弾性波速度から弾性理論に基づき算出する」と記載されている。

4.5.3 解析用物性値の設定

新設改良地盤のうち、防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③の室内配合試験の結果を説明する。

(1) 試験結果

改良地盤①～③の室内配合試験における試験数量を表 4.5.3-1 に示す。また、試験結果を表 4.5.3-2～表 4.5.3-3 及び図 4.5.3-1～図 4.5.3-5 に示す。

表 4.5.3-1 改良地盤①～③の室内配合試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			供試体 1 (W/C=200%)	供試体 2 (W/C=300%)
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	3	3
	岩石の密度試験方法	JGS 2132		
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	3	3
	岩石の密度試験方法	JGS 2132		
S波速度	岩石の弾性波速度計測方法	JGS 2564	3	3
G/G0～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1	1
粘着力, 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 4.5.3-2 密度試験結果

	飽和密度 (g/cm ³)	平均値	間隙率	平均値
供試体 1	2.03	2.03	0.349	0.343
	2.02		0.339	
	2.03		0.341	
供試体 2	2.02	2.00	0.369	0.366
	1.97		0.357	
	2.00		0.372	

表 4.5.3-3 改良地盤①～③におけるS波速度

	S波速度 (m/s)	平均S波速度 (m/s)
供試体 1	1680	1677
	1690	
	1660	
供試体 2	1450	1477
	1510	
	1470	

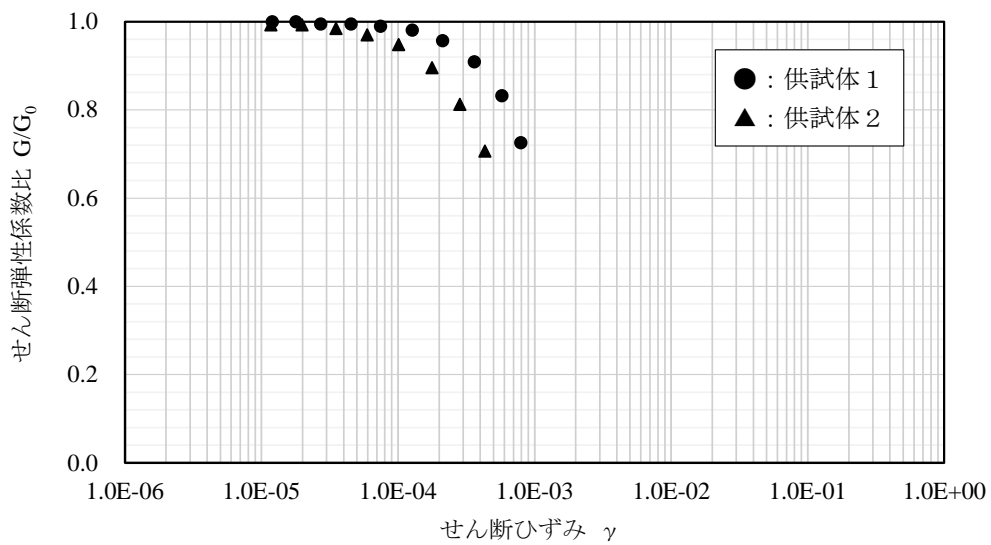


図 4.5.3-1 改良地盤①～③における G/G_0 のひずみ依存特性

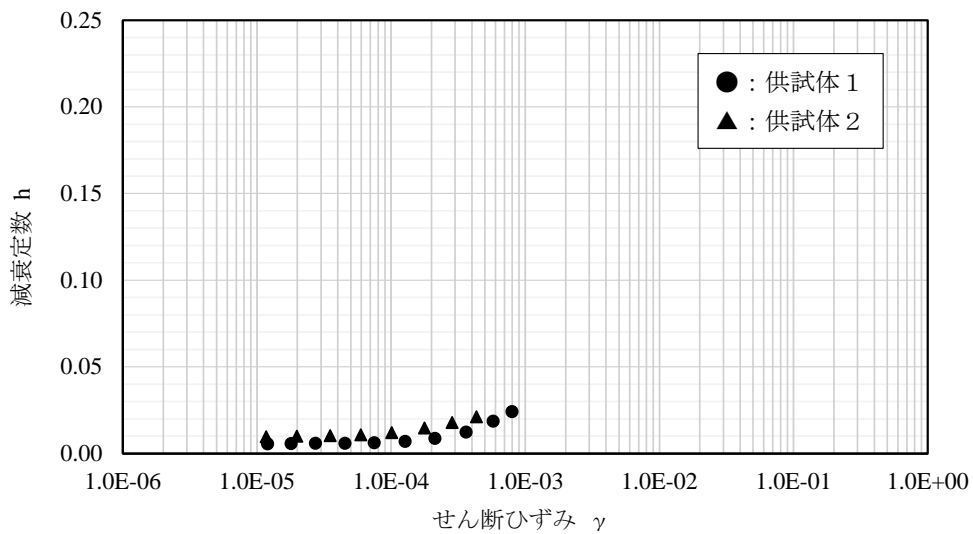


図 4.5.3-2 改良地盤①～③における減衰定数のひずみ依存特性

図 4.5.3-3 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より、供試体は破壊していないことから、試験結果は妥当であると判断した。

本試験では、J G S 2563「軟岩の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」を参考に、繰返し载荷により供試体が破壊しないよう、三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で軸差応力を設定している。本試験結果においてせん断ひずみが 1.0×10^{-3} 程度の結果となった要因は、供試体の剛性が高いことにより、上記により設定した軸差応力の範囲においてせん断ひずみが小さくなったものと考えられる。(図 4.5.3-1~4.5.3-2 参照)

なお、補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において、防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価における改良地盤のひずみ状況を確認する。



(供試体 1)

(供試体 2)

図 4.5.3-3 繰返し三軸試験後の供試体写真（改良地盤①～③）

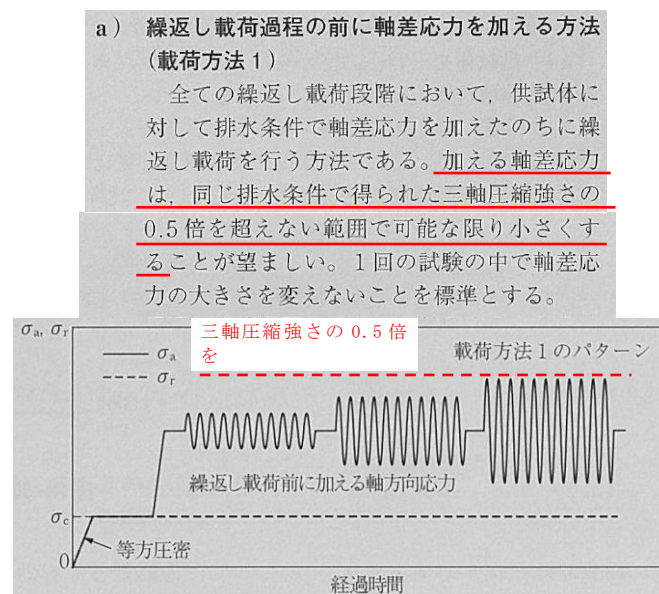
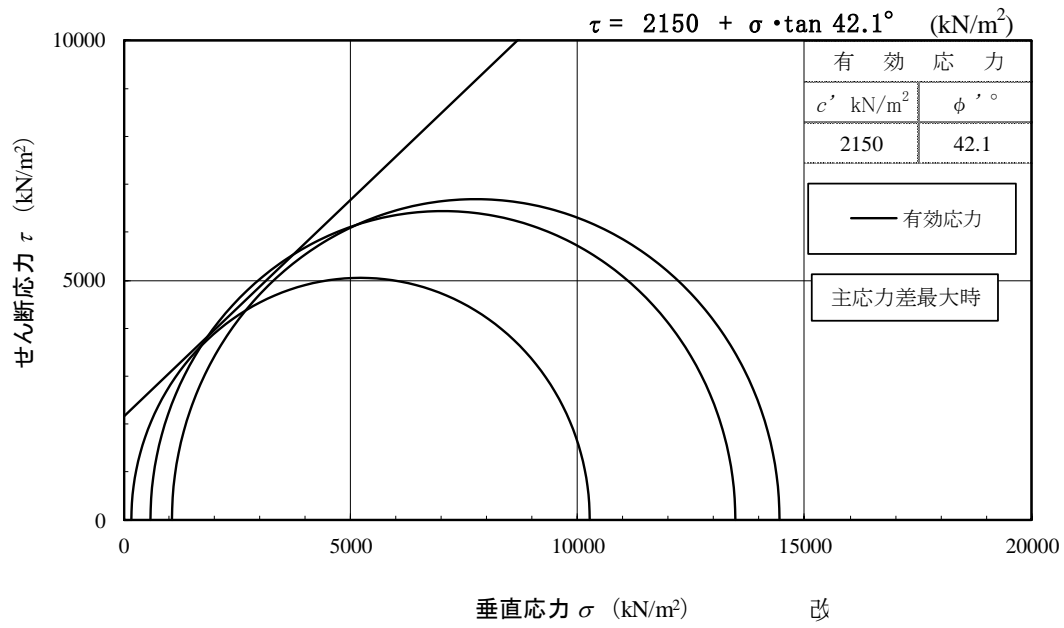
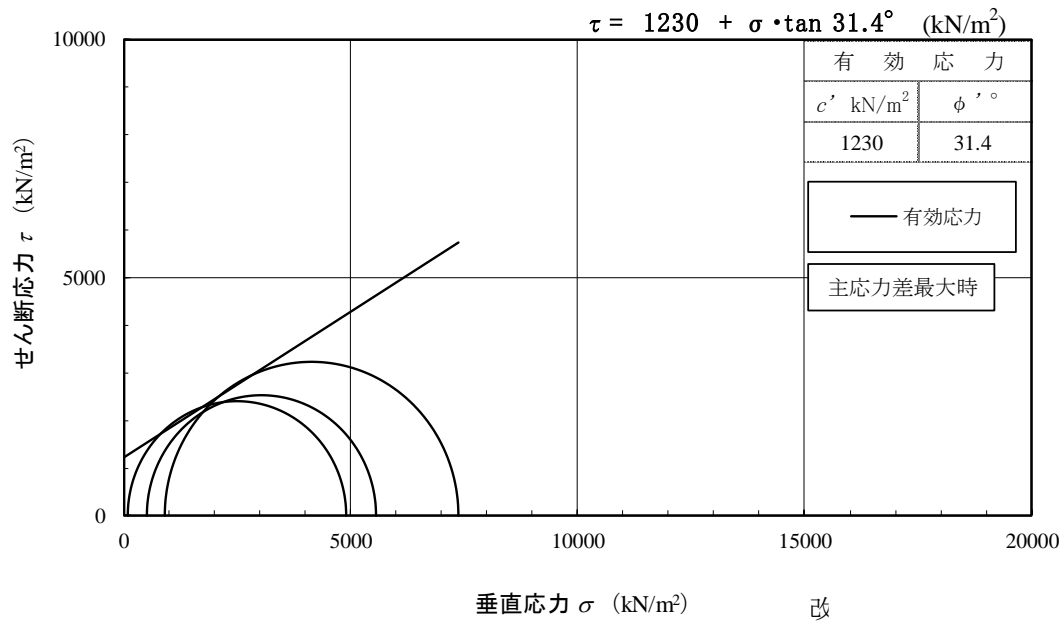


図 4.5.3-4 J G S 2563 载荷方法の模式図等（赤字で加筆）



(1) 供試体 1 の三軸圧縮試験結果



(2) 供試体 2 の三軸圧縮試験結果

図 4.5.3-5 改良地盤①～③における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値の設定及び設置変更許可段階における管理目標値に対する確認

新設改良地盤のうち防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③について、室内配合試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。また、設置変更許可段階において設定したPS検層等に基づく改良地盤の物性値（管理目標値）として、室内配合試験における試験結果より、変形特性及び強度特性が確保されていることを確認する。

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

改良地盤①～③の密度 ρ について、室内配合試験で確認された密度 $\rho = 1.97 \sim 2.03 \text{g/cm}^3$ は、改良前の埋戻土の密度 2.11g/cm^3 より小さい値となっている。室内配合試験の供試体作製において、基準に従い巨礫を取除いたことによる密度の減少と判断し、原地盤の埋戻土である密度 2.11g/cm^3 を採用する。

また、改良地盤①～③の間隙率 n について、室内配合試験における供試体 1 及び 2 の間隙率 $0.339 \sim 0.372$ よりも大きな原地盤の埋戻土の間隙率 0.45 を採用する。

b. 動せん断弾性係数 G_{ma}

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③における変形特性について、せん断弾性係数 G_{ma} の算出に用いるS波速度を指標とし、設計S波速度 V_{sd} （原位置におけるS波速度 V_{sf} ）が、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の根拠となるS波速度（表 4.5.3-4）を上回ることを確認する。

表 4.5.3-4 設置変更許可段階で示した原位置のS波速度

	改良地盤①	改良地盤②	改良地盤③
設置変更許可段階で示した原位置のS波速度	440	400	610

「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015 ((社) 日本電気協会)」において、「硬岩や軟岩の動弾性係数は、弾性波速度測定 (P S 検層) 又は超音波速度計測等により求める」と記載されていることから、原位置における S 波速度 V_{sf} は、供試体の S 波速度 V_{sr} と同等として考えられていると判断できる。

「速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について (1993)」(以下「阿部ら(1993)」という。)によれば、北海道苫小牧市の高規格幹線道路日高自動車道における地盤改良工事を対象として、図 4.5.3-6 のとおり供試体の S 波速度と原位置における S 波速度 (P S 検層) の比較を行っている。「阿部ら(1993)」によれば、原位置における S 波速度 V_{sf} は、供試体の S 波速度 $V_{sr} \times 0.4 \sim 1.0$ の関係が成立しているとしている。

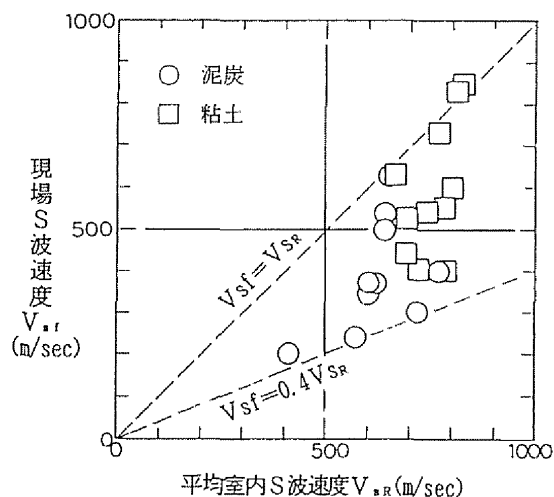


図 4.5.3-6 供試体の S 波速度と原位置における S 波速度の関係
(「阿部ら(1993)」より引用)

「 P S 検層による深層混合処理地盤の品質評価 (1994)」(以下「馬場ら(1994)」という。)では、セメント系改良地盤の改良体 (直径 1m, 改良長 28m) を対象として、図 4.5.3-7 のとおり供試体の S 波速度と原位置における S 波速度 (P S 検層) の比較を行っている。「馬場ら(1994)」によれば、地層の別によらず、供試体の S 波速度 V_{sl} は、原位置の S 波速度 $V_{sf} \times 1.077$ の関係が見られたとしている。したがって、原位置の S 波速度 V_{sf} は、供試体の S 波速度 $V_{sl} \times 0.929$ の関係となる。

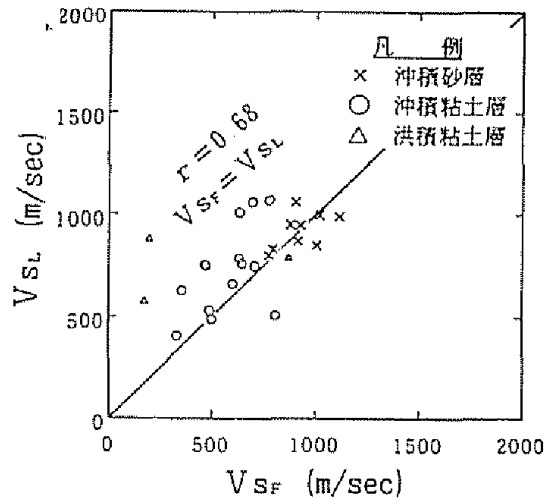


図 4.5.3-7 供試体の S 波速度と原位置における S 波速度の関係
 (「馬場ら(1994)」より引用)

「高圧噴射攪拌によるセメント改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価(2014)」(以下「手塚ら(2014)」という。)では、表 4.5.3-5 に示す各サイトにおける改良地盤を対象として、図 4.5.3-8 のとおり供試体の S 波速度と原位置における S 波速度 (P S 検層) の比較を行っている。「手塚ら(2014)」によれば、「阿部ら(1993)」に示される「原位置における S 波速度 V_{Sf} は、供試体の S 波速度 $V_{Sr} \times 0.4 \sim 1.0$ の関係」と同様に、原位置における S 波速度は供試体の S 波速度よりも総じて小さな値となつて

表 4.5.3-5 各サイトの改良対象土と改良条件
 (「手塚ら(2014)」より引用)

項目	改良対象土	削孔深度	改良長	吐出量*	改良直径
東京都品川区	シルト、細砂、砂礫(沖積) 砂礫土、細砂(洪積)	GL-31.5m	19.1m	190L/min × 2 方向	φ 3.5m
埼玉県比企郡	関東ローム 粘土混り砂礫(洪積)	GL-2.8m ~7.1m	1.0m ~5.1m	154~380L/min × 1 方向	φ 3.4 ~8.6m
愛知県東海市	細砂(埋土) 粘性土、砂質土(沖積)	GL-11.4m ~17.5m	9.4m ~15.5m	200L/min × 2 方向	φ 4.0m
	細砂(埋土) 粘性土、砂質土(沖積)	GL-12.0m	10.0m	200L/min × 2 方向	φ 4.0m
	細砂(埋土) 粘性土、砂質土(沖積)	GL-13.0m	11.0m	200L/min × 2 方向	φ 4.0m
福島県双葉郡	シルト質細砂(埋土)	GL-7.0m ~7.5m	5.0m ~7.0m	314~380L/min × 1 方向	φ 3.5m

* 吐出圧はすべて 40.0MPa

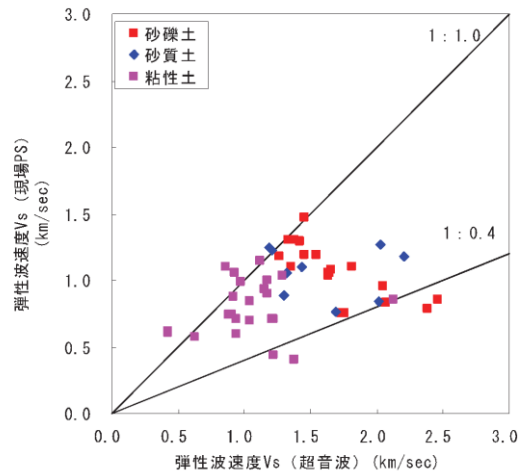


図 4.5.3-8 供試体の S 波速度と原位置における S 波速度の関係
 (「手塚ら(2014)」より引用)

これらの既往文献を踏まえると、原地盤の土質によらず、原位置における S 波速度 V_{sf} は、供試体の S 波速度 $V_{sr} \times 0.4 \sim 1.0$ の関係が成立すると判断できる。

設置変更許可段階における管理目標値に対する確認においては、既往文献を踏まえ、保守的に $V_{sf} = V_{sr} \times 0.4$ の関係を用いて、室内配合試験における S 波速度 V_{sr} を原位置における S 波速度 V_{sf} に換算した上で、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の根拠となる S 波速度を上回ることを確認する。室内配合試験結果から換算された原位置における S 波速度 V_{sf} と設置変更許可申請書に記載された解析用物性値の根拠となる S 波速度の比較結果を表 4.5.3-6 に示す。供試体 1 においては、改良地盤③における管理目標値である S 波速度を上回ることを確認した。また、供試体 2 においては、改良地盤①、②における管理目標値である S 波速度を上回ることを確認した。

以上より、島根原子力発電所の埋戻土を対象とした薬液注入工法による改良地盤は、設置変更許可申請書に記載された改良地盤①～③の物性値（管理目標値）の根拠となる S 波速度を確保できることを確認した。

表 4.5.3-6 室内配合試験による S 波速度及び

設置変更許可申請書に記載された改良地盤①～③の S 波速度との比較

	改良地盤①	改良地盤②	改良地盤③
管理目標値となる S 波速度	440	400	610
供試体 1 S 波速度 V_{Sf}^*	/		670
供試体 2 S 波速度 V_{Sf}^*	590		/

注記*：供試体 1 及び 2 の原位置における S 波速度 V_{Sf} は、超音波速度測定によって得られた S 波速度 V_{SR} に 0.4 を乗じて算定した。

構造物評価の観点では，改良地盤のせん断弾性係数が低いほど地盤剛性が低くなることから，慣性力が大きくなり保守的な評価となることが想定される。また，基礎地盤の傾斜の観点においても，せん断弾性係数が低いほど改良地盤が変形することから，傾斜が大きくなることが想定される。

よって，既往文献及び上述の観点を踏まえ，保守的に $V_{Sf}=V_{SR}\times 0.4$ の関係を用いて，改良地盤①～③の解析用物性値として設計 S 波速度 V_{sd} を表 4.5.3-7 のとおり設定し，動せん断弾性係数 G_{ma} を設定する。なお，実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されるため，改良地盤のばらつきを踏まえても表 4.5.3-7 における設計 S 波速度は保守的な設定となっていると判断する。

表 4.5.3-7 改良地盤①～③における設計 S 波速度

	改良地盤①	改良地盤②	改良地盤③
設計 S 波速度 V_{sd} (m/s)	590* ¹		670* ²

注記*1：供試体 2 の平均 S 波速度 $1477\text{m/s}\times 0.4$ より算定

*2：供試体 1 の平均 S 波速度 $1677\text{m/s}\times 0.4$ より算定

c. 動的変形特性

改良地盤①～③について、室内配合試験における繰返し三軸試験結果、並びに目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を図 4.5.3-9 及び図 4.5.3-10 に示す。

試験値が目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性の曲線を上回ることを確認したことから、目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を解析用物性値に設定する。

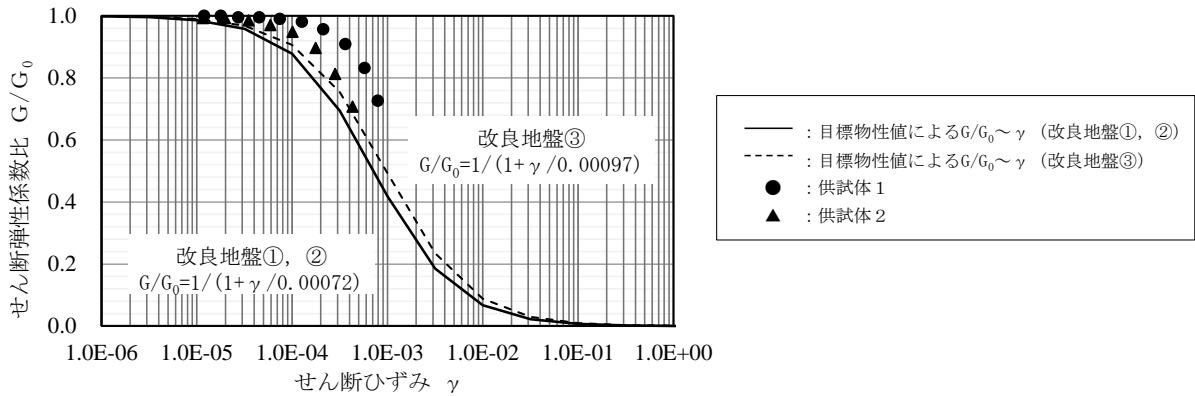


図 4.5.3-9 改良地盤①～③における G/G_0 のひずみ依存特性

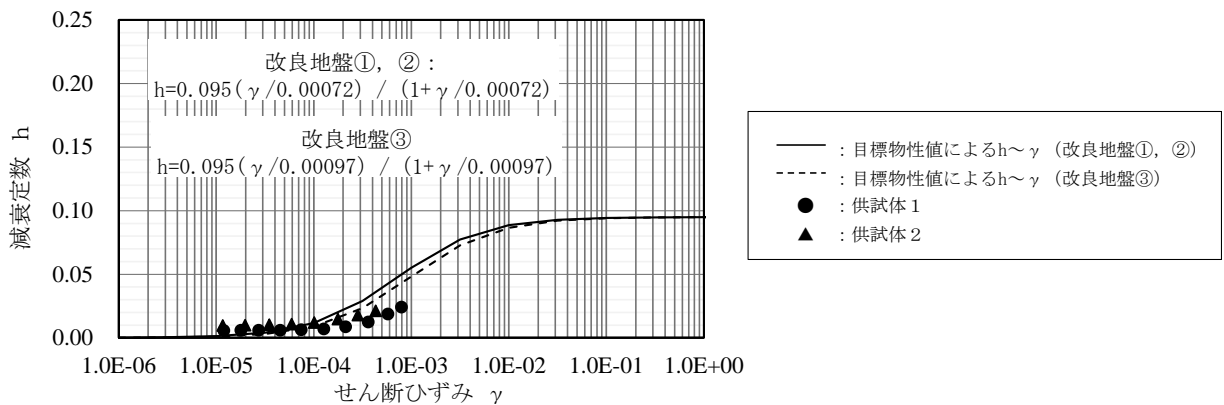


図 4.5.3-10 改良地盤①～③における減衰定数のひずみ依存特性

d. 粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ'

防波壁（逆 T 擁壁）の改良地盤①～③における強度特性は、粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ' を考慮するため、(式 1) により算定されるせん断強度 τ を指標とし、室内配合試験におけるせん断強度 τ_R が、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値（表 4.5.3-8）から算定される改良地盤①～③のせん断強度 τ_d を上回ることを確認する。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (\text{式 1})$$

表 4.5.3-8 改良地盤①～③における管理目標値の算定に用いる強度特性

	改良地盤①	改良地盤②	改良地盤③
粘着力 c (kN/m ²)	628	490	1140
内部摩擦角 ϕ (°)	38.00	40.54	40.54

室内配合試験による供試体のせん断強度 τ_R 及び設置変更許可申請書に記載された改良地盤①～③のせん断強度 τ_d の比較を図 4.5.3-11 に示す。室内配合試験における供試体 1 では、地盤の垂直応力 σ に限らず改良地盤③のせん断強度 τ_d を十分上回るせん断強度 τ_R が確保されていることを確認した。また、室内配合試験における供試体 2 では、設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で確認される地盤の発生応力範囲（参考 1 より、改良地盤①及び②において約 80～450kN/m²）において改良地盤①及び②のせん断強度 τ_d を十分上回るせん断強度 τ_R が確保されていることを確認した。

以上より、島根原子力発電所の埋戻土を対象とした薬液注入工法による改良地盤は、設置変更許可申請書に記載された P S 検層等に基づく改良地盤①～③の物性値（管理目標値）である強度特性を確保できることを確認した。

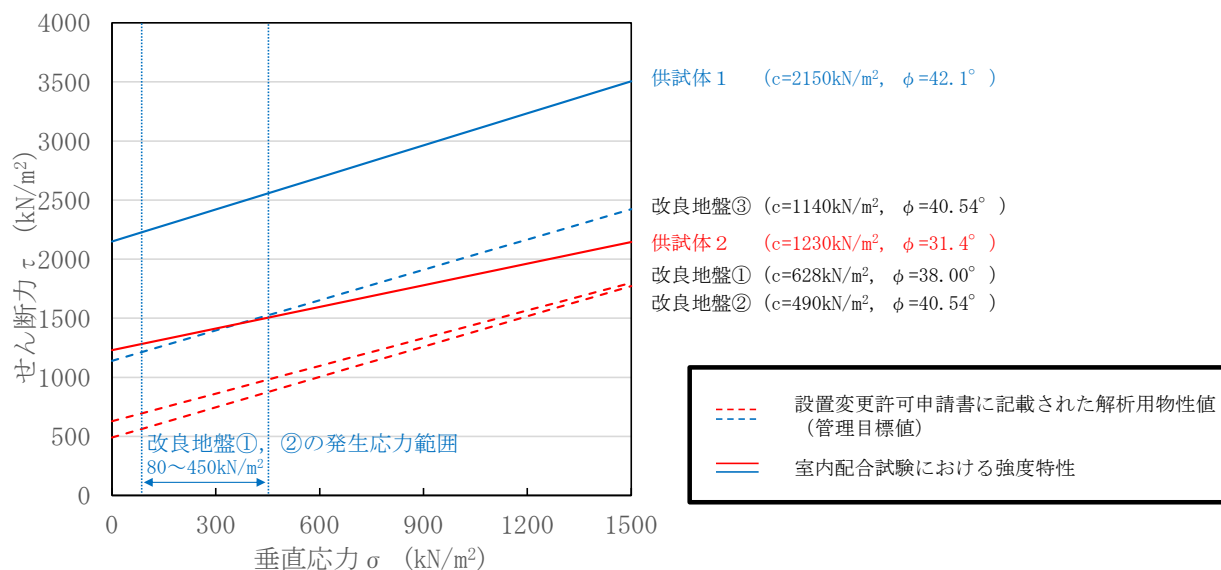


図 4.5.3-11 室内配合試験による供試体のせん断強度 τ_R 及び設置変更許可申請書に記載された改良地盤①～③のせん断強度 τ_d との比較

改良地盤①～③の強度特性が低いほど、改良地盤の破壊や基礎地盤の傾斜の評価において厳しい評価となることから、改良地盤①～③の解析用物性値として、設置変更許可申請書に記載された強度特性（表 4.5.3-8）より、表 4.5.3-9 のとおり設定する。なお、実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されるため、改良地盤のばらつきを踏まえても表 4.5.3-9 における強度特性は保守的な設定となっていると判断する。

表 4.5.3-9 改良地盤①～③における粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

対象施設	防波壁（逆 T 擁壁）		
	改良地盤①	改良地盤②	改良地盤③
名称			
粘着力 c (kN/m ²)	628		1140
内部摩擦角 ϕ (°)	38.00		40.54

e. 改良地盤①～③の解析用物性値

以上を踏まえ、防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③における解析用物性値を表4.5.3-10に、その設定根拠を表4.5.3-11に示す。

なお、実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されることから、補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において、実施工における影響検討を実施する。代表として改良地盤⑥の実施工におけるPS検層の結果を用いた影響検討を実施した結果、構造物評価において解析用物性値を安全側に設定していることを確認した。また、改良地盤のすべり安全率評価において、十分裕度を有することから、実施工の改良地盤が設計値を上回るように施工されることによる影響はないと判断する。

表 4.5.3-10 改良地盤①～③における解析用物性値

種別（工法）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	765800	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ'	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

表 4.5.3-11 改良地盤①～③における解析用物性値の設定根拠

種別 (地盤種別)		改良地盤①～③ (薬液注入)
物理特性	密度 ρ	室内配合試験の物理試験を踏まえ、 原地盤である埋戻土の密度を設定
	間隙率 n	室内配合試験の物理試験を踏まえ、 原地盤である埋戻土の間隙率を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	設計S波速度、密度に基づき設定 設計S波速度は、室内配合試験及び既往文献を踏まえて設定
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値*
	ポアソン比 ν	慣用値*
	減衰定数の上限値 h_{max}	室内配合試験の繰返し三軸試験を踏まえ、 原地盤である埋戻土の h_{max} を設定
強度特性	粘着力 c'	室内配合試験の三軸圧縮試験を踏まえ、 設置変更許可申請に記載された粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ'	室内配合試験の三軸圧縮試験を踏まえ、 設置変更許可申請に記載された内部摩擦角を設定

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

4.6 新設改良地盤（改良地盤⑦， 高圧噴射攪拌工法）

取水槽の改良地盤⑦の役割は、「構造物の変形抑制（機器・配管系への影響）」である。

新設改良地盤であることから，室内配合試験における三軸圧縮試験，繰返し三軸試験等により解析用物性値を設定する。

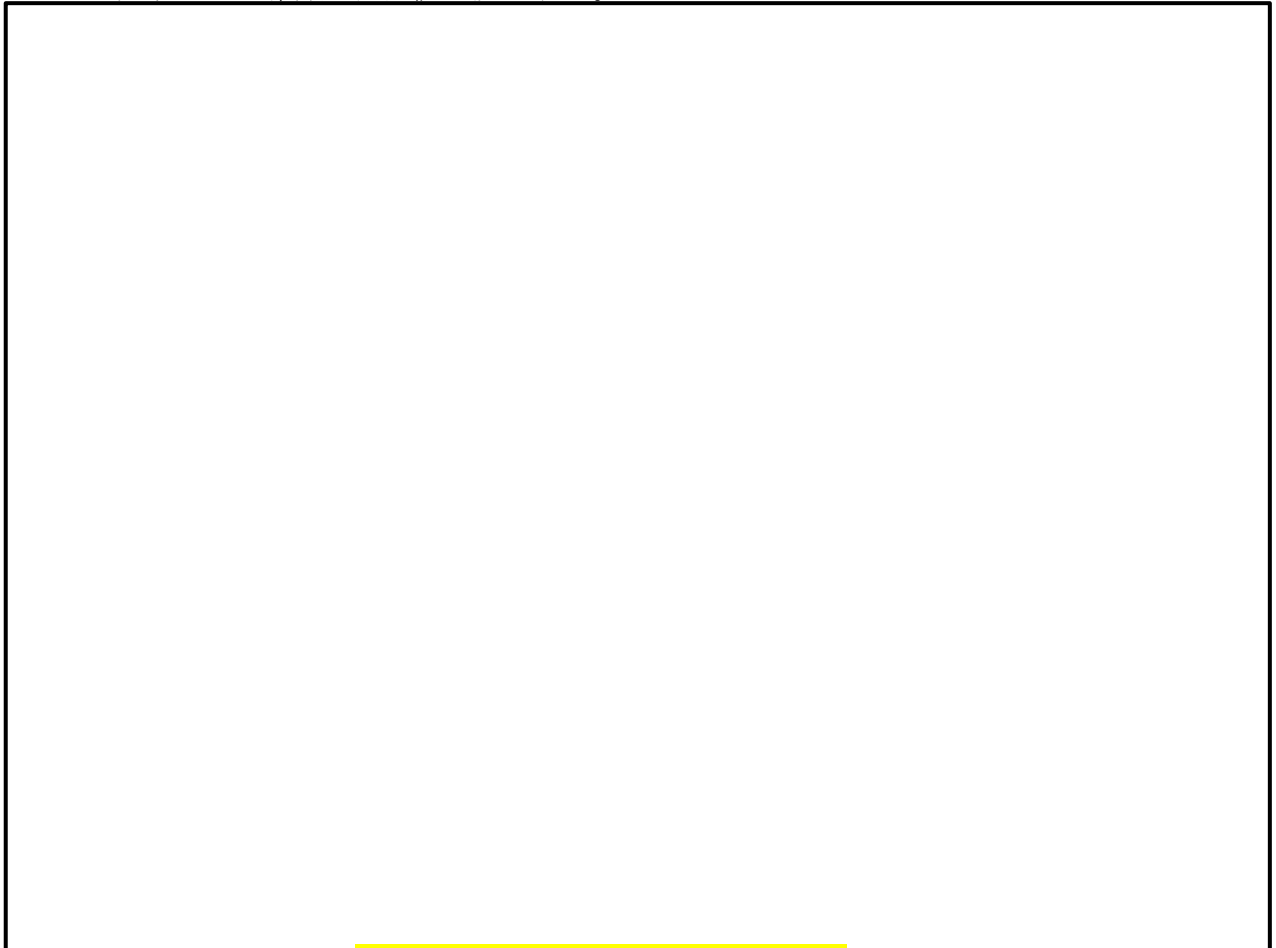


図 4.6-1 改良地盤⑦の平面配置図

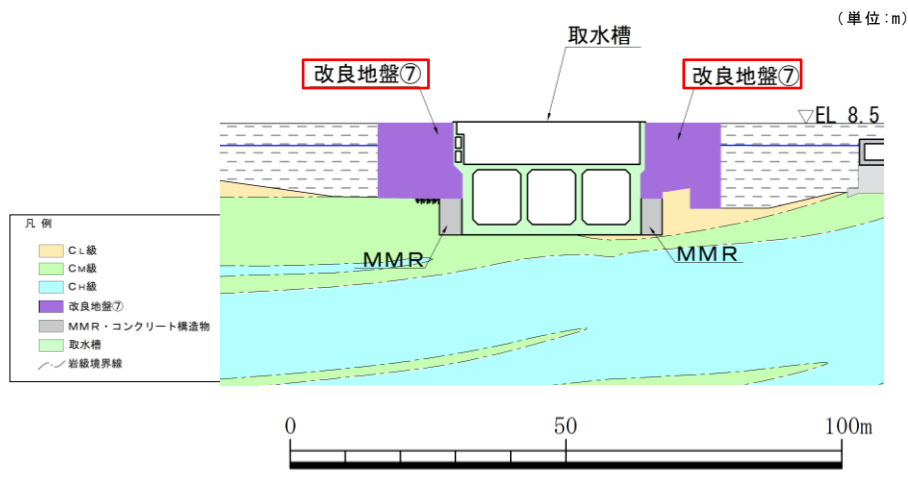


図 4.6-2 改良地盤⑦の配置図

(取水槽，D-D断面)

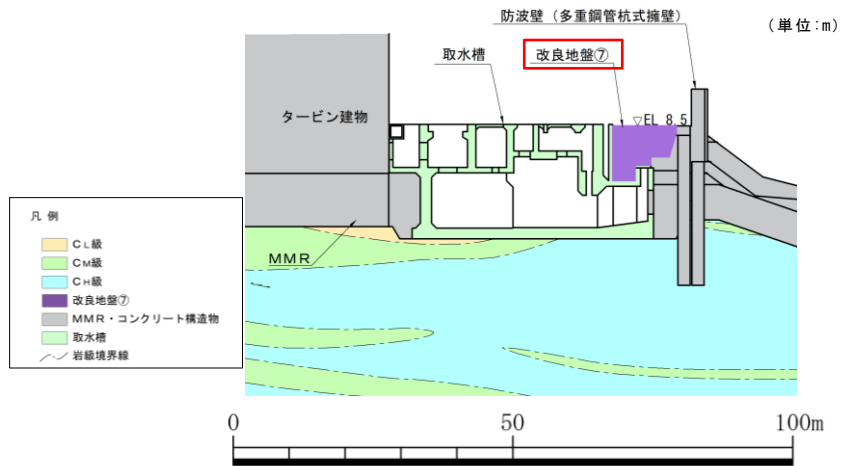


図 4.6-3 改良地盤⑦の配置図
(取水槽, E-E断面)

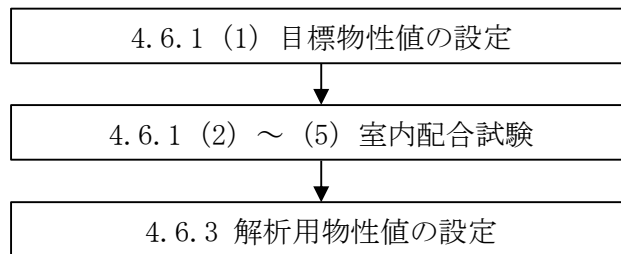


図 4.6-4 改良地盤⑦の解析用物性値設定のフロー

4.6.1 室内配合試験

取水槽の改良地盤⑦の室内配合試験にあたっては、「2018年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法ー（日本建築センター）」に準拠し、図4.6.1-1のフローに沿って実施する。

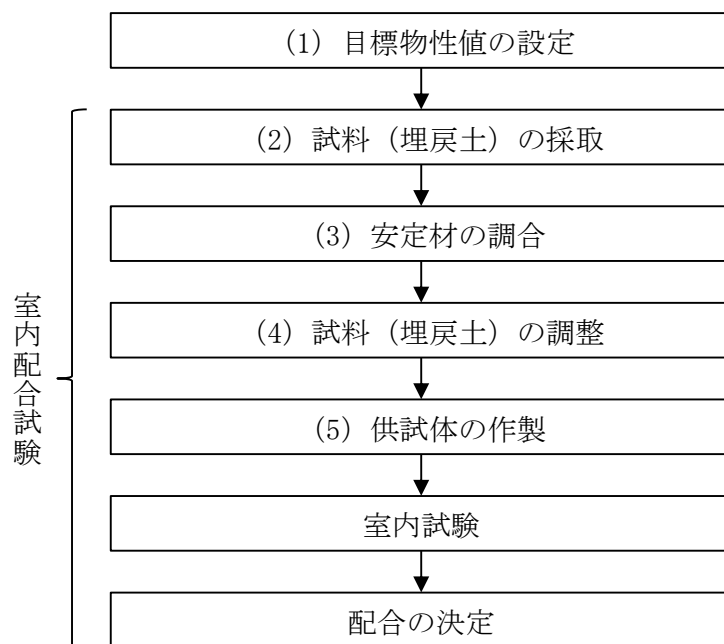


図 4.6.1-1 室内配合試験におけるフロー

(1) 目標物性値の設定

取水槽の改良地盤⑦について、表 4.6.1-1 のとおり目標物性値を設定する。

表 4.6.1-1 改良地盤⑦における目標物性値及び設定根拠

		目標物性値	設定根拠
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	改良前の埋戻土は、十分に締固められており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、改良前の値に設定
	間隙率 n	0.45	改良前の埋戻土は十分に締固められており、間隙率が 0.25 程度と小さいこと、間隙率が大きいと剛性が低くなり、耐震評価における土圧の評価が保守的になると考えられることから、埋戻土より大きな砂の慣用値*1を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1135000	変形抑制のための改良地盤であるため、 C_M 級以上の硬質地盤である解放基盤表面相当のせん断波速度 $V_s=700\text{m/s}$ を用いてせん断弾性係数 G_m を求め、 G_{ma} を算定 算定方法は「4.2.2 解析用物性値の設置方法」参照
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	慣用値*1
	ポアソン比 ν	0.33	港湾技研資料*1に基づき、下式により算定した。 $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.95	改良前の埋戻土は、十分に締固められており、間隙比が小さいこと、改良後の体積変化はないよう施工することから、減衰定数は同等になると考え、改良前の値に設定
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	1250	改良強度 $q_u=2500\text{kN/m}^2$ から、下式により算定 $c = q_u/2^{*2}$
	内部摩擦角 ϕ'	0	高圧噴射攪拌工法であり、C材の性質を有すると考えられることから、 $\phi' = 0$ とした

注記*1：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No.869, 1997年6月）

*2：地盤工学用語辞典（地盤工学会，2006.3）

(2) 試料（埋戻土）の採取

島根原子力発電所の埋戻土は敷地造成において発生した岩砕を主体とする材料であり、敷地全体においておおむね同一な性状となることから、取水槽の近傍の埋戻土を採取し、新設改良地盤における室内配合試験を実施する。埋戻土採取位置は、図 4.6.1-2 に示すとおり取水槽の近傍とし、図 4.6.1-3 に示す既往ボーリング試料における埋戻土の粒径加積曲線と比較することにより、埋戻土採取位置の代表性を確認する。

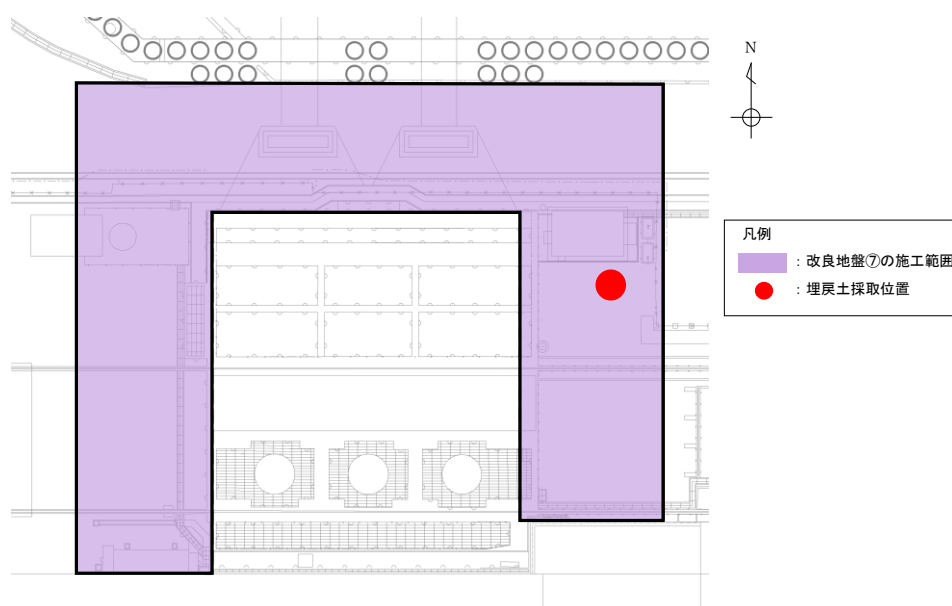
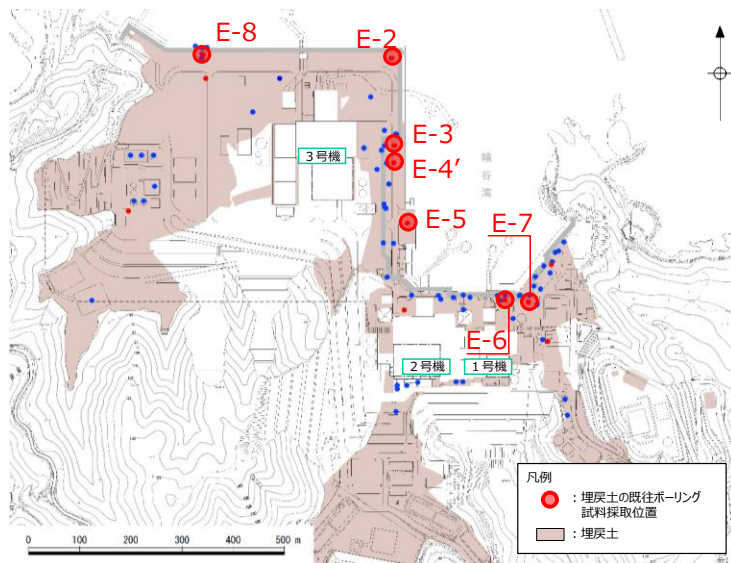


図 4.6.1-2 取水槽の改良地盤⑦における埋戻土採取位置



埋戻土の既往ボーリング試料採取位置

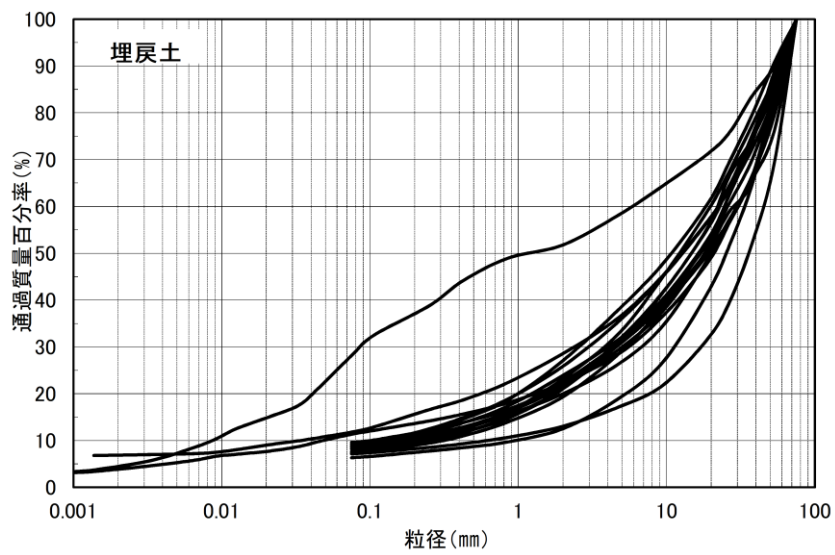


図 4.6.1-3 既往ボーリング試料における埋戻土の粒径加積曲線

取水槽の改良地盤⑦の室内配合試験における供試体作製のため、図 4.6.1-2 に示す取水槽近傍において採取した埋戻土の粒径加積曲線を図 4.6.1-4 に示す。図 4.6.1-3 に示す既往ボーリング試料における埋戻土の粒径加積曲線と同等であることから、取水槽近傍において採取した埋戻土は代表性を有すると判断した。

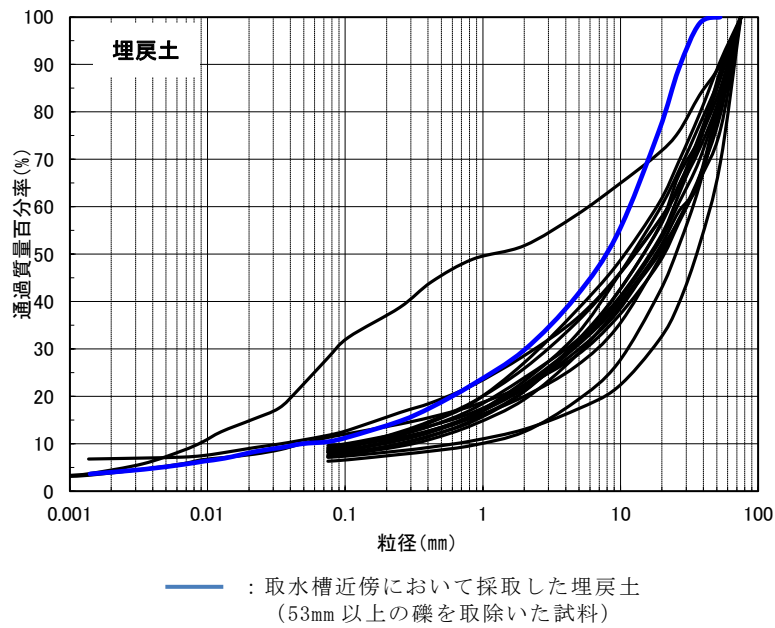


図 4.6.1-4 取水槽近傍の埋戻土採取位置における粒径加積曲線

(3) 安定材の調合

安定材として、水セメント比 90%でセメント，混和材，水を調合する。

(4) 試料（埋戻土）の調整

改良地盤の施工にあたっては、礫を含めて改良地盤を形成することで改良地盤全体として強度を有するが、「浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版）（（財）沿岸技術研究センター）」に準拠し、埋戻土の採取にあたり、巨礫を除いて採取する。なお、実施工後に採取した現地の供試体による室内試験結果と比較することで、礫を取除いたことによる影響を確認する。

(5) 供試体の作製

改良地盤⑦における室内配合試験の新設改良地盤の供試体の作製にあたっては、表 4.6.1-2 に示す地盤工学会（JGS）の試験基準に基づく。

表 4.6.1-2 新設改良地盤における室内配合試験の供試体作製方法

名称	地盤改良工法	試験基準	基準名称
改良地盤⑦	深層混合処理工法 (高圧噴射攪拌工法)	JGS 0821	安定処理土の締固めをしない供試体作製方法

所定量の試料（埋戻土）及び安定材をミキサーにより混合し、均一な安定処理土にする。安定処理土をモールド（直径 5cm，高さ 10cm の供試体を作製可能なもの）に 3 層程度に分けて入れ、各層ごとに気泡の除去を行い、供試体を作製する。

供試体の作製状況を図 4.6.1-5 及び図 4.6.1-6 に示す。



図 4.6.1-5 供試体の作製状況（混合中）



図 4.6.1-6 供試体の作製状況（作製後）

(6) 試験方法

改良地盤⑦の室内配合試験における試験は、日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）の試験基準に基づき実施する。

表 4.6.1-3 改良地盤⑦の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	3 以上
	岩石の密度試験方法	JGS 2132	
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	3 以上
	岩石の密度試験方法	JGS 2132	
S 波速度	岩石の弾性波速度計測方法	JGS 2564	3 以上
G/G0～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を 求めるための繰返し三 軸試験方法	JGS 0542	1 以上
一軸圧縮 強度	土の一軸圧縮試験方法	JIS A 1216	3 以上
	岩石の一軸圧縮試験方 法	JGS 2521	
粘着力, 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧 縮試験方法	JGS 0523	3 以上

4.6.2 解析用物性値の設定方法

目標物性値及び試験結果を踏まえた解析用物性値の設定方法の詳細については、「4.2.2 解析用物性値の設定方法」と同様とする。ただし、 G_{ma} の算定に用いる σ_v' は図 4.6.2-1 のとおりとする。

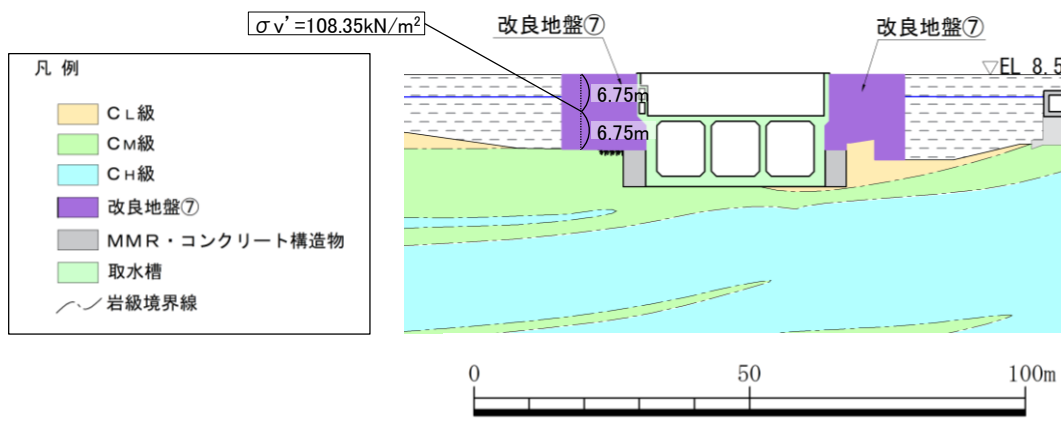


図 4.6.2-1 改良地盤⑦における G_{ma} の算定に用いる σ_v'

改良地盤⑦のS波速度については、室内配合試験において作製した供試体の超音波速度測定による試験結果を踏まえて設定する。

なお、以下の文献調査結果を踏まえ、「超音波速度計測（岩石の弾性波速度計測方法（JGS 2564）」により計測したS波速度を用いた動せん断弾性係数 G_{ma} の算定は妥当と判断する。

- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015（（社）日本電気協会）」によると、「硬岩や軟岩の動弾性係数は、弾性波速度測定（P S 検層）又は超音波速度計測等により求める」とされている。
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015（（社）日本電気協会）」によると、原子力発電所基礎地盤における軟岩の物性値の目安として、せん断波速度 500～1900m/s が示されている。
改良地盤⑦のせん断波速度は、「4.6.3 解析用物性値の設定」の室内配合試験における V_{sf} が 720m/s であり、軟岩に相当すると考えられる。
- ・「設計用地盤定数の決め方—岩盤編—（（社）地盤工学会）」によると、「動の変形係数は、ひずみレベルが微少であるため、通常の三軸圧縮試験では、精度よく測定することが困難であることから、速度検層、超音波速度試験によって求めた弾性波速度から弾性理論に基づき算出する」と記載されている。

4.6.3 解析用物性値の設定

新設改良地盤のうち，取水槽の改良地盤⑦の室内配合試験の結果を説明する。

(1) 試験結果

改良地盤⑦の室内配合試験における試験数量を表 4.6.3-1 に示す。また，試験結果を表 4.6.3-2～表 4.6.3-3 及び図 4.6.3-1～図 4.6.3-5 に示す。

表 4.6.3-1 改良地盤⑦の室内配合試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試料数量
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225	3
	岩石の密度試験方法	JGS 2132	
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202	3
	岩石の密度試験方法	JGS 2132	
S波速度	岩石の弾性波速度計測方法	JGS 2564	4
G/G ₀ ～ γ 関係 h～ γ 関係	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法	JGS 0542	1
粘着力， 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3

表 4.6.3-2 密度試験結果

	飽和密度 (g/cm ³)	間隙率
供試体 1	2.09	0.353
供試体 2	2.08	0.356
供試体 3	2.07	0.363
平均	2.08	0.357

表 4.6.3-3 改良地盤⑦における S 波速度

	S 波速度 (m/s)	平均 S 波速度 (m/s)
改良地盤⑦	1790	1810
	1840	
	1790	
	1820	

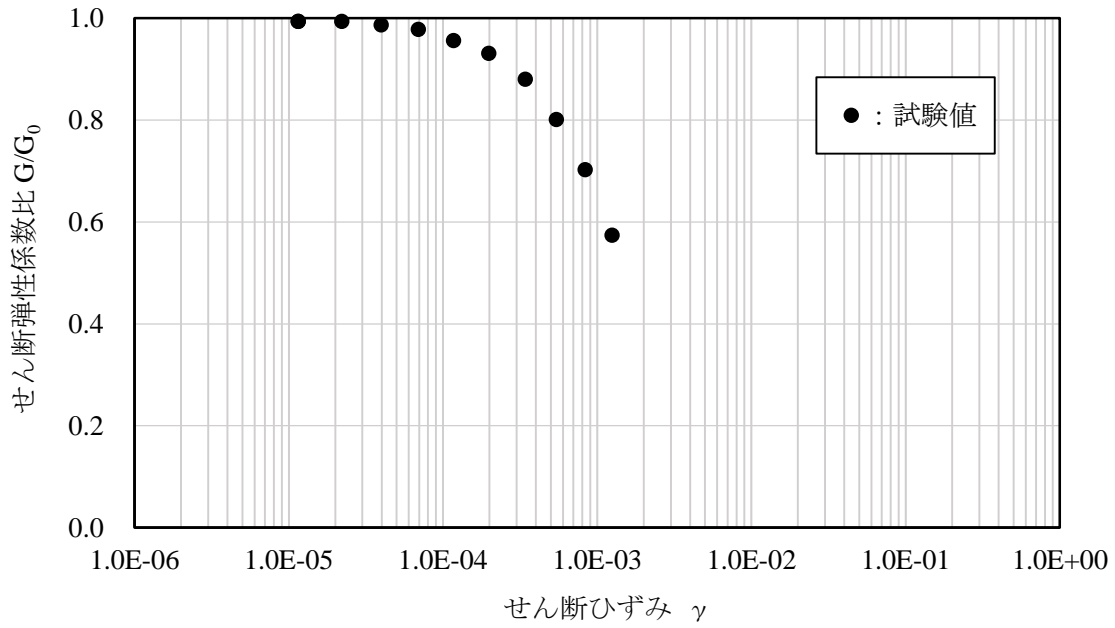


図 4.6.3-1 改良地盤⑦における G/G_0 のひずみ依存特性

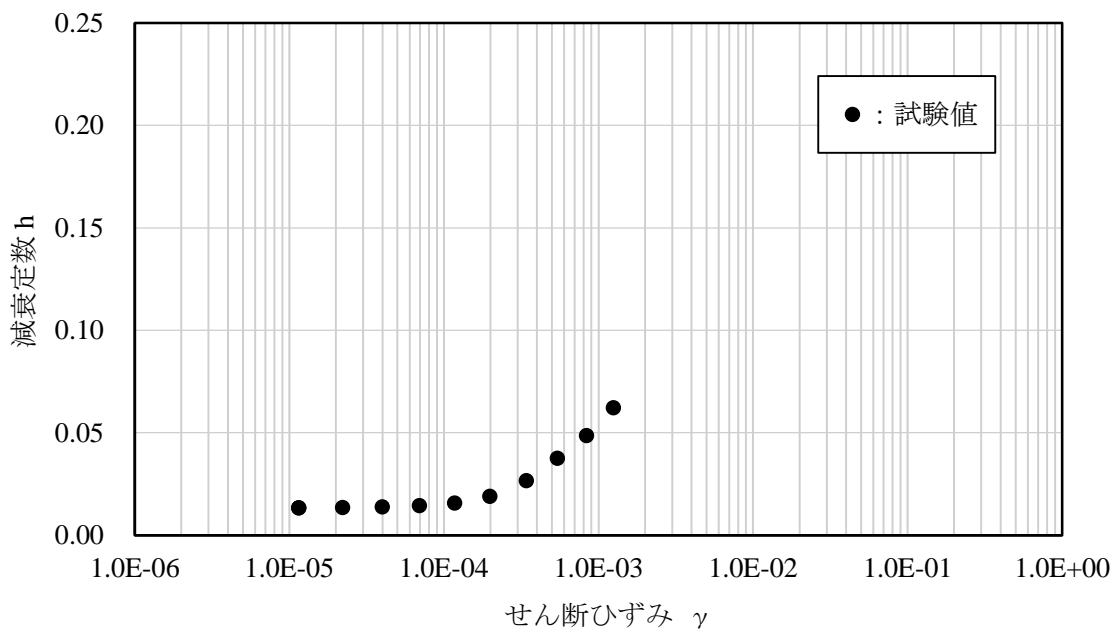


図 4.6.3-2 改良地盤⑦における減衰定数のひずみ依存特性

図 4.6.3-3 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より，供試体は破壊していないことから，試験結果は妥当であると判断した。

本試験では，J G S 2563「軟岩の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」を参考に，繰返し载荷により供試体が破壊しないよう，三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で軸差応力を設定している。本試験結果においてせん断ひずみが 1.0×10^{-3} 程度の結果となった要因は，供試体の剛性が高いことにより，上記により設定した軸差応力の範囲においてせん断ひずみが小さくなったものと考えられる（図 4.6.3-1～図 4.6.3-2 参照）。

なお，取水槽の耐震評価において，改良地盤の最大せん断ひずみは試験結果と同程度であることを確認している。



図 4.6.3-3 繰返し三軸試験後の供試体写真（改良地盤⑦）

a) 繰返し载荷過程の前に軸差応力を加える方法
(载荷方法 1)

全ての繰返し载荷段階において，供試体に対して排水条件で軸差応力を加えたのちに繰返し载荷を行う方法である。加える軸差応力は，同じ排水条件で得られた三軸圧縮強さの 0.5 倍を超えない範囲で可能な限り小さくすることが望ましい。1 回の試験の中で軸差応力の大きさを変えないことを標準とする。

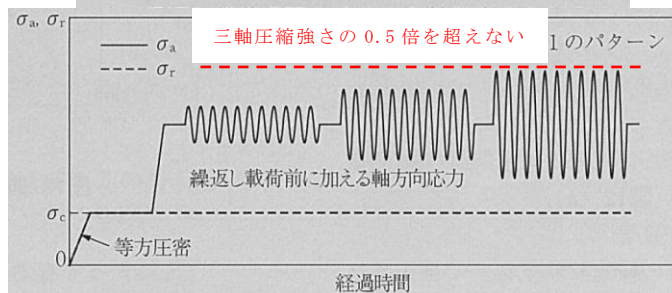


図 4.6.3-4 J G S 2563 载荷方法の模式図等（赤字で加筆）

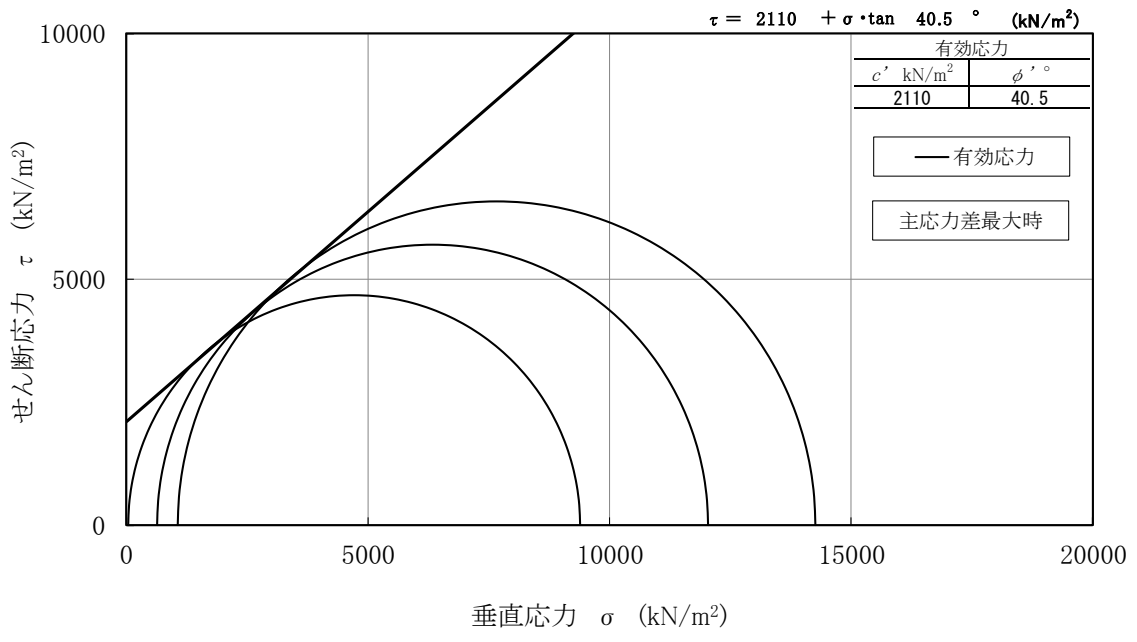


図 4.6.3-5 改良地盤⑦における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値の設定

新設改良地盤のうち取水槽の改良地盤⑦について、室内配合試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

改良地盤⑦の密度 ρ について、室内配合試験で確認された密度 $\rho = 2.07 \sim 2.09 \text{g/cm}^3$ は、改良前の埋戻土の密度 2.11g/cm^3 より小さい値となっている。室内配合試験の供試体作製において、基準に従い巨礫を取除いたことによる密度の減少と判断し、原地盤の埋戻土である密度 2.11g/cm^3 を採用する。

また、改良地盤⑦の間隙率 n について、室内配合試験における間隙率 $0.353 \sim 0.363$ よりも大きな原地盤の埋戻土の間隙率 0.45 を採用する。

b. 動せん断弾性係数 G_{ma}

改良地盤⑦について、室内配合試験において作成した供試体の超音波速度測定による試験値と目標物性値との比較を表 4.6.3-4 に示す。

改良地盤⑦は変形抑制を目的に取水槽側面を改良する改良地盤であり、動せん断弾性係数が小さい方が耐震評価における土圧の評価が保守的になると考えられることから、目標物性値を解析用物性値に設定する。なお、実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されるため、改良地盤のばらつきを踏まえても表 4.6.3-4 における動せん断弾性係数は保守的な設定となっていると判断する。

表 4.6.3-4 室内配合試験における試験値と目標物性値との比較（動せん断弾性係数）

	目標物性値	試験値
S波速度 V_s (m/s)	700	720*
動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1135000 解析用物性値に設定	1201000

注記*：平均S波速度 $1810 \text{m/s} \times 0.4$ より算定

c. 動的変形特性

改良地盤⑦について、室内配合試験における繰返し三軸試験結果、並びに目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を図 4.6.3-6 及び図 4.6.3-7 に示す。

試験値が目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性の曲線を上回ることを確認したことから、目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性及び減衰定数のひずみ依存特性を解析用物性値に設定する。

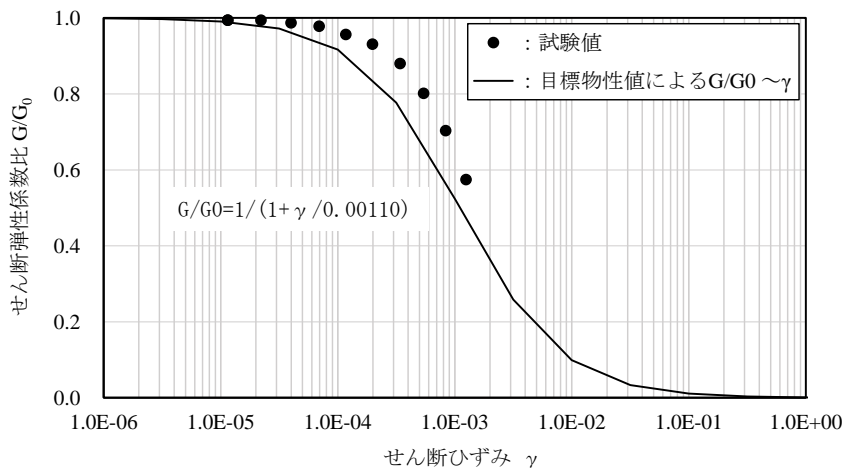


図 4.6.3-6 改良地盤⑦における G/G_0 のひずみ依存特性

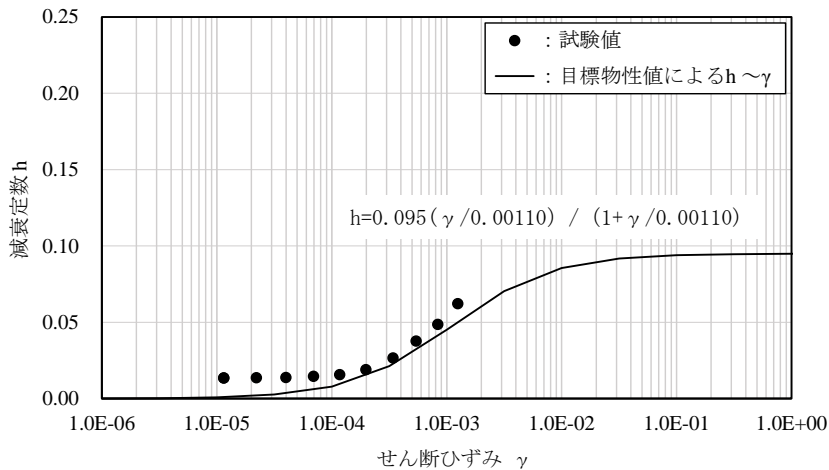


図 4.6.3-7 改良地盤⑦における減衰定数のひずみ依存特性

d. 粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

(式1)により算定されるせん断強度 τ を指標とし、室内配合試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.6.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認する。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (\text{式 1})$$

