

例図 1.2 有効投影面積

$$=2.867 \times 10^5 \times \phi_2 \text{ (N)}$$

- a. 長期許容引張力は $\phi_1=2/3$, $\phi_2=1/3$ として

$$p_{a1}=178 \text{ kN}, p_{a2}=95.6 \text{ kN} \quad \therefore p_a=95.6 \text{ kN}$$

指針本文 4.2.1 項の(3)式より, 頭部支圧応力度をチェックする.

$$\sqrt{(A_c/(A_0 \times 4))} = \sqrt{(2.018 \times 10^5 / (3.14 \times (32^2 - 19^2) / 4 \times 4))} = 9.85$$

$$\therefore f_n = 6 \cdot F_c = 6 \times 21 = 126 \text{ N/mm}^2$$

$$p_a / (A_0 \times 4) = 95.6 \times 1000 / (3.14 \times (32^2 - 19^2) / 4 \times 4) = 45.9 \text{ (N/mm}^2) < f_n$$

- b. 短期許容引張力は $\phi_1=1.0$, $\phi_2=2/3$ として

$$p_{a1}=267 \text{ kN}, p_{a2}=191 \text{ kN} \quad \therefore p_a=191 \text{ kN}$$

指針本文 4.2.1 項の(3)式より, 頭部支圧応力度をチェックする.

$$\sqrt{(A_c/(A_0 \times 4))} = \sqrt{(2.018 \times 10^5 / (3.14 \times (32^2 - 19^2) / 4 \times 4))} = 9.85$$

$$\therefore f_n = 6 \cdot F_c = 6 \times 21 = 126 \text{ N/mm}^2$$

$$p_a / (A_0 \times 4) = 191 \times 1000 / (3.14 \times (32^2 - 19^2) / 4 \times 4) = 91.7 \text{ (N/mm}^2) < f_n$$

- iii) セン断力のみが作用するときの許容せん断力の算定

指針本文 4.2.2 項の(4)から(6)式により, アンカーボルト 4 本当たりの許容せん断力は次のようになる.

$$q_{a1} = \phi_1 \times 0.7 \times 235 \times 284 \times 4 = 1.869 \times 10^5 \phi_1 \text{ (N)}$$

$$q_{a2} = \phi_2 \times 0.5 \times \sqrt{(21 \times 2.36 \times 10^4)} \times 284 \times 4 = 3.999 \times 10^5 \phi_2 \text{ (N)}$$

q_{a3} は, はしあきの影響を受けないため考慮しない.※

- a. 長期許容せん断力は $\phi_1=2/3$, $\phi_2=1/3$ として

$$q_{a1}=125 \text{ kN}, q_{a2}=133 \text{ kN} \quad \therefore q_a=125 \text{ kN}$$

- b. 短期許容せん断力は $\phi_1=1.0$, $\phi_2=2/3$ として

$$q_{a1}=187 \text{ kN}, q_{a2}=267 \text{ kN} \quad \therefore p_a=187 \text{ kN}$$

※引張力が作用するときのコーン状破壊の有効投影面積が重複しても, はしあきが十分に大きい場合, コーン状破壊の影響を受けないため考慮していない

- iv) 引張力とせん断力を同時に受ける場合の許容値

本文解説 4.2.3 項の(4.4)式により, 長期および短期の組合せ荷重を受ける場合の許容値 q_c

第 7-34 図② 頭付きアンカーボルトの設計例

(「各種合成構造設計指針」より引用・加筆)

q は下式で表せる。

a. 長期

$$(p/95.6)^2 + (q/125)^2 \leq 1$$

b. 短期

$$(p/191)^2 + (q/187)^2 \leq 1$$

第 7-34 図③ 頭付きアンカーボルトの設計例

(「各種合成構造設計指針」より引用・加筆)

第 7-32 図に示す「各種合成構造設計指針」における有効投影面積の考え方を踏まえて、第 7-35 図に示す泊発電所の止水ジョイントにおけるアンカーボルトに荷重が作用したときのセメント改良土の影響範囲の考え方を説明する。なお、第 7-35 図は、定着部材の配置を考慮して、アンカーボルトが隣接して一列かつ同一方向に固定された配置を仮定した。

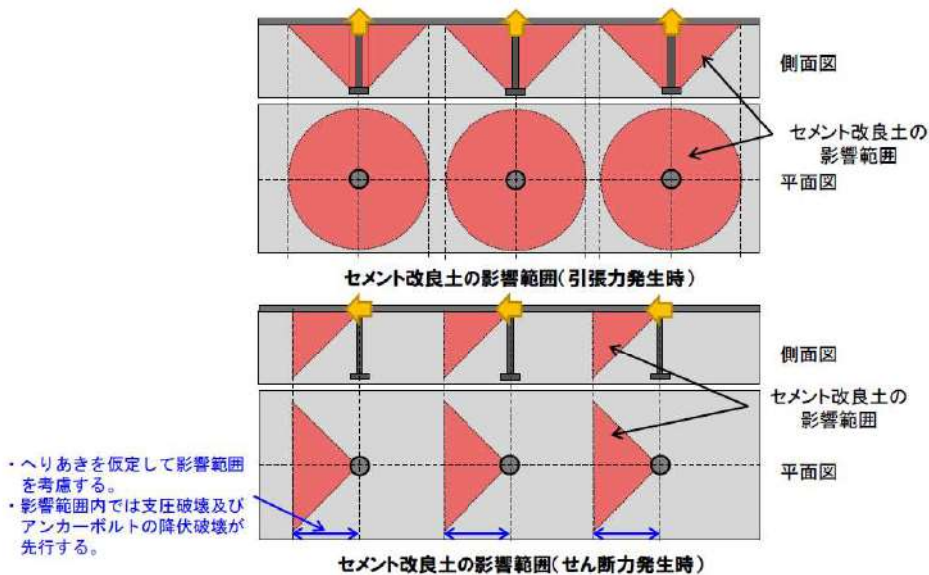
アンカーボルトに引張力が発生したときは、「各種合成構造設計指針」におけるコーン状破壊の有効投影面積をセメント改良土の影響範囲とする。アンカーボルトにせん断力が発生したときは、以下の点を考慮してへりあきを仮定し、コーン状破壊の有効投影面積をセメント改良土の影響範囲とする。

- ・破壊時の影響範囲は、3つの破壊形式（支圧破壊、アンカーボルトの降伏破壊及びコーン状破壊）により決定される。
- ・3つの破壊形式による「各種合成構造設計指針」のせん断耐力算定式を用いて、コーン状破壊よりアンカーボルトの降伏及びコーン状破壊が先行するようにへりあきを仮定する。

支圧破壊及びアンカーボルトの降伏による破壊領域はコーン状破壊の有効投影面積よりも小さいため、設定したセメント改良土の影響範囲内では支圧破壊及びアンカーボルトの降伏が先行する。

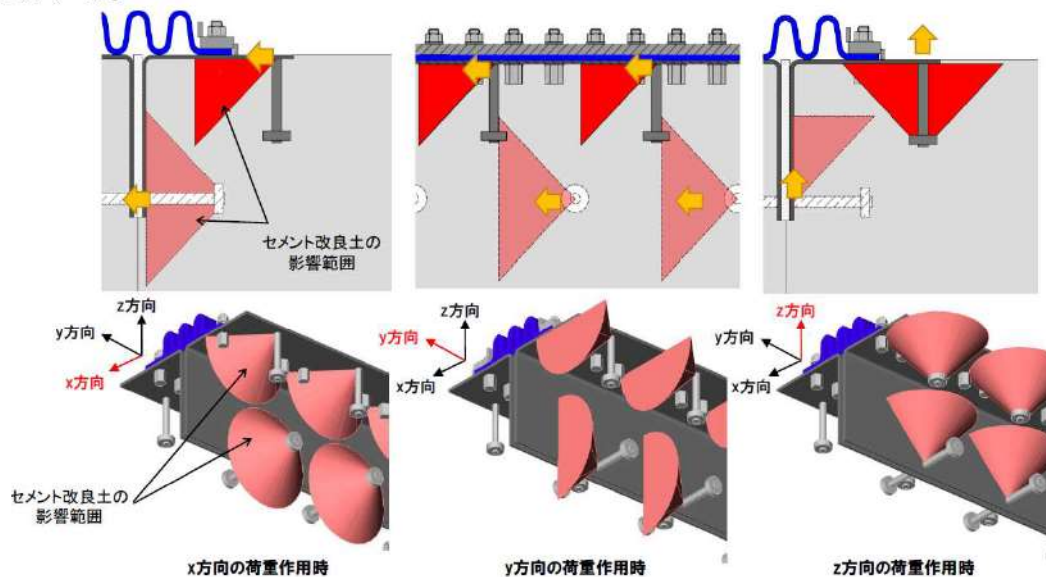
第 7-32 図のとおり「各種合成構造設計指針」では、せん断力発生時に隣接するアンカーボルトの有効投影面積を考慮せずに本数倍の耐力を算定している。一方、泊発電所の止水ジョイントのアンカーボルトの設計では、へりあきを仮定しコーン状破壊の有効投影面積に配慮したうえで、アンカーボルトの配置を決定する。

なお、仮定したへりあきにおける破壊形式は、アンカーボルトの性能試験（せん断試験）にて確認する。また、側方局所破壊、プライアウト破壊は、第 7-8 表に示したアンカーボルトの仕様を満足することで生じない破壊とし、考慮していない。



第 7-35 図 泊発電所の止水ジョイントにおけるセメント改良土の影響範囲の考え方

止水ジョイント（直交方向にアンカーボルトを固定する定着部材）に荷重が作用したときに生じるセメント改良土の影響範囲を第 7-36 図に示す。泊発電所のアンカーボルトの設計上の配慮（第 7-35 図）により，直交するアンカーボルトに x 方向，y 方向，z 方向の荷重を作用しても，セメント改良土の影響範囲が 3 次元的に重複しないよう配置（単体配置）することが可能である。なお，縦方向及び横方向のアンカーボルトの荷重分担の考え方は，「7. 2. 1. (6) アンカーボルトの評価」に示す。直交するアンカーボルトに作用した荷重により生じるセメント改良土の応力状態は，FEM解析を用いて設計及び工事計画認可段階で説明する。

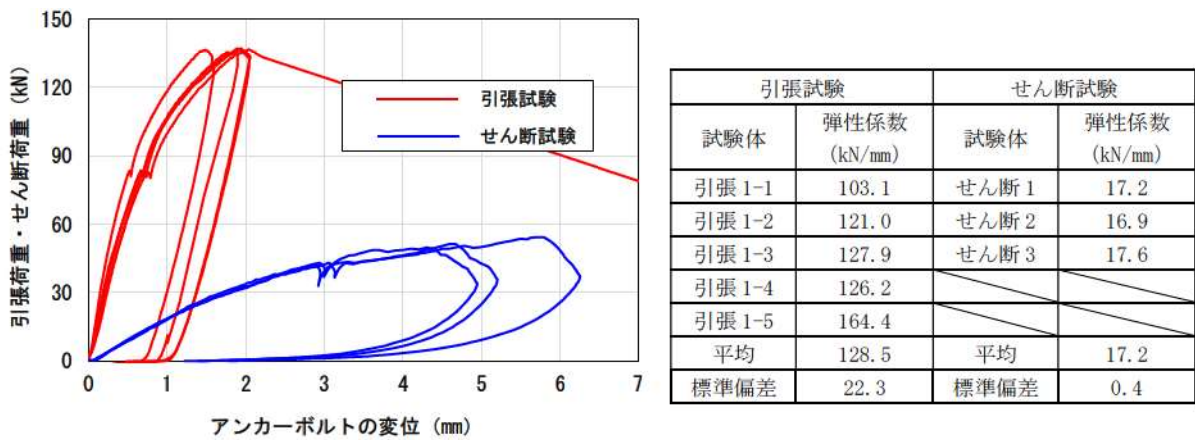


第 7-36 図 直交するアンカーボルトに作用した荷重により生じるセメント改良土の影響範囲

7. 3. 3. アンカーボルトに作用する荷重分担を考慮した影響評価ケースの詳細
 止水ジョイントの定着部材に x 方向, z 方向の荷重が作用するときには, アンカーボルトの引張方向とせん断方向が混在する。そのため, 作用荷重に対するアンカーボルトの引張方向及びせん断方向に生じる変位量 (弾性係数) の違い及び定着部材の短手方向の変形の影響を要因として, 片方のアンカーボルトに荷重が偏ることが考えられる。以下に荷重が偏る要因の詳細と影響評価ケースの照査方法を示す。

(1) アンカーボルトにおける引張方向及びせん断方向の弾性係数の違いによる影響

アンカーボルトの性能試験における荷重と変位の関係及び弾性係数を第 7-37 図に示す。荷重と変位の関係が概ね直線である部分の傾きをアンカーボルトの弾性係数とすると, 引張方向とせん断方向の弾性係数比は, およそ(引張):(せん断)=9:1 となる。また, 引張方向の弾性係数を算出する際の標準偏差 (1σ) は22%, せん断を算出する際の標準偏差 (1σ) は0.4%であるため, 弾性係数比を考慮するとせん断方向よりも引張方向のアンカーボルトに荷重が偏ると考えられる。なお, 弾性係数の算出方法は「あと施工アンカーの試験方法の標準化に関する研究, 日本建築学会, 1999年」を参考に, 加力初期時のすべり分を取り除いた最大耐力の60%までのデータを直線回帰して求めた。

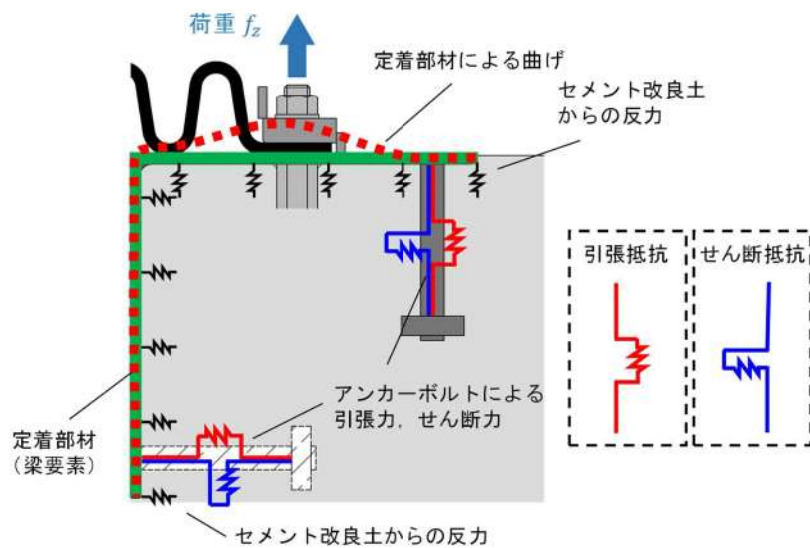


第 7-37 図 アンカーボルトの性能試験における荷重と変位の関係及び弾性係数

(2) 定着部材の短手方向の変形による影響

解析①（第 7-25 図参照）で得られる荷重（kN/1組）は $F_x = 0.1$, $F_y = 10.1$, $F_z = 0$, ゴムジョイントの張力により定着部材に作用する荷重（kN/1組）は引張力 $f_z = 29.8$, せん断力 $f_x = 0$ であるため、止水ジョイントに作用する荷重のうち引張力 f_z が支配的である。そのため、ゴムジョイントの張力により定着部材に作用する引張力 f_z によって生じる、定着部材の短手方向の変形の影響を考慮する。

定着部材の短手方向の変形による影響は、第 7-38 図に示す定着部材（梁要素）のモデルに引張力 f_z を載荷した解析（解析②）を用いてアンカーボルトに生じる荷重分担を確認する。解析②のアンカーボルト位置の固定条件について、アンカーボルトと定着部材を溶接するため、溶接による曲げ剛性を考慮するとモデル化は固定端を基本とする。但し、完全な固定条件ではなく、アンカーボルトによる引張力及びせん断力、定着部材の曲げ及びセメント改良土からの反力とのバランスも考慮して、回転の影響もあると考えられる。そのため、第 7-9 に示すとおり解析②の境界条件を固定端若しくはピン支点の組合せも考慮し、直交するアンカーボルトの荷重分担を算出した。これより、定着部材の短手方向の変形による影響を考慮した直交するアンカーボルトの荷重分担は、アンカーボルト（縦方向）に保守的な荷重分担として（横方向）：（縦方向）=74.3:25.7, アンカーボルト（横方向）に保守的な荷重分担として（横方向）：（縦方向）=54.6:45.4である。



第 7-38 図 セメント改良土と定着部材の固定のために生じる力のイメージ図

第 7-9 表 解析②から得られた直交するアンカーボルトの荷重(引張力 f_z)
の荷重分担

		境界条件	荷重分担 (%)	境界条件	荷重分担 (%)	境界条件	荷重分担 (%)	境界条件	荷重分担 (%)
アンカー ボルト	縦方向	固定端	74.2	固定端	74.3	固定端	54.6	固定端	54.7
	横方向	固定端	25.8	ピン固定	25.7	ピン固定	45.4	ピン固定	45.3
解析イメージ図									

: 定着部材 (梁要素)
 : 固定端
 : ピン固定

アンカーボルトに作用する荷重分担を考慮した影響評価ケースの照査方法を第 7-10 表及び第 7-39 図に示し、荷重分担の設定において考慮した要因を以下に示す。

- ・アンカーボルトの引張方向とせん断方向の弾性係数比はおよそ(引張):(せん断)=9:1 であるため、弾性係数比を考慮すると引張方向のアンカーボルトに荷重が偏ること
- ・止水ジョイントに作用する荷重のうち、ゴムジョイントの張力により定着部材に作用する引張力 f_z が支配的であること
- ・定着部材の短手方向の変形による影響を考慮した直交するアンカーボルトの荷重分担は、アンカーボルト(縦方向)に保守的な荷重分担として(横方向):(縦方向)=74.3:25.7、アンカーボルト(横方向)に保守的な荷重分担として(横方向):(縦方向)=54.6:45.4 であること

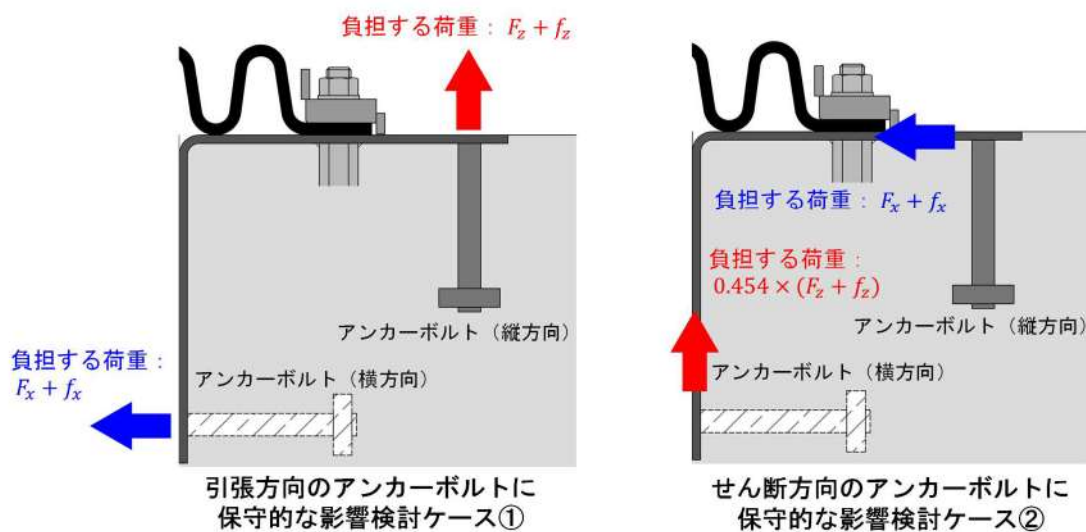
これらを考慮して以下の 2 ケースを影響検討ケースとする。

- ・引張方向のアンカーボルトが x 方向、z 方向の荷重を 100%負担する影響検討ケース①(引張方向のアンカーボルトに保守的なケース)
- ・せん断方向のアンカーボルトが x 方向の荷重を 100%、z 方向の荷重を 45.4%負担する影響検討ケース②(せん断方向のアンカーボルトに保守的なケース)

第 7-10 表 影響検討ケースの荷重分担

荷重	アンカーボルト	抵抗方向	荷重分担 (%)	
			影響検討ケース①	影響検討ケース②
$F_x + f_x$	縦方向	せん断	0	100
	横方向	引張	100	0
$F_z + f_z$	縦方向	引張	100	54.6 [*]
	横方向	せん断	0	45.4

※：影響評価ケース①よりも荷重分担が小さいため、影響検討ケース②ではアンカーボルト(縦方向)の引張の評価を割愛する。



第 7-39 図 荷重分担を考慮した影響検討ケース

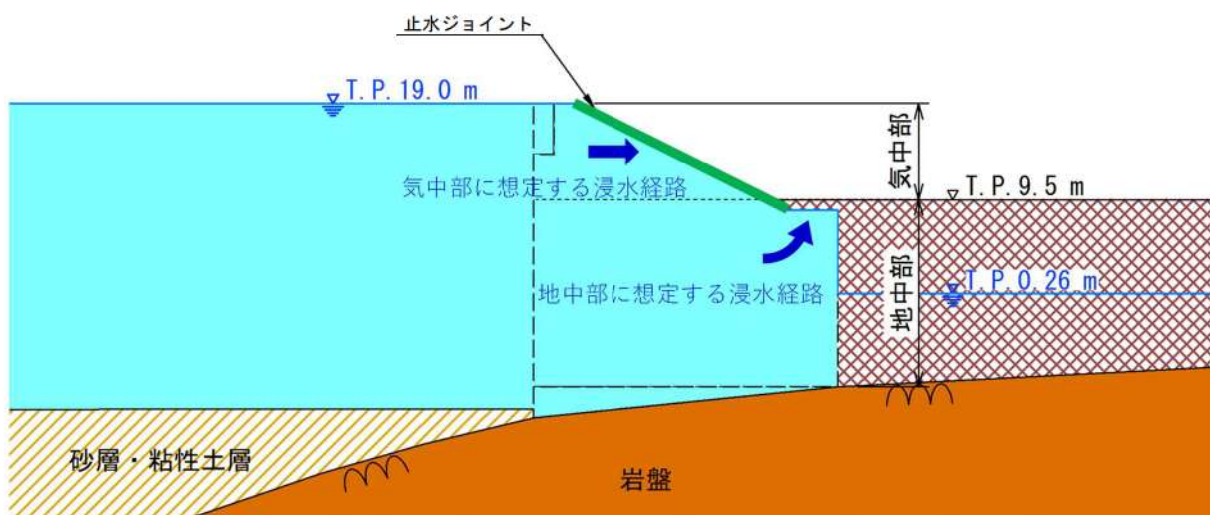
7. 3. 4. 止水ジョイントの根入れ深さについて

防潮堤は隣接する防潮堤と一体化しないように構築するため、防潮堤間は止水対策が必要となる。止水対策として設置する止水ジョイントは、地震による地盤沈下を考慮した地盤高さ以深に根入れする。

気中部の浸水経路に対しては、地震による地盤沈下を考慮した地盤高さ以深に止水ジョイントを設置することで、止水性の確保が可能である。

地中部の浸水経路に対しては、浸透流解析において、基準津波の周期を参考に設定した津波継続時間内に防潮堤山側の地表面に浸水しない深さかつ地震による地盤沈下を考慮した地盤高さ以深まで止水ジョイントを根入れさせることで、止水性の確保が可能である。

浸透流解析の実施にあたっては、第 7-40 図及び第 7-11 表に示すとおり、施工目地間に津波の水が滞水した条件で実施する。設置変更許可段階では、設置変更許可段階における暫定的な条件で評価した場合においても止水性の確保が可能な仕様があることを説明し、設計及び工事計画認可段階において、設置変更許可段階で確定した入力津波等の条件を反映した評価を踏まえて仕様を確定する。



第 7-40 図 施工目地に津波の水が滞水した場合の浸水経路

第 7-11 表 止水性確認のための浸透流解析における解析条件

	設置変更許可段階	設計及び工事計画認可段階
津波水位	防潮堤天端	入力津波高さ
継続時間	30 分	基準津波の周期を踏まえて設定
初期水位	防潮堤山側：T.P. 0.26 m 防潮堤海側：防潮堤天端 防潮堤間：防潮堤天端	防潮堤山側：T.P. 0.26 m 防潮堤海側：入力津波高さ 防潮堤間：入力津波高さ
地盤高	防潮堤海側：（追而） 防潮堤山側：（追而）	防潮堤海側：（追而） 防潮堤山側：（追而）

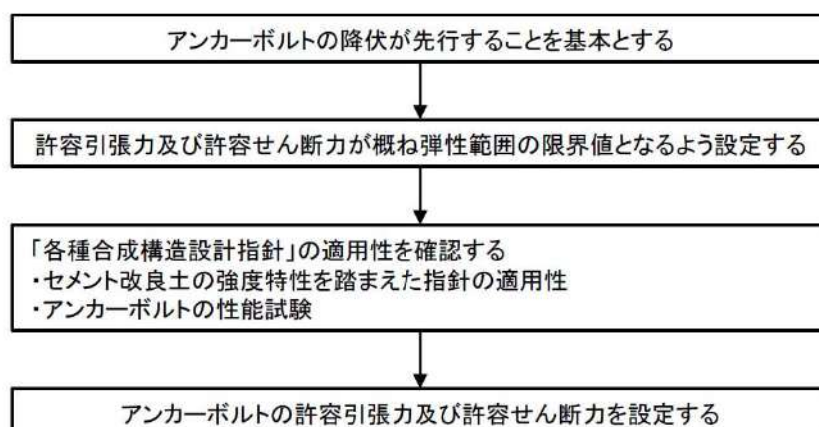
7. 3. 5. アンカーボルトの性能試験

(1) アンカーボルトの性能試験のフロー

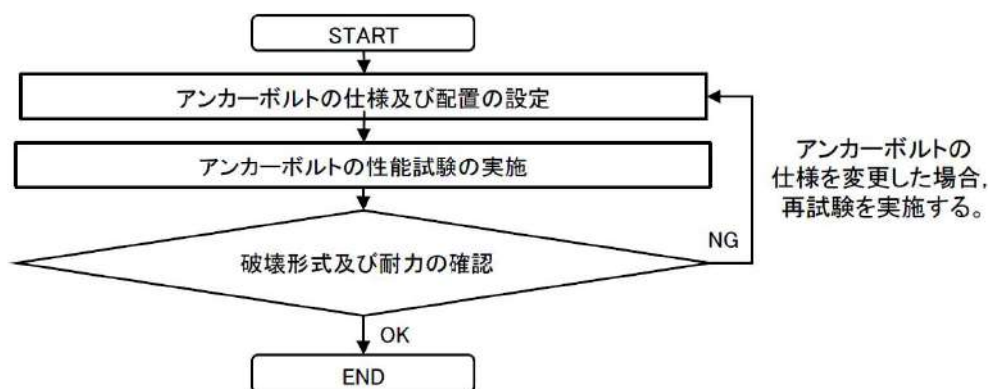
防潮堤の設計において、セメント改良土にアンカーボルトを固定する設計としており、関係指針においてセメント改良土にアンカーボルトを固定して設計する事例が無いことから、アンカーボルトの許容限界を指針の耐力算定式を参考に設計することの妥当性を性能試験で確認する。

アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力の設定方法を第 7-41 図に、アンカーボルトの性能試験のフローを第 7-42 図に示す。アンカーボルトは、先付け工法を計画していることから、先付け工法の設計に関する記載がある「各種合成構造設計指針」を参考にする。許容引張力及び許容せん断力が、「各種合成構造設計指針」を参考にアンカーボルトの降伏が先行することを基本とし、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力に応じて、概ね弾性範囲の限界値となるよう設定する。

「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考に設計することの妥当性の確認並びにアンカーボルトの仕様及び許容引張力及び許容せん断力の設定は、アンカーボルトの性能試験で確認する破壊形式及び耐力の確認を踏まえて行う。



第 7-41 図 アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力の設定方法



第 7-42 図 アンカーボルトの性能試験フロー

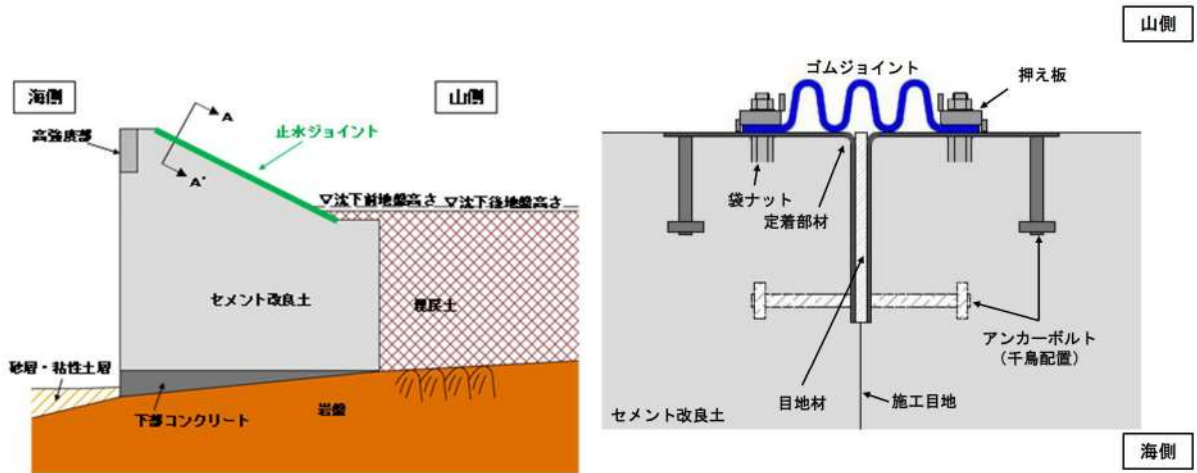
(2) アンカーボルト設置箇所の抽出及び整理

止水ジョイント及び高強度部におけるアンカーボルトの設置箇所を、第 7-12 表及び第 7-43 図～第 7-45 図に示す。止水ジョイント及び高強度部では、セメント改良土（設計基準強度 $6.5\text{N}/\text{mm}^2$ ）に先付け工法のアンカーボルトで固定する。そのため、アンカーボルトの性能試験では、セメント改良土（設計基準強度 $6.5\text{N}/\text{mm}^2$ ）に先付け工法のアンカーボルトを用いる場合の耐力について、「各種合成構造設計指針」を参考に設計することの妥当性を確認する。

第 7-12 表 アンカーボルトの設置箇所

	部 位	アンカーボルトを固定する対象	設計基準強度	性能試験の確認範囲
防潮堤 (標準部)	止水ジョイント	セメント改良土	$6.5\text{N}/\text{mm}^2$	○
	高強度部	高強度部（コンクリート）	$40\text{N}/\text{mm}^2$	—※
		セメント改良土	$6.5\text{N}/\text{mm}^2$	○
防潮堤 (端部)	止水ジョイント	端部コンクリート	$40\text{N}/\text{mm}^2$	—※

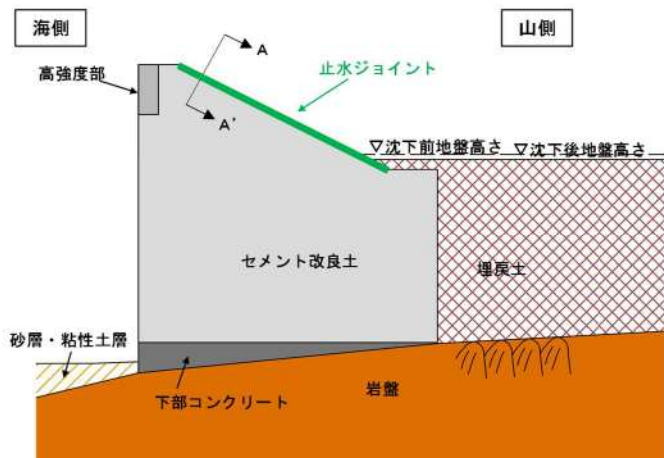
※：「各種合成構造設計指針」の適用範囲（ $18\sim 48\text{N}/\text{mm}^2$ ）内であるため、性能試験の確認範囲から外れる。



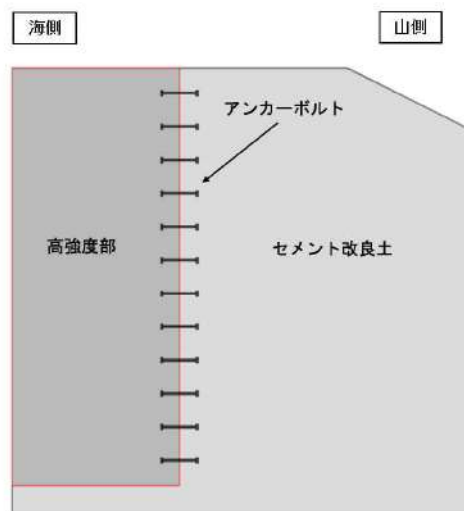
防潮堤（標準部）止水ジョイント設置位置図

止水ジョイント設置概要（標準部）

第 7-43 図 アンカーボルトの設置箇所（止水ジョイント）

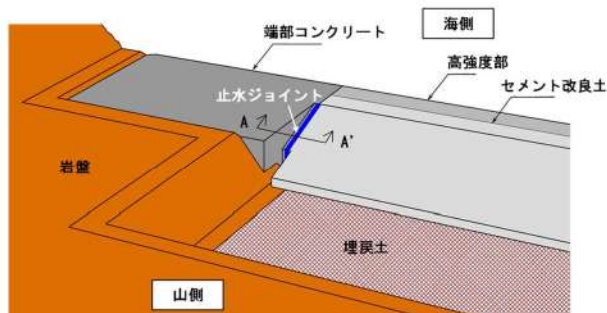


セメント改良土（高強度含む）概要図

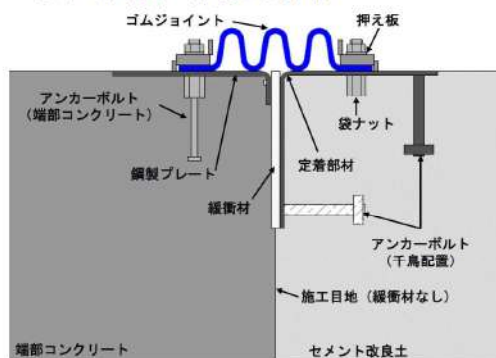


高強度部拡大図（イメージ図）

第 7-44 図 アンカーボルトの設置箇所（高強度部）



防潮堤（端部）境界部概要図



止水ジョイント設置概要（端部）

第 7-45 図 アンカーボルトの設置箇所（防潮堤（端部））

(3) 「各種合成構造設計指針」に示されている適用性の整理

「各種合成構造設計指針」の適用範囲について、第 7-13 表のとおり整理した。セメント改良土の設計基準強度 (6.5N/mm^2) は、「各種合成構造設計指針」の適用範囲 ($18\sim 48\text{N/mm}^2$) 外である。なお、「各種合成構造設計指針」は、アンカーボルトの設計に関して無筋コンクリートを試験条件としている論文も参考にしていることから、無筋コンクリートに対しても適用性はあると考えられる。

第 7-13 表 「各種合成構造設計指針」の適用範囲

項目		「各種合成構造設計指針」の適用範囲
固定する 構造物	種類	鉄筋コンクリート又は鉄骨鉄筋コンクリート
	設計基準強度	$18\sim 48\text{N/mm}^2$ (普通コンクリート) $18\sim 48\text{N/mm}^2$ (軽量コンクリート)

ただし、以下の①から⑤に示すとおり、コンクリートに類似した特性があることから、「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考に設計することの妥当性はアンカーボルトの性能試験で確認する。

- ①セメント改良土は、現場で採取した骨材を用いて、セメント及び水を生コンクリート製造設備と同様の設備で練り混ぜて製造する。
- ②添加するセメント量は 300kg/m^3 程度であり、セメントの水和反応により硬化する材料である。



第 7-46 図 セメント改良土の室内試験用供試体 ($\phi 150\text{mm}$, H300mm)

- ③セメント改良土は、室内配合試験の結果、一軸圧縮強度、S波速度及び静弾性係数が大きい。セメント改良土の室内配合試験結果は、「8. 5. 8. 解析用物性値 (セメント改良土) の設定まとめ」に示す。
- ④セメント改良土の室内配合試験で得られた引張強度及びせん断強度は、第 7-14 表に示すとおり、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」, 土木学会, 2002

年」及び「コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] , 土木学会, 2013年」の関係式を用いて算出した値と比較し, せん断強度はやや低いものの, 概ね同じである。セメント改良土の室内配合試験結果は, 「8. 5. 8. 解析用物性値 (セメント改良土) の設定まとめ」に示す。

第 7-14 表 セメント改良土の室内配合試験で得られた強度とコンクリート標準示方書の関係式を用いて算出した強度の比較

	セメント改良土の室内配合試験で得られた強度	コンクリート標準示方書 ^{※1} の関係式を用いて算出した強度
圧縮強度 (N/mm ²)	16.2	—
引張強度 (N/mm ²)	1.48	1.47 ^{※2}
せん断強度 (N/mm ²)	2.93	3.24 ^{※3}

※1 : 引張強度は「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」の関係式を, せん断強度は「コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]」の関係式を用いた。

※2 : 関係式①の f'_{ck} に, セメント改良土の室内試験で得られた圧縮強度を代入して算出した値である。

※3 : 関係式②のダムコンクリートの圧縮強度を, セメント改良土の室内試験で得られた圧縮強度として算出した値である。

(4) コンクリートの引張強度, 付着強度および支圧強度の特性値は, 一般の普通コンクリートに対して, 圧縮強度の特性値 f'_{ck} (設計基準強度) に基づいて, それぞれ式 (3.2.1) ~ 式 (3.2.3) により求めてよい。なお, 骨材の全部が軽量骨材である軽量骨材コンクリートに対しては, これらの値の 70 % としてよい。ここで, 強度の単位は N/mm² である。

$$\text{引張強度 } f_{tk} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad \text{関係式①} \quad (3.2.1)$$

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値, 設計基準強度

「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (公益社団法人土木学会, 2002年制定)」より引用・加筆

ダムコンクリートのせん断強度は, ダムコンクリートが等方体と考えられる場合には, 設計計算上必要なパラメータとならないが, 水平打継目におけるせん断摩擦安全率を検討する場合には, 水平打継目のせん断強度が必要となる。水平打継目のせん断強度は打継目処理の方法によって大きく変化するが, 丁寧な打継目処理を施した場合, 水平打継目のせん断強度はダムコンクリート自身のせん断強度とほぼ等しい値を示す。この値は ダムコンクリートの圧縮強度のおよそ 1/5 である。

関係式②

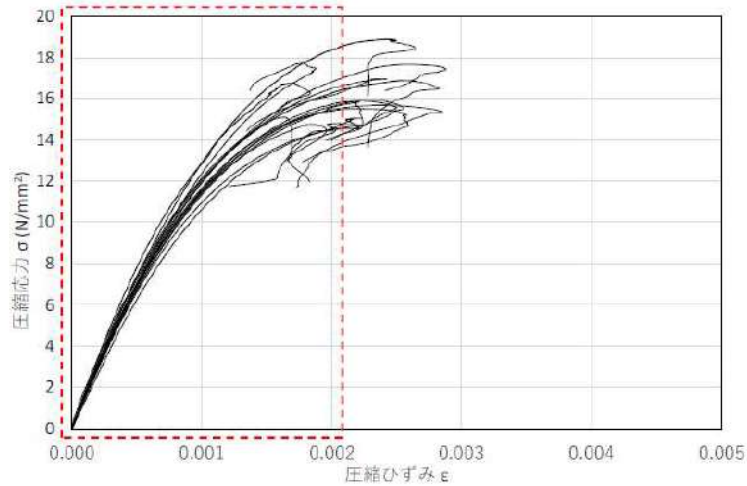
「コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (公益社団法人土木学会, 2013年制定)」より引用・加筆

第 7-47 図 コンクリートにおける関係式

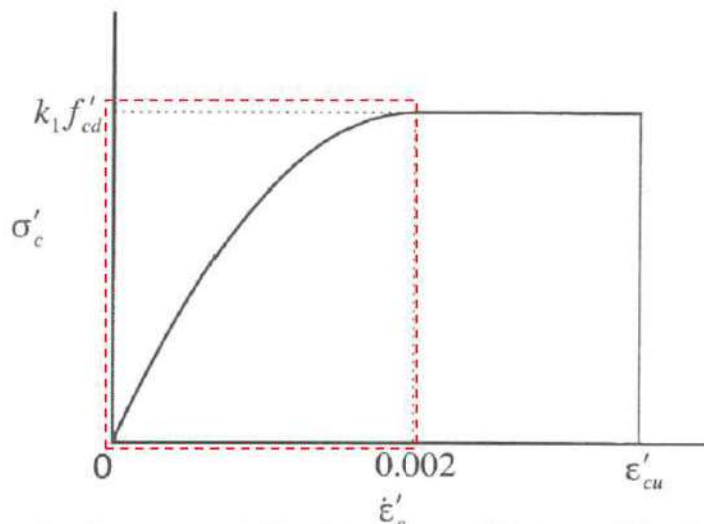
⑤セメント改良土の強度特性のうち圧縮応力-圧縮ひずみの関係について, 一軸圧縮強度試験結果を踏まえると以下の傾向がみられる。

- ・第 7-48 図に示す通り, 一軸圧縮強度試験結果から, セメント改良土は, 軸ひずみが概ね 0.002 程度でピーク強度となっている。

- ・第 7-49 図に示す通り、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，土木学会，2002年」におけるコンクリートの応力-ひずみ曲線は，軸ひずみが概ね0.002程度でピーク強度となっていることから，セメント改良土のピーク強度の軸ひずみ及びピーク強度に至る応力-ひずみ曲線は，一般的なコンクリートと同様の傾向を示している。



第 7-48 図 セメント改良土の一軸圧縮強度試験結果



「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（公益社団法人土木学会，2002年制定）」より引用・加筆

第 7-49 図 コンクリートの応力-ひずみ曲線

(4) アンカーボルトの性能試験で想定される破壊形式及び耐力

(a) 単体配置のアンカーボルトに想定される破壊形式

「各種合成構造設計指針」を参考にアンカーボルト及びセメント改良土に想定される破壊形式を整理し、アンカーボルトの性能試験で想定される破壊形式を選定した。

アンカーボルトは、「各種合成構造設計指針」の適用範囲となるようにアンカーボルトの仕様を設定することから、付着破壊、側方局所破壊及び割裂破壊は破壊形式から除外した。そのため、アンカーボルトの性能試験で想定される破壊形式は、引張及びせん断の両方において、アンカーボルトの降伏、コーン状破壊及び支圧破壊になる。

第 7-15 表 アンカーボルトで想定される引張耐力を決める破壊形式 (単体配置)

破壊形状	アンカーボルト	セメント改良土				
	鋼材降伏	コーン状破壊	支圧破壊	付着破壊	側方局所破壊	割裂破壊
イメージ図						
説明	アンカーボルトの降伏による破壊	セメント改良土の斜め引張破壊	アンカーボルトの頭部周辺におけるセメント改良土の圧縮破壊	セメント改良土とアンカーボルトの付着部で生じる破壊	へりあきが不足する場合に発生する、セメント改良土の剥離破壊	セメント改良土に生じる曲げ応力による破壊
性能試験で想定される破壊形式	○	○	○	×	×	×
除外理由	—	—	—	頭付きアンカーボルトを使用する場合は、通常これがアンカーボルトの破壊形式を支配することはないとされている。	「各種合成構造設計指針」に示す仕様を満足することで生じない破壊であるとされている。	薄肉部材に生じる破壊形式であるとされており、防潮堤(セメント改良土)は薄肉部材ではない。

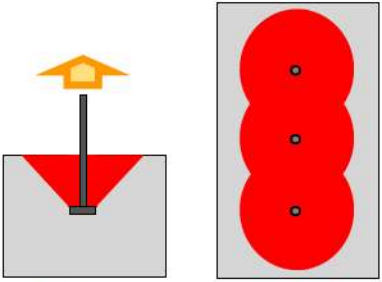
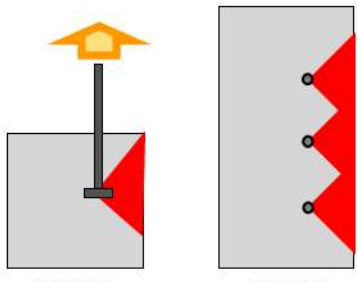
第 7-16 表 アンカーボルトで想定されるせん断耐力を決める破壊形式 (単体配置)

破壊形状	アンカーボルト	セメント改良土		
	鋼材降伏	コーン状破壊	支圧破壊	プライアウト破壊
イメージ図				
説明	アンカーボルトの降伏による破壊	セメント改良土の斜め引張破壊	セメント改良土の圧縮破壊	埋込み長さが不足する場合に発生するセメント改良土の剥離破壊
性能試験で想定される破壊形式	○	○	○	×
除外理由	—	—	—	埋込み長さは、プライアウト破壊を防ぐことを前提としてアンカーボルト径の6倍以上とするのがよいとされている。

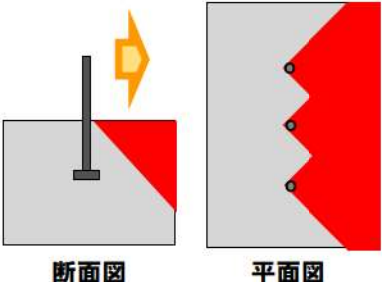
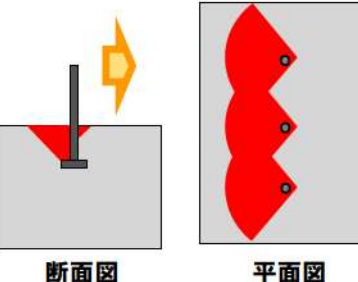
(b) 同一方向の群体配置のアンカーボルトに想定される破壊形式

群体配置のアンカーボルトに想定される破壊形式を第 7-17 表及び第 7-18 表に示す。アンカーボルトを単体配置とすることから、アンカーボルトの性能試験における破壊形式では、群体配置による破壊形式を想定しない。アンカーボルトを単体配置とする考え方は、「7. 3. 2. (2)「各種合成構造設計指針」の適用性の検討」に示す。

第 7-17 表 アンカーボルトで想定される引張耐力を決める破壊形式 (群体配置)

破壊形状	セメント改良土	
	コーン状破壊	側方局所破壊
イメージ図	 <p style="text-align: center;">断面図 平面図</p>	 <p style="text-align: center;">断面図 平面図</p>
説明	隣接するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の斜め引張破壊	隣接するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置において、へりあきが不足する場合に発生する、セメント改良土の剥離破壊
性能試験で想定される破壊形式	×	×
除外理由	単体配置とすることから、想定しない。	

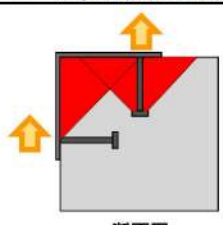
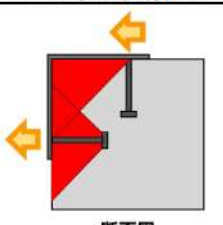
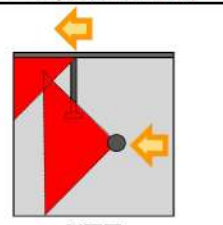
第 7-18 表 アンカーボルトで想定される引張耐力を決める破壊形式 (群体配置)

