

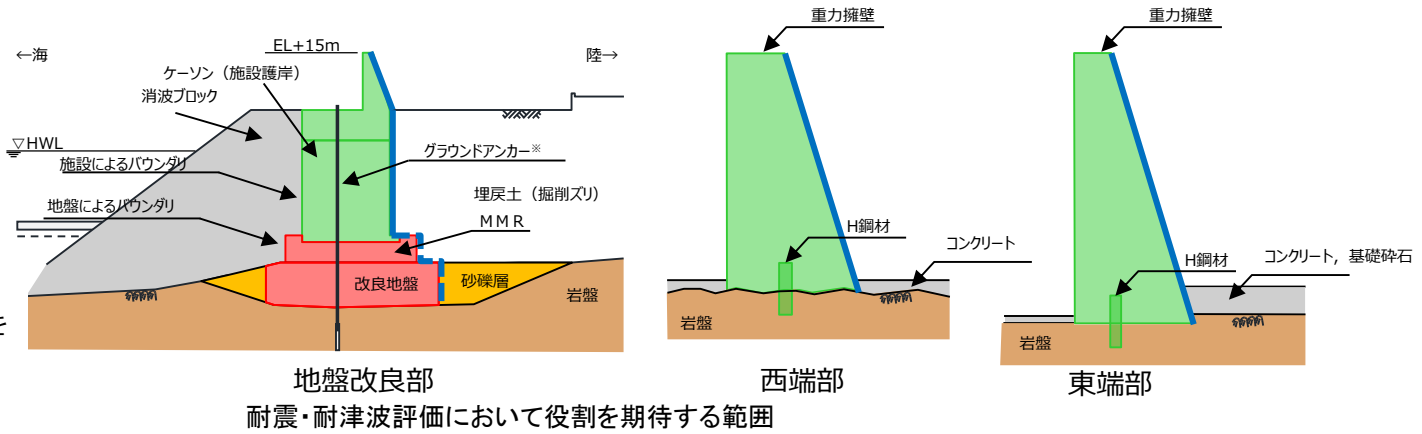
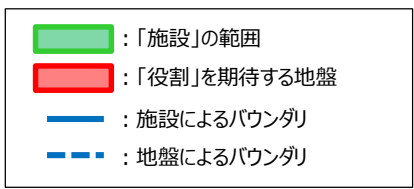
7. 防波壁の構造概要

地盤安定性評価において考慮する施設等 防波壁(波返重力擁壁)

・「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性」に係る審査における『耐震・耐津波評価上の各部位の役割』を参考に、下表のとおり地盤安定性評価において考慮する施設等を整理した。

防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割, 地盤安定性評価において考慮する施設等

部位の名称	耐震・耐津波評価上の役割		地盤安定性評価において考慮する施設等	
	地震時の役割	津波時の役割		
施設	重力擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。	考慮する
	止水目地	・重力擁壁間の変形に追従する。	・重力擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。	安定性評価に影響しないため考慮しない
	ケーソン	・重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。	・重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。	考慮する
	H鋼	・重力擁壁の滑動を抑制する。	・重力擁壁の滑動を抑制する。	保守的に考慮しない
	グラウンドアンカー	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。	考慮しない
地盤	MMR	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。	考慮する
	改良地盤	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。	周辺岩盤相当として考慮する
	岩盤	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する	・ケーソン及び重力擁壁を支持する。	考慮する
	埋戻土(掘削ズリ), 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み, 防波壁への相互作用を考慮する)。	・津波荷重に対して地盤反力として寄与する。	考慮する
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。	考慮しない



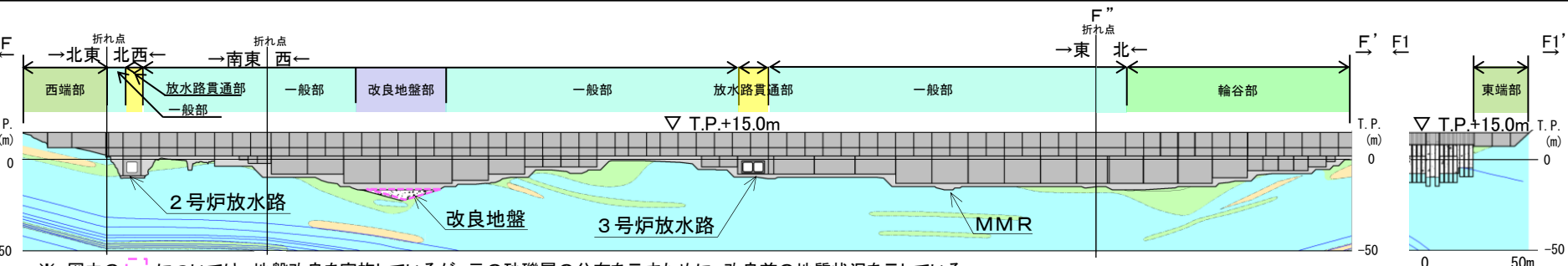
※ 防波壁(波返重力擁壁)は、グラウンドアンカー(自主設備)の効果も期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。

耐震・耐津波評価において役割を期待する範囲

7. 防波壁の構造概要

地盤安定性評価上の区分 防波壁(波返重力擁壁)(1/2)

- ・防波壁(波返重力擁壁)は、「防波壁の設計方針」(第888回審査会合)に係る審査において、施設の耐震・耐津波評価上の観点から、「一般部」、「改良地盤部」、「放水路貫通部」、「輪谷部」、「東端部」及び「西端部」の6つに区分されている。
- ・基礎地盤の安定性評価の観点から、これら6つの区分はいずれも同様の構造と評価できる。

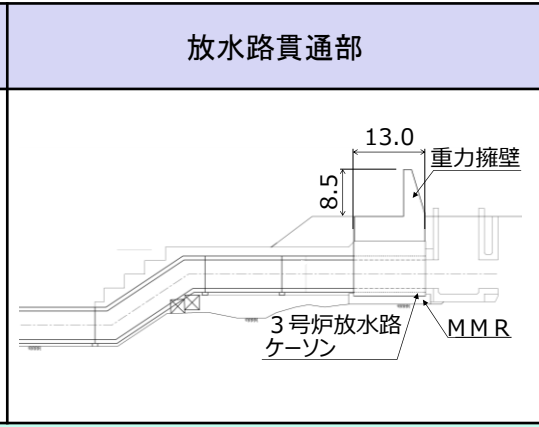
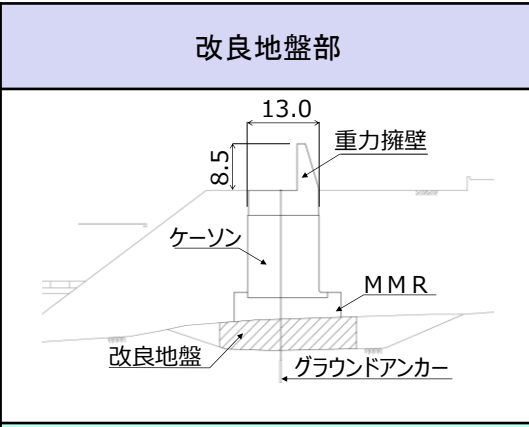
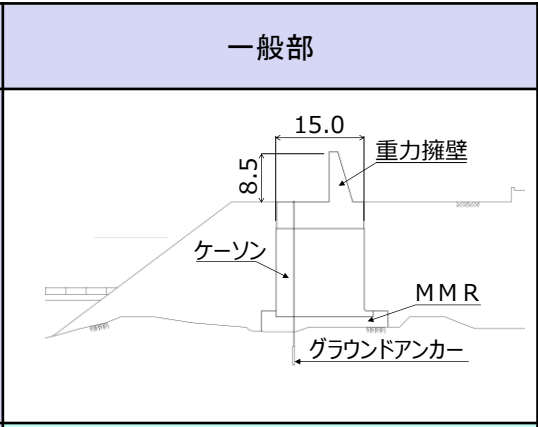


※ 図中の [] については、地盤改良を実施しているが、元の砂礫層の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。

- 凡例
- 防波壁
 - 改良地盤(砂礫層)
 - CL級
 - CH級
 - 岩級境界線
 - 埋戻土(掘削ズリ・粘性土, 砂礫層)
 - CM級
 - シーム

防波壁(波返重力擁壁) 縦断面図(岩級・シーム)

耐震・耐津波評価上の施設の区分



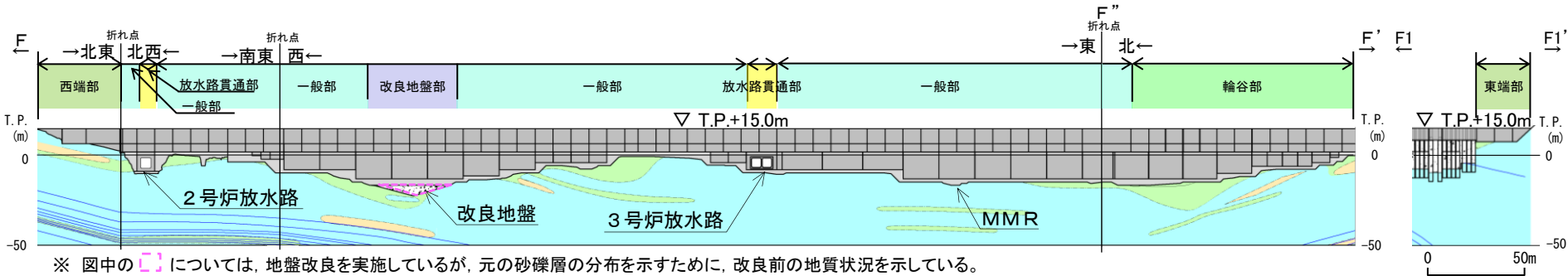
基礎地盤安定性評価上の施設の区分

「一般部」とする

「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量)は概ね同様であることから、「一般部」に区分する

「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量)は概ね同様であることから、「一般部」に区分する

地盤安定性評価上の区分 防波壁(波返重力擁壁)(2/2)



防波壁(波返重力擁壁) 縦断面図(岩級・シーム)

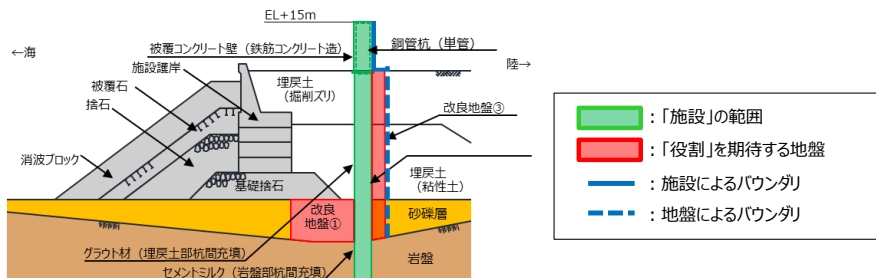
耐震・耐津波評価上の施設の区分	輪谷部	東端部	西端部
標準断面図			
基礎地盤安定性評価上の施設の区分	「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量)は概ね同様であることから、「一般部」に区分する	「一般部」と比べ、小規模・軽量の施設のため、「一般部」に区分する	

地盤安定性評価において考慮する施設 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)

「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性」に係る審査における『耐震・耐津波評価上の各部位の役割』を参考に、下表のとおり地盤安定性評価において考慮する施設等を整理した。

防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の各部位の役割, 地盤安定性評価において考慮する施設等

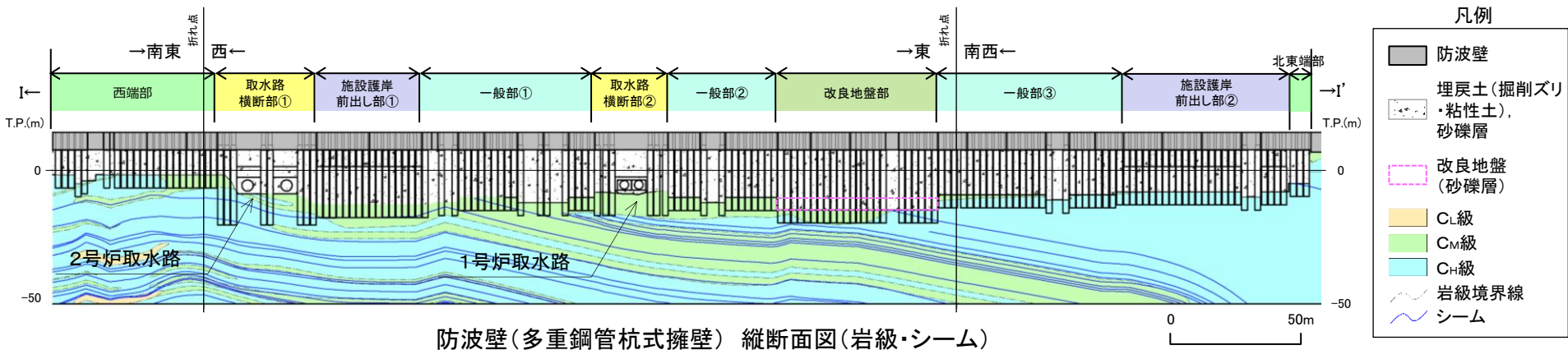
	部位の名称	耐震・耐津波評価上の役割		地盤安定性評価において考慮する施設等
		地震時の役割	津波時の役割	
施設	鋼管杭	・被覆コンクリート壁を支持する。	・被覆コンクリート壁を支持する。	考慮する
	被覆コンクリート壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。	考慮する
	止水目地	・被覆コンクリート壁間の変形に追従する。	・被覆コンクリート壁間変形に追従し、遮水性を保持する。	安定性評価に影響しないため考慮しない
地盤	セメントミルク(岩盤部杭間部充填)	・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭の変形を抑制する。 ・難透水性を保持する。	周辺岩盤相当として考慮する
	改良地盤①(砂礫層)	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。	保守的に埋戻土として考慮する
	改良地盤②(1号炉取水路上部等)	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが、役割に期待しない。	保守的に埋戻土として考慮する
	改良地盤③(防波壁背後)	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する)。	・難透水性を保持する。	保守的に埋戻土として考慮する
	岩盤	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	考慮する
	埋戻土(掘削ズリ),埋戻土(粘性土),砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する)。	・防波壁より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。	埋戻土として考慮する
	施設護岸,基礎捨石	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない。	埋戻土として考慮する
	捨石,被覆石			考慮しない
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。	考慮しない
	グラウト材(埋戻土部杭間部充填)	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが、役割に期待しない。	考慮しない



耐震・耐津波評価において役割を期待する範囲

地盤安定性評価上の区分 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)(1/2)

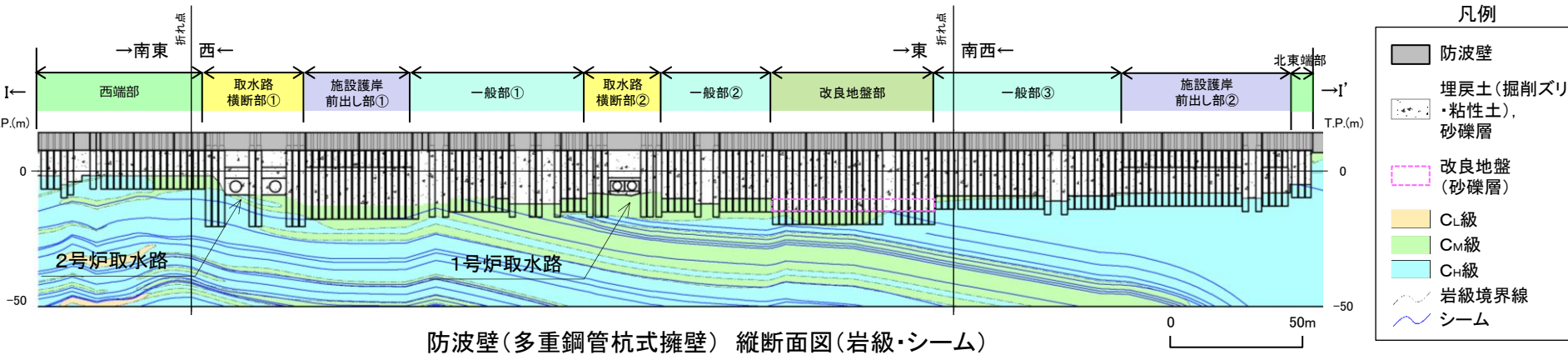
- ・防波壁(多重鋼管杭式擁壁)は、「防波壁の設計方針」(第888回審査会合)に係る審査において、施設の耐震・耐津波評価上の観点から、「一般部」, 「取水路横断部」, 「施設護岸前出し部」, 「改良地盤部」, 「北東端部」及び「西端部」の6つに区分されている。
- ・基礎地盤の安定性評価の観点から、これら6つの区分は「一般部」, 及び「取水路横断部」の2つに再区分できる。



耐震・耐津波評価上の施設の区分	一般部	改良地盤部	西端部
標準断面図			
基礎地盤安定性評価上の施設の区分	「一般部」とする	「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量, 杭底面幅及び根入れ長)は概ね同様であることから、「一般部」に区分する	

7. 防波壁の構造概要

地盤安定性評価上の区分 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)(2/2)



防波壁(多重鋼管杭式擁壁) 縦断面図(岩級・シーム)

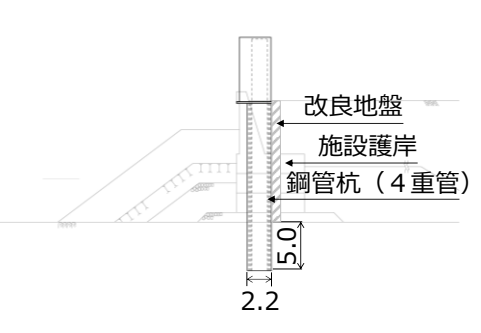
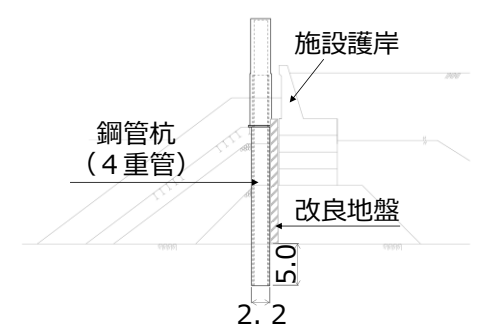
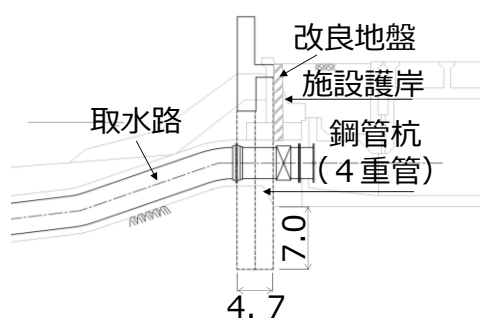
耐震・耐津波評価上の
施設の区分

取水路横断部

施設護岸前出し部

北東端部

標準断面図



基礎地盤安定性評価上の
施設の区分

「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量)が異なるため、「取水路横断部」に区分する

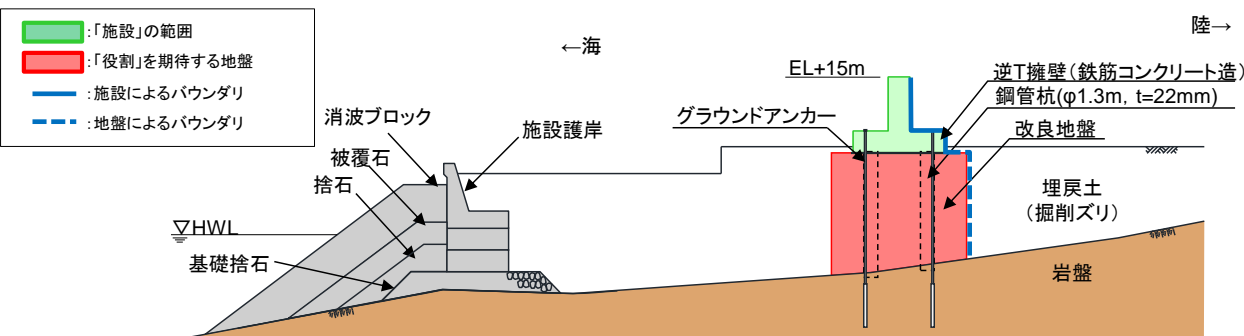
「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量, 杭底面幅及び根入れ長)は概ね同様であることから、「一般部」に区分する

地盤安定性評価において考慮する施設 防波壁(逆T擁壁)

・「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性」に係る審査における『耐震・耐津波評価上の各部位の役割』を参考に、下表のとおり地盤安定性評価において考慮する施設等を整理した。

防波壁(逆T擁壁)の各部位の役割, 地盤安定性評価において考慮する施設等

部位の名称	耐震・耐津波評価上の役割		地盤安定性評価において考慮する施設等	
	地震時の役割	津波時の役割		
鋼管杭	・役割に期待しない。※2	・役割に期待しない。※2	考慮しない(モデル化を行わず, 杭の支持力やせん断強度を見込まない)	
施設	逆T擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに, 遮水性を保持する。	考慮する
	止水目地	・逆T擁壁間の変形に追従する。	・逆T擁壁間の変形に追従し, 遮水性を保持する。	安定性評価に影響しないため考慮しない
	グラウンドアンカー	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	考慮する(モデル化は行わないが, 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)
地盤	改良地盤※1	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。	考慮する
	岩盤	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。	考慮する
	埋戻土(掘削ズリ)	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み, 防波壁への相互作用を考慮する)。	・防波壁より陸側については, 津波荷重に対して地盤反力として寄与する。	埋戻土として考慮する
	施設護岸, 基礎捨石	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み, 防波壁への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない。	埋戻土として考慮する
	被覆石, 捨石			考慮しない
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。	考慮しない

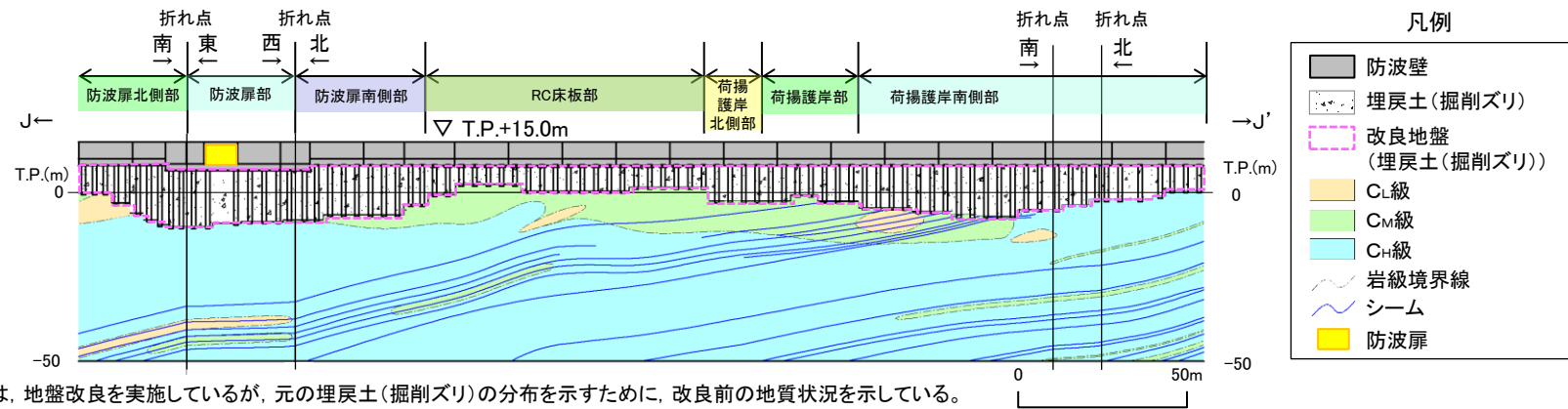


耐震・耐津波評価において役割を期待する範囲

※1 RC床板については, 保守的に改良地盤として扱う。
 ※2 鋼管杭は役割に期待しないため, 解析モデルに取り込まない。なお, 詳細設計段階においては, 鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。

地盤安定性評価上の区分 防波壁(逆T擁壁)(1/3)

- ・防波壁(逆T擁壁)は、「防波壁の設計方針」(第888回審査会合)に係る審査において、施設の耐震・耐津波評価上の観点から、「防波扉北側部」、「防波扉部」、「防波扉南側部」、「RC床板部」、「荷揚護岸北側部」、「荷揚護岸部」及び「荷揚護岸南側部」の7つに区分されている。
- ・基礎地盤の安定性評価の観点から、これら7つの区分は「一般部」及び「防波扉部」の2つに再区分できる。

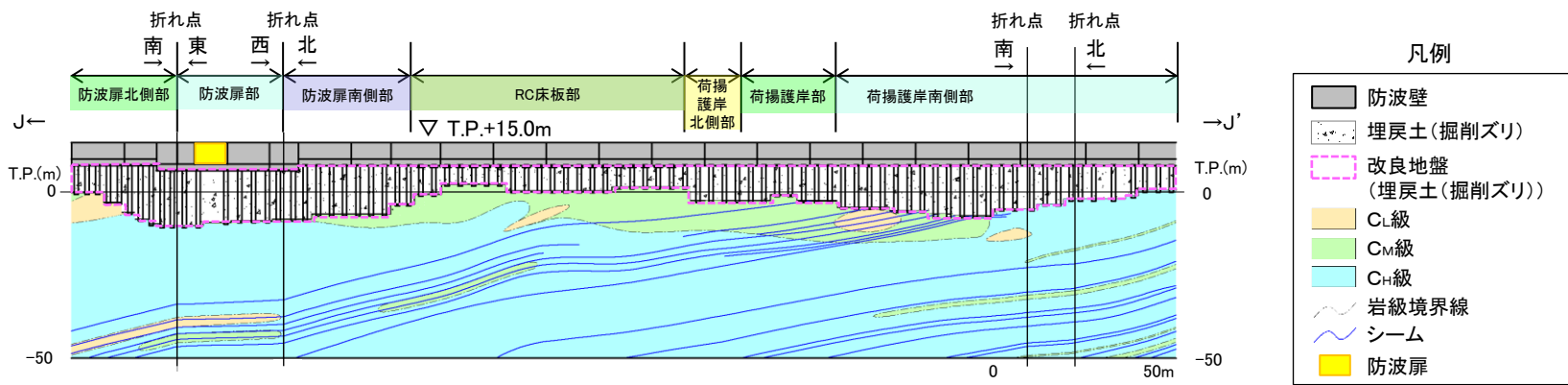


※1 図中の [] については、地盤改良を実施しているが、元の埋戻土(掘削ズリ)の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。
 ※2 図中の杭は投影している。

防波壁(逆T擁壁) 縦断面図(岩級・シーム)

耐震・耐津波評価上の施設の区分	防波扉北側部	防波扉部
標準断面図		
基礎地盤安定性評価上の施設の区分	「一般部」とする	「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量)が異なるため、「防波扉部」に区分する

地盤安定性評価上の区分 防波壁(逆T擁壁)(2/3)

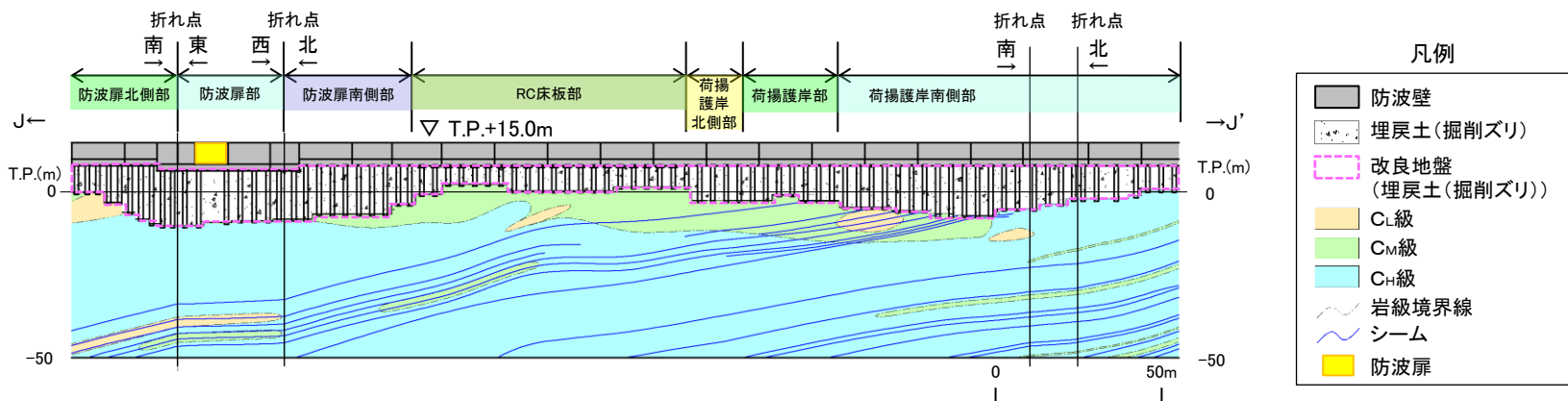


※1 図中の [] については、地盤改良を実施しているが、元の埋戻土(掘削ズリ)の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。 ※2 図中の杭は投影している。