室内配合試験における試験値と目標物性値の比較を表 4.6.3-5 に示す。試験値は、粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ ともに目標物性値を上回るため、室内配合試験におけるせん断強度 τ_R が、目標物性値 (表 4.6.1-1) から算定されるせん断強度 τ_d を上回ることを確認したことから、解析用物性値として、目標物性値に設定した強度特性 (表 4.6.3-5) を設定する。

なお、実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されるため、改良地盤のばらつきを踏まえても表 4.6.3-5 における強度特性は保守的な設定となっていると判断する。

表 4.6.3-5 室内配合試験における試験値と目標物性値との比較 (強度特性)

	目標物性値	試験値
粘着力 c (kN/m ²)	1250	2110
内部摩擦角 ϕ (°)	0 解析用物性値に設定	40.5

e. 改良地盤⑦の解析用物性値

以上を踏まえ、取水槽の改良地盤⑦のうち有効応力解析及び全応力解析に用いる解析用物性値を表 4.6.3-6 及び表 4.6.3-7 に、その設定根拠を表 4.6.3-8 及び表 4.6.3-9 に示す。なお、実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されることから、構造物評価や改良地盤の破壊等の影響を確認する目的で、後述する品質確認結果より得られた改良地盤⑦の物性値を踏まえた影響検討を実施する。

なお、実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されることから、補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において、実施工における影響検討を実施する。代表として改良地盤⑥の実施工における P S 検層の結果を用いた影響検討を実施した結果、構造物評価において解析用物性値を安全側に設定していることを確認した。

表 4.6.3-6 改良地盤⑦における解析用物性値
(有効応力解析)

		解析用物性値 (改良地盤⑦)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1135000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	1250
	内部摩擦角 ϕ'	0

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数は代表的数値を示す。

表 4.6.3-7 改良地盤⑦における解析用物性値
(全応力解析)

		解析用物性値 (改良地盤⑦)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	1.25
	内部摩擦角 ϕ (°)	0.00
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0=1135$
		$G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比 ν_d	0.33
減衰特性	減衰定数 h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{1.007}$

表 4.6.3-8 改良地盤⑦における解析用物性値の設定根拠
(有効応力解析)

		設定根拠 (改良地盤⑦)
物理特性	密度 ρ	室内配合試験における密度は、巨礫を去除したことにより、目標物性値の密度より小さくなっていると判断し、目標物性値である改良前の埋戻土の密度を設定
	間隙率 n	室内配合試験における間隙率は、目標物性値を下回ることから、目標物性値である改良前の埋戻土の間隙率を設定
変形特性	動せん断弾性係数 G_{mm}	室内配合試験におけるせん断波速度 V_s は、目標物性値を上回ることから、目標物性値である解放基盤表面相当のせん断波速度 $V_s=700\text{m/s}$ を用いて、 $G_m=\rho V_s^2$ よりせん断弾性係数 G_m を算定。算定した G_m から、港湾技研資料*の算定式に基づき基準平均有効拘束圧における動せん断弾性係数 G_{ma} を設定。
	基準平均有効拘束圧 σ_{mm}'	慣用値*
	ポアソン比 ν	室内配合試験におけるポアソン比は、目標物性値と同等であることから、目標物性値である慣用値*より設定したポアソン比を設定
	減衰定数の上限値 h_{max}	室内配合試験における G/G_0 は、目標物性値から設定した G/G_0 のひずみ依存特性の曲線を上回ることから、目標物性値である改良前の埋戻土の h_{max} を設定
強度特性	粘着力 c'	室内配合試験における粘着力は、目標物性値を上回ることから、目標物性値である $c=qu/2$ より求めた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ'	室内配合試験における内部摩擦角は、目標物性値を上回ることから、目標物性値である慣用値より設定した内部摩擦角を設定

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

表 4.6.3-9 改良地盤⑦における解析用物性値の設定根拠
(全応力解析)

		解析用物性値 (改良地盤⑦)
物理特性	密度 ρ	室内試験の物理試験結果に基づいて、密度を設定
強度特性	初期せん断強度 τ_0	室内配合試験の三軸圧縮試験を踏まえ、設計強度及び文献*2に基づき設定
	内部摩擦角 ϕ	—
変形特性	初期せん断弾性係数 G_0	設計S波速度、密度に基づき設定 設計S波速度は、室内配合試験及び既往文献を踏まえて設定
	動ポアソン比 ν	慣用値*1
減衰特性	減衰定数 h	室内配合試験の繰返し三軸試験を踏まえ、原地盤である埋戻土のhmaxを設定

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

*2：浸透固化処理工法技術マニュアル2010年版, 沿岸開発技術研究センター

4.7 新設改良地盤（置換コンクリート）

置換コンクリートは、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）に基づき設定する。

置換コンクリートは、土圧低減等を目的として構造物周辺に配置する無筋コンクリートであり、その健全性を確認する。

置換コンクリートの評価方法については、補足-026-01「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」において説明する。

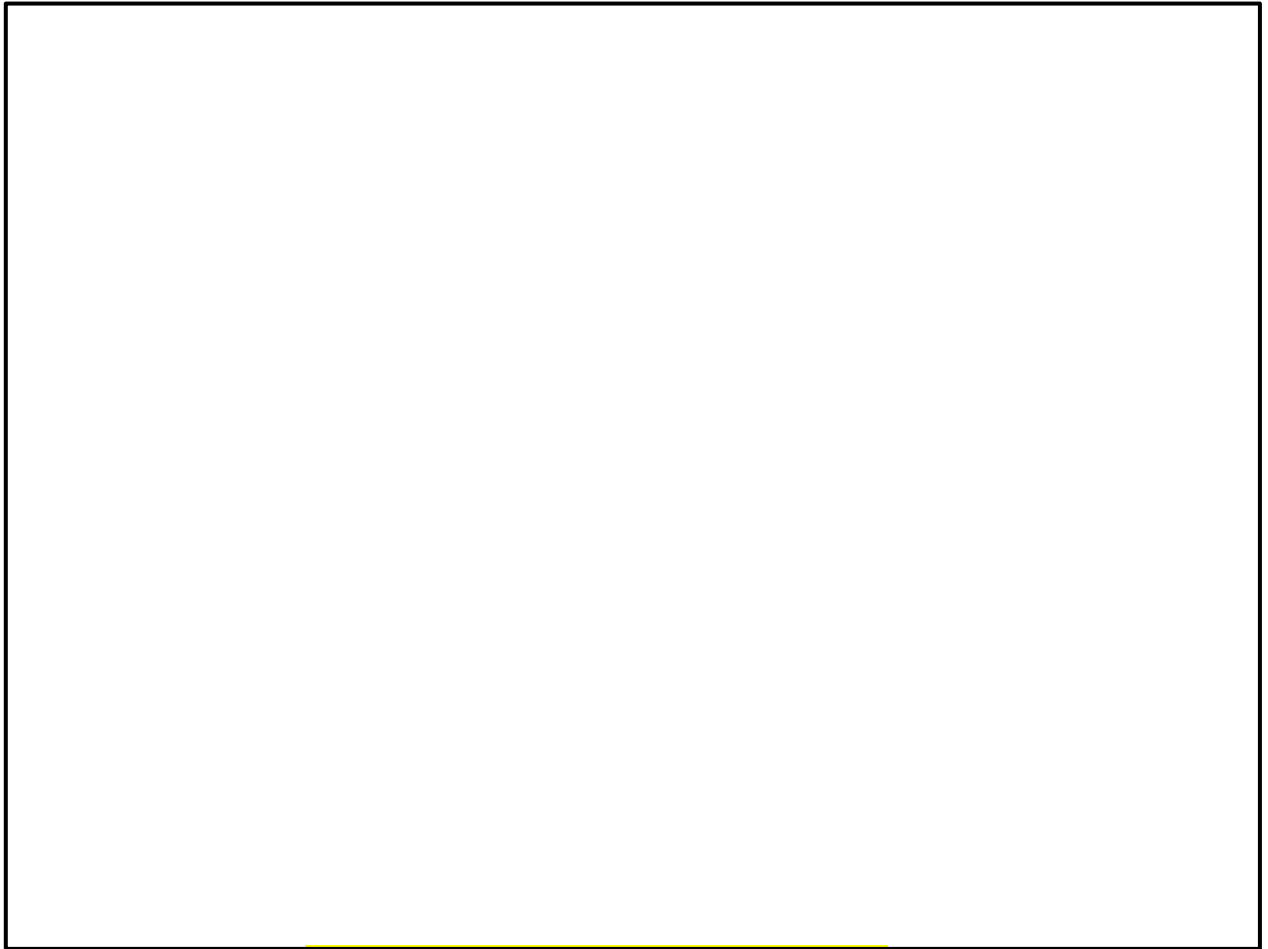


図 4.7-1 置換コンクリートの平面配置図

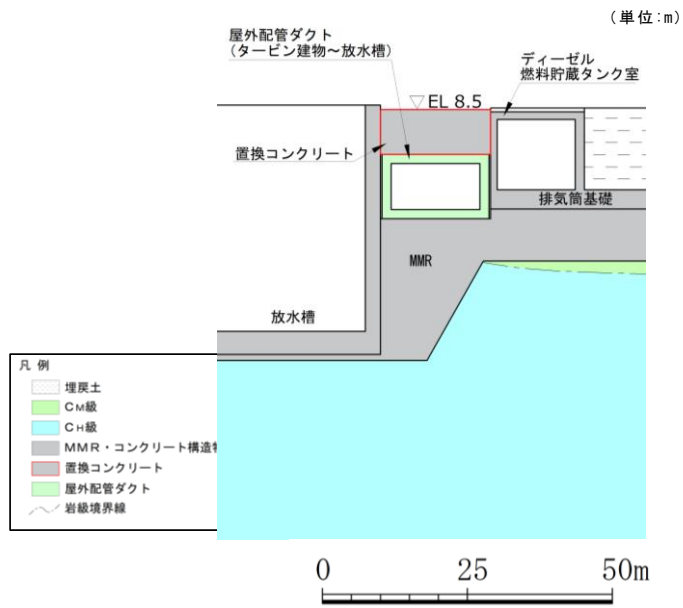


図 4.7-2 置換コンクリートの配置図
(屋外配管ダクト (タービン建物～放水槽), G-G断面)

4.7.1 解析用物性値の設定

(1) ヤング係数 E

置換コンクリートのヤング係数 E は、「コンクリート標準示方書」に基づき、表 4.7.1-1 に示すようにコンクリートの設計基準強度 f'_{ck} とヤング係数 E の関係から設定する。

表 4.7.1-1 コンクリートのヤング係数

f'_{ck} (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート*	13	15	16	19	-	-	-	-

* 骨材を全部軽量骨材とした場合

(引用：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，土木学会，2002)

(2) 密度 ρ 及び間隙率 n

置換コンクリートの密度 ρ については、「コンクリート標準示方書」に基づき、表 4.7.1-2 に示すように「コンクリート標準示方書」に示される無筋コンクリートの密度を用いて設定する。なお、置換コンクリートは、線形弾性体としてモデル化することから、間隙率 n は設定しない。

表 4.7.1-2 コンクリートの単位体積重量

材 料	単位重量 (kN/m ³)	材 料	単位重量 (kN/m ³)
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77	コンクリート	22.5～23.0
鋳鉄	71	セメントモルタル	21.0
アルミニウム	27.5	木 材	8
鉄筋コンクリート	24.0～24.5	瀝 青 材	11
プレストレストコンクリート	24.5	アスファルトコンクリート舗装	22.5
鉄筋軽量骨材コンクリート	18.0	軽量骨材コンクリート（骨材全部が軽量骨材）	16.5

(引用：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，土木学会，2002)

(3) 減衰定数の上限値 h_{max}

置換コンクリートは、線形弾性体としてモデル化することから、動的変形特性としての減衰定数 h_{max} は設定せず、減衰定数を 3% に設定する。

(4) ポアソン比 ν

置換コンクリートのポアソン比 ν については、「コンクリート標準示方書」に基づき 0.2 として設定する。

4.8 既設改良地盤（改良地盤⑧，流動化処理工法）

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧の役割は、「基礎地盤のすべり安定性向上（自主対策）」である。

既設改良地盤であることから、原位置試験等により解析用物性値を設定する。

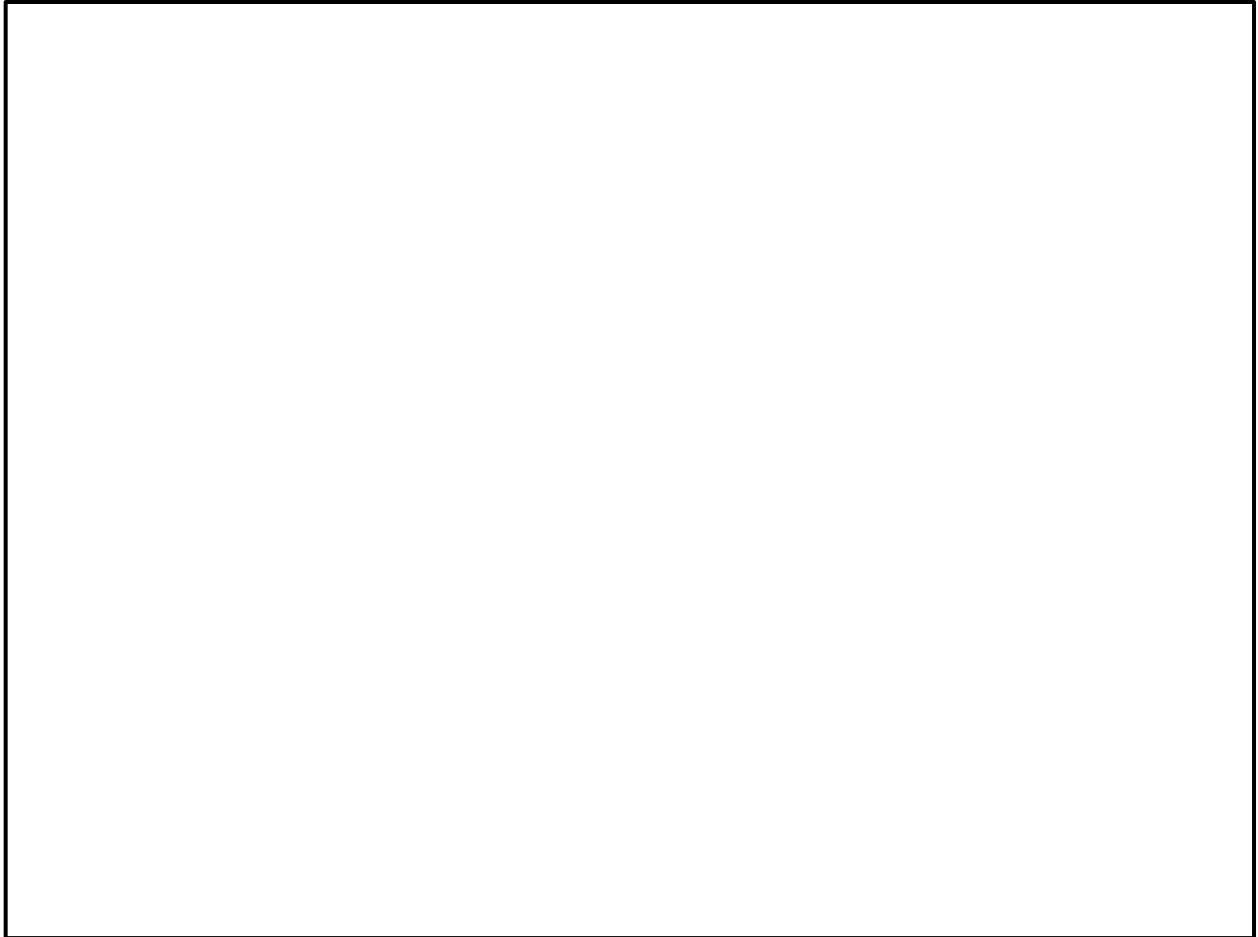


図 4.8-1 改良地盤⑧の平面配置図

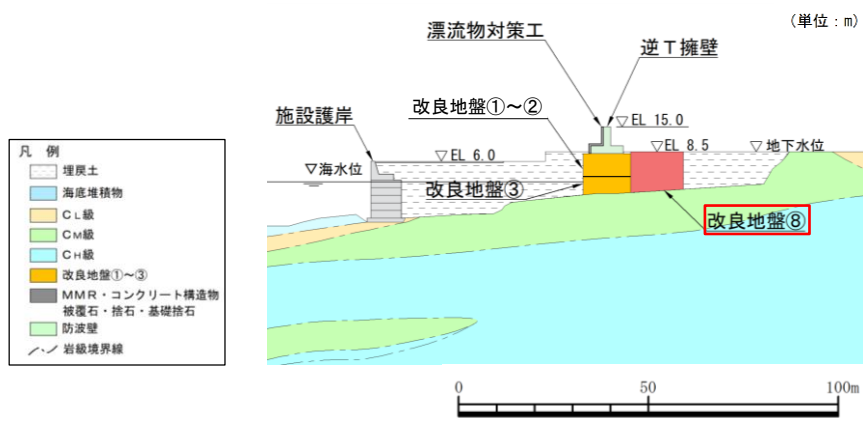


図 4.8-2 改良地盤⑧の配置図（防波壁（逆T擁壁），H-H断面）

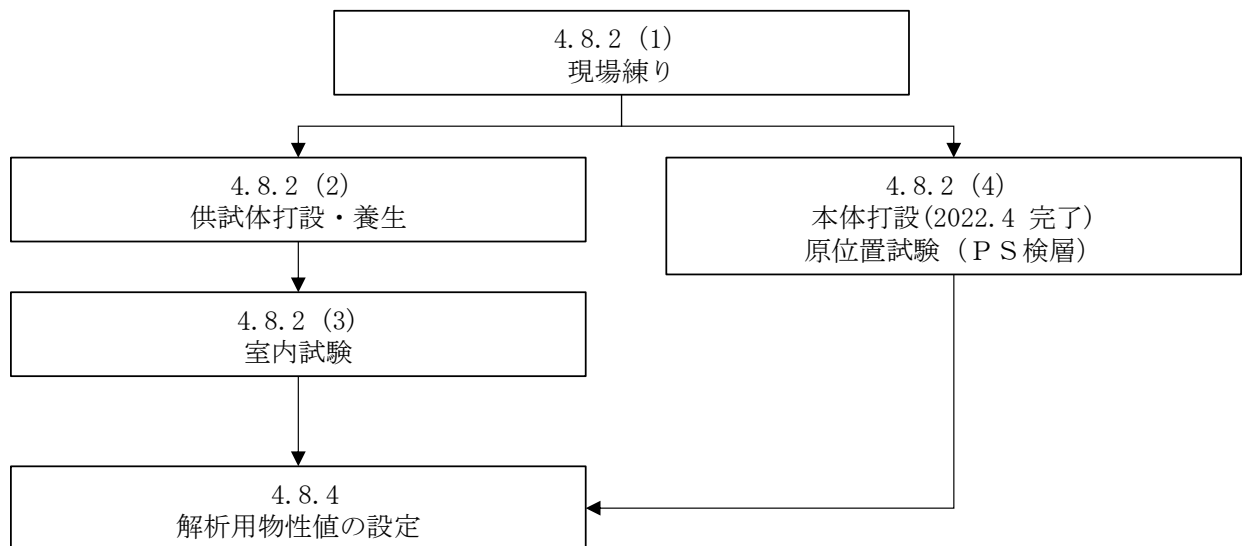
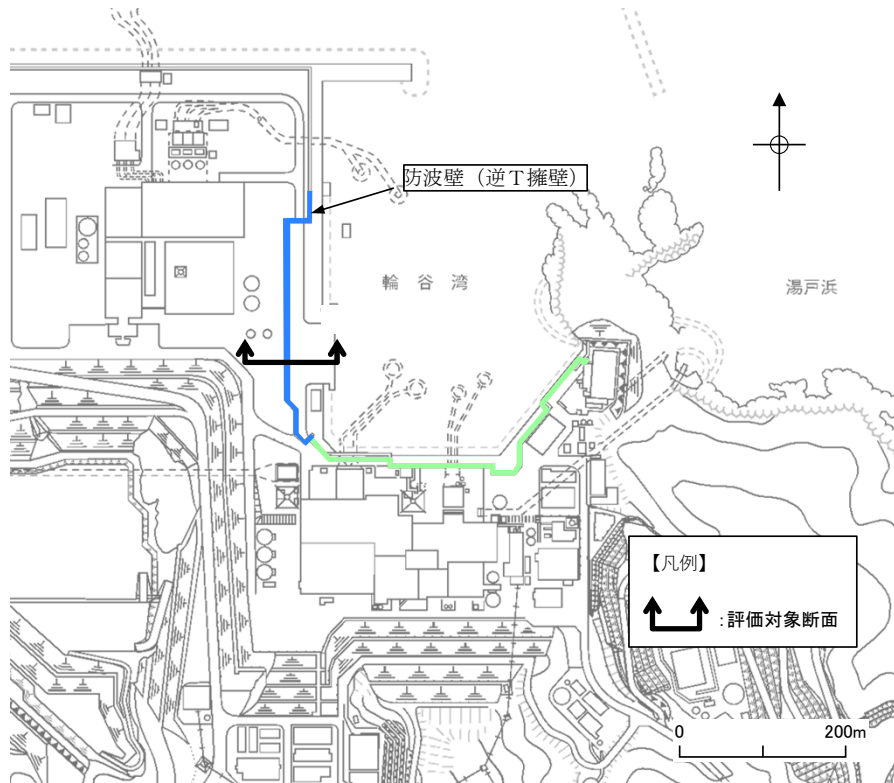


図 4.8-3 防波壁（逆 T 擁壁）の改良地盤⑧の検討フロー

4.8.1 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧の経緯及び役割

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧については、設置変更許可審査において、液状化影響を考慮した防波壁（逆T擁壁）基礎地盤の安定解析（全応力解析）を実施した結果、最小すべり安全率が1.52と評価基準値1.5を満足するものの、裕度が小さい結果となったことから、液状化抑制を目的とした自主的な裕度向上対策として、「薬液注入工法」により地盤改良を行うこととしたものである（図4.8.1-1参照）。



すべり面形状	基準地震動 *1	すべり安全率【平均強度】*2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】*2
<p>B25・26シームを通るすべり面</p>	Ss-D (-, -)	1.88 [8.98]	1.52 [8.98]

- 【凡例】
- : C₁級岩盤 □ : C₂級岩盤 □ : C₃級岩盤 □ : D級岩盤
 - : 埋戻土、盛土 □ : 改良地盤① □ : 改良地盤② □ : 改良地盤③
 - : シーム — : すべり面 *3

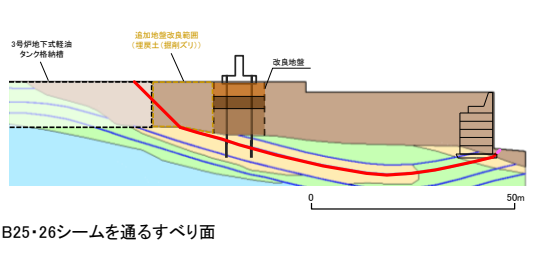
注記 *1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。
 *3: 破線は液状化影響を考慮する範囲
 *4: グラウンドアンカーはモデル化せず、安全率算定時にグラウンドアンカーによる緊張力を考慮する。

図 4.8.1-1 防波壁（逆T擁壁）基礎地盤の安定解析結果

設置許可段階では、埋戻土の骨格構造を変えない「薬液注入工法」を選択したことから、解析用物性値は埋戻土と同値に設定し、液状化影響を考慮せずにすべり安全率を算定した（表 4.8.1-1 参照）。

その結果、液状化抑制によってすべり安全率は 1.52 から 1.67 に向上した（表 4.8.1-1 参照）。

表 4.8.1-1 防波壁（逆T擁壁）基礎地盤の安定解析結果（改良地盤⑧考慮）

すべり面形状	基準地震動 *1	すべり安全率 【平均強度】*2	すべり安全率 【ばらつきを考慮した強度】*2
 <p>B25・26シームを通るすべり面</p>	Ss-D (+,+)	2.02 [13.14]	1.67 [13.14]

【凡例】

 : C+級 岩盤	 : Cw級 岩盤	 : Cl級 岩盤	 : D級 岩盤
 : 埋戻土、盛土	 : 改良地盤①	 : 改良地盤②	 : 改良地盤③
 : シーム	 : すべり面 *3		

注記 *1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

*3: 破線は液状化影響を考慮する範囲

*4: グラウンドアンカーはモデル化せず、安全率算定時にグラウンドアンカーによる緊張力を考慮する。

設置許可審査後、改良地盤⑧の施工計画を検討した結果、改良範囲に既設の埋設物がないことも踏まえ、より確実に液状化抑制対策を行うため、埋戻土を掘削してセメントと混合して置き換える「流動化処理工法」に工法を変更することとした。

設工認審査においても、設置**変更**許可審査と同様に、改良地盤⑧の改良範囲は埋戻土として評価することを基本とするが、地盤改良により剛性が大きくなると想定されるため、防波壁（逆T擁壁）への影響の有無を確認するため、解析用物性値を設定する。

4.8.2 供試体作製及び室内試験

供試体作製、室内試験及び解析用物性値の設定にあたっては、図 4.8-3 のフローにより実施した。

(1) 現場練り

使用材料は、埋戻土と同じ材料である、敷地造成において発生した岩砕を用いるが、「流動化処理土利用技術マニュアル（平成 19 年/第 2 版）（（独）土木研究所・㈱流動化処理工法総合管理編）」に準拠し、粒径 40mm 以下に粒度調整する（図 4.8.2-1 参照）。

現場練り材料の水セメント比は、施工事例を踏まえ、84%に設定した。

○主材（原料土）

主材および原料土は、原料となる発生土（建設汚泥を含む）を指し、主材は流動化処理土の配合設計を行うときに適用し、原料土は流動化処理土をプラントで製造するときに適用する。

主材は流動化処理土の原料土となる土砂であり、建設事業にともなって発生するほぼ総ての土が主材として適用できる。ただし土質安定処理をせず直接再利用できる良質土、例えば第 1・2 種建設発生土は、従来どおりの再利用の方法がコスト面で有利になることが多い。一方、従来、不良土として扱われていた細粒分を多く含む含水比が 40～80%の粘土・シルトや泥土（第 4 種建設発生土および泥土）、土取り場から採取した細粒分や有害物質を含まない浄水場の汚泥、河川、湖沼等の底質土は、その処理・処分にコストが発生する。これらを流動化処理土の主材として用いると、処分費が不要となり結果として建設コストが抑制される。

良質土と低品質土が発生するときは、発生土全体の使用量を多くするため、良質な土をより多く、例えば第 4 種より粗粒分の多い第 3 種を優先的に使うほうが、発生土の再利用率が多くなりリサイクル効果があがる。ただし、礫や砂を含む良質の発生土を使うには十分な細粒分を確保する必要がある。細粒分が不足するとブリーディングが起り固化強度が安定しない。礫の粒径については最大 40 mm 程度のもので主材として利用できる。

また、主材は土壤汚染対策法などで指定された有害物質を含まないこと、建設汚泥を使う

5

図 4.8.2-1 流動化処理土利用技術マニュアル（平成 19 年/第 2 版）

（（独）土木研究所・㈱流動化処理工法総合管理編）抜粋

(2) 供試体打設・養生

「流動化処理土利用技術マニュアル（平成 19 年/第 2 版）（（独）土木研究所・㈱流動化処理工法総合管理編）」によると、品質管理に際し「製造時又は打設時に吐出口から試料を採取し、モールドに詰めて供試体を作製し、所定の材令において試験を行う」とされている。

改良地盤⑧は、粒度調整を行い、水、セメントと混合しており、コンクリートに似た均質材料であることから、供試体打設・養生は同マニュアルに準拠して現地施工に併せて実施することとした。

供試体作製にあたっては、現地打設のための流動化処理土プラント吐出口から型枠に流し込み、養生ハウスにて所定の材令（28 日）まで養生した（図 4.8.2-2 参照）。

供試体の養生状況や、室内試験実施前の供試体状況を図 4.8.2-3 に示す。



図 4.8.2-2 流動化処理土製造・打設・供試体作製状況



改良地盤⑧の供試体の養生状況
(供試体寸法：直径20cm×高さ40cm)



改良地盤⑧の供試体
室内試験実施前の状況写真

図 4.8.2-3 改良地盤⑧の供試体状況

(3) 試験方法

解析用物性値を設定するための物性試験は、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき実施する（表 4.8.2-1）。

表 4.8.2-1 改良地盤⑧の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	密度試験 (浸水+減圧脱気)	JGS 2132	3以上
間隙率	密度試験 (浸水+減圧脱気)	JGS 2132	3以上
S波速度	地盤の弾性波速度検層方法 (PS検層)	JGS 1122	—*
粘着力, 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3以上

注記*：PS検層の測定区間長1mを一つの試料数と見なす。

(4) 原位置試験位置

原位置試験位置を図 4.8.2-4 に示す。既設改良地盤における原位置試験は、既設構造物の配置等を踏まえ、おおむね均等な配置となるよう 3 地点（⑧-1～⑧-3）で調査を実施する。

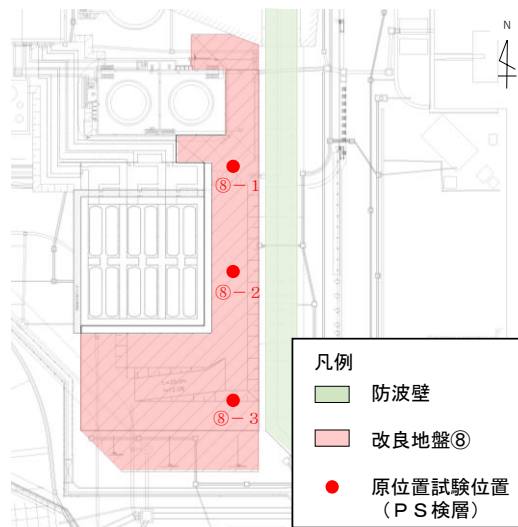


図 4.8.2-4 改良地盤⑧の原位置試験位置（P S 検層）

⑧-1～⑧-3 における原位置試験の項目及び数量を表 4.8.2-2 に示す。

表 4.8.2-2 ⑧-1～⑧-3 における試験実施項目及び数量

試験項目	数量 (m) *			
	⑧-1	⑧-2	⑧-3	合計
PS 検層	10.5	11.3	13.0	34.8

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試料数と見なす。

4.8.3 解析用物性値の設定方法

試験結果を踏まえた解析用物性値の設定方法の詳細については、「4.2.2 解析用物性値の設定方法」と同様とする。

ただし、「4.8.4 (1) 試験結果」に示す三軸圧縮試験結果を踏まえ、改良地盤⑧は線形材料と見なすことができるため、FLIPに入力する解析用物性値として、弾性係数Eを以下の式に基づき設定する。

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (\text{式1})$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{式2})$$

E : 弾性係数 (kN/m²)

ν : ポアソン比

G : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S波速度 (m/s)

4.8.4 解析用物性値の設定

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧の室内試験及び原位置試験（PS検層）の結果を説明する。

(1) 試験結果

改良地盤⑧の各試験数量を表 4.8.4-1 に示す。また、密度試験結果を表 4.8.4-2 に、原位置試験（PS検層）におけるS波速度を表 4.8.4-3 に、三軸圧縮試験結果を図 4.8.4-1～4 に示す。

なお、図 4.8.4-2～4 に示すとおり、三軸圧縮試験の応力ひずみ関係（ $\sigma - \varepsilon$ ）では、明瞭なピークが認められ、直線性を示すことから、線形材料と見なすことができる。

表 4.8.4-1 改良地盤⑧の各試験数量

	試験項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量
改良地盤⑧	飽和密度	密度試験 (浸水+減圧脱気)	JGS 2132	3
	間隙率	密度試験 (浸水+減圧脱気)	JGS 2132	3
	S波速度	地盤の弾性波速度検層方法 (PS検層)	JGS 1122	34.8*
	粘着力, 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	12

注記* : PS検層の測定区間長 1m を一つの試料数と見なす。

表 4.8.4-2 改良地盤⑧の密度試験結果

	湿潤密度 (g/cm^3)	間隙率
改良地盤⑧	1.90	0.446
	1.90	0.443
	1.87	0.465
平均	1.89	0.452

表 4.8.4-3 改良地盤⑧の P S 検層試験結果

試験実施位置	P 波速度 (m/s)		S 波速度 (m/s)	
	試料数	速度値	試料数	速度値
⑧-1	3.0	2630	3.0	1310
	3.3	2480	3.3	1290
	3.2	2800	3.2	1430
	1.0	2580	1.0	1210
⑧-2	3.3	3000	3.3	1650
	3.5	2330	3.5	1300
	3.5	2060	3.5	1150
	1.0	2170	1.0	1200
⑧-3	3.8	2150	3.8	1170
	4.1	2540	4.1	1400
	4.1	2710	4.1	1510
	1.0	2520	1.0	1260
加重平均		2508		1346

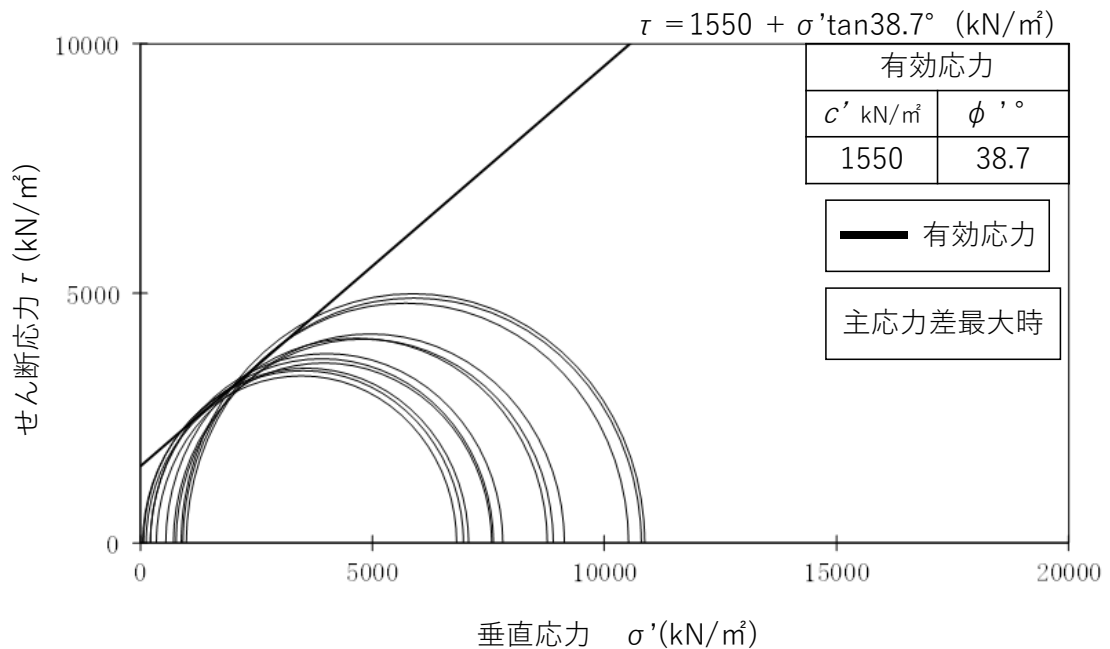


図 4.8.4-1 改良地盤⑧における三軸圧縮試験結果

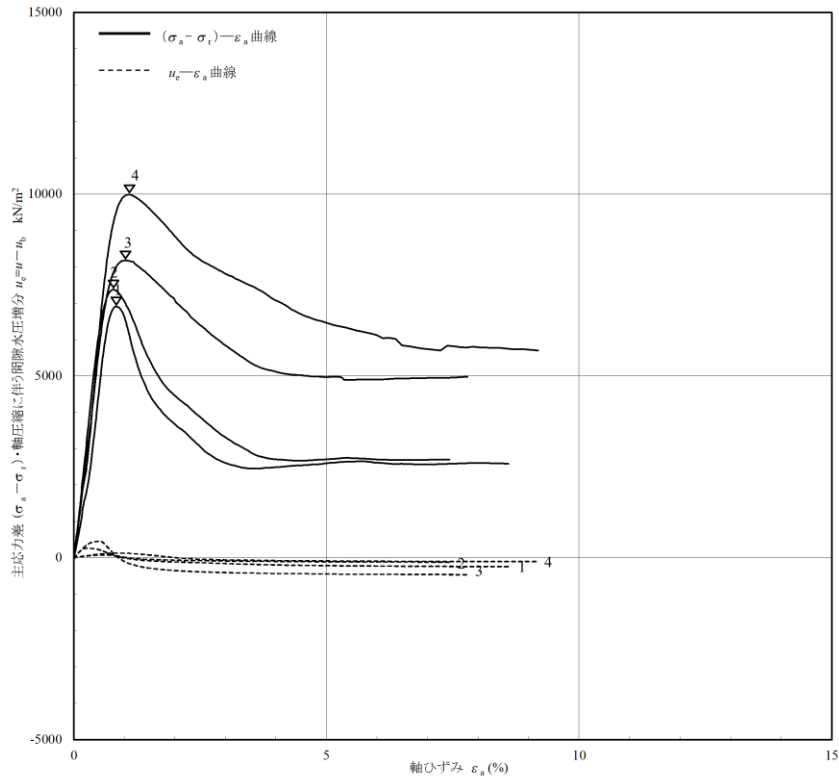


図 4.8.4-2 改良地盤⑧における三軸圧縮試験結果
応力ひずみ関係 ($\sigma - \varepsilon$) (その 1)

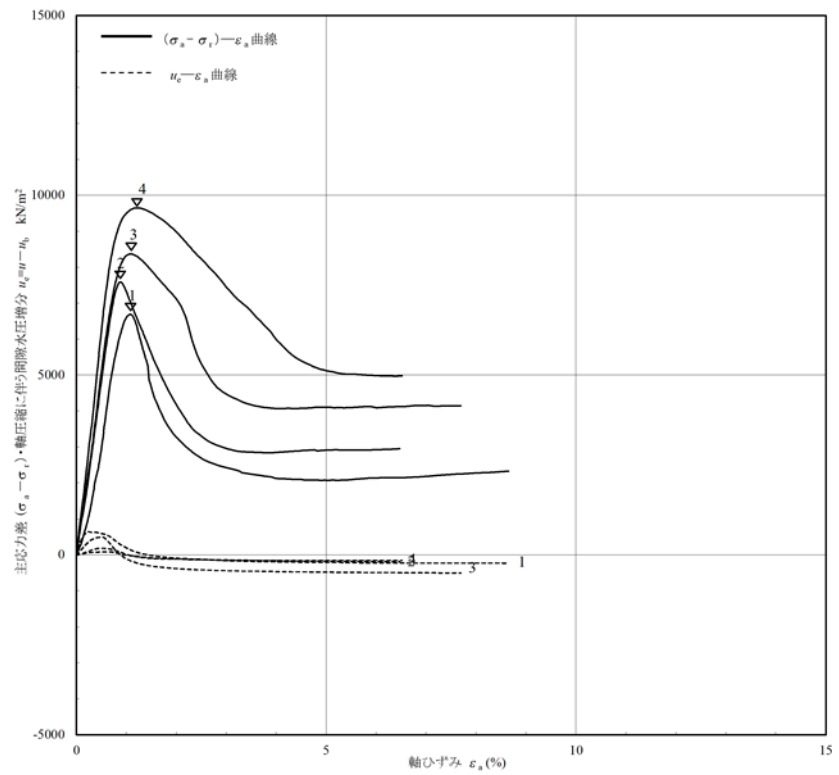


図 4.8.4-3 改良地盤⑧における三軸圧縮試験結果
応力ひずみ関係 ($\sigma - \varepsilon$) (その 2)

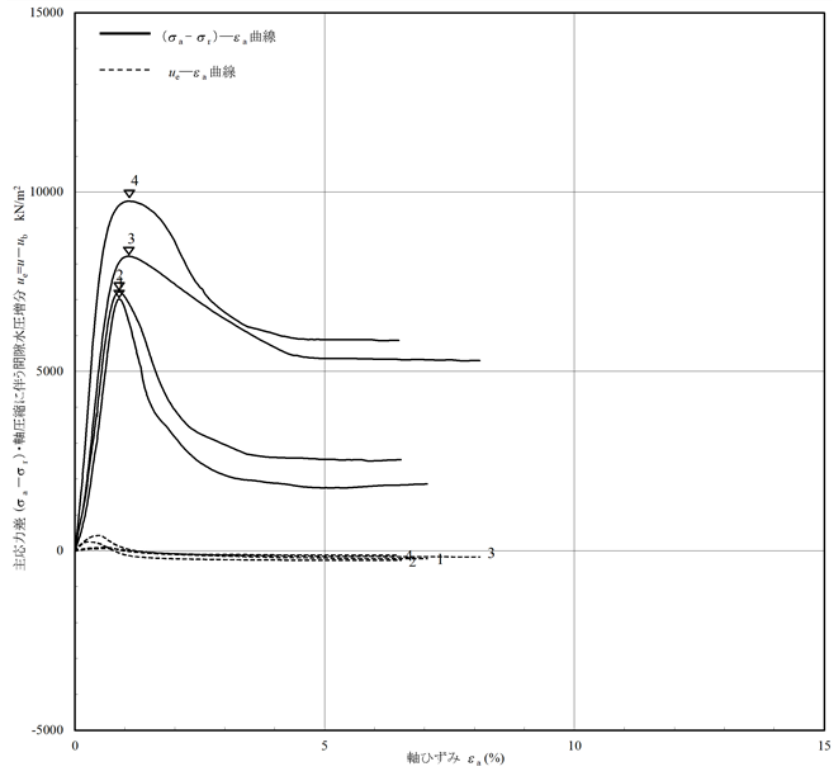


図 4.8.4-4 改良地盤⑧における三軸圧縮試験結果
応力ひずみ関係 ($\sigma - \varepsilon$) (その 3)

(2) 解析用物性値の設定

新設改良地盤のうち防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧について、室内試験及び原位置試験（PS検層）における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

a. 密度 ρ 及び間隙率 n

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧の密度 ρ について、室内試験で確認された密度 $\rho = 1.89\text{g/cm}^3$ は、改良前の埋戻土の密度 2.11g/cm^3 より小さい値となっている。『流動化処理土利用技術マニュアル（平成19年/第2版）（独）土木研究所・（株）流動化処理工法総合管理編』の基準に従い粒径40mm以下を主材とし、均質な強度発現を得るために水セメント比を84%に設定していることによる密度の減少と判断し、均質な流動化処理土である改良地盤⑧の密度 1.89g/cm^3 を採用する。

また、改良地盤⑧の間隙率 n について、室内試験における間隙率0.452は改良前の埋戻土の間隙率0.45とほぼ同程度であるため、改良地盤⑧の間隙率は0.45を採用する。

b. 弾性係数 E

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧における弾性係数 E は、密度試験及びPS検層に基づいて表4.8.4-4に示すとおり、弾性係数 E を設定した。

表 4.8.4-4 改良地盤⑧における弾性係数 E

	算定値
弾性係数 E (kN/m ²)	9108000

c. 粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧における強度特性は、三軸圧縮試験に基づいて表4.8.4-5に示すとおり、粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ を設定した。

表 4.8.4-5 改良地盤⑧における粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

	試験値
粘着力 c' (kN/m ²)	1550
内部摩擦角 ϕ (°)	38.71

d. 改良地盤⑧の解析用物性値

以上を踏まえ、防波壁（逆T擁壁）の改良地盤⑧における解析用物性値を表 4.8.4-6 に、その設定根拠を表 4.8.4-7 に示す。

表 4.8.4-6 改良地盤⑧における解析用物性値

		解析用物性値 (改良地盤⑧)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.89
	間隙率 n	0.45
変形特性	弾性係数 E (kN/m ²)	9108000
	ポアソン比 ν	0.33
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	1550
	内部摩擦角 ϕ'	38.71

表 4.8.4-7 改良地盤⑧における解析用物性値の設定根拠

		設定根拠
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	室内試験の物理試験結果に基づいて、密度を設定
	間隙率 n	室内試験の物理試験結果に基づいて、間隙率を設定
変形特性	弾性係数 E (kN/m ²)	室内試験の密度試験及び原位置試験の PS 検層に基づいて、弾性係数を設定
	ポアソン比 ν	慣用値*
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	室内試験の三軸圧縮試験結果に基づいて、粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ'	室内試験の三軸圧縮試験結果に基づいて、内部摩擦角を設定

注記* : 4.2.2 参照

5. 品質確認方針

新設改良地盤の品質確認においては、期待する役割や物性値設定の経緯に応じて品質確認方針を設定のうえ、改良地盤の解析用物性値が確保されていることを確認する。

なお、置換コンクリートについては、「コンクリート標準示方書」に基づき品質確認を実施する。

5.1 品質確認準拠基準について

地盤改良工法の基準・指針として一般的な文献を表 5.1-1 に示す。

高圧噴射攪拌工法による改良地盤は、高圧噴射攪拌工法の品質確認に係る詳細な記載がされている「建築センター指針」を踏まえて品質確認を行う。また、薬液注入工法による改良地盤は、薬液注入工法の品質確認に係る詳細な記載がされている「浸透固化マニュアル」を踏まえて品質確認を行う。

なお、他基準・指針における考え方も参考にして品質確認を行う。

表 5.1-1 地盤改良工法の基準・指針

地盤改良 工法	基準・指針名	基準略称
高圧噴射 攪拌工法	2018 年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法ー，日本建築センター	建築センター指針
	建築基礎のための地盤改良設計指針案，日本建築学会，2006	建築基礎指針
	乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程，日本電気協会，平成 21 年	J E A C 4 6 1 6
	陸上工事における新層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版，(財) 土木研究センター，平成 16 年 3 月	陸上工事マニュアル
	港湾・空港における新層混合処理工法技術マニュアル，(財) 沿岸技術研究センター，平成 26 年 10 月	港湾・空港マニュアル
薬液注入 工法	浸透固化処理工法技術マニュアル (改訂版)，(財) 沿岸技術研究センター，2010	浸透固化マニュアル
	薬液注入工法 設計・施工指針，日本薬液注入協会，平成元年 6 月	薬液注入指針

5.2 品質確認試験の頻度

地盤改良工法に対する諸基準・指針における必要調査箇所数を表 5.2-1 に示す。

高圧噴射攪拌工法による改良地盤は、「建築センター指針」に記載される試験頻度の目安を踏まえて、改良地盤の施工数量に応じて品質確認試験を実施する。また、薬液注入工法による改良地盤は、「浸透固化マニュアル」に記載される試験頻度の目安を踏まえ、改良地盤の施工数量に応じて品質確認試験を実施する。

表 5.2-1 諸基準・指針における必要調査箇所数

地盤改良 工法	基準略称	試験頻度の目安
高圧噴射 攪拌工法	建築センター指針	検査対象層（改良範囲内の各土質）に対して、 100本の改良コラム1箇所以上かつ1検査対象 群に1箇所以上
薬液注入 工法	浸透固化マニュアル	改良土量 5000m ³ 未満は 3 箇所程度、5000m ³ 以 上は 2500m ³ 増えるごとに 1 箇所追加する程度

5.3 品質確認項目

5.3.1 設置変更許可段階の申し送り事項となった新設改良地盤

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤に係る設置変更許可段階及び詳細設計段階の評価は以下のとおりである。

【設置変更許可段階】

a) P S 検層に基づく改良地盤の解析用物性値を用いて動的解析を実施した結果、基礎地盤のすべり安定性は評価基準値を満足したが、地震動及び地殻変動による基礎地盤の傾斜が基本設計段階の目安値である 1/2000 を上回った。

そのため、当該傾斜を考慮した防波壁の構造成立性確保の見通しを得たうえで、改良地盤が施設の安全機能を損なうおそれがない地盤であると評価した。

b) P S 検層に基づく改良地盤の解析用物性値を管理目標値に設定するとともに、詳細設計段階において、三軸圧縮試験等に基づいて改良地盤の物性値を再設定したうえで、品質確認試験において管理目標値が確保されていることを確認することとした。（設置変更許可段階からの申し送り事項）

【詳細設計段階】

c) b の申し送り事項に基づき、室内配合試験における三軸圧縮試験等に基づいて改良地盤の解析用物性値を再設定。（「4.5 新設改良地盤（改良地盤①～③，薬液注入工法）」を参照）

d) c の解析用物性値を用い、グラウンドアンカ等を考慮した防波壁（逆T擁壁）の耐震評価を実施し、改良地盤の傾斜を考慮しても、当該施設に求められる安全機能に影響を及ぼさないことを確認。（VI-2-10-2-3-2「防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書」を参照）。

e) b の申し送り事項に基づき、以下の2つを満足するように品質確認における管理目標値を設定し、実施工における三軸圧縮試験等により、当該管理目標値が確保されていることを確認する。

- ・ b の設置変更許可段階に設定した P S 検層に基づく改良地盤の解析用物性値
- ・ c の詳細設計段階で設定した室内配合試験における三軸圧縮試験等に基づく改良地盤の解析用物性値

強度特性については、改良地盤の実施工におけるせん断強度が、品質確認における管理目標値 τ を上回ることを確認する。

変形特性については、動的変形特性のうち支配的なパラメタである初期せん断弾性係数が大きいほうが変形抑制に寄与することから、初期せん断弾性係数の算出に用いる S 波速度に着目し、原位置の S 波速度 V_s が品質確認における管理目標値（設計 S 波速度） V_{sd} を上回ることを確認する。

表 5.3.1-1 に改良地盤①～③の役割及び品質確認項目を、表 5.3.1-2 に改良地盤①～③の管理目標値を示す。

表 5.3.1-1 新設改良地盤における役割及び品質確認項目
（設置変更許可段階の申し送り事項となった新設改良地盤）

対象施設	名称	役割	品質確認項目
防波壁 (逆 T 擁壁)	改良地盤①	擁壁の支持 難透水性の保持	強度特性 変形特性
	改良地盤②		
	改良地盤③		

表 5.3.1-2 改良地盤①～③の管理目標値

			改良地盤①	改良地盤②	改良地盤③
b	【設置変更許可段階】 P S 検層に基づく 解析用物性値	強度特性 τ (kN/m)	$\tau = 628$ $+ \sigma \tan 38.00^\circ$	$\tau = 490$ $+ \sigma \tan 40.54^\circ$	$\tau = 1140$ $+ \sigma \tan 40.54^\circ$
		変形特性 V_s (m/s)	440	400	610
c	【詳細設計段階】 三軸圧縮試験等に基づ く解析用物性値	強度特性 τ (kN/m)	$\tau = 628 + \sigma \tan 38.00^\circ$		$\tau = 1140$ $+ \sigma \tan 40.54^\circ$
		変形特性 V_{sd} (m/s)	590		670
e	品質確認における 管理目標値	強度特性 τ (kN/m)	$\tau = 628 + \sigma \tan 38.00^\circ$		$\tau = 1140$ $+ \sigma \tan 40.54^\circ$
		変形特性 V_{sd} (m/s)	590		670

5.3.2 その他の新設改良地盤

その他の新設改良地盤として、取水槽の改良地盤⑦がある。

取水槽の改良地盤⑦については、これらに期待する役割として構造物の変形抑制があること、取水槽に設置される機器・配管系の床応答への影響の観点から、変形特性を確認する。

また、改良地盤の実施工において 4.3.2 で設定した解析用物性値が確保されていることを確認する目的で強度特性を確認する。

その他の新設改良地盤における役割及び品質確認項目を表 5.3.2-1 に示す。

表 5.3.2-1 新設改良地盤における役割及び品質確認項目（その他の新設改良地盤）

対象施設	名称	役割	品質確認項目
取水槽	改良地盤⑦	構造物の変形抑制 (機器配管系への影響)	変形特性 強度特性*

注記*：実施工において解析用物性値が確保されていることを確認する目的
で実施

5.4 品質確認方法

新設改良地盤における品質確認方法を、表 5.4-1 に示す。

なお、設置変更許可段階の申し送り事項となった新設改良地盤（改良地盤①～③）については、詳細設計段階において、実施工における三軸圧縮試験等により品質確認結果を示す（「5.5 品質確認結果」を参照）。

表 5.4-1 新設改良地盤における品質確認方法

区分	対象施設	名称	品質確認項目	試験規格
設置変更許可段階の申し送り事項となった新設改良地盤	防波壁 (逆T擁壁)	改良地盤 ①～③	強度特性	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法 (JGS 0523)
			変形特性	地盤の弾性波速度検層方法 (JGS 1122)
その他の新設改良地盤	取水槽	改良地盤⑦	強度特性	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法 (JGS 0523)
			変形特性	地盤の弾性波速度検層方法 (JGS 1122)

新設改良地盤における施工数量（計画）と必要調査箇所数との比較を表 5.4-2 及び表 5.4-3 に示す。

新設改良地盤の品質確認においては、既設構造物の配置等を踏まえ、おおむね均等な配置となるよう品質確認位置を設定する。

また、表 5.4-2 及び表 5.4-3 に示すとおり、新設改良地盤の品質確認における調査箇所数は、「建築センター指針」又は「浸透固化マニュアル」による必要調査箇所数の目安を満足するように選定する。

なお、原地盤には巨礫が多く含まれるため、改良地盤の試料採取時に、削孔器具と礫が接触し、礫と基質（間隙内の薬液）の境界が弱体化するため、不攪乱状態での採取が困難であることが想定されるが、「浸透固化マニュアル」において、改良土量に関わらず、3箇所程度以上の品質確認を実施する記載を踏まえ、改良地盤の物性値のばらつきを考慮し、3試料以上の三軸圧縮試験を実施する。

表 5.4-2 防波壁（逆 T 擁壁）の改良地盤①～③の
 施工数量と必要調査箇所数との比較

対象地盤	改良地盤①～③ （防波壁（逆 T 擁壁））
工法	薬液注入工法
施工数量	約 47,000m ³
必要調査箇所数	PS 検層：20 本 三軸圧縮試験：3 試料以上

表 5.4-3 取水槽の改良地盤⑦の
 施工数量と必要調査箇所数との比較

対象地盤	改良地盤⑦（取水槽）
工法	高圧噴射攪拌工法
施工数量	コラム約 300 本
必要調査箇所数	PS 検層：3 本 三軸圧縮試験：3 試料以上

5.5 品質確認結果

5.5.1 原位置試験及び試料採取位置

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③の品質確認のために実施する原位置試験及び試料採取位置について、図 5.5.1-1 に示す。原位置試験及び試料採取位置は、既設構造物の配置等を踏まえ、おおむね均等な配置となるよう配置する。

品質確認における試験実施項目及び数量を表 5.5.1-1 に示す。品質確認における試験数量は、表 5.4-2 に示す品質確認の必要調査箇所数量を満足している。

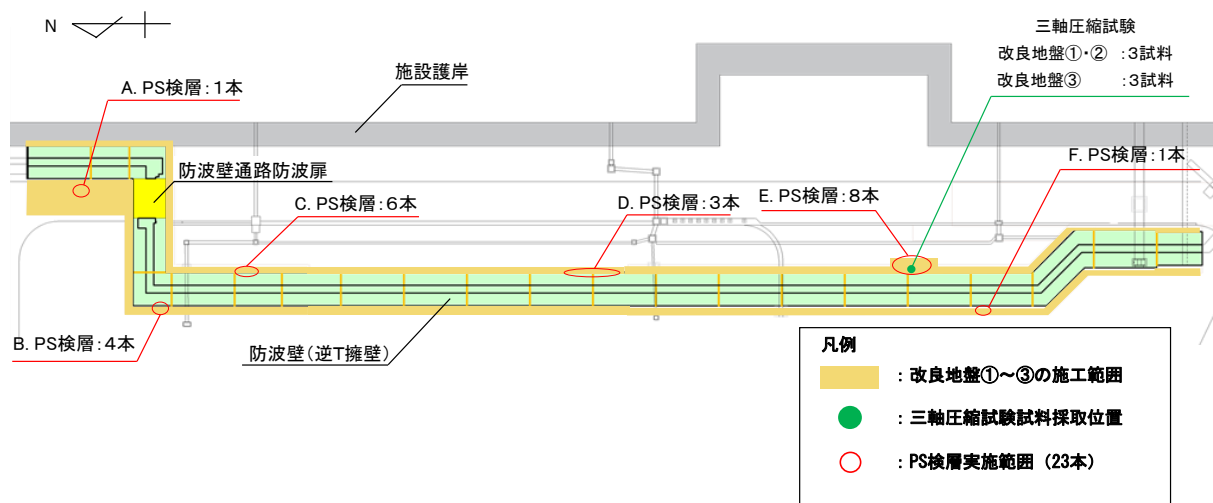


図 5.5.1-1 改良地盤①～③の品質確認のために実施する
原位置試験及び試料採取位置

表 5.5.1-1 改良地盤①～③の品質確認試験における試験数量

試験項目	試験数量	
	改良地盤①・②	改良地盤③
PS 検層	23 本	20 本
三軸圧縮試験	3 試料	3 試料

5.5.2 試験結果

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③の品質確認試験のうち、PS 検層試験結果を図 5.5.2-1 及び表 5.5.2-1 に、三軸圧縮試験結果を図 5.5.2-2～図 5.5.2-3 に示す。

凡例

PS検層実施範囲
改良地盤①・②
Vs (m/s)

改良地盤③
Vs (m/s)

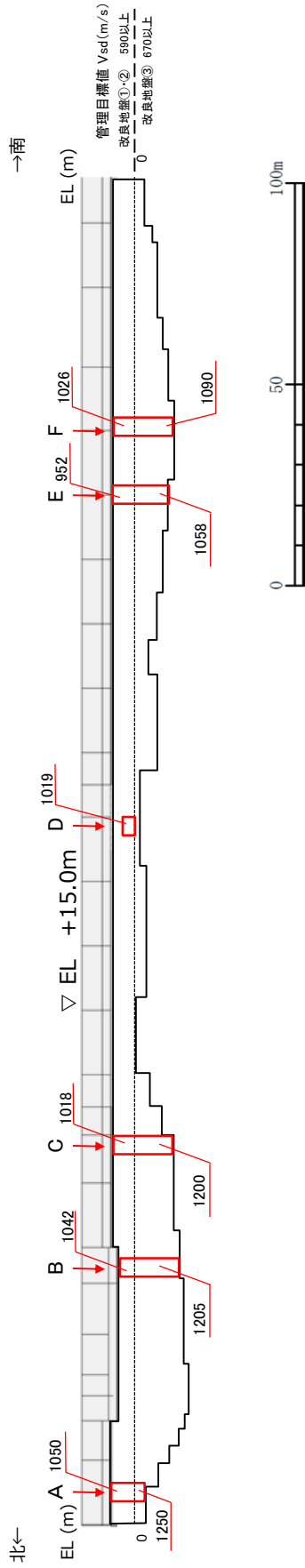


図 5.5.2-1 P S 検層試験結果 (全体概要)

表 5.5.2-1 P S 検層試験結果(改良地盤①~③)

区間	試験実施 本数 (本)	改良地盤①・②			改良地盤③		
		試料数*1	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	試料数*1	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)
A	1	5.5	2383	1050	4.5	2868	1250
	加重平均		2383	1050		2868	1250
B	1	2.5	2750	1000	10.5	2962	1200
	2	2.5	2898	1044	10.5	3001	1200
	3	2.5	3146	1062	10.5	3053	1217
	4	2.5	2814	1062	10.5	3132	1203
	加重平均		2902	1042		3037	1205
C	1	4.5	2639	1023	8.5	3182	1209
	2	4.5	2699	1041	8.5	3229	1192
	3	4.5	2623	994	8.5	3083	1176
	4	4.5	2448	1019	8.5	3083	1192
	5	4.5	2341	1017	8.5	3181	1225
	6	4.5	2332	1014	8.5	3083	1208
	加重平均		2514	1018		3140	1200
D*2	1	3.0	2517	1023			
	2	3.0	2613	1023			
	3	3.0	2440	1010			
	加重平均		2523	1019			
E	1	3.5	2463	960	7.5	2575	1053
	2	3.5	2571	946	7.5	2567	1079
	3	3.5	2377	949	7.5	2672	1037
	4	3.5	2424	957	7.5	2682	1053
	5	3.5	2386	974	7.5	2676	1065
	6	3.5	2477	949	7.5	2617	1049
	7	3.5	2476	933	7.5	2662	1062
	8	3.5	2364	946	7.5	2671	1064
	加重平均		2442	952		2640	1058
F	1	4.5	2508	1026	3.5	2953	1090
	加重平均		2508	1026		2953	1090
全区間	加重平均 (計 23 本)		2528	1001		2915	1147

注記*1：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

*2：当該区間には改良地盤③が深さ方向に 1m 未満であり，試験結果なし。

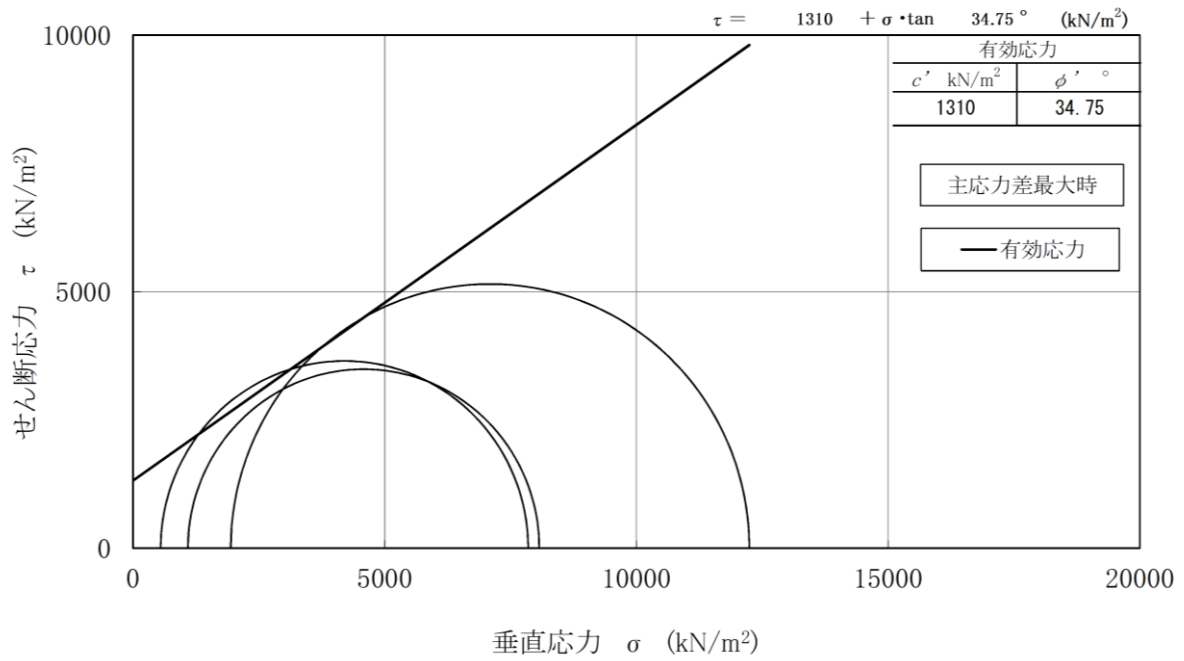


図 5.5.2-2 三軸圧縮試験結果 (改良地盤①・②)

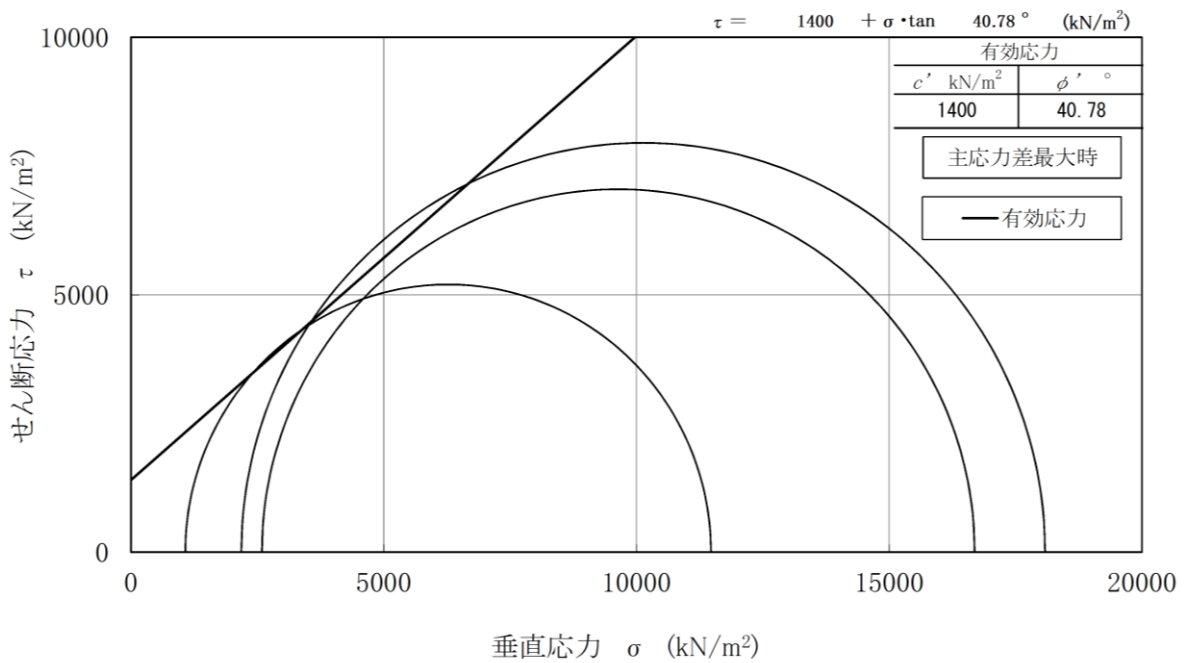


図 5.5.2-3 三軸圧縮試験結果 (改良地盤③)

5.5.3 改良地盤①～③の試験結果と管理目標値との対比

防波壁（逆 T 擁壁）の改良地盤①～③の試験結果と品質管理の管理目標値との対比結果を表 5.5.3-1 及び図 5.5.3-1～図 5.5.3-2 に示す。

PS 検層の S 波速度の試験値は、管理目標値を上回っており、改良地盤の解析用物性値が確保されていることを確認した。

三軸圧縮試験の試験値は、図 5.5.3-3 及び図 5.5.3-4 に示す防波壁（逆 T 擁壁）の 2 次元動的 FEM 解析（FLIP 及び FLUSH）の発生応力範囲において、管理目標値を上回っていることを確認した。

表 5.5.3-1 PS 検層試験結果と品質管理の管理目標値との対比

改良地盤	試験結果	管理目標値
	S 波速度 V_s (m/s)	設計 S 波速度 V_{sd} (m/s)
改良地盤①・②	933～1062	590
改良地盤③	1037～1250	670

