

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-1_改 18
提出年月日	2021年10月29日

02-補-E-19-0600-1_改 17 (2021年10月20日提出) からの変更箇所のみ抜粋

補足-600-1 【地盤の支持性能について】

目次

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

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

 : 本日の説明範囲

(参考資料 1 3) 地盤改良における補足

1. 地盤改良の概要

1.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

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

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

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表 1-1 に示す。

表 1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

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

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

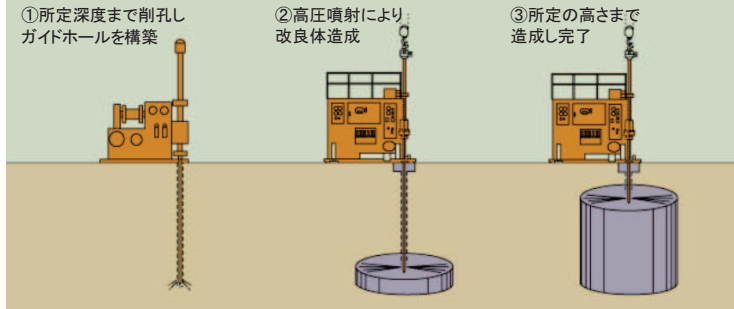

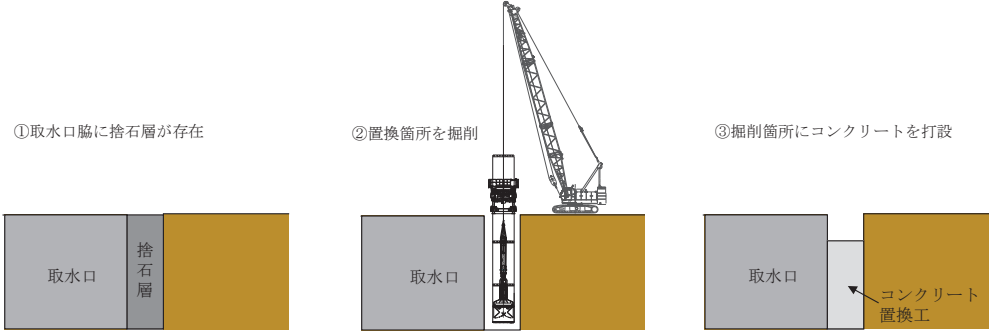
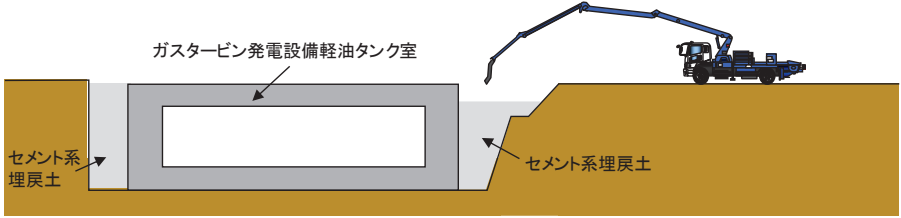
表 1-1 に示す工法のうち、女川原子力発電所で適用している地盤改良工法としては、適用地盤や工法の効果とも幅広い「固結工法」を基本としている。固結工法のうち、主に採用した工法は深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工法）であり、この工法によるものを改良地盤と呼称する。

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

1.2 地盤改良の施工方法

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

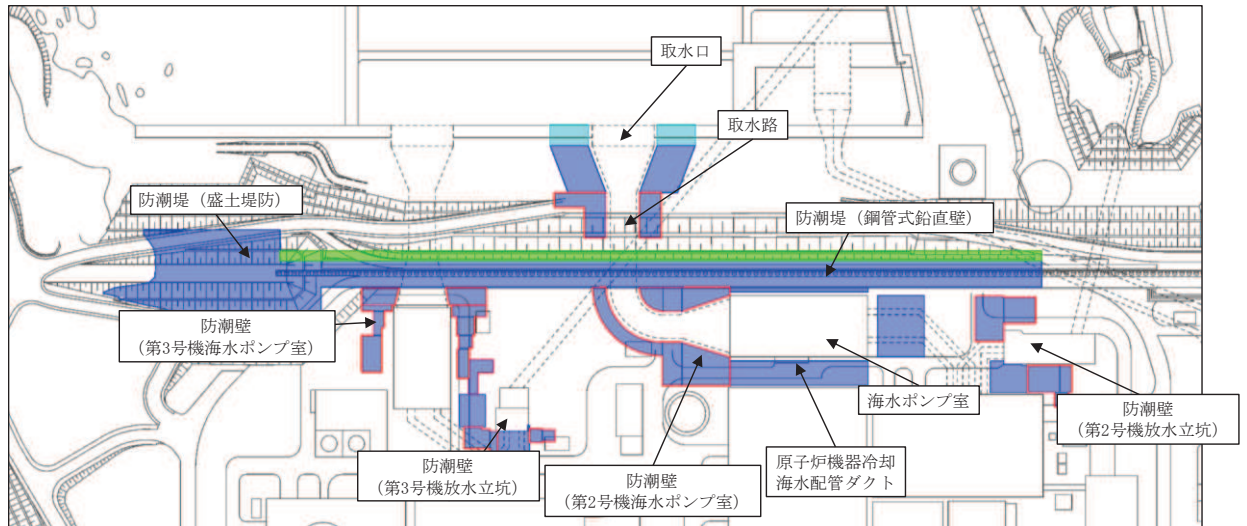
表 1-2 地盤改良の施工方法の概要

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

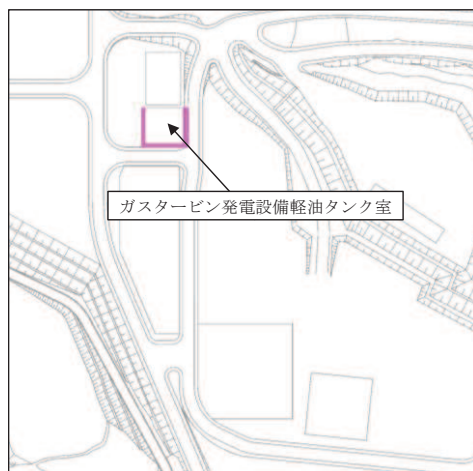
注記*：取水口脇の捨石層を置換するために実施。

2. 各施設における地盤改良の概要

地盤改良の施工範囲を図 2-1 に、地盤改良の概要を表 2-1 に示す。表 2-1 に示すとおり、地盤改良の主な目的・効果は、支持地盤，変形抑制，液状化対策等に区別される。各施設における地盤改良の範囲を図 2-2～図 2-21 に示す。



(O. P. +14.8m盤)



(O. P. +62m盤)

[凡例]	
■	改良地盤
■	改良地盤（設置許可段階からの追加範囲）
■	セメント改良土
■	コンクリート置換工及び改良地盤
■	セメント系埋戻土

図 2-1 地盤改良の施工範囲

表 2-1 地盤改良の概要

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

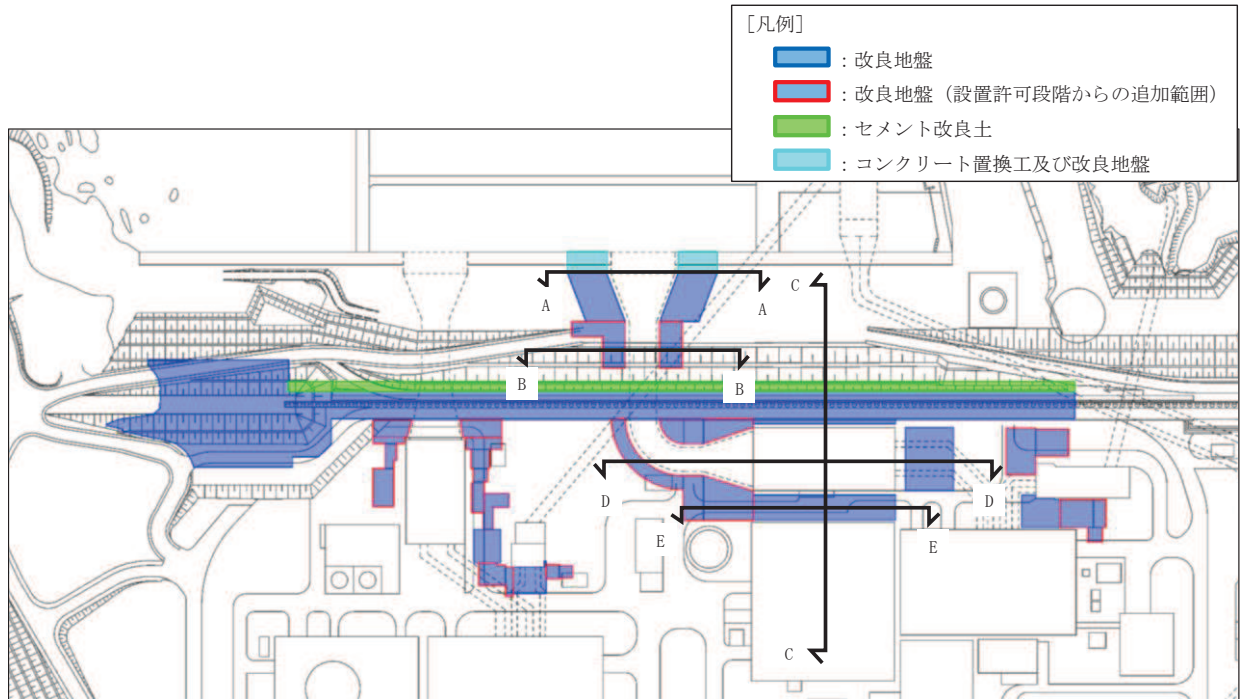


図 2-2 各施設における地盤改良の範囲（取水口，取水路，海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト）