防波壁(逆T擁壁) 縦断面図(岩級・シーム)

耐震・耐津波評価上の施設の区分	防波扉南側部	RC床板部
標準断面図		
基礎地盤安定性評価上の施設の区分	「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量)は概ね同様であることから、「一般部」に区分する	

地盤安定性評価上の区分 防波壁(逆T擁壁)(3/3)



※1 図中の [] については、地盤改良を実施しているが、元の埋戻土(掘削ズリ)の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。 ※2 図中の杭は投影している。

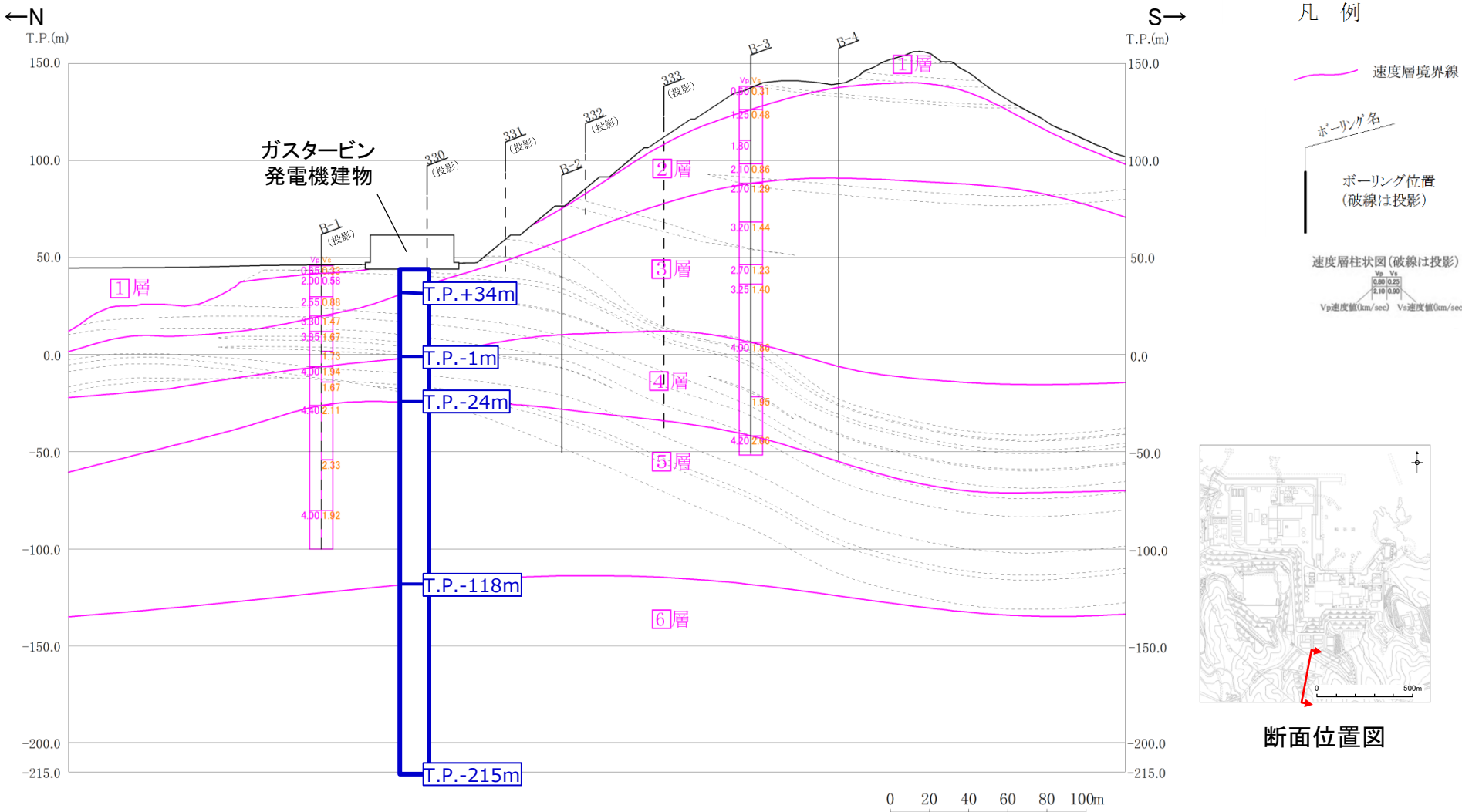
防波壁(逆T擁壁) 縦断面図(岩級・シーム)

耐震・耐津波評価上の施設の区分	荷揚護岸北側部	荷揚護岸部	荷揚護岸南側部
標準断面図			
基礎地盤安定性評価上の施設の区分	「一般部」と比べ、施設の構造(施設重量)は概ね同様であることから、「一般部」に区分する		

8. 建物・構築物の地震応答解析における 入力地震動評価

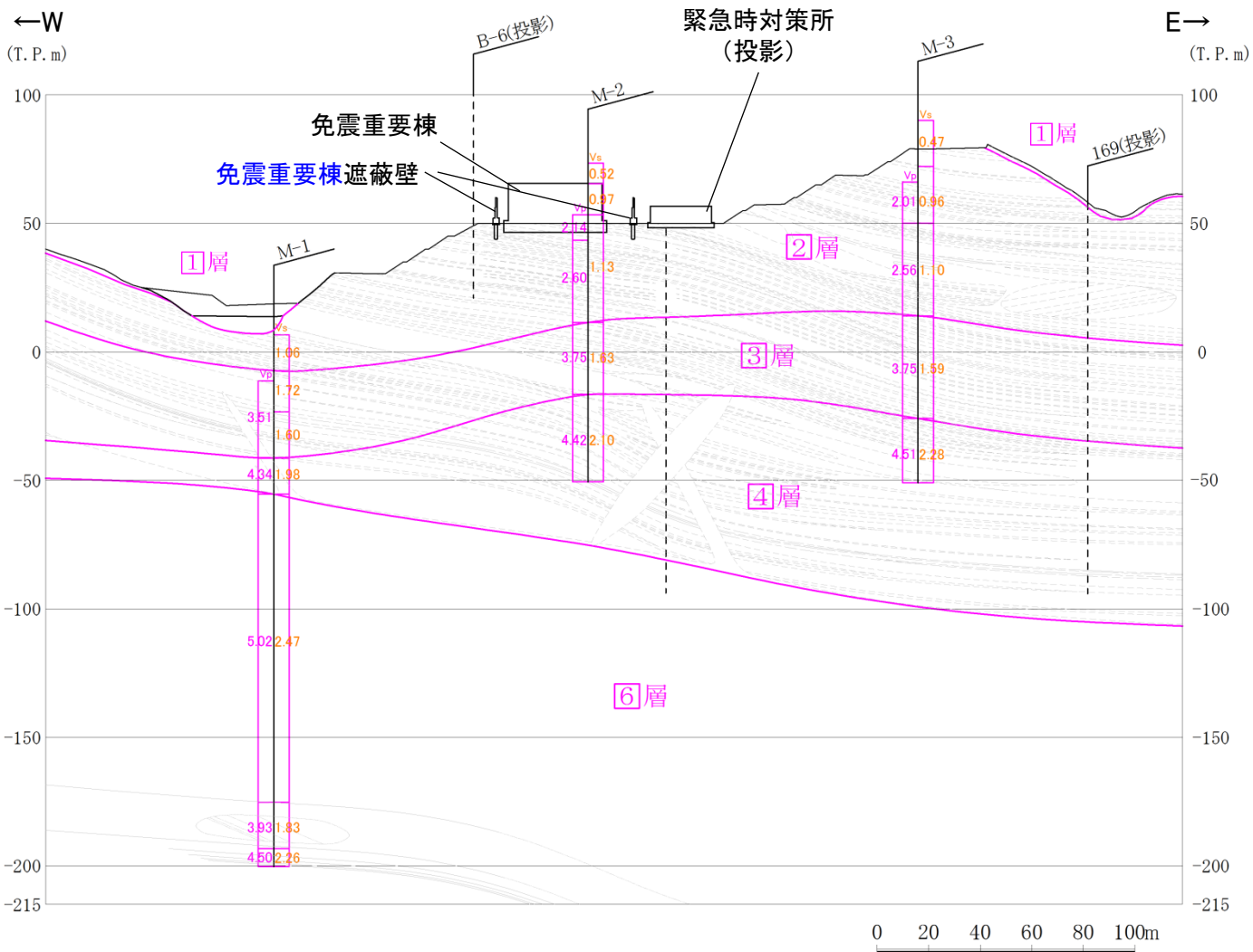
ガスタービン発電機建物エリアの地盤モデル

- ・建物・構築物の入力地震動評価に用いる地盤モデルは、建物・構築物位置の速度層の層厚、物性値に基づき一次元地盤モデルにモデル化する。
- ・ガスタービン発電機建物を設置している高台エリアの一次元地盤モデルを以下に示す。



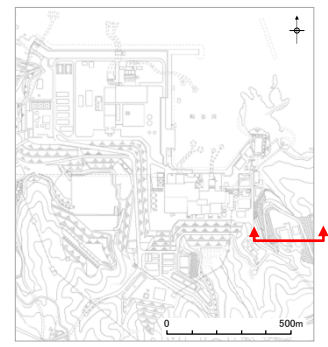
緊急時対策所エリアの地盤モデル(1/2)

- ・緊急時対策所エリアの速度層鉛直断面図は、No.M-1～M-3のPS検層結果及び地質・地質構造に基づき作成した。
- ・速度層構造はPS検層結果に基づいて6層に区分され、地質構造と同様に緩やかな傾斜を示す。



凡例

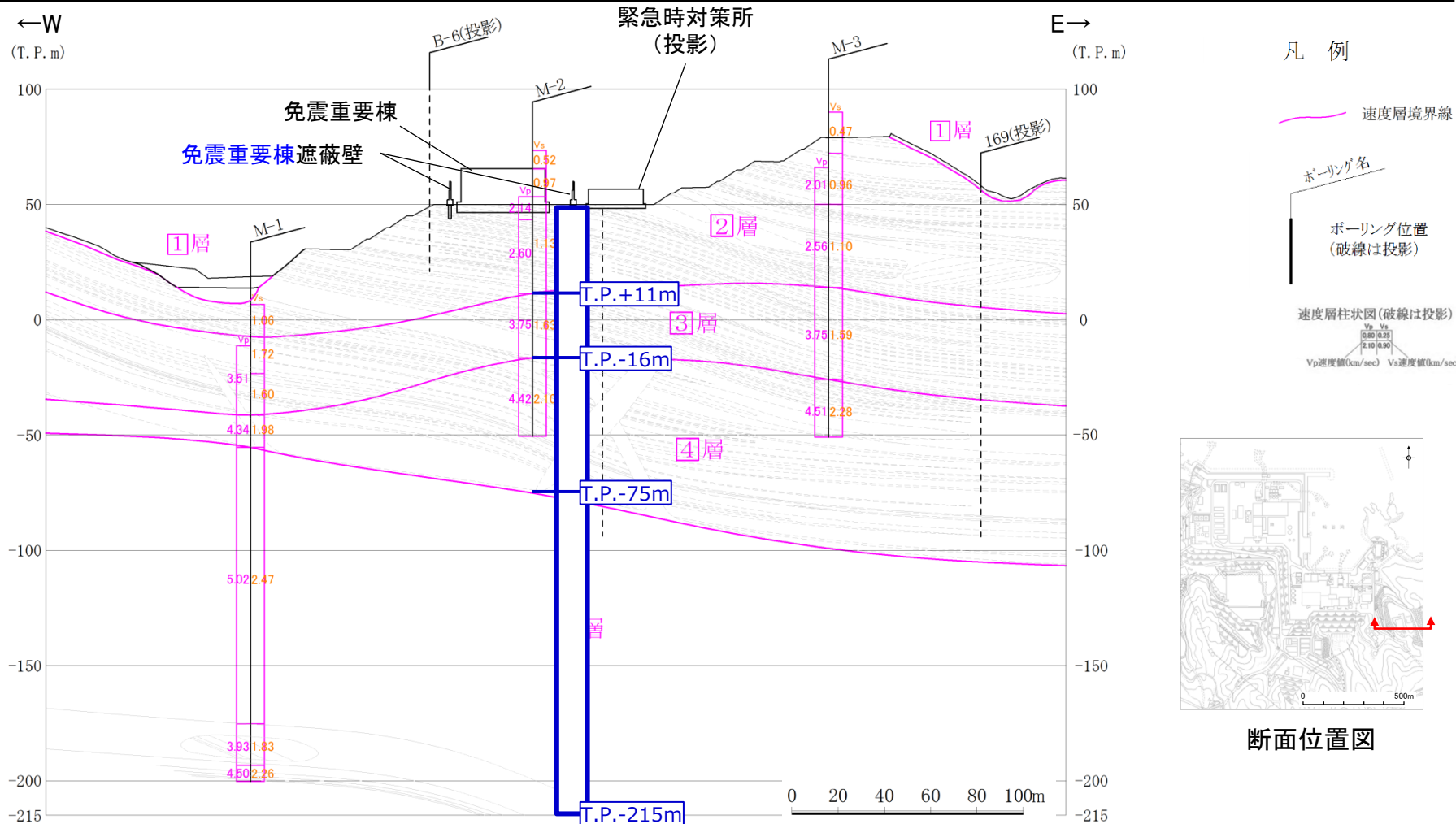
- 速度層境界線
- ボーリング名
- ボーリング位置 (破線は投影)
- 速度層柱状図 (破線は投影)
- Vp速度値(km/sec) Vs速度値(km/sec)



断面位置図

緊急時対策所エリアの地盤モデル(2/2)

- ・緊急時対策所を設置している高台エリアは中央付近のPS検層において直接的な試験結果が得られており、概ね水平成層構造であることから、No.M-2のPS検層結果に基づいて層厚を設定する。
- ・建物・構築物の入力地震動評価に用いる地盤モデルは、建物・構築物位置の速度層の層厚、物性値に基づき一次元地盤モデルにモデル化する。
- ・緊急時対策所を設置している高台エリアの一次元地盤モデルを以下に示す。



9. 地震による盛土斜面崩落事例との比較

9. 地震による盛土斜面崩落事例との比較

地震による斜面崩落事例の抽出

・原子力施設情報公開ライブラリ(NUCIA)から、同公開ライブラリに登録された以下の地震を対象に、原子力発電所における斜面の崩落事例を抽出した。

【対象とした情報】

- ・宮城県沖地震(女川原子力発電所:平成17年8月)
 - ・能登半島地震(志賀原子力発電所:平成19年3月)
 - ・新潟県中越沖地震(柏崎刈羽原子力発電所:平成19年7月)
 - ・駿河湾地震(浜岡原子力発電所:平成21年8月)
 - ・東北地方太平洋沖地震(福島第二, 女川原子力発電所, 東海第二発電所*:平成23年3月)
- ・抽出された柏崎刈羽原子力発電所の土捨場斜面について、情報収集を行い、2号炉南側盛土斜面との比較を行った。

※ NUCIA最終報告となっているものを対象とした。

原子力発電所における斜面の崩落事例

対象地震 (発電所)	件名	地震被害事象及び発生要因の概要
中越沖(柏崎)	【中越沖地震】土捨て場一部崩落(北側斜面)等	地震の震動による土捨場北側斜面の一部崩落。

9. 地震による盛土斜面崩落事例との比較

新潟県中越沖地震時に観測された最大加速度

・新潟県中越沖地震では、柏崎刈羽原子力発電所において、5号機観測小屋にて**964gal(NS成分)**、**1223gal(EW成分)**の最大加速度値が観測された。

表 3. 2-1 中越沖地震本震時に観測された主な観測点での最大加速度値

観測点		最大加速度値 (単位: Gal)		
		NS 成分	EW 成分	UD 成分
1号機	地下5階	311 (274) ※1	680 (273) ※1	408
2号機	地下5階	304 (167) ※1	606 (167) ※1	282
3号機	地下5階	308 (192) ※1	384 (193) ※1	311
4号機	地下5階	310 (193) ※1	492 (194) ※1	337
5号機	地下4階	277 (249) ※1	442 (254) ※1	205
6号機	地下3階	271 (263) ※1	322 (263) ※1	488
7号機	地下3階	267 (263) ※1	356 (263) ※1	355
1号機観測小屋		890	890	715
5号機観測小屋		964	1223	539
サービスホール	SG1 (T. M. S. L. +65. 1m) ※2	347	437	590
	SG2 (T. M. S. L. +16. 7m) ※2	340	411	179
	SG3 (T. M. S. L. -31. 9m) ※2	403	647	174
	SG4 (T. M. S. L. -182. 3m) ※2	430	728	160

※1 ()内は設計時の基準地震動 S2 (1号機については EL CENTRO 等) による応答値。

動的設計を行っている原子炉建屋の水平方向を記載。

※2 T. M. S. L. : 東京湾平均海面

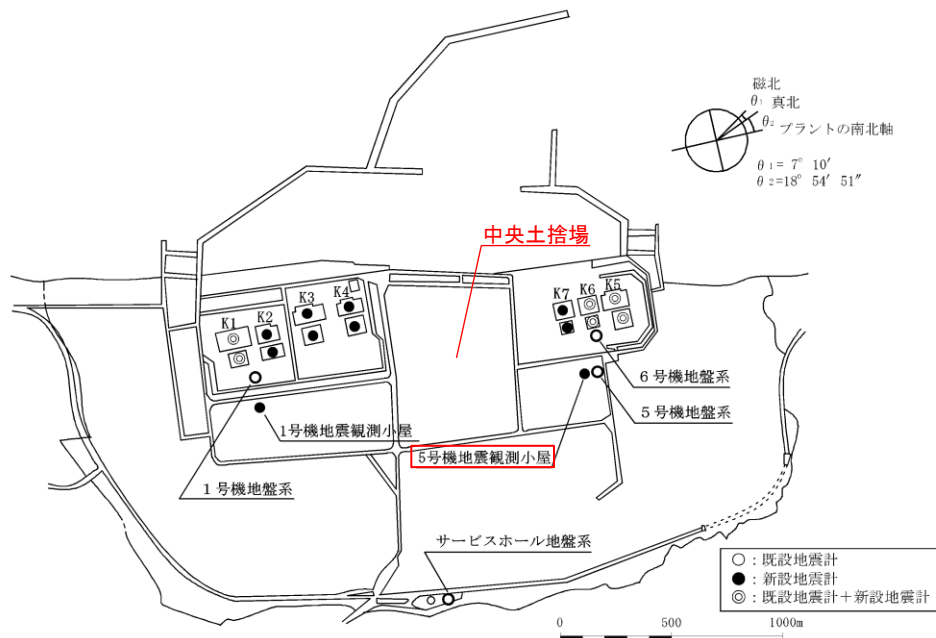
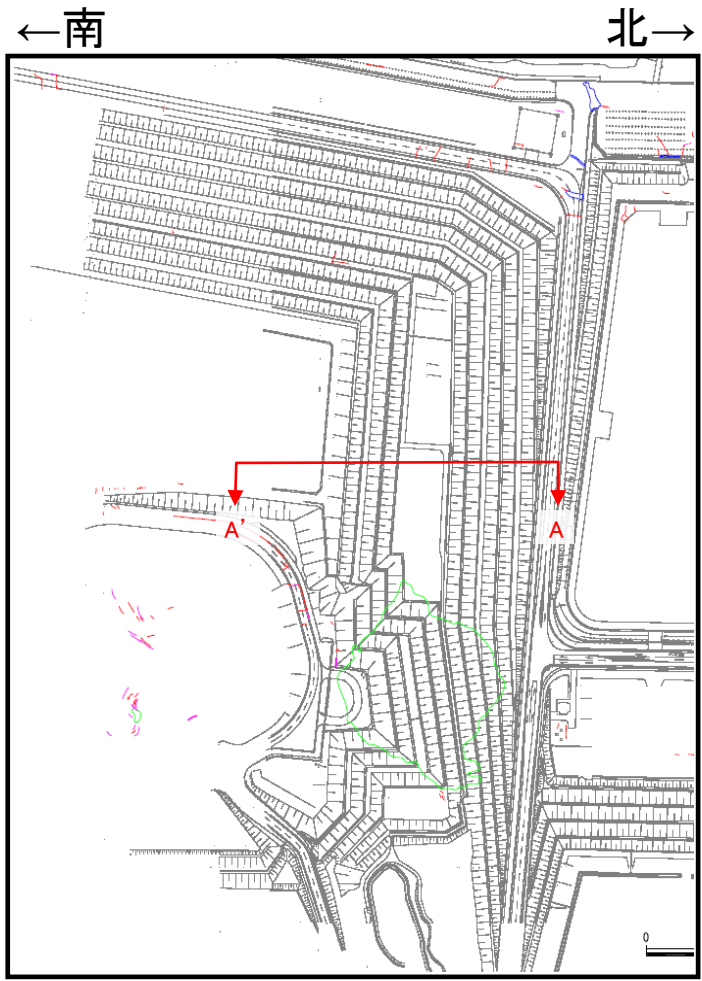


図 3. 1-1 柏崎刈羽原子力発電所における地震観測点の配置

※ 東京電力(株)「柏崎刈羽原子力発電所における平成19年新潟県中越沖地震時に取得された地震観測データの分析及び基準地震動に係る報告書」(2008年9月22日)より引用。
赤線・赤字:弊社にて加筆・修正。

・柏崎刈羽原子力発電所の中央土捨場は盛土斜面であり、新潟県中越沖地震時において、斜面崩落は生じなかった。

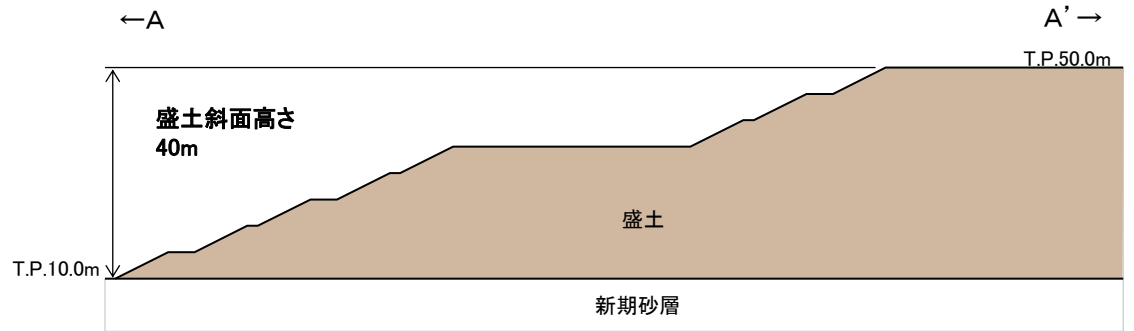


平面図



平面図位置

位置図



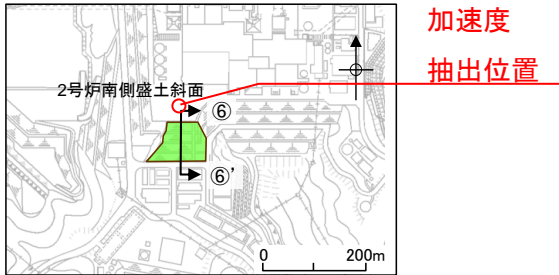
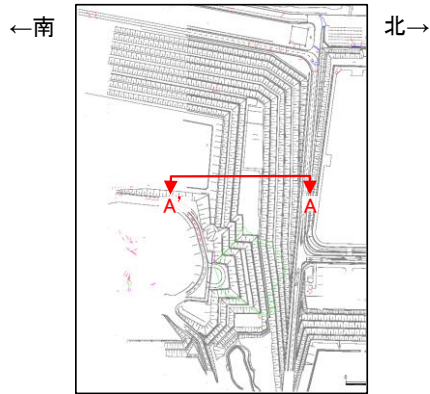
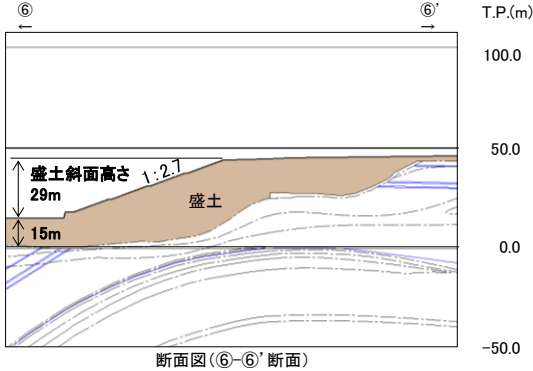
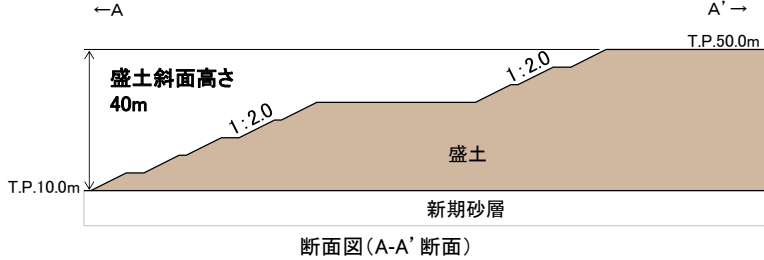
断面図(A-A' 断面)

※ 記載内容については、東京電力ホールディングス株式会社からの聞き取り・情報提供をもとに弊社の責任において独自に解釈し、資料化した。

9. 地震による盛土斜面崩落事例との比較

柏崎刈羽原子力発電所 中央土捨場 一般部(2/2)

- ・柏崎刈羽原子力発電所の中央土捨場では、5号機観測小屋にて964, 1223galの最大加速度値が観測された場合でも、斜面崩落は生じなかった。
- ・島根原子力発電所の2号炉南側盛土斜面は、柏崎刈羽原子力発電所の中央土捨場と比較し、斜面高さが低いこと、斜面勾配が緩いこと、密度等の地盤物性値が大きいこと、また、新潟県中越沖地震時における地表面付近の最大加速度が、島根原子力発電所の基準地震動SsIによる2号南側盛土斜面の応答加速度よりも大きいことを確認した。
- ・以上のことから、島根原子力発電所の2号炉南側盛土斜面は、柏崎刈羽原子力発電所の中央土捨場の事例と比較し、同規模の地震が起きた場合、斜面崩落が生じる可能性は低いと評価した。

		島根原子力発電所 2号炉南側盛土斜面	柏崎刈羽原子力発電所 中央土捨場※1
斜面高さ(m)		<p>・耐震重要施設等の周辺斜面に位置する。</p>  <p>加速度抽出位置</p>	<p>・耐震重要施設等の周辺斜面ではない。</p> 
斜面勾配		 <p>断面図(⑥-⑥'断面)</p>	 <p>断面図(A-A'断面)</p>
地盤物性	密度(g/cm ³)	2.11	1.86
	せん断強さτ(N/mm ²)	$\tau = 0.22 + \sigma \cdot \tan 22^\circ$	$\tau = 0.0554 + 0.316 \cdot P$
地震動の大きさ		【基準地震動Ss-Dによる最大加速度応答値(2号炉南側盛土斜面法尻部)】 水平方向 699ガル	【新潟県中越沖地震時 最大加速度(5号機観測小屋)】 水平方向 (NS) 964ガル, (EW) 1223ガル

※1 斜面の諸元に係る記載内容については、東京電力ホールディングス株式会社からの聞き取り・情報提供をもとに弊社の責任において独自に解釈し、資料化した。

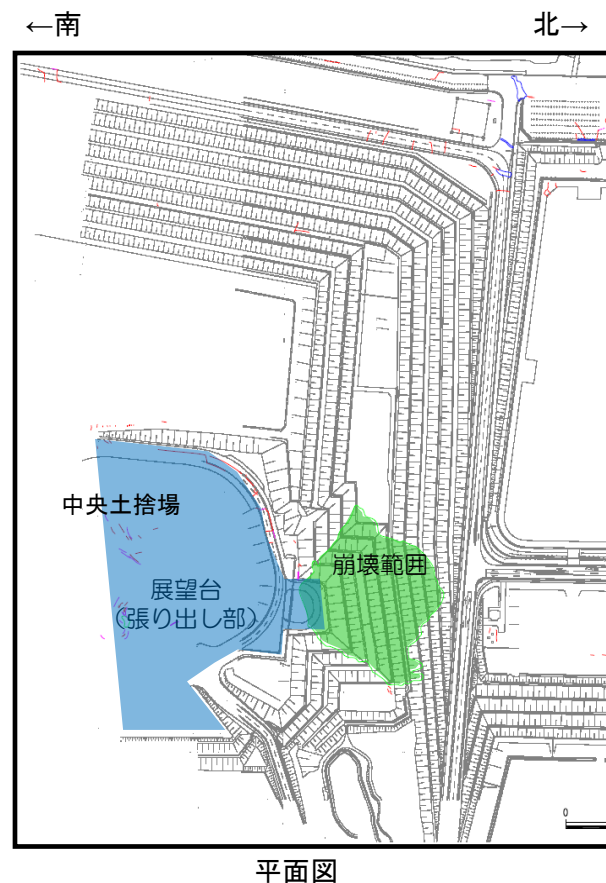
なお、埋戻土の物性値は、工事計画に係る説明資料(2020年10月12日)における荒浜側高台保管場所の埋戻土の物性を使用した。

