

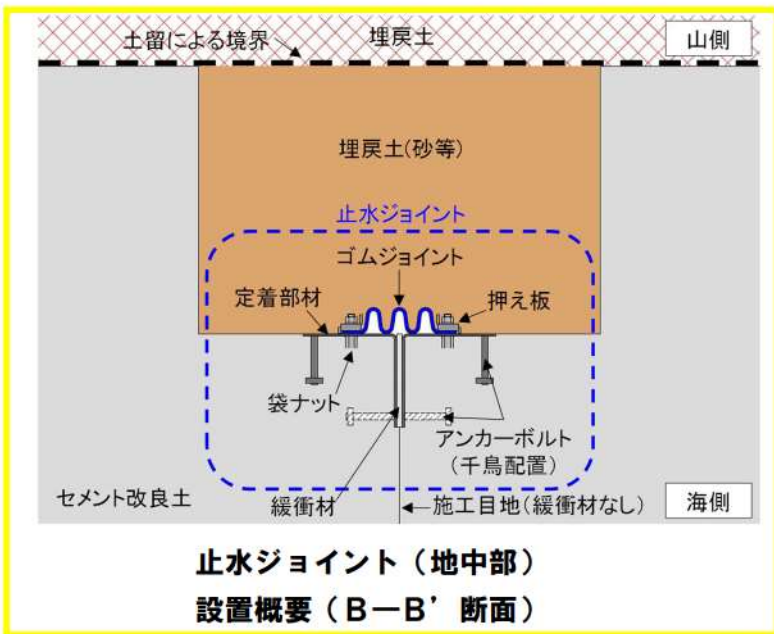
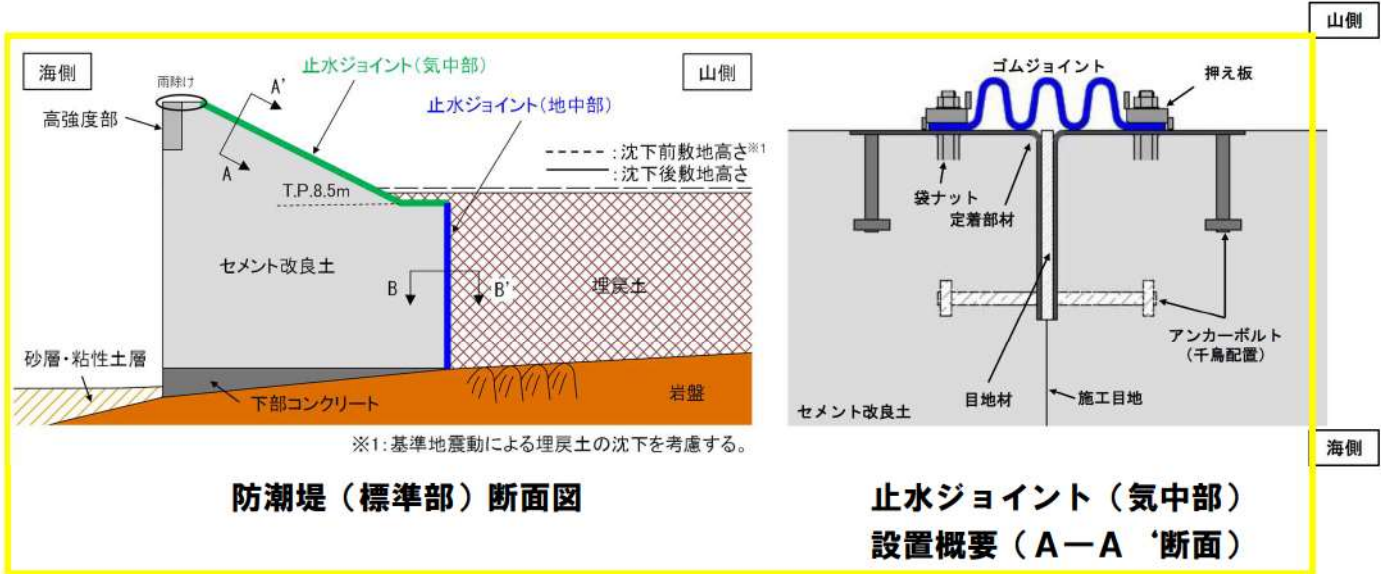
(2) アンカーボルト設置箇所の抽出及び整理

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 7-14 表、第 7-54 図及び第 7-55 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 6.5N/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 6.5N/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。

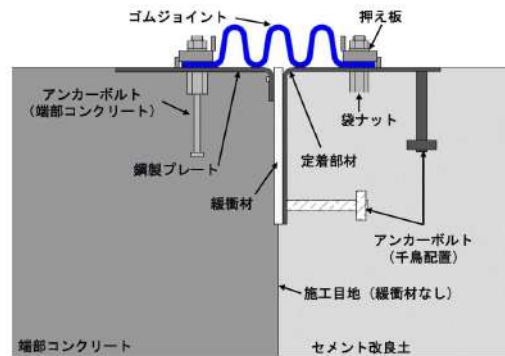
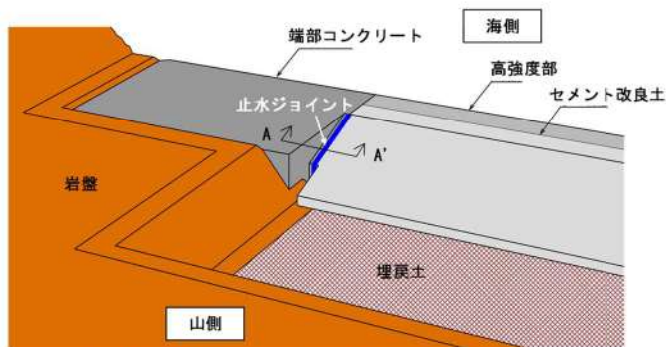
第 7-14 表 アンカーボルトの設置箇所

	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	6.5N/mm^2	○
	高強度部	高強度部 (コンクリート)	40N/mm^2	—※
		セメント改良土	6.5N/mm^2	○
防潮堤 (端部)	止水ジョイント	端部コンクリート	40N/mm^2	—※

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



第 7-54 図 アンカーボルトの設置箇所（防潮堤（標準部））



第 7-55 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 7-15 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 7-15 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 7-56 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. 7. セメント改良土の室内配合試験」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 7-16 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. 7. セメント改良土の室内配合試験」に示す。

第 7-16 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。

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

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

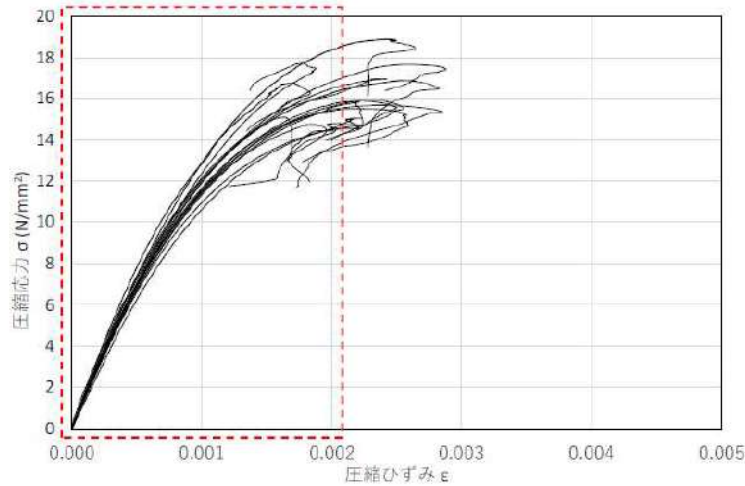
「コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（公益社団法人土木学会，2013年制定）」より引用・加筆

第 7-57 図 コンクリートにおける関係式

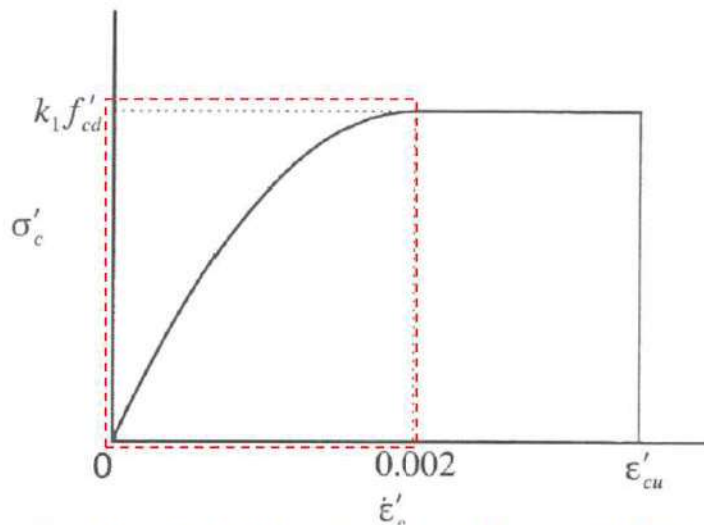
⑤セメント改良土の強度特性のうち圧縮応力-圧縮ひずみの関係について，一軸圧縮強度試験結果を踏まえると以下の傾向がみられる。

- ・第 7-58 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 7-59 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 7-58 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 7-59 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 7-17 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 (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は発生する、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。

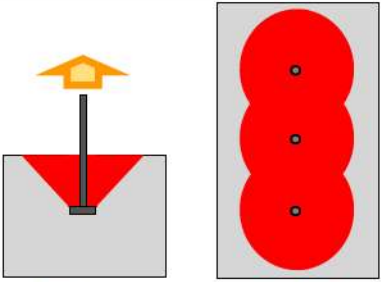
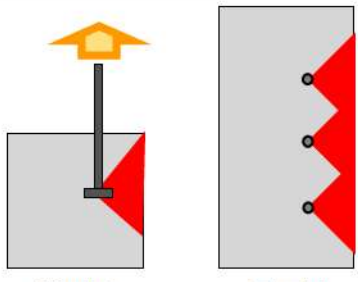
第 7-18 表 アンカーボルトで想定されるせん断耐力を決める破壊形式 (単体配置)

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は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。

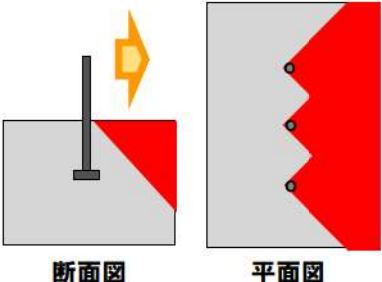
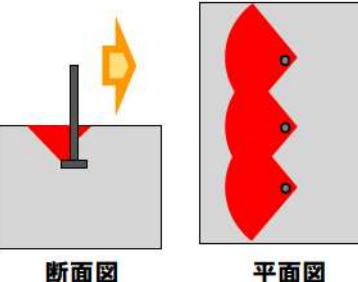
(b) 同一方向の群体配置のアンカーボルトに想定される破壊形式

群体配置のアンカーボルトに想定される破壊形式を第 7-19 表及び第 7-20 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 7-19 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。	

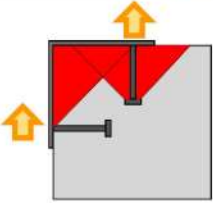
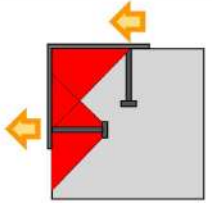
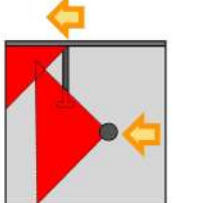
第 7-20 表 アンカーボルトで想定される引張耐力を決める破壊形式 (群体配置)

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。	

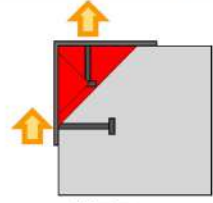
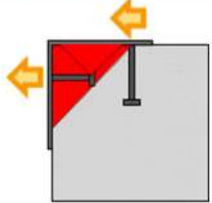
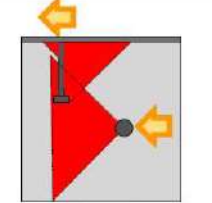
(c) 直交配置かつ群体配置としたアンカーボルトに想定される破壊形式

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 7-21 表及び第 7-22 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 7-21 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	・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	・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	・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 7-22 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	・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	・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	・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 7-23 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 7-23 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 7-24 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 7-25 表のとおりである。

第 7-23 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 7-24 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 7-25 表 アンカーボルトの仕様及び配置

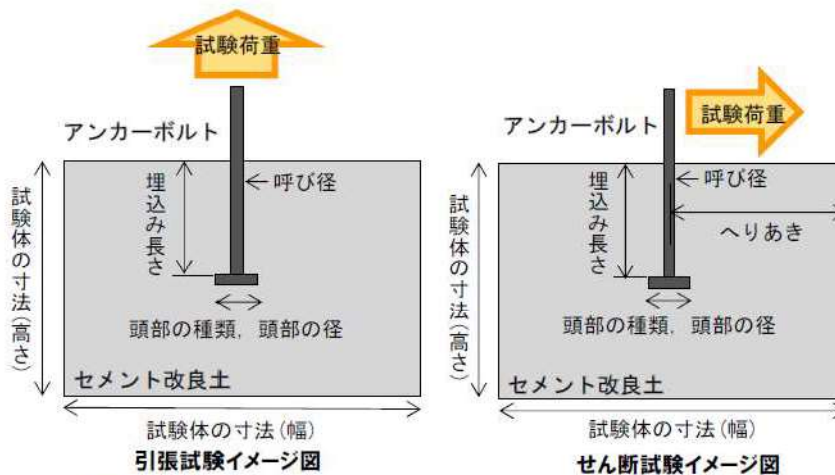
項目	仕様	設定の考え方	「各種合成構造設計指針」の適用範囲	
仕様	呼び径	24mm	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトの降伏による耐力が、極力、他の耐力よりも小さくなるように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> 9mm以上25mm以下
	頭部の種類	頭付きアンカーボルト	<ul style="list-style-type: none"> 付着破壊が生じないように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> 頭付きアンカーボルト、鉄筋アンカーボルト、基礎アンカーボルト（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	525mm	<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 7-60 図に、試験体の作製に関する確認項目を第 7-26 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、日本建築あと施工アンカー協会、1994年」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、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999年」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 7-60 図 アンカーボルトの性能試験のイメージ図

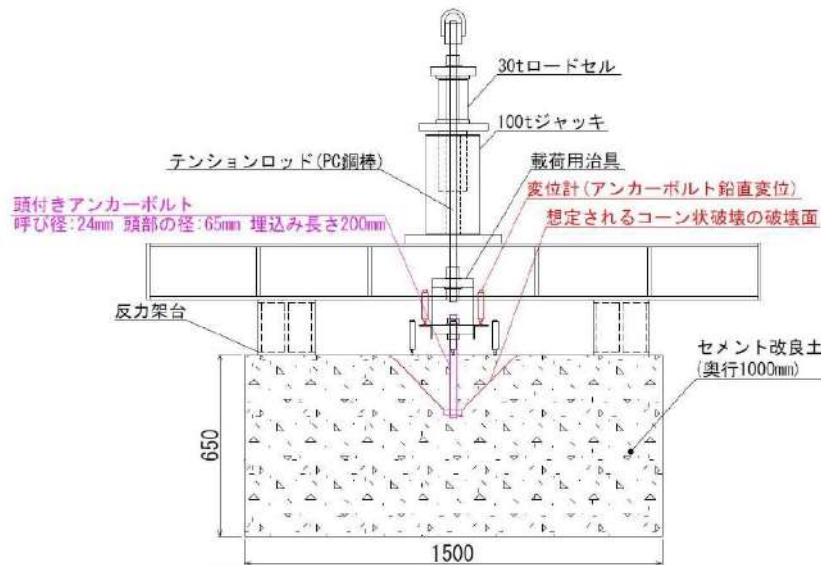
第 7-26 表 試験体の作製に関する確認項目*

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) (d)」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) (d)」で示す仕様と同じ。
頭部の径	65mm	「7. 3. 5. (4) (d)」で示す仕様と同じ。
埋込み長さ	200mm	「7. 3. 5. (4) (d)」で示す仕様と同じ。
へりあき (せん断試験)	230mm	「7. 3. 5. (4) (d)」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 7-61 図に、イメージ写真を第 7-62 図に示す。また、せん断試験の概要図を第 7-63 図、イメージ写真を第 7-64 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。

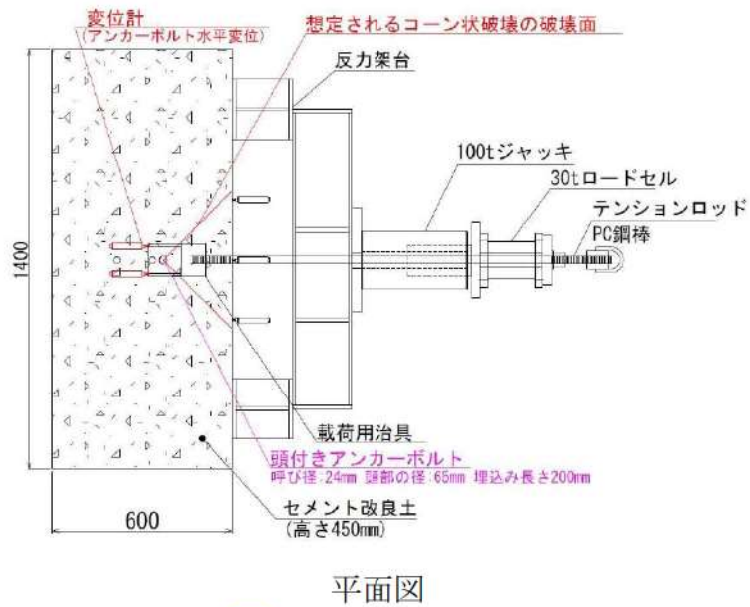
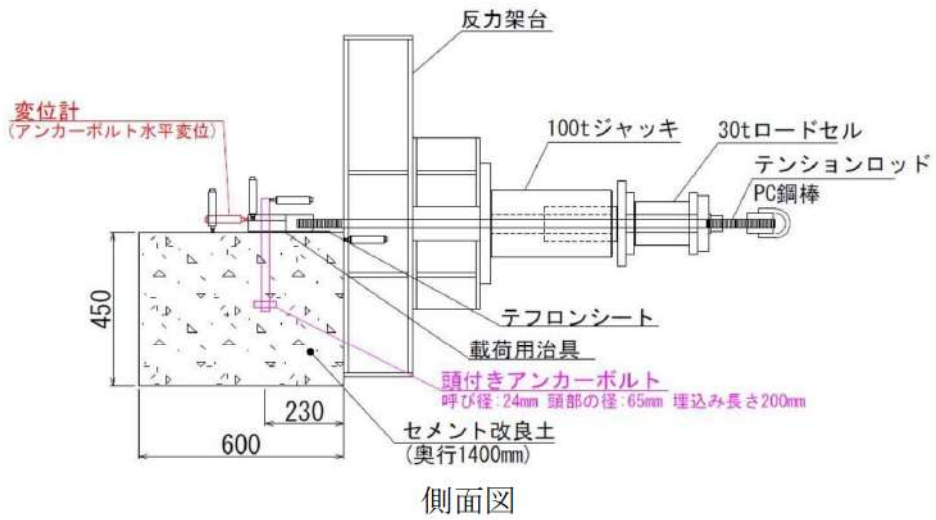
アンカーボルトの性能試験の試験体数は、「あと施工アンカーの施工手引き、日本建築あと施工アンカー協会、1994年」に従い、引張試験は5試験体、せん断試験は3試験体とした。試験に用いる反力架台は、引張試験及びせん断試験のどちらにおいても、想定されるコーン状破壊の破壊面に干渉しないよう配置した。なお、使用するアンカーボルトは、降伏荷重を規格降伏点強度に基づき算出すると83.0kNとなるが、材料試験では約135kNであった。



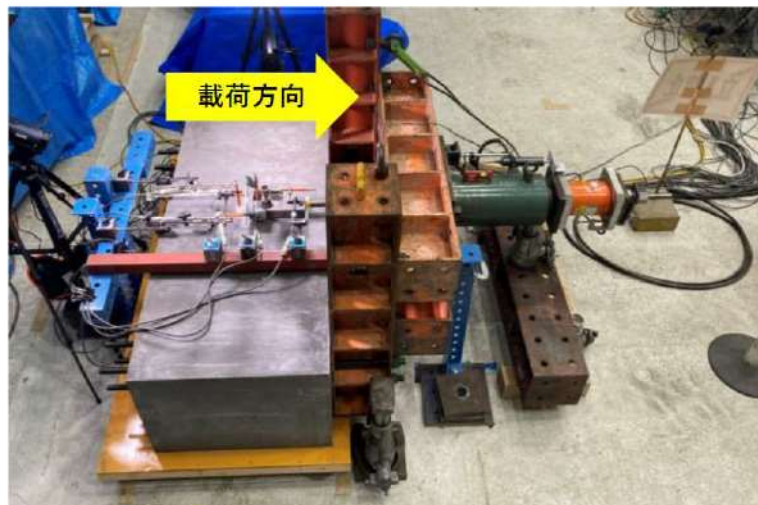
第 7-61 図 引張試験概要図 (側面図)



第 7-62 図 引張試験イメージ写真



第 7-63 図 せん断試験概要図



第 7-64 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 7-27 表及び第 7-28 表に示す。第 7-27 表及び第 7-28 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 7-27 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	アンカーボルトの降伏
引張1-1	7.9	83.0	145.1	135.8	
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 7-28 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	支圧破壊
せん断1	5.4	194.0	59.9	36.9	
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 7-29 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/mm^2) 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 7-29 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/mm^2 である。

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

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 7-65 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

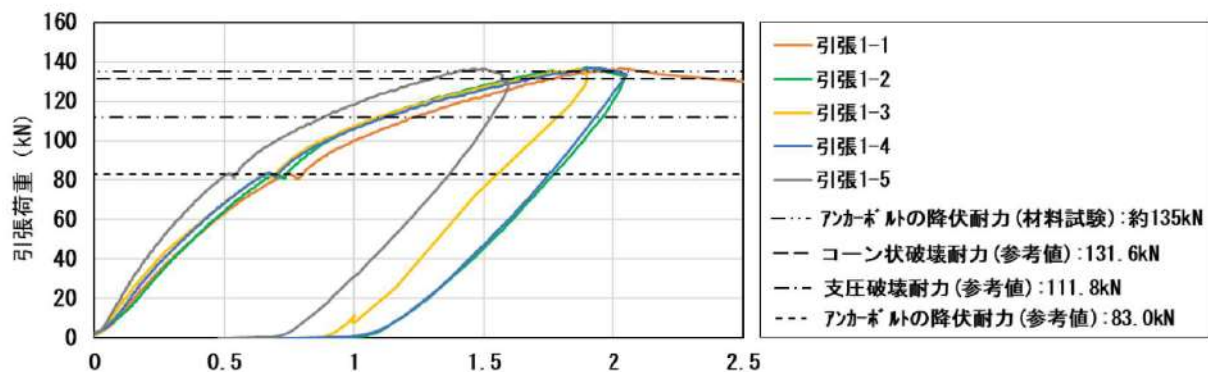
(a) 引張試験の結果（設計基準強度 (6.5N/mm^2) のケース）

「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 7-30 表、第 7-66 図及び第 7-31 表に示す。第 7-66 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 7-30 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)

	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 7-66 図 アンカーボルトの鉛直変位 (mm)

第 7-31 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 7-32 表, 第 7-67 図, 第 7-68 図及び第 7-69 図に示す。

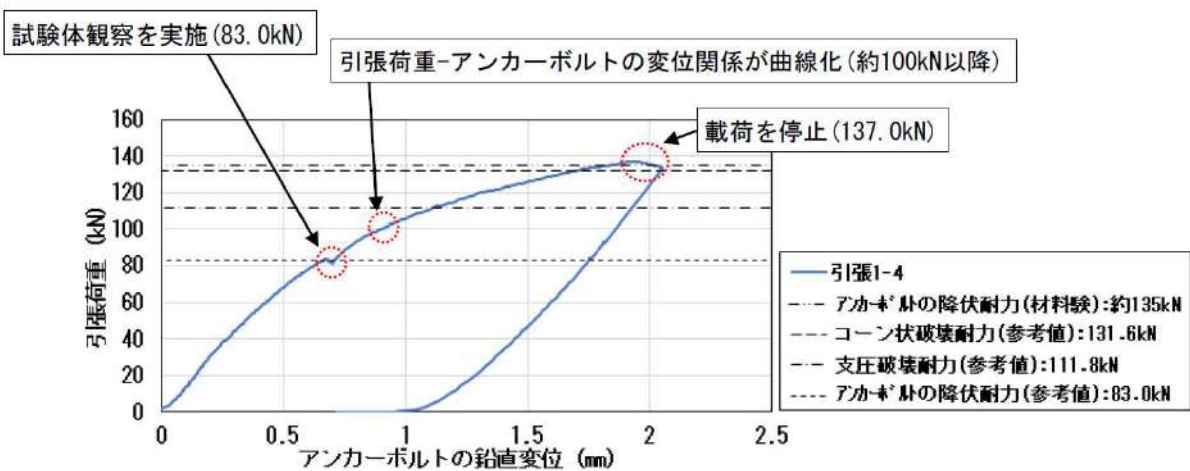
引張荷重を83.0kNまで载荷し, 試験体の観察を行ったが, アンカーボルト及びセメント改良土の変状は確認されなかった。

引続き载荷したところ, 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で载荷を停止した。

第 7-69 図に示すとおり, 载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 7-32 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)

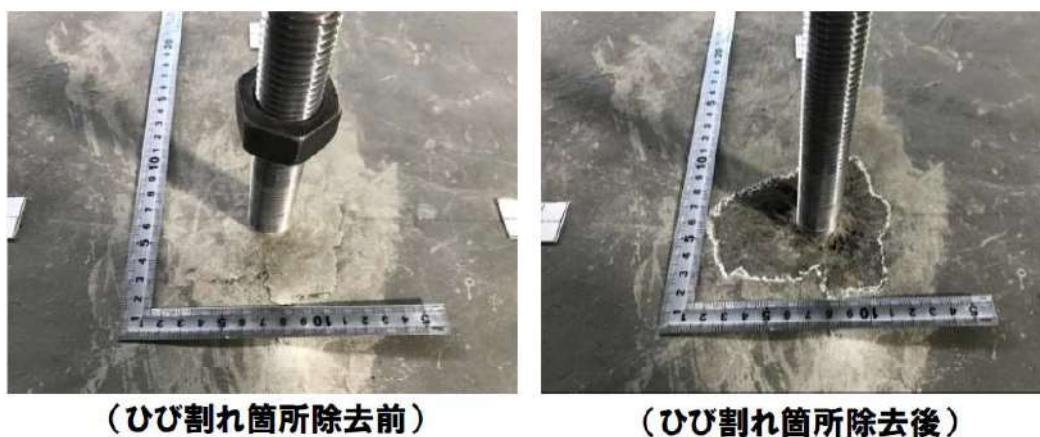
	セメント改良土の圧縮強度 (N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			引張試験最大荷重 (kN)
		アンカーボルトの降伏 (kN)	コーン状破壊 (kN)	支圧破壊 (kN)	
参考値	6.5	83.0	131.6	111.8	
引張1-4	6.6	83.0	132.6	113.5	137.0



第 7-67 図 アンカーボルトの鉛直変位 引張1-4 (mm)



第 7-68 図 引張試験1-4 最大荷重載荷時の状況写真

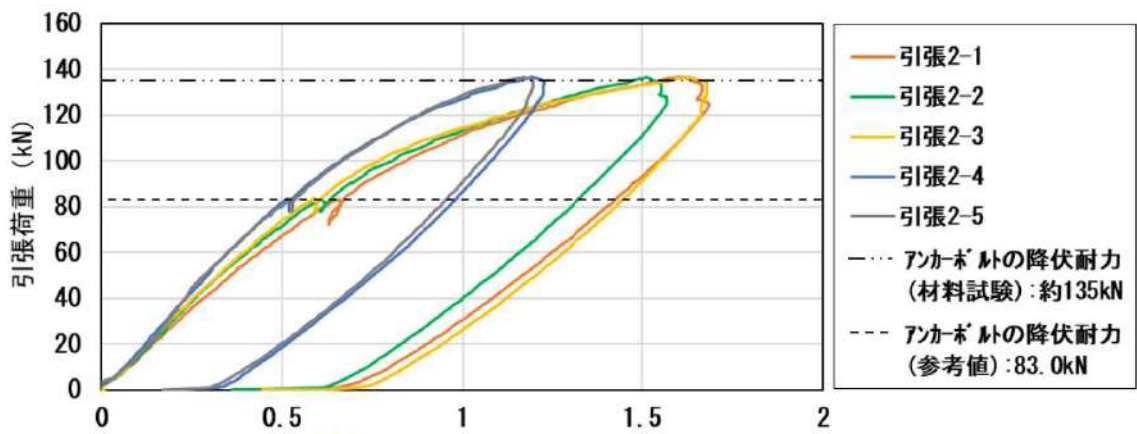


第 7-69 図 引張試験1-4 引張試験後の状況写真

- (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 7-33 表及び第 7-70 図に示す。
- 第 7-33 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 7-70 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 7-33 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 7-70 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)

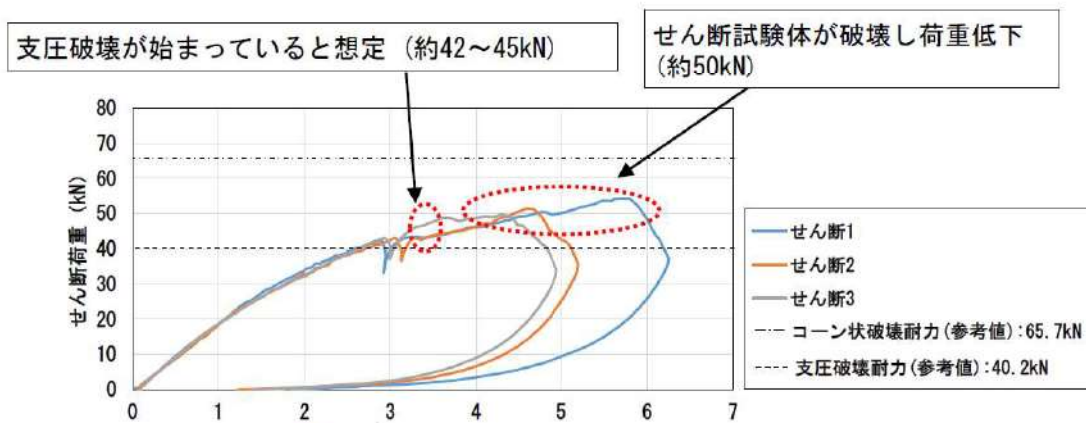
(c) せん断試験の結果

せん断試験の結果を第 7-34 表、第 7-35 表及び第 7-71 図に示す。

せん断試験最大荷重は、49.7kN以上となった。第 7-71 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 7-34 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)

	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 7-71 図 アンカーボルトの水平変位 (mm)

第 7-35 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7-36表及び第7-72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。

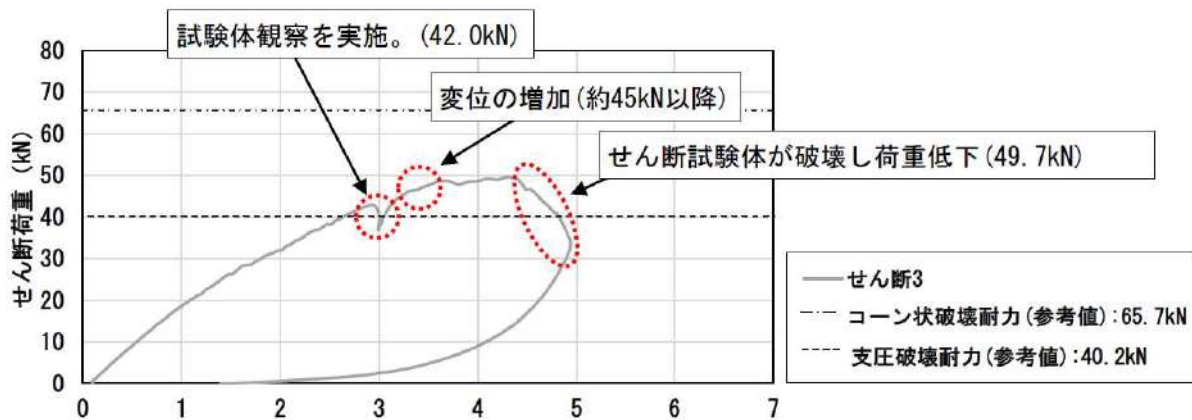
載荷を継続したところ、約45kN以降からせん断荷重-アンカーボルト変位関係が曲線になり始めた。

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7-74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7-36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7-72図 アンカーボルトの水平変位 せん断3 (mm)



第 7-73 図 せん断試験最大荷重載荷後の状況写真（せん断 3）



第 7-74 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 7-37 表及び第 7-75 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 7-77 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 7-37 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 7-75 図 アンカーボルトの水平変位 破壊形式確認ケース (mm)



第 7-76 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 7-77 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 7-78 図及び第 7-79 図に示す。

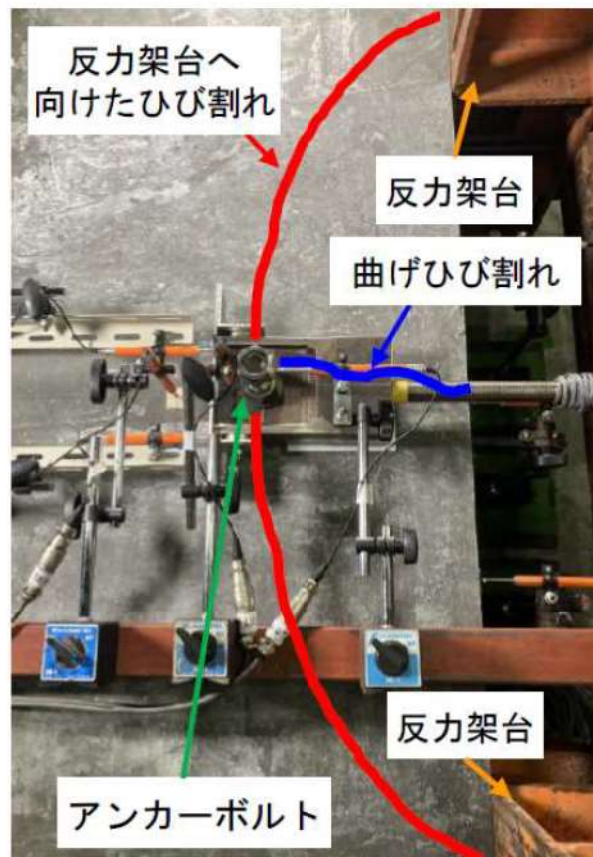
せん断試験後のひび割れを観察したところ、アンカーボルトを起点として反力架台方向及びへりあき方向にひび割れが発生していた。せん断供試体の破壊メカニズムは、ひび割れの状況から以下のとおりと考察する。

- 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。

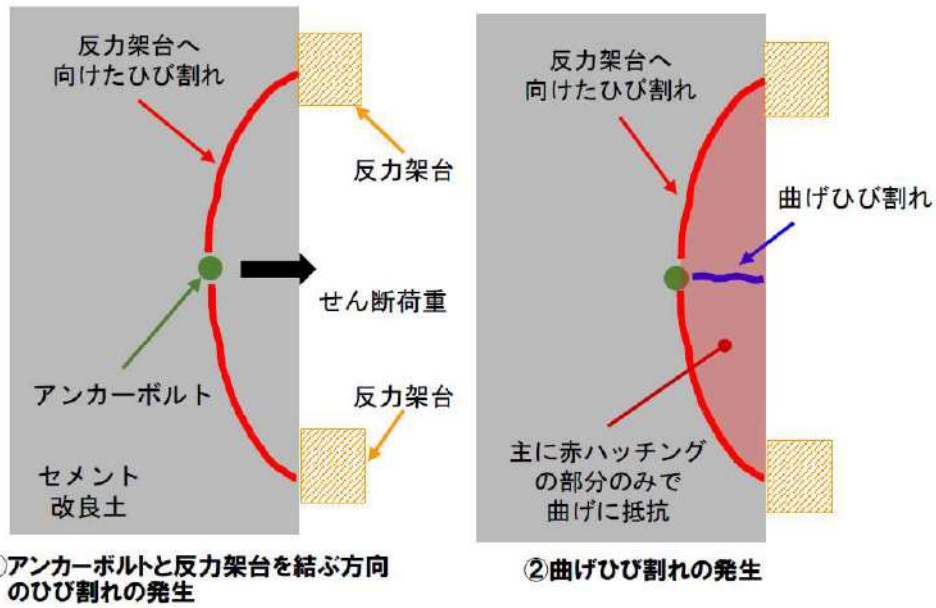
上記の破壊メカニズムは、支点となる反力架台があることで生じる。

実構造物では、第 7-80 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。

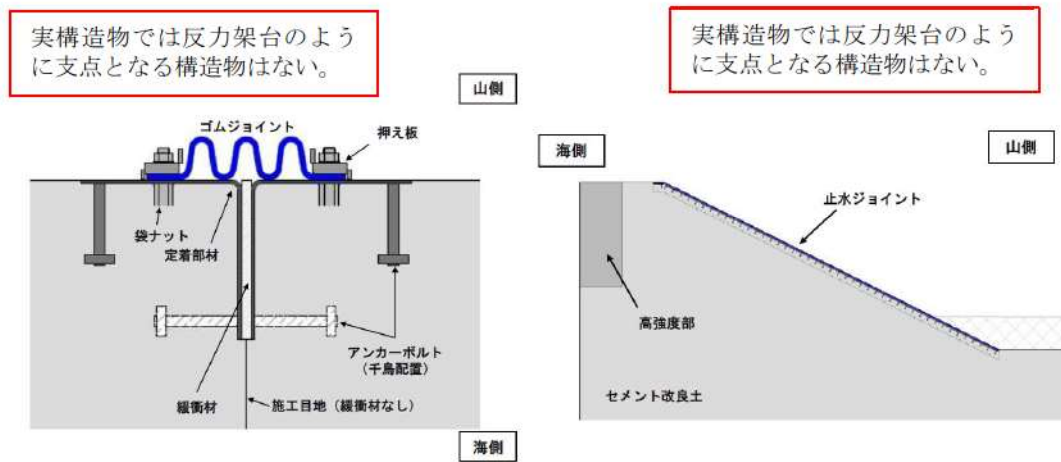
なお、ひび割れの傾向は、せん断 1～せん断 3 で共通しており、同様の破壊メカニズムと考えられる。



第 7-78 図 せん断試験後のひび割れ状況



第 7-79 図 せん断供試体の破壊メカニズム



第 7-80 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。

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 7-38 表参照)
- ・せん断の許容限界は、支圧破壊の26.8kNとする。(第 7-39 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 7-81 図及び第 7-82 図参照)

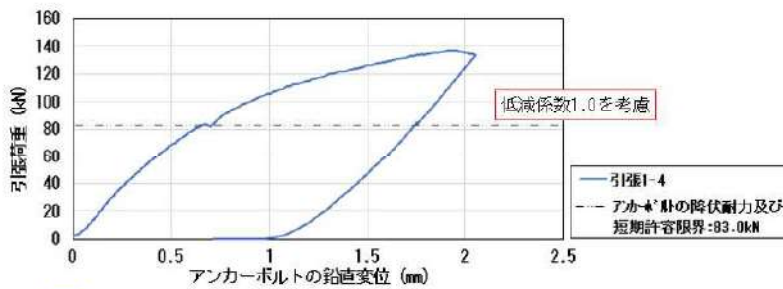
第 7-38 表 引張の耐力及び許容限界

	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。

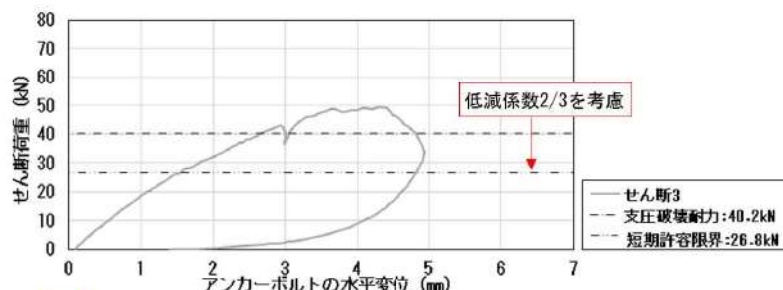


第 7-81 図 アンカーボルトの鉛直変位 (mm) (引張1-4)

第 7-39 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 7-82 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 7-40 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 7-40 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7-41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(40.0N/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7-41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。

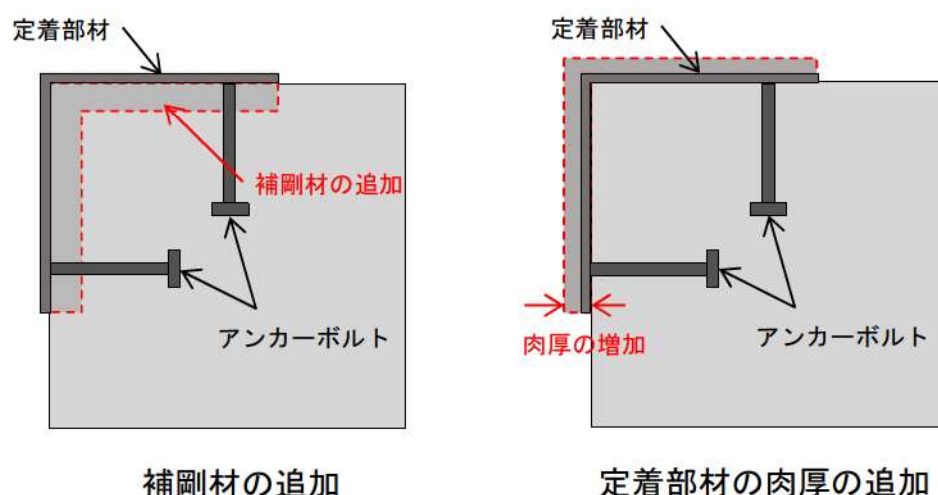
※3：アンカーボルト（千鳥配置）の許容限界は、「7. 3. 5. アンカーボルトの性能試験」に示す許容引張力及び許容せん断力を用いて、アンカーボルト1組（引張：）のz方向及びx方向の合力とした。

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 7-83 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。

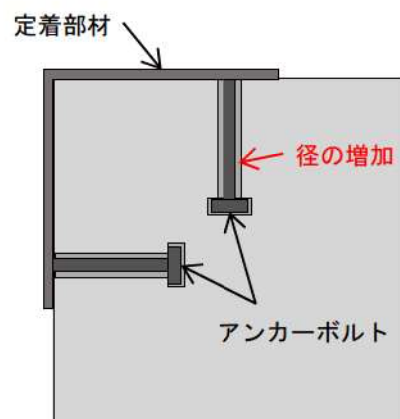


第 7-83 図 定着部材の裕度向上対策のイメージ図

(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 7-84 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 7-84 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