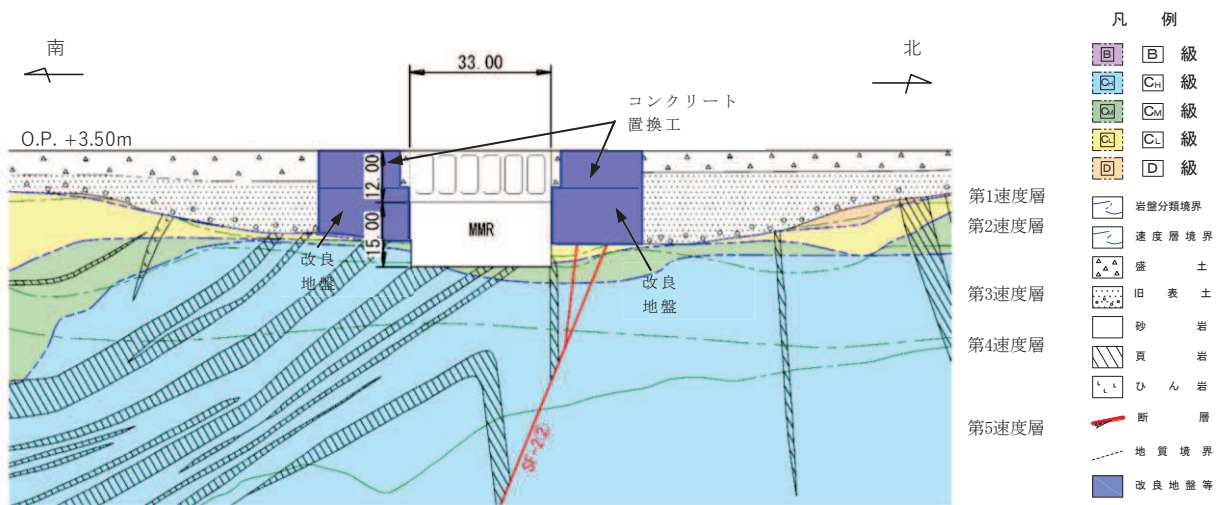


図 2-3 地盤改良の範囲（取水口，A-A 断面）

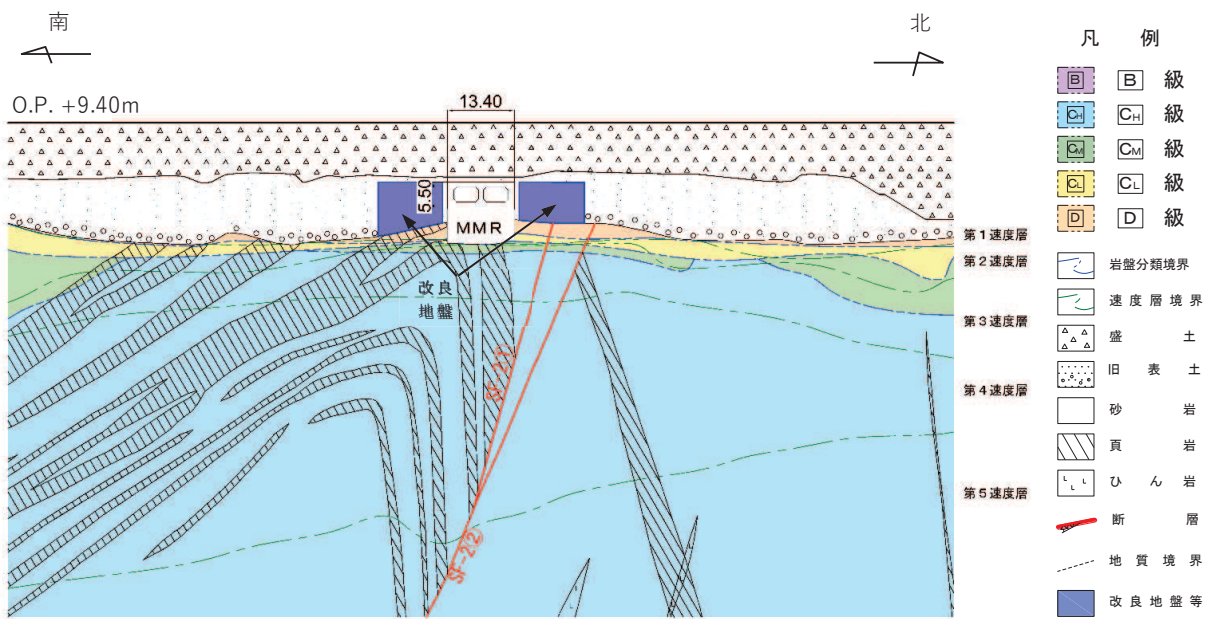


図 2-4 地盤改良の範囲（取水路，B-B 断面）

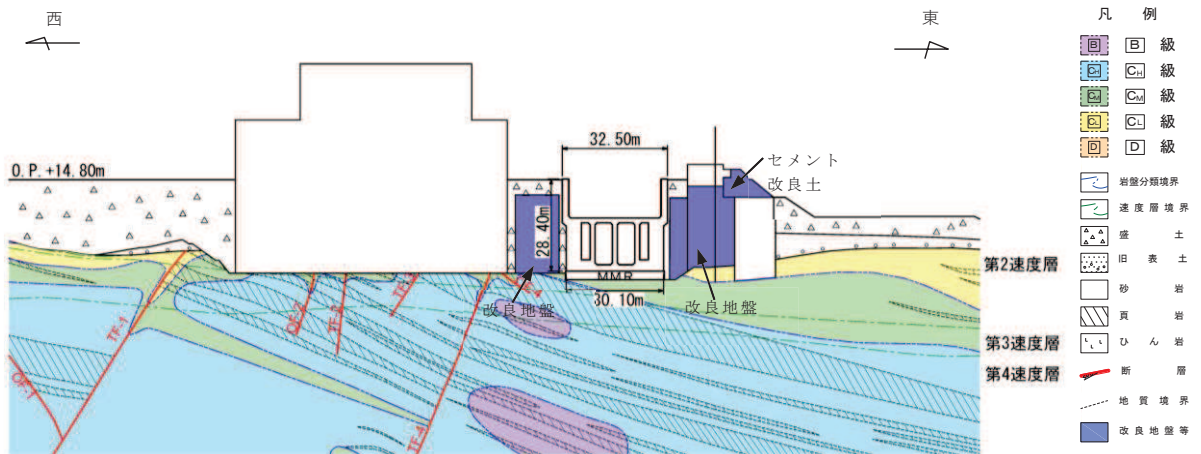


図 2-5 地盤改良の範囲（海水ポンプ室横断，C-C 断面）

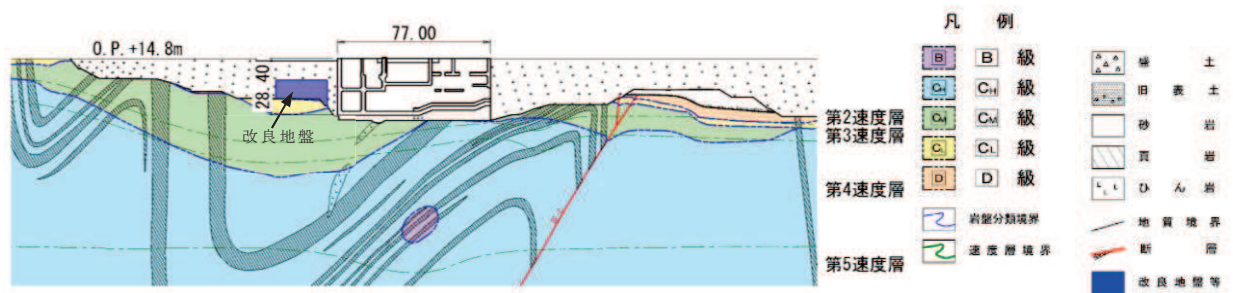


図 2-6 地盤改良の範囲（海水ポンプ室横断，D-D 断面）

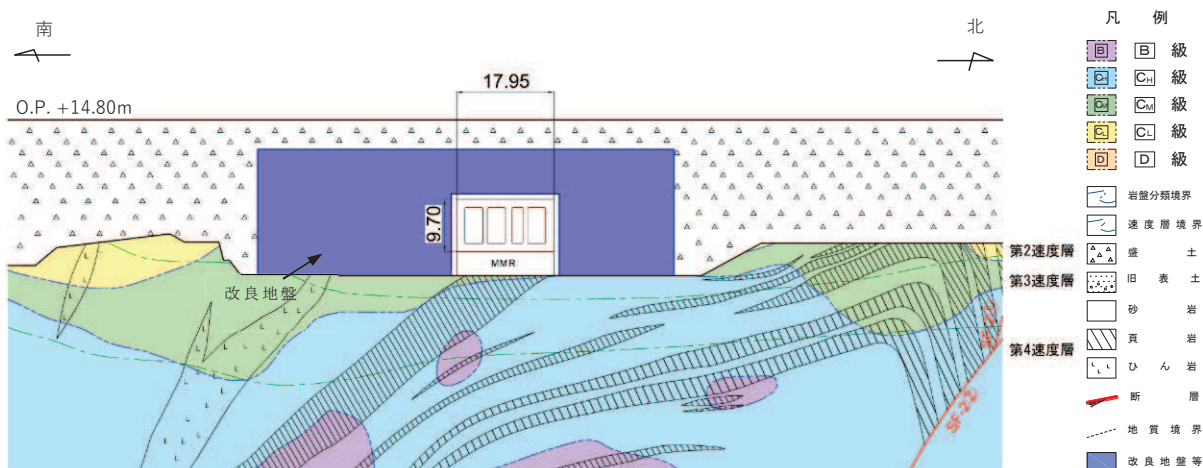


図 2-7 地盤改良の範囲（原子炉機器冷却海水配管ダクト，E-E 断面）

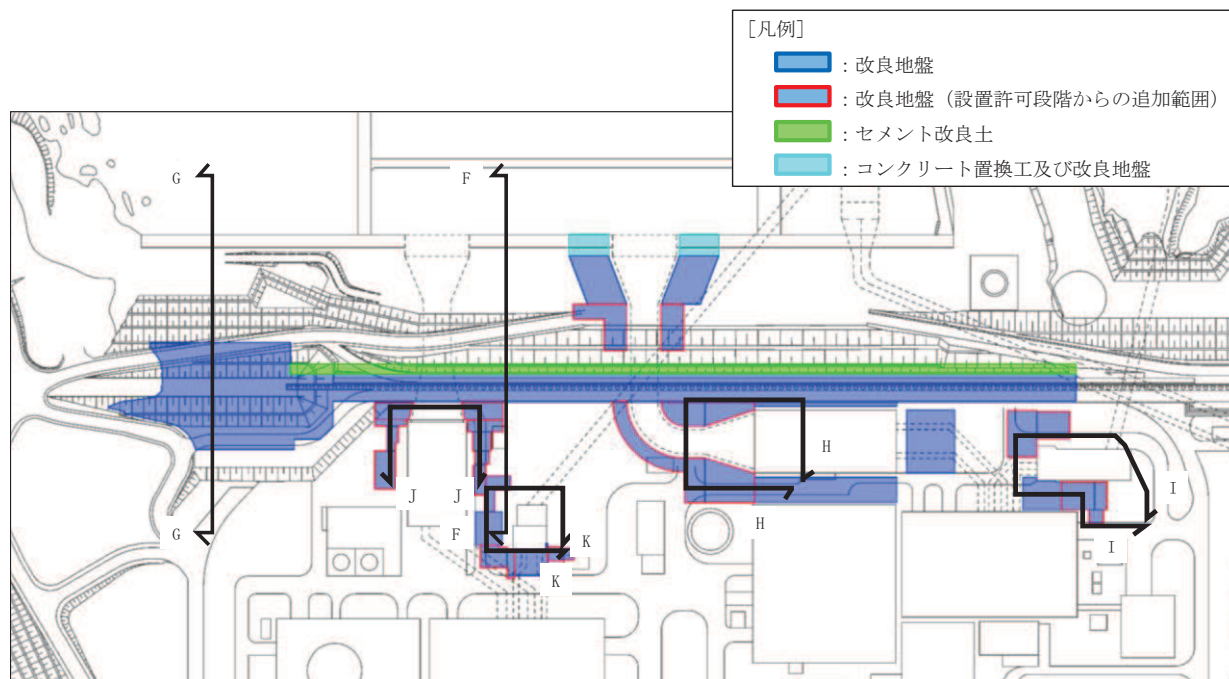
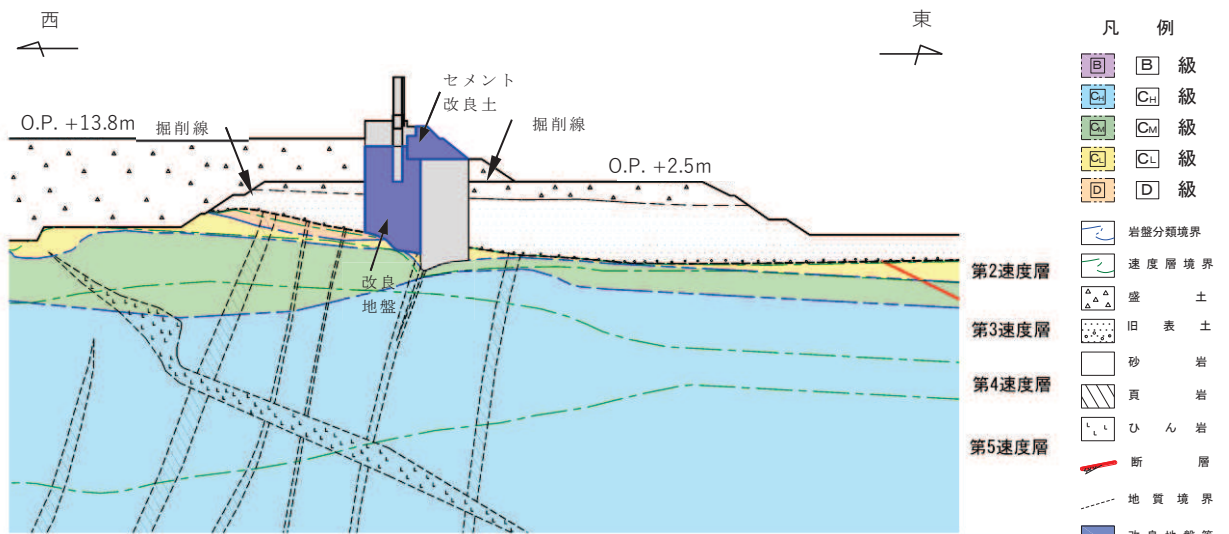
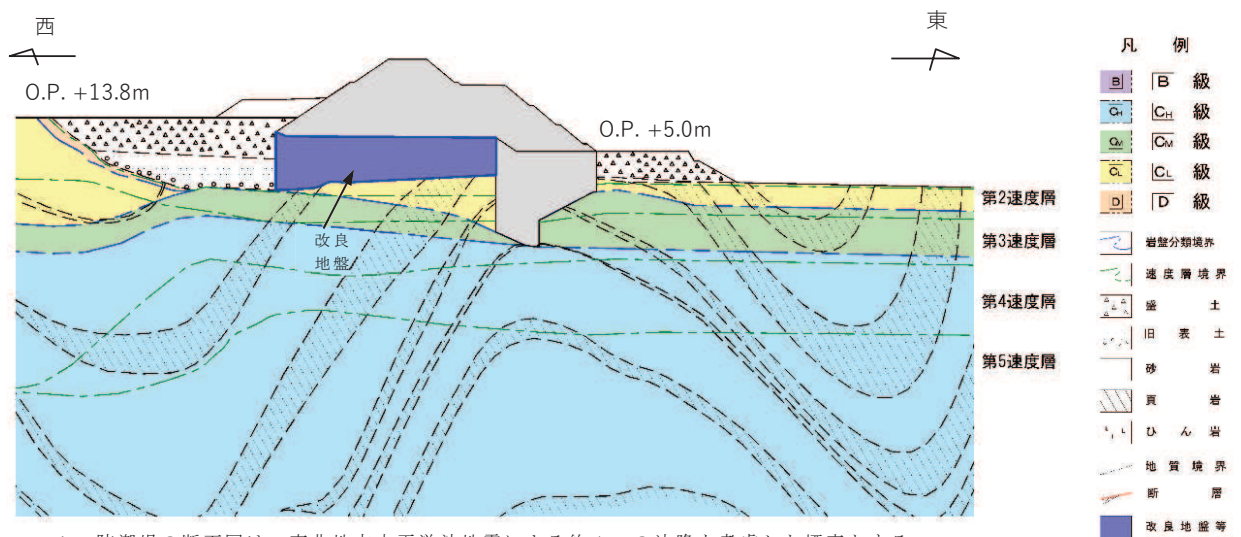


図 2-8 各施設における地盤改良の範囲（防潮堤，防潮壁）



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

図 2-9 地盤改良の範囲（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部，F-F 断面）



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

図 2-10 地盤改良の範囲（防潮堤（盛土堤防），G-G 断面）

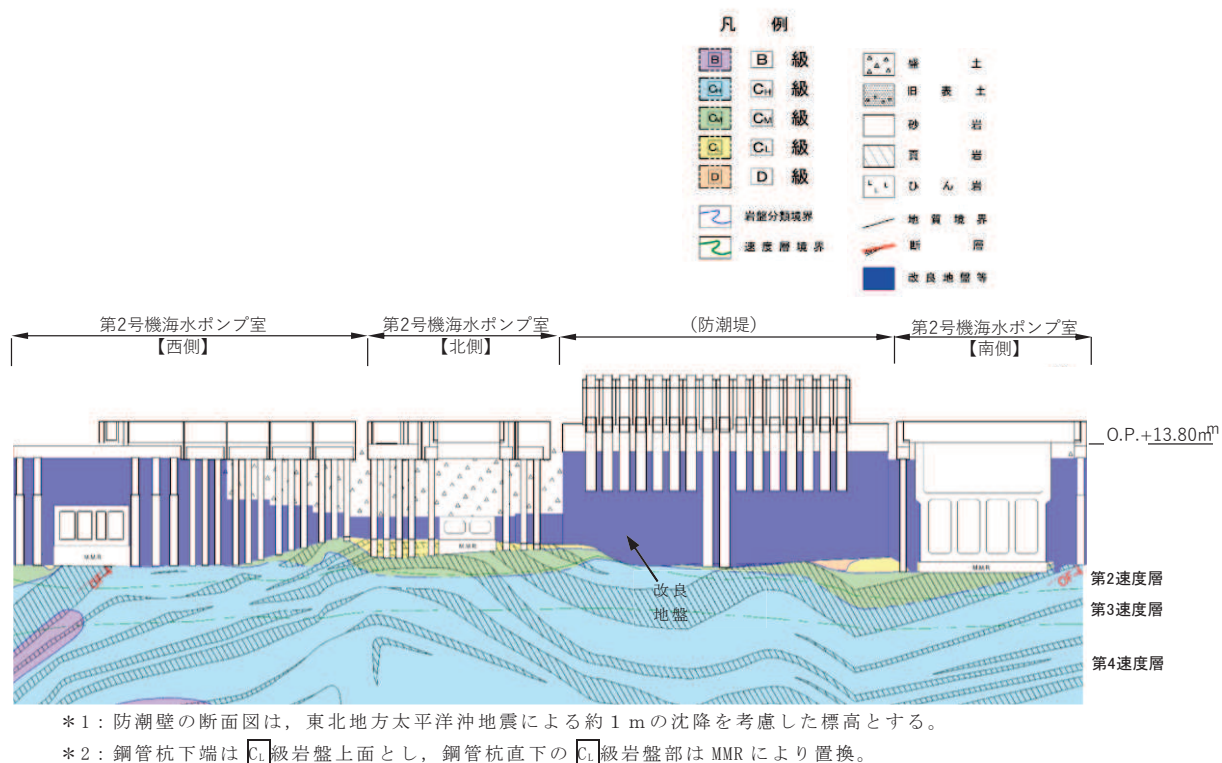


図 2-11 地盤改良の範囲（防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）, H-H 断面）

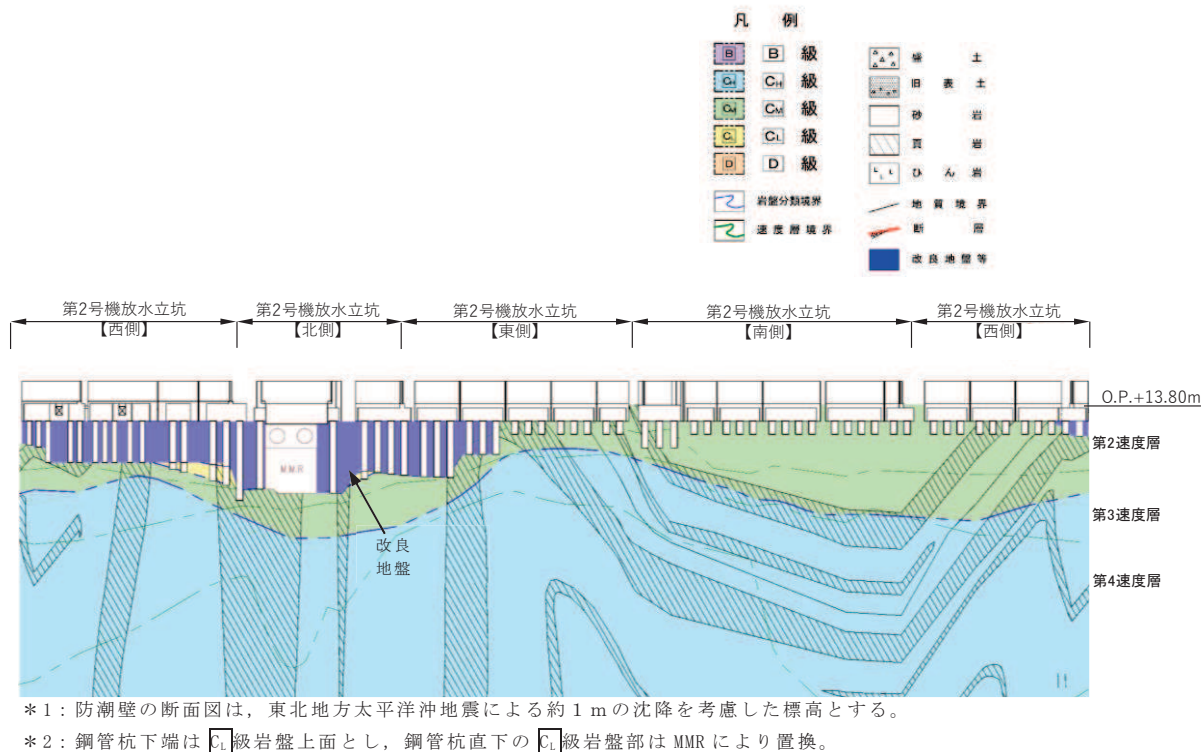
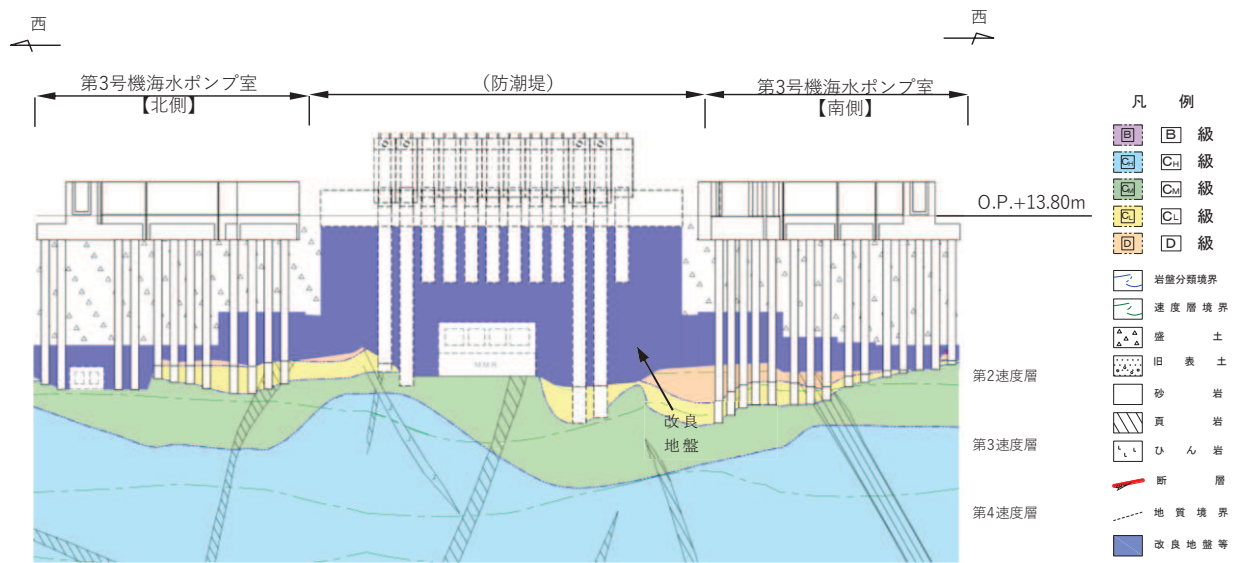
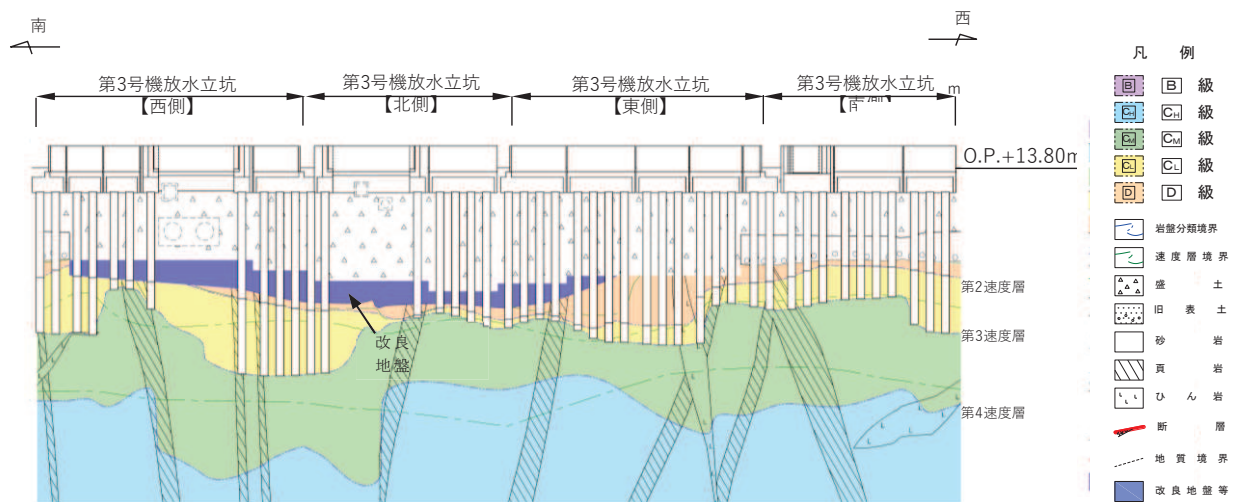


図 2-12 地盤改良体の配置図（防潮壁（第 2 号機放水立坑）, I-I 断面）



*1: 防潮壁の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。
 *2: 鋼管杭下端はC₁級岩盤上面とし、鋼管杭直下のC₁級岩盤部はMMRにより置換。

図 2-13 地盤改良の範囲（防潮壁（第3号機海水ポンプ室），J-J断面）



*1: 防潮壁の断面図は、東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した標高とする。
 *2: 鋼管杭下端はC₁級岩盤上面とし、鋼管杭直下のC₁級岩盤部はMMRにより置換。

