

資料 3 - 2

泊発電所 3 号炉 審査資料	
資料番号	DB05 r. 3. 34
提出年月日	令和5年11月16日

泊発電所 3 号炉

設置許可基準規則等への適合状況について
(設計基準対象施設等)

第5条 津波による損傷の防止

(止水ジョイントの設計方針)

令和 5 年 1 1 月
北海道電力株式会社

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。

防潮堤の設計方針及び構造成立性評価結果について

目次

1. 概要
2. 津波防護対象設備
3. 防潮堤に関する設置許可基準規則と各条文に対する確認事項
4. 防潮堤の設計に関する基本条件
 4. 1. 防潮堤の概要
 4. 2. 防潮堤の設計フロー
 4. 3. 基準地震動
 4. 4. 防潮堤高さ及び設計に用いる津波高さ
 4. 5. 検討ケース及び荷重の組合せ
 4. 6. 解析用物性値
5. 防潮堤（標準部）の設計方針
 5. 1. 構造概要
 5. 2. 新規制基準における要求機能
 5. 3. 周辺地質
 5. 4. 設計方針
 5. 5. 個別論点
6. 防潮堤（端部）の設計方針
 6. 1. 構造概要
 6. 2. 新規制基準における要求機能
 6. 3. 周辺地質
 6. 4. 設計方針
 6. 5. 個別論点
7. 止水ジョイントの設計方針
 7. 1. 構造概要
 7. 2. 設計方針
 7. 3. 個別論点
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. 2. 構造成立性評価の方針
 8. 3. 設置変更許可段階での提示内容
 8. 4. 地下水位の設定方針
 8. 5. 解析用物性値
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【追而】
 9. 2. 構造成立性評価断面の選定【追而】
 9. 3. 構造成立性評価地震波の選定【追而】
 9. 4. 防潮堤（標準部）の構造成立性検討【一部を除いて追而】

9. 5. 防潮堤（端部）の構造成立性検討【迫而】

9. 6. 止水性に係る検討結果【迫而】

9. 7. まとめ【迫而】

- (参考資料1) 防潮堤の平面線形形状の考え方
- (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
- (参考資料3) セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について
- (参考資料4) 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて

1. 概要

津波防護施設として防潮堤に求められる要求機能は、繰り返しの来襲を想定した遡上波に対して流入を防止すること、基準地震動に対し要求される機能を損なうおそれがないよう、構造全体として変形能力について十分な余裕を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は、津波による遡上波に対し余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに、構造体の境界部等の止水性を維持し、基準地震動に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

泊発電所においては、入力津波に対して、高さT.P. 19.0mの防潮堤を設置し、地震時の変位や変形を考慮しても十分な余裕を確保した防潮堤高さとする。

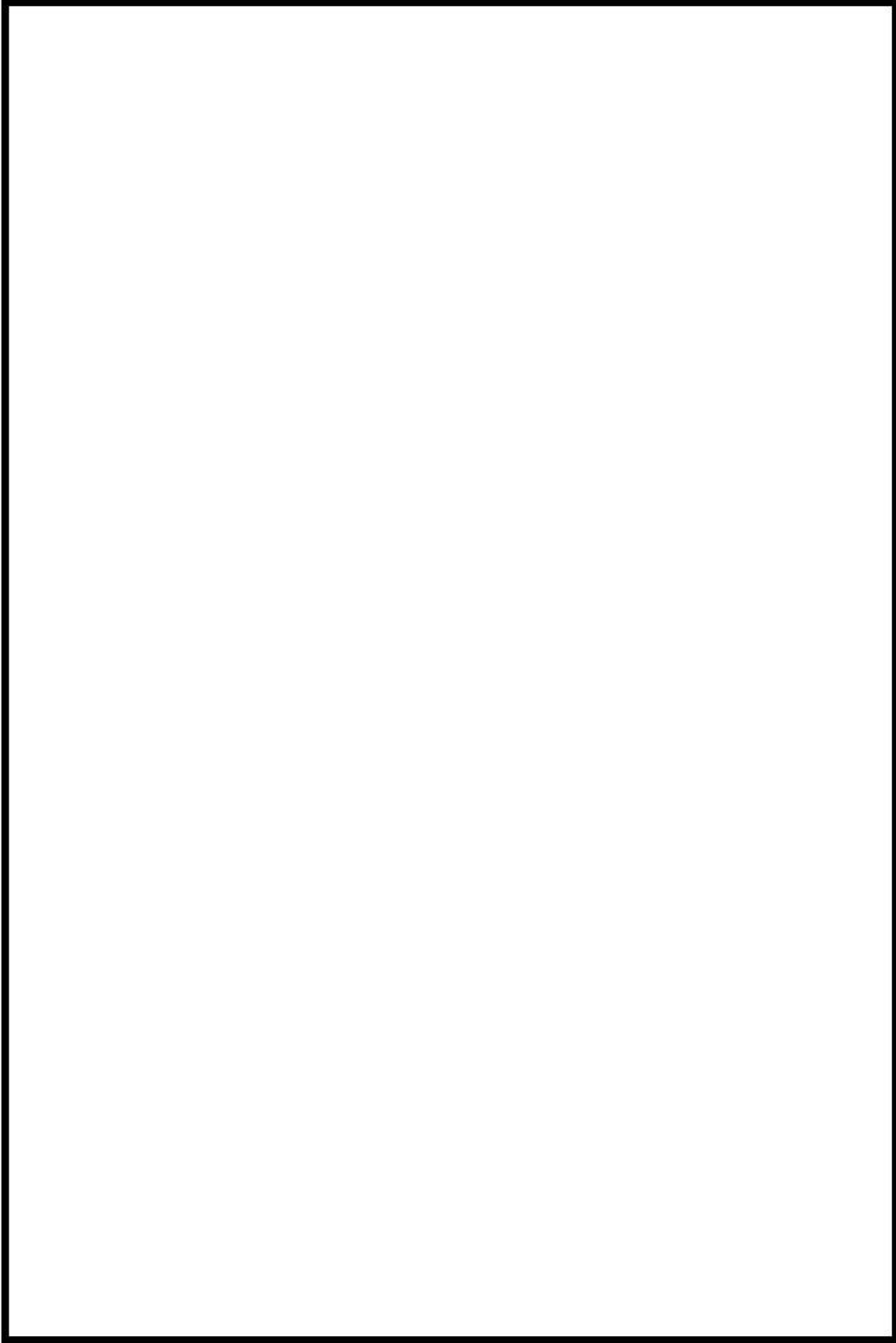
防潮堤の構造型式は、セメント改良土、コンクリート及び高強度部又はコンクリートのみによる堤体構造である。

防潮堤（標準部）	・セメント改良土、コンクリート及び高強度部による堤体構造（岩盤支持）
防潮堤（端部）	・コンクリートによる堤体構造（岩盤支持）

防潮堤は、地震後及び津波後の再使用性と津波の繰り返し作用を考慮し、構造物全体の変形能力に対して十分な裕度を有するよう設計する。設計においては、地盤の液状化の影響を考慮する。また、津波の検討においては、地震による影響を考慮した上で評価する。

2. 津波防護対象設備

設置許可基準規則第五条および第四十条の対象となる津波防護対象設備を第 2-1 図に示す。



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 2-1 図 津波防護対象設備他の平面配置

3. 防潮堤に関する設置許可基準規則と各条文に対する確認事項

防潮堤に関する「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」（以下、「設置許可基準規則」という。）の条文と、各条文（第四条、第五条）に対する確認事項を第 3-1 表のとおり整理した。

以下の事項を確認することにより、防潮堤の各条文への適合性を確認する。

第 3-1 表（1） 各条文（第四条）に対する確認事項

設置許可基準規則	各条文に対する確認事項	本資料の説明範囲
第四条 地震による損傷の防止		
設計基準対象施設は、地震力に十分に耐えることができるものでなければならない。	(津波防護施設, 浸水防止設備及び津波監視設備は除く)	—
3 耐震重要施設は、その供用中に当該耐震重要施設に大きな影響を及ぼすおそれがある地震による加速度によって作用する地震力に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	<ul style="list-style-type: none"> ・基準地震動による地震力に対して、それぞれの施設及び設備に要求される機能が保持できること ・常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、構造全体として変形能力について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能を保持すること ・荷重組合せに関しては、地震と津波が同時に作用する可能性について検討し、必要に応じて基準地震動による地震力と津波による荷重の組合せを考慮すること 	○ (今後説明予定)
	・耐震重要施設が、耐震重要度分類の下位のクラスに属するものの波及的影響によって、その安全機能を損なわないこと	— (「第四条 耐震設計方針」にて説明済み)
4 耐震重要施設は、前項の地震の発生によって生ずるおそれがある斜面の崩壊に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	・耐震重要施設の周辺斜面について、基準地震動による地震力を作用させた安定解析を行い、崩壊のおそれがないこと	— (「耐震重要施設及び常設重大事故等対象施設の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価について(以降、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」とする。)」にて説明予定)

第 3-1 表 (2) 各条文 (第五条) に対する確認事項

設置許可基準規則	各条文に対する確認事項	本資料の説明範囲
第五条 津波による損傷の防止		
設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	<ul style="list-style-type: none"> 基準津波による遡上波を地上部から到達又は流入させないこと <ul style="list-style-type: none"> Sクラスに属する設備が基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には、防潮堤等の津波防護施設及び浸水防止設備を設置すること 	○ (今後説明予定)
	<ul style="list-style-type: none"> 遡上波の到達防止に当たっては、敷地及び敷地周辺の地形、標高及び河川等の存在並びに地震による広域的な隆起・沈降を考慮して、遡上波の回込みを含め敷地への遡上の可能性を検討すること 地震による変状又は繰り返して来襲する津波による洗掘・堆積により地形又は河川流路の変化等が考えられる場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討すること 	— (「第五条 耐津波設計方針」にて説明予定)
	<ul style="list-style-type: none"> 基準津波による遡上波を取水路及び放水路等の経路から流入させないこと <ul style="list-style-type: none"> 取水路又は放水路等の経路から、津波の流入する可能性について検討した上で、流入する可能性のある経路を特定し、それらに対して流入防止の対策を施すことにより、津波の流入を防止すること 	— (「第五条 耐津波設計方針」にて説明予定)
	<ul style="list-style-type: none"> 入力津波に対して津波防護機能を保持できること <ul style="list-style-type: none"> 津波防護施設については、その構造に応じ、波力による浸食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性等にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能を十分に保持できるよう設計すること 	○ (今後説明予定)
	<ul style="list-style-type: none"> 津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物及び設置物等が破損又は損壊した後に漂流する可能性がある場合には、防潮堤等の津波防護施設に波及的影響を及ぼさないよう、漂流防止措置又は津波防護施設への影響の防止措置を施すこと 	— (「第五条 耐津波設計方針」にて説明予定)
	<ul style="list-style-type: none"> 耐津波設計上の十分な裕度を含めるため、各施設・設備の機能損傷モードに対応した荷重(浸水高、波力・波圧、洗掘力及び浮力等)について、入力津波から十分な余裕を考慮して設定すること 余震の発生の可能性を検討した上で、必要に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること 入力津波の時刻歴波形に基づき、津波の繰り返しの来襲による作用が津波防護機能へ及ぼす影響について検討すること 	○ (今後説明予定)
	<ul style="list-style-type: none"> 津波影響軽減施設・設備の効果を考慮する場合は、入力津波に対して津波による影響の軽減機能が保持されるよう設計すること 	— (効果を考慮する施設なし)
	<ul style="list-style-type: none"> 防潮ゲート等の外部入力により動作する機構を有するものについては、構造、動作原理等を踏まえ、津波防護機能が損なわれないよう重要安全施設に求められる信頼性と同等の信頼性を確保すること 	— (該当する機構なし)
	<ul style="list-style-type: none"> 地震による敷地の隆起・沈降、地震(本震及び余震)による影響、津波の繰り返しの来襲による影響及び津波による二次的な影響(洗掘、砂移動及び漂流物等)を考慮すること 	○ (今後説明予定)
	<ul style="list-style-type: none"> 津波防護施設の設計に当たっては、入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施すること。なお、その他の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮すること。また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、想定される地震の震源モデルから算定される、敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施すること 	○ (今後説明予定)

4. 防潮堤の設計に関する基本条件

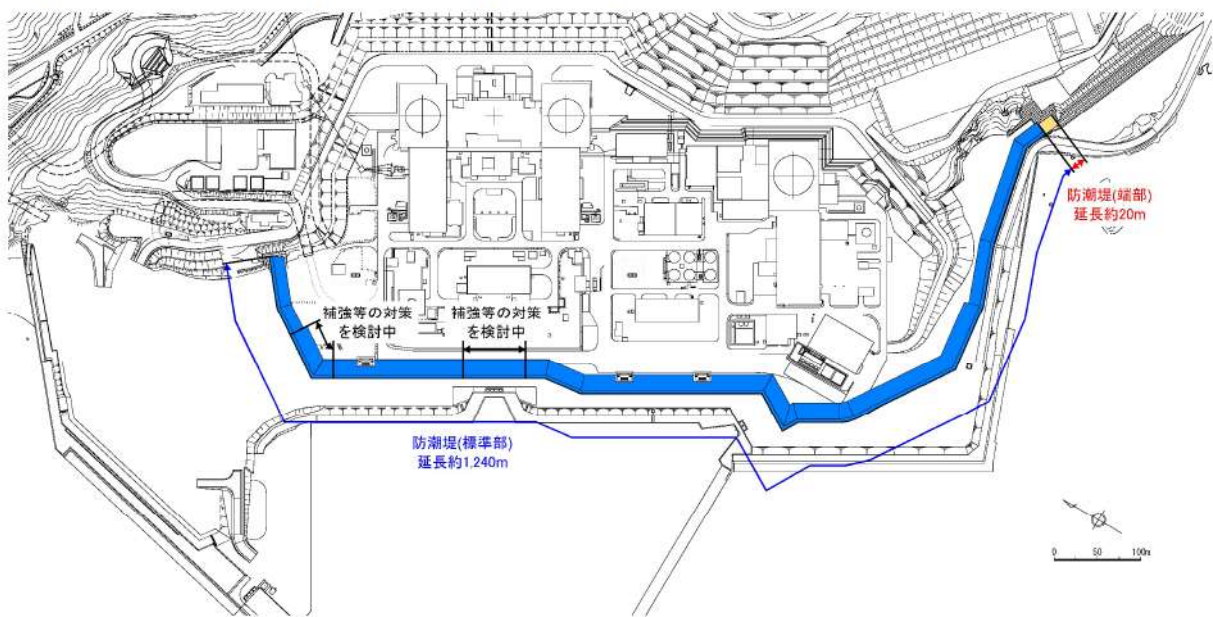
4. 1. 防潮堤の概要

4. 1. 1. 防潮堤の構造形式

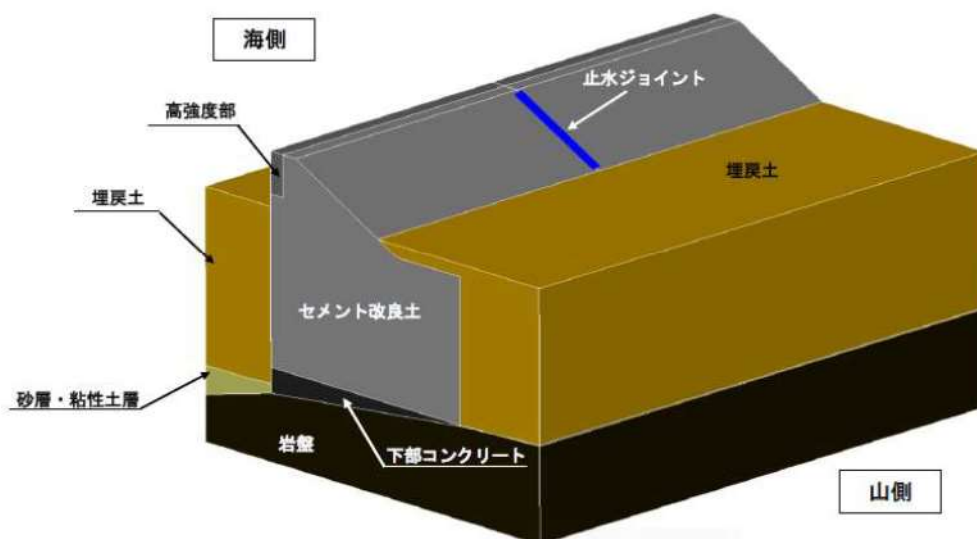
防潮堤の構造形式は、セメント改良土、コンクリート及び高強度部又はコンクリートのみによる堤体構造であり、防潮堤（標準部）及び防潮堤（端部）に分類される。

防潮堤は、津波荷重や地震荷重に対して、津波防護機能を十分に保持できるようにする。また、防潮堤の施工目地には、止水ジョイントを設置し、適切に止水対策を実施する。

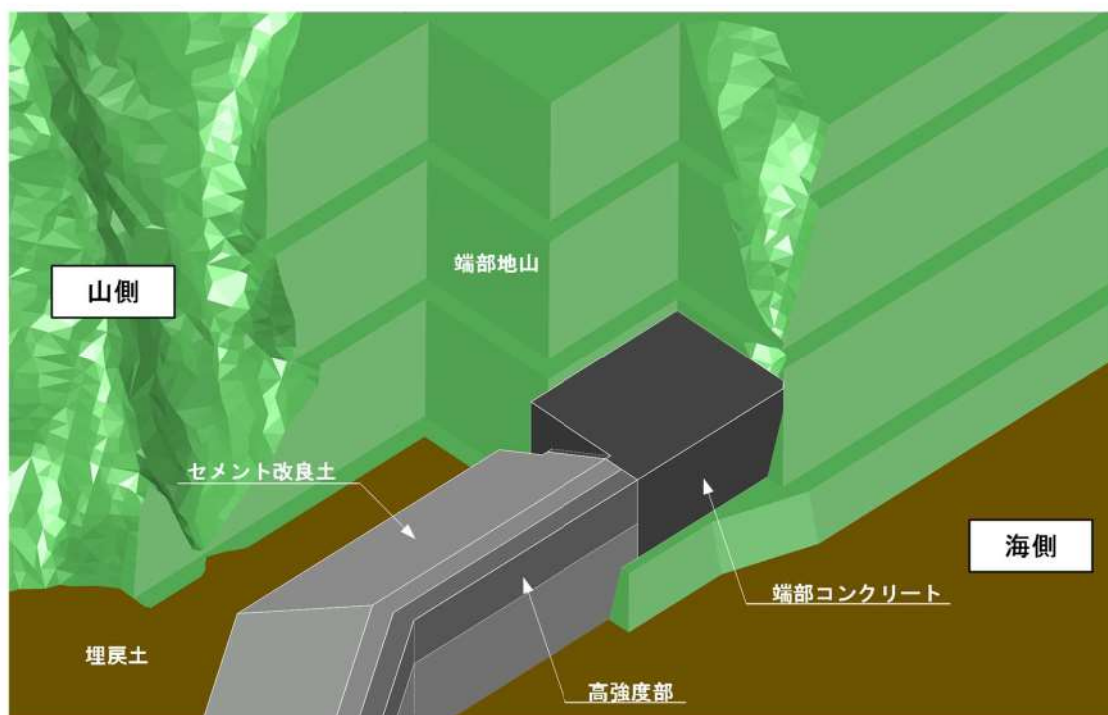
防潮堤は、泊発電所敷地内の基礎岩盤が海側に向かって低くなる特徴があることから、可能な限り山側に設置することを基本とする。地山と接続する位置は、津波の遡上高さを考慮した上で堅固な地山に接続する。



第 4-1 図 防潮堤の平面図



第 4-2 図 防潮堤（標準部）の概要図



第 4-3 図 防潮堤（端部）の概要図

4. 1. 2. 防潮堤の構造選定

防潮堤（標準部）の構造選定

- ・泊発電所の敷地内の基礎岩盤は山側から海側に向かって低くなる特徴があるため、防潮堤は、地震による埋戻土等の液状化影響に伴う側方流動に対して、すべり安定性（設置許可基準規則第三条）を確保できるセメント改良土、下部コンクリート及び高強度部による堤体構造とする。
- ・防潮堤を設置する箇所に岩盤傾斜及び岩盤不陸がある箇所は、下部コンクリートに置き換える。
- ・下部コンクリートの高さは、横断方向で岩盤高さが異なることが想定されるため、岩盤高さが高い方の位置に合わせることを基本とする。

防潮堤（端部）の構造選定

- ・防潮堤（端部）は、一部地山を撤去し、堅固な地山に接続する。
- ・防潮堤（端部）を接続する端部地山は、周辺斜面による防潮堤（端部）への影響に配慮し、安定勾配を確保するために一部を掘削する。
- ・防潮堤（端部）は、背面に端部地山があり、防潮堤（標準部）より幅が狭いため、すべり安定性を考慮し、セメント改良土より強度の高いコンクリート（以下、「端部コンクリート」という。）による堤体構造とする。
- ・防潮堤（端部）は、コンクリートの物性値及びその形状を期待した設計とすることから、「施設」として評価する。

4. 2. 防潮堤の設計フロー

防潮堤の設計フローを第 4-4 図及び第 4-5 図に示す。

防潮堤（標準部）は、線状構造物であり、弱軸・強軸方向が明確であることから、弱軸方向の断面において、2次元動的FEM解析による有効応力解析で評価することを基本とする。

ただし、地震荷重及び津波荷重は汀線方向に一様に作用することに対し、漂流物荷重は局所的に作用する荷重であるため、津波時における評価は、以下のとおり2次元動的FEM解析又は3次元静的FEM解析を使い分ける。

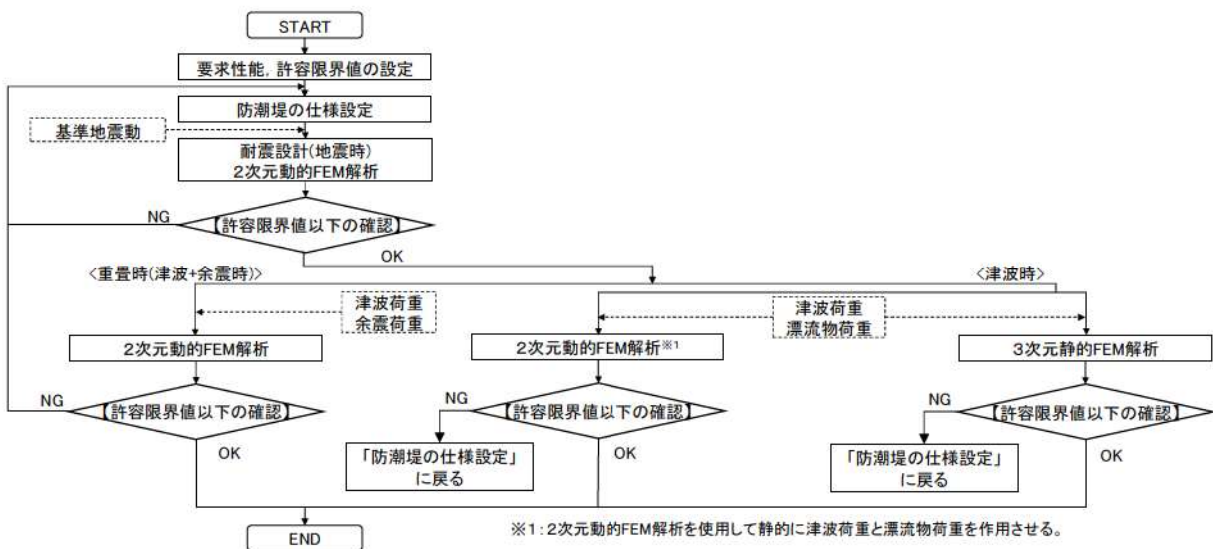
- ・漂流物荷重が直接作用しない下部コンクリートについては、汀線方向に一様に津波荷重のみが作用するため、2次元動的FEM解析で評価する。
- ・漂流物荷重が直接作用するセメント改良土、高強度部及び止水ジョイントのうち定着部材については、3次元静的FEM解析で評価する。

防潮堤（端部）は、局所的に作用する漂流物荷重の影響を保守的に考慮するため、津波時においても2次元動的FEM解析による有効応力解析で評価する。

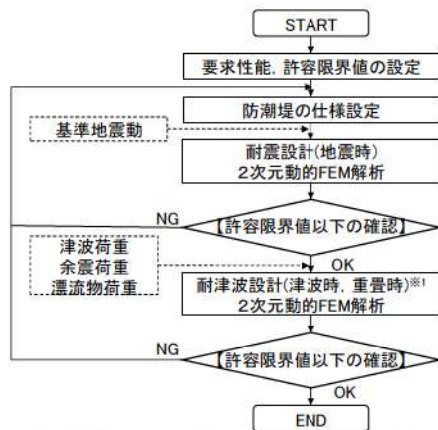
ただし、設置変更許可段階における防潮堤（端部）の津波時及び重畳時の評価については、以下の理由から、防潮堤（標準部）に代表させる。

- ・防潮堤（端部）は、防潮堤（標準部）の高強度部と同じ仕様で構築し、高強度部の部材厚さ以上を有する構造であるため、津波時の漂流物荷重による影響評価は、防潮堤（標準部）の高強度部の評価結果を流用できる。
- ・防潮堤（端部）の背面は堅固な岩盤であるため、地震力による背面土圧の影響は小さく、堤体に作用する慣性力の影響が大きいと考えられること、津波波力はこの慣性力を打ち消す方向に作用することから、重畳時の評価は防潮堤（端部）の地震時の評価に網羅される。

各照査部位及び許容限界の詳細は、「5. 防潮堤（標準部）の設計方針」、「6. 防潮堤（端部）の設計方針」及び「7. 止水ジョイントの設計方針」にて後述する。



第 4-4 図 防潮堤（標準部）の設計フロー

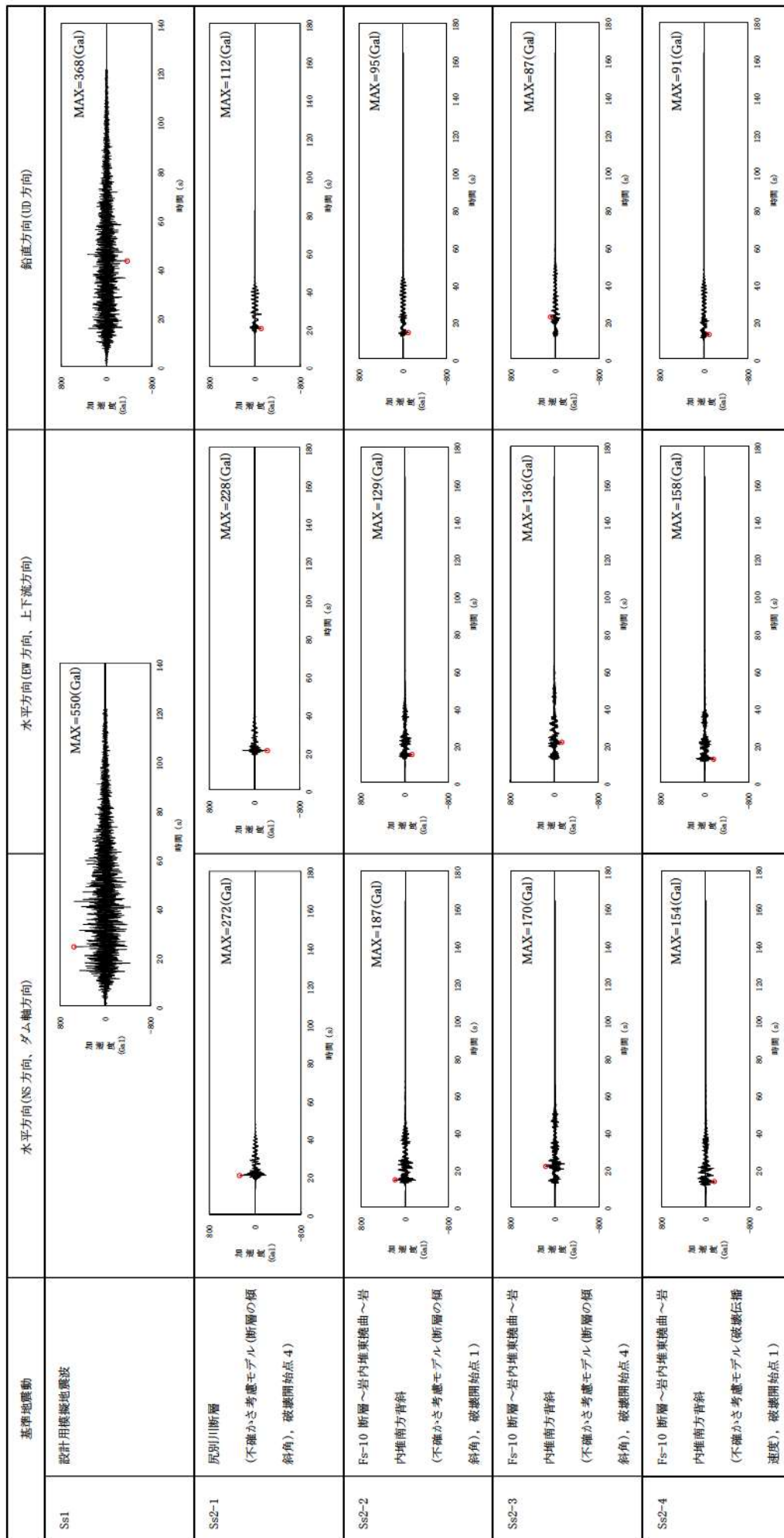


※1: 津波時及び重畳時(津波+余震時)の評価は, 設計及び工事計画認可段階で実施する。

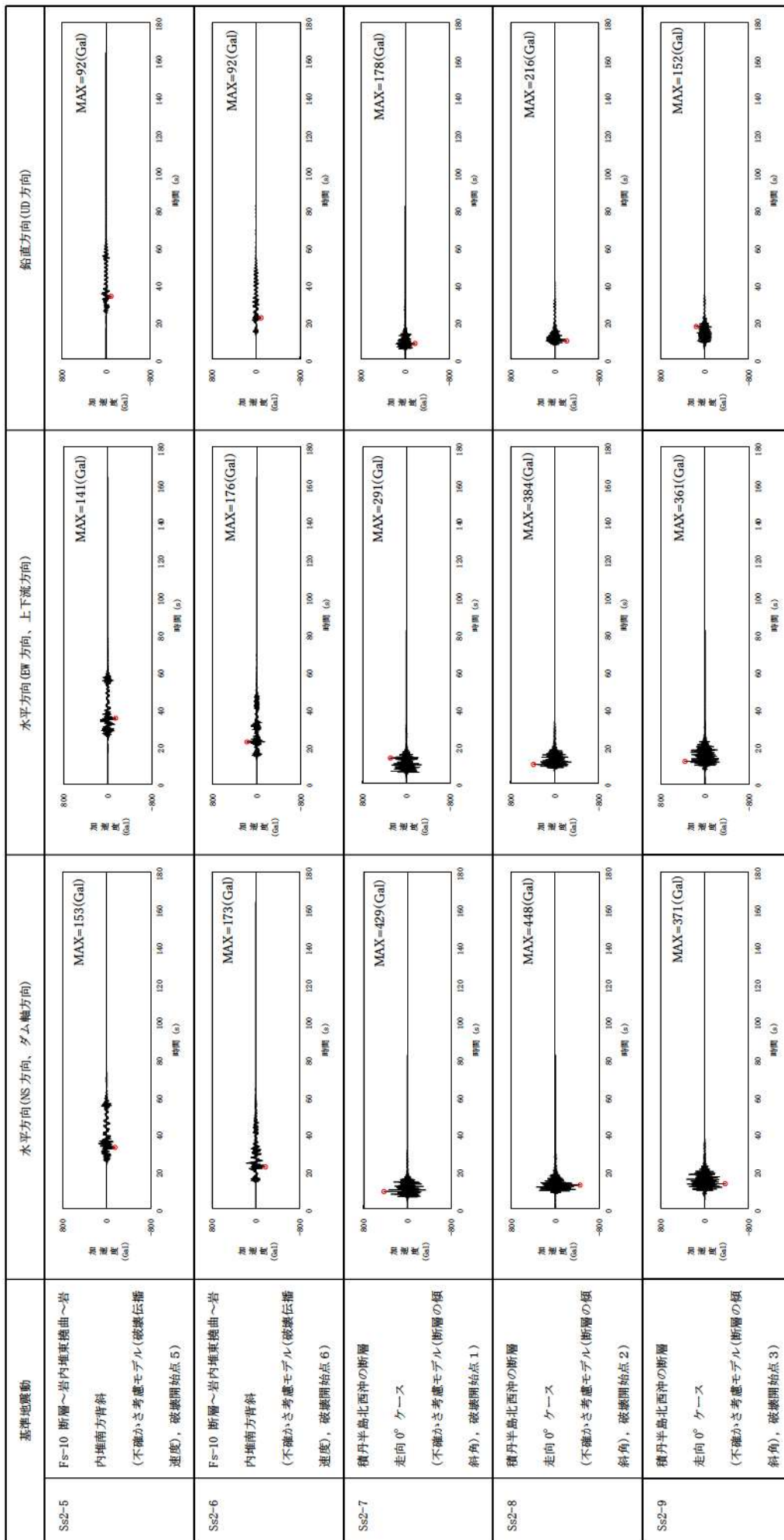
第 4-5 図 防潮堤 (端部) の設計フロー

4. 3. 標準地震動

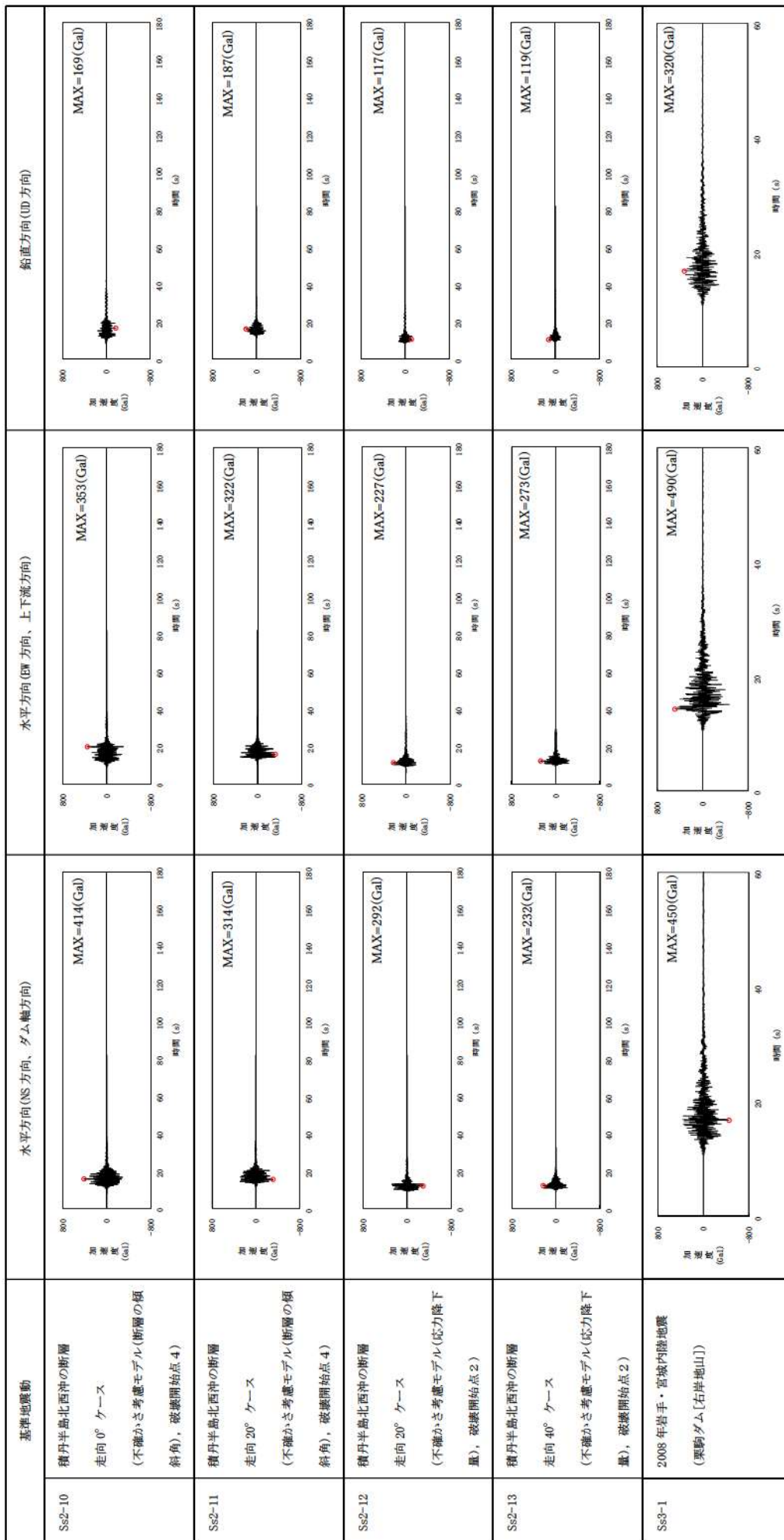
構造成立性評価断面 (地点) における標準地震動19波の応答結果から, 設置変更許可段階における構造成立性評価地震波を選定する。標準地震動の時刻歴波形及び応答スペクトルを第 4-6 図及び第 4-7 図に示す。



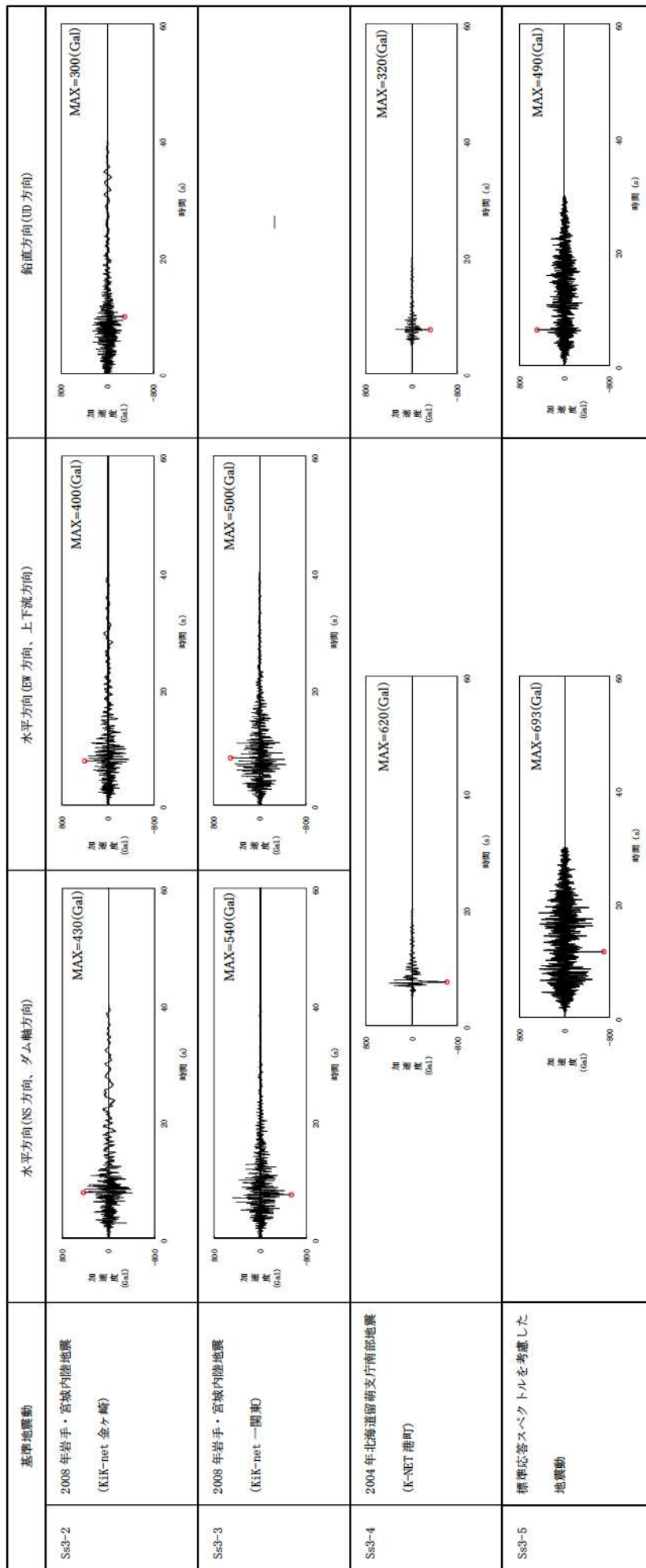
第 4-6 図 基準地震動の時刻歴波形 (1/4)



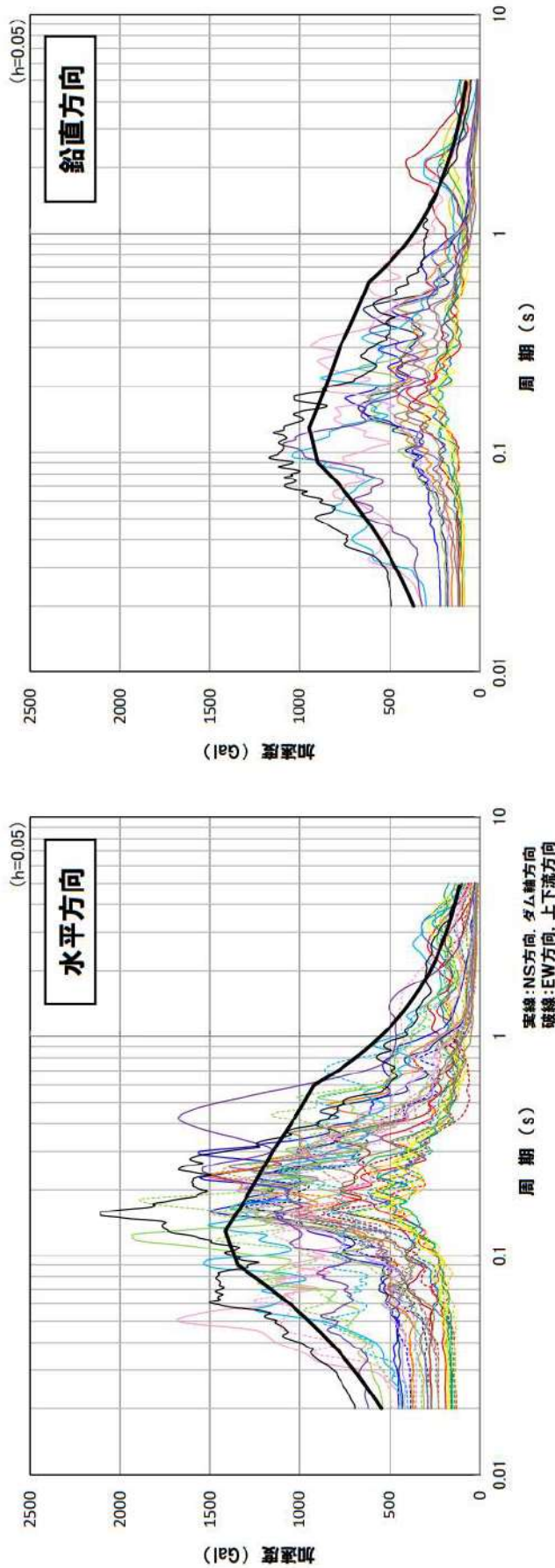
第 4-6 図 基準地震動の時刻歴波形 (2/4)



第 4-6 図 基準地震動の時刻歴波形 (3/4)



第 4-6 図 基準地震動の時刻歴波形 (4 / 4)



- | | | |
|---|-------------|-------------------------------------|
| — | 基準地震動Ss1 | 尾別川断層(断層の傾斜角, 破壊開始点1) |
| — | 基準地震動Ss2-1 | 岩内堆東傾曲~岩内堆南方背斜(断層の傾斜角, 破壊開始点4) |
| — | 基準地震動Ss2-2 | 岩内堆東傾曲~岩内堆東傾曲(断層の傾斜角, 破壊開始点4) |
| — | 基準地震動Ss2-3 | 岩内堆東傾曲~岩内堆東傾曲(破壊伝播速度, 破壊開始点1) |
| — | 基準地震動Ss2-4 | 岩内堆東傾曲~岩内堆東傾曲(破壊伝播速度, 破壊開始点5) |
| — | 基準地震動Ss2-5 | 岩内堆東傾曲~岩内堆東傾曲(断層の傾斜角, 破壊開始点6) |
| — | 基準地震動Ss2-6 | 岩内堆東傾曲~岩内堆東傾曲(断層の傾斜角, 破壊開始点1) |
| — | 基準地震動Ss2-7 | 積丹半島北西沖の断層 走向0°ケース |
| — | 基準地震動Ss3-1 | 2008年岩手・宮城内陸地震(栗駒ダム[右岸地山]) |
| — | 基準地震動Ss3-2 | 2008年岩手・宮城内陸地震(KIK-net金ヶ崎) |
| — | 基準地震動Ss3-3 | 2008年岩手・宮城内陸地震(KIK-net一関東) |
| — | 基準地震動Ss2-8 | 積丹半島北西沖の断層 走向0°ケース(断層の傾斜角, 破壊開始点2) |
| — | 基準地震動Ss2-9 | 積丹半島北西沖の断層 走向0°ケース(断層の傾斜角, 破壊開始点3) |
| — | 基準地震動Ss2-10 | 積丹半島北西沖の断層 走向0°ケース(断層の傾斜角, 破壊開始点4) |
| — | 基準地震動Ss2-11 | 積丹半島北西沖の断層 走向20°ケース(断層の傾斜角, 破壊開始点4) |
| — | 基準地震動Ss2-12 | 積丹半島北西沖の断層 走向20°ケース(応力降下量, 破壊開始点2) |
| — | 基準地震動Ss2-13 | 積丹半島北西沖の断層 走向40°ケース(応力降下量, 破壊開始点2) |
| — | 基準地震動Ss3-4 | 2004年北海道留萌支庁南部地震(K-NET港町) |
| — | 基準地震動Ss3-5 | 標準応答スペクトルを考慮した地震動 |

第 4-7 図 基準地震動の応答スペクトル

4. 4. 防潮堤高さ及び設計に用いる津波高さ



4. 5. 検討ケース及び荷重の組合せ

防潮堤の検討ケースは、荷重の組合せを考慮し、第 4-1 表に示すケースを実施する。防潮堤は、地震後及び津波後の再使用性と津波の繰り返し作用を考慮し、構造物全体の変形能力に対して十分な裕度を有するよう設計する。

なお、津波時の検討における基準地震動の影響については、設置変更許可段階においては、保守的に基準地震動直後の地盤沈下を考慮した解析を行う。

第 4-1 表 荷重の組合せ

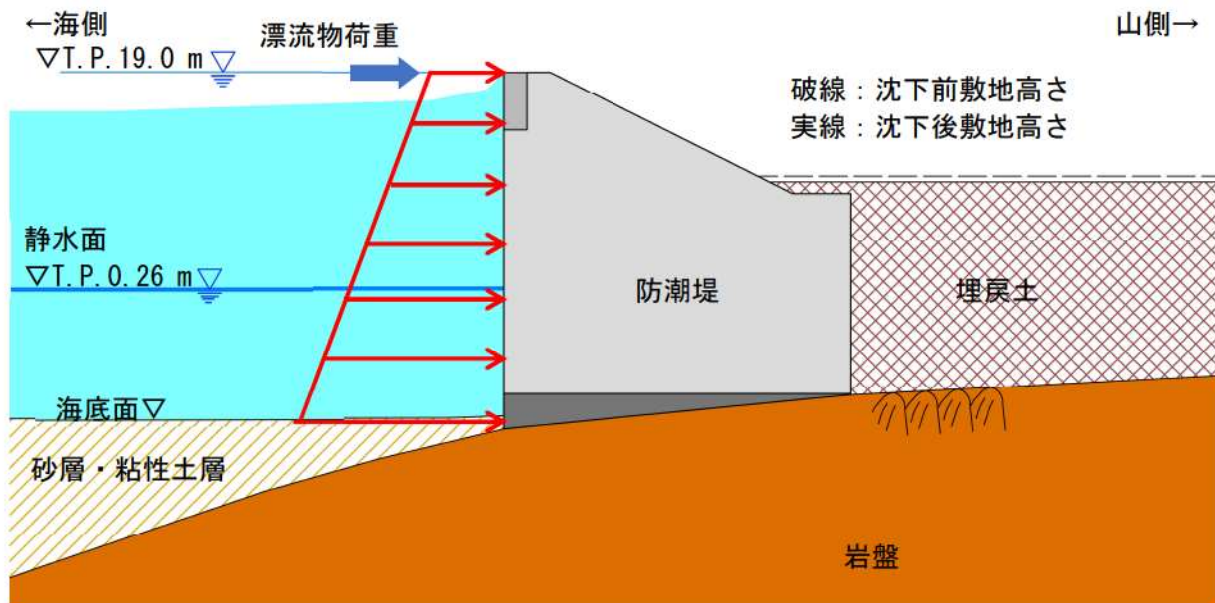
検討ケース	荷重の組合せ ^{※1}
地震時	常時荷重 + 地震荷重
津波時 ^{※2}	常時荷重 + 津波荷重 + 漂流物荷重
重畳時 ^{※2} (津波+余震時)	常時荷重 + 津波荷重 + 余震荷重

※1：自然現象による荷重(風荷重及び積雪荷重)は設備の設置状況、構造(形状)等の条件を含めて適切に組み合わせを反映する。

※2：基準地震動の影響を考慮する。

第 4-2 表 荷重の内容

荷重	内容
常時荷重	構造物の自重
自然現象による荷重	風荷重, 積雪荷重
地震荷重	基準地震動を作用させる
余震荷重	弾性設計用地震動Sd1による地震力を考慮する
津波荷重	津波荷重(津波波力)を考慮する なお、設計用津波波力については、朝倉式に基づき算定する
津波荷重 (重畳時)	余震作用時に、防潮堤前面に入力津波高さの海水が存在することを想定して、動水圧を作用させる
漂流物荷重	設置変更許可段階においては、保守的に設定した漂流物荷重を作用させる



第 4-8 図 津波時の荷重イメージ図（防潮堤（標準部））

防潮堤の構造成立性評価において、既設護岸（消波ブロック及びケーソン）、中割石、裏込石及び埋戻土に役割を期待しないため、基本ケースでは既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土をモデル化しない。

一方で、防潮堤前面に存在する既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土が構造成立性評価に与える影響を確認するために、影響評価ケースとして既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土をモデル化した評価を行う。詳細は「5.5 個別論点」において示す。

4. 6 解析用物性値

防潮堤の設計に用いる解析条件（解析用物性値等）の設定方針は、以下のとおりとする。

【施設・地盤の解析用物性値】

- ・施設のうち、コンクリートの解析用物性値は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会，2002年」等に基づき設定する。
- ・施設のうち、セメント改良土の解析用物性値は、文献等に基づき設定する。設定した解析用物性値の妥当性をセメント改良土の室内配合試験により確認する。
- ・地盤のうち、中割石及び裏込石の解析用物性値は、「添付資料3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域について」に示す。
- ・その他の地盤の解析用物性値は、原位置試験結果及び室内試験結果に基づき設定することを基本とする。

【設計地下水位】

- ・設計地下水位を地表面に設定する。

【液状化強度特性】

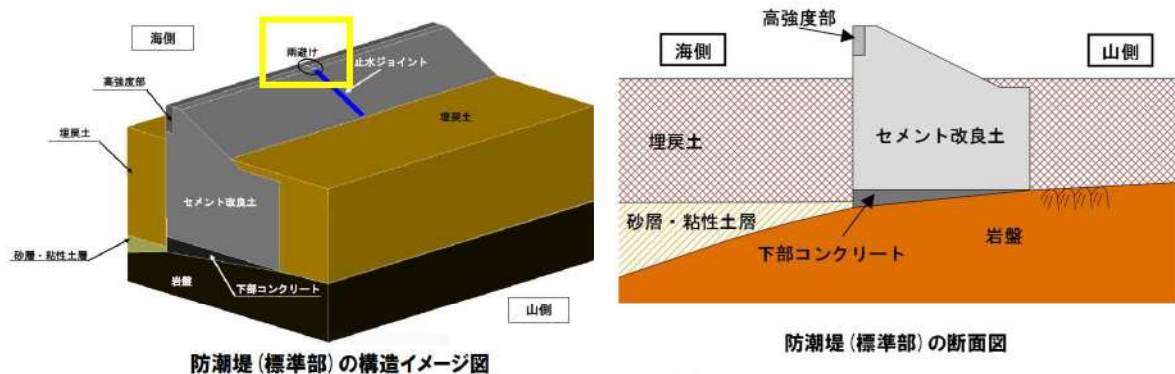
追 而

5. 防潮堤（標準部）の設計方針

5. 1. 構造概要

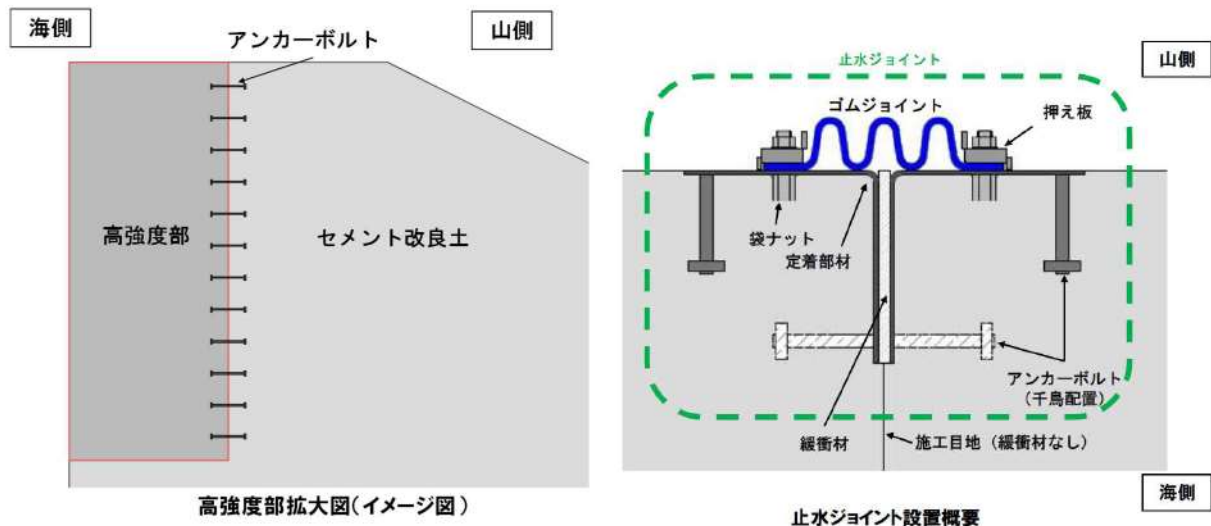
防潮堤（標準部）の構造概要を第 5-1 図に、高強度部及び止水ジョイントの構造概要を第 5-2 図に示す。防潮堤（標準部）は、セメント改良土、下部コンクリート及び高強度部による堤体構造である。なお、止水ジョイントの設計方針は、「7. 止水ジョイントの設計方針」に示す。

高強度部は、セメント改良土とアンカーボルトで一体化させる構造である。高強度部に固定するアンカーボルトの構造成立性は、止水ジョイントで用いるアンカーボルトと同じ仕様で確認する。アンカーボルトの仕様が異なる場合には、設計及び工事計画認可段階においてその仕様にて、設計及び工事計画認可段階においてアンカーボルトの性能試験を実施する（詳細は、「7. 止水ジョイントの設計方針」に示す。）。



防潮堤（標準部）の構造イメージ図

第 5-1 図 防潮堤（標準部）の構造概要



高強度部拡大図（イメージ図）

止水ジョイント設置概要

第 5-2 図 高強度部及び止水ジョイントの構造概要

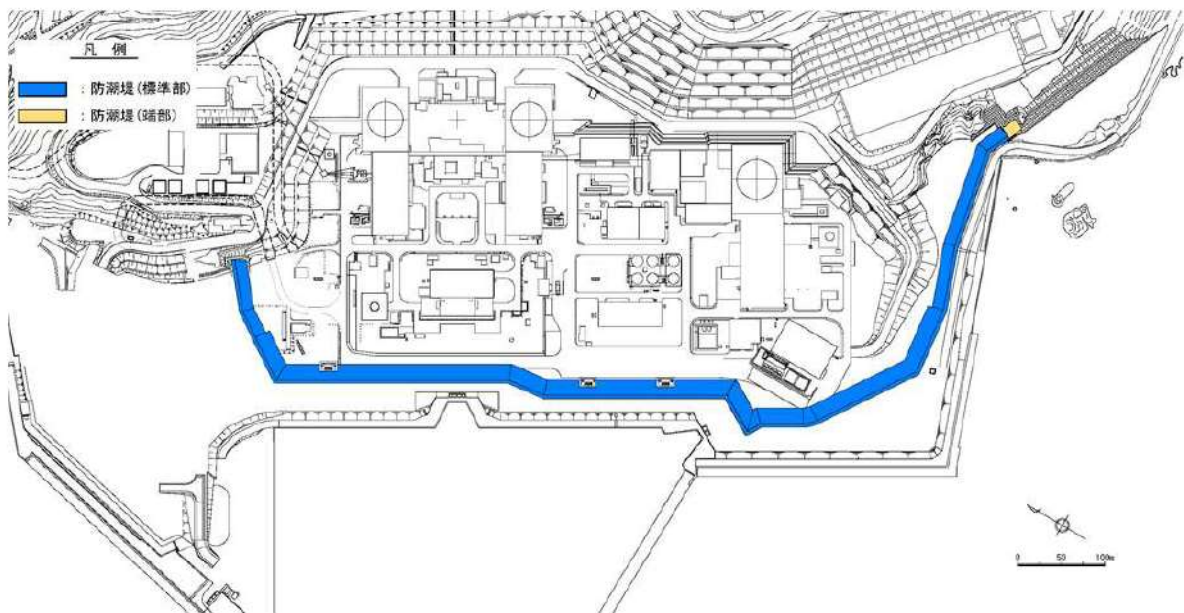
防潮堤（標準部）の平面図を第 5-3 図に、縦断図を第 5-4 図に、横断図を第 5-5 図に示す。1 号及び 2 号炉取水路，1 号及び 2 号炉放水路，3 号炉取水路及び 3 号炉放水路が防潮堤を横断しており，岩盤内に構築されている 3 号炉放水路以外は，波及的影響の範囲を最小にするために水路横断部は防潮堤と水路を直交させる。

防潮堤の屈曲部の施工目地は，応力集中に配慮し，第 5-7 図のとおり設置する計画である。屈曲部以外の施工目地は，防潮堤の高さ（防潮堤天端から岩盤までの高さ）が変化する断面，防潮堤の幅が変化する断面，水路が防潮堤を横断する断面等を考慮して設置する計画である。

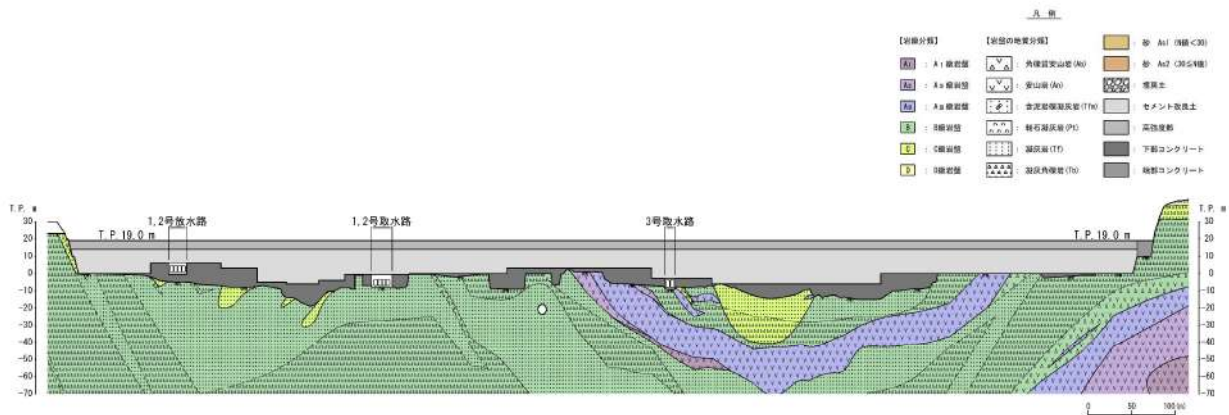
防潮堤設置位置の地質は，第 5-4 図に示すとおり，凝灰岩，凝灰角礫岩，含泥岩礫凝灰岩，角礫質安山岩及び安山岩が分布する。また，防潮堤設置位置の岩級は，泊発電所の岩盤分類基準に基づいた C 級及び A_{III} 級以上が認められる。防潮堤の支持性能の観点から C 級及び A_{III} 級以上の支持力が必要であり，防潮堤を C 級及び A_{III} 級以上に岩着させるため，防潮堤直下に C 級及び A_{III} 級未満が介在する場合は撤去し，下部コンクリートに置き換える。

防潮堤（標準部）を構成する各部材の仕様を第 5-1 表に，評価対象部位の役割を第 5-2 表に示す。

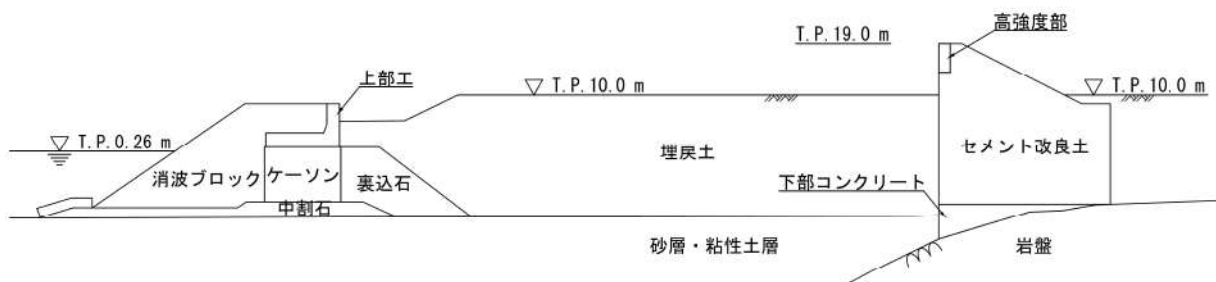
防潮堤の構造成立性評価に対する裕度を確保できなくなった場合，「5. 5. (4) 防潮堤（標準部）の裕度に関する考え方」に示す裕度向上対策を行う。



第 5-3 図 防潮堤（標準部）の平面図



第 5-4 図 防潮堤（標準部）の縦断図



※：防潮堤の幅，高強度部の高さ及び幅は追而とする。

第 5-5 図 防潮堤（標準部）の横断図

第 5-1 表 防潮堤（標準部）の各部位の仕様

部位	仕様
【施設】	
セメント改良土	設計基準強度：6.5N/mm ²
高強度部	無筋コンクリート，設計基準強度：40N/mm ²
止水ジョイント	押え板，ゴムジョイント(波状型止水ジョイント)，定着部材
下部コンクリート	無筋コンクリート，設計基準強度：24N/mm ²

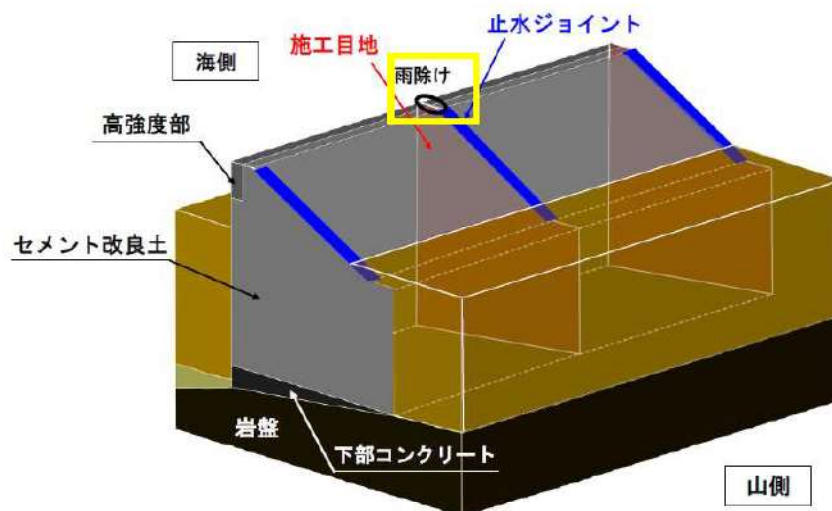
第 5-2 表 防潮堤（標準部）の評価対象部位の役割

□ 「役割」を期待する施設 □ 「役割」を期待する地盤

評価対象部位	主な役割
セメント改良土	堤体高さの維持 難透水性を有し，堤体による止水性の維持
高強度部	堤体高さの維持 セメント改良土の健全性を維持するために漂流物荷重を分散
止水ジョイント	防潮堤間の遮水性の保持
下部コンクリート	堤体高さの維持 難透水性を有し，堤体による止水性の維持 セメント改良土の鉛直支持 基礎地盤のすべり安定性を確保
岩盤	防潮堤の鉛直支持 基礎地盤のすべり安定性に寄与

防潮堤には、応力集中に配慮し施工目地を設置する。また、防潮堤は、長大な構造物であるため、施工量に基づきブロック割を行う断面にも施工目地を設置する。施工目地には、津波の水が流入することを防止するために止水ジョイントを設置する。施工目地と止水ジョイントの位置関係を第 5-6 図に示す。なお、施工目地は、防潮堤のブロック間の構造境界のことを示す。

また、雨水が止水ジョイント内に滞水することを避けるため、止水ジョイントの天端には雨除けを設置する。



第 5-6 図 施工目地と止水ジョイントの位置関係

施工目地の設置位置について第 5-3 表に示すとおり、応力集中に配慮した施工目地は設置箇所①～④、施工量に基づきブロック割を行うための施工目地は設置箇所⑤である。設置箇所①及び②の設置位置は第 5-7 図に示すとおりであり、設置箇所③～⑤の設置位置は、設計及び工事計画認可段階において説明する。設置箇所①には緩衝材を設置し、設置箇所②～⑤には緩衝材を設置しない。以降、設置箇所①を指す時は施工目地（緩衝材あり）、設置箇所②～⑤を指す時は施工目地（緩衝材なし）、設置箇所①～⑤に共通する場合は施工目地と記載する。

設置箇所④については、基礎地盤の不陸による防潮堤高さの違いに配慮して、同一ブロック内での地震時の挙動差の影響が小さくなるように、施工目地（緩衝材なし）を設置することを基本とする。詳細な設置箇所の説明は設計及び工事計画認可段階において説明する。

設置箇所⑤については、施工時の温度応力によるひび割れ影響に配慮したうえで、1日当たりの下部コンクリート又はセメント改良土の施工能力に応じて設置する。施工時の温度応力によるひび割れ影響については、設計及び工事計画認可段階において説明する。

第 5-3 表 施工目地設置断面

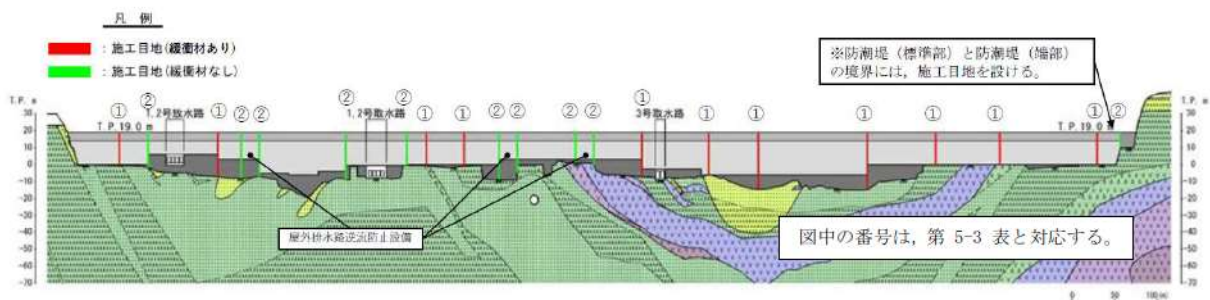
設置箇所	緩衝材の有無	詳細な設置箇所の説明時期
①防潮堤が屈曲する断面（屈曲部）	有	設置変更許可段階
②水路が横断する断面	無	設置変更許可段階
③防潮堤の幅が変化する断面※ ¹	無	設計及び工事計画認可段階
④防潮堤の高さが変化する断面※ ²	無	設計及び工事計画認可段階
⑤施工量に基づくブロック割箇所	無	設計及び工事計画認可段階

※ 1：防潮堤の幅は，防潮堤の基礎地盤の安定性を確保できるよう設定するものであり，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」において説明する。