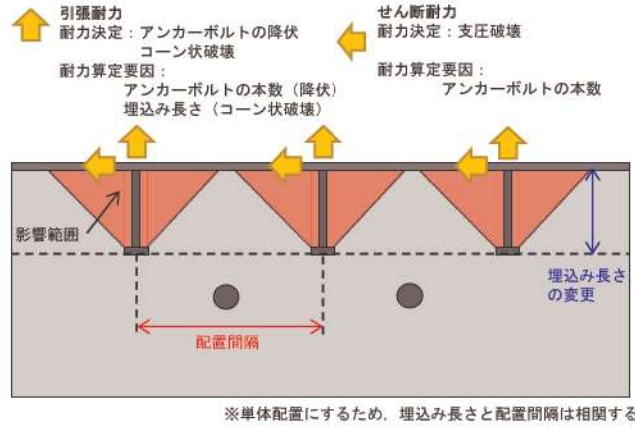
止水ジョイントのアンカーボルトの埋込み長さや配置間隔の考え方を第 7-85 図に示す。

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。

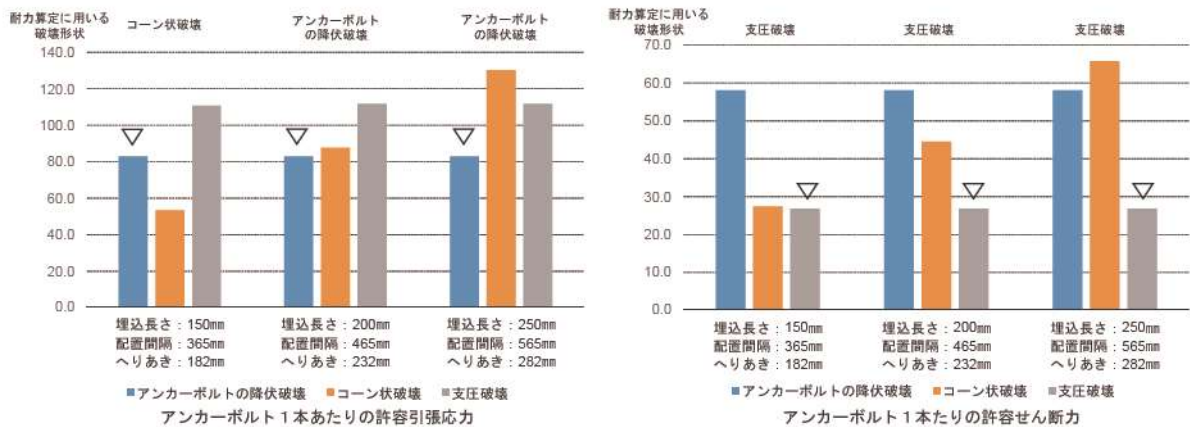
一方、アンカーボルトのせん断耐力は、支圧破壊により定まる許容引張力で算定される。この際の許容せん断力は埋込み長さの影響が小さく、せん断耐力を向上させるためにはアンカーボルトの本数(本/m)の増加が必要である。そのため、裕度向上対策には、セメント改良土と定着部材間に発生する引張力及びせん断力に対する引張耐力及びせん断耐力の裕度を考慮して埋込み長さや配置間隔を変更する方法が挙げられる。

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 7-86 図及び第 7-87 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 7-13 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。

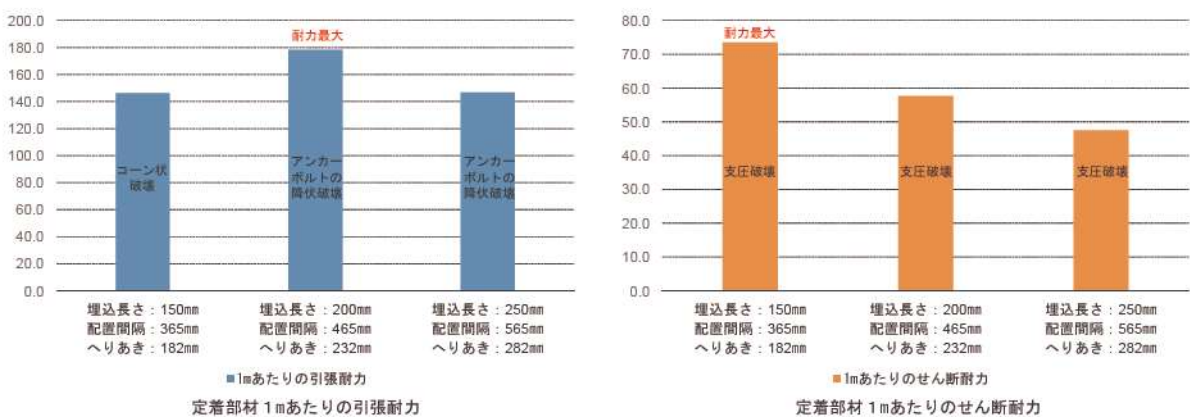
なお、埋込み長さや配置間隔を変更した場合においても、隣接するアンカーボルトの影響範囲が重複しない配置(単体配置)とし、「各種合成構造設計指針」に従いアンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力を算定する。埋込み長さを変更した場合には、設計及び工事計画認可段階において変更した仕様にてアンカーボルトの性能試験を実施する。



第 7-85 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 7-86 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

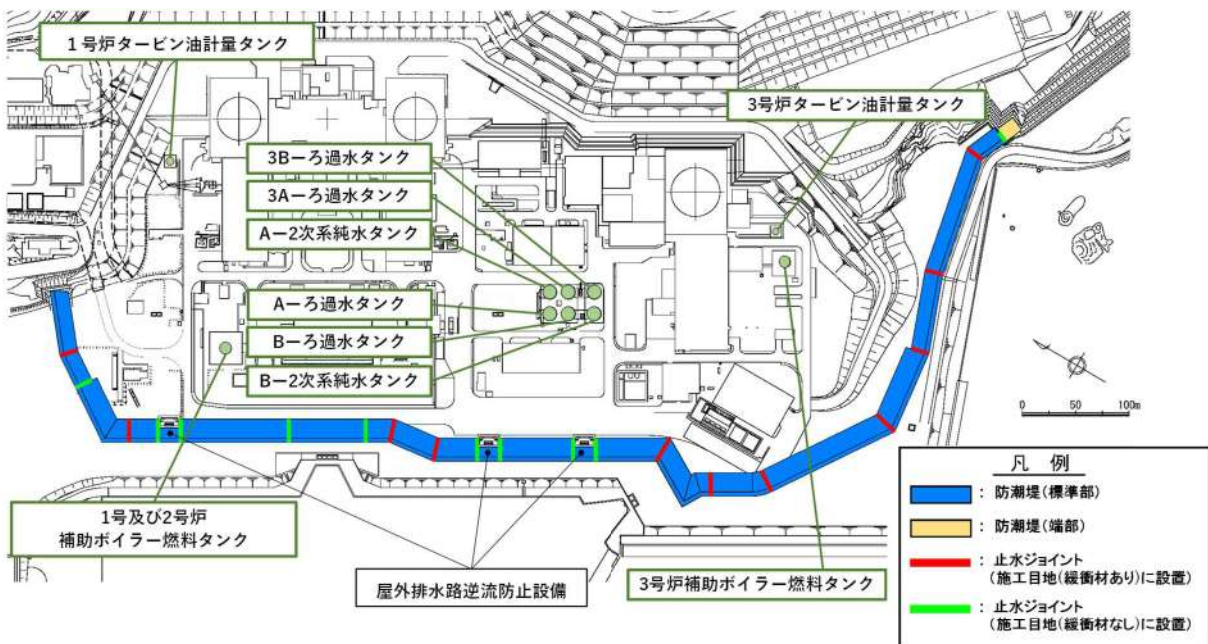


第 7-87 図 定着部材 1 mあたりの引張耐力及びせん断耐力の計算例

7. 3. 8. 敷地内の溢水に伴う敷地内漂流物による影響について

「第九条 溢水による損傷の防止等」において、防潮堤山側の敷地が溢水により浸水する事象として、地震起因による屋外タンクの損傷を想定しており、防潮堤山側の敷地内で物品が漂流物化した場合には止水ジョイントが損傷する可能性がある。そのため、屋外タンクの損傷に伴う溢水評価の結果及び止水ジョイントに想定される影響を検討した。防潮堤と敷地内の屋外タンクの位置関係を第 7-88 図に示す。

地震起因の屋外タンクの損傷による溢水評価は、「第九条 溢水による損傷の防止等 別添資料 1 泊発電所 3 号炉内部溢水の影響評価について 補足説明資料 36 屋外タンクからの溢水影響評価について」に示すとおり、基準地震動により屋外タンクが損傷した場合の溢水評価を実施している。溢水評価の結果、防潮堤の周辺における浸水深は最大でも 20cm 以下となるため、敷地内の車両等の重量物が漂流物となる可能性は低い。また敷地内はほぼ平坦に整地されていることから、敷地内で滞留した水は強い流れにならず、滑動によって物品が流される可能性も低い。ただし、木材等の比重が小さい物品は漂流物になる可能性があることから、設計及び工事計画認可段階において、防潮堤山側の敷地内で漂流物になる可能性のある物品を整理した上で、止水ジョイントの表面への保護材の必要性を検討し、必要となる場合には保護材の仕様を説明する。



第 7-88 図 防潮堤と屋外タンクの位置関係

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））

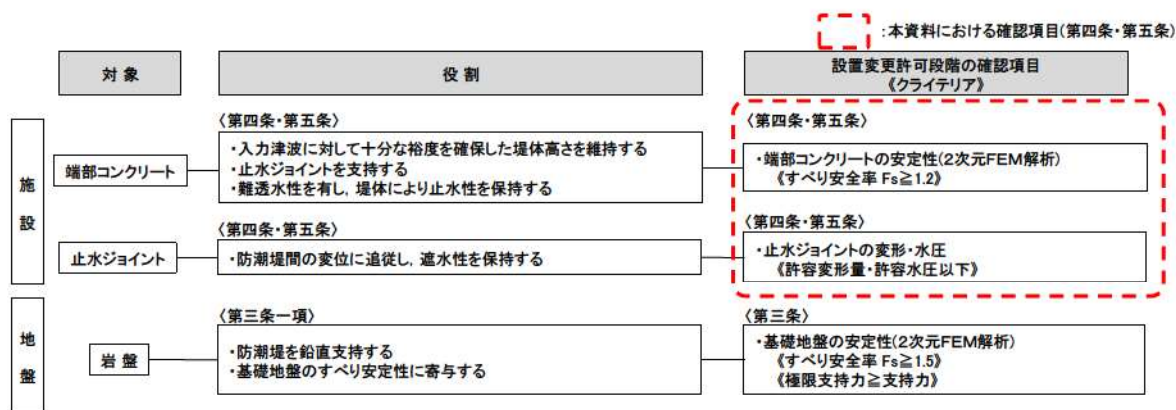
防潮堤（標準部）における設置変更許可変更段階の確認項目を第 8-1 図に示す。



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）。

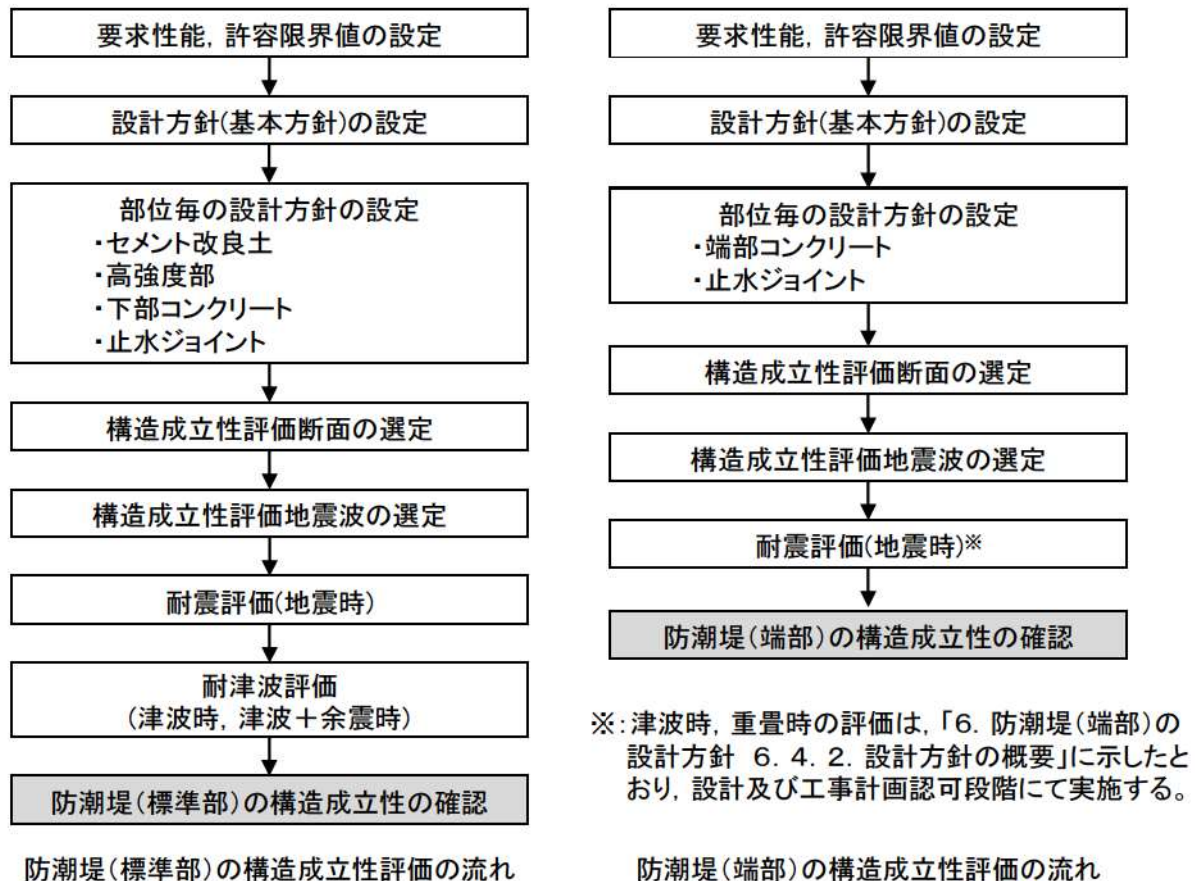


第 8-2 図 設置変更許可段階における確認項目 [防潮堤（端部）]

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。



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。

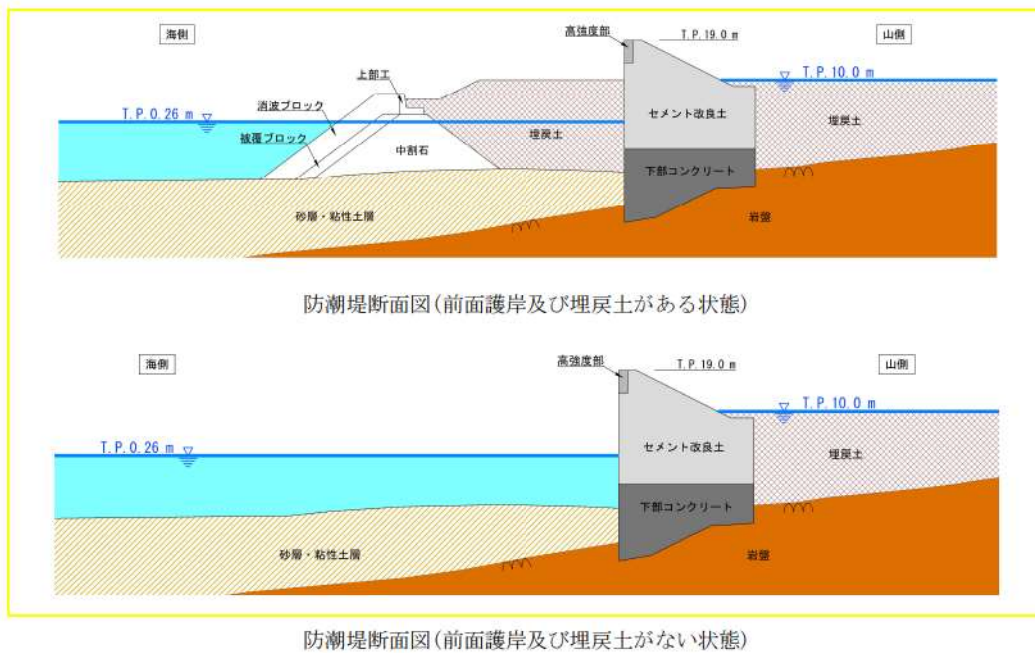
設計及び工事計画認可段階では、設置変更許可段階と同じ解析用物性値を用いた評価を基本とする。セメント改良土の物性値は、材料物性のばらつきによる影響評価として、施工試験で実施予定の第 8-15 表に示す試験方法から得られる値を解析用物性値（強度及び剛性）として用いた評価を行う。なお、セメント改良土は、解析用物性値を確保するように配合設計・品質管理を行うことから、設置変更許可段階における強度及び剛性のばらつきは考慮しない。

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。



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 ・防潮堤から山側：地表面 (T. P. 10. 0m)		同左 (防潮堤から山側の水位が実水位の場合の評価についても確認する。)	○
	[防潮堤 (端部)] ・防潮堤から海側：地表面 ・防潮堤から山側：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暫定的に設定する。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	・暫定的に物性値を設定している埋戻土、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- 15 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	・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」を参考にして※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」を参考にして※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：アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力を「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考にして決定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。

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
【暫定的に設定した漂流物荷重】

		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)	・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}		・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。

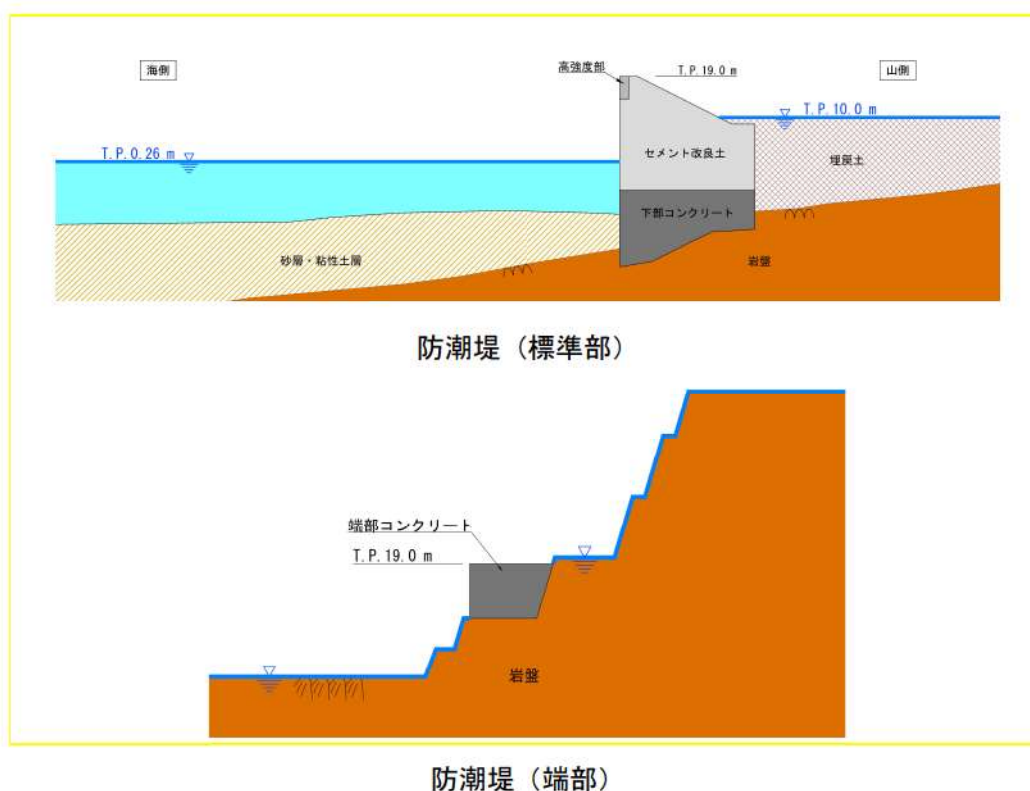
※3：漂流物荷重は、4.9t船舶を5t船舶として、19.81t船舶を20t船舶として算出した。

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



第 8-5 図 地下水位設定の概要

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	強度特性				変形特性				間隙率 n		
		密度 ρ (g/cm^3)	せん断強度 τ_0 (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	残留強度 τ (N/mm^2)	静弾性係数 E_s ($10^3 N/mm^2$)	動弾性係数 E_d ($10^3 N/mm^2$)	動ポアソン比 ν_d	動ポアソン比 ν_4		減衰定数 h (%)	土骨格の体積弾性係数 K_s ($6N/m^2$)
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	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)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	B級											
	C級											
	D級											
	E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											
3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											
セメント改良土	地下水位以浅	既工部資料より設定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	地下水位以深											
	地下水位以深											
砂	Aa1	既工部資料より設定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Aa2											
	Ac											
粘性土	地下水位以浅	既工部資料より設定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	地下水位以深											
	地下水位以浅											
	地下水位以深											
	地下水位以深											
中割石 裏込石	地下水位以浅	既工部資料より設定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	地下水位以深											
	地下水位以浅											
	地下水位以深											
	地下水位以深											
雑質 ブロック 消波 ブロック	地下水位以浅	既工部資料より設定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	地下水位以深											
	地下水位以浅											
	地下水位以深											
	地下水位以深											
無筋 コンクリート	下部コンクリート	既工部資料より設定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	高強度部											
	端部コンクリート											

※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 $K_w=1/0.45=2.220,000N/m^2$ 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℃の気圧における $K_w=1/0.45=2.220,000N/m^2$ を設定。 ※5:一般式の $E_s=\nu_d(1+\nu_d)/13(1-2\nu_d)$ より設定。 ※6:一般式の $E_s=\nu_d(1+\nu_d)/13(1-2\nu_d)$ 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 $\nu_d=0.45$ 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. 7. セメント改良土の室内配合試験」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 _m 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

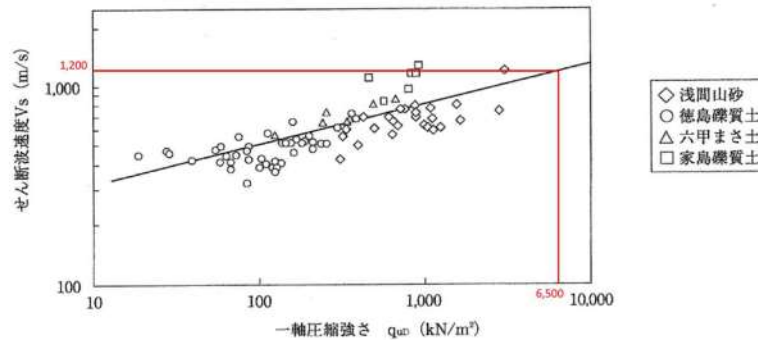
セメント改良土の解析用物性値は、防潮堤の構造成立性に必要な一軸圧縮強度を設定し、その他の物性値は設定した一軸圧縮強度から既往文献等に基づき設定する。セメント改良土の解析物性値及び設定根拠を第 8-10 表に示す。

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_c (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 (°)	せん断強度 τ (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	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_c グラフから設定 $\nu_s = [(V_p/V_s)^2 - 2] / [2(V_p/V_s)^2 - 1]$	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 $\tau_0 = 0$	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	既工事資料、「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 $q_c/5$ であるが、保守的に $q_c/10$ と設定	「乾式キャスト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 JEA04616-2009、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—岩盤編一、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 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

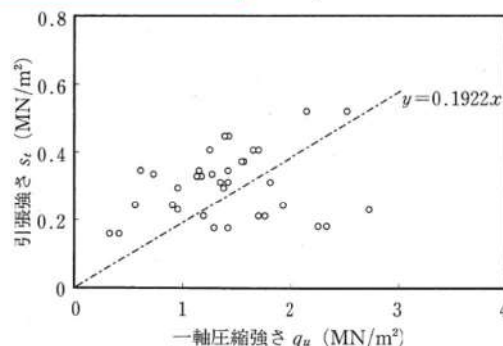


図4.2.18 割裂引張試験による引張強さ^{4.2.18)}

「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 土質別の改良体のせん断強度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） $\tau = 0 \text{ MN/m}^2$ ，内部摩擦角 $\phi = 37.0^\circ$ ($\approx 37.6^\circ$) を採用する。

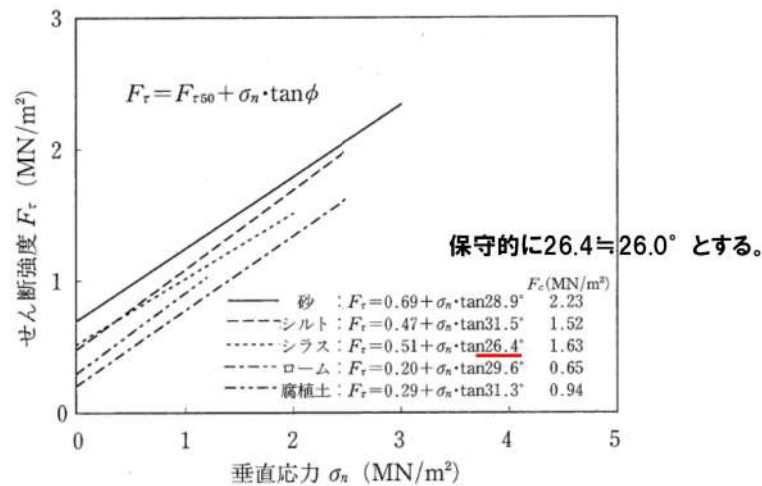


図4.2.14 土質別せん断強さの線の例^{4.2.18)}

「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

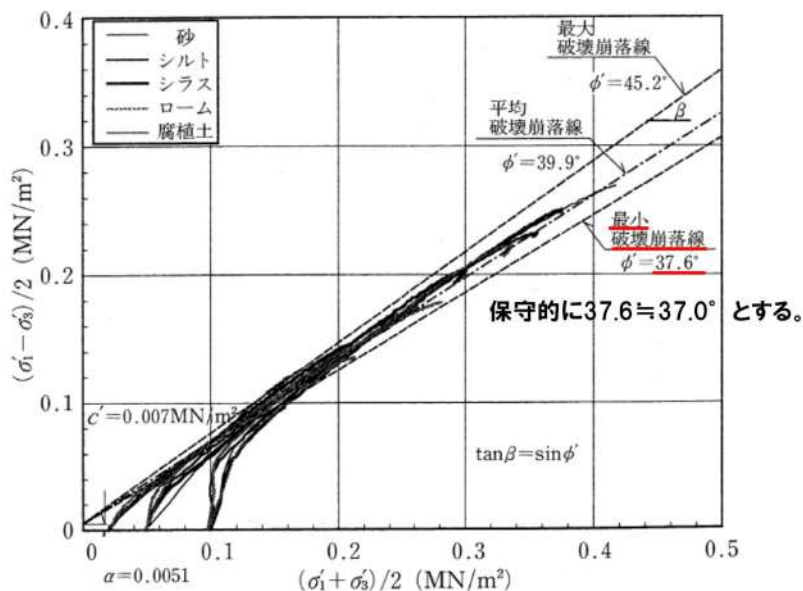


図4.2.17 細粒化した改良体の応力経路図^{4.2.18)}

「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⁹⁾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

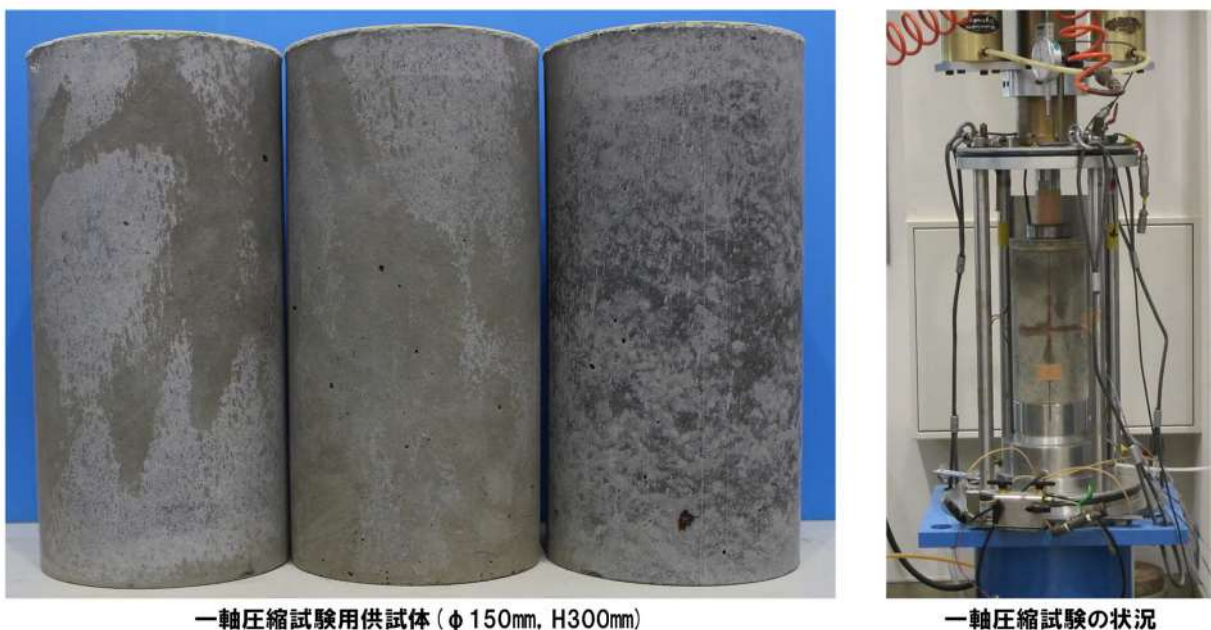
セメント改良土は、セメント、骨材、水等から構築され、一軸圧縮強度、S波速度及び静弾性係数が大きく、コンクリートと似た性質をもつ。これより、セメント改良土の物性値は、コンクリートと同様に線形物性として設定し、品質管理は、一軸圧縮強度を基本とする方針である。セメント改良土を線形物性として設定することによる構造成立性評価への影響を以下に示す。

- ・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。

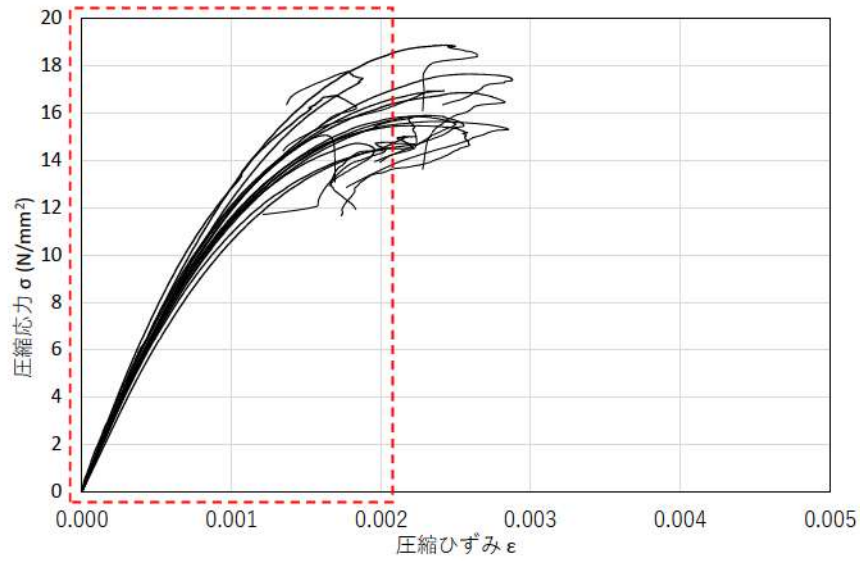
セメント改良土の一軸圧縮試験結果より、軸ひずみがおおむね 0.002 程度でピーク強度であり、この傾向はコンクリートと同じである。また、セメント改良土のピーク強度の軸ひずみ及びピーク強度に至る応力-ひずみ曲線も、一般的なコンクリートと同様の傾向を示している。これより、セメント改良土は線形物性として設定する。



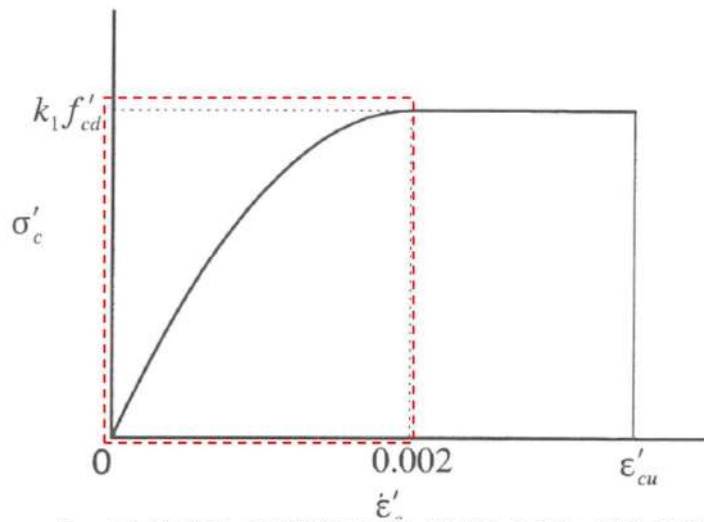
一軸圧縮試験用供試体 (φ 150mm, H300mm)

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 q_u (N/mm ²)	5.4~9.5 ^{※1}	6.5	16.2	3.62	(不明)	18
S波速度 V_s (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 $\sigma_{コア91}$</p> <p>コア 91 日強度の分布</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>平均強度 \bar{Q}_v</p> <p>設計値 $F_d = \bar{Q}_v$</p> <p>1.3 σ</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

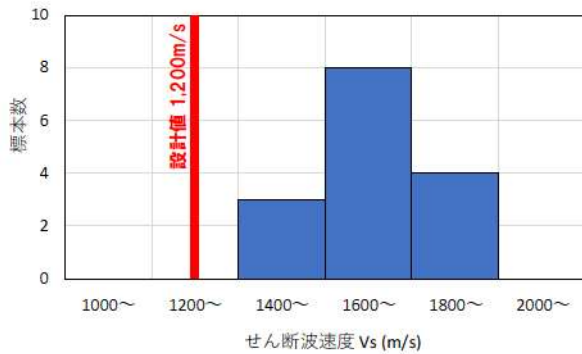
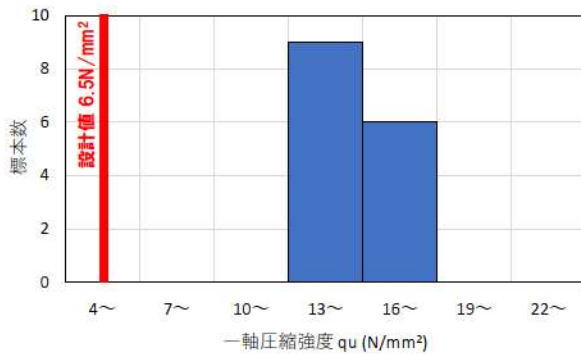
※：変動係数は，既設防潮堤のセメント改良土の変動係数が概ね 25%であったことを踏まえ，25%とした。

8. 5. 7. セメント改良土の室内配合試験

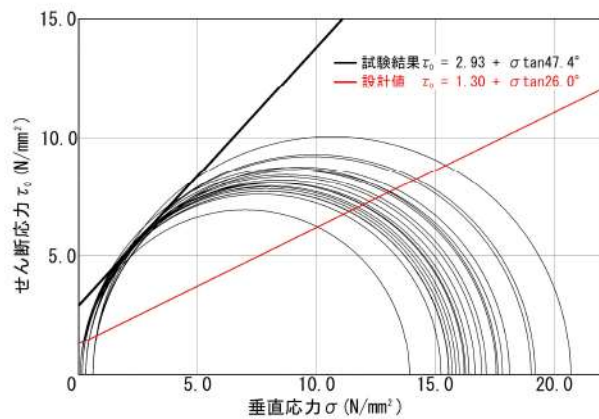
セメント改良土の解析用物性値に関する室内配合試験（一軸圧縮強度，せん断波速度及び岩石の非圧密非排水三軸圧縮試験）の結果を第 8-13 表，第 8-16 図及び第 8-17 図に示す。

第 8-13 表 室内配合試験結果

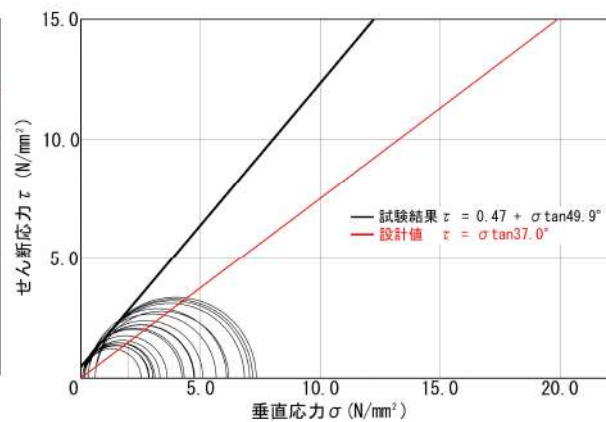
項目	設計値	試験結果 (平均値)	試験結果	試験数	試験方法	
一軸圧縮強度 q_u (N/mm ²)	6.5	16.2	14.7~18.9	3供試体/1試験×5試験	JIS A 1216 土の一軸圧縮試験方法	
せん断波速度 V_s (m/s)	1,200	1,670	1,400~1,880	3供試体/1試験×5試験	JGS 2110 パルス透過法による岩石の 超音波速度測定方法	
健全強度	せん断強度 τ_n (N/mm ²)	1.30	2.93	—	4供試体/1試験×5試験	JGS 2531 岩石の非圧密非排水 三軸圧縮試験方法
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.0	47.4			
残留強度	せん断強度 τ (N/mm ²)	0.0	0.468			
	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



健全強度



残留強度

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。

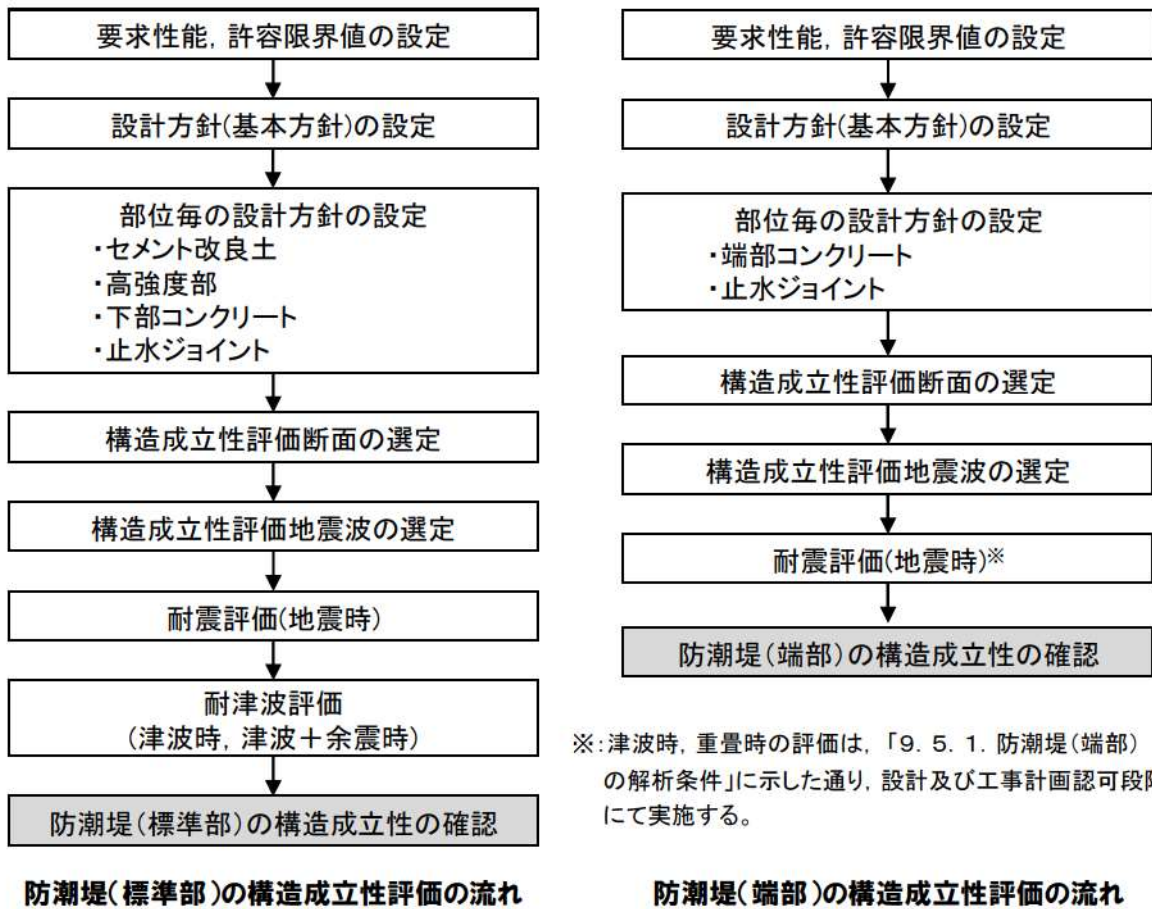
9. 防潮堤の構造成立性評価結果

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

:本資料における確認項目(第四条・第五条)

対象	役割	設置変更許可段階の確認項目 《クライテリア》
施設	セメント改良土	(第四条・第五条) ・セメント改良土、高強度部の安定性(2次元FEM解析) 《すべり安全率 $F_s \geq 1.2$ 》 ・セメント改良土、高強度部の安定性(3次元FEM解析) 《局所的な破壊が連続していないこと》
	高強度部	
	止水ジョイント	
	下部コンクリート	
地盤	岩盤	(第三条) ・基礎地盤の安定性(2次元FEM解析) 《すべり安全率 $F_s \geq 1.5$ 》 《極限支持力 \geq 支持力》

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

対象	役割	設置変更許可段階の確認項目 《クライテリア》
施設	端部コンクリート	(第四条・第五条) ・端部コンクリートの安定性(2次元FEM解析) 《すべり安全率 $F_s \geq 1.2$ 》 (第四条・第五条) ・止水ジョイントの変形・水圧 《許容変形量・許容水圧以下》
	止水ジョイント	
地盤	岩盤	(第三条) ・基礎地盤の安定性(2次元FEM解析) 《すべり安全率 $F_s \geq 1.5$ 》 《極限支持力 \geq 支持力》