図 2-14 地盤改良の範囲（防潮壁（第3号機放水立坑），K-K断面）

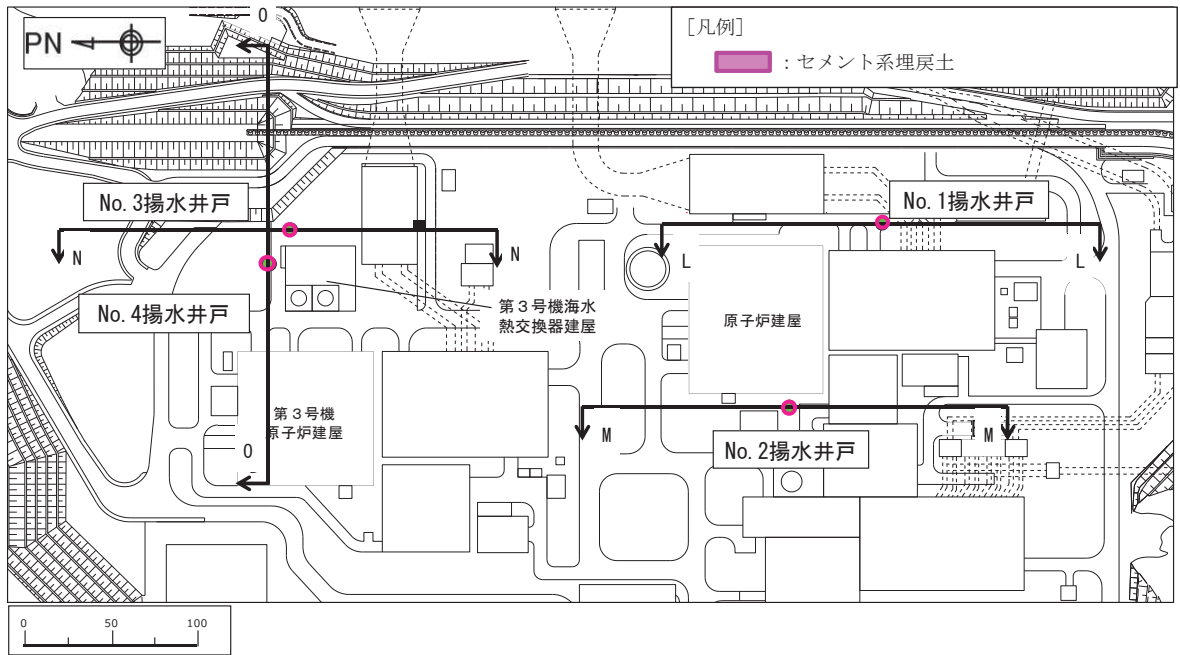


図 2-15 各施設における地盤改良の範囲（揚水井戸）

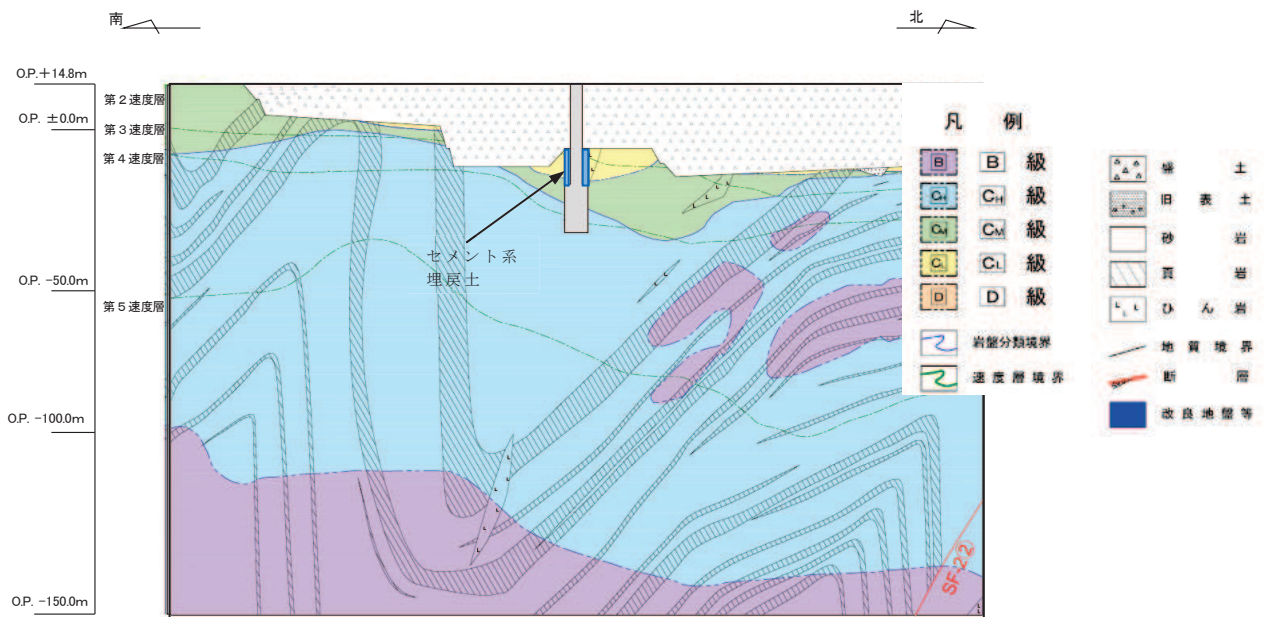


図 2-16 地盤改良の範囲（No. 1 揚水井戸，L-L 断面）

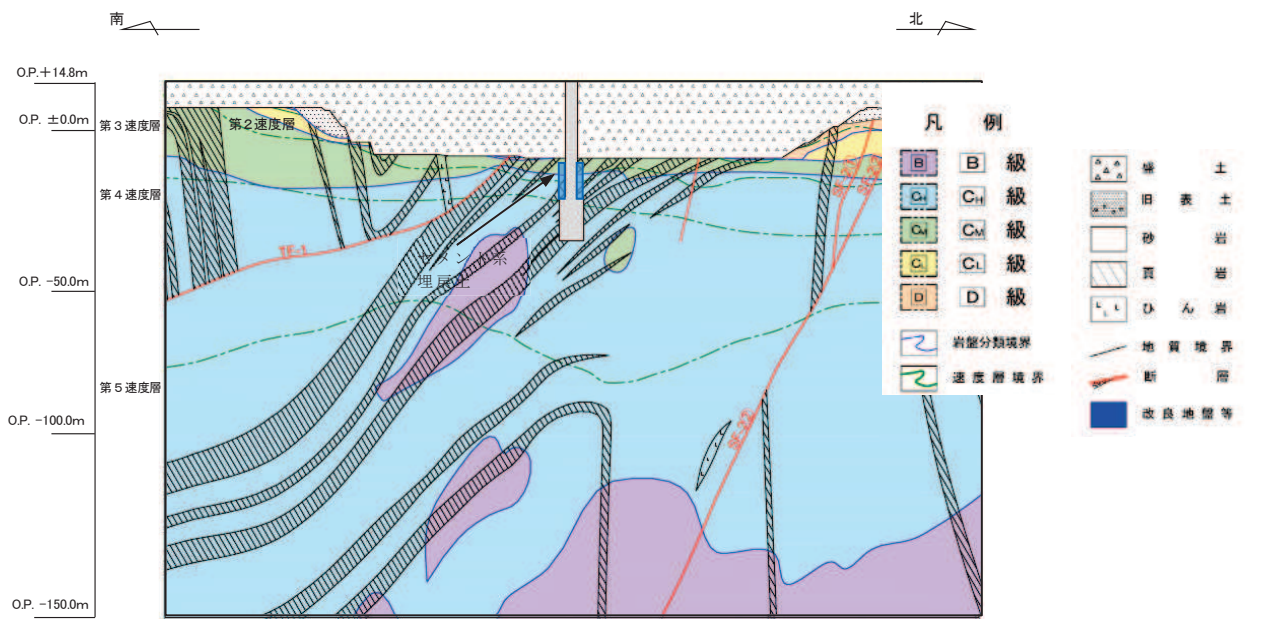


図 2-17 地盤改良の範囲 (No. 2 揚水井戸, M-M 断面)

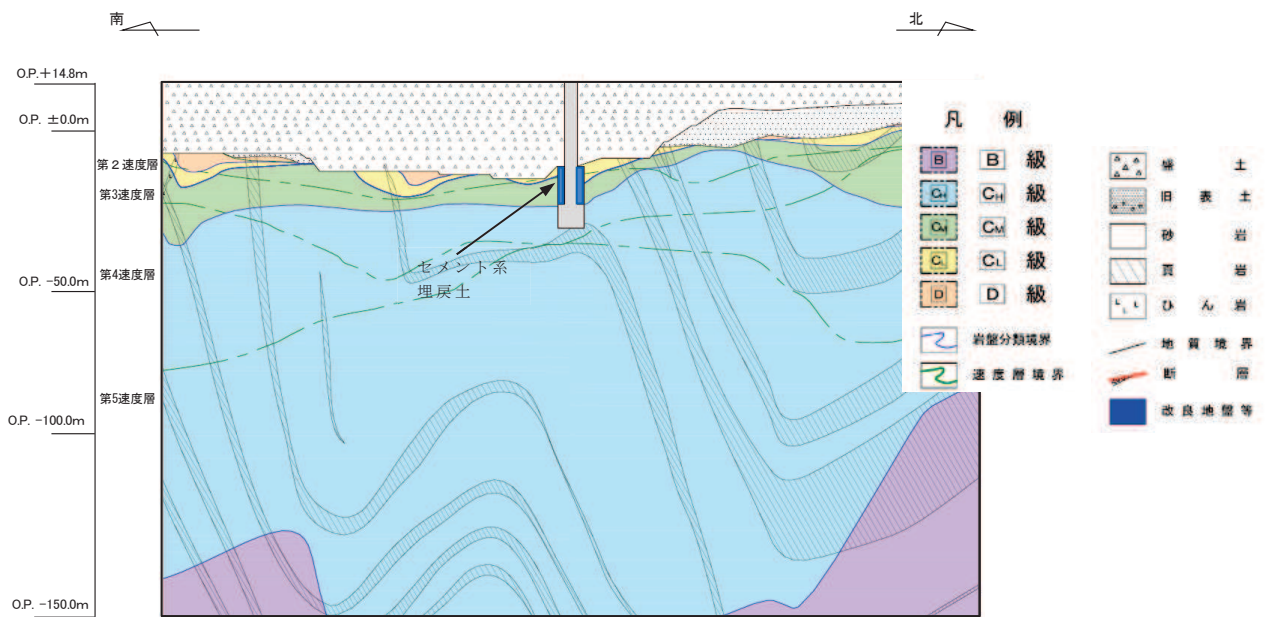


図 2-18 地盤改良の範囲 (No. 3 揚水井戸, N-N 断面)

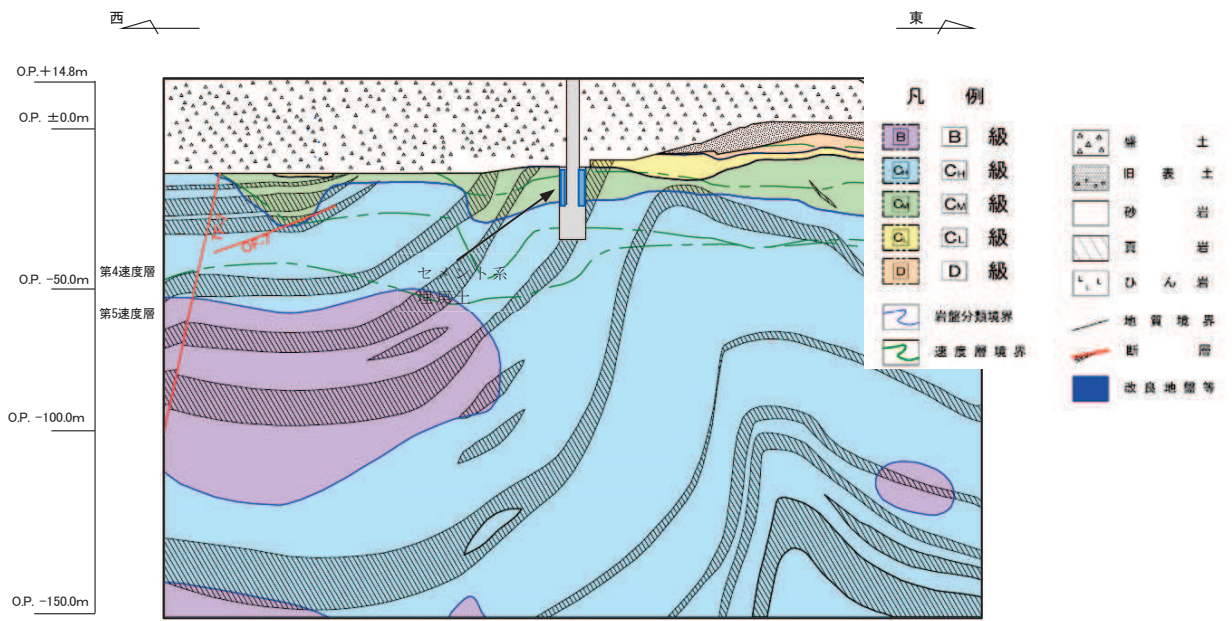


図 2-19 地盤改良の範囲 (No. 4 揚水井戸, 0-0 断面)

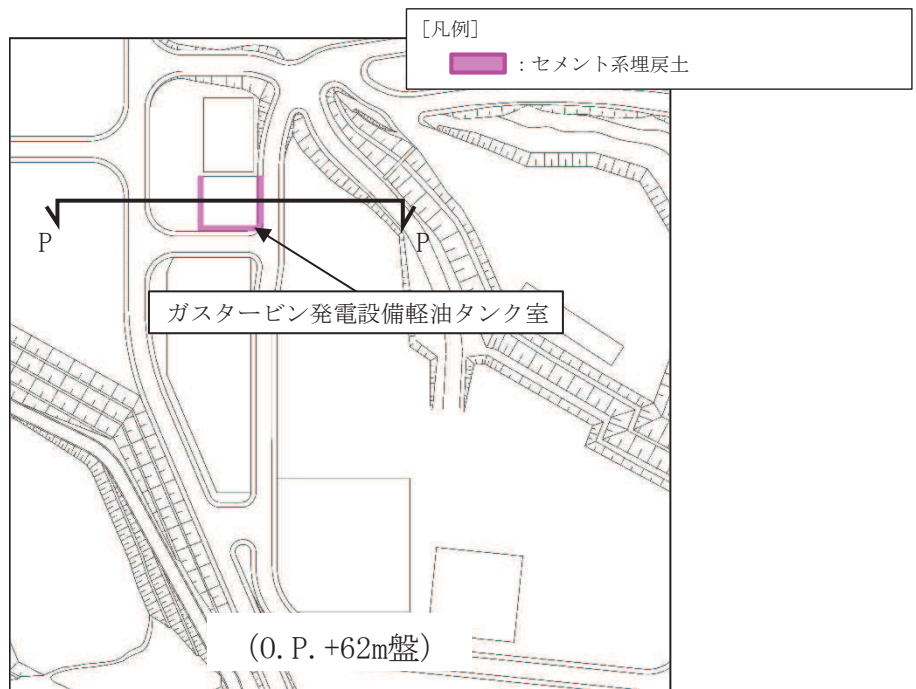


図 2-20 各施設における地盤改良の範囲（ガスタービン発電設備軽油タンク室）

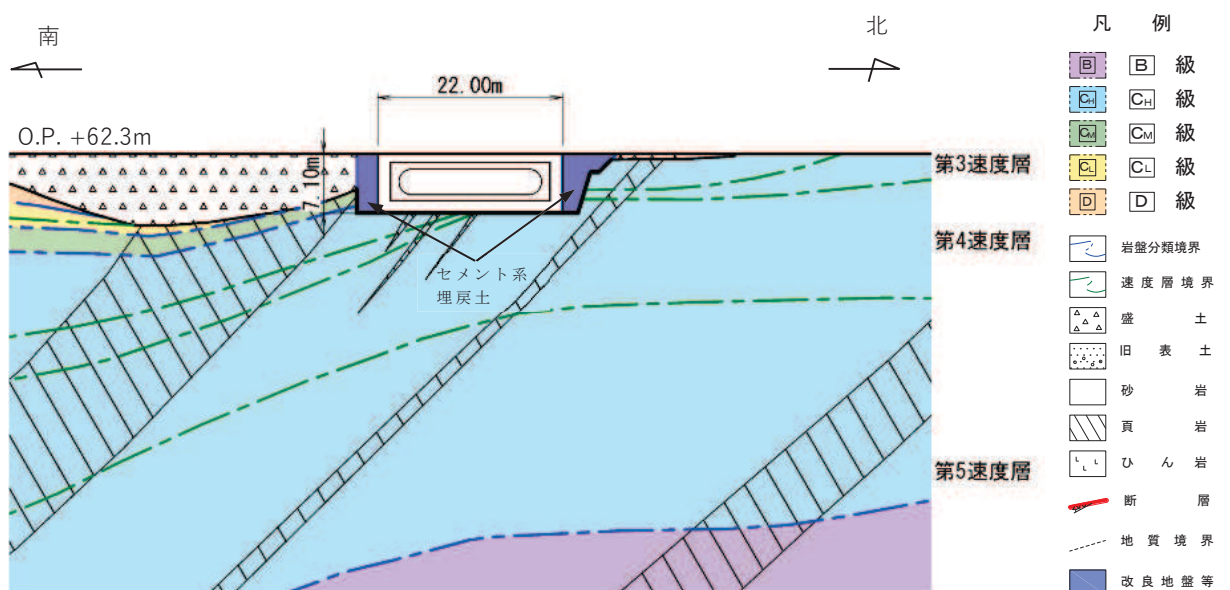


図 2-21 地盤改良の範囲（ガスタービン発電設備軽油タンク室，P-P 断面）

3. 改良地盤の目的及び構造形式に係る分類

防潮堤（鋼管式鉛直壁）及び防潮堤（盛土堤防）に設置する改良地盤（高圧噴射攪拌工法）は、支持地盤としての役割を有する。その他の箇所に設置する改良地盤（高圧噴射攪拌工法）は、変形抑制としての役割を有する。改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の目的及び構造形式に係る分類を表 3-1 に示す。

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

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

目的	支持地盤	
構造形式		
対象施設	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	防潮堤（盛土堤防）

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

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

4. 支持地盤としての改良地盤の品質確認

防潮堤（盛土堤防）及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）の基礎地盤の一部は、改良地盤として設計されており、設置変更許可申請書において、改良地盤は基礎地盤の安定性評価の対象となっている。

改良地盤は、設置変更許可後に施工するため、基礎地盤の安定性評価に用いる解析用物性値は、改良地盤の試験施工により造成された試験施工体を対象として各種試験を実施して物性値を設定している。

設置変更許可申請書に記載された基礎地盤の安定性評価に変更が無いことを確認するため、改良地盤の物性値については、品質管理方針を示した上で、所定の物性値が確保されていることを施工時の品質管理で確認することとしている。

4.1 で設置変更許可申請書の記載内容を再掲し、4.2 で改良地盤の品質確認方針を示す。その後、4.3 で防潮堤の施工進捗を踏まえた改良地盤の品質確認結果と、基礎地盤の安定性評価に変更が無いことを確認した結果を示す。

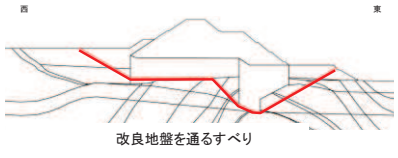
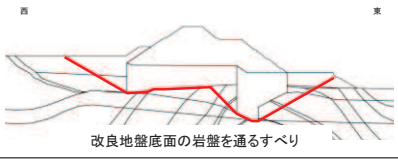
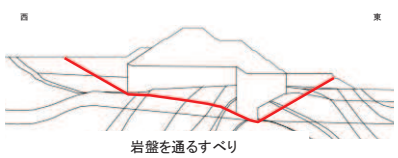
4.1 設置変更許可申請書の記載

設置変更許可申請書の添付書類六において、基礎地盤の安定性評価を実施した防潮堤（盛土堤防）及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部のすべりに対する評価結果を図 4-1 と図 4-2 にそれぞれ示す。

すべりに対する評価は、平均物性を用いた評価に加え、地盤物性のばらつきを考慮した評価として平均値 - 1 σ 強度に対する評価を実施している。

防潮堤直下の改良地盤に期待する役割としては、支持地盤の機能に加え、変形抑制を主要な機能としている。変形特性の代表的な物性値としては、初期せん断弾性係数が挙げられる。

改良地盤の主要な解析用物性値と試験方法を表 4-1 に示す。また、解析用物性値を設定した三軸圧縮試験結果と引張強さ試験結果を図 4-3 と図 4-4 にそれぞれ示す。初期せん断弾性係数については、PS 検層によるせん断弾性波速度の平均値である $V_s=960\text{m/s}$ より算定している。

すべり面形状		基準地震動※2 (位相)	発生時刻 (秒)	最小すべり安全率
1	 改良地盤を通るすべり	Ss-D2 (+,-)	13.53	5.5
2	 改良地盤底面の岩盤を通るすべり	Ss-D2 (+,-)	13.53	4.3
3	 岩盤を通るすべり	Ss-D2 (+,-)	13.53	3.3 (2.9) [3.2]

— : すべり面

— : 断層・シーム

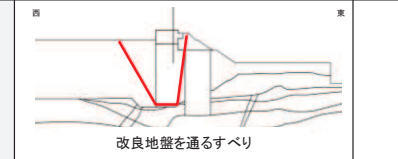
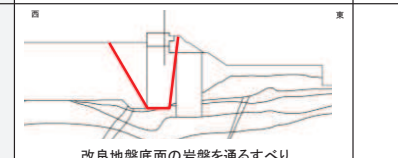
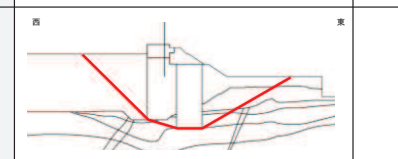
○ は最小すべり安全率

() は地盤物性のばらつきを考慮した安全率

[] は静的非線形解析による安全率

※2: 基準地震動の(+,+)は正位相,
(-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転,
(-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

図 4-1 すべりに対する評価結果（防潮堤（盛土堤防）
（第 778 回審査会合（令和元年 9 月 27 日）資料 1-7-1 p.142 抜粋）

すべり面形状		基準地震動※2 (位相)	発生時刻(秒)	最小すべり安全率
1	 改良地盤を通るすべり	Ss-N1 (+,+)	7.60	3.5
2	 改良地盤底面の岩盤を通るすべり	Ss-N1 (+,+)	7.59	3.0
3	 岩盤を通るすべり	Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9 (2.7) [3.0]

— : すべり面

— : 断層・シーム

○ は最小すべり安全率

() は地盤物性のばらつきを考慮した安全率

[] は静的非線形解析による安全率

※2: 基準地震動の(+,+)は正位相,
(-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転,
(-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

図 4-2 すべりに対する評価結果（防潮堤（鉛直壁鉛直壁）
（第 778 回審査会合（令和元年 9 月 27 日）資料 1-7-1 p.143 抜粋）

表 4-1 改良地盤の主な解析用物性値と試験方法*

項目	解析用物性値	
	平均値 (N/mm ²)	平均 - 1 σ (N/mm ²)
せん断強度, τ	1.39 + σ tan22.1° 三軸圧縮試験 (JGS 0523)	1.38 + σ tan22.1° 三軸圧縮試験 (JGS 0523)
引張強度, σ _t	0.65 岩石の引張強さ試験方法 (JIS M0303)	0.45 岩石の引張強さ試験方法 (JIS M0303)
初期せん断 弾性係数, G ₀	1940 PS 検層 (JGS 1122)	—

注記* : 第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-1, 資料 1-7-2 より記載

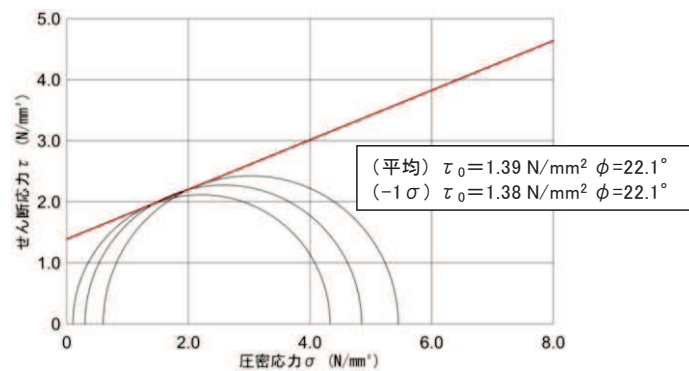


図 4-3 改良地盤の三軸圧縮試験結果

(第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-2 p. 55 抜粋)

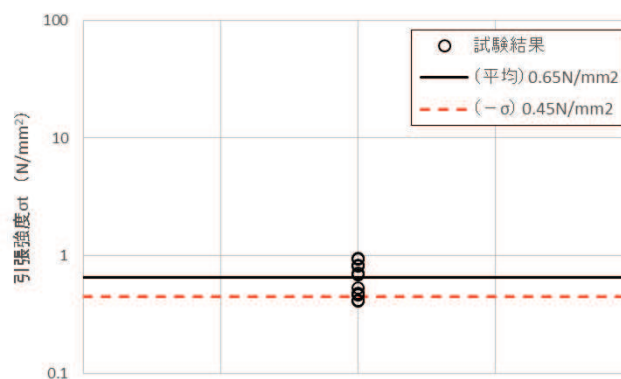


図 4-4 改良地盤の引張強さ試験結果

(第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-2 p. 56 抜粋)