※2 σは、垂直応力(N/mm²)、Pは、平均有効拘束圧(N/mm²)を示す。

9. 地震による盛土斜面崩落事例との比較

(参考) 柏崎刈羽原子力発電所 中央土捨場 張り出し部

- ・新潟県中越沖地震時に斜面本体は崩落しなかったが、展望台付近において法尻まで到達しない小規模な表層崩壊が発生した。
- ・表層崩壊は、見学者用の展望台となっている張り出し部付近で発生した局所的な事象であった。なお、島根原子力発電所の2号炉南側盛土斜面では、類似した張り出し地形はない。



新潟県中越沖地震時に中央土捨場の展望台付近で表層崩壊が発生。崩壊土砂は法尻までは到達せず、斜面部に留まっていた。

※ 記載内容については、東京電力ホールディングス株式会社からの聞き取り・情報提供をもとに弊社の責任において独自に解釈し、資料化した。

10 . 3次元浸透流解析の解析条件

10. 3次元浸透流解析の解析条件

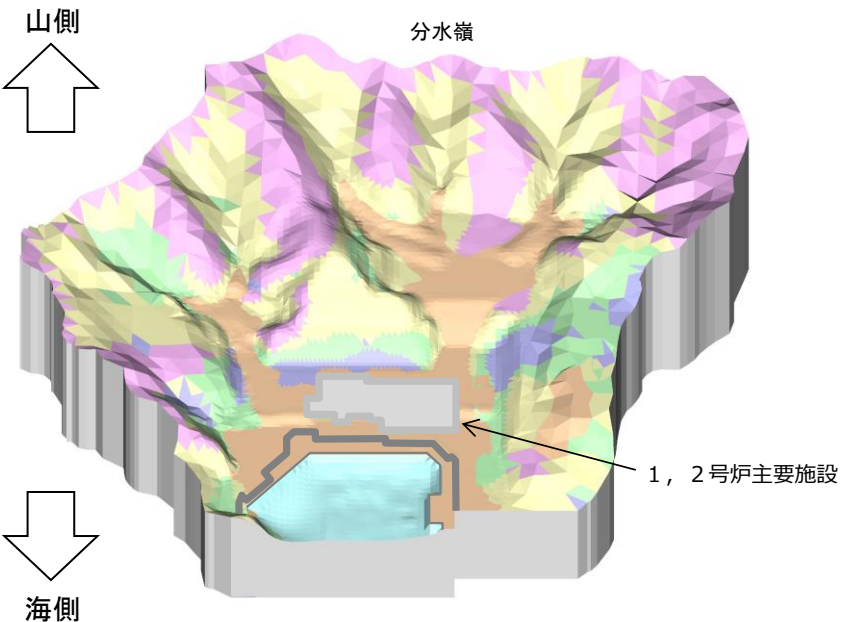
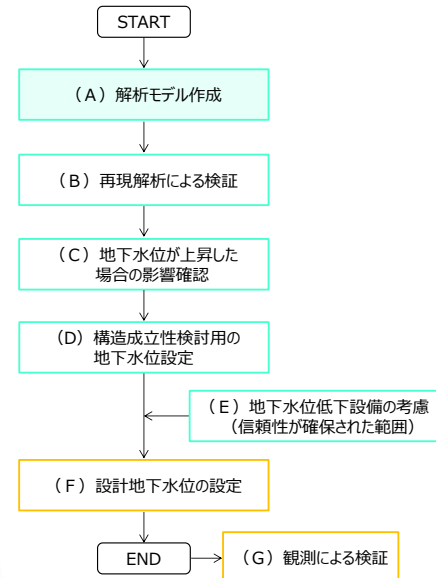
解析モデル作成(1/2)

- 地下水位の評価においては、敷地を取り囲む分水嶺までを解析範囲とした三次元地形モデルを作成することから、計算機能力を踏まえて適切に地下水位を評価するため、それぞれのエリアで解析モデルを作成した(下表, 下図)(解析ソフト: Dtransu-3D・EL,バージョン: ver.2af90MP)。
- なお、両モデルの境界において、重なる部分における地下水位は概ね一致することを確認している。

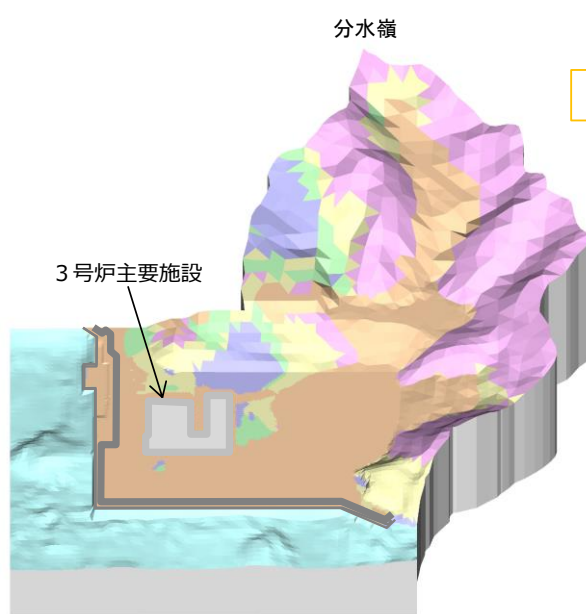
表 解析モデルの概要

項目	内容
モデル化範囲等	<ul style="list-style-type: none"> ・敷地を取り囲む分水嶺までを対象範囲とする。 ・対象領域内の構造物※をモデル化し、敷地造成時における掘削・埋戻しを反映する。

※耐震裕度向上等の目的で実施した地盤改良等は、難透水層としてモデル化する。



1, 2号炉エリア 解析モデル



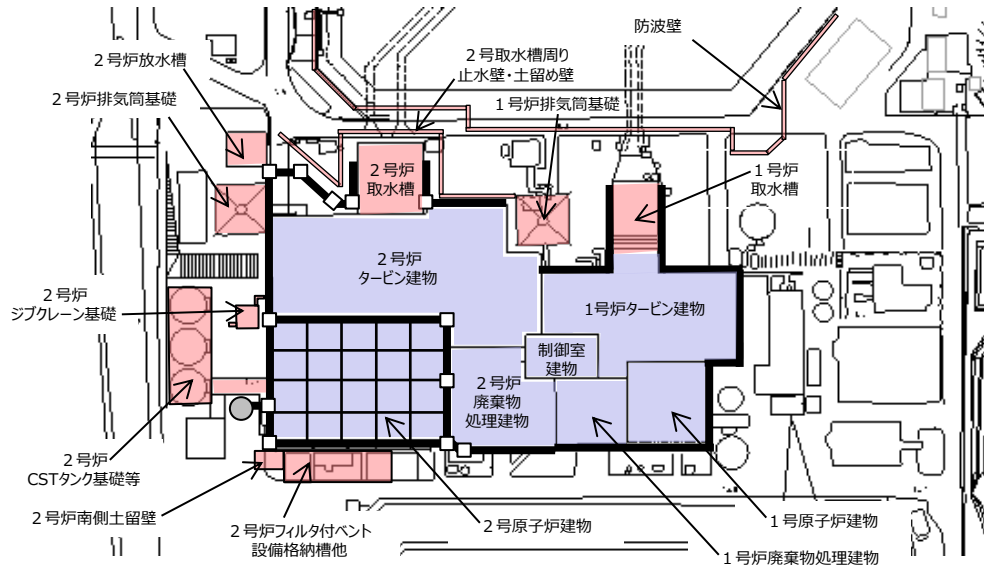
3号炉エリア 解析モデル



図 解析モデルの概要

10. 3次元浸透流解析の解析条件 解析モデル作成(2/2)

- 1, 2号炉主要建物周辺における構造物等のモデル化方針について、下図に示す。
- 原子炉建物等の主要建物については、揚圧力影響を検証するために不透水層として設定する。
- 主要建物周辺の地下水流に影響を及ぼすと考えられる長大な構造物等については、実際の地下水流を模擬するため、難透水層 ($1.0 \times 10^{-5} \text{ (cm/s)}$) として設定した。



凡例	
	集水管・接続枡
	サブドレーン
	サブドレーンピット
	不透水層としてモデル化した範囲
	難透水層としてモデル化した範囲

	名称
不透水層としてモデル化	2号原子炉建物
	2号炉タービン建物
	2号炉廃棄物処理建物
	制御室建物
	1号原子炉建物
難透水層としてモデル化	1号炉タービン建物
	1号炉廃棄物処理建物
	2号炉排気筒基礎
	2号炉取水槽
	2号炉放水槽
	2号炉CSTタンク基礎等
	2号炉フィルタ付バント設備格納槽他
	1号炉排気筒基礎
	1号炉取水槽
	防波壁
2号炉ジブクレーン基礎※	
2号炉取水槽周り止水壁・土留壁※	
2号炉南側土留壁※	

※ 2号炉建設時の工所用仮設構造物

図 主要建物周辺における構造物等のモデル化方針

10. 3次元浸透流解析の解析条件

降雨条件の設定及び地下水位低下設備(既設)の機能

- 設置許可段階の構造成立性の確認を行うに当たり、地下水位低下設備(既設)が機能しない状態が継続した場合の定常的な地下水位分布を予測する浸透流解析を実施する。
- 構造成立性確認のための予測解析では、再現解析で妥当性を確認した解析モデルに対して、以下に示す保守性を確保する方針とする。なお、これらの保守性については、詳細設計段階における予測解析においても考慮する方針とする。

・降雨条件→年間降水量として2,400mmを設定(詳細については、敷地の水文環境参照)

島根原子力発電所での地下水位観測期間における平均年間降水量は約1,540mmであり、気象庁松江地方気象台における年間降水量(1941~2018年)の平均値は約1,880mmである。

浸透流解析における降水量の設定条件として、上記松江地方気象台における年間降水量にばらつきを考慮した値(平均値+1σ)に、今後の気候変動予測による降水量の変化*を加味し、降水量を設定する。下図に解析用降雨条件と観測降雨条件によるモデル境界地点での水位分布を示す。

・地下水位低下設備(既設)の機能に期待しない

ドレーンは碎石及び土砂が流入して集水機能が低下した状態、揚水ポンプは稼働しない状態とし、揚水経路としない。

* 気象庁・環境省「日本国内における気候変動の不確実性を考慮した結果について」より

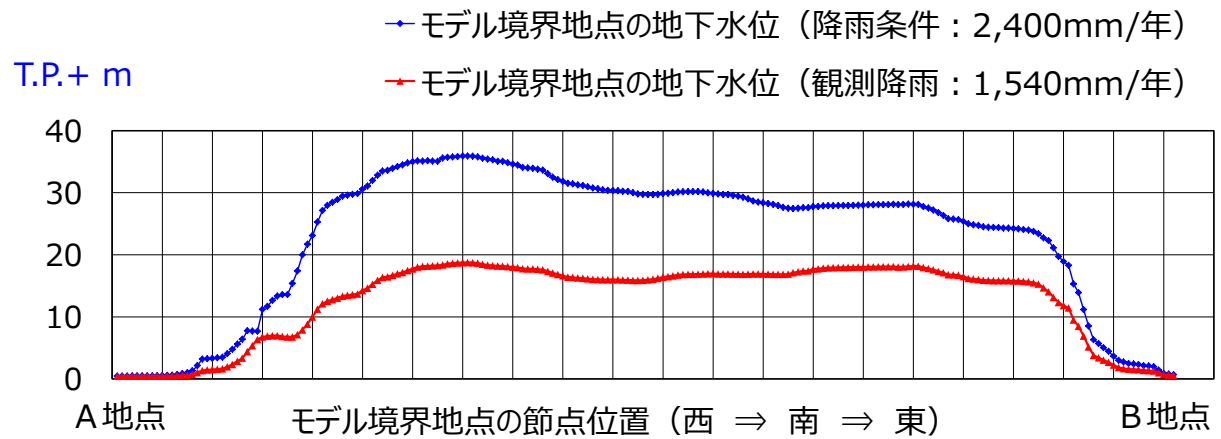
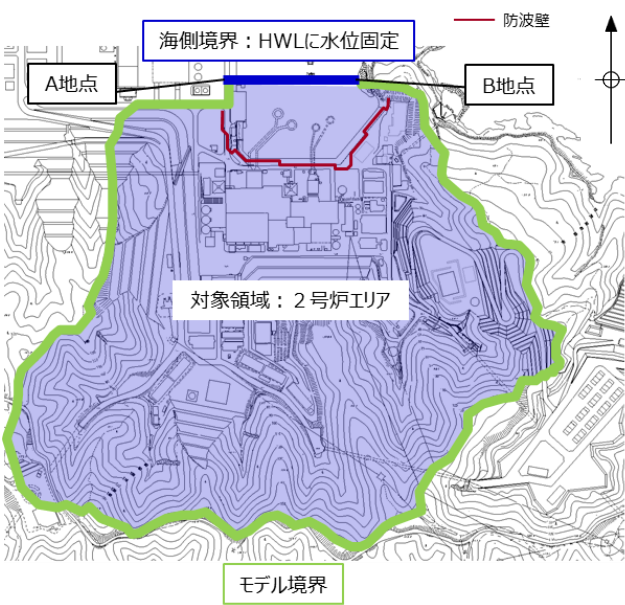
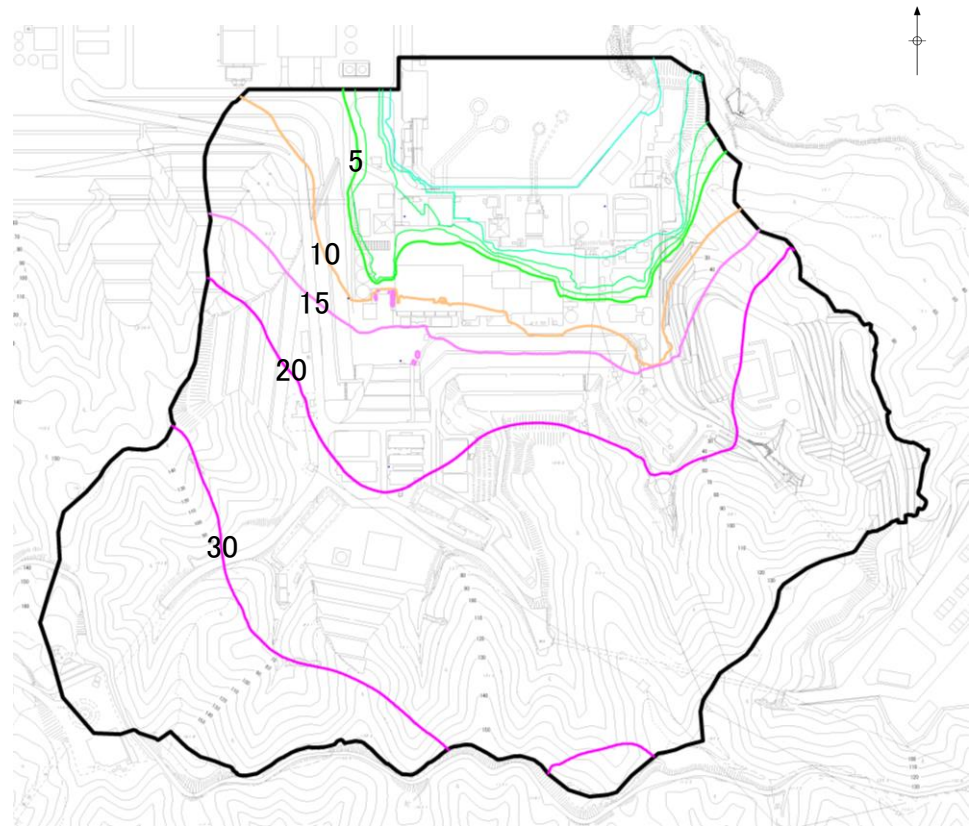


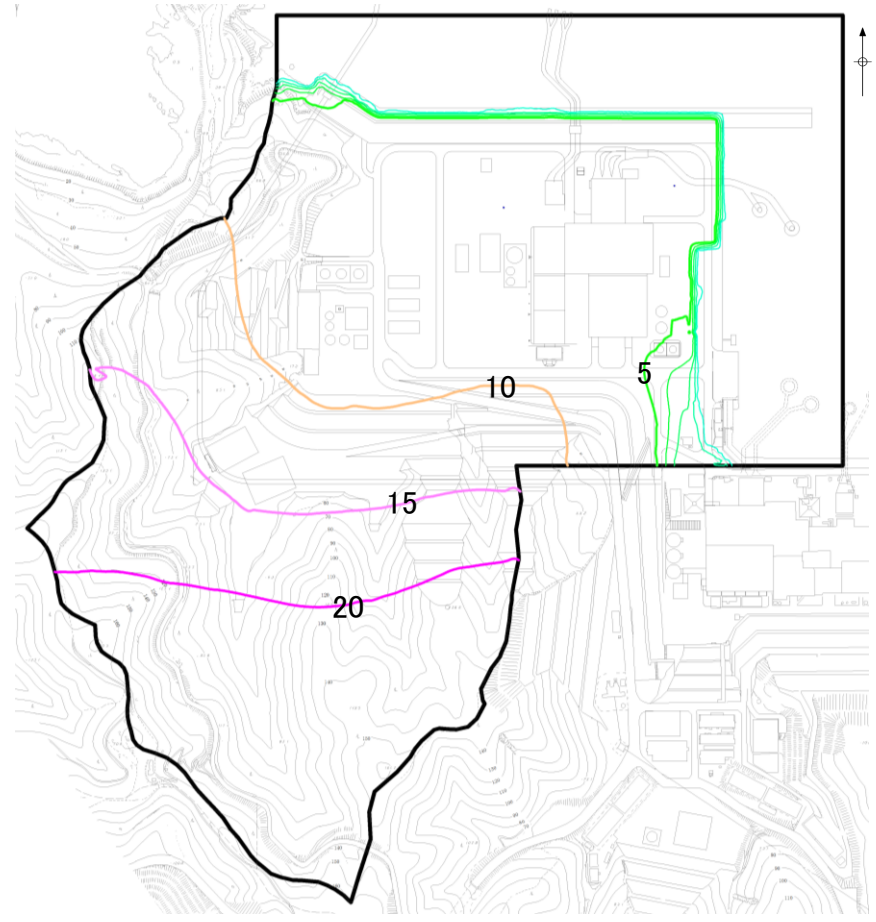
図 保守的な降雨条件の設定例

10. 3次元浸透流解析の解析条件 地下水位分布算定結果

- 地下水位低下設備（既設）が機能しない状態が継続した場合の定常的な地下水位分布を予測した浸透流解析の結果を下図に示す。
- 防波壁周辺の地盤改良により敷地内から海側への排水経路が遮断されることから、敷地内に流入した地下水が滞留し、この結果、地下水位が上昇する。



1, 2号炉エリア



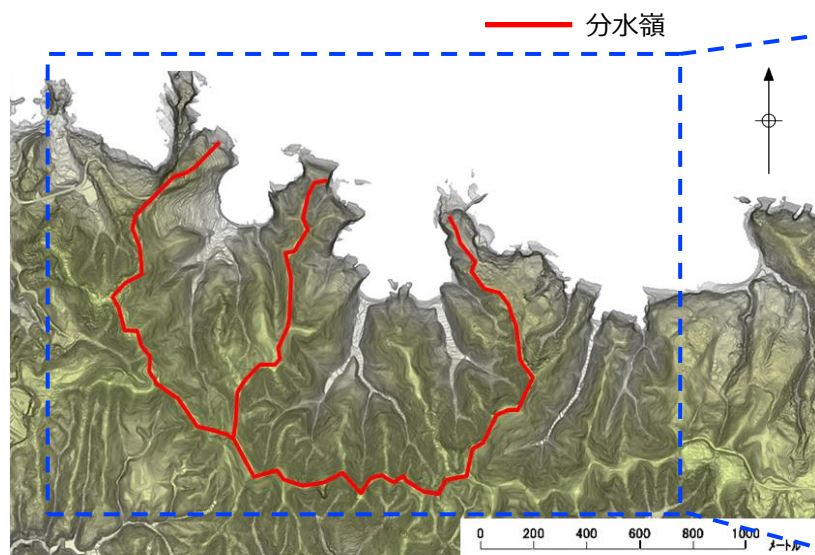
3号炉エリア

単位:m

図 地下水位低下設備（既設）が機能しない場合の地下水位分布算定結果

敷地の水文環境(1/2)

- 敷地は、北側が海に面し、その他は山地に囲まれている。敷地の地形は、左下図及び右下図に示すとおり、沿岸低山地と後背山地に大別され、沿岸低山地は標高約80m以下の山地で、緩慢な山頂面から海に急傾斜している。また、後背山地は標高約80～160mの山地で、開折谷が発達しており、中央が扇状に大きく広がっている。
- 山側に降った雨は、蒸発散分を除き、表面水として敷地へ流入するものと盛土や岩盤内に浸透し地下水として敷地に流入するものに分かれる。
- 表面水は排水路を通じて海へ排水される。
- また、地下水は主要建物周辺に設置した地下水位低下設備（既設）により集水後、排水路へ排水される。



※航空レーザー測量で取得した2mメッシュのDEMデータに、空中写真により取得した旧地形のDEMデータを合成して作成したもの

図 発電所周辺の分水嶺等の分布状況



.....➡ 主な地表水の流れ 島根原子力発電所周辺の空中写真
出典：国土地理院（2009年撮影）

図 発電所周辺の主な地表水の流れ

10. 3次元浸透流解析の解析条件

敷地の水文環境(2/2)

- 地下水位の設定に係る浸透流解析における、敷地の地下水位に影響を与える降雨条件について、保守的な評価となるよう検討する。
- 降雨条件については、島根原子力発電所が位置する島根県松江市の気象庁松江地方気象台の過去78年間（1941～2018年）の年間降水量の記録に基づき、年間降水量の平均値及びばらつきを考慮する。
- この期間における年間降水量の平均値は、1,880mm/年であり、ばらつきを考慮した値（平均値+1σ）は2,163mm/年である。
- また、気象庁・環境省における今後の気候変動予測に関する分析によると、西日本日本海側において、地球温暖化が深刻に進展したシナリオでは、将来的に（2080～2100年）年間降水量が約130mm/年増加する可能性があることが報告されている。
- 上記を踏まえ、地下水位の設定に係る浸透流解析を実施するに当たっては、降雨条件として、2,400mm/年を用い、定常的に与えることとする。

表 浸透流解析に用いる降雨条件の考え方

	降水量 (mm/年)
(参考)島根原子力発電所における年間降水量	1,540
松江地方気象台における年間降水量の平均値	1,880
標準偏差	283
平均値+1σ	2,163
将来的な増加量	130
気候変動予測における降水量の増加量を加味した解析用降水量	2,400

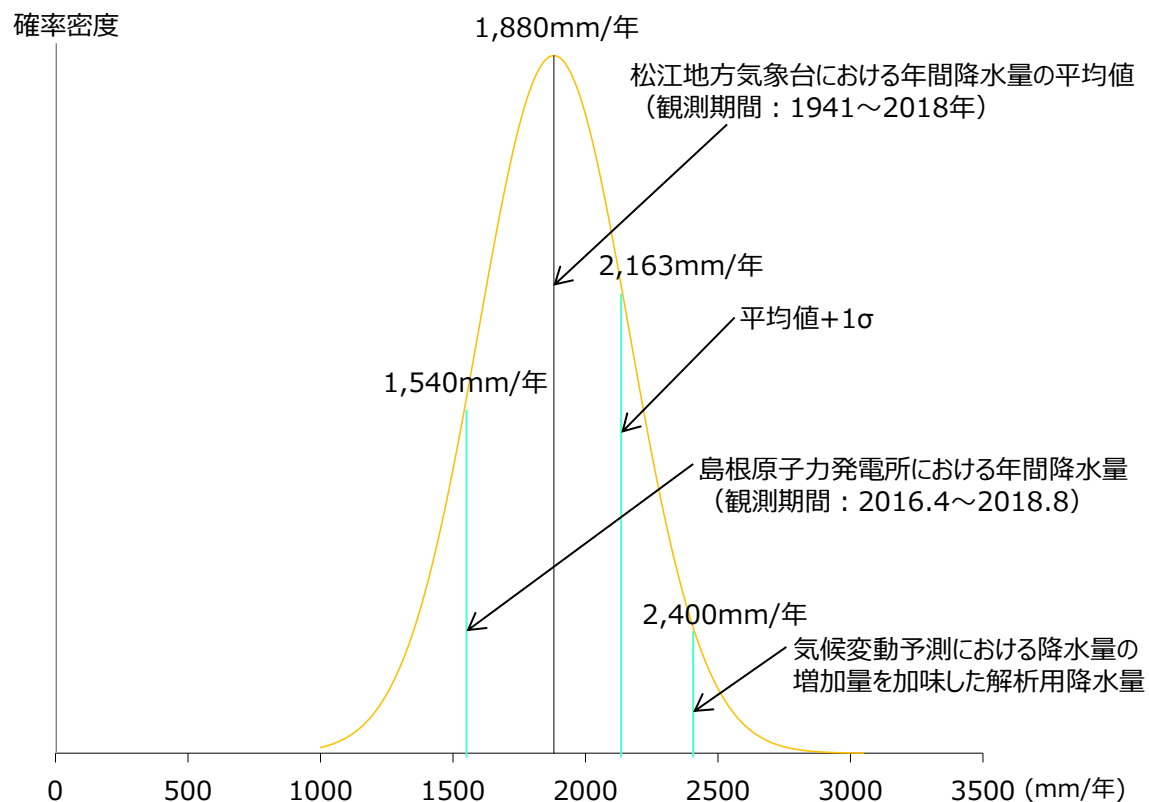


図 松江市の年間降水量の正規分布

解析条件(透水係数)

- 今回、浸透流解析を実施するにあたり、透水試験等に基づき地盤の透水係数を設定している。
- 再現解析結果から、透水係数を含めた解析モデル全体の妥当性を確認した。

表 建設時工認の透水係数

材質	透水係数 (cm/s)
護岸・止水壁	1.0×10^{-8}
頁岩・凝灰岩(下層部)	2.0×10^{-4}
頁岩・凝灰岩(上層部)	5.0×10^{-4}
埋戻し土	5.0×10^{-3}

表 地下水位の設定に係る透水係数

区分	解析用 透水係数 (cm/s)	設定方法	【参考】 試験結果 (cm/s)
構造物, 改良地盤	1×10^{-5}	『管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル(改訂版)※』に基づき、不透水性地層相当(難透水層)として設定した。不透水材料として透水係数が 1×10^{-5} cm/s以下であり、適切な厚さを持つことで不透水性地層と同等以上の遮水の効力を発揮できるとされていることから、構造物の透水係数を不透水性地層とした。	—
C _H 級	5×10^{-5}	建設時工認の岩盤の透水係数は頁岩・凝灰岩(上層部)及び(下層部)の2種類を設定していたが、今回、3次元浸透流解析を行うに当たり、解析の精度向上を目的として、敷地の岩級に合わせて透水係数を設定する。	4.5×10^{-5}
C _M 級	6×10^{-4}		5.6×10^{-4}
C _L 級	1×10^{-3}		1.0×10^{-3}
D級	2×10^{-3}	D級岩盤の大部分は地表付近に分布する強風化した土砂状の岩盤であり、その粒度特性を踏まえ、クレーガーの方法により 2.8×10^{-4} cm/s(≒ 3×10^{-4} cm/s)を設定していた。しかし、D級岩盤は割れ目の発達した岩盤と風化の進行した岩盤に大別されるが、粒度試験12試料のうち割れ目が発達した黒色頁岩は1試料のみであったため、その特性を透水係数に反映できていないと考える。黒色頁岩の粒度試験結果から設定した透水係数により、揚水量が低減する傾向が認められることから、地下水位が高く算定されると判断し、割れ目が発達したD級岩盤の影響を考慮した透水係数 2×10^{-3} cm/sを採用する。	1.75×10^{-3}
砂礫層	4×10^{-3}	建設時工認では設定されていなかったが、今回、3次元浸透流解析を行うに当たり、解析の精度向上を目的として現場透水試験を実施し、透水係数を設定した。	3.6×10^{-3}
埋戻し土 (掘削ズリ)	2×10^{-1}	建設時工認の埋戻し土の透水係数は、工学的な観点から岩盤の透水係数より1オーダー大きな値とすることで地下水位を保守的に評価することに重点を置き、現場透水試験によらず透水係数を設定していた。今回、3次元浸透流解析を行うに当たり、解析の精度向上を目的として現場透水試験を実施し、透水係数を設定した。	1.7×10^{-1}

1 1. 防波壁（逆T擁壁）の基礎底面の傾斜に対する構造成立性

- 1 1. 1 改良地盤の物性値を埋戻土とした全応力解析の最大傾斜（1/59）
- 1 1. 2 最大傾斜（1/59）に対する構造成立性
及び改良地盤の物性値をPS検層等により設定した有効応力解析の
最大傾斜（1/446）に対する構造成立性
- 1 1. 3 改良地盤の物性値をPS検層等により設定した全応力解析の最大傾斜
（1/158）に対する構造成立性