破壊形状	セメント改良土	
	コーン状破壊	ブライアウト破壊
イメージ図	 <p style="text-align: center;">断面図 平面図</p>	 <p style="text-align: center;">断面図 平面図</p>
説明	隣接するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の斜め引張破壊	隣接するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置において、埋込み長さが不足する場合に発生する、セメント改良土の剥離破壊
性能試験で想定される破壊形式	×	×
除外理由	単体配置とすることから、想定しない。	

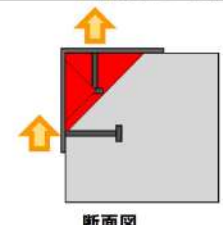
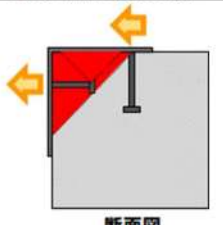
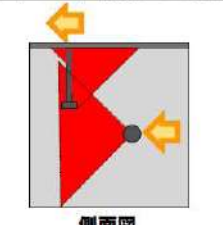
(c) 直交配置かつ群体配置としたアンカーボルトに想定される破壊形式

直交配置したアンカーボルトに想定される破壊形式（群体配置）を第 7-19 表及び第 7-20 表に示す。アンカーボルトを直交配置かつ群体配置とした場合に想定される破壊形式整理したが、アンカーボルトを千鳥で配置しアンカーボルト間に十分な離隔をとった単体配置とすることから、アンカーボルトの性能試験における破壊形式として想定しない。アンカーボルトを単体配置する考え方は、「7.3.2.(2)「各種合成構造設計指針」の適用性の検討」に示す。

第 7-19 表 アンカーボルトを直交かつ群体配置とした場合に想定される破壊形式 (その 1)

	破壊形式①	破壊形式②	破壊形式③
破壊形式の組み合わせ	コーン状破壊(引張) + コーン状破壊(せん断)	コーン状破壊(せん断) + コーン状破壊(引張)	コーン状破壊(せん断) + コーン状破壊(せん断)
イメージ図	 断面図	 断面図	 側面図
説明	<ul style="list-style-type: none"> 直交するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の破壊 	<ul style="list-style-type: none"> 直交するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の破壊 	<ul style="list-style-type: none"> 直交するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の破壊
性能試験で想定される破壊形式	×	×	×
除外理由	単体配置とすることから、想定しない。		

第 7-20 表 アンカーボルトを直交かつ群体配置とした場合に想定される破壊形式 (その 2)

	破壊形式④	破壊形式⑤	破壊形式⑥
破壊形式の組み合わせ	側方局所破壊(引張) + コーン状破壊(せん断)	コーン状破壊(せん断) + 側方局所破壊(引張)	コーン状破壊(せん断) + プライアウト破壊(せん断)
イメージ図	 断面図	 断面図	 側面図
説明	<ul style="list-style-type: none"> 直交するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の破壊 側方局所破壊は、へりあきが不足(アンカーボルト径 d の 3 倍以下)する場合に発生する、セメント改良土の剥離破壊 	<ul style="list-style-type: none"> 直交するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の破壊 	<ul style="list-style-type: none"> 直交するアンカーボルトの影響範囲が重なった配置における、セメント改良土の破壊 プライアウト破壊は、埋込み長さが不足(アンカーボルト径 d の 6 倍以下)する場合に発生するセメント改良土の剥離破壊
性能試験で想定される破壊形式	×	×	×
除外理由	単体配置とすることから、想定しない。		

(d) アンカーボルトの性能試験で想定する耐力

セメント改良土の強度を設計基準強度 (6.5N/mm²) とした場合に「各種合成構造設計指針」を参考に算出した耐力を第 7-21 表に示す。引張耐力は最も耐力が小さくなるアンカーボルトの降伏により定まり、せん断耐力は支圧破壊により定まる。そのため、アンカーボルトの性能試験では、セメント改良土の強度を設計基準強度 (6.5N/mm²) 相当とした引張試験とせん断試験を実施し、第 7-21 表に示す破壊形式及び耐力が得られることを確認する。

セメント改良土の強度を室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm²) とした場合の耐力を第 7-22 表に示す。室内配合試験で確認した強度では、アンカーボルトの降伏により引張耐力及びせん断耐力が定まる。セメント改良土の強度が大きくなると、引張耐力及びせん断耐力は同等若しくは大きくなることから、セメント改良土の強度を室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm²) におけるアンカーボルトの性能試験は、参考ケースと位置付ける。

アンカーボルトの耐力を踏まえ設定したアンカーボルトの仕様及び配置は第 7-23 表のとおりである。

第 7-21 表 セメント改良土の強度を設計基準強度 (6.5N/mm²) とした場合に「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力

破壊形式	引張耐力 (kN/本)	破壊形式	せん断耐力 (kN/本)
アンカーボルトの降伏	83.0	アンカーボルトの降伏	58.1
コーン状破壊	131.6	コーン状破壊	65.7
支圧破壊	111.8	支圧破壊	40.2
付着破壊	—	ブライアウト破壊	—
側方局所破壊	—		
割裂破壊	—		

第 7-22 表 セメント改良土の強度を室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm²) とした場合に「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力

破壊形式	引張耐力 (kN/本)	破壊形式	せん断耐力 (kN/本)
アンカーボルトの降伏	83.0	アンカーボルトの降伏	58.1
コーン状破壊	207.8	コーン状破壊	103.7
支圧破壊	278.6	支圧破壊	77.8
付着破壊	—	ブライアウト破壊	—
側方局所破壊	—		
割裂破壊	—		

第 7-23 表 アンカーボルトの仕様及び配置

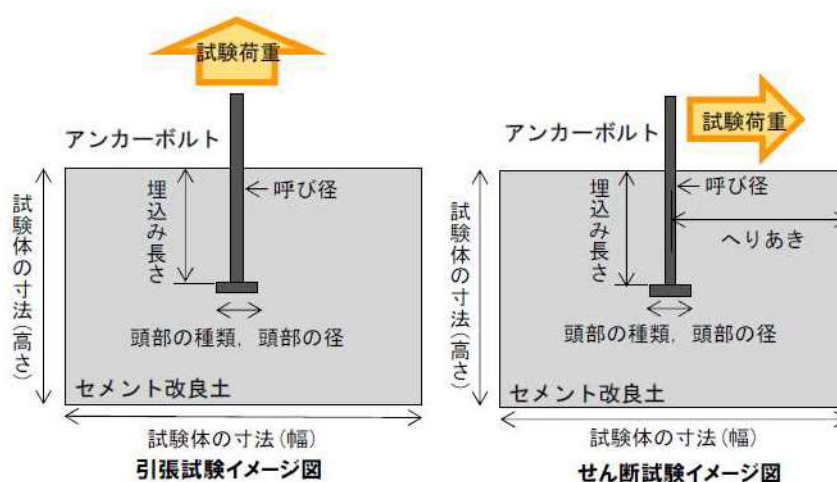
項目	仕様	設定の考え方	「各種合成構造設計指針」の適用範囲	
仕様	呼び径	24mm	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトの降伏による耐力が、極力、他の耐力よりも小さくなるように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> 9mm以上25mm以下
	頭部の種類	頭付きアンカーボルト	<ul style="list-style-type: none"> 付着破壊が生じないように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> 頭付きアンカーボルト、鉄筋アンカーボルト、基礎アンカーボルト（先付け工法） 接着系アンカーボルト（後打ち工法）
	頭部の径	65mm	<ul style="list-style-type: none"> 引張の支圧破壊による耐力が大きくなるように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトの呼び径の1.6倍以上
	埋込み長さ	200mm	<ul style="list-style-type: none"> ブライアウト破壊が生じないように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトの呼び径の6倍以上
配置	配置間隔	500mm	<ul style="list-style-type: none"> 隣接するアンカーボルトのコーン状破壊の影響範囲が重ならないように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトの呼び径の7.5倍以上かつ600mm以下
	へりあき	232mm以上	<ul style="list-style-type: none"> せん断のコーン状破壊による耐力が大きくなるように設定した。 側方局所破壊が生じないように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトの呼び径の3倍以上

(5) アンカーボルトの性能試験の試験方法及び試験条件

(a) 試験方法

アンカーボルトの性能試験のイメージ図を第 7-50 図に、試験体の作製に関する確認項目を第 7-24 表に示す。アンカーボルトは単体配置を計画していることから、「あと施工アンカーの施工手引き」及び「あと施工アンカーの試験方法の標準化に関する研究」を参考に引張試験及びせん断試験を実施する。

なお、「7. 3. 5. (4) アンカーボルトの性能試験で想定される破壊形式及び耐力」で発生しないと考えた破壊形式がアンカーボルトの性能試験で確認された場合、若しくは、性能試験に基づいて決定した許容限界がアンカーボルトに発生する作用力を下回る場合は、アンカーボルトの仕様及びセメント改良土の強度の見直しを検討する。



第 7-50 図 アンカーボルトの性能試験のイメージ図

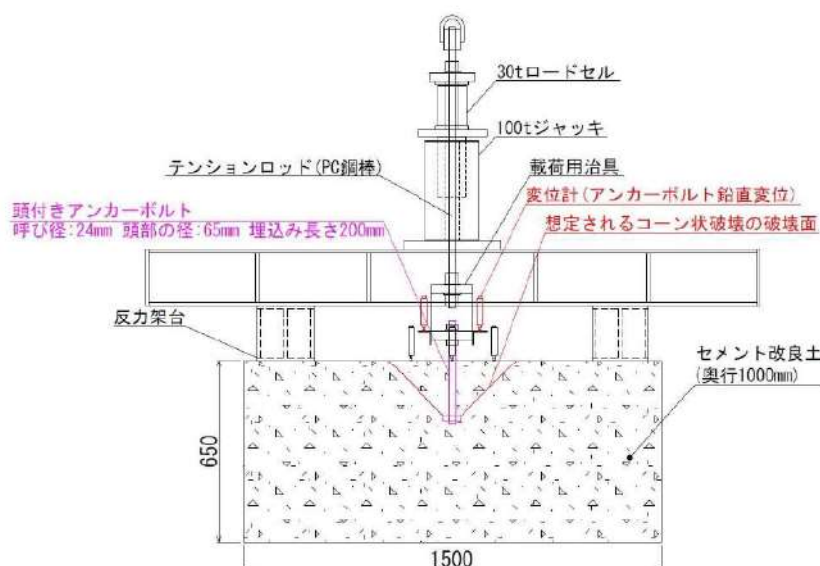
第 7-24 表 試験体の作製に関する確認項目※

確認項目	仕様	仕様を設定する上での考え方
呼び径	24mm	「7. 3. 5. (4) (c)」で示す仕様と同じ。
頭部の種類	頭付きアンカーボルト	「7. 3. 5. (4) (c)」で示す仕様と同じ。
頭部の径	65mm	「7. 3. 5. (4) (c)」で示す仕様と同じ。
埋込み長さ	200mm	「7. 3. 5. (4) (c)」で示す仕様と同じ。
へりあき (せん断試験)	230mm	「7. 3. 5. (4) (c)」で示す仕様より、試験の耐力が保守的な条件になるように設定する。
試験体の寸法	【引張試験】 幅：1,000mm, 高さ：650mm, 奥行き：1,500mm 【せん断試験】 幅：600mm, 高さ：450mm, 奥行き：1,400mm	引張方向のコーン状破壊面と干渉しないよう設定する。

※：単体配置を想定した引張試験及びせん断試験であることから、配置間隔は確認項目から除く。

引張試験の概要図を第 7-51 図に、イメージ写真を第 7-52 図に示す。また、せん断試験の概要図を第 7-53 図、イメージ写真を第 7-54 図に示す。試験に用いるセメント改良土の強度は設計基準強度 (6.5N/mm^2) 相当とし、室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm^2) 相当を参考ケースとする。なお、セメント改良土の強度が設計基準強度 (6.5N/mm^2) 相当の場合において、コンクリートと概ね同じ圧縮強度—引張強度関係であることを確認する。

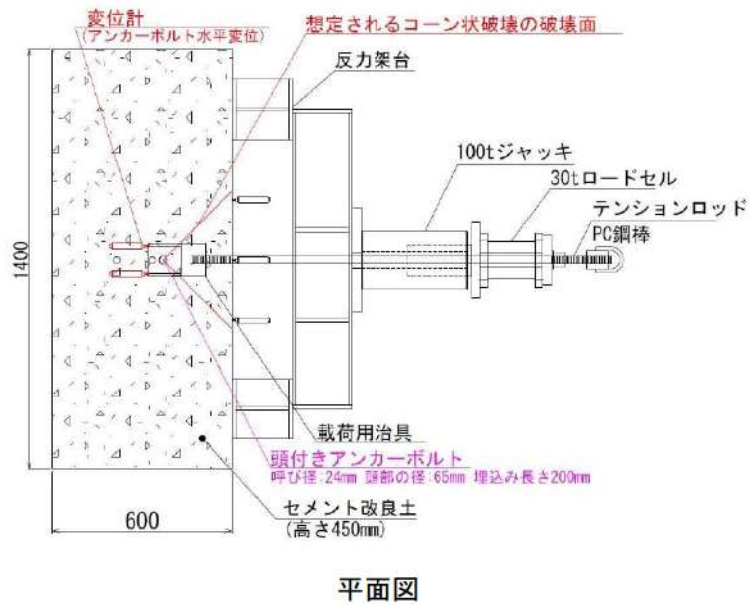
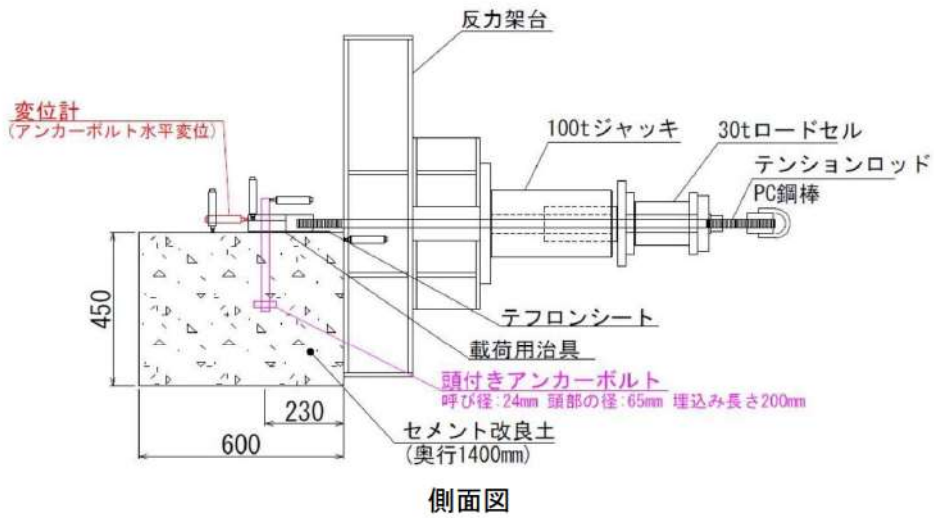
アンカーボルトの性能試験の試験体数は、「あと施工アンカーの施工手引き」に従い、引張試験は5試験体、せん断試験は3試験体とした。試験に用いる反力架台は、引張試験及びせん断試験どちらにおいても、想定されるコーン状破壊の破壊面に干渉しないよう配置した。なお、使用するアンカーボルトは、降伏荷重を規格降伏点強度に基づき算出すると83.0kNとなるが、材料試験では約135kNであった。



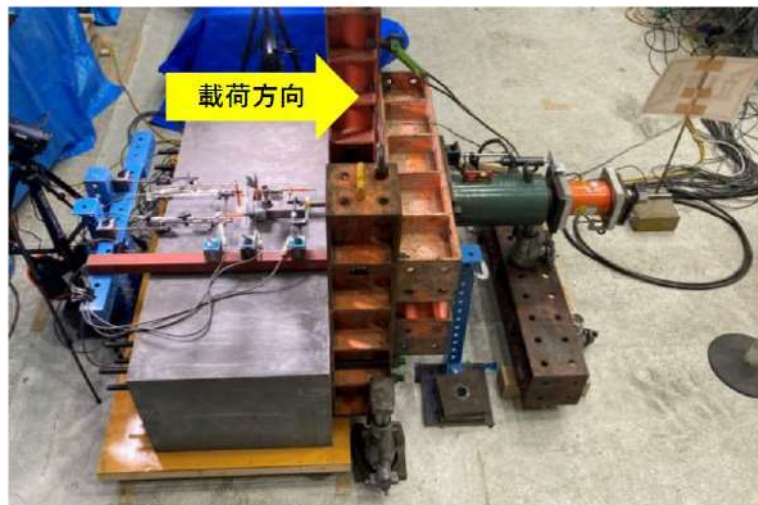
第 7-51 図 引張試験概要図 (側面図)



第 7-52 図 引張試験イメージ写真



第 7-53 図 せん断試験概要図



第 7-54 図 せん断試験イメージ写真

(b) 性能試験における各破壊形式の耐力及び想定される破壊形式

性能試験における各破壊形式の耐力及び想定される破壊形式を第 7-25 表及び第 7-26 表に示す。第 7-25 表及び第 7-26 表の参考値は、セメント改良土の圧縮強度を設計基準強度(6.5N/mm²)と設定して「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力を記載した。そのため、引張耐力は83.0kNで破壊形式はアンカーボルトの降伏になり、せん断耐力は40.2kNで破壊形式は支圧破壊となる。試験体のセメント改良土の強度は、6.5N/mm²を目標とし、試験体の一軸圧縮強度は、圧縮試験では6.4~7.9N/mm²、せん断試験では5.4~5.9N/mm²であった。

第 7-25 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及び想定される破壊形式
(引張試験)

引張試験	セメント改良土の圧縮強度(N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力 ^{※1}			想定される破壊形式
		アンカーボルトの降伏(kN)	コーン状破壊(kN)	支圧破壊(kN)	
参考値	6.5	83.0	131.6	111.8	
引張1-1	7.9	83.0	145.1	135.8	アンカーボルトの降伏
引張1-2	6.4	83.0	130.6	110.1	
引張1-3	6.9	83.0	135.6	118.6	
引張1-4	6.6	83.0	132.6	113.5	
引張1-5	6.7	83.0	133.6	115.2	

※1: 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力は、セメント改良土の圧縮強度及び弾性係数を用いて算出した。なお、低減係数は、試験の目標耐力であることから1.0とした。

第 7-26 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及び想定される破壊形式
(せん断試験)

せん断試験	セメント改良土の圧縮強度(N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力 ^{※1}			想定される破壊形式
		アンカーボルトの降伏 ^{※2} (kN)	コーン状破壊(kN)	支圧破壊(kN)	
参考値	6.5	194.0	65.7	40.2	
せん断1	5.4	194.0	59.9	36.9	支圧破壊
せん断2	5.4	194.0	59.9	35.8	
せん断3	5.9	194.0	62.6	40.5	

※1: 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力は、セメント改良土の圧縮強度及び弾性係数を用いて算出した。なお、低減係数は、試験の目標耐力であることから1.0とした。

※2: せん断のアンカーボルトの降伏耐力は、アンカーボルトの鋼材をSS400(規格降伏強度:235N/mm²)と設定しアンカーボルトの降伏耐力を58.1kNとした。今回、せん断試験では、アンカーボルトの鋼材をSS400と設定するとアンカーボルトの降伏耐力(58.1kN)と支圧破壊耐力(40.2kN)の差が小さいため、鋼材をSCM435(規格降伏強度:785N/mm²)としたことから、アンカーボルトの降伏耐力はSCM435の降伏強度に基づき194.0kNとした。なお実際に使用するアンカーボルトの鋼材は検討中であることから、設置変更許可段階で説明する。

アンカーボルトの性能試験で確認したセメント改良土の強度とコンクリート標準示方書の関係式を用いて算出した強度の比較を第 7-27 表に示す。セメント改良土の引張強度は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，土木学会，2002 年」の関係式を用いて算出した値と概ね同じであったことから，セメント改良土は設計基準強度 (6.5N/mm²) 相当においても，コンクリートに類似した特性があることを確認した。

第 7-27 表 アンカーボルトの性能試験で確認したセメント改良土の強度とコンクリート標準示方書の関係式を用いて算出した強度の比較

	アンカーボルトの性能試験で確認した強度	コンクリート標準示方書 ^{※1} の関係式を用いて算出した強度
圧縮強度 (N/mm ²)	6.4	—
引張強度 (N/mm ²)	0.82	0.79 ^{※2}

※1：「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」の関係式を用いた。

※2：関係式の f'_{ck} に，アンカーボルトの性能試験で得られた圧縮強度を代入して算出した値である。

(4) コンクリートの引張強度，付着強度および支圧強度の特性値は，一般の普通コンクリートに対して，圧縮強度の特性値 f'_{ck} (設計基準強度) に基づいて，それぞれ式 (3.2.1) ~ 式 (3.2.3) により求めてよい。なお，骨材の全部が軽量骨材である軽量骨材コンクリートに対しては，これらの値の 70 % としてよい。ここで，強度の単位は N/mm² である。

$$\text{引張強度 } f_{tk} = 0.23 f'_{ck}{}^{2/3} \quad \text{関係式} \quad (3.2.1)$$

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値，設計基準強度

「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (公益社団法人土木学会，2002 年制定)」より引用・加筆

第 7-55 図 コンクリートにおける関係式

(6) アンカーボルトの性能試験の結果

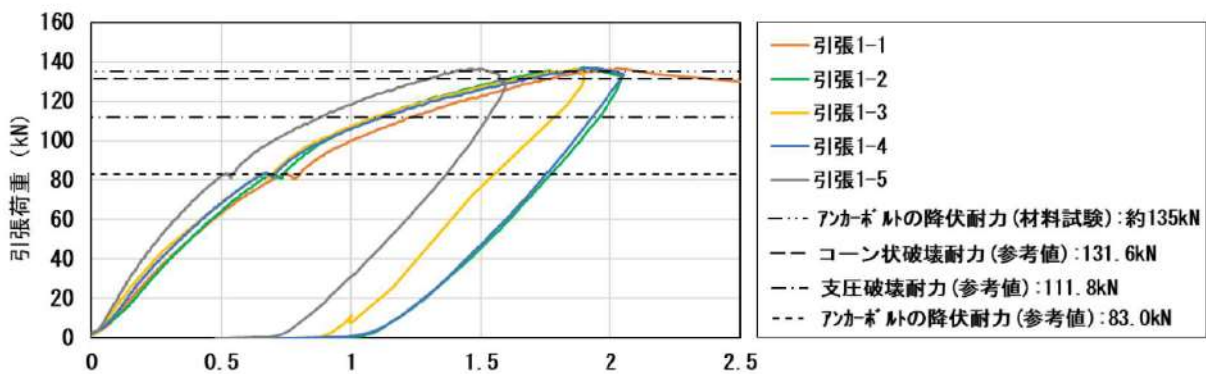
(a) 引張試験の結果（設計基準強度 (6.5N/mm^2) のケース）

「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及び引張試験の結果（設計基準強度 (6.5N/mm^2) のケース）を第 7-28 表、第 7-56 図及び第 7-29 表に示す。第 7-56 図に示す引張荷重－アンカーボルトの鉛直変位関係より、アンカーボルトの降伏耐力83kN(規格降伏点強度を踏まえた耐力)を超える約100kNまで概ね直線であったことから、約100kNまでは弾性範囲と判断した。破壊形式は、引張荷重が136.5kNに到達するまではコーン状破壊も支圧破壊も生じなかったことから、アンカーボルトの降伏と判断した。

なお、引張1-1は、引張試験最大荷重が約135kNに到達した後も载荷を続けたが、荷重が増加することなく変位が大きくなった結果であり、以降の引張1-2～引張1-5は約135kNに到達した後に除荷した結果である。

第 7-28 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及び引張試験最大荷重
(引張試験)

	セメント改良土の圧縮強度 (N/mm^2)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			引張試験最大荷重 (kN)
		アンカーボルトの降伏(kN)	コーン状破壊(kN)	支圧破壊(kN)	
参考値	6.5	83.0	131.6	111.8	
引張1-1	7.9	83.0	145.1	135.8	136.6
引張1-2	6.4	83.0	130.6	110.1	137.1
引張1-3	6.9	83.0	135.6	118.6	136.6
引張1-4	6.6	83.0	132.6	113.5	137.0
引張1-5	6.7	83.0	133.6	115.2	136.5



第 7-56 図 アンカーボルトの鉛直変位 (mm)

第 7-29 表 引張試験写真及び状況考察

引張試験	写真		試験状況
	アンカーボルトの降伏耐力時点	最大荷重時点	
引張 I-1			<ul style="list-style-type: none"> ・耐力計算値83kN時点まで載荷し、試験体観察を実施した。アンカーボルト、セメント改良土の表面に変状は確認されなかった。 ・引続き載荷を継続したところ、約100kNで荷重－変位関係が傾き始めた。136.6kNまで加力したところで載荷を停止した。載荷停止後、試験体が破壊した。 ・試験体を観察したところ、試験体上面のアンカーボルト周辺に円形のひび割れが見られた。
引張 I-2			<ul style="list-style-type: none"> ・耐力計算値83kN時点まで載荷し、試験体観察を実施した。アンカーボルト、セメント改良土の表面に半円形のひび割れを確認した。 ・引続き載荷を継続したところ、約100kNで荷重－変位関係が傾き始めた。137.1kNまで加力したところで載荷を停止した。 ・試験体を観察したところ、試験体上面のアンカーボルト周辺に円形のひび割れを確認した。
引張 I-3			<ul style="list-style-type: none"> ・耐力計算値83kN時点まで載荷し、試験体観察を実施した。アンカーボルト、セメント改良土の表面に半円形のひび割れを確認した。 ・引続き載荷を継続したところ、約100kNで荷重－変位関係が傾き始めた。136.6kNまで加力したところで載荷を停止した。 ・試験体を観察したところ、試験体上面のアンカーボルト周辺に円形のひび割れを確認した。
引張 I-4			<ul style="list-style-type: none"> ・耐力計算値83kN時点まで載荷し、試験体観察を実施した。アンカーボルト、セメント改良土の表面に変状は確認されなかった。 ・引続き載荷を継続したところ、約100kNで荷重－変位関係が傾き始めた。137.0kNまで加力したところで載荷を停止した。 ・試験体を観察したところ、試験体上面のアンカーボルト周辺に円形のひび割れを確認した。
引張 I-5			<ul style="list-style-type: none"> ・耐力計算値83kN時点まで載荷し、試験体観察を実施した。アンカーボルト、セメント改良土の表面に半円形のひび割れを確認した。 ・引続き載荷を継続したところ、約100kNで荷重－変位関係が傾き始めた。136.5kNまで加力したところで載荷を停止した。 ・剛性の大きい荷重－変位関係であるが、他の試験体と試験条件が同じであることから、セメント改良土の材料のばらつきによる影響と考えられる。 ・試験体を観察したところ、試験体上面のアンカーボルト周辺に円形のひび割れを確認した。

セメント改良土の圧縮強度が最も設計基準強度(6.5N/mm²)に近い引張1-4の試験結果を第 7-30 表, 第 7-57 図, 第 7-58 図及び第 7-59 図に示す。

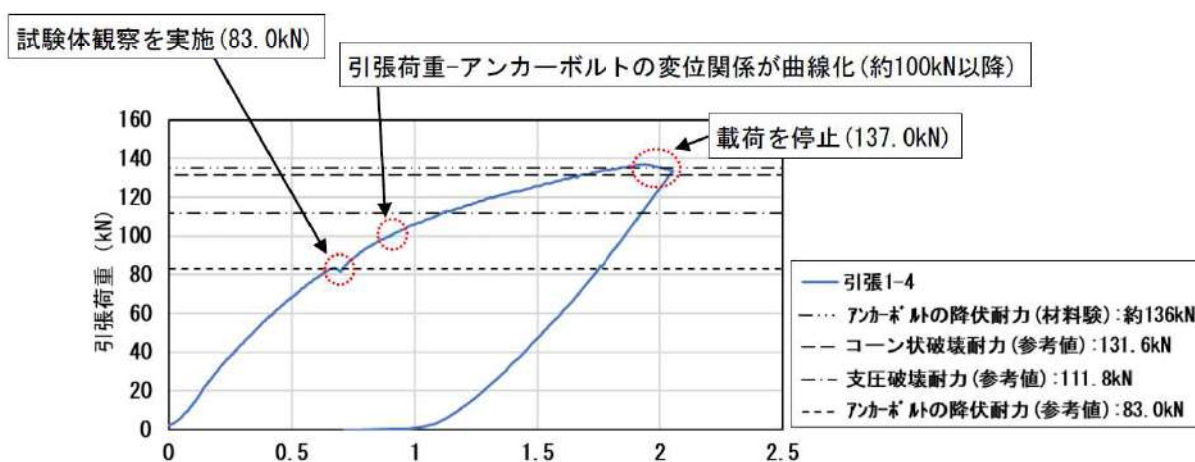
引張荷重を83.0kNまで載荷し, 試験体の観察を行ったが, アンカーボルト及びセメント改良土の変状は確認されなかった。

引続き載荷したところ, 引張荷重が約100kNを超えてから, 引張荷重-アンカーボルトの鉛直変位関係が曲線になり始め, アンカーボルトの材料試験で確認した降伏荷重約135kNを上回る137.0kNで載荷を停止した。

第 7-59 図に示すとおり, 載荷停止後に試験体を観察したところ, アンカーボルト近傍のセメント改良土に円形状のひび割れを確認した。引張試験後にひび割れ箇所を除去したところ, 深度方向に続くひび割れは認められなかったため, コーン状破壊のように耐力に影響を及ぼす破壊ではないと判断した。

第 7-30 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及び引張試験最大荷重
(引張試験 引張1-4)

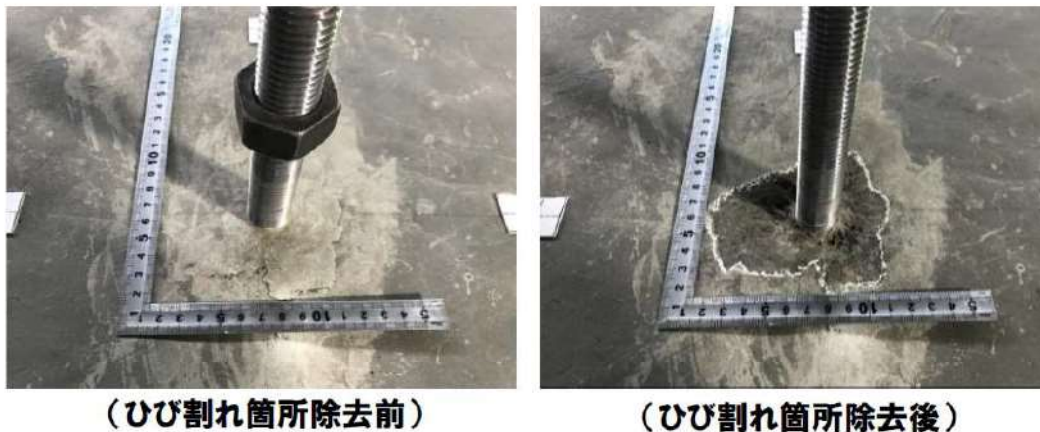
	セメント改良土の圧縮強度 (N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			引張試験最大荷重 (kN)
		アンカーボルトの降伏 (kN)	コーン状破壊 (kN)	支圧破壊 (kN)	
参考値	6.5	83.0	131.6	111.8	
引張1-4	6.6	83.0	132.6	113.5	137.0



第 7-57 図 アンカーボルトの鉛直変位 引張1-4 (mm)



第 7-58 図 引張試験1-4 最大荷重載荷時の状況写真



第 7-59 図 引張試験1-4 引張試験後の状況写真

(b) 引張試験の結果（室内配合試験で確認した強度（ 16.2N/mm^2 ）のケース）

室内配合試験で確認した強度（ 16.2N/mm^2 ）のケースの引張試験の結果を第 7-31 表及び第 7-60 図に示す。

第 7-31 表の参考値は、セメント改良土の圧縮強度を室内配合試験で確認した強度（ 16.2N/mm^2 ）と設定して「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力を記載した。引張試験最大荷重は、アンカーボルトの材料試験で確認した降伏荷重約 135kN 以上になった。

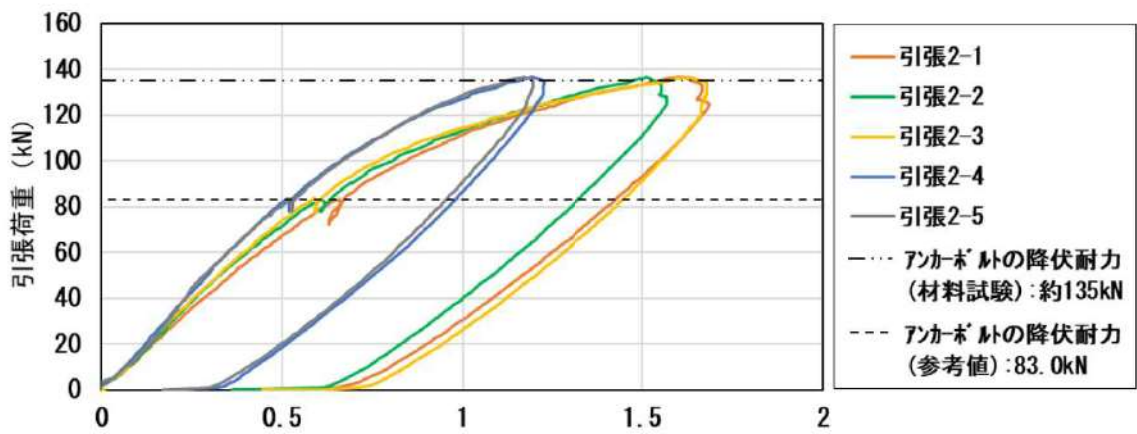
第 7-60 図に示す引張荷重－アンカーボルトの鉛直変位関係は、アンカーボルトの降伏耐力 83.0kN を超える約 100kN までは概ね直線であったことから、約 100kN までは弾性範囲と判断した。

なお、引張荷重約 135kN より小さい荷重ではコーン状破壊も支圧破壊も生じなかったことから、破壊形式はアンカーボルトの降伏と判断した。

本ケースの結果は、セメント改良土の強度を設計基準強度（ 6.5N/mm^2 ）相当としたケースの結果と同様の傾向であった。

第 7-31 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及び引張試験最大荷重
(室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm²) のケース)

	セメント改良土 の圧縮強度 (N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			引張試験 最大荷重 (kN)
		アンカーボルト の降伏(kN)	コーン状破壊 (kN)	支圧破壊 (kN)	
参考値	16.2	83.0	207.8	278.6	
引張2-1	10.3	83.0	165.7	177.1	136.6
引張2-2	13.4	83.0	188.9	230.4	136.5
引張2-3	12.6	83.0	183.2	216.7	136.6
引張2-4	13.9	83.0	192.4	239.0	136.5
引張2-5	14.0	83.0	193.1	240.7	136.6



第 7-60 図 アンカーボルトの鉛直変位 (mm)
(室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm²) のケース)

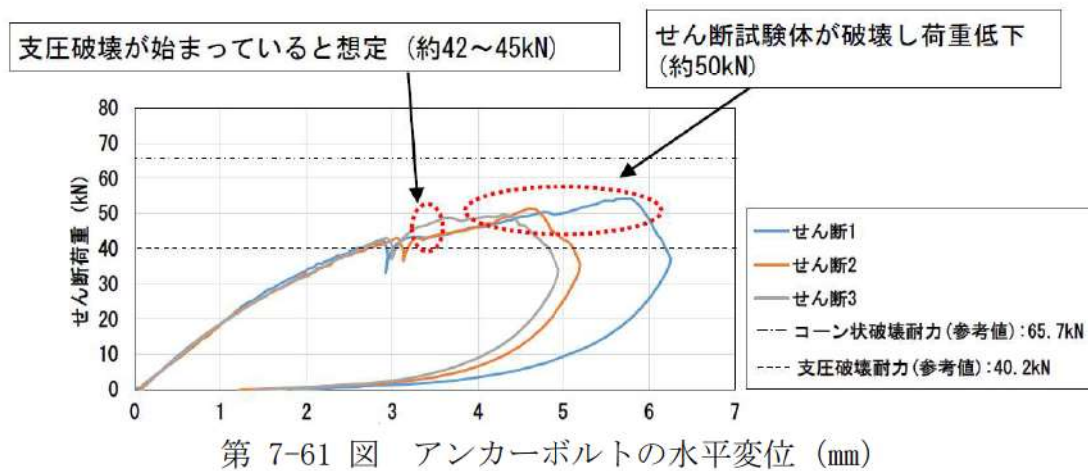
(c) せん断試験の結果

せん断試験の結果を第 7-32 表、第 7-33 表及び第 7-61 図に示す。

せん断試験最大荷重は、49.7kN以上となった。第 7-61 図に示すせん断荷重－アンカーボルトの水平変位関係は、せん断荷重42～45kNまでは概ね直線であったことから、約42～45kNまでは弾性範囲と判断した。せん断荷重が約50kNに到達すると、せん断試験体が破壊し荷重が低下したが、試験後のひび割れ状況から、せん断試験で発生した破壊は実構造物では生じないと考えられた。せん断試験で生じた破壊メカニズムに関する考察は、「7. 3. 5. (6) (d) せん断試験で生じた破壊のメカニズム」に示す。

第 7-32 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及びせん断試験最大荷重 (せん断試験)

	セメント改良土の圧縮強度 (N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			せん断試験最大荷重 (kN)
		アンカーボルトの降伏 (kN)	コーン状破壊 (kN)	支圧破壊 (kN)	
参考値	6.5	194.0	65.7	40.2	
せん断1	5.4	194.0	59.9	36.9	54.3
せん断2	5.4	194.0	59.9	35.8	51.3
せん断3	5.9	194.0	62.6	40.5	49.7



第 7-33 表 引張試験写真及び状況考察

せん断試験	写真		試験状況
	耐力予測値時点 (支圧破壊)	最大荷重時点	
せん断 1			<ul style="list-style-type: none"> 当日時点の耐力予測値42.2kNまで載荷し、試験体観察を実施したところ、セメント改良土に変状は確認されなかった。 引続き載荷を継続したところ、直後に荷重-変位関係が傾き始め、54.3kNまで加力したところで荷重が急激に低下したため、載荷を一時停止した。 荷重低下が落ち着いた後に試験体を観察したところ、アンカーボルトを起点としたへりあき方向と反力架台方向へのひび割れを確認した。
せん断 2			<ul style="list-style-type: none"> 当日時点の耐力予測値42.2kNまで載荷し、試験体観察を実施したところ、セメント改良土に変状は確認されなかった。 引続き載荷を継続したところ、直後に荷重-変位関係が傾き始め、51.3kNまで加力したところで荷重が急激に低下したため、載荷を一時停止した。 荷重低下が落ち着いた後に試験体を観察したところ、アンカーボルトを起点としたへりあき方向と反力架台方向へのひび割れを確認した。
せん断 3			<ul style="list-style-type: none"> 当日時点の耐力予測値42.2kNまで載荷し、試験体観察を実施したところ、セメント改良土に変状は確認されなかった。 引続き載荷を継続したところ、直後に荷重-変位関係が傾き始め、49.7kNまで加力したところで荷重が急激に低下したため、載荷を一時停止した。 荷重低下が落ち着いた後に試験体を観察したところ、アンカーボルトを起点としたへりあき方向と反力架台方向へのひび割れを確認した。

セメント改良土の圧縮強度が最も設計基準強度(6.5N/mm²)に近いせん断3の試験結果を第 7-34 表及び第 7-62 図に示す。

支圧破壊耐力の予測値は、せん断試験の当日に試験体の圧縮強度試験を並行して実施したため、試験当日の圧縮強度に基づいた支圧破壊耐力は不明であったことから、支圧破壊耐力をやや上回る42kNと設定した。

支圧破壊耐力の予測値まで載荷した後に試験体を観察したところ、アンカーボルトやセメント改良土の変状は確認されなかった。

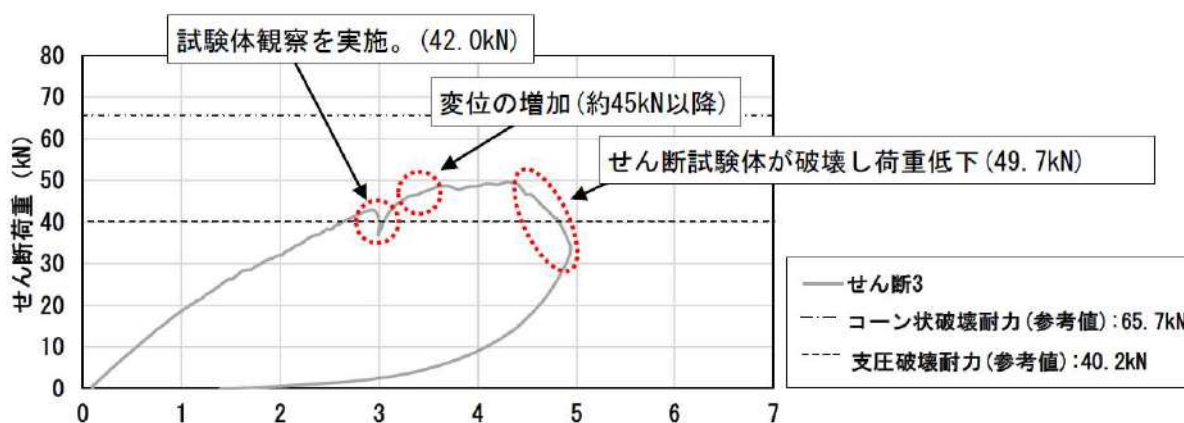
載荷を継続したところ、約45kN以降からせん断荷重-アンカーボルト変位関係が曲線になり始めた。

せん断荷重49.7kNにおいてせん断荷重が低下したことから、試験後にひび割れ観察により破壊形式を考察した。

上記の破壊については、第 7-64 図に示すとおり、支圧破壊耐力の時点で反力架台方向のひび割れが生じていないことから、アンカーボルトのせん断耐力を決定する破壊形式ではないと考えられる。

第 7-34 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及びせん断試験最大荷重 (せん断試験 せん断3)

	セメント改良土の圧縮強度 (N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			せん断試験最大荷重 (kN)
		アンカーボルトの降伏 (kN)	コーン状破壊 (kN)	支圧破壊 (kN)	
参考値	6.5	194.0	65.7	40.2	
せん断3	5.9	194.0	62.6	40.5	49.7



第 7-62 図 アンカーボルトの水平変位 せん断3 (mm)



第 7-63 図 せん断試験最大荷重載荷後の状況写真（せん断 3）



第 7-64 図 せん断試験後の状況写真（せん断 3）

破壊形式を確認するために追加したせん断試験の結果を第 7-35 表及び第 7-65 図に示す。

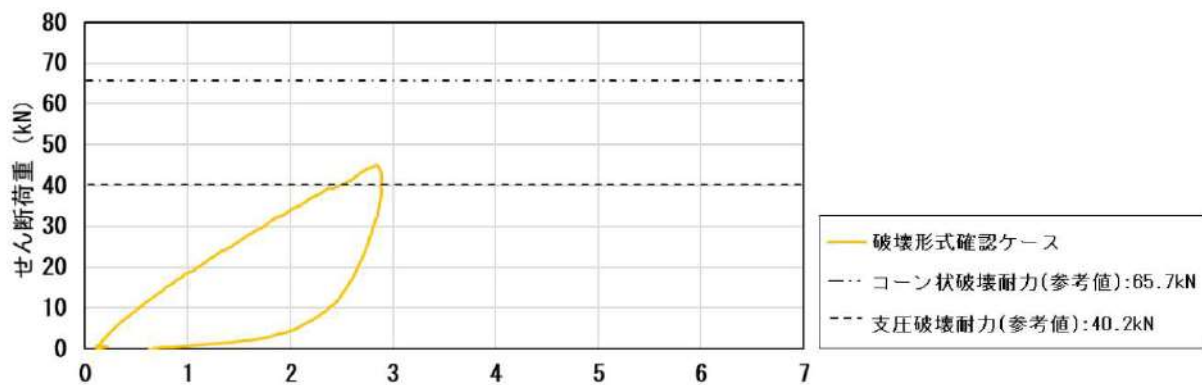
目標荷重は、せん断試験で弾性範囲と判断した約45kNとした。45.0kNまで載荷した後、荷重を除荷し、載荷用治具を取り外して破壊状況を確認した。

アンカーボルト近傍の状況を観察したところ、第 7-67 図に示すとおり、セメント改良土の表面がわずかに剥離していたことから、支圧破壊が始まっていることが想定された。上記より、支圧破壊耐力を上回るせん断荷重では、支圧破壊が先行すると判断した。

以上より、防潮堤のセメント改良土に定着するアンカーボルトのせん断に関する設計については「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考に設計することの妥当性があると判断した。

第 7-35 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及びせん断試験最大荷重
(せん断試験 破壊形式確認ケース)

	セメント改良土の圧縮強度 (N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			せん断試験最大荷重 (kN)
		アンカーボルトの降伏 (kN)	コーン状破壊 (kN)	支圧破壊 (kN)	
参考値	6.5	194.0	65.7	40.2	
破壊形式確認ケース	6.2	194.0	64.1	40.2	45.0



第 7-65 図 アンカーボルトの水平変位 破壊形式確認ケース (mm)



第 7-66 図 せん断試験最大荷重载荷後の状況写真（破壊形式確認ケース）



第 7-67 図 せん断試験後の状況写真（破壊形式確認ケース）

(d) せん断試験で生じた破壊のメカニズム

せん断試験で生じた、せん断試験体の破壊状況及び破壊したメカニズムを、第 7-68 図及び第 7-69 図に示す。

せん断試験後のひび割れを観察したところ、アンカーボルトを起点として反力架台方向及びへりあき方向にひび割れが発生していた。せん断供試体の破壊メカニズムは、ひび割れの状況から以下のとおりと考察する。

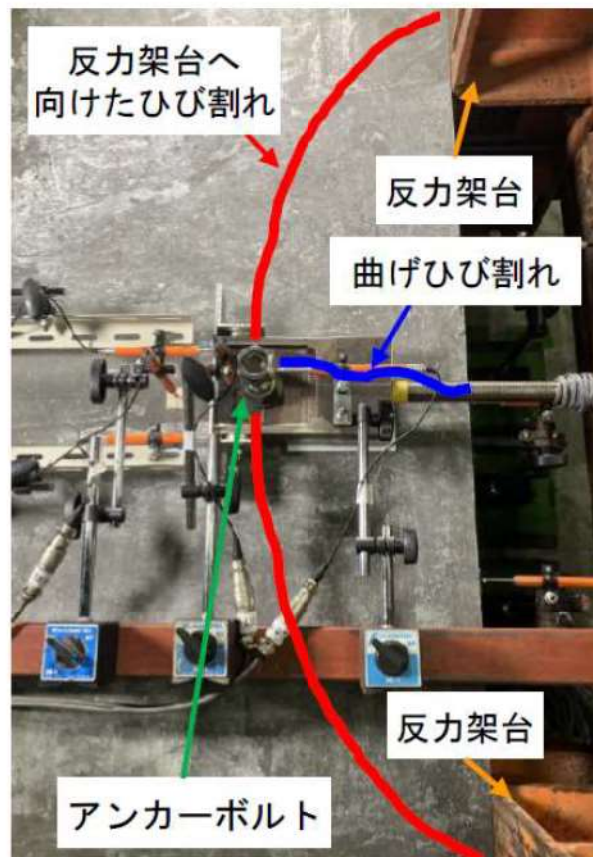
① せん断荷重の増加とともに、アンカーボルトと反力架台を結ぶ方向へひび割れが発生した。