※ 2：防潮堤の高さは，防潮堤天端から基礎地盤の表面までの高さであり，基礎地盤の高さによって変化する。



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。



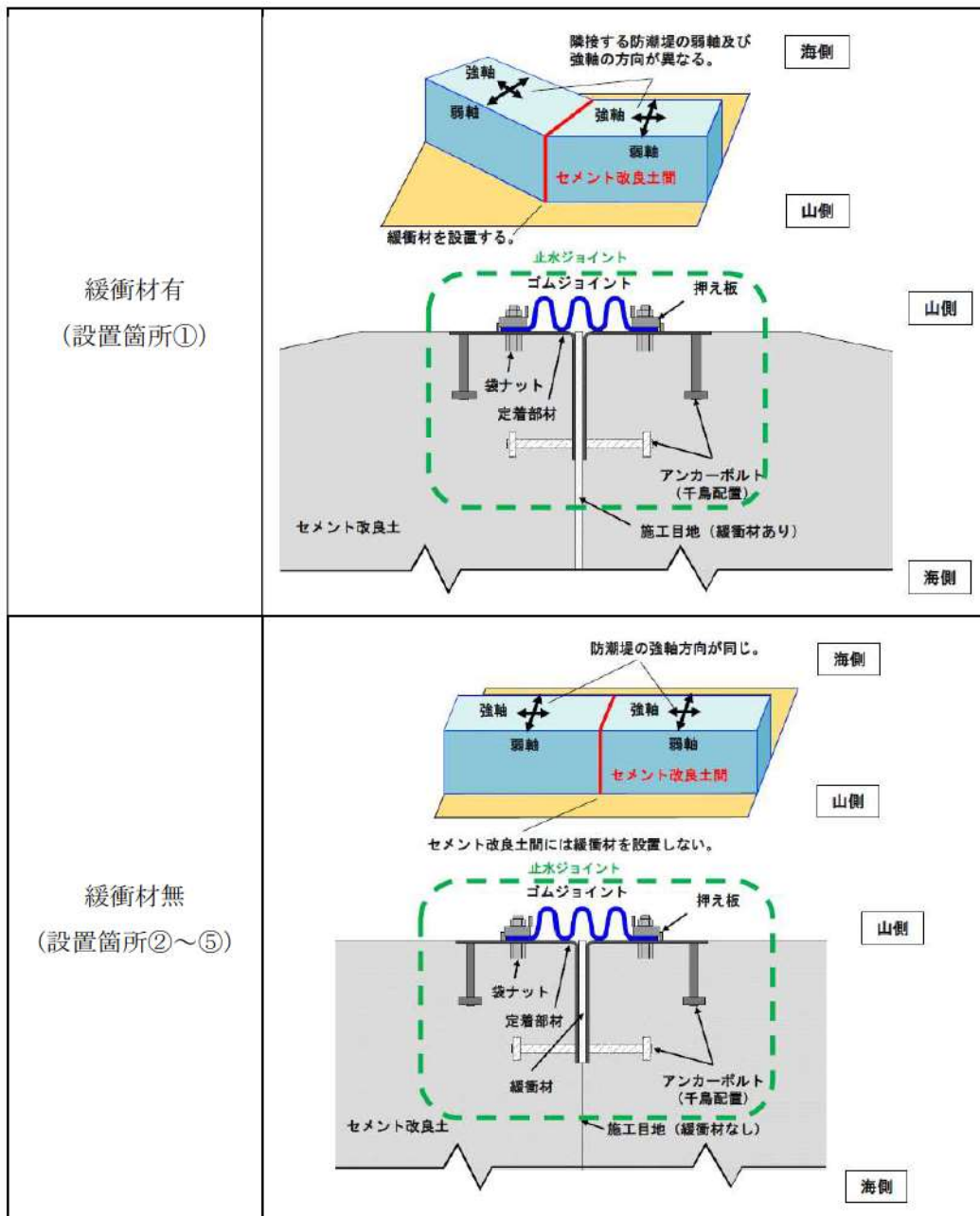
※高強度部についても，セメント改良土及び下部コンクリートと同じ断面位置に施工目地を設ける。

第 5-7 図 施工目地設置位置図（上；平面図，下；縦断図）

施工目地構造及び止水ジョイント構造の詳細を第 5-8 図に示す。

防潮堤の屈曲部の施工目地（緩衝材あり）は、隣接する防潮堤の弱軸及び強軸方向が異なることから、防潮堤天端から下端まで緩衝材を設置し、隣接する防潮堤との離隔を確保することで、地震時に発生する相対変位に対して隣接する防潮堤が衝突しないようにする。

屈曲部以外の施工目地（緩衝材なし）は、隣接する防潮堤の弱軸方向が同じであることから、隣接する防潮堤同士の接触による影響はない。また、施工性の観点から防潮堤間に隙間は無い状態であるが、津波の水が流入することを確実に防止するために止水ジョイントを設置する。



第 5-8 図 施工目地構造及び止水ジョイント構造

5. 2. 新規制基準における要求機能

5. 2. 1. 設計許可基準規則に対する確認事項

新規性基準への適合性において、防潮堤（標準部）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第 5-4 表に示す。

以下の条文を確認することにより、防潮堤（標準部）の各条文への適合性を確認する。

第 5-4 表 防潮堤（標準部）における検討要旨

設置許可基準規則	検討要旨
第四条 (地震による損傷の防止)	・施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。
第五条 (津波による損傷の防止)	・地震(本震及び余震)による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。

防潮堤（標準部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第 5-5 表及び第 5-9 図に示す。なお、以下では、津波の水を遮断する役割を「遮水性」、材料として津波の水を通しにくい役割を「難透水性」とし、これらを総称して「止水性」と整理する。防潮堤（標準部）は、セメント改良土、高強度部、下部コンクリート及び止水ジョイントを構造上のバウンダリとする。

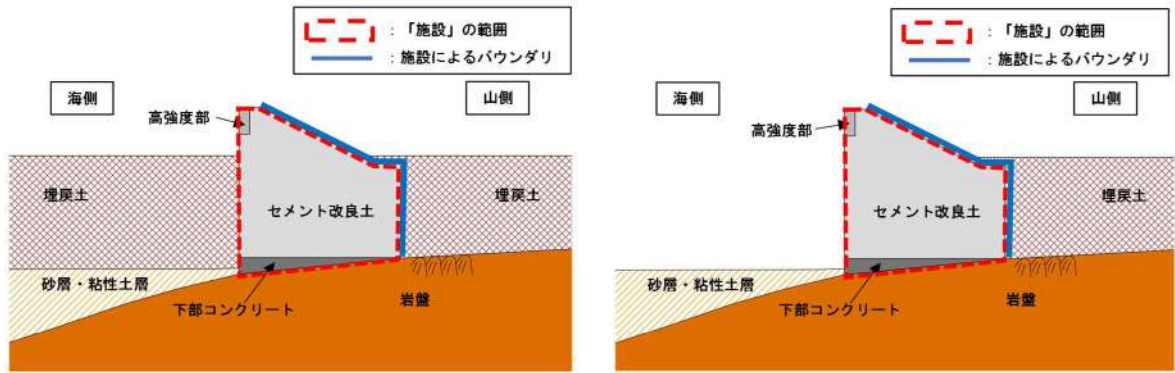
防潮堤（標準部）前面に存在する既設護岸（消波ブロック、被覆ブロック）、中割石、裏込石及び埋戻土には、役割を期待しないため、基本ケースでは既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土をモデル化しない。

一方で、影響評価ケースでは、防潮堤前面に存在する既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土が構造成立性評価に与える影響を確認するために、既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土をモデル化した評価を行う。

第 5-5 表 防潮堤（標準部）の各部位の役割^{※1}

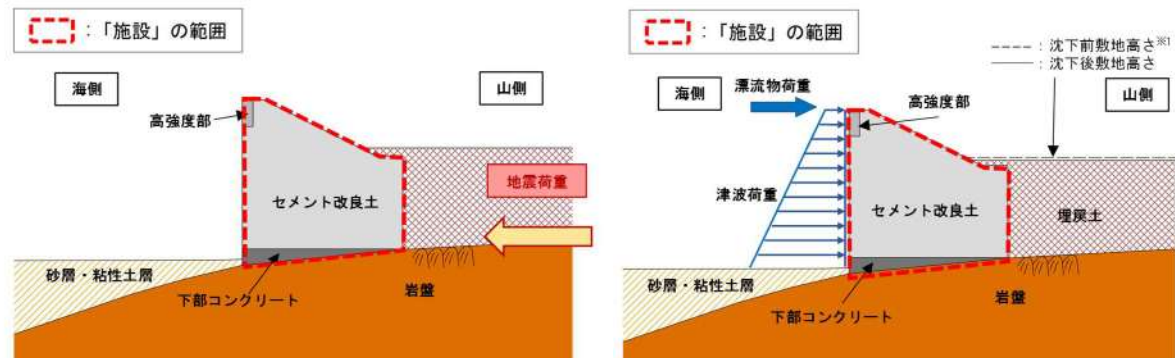
	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	セメント改良土	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・止水ジョイントを支持する。	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・難透水性を有し、堤体により止水性を保持する。
	高強度部	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・難透水性を有し、堤体により止水性を保持する。 ・セメント改良土の健全性を維持するために漂流物荷重を分散させる。
	止水ジョイント	・防潮堤間の変位に追従する。	・防潮堤間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	下部コンクリート	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・セメント改良土を鉛直支持し、基礎地盤のすべり安定性を確保する。	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・セメント改良土を鉛直支持する。 ・難透水性を有し、堤体により止水性を保持する。
地盤	岩盤	・防潮堤を鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・防潮堤を鉛直支持する。

※1：重畳時（津波+余震時）は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。



防潮堤断面図(既設護岸及び埋戻土等がある状態)

防潮堤断面図(既設護岸及び埋戻土等がない状態)



役割を期待する範囲(地震時)

役割を期待する範囲(津波時)

※1: 基準地震動による埋戻土の沈下を考慮する。

第 5-9 図 防潮堤 (標準部) の役割を期待する範囲

防潮堤（標準部）において、第 5-6 表のとおりセメント改良土、高強度部、止水ジョイント、下部コンクリート及び岩盤の具体的な役割を整理し、「施設」と「地盤」を区分する。なお、要求性能を主体的に満たすために設計上必要な項目を持つ部位は「施設」、施設の役割を維持するために設計に反映する項目を持つ部位は「地盤」とした。

第 5-6 表 防潮堤（標準部）の各部位の具体的な役割

部 位	具体的な役割					「施設」と「地盤」の区分の考え方	
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安定性	健全性		止水性
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いセメント改良土を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 止水ジョイントを支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いセメント改良土を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 	—	—	◎	◎	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、「施設」と区分する。 防潮堤間において、遮水性維持の役割を果たすことから、「施設」と区分する。 コンクリートの物性値及び設計形状を期待し、防潮堤本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、「施設」と区分する。
高強度部	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高い高強度部を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 高強度部とセメント改良土は、地震荷重に対しアンカーボルトで一体性を保持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高い高強度部を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 セメント改良土の健全性を維持するため、漂流物荷重を分散させる。 	—	—	◎	◎	
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤間の変位に追従する。 	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤間の変位に追従し、遮水性を保持する。 	—	—	◎	◎	
下部コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高い下部コンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 セメント改良土の下方の岩盤傾斜及び岩盤不陸をコンクリートで置き換えることで、セメント改良土を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性を確保する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高い下部コンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 セメント改良土の下方の岩盤傾斜及び岩盤不陸をコンクリートで置き換えることで、セメント改良土を鉛直支持する。 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 	—	—	◎	◎	
岩 盤	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤を鉛直支持する。 	○	○	—	—	

凡 例
◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目（該当する部位を施設と区分する）
○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
—：設計上考慮しない項目

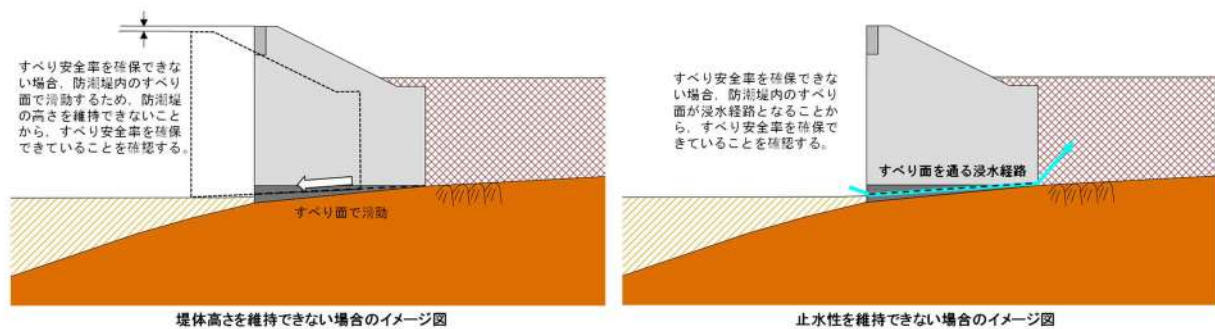
セメント改良土、高強度部及び下部コンクリートは、堤体高さ及び止水性維持の役割を主体的に果たすこと（第 5-6 表中「◎」と記載）から、「施設」と区分する。また、防潮堤間において止水ジョイントは遮水性維持の役割を主体的に果たすこと（第 5-6 表中「◎」と記載）から、「施設」と区分する。

なお、下部コンクリートに期待する役割は、「堤体高さの維持」「止水性の維持」の他に、「セメント改良土の鉛直支持」「基礎地盤のすべり安定性の確保」である。「堤体高さの維持」「止水性の維持」については、下部コンクリートのすべり安全率で評価する。

すべり安全率を確保できない場合のイメージ図を第 5-10 図に、「堤体高さの維持」「止水性の維持」においてすべり安全率で評価する理由を下記に示す。

- ・すべり安全率を確保している場合、防潮堤内のすべり面で防潮堤が滑動しないため、防潮堤の高さを維持できる（「堤体高さの維持」）。
- ・すべり安全率を確保している場合、防潮堤内にすべり面が生じないため、浸水経路は生じない（「止水性の維持」）。
- ・すべり安全率による評価は、下部コンクリートの薄い箇所を通るすべり線を含めて評価するため、下部コンクリートが役割を維持していることを網羅的に評価することができる。

また、その他の役割である「セメント改良土の鉛直支持」については、接地圧が許容支圧応力度内であることを確認し、「基礎地盤のすべり安定性の確保」については、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」において説明する。



第 5-10 図 すべり安全率を確保できない場合のイメージ図

以上を踏まえ、防潮堤（標準部）における各部位の役割に対する性能目標を第 5-7 表に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第 5-8 表に示す。

岩盤は「防潮堤の支持」及び「基礎地盤のすべり安定性に寄与」の役割を有していることから、支持力及び基礎地盤のすべり安全率で評価する。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、埋戻土及び砂層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

なお、施設の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法は、設計及び工事計画認可段階で説明する。

第 5-7 表 防潮堤（標準部）の各部位の役割に対する性能目標

部 位		性能目標			
		鉛直支持 (第三条)	すべり安定性 (第三条)	健全性 (第四条)	止水性 (第五条)
施設	セメント改良土	—	—	セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	高強度部	—	—	高強度部の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	セメント改良土の健全性を維持するために、漂流物荷重を分散させ、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	止水ジョイント	—	—	施工目地から津波が流入することを防止するために、止水ジョイントの変形性能を保持すること。	施工目地から津波が流入することを防止するために、止水ジョイントの変形性能及び遮水性能を保持すること。
	下部 コンクリート	—	—	下部コンクリートの健全性を保持して、セメント改良土を鉛直支持し、かつ入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、下部コンクリートにすべり破壊が生じないこと(接地圧及び内的安定を保持)。	下部コンクリートを横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
地盤	岩 盤	防潮堤を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	—	—

第 5-8 表 防潮堤（標準部）各部位の照査項目と許容限界
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部位		照査項目と許容限界						
		鉛直支持 (第三条)	すべり安定性 (第三条)	健全性 (第四条)	止水性 (第五条)			
施設	セメント改良土		—	—	すべり安全率 ^{※1}			
	高強度部	コンクリート			(1.2以上)			
		アンカーボルト			引張力及びせん断力	引張力及びせん断力 ^{※2}		
					(許容引張力及び許容せん断力 ^{※3, ※4} 以下)		(許容引張力及び許容せん断力 ^{※3, ※4} 以下)	
	止水ジョイント ^{※5}	定着部材			曲げ，せん断		(短期許容応力度)	
		アンカーボルト			引張力及びせん断力		(許容引張力及び許容せん断力 ^{※3, ※4} 以下)	
		ゴムジョイント			変形	変形及び水圧	(許容変形量及び許容水圧以下)	
	下部コンクリート				接地圧		(短期許容支圧応力度) ^{※6}	
		すべり安全率 ^{※1}		(1.2以上)				
地盤	岩盤	支持力	すべり安全率 (基礎地盤) ^{※7}	—	—			
		(極限支持力)	(1.5以上)					

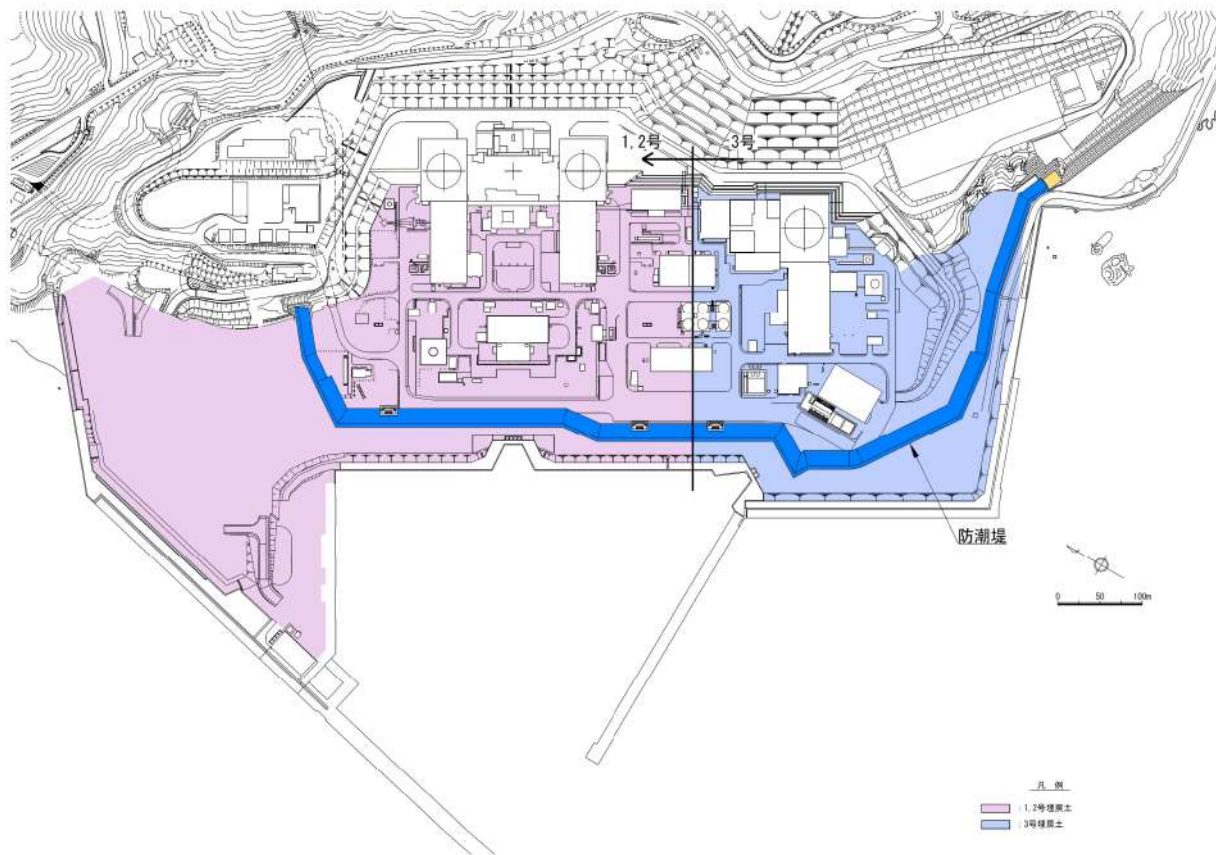
- ※1：第四条・第五条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。なお、各要素の局所安全率についても確認し、破壊領域が広範囲に連続せず、水みちが生じないことを確認する。
- ※2：津波時において、高強度部とセメント改良土の境界面に圧縮力及びせん断力が発生する場合、せん断力が摩擦力以下であることを評価する。
- ※3：セメント改良土に埋め込むアンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの性能試験で確認する。
- ※4：許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの降伏及びせん断強度、並びに定着された構造物のコーン状破壊及び支圧強度を考慮して決定する。
- ※5：止水ジョイントの詳細は、「7. 止水ジョイントの設計方針」において説明する。
- ※6：セメント改良土による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。
- ※7：基礎地盤のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき1.5以上を許容限界とする。

5. 2. 2. 要求機能と設計評価方針

防潮堤（標準部）に関して要求機能と設計評価方針を第 5-9 表に示す。

5. 3. 周辺地質

防潮堤周辺の被覆層の分布状況を第 5-11 図に示す。

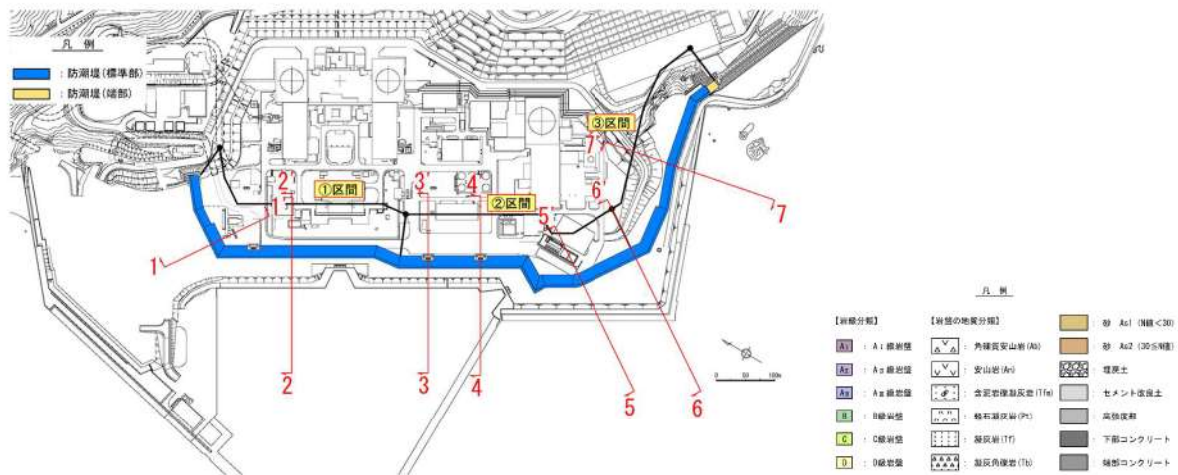


第 5-11 図 敷地の被覆層 平面図

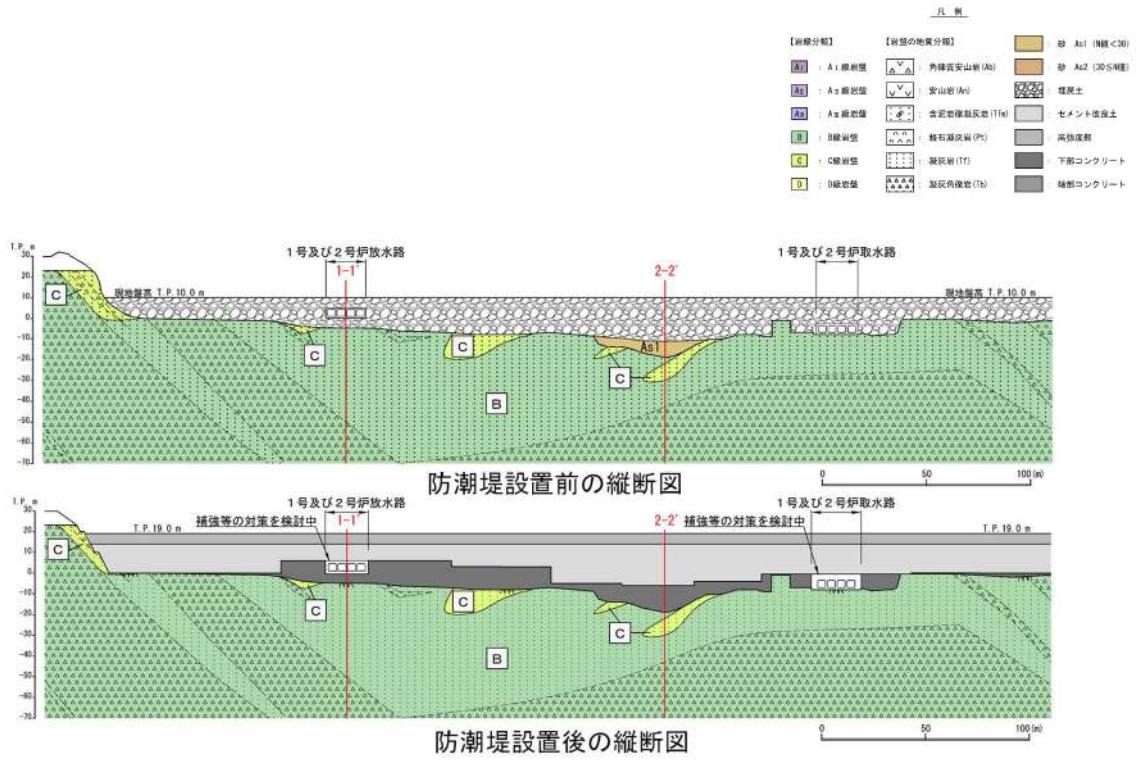
防潮堤設置前後の防潮堤（標準部）の地質縦断，横断の位置図を第 5-12 図に，地質縦断図を第 5-13 図～第 5-15 図に，地質横断図を第 5-16 図～第 5-22 図に示す。防潮堤設置位置の地質は，凝灰岩，凝灰角礫岩，含泥岩礫凝灰岩，角礫質安山岩及び安山岩が認められる。また，防潮堤設置位置の岩級は，泊発電所の岩盤分類基準に基づいたC級及びA_{III}级以上が認められる。なお，下部コンクリートの高さは，横断方向で岩盤高さが異なることが想定されるため，岩盤高さが高い方の位置に合わせることを基本とする。

各断面の特徴は以下のとおりである。

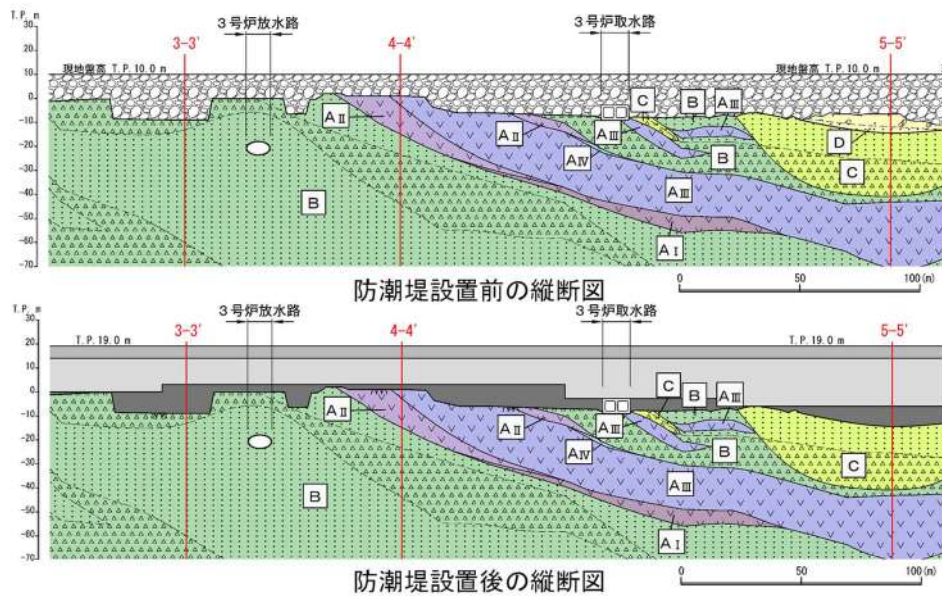
- ・ 1-1' 断面は，茶津側端部～1号及び2号炉放水路（屈曲部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが概ね一様であり，その中でも1-1' 断面が最も岩盤が深い。
- ・ 2-2' 断面は，全区間（茶津側端部～堀株側端部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが最も高い。
- ・ 3-3' 断面及び4-4' 断面は，1号及び2号炉取水路～3号炉取水路区間において既設護岸形状が異なる。
- ・ 5-5' 断面は，防潮堤設置箇所にD級岩盤が存在する。ただし，防潮堤設置時には，防潮堤下部のD級岩盤を撤去する。
- ・ 6-6' 断面は，全区間（茶津側端部～堀株側端部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが，2-2' 断面の次に高い。
- ・ 7-7' 断面は，防潮堤背面に存在する道路盛土が高い。



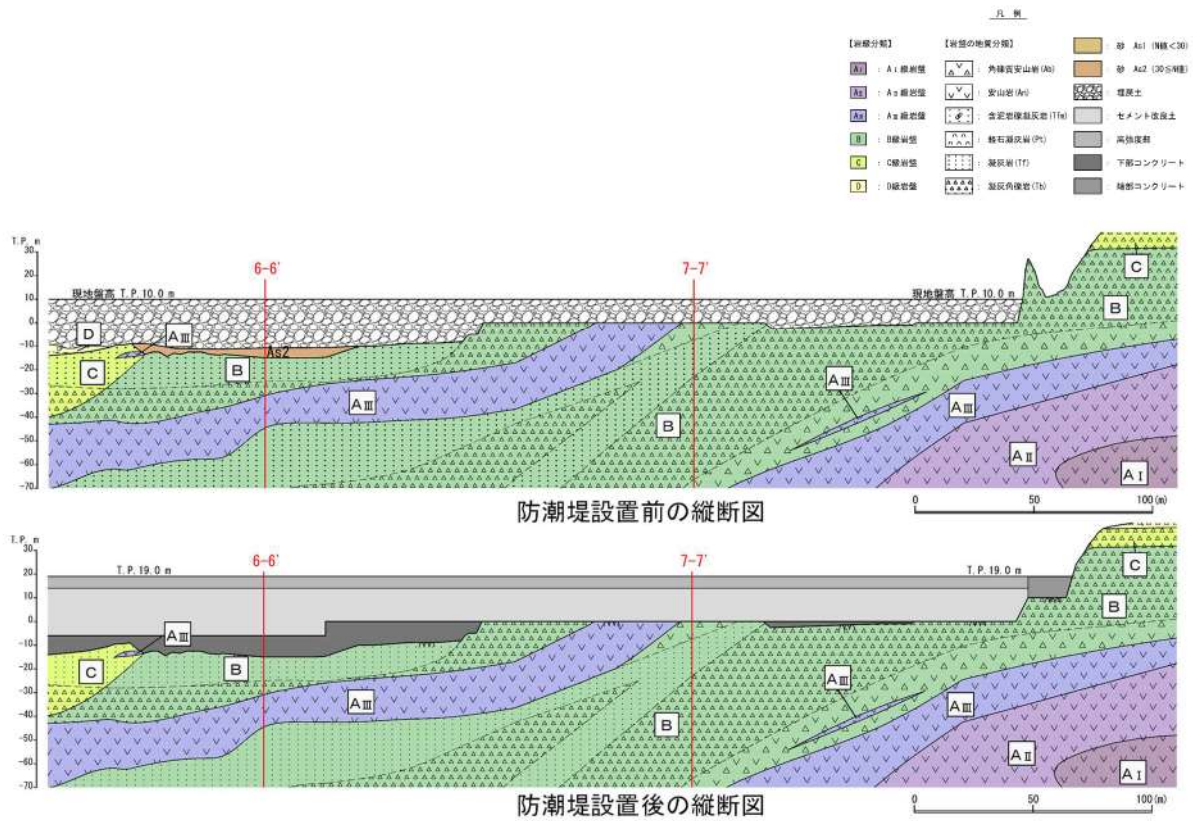
第 5-12 図 防潮堤（標準部）の地質縦断，横断の位置図



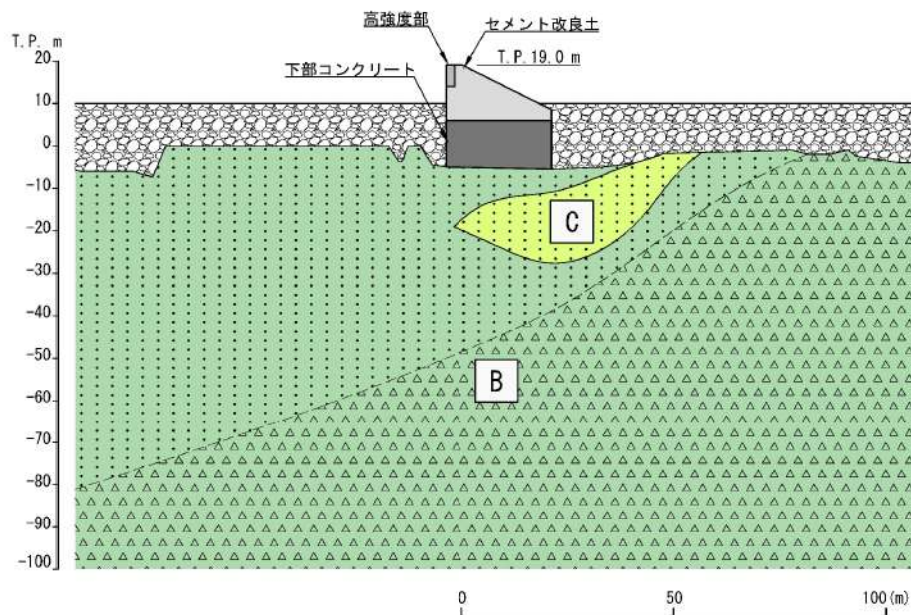
第 5-13 図 防潮堤（標準部）の地質縦断面図①

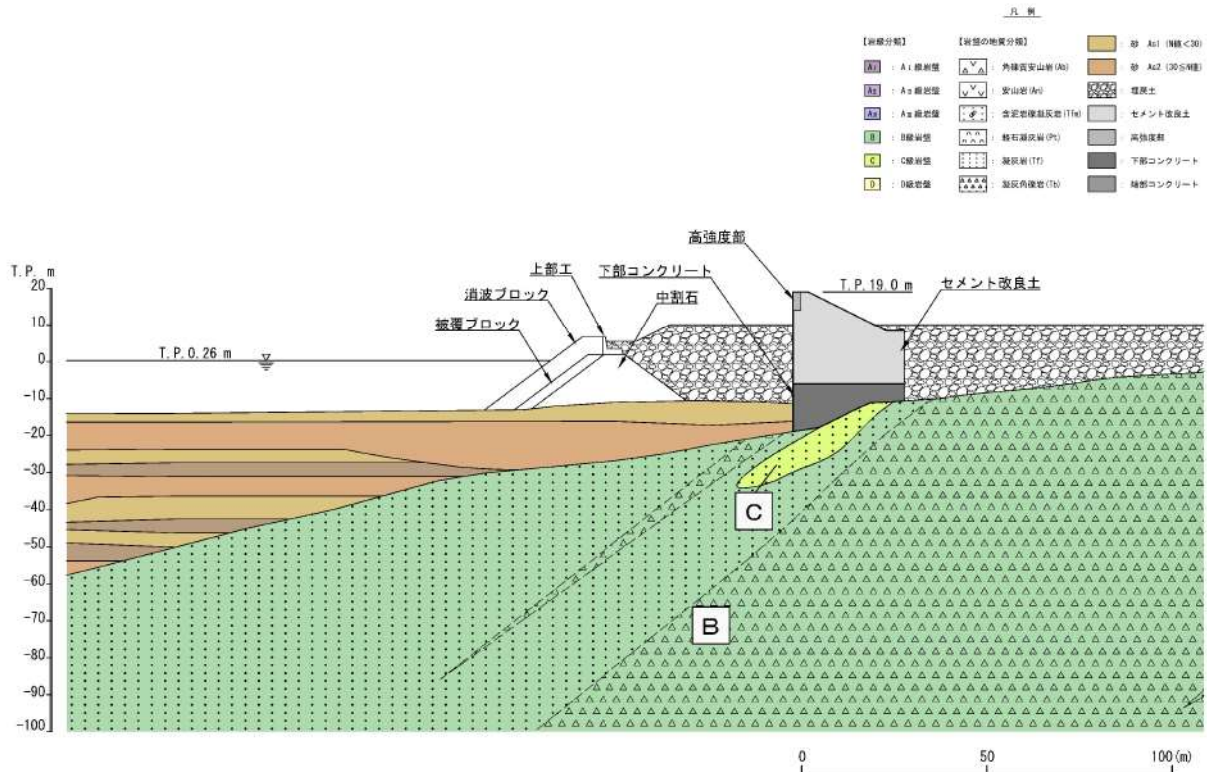


第 5-14 図 防潮堤（標準部）の地質縦断面図②

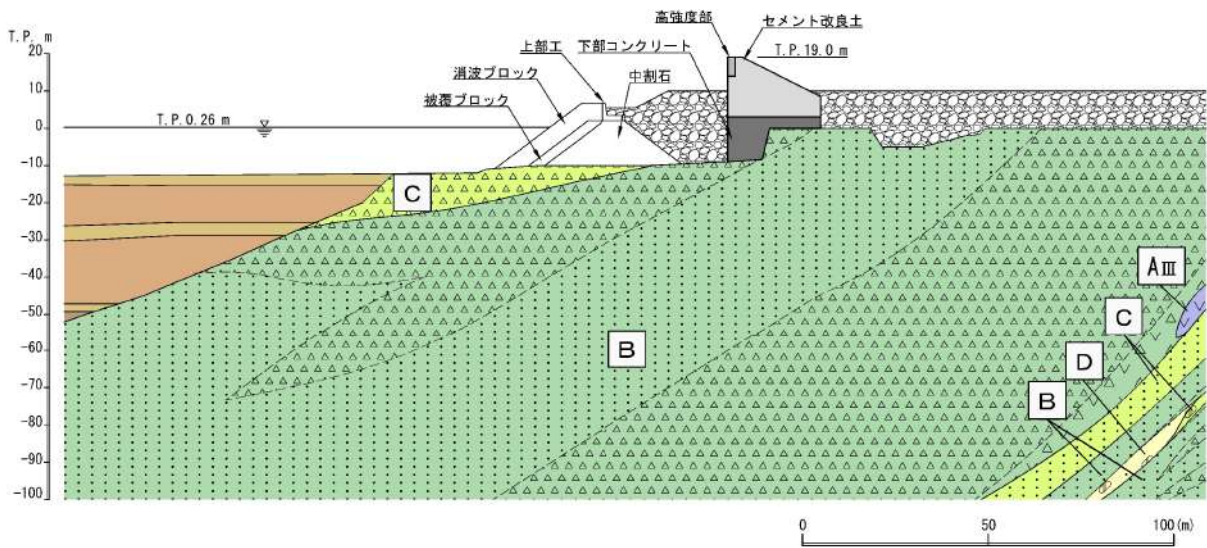


第 5-15 図 防潮堤（標準部）の地質縦断面図③

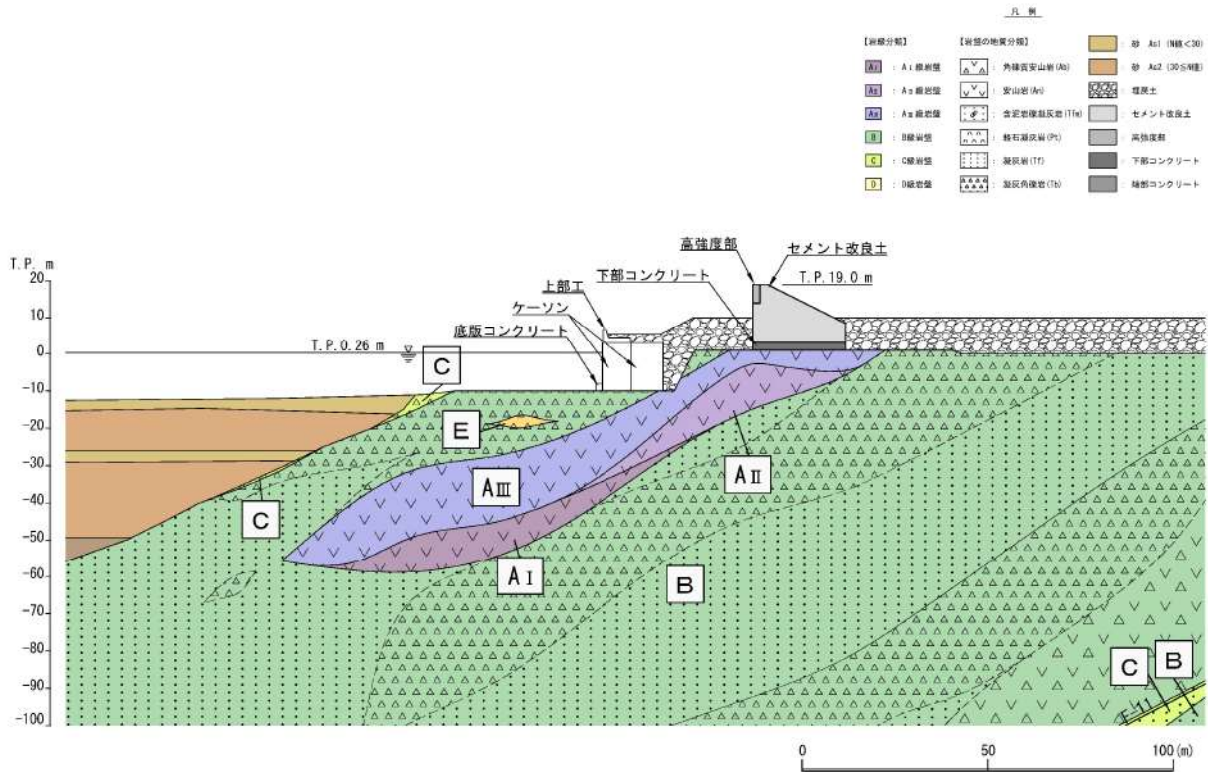




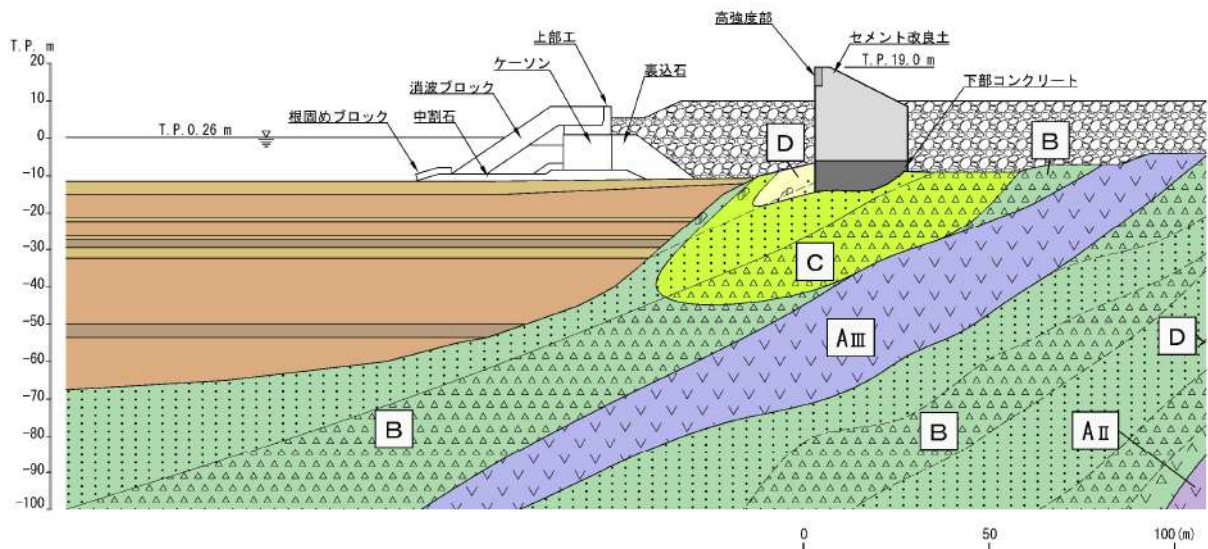
第 5-17 図 防潮堤 (標準部) の地質横断面図 (2-2')



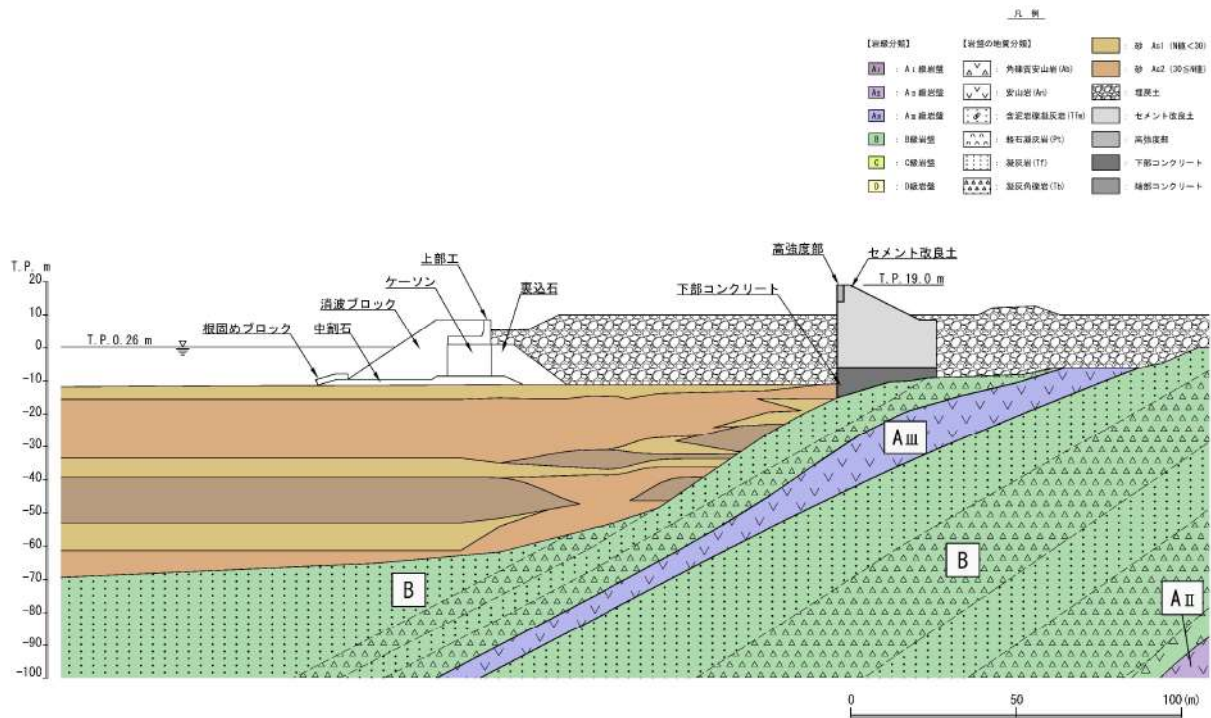
第 5-18 図 防潮堤 (標準部) の地質横断面図 (3-3')



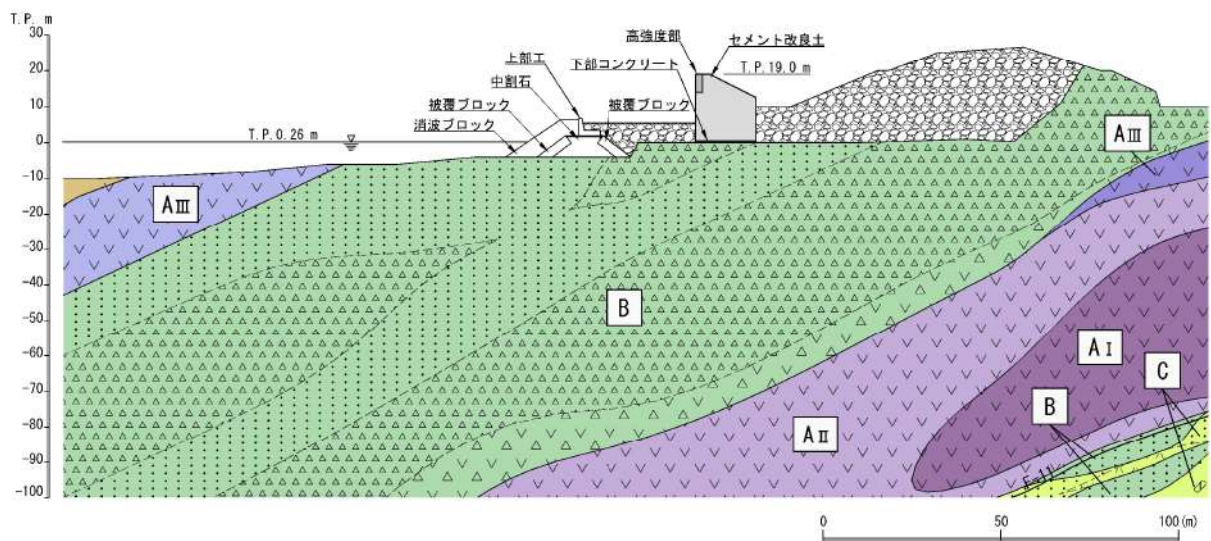
第 5-19 図 防潮堤 (標準部) の地質横断面図 (4-4')



第 5-20 図 防潮堤 (標準部) の地質横断面図 (5-5')



第 5-21 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（6-6'）



第 5-22 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（7-7'）

5. 4. 設計方針

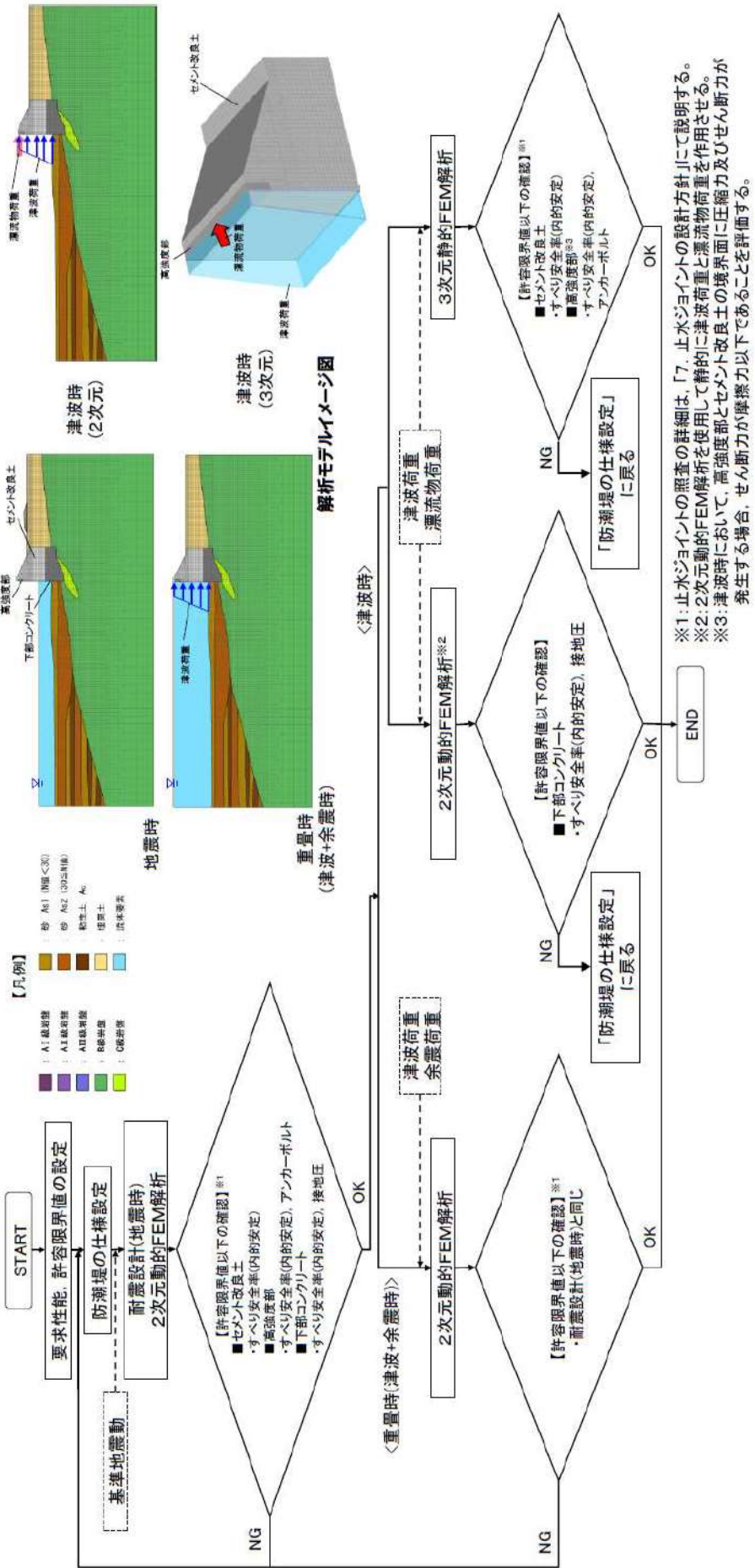
5. 4. 1. 設計フロー

防潮堤（標準部）の設計フローを第 5-23 図に示す。

防潮堤（標準部）は、線状構造物あり、弱軸・強軸方向が明確であることから、弱軸方向の断面において、2次元動的FEM解析による有効応力解析で評価することを基本とする。

ただし、地震荷重及び津波荷重は汀線方向に一様に作用することに対し、漂流物荷重は局所的に作用する荷重であるため、津波時における評価は、以下のとおり、2次元動的FEM解析又は3次元静的FEM解析を使い分ける。なお、2次元動的FEM解析では、津波荷重及び漂流物荷重は静的に作用させる。

- ・漂流物荷重が直接作用しない下部コンクリートは、津波荷重のみが汀線方向に一様に作用するため、2次元動的FEM解析で評価する。
- ・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は、局所的に作用する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するため、3次元静的FEM解析で評価する。
- ・止水ジョイントの設計フローの詳細は、「7. 止水ジョイントの設計方針」にて説明する。



第 5-23 図 防潮堤 (標準部) の設計フロー

5. 4. 2. 設計方針の概要

(1) 部位ごとの設計方針

防潮堤（標準部）の部位ごとの設計方針を第 5-10 表に示す。

第 5-10 表 防潮堤（標準部）の部位ごとの設計方針

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	コンクリート	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・同解説, 日本建築学会, 2010年 ^{※4}
		津波時	3次元静的FEM解析			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
	アンカーボルト	地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
		津波時	3次元静的FEM解析 ^{※2}			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
止水 ジョイント	定着部材	地震時	「7. 止水ジョイントの設計方針」にて説明			
		津波時				
		重畳時				
	アンカーボルト	地震時				
		津波時				
		重畳時				
	ゴムジョイント	地震時				
		津波時				
		重畳時				
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, 土木学会, 2002年 耐津波設計に係る工認審査ガイ ド
		津波時	2次元動的FEM解析 ^{※2}			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
岩盤		地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}	支持力 すべり安全率 ^{※5} (基礎地盤)	極限支持力 すべり安全率 ^{※5} (基礎地盤) 1.5以上	道路橋示方書・同解説 IV下部 構造編, 日本道路協会, 平成24年 基礎地盤及び周辺斜面の安定性 評価に係る審査ガイド
		津波時	2次元動的FEM解析 ^{※3}			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			

※1：液状化の影響を評価するために有効応力解析を実施する。

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

※3：2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。

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

※5：基礎地盤のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき1.5以上を許容限界とする。

(2) 地震時, 重畳時(津波+余震時)の検討

地震時及び重畳時の検討は, 2次元動的FEM解析(有効応力解析)にて行う。
以下に, 解析の概要を示す。

i. 解析の目的

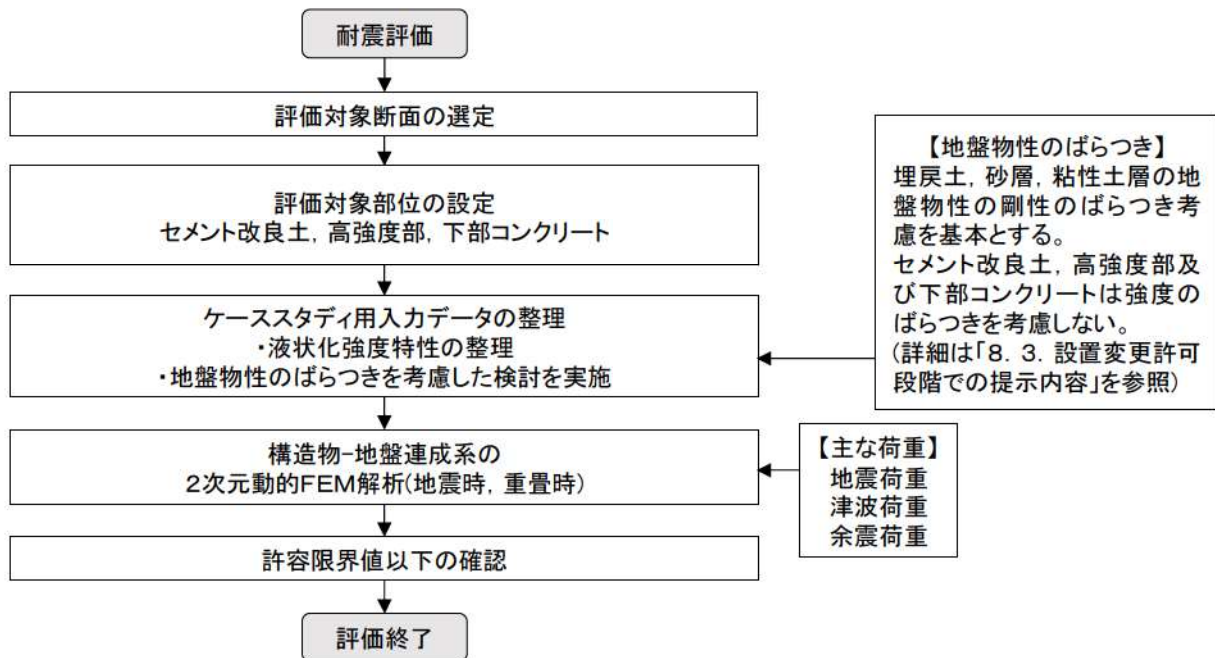
- ・地盤物性及び液状化を考慮し, セメント改良土, 高強度部, 下部コンクリート, 埋戻土, 砂層, 粘性土層及び岩盤を含めた全体の動的挙動評価
- ・地盤物性及び液状化を考慮した影響評価

ii. 結果の利用

- ・セメント改良土, 高強度部及び下部コンクリートの照査
- ・アンカーボルト(高強度部)の照査
- ・地震時応答(変形量を含む)

iii. 解析条件

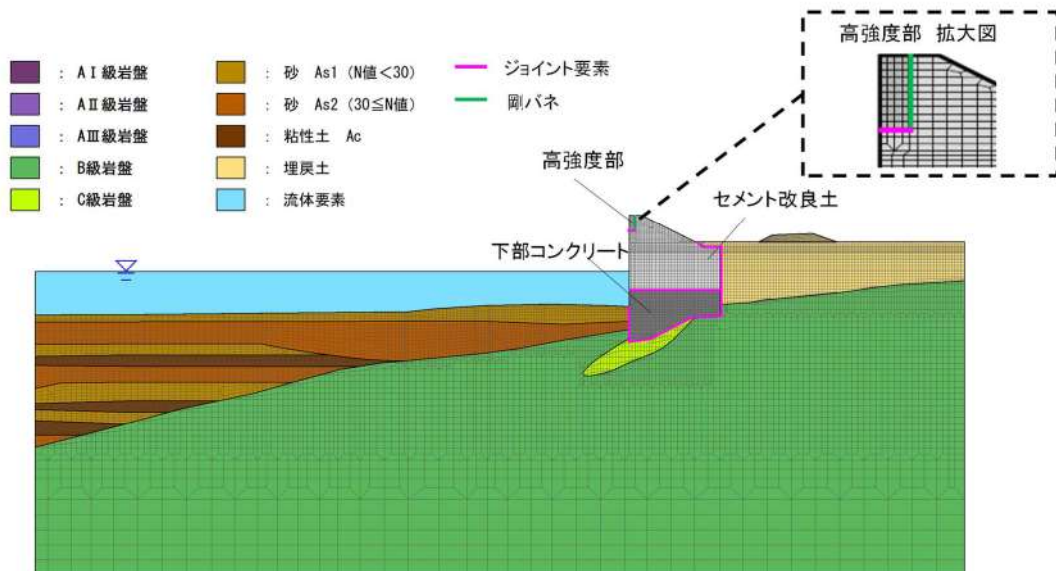
- ・地盤物性のばらつきを地震時において考慮する。



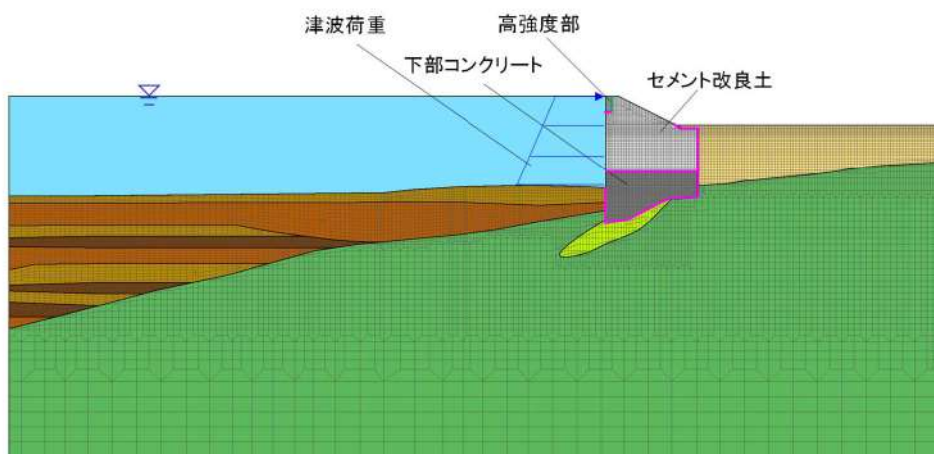
第 5-24 図 設計フロー

2次元動的FEM解析（有効応力解析）におけるモデル化方針について、以下に示す。

- ・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要素でモデル化する。
- ・埋戻土，砂層，粘性土層はマルチスプリング要素でモデル化する。
- ・液状化検討対象層である地下水位以深の埋戻土及び砂層は，液状化パラメータを設定する。
- ・海水は液体要素でモデル化する。
- ・防潮堤より前面の既設護岸，中割石，裏込石及び埋戻土はモデル化しない。
- ・セメント改良土と高強度部は，アンカーボルトで一体化させる。アンカーボルトに作用する反力を算出するために剛バネ（面直バネ及びせん断バネ）をセメント改良土と高強度部の鉛直境界面に設定する。アンカーボルトを設置しない高強度部の底面は，ジョイント要素を設定する。



第 5-25 図 防潮堤（標準部）の2次元動的FEM解析モデル図（地震時）

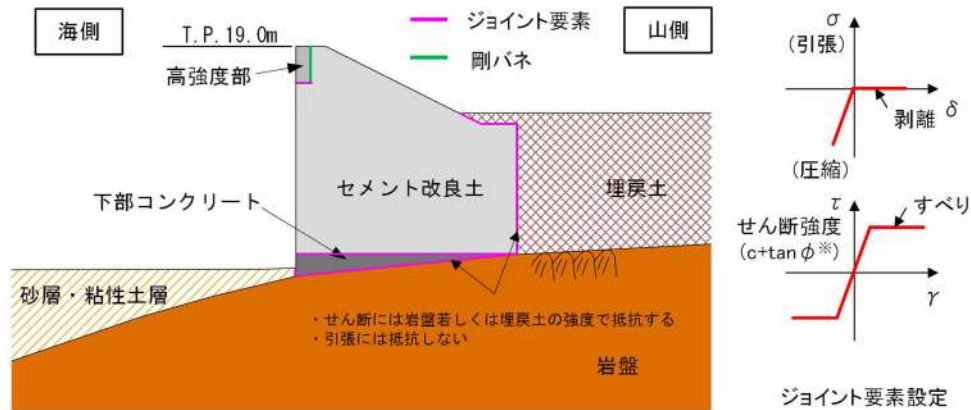


第 5-26 図 防潮堤（標準部）の2次元動的FEM解析モデル図（重畳時）

2次元動的FEM解析における岩盤若しくは埋戻土と下部コンクリート若しくはセメント改良土の境界面のジョイント要素は以下のとおり設定する。

- ・境界面の接線方向において、接触する要素のうち、せん断強度が低いほうの強度で抵抗する。
- ・一方、境界面の法線方向において、境界面の付着力は保守的に考慮しない（引張には抵抗しない）。

境界面のジョイント要素のイメージ図を第 5-27 に示す。



第 5-27 図 境界面のジョイント要素のイメージ図

(3) 津波時の検討

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

i. 解析の目的

- ・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解析による評価
- ・漂流物荷重が作用しない下部コンクリートについて、セメント改良土、高強度部、下部コンクリート、埋戻土、砂層、粘性土層及び岩盤を含めた全体の挙動評価を行うための2次元動的FEM解析^{※1}

ii. 結果の利用

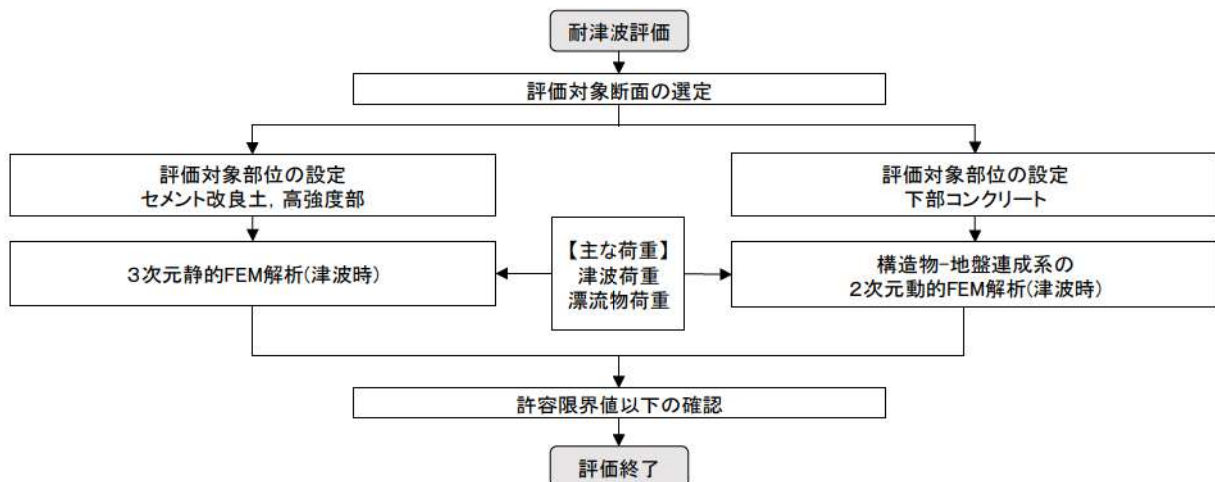
- ・セメント改良土及び高強度部の照査^{※2} 【3次元静的FEM解析】
- ・下部コンクリートの照査 【2次元動的FEM解析】

iii. 解析条件

- ・津波時においては、津波荷重及び漂流物荷重が主な外力であり、地盤物性のばらつきによる影響は小さいと考え、地盤物性のばらつきは考慮しない。

※1：2次元動的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。

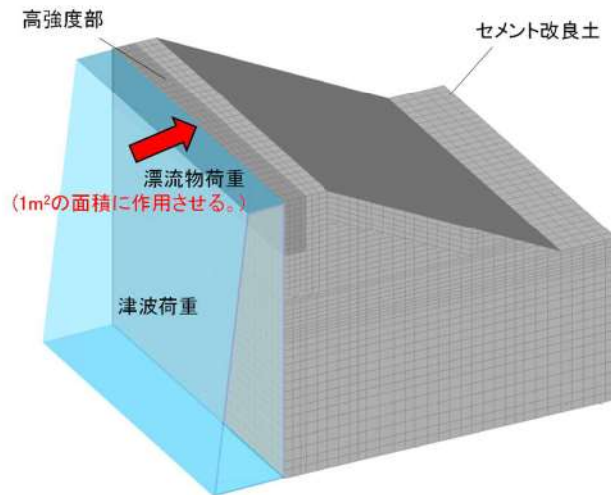
※2：津波時は、高強度部とセメント改良土の境界面に圧縮力及びせん断力が発生する場合、境界面に発生するせん断力が高強度部とセメント改良土間の摩擦力以下であることを評価する。



第 5-28 図 設計フロー

3次元静的FEM解析のモデル化方針について、以下に示す。

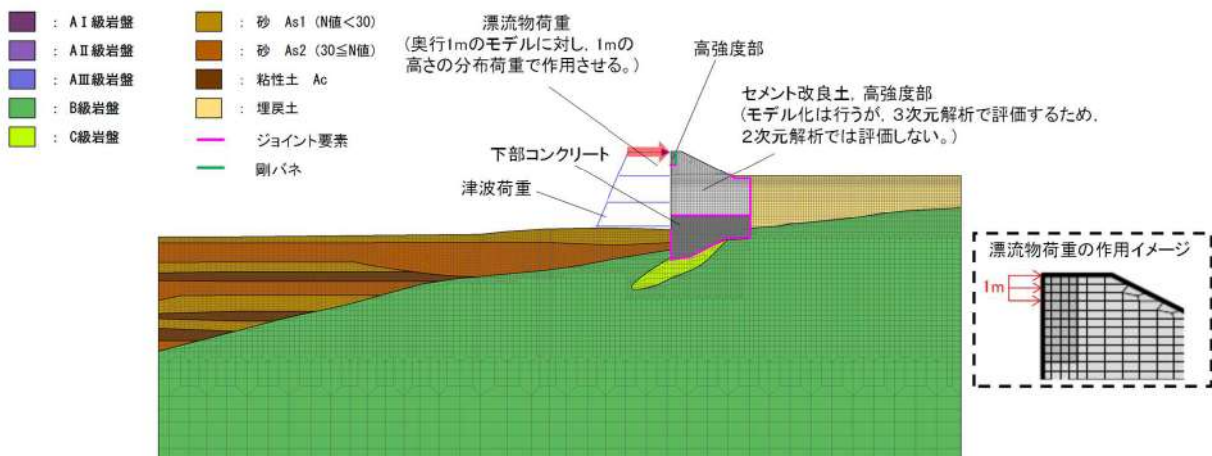
- ・防潮堤（標準部）のセメント改良土及び高強度部を線形要素でモデル化する。
- ・セメント改良土と高強度部の境界条件は地震時と同様であり、鉛直境界面の摩擦力は剛バネ(面直バネ及びせん断バネ)の面直反力を用いて算出する。



第 5-29 図 3次元静的FEM解析 解析モデル図（津波時）

2次元動的FEM解析のモデル化方針について、以下に示す。

- ・防潮堤（標準部）のセメント改良土、高強度部、下部コンクリート及び岩盤は線形要素でモデル化する。
- ・埋戻土、砂層及び粘性土層はマルチスプリング要素でモデル化する。
- ・液状化検討対象層である地下水位以深の埋戻土及び砂層は、液状化パラメータを設定する。
- ・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。
- ・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る。