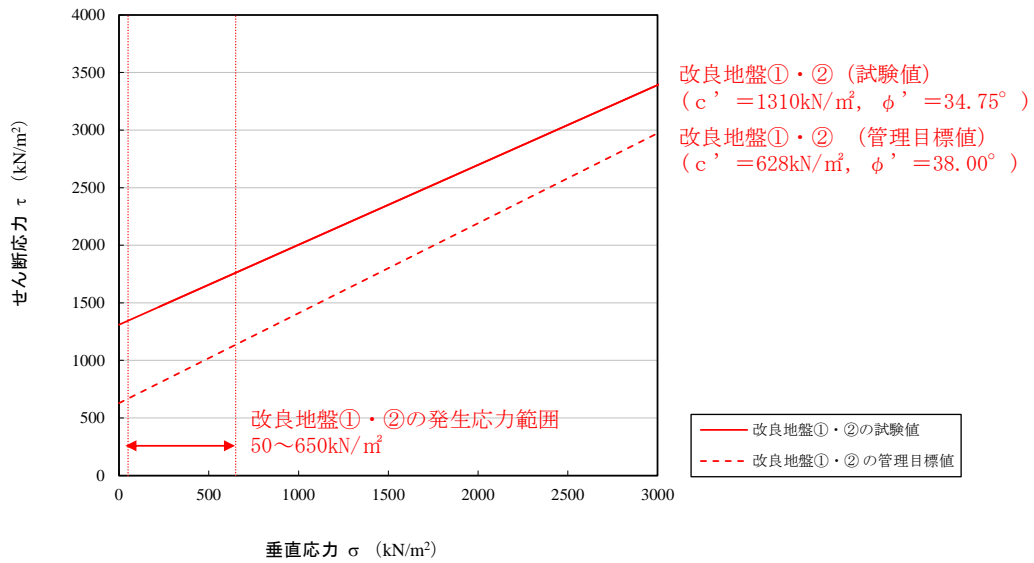


図 5.5.3-1 三軸圧縮試験結果 (改良地盤①・②) と品質管理の管理目標値との対比

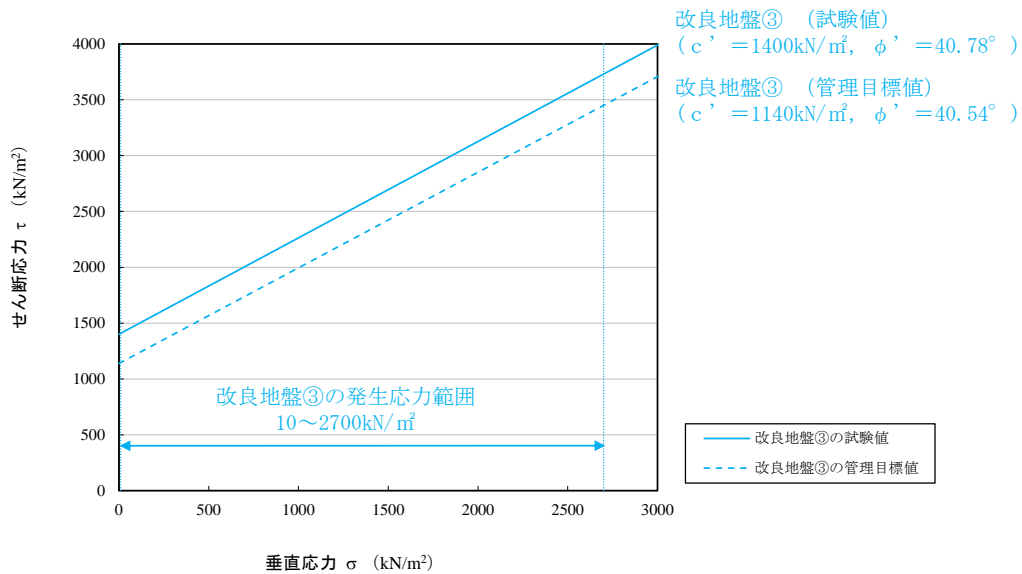


図 5.5.3-2 三軸圧縮試験結果 (改良地盤③) と品質管理の管理目標値との対比

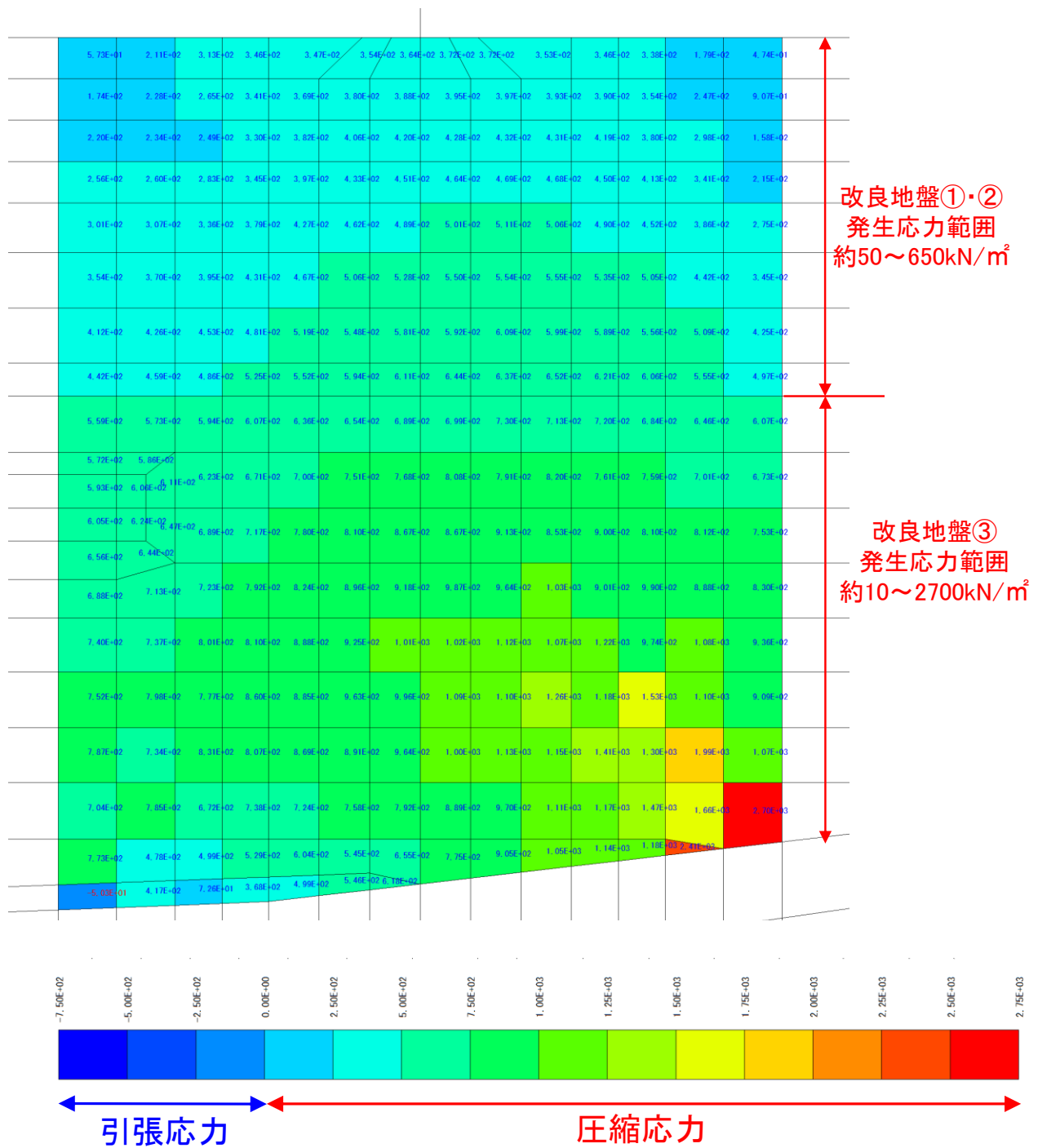
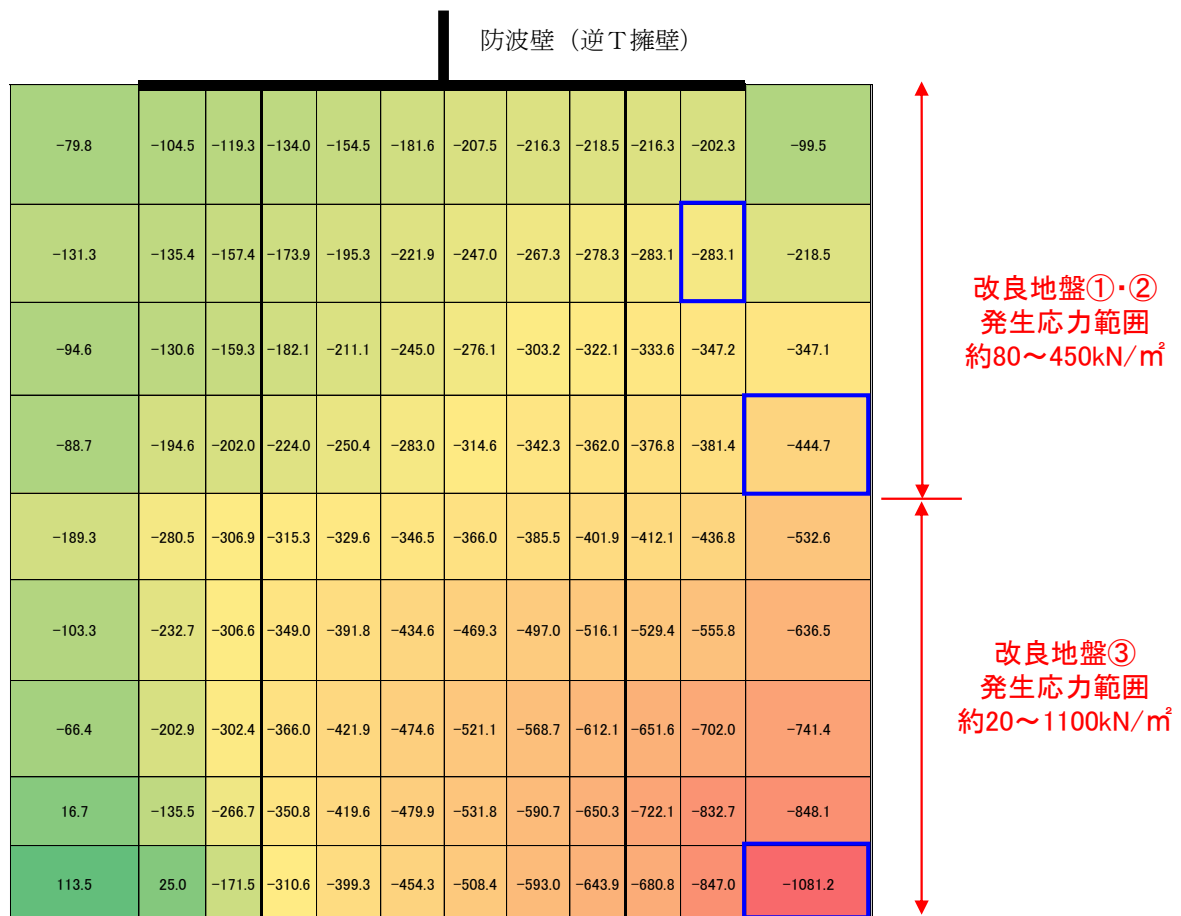


図 5.5.3-3 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤における最大主応力（④-④断面）
（2次元動的FEM解析（FLIP））
（改良地盤の内的安定すべり安全率最小断面及びびケース）



□ : 改良地盤における地盤内の最大主応力

図 5.5.3-4 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤における最大主応力
（2次元動的FEM解析（FLUSH））
（改良地盤を通るすべり安全率最小ケース，参考2参照）

(参考 1)

設置変更許可段階における防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の解析用物性値について

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③において、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値のうち変形特性及び強度特性の設定方法について説明する。

1. 変形特性及び強度特性の設定方法

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③について、薬液注入工法で改良を行っており、変形特性は、図1に示すPS検層結果に基づき、3層に区分して設定している。

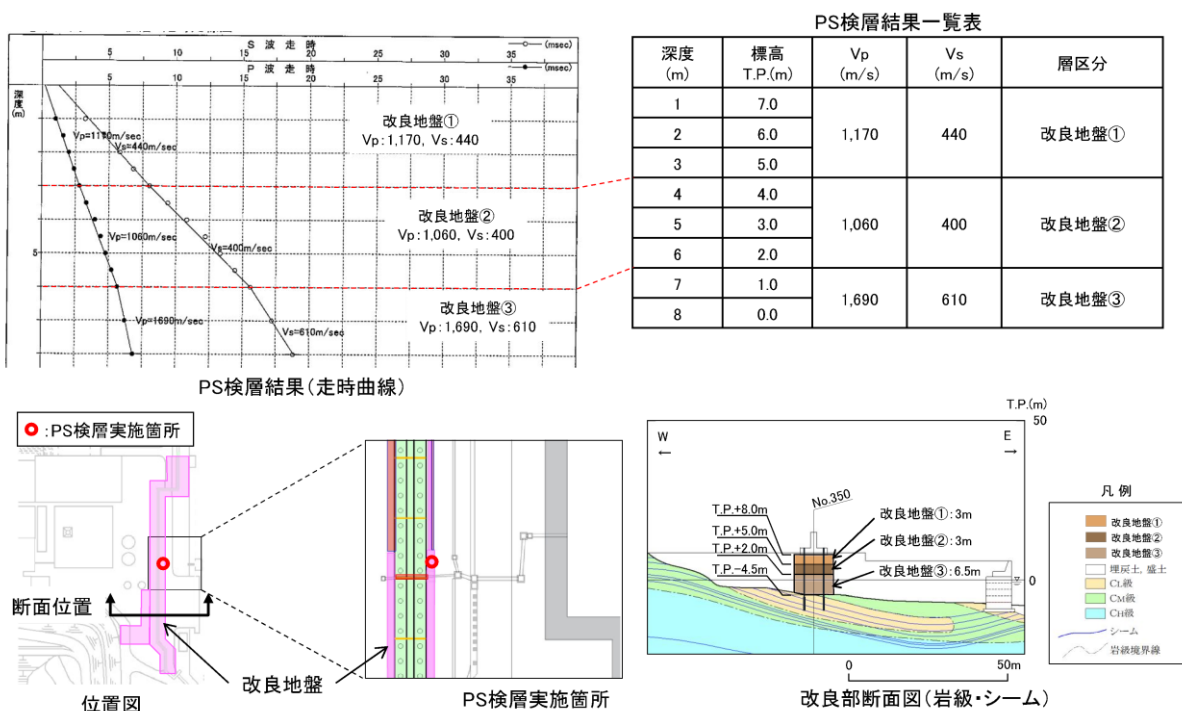


図1 防波壁（逆T擁壁）の変形特性

(資料 6-1 島根原子力発電所 2号炉 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価より抜粋)

また、改良地盤①～③の強度特性は、改良地盤①～③は薬液注入工法を採用していることから、文献（浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版）、沿岸技術研究センター）に基づき、改良地盤①～③の粘着力 c は、（式1）により設定している。粘着力 c の算定に用いる設計一軸圧縮強度 q_{ud} については、設置変更許可段階で示した S 波速度 V_s を踏まえ、表1に示す（式2）～（式5）により設定した。

薬液注入工法による改良地盤の内部摩擦角 ϕ は、地盤に注入された薬液が、地盤の土粒子構造を変えることなく、地盤内の間隙水と置き換わることを踏まえ、原地盤の内部摩擦角 ϕ を設定した。

$$c = \frac{q_{ud}}{2 \cdot \tan(45 + \phi/2)} \quad (\text{式1})$$

表1 （式2）～（式5）及び根拠とした文献

式	根拠とした文献
$q_{ud} = E_{50}/100$ (式2)	溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用（港湾空港技術研究所報告 vol.41, No.2）
$E_{50} = E/\alpha = E/4$ (式3)	道路橋示方書・同解説IV下部構造編
$E = 2(1 + \nu)G$ (式4)	港湾の施設の技術上の基準・同解説
$G = \rho V_{sd}^2$ (式5)	港湾の施設の技術上の基準・同解説

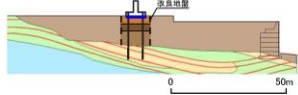
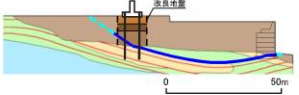
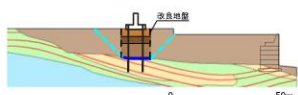
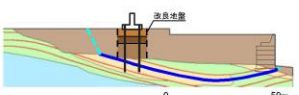
(参考 2)

設置変更許可段階における防波壁（逆 T 擁壁）の改良地盤の発生応力範囲について

防波壁（逆 T 擁壁）の改良地盤①～③における室内配合試験の三軸圧縮試験結果において、設置変更許可申請書に記載された P S 検層等に基づく物性値（管理目標値）である強度特性が確保されることを確認するため、せん断強度を指標としている。

室内配合試験におけるせん断強度が、改良地盤の発生応力範囲内において管理目標値であるせん断強度が確保されていることを確認するため、設置許可段階の基礎地盤の安定性評価における改良地盤①～③の発生応力範囲を確認する。

基礎地盤の安定性評価においては、基準地震動 S s に対する 2 次元地震応答解析を用いており、防波壁（逆 T 擁壁）における基礎地盤の安定性評価の評価結果を図 1 に示すとおり、評価基準値である 1.5 を上回ることを確認している。当該解析結果を用い、改良地盤①～③の発生応力範囲を確認した。

	すべり面形状	基準 ^{※1} 地震動	最小すべり 安全率 ^{※2}		すべり面形状	基準 ^{※1} 地震動	最小すべり 安全率 ^{※2}	
1	 逆 T 擁壁底面を通るすべり面	Ss-N1 (+,+)	5.90 [7.77]	発生応力範囲の確認ケース	3	 B27シームを通るすべり面	Ss-D (+,+)	2.23 [13.10]
2	 地盤改良底部面を通るすべり面	Ss-D (+,+)	8.18 [13.15]		4	 B25・26シームを通るすべり面	Ss-D (-, -)	1.88 [8.98]

- ※1 基準地震動(+,+)は反転なし、(-,+)は水平反転、(+,-)は鉛直反転、(-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
- ※2 []は、発生時刻(秒)を示す。
- ※3 破線は液状化影響を考慮する範囲(「3.5 評価方法」を参照)
- ※4 グラウンドアンカーはモデル化せず、安全率算定時にグラウンドアンカーによる緊張力を考慮する。

【凡例】

: C-級岩盤	: C ₀ 級岩盤	: C ₁ 級岩盤	: D級岩盤
: 埋戻土、盛土	: 改良地盤①	: 改良地盤②	: 改良地盤③
: シーム	: すべり面 ^{※3}	: 最小すべり安全率	

図 1 防波壁（逆 T 擁壁）における基礎地盤の評価結果

(資料 6-1 島根原子力発電所 2 号炉 耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価より抜粋)

図1に示す評価ケースのうち、すべり面が改良地盤を通過するケース3について、改良地盤内の最大主応力を図2に示す。改良地盤の発生応力範囲は、改良地盤①及び②では約80～450kN/m²であり、改良地盤③では約20～1100kN/m²であることを確認した。

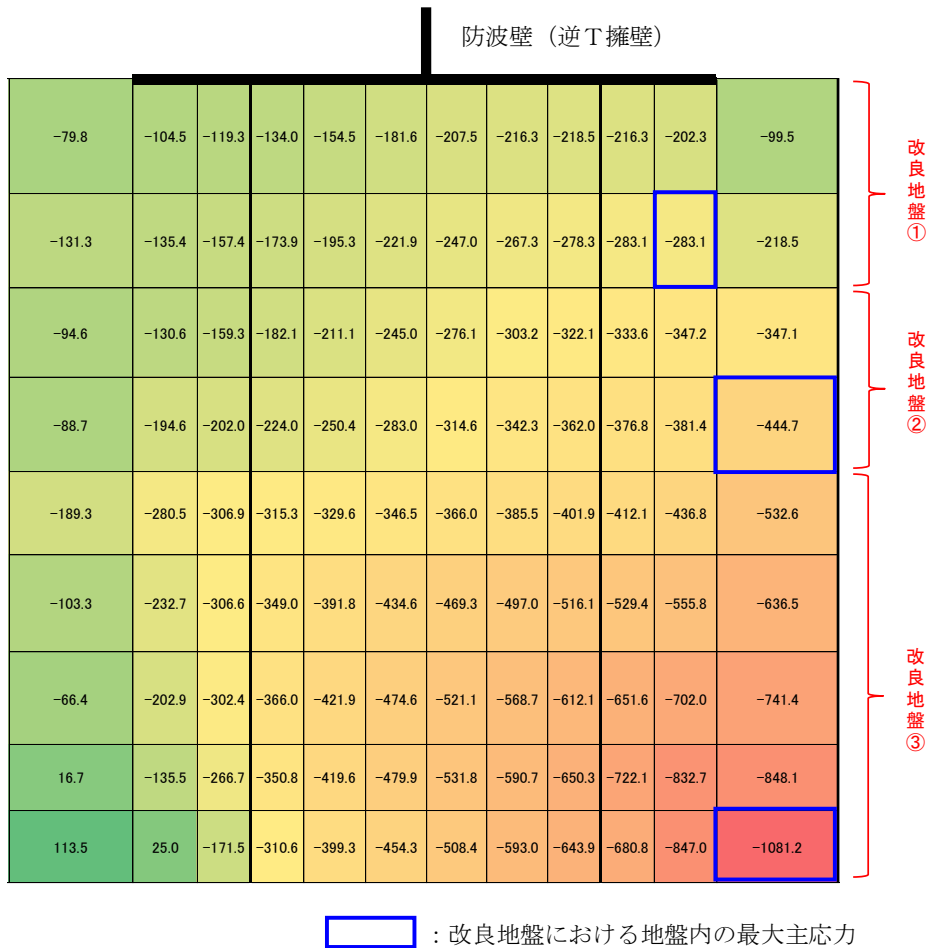


図2 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤における最大主応力
（図1におけるケース3）

当該発生応力範囲内において、室内配合試験で実施した三軸圧縮試験結果について、設置変更許可申請書に記載されたPS検層等に基づく物性値（管理目標値）である強度特性と比較を行った結果、図3に示すとおり管理目標値を上回ることを確認した。

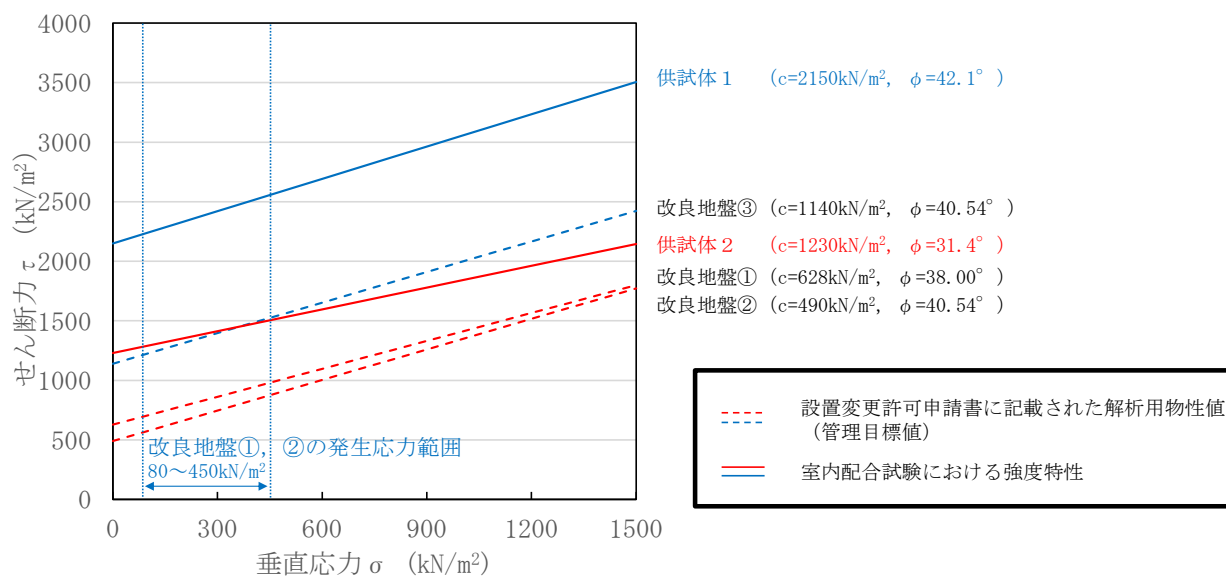


図3 室内配合試験による供試体のせん断強度 τ_R 及び設置変更許可申請書に記載された改良地盤①～③のせん断強度 τ_d との比較

(参考資料 14) 砕石の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における砕石について

島根原子力発電所の取水管の埋戻しに使用している砕石は、粒径 20～80mm を使用している。また、管底部は充填しやすい粒径 5～20mm を使用しており、空隙が生じないう潜水土がジェットポンプを使用して充填している。

砕石の解析用物性値は、島根原子力発電所の取水管の埋戻しに使用している砕石と同様の材料を用いた室内試験を踏まえて設定する。

2. 碎石の解析用物性値の設定

2.1 設定方針

碎石の解析用物性値については、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

2.2 試験方法

試料は取水管に使用された碎石と同じ産地である出雲市古志町の碎石を使用した。また、室内試験においては、管底部の埋戻しに使用した粒径 5~20mm の碎石を使用した。

(1) 密度

碎石の密度については、水中落下させた碎石の密度試験により求める。密度試験は、図 2-1 に示すとおり、 $D=30\text{cm}$ 、 $H=70\text{cm}$ のモールドを用いて、水中落下高さ 1.5m の条件にて実施する。

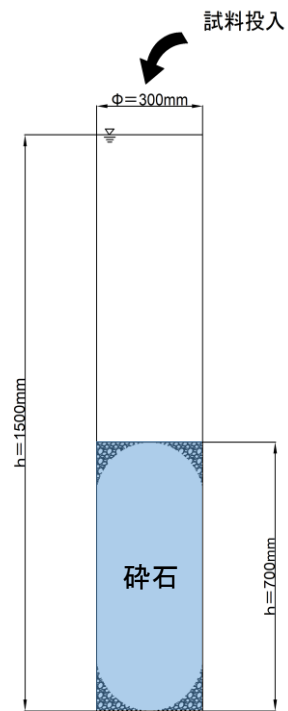


図 2-1 試験概要図

(2) 動的変形特性

碎石の動的変形特性について、地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験（JGS 0542）により確認する。繰返し三軸試験における供試体の作製は、粗粒土の三軸試験の供試体作製方法（JGS 0530）に準じ、凍結した供試体の作製（ $\phi 100\text{mm} \times H200\text{mm}$ ）を行った。図 2-2 に碎石（粒径 5~20mm）を用いて作製した供試体状況写真の一例を示す。



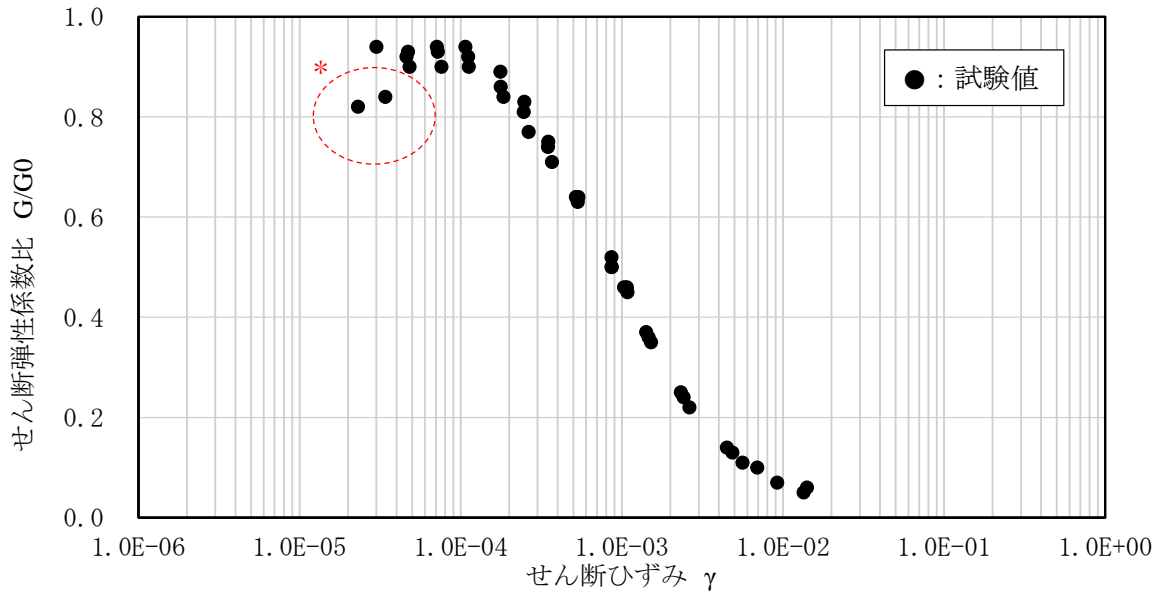
図 2-2 作製した供試体の一例

2.3 試験結果

碎石の室内試験結果について、表 2-1 に示す。また、碎石の繰返し三軸試験結果における G/G_0 のひずみ依存特性を図 2-3 に、減衰定数のひずみ依存特性を図 2-4 に示す。

表 2-1 碎石の室内試験における試験結果

回数	湿潤密度 (g/cm^3)	動せん断弾性係数 (kN/m^2)	$G/G_0 \sim \gamma$ 関係 $h \sim \gamma$ 関係
1回目	1.569	66,700	図 2-3 図 2-4 参照
2回目	1.561	68,500	
3回目	1.560	67,600	
平均値	1.563	67,600	—



注記*： 載荷初期において、ペDESTALと供試体端面のなじみの影響で、見かけ上低くなった。

図 2-3 砕石における G/G_0 のひずみ依存特性

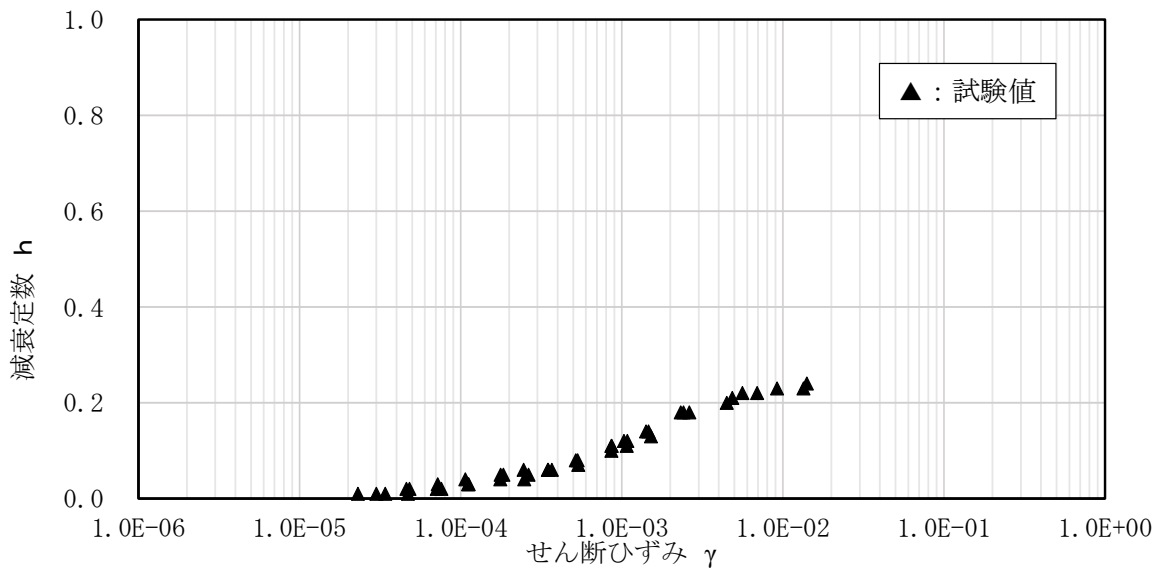


図 2-4 砕石における減衰定数のひずみ依存特性

2.4 解析用物性値の設定方針

砕石の解析用物性値は、島根県古志町産の砕石を用いた室内試験結果を踏まえて設定する。

(1) 密度 ρ

砕石の密度 ρ は、砕石における室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(2) 初期せん断弾性係数 G_0 及び動的変形特性

砕石の初期せん断弾性係数 G_0 及び動的変形特性は、砕石における繰返し三軸試験の試験結果を踏まえて設定する。

(3) ポアソン比 ν

砕石のポアソン比 ν は、「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）（沿岸開発技術研究センター，平成9年）」に基づき，慣用値であるポアソン比 $\nu = 0.45$ を設定する。

2.5 解析用物性値の設定

(1) 密度 ρ

砕石の密度 ρ について，室内試験で確認された密度 $\rho = 1.56\text{g}/\text{cm}^3$ を採用する。

(2) 初期せん断弾性係数 G_0

室内試験で確認された砕石の初期せん断弾性係数 G_0 の平均値は $67,600\text{kN}/\text{m}^2$ ，標準偏差 σ は $900\text{kN}/\text{m}^2$ となり，ほとんどばらつきがないことを確認した。よって，砕石の動せん断弾性係数 G_0 については，平均値である $G_0 = 67,600\text{kN}/\text{m}^2$ を採用する。

(3) 動的変形特性

砕石において，室内試験における繰返し三軸試験結果を踏まえ， G/G_0 のひずみ依存特性（図2-5）及び減衰定数のひずみ依存特性（図2-6）を設定する。

ひずみ依存特性として，修正 GHE モデルを設定するため，以下の式を用いる。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}$$

ここに，

γ_r : 基準ひずみ ($=\tau_f/G_{\max}$)

$C_1(x)$, $C_2(x)$ は補正係数で、繰り返し载荷試験から得られた $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係にフィッティングするよう決定する。ここで、 x は正規化ひずみで、 $x = \gamma / \gamma_r$ である。 γ_r は基準ひずみで、モール・クーロンの破壊規準によるせん断強度 τ_f を初期せん断係数 G_{max} で除した値 ($\gamma_r = \tau_f / G_{max}$) であり、せん断強度に漸近する骨格が設定される。

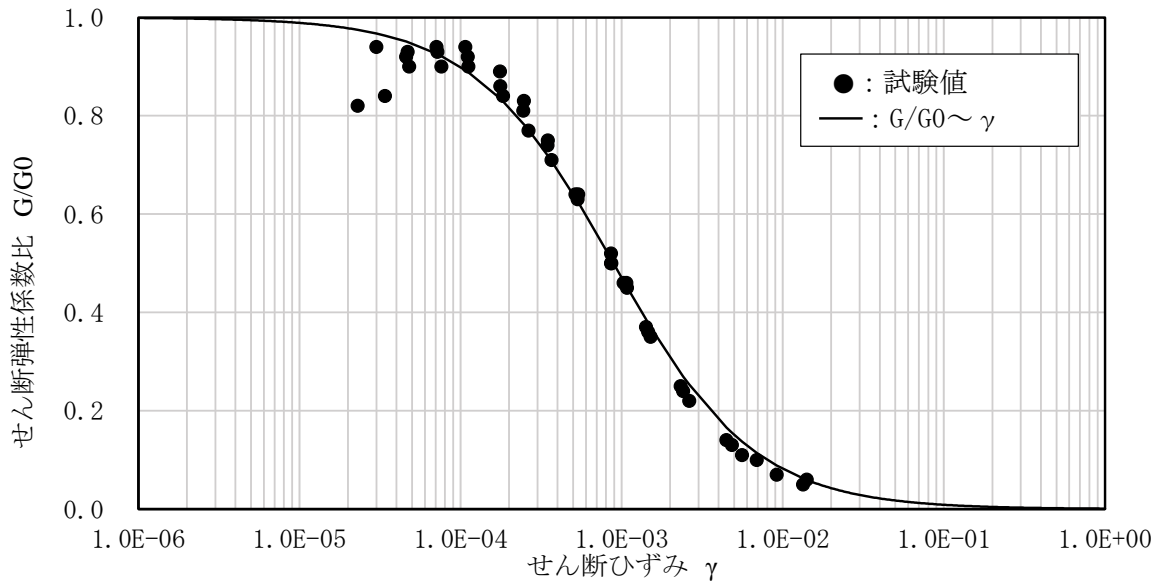


図 2-5 砕石における G / G_0 のひずみ依存特性

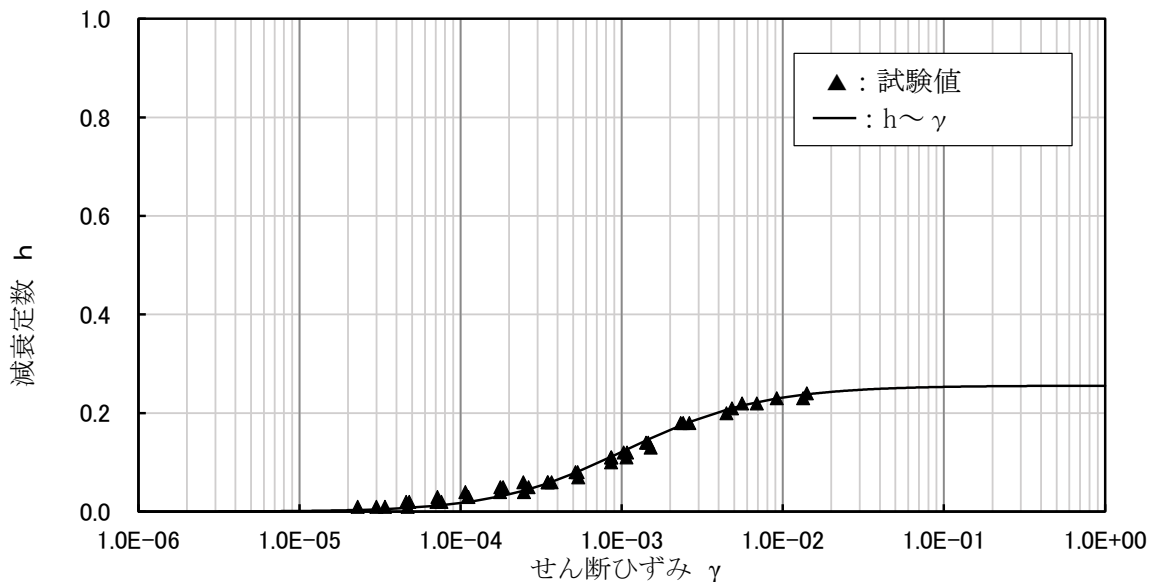


図 2-6 砕石における減衰定数のひずみ依存特性

(4) 砕石の解析用物性値

以上を踏まえ、取水管の埋戻しに使用している砕石の解析用物性値を表 2-2 に、その設定根拠を表 2-3 に示す。

表 2-2 砕石における解析用物性値

対象施設		取水管
種別（地盤種別）		砕石
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	1.56
動的変形特性	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	$G_0=67.6$ $G/G_0=1/(1+\gamma/0.000889)$
	動ポアソン比 ν_d	0.45
減衰特性	減衰定数 h	$h=0.2557\gamma/(\gamma+0.00114)$

表 2-3 砕石における解析用物性値の設定根拠

対象施設		取水管
種別（地盤種別）		砕石
物理特性	密度 ρ	密度試験
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0	繰返し三軸試験
	動ポアソン比 ν_d	慣用値*
減衰特性	減衰定数の上限値 h	繰返し三軸試験

注記*：埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)（沿岸開発技術研究センター，平成9年）

3. 碎石の動せん断弾性係数の妥当性について

「大型せん断リング土槽振動実験によるレキ材の動的変形特性（港湾技研資料 No663）」（以下「港湾技研資料」という。）では、碎石のようなレキ材を対象として振動実験により動的変形特性を推定しており、他の文献における動的変形特性と比較している。「港湾技研資料」の概要について、補足 1 に示す。

碎石等のせん断弾性係数 G_0 について、以下の式で示される。

$$G_0 = A \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma)^B$$

「港湾技研資料」では、他の文献における碎石等のせん断弾性係数 G_0 の算定において設定された A と B の値について、表 3-1 のとおり整理している。他の文献を対象とした材料の粒径分布を図 3-1 に示す。他の文献の G_0 の各種推定式の値と「港湾技研資料」で示される S 波速度から求めた G_0 の比較を表 3-2 に示す。

「港湾技研資料」によると、図 3-1 及び表 3-2 より、田中他(1986)の④粒度（以下④粒度という。）の粒径分布を境として、④粒度より大きい粒径を含む材料の G_0 （267～473kgf/cm²）が、④粒度より小さい粒径を含む材料の G_0 （128～165kgf/cm²）より大きい傾向があると記載されている。よって、碎石のようなレキ材において、粒径が大きいほどせん断弾性係数が大きくなることが想定される。

島根原子力発電所の取水管の埋戻しに使用している碎石は、粒径 20～80mm を使用しており、管底部は充填しやすい粒径 5～20mm を使用している。粒径 20～80mm の碎石のせん断弾性係数は、粒径 5～20mm の碎石のせん断弾性係数よりも大きくなることから、粒径 5～20mm の碎石における室内試験結果から解析用物性値を設定することは保守的な設定と判断した。

表 3-1 他の文献における G_0 推定式の定数
 (「港湾技研資料」より引用)

研究者名	材料	推定式の定数		推定式の σ' の種類	試験時の σ' の値 (kgf/cm ²)
		A	B		
国生他 (1980)	砕石材	1300	0.55	有効拘束圧	0.5~3
	円レキ材	840	0.60		
西他 (1983)	砂レキ	500	0.60	〃	〃
	レキ25%材	471	0.62		
田中他 (1985)	レキ50%材	488	0.60	〃	0.5~6.0
	A 砕石	710	0.44		
西尾他 (1985)	④ 粒度	564	0.434	平均有効主応力	0.5~3.0
	捨石材				
田中他 (1986)	④ 粒度	713	0.498	〃	〃
	円レキ材				
西他 (1988)	⑤ 粒度	375	0.540	〃	〃
	レキ50%材	532	0.62		
菅原他 (1989)	砕石	350	0.67	上載応力	0.7~3
	東京レキ層	400	0.67		

$$\text{推定式: } G_0 = A \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma')^B$$

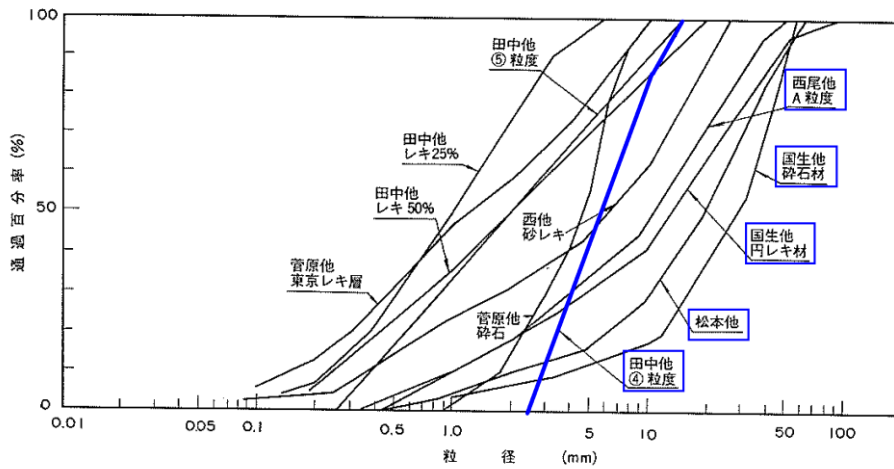


図 3-1 他の文献における各種材料の粒径分布曲線
 (「港湾技研資料」に一部加筆：青枠にて④粒度より大きい粒径の材料の文献値を示す)

表 3-2 他の文献において推定された G_0 と S 波速度から求めた G_0

(「港湾技研資料」に一部加筆：青枠にて④粒度より大きい粒径の材料の文献値を示す)

各種推定式		各種推定式の G_0 の値(kgf/cm ²)		
研究者名	材 料	粒調砕石	1号砕石	釜石割石
国生他 (1980)	砕石材	494	473	359
	円レキ材	286	273	207
西 他 (1983)	砂レキ	149	142	107
田中他 (1985)	レキ25%材	153	146	111
	レキ50%材	166	159	120
西尾他 (1985)	A 砕石	344	331	253
田中他 (1986)	④粒度 捨石材	277	267	204
	④粒度 円レキ材	304	292	222
	⑤粒度	146	140	106
	レキ50%材	173	165	125
菅原他 (1989)	砕石	134	128	96
	東京レキ層	153	146	110
本実験の V_s より推定		103	191	266

表 3-1 に示される推定式の定数を用い、圧密圧力を変化させた場合についてせん断弾性係数 G_0 を計算した結果を図 3-2 に示す。今回実施した砕石の室内試験結果は、他の文献と比較して整合がとれていることを確認した。

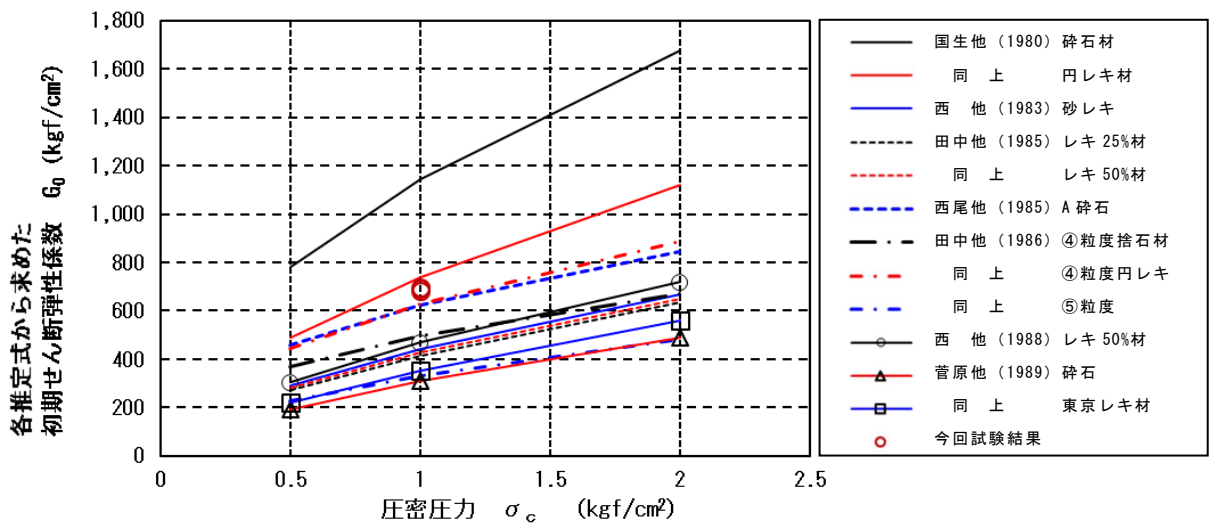


図 3-2 各推定式から求めた初期せん断弾性係数と今回試験結果の比較

(補足1) 「港湾技研資料」の概要

「港湾技研資料」では、砕石のようなレキ材を対象として振動実験により動的変形特性を推定している。「港湾技研資料」の振動実験の概要について以下に示す。

なお、本章に示す図表は、「港湾技研資料」より引用している。

大型せん断リング土槽は内径 1900mm、外径 1940mm、高さ 30mm のアルミリングを 64 段重ねた、高さ 2060mm の円筒形の土槽である。アルミリング間にはφ2.43mm のローラベアリングが 1 リングに 8 箇所取り付けられ、リング間の摩擦が低減される構造になっている。大型せん断リングは振動台の上に組み立てられた。大型せん断リング土槽の構造図を図 1 に、振動台の性能を表 1 に示す。

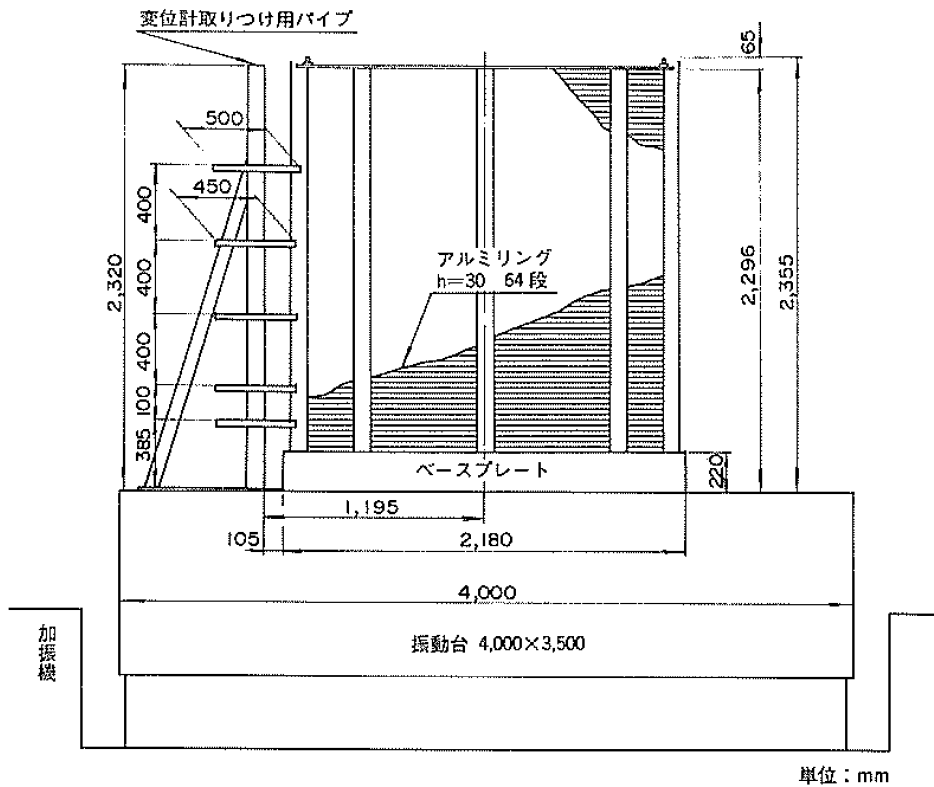


図1 大型せん断リング土槽の構造図

表 1 振動台の性能

振動方向		水平一方向
最大加振力	(tf・G)	18
可動部重量	(tf)	15 (無搭載時)
最大搭載重量	(tf)	25
周波数範囲	(Hz)	0.5 ~ 100
最大振幅	(mm)	±50
最大速度	(cm/s)	25
最大加速度	(G)	0.45 (25tf搭載時)
振動波形		正弦波および任意波形
加速度波形歪率 (%)		5以下 (1~50Hz) 10以下 (1~100Hz)
位相角精度	(度)	±20 (1~50Hz)
ノイズレベル		2 Gal 以下
振動台寸法	(m)	4 × 3
台支特方式		三方向静圧油軸受
駆動方式		動電方式

振動実験の対象として、秋田港砂、粒度調整碎石（粒調碎石）、道路用1号碎石（1号碎石）、釜石産割石（釜石割石）の4種類が選定されており、各試料の物理試験結果を表2に、粒径分布曲線を図2に示す。また、各試料の材料物性を表3に示す。

表 2 物理試験結果

材 料 名	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
比重 (g/cm ³)	2.637	2.650	2.68	2.740
吸水量 (%)	—	1.98	2.88	—
D ₆₀ (mm)	0.168	8.7	56.0	80
D ₁₀ (mm)	0.121	0.18	37.5	51
均等係数 U _c	1.4	48.3	1.5	1.6
e _{max}	1.279	0.885	0.885	0.960
e _{min}	0.802	0.355	0.423	0.508

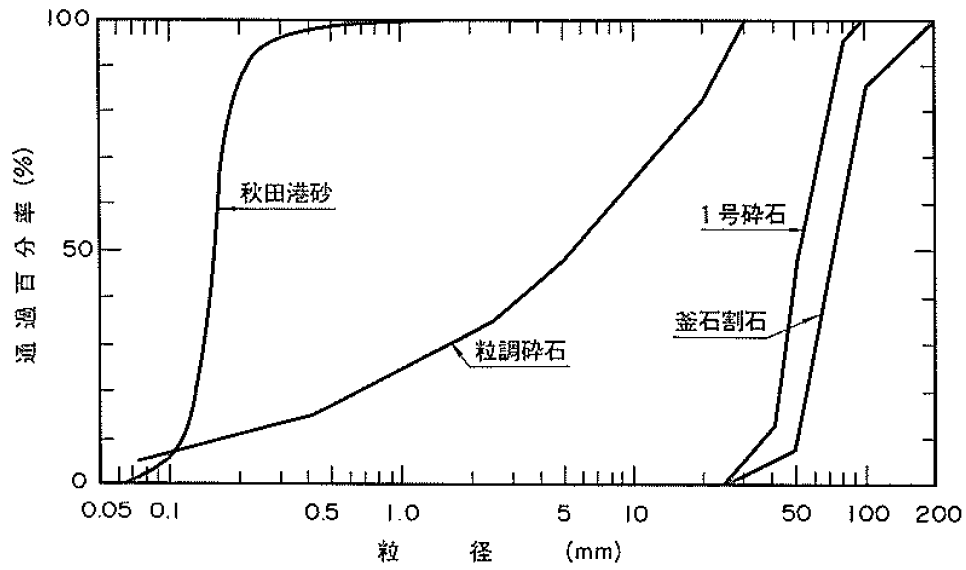


図2 粒径分布曲線

表3 各試料の材料物性

実験ケース	B-1	B-2	B-3	B-4
材料名	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
単位体積重量 (gf/cm^3)	1.349	1.659	1.572	1.497
間隙比	0.955	0.698	0.705	0.830
相対密度 (%)	67.9	35.3	38.9	28.8

実験として、S波速度測定実験及び共振実験が実施されている。

S波速度測定実験は、大型せん断リング土槽の底部である振動台を掛け矢で叩き、その振動をせん断リング土槽内に埋設した加速度計で測定することとし、共振実験前と共振実験後に実施している。S波速度測定結果を表4に示す。

表4 S波速度測定結果

実験ケース		B-1	B-2	B-3	B-4
開始前	No.1	83.8m/s	79.3m/s	109.4m/s	133.3m/s
	2	82.2	76.6	106.7	133.3
	3	84.4	78.4	108.3	130.6
	4	87.7	79.3	111.0	132.1
	平均	84.5	78.4	108.9	132.3
終了後	No.1	—	82.2	98.7	148.7
	2	—	81.6	92.5	138.8
	3	—	79.9	95.3	145.1
	4	—	81.3	99.6	143.2
	平均	—	81.3	96.5	144.0

共振実験は、振動数を段階的に変化させながら正弦波加振を繰り返し行い、せん断リング土槽内の応答加速度を測定する実験である。入力正弦波は、振動数は1Hz～50Hz、最大加速度は5、25、50、100、200、300galとしている。共振実験における各入力加速度における共振振動数を表5に示す。

表5 各入力加速度における共振振動数

入力加速度 (Gal)	共振振動数 (Hz)			
	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
5	9.0	9.0	11.0	—
25	7.3	6.8	9.0	—
50	6.4	6.0	8.0	11.0
100	4.6	4.5	6.5	9.0
200	2.7	2.7	4.6	6.0
300	—	—	2.7	3.6

S波速度測定結果及び共振実験結果より、以下の式を用いてせん断弾性係数を求めている。

$$G = \rho(V_s)^2 = \rho(4Hf)^2$$

ここで、 G はせん断弾性係数、 ρ は密度、 V_s はS波速度、 H はせん断リング土槽の高さ、 f は一次の共振振動数である。

初期せん断弾性係数 G_0 は、ひずみ極微小時はS波速度の測定結果より求めており、それ以降は共振実験の結果から求めている。実験より求めたせん断弾性係数を表6に示す。

表6 実験より求めたせん断弾性係数

入力加速度 (Gal)	せん断弾性係数 (kgf/cm ²)			
	秋田港砂	粒調碎石	1号碎石	釜石割石
(S波速度からの値)	99.5	103.0	190.6	266.2
5	71.4	87.8	124.2	—
25	46.3	50.5	83.2	—
50	35.5	39.0	65.7	118.3
100	18.9	22.6	42.7	79.2
200	6.6	8.1	22.0	35.2
300	—	—	7.7	12.6

せん断弾性係数は拘束圧の関数とされており、深さ方向に変化するが、せん断リング土槽で平均的な一つのせん断弾性係数を与えることとした。このときの拘束圧としてはせん断リング土槽の高さの半分の値を仮定している。

せん断弾性係数とひずみレベルとの関係に併せ、減衰定数とひずみレベルの関係を確認するため、せん断リング土槽をモデル化した有限要素モデルの地震応答計算を実施している。地震応答計算は、表5に記載している共振振動数に最も近い振動数の正弦波の振動台加速度記録を入力し、表6のせん断弾性係数を与えた図3の有限要素モデルにより実施している。応答加速度の計算値が測定値と一致するように減衰定数を定め、この計算結果よりせん断弾性係数リング土槽のひずみレベルを求めた。

このように求めたせん断弾性係数のひずみ依存特性を図4に、減衰定数のひずみ依存特性を図5に示す。なお、図4及び図5の曲線は、他の文献で得られた曲線が記載されており、「港湾技研資料」におけるせん断弾性係数及び減衰ひずみ依存特性がほぼ一致したことが記載されている。

なお、「港湾技研資料」では、地震応答計算の詳細な解析条件が記載されていないことから、再現解析を実施し、「港湾技研資料」における解析条件を推定した。「港湾技研資料」における解析条件の確認について、補足2に示す。

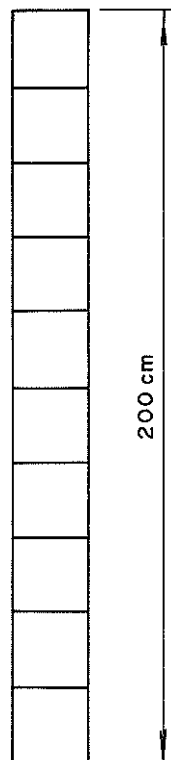


図3 有限要素モデル

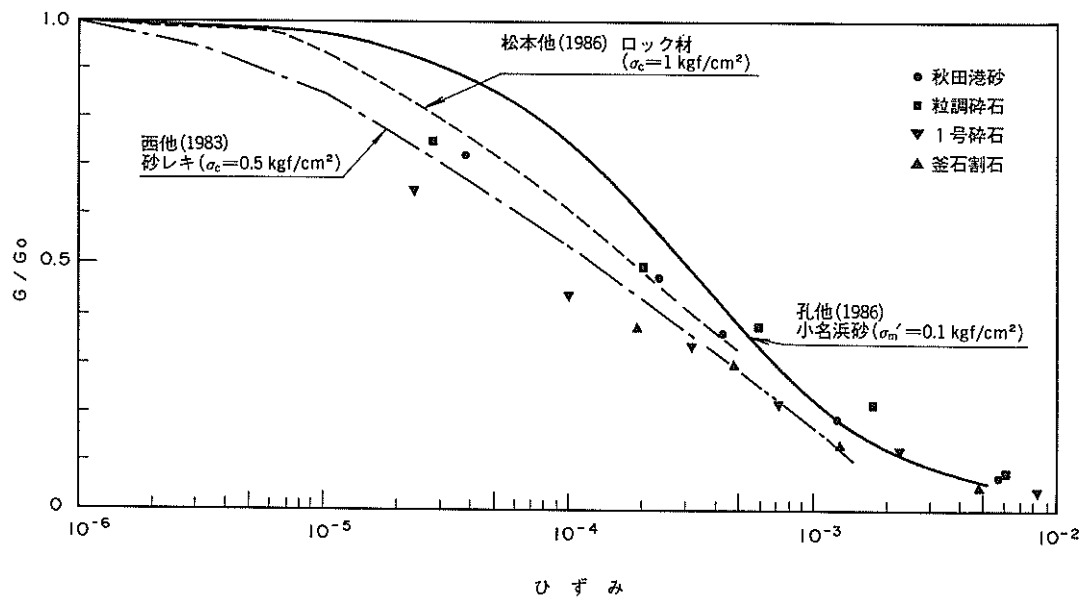


図4 せん断弾性係数のひずみ依存特性

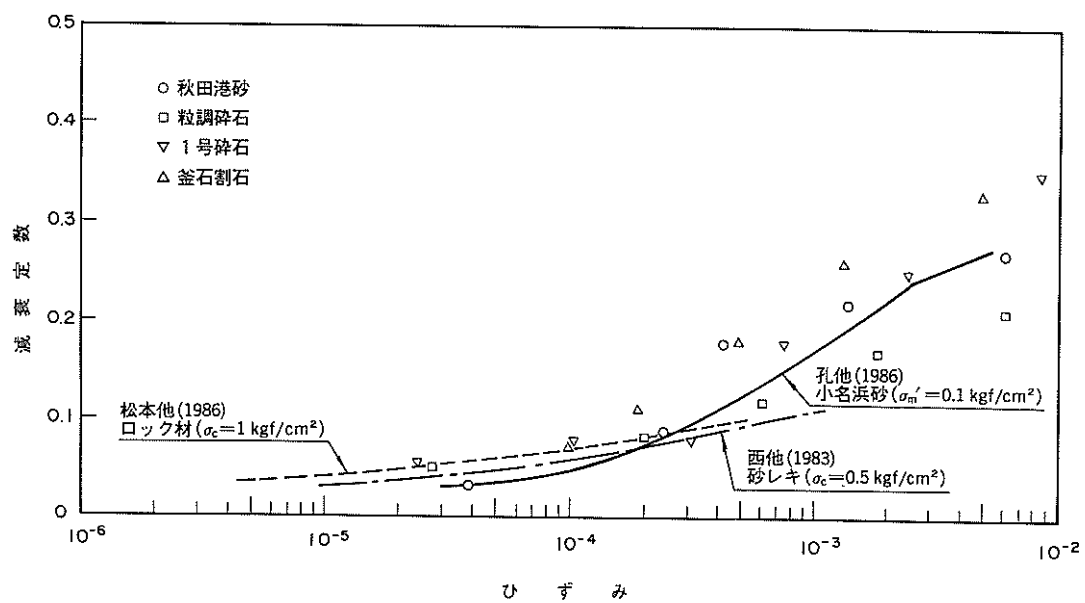


図5 減衰定数のひずみ依存特性

(補足2) 「港湾技研資料」の地震応答計算における解析条件の確認

「港湾技研資料」では、振動実験から得られた実験結果を踏まえ、地震応答計算により、せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を推定しているが、地震応答計算の詳細な解析条件が記載されていない。本資料では、「港湾技研資料」における地震応答計算の解析条件を推定するため、再現解析を実施した。

再現解析に用いる解析コードは、T D A P III (ver. 3.04) とした。

再現解析における解析モデルは、(補足1) 図3に示す有限要素モデルに倣い、図1に示すように1辺20cmの正方形となる平面ひずみ要素を10個積み重ねた200cmのモデルとした。

「港湾技研資料」における有限要素モデルの地震応答計算に関する詳細な解析条件が記載されていないことから、「港湾技研資料」で実施された振動実験に用いられた大型せん断リング土槽はアルミリングが積み重なって構成された円筒形の土槽であること、また振動台の上に大型せん断リング土層が設置されることを踏まえ、底版部の2節点は完全拘束とし、その他の節点においても回転方向を拘束する条件とした。

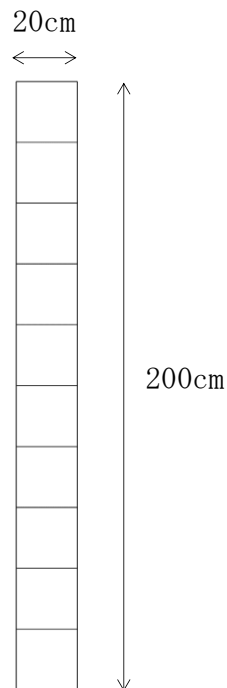


図1 再現解析に用いた解析モデル

「港湾技研資料」に記載される1号砕石を代表として再現解析を実施することとし、図1における解析モデルに対し、「港湾技研資料」の振動実験と同様に、表1に示される正弦波を解析モデルに対して水平方向に加振した。

平面ひずみ要素に与える砕石の解析用物性値として、表2及び表3のとおり設定した。表2の解析用物性値は、各入力速度に対して実験等から求まる物性値を「港湾技研資料」から読み取り設定し、線形解析を実施する。また、表3の解析用物性値は、「港湾技研資料」のせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を踏まえて動的変形特性を設定し、非線形解析を実施する。

表1 再現解析において解析モデルに加振した正弦波

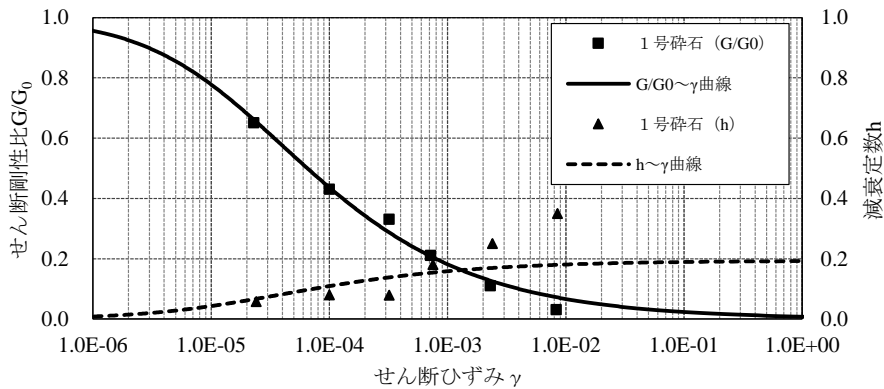
解析ケース	1	2	3	4	5	6
最大加速度 (gal)	5	25	50	100	200	300
共振振動数 (Hz)	11.0	9.0	8.0	6.5	4.6	2.7

表2 再現解析における砕石の解析用物性値（線形解析）

解析ケース	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数
1	15.4	0.45	12400	0.060
2			8320	0.077
3			6570	0.076
4			4270	0.170
5			2200	0.240
6			770	0.340

表3 再現解析における砕石の解析用物性値（非線形解析）

解析ケース	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	変形特性 G/G ₀ ~ γ, h ~ γ
1	15.4	0.45	初期せん断弾性係数 G ₀ =19000kN/m ² 変形特性は下図参照
2			
3			
4			
5			
6			



「港湾技研資料」の振動実験における沈下量と再現解析における沈下量を比較した結果を図2に示す。また、「港湾技研資料」の振動実験における沈下計位置を図3に示す。線形解析及び非線形解析ともに入力加速度 200gal まで実験結果とおおむね整合しており、入力加速度 300gal においては非線形解析が実験結果とおおむね整合する結果が得られた。

以上より、「港湾技研資料」における地震応答計算の解析条件は、再現解析において設定した解析条件と同等であると判断した。

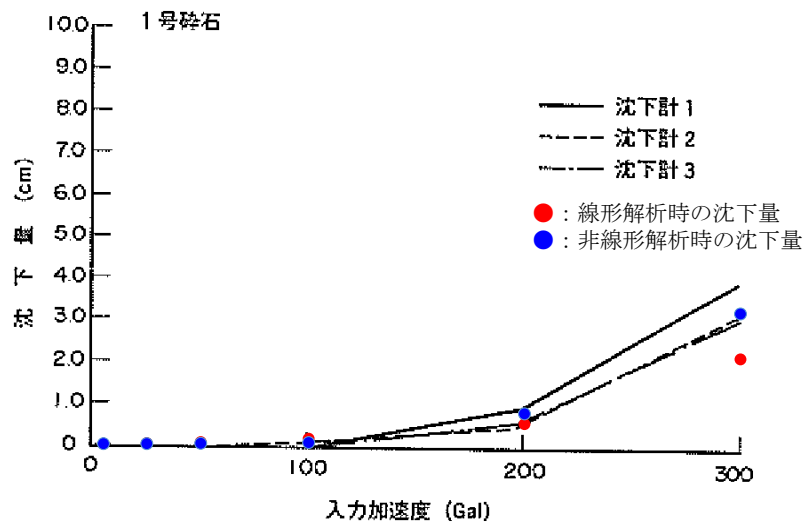


図2 沈下量における実験結果と再現解析の比較
 (「港湾技研資料」に一部加筆)

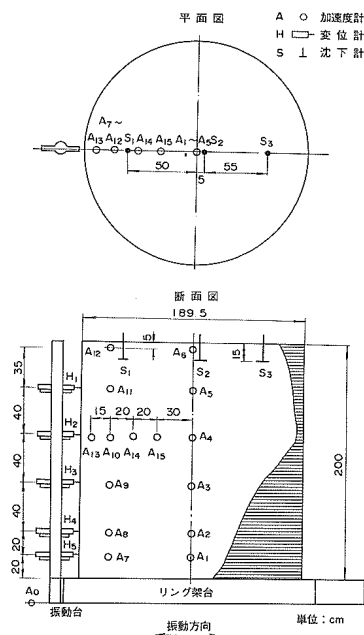


図3 「港湾技研資料」の振動実験における沈下計位置

(参考資料 15) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき

1. 地震応答解析における地盤物性のばらつき

地震応答解析においては、構造物の周囲に分布する岩盤、埋戻土及び旧表土に対し、動せん断弾性係数等の地盤物性のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

動せん断弾性係数等の地盤物性のばらつきは、各種試験結果に基づき算定する。

1.1 地盤物性のばらつきの設定方法

1.1.1 岩盤 (C_H級, C_M級, C_L級)

P S 検層結果に基づく原子炉建物基礎地盤の速度層構造を図 1-1 及び図 1-2 に示す。C_H級, C_M級及びC_L級岩盤における動せん断弾性係数 G_d 等の地盤物性のばらつきは、図 1-1 に示すP S 検層結果のばらつきを考慮し算定する。各ボーリング孔におけるP S 検層の結果の詳細を補足 1 に示す。

各ボーリング孔で測定されたP波速度(設計値)及びS波速度(設計値)の標準偏差及び変動係数を表 1-1 のとおり算出した。耐震評価において考慮するP波速度及びS波速度のばらつきについては、表 1-1 の結果を踏まえ、**1** ~ **2**層は 20%, **3** ~ **6**層は 10%にそれぞれ設定した。