② 上記①のひび割れに囲まれた範囲が、反力架台を支点、へりあきを高さとする梁部材として挙動することになり、同部分のアンカーボルトからへりあき方向に曲げひび割れが生じることで荷重が低下した。

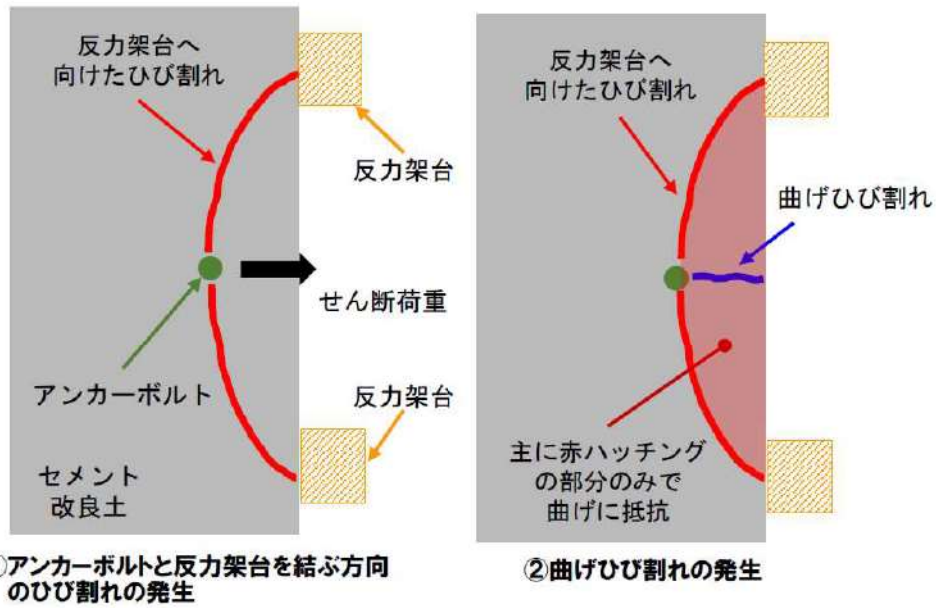
上記の破壊メカニズムは、支点となる反力架台があることで生じる。

実構造物では、第 7-70 図に示すとおり、反力架台のように支点となる構造物はないことから、上記の破壊は生じない。

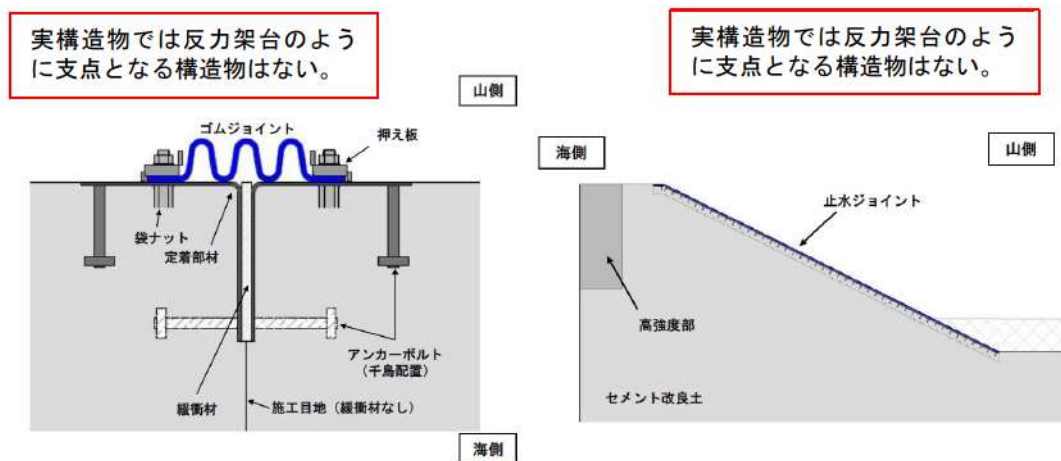
なお、ひび割れの傾向は、せん断 1～せん断 3 で共通しており、同様の破壊メカニズムと考えられる。



第 7-68 図 せん断試験後のひび割れ状況



第 7-69 図 せん断供試体の破壊メカニズム



第 7-70 図 防潮堤イメージ図

(7) 「各種合成構造設計指針」を参考に設計することの妥当性

泊発電所の防潮堤のセメント改良土に固定するアンカーボルトに対して、以下の理由から、「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考に設計することの妥当性を確認した。

- ・ 防潮堤のセメント改良土(目標強度：設計基準強度 6.5N/mm^2 及び室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm^2))に固定するアンカーボルト(呼び径：M24, 先付け工法)の性能試験(引張試験及びせん断試験)を実施し、性能試験で得られた耐力は「各種合成構造設計指針」の耐力算定式による耐力以上を有すること。
- ・ 性能試験で得られた破壊形式は「各種合成構造設計指針」から想定される破壊形式と一致しており、セメント改良土においてもコンクリートと同じ破壊形式で破壊すること。

構造成立性評価結果を踏まえたアンカーボルトの裕度確保の観点でアンカーボルトの仕様(埋込み長さ等)の変更を行う場合は、設計及び工事計画認可段階において変更した仕様にてアンカーボルトの性能試験を実施する。

(8) アンカーボルトの許容限界の設定

アンカーボルトの許容限界は、「各種合成構造設計指針」を参考に各破壊形式の耐力に低減係数を乗じたもののうち最小値を設定する。

- ・引張の許容限界はアンカーボルトの降伏の83.0kNとする。(第 7-36 表参照)
- ・せん断の許容限界は、支圧破壊の26.8kNとする。(第 7-37 表参照)

また、アンカーボルトの性能試験の結果から、「各種合成構造設計指針」を参考に設定する許容限界を下回る荷重においては、アンカーボルトは概ね弾性的な挙動を示すことが確認された。(第 7-71 図及び第 7-72 図参照)

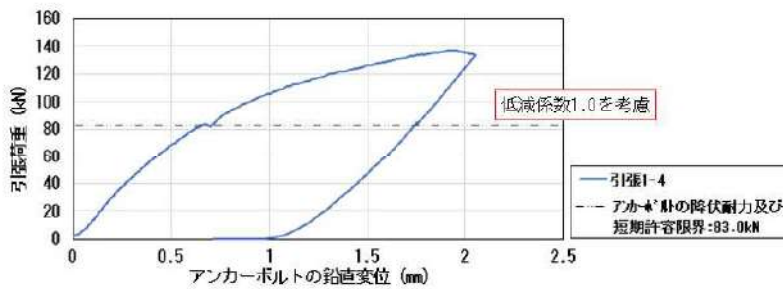
第 7-36 表 引張の耐力及び許容限界

	アンカーボルトの降伏(kN)	コーン状破壊(kN)	支圧破壊(kN)
耐力 ^{※1}	83.0	131.6	111.8
低減係数	1.0	2/3	- ^{※2}
許容限界	83.0	87.7	111.8 ^{※2}

※1：耐力は、セメント改良土の解析用物性値に基づき、圧縮強度を 6.5N/mm²、弾性係数を 8,000N/mm² と設定し、低減係数は 1.0 として算出した。

※2：「各種合成構造設計指針」にて、下式の頭付きアンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度の算定式が記載されており、低減係数の記載がないため“-”とした。

$p_a/A_0 \leq f_n$ ここで、 p_a ：支圧破壊の耐力、 $A_0 = \pi(D^2 - d^2)/4$ ：アンカーボルト頭部の支圧面積（ D ：頭部の直径、 d ：軸部の直径）、 f_n ：コンクリートの支圧強度である。

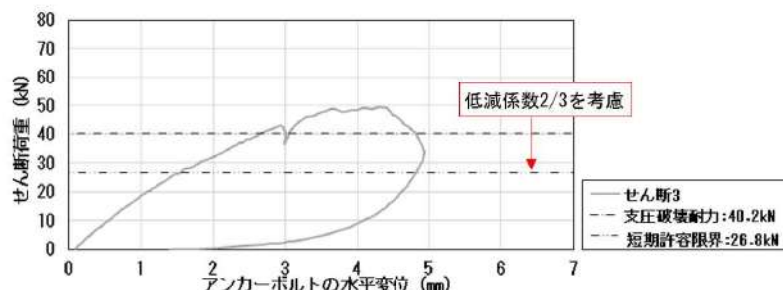


第 7-71 図 アンカーボルトの鉛直変位 (mm) (引張1-4)

第 7-37 表 せん断の耐力及び許容限界

	アンカーボルトの降伏(kN)	コーン状破壊(kN)	支圧破壊(kN)
耐力 ^{※1}	58.1	65.7	40.2
低減係数	1.0	2/3	2/3
許容限界	58.1	43.8	26.8

※1：耐力は、セメント改良土の解析用物性値に基づき、圧縮強度を 6.5N/mm²、弾性係数を 8,000N/mm² と設定し、低減係数は 1.0 として算出した。



第 7-72 図 アンカーボルトの水平変位 (mm) (せん断3)

(9) 止水ジョイント及びセメント改良土に要求される止水機能

止水ジョイントのうち止水性が要求される部位と、設計で用いる許容限界について、第 7-38 表に示すとおり整理した。

アンカーボルト及びセメント改良土に要求される止水機能は、「各種合成構造設計指針」に従い概ね弾性範囲内になるよう許容引張力及び許容せん断力を設定し、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力が許容せん断力及び許容せん断力を満足するように設計することで確保する。

第 7-38 表 止水ジョイント及びセメント改良土のうち止水性が要求される部位と設計で用いる許容限界

部位の名称	照査項目		設計で用いる許容限界
	健全性	止水性	
ゴムジョイント	変形	変形 水圧	ゴムジョイントの性能試験に基づき決定した許容変形量及び許容水圧
定着部材	曲げ せん断		「道路橋示方書・同解説 [I 共通編・II 鋼橋編] 」に基づき決定した短期許容応力度
アンカーボルト	引張力 せん断力		「各種合成構造設計指針」を参考に決定した許容引張力及び許容せん断力 ^{※1}

※1：アンカーボルトの設計における「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考に設計することの妥当性は、アンカーボルトの降伏、並びにセメント改良土のコーン状破壊及び支圧破壊を考慮して確認した。

7. 3. 6. 防潮堤（端部）に設置する止水ジョイントの構造について

防潮堤（端部）における止水ジョイントの構造のアンカーボルトの配置や考え方を第 7-39 表に示す。端部コンクリート側のアンカーボルトは、「各種合成構造設計指針」の適用範囲内の仕様であり、1 方向にのみ配置する。一方、セメント改良土側のアンカーボルトは、「7. 3. 5 アンカーボルトの性能試験」に示す考え方である。各仕様について、対比して記載する。

端部コンクリート側とセメント改良土側のアンカーボルトの許容限界値を比較すると、端部コンクリート側のアンカーボルトの配置でもセメント改良土側と同等以上となった。これは、端部コンクリート側は、コンクリート設計基準強度(40N/mm²)であり、かつ群体配置にできることから奥行き方向にアンカーボルトを密に配置できるためである。端部コンクリート側は、セメント改良土側に比べて、裕度が高いことから、詳細な構造は、設計及び工事計画認可段階において説明する。

第 7-39 表 防潮堤（端部）における止水ジョイントの構造の考え方

	端部コンクリート側	セメント改良土側
アンカーボルトを固定する構造物	端部コンクリート (設計基準強度 $f'_{ck}=40.0 \text{ N/mm}^2$)	セメント改良土 (設計基準強度 $f'_{ck}=6.5 \text{ N/mm}^2$)
アンカーボルトの配置	1 方向 (奥行き方向に群体配置)	2 方向 (単体配置)
「各種合成構造設計指針」の適用性	適用範囲内	適用範囲外
アンカーボルトの仕様	呼び径：13mm 頭部の種類：頭付きアンカーボルト 埋込み長さ：165mm	呼び径：24mm 頭部の種類：頭付きアンカーボルト 埋込み長さ：200mm
アンカーボルトの許容限界値	z 方向：約150kN/m ^{*1, *2}	z 方向：109.8kN/m ^{*3}

※1：アンカーボルト（端部コンクリート）の仕様及び許容限界は概算値であり、設計及び工事計画認可段階において、検討結果を示す。

※2：止水ジョイントに作用する主要な荷重である、ゴムジョイントの張力が引張方向に作用することを想定し、z 方向の許容限界を示す。

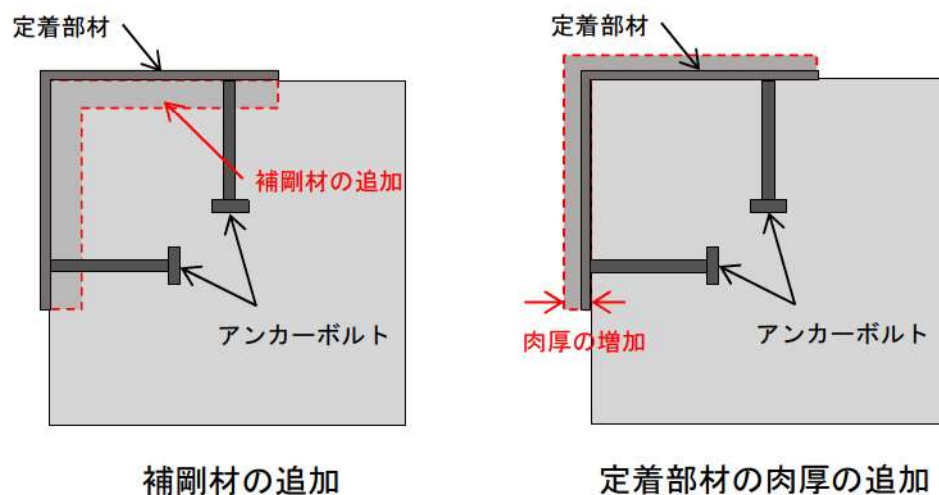
※3：アンカーボルト（千鳥配置）の許容限界は、「7. 3. 5 アンカーボルトの性能試験」に示す許容引張力及び許容せん断力を用いて、アンカーボルト 1 組の z 方向及び x 方向の合力とした。

7. 3. 7. 止水ジョイントの裕度に関する考え方

(1) 定着部材の裕度向上対策

止水ジョイントの定着部材が照査項目を確保できない場合の安全裕度の向上対策のイメージ図を第 7-73 図に示す。

定着部材の仕様の変更による裕度向上対策には、定着部材の材料の強度及び剛性の変更が挙げられる。「7. 3. 1. 設計の経緯」のとおり、止水目地コンクリート及び鋼製プレートを定着部材（鋼製）に変更することにより、定着部材の軸剛性及び質量が止水目地コンクリートと比較して小さくなり、セメント改良土の挙動に追従しやすくなるため、境界面のせん断力を低減することが可能となった。それを踏まえて、定着部材の長手方向の軸剛性を変えることなく、安全裕度を向上する対策は、短手方向の裕度向上対策となる補剛材の追加が挙げられる。補剛材以外の対策には、定着部材の肉厚の変更及び鋼種の変更（強度、剛性等）により、定着部材の曲げ、せん断耐力を向上する対策がある。この対策については、セメント改良土と定着部材の軸剛性差による境界面の発生せん断力の増加と定着部材の耐力向上の相反する要因を考慮して、定着部材の仕様を決定する。

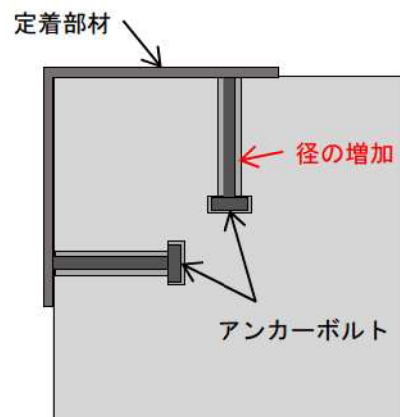


第 7-73 図 定着部材の裕度向上対策のイメージ図

(2) アンカーボルトの裕度向上対策

止水ジョイントのアンカーボルトが照査項目を確保できない場合の安全裕度の向上対策のイメージ図を第 7-74 図に示す。

アンカーボルトの裕度向上対策には、アンカーボルトの径を拡張することが挙げられる。アンカーボルトの径を拡張することにより、アンカーボルトの降伏により定まる場合の許容引張力及びアンカーボルトのせん断強度又は定着したコンクリート躯体のコーン状破壊や支圧破壊により定まる場合の許容せん断力は大きくなる。そのため、1本あたりの許容引張力及び許容せん断力が増加することにより、裕度が向上する。なお、裕度向上対策にアンカーボルトの埋込み長さを長くすることを含めなかった理由は、アンカーボルトを単体配置とするため、埋込み長さを長くするとアンカーボルトの本数が減少すること（配置間隔が長くなること）である。埋込み長さを変更するとアンカーボルトの本数も変更するため、定着部材に固定した複数本によるアンカーボルトの引張耐力及びせん断耐力は増減する。アンカーボルトの埋込み長さについては、「(3) アンカーボルトの埋込み長さ」と配置間隔について」にて説明する。



アンカーボルトの径の拡張

第 7-74 図 定着部材の裕度向上対策のイメージ図

(3) アンカーボルトの埋込み長さや配置間隔について

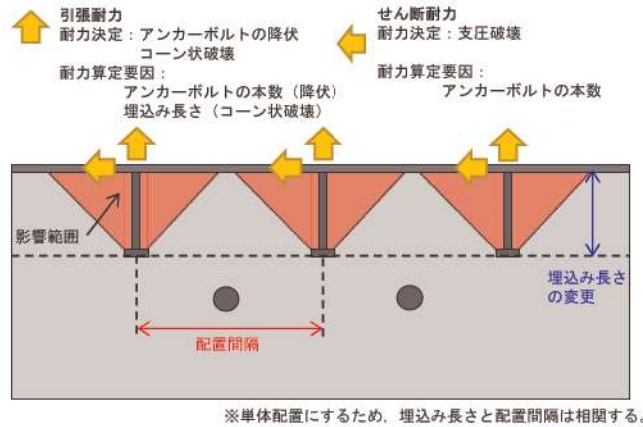
止水ジョイントのアンカーボルトの埋込み長さや配置間隔の考え方を第 7-75 図に示す。

アンカーボルトの引張耐力及びせん断耐力は「各種合成構造設計指針」に従い算定する。アンカーボルトの引張耐力は、単体配置及びセメント改良土の一軸圧縮強度から、アンカーボルトの降伏又はコーン状破壊から定まる許容引張力で算定される。アンカーボルトの降伏による許容引張力はアンカーボルトの本数(本/m)、コーン状破壊による許容引張力は埋込み長さにより影響を受ける。

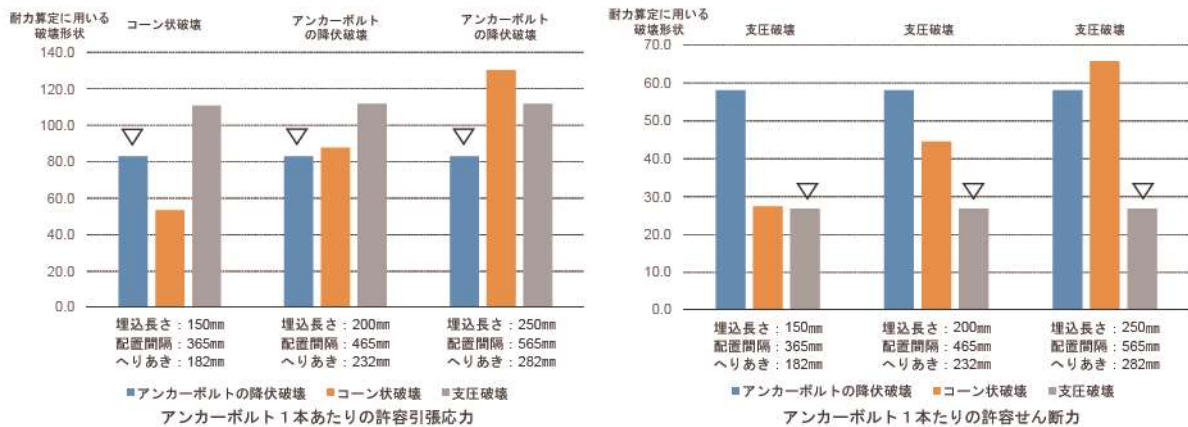
一方、アンカーボルトのせん断耐力は、支圧破壊により定まる許容引張力で算定される。この際の許容せん断力は埋込み長さの影響が小さく、せん断耐力を向上させるためにはアンカーボルトの本数(本/m)の増加が必要である。そのため、裕度向上対策には、セメント改良土と定着部材間に発生する引張力及びせん断力に対する引張耐力及びせん断耐力の裕度を考慮して埋込み長さや配置間隔を変更する方法が挙げられる。

アンカーボルト 1 本あたりの許容引張力、許容せん断力及び定着部材 1 mあたりの耐力(縦方向に埋め込まれたアンカーボルトのみ考慮)の算定例を第 7-76 図及び第 7-77 図に示す。算定例では、埋込み長さを 150、200、250mm に仮定し、配置間隔を単体配置となる最短長さ、へりあきを配置間隔の半分とした。その他の仕様は第 7-8 表と同様とする。定着部材 1 m 当たりの引張耐力は、埋込み長さ 200mm のときに最大となり、せん断耐力は埋込み長さ 150mm のときに最大となる。これより、アンカーボルトの埋込み長さや配置間隔について、埋込長さを増やせば引張耐力が向上(せん断耐力が低下)することになり、配置間隔を狭めれば、せん断耐力が向上(引張耐力が低下)することになる。そのため、アンカーボルトの引張力とせん断力の発生状況に応じて、アンカーボルトの埋込み長さや配置間隔は適切な仕様とする。

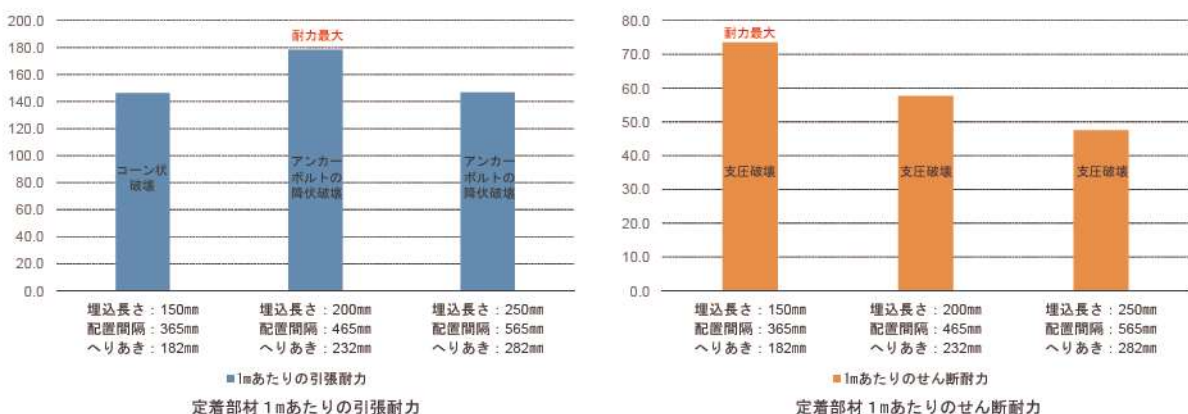
なお、埋込み長さや配置間隔を変更した場合においても、隣接するアンカーボルトの影響範囲が重複しない配置(単体配置)とし、「各種合成構造設計指針」に従いアンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力を算定する。埋込み長さを変更した場合には、設計及び工事計画認可段階において変更した仕様にてアンカーボルトの性能試験を実施する。



第 7-75 図 アンカーボルトの埋込み長さとは配置間隔の考え方



第 7-76 図 アンカーボルトの 1 本あたりの許容引張力、許容せん断耐力の計算例



第 7-77 図 定着部材 1 mあたりの引張耐力及びせん断耐力の計算例

8. 設置変更許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

8. 1. 設置変更許可段階における確認項目

8. 1. 1. 設置変更許可段階における確認項目（防潮堤（標準部））

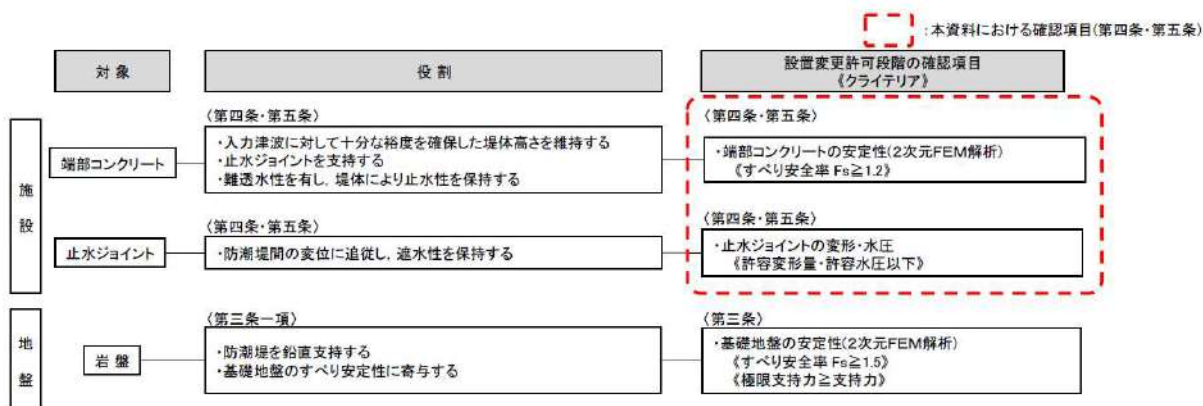
防潮堤（標準部）における設置変更許可変更段階の確認項目を第 8-1 図に示す。



第 8-1 図 設置変更許可段階における確認項目 [防潮堤（標準部）]

8. 1. 2. 設置変更許可段階における確認項目（防潮堤（端部））

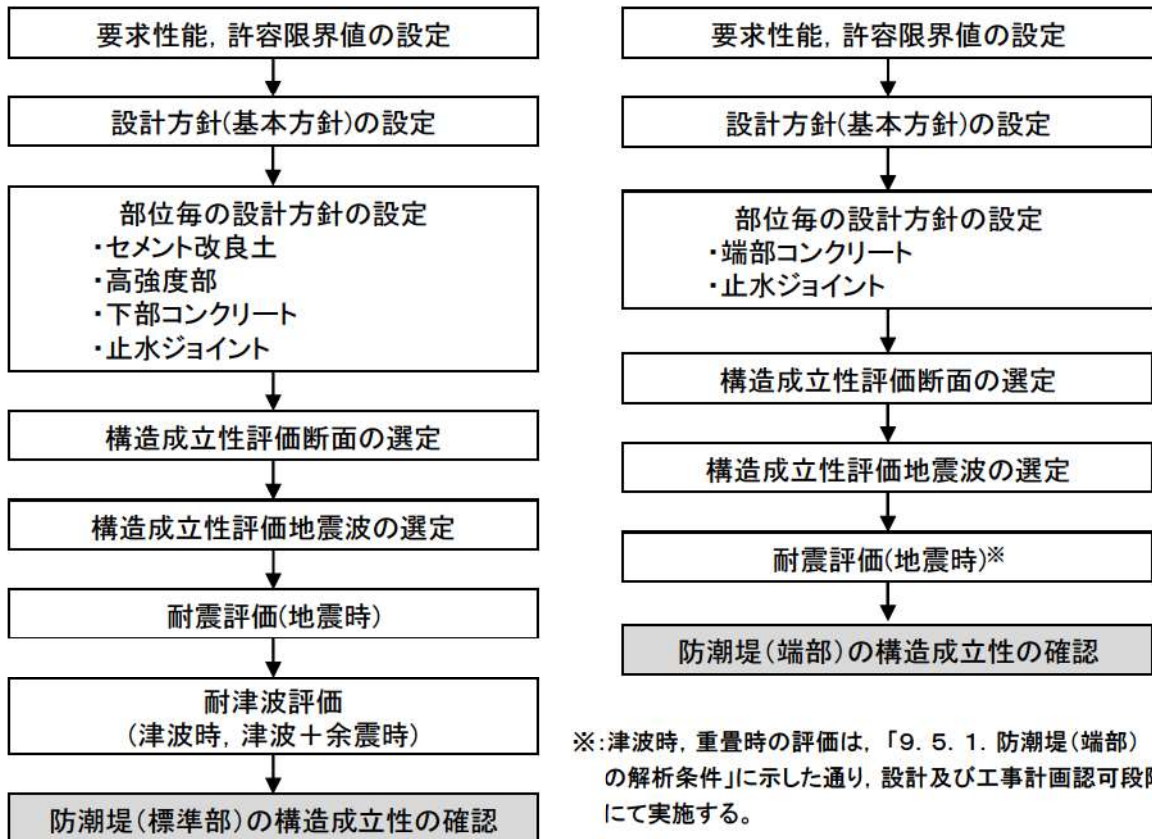
防潮堤（端部）における設置変更許可段階の確認項目を第 8-2 図に示す（設置変更許可段階における評価方針の詳細は「6. 4. 2. 設計方針の概要」参照）。



第 8-2 図 設置変更許可段階における確認項目 [防潮堤（端部）]

8. 2. 構造成立性評価の方針

防潮堤の構造成立性を確認するため、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」等に基づき、基準地震動及び基準津波による荷重等に対して、セメント改良土、高強度部、下部コンクリート、端部コンクリート及び止水ジョイントが十分な裕度を確保できていることを

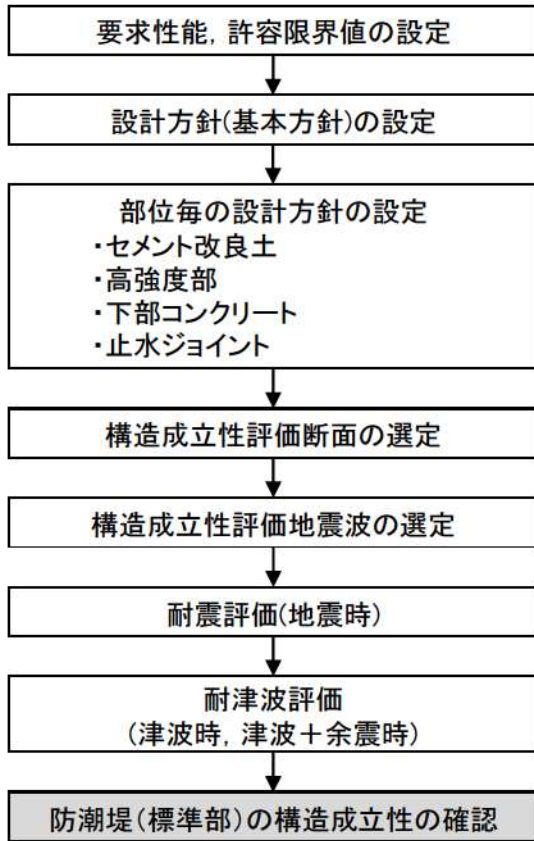


防潮堤(標準部)の構造成立性評価の流れ

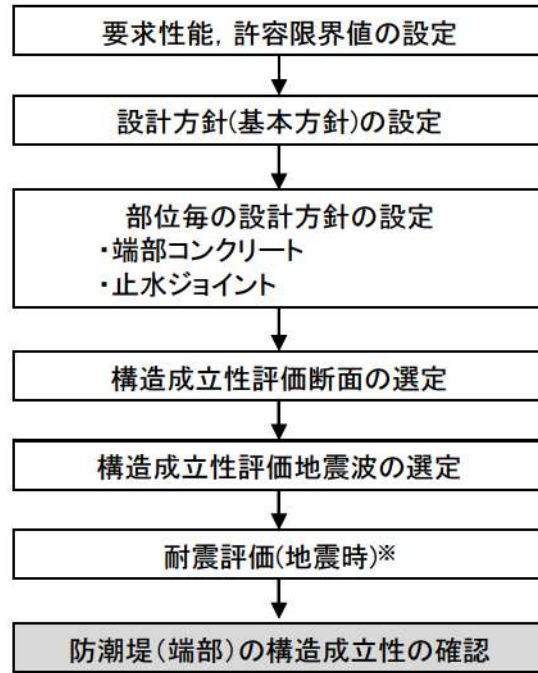
防潮堤(端部)の構造成立性評価の流れ

第 8-3 図に示す構造成立性評価の流れに基づき確認する。

なお、構造成立性評価に対する裕度が確保できなくなった場合には、追加の裕度向上対策（防潮堤幅の変更、防潮堤の仕様の見直し）の実施により対応する。



防潮堤(標準部)の構造成立性評価の流れ



※:津波時, 重畳時の評価は, 「9. 5. 1. 防潮堤(端部)の解析条件」に示した通り, 設計及び工事計画認可段階にて実施する。

防潮堤(端部)の構造成立性評価の流れ

第 8-3 図 防潮堤の構造成立性評価の流れ

8. 3. 設置変更許可段階での提示内容

設置変更許可段階において提示する内容のうち、評価対象断面について整理したものを第 8-1 表及び第 8-4 図に、解析手法（対象地震波及び解析手法）について整理したものを第 8-2 表に、解析条件（地下水位、液状化、地盤物性のばらつき及び防潮堤前面の既設護岸の扱い）について整理したものを第 8-3 表に示す。

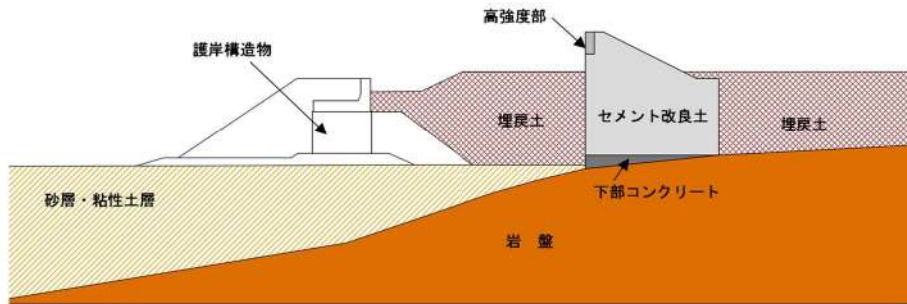
設計及び工事計画認可段階では、設置変更許可段階と同じ解析用物性値を用いた評価を基本とする。セメント改良土の物性値は、材料物性のばらつきによる影響評価として、施工試験で実施予定の第 8-14 表に示す試験方法から得られる値を解析用物性値（強度及び剛性）として用いた評価を行う。なお、セメント改良土は、解析用物性値を確保するように配合設計・品質管理を行うことから、設置変更許可段階における強度及び剛性のばらつきは考慮しない。

同様に、下部コンクリートも、解析用物性値を確保するように配合設計・品質管理を行うことから、設置変更許可段階における強度及び剛性のばらつきは考慮しない。

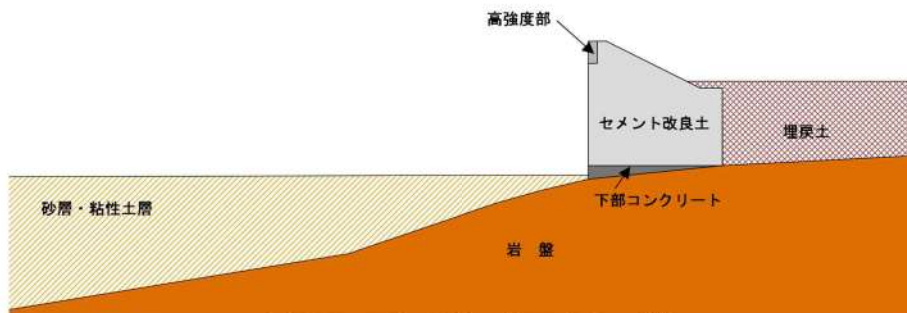
第 8-1 表 設置変更許可段階において提示する内容【評価対象断面】

		設置変更許可段階 (設計方針と構造成立性評価)	設計及び工事計画認可段階※1	本資料の 説明範囲
評価 対象 断面	構造成立性 第四条 第五条	[防潮堤 (標準部)] ・防潮堤の構造成立性評価断面は、①要求性能、②間接支持する設備の有無、③構造的特徴、④周辺状況を考慮して選定。 ・線状構造物であることから、防潮堤横断方向(弱軸)断面で評価する。	[防潮堤 (標準部)] ・構造成立性評価断面以外に、必要に応じて検討対象断面を追加。	○
		[防潮堤 (端部)] ・地山の形状及び防潮堤 (標準部) の形状を考慮して一断面を選定。	[防潮堤 (端部)] ・設置変更許可段階と同じ	○
	地盤安定性 第三条	[防潮堤 (標準部)・防潮堤 (端部)] ・照査項目であるすべり安全率が、地質状況等から最も小さくなると考えられる断面を代表断面として選定。	[防潮堤 (標準部)・防潮堤 (端部)] —	—※2

※1：万が一、設計及び工事計画認可段階にて構造成立性に課題が生じた場合は、追加対策等により対応する。
 ※2：「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」で説明する。



防潮堤断面図(前面護岸及び埋戻土がある状態)



防潮堤断面図(前面護岸及び埋戻土がない状態)

第 8-4 図 防潮堤の評価対象断面のイメージ図

第 8-2 表 設置変更許可段階において提示する内容【解析手法】

		設置変更許可段階 (設計方針と構造成立性評価)	設計及び工事計画認可段階 ^{※1}	本資料の説明 範囲
対象 地震波	構造成立性 第四条 第五条	・構造物への影響が大きい地震動を構造成立性評価の地震動として選定。	・全基準地震動で実施	○
	地盤安定性 第三条	・全基準地震動で実施	—	— ^{※2}
解析方法	[防潮堤 (標準部)] ・「5. 4. 解析方針」を基本とし、「8. 2. 構造成立性評価の方針」に示すフローにより、構造成立性を確認する。	同左		○
	[防潮堤 (端部)] ・「6. 4. 解析方針」を基本とし、「8. 2. 構造成立性評価の方針」に示すフローにより、構造成立性を確認する。	[防潮堤 (端部)] ・「6. 4. 解析方針」を基本に、「8. 2. 構造成立性評価の方針」に示すフローに津波時及び重畳時を追加する。		

※1：万が一、設計及び工事計画認可段階にて構造成立性に課題が生じた場合は、追加対策等により対応する。

※2：「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」で説明する。

第 8-3 表 設置変更許可段階において提示する内容【解析条件】

		設置変更許可段階 (設計方針と構造成立性評価)	設計及び工事計画認可段階 ^{※1}	本資料の説明 範囲
地下水位	[防潮堤 (標準部)] ・防潮堤から海側：T.P. 0.26m ・防潮堤から陸側：地表面 (T.P. 10.0m)		同左	○
	[防潮堤 (端部)] ・防潮堤から海側：地表面 ・防潮堤から陸側：地表面		同左	
液状化 ・ 液状化 強度特性	[埋戻土・砂層] ・液状化検討対象層(埋戻土・砂層)に対して、液状化試験結果により設定する。詳細は、「第四条地震による損傷の防止 別紙-9 施設の耐震評価に用いる地盤の液状化の評価方針」で説明する。		同左	— ^{※2}
地盤物性 のばらつき	・埋戻土、砂層、粘性土層を対象に地盤物性のばらつきを考慮する ^{※3} 。 ・各断面で解析用物性値(基本物性)に基づいた評価を行い、設計及び工事計画認可段階の荷重増分要因である地盤物性のばらつきを考慮しても構造成立性が確保できる見通しであることを確認する ^{※4} 。 [剛性] ・解析用物性値 [強度] ・解析用物性値	・埋戻土、砂層、粘性土層を対象に地盤物性のばらつきを考慮する ^{※5} 。 ・各断面で地盤物性のばらつきを考慮した評価を行う。地盤物性のばらつき設定ケースは以下を基本とし、解析用物性値(基本物性)における各部位の評価結果や裕度等を踏まえて具体的な解析実施ケースを検討する。 [剛性] ・解析用物性値、 $\pm 1\sigma$ [強度] ・解析用物性値 ^{※5}		○
防潮堤前面 の既設護岸 の扱い	・構造成立性評価の基本ケースにおいて、防潮堤前面の既設護岸をモデル化しない条件で評価する。 ・既設護岸による防潮堤への波及的影響は、代表ケースにおいて、既設護岸をモデル化することで評価する。		・防潮堤前面の既設護岸をモデル化しない条件を基本ケースで評価する。	○

※1：万が一、設計及び工事計画認可段階にて構造成立性に課題が生じた場合は、追加対策等により対応する。

※2：「第四条 地震による損傷の防止 別紙-9 施設の耐震評価に用いる地盤の液状化の評価方針」で説明する。

※3：セメント改良土、下部コンクリート、高強度部及び端部コンクリートは、解析用物性値以上の強度を確保する配合設計・品質管理を行うことから、強度と剛性のばらつきは考慮しない。

※4：照査値が最も小さいケースを代表として、地震時において、地盤物性のばらつき ($\pm 1\sigma$) を考慮した評価を行い、ばらつき係数を算出する。構造成立性評価の各ケースの安全率にばらつき係数を考慮した場合においても、構造成立性が確保できる見通しであることを確認する。

※5：セメント改良土、下部コンクリート、高強度部及び端部コンクリートは、影響評価として、実施工で得られる実強度を用いた評価を行う。

設置変更許可段階と設計及び工事計画認可段階において提示する内容のうち、セメント改良土の品質及び止水ジョイントについて整理したものを、第 8-4 表に示す。設置変更許可段階では、文献等から設定したセメント改良土の解析用物性値を用いた構造成立性評価結果を説明する。なお、セメント改良土の解析用物性値の詳細は、「8.5. 解析用物性値」に示す。

第 8-4 表 設置変更許可段階において提示する内容
【セメント改良土及び止水ジョイント】

		設置変更許可段階 (設計方針と構造成立性評価)	設計及び工事計画認可段階	本資料の 説明範囲
セメント 改良土	評価に 用いる 物性値	・文献等から設定した物性値	基本ケース： 文献等から設定した物性値(設置変更許可 と同じ) 影響評価ケース： 施工試験で得られる物性値(生コンクリー ト製造設備と同様の設備で製造したセメ ント改良土から取得する。)	○
	実施する 試験	・室内配合試験	施工試験： (生コンクリート製造設備と同様の設備で 製造したセメント改良土を用いて、第 8- 14 表に示した試験方法を実施予定であ る。)	
	試験の 目的	・文献等から設定した物性値を満足する見 通しがあることを確認する。	・影響評価ケースに用いる物性値を得る。 ・一軸圧縮強度とその他の物性値(引張強度 等)の関連性を確認する。	
	品質管理 方針 ^{※1}	・一軸圧縮強度を基本とし、設計及び工事 計画認可段階で、品質管理方法の詳細を 説明する。	・施工試験を踏まえた品質管理方法(品質確 認試験の項目、頻度等)を説明する。	
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> ・設置変更許可段階の解析により得られるアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力が、「各種合成構造設計指針」に基づき^{※1}決定した許容引張力及び許容せん断力以下であることを確認する。 ・設置変更許可段階の解析により得られる定着部材に作用する曲げ及びせん断力が、短期許容応力度以下であることを確認する。 ・アンカーボルト及び定着部材に作用する荷重を得るための解析の条件は、設置変更許可段階における防潮堤(標準部)に準じる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・設計及び工事計画認可段階の解析により得られるアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力が、「各種合成構造設計指針」に基づき^{※1}決定した許容引張力及び許容せん断力以下であることを確認する。 ・設計及び工事計画認可段階の解析により得られる定着部材に作用する曲げ及びせん断力が、短期許容応力度以下であることを確認する。 ・設計及び工事計画認可段階の解析により得られる防潮堤間の相対変位及び津波による水圧が、ゴムジョイントの性能試験を実施し、許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。また、ゴムジョイントの長期的な耐候性を耐候性試験により確認する。 ・防潮堤間の変形量及び津波による水圧並びにアンカーボルト及び定着部材に作用する荷重を得るための解析の条件は、設計及び工事計画認可段階における防潮堤(標準部)及び防潮堤(端部)に準じる。 	○	

※1：アンカーボルトの設計における「各種合成構造設計指針」の適用性は、アンカーボルトの性能試験で確認する。

設置変更許可段階と設計及び工事計画認可段階において提示する内容のうち、漂流物荷重について整理したものを第 8-5 表に示す。なお、対象漂流物、衝突速度、漂流物荷重算定式、漂流物荷重の載荷面積等の考え方は、「第五条 耐津波設計方針」において説明するため、暫定的な条件である。

第 8-5 表 設置変更許可段階において提示する内容
【漂流物荷重】

		設置変更許可段階 (設計方針と構造成立性評価) ^{※1}		設計及び工事計画認可段階	本資料の 説明範囲
漂流物荷重	対象漂流物 (算定式)	直近海域	前面海域	漂流物評価結果を踏まえて選定する。	○
		4.9t船舶 (FEMA2012)	19.81t船舶 (道路橋示方書)		
	衝突速度	18m/s		安全側に敷地における最大津波流速を用いる。	
	衝突位置 (標高)	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤天端(T.P. 19.0m) 高強度部下端直下のセメント改良土^{※2} 		<ul style="list-style-type: none"> 漂流物の衝突荷重が作用する位置は、安全側に最大津波高さ(入力津波高さに高潮ハザードの裕度を加えた高さを含む)を用いる。 高強度部下端直下のセメント改良土^{※2} 	
	荷重組合せ	常時荷重+津波荷重+漂流物荷重		(変更なし) 最大津波高さと最大津波流速は同地点・同時刻に発生しないものの、安全側に漂流物の衝突荷重(最大津波流速)と津波荷重(最大津波高さ)が同時に作用する組合せを考慮する。	
	衝突形態 (漂流物の向き)	防潮堤に直交方向に作用させる		非線形構造解析において、衝突形態(漂流物の向き、機関部の衝突)の影響を検討した上で、安全側になる条件を考慮する。	
	作用面積	1㎡あたりの荷重として作用させる		非線形構造解析において、作用面積の影響を検討した上で、安全側になる条件を考慮する。	
	漂流物荷重	1,691kN ^{※3}	1,059kN ^{※3}	基準津波が確定後、適切な漂流物荷重を算定し、防潮堤の評価に用いる。	
		<2,000kN			

※1：防潮堤の構造成立性評価(設置変更許可段階)に用いる暫定の数値であり、設計及び工事計画認可段階においては、基準津波を踏まえた適切な漂流物荷重で評価を行い、設置変更許可段階で設定した高強度部の設置範囲の妥当性を改めて評価する。