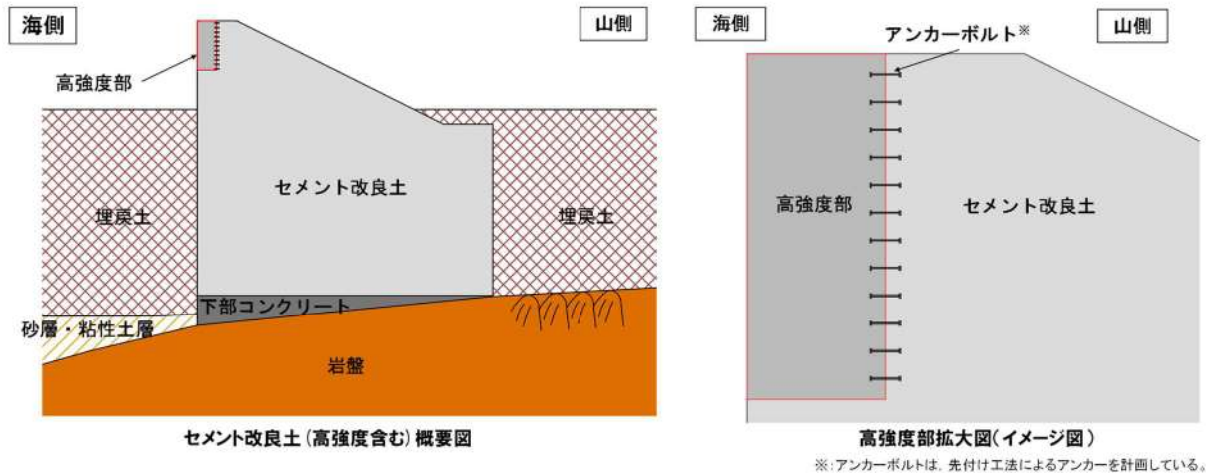


第 5-30 図 2次元動的FEM解析 解析モデル図（津波時）

(4) 高強度部の設計方針

漂流物が衝突し、セメント改良土の損傷が想定される範囲は、セメント改良土より強度の大きい高強度部とする。高強度部の評価方針は、以下のとおりである。

- ・津波防護施設本体の性能目標である「概ね弾性状態に留まること」を確保するため、高強度部を防潮堤の一部として設計することから、津波防護施設として位置付ける。
- ・高強度部は、セメント改良土の一部をコンクリートに置き換え、アンカーボルトで一体化した構造であるため、高強度部とセメント改良土を通るすべり線で内的安定（すべり安全率照査）を評価する。
- ・上記評価により、高強度部とセメント改良土が一つの堤体として健全性及び止水性の保持を維持し、有意な漏えいを生じない構造であることを確認できる。



第 5-31 図 防潮堤（標準部）のセメント改良土及び高強度部の概略図

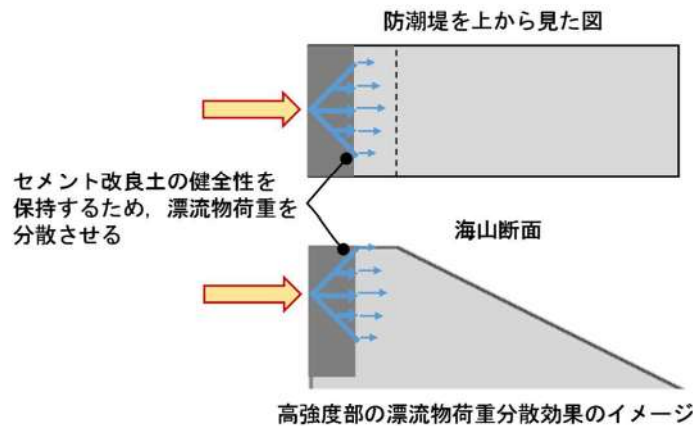
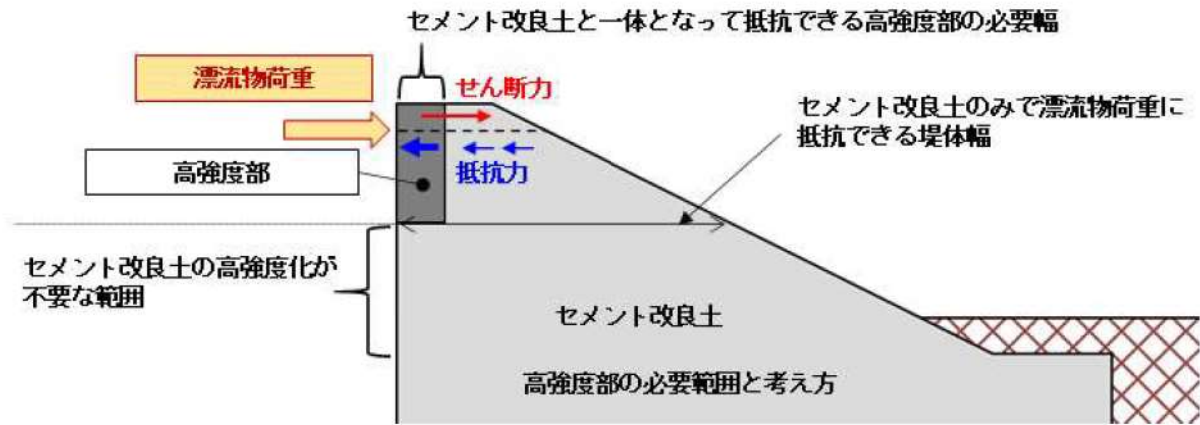
高強度部に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズムは、第 5-11 表及び第 5-32 図に示すとおり、セメント改良土を強度の高い高強度部に置き換え、漂流物荷重を分散し、セメント改良土と一体となって抵抗することで、津波防護施設の健全性及び止水性を維持することである。

防潮堤の地上部は、漂流物荷重に対し、抵抗する堤体幅が小さく、セメント改良土だけでは健全性及び止水性を維持できない可能性があるため、セメント改良土の一部を高強度部に置き換えるものである。なお、高強度部は、セメント改良土と同様に無筋構造であり、漂流物荷重が作用した場合においても高強度部が妥当な安全裕度を有していることを確認する。高強度部を含めた防潮堤は、マスコンクリートと同様に、温度応力によるひび割れ影響が懸念されるため、設計及び工事計画認可段階において温度応力によるひび割れ影響を説明する。高強度部の幅は、漂流物荷重を分散し、高強度部とセメント改良土が一体となって十分抵抗できる幅とする。

高強度部の高さは、漂流物荷重が直接セメント改良土に作用した場合に、セメント改良土が損傷しない高さまでとする。

第 5-11 表 高強度部に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズム

期待する効果	効果を発揮するためのメカニズム	部材 (材質)
<ul style="list-style-type: none"> 漂流物荷重を分散させセメント改良土の健全性を保持する。 漂流物荷重に対し、セメント改良土と一体となって抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土の一部を強度の高いコンクリートに置き換えることで、漂流物荷重を分散させセメント改良土の健全性を保持し、高強度部はセメント改良土と一体となって抵抗することで津波防護施設の健全性と止水性を維持する。 	無筋コンクリート



※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は、設計及び工事計画認可段階で改めて評価する

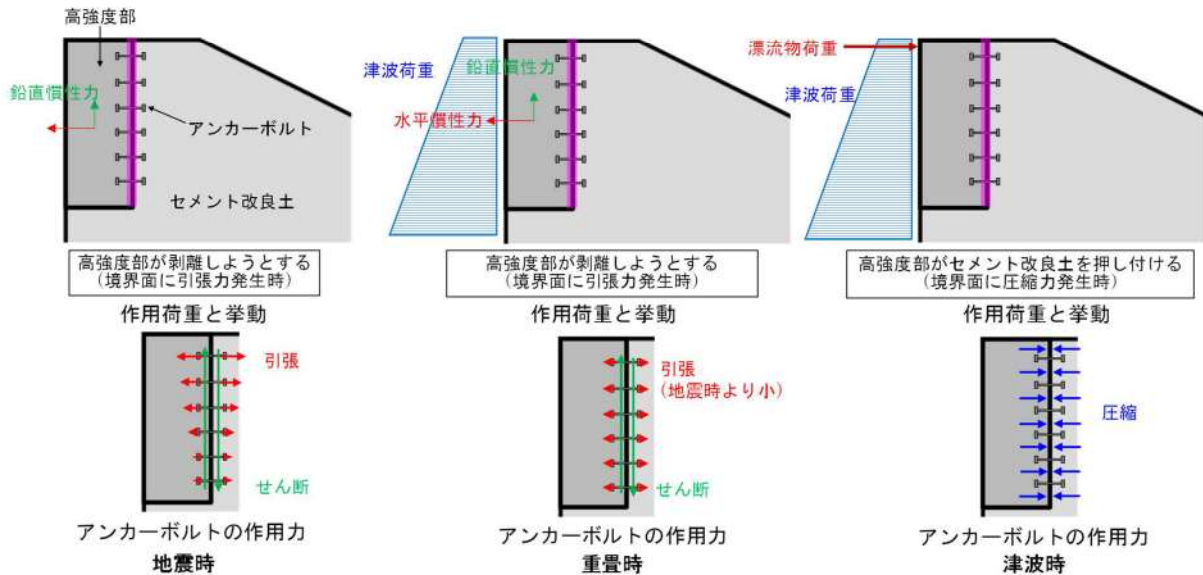
第 5-32 図 高強度部に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズム

地震時及び重畳時の高強度部とセメント改良土の評価は、高強度部とセメント改良土を通るすべり安定性が確保されていること、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。なお、アンカーボルトは、止水ジョイントのアンカーボルトと同じ仕様であり、止水ジョイントで実施するアンカーボルトの性能試験結果を用いて成立性を説明する。

津波時の高強度部及びセメント改良土の評価は、汀線方向に連続しない漂流物荷重の影響を精緻にモデル化するために3次元静的FEM解析で実施する。

地震時、重畳時及び津波時において、アンカーボルトに作用する荷重と挙動を第5-33 図に示す。地震時及び重畳時は、地震による慣性力でセメント改良土と高強度部の境界面に引張力やせん断力が生じる。これらの発生力に対し、アンカーボルトによってセメント改良土と一体性が確保される設計を行う。

津波時は、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部がセメント改良土を押し付ける挙動となるため、アンカーボルトに役割を期待しない設計を行う。



第 5-33 図 アンカーボルトの作用荷重と挙動

漂流物対策工の審査実績を有する先行炉における構造及び評価手法について比較した結果を第 5-12 表に示す。これより、先行炉においても、3次元静的FEM解析を用いて、津波漂流物の荷重を漂流物対策工に作用させて評価している。泊発電所の高強度部の評価についても、同様の解析手法を用いるため、先行炉と比較して特異な評価手法ではないと考える。

第 5-12 表 先行炉との比較結果^{※1}

項目	泊発電所3号炉 高強度部	島根発電所2号炉 漂流物対策工	女川発電所2号炉 鋼管杭式鉛直壁 鋼製防護工	先行炉と泊発電所3号炉 との差異	泊発電所 3号炉へ の適用性
対象とする 事象	津波時	津波時	津波時	対象とする事象に差異はない。	○
漂流物対策工 の構造	無筋コンクリート ※2	鉄筋コンクリート	鋼構造	構造に差はあるものの、適切な照査 を実施して成立性を確認するため、 影響はない。	○
解析手法	3次元静的 FEM解析	3次元静的 FEM解析	静的フレーム解析 (補足的に3次元静 的解析)	同様な解析手法を用いるため、差異 はない。	○
衝突物	船舶 ^{※3}	船舶 ^{※4}	車両 ^{※5}	衝突物に差異はない。	○
衝突荷重	2,000kN ^{※3}	1,200kN (局所的な荷重)	2,000kN	衝突荷重に差異はない。	○
衝突物の速度	18m/s ^{※3}	10m/s	13m/s	泊の流速は保守性を考慮しているた め、審査実績の範囲内に収まってい ないが、荷重が同等であるため、適 用性はあると判断した。	○

※1：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。

※2：女川発電所2号炉 防潮堤（盛土防潮堤）及び美浜発電所3号炉 防潮壁（地盤改良部）は、無筋構造物での強度評価結果を示している。

※3：防潮堤の構造成立性評価（設置変更許可段階）に用いる仮定の数値であり、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。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 津波による損傷の防止」において説明する。

※4：島根発電所2号炉は、船舶の衝突解析結果を踏まえ、保守的に衝突荷重を設定している。

※5：女川発電所2号炉は、船舶の衝突解析を実施した上で、車両による衝突荷重が最大となることを踏まえ、保守的に衝突荷重を設定している。

5. 4. 3. 荷重と変形モードの概要

防潮堤（標準部）の構造は、セメント改良土、高強度部及び下部コンクリートによる堤体構造である。防潮堤（標準部）は、岩盤に鉛直支持させるとともに、下部コンクリートにより基礎地盤のすべり安定性を確保する設計としている。防潮堤（標準部）の構造成立性には、地震時、津波時及び重畳時に作用する荷重に対し各部位が所要の機能を発揮して健全であることが必要である。このような観点から、作用する荷重、構造体の変形モード及び各部位の役割について整理する。

（1）地震時、津波時及び重畳時の荷重と変形モード

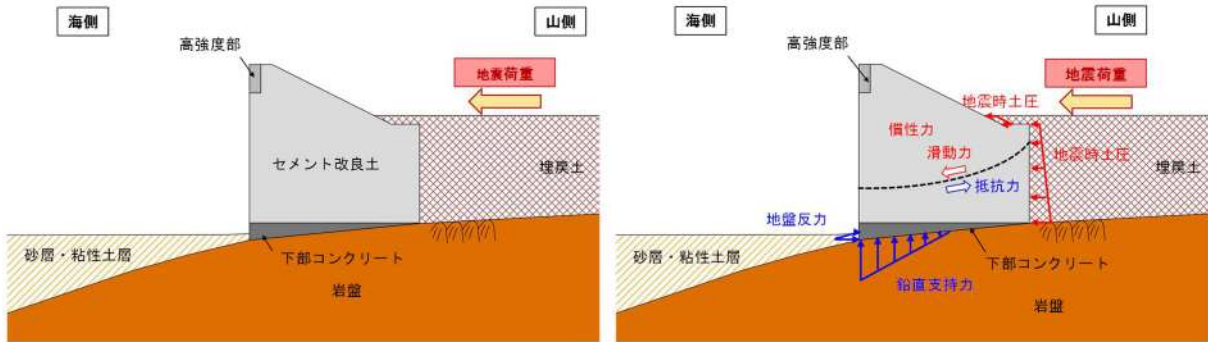
防潮堤（標準部）の地震時、津波時及び重畳時の作用荷重と変形モードのイメージ図を第 5-34 図に示す。

【荷重伝達メカニズム】

防潮堤に作用する地震力（慣性力及び地震時土圧）は、防潮堤を介して防潮堤を支持する岩盤および前面の砂層・粘性土層へ伝わり、反力として鉛直支持力および地盤反力が働く。一方、防潮堤に作用する漂流物荷重及び津波荷重は、防潮堤を介して防潮堤を支持する岩盤および背後の埋戻土へ伝わり、反力として鉛直支持力および地盤反力が働く。重畳時は地震時及び津波時の両方の荷重伝達が作用する。

防潮堤を構築するセメント改良土、高強度部及び下部コンクリートは、剛性が大きく、岩着構造であるため、防潮堤に生じる変位は小さい。

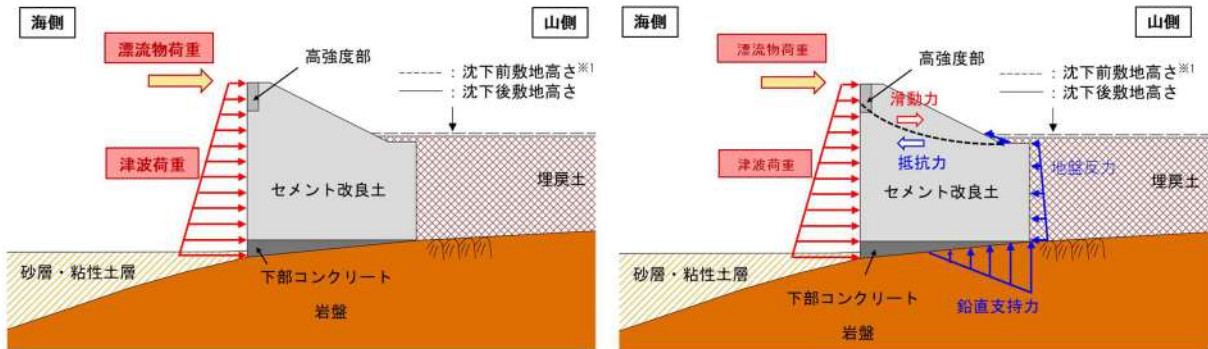
なお、防潮堤前面の既設護岸及び埋戻土は、防潮堤の構造成立性に寄与する役割を期待していないため、設置変更許可段階における防潮堤の構造成立性評価においてモデル化しない。また、津波時及び重畳時では、防潮堤背面の埋戻土の敷地高さに基準地震動による地盤沈下量を考慮する。



変形モード
(防潮堤に生じる変位は小さい)

荷重図

地震時

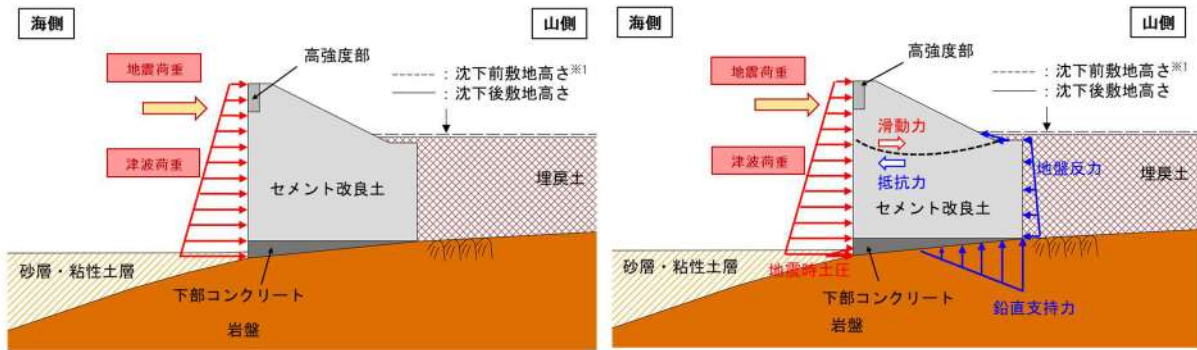


変形モード
(防潮堤に生じる変位は小さい)

荷重図

津波時

重畳時



変形モード
(防潮堤に生じる変位は小さい)

荷重図

※1：基準地震動による埋戻土の沈下を考慮する。

第 5-34 図 防潮堤（標準部）の作用荷重と変形モードのイメージ図

(2) 高強度部のアンカーボルトに作用する荷重と変形モード

セメント改良土と高強度部の一体化を図るアンカーボルトに作用する荷重と変形モードを第 5-35 図に示す。

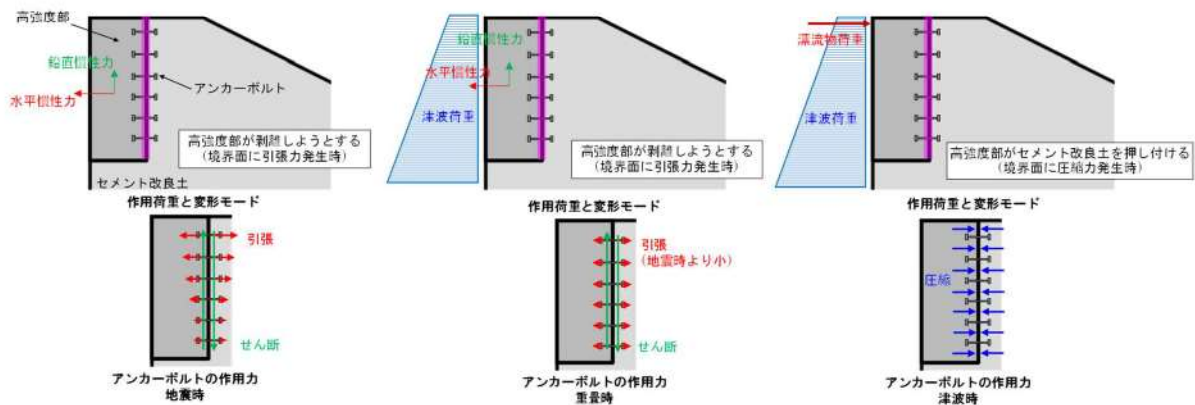
高強度部が水平方向の慣性力によりセメント改良土から剥離しようとする事及び高強度部が鉛直方向の慣性力により鉛直方向に挙動することで、境界面に引張力とせん断力が発生する。引張力及びせん断力に抵抗する役割は、アンカーボルトに期待する。

【重畳時】

鉛直境界面の引張力は、余震による海側方向への水平慣性力が津波荷重より大きい場合、高強度部が慣性力によりセメント改良土から剥離しようとし、鉛直境界面に引張力が発生する。また、鉛直方向の慣性力により鉛直方向に挙動するため、せん断力が発生する。引張力、せん断力に抵抗する役割は、アンカーボルトに期待する。

【津波時】

高強度部が津波荷重によりセメント改良土を押し付ける挙動となり、鉛直境界面に圧縮力が発生するため、津波時においては、アンカーボルトに役割を期待しない。高強度部とセメント改良土の境界面に圧縮力及びせん断力が発生する場合、せん断力が摩擦力以下であることを確認する。



第 5-35 図 アンカーボルトの作用荷重と変形モード

(「5. 4. 2. 設計方針の概要 (4) 高強度部の設計方針」再掲)

5. 4. 4. 損傷モード

(1) 要求機能を喪失する事象の抽出

防潮堤（標準部）の設計方針について地震時、津波時及び重畳時に、防潮堤が維持すべき機能を喪失し得る事象(損傷モード)を仮定し、その損傷モードに対する設計・施工上の配慮について整理したものを第 5-13 表に示す。

第 5-13 表 (1) 防潮堤（標準部）の要求機能を喪失する事象と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース ^{※1}	設計・施工上の配慮	照査 ^{※2}
セメント改良土	・すべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。【第 5-36 図、第 5-37 図】	①, ②	・セメント改良土と高強度部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していること(内的安定を保持)を確認する。	○
	・引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成され、難透水性を喪失する。			
	・洗掘され、難透水性を喪失する。	②	・セメント改良土は、津波時の洗掘・浸食に対して十分な耐性をもつことを確認する(詳細は「(参考資料3)セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について」に示す。)	○
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により損傷し、難透水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—
高強度部	・すべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。	①, ②	・セメント改良土と高強度部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していること(内的安定を保持)を確認する。	○
	・引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成され、難透水性を喪失する。【第 5-37 図】	②		○
	・洗掘され、難透水性を喪失する。	②	・高強度部は、セメント改良土より強度が大きく、津波時の洗掘・浸食に対して十分な耐性を有する。	—
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により損傷し、難透水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—
	・アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力を上回る引張力及びせん断力がアンカーボルトに作用し、高強度部とセメント改良土が離れることで、高強度部の機能を喪失する。	①	・境界面に生じる引張力及びせん断力が、アンカーボルトの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 ^{※4} 。 ・アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの性能試験に基づき決定する ^{※3} 。	○

※1：①は地震時、②は津波時を示す。なお、重畳時は、(—)を除いた全ての事象で想定する。

※2：照査を実施する場合は(○)、照査不要と判断している場合は(—)とする。

※3：アンカーボルトは、止水ジョイントのアンカーボルトと同じ仕様を検討している。止水ジョイントで実施するアンカーボルトの性能試験結果(詳細は「7. 止水ジョイントの設計方針」に示す。)を用いて、高強度部のアンカーボルトの成立性について説明する。

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

第 5-13 表 (2) 防潮堤 (標準部) の要求機能を喪失する事象と
設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース ^{※1}	設計・施工上の配慮	照査 ^{※2}
下部 コンクリート	・すべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。	①, ②	・下部コンクリート内部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していること(内的安定を保持)を確認する。	○
	・引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成され、難透水性を喪失する。			
	・セメント改良土に伝わる荷重により下部コンクリートが破壊し、鉛直支持機能を喪失する。【第 5-36 図】	①, ②	・許容限界以下であることを確認する。	○
止水 ジョイント	止水ジョイントについては、「7. 2. 2. 損傷モード」にて説明する。			
岩盤	・岩盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防潮堤の高さを維持できなくなり、防潮堤の難透水性を喪失する。	①, ②	・すべり安全率が許容値以上であることを確認する(「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」にて確認)。	○
	・防潮堤に伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。【第 5-37 図】	①	・極限支持力以下であることを確認する。	○

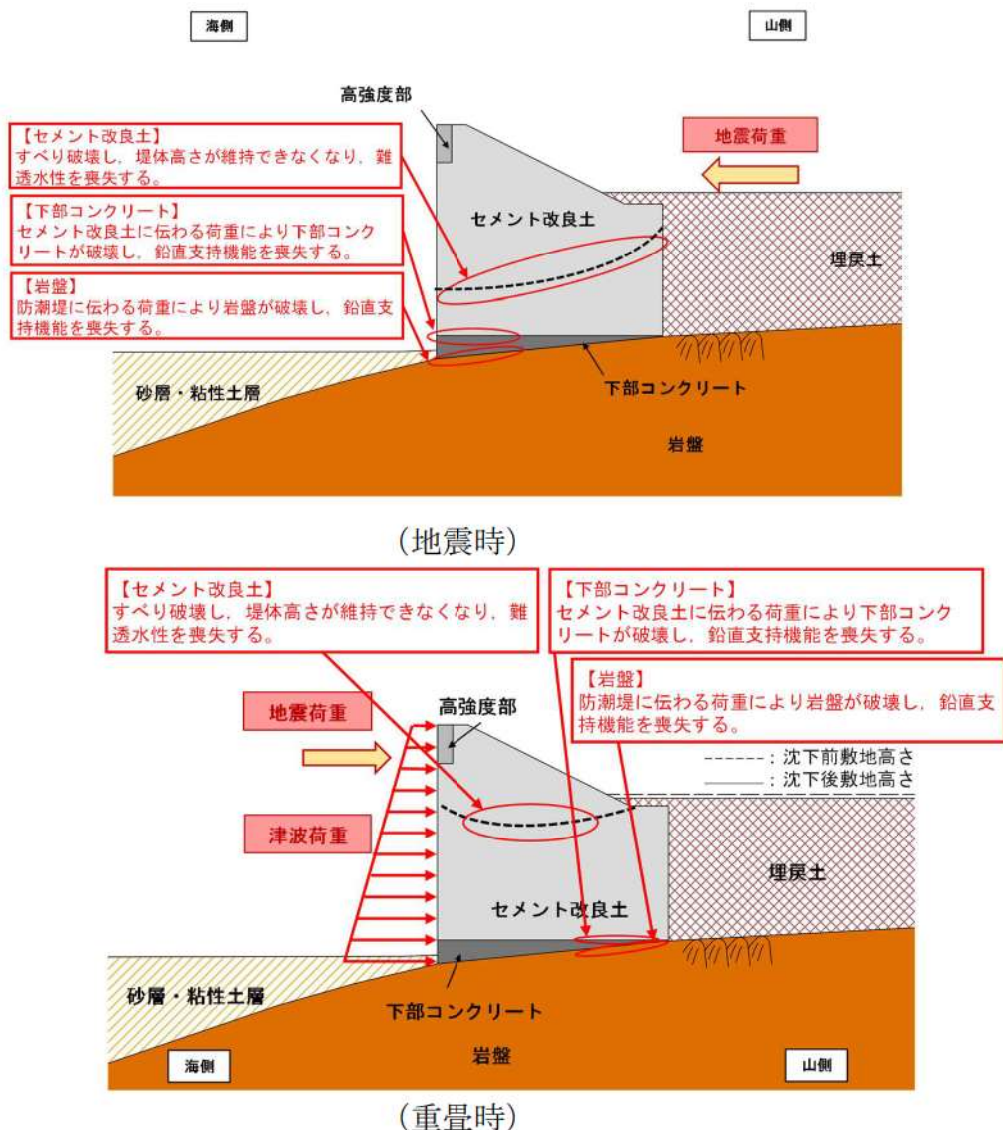
※1 : ①は地震時, ②は津波時を示す。なお, 重畳時は全ての事象で想定する。

※2 : 照査を実施する場合は(○)とする。

(2) 地震時・重畳時

防潮堤（標準部）について、地震時、重畳時に局所的に応力が集中し、構造上の弱部となる箇所を第 5-36 図に示す。セメント改良土及び高強度部は、引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成されるとともに、すべり線に沿ったすべり破壊が生じて、堤体高さを維持できなくなる。そのため、セメント改良土及び高強度部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり破壊が生じないこと（内的安定を保持）を確認する。

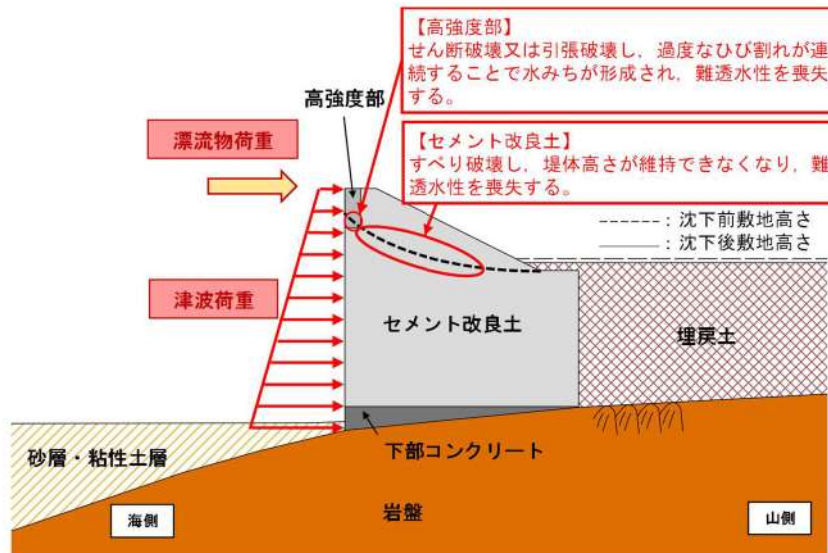
また、下部コンクリートはセメント改良土に伝わる荷重、岩盤は防潮堤から伝わる荷重により破壊することによって、鉛直支持機能を喪失する。そのため、下部コンクリートに作用する接地圧は短期許容支圧応力度以下、岩盤に作用する支持力は基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価にて岩盤の極限支持力以下であることを確認する。



第 5-36 図 防潮堤（標準部）の構造上の弱部（地震時，重畳時）

(3) 津波時

防潮堤（標準部）について、津波時に局所的に応力が集中し、構造上の弱部となる箇所を第 5-37 図に示す。セメント改良土及び高強度部は、引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成されるとともに、すべり線に沿ったすべり破壊が生じて、堤体高さを維持できなくなる。そのため、セメント改良土と高強度部において、局所的な破壊が連続していないことを確認する。



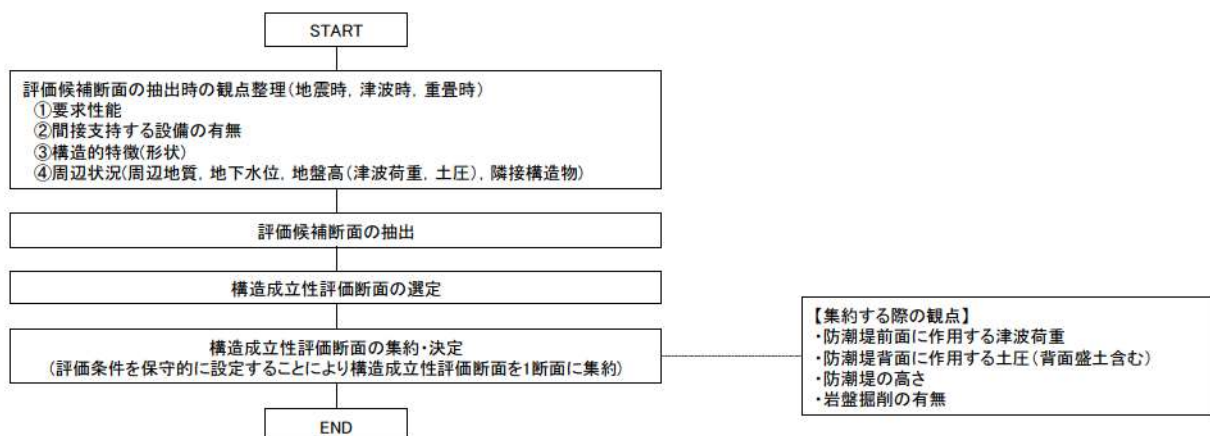
第 5-37 図 防潮堤（標準部）の構造上の弱部（津波時）

5. 4. 5. 耐震評価候補断面の整理方針

防潮堤（標準部）の構造成立性評価断面は、防潮堤が敷地の広範囲に設置されることから、地震時については、①要求性能、②間接支持する設備の有無、③構造的特徴、④周辺状況を踏まえて選定する。構造成立性評価断面選定フローを第 5-38 図に示す。構造成立性評価断面の決定にあたっては、評価条件を保守的に設定することにより構造成立性評価断面を 1 断面に集約する。

防潮堤を横断する構造物については、基準地震動に対する健全性評価により損傷しないことを確認するため、この観点における候補断面の選定は不要とした。

設置変更許可段階では、評価条件が耐震性評価及び強度評価において厳しくなると考えられる断面において、構造成立性評価結果を説明する。設計及び工事計画認可段階では、必要に応じて構造成立性確認において選定した地点以外の断面も選定し評価を行う。



第 5-38 図 構造成立性評価断面選定フロー

防潮堤（標準部）について、①要求性能、②間接支持する設備の有無、③構造的特徴、④周辺状況の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した結果を第 5-14 表に示す。

第 5-14 表 構造成立性評価断面候補の整理

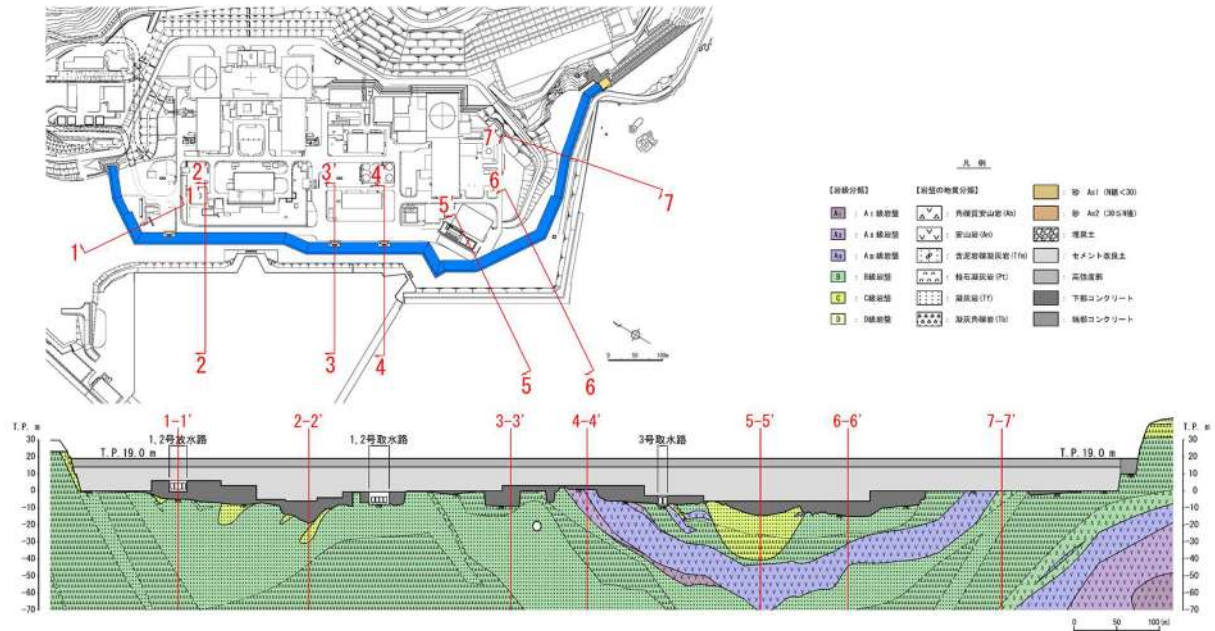
観 点		防潮堤(セメント改良土, 高強度部, 下部コンクリート)	整理結果
①要求性能		・止水性	・要求性能は全線同一であるため、候補断面の選定は不要とした。
②間接支持する設備の有無		・あり(津波監視設備のうち津波監視カメラ) ^{※1}	・津波監視カメラの設置による防潮堤の構造成立性への影響はないと考え、候補断面の選定は不要とした ^{※2} 。
③構造的特徴(形状)		・線状構造物 ^{※3} ・防潮堤の形状が異なる	・防潮堤の形状が異なるため、候補断面の選定が必要である。
④周辺状況	周辺地質	・セメント改良土及び下部コンクリートは岩盤に設置されている ・断面位置により岩盤深さが異なる ・周辺に液状化対象層(埋戻土・砂層)が分布している	・岩盤深さ、液状化対象層(埋戻土・砂層)の分布が異なるため、候補断面の選定が必要である。
	地下水位	・防潮堤から海側は、朔望平均満潮位(T.P. 0.26m) ・防潮堤から山側は、地表面(T.P. 10.0m)	・地下水位は全線同一であるため、候補断面の選定は不要とした。
	前面地盤高	・防潮堤から山側は T.P. 10.0m ・防潮堤から海側は T.P. 5.5~10.0m(津波荷重が前面地盤高に応じて異なる)	・防潮堤から海側の埋戻土は解析上モデル化しない方針である。 ・断面位置によって前面地盤高が異なることより、津波荷重も異なるため、津波時における候補断面の選定が必要である。
	隣接構造物	・道路盛土(埋戻土) ・防潮堤を横断する構造物(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, 屋外排水路)	・防潮堤山側に道路盛土(埋戻土)が近接している箇所があるため、候補断面の選定が必要である。 ・防潮堤を横断する構造物について、基準地震動に対する構造健全性評価により損傷しないことを確認するため、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定しない。 ・設計及び工事計画認可段階において、防潮堤を横断する構造物の健全性の評価結果を説明する(詳細は「5.5.(5) 近接する構造物の影響」に示す。)

※1：津波監視設備のうち津波監視カメラを防潮堤上部に設置する計画であり、詳細な設置位置は現在検討中である。

※2：津波監視カメラは防潮堤に対して軽量であるため、津波監視カメラの設置による防潮堤の構造成立性への影響はないと考える。

※3：防潮堤の屈曲部には、応力集中に配慮し施工目地を設置するため、屈曲部に着目した断面選定は不要とした。

第 5-14 表に示した観点③構造的特徴（形状）及び観点④周辺状況から，構造成立性評価断面の選定における候補断面を抽出した。候補断面位置を第 5-39 図に，候補断面の抽出理由を第 5-15 表に示す。



第 5-39 図 候補断面の位置

第 5-15 表 候補断面の抽出

候補断面 ^{※1}	抽出理由
1-1' 断面	茶津側端部～1号及び2号炉放水路（屈曲部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが概ね一様であり，その中でも1-1'断面が最も岩盤が深い。
2-2' 断面	全区間（茶津側端部～堀株側端部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが最も高い。
3-3' 断面	1号及び2号炉取水路～3号炉取水路区間において既設護岸形状が異なる。 ただし，既設護岸に役割を期待しないため，既設護岸の形状が断面選定の観点にはならない。
4-4' 断面	
5-5' 断面	防潮堤設置箇所D級岩盤が存在する。 ただし，防潮堤設置時には，防潮堤下部のD級岩盤を撤去する。
6-6' 断面	全区間（茶津側端部～堀株側端部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが，2-2'断面の次に高い。
7-7' 断面 ^{※2}	防潮堤背面に存在する道路盛土が高い。

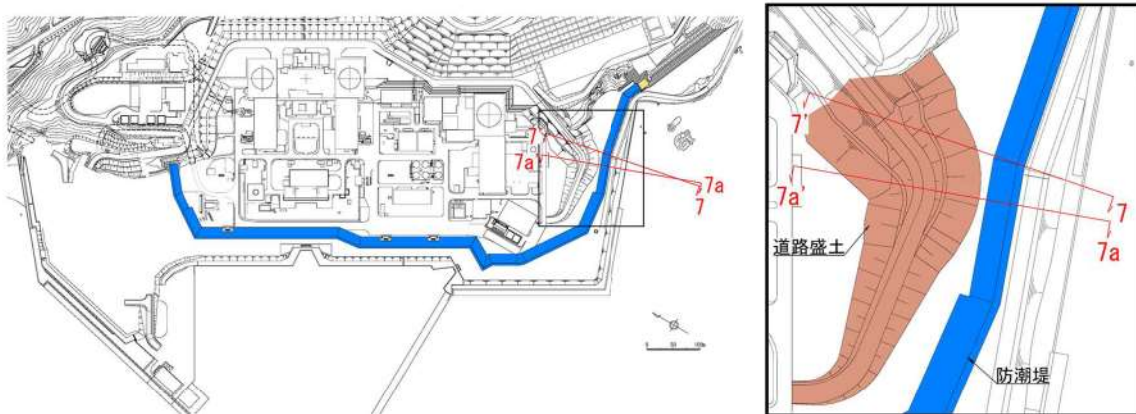
※1：堀株側端部の詳細については，「6. 防潮堤（端部）の設計方針」において説明する。

※2：道路盛土が高い断面及び道路盛土が防潮堤に近接する断面において，防潮堤に作用する土圧を比較した上で，7-7'断面を選定することを次頁で説明する。

防潮堤背面に道路盛土が存在する範囲において、道路盛土高さが高い断面(7-7'断面)及び道路盛土が防潮堤に近接する断面(7a-7a'断面)における防潮堤背面の土圧を比較した。7-7'断面および7a-7a'断面を第5-40図に、防潮堤背面に作用する土圧の比較を第5-40図に示す。

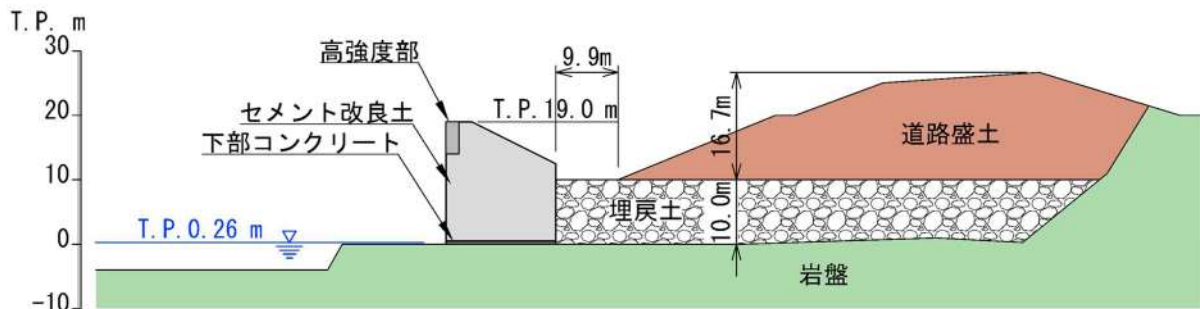
防潮堤背面に道路盛土が存在する範囲では、以下の理由から7-7'断面を構造成立性評価の候補断面に選定する。

- ・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り、防潮堤の設計において道路盛土の崩壊による影響は考慮不要である。
- ・防潮堤背面に作用する土圧を比較した結果、土圧が大きい道路盛土高さが高い断面(7-7'断面)の方が、防潮堤の設計において保守的な断面と考えられる。

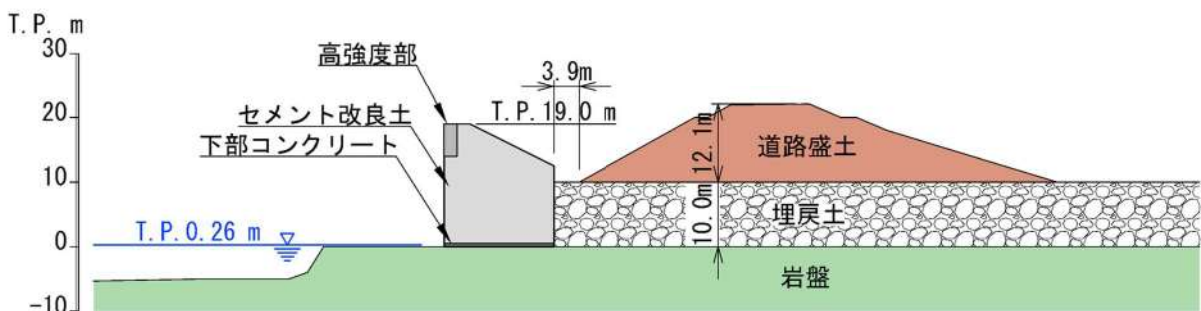


断面位置図

拡大図



断面図(7-7')



断面図(7a-7a')

第5-40図 7-7'断面および7a-7a'断面

5条-別添1-添付25-62

第 5-16 表 防潮堤背面に作用する土圧の比較

候補断面	防潮堤との距離 (m)	道路盛土高さ (m)	防潮堤背面に作用する土圧（液状化を考慮）(kN/m) ※1		
			①静的圧力	②動的圧力※2	③防潮堤背面の土圧 (③=①+②)
7-7' 断面	9.9	16.7	4,256	2,308	6,564
7a-7a' 断面	3.9	12.1	3,354	1,862	5,216

※1：「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」を参考に，1号及び2号炉埋戻土として，道路盛土の天端まで液状化する仮定で算出

※2：照査用震度は基準地震動 Ss1 より算出

5. 5. 個別論点

(1) 設計の経緯

防潮堤の構造について，地震時の変状及び津波時の洗掘に対して確実な止水性（難透水性）を確保する観点から，1号及び2号炉取水路・放水路の構造を当初設計から見直した経緯を第 5-41 図に示す。なお，第 5-41 図に示す1号及び2号炉取水路・放水路横断部の補強等の対策の詳細は，設計及び工事計画認可段階で決定する。

	当初設計 (2021年9月30日審査会合)	水路横断部をセメント改良土による堤体構造とした設計 (2022年3月3日審査会合)
正面図		
断面図		
設計の 考え方	<p>○鋼製壁部を採用していた理由は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> 1号及び2号炉取水路・放水路は、セメント改良土を上載荷重として見込んだ場合、耐震余裕度が小さくなるため、当該構造物の補強等が必要とならないように、上載荷重を作用させない鋼製壁を採用していた。 鋼製壁は、基準地震動による沈下(側方流動、揺すり込み沈下等)を考慮した高さまで埋戻土に埋め込み、鋼製壁下部に隙間が生じないように配慮することで津波の流入を防止することとしていた。 埋戻土の止水性(難透水性)については、浸透流解析を実施し、津波が滞留した状態において埋戻土からの浸水がないことを説明する方針としていた。 	<p>○鋼製壁部は以下に示す理由により、セメント改良土による堤体構造に設計変更した。</p> <ul style="list-style-type: none"> 1号及び2号炉取水路・放水路直上の埋戻土について、地震時に液化を生じさせない対策としてセメント改良土に変更する。 また、津波時における繰り返しの洗掘、浸食及び津波水圧によるボイリングに対する確実な止水性(難透水性)は、セメント改良土により確保する。 1号及び2号炉取水路・放水路は、セメント改良土を上載荷重として見込んだ場合、耐震余裕度が小さくなることから、補強等の対策を行い、耐震余裕度を確保できる構造とする。

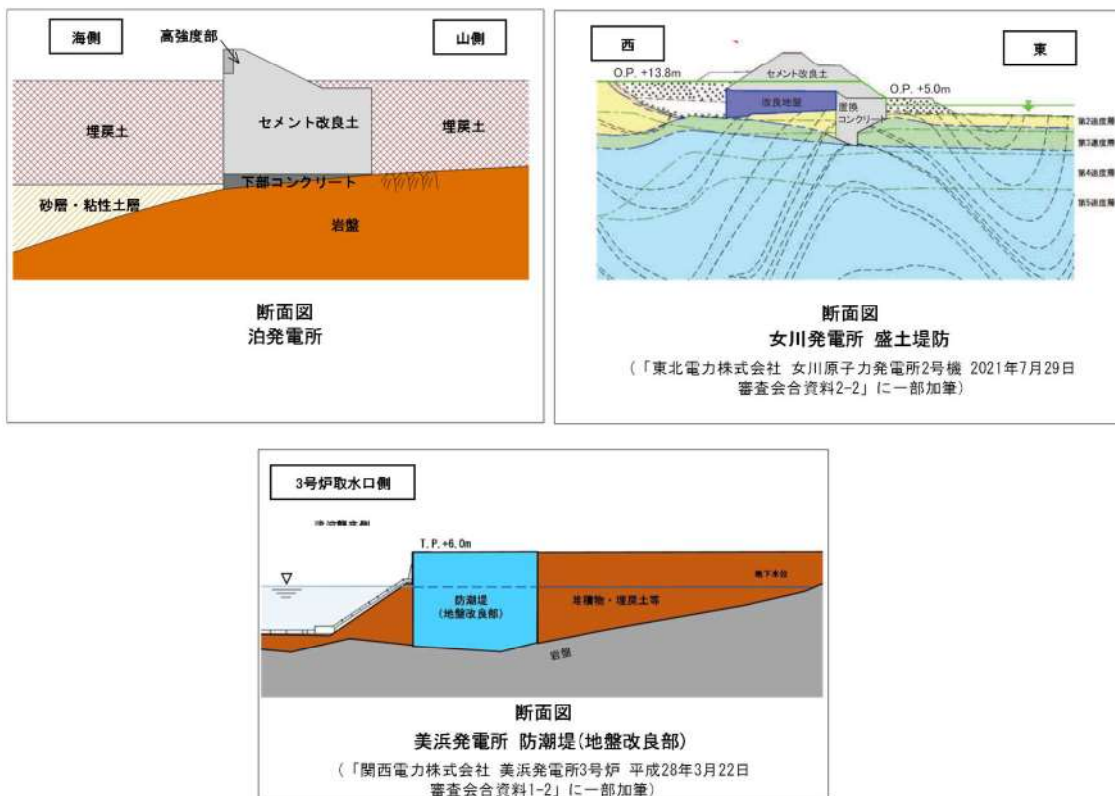
第 5-41 図 防潮堤の設計の経緯

(2) 構造等に関する先行炉との比較

泊発電所における防潮堤の特徴を踏まえ、先行炉との類似点及び相違点を抽出するために、類似する先行炉の防潮堤として、女川発電所の盛土堤防及び美浜発電所における防潮堤(地盤改良部)を選定する。それぞれの構造概要図を第 5-42 図に示す。

女川発電所の盛土防潮堤と泊発電所の防潮堤の類似点は下部コンクリートの強度を考慮して、基礎地盤のすべり安定性を確保すること、及び現地発生材にセメントを添加したセメント改良土で防潮堤を構築することである。また、美浜発電所の防潮堤(地盤改良部)と泊発電所の防潮堤の類似点は基礎岩盤まで掘削し、下部コンクリート及びセメント改良土を岩着させる構造であること、及び施工目地に止水ジョイントを設置し、津波の水が敷地に流入しない設計とすることである。なお、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。

泊発電所の防潮堤(標準部)の構造及び設計条件等に関する特徴を示すとともに、女川発電所の盛土堤防及び美浜発電所 3号炉の防潮堤(地盤改良部)と比較を行い、類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を、相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を、それぞれ第 5-17 表に整理した。



※：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。

第 5-42 図 構造概要図 (泊発電所 防潮堤 (標準部), 女川発電所 鋼管杭式鉛直壁(盛土堤防)及び美浜発電所 防潮堤(地盤改良部))

第 5-17 表 防潮堤（標準部）の構造等に関する先行炉との比較

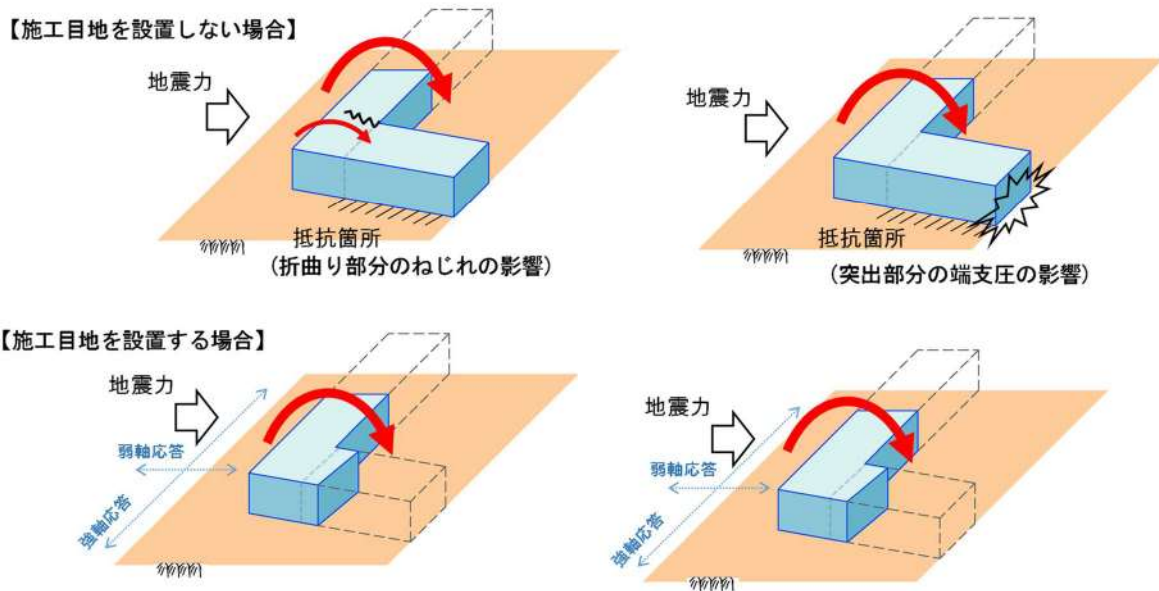
項目	泊の特徴	先行炉の類似構造①		先行炉の類似構造②		先行炉との比較②		先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性	先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項
		類似点	相違点	関西電力(株)美浜発電所	類似点	相違点			
津波高さに対する裕度	(整理中)	東北電力(株)女川発電所(盛土堤防)	—	1.8m~2.0m	—	—	—	—	—
		4.6m	—	—	—	—	—	—	—
防潮堤の構造	支持地盤	<ul style="list-style-type: none"> 沈下対策として岩盤までの地盤改良を実施。 防潮堤全面にすべり安定性確保を目的とした下部コンクリートを設置。 	<ul style="list-style-type: none"> 下部コンクリートですべり安定性を確保する。 セメント改良土により構築する。 	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上に改良地盤(MMR)により構築。 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎岩盤まで掘削後、岩盤に支持させる(泊の場合、基礎岩盤まで掘削後、下部コンクリート及びセメント改良土を構築する)。 	<ul style="list-style-type: none"> 泊の場合、岩盤傾斜及び岩盤不陸がある箇所は、下部コンクリートに置き換える。 	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤を岩盤又は改良地盤に支持させる構造であることから、支持機能の照査においては先行炉の設計方針が適用可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 下部コンクリートの役割を明確にし、役割に応じた評価を行う。 	
	構築材料	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土及び下部コンクリートにより構築する。 	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土は、現地発生土にセメント等を混合したセメント改良土で構築する。 	<ul style="list-style-type: none"> 改良地盤(MMR)により構築する。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 泊の場合、セメント改良土及び下部コンクリートによる構造であることから、先行炉の設計方針が適用可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土及び下部コンクリートによる構造であることから、先行炉の設計方針が適用可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土及び下部コンクリートで構築するものの、物性値は異なることから、適切に設定した物性値を用いた評価を行う。 	
止水対策		詳細は、「7. 3. 2. (1) 先行炉との比較」にて示す。							

(3) 構造成立性評価における屈曲部の評価方針

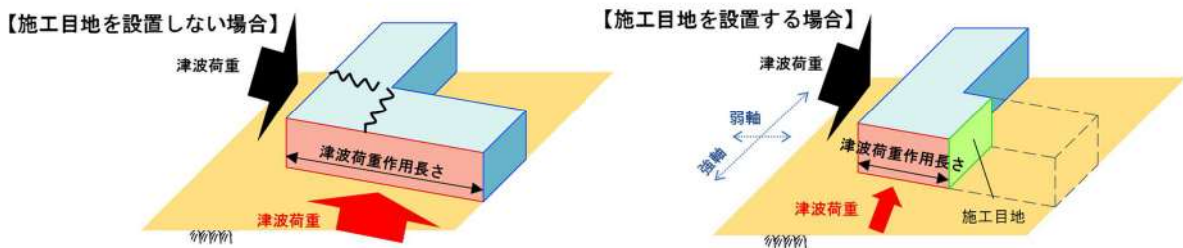
防潮堤は線状構造物であるが、1号及び2号炉放水路及び3号炉取水路横断箇所では屈曲部が生じるため、屈曲部に施工目地を設置し、応力が集中しないように配慮する。屈曲部形状により想定される損傷モードを、第5-43図及び第5-44図に示す。

防潮堤の屈曲部では、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響として、弱軸方向のせん断変形や強軸方向の曲げ変形への影響が想定されるが、屈曲部に目地が設置されており、変位を吸収することで応力集中しない構造となっている。さらに、当該構造物は、岩盤に直接設置されており、堤体下部で岩盤に拘束されていることから、屈曲部における強軸方向の曲げの影響はない。

防潮堤の屈曲部の評価方針については、「第四条 地震による損傷の防止 別添-5 水平2方向及び鉛直方向の地震力の組合せに関する影響評価方針」に示したとおりである。



第5-43図 屈曲部形状による損傷モード(応力集中)のイメージ



第5-44図 水平2方向荷重による損傷モードのイメージ

(4) 防潮堤（標準部）の裕度に関する考え方

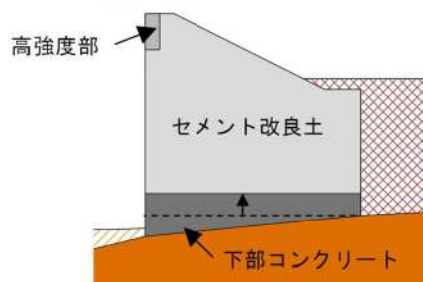
防潮堤（標準部）において、照査値を満足できない場合の対策を以下に示す。

(a) 防潮堤（標準部）の内的安定性を確保できない場合

防潮堤（標準部）の内的安定性としてすべり安全率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 5-45 図に示す。

防潮堤（標準部）の仕様の変更による裕度向上対策には、セメント改良土、下部コンクリート及び高強度部の強度を変更することが挙げられる。なお、セメント改良土の強度変更が必要となった場合、変更後の配合においてセメント改良土の物性値（圧縮強度、弾性係数等）を再度確認する。

防潮堤（標準部）の形状の変更による裕度向上対策には、下部コンクリートの高さを変更する対策が挙げられる。防潮堤の下部においてせん断強度が大きくなることから、セメント改良土より強度が大きい、下部コンクリートの高さを挙げることで、せん断強度の増大が見込まれるため、内的安定性向上が期待される。いずれも防潮堤の平面線形形状を変更することなく実施可能である。

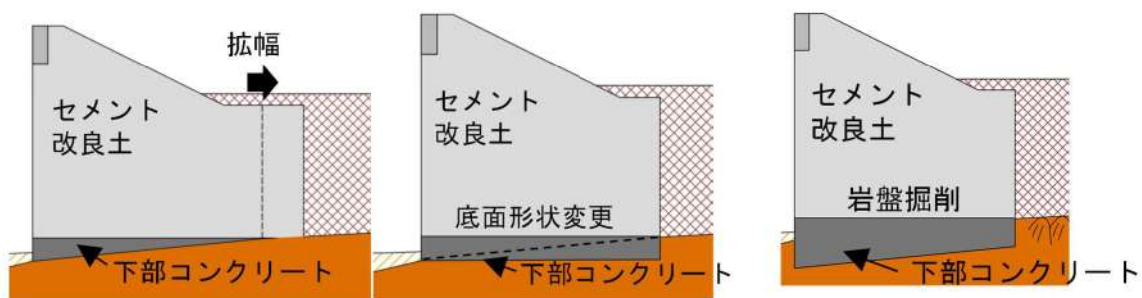


第 5-45 図 防潮堤（標準部）の内的安定性における裕度向上対策のイメージ図

(b) 基礎地盤のすべり安定性（第三条）

防潮堤（標準部）の基礎地盤のすべり安定性を確保できない箇所の安全裕度の向上対策のイメージ図を第 5-46 図に示す。

基礎地盤のすべり安定性に関して、防潮堤の形状の変更による裕度向上対策として、堤体幅の拡幅や下部コンクリートの底面の形状変更及び岩盤掘削が挙げられる。すべり安定性の裕度向上対策としては、堤体幅の拡幅を基本とするが、敷地の制約上、拡幅ができない場合は、底面の形状変更及び岩盤掘削で対応する。

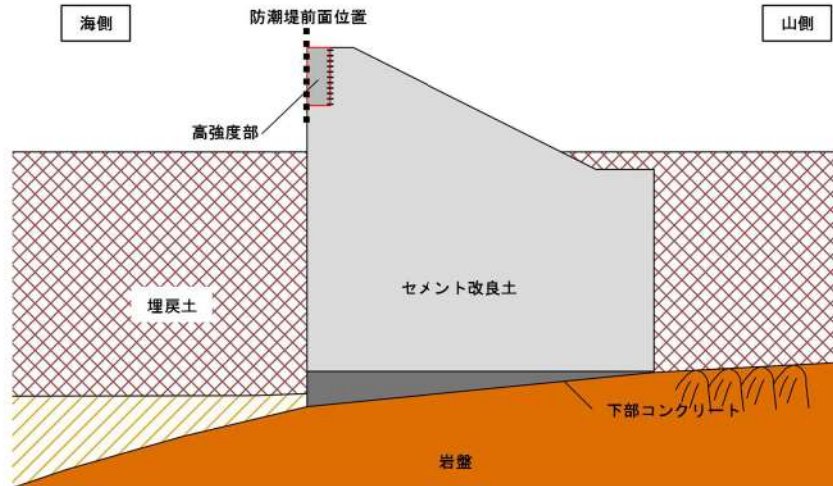


第 5-46 図 防潮堤（標準部）の基礎地盤のすべり安定性における裕度向上対策のイメージ図

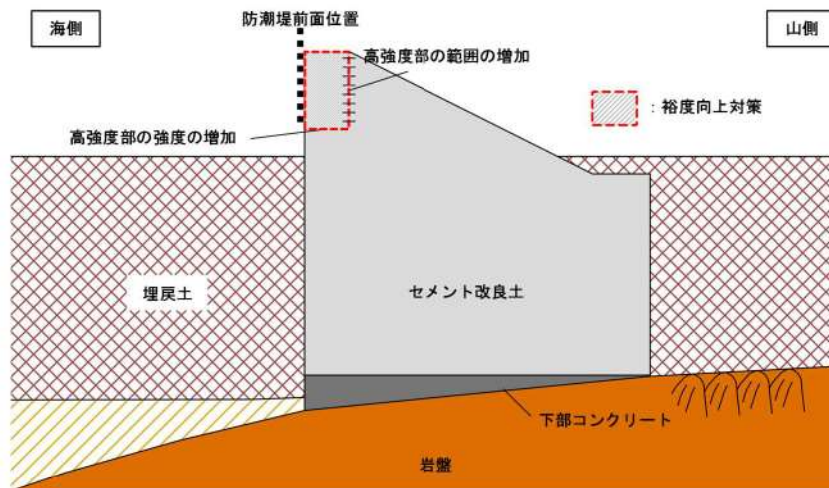
(c) 高強度部

漂流物荷重が上振れした場合の高強度部の安全裕度の向上対策のイメージ図を第 5-47 図に示す。

設計及び工事計画認可段階において、漂流物荷重が上振れした場合においても、高強度部の強度を増加させる方法及び高強度部の範囲を増加させる方法により、防潮堤の前面位置及び基本構造を変更することなく対応が可能である。



裕度向上対策前



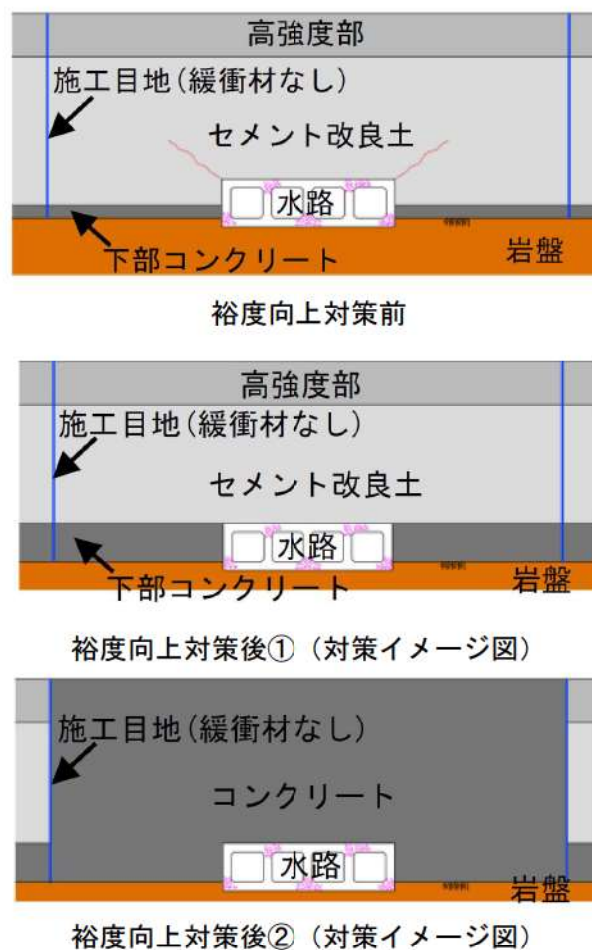
裕度向上対策後(対策イメージ図)

第 5-47 図 高強度部の裕度向上対策のイメージ図

(d) 取水路及び放水路が横断する範囲の防潮堤

取水路及び放水路が横断する範囲の防潮堤の安全裕度の向上対策のイメージを第 5-48 図に示す。

設計及び工事計画認可段階において、取水路及び放水路が横断する範囲の防潮堤の耐震裕度が確保できなかった場合、仕様及び形状変更による裕度向上対策がある。仕様変更による対策は、セメント改良土及び下部コンクリートの強度の変更が挙げられる。一方、形状変更による裕度向上対策には、下部コンクリート範囲の変更を考えている。水路周りの防潮堤への応力集中を防止することにより、取水路及び放水路が横断する範囲の防潮堤の耐震裕度が向上する。詳細は、取水路及び放水路の補強等の対策とあわせて、設計及び工事計画認可段階で説明する。



第 5-48 図 取水路及び放水路が横断する範囲の防潮堤の裕度向上対策のイメージ図

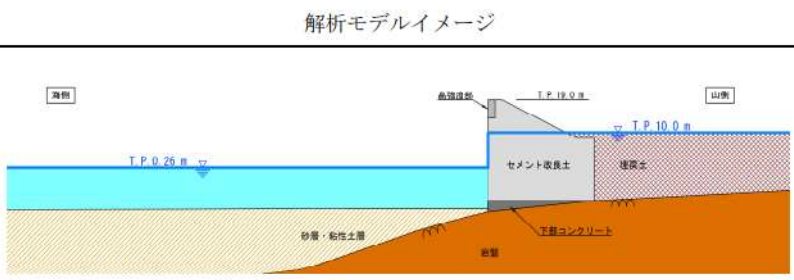
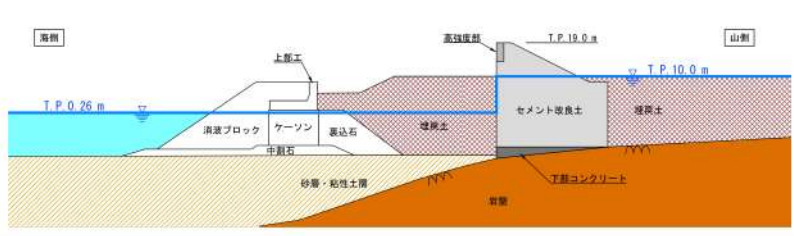
(5) 近接する構造物の影響

(a) 既設護岸及び埋戻土の影響

防潮堤（標準部）の解析モデルにおいて、既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土には役割を期待しないため、基本ケースでは既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土をモデル化しない。

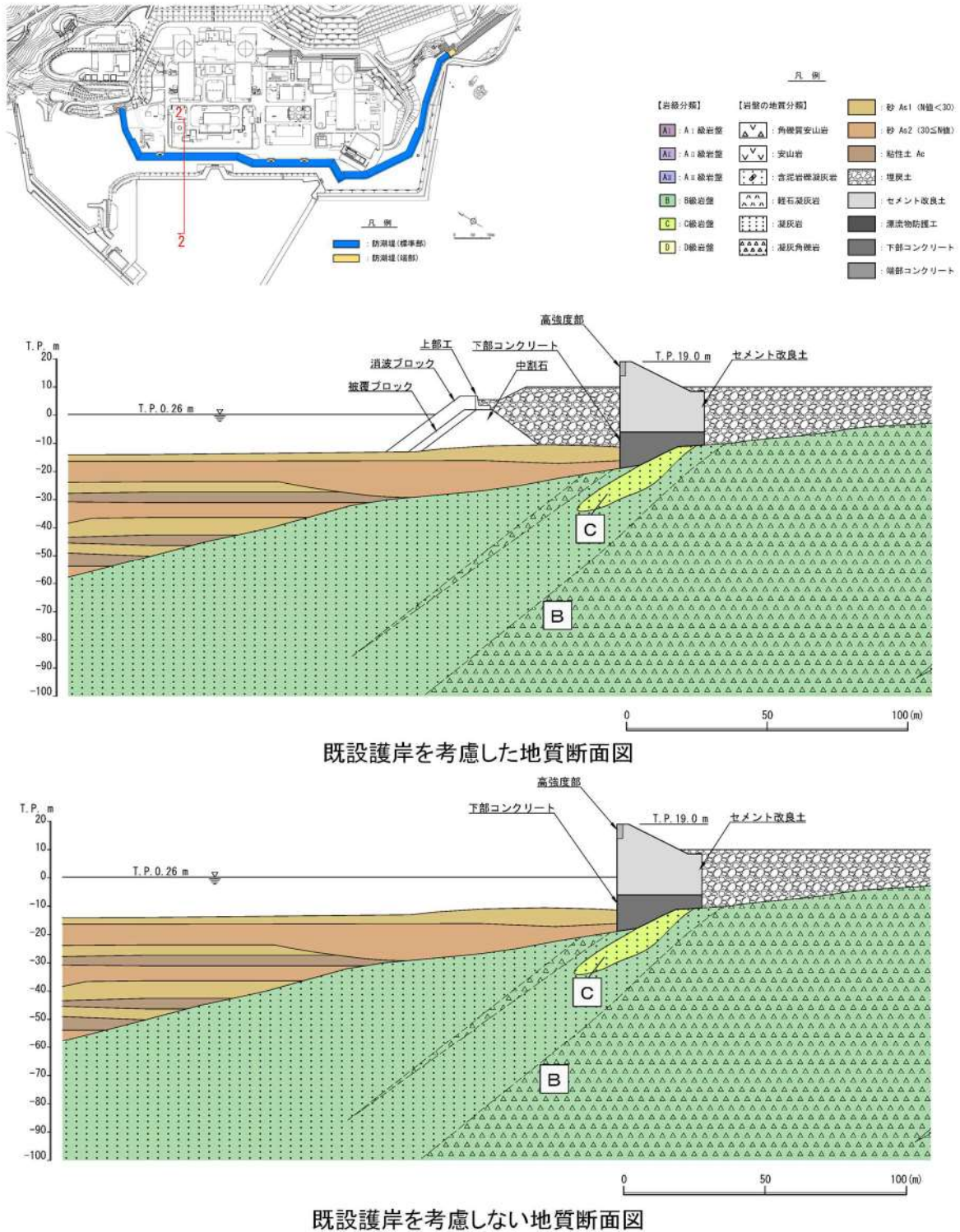
防潮堤前面に存在する既設護岸及び埋戻土が構造成立性評価に与える影響を確認するために、影響評価ケースとして既設護岸、中割石、裏込石及び埋戻土のモデル化した評価を行う。