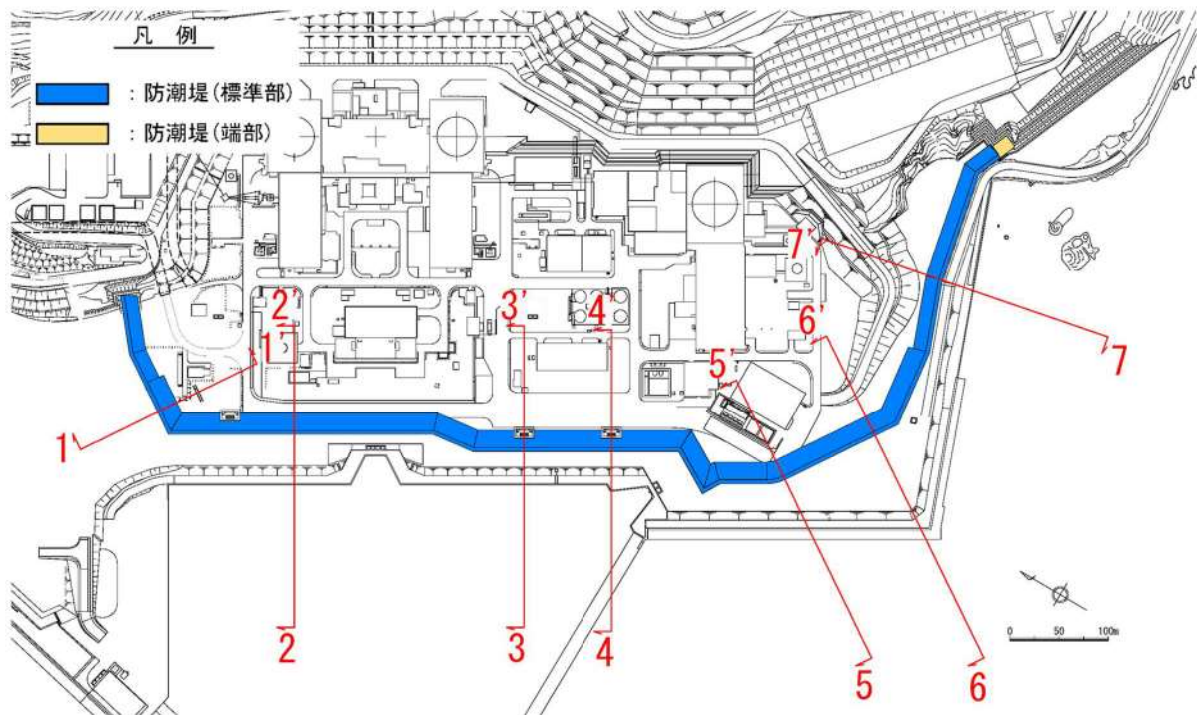
第 9-3 図 設置変更許可段階における防潮堤（端部）の確認項目

9. 2. 構造成立性評価断面の選定

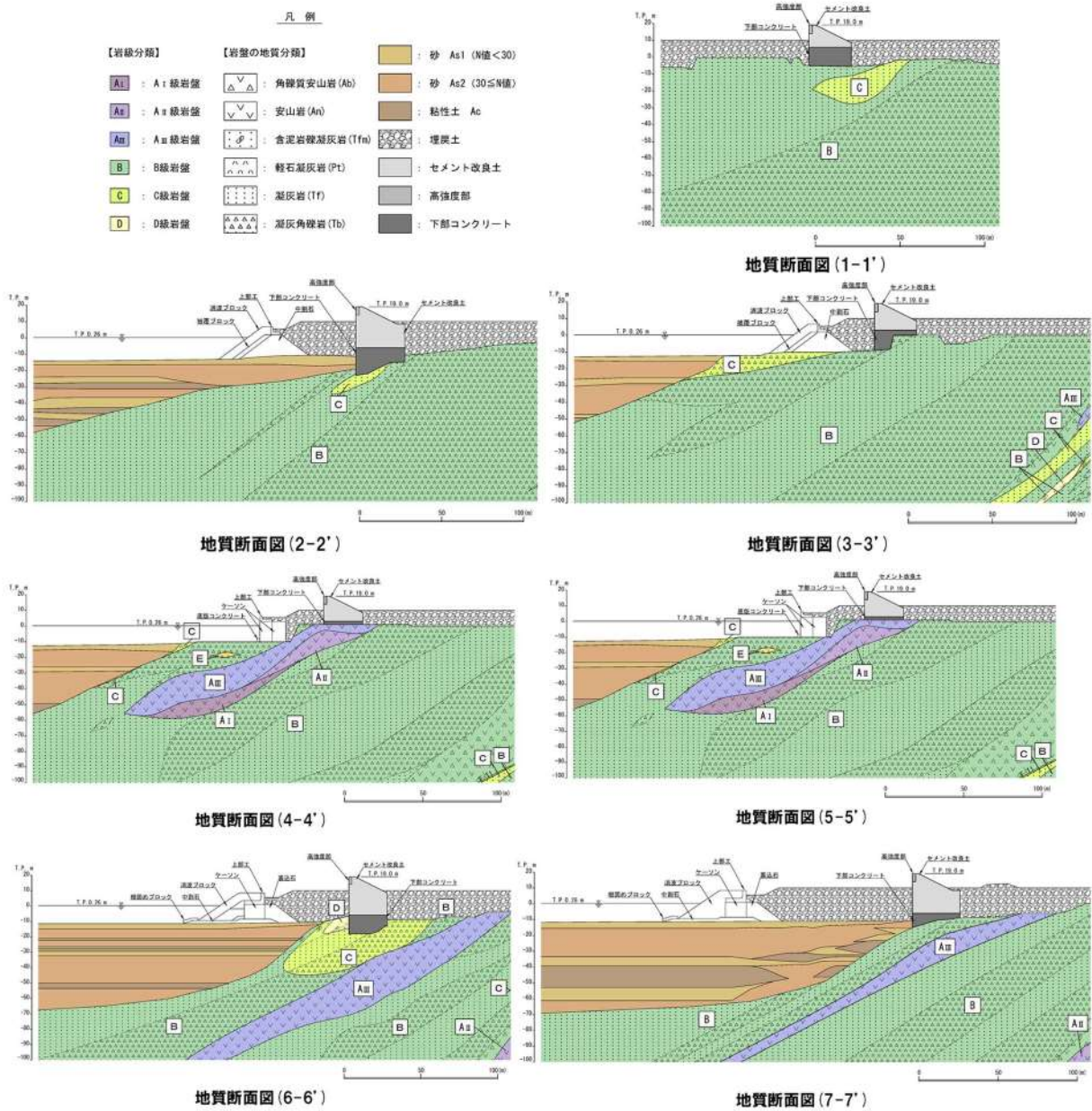
9. 2. 1. 防潮堤（標準部）の断面選定

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））

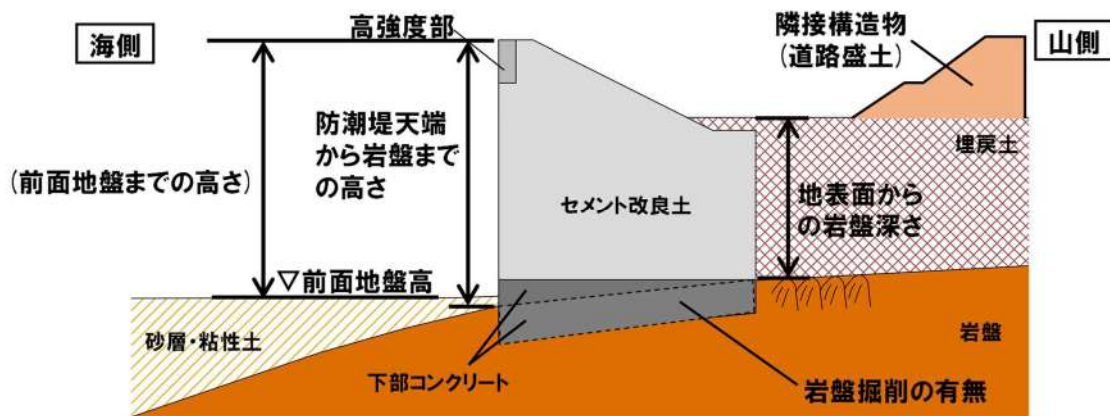


第 9-5 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図 (防潮堤 (標準部))

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 _{III} 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、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。

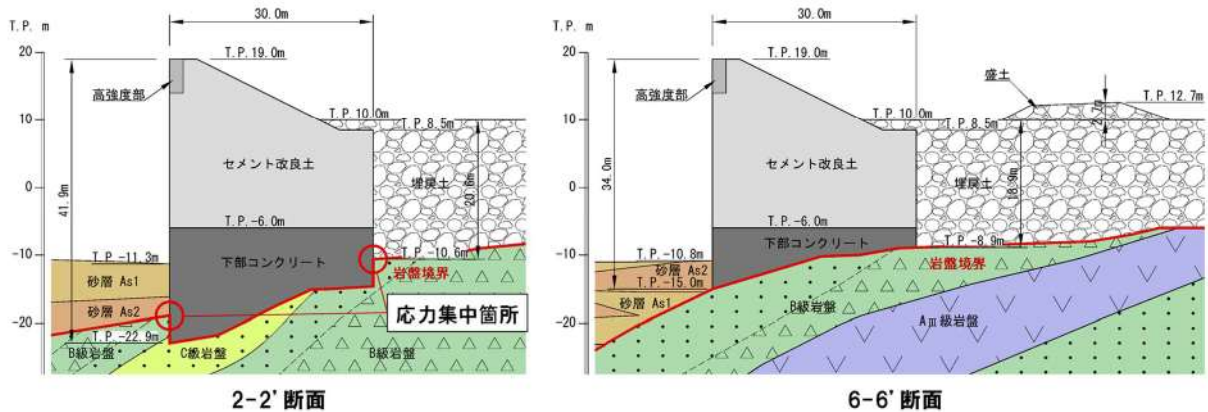


第 9-6 図 各観点のイメージ図

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。

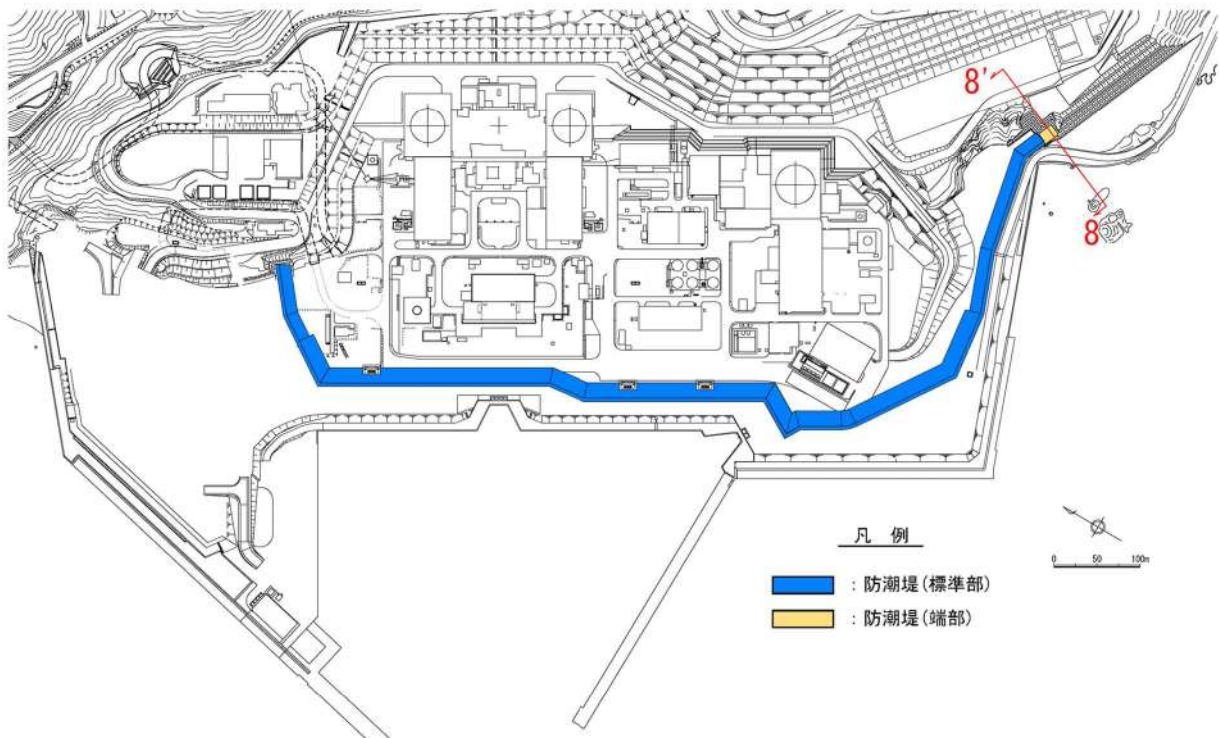
※:岩盤掘削の観点に関しては、岩盤と砂層又は埋戻土層の境界部において下部コンクリートに応力集中が生じることを考慮し、岩盤掘削を有する2-2' 断面を構造成立性評価断面に選定する。

9. 2. 2. 防潮堤（端部）の断面選定

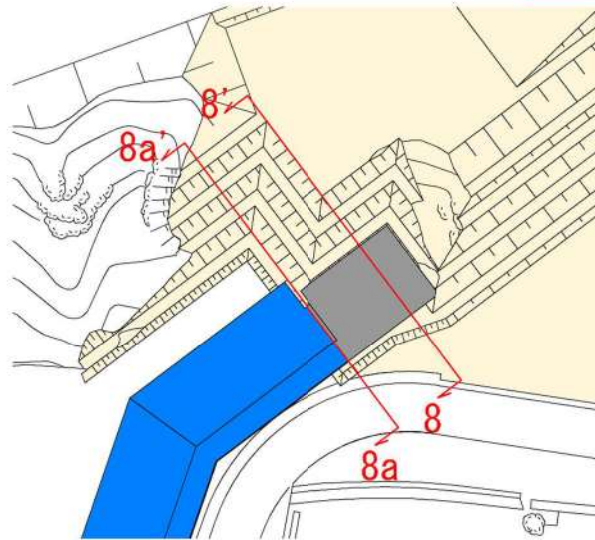
防潮堤（端部）について、「6. 4. 5. 耐震評価候補断面の整理方針」に構造成立性評価断面候補選定の観点及び候補断面を整理した。また、評価断面候補地点の平面図及び断面図を第 9-8 図、第 9-9 図及び第 9-10 図に示す。

防潮堤（端部）における構造成立性評価断面は、以下の理由から、「8-8' 断面」とする。

- ・防潮堤（端部）の形状について、「8-8' 断面」が主な形状であり、「8 a-8 a' 断面」は防潮堤（標準部）と接続する一部である。
- ・「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。
- ・「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。

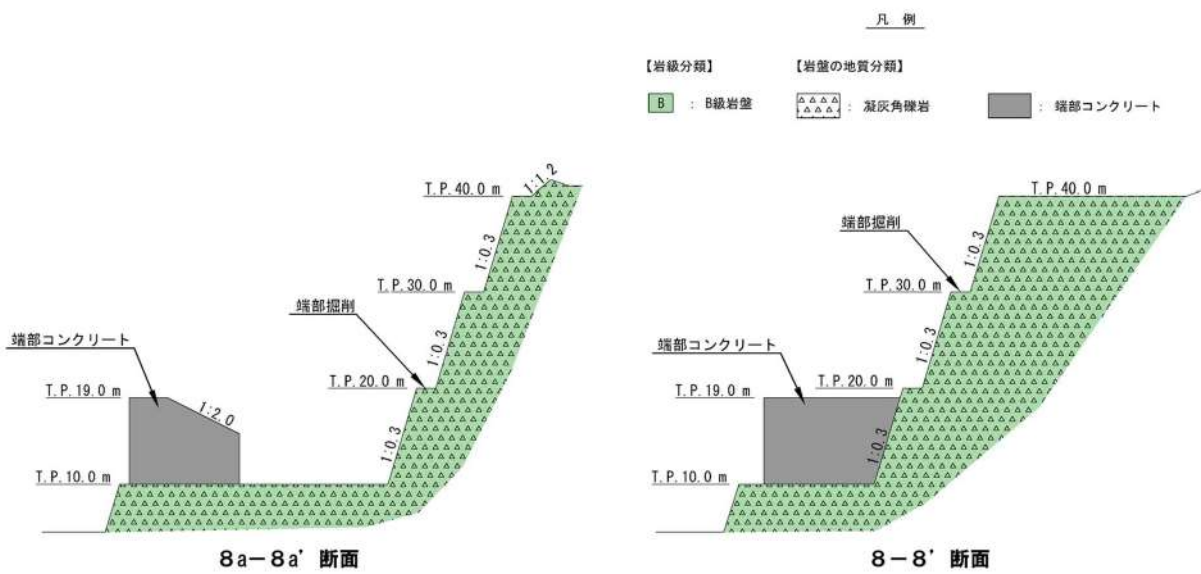


第 9-8 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図（防潮堤（端部））



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))

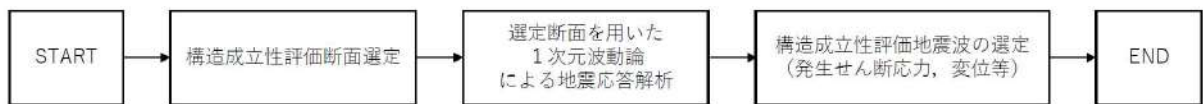
9. 3. 構造成立性評価地震波の選定

9. 3. 1. 構造成立性評価地震波の選定方法

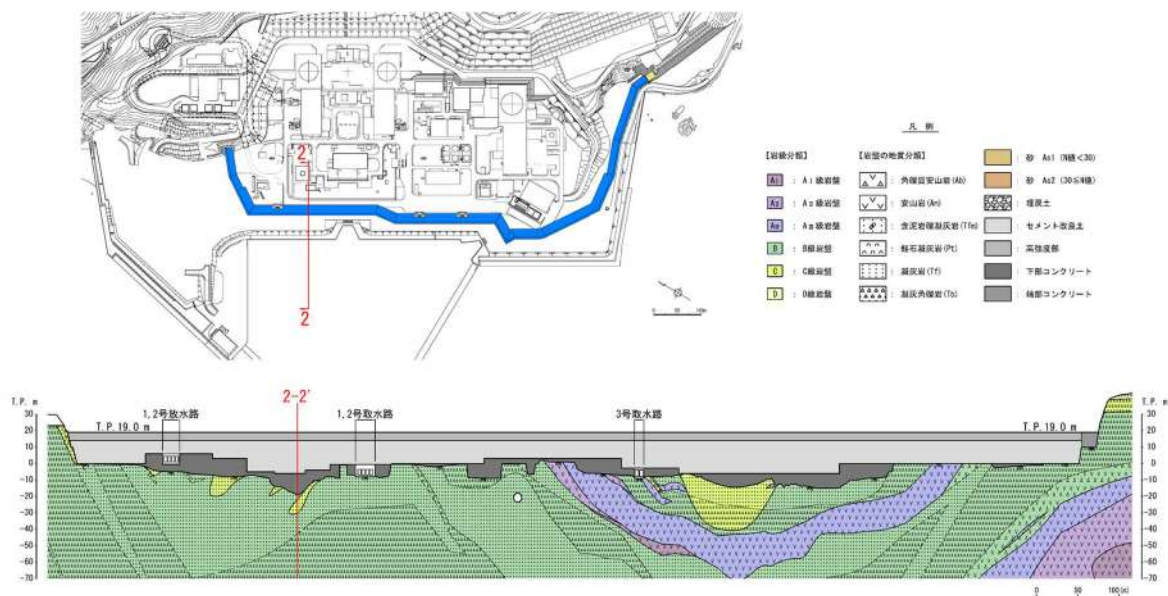
構造成立性評価地震波選定フローを第 9-11 図に示す。第 9-12 図に示した構造成立性評価断面（地点）における基準地震動19波の応答結果から、構造成立性評価地震波を選定する。基準地震動の時刻歴波形及び応答スペクトルは、「4. 3. 基準地震動」に示す。

構造成立性評価地震波の選定では、防潮堤（標準部）の「2-2' 断面」の防潮堤前面位置での実地盤モデルにて、1次元波動論による地震応答解析を用いる。

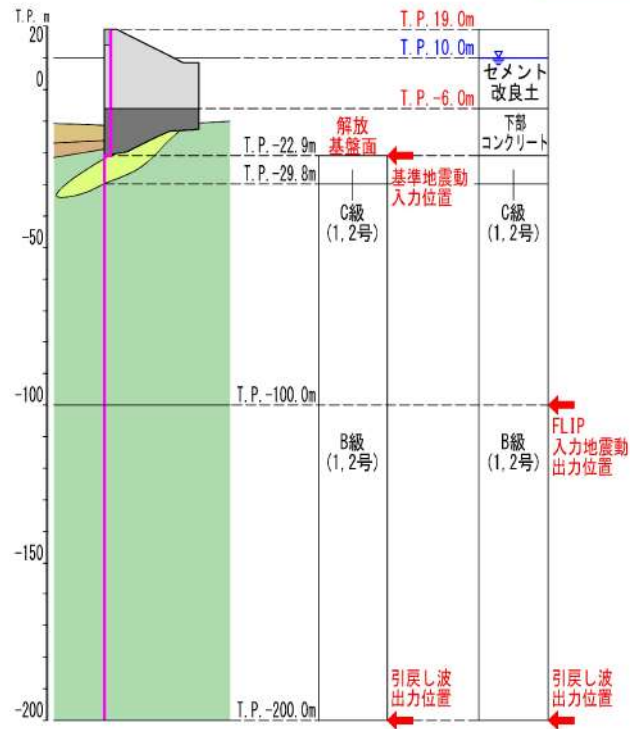
また、防潮堤はセメント改良土、高強度部及び下部コンクリートの堤体内部にすべり破壊が生じないことを求められるため、地震応答解析の結果の中でも特に水平せん断応力及び最大せん断ひずみに着目する。



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）



第 9-13 図 1次元波動論による地震応答解析モデル

9. 3. 2. 構造成立性評価地震波の選定結果

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 9-14 図及び第 9-15 図に示す。

構造成立性評価地震波は，地震応答解析（水平）の結果から，以下の観点で Ss3-5 を選定した。なお，地震応答解析（鉛直）の結果から，鉛直方向の応答は地震動の違いによる有意な差がないため，構造成立性評価地震波を選定する際は，地震応答解析（水平）の結果を踏まえて選定する。

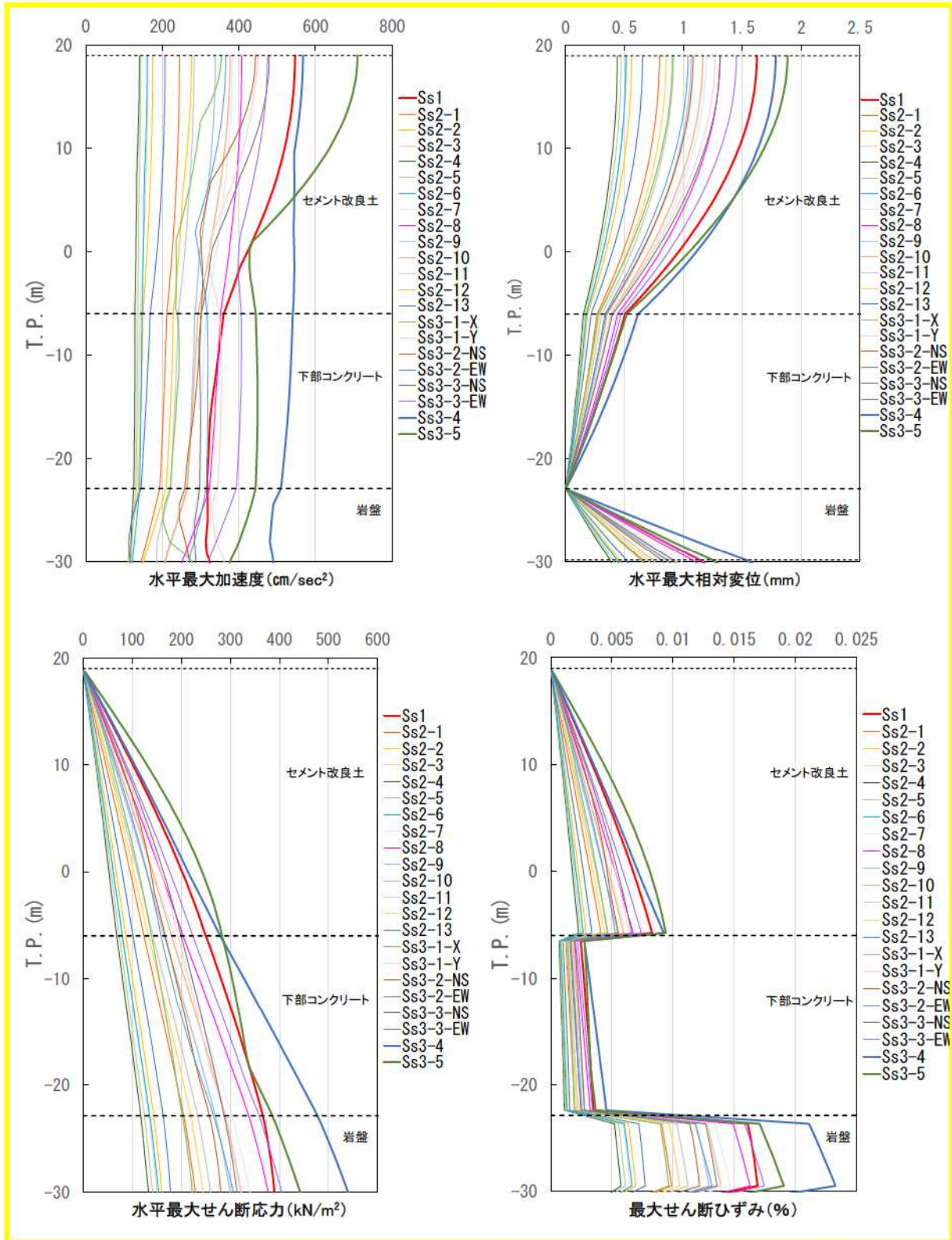
- ・水平最大加速度に関して，Ss3-5 の加速度は T. P. 0m 付近から大きくなっており，T. P. 5m 付近で Ss3-4 の加速度を上回る。Ss3-1，Ss3-2 及び Ss3-3 においても同様の増加傾向である。T. P. 0m 付近において物性値の変化はないので，他の要因として地震動の周期特性に着目すると Ss3-1，Ss3-2，Ss3-3 及び Ss3-5 の地震動は，第 4-8 図の基準応答スペクトルより，周期 0.2 秒以下の加速度がその他の地震動よりも大きい特徴が共通していることから，周期特性によるセメント改良土上部の応答増幅の結果，水平最大加速度が大きくなったと考えられる。これによりセメント改良土の範囲において，水平せん断応力，最大せん断ひずみ及び水平最大相対変位は Ss3-5 が最大となる結果となった。
- ・水平せん断応力及び最大せん断ひずみに関して，下部コンクリートより強度の小さいセメント改良土のすべり破壊に対する成立性の観点から，セメント改良土の範囲において応答が大きい Ss3-5 を選定した。
- ・水平最大相対変位に関して，止水ジョイントの構造成立性の観点から，防潮堤の天端において応答が大きい Ss3-5 を選定した。

上記より，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。

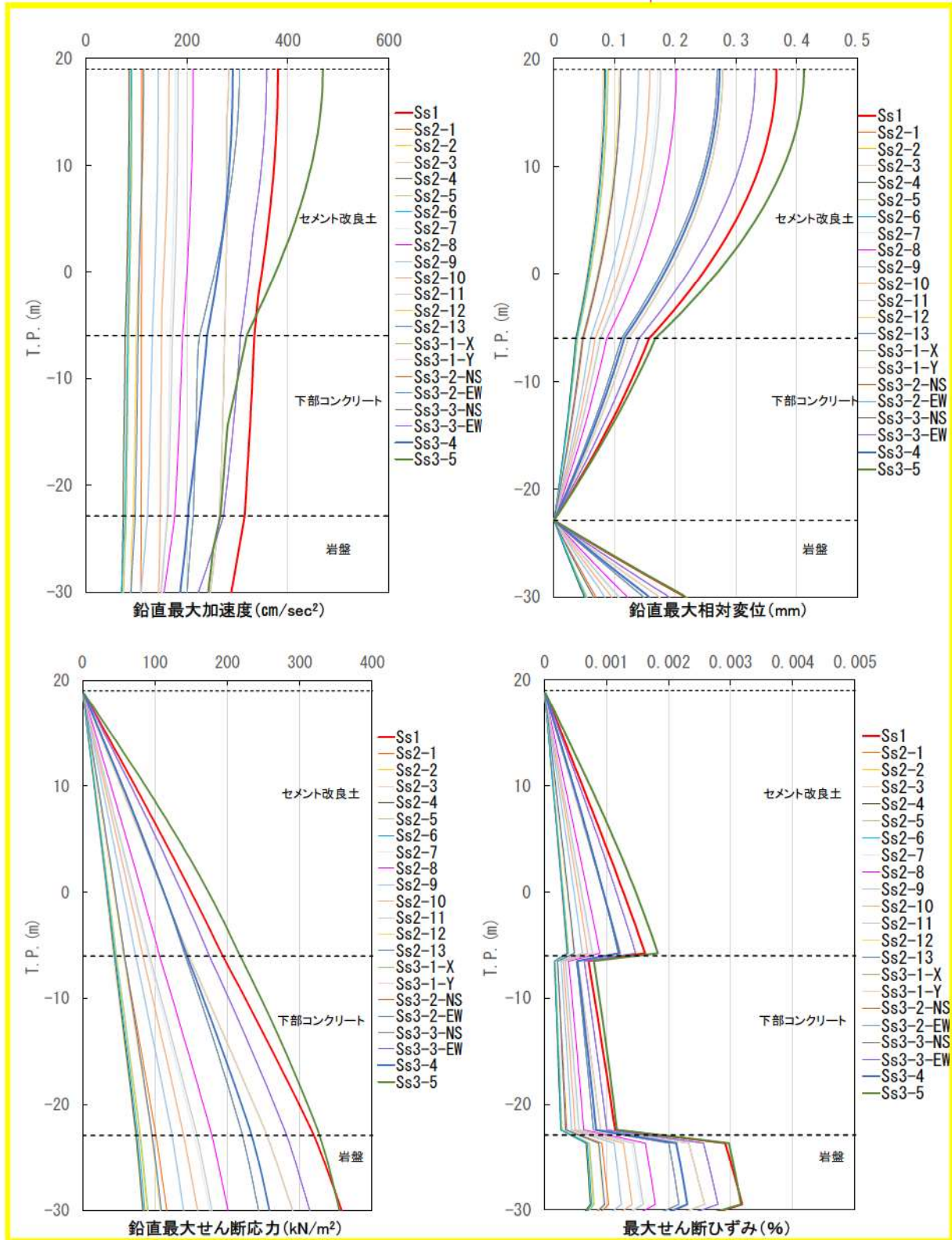
防潮堤の慣性力により発生するせん断力が主体的であるため，構造成立性評価地震波の選定では防潮堤のすべり安定性の観点から 1 次元地震応答解析の水平せん断応力及び最大せん断ひずみに着目したが，下記に記すその他の観点を考慮した構造成立性を確認した。

- ・防潮堤背面の埋戻土の土圧による影響の確認の観点（防潮堤の構造成立性に主体的な荷重の確認）（詳細は，「9. 4. 2. (5) (e) 防潮堤（標準部）の構造成立性評価における影響評価について」に示す。）
- ・下部コンクリートにおいて，Ss3-5 よりも Ss3-4 の応答が大きい（水平せん断応力で 1.2 倍程度大きい）こと（詳細は，「9. 4. 2. (2) 下部コンクリート」に示す。）
- ・地震動の継続時間の観点から，継続時間の長い方が液状化が生じやすいこと（詳細は，「9. 4. 2. (1) セメント改良土及び高強度部」に示す。）

防潮堤（端部）の評価では、防潮堤(端部)周辺に液状化検討対象層がないため、防潮堤に作用する慣性力の観点から、基準地震動 19 波のうち加速度が最も大きい Ss3-5 を用いる。



第 9-14 図 基準地震動の 1 次元地震応答解析結果（水平）



第 9-15 図 基準地震動の 1 次元地震応答解析結果 (鉛直)

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。

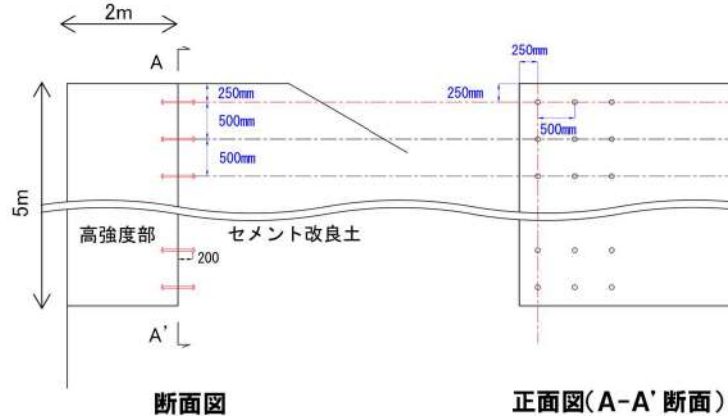
(1) 2次元動的FEM解析の解析モデルと入力地震動（各ケース共通）

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、「4. 6. 解析用物性値」に示す液状化パラメータを暫定的に設定する^{*1}。埋戻土の物性値は、液状化強度特性が3号埋戻土より小さい1・2号埋戻土の物性値を用いる^{*2}。
- ※1：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。
- ※2：代表ケースで3号埋戻土の物性値を用いた構造成立性評価を実施し、1・2号埋戻土と3号埋戻土の物性値の違いによる影響について確認する。
- ・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9-16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。なお、高強度部のアンカーボルトにおいて「各種合成構造設計指針」の適用範囲外となる仕様は、セメント改良土の設計基準強度のみであり、アンカーボルトの性能試験で耐力算定式を参考に設計することの妥当性を確認する。詳細は、「7. 3. 5. アンカーボルトの性能試験」に示す。
 - ・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。



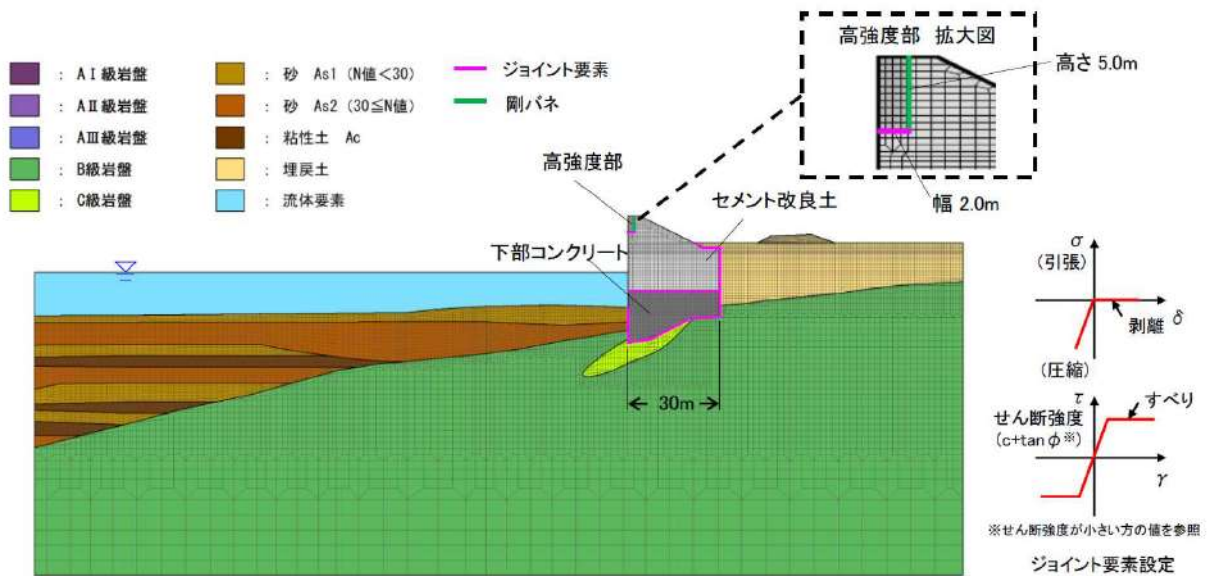
第 9-16 図 高強度部の範囲及びアンカーボルトの配置計画図

第 9-3 表 「各種合成設計指針」の適用範囲と高強度部（アンカーボルト）の仕様

凡例 ○：適用範囲内
×：適用範囲外

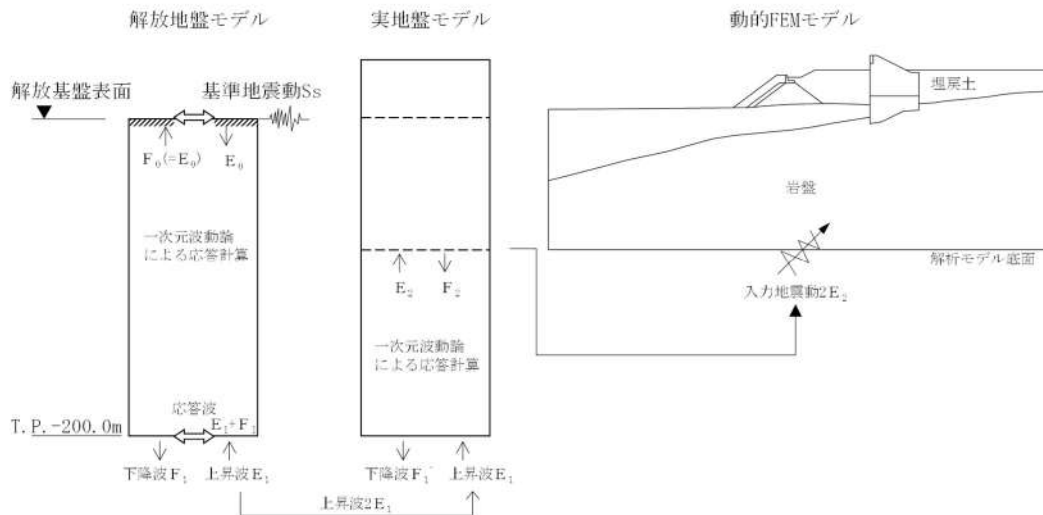
項目		「各種合成構造設計指針」の適用範囲	高強度部（アンカーボルト）の仕様	「各種合成構造設計指針」の適用性
アンカーボルトを固定する構造物	種類	鉄筋コンクリート又は鉄骨鉄筋コンクリート※ ¹ (設計基準強度：18～48N/mm ²)	高強度部 (設計基準強度：40N/mm ²)	○
			セメント改良土 (設計基準強度：6.5N/mm ²)	×
アンカーボルトの仕様	呼び径	9mm 以上 25mm 以下	24mm	○
	頭部の種類	頭付きアンカーボルト，鉄筋アンカーボルト，基礎アンカーボルト(先付け工法) 接着系アンカーボルト(後打ち工法)	頭付きアンカーボルト(先付け工法)	○
	頭部の径	アンカーボルトの呼び径の1.6倍以上	65mm (24mm×1.6≒39mm 以上)	○
	埋込み長さ	アンカーボルトの呼び径の4倍以上	200mm (24mm×4=96mm 以上)	○
	へりあき	アンカーボルトの呼び径の3倍以上	232mm 以上 (24mm×3=72mm 以上)	○
	配置間隔	アンカーボルトの呼び径の7.5倍以上かつ600mm以下	500mm (24mm×7.5=180mm 以上かつ600mm 以下)	○
隣接するアンカーボルトの配置の影響	アンカーボルトを隣接して複数本配置する場合の引張耐力の評価にあたって，コーン状破壊により引張耐力が決まる場合には，群効果を考慮する必要がある。	・コーン状破壊の群効果を考慮不要な配置とすること	○	

- ・防潮堤と周辺地盤などの滑り・剥離を考慮する箇所は、第 9-17 図に示すようにジョイント要素を設定する。



第 9-17 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 9-18 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。

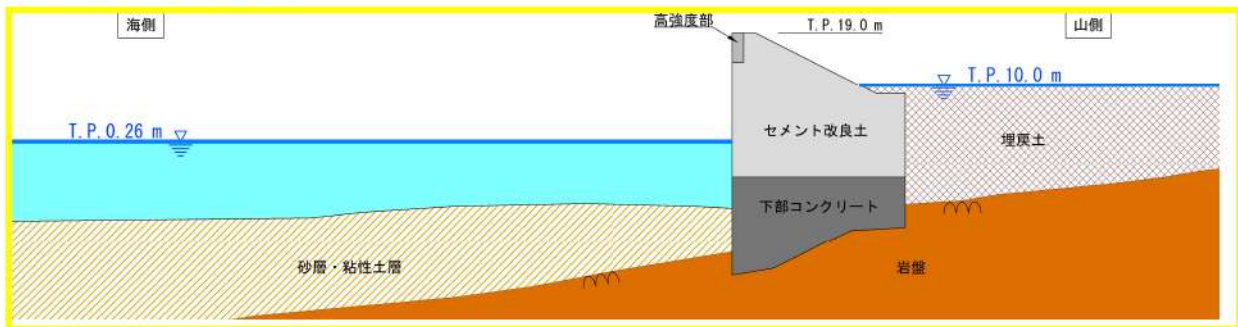


第 9-18 図 解析モデル及びジョイント要素の設定

- ・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 9-19 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。
- 防潮堤は難透水性の材料で構築することから、堤体内部に地下水位は存在しない。解析上は、防潮堤前面に海水位が存在し、背面には透水性のある埋戻土の地表面に地下水位が存在する設定であることから、前背面の水位差による静水圧差を防潮堤底面の揚圧力として作用させる。
- 防潮堤の山側が実水位の場合の評価については、設計及び工事計画認可段階において説明する。



第 9-19 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	○	○	○*	○	—	—	—	○

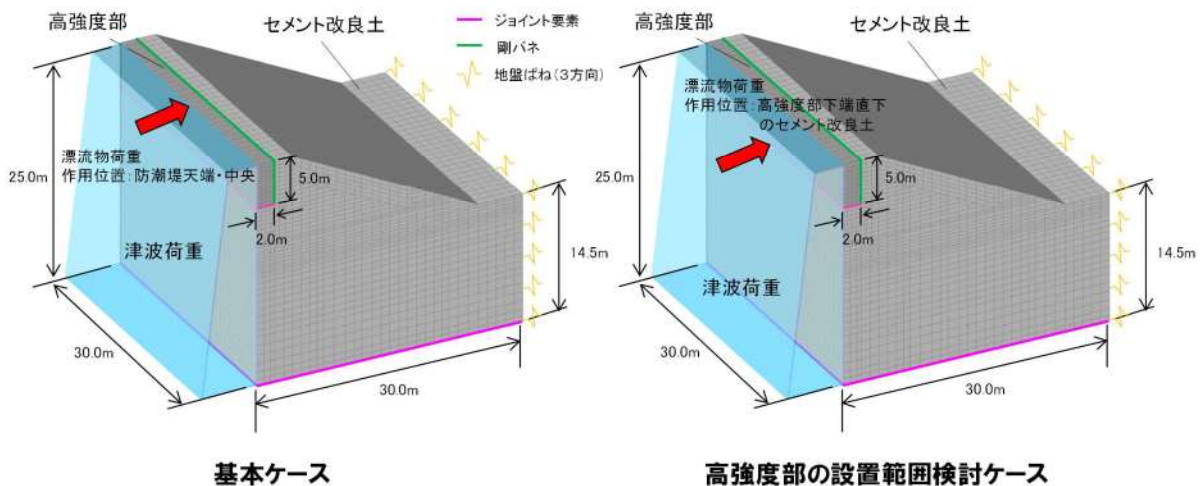
※：風荷重は、防潮堤の変形に寄与する方向(山側→海側)である山側→海側の方向に作用する。

- 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、泊発電所の最寄りの気象官署である寿都特別地域気象観測所及び小樽特別地域気象観測所における地域気象観測システムの月最深積雪の最大値(189cm)を保守的に設定した200cm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次元静的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。