4.2 改良地盤の品質確認方針

4.2.1 品質確認項目

改良地盤の品質確認項目は、基礎地盤の安定性評価に支配的な要因が強度特性であること及び改良地盤に期待する主要な機能として変形抑制があることに鑑み、改良地盤の強度特性と変形特性とする。

強度特性については、防潮堤の基礎地盤となる改良地盤の実施工におけるせん断強度及び引張強度が、表 4-1 に示したそれぞれの解析用物性値の平均強度及び平均値 - 1 σ 強度を上回ることにより確認する。

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方が変形抑制に寄与することから、設置変更許可申請書の平均値を上回ることを確認する。また、詳細設計段階で設定した平均値 - 1 σ についても上回ること併せて確認する。

4.2.2 品質確認準拠基準について

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

深層混合処理工法の基準・指針として一般的な文献を表 4-2 に示す。

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

なお、他基準・指針における考え方も参考にして品質確認を行う。

表 4-2 地盤改良工法の基準・指針（深層混合処理工法）

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

4.3 品質確認試験

4.3.1 試験頻度

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

表 4-3 諸基準・指針における必要調査箇所数（深層混合処理工法）

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

4.3.2 試験方法

(1) 方針

改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の品質確認試験及び基準値を表 4-4 に示す。

強度の確認指標について、建築センター指針及び他基準・指針においては、一軸圧縮強度 q_u を指標としている。一方、女川原子力発電所の改良地盤の強度は、図 4-3 に示した三軸圧縮試験から算定したせん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ を設定している。実施工の進捗に合わせた頻度・時間間隔で三軸圧縮試験を実施することは困難であることを踏まえ、せん断強度 τ_0 及び内部摩擦角 ϕ と一軸圧縮強度 q_u の相関関係を使用することにより、解析用物性値に相当する一軸圧縮強度 q_u を算定して指標とする。なお、相関関係を使用せず、直接設置変更許可申請書に記載のせん断強度を上回ることを確認する目的で、後述する三軸圧縮試験を実施する。

(2) 品質確認試験及び基準値

三軸圧縮試験による強度（ τ_0 、 ϕ ）と一軸圧縮強度 q_u の相関関係は、設置変更許可申請書に記載のせん断強度を求めた試料と同じ仕様とした室内再構成試料に対し、三軸圧縮試験と一軸圧縮試験を実施して設定した。両者の試験結果を表 4-5 及び表 4-6 にそれぞれ示す。

せん断強度 τ_0 と一軸圧縮強度 q_u の相関関係及び内部摩擦角 ϕ と一軸圧縮強度 q_u の相関関係を図 4-5 に示す。改良地盤のせん断強度 τ_0 と一軸圧縮強度 q_u 及び内部摩擦角 ϕ と一軸圧縮強度 q_u の相関関係はそれぞれ次式で示される関係にある。

$$\tau_0 = 0.343 \times q_u \quad \dots \text{せん断強度 } \tau_0 \text{ と一軸圧縮強度 } q_u \text{ の相関関係}$$

$$\phi = 20.235 + 0.470 \times q_u \quad \dots \text{内部摩擦角 } \phi \text{ と一軸圧縮強度 } q_u \text{ の相関関係}$$

したがって、解析用物性値の平均せん断強度 τ_0 (1.39N/mm^2) に対応する一軸圧縮強度 q_u は 4.1N/mm^2 と算定され、平均 -1σ せん断強度 τ_0 (1.38N/mm^2) に対応する一軸圧縮強度 q_u も同じく、 4.1N/mm^2 と算定される。内部摩擦角 ϕ (22.1°) に対応する一軸圧縮強度 q_u は 4.1N/mm^2 と算定される。

つまり一軸圧縮強度 q_u が 4.1N/mm^2 あれば、三軸圧縮試験による強度（ τ_0 、 ϕ ）を上回ることとなる。

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

初期せん断弾性係数 G_0 は、PS 検層から得られる G_0 ($G_0 = \rho V_s^2$) の平均値及び平均 -1σ を確認する。

なお、実施工における改良地盤の仕様は地盤状況に応じ、試験施工以上の仕様としている。

表 4-4 改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の品質確認試験及び基準値

項目	解析用物性値		基準値	
	平均値 (N/mm ²)	平均 - 1 σ (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	平均 - 1 σ (N/mm ²)
せん断強度, τ_0	1.39 三軸圧縮試験 (JGS 0523)	1.38 三軸圧縮試験 (JGS 0523)	一軸圧縮強度 q_u 4.1 以上 土の一軸圧縮試験 (JIS A1216)	一軸圧縮強度 q_u 4.1 以上 土の一軸圧縮試験 (JIS A1216)
内部摩擦角, ϕ	22.1° 三軸圧縮試験 (JGS 0523)	22.1° 三軸圧縮試験 (JGS 0523)	一軸圧縮強度 q_u 4.1 以上 土の一軸圧縮試験 (JIS A1216)	一軸圧縮強度 q_u 4.1 以上 土の一軸圧縮試験 (JIS A1216)
引張強度, σ_t	0.65 岩石の引張強さ試験方法 (JIS M0303)	0.45 岩石の引張強さ試験方法 (JIS M0303)	0.65 以上 岩石の引張強さ試験方法 (JIS M0303)	0.45 以上 岩石の引張強さ試験方法 (JIS M0303)
初期せん断 弾性係数, G_0	1940 PS 検層 (JGS 1122)	1210* PS 検層 (JGS 1122)	1940 以上 PS 検層 (JGS 1122)	1210 以上 PS 検層 (JGS 1122)

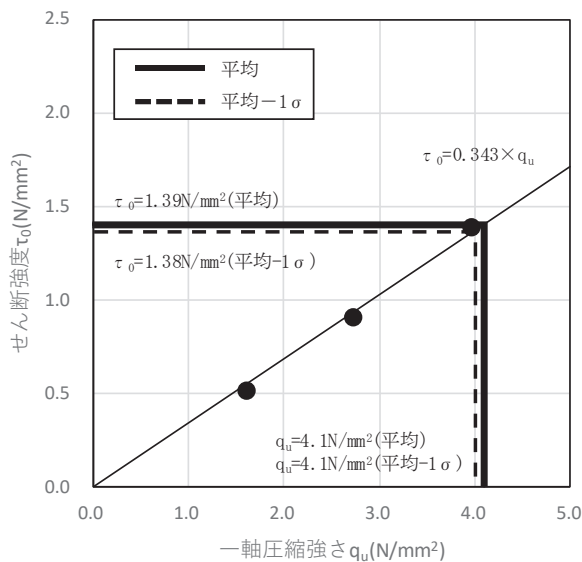
注記* : 詳細設計段階で設定した解析用物性値

表 4-5 室内再構成試料に対する一軸圧縮試験結果

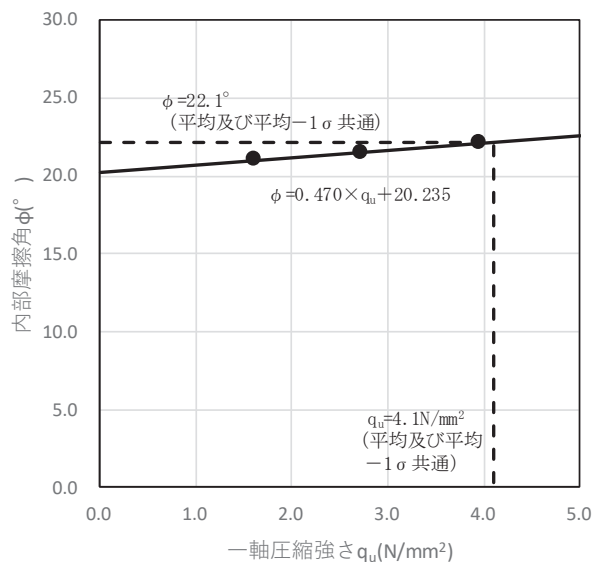
	供試体 A 群	供試体 B 群	供試体 C 群
試験数量	6	3	3
一軸圧縮強度 q_u (N/mm^2)	1.61	2.73	3.96
最大値 (N/mm^2)	1.72	2.81	4.05
最小値 (N/mm^2)	1.50	2.60	3.78

表 4-6 室内再構成試料に対する三軸圧縮試験結果

	供試体 A 群	供試体 B 群	供試体 C 群
試験数量 (拘束圧, N/mm^2)	3 (0.1, 0.3, 0.6)	3 (0.1, 0.3, 0.6)	3 (0.1, 0.3, 0.6)
せん断強度 τ_0 (N/mm^2)	0.52	0.91	1.39
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	21.0	21.5	22.1



(a) τ_0 と q_u の関係



(b) ϕ と q_u の関係

図 4-5 せん断強度 (τ_0 , ϕ) と一軸圧縮強度 q_u の相関

(3) 三軸圧縮試験による確認

設置許可申請書の改良地盤の強度が三軸圧縮試験により設定されていることに対し、品質確認試験は相関関係を設定して一軸圧縮強度で確認していることを踏まえ、相関関係を利用しなくても強度が確保できていることを確認するため、20,000m³に1回程度（全4回程度）を目安に三軸圧縮試験を実施し、算定されるせん断強度が設置変更許可申請書の値を上回ることを確認する。

(4) 改良状況の確認

防潮堤置換コンクリート設置に伴う掘削箇所及びボーリングコアにより、地盤改良の改良状況を確認する。

(5) 基準値を下回った場合の対応

品質確認試験の中で設定した基準値を下回った場合や、防潮堤置換コンクリート設置に伴う掘削箇所及びボーリングコアにより未改良範囲が確認された場合の対応として、それらの原因の考察（局所的な地盤条件等）を行った上で、必要に応じて補修を行う。

4.4 新規に施工した改良地盤の品質確認結果

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の品質確認結果を以下に示す。

4.4.1 品質確認位置

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の品質確認位置を図 4-6 に、改良地盤の施工数量と必要調査箇所数との比較を表 4-7 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の改良地盤の品質確認においては、図 4-6 に示すとおり、防潮堤の改良地盤範囲の中から構造物配置も踏まえた上で、おおむね汀線方向（南北方向）に均等な配置となるように、全 16 箇所（品質管理断面①～品質管理断面⑯）での調査を実施する。

また、表 4-7 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の品質確認における調査箇所数は、建築センター指針による必要調査箇所数の目安を満足するように選定する。

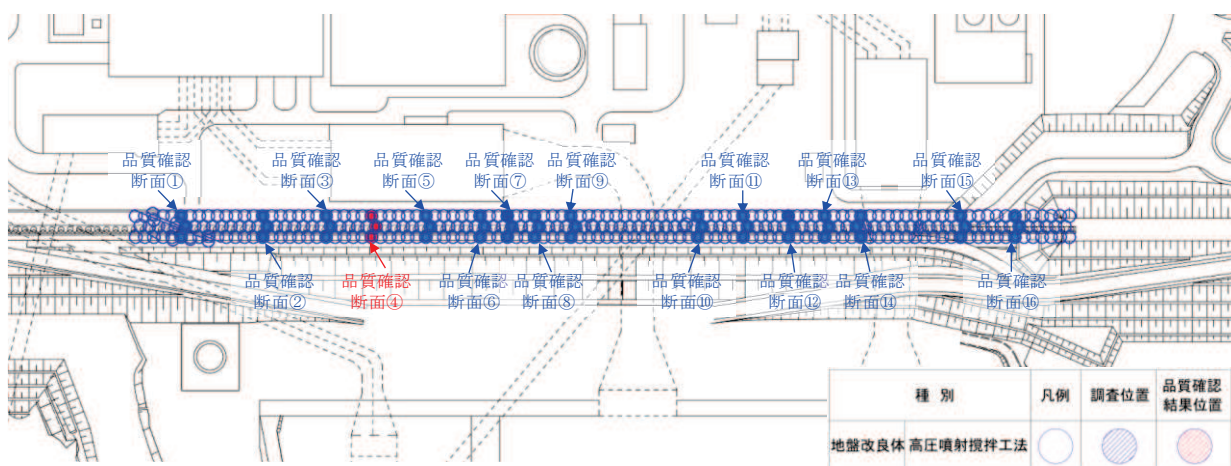


図 4-6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の品質確認位置

表 4-7 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の施工数量と必要調査箇所数

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

4.4.2 品質確認結果

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における改良地盤の調査箇所のうち、データを取得できている品質確認断面④について品質確認結果を示す。品質確認断面④の断面図及び試料採取位置の深度分布を図4-7に示す。

品質確認結果を表4-8及び表4-9に示す。データを取得できている改良地盤については、品質確認結果より基準値を満足していることを確認した。

また、改良地盤施工後のボーリングコア採取位置を図4-8に、ボーリングコア写真を図4-9に示す。図4-9に示すとおり、改良地盤施工箇所は十分改良できており、また、既設改良地盤と追加改良地盤の境界についても密着していることが確認できる。

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

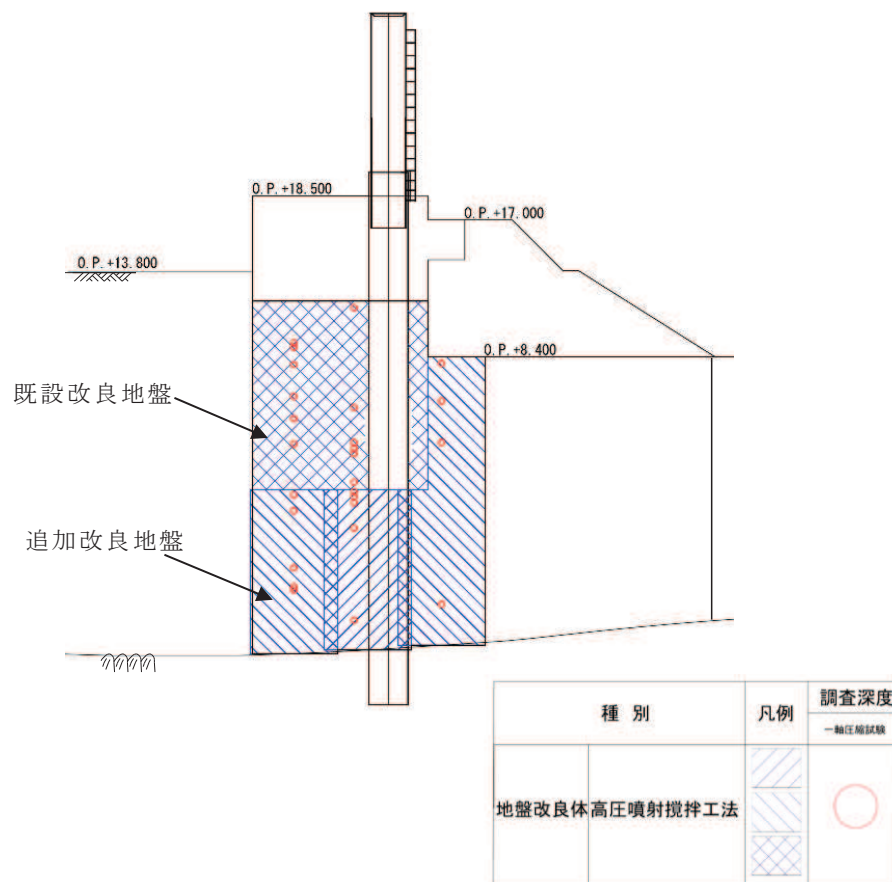


図4-7 品質確認断面④の断面図及び試料採取位置の深度分布（一軸圧縮強度試験の例）

表 4-8(1) 品質確認断面④における改良地盤の品質確認結果（一軸圧縮強度）

試料数 (本)	品質確認結果		基準値		判定
	平均値* (N/mm ²)	平均-1σ (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	平均-1σ (N/mm ²)	
25	11.00	5.88	4.1 以上	4.1 以上	OK

注記*：標準偏差 $\sigma = 5.13 \text{ N/mm}^2$

表 4-8(2) 品質確認断面④における改良地盤の品質確認結果（引張強度）

試料数 (本)	品質確認結果		基準値		判定
	平均値* (N/mm ²)	平均-1σ (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	平均-1σ (N/mm ²)	
25	1.14	0.63	0.65 以上	0.45 以上	OK

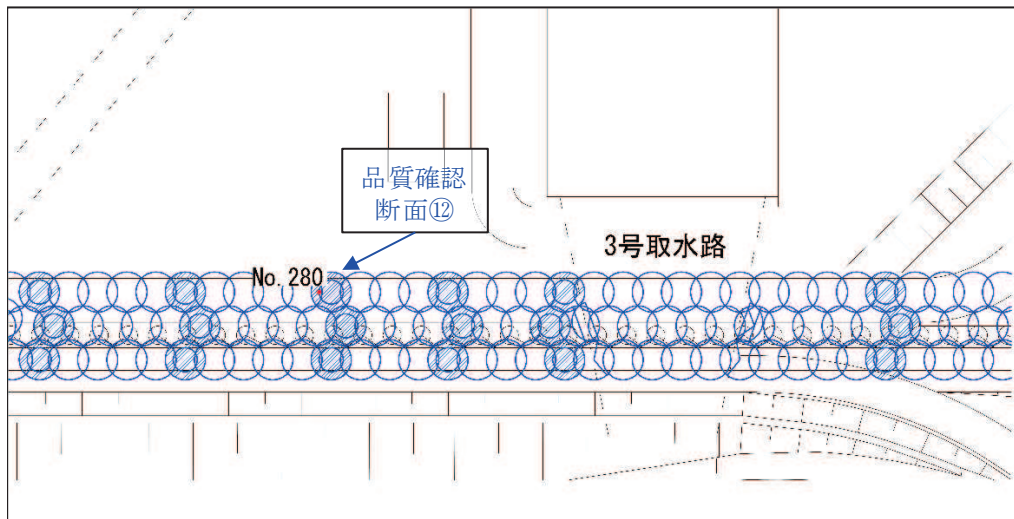
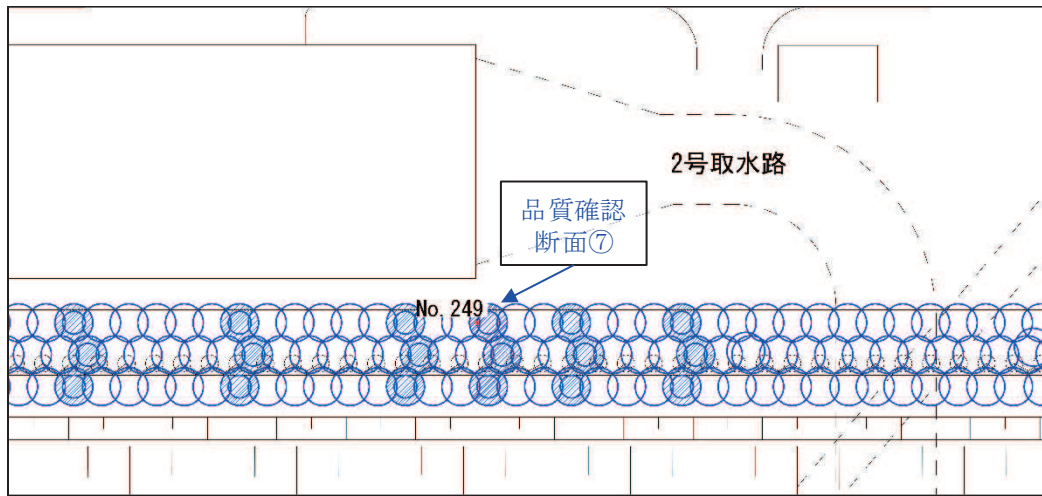
注記*：標準偏差 $\sigma = 0.51 \text{ N/mm}^2$

表 4-9 品質確認断面④における改良地盤の品質確認結果（初期せん断弾性係数）

試料数* ¹ (箇所)	品質確認結果		基準値		判定
	平均値* ² (N/mm ²)	平均-1σ (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	平均-1σ (N/mm ²)	
20	4025	2852	1940 以上	1210 以上	OK