※2：高強度部下端直下のセメント改良土に漂流物荷重を作用した解析から、設定した高さ、幅の高強度部によって防潮堤が健全性、止水性を有していることを確認する。

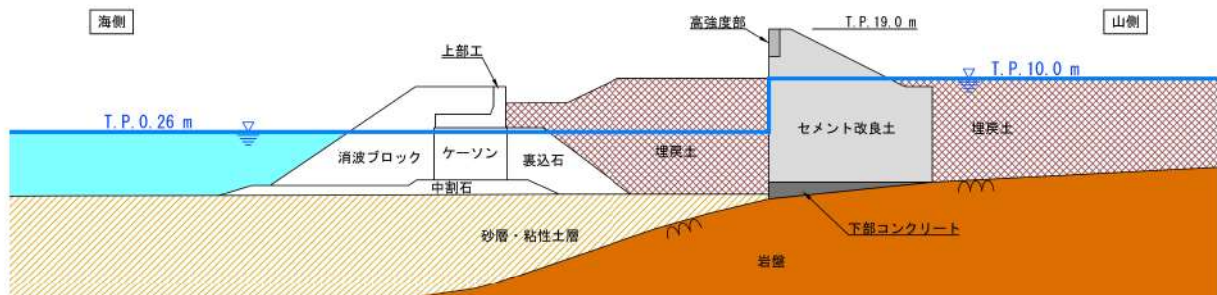
※3：漂流物荷重は、4.9t船舶を5t船舶として、19.81t船舶を20t船舶として算出した。

8. 4. 地下水位の設定方針

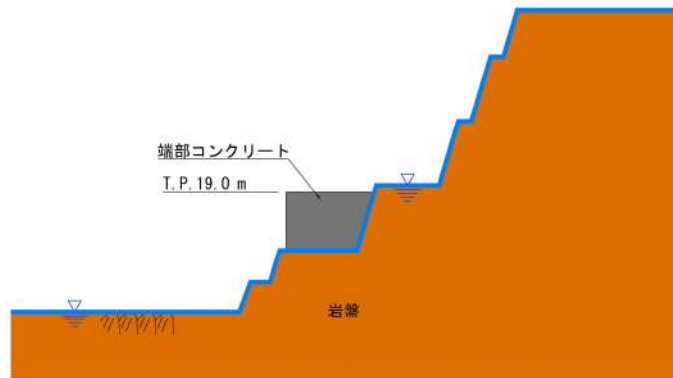
地下水位の設定概要を第 8-6 表及び第 8-5 図に示す。防潮堤（標準部）の地下水位は、防潮堤前面はT.P. 0.26mとし、防潮堤前面より陸側の地下水位設定は保守的に地表面とする。一方、防潮堤（端部）は海側、陸側どちらも地表面とする。

第 8-6 表 地下水位の設定方針（設置変更許可段階）

構造型式	水位
防潮堤（標準部）	<ul style="list-style-type: none"> ・防潮堤から海側：T.P. 0.26m ・防潮堤から陸側：地表面（T.P. 10.0m）
防潮堤（端部）	<ul style="list-style-type: none"> ・防潮堤から海側：地表面 ・防潮堤から陸側：地表面



防潮堤（標準部）



防潮堤（端部）

第 8-5 図 地下水位設定の概要

8. 5. 解析用物性値
8. 5. 1. 解析用物性値

第 8-7 表 解析用物性値

種類	分類	特性		物理特性			強度特性			変形特性				間隙率 n
		項目	密度 ρ (g/cm³)	せん断強度 τ₀ (N/mm²)	内部摩擦角 φ (°)	残留強度 τ (N/mm²)	せん断弾性係数 Eₛ (10³N/mm²)	静水圧応力比 νₛ	動せん断弾性係数 Gₑ (10³N/mm²)	動水圧応力比 νₑ	減衰定数 η (%)	土骨格の体積弾性係数 Kₛ (10³N/mm²)	水の体積弾性係数 Kₑ (10³N/mm²)	
安山岩	A₁級		2.67	2.42	47.2	201σ ^{0.84}	11.9	0.25	8.7	3	—	—	—	
	A₂級		2.64	2.26	51.2	221σ ^{0.81}	2.7	0.23	7.6	3	—	—	—	
	A₃級		2.62	—	—	—	—	—	5.1	3	—	—	—	
火砕岩類	A₄級		2.43	0.17	26.7	σ ≤ 0.13, σ ≥ 0.62 τ = 0.60σ ^{0.48} 0.13 < σ < 0.62 τ = 0.17 + σ tan 26.7°	0.012	0.35	1.3	3	—	—	—	
	A級		2.20 (2.2)	2.17	51.0	2.26σ ^{0.83}	6.1	0.26 (0.25)	4.3 (5.0)	3	—	—	—	
	B級		2.19 (2.1)	1.61	46.9	1.94σ ^{0.82}	2.8	0.24 (0.25)	3.7 (3.5)	3	—	—	—	
	C級		2.01 (1.9)	0.57	46.3	1.23σ ^{0.81}	0.84	0.21 (0.25)	2.9 (2.3)	3	—	—	—	
	D級		1.81 (1.9)	0.49	34.1	0.86σ ^{0.81}	0.64	0.26 (0.30)	2.2 (1.1)	3	—	—	—	
1.2号埋戻土	E級		1.64 (1.7)	0.23	31.5	σ < 0.14, σ ≥ 0.49 τ = 0.71σ ^{0.81} 0.14 ≤ σ < 0.49 τ = 0.23 + σ tan 31.5°	0.030	0.35	Gₑ/Gₑ = 1/[1+(γ/0.000550) ^{0.884}] Gₑ = 0.43	0.36 (0.41)	h = γ/(8.46γ + 0.00478) + 0.0308 × 100	—	—	
	地下水位以浅		1.80	0.034	38.0	0.034 + σ tan 38.0°	—	0.40	Gₑ/Gₑ = 1/[1+(γ/0.00260)] Gₑ = 0.154σ ^{0.81}	0.33	γ ≤ 2.71 × 10 ⁻² 2.71 × 10 ⁻² < γ ≤ 8.18 × 10 ⁻¹ γ > 8.18 × 10 ⁻¹	1228.36	2220	0.450
	地下水位以深		2.00	0.020	37.5	0.020 + σ tan 37.5°	0.028	0.40	—	0.33	—	1228.36	2220	0.408
3号埋戻土	地下水位以浅		2.35	0.161	33.7	0.161 + σ tan 33.7°	0.084σ ^{0.838}	0.40	Gₑ/Gₑ = 1/[1+(γ/0.000239) ^{0.777}] Gₑ = 0.702σ ^{0.838}	0.33	h = γ/(9.89γ + 0.00195) + 0.0301 × 100	5920.46	2220	0.213
	地下水位以深		2.10	1.30	26.0	σ tan 37.0°	8.0	0.33	3.0	3	—	—	—	—
セメント改良土	Aa1		1.90	0.003	37.4	0.003 + σ tan 37.4°	0.0430σ ^{0.878}	0.40	Gₑ/Gₑ = 1/[1+(γ/0.000854) ^{0.884}] Gₑ = 0.227σ ^{0.878}	0.33	h = γ/(5.15γ + 0.00399) + 0.0029 × 100	1348.09	2220	0.482
	Aa2		1.97	0.001	39.2	0.001 + σ tan 39.2°	0.0703σ ^{0.878}	0.40	Gₑ/Gₑ = 1/[1+(γ/0.000910) ^{0.878}] Gₑ = 0.243σ ^{0.878}	0.33	h = γ/(4.87γ + 0.00344) + 0.00970 × 100	1688.11	2220	0.449
	Ac		1.85	0.001	31.6	0.001 + σ tan 31.6°	—	—	Gₑ/Gₑ = 1/[1+(γ/0.00243) ^{0.878}] Gₑ = 0.097σ ^{0.878}	0.33	h = γ/(5.70γ + 0.0145) + 0.0267 × 100	4472.06	2220	0.603
中礫石 裏込石	地下水位以浅		1.85546 (1.80)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	地下水位以深		2.03943 (2.00)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	被覆		2.34535 (2.30)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	ブロック		2.34535 (2.30)	0.020	35	0.020 + σ tan 35.0°	0.4788 (E = α(1+ν)G)	0.33	Gₑ = 0.18 τ ~ γ 関係は HD モデル	0.33	h _{lim} = 2.4% 履歴減衰として考慮	4684.12	2220	0.450
	消波		1.17287 (1.15)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
無筋 コンクリート	地下水位以深		1.68767 (1.665)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	下部コンクリート		2.35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
無筋 コンクリート	高強度部		2.35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	普通コンクリート		2.35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

※() の数値は、1.2号埋戻土の解析用物性値

□ : 新規設定値

8. 5. 2. 解析用物性値の準拠基準

第 8-8 表 解析用物性値の準拠基準

種類	分類	物理特性				強度特性				静的特性				動的特性			
		項目	密度 ρ (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)	弾性係数 E_s (10 ³ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (10 ³ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h (%)	土骨格の体積弾性係数 K_s (kN/m ²)	水の体積弾性係数 K_w (10 ³ N/m ²)	間隙率 n			
安山岩	A ₁ 級	既工部資料 (原位置試験結果、一軸圧縮試験結果、文献より設定)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	A ₂ 級																
	A ₃ 級																
	A ₄ 級																
火砕岩類	A級	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	B級																
	C級																
	D級																
1号埋戻土	地下水位以浅	既工部資料 (三軸圧縮試験結果、文献より設定)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	地下水位以深																
	地下水位以浅																
	地下水位以深																
3号埋戻土	地下水位以浅	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	地下水位以深																
	地下水位以浅																
	地下水位以深																
セメント改良土	地下水位以浅	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	地下水位以深																
	地下水位以浅																
	地下水位以深																
砂	A _{s1}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	A _{s2}																
	A _{s3}																
	A _{s4}																
粘性土	地下水位以浅	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	地下水位以深																
	地下水位以浅																
	地下水位以深																
中割石 裏込石	地下水位以浅	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	地下水位以深																
	地下水位以浅																
	地下水位以深																
液理 ブロック	地下水位以浅	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	地下水位以深																
	地下水位以浅																
	地下水位以深																
無筋 コンクリート	下部コンクリート	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—				
	高強度部																
	端部コンクリート																
	コンクリート																

※1:「FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ(事例編)」より、一般値の $K_w=1/0.45=2.220,000\text{N/m}^2$ を設定。 ※2:「FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ(事例編)」より、一般値の $\nu_d=0.33$ を設定。 ※3:「FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ(事例編)」より、裏込石の推定値を設定。 ※4:「理科年表 国立天文台編 平成17年」より、20°Cの1気圧における $K_w=1/0.45=2.220,000\text{N/m}^2$ を設定。 ※5:一般式の $E_s=\rho \nu_s \nu_d$ より設定。 ※6:一般式の $E_s=\rho \nu_s \nu_d$ より設定。 ※7:「FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ(事例編)」より、一般値の 0.45 を設定。

8. 5. 3. 解析用物性値（セメント改良土）の設定方針

セメント改良土は、泊発電所構内から採取した岩盤を所定の粒径以下に粒度調整した骨材を使用する方針であり、第 8-9 表にセメント改良土の構築材料を示す。骨材は、防潮堤構築時の掘削土ではなく、泊発電所構内の地山を新たに掘削した岩盤を使用するため、細骨材及び粗骨材の品質のばらつきは小さいと考える。これらの骨材と第 8-9 表に示すセメント及び水等を生コンクリート製造設備と同様の設備で混合してセメント改良土を製造する。

セメント改良土の解析用物性値は文献等に基づき設定し、セメント改良土の配合は、設計で想定する品質のばらつきを考慮した上で、解析用物性値を満足する配合とする。設定した解析用物性値の妥当性については、設置変更許可段階でセメント改良土の室内配合試験により確認しており、詳細は、「8. 5. 8. 解析用物性値（セメント改良土）の設定まとめ」に示す。

今後、設計及び工事計画認可段階で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。

第 8-9 表 セメント改良土の構築材料

構築材料		仕様
セメント		普通ポルトランドセメント
水		「練混ぜ水の品質確認試験(JIS A 5308付属書C)」を満足するもの
骨材	細骨材 (9.5mm以下)	火砕岩類(B級及びC級) ふるい(9.5mm)を通過する材料
	粗骨材 (9.5~37.5mm)	安山岩(A _{III} 級以上) ふるい(37.5mm)を通過し、ふるい(9.5mm)に留まる材料
混和剤		流動化剤、増粘剤等
混和材		フライアッシュ

8. 5. 4. 解析用物性値（セメント改良土）の設定根拠

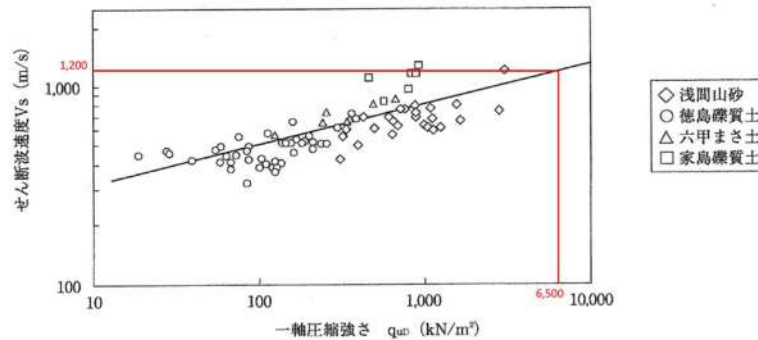
セメント改良土の解析用物性値は、防潮堤の構造成立性に必要な一軸圧縮強度を設定し、その他の物性値は設定した一軸圧縮強度から既往文献等に基づき設定する。セメント改良土の解析物性値及び設定根拠を第 8-10 表に示す。

第 8-10 表 セメント改良土の解析用物性値及び設定根拠

	物理特性			強度特性						変形特性					
	密度 ρ (g/cm ³)	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	一軸圧縮強度 q_u (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	健全		残留		静的特性		動的特性			
						せん断強度 τ_o (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	せん断強度 τ (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	静弾性係数 E_s (10 ³ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (10 ³ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h (%)	
物性値	2.10	1,200	2,400	6.50	0.65	1.30	26.0	0	37.0	8.0	0.33	3.0	0.33	3	
設定根拠	根拠	母材となる 3号B・C級の平均値	下記文献の V_p - q_u グラフから設定	$\nu_s = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 + V_s^2) - 1}$	構造成立性に必要な一軸圧縮強度	一軸圧縮強度の 1/10	一軸圧縮強度の 1/5	下記文献の地盤改良体の下限値相当	下記文献の地盤改良体の粘着力 = 0	下記文献の地盤改良体の下限値相当	$E_s = 2(1 + \nu_s) G_d$	下記文献の処理土の一般値	$G_d = \rho V_s^2$	静ポアソン比と同値	下記文献より岩盤相当
	出典	既工認資料、「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版)」。沿岸技術研究センター、令和元年	「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版)」。沿岸技術研究センター、令和元年	一般式	任意設定	「建築基礎のための地盤改良設計指針案、日本建築学会、2006年」では $q_u/5$ であるが、保守的に $q_u/10$ と設定	「乾式キャスグを用いる使用済燃料中和貯蔵施設の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009、日本電気協会、2009年」	「建築基礎のための地盤改良設計指針案、日本建築学会、2006年」	一般式	「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版)」。沿岸技術研究センター、令和元年	一般式	—	「設計用地盤定数の決め方—岩盤編—」。地盤工学会、2007年	「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、2018年	

セメント改良土の密度は、「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版), 沿岸技術研究センター, 令和元年」に基づき, 母材の密度を採用する。なお, セメント改良土は, 発電所構内から採取する火砕岩類B級(2.19g/cm³)及び火砕岩類C級(2.01g/cm³)を粒度調整した細骨材を主な材料として用いることから, セメント改良土の密度は, 各岩級密度の平均値である 2.10g/cm³ とする。

S波速度は, 「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版), 沿岸技術研究センター, 令和元年」に基づき, 第 8-6 図に示す一軸圧縮強度と S 波速度の関係から設定する。P波速度, 静弾性係数及び動せん断弾性係数は, 関係式(一般式)から設定する。



「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版), 一般財団法人沿岸技術研究センター, 令和元年」より引用・加筆

第 8-6 図 一軸圧縮強度と S 波速度の関係

$$G_0 = \rho V_s^2 = \frac{\gamma_L}{g} V_s^2 \quad \text{ここに、}$$

$$E_0 = 2(1+\nu)G_0$$

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left\{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right\}}$$

V_p : 縦波速度 (m/s)
 V_s : 横波速度 (m/s)
 G_0 : せん断弾性係数 (kN/m²)
 E_0 : ヤング率 (kN/m²)
 ν : ポアソン比
 ρ : 密度 (t/m³)
 γ_L : 湿潤単位体積重量 (kN/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)

「港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 2007年」より引用

第 8-7 図 ポアソン比と弾性波速度の関係

セメント改良土のせん断強度は、「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 JEAC4616-2009, 日本電気協会, 平成 21 年」に基づき、一軸圧縮強度の 1/5 倍とする。「建築基礎のための地盤改良設計指針案, 日本建築学会, 2006 年」によると、引張強度は一軸圧縮強度の 1/5 程度であることが示されているが、保守的に一軸圧縮強度の 1/10 とする。

(2) Ss地震時荷重に対する検討で用いる強度

Ss地震時荷重に対する検討で用いる改良体の強度は、改良体の設計圧縮強度 X_{SC} に基づいて設定する。

a. 圧縮強度

Ss地震時荷重に対する検討で用いる改良体の圧縮強度は次のように設定する。

$$ssf_{SC} = X_{SC} \dots\dots\dots (2.1.2-6)$$

ここで、

ssf_{SC} : Ss地震時荷重に対する検討で用いる改良体の圧縮強度

b. せん断強度

Ss地震時荷重に対する検討で用いる改良体のせん断強度は、長期及び短期荷重に対する設計における許容圧縮応力度と許容せん断応力度の関係と同様として、次のように設定する。

$$ssf_{SS} = \frac{1}{5}ssf_{SC} = \frac{1}{5}X_{SC} \dots\dots\dots (2.1.2-7)$$

ここで、

ssf_{SS} : Ss地震時荷重に対する検討で用いる改良体のせん断強度

「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 JEAC4616-2009, 日本電気協会, 平成21年」より引用・加筆

第 8-8 図 一軸圧縮強度とせん断強度の関係

i. 引張強さ

改良体の引張強さを求める方法としては、単純引張試験と割裂引張試験とがある。まず、割裂引張試験により求めた、引張強さと一軸圧縮強さの関係を図4.2.18に示す^{4.2.18)}。ここでは、改良体の引張強さは一軸圧縮強さの約 1/5 程度の関係であるとしている。一般的なコンクリートのこの関係は

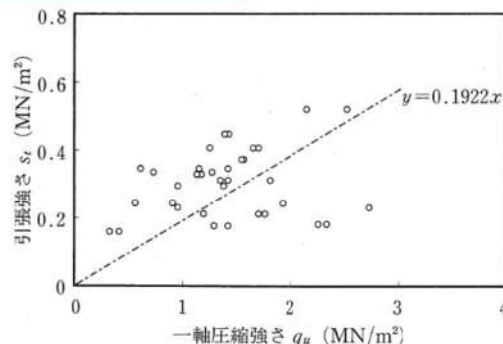


図4.2.18 割裂引張試験による引張強さ^{4.2.18)}

「建築基礎のための地盤改良設計指針案, 日本建築学会, 2006年」より引用・加筆

第 8-9 図 一軸圧縮強度と引張強度の関係

健全時の内部摩擦角は、「建築基礎のための地盤改良設計指針案，日本建築学会，2006年」に基づき，第 8-10 図に示す土質別改良体のせん断試験結果から算定した内部摩擦角のうち最低値 26.0° ($\approx 26.4^\circ$) を採用する。

残留強度時の粘着力（せん断強度）及び内部摩擦角は，「建築基礎のための地盤改良設計指針案，日本建築学会，2006年」に基づき，土質の違いによる大きな差がないことから，粘着力（せん断強度） $\tau = 0 \text{ N/mm}^2$ ，内部摩擦角 $\phi = 37.0^\circ$ ($\approx 37.6^\circ$) を採用する。

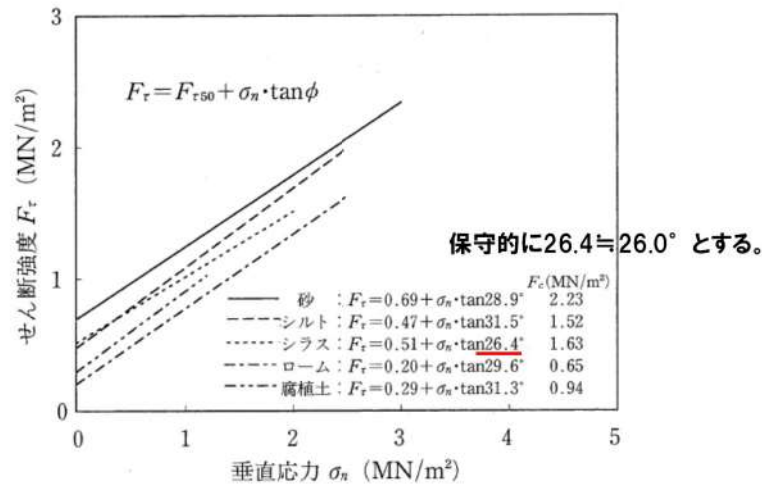


図4.2.14 土質別せん断強さの線の例^{4.2.18)}

「建築基礎のための地盤改良設計指針案，日本建築学会，2006年」より引用・加筆

第 8-10 図 土質別の改良体のせん断強度

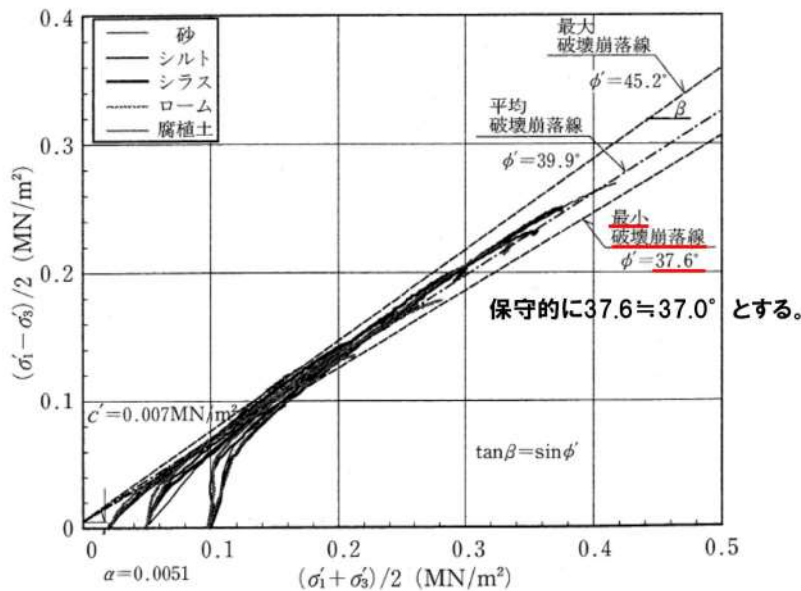


図4.2.17 細粒化した改良体の応力経路図^{4.2.18)}

「建築基礎のための地盤改良設計指針案，日本建築学会，2006年」より引用・加筆

第 8-11 図 細粒化した改良体の強度（残留強度）

ポアソン比は、「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版), 沿岸技術研究センター, 令和元年」に基づき, 一般的な値として 0.33 とする。

減衰定数は、「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, 2009年」に基づき, 岩盤相当とする。

調査結果によれば, 全体の 8 割にあたる 8 地点において 3%, 残りの 2 地点においてそれぞれ 2%と 5%の減衰定数が用いられていることが分かる。したがって, これらの結果からは地盤安定性評価における減衰定数の慣用値はほぼ 3%であるといえる。嶋・他⁶⁾によれば, 高圧繰り返し三軸圧縮試験による微小ひずみ領域における砂岩の履歴減衰は 1%から 2%, 花崗岩においては, 1%前後であるという結果が得られており, 慣用値はこれらの減衰とおおよそ調和的である。

**「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, 2009年」より引用・加筆**

第 8-12 図 減衰定数

8. 5. 5. 解析用物性値（セメント改良土）の線形物性の適用性

（1）解析用物性値（セメント改良土）を線形物性に設定することによる構造成立性評価への影響の整理

セメント改良土は、セメント、骨材、水等から構築され、一軸圧縮強度、S波速度及び静弾性係数が大きく、コンクリートと似た性質をもつ。これより、セメント改良土の物性値は、コンクリートと同様に線形物性として設定し、品質管理は、一軸圧縮強度を基本とする方針である。セメント改良土を線形物性として設定することによる構造成立性評価への影響を以下に示す。

- ・セメント改良土を線形物性と設定する場合の内部応力は、非線形物性と設定する場合と比較すると大きくなる。セメント改良土の健全性はすべり安全率で評価するため、内部応力が大きくなる線形物性と設定する方が保守的である。
- ・防潮堤に生じる変位はセメント改良土を非線形物性とする方が線形物性とする場合に比べて大きくなる可能性がある。しかしながら、セメント改良土の剛性は大きく、生じる変位は小さいと考えられることから、線形物性に設定することによる止水ジョイントの成立性評価への影響は小さい。

(2) 解析用物性値（セメント改良土）を線形物性にする根拠

セメント改良土の解析用物性値を線形物性とした根拠を、セメント改良土の一軸圧縮試験結果を踏まえて整理した。セメント改良土の一軸圧縮試験状況を第 8-13 図に、一軸圧縮試験結果を第 8-14 図に、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 土木学会, 2002 年」のコンクリートの応力-ひずみ曲線を第 8-15 図に示す。

セメント改良土の一軸圧縮試験結果より、軸ひずみがおおむね 0.002 程度でピーク強度であり、この傾向はコンクリートと同じである。また、セメント改良土のピーク強度の軸ひずみ及びピーク強度に至る応力-ひずみ曲線も、一般的なコンクリートと同様の傾向を示している。これより、セメント改良土は線形物性として設定する。

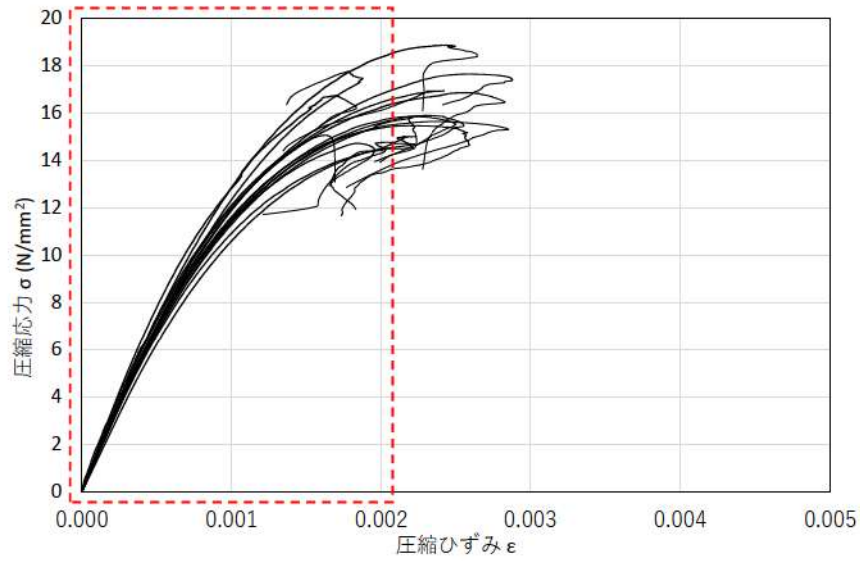


一軸圧縮試験用供試体 (φ 150mm, H300mm)

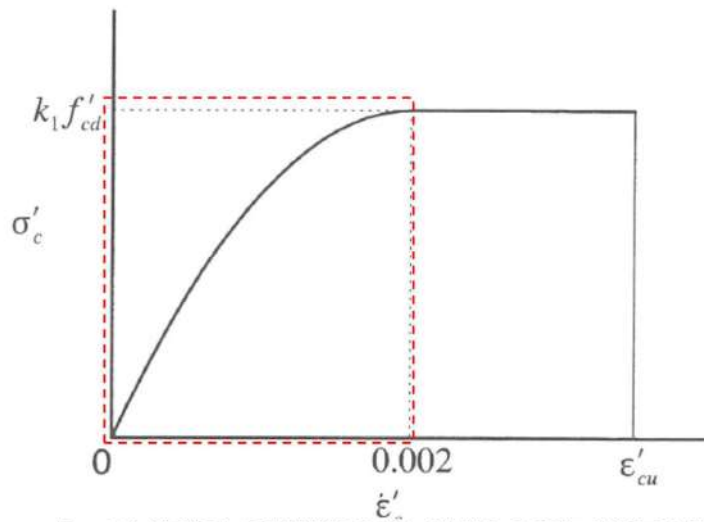


一軸圧縮試験の状況

第 8-13 図 室内配合試験における供試体及び試験状況



第 8-14 図 セメント改良土の一軸圧縮強度試験結果



「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 土木学会, 2002年」より引用・加筆

コンクリートの応力-ひずみ曲線

第 8-15 図 コンクリートの応力-ひずみ曲線

また、泊発電所のセメント改良土の物性値について、C級岩盤物性、先行炉で用いているセメント改良土及びコンクリートの物性値を比較した結果を第 8-11 表に示す。

物性値の比較においては、強度及び剛性の観点から、一軸圧縮強度及びS波速度に着目した。泊発電所のC級岩盤(線形物性)の一軸圧縮強度及びS波速度は、泊発電所で用いるセメント改良土の解析用物性値と同程度である。一方、泊発電所のセメント改良土は女川発電所(盛土堤防)のセメント改良土と比較すると、一軸圧縮強度及びS波速度が2倍程度であるため、泊発電所のセメント改良土は岩盤やコンクリートに近い性状である。これより、泊発電所のセメント改良土の物性は、比較的C級岩盤に近しく、C級岩盤やコンクリートと同様にセメント改良土を線形材料として設定することは妥当である。

第 8-11 表 C級岩盤及び先行炉のセメント改良土の物性値との比較

項目	泊発電所			東北電力(株) 女川発電所(盛土堤防) ^{※2}		コンクリート
	C級岩盤(3号) (平均値)	セメント改良土		セメント改良土		
		解析用物性値	室内配合試験値 (平均値)	管理基準値 (-1σ)	平均	
一軸圧縮強度 qu(N/mm ²)	5.4~9.5 ^{※1}	6.5	16.2	3.62	(不明)	18
S波速度 Vs(m/s)	1,200	1,200	1,670	740	870	1,977 ^{※3}

※1：C級岩盤は、岩種ごとに平均値が整理されている。

※2：他サイトの情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものである。

※3：静弾性係数からの換算値である。

8. 5. 6. 解析用物性値（セメント改良土）の強度のばらつきの考え方

セメント改良土は、セメント、骨材、水等を生コンクリート製造設備で混合して製造するため、セメント改良土の配合強度は設計値（解析用物性値）に対してコンクリートと同じばらつきを考慮して設定する。強度のばらつきの考え方は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，土木学会，2018 年」，「建築標準仕様書・同解説 [JASS5 鉄筋コンクリート工事 2018]，日本建築学会，2018 年」及び「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，ベターリビング，2018 年」の 3 つの基準を比較する。これより，第 8-12 表に示すとおり配合強度が高く設定されるコンクリート標準示方書を参考にセメント改良土のばらつきを考慮する。

第 8-12 表 ばらつきの考え方

参考とする指針	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	建築工事標準仕様書・同解説 [JASS5 鉄筋コンクリート工事 2018]	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—
材料強度の 特性値	<p>試験値の分布</p> <p>ばらつき $k\sigma$</p> <p>設計値 f_d (解析用物性値)</p> <p>配合強度 f_m</p> <p>「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，土木学会，2002 年」より引用・加筆</p>	<p>品質基準強度 $F_c = \max(F_c, F_d)$</p> <p>1.64 σ コア91日強度</p> <p>5%</p> <p>「建築工事標準仕様書・同解説 [JASS5 鉄筋コンクリート工事 2018]，日本建築学会，2018 年」より引用</p>	<p>品質基準強度 $F_c = \max(F_c, F_d)$</p> <p>不良率</p> <p>「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，ベターリビング，2018 年」より引用</p>
ばらつき	1.645 σ	1.64 σ (コア91日強度)	1.3 σ
変動係数	25%	24% ($\sigma = 2.5 \text{ N/mm}^2$)	25%*
設計値 (解析用物性値)	6.5 N/mm^2	6.5 N/mm^2	6.5 N/mm^2
配合強度	11.1 N/mm^2	10.6 N/mm^2	9.6 N/mm^2

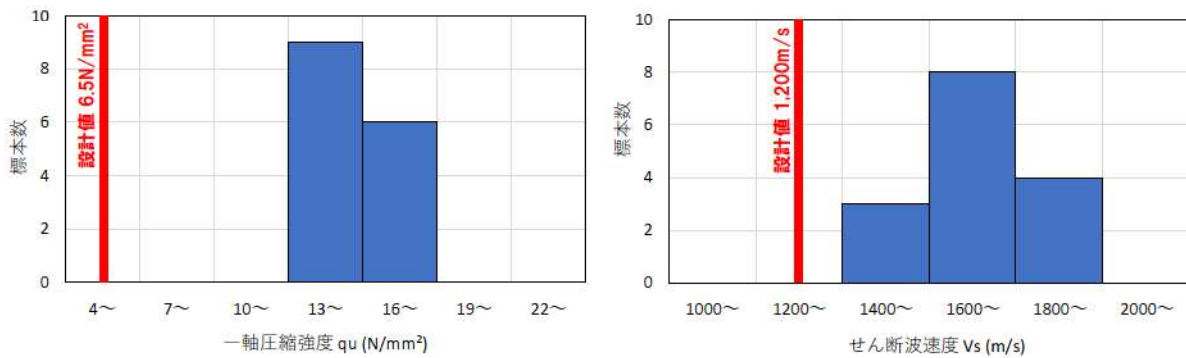
※：変動係数は，既設防潮堤のセメント改良土の変動係数が概ね 25%であったことを踏まえ，25%とした。

8. 5. 7. セメント改良土の室内配合試験

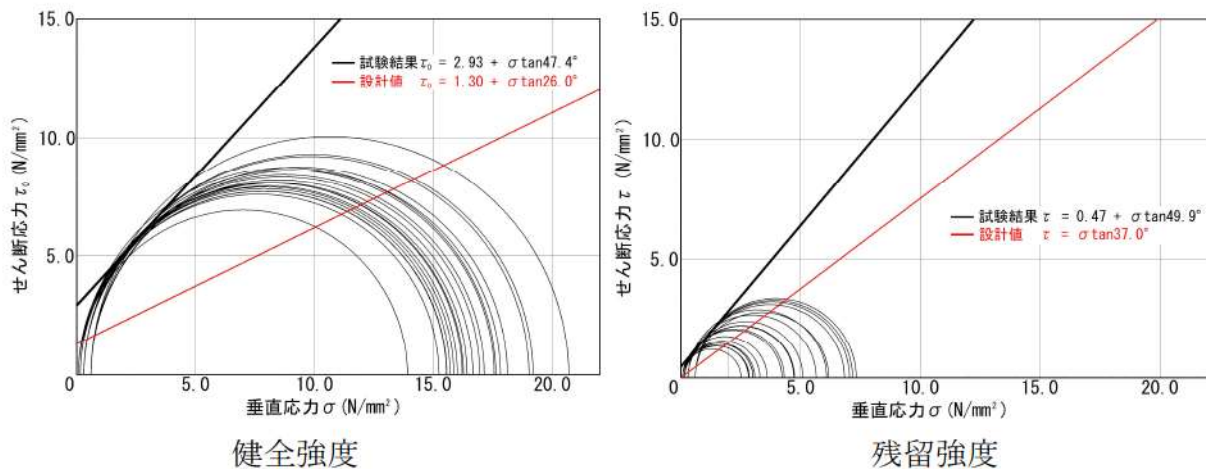
セメント改良土の解析用物性値に関する室内配合試験（一軸圧縮強度，せん断波速度及び岩石の非圧縮非排水三軸圧縮試験）の結果を第 8-13 表，第 8-16 図及び第 8-17 図に示す。

第 8-13 表 室内配合試験結果

項目	設計値	試験結果 (平均値)	試験結果	試験数	試験方法	
一軸圧縮強度 q_u (N/mm ²)	6.5	16.2	14.7~18.9	3供試体/1試験×5試験	JIS A 1216 土の一軸圧縮試験方法	
せん断波速度 V_s (m/s)	1,200	1,700	1,400~1,880	3供試体/1試験×5試験	JGS 2110 パルス透過法による岩石の 超音波速度測定方法	
健全強度	せん断強度 τ_u (N/mm ²)	1.3	2.93	—	4供試体/1試験×5試験	JGS 2531 岩石の非圧密非排水 三軸圧縮試験方法
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.0	47.4			
残留強度	せん断強度 τ (N/mm ²)	0.0	0.47			
	内部摩擦角 ϕ (°)	37.0	49.9			



第 8-16 図 セメント改良土の一軸圧縮強度およびせん断波速度



第 8-17 図 セメント改良土の三軸圧縮試験結果

セメント改良土について、文献等に基づき設定した解析用物性値を満足するかを室内配合試験により確認した結果、第 8-14 表に示すとおり、解析用物性値を満足する見通しがあることを確認した。そのため、設置変更許可段階においては、文献等から設定した解析用物性値を用いた構造成立性評価結果を説明する。

なお、セメント改良土は、解析用物性値を確保するように施工することから、第 8-14 表に示す室内配合試験の試験値は解析用物性値としない。

第 8-14 表 セメント改良土の解析用物性値及び室内配合試験結果

	物理特性			強度特性						変形特性				
	密度 ρ (g/cm^3)	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	一軸圧縮 強度 q_u (N/mm^2)	引張強度 σ_t (N/mm^2)	健全		残留		静的特性		動的特性		
						せん断 強度 τ_0 (N/mm^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$)	せん断 強度 τ (N/mm^2)	内部 摩擦角 ϕ ($^\circ$)	静弾性係数 E_s ($10^3\text{N}/\text{mm}^2$)	静ポアソン 比 ν_s	動せん断 弾性係数 G_0 ($10^3\text{N}/\text{mm}^2$)	動ポアソン 比 ν_d	減衰定数 h (%)
物性値	2.10	1,200	2,400	6.50	0.65	1.30	26.0	0	37.0	8.0	0.33	3.0	0.33	3
試験値	2.10	1,670	2,740	16.2	1.48	2.93	47.4	0.468	49.9	13.6	0.22	5.9	-	-
試験方法	JGS 2132 岩石の 密度試験 方法	JGS2110 パルス透過法による 岩石の超音波速度 測定方法		JIS A 1216 土の一軸 圧縮試験 方法	JGS 2551 圧裂によ る岩石の 引張り強 さ試験方 法	JGS 2531 岩石の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試 験方法				JIS A 1216 土の一軸圧縮試験方法		$G_0 = \rho V_s^2$	静ポアソン 比と同値	岩盤相当

防潮堤の評価に関して、設置変更許可、設計及び工事計画認可、使用前事業者検査において用いるセメント改良土の物性値と物性値を確認するための試験等を第 8-15 表に示す。

【設置変更許可段階】

室内配合試験によって、文献等から設定した物性値を満足する見通しがあることを確認する。

【設計及び工事計画認可段階】

設置変更許可段階と同じ解析用物性値を用いた評価を基本とし、材料物性のばらつきによる影響評価として、施工試験で実施予定の第 8-15 表の試験方法から得られる値を解析用物性値として用いた評価を行う。施工試験で実施予定の試験は、生コンクリート製造設備と同様の設備で製造したセメント改良土を用いる。また、施工試験において、一軸圧縮強度とその他の物性値の関連性を整理し、一軸圧縮強度で品質管理する方法について説明する。

【使用前事業者検査】

防潮堤に使用したセメント改良土が、文献等から設定した物性値を満足していることを確認する。

第 8-15 表 評価に用いるセメント改良土の物性値について

	設置変更許可	設計及び工事計画認可	使用前事業者検査
評価に用いる物性値	文献等から設定した物性値	基本ケース： 文献等から設定した物性値(設置変更許可と同じ) 影響評価ケース： 施工試験で得られる物性値(生コンクリート製造設備と同様の設備で製造したセメント改良土から取得する。)	—
実施する試験	室内配合試験	施工試験 (生コンクリート製造設備と同様の設備で製造したセメント改良土を用いて、第 8-14 表に示した試験方法を実施予定である。)	品質確認試験 (設計及び工事計画認可段階で説明した品質管理方法に基づき試験を実施する。)
試験の目的	文献等から設定した物性値を満足する見通しがあることを確認する。	影響評価ケースに用いる物性値を得る。 一軸圧縮強度とその他の物性値(引張強度等)の関連性を確認する。	防潮堤に使用したセメント改良土が、文献等から設定した物性値を満足していることを確認する。
品質管理方針	コンクリートと似た性質であることから、一軸圧縮強度を基本とし、設計及び工事計画認可段階で、品質管理方法の詳細を説明する。	施工試験を踏まえた品質管理方法(品質確認試験の項目、頻度等)を説明する。	設計及び工事計画認可段階で説明した品質管理方法に基づく管理を行う。

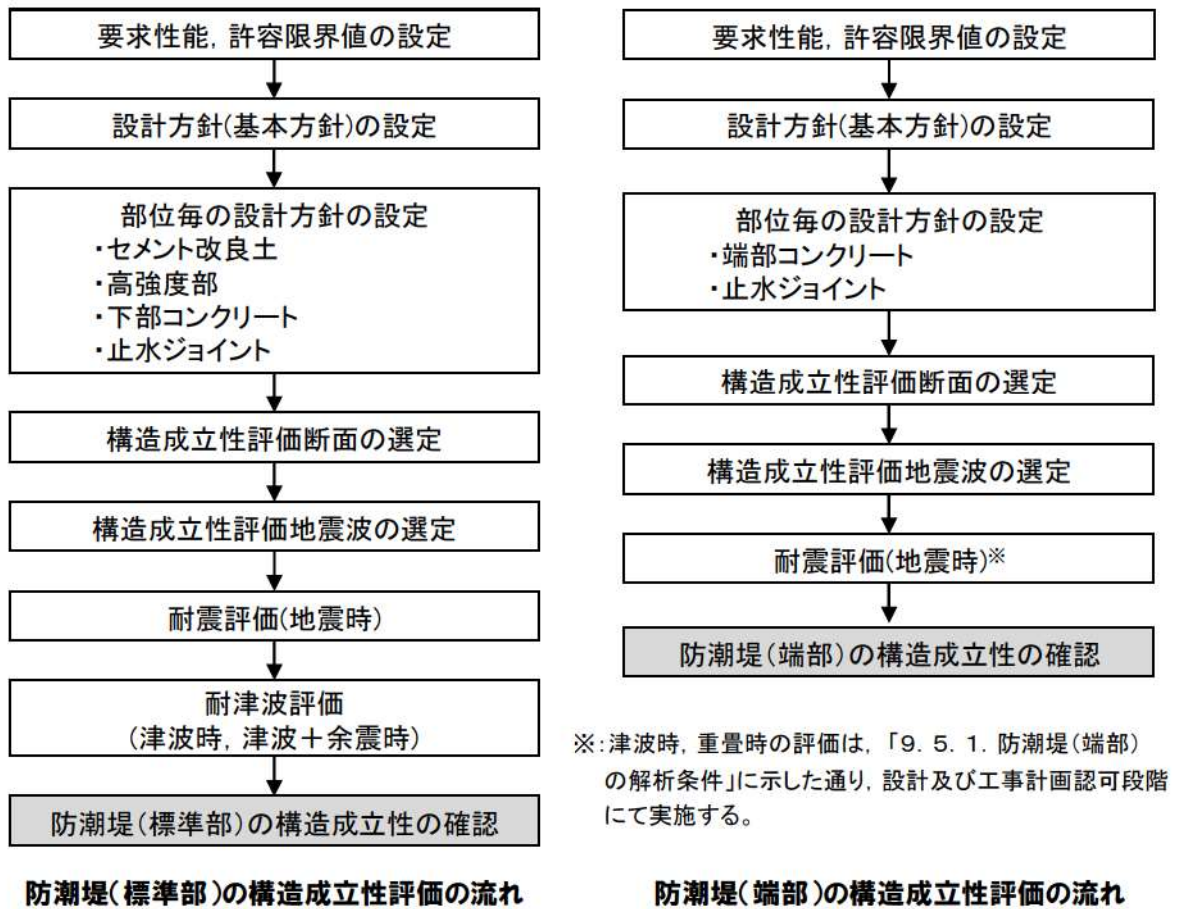
9. 防潮堤の構造成立性評価結果

9. 1. 構造成立性評価の基本方針

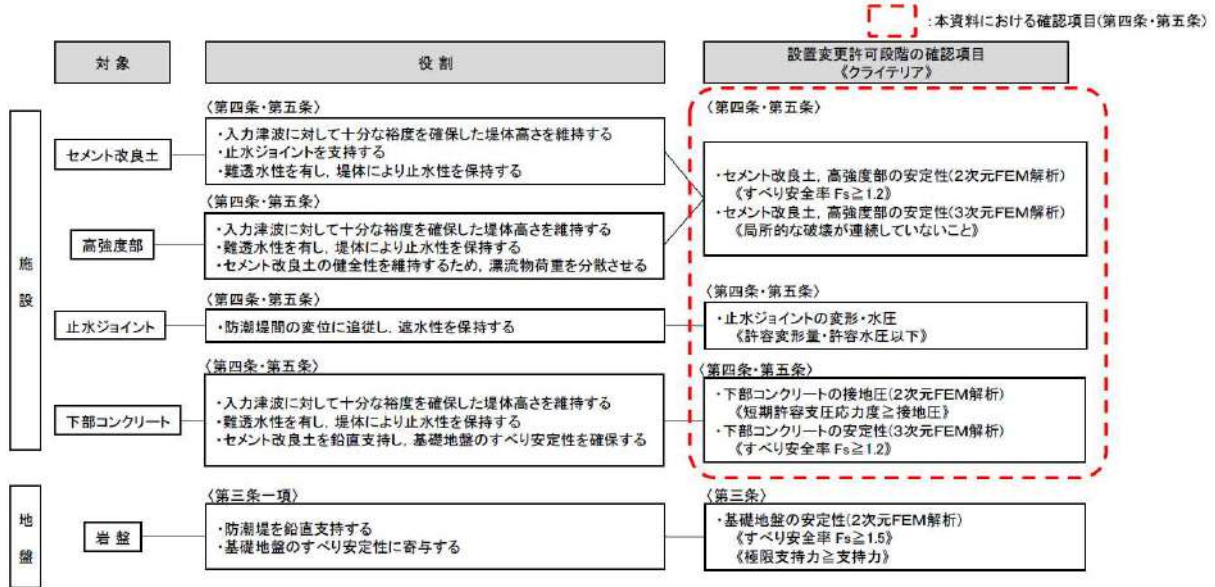
防潮堤の構造成立性を確認するため、「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」等に基づき、基準地震動及び基準津波による荷重等に対して、防潮堤の施設としての構造部材が十分な裕度を確保できていることを確認する。

防潮堤の構造成立性評価の流れを第 9-1 図に示す。なお、詳細設計段階で万一裕度が確保できなくなった場合には、追加の裕度向上対策（防潮堤幅の拡幅等）の実施により対応する。