- ・ 2次元静的FEM解析は、2次元動的FEM解析（有効応力解析）を用いて静的評価を行うため、設計及び工事計画認可段階において2次元静的FEM解析（全応力解析）を用いて妥当性を確認する。
- ・ 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する。
- ・ 3次元モデルの境界条件は、モデル側方は目地境界をモデル化するためにフリー、モデル底面はジョイント要素を設け、ジョイント要素の外側を固定境界、モデル背面は地盤ばねとする。なお、地盤ばねは「道路橋示方書・同解説 I共通編・IV下部構造編、日本道路協会、平成24年」を用いて設定する。2次元動的FEM解析との整合性は、「9.4.2.（1）セメント改良土及び高強度部」で確認する。

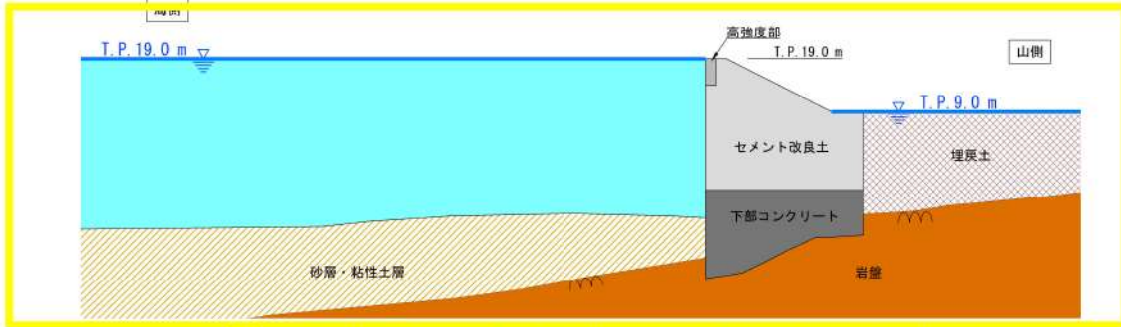


第 9-20 図 解析モデル及びジョイント要素の設定

- ・ 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。
- ・ 防潮堤背面の埋戻土の敷地高さは、設置変更許可段階において基準地震動による地盤沈下量0.5mを考慮し、地表面を暫定的にT.P. 9.5mと設定する。
- ・ 津波時の地下水位概要図を第 9-21 図に示す。設置変更許可段階における構造成立性評価の地下水位は、暫定的に防潮堤から山側に地盤沈下量を考慮した地表面（T.P. 9.5m）に設定する。なお、セメント改良土の山側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）と比較して小さく、照

査結果（すべり安全率）の裕度を考慮して静水圧の差による影響が小さいことを確認する。また、防潮堤から海側の水位は、防潮堤天端高さ（T.P. 19.0m）を設定する。

- ・防潮堤の山側が実水位の場合の評価については、設計及び工事計画認可段階において説明する。



第 9-21 図 地下水位及び海側の水位の概要図（津波時）

- ・津波時の 2 次元静的 F E M 解析及び 3 次元静的 F E M 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
津波時	○	○	—※	—	—	○	○	—

※：防潮堤の変形に寄与する方向（山側→海側）は津波波力を打ち消す方向であるため保守的になること、また、津波高さ＝防潮堤高さとするため、海側→山側方向の風は防潮堤に当たらないことから作用させない。

- ・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、暫定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。

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

P : 単位奥行き当りの津波波力 (kN/m)

P_1 : 防潮壁天端の津波波圧 (kN/m²)

P_2 : 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)

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 表のとおり暫定的な設定とし、荷重を2,000kN、載荷面積を1m²、漂流物荷重の衝突位置は、以下の2点とする。
 - 高強度部の天端・中央に作用させた基本ケース（この結果の裕度から、高強度部の端部に作用した場合においても成立する見通しがあることを確認する。）
 - 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させ、設定した高強度部の高さ、幅によって健全性、止水性を有していることを確認する設置範囲検討ケース

なお、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うえで、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た漂流物荷重を適切な位置に作用させて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 4.9t船舶 (FEMA2012)	前面海域 19.81t船舶 (道路橋示方書)	漂流物評価結果を踏まえて選定する。	○
	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)	・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}		・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

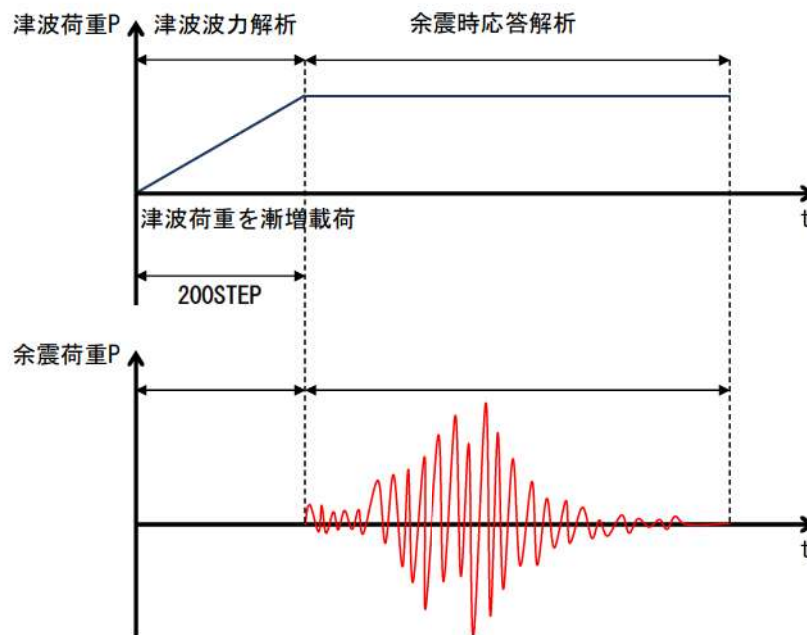
- ・重畳時の地下水位及び地盤条件は、津波時と同様の設定とする。
- ・重畳時の荷重及び荷重の組合せを第 9-7 表に示す。

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
重畳時	○	○	—*	—	○	○	—	○

※：防潮堤の変形に寄与する方向（山側→海側）は津波波力を打ち消す方向であるため保守的になること、また、津波高さ＝防潮堤高さとするため、海側→山側方向の風は防潮堤に当たらないことから作用させない。

- ・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 9-22 図に示すとおり津波荷重載荷用STEPを200STEP先行入力し，津波荷重を維持した状態で，余震荷重を載荷する。
- ・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 9-22 図 余震荷重の載荷イメージ

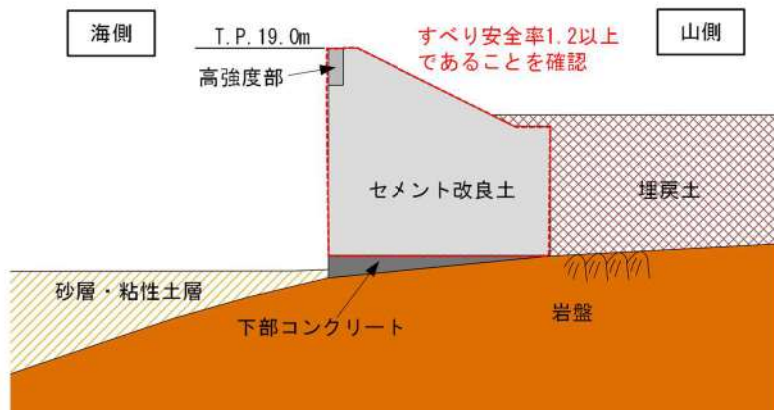
(5) 評価条件（セメント改良土及び高強度部）

- ・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9-23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。

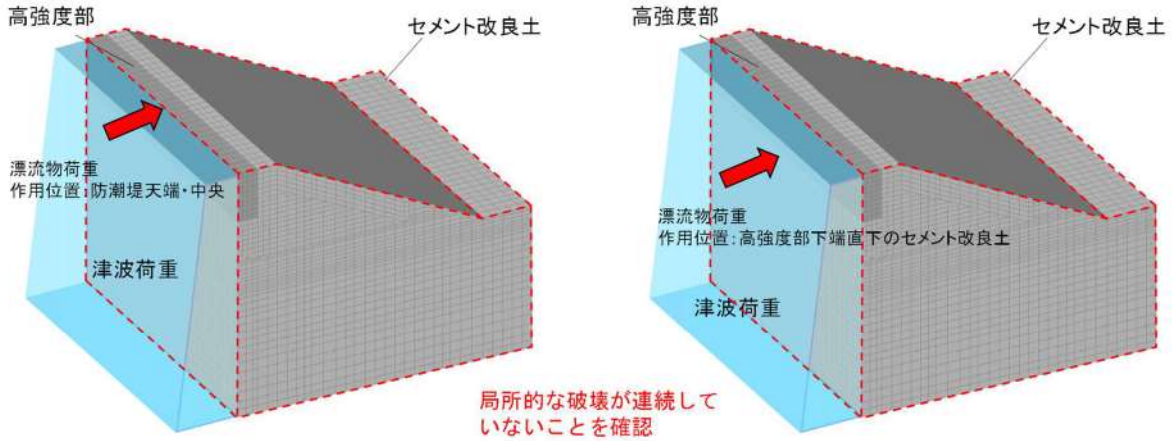
第9-8表 セメント改良土及び高強度部の照査項目，許容限界

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9-23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

(6) 評価条件 (下部コンクリート)

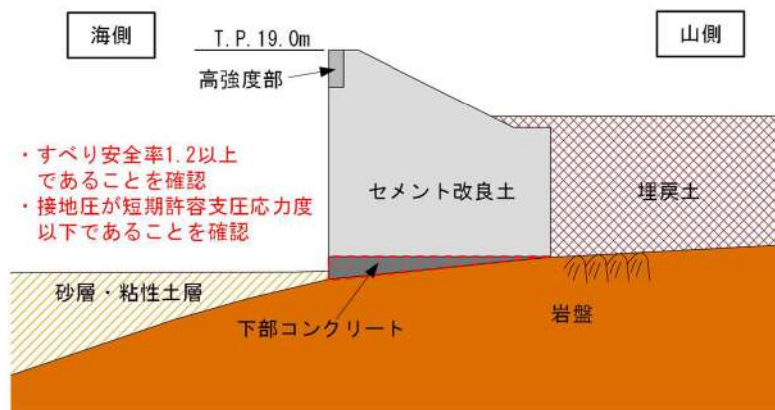
- ・下部コンクリートは、「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用し、すべり安全率が1.2以上であることを確認することとセメント改良土の接地圧が下部コンクリートの短期許容支圧応力度以下であることを確認する。
- ・下部コンクリートの照査項目及び許容限界を第 9-9 表に、2次元動的FEM解析結果での確認概要を第 9-25 図に示す。

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 : 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 9-25 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。
- ・津波時の高強度部のアンカーボルトは、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付ける挙動であることから、役割を期待しないため、評価は不要とする。
- ・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 F E M 解析での確認概要を第 9-26 図に示す。

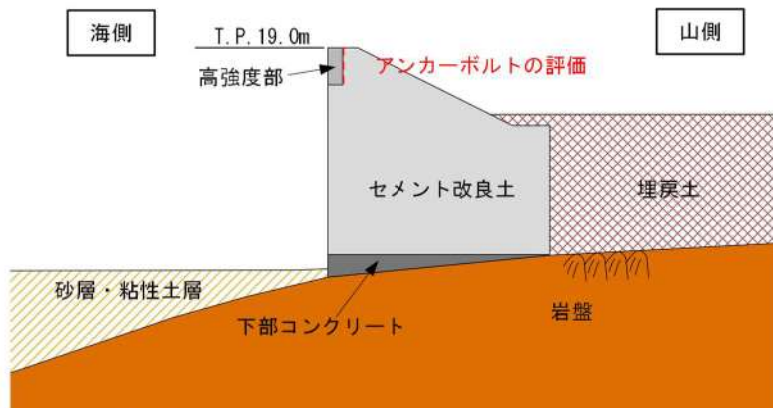
第 9-10 表 高強度部の照査項目, 許容限界

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	— ^{※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：津波時の高強度部のアンカーボルトは、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付ける挙動であることから、役割を期待しないため、評価は不要とする。

※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、「7. 3. 5. アンカーボルトの性能試験」に示す通りアンカーボルトの性能試験で確認した。



第 9-26 図 2 次元動的 F E M 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。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、「7.3.5. アンカーボルトの性能試験」に示す通りアンカーボルトの性能試験で確認した。
- ・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9-27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9-28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9-29図に示す。なお、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。なお、板厚を増やすことでも定着部材の耐力は向上するが、定着部材の長手方向の剛性も上がってしまい、止水ジョイントとセメント改良土の境界面のせん断力は増加することになり、裕度向上の効果は補剛材と比べて小さいと考えられる。
- ・本章では、止水ジョイント(気中部)の構造成立性を示す。止水ジョイント(地中部)の構造成立性見込みの確認方針は、「7.3.4. 地中部の透水力対策について」に示す。

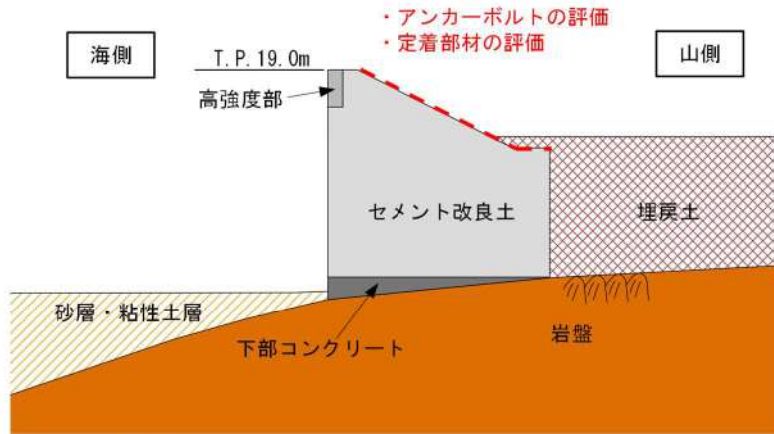
第9-11表 止水ジョイントの照査項目、許容限界

評価部位	検討ケース	評価方法	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}	解析から得られる荷重と、ゴムジョイントの張力により作用する荷重を足し合わせた定着部材の断面力(曲げ、せん断)が、許容応力度以下であることを確認する。評価は、定着部材の長手方向と短手方向で実施する。	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年制定
	津波時 ^{*2}				
	重畳時				
アンカーボルト	地震時	防潮堤の解析から得られる荷重とゴムジョイントの張力により作用する荷重を足し合わせたアンカーボルトの発生力(引張力及びせん断力)が、許容限界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	各種合成構造設計指針、2010年制定 ^{*3}
	津波時				
	重畳時				

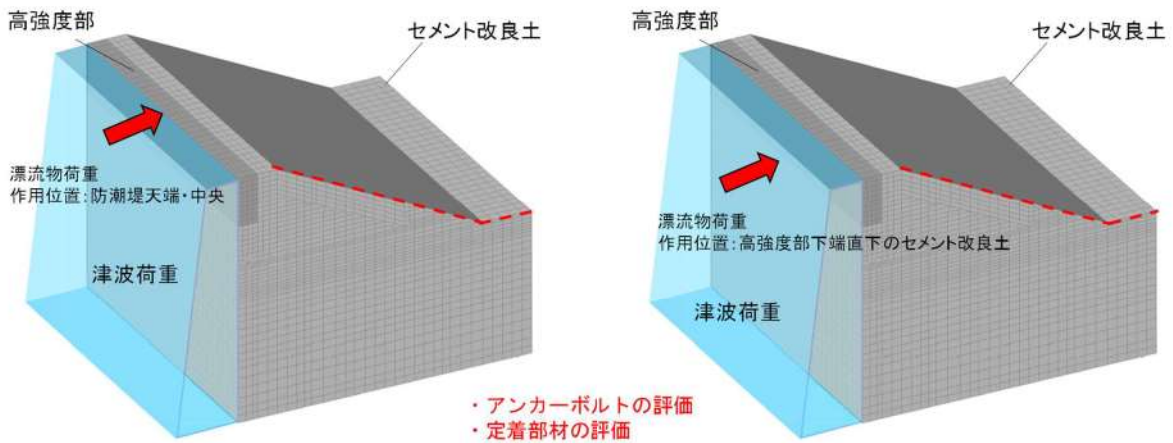
※1：地震時の定着部材の短手方向の照査は、ゴムジョイントに水圧が作用しないため、不要である。

※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。

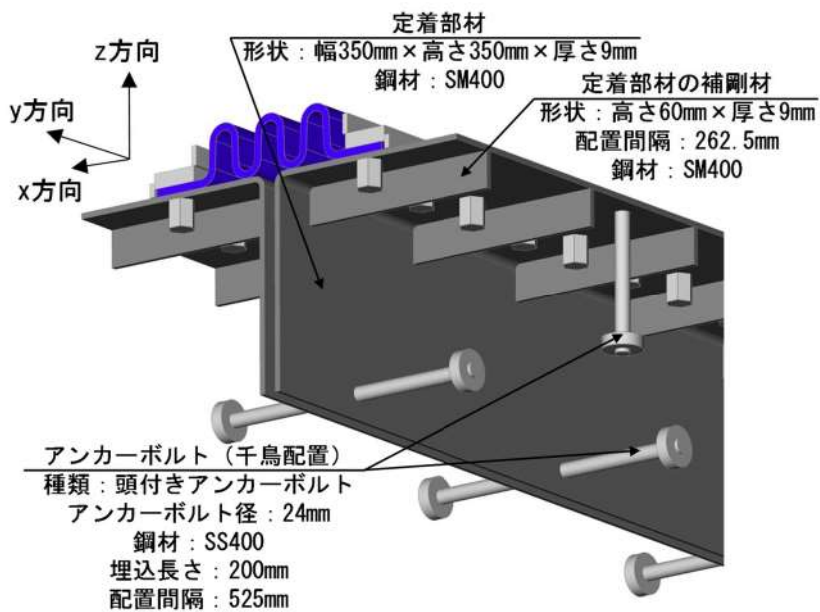
※3：アンカーボルトの設計において「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を参考に設計することの妥当性は、アンカーボルトの性能試験で確認した。また、許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの降伏、並びにセメント改良土のコーン状破壊及び支圧破壊を考慮して決定する。



第 9-27 図 2次元動的FEM解析での確認概要



第 9-28 図 3次元動的FEM解析での確認概要



第 9-29 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

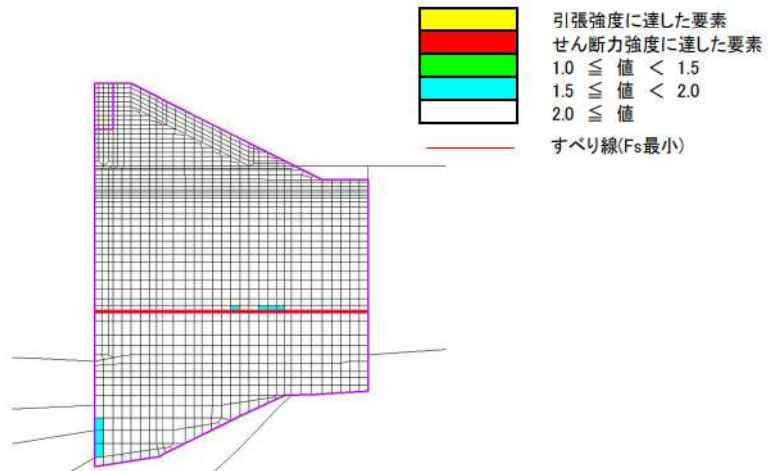
(1) セメント改良土及び高強度部

(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 9-30 図に示す。セメント改良土及び高強度部の引張力及びせん断力は、セメント改良土と下部コンクリート間に設定したジョイント要素により剥離する挙動が生じることから、ジョイント要素の直上に集中する。特に中央付近は剥離後に最初に再接地する位置なので応力集中している。そのため、最小すべり安全率となるすべり線もジョイント要素の直上要素を通る線となる。

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以上)
基本ケース	セメント改良土及び高強度部	Ss3-5	16.77	3.85	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（地震時・基本ケース）

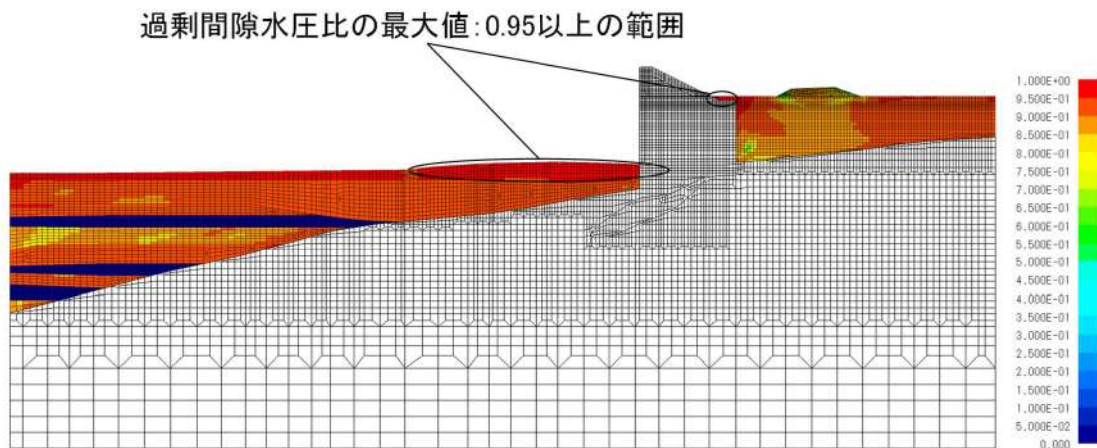
上記評価結果より、セメント改良土及び高強度部の最小すべり安全率 F_s が1.2以上となることを確認した。

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。

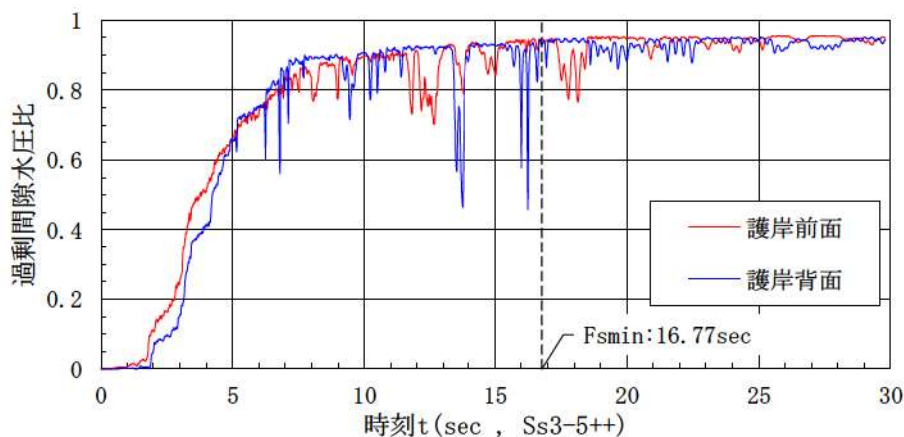
地震時 (Ss3-5) によるセメント改良土及び高強度部の耐震評価において、防潮堤の構造成立性評価結果に液状化の影響が考慮されていることを、以下の点を踏まえて確認した。

- ・ Ss3-5 作用時の全時刻最大の過剰間隙水圧比の分布図 (第 9-31 図) から、全体的に広い範囲で過剰間隙水圧比の最大値が 0.8 以上であるため、液状化が進行していると判断できること
- ・ 防潮堤背面の 1 要素^{*}に着目した際の過剰間隙水圧比の時刻歴 (第 9-32 図) から、セメント改良土及び高強度部のすべり安全率が最小となる時刻 (16.77s) までに過剰間隙水圧比が 0.9 程度まで上昇しており、すべり安全率には周辺地盤の液状化の影響が考慮されていること

※：防潮堤に接するセメント改良土の要素のうち、2次元動的FEM解析の最終ステップにおける最終時刻にて過剰間隙水圧比が最大となる要素に着目した。



第 9-31 図 全時刻最大の過剰間隙水圧比の分布図



第 9-32 図 防潮堤背面の着目要素における過剰間隙水圧比の時刻歴

以上の内容から、Ss3-5による地震時のセメント改良土及び高強度部のすべり安全率評価結果は、液状化の影響が考慮されていると考えられるが、過剰間隙水圧比が0.95を下回る要素も見られるため、地震動の継続時間が長い地震動では、液状化の影響が大きくなる可能性がある。そのため、背面の埋戻土が道路盛土の天端まで液状化する仮定で算出した土圧(6,880kN)を載荷したときのすべり安全率を確認する(液状化を仮定した土圧(6,880kN)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12月」を参考に算出した)。最小すべり安全率発生時刻において、堤体内部に生じる滑動力12,111kN/mに対して、防潮堤背面に生じる土圧は3,023kN/mであった。

背面の埋戻土がすべて液状化したときの滑動力は、解析から得られた土圧(3,023kN/m)と液状化を仮定した土圧(6,880kN/m)の差分をSs3-5による滑動力(12,111kN/m)に足し合わせると15,968kN/mとなり、Ss3-5による滑動力(12,111kN/m)より1.3倍程度大きくなる。第9-13表からセメント改良土及び高強度部のすべり安全率は2.92であり、背面の埋戻土がすべて液状化しても構造成立性が確保される。

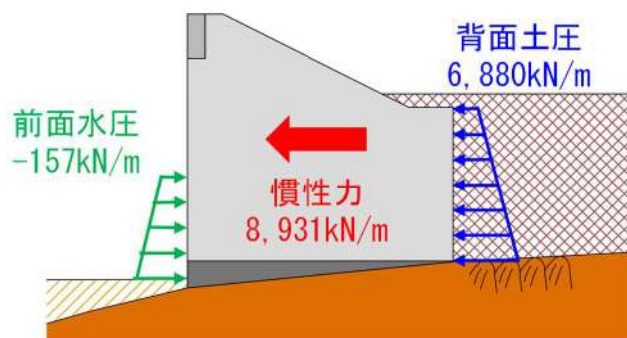
これより、地震動の継続時間の観点からSs3-5より継続時間の長い地震動においても、構造成立性が確保されることを確認した。

第9-13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

	すべり安全率	滑動力(kN/m)			
		合計 ①+②+③	前面水圧 ①	慣性力 ②	背面土圧 ③
基本ケース	3.85	12,111	157	8,931	3,023
影響検討ケース	2.92	15,968	157	8,931	6,880

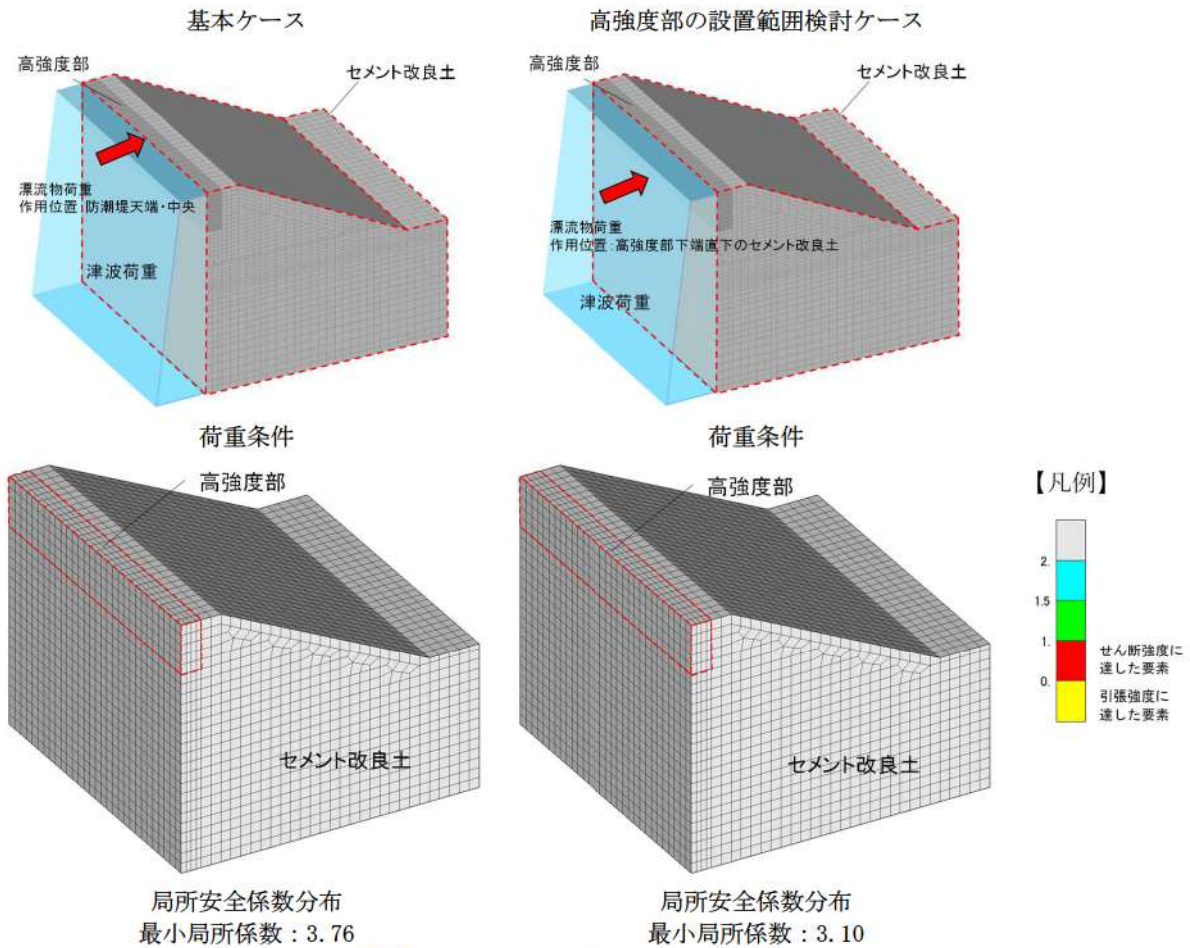
海側

山側

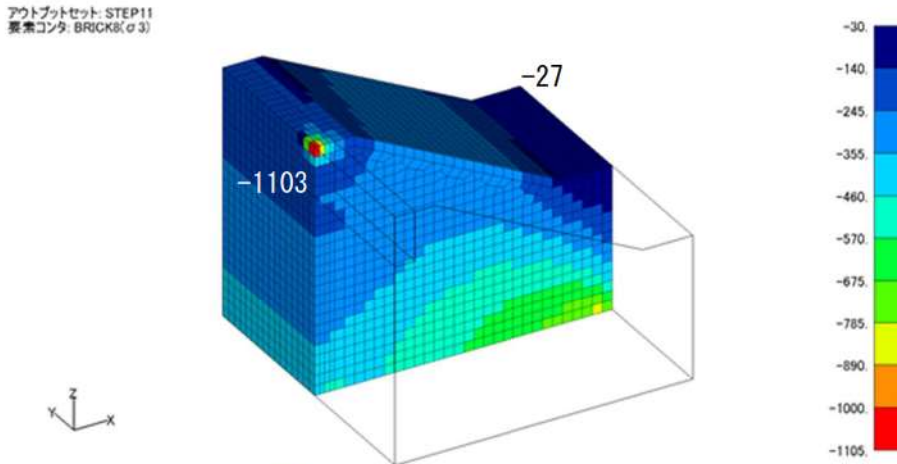


(b) 津波時

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 9-33 図に示す。また、漂流物荷重による高強度部の応力状態として、防潮堤天端・中央に漂流物荷重を載荷した基本ケースの圧縮主応力分布図を第 9-34 図に示す。



第 9-33 図 局所安全係数分布 (津波時)



第 9-34 図 基本ケースの圧縮主応力分布図

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 f_s がすべての要素で1.5以上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。また、漂流物荷重が作用する高強度部において、応力分布が作用位置を中心に周辺の要素に分散しており、荷重の分散効果を期待できることを確認した。漂流物荷重が作用している要素においても局所安全係数2以上であり裕度があることから、高強度部端部に漂流物荷重が作用した場合においても構造成立性の見通しがある。

「9. 4. 1 (3) 津波時」に記載したとおり、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、地表面に設定した方が1,400kNほど大きくなり、津波荷重を打ち消す方向に作用するが、照査結果 (すべり安全率) の裕度から、地下水位の設定差による静水圧の差が及ぼす影響は小さい。

また、3次元静的FEM解析において埋戻土からの反力は外力 (津波波力及び漂流物荷重) に対して数%程度であるため、設定した地盤ばねの影響は小さく、津波時の外力に対しては防潮堤提体の剛性によって抵抗する。地盤ばねの設定を含めた3次元静的FEM解析と2次元静的FEM解析の整合性について、設計及び工事計画認可段階にて改めて確認する。

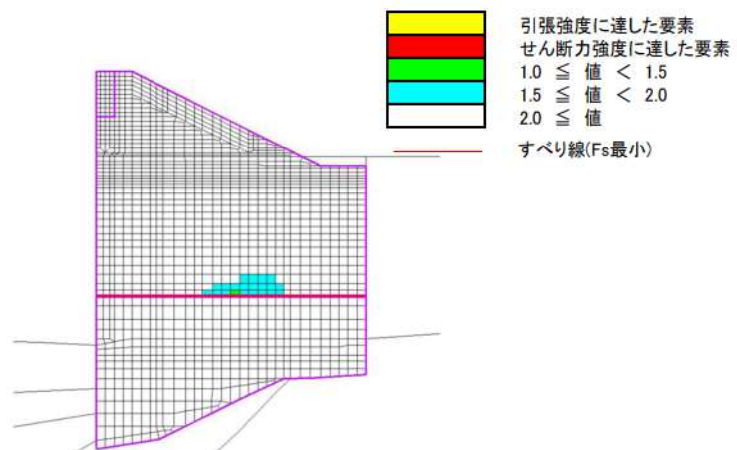
以上のことから、設定した高さ、幅の高強度部において津波時におけるセメント改良土及び高強度部の構造成立性が確保されていることを確認した。なお、基準津波確定後、設計及び工事計画認可段階では基準津波の結果を踏まえた漂流物荷重を適切な位置に作用させた評価を行う。

(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 9-14 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-35 図に示す。地震時と同様に、セメント改良土及び高強度部の引張力及びせん断力は、セメント改良土と下部コンクリート間に設定したジョイント要素により剥離する挙動が生じることから、ジョイント要素の直上に集中する。特に中央付近は剥離後に接地する最初の位置であるので応力集中している。そのため、最小すべり安全率となるすべり線もジョイント要素の直上要素を通る線となる。

第 9-14 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以上)
セメント改良土 及び高強度部	Sd1	33.46	3.64	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、セメント改良土及び高強度部の最小すべり安全率 F_s が1.2以上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。

津波時と同様に、「9.4.1(3)津波時」に記載したとおり、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、地表面に設定したお方が1,400kNほど大きくなり、津波荷重を打ち消す方向に作用するが、照査結果 (すべり安全率) の裕度から、地下水位の設定差による静水圧の差が及ぼす影響は小さい。

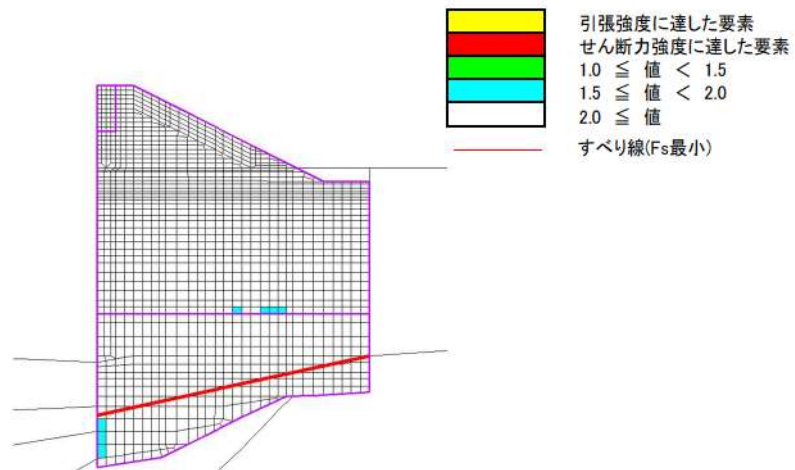
(2) 下部コンクリート

(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 9-15 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-36 図に示す。下部コンクリートの岩盤埋込部が応力集中箇所となるので、最小すべり安全率となるすべり線は岩盤埋込部が起点となる。地震時は特に海側下部に集中している。

第 9-15 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以上)
基本ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	7.44	OK



第 9-36 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、下部コンクリートの最小すべり安全率 F_s が 1.2 以上となることを確認した。なお、1次元波動論の地震応答解析における下部コンクリートの応答は Ss3-5 よりも Ss3-4 の方が水平せん断応力が 1.2 倍程度大きいことに対して、下部コンクリートの照査値には 6 倍以上の裕度があり、Ss3-4 でも構造成立性が見通しがあることを確認した。

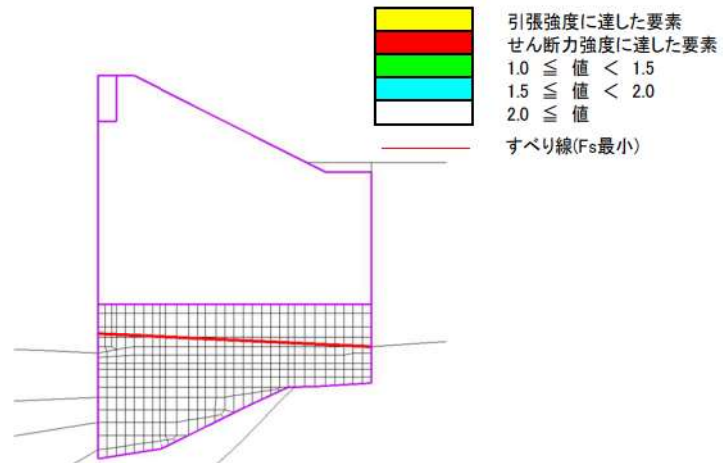
以上のことから、地震時において防潮堤の下部コンクリートに対して厳しい損傷モード (最小すべり安全率時刻) を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(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 9-37 図に示す。下部コンクリートの岩盤埋込部が応力集中箇所となるので、最小すべり安全率となるすべり線は岩盤埋込部を起点とした線となる。

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以上)
下部コンクリート	21.40	OK



第 9-37 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 F_s が1.2以上となることを確認した。

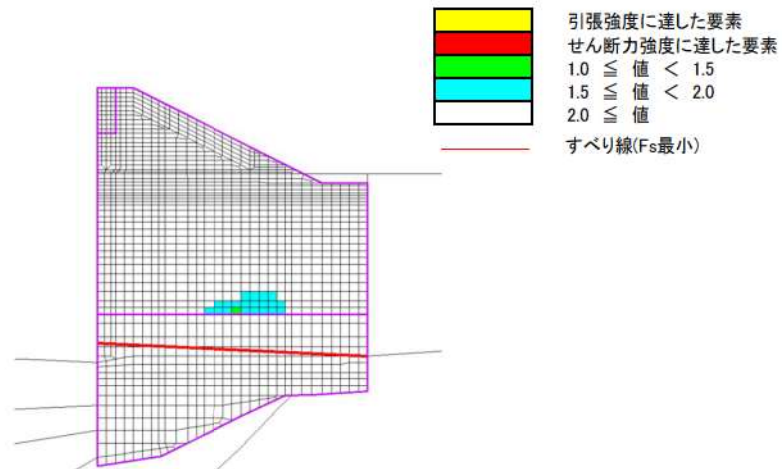
以上のことから、津波時に下部コンクリートの構造成立性が確保されていることを確認した。

(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 9-14 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-35 図に示す。下部コンクリートの岩盤埋込部が応力集中箇所となるので、最小すべり安全率となるすべり線は岩盤埋込部を起点とした線となる。

第 9-17 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以上)
下部コンクリート	Sd1	33.46	11.14	OK



第 9-38 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 F_s が1.2以上となることを確認した。

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) 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 9-18 表及び第 9-19 表に示す。なお、照査値が厳しい地震時の高強度部（アンカーボルト）に発生する引張力とせん断力の分布を第 9-39 図に示し、引張力は高強度部の上端、せん断力は高強度部の下端で生じていることを確認した。

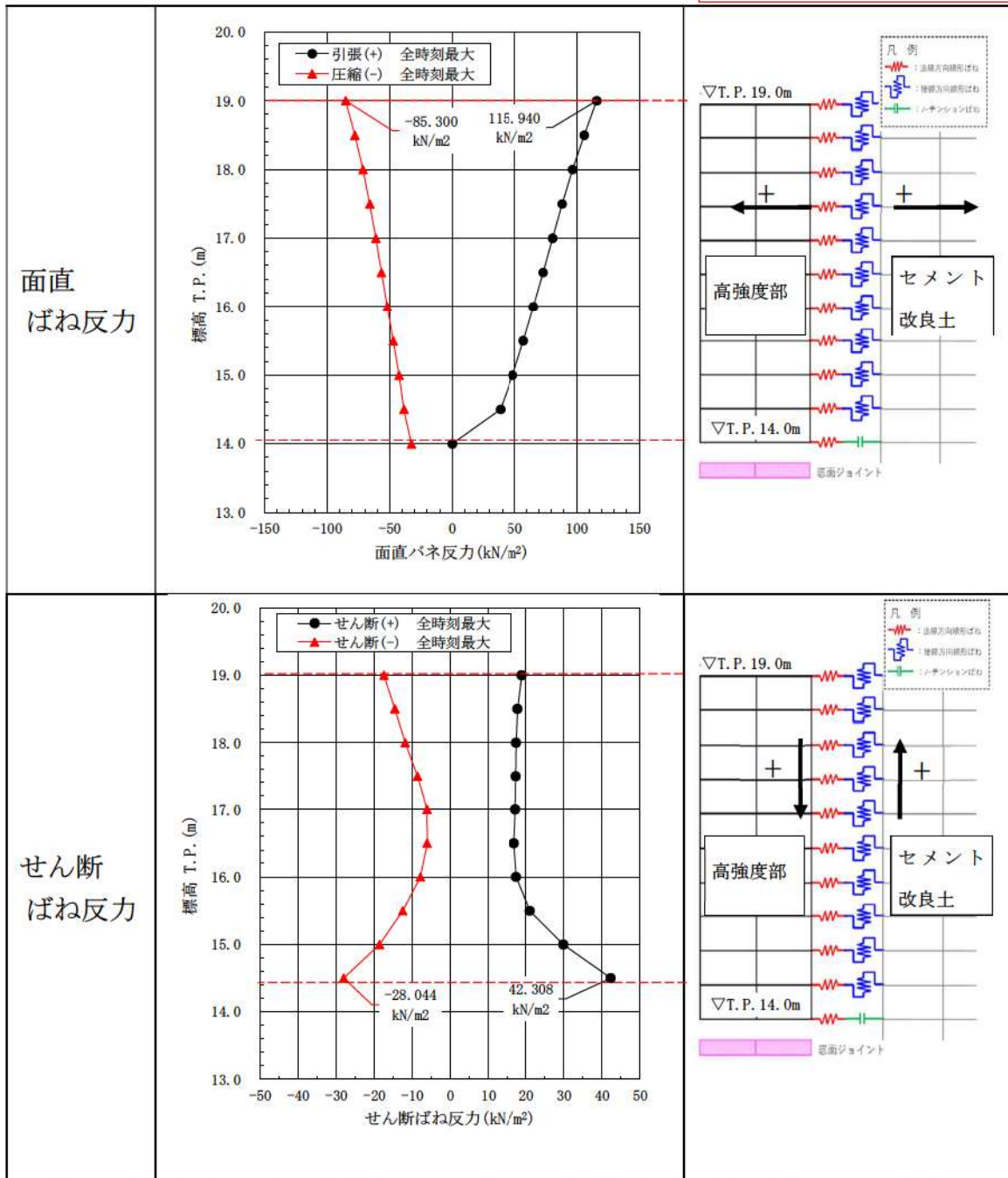
第 9-18 表 高強度部（アンカーボルト）の照査結果（引張力）

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以下)
アンカー ボルト	地震時	引張力	29.0	83.0	0.35	OK
	重畳時		全圧縮	83.0	—*	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 9-19 表 高強度部（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以下)
アンカー ボルト	地震時	せん断力	10.6	26.8	0.40	OK
	重畳時		9.0	26.8	0.34	OK