注記* 1：PS 検層の測定区間長 1m を一つの試料数と見なす。

* 2：標準偏差 $\sigma = 1173 \text{ N/mm}^2$



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

図 4-8 ボーリングコア採取位置

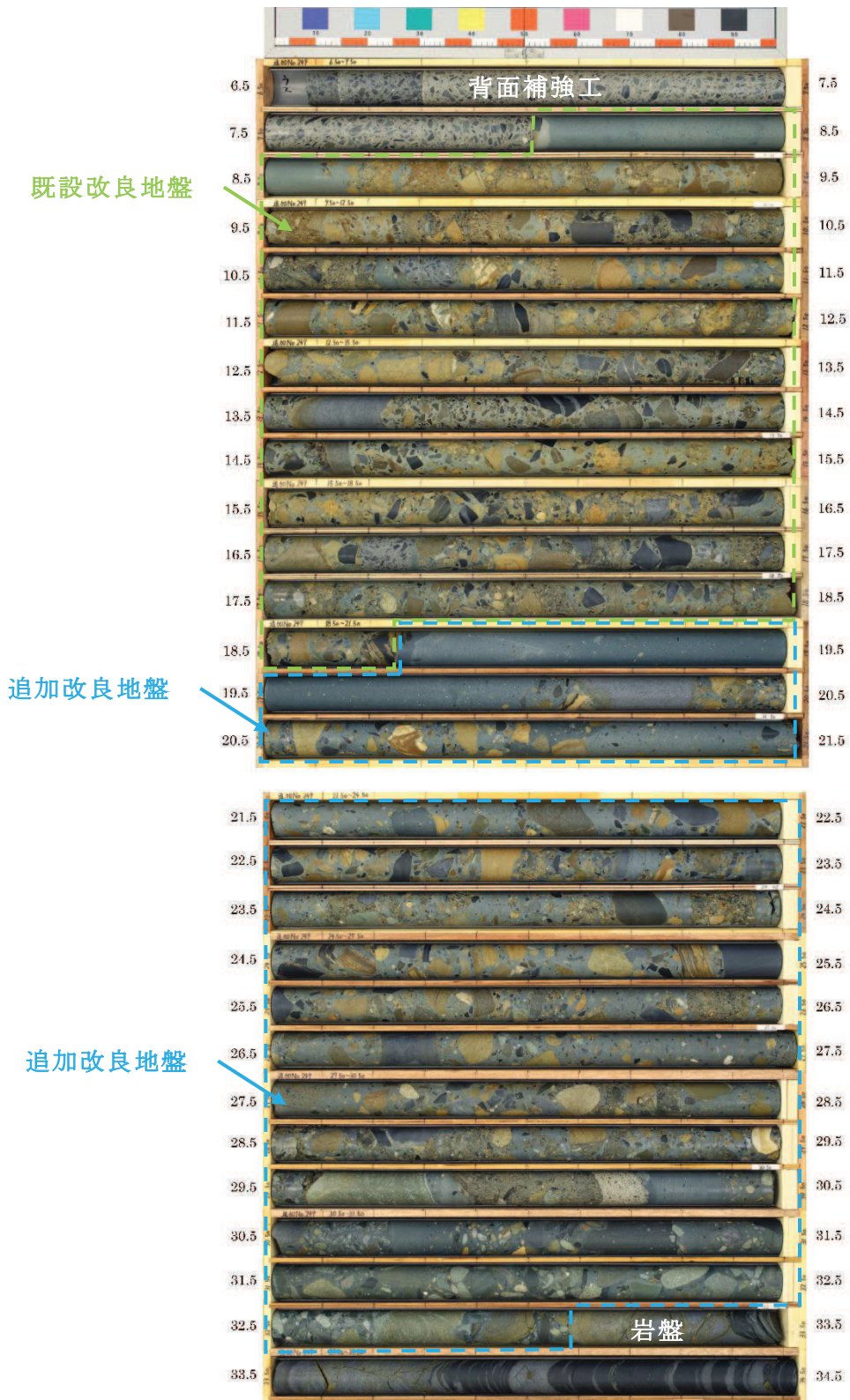


図 4-9(1) ボーリングコア写真 (No. 249)

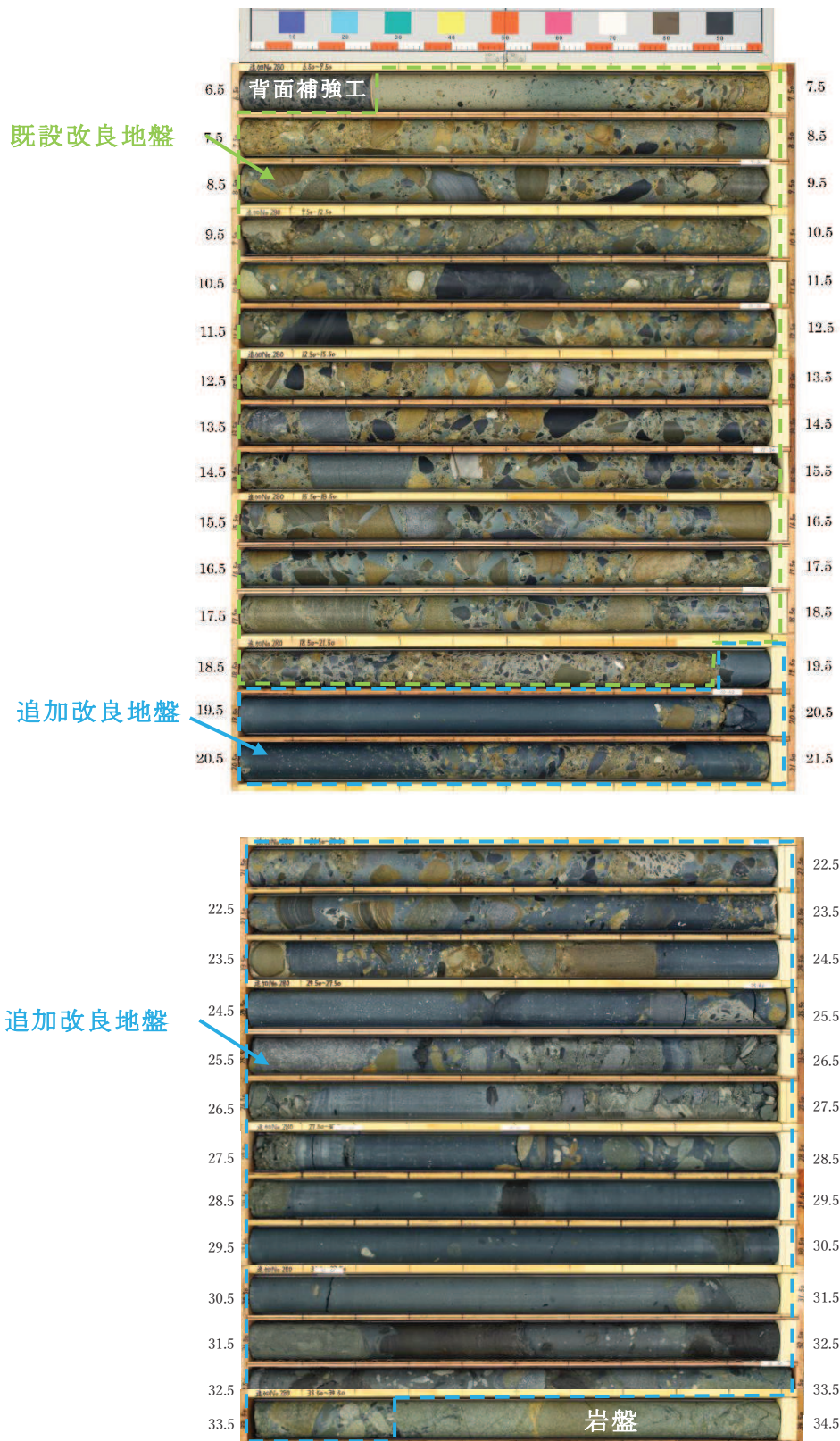


図 4-9(2) ボーリングコア写真 (No. 280)

(参考資料 2 6) 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

1. 概要

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

本資料では，その設定の考え方と保守性について説明する。

2. 検討フロー及び説明箇所

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

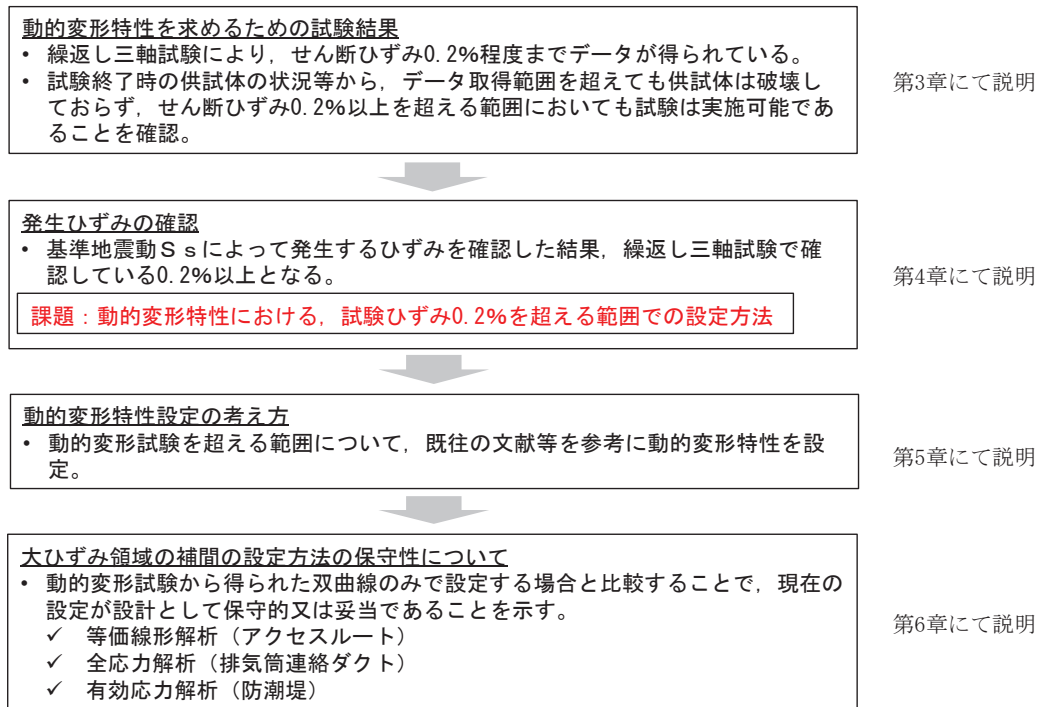


図 2-1 盛土の骨格設定に関する妥当性確認フロー

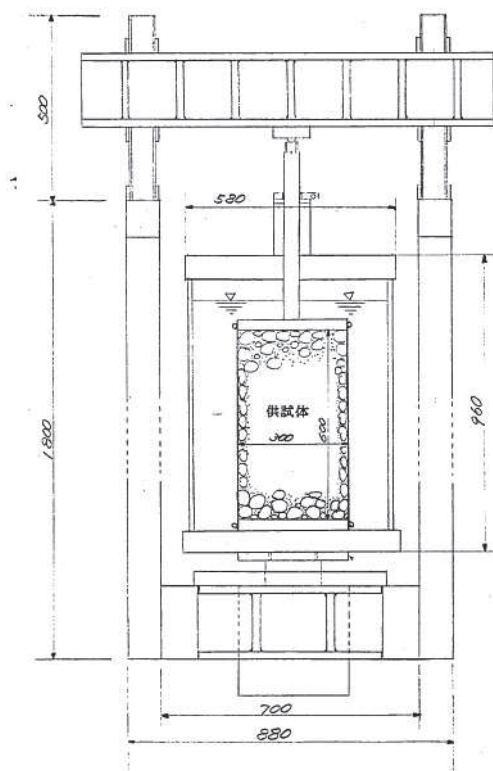
3. 動的変形特性を求めるための試験結果

3.1 動的変形試験の概要

動的変形試験の試験概要を図 3-1 に示す。

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

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



【試験装置】

【試験条件】

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

【測定方法】

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

図 3-1 盛土の動的変形試験の試験概要

3.2 動的変形試験結果

盛土の動的変形試験の結果を図 3-2 に示す。

せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。

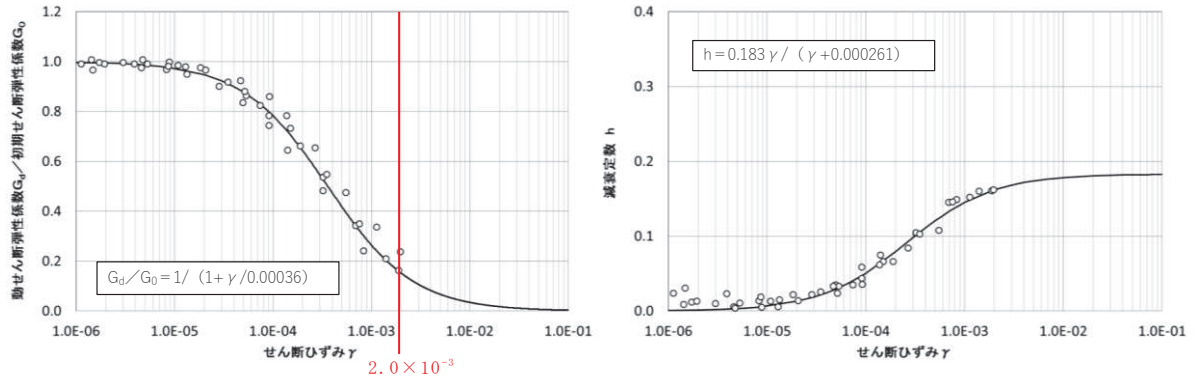


図 3-2 盛土の動的変形試験結果

3.3 データ取得範囲を超える領域での盛土の状況

盛土は礫を含むため、動的変形試験は大型三軸試験を使用した。

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

ここでは、データ取得範囲を超える領域における盛土の状況について整理する。

3.3.1 試験終了時の供試体の状況

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

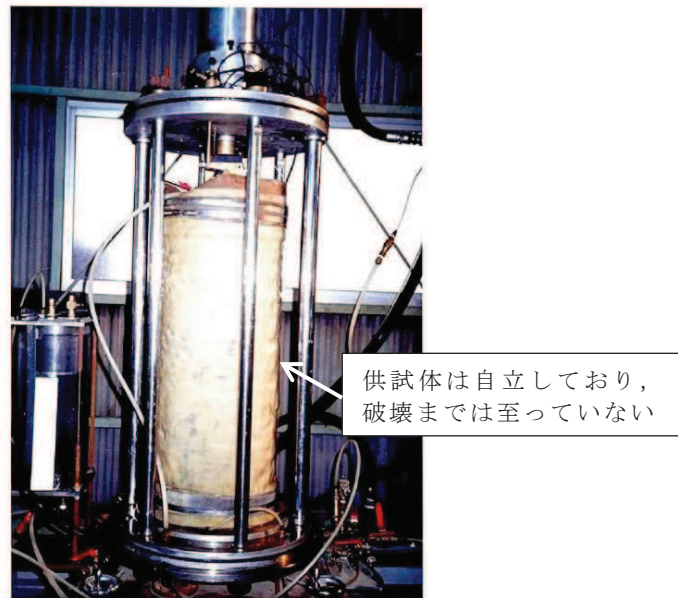


図 3-3 動的変形試験終了後の供試体

3.3.2 応力履歴曲線

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

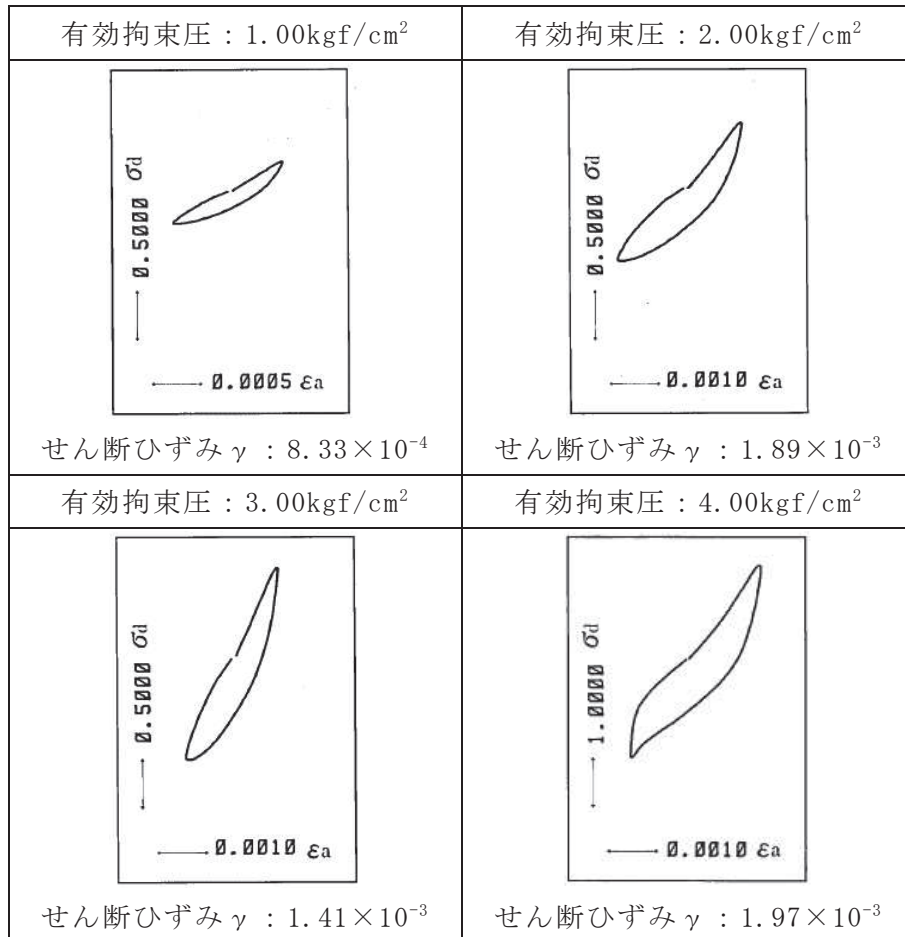


図 3-4 各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線

3.3.3 液状化強度試験における状況

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

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

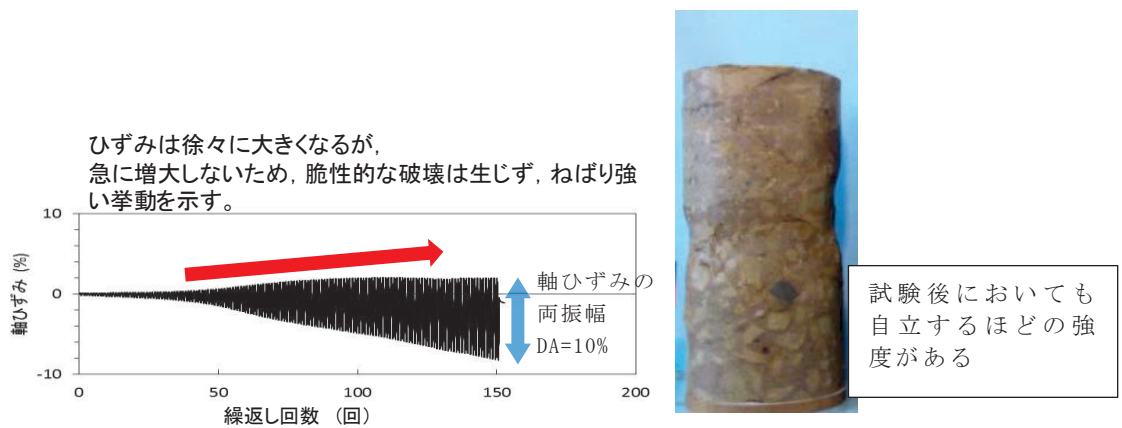


図 3-5 盛土の液状化強度試験結果（B-1-2 試料，供試体 No. 1）

3.4 動的変形試験におけるデータ取得範囲の制限について

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

3.5 まとめ

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

4. 発生ひずみの確認

4.1 解析上発生するひずみの確認

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

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

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

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

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

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

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

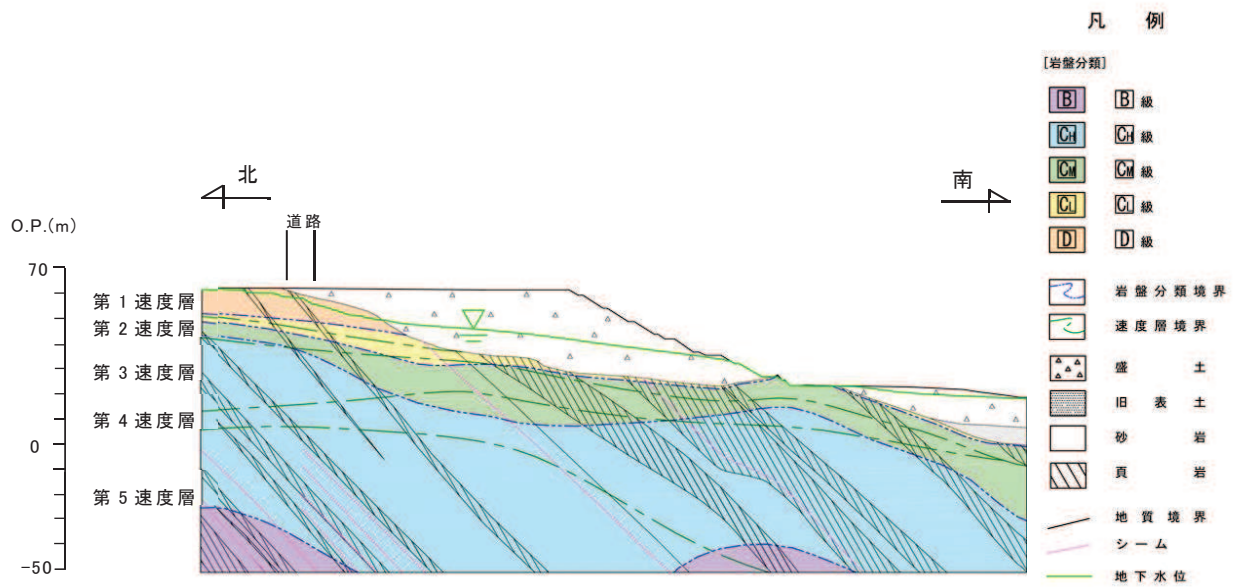


図 4-1(1) アクセスルート (斜面 B) における地質断面図

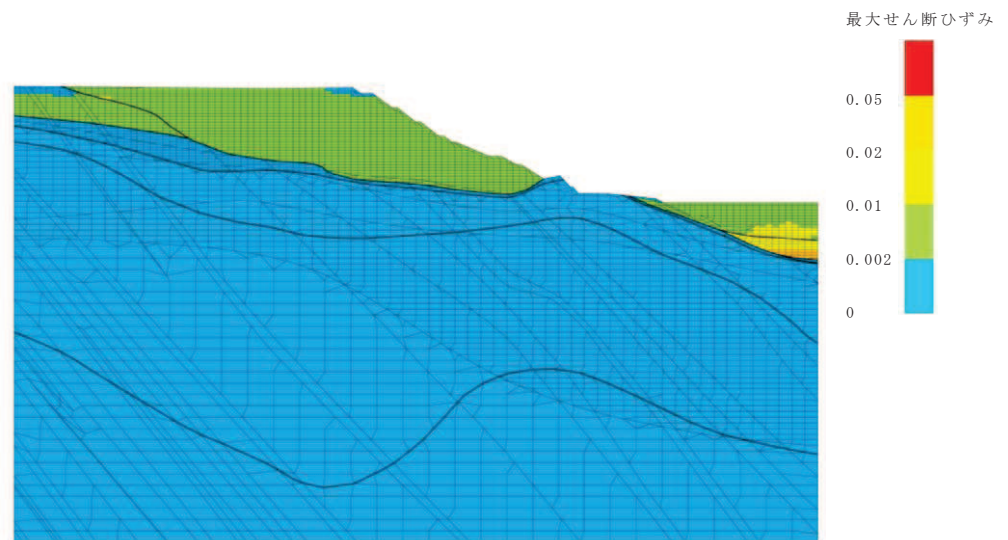


図 4-1(2) アクセスルート (斜面 B) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, S s - D 1)