耐震評価に用いる動せん断弾性係数 G_d 等の地盤物性のばらつきの算定結果を表 1-2 に示す。

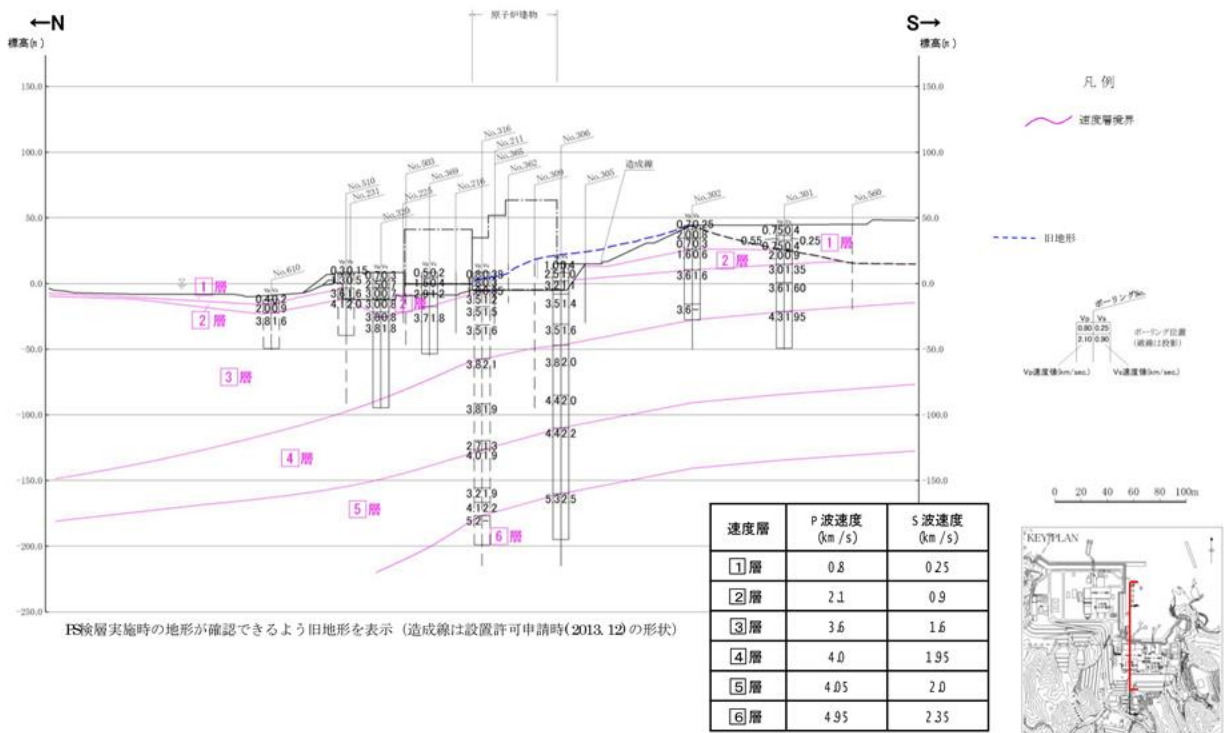


図 1-1 原子炉建物基礎地盤の速度層断面図 (南北断面)

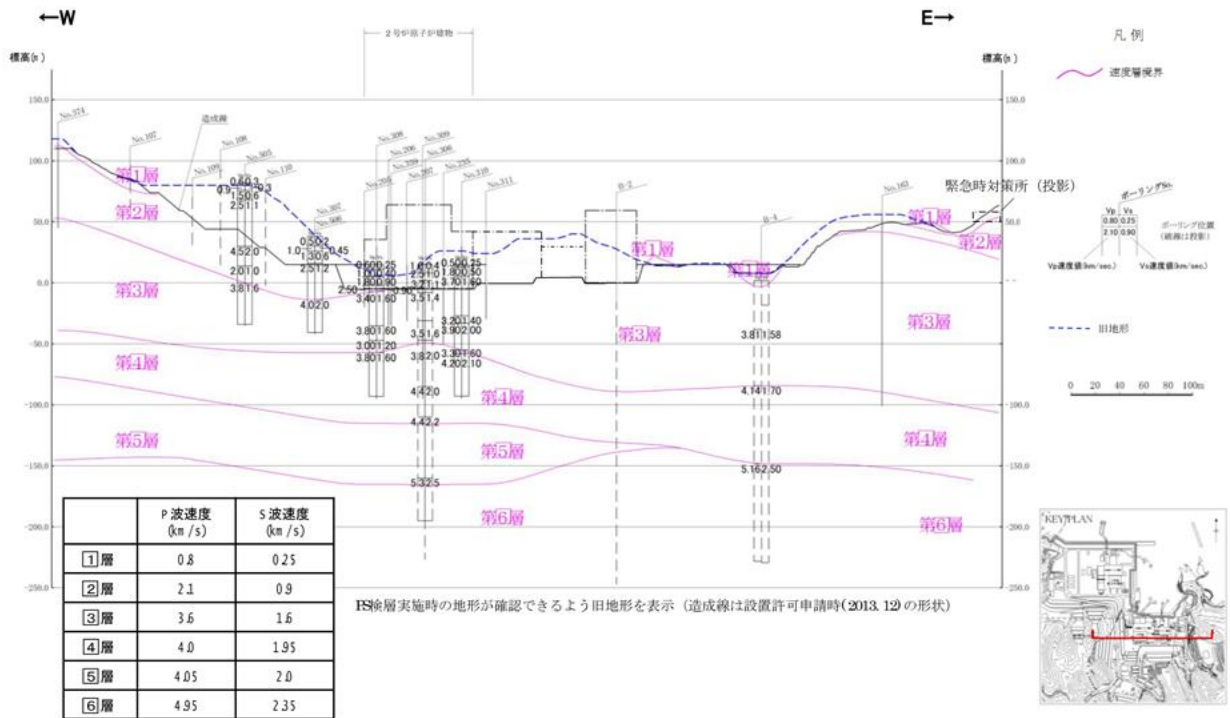


図 1-2 原子炉建物基礎地盤の速度層断面図 (東西断面)

表 1-1(1) P S 検層結果に基づく P 波速度の標準偏差及び変動係数

速度層	P 波速度 V_P (km/s)	標準偏差 σ (km/s)	変動係数 (%)
①層	0.80	0.024	3
②層	2.10	0.400	19
③層	3.60	0.097	3
④層	4.00	0.078	2
⑤層	4.05	0.180	4
⑥層	4.95	0.400	8

表 1-1(2) P S 検層結果に基づく S 波速度の標準偏差及び変動係数

速度層	S 波速度 V_S (km/s)	標準偏差 σ (km/s)	変動係数 (%)
①層	0.25	0.058	21
②層	0.90	0.197	21
③層	1.60	0.130	8
④層	1.95	0.017	1
⑤層	2.00	0.088	4
⑥層	2.35	0.130	6

表 1-2(1) P波速度のばらつき算定結果

速度層	P波速度 (m/s)		
	平均- σ	平均	平均+ σ
1層	640	800	960
2層	1680	2100	2520
3層	3240	3600	3960
4層	3600	4000	4400
5層	3645	4050	4455
6層	4455	4950	5445

表 1-2(2) S波速度のばらつき算定結果

速度層	S波速度 (m/s)		
	平均- σ	平均	平均+ σ
1層	200	250	300
2層	720	900	1080
3層	1440	1600	1760
4層	1755	1950	2145
5層	1800	2000	2200
6層	2115	2350	2585

表 1-2(3) 動せん断弾性係数 G_d のばらつき算定結果

速度層	動せん断弾性係数 G_d (N/mm^2)		
	平均- σ	平均	平均+ σ
1層	0.84×10^2	1.31×10^2	1.89×10^2
2層	1.22×10^3	1.90×10^3	2.75×10^3
3層	5.19×10^3	6.40×10^3	7.75×10^3
4層	7.70×10^3	9.51×10^3	11.47×10^3
5層	8.59×10^3	10.59×10^3	12.85×10^3
6層	12.75×10^3	15.79×10^3	19.02×10^3

1.1.2 D級岩盤，埋戻土及び旧表土

(1) D級岩盤，埋戻土及び旧表土におけるばらつき算定方法

D級岩盤，埋戻土及び旧表土のばらつきは，初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを考慮する。 G_0 のばらつきは以下の方法で算定する（図 1-3）。

・動的三軸圧縮試験結果に基づき，両対数軸上で回帰式と試験結果の残差の標準

偏差 σ を求める。

・指数関数の係数を $\pm \sigma$ し，ばらつきを考慮した G_0 を算定する（べき級数は固定）。

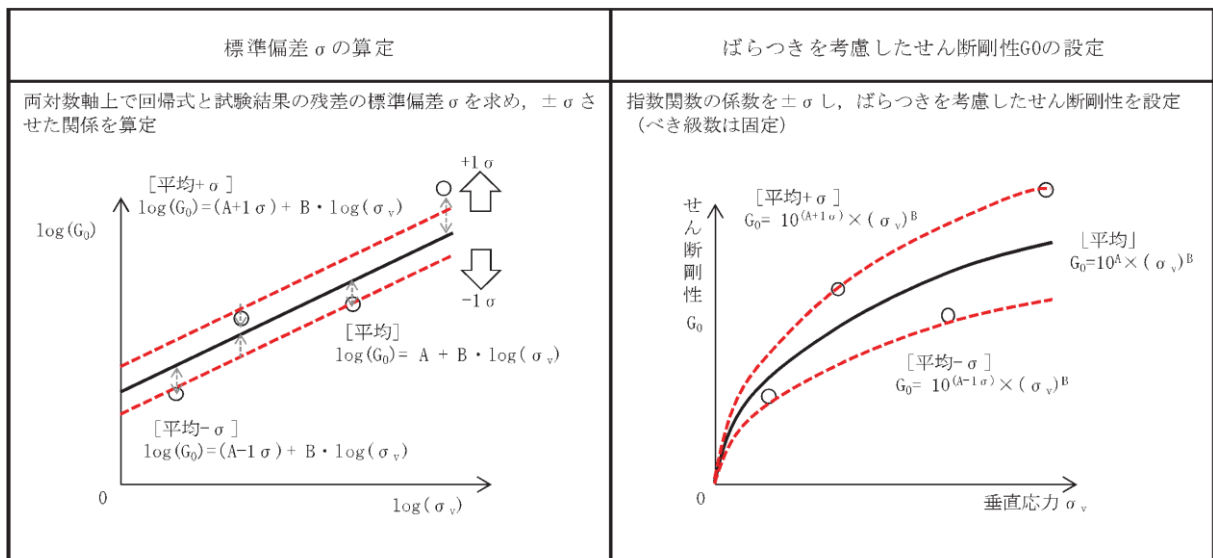


図 1-3 ばらつきを考慮したせん断剛性 G_0 の算定方法

(2) D級岩盤の G_0 のばらつき

(1)に基づき算定したD級岩盤の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-3 及び図 1-4 に示す。

表 1-3 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果 (D級岩盤)

	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)
平均+ σ	$G_0=183 \sigma^{0.49}$
平均	$G_0=148 \sigma^{0.49}$
平均- σ	$G_0=119 \sigma^{0.49}$
変動係数	23.6%

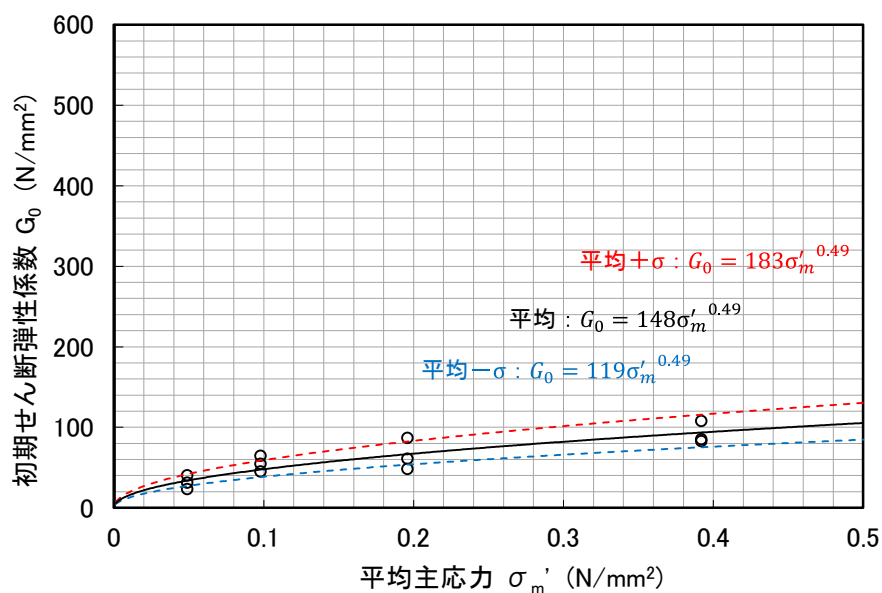


図 1-4 初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存関係 (D級岩盤)

(3) 埋戻土の G_0 のばらつき

(1)に基づき算定した埋戻土の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-4 及び図 1-5 に示す。

表 1-4 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果 (埋戻土)

	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)
平均+ σ	$G_0=776 \sigma^{0.66}$
平均	$G_0=749 \sigma^{0.66}$
平均- σ	$G_0=723 \sigma^{0.66}$
変動係数	3.6%

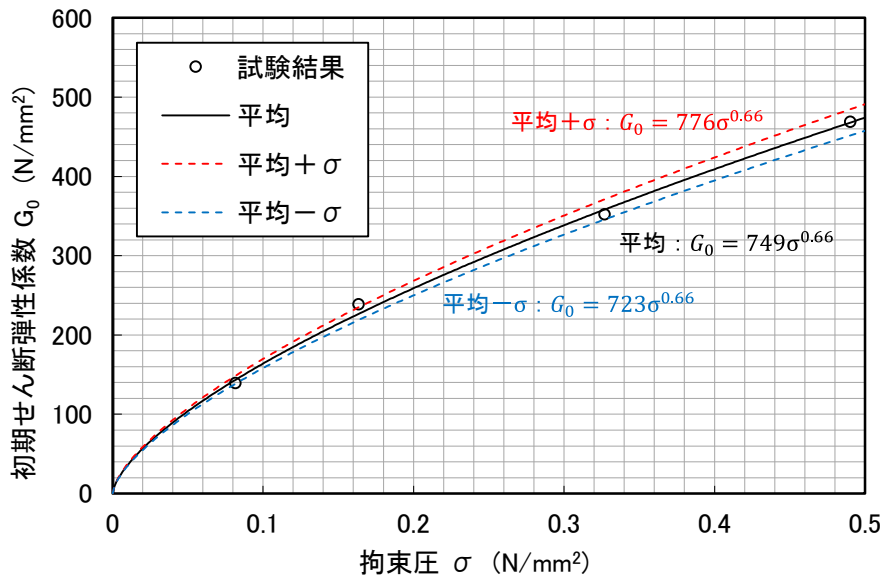


図 1-5 初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存関係 (埋戻土)

D級岩盤、旧表土に比べ、変動係数が小さい要因として現地の埋戻土は十分に締固めて施工されているため、ばらつきが少なくなったものと考えられる。図1-6に、耐震重要施設等の基礎地盤の安定性評価に係る設置許可審査において示した現場施工方法を示す。

現場施工においては、まず現場転圧試験を実施し、転圧回数を2~8回で変えた場合の現場乾燥密度を求めた。その結果、転圧回数が多くなるほど、乾燥密度が増加する傾向が認められるものの、6回転圧以上では乾燥密度の増加傾向が小さくなることから、所定の乾燥密度が得られる転圧回数として6回に決定し、現地施工した。

品質管理においては、現場密度試験を実施し、所定の乾燥密度を上回ることを確認している。

・現場施工方法においては、現場転圧試験を実施し、締固めエネルギー $E_c = 1$ (乾燥密度: 1.95g/cm^3)を満足できる施工方法として、転圧回数6回を決定した。
 ・転圧回数が多くなるほど、乾燥密度 ρ_d が増加する傾向が見られ、6回転圧以上では乾燥密度の増加傾向が小さくなることから、6回転圧で十分に締固めされていることが確認できる。

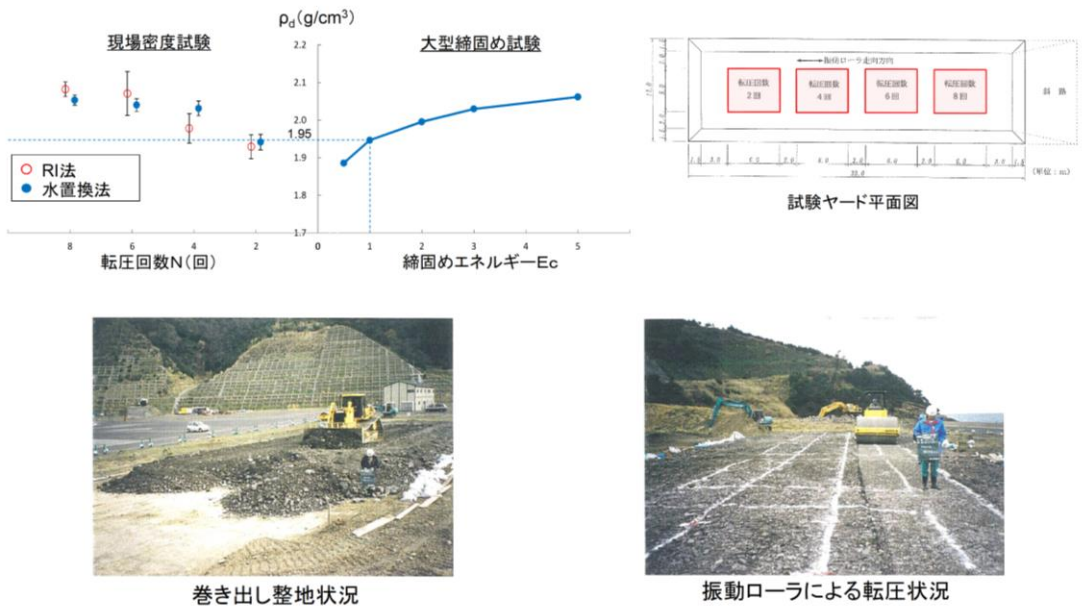


図1-6 設置許可審査で示した埋戻土の現場施工方法 (2021年6月18日耐震重要施設等の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係るまとめ資料抜粋)

(4) 旧表土の G_0 のばらつき

(1)に基づき算定した旧表土の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-5 及び図 1-7 に示す。

表 1-5 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果 (旧表土)

	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)
平均+ σ	$G_0=278 \sigma^{0.61}$
平均	$G_0=240 \sigma^{0.61}$
平均- σ	$G_0=207 \sigma^{0.61}$
変動係数	15.8%

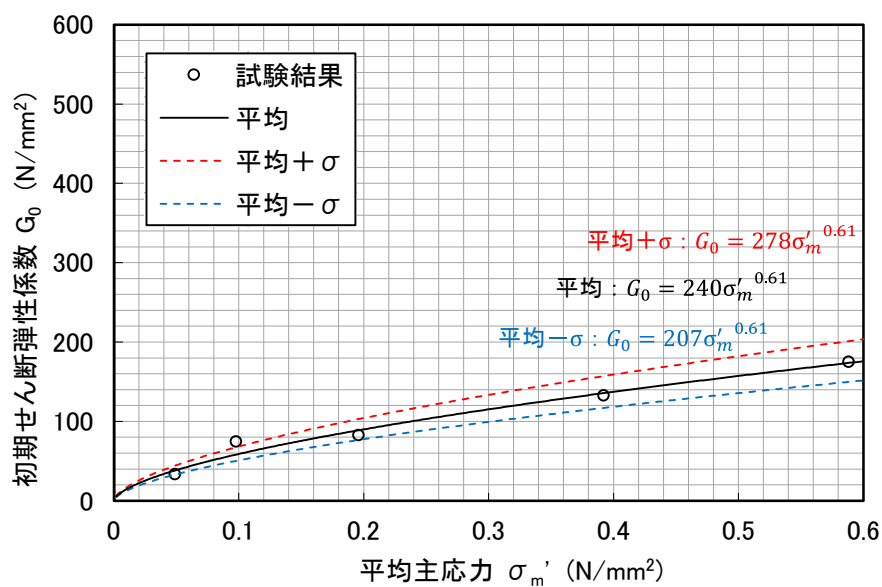


図 1-7 初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存関係 (旧表土)

1.1.3 砂礫層及び埋戻土（粘性土）

防波壁の耐震評価に用いる解析コードFLIPにおける砂礫層及び埋戻土（粘性土）について、初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきについて以下のとおり検討する。

解析コードFLIPでは、 G_0 は（式1）のように定義される。

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

ここで、 σ_{ma}' は各地層の基準平均有効拘束圧（地層中心の有効拘束圧の平均値）、 σ_m' は有効拘束圧、 G_{ma} は基準初期せん断弾性係数（ $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値）、べき定数の m は初期せん断弾性係数 G_0 の有効応力依存性を示す係数 0.5*とする。

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

砂礫層及び埋戻土（粘性土）における基準初期せん断弾性係数 G_{ma} は、PS検層によりS波速度に基づき算定する。砂礫層及び埋戻土（粘性土）については、PS検層結果に基づくS波速度（平均値 - 1σ ）よりも安全側に設計S波速度を設定することで、初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきは考慮しない方針とする。

砂礫層及び埋戻土（粘性土）について、PS検層結果及び標準偏差を表1-6に示す。また、解析用物性値に用いる設計S波速度との比較を表1-7に示す。表1-7により、設計S波速度は、PS検層結果から得られたS波速度（平均 - σ ）よりも安全側に設定していることを確認した。

表1-6 砂礫層及び埋戻土（粘性土）のPS検層結果及び標準偏差

	データ数	平均値 (m/s)	標準偏差
砂礫層	13	524	61
埋戻土(粘性土)	43	451	60

表1-7 砂礫層及び埋戻土（粘性土）のS波速度のばらつき算定結果及び設計値

	S波速度 (m/s)			
	平均 - σ	平均	平均 + σ	設計値
砂礫層	463	524	585	400
埋戻土(粘性土)	391	451	511	300

2. 有効応力解析に用いる液状化強度特性のばらつき

耐震評価において、有効応力解析を実施する場合、液状化検討対象層である埋戻土及び砂礫層の液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえたうえで実施した液状化強度試験結果よりも保守的な液状化強度特性を設定することで、有効応力解析に用いる液状化強度特性のばらつきを考慮しない方針とする。

図 2-1 及び図 2-2 に示すとおり、簡易設定法に基づく液状化強度特性が、試験結果の下限值を下回るように設定していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

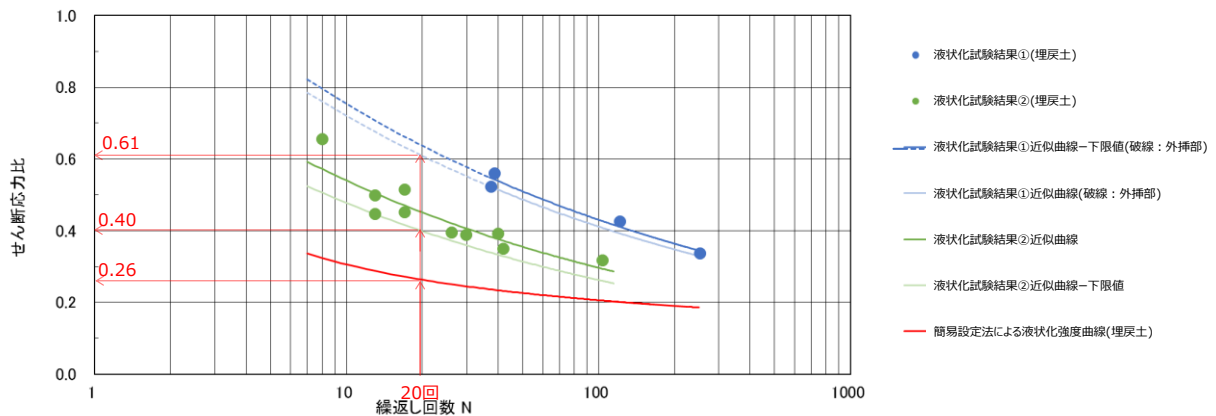


図 2-1 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較（埋戻土）

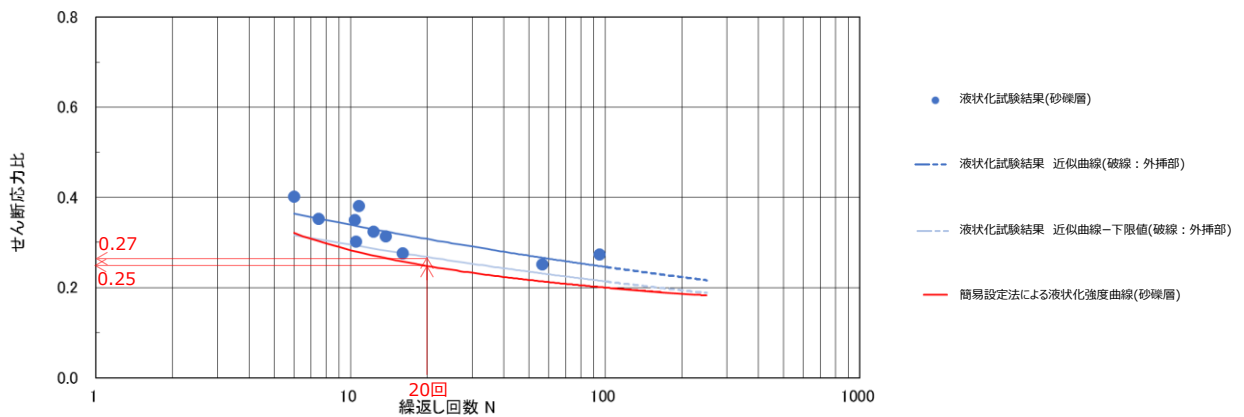


図 2-2 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較（砂礫層）

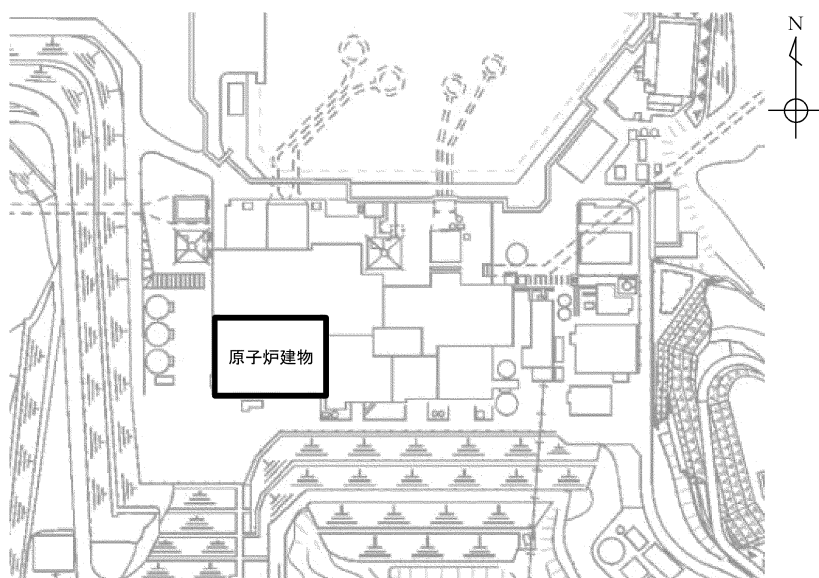
3. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

建物・建築物における地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの詳細は、「補足-024 工事計画に係る説明資料（建物・構築物の地震応答計算書）」に示す。

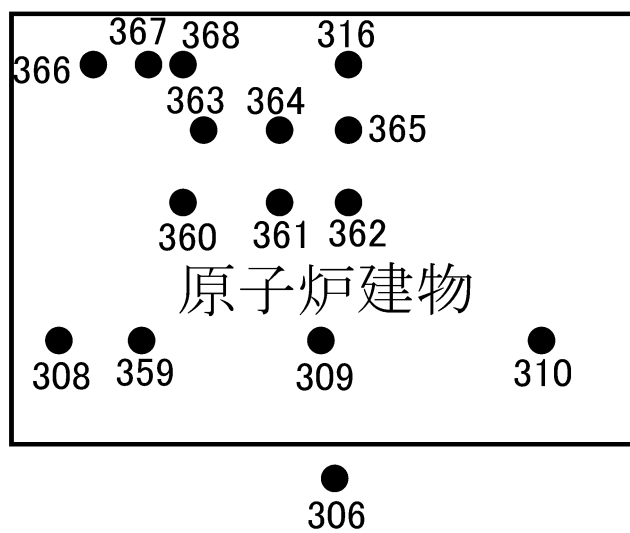
また、土木構造物における地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの詳細は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」及び「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」に示す。

(補足1) 岩盤におけるP S 検層結果の詳細について

C_H級, C_M級及びC_L級岩盤における動せん断弾性係数 G_d 等の地盤物性のばらつきは, 図1に示すボーリング孔におけるP S 検層により算定した。各孔におけるP S 検層結果の詳細を表1～4に示す。



(全体図)



(詳細図)

図1 P S 検層位置図

表1 各孔におけるP S検層結果の詳細（深度ごとのP波速度の平均値）

観測孔 No.	306	308	309	310	316	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368
Vp (km/s)	1.0	0.6	1.1	0.5	0.8	0.6	0.8	0.35	0.55	0.8	0.65	0.75	0.6	0.7	0.7
	2.5	1.0	2.0	1.8	1.8	1.5	1.0	1.0	2.0	—	1.5	1.8	1.1	1.0	1.0
	3.26	1.8	3.5	3.7	—	3.5	—	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	2.5	2.8	—
	3.5	3.4	3.5	3.7	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	—	3.5
	3.5	3.4	3.5	3.55	3.5										
	3.5	3.6	3.86	3.69	3.5										
	3.59	3.56	3.91	3.9	3.5										
	3.8	3.24	4.0	3.78	3.57										
	3.8	3.8	4.0	4.2	3.8										
	4.1	3.8	4.0	4.2	3.8										
	4.4	3.8	4.0	4.2	3.8										
	4.4				3.8										
	4.4				3.74										
	4.4				3.15										
	4.4				4.0										
	4.4				4.0										
	4.4				3.64										
	5.3				3.51										
	5.3				4.48										
	5.3				5.2										
	5.3				5.2										

↑

観測孔 No.	306	308	309	310	316	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368
Vp (km/s)	1.0	0.6	1.1	0.5	0.8	0.6	0.8	0.35	0.55	0.8	0.65	0.75	0.6	0.7	0.7
	2.5	1.0	2.0	1.8	1.8	1.5	1.0	1.0	2.0	—	1.5	1.8	1.1	1.0	1.0
	3.26	1.8	3.5	3.7	—	3.5	—	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	2.5	2.8	—
	3.5	3.4	3.5	3.7	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	—	3.5
	3.5	3.4	3.5	3.55	3.5										
	3.5	3.6	3.86	3.69	3.5										
	3.59	3.56	3.91	3.9	3.5										
	3.8	3.24	4.0	3.78	3.57										
	3.8	3.8	4.0	4.2	3.8										
	4.1	3.8	4.0	4.2	3.8										
	4.4	3.8	4.0	4.2	3.8										
	4.4				3.8										
	4.4				3.74										
	4.4				3.15										
	4.4				4.0										
	4.4				4.0										
	4.4				3.64										
	5.3				3.51										
	5.3				4.48										
	5.3				5.2										
	5.3				5.2										

+15
+5
-4.7
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
-90
-100
-110
-120
-130
-140
-150
-160
-170
-180
-190
-200

表2 各孔におけるP S検層結果の詳細（深度ごとのS波速度の平均値）

観測孔 No.	Vs (km/s)										変動係数 (%)	標準偏差 σ (km/s)	深度ごとのS波 速度の平均値 Vs(km/s)	
	306	308	309	310	316	319	320	321	322	323				
+15														
+5	0.4	0.32	0.4	0.25	0.34	0.25	0.3	0.25	0.2	0.25	0.3	0.25	0.25	0.25
-4.7	1.0	0.9	0.9	0.5	0.85	-	1.2	0.7	0.9	-	1.0	0.9	1.2	-
-10	1.1	1.6	1.5	1.6	-	1.4	-	1.5	1.5	1.5	1.4	1.5	-	1.5
-20	1.4	1.6	1.5	1.6	1.5	1.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4	1.5	1.5	1.5
-30	1.4	1.6	1.5	1.54	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-40	1.58	1.6	1.68	1.82	1.58	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-50	1.72	1.48	1.73	2.0	1.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-60	2.0	1.32	2.0	1.9	1.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-70	2.0	1.6	2.0	2.1	2.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-80	2.0	1.6	2.0	2.1	2.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-90	2.0	1.6	2.0	2.1	2.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-100	2.0	1.6	2.0	2.1	1.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-110	2.0	-	-	-	1.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-120	2.2	-	-	-	1.87	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-130	2.2	-	-	-	1.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-140	2.2	-	-	-	1.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-150	2.2	-	-	-	1.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-160	2.2	-	-	-	1.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-170	2.5	-	-	-	2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-180	2.5	-	-	-	2.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-190	2.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

↑

表3 P S 検層結果から速度層ごとに作成したP波速度

深度ごとのP波 速度の平均値 Vp(km/s)	差分	速度層ごとに 策定したP波速度 Vp(km/s)	標準偏差 σ (km/s)	変動係数 (%)	速度層
0.83	—	0.80	0.024*	3*	①層
	1.29				
2.12	1.36	2.10	0.400*	19*	②層
3.48	0.02	3.60	0.097	3	③層
3.50	-0.01				
3.49	0.14				
3.63	0.06				
3.69	-0.02				
3.67	0.25				
3.92	0.00	4.00	0.078	2	④層
3.92	0.06				
3.98	0.06				
4.04	0.06				
4.10	-0.03				
4.07	-0.30				
3.77	0.43	4.05	0.180	4	⑤層
4.20	0.00				
4.20	-0.18				
4.02	0.38				
4.40	0.49	4.95	0.400	8	⑥層
4.89	0.36				
5.25	0.00				
5.25	—				

注記* : 表1における各孔のP S 検層結果より算定

表4 P S 検層結果から速度層ごとに作成したS波速度

深度ごとのS波速度の平均値 Vs(km/s)	差分	速度層ごとに策定したS波速度 Vs(km/s)	標準偏差 σ (km/s)	変動係数 (%)	速度層
0.28	—	0.25	0.058*	21*	[1]層
	0.66				
0.94	0.55	0.90	0.197*	21*	[2]層
	0.00				
1.49	0.01	1.60	0.130	8	[3]層
1.49	0.15				
1.50	0.05				
1.65	0.08				
1.70	0.18				
1.78	0.00				
1.96	0.00				
1.96	0.00				
1.96	-0.04	1.95	0.017	1	[4]層
1.92	0.03				
1.95	0.08				
2.03	-0.18				
1.85	0.20	2.00	0.088	4	[5]層
2.05	0.00				
2.05	0.00				
2.05	0.20				
2.25	0.10	2.35	0.130	6	[6]層
2.35	0.15				
2.50	—				
—	—				

注記* : 表2における各孔のP S 検層結果より算定

(参考資料 16) 入力地震動の設定に用いる地下構造モデルのエリア区分について

1. 地下構造モデル設定の概要

島根原子力発電所における設計基準対象施設及び常設重大事故等対処施設の配置図を図 1-1 に示す。

島根原子力発電所の敷地は、1, 2号機が位置するエリアと3号機が位置するエリアに分かれ、それぞれボーリング調査等を行っており、入力地震動の設定においては、設置**変更**許可段階**における**それぞれの**エリア**の**地質・地質構造**の調査結果に基づいて設定した地下構造モデルの地盤物性を用いる。

本資料では、それぞれのエリアにおける地質・地質構造と地下構造モデルの概要及び各対象施設へ適用する地下構造モデルを示す。

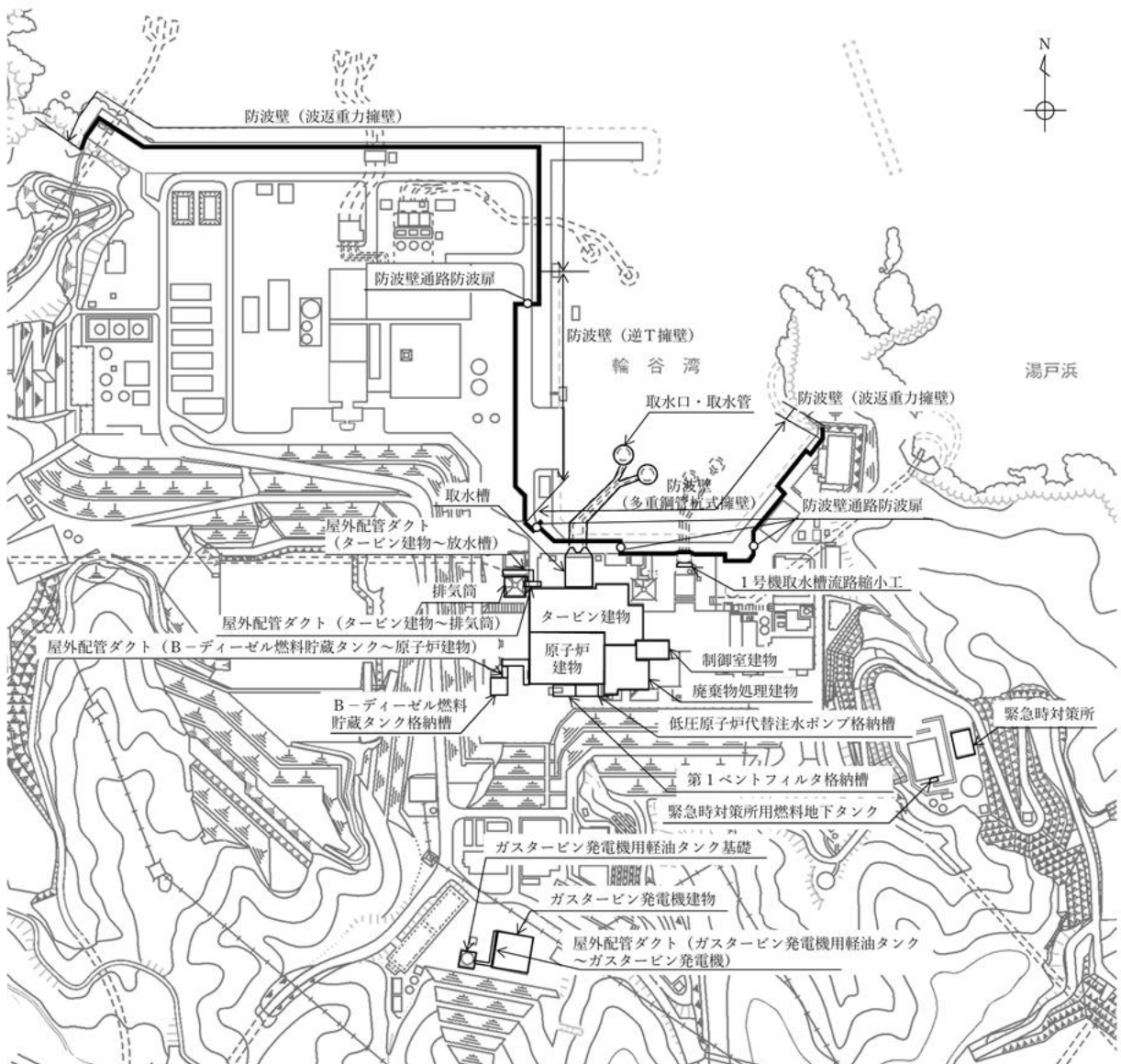


図 1-1 対象施設の配置図

2. 敷地の地質・地質構造

2.1 地質調査

敷地地盤の地質は、新第三紀中新世の堆積岩類から成る成相寺層と貫入岩類及びそれらを覆う第四紀の崖錐堆積物等から構成される。

敷地の南部には、ほぼ東西方向の軸を持つ背斜構造が認められ、敷地地盤を構成する成相寺層は、北に約 $10^{\circ} \sim 30^{\circ}$ で傾斜している。発電所敷地周辺の地質平面図を図 2-1 に示す。

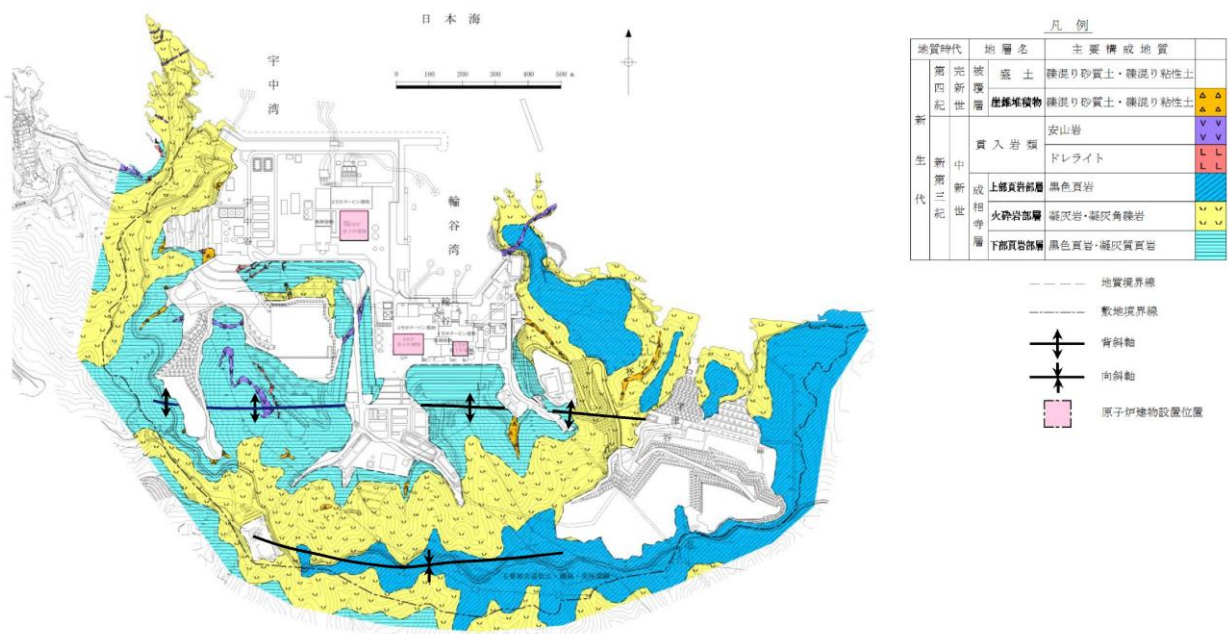


図 2-1 発電所敷地地盤の地質平面図

2.2 速度層断面

1, 2号機が位置するエリアと3号機が位置するエリアの速度層断面図を図2-2及び図2-3に示す。いずれも設置変更許可段階で示したとおり, 1, 2号機が位置するエリアの速度値の設定にあたっては, 図2-4に示す位置で実施した2号機原子炉建物範囲のPS検層結果に基づき設定した。3号機が位置するエリアの速度値の設定にあたっては, 図2-4に示す位置で実施した3号機原子炉建物範囲のPS検層結果に基づき設定した。

また, 参考として, それぞれのエリアの岩相・岩級区分図を図2-5～図2-8に示す。

敷地の地下構造としては, 硬質な成相寺層が敷地の地下深部まで十分な広がりをもって分布しており, 東西方向はほぼ水平成層であり, 南北方向は北に緩やかに傾斜しているが, 大局的に見てほぼ水平な構造とみなすことができる。

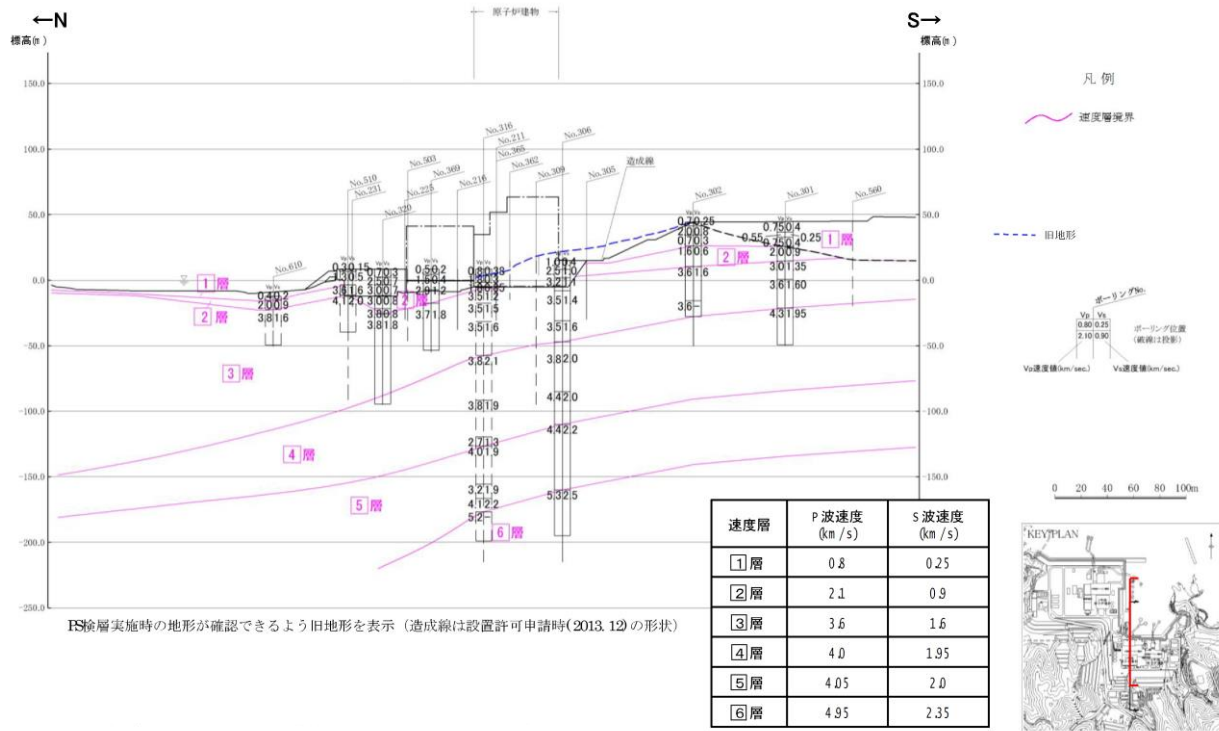


図 2-2 (1) 1, 2号機が位置するエリアの速度層断面図：南北断面

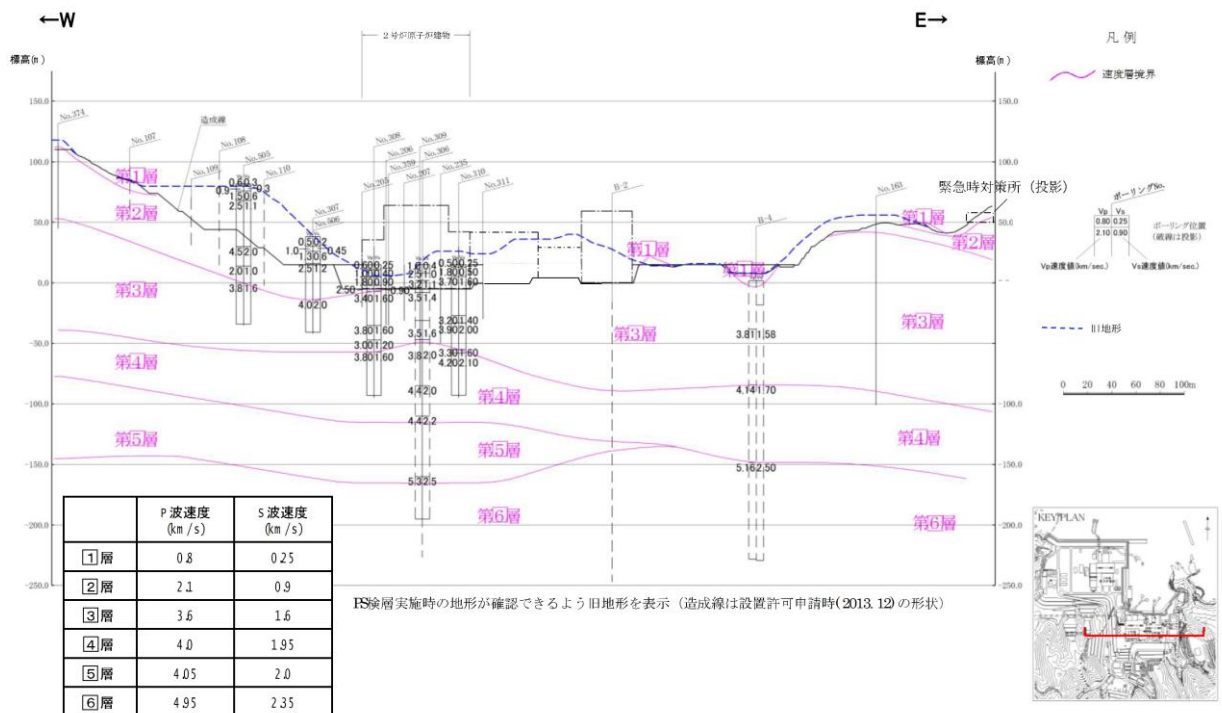


図 2-2 (2) 1, 2号機が位置するエリアの速度層断面図：東西断面

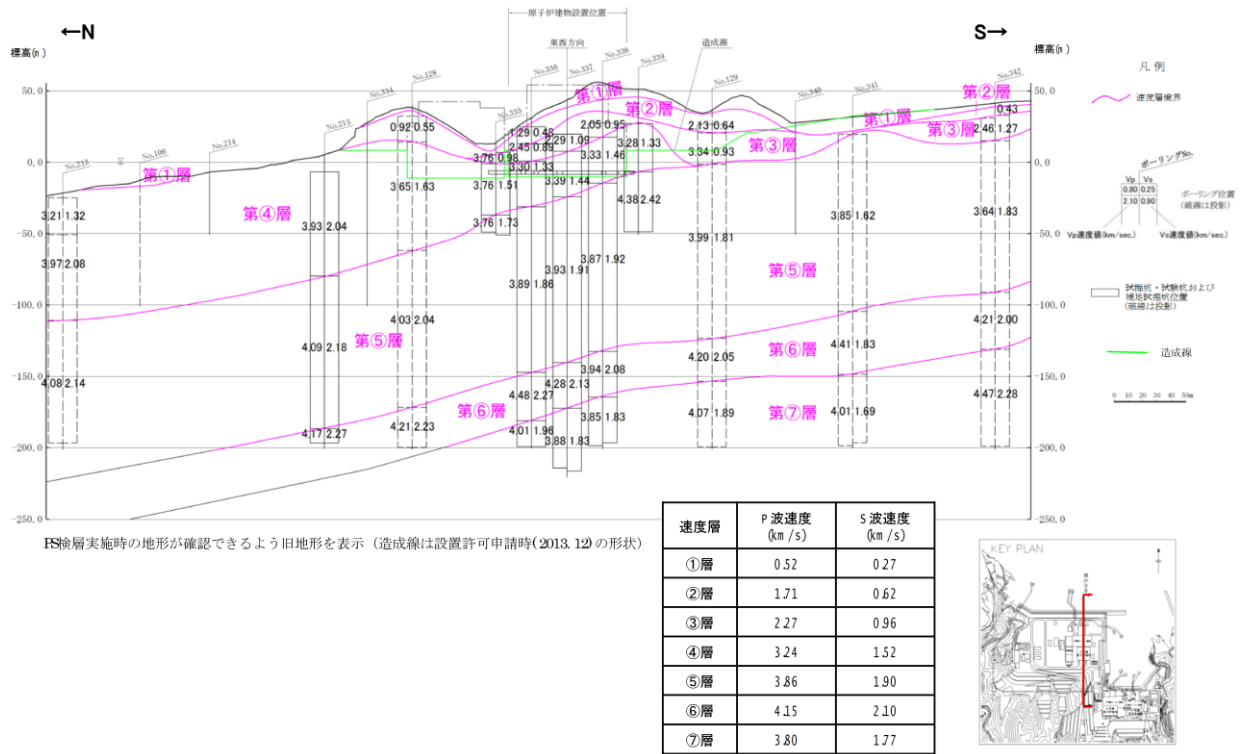


図 2-3 (1) 3号機が位置するエリアの速度層断面図：南北断面

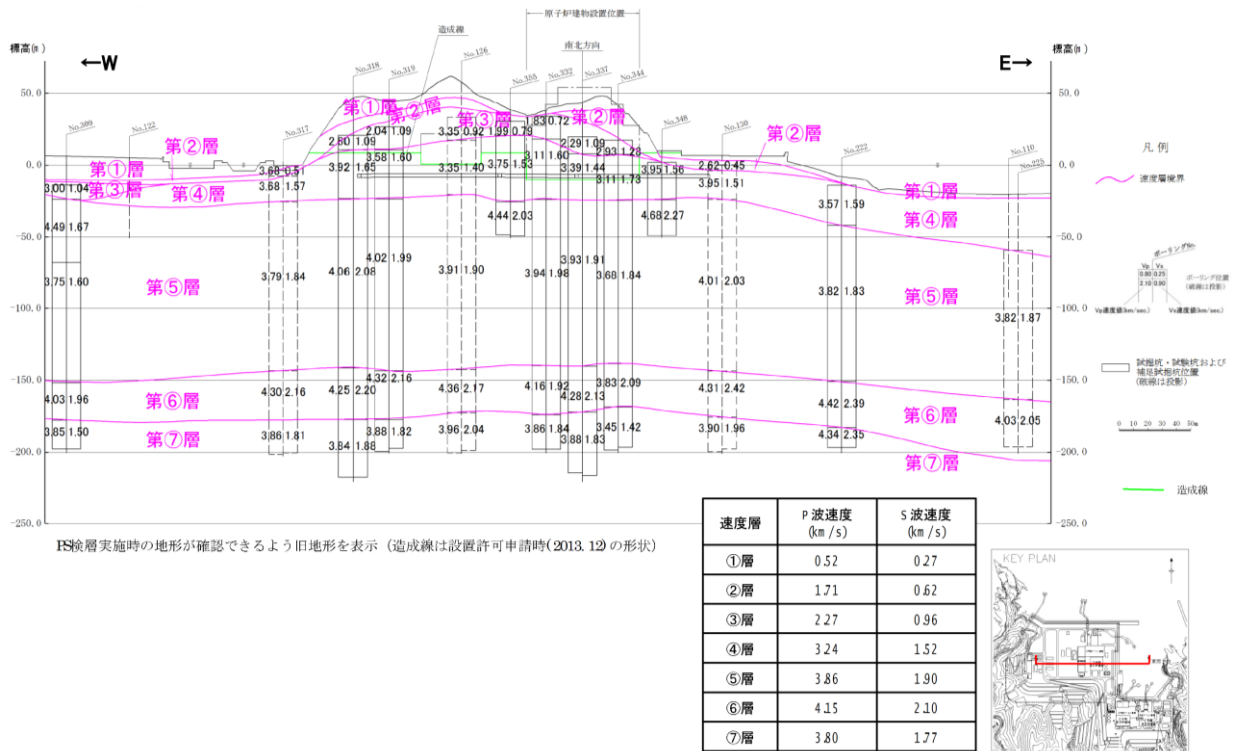


図 2-3 (2) 3号機が位置するエリアの速度層断面図：東西断面

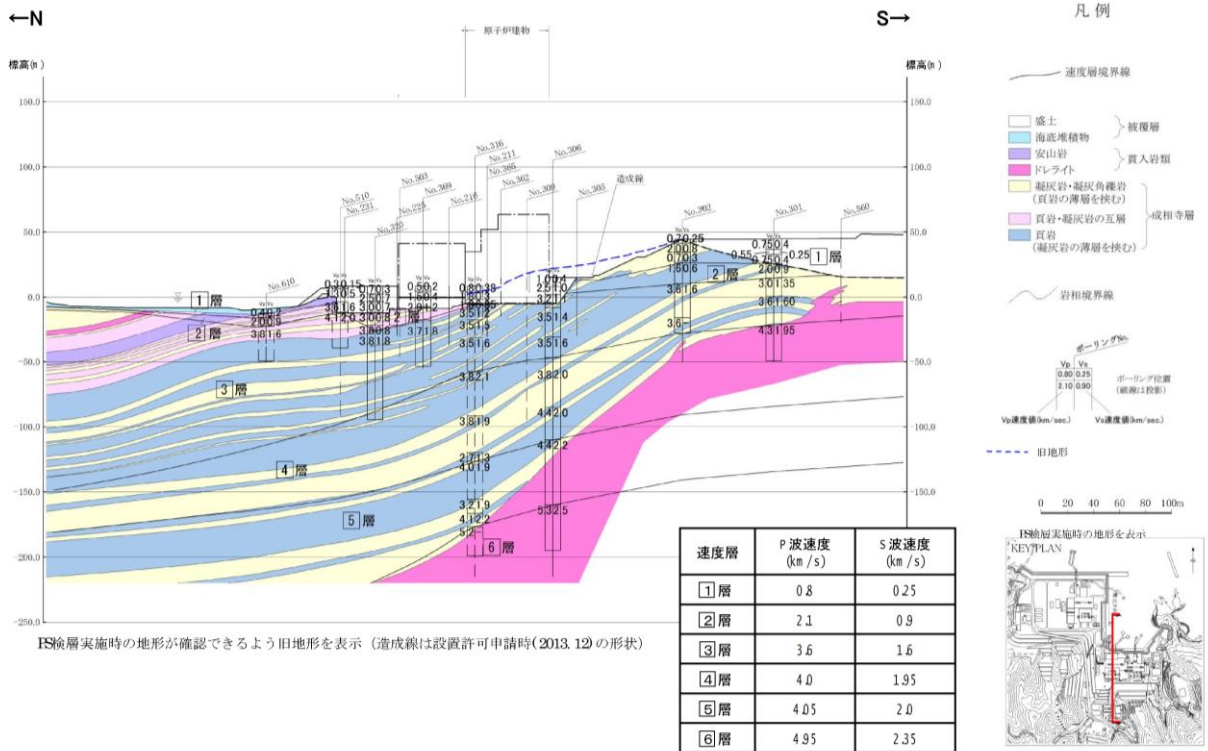


図 2-5 (1) 1, 2号機が位置するエリアの岩相区分図：南北断面

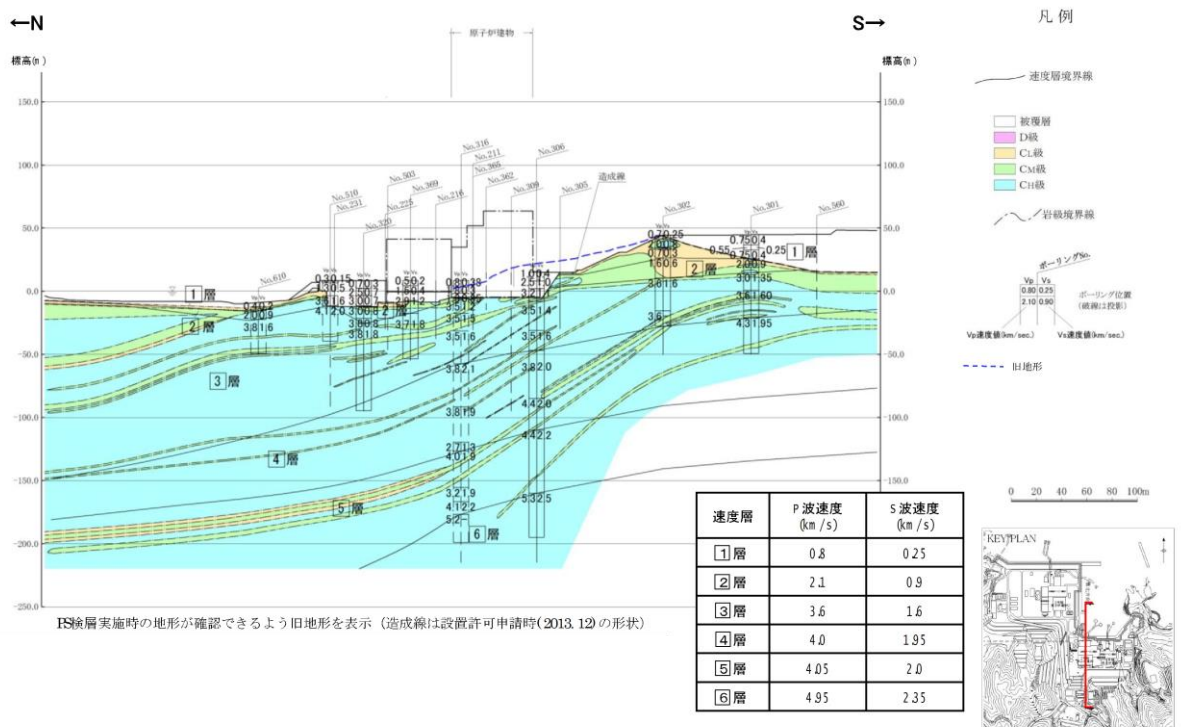


図 2-5 (2) 1, 2号機が位置するエリアの岩級区分図：南北断面

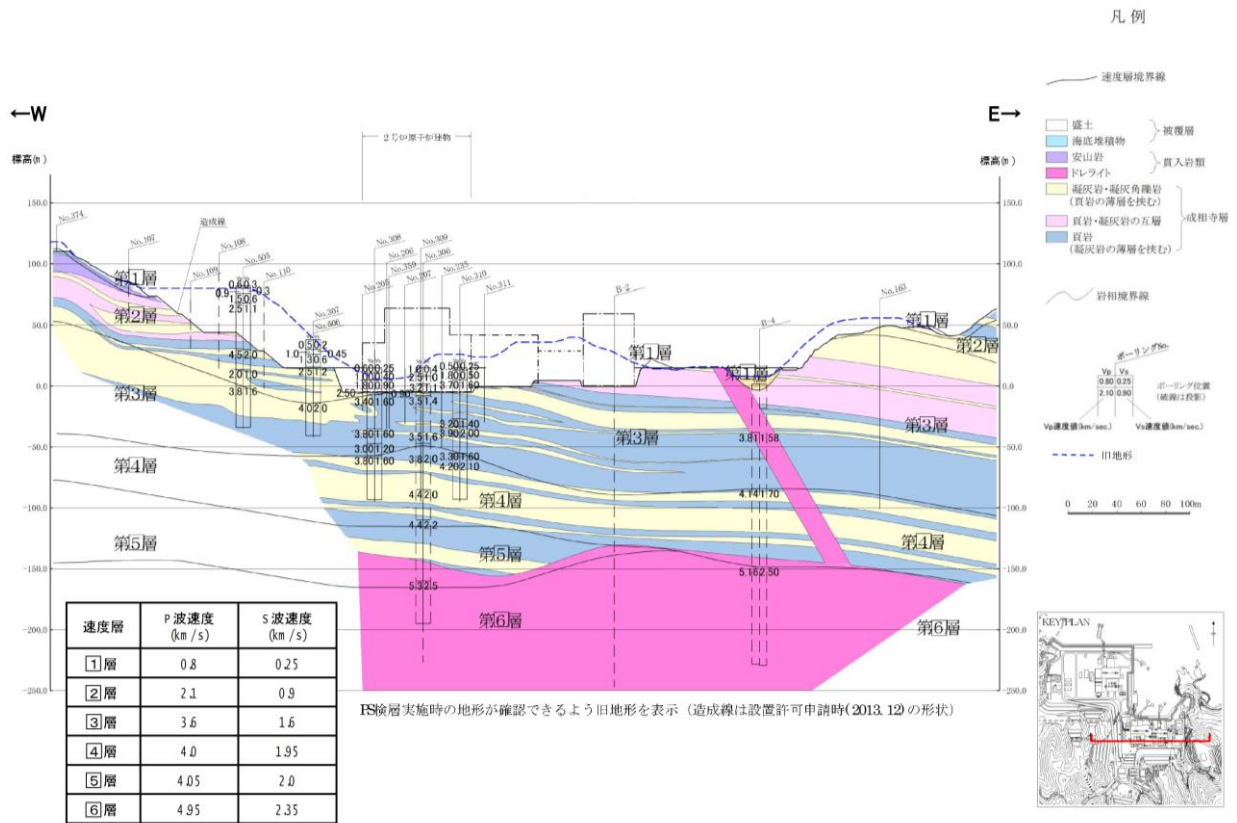


図 2-6 (1) 1, 2号機が位置するエリアの岩相区分図：東西断面

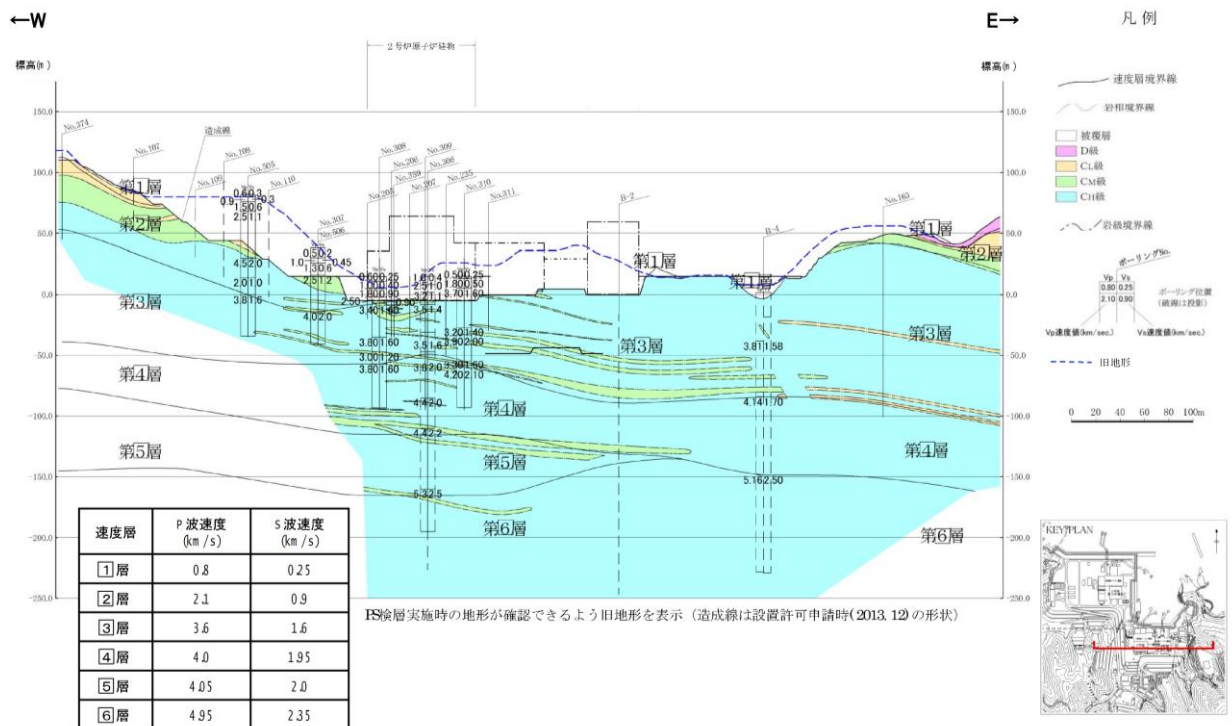


図 2-6 (2) 1, 2号機が位置するエリアの岩級区分図：東西断面

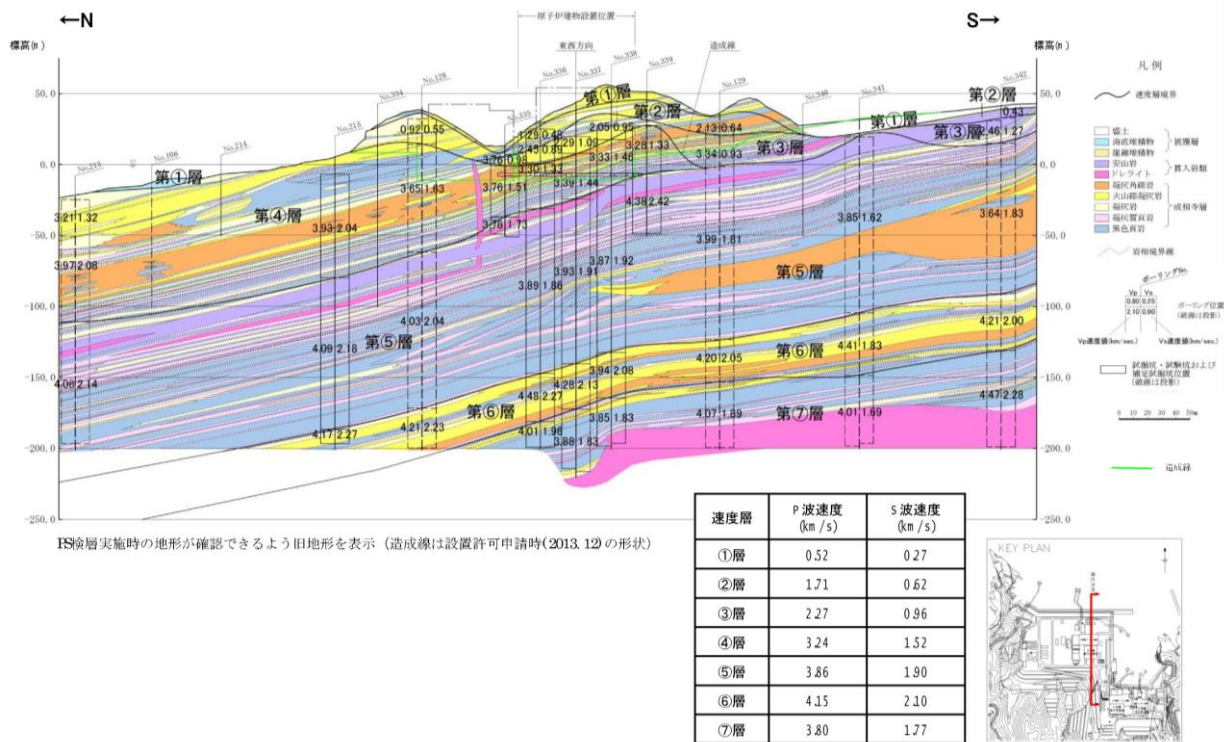


図 2-7 (1) 3号機が位置するエリアの岩相区分図：南北断面

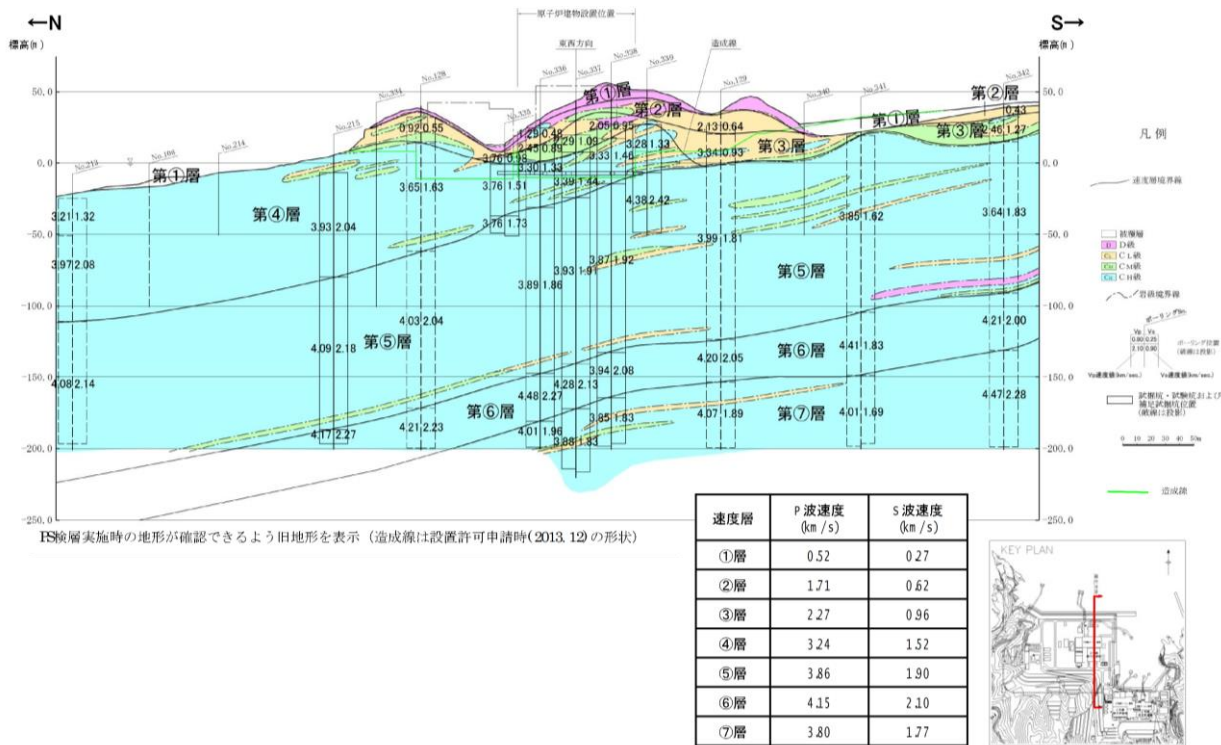


図 2-7 (2) 3号機が位置するエリアの岩級区分図：南北断面

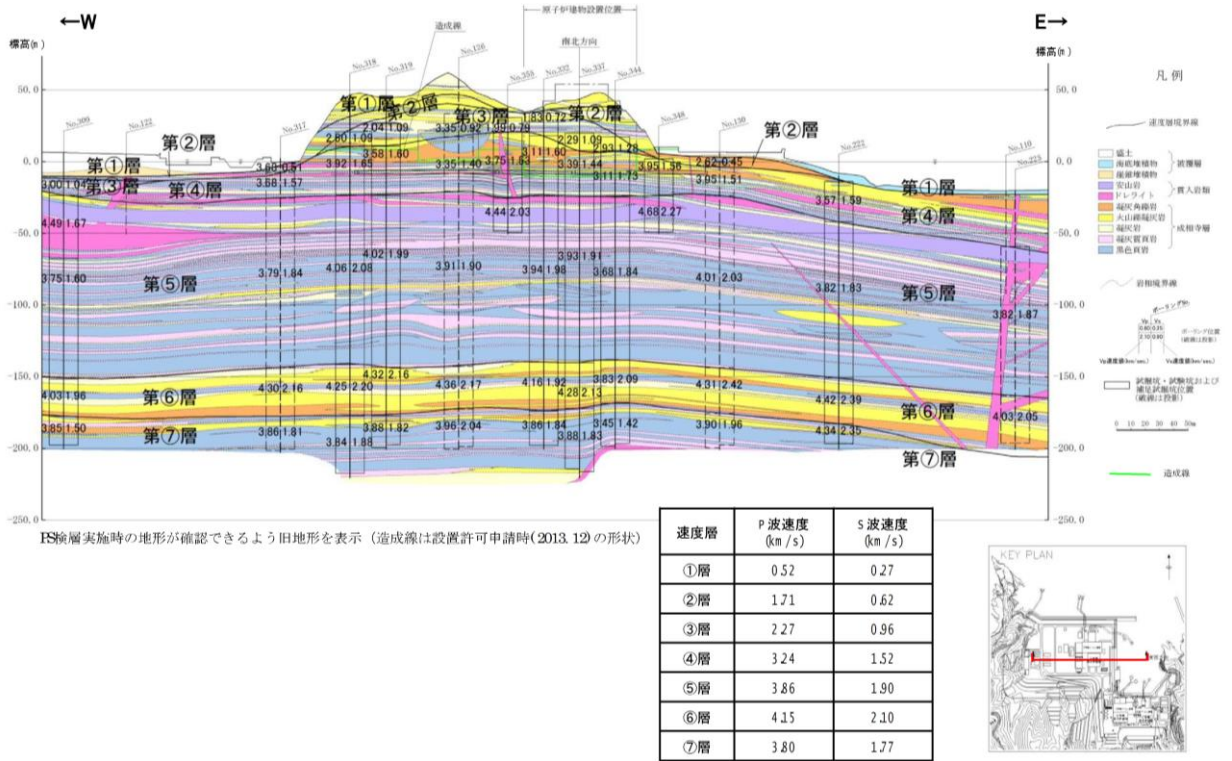


図 2-8 (1) 3号機が位置するエリアの岩相区分図：東西断面

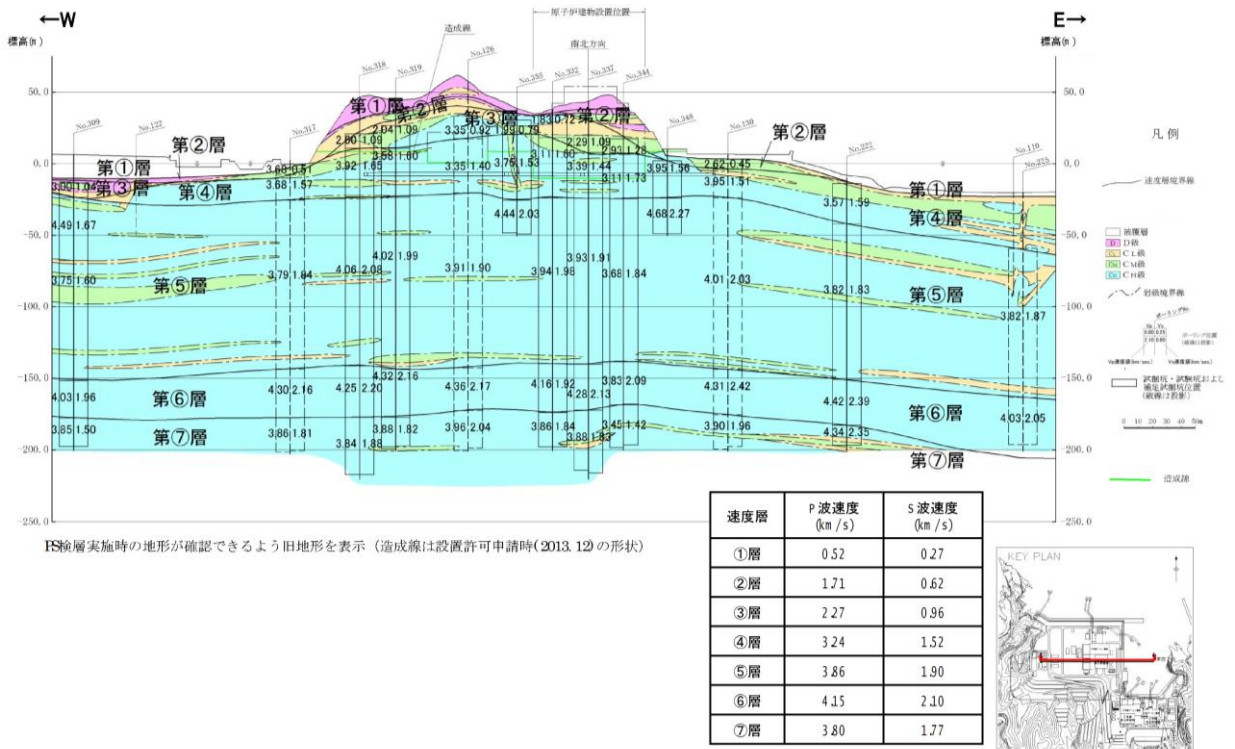


図 2-8 (2) 3号機が位置するエリアの岩級区分図：東西断面

3. 地下構造モデルの設定

入力地震動の設定にあたっては、それぞれのエリアにおける地質・地質構造の調査結果に基づく地下構造モデルを表 3-1 及び表 3-2 のとおり設定した。また、主な対象施設へ適用する地下構造モデルを図 3-1 及び表 3-3 に示す。