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モデルイメージ図を第 5-49 図に示す。

	解析モデルイメージ	防潮堤前面の条件
基本 ケース		既設護岸，中割石，裏込石及び埋戻土は役割を期待しないことから，モデル化しない
影響評価 ケース		中割石，裏込石及び埋戻土をモデル化し，既設護岸は荷重で考慮する。

第 5-49 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

影響評価ケースは、基本ケースと同じ断面において、既設護岸、中割石、裏込石及び既設護岸背面の埋戻土をモデル化する（基本ケースの構造成立性評価断面の選定に関する詳細は、「9. 2. 構造成立性評価断面の選定」に示す。）。

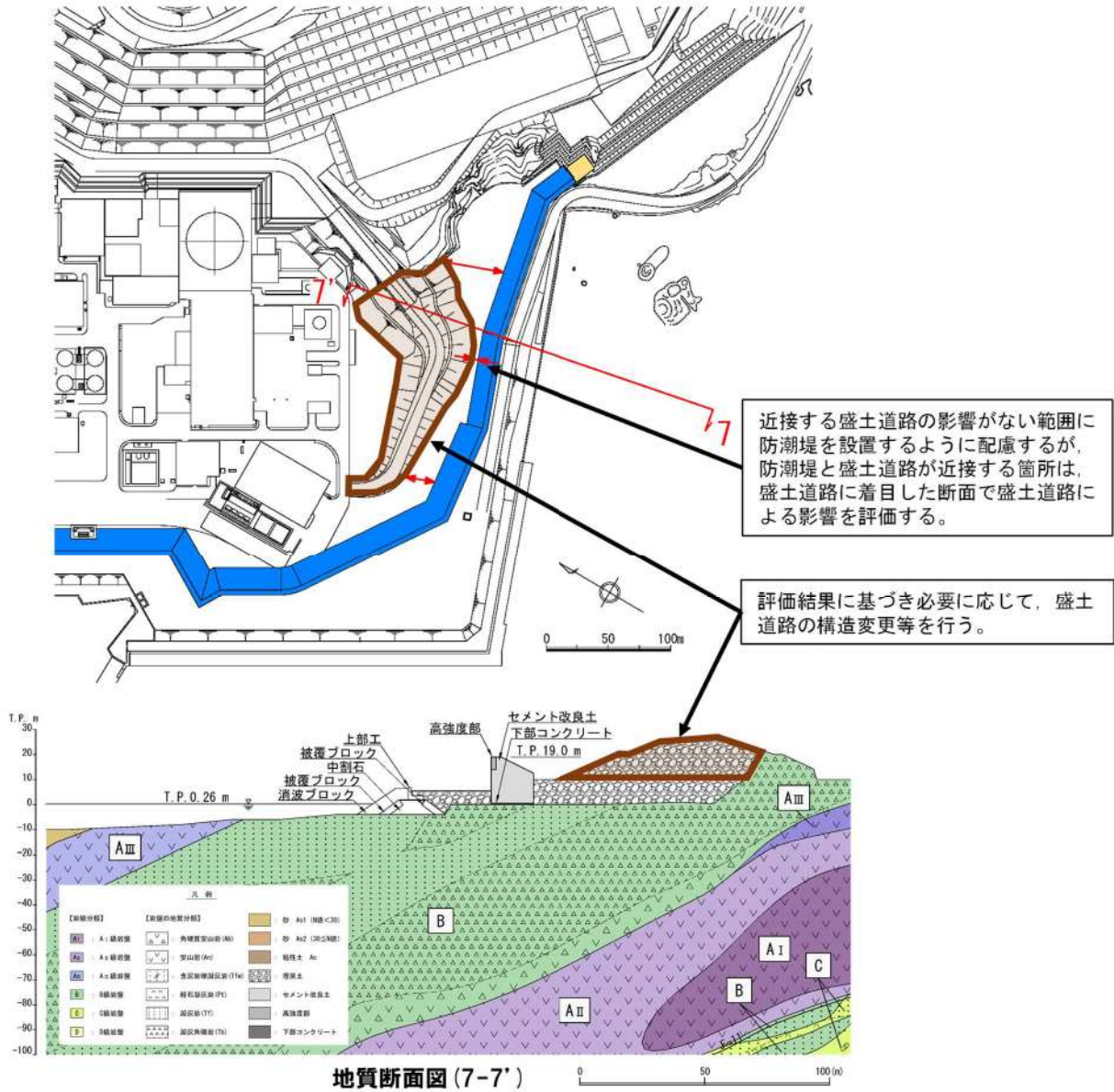


第 5-50 図 既設護岸の考慮しない地質断面図

5 条-別添 1-添付 25-72

(b) 盛土道路による波及的影響

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。近接する構築物として盛土道路による波及的影響がある場合は、盛土道路の構造変更を行う。防潮堤周辺の盛土道路の平面図及び横断面図を第 5-51 図に示す。



第 5-51 図 防潮堤周辺の盛土道路の平面図

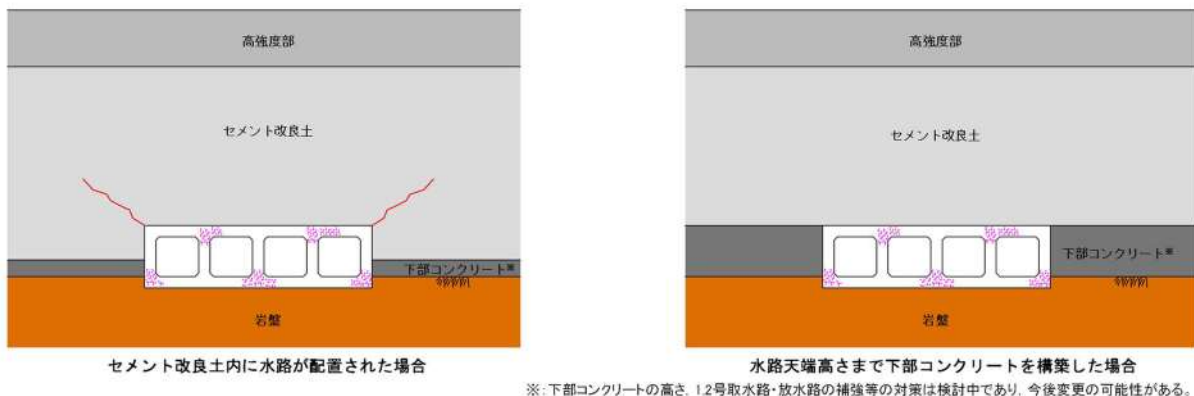
(c) 防潮堤を横断する取水路及び放水路の影響

(i) 1号及び2号炉取水路・放水路横断部

1号及び2号炉取水路・放水路を横断する範囲の防潮堤は、1号及び2号炉取水路・放水路を介して岩盤に支持させる構造であるため、1号及び2号炉取水路・放水路は、主たる外部事象である基準地震動に対して間接支持機能を維持することを確認する必要がある。

1号及び2号炉取水路・放水路を横断する範囲の防潮堤に対して、水路が及ぼす悪影響を第5-52図に示す。各水路に対して、セメント改良土を上載荷重として見込んだ場合には、各水路の耐震裕度が小さくなる。そのため、各水路は耐震裕度を確保できるように「5.5.(4)防潮堤(標準部)の裕度に関する考え方」にて示した対策の検討を行う。

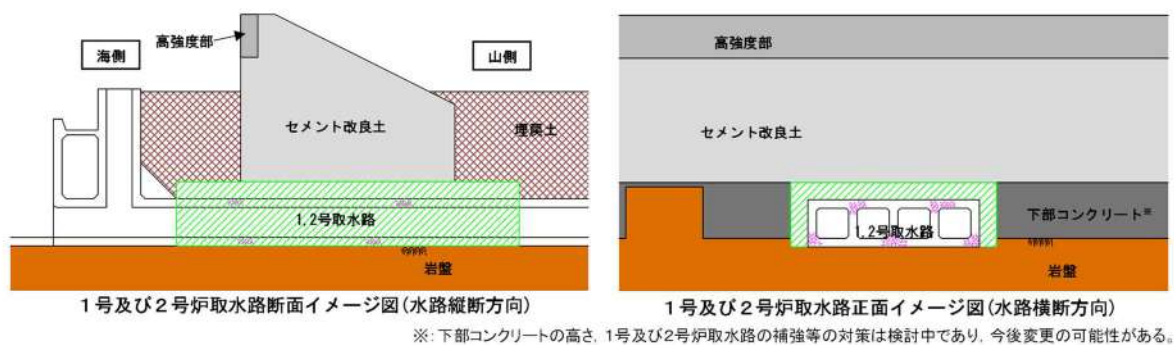
また、セメント改良土内に水路が配置された場合、水路天端の隅角部に接するセメント改良土に応力集中が生じる。この場合、各水路の両脇は、水路天端高さまで下部コンクリートを構築し、水路天端の隅各部に応力集中が生じないように配慮する必要がある。



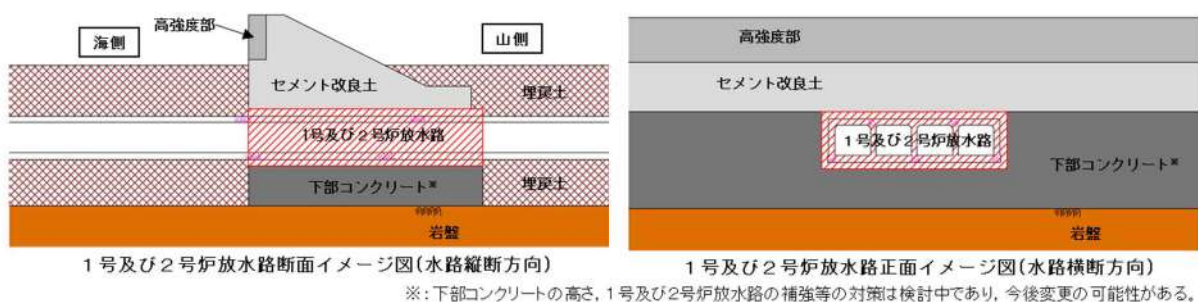
第5-52図 1号及び2号炉放水路が及ぼす堤体構造への悪影響

上記の影響に対する各水路の間接支持機能の裕度向上のため、当該構造物の具体的な補強等の対策を含めた構造概要を以下に示す。

防潮堤(1号及び2号炉取水路横断部)の構造概要を第5-53図に示す。1号及び2号炉取水路は、頂版及び側壁の躯体の増厚による補強を検討している。防潮堤(1号及び2号炉放水路横断部)の構造概要を第5-54図に示す。なお、1号及び2号炉放水路は、放水路下部を下部コンクリートに置き換えた後に、通水断面の構造寸法を変更せずに再構築することを検討している。なお、下部コンクリートの高さ及び1号及び2号炉取水路、放水路の補強等の対策は検討中であり、今後変更の可能性がある。



第 5-53 図 防潮堤（1号及び2号炉取水路横断部）の構造概要

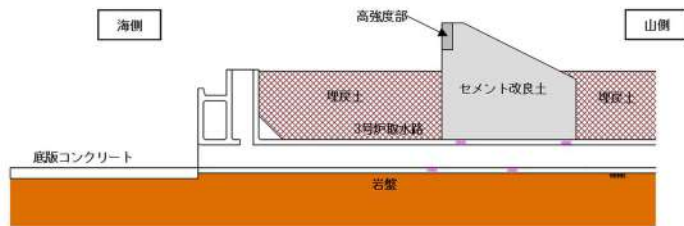


第 5-54 図 防潮堤（1号及び2号炉放水路横断部）の構造概要

(ii) 3号炉取水路・放水路横断部

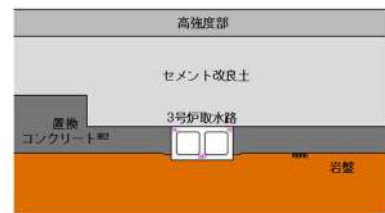
防潮堤（3号炉取水路横断部）の構造概要を第 5-55 図に示す。第 5-55 図の通り、1号炉及び2号炉取水路と同様に、3号炉取水路を介して岩盤に支持させる構造であるため、間接支持性能を確認する必要がある。3号炉取水路はセメント改良土を上載荷重として見込んだ場合においても、耐震裕度を確保できる見込みであることから、補強せずに3号炉取水路上部に防潮堤を構築することを検討している。

防潮堤（3号炉放水路横断部）の構造概要を第 5-56 図に示す。3号炉放水路は、岩盤内に構築されており、3号炉放水路上面から岩盤上面までの離隔が十分に確保される。そのため、セメント改良土を上載荷重として見込んだ場合においても、地震に伴う損傷等による防潮堤への影響がないと考えられることから、3号炉放水路上部の岩盤上にセメント改良土及び下部コンクリートを構築する（詳細は「第四条 地震による損傷の防止 別紙—2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」に示す。）。



3号炉取水路断面イメージ図(水路縦断方向)

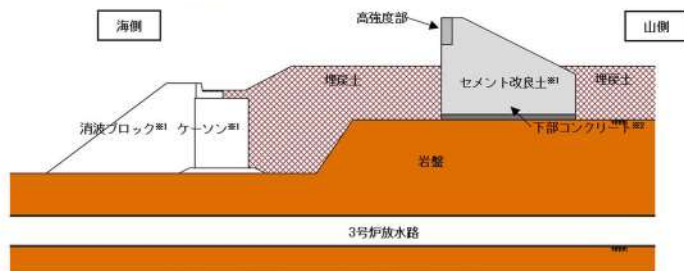
※1: 消波ブロック、ケーソン及びセメント改良土は、各構造物の直交断面を図示している。



3号炉取水路正面イメージ図(水路横断方向)

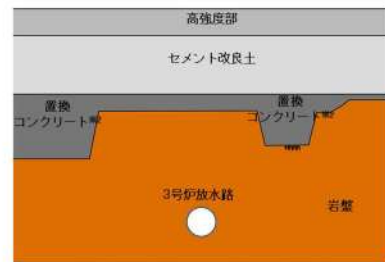
※2: 下部コンクリートの高さは検討中であり、今後変更の可能性がある。

第 5-55 図 防潮堤（3号炉取水路横断部）の構造概要



3号炉放水路断面イメージ図(水路縦断方向)

※1: 消波ブロック、ケーソン及びセメント改良土は、各構造物の直交断面を図示している。



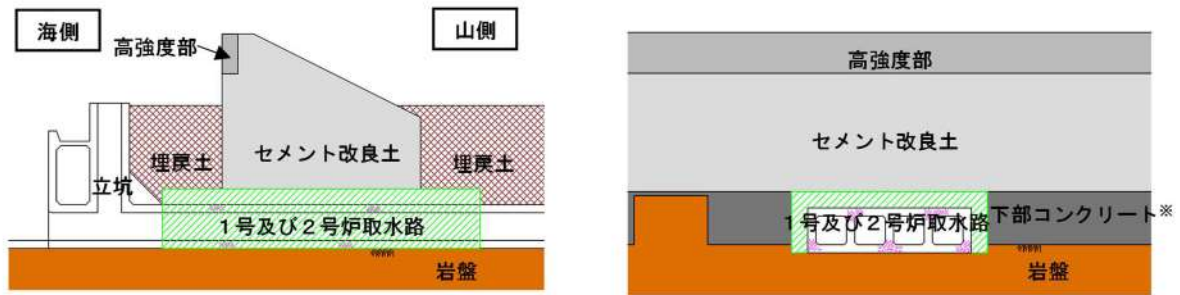
3号炉放水路正面イメージ図(水路横断方向)

※2: 下部コンクリートの高さは検討中であり、今後変更の可能性がある。

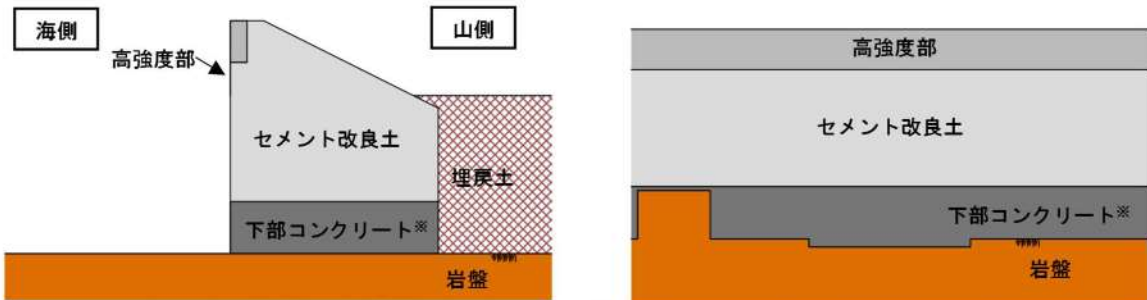
第 5-56 図 防潮堤（3号炉放水路横断部）の構造概要

(iii) 水路を横断する防潮堤の構造成立性

防潮堤の構造成立性評価においては、第 5-57 図及び第 5-58 図に示すとおり、防潮堤より前面の構造物は考慮せず、また、防潮堤を横断する取水路及び放水路は、上記に示した補強等の対策を行い、健全性を確保することで間接支持機能を維持するため、下部コンクリートと同様に評価することが可能である。そのため、水路を横断する防潮堤の構造成立性は、水路横断部以外の防潮堤の断面で評価が可能である。防潮堤の構造成立性の評価断面の選定方針は、「5.4.5.耐震評価候補断面の整理方針」で説明する。

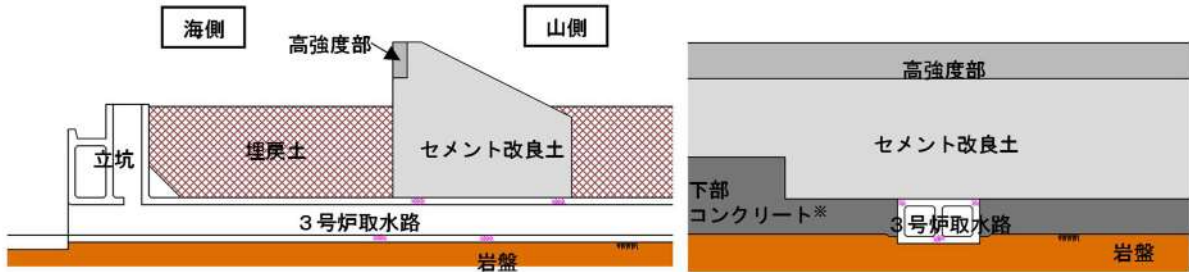


防潮堤の構造成立性評価においては、防潮堤より海側の埋戻土及び構造物は考慮せず、各水路は健全性を確保することで下部コンクリートと同様に評価する。

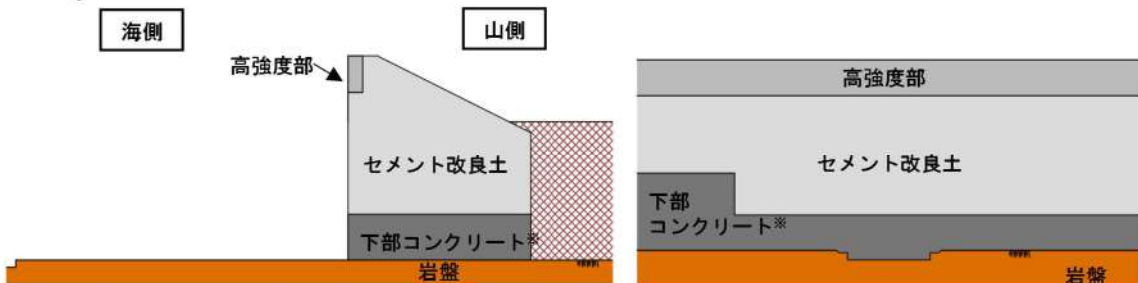


1号及び2号炉取水路横断面部(左：水路縦断方向断面，右：水路横断方向断面)

第 5-57 図 防潮堤（1号及び2号炉取水路横断面部）の構造成立性評価方針



防潮堤の構造成立性評価においては、防潮堤より海側の埋戻土及び構造物は考慮せず、各水路は健全性を確保することで下部コンクリートと同様に評価する。



3号炉取水路横断面部(左：水路縦断方向断面，右：水路横断方向断面)

※：下部コンクリートの高さは検討中であり、今後変更の可能性がある。

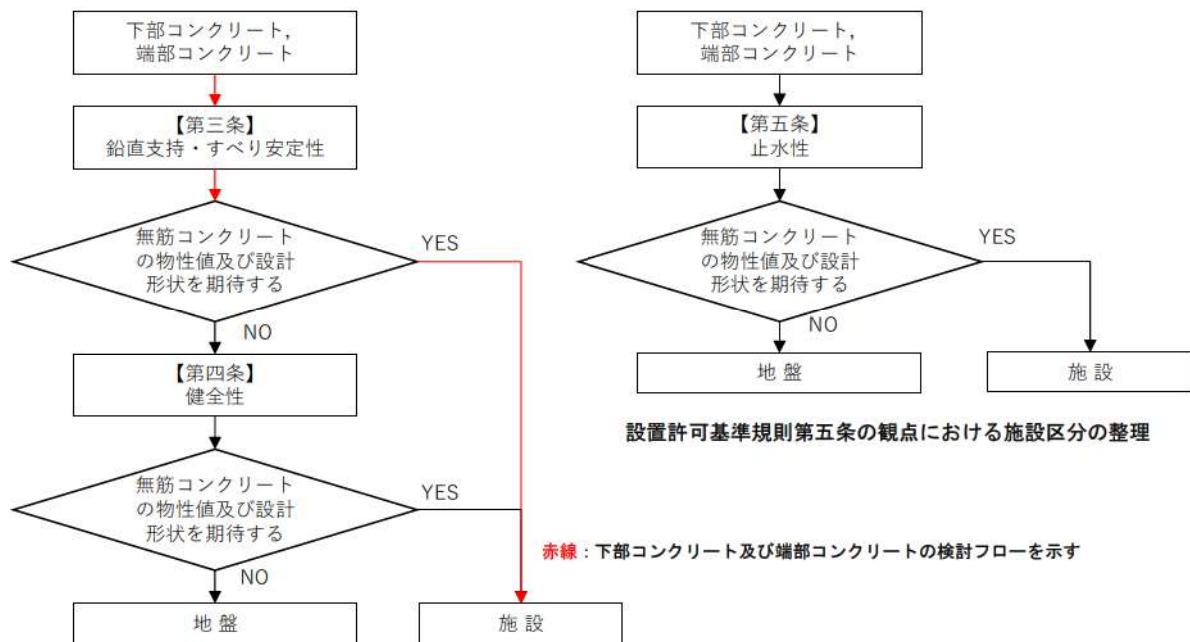
第 5-58 図 防潮堤（3号炉取水路横断面部）の構造成立性評価方針

(6) 下部コンクリート及び端部コンクリートの施設区分の考え方について

下部コンクリート及び端部コンクリート（防潮堤（端部）の詳細は、「6. 防潮堤（端部）の設計方針」にて説明する）について、「津波防護施設（以降、「施設」とする）」又は「地盤」の区分の検討を行った。

施設区分の検討フローを第 5-59 図に示す。検討フローにおいて、設置許可基準規則第三条（鉛直支持・すべり安定性）、第四条（健全性）及び第五条（止水性）のいずれかの観点において「施設」と区分する場合、「施設」として扱うものとする。

下部コンクリート及び端部コンクリートは、無筋コンクリートの物性値及び設計形状を期待し、すべり安定性を確保することから、第三条の観点において施設区分を「施設」と区分するため、第四条及び第五条の観点においても「施設」として評価することとした。



設置許可基準規則第三条及び第四条の観点における施設区分の整理

設置許可基準規則第五条の観点における施設区分の整理

第 5-59 図 施設区分の検討フロー

各部位の具体的な役割について、下部コンクリート及び端部コンクリートを「施設」と区分したことを踏まえて第 5-18 表に示す。

第 5-18 表 下部コンクリート及び端部コンクリートの具体的な役割

部 位	具体的な役割					「施設」と「地盤」の区分の考え方	
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安定性	健全性		止水性
下部コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高い下部コンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 セメント改良土の下方の岩盤傾斜及び岩盤不陸をコンクリートで置き換えることで、セメント改良土を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性を確保する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高い下部コンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 セメント改良土の下方の岩盤傾斜及び岩盤不陸をコンクリートで置き換えることで、セメント改良土を鉛直支持する。 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 	—	—	◎	◎	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの物性値及び設計形状を期待し、防潮堤本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、「施設」と区分する。
端部コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いコンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 止水ジョイントを支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いコンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 	—	—	◎	◎	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの物性値及び設計形状を期待し、防潮堤本体として、高さ、止水性維持の役割を主体的に果たすことから、「施設」と区分する。

凡 例
◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
(該当する部位を施設と区分する)
○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
—：設計上考慮しない項目

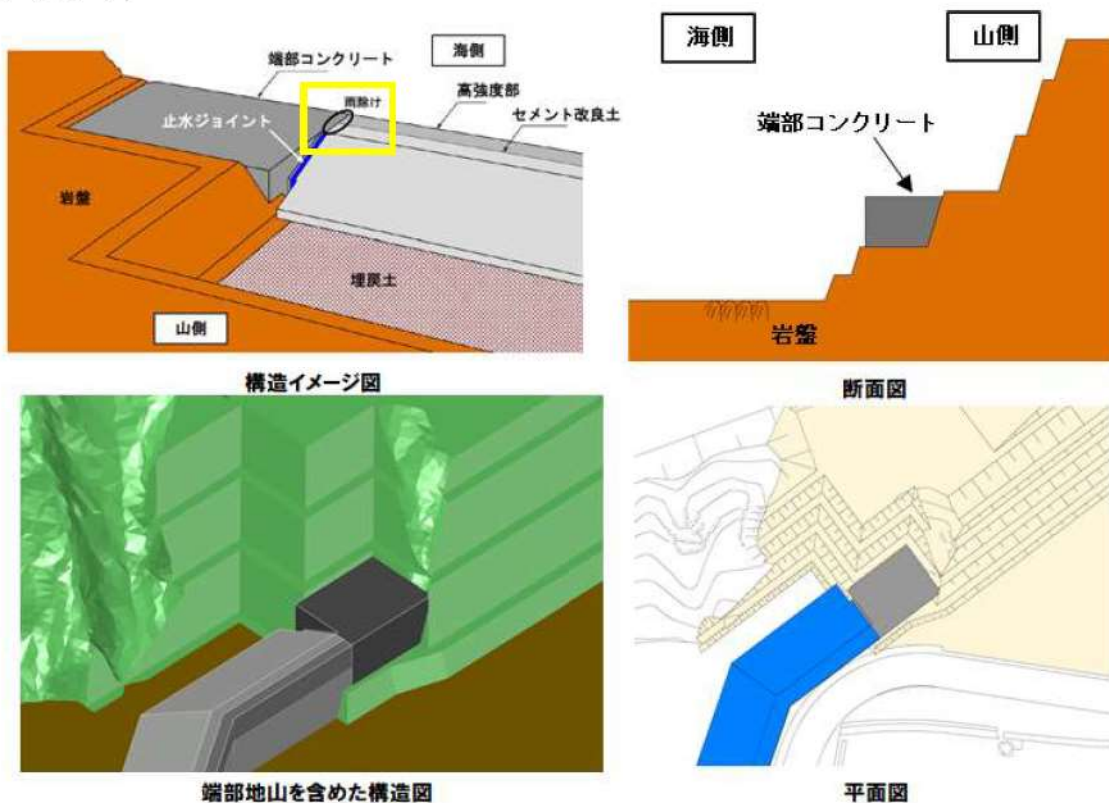
6. 防潮堤（端部）の設計方針

6. 1. 構造概要

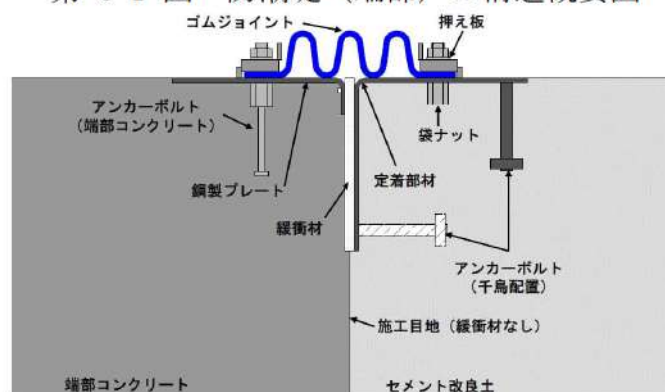
防潮堤（端部）の構造概要を第 6-1 図に、止水ジョイントの設置概要を第 6-2 図に、横断面図を第 6-3 図に示す。防潮堤（端部）は、端部コンクリートによる堤体構造である。

防潮堤（端部）は、防潮堤（標準部）と堀株側の堅固な地山との接続部に位置する。接続する端部地山は、周辺斜面による防潮堤（端部）への影響に配慮し、安定勾配を確保した上で一部を掘削する。

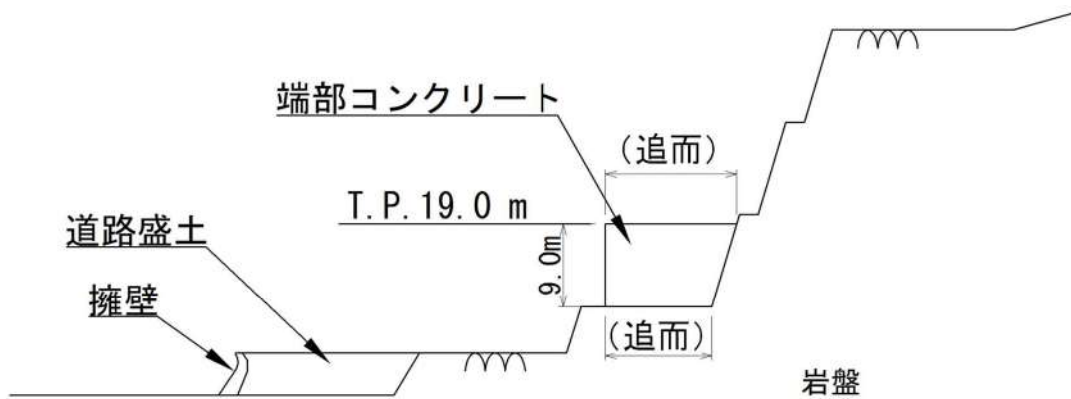
防潮堤（標準部）との施工目地には、施工目地からの浸水を防止するために止水ジョイントを設置する。止水ジョイントの設計方針は、「7. 止水ジョイントの設計方針」に示す。



第 6-1 図 防潮堤（端部）の構造概要図



第 6-2 図 止水ジョイントの設置概要



第 6-3 図 防潮堤（端部）の横断図

防潮堤（端部）を構成する各部位の仕様を第 6-1 表に、評価対象部位の役割を第 6-2 表に示す。

第 6-1 表 防潮堤（端部）の各部位の仕様

部位	仕様
【施設】	
端部コンクリート	無筋コンクリート： $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$
止水ジョイント	押え板，ゴムジョイント(波状型止水ジョイント)，定着部材

第 6-2 表 防潮堤（端部）の評価対象部位の役割

■ 「役割」を期待する施設 □ 「役割」を期待する地盤

評価対象部位	主な役割
端部コンクリート	堤体高さの維持 難透水性を有し，堤体による止水性の維持
止水ジョイント	防潮堤間の遮水性の保持
岩盤	端部コンクリートの鉛直支持 基礎地盤のすべり安定性に寄与

6. 2. 新規制基準における要求機能

6. 2. 1. 設計許可基準規則に対する確認事項

新規性基準への適合性において、防潮堤（端部）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第 6-3 表に示す。

以下の条文を確認することにより、防潮堤（端部）の各条文への適合性を確認する。

第 6-3 表 防潮堤（端部）の検討要旨

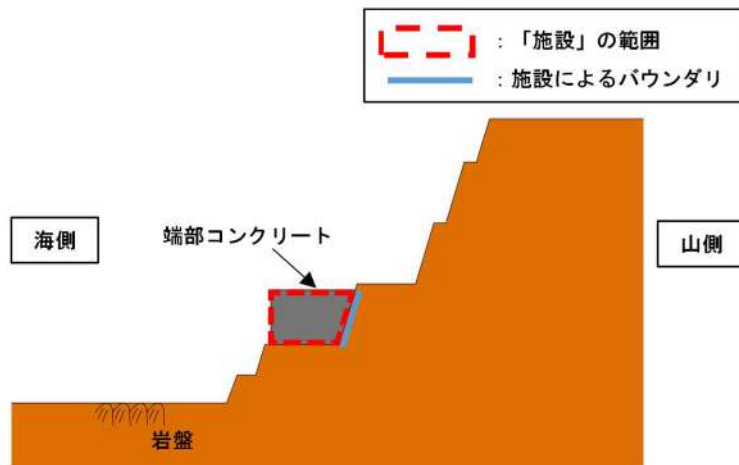
設置許可基準規則	検討要旨
第四条 (地震による損傷の防止)	・施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。
第五条 (津波による損傷の防止)	・地震(本震及び余震)による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。

防潮堤（端部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第 6-4 表及び第 6-4 図に示す。なお、以下では、津波の水を遮断する役割を「遮水性」、材料として津波の水を通しにくい役割を「難透水性」とし、これらを総称して「止水性」と整理する。防潮堤（端部）は、端部コンクリート及び止水ジョイントを構造上のバウンダリとする。

第 6-4 表 防潮堤（端部）の各部位の役割^{※1}

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	端部コンクリート	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・止水ジョイントを支持する。	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・難透水性を有し、堤体により止水性を保持する。
	止水ジョイント	・防潮堤間の変位に追従する。	・防潮堤間の変位に追従し、遮水性を保持する。
地盤	岩盤	・端部コンクリートを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・端部コンクリートを鉛直支持する。

※1：重畳時（津波+余震時）は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。



第 6-4 図 防潮堤（端部）の役割を期待する範囲

防潮堤（端部）において、第 6-5 表のとおり端部コンクリート、止水ジョイント及び岩盤の具体的な役割を整理し、「施設」と「地盤」を区分する。なお、要求性能を主体的に満たすために設計上必要な項目を持つ部位は「施設」、施設の役割を維持するために設計に反映する項目を持つ部位は「地盤」とした。

第 6-5 表 防潮堤（端部）の各部位の具体的な役割

凡 例	
◎	要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目 (該当する部位を施設と区分する)
○	施設の役割を維持するために設計に反映する項目
—	設計上考慮しない項目

部 位	具体的な役割					「施設」と「地盤」 の区分の考え方	
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安定性	健全性		止水性
端部コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いコンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 止水ジョイントを支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いコンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 	—	—	◎	◎	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの物性値及び設計形状を期待し、防潮堤本体として、高さ、止水性維持の役割を主体的に果たすことから、「施設」と区分する。
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤間の変位に追従する。 	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤間の変位に追従し、遮水性を保持する。 	—	—	◎	◎	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤間において、遮水性維持の役割を果たすことから、「施設」と区分する。
岩 盤	<ul style="list-style-type: none"> 端部コンクリートを鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 端部コンクリートを鉛直支持する。 	○	○	—	—	—

端部コンクリートは、堤体高さ及び止水性維持の役割を主体的に果たすこと（第 6-5 表中「◎」と記載）から、「施設」と区分する。また、防潮堤間において、止水ジョイントは遮水性維持の役割を主体的に果たすこと（第 6-5 表中「◎」と記載）から、「施設」と区分する。「堤体高さの維持」「止水性の維持」については、端部コンクリートのすべり安全率で評価する。

なお、端部コンクリートに期待する役割は、「堤体高さの維持」「止水性の維持」の他に「基礎地盤のすべり安定性の確保」である。「堤体高さの維持」「止水性の維持」については、以下の理由から端部コンクリートのすべり安全率で評価する。

- ・すべり安全率を確保している場合、防潮堤内のすべり面で防潮堤が滑動しないため、防潮堤の高さを維持できる。（「堤体高さの維持」）
- ・すべり安全率を確保している場合、防潮堤内にすべり面が生じないため、浸水経路は生じない。（「止水性の維持」）

以上を踏まえ、防潮堤（端部）における各部位の役割に対する性能目標を第 6-6 表に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第 6-7 表に示す。

岩盤は「防潮堤の支持」及び「基礎地盤のすべり安定性に寄与」の役割を有していることから、支持力及び基礎地盤のすべり安全率で評価する。

なお、施設の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法は、設計及び工事計画認可段階で説明する。

第 6-6 表 防潮堤（端部）の各部位の性能目標

部 位		性能目標			
		鉛直支持 (第三条)	すべり安定性 (第三条)	健全性 (第四条)	止水性 (第五条)
施設	端部コンクリート	—	—	端部コンクリートの健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	端部コンクリートを横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	止水ジョイント	—	—	施工目地から津波が流入することを防止するために、止水ジョイントの変形性能を保持すること。	施工目地から津波が流入することを防止するために、止水ジョイントの変形性能及び遮水性能を保持すること。
地盤	岩盤	端部コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	—	—

第 6-7 表 防潮堤（端部）の各部位の照査項目と許容限界
(上段：照査項目，下段：許容限界)

部 位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第三条)	すべり安定性 (第三条)	健全性 (第四条)	止水性 (第五条)
施設	端部コンクリート	—	—	すべり安全率 ^{※1}	
	(1.2以上)				
	止水ジョイント			アンカーボルト	—
ゴムジョイント	—	—	(許容引張力及び許容せん断力 ^{※2} 以下)		
地盤	岩盤	支持力	すべり安全率 (基礎地盤) ^{※4}	—	—
		(極限支持力)	(1.5以上)		

※1：第四条・第五条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。

※2：許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの降伏及びせん断強度、並びに定着された構造物のコーン状破壊及び支圧強度を考慮して決定する。

※3：許容変形量及び許容水圧は、ゴムジョイントの性能試験で確認する。

※4：基礎地盤のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき1.5以上を許容限界とする。

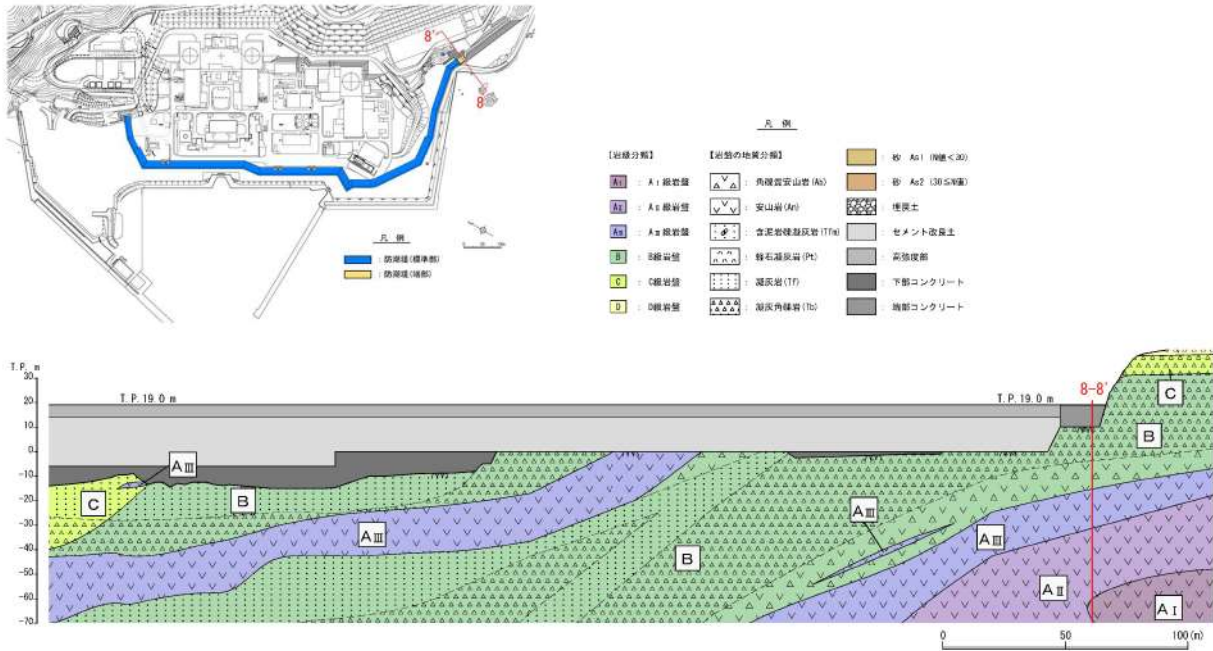
6. 2. 2. 要求機能と設計評価方針

防潮堤（端部）に関して要求機能と設計評価方針を

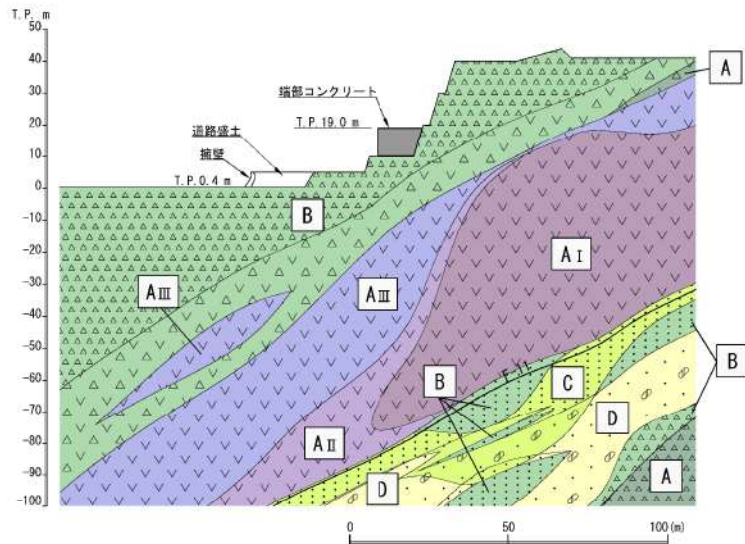
第 6-8 表に示す。

6. 3. 周辺地質

防潮堤（端部）の地質縦断図を第 6-5 図に、地質横断図を第 6-6 図に示す。防潮堤（端部）は、B 級岩盤に直接支持されている。



第 6-5 図 防潮堤（端部）の地質縦断図

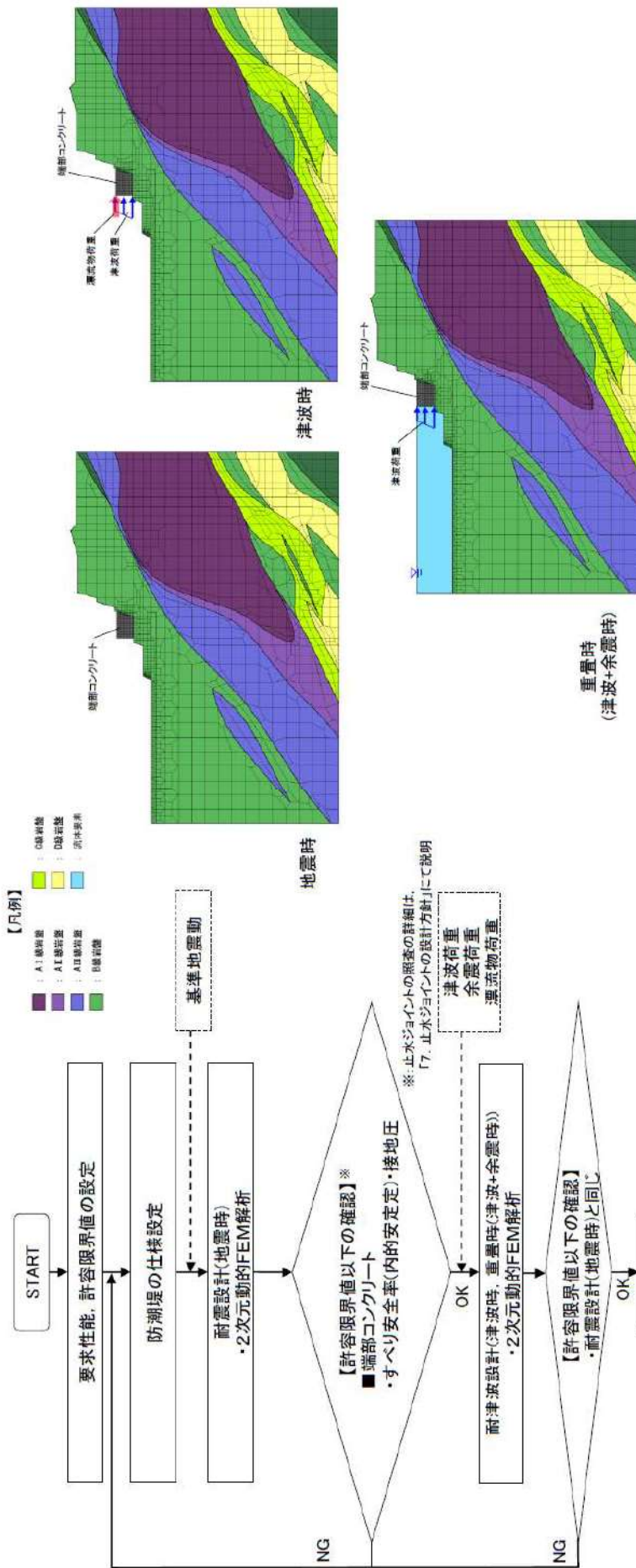


第 6-6 図 防潮堤（端部）の地質横断図（8-8'）

6. 4. 設計方針

6. 4. 1. 設計フロー

防潮堤（端部）の設計フローを第 6-7 図に示す。止水ジョイントの設計フローは、「7. 止水ジョイントの設計方針」にて説明する。



解析モデルイメージ図

第 6-7 図 防潮堤（端部）の解析概要

6. 4. 2. 設計方針の概要

防潮堤（端部）の部位ごとの設計方針を第 6-9 表に示す。

第 6-9 表 防潮堤（端部）の部位ごとの設計方針

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	耐津波設計に係る工認審査ガイド
		津波時	2次元動的FEM解析 ^{※2※3}			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1※3}			
止水ジョイント	アンカーボルト	地震時	「7. 止水ジョイントの設計方針」にて説明			
		津波時				
		重畳時				
	ゴムジョイント	地震時				
		津波時				
		重畳時				
岩盤		地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}	支持力 すべり安全率 ^{※4} (基礎地盤)	極限支持力 すべり安全率 ^{※4} (基礎地盤) 1.5以上	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月） 基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド
		津波時	2次元動的FEM解析 ^{※2※3}			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1※3}			

※1：防潮堤（標準部）と同様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。

※3：防潮堤（標準部）の構造成立性評価結果から防潮堤（端部）の構造成立性を示し、詳細は設計及び工事計画認可段階にて示す。

※4：基礎地盤のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき1.5以上を許容限界とする。

(1) 地震時の検討

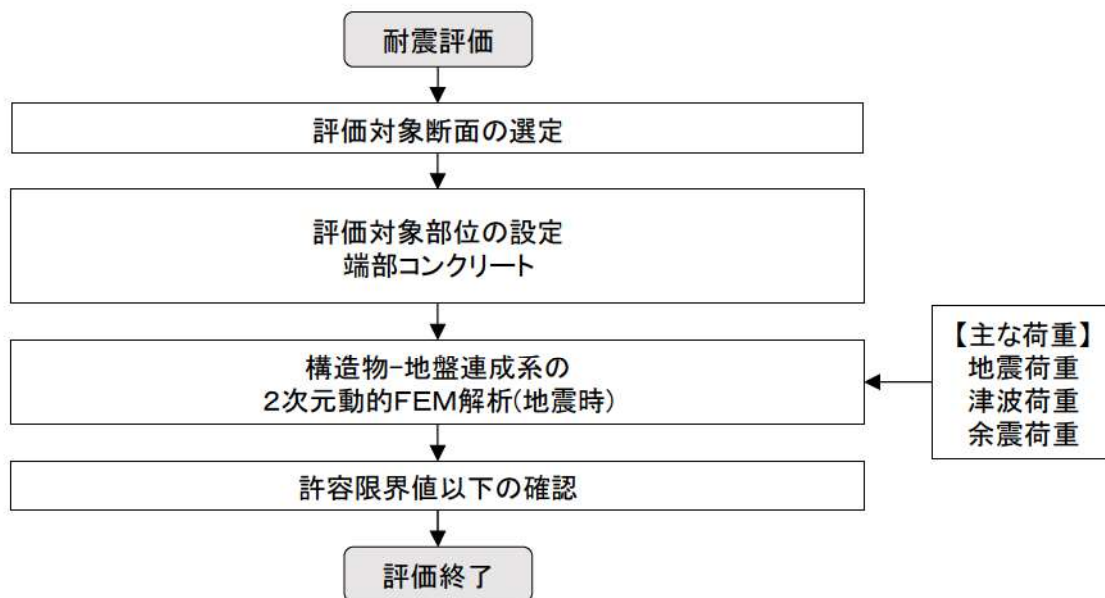
地震時の検討は、2次元動的FEM解析（有効応力解析）にて行う。以下に、解析の概要を示す。

i. 解析の目的

- ・地盤物性及び液状化を考慮し、端部コンクリート及び岩盤を含めた全体の動的挙動評価
- ・地盤物性考慮した影響評価

ii. 結果の利用

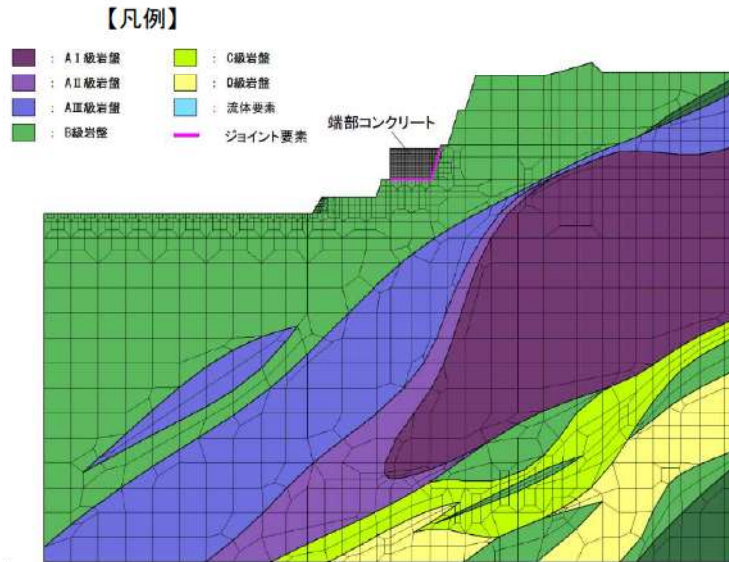
- ・端部コンクリートの照査
- ・地震時応答（変形量を含む）



第 6-8 図 設計フロー

2次元動的FEM解析（有効応力解析）におけるモデル化方針について、以下に示す。

- ・端部コンクリート及び岩盤は線形要素でモデル化する。
- ・海水は液体要素でモデル化する。
- ・擁壁及び道路盛土はモデル化しない。



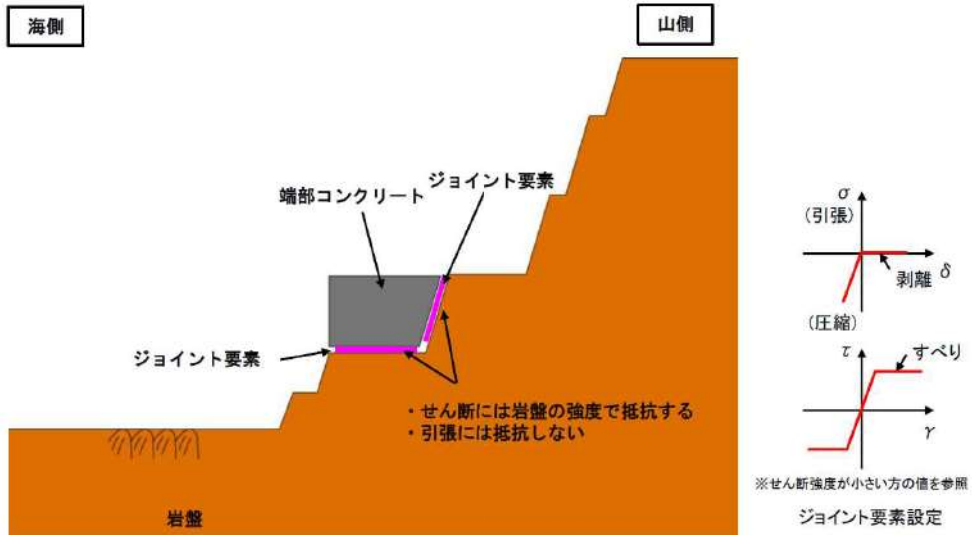
第 6-9 図 防潮堤（端部）の解析モデル

2次元動的FEM解析における岩盤と端部コンクリートの境界面のジョイント要素は以下のとおり設定する。

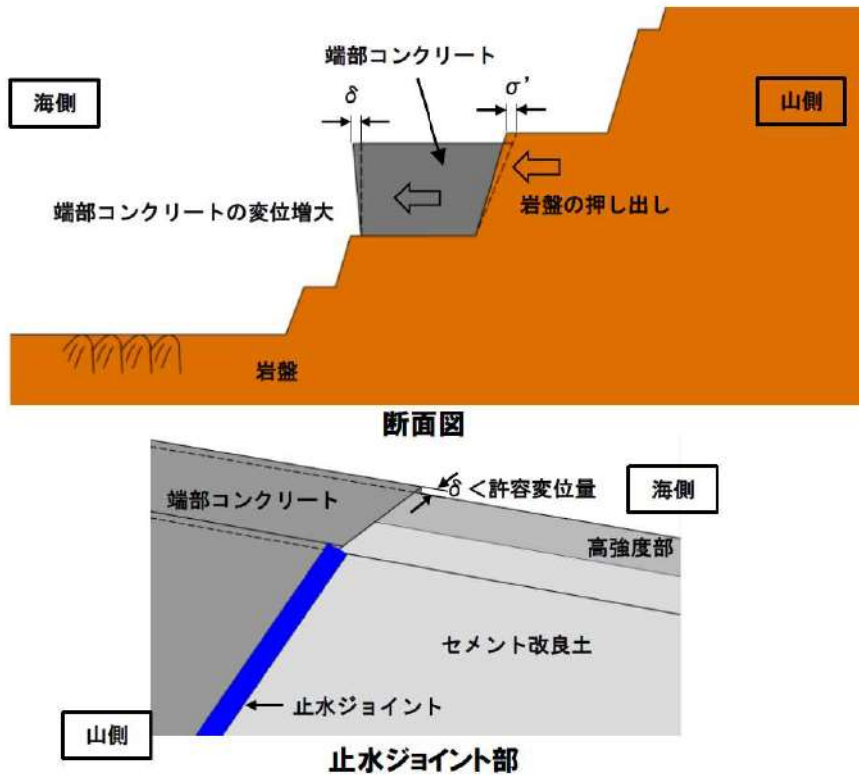
- ・境界面の接線方向において、接触する要素のうち、せん断強度が低いほうの強度で抵抗する。
- ・一方、境界面の法線方向において、岩盤と端部コンクリートの付着力は保守的に考慮しない（引張には抵抗しない）。

上記のとおり設定することにより、2次元動的FEM解析において、背面に存在する岩盤の押し出しによる影響を保守的に評価する。境界面のジョイント要素のイメージ図を第 6-10 図に示す。

岩盤の押し出しによる影響を端部コンクリートが受ける場合、第 6-11 図のとおり、端部コンクリートの変位が大きくなる。端部コンクリートの変位が、止水ジョイントの許容変位量を上回る場合、止水ジョイントの止水性を確保できなくなり、防潮堤としての機能を喪失することから、端部コンクリートの変位が、止水ジョイントの許容変位量以下であることを確認する。



第 6-10 図 境界面のジョイント要素のイメージ図



第 6-11 図 岩盤の押し出しによる端部コンクリートへの影響

(2) 津波時・重畳時（津波＋余震時）の検討

防潮堤（端部）の津波時及び重畳時の評価は、下記の理由から、防潮堤（標準部）の津波時及び重畳時の評価に代表させる。

- ・防潮堤（端部）は、防潮堤（標準部）の高強度部と同じ仕様で構築し、高強度部の部材厚さ以上を有する構造であるため、津波時の漂流物荷重による影響評価は、防潮堤（標準部）の高強度部の評価結果を流用できる。
- ・防潮堤（端部）の背面は堅固な岩盤であり、地震力による背面土圧の影響は小さく、堤体に作用する慣性力の影響が大きいと考えられること、津波波力はこの慣性力を打ち消す方向に作用することから、重畳時の評価は地震時の評価に網羅される。

防潮堤（端部）の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て示す。

6. 4. 3. 荷重と変形モードの概要

防潮堤（端部）の構造は、端部コンクリートによる堤体構造である。防潮堤（端部）は、岩盤に鉛直支持させるとともに、端部コンクリートにより基礎地盤のすべり安定性を確保する設計としている。

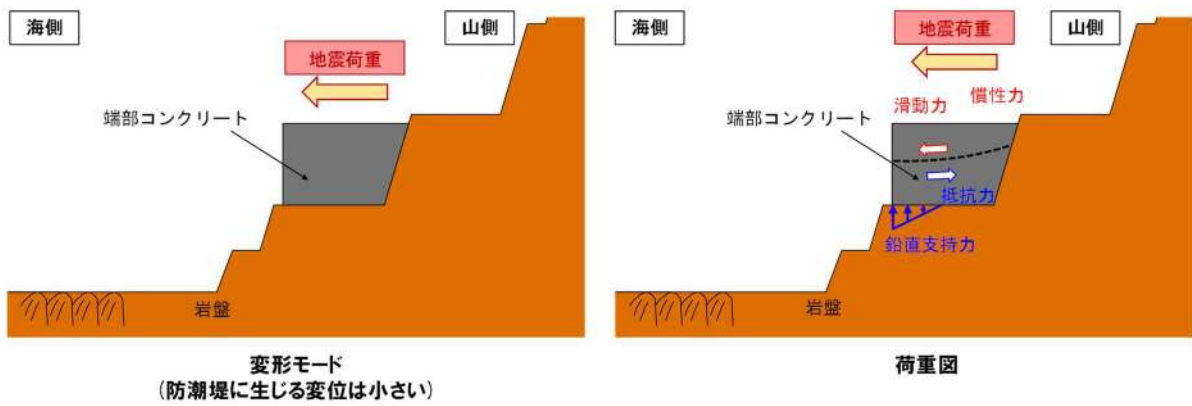
防潮堤（端部）の構造成立性には、地震時、津波時及び重畳時に作用する荷重に対し、各部位が所要の機能を発揮して健全であることが必要である。このような観点から、作用する荷重、構造体の変形モード及び各部位の役割について整理する。

防潮堤（端部）の地震時、津波時及び重畳時の作用荷重と変形モードのイメージ図を第 6-12 図に示す。

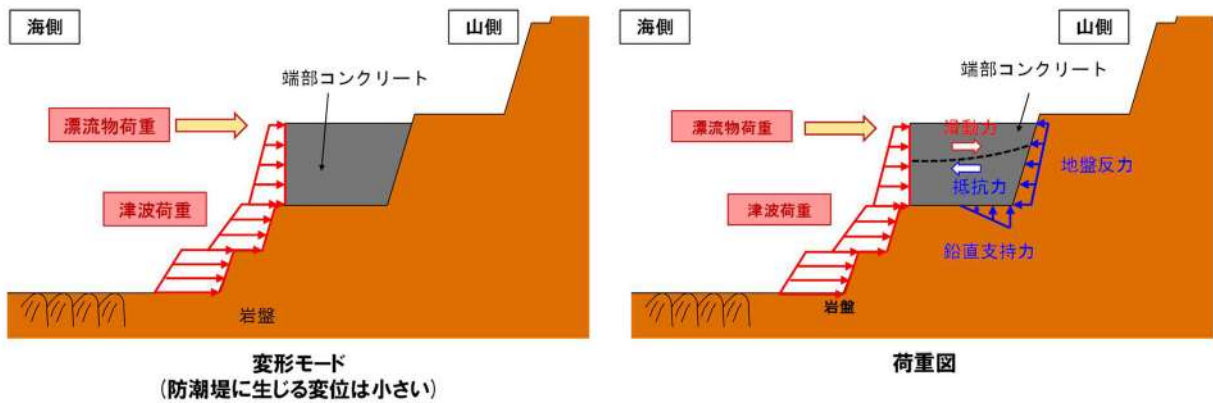
【荷重伝達メカニズム】

防潮堤に作用する地震力（慣性力及び地震時土圧）は、防潮堤を介して防潮堤を支持する岩盤へ伝わり、反力として鉛直支持力および地盤反力が働く。一方、防潮堤に作用する漂流物荷重及び津波荷重は、防潮堤を介して防潮堤を支持する岩盤及び背後の岩盤へ伝わり、反力として鉛直支持力および地盤反力が働く。重畳時は地震時及び津波時の両方の荷重伝達が作用する。

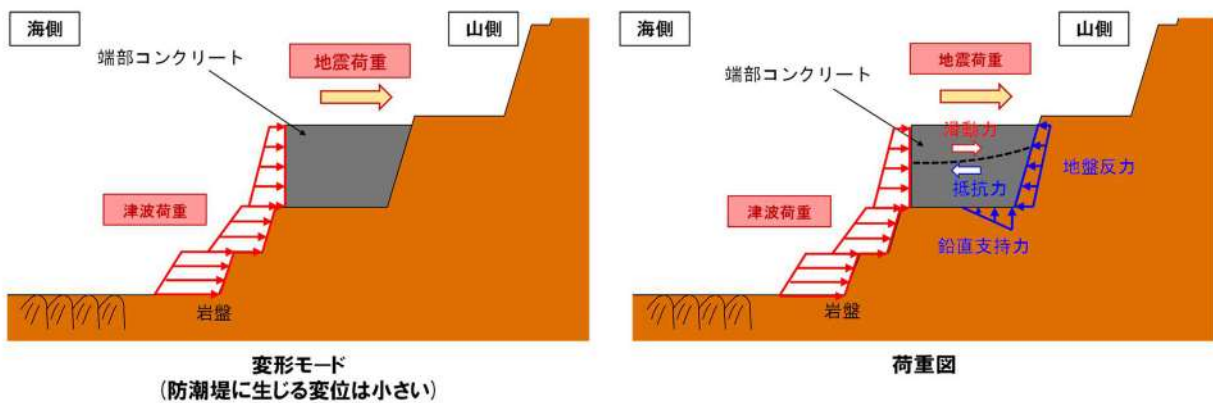
防潮堤を構築する端部コンクリートは剛性が大きく、岩着構造であるため防潮堤（端部）に生じる変位は小さい。



地震時



津波時



重畳時

第 6-12 図 防潮堤（端部）の作用荷重と変形モードのイメージ図

6. 4. 4. 損傷モード

(1) 要求機能を喪失する事象の抽出

防潮堤（端部）の設計方針について地震時、津波時及び重畳時に、防潮堤が維持すべき機能が喪失し得る事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対する設計・施工上の配慮について整理したものを第 6-10 表に示す。

第 6-10 表 防潮堤（端部）の要求機能を喪失する事象と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
端部 コンクリート	・すべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。【第 6-13 図】	①, ②	・端部コンクリート内部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していること(内的安定を保持)を確認する。	○
	・引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成され、難透水性を喪失する。	②		○
	・洗掘され、難透水性を喪失する。	②	・端部コンクリートは、セメント改良土より強度が大きい無筋コンクリートであり、津波時の洗掘・浸食に対して十分な耐性を有する。	—
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により損傷し、難透水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—
止水 ジョイント	止水ジョイントについては、「7. 2. 2. 損傷モード」にて説明する。			
岩盤	・岩盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防潮堤の高さを維持できなくなり、防潮堤の難透水性を喪失する。	①, ②	・すべり安全率が許容値以上であることを確認する(「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」にて確認)。	○
	・防潮堤に伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。【第 6-13 図】	①	・極限支持力以下であることを確認する。	○

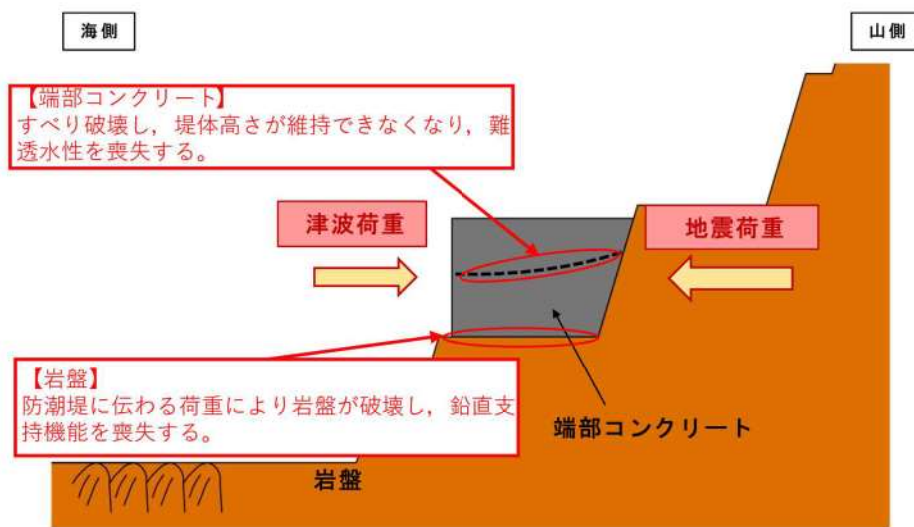
※1：①は地震時、②は津波時を示す。なお、重畳時は、(-)を除いた全ての事象で想定する。

※2：照査を実施する場合は(○)、照査不要と判断している場合は(-)とする。

(2) 共通（地震時・津波時・重畳時）

防潮堤（端部）について、地震時、津波時及び重畳時に局所的に応力が集中し、構造上の弱部となる箇所を第 6-13 図に示す。端部コンクリートは、引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成されるとともに、すべり線に沿ったすべり破壊が生じて、堤体高さを維持できなくなる。そのため、端部コンクリートに想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。

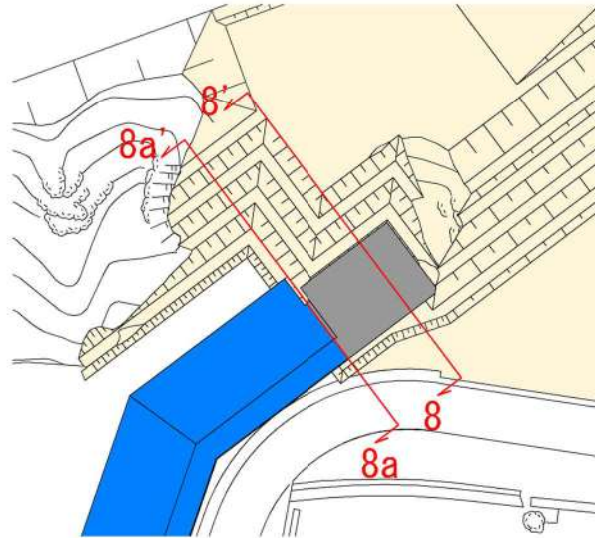
また、岩盤が、防潮堤に伝わる荷重により破壊し、鉛直支持機能を喪失する。そのため、端部コンクリートの接地圧は、岩盤の極限支持力以下であることを確認する。



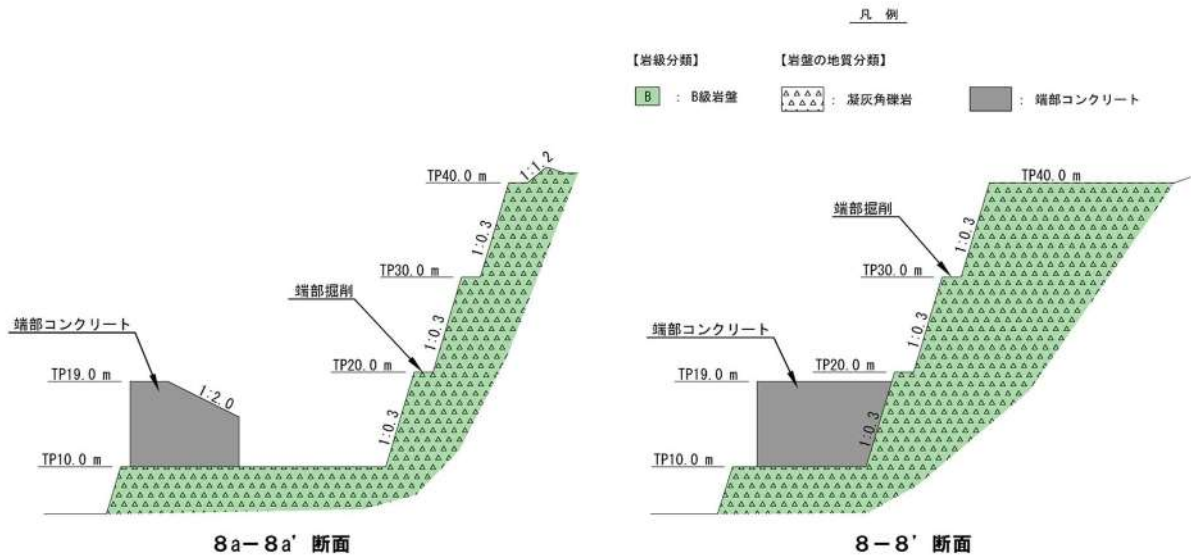
第 6-13 図 防潮堤（端部）の構造上の弱部 概要図

6. 4. 5. 耐震評価候補断面の整理方針

防潮堤（端部）の断面は、地山の形状変化に伴い、第 6-14 図に示す「8-8' 断面」及び「8a-8a' 断面」のとおり変化するため、2断面を構造成立性評価候補断面として整理した。