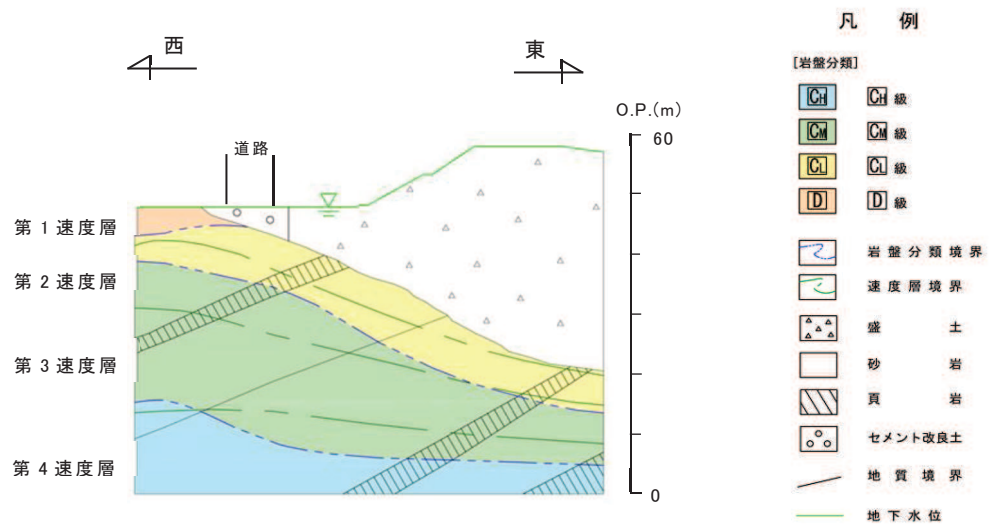


図 4-2(1) アクセスルート (斜面 C) における地質断面図

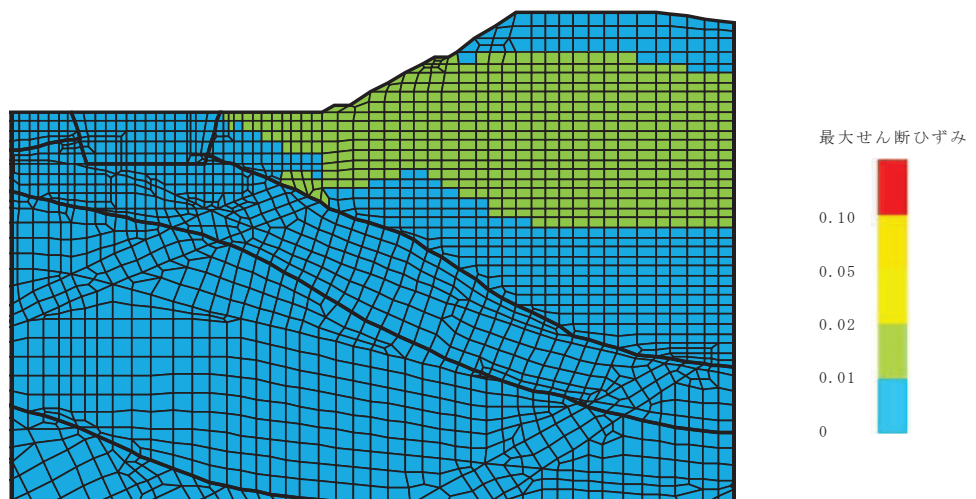


図 4-2(2) アクセスルート (斜面 C) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, S s - N 1)

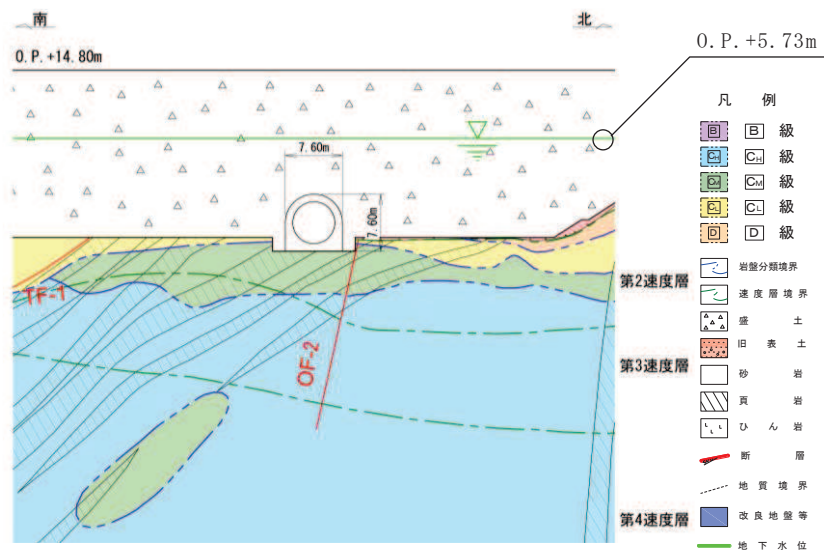


図 4-3(1) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における地質断面図

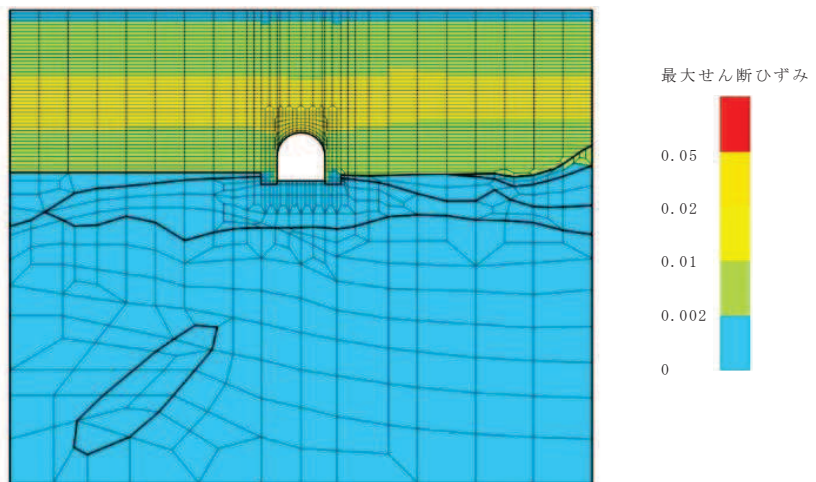
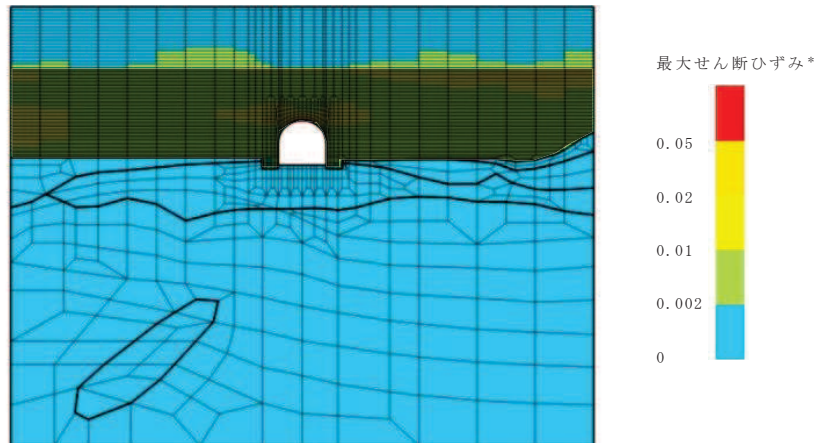


図 4-3(2) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における最大せん断ひずみ分布図
（全応力解析， $S_s - N1$ （++））



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

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

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

4.2.1 2011年東北地方太平洋沖地震時に観測された最大加速度

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



図4-5 女川原子力発電所における地震観測点の位置

表4-1 2011年東北地方太平洋沖地震と基準地震動の最大加速度

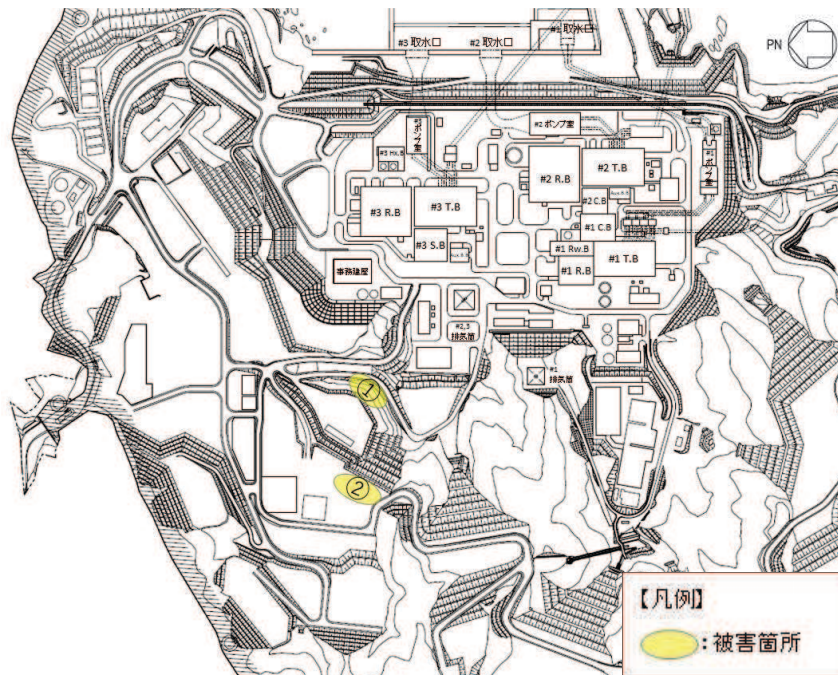
(Gal)

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

4.2.2 2011年東北地方太平洋沖地震における斜面の被害

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

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



平面図



空中写真(国土地理院, 2011年6月11日撮影)に加筆

図4-6 斜面被害が確認された位置

(1)被害箇所①の状況

被害箇所①の状況を表 4-2 に示す。

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

表 4-2 被害箇所①の状況

項目		被害箇所①	
斜面位置 斜面諸元			
			断面図
地盤物性	D級	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.2
		せん断強度 $\bar{\sigma}$ (N/mm^2)	0.10
		内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	24.0

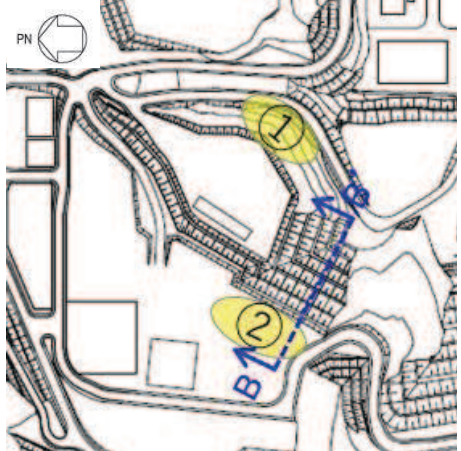

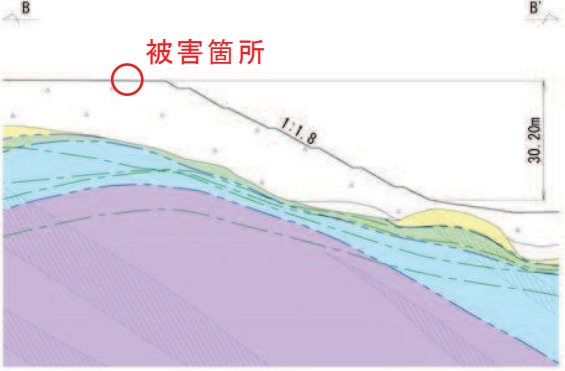
(2) 被害箇所②の状況

被害箇所②の地質断面図を表 4-3 に示す。

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

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

表 4-3 被害箇所②の状況

項目		被害箇所②												
斜面位置 斜面諸元														
	<p>平面図</p>  <p>断面図</p>		<p>被害状況</p> <table border="1"> <tr> <th colspan="2">凡 例</th> </tr> <tr> <td>B</td> <td>B 級</td> </tr> <tr> <td>C₁</td> <td>C₁ 級</td> </tr> <tr> <td>C₂</td> <td>C₂ 級</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>D 級</td> </tr> <tr> <td colspan="2"> 地質分類境界 速度層境界 土 砂 岩 頁 岩 地質境界 </td> </tr> </table>	凡 例		B	B 級	C ₁	C ₁ 級	C ₂	C ₂ 級	D	D 級	地質分類境界 速度層境界 土 砂 岩 頁 岩 地質境界
凡 例														
B	B 級													
C ₁	C ₁ 級													
C ₂	C ₂ 級													
D	D 級													
地質分類境界 速度層境界 土 砂 岩 頁 岩 地質境界														
地盤 物性	盛土	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.6											
		せん断強度 σ (N/mm^2)	0.06											
		内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	30.0											

5. 動的変形特性設定の考え方

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

5.1 既往文献等による考え方

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

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

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

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 5-1 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。*

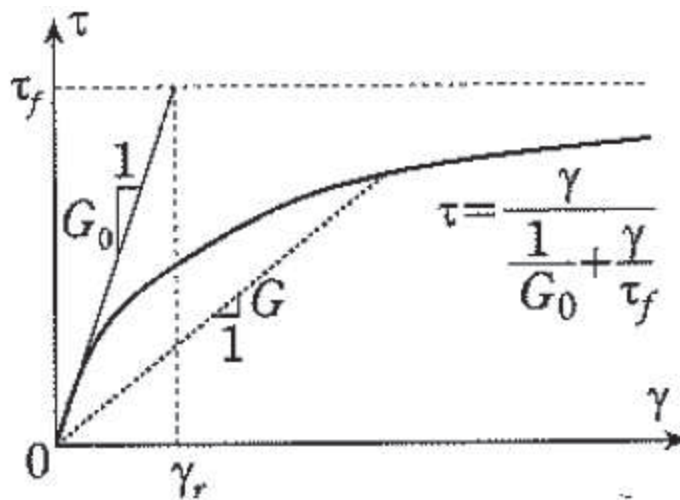


図 5-1 双曲線モデル*

注記 * : 地盤の地震応答解析 (吉田, 鹿島出版会)

5.1.2 修正 GHE モデルにおける設定方法

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

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

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

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

(1) 修正 GHE モデルにおける骨格曲線

骨格曲線には、龍岡・澁谷が提案した GHE モデルを用いる。

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

ここに,

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{\max}$)

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

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

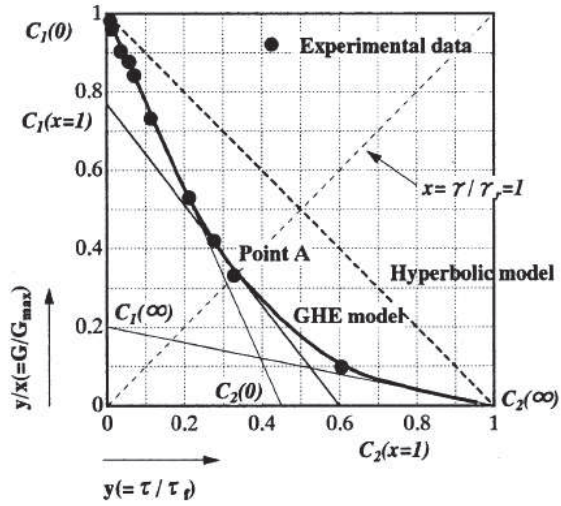


図 5-2 GHE モデルのパラメータ決定例 (y - y/x 関係図)

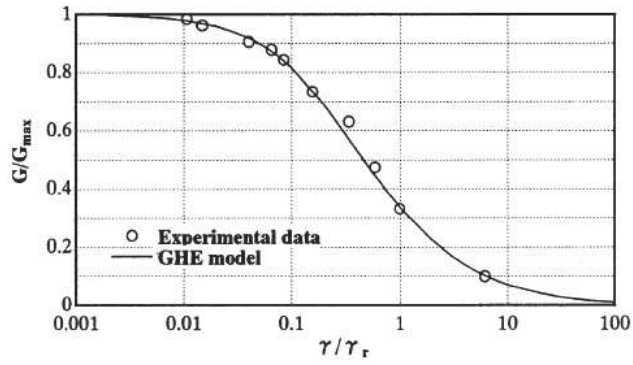
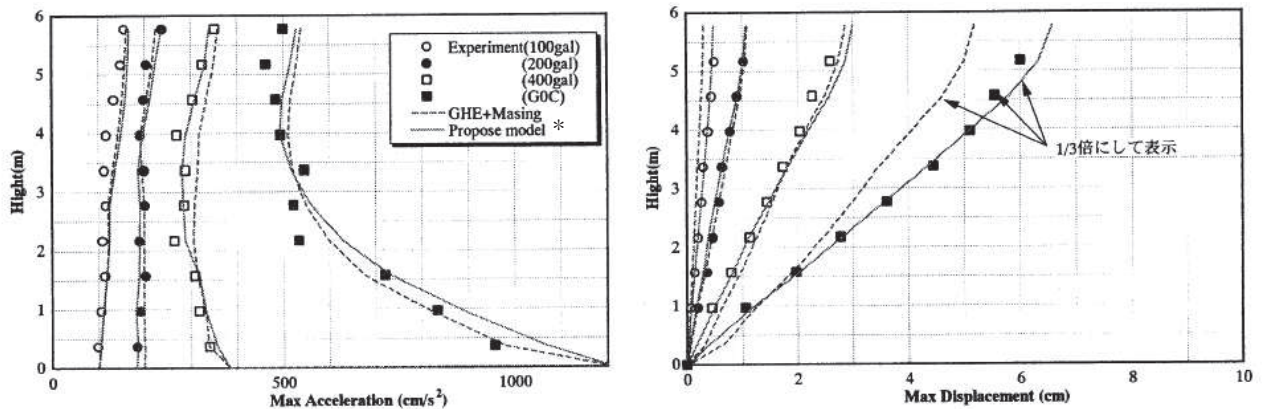