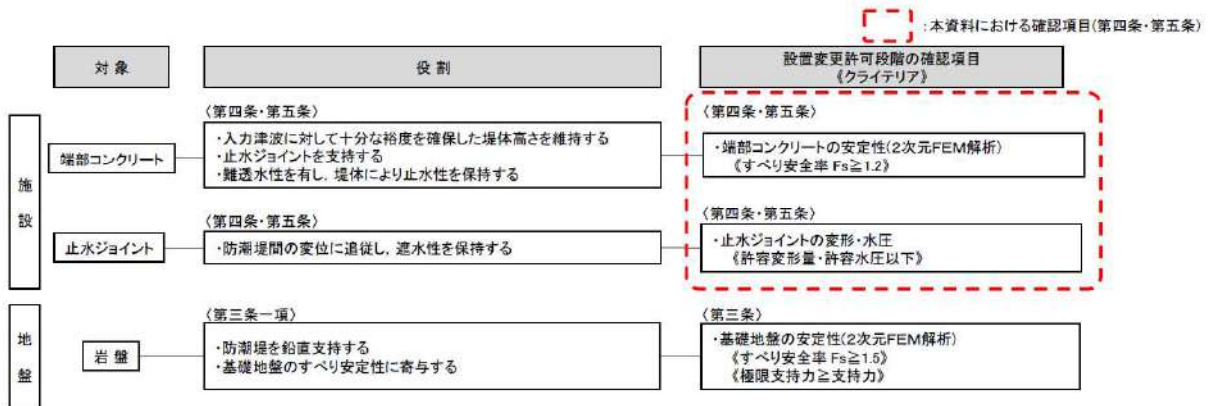
設置変更許可段階における構造型式毎の確認項目を第 9-2 図及び第 9-3 図に示す。



第 9-1 図 防潮堤の構造成立性評価の流れ



第 9-2 図 設置変更許可段階における防潮堤（標準部）の確認項目



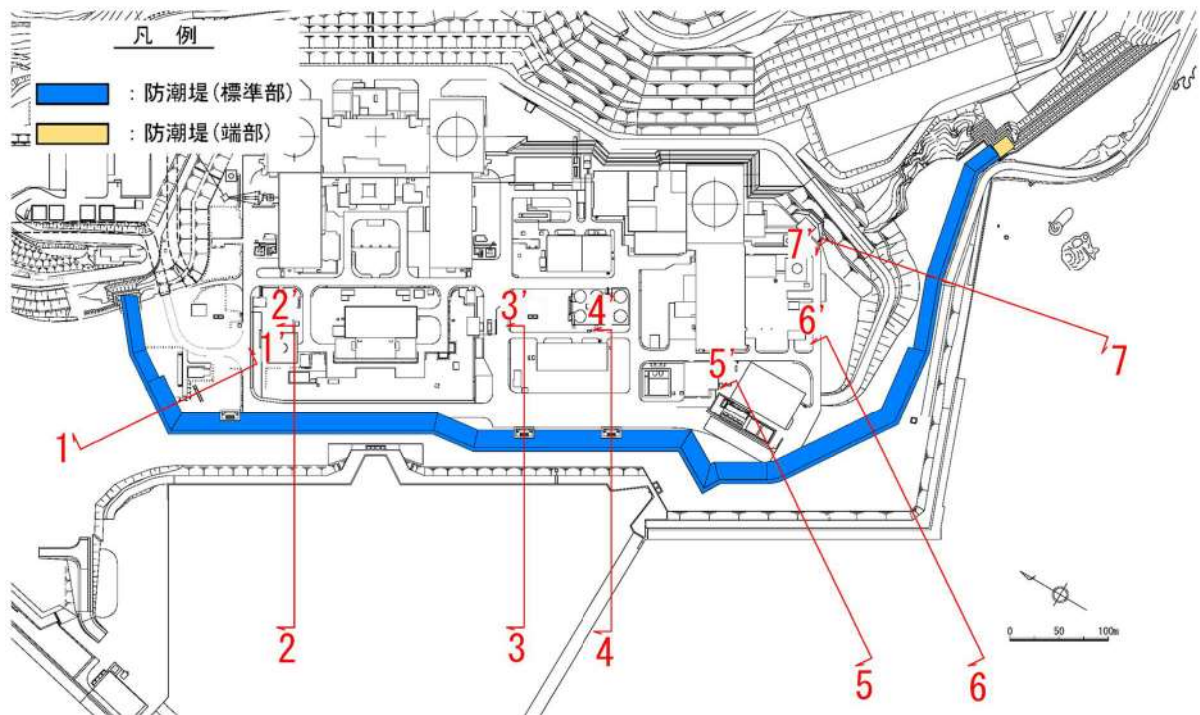
第 9-3 図 設置変更許可段階における防潮堤（端部）の確認項目

9. 2. 構造成立性評価断面の選定

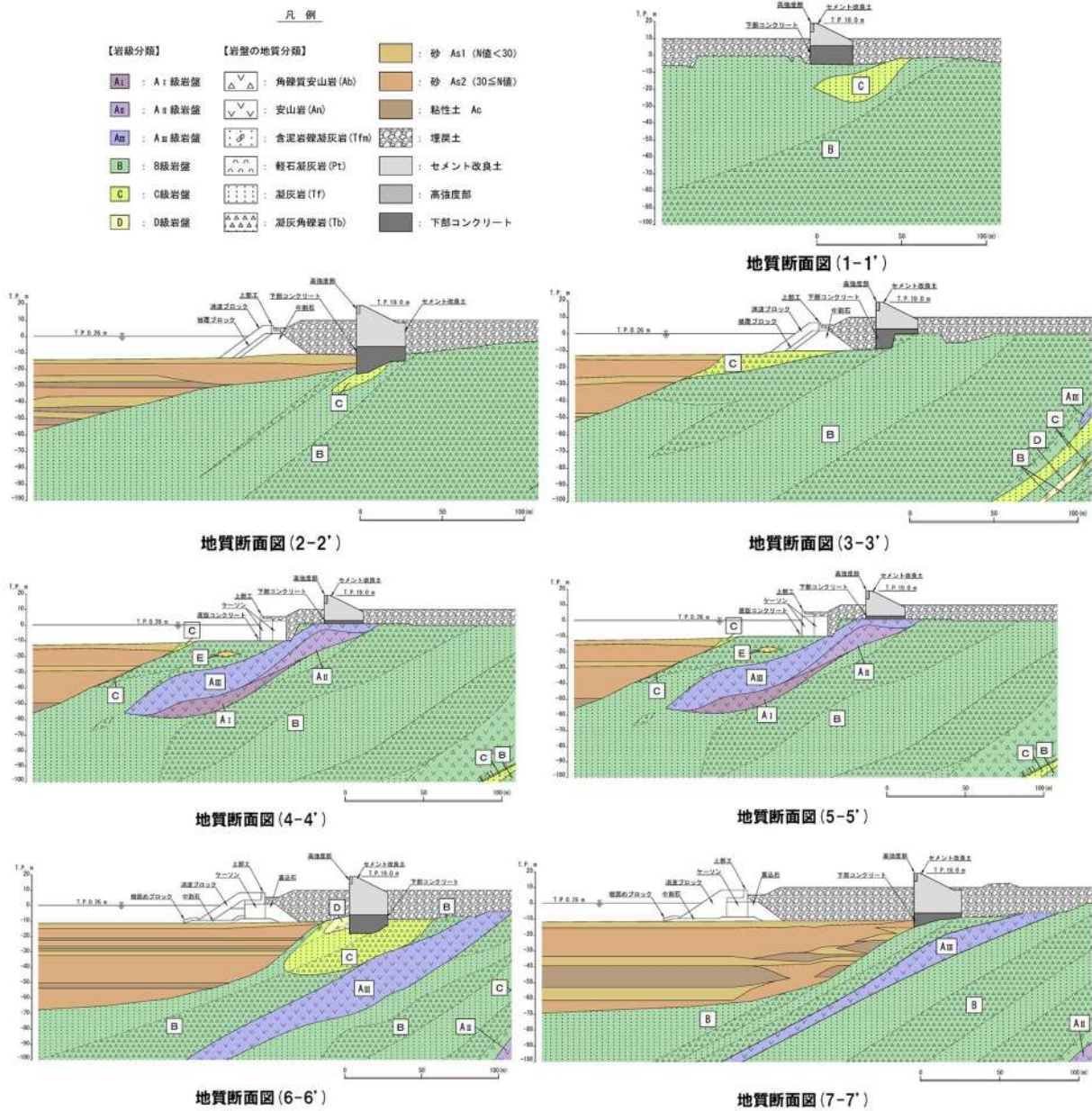
9. 2. 1. 防潮堤（標準部）の断面選定

防潮堤（標準部）について、「5. 防潮堤（標準部）の設計方針」に構造成立性評価断面候補選定の観点及び候補断面を整理した。また、評価断面候補地点の平面図を第 9-4 図、断面図を第 9-5 図、候補地点の概要を第 9-1 表及び第 9-6 図に示す。

構造成立性評価における評価断面の候補は第 9-1 表に示すとおり「観点③構造的な特徴(形状)」及び「観点④周辺状況」に基づき整理し、防潮堤天端から岩盤までの高さが高く、津波荷重又は土圧が大きい「2-2' 断面」及び「6-6' 断面」を構造成立性評価断面として選定した。



第 9-4 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図（防潮堤（標準部））

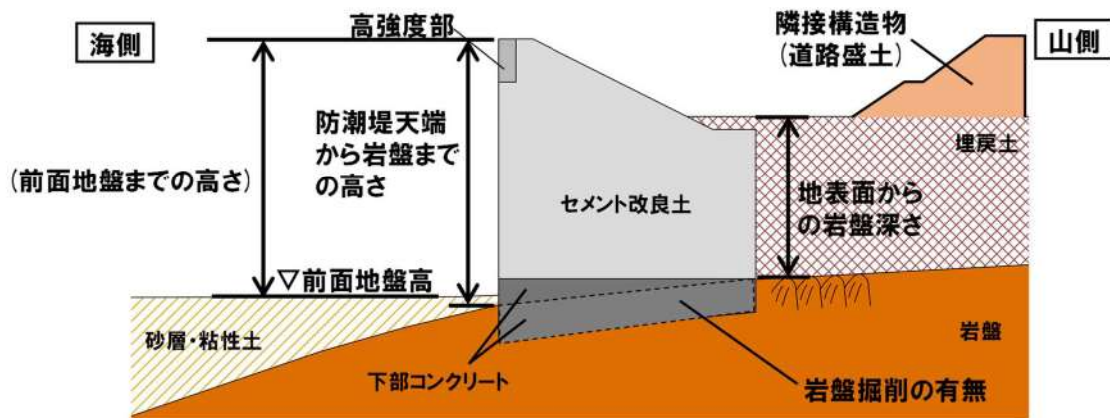


第 9-5 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図 (防潮堤 (標準部))

第 9-1 表 構造成立性評価断面候補地点の概要 (防潮堤 (標準部))

候補断面	③構造的特徴(形状)		④周辺状況					【参考】 ^{※8}		
	防潮堤天端から岩盤までの高さ	岩盤掘削 ^{※1}	防潮堤前面に作用する津波荷重		防潮堤背面に作用する土圧			漂流物荷重	岩盤の傾斜	岩級
			前面地盤高 ^{※2} (前面地盤までの高さ)	津波荷重 ^{※3}	地表面からの岩盤深さ ^{※4} (埋戻土による土圧)	隣接構造物の高さ (盛土道路による土圧)	土圧 ^{※6}			
1-1' 断面	23.9m	無	T.P. -4.9m (23.9m)	5,782kN	15.5m	—	3,895kN	2,000kN ^{※7}	平坦	B級
2-2' 断面	41.9m	有	T.P. -11.3m (30.3m)	9,293kN	20.6m	—	6,880kN		傾斜有	B級 C級
3-3' 断面	28.0m	無	T.P. -9.0m (28.0m)	7,922kN	10.0m	—	1,621kN		傾斜有	B級
4-4' 断面	18.0m	無	T.P. 1.0m (18.0m)	3,275kN	9.0m	—	1,313kN		平坦	A _m 級
5-5' 断面	37.4m	有	T.P. -6.5m (25.5m)	6,566kN	18.8m	—	5,731kN		傾斜有	C級
6-6' 断面	34.0m	無	T.P. -10.8m (29.8m)	8,990kN	18.9m	2.7m ^{※5}	7,361kN		傾斜有	B級
7-7' 断面	19.0m	無	T.P. 0.0m (19.0m)	3,648kN	10.0m	16.7m ^{※5}	6,564kN		平坦	B級

- ※1：防潮堤の基礎地盤のすべり安全率を確保するために岩盤掘削を行う可能性があり、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」においてすべり安全率を説明する。
- ※2：前面地盤高が低い方が、津波波力は大きくなる。
- ※3：構造成立性評価においては、津波波力算定時の津波高さを防潮堤天端高さとし、防潮堤前面の敷地高(岩盤深さ)との差の1/2を津波浸水深として、朝倉式より算定した津波波力を津波荷重として作用させる。津波波力の設定方針については、今後、「第五条 耐津波設計方針」において説明する。
- ※4：地表面からの岩盤深さが深いほど、防潮堤に作用する土圧は大きくなる。
- ※5：防潮堤背面の道路盛土は、基準地震動による崩壊が生じないように対策する方針である。道路盛土による断面選定の考え方は、「5. 5. (4) 近接する構造物の影響」において説明したとおりである。
- ※6：「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版)、沿岸技術研究センター、令和元年12月」を参考に、1,2号埋戻土として、道路盛土の天端まで液状化する仮定で算出した。
- ※7：漂流物荷重は、「9. 4. 1. 防潮堤 (標準部) の解析条件」に示すとおりである。
- ※8：岩盤の傾斜、岩級、防潮堤の幅に着目した断面選定は、基礎地盤の安定性評価に係る観点であることから、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」において説明する。なお、「防潮堤の幅」は、設置位置によって異なることを想定しており、詳細を設計及び工事計画認可段階にて示す。

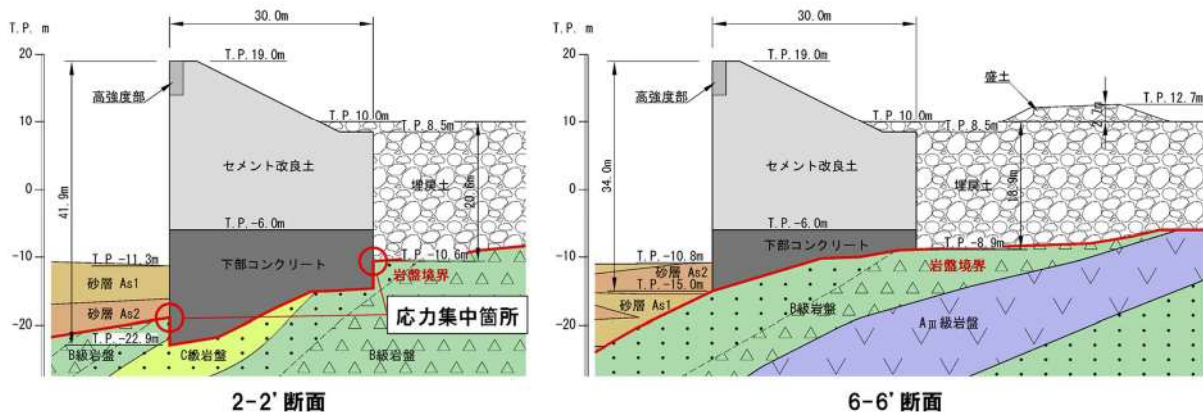


第 9-6 図 各観点のイメージ図

防潮堤（標準部）の構造成立性評価断面は，防潮堤前面に作用する津波荷重，防潮堤背面に作用する土圧（背面盛土含む），防潮堤の高さ及び岩盤掘削の有無の観点に着目し，評価条件を保守的に設定することで2断面（「2-2'断面」及び「6-6'断面」）を1断面に集約する。第9-1表に示すとおり，津波荷重及び防潮堤高さは「2-2'断面」の方が大きく，防潮堤背面に作用する土圧は「6-6'断面」の方が大きい。「③構造的特徴(形状)」の観点のうち岩盤掘削の有無における比較結果を第9-7図に示す。防潮堤の基礎地盤のすべり安全率を確保するために岩盤掘削を行う「2-2'断面」は，岩盤と砂層又は埋戻土層の境界部において下部コンクリートに応力集中が生じ，下部コンクリートにとって厳しい評価となることが考えられる。

第9-2表に構造成立性評価断面の選定結果を示し，構造成立性評価断面は下記のとおり評価条件を保守的に設定することで「2-2'断面」に集約する。

- ・地震時は，防潮堤背面の土圧が防潮堤を海側に押す方向に作用することから，「6-6'断面」の土圧を「2-2'断面」に保守的に作用させる。
- ・津波時及び重畳時（津波+余震時）は，防潮堤背面の土圧が津波波力を打ち消す方向に作用することから，「2-2'断面」の土圧を作用させる。



第9-7図 岩盤掘削の有無の観点における「2-2'断面」及び「6-6'断面」の比較結果

第 9-2 表 構造成立性評価断面の選定結果（防潮堤（標準部））

候補断面	選定理由
1-1' 断面	2-2' 断面と比較して、防潮堤天端から岩盤までの高さが低い、地表面からの岩盤深さが浅い、前面地盤高が浅いことから、1-1' 断面の評価は、2-2' 断面の評価に包絡されると考え、構造成立性評価断面として選定しない。
2-2' 断面	防潮堤天端から岩盤までの高さが高い、地表面からの岩盤深さが深い、前面地盤高が深いことから、構造成立性評価断面として選定する。
3-3' 断面	2-2' 断面と比較して、防潮堤天端から岩盤までの高さが低い、地表面からの岩盤深さが浅い、前面地盤高が浅いことから、3-3' 断面の評価は、2-2' 断面の評価に包絡されると考え、構造成立性評価断面として選定しない。
4-4' 断面	2-2' 断面と比較して、防潮堤天端から岩盤までの高さが低い、地表面からの岩盤深さが浅い、前面地盤高が浅いことから、4-4' 断面の評価は、2-2' 断面の評価に包絡されると考え、構造成立性評価断面として選定しない。
5-5' 断面	2-2' 断面と比較して、防潮堤天端から岩盤までの高さが低い、地表面からの岩盤深さが浅い、前面地盤高が浅いことから、5-5' 断面の評価は、2-2' 断面の評価に包絡されると考え、構造成立性評価断面として選定しない。
6-6' 断面	2-2' 断面と比較して、防潮堤天端から岩盤までの高さが低い、地表面からの岩盤深さが浅い、前面地盤高が浅いことから、6-6' 断面の評価は、2-2' 断面の評価に包絡されると考え、構造成立性評価断面として選定しない。なお、道路盛土を含んだ防潮堤背面の土圧は、2-2' 断面より大きいため、構造成立性評価における地震時の評価において、2-2' 断面に6-6' 断面の土圧を保守的に作用させる。
7-7' 断面	2-2' 断面と比較して、防潮堤天端から岩盤までの高さが低い、地表面からの岩盤深さが浅い、前面地盤高が浅いことから、7-7' 断面の評価は、2-2' 断面の評価に包絡されると考え、構造成立性評価断面として選定しない。 また、隣接構造物である防潮堤背面の道路盛土の影響は、液状化を考慮した土圧を比較した結果、2-2' 断面及び6-6' 断面に包絡されており、6-6' 断面の土圧を評価に用いることから構造成立性評価断面として選定しない。

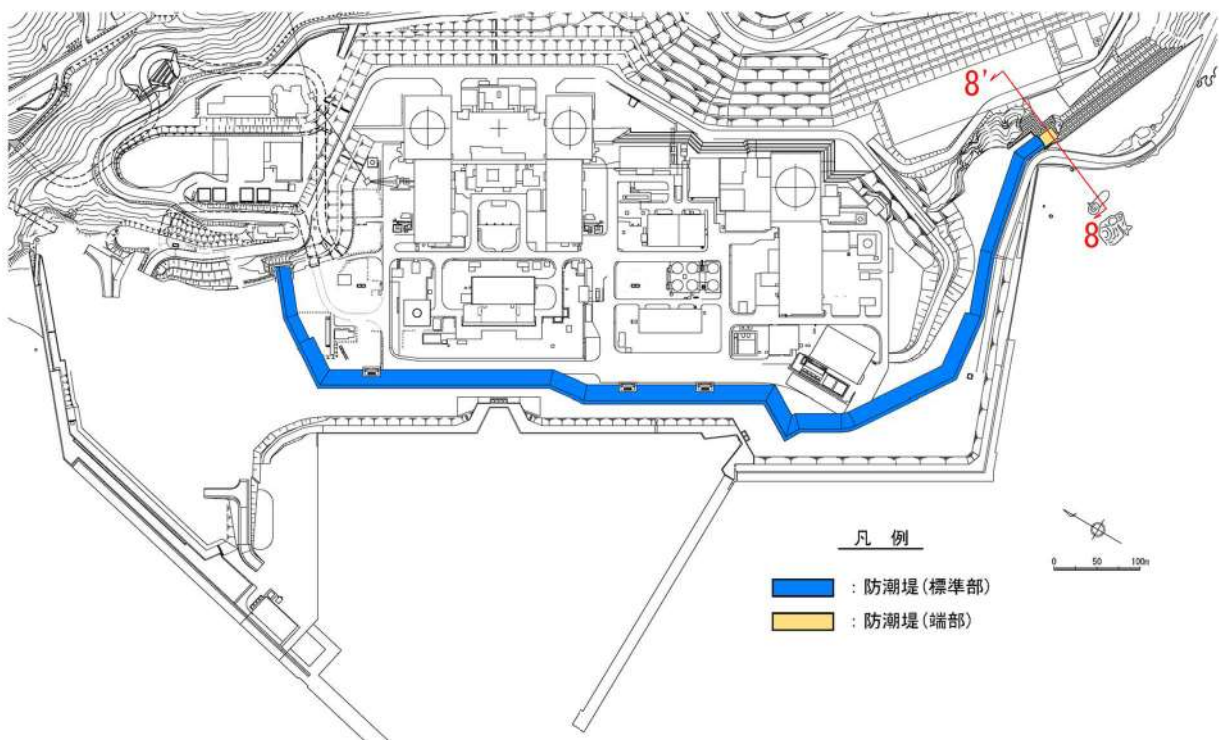
※:岩盤掘削の観点に関しては、岩盤と砂層又は埋戻土層の境界部において下部コンクリートに応力集中が生じることを考慮し、岩盤掘削を有する2-2' 断面を構造成立性評価断面に選定する。

9. 2. 2. 防潮堤（端部）の断面選定

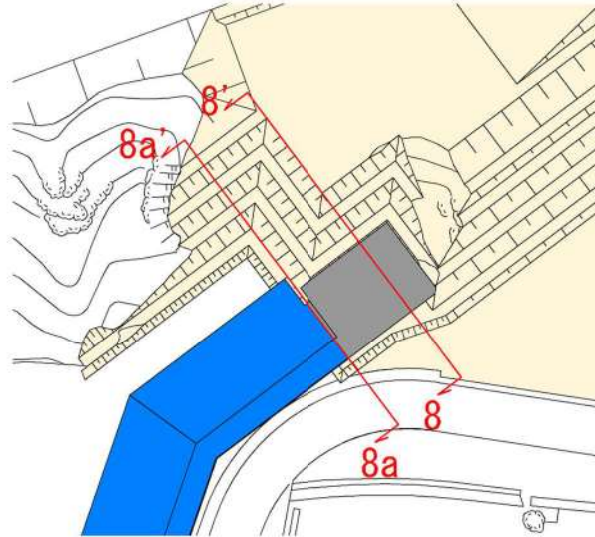
防潮堤（端部）について、「6. 4. 5. 耐震評価候補断面の整理方針」に構造成立性評価断面候補選定の観点及び候補断面を整理した。また、評価断面候補地点の平面図及び断面図を第 9-8 図、第 9-9 図及び第 9-10 図に示す。

「8 a - 8 a' 断面」は防潮堤（標準部）上部と同じ形状であり、防潮堤（標準部）の構造成立性を確認することで、「8 a - 8 a' 断面」の構造成立性を確保できる。なお、防潮堤（標準部）はセメント改良土構造であるが、防潮堤（端部）はセメント改良土より強度の大きいコンクリート構造である。また、「8 - 8' 断面」は、端部コンクリートの下端幅より上端幅の方が広く不安定な形状である。

以上の理由を踏まえて、構造成立性評価断面は「8 - 8' 断面」とする。

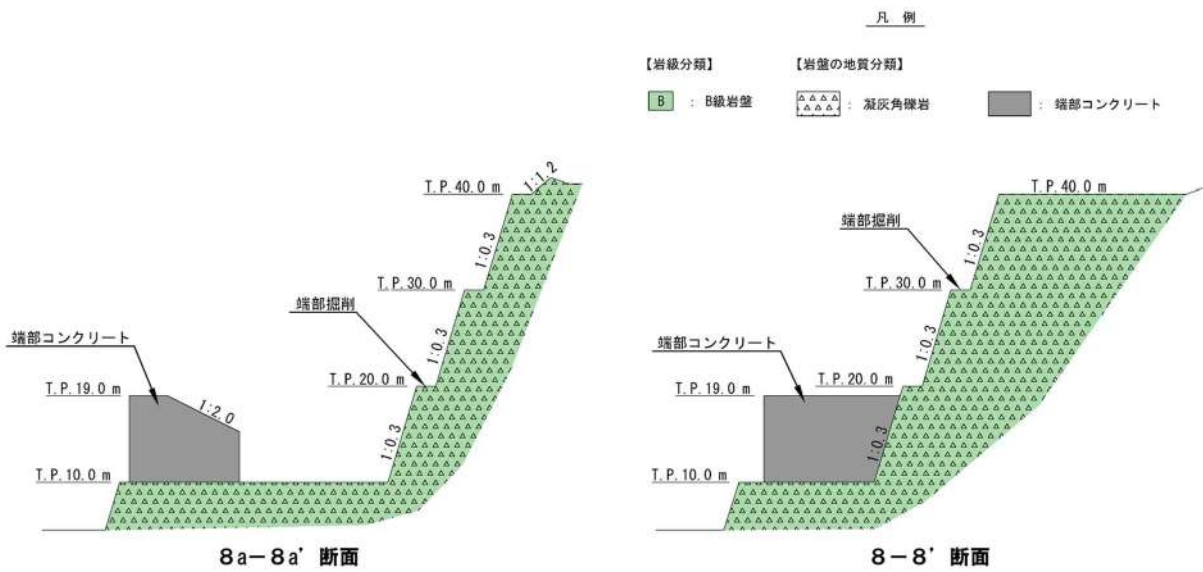


第 9-8 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図（防潮堤（端部））



平面位置図

第 9-9 図 構造成立性評価断面候補地点の拡大平面図 (防潮堤 (端部))

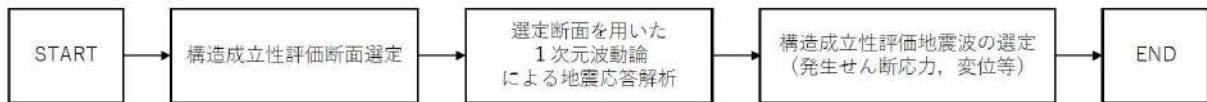


第 9-10 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図 (防潮堤 (端部))

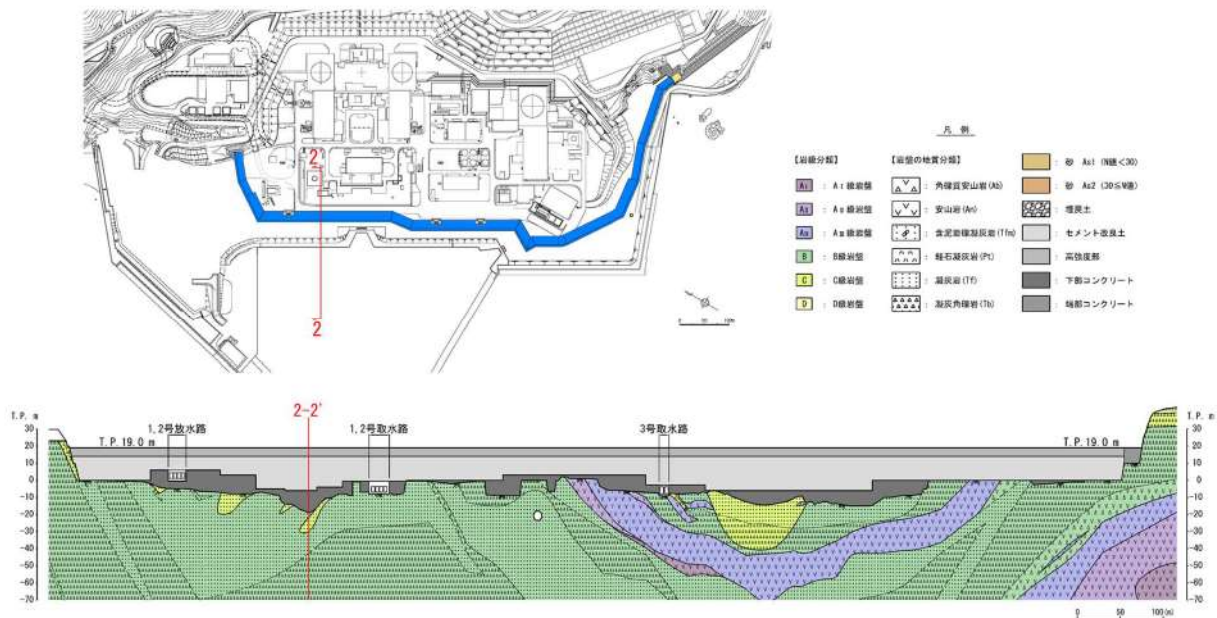
9. 3. 構造成立性評価地震波の選定

構造成立性評価地震波選定フローを第 9-11 図に示す。第 9-12 図に示した構造成立性評価断面（地点）における基準地震動19波の応答結果から、構造成立性評価地震波を選定する。基準地震動の時刻歴波形及び応答スペクトルは、「4. 3. 基準地震動」に示す。

地震波の選定は、防潮堤（標準部）の「2-2' 断面」の防潮堤前面位置で行う。



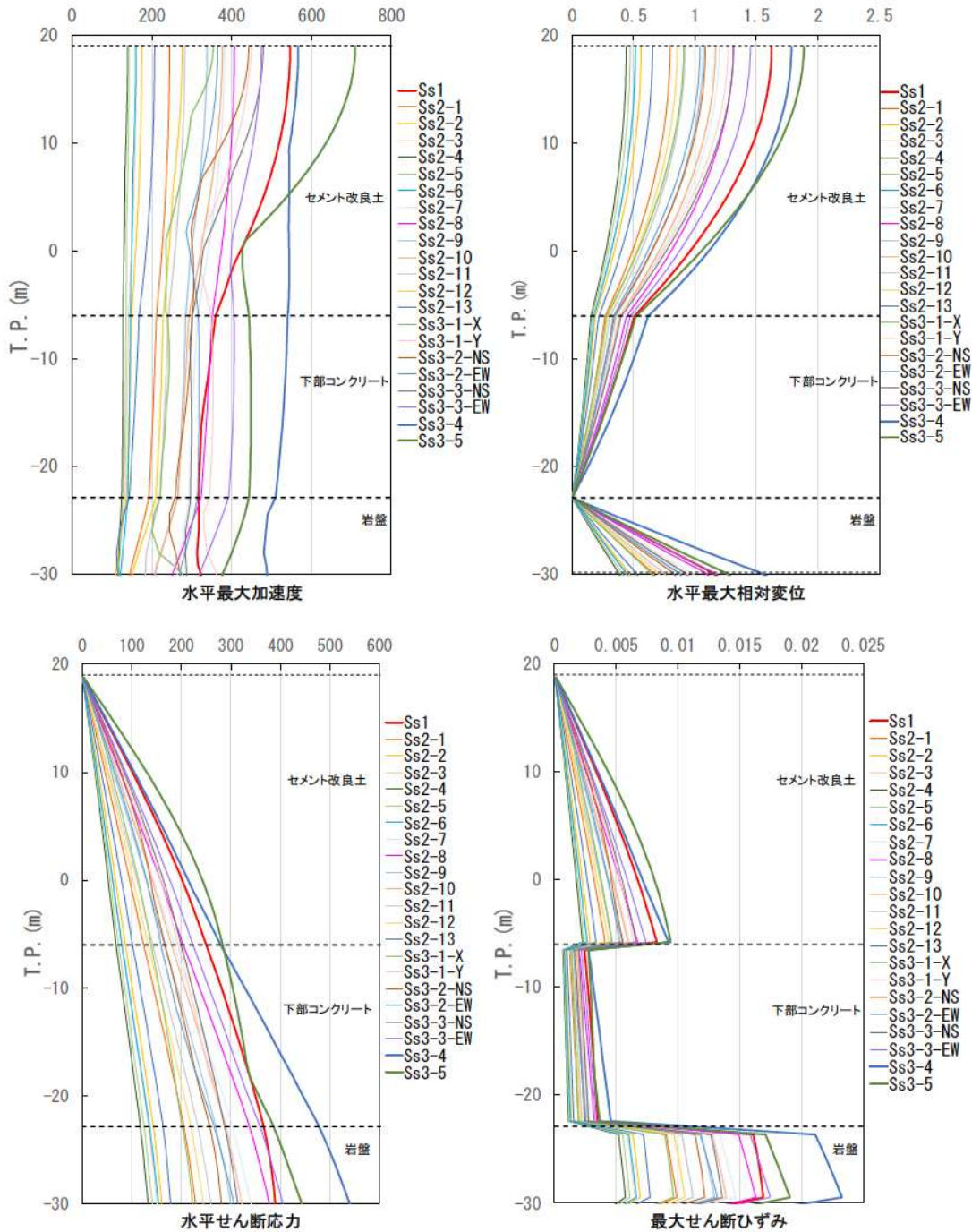
第 9-11 図 構造成立性評価地震波選定フロー



第 9-12 図 構造成立性評価断面（地点）

構造成立性評価断面（「2-2'断面」）の防潮堤前面位置における基準地震動19波の1次元波動論による地震応答解析結果（最大水平加速度，相対変位，最大せん断応力，最大ひずみ）を第9-13図に示す。構造成立性評価地震波は，下部コンクリートより強度の小さいセメント改良土の応答に関して，セメント改良土や止水ジョイントの成立性の観点から最大せん断応力や相対変位に着目し，Ss3-5とした。

構造成立性評価断面として選定された「2-2'断面」について，構造成立性評価地震波として選定されたSs3-5にて評価を行う。



第9-13図 基準地震動の1次元地震応答解析結果

9. 4. 防潮堤（標準部）の構造成立性検討

9. 4. 1. 防潮堤（標準部）の解析条件

防潮堤及び埋戻土、岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価を行うとともに、地盤物性及び液状化検討対象層の影響を考慮するため、2次元動的FEM解析（有効応力解析）を実施する。加えて、津波時には漂流物荷重が直接作用するセメント改良土及び高強度部について、汀線方向に連続しない漂流物荷重に対する高強度部による荷重分散効果を精緻に考慮した3次元静的FEM解析を実施する。

(1) 2次元動的FEM解析の解析モデルと入力地震動（各ケース共通）

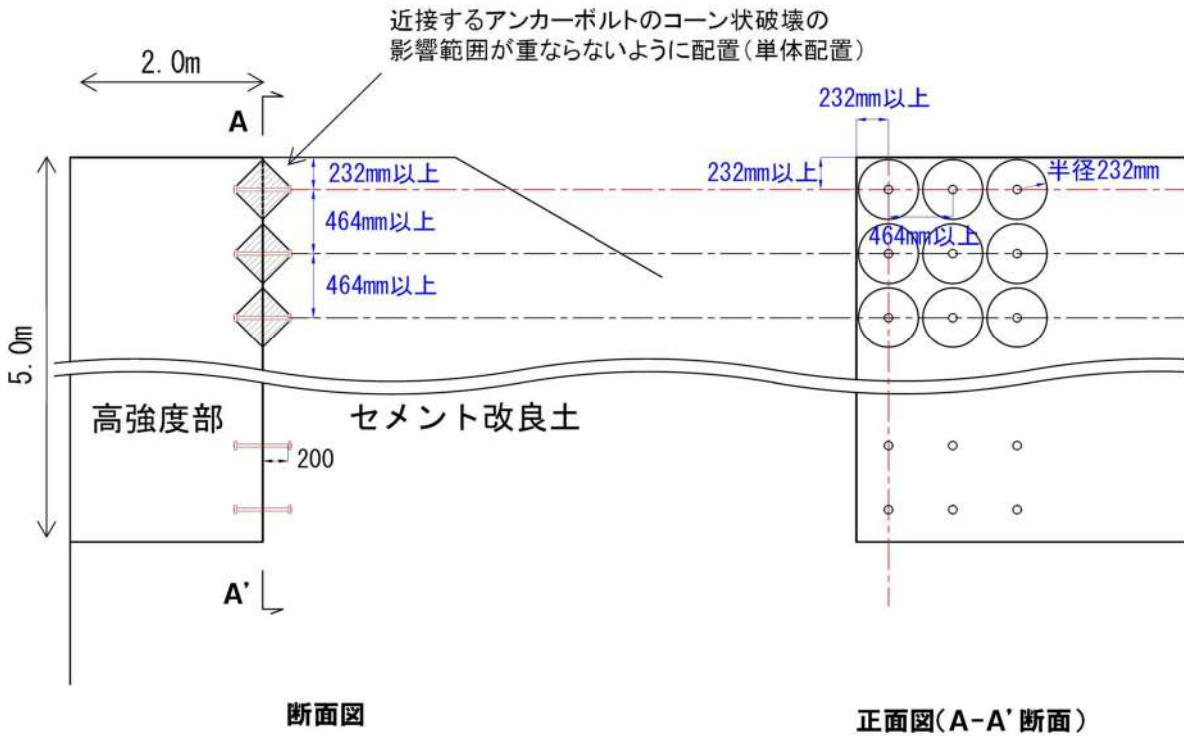
2次元動的FEM解析に用いる解析モデルは、地質断面図に基づき、以下の条件により作成する。

- ・鉛直方向は、下端から十分な距離を確保するため、T.P. -100mまでモデル化する。
- ・水平方向は、十分な領域を確保するよう防潮堤前面位置から海側及び山側共に100m以上をモデル化する。
- ・解析用物性値は「8. 5. 解析用物性値」に示すとおりとする。
- ・セメント改良土、高強度部、下部コンクリート及び岩盤は線形平面ひずみ要素でモデル化する。
- ・埋戻土、砂層、粘性土層はマルチスプリング要素でモデル化する。
- ・液状化検討対象層である地下水位以深の埋戻土及び砂層は、液状化パラメータを暫定的に設定する*。
- ・海水は液体要素でモデル化する。
- ・防潮堤より前面の既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土はモデル化しない。
- ・防潮堤の全幅を30mとし、高強度部の幅を2.0m、高さを5.0mとする。
- ・セメント改良土と高強度部は、第9-14図、第9-3表に示す配置及び仕様のアンカーボルトで一体化させる。アンカーボルトに作用する反力を算出するために剛バネ（面直バネ及びせん断バネ）をセメント改良土と高強度部の鉛直境界面に設定する。アンカーボルトを設置しない高強度部の底面は、ジョイント要素を設定する。
- ・地盤の要素高さは、最大周波数及び地盤のせん断波速度 V_s より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

$$\text{最大要素高さ } h \text{ (m)} = \frac{1}{5} \times \frac{\text{地盤のせん断波速度 } V_s \text{ (m/s)}}{\text{地盤毎の振動数 } f \text{ (Hz)}}$$

- ・境界条件は、静的解析（常時解析）では、モデル側方を鉛直ローラー境界、モデル底面を固定境界とする。動的解析（地震時・重畳時）では、半無限地盤へのエネルギー散逸を評価するため、モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。動的解析（津波時）では、モデル側方及び底面に固定境界を設ける。

※：液状化パラメータの詳細は、「第四条 地震による損傷の防止 別紙-9 施設の耐震評価に用いる地盤の液状化の評価方針」で説明する。

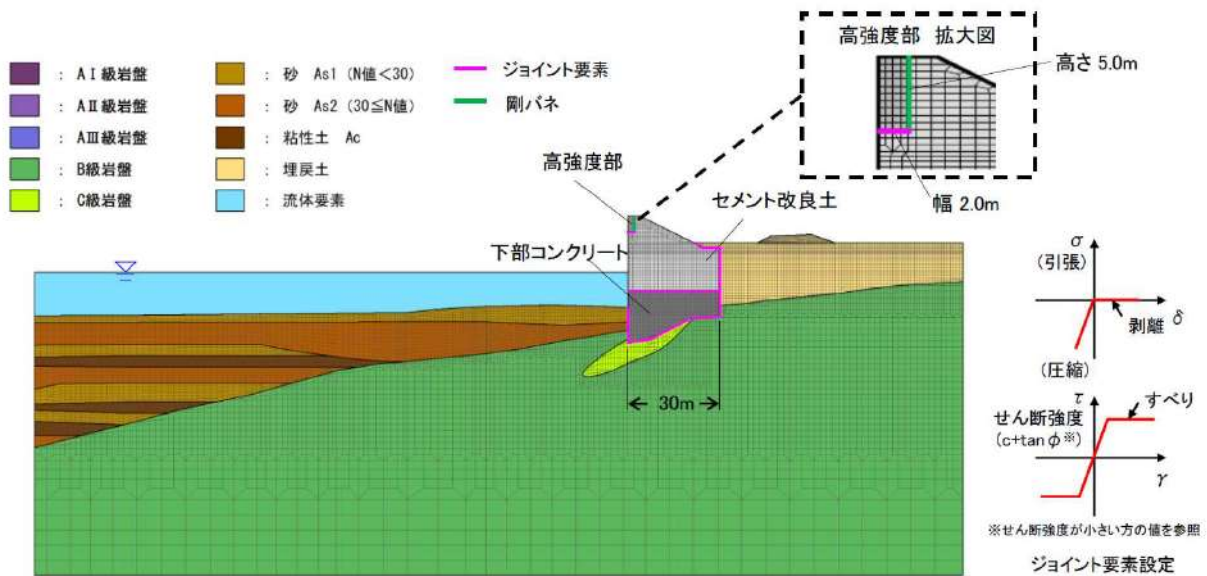


第 9-14 図 高強度部の範囲及びアンカーボルトの配置

第 9-3 表 高強度部 (アンカーボルト) の仕様

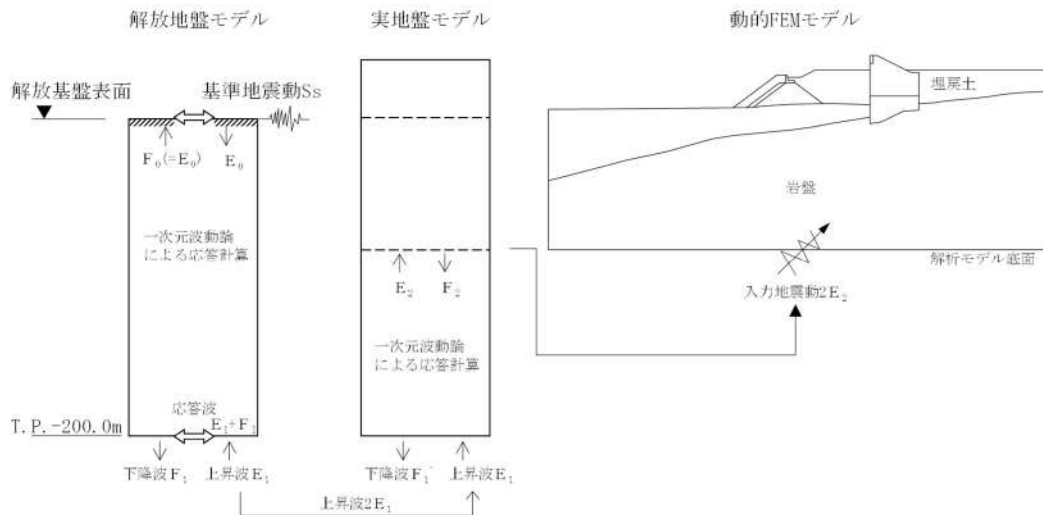
項目		仕様
仕様	呼び径	24mm
	頭部の種類	頭付きアンカーボルト
	頭部の径	65mm
	埋込み長さ	200mm
配置	配置間隔	500mm
	へりあき	232mm 以上

- ・防潮堤と周辺地盤などの滑り・剥離を考慮する箇所は、第 9-15 図に示すようにジョイント要素を設定する。



第 9-15 図 解析モデル及びジョイント要素の設定

- ・入力地震動は、第 9-16 図に示すとおり、解放基盤表面で定義される基準地震動を、1次元波動論により解析モデル下端で評価し、水平方向及び鉛直方向に同時に与える。

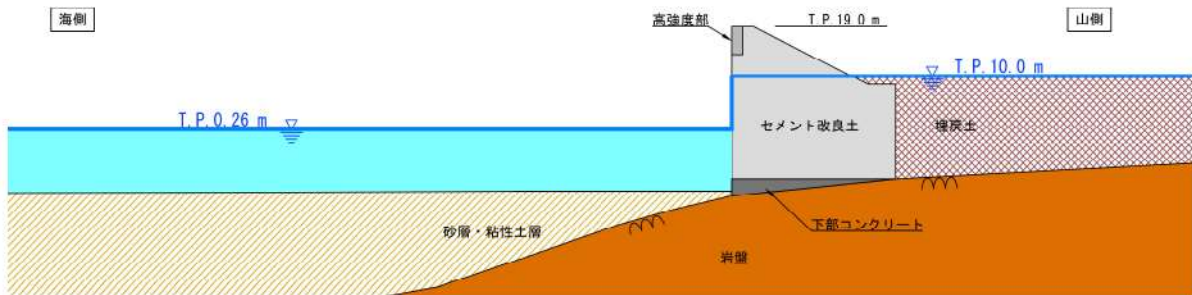


第 9-16 図 解析モデル及びジョイント要素の設定

- ・減衰特性は、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果資料, FLIP 研究会, 平成 23 年」に基づき、Rayleigh 減衰による剛性比例型減衰とする。なお、地盤の非線形性を考慮するマルチスプリング要素 (埋戻土, 砂層, 粘性土層) は履歴減衰も考慮する。

(2) 地震時

- 地震時の地下水位概要図を第 9-17 図に示す。設置変更許可段階における構造成立性評価では、防潮堤から山側の水位は地表面 (T.P. 10.0m) を設定する。なお、防潮堤から海側の水位は、防潮堤より海側の埋戻土及び既設護岸をモデル化しないことから、朔望平均満潮位 (T.P. 0.26m) を設定する。



第 9-17 図 地下水位及び海側の水位の概要図 (地震時)

- 地震時の 2 次元動的 FEM 解析に考慮する荷重及び荷重の組合せを第 9-4 表に示す。

第 9-4 表 荷重及び荷重の組合せ (地震時)

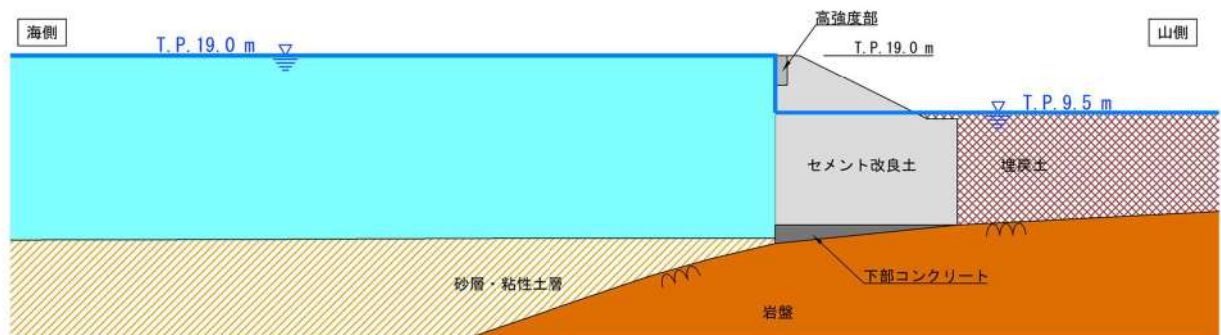
検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物荷重	動水圧
地震時	○	○	○	○	—	—	—	○