第 9-39 図 高強度部とセメント改良土の境界面（鉛直方向）に生じる引張力とせん断力の分布図（地震時）

津波時の高強度部のアンカーボルトは、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付ける挙動であることから、役割を期待しないため、評価は不要とする。第 9-18 表及び第 9-19 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 9-20 表及び第 9-21 表に示す。

第 9-20 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以下)
定着部材 長手方向	地震時	曲げ	30.2	210.0	0.15	OK
	津波時		26.1	210.0	0.13	OK
	重畳時		34.1	210.0	0.17	OK
定着部材 短手方向	重畳時*		107.5	210.0	0.52	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 9-21 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以下)
定着部材 長手方向	地震時	せん断	0.7	120.0	0.01	OK
	津波時		5.2	120.0	0.05	OK
	重畳時		5.3	120.0	0.05	OK
定着部材 短手方向	重畳時*		15.6	120.0	0.13	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 9-20 表及び第 9-21 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。

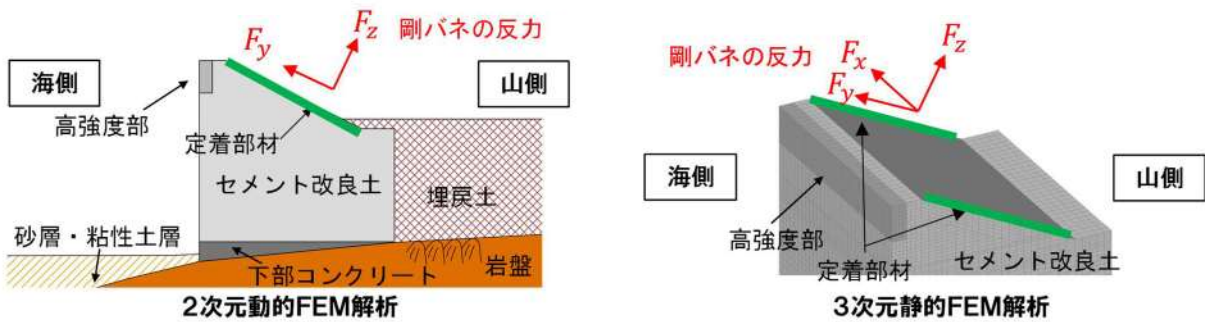
(b) アンカーボルト

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作用荷重を第 9-22 表に示す。作用荷重を比較すると、ゴムジョイントの張力により生じる引張力 f_z が最大になった。なお、作用荷重はアンカーボルトの高さに関わらず保守的になる条件で算出しており、ゴムジョイントの張力により生じる引張力 f_z は、相対変位が最大になる防潮堤天端の相対変位と作用水圧が最大になる止水ジョイント下端における水圧を用いて算出した。また、剛バネの反力(F_x , F_y , F_z)についても、アンカーボルトの高さに関わらず最大値を抽出した。

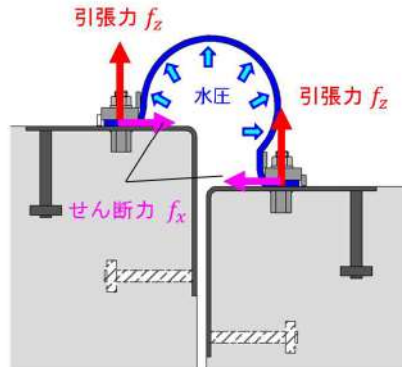
第 9-22 表 アンカーボルトの作用荷重

評価部位	検討ケース	作用荷重 (kN) ^{※1}				
		F_x	F_y	F_z	せん断力 f_x	引張力 f_z
アンカーボルト	地震時	※2	8.1	2.2	—※3	—※3
	津波時	0.1	10.1	全圧縮	0.0	29.8
	重畳時	※2	7.9	0.4	0.0	29.8

- ※1：作用荷重は縦方向と横方向のアンカーボルト 1 組あたりの荷重に換算した。
- ※2：防潮堤は作用荷重（地震荷重、余震荷重及び津波荷重）に対して強軸、弱軸断面が明確であるため、弱軸断面の面外力である剛バネの反力 F_x は考慮しない。
- ※3：地震時はゴムジョイントに張力が生じないため、ゴムジョイントの張力によるせん断力 f_x 、引張力 f_z は生じない。



第 9-40 図 剛バネの反力 (F_x , F_y , F_z)



第 9-41 図 ゴムジョイントの張力により生じるせん断力 f_x 、及び引張力 f_z

アンカーボルトの許容限界を第 9-23 表に、照査結果を第 9-24 表に示す。第 9-24 表から、定着部材を固定するアンカーボルトは、作用する荷重の分担比率を考慮した照査を用いて構造成立性が確保されることを確認した。

第 9-23 表 アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力

破壊形式	アンカーボルトの 1 本あたりの許容限界値 (kN) ※ ¹			
	アンカーボルトの降伏	コーン状破壊	支圧破壊	許容限界値※ ²
許容引張力	83.0	87.7	111.8※ ³	83.0
許容せん断力	58.1	43.8	26.8	26.8

※ 1 : 許容限界値は「各種合成構造設計指針」の耐力算定式から算出し、算出条件は以下のとおりである。

- ・セメント改良土は、解析用物性値に基づき圧縮強度 6.5N/mm²、弾性係数 8,000N/mm²
- ・アンカーボルトは、呼び径 24 mm、頭部の径 65 mm、埋込み長さ 200 mm及びへりあき 230 mmの頭付きアンカーボルト

※ 2 : 許容限界値はアンカーボルトの降伏、コーン状破壊及び支圧破壊による許容限界値のうち最小値とする。

※ 3 : 「各種合成構造設計指針」における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から算出した。

$$p_a/A_0 \leq f_n$$

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 9-24 表 アンカーボルトの照査結果※1

(i) アンカーボルト (縦方向)

評価部位	引張方向の照査 引張許容力：83.0kN/本		組合せ荷重の照査 許容せん断力：26.8kN/本			せん断方向の照査 許容せん断力：26.8kN/本		判定 1.0 以下	
	検討 ケース	引張力 (z 方向) $F_z + f_z$	z 方向の 照査値①	せん断力 (y 方向) $0.5F_y$ ※2	y 方向の 照査値②	組合せ荷重の 照査値※3	せん断力の合力 $\sqrt{(F_x + f_x)^2 + (0.5F_y)^2}$		照査値
アンカー ボルト (縦方向)	地震時	2.2	0.03	4.1	0.16	0.03	4.1	0.16	OK
	津波時	29.8	0.36	5.1	0.20	0.17	5.1	0.20	OK
	重畳時	30.2	0.37	4.0	0.15	0.16	4.0	0.15	OK

(ii) アンカーボルト (横方向)

評価部位	引張方向の照査 引張許容力：83.0kN/本		組合せ荷重の照査 許容せん断力：26.8kN/本			せん断方向の照査 許容せん断力：26.8kN/本		判定 1.0 以下	
	検討 ケース	引張力 (x 方向) $F_x + f_x$	x 方向の 照査値①	せん断力 (y 方向) $0.5F_y$ ※2	y 方向の 照査値②	組合せ荷重の 照査値※3	せん断力の合力 $\sqrt{(0.455 \times (F_z + f_z))^2 + (0.5F_y)^2}$		照査値
アンカー ボルト (横方向)	地震時	-	-	4.1	0.16	0.03	4.2	0.16	OK
	津波時	0.1	0.01	5.1	0.20	0.05	14.5	0.55	OK
	重畳時	0.0	0.00	4.0	0.15	0.03	14.3	0.54	OK

※1：照査結果については、以下の通り算出する。

- ・照査に用いる荷重 (引張力 (x 方向若しくは z 方向)、せん断力 (y 方向)、せん断力の合力) は、第 9-22 表に示すアンカーボルトの作用荷重を第 9-24 表に示す式に代入して算出し、小数点第 2 位以下切り上げとする。
- ・照査値は、第 9-24 表に示す照査に用いる荷重 (引張力 (x 方向若しくは z 方向)、せん断力 (y 方向)、せん断力の合力) 並びに第 9-23 表に示す許容限界値 (許容引張力、許容せん断力) を用いて算出し、小数点第 3 位以下切り上げとする。

(例) アンカーボルト (縦方向) の津波時のせん断方向の照査 ($F_x = 0.1, F_y = 10.1, F_z = 0.0, f_x = 0.0, f_z = 29.8$)

$$(\text{せん断力の合力}) = \sqrt{(0.1 + 0.0)^2 + (0.5 \times 10.1)^2} = 5.050 \dots (\equiv 5.1) \quad (\text{照査値}) = 5.1 / 26.8 = 0.1902 \dots (\equiv 0.20)$$

※2：y 方向の荷重はアンカーボルトの抵抗方向がどちらにもせん断方向であることを考慮して荷重分担を 50%ずつとするため、せん断力 (y 方向) は y 方向の荷重に 0.5 を乗じる。

※3：組合せ荷重の照査は「各種合成構造設計指針」を参考に (x 方向若しくは z 方向の照査値①)² + (y 方向の照査値②)² が 1.0 を下回ることを確認する。

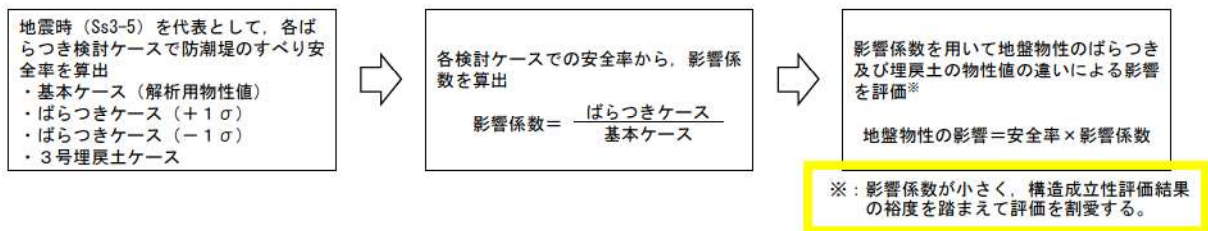
(5) 防潮堤（標準部）の構造成立性評価における影響検討について

(a) 地盤物性のばらつき及び埋戻土の物性値の違いによる構造成立性評価結果

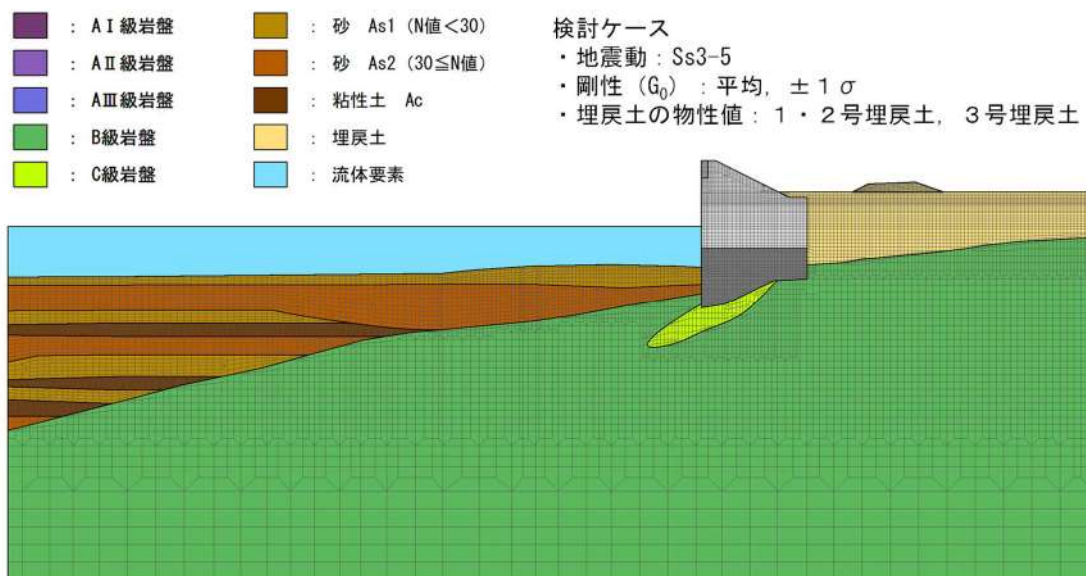
設置変更許可段階における構造成立性評価では、解析用物性値を用いて地盤応答解析及び防潮堤の照査を実施しているが、試験位置や方法等の影響による地盤物性のばらつきが内在しているため、地盤物性のばらつきが構造成立性に与える影響について検討した。また、基本ケースの埋戻土の物性値は、液状化強度特性が3号埋戻土より小さい1・2号埋戻土の物性値を用いるが、3号埋戻土の物性値を用いて、1・2号埋戻土と3号埋戻土の物性値の違いによる影響についても確認する。

地盤物性のばらつき及び埋戻土の物性値の違いによる検討フローを第 9-42 図に、検討ケースを第 9-43 図に示す。

防潮堤（セメント改良土、高強度部及び下部コンクリート）の健全性及び止水性を確保するためには、堤体内部にすべり破壊が生じないことが求められる。防潮堤は岩盤で鉛直支持する構造物であり、防潮堤のすべり破壊は地震時の地盤のせん断変形による影響が大きいいため、ばらつきケースでは初期動せん断弾性係数 G_0 （対象は As_1 , As_2 , Ac 及び埋戻土）のばらつき ($\pm 1\sigma$) を考慮した。



第 9-42 図 地盤物性のばらつき影響検討フロー



第 9-43 図 検討ケース

第 9-25 表に示す検討結果より影響係数の最小値は 0.99 であり，構造成立性評価結果の裕度を踏まえれば，地盤物性のばらつき及び埋戻土の物性値の違いによる影響は非常に小さいため，影響係数を用いた評価は割愛する。以上の検討から，砂層のばらつき及び埋戻土の物性値の違いを考慮しても構造成立性が確保されることを確認した。

第 9-25 表 砂層のばらつき ($\pm 1\sigma$) 及び埋戻土の物性値の違い (3号埋戻土) を考慮したばらつきケースの照査結果

検討ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (1.2以上)	影響係数
基本ケース	セメント改良土 及び高強度部	Ss3-5	16.77	3.85	OK	—
+1 σ			16.77	3.85	OK	1.00
-1 σ			16.77	3.83	OK	0.99
3号埋戻土			16.77	3.90	OK	1.01

(b) 埋戻土の砂層の物性値を考慮した構造成立性評価結果

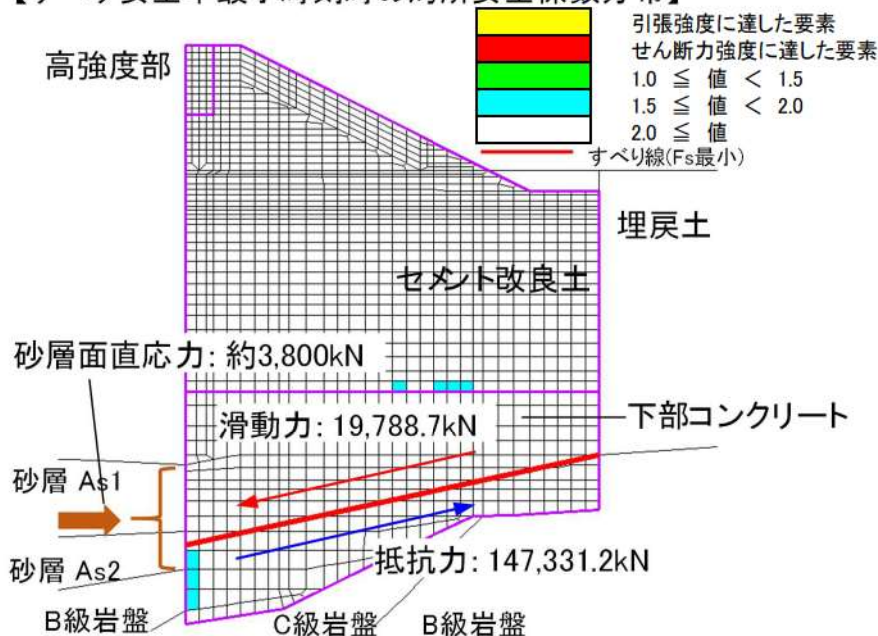
防潮堤前面にある砂層 (As1, As2) は防潮堤の挙動 (山側から海側への挙動) を抑制する可能性があるが、物性値を暫定的に設定していること、場所によって砂層の厚さが異なることから、砂層を考慮しない場合の構造成立性への影響を評価した。

影響検討では、砂層を考慮しない模擬評価として、防潮堤 (標準部) の前面が砂層と接している箇所の面直応力を算出し、面直応力を差し引いた防潮堤内の抵抗力を用いてすべり安全率の評価を行った。第 9-26 表, 第 9-43 図に示す評価結果のとおり、面直応力を差し引いた場合でもすべり安全率は許容値以上であり、防潮堤の前面にある砂層が、防潮堤の構造成立性に与える影響は小さいことを確認した。

第 9-26 表 砂層 (As1, As2) の影響検討結果

ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	滑動力 (kN)	砂層面直応力 (kN)	抵抗力 (kN)	最小すべり安全率	判定 (1.2以上)
基本ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	19,788.7	-	147,331.2	7.44	OK
影響評価ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	19,788.7	約3,800	143,531.2	7.25	OK

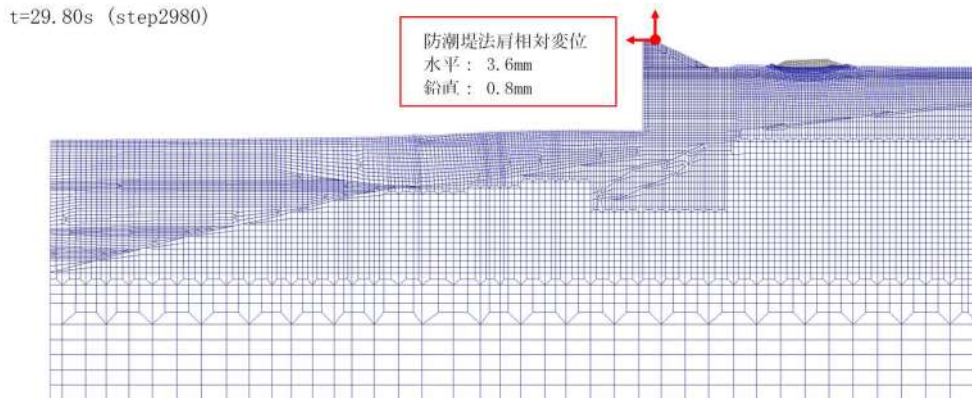
【すべり安全率最小時刻時の局所安全係数分布】



第 9-44 図 砂層 (As1, As2) の影響検討結果

(c) 地震時の残留ひずみを考慮した構造成立性評価結果

防潮堤構造成立性評価の津波時及び重畳時において、地震時の残留ひずみを考慮した構造成立性を確認する。第 9-45 図に示すとおり、2次元動的FEM解析（地震時）の後に生じた防潮堤の残留変位の方向は山側から海側であり、残留ひずみも海側に生じる。

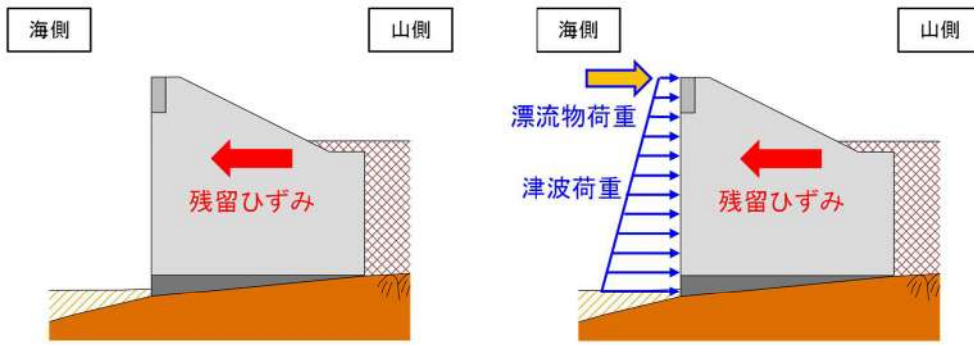


第 9-45 図 2次元動的FEM解析（地震時）の後に生じた防潮堤の残留変位

津波時における津波荷重及び漂流物荷重は第 9-46 図に示すとおりどちらも海側から山側に作用するため、地震荷重作用後の防潮堤の残留変位（山側から海側）と打ち消しあう方向である。これらを考慮すると、津波時の検討では地震荷重作用後の防潮堤の残留変位を考慮したセメント改良土及び高強度部のすべり安全率は大きくなり、構造成立性が確保される。

一方、重畳時に考慮している余震荷重による慣性力は、第 9-46 図に示すとおり海側から山側（山側滑動）だけでなく、山側から海側（海側滑動）にも作用する。しかし、重畳時では津波荷重が山側から海側への滑動時に抵抗する方向に生じているため、余震荷重のみが生じる余震時のすべり安全率の照査に対して、地震後に生じた残留ひずみ（山側→海側）を考慮する。なお、余震荷重のみの照査（余震時とする。）は、重畳時の津波荷重を無視することで評価する。これより、余震時の滑動力は、第 9-47 図のとおり重畳時に防潮堤が海側挙動したときの滑動力に地震後に生じた防潮堤の滑動力を足し合わせて、津波荷重を差し引いて求める。

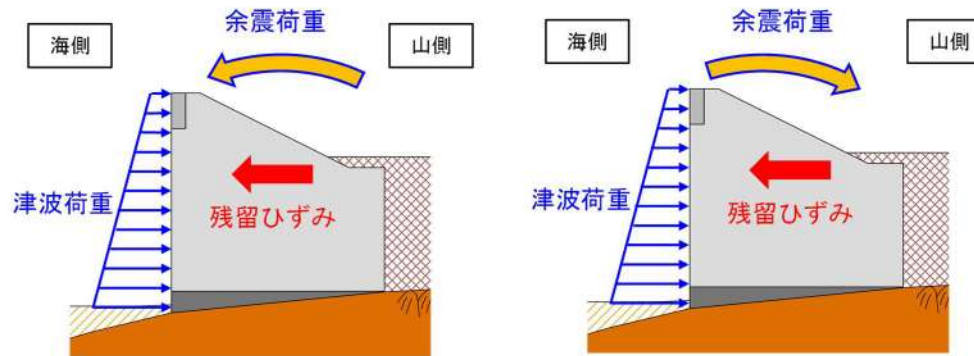
地震時の残留ひずみを考慮した構造成立性評価は、以上を踏まえて余震時の滑動力を用いて、セメント改良土及び高強度部のすべり安全率の照査を行う。



【地震時】

【津波時】

・津波時は、地震時の残留ひずみに対して津波荷重が打ち消しあうため**すべり安全率：大**



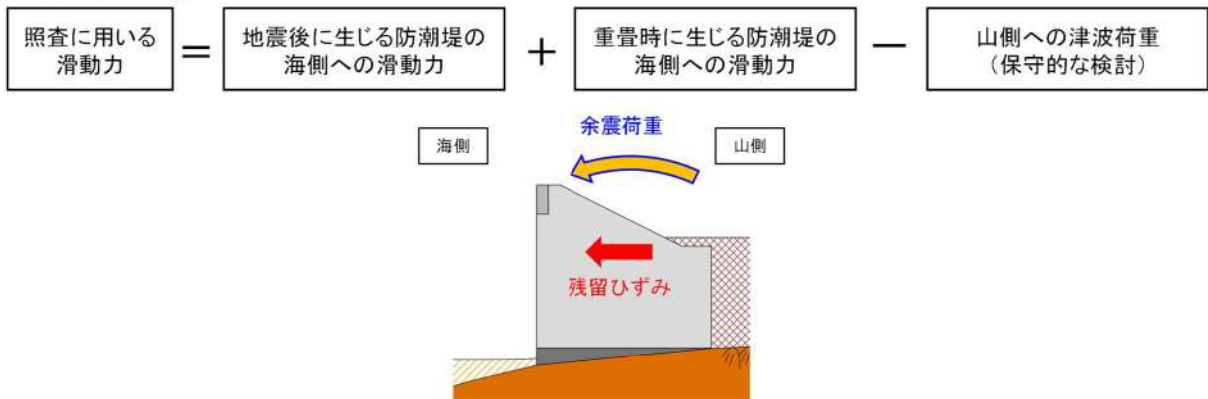
【重畳時・海側滑動】

【重畳時・山側滑動】

・重畳時・海側滑動は、地震時の残留ひずみと余震荷重が同じ方向になるため**すべり安全率：小**

第 9-46 図 地震時の残留ひずみに対する津波荷重、漂流物荷重及び余震荷重の関係

【余震時ケース】



第 9-47 図 地震時の残留ひずみを考慮したすべり安全率の照査に用いる滑動力

セメント改良土及び高強度部のすべり安全率の照査結果を第 9-27 表に示す。余震時のすべり安全率は、地震後に生じた防潮堤の滑動力を考慮してもすべり安全率は許容限界値以上となることを確認した。地震後に生じた防潮堤の滑動力の影響は、津波時・重畳時よりも余震時の方が大きいため、津波時・重畳時においても許容限界値以上となる。

また、津波時・重畳時の評価では地震後の地盤の剛性低下も引き継いでいないが、海側の埋戻土を考慮していないことや「9. 5. 2. (5) (b) 埋戻土の砂層の物性値を考慮した構造成立性評価結果」に示した砂層の影響が軽微であることを踏まえると、地盤剛性低下を引き継いでも照査結果の裕度の範囲内に収まると考えられる。

以上より、地震時の防潮堤及び地盤の残留ひずみが、防潮堤の構造成立性に与える影響を考慮しても構造成立性が確保されることを確認した。

第 9-27 表 地震時の残留ひずみを考慮したすべり安全率の照査結果

【照査条件】

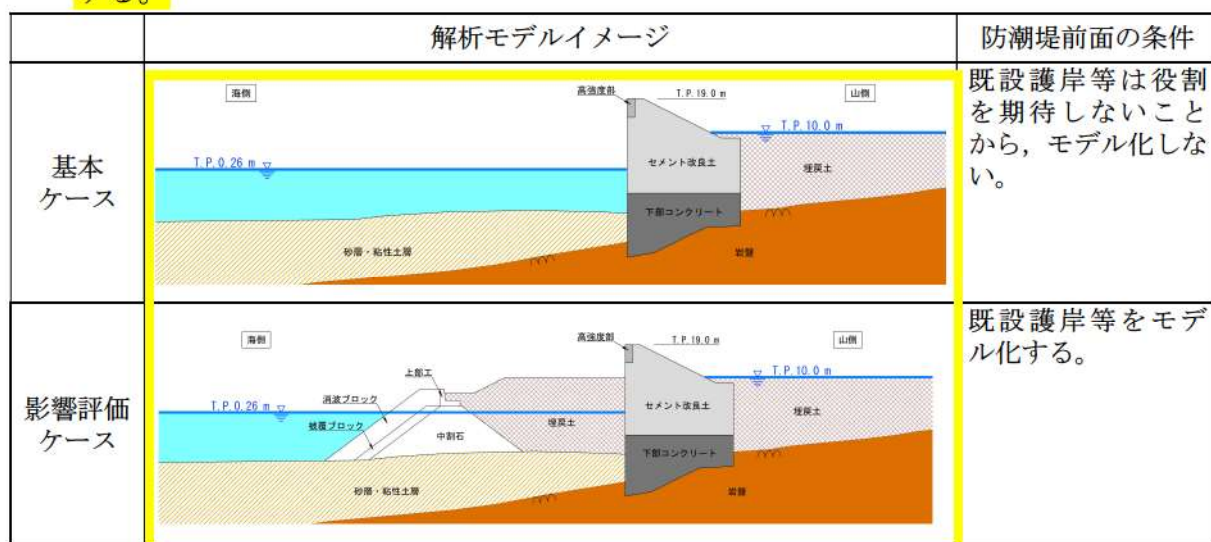
- ・評価部位：セメント改良土及び高強度部
- ・地震動：Sd1
- ・地震後に生じる防潮堤の滑動力*：約-800 kN（海側滑動）
- ・重畳時の 2 次元動的 FEM 解析から得られた滑動力には、海側から山側に生じる津波波力 9,300kN が含まれているが、津波波力による抵抗を無視するために、滑動力から津波波力を差し引き、地震後に生じる防潮堤の滑動力を足し合わせた保守的な評価を行う。

ケース	時刻 (s)	重畳時の最小すべり安全率			地震後に防潮堤に生じる滑動力を左記に加えた照査			判定 (1.2以上)
		滑動力* (kN)	抵抗力 (kN)	すべり 安全率	滑動力* (kN)	抵抗力 (kN)	すべり 安全率	
余震時	33.46	-5,272.0	44,933.2	8.52	-15,372.0 (=-5,272.0 -10,100)	44,933.2	2.92	OK

※：山側への滑動力を（+），海側への滑動力を（-）とする。

(d) 既設護岸，中割石，裏込石及び埋戻土を考慮した構造成立性評価結果

防潮堤前面に存在する既設護岸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に，影響評価ケースとして既設護岸，中割石，裏込石及び埋戻土（以降，「既設護岸等」という。）をモデル化した評価を行う。影響評価ケースでは，地震時において，基本ケースと同じ評価項目を満足し，既設護岸等の損傷状態にかかわらず，防潮堤の構造成立性を確保していることを確認する。ここで，基本ケース及び影響評価ケースの解析モデルイメージを第 9-48 図に示す。既設護岸等をモデル化した際の波及的影響を評価する際の既設護岸等のモデル化では，上部工を線形平面ひずみ要素，中割石をマルチスプリング要素，消波ブロック及び被覆ブロックを等分布荷重でモデル化する。なお，中割石及び裏込石の解析用物性値は暫定的に第 9-28 表に示すとおり設定しており，設計及び工事計画認可段階において，中割石及び裏込石の解析用物性値のばらつきによる影響評価を実施する。



第 9-48 図 既設護岸等をモデル化しない場合（基本ケース）とモデル化する場合（影響評価ケース）のイメージ図

第 9-28 表 影響評価に用いる中割石及び裏込石の解析用物性値

項目	物性値	捨石のモデル化における推奨方法 (FLIP 研究会検討結果 (事例編))	出典
せん断強度定数	$c=20$ (kN/m ²), $\phi=35$ (°)	$c=20$ (kN/m ²), $\phi=35$ (°)	「港湾の施設の技術上の基準 (公益社団法人日本港湾協会, 平成 19 年)」
最大減衰定数	$h_{max}=0.24$	$h_{max}=0.2\sim 0.3$	「FLIP 研究会検討結果 (事例編)」
初期せん断剛性	$G_0=0.18 \times 103$ (N/mm ²)	マウンド $V_s=300$ (m/s) 裏込石 $V_s=225$ (m/s)	「埋立地の液状化対策ハンドブック (改訂版) (沿岸開発技術研究センター, 平成 9 年)」
間隙水の体積弾性係数	$K_f=2.22 \times 104$ (kPa) (=22.20 × 103 (kN/m ²))	$K_f=2.22 \times 104$ (kPa) 以下の小さな値	「FLIP 研究会検討結果 (事例編)」

構造成立性評価断面において、既設護岸等をモデル化した波及的影響を評価した影響評価ケースのすべり安全率の照査結果を第 9-29 表に示す。

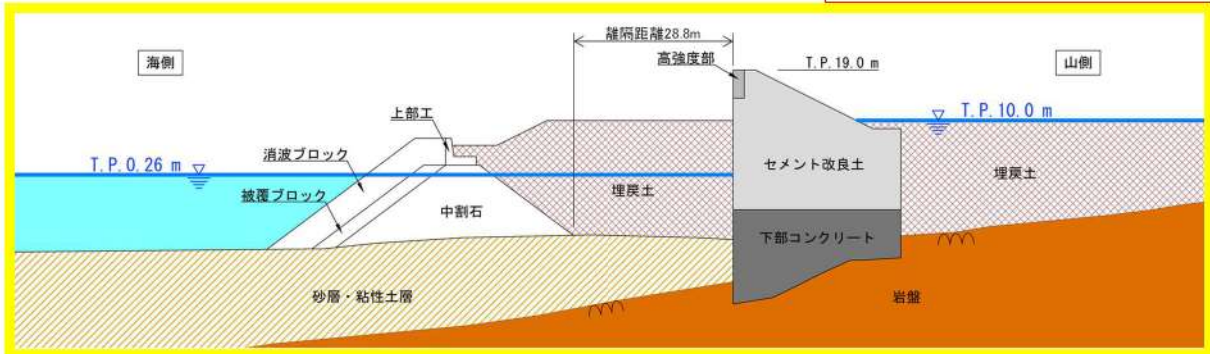
構造成立性評価断面において、既設護岸等をモデル化した波及的影響評価を行った結果、以下について確認した。

- ・基本ケース及び影響評価ケースにおいて、セメント改良土及び高強度部のすべり安全率は概ね同じであり、既設護岸等の有無が防潮堤の構造成立性に与える影響は小さい。
- ・セメント改良土及び高強度部に関して、基本ケースの最小すべり安全率発生時刻では、防潮堤が山側から海側に挙動しているのに対し、影響評価ケースの最小すべり安全率発生時刻では、防潮堤は海側から山側に挙動している。これは、第 9-49 図に示すとおり影響評価ケースでモデル化した既設護岸等が、防潮堤を山側に押す方向に作用したためである。
- ・下部コンクリートに関して、基本ケースと影響評価ケースにおいて最小すべり安全率が発生する時刻は概ね一致しており、この時刻において防潮堤は海側から山側に挙動している。この時、既設護岸等は、防潮堤が海側へ挙動する際に抵抗力として働くことから、既設護岸等をモデル化した影響評価ケースのすべり安全率は向上した。一方で、下部コンクリートは岩盤に根入れしていること、既設護岸等に接する範囲がセメント改良土及び高強度部より小さいことから、防潮堤が海側から山側に挙動する際に既設護岸等の影響が小さく、最小すべり安全率発生時刻に大きな差異は生じていない。
- ・既設護岸等の海側から山側方向への最大変位量(0.2 mm)は、防潮堤と既設護岸の離隔距離(28.8m)以内の変位量であり、防潮堤法肩における海側から山側への最大変位量(27.3 mm)を考慮しても、地震時における防潮堤への波及的影響はない。

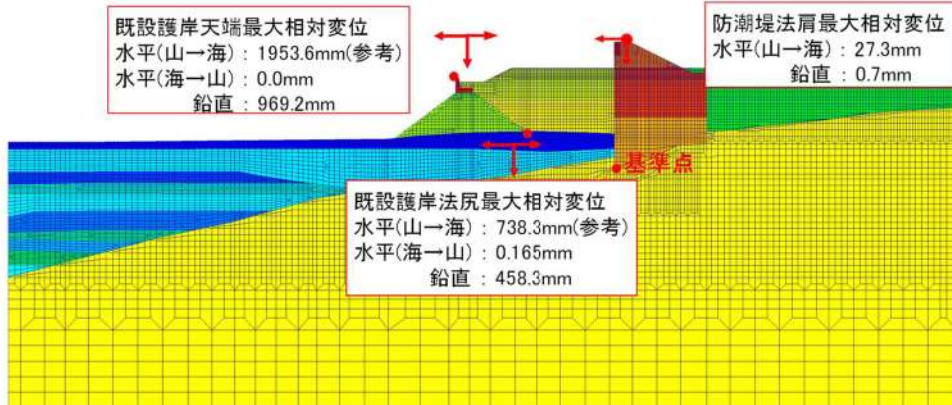
以上のことから、既設護岸等を考慮しても構造成立性が確保されていることを確認した。

第 9-29 表 影響評価ケースのすべり安全率の照査結果

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以上)
基本ケース	セメント改良土 及び高強度部	Ss3-5	16.77	3.85	OK
影響評価ケース		Ss3-5	6.83	3.79	OK
基本ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	7.44	OK
影響評価ケース		Ss3-5	16.78	8.47	OK

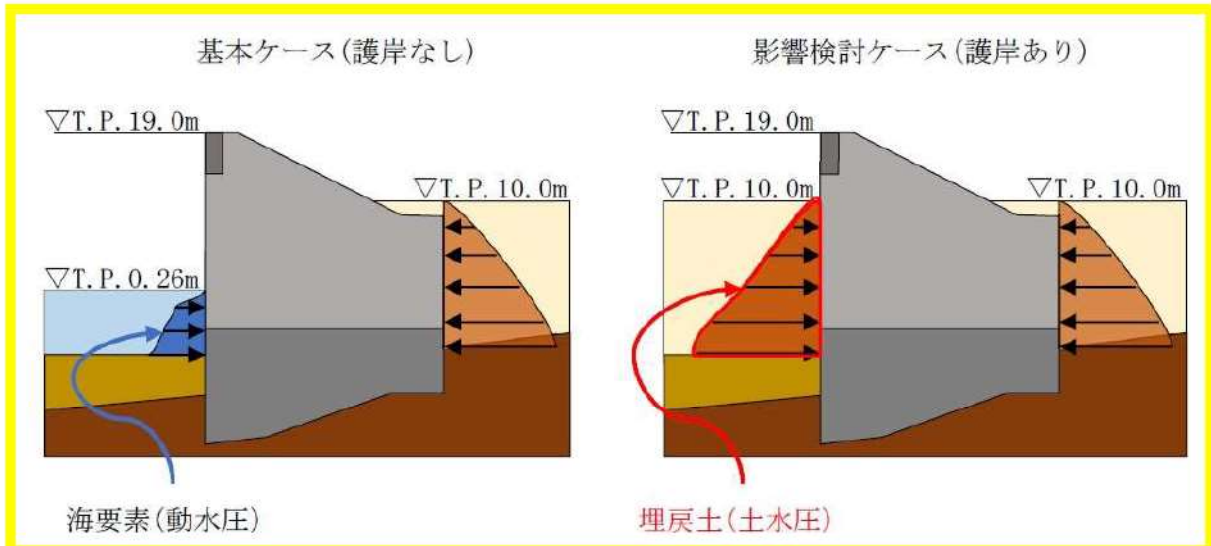


防潮堤(標準部)の既設護岸等の離隔距離



防潮堤(標準部)の既設護岸の全時刻最大の変位量

第 9-49 図 防潮堤 (標準部) と既設護岸の離隔距離及び既設護岸の全時刻最大の変位量



第 9-50 図 基本ケースと影響検討ケースの海側の作用荷重の違い

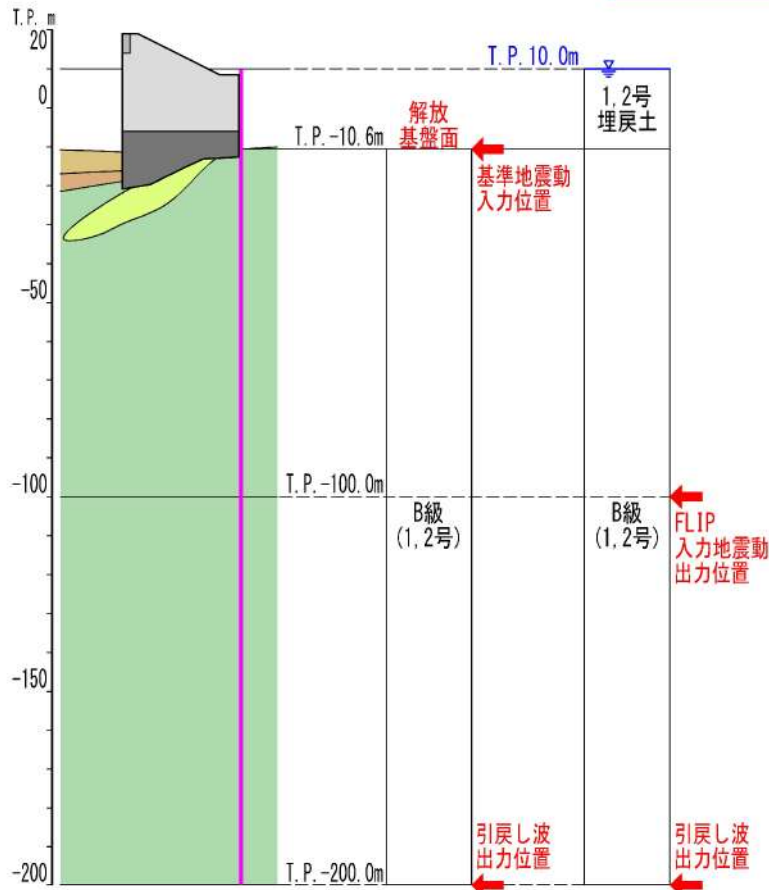
(e) 防潮堤背面の埋戻土の土圧による影響の確認

構造成立性評価地震波は防潮堤前面位置における1次元波動論による地震応答解析結果（水平最大加速度，水平最大相対変位，水平最大せん断応力，最大せん断ひずみ）を踏まえて選定しているが，防潮堤背面の埋戻土の土圧は構造成立性評価地震波（Ss3-5）以外の地震波が卓越する可能性があるため，第9-51図に示すとおり防潮堤背面位置において埋戻土をモデル化した1次元地震応答解析により土圧を確認する。防潮堤背面の埋戻土により作用する土圧は，1次元地震応答解析結果の相対変位及び等価せん断弾性係数から算出した水平方向地盤反力係数を用いて，下式から算出する。

$$P = \delta \times k_H$$

ここで， P ：地震時土圧（ kN/m^2 ）， δ ：相対変位（ m ）， k_H ：水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）とする。

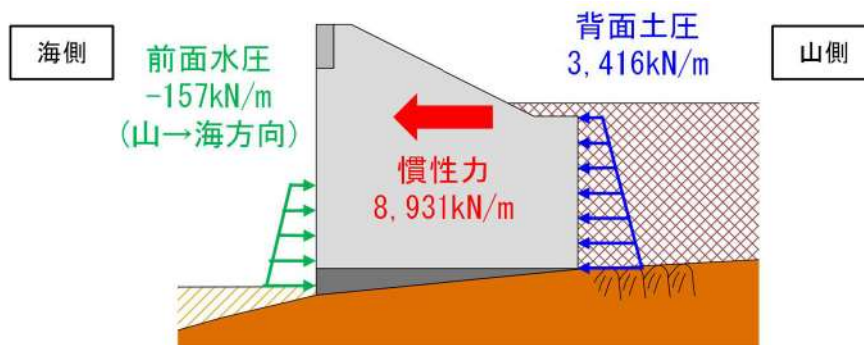
地震時の2次元動的FEM解析結果から，第9-30表に示すとおり防潮堤に作用する滑動力のうち，防潮堤の慣性力が約75%を占めており，残り25%が防潮堤背面の埋戻土による土圧であるため，防潮堤に作用する主体的な荷重は慣性力である。そのため，防潮堤の構造成立性評価地震波の選定では，防潮堤の構造成立性に影響の大きい水平最大せん断応力及び最大せん断ひずみに着目した。一方で，防潮堤背面の土圧の影響の観点から踏まえて構造成立性を確認した。防潮堤背面位置において埋戻土をモデル化した1次元地震応答解析結果として，相対変位，等価せん断弾性係数，水平方向地盤反力係数及び地震時土圧を第9-52図に示す。防潮堤背面に作用する地震時土圧は，第9-52図に示す地震時土圧の面積で表され，最も土圧が大きいのはSs1であり，Ss3-5の土圧の1.13倍である。これより，1次元地震応答解析で簡易的に求められたSs1の土圧を用いた影響検討ケースにおいて，セメント改良土及び高強度部のすべり安全率による評価を行っても，第9-30表に示すとおり構造成立性に及ぼす影響は小さいことを確認した。