表 3-1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

(1, 2号機エリア)

速度層	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
第①層	0.80	0.25	20.6	0.446
第②層	2.10	0.90	23.0	0.388
第③層	3.60	1.60	24.5	0.377
第④層	4.00	1.95	24.5	0.344
第⑤層	4.05	2.00	26.0	0.339
第⑥層	4.95	2.35	27.9	0.355

表 3-2 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

(3号機エリア)

速度層	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
第①層	0.52	0.27	22.4	0.45
第②層	1.71	0.62	23.3	0.42
第③層	2.27	0.96	23.4	0.39
第④層	3.24	1.52	24.5	0.36
第⑤層	3.86	1.90	25.2	0.34
第⑥層	4.15	2.10	24.4	0.33
第⑦層	3.80	1.77	25.1	0.36

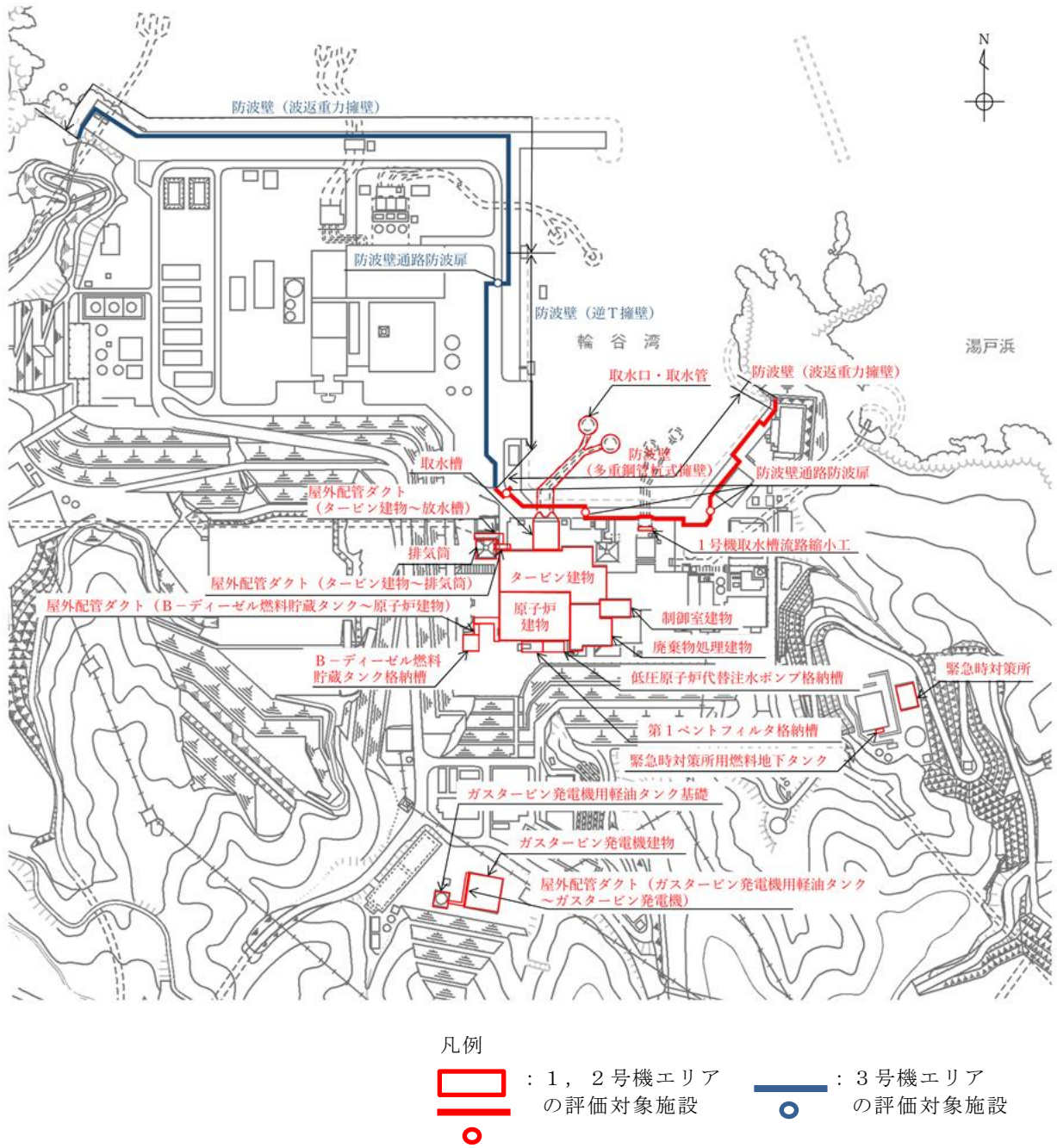


図 3-1 主な対象施設における地下構造モデルの区分図

表 3-3 主な対象施設における地下構造モデル

施設名		1, 2号機 エリア	3号機 エリア
建物・ 構築物	原子炉建物	○	
	タービン建物	○	
	廃棄物処理建物	○	
	制御室建物	○	
	排気筒	○	
	緊急時対策所	○	
	ガスタービン発電機建物	○	
土木 構造物	取水槽	○	
	取水管	○	
	取水口	○	
	屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）	○	
	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	○	
	B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽	○	
	屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～ 原子炉建物）	○	
	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	○	
	防波壁（逆T擁壁）		○
	防波壁（波返重力擁壁）	○	○
	1号機取水槽流路縮小工	○	
	防波壁通路防波扉	○	○
	第1ベントフィルタ格納槽	○	
	低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	○	
	緊急時対策所用燃料地下タンク	○	
	ガスタービン発電機用軽油タンク基礎	○	
屋外配管ダクト（ガスタービン発電機用軽油タンク ～ガスタービン発電機）	○		

(参考資料 17) 埋戻土の骨格曲線について

設置変更許可申請書における大型三軸圧縮試験等に基づく埋戻土の動的変形特性については、構造物の耐震安全性評価においても適切に反映する必要がある。本資料では、有効応力解析及び全応力解析にて設定する動的変形特性の設定方法の概要を示す。

また、大ひずみ領域における埋戻土の動的変形特性のデータ取得のため、繰返し三軸試験を追加実施し、埋戻土の動的変形特性の妥当性を確認する。

1. 動的変形特性の設定方法

1.1 有効応力解析

有効応力解析コード「FLIP」では、地盤の非線形特性について H-D モデルが適用される。

(1) H-D モデルの考え方

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

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

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

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

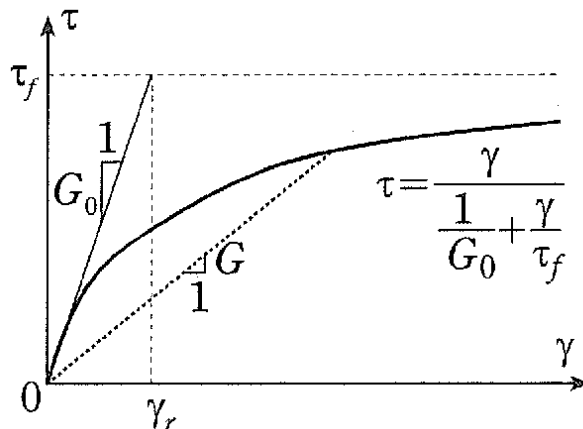


図 1-1 双曲線モデル*

注記*：地盤の地震応答解析（吉田，鹿島出版会）

(2) H-D モデルによる動的変形特性の設定

解析に用いる埋戻土の動的変形特性（動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性）は、図 1-2 に示すとおり試験結果を H-D モデルで適切に設定している。

また、大ひずみ領域における埋戻土の動的変形特性のデータ取得のため、繰返し三軸試験を追加実施し、埋戻土の動的変形特性の妥当性を確認する。詳細については、次章で説明する。

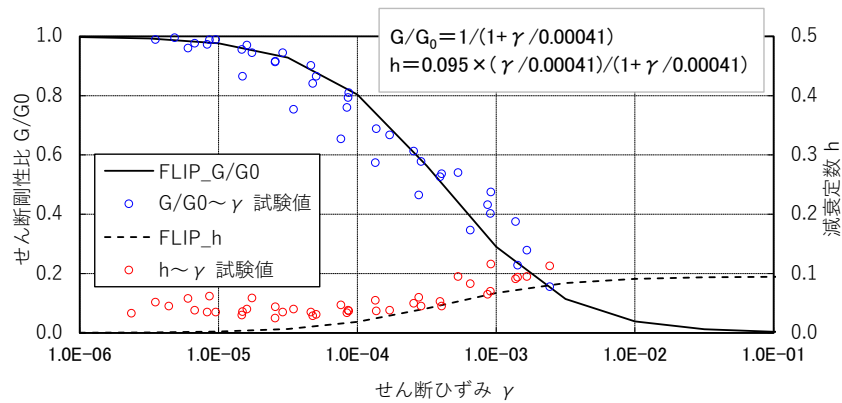


図 1-2 埋戻土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性 (H-D モデル)

1.2 全応力解析

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

(1) 修正 GHE モデルにおける骨格曲線

骨格曲線には、龍岡・澁谷が提案した GHE モデルを用いる。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}, \quad \text{または, } y = \frac{x}{\frac{1}{C_1} + \frac{x}{C_2}}$$

ここに、

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{\max}$)

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

なお、 $C_1(x)$, $C_2(x)$ は補正係数で、繰り返し载荷試験から得られた $G/G_{\max} \sim \gamma$ 関係にフィッティングするよう決定する。図 1-3 及び図 1-4 に適用例を示す。

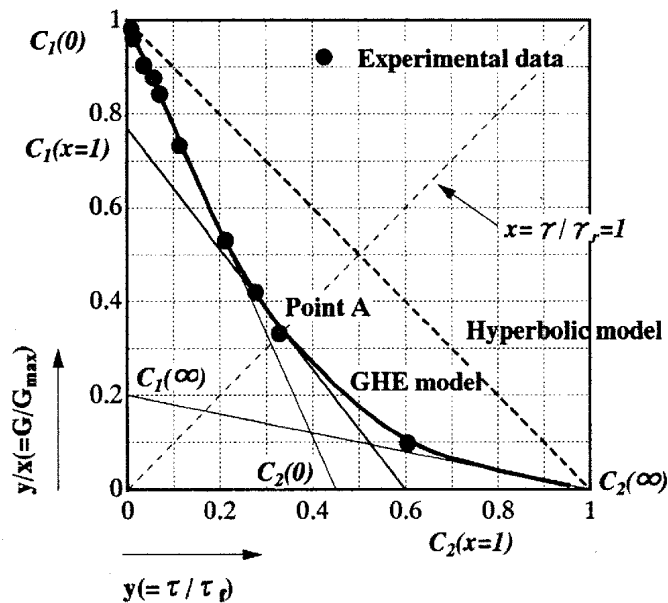


図 1-3 GHE モデルのパラメータ決定例 (y - y/x 関係図)

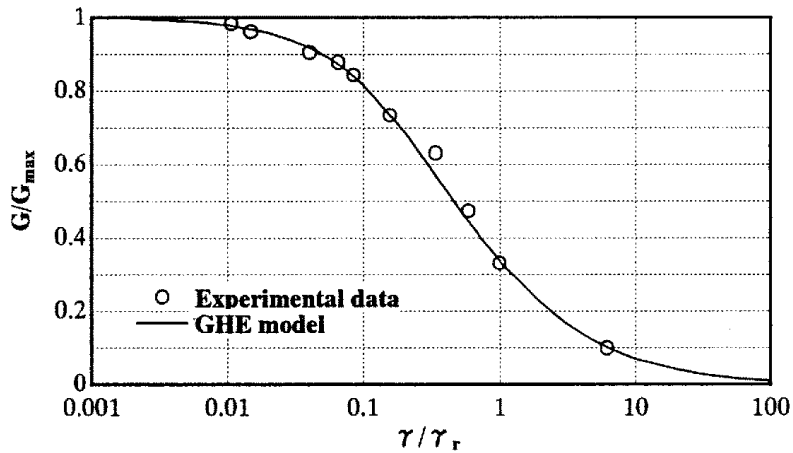
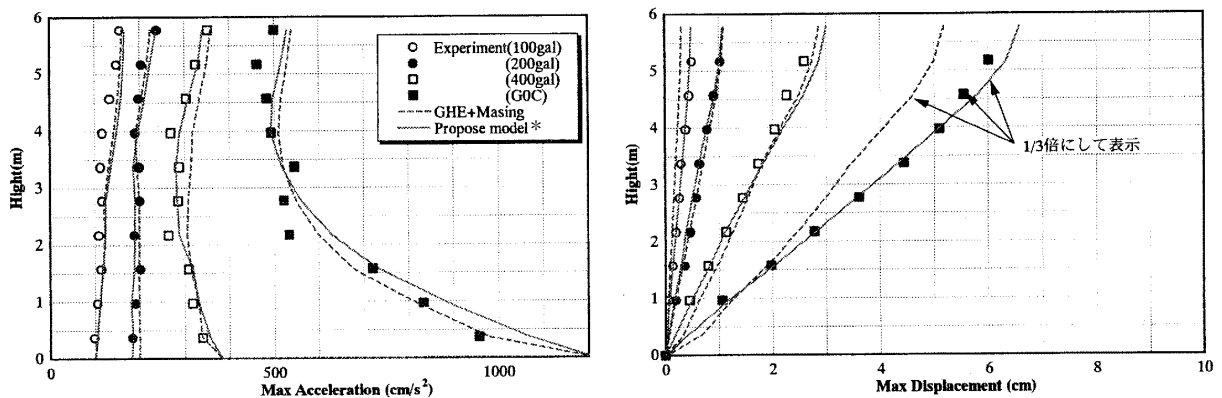


図 1-4 GHE モデルによる $G/G_{\max} \sim \gamma$ のフィッティング例

(2) 振動実験との比較

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

図 1-5 に実験と解析結果の比較を示す。修正 GHE モデルによる解析は、いずれの入力レベルにおいても、最大加速度、最大変位とも実験値を再現性良くシミュレーションできており、修正 GHE モデルの有効性が確認されている。



注記* : Propose model : 修正 GHE モデル

図 1-5 振動実験と修正 GHE モデルの比較

(3) 修正 GHE モデルによる動的変形特性の設定

解析に用いる埋戻土の動的変形特性（動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性）は、図 1-6 に示すとおり試験結果を修正 GHE モデルで適切に設定している。

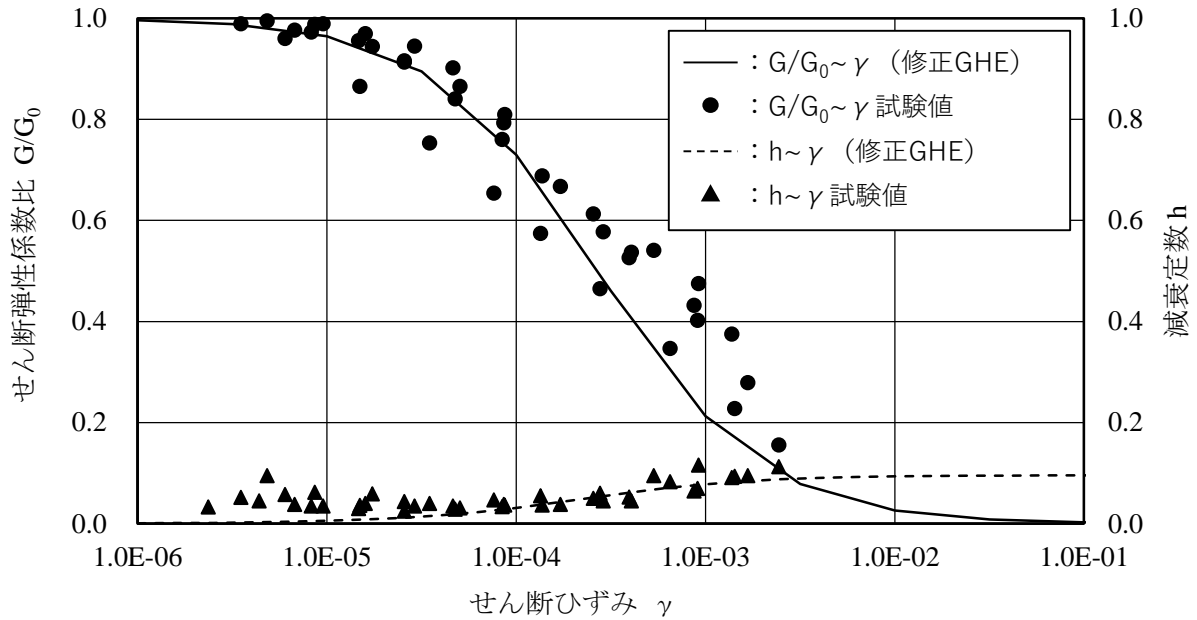


図 1-6 埋戻土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性
(修正 GHE モデル)

2. 大ひずみ領域における埋戻土の動的変形特性の妥当性

埋戻土の動的変形試験結果に基づき設定した動的変形特性においては、図 2-1 に示すとおり、せん断ひずみ約 2.4×10^{-3} までデータを取得できているものの、それを超えるひずみ領域では試験結果が得られていない。

本章では、繰返し三軸試験を追加実施し、大ひずみ領域における埋戻土の動的変形特性の妥当性を確認する。

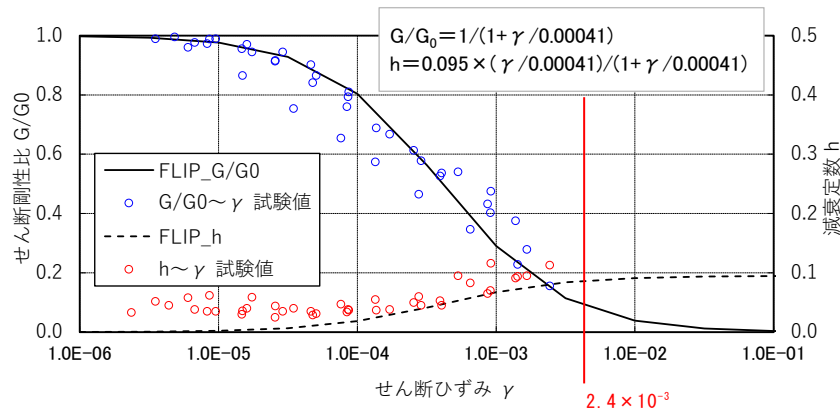


図 2-1 埋戻土・盛土の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性

2.1 追加実施した繰返し三軸試験の概要

(1) 試験方法

埋戻土の動的変形特性の確認にあたっては、地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき、表 2-1 の項目について実施する。

表 2-1 埋戻土の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格
G/G0 ~ γ 関係	土の変形特性を求めるための繰返し	JGS 0542
h ~ γ 関係	三軸試験方法	

(2) 試料採取位置

埋戻土の試料採取位置について、図 2-2 に示す。

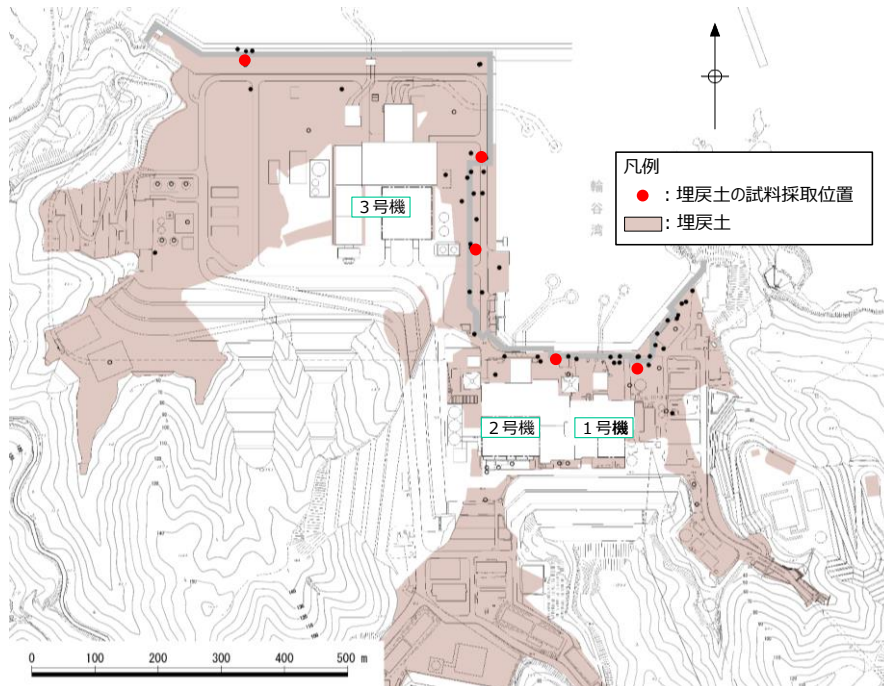


図 2-2 埋戻土の試料採取位置

2.2 追加実施した繰返し三軸試験の結果

1.1 で示した H-D モデルで設定した動的変形特性と追加実施した動的変形試験の結果の比較を図 2-3 に示す。また、埋戻土の繰返し三軸試験後の供試体写真を図 2-4 に示す。

追加実施した繰返し三軸試験においてせん断ひずみ約 1.0×10^{-2} までデータを取得できており、大ひずみ領域においても、埋戻土の動的変形特性は、追加実施した繰返し三軸試験結果と比較して保守的な設定であることを確認した。また、図 2-4 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より、供試体は破壊していないことから試験結果は妥当であると判断した。

よって、大ひずみ領域においても埋戻土の動的変形特性は妥当であると判断した。

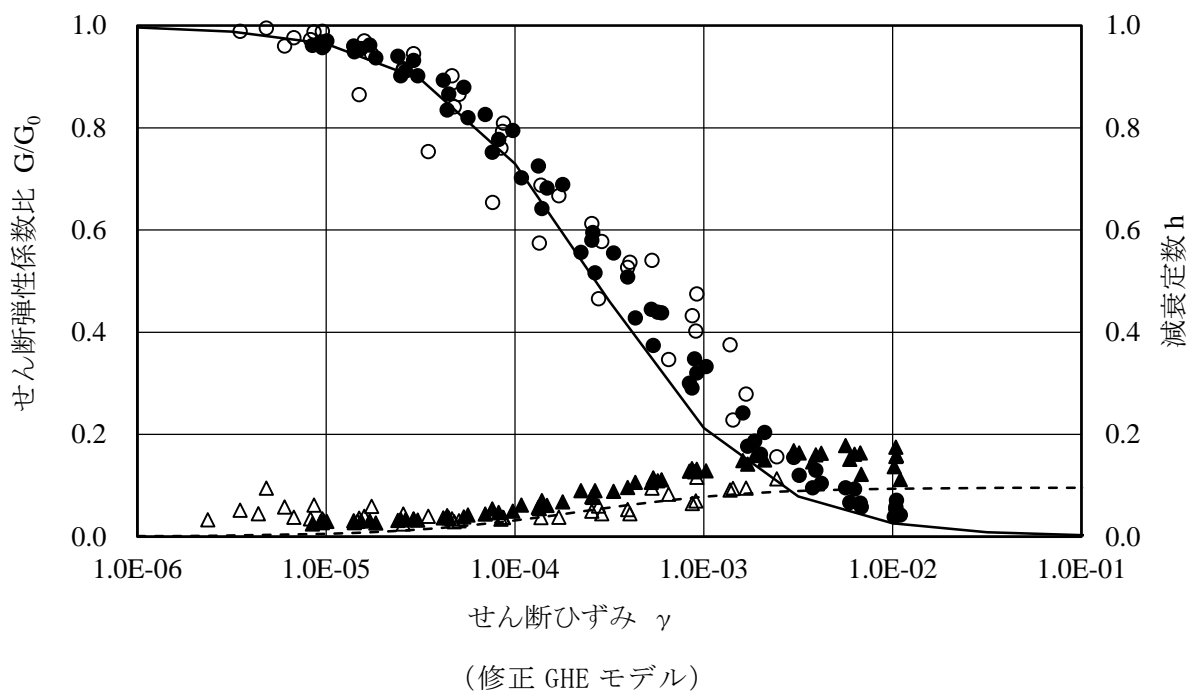
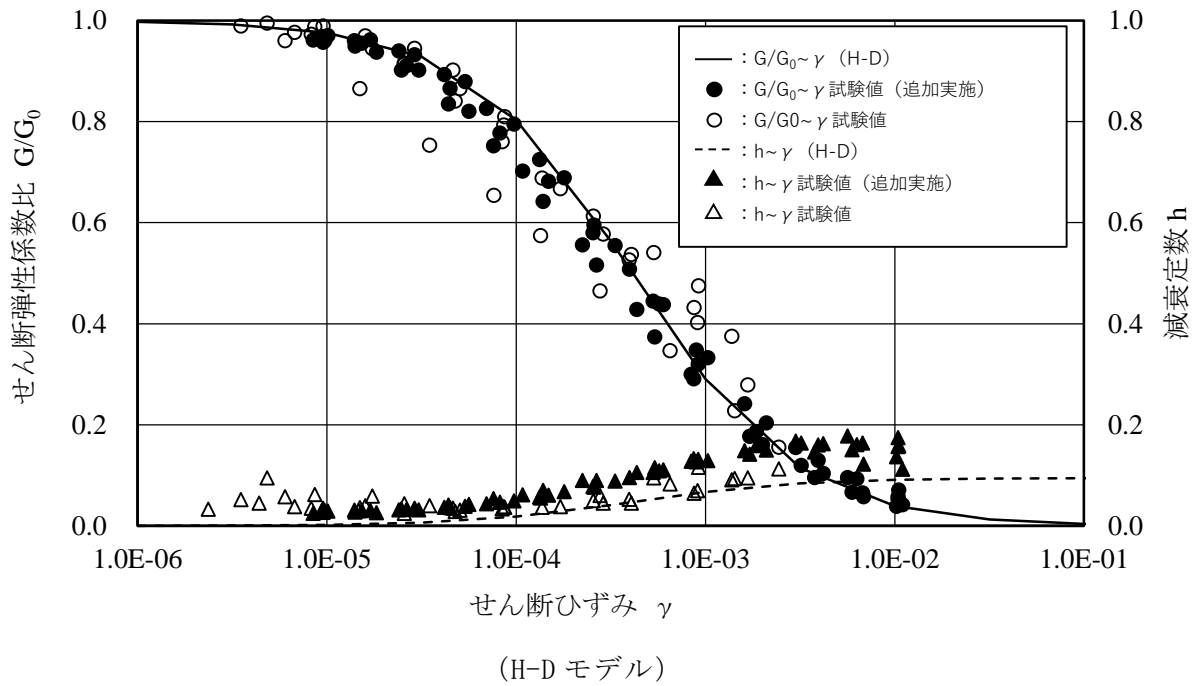


図 2-3 追加実施した繰返し三軸試験の結果



図 2-4 埋戻土における繰返し三軸試験後の供試体写真

(参考資料 18) 基準地震動 S_s に対する液状化強度試験の妥当性確認

1. 概要

島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層について、液状化強度試験結果より繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）又は非液状化であることを確認した。液状化強度試験実施箇所が多い埋戻土について、液状化強度試験結果が基準地震動 S_s 相当の地盤状態（繰返し応力及び繰返し回数）を模擬していることを確認する。

2. 累積損傷度理論による等価繰返し回数の評価方法について

累積損傷度理論に基づく評価フローを図 2-1、累積損傷度理論による等価繰返し回数の評価方法を図 2-2 に示す。

液状化試験が基準地震動 S_s 相当の地盤の状態（繰返し応力及び繰返し回数）を模擬していることについて、地震応答解析によって確認する。

図 2-3 及び図 2-4 に基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形（水平方向）を示す。

敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動（ $S_s - D$, $S_s - F1$, $S_s - F2$ ）においては、繰返し応力及び繰返し回数に着目し、水平最大加速度が大きく、継続時間が長い地震動が液状化評価において最も厳しいと考えられることから、 $S_s - D$ を選定する。よって、累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価において、 $S_s - D$, $S_s - N1$, $S_s - N2 (NS)$, $S_s - N2 (EW)$ を選定する。

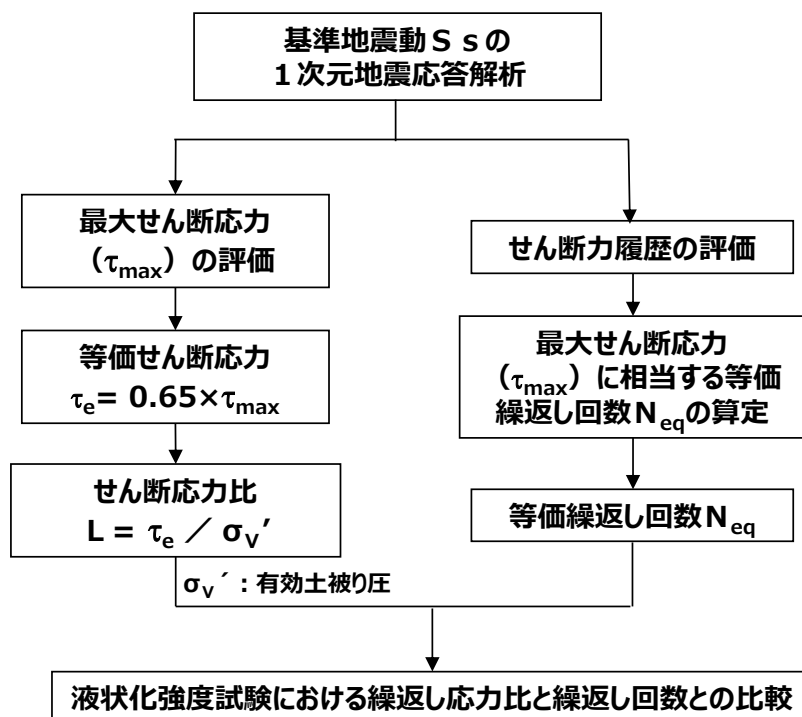
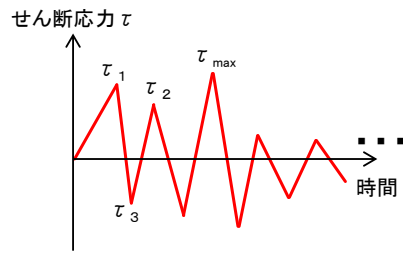
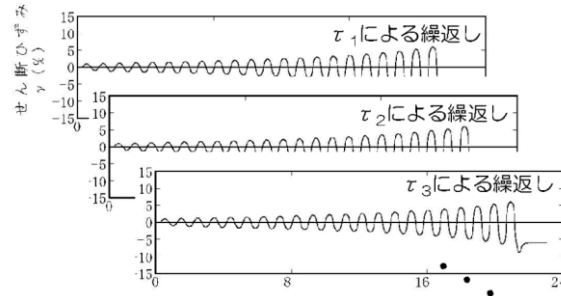


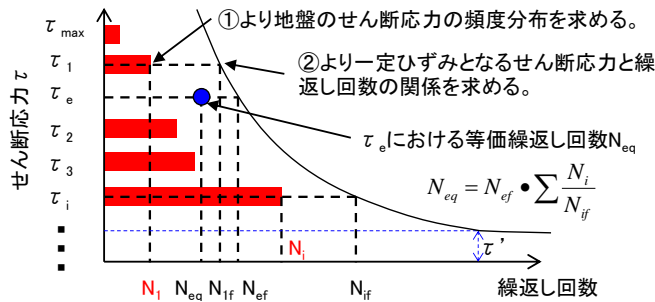
図 2-1 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価フロー



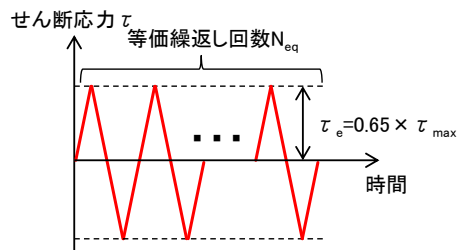
①対象地盤の地震応答解析におけるせん断応力履歴



②試験による一定せん断応力振幅時の繰返し回数とせん断ひずみ



③累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法



④対象地盤の地震応答解析と等価な一定せん断応力比と等価繰返し回数

図 2-2 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法

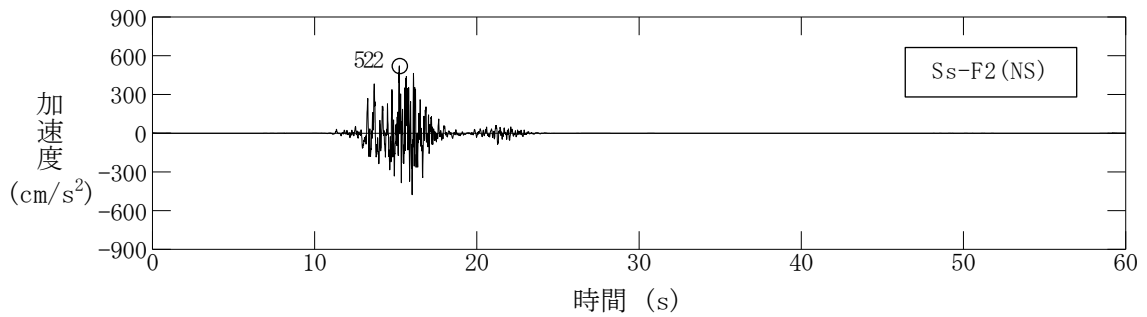
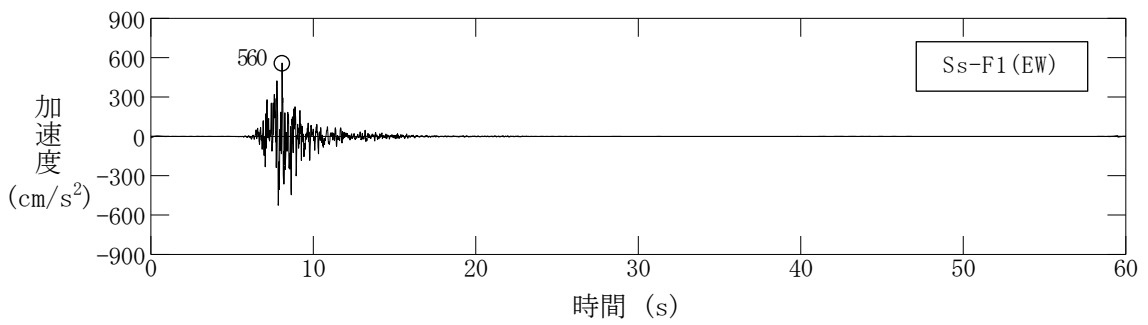
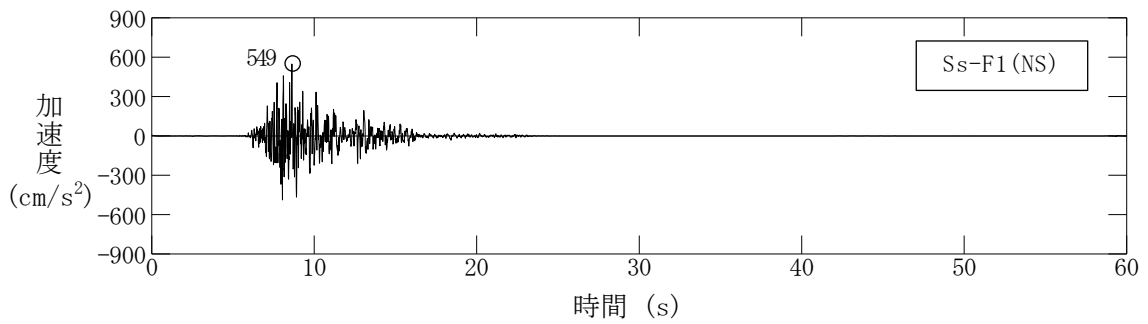
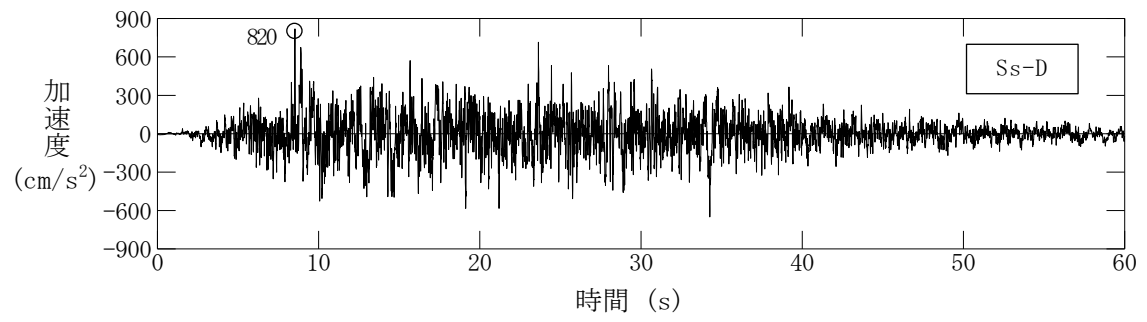


図 2-3 基準地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）
 (S_s-D, S_s-F1(NS), S_s-F1(EW), S_s-F2(NS))

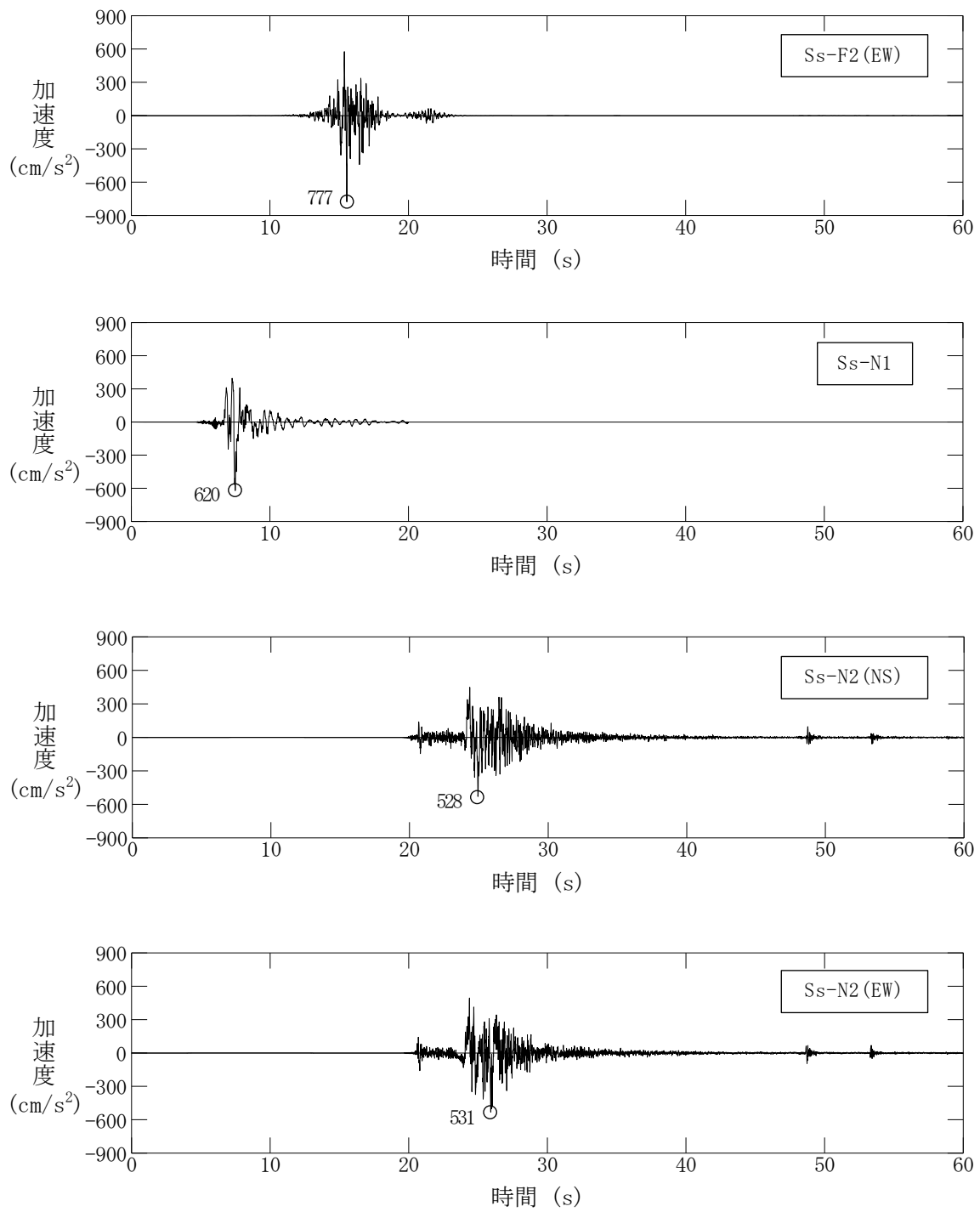


図 2-4 基準地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）
 (S s - F 2 (E W), S s - N 1, S s - N 2 (N S), S s - N 2 (E W))

1次元地震応答解析結果から累積損傷度理論による等価せん断応力と等価繰返し回数の算出にあたっては、「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）（財団法人沿岸開発技術研究センター，平成9年）」より下式を用いる。図2-5に示す模式図のとおり，最大せん断応力 τ_{max} より等価せん断応力 τ_e 及び等価繰返し回数 N_{eq} を算定する。液状化強度試験の妥当性確認にあたっては，せん断応力比 L と等価繰返し回数 N_{eq} の関係を比較する。

$$\tau_i = L_i \times \sigma_v \times \frac{3}{1 + 2K_0}$$

$$\tau_e = 0.65 \times \tau_{max}$$

$$N_{eq} = N_{ef} \times \sum \frac{N_i}{N_{if}}$$

$$L = \frac{\tau_e}{\sigma_v}$$

ここで，

L : せん断応力比

σ_v : 有効上載荷重

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

τ_e : 等価せん断応力

τ_{max} : 最大せん断応力

N_{eq} : τ_e における等価繰返し回数

N_i : せん断応力を大きいほうから並べた i 番目の τ_i における繰返し回数

N_{if} : τ_i の液状化強度曲線に対応する繰返し回数

N_{ef} : τ_e の液状化強度曲線に対応する繰返し回数

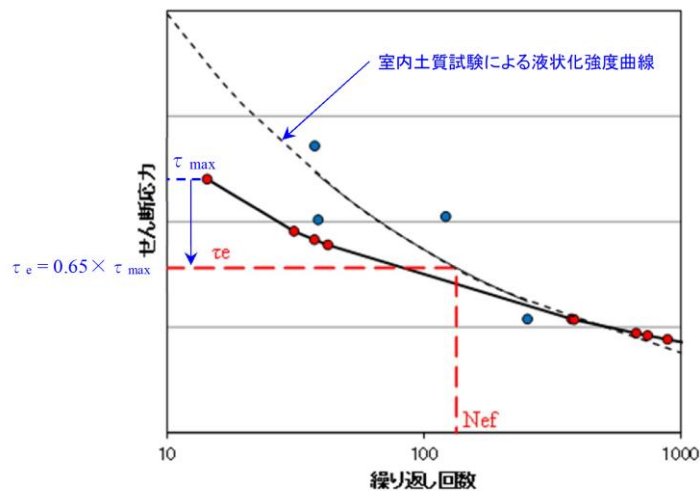


図2-5 累積損傷度理論による等価せん断応力と等価繰返し回数の算出の模式図

3. 1次元地震応答解析実施位置

埋戻土に対する液状化強度試験は、埋戻土が3号機西側から1,2号機東側までの全域に分布していることから、網羅性を確保するため、広い範囲において実施した。基準地震動 S_s の1次元地震応答解析を実施する位置について、敷地の広範囲にわたって設置されている防波壁に着目し、防波壁縦断方向において埋戻土が厚くなる地点を選定することとした。

液状化強度試験試料採取位置及び1次元実施応答解析を実施する比較地点を図3-1に、各地点の解析用物性値及び解析モデルを図3-2に示す。

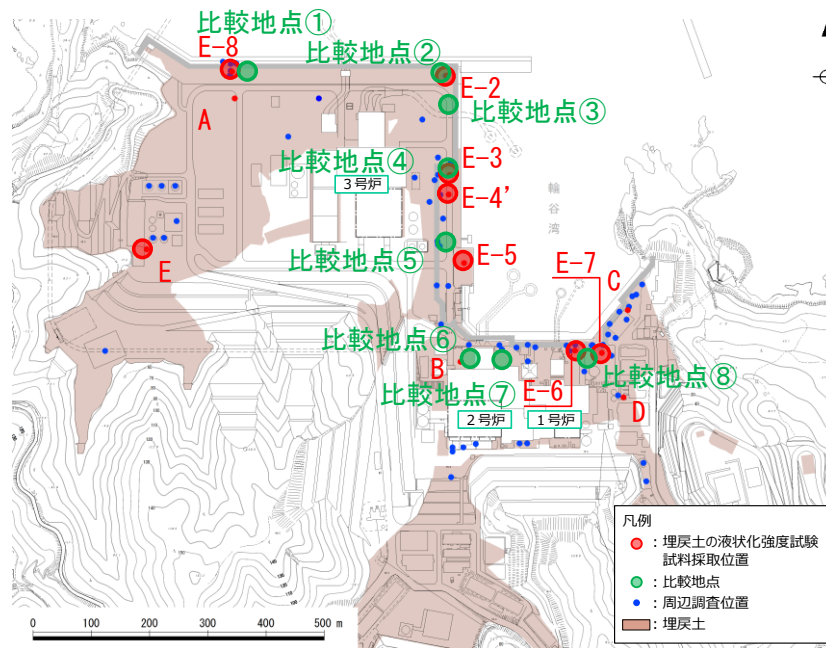
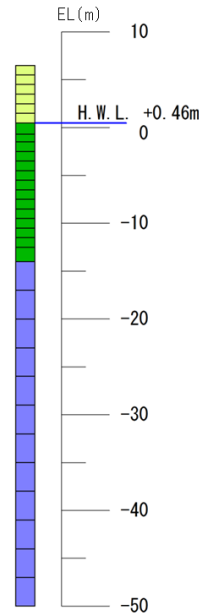
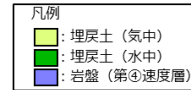


図3-1 液状化強度試験試料採取位置

地盤物性値

土層	標高 (EL.m)	深度 (G.L.-m)	有効上 載荷重 σ'_v (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和、湿潤 γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	6.500 ~ 5.500	1.000	9.800	19.6	—	—	35370
	5.500 ~ 4.500	2.000	29.400	19.6	—	—	73050
	4.500 ~ 3.500	3.000	49.000	19.6	—	—	102300
	3.500 ~ 2.500	4.000	68.600	19.6	—	—	127800
	2.500 ~ 1.500	5.000	88.200	19.6	—	—	150800
1.500 ~ 0.460	6.040	108.192	19.6	—	—	172600	
埋戻土(水中)	0.460 ~ -0.700	7.200	124.532	20.7	10.6	—	189400
	-0.700 ~ -1.500	8.000	134.920	20.7	10.6	—	199700
	-1.500 ~ -2.500	9.000	144.460	20.7	10.6	—	208900
	-2.500 ~ -3.500	10.000	155.060	20.7	10.6	—	218900
	-3.500 ~ -4.500	11.000	165.660	20.7	10.6	—	228600
	-4.500 ~ -5.500	12.000	176.260	20.7	10.6	—	238200
	-5.500 ~ -6.500	13.000	186.860	20.7	10.6	—	247600
	-6.500 ~ -7.500	14.000	197.460	20.7	10.6	—	256700
	-7.500 ~ -8.500	15.000	208.060	20.7	10.6	—	265800
	-8.500 ~ -9.500	16.000	218.660	20.7	10.6	—	274600
	-9.500 ~ -10.500	17.000	229.260	20.7	10.6	—	283300
	-10.500 ~ -11.500	18.000	239.860	20.7	10.6	—	291900
-11.500 ~ -12.500	19.000	250.460	20.7	10.6	—	300400	
-12.500 ~ -14.000	20.500	263.710	20.7	10.6	—	310800	
岩盤 (第④速度層)	-14.000 ~ -17.000	23.500	293.260	24.5	14.4	1520	—
	-17.000 ~ -20.000	26.500	336.460	24.5	14.4	1520	—
	-20.000 ~ -23.000	29.500	379.660	24.5	14.4	1520	—
	-23.000 ~ -26.000	32.500	422.860	24.5	14.4	1520	—
	-26.000 ~ -29.000	35.500	466.060	24.5	14.4	1520	—
	-29.000 ~ -32.000	38.500	509.260	24.5	14.4	1520	—
	-32.000 ~ -35.000	41.500	552.460	24.5	14.4	1520	—
	-35.000 ~ -38.000	44.500	595.660	24.5	14.4	1520	—
	-38.000 ~ -41.000	47.500	638.860	24.5	14.4	1520	—
	-41.000 ~ -44.000	50.500	682.060	24.5	14.4	1520	—
	-44.000 ~ -47.000	53.500	725.260	24.5	14.4	1520	—
	-47.000 ~ -50.000	56.500	768.460	24.5	14.4	1520	—

注記*: 埋戻土 $G_0=749\sigma_v^{0.66}$ (N/mm²)

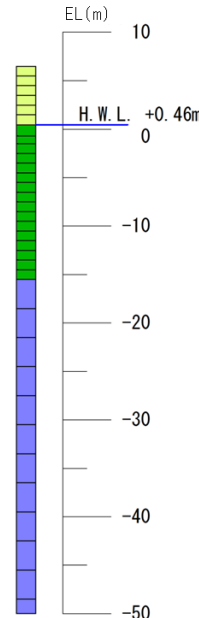


(a) 基本物性 (比較地点①)

地盤物性値

土層	標高 (EL.m)	深度 (G.L.-m)	有効上 載荷重 σ'_v (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和、湿潤 γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	6.500 ~ 5.500	1.000	9.800	19.6	—	—	35370
	5.500 ~ 4.500	2.000	29.400	19.6	—	—	73050
	4.500 ~ 3.500	3.000	49.000	19.6	—	—	102300
	3.500 ~ 2.500	4.000	68.600	19.6	—	—	127800
	2.500 ~ 1.500	5.000	88.200	19.6	—	—	150800
1.500 ~ 0.460	6.040	108.192	19.6	—	—	172600	
埋戻土(水中)	0.460 ~ -0.700	7.200	124.532	20.7	10.6	—	189400
	-0.700 ~ -1.500	8.000	134.920	20.7	10.6	—	199700
	-1.500 ~ -2.500	9.000	144.460	20.7	10.6	—	208900
	-2.500 ~ -3.500	10.000	155.060	20.7	10.6	—	218900
	-3.500 ~ -4.500	11.000	165.660	20.7	10.6	—	228600
	-4.500 ~ -5.500	12.000	176.260	20.7	10.6	—	238200
	-5.500 ~ -6.500	13.000	186.860	20.7	10.6	—	247600
	-6.500 ~ -7.500	14.000	197.460	20.7	10.6	—	256700
	-7.500 ~ -8.500	15.000	208.060	20.7	10.6	—	265800
	-8.500 ~ -9.500	16.000	218.660	20.7	10.6	—	274600
	-9.500 ~ -10.500	17.000	229.260	20.7	10.6	—	283300
	-10.500 ~ -11.500	18.000	239.860	20.7	10.6	—	291900
-11.500 ~ -12.500	19.000	250.460	20.7	10.6	—	300400	
岩盤 (第④速度層)	-12.500 ~ -13.500	20.000	261.060	20.7	10.6	—	308700
	-13.500 ~ -14.500	21.000	271.660	20.7	10.6	—	316900
	-14.500 ~ -15.500	22.000	282.260	20.7	10.6	—	325000
	-15.500 ~ -18.500	25.000	309.160	24.5	14.4	1520	—
	-18.500 ~ -21.500	28.000	352.360	24.5	14.4	1520	—
	-21.500 ~ -24.500	31.000	395.560	24.5	14.4	1520	—
	-24.500 ~ -27.500	34.000	438.760	24.5	14.4	1520	—
	-27.500 ~ -30.500	37.000	481.960	24.5	14.4	1520	—
	-30.500 ~ -33.500	40.000	525.160	24.5	14.4	1520	—
	-33.500 ~ -36.500	43.000	568.360	24.5	14.4	1520	—
	-36.500 ~ -39.500	46.000	611.560	24.5	14.4	1520	—
	-39.500 ~ -42.500	49.000	654.760	24.5	14.4	1520	—
-42.500 ~ -45.500	52.000	697.960	24.5	14.4	1520	—	
-45.500 ~ -48.500	55.000	741.160	24.5	14.4	1520	—	
-48.500 ~ -50.000	56.500	773.560	24.5	14.4	1520	—	

注記*: 埋戻土 $G_0=749\sigma_v^{0.66}$ (N/mm²)



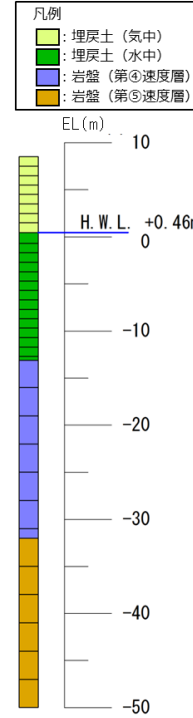
(b) 基本物性 (比較地点②)

図 3-2(1) 解析用物性値及び解析モデル

地盤物性値

土層	標高 (EL.m)	深度 (G.L.-m)	有効上 載荷重 σ_v' (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和、湿潤	水中		
				γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	γ (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	8.500 ~ 7.500	1.000	9.800	19.6	—	—	35370
	7.500 ~ 6.500	2.000	29.400	19.6	—	—	73050
	6.500 ~ 5.500	3.000	49.000	19.6	—	—	102300
	5.500 ~ 4.500	4.000	68.600	19.6	—	—	127800
	4.500 ~ 3.500	5.000	88.200	19.6	—	—	150800
	3.500 ~ 2.500	6.000	107.800	19.6	—	—	172200
	2.500 ~ 1.500	7.000	127.400	19.6	—	—	192300
	1.500 ~ 0.460	8.040	147.392	19.6	—	—	211700
埋戻土(水中)	0.460 ~ -0.700	9.200	163.732	20.7	10.6	—	226900
	-0.700 ~ -1.700	10.200	175.180	20.7	10.6	—	237200
	-1.700 ~ -2.700	11.200	185.780	20.7	10.6	—	246600
	-2.700 ~ -3.700	12.200	196.380	20.7	10.6	—	255800
	-3.700 ~ -4.700	13.200	206.980	20.7	10.6	—	264800
	-4.700 ~ -5.700	14.200	217.580	20.7	10.6	—	273700
	-5.700 ~ -6.700	15.200	228.180	20.7	10.6	—	282500
	-6.700 ~ -7.700	16.200	238.780	20.7	10.6	—	291000
	-7.700 ~ -8.700	17.200	249.380	20.7	10.6	—	299500
	-8.700 ~ -9.700	18.200	259.980	20.7	10.6	—	307900
	-9.700 ~ -10.700	19.200	270.580	20.7	10.6	—	316100
	-10.700 ~ -11.700	20.200	281.180	20.7	10.6	—	324200
岩盤 (第④速度層)	-11.700 ~ -12.700	21.200	291.780	20.7	10.6	—	332200
	-12.700 ~ -13.125	21.625	299.333	20.7	10.6	—	337900
	-13.125 ~ -16.000	24.500	322.285	24.5	14.4	1520	—
	-16.000 ~ -19.000	27.500	364.585	24.5	14.4	1520	—
	-19.000 ~ -22.000	30.500	407.785	24.5	14.4	1520	—
	-22.000 ~ -25.000	33.500	450.985	24.5	14.4	1520	—
	-25.000 ~ -28.000	36.500	494.185	24.5	14.4	1520	—
	-28.000 ~ -31.000	39.500	537.385	24.5	14.4	1520	—
岩盤 (第⑤速度層)	-31.000 ~ -32.000	40.500	566.185	24.5	14.4	1520	—
	-32.000 ~ -35.000	43.500	596.035	25.2	15.1	1900	—
	-35.000 ~ -38.000	46.500	641.335	25.2	15.1	1900	—
	-38.000 ~ -41.000	49.500	686.635	25.2	15.1	1900	—
	-41.000 ~ -44.000	52.500	731.935	25.2	15.1	1900	—
	-44.000 ~ -47.000	55.500	777.235	25.2	15.1	1900	—
	-47.000 ~ -50.000	58.500	822.535	25.2	15.1	1900	—

注記*: 埋戻土 $G_0=749\sigma_v'^{0.66}$ (N/mm²)

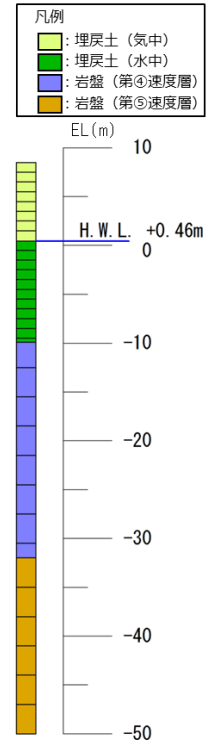


(c) 基本物性 (比較地点③)

地盤物性値

土層	標高 (EL.m)	深度 (G.L.-m)	有効上 載荷重 σ_v' (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和、湿潤	水中		
				γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	γ (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	8.500 ~ 7.500	1.000	9.800	19.6	—	—	35370
	7.500 ~ 6.500	2.000	29.400	19.6	—	—	73050
	6.500 ~ 5.500	3.000	49.000	19.6	—	—	102300
	5.500 ~ 4.500	4.000	68.600	19.6	—	—	127800
	4.500 ~ 3.500	5.000	88.200	19.6	—	—	150800
	3.500 ~ 2.500	6.000	107.800	19.6	—	—	172200
	2.500 ~ 1.500	7.000	127.400	19.6	—	—	192300
	1.500 ~ 0.460	8.040	147.392	19.6	—	—	211700
埋戻土(水中)	0.460 ~ -0.500	9.000	162.672	20.7	10.6	—	225900
	-0.500 ~ -1.500	10.000	173.060	20.7	10.6	—	235300
	-1.500 ~ -2.500	11.000	183.660	20.7	10.6	—	244800
	-2.500 ~ -3.500	12.000	194.260	20.7	10.6	—	254000
	-3.500 ~ -4.500	13.000	204.860	20.7	10.6	—	263100
	-4.500 ~ -5.500	14.000	215.460	20.7	10.6	—	272000
	-5.500 ~ -6.500	15.000	226.060	20.7	10.6	—	280700
	-6.500 ~ -7.500	16.000	236.660	20.7	10.6	—	289300
	-7.500 ~ -8.500	17.000	247.260	20.7	10.6	—	297800
	-8.500 ~ -9.500	18.000	257.860	20.7	10.6	—	306200
	-9.500 ~ -9.892	18.392	265.238	20.7	10.6	—	311900
	岩盤 (第④速度層)	-9.892 ~ -12.500	21.000	286.093	24.5	14.4	1520
-12.500 ~ -15.500		24.000	326.470	24.5	14.4	1520	—
-15.500 ~ -18.500		27.000	369.670	24.5	14.4	1520	—
-18.500 ~ -21.500		30.000	412.870	24.5	14.4	1520	—
-21.500 ~ -24.500		33.000	456.070	24.5	14.4	1520	—
-24.500 ~ -27.500		36.000	499.270	24.5	14.4	1520	—
-27.500 ~ -30.500		39.000	542.470	24.5	14.4	1520	—
-30.500 ~ -32.000		40.500	574.870	24.5	14.4	1520	—
岩盤 (第⑤速度層)	-32.000 ~ -35.000	43.500	608.320	25.2	15.1	1900	—
	-35.000 ~ -38.000	46.500	653.620	25.2	15.1	1900	—
	-38.000 ~ -41.000	49.500	698.920	25.2	15.1	1900	—
	-41.000 ~ -44.000	52.500	744.220	25.2	15.1	1900	—
	-44.000 ~ -47.000	55.500	789.520	25.2	15.1	1900	—
	-47.000 ~ -50.000	58.500	834.820	25.2	15.1	1900	—