防波壁(逆T擁壁)の傾斜に関する検討の流れ

〈基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価〉

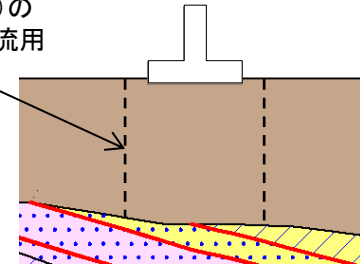
【第940回審査会合(令和3年1月29日)】

○評価対象施設のうち、支持地盤が改良地盤である防波壁(逆T擁壁)のすべり安定性評価において、保守的な評価の観点から、地盤改良による強度増加は見込まないこととし、解析用物性値は埋戻土(掘削ズリ)を流用して設定していた。

○動的解析に基づいて防波壁(逆T擁壁)基礎底面の傾斜を算定した結果、傾斜は1/59※となり、評価基準値の目安である1/2,000を上回った。

※地震動による最大傾斜: 1/59, 地殻変動及び地震動を考慮した最大傾斜: 1/58

改良地盤
⇒埋戻土(掘削ズリ)の
解析用物性値を流用



11.1章

〈津波による損傷の防止 基礎底面の傾斜による防波壁の構造成立性〉

【第948回審査会合(令和3年2月18日)】

○全応力解析(傾斜1/59)及び有効応力解析(傾斜1/446)の結果を用いて照査した結果、これらの傾斜を考慮しても、防波壁(逆T擁壁)は構造成立する見通しを得た。

○全応力解析と有効応力解析の解析結果を比較すると、改良地盤の解析用物性値に埋戻土(掘削ズリ)を流用する等、解析条件に保守性がある全応力解析の特徴により、基礎底面の傾斜が大きくなっていると判断した。

11.2章

○改良地盤に埋戻土(掘削ズリ)の解析用物性値を流用した場合の変形モードを確認した結果、逆T擁壁に作用した地震慣性力の作用により、基礎地盤に浮き上がりが生じ、現実的ではない現象となっていることから、基礎底面の傾斜が適切に評価できていないと判断した。

○改良地盤の物性をPS検層等により設定し、動的解析に基づいて防波壁(逆T擁壁)基礎底面の傾斜を算定した結果、傾斜は1/158となり、評価基準値の目安である1/2,000を上回った。

○全応力解析の結果を用いて照査した結果、1/158の傾斜を考慮しても、防波壁(逆T擁壁)は構造成立する見通しを得た。

11.3章

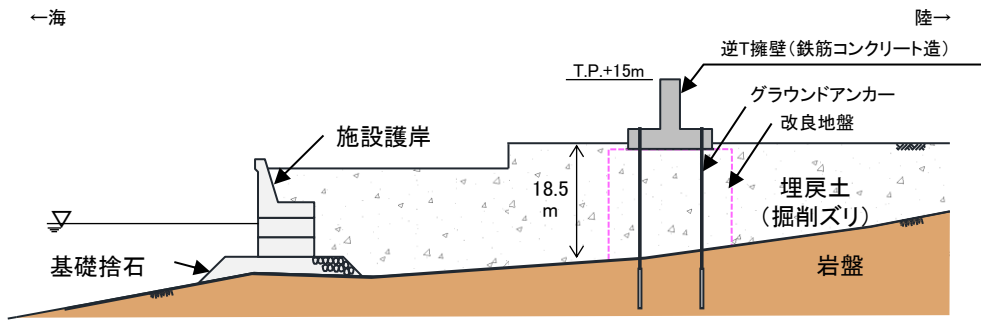
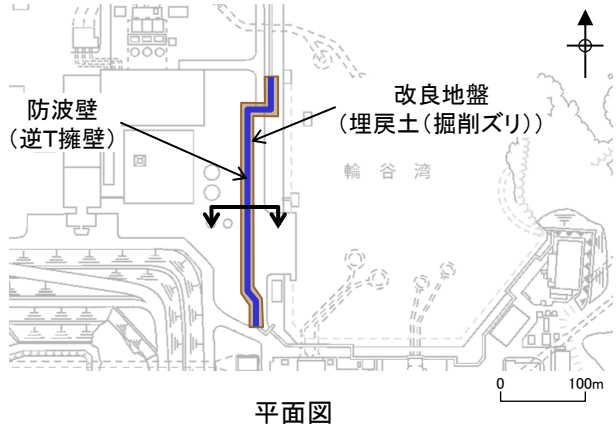
1 1. 防波壁（逆T擁壁）の基礎底面の傾斜に対する構造成立性

- 1 1. 1 改良地盤の物性値を埋戻土とした全応力解析の最大傾斜（1/59）
- 1 1. 2 最大傾斜（1/59）に対する構造成立性
及び改良地盤の物性値をPS検層等により設定した有効応力解析の
最大傾斜（1/446）に対する構造成立性
- 1 1. 3 改良地盤の物性値をPS検層等により設定した全応力解析の最大傾斜
（1/158）に対する構造成立性

改良地盤の物性値を埋戻土とした場合の防波壁(逆T擁壁)の傾斜について

- ・防波壁(逆T擁壁)直下の地盤について、液状化を抑制するため、薬液注入工法により地盤改良を実施している。
- ・すべり安定性評価に対する保守的な評価の観点から、強度特性及び変形特性の増加は見込まないこととし、解析用物性値については、保守的に埋戻土(掘削ズリ)とし(下表参照)、全応力解析により防波壁(逆T擁壁)の基礎底面における傾斜を算定した。

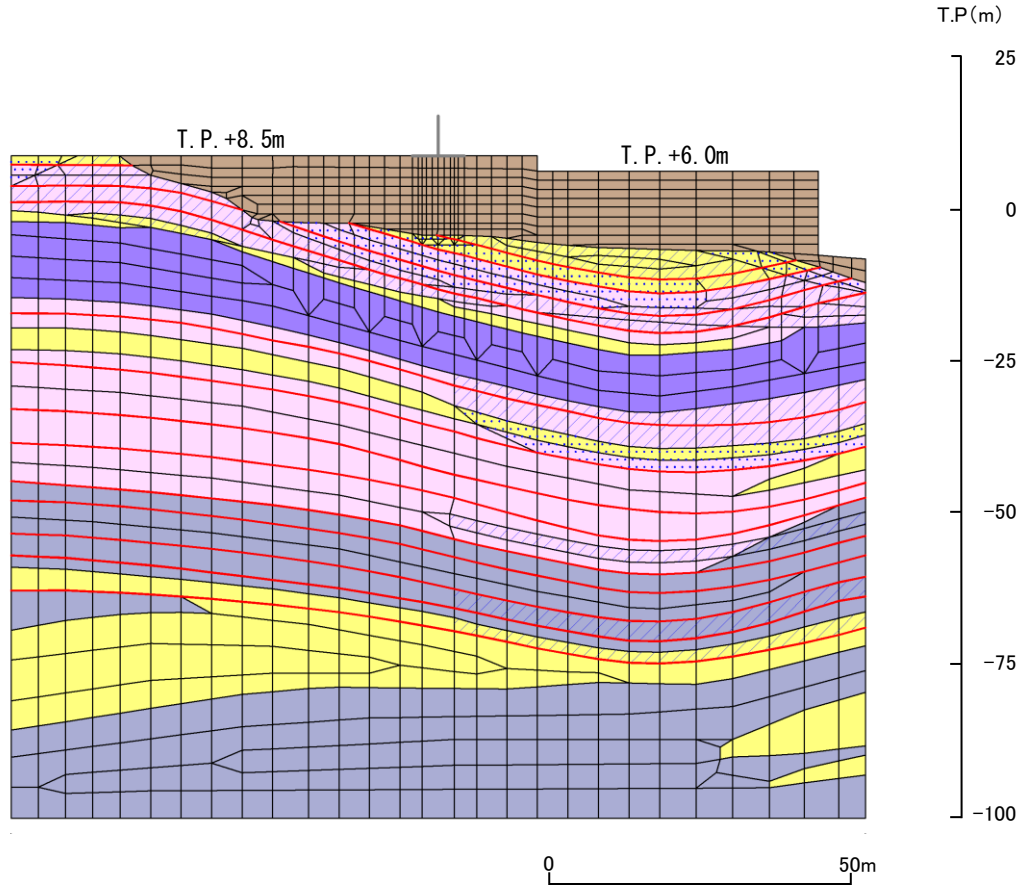
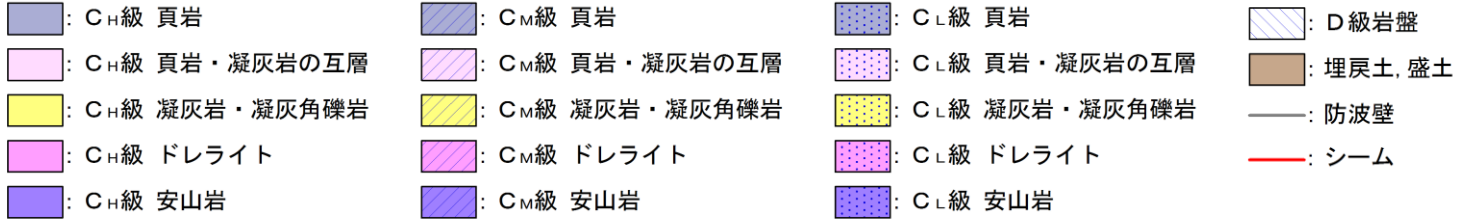
	物理特性	強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性
	密度 ρ_s (g/cm ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
埋戻土、盛土	2.11	0.22	22	$0.22 + \sigma \tan 22^\circ$	$E_{0.5} = 115\sigma^{0.61}$	0.40	$G_0 = 749\sigma^{0.66}$ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma / 0.00027)$	0.45	$h = 0.0958\gamma / (\gamma + 0.00020)$



防波壁(逆T擁壁)鉛直断面図

※ 施設側の評価に合わせ、鋼管杭には期待しないものとして地盤安定性評価を行う。

解析用要素分割図(防波壁(逆T擁壁) ⑪-⑪' 断面)



基礎底面の傾斜 防波壁(逆T擁壁)(⑪-⑪'断面)

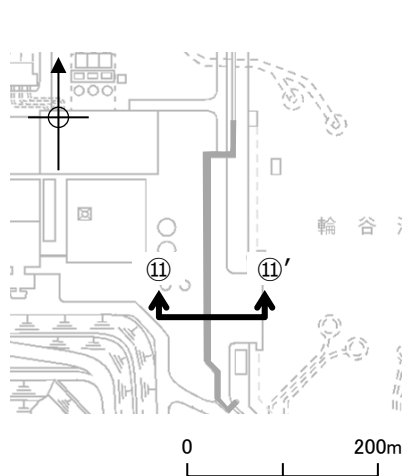
・改良地盤の解析用物性値について、保守的に埋戻土(掘削ズリ)とした場合における、各地震動による基礎底面の傾斜の一覧を下表に示す。

	防波壁(逆T擁壁)(⑪-⑪'断面)※1, 2											
	Ss-N1		Ss-N2				Ss-D				Ss-F1	Ss-F2
			水平NS		水平EW							
	(+,+)	(-,+)	(+,+)	(-,+)	(+,+)	(-,+)	(+,+)	(+,-)	(-,+)	(-,-)		
相対変位 (cm)	6.16	-7.33	4.06	2.38	3.17	-2.41	-9.59	-14.35	14.35	9.59	-1.71	-2.53
傾斜	1/138	1/116	1/209	1/358	1/268	1/352	1/89	1/59	1/59	1/89	1/496	1/336

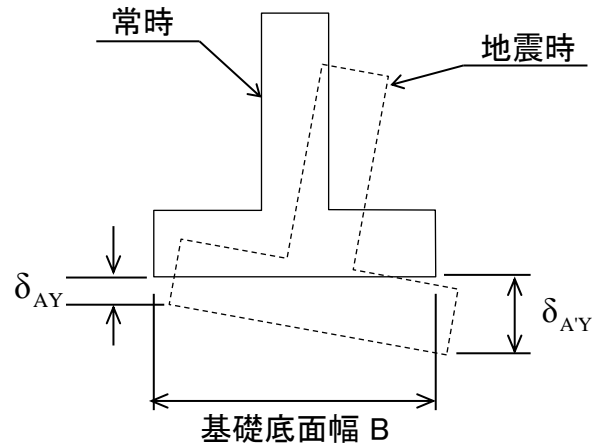
■ : 最大傾斜

※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 相対変位がプラスの場合は東傾斜, マイナスの場合は西傾斜を示す。



断面位置図



$$\text{傾斜} = \frac{|\delta_{AY} - \delta_{AY}|}{B}$$

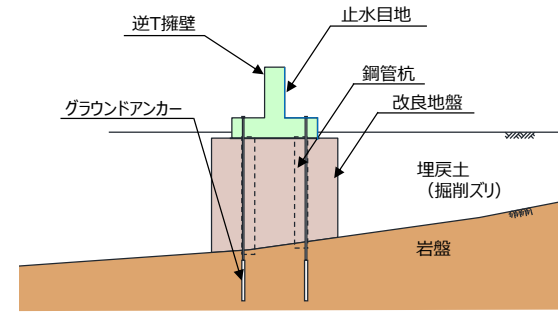
傾斜イメージ図

1 1. 防波壁（逆T擁壁）の基礎底面の傾斜に対する構造成立性

- 1 1. 1 改良地盤の物性値を埋戻土とした全応力解析の最大傾斜（1/59）
- 1 1. 2 最大傾斜（1/59）に対する構造成立性
及び改良地盤の物性値をPS検層等により設定した有効応力解析の
最大傾斜（1/446）に対する構造成立性
- 1 1. 3 改良地盤の物性値をPS検層等により設定した全応力解析の最大傾斜
（1/158）に対する構造成立性

防波壁（逆T擁壁）の傾斜に対する性能目標と設計評価方針

- 防波壁（逆T擁壁）について、改良地盤の物性値を埋戻土とした全応力解析の最大傾斜（1/59）、及び改良地盤の物性値をPS検層等により設定した有効応力解析の最大傾斜（1/446）に対する構造成立性の検討を実施した。
- 構造成立性の検討に当たっては、防波壁の要求機能を担保するため、防波壁（逆T擁壁）の各部位に対する性能目標及び設計方針（損傷モード、許容限界等）を以下のとおり整理し、逆T擁壁、止水目地及びグラウンドアンカーの構造成立性について確認する。



防波壁（逆T擁壁）

 : 本資料において、構造成立性を確認する部位

要求機能	評価対象部位	傾斜による性能目標 (第3条)	応力等の状態	損傷モード	設計に用いる許容限界		
・防波壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波による漏水及び浸水を防止することが要求される。 ・防波壁（逆T擁壁）は、基準地震動Ssに対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。	防波壁（逆T擁壁）	逆T擁壁 (鉄筋コンクリート造)	構造部材の健全性を保持するために、逆T擁壁が概ね弾性状態に留まること。	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書、構造性能照査編、2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。	
		止水目地	止水目地	逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	変形・水圧	有意な漏えいに至る変形・水圧	メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。
			止水目地の鋼製部材		曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。
	グラウンドアンカー	逆T擁壁及び改良地盤の転倒抑止のために、グラウンドアンカーが概ね弾性状態に留まること。	変位	グラウンドアンカーが伸張し、逆T擁壁が転倒	「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）」を踏まえた弾性変位量とする。		
地盤	改良地盤	逆T擁壁を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	支持力	鉛直支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。		
			すべり安全率	すべり破壊し、難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。		
	岩盤	支持力	鉛直支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。			

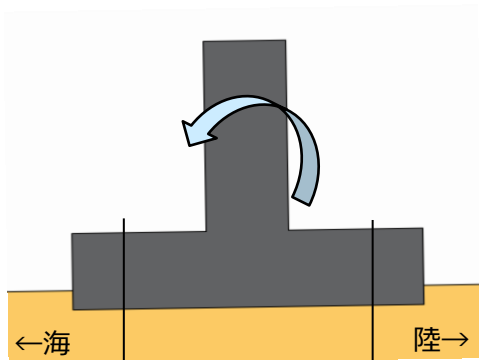
防波壁（逆T擁壁）の傾斜により要求機能を喪失する事象の抽出（1 / 2）

➤ 防波壁（逆T擁壁）の各部位が、損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮について整理した。

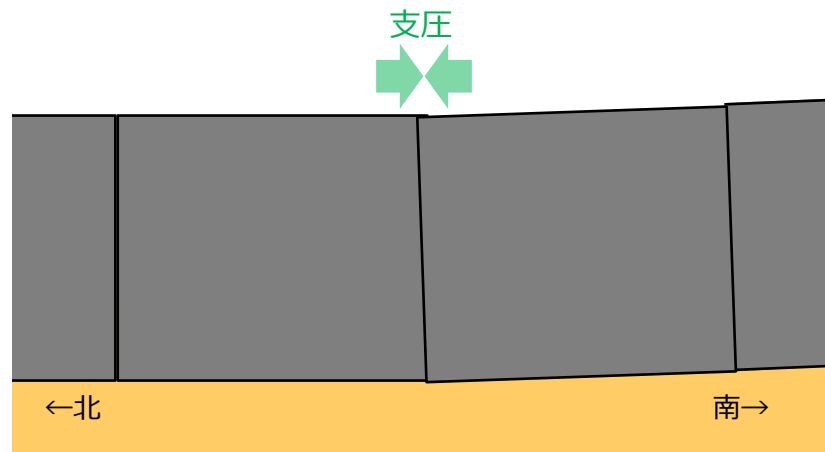
部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※	設計・施工上の配慮	照査
逆T擁壁	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することにより曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することにより逆T擁壁の隣接する躯体同士が相互に支圧することにより破壊し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 隣接する躯体同士が衝突しないことを確認する。 隣接する躯体同士が衝突する場合、逆T擁壁の支圧応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○

※ 喪失する事象の想定ケース

①逆T擁壁の損傷



②隣接する躯体同士の支圧による損傷

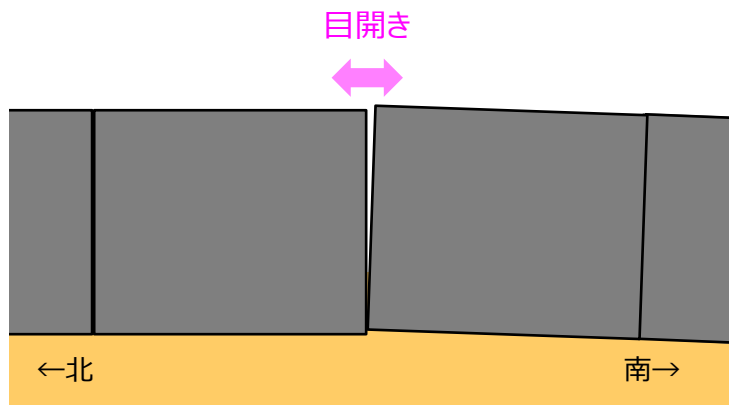


防波壁（逆T擁壁）の傾斜により要求機能を喪失する事象の抽出（2 / 2）

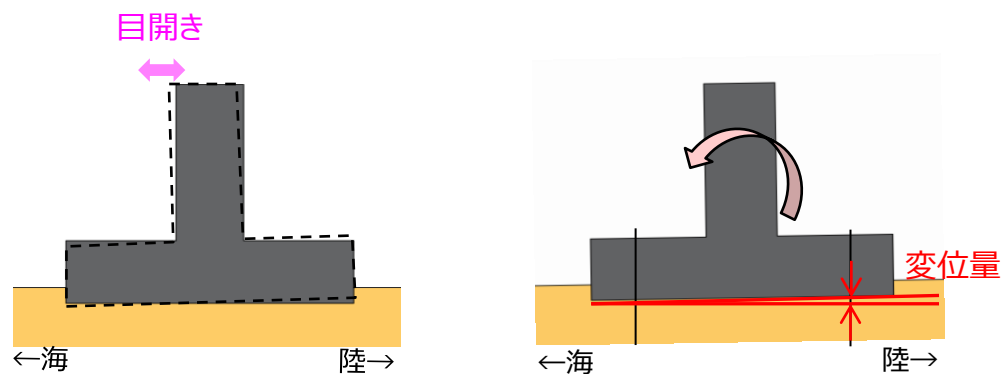
部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※	設計・施工上の配慮	照査
止水目地 （支持部含む）	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することにより隣接する躯体間（法線方向、法線直交方向）の変形により、止水目地の許容変形量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。 	③	<ul style="list-style-type: none"> メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量以下であることを確認する。 	○
グラウンドアンカー	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することによりグラウンドアンカーが破損し、逆T擁壁が転倒する。 	④	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の傾斜による変位量が、グラウンドアンカーの弾性変位量以下であることを確認する。 	○

※ 喪失する事象の想定ケース

③防波壁間の変形による止水目地の損傷



④グラウンドアンカーの破損



設計方針及び検討概要

第955回審査会合 資料1 P57 再掲

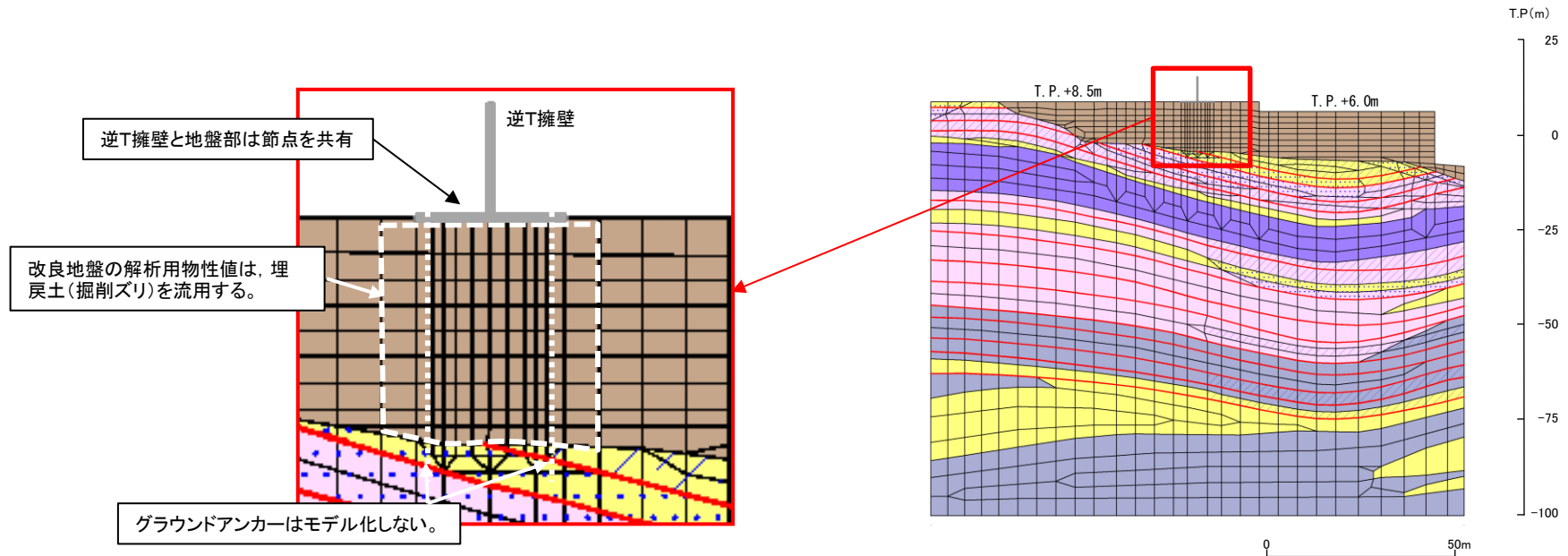
- 防波壁（逆T擁壁）における要求機能を喪失する事象に対する設計方針を下表に示す。
- 設置許可段階においては、下表の設計方針による構造成立性の見込みについて確認する。
- 構造成立性の確認に当たっては、地盤の安定解析に用いた動的FEM解析（全応力解析）に加え、防波壁の耐震性及び耐津波性に関する構造成立性の確認に用いた動的FEM解析（有効応力解析）を用いる。

施設	部位の名称	設計方針	照査項目	設置許可段階での検討方針
防波壁 (逆T擁壁)	逆T擁壁 (鉄筋コンクリート造)	<ul style="list-style-type: none"> • 逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下となる設計とする。 	曲げせん断	<ul style="list-style-type: none"> • 逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。
		<ul style="list-style-type: none"> • 隣接する躯体同士が衝突しないように離隔を設ける等の設計とする。 • 上記設計が困難な場合、逆T擁壁の支圧応力度が、許容応力度以下となる設計とする。 	曲げせん断	<ul style="list-style-type: none"> • 隣接する躯体同士が衝突すると仮定し、支圧応力度を算定し、許容応力度以下であることを確認する。
	止水目地 (支持部含む)	<ul style="list-style-type: none"> • 隣接する躯体間の相対変位量が、止水目地のメーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量以下となる設計とする。 	変形	<ul style="list-style-type: none"> • 隣接する躯体間の相対変位量を算定し、その相対変位量が止水目地の許容変形量以下であることを確認する。
	グラウンドアンカー	<ul style="list-style-type: none"> • 地盤の傾斜による変位量が、グラウンドアンカーの弾性変位量以下となる設計とする。 	変位	<ul style="list-style-type: none"> • 基礎底面の傾斜による変位量を算定し、その変位量がグラウンドアンカーの弾性変位量以下であることを確認する。

動的FEM解析（全応力解析）

第955回審査会合 資料1 P58 再掲

- 防波壁（逆T擁壁）基礎地盤の安定解析における動的FEM解析（全応力解析）では、以下のとおり解析条件を設定していることから、基礎底面の傾斜が大きくなり易い条件となっている。
- 逆T擁壁直下の改良地盤の解析用物性値については、すべり安定性に大きく寄与する強度特性の増加を見込まないようするため、保守的に埋戻土（掘削ズリ）の解析用物性値を流用していることから、有効応力解析における剛性の1/2以下となっている。
 - 逆T擁壁と改良地盤のモデル化において、両者の節点を共有させているため、改良地盤は地震時慣性力による逆T擁壁の変形の影響を受け易い。
 - 逆T擁壁及び改良地盤の転倒等を抑止する機能を有するグラウンドアンカーをモデル化していないため、逆T擁壁及び改良地盤が変形し易い。



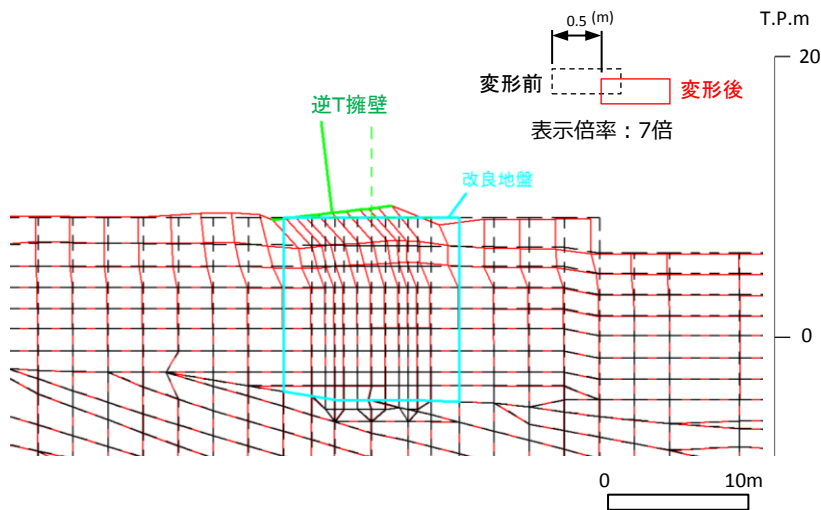
動的FEM解析（全応力解析）解析モデル図

動的FEM解析（全応力解析）における最大傾斜発生時の変形モード

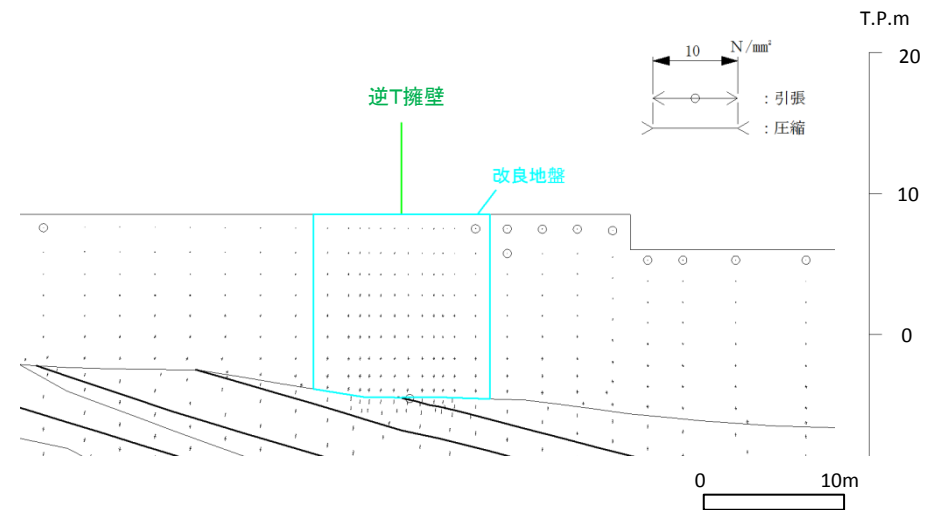
- 防波壁（逆T擁壁）基礎底面の地震時傾斜が最大となる時刻（Ss-D, 12.09秒）における変形図及び主応力図を下図に示す。
- 最大傾斜発生時には、逆T擁壁及びその直下の改良地盤部は、大きく変形しているが、その周辺の地盤には、その影響は及んでいない。
- このことから、基礎底面に生じた傾斜は、逆T擁壁に作用した地震時慣性力の作用による影響が大きいと評価した。