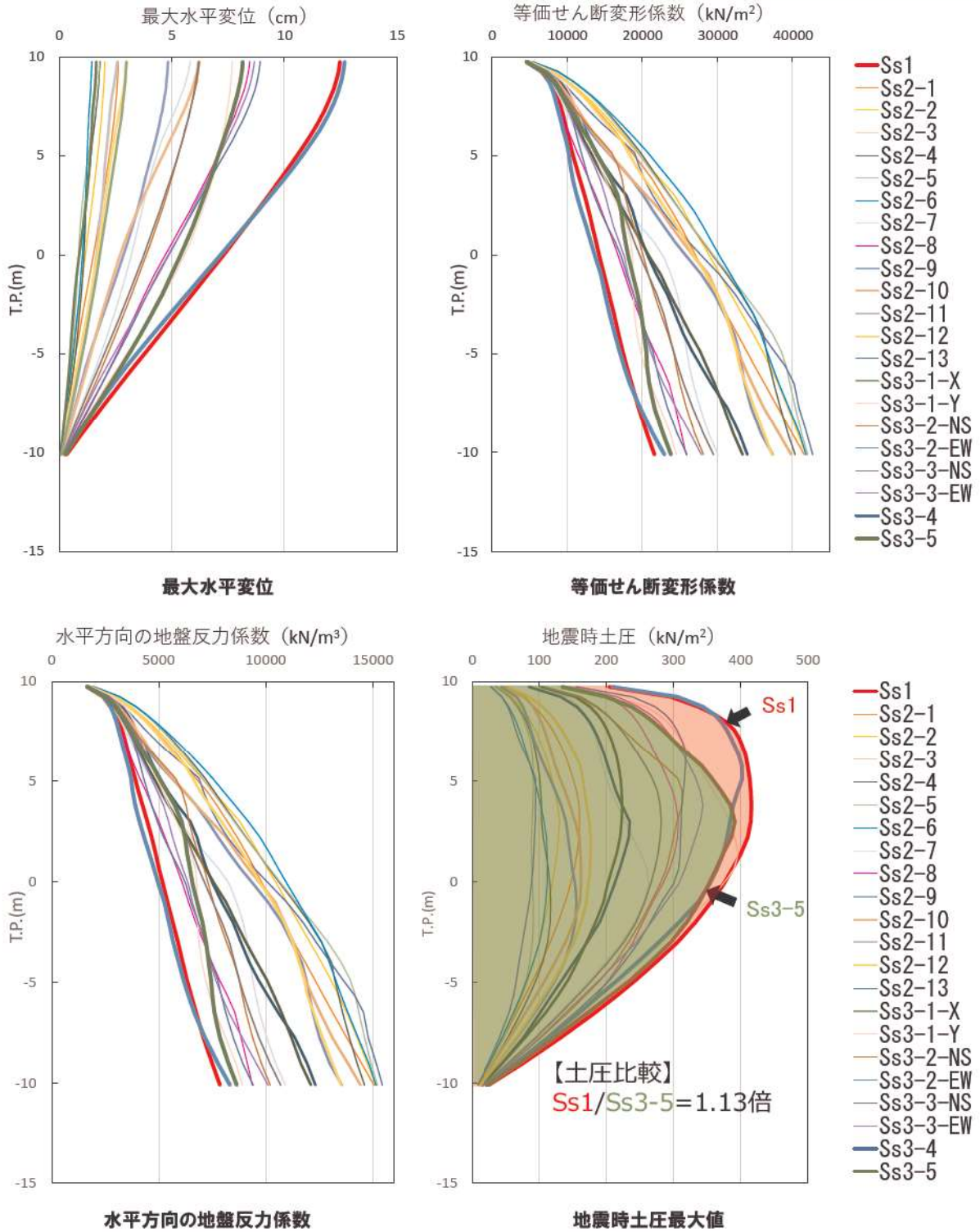


第 9-51 図 1次元波動論による地震応答解析モデル（防潮堤背面の埋戻土）

第 9-30 表 Ss1 の土圧を考慮したセメント改良土及び高強度部の
すべり安全率照査結果

	すべり 安全率	滑動力 (kN/m)			
		合計 ①+②+③	前面水圧 ①	慣性力 ②	背面土圧 ③
基本ケース (Ss3-5)	3.85	12,111	157	8,931	3,023
影響検討ケース	3.72	12,504	157	8,931	3,416





第 9-52 図 防潮堤背面位置において埋戻土をモデル化した
1次元地震応答解析結果

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。

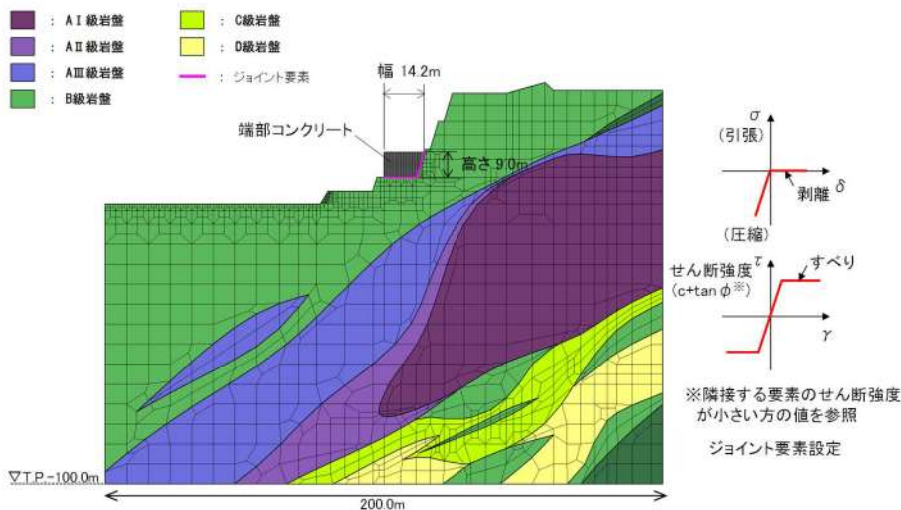
(1) 解析モデルと入力地震動（各ケース共通）

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。

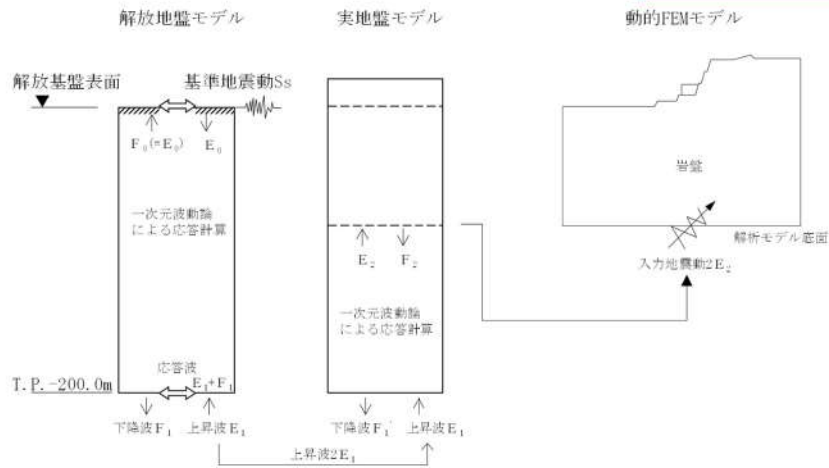
$$\text{最大要素高さ } h \text{ (m)} = \frac{1}{5} \times \frac{\text{地盤のせん断波速度 } V_s \text{ (m/s)}}{\text{地盤毎の振動数 } f \text{ (Hz)}}$$

- ・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 9-53 図に示すようにジョイント要素を設定する。



第 9-53 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 9-54 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。

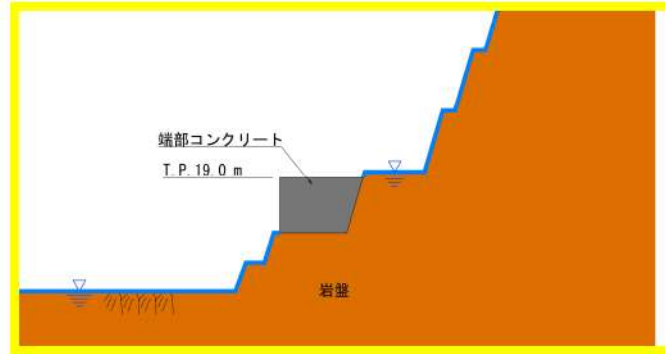


第 9-54 図 解析モデル及びジョイント要素の設定

- ・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 9-55 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。
- 防潮堤は難透水性の材料で構築することから，堤体内部に地下水位は存在しない。解析上は，前面の海水位が防潮堤（端部）の底面高さより低いことから，防潮堤（端部）の天端と下面の高さ分の静水圧を防潮堤底面の揚圧力として作用させている。



第 9-55 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 9-31 表に示す。

第 9-31 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・重畳時

防潮堤（端部）の構造成立性は以下の理由から地震時のみ確認し，津波時及び重畳時の評価結果は設計及び工事計画認可段階において示す。

【地震時】

防潮堤（端部）の地震時における構造成立性は，背面の岩盤の押し出しによる影響を評価するために，防潮堤（端部）の構造成立性評価断面で確認する。

【津波時，重畳時】

防潮堤（端部）の津波時及び重畳時における構造成立性は，「6. 4. 2. (2)

津波時・重畳時（津波＋余震時）の検討」に示したとおり，防潮堤（端部）より厳しい評価条件となる防潮堤（標準部）の構造成立性評価断面で確認する。

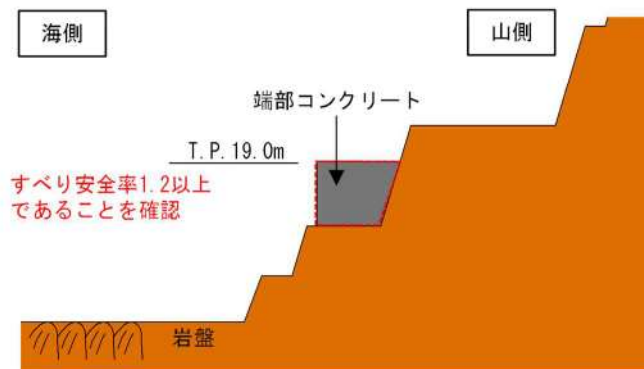
（４）評価条件（端部コンクリート）

- ・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 9-32 表に，2次元動的FEM解析での確認概要を第 9-56 図に示す。

第 9-32 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次元静的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 9-56 図 2次元動的FEM解析での確認概要

（５）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 ($f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$) を用いることや防潮堤（標準部）よりも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）の評価に代表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。

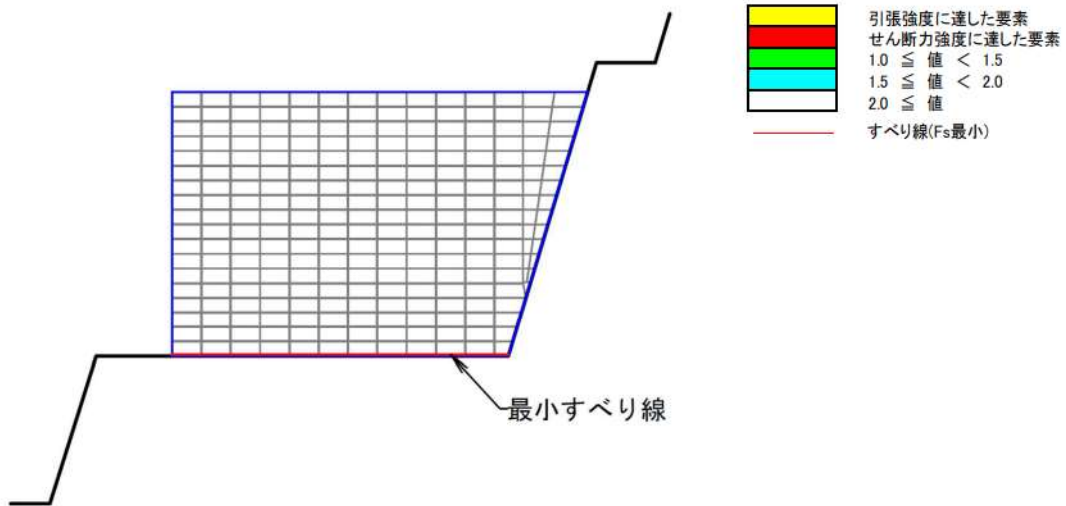
9. 5. 2. 防潮堤（端部）の構造成立性検討結果

(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 9-33 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-57 図に示す。

第 9-33 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以上)
端部コンクリート	Ss3-5	16.10	18.26	OK



第 9-57 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 F_s が1.2以上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（ $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ ）を用いるため抵抗力が大きく、津波荷重が防潮堤（標準部）と比較して小さいことから、端部コンクリートの変位や止水ジョイントに生じる荷重は小さい。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）の評価に代表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

- ・ 泊発電所防潮堤の設計方針に基づき、防潮堤の構造成立性について確認した。
- ・ 設置変更許可段階において、基本設計の成立性を確認するため、防潮堤の基本構造が（第三条^{※1}，第四条，第五条）に適合する見通しであること（構造成立性）を示すため、防潮堤の各部位の役割に対する性能目標を定めて、地震時，津波時及び重畳時において損傷モードを想定しても構造成立性が確保されることを確認した。
- ・ 以上の検討から，防潮堤は要求性能を喪失せず，基本構造が設置許可基準規則の各条文（第四条，第五条）に適合する見通し（構造成立性）を確認した。
- ・ なお，荷重等の評価条件は現時点のものであり，今後変更となった場合は設計に反映することとする^{※2}。

※1：本資料は，主に第四条，第五条への適合性についてまとめている。第三条の適合性については，基礎地盤の安定性評価の審査において説明する。

※2：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の実施により対応する。

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。

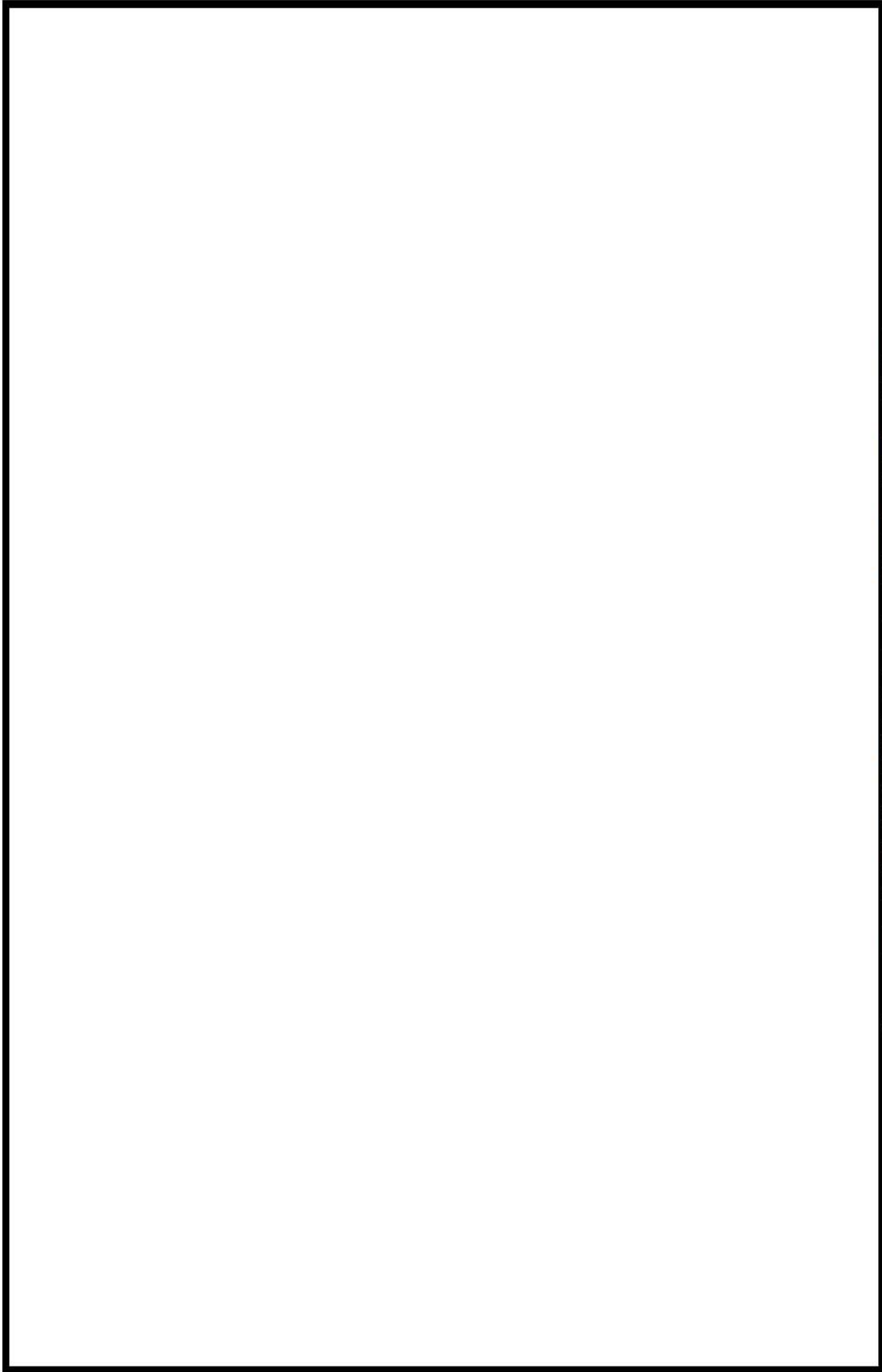
「施工品質向上に関わる要因」については、「施工スペース確保」を検討した。

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。

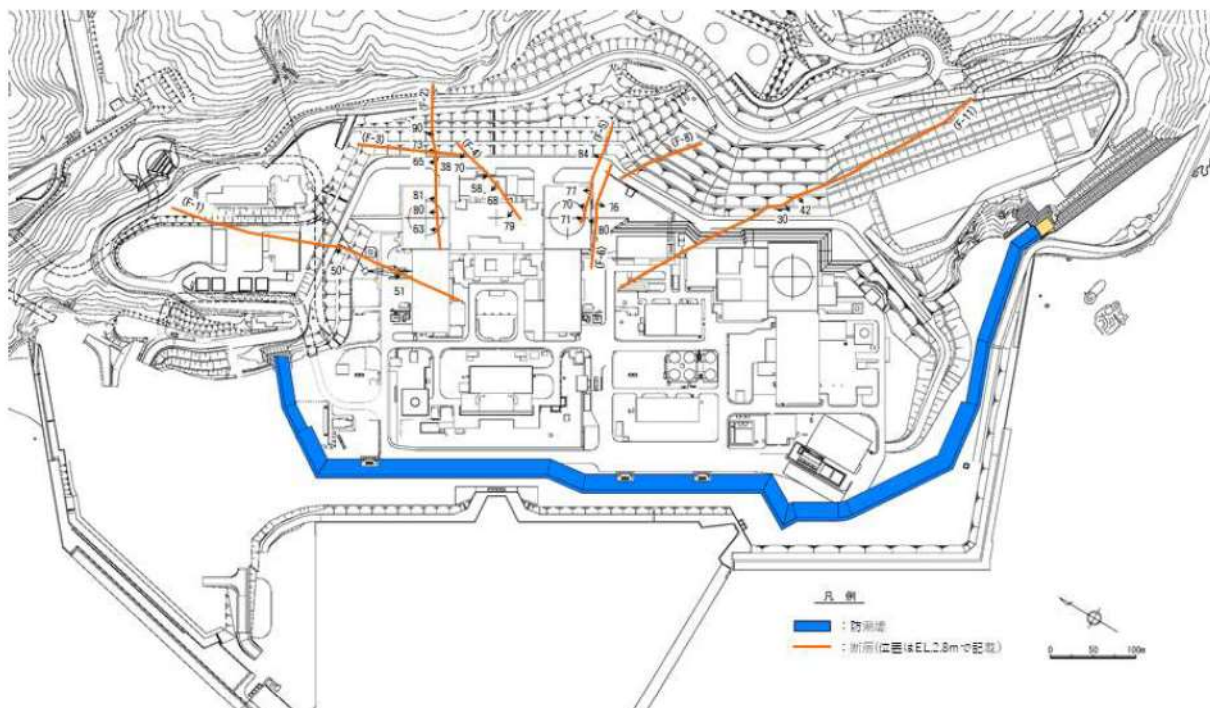


第 1-1 図 津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の位置図

□ 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

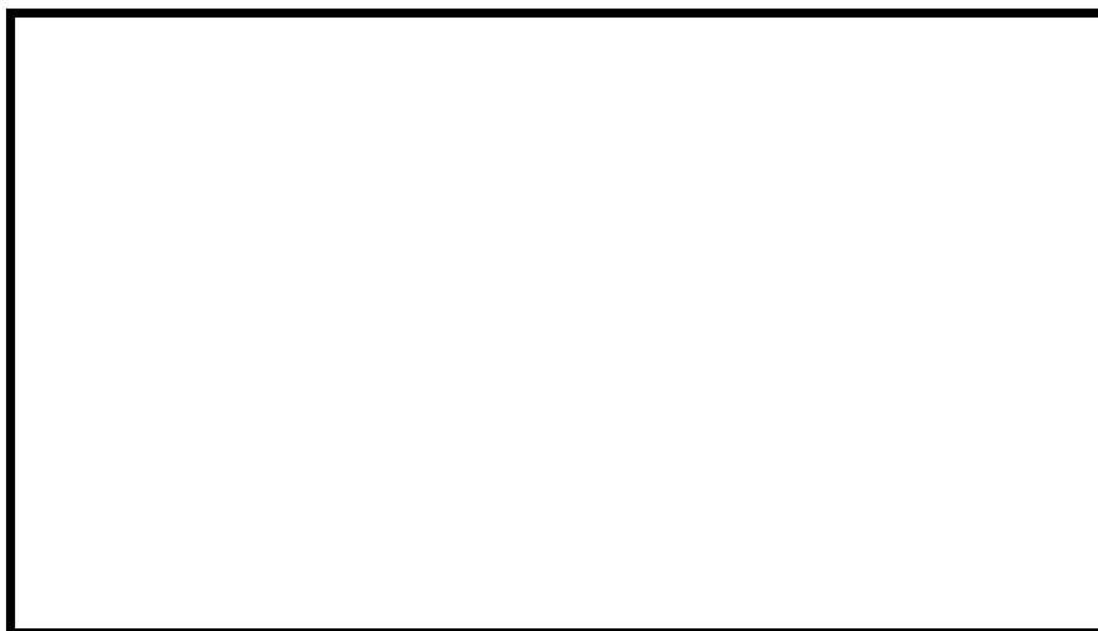
敷地に認められる断層の位置図を第 1-2 図に示す。敷地に認められる11条の断層は、耐震設計上考慮するものではなく、また、防潮堤の設置位置に出現しない。



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

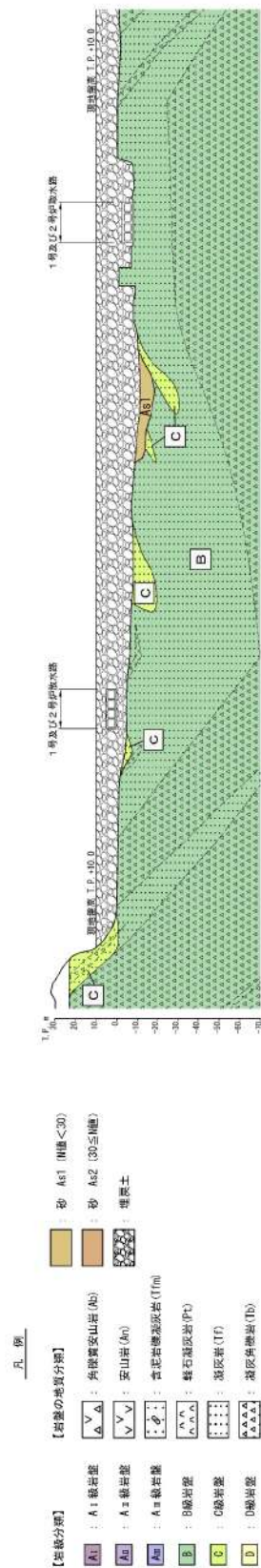
防潮堤平面線形決定理由は、第1-3図～第1-14図のとおりである。



第 1-3 図 防潮堤の区間割

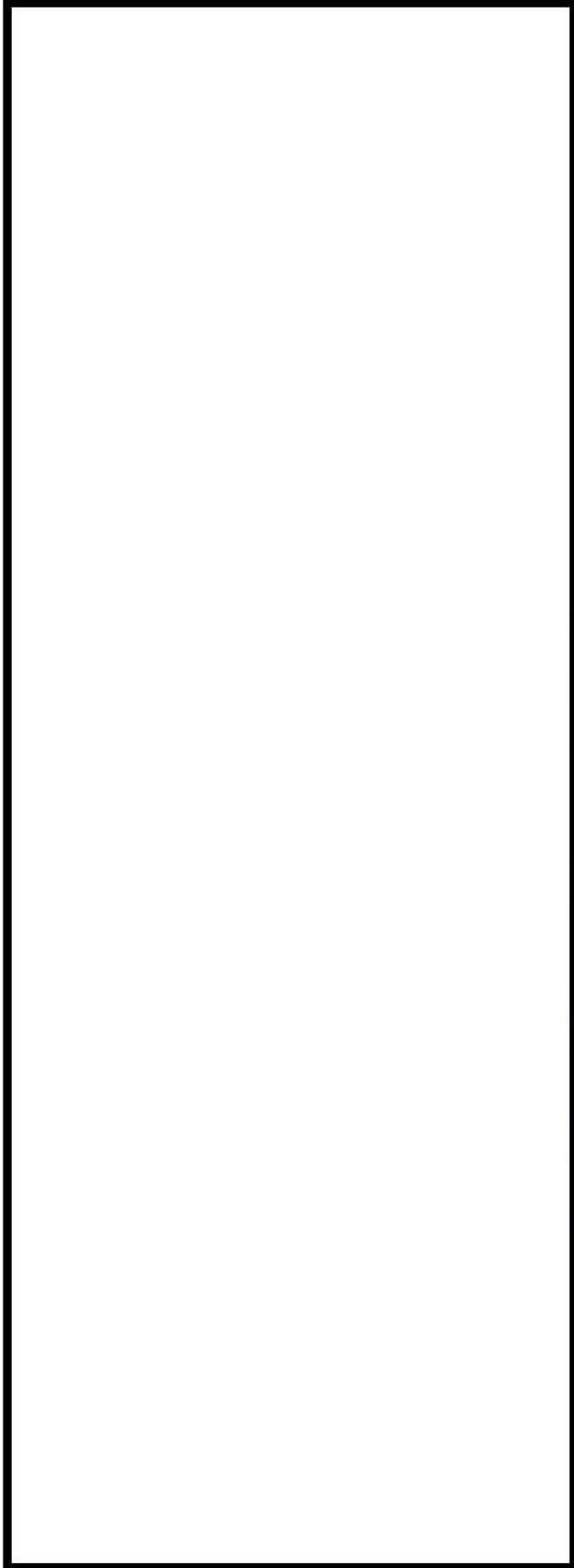
□ 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

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

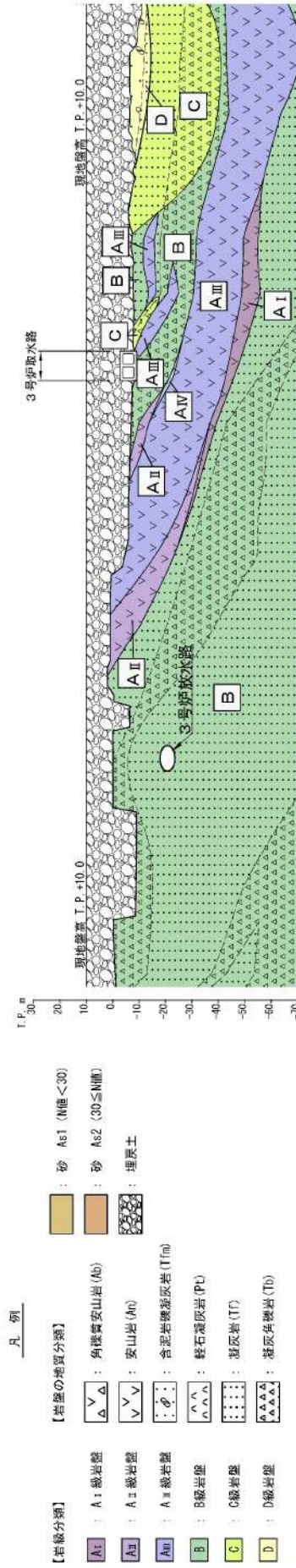


第 1-5 図 ①区間の地質縦断面図

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。

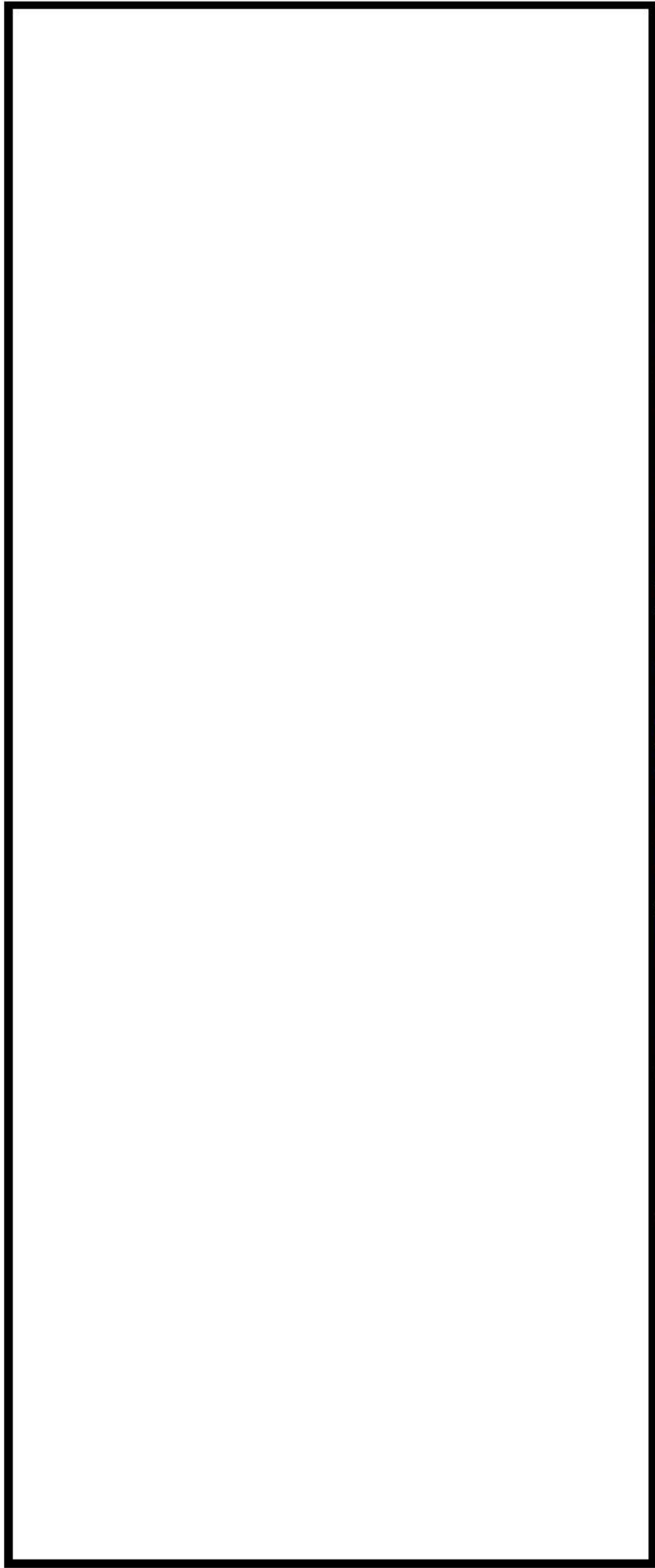


第 1-6 図 ②区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置

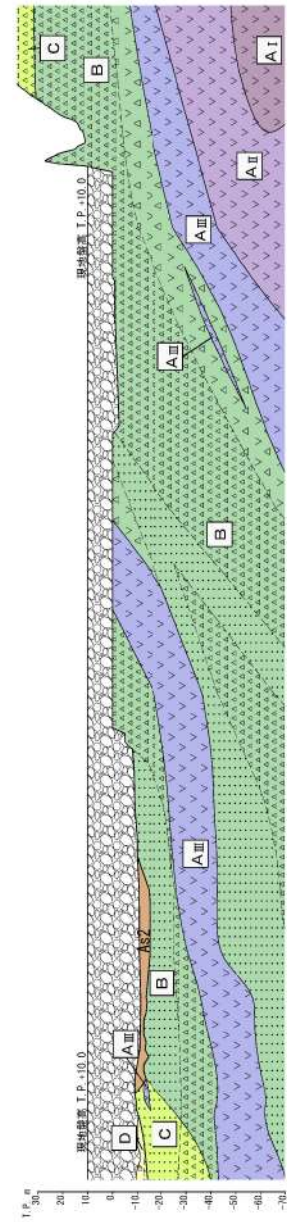


第 1-7 図 ②区間の地質縦断面図

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。

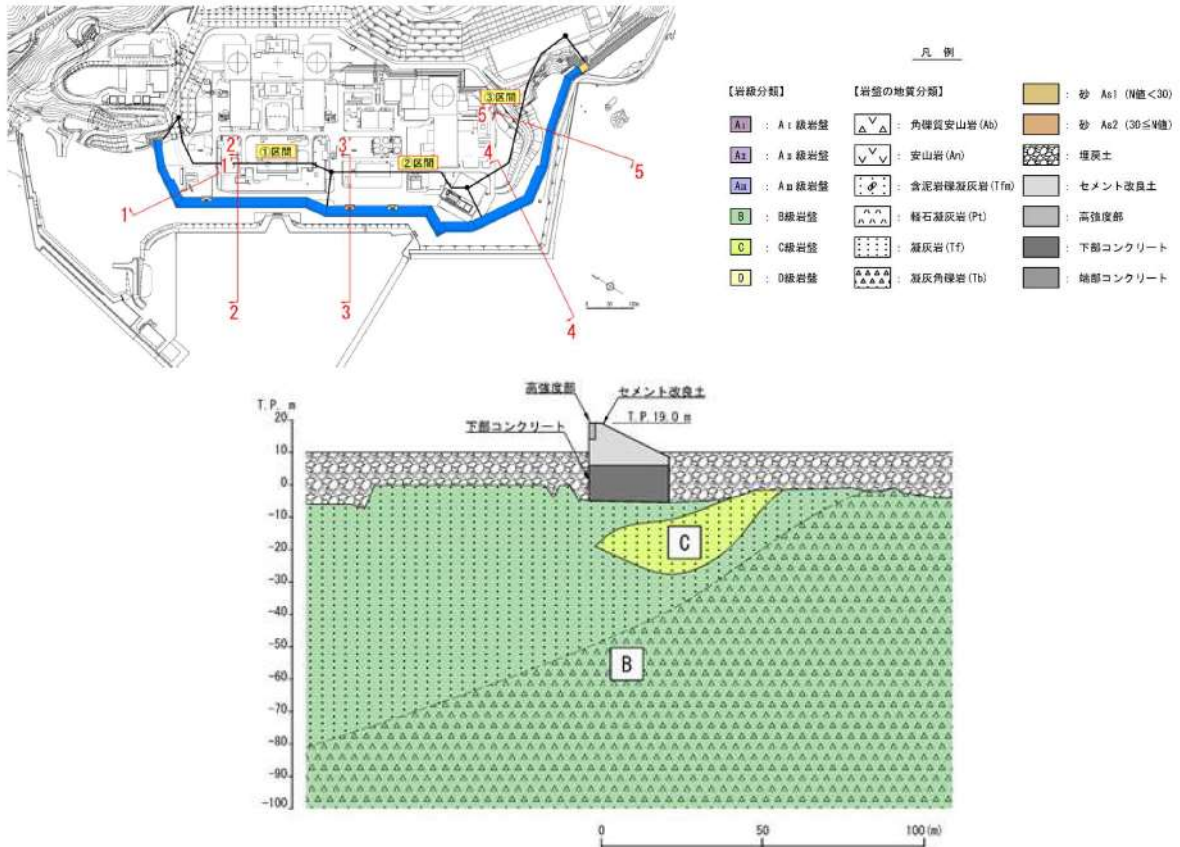


第 1-8 図 ③区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置

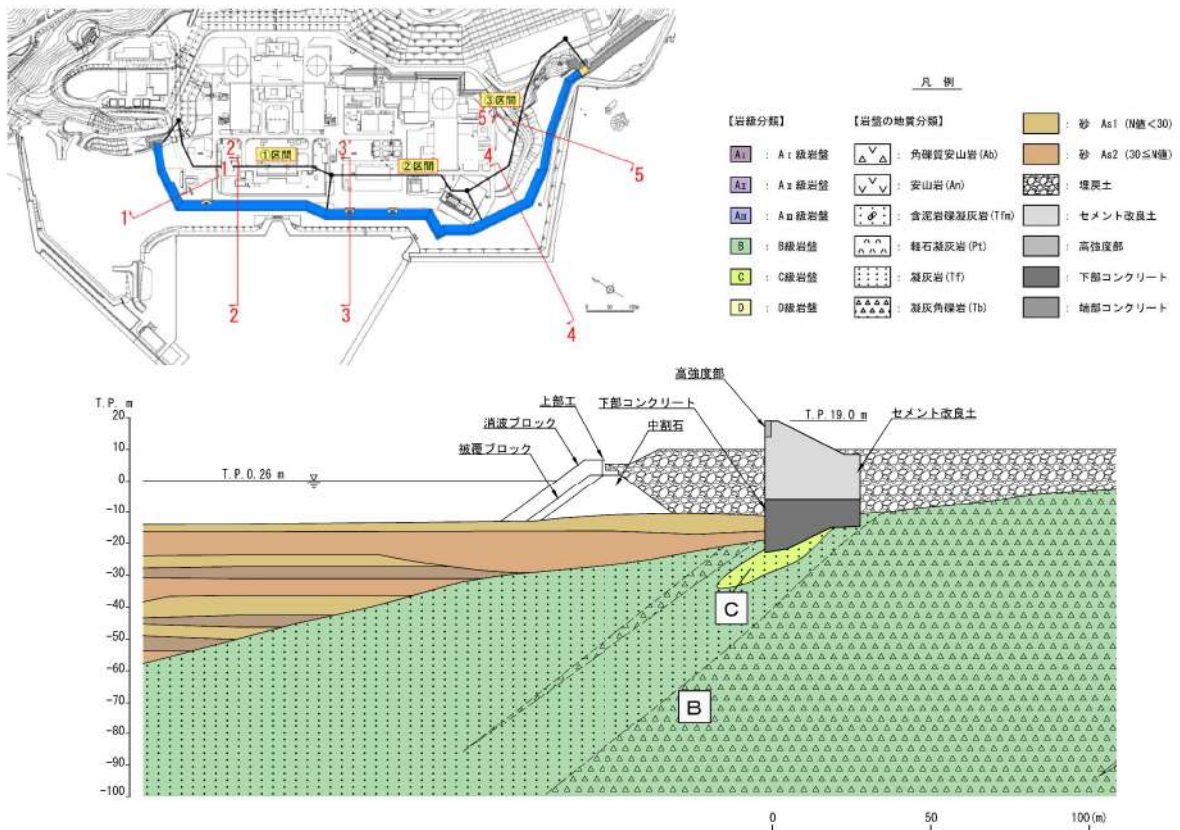


第 1-9 図 ③区間の地質縦断面図

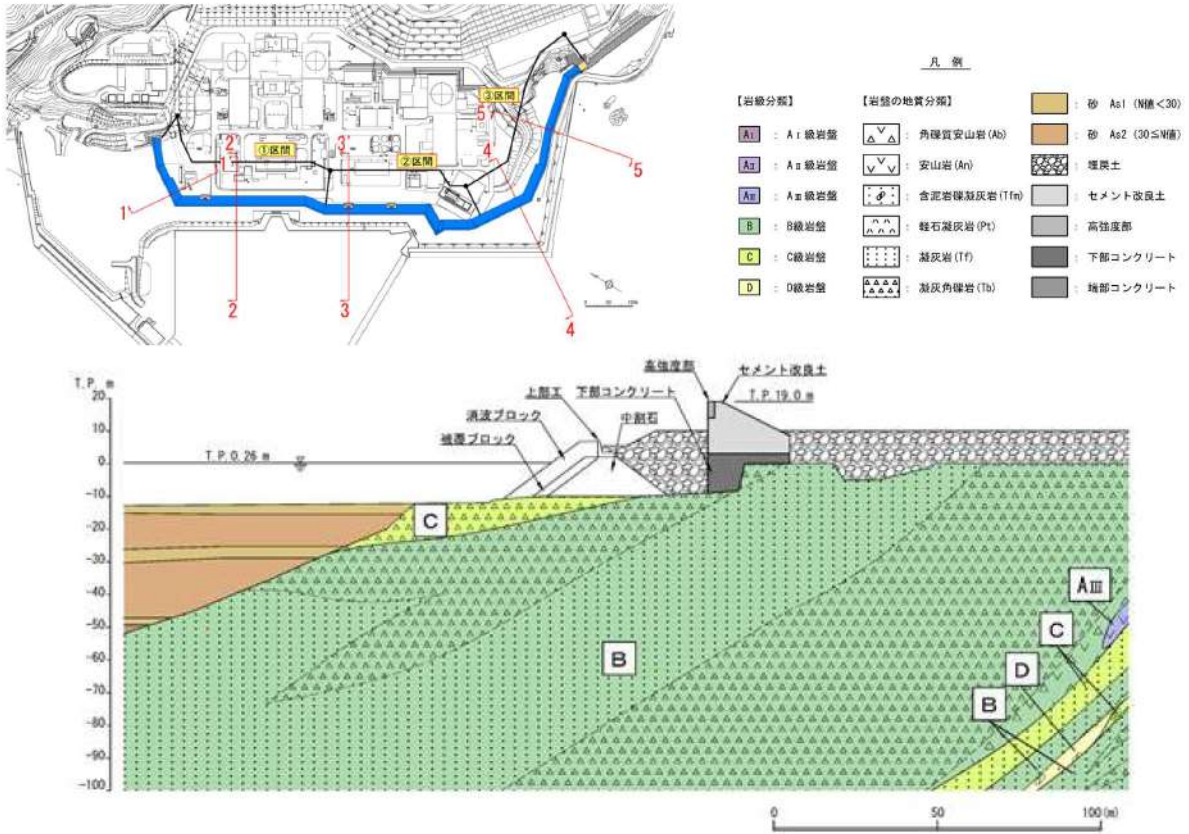
枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