注記*: 埋戻土 $G_0=749\sigma_v'^{0.66}$ (N/mm²)



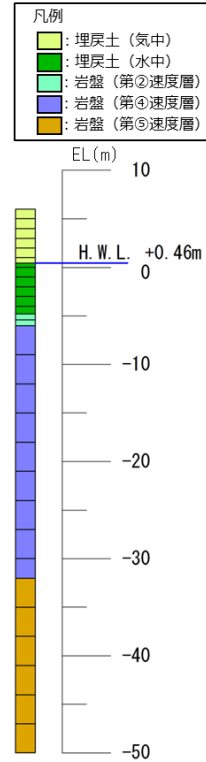
(d) 基本物性 (比較地点④)

図 3-2 (2) 解析用物性値及び解析モデル

地盤物性値

土層	標高 (EL. m)	深度 (G.L. -m)	有効上 載荷重 σ_v (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和、湿潤 γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	6.000 ~ 5.000	1.000	9.800	19.6	-	-	35370
	5.000 ~ 4.000	2.000	29.400	19.6	-	-	73050
	4.000 ~ 3.000	3.000	49.000	19.6	-	-	102300
	3.000 ~ 2.000	4.000	68.600	19.6	-	-	127800
	2.000 ~ 1.000	5.000	88.200	19.6	-	-	150800
	1.000 ~ 0.460	5.540	103.292	19.6	-	-	167400
埋戻土(水中)	0.460 ~ 0.000	6.000	111.022	20.7	10.6	-	175600
	0.000 ~ -1.000	7.000	118.760	20.7	10.6	-	183600
	-1.000 ~ -2.000	8.000	129.360	20.7	10.6	-	194200
	-2.000 ~ -3.000	9.000	139.960	20.7	10.6	-	204600
	-3.000 ~ -4.000	10.000	150.560	20.7	10.6	-	214700
	-4.000 ~ -4.804	10.804	160.121	20.7	10.6	-	223600
岩盤 (第②速度層)	-4.804 ~ -5.400	11.400	168.316	23.3	13.2	620	-
	-5.400 ~ -6.000	12.000	176.210	23.3	13.2	620	-
岩盤 (第④速度層)	-6.000 ~ -9.000	15.000	201.770	24.5	14.4	1520	-
	-9.000 ~ -12.000	18.000	244.970	24.5	14.4	1520	-
	-12.000 ~ -15.000	21.000	288.170	24.5	14.4	1520	-
	-15.000 ~ -18.000	24.000	331.370	24.5	14.4	1520	-
	-18.000 ~ -21.000	27.000	374.570	24.5	14.4	1520	-
	-21.000 ~ -24.000	30.000	417.770	24.5	14.4	1520	-
岩盤 (第⑤速度層)	-24.000 ~ -27.000	33.000	460.970	24.5	14.4	1520	-
	-27.000 ~ -30.000	36.000	504.170	24.5	14.4	1520	-
	-30.000 ~ -32.000	38.000	540.170	24.5	14.4	1520	-
	-32.000 ~ -35.000	41.000	577.220	25.2	15.1	1900	-
	-35.000 ~ -38.000	44.000	622.520	25.2	15.1	1900	-
	-38.000 ~ -41.000	47.000	667.820	25.2	15.1	1900	-
岩盤 (第⑥速度層)	-41.000 ~ -44.000	50.000	713.120	25.2	15.1	1900	-
	-44.000 ~ -47.000	53.000	758.420	25.2	15.1	1900	-
	-47.000 ~ -50.000	56.000	803.720	25.2	15.1	1900	-

注記*: 埋戻土 $G_0=749\sigma_v^{0.66}(N/mm^2)$

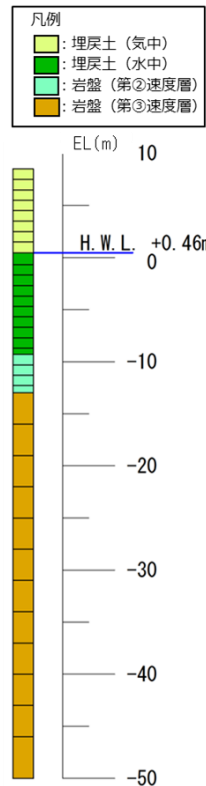


(e) 基本物性 (比較地点⑤)

地盤物性値

土層	標高 (EL. m)	深度 (G.L. -m)	有効上 載荷重 σ_v (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和、湿潤 γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	8.500 ~ 7.500	1.000	9.800	19.6	-	-	35370
	7.500 ~ 6.500	2.000	29.400	19.6	-	-	73050
	6.500 ~ 5.500	3.000	49.000	19.6	-	-	102300
	5.500 ~ 4.500	4.000	68.600	19.6	-	-	127800
	4.500 ~ 3.500	5.000	88.200	19.6	-	-	150800
	3.500 ~ 2.500	6.000	107.800	19.6	-	-	172200
	2.500 ~ 1.500	7.000	127.400	19.6	-	-	192300
	1.500 ~ 0.460	8.040	147.392	19.6	-	-	211700
埋戻土(水中)	0.460 ~ -0.700	9.200	163.732	20.7	10.6	-	226900
	-0.700 ~ -1.700	10.200	175.180	20.7	10.6	-	237200
	-1.700 ~ -2.700	11.200	185.780	20.7	10.6	-	246600
	-2.700 ~ -3.700	12.200	196.380	20.7	10.6	-	255800
	-3.700 ~ -4.700	13.200	206.980	20.7	10.6	-	264800
	-4.700 ~ -5.700	14.200	217.580	20.7	10.6	-	273700
	-5.700 ~ -6.700	15.200	228.180	20.7	10.6	-	282500
	-6.700 ~ -7.700	16.200	238.780	20.7	10.6	-	291000
岩盤 (第②速度層)	-7.700 ~ -8.700	17.200	249.380	20.7	10.6	-	299500
	-8.700 ~ -9.300	17.800	257.860	20.7	10.6	-	306200
	-9.300 ~ -10.300	18.800	267.490	23.0	12.9	900	-
	-10.300 ~ -11.300	19.800	280.390	23.0	12.9	900	-
岩盤 (第③速度層)	-11.300 ~ -12.300	20.800	293.290	23.0	12.9	900	-
	-12.300 ~ -13.000	21.500	304.255	23.0	12.9	900	-
	-13.000 ~ -16.000	24.500	330.370	24.5	14.4	1600	-
	-16.000 ~ -19.000	27.500	373.570	24.5	14.4	1600	-
	-19.000 ~ -22.000	30.500	416.770	24.5	14.4	1600	-
	-22.000 ~ -25.000	33.500	459.970	24.5	14.4	1600	-
	-25.000 ~ -28.000	36.500	503.170	24.5	14.4	1600	-
	-28.000 ~ -31.000	39.500	546.370	24.5	14.4	1600	-
	-31.000 ~ -34.000	42.500	589.570	24.5	14.4	1600	-
	-34.000 ~ -37.000	45.500	632.770	24.5	14.4	1600	-
岩盤 (第③速度層)	-37.000 ~ -40.000	48.500	675.970	24.5	14.4	1600	-
	-40.000 ~ -43.000	51.500	719.170	24.5	14.4	1600	-
	-43.000 ~ -46.000	54.500	762.370	24.5	14.4	1600	-
	-46.000 ~ -50.000	58.500	812.770	24.5	14.4	1600	-

注記*: 埋戻土 $G_0=749\sigma_v^{0.66}(N/mm^2)$



(f) 基本物性 (比較地点⑥)

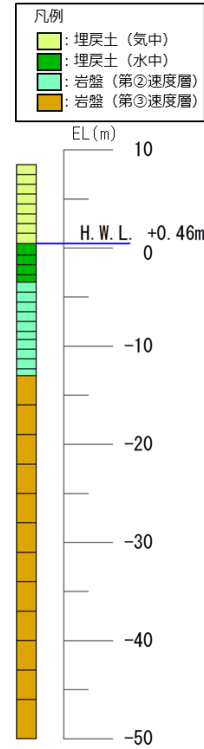
図 3-2 (3) 解析用物性値及び解析モデル

地盤物性値

土層	標高 (EL. m)	深度 (G.L. -m)	有効上 載荷重 σ_v' (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和, 湿潤			
				γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	8.500 ~ 7.500	1.000	9.800	19.6	—	—	35370
	7.500 ~ 6.500	2.000	29.400	19.6	—	—	73050
	6.500 ~ 5.500	3.000	49.000	19.6	—	—	102300
	5.500 ~ 4.500	4.000	68.600	19.6	—	—	127800
	4.500 ~ 3.500	5.000	88.200	19.6	—	—	150800
	3.500 ~ 2.500	6.000	107.800	19.6	—	—	172200
	2.500 ~ 1.500	7.000	127.400	19.6	—	—	192300
	1.500 ~ 0.460	8.040	147.392	19.6	—	—	211700
	0.460 ~ -0.700	9.200	163.732	20.7	10.6	—	226900
埋戻土(水中)	-0.700 ~ -1.700	10.200	175.180	20.7	10.6	—	237200
	-1.700 ~ -2.700	11.200	185.780	20.7	10.6	—	246600
	-2.700 ~ -3.498	11.998	195.309	20.7	10.6	—	254900
岩盤 (第②速度層)	-3.498 ~ -4.500	13.000	206.002	23.0	12.9	900	—
	-4.500 ~ -5.500	14.000	218.915	23.0	12.9	900	—
	-5.500 ~ -6.500	15.000	231.815	23.0	12.9	900	—
	-6.500 ~ -7.500	16.000	244.715	23.0	12.9	900	—
	-7.500 ~ -8.500	17.000	257.615	23.0	12.9	900	—
	-8.500 ~ -9.300	17.800	269.225	23.0	12.9	900	—
	-9.300 ~ -10.300	18.800	280.835	23.0	12.9	900	—
	-10.300 ~ -11.300	19.800	293.735	23.0	12.9	900	—
	-11.300 ~ -12.300	20.800	306.635	23.0	12.9	900	—
	-12.300 ~ -13.000	21.500	317.600	23.0	12.9	900	—
岩盤 (第③速度層)	-13.000 ~ -16.000	24.500	343.715	24.5	14.4	1600	—
	-16.000 ~ -19.000	27.500	386.915	24.5	14.4	1600	—
	-19.000 ~ -22.000	30.500	430.115	24.5	14.4	1600	—
	-22.000 ~ -25.000	33.500	473.315	24.5	14.4	1600	—
	-25.000 ~ -28.000	36.500	516.515	24.5	14.4	1600	—
	-28.000 ~ -31.000	39.500	559.715	24.5	14.4	1600	—
	-31.000 ~ -34.000	42.500	602.915	24.5	14.4	1600	—
	-34.000 ~ -37.000	45.500	646.115	24.5	14.4	1600	—
	-37.000 ~ -40.000	48.500	689.315	24.5	14.4	1600	—
	-40.000 ~ -43.000	51.500	732.515	24.5	14.4	1600	—
	-43.000 ~ -46.000	54.500	775.715	24.5	14.4	1600	—
	-46.000 ~ -50.000	58.500	826.115	24.5	14.4	1600	—

注記* : 埋戻土 $G_0=749\sigma_v^{0.66}$ (N/mm²)

(g) 基本物性 (比較地点⑦)



地盤物性値

土層	標高 (EL. m)	深度 (G.L. -m)	有効上 載荷重 σ_v' (kN/m ²)	単位体積重量		せん断 波速度 V_s (m/s)	初期 せん断 弾性係数 G_0^* (kN/m ²)
				飽和, 湿潤			
				γ_{sat}, γ_t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)		
埋戻土(気中)	8.500 ~ 7.500	1.000	9.800	19.6	—	—	35370
	7.500 ~ 6.500	2.000	29.400	19.6	—	—	73050
	6.500 ~ 5.500	3.000	49.000	19.6	—	—	102300
	5.500 ~ 4.500	4.000	68.600	19.6	—	—	127800
	4.500 ~ 3.500	5.000	88.200	19.6	—	—	150800
	3.500 ~ 2.500	6.000	107.800	19.6	—	—	172200
	2.500 ~ 1.500	7.000	127.400	19.6	—	—	192300
	1.500 ~ 0.460	8.040	147.392	19.6	—	—	211700
	0.460 ~ -0.700	9.200	163.732	20.7	10.6	—	226900
埋戻土(水中)	-0.700 ~ -1.700	10.200	175.180	20.7	10.6	—	237200
	-1.700 ~ -2.700	11.200	185.780	20.7	10.6	—	246600
	-2.700 ~ -3.500	12.000	195.320	20.7	10.6	—	254900
砂礫層(水中)	-3.500 ~ -4.500	13.000	204.860	20.7	10.6	—	263100
	-4.500 ~ -5.012	13.512	212.874	20.7	10.6	—	269800
	-5.012 ~ -5.500	14.000	218.174	20.7	10.6	—	94820
岩盤 (第③速度層)	-5.500 ~ -6.500	15.000	226.060	20.7	10.6	—	96890
	-6.500 ~ -7.500	16.000	236.660	20.7	10.6	—	99640
	-7.500 ~ -8.500	17.000	247.260	20.7	10.6	—	102300
	-8.500 ~ -9.500	18.000	257.860	20.7	10.6	—	105000
	-9.500 ~ -10.249	18.749	267.130	20.7	10.6	—	107300
	-10.249 ~ -13.249	21.749	292.699	24.5	14.4	1600	—
	-13.249 ~ -16.249	24.749	335.899	24.5	14.4	1600	—
	-16.249 ~ -19.249	27.749	379.099	24.5	14.4	1600	—
	-19.249 ~ -22.249	30.749	422.299	24.5	14.4	1600	—
	-22.249 ~ -25.249	33.749	465.499	24.5	14.4	1600	—
岩盤 (第③速度層)	-25.249 ~ -28.249	36.749	508.699	24.5	14.4	1600	—
	-28.249 ~ -31.249	39.749	551.899	24.5	14.4	1600	—
	-31.249 ~ -34.249	42.749	595.099	24.5	14.4	1600	—
	-34.249 ~ -37.249	45.749	638.299	24.5	14.4	1600	—
	-37.249 ~ -40.249	48.749	681.499	24.5	14.4	1600	—
	-40.249 ~ -43.249	51.749	724.699	24.5	14.4	1600	—
	-43.249 ~ -46.249	54.749	767.899	24.5	14.4	1600	—
	-46.249 ~ -49.249	57.749	811.099	24.5	14.4	1600	—
	-49.249 ~ -50.000	58.500	838.107	24.5	14.4	1600	—

注記* : 埋戻土 $G_0=749\sigma_v^{0.66}$ (N/mm²), 砂礫層 $G_0=240\sigma_v^{0.61}$ (N/mm²)

(h) 基本物性 (比較地点⑧)

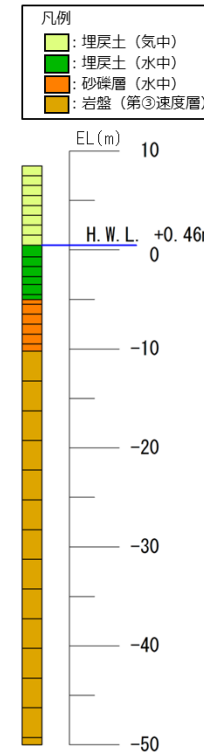


図 3-2 (4) 解析用物性値及び解析モデル

4. 累積損傷度理論による等価繰返し回数算出結果

累積損傷度理論による等価繰返し回数算出結果を表 4-1 及び図 4-1 に示す。

液状化評価対象層のうち埋戻土について、液状化強度試験結果①（ロータリー式三重管サンプラー）及び液状化強度試験結果②（表層試料採取）から各せん断応力比に対して所定のせん断ひずみとなる繰返し回数を整理し、1次元地震応答解析の結果を累積損傷度理論に基づいて整理したせん断応力比及び等価繰返し回数と比較した。

基準地震動 $S_s - D$, $S_s - N1$, $S_s - N2$ による最大せん断応力比は 0.4~0.7 程度であり、また、等価繰返し回数は地震動継続時間の長い $S_s - D$ を除き数 10~300 回程度であり、液状化強度試験と同程度であることから、今回実施した液状化強度試験は、当該地盤の基準地震動 S_s 相当が作用した状態をおおむね再現できていると判断した。

なお、 $S_s - D$ による等価繰返し回数は地震動継続時間が長いことため 500~1,000 回程度となるが、一方で液状化試験において $S_s - D$ によるせん断応力比を作用させた場合、両振幅ひずみが 5% となる繰返し回数は、近似曲線から 5~30 回程度となる。埋戻土は液状化強度試験結果から、非液状化又は繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）を示すため、繰返し回数による直接的な比較が難しい材料であるが、 $S_s - D$ のせん断応力比に相当する試験を実施していることかおおむね再現できていると判断した。

表 4-1 地震応答解析における最大せん断応力と等価繰返し回数

基準地震動 S_s	Ss-D		Ss-N1		Ss-N2(NS)		Ss-N2(EW)	
	L	N_{eq}	L	N_{eq}	L	N_{eq}	L	N_{eq}
比較地点①	0.67	801.1	0.51	73.2	0.51	266.5	0.44	256.1
比較地点②	0.69	713.1	0.53	48.1	0.53	202.6	0.44	278.3
比較地点③	0.63	834.0	0.40	96.9	0.46	260.8	0.43	290.9
比較地点④	0.64	384.5	0.46	28.7	0.47	164.1	0.44	142.7
比較地点⑤	0.66	879.2	0.65	42.9	0.47	230.9	0.50	205.4
比較地点⑥	0.61	728.6	0.46	62.7	0.46	223.4	0.41	210.9
比較地点⑦	0.62	998.0	0.57	45.9	0.44	356.9	0.46	225.7
比較地点⑧	0.57	544.4	0.56	22.4	0.42	127.2	0.51	59.4

最大せん断応力比: $L = \tau_e / \sigma'_v$
 τ_e : 等価せん断応力 ($= 0.65 \times \tau_{max}$),
 σ'_v : 有効土被り圧
 N_{eq} : 等価繰返し回数

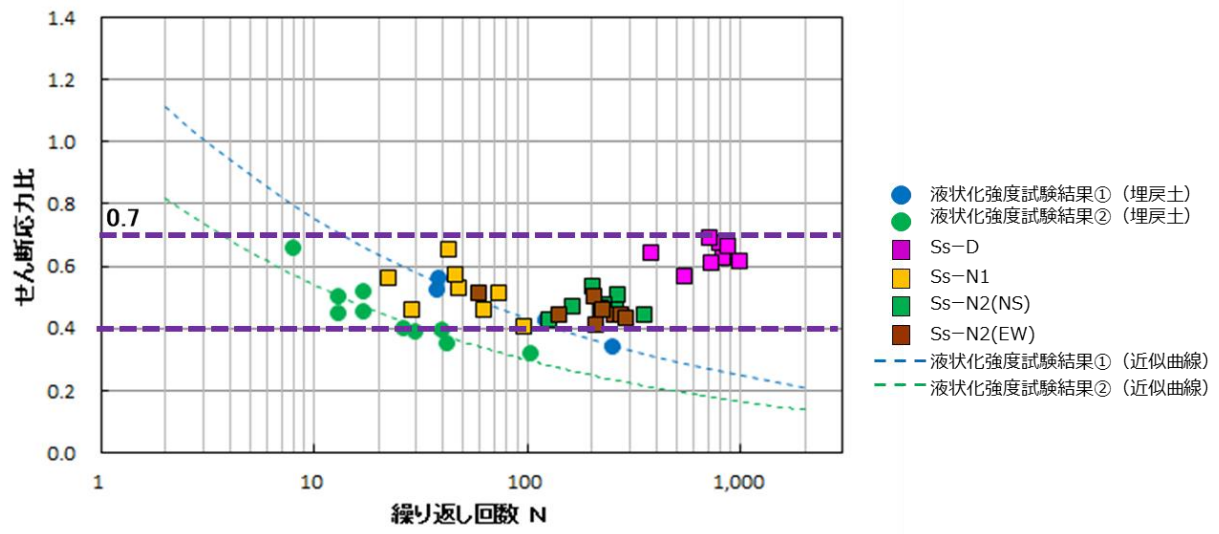


図 4-1 累積損傷度理論に基づく評価結果

(参考資料 19) 輪谷湾における海底堆積物の分布状況及び解析用物性値について

1. 輪谷湾における海底堆積物について

輪谷湾の海底面には砂礫層に分類される海底堆積物が分布している。この海底堆積物の分布状況を適切に解析モデルに取り入れる必要があることから、海底堆積物の分布状況を整理した上で、適切な解析用物性値を設定する。

2. 海底堆積物の分布範囲

2.1 確認方針

海底堆積物の分布範囲については、当該海域において実施した複数の調査（海底面探査、ボーリング調査及び海底地質調査）に基づき設定する。

2.2 調査結果

(1) 海底面探査

海底面探査として、サイドスキャンソナーの記録と複数地点において採取した試料に基づき、海底面の底質の判別を行い、推定した底質分布を図 2-1 に示す。以下、輪谷湾において海底面探査で確認された砂礫層については海底堆積物（砂礫層）として記載する。



図 2-1 輪谷湾周辺の底質分布（自社調査（1995））

(2) ボーリング調査

輪谷湾内で実施しているボーリング調査位置図を図 2-2 に、ボーリング調査結果を図 2-3～図 2-8 に示す。

No. 110, No. 222 及び No. 225 では 2.55m～2.68m の層厚で海底堆積物が認められ、底質分布図の海底堆積物（砂礫層）分布範囲と整合する結果であることを確認した。

No. B-1 では最大礫径 ϕ 10cm の砂礫からなる海底堆積物が認められるが、厚さは 0.45m と薄いことから、当該地点を岩とする底質分布図とおおむね整合する。なお、海底堆積物下部の岩盤は、おおむね C_L 級以上の安山岩が確認されている。

No. 610 及び No. 611 では 3.0m～3.9m の海底堆積物が認められるが、当該地点のボーリング調査は取水管及び取水口の建設（1985 年着工）前に行われた調査であり、取水管及び取水口の施工により掘削されている。なお、海底堆積物下部の岩盤については C_M 級の安山岩（ボーリング柱状図上では玢岩）又は凝灰岩が確認されている。

以上より、ボーリング調査結果は「(1) 海底面探査」の底質分布とおおむね整合している。

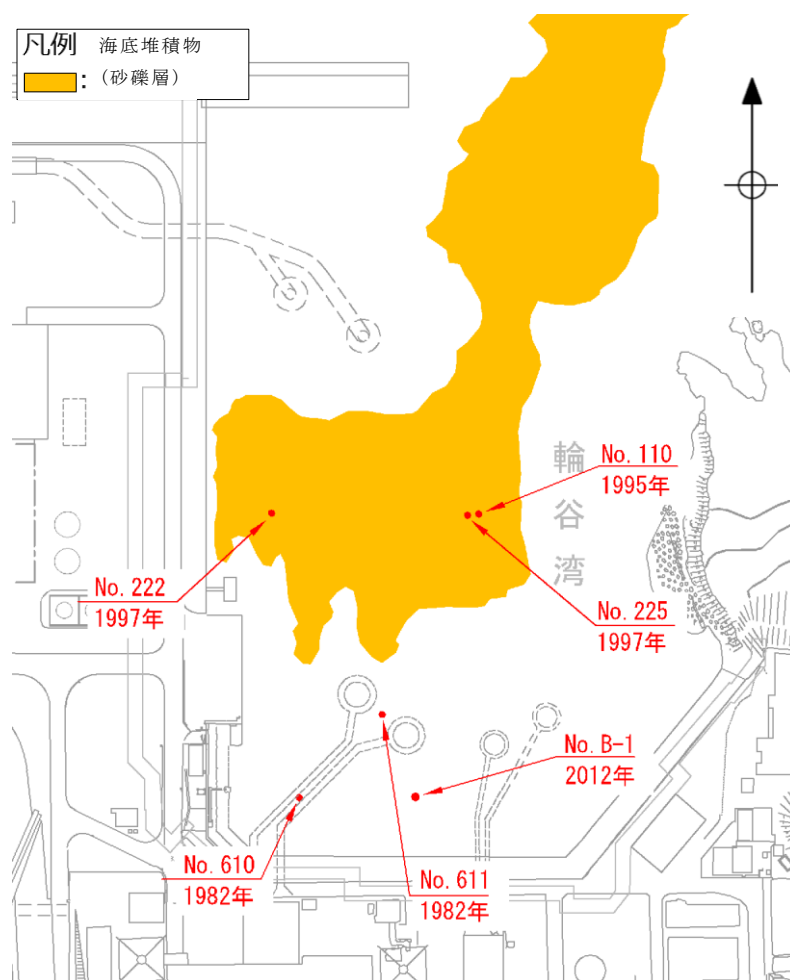


図 2-2 ボーリング調査位置図

標尺 (m)	深度 (m)	標高 (m)	層厚 (m)	柱状図	地質種別	色調	岩整区分	コア形状 短柱状 砂片状 片状	割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記 事
0														
1				△△△△△△△△△△	玉石混り砂礫	帯黄灰褐色								φ2~50mm程度の亜角礫を主とし、所々にφ10cm程度の黒色頁岩や凝灰岩の玉石を混入する。1.5m付近以後では貝殻片を多数混入する。
2	2.60	-22.32	2.60											
3				火山礫 凝灰岩	黒褐色 雑色	D	4.00	4.00	4.00	4.00	97	3	5	φ5mm程度の礫を多数混入し、コア長10~25cm程度の黒色頁岩を頻りに挟む。黒色頁岩は割れ目が発達し、割れ目や火山礫凝灰岩との境界部が強く融化する。火山礫凝灰岩は岩質が脆く、指圧砕が可能である。
4	4.42	-24.68	0.42	火山礫 凝灰岩	黒色頁岩	黒	CL	4.42			96	14	26	全体に割れ目が発達し、縦割れ目面が融化する。 φ5~10mmの礫を頻りに混入する。岩質はやや脆い。 5.03~5.11m間は割れ目の発達する黒色頁岩を挟む。
5	5.21	-25.47	0.79	火山礫 凝灰岩	黒色頁岩	黒	CL	5.21			98	12	12	全体に割れ目が発達する。5.53~5.59m間および6.31~6.60m間は岩質の脆い火山礫凝灰岩を挟む。5.70~



図 2-3 ボーリング結果 (No. 110) (自社調査 (1995))

標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	層厚 (m)	柱状図	地質種別	色調	岩整区分	コア形状 土短岩短柱状 砂片柱状 片状	割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記 事
0														
1	1.55	-11.37	1.55	玉石・砂礫	雑褐黒灰						100	-	-	海底堆積物。コア長15~37cmの玉石、転石を多数混入する。玉石、転石は凝灰岩より、コア肌は粗い。0.20m以下及び0.75~1.09m間はφ30~70mm程度の粗粒な黒色頁岩の角礫を多数混入する。
2	2.68	-12.50	1.13	凝灰土 凝灰角礫	雑黒灰灰 暗灰褐色		2.68	2.68	2.68	3.26	98	-	-	海底堆積物。φ10~50mmの亜角礫を多数混入する。礫は黒色頁岩、凝灰質頁岩、凝灰岩等よりなる。基質は淡灰色の粗砂からなり、貝殻片をわずかに混入する。
3	3.26	-13.08	0.58	凝灰土 凝灰角礫	雑黒灰灰 暗灰褐色		3.26	3.26	3.26	3.26	100	9	0	灰白色流紋岩の角礫を全体に少量混入し、所々に黒色頁岩礫を含む。全体に褐色風化しており、部分的に脆い。 一部に厚さ1~15mmの凝灰質頁岩を20°に挟む。礫は無層理状の岩盤。割れ目は20~30°の低角度が卓越するが、3.45~3.61m間及び3.85~4.48m間には85°位の縦方向のものがみられる。割れ目は数ね褐色風化しており、汚染が周辺部にまで及んでいるものもみられる。上位境界は明瞭であるが、下位境界は漸移的である。
4	4.89	-14.71	1.63	凝灰土 凝灰角礫	雑黒灰灰 暗灰褐色		4.89	4.89	4.89	4.89	99	9	0	
5				凝灰土 凝灰角礫	雑黒灰灰 暗灰褐色		5.11	5.11	5.11	5.11	100	16	29	
				凝灰土 凝灰角礫	雑黒灰灰 暗灰褐色		5.69	5.69	5.69	5.69	100	52	73	φ5~30mm、最大50mmの礫を非常に多く混入する。礫は流紋岩、黒色頁岩、安山岩からなり、最も多く混入する流紋岩にはやや円磨された亜角~亜円礫が認められる。下位境界は明瞭(10°)である。6.25~6.35m間は、割れ目垂直に、その他のものは岩質が脆く融化する。割れ目傾斜角は5~65°程度。

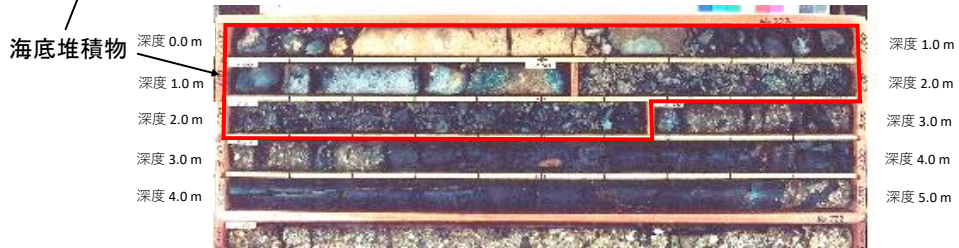


図 2-4 ボーリング結果 (No. 222) (自社調査 (1997))

標尺 (m)	深度 (m)	標高 T. P. (m)	層厚 (m)	柱状図	地質種別	色調	岩級区分	コア形状 土質岩短柱状 砂片柱状 状状状状状	割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記 事
0														
1	1.60	-21.86	1.60	[Pattern]	凝灰土	褐灰	-				100	-	-	海底堆積物。φ10~50mm程度の亜角礫を全体に混入し、所々にφ10cm程度の玉石を混入する。基質は細かい粗砂を主とし、0.65m以深では細粒分を混入する。1.10m以深では貝殻片を多数混入する。
2	2.55	-22.81	0.95	[Pattern]	凝灰土質砂	褐	2.55				100	-	-	海底堆積物。φ5~40mmの角礫を多数混入する。基質は細粒分に富み、全体によく締まっている。
3	3.85	-24.11	1.30	[Pattern]	火山礫凝灰岩	暗褐灰 黄褐					100	12	12	φ2~20mm、最大40mmの角礫を多数混入する。3.52~3.80m間には凝灰質頁岩を挟む。下位境界は明瞭(25°)である。2.80m以深は岩体まで褐色風化し、土砂化している。2.80m以深は主に割れ目に沿って褐色風化しており、総じて37度が粗い。3.52~3.73m間は褐色風化が著しく、37は短片状を示す。
4	4.63	-24.89	0.78	[Pattern]	黒色頁岩	黒灰	CL				100	10	10	ほぼ均質な流層状塊状岩盤。下位境界はやや漸移的。30~60°の割れ目が稀かく発達し、割れ目は褐色風化を被っている。4.63mには砂状の風化物質を介在する。
5	5.05	-25.31	0.42	[Pattern]	火山礫凝灰岩	褐灰					100	18	18	φ2~25mmの角~亜角礫を多数混入する。4.90m以深は凝灰質頁岩。φ1~3mm程度の斜長石と黒色の有色鉄物を結晶とする斑状組織を示す。18.50mの80°の割れ目(傾斜方向と25°)と交差する。



図 2-5 ボーリング結果 (No. 225) (自社調査 (1997))

標尺 (m)	標高 (m)	層厚 (m)	深度 (m)	柱状図	土質区分	色調	相對密度	相對稠度	記 事	岩級区分
1	-12.32	0.45	0.45	[Pattern]	貝殻混り砂礫	暗褐	-	-	0.00~0.45m、海底堆積物。貝殻混りの砂礫で、最大粒径はφ10cm。	CL
2	-13.01	0.69	1.14	[Pattern]	安山岩	暗褐灰			0.45~2.65m、安山岩。全体に風化し、褐色化する。下位との境界は5°で明瞭。	CM
3	-13.79	0.78	1.92	[Pattern]					0.45~1.14m、岩片状コア。CL級(IV β 3)。	D
4	-14.24	0.45	2.37	[Pattern]					1.14~1.92m、タマネギ状風化の縁辺。潜在的な割れ目が多いが、長柱状コアとして採取される。CM級(I β 3)。	GL
5	-14.52	0.28	2.65	[Pattern]					1.92~2.37m、強風化により土砂状コアが主体。D級(V γ 5)。	CM
6	-14.74	0.22	2.87	[Pattern]					2.37~2.65m、短柱状コア。CL級(III β 2)。	CL
7	-15.27	0.53	3.40	[Pattern]	凝灰質頁岩	暗灰			2.65~4.40m、凝灰岩および黒色頁岩の薄層を挟む凝灰質頁岩。割れ目に沿って	
8	-15.53	0.26	3.66	[Pattern]						
9	-16.07	0.74	4.40	[Pattern]						



図 2-6 ボーリング結果 (No. B-1) (自社調査 (2012))

標尺 (m)	標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	地質記号	地質名	色調	岩盤区分	最大コア長 (cm)	平均コア長 (cm)	コア採取率 (%)	節理頻度 (本/m)	R	Q	D	記	事
1					海底堆積物	黄褐?黄灰色									0.00~1.40m 玉石・軽石混り砂 (コア未採取)	
2															1.40~1.60m 玉石・軽石混り砂 粗粒分は流出	
3	-15.31	3.00	3.00												1.60~1.80m 玉石・軽石混り砂 粗粒分は流出	
4				V	珩	淡緑灰色	CM	22	6	100	300	14	45		1.80~2.00m L4: 風化L4: 凝灰岩 平均径 30~50mm	
5				V					20	93	450	14	53		2.00~2.50m 玉石・軽石混り砂	
6				V					5	90	600	10	63		2.50~3.00m コア未採取	
7				V					52	100	8+32				3.00~3.50m 短柱状コア 新鮮・堅硬	
8	-20.61	8.30	5.30	V					28	90	11+51				3.50~5.30m 風化し 全体的に紫褐色化 L2Uの割目は茶褐色化が著しい	
				V					7	100	8+32				6.20~6.40m 高角度の割目にて 2 中層 5mm 以下の白色鉱物散在 茶道	
				V					7.40	90	8+32				6.50~6.90m 高角度の割目にて 茶道	
				V					6	100	11+51				7.30~8.30m 高角度の割目にて 2 中層 5mm 以下の白色鉱物散在 茶道	
				V					7	100	8+32				7.65~7.90m CL 級 岩片状	
				V					7	100	11+51				7.85~8.30m 強風化し 脆弱 茶褐色化が著しい	
				V					7	100	8+32				8.30~9.00m 灰色細粒の凝灰岩 割目は茶褐色化	

海底堆積物

図 2-7 ボーリング結果 (No. 610) (自社調査 (1982))

標尺 (m)	標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	地質記号	地質名	色調	岩盤区分	最大コア長 (cm)	平均コア長 (cm)	コア採取率 (%)	節理頻度 (本/m)	R	Q	D	記	事
1					海底堆積物	黄褐?黄灰色									0.00~1.00m L4 混り砂 ~ 細砂	
2															1.00~2.58m 細砂	
3	-20.81	3.90	3.90												2.58~2.90m 黄褐色 粘粒土 凝灰岩が 強風化	
4	-21.61	4.70	0.80	*	凝灰岩	灰色		3.90	5	100	22+22				2.90~3.55m L4 混り砂 粗粒分は流出 L4 混り砂 灰色 中粒の凝灰岩 灰色 粗粒の凝灰岩	
5				*	黒色頁岩	黒色	CM	16	7	100	12+10				3.55~3.90m L4 混り砂 粗粒分は流出 L4 混り砂 黒色頁岩のみ	
6	-23.41	6.50	1.80	*											3.90~4.00m 黒色頁岩 4.00~4.70m 明灰~灰色の中粒の凝灰岩 風化し 脆弱	
7	-23.91	7.00	0.50	*	凝灰岩	灰色	CL	10	10	100	23+17				4.70~5.10m CL 級 岩片状 5.10~5.21m 灰色中~粗粒の凝灰岩	
8	-24.31	7.40	0.40	*	凝灰質頁岩	暗灰色									5.21~5.30m CL 級 凝灰質 岩片状 非常に脆し 脆弱で割	
	-25.41	8.50	1.10	*	凝灰岩	灰色									5.30~6.00m CL 級 岩片状 灰色粘土付着	
				*											6.02~6.50m CL 級 岩片状	
				*											灰色 粗粒の凝灰岩 岩片状 粘土付着 脆弱	
				*											7.10~7.15m L4 混り砂 7.30~7.40m CL 級 岩片状 岩片状 脆弱	
				*											7.45~7.65m 明灰中粒の凝灰岩 7.75~8.50m 灰色 粗粒	
				*											7.75~7.90m 明灰中粒の凝灰岩 7.92~8.00m 8.35~8.50m CL 級	
				*											凝灰岩 脆弱 黄鉄鉱 斑点在	

海底堆積物

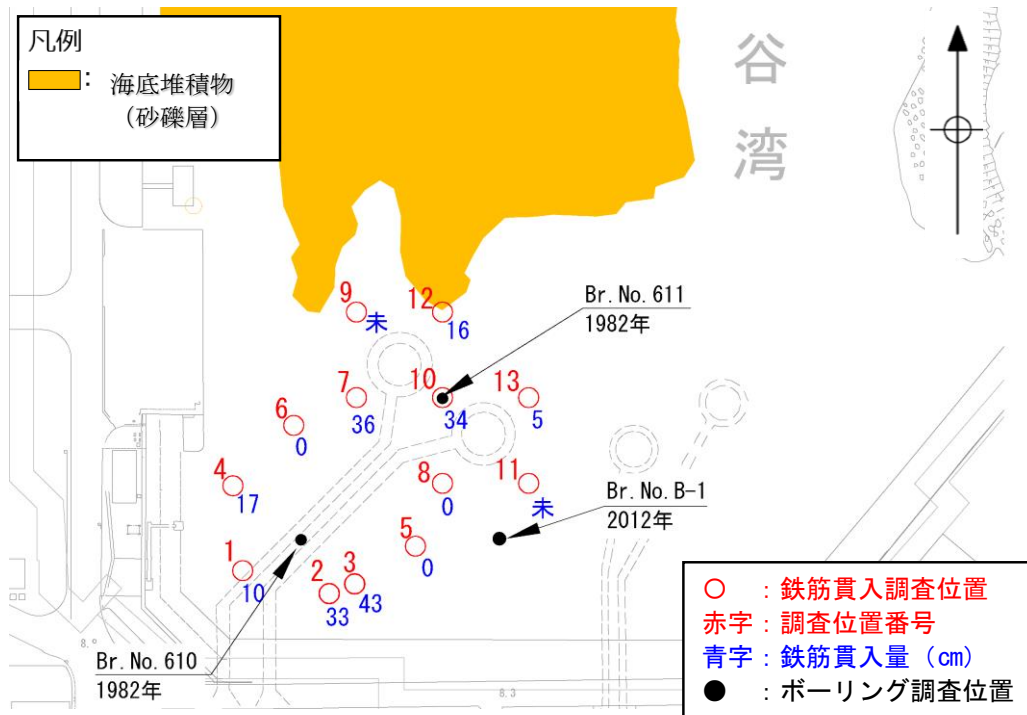
図 2-8 ボーリング結果 (No. 611) (自社調査 (1982))

(3) 取水口・取水管周辺における海底地質調査（追加調査）

ボーリング調査 No. 610 及び 611 で比較的厚い海底堆積物が認められていたことから、取水管及び取水口の施工範囲外にわたり本地点で認められた海底堆積物が分布している可能性があるため、取水管及び取水口周辺の海底堆積物の分布状況を確認する目的として海底地質調査（貫入試験）を実施した。調査位置及び貫入試験結果を図 2-9 に、各調査地点の海底地盤写真について図 2-10 に示す。図 2-10 に示す海底地盤写真からは、黒色の箇所が岩盤で、白色の箇所が海底堆積物であると考えられる。海底地盤写真の結果より、1 枚の写真の中に海底堆積物と岩盤が確認されていることから、海底堆積物は面的に広がっているのではなく、岩盤の不陸に堆積したものであると考えられる。

海底地質調査（貫入試験）方法は、図 2-11 に示す鉄筋棒を使用し、潜水士が鉄筋棒を海底地盤に向けて貫入させた際の長さを計測した。この際、潜水士が人力により鉄筋棒を押し込み貫入させたのち、図 2-12 に示すようにハンマーによる打撃を加え、鉄筋棒が貫入しなくなった際の貫入長さを計測した。また、転石によって鉄筋棒が貫入しなかった可能性も考えられることから、1 測点につき周辺の 3 箇所以上を目途に計測を行い、整合性の確認を行った。

貫入試験の結果、ボーリング No. 610 及び 611 の周辺における堆積物の厚さは 0cm～43cm であり、堆積物はない、若しくは堆積物があっても薄いことから取水口及び取水管周辺の状況は「(1) 海底面探査」の底質分布とおおむね整合することを確認した。また、これらの結果はボーリング No. B-1 の結果ともおおむね整合することを確認した。

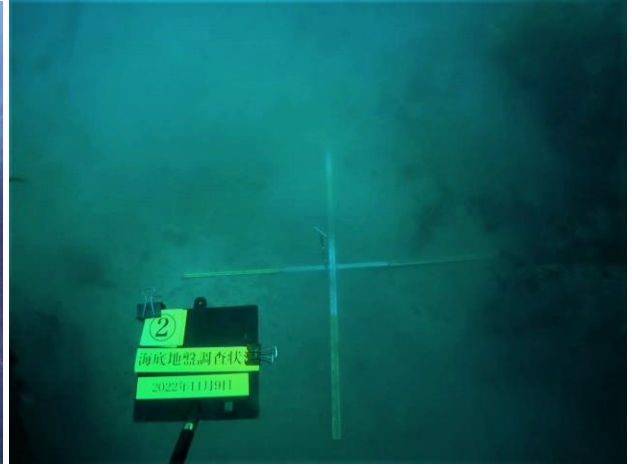


注：調査位置番号 9 及び 11 は調査時間の制約により未実施

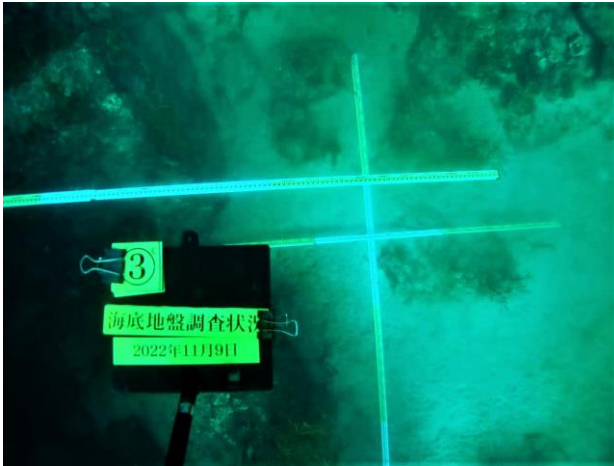
図 2-9 鉄筋貫入調査位置図及び貫入試験結果 (自社調査 (2022))



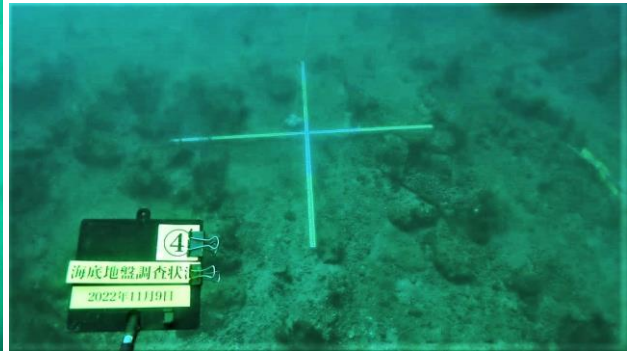
No.1 海底地盤写真
(上方より望む)



No.2 海底地盤写真
(上方より望む)

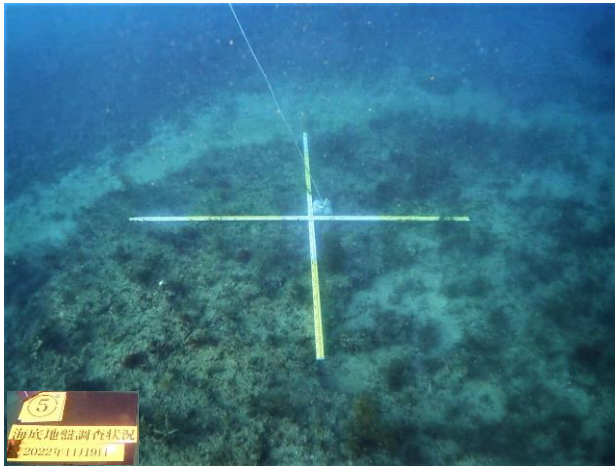


No.3 海底地盤写真
(上方より望む)

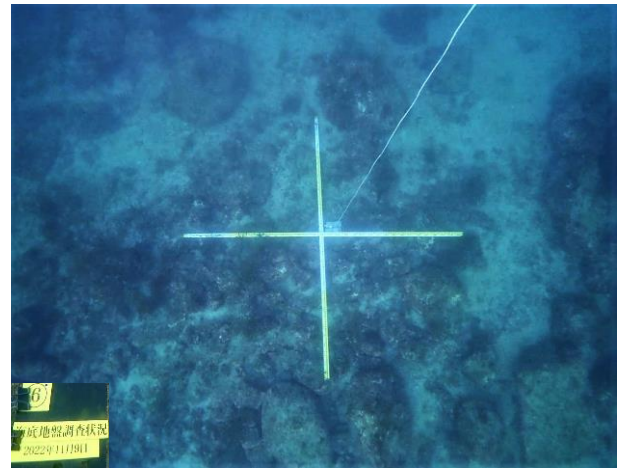


No.4 海底地盤写真
(上方より望む)

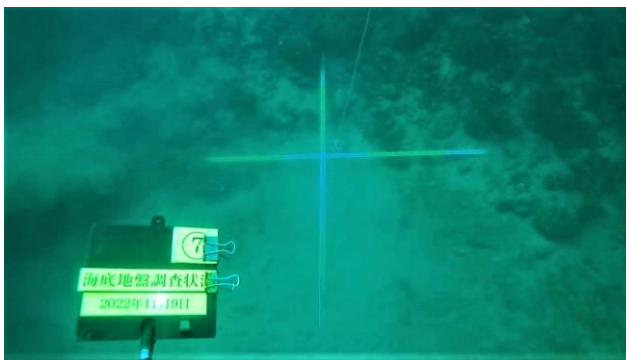
図 2-10(1) 海底地盤写真 (自社調査 (2022))



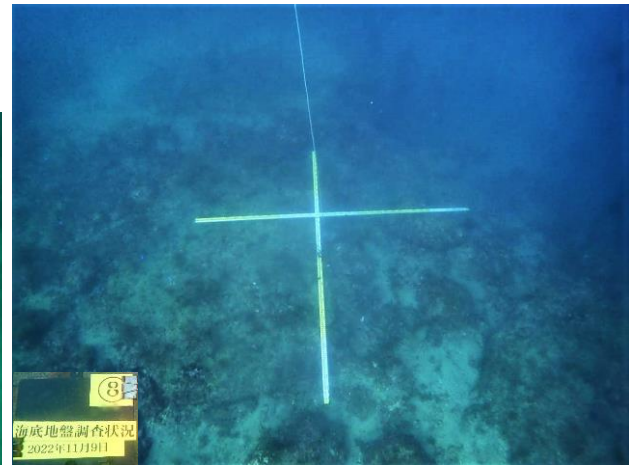
No. 5 海底地盤写真
(上方より望む)



No. 6 海底地盤写真
(上方より望む)

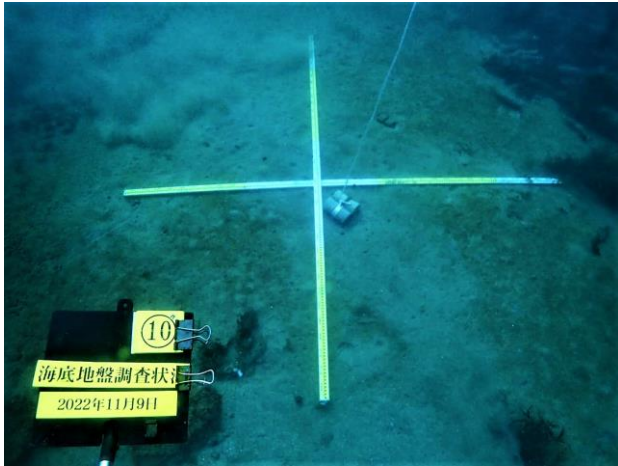


No. 7 海底地盤写真
(上方より望む)

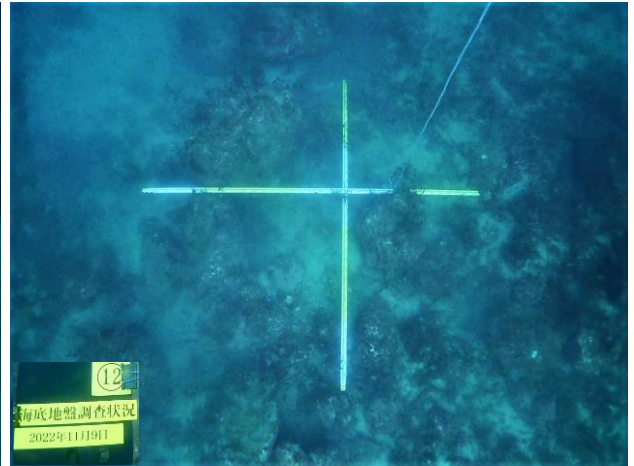


No. 8 海底地盤写真
(上方より望む)

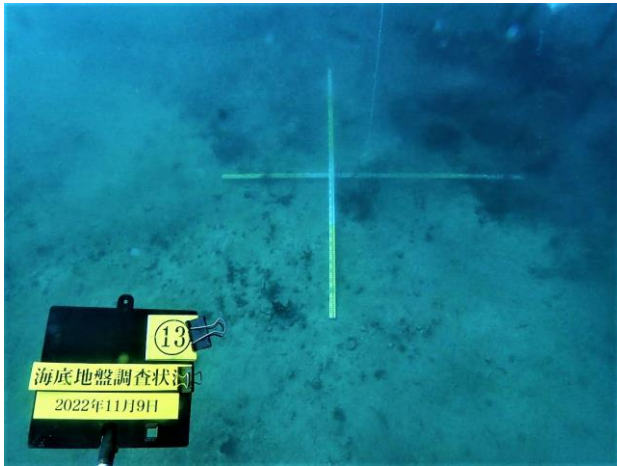
図 2-10(2) 海底地盤写真 (自社調査 (2022))



No. 10 海底地盤写真
(上方より望む)



No. 12 海底地盤写真
(上方より望む)

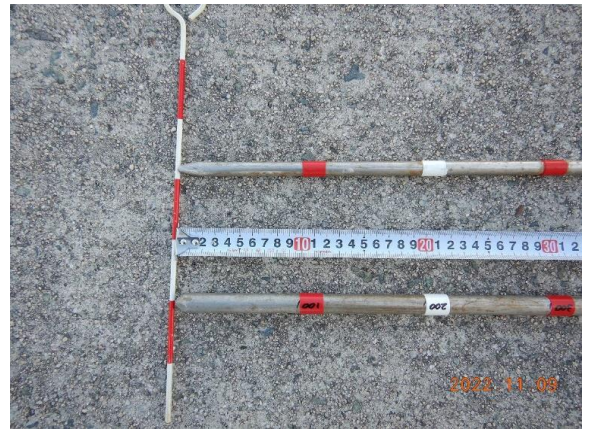


No. 13 海底地盤写真
(上方より望む)

図 2-10(3) 海底地盤写真 (自社調査 (2022))



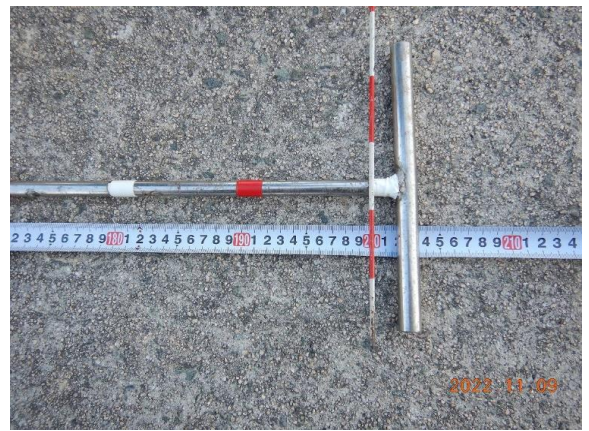
(a) 使用鉄筋棒全景



(b) 使用鉄筋棒先端



(c) 使用鉄筋棒延長確認



(d) 使用鉄筋棒延長確認

図 2-11 貫入調査使用鉄筋棒写真



図 2-12 鉄筋棒貫入状況 (ハンマー使用)

海底面の鉄筋貫入量調査については、調査方法が J I S 規格等に規定されていないため、調査方法の妥当性確認試験を陸上にて行った。確認試験は表層に崖錐堆積物が覆われており、C_L級岩盤が露岩している箇所の直下を選定し、3 箇所の試験を行った。確認試験実施箇所については図 2-13～図 2-15 に示す。

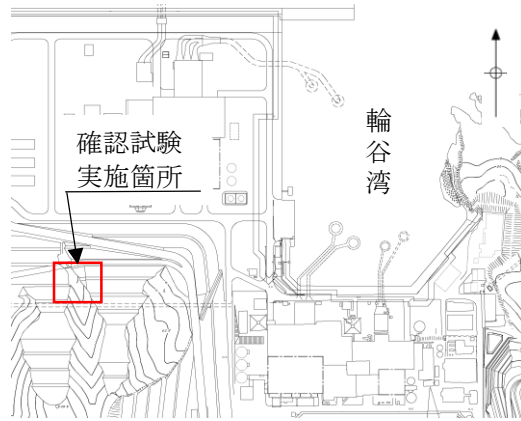


図 2-13 確認試験実施箇所



図 2-14 確認試験実施箇所拡大写真

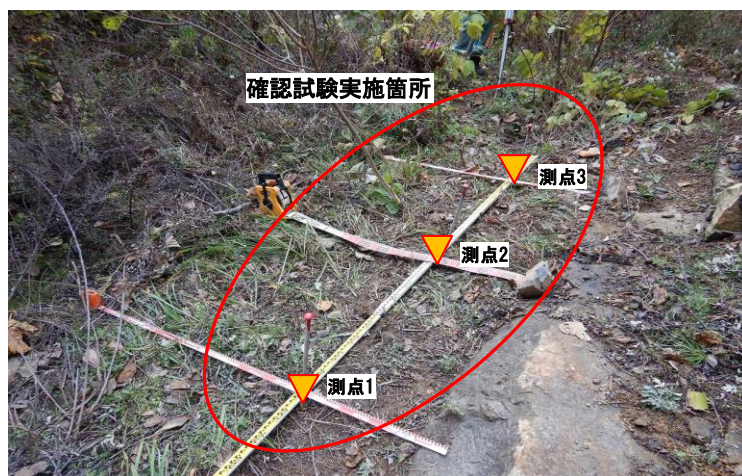


図 2-15 確認試験実施箇所近接写真

確認試験実施方法としては、海中での貫入量調査と同様の手法で、鉄筋棒（1.0 m）を地盤に向けて貫入させた際の長さを計測した。この際、海中での調査と同様に人力で鉄筋棒を貫入させたのち、ハンマーによる打撃を加え、鉄筋棒が貫入しなくなった際の貫入長さを計測した。確認試験状況写真を図 2-16 に示す。



図 2-16 確認試験実施状況写真

確認試験実施後、試掘調査により堆積物の状況や貫入不可となった岩盤の状況を確認した。また、水準測量により試掘調査前後で下部岩盤高さ及び表土地盤高さを計測し、それぞれを比較することで下部岩盤上部に堆積した表土厚さを確認した。確認結果を図 2-17 に示す。

計測点名	測点1	計測点名	測点2
下部岩盤写真		下部岩盤写真	
鉄筋貫入量 (直接計測)	18cm	鉄筋貫入量 (直接計測)	33cm
表土厚さ (水準測量)	19cm	表土厚さ (水準測量)	28cm
上部堆積物性状	崖錐堆積物 礫混じり砂 φ 2mm~20mmの亜角礫を 含む。 木根が混入する。	上部堆積物性状	崖錐堆積物 礫混じり砂 φ 2mm~10mmの亜角礫を 含む。 木根が混入する。
貫入不可となった 岩盤面性状	凝灰岩 C _L 級岩盤 (割れ目間隔：Ⅳ, 割れ目状態：β, 風化程度：3)	貫入不可となった 岩盤面性状	凝灰岩 C _L 級岩盤 (割れ目間隔：Ⅲ, 割れ目状態：β, 風化程度：3)

図 2-17(1) 下部岩盤写真及び性状一覧

計測点名	測点3
下部岩盤写真	
	
鉄筋貫入量 (直接計測)	31cm
表土厚さ (水準測量)	27cm
上部堆積物性状	崖錐堆積物 礫混じり砂 φ 2mm~10mmの亜角礫を 含む。 木根が混入する。
貫入不可となった 岩盤面性状	凝灰岩 C _L 級岩盤 (割れ目間隔：IV， 割れ目状態：β， 風化程度：3)

図 2-17 (2) 下部岩盤写真及び性状一覧

3 測点での計測結果より，すべての測点で鉄筋貫入量（直接計測）と表土厚さ（水準測量）の値がおおむね一致しており，貫入不可となった地盤性状は C_L 級岩盤であることが確認された。

また，海底堆積物追加調査範囲のボーリングデータ（ボーリング No. 610，611 及び B-1）によると海底堆積物の主体となっているものは砂であることが確認されている。また，陸上で行った確認試験の上部堆積物の主体となっているもの

についても礫混じり砂であることが確認されており、陸上で行った確認試験は海底地盤を模擬できていたと考えられる。

以上より、海底で行った鉄筋貫入量調査について、海底とおおむね同様の地質状況下である陸上において、海底と同様の調査手法により確認試験を行い、堆積物の厚さを正確に測定できたことから、海底で行った鉄筋貫入量調査は岩盤上部の海底堆積物の厚さを計測する手法として妥当であると判断した。

2.3 まとめ

海底堆積物の分布範囲については、「(2) ボーリング調査」及び「(3) 取水口・取水管周辺における海底地質調査（追加調査）」の結果より、「(1) 海底面探査」の結果を裏付けることができたが、追加調査実施範囲は、取水口・取水管周辺を重点的に実施したものである。また、追加調査では海底面調査において、海底堆積物（砂礫層）がないとする箇所も海底堆積物が薄く確認されているが、岩盤の不陸部分に堆積したものであり、海底堆積物が面的に分布していないことを確認した。

そのため、少なくとも図 2-18 の海底面調査結果図の中に示した、追加調査実施箇所については海底堆積物が面的に分布していないことを確認した。

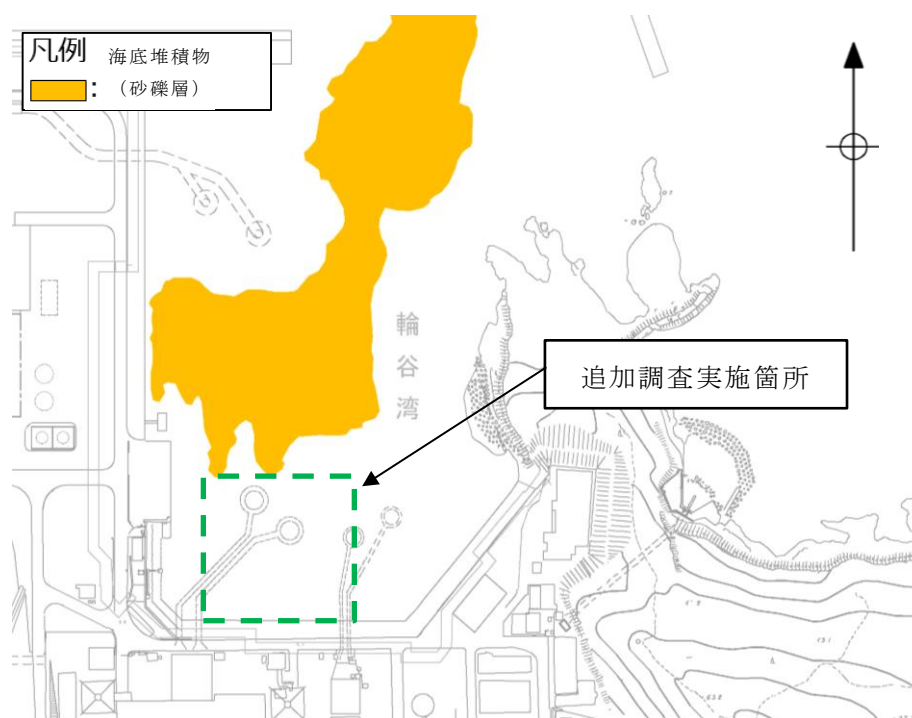


図 2-18 輪谷湾の砂礫層分布範囲図

3. 地質断面図

3.1 作成方針

輪谷湾の底質分布を解析モデルに取り入れる必要のある構造物として、津波防護施設である防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆T擁壁）及び非常用取水設備である取水口、取水管並びに漂流防止装置が挙げられる。なお、防波壁（波返重力擁壁）においては、防波壁と海底堆積物に離隔があり、海底堆積物による構造物への影響はないことから、解析モデルに反映しない。

追加調査実施箇所については岩盤の不陸に海底堆積物が分布しているため、当該箇所の海底面については海底堆積物と岩盤が混在している。また、下部岩盤についてはボーリング結果(No. B-1, No. 610 及び No. 611)よりおおむねC_L級以上の安山岩(ボーリング柱状図上では玢岩)又は凝灰岩であることが確認されているものの、当該箇所の岩盤の扱いについては、保守的に強度特性及び変形特性を落とした風化岩と設定し、追加調査範囲は「海底堆積物・風化岩」とする。なお、図3-1に示す追加調査実施箇所以外の箇所については、明確な調査により海底堆積物が面的に広がっていないことを確認できていないため保守的に「海底堆積物」として整理する。

対象構造物の地質断面図作成位置を図3-1に示す。

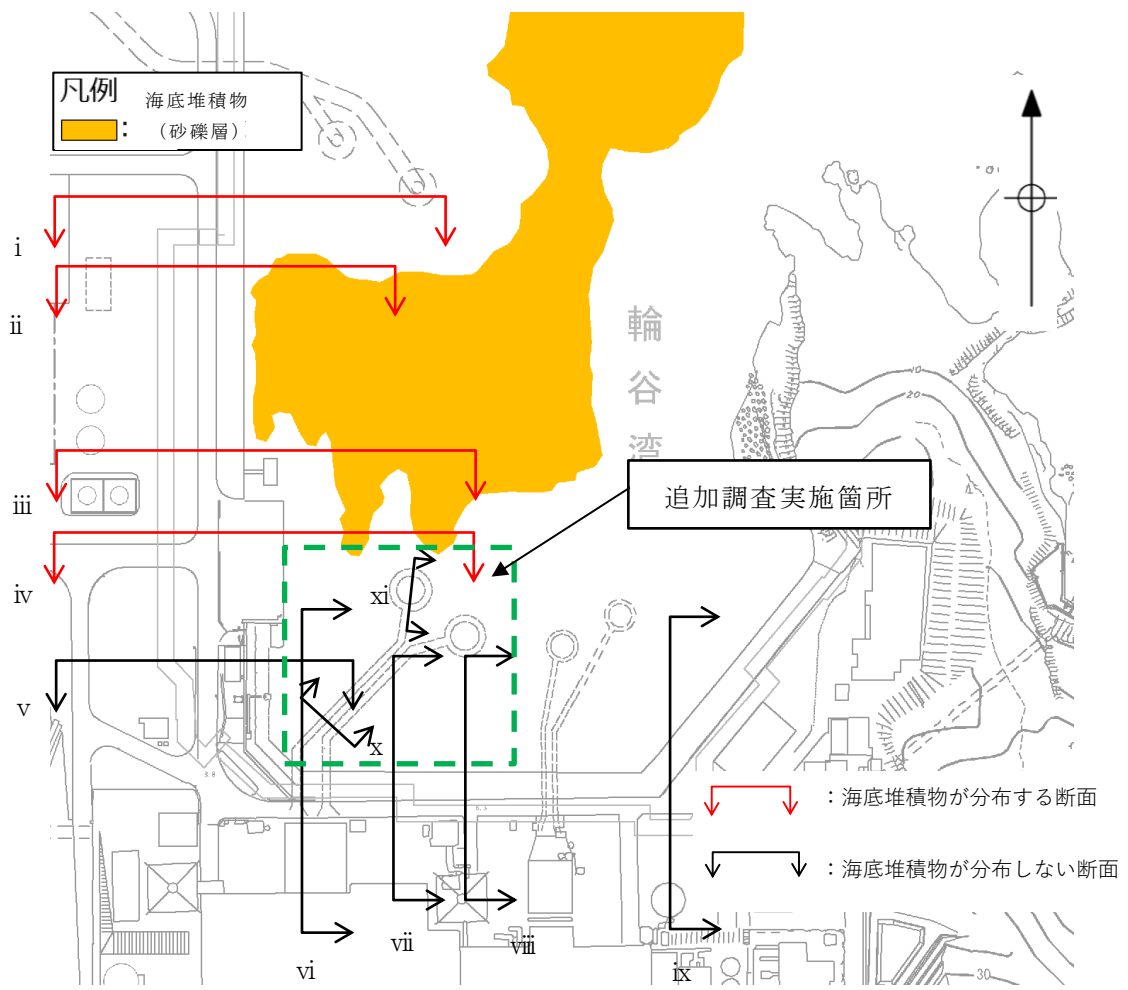
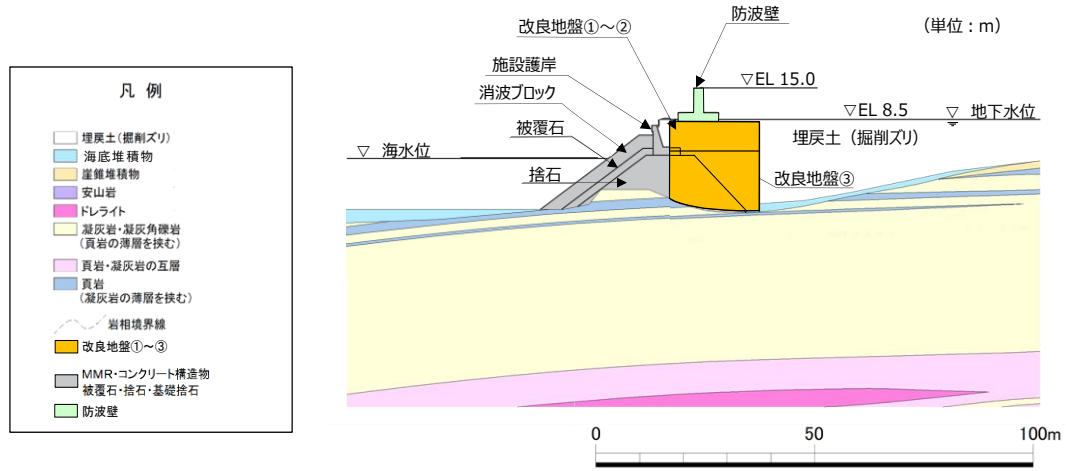