地震動による最大傾斜

	全応力解析
地震動による傾斜	1/59



最大傾斜発生時の変形図（Ss-D,12.09秒）

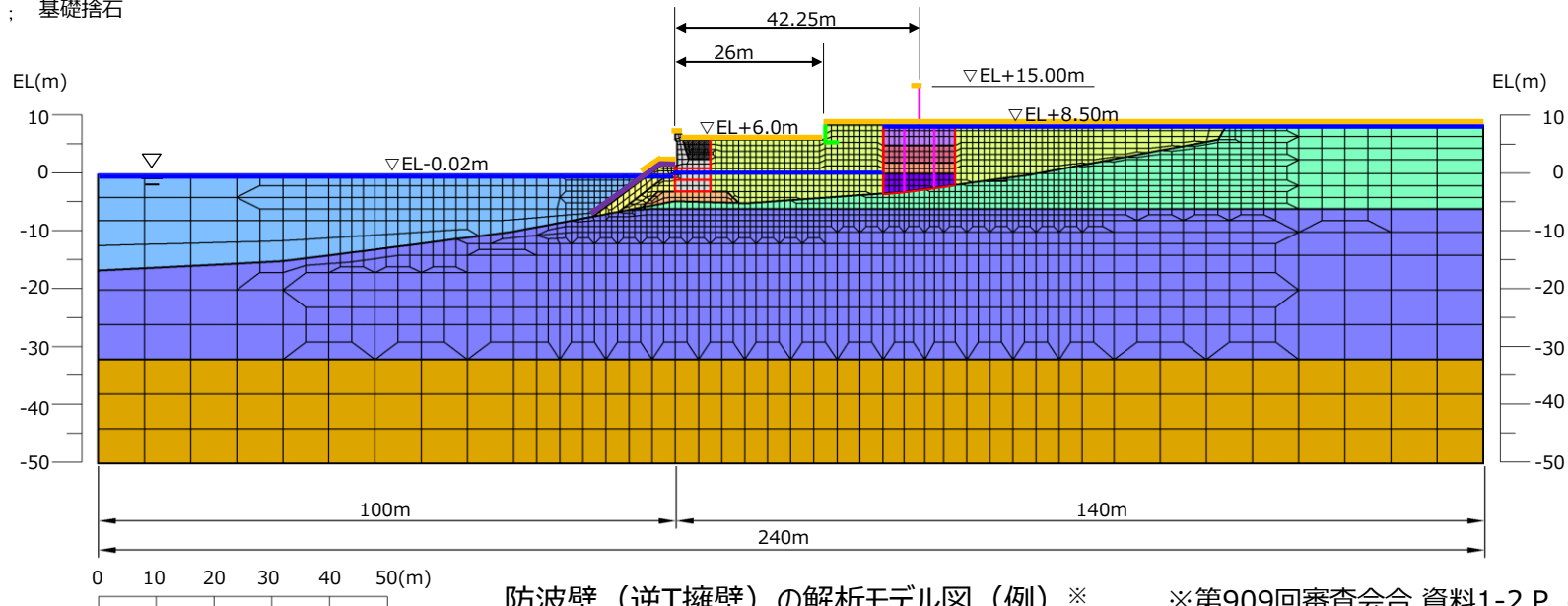
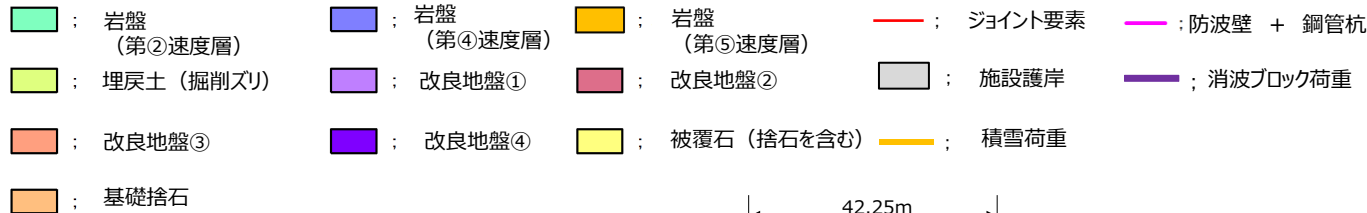


最大傾斜発生時の主応力図（Ss-D,12.09秒）

動的FEM解析（有効応力解析）

➤ 防波壁（逆T擁壁）の構造成立性を確認した動的FEM解析（有効応力解析）の条件は以下の特徴を有しており、より現実的な応答を示すモデルとなっている。

- 逆T擁壁直下の改良地盤については、PS検層結果を踏まえた剛性を解析用物性値として設定している。
- 防波壁と周辺地盤など、要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は、ジョイント要素でモデル化している。
- 逆T擁壁の変形抑制機能を有するグラウンドアンカーをモデル化していない。なお、グラウンドアンカーは実態に合ったモデル化を実施し、詳細設計段階において説明する。



防波壁（逆T擁壁）の解析モデル図（例）※

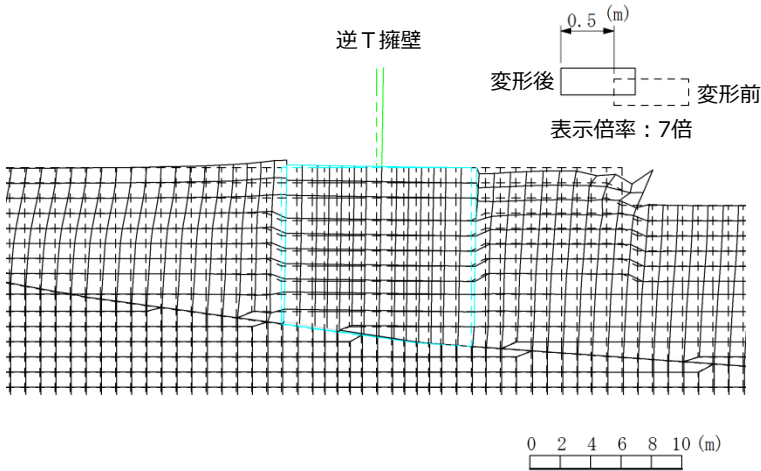
- 1.1. 防波壁（逆T擁壁）の基礎底面の傾斜に対する構造成立性
 1.1. 2 最大傾斜（1/59）に対する構造成立性及び改良地盤の物性値をPS検層等により設定した有効応力解析の最大傾斜（1/446）に対する構造成立性

動的FEM解析（有効応力解析）における最大傾斜発生時の変形モード

- 動的FEM解析（有効応力解析）の最大傾斜発生時の変形図及び主応力図を下図に示す。
- 最大傾斜発生時には、逆T擁壁の直下の改良地盤部及び周辺地盤に大きな変形は生じておらず、防波壁（逆T擁壁）の基礎地盤の傾斜については、動的FEM解析（全応力解析）と比較して小さい。

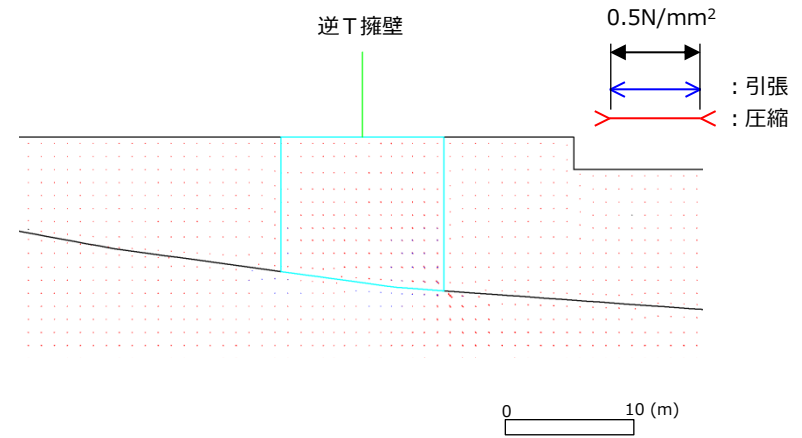
地震動による最大傾斜

	有効応力解析
地震動による傾斜	1/446



※動的FEM解析（全応力解析）の変形図に合わせ、左右反転している。

動的FEM解析（有効応力解析）
最大傾斜発生時の変形図



※動的FEM解析（全応力解析）の主応力図に合わせ、左右反転している。

動的FEM解析（有効応力解析）
最大傾斜発生時の主応力図

動的 F E M解析結果による考察及び構造成立性検討方針

- 地盤の安定解析で用いた動的 F E M解析（全応力解析）と防波壁の構造成立性で用いた動的 F E M解析（有効応力解析）の結果を比較すると、改良地盤の解析用物性値に埋戻土（掘削ズリ）を流用する等、解析条件に保守性がある動的 F E M解析（全応力解析）の特徴により、基礎底面の傾斜が大きくなっていると判断した。
- また、防波壁基礎底面の傾斜は躯体の地震時慣性力による影響が大きいと判断した。
- 防波壁（逆T擁壁）の傾斜による構造成立性検討に当たっては、地殻変動による傾斜が地震動による最大傾斜と比較して十分小さいことを踏まえ、地震時の地盤の安定解析で用いた動的 F E M解析（全応力解析）及び防波壁の構造成立性で用いた動的 F E M解析（有効応力解析）の結果を確認する。
- 詳細設計段階においては、現実的な応答を示す動的 F E M解析（有効応力解析）を用いて傾斜の影響を確認する。

①逆T擁壁の損傷（動的FEM解析（全応力解析））

第955回審査会合 資料1 P63 再掲

構造成立性検討方法

➤ 動的 F E M解析における逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。

構造成立性検討結果

- 動的FEM解析（全応力解析）による結果を以下に示す。
- 逆T擁壁基礎底面に最大傾斜が発生した時刻における部材照査の結果、当該時刻において逆T擁壁に作用する曲げ・せん断は短期許容応力度以下であることを確認した。

■ 短期許容応力に対する照査（全応力解析）

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		安全率 (許容応力 / 発生応力)	判定 (> 1.0)
豎壁	曲げ・軸力	S s - D	曲げ圧縮応力度 σ_c	0.9	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	20.00	OK
			引張応力度 σ_s	30	許容引張応力度 σ_{sa}	323	10.76	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.04	許容せん断応力度 τ_a	0.9	22.50	OK
底版	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度 σ_c	3.2	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	5.62	OK
			引張応力度 σ_s	124	許容引張応力度 σ_{sa}	323	2.60	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.24	許容せん断応力度 τ_a	0.9	3.75	OK

①逆T擁壁の損傷（動的FEM解析（有効応力解析））

構造成立性検討結果

- 防波壁の構造成立性で確認した動的FEM解析（有効応力解析）による結果を以下に示す。
- 逆T擁壁の部材照査（曲げ，せん断照査の最小安全率時刻）の結果，逆T擁壁に作用する曲げ・せん断は短期許容応力度以下であることを確認した。

■ 短期許容応力に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	地震動	時刻 (s)	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容応力 / 発生応力)	判定 (> 1.0)
縦壁	曲げ・軸力	S s - D	9.17	曲げ圧縮応力度 σ_c	5.6	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	3.21	OK
			9.17	引張応力度 σ_s	242.3	許容引張応力度 σ_{sa}	323	1.33	OK
	23.91		せん断応力度 τ	0.32	許容せん断応力度 τ_a	0.9	2.81	OK	
底版	曲げ・軸力		9.17	曲げ圧縮応力度 σ_c	5.4	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	3.33	OK
			9.17	引張応力度 σ_s	262.8	許容引張応力度 σ_{sa}	323	1.22	OK
	23.91		せん断応力度 τ	0.46	許容せん断応力度 τ_a	0.9	1.95	OK	

②隣接する躯体同士の間による支圧による損傷

第955回審査会合 資料1 P65 再掲

構造成立性検討方法

- 防波壁（逆T擁壁）の傾斜による構造成立性検討に当たっては、隣接する躯体同士は同位相で挙動すると考えているが、隣接する躯体同士が衝突すると仮定し、動的FEM解析（全応力解析）の躯体加速度から躯体間に作用する支圧応力度を算定し、許容応力度以下であることを確認する。また、動的FEM解析（有効応力解析）においても同様の確認を行う。

構造成立性検討結果

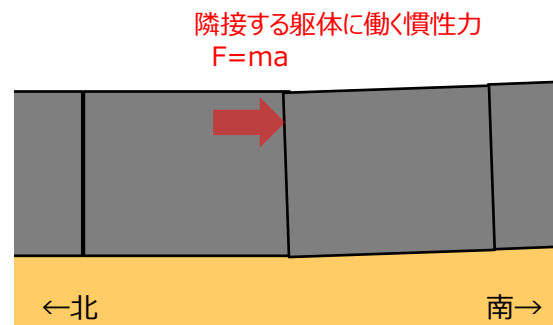
- 地盤の安定解析に用いた動的FEM解析（全応力解析）及び防波壁の構造成立性に用いた動的FEM解析（有効応力解析）における逆T擁壁に作用する支圧応力度は許容応力度以下であることを確認した。

○逆T擁壁に働く慣性力 F

$$F = ma \quad m : \text{逆T擁壁の質量} \\ a : \text{地震時加速度}$$

○逆T擁壁側の支圧応力度 σ_{cv}

$$\sigma_{cv} = F \div \sum b_i \cdot h_i \leq \sigma_{ca} \quad b_i : \text{防波壁の幅} \\ h_i : \text{防波壁の高さ} \\ \sigma_{ca} : \text{支圧応力度の許容応力度}$$



逆T擁壁の相互の支圧イメージ図

評価部位	照査項目	地震動	支圧応力度 (N/mm ²)		支圧応力度の許容応力度 (N/mm ²)		安全率 (許容応力 / 発生応力)	判定 (> 1.0)
			全応力解析	有効応力解析	圧縮応力度 σ_{ca}	圧縮応力度 σ_{ca}		
逆T擁壁	支圧	S s - D	全応力解析	0.51	圧縮応力度 σ_{ca}	10.8	21.1	OK
			有効応力解析	0.81	圧縮応力度 σ_{ca}	10.8	13.3	OK

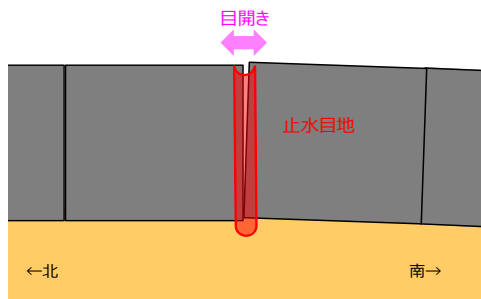
③防波壁間の変形による止水目地の損傷

構造成立性検討方法

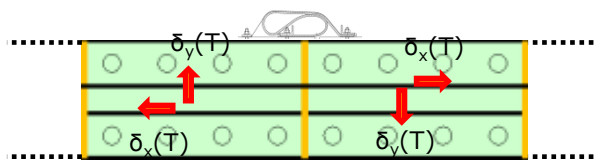
- 防波壁（逆T擁壁）の傾斜による構造成立性検討にあたっては、隣接する躯体同士は同位相で挙動すると考えているが、保守的に逆位相になった場合の変形量を算定し、先行炉で審査実績を有する止水目地で対応可能であることを確認する。
- 止水目地の変形量は、法線直交方向の動的FEM解析（全応力解析，有効応力解析）における最大傾斜から算出された防波壁（逆T擁壁）天端の相対変位と、保守的に法線方向においても同傾斜とした場合の相対変位を基に合成変形量を算出した。
- 止水目地の仕様については、現時点では、先行炉で審査実績を有する止水目地（2000mm）に余裕を考慮して1000mmとする。

構造成立性検討結果

- 地盤の安定解析に用いた動的FEM解析（全応力解析）及び防波壁の構造成立性に用いた動的FEM解析（有効応力解析）における止水目地の変形量は先行炉で審査実績を有する止水目地で対応可能であることを確認した。



逆T擁壁の目開き（法線方向）イメージ図



逆T擁壁の変形量 概念図

【同一構造形式間での合成変形量の算出方法】

X方向の相対変位 δ_x ： $\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(T) \times 2\}$

y方向の相対変位 δ_y ： $\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(T) \times 2\}$

z方向の相対変位 δ_z ： $\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(T) \times 2\}$

$\delta_x(T)$ ：X方向の最大相対変位

$\delta_y(T)$ ：y方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$ ：z方向の最大相対変位

合成方向変位（3方向合成） $\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$

評価部位	照査項目	地震動	変形量 (mm)		止水目地の仕様 (mm)		安全率 (止水目地/変形)	判定 (> 1.0)
			全応力解析	有効応力解析	変形量	変形量		
止水目地	変形	S s - D	全応力解析	640	変形量	1000	1.56	OK
			有効応力解析	90	変形量	1000	11.11	OK

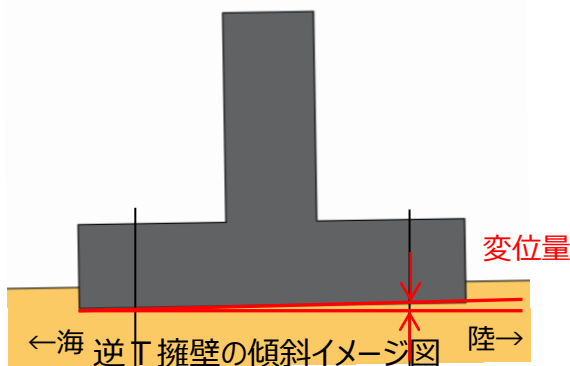
④グラウンドアンカーの破損

構造成立性検討方法

- 防波壁（逆T擁壁）はグラウンドアンカーを設置するため、基礎底面の傾斜による顕著な変位は生じないと考えているが、動的FEM解析では、グラウンドアンカーを考慮していないことから、基礎底面の傾斜によるグラウンドアンカーの変位量は、動的FEM解析（全応力解析，有効応力解析）における初期位置からの変位量を算出し、グラウンドアンカーの弾性変位量以下であることを確認する。
- グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（平成24年5月）により算出したグラウンドアンカーの弾性変位量 u は、グラウンドアンカーの仕様から u ＝約133mmとなる。

構造成立性検討結果

- 地盤の安定解析に用いた動的FEM解析（全応力解析）及び防波壁の構造成立性に用いた動的FEM解析（有効応力解析）における最大傾斜時の変位量は弾性変位量以下であることを確認した。



グラウンドアンカー弾性変位量 u

グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（平成24年5月）

$$u = \frac{T \cdot l_{sf}}{A_s \cdot E_s}$$

項目	記号	備考
計画最大荷重	T	2,400kN（ tendon降伏荷重）
tendon自由長	l_{sf}	16,220mm
tendon弾性係数	E_s	191kN/mm ²
tendon断面積	A_s	1,525.7mm ²
弾性変位量	u	133mm

評価部位	照査項目	地震動	変位量 (mm)		弾性変位量 (mm)		安全率 (弾性変位 / 最大変位)	判定 (> 1.0)
			全応力解析		弾性変位量			
グラウンドアンカー	変位	S s - D	全応力解析	102	弾性変位量	133	1.30	OK
			有効応力解析	18	弾性変位量	133	7.38	OK

詳細設計段階での検討方針

第955回審査会合 資料1 P68 再掲

➤ 防波壁（逆T擁壁）における要求機能を喪失する事象における詳細設計段階での検討方針を下表に示す。

施設	部位の名称	要求機能を喪失する事象	照査項目	詳細設計段階での検討方針
防波壁 （逆T擁壁）	逆T擁壁 （鉄筋コンクリート造）	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することにより曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。 	曲げ せん断	<ul style="list-style-type: none"> 動的FEM解析（有効応力解析）を行い、逆T擁壁が損傷しないことを確認する。
		<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することにより逆T擁壁の隣接する躯体同士が相互に支圧することにより破壊し、遮水性を喪失する。 	曲げ せん断	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁（逆T擁壁）の法線方向の動的FEM解析（有効応力解析）を行い、隣接する躯体の挙動を把握し、防波壁が損傷しないことを確認する。 逆T擁壁の支圧応力度が許容応力度を上回る場合、許容限界を満足する対策を講じる。
	止水目地 （支持部含む）	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することにより隣接する躯体間（法線方向、法線直交方向）の変形により、止水目地の許容変形量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。 	変形 水圧	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁の法線直交方向及び法線方向の動的FEM解析（有効応力解析）を行い、止水目地の変形量が許容変形量以下であることを確認する。 また、止水目地にかかる水圧が許容水圧以下であることを確認する。
	グラウンドアンカー	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が傾斜することによりグラウンドアンカーが破損し、逆T擁壁が転倒する。 	引張	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカーをモデル化した動的FEM解析（有効応力解析）を行い、設計アンカー力により逆T擁壁が転倒しないことを確認する。 余裕が確保できなくなった場合には、グラウンドアンカーを追加設置する。

まとめ

- 基礎底面の傾斜に対して防波壁に要求される安全機能，及び防波壁（逆T擁壁）の設計方針（損傷モード，許容限界等）を整理した。
- 防波壁（逆T擁壁）の逆T擁壁，止水目地及びグラウンドアンカーが基礎底面の傾斜により損傷し，要求機能を喪失する事象を抽出した。
- 要求機能を喪失する事象に対し，動的 F E M解析（全応力解析）及び動的 F E M解析（有効応力解析）を用いた照査の結果，防波壁（逆T擁壁）の各部位は許容限界を満足することから，基礎底面の傾斜を考慮しても防波壁は構造成立する見通しを得た。

1 1. 防波壁（逆T擁壁）の基礎底面の傾斜に対する構造成立性

- 1 1. 1 改良地盤の物性値を埋戻土とした全応力解析の最大傾斜（1/59）
- 1 1. 2 最大傾斜（1/59）に対する構造成立性
及び改良地盤の物性値をPS検層等により設定した有効応力解析の
最大傾斜（1/446）に対する構造成立性
- 1 1. 3 改良地盤の物性値をPS検層等により設定した全応力解析の最大傾斜
（1/158）に対する構造成立性

動的 F E M解析結果（全応力解析）による構造成立性検討方針

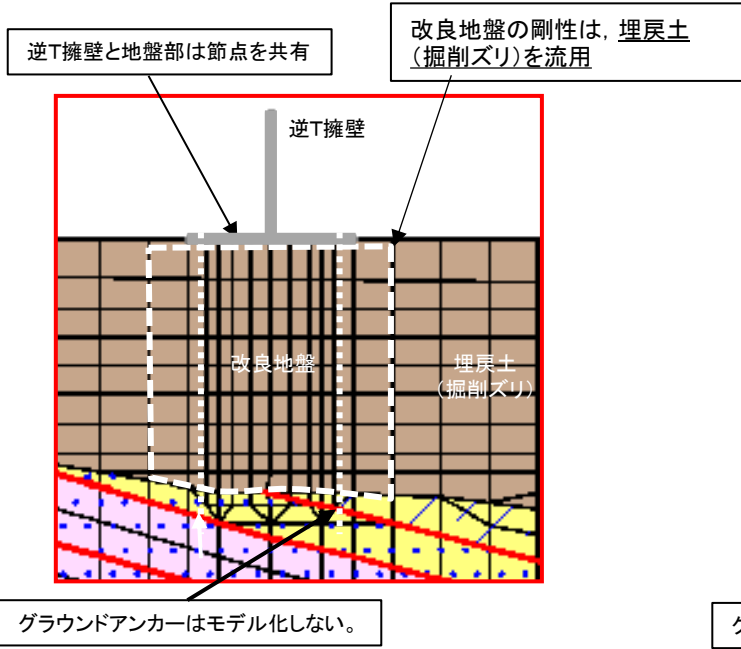
第955回審査会合 資料1 P71 加筆・修正

- 防波壁（逆T擁壁）については、基礎底面において地震時に発生する最大傾斜（1/59）を考慮しても、構造成立することを、「島根原子力発電所2号炉 津波による損傷の防止 基礎底面の傾斜による防波壁の構造成立性」（第948回審査会合，2021年2月18日）により確認している。
- しかし、最大傾斜（1/59）発生時の変形モードを確認した結果、逆T擁壁に作用した地震慣性力の作用により、基礎底面に現実的ではない浮き上がりが生じていることから、適切な基礎底面の評価を行うため、改良地盤の解析用物性値をP S 検層結果等に基づく物性値に変更し、再検討を行った。
- 再検討の結果、地震時に発生する最大傾斜が1/158となったことから、当該傾斜に対する構造成立性検討を追加実施した。
- 実施に当たっては、「島根原子力発電所2号炉 津波による損傷の防止 基礎底面の傾斜による防波壁の構造成立性」（第948回審査会合，2021年2月18日）で実施した方法と同様の条件により、動的解析（全応力解析）の結果を用い、①逆T擁壁の損傷、②隣接する躯体同士の支圧による損傷、③防波壁間の変形による止水目地の損傷、④グラウンドアンカーの損傷 について評価を行った。

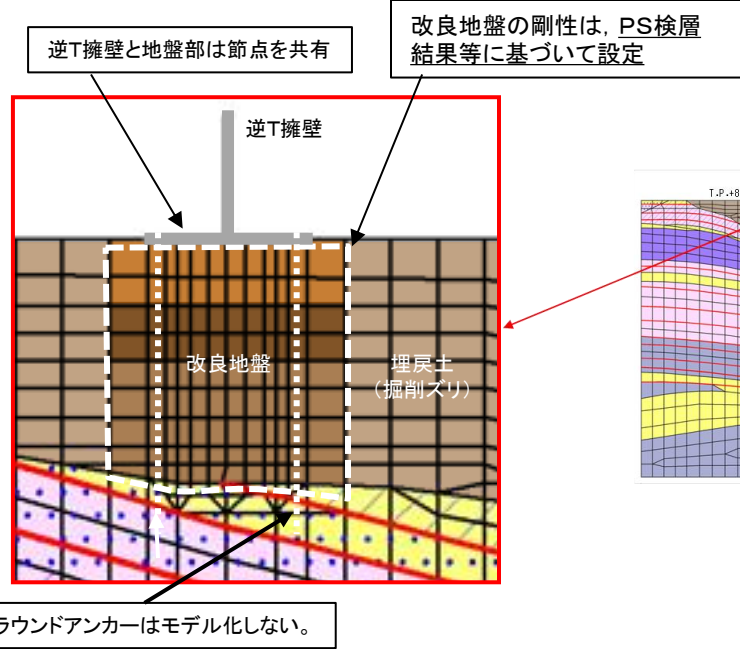
動的FEM解析（全応力解析）の解析モデルの変更

第955回審査会合
資料1 P72 再掲

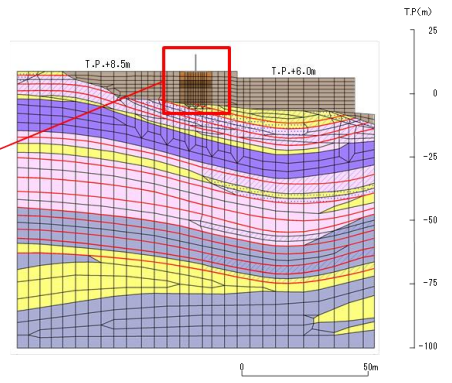
- 変更前の解析モデルでは、改良地盤は、周辺の埋戻土（掘削ズリ）と同一の剛性を設定していたが、PS検層結果等に基づく高い剛性に見直しを行った。なお、解析手法の制約により、以下については、前回解析と同様の条件とした。
 - 逆T擁壁と改良地盤のモデル化において、両者の節点を共有させる。
 - 逆T擁壁及び改良地盤の転倒等を抑止する機能を有するグラウンドアンカーをモデル化しない。