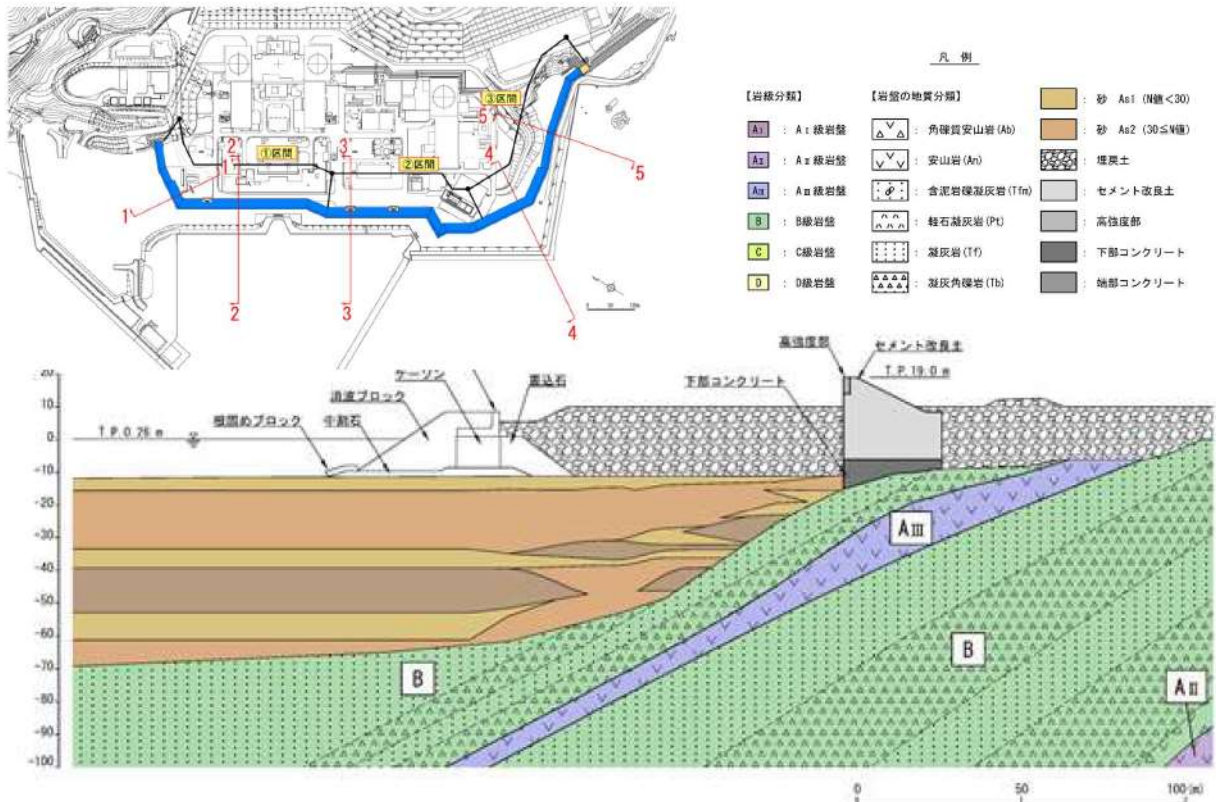
第 1-10 図 地質縦断図 (1-1')



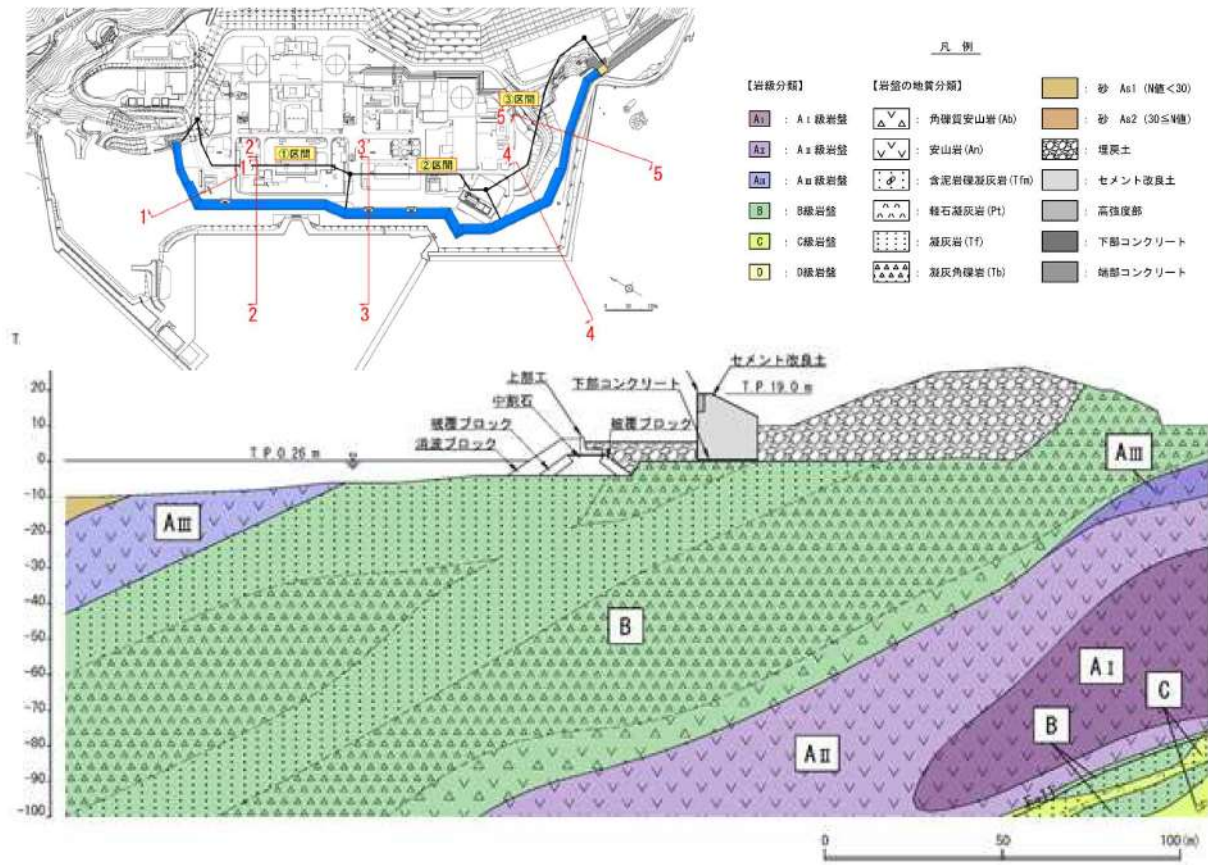
第 1-11 図 地質縦断図 (2-2')



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

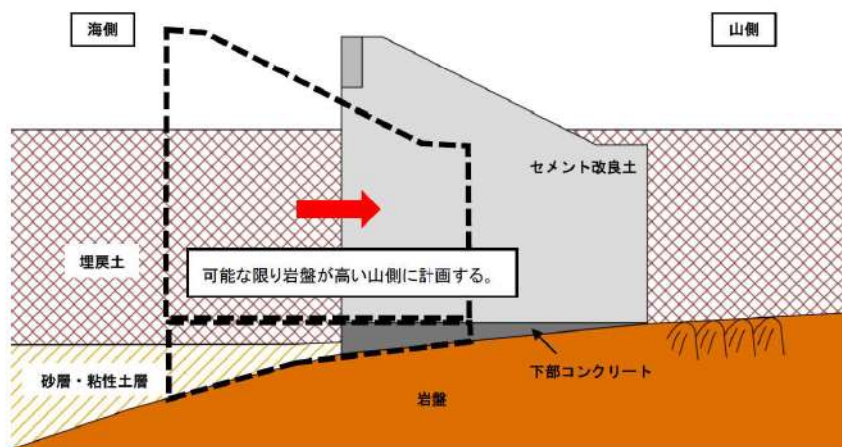
2. 1. 防潮堤（標準部）

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。

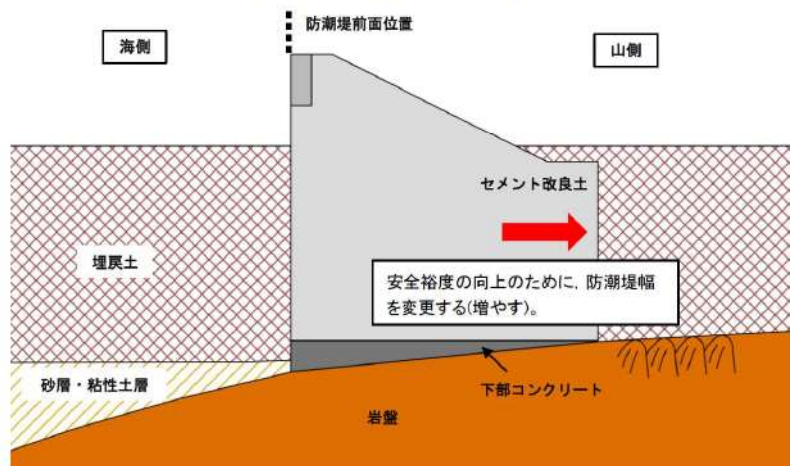
防潮堤のうち、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号炉取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周辺の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤の幅を増やすことで安全裕度の向上が可能である。

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）

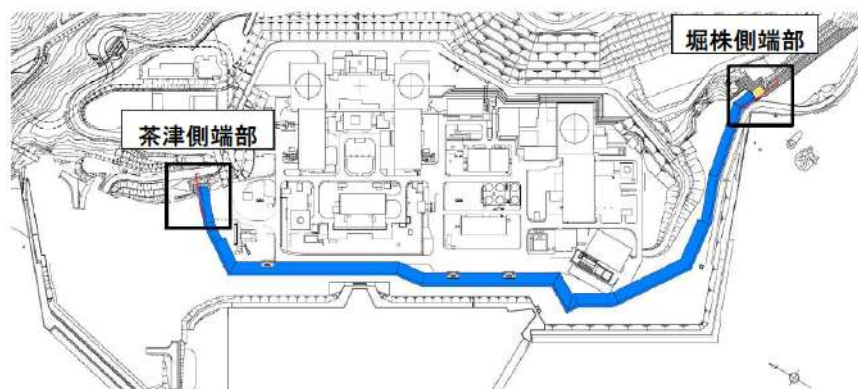
防潮堤（端部）の位置図を第 2-3 図に、平面図を第 2-4 図に、地質縦断図を第 2-5 図に示す。

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。

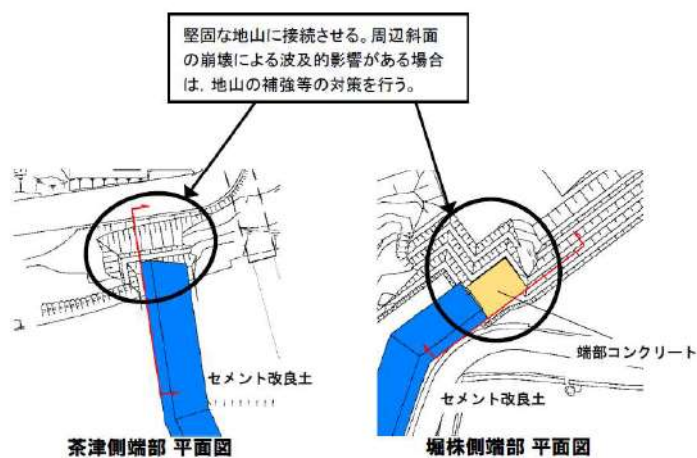
岩盤の解析用物性値及び周辺斜面としての安定性評価は、「基礎地盤および周辺斜面の安定性評価」において説明する。

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

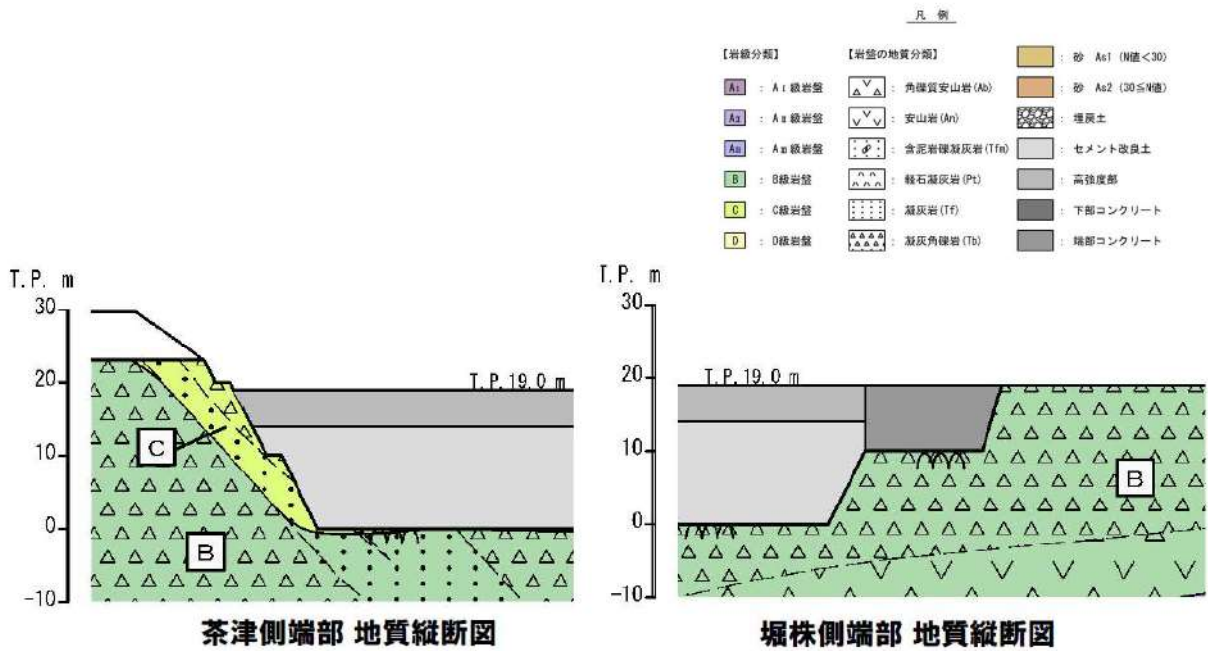
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
①	防潮堤周囲の地質状況	<ul style="list-style-type: none"> ・地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・防潮堤平面線形形状（海側線形）は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。



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。

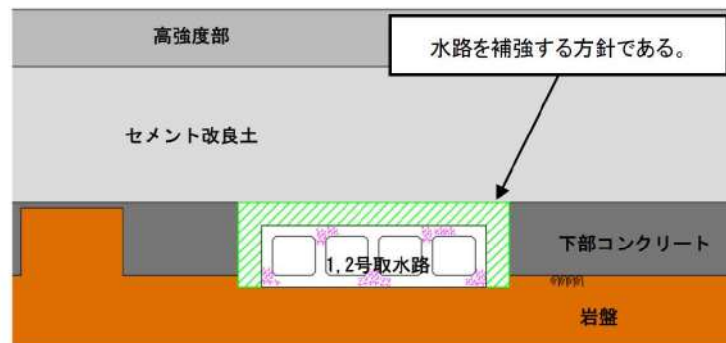
なお、防潮堤と水路（1号及び2号炉放水路、3号炉取水路）を直交させることにより生じる屈曲部の評価方針は、「5. 5. (3) 構造成立性評価における屈曲部の評価方針」に示す。

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

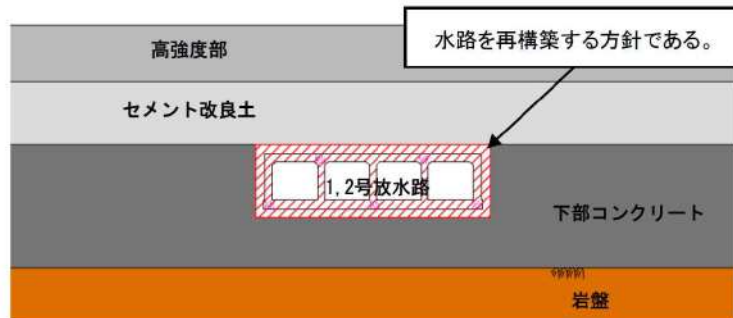
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
②	取放水路との横断方法	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤を横断する取放水路の評価について、波及的影響の範囲を最小とするため、防潮堤と取放水路は直交させる。 取放水路に防潮堤による上載荷重が作用するため、防潮堤が横断する部分の1号及び2号炉放水路は再構築し、1号及び2号炉取水路は補強することで各水路の構造強度を確保する。



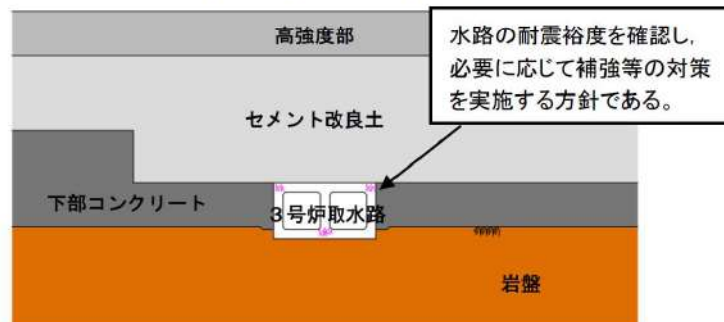
第 2-6 図 取放水路横断部の位置図



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。

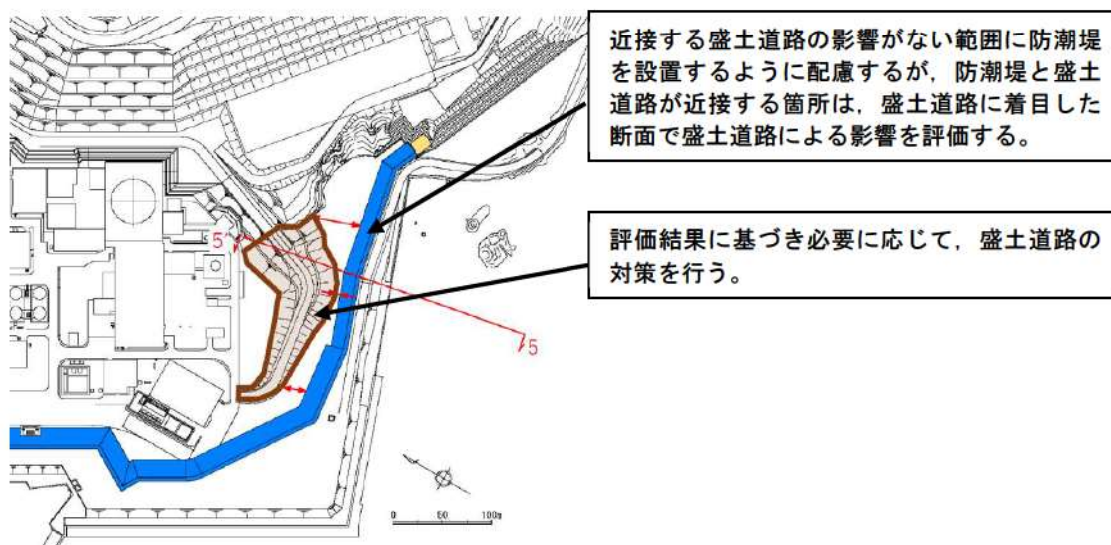
2. 4. 盛土道路周辺

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。

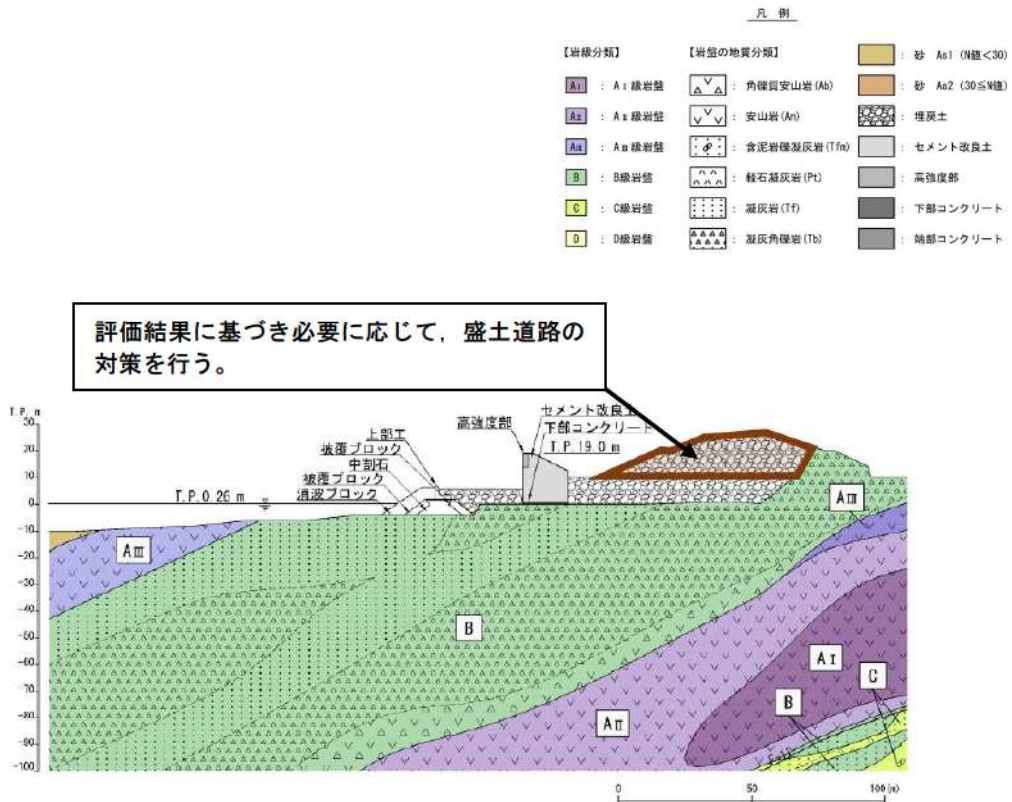
堀株側の防潮堤の山側に位置する盛土道路は、防潮堤への波及的影響の観点から「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」において耐震性を評価する。評価結果に基づき、必要に応じて盛土道路の対策を行う。

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

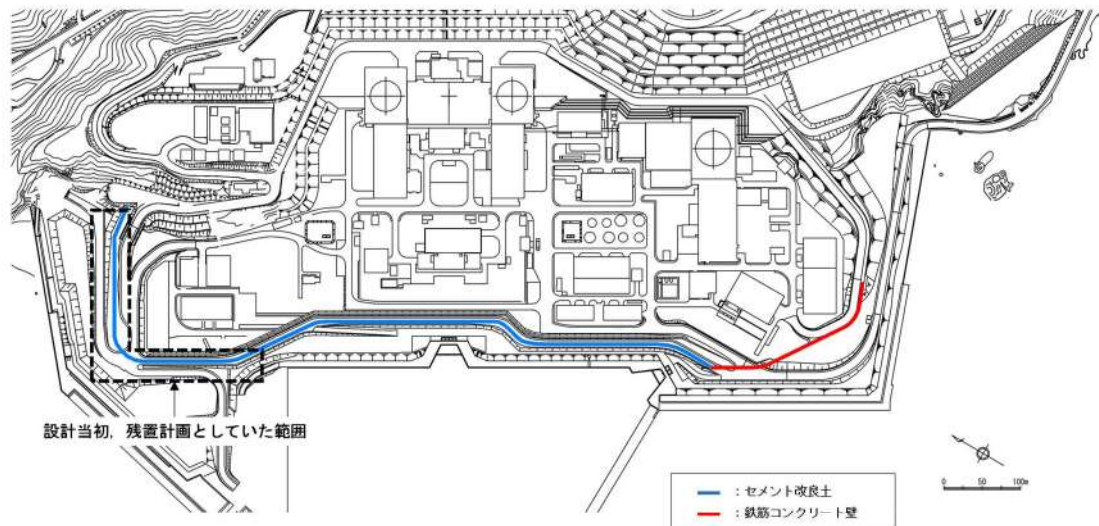


第 2-11 図 防潮堤と盛土道路の地質断面図 (5-5' 断面)

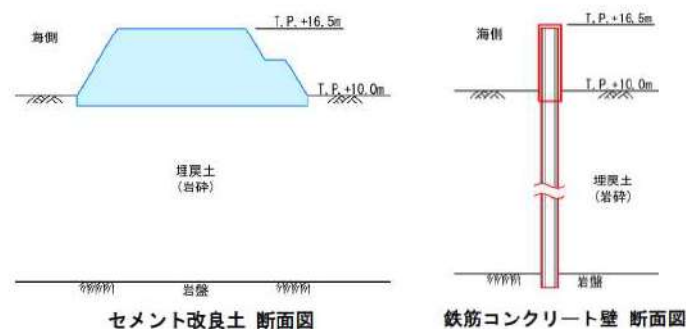
防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について

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

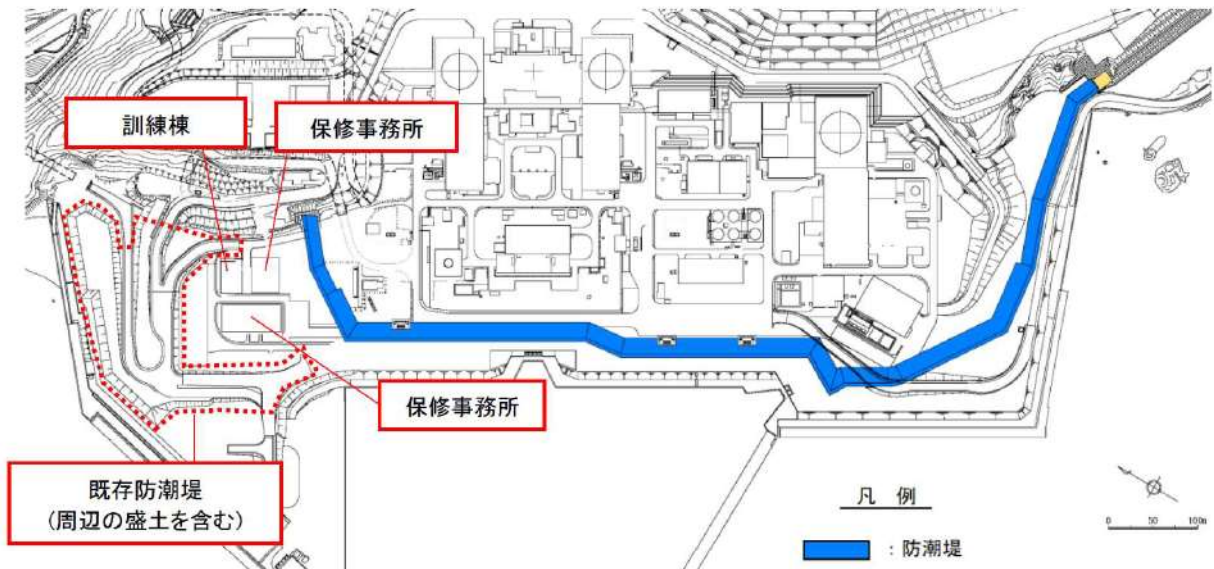
2. 既設防潮堤の撤去及び新設する防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について

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。

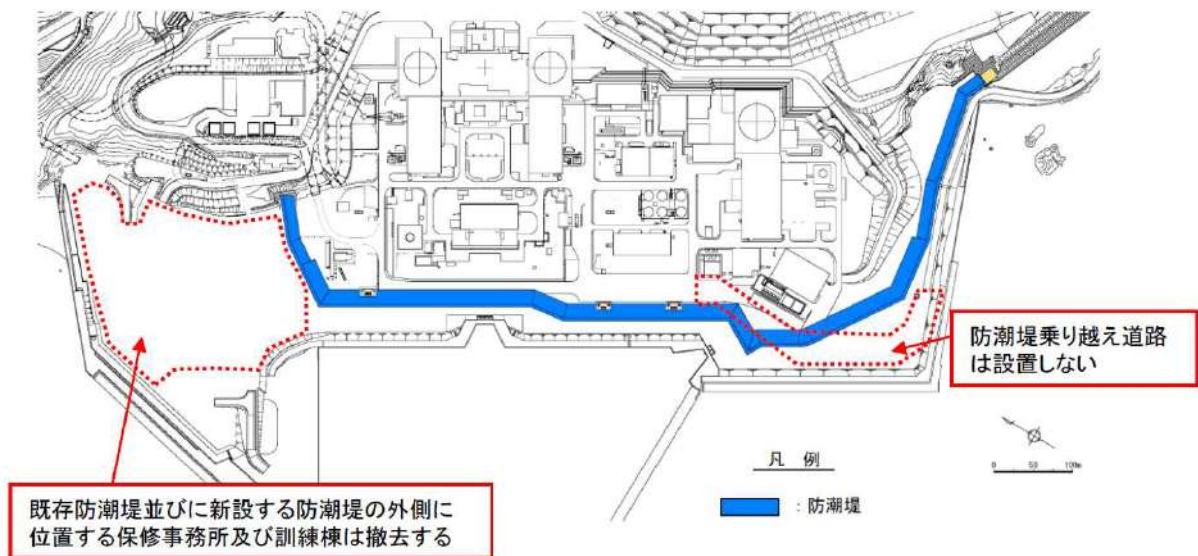
設計当初、既設防潮堤は一部を残置する方針としていたが、残置した既設防潮堤が地震により損傷した場合の新設防潮堤への波及的影響を定量的に評価することが困難という判断に至ったことから、既設防潮堤は全線撤去する。

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)

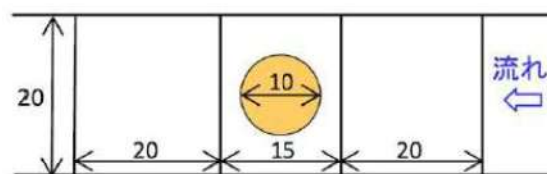
セメント改良土の耐浸食性・耐洗堀性について

1. セメント改良土の耐浸食性・耐洗堀性について

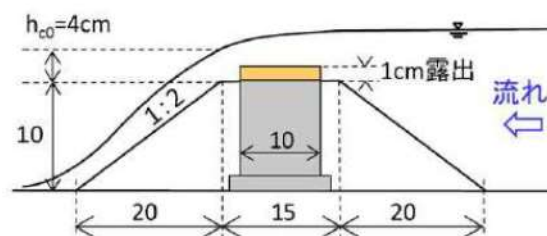
セメント改良土の耐浸食性及び耐洗堀性について、文献を参照して検討を行った結果、防潮堤のセメント改良土は、浸食及び洗堀に対して耐性を持つことを確認した。検討結果を以下に示す。

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

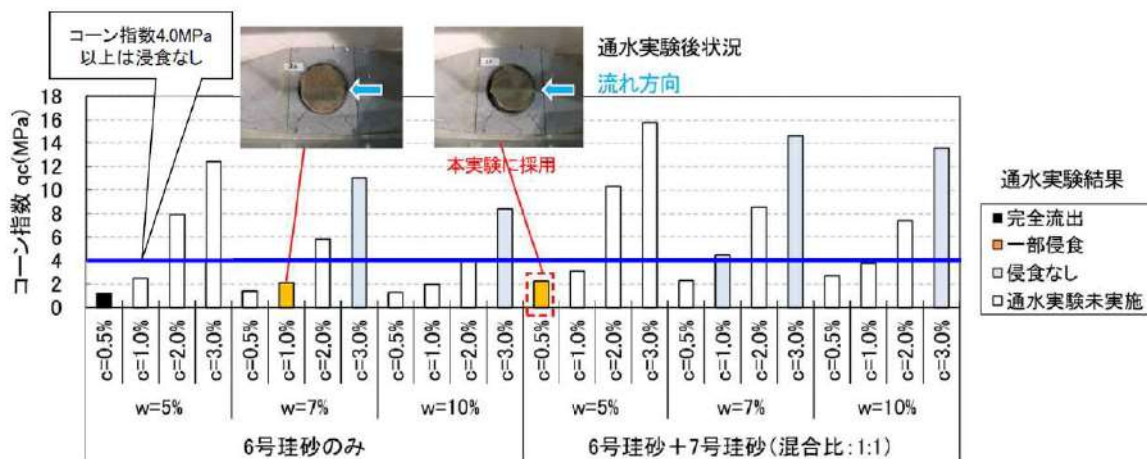
「本田隆英，織田幸伸，伊藤一教，石井裕泰，高島知行：貧配合セメント混合土を用いた海岸堤防の粘り強さに関する実験的研究，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.70, No.2, I981_I985, 2014」によると，第1図及び第2図のとおり，セメント混合土は，強度がある一定($q_c=4.0\text{MPa}$)以上となると，越流による浸食が見られないことが分かる。



(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。

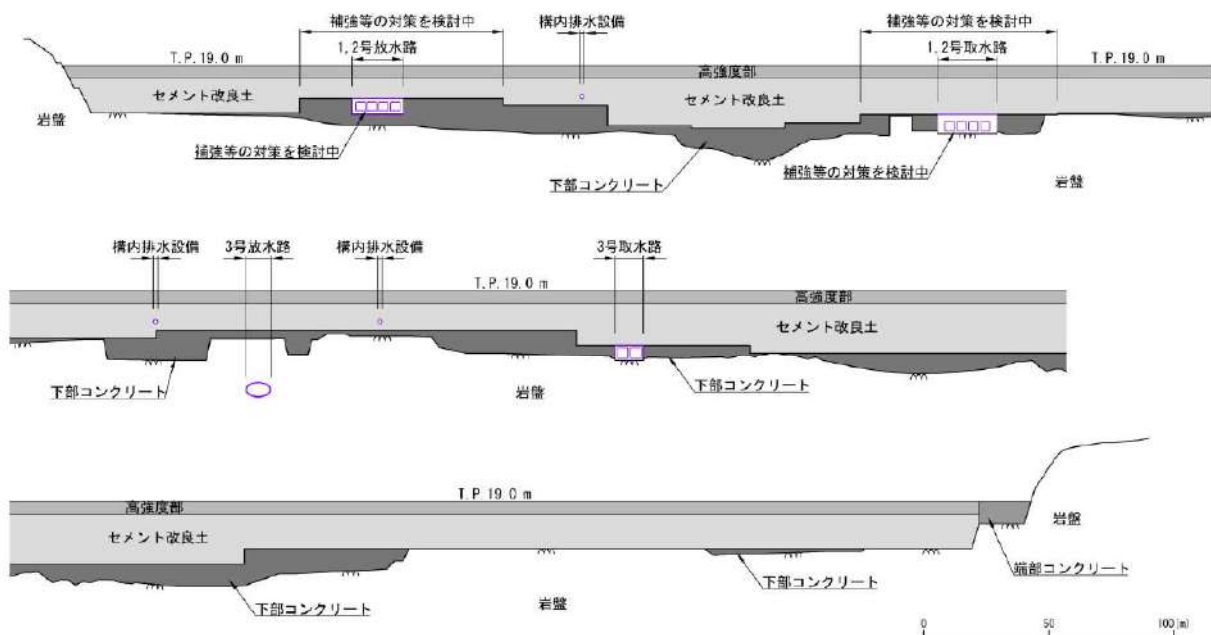
第1表 防潮堤を横断する構造物一覧

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(第四条)」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(第四条)」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、集水桝、排水管、出口桝、屋外排水路逆流防止設備及び排水路から構成されており、このうち集水桝及び排水管は、損傷による防潮堤への波及的影響を考慮すべき施設として評価する。構内排水設備を構成する各設備の要求性能等は第 3 表、概要図は第 3 図に示すとおりである。

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 4 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	防潮堤機能確保のための 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)

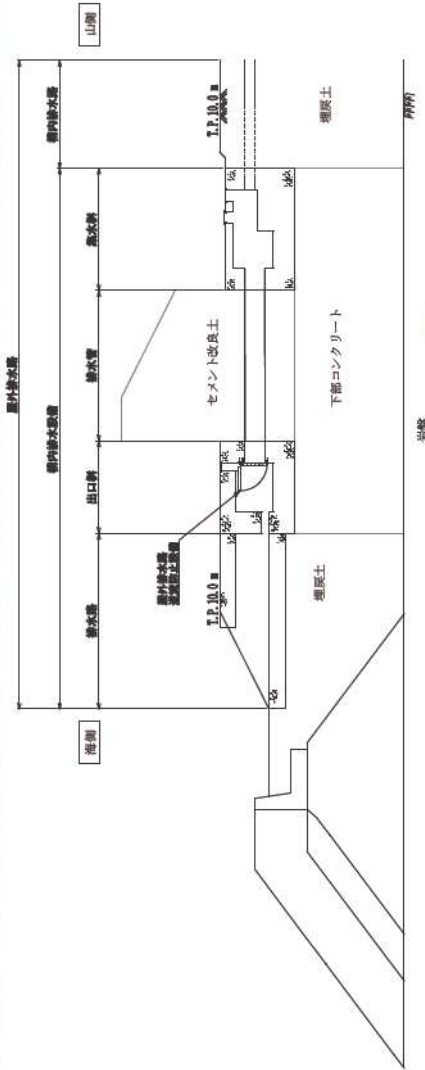
※：構内排水設備のうち防潮堤内部を横断する排水管が対象である。

第3表 構内排水設備を構成する設備の要求性能他

設備構成	設備の仕様	設備の概要	要求性能	耐震重要度 分類	設計方針	説明時期・箇所
集水桝	鉄筋コンクリート構造物	・構内の雨水等を集水し、排水管へ通水する。	波及的影響の防止	耐震Cクラス	防潮堤に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設として、基準地震動に対する評価を実施する。	設置許可（第四条※1） 設計及び工事計画画認可段階
排水管	鋼管	・集水桝から出口桝へ雨水等を通水する。	波及的影響の防止	耐震Cクラス	防潮堤に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設として、基準地震動に対する評価を実施する。	設置許可（第四条※1） 設計及び工事計画画認可段階
出口桝	鉄筋コンクリート構造物	・出口桝で受けた雨水等を排水路へ通水する。 ・屋外排水路逆流防止設備を間接支持する。	間接支持機能	耐震Cクラス	浸水防止設備である屋外排水路逆流防止設備を間接支持する構造物として、基準地震動及び基準津波に対する評価を実施する。	設計及び工事計画画認可段階
屋外排水路 逆流防止設備	鋼製扉体	・津波の水が敷地内へ浸入することを防止する。 ・排水管から出口桝へ雨水等を通水する。	浸水防止機能	耐震Sクラス	浸水防止設備として、基準地震動及び基準津波に対する評価を実施する。	設置許可（第五条※2） 設計及び工事計画画認可段階
排水路	鉄筋コンクリート構造物	・雨水等を海へ排水する。	—※3	耐震Cクラス	—※3	—※3

※1：「別添-6_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ついて」において設計方針を示す。 ※2：「別添資料-1_泊発電所3号炉耐津波設計方針について」において設計方針を示す。

※3：排水路は、出口桝からの雨水等を海へ排水する構造物であり、防潮堤に波及的影響を及ぼすおそれがある構造物、浸水防止設備（Sクラス）の間接支持構造物に該当しないことから、耐震性等の要求性能はない。



第3図 構内排水設備の概要※4

※4：構内排水路は、構内の雨水等を集水桝へ導水する構造物であり、防潮堤へ波及的影響を及ぼすおそれがある構造物、浸水防止設備（Sクラス）の間接支持構造物に該当しないことから、耐震性等の要求性能はない。

第 4 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(第四条)、貯水機能(第五条)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。

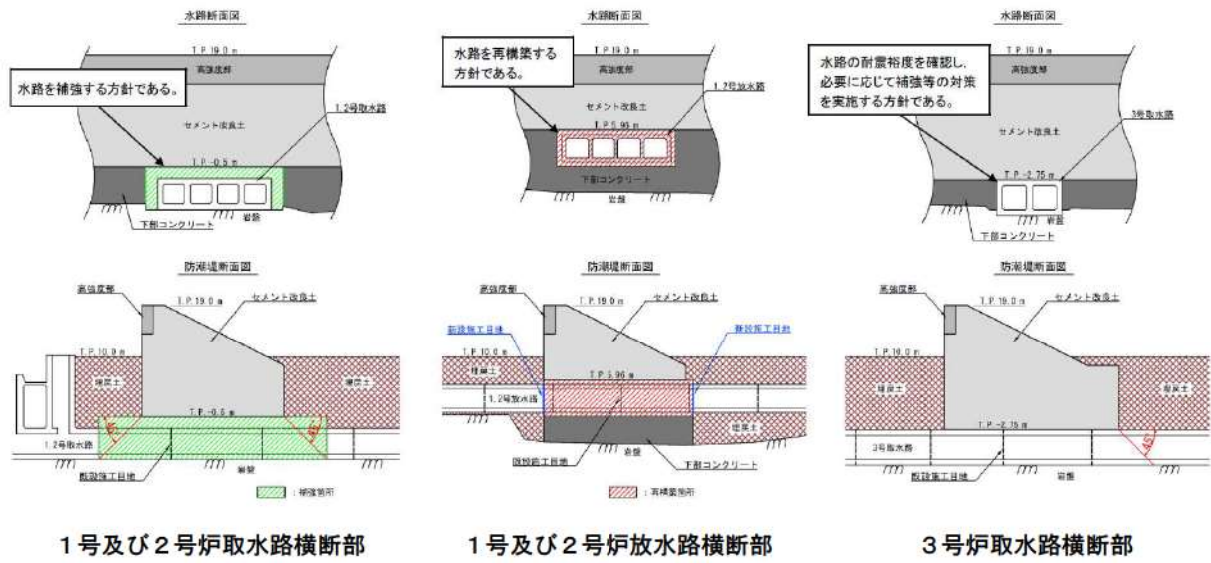
3. 各水路の既設施工目地と防潮堤の位置

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 4 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。