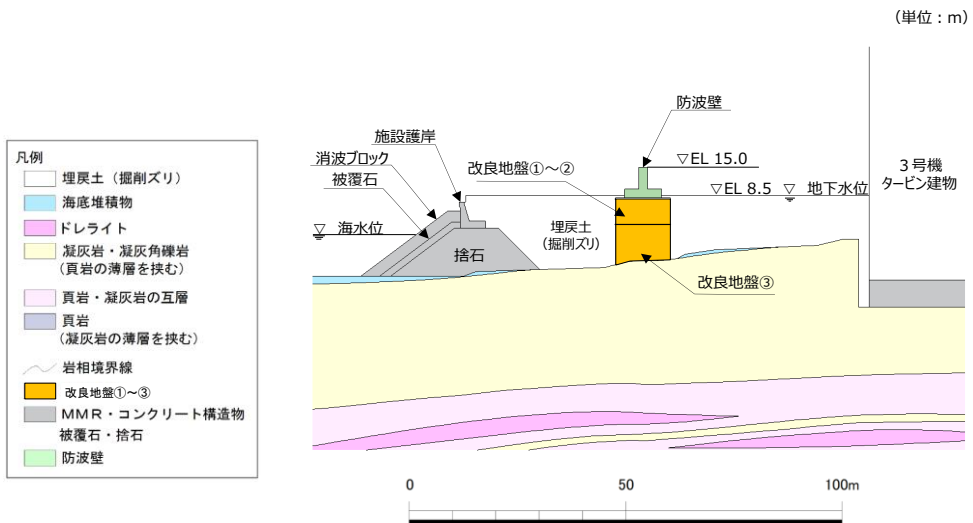
図 3-1 地質断面図作成位置図

3.2 地質断面図

「3.1 作成方針」に基づき作成した地質断面図を図3-2に示す。

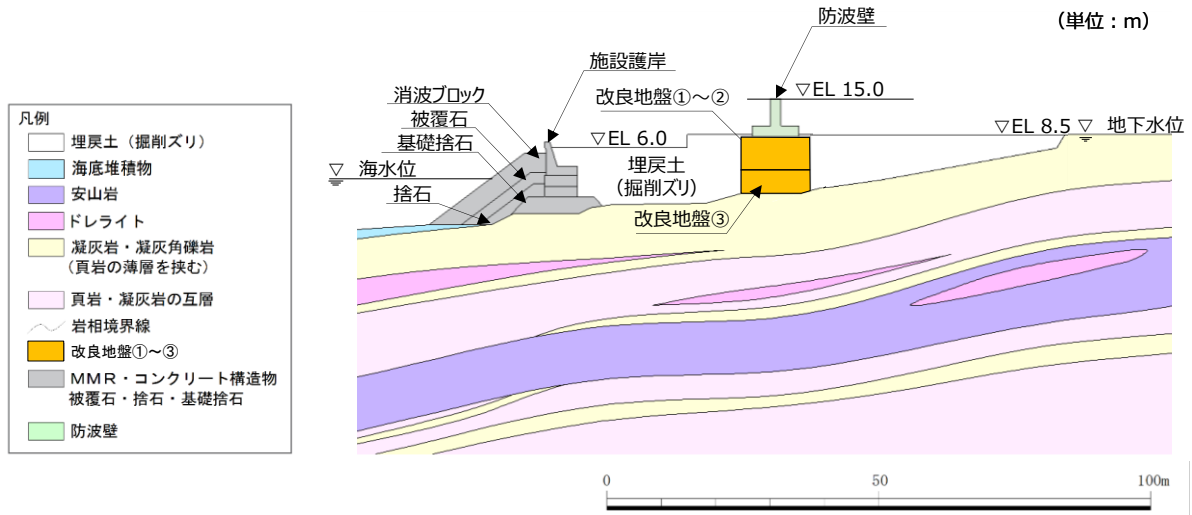


i - i 断面 防波壁 (逆T擁壁) (⑤-⑤断面)

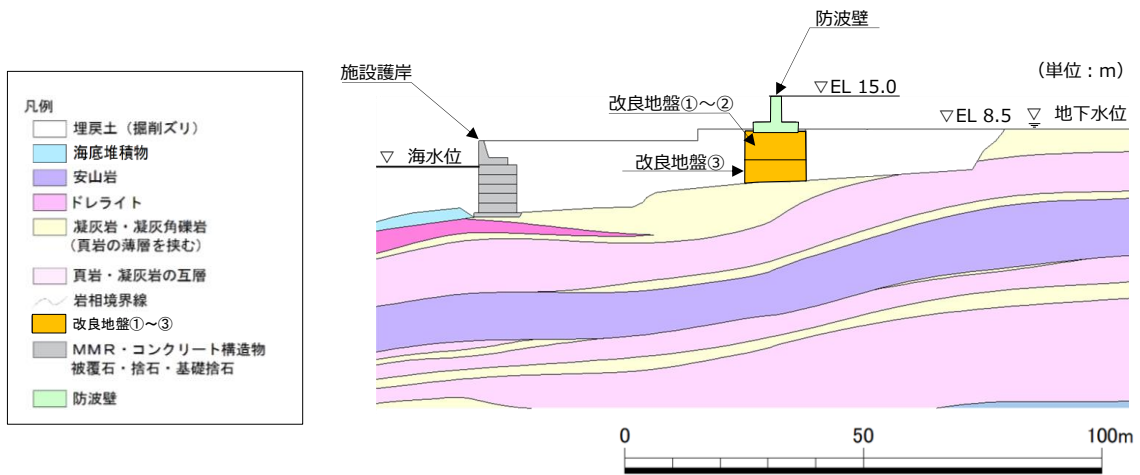


ii - ii 断面 防波壁 (逆T擁壁) (④-④断面)

図3-2(1) 地質断面図

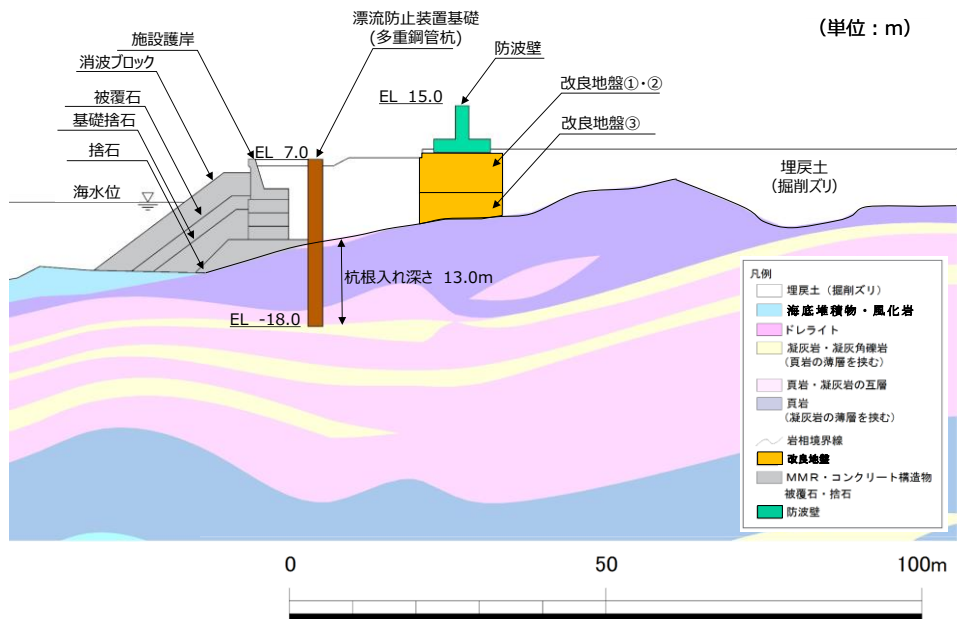


iii-iii 断面 防波壁 (逆T擁壁) (①-①断面)

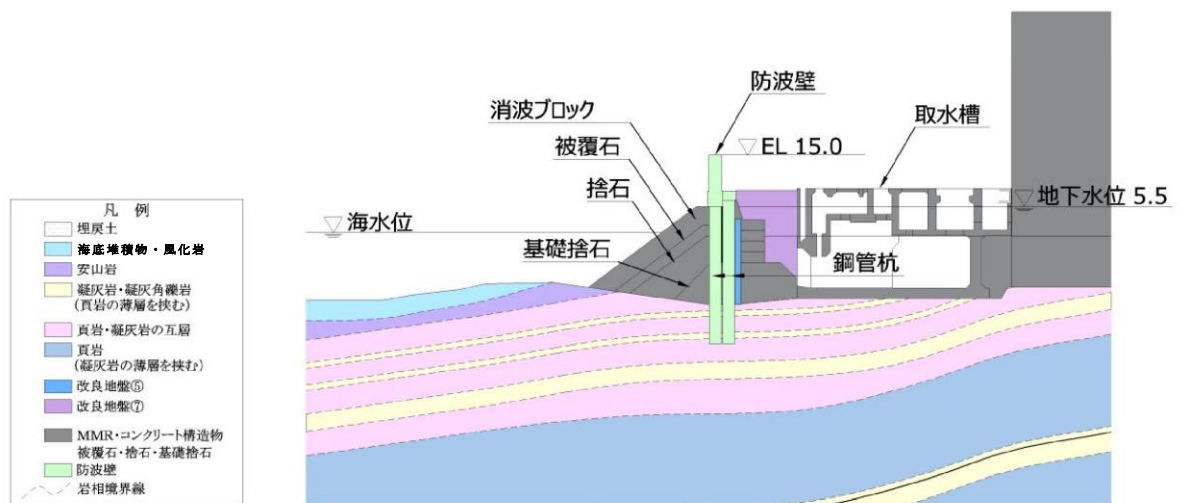


iv-iv 断面 漂流防止装置基礎 (荷揚護岸), 防波壁 (逆T擁壁) (⑥-⑥断面)

図 3-2(2) 地質断面図

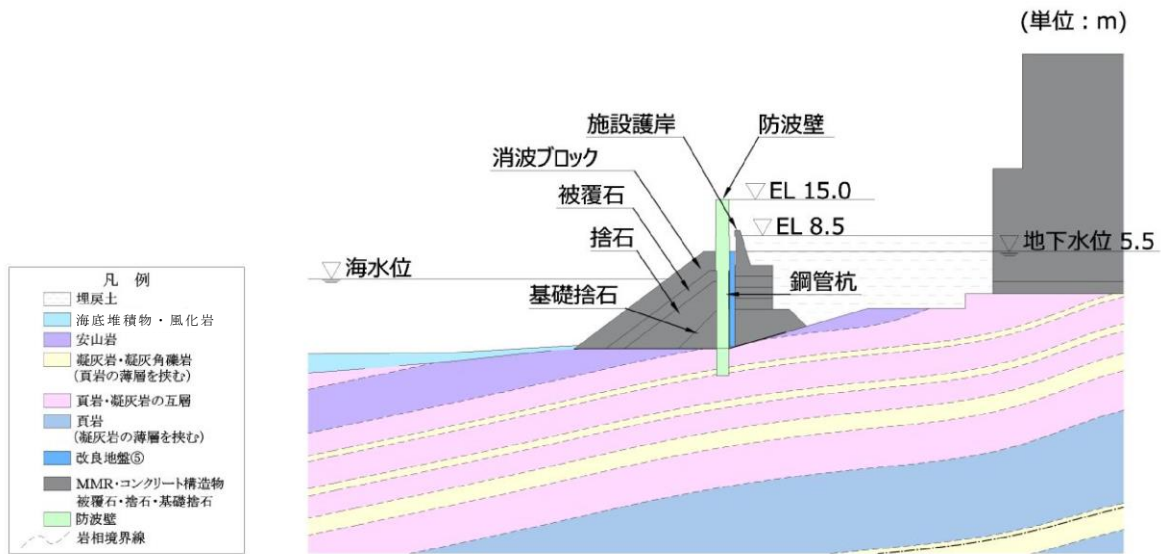


v - v 断面 漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭), 防波壁 (逆 T 擁壁) (② - ② 断面)

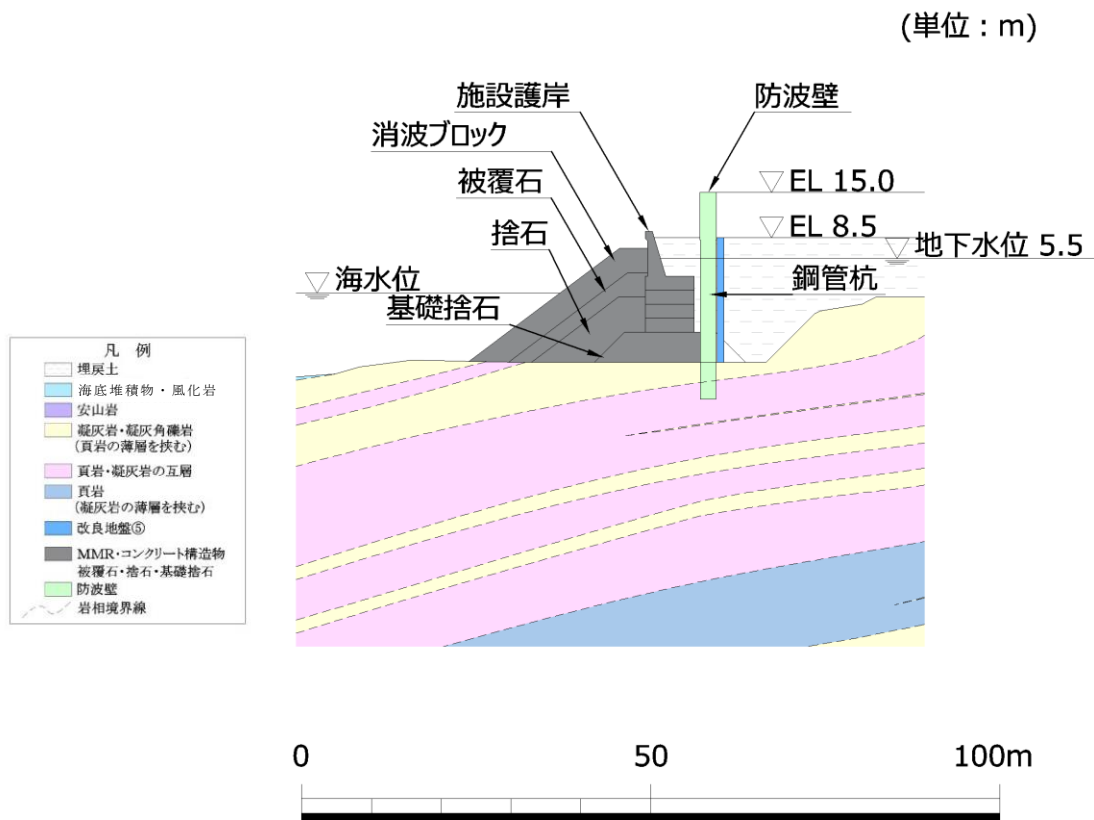


vi - vi 断面 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) (④ - ④ 断面)

図 3-2(3) 地質断面図

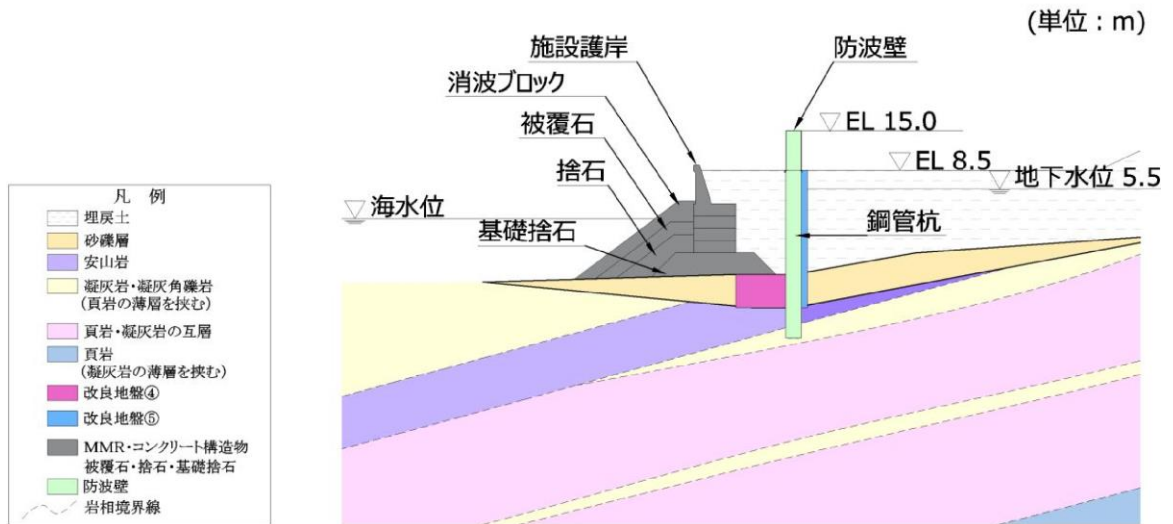


vii-vii 断面 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) (③-③断面)

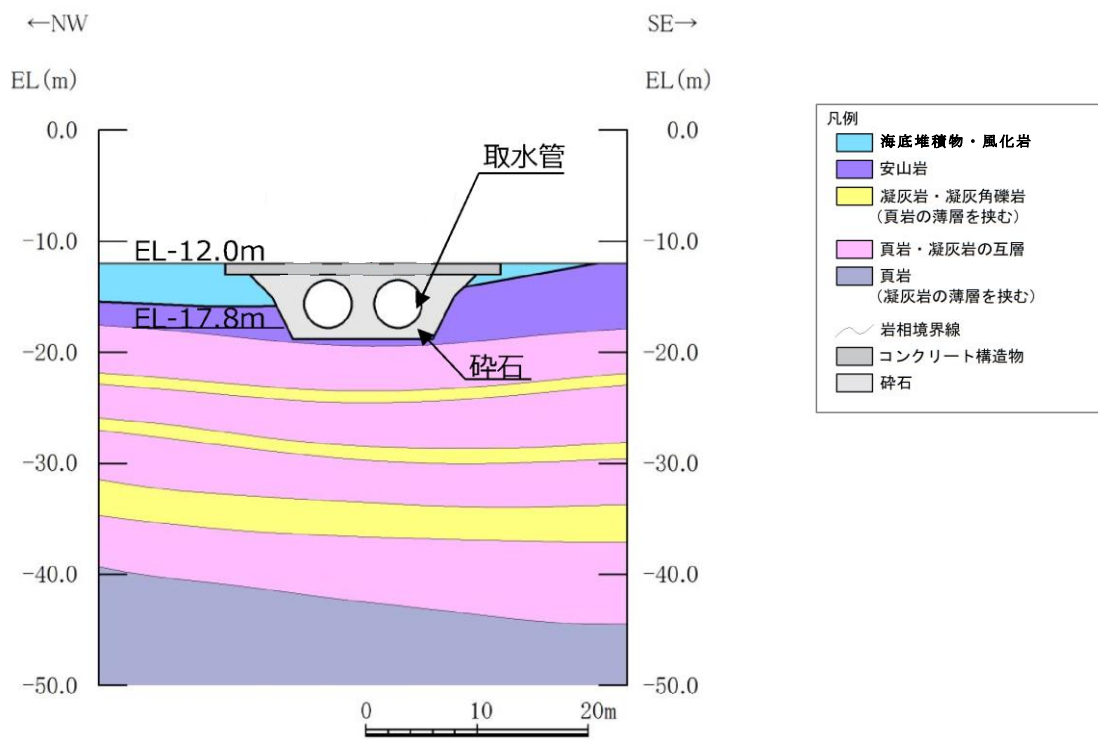


viii-viii 断面 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) (①-①断面)

図 3-2(4) 地質断面図

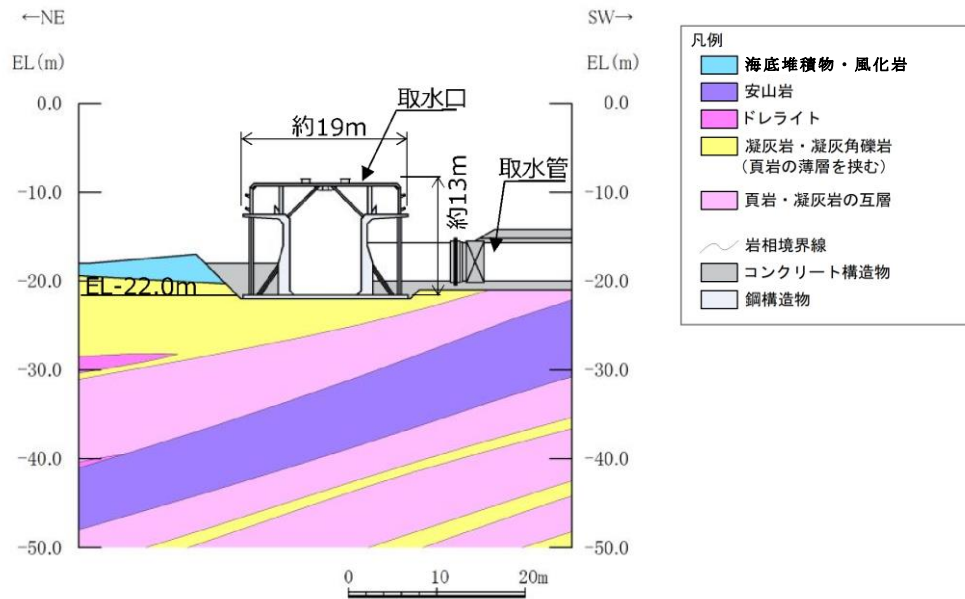


ix - ix 断面 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) (②-②断面)



x - x 断面 取水管 (C - C 断面)

図 3-2 (5) 地質断面図



xi-xi断面 取水口 (A-A断面)

図 3-2(6) 地質断面図

4. 解析用物性値

4.1 設定方針

地質断面図における「海底堆積物」「海底堆積物・風化岩」について、それぞれの性状等を踏まえ、解析用物性値を設定する。

4.2 各地質の解析用物性値

(1) 海底堆積物

海底堆積物について、地質調査による性状、物性及び分布を踏まえ、解析用物性値を設定する。

a. 地質調査（底質分析）による海底堆積物の性状及び物性

サイドスキャンソナーによる海底探査（1995 年）の際に、底質試料を採取し、粒度試験を実施した。

試料採取位置を図 4-1 に、採取試料の写真を図 4-2 に、粒度試験結果を図 4-3 に示す。

粒度試験結果より海底堆積物は、細粒分含有率が 5% であり、おおむね砂礫で構成されること、及び海中に分布することから、液状化検討対象層とする。

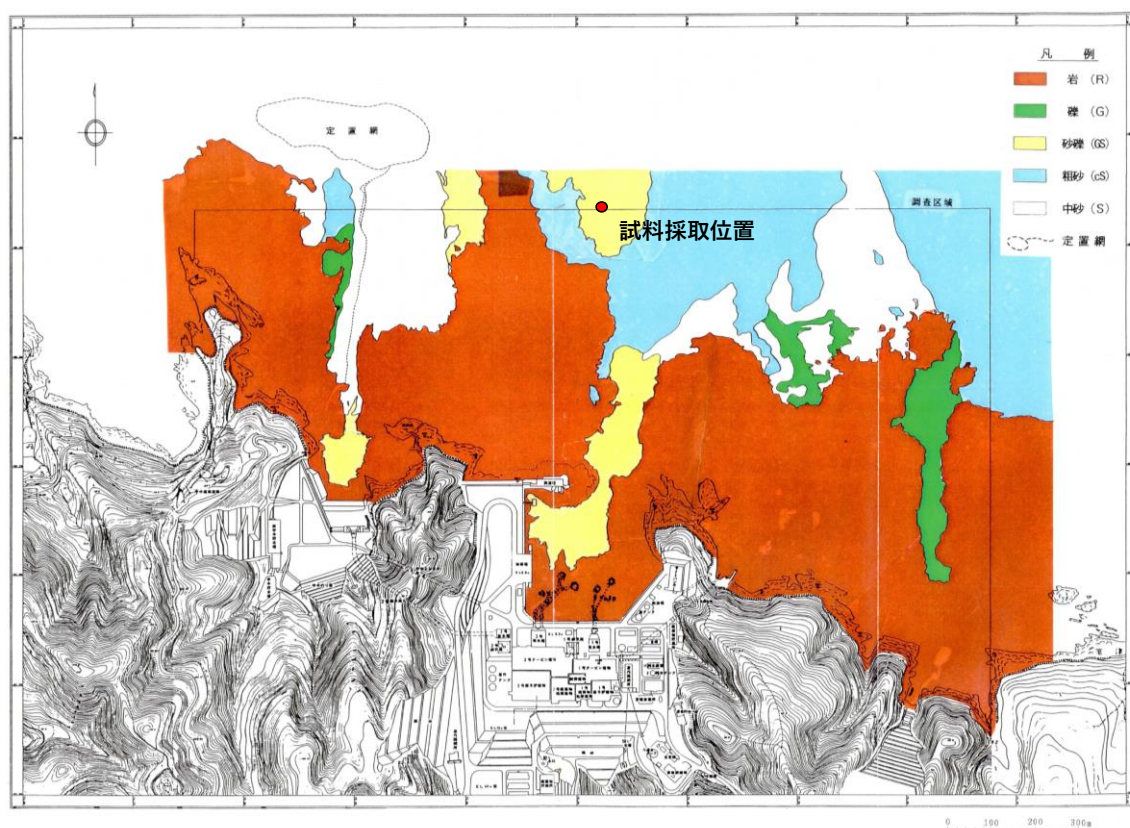


図 4-1 試料採取位置図



図 4-2 採取試料の写真 (1995 年撮影)

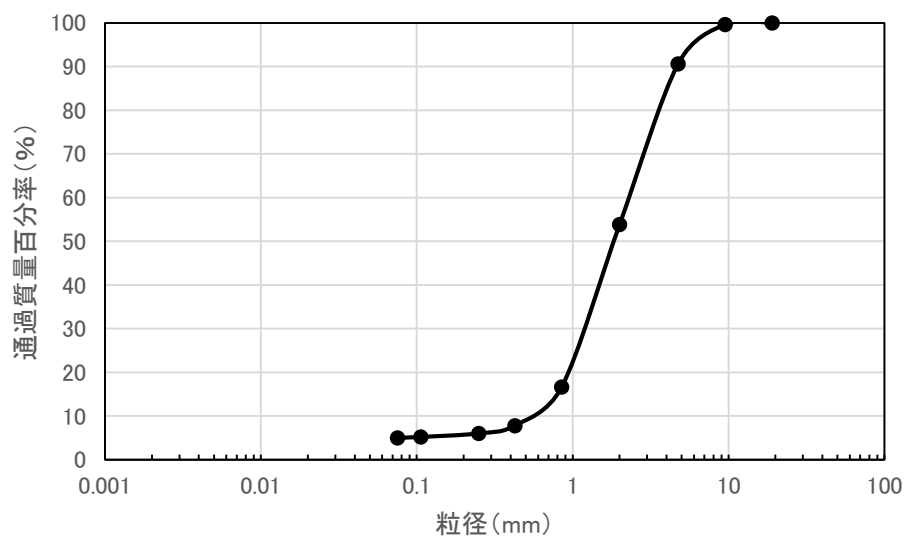


図 4-3 粒度試験結果

また，図 4-4 のとおり，砂礫及び埋戻土の粒度試験結果との比較を実施した結果，海底堆積物の粒度分布は液状化検討対象層であること確認した。

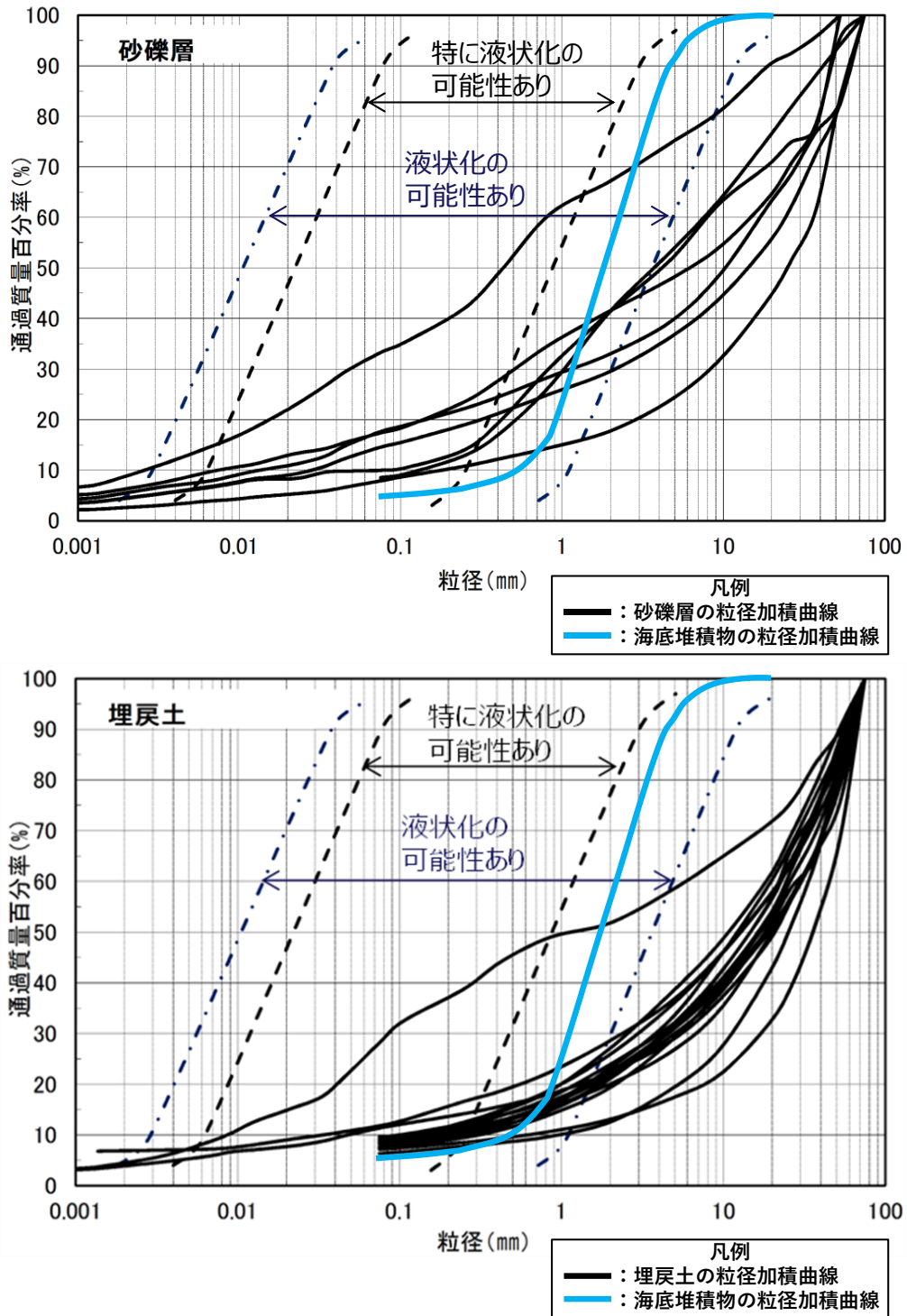


図 4-4 砂礫及び埋戻土の粒度試験結果との比較検討結果

b. 解析用物性値の設定

海底堆積物は、液状化検討対象層であることから、液状化検討対象層である「埋戻土」と「砂礫層」の解析用物性値を比較検討した。

(a) 解析用物性値の比較検討

表 4-1 に示すとおり、埋戻土及び砂礫層の解析用物性値の比較したところ、いずれの物性値もおおむね同等であるが、動せん断弾性係数については埋戻土の方が若干小さいことを確認した。

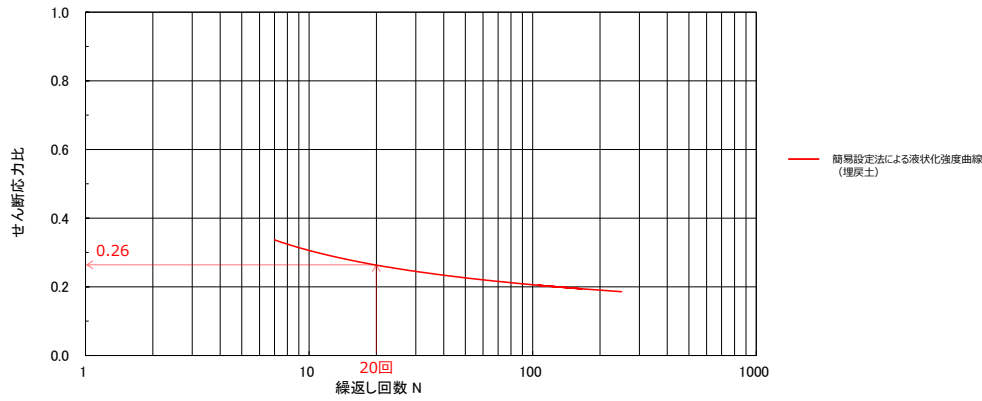
表 4-1 埋戻土及び砂礫層の解析用物性値の比較結果

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 n	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	154600	225400	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00	
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	38.74	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.500	0.500
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.916

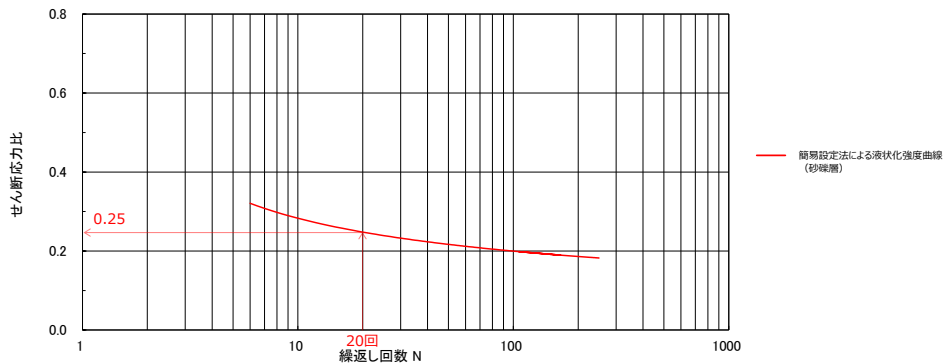
注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数、内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

また、図 4-5 に示すとおり、埋戻土及び砂礫層の液状化強度曲線の比較したところ、同等であることを確認した。



【埋戻土の液状化強度曲線】



【砂礫層の液状化強度曲線】

図 4-5 埋戻土及び砂礫層の液状化強度曲線の比較結果

(b) 比較を踏まえた解析用物性値の設定

「(a) 解析用物性値の比較検討」より、埋戻土及び砂礫層の比較検討を実施した結果、液状化強度については同等であるが、動せん断弾性係数については埋戻土の方が若干小さいことから、埋戻土の解析用物性値の方が、地震時応答が保守的になると考えられる。

また、海底堆積物は、前述のとおり、分布は海底に薄く分布しており、地震時応答への影響は軽微である。

以上のことから、海底堆積物の解析用物性値は、埋戻土の物性値を流用する。

(2) 海底堆積物・風化岩

地質断面図上「海底堆積物・風化岩」と記載した箇所は「3.1 作成方針」に記載のとおり、おおむねC_L級以上の安山岩又は凝灰岩であることが確認されているものの、保守的に強度特性及び変形特性を落とした風化岩と設定している。そのため、解析用物性値の設定については、岩盤の中で最も保守的な第1層の解析用物性値を設定する。

なお、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）（①－①断面）については、「海底堆積物・風化岩」としていた範囲と評価対象構造物との位置関係等を踏まえると、評価結果に与える影響が小さいと考えられるため、保守的に埋戻土の解析用物性値を流用する。

また、追加調査で確認された最大厚さ 45cm の海底堆積物が面的に分布する際の影響について検討した結果、取水管及び取水口以外の構造物については、海底堆積物と対象構造物が十分に離れており、かつ海底堆積物の層厚が薄いことから影響は小さいと判断した。また、海底堆積物と近接する取水管については、図4-6に示すとおり被覆コンクリート（1.0m）と接しているが、海底堆積物の層厚が薄いため、影響は小さいと判断した。取水口については図4-7に示すとおり、海底堆積物が取水口本体とは接しておらず、海底堆積物の層厚が薄いため影響は小さいと判断した。

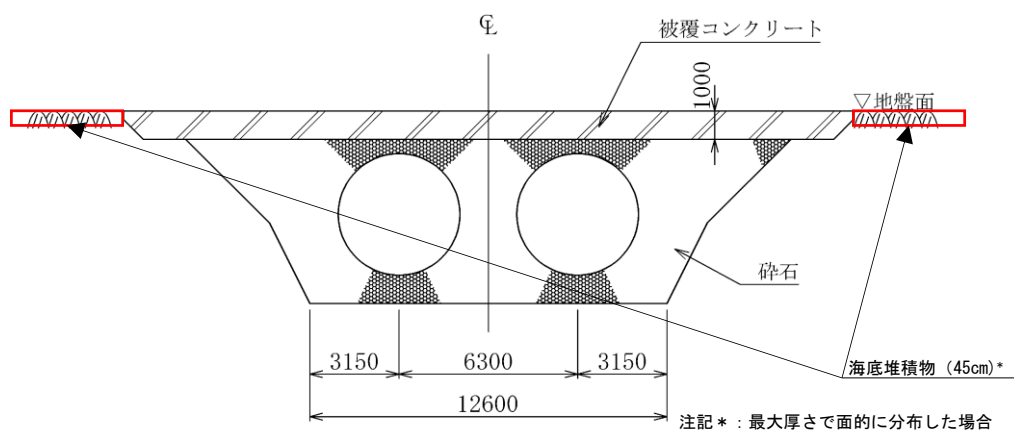


図 4-6 取水管断面図

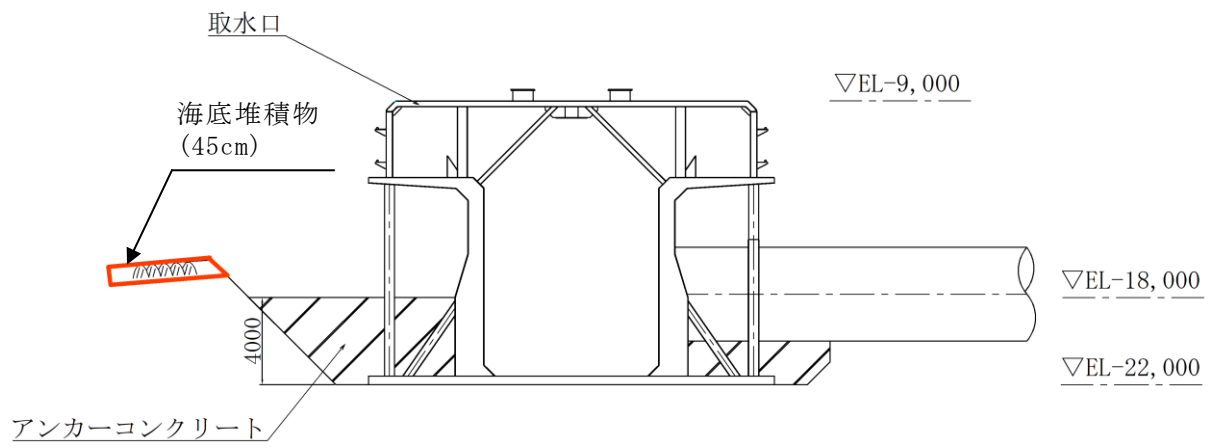


図 4-7 取水口断面図

5. まとめ

以上のことを踏まえて、図 5-1 で示す各断面の輪谷湾における表層部分の扱いについて表 5-1 にまとめる。

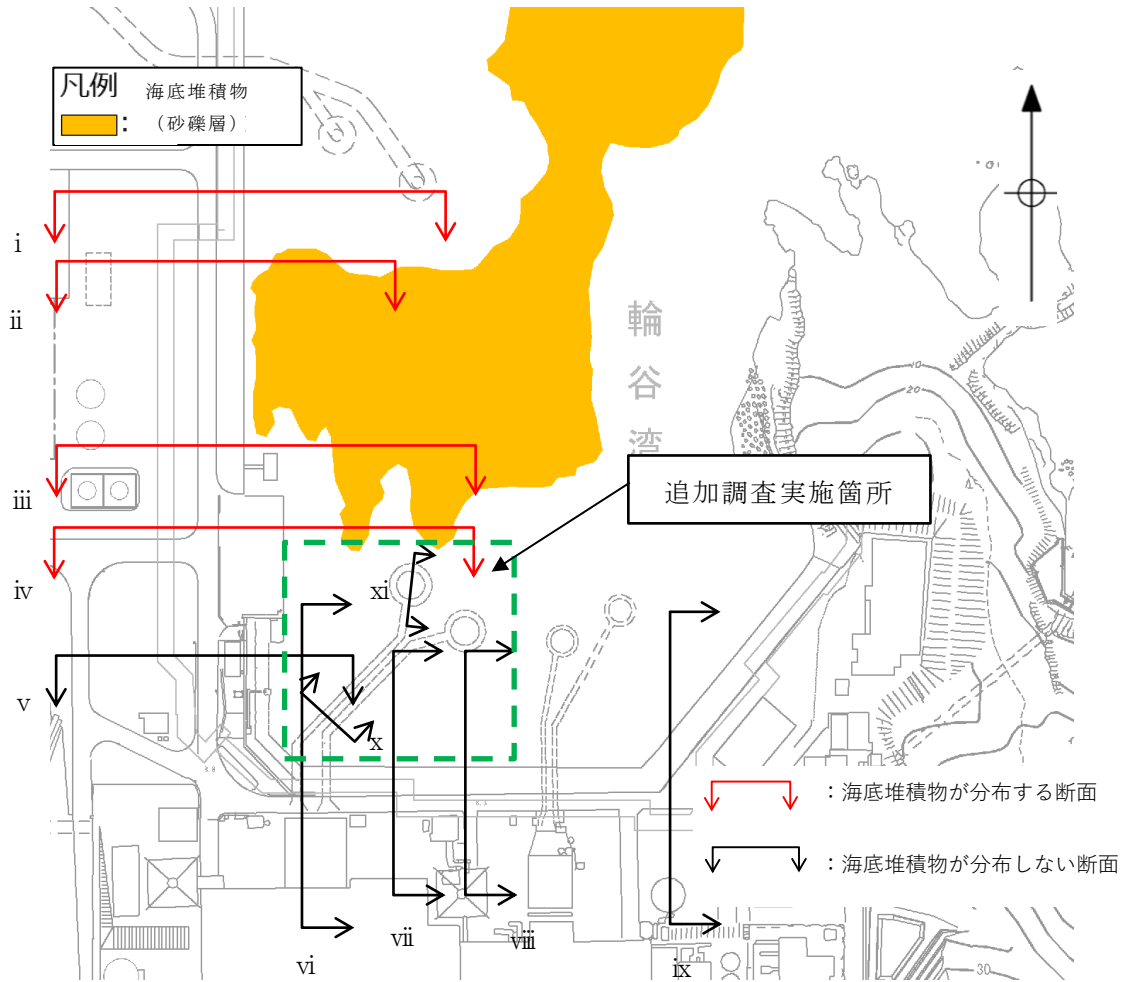


図 5-1 地質断面図作成位置図

表 5-1 輪谷湾における表層部分の扱い一覧表

構造物名称	断面	追加調査範囲との関連性	地質断面図上の記載	解析物性値	備考
防波壁（逆T擁壁）	i - i	追加調査範囲外	海底堆積物	埋戻土	—
防波壁（逆T擁壁）	ii - ii	追加調査範囲外	海底堆積物	埋戻土	—
防波壁（逆T擁壁）	iii - iii	追加調査範囲外	海底堆積物	埋戻土	—
防波壁（逆T擁壁）	iv - iv	追加調査範囲外	海底堆積物	埋戻土	—
漂流防止装置基礎（荷揚護岸部）	iv - iv	追加調査範囲外	海底堆積物	埋戻土	—
漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）	v - v	追加調査範囲	海底堆積物・風化岩	埋戻土	—
防波壁（逆T擁壁）	v - v	追加調査範囲	海底堆積物・風化岩	埋戻土	仮に、岩盤上部に海底堆積物が薄く（45 cm）堆積していても距離が遠いため問題ない。
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	vi - vi	追加調査範囲	海底堆積物・風化岩	第1層	仮に、岩盤上部に海底堆積物が薄く（45 cm）堆積していても距離が遠いため問題ない。
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	vii - vii	追加調査範囲	海底堆積物・風化岩	第1層	仮に、岩盤上部に海底堆積物が薄く（45 cm）堆積していても距離が遠いため問題ない。
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	viii - viii	追加調査範囲	海底堆積物・風化岩	第1層	仮に、岩盤上部に海底堆積物が薄く（45 cm）堆積していても距離が遠いため問題ない。
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	ix - ix	追加調査範囲外	砂礫層	砂礫層	陸上にある崖錐堆積物と同様のものであるため砂礫層と記載
取水管	x - x	追加調査範囲	海底堆積物・風化岩	第1層	仮に、岩盤上部に海底堆積物が薄く（45 cm）堆積していても海底堆積物は被覆コンクリート（1.0m）と接しているため問題ない。
取水口	xi - xi	追加調査範囲	海底堆積物・風化岩	第1層	仮に、岩盤上部に海底堆積物が薄く（45 cm）堆積していても海底堆積物は本体と接しているわけではないため問題ない。

注：追加調査とは取水管・取水口周辺における海底地質調査（2022）

(参考資料 20) 改良地盤の強度特性について

1. 概要

島根原子力発電所の土木構造物は、構造物の支持や難透水性の保持等の役割に期待して、地盤改良やコンクリートの置換を実施している。

土木構造物の評価において、これらの改良地盤の支持性能評価及び内的安定評価を実施する必要があることから、原位置試験及び室内試験等に基づき、改良地盤に適切な強度特性を設定する。

2. 改良地盤①～③の物性値の設定方法

2.1 概要

防波壁（逆T擁壁）の改良地盤①～③の内的安定評価及び改良地盤①，②の支持性能評価に必要な物性値について，室内試験の結果を踏まえ設定する。

2.2 地盤の物性値

改良地盤①～③の物性値のうち，引張強度，残留強度（粘着力，内部摩擦角）及び極限支持力度については，室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では，当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 2.2-1 及び図 2.2-2 に改良地盤①～③の配置図を示す。

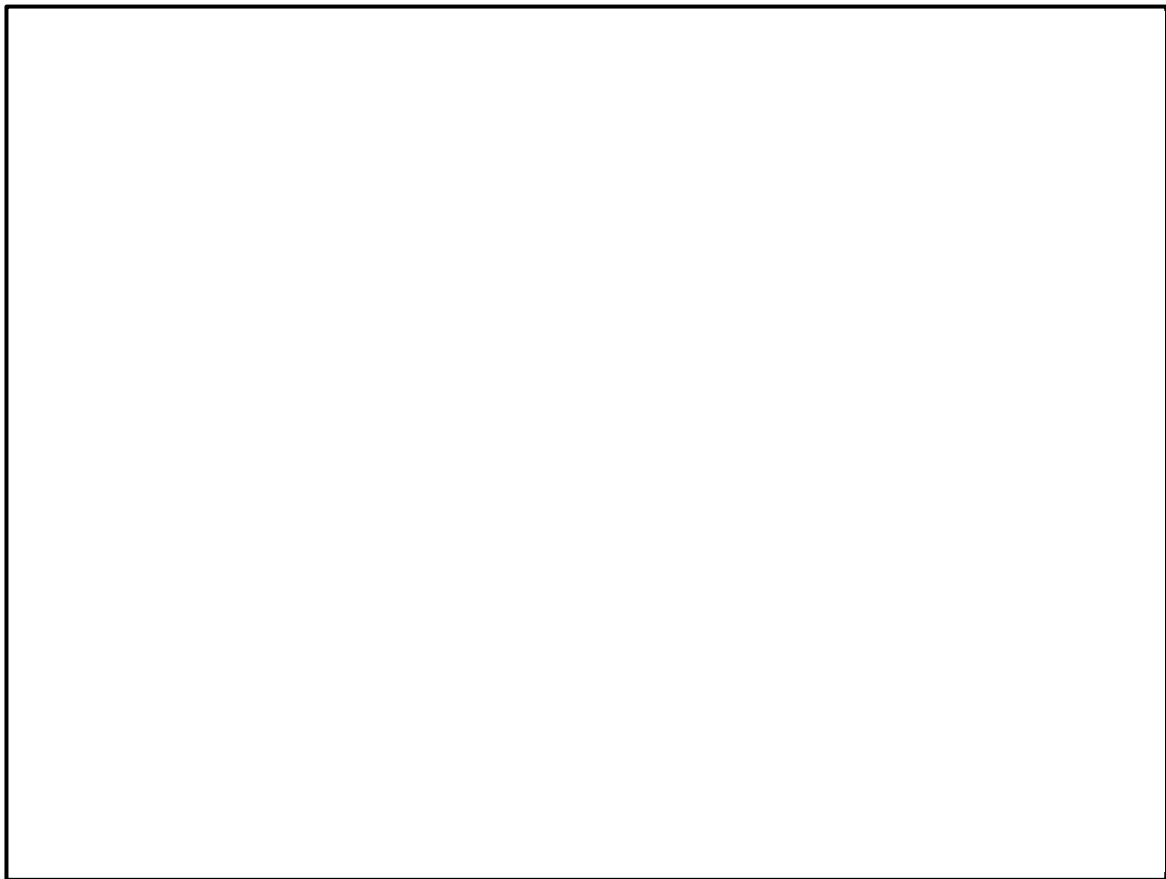


図 2.2-1 改良地盤①～③の平面配置図

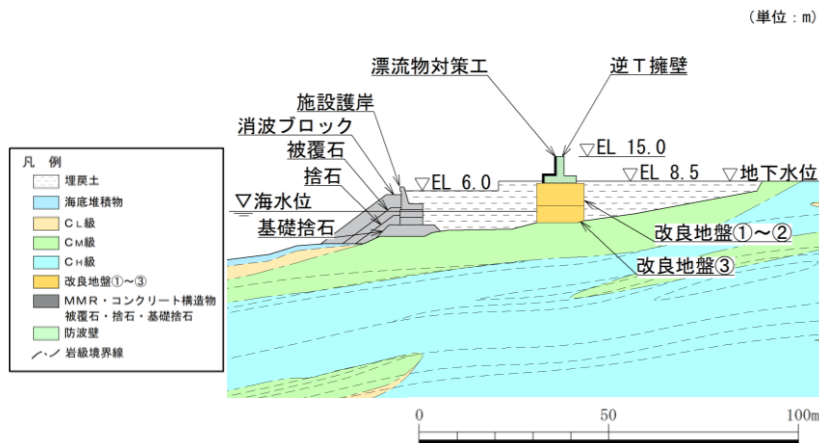


図 2.2-2 改良地盤①～③の配置図
(防波壁 (逆 T 擁壁), A-A 断面)

2.3 室内試験を踏まえた解析用物性値及び極限支持力度の設定

2.3.1 試験方法

室内試験は、地盤工学会 (JGS) の試験基準に基づき実施する。供試体は、「(参考資料 13) 改良地盤における補足」で示した室内配合試験及び品質確認試験によって作成されたものを用いる。

表 2.3.1-1 改良地盤①～③の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上
極限支持力度	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

2.3.2 解析用物性値及び極限支持力度の設定方法

(1) 残留強度

残留強度については、「(参考資料 13) 改良地盤における補足」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、文献調査を実施し、圧裂引張試験結果と比較検討して保守的な物性値を設定する。

「薬液注入工法における施工管理に関する研究（その3）（1984）」（以下「川地ら（1984）」という。）によると，引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u の関係にはバラツキはあるものの一定の相関性が認められるとされている。また，固結砂の特性に関する検討をする中で，表 2.3.2-1 に示すように注入材によって固結された砂の特性値が示されており，引張強度と一軸圧縮強度の関係は $\sigma_t = q_u \times 0.11 \sim 0.28$ となっている。

表 2.3.2-1 水ガラス濃度 50% の固結砂についての特性値
 （「川地ら（1984）」より引用に一部加筆修正）

	川 砂		珪 砂		
	瞬 結	緩 結	瞬 結	緩 結	
一軸圧縮試験	圧縮強度 q_u kgf/cm ²	1.60	1.80	1.75	4.23
	破壊ヒズミ ϵ %	1.2	1.1	1.4	0.8
	変形係数 E_{30} kgf/cm ²	118	310	295	547
三軸圧縮試験	粘着力 C kgf/cm ²	0.33	0.1~1.1	0.33~0.57	0.33~0.70
	内部摩擦角 ϕ	34°~41°50'	42°10'~49°50'	34°20'~41°50'	41°50'~52°30'
圧裂引張強度 σ_T kgf/cm ²	0.45 <small>= 0.28 × q_u</small>	0.46 <small>= 0.25 × q_u</small>	0.25 <small>= 0.14 × q_u</small>	0.46 <small>= 0.11 × q_u</small>	
注入前の間隙率	32.1%		37.5%		

「弾性波試験を用いた薬液注入材による改良土の強度発現機構に関する検討(2020)」(以下「佐々木ら(2020)」という。)では、その検討の中で、表2.3.2-2に示すように薬液注入による砂層の改良地盤の引張強度や一軸圧縮強度等の特性値を示している。引張強度と一軸圧縮強度の関係は $\sigma_t = q_u \times 0.1 \sim 0.12$ となっている。

表 2.3.2-2 珪砂6号を用いたサンドゲルの物理・力学特性
(「佐々木ら(2020)」より引用に一部加筆修正)

C_s	day	ρ_{tsg}	q_{usg} *1	ε_{tsg}	E_{50sg}	σ_{tsg} *2
6	1	1.91	209	1.28	19.8	21.6
	3	1.91	214	1.28	18.8	26.9
	7	1.91	220	1.25	19.5	28.1
	14	1.90	237	1.34	21.1	32.3
	28	1.91	253	1.42	21.2	31.4 = $0.12 \times q_{usg}$
9	1	1.90	279	1.37	23.2	33.4
	3	1.91	323	1.41	28.6	39.8
	7	1.90	352	1.44	30.7	43.3
	14	1.90	373	1.44	33.6	43.8
	28	1.91	374	1.23	38.2	43.5 = $0.12 \times q_{usg}$
12	1	1.93	389	1.35	31.8	48.7
	3	1.93	465	1.18	42.2	46.6
	7	1.93	512	1.21	49.1	47.7
	14	1.93	569	1.56	40.5	57.5
	28	1.93	580	1.39	52.6	57.7 = $0.10 \times q_{usg}$

注記*1: $q_{usg} \Rightarrow$ 一軸圧縮強度 ($= q_u$)

*2: $\sigma_{tsg} \Rightarrow$ 引張強度 ($= \sigma_t$)

これらの文献を踏まえ、保守的に $\sigma_t = q_u \times 0.1$ の関係を用いて一軸圧縮強度から引張強度を算定する。一軸圧縮強度の算定に用いる地盤の物性値は保守的になるよう、「(参考資料13)改良地盤における補足」にて設定している解析用物性値を用い、 $q_u = 2c \times \tan(45^\circ + \phi/2)$ より算定する。

また、この文献による算定値と試験値を比較し、保守的な値を引張強度に採用する。

(3) 極限支持力度

「(参考資料 13) 改良地盤における補足」における品質確認試験で実施した三軸圧縮試験結果を用いて「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)」より算定される極限支持力度が, 設置変更許可申請書 (添付資料六) に示した極限支持力度 1.4N/mm^2 を上回ることを確認する。

2.3.3 解析用物性値及び極限支持力度の設定

(1) 試験結果

改良地盤①～③の室内試験における試験数量を表 2.3.3-1 に示す。また、試験結果を表 2.3.3-2，図 2.3.3-1～図 2.3.3-3 に示す。

残留強度については，図 2.3.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力－軸ひずみ関係において，せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さをを用い，図 2.3.3-2 に示すモールの応力円を描き，粘着力及び内部摩擦角を求めた。

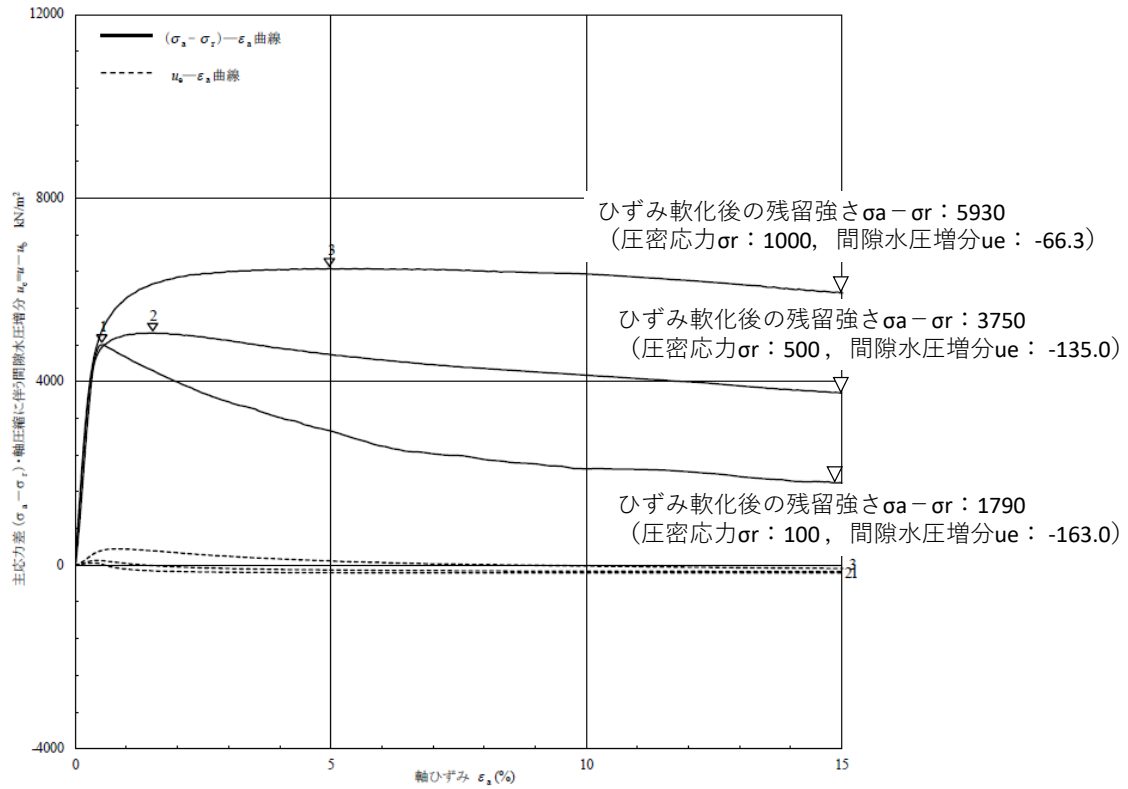
表 2.3.3-1 改良地盤①～③の室内試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			供試体 1 (W/C=200%) 改良地盤 ③	供試体 2 (W/C=300%) 改良地盤 ①・②
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (粘着力，内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3
極限支持力度	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	-	3*

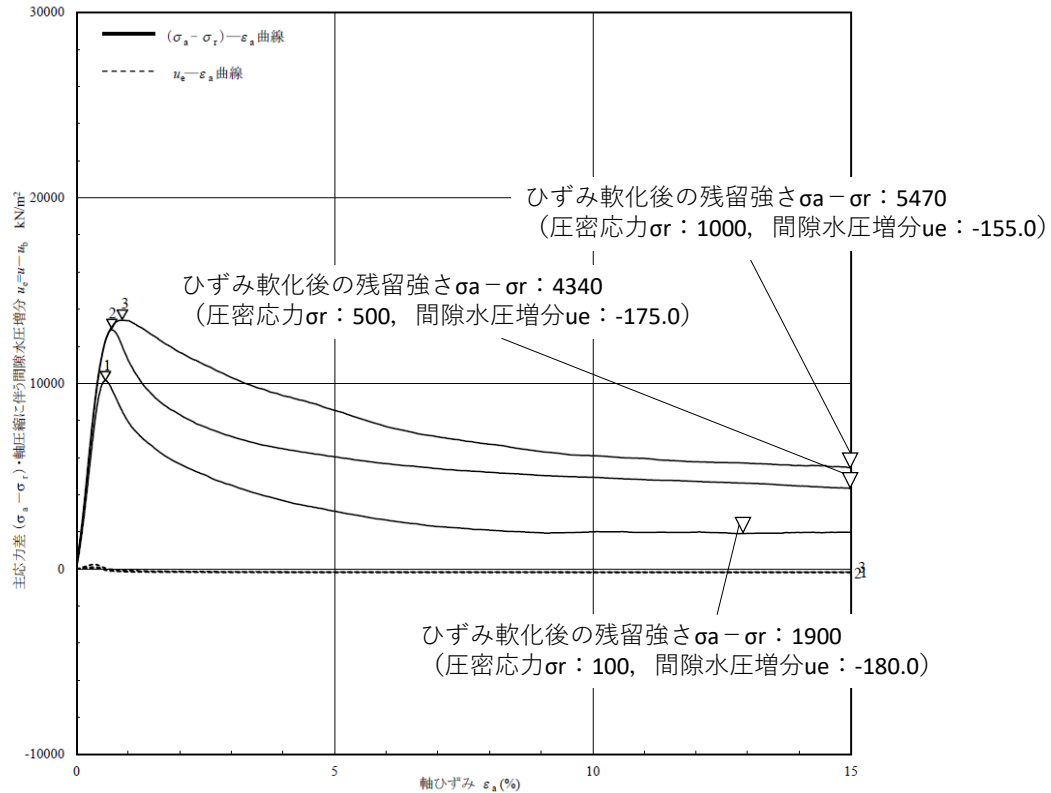
注記*：品質確認試験で実施した三軸圧縮試験結果を用いる。

表 2.3.3-2 改良地盤①～③における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値
改良地盤①，②	775	998
	1170	
	1050	
改良地盤③	1340	1460
	1540	
	1490	

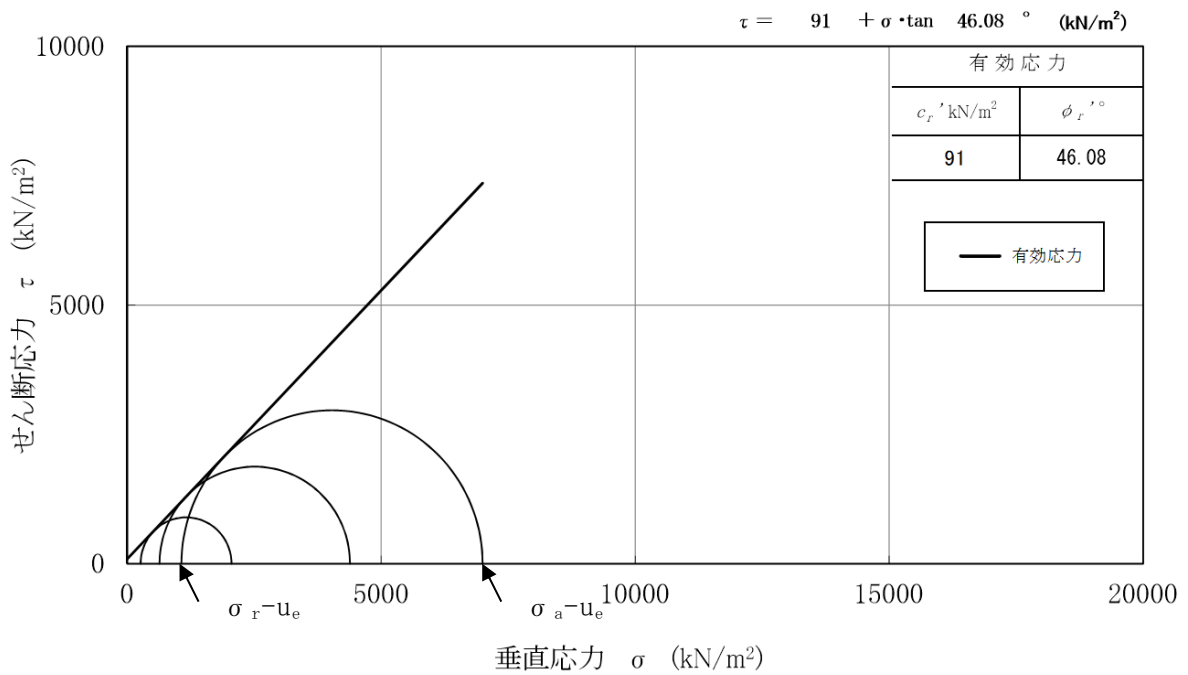


(1) 改良地盤①・②の軸差応力－軸ひずみ関係

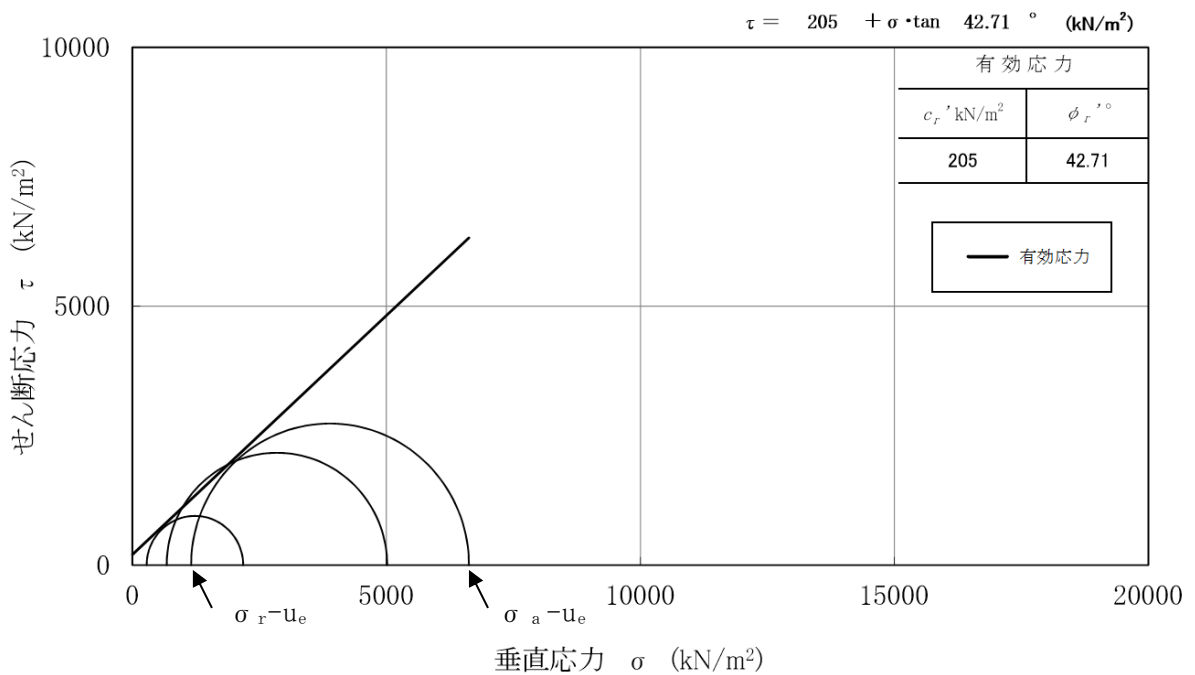


(2) 改良地盤③の軸差応力－軸ひずみ関係

図 2.3.3-1 三軸圧縮試験における軸差応力－軸ひずみ関係



(1) 改良地盤①・②の三軸圧縮試験結果



(2) 改良地盤③の三軸圧縮試験結果

図 2.3.3-2 改良地盤①～③における三軸圧縮試験結果

(せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さ)

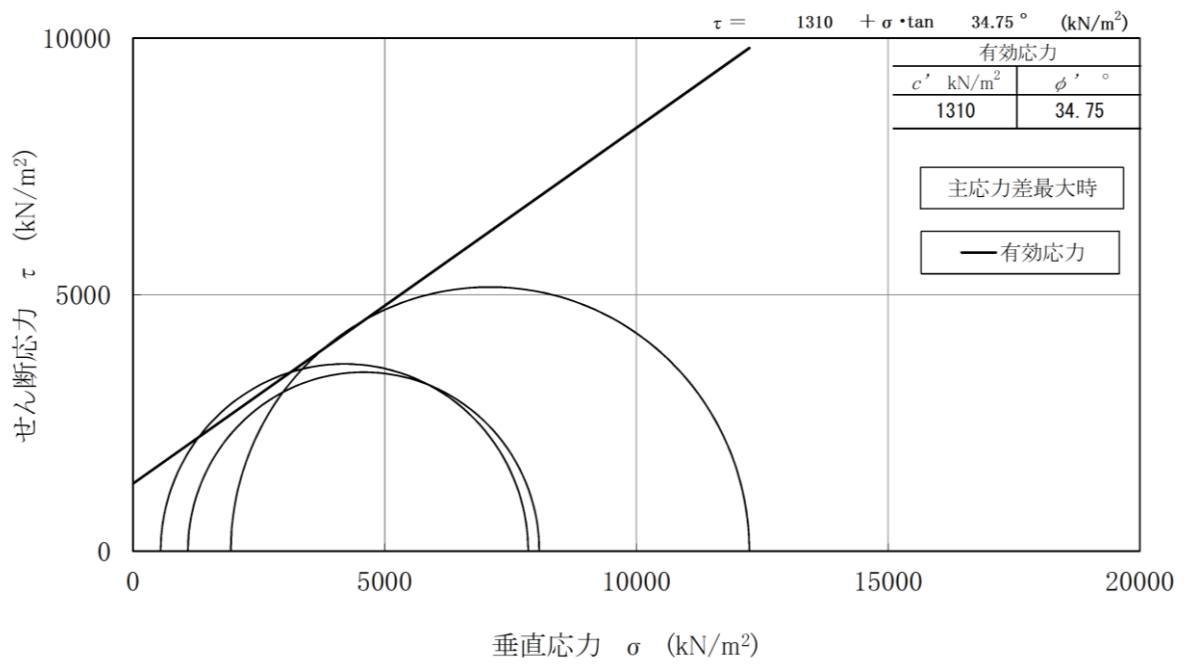


図 2.3.3-3 改良地盤①・②における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値及び極限支持力度の設定

a. 残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.3.3-3 に示す。

表 2.3.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤①・②	91	46.08
改良地盤③	205	42.71

b. 引張強度

文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較を表 2.3.3-4 に示す。引張強度が小さいほうが保守的になることから、引張強度は文献による算定値を採用する。