【変更前】



【変更後】



動的 F E M解析（全応力解析）解析モデル図

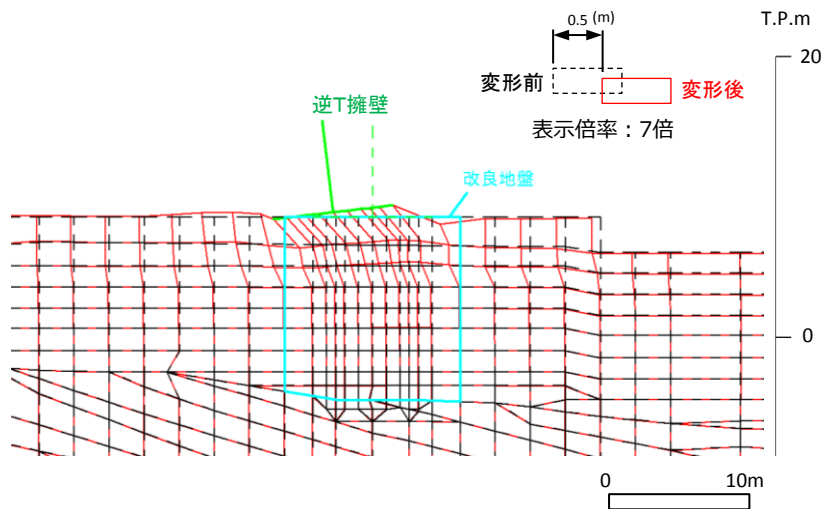
最大傾斜発生時の変形モード（変更前）

【改良地盤の解析用物性値：埋戻土（掘削ズリ）を流用した物性値】

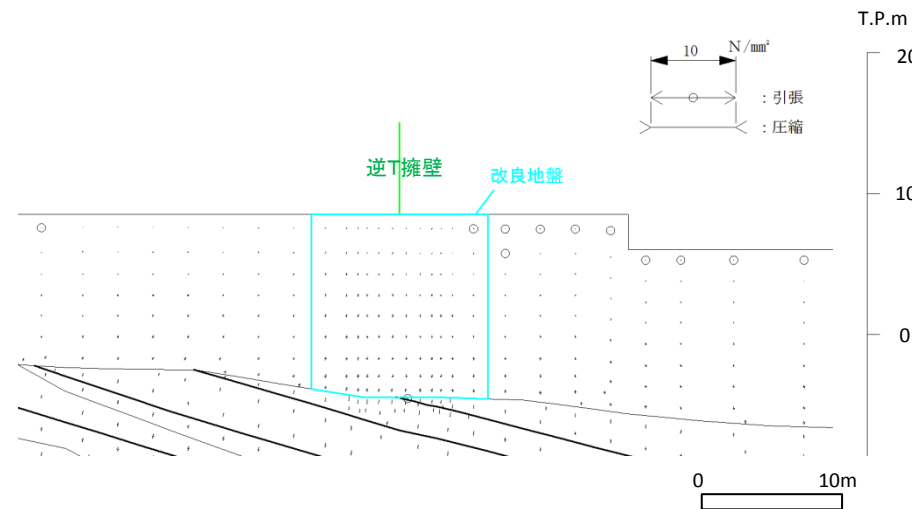
- 防波壁（逆T擁壁）基礎底面の地震時傾斜が最大となる時刻（Ss-D, 12.09秒）における変形図及び主応力図を下図に示す。
- 逆T擁壁直下の改良地盤部は大きく変形しているが、その周辺の地盤には、その影響は及んでいない。
- このことから、改良地盤の解析用物性値に埋戻土（掘削ズリ）を流用したため、逆T擁壁に作用した地震慣性力の作用により、基礎地盤に現実的ではない浮き上がりが生じていると評価した。

地震動による最大傾斜

	全応力解析
地震動による傾斜	1/59



最大傾斜発生時の変形図（Ss-D,12.09秒）



最大傾斜発生時の主応力図（Ss-D,12.09秒）

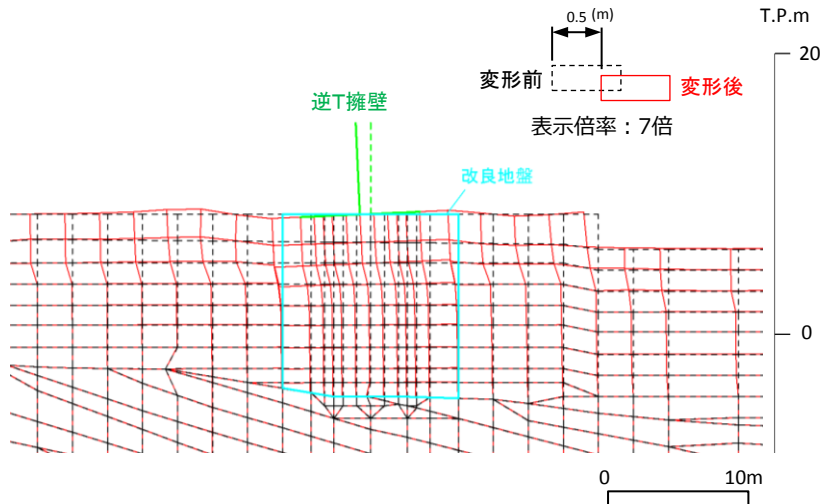
最大傾斜発生時の変形モード（変更後）

【改良地盤の解析用物性値：PS検層結果等に基づく物性値】

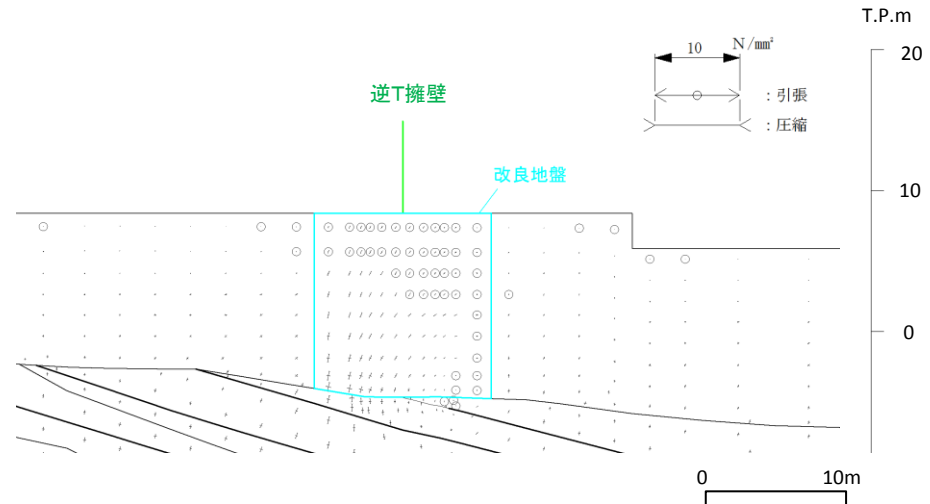
- 防波壁（逆T擁壁）基礎底面の地震時傾斜が最大となる時刻（Ss-D, 34.51秒）における変形図及び主応力図を下図に示す。
- 逆T擁壁直下の改良地盤部では、防波壁と接点を共有しているため、引張応力の発生は認められるが、逆T擁壁に作用した地震時慣性力の作用による基礎地盤の浮き上がりは生じていない。
- このことから、変更後の解析モデルは、基礎底面の傾斜について適切な評価が可能なモデルであることを確認した。
- 解析手法の制約により、グラウンドアンカーがモデル化できない影響もあり、最大傾斜は1/158となった。

地震動による最大傾斜

	全応力解析
地震動による傾斜	1/158



最大傾斜発生時の変形図（Ss-D,34.51秒）



最大傾斜発生時の主応力図（Ss-D,34.51秒）

①逆T擁壁の損傷（動的FEM解析（全応力解析））

第955回審査会合
資料1 P75 再掲

【改良地盤の解析用物性値：PS検層結果等に基づく物性値】

構造成立性検討方法

➤ 動的 F E M解析における逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。

構造成立性検討結果

- 動的FEM解析（全応力解析）による結果を以下に示す。
- 逆T擁壁基礎底面に最大傾斜が発生した時刻における部材照査の結果、当該時刻において逆T擁壁に作用する曲げ・せん断は短期許容応力度以下であることを確認した。

■ 短期許容応力に対する照査（全応力解析）

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		安全率 (許容応力 / 発生応力)	判定 (> 1.0)
豎壁	曲げ・軸力	S s -D	曲げ圧縮応力度 σ_c	2.4	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	7.5	OK
			引張応力度 σ_s	117	許容引張応力度 σ_{sa}	323	2.76	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.11	許容せん断応力度 τ_a	0.9	8.18	OK
底板	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度 σ_c	2.7	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	6.67	OK
			引張応力度 σ_s	95	許容引張応力度 σ_{sa}	323	3.4	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.27	許容せん断応力度 τ_a	0.9	3.33	OK

②隣接する躯体同士の支圧による損傷

第955回審査会合
資料1 P76 再掲

【改良地盤の解析用物性値：PS検層結果等に基づく物性値】

構造成立性検討方法

- 防波壁（逆T擁壁）の傾斜による構造成立性検討に当たっては、隣接する躯体同士は同位相で挙動すると考えているが、隣接する躯体同士が衝突すると仮定し、動的FEM解析（全応力解析）の躯体加速度から躯体間に作用する支圧応力度を算定し、許容応力度以下であることを確認する。また、動的FEM解析（有効応力解析）においても同様の確認を行う。

構造成立性検討結果

- 地盤の安定解析に用いた動的FEM解析（全応力解析）及び防波壁の構造成立性に用いた動的FEM解析（有効応力解析）における逆T擁壁に作用する支圧応力度は許容応力度以下であることを確認した。

○逆T擁壁に働く慣性力F

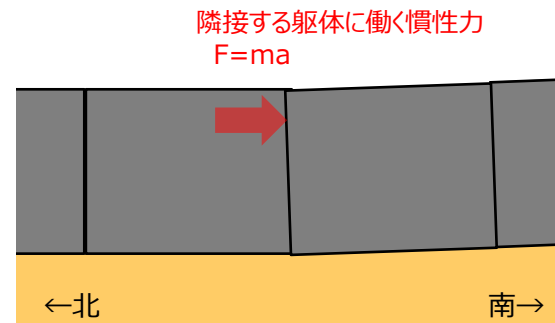
$$F = ma$$

m ：逆T擁壁の質量
 a ：地震時加速度

○逆T擁壁側の支圧応力度 σ_{cv}

$$\sigma_{cv} = F \div \sum b_i \cdot h_i \leq \sigma_{ca}$$

b_i ：防波壁の幅
 h_i ：防波壁の高さ
 σ_{ca} ：支圧応力度の許容応力度



逆T擁壁の相互の支圧イメージ図

評価部位	照査項目	地震動	支圧応力度 (N/mm ²)		支圧応力度の許容応力度 (N/mm ²)		安全率 (許容応力 / 発生応力)	判定 (> 1.0)
			全応力解析	有効応力解析	圧縮応力度 σ_{ca}	圧縮応力度 σ_{ca}		
逆T擁壁	支圧	S s - D	全応力解析	0.81	圧縮応力度 σ_{ca}	10.8	13.3	OK
			有効応力解析	0.81	圧縮応力度 σ_{ca}	10.8	13.3	OK

③ 防波壁間の変形による止水目地の損傷

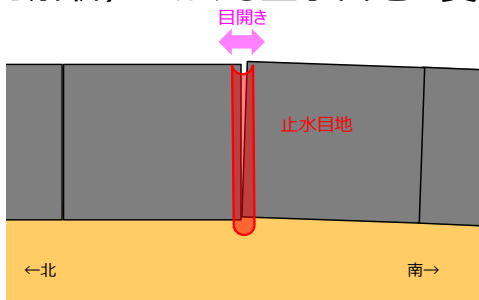
【改良地盤の解析用物性値：PS検層結果等に基づく物性値】

構造成立性検討方法

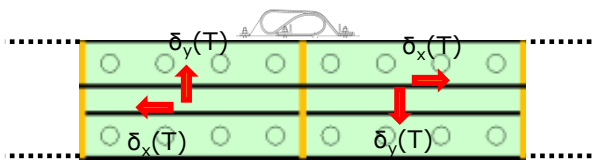
- 防波壁（逆T擁壁）の傾斜による構造成立性検討にあたっては、隣接する躯体同士は同位相で挙動すると考えているが、保守的に逆位相になった場合の変形量を算定し、先行炉で審査実績を有する止水目地で対応可能であることを確認する。
- 止水目地の変形量は、法線直交方向の動的FEM解析（全応力解析，有効応力解析）における最大傾斜から算出された防波壁（逆T擁壁）天端の相対変位と、保守的に法線方向においても同傾斜とした場合の相対変位を基に合成変形量を算出した。
- 止水目地の仕様については、現時点では、先行炉で審査実績を有する止水目地（2000mm）に余裕を考慮して1000mmとする。

構造成立性検討結果

- 地盤の安定解析に用いた動的FEM解析（全応力解析）及び防波壁の構造成立性に用いた動的FEM解析（有効応力解析）における止水目地の変形量は先行炉で審査実績を有する止水目地で対応可能であることを確認した。



逆T擁壁の目開き（法線方向）
イメージ図



逆T擁壁の変形量 概念図

【同一構造形式間の合成変形量の算出方法】

X方向の相対変位 δ_x ： $\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(T) \times 2\}$

y方向の相対変位 δ_y ： $\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(T) \times 2\}$

z方向の相対変位 δ_z ： $\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(T) \times 2\}$

$\delta_x(T)$ ：X方向の最大相対変位

$\delta_y(T)$ ：y方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$ ：z方向の最大相対変位

合成方向変位（3方向合成） $\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$

評価部位	照査項目	地震動	変形量 (mm)		止水目地の仕様 (mm)		安全率 (止水目地/変形)	判定 (> 1.0)
止水目地	変形	S s - D	全応力解析	240	変形量	1000	4.17	OK
			有効応力解析	90	変形量	1000	11.11	OK

④グラウンドアンカーの破損

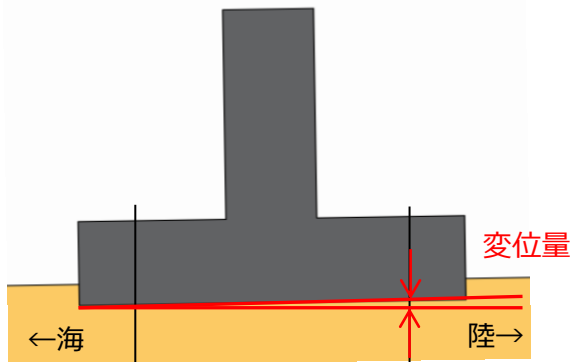
【改良地盤の解析用物性値：PS検層結果等に基づく物性値】

構造成立性検討方法

- 防波壁（逆T擁壁）はグラウンドアンカーを設置するため、基礎底面の傾斜による顕著な変位は生じないと考えているが、動的FEM解析では、グラウンドアンカーを考慮していないことから、基礎底面の傾斜によるグラウンドアンカーの変位量は、動的FEM解析（全応力解析、有効応力解析）における初期位置からの変位量を算出し、グラウンドアンカーの弾性変位量以下であることを確認する。
- グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）により算出したグラウンドアンカーの弾性変位量 u は、グラウンドアンカーの仕様から $u = \text{約}133\text{mm}$ となる。

構造成立性検討結果

- 地盤の安定解析に用いた動的FEM解析（全応力解析）及び防波壁の構造成立性に用いた動的FEM解析（有効応力解析）における最大傾斜時の変位量は弾性変位量以下であることを確認した。



逆T擁壁の傾斜イメージ図

グラウンドアンカー弾性変位量 u グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）

$$u = \frac{T \cdot l_{sf}}{A_s \cdot E_s}$$

項目	記号	備考
計画最大荷重	T	2,400kN（ tendon降伏荷重）
tendon自由長	l_{sf}	16,220mm
tendon弾性係数	E_s	191kN/mm ²
tendon断面積	A_s	1,525.7mm ²
弾性変位量	u	133mm

評価部位	照査項目	地震動	変位量 (mm)		弾性変位量 (mm)		安全率 (弾性変位/ 最大変位)	判定 (> 1.0)
			全応力解析		弾性変位量			
グラウンドアンカー	変位	S s -D	全応力解析	23	弾性変位量	133	5.78	OK
			有効応力解析	18	弾性変位量	133	7.38	OK

まとめ

第955回審査会合 資料1 P79 加筆・修正

- 改良地盤の解析用物性値をP S 検層結果等に基づく物性値に変更し、動的F E M解析（全応力解析）を行った結果、逆T擁壁直下の改良地盤部では、逆T擁壁に作用した地震時慣性力の作用による基礎地盤の浮き上がりは生じていないことから、変更後の解析モデルは、基礎底面の傾斜について適切な評価が可能なモデルであると評価した。
- 地震時に発生する最大傾斜は、1/158となり、設置許可段階における評価基準値の目安を上回るが、「島根原子力発電所2号炉 津波による損傷の防止 基礎底面の傾斜による防波壁の構造成立性」（第948回審査会合、2021年2月18日）において実施した方法と同様の条件により、動的解析（全応力解析）の結果を用いて評価を行った結果、防波壁の構造が成立する見通しを得た。

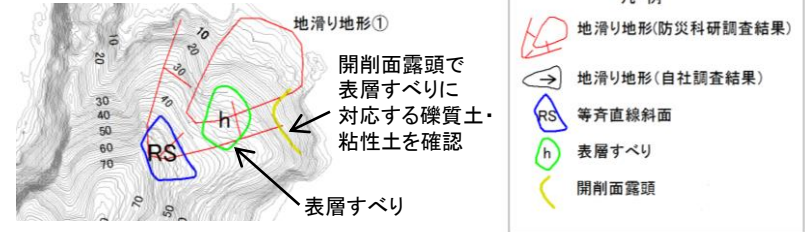
12. 防波壁西端部の地質・地質構造

12. 防波壁西端部の地質・地質構造

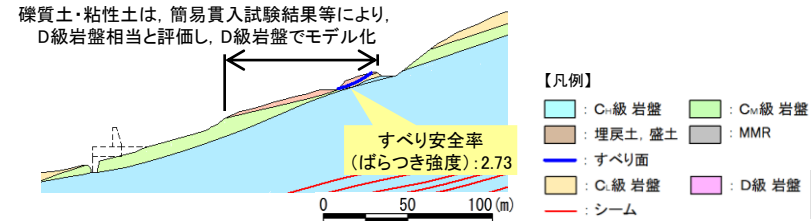
防波壁(西端部)斜面の安定性評価の主な変更点

【第762回審査会合(令和元年8月30日)】

- 防波壁西端部斜面において、防災科学技術研究所(以下、防災科研)の地すべり地形分布図に地すべり地形が記載されていることを確認したため、変動地形学的調査、ボーリング調査等の既往調査に加え、開削面露頭の地質観察を実施した。
- その結果、防災科研の地すべり地形に対応する地すべり面は認められないが、表層すべりが判読され、これに対応する可能性のある礫質土及び粘性土が開削面露頭上部に確認された。
- 礫質土及び粘性土については、開削面露頭における地質観察及び簡易貫入試験のNd値を踏まえ、D級岩盤相当と評価した。
- 防波壁西端部斜面について、礫質土及び粘性土をD級岩盤でモデル化した安定解析を実施し、十分な安定性を有していると評価した。



防波壁(西端部)周辺の旧地形の等高線図
(モノクロ空中写真(撮影縮尺:1万分の1, 1962年撮影)より1mDEMを取得し作成)



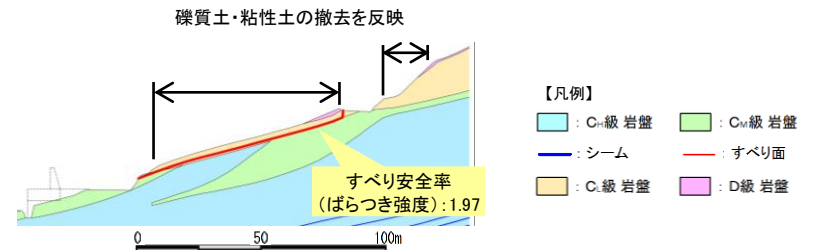
防波壁(西端部)斜面の安定解析結果

【現地調査(令和元年9月20日), 第802回審査会合(令和元年11月22日)】

- 防波壁西端部斜面の標高40mより下方における開削面露頭の詳細調査、追加剥ぎ取り調査等を踏まえ、礫質土及び粘性土については、過去の表層すべりの可能性が完全に否定できないことから、防波壁周辺斜面の安定性確保のため、撤去することとした。

【第841回審査会合(令和2年2月28日)】

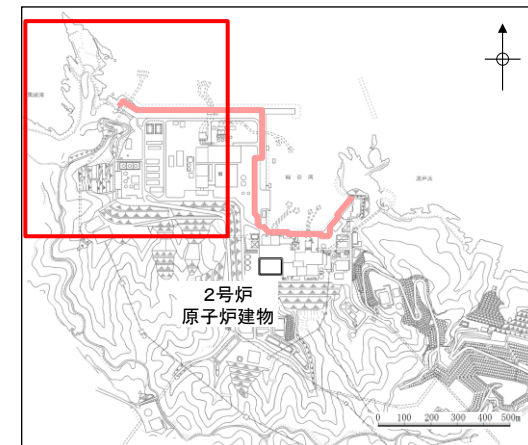
- 防波壁西端部斜面の標高40mより上方において、追加の露頭調査及びボーリング調査を実施した結果、ルートマップ(平成8年調査)に記載された崩積土の範囲に、礫質土が確認されたことから、当該範囲の礫質土も岩盤まで全て撤去することとした。
- 礫質土及び粘性土の撤去を反映した安定解析を実施し、十分な安定性を有していると評価した。



防波壁(西端部)斜面の安定解析結果

12. 防波壁西端部の地質・地質構造

防波壁(西端部)の地質調査位置図



防波壁西端部位置図

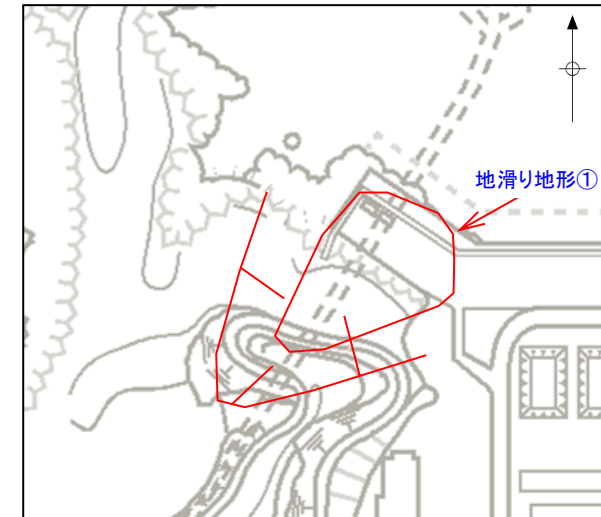
凡例

- 1・2号炉調査他ボーリング位置
- 3号炉調査ボーリング位置
- (赤) その他調査ボーリング位置
- 3号炉調査弾性波探査測線
- (赤) その他調査弾性波探査測線
- (白) 3号炉調査試掘坑・試験坑

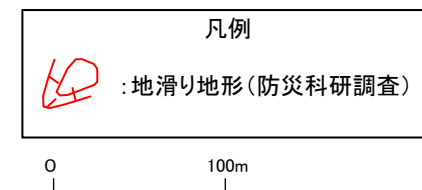
・防波壁(西端部)の地質・地質構造を把握するため、文献調査、地表地質踏査を行うとともに、地表からの弾性波探査、ボーリング調査を実施した。

防波壁(西端部)周辺の地形に関する文献調査

- ・防災科研は、地形判読に基づき地すべり地形分布図を作成しており、その中で、防波壁(西端部)の地山に地滑り地形が存在するとしている。^{※1}地すべり地形分布図の解説と読図の手引きである清水ほか(2006)⁽⁶⁾によると、地滑り地形の定義について、地すべり地形を地すべりの変動によって生じた、もしくは生じつつある地形の総称として用いており、そこに表層すべりは含まれないとされている。
- ・国土交通省によれば、地すべりは一般的には深層崩壊にともなって発生する現象で動きが緩慢なものが多いとされている。ここで深層崩壊は、すべり面が表層崩壊よりも深部で発生し、表土層だけでなく深層の地盤までもが崩壊土塊となる比較的規模の大きな崩壊現象としている。また表層崩壊は、斜面崩壊のうち、厚さ0.5~2.0m程度の表層土が、表層土と基盤層の境界に沿って滑落する比較的規模の小さな崩壊としている。^{※2}
- ・本資料では、厚さ2m程度より深い規模を「地滑り」とし、それより浅い表層土と基盤層の境界に沿って滑落する規模の現象を「表層すべり」と区別して評価する。
- ・防災科研は地すべり地形分布図の利活用における留意点の一つとして、利用者の責任による現地調査が必要としている。そのため、同地点について当社で空中写真判読及び現地踏査を実施した。



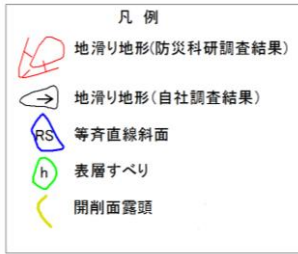
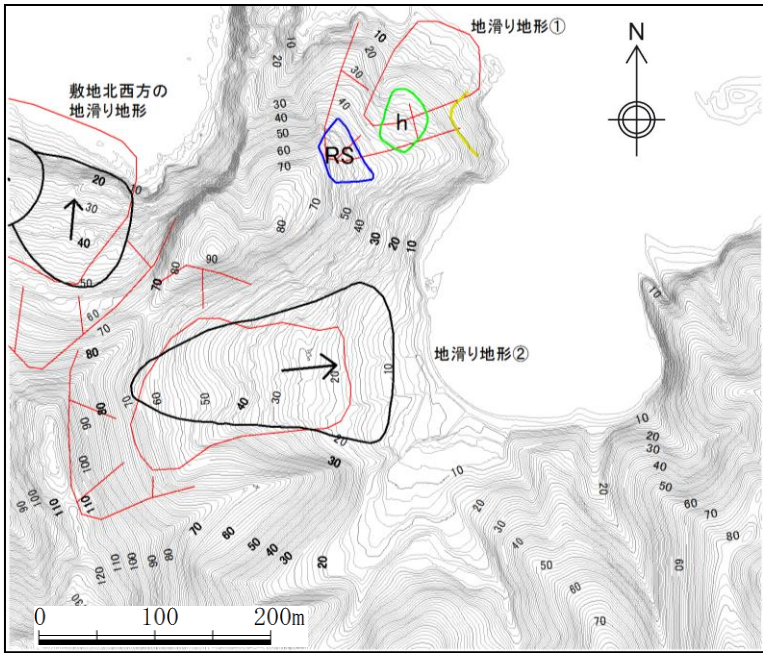
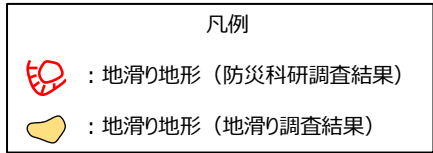
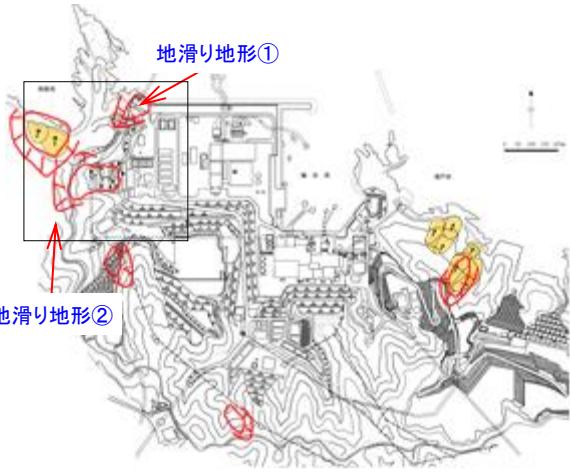
防災科学技術研究所の地滑り地形調査結果
(敷地の地形図に地滑り地形を投影)



※1 防災科学技術研究所 地すべり地形GISデータ 地すべり地形分布図 HPを参照
https://dil-opac.bosai.go.jp/publication/nied_tech_note/landslidemap/gis.html

※2 国土交通省 砂防:深層崩壊についてよくあるご質問 HPを参照
http://www.mlit.go.jp/mizukokudo/sabo/deep_landslide_FAQ.html