図 5-3 GHE モデルによる $G/G_{\max} \sim \gamma$ のフィッティング例

(2) 振動実験との比較

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

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



注記 * : Propose model : 修正 GHE モデル

図 5-4 振動実験と修正 GHE モデルの比較

5.1.3 液状化影響の考慮

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

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

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

5.1.4 乾燥砂における強度

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

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

以上より、乾燥砂については荷重速度の影響を受けない、又は高拘束圧下では急速荷重のもとで強度が増加すると言える。

注記 *：石原（土質動力学の基礎，鹿島出版会）

5.1.5 すべり安定解析における強度

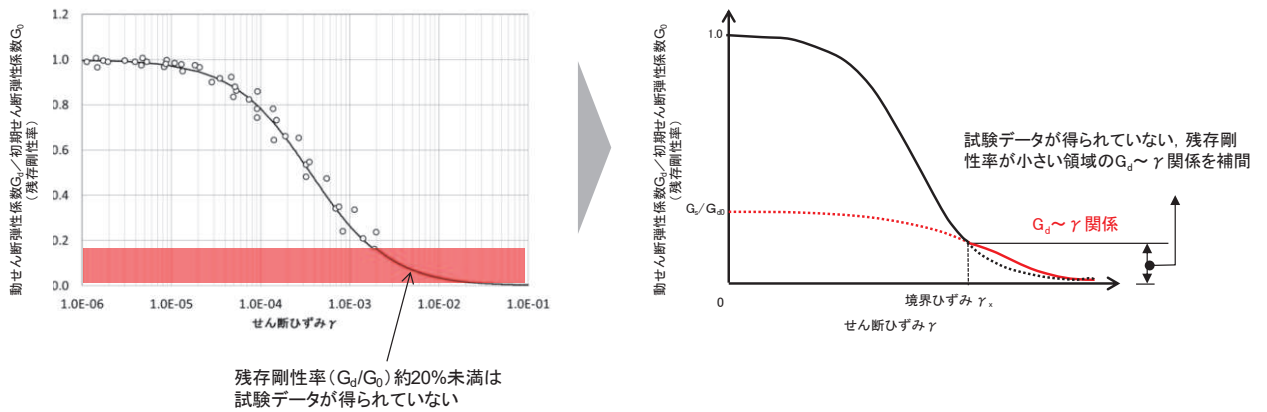
道路土工 切土工・斜面安定工指針（日本道路協会，平成21年度版）では、地すべり地形を示さない道路斜面の安定度評価のための設計定数と土質試験法として、非排水状態での三軸圧縮試験が使用されていることが記載されている。

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

5.2 動的変形特性の設定方法

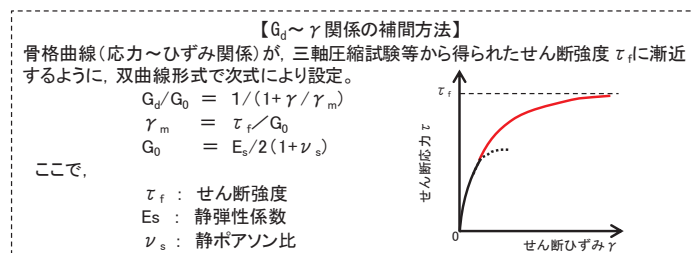
5.1 で示した既往文献等を参考に、繰返し三軸試験の範囲を超える領域については、せん断強度に漸近させる骨格を設定することとし、そのせん断強度については静的強度試験から求めた強度を用いる。

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



(a) 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係

(b) 残存剛性率が小さい領域の補間イメージ



(c) $G_d \sim \gamma$ 関係の補間方法

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

5.2.1 等価線形解析及び全応力解析における設定方法

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

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

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

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

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

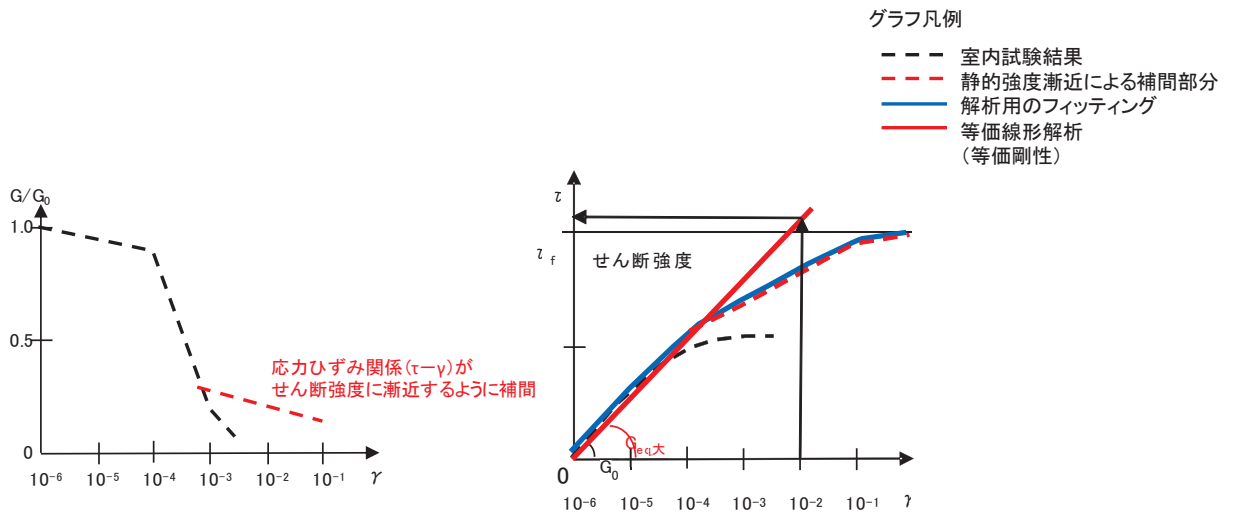
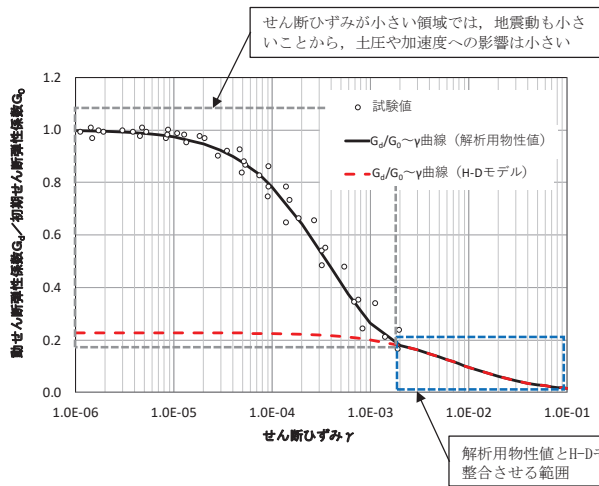


図 5-6 等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性

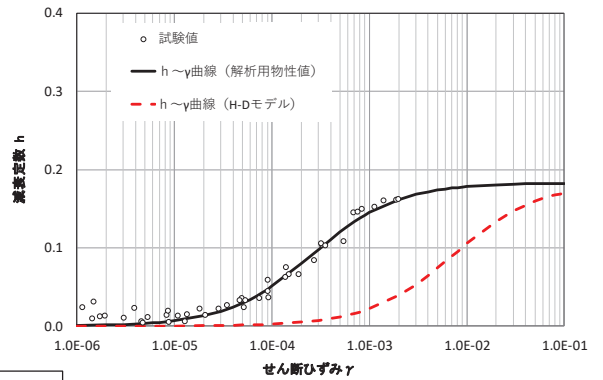
5.2.2 有効応力解析

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

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

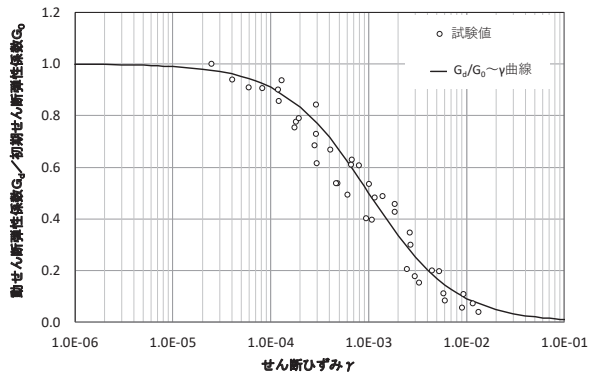


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

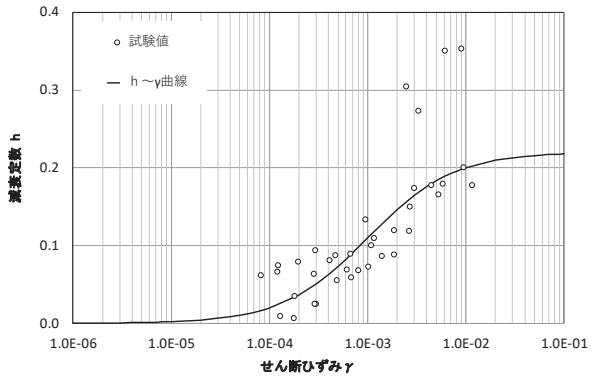


($h \sim \gamma$ 曲線)

(a) 盛土

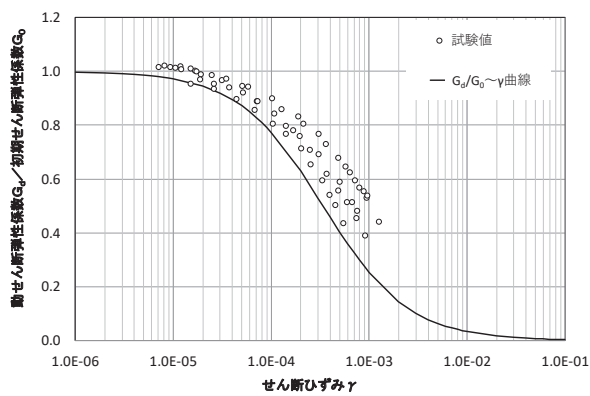


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

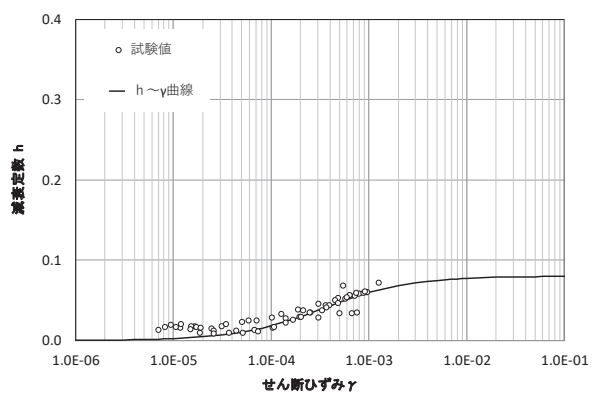


($h \sim \gamma$ 曲線)

(b) 旧表土



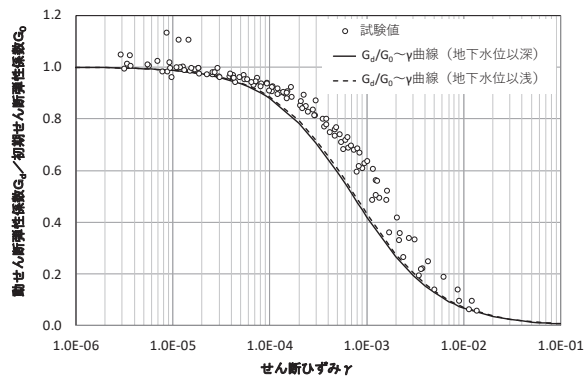
($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



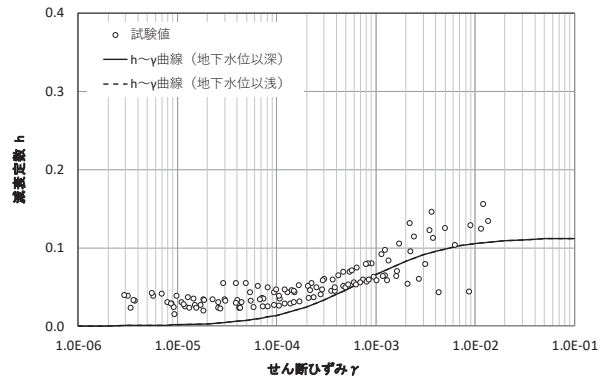
($h \sim \gamma$ 曲線)

(c) セメント改良土

図 5-7(1) H-D モデルに設定する動的変形特性

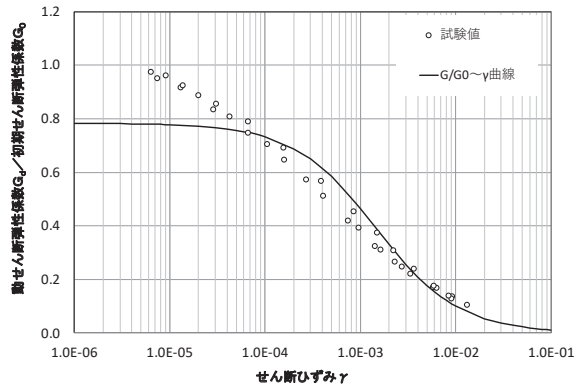


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

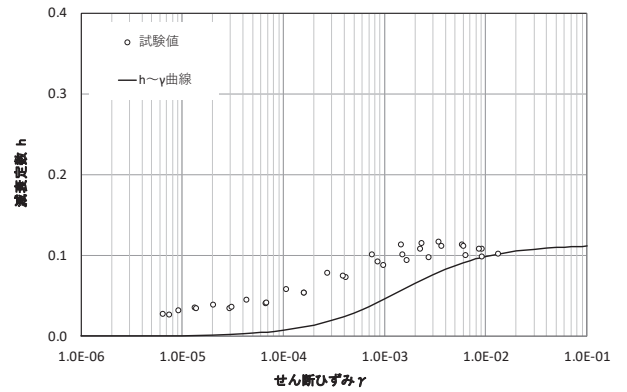


($h \sim \gamma$ 曲線)

(d) 改良地盤



($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



($h \sim \gamma$ 曲線)