平面位置図



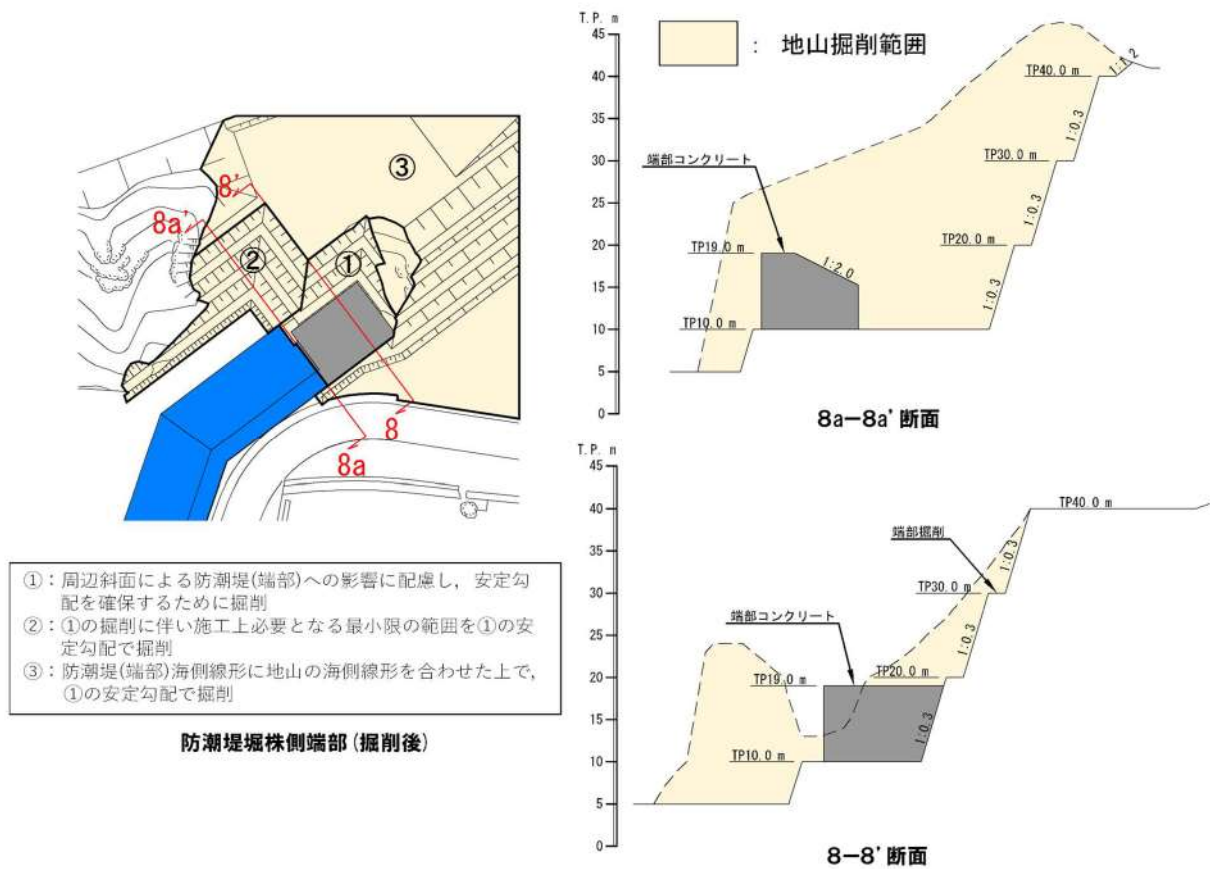
第 6-14 図 防潮堤（端部）の構造成立性評価候補断面

6. 5. 個別論点

(1) 防潮堤（端部）に接続する地山の掘削について

防潮堤（端部）は、一部地山を掘削し、堅固な地盤に確実に接続する。防潮堤（端部）を接続する端部地山の掘削範囲は、第 6-15 図のとおり、周辺斜面による防潮堤（端部）への影響に配慮し、安定勾配を確保するように決定した。

また、防潮堤（端部）より堀株側の地山は、防潮堤（端部）の海側線形に地山の海側線形を合わせた上で、端部地山と同じ安定勾配で掘削する。なお、掘削後の堀株側の地山及び防潮堤（端部）の形状は、津波評価における地形モデルと一致する。



第 6-15 図 防潮堤堀株側端部の掘削範囲

(2) 防潮堤（端部）の裕度に関する考え方

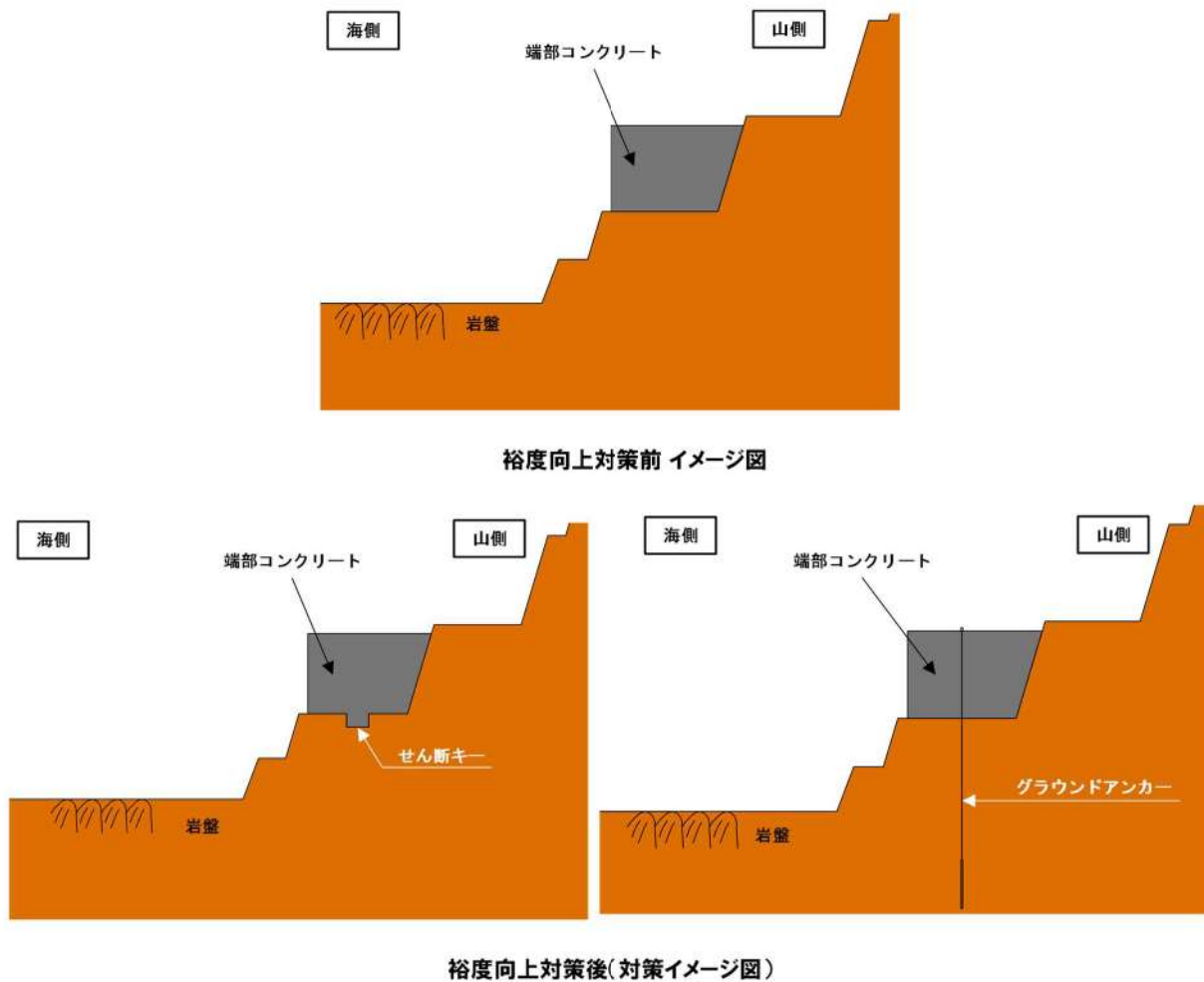
設計及び工事計画認可段階において、漂流物荷重等が上振れした場合においても、第 6-16 図に示す裕度向上対策を実施することにより、地山を含む防潮堤（端部）の形状を変更することなく対応が可能である。

- ・ 端部コンクリートと岩盤間にせん断キーを設置

端部コンクリートと岩盤間にせん断キーを設置することにより、端部コンクリートのすべり抵抗を向上させる。

- ・ グラウンドアンカーによる端部コンクリートの固定

グラウンドアンカーにより、端部コンクリートの安定性を向上させる。



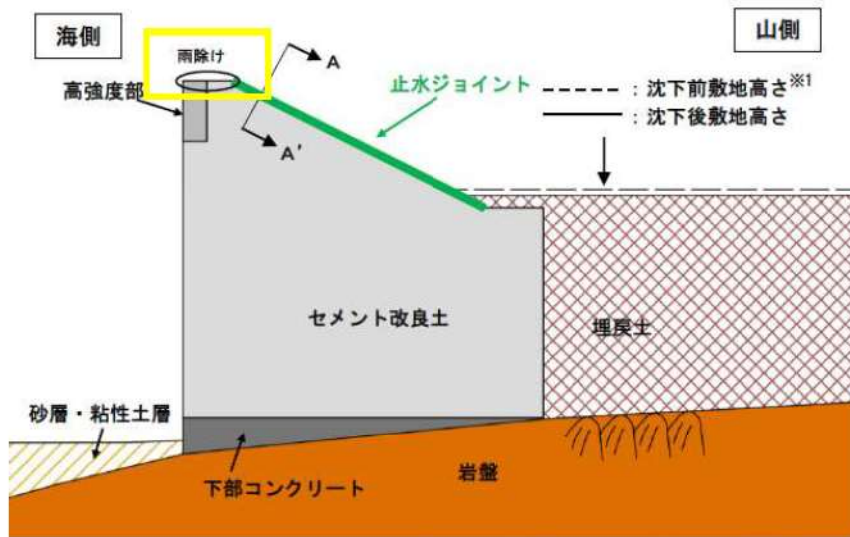
第 6-16 図 防潮堤（端部）の裕度向上対策のイメージ図

7. 止水ジョイントの設計方針

7. 1. 構造概要

7. 1. 1. 止水ジョイントの概要

防潮堤（標準部）に設置する止水ジョイントの設置位置を第 7-1 図に示す。止水ジョイントは、津波漂流物の衝突による損傷を防止するため、防潮堤の山側に設置する。止水ジョイントの設置高さは、防潮堤の天端高さを上端とし、基準地震動による地盤沈下を考慮した地盤高さ以下に根入れする。止水ジョイントの根入れ深さの考え方は、「7. 3. 4. 止水ジョイントの根入れ深さについて」に示す。

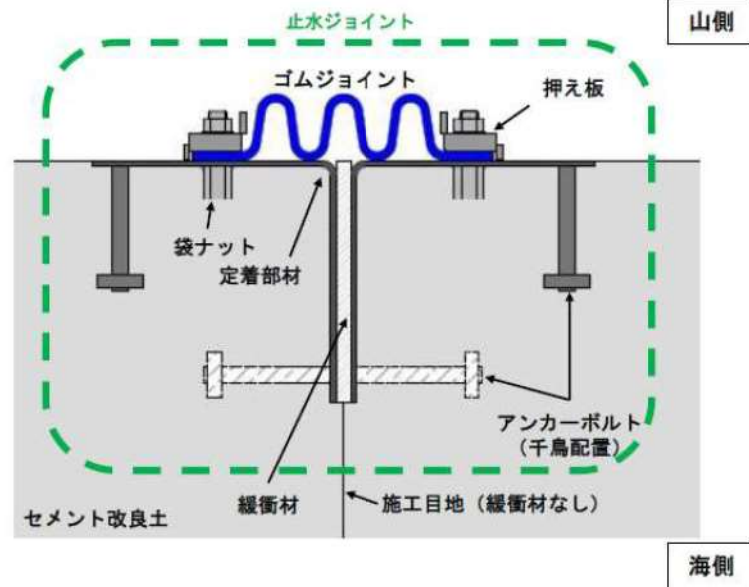


※1：基準地震動による埋戻土の沈下を考慮する。

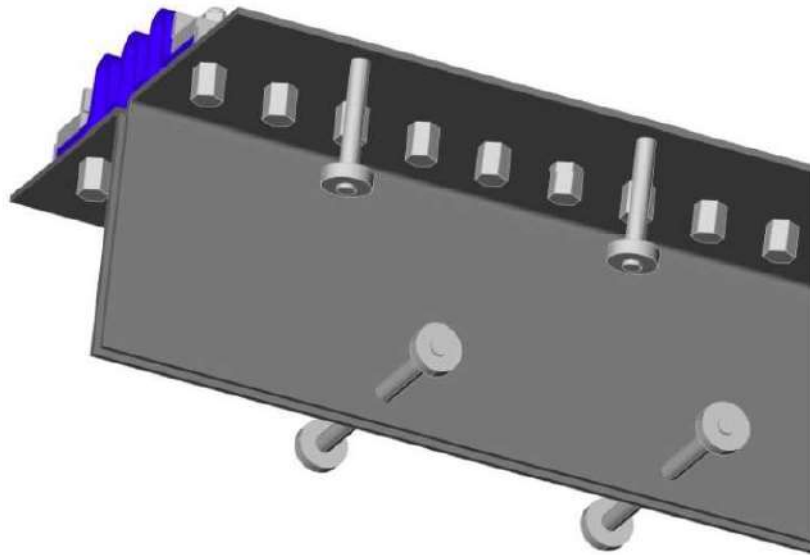
第 7-1 図 防潮堤（標準部）の止水ジョイント設置位置

防潮堤（標準部）の止水ジョイントの設置概要を第 7-2 図に、アンカーボルトの配置イメージ図を第 7-3 図に示す。止水ジョイントの構造は、セメント改良土に鋼製部材（定着部材、押え板及び袋ナット）を設置し、ゴムジョイントを固定する構造である。定着部材間には定着部材同士の接触を避けるため緩衝材を設置する。セメント改良土と定着部材はアンカーボルトで固定する。アンカーボルトは直交方向かつ千鳥で配置することにより、アンカーボルト間でセメント改良土の影響範囲が重複しないよう配置（以下、単体配置という。）する。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。

また、雨水が止水ジョイント内に滞水することを避けるため、止水ジョイントの天端には雨除けを設置する。なお、止水ジョイントに用いる鋼材は、腐食を防止するため防錆処理を行う。

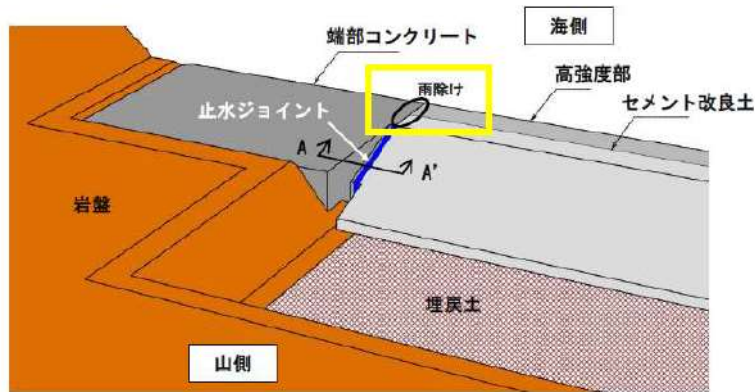


第 7-2 図 防潮堤（標準部）の止水ジョイントの設置概要（A-A' 断面）

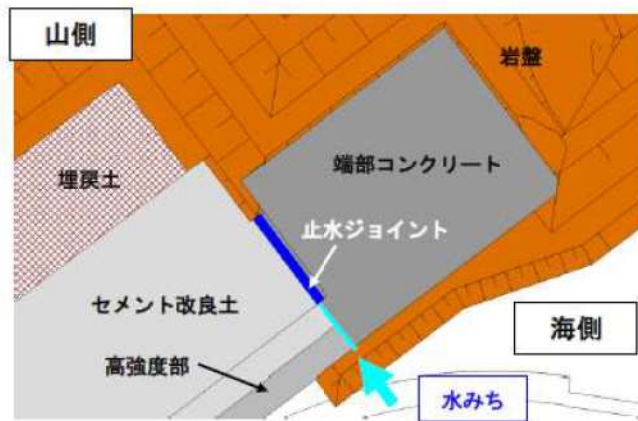


第 7-3 図 アンカーボルトの配置イメージ図

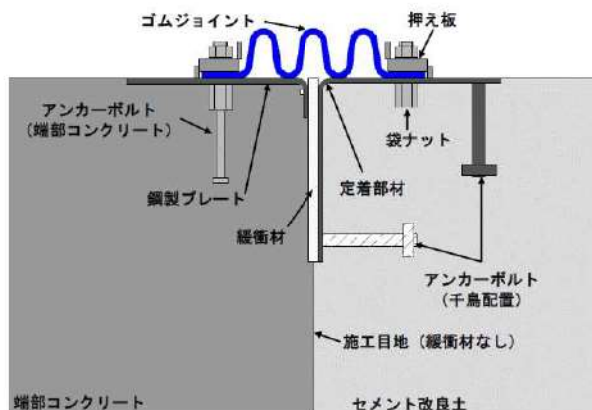
第 7-4 図に防潮堤（標準部）と防潮堤（端部）の境界部に設置する止水ジョイントの構造概要を示す。防潮堤（端部）では，端部コンクリートに先付け工法により設置するアンカーボルト（端部コンクリート），押え板及び鋼製プレートでゴムジョイントを固定する構造とする。



構造境界部の概要



水みちのイメージ図（平面図）

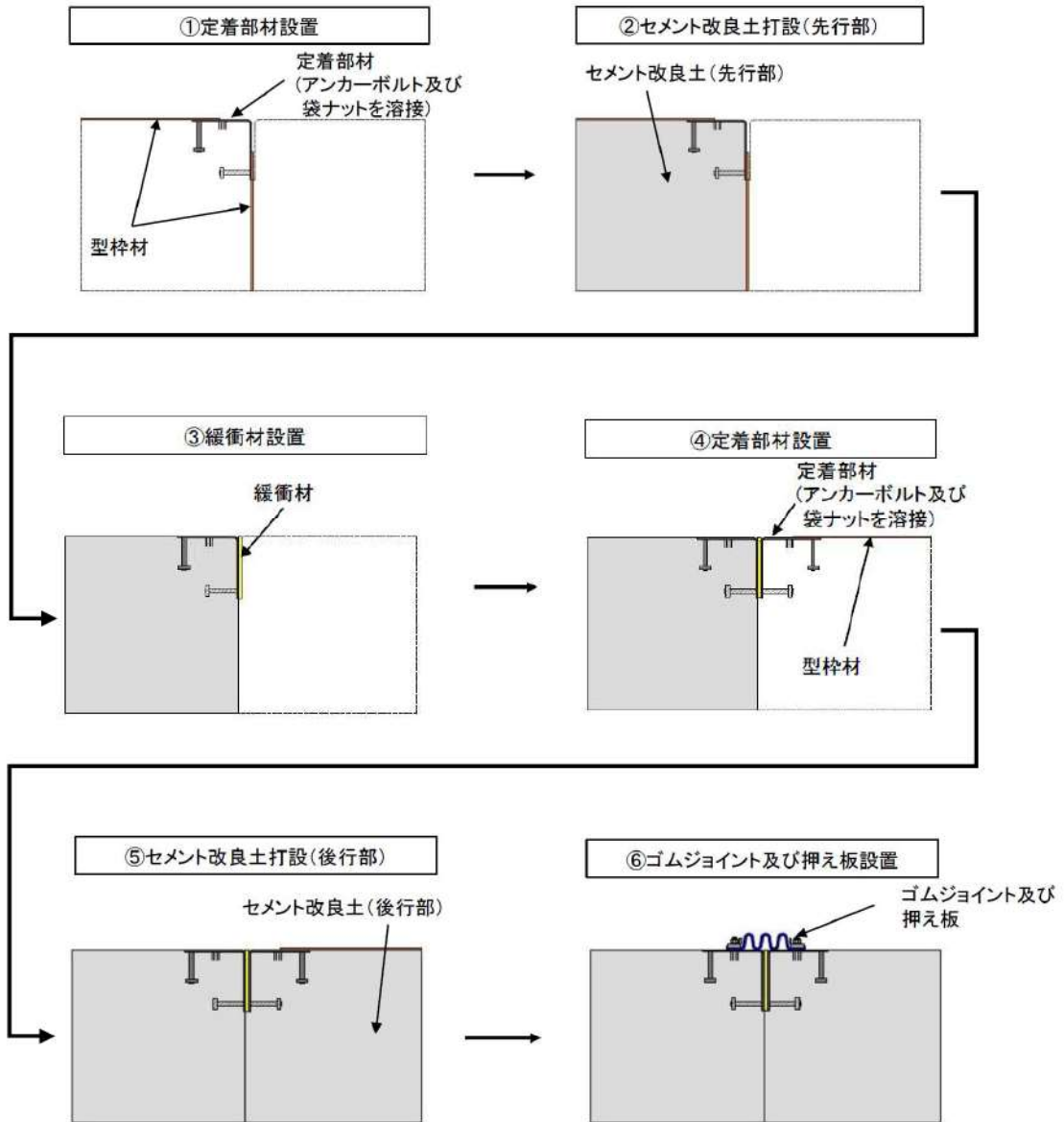


止水ジョイント設置概要（A-A' 断面）

第 7-4 図 防潮堤（端部）の止水ジョイントの構造概要

7. 1. 2. 止水ジョイントの施工方法

止水ジョイントの施工方法を第 7-5 図に示す。止水ジョイントの施工にあたっては、アンカーボルト及び袋ナットを溶接した定着部材を所定の位置に設置した後で、セメント改良土を確実に充填する。先行部の止水ジョイントを設置した後、緩衝材を設置し、同様の方法で後行部の定着部材及びセメント改良土を施工する。両側の定着部材及びセメント改良土を施工した後に、ゴムジョイント及び押え板を設置する。



第 7-5 図 止水ジョイントの施工方法

7. 2. 設計方針

7. 2. 1. 設計方針の概要

(1) 部位ごとの設計方針

止水ジョイントの設計方針について、設置変更許可段階並びに設計及び工事計画認可段階に説明する評価を第 7-1 表に、止水ジョイントに関する解析の流れを第 7-6 図に、定着部材、アンカーボルト及びゴムジョイントの照査の流れを第 7-7 図に示す。定着部材及びアンカーボルトの成立性は設置変更許可段階で評価し、ゴムジョイントの評価は設計及び工事計画認可段階で説明する。

防潮堤は、線状構造物であり、弱軸・強軸方向が明確であることから、地震荷重及び津波荷重は汀線方向に一樣に作用するため、地震時および重畳時（津波＋余震時）における評価は2次元動的FEM解析による有効応力解析で評価する。津波時に作用する漂流物荷重は局所的に作用する荷重であるため、津波時における評価は3次元静的FEM解析とする。なお、解析モデルは、防潮堤（標準部）の解析モデルに定着部材をビーム要素でモデル化したものとする。

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。2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析において、定着部材をモデル化したビーム要素により算定される断面力には、ゴムジョイントの張力による影響は含まれない。そのため、ゴムジョイントの張力による定着部材の断面力を別モデルを用いて算出し、照査時に足し合わせる。詳細は「7. 2. 1 (4) 解析モデル」に示す。また、定着部材の断面力は長手方向（防潮堤海山方向）と短手方向（防潮堤汀線方向）のそれぞれに生じることから、定着部材の評価は長手方向と短手方向でそれぞれ行う。定着部材に用いる鋼材は、「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」に基づき選定し、許容応力度法による照査を実施する。

アンカーボルトは、地震時及び津波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、地震及び津波によりアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力の評価を行う。アンカーボルトの評価は、セメント改良土の設計基準強度（ 6.5N/mm^2 ）が「各種合成構造設計指針・同解説、日本建築学会、2010年」（以下、「各種合成構造設計指針」という。）の適用範囲（ $18\sim 48\text{N/mm}^2$ ）外であることから、アンカーボルトの性能試験で「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した上で、「各種合成構造設計指針」を参考に許容引張力及び許容せん断力を決定する。アンカーボルトの性能試験については、「7. 3. 5. アンカーボルトの性能試験」に示す。

ゴムジョイントは、防潮堤間の変位に追従し遮水性を保持する役割がある。そのため、地震及び津波によりゴムジョイントに生じる相対変位及び水圧の評価を行う。また、ゴムジョイントの許容変形量及び許容水圧はゴムジョイントの性能試験で確認する。また、**ゴムジョイントは、泊発電所の気候を考慮しても十分な耐久性（耐熱性、耐寒性及び耐候性）を有するものとする。気候に対するゴムジョイントの耐**

久性試験及び維持管理方針は設計及び工事計画認可段階で説明する。

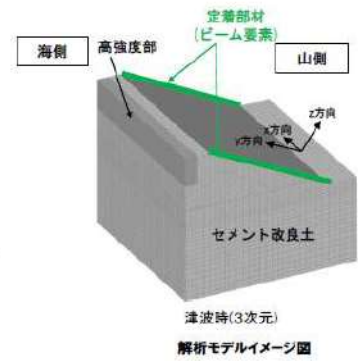
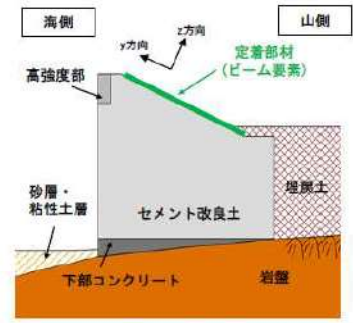
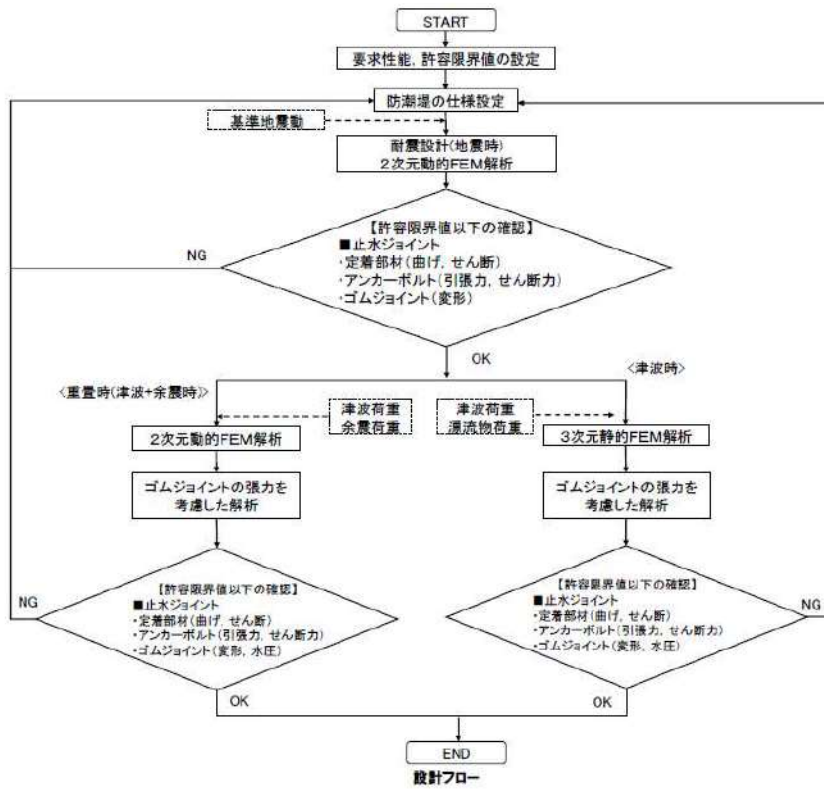
なお、防潮堤（端部）は、防潮堤（標準部）のセメント改良土（ $f'_{ck}=6.5 \text{ N/mm}^2$ ）に比べて強度の大きいコンクリート（ $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ ）を用いることや津波荷重が小さいことから、防潮堤の変位や生じる外力は小さい。そのため、防潮堤（端部）に設置する止水ジョイントの評価は、防潮堤（標準部）の評価に網羅される。

第 7-1 表 設置変更許可段階並びに設計及び工事計画認可段階に説明する評価

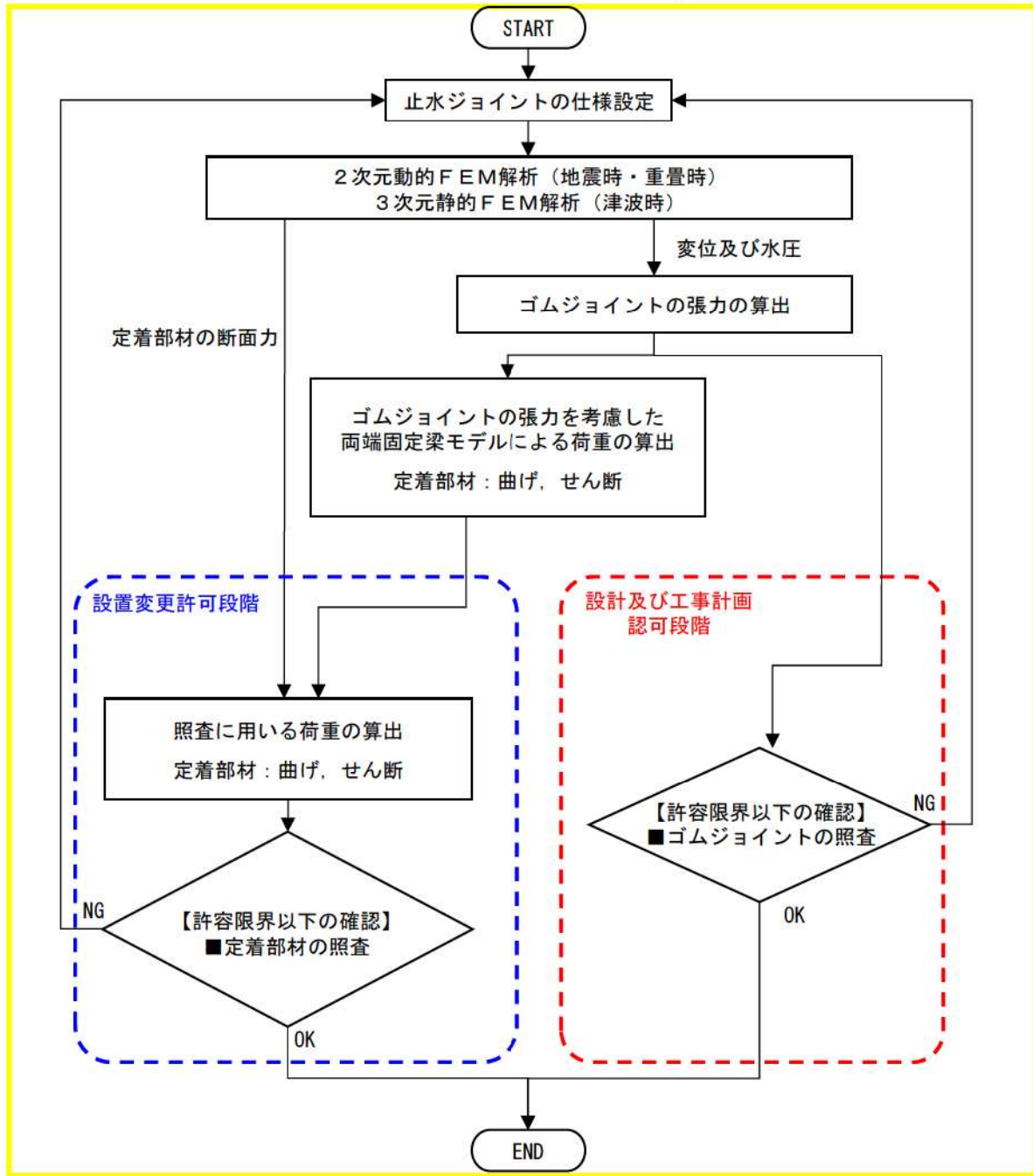
説明時期	部位の名称	評価方法	照査項目		設計で用いる許容限界
			健全性	止水性	
設置変更許可段階	定着部材	2次元動的FEM解析及び3次元静的FEM解析から得られる定着部材（ビーム要素）の断面力と、ゴムジョイントの張力により定着部材に生じる断面力を足し合わせた断面力が、許容応力度以下であることを確認する。詳細な評価方法は、「7. 2. 1 (5) (a) 定着部材長手方向の評価」及び「7. 2. 1 (5) (b) 定着部材短手方向の評価」に示す。	曲げせん断		「道路橋示方書・同解説 [I 共通編・II 鋼橋編]」に基づき決定した短期許容応力度
	アンカーボルト	2次元動的FEM解析及び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。詳細な評価方法は、「7. 2. 1 (6) アンカーボルトの評価」に示す。	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, *2}
設計及び工事計画認可段階	ゴムジョイント	防潮堤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に基づいた許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	変形	変形水圧	ゴムジョイントの性能試験に基づいた許容変形量及び許容水圧

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

※2：アンカーボルトを定着させるセメント改良土は人工物であり、施工時にセメント改良土の強度やアンカーボルトの埋込み長さ等を確認することで、「各種合成構造設計指針」を参考に決定する許容引張力及び許容せん断力を確認できるため、アンカーボルトの施工時の品質確認試験は不要であると考えている。



第 7-6 図 止水ジョイントに関する解析の流れ

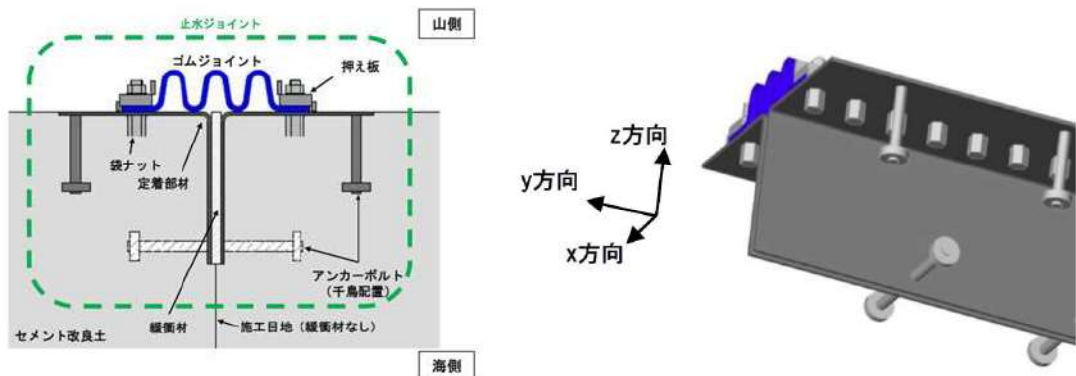


第 7-7 図 定着部材及びゴムジョイントの照査の流れ

(2) 定着部材及びアンカーボルトの仕様検討

定着部材はアンカーボルトと溶接できる鋼材を選定するとともに、アンカーボルトを単体配置できるように十分な大きさの形状とする。定着部材の重量及び軸剛性が大きいほど、定着部材とセメント改良土の境界面に位置するアンカーボルトに大きなせん断力が発生すると想定されることから、定着部材の厚みは極力薄くなるよう設定する。定着部材の重量及び軸剛性とアンカーボルトに作用するせん断力の関係については、「7. 3. 1. 設計の経緯」に示す。

アンカーボルトの配置イメージ図を第 7-9 図に示す。アンカーボルトは、津波時及び重畳時に生じるゴムジョイントの張力を 2 本のアンカーボルトで負担するため、袋ナットを挟み込む位置に設置する。また、アンカーボルトの群効果を考慮する必要のある配置（以下、群体配置という。）にならないように、隣接するアンカーボルトは千鳥で配置しアンカーボルト間に十分な離隔をとることで、単体配置とする。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 7-9 図 アンカーボルトの配置イメージ図

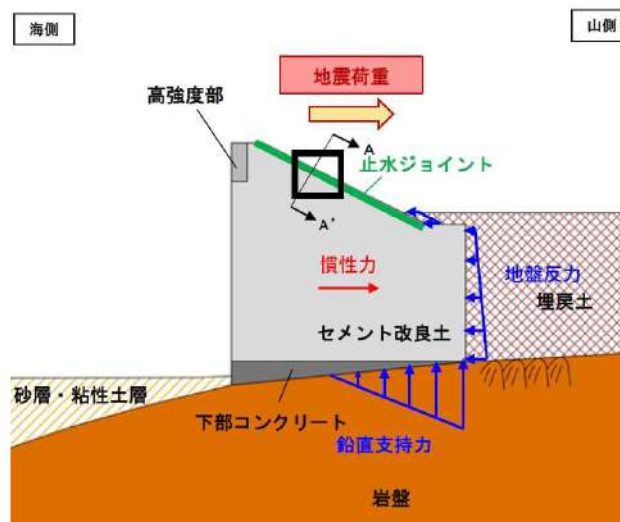
(3) 定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重

地震時、津波時及び重畳時に定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重を以下に整理した。定着部材及びアンカーボルトの評価にあたっては、本項目で整理した荷重を考慮した解析を行う。

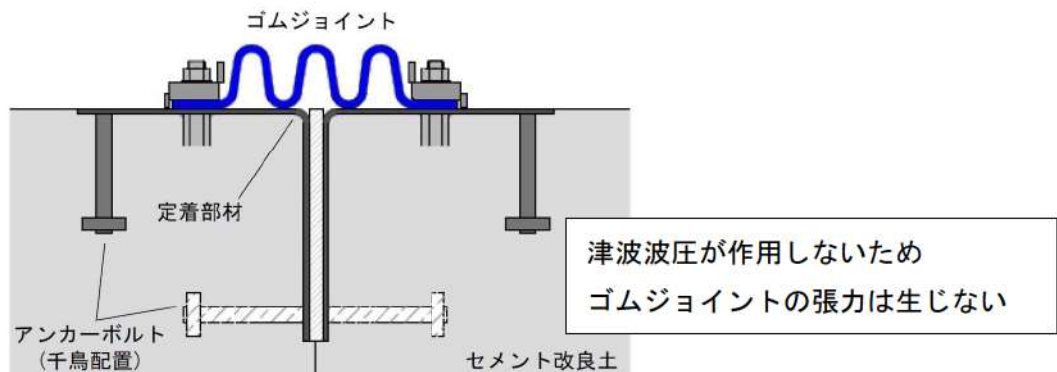
(a) 地震時

地震時に防潮堤に生じる荷重を第 7-10 図に、地震時にゴムジョイントの張力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重を第 7-11 図に、地震時にゴムジョイントの張力及び慣性力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重を第 7-12 図に示す。

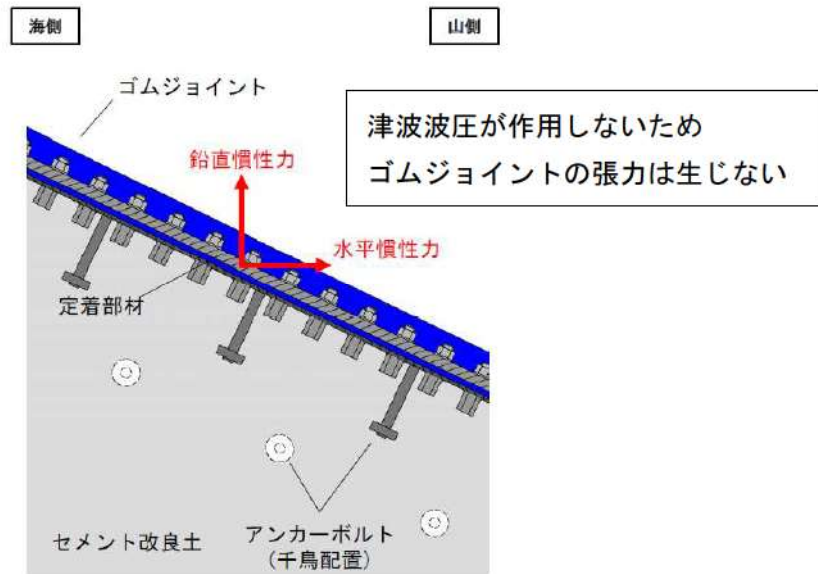
地震時はゴムジョイントに津波波圧が作用しないため、ゴムジョイントの張力は生じない。一方、地震荷重により定着部材に慣性力が作用する。それにより定着部材には曲げ及びせん断が生じ、アンカーボルトには引張力及びせん断力が生じる。なお、アンカーボルトの引張力はアンカーボルトの軸方向に引張が作用する方向の荷重とし、せん断力は引張力の垂直方向の荷重とする。



第 7-10 図 地震時に防潮堤に生じる荷重



第 7-11 図 地震時にゴムジョイントの張力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重 (A—A' 断面)

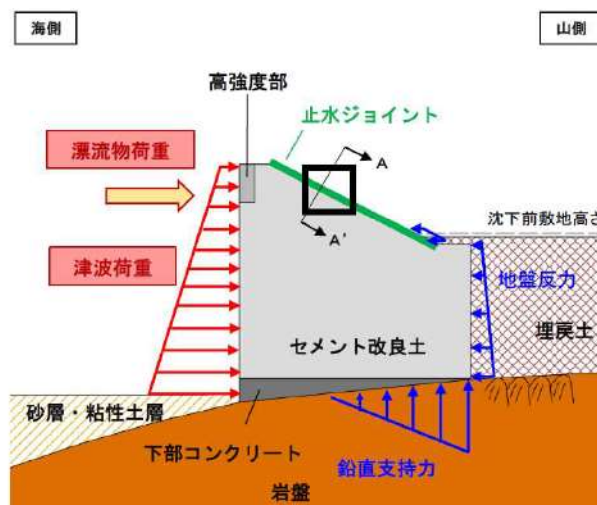


第 7-12 図 地震時にゴムジョイントの張力及び慣性力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重

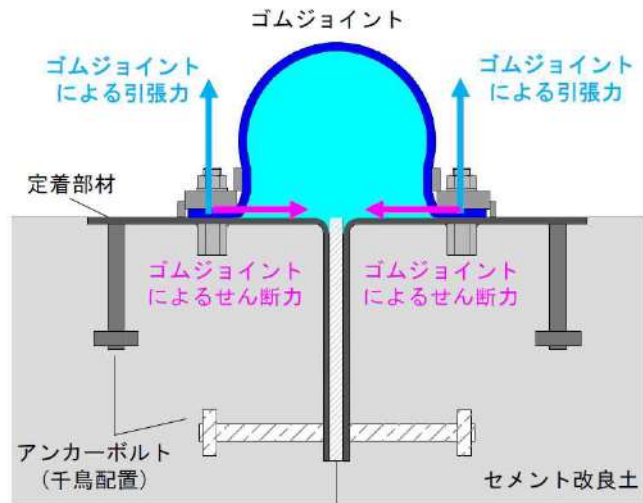
(b) 津波時

津波時に防潮堤に生じる荷重を第 7-13 図に、津波時にゴムジョイントの張力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重を第 7-14 図に、津波時にゴムジョイントの張力及び慣性力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重を第 7-15 図に示す。

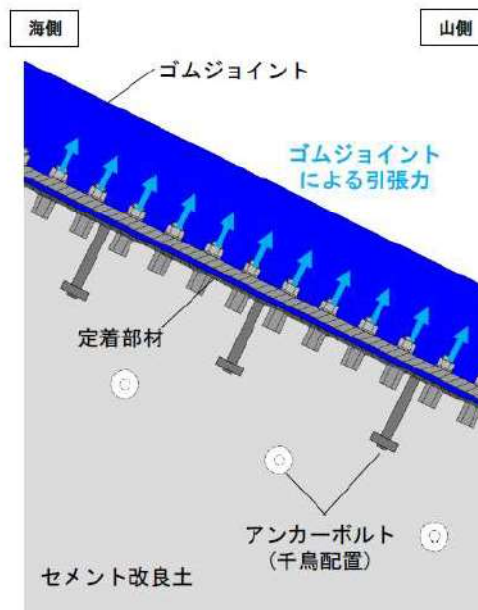
津波波圧が止水ジョイントに作用すると、ゴムジョイントの張力が生じる。それにより、定着部材には曲げ及びせん断が生じ、アンカーボルトには引張力及びせん断力が生じる。



第 7-13 図 津波時に防潮堤に生じる荷重



第 7-14 図 津波時にゴムジョイントの張力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重 (A-A' 断面)

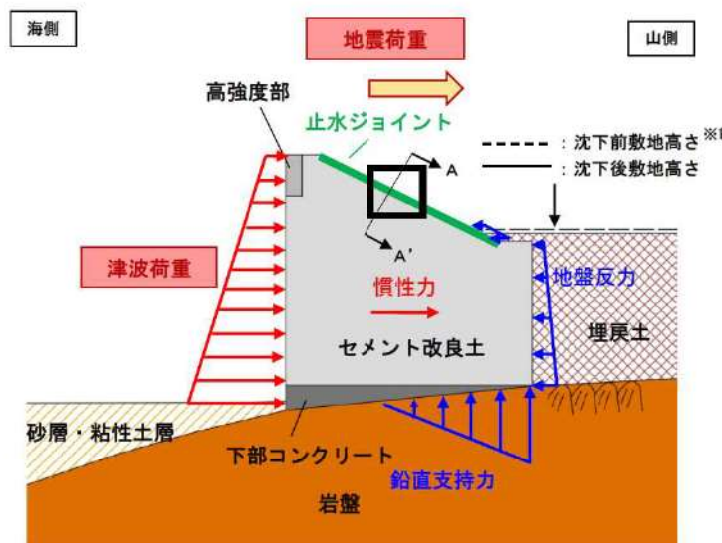


第 7-15 図 津波時にゴムジョイントの張力及び慣性力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重

(c) 重畳時

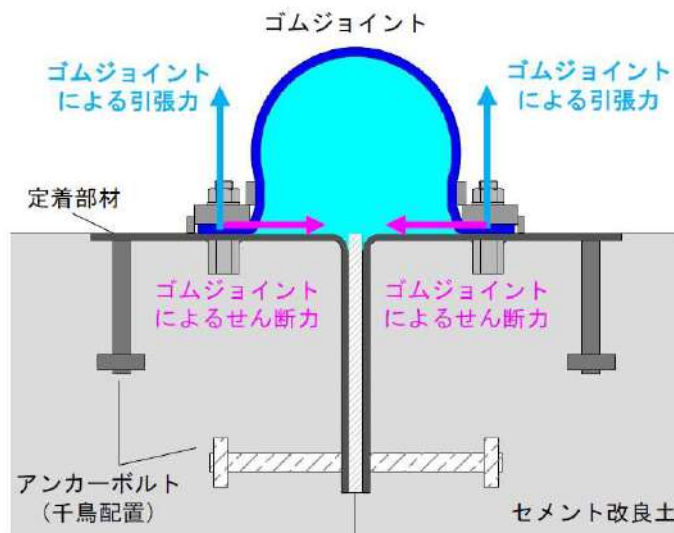
重畳時に防潮堤に生じる荷重を第 7-16 図に、重畳時にゴムジョイントの張力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重を第 7-17 図に、重畳時にゴムジョイントの張力及び慣性力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重を第 7-18 図に示す。

余震により定着部材に慣性力が作用し、津波波圧によりゴムジョイントの張力が生じる。それらにより、定着部材には曲げ及びせん断が生じ、アンカーボルトには引張力及びせん断力が生じる。

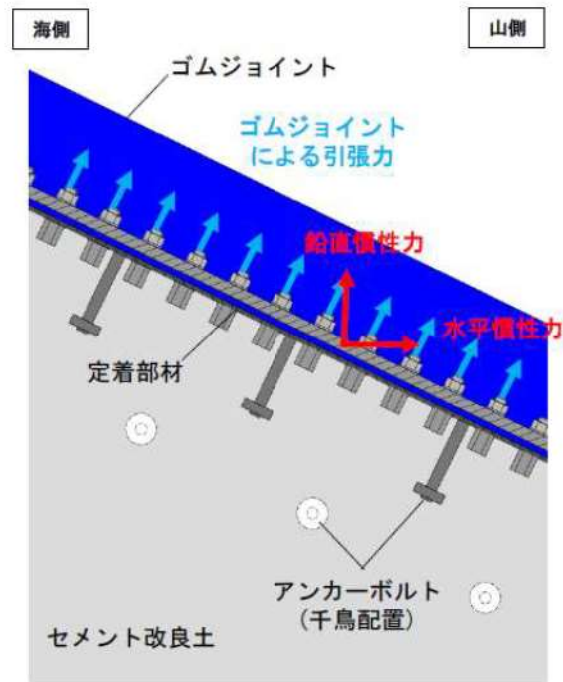


※1：基準地震動による埋戻土の沈下を考慮する。

第 7-16 図 重畳時に防潮堤に生じる荷重



第 7-17 図 重畳時にゴムジョイントの張力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重 (A—A' 断面)

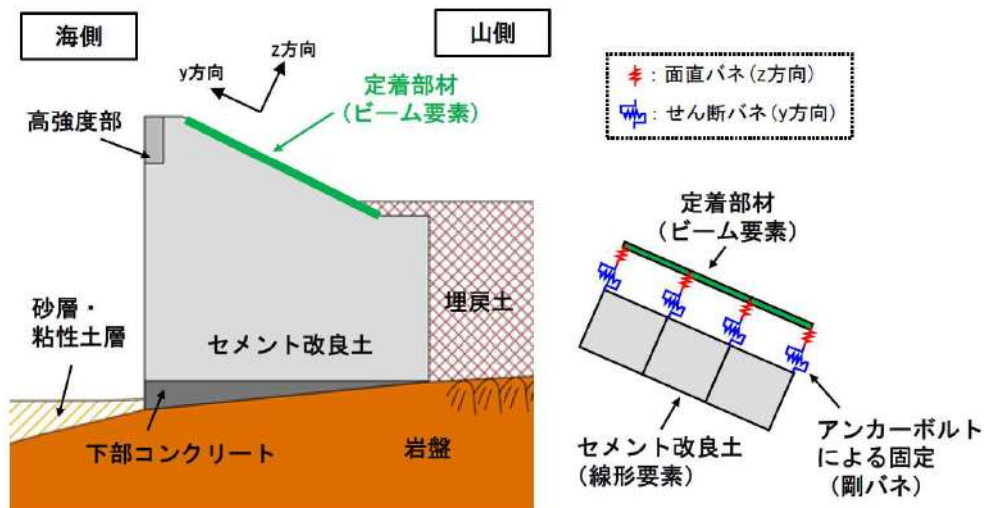


第 7-18 図 重畳時にゴムジョイントの張力及び慣性力により定着部材及びアンカーボルトに生じる荷重

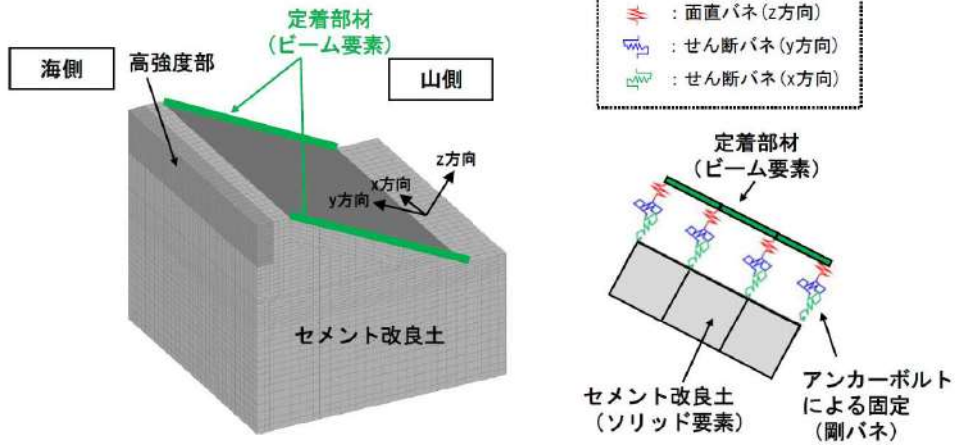
(4) 解析モデル

定着部材及びアンカーボルトの評価は、2次元動的FEM解析（地震時及び重畳時）及び3次元静的FEM解析（津波時）の解析モデルに定着部材をモデル化した解析で行う（以下、解析①とする。）。2次元動的FEM解析による解析モデルのイメージ図（地震時及び重畳時の解析①）を第7-19図に、3次元静的FEM解析による解析モデルのイメージ図（津波時の解析①）を第7-20図に示す。解析①のモデルは、定着部材をビーム要素、アンカーボルトによる固定を剛バネ（面直バネ及びせん断バネ）、セメント改良土を線形要素（2次元動的FEM解析）若しくはソリッド要素（3次元静的FEM解析）とする。その他のモデル化の考え方は、「5.4.2.設計方針の概要」に示す。

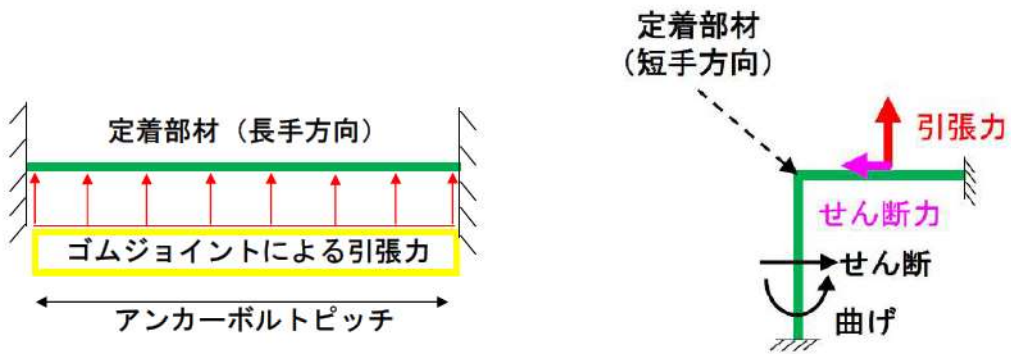
津波時及び重畳時に生じるゴムジョイントの張力による荷重を考慮した解析は、張力の算出に当たり解析①で得られる防潮堤間の相対変位を用いる必要があるため別途行う（以下、解析②とする。）。ゴムジョイントの張力による荷重とモデル化範囲のイメージ図（解析②）を第7-21図に示す。解析②のモデルは、アンカーボルトを固定端とし、定着部材を梁とした両端固定梁とする。



第7-19図 2次元動的FEM解析による解析モデルのイメージ図
（地震時及び重畳時の解析①）



第 7-20 図 3次元静的FEM解析による解析モデルのイメージ図
(津波時の解析①)



定着部材長手方向のモデル

定着部材短手方向のモデル

第 7-21 図 ゴムジョイントの張力による荷重とモデル化範囲のイメージ図
(解析②)

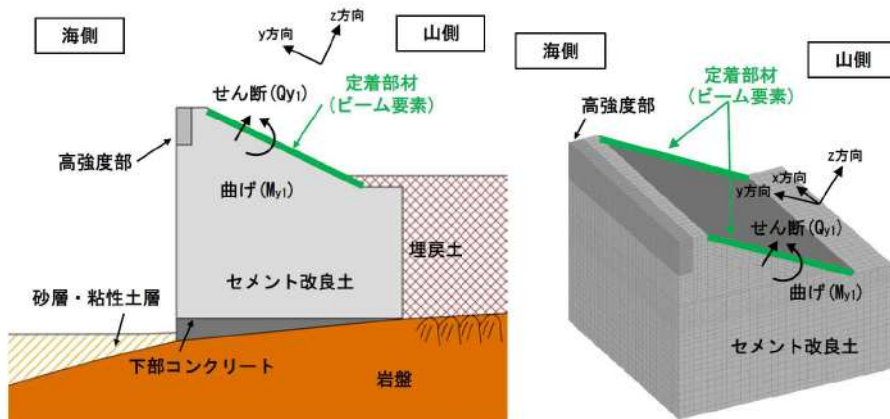
(5) 定着部材の評価

(a) 定着部材長手方向の評価

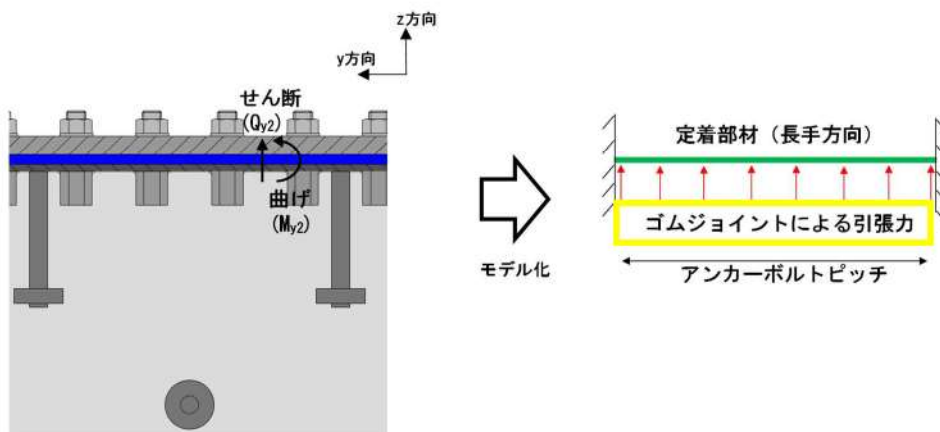
定着部材の長手方向における解析①のモデルと曲げ及びせん断のイメージ図を第 7-22 図に、ゴムジョイントの張力により定着部材（長手方向）に生じる曲げ及びせん断の算出イメージ図を第 7-23 図に示す。長手方向の評価は、2次元動的FEM解析（地震時及び重畳時）若しくは3次元静的FEM解析（津波時）による解析（解析①）で得られる曲げ(M_{y1})及びせん断(Q_{y1})の絶対値と、解析②で得られる曲げ(M_{y2})及びせん断(Q_{y2})の絶対値を足し合わせて照査する。

解析①で得られる曲げ(M_{y1})及びせん断(Q_{y1})は全時刻最大の値とし、ビーム要素の全要素のうち最大の値とする。

解析②のモデルについて、定着部材の長手方向は、後述する短手方向と比較すると、梁せいとアンカーボルトピッチの関係から変形しにくいと考えられ、さらに連続梁であることからアンカーボルトを固定端、定着部材を梁とした両端固定梁とする。両端固定梁の支間長は、保守的にアンカーボルトの千鳥配置を考慮せず、アンカーボルトのピッチとする。



第 7-22 図 解析①のモデルと曲げ及びせん断のイメージ図
(左：地震時及び重畳時，右：津波時)



第 7-23 図 ゴムジョイントの張力により定着部材（長手方向）に生じる曲げ及びせん断の算出イメージ図（解析②）

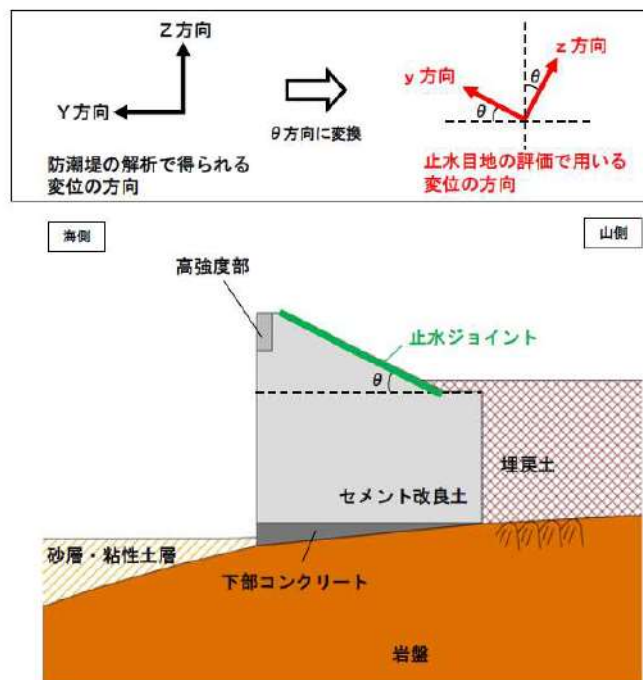
防潮堤間に生じる相対変位の算出方法を第 7-2 表に示す。ゴムジョイントの張力は、津波時及び重畳時における防潮堤間の相対変位から求める耐圧半径に、津波波圧を考慮して算出する。防潮堤間に生じる相対変位の算定に当たり、変位を抽出する箇所は防潮堤の天端位置とする。地震により隣接する防潮堤の位相が逆になることを想定し、保守的に最大変位量の 2 倍を考慮する。また、津波波圧については、水圧が最も大きくなるゴムジョイント下端の津波波圧を算出する。

防潮堤の法面傾斜角を考慮した変位算出のイメージ図を第 7-24 図に示す。相対変位は防潮堤背面の法面傾斜角を考慮し、法面の方向に座標変換して算出する。

第 7-2 表 防潮堤間に生じる相対変位の算出方法

	防潮堤間に生じる相対変位量の算出方法	変位イメージ図 (横断方向)	変位イメージ図 (鉛直方向)
津波時	基準地震動による防潮堤の残留変位量 ($\delta 1, \delta 1'$) $\times 2$ + 津波による防潮堤の最大変位量 ($\delta 2, \delta 2'$)		
重畳時	基準地震動による防潮堤の残留変位量 ($\delta 1, \delta 1'$) $\times 2$ + 津波+余震による防潮堤の最大変位量 ($\delta 3, \delta 3'$) $\times 2$		

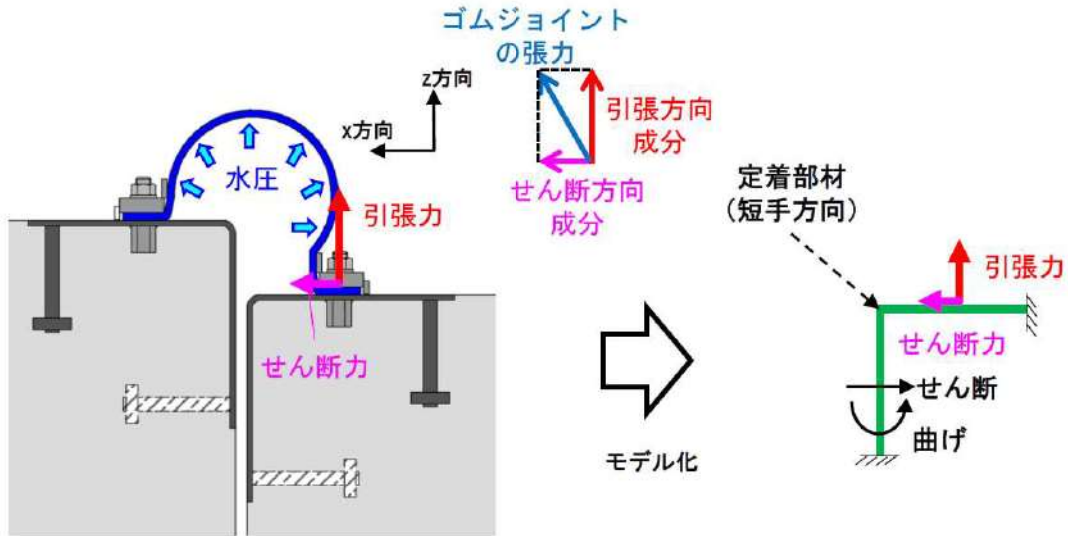
凡例：----- 元の位置 ———— 基準地震動後の位置 ———— 最大変位位置



第 7-24 図 防潮堤の法面傾斜角を考慮した変位算出のイメージ図

(b) 定着部材短手方向の評価

短手方向の評価は、アンカーボルトを固定端とし、定着部材形状をモデル化した両端固定梁モデルによる解析（解析②）で得られる定着部材の曲げ及びせん断力を用いて行う。ゴムジョイントの張力により定着部材（短手方向）に生じる曲げ及びせん断の算出イメージ図（解析②）を第 7-25 図に示す。なお、定着部材に作用する引張力及びせん断力は、ゴムジョイントの張力の引張方向成分とせん断方向成分に分解して算出する。

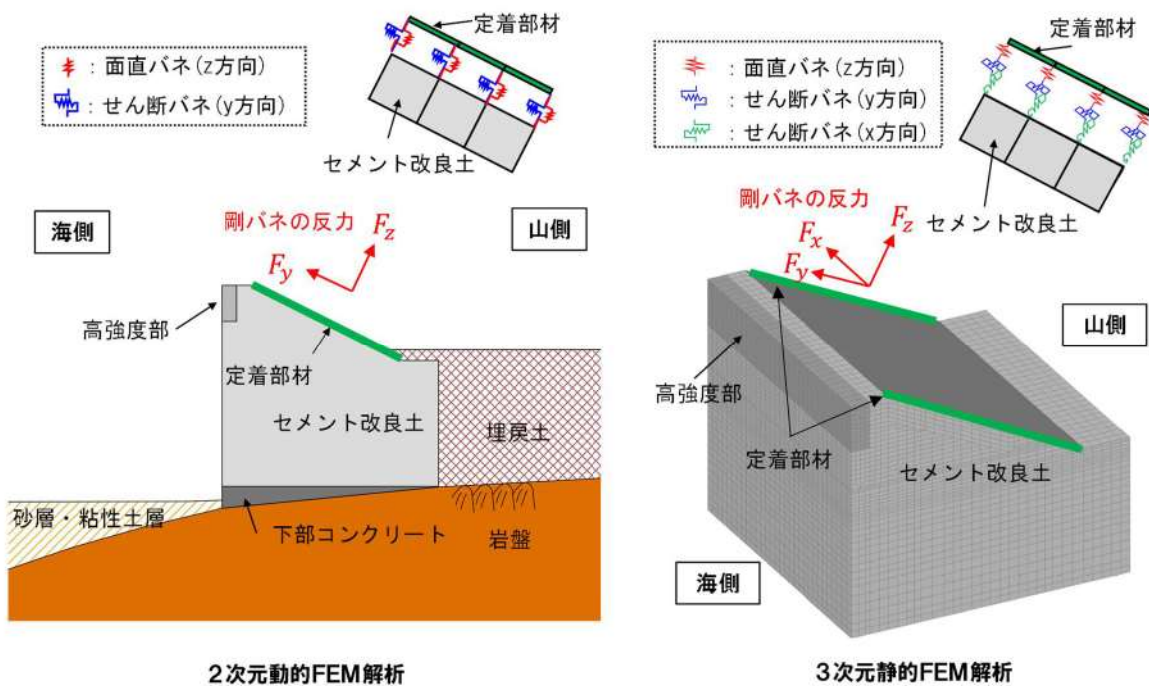


第 7-25 図 ゴムジョイントの張力により定着部材(短手方向)に生じる曲げ及びせん断の算出イメージ図(解析②)

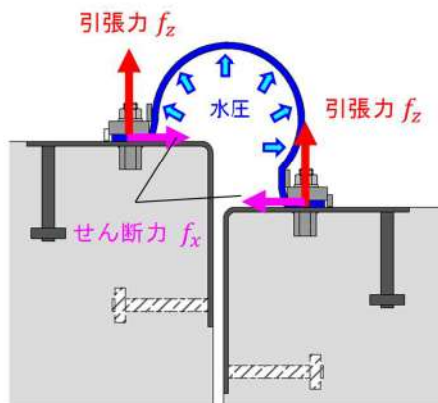
(6) アンカーボルトの評価

アンカーボルトの評価では、アンカーボルトに対して防潮堤汀線方向 (x方向), 防潮堤山側法面方向 (y方向), 防潮堤山側法面垂直方向 (z方向) に作用する荷重に対して、アンカーボルトの荷重分担を考慮して構造成立性を評価する。

第 7-26 図に示す 2次元動的 FEM解析 (地震時及び重畳時) 若しくは 3次元静的 FEM解析 (津波時) の解析モデルに、定着部材をモデル化した解析 (解析①) で得られる剛バネの反力 (F_x, F_y, F_z) と第 7-27に示すゴムジョイントの張力により定着部材に作用する引張力 f_z , せん断力 f_x を足し合わせて評価を行う。なお、アンカーボルトに作用する荷重は定着部材に固定したアンカーボルトの配置間隔を考慮して、縦方向, 横方向のアンカーボルト1組あたりに換算する。これより、アンカーボルトに作用する荷重は、x方向に $F_x + f_x$, y方向に F_y , z方向に $F_z + f_z$ である。

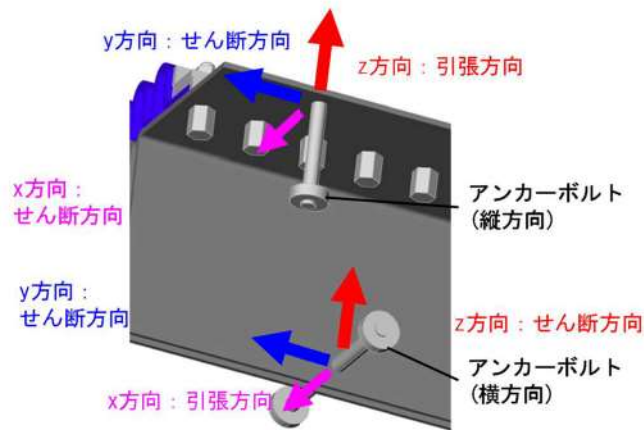


第 7-26 図 解析①から算出する剛バネの反力 (F_x, F_y, F_z)