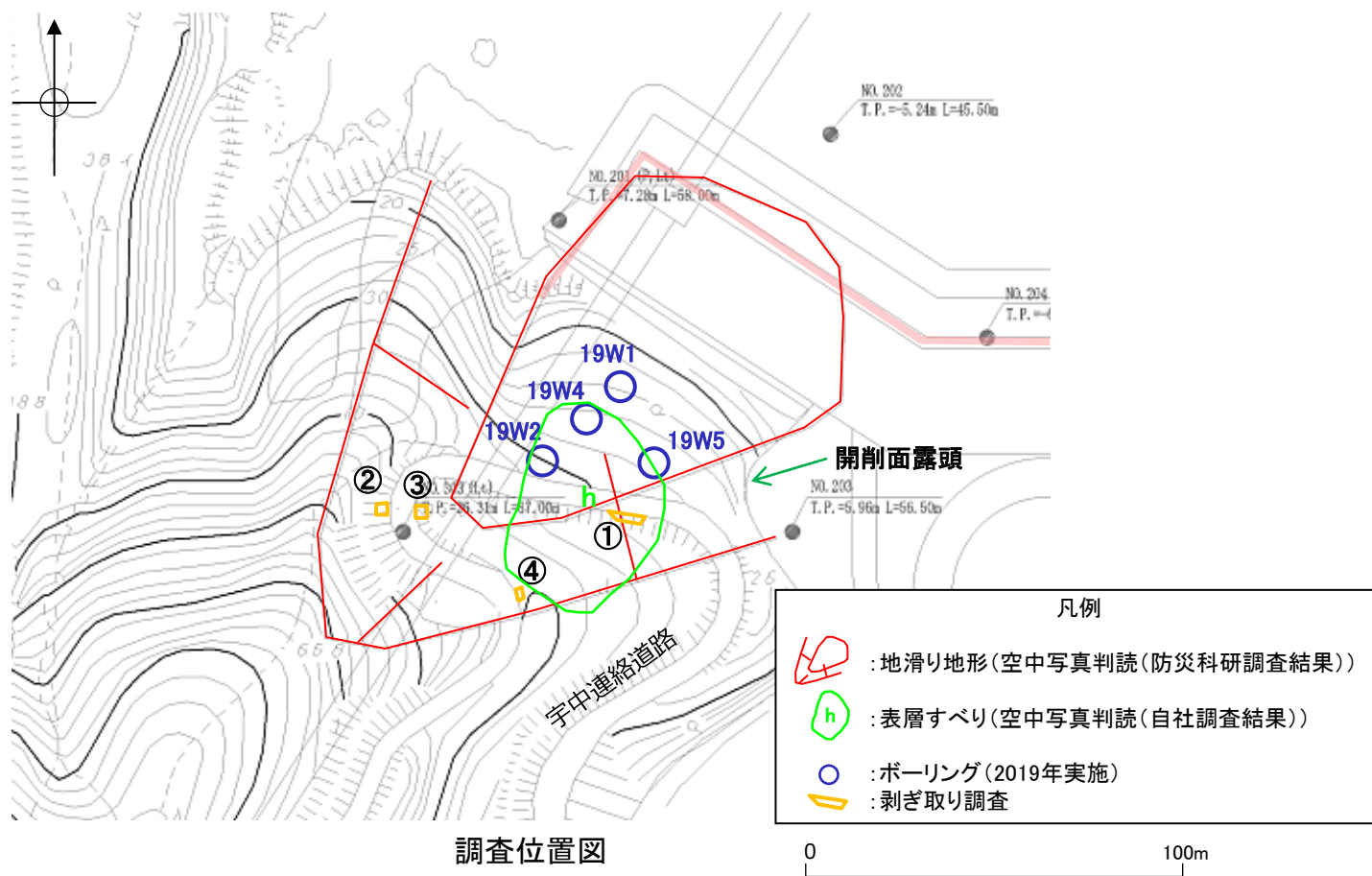
防波壁(西端部)周辺の地形判読 判読結果



防波壁(西端部)周辺の旧地形の等高線図
(モノクロ空中写真(撮影縮尺:1万分の1, 1962年撮影)より1mDEMを取得し作成)

- ・空中写真図化により作成した1mDEMを使用し, 1mコンターの等高線図を作成した。
- ・防波壁(西端部)周辺では, 防災科研調査結果の地滑り地形①の地滑り土塊とされる箇所のうち標高25~45mに緩斜面が分布し, 等高線の乱れが認められることから, 表層すべり(h)が想定される。当該箇所は, 浅い谷部に位置することから, 厚さ数mの土砂が堆積している。また, 地滑り地形①の滑落崖とされる箇所に概ね対応する地形として, 標高45~65mに相対的に急な斜面が存在するが, その斜面は等斉直線斜面(RS, 鈴木(2000)⁽⁷⁾)で傾斜方向が東北東方向を示す。地滑り地形①の崩落方向は北北東方向を示し, 斜面(RS)とは方向が異なる。仮に斜面(RS)を滑落崖とした場合, 半円形の凹形谷型斜面が想定される(鈴木(2000))が, そのような地形は確認されない。
- ・一方, 地滑り地形②は, 3次元地形モデルの検討結果と同様に, 馬蹄形の滑落崖を伴い, 滑落崖の中に緩斜面が認められ, 不規則な凹凸が確認される。緩斜面は, 土砂が堆積して形成された斜面と推定され, 地滑り地形の特徴(渡・小橋(1987)⁽⁸⁾)の凹状緩斜面地形)を有する。

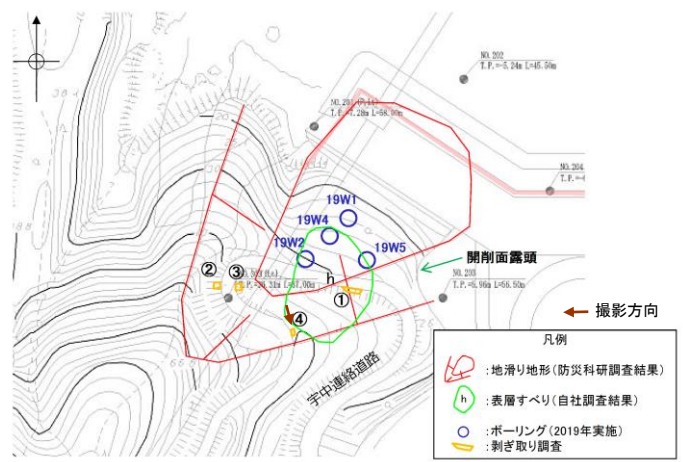
宇中連絡道路付近における剥ぎ取り調査



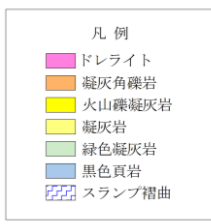
防波壁(西端部)周辺に位置する宇中連絡道路付近において剥ぎ取り調査を複数箇所を実施し、空中写真判読に基づく防災科研調査結果(清水ほか(2005))の地滑り地形及び表層すべり(h)の範囲における層準の連続性、開削面露頭で確認した粘性土・礫質土の分布範囲を確認した。

12. 防波壁西端部の地質・地質構造

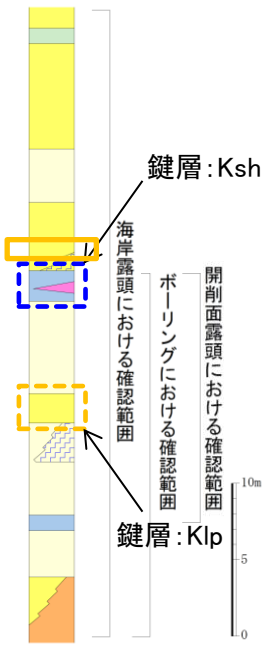
宇中連絡道路付近における剥ぎ取り調査 ④地点



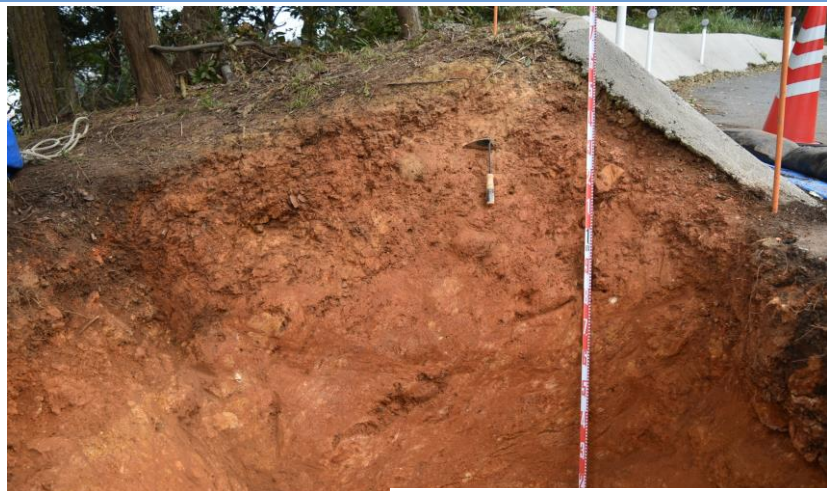
調査位置図



火山礫凝灰岩 拡大写真(2019年11月6日撮影)



防波壁(西端部)周辺
模式柱状図



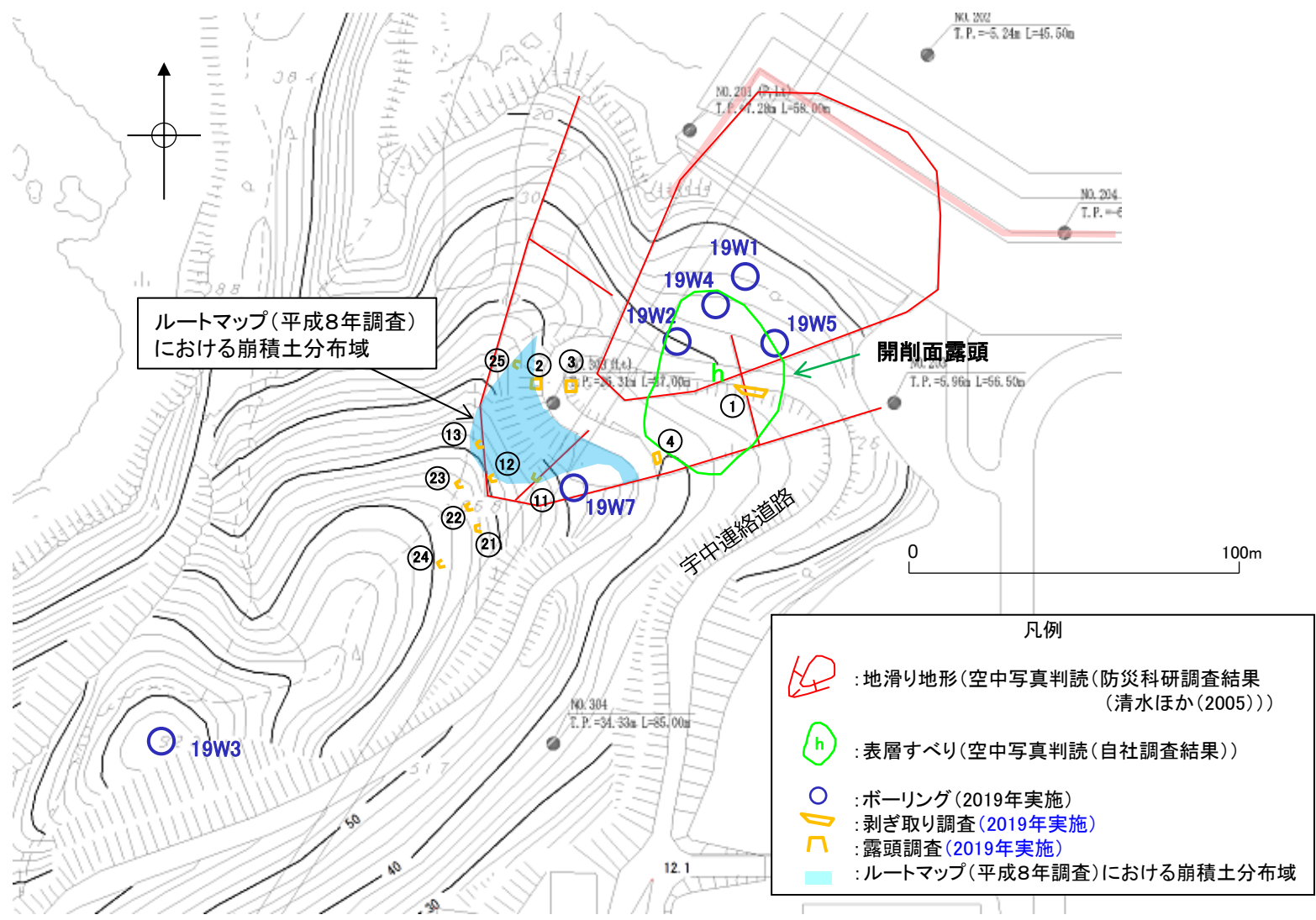
露頭写真(解釈線無, 2019年10月24日撮影)



露頭写真(解釈線有, 2019年10月24日撮影)

- ・剥ぎ取り調査④地点では、下位から火山礫凝灰岩、礫質土が認められる。
- ・礫質土は締りがよく、その層厚は40cmから15cmであり、標高が高くなるにつれて層厚が薄くなる。
- ・火山礫凝灰岩は、剥ぎ取り調査③地点で確認した鍵層Kshの上位層の火山礫凝灰岩に相当する。
- ・この地点において火山礫凝灰岩と礫質土の境界は不明瞭で漸移的であり、下位の火山礫凝灰岩が強風化したものと評価した。また、開削面露頭で確認された礫質土の性状とは異なる。

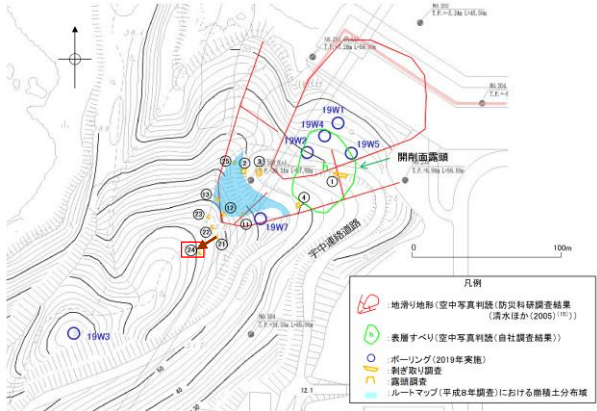
標高40mより上方斜面調査実施地点



調査位置図

ルートマップ(平成8年調査)の標高40m付近より上方の斜面に記載された『崩積土』の分布状況を確認するために、露頭調査(⑪～⑬地点, ⑳～㉔地点)及びボーリング調査(19W3孔, 19W7孔)を追加実施した。

12. 防波壁西端部の地質・地質構造 露頭調査 ⑳ 地点



露頭調査位置図 ← 撮影方向



露頭全景(2019年12月21日撮影)



露頭写真(解釈線無, 2019年12月21日撮影)



露頭写真(解釈線有, 2019年12月21日撮影)

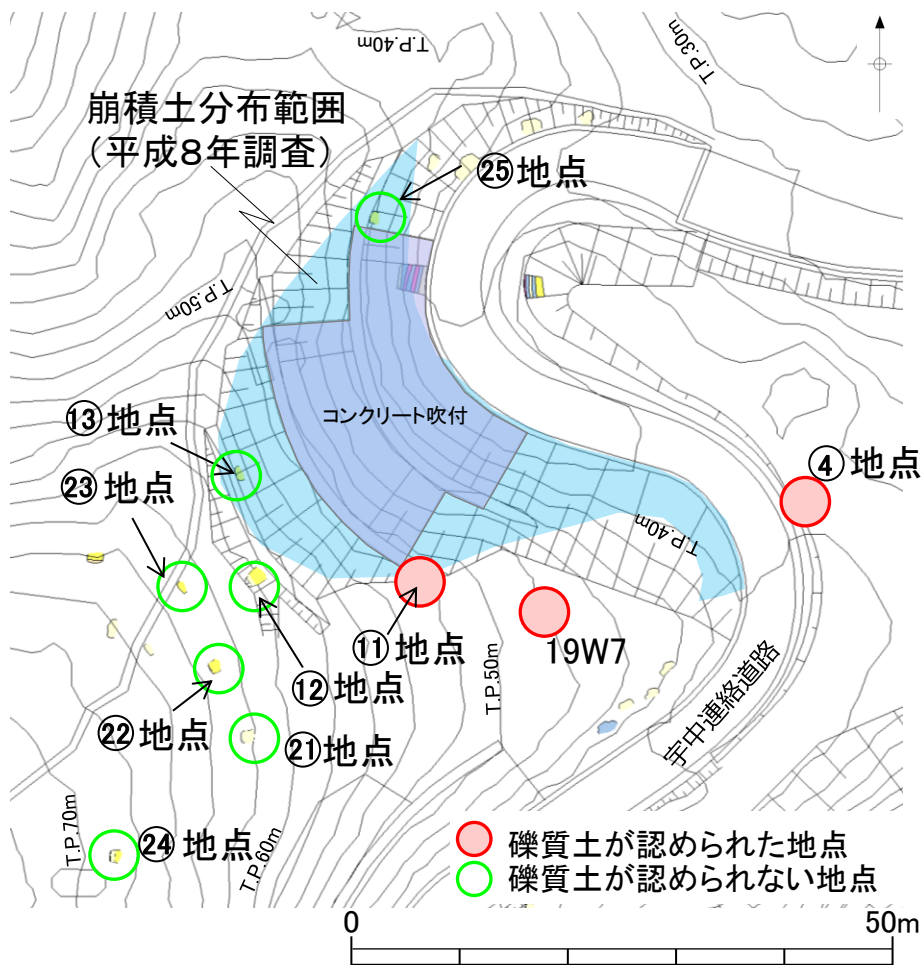
・露頭調査⑳地点は、標高69mにあり、防災科研地滑り地形の滑落崖の外に位置する。この地点は、防波壁(西端部)の位置する地山の中腹部に位置する。
 ・露頭は下位から火山礫凝灰岩、凝灰岩、表土が認められ、礫質土や粘性土が認められない。凝灰岩は強風化によりD級、火山礫凝灰岩は風化によりCL級を呈する。
 ・ルートマップ(平成8年調査)の『崩積土』に対応する地層は認められない。



詳細スケッチ

12. 防波壁西端部の地質・地質構造

『崩積土』の確認調査結果



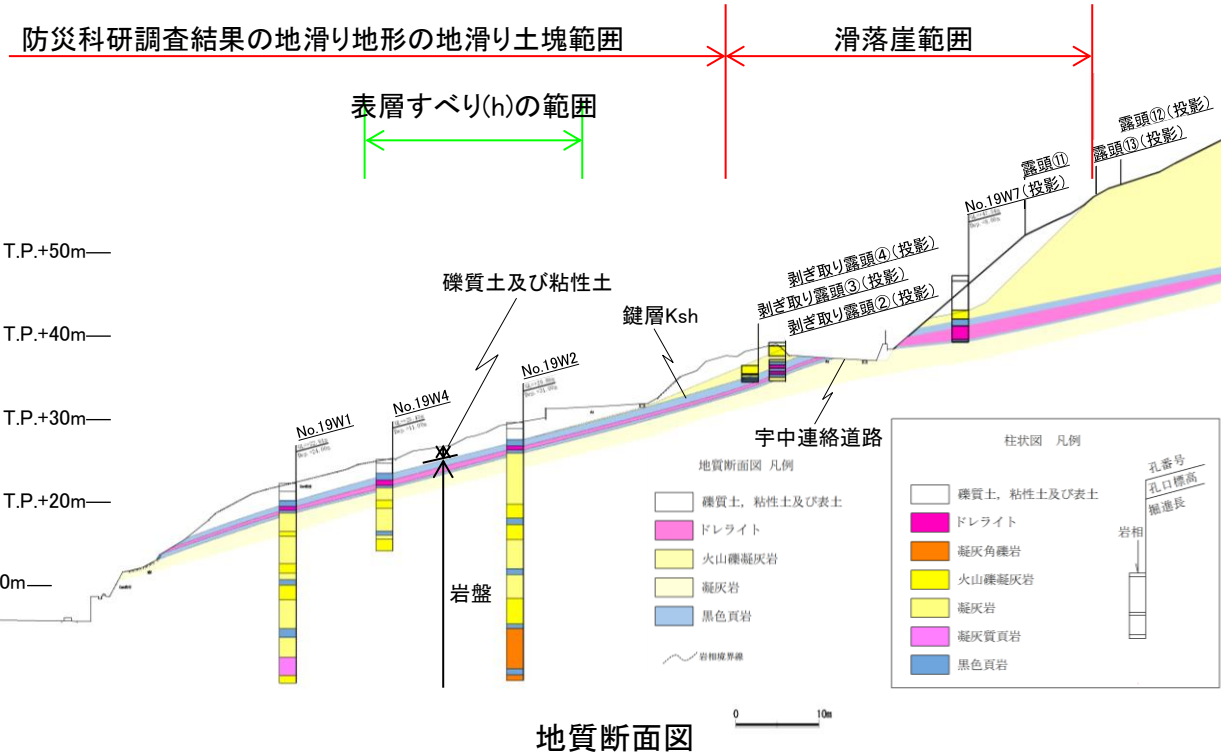
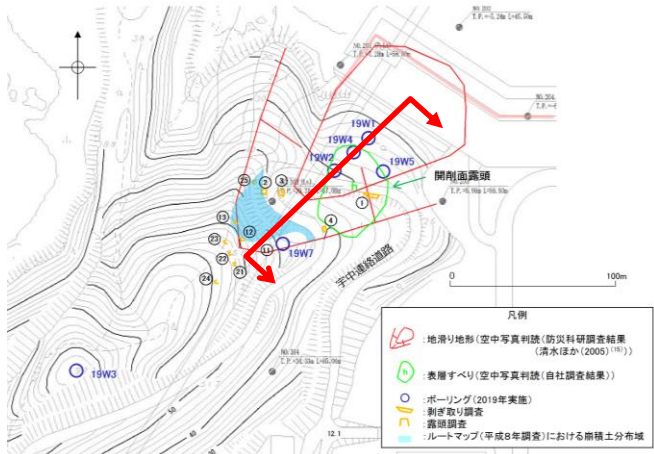
調査結果概要

調査地点	調査結果
④ 地点	礫質土あり (15~40cm程度) (下位の火山礫凝灰岩が強風化)
⑪ 地点	礫質土あり (50cm程度) (崩積土に類似した特徴を有する)
⑫ 地点	礫質土は認められない
⑬ 地点	礫質土は認められない
⑲ 地点	礫質土は認められない
⑳ 地点	礫質土は認められない
㉑ 地点	礫質土は認められない
㉒ 地点	礫質土は認められない
㉓ 地点	礫質土は認められない
㉔ 地点	礫質土は認められない
㉕ 地点	礫質土は認められない
19W7	礫質土あり (3.55m) (下位の火山礫凝灰岩が強風化)

ルートマップ(平成8年調査)に記載された『崩積土』の範囲について、標高40mより上方斜面において崩積土及び岩盤の分布状況について検討した結果、以下の特徴が認められた。

- ・崩積土分布範囲周辺の露頭(⑫地点, ⑬地点, ⑲~㉕地点)において礫質土は認められなかった。
- ・④地点及び19W7孔において、下位の火山礫凝灰岩が強風化したと考えられる礫質土が認められ、⑪地点において崩積土に類似した特徴を有する礫質土が認められた。

防波壁(西端部)周辺の地質断面図(標高40mより下方)



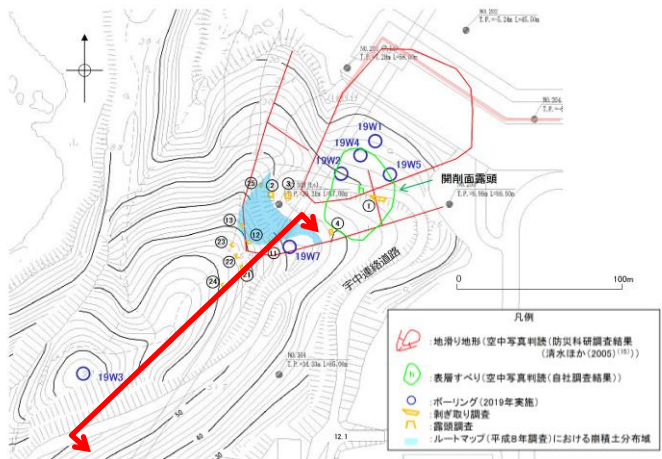
防波壁(西端部)周辺において整理したより詳細なルートマップ及び標高40mより上方で実施した露頭調査及びボーリング調査結果を反映した防波壁(西端部)周辺斜面の地質断面を作成した*。

○標高40mより下方

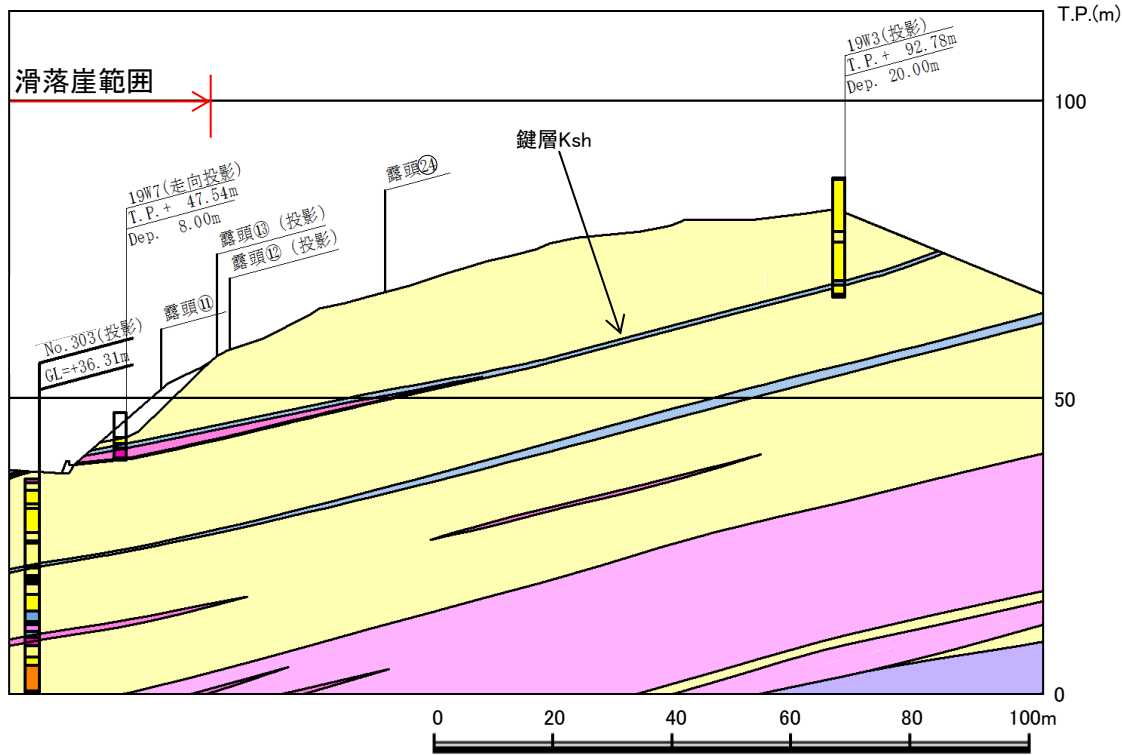
- ・防災科研調査結果の地滑り地形の範囲において、ボーリングコア及び開削面露頭上部に認められる層準が連続することが確認された。
- ・表層すべりの可能性が考えられる礫質土及び粘性土についても、宇中連絡道路直前(剥ぎ取り調査地点④)まで連続し、その範囲は防災科研調査結果の地滑り地形の地滑り土塊及び表層すべり(h)に概ね対応する。また、礫質土及び粘性土の層厚は約2mである。

*標高40m付近に分布する礫質土及び粘性土については、切取後の地形を解析モデルに反映する。

防波壁(西端部)周辺の地質断面図(標高40mより上方)

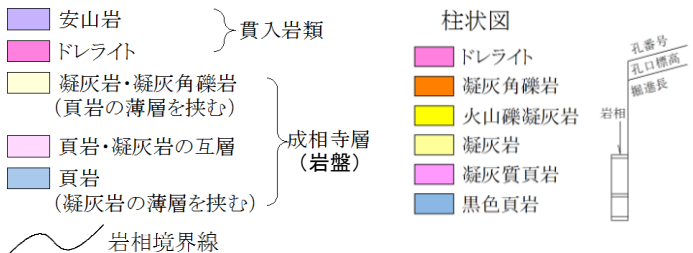


調査位置図



地質断面図

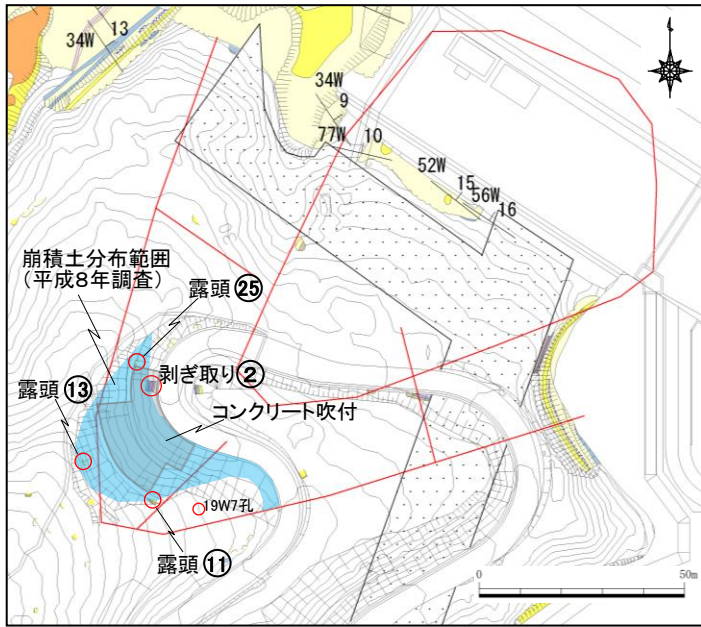
凡例



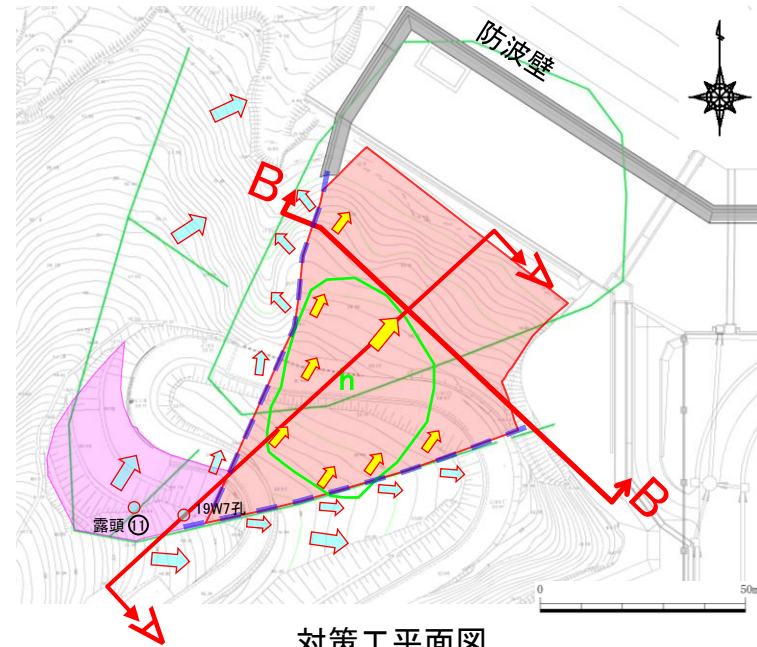
○標高40mより上方

- ・19W3孔において鍵層Kshが認められたことから、標高40mより下方で認められた地質構造が、斜面上部にも連続すると評価した。
- ・19W7孔においてG.L.-4.17m以浅に認められた礫質土は、締まりが良く、下位の火山礫凝灰岩との境界も不明瞭で漸移的であることから、下位の火山礫凝灰岩が強風化したものと評価した。
- ・露頭⑬より上部では、礫質土は認められず、岩盤が表土の直下に分布している。また斜面上部の19W3孔も同様に、礫質土は認められない。