- 積雪荷重 (上載荷重) は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル, 土木学会, 1992年」に従い、泊発電所最大積雪量から算出した積雪荷重に 0.5 を乗じた値を踏まえ設定し、解析領域表面 (海水を除く) に作用させる。
- 風荷重は、建設省告示第 1454 号から求められる風荷重を踏まえ設定する。
- 地震荷重について、解析に用いた地震波は「9. 3. 構造成立性評価地震波の選定」で選定した Ss3-5 である。

(3) 津波時

津波時検討は、2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析を使用して静的に津波荷重及び漂流物荷重を作用させる。

- ・3次元静的FEM解析ではセメント改良土及び高強度部を線形ソリッド要素でモデル化し、周囲の埋戻土は地盤ばねでモデル化する。
- ・3次元静的FEM解析のセメント改良土と高強度部の境界条件は地震時と同様であり、鉛直境界面の摩擦力は剛バネ(面直バネ及びせん断バネ)の面直反力を用いて算出する。
- ・津波時の地下水位概要図を第9-18図に示す。設置変更許可段階における構造成立性評価では、防潮堤背面の埋戻土の敷地高さに基準地震動による地盤沈下量を考慮することから、防潮堤から山側の水位は地表面(T.P. 9.5m)を暫定的に設定する。なお、セメント改良土に作用する静水圧は、仮に地下水位を海側と同様に朔望平均満潮位(T.P. 0.26m)に設定した場合より1,400kNほど大きくなるが、その差は津波荷重(9,293kN)と比較して小さいことから影響は小さいと考える。また、防潮堤から海側の水位は、防潮堤より海側の埋戻土及び既設護岸をモデル化しないことから、防潮堤天端高さ(T.P. 19.0m)を設定する。



第 9-18 図 地下水位及び海側の水位の概要図 (津波時)

- ・津波時の2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析に考慮する荷重及び荷重の組合せを第9-5表に示す。

第 9-5 表 荷重及び荷重の組合せ (津波時)

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物荷重	動水圧
地震時	○	○	—*	—	—	○	○	—

*防潮堤の変形に寄与する方向(山→海側)は津波波力を打ち消す方向であるため保守的に作用させない。

- ・積雪荷重(上載荷重)は地震時と同様とする。
- ・風荷重は、津波波力を打ち消す方向(山→海側)は暫定的に作用させない(海→山側は、津波荷重作用部には作用させない)。
- ・津波荷重について、設置変更許可段階の構造成立性評価時では、保守的に設定し

た津波高さ (T.P. 19.0m) とし、防潮堤前面の地盤高さとの差の1/2を津波浸水深として、下式に示す朝倉式より算定した津波波力と漂流物荷重を静的に200分割で漸増载荷する。なお、防潮堤前面の地盤高さは、断面によって異なるため、各断面の地盤高さを用いて津波荷重を算出する。

$$\text{朝倉式} : P = \frac{(p_1 + p_2)H}{2}, \quad p_1 = \gamma_{ws}(3\eta/2 - H), \quad p_2 = 3\gamma_{ws}\eta/2$$

- P : 単位奥行き当りの津波波力 (kN/m)
- P₁ : 防潮壁天端の津波波圧 (kN/m²)
- P₂ : 防潮壁下端の津波波圧 (kN/m²)
- γ_{ws} : 海水の単位体積重量 (10.1008kN/m³)
- 1/2 η : 浸水深さ (m)
- H : 波力を受ける防潮壁の高さ (m)

- ・漂流物荷重は、設置変更許可段階において第 9-6 表のとおり保守的に2,000kNを設定し、载荷面積は1m²とする。基準津波確定後、設置変更許可段階で設定した漂流物荷重が保守的であることを確認した上で、設計及び工事計画認可段階では、基準津波の結果を踏まえて適切な漂流物荷重で防潮堤の評価を行う。

第 9-6 表 漂流物荷重の暫定的な設定について

		設置変更許可段階 (設計方針と構造成立性評価) ^{※1}		設計及び工事計画認可段階	本資料の 説明範囲
漂流物 荷重	対象漂流物 (算定式)	直近海域	前面海域	漂流物評価結果を踏まえて選定する。	○
		4.9t船舶 (FEMA2012)	19.81t船舶 (道路橋示方書)		
	衝突速度	18m/s		安全側に敷地における最大津波流速を用いる。	
	衝突位置 (標高)	<ul style="list-style-type: none"> ・防潮堤天端(T.P. 19.0m) ・高強度部下端直下のセメント改良土^{※2} 		<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物の衝突荷重が作用する位置は、安全側に最大津波高さ(入力津波高さに高潮ハザードの裕度を加えた高さを含む)を用いる。 ・高強度部下端直下のセメント改良土^{※2} 	
	荷重組合せ	常時荷重+津波荷重+漂流物荷重		(変更なし) 最大津波高さと最大津波流速は同地点・同時刻に発生しないものの、安全側に漂流物の衝突荷重(最大津波流速)と津波荷重(最大津波高さ)が同時に作用する組合せを考慮する。	
	衝突形態 (漂流物の向き)	防潮堤に直交方向に作用させる		非線形構造解析において、衝突形態(漂流物の向き、機関部の衝突)の影響を検討した上で、安全側になる条件を考慮する。	
	作用面積	1m ² あたりの荷重として作用させる		非線形構造解析において、作用面積の影響を検討した上で、安全側になる条件を考慮する。	
	漂流物荷重	1,691kN ^{※3}	1,059kN ^{※3}	基準津波が確定後、適切な漂流物荷重を算定し、防潮堤の評価に用いる。	
		<2,000kN			

※1 : 防潮堤の構造成立性評価(設置変更許可段階)に用いる暫定の数値であり、設計及び工事計画認可段階においては、基準津波を踏まえた適切な漂流物荷重で評価を行う。

※2 : 高強度部下端直下のセメント改良土に漂流物荷重を作用した解析から、設定した高さ、幅の高強度部によって防潮堤が健全性、止水性を有していることを確認する。

※3 : 漂流物荷重は、4.9t 船舶を 5t 船舶として、19.81t 船舶を 20t 船舶として算出した。

(4) 重畳時

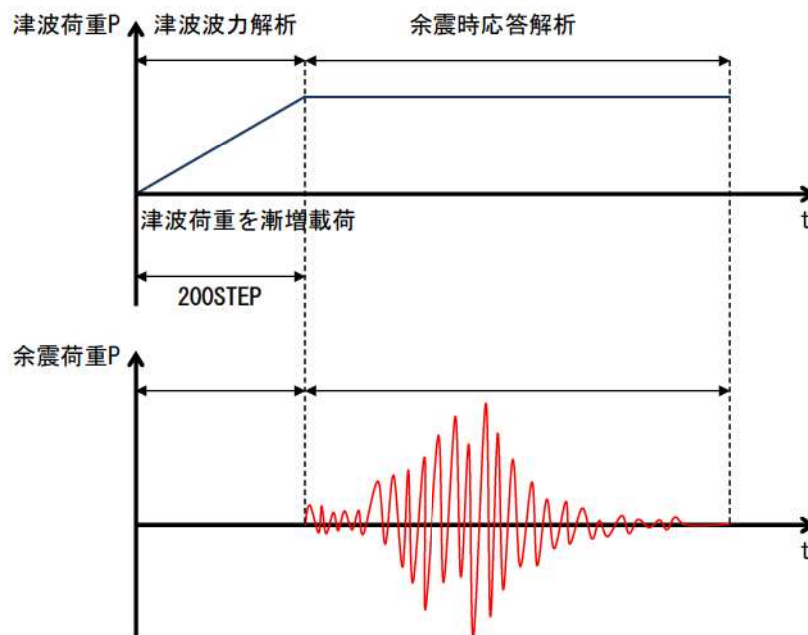
- ・重畳時の地下水位及び地盤条件は、津波時と同様の設定とする。
- ・重畳時の荷重及び荷重の組合せを第 9-7 表に示す。

第 9-7 表 荷重及び荷重の組合せ (重畳時)

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物荷重	動水圧
地震時	○	○	—*	—	○	○	—	○

※防潮堤の変形に寄与する方向（山→海側）は津波波力を打ち消す方向であるため保守的に作用させない。

- ・積雪荷重（上載荷重），風荷重及び津波荷重は津波時と同様とする。
- ・余震荷重は，弾性設計用地震動Sd1を用いることとし，第 9-19 図に示すとおり津波荷重载荷用STEPを200STEP先行入力し，その後に余震荷重を载荷する。
- ・津波による動水圧は，海水を液体要素でモデル化することにより考慮する。



第 9-19 図 余震荷重の载荷イメージ

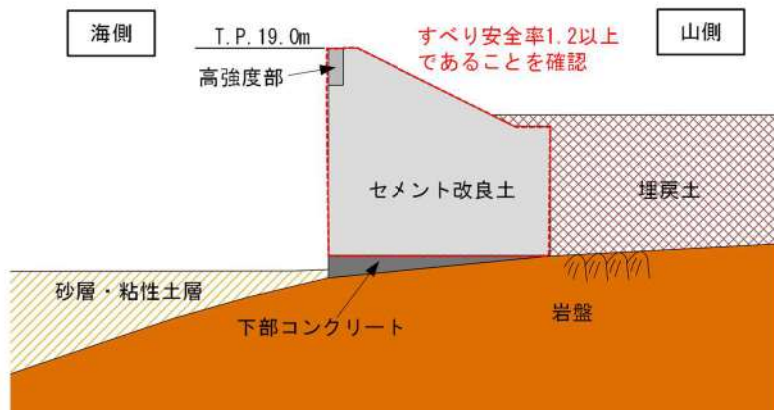
(5) 評価条件（セメント改良土及び高強度部）

- ・セメント改良土及び高強度部は、「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用し、すべり安全率が1.2以上であることを確認する。
- ・なお、津波時については、汀線方向に連続しない漂流物荷重が作用することによる影響を精緻に考慮するため、セメント改良土及び高強度部をモデル化した3次元静的FEM解析で評価し、すべり安全率が1.2以上であることを確認する。
- ・セメント改良土及びセメント改良土の照査項目及び許容限界を第9-8表に、地震時及び重畳時における2次元動的FEM解析での確認概要を第9-20図に、津波時における3次元静的FEM解析での確認概要を第9-21図に示す。

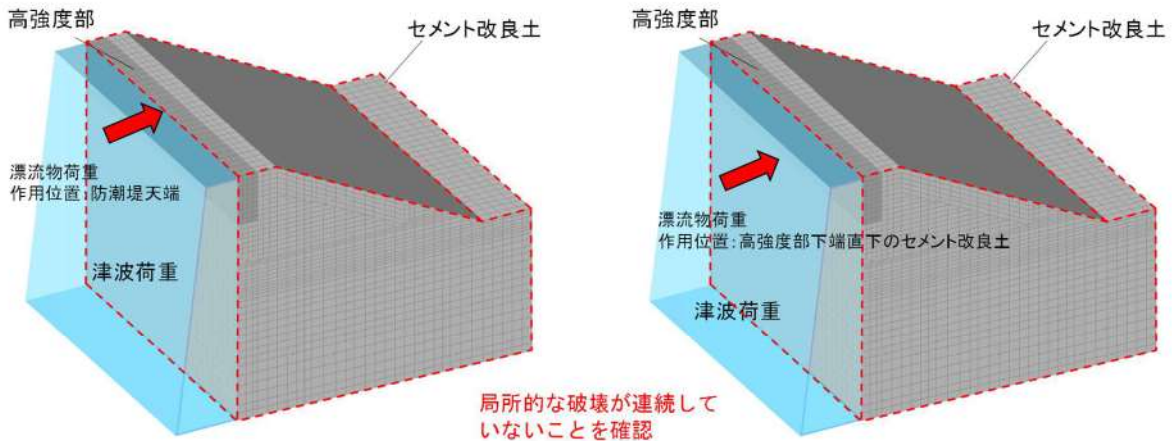
第9-8表 セメント改良土及び高強度部の照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
セメント改良土	地震時	2次元動的FEM解析※1	すべり安全率	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る設工認審査ガイド
	津波時	3次元静的FEM解析			
	重畳時	2次元動的FEM解析※1			
高強度部	地震時	2次元動的FEM解析※1			
	津波時	3次元静的FEM解析			
	重畳時	2次元動的FEM解析※1			

※1：液状化の影響を評価するために有効応力解析を実施する。



第9-20図 2次元動的FEM解析での確認概要



第 9-21 図 3次元静的FEM解析での確認概要

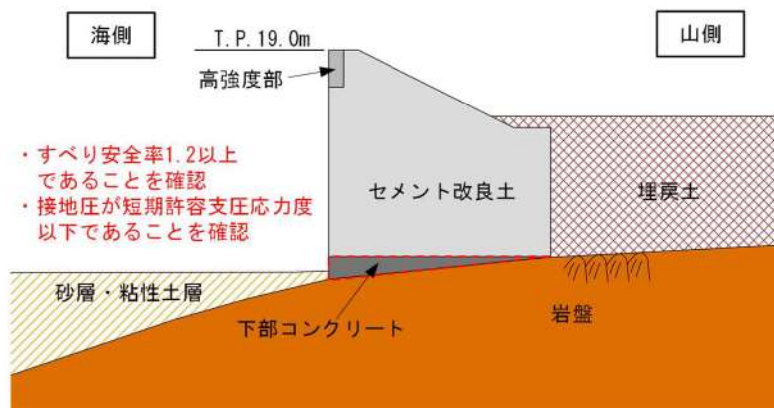
(6) 評価条件 (下部コンクリート)

- ・下部コンクリートは、「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用し、すべり安全率が1.2以上であることを確認することとセメント改良土の接地圧が下部コンクリートの短期許容支圧応力度以下であることを確認する。
- ・下部コンクリートの照査項目及び許容限界を第 9-9 表に、2次元動的FEM解析結果での確認概要を第 9-22 図に示す。

第 9-9 表 下部コンクリートの照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
下部コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析※1	接地圧 すべり安全率	短期許容支圧応力度 すべり安全率1.2以上	コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002年制定 耐津波設計に係る設工認審査ガイド
	津波時	2次元動的FEM解析※2			
	重畳時	2次元動的FEM解析※1			

※1: 液状化の影響を評価するために有効応力解析を実施する。
 ※2: 2次元動的FEM解析を使用して静的に津波荷重と漂流物荷重を作用させる。



第 9-22 図 2次元動的FEM解析での確認概要

(7) 評価条件 (高強度部 (アンカーボルト))

- ・セメント改良土と高強度部を一体化させるアンカーボルトは、地震時及び重畳時の慣性力によってアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力が許容引張力及び許容せん断力以下であることを確認するため、鉛直境界面に設定した剛バネの発生応力から、地震時及び重畳時のアンカーボルトの評価を行う。
- ・津波時において、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部がセメント改良土を押し付ける挙動となるため、アンカーボルトに役割を期待せず、高強度部とセメント改良土の境界面に生じた圧縮力に静止摩擦係数0.5を乗じた摩擦力により、セメント改良土と一体化していることを確認する。
- ・高強度部 (アンカーボルト) の照査項目及び許容限界を第 9-10 表に、地震時及び重畳時における 2次元動的FEM解析での確認概要を第 9-23 図に、津波時における 3次元静的FEM解析での確認概要を第 9-24 図に示す。

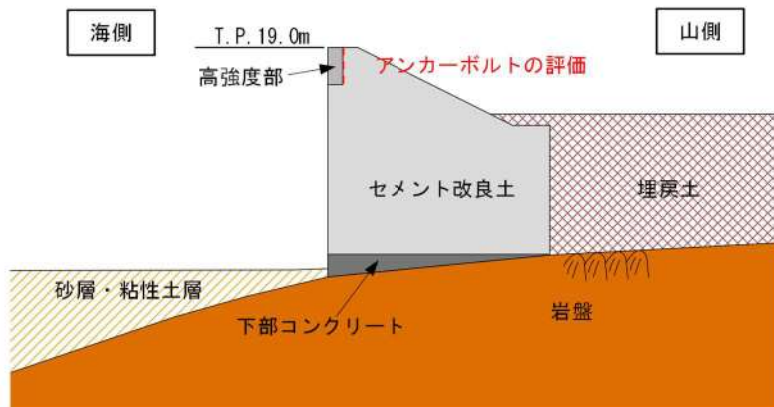
第 9-10 表 高強度部の照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
高強度部 (アンカーボルト)	地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}	引張力 せん断力	許容引張力 許容せん断力	各種合成構造設計指針, 2010年制定 ^{※3}
	津波時	3次元静的FEM解析 ^{※2}			
	重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			

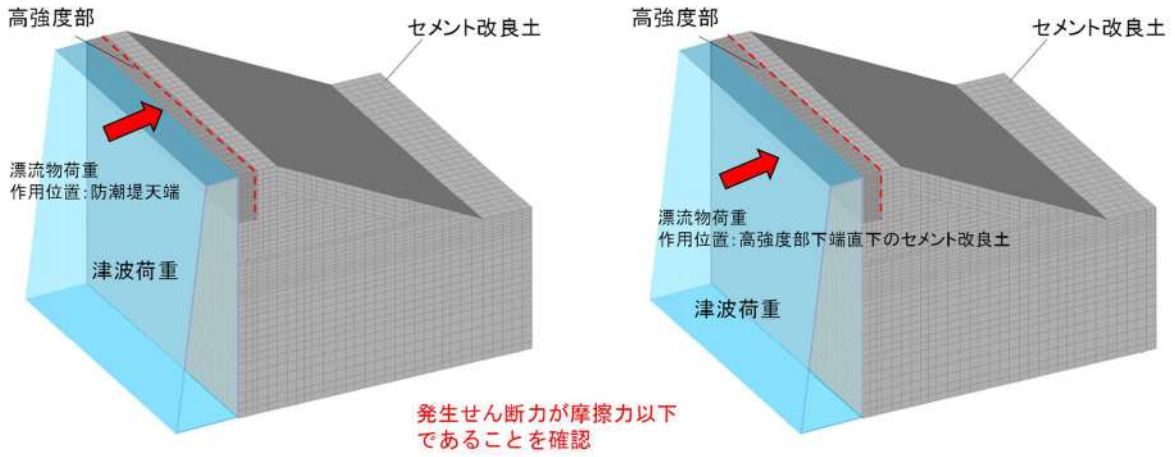
※1：液状化の影響を評価するために有効応力解析を実施する。

※2：津波時において、高強度部とセメント改良土の境界面に圧縮力及びせん断力が発生する場合、せん断力が摩擦力以下であることを評価する。

※3：アンカーボルトの性能試験で確認する破壊形式及び耐力を踏まえて各種合成構造設計指針の適用性の確認並びにアンカーボルトの仕様及び許容限界を設定する。



第 9-23 図 2次元動的FEM解析での確認概要



第 9-24 図 3次元静的FEM解析での確認概要

(8) 評価条件 (止水ジョイント)

- 止水ジョイントのうち定着部材は、ゴムジョイントを押え板で固定するとともに、津波波圧により生じるゴムジョイントの張力をアンカーボルトに伝達する役割がある。そのため、2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析から得られる定着部材(ビーム要素)の断面力と、ゴムジョイントの張力により定着部材に生じる断面力を足し合わせた断面力が、許容応力度以下であることを確認する。
- 止水ジョイントのうちセメント改良土と定着部材を一体化させるアンカーボルトは、地震時、津波時及び重畳時に定着部材とセメント改良土を固定する役割がある。そのため、2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析から得られるアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力とゴムジョイントの張力によりアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力を足し合わせたものが、許容引張力及び許容せん断力以下であることを確認する。なお、アンカーボルトの許容限界は、アンカーボルトの性能試験により確認する。
- 止水ジョイントの照査項目及び許容限界を第9-11表に、地震時及び重畳時における2次元動的FEM解析での確認概要を第9-25図に、津波時における3次元静的FEM解析での確認概要を第9-26図に示す。
- 構造成立性評価に用いる定着部材及びアンカーボルトの仕様を第9-27図に示す。引張力に対してせん断力の照査値が厳しくなる傾向から、「7.3.7.(3)アンカーボルトの埋込長さ」と配置間隔」に示すとおり引張力及びせん断力の発生状況に応じて、アンカーボルトの埋込み長さ」と配置間隔を変更する。その結果、埋込み長さを155mm、配置間隔を400mmとする。また、定着部材の短手方向の裕度を向上するため、フランジ側に補剛材を配置し、「道路橋示方書・同解説 [I 共通編・II 鋼橋編]」、日本道路協会、平成24年」に基づき補剛材を考慮した評価を実施する。

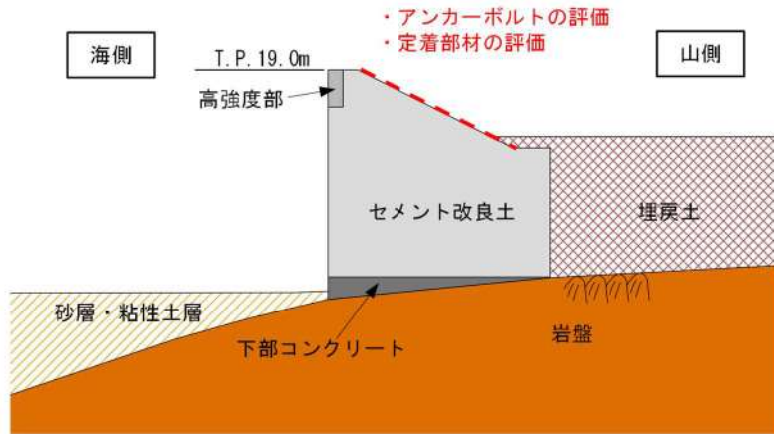
第9-11表 止水ジョイントの照査項目、許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
定着部材	地震時 ^{※1}	2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析から得られる定着部材の断面力と、ゴムジョイントの張力により定着部材に生じる断面力を足し合わせた断面力が、許容応力度以下であることを確認する。	曲げ せん断	短期許容応力度	道路橋示方書・同解説 [I 共通編・II 鋼橋編]、日本道路協会、平成24年
	津波時 ^{※2}				
	重畳時				
アンカーボルト	地震時	2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析から得られるアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力とゴムジョイントの張力によりアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力を足し合わせたものが、許容引張力及び許容せん断力以下であることを確認する。	引張力 せん断力	許容引張力 許容せん断力 ^{※3}	各種合成構造設計指針、日本建築学会、2010年
	津波時				
	重畳時				

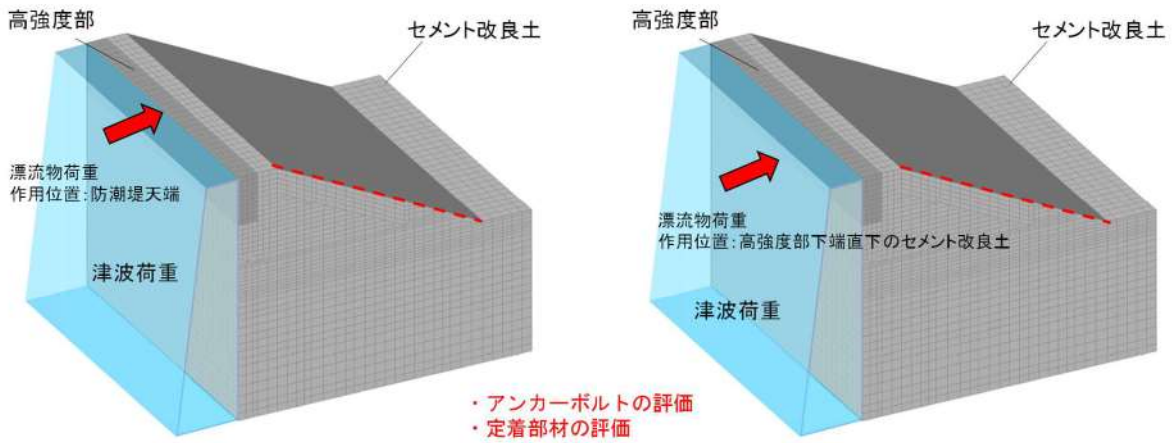
※1：地震時の定着部材の短手方向の照査は、ゴムジョイントに水圧が作用しないため、不要である。

※2：津波時の定着部材の短手方向の照査は、津波高さが津波時と重畳時で同じであること及び重畳時には動水圧が加わることを考慮すると、重畳時の方がゴムジョイントに作用する水圧が大きいため、重畳時に包絡される。

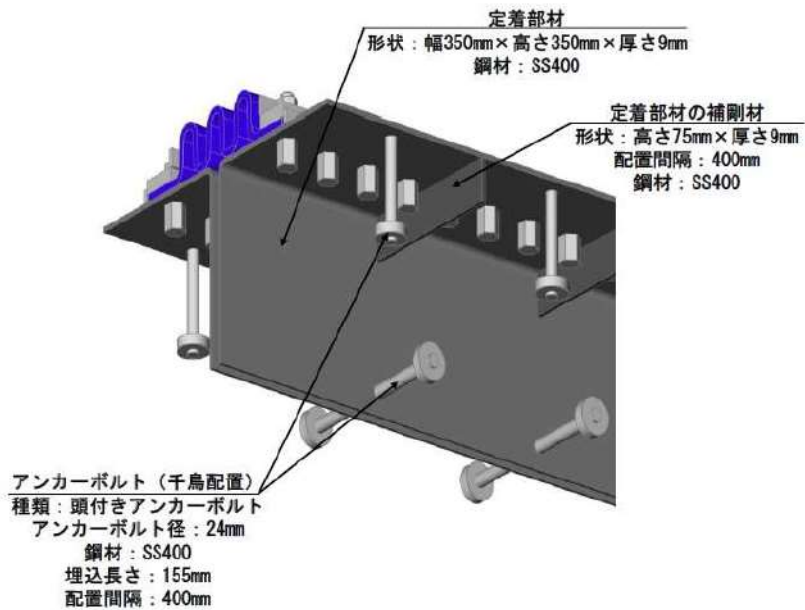
※3：アンカーボルトの設計において「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考に設計することの妥当性は、アンカーボルトの性能試験で確認する。また、許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの降伏、並びにセメント改良土のコーン状破壊及び支圧破壊を考慮して決定する。



第 9-25 図 2次元動的FEM解析での確認概要



第 9-26 図 3次元動的FEM解析での確認概要



第 9-27 図 定着部材及びアンカーボルトの仕様イメージ

9. 4. 2. 防潮堤（標準部）の構造成立性検討結果

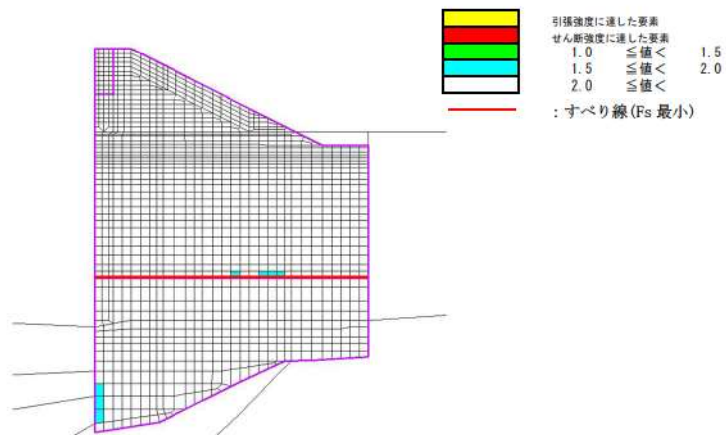
(1) セメント改良土及び高強度部

(a) 地震時

地震時におけるセメント改良土及び高強度部のすべり安全率評価結果を第 9-12 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-28 図に示す。なお、防潮堤前面に存在する既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土が、構造成立性評価に与える影響を確認するための影響評価ケースの照査結果も併せて示す。

第 9-12 表 セメント改良土及び高強度部のすべり安全率評価結果（地震時）

ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
基本ケース	セメント改良土 及び高強度部	Ss3-5	1.68	3.85	OK
影響評価ケース	セメント改良土 及び高強度部	Ss3-5	追而		



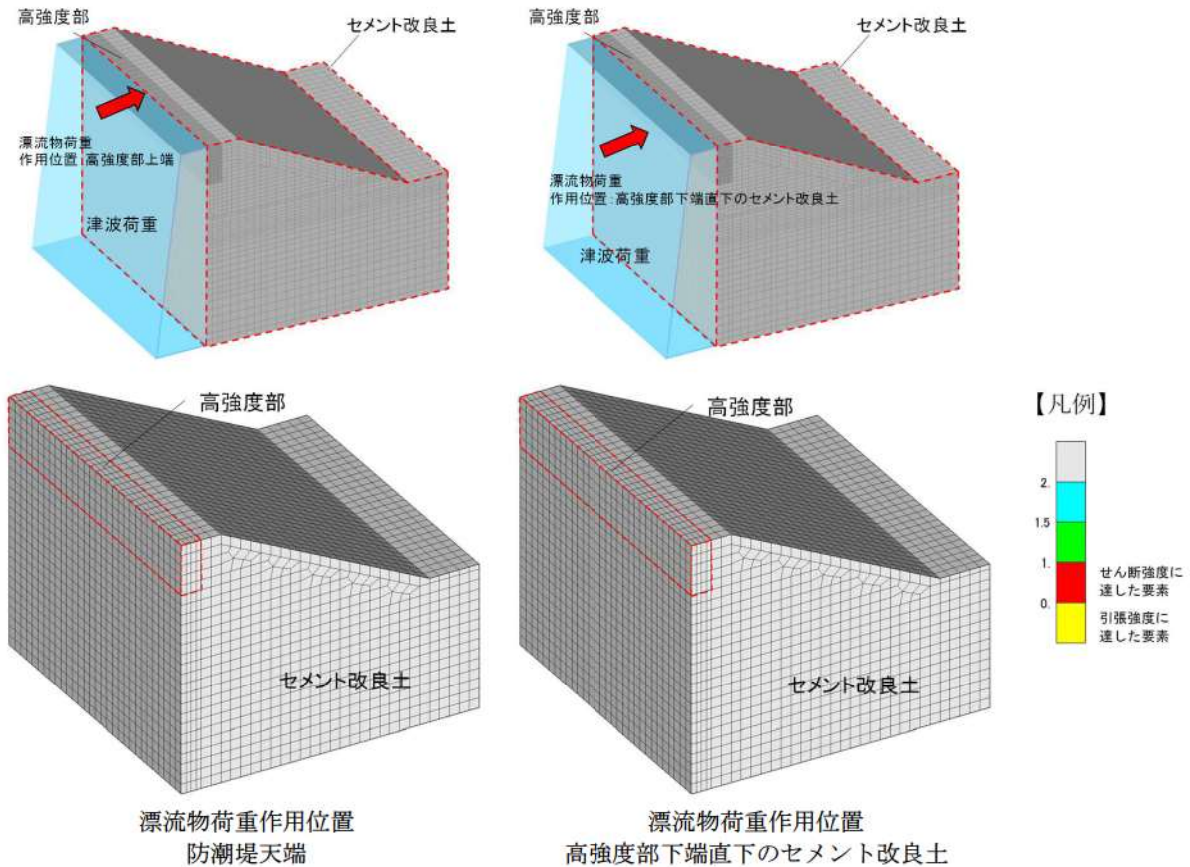
第 9-28 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布（地震時・基本ケース）

上記評価結果より、セメント改良土及び高強度部の最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ となることを確認した。

以上のことから、地震時において防潮堤のセメント改良土及び高強度部に対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(b) 津波時

津波時におけるセメント改良土及び高強度部の局所安全係数分布を第 9-29 図に示す。



第 9-29 図 局所安全係数分布 (津波時)

上記評価結果より、防潮堤天端若しくは高強度部下端直下のセメント改良土に漂流物荷重を作用しても、セメント改良土及び高強度部の局所安全係数がすべての要素で $f_s > 1.5$ かつ破壊領域が存在しない。よって、すべり安全率1.2以上を確保できる。

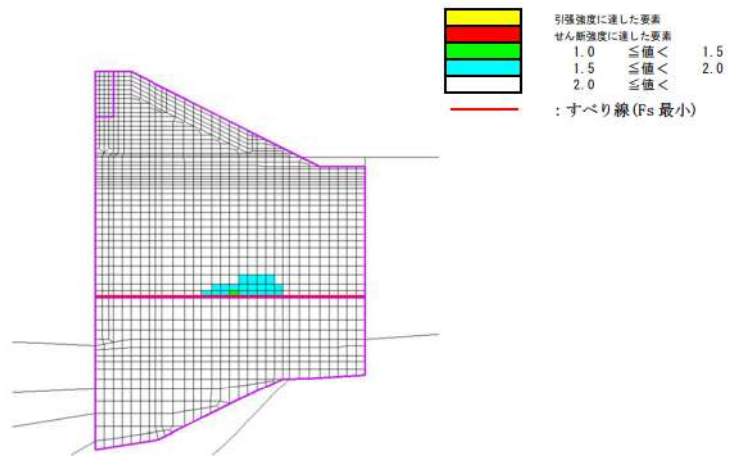
以上のことから、設定した高さ、幅の高強度部において津波時においてセメント改良土及び高強度部の構造成立性が確保されていることを確認した。

(c) 重畳時

重畳時におけるセメント改良土のすべり安全率評価結果を第 9-13 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-30 図に示す。

第 9-13 表 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (重畳時)

評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
セメント改良土 及び高強度部	Sd1	3.35	3.64	OK



第 9-30 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布 (重畳時)

上記評価結果より、セメント改良土及び高強度部の最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ となることを確認した。

以上のことから、重畳時において、セメント改良土及び高強度部に対して厳しい損傷モード (最小すべり安全率時刻) を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(2) 下部コンクリート

(a) 地震時

地震時における下部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-14 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-31 図に示す。

第 9-14 表 下部コンクリートのすべり安全率評価結果（地震時）

ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
基本ケース	下部コンクリート	Ss3-5	1.68	7.44	OK
影響評価ケース	下部コンクリート	Ss3-5	追而		



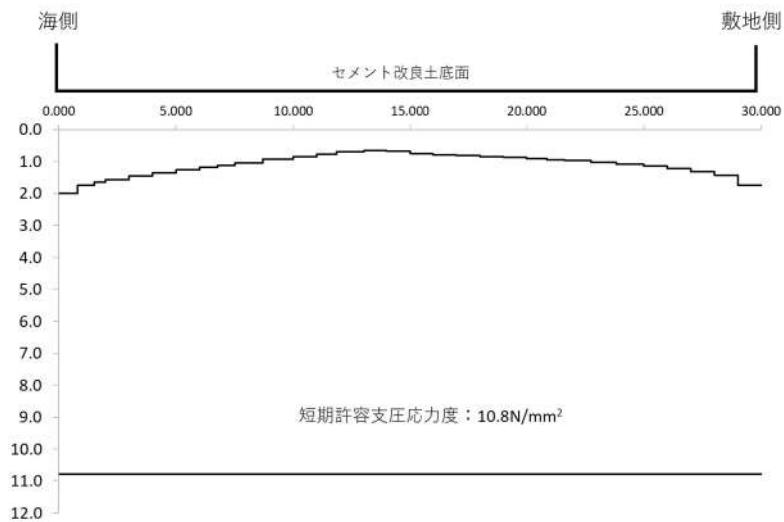
第 9-31 図 最小すべり安全率時刻の局所安全係数分布（地震時）

上記評価結果より、下部コンクリートの最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ となることを確認した。

地震時における下部コンクリートの支持性能評価結果を第 9-15 表に示し、第 9-32 図に下部コンクリートの接地圧分布を示す。

第 9-15 表 下部コンクリートの支持性能評価結果（地震時）

評価部位	地震動	時刻 (s)	最大接地圧 (N/mm ²)	短期許容支圧応力度 (N/mm ²)	照査値 (<1.0)
下部コンクリート	Ss3-5	1.68	2.00	10.8	0.19



第 9-32 図 下部コンクリートの接地圧分布（地震時）

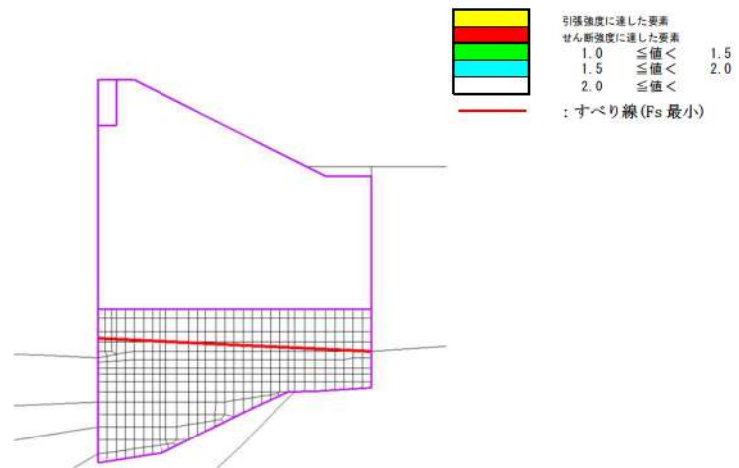
以上のことから、地震時において防潮堤の下部コンクリートに対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻及び最大接地圧時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(b) 津波時

津波時における下部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-16 表に、津波時の局所安全係数分布第 9-33 図に示す。

第 9-16 表 下部コンクリートのすべり安全率評価結果 (津波時)

評価部位	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
下部コンクリート	21.40	OK



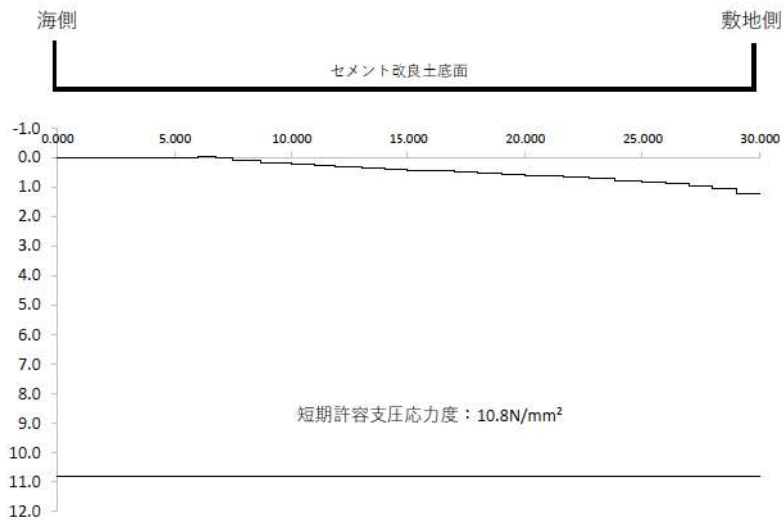
第 9-33 図 津波時の局所安全係数分布 (最小すべり線表示)

上記評価結果より、下部コンクリートの最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ となることを確認した。

津波時における下部コンクリートの支持性能評価結果を第 9-17 表に示し、下部コンクリートの接地圧分布を第 9-34 図に示す。

第 9-17 表 下部コンクリートの支持性能評価結果（津波時）

評価部位	最大接地圧 (N/mm ²)	短期許容支圧応力度 (N/mm ²)	照査値 (<1.0)
下部コンクリート	1.23	10.8	0.12



第 9-34 図 下部コンクリートの接地圧分布（津波時）

以上のことから、津波時に下部コンクリートの構造成立性が確保されていることを確認した。

(c) 重畳時

重畳時における下部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-13 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-30 図に示す。

第 9-18 表 下部コンクリートのすべり安全率評価結果 (重畳時)

	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
下部コンクリート	Sd1	3.35	11.14	OK



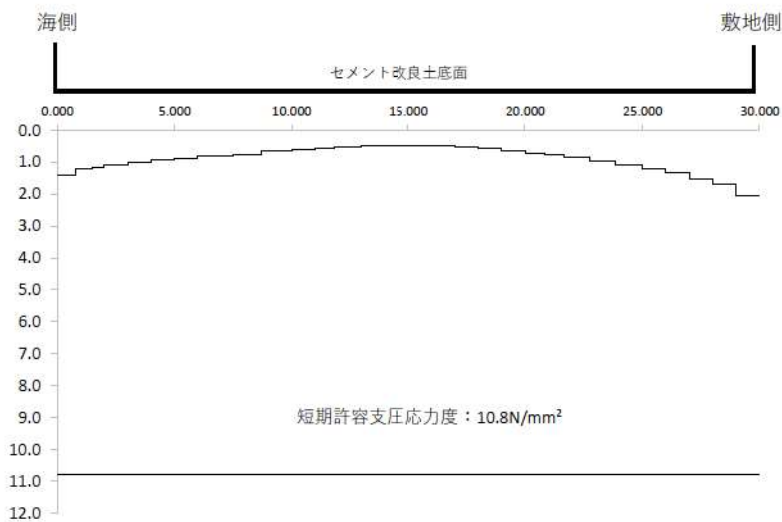
第 9-35 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布 (重畳時)

上記評価結果より、下部コンクリートの最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ となることを確認した。

重畳時における下部コンクリートの支持性能評価結果を第 9-19 表に示し、第 9-20 図に下部コンクリートの接地圧分布を示す。

第 9-19 表 下部コンクリートの支持性能評価結果（重畳時）

評価部位	地震動	時刻 (s)	最大接地圧 (N/mm ²)	短期許容支圧応力度 (N/mm ²)	照査値 (<1.0)
下部コンクリート	Sd1	3.35	2.05	10.8	0.19



第 9-36 図 下部コンクリートの接地圧分布（重畳時）

以上のことから、重畳時において、下部コンクリートに対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻及び最大接地圧時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(3) 高強度部（アンカーボルト）

高強度部のうち、セメント改良土と高強度部を一体化させるアンカーボルトの地震時、重畳時における照査結果を第 9-20 表及び第 9-21 表に示す。

第 9-20 表 高強度部のアンカーボルトの照査結果（引張力）

評価部位	検討ケース	評価項目	発生引張力 (kN/本)	許容引張力 (kN/本)	照査値	判定 (<1.0)
アンカーボルト	地震時	引張力	18.6	56.4	0.33	OK
	重畳時		全圧縮	56.4	—*	OK

※：アンカーボルトに引張力が生じないため、照査不要とした。

第 9-21 表 高強度部のアンカーボルトの照査結果（せん断力）

評価部位	検討ケース	評価項目	発生せん断力 (kN/本)	許容せん断力 (kN/本)	照査値	判定 (<1.0)
アンカーボルト	地震時	せん断力	6.8	26.8	0.26	OK
	重畳時		5.7	26.8	0.22	OK

津波時は、セメント改良土と高強度部の境界面に圧縮力が発生するため、境界面に発生するせん断力が境界面に生じる摩擦力以下であることを確認する。津波時におけるセメント改良土と高強度部の境界面に発生する圧縮力、せん断力並びに摩擦力を第 9-22 表に示す。なお、第 9-22 表中の照査値は、セメント改良土と高強度部の境界面に発生するせん断力を摩擦力で除した値である。

第 9-22 表 セメント改良土と高強度部の境界面の照査結果（せん断力）

評価部位	検討ケース	評価項目	発生せん断力 (kN/m ²)	発生圧縮力 (kN/m ²)	摩擦力 (kN/m ²)	照査値	判定 (<1.0)
セメント改良土と高強度部の境界面	津波時	せん断力	35.5	164.0	82.0	0.44*	OK

※：照査値が厳しいケースである漂流物荷重を防潮堤天端に作用した照査結果を示す。

第 9-20 表、第 9-21 表及び第 9-22 表から、防潮堤のセメント改良土と高強度部を一体化が確保されることを確認した。

(4) 止水ジョイント

(a) 定着部材

止水ジョイントのうち、定着部材の地震時、津波時並びに重畳時における照査結果を第 9-23 表及び第 9-24 表に示す。

第 9-23 表 止水ジョイントの定着部材の照査結果 (曲げ)

評価部位	検討ケース	評価項目	発生曲げ応力 (N/mm ²)	許容曲げ応力 (N/mm ²)	照査値	判定 (<1.0)
定着部材 長手方向	地震時	曲げ	30.6	210.0	0.15	OK
	津波時		23.2	210.0	0.12	OK
	重畳時		31.3	210.0	0.15	OK
定着部材 短手方向	重畳時*		112.4	210.0	0.54	OK

※：地震時の定着部材の短手方向の照査は、ゴムジョイントに水圧が作用しないため、不要である。津波時の定着部材の短手方向の照査は、津波高さが津波時と重畳時で同じであること及び重畳時には動水圧が加わることを考慮すると、重畳時の方がゴムジョイントに作用する水圧が大きいため、重畳時に包絡される。

第 9-24 表 止水ジョイントの定着部材の照査結果 (せん断)

評価部位	検討ケース	評価項目	発生せん断力 (N/mm ²)	許容せん断力 (N/mm ²)	照査値	判定 (<1.0)
定着部材 長手方向	地震時	せん断	0.7	120.0	0.01	OK
	津波時		4.0	120.0	0.04	OK
	重畳時		4.1	120.0	0.04	OK
定着部材 短手方向	重畳時*		20.0	120.0	0.17	OK

※：地震時の定着部材の短手方向の照査は、ゴムジョイントに水圧が作用しないため、不要である。津波時の定着部材の短手方向の照査は、津波高さが津波時と重畳時で同じであること及び重畳時には動水圧が加わることを考慮すると、重畳時の方がゴムジョイントに作用する水圧が大きいため、重畳時に包絡される。

第 9-23 表及び第 9-24 表から、止水ジョイントのうち、定着部材の構造成立性が確保されることを確認した。

(b) アンカーボルト

止水ジョイントのうち、セメント改良土に定着部材を固定するアンカーボルトの地震時、津波時並びに重畳時における基本ケースの照査結果を第 9-25 表、アンカーボルトに作用する荷重分担を考慮した影響検討ケースの照査結果を第 9-26 表に示す。

第 9-25 表 アンカーボルトの基本ケースの照査結果 (埋込み長さ 155 mm)

評価部位	検討ケース	方向 ^{※1}	発生力 (kN)	許容引張力 (kN/本) ^{※2}	許容せん断力 (kN/本) ^{※3}	許容限界 (kN) ^{※4}	照査値	判定 (<1.0)
アンカーボルト	地震時	x	— ^{※5}	56.4	26.8	83.2	— ^{※5}	— ^{※5}
		y	6.2	—	26.8	53.6	0.12	OK
		z	1.7	56.4	26.8	83.2	0.03	OK
	津波時	x	0.1	56.4	26.8	83.2	0.01	OK
		y	7.7	—	26.8	53.6	0.15	OK
		z	22.7	56.4	26.8	83.2	0.28	OK
	重畳時	x	0.0	56.4	26.8	83.2	0.00	OK
		y	6.0	—	26.8	53.6	0.12	OK
		z	23.0	56.4	26.8	83.2	0.28	OK