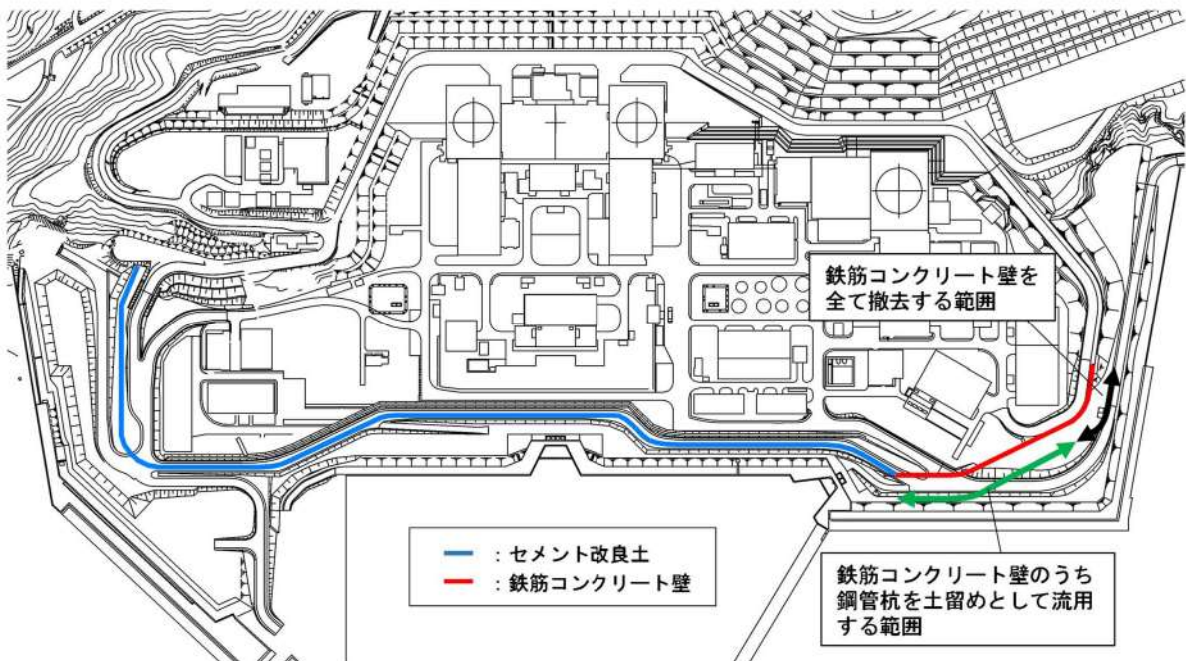


第 4 図 新設する防潮堤と各水路の既設施工目地の位置関係

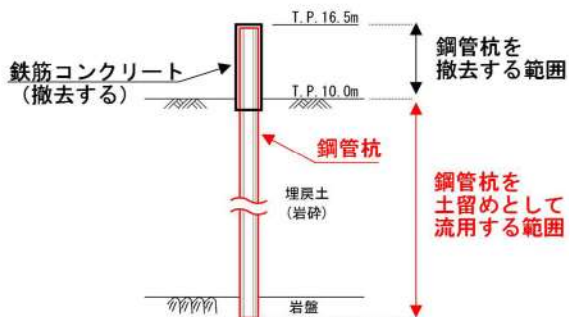
既設防潮堤の鋼管杭を土留めとして流用する場合の影響について

既設防潮堤は、「参考資料2 防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について」に示すとおり撤去する。鉄筋コンクリート壁（岩盤まで根入れした鋼管杭により地上の鉄筋コンクリートを支持する構造）については、鋼管杭の一部を新設する防潮堤を施工する際の土留めとして流用する。

既設防潮堤の位置及び鉄筋コンクリート壁の構造を第1図に示す。鉄筋コンクリート壁のうち土留めとして流用する鋼管杭の範囲は、新設する防潮堤の躯体の外側に位置する範囲の地中部のみとする。土留めとして流用しない範囲は、地中部の鋼管杭を含めて全て撤去する。

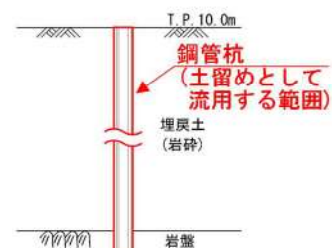


平面図



鉄筋コンクリート壁の断面図

(撤去前)

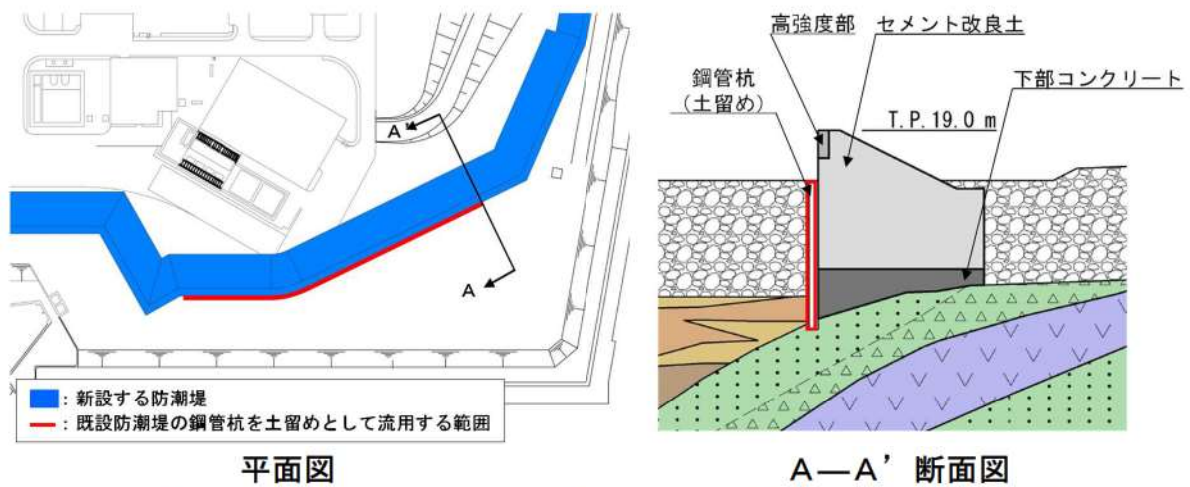


鉄筋コンクリート壁の断面図

(撤去後)

第1図 既設防潮堤の位置及び鉄筋コンクリート壁の構造

土留めとして流用する鋼管杭と新設する防潮堤の位置関係を第 2 図に示す。鋼管杭は新設する防潮堤の躯体外側の地中部に位置しており、鋼管杭は地震時に防潮堤より外側（埋戻土側）に変位すると考えられる。その場合、防潮堤の海側から作用する土圧が減少するが、「9. 防潮堤の構造成立性評価 (5) 防潮堤（標準部）の構造成立性評価における影響検討について」に示す通り、海側の埋戻土及び砂層を考慮しない場合において、防潮堤の構造成立性に与える影響は小さいことから鋼管杭が防潮堤の構造成立性に与える影響は小さいと考えられる。なお、防潮堤の地震時、津波時及び重畳時の構造成立性において、鋼管杭に役割を期待しないため、防潮堤の解析では鋼管杭をモデル化しない。



第 2 図 土留めとして流用する鋼管杭と新設する防潮堤の位置関係

止水ジョイントに用いるゴムジョイントの耐久性について

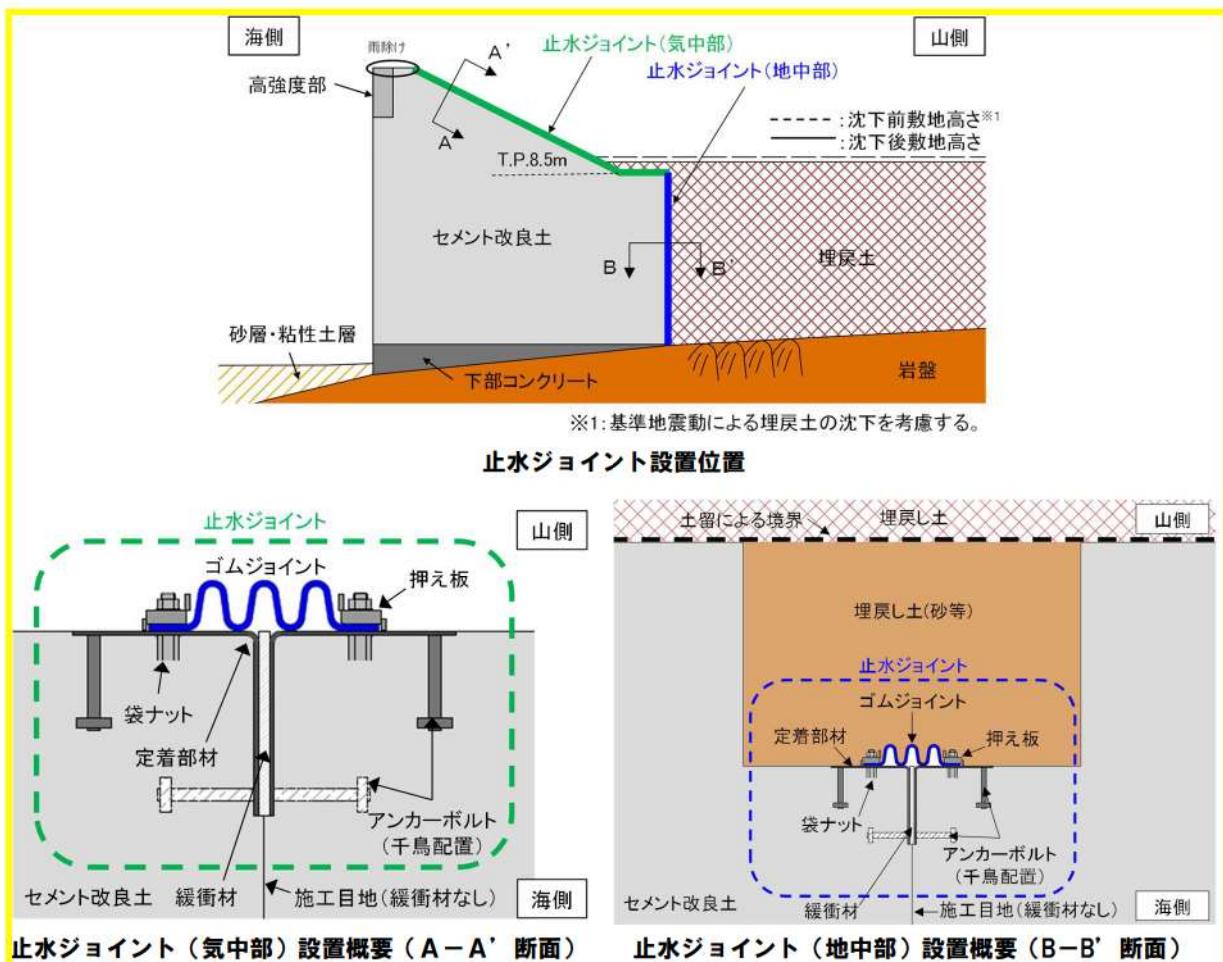
1. 概要

防潮堤の施工目地に設置する止水ジョイントの止水性を維持するため、泊発電所の気候を考慮した上で十分な耐久性を有するゴムジョイントを使用する必要があることから、ゴムジョイントの主要材料であるゴムの耐久性を性能試験により確認する。

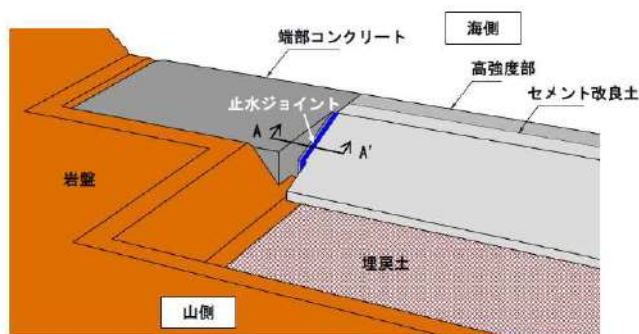
防潮堤（標準部）の止水ジョイントの構造を第 1-1 図に示す。止水ジョイントは防潮堤背面の天端から岩盤まで設置し、T.P.8.5m以浅を止水ジョイント（気中部）、T.P.8.5m以深を止水ジョイント（地中部）とする。ゴムジョイントの仕様は気中部と地中部で同じであるが、環境条件（温度変化及び紫外線等）が異なることから、ゴムジョイントの耐久性は気中部と地中部でそれぞれ評価する。

防潮堤（端部）の止水ジョイントの構造を第 1-2 図に示す。防潮堤（端部）のゴムジョイントの仕様及び環境条件は、防潮堤（標準部）のゴムジョイント（気中部）と同じであることから、ゴムジョイントの耐久性はゴムジョイント（気中部）に示す。

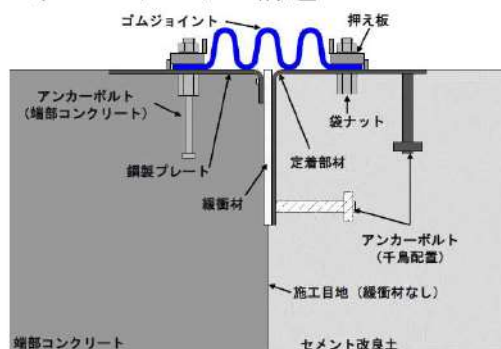
なお、ゴムの材料はクロロプレンゴムであることから、クロロプレンゴムを対象として耐久性を評価する。



第 1-1 図 防潮堤（標準部）の止水ジョイントの構造



止水ジョイント設置位置



止水ジョイント設置概要 (A-A' 断面)

第 1-2 図 防潮堤（端部）の止水ジョイントの構造

2. ゴムジョイント（気中部）の耐久性評価

2. 1. 評価項目

ゴムの耐久性について記載している文献を参考に、ゴムの経年変化に影響を及ぼす環境要因を以下に整理した。

- ・「道路橋支承便覧，日本道路協会，2004年」によれば，ゴムの老化（酸素による劣化）は熱や紫外線等の環境条件下で促進されるとしている。さらに，低温で硬化する傾向があるとされている。
- ・「設計者のための免震用積層ゴムハンドブック，日本ゴム協会，2000年」によれば，ゴム製品の主な劣化は「熱劣化」とされている。また，ゴムの劣化は酸素や紫外線等によって発生し，また使用温度等によっても促進されるとしている。

以上から，ゴムの耐久性に関する評価項目として，耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性を評価項目とする。

(i) 耐熱性（耐熱老化性）

熱によって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

(ii) 耐寒性

低温環境下にさらされ，硬化することによって弾性が失われることに抵抗する性質。なお，耐寒性については，温度が上がれば機能が回復するという点で，耐熱性（耐熱老化性）とは性質が異なる。

(iii) 耐候性

屋外暴露状態で受ける紫外線や雨雪等の作用に抵抗する性質。

2. 2. 耐久性の評価結果

2. 2. 1. 耐熱性（耐熱老化性）

クロロプレンゴムについて、メーカーにて熱老化試験を実施している。熱老化試験では、70℃、100℃、120℃の3種類の異なる加熱温度下において、加熱前に切断時伸び480%のゴムが、ゴム伸び残存率50%に相当する切断時伸び240%に至るまで、気中において加熱を与え続けた試験を実施している。ここで、ゴム伸び残存率は、経年劣化後の切断時伸びを初期の切断時伸びで除した値と定義される劣化指標で、ゴム伸び残存率50%となる時間をもとに予測寿命が算定される。第 3-1 図に、熱老化試験結果を示す。

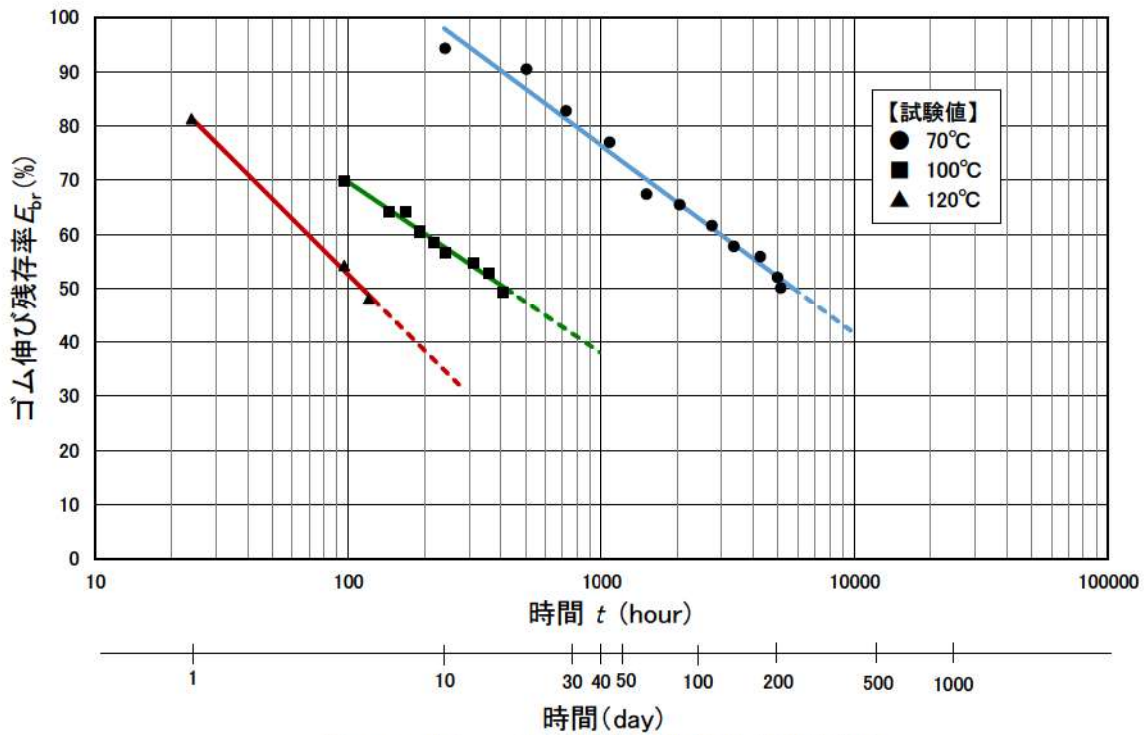
熱老化試験結果をもとに、ゴム伸び残存率が50%、60%、70%、80%及び90%となる時間と温度の関係をグラフ化したものを第 3-2 図に示す。第 3-2 図により温度20℃、30℃、及び40℃におけるゴム伸び残存率と時間の値を読み取り、作成した時間—ゴム伸び残存率の推定線を第 3-3 図に示す。

なお、第 3-3 図にはメーカーにて調査された実際に長時間使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率をプロットしているが、ほぼ推定線上に散布しており調和的である。気中下にて約46年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は50%以上であることが確認されている。

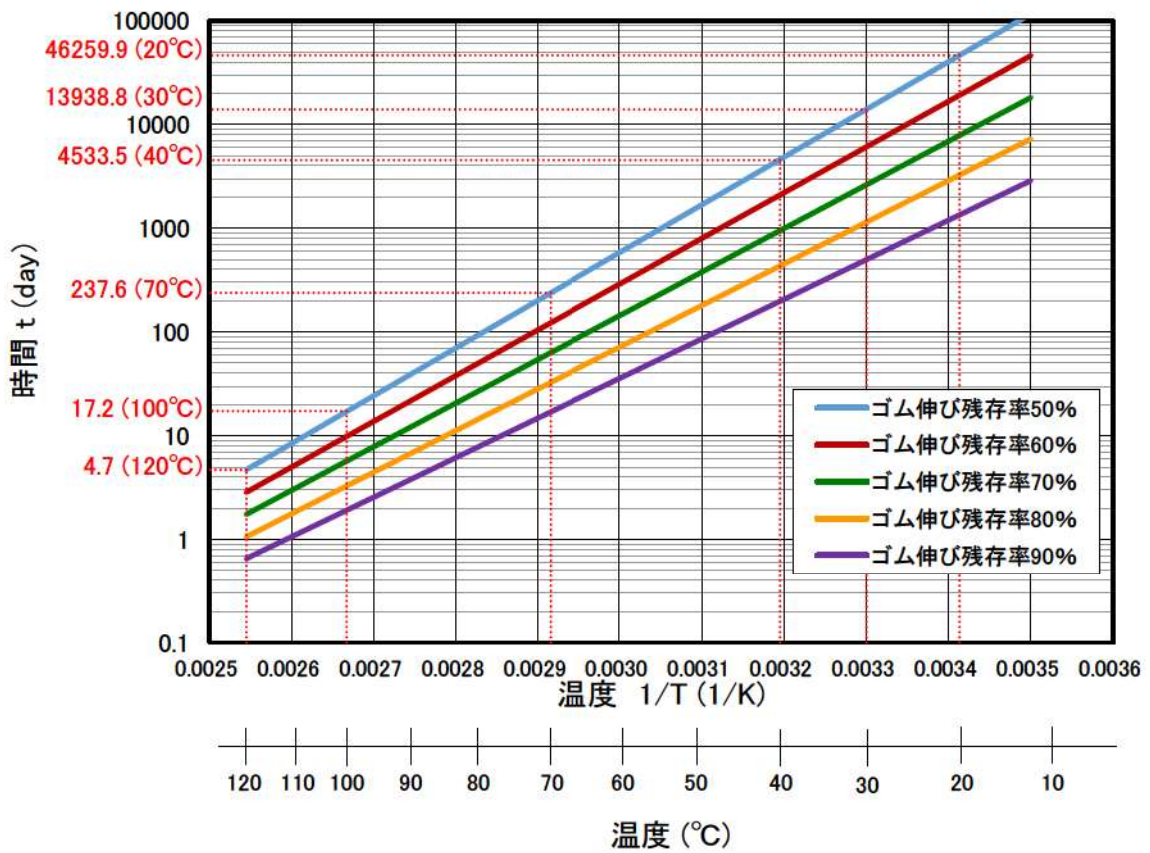
泊発電所周辺の気象観測所における気象記録を第 3-1 表に示す。泊発電所周辺の月平均気温は-5.8℃～25.6℃の範囲で変化しており、年平均気温は約10℃である。ゴムの使用環境の気温を保守的に20℃とすると、第 3-3 図よりゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は、127年と推定される。なお、泊発電所周辺の月平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に8月であり、保守的にゴムの使用環境の気温を30℃と評価しても、ゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は、38年と推定され、十分な耐熱性を有している。

長期に渡り使用されたクロロプレンゴムの耐久性について調査された事例は少ないが、宇佐美ら^{*2, 3}は約17年間使用された鉄道橋梁の支承に用いられたクロロプレンゴムは列車通過に起因する大きな荷重を受けているにもかかわらず、ゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は85年以上と推定されており、クロロプレンゴムは十分な耐久性を有していることを示している。

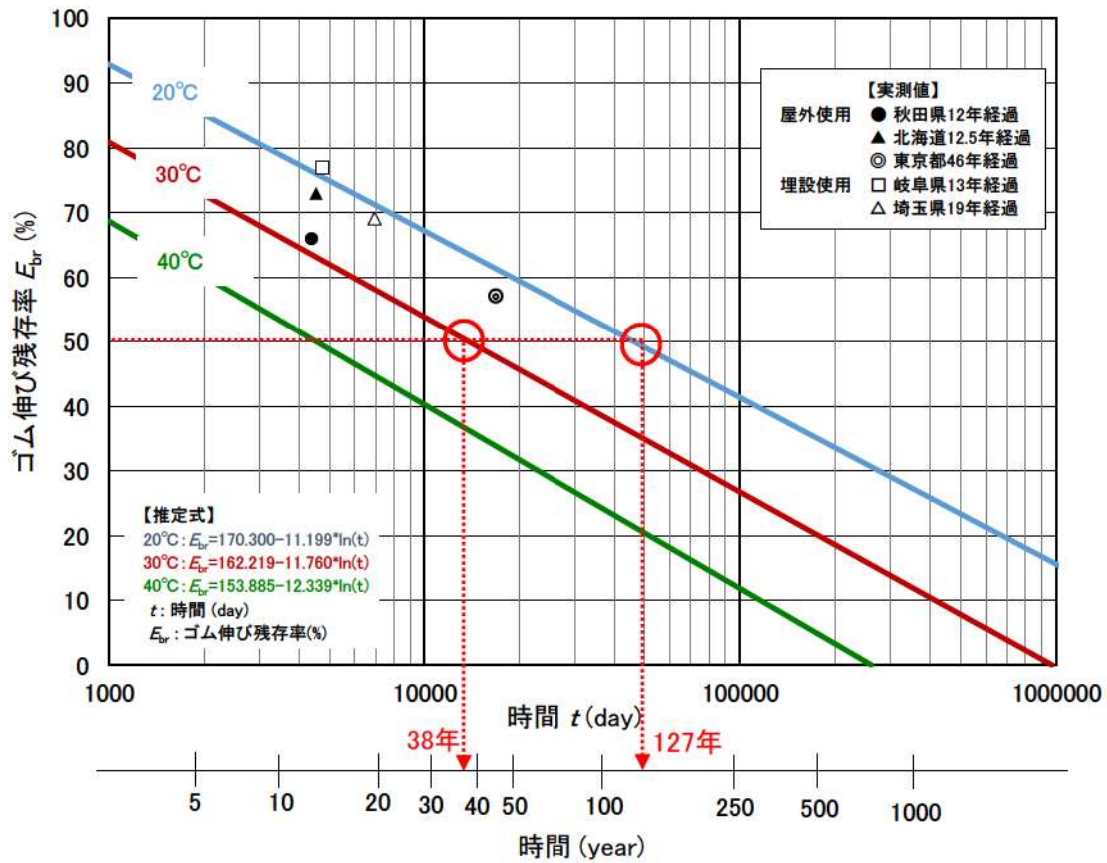
なお、耐熱性の程度は、供用期間中に実施するゴムジョイントの暴露試験で確認する。



第 3-1 図 ゴム材料の熱老化試験結果



第 3-2 図 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係



第 3-3 図 熱老化によるゴム伸び残存率の推定線及び実際に使用されたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率

表 3-1 図 泊発電所周辺の気象観測所における最高・最低気温の平均値

観測地点	最高気温の月平均値	最低気温の月平均値	統計期間
寿都特別地域気象観測所	24.6℃	-4.7℃	1991年～2020年
小樽特別地域気象観測所	25.6℃	-5.8℃	1991年～2020年

2. 2. 2. 耐寒性

各種加硫ゴムの低温特性値を第 3-4 図に示す。一般的に、クロロプレンゴムのガラス転移温度（ゴムが温度の低下とともに硬くなり、最後には弾性を失ってもろくなるガラス転移現象が生じる温度で、ガラス転移温度以下ではゴムとしての特性を喪失する）は-40℃程度とされている。

クロロプレンゴムを対象に、メーカーにて実験した低温下における引張試験について、第 3-5 図に各試験温度におけるクロロプレンゴムの切断時の伸びの結果を示す。比較のため、同図には、常温における結果も併記した。温度の低下に伴ってクロロプレンゴムの切断時伸びも低下するが、その変化量はわずかである。また、低温下においても切断時伸びは製品規格値を上回っており、十分な耐寒性を有している。

泊発電所周辺の最低気温の月平均値は-5.8℃で、最低気温でも-18.0℃（観測日：1954年1月24日）であることを踏まえると、十分な耐寒性を有している。

ゴムの種類	カーボンブラック量 phr	低温特性値 (単位℃)				
		T_g	T_b	T_{10}	T_{50}	T_{70}
BR	SRF 50	-70以下	-70以下	—	—	—
NR	"	-62	-59	-59	-53	-48
SBR	"	-51	-58	-47	-41	-38
IIR	"	-61	-46	-56	-46	-42
CR (W)	"	-41	—	-38	-25	-6
CR (WRT)	"	-40	-37	-37	-28	-19
NBR (ハイカー1041)	"	-15	-20	-14	-10	-7
NBR (ハイカー1042)	"	-27	-36	—	—	—
CIIR						
(Esso Butyl HT-1066)	FEF 30	-56	-45	-45	-32	-23
CO (ハイドリン100)	FEF 30	-25	-19	-18	-12	-9
ECO (ハイドリン200)	FEF 30	-46	-40	-36	-30	-29
CSM (ハイパロン40)	FEF 40	-27	-43	-6	+6	+7
ACM (チアクリル76)	FEF 45	—	-18	-18	-8	-2
FKM (G-501)	FT 25	—	-36	-14	+9	+15
T (チオコールFA)	FEF 30	-49	—	-42	-30	-18
U (エラストサン455)	FEF 25	-32	-36	-22	-13	-7

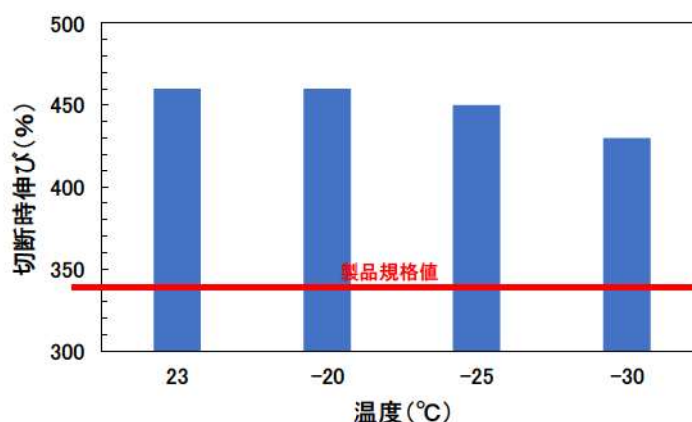
T_g : ゲーマンねじり試験より

T_b : ぜい化試験より

T_{10}, T_{50}, T_{70} : T-R試験より

出典 丹野博実:日ゴム協誌, 46, 644 (1973)

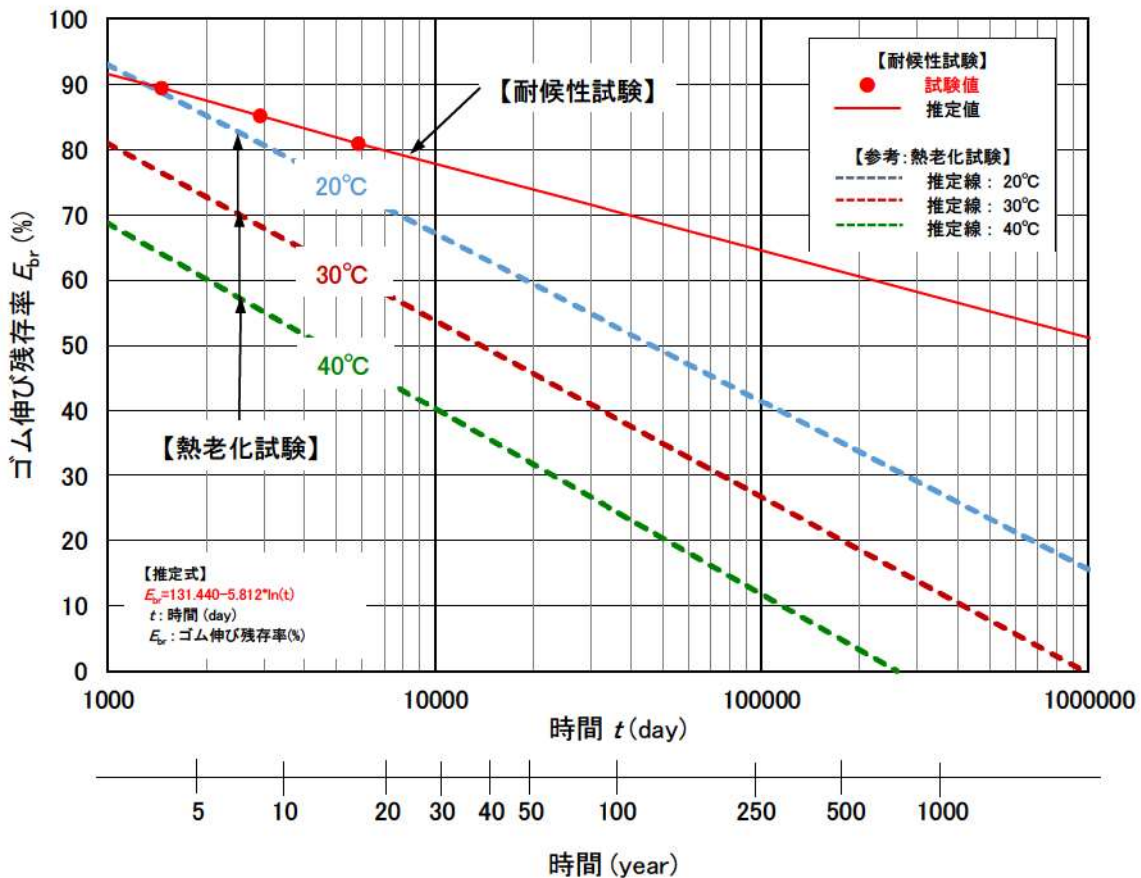
第 3-4 図 ゴム材料の低温特性
(非金属材料データブック (日本規格協会) ※4)



第 3-5 図 ゴム材料の低温引張試験結果

2. 2. 3. 耐候性

クロロプレンゴムを対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）をメーカーにて実施している。耐候性試験は、屋外に長期暴露された状況を想定し、主に日光（紫外線）や雨雪に対する耐性を評価するための試験である。試験体に対し、太陽光に近い人工光源の照射や断続した水を噴霧し、自然環境に起因する劣化促進を図っている。耐候性試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間—ゴム伸び残存率の推定線を第 3-6 図に示す。比較のため、第 3-6 図には熱老化試験により得られた推定線も併記した。熱老化による影響と比較すると、ゴム伸び残存率の低下は緩やかであり、熱老化よりも影響は少なく十分な耐候性を有している。



第 3-6 図 耐候性試験より推定される時間—ゴム伸び残存率の関係

2. 2. 4. ゴムジョイント（気中部）の耐久性評価のまとめ

ゴムジョイント（気中部）について、メーカーにて実施した性能試験により、十分な耐久性（耐熱性、耐寒性及び耐候性）を有していることを確認した。

ゴムジョイント（気中部）の経年変化の状況は、供用期間中において、ゴムジョイント（気中部）の周辺で保管する試験体を用いて実施する暴露試験で確認する。

3. ゴムジョイント（地中部）の耐久性評価

地中では気中より温度変化及び紫外線の影響が生じにくく、ゴムジョイントの仕様は気中部と地中部で同じであることから、ゴムジョイント（地中部）はゴムジョイント（気中部）と同様に十分な耐熱性、耐寒性及び耐候性を有している。

また、ゴムジョイントは地中でバクテリア等の微生物による分解作用を受けるが、クロロプレンゴムは石油を用いて製造される合成ゴムであるため、天然ゴム等の天然素材由来のゴムよりも微生物による分解作用の影響は小さいと考えられる。

ゴムジョイント（地中部）の経年変化の状況は、供用期間中において、ゴムジョイント（地中部）と環境条件が同じになるように用意する試験体を用いて実施する暴露試験で確認する。

4. ゴムジョイントの維持管理について

供用期間においては部材の劣化、変状の発生及び進行状況を把握し、許容限界を満足することを確認することを目的に、ゴムジョイントの点検及び暴露試験を実施する。点検については、定期的に目視点検を実施し、損傷が確認された場合は速やかに補修・取替えを行う。暴露試験については、気中部及び地中部のゴムジョイントと環境条件が同じになるよう用意する暴露試験体の伸び量等を測定し、設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。点検及び暴露試験方法及び頻度等の詳細は設計及び工事計画認可段階で説明する。

注記

※1：気象庁ホームページより

※2：宇佐美民雄，渡邊正雄，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1981）

ゴム支承の経年変化と静的特性，日本ゴム協会誌，55巻，3号，pp.174-184

※3：宇佐美民雄，渡邊正雄，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1982）

ゴム支承の経年変化と活荷重の影響，日本ゴム協会誌，55巻，12号，pp.777-783

※4：日本規格協会（1983）：非金属材料データブック，pp.192-193

Rayleigh減衰による剛性比例型減衰の妥当性について

1. 概要

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しているが, 減衰特性の妥当性について, 2次元動的FEM解析と同じ解析モデルを用いて固有値解析より確認する。

固有値解析では, 地盤以外の構成部材で構成された防潮堤提体の1次モードを選定し, その振動数における減衰定数 h が基準を参考に設定する減衰定数(第1表参照)より小さいことを確認し, 解析で設定している Rayleigh 減衰($\alpha=0, \beta=0.002$)の保守性を確認する。

第1表 各規格・基準類等により設定する減衰定数

セメント改良土	下部コンクリート
3% (0.03) ^{*1}	3% (0.03) ^{*2}

※1: 「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>」 p18, 19 より, 岩盤相当

※2: JEAG4601-1987 より, 無筋コンクリートの減衰, 岩盤相当

2. 減衰定数 h の算出方法

固有値解析による固有モードの変形から防潮堤が最も揺れやすい周波数を抽出する。防潮堤の1次モードの選定方法は刺激係数を勘案し, 防潮堤がせん断変形しているモードに着目し選定する。なお, 刺激係数は各モードに対して外力がどの程度の大きさで作用するかを示すものであり, 刺激係数の絶対値が大きいとそのモード振動系が揺れやすい固有モードであることを示す。

具体的な手順を以下に示す。

- (1) 地震時応答解析モデルを用いて固有値解析を実施し, 各モードの固有振動数と刺激係数, モード図を整理する。
- (2) (1)の結果より防潮堤提体の1次モードを選定し, 固有振動数 f (Hz) を定め, その振動数と Rayleigh 減衰の $\alpha=0, \beta=0.002$ の関係から防潮堤1次モードの減衰定数 h を算出する。

$$h_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right)$$

ここに, h_i : 第 i 次モードの減衰定数

ω_i : 第 i 次モードの固有円振動数 (rad/s)

$$\omega_i = 2\pi f_i \quad f_i: \text{第 } i \text{ 次モードの固有振動数 (Hz)}$$

土木学会 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアルより抜粋, 一部加筆

3. 検討結果

固有値解析の結果を第 2 表に示す。なお、モード次数 70 次まで固有値解析を実施し、刺激係数の絶対値が大きい上位 3 つを赤字とする。

第 2 表 各規格・基準類等により設定する減衰定数

固有値解析結果次数	刺激係数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
1 次	69.568 2 位	0.95484	1.0473
2 次	34.601	1.4732	0.67881
3 次	64.042 3 位	1.6051	0.62302
4 次	-13.296	1.6712	0.59837
5 次	26.59	1.8466	0.54154
6 次	7.1205	1.9099	0.52359
7 次	12.331	2.0522	0.48728
8 次	-26.178	2.2169	0.45108
9 次	-40.385	2.2527	0.44391
10 次	-20.326	2.3820	0.41982
11 次	-12.338	2.4839	0.40259
12 次	30.982	2.5319	0.39496
13 次	-20.423	2.6876	0.37208
14 次	-1.3120	2.6979	0.37066
15 次	40.938	2.8081	0.35611
16 次	50.163	2.8851	0.34661
17 次	-20.443	2.9018	0.34462
18 次	-21.079	3.0121	0.33199
19 次	-6.6398	3.0309	0.32993
20 次	7.9056	3.1348	0.319
21 次	-76.78 1 位	3.1722	0.31524
22 次	62.551	3.2153	0.31101
23 次	-50.664	3.2838	0.30452
24 次	16.507	3.3259	0.30067
25 次	-32.417	3.4129	0.29301
26 次	-23.428	3.4324	0.29134
27 次	5.5449	3.5125	0.2847
28 次	-20.318	3.5921	0.27839
29 次	-2.4519	3.6427	0.27452
30 次	17.634	3.7221	0.26867
70 次 [*]	-20.856	5.4203	0.18449

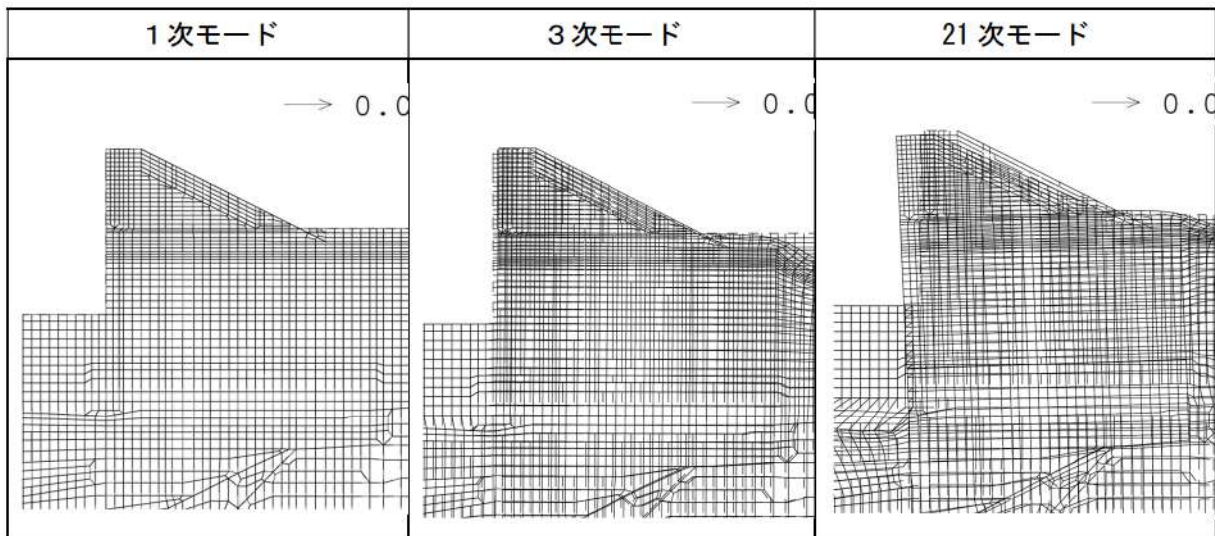
※：31 次～69 次モードの刺激係数は、30 次モード以下の刺激係数より小さかったことから、記載を割愛する。

4. まとめ

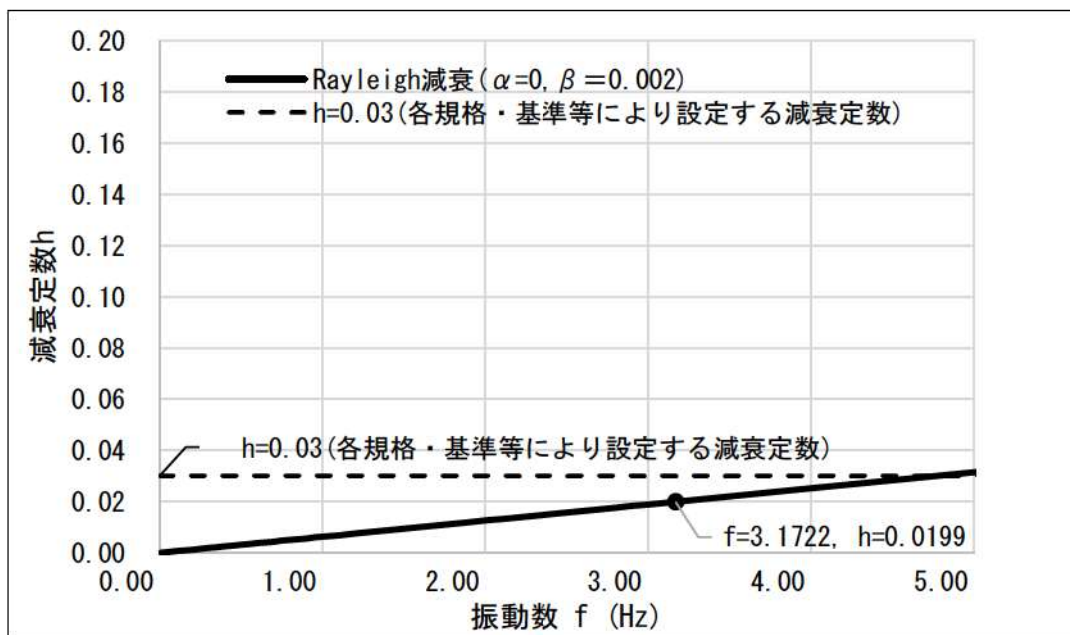
固有値解析により刺激係数が大きい上位3位（1次モード，3次モード，21次モード）の変形図を第1図に示す。防潮堤堤体の変形は21次モードが大きいことから，刺激係数と防潮堤の変形が大きい21次を防潮堤堤体の主要モードとする。

21次モードの固有振動数 $f=3.1722$ (Hz)であり，Rayleigh減衰($\alpha=0, \beta=0.002$)との関係から防潮堤の主要モードの減衰定数 h は以下のとおり， 0.0199 であるため，第1表に示す減衰定数より小さく，第2図に示すとおり Rayleigh減衰は過減衰ではないことを確認した。

$$h = \pi \cdot \beta \cdot f = \pi \cdot 0.002 \cdot 3.1722 = 0.0199$$



第1図 固有値解析により刺激係数が大きい上位3位の変形図



第2図 固有値解析の21次モード減衰と Rayleigh減衰($\alpha=0, \beta=0.002$)の関係