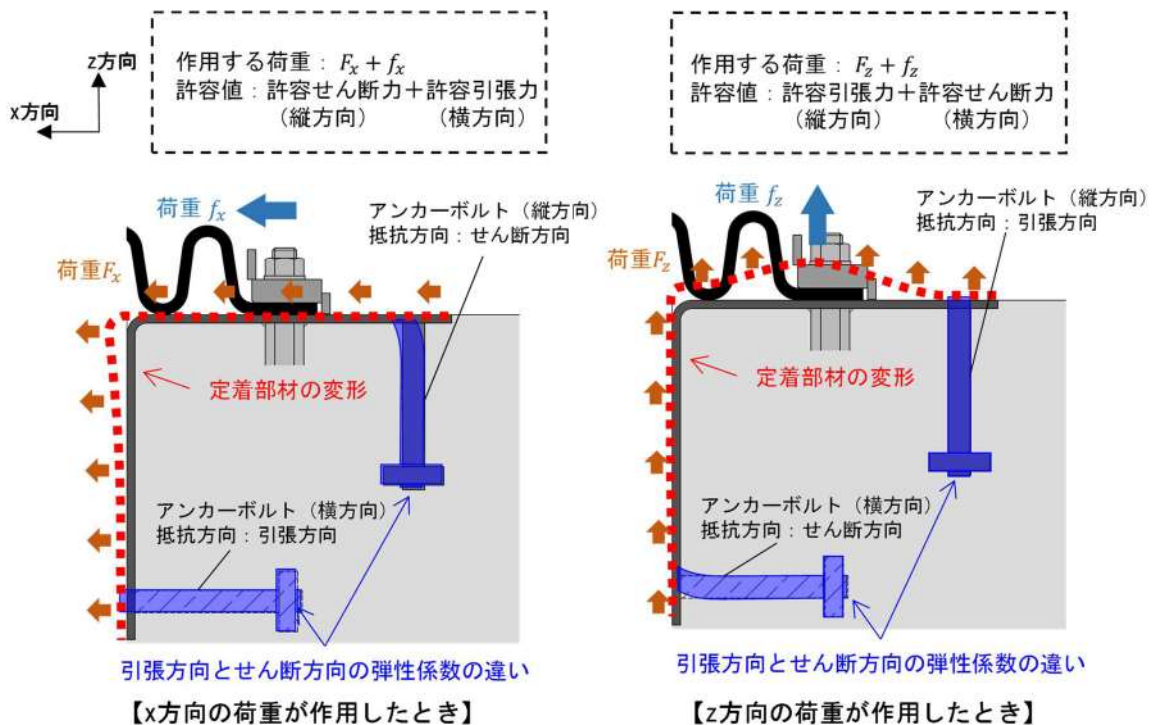


第 7-27 図 ゴムジョイントの張力により定着部材に作用する引張力 f_z , せん断力 f_x

アンカーボルトに作用した各方向（x 方向，y 方向，z 方向）の力に対する抵抗方向を第 7-28 図に示す。止水ジョイントの定着部材の x 方向，z 方向に荷重が作用するときには，アンカーボルトの抵抗方向に引張方向とせん断方向が混在する。x 方向，z 方向の荷重がアンカーボルトに作用する際のイメージ図を第 7-29 図に示す。このときに，片方のアンカーボルトに荷重が偏る要因として，作用荷重に対するアンカーボルトの引張方向及びせん断方向に生じる変位量（弾性係数）の違い及び定着部材の短手方向の変形の影響が挙げられる。以下に荷重が偏る要因の詳細を示す。
 ※：x 方向を防潮堤汀線方向，y 方向を防潮堤山側法面方向，z 方向を防潮堤山側法面垂直方向とする。

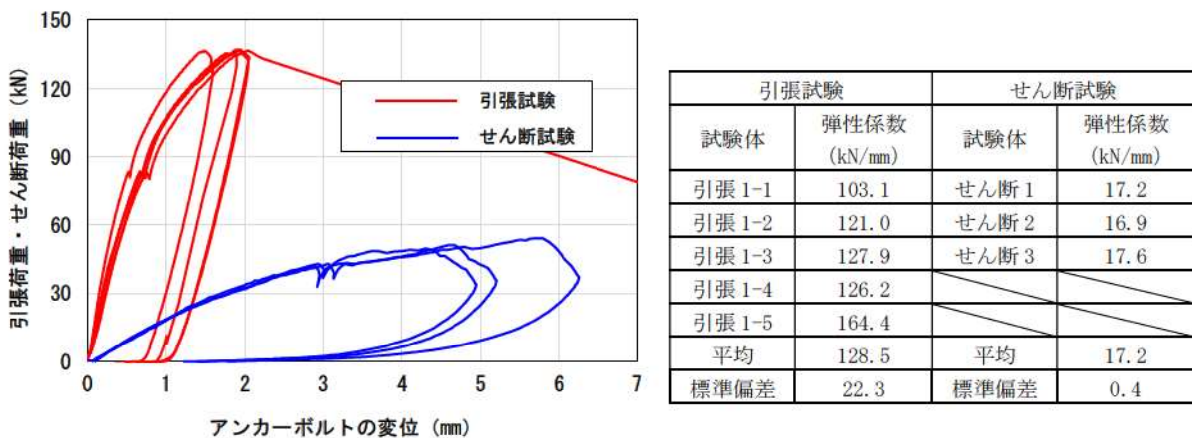


第 7-28 図 アンカーボルトに作用した各方向（x 方向，y 方向，z 方向）の力に対する抵抗方向



第 7-29 図 各方向の荷重がアンカーボルトに作用する際のイメージ図

(a) アンカーボルトにおける引張方向及びせん断方向の弾性係数の違いによる影響
 アンカーボルトの性能試験における荷重と変位の関係及び弾性係数を第 7-30 図に示す。荷重と変位の関係が概ね直線である部分の傾きをアンカーボルトの弾性係数とすると、引張方向とせん断方向の弾性係数比は、およそ(引張):(せん断)=9:1となる。また、引張方向の弾性係数を算出する際の標準偏差(1σ)は22%、せん断を算出する際の標準偏差(1σ)は0.4%であるため、弾性係数比を考慮するとせん断方向よりも引張方向のアンカーボルトに荷重が偏ると考えられる。なお、弾性係数の算出方法は「あと施工アンカーの試験方法の標準化に関する研究、日本建築学会、1999年」を参考に、加力初期時のすべり分を取り除いた最大耐力の60%までのデータを直線回帰して求めた。



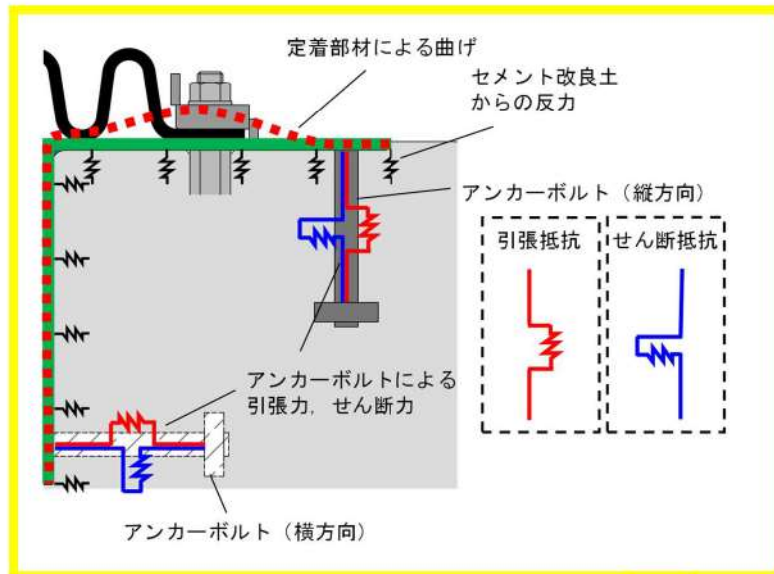
第 7-30 図 アンカーボルトの性能試験における荷重と変位の関係及び弾性係数

(b) 定着部材の短手方向の変形による影響

解析①(第 7-26 図参照)で得られる荷重(kN/1組)は $F_x = 0.3$, $F_y = 10.3$, $F_z = 0$, ゴムジョイントの張力により定着部材に作用する荷重(kN/1組)は引張力 $f_z = 29.8$, せん断力 $f_x = 0$ であるため、止水ジョイントに作用する荷重のうち引張力 f_z が支配的である。そのため、ゴムジョイントの張力により定着部材に作用する引張力 f_z によって生じる、定着部材の短手方向の変形の影響を考慮する。

定着部材の短手方向の変形による影響は、第 7-31 図に示す定着部材(梁要素)のモデルに引張力 f_z を載荷した解析(解析②)を用いてアンカーボルトに生じる荷重分担を確認する。解析②のアンカーボルト位置の固定条件について、アンカーボルトと定着部材を溶接するため、溶接による曲げ剛性を考慮するとモデル化は固定端を基本とする。但し、完全な固定条件ではなく、アンカーボルトの固定のためのアンカーボルトによる引張力及びせん断力、定着部材の曲げ及びセメント改良土からの反力等の不確かさから、回転の影響もあると考えられる。そのため、第 7-3 表に示すとおり解析②の境界条件は保守的に固定端若しくはピン支点の組合せも考慮し、直交するアンカーボルトの荷重分担を算出した。これより、

定着部材の短手方向の変形による影響を考慮した直交するアンカーボルトの荷重分担は、アンカーボルト（縦方向）に保守的な荷重分担として（横方向）：（縦方向）＝74.3：25.7，アンカーボルト（横方向）に保守的な荷重分担として（横方向）：（縦方向）＝54.6：45.4である。

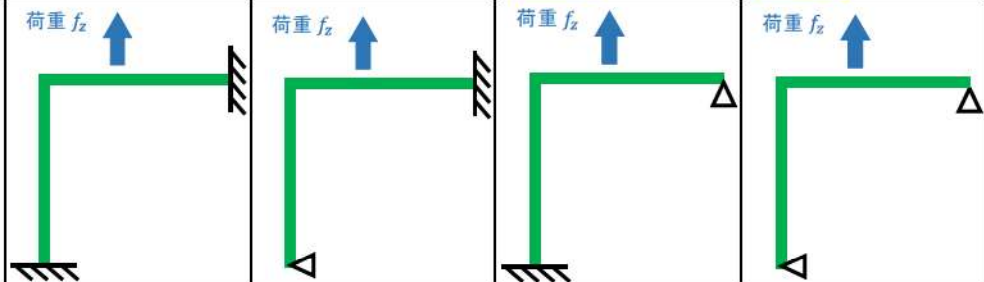


第 7-31 図 解析②のモデルとセメント改良土に固定するために生じる力のイメージ図

第 7-3 表 定着部材の変形による直交するアンカーボルトの荷重(引張力 f_z)の荷重分担

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

解析イメージ図



— : 定着部材 (梁要素) : 固定端 : ピン固定

アンカーボルトに作用する荷重分担を考慮した照査方法を第 7-4 表及び第 7-32 図に示し、荷重分担の設定において考慮した要因を以下に示す。

- ・アンカーボルトの引張方向とせん断方向の弾性係数比はおよそ(引張):(せん断)=9:1であることを考慮すると、引張方向のアンカーボルトに荷重が偏ること
- ・止水ジョイントに作用する荷重のうち、ゴムジョイントの張力により定着部材に作用する引張力 f_z が支配的であること
- ・定着部材の短手方向の変形による影響を考慮して、それぞれのアンカーボルトに保守的な荷重分担を求めると、アンカーボルト(縦方向)が 74.3%，アンカーボルト(横方向)が 45.4%であること

これより、引張方向のアンカーボルトに偏ることが考えられるため、保守的に引張方向のアンカーボルトのみで構造成立性を確保し、せん断方向のアンカーボルトが負担し得る最大の荷重を考慮した照査を以下のとおり設定する。

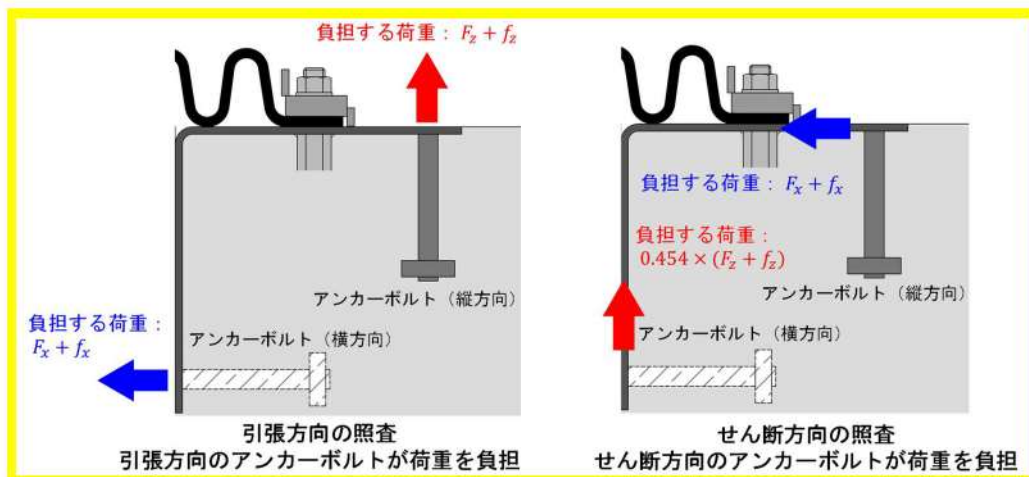
- ・弾性係数比及び定着部材の変形により引張方向のアンカーボルトに荷重が偏ることを考慮した引張方向の照査
- ・引張方向の照査において、同時にせん断力が作用することを考慮した組合せの照査
- ・定着部材の変形により、せん断方向のアンカーボルトが負担し得る最大の荷重を考慮した照査 (y 方向の荷重との合力で照査する。)

第 7-4 表 影響検討ケースの荷重分担

荷重※1	アンカーボルト	抵抗方向	荷重分担 (%)	
			引張方向の照査	せん断方向の照査
x 方向 $F_x + f_x$	縦方向	せん断	0	100
	横方向	引張	100	0
z 方向 $F_z + f_z$	縦方向	引張	100	54.6※2
	横方向	せん断	0	45.4

※1：y 方向の荷重は、アンカーボルトの抵抗方向がどちら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。

※2：引張方向の照査よりも荷重分担が小さいため、せん断方向の照査ではアンカーボルト(縦方向)の引張の評価を割愛する。



第 7-32 図 アンカーボルトの照査方法

7. 2. 2. 損傷モード

止水ジョイントの設計方針について、地震時、津波時及び重畳時に止水ジョイントが維持すべき機能を喪失し得る事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対する設計・施工上の配慮について整理したもの第 7-5 表に整理した。また、地震時、津波時及び重畳時における止水ジョイントの構造上の弱部となる箇所を第 7-33 図及び第 7-34 図に示す。

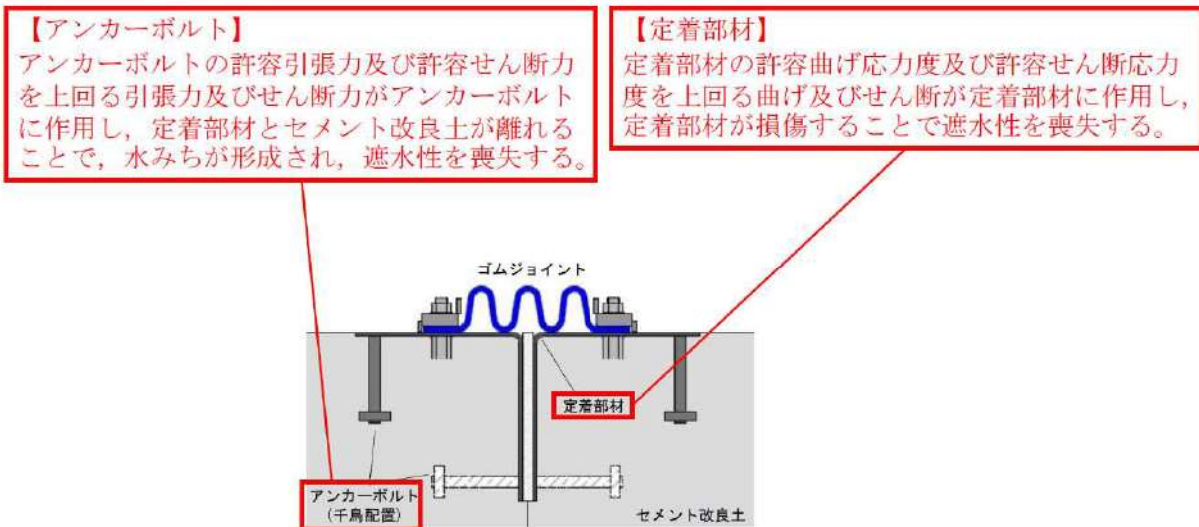
第 7-5 表 止水ジョイントの要求機能を喪失する事象と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース ^{※1}	設計・施工上の配慮	照査 ^{※2}
止水 ジョイント	・定着部材の許容曲げ応力度及び許容せん断応力度を上回る曲げ及びせん断が定着部材に作用し、定着部材が損傷することで遮水性を喪失する。（第 7-33 図及び第 7-34 図）	①, ②	・想定される曲げ及びせん断が、定着部材の許容曲げ応力度及び許容せん断力以下であることを確認する	○
	・アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力を上回る引張力及びせん断力がアンカーボルトに作用し、定着部材とセメント改良土が離れることで、水みちが形成され、遮水性を喪失する。（第 7-33 図及び第 7-34 図）	①, ②	・想定される引張力及びせん断力が、アンカーボルトの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。 ・アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力はアンカーボルトの性能試験に基づき決定する。	○
	・ゴムジョイントの許容変形量及び許容水圧を上回る相対変位量及び水圧がゴムジョイントに作用し、ゴムジョイントが損傷することで、遮水性を喪失する。（第 7-34 図）	①, ②	・想定される相対変位量及び水圧が、ゴムジョイントの許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 ・ゴムジョイントの許容変形量及び許容水圧は性能試験により確認する。	○
	・漂流物が衝突することにより、止水ジョイントが損傷し、遮水性を喪失する。	②	・止水ジョイントは、防潮堤の山側に設置するため、漂流物の衝突による損傷は発生しない。	—
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水ジョイントが損傷し、遮水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—

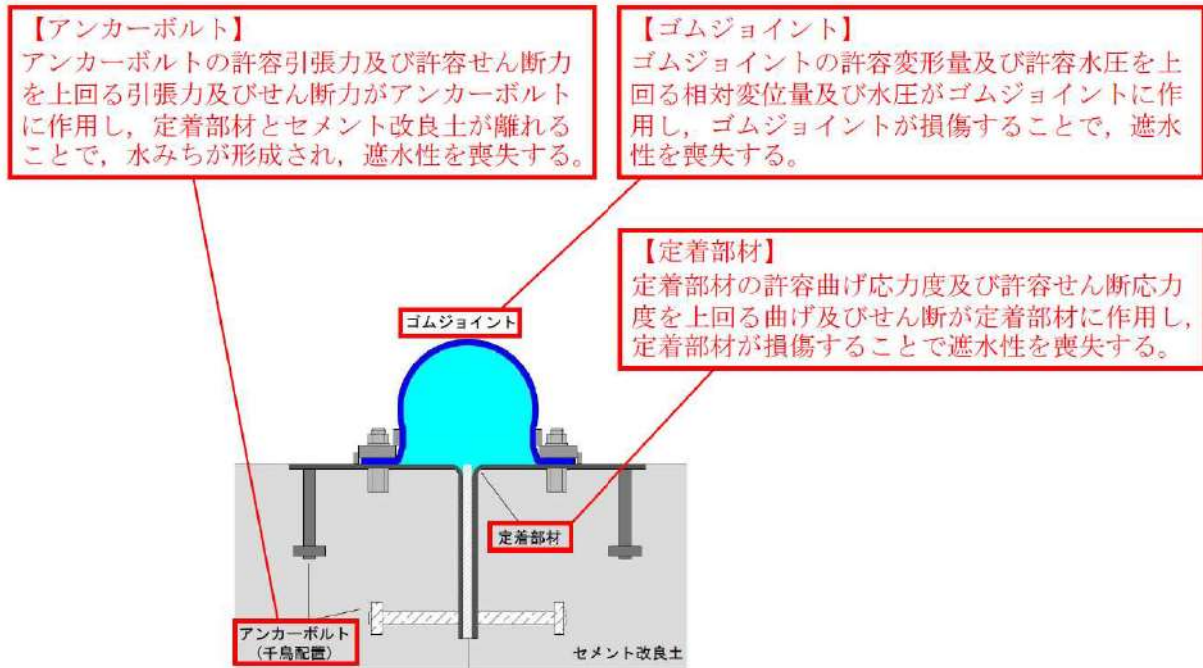
※1：①は地震時、②は津波時を示す。なお、重畳時は、(—)を除いた全ての事象で想定する。

※2：照査を実施する場合は(○)、照査不要と判断している場合は(—)とする。

※3：許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの降伏及びせん断強度、並びに定着された構造物のコーン状破壊及び支圧強度を考慮して決定する。



第 7-33 図 止水ジョイントの構造上の弱部となる箇所（地震時）



第 7-34 図 止水ジョイントの構造上の弱部となる箇所（津波時及び重畳時）

7. 3. 個別論点

7. 3. 1. 設計の経緯

第 1192 回審査会合（2023 年 10 月 5 日）において、基準津波の検討を踏まえ、泊発電所の防潮堤高さを T.P. 16.5m から T.P. 19.0m に変更することを説明した。当初設計（2023 年 2 月 2 日審査会合）の止水ジョイント構造では、防潮堤高さの変更に伴い防潮堤の慣性力が増加し、止水目地コンクリートとセメント改良土の挙動差が大きくなり、止水目地コンクリートとセメント改良土の境界面におけるせん断力が増大し、アンカーボルト B のせん断力の裕度が小さくなるため、止水ジョイントの構造を変更する。

定着部材による構造とした設計（2023 年 10 月 5 日審査会合）の止水ジョイント構造では、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り、更に、アンカーボルトを直交かつ千鳥配置することで、配置本数の増加によりせん断耐力の向上が可能となることから、アンカーボルトのせん断力の裕度が大きくなる。

第 7-6 表 止水ジョイントの構造変更イメージ図

止水ジョイント構造(変更した箇所は下線部)	
当初設計 (2023年2月2日審査会合)	
定着部材による 構造とした設計 (2023年10月5日審査会合)	

第 7-7 表 止水ジョイントの挙動イメージ図

挙動イメージ図	
当初設計 (2023年2月2日審査会合)	<p>挙動の差が大きく、境界面のせん断力が大きくなる</p>
定着部材による 構造とした設計 (2023年10月5日審査会合)	<p>挙動が同様となり、境界面のせん断力が小さくなる</p>

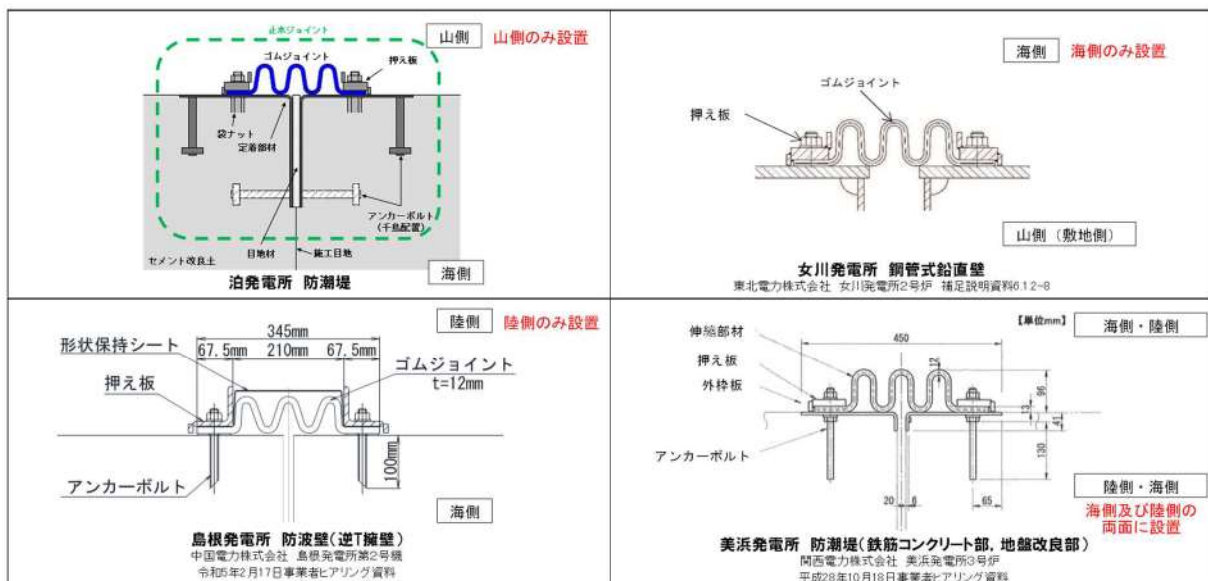
7. 3. 2. 構造等に関する先行炉との比較及び「各種合成構造設計指針」の適用性

(1) 先行炉との比較

泊発電所における防潮堤に設置する止水ジョイントの構造を踏まえ、先行炉の類似点及び相違点を抽出する。類似する先行炉の止水ジョイントとして、女川発電所の鋼管式鉛直壁、島根発電所の防波壁（逆T擁壁）及び美浜発電所の防潮堤（鉄筋コンクリート部、地盤改良部）を選定する。泊発電所及び先行炉の止水ジョイントの構造概要を第 7-35 図に示す。

女川発電所の鋼管式鉛直壁では、鋼製遮水壁にゴムジョイントを押え板及び取付けボルトにて取付ける構造である。島根発電所の防波壁及び美浜発電所の防潮堤では、コンクリートにアンカーボルトを固定し、ゴムジョイントをナットとボルトで取り付ける構造である。泊発電所の防潮堤も同様にゴムジョイントを防潮堤に取り付ける構造としており、セメント改良土にアンカーボルトで固定する定着部材に、ゴムジョイントを袋ナット、押え板及び取付けボルトで取り付ける。ゴムジョイントに張力が発生した場合には、定着部材に引張力及び曲げが生じ、定着部材を介してアンカーボルトに引張力及びせん断力が生じる。発生した引張力及びせん断力は、アンカーボルトの引張耐力及びせん断耐力によって抵抗する。詳細は、「7. 2. 1. 設計方針の概要」に示す。

泊発電所の止水ジョイントの構造等に関する特徴を示すとともに、女川発電所の鋼管式鉛直壁、島根発電所の防波堤及び美浜発電所の防潮堤と比較を行い、類似点及び相違点、並びに相違点を踏まえた設計の**確認事項**を整理したものを第 7-8 表に示す。なお、先行炉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。



第 7-35 図 止水ジョイントの構造概要
(泊発電所，女川発電所，島根発電所，美浜発電所)

第 7-8 表 止水ジョイントの構造に関する先行炉との比較

項目	泊の特徴	先行炉の類似構造①		先行炉との比較②		先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性	先行炉実績との相違点を踏まえた設計の 確認事項
		類似点	相違点	類似点	相違点		
止水ジョイントの設置位置	止水ジョイントは、防潮堤の山側法面に設置する。	東北電力(株) 女川発電所 (鋼管式鉛直壁) 海側鉛直面に設置する。	鋼製遮水壁間の相対変位に追従する止水ジョイントを設置する(泊堤の場合、防潮堤間の相対変位に追従する止水ジョイントを設置する)。	泊の場合、防潮堤の山側法面に止水ジョイントを設置する。	改良地盤のブロック間の相対変位に追従するジョイントを設置する(泊の場合、防潮堤間の相対変位に追従するジョイントを設置する)。	防潮堤間の相対変位に追従する止水ジョイントと及びゴムジョイントに波状型止水ジョイントを用いることから、ゴムジョイントの設計において先行炉の設計方針が適用可能である。	止水ジョイントを法面に設置することにより、地震及び津波により定着部に水圧力と鉛直力が生じる。
構成部材	ゴムジョイント 押え板 定着部材 アンカーボルト	ゴムジョイント 押え板	ゴムジョイント 押え板	ゴムジョイント 押え板 アンカーボルト	ゴムジョイント 押え板 アンカーボルト	定着部材	定着部材
固定方法	ゴムジョイントを定着部に押え板及び取付けボルトで取り付ける。 ゴムジョイントを取り付けた定着部材を、直交方向に配置するアンカーボルト改良土に固定する。	ゴムジョイントを鋼製遮水壁に押え板及び取付けボルトで固定する。	ゴムジョイントを押え板及び取付けボルトを用いて鋼製の部材に固定する。	泊の場合、ゴムジョイントを取り付けた定着部材を、直交方向に配置するアンカーボルトでセメント改良土に固定する。	アンカーボルトを用いて止水ジョイントを防潮堤に固定する。	鋼製の部材に押え板及び取付けボルトで固定する方法は先行炉と同じ構造である。 防潮堤にアンカーボルトによって止水ジョイントを固定する方法は先行炉と同じ構造である。	ゴムジョイントの張力による定着部材の曲げ及びびれ断の評価を行う。 セメント改良土に固定するアンカーボルトの引張耐力及びびれ断耐力の確認を行う。 直交方向に配置するアンカーボルトの設計方針を示す。

先行炉実績との相違点を踏まえた泊発電所の止水ジョイントにおける設計上の確認事項及び確認事項に対する止水ジョイントの設計方針を第 7-9 表 先行炉実績との相違点を踏まえた設計上の確認事項

に示す。設計上の確認事項に対する止水ジョイントの設計方針の詳細は、第 7-9 表 先行炉実績との相違点を踏まえた設計上の確認事項に示す項にて説明する。

第 7-9 表 先行炉実績との相違点を踏まえた設計上の確認事項及び確認事項に対する止水ジョイントの設計方針

先行炉実績との相違点を踏まえた設計上の確認事項	確認事項に対する止水ジョイントの設計方針	詳細
止水ジョイントを法面に設置することにより、地震及び津波により定着部材に水平力と鉛直力が生じる。	2次元動的FEM解析，3次元静的FEM解析において，法面に定着部材をモデル化することで考慮する。	「7.2.1.(4)解析モデル」に示す。
直交方向に配置するアンカーボルトの設計方針を示す。	アンカーボルトの照査の流れに従い，直交方向に配置するアンカーボルトの荷重分担を設定し，引張方向のアンカーボルトに荷重が偏ることを考慮した基本ケースとせん断方向のアンカーボルトが負担し得る最大の荷重を考慮した影響検討ケースにより評価する。	「7.3.1.(6)アンカーボルトの評価」に示す。
セメント改良土に固定するアンカーボルトの引張耐力及びせん断耐力の確認を行う。	アンカーボルトの性能試験により，アンカーボルトの設計において「各種合成構造設計指針」の耐力算定式を用いることの妥当性を確認する。	「7.3.5.(6)アンカーボルトの性能試験の結果」に示す。
ゴムジョイントの張力による定着部材の曲げ及びせん断の評価を行う。	定着部材に作用する外力を整理した上で，定着部材を鋼材として評価する。	「7.2.1.(5)定着部材の評価」に示す。

(2) 「各種合成構造設計指針」の適用性の検討

「各種合成構造設計指針」の適用範囲とアンカーボルトの仕様を第 7-10 表のとおり比較し、「各種合成構造設計指針」に対する適用性を判定した根拠を項目（アンカーボルトを固定する構造物，アンカーボルトの仕様及び隣接するアンカーボルトの配置の影響）ごとに，それぞれ（a）～（c）に示す。なお，「各種合成構造設計指針」は，第 7-36 図及び第 7-37 図に示す通り無筋コンクリートを試験条件としている論文を参考文献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 7-10 表 「各種合成構造設計指針」の適用範囲とアンカーボルトの仕様の比較

凡例 ○：適用範囲内若しくは設計の妥当性がある。
△：適用性が不明確
×：適用範囲外

項目		「各種合成構造設計指針」の適用範囲	止水ジョイントのアンカーボルトの仕様 ^{※1}	「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 (設計基準強度： 18～48N/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 ^{※2}		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	△

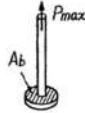
※1：アンカーボルトの仕様は，構造成立性評価結果を踏まえ，今後変更する可能性がある。

※2：アンカーボルト（高強度部）は同一方向に固定されており，「各種合成構造設計指針」の適用範囲内である。

II. 方法

(1) 実験条件 上記目的aに対して、フックの形状をJIS基礎ボルトL型、JA型、及び建築学会90°フック鉄筋、180°フック鉄筋の4種類にした実験(フック型アンカーシリーズ)を行った。実験条件は表-2に示す通りである。比較のため、ナット付き全ネジボルト及びフック無し(ストレート)アンカーも同時に行った。コンクリートは粗骨材最大寸法25mmの普通コンクリートで圧縮強度は、標準水中養生4週で約240 kg/cm²であった。

上記目的bに対して、ヘッドの支圧面積Ab(右図参照)、あるいは埋込み長さ l_0 を変化させて、ヘッドに働く支圧応力度 σ_b (P_{max}/Ab)が変わるようにした実験(ヘッド型アンカーシリーズ)を行った。実験条件を表-3に示す。ボルト材質はSCM3とした。コンクリート圧縮強度はM20ボルト試験体の場合約240 kg/cm²、M24ボルト試験体の場合約300 kg/cm²であった。



(2) 試験体 アンカー呼び直径がM20あるいはD19以下の場合は試験体は1.0×1.0×0.4m、M24の場合の試験体は、1.4×1.4×0.6mのコンクリートブロックの中央に所定のアンカーを埋設したものである。アンカーの埋設面には引張耐力への影響を避けるため配筋は行っていない。

第 7-36 図 各種合成構造設計指針の参考文献① (一部加筆)

出典：阿部保彦，宇佐美滋，松崎育弘（1983），先付けアンカーの引張耐力に及ぼすフック及びヘッドの形状寸法の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1905～1906

2 試験体 試験体は、図-2に示すように、コンクリートブロックの中央に、ボルトの配置形態に応じた形をした埋込金物を埋込んだものである。

試験体の寸法は、試験時にコンクリートがコーン状に破壊することを妨げないよう十分な大きさとし、また、高さは、試験時に曲げ破壊しない寸法とした。埋込金物の周辺には配筋していない。また、埋込金物のベースプレート、加カプレート¹の形状・寸法も、それ自体が試験時に変形、破壊しないように、ボルト配置形態に応じて変化した。

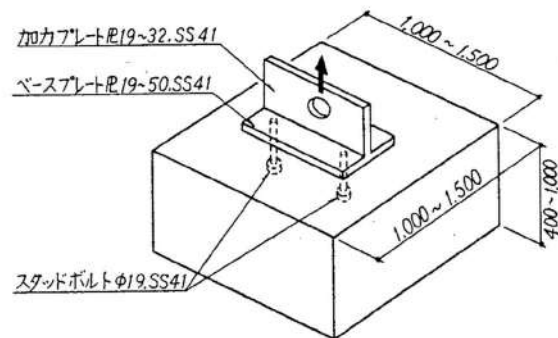


図-2 試験体の形状・寸法

第 7-37 図 各種合成構造設計指針の参考文献② (一部加筆)

出典：阿部保彦，矢野明義，松崎育弘，宇佐美滋（1982），機器配管用指示構造物（埋込金物）の耐力に関する実験的研究（その10 埋込金物の極限耐力に及ぼす群効果の影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1349～1350

(a) アンカーボルトを固定する構造物に対する判定結果

アンカーボルトを固定する構造物に関して、セメント改良土は「各種合成構造設計指針」に適用する構造物の種類（鉄筋コンクリート又は鉄骨鉄筋コンクリート）の範囲外である。しかし、セメント改良土はコンクリートと類似した特性であることを確認しており、「各種合成構造設計指針」の適用範囲内があると考えられる。なお、無筋コンクリートは「各種合成構造設計指針」の適用範囲外であるが、「各種合成構造設計指針」では無筋コンクリートを試験条件としている論文を参考文献にしていることから、無筋コンクリートに対しても適用できると考えられる。

セメント改良土の設計基準強度 (6.5N/mm^2) は、適用範囲 ($18\sim 48\text{N/mm}^2$) から外れることから、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。

(b) アンカーボルトの仕様に対する判定結果

止水ジョイントのアンカーボルトは、「各種合成構造設計指針」の仕様を満足するようにアンカーボルトの呼び径、頭部の種類、頭部の径、埋込み長さ、へりあき及び配置間隔を設定する。そのため、アンカーボルトの仕様に関しては「各種合成構造設計指針」の適用範囲内と判定する。なお、アンカーボルト（高強度部）も同様に、止水ジョイントのアンカーボルトと同様に「各種合成構造設計指針」の仕様を満足するように設定する。

(c) 隣接するアンカーボルトの配置の影響に対する判定結果

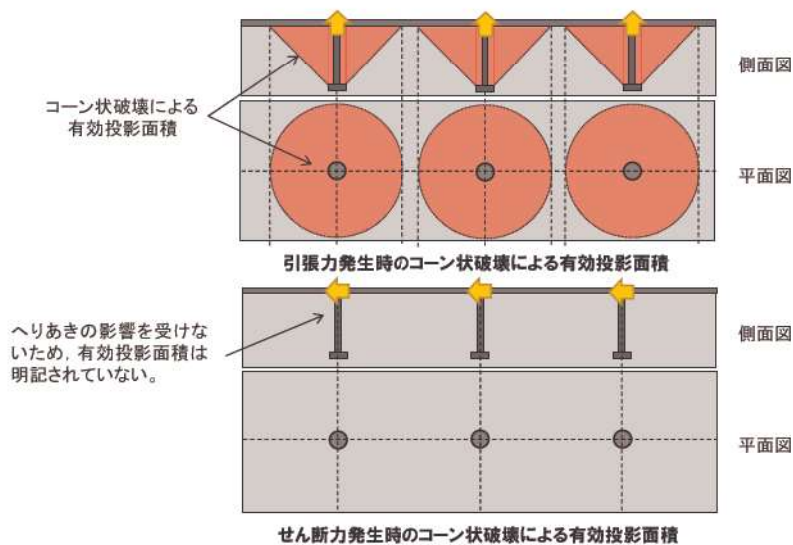
隣接するアンカーボルトの配置の影響に関して、「各種合成構造設計指針」ではアンカーボルトを複数本配置する場合の引張耐力の評価方法が記載されている。一方、隣接するアンカーボルトが直交する方向に固定する場合の設計方針は、「各種合成構造設計指針」に明記されていない。そのため、「7. 3. 3. アンカーボルトの配置の考え方」に示す設計上の配慮が必要である。

7. 3. 3. アンカーボルトの配置の考え方

アンカーボルトの配置を決定するために、アンカーボルトを隣接して複数本配置するときの影響に関して、「各種合成構造設計指針」におけるコーン状破壊による有効投影面積の考え方及びアンカーボルトの耐力算定方法を整理した。

「各種合成構造設計指針」における、隣接するアンカーボルトのコーン状破壊による有効投影面積の考え方を第 7-38 図に示す。「各種合成構造設計指針」の記載（第 7-39 図）より、引張耐力がコーン状破壊で決まる場合は、群効果を考慮する必要がある。アンカーボルトに引張力が発生したときには、コーン状破壊の有効投影面積が重ならないように配置することで、1本のアンカーボルトの許容引張力を基本として、その本数倍とした評価方法（単体配置による評価方法）が可能である。

せん断耐力算定及び影響範囲の考え方は、「各種合成構造設計指針」に示される頭付きアンカーボルトの設計例（第 7-40 図）を参考にする。アンカーボルトにせん断力が発生したときには、へりあきが十分に確保されていれば、隣接したアンカーボルトの影響に関わらず、へりあきの影響を受けないため、コーン状破壊は考慮しないとされている。そのため、せん断耐力は、1本のアンカーボルトの許容せん断力を基本として本数倍とした評価方法が可能である。なお、「各種合成構造設計指針」の設計例では、せん断力が発生した際のコーン状破壊の有効投影面積は明記されていない。



第 7-38 図 「各種合成構造設計指針」におけるアンカーボルトのコーン状破壊による有効投影面積

a. コンクリートのコーン状破壊耐力

図 4.5(a) に示したように、コンクリートのコーン状破壊はコンクリートの斜め引張破壊が生ずる場合である。破壊面は通常、アンカーボルトとおおよそ 45°以上の傾きをもった円すい状である。コーン状破壊が生ずるときの引張耐力は、破壊面を 45°と仮定した投影面積(図 4.5 で示す有効水平投影面積 A_c) とコンクリートの単位面積当たりの引張強度の積で表される。

支圧抵抗型のアンカーボルトを隣接して複数本配置した場合の引張耐力の評価にあたっては、アンカー相互の配置位置、破壊モード等と関連して検討する必要がある。アンカーボルトの降伏により引張耐力が決まるような場合は、1本のアンカーボルトの引張耐力を基本として、その本数倍とした評価方法が可能である。しかし、コンクリートのコーン状破壊により引張耐力が決まるような場合には、複数本配置による耐力評価にあたって、群効果を考慮する必要がある。つまり、アンカーボルトを複数本配置した場合、その有効埋込み長さ l_e と配置されるアンカーボルト相互の距離との関係によっては、図 4.5(b) に示すように、1本1本の有効水平投影面積が互いに重なることになり、その取扱い方法(これを群効果ということ

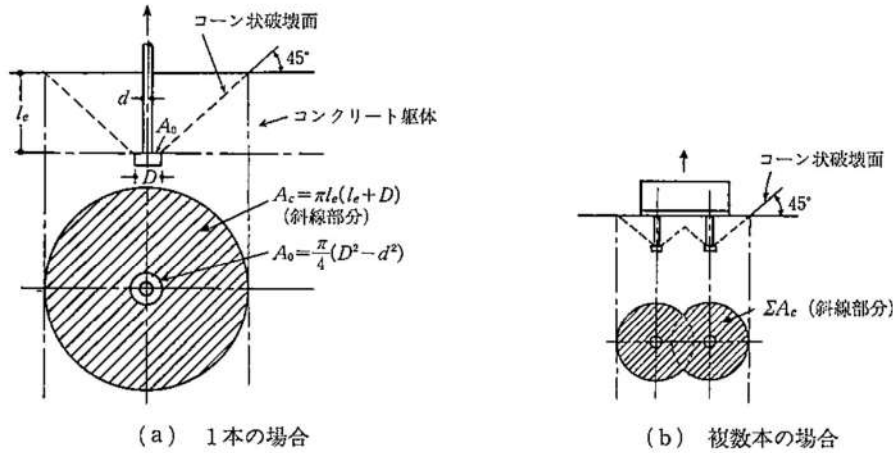


図 4.5 コーン状破壊の有効水平投影面積

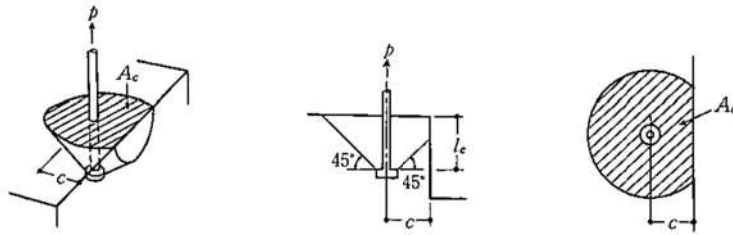


図 4.6 引張耐力算定時のへりあき・はしあき寸法と有効水平投影面積 (A_c)

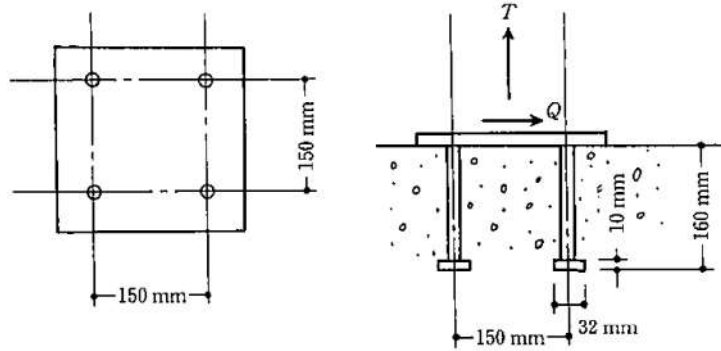
とする)を知る必要がある。そこで、群体に対する引張耐力は、1本の場合に対応させて、有効水平投影面積 A_c と単位面積当たりのコンクリートの引張強度の積で表すこととし、 A_c の算定にあたっては、重複する面積を累加しないこととする。

第 7-39 図 アンカーボルトを隣接して複数本配置したときの引張耐力の評価における有効投影面積の考え方
(「各種合成構造設計指針」より引用・加筆)

設計例1 頭付きアンカーボルトの設計例

(1) 引張力とせん断力を受ける場合

例図1.1に示す頭付きアンカーボルトを用いた定着部の許容耐力を算定する。ただし、ベースプレートは十分剛強なものとする。



例図1.1 引張力とせん断力を受ける頭付きアンカーボルトを用いた定着部

i) 使用材料

アンカーボルト：頭付きスタッド $\phi 19$, $s\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$

コンクリート：普通コンクリート, $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 2.36 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

ii) 引張力のみが作用するときの許容引張力の算定

例図1.2に示すように有効投影面積 ΣA_c を算定する。

$$l_e = 150 \text{ mm}, D = 32 \text{ mm}, a = 150 \text{ mm}$$

$$\theta = 2\cos^{-1} \frac{a}{2l_e + D} = 126.3^\circ$$

$$\begin{aligned} \Sigma A_c &= \left(3\pi - \frac{\theta}{90}\pi + 2\sin\theta + 2\cos\theta + 2 \right) \times \left(l_e + \frac{D}{2} \right)^2 - \pi D^2 \\ &= 2.018 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

指針本文4.2.1項の(1), (2)式より, アンカーボルト4本当たりの許容引張力は次のようになる。

アンカーボルト降伏による場合

$$p_{a1} = \phi_1 \times 235 \times 284 \times 4 = 2.670 \times 10^5 \times \phi_1 \text{ (N)} \quad *$$

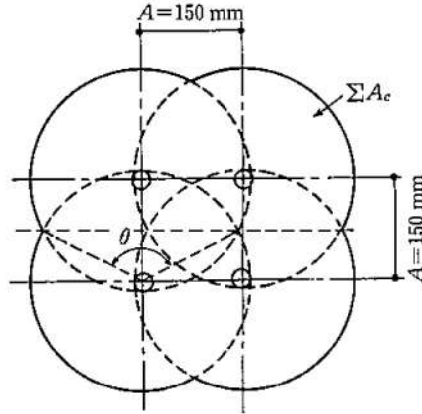
コンクリートコーン状破壊による場合

$$p_{a2} = \phi_2 \times 0.31 \times \sqrt{21} \times 2.018 \times 10^5$$

※コーン状破壊の有効投影面積が重複していた場合でも, アンカーボルト降伏による許容引張力は, 重複による低減はしない。

第7-40 図① 頭付きアンカーボルトの設計例

(「各種合成構造設計指針」より引用・加筆)



例図 1.2 有効投影面積

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

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

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

指針本文 4.2.1 項の(3)式より, 頭部支圧応力度をチェックする.

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

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

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

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

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

指針本文 4.2.1 項の(3)式より, 頭部支圧応力度をチェックする.

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

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

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

- iii) せん断力のみが作用するときの許容せん断力の算定

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

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

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

q_{a3} は, はしあきの影響を受けないため考慮しない.※

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

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

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

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

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

- iv) 引張力とせん断力を同時に受ける場合の許容値

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

第 7-40 図② 頭付きアンカーボルトの設計例

(「各種合成構造設計指針」より引用・加筆)

q は下式で表せる。

a. 長期

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

b. 短期

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

第 7-40 図③ 頭付きアンカーボルトの設計例

(「各種合成構造設計指針」より引用・加筆)

第 7-38 図に示す「各種合成構造設計指針」における有効投影面積の考え方を踏まえて、第 7-41 図に示す泊発電所の止水ジョイントにおけるアンカーボルトに荷重が作用したときのセメント改良土の影響範囲の考え方を説明する。なお、第 7-41 図は、定着部材の配置を考慮して、アンカーボルトが隣接して一列かつ同一方向に固定された配置を仮定した。

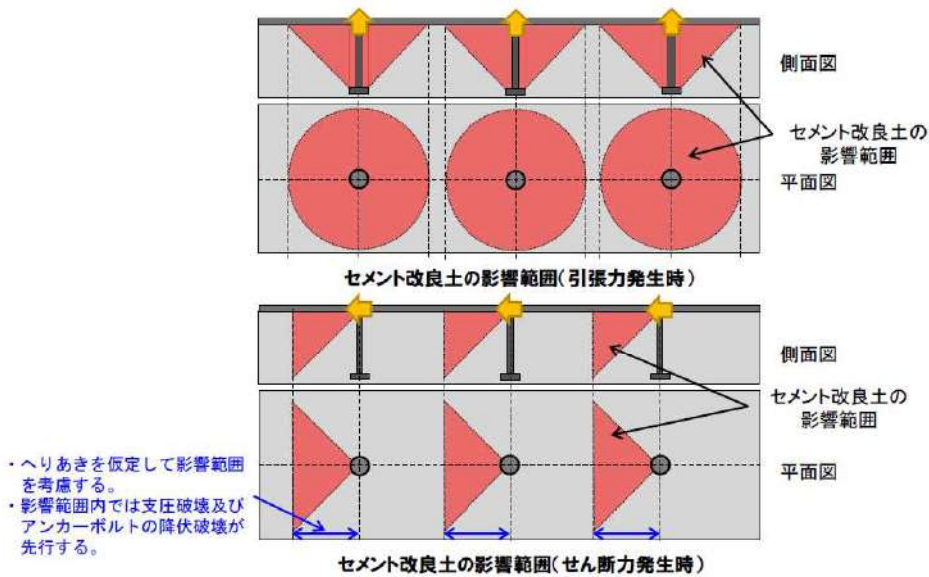
アンカーボルトに引張力が発生したときは、「各種合成構造設計指針」におけるコーン状破壊の有効投影面積をセメント改良土の影響範囲とする。アンカーボルトにせん断力が発生したときは、以下の点を考慮してへりあきを仮定し、コーン状破壊の有効投影面積をセメント改良土の影響範囲とする。

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

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

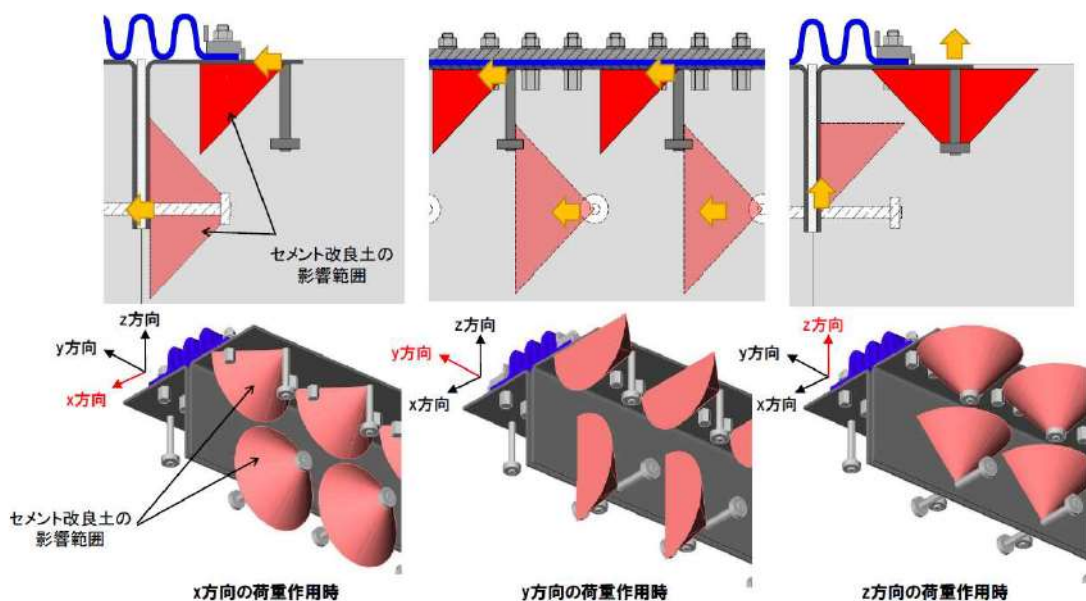
第 7-38 図のとおり「各種合成構造設計指針」では、せん断力発生時に隣接するアンカーボルトの有効投影面積を考慮せずに本数倍の耐力を算定している。一方、泊発電所の止水ジョイントのアンカーボルトの設計では、へりあきを仮定しコーン状破壊の有効投影面積に配慮したうえで、アンカーボルトの配置を決定する。

なお、仮定したへりあきにおける破壊形式は、アンカーボルトの性能試験（せん断試験）にて確認する。また、側方局所破壊、プライアウト破壊は、第 7-10 表に示したアンカーボルトの仕様を満足することで生じない破壊とし、考慮していない。



第 7-41 図 泊発電所の止水ジョイントにおけるセメント改良土の影響範囲の考え方

セメント改良土の影響範囲を考慮したアンカーボルトの配置の考え方を第 7-42 図に示す。泊発電所のアンカーボルトの設計上の配慮（第 7-41 図）により，直交するアンカーボルトに x 方向，y 方向，z 方向の荷重を作用しても，セメント改良土の影響範囲が 3 次元的に重複しないよう配置（単体配置）することが可能である。なお，アンカーボルトの許容限界が支圧破壊若しくはアンカーボルトの降伏により決定した場合においても，保守的にコーン状破壊を想定した影響範囲を考慮して配置を決定する。また，設計上の配慮を用いてアンカーボルトを配置することで，アンカーボルトに荷重が作用した際のセメント改良土の応力が十分に分散し，隣接するアンカーボルトによる応力が 3 次元的に干渉しないことを，設計及び工事計画認可段階で 3 次元 FEM 解析を用いて説明する。



第 7-42 図 セメント改良土の影響範囲を考慮したアンカーボルトの配置の考え方

7. 3. 4. 止水ジョイントの根入れ深さについて

追而

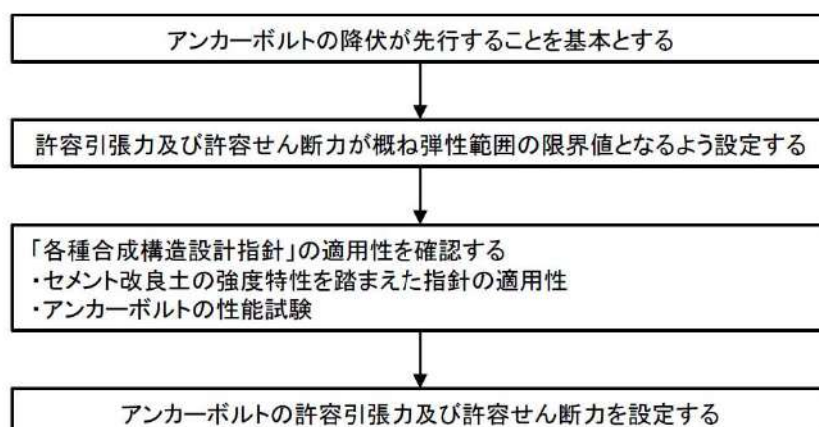
7. 3. 5. アンカーボルトの性能試験

(1) アンカーボルトの性能試験のフロー

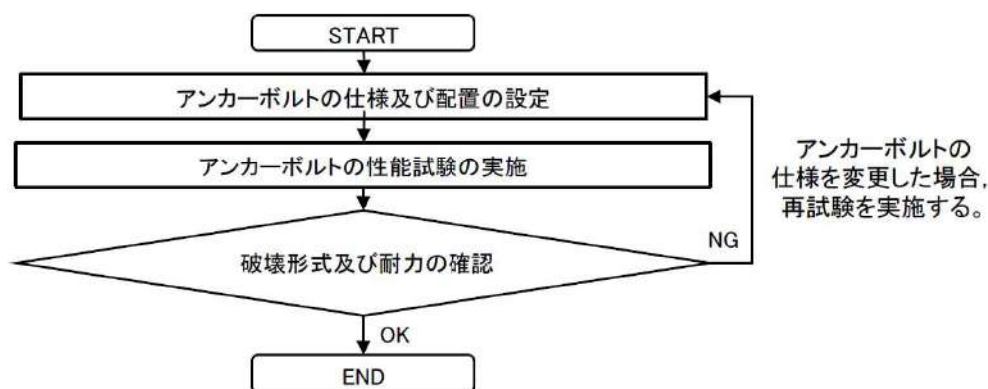
防潮堤の設計において、セメント改良土にアンカーボルトを固定する設計としており、関係指針においてセメント改良土にアンカーボルトを固定して設計する事例が無いことから、アンカーボルトの許容限界を指針の耐力算定式を参考に設計することの妥当性を性能試験で確認する。

アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力の設定方法を第 7-43 図に、アンカーボルトの性能試験のフローを第 7-44 図に示す。アンカーボルトは、先付け工法を計画していることから、先付け工法の設計に関する記載がある「各種合成構造設計指針」を参考にする。許容引張力及び許容せん断力が、「各種合成構造設計指針」を参考にアンカーボルトの降伏が先行することを基本とし、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力に応じて、概ね弾性範囲の限界値となるよう設定する。

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



第 7-43 図 アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力の設定方法



第 7-44 図 アンカーボルトの性能試験フロー

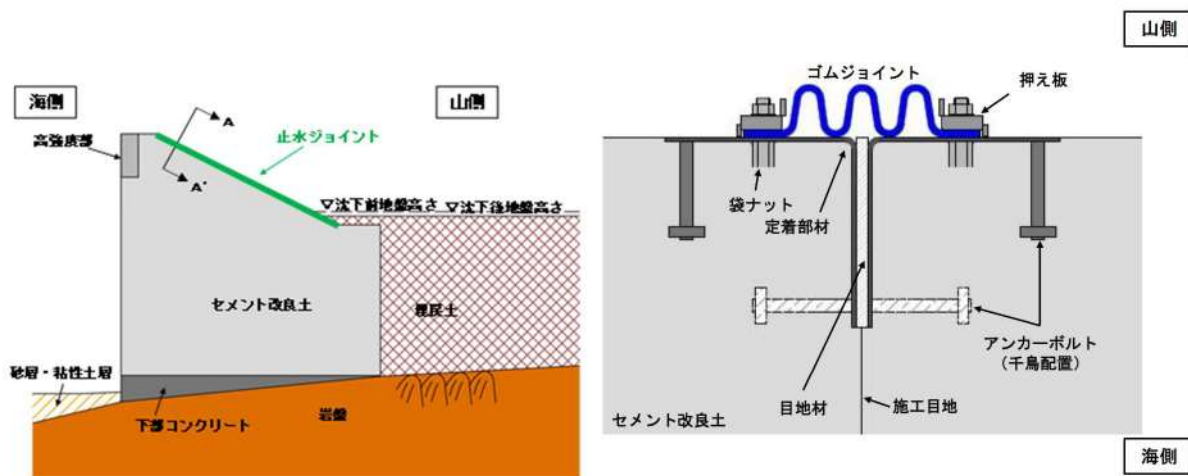
(2) アンカーボルト設置箇所の抽出及び整理

止水ジョイント及び高強度部におけるアンカーボルトの設置箇所を、第 7-11 表及び第 7-45 図～第 7-47 図に示す。止水ジョイント及び高強度部では、セメント改良土（設計基準強度 $6.5\text{N}/\text{mm}^2$ ）に先付け工法のアンカーボルトで固定する。そのため、アンカーボルトの性能試験では、セメント改良土（設計基準強度 $6.5\text{N}/\text{mm}^2$ ）に先付け工法のアンカーボルトを用いる場合の耐力について、「各種合成構造設計指針」を参考に設計することの妥当性を確認する。

第 7-11 表 アンカーボルトの設置箇所

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

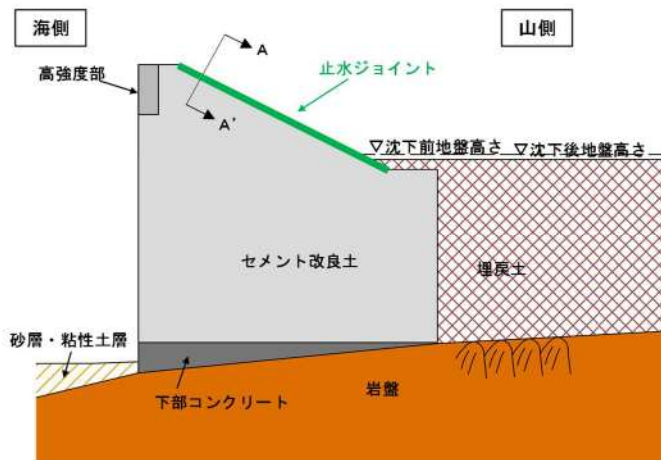
※：「各種合成構造設計指針」の適用範囲（ $18\sim 48\text{N}/\text{mm}^2$ ）内であるため、性能試験の確認範囲から外れる。



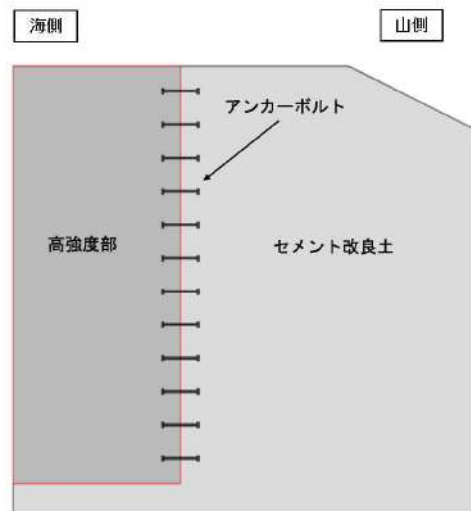
防潮堤（標準部）止水ジョイント設置位置図

止水ジョイント設置概要（標準部）

第 7-45 図 アンカーボルトの設置箇所（止水ジョイント）

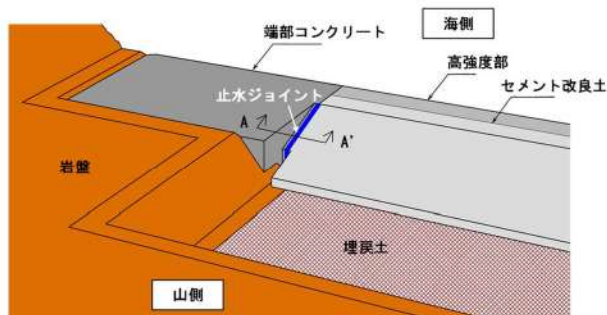


セメント改良土（高強度含む）概要図

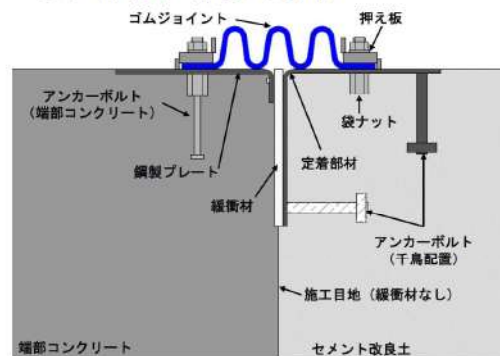


高強度部拡大図（イメージ図）

第 7-46 図 アンカーボルトの設置箇所（高強度部）



防潮堤（端部）境界部概要図



止水ジョイント設置概要（端部）

第 7-47 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 7-12 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 7-12 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 7-48 図 セメント改良土の室内試験用供試体 ($\phi 150\text{mm}$, H300mm)

- ③セメント改良土は、室内配合試験の結果、一軸圧縮強度、S波速度及び静弾性係数が大きい。セメント改良土の室内配合試験結果は、「8. 5. 8. 解析用物性値 (セメント改良土) の設定まとめ」に示す。
- ④セメント改良土の室内配合試験で得られた引張強度及びせん断強度は、第 7-13 表に示すとおり、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」, 土木学会, 2002

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

第 7-13 表 セメント改良土の室内配合試験で得られた強度とコンクリート標準示方書の関係式を用いて算出した強度の比較

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

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

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

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

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

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

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値, 設計基準強度

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

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

関係式②

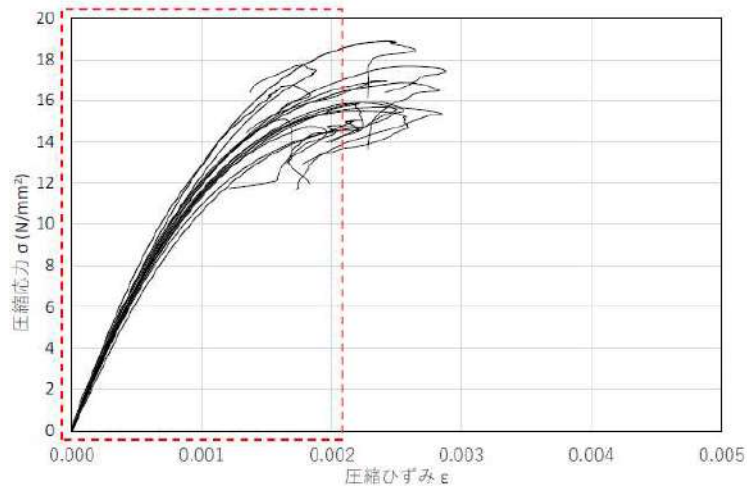
「コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (公益社団法人土木学会, 2013年制定)」より引用・加筆

第 7-49 図 コンクリートにおける関係式

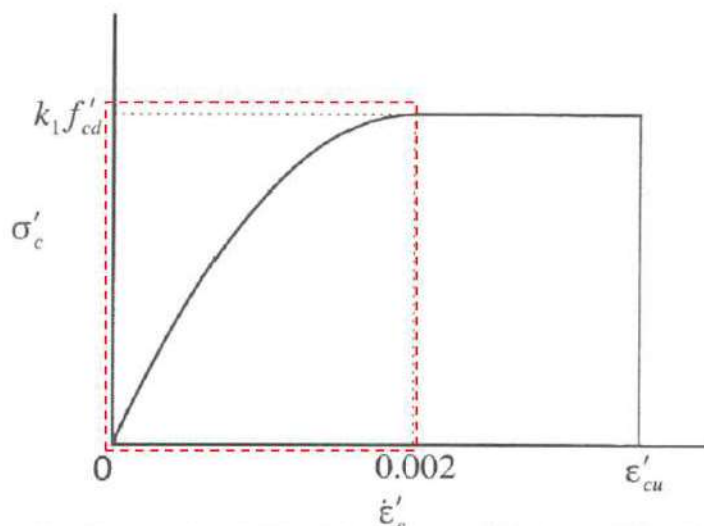
⑤セメント改良土の強度特性のうち圧縮応力-圧縮ひずみの関係について, 一軸圧縮強度試験結果を踏まえると以下の傾向がみられる。

- ・第 7-50 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 7-51 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 7-50 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 7-51 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 7-14 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。

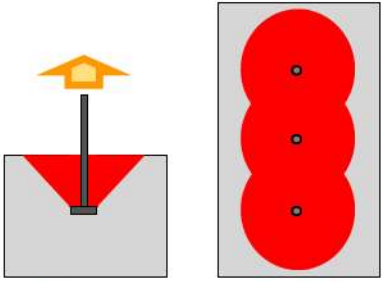
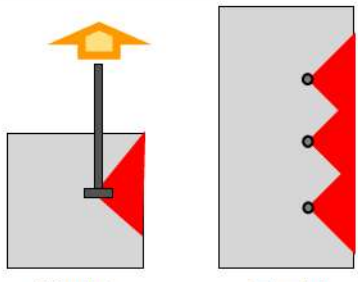
第 7-15 表 アンカーボルトで想定されるせん断耐力を決める破壊形式 (単体配置)

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。

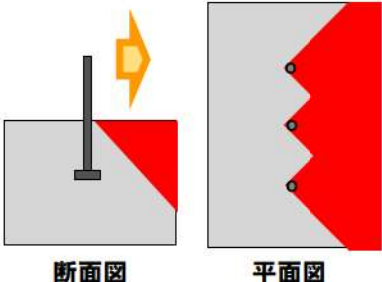
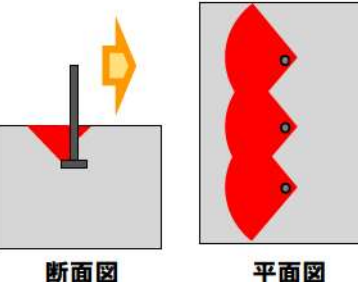
(b) 同一方向の群体配置のアンカーボルトに想定される破壊形式

群体配置のアンカーボルトに想定される破壊形式を第 7-16 表及び第 7-17 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 7-16 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>断面図 平面図</p>	 <p>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。	

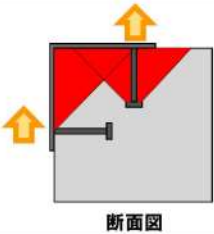
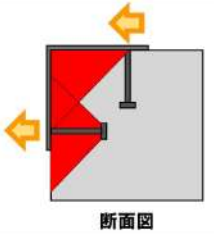
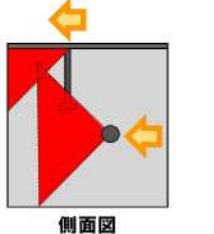
第 7-17 表 アンカーボルトで想定される引張耐力を決める破壊形式 (群体配置)

破壊形状	セメント改良土	
	コーン状破壊	ブライアウト破壊
イメージ図	 <p>断面図 平面図</p>	 <p>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。	

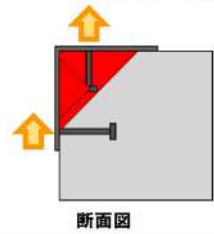
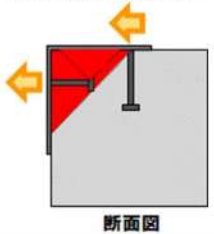
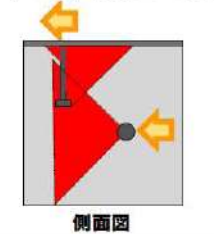
(c) 直交配置かつ群体配置としたアンカーボルトに想定される破壊形式

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 7-18 表及び第 7-19 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 7-18 表 アンカーボルトを直交かつ群体配置とした場合に想定される破壊形式 (その 1)

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

第 7-19 表 アンカーボルトを直交かつ群体配置とした場合に想定される破壊形式 (その 2)

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

(d) アンカーボルトの性能試験で想定する耐力

セメント改良土の強度を設計基準強度 (6.5N/mm²) とした場合に「各種合成構造設計指針」を参考に算出した耐力を第 7-20 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 7-20 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 7-21 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 7-22 表のとおりである。

第 7-20 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 7-21 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 7-22 表 アンカーボルトの仕様及び配置