※1 : x 方向を防潮堤汀線方向, y 方向を防潮堤山側法面方向, z 方向を防潮堤山側法面垂直方向とする。
 ※2 : 許容引張力は, 破壊形式がコーン状破壊の耐力算定式で求められる。
 ※3 : 許容せん断力は, 破壊形式が支圧破壊の耐力算定式で求められる。
 ※4 : x 方向及び z 方向の許容限界は許容引張力と許容せん断力の和, y 方向の許容限界は許容せん断力の 2 倍である。
 ※5 : 地震時はゴムジョイントに張力が生じないため, アンカーボルトに x 方向の力は生じない。

第 9-26 表 アンカーボルトの影響検討ケースの照査結果 (埋込み長さ 155 mm)

評価部位	検討ケース	方向 ^{※1}	発生力 (kN)	影響検討ケース① 引張方向		影響検討ケース② せん断方向		判定 (<1.0)
				許容限界 (kN/本) ^{※4}	照査値	許容限界 (kN/本) ^{※5}	照査値	
アンカーボルト	地震時	X	— ^{※2}	56.4	— ^{※2}	26.8	— ^{※2}	— ^{※2}
		Z	1.7	56.4	0.04	26.8	0.03	OK
	津波時	X	0.1	56.4	0.01	26.8	0.01	OK
		Z	22.7	56.4	0.41	26.8	0.39	OK
	重畳時	X	0.0	56.4	0.00	26.8	0.00	OK
		Z	23.0	56.4	0.41	26.8	0.39	OK

※1 : x 方向を防潮堤汀線方向, y 方向を防潮堤山側法面方向, z 方向を防潮堤山側法面垂直方向とする。
 ※2 : 地震時はゴムジョイントに張力が生じないため, アンカーボルトに x 方向の力は生じない。
 ※3 : 許容引張力は, 破壊形式がコーン状破壊の耐力算定式で求められる。
 ※4 : 許容せん断力は, 破壊形式が支圧破壊の耐力算定式で求められる。

第 9-25 表及び第 9-26 表から定着部材を固定するアンカーボルトは、作用する荷重分担を考慮しても構造成立性が確保されることを確認した。

参考としてアンカーボルトの埋込み長さ 200 mmの地震時、津波時並びに重畳時における基本ケースの照査結果を第 9-27 表、影響検討ケースの照査結果を第 9-28 表に示す。

第 9-27 表 アンカーボルトの基本ケースの照査結果（埋込み長さ 200 mm）

評価部位	検討ケース	方向 ^{※1}	発生力 (kN)	許容引張力 (kN/本)	許容せん断力 (kN/本)	許容限界 (kN) ^{※2}	照査値	判定 (<1.0)
アンカーボルト	地震時	x	- ^{※3}	83.0	26.8	109.8	- ^{※3}	- ^{※3}
		y	8.1	—	26.8	53.6	0.16	OK
		z	2.2	83.0	26.8	109.8	0.03	OK
	津波時	x	0.1	83.0	26.8	109.8	0.01	OK
		y	10.1	—	26.8	53.6	0.19	OK
		z	29.8	83.0	26.8	109.8	0.28	OK
	重畳時	x	0.0	83.0	26.8	109.8	0.00	OK
		y	7.9	—	26.8	53.6	0.15	OK
		z	30.2	83.0	26.8	109.8	0.28	OK

※1：x 方向を防潮堤汀線方向、y 方向を防潮堤山側法面方向、z 方向を防潮堤山側法面垂直方向とする。
 ※2：x 方向及び z 方向の許容限界は許容引張力と許容せん断力の和、y 方向の許容限界は許容せん断力の 2 倍である。
 ※3：地震時はゴムジョイントに張力が生じないため、アンカーボルトに x 方向の力は生じない。

第 9-28 表 アンカーボルトの影響検討ケースの照査結果（埋込み長さ 200 mm）

評価部位	検討ケース	方向 [※]	発生力 (kN)	影響検討ケース① 引張方向		影響検討ケース② せん断方向		判定 (<1.0)
				許容限界 (kN/本)	照査値	許容限界 (kN/本)	照査値	
アンカーボルト	地震時	x	- ^{※2}	83.0	- ^{※2}	26.8	- ^{※2}	- ^{※2}
		z	2.2	83.0	0.03	26.8	0.04	OK
	津波時	x	0.1	83.0	0.01	26.8	0.01	OK
		z	29.8	83.0	0.36	26.8	0.51	OK
	重畳時	x	0.0	83.0	0.00	26.8	0.00	OK
		z	30.2	83.0	0.37	26.8	0.52	OK

※1：x 方向を防潮堤汀線方向、z 方向を防潮堤山側法面垂直方向とする。
 ※2：地震時はゴムジョイントに張力が生じないため、アンカーボルトに x 方向の力は生じない。

第 9-27 表及び第 9-28 表から、定着部材を固定するアンカーボルトは、埋込み長さを 200 mmかつ作用する荷重分担を考慮しても構造成立性が確保されることを確認した。

(5) 地盤物性のばらつきを考慮した構造成立性評価結果

追而

9. 5. 防潮堤（端部）の構造成立性検討

9. 5. 1. 防潮堤（端部）の解析条件

防潮堤及び岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価を行うとともに、地盤物性の影響を考慮するため、2次元動的FEM解析を実施する。

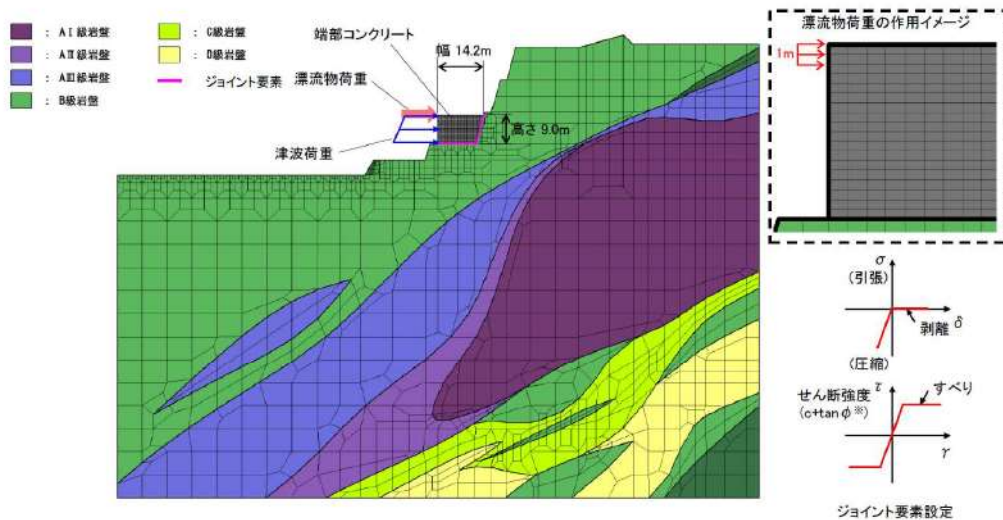
(1) 解析モデルと入力地震動（各ケース共通）

解析に用いる解析モデルは、地質断面図に基づき、以下の条件により作成する。

- ・鉛直方向は、下端から十分な距離を確保するため、T.P. -100mまでモデル化する。
- ・水平方向は、十分な領域を確保するよう防潮堤前面位置から海側及び山側共に100m以上をモデル化する。
- ・解析用物性値は「8. 5. 解析用物性値」に示すとおりとする。
- ・端部コンクリート及び岩盤は線形平面ひずみ要素でモデル化する。
- ・海水は液体要素でモデル化する。
- ・防潮堤より前面の擁壁及び道路盛土はモデル化しない。
- ・防潮堤の上端の幅を14.2m、全高を9.0mとする。
- ・地盤の要素高さは、最大周波数及び地盤のせん断波速度Vsより求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

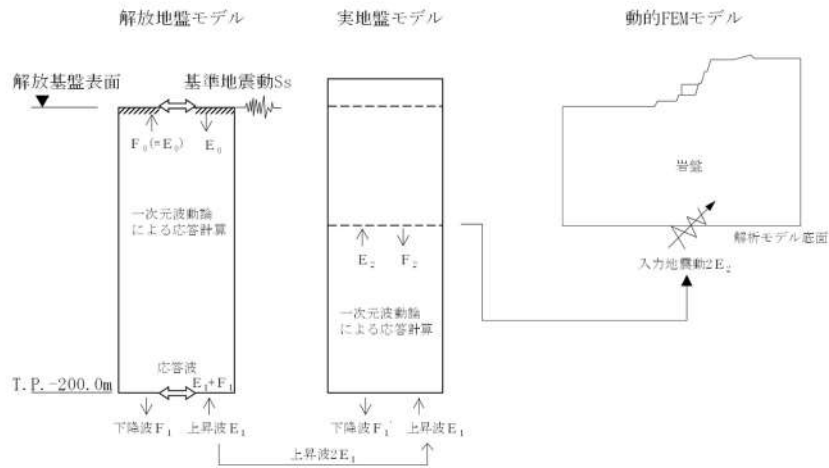
$$\text{最大要素高さ } h \text{ (m)} = \frac{1}{5} \times \frac{\text{地盤のせん断波速度 } V_s \text{ (m/s)}}{\text{地盤毎の振動数 } f \text{ (Hz)}}$$

- ・境界条件は、静的解析（常時解析）では、モデル側方を鉛直ローラー境界，モデル底面を固定境界とする。動的解析（地震時・重畳時）では、半無限地盤へのエネルギー散逸を評価するため、モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。
- ・防潮堤と周辺地盤などの滑り・剥離を考慮する箇所は、第 9-39 図に示すようにジョイント要素を設定する。



第 9-39 図 解析モデル及びジョイント要素の設定

- ・入力地震動は、第 9-40 図に示すとおり、解放基盤表面で定義される基準地震動を、一次元波動論により解析モデル下端で評価し、水平方向及び鉛直方向に同時に与える。

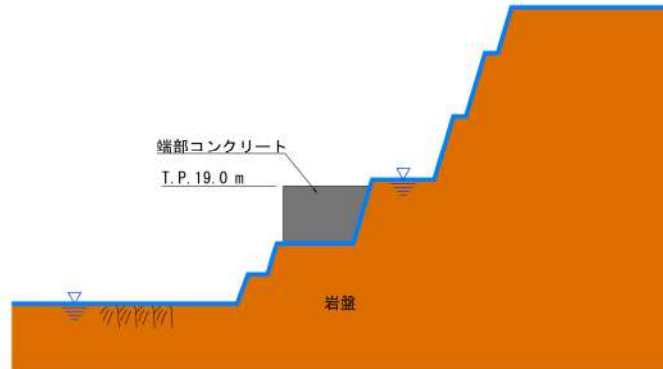


第 9-40 図 解析モデル及びジョイント要素の設定

- ・減衰特性は、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果資料, FLIP 研究会, 平成 23 年」に基づき, Rayleigh 減衰による剛性比例型減衰とする。

(2) 地震時

- 地震時の地下水位概要図を第 9-41 図に示す。設置変更許可段階における構造成立性評価では，防潮堤から海側，陸側どちらも地下水位設定を地表面とする。



第 9-41 図 地下水位概要図（地震時）

- 地震時の 2 次元動的 FEM 解析に考慮する荷重及び荷重の組合せを第 9-29 表に示す。

第 9-29 表 荷重及び荷重の組合せ（地震時）

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物荷重	動水圧
地震時	○	○	—*	○	—	—	—	—

※防潮堤の変形に寄与する方向（山→海側）は防潮堤背後が岩盤と接地しているため，作用させない。

- 積雪荷重（上載荷重）は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル，土木学会，1992年」に従い，泊発電所最大積雪量から算出した積雪荷重に0.5を乗じた値を踏まえ設定し，解析領域表面（海水を除く）に作用させる。
- 風荷重は，建設省告示第1454号から求められる風荷重を踏まえ設定する。
- 地震荷重について，解析に用いた地震波は，「9. 3. 構造成立性評価地震波の選定」で選定した Ss3-5 である。

(3) 津波時

- 防潮堤（端部）の津波時の評価は，防潮堤（端部）の形状から津波時は背面の岩盤に押される方向に津波波力が載荷されるため，地震時よりも安全側の結果となるため，設計及び工事計画認可段階にて示す。

(4) 重畳時

- 防潮堤（端部）は，防潮堤（標準部）のセメント改良土（ $f'_{ck}=6.5 \text{ N/mm}^2$ ）に比べて強度の大きいコンクリート（ $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ ）を用いることと背面が岩盤と接地していることから，防潮堤（標準部）よりも安全側の結果となる。そのため，防潮堤（端部）の重畳時の評価結果は，設計及び工事計画認可段階にて示す。

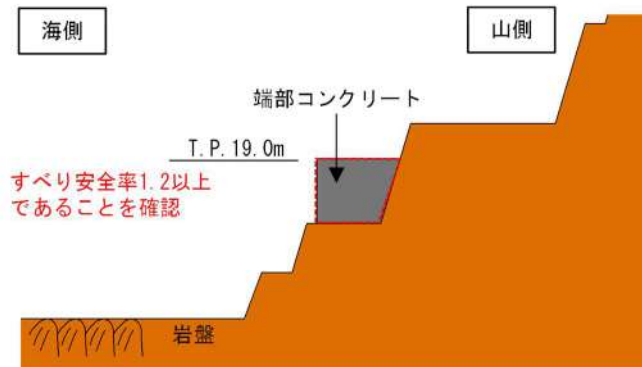
(5) 評価条件（端部コンクリート）

- ・端部コンクリートは，地震時，津波時及び重畳時について「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用し，すべり安全率が1.2以上であることを確認する。
- ・端部コンクリートの照査項目及び許容限界を第 9-30 表に，地震時，津波時及び津波時における 2次元動的 FEM解析での確認概要を第 9-42 図に示す。

第 9-30 表 端部コンクリートの照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
端部コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析 ^{*1}	すべり安全率	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る設工認審査ガイド
	津波時	2次元動的FEM解析			
	重畳時	2次元動的FEM解析 ^{*1}			

※1：防潮堤（標準部）と同様に有効応力解析を実施する。



第 9-42 図 2次元動的FEM解析での確認概要

(6) 評価条件（止水ジョイント）

- ・防潮堤（端部）は，防潮堤（標準部）のセメント改良土 ($f'_{ck}=6.5 \text{ N/mm}^2$) に比べて強度の大きいコンクリート ($f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$) を用いることや津波荷重が小さいことから，防潮堤の変位や生じる外力は小さい。そのため，防潮堤（端部）に設置する止水ジョイントの評価は，防潮堤（標準部）の評価に網羅されることを踏まえて，詳細は設計及び工事計画認可段階にて説明する。

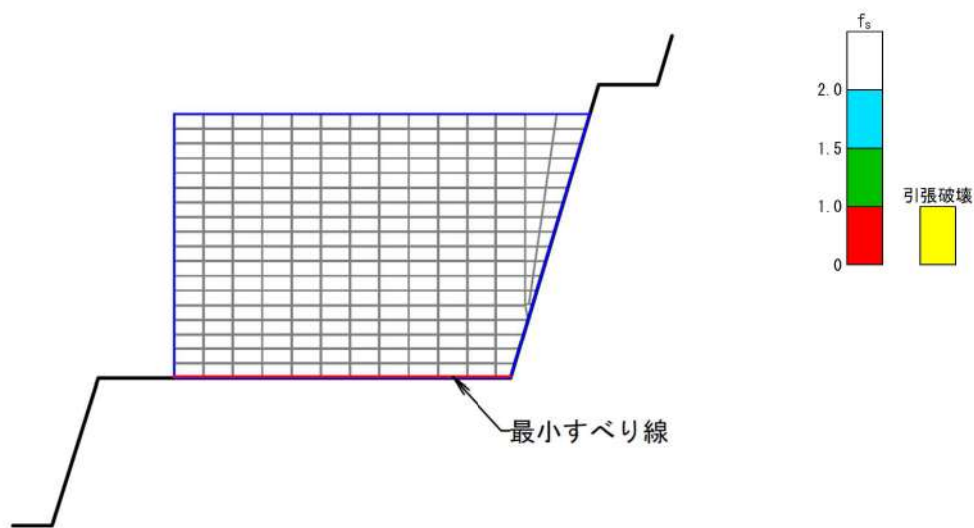
9. 5. 2. 防潮堤（端部）の構造成立性検討結果

(1) 端部コンクリート

端部コンクリートの地震時における端部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-31 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-43 図に示す。

第 9-31 表 端部コンクリートのすべり安全率評価結果（地震時）

評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (>1.2)
端部コンクリート	Ss3-5	16.10	18.27	OK



第 9-43 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布（地震時）

上記評価結果より、端部コンクリートの最小すべり安全率が $F_s > 1.2$ となることを確認した。

以上のことから、地震時において防潮堤の端部コンクリートに対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(2) 止水ジョイント

- ・防潮堤（端部）は、防潮堤（標準部）のセメント改良土（ $f'_{ck}=6.5 \text{ N/mm}^2$ ）に比べて強度の大きいコンクリート（ $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ ）を用いることや津波荷重が小さいことから、防潮堤の変位や生じる外力は小さい。そのため、防潮堤（端部）に設置する止水ジョイントの評価は、防潮堤（標準部）の評価に網羅されることを踏まえて、詳細は設計及び工事計画認可段階にて説明する。

9. 6. まとめ

追而

防潮堤の平面線形形状の考え方

1. 平面線形形状の考え方

1. 1. 概要

防潮堤の平面線形について、防潮堤の構造強度の確保に影響を及ぼすような、防潮堤周辺の地質、防潮堤構造の決定に関わる要因を整理し、形状決定の考え方を整理した。防潮堤の平面線形形状決定の考え方については、津波による遡上波が津波防護対象設備を内包する建屋及び区画に到達・流入することを防止することに加え、その他の要因を第 1-1 表に示す。泊発電所の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の位置図は、第 1-1 図に示すとおりである。

第 1-1 表において、平面線形の決定に当たっては、「防潮堤の安全裕度向上に関わる要因」と「施工品質向上に関わる要因」の観点から整理した。

「防潮堤の安全裕度向上に関わる要因」については、「防潮堤周囲の地質状況」、
「取放水路との横断方法」及び「近接する構築物の影響」を検討した。

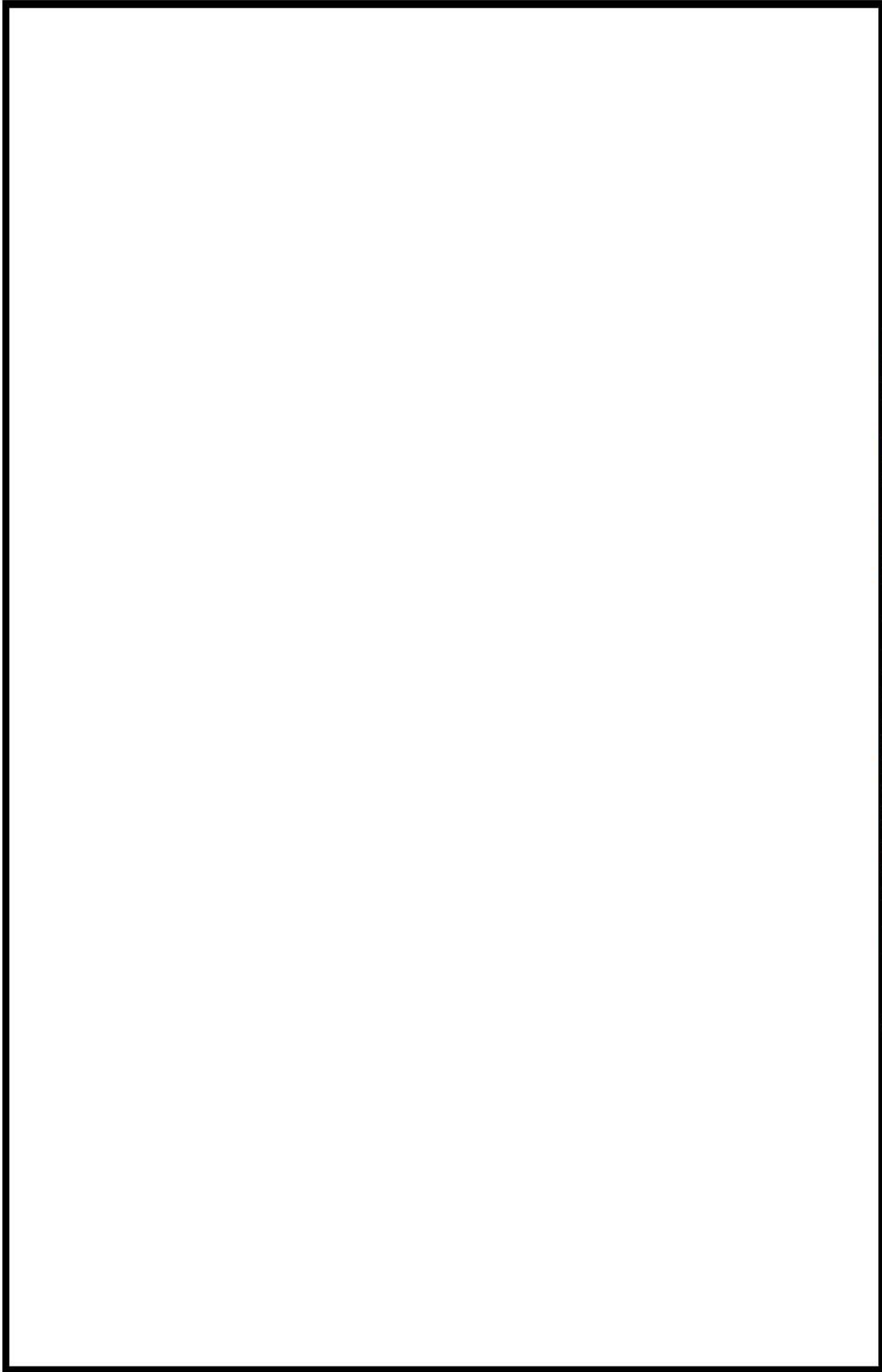
「施工品質向上に関わる要因」については、「施工スペース確保」を検討した。

これらの要因を整理した結果、防潮堤の平面線形形状については、泊発電所の敷地の特徴等を考慮すると合理性があるため、現在の平面線形形状に決定した。

防潮堤の平面線形位置については、防潮堤の構造成立性評価に対する裕度を確保できなくなった場合、基準津波の策定に影響する防潮堤の前面位置を変更せず、後述する追加の裕度向上対策を実施することで対応可能である。

第 1-1 表 防潮堤の平面線形形状決定に関わる要因と対処の考え方

【重要度 1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
①	防潮堤周囲の地質状況	<ul style="list-style-type: none"> ・地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・防潮堤平面線形形状(海側線形)は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号炉取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。
②	取放水路との横断方法	<ul style="list-style-type: none"> ・防潮堤を横断する取放水路の評価について、波及的影響の範囲を最小とするため、防潮堤と取放水路は直交させる。 ・取放水路に防潮堤による上載荷重が作用するため、防潮堤が横断する部分の1号及び2号炉放水路は再構築し、1号及び2号炉取水路は補強することで各水路の構造強度を確保する。
③	近接する構築物の影響	<ul style="list-style-type: none"> ・防潮堤より海側に位置する近接構築物は、防潮堤に波及的影響を与えないように撤去する。 ・2号放水路に防潮堤による上載荷重が作用しないように、2号放水路と干渉しない位置に防潮堤を計画する。 ・掘株側の防潮堤の山側に位置する盛土道路は、防潮堤への波及的影響の観点から耐震性を評価する。評価結果に基づき、必要に応じて、盛土道路の構造変更等を行う。 ・防潮堤と3号炉循環水ポンプ建屋の間に計画している屋外アクセスルートを確認する。
【重要度 2】 施工品質向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
④	施工スペース確保	<ul style="list-style-type: none"> ・1号及び2号炉取水路から3号炉取水路の範囲は、他工事との施工干渉の可能性を考慮して、防潮堤の山側に施工スペースを可能な範囲で確保する。

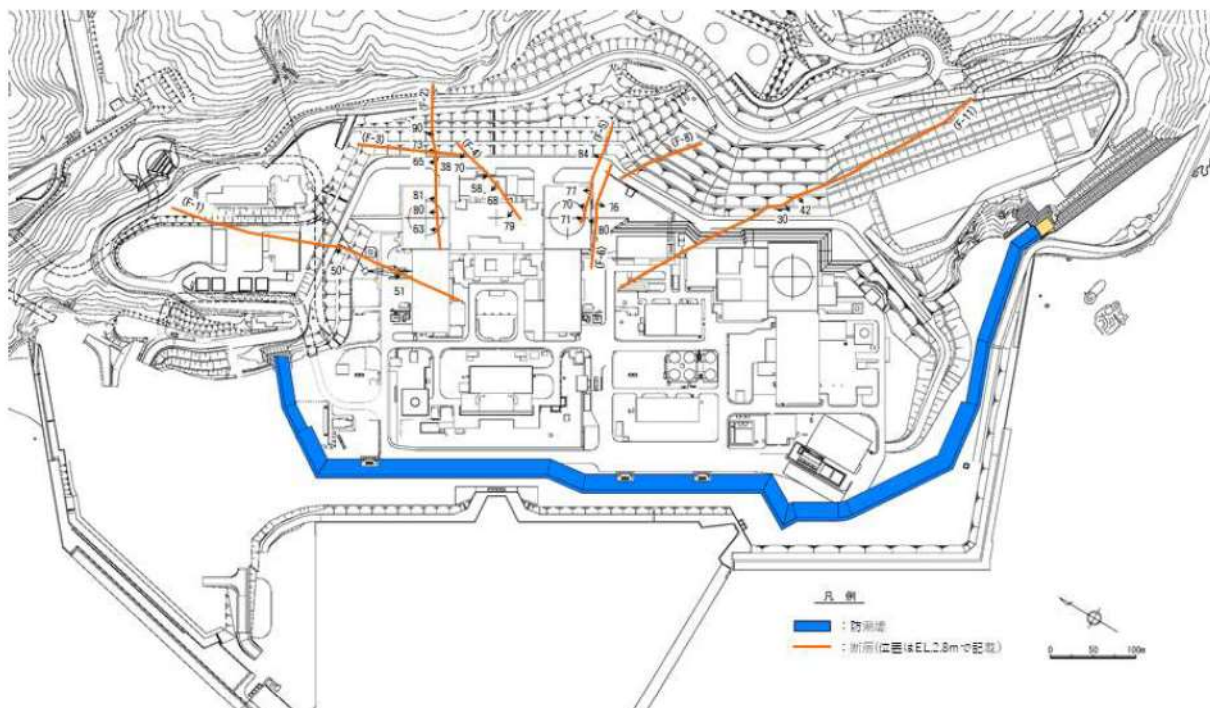


第 1-1 図 津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の位置図

□ 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

1. 2. 敷地に認められる断層の位置

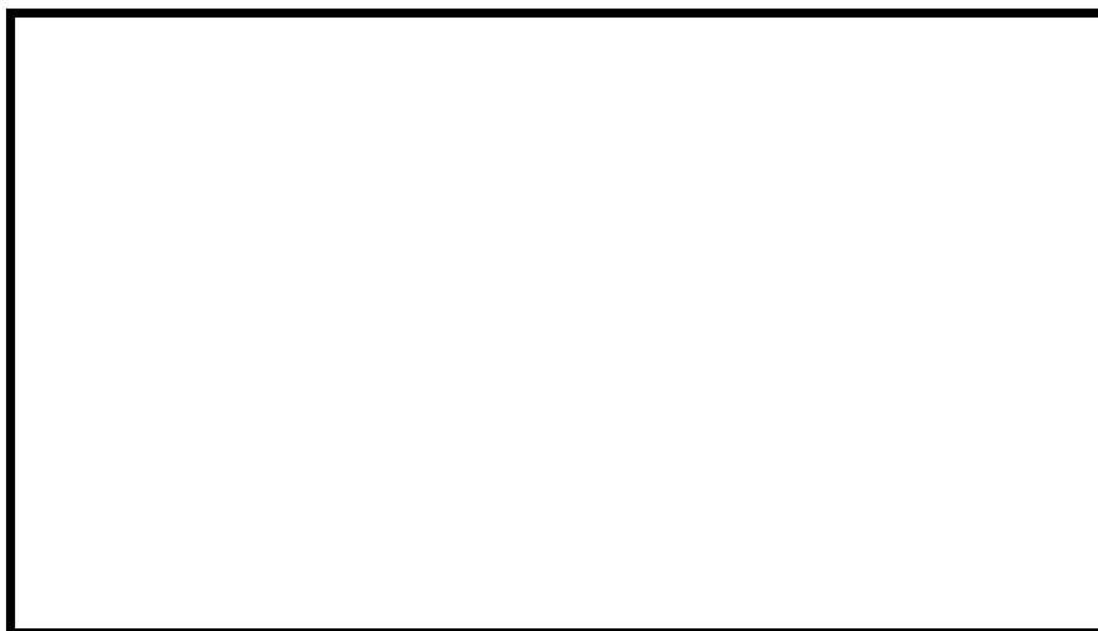
敷地に認められる断層の位置図を第 1-2 図に示す。敷地に認められる11条の断層は、耐震設計上考慮するものではなく、また、防潮堤の設置位置に出現しない。



第 1-2 図 敷地に認められる断層の位置図

1. 3. 防潮堤平面線形決定理由

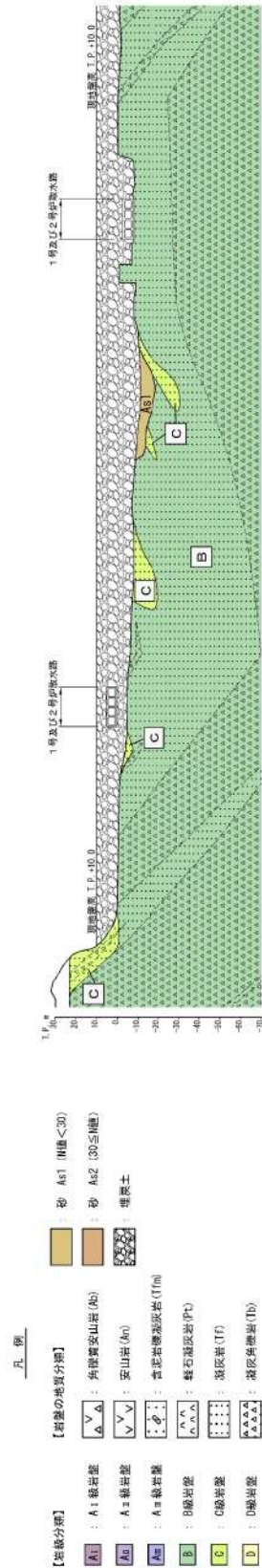
防潮堤平面線形決定理由は、第1-3図～第1-14図のとおりである。



第 1-3 図 防潮堤の区間割

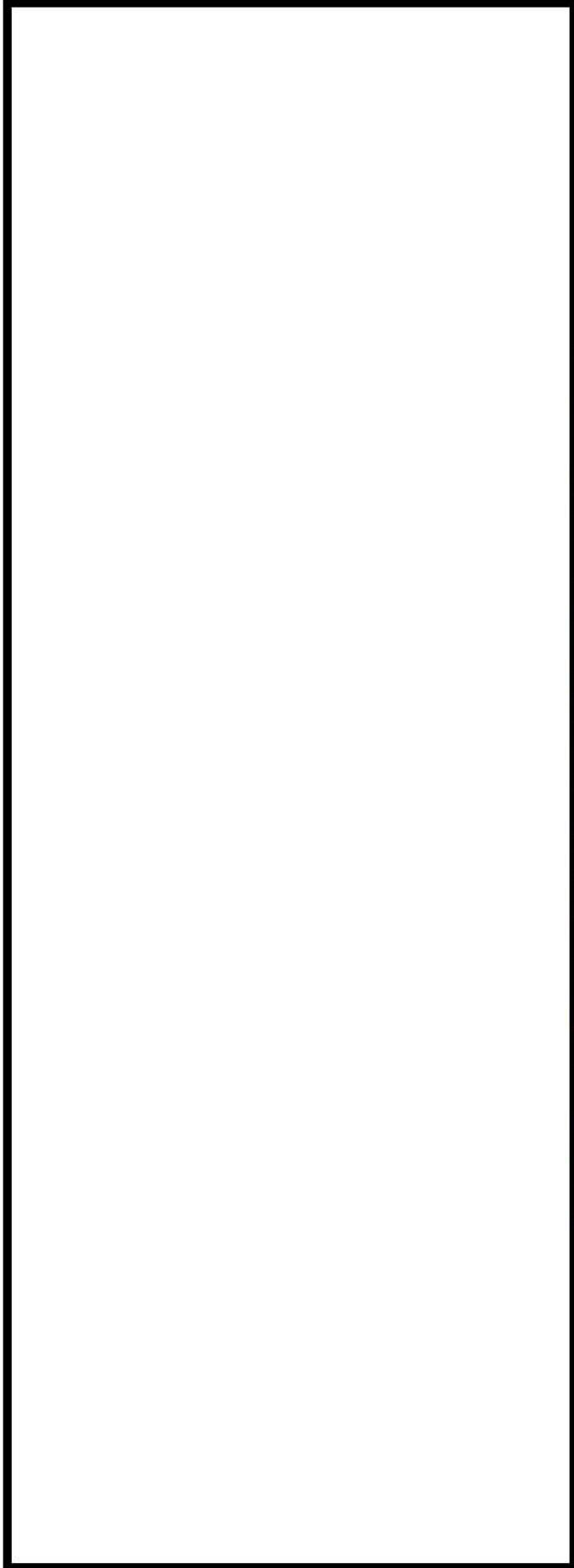
 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

第 1-4 図 ①区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置

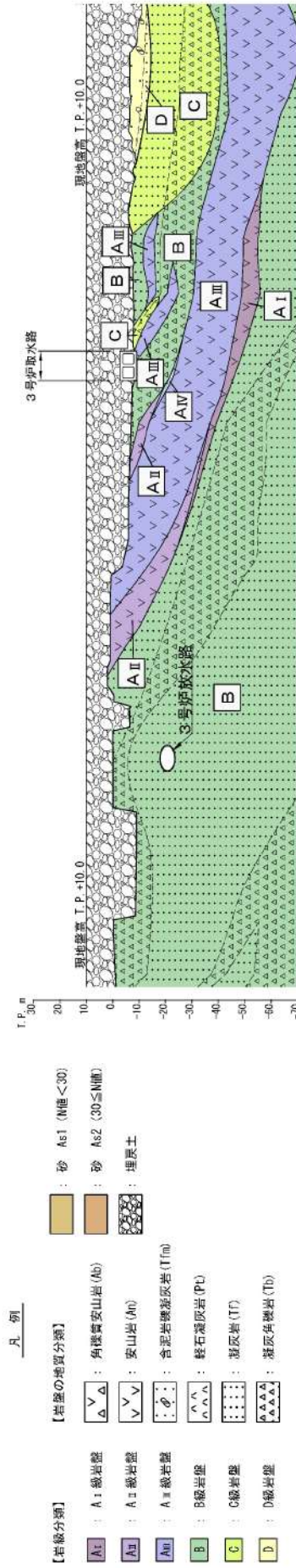


第 1-5 図 ①区間の地質縦断面図

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

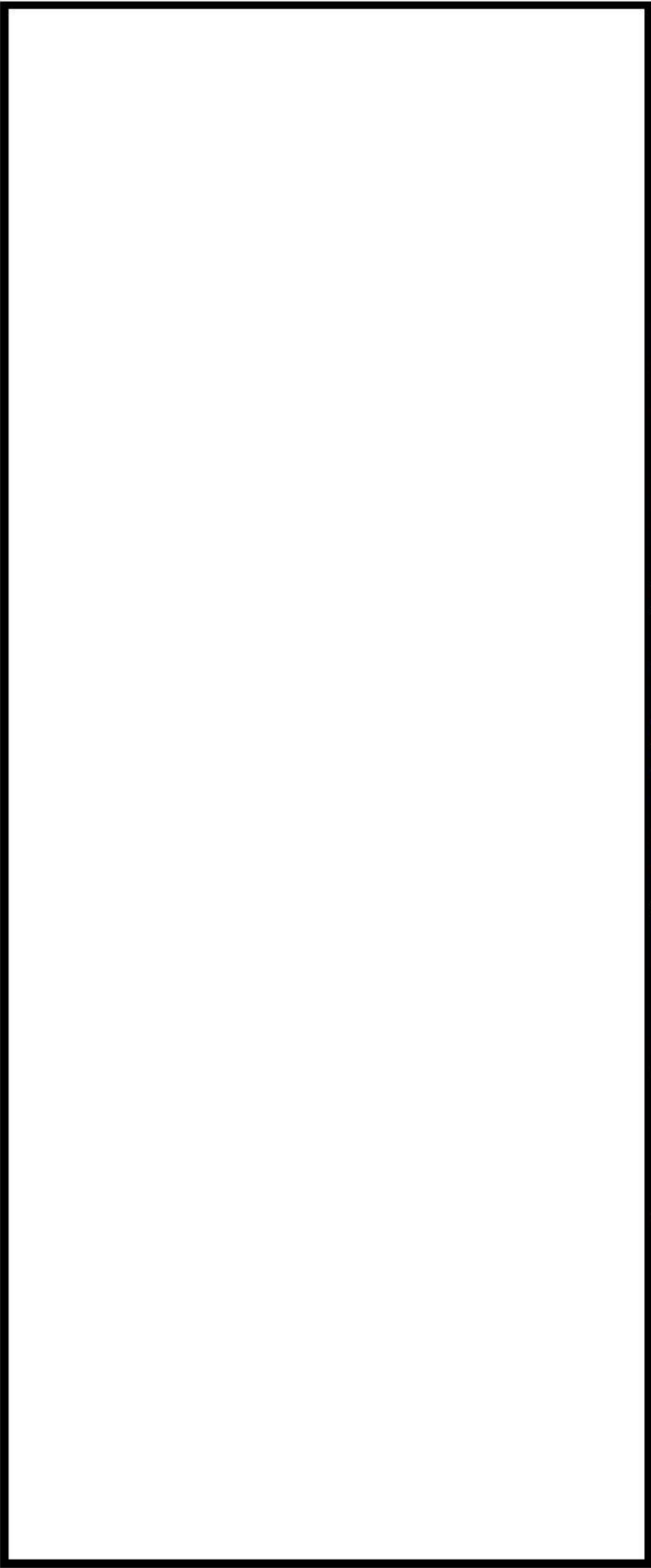


第 1-6 図 ②区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置

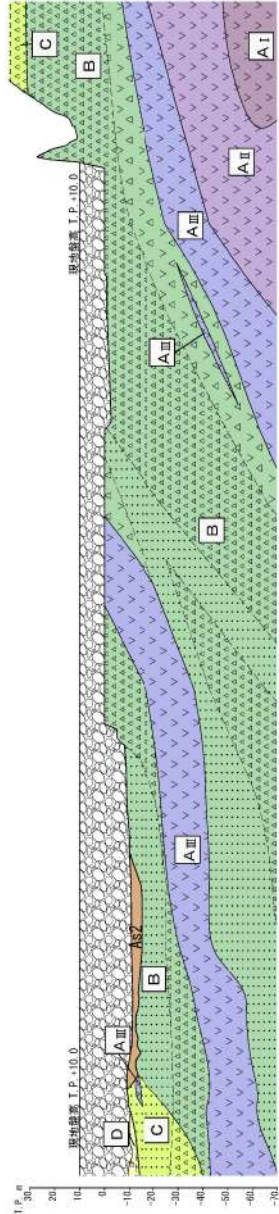


第 1-7 図 ②区間の地質縦断面図

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

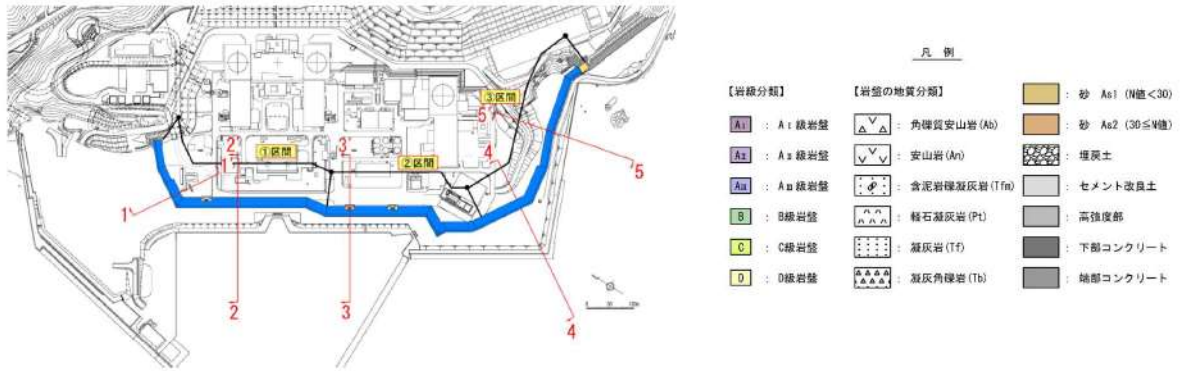


第 1-8 図 ③区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置

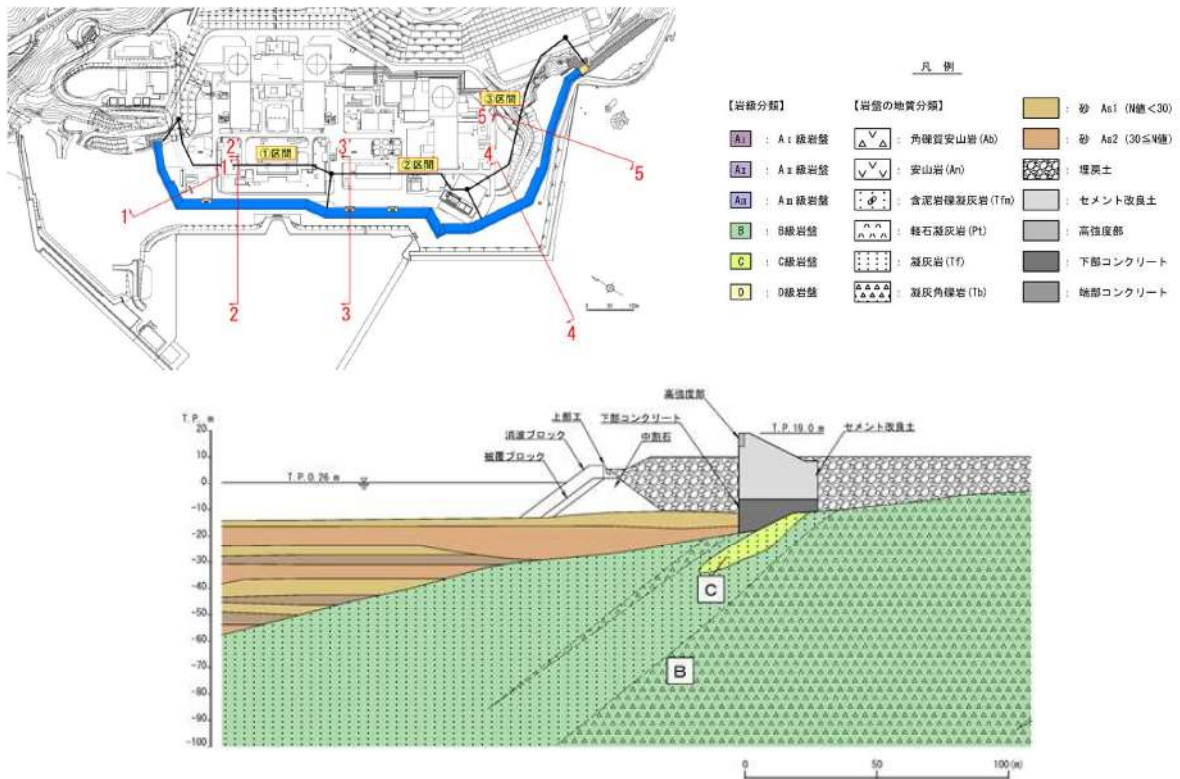


第 1-9 図 ③区間の地質縦断面図

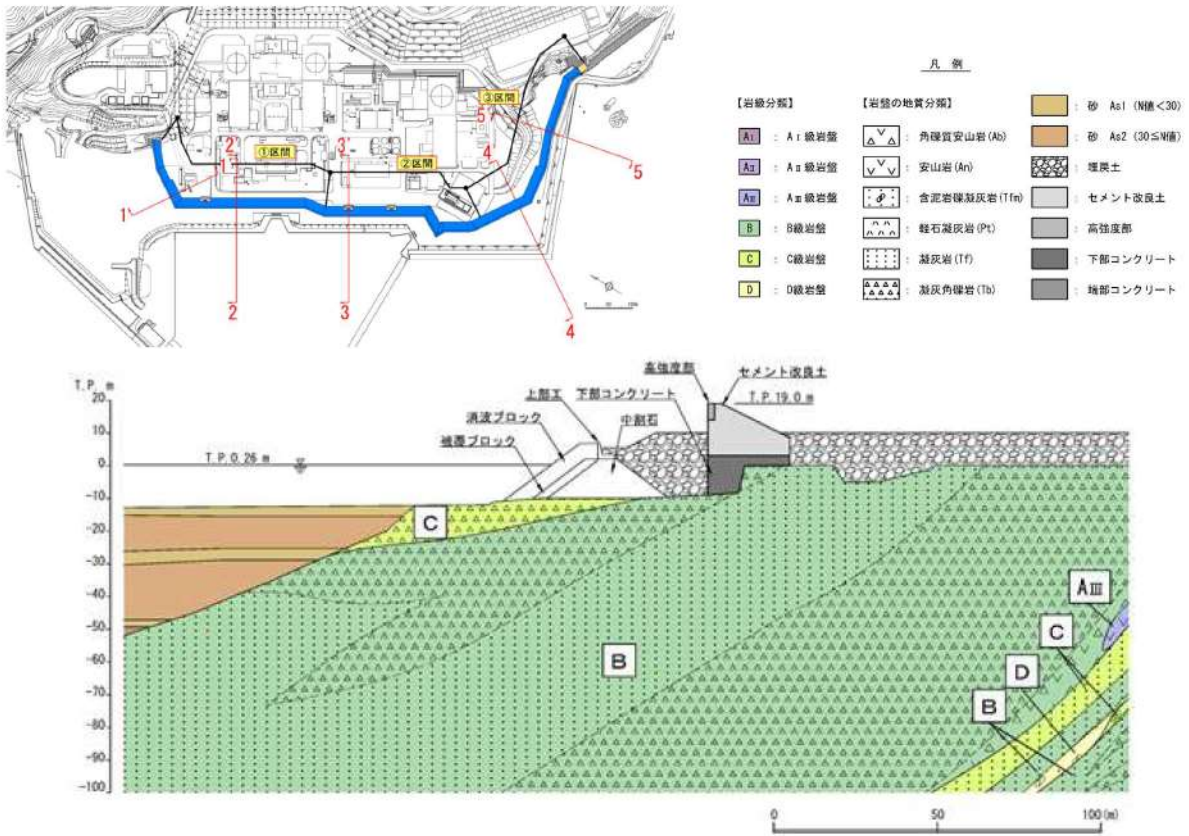
枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