表 2.3.3-4 文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較（引張強度）

	文献による算定値			試験値
	解析用物性値		一軸圧縮強度 Q_u [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]
	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]		
改良地盤①・ ②	628	38.00	2580	258 採用
改良地盤③	1140	40.54	4950	495 採用

c. 極限支持力度

「(参考資料 13) 改良地盤における補足」における品質確認試験で実施した三軸圧縮試験結果より算定される極限支持力度及び設置変更許可申請書(添付資料六)に示した極限支持力度の比較を表 2.3.3-5 に示す。三軸圧縮試験結果より、設置変更許可申請書(添付資料六)に示した極限支持力度 1.4N/mm^2 を上回ることを確認した。

表 2.3.3-5 三軸圧縮試験結果より算定される極限支持力度及び設置変更許可申請書(添付資料六)に示した極限支持力度の比較

	設置変更許可申請書 (添付資料六)	三軸圧縮試験結果より 算定される極限支持力度
改良地盤①, ② [N/mm ²]	1.4 採用	7.2

2.4 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤①～③の物性値を表 2.4-1 に、その設定根拠を表 2.4-2 に示す。

表 2.4-1 改良地盤①～③の解析用物性値及び極限支持力度

		解析用物性値及び極限支持力度	
		改良地盤①・②	改良地盤③
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	91	205
	内部摩擦角 ϕ' [°]	46.08	42.71
引張強度	σ_t [kN/m ²]	258	495
極限支持力度	R_u [N/mm ²]	1.4	—

表 2.4-2 改良地盤①～③における解析用物性値及び極限支持力度の設定根拠

		設定根拠 (改良地盤①・②及び改良地盤③は共通)
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	薬液注入による改良地盤に関する文献より、保守的に設定した算定式から求まる引張強度と比較して、圧裂引張試験における引張強度が上回ることから、文献による算定値を設定
極限支持力度	R_u [N/mm ²]	品質確認試験で実施した三軸圧縮試験結果より算定される極限支持力度が、設置変更許可申請書（添付資料六）に示した極限支持力度 1.4N/mm ² を上回ることから、設置変更許可申請書（添付資料六）に示した極限支持力度 1.4N/mm ² を設定

3. 改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値の設定方法

3.1 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の改良地盤④及び改良地盤⑤の内的安定評価，並びに改良地盤⑤の支持性能評価に必要な物性値について，室内試験の結果を踏まえ設定する。

3.2 地盤の物性値

改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値のうち，引張強度，残留強度（粘着力，内部摩擦角）及び極限支持力度については，室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では，当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 3.2-1 及び図 3.2-2 に改良地盤④及び改良地盤⑤の配置図を示す。

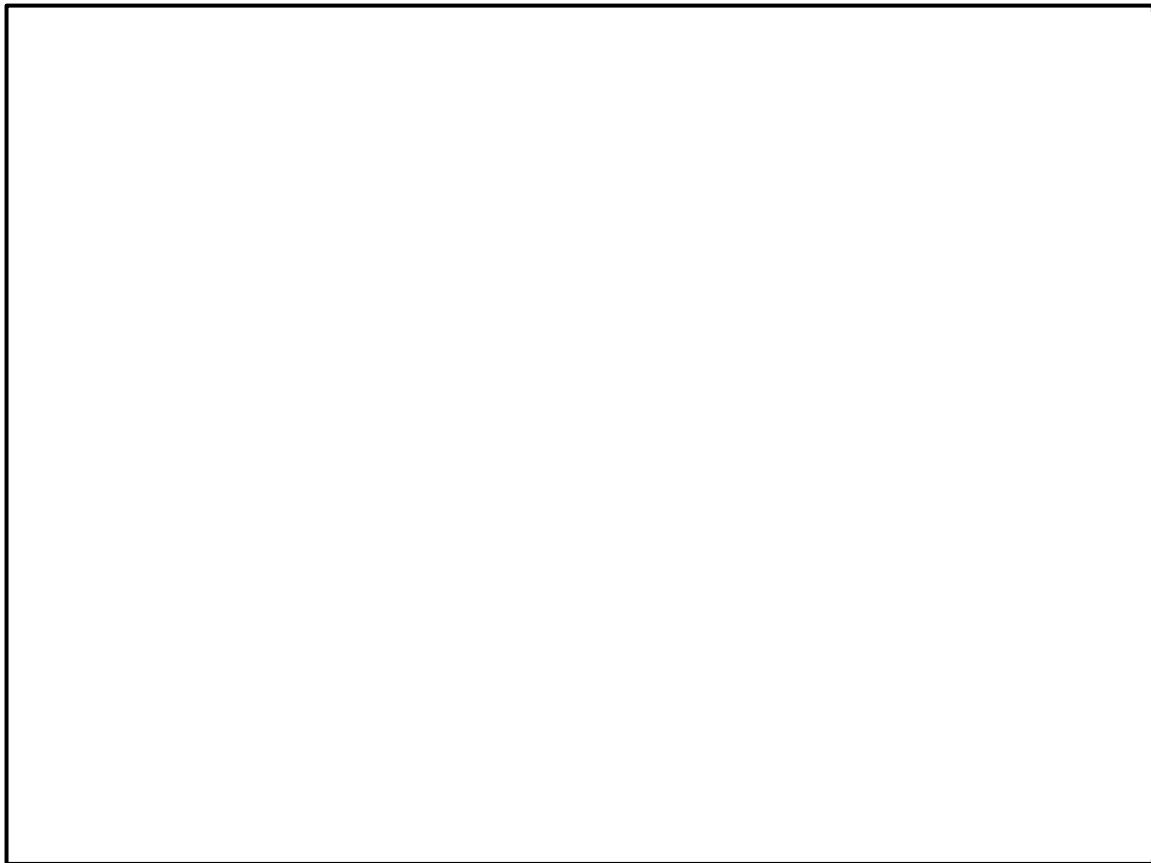


図 3.2-1 改良地盤④及び改良地盤⑤の平面配置図

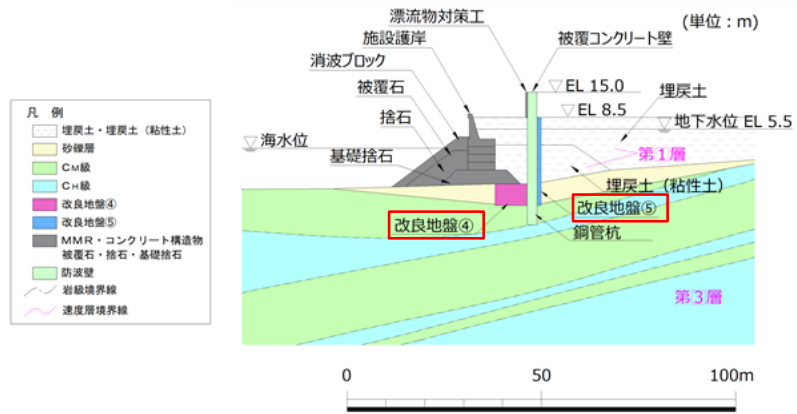


図 3.2-2 改良地盤④及び改良地盤⑤の配置図
 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁), B-B断面)

3.3 室内試験を踏まえた解析用物性値及び極限支持力度の設定

3.3.1 試験方法

室内試験は、地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき実施する。圧裂引張試験及び三軸圧縮試験に用いる供試体は「（参考資料 13）改良地盤における補足」で示したものをを用いる。

表 3.3.1-1 改良地盤④及び改良地盤⑤の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上
極限支持力度	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

3.3.2 解析用物性値及び極限支持力度の設定方法

(1) 残留強度

残留強度については、「（参考資料 13）改良地盤における補足」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さをを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、圧裂引張試験結果を用いて設定を行う。

(3) 極限支持力度

「（参考資料 13）改良地盤における補足」における三軸圧縮試験結果を用いて「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）」より算定される極限支持力度を踏まえて保守的な物性値を設定する。

3.3.3 解析用物性値及び極限支持力度の設定

(1) 試験結果

改良地盤④及び改良地盤⑤の室内試験における試験数量を表 3.3.3-1 に示す。また、試験結果を表 3.3.3-2，図 3.3.3-1～図 3.3.3-3 に示す。

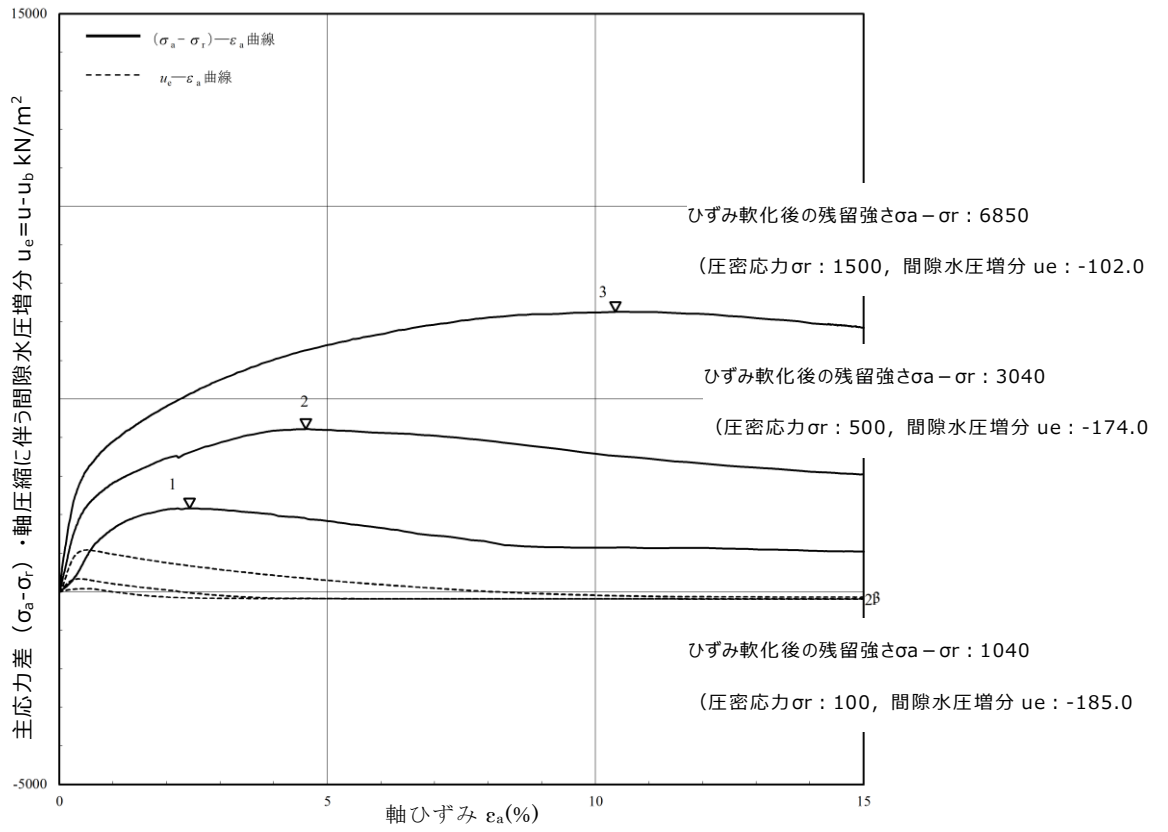
残留強度については、図 3.3.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力－軸ひずみ関係において、せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さをを用い、図 3.3.3-2 に示すモールの応力円を描き、粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 3.3.3-1 改良地盤④及び改良地盤⑤の室内試験における試料数量

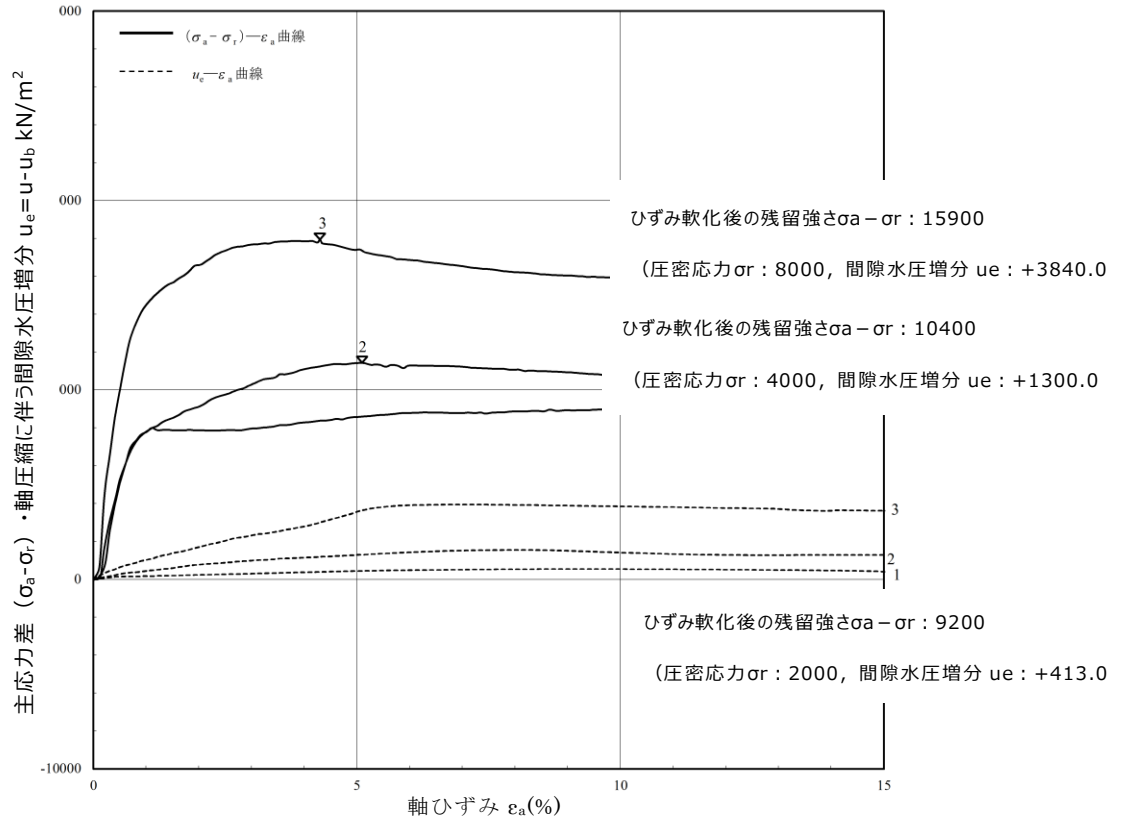
項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			改良地盤④	改良地盤⑤
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (粘着力，内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3
極限支持力度	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	-	3

表 3.3.3-2 改良地盤④及び改良地盤⑤における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値
改良地盤①，②	117	109
	142	
	67	
改良地盤③	849	1164
	932	
	1710	

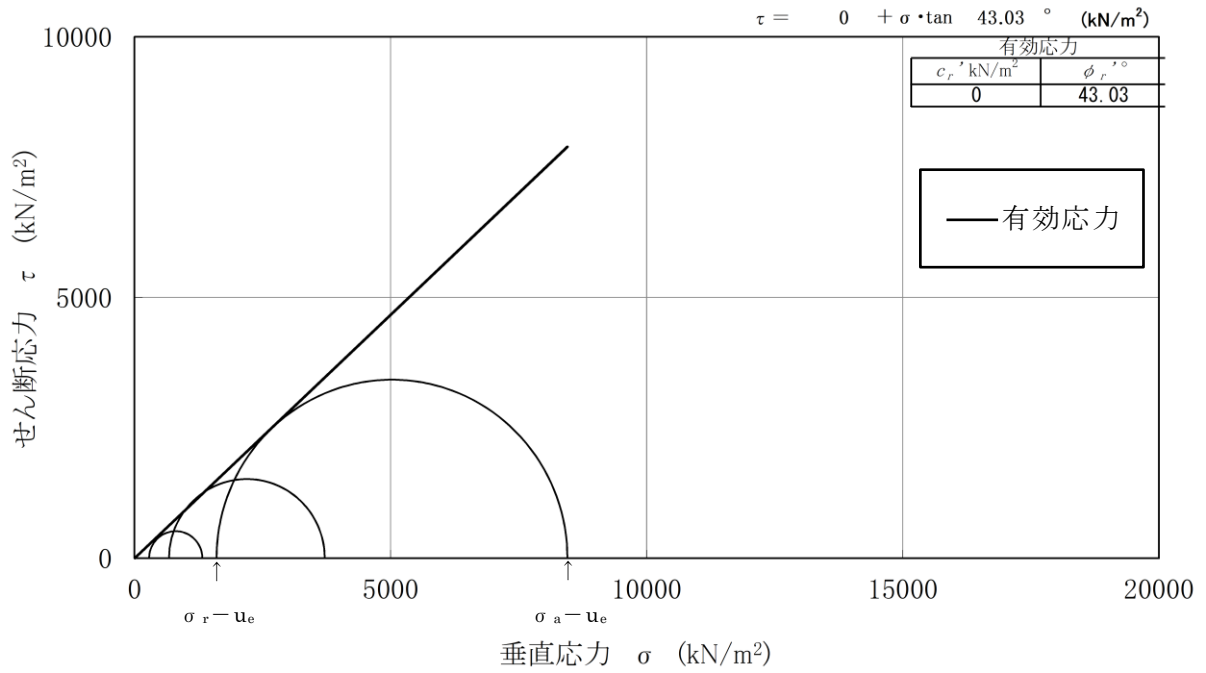


(1) 改良地盤④の軸差応力－軸ひずみ関係

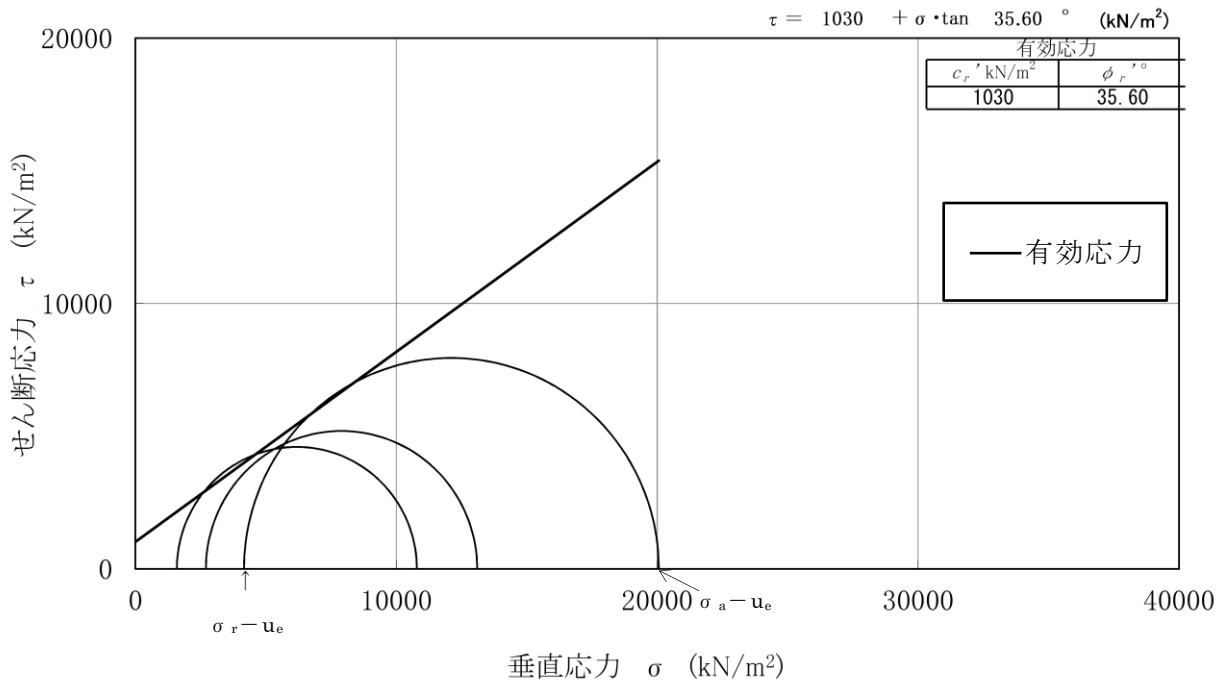


(2) 改良地盤⑤の軸差応力－軸ひずみ関係

図 3.3.3-1 三軸圧縮試験における軸差応力－軸ひずみ関係



(1) 改良地盤④の三軸圧縮試験結果



(2) 改良地盤⑤の三軸圧縮試験結果

図 3.3.3-2 改良地盤④及び改良地盤⑤における三軸圧縮試験結果
(せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さ)

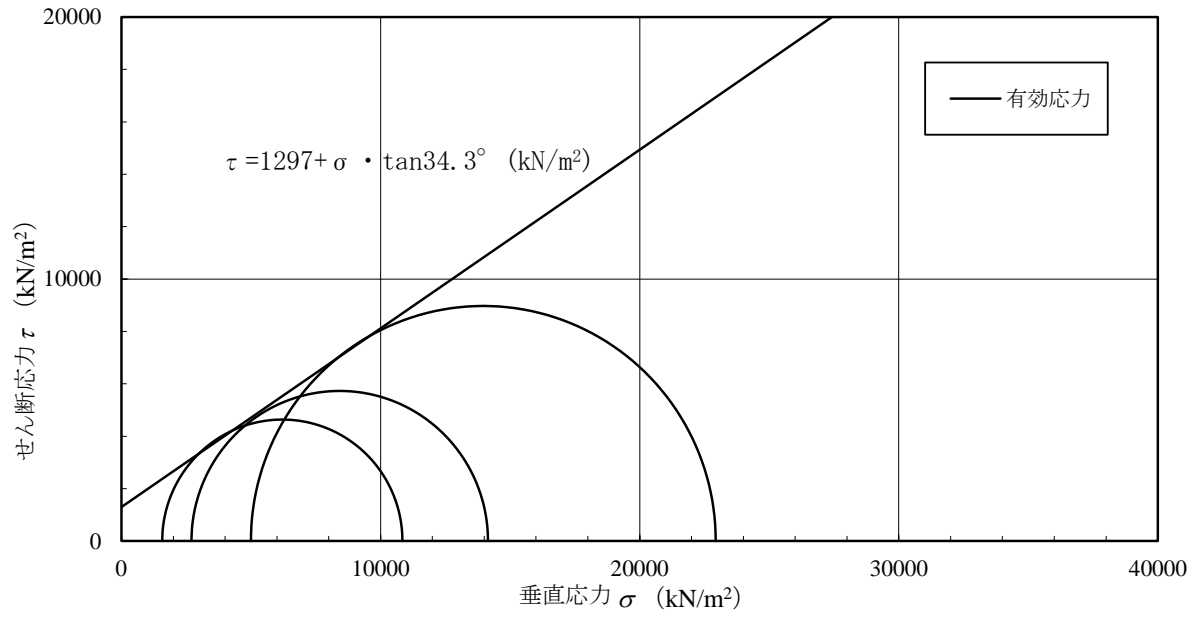


図 3.3.3-3 改良地盤⑤における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値及び極限支持力度の設定

a. 残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 3.3.3-3 に示す。
改良地盤⑤の粘着力 c' については保守的に 0kN/m^2 とする。

表 3.3.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m^2]	内部摩擦角 ϕ' [$^\circ$]
改良地盤④	0	43.03
改良地盤⑤	0	35.60

b. 引張強度 σ_t

室内試験の結果を踏まえた引張強度の物性値を表 3.3.3-4 に示す。

表 3.3.3-4 引張強度の物性値

	引張強度 σ_t [kN/m^2]
改良地盤④	109
改良地盤⑤	1160

c. 極限支持力度

「(参考資料 13) 改良地盤における補足」における三軸圧縮試験結果より算定される極限支持力度を踏まえて、表 3.3.3-5 のとおり保守的な物性値を設定する。

表 3.3.3-5 極限支持力度の物性値

	極限支持力度	三軸圧縮試験結果より 算定される極限支持力度
改良地盤⑤ [N/mm^2]	2.5 採用	7.2

3.4 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値を表 3.4-1 に、その設定根拠を表 3.4-2 に示す。

表 3.4-1 改良地盤④及び改良地盤⑤の解析用物性値及び極限支持力度

		解析用物性値及び極限支持力度	
		改良地盤④	改良地盤⑤
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	0	0
	内部摩擦角 ϕ' [°]	43.03	35.60
引張強度	σ_t [kN/m ²]	109	1160
極限支持力度	R_u [N/mm ²]	—	2.5

表 3.4-2 改良地盤④及び改良地盤⑤の設定根拠

		設定根拠 (改良地盤④及び改良地盤⑤は共通)
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた引張強度を設定
極限支持力度	R_u [N/mm ²]	三軸圧縮試験結果を踏まえて保守的に極限支持力度を設定

4. 改良地盤⑥の物性値の設定方法

4.1 概要

防波壁（波返重力擁壁）の改良地盤⑥の内的安定評価及び支持性能評価に必要な物性値について、室内試験の結果を踏まえ設定する。

4.2 地盤の物性値

改良地盤⑥の物性値のうち、引張強度、残留強度（粘着力、内部摩擦角）及び極限支持力度については、室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 4.2-1 及び図 4.2-2 に改良地盤⑥の配置図を示す。

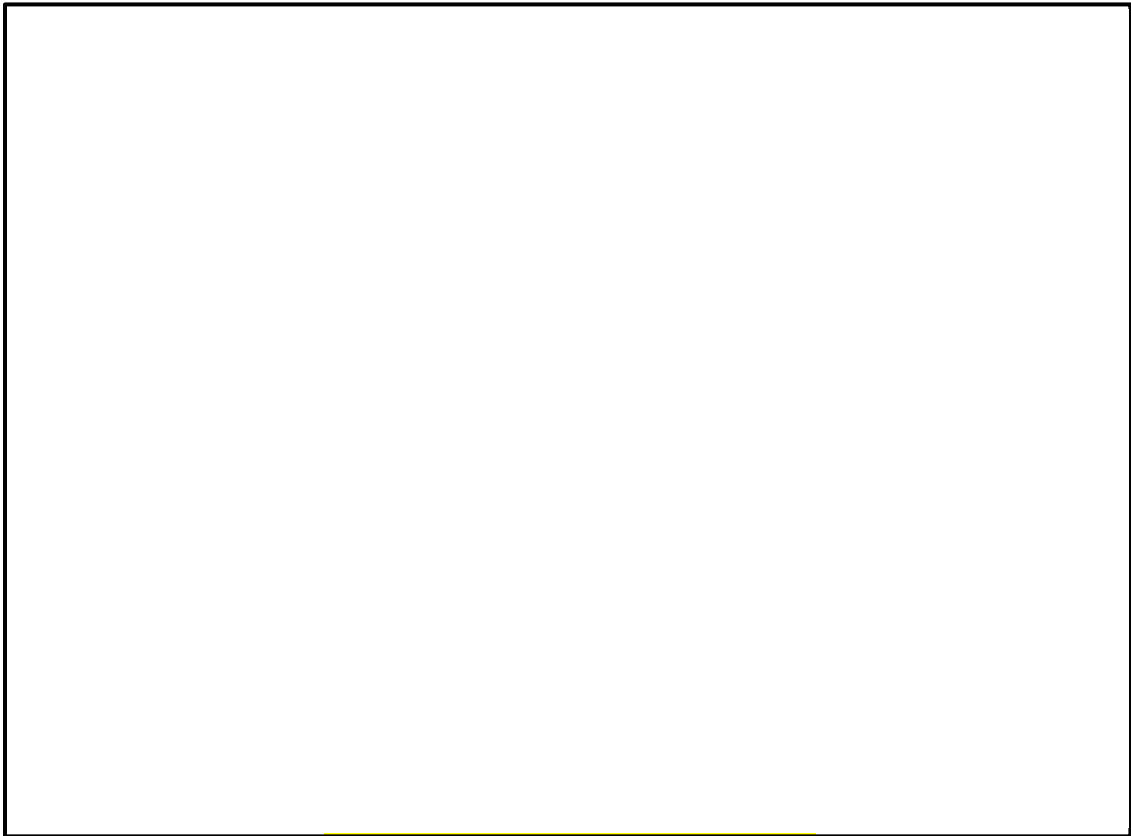


図 4.2-1 改良地盤⑥の平面配置図

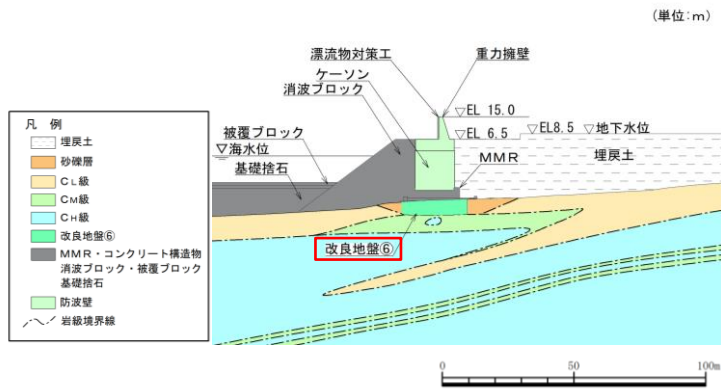


図 4.2-2 改良地盤⑥の配置図
(防波壁 (波返重力擁壁), C-C 断面)

4.3 室内試験を踏まえた解析用物性値及び極限支持力度の設定

4.3.1 試験方法

室内試験は、表 4.3.1-1 に示すとおり地盤工学会（JGS）又は日本産業規格（JIS）の試験基準に基づき実施する。圧裂引張試験及び三軸圧縮試験に用いる供試体は「（参考資料 13）改良地盤における補足」で示したものをを用いる。

表 4.3.1-1 改良地盤⑥の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上
極限支持力度	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

4.3.2 解析用物性値及び極限支持力度の設定方法

(1) 残留強度

残留強度については、「（参考資料 13）改良地盤における補足」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さをを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、圧裂引張試験結果を用いて設定を行う。

(3) 極限支持力度

「（参考資料 13）改良地盤における補足」における三軸圧縮試験結果を用いて「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）」より算定される極限支持力度を踏まえて保守的な物性値を設定する。

4.3.3 解析用物性値及び極限支持力度の設定

(1) 試験結果

改良地盤⑥の室内試験における試験数量を表 4.3.3-1 に示す。また、試験結果を表 4.3.3-2、表 4.3.3-3、図 4.3.3-1 及び図 4.3.3-2 に示す。

残留強度については、図 4.3.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力-軸ひずみ関係において、せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さをを用い、図 4.3.3-2 に示すモールの応力円を描き、粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 4.3.3-1 改良地盤⑥の室内試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量
			改良地盤⑥
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3
極限支持力度	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3

表 4.3.3-2 改良地盤⑥における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値
改良地盤⑥	395	436
	442	
	471	
改良地盤③	849	1164
	932	
	1710	

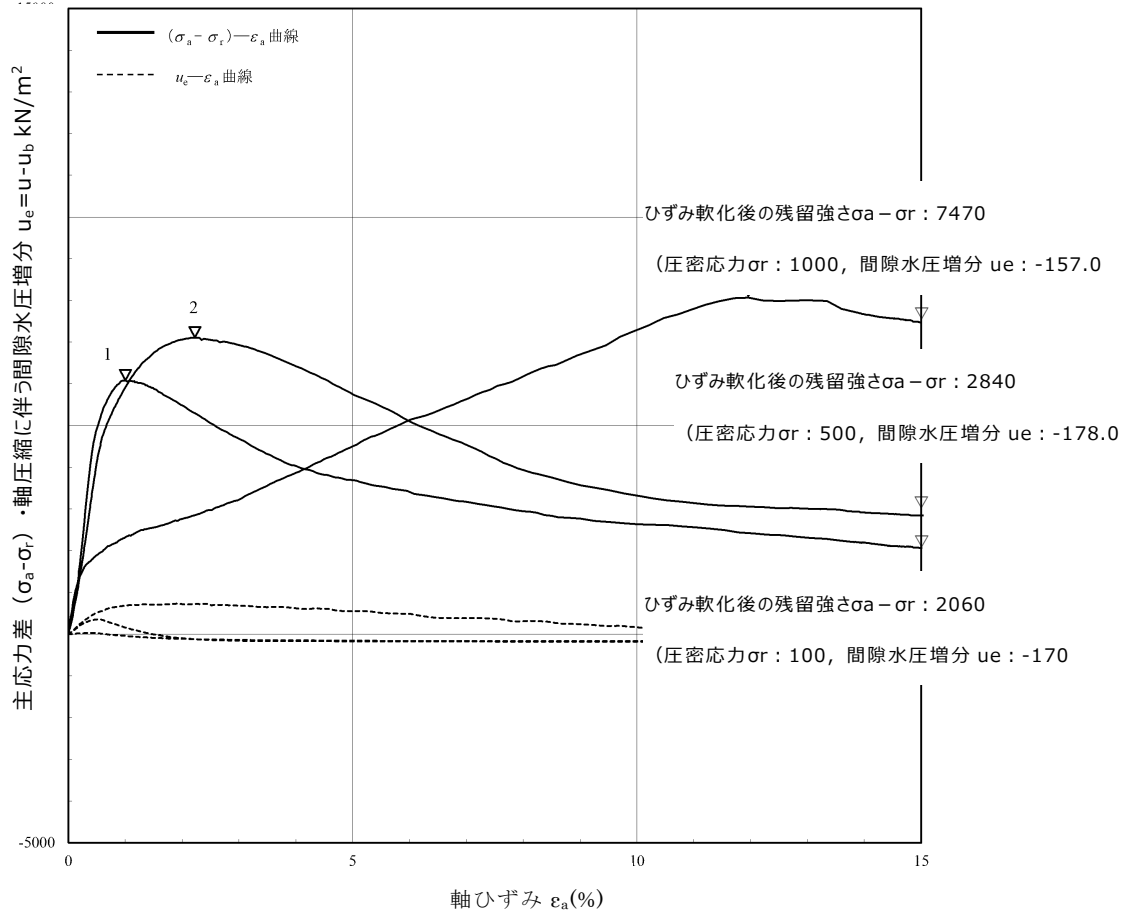


図 4.3.3-1 三軸圧縮試験における軸差応力-軸ひずみ関係

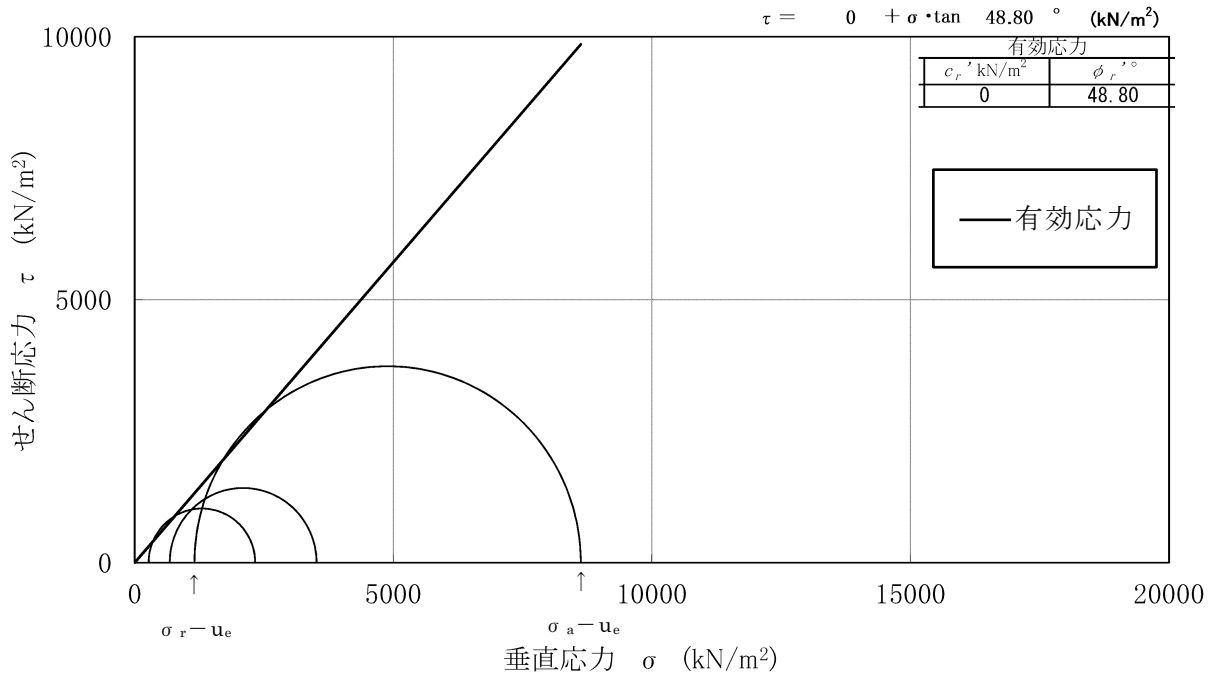


図 4.3.3-2 改良地盤⑥における三軸圧縮試験結果
(せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さ)

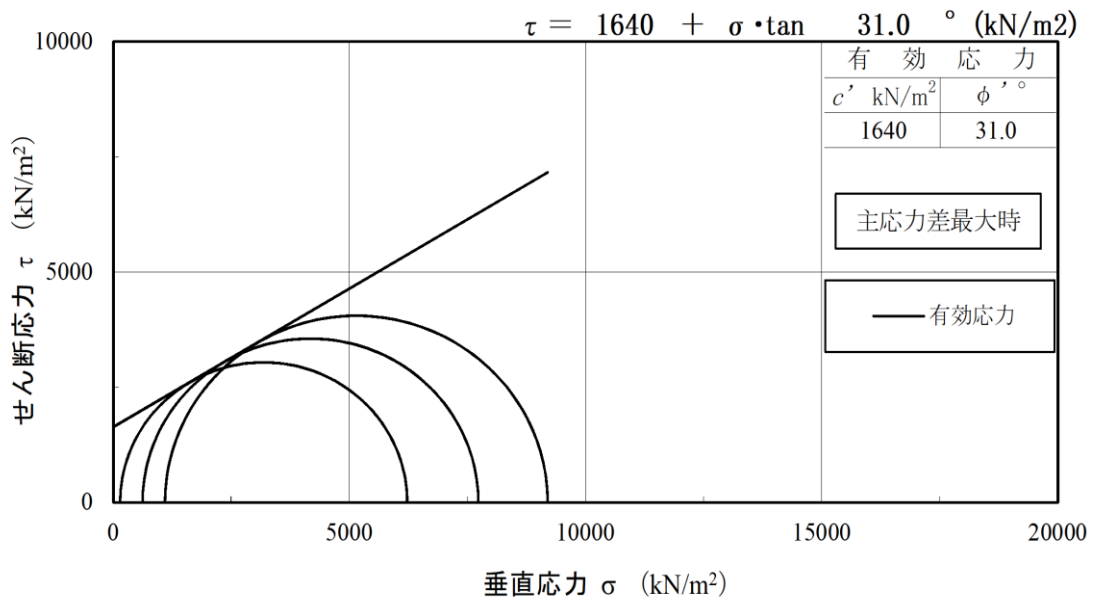


図 4.3.3-3 改良地盤⑥における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値及び極限支持力度の設定

a. 残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 4.3.3-3 に示す。

表 4.3.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤⑥	0	48.80

b. 引張強度 σ_t

室内試験の結果を踏まえた引張強度の物性値を表 4.3.3-4 に示す。

表 4.3.3-4 引張強度の物性値

	引張強度 σ_t [kN/m ²]
改良地盤⑥	436

c. 極限支持力度

「(参考資料 13) 改良地盤における補足」における三軸圧縮試験結果より算定される極限支持力度を踏まえて、表 4.3.3-5 のとおり保守的な物性値を設定する。

表 4.3.3-5 極限支持力度の物性値

	極限支持力度	三軸圧縮試験結果より 算定される極限支持力度
改良地盤⑥ [N/mm ²]	3.0 採用	6.8

4.4 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤⑥の物性値を表 4.4-1 に、その設定根拠を表 4.4-2 に示す。

表 4.4-1 改良地盤⑥の解析用物性値及び極限支持力度

		解析用物性値及び極限支持力度
		改良地盤⑥
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	0
	内部摩擦角 ϕ' [°]	48.80
引張強度	σ_t [kN/m ²]	436
極限支持力度	R_u [N/mm ²]	3.0

表 4.4-2 改良地盤⑥の設定根拠

		設定根拠
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた引張強度を設定
極限支持力度	R_u [N/mm ²]	三軸圧縮試験結果を踏まえて保守的に極限支持力度を設定

5. 改良地盤⑦の物性値の設定方法

5.1 概要

取水槽の改良地盤⑦の内的安定評価に必要な物性値について、室内試験の結果を踏まえ設定する。

5.2 地盤の物性値

改良地盤⑦の物性値のうち、引張強度及び残留強度(粘着力, 内部摩擦角)については、室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 5.2-1 及び図 5.2-2 に改良地盤⑦の配置図を示す。

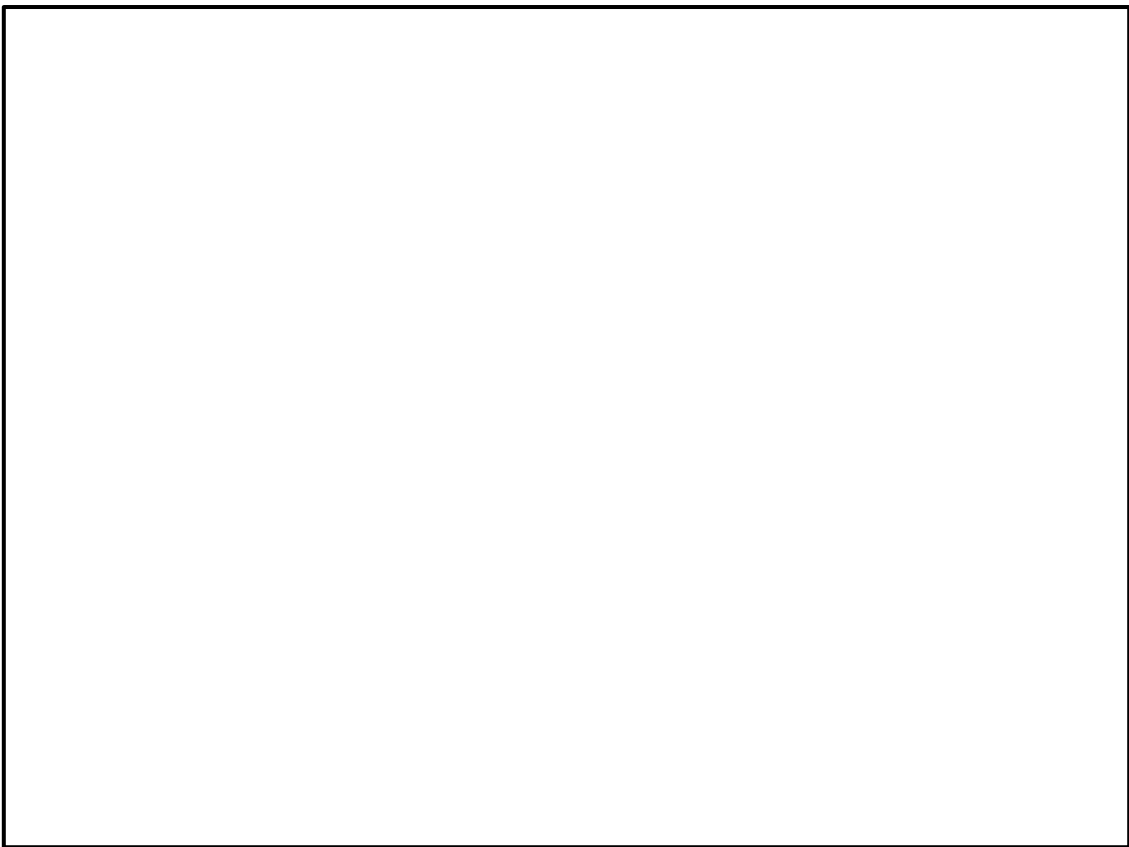


図 5.2-1 改良地盤⑦の平面配置図

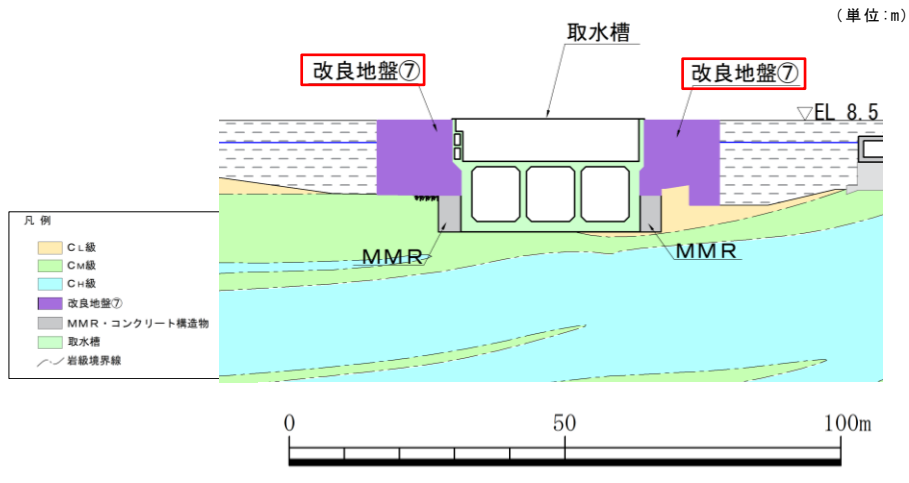


図 5.2-2 改良地盤⑦の配置図
(取水槽, D-D断面)

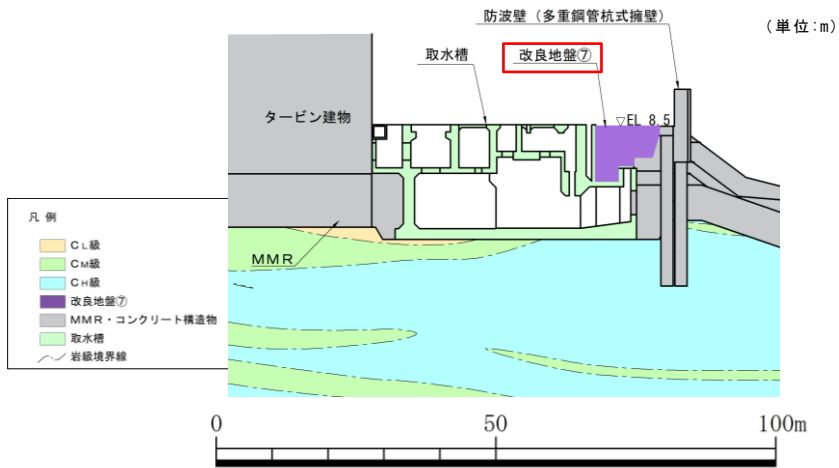


図 5.2-3 改良地盤⑦の配置図
(取水槽, E-E断面)

5.3 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

5.3.1 試験方法

室内試験は、地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき実施する。供試体は「（参考資料 13）改良地盤における補足」で示した室内配合試験によって作成されたものを用いる。

表 5.3.1-1 改良地盤⑦の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

5.3.2 解析用物性値の設定方法

(1) 残留強度

残留強度については、「（参考資料 13）改良地盤における補足」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、文献調査を実施し、圧裂引張試験結果と比較検討して保守的な物性値を設定する。

図 5.3.2-1 に「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—（財）日本建築センター」（以下「日本建築センター指針」という。）より抜粋した、一軸圧縮強さと引張強さの関係から求めるせん断強さを示す。

② 一軸圧縮強さと引張り強さの関係から求める方法

τ_{so} は、これまでの既往の研究成果¹⁾²⁾をもとに一軸圧縮強さ (q_u) と引張り強さ (s_t) を用いて次式によって与えられる（資料編 1.6.1）。

$$\tau_{so} = S_t \cdot q_u / 2\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)} \quad (4.2.5)$$

図 5.3.2-1 一軸圧縮強さと引張強さの関係から求めるせん断強さ
（「日本建築センター指針」より抜粋）

図 5.3.2-1 の算定式より、せん断強さと一軸圧縮強さの関係 ($\tau = q_u/2$) を考慮し、整理した以下の式を用いて引張強さを算定する。

$$S_t = q_u/4$$

ここに、

S_t : 引張強さ ($=\sigma_t$)

q_u : 一軸圧縮強さ

引張強さの算定に用いる地盤の物性値は保守的になるよう、「(参考資料 13) 改良地盤における補足」にて設定している解析用物性値を用いて算定する。また、この文献による算定値と試験値を比較し、保守的な値を引張強度に採用する。

5.3.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

改良地盤⑦の室内試験における試験数量を表 5.3.3-1 に示す。また、試験結果を表 5.3.3-2、図 5.3.3-1 及び図 5.3.3-2 に示す。

残留強度については、図 5.3.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力-軸ひずみ関係において、せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さをを用い、図 5.3.3-2 に示すモールの応力円を描き、粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 3.3.3-1 改良地盤⑦の室内試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量
			改良地盤⑦
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3

表 5.3.3-2 改良地盤⑦における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値
改良地盤⑦	1170	1200
	1350	
	1080	

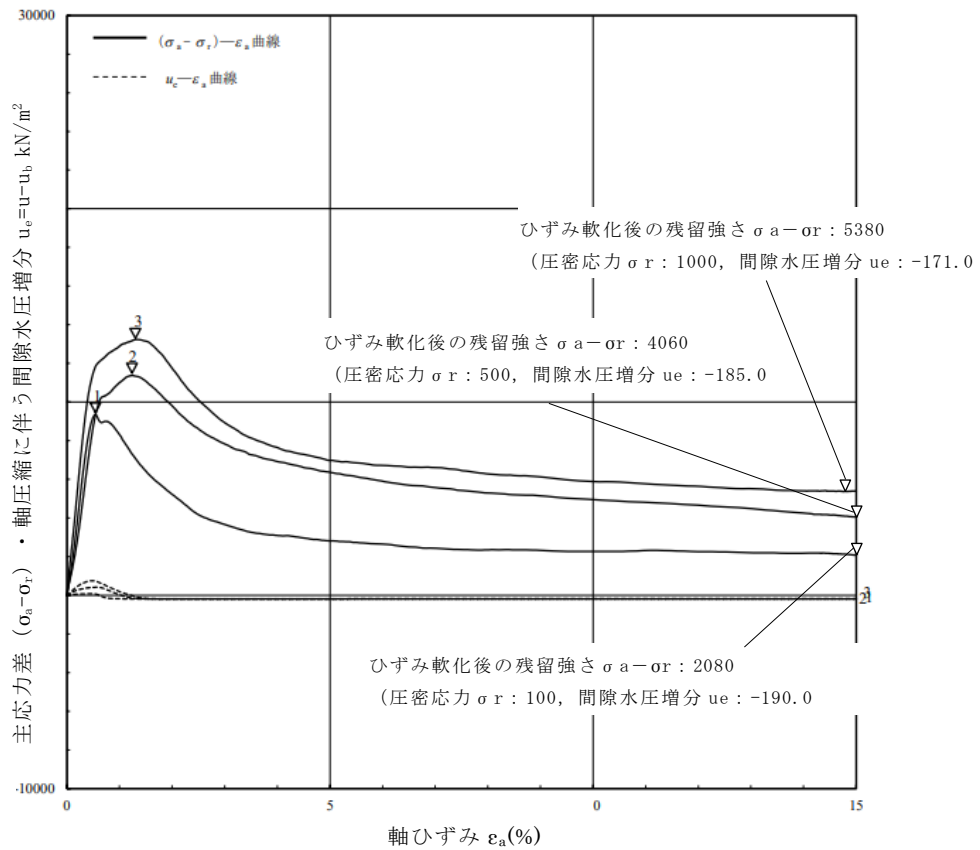


図 5.3.3-1 三軸圧縮試験における改良地盤⑦の軸差応力-軸ひずみ関係

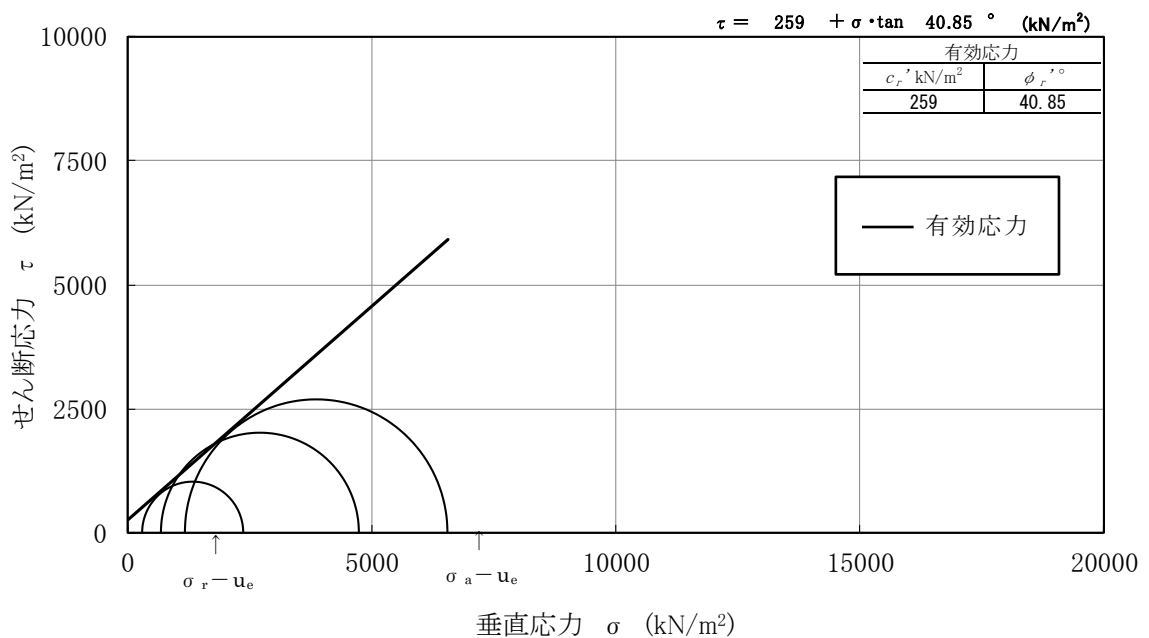


図 5.3.3-2 改良地盤⑦における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値の設定

a. 残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 5.3.3-3 に示す。

表 5.3.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤⑦	259	40.85

b. 引張強度 σ_t

文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較を表 5.3.3-4 に示す。引張強度が小さいほうが保守的になることから、引張強度は文献による算定値を採用する。

表 5.3.3-4 引張強度の物性値

	文献による算定値				試験値
	解析用物性値		一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]
	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]			
改良地盤⑦	1250	0	2500	625 採用	1200

5.4 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤⑦の物性値を表 5.4-1 に、その設定根拠を表 2.2-2 に示す。

表 5.4-1 改良地盤⑦の解析用物性値

		解析用物性値
		改良地盤⑦
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	259
	内部摩擦角 ϕ' [°]	40.85
引張強度	σ_t [kN/m ²]	625

表 5.4-2 改良地盤⑦の設定根拠

		設定根拠
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	深層混合処理工法による改良地盤に関する文献より、算定式から求まる引張強度と比較して、圧裂引張試験における引張強度が上回ることから、保守的に文献による算定値を設定

(参考資料 21) 岩盤の引張強度について

1. 概要

岩盤の評価において、静的非線形解析及びすべり安全率評価を実施する必要があることから、原位置試験に基づき、岩盤に適切な引張強度を設定する。

2. 原位置引張試験

地盤工学会基準「J G S 3 5 5 1 : 2020 岩盤の原位置一軸引張り試験方法」と同じ方法により、原位置引張試験を実施した。

平面位置図を図 2-1 に、試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置を図 2-2 及び図 2-3 に、試験装置の概要を図 2-4 に、試験位置周辺の地質断面図を図 2-5 に示す。

試験位置周辺には、黒色頁岩及び凝灰質頁岩が分布し、おおむね傾斜 5~15° のほぼ水平な同斜構造を示す。C_M級及びC_H級の黒色頁岩を対象に原位置引張試験を実施した。

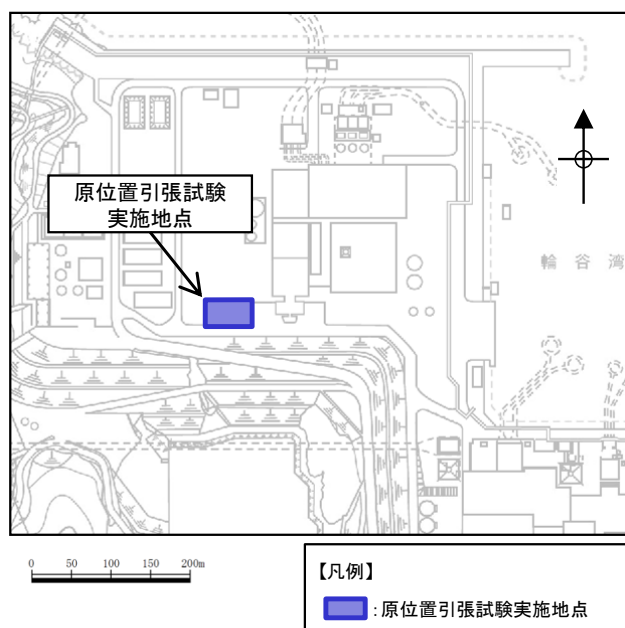


図 2-1 平面位置図

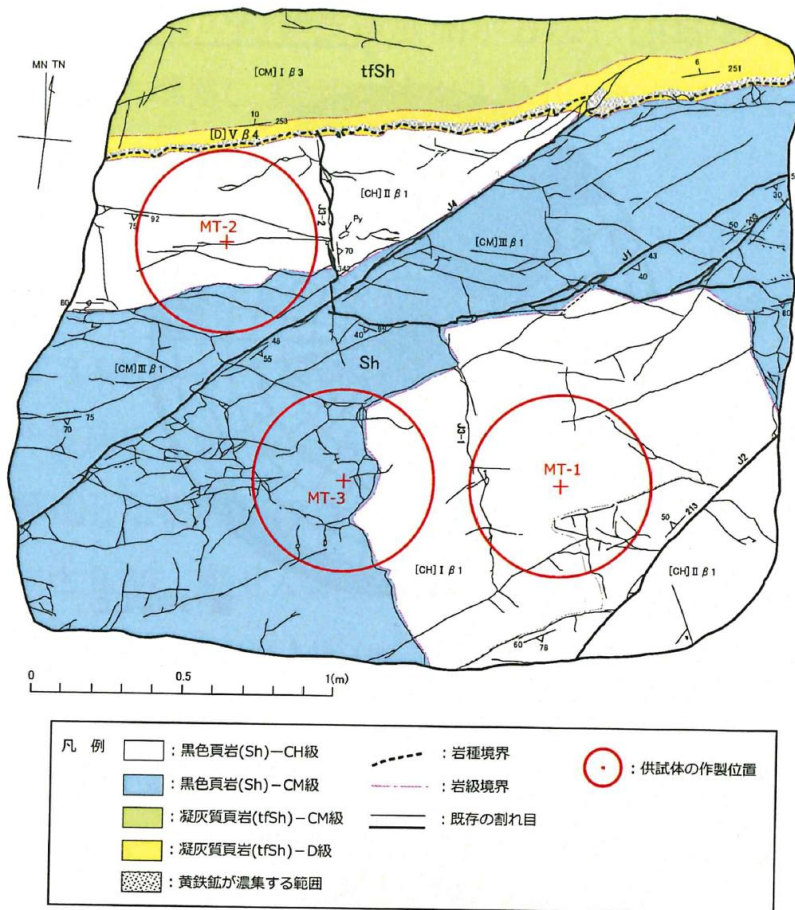


図 2-2 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (南側)

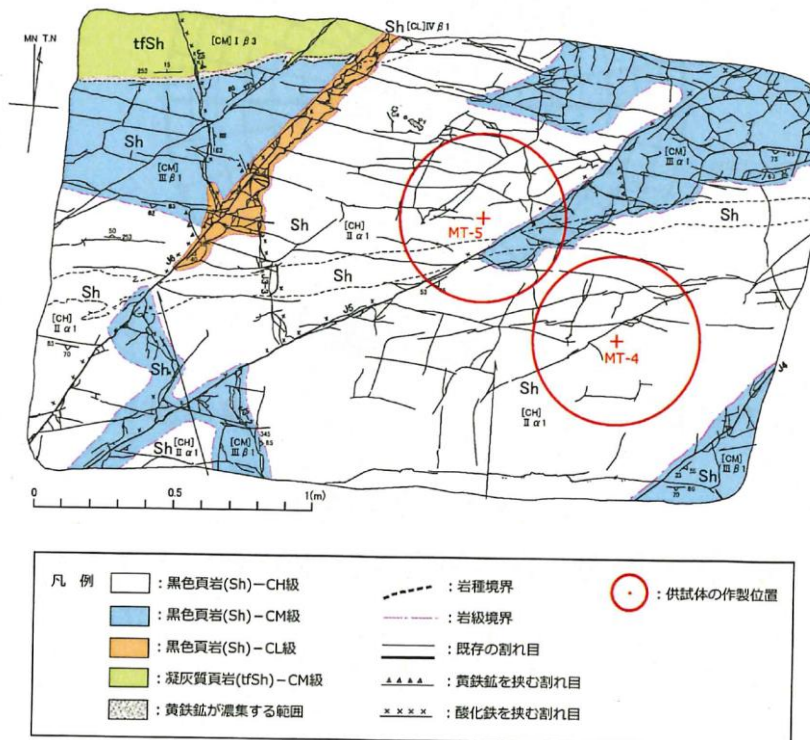


図 2-3 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図 (北側)

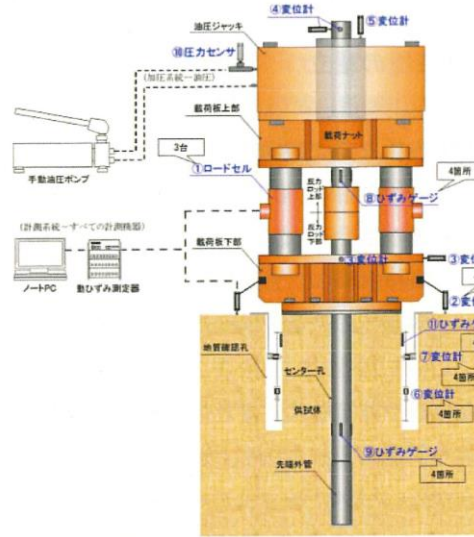


図 2-4 試験装置の概要

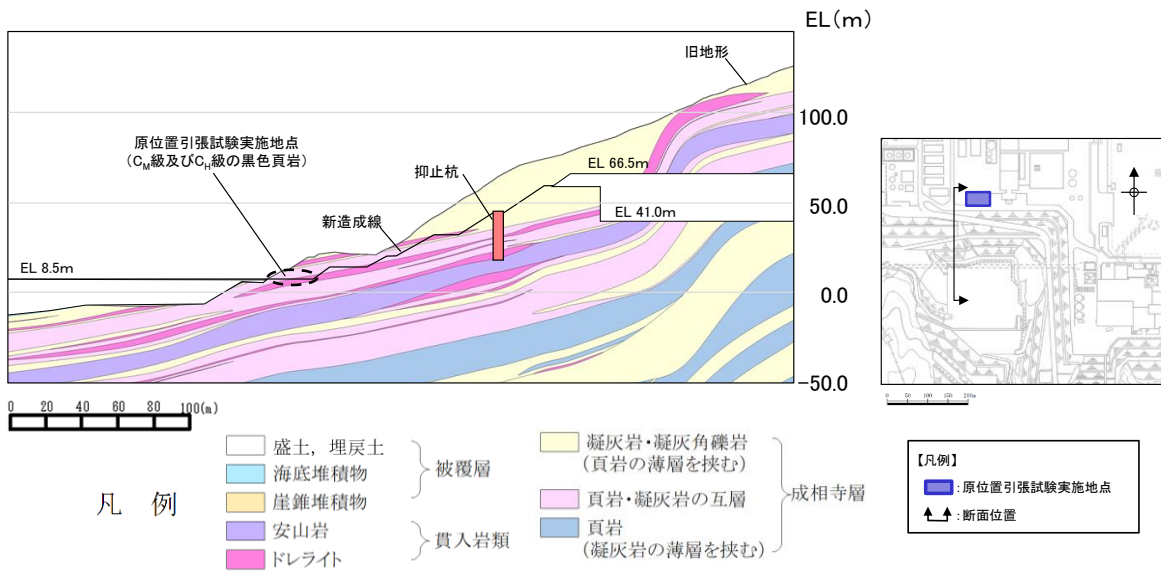


図 2-5 試験位置周辺の地質断面図

引張試験結果を表 2-1 に、破断面の概略位置を図 2-6 に示す。引張強度は平均で 0.13N/mm²であり、黒色頁岩内の葉理に平行な割れ目に沿って破断している。

表 2-1 引張試験結果

供試体名	引張強度 N/mm ²
MT-2	0.08
MT-3	0.14
MT-4	0.15
MT-5	0.15
平均値	0.13

注記* : MT-1 は、供試体全体に連続する割れ目が分布しており、引張強度の測定不可となったため、未掲載

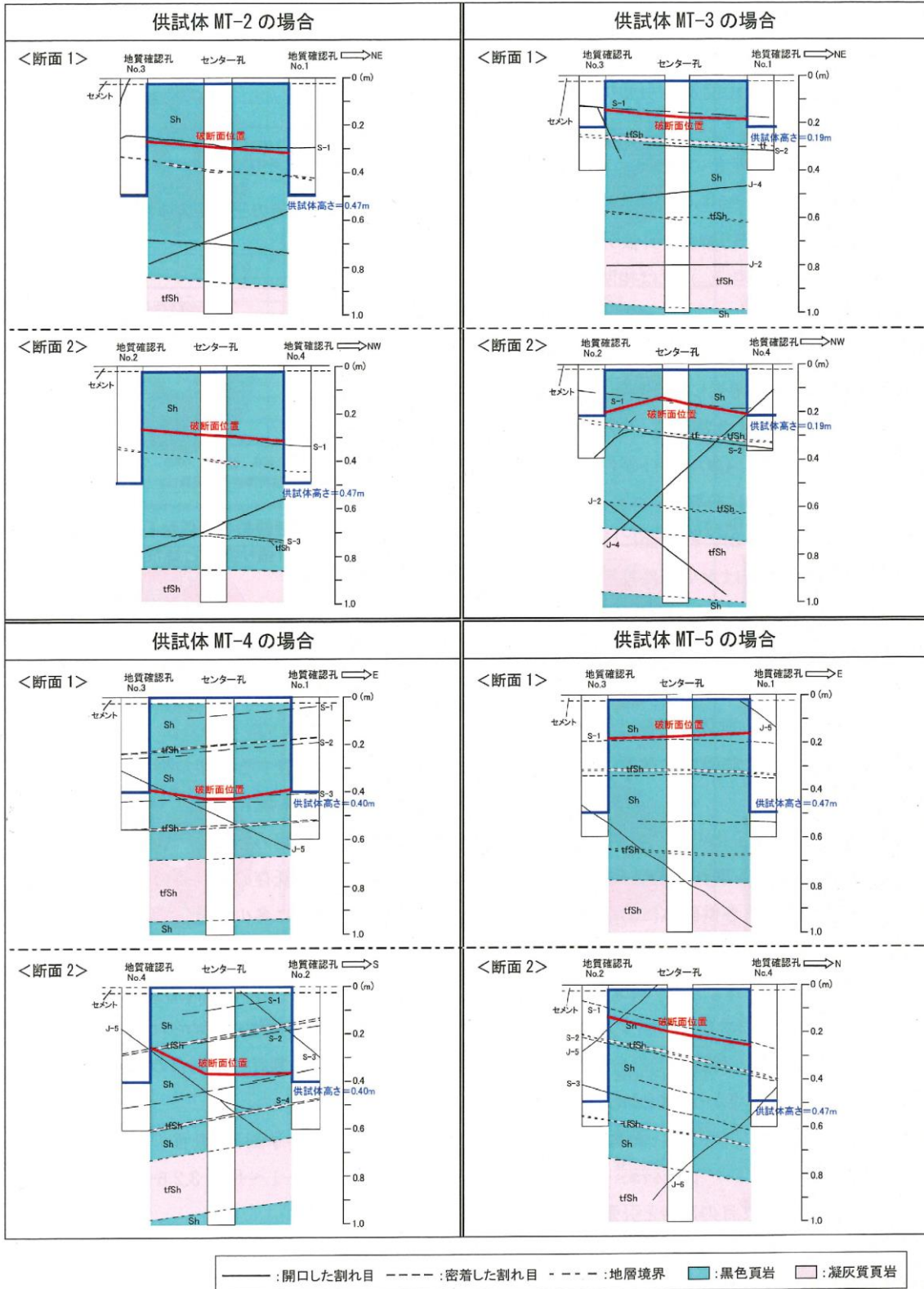


図 2-6 破断面の概略位置

3. 岩盤の引張強度の設定

原位置引張試験を踏まえ、 C_M 級及び C_H 級の黒色頁岩の引張強度を表 3-1 に示す。なお、表 3-1 に示す岩盤の引張強度を用いて評価を実施する際は、評価対象範囲の岩盤の岩級及び岩種より、 C_M 級及び C_H 級の黒色頁岩と同等又は安全側であることを確認する。

表 3-1 岩盤の引張強度

岩盤	引張強度 σ_t [N/mm ²]
C_M 級及び C_H 級の 黒色頁岩	0.13