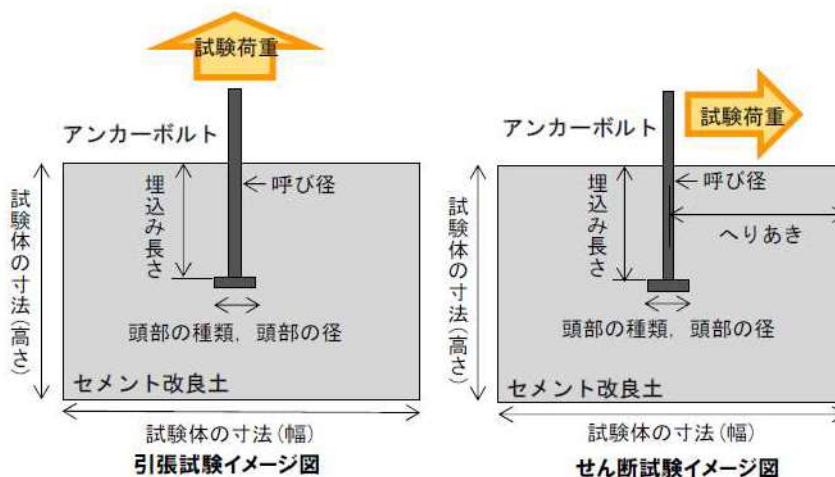
項目	仕様	設定の考え方	「各種合成構造設計指針」の適用範囲	
仕様	呼び径	24mm	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトの降伏による耐力が、極力、他の耐力よりも小さくなるように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> 9mm以上25mm以下
	頭部の種類	頭付きアンカーボルト	<ul style="list-style-type: none"> 付着破壊が生じないように設定した。 	<ul style="list-style-type: none"> 頭付きアンカーボルト、鉄筋アンカーボルト、基礎アン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

(5) アンカーボルトの性能試験の試験方法及び試験条件

(a) 試験方法

アンカーボルトの性能試験のイメージ図を第 7-52 図に、試験体の作製に関する確認項目を第 7-23 表に示す。アンカーボルトは単体配置を計画していることから、「あと施工アンカーの施工手引き」及び「あと施工アンカーの試験方法の標準化に関する研究」を参考に引張試験及びせん断試験を実施する。

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



第 7-52 図 アンカーボルトの性能試験のイメージ図

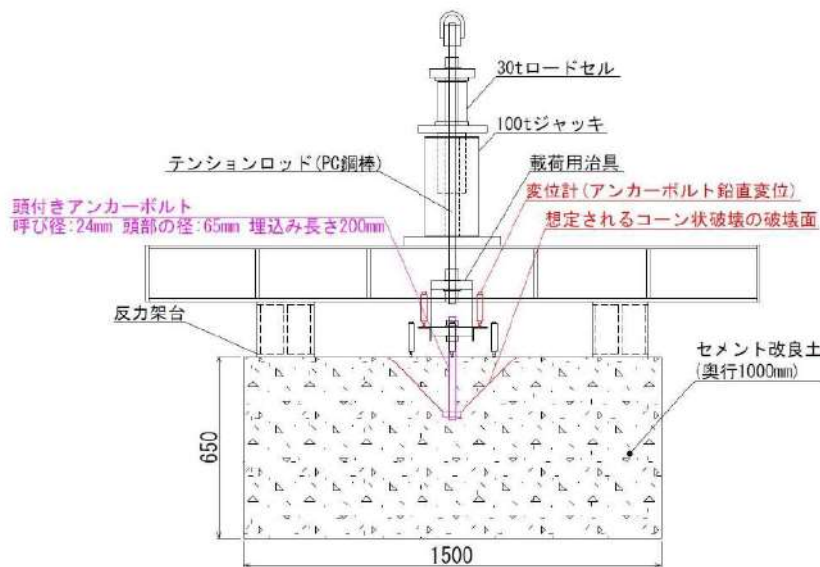
第 7-23 表 試験体の作製に関する確認項目※

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

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

引張試験の概要図を第 7-53 図に、イメージ写真を第 7-54 図に示す。また、せん断試験の概要図を第 7-55 図、イメージ写真を第 7-56 図に示す。試験に用いるセメント改良土の強度は設計基準強度 (6.5N/mm^2) 相当とし、室内配合試験で確認した強度 (16.2N/mm^2) 相当を参考ケースとする。なお、セメント改良土の強度が設計基準強度 (6.5N/mm^2) 相当の場合において、コンクリートと概ね同じ圧縮強度—引張強度関係であることを確認する。

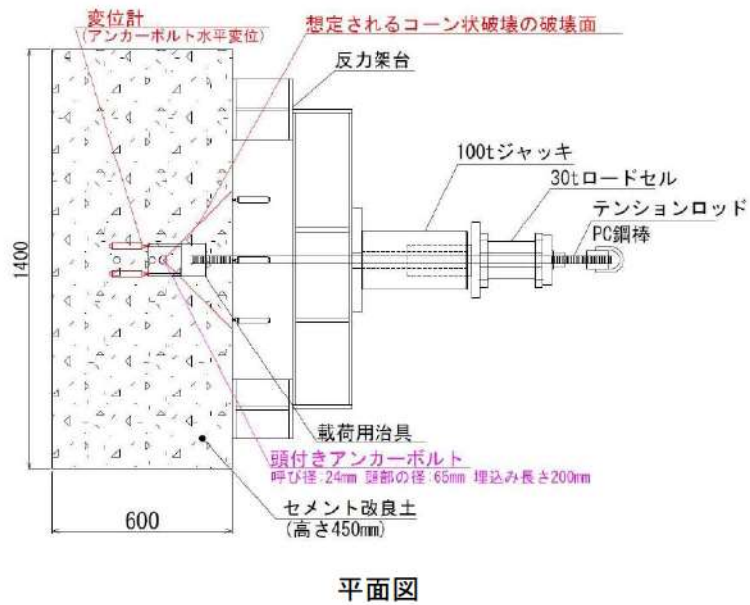
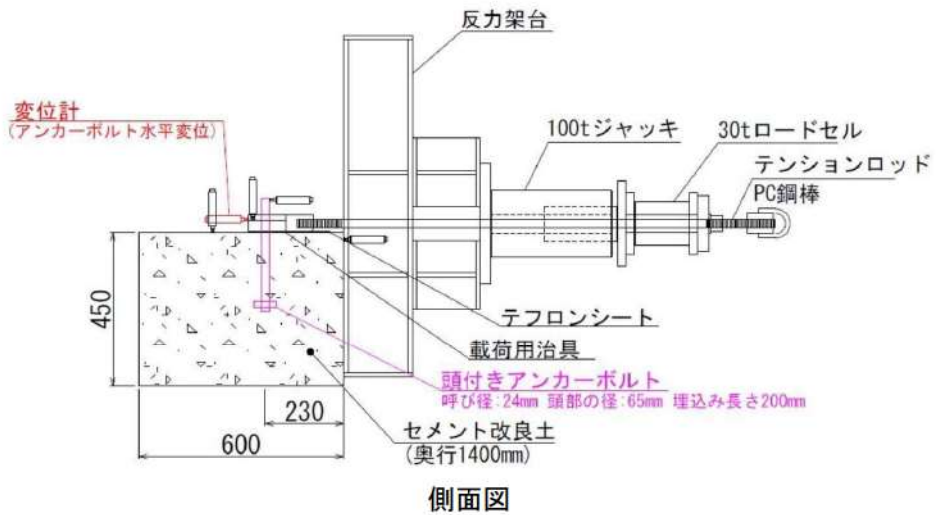
アンカーボルトの性能試験の試験体数は、「あと施工アンカーの施工手引き」に従い、引張試験は5試験体、せん断試験は3試験体とした。試験に用いる反力架台は、引張試験及びせん断試験どちらにおいても、想定されるコーン状破壊の破壊面に干渉しないよう配置した。なお、使用するアンカーボルトは、降伏荷重を規格降伏点強度に基づき算出すると83.0kNとなるが、材料試験では約135kNであった。



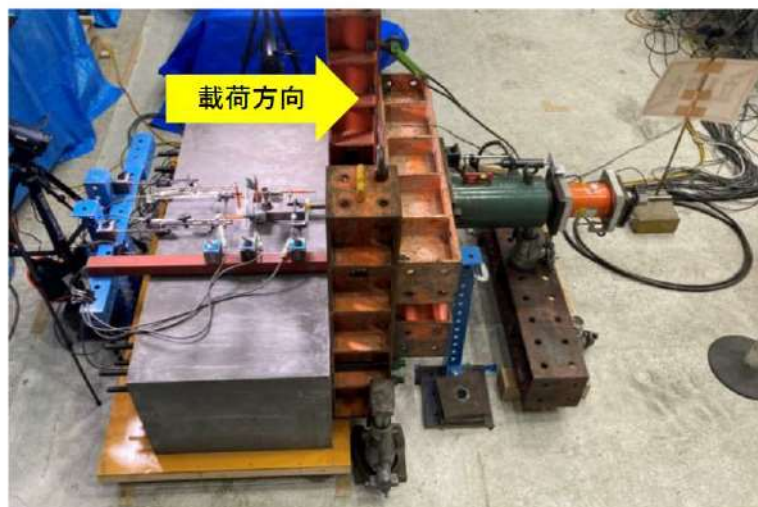
第 7-53 図 引張試験概要図 (側面図)



第 7-54 図 引張試験イメージ写真



第 7-55 図 せん断試験概要図



第 7-56 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 7-24 表及び第 7-25 表に示す。第 7-24 表及び第 7-25 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 7-24 表 「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力及び想定される破壊形式
(引張試験)

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

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

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

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

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

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

アンカーボルトの性能試験で確認したセメント改良土の強度とコンクリート標準示方書の関係式を用いて算出した強度の比較を第 7-26 表に示す。セメント改良土の引張強度は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，土木学会，2002 年」の関係式を用いて算出した値と概ね同じであったことから、セメント改良土は設計基準強度 (6.5N/mm²) 相当においても、コンクリートに類似した特性があることを確認した。

第 7-26 表 アンカーボルトの性能試験で確認したセメント改良土の強度とコンクリート標準示方書の関係式を用いて算出した強度の比較

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

※1：「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」の関係式を用いた。

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

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

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

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値，設計基準強度

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

第 7-57 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

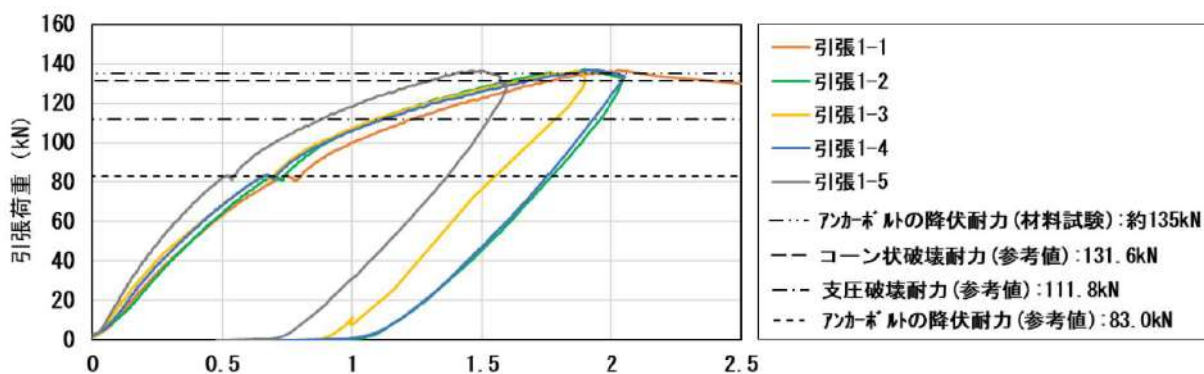
(a) 引張試験の結果 (設計基準強度 (6.5N/mm²) のケース)

「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/mm²) のケース) を第 7-27 表, 第 7-58 図及び第 7-28 表に示す。第 7-58 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に到達した後も載荷を続けたが, 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 7-27 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 7-58 図 アンカーボルトの鉛直変位 (mm)

第 7-28 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 7-29 表, 第 7-59 図, 第 7-60 図及び第 7-61 図に示す。

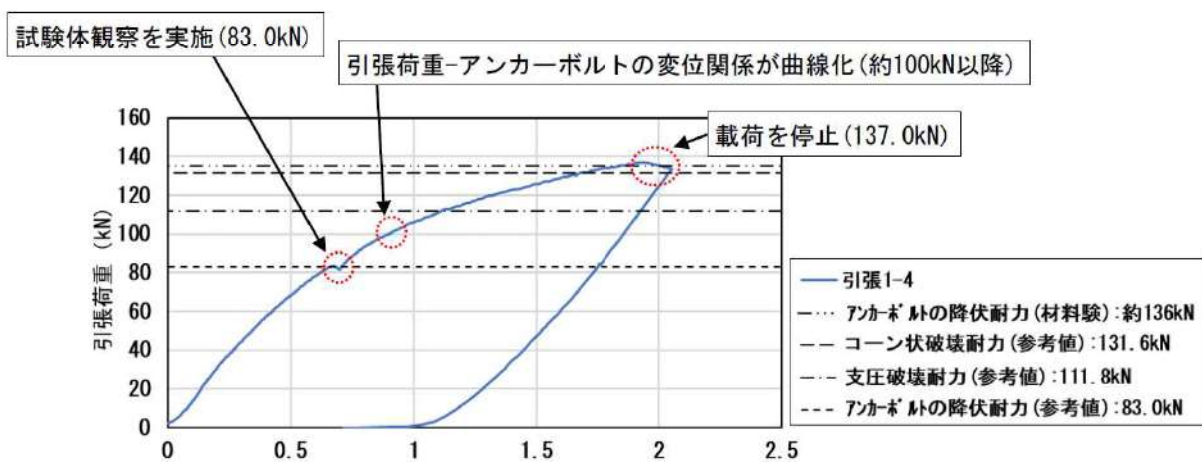
引張荷重を83.0kNまで载荷し, 試験体の観察を行ったが, アンカーボルト及びセメント改良土の変状は確認されなかった。

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 7-61 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 7-29 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)

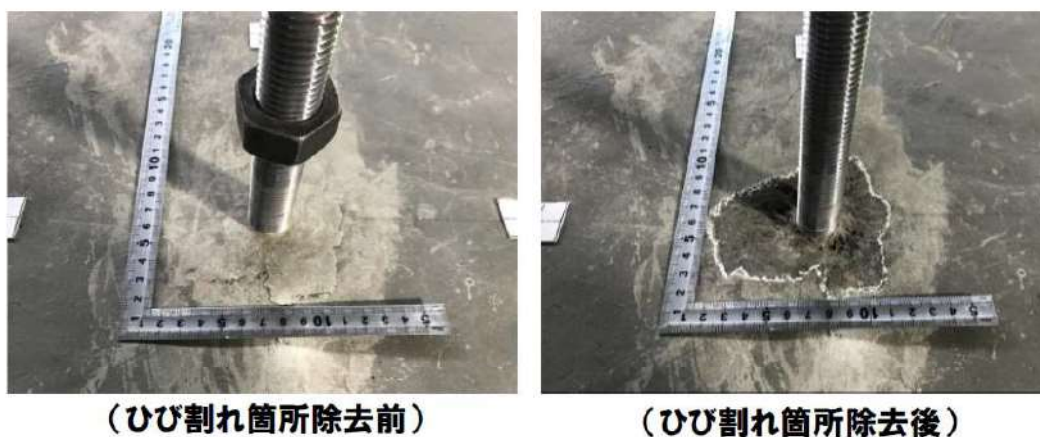
	セメント改良土の圧縮強度(N/mm ²)	「各種合成構造設計指針」に従い算出した耐力			引張試験最大荷重(kN)
		アンカーボルトの降伏(kN)	コーン状破壊(kN)	支圧破壊(kN)	
参考値	6.5	83.0	131.6	111.8	
引張1-4	6.6	83.0	132.6	113.5	137.0



第 7-59 図 アンカーボルトの鉛直変位 引張1-4 (mm)



第 7-60 図 引張試験1-4 最大荷重載荷時の状況写真



第 7-61 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 7-30 表及び第 7-62 図に示す。

第 7-30 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。

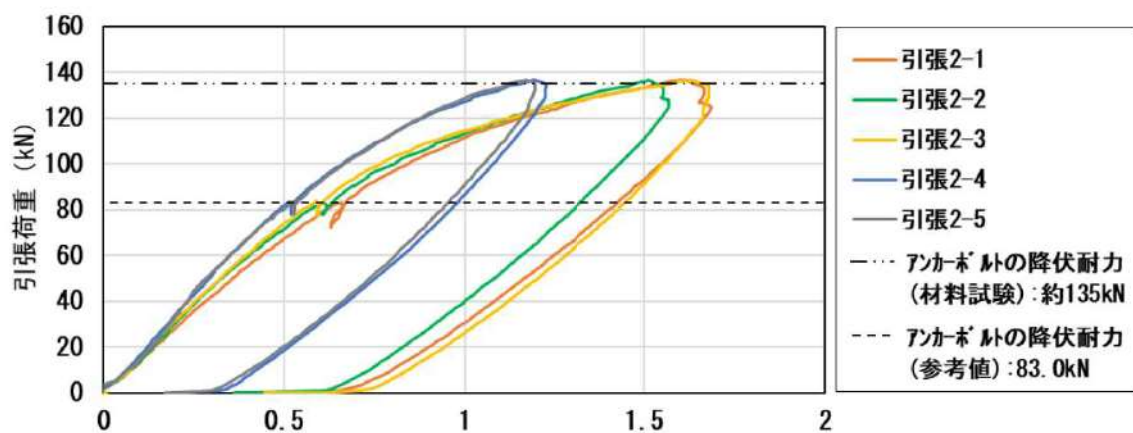
第 7-62 図に示す引張荷重－アンカーボルトの鉛直変位関係は、アンカーボルトの降伏耐力 83.0kN を超える約 100kN までは概ね直線であったことから、約 100kN までは弾性範囲と判断した。

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 7-30 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
(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 7-62 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)

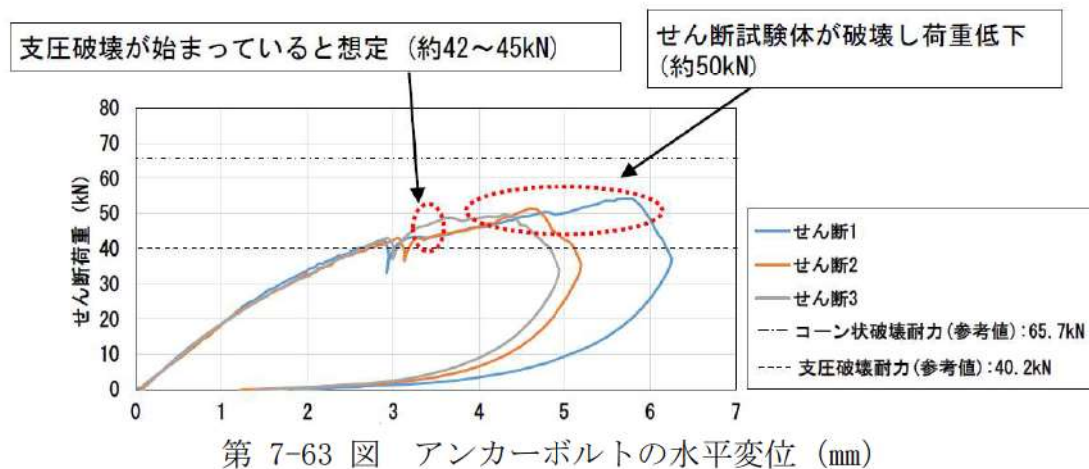
(c) せん断試験の結果

せん断試験の結果を第 7-31 表、第 7-32 表及び第 7-63 図に示す。

せん断試験最大荷重は、49.7kN以上となった。第 7-63 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 7-31 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 7-32 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 7-33 表及び第 7-64 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。

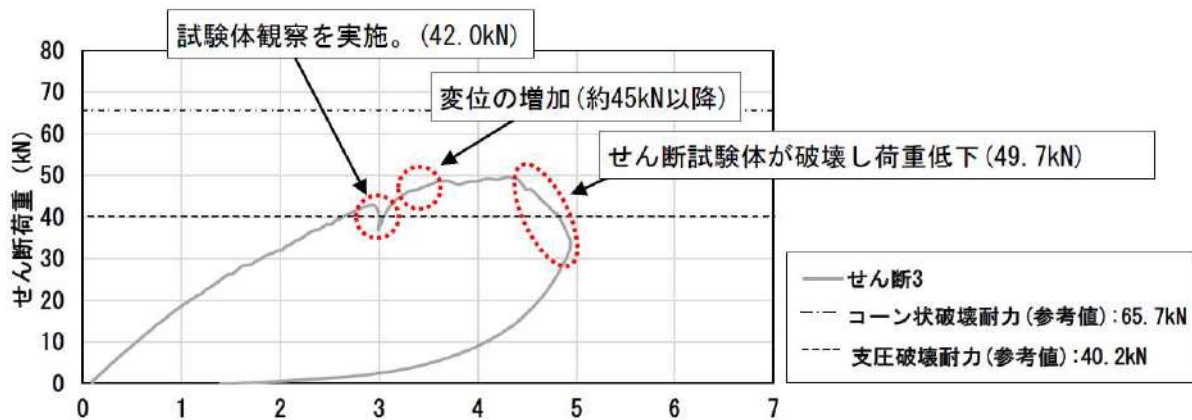
載荷を継続したところ、約45kN以降からせん断荷重-アンカーボルト変位関係が曲線になり始めた。

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 7-66 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 7-33 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 7-64 図 アンカーボルトの水平変位 せん断3 (mm)



第 7-65 図 せん断試験最大荷重載荷後の状況写真（せん断 3）



第 7-66 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 7-34 表及び第 7-67 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 7-69 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 7-34 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 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 7-67 図 アンカーボルトの水平変位 破壊形式確認ケース (mm)



第 7-68 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 7-69 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 7-70 図及び第 7-71 図に示す。

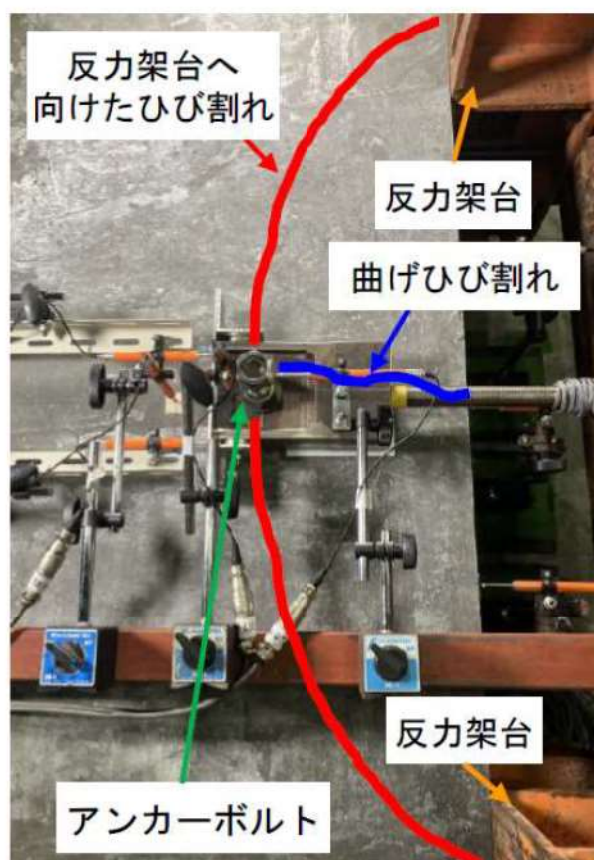
せん断試験後のひび割れを観察したところ、アンカーボルトを起点として反力架台方向及びへりあき方向にひび割れが発生していた。せん断供試体の破壊メカニズムは、ひび割れの状況から以下のとおりと考察する。

- 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。

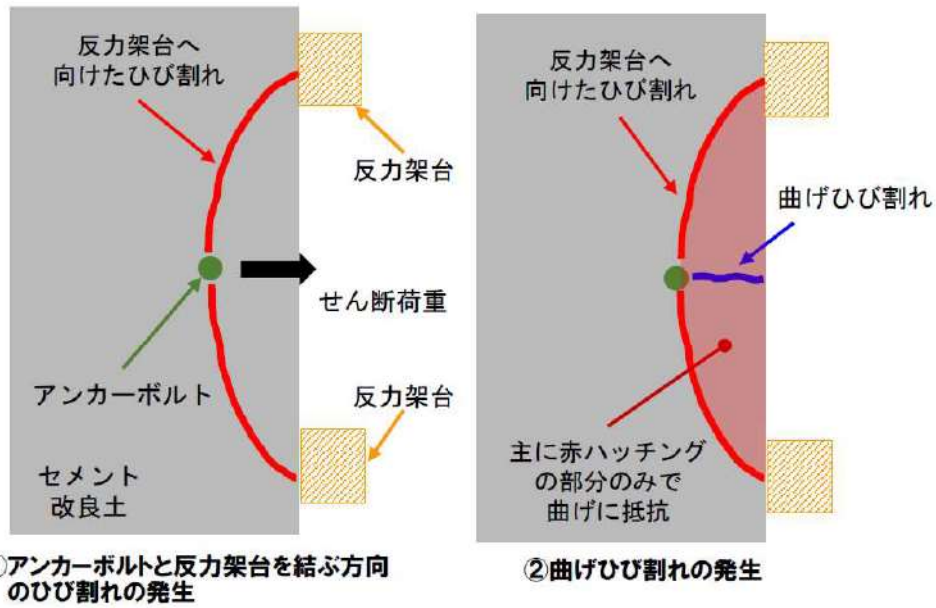
上記の破壊メカニズムは、支点となる反力架台があることで生じる。

実構造物では、第 7-72 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。

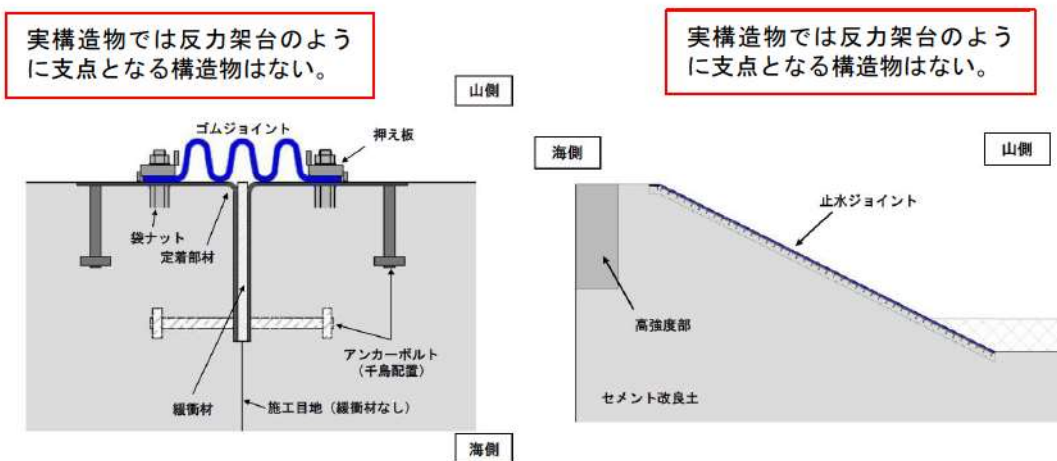
なお、ひび割れの傾向は、せん断 1～せん断 3 で共通しており、同様の破壊メカニズムと考えられる。



第 7-70 図 せん断試験後のひび割れ状況



第 7-71 図 せん断供試体の破壊メカニズム



第 7-72 図 防潮堤イメージ図

(7) 「各種合成構造設計指針」を参考に設計することの妥当性

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

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

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

(8) アンカーボルトの許容限界の設定

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

- ・引張の許容限界はアンカーボルトの降伏の83.0kNとする。(第 7-35 表参照)
- ・せん断の許容限界は、支圧破壊の26.8kNとする。(第 7-36 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 7-73 図及び第 7-74 図参照)

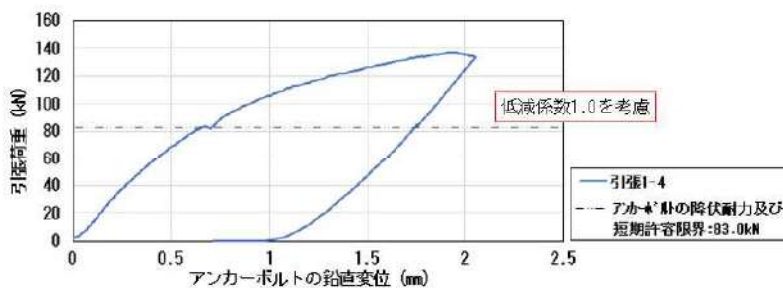
第 7-35 表 引張の耐力及び許容限界

	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。

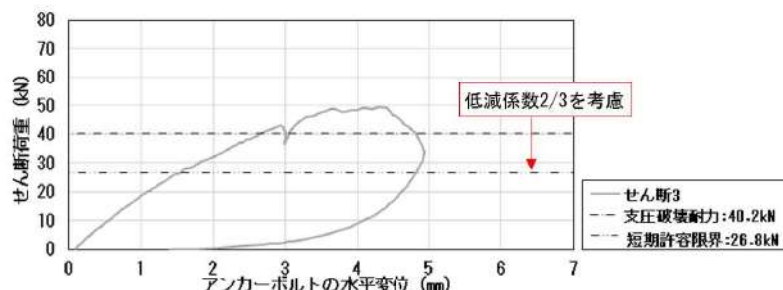


第 7-73 図 アンカーボルトの鉛直変位 (mm) (引張1-4)

第 7-36 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 7-74 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 7-37 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 7-37 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 7-38 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 7-38 表 防潮堤（端部）における止水ジョイントの構造の考え方

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

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

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

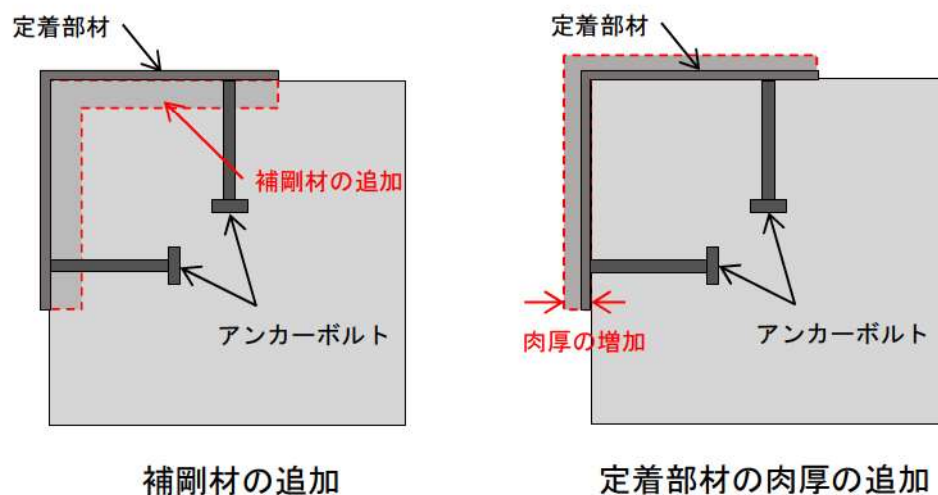
※3：アンカーボルト（千鳥配置）の許容限界は、「7. 3. 5 アンカーボルトの性能試験」に示す許容引張力及び許容せん断力を用いて、アンカーボルト 1 組の z 方向及び x 方向の合力とした。

7. 3. 7. 止水ジョイントの裕度に関する考え方

(1) 定着部材の裕度向上対策

止水ジョイントの定着部材が照査項目を確保できない場合の安全裕度の向上対策のイメージ図を第 7-75 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下定着部材（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。

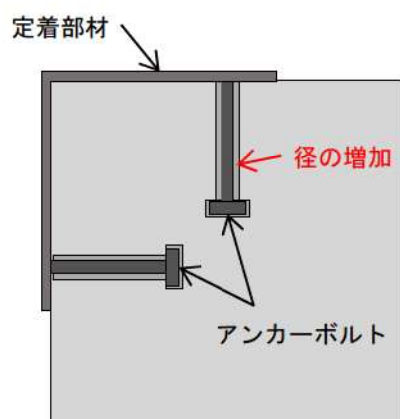


第 7-75 図 定着部材の裕度向上対策のイメージ図

(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 7-76 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まなかった理由は、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 7-76 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

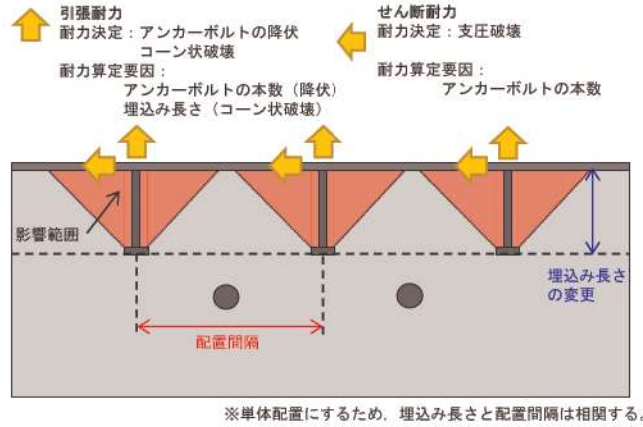
止水ジョイントのアンカーボルトの埋込み長さや配置間隔の考え方を第 7-77 図に示す。

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。

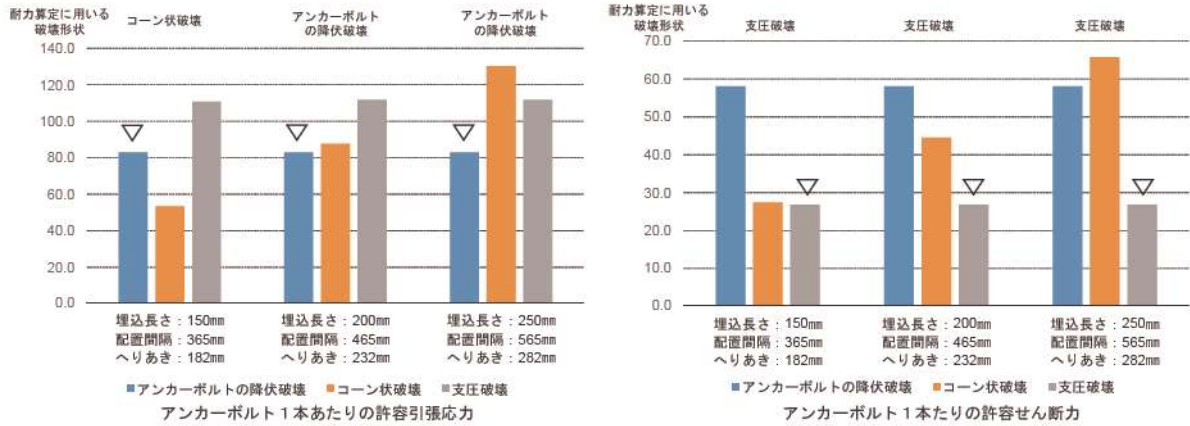
一方、アンカーボルトのせん断耐力は、支圧破壊により定まる許容引張力で算定される。この際の許容せん断力は埋込み長さの影響が小さく、せん断耐力を向上させるためにはアンカーボルトの本数(本/m)の増加が必要である。そのため、裕度向上対策には、セメント改良土と定着部材間に発生する引張力及びせん断力に対する引張耐力及びせん断耐力の裕度を考慮して埋込み長さや配置間隔を変更する方法が挙げられる。

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 7-78 図及び第 7-79 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 7-10 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。

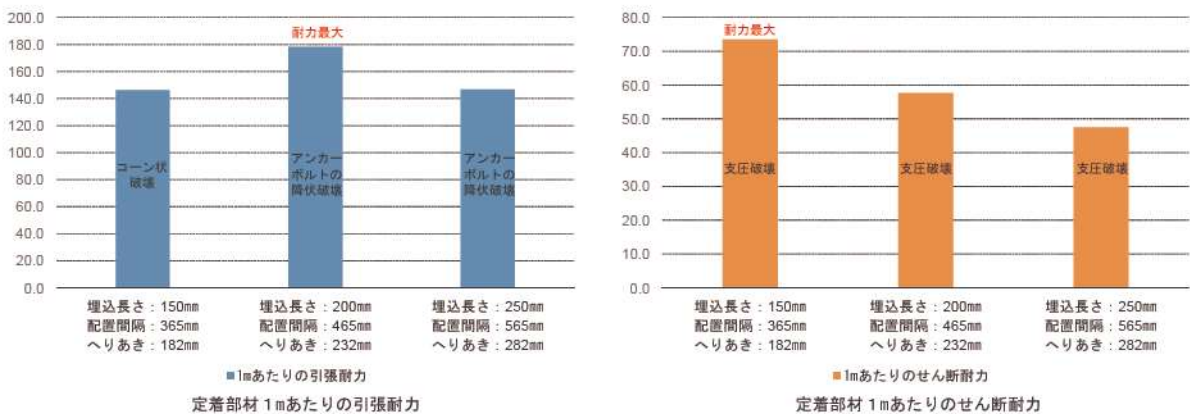
なお、埋込み長さや配置間隔を変更した場合においても、隣接するアンカーボルトの影響範囲が重複しない配置(単体配置)とし、「各種合成構造設計指針」に従いアンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力を算定する。埋込み長さを変更した場合には、設計及び工事計画認可段階において変更した仕様にてアンカーボルトの性能試験を実施する。



第 7-77 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 7-78 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



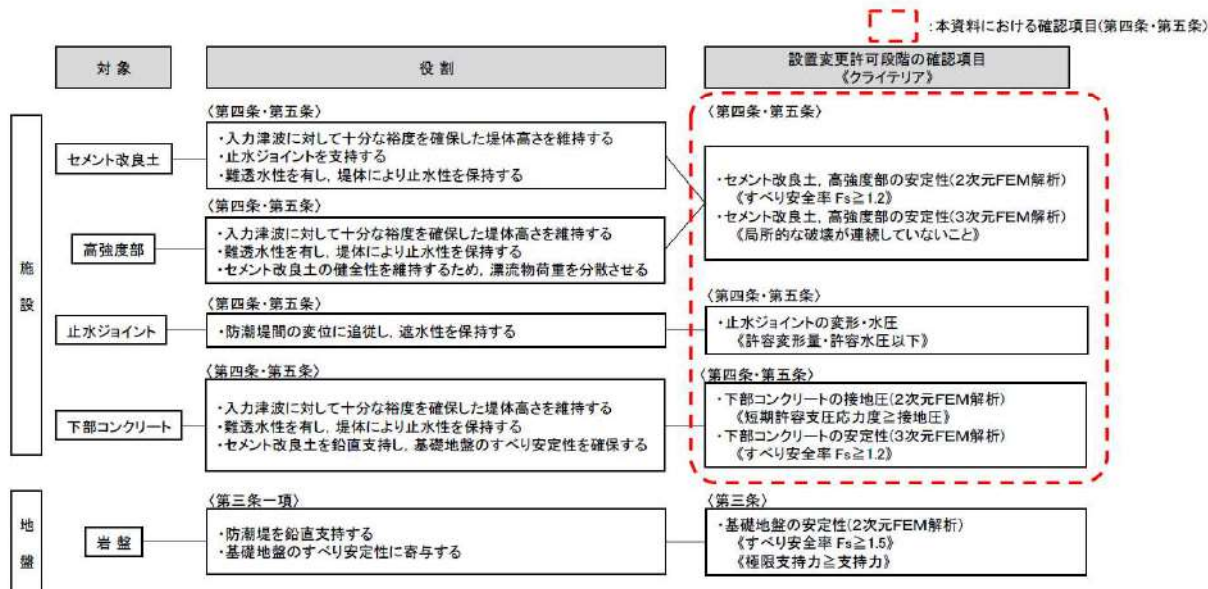
第 7-79 図 定着部材 1 mあたりの引張耐力及びせん断耐力の計算例

8. 設置変更許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

8. 1. 設置変更許可段階における確認項目

8. 1. 1. 設置変更許可段階における確認項目（防潮堤（標準部））

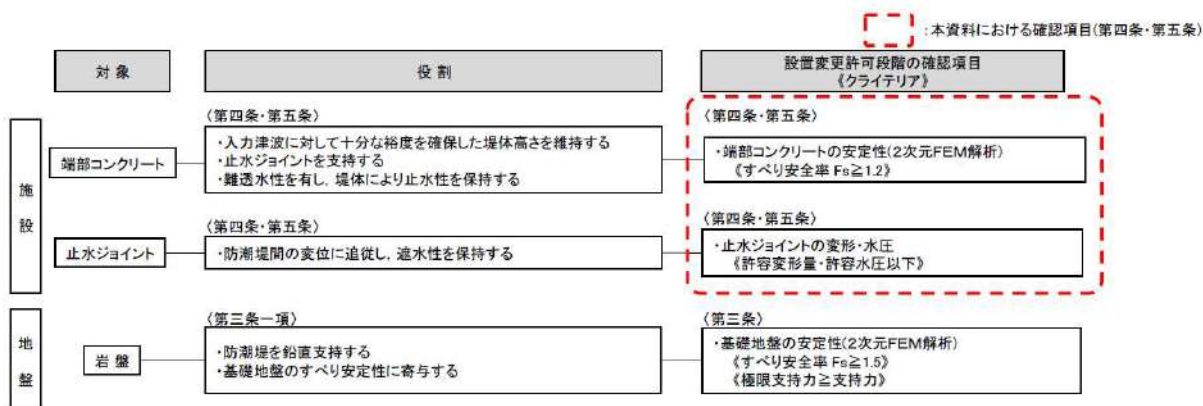
防潮堤（標準部）における設置変更許可変更段階の確認項目を第 8-1 図に示す。



第 8-1 図 設置変更許可段階における確認項目 [防潮堤（標準部）]

8. 1. 2. 設置変更許可段階における確認項目（防潮堤（端部））

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

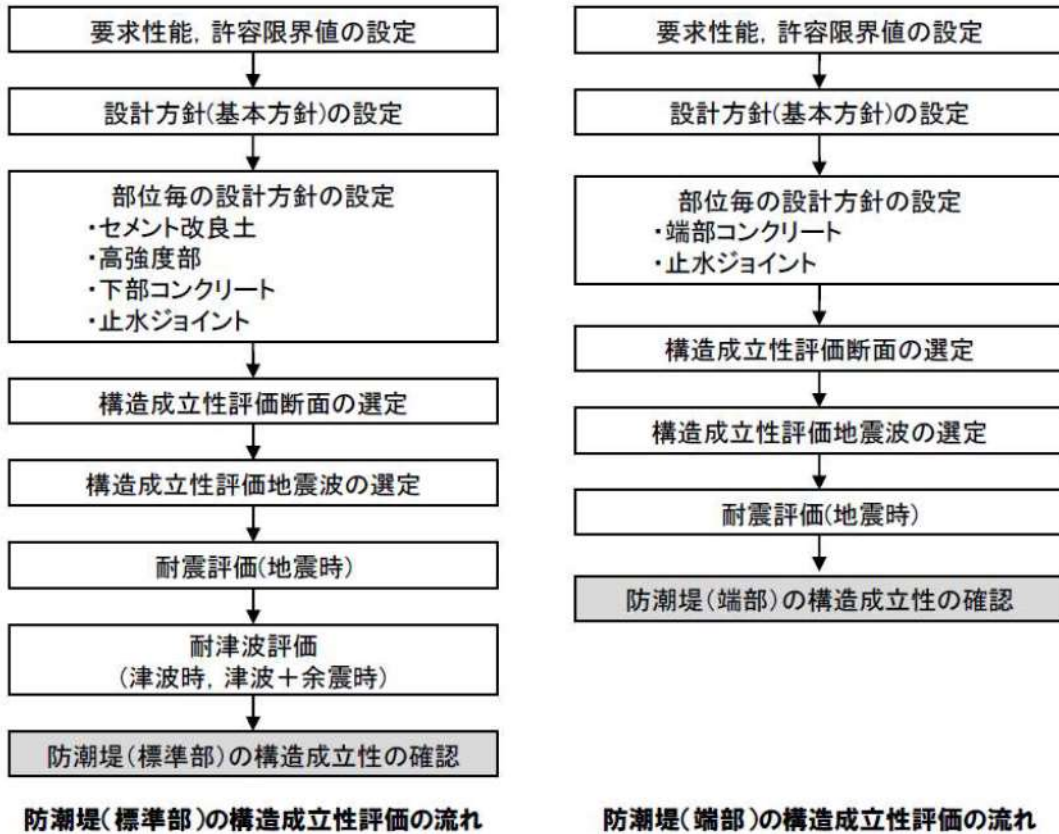


第 8-2 図 設置変更許可段階における確認項目 [防潮堤（端部）]

8. 2. 構造成立性評価の方針

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

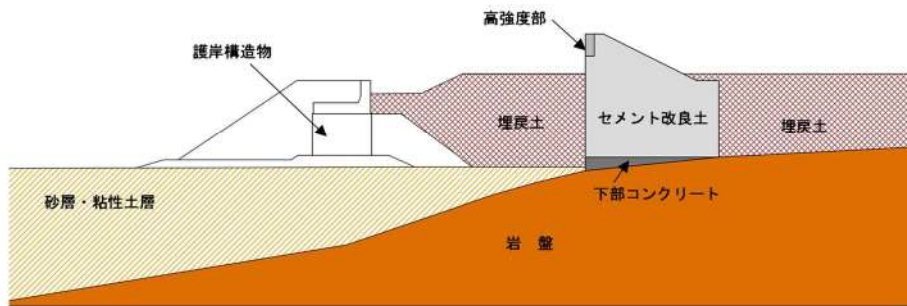
設計及び工事計画認可段階では、設置変更許可段階と同じ解析用物性値を用いた評価を基本とする。セメント改良土の物性値は、材料物性のばらつきによる影響評価として、施工試験で実施予定の第 8-15 表に示す試験方法から得られる値を解析用物性値（強度及び剛性）として用いた評価を行う。なお、セメント改良土は、解析用物性値を確保するように配合設計・品質管理を行うことから、設置変更許可段階における強度及び剛性のばらつきは考慮しない。

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。

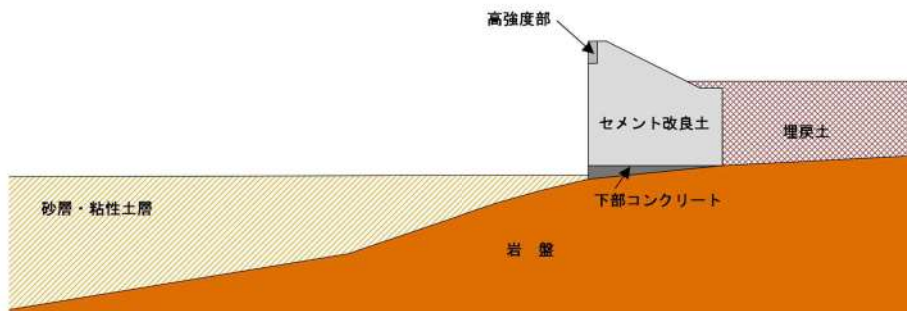
第 8-1 表 設置変更許可段階において提示する内容【評価対象断面】

		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。



防潮堤断面図(前面護岸及び埋戻土がある状態)



防潮堤断面図(前面護岸及び埋戻土がない状態)

第 8-4 図 防潮堤の評価対象断面のイメージ図

第 8-2 表 設置変更許可段階において提示する内容【解析手法】

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

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

※2：「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」で説明する。

第 8-3 表 設置変更許可段階において提示する内容【解析条件】

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

第 8-5 表 設置変更許可段階において提示する内容
【漂流物荷重】

		設置変更許可段階 (設計方針と構造成立性評価) ^{※1}		設計及び工事計画認可段階	本資料の 説明範囲
漂流物 荷重	対象漂流物 (算定式)	直近海域	前面海域	・漂流物評価結果を踏まえて選定する。	○
		4.9t船舶 (FEMA2012)	19.81t船舶 (道路橋示方書)		
	衝突速度	18m/s		・安全側に敷地における最大津波流速を用いる。	
	衝突位置 (標高)	防潮堤天端(T.P. 19.0m)		・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。	
	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 ^{※2}	1,059kN ^{※2}	・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。

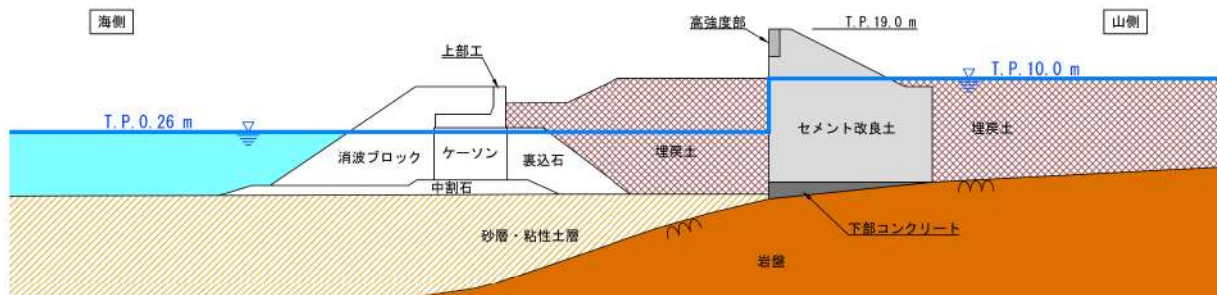
※2：漂流物荷重は、4.9t 船舶を 5t 船舶として、19.81t 船舶を 20t 船舶として算出した。

8. 4. 地下水位の設定方針

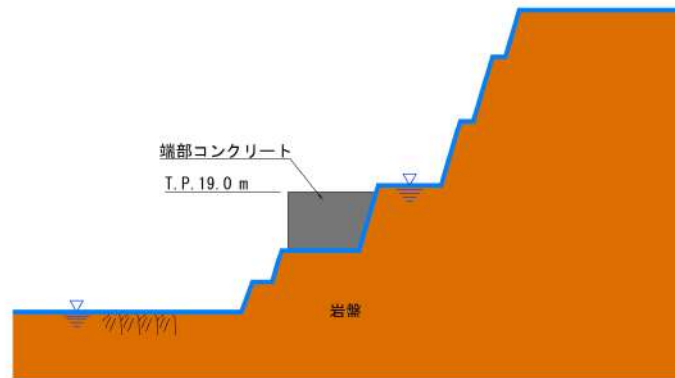
地下水位の設定概要を第 8-6 表及び第 8-5 図に示す。防潮堤（標準部）の地下水位は、防潮堤前面はT.P. 0.26mとし、防潮堤前面より陸側の地下水位設定は保守的に地表面とする。一方、防潮堤（端部）は海側、陸側どちらも地表面とする。

第 8-6 表 地下水位の設定方針（設置変更許可段階）

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



防潮堤（標準部）



防潮堤（端部）

第 8-5 図 地下水位設定の概要

8. 5. 解析用物性値

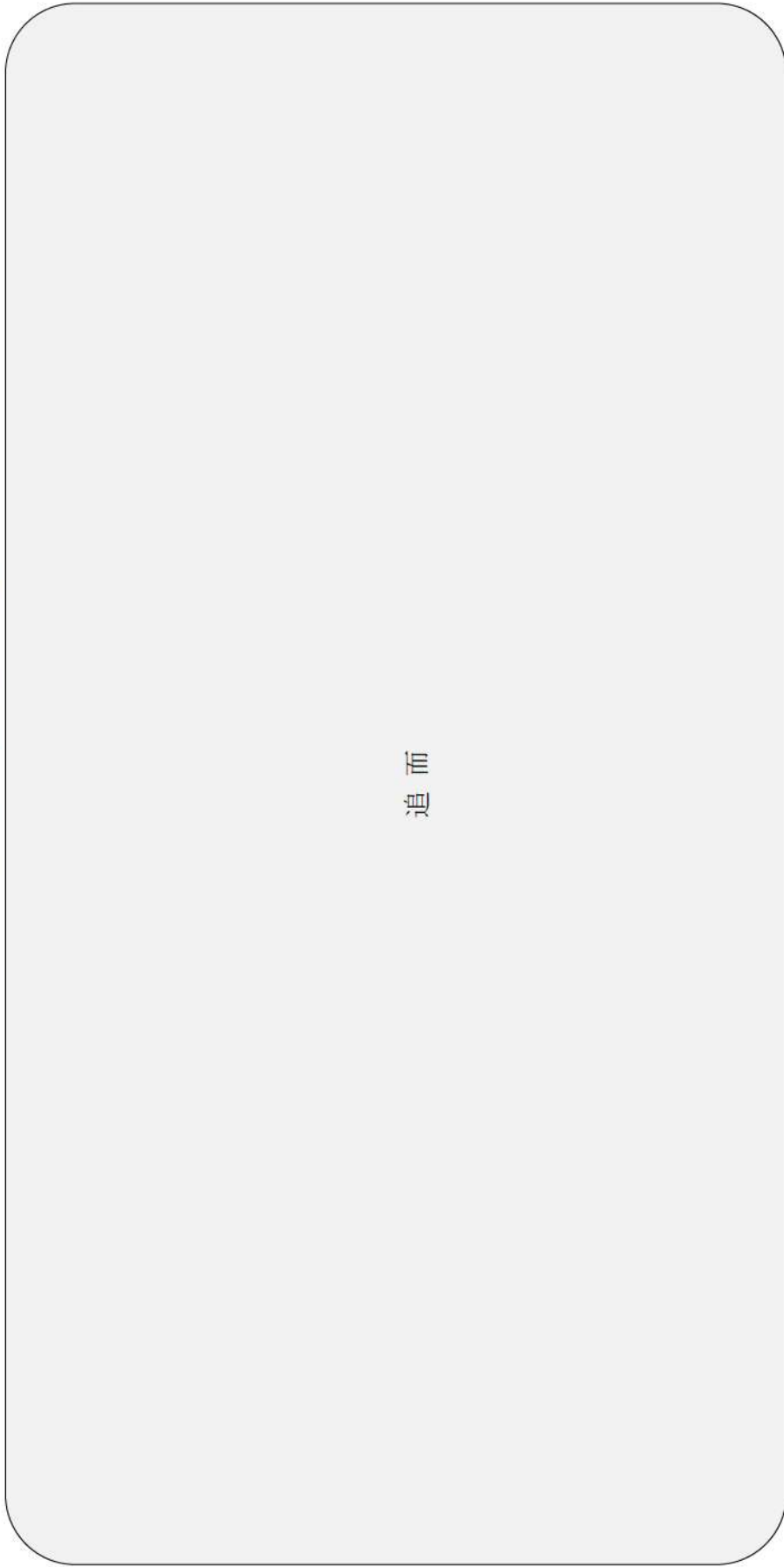
8. 5. 1. 解析用物性値 (地盤)

第 8-7 表 解析用物性値 (地盤)

追 而

8. 5. 2. 解析用物性値 (構造物)

第 8-8 表 解析用物性値 (構造物)



追 而

8. 5. 3. 解析用物性値の準拠基準

第 8-9 表 解析用物性値の準拠基準

追 而

8. 5. 4. 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 8-10 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 8-10 表に示すセメント及び水等を生コンクリート製造設備と同様の設備で混合してセメント改良土を製造する。

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

今後、設計及び工事計画認可段階で品質管理方針を示した上で、所定の物性値が確保されていることを施工時の品質管理で確認する。

第 8-10 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. 5. 解析用物性値（セメント改良土）の設定根拠

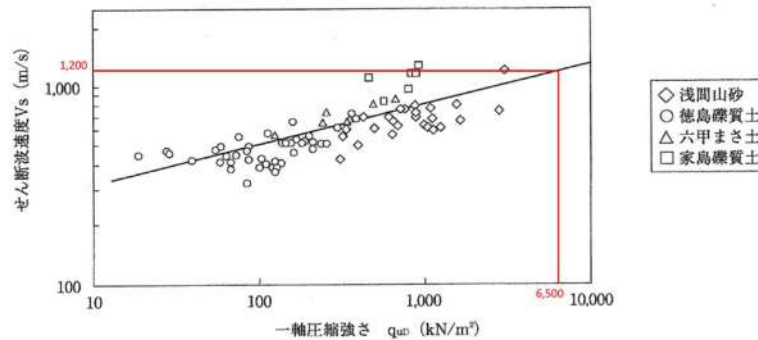
セメント改良土の解析用物性値は、防潮堤の構造成立性に必要な一軸圧縮強度を設定し、その他の物性値は設定した一軸圧縮強度から既往文献等に基づき設定する。セメント改良土の解析物性値及び設定根拠を第 8-11 表に示す。

第 8-11 表 セメント改良土の解析用物性値及び設定根拠

	物理特性			強度特性						変形特性					
	密度 ρ (g/cm ³)	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	一軸圧縮強度 q_u (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	健全		残留		静的特性		動的特性			
						せん断強度 τ_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 (°)	静弾性係数 E_s (10 ³ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_0 (10 ³ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h (%)	
物性値	2.10	1.200	2.400	6.50	0.65	1.30	26.0	0	37.0	8.0	0.33	3.0	0.33	3	
設定根拠	根拠	母材となる 3号B・C級の平均値	下記文献の V_p - q_u グラフから設定	$\nu_s = \frac{[(V_p/V_s)^2 - 2]}{[2(V_p/V_s)^2 - 1]}$	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 = 0	下記文献の地盤改良体の下限値相当	$E_s = \frac{2(1+\nu_s)}{3} G_0$	下記文献の処理土の一般値	$G_0 = \rho V_s^2$	静ポアソン比と同値	下記文献より岩盤相当
	出典	既工既資料「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版)」。沿岸技術研究センター。令和元年	「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版)」。沿岸技術研究センター。令和元年	一般式	任意設定	「建築基礎のための地盤改良設計指針案」。日本建築学会。2006年。では $q_u/5$ であるが、保守的に $q_u/10$ と設定	「乾式キャストを用いる使用済燃料中間貯蔵建物の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009」。日本電気協会。2009年	「建築基礎のための地盤改良設計指針案」。日本建築学会。2006年	一般式	「事前混合処理工法技術マニュアル(改訂版)」。沿岸技術研究センター。令和元年	一般式	—	「設計用地盤定数の決め方—岩盤編—」。地盤工学会。2007年	「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」。土木学会。2018年	

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

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



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

第 8-6 図 一軸圧縮強度と S 波速度の関係

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

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

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

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

「港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 2007年」より引用

第 8-7 図 ポアソン比と弾性波速度の関係

セメント改良土のせん断強度は、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009, 日本電気協会, 平成 21 年」に基づき、一軸圧縮強度の 1/5 倍とする。「建築基礎のための地盤改良設計指針案, 日本建築学会, 2006 年」によると、引張強度は一軸圧縮強度の 1/5 程度であることが示されているが、保守的に一軸圧縮強度の 1/10 とする。

(2) Ss地震時荷重に対する検討で用いる強度

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

a. 圧縮強度

Ss地震時荷重に対する検討で用いる改良体の圧縮強度は次のように設定する。

$${}_{ss}f_{sc} = X_{sc} \dots\dots\dots (2.1.2-6)$$

ここで、

${}_{ss}f_{sc}$: 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。

$${}_{ss}f_{ss} = \frac{1}{5} {}_{ss}f_{sc} = \frac{1}{5} X_{sc} \dots\dots\dots (2.1.2-7)$$

ここで、

${}_{ss}f_{ss}$: Ss地震時荷重に対する検討で用いる改良体のせん断強度

「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009, 日本電気協会, 平成21年」より引用・加筆

第 8-8 図 一軸圧縮強度とせん断強度の関係

i. 引張強さ

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

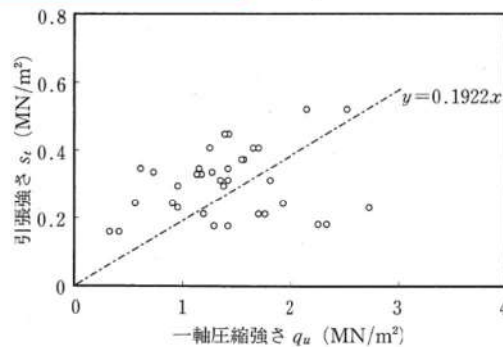


図4.2.18 割裂引張試験による引張強さ^{4.2.18)}

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

第 8-9 図 一軸圧縮強度と引張強度の関係

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

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

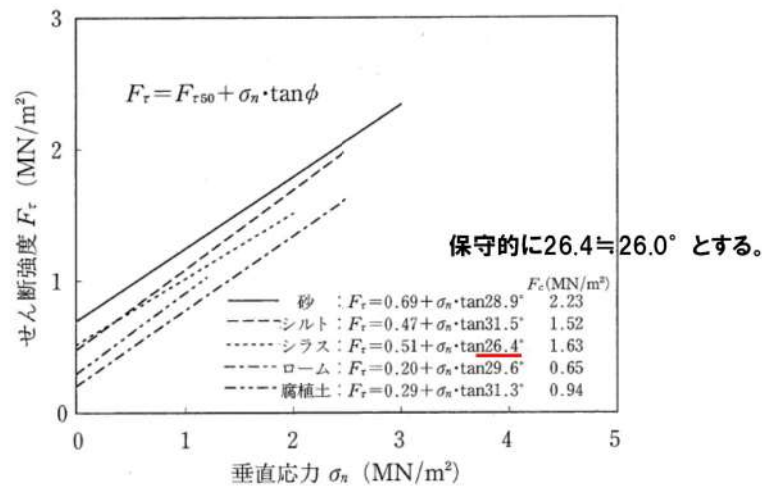


図4.2.14 土質別せん断強さの線の例^{4.2.18)}

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

第 8-10 図 土質別の改良体のせん断強度

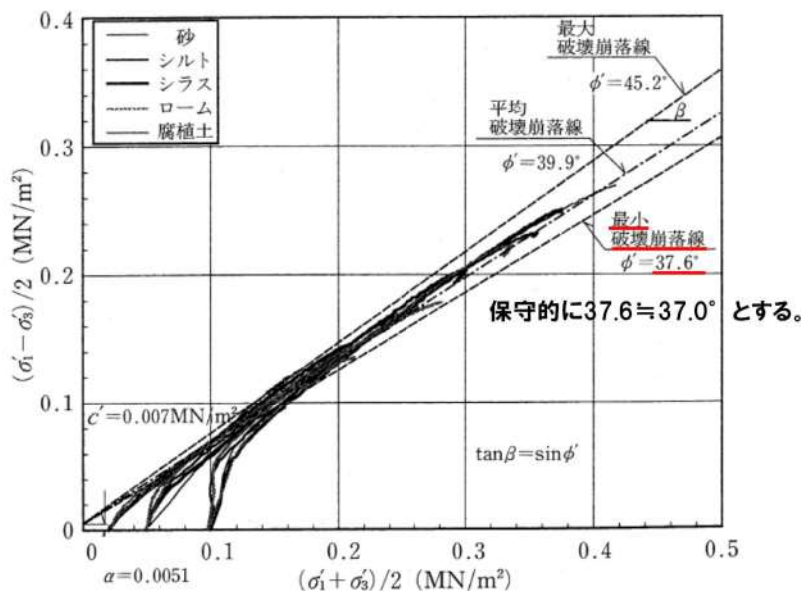


図4.2.17 細粒化した改良体の応力経路図^{4.2.18)}

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

第 8-11 図 細粒化した改良体の強度（残留強度）

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

減衰定数は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術(技術資料), 土木学会, 2009年」に基づき, 岩盤相当とする。

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

**「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術
(技術資料), 土木学会, 2009年」より引用・加筆**

第 8-12 図 減衰定数

8. 5. 6. 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

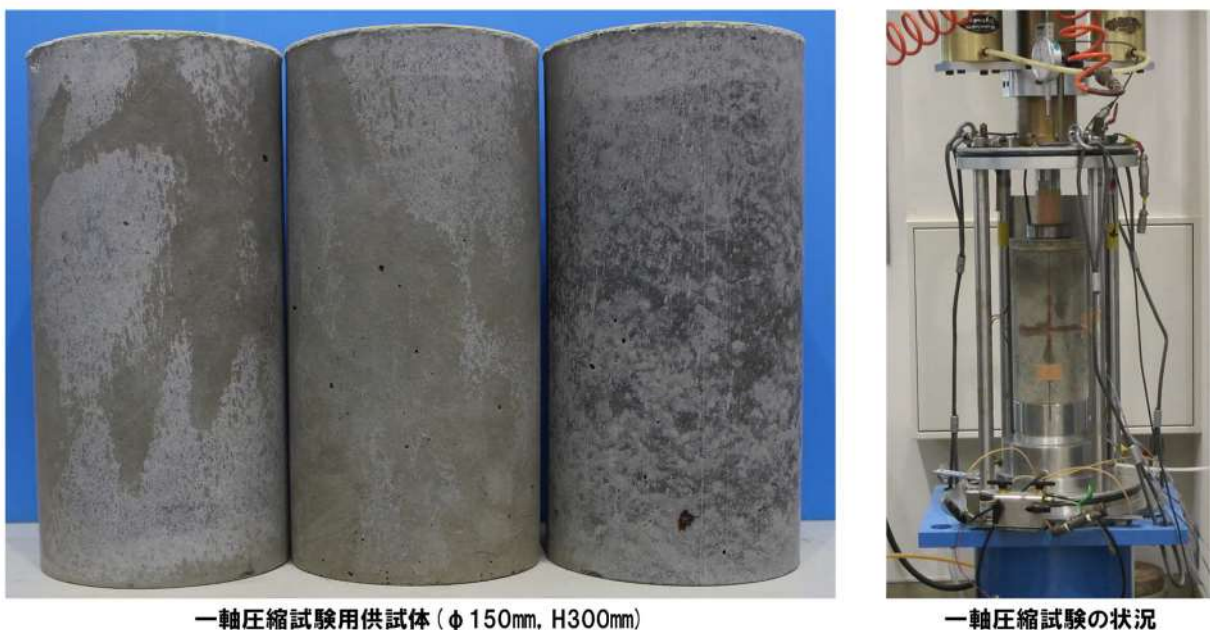
セメント改良土は、セメント、骨材、水等から構築され、一軸圧縮強度、S波速度及び静弾性係数が大きく、コンクリートと似た性質をもつ。これより、セメント改良土の物性値は、コンクリートと同様に線形物性として設定し、品質管理は、一軸圧縮強度を基本とする方針である。セメント改良土を線形物性として設定することによる構造成立性評価への影響を以下に示す。

- ・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。

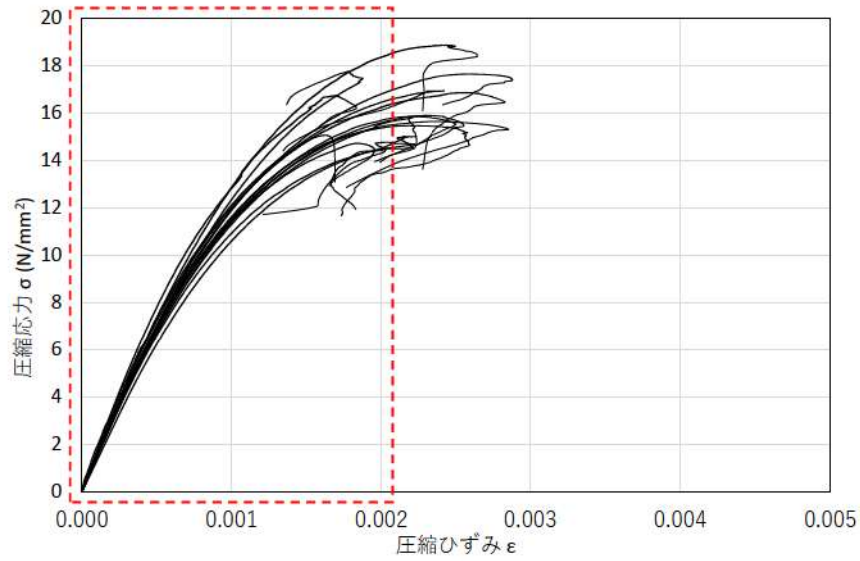
(2) 解析用物性値（セメント改良土）を線形物性にする根拠

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。

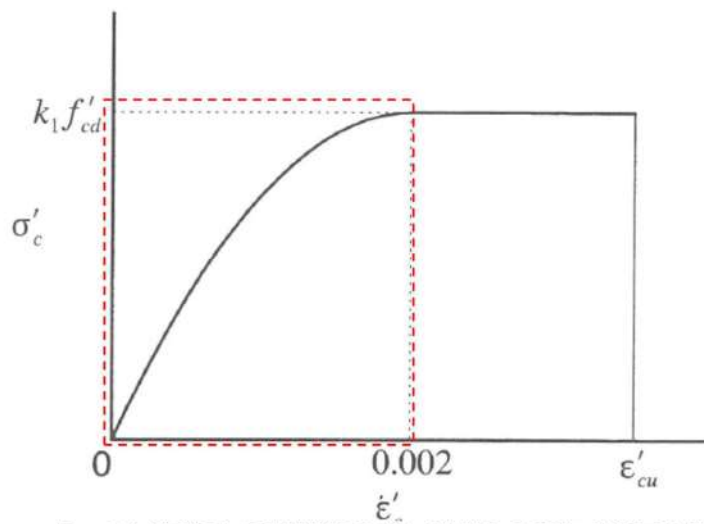
セメント改良土の一軸圧縮試験結果より、軸ひずみがおおむね 0.002 程度でピーク強度であり、この傾向はコンクリートと同じである。また、セメント改良土のピーク強度の軸ひずみ及びピーク強度に至る応力-ひずみ曲線も、一般的なコンクリートと同様の傾向を示している。これより、セメント改良土は線形物性として設定する。



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 8-12 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 8-12 表 C級岩盤及び先行炉のセメント改良土の物性値との比較

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

※1：C級岩盤は、岩種ごとに平均値が整理されている。

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

※3：静弾性係数からの換算値である。

8. 5. 7. 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 8-13 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 8-13 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 $F_q = \max(F_c, F_d)$</p> <p>1.64σ (コア91日強度)</p> <p>5%</p> <p>「建築工事標準仕様書・同解説 [JASS5 鉄筋コンクリート工事 2018]，日本建築学会，2018 年」より引用</p>	<p>品質基準強度 $F_q = \max(F_c, F_d)$</p> <p>1.64σ (コア91日強度)</p> <p>5%</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	1.645σ	1.64σ (コア91日強度)	1.3σ
変動係数	25%	24% ($\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$)	25%※
設計値 (解析用物性値)	6.5N/mm ²	6.5N/mm ²	6.5N/mm ²
配合強度	11.1N/mm ²	10.6N/mm ²	9.6N/mm ²