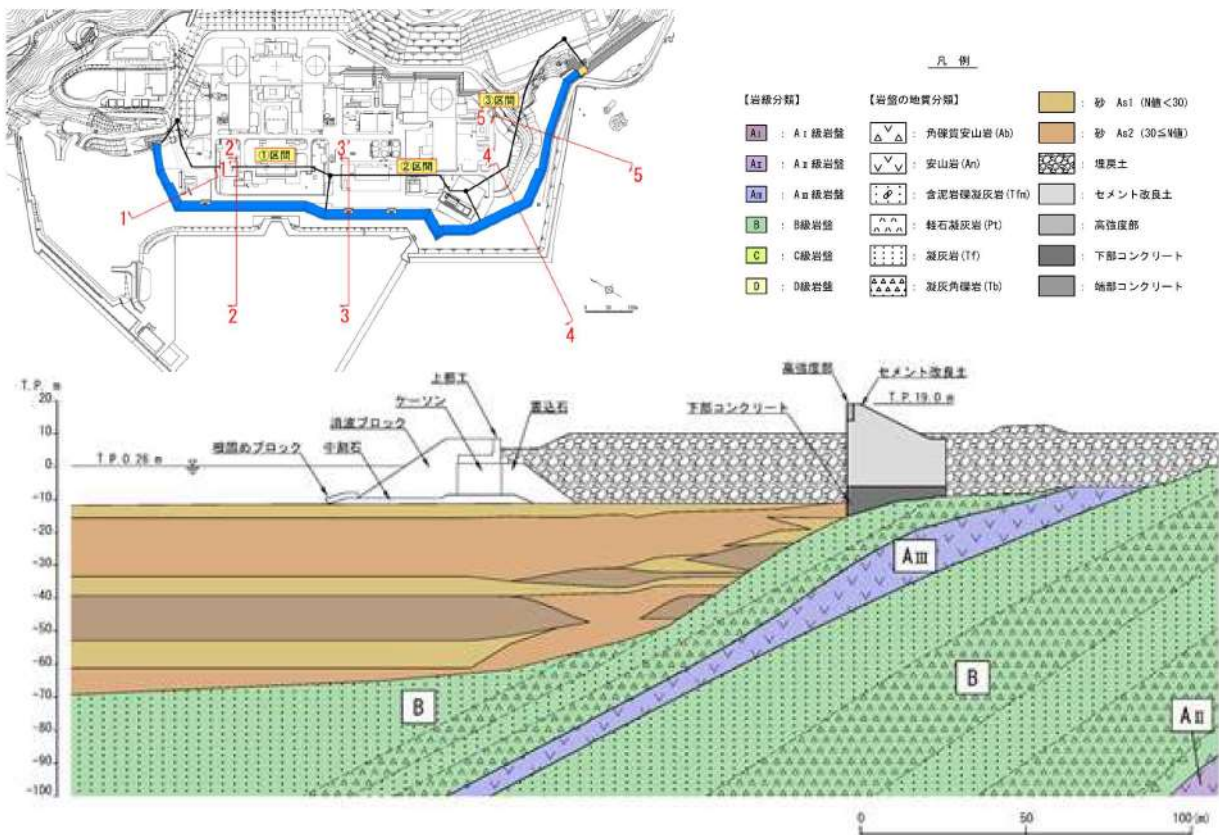
第 1-10 図 地質縦断図 (1-1')



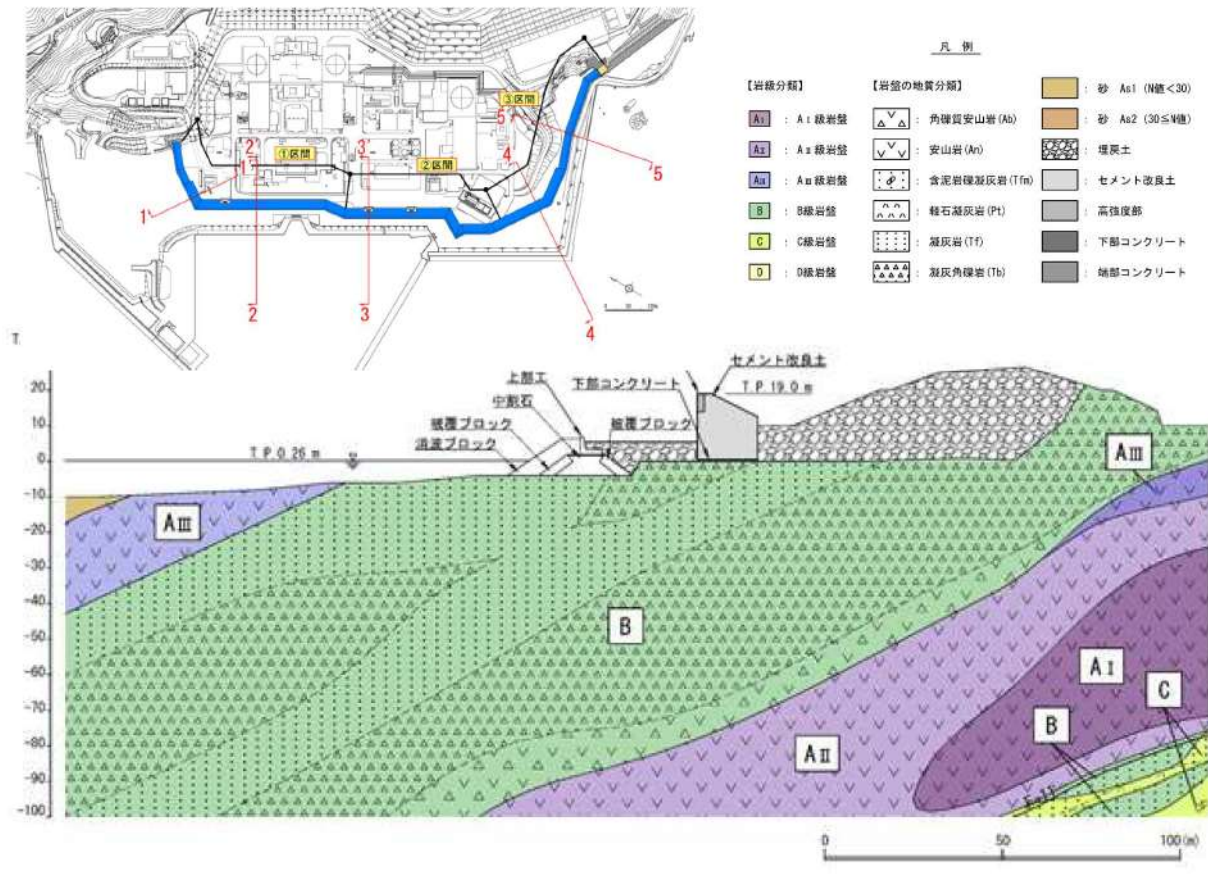
第 1-11 図 地質縦断図 (2-2')



第 1-12 図 地質縦断図 (3-3')



第 1-13 図 地質縦断図 (4-4')



第 1-14 図 地質縦断面図 (5-5')

2. 防潮堤の安全裕度を向上させる対処方策

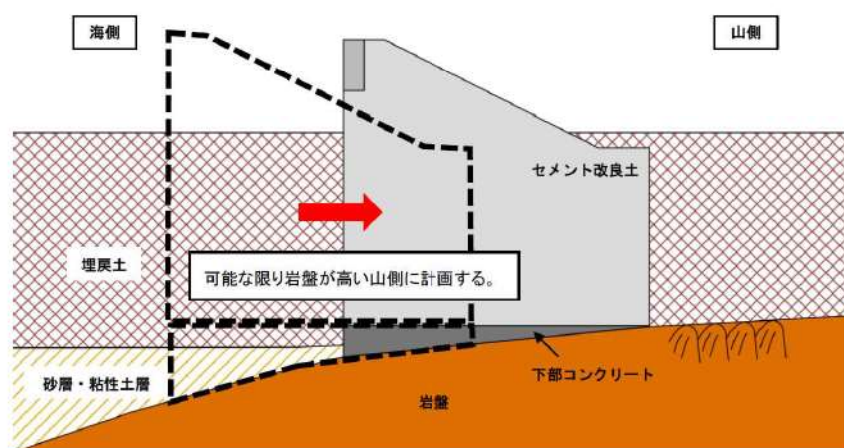
2. 1. 防潮堤（標準部）

防潮堤（標準部）における要因に対する対処の考え方のイメージを第 2-1 図に、安全裕度の向上対策のイメージを第 2-2 図に示す。

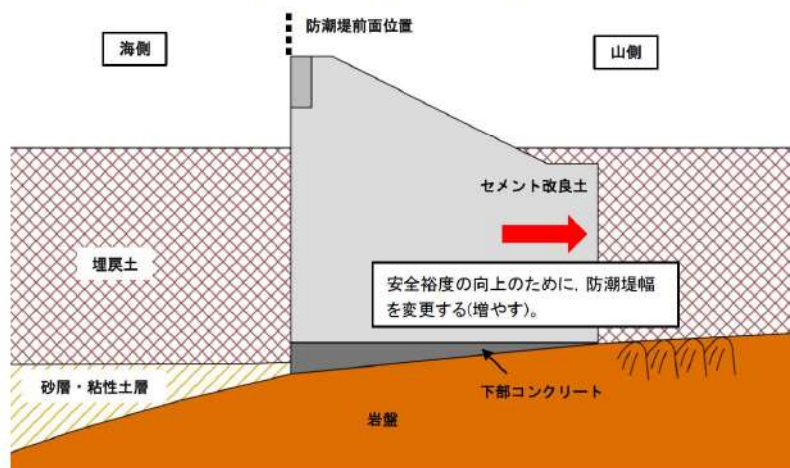
防潮堤のうち、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号炉取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周辺の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤の幅を増やすことで安全裕度の向上が可能である。

第 2-1 表 防潮堤（標準部）における重要度と要因に対する対処のイメージ

【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因	要因に対する対処の考え方
① 防潮堤周囲の地質状況	<ul style="list-style-type: none"> ・地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・防潮堤平面線形形状（海側線形）は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号炉取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。



第 2-1 図 要因に対する対処の考え方のイメージ



第 2-2 図 防潮堤周辺の岩盤が海側に向かって低くなる箇所の安全裕度の向上対策

2. 2. 防潮堤（端部）

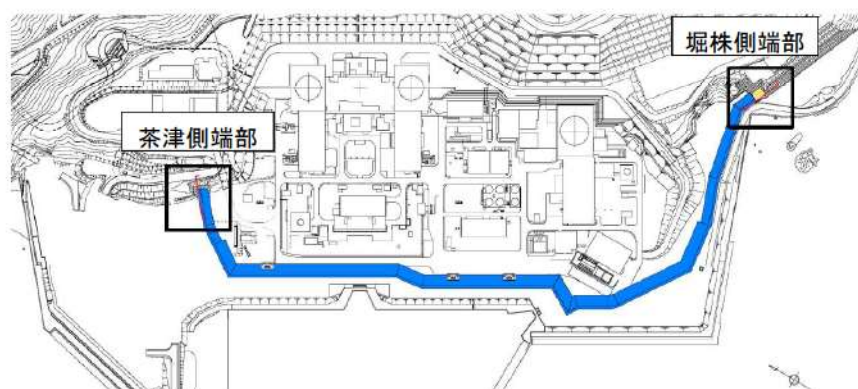
防潮堤（端部）の位置図を第 2-3 図に、平面図を第 2-4 図に、地質縦断図を第 2-5 図に示す。

防潮堤（端部）は、堅固な地山に接続しているため、周辺斜面の崩壊による波及的影響はないと考えるが、波及的影響がある場合は、対策を行う。

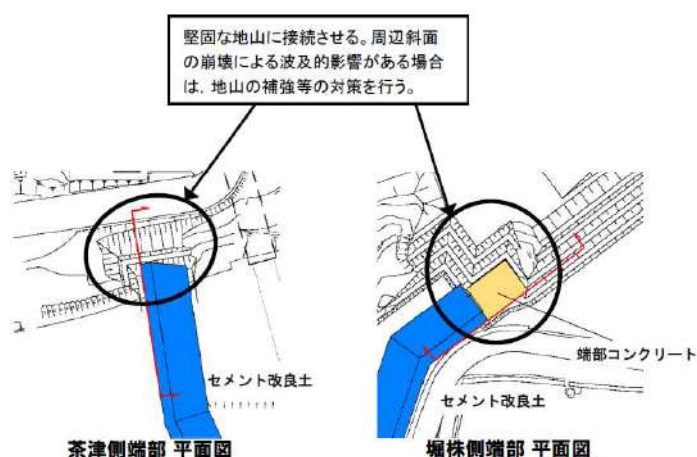
岩盤の解析用物性値及び周辺斜面としての安定性評価は、「基礎地盤および周辺斜面の安定性評価」において説明する。

第 2-2 表 防潮堤（端部）における重要度と要因に対する対処のイメージ

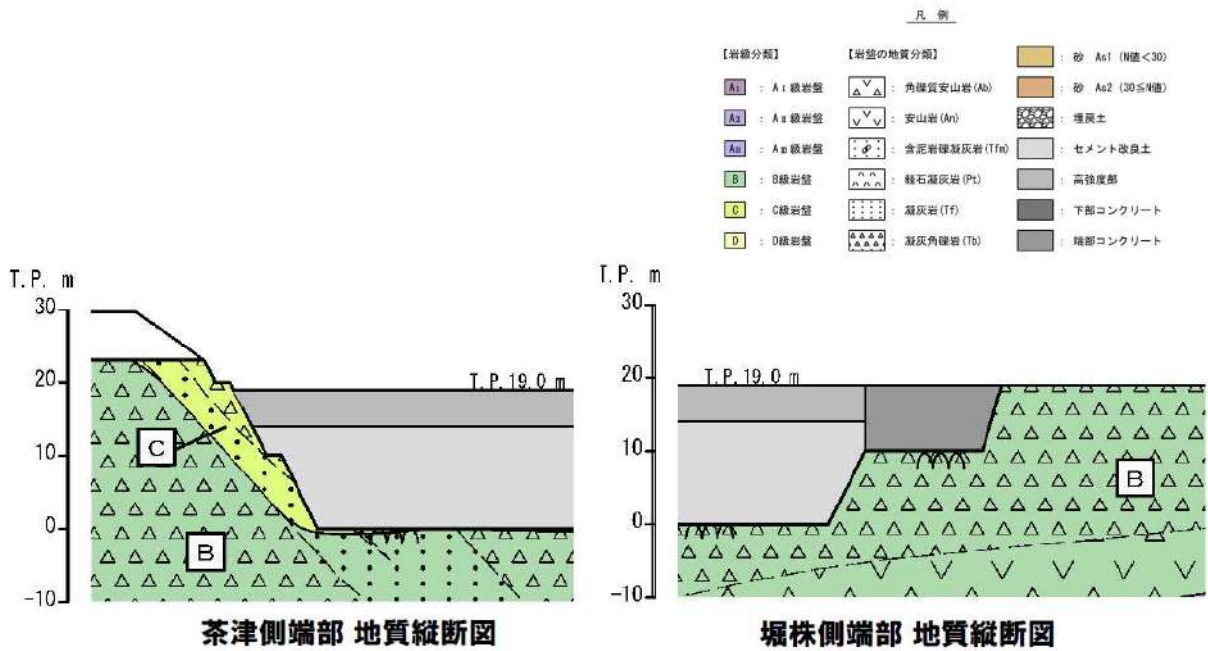
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
①	防潮堤周囲の地質状況	<ul style="list-style-type: none"> ・地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・防潮堤平面線形形状（海側線形）は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。



第 2-3 図 防潮堤（端部）位置図



第 2-4 図 防潮堤（端部）平面図



第 2-5 図 防潮堤（端部）地質縦断面図

2. 3. 取放水路横断面部

取放水路横断面部の位置図を第 2-6 図に、取放水路の正面イメージ図を第 2-7 図、第 2-8 図及び第 2-9 図に示す。

1号及び2号炉取水路及び1号及び2号炉放水路は、防潮堤を上載荷重として見込んだ場合に耐震裕度が小さくなることから、防潮堤を横断する水路による波及的影響の対策として、1号及び2号炉放水路は再構築し、1号及び2号炉取水路は補強する。

3号炉取水路は、水路の耐震裕度を確認し、必要に応じて対策を実施する。

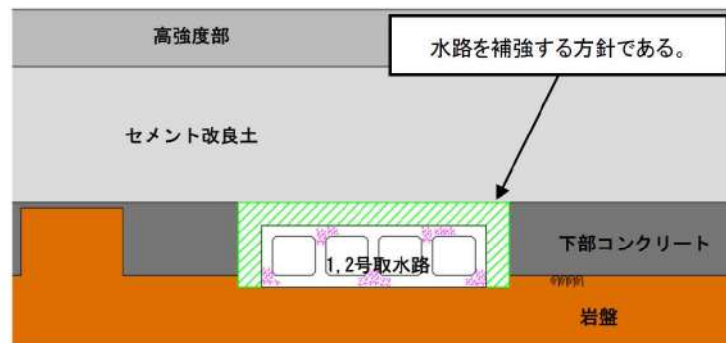
なお、防潮堤と水路（1号及び2号炉放水路、3号炉取水路）を直交させることにより生じる屈曲部の評価方針は、「5. 5. (3) 構造成立性評価における屈曲部の評価方針」に示す。

第 2-3 表 取放水路における重要度と要因に対する対処のイメージ

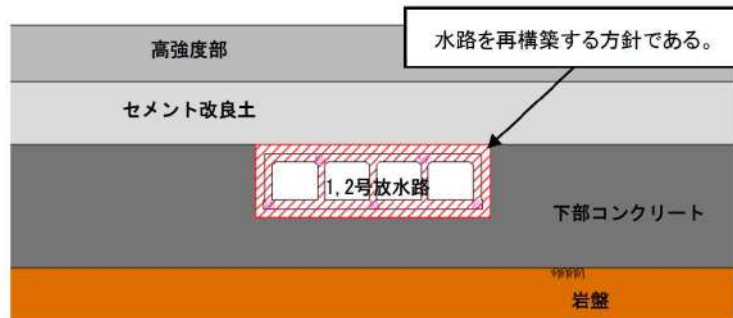
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
②	取放水路との横断方法	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤を横断する取放水路の評価について、波及的影響の範囲を最小とするため、防潮堤と取放水路は直交させる。 取放水路に防潮堤による上載荷重が作用するため、防潮堤が横断する部分の1号及び2号炉放水路は再構築し、1号及び2号炉取水路は補強することで各水路の構造強度を確保する。



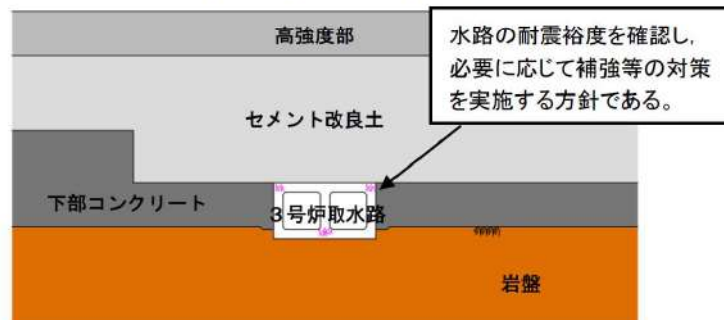
第 2-6 図 取放水路横断部の位置図



第 2-7 図 1号及び2号炉取水路正面図イメージ図



第 2-8 図 1号及び2号炉放水路正面図イメージ図



第 2-9 図 3号炉取水路正面図イメージ図

 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

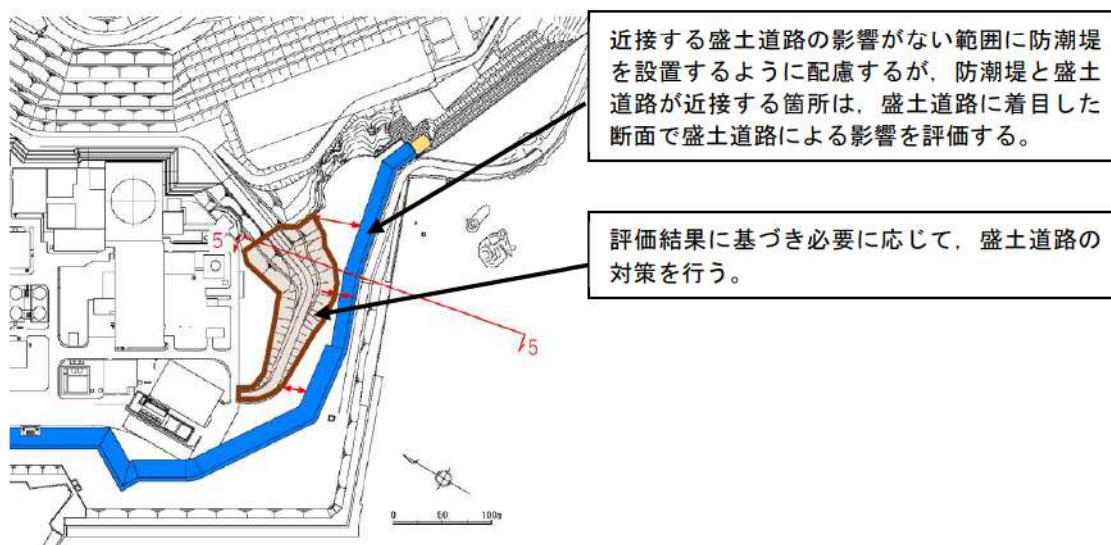
2. 4. 盛土道路周辺

防潮堤周辺の盛土道路の位置図を第 2-10 図に、防潮堤と盛土道路の地質断面図を第 2-11 図に示す。

堀株側の防潮堤の山側に位置する盛土道路は、防潮堤への波及的影響の観点から「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」において耐震性を評価する。評価結果に基づき、必要に応じて盛土道路の対策を行う。

第 2-4 表 盛土道路周辺における重要度と要因に対する対処のイメージ

【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因	要因に対する対処の考え方
③ 近接する構築物の影響	<ul style="list-style-type: none"> ・ 防潮堤より海側に位置する近接構築物は、防潮堤に波及的影響を与えないように撤去する。 ・ 2号炉放水路に防潮堤による上載荷重が作用しないように、2号炉放水路と干渉しない位置に防潮堤を計画する。 ・ 堀株側の防潮堤の山側に位置する盛土道路は、防潮堤への波及的影響の観点から耐震性を評価する。評価結果に基づき、必要に応じて、盛土道路の構造変更等を行う。 ・ 防潮堤と3号炉循環水ポンプ建屋の間に計画している屋外アクセスルートを確認する。

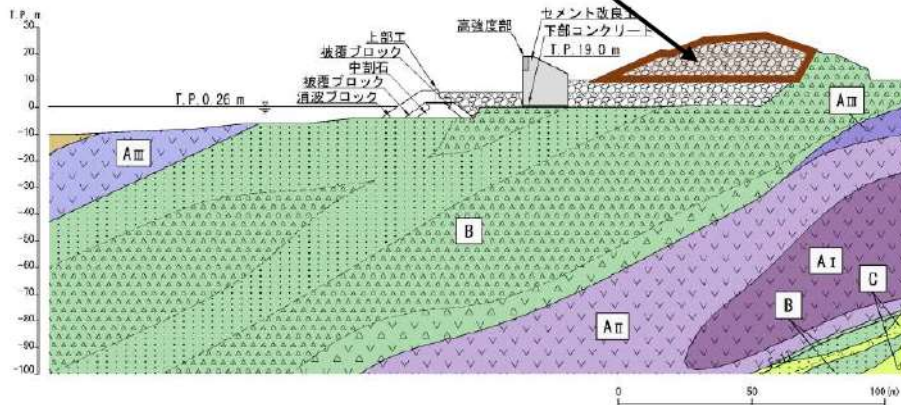


第 2-10 図 防潮堤周辺の盛土道路の平面図

凡 例

【岩種分類】	【岩盤の地質分類】	
AⅠ : AⅠ 緑岩盤	△△△ : 角礫質安山岩 (Ab)	■ : 砂 AⅠ (粒径<30)
AⅡ : AⅡ 緑岩盤	▽▽▽ : 安山岩 (An)	■ : 砂 AⅡ (30≤粒径)
AⅢ : AⅢ 緑岩盤	⊕ : 含泥岩凝灰岩 (Tfn)	■ : 埋戻土
B : B 緑岩盤	〃〃〃 : 軽石凝灰岩 (Pt)	■ : セメント改良土
C : C 緑岩盤	⋯ : 凝灰岩 (Tf)	■ : 高強度部
D : D 緑岩盤	▲▲▲ : 凝灰角礫岩 (Tb)	■ : 下部コンクリート
		■ : 上部コンクリート

評価結果に基づき必要に応じて、盛土道路の対策を行う。

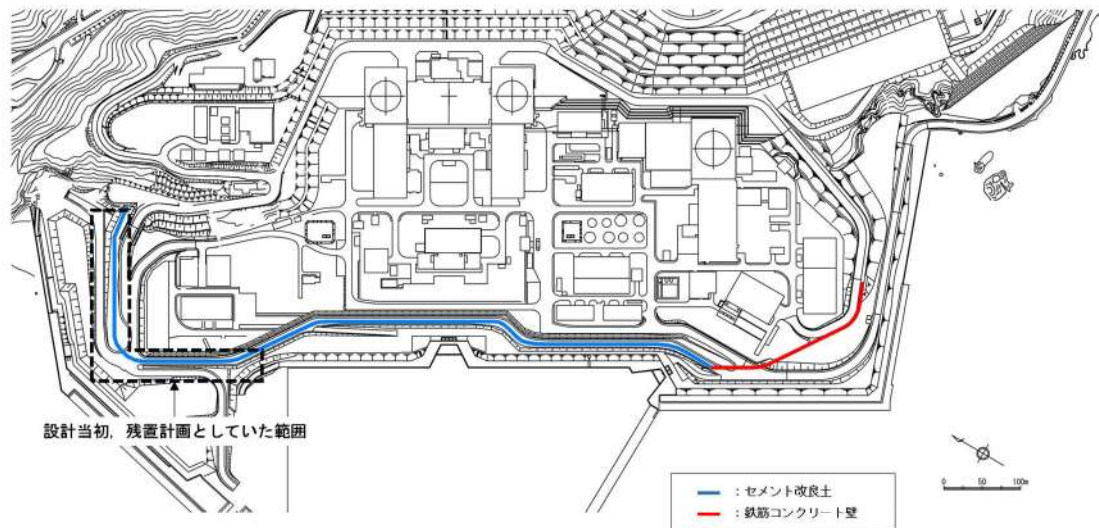


第 2-11 図 防潮堤と盛土道路の地質断面図 (5-5' 断面)

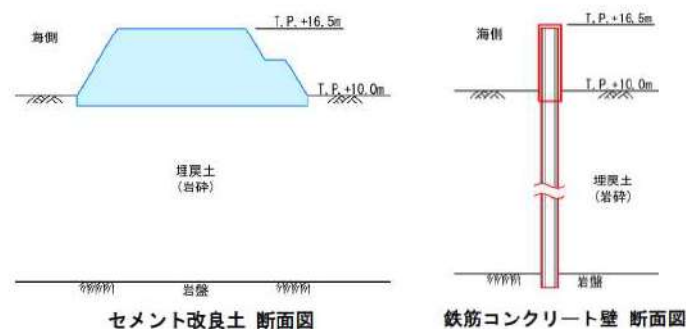
防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について

1. 既設防潮堤について

既設防潮堤の平面線形を第1図に、構造形式を第2図に示す。泊発電所では、非岩着構造のセメント改良土及び鉄筋コンクリート壁の防潮堤を自主的に設置していた。



第1図 既設防潮堤の平面線形



第2図 既設防潮堤の構造形式

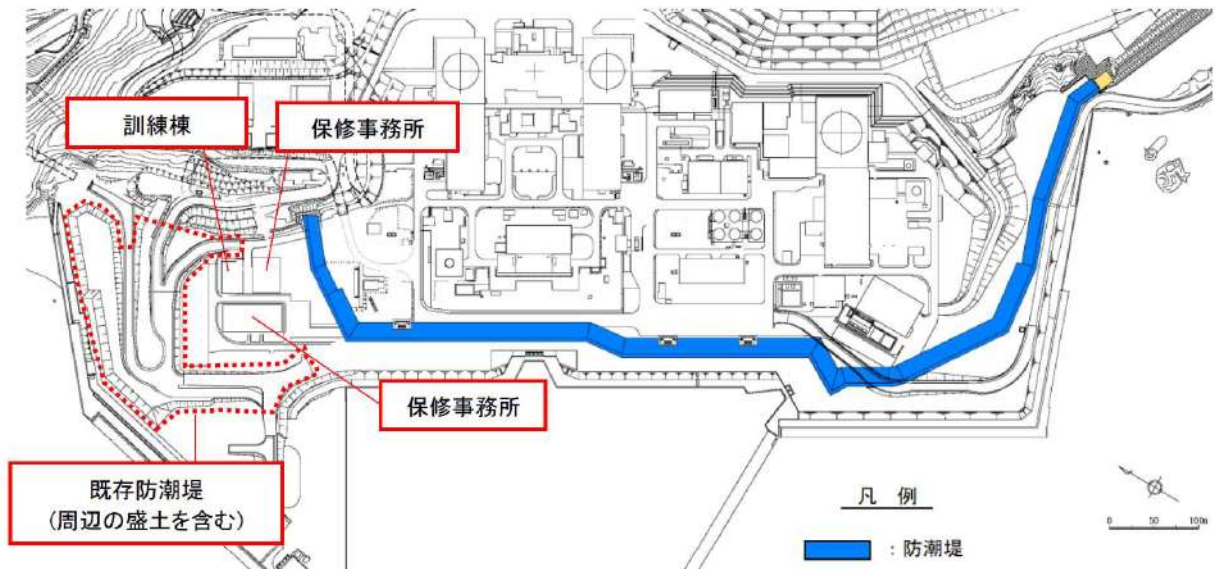
2. 既設防潮堤の撤去及び新設する防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について

設置許可基準規則第三条への適合性及び先行炉の審査状況を踏まえ、埋戻土の液状化影響を考慮し、更なる安全性向上の観点から、岩着支持構造の防潮堤に変更したことから、既設防潮堤は撤去することとした。

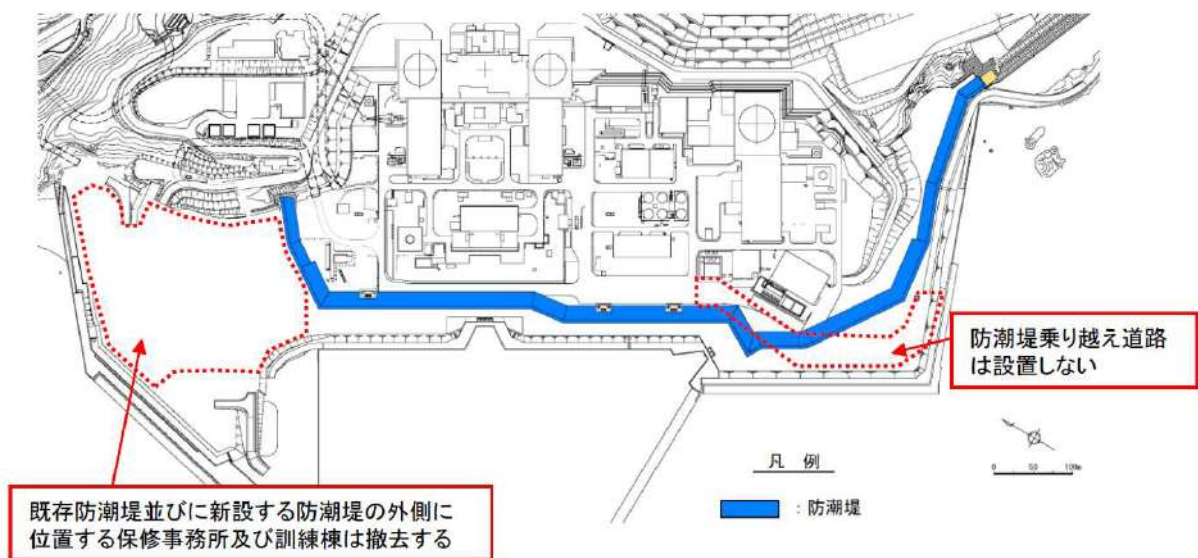
設計当初、既設防潮堤は一部を残置する方針としていたが、残置した既設防潮堤が地震により損傷した場合の新設防潮堤への波及的影響を定量的に評価することが困難という判断に至ったことから、既設防潮堤は全線撤去する。

合わせて、新設する防潮堤の外側に位置する保守事務所、訓練棟についても、同様の理由により撤去する。保守事務所及び訓練棟を撤去する設計に変更したことに伴い、事務所の駐車場においても駐車場としての運用を中止する。

新設する防潮堤へ波及的影響を及ぼさないよう防潮堤乗り越え道路についても新たに設置せず、発電所への入構ルートを防潮堤に影響を及ぼさない配置とした設計に変更する。



第 3 図 構内平面図 (方針変更前)



第 4 図 構内平面図 (方針変更後)

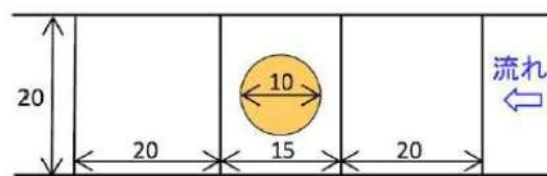
セメント改良土の耐浸食性・耐洗堀性について

1. セメント改良土の耐浸食性・耐洗堀性について

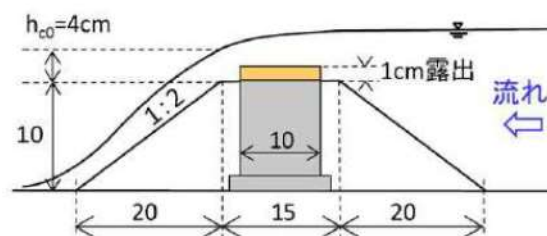
セメント改良土の耐浸食性及び耐洗堀性について、文献を参照して検討を行った結果、防潮堤のセメント改良土は、浸食及び洗堀に対して耐性を持つことを確認した。検討結果を以下に示す。

2. 模型実験によるコーン指数を指標とした耐浸食性確認

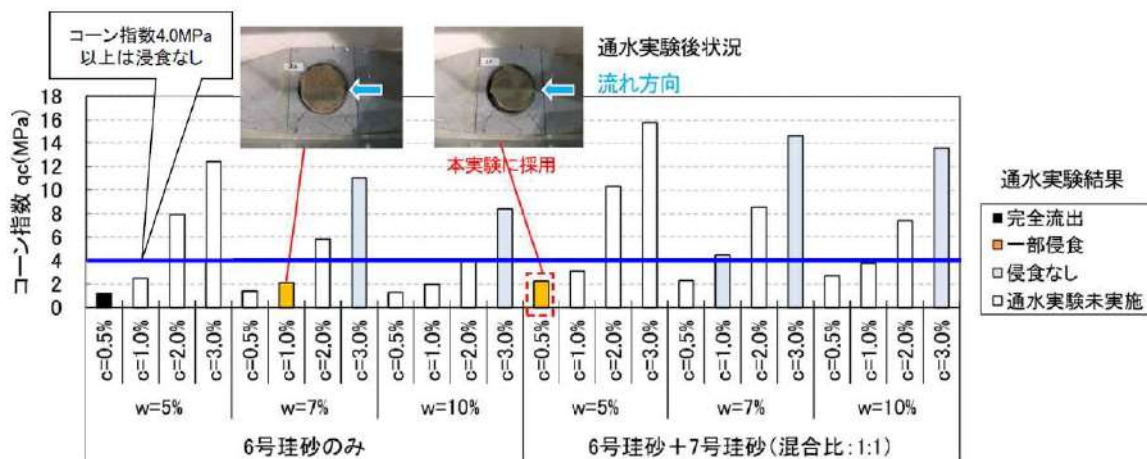
「本田隆英，織田幸伸，伊藤一教，石井裕泰，高島知行：貧配合セメント混合土を用いた海岸堤防の粘り強さに関する実験的研究，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.70, No.2, I981_I985, 2014」によると，第1図及び第2図のとおり，セメント混合土は，強度がある一定($q_c=4.0\text{MPa}$)以上となると，越流による浸食が見られないことが分かる。



(a) 平面図



第1図 通水試験装置



第2図 実験結果

越流により浸食しない強度であるコーン指数 $q_c=4.0\text{MPa}$ は、一軸圧縮強度 $q_u=q_c/5=0.8\text{MPa}$ (N/mm^2) 相当となる（「地盤調査の方法と解説，地盤工学会，2004」）。これに対して，防潮堤のセメント改良土は設計基準強度が $q_u=6.5\text{MPa}$ (N/mm^2) と大きいことから，浸食に対して耐性を持つと考えられる。

防潮堤を横断する構造物の取扱いについて

1. 防潮堤を横断する構造物

防潮堤内及び直下を横断する構造物を対象に、設置状況や地震に対する評価状況から、当該構造物の損壊による防潮堤機能への影響の有無を確認する。

対象となる構造物は、1号及び2号炉取水路、1号及び2号炉放水路、3号炉取水路、3号炉放水路及び構内排水設備となっている。防潮堤を横断する構造物一覧を第1表に、平面図を第1図に、防潮堤縦断図を第2図に示す。

防潮堤を横断する構造物は、3号炉放水路を除き、防潮堤内に設置される。

防潮堤を横断する構造物以外の波及的影響評価を与える構造物は、「第四条 地震による損傷の防止 別紙-2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」において説明する。

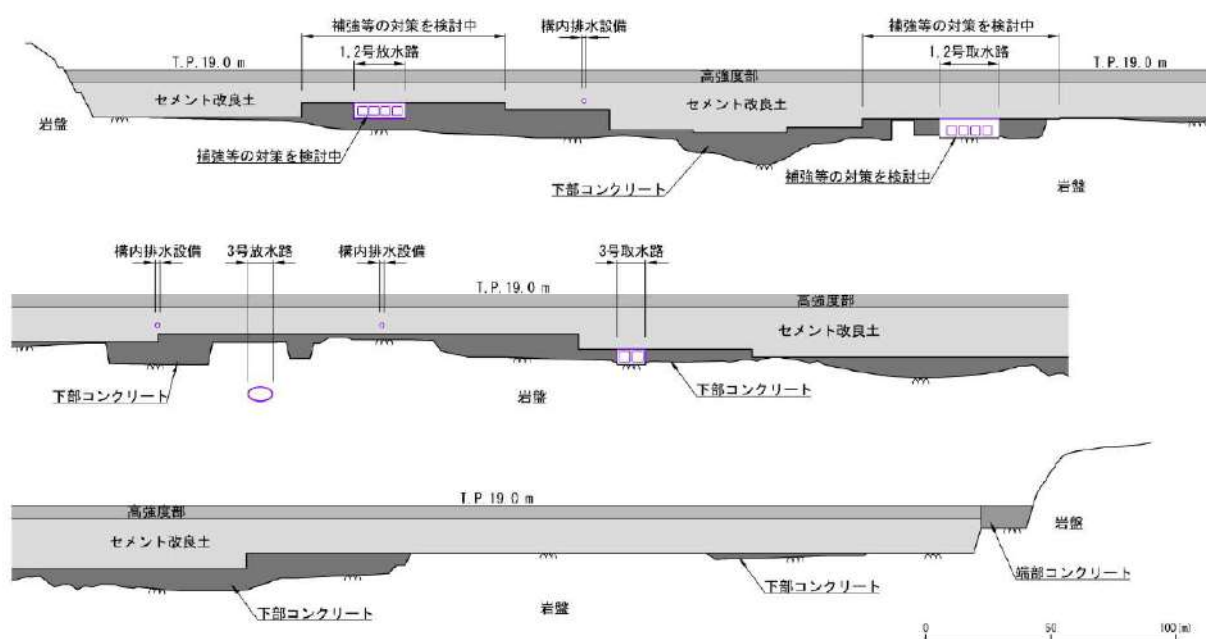
第1表 防潮堤を横断する構造物一覧

横断位置	構造物名	構造形式	設置状況	その他
防潮堤 (標準部)	1号及び2号炉取水路	鉄筋コンクリート造	防潮堤内(岩盤上)	補強を実施
	1号及び2号炉放水路	鉄筋コンクリート造	防潮堤内	再構築を実施
	3号炉取水路	鉄筋コンクリート造	防潮堤内(岩盤上)	—
	3号炉放水路	鉄筋コンクリート造	岩盤トンネル	「上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討(第4条)」において、波及的影響評価に選定しないことを説明する。
	構内排水設備 (排水管)	鋼管	防潮堤内	「上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討(第4条)」において、防潮堤の下位クラス施設として抽出しており、設計及び工事計画認可段階において、基準地震動に対して損傷しないことを評価することを示している。



第1図 防潮堤を横断する構造物の平面図

□ 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



第 2 図 防潮堤設置位置における縦断図

2. 各構造物の地震に対する評価

防潮堤を横断する各構造物はいずれも地中構造物であることから、主たる外部事象である地震に対する評価を行う。

泊発電所 3 号炉新規規制基準適合性審査における防潮堤を横断する構造物の評価方針を第 2 表に示す。

1 号及び 2 号炉取水路及び 1 号及び 2 号炉放水路は、防潮堤の下部又は内部を横断するため、防潮堤の間接支持構造物としての機能を有することを評価する。

3 号炉取水路は、設計基準対象施設であり、通水機能及び貯水機能を有すること、並びに防潮堤の下部を横断するため、防潮堤の間接支持構造物としての機能を有することを評価する。

構内排水設備は、防潮堤の内部に設置する排水管に間接支持機能を期待するものではないことから、排水管の損傷による波及的影響を考慮すべき施設として評価する。

いずれの構造物も、基準地震動に対して間接支持機能を維持し、地震による構造物の損傷に起因する漏水（防潮堤を横断する浸水経路の形成）の可能性はないことを確認する。

なお、3 号炉放水路の評価方針の詳細は、「第四条 地震による損傷の防止 別紙—2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」において説明する。

また、防潮堤を横断する構造物の要求性能と評価方針について、防潮堤の機能を確保するための観点と泊発電所 3 号炉の新規制基準適合上の観点から第 3 表に整理した。

第 2 表 防潮堤を横断する構造物の地震に対する評価一覧

構造物名	設置状況	防潮堤機能を確保するための 要求性能と評価方針	防潮堤機能(止水性)への影響の有無
1号及び2号炉取水路	防潮堤内	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	無 (地震により損傷しないように補強する)
1号及び2号炉放水路	防潮堤内	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	無 (地震により損傷しないように再構築する)
3号炉取水路	防潮堤内	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	無 (地震による損傷の有無を確認し、必要に応じて補強等を実施する)
3号炉放水路	岩盤 トンネル	岩盤内に構築されており、十分な厚さ(構造物上面から岩盤上面までの離隔)が確保されていることから、損傷による防潮堤への影響はない。	無
構内排水設備*	防潮堤内	基準地震動に対して損傷しないこと。	無 (地震により損傷しないように設置する)

※：構内排水設備のうち防潮堤内部を横断する排水管が対象である。

第 3 表 防潮堤を横断する構造物の要求性能と評価方針

構造物名	防潮堤の機能を確保するための 要求性能と評価方針	泊発電所3号炉の新規制基準適合上 必要な各構造物の要求性能と評価方針	説明時期
1号及び2号炉取水路	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	—	<ul style="list-style-type: none"> 設置変更許可段階における「第四条地震による損傷の防止 別紙一2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」において、各構造物が間接支持機能を有することを説明する。 設計及び工事計画認可段階における各構造物の耐震計算書において、水路の健全性の評価結果を説明する。
1号及び2号炉放水路	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	—	
3号炉取水路	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	基準地震動に対する構造健全性評価により、3号炉取水路が通水機能(第4条)、貯水機能(第5条)を確保することを確認する。	<ul style="list-style-type: none"> 設計及び工事計画認可段階における「取水路の耐震計算書」において、水路の健全性の評価結果を説明する。
3号炉放水路	岩盤内に構築されており、十分な厚さ(構造物上面から岩盤上面までの離隔)が確保されていることから、損傷による防潮堤への影響はない。	—	—
構内排水設備*	基準地震動に対して損傷しないこと。	基準地震動に対する構造健全性評価により、構内排水設備が排水機能を維持することを確認する。	<ul style="list-style-type: none"> 設置変更許可段階における「第四条地震による損傷の防止 別紙一2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」において、評価方針を説明する。 設計及び工事計画認可段階における「波及的影響を及ぼすおそれがある施設の耐震性についての計算書」において、構内排水設備のうち排水管の健全性の評価結果を説明する。

※：構内排水設備のうち防潮堤内部を横断する排水管が対象である。

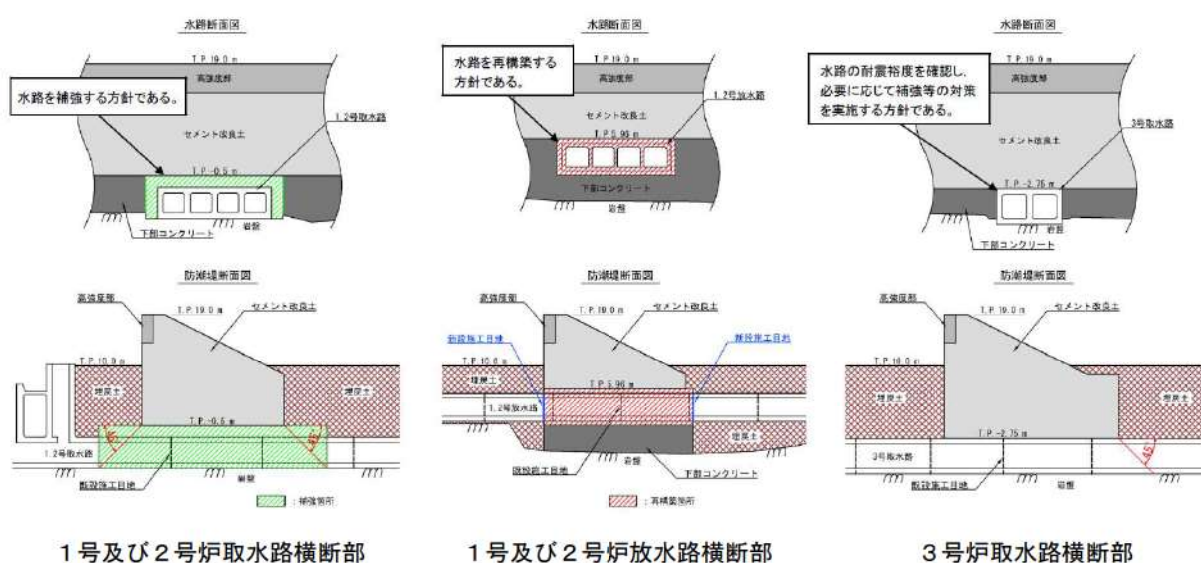
3. 各水路の既設施工目地と防潮堤の位置

新設する防潮堤と各水路（1号及び2号炉取水路，1号及び2号炉放水路及び3号炉取水路）の既設施工目地の位置を第3図に示す。各水路の対策は，各水路の既設施工目地と防潮堤の位置を考慮した上で検討する。

1号及び2号炉取水路は，既設施工目地を防潮堤が跨ぐため，防潮堤の上載荷重による45度の影響範囲を補強する。

1号及び2号炉放水路は，防潮堤による上載荷重の影響を考慮し，防潮堤より外側に新たに施工目地を設置し，その区間を再構築する。

3号炉取水路は，既設施工目地を跨ぐが，防潮堤の上載荷重による45度の範囲から既設施工目地までの範囲において水路の損傷がないことを確認する。



第3図 新設する防潮堤と各水路の既設施工目地の位置関係