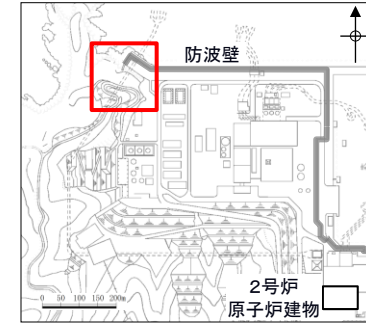
12. 防波壁西端部の地質・地質構造 調査結果を踏まえた対策工の検討



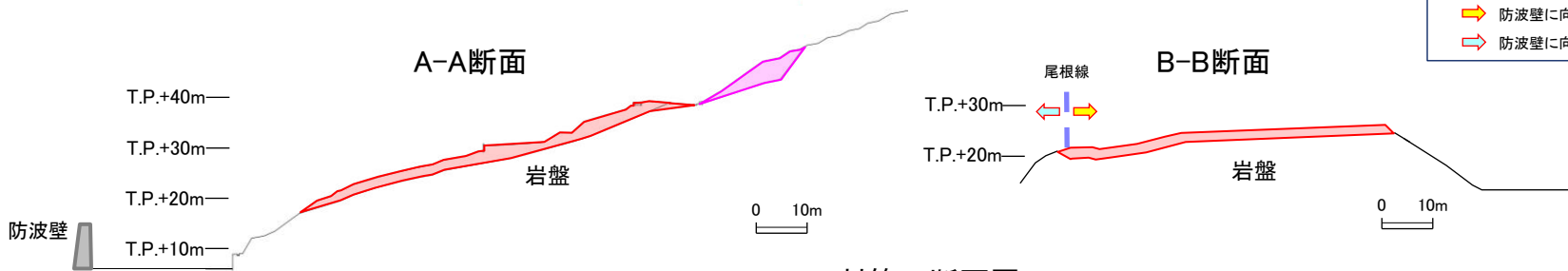
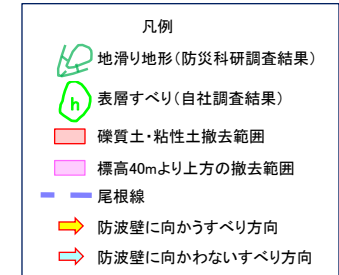
「崩積土」周辺調査位置図



対策工平面図



防波壁(西端部)位置図



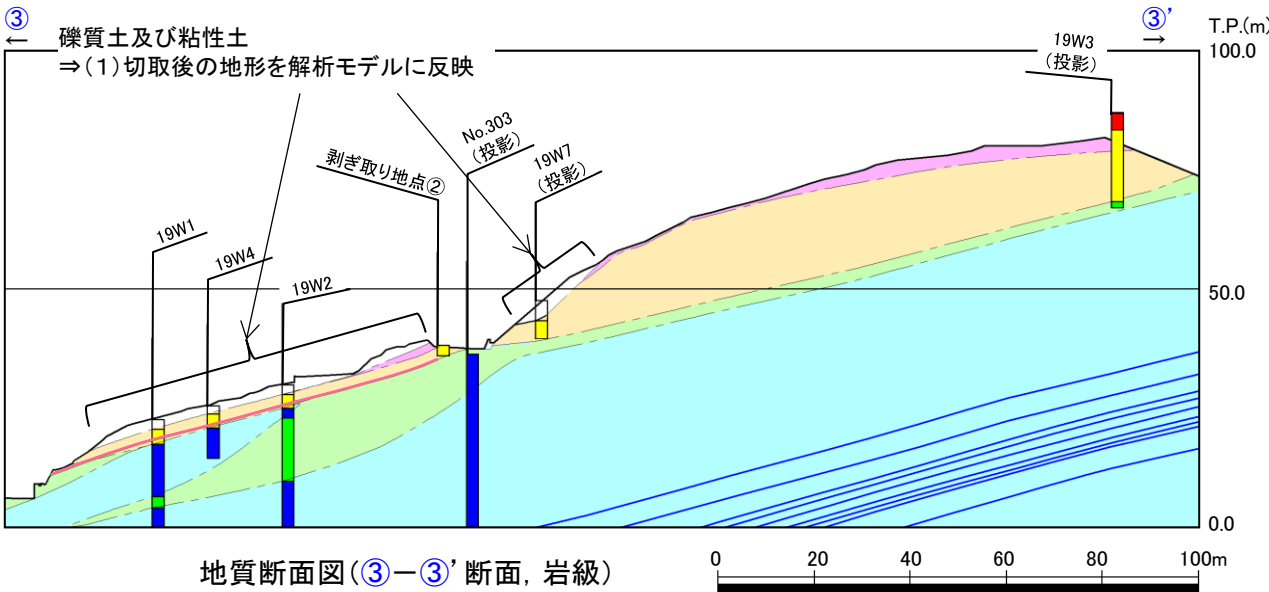
対策工断面図

- ・防災科研調査結果の地滑り地形付近において確認された礫質土及び粘性土については、過去の表層すべりの可能性が完全に否定できないことから、防波壁周辺斜面の安定性確保のため、撤去することとする。撤去範囲は、防波壁に与える影響を考慮し、尾根線に囲まれた内側の範囲について、岩盤部までの礫質土及び粘性土を全て撤去する。
- ・標高40mより上方斜面では、露頭⑪、19W7孔にて礫質土が認められたことから、ルートマップ(平成8年調査)に記載された『崩積土』の範囲について、岩盤まで礫質土を全て撤去する。

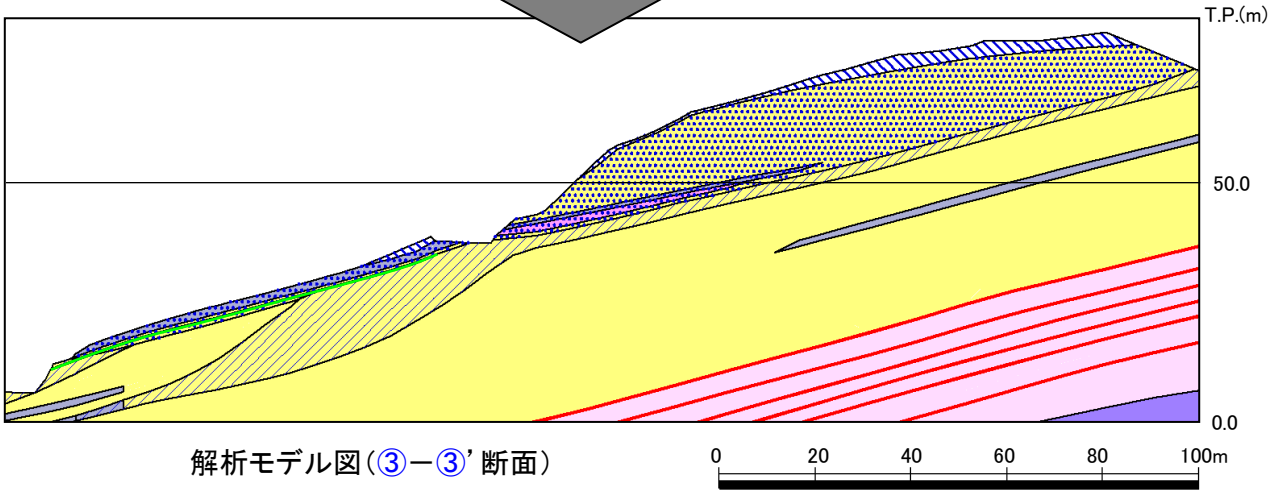
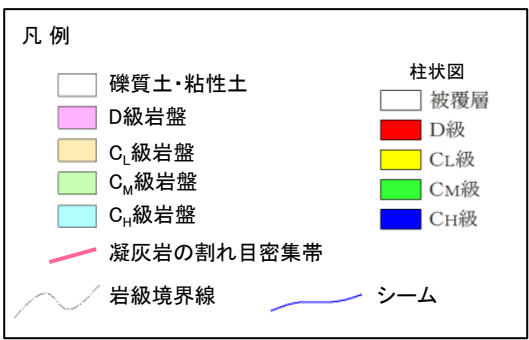
防波壁(西端部)周辺斜面(③-③'断面)のモデル化

・防波壁(西端部)周辺斜面の③-③'断面については、地質断面図を踏まえ、以下のとおり解析モデルを作成する。(動的解析の結果については、本編3.5章参照)

(1) 標高40m付近に分布する礫質土・粘性土については、切取後の地形を解析モデルに反映する。



地質断面図(③-③'断面, 岩級)



解析モデル図(③-③'断面)

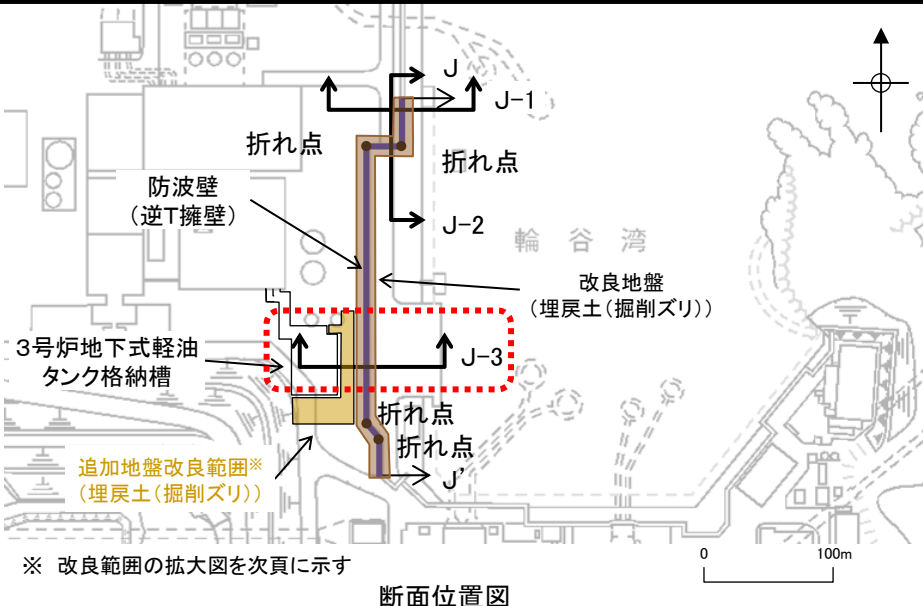


余白

13. 防波壁(逆T擁壁)周辺の追加地盤改良を踏まえた安定性評価

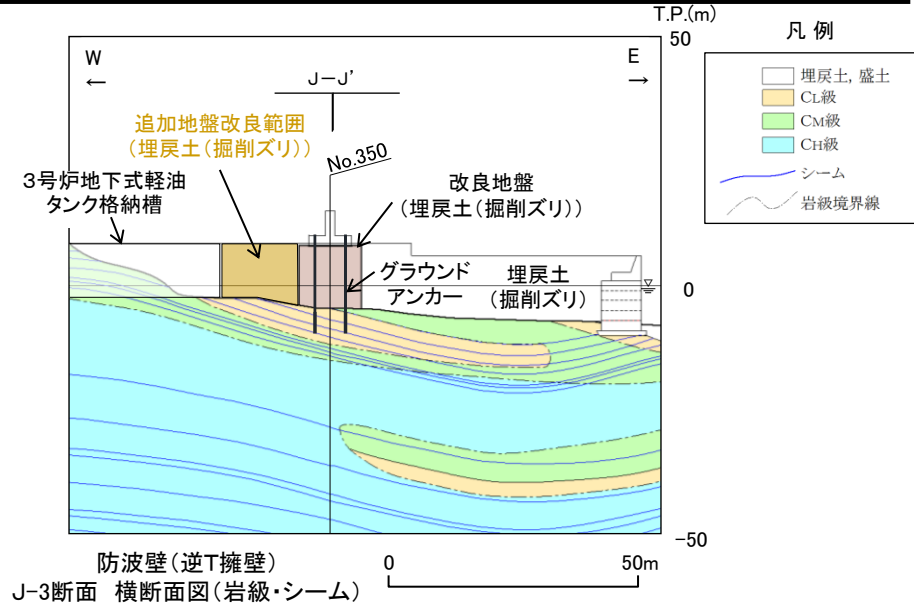
防波壁(逆T擁壁)のJ-3断面における対策工の計画(1/2)

- ・防波壁(逆T擁壁)の改良地盤底面にシーム及びC_L級岩盤が分布している範囲においては、J-3断面で動的解析を実施した結果(本編P159, 160)を踏まえ、自主的な裕度向上対策として、防波壁背後の地盤改良を実施する。
- ・当該地盤改良では薬液注入工法を採用する。液状化抑制を目的とした自主的対策であることから、解析用物性値は保守的に改良前の埋戻土を流用する。(本編3.4章の改良地盤 I を使用。ただし、液状化影響を考慮しない)

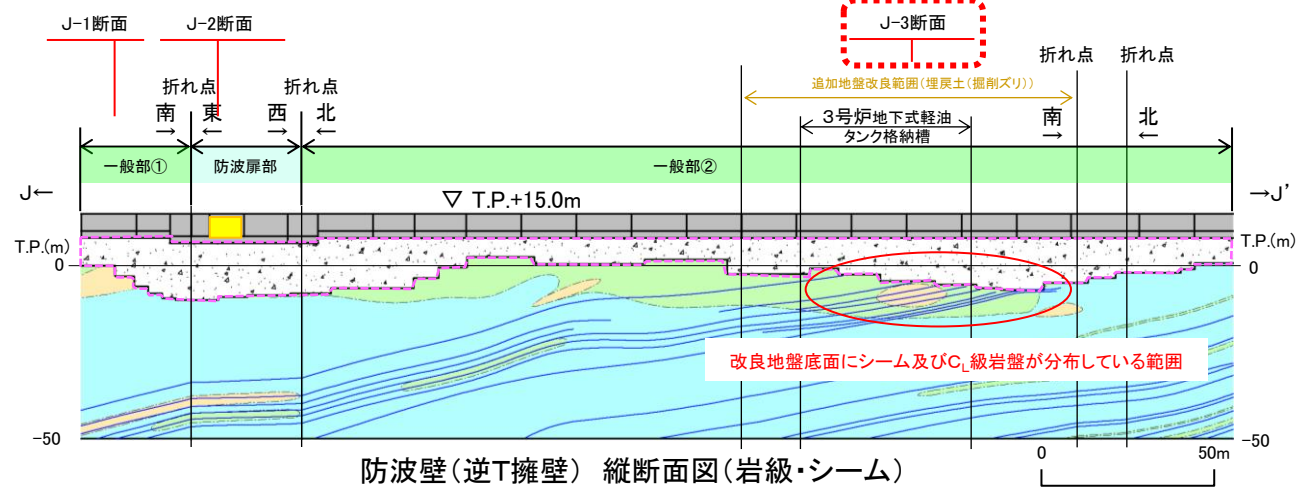


※ 改良範囲の拡大図を次頁に示す

断面位置図



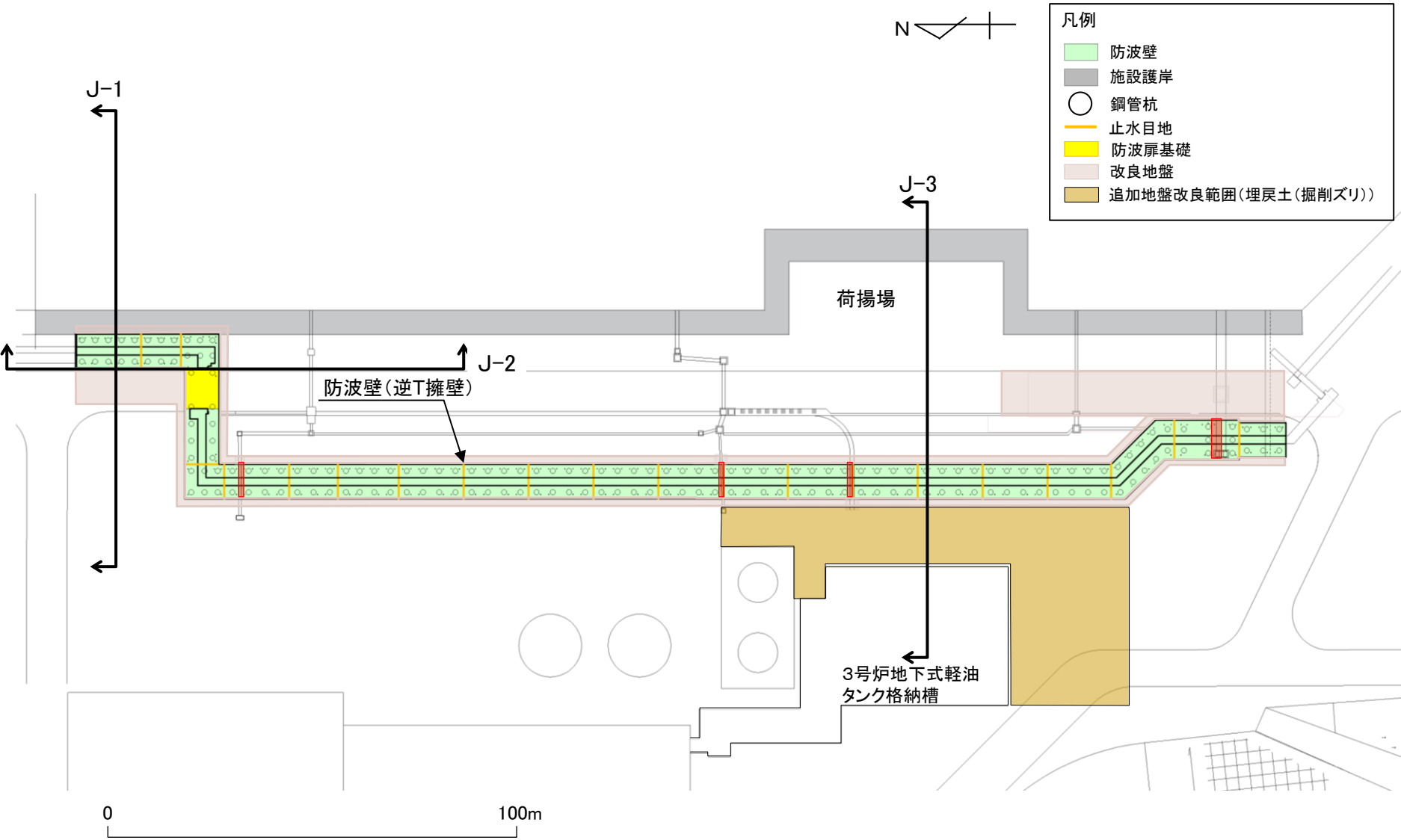
防波壁(逆T擁壁) J-3断面 横断面図(岩級・シーム)



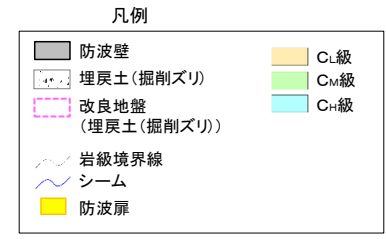
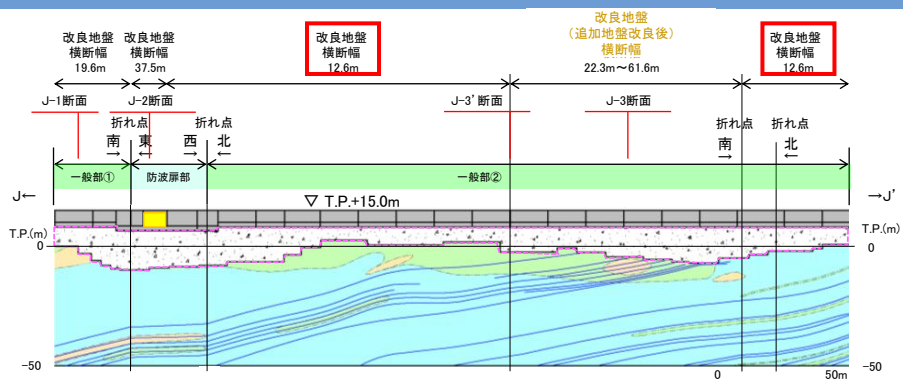
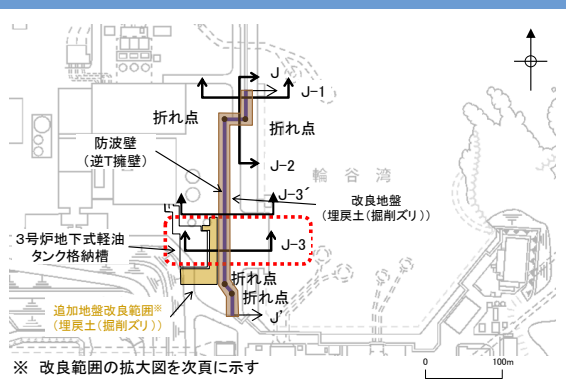
防波壁(逆T擁壁) 縦断面図(岩級・シーム)

※ 図中の [] については、地盤改良を実施しているが、元の埋戻土(掘削ズリ)の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。

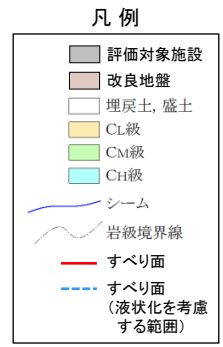
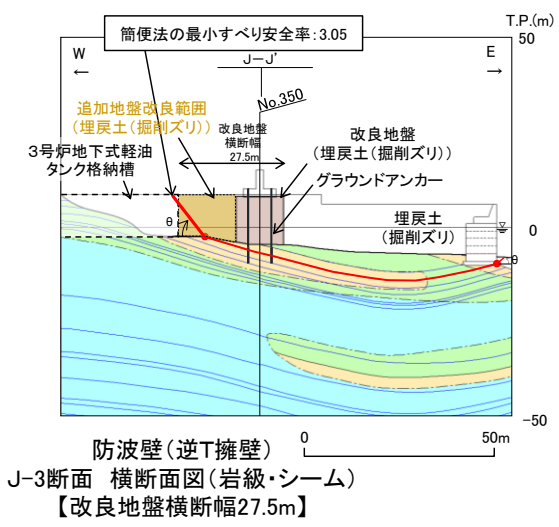
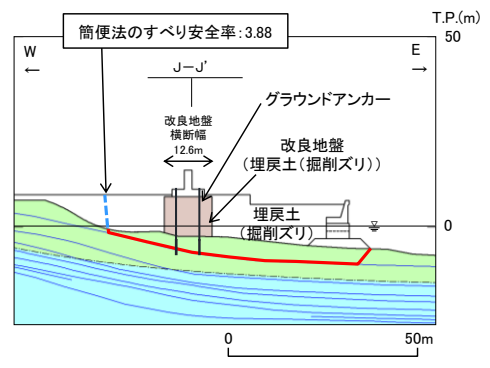
防波壁(逆T擁壁)のJ-3断面における対策工の計画(2/2)



防波壁(逆T擁壁)における対策工範囲の考え方



※ 図中の [] については、地盤改良を実施しているが、元の埋戻土(掘削ズリ)の分布を示すために、改良前の地質状況を示している。



- ・一般部②のうち、改良地盤横断幅12.6mの範囲では、改良地盤直下のシームが深いことから、シーム沿いのすべり安全率は大きくなる傾向にある。
- ・シーム深度が十分深くなるJ-3'断面の位置においてすべり安全率を算定した結果、すべり安全率は3.88となり、J-3断面において、追加地盤改良を考慮したシーム沿いのすべり安全率(3.05)より十分大きいことを確認した。
- ・以上のことから、地盤改良は、J-3'断面の手前まで実施することとする。

※液状化抑制を目的とするため、すべり安全率算定において、液状化影響は考慮しない。また、解析用物性値は、保守的に埋戻土(掘削ズリ)とする。

余白

対策工を実施した場合の安定性評価結果(1/2)

・すべり安全率(平均強度)

	すべり面形状	基準地震動 ※1	最小すべり安全率		すべり面形状	基準地震動 ※1	最小すべり安全率
1	<p>逆T擁壁底面を通るすべり面</p>	Ss-N1 (+,+)	5.90 [7.77]	3	<p>B27シームを通るすべり面</p>	Ss-D (+,+)	2.42 [13.11]
2	<p>地盤改良部底面を通るすべり面</p>	Ss-N2 (NS) (-,+)	5.25 [24.45]	4	<p>B25・26シームを通るすべり面</p>	Ss-D (+,+)	2.02 [13.14]

- ※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。
- ※5 追加地盤改良範囲は, すべり安全率算定において, 液状化影響は考慮しない。また, 解析用物性値は, 保守的に埋戻土(掘削ズリ)とする。

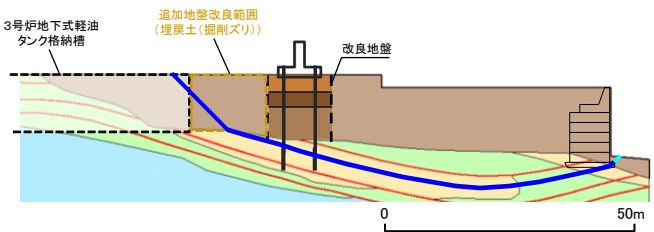
【凡例】

: C _H 級岩盤	: C _M 級岩盤	: C _L 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	

・対策工を実施した場合において, 動的解析を実施した結果, 平均強度を用いたすべり安全率は2.02と, 改善されることを確認した。

対策工を実施した場合の安定性評価結果(2/2)

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準 ※1 地震動	すべり安全率 【平均強度】※2, 3	すべり安全率 【ばらつきを考慮 した強度】※2, 3
4	 <p>B25・26シームを通るすべり面</p>	Ss-D (+,+)	2.02 [13.14]	1.67 [13.14]

- ※1 基準地震動(+,+)は反転なしを示す。
- ※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。
- ※5 追加地盤改良範囲は、すべり安全率算定において、液状化影響は考慮しない。また、解析用物性値は、保守的に埋戻土(掘削ズリ)とする。

【凡例】

: C _H 級 岩盤	: C _M 級 岩盤	: C _L 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	

・平均強度を用いたすべり安全率のうち最小ケースに対して、強度のばらつきを考慮して評価を行った結果、すべり安全率は1.67と改善されることを確認した。

参考文献

- (1) 土木学会(2009): 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>, 土木学会原子力土木研究委員会
- (2) 足立紀尚, 林田師照, 安川郁夫, 中野毅, 森本浩行(1997): 土質力学, 実教出版
- (3) 中島康介, 小高猛司, 板橋一雄, 李圭太(2009): 締固め度が礫混じり砂の力学特性に及ぼす影響, 第64回土木学会年次学術講演会
- (4) ロックフィル材料の試験と設計強度編集委員会(1982): ロックフィル材料の試験と設計強度, 土質工学会
- (5) 上本雄也, 澁谷啓, 橋元洋典, 川尻峻三(2011): 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, P181-190
- (6) 清水文健・井口 隆・大八木規夫(2006): 地すべり地形分布図 第26集「浜田・大社」解説と読図の手引き, 防災科学技術研究所研究資料 第285号, 防災科学技術研究所, p.1-11
- (7) 鈴木隆介(2000): 建設技術者のための地形図読図入門, 第3巻 段丘・丘陵・山地, 古今書院, p.751-776, p.811-848, p.867-909
- (8) 渡 正亮・小橋澄治(1987): 地すべり・斜面崩壊の予知と対策, 山海堂, p.27-34