(e) D級岩盤

図 5-7(2) H-D モデルに設定する動的変形特性

6. 大ひずみ領域の補間の設定方法の保守性について

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

6.1 全応力解析において動的変形特性を変化させた場合の影響

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

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

以上より、全応力解析においては、B)の方法の方が保守的な評価となる。

A) 動的変形試験に基づくせん断応力の評価

B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力の評価（解析上の設定）

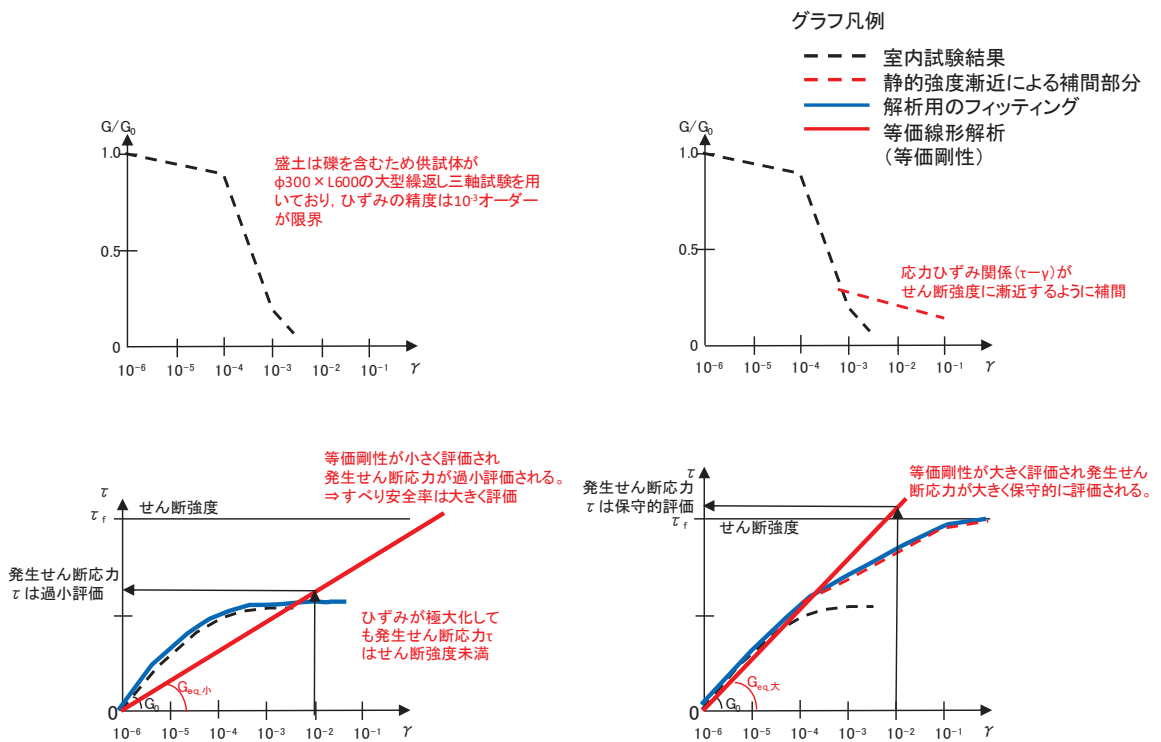


図 6-1 全応力解析における動的変形特性の設定

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

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

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

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

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

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

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

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

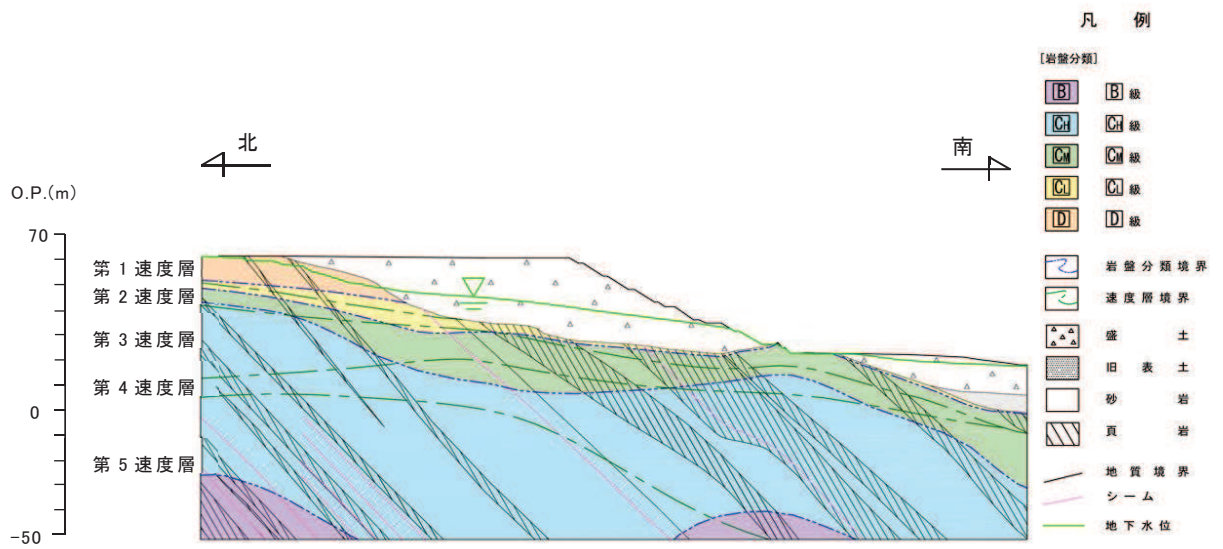


図 6-2 斜面 B の地質断面図

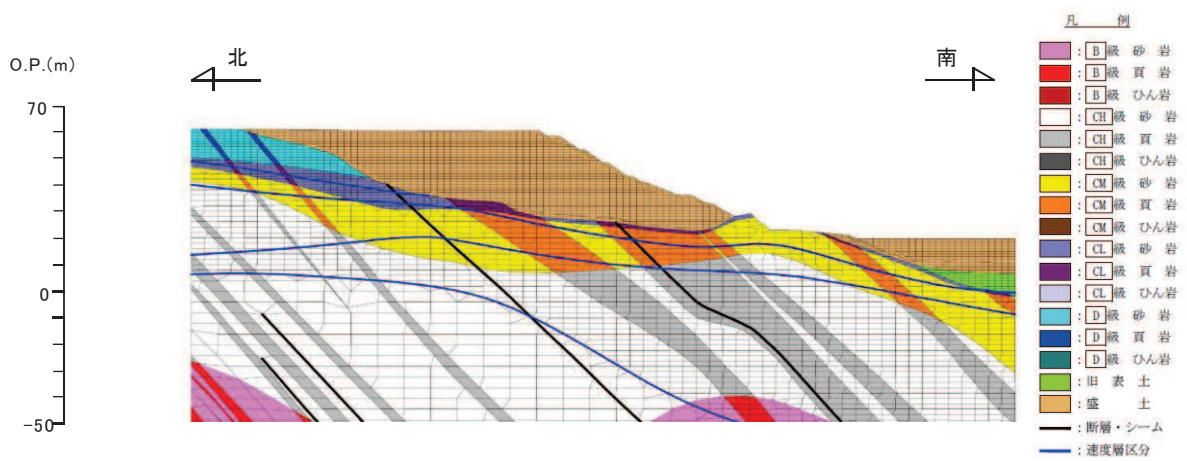


図 6-3 斜面 B の解析モデル

表 6-1 すべり安全率評価結果

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

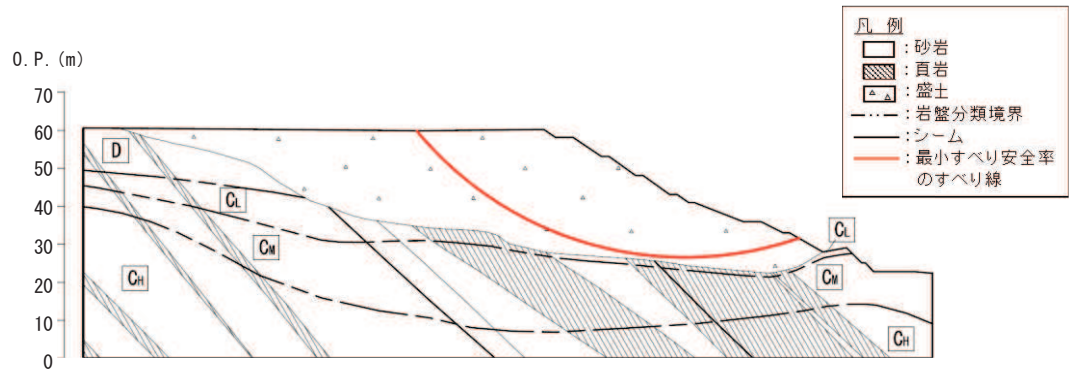


図 6-4 すべり安全率が最小となったすべり線

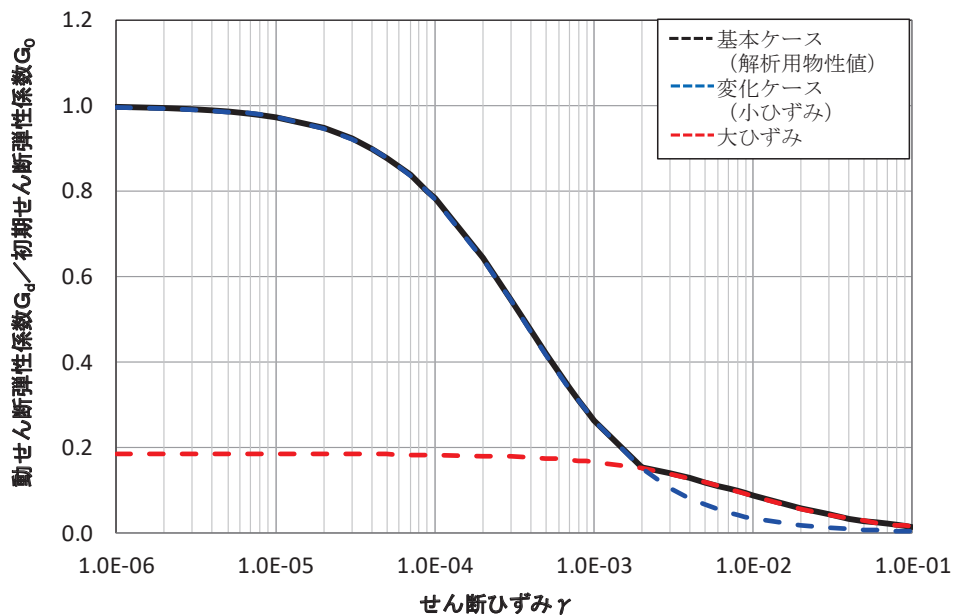


図 6-5 検討に使用した動的変形特性

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

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

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

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

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

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

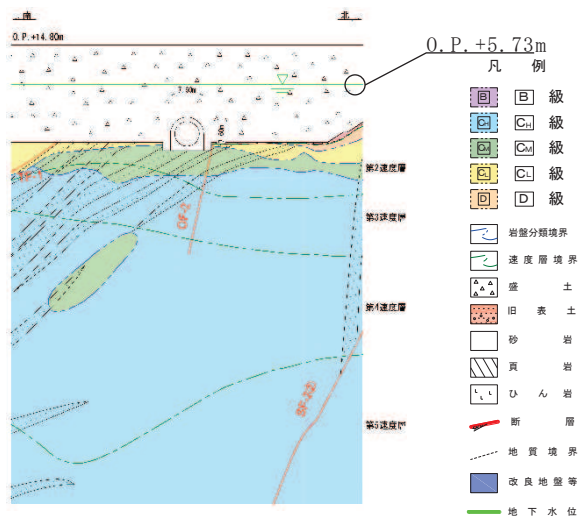


図 6-6 排気筒連絡ダクト（断面①）の地質断面図

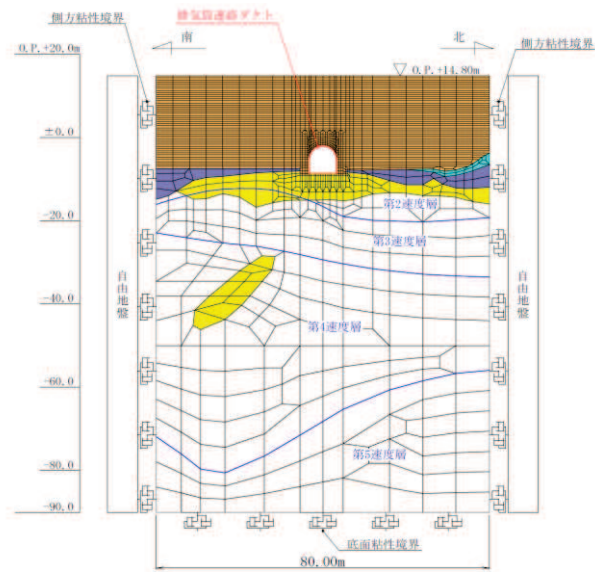


図 6-7 排気筒連絡ダクト（断面①）の解析モデル

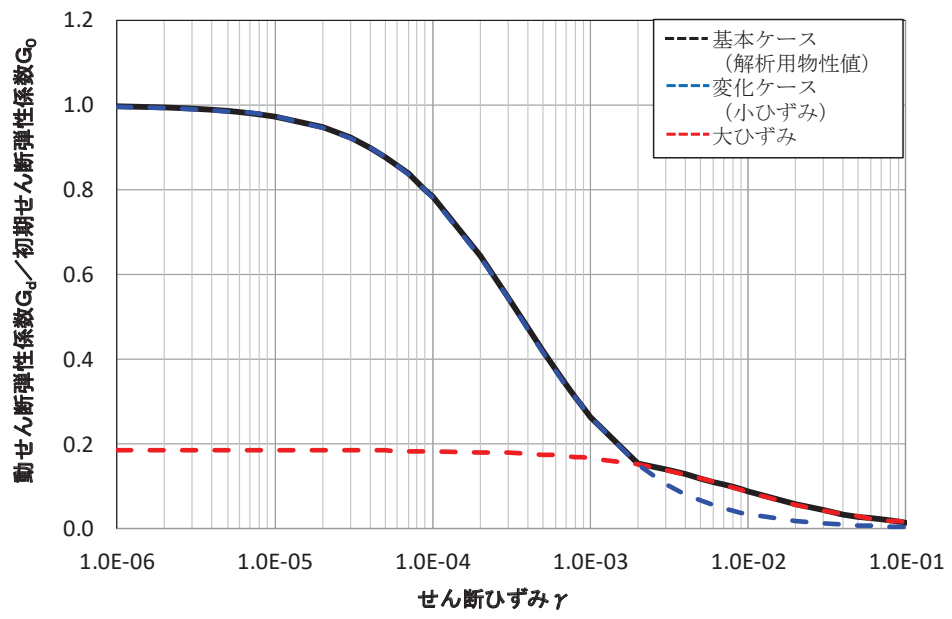


図 6-8 検討に使用した動的変形特性

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

【 S s - N 1 (++) 】

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

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

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

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

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

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ，底版）

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

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

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-4 せん断破壊に対する評価結果【S_s-N1(++)】

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

注記*1：評価位置は図 6-9 に示す。

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

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

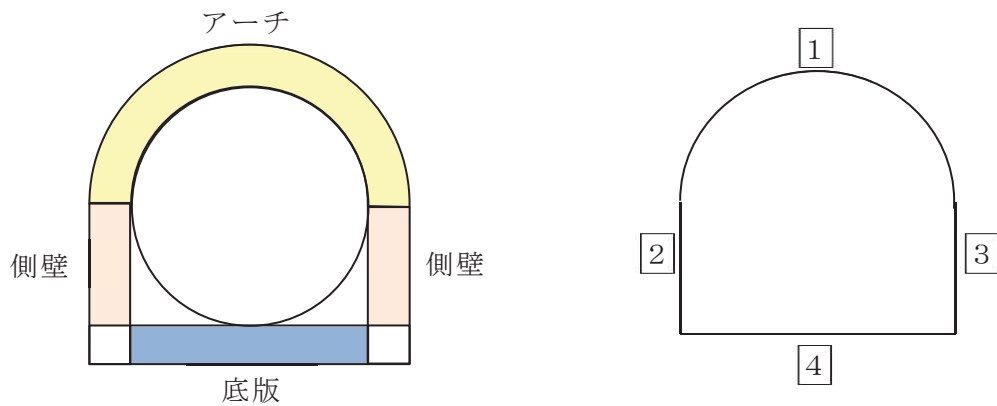


図 6-9 評価位置図

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

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

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

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

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

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

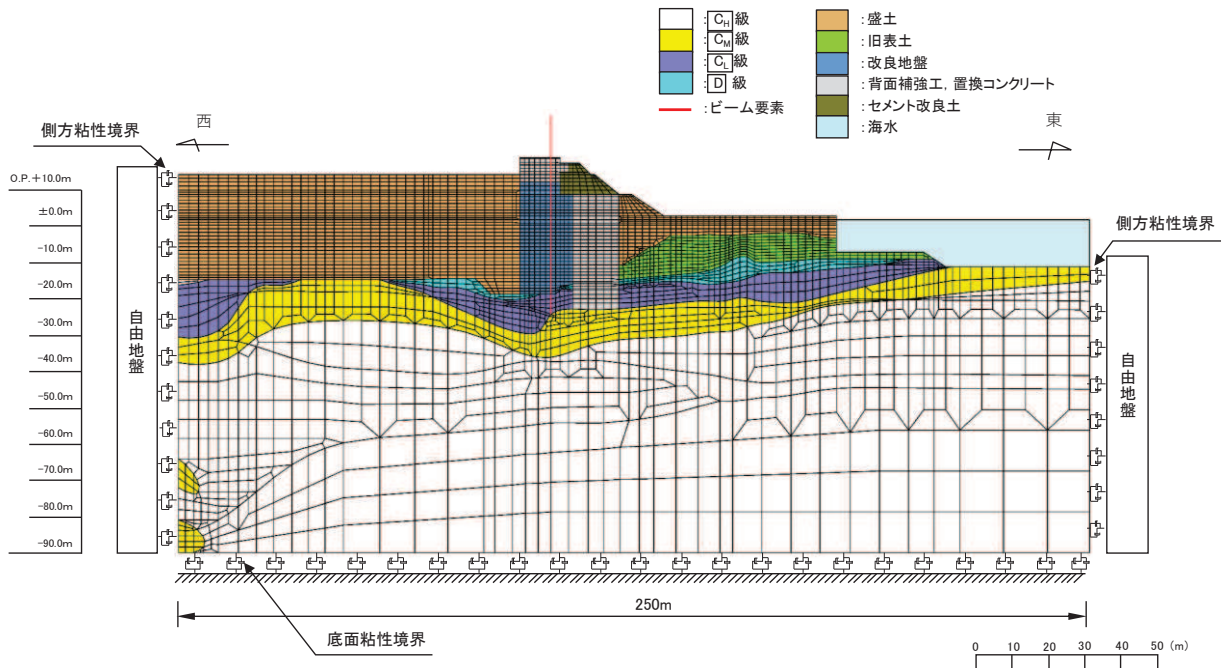


図 6-10 解析モデル（防潮堤（鋼管式鉛直壁），断面①）

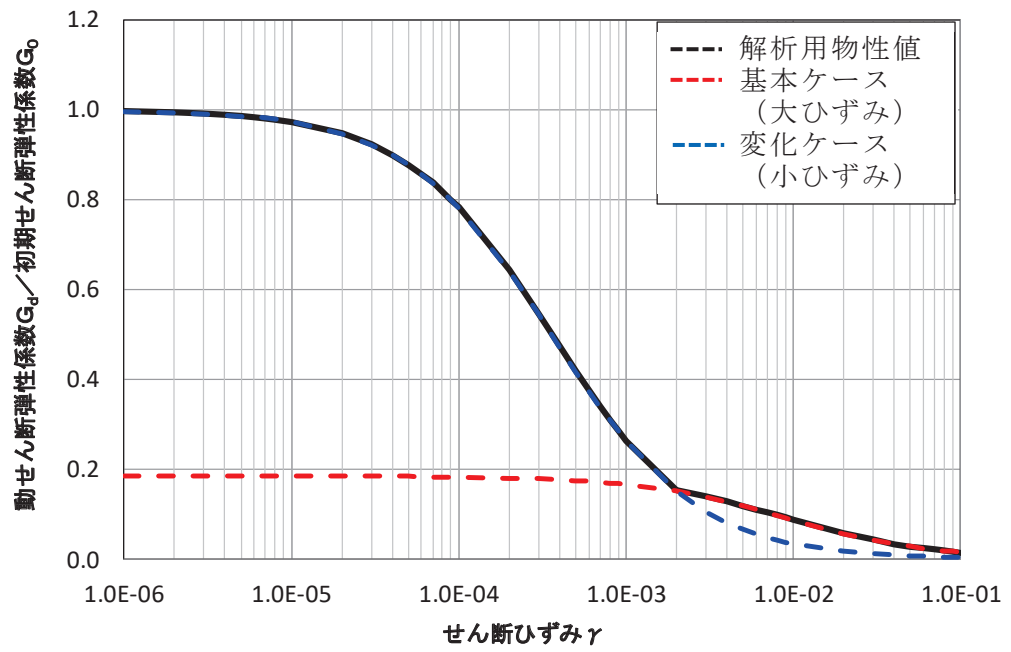


図 6-11 検討に使用した動的変形特性

表 6-5(1) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

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

表 6-5(2) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

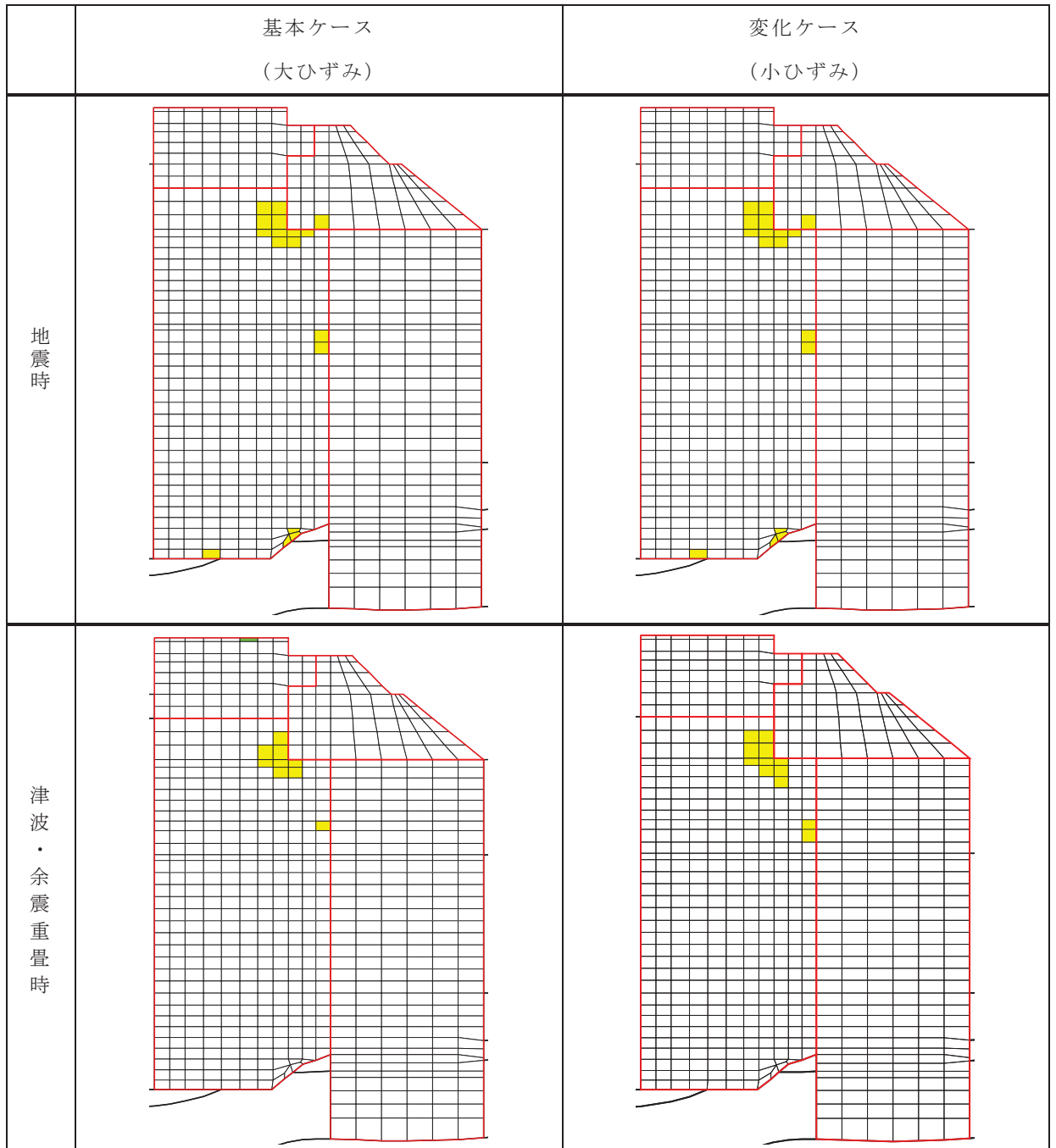
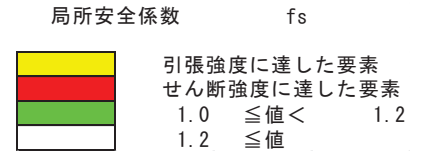
事象	地震動 位相	検討 ケース	すべり安全率				接地圧照査値		
			背面 補強工	置換 コンクリ ート	改良 地盤	セメント 改良土	鋼管杭	背面 補強工	置換 コンクリ ート
地震時	S _s -D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	24.7	4.9	3.1	3.9	0.15	0.21	0.36
		変化ケース (小ひずみ)	25.2	4.7	2.9	3.6	0.13	0.19	0.37
津波・ 余震 重畳時	S _d -D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	11.0	15.1	2.6	48.2	0.24	0.25	0.15
		変化ケース (小ひずみ)	11.7	13.6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

表 6-6 鋼管杭断面力の比較

凡例	
—	: 基本ケース (大ひずみ)
—	: 変化ケース (小ひずみ)

事象	曲げ圧縮照査時刻		せん断照査時刻	
	曲げモーメント	軸力	せん断力	
地震時	<p>地震時 曲げモーメント比較図 (a) は、O.P. (m) を縦軸（-20 から 30）、曲げモーメント (kN・m) を横軸（-25000 から 25000）として示す。背面補強工（15m以上）と改良地盤（0m）の境界が示されている。①基本ケース（緑線）と②盛土_小ひずみ（赤線）の両ケースで、背面補強工内では負のモーメントが、改良地盤内では正のモーメントが卓越する。②盛土_小ひずみは①基本ケースよりもモーメントの絶対値が若干大きい。</p>	<p>地震時 軸力比較図 (b) は、O.P. (m) を縦軸（-20 から 30）、軸力 (kN) を横軸（-30000 から 30000）として示す。背面補強工（15m以上）と改良地盤（0m）の境界が示されている。①基本ケース（緑線）と②盛土_小ひずみ（赤線）の両ケースで、改良地盤内では圧縮軸力が卓越する。背面補強工内では軸力がほぼゼロに近い。</p>	<p>地震時 せん断力比較図 (c) は、O.P. (m) を縦軸（-20 から 30）、せん断力 (kN) を横軸（-10000 から 10000）として示す。背面補強工（15m以上）と改良地盤（0m）の境界が示されている。①基本ケース（緑線）と②盛土_小ひずみ（赤線）の両ケースで、改良地盤内ではせん断力が卓越する。背面補強工内ではせん断力がほぼゼロに近い。</p>	
	津波・余震重畳時	<p>津波・余震重畳時 曲げモーメント比較図 (a) は、O.P. (m) を縦軸（-20 から 30）、曲げモーメント (kN・m) を横軸（-50000 から 50000）として示す。背面補強工（15m以上）と改良地盤（0m）の境界が示されている。①基本ケース（緑線）と②盛土_小ひずみ（赤線）の両ケースで、改良地盤内では正のモーメントが卓越する。背面補強工内では負のモーメントが卓越する。②盛土_小ひずみは①基本ケースよりもモーメントの絶対値が大きい。</p>	<p>津波・余震重畳時 軸力比較図 (b) は、O.P. (m) を縦軸（-20 から 30）、軸力 (kN) を横軸（-30000 から 30000）として示す。背面補強工（15m以上）と改良地盤（0m）の境界が示されている。①基本ケース（緑線）と②盛土_小ひずみ（赤線）の両ケースで、改良地盤内では圧縮軸力が卓越する。背面補強工内では軸力がほぼゼロに近い。</p>	<p>津波・余震重畳時 せん断力比較図 (c) は、O.P. (m) を縦軸（-20 から 30）、せん断力 (kN) を横軸（-20000 から 20000）として示す。背面補強工（15m以上）と改良地盤（0m）の境界が示されている。①基本ケース（緑線）と②盛土_小ひずみ（赤線）の両ケースで、改良地盤内ではせん断力が卓越する。背面補強工内ではせん断力がほぼゼロに近い。</p>

表 6-7 局所安全係数の比較



6.5 まとめ

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

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

7. まとめ

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