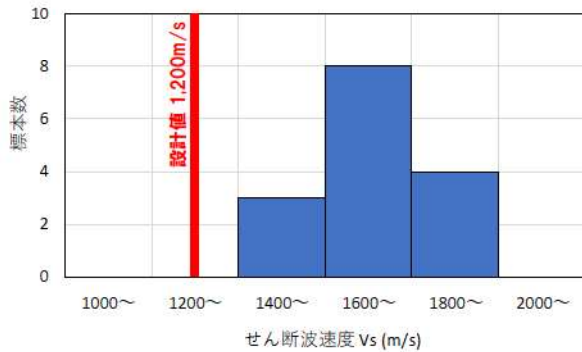
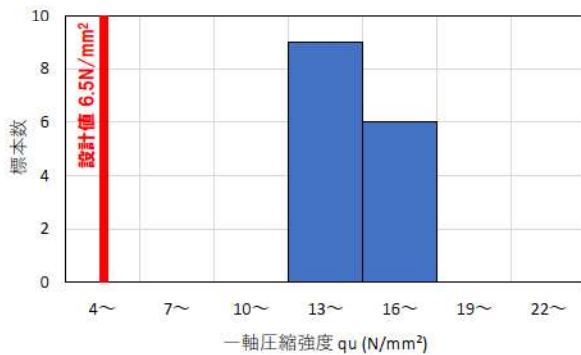
※：変動係数は，既設防潮堤のセメント改良土の変動係数が概ね 25%であったことを踏まえ，25%とした。

8. 5. 8. セメント改良土の室内配合試験

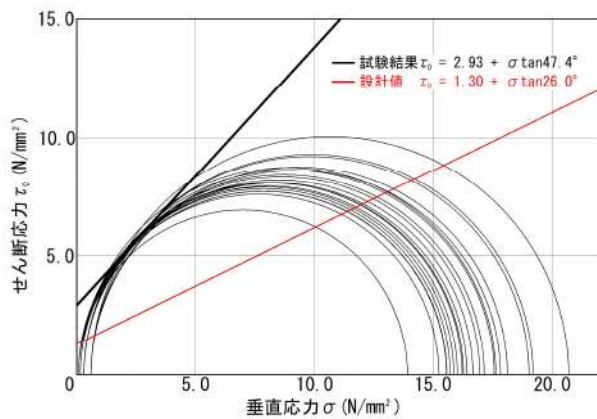
セメント改良土の解析用物性値に関する室内配合試験（一軸圧縮強度，せん断波速度及び岩石の非圧縮非排水三軸圧縮試験）の結果を第 8-14 表，第 8-16 図及び第 8-17 図に示す。

第 8-14 表 室内配合試験結果

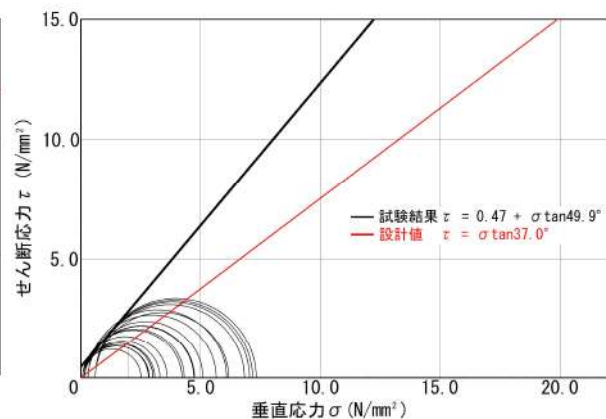
項目	設計値	試験結果 (平均値)	試験結果	試験数	試験方法	
一軸圧縮強度 q_u (N/mm ²)	6.5	16.2	14.7~18.9	3供試体/1試験×5試験	JIS A 1216 土の一軸圧縮試験方法	
せん断波速度 V_s (m/s)	1,200	1,700	1,400~1,880	3供試体/1試験×5試験	JGS 2110 パルス透過法による岩石の 超音波速度測定方法	
健全強度	せん断強度 τ_u (N/mm ²)	1.3	2.93	—	4供試体/1試験×5試験	JGS 2531 岩石の非圧密非排水 三軸圧縮試験方法
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.0	47.4			
残留強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



第 8-16 図 セメント改良土の一軸圧縮強度およびせん断波速度



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 8-15 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 8-15 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 8-15 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_d ($10^3\text{N}/\text{mm}^2$)	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		$G_d = \rho V_s^2$	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 8-16 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 8-16 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 8-16 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 8-15 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. 4. 防潮堤（標準部）の構造成立性検討
- 9. 4. 2. 防潮堤（標準部）の構造成立性検討結果
- （4）止水ジョイント

(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 9-1 表、照査結果を第 9-2 表に示す。第 9-2 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ても構造成立性が確保されることを確認した。

第 9-1 表 アンカーボルトの作用荷重 (埋め込み長さ 200 mm)

評価部位	検討ケース	作用荷重 (kN) ※1				照査に用いる荷重			
		F_x	F_y	F_z	せん断力 f_x — ※2	引張力 f_z — ※2	$F_x + f_x$ — ※2	$F_z + f_z$	$0.5F_y$
アンカーボルト	地震時		8.2	2.4				2.4	4.1
	津波時	0.3	10.3	全圧縮	0.0	29.8	0.3	29.8	5.2
	重畳時		7.9	0.6	0.0	29.8	0.0	30.4	4.0

※1：作用荷重はアンカーボルト 1 組あたりの荷重に換算した。

※2：地震時はゴムジョイントに張力が生じないため、アンカーボルトに x 方向の力は生じない。

第 9-2 表 アンカーボルトの照査結果 (埋め込み長さ 200 mm)

評価部位	検討ケース	アンカーボルトの方向	引張方向の照査 引張許容力：56.4kN/本		組合せの照査※1 引張許容力：56.4kN/本・ 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
			引張力 (x 方向, z 方向)	引張方向 照査値①	せん断力 (x 方向)	せん断方向 照査値②	組合せの 照査値※2	せん断力 の合力※3	照査値	
アンカーボルト	地震時	縦方向	2.4	0.03	4.1	0.16	0.03	4.1	0.16	OK
		横方向	—	—	4.1	0.16	0.03	4.3	0.17	OK
	津波時	縦方向	29.8	0.36	5.2	0.20	0.17	5.2	0.20	OK
		横方向	0.3	0.01	5.2	0.20	0.05	14.5	0.55	OK
	重畳時	縦方向	30.4	0.37	4.0	0.15	0.16	16.6	0.15	OK
		横方向	0.0	0.00	4.0	0.15	0.03	14.4	0.54	OK

※1：アンカーボルトの引張方向に作用する x 方向, z 方向の荷重と同時にせん断方向に作用した y 方向の荷重を考慮して、組合せの照査を実施する。

※2：組み合わせの照査は、「各種合成構造設計指針」を参考に、(引張方向の照査値①)²+ (せん断方向の照査値②)²が 1.0 を下回ることを確認する。

※3：アンカーボルトのせん断方向に作用する x 方向, z 方向の荷重と同時にせん断方向に作用した y 方向の合力を用いて、せん断方向の照査を実施する。

参考として埋め込み長さ 155 mm のアンカーボルトの作用荷重を第 9-3 表、照査結果を第 9-4 表に示す。第 9-4 表から定着部材を固定するアンカーボルトは、埋め込み長さを 155 mm かつ作用する荷重の分担比率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 9-3 表 アンカーボルトの作用荷重 (埋め込み長さ 155 mm)

評価部位	検討ケース	作用荷重 (kN) ※1				照査に用いる荷重			
		F_x	F_y	F_z	$F_x + F_y$	$F_x + f_x$	$F_y + f_y$	$F_z + f_z$	$0.5F_v$
アンカーボルト	地震時	0.2	6.2	1.8	—※2	—※2	—※2	1.8	3.1
	津波時	0.2	7.8	全圧縮	0.0	0.2	22.7	22.7	3.9
	重畳時	0.2	6.0	0.4	0.0	0.0	22.7	23.1	3.0

※1：作用荷重はアンカーボルト1組あたりの荷重に換算した。

※2：地震時はゴムジョイントに張力が生じないため、アンカーボルトに x 方向の力は生じない。

第 9-4 表 アンカーボルトの照査結果 (埋め込み長さ 155 mm)

評価部位	検討ケース	アンカーボルトの方向	引張方向の照査 引張許容力※1：83.0kN/本		組合せの照査※2 引張許容力：56.4kN/本・ 許容せん断力：26.8kN/本		せん断方向の照査 許容せん断力※3：26.8kN/本		判定 1.0 以下	
			引張力 (x 方向, z 方向)	引張方向 照査値①	せん断力 (x 方向)	せん断方向 照査値②	組合せの 照査値※4	せん断力 の合力※5		照査値
アンカーボルト	地震時	縦方向	1.8	0.04	3.1	0.12	0.02	3.1	0.12	OK
		横方向	—	—	3.1	0.12	0.02	3.3	0.13	OK
	津波時	縦方向	22.7	0.41	3.9	0.15	0.20	4.0	0.15	OK
		横方向	0.2	0.01	3.9	0.15	0.03	11.1	0.42	OK
	重畳時	縦方向	23.1	0.41	3.0	0.12	0.19	3.0	0.12	OK
		横方向	0.0	0.00	3.0	0.12	0.02	11.0	0.42	OK

※1：許容引張力は、破壊形式がコーン状破壊の耐力算定式で求められる。

※2：アンカーボルトの引張方向に作用する x 方向, z 方向の荷重と同時にせん断方向に作用した y 方向の荷重を考慮して、組合せの照査を実施する。

※3：許容せん断力は、破壊形式が支圧破壊の耐力算定式で求められる。

※4：組み合わせの照査は、「各種合成構造設計指針」を参考に、(引張方向の照査値①) + (せん断方向の照査値②) が 1.0 を下回ることを確認する。

※5：アンカーボルトのせん断方向に作用する x 方向, z 方向の荷重と同時にせん断方向に作用した y 方向の合力を用いて、せん断方向の照査を実施する。

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。

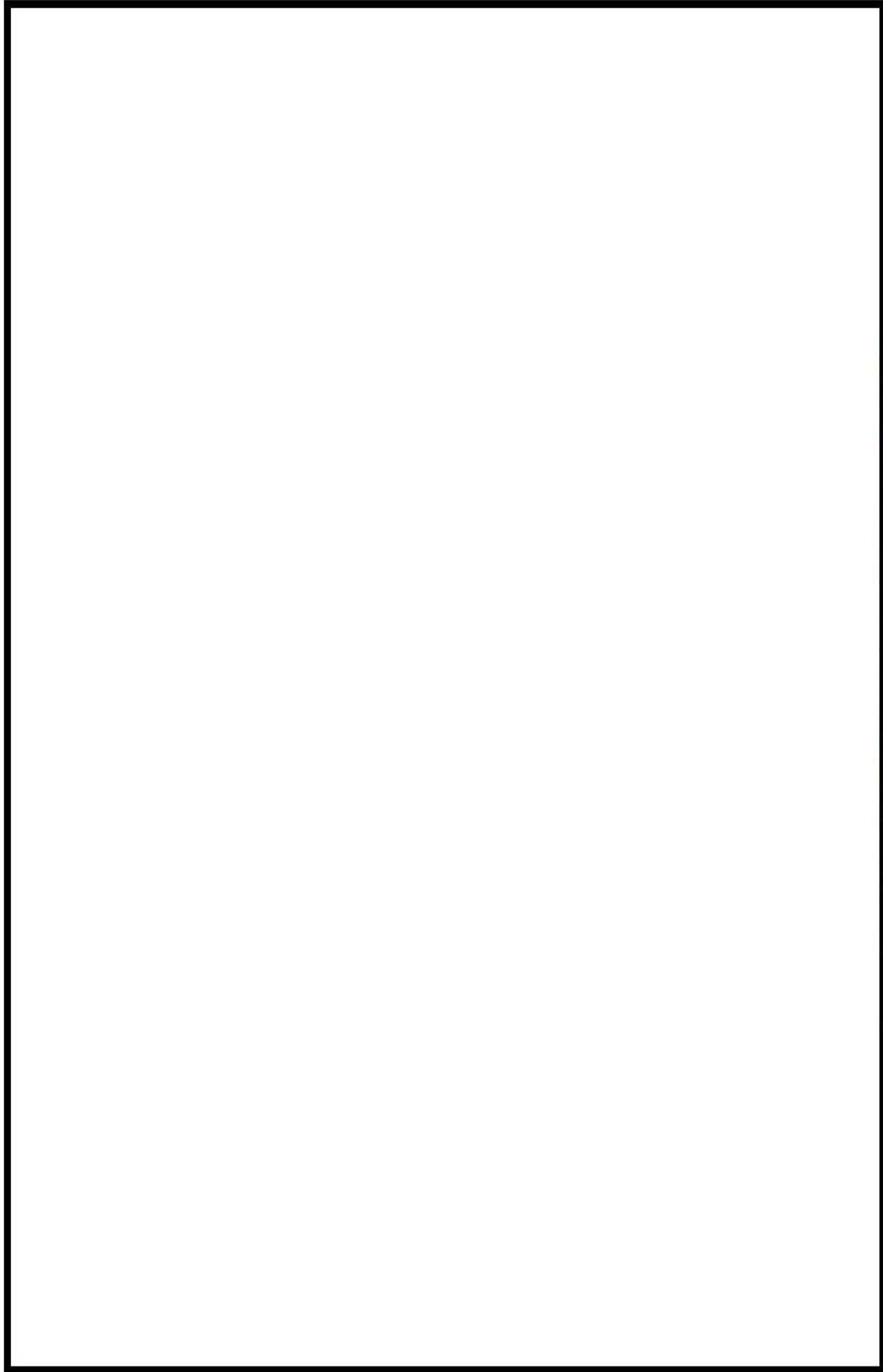
「施工品質向上に関わる要因」については、「施工スペース確保」を検討した。

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保する。
【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。

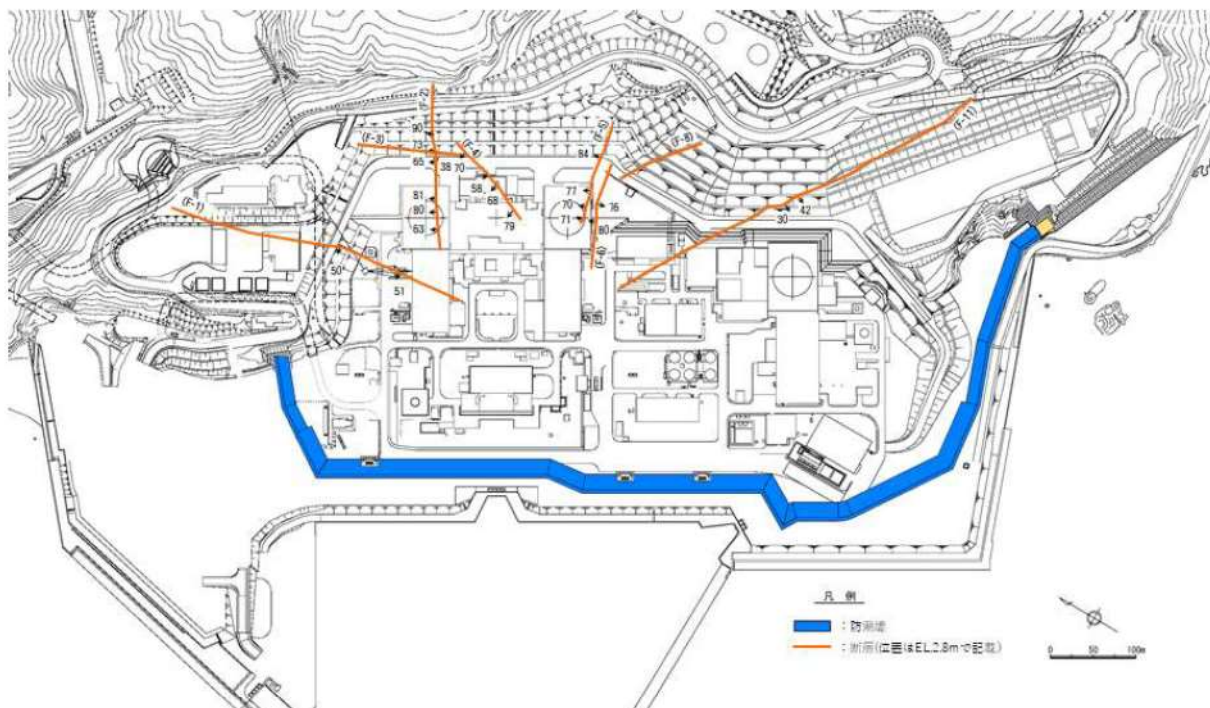


第 1-1 図 津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の位置図

□ 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

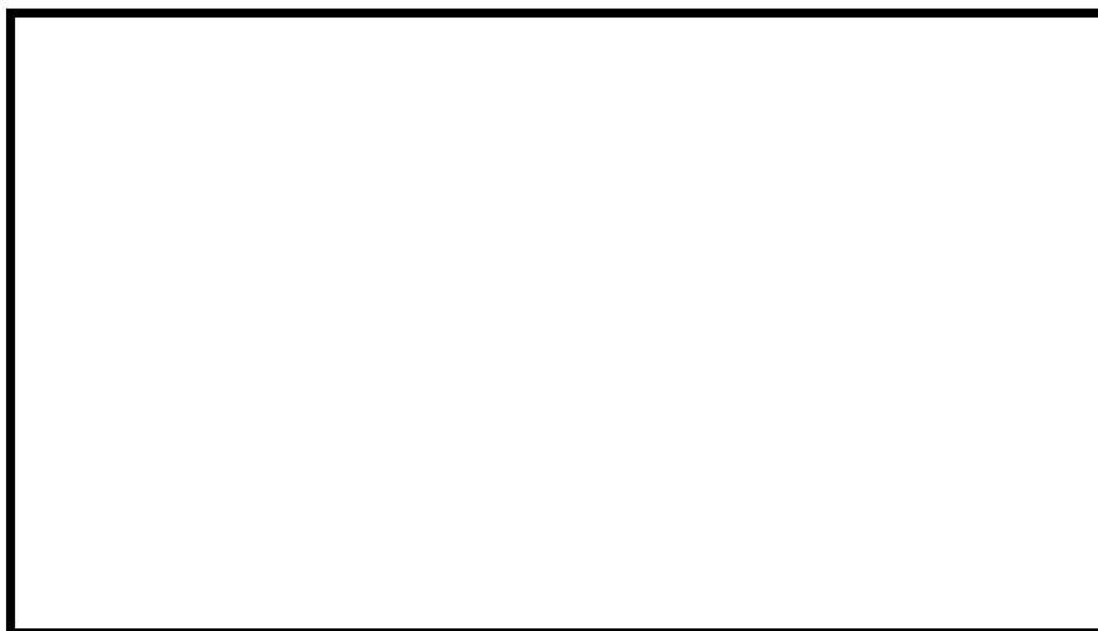
敷地に認められる断層の位置図を第 1-2 図に示す。敷地に認められる11条の断層は、耐震設計上考慮するものではなく、また、防潮堤の設置位置に出現しない。



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

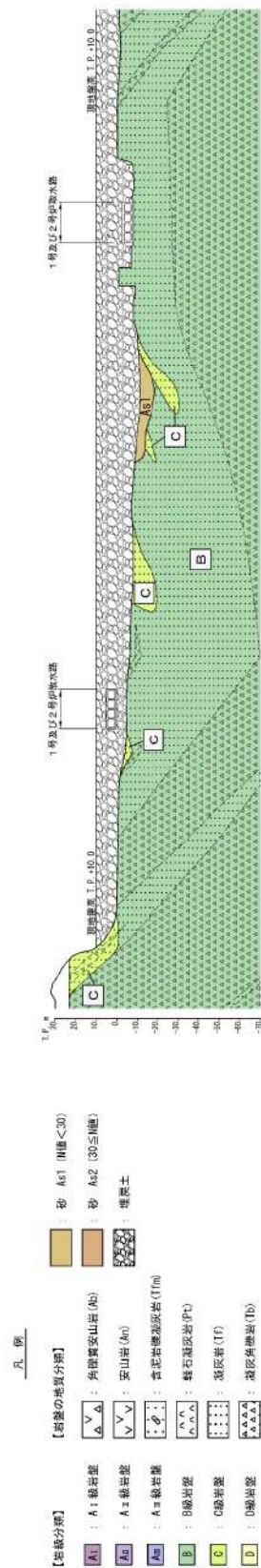
防潮堤平面線形決定理由は、第1-3図～第1-14図のとおりである。



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。

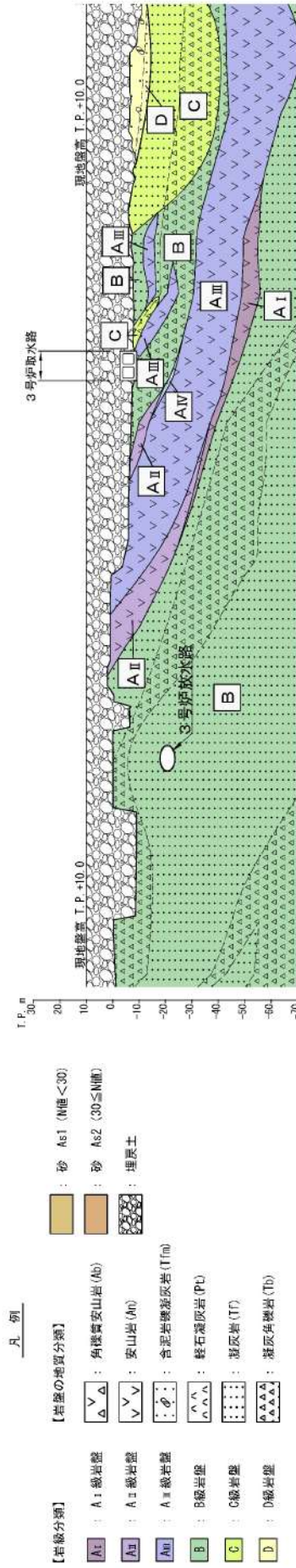
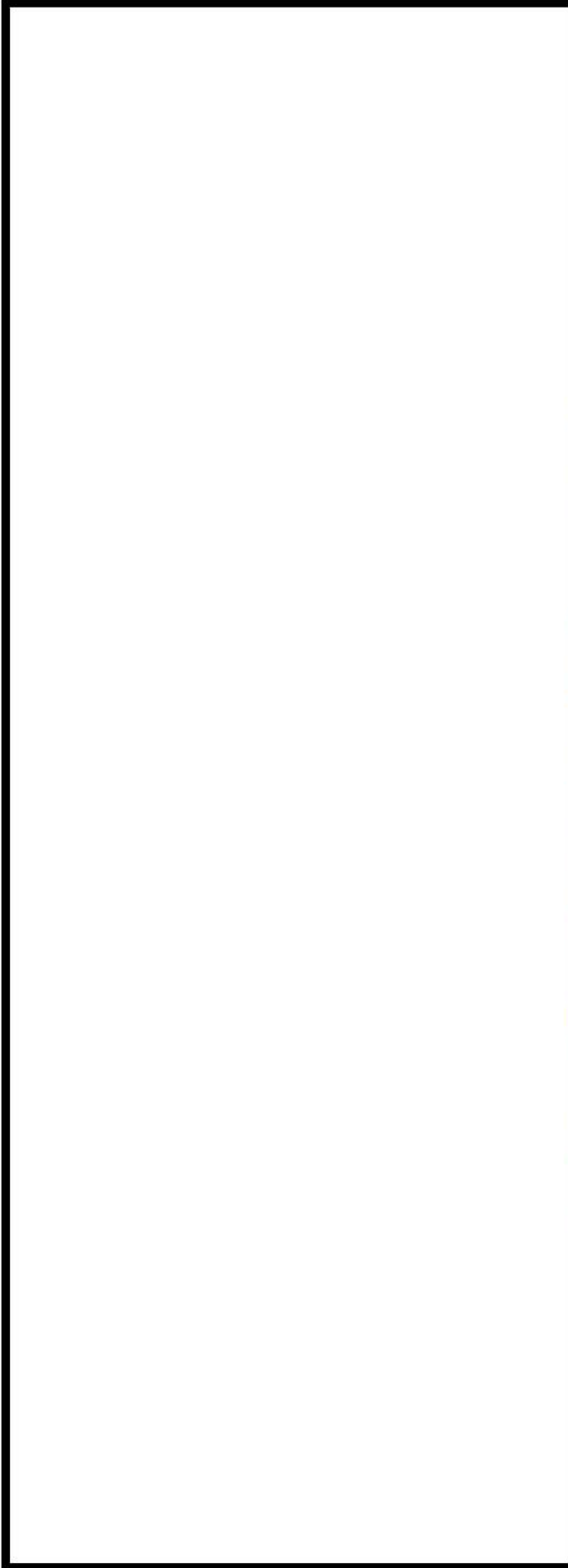
第 1-4 図 ①区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置



第 1-5 図 ①区間の地質縦断面図

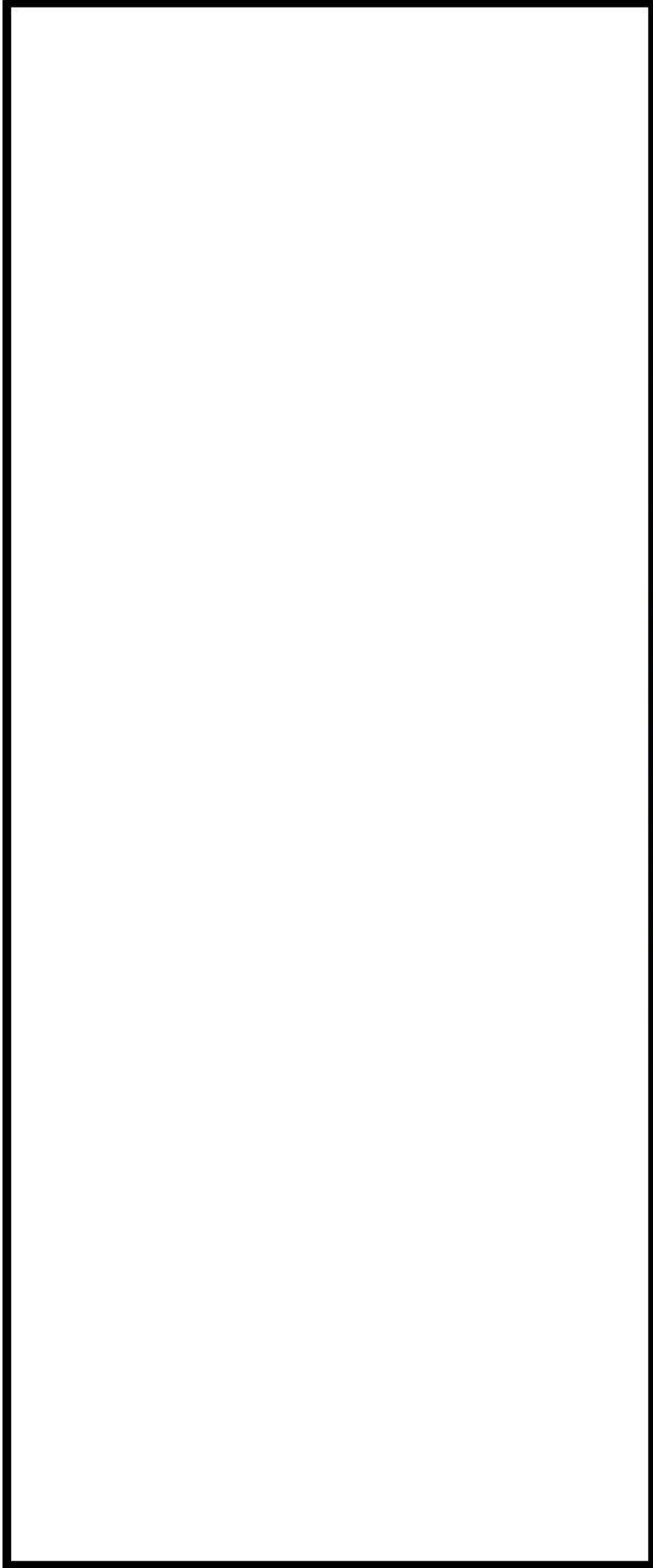
枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

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

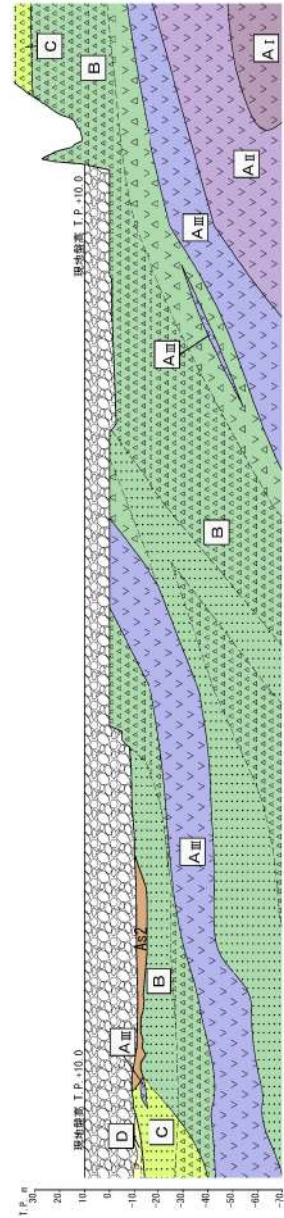


第 1-7 図 ②区間の地質縦断面図

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。

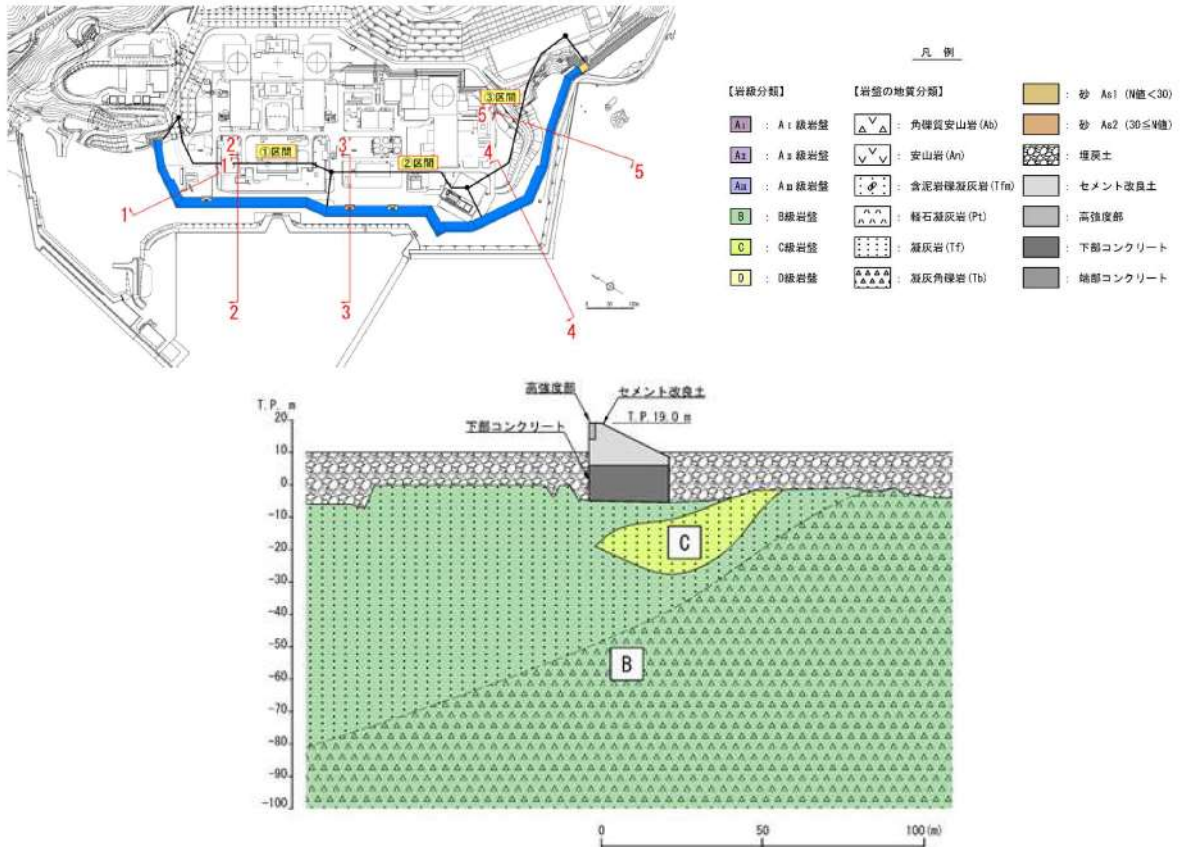


第 1-8 図 ③区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置

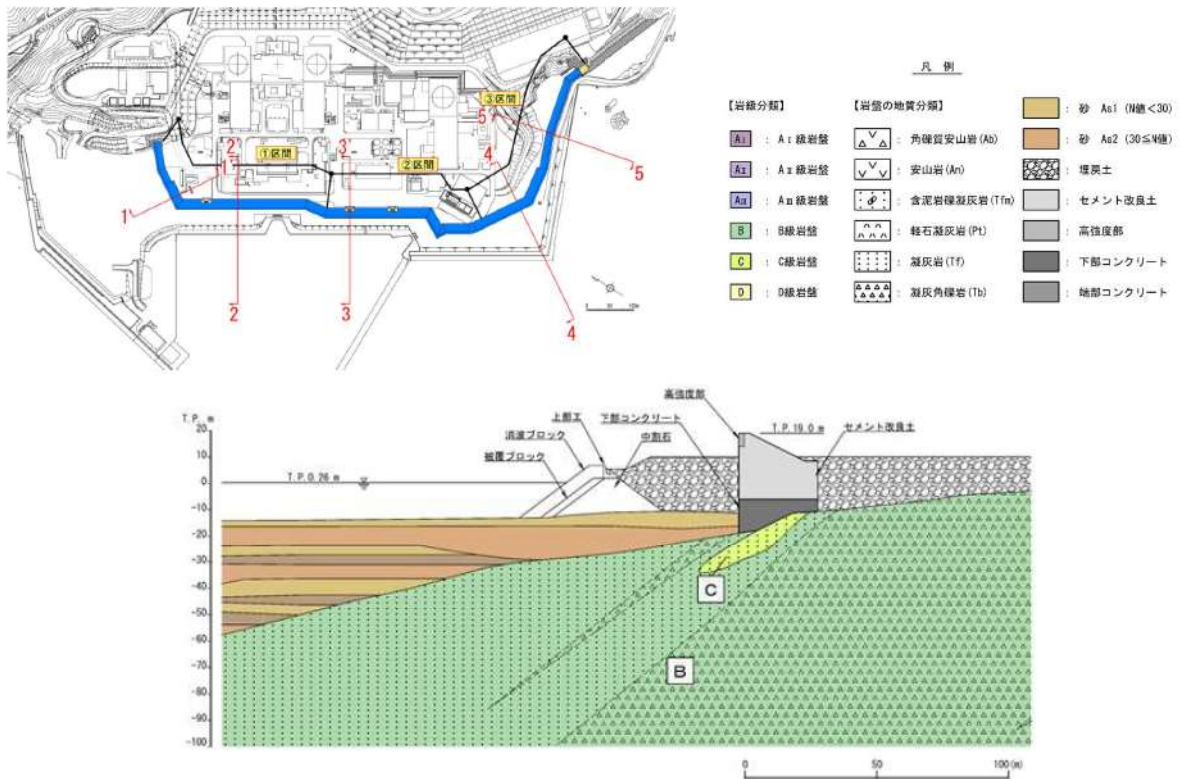


第 1-9 図 ③区間の地質縦断面図

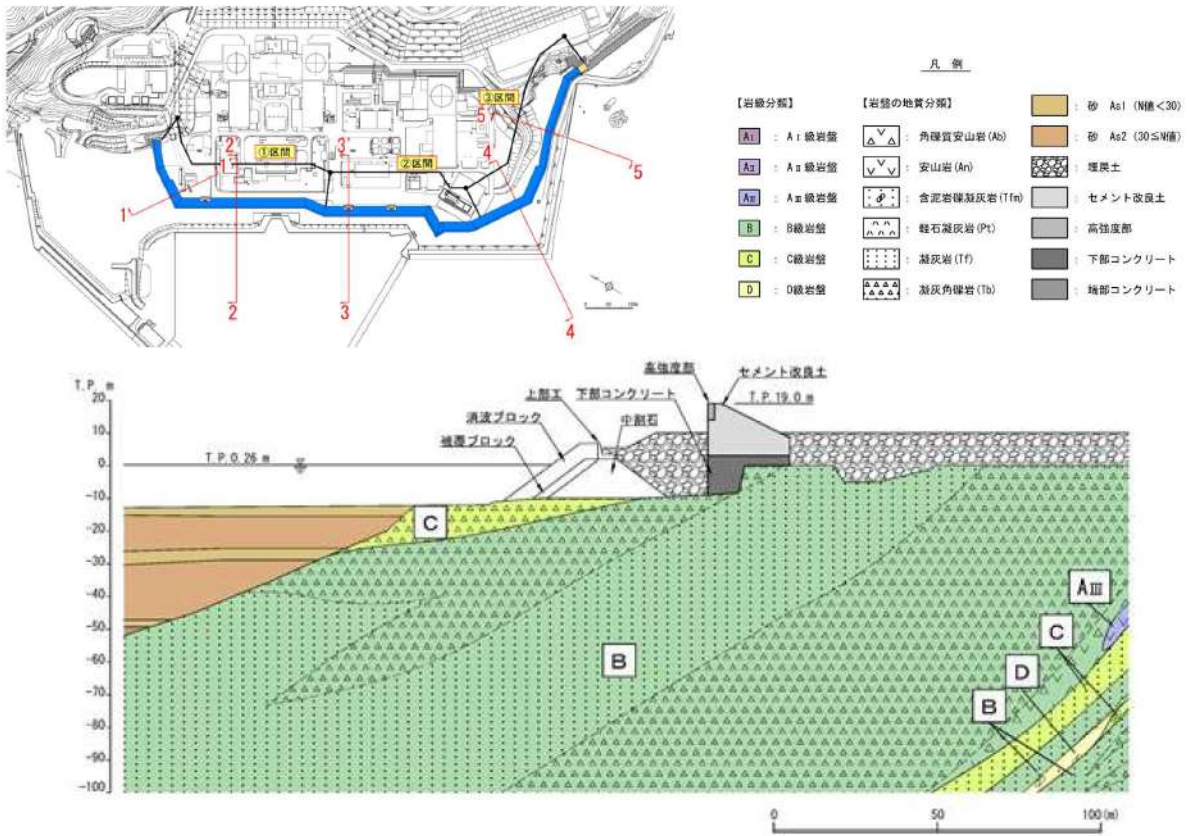
枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



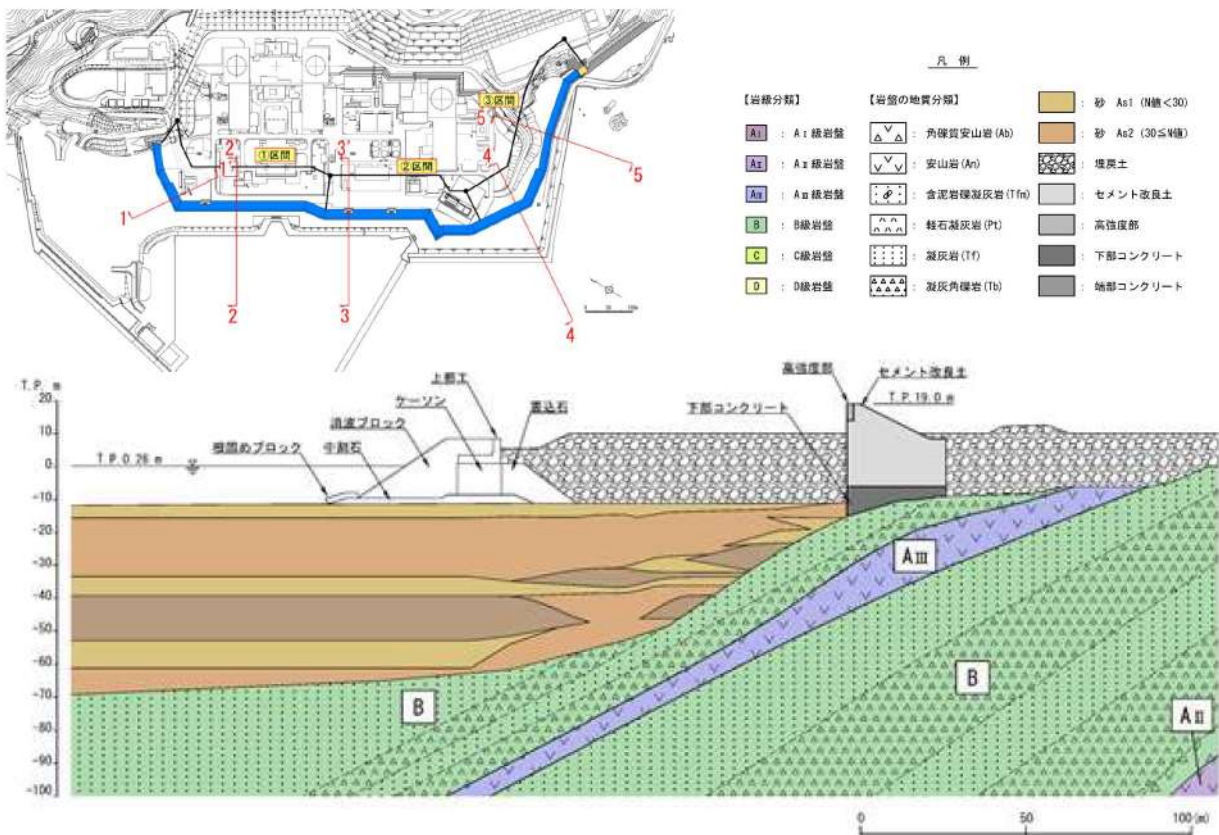
第 1-10 図 地質縦断図 (1-1')



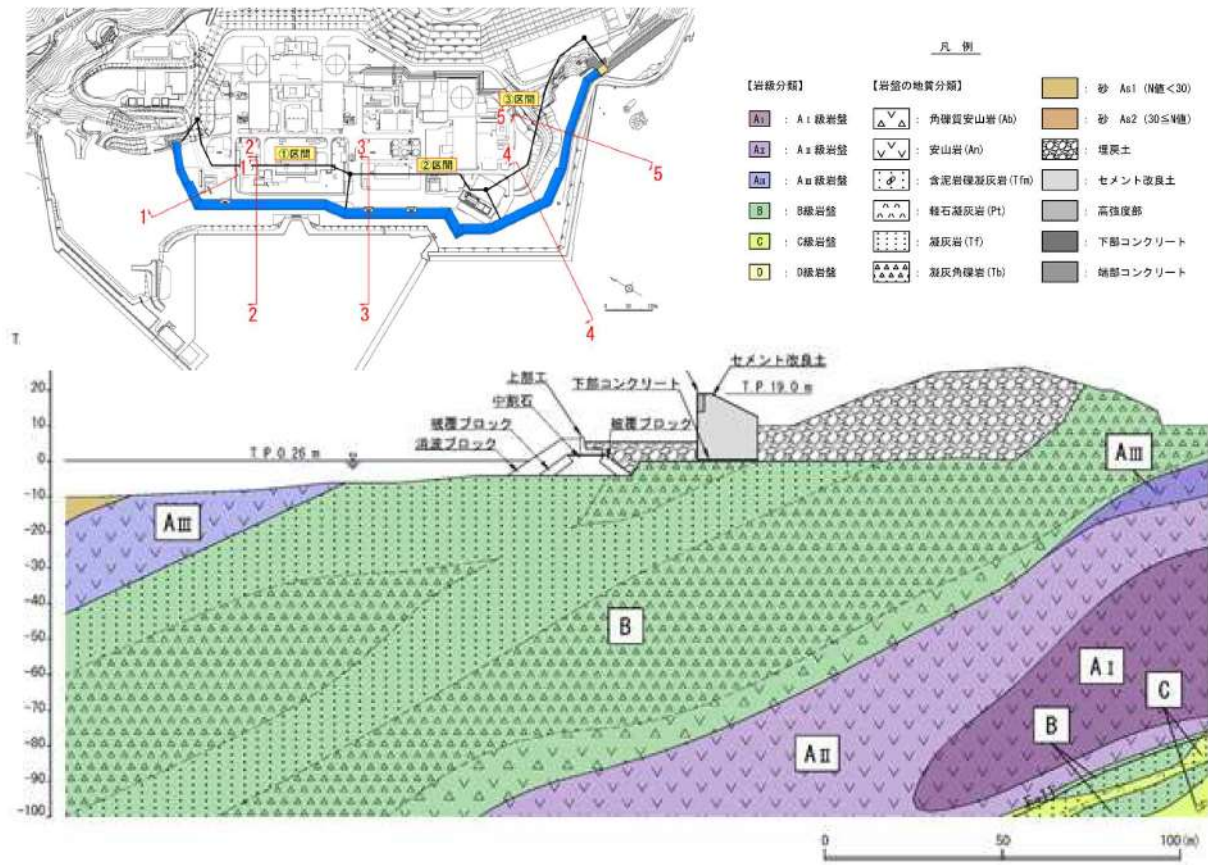
第 1-11 図 地質縦断図 (2-2')



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

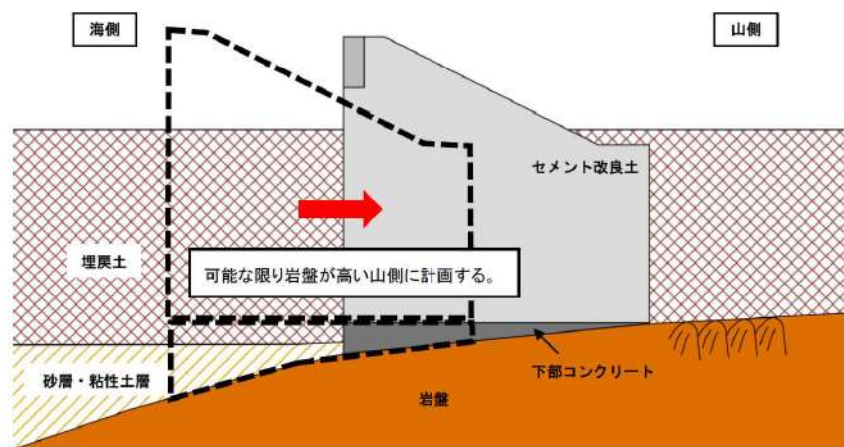
2. 1. 防潮堤（標準部）

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。

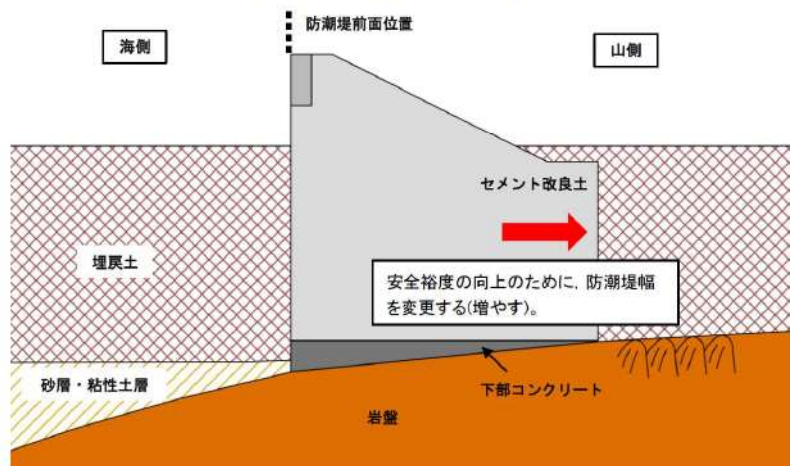
防潮堤のうち、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号炉取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周辺の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤の幅を増やすことで安全裕度の向上が可能である。

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）

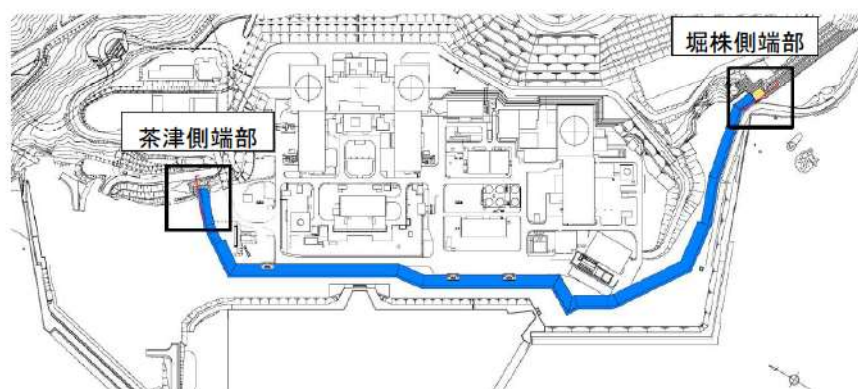
防潮堤（端部）の位置図を第 2-3 図に、平面図を第 2-4 図に、地質縦断図を第 2-5 図に示す。

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。

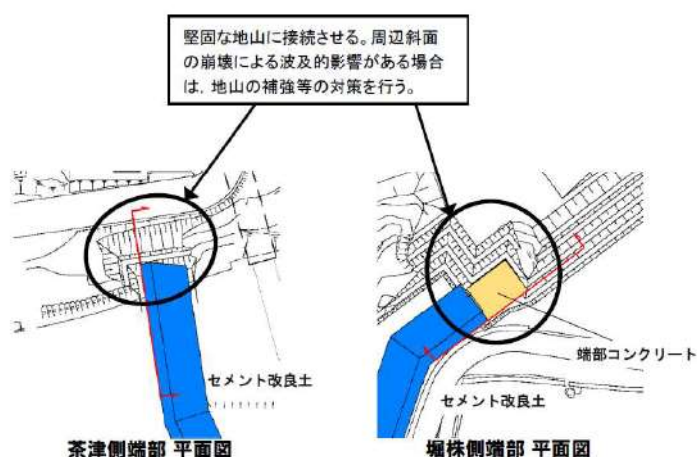
岩盤の解析用物性値及び周辺斜面としての安定性評価は、「基礎地盤および周辺斜面の安定性評価」において説明する。

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

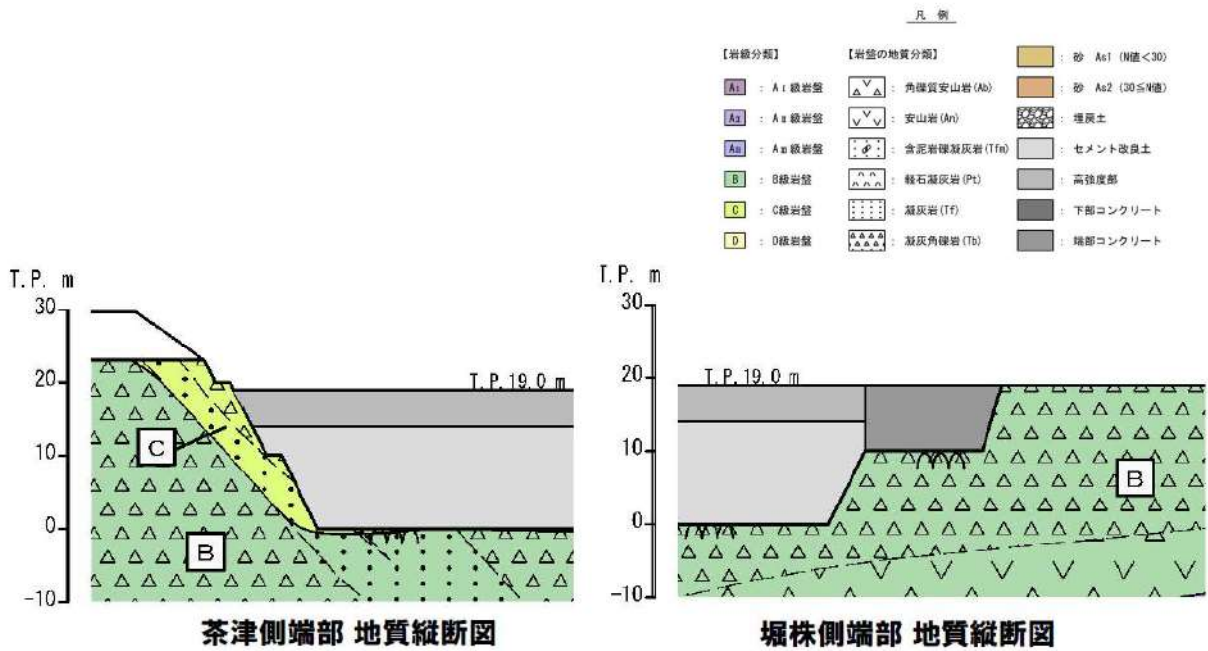
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
①	防潮堤周囲の地質状況	<ul style="list-style-type: none"> ・地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・防潮堤平面線形形状（海側線形）は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、1号及び2号炉放水路から1号及び2号炉取水路の範囲及び3号取水路から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。



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。

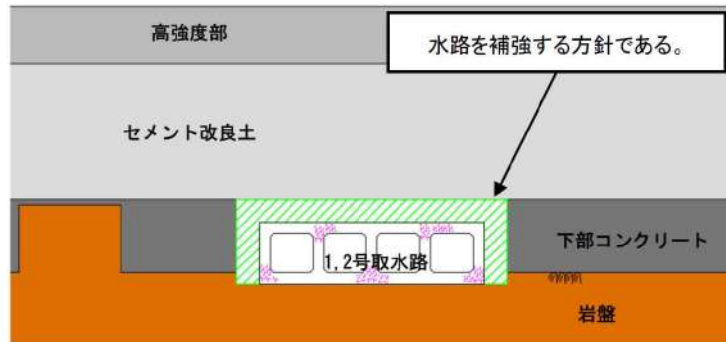
なお、防潮堤と水路（1号及び2号炉放水路、3号炉取水路）を直交させることにより生じる屈曲部の評価方針は、「5. 5. (3) 構造成立性評価における屈曲部の評価方針」に示す。

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

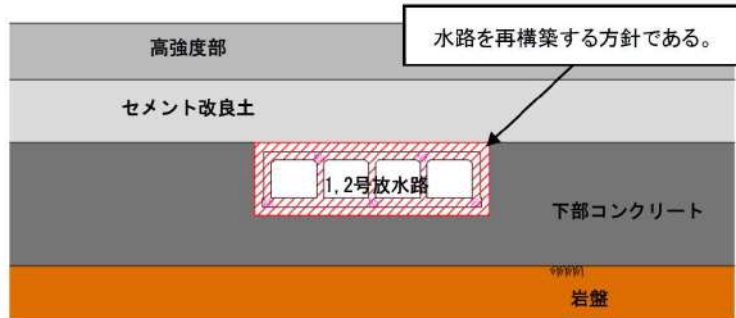
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
②	取放水路との横断方法	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤を横断する取放水路の評価について、波及的影響の範囲を最小とするため、防潮堤と取放水路は直交させる。 取放水路に防潮堤による上載荷重が作用するため、防潮堤が横断する部分の1号及び2号炉放水路は再構築し、1号及び2号炉取水路は補強することで各水路の構造強度を確保する。



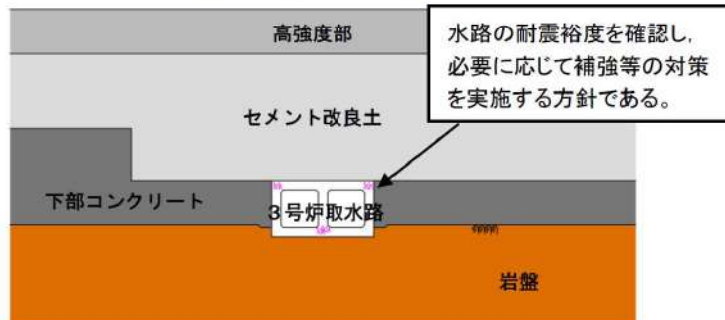
第 2-6 図 取放水路横断部の位置図



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。

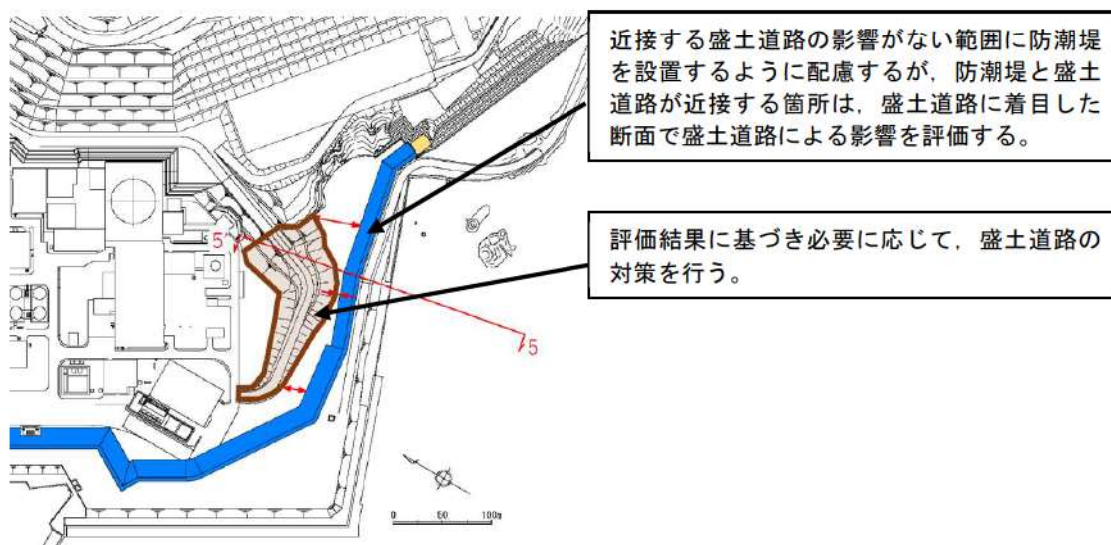
2. 4. 盛土道路周辺

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

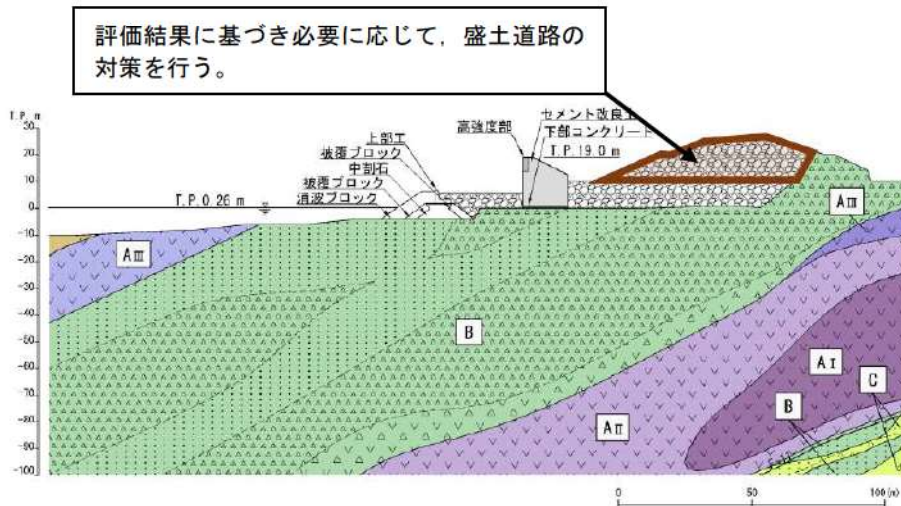
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因	要因に対する対処の考え方
③ 近接する構築物の影響	<ul style="list-style-type: none"> ・ 防潮堤より海側に位置する近接構築物は、防潮堤に波及的影響を与えないように撤去する。 ・ 2号炉放水路に防潮堤による上載荷重が作用しないように、2号炉放水路と干渉しない位置に防潮堤を計画する。 ・ 堀株側の防潮堤の山側に位置する盛土道路は、防潮堤への波及的影響の観点から耐震性を評価する。評価結果に基づき、必要に応じて、盛土道路の構造変更等を行う。 ・ 防潮堤と3号炉循環水ポンプ建屋の間に計画している屋外アクセスルートを確認す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



第 2-10 図 防潮堤周辺の盛土道路の平面図

凡 例

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

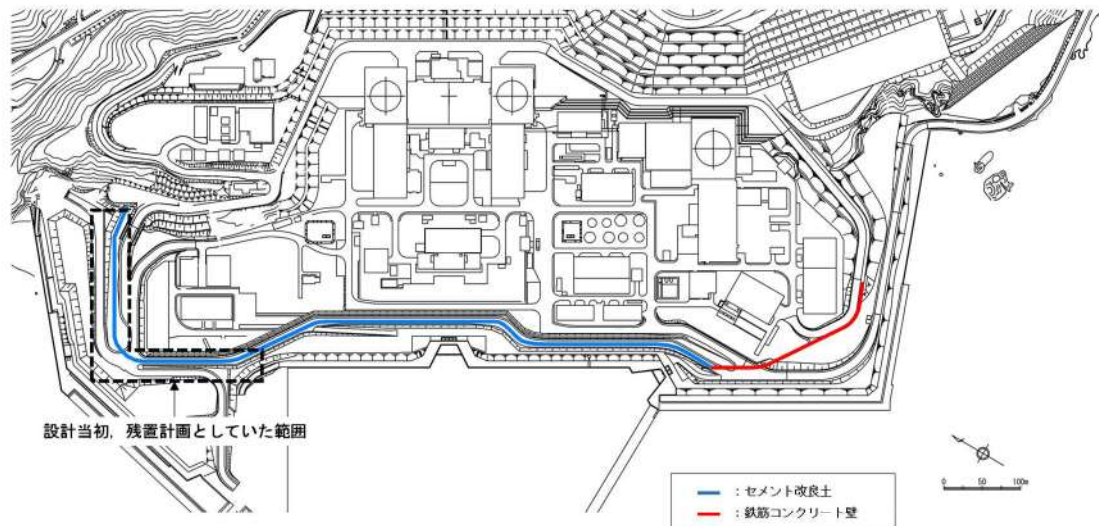


第 2-11 図 防潮堤と盛土道路の地質断面図 (5-5' 断面)

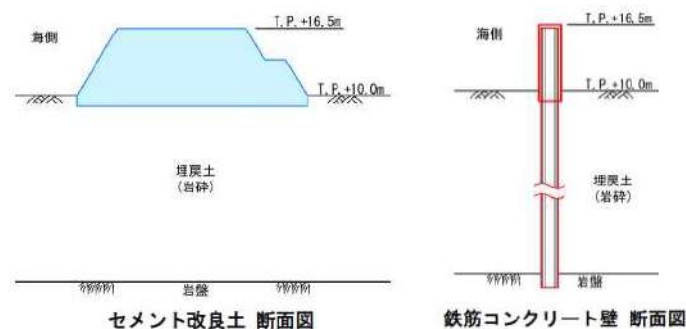
防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について

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。

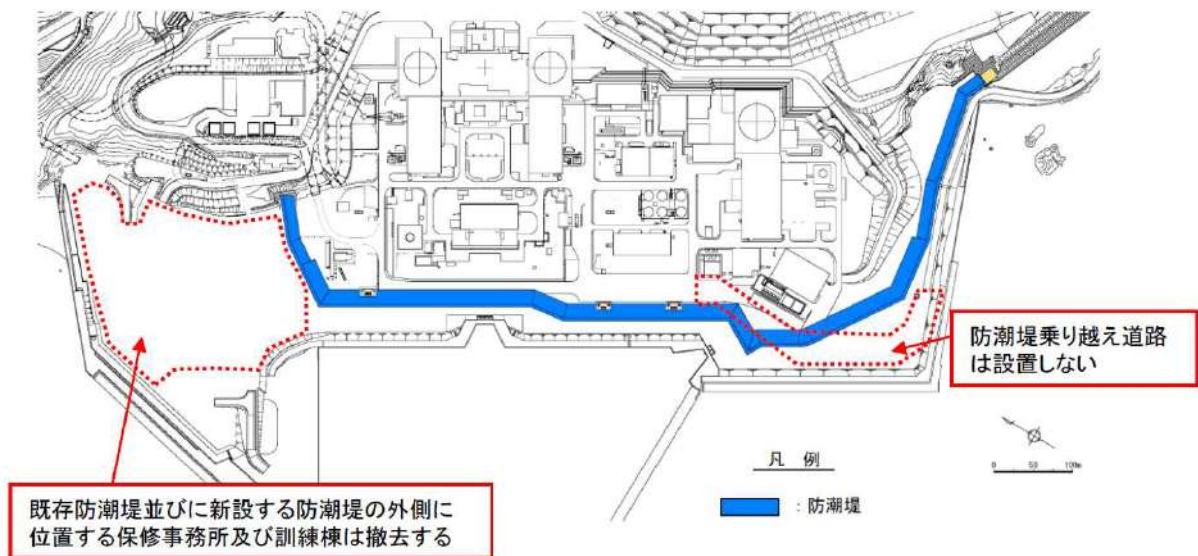
設計当初、既設防潮堤は一部を残置する方針としていたが、残置した既設防潮堤が地震により損傷した場合の新設防潮堤への波及的影響を定量的に評価することが困難という判断に至ったことから、既設防潮堤は全線撤去する。

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)

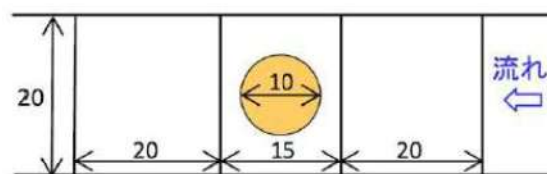
セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について

1. セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について

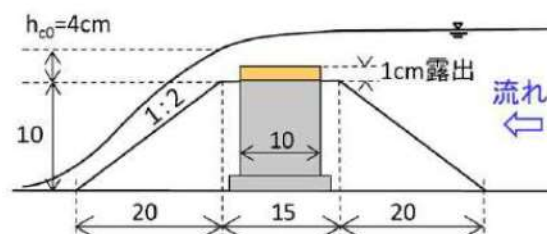
セメント改良土の耐浸食性及び耐洗掘性について、文献を参照して検討を行った結果、防潮堤のセメント改良土は、浸食及び洗掘に対して耐性を持つことを確認した。検討結果を以下に示す。

2. 模型実験によるコーン指数を指標とした耐浸食性確認

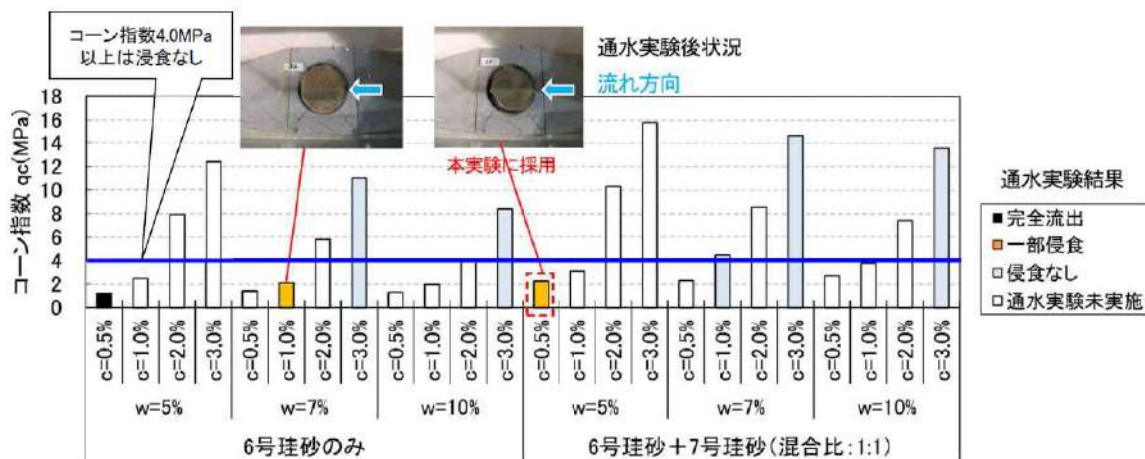
「本田隆英，織田幸伸，伊藤一教，石井裕泰，高島知行：貧配合セメント混合土を用いた海岸堤防の粘り強さに関する実験的研究，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.70, No.2, I981_I985, 2014」によると，第1図及び第2図のとおり，セメント混合土は，強度がある一定($q_c=4.0\text{MPa}$)以上となると，越流による浸食が見られないことが分かる。



(a) 平面図



第1図 通水試験装置



第2図 実験結果

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

防潮堤を横断する構造物の取扱いについて

1. 防潮堤を横断する構造物

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

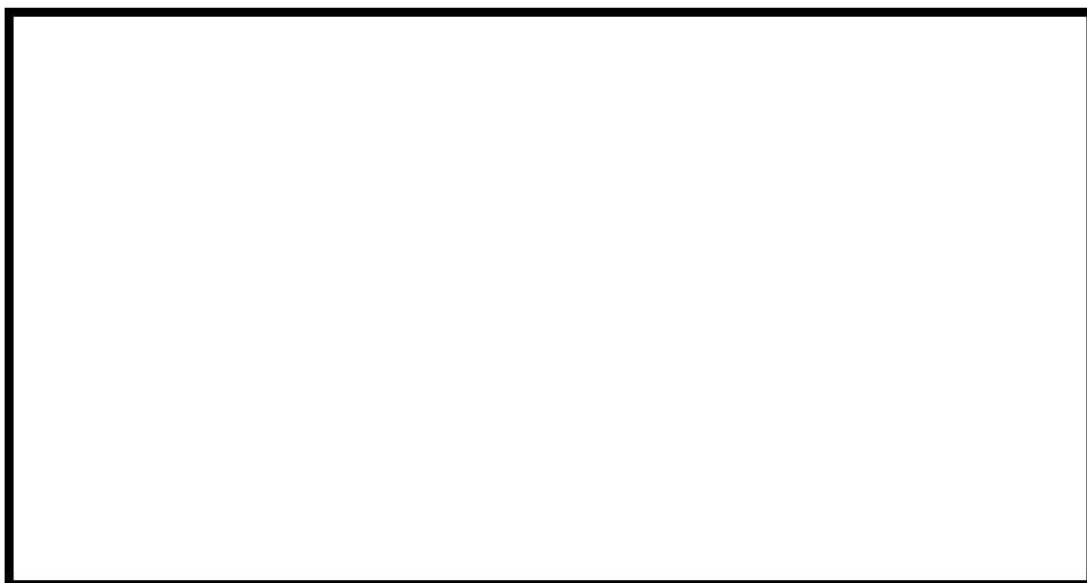
対象となる構造物は、1号及び2号炉取水路、1号及び2号炉放水路、3号炉取水路、3号炉放水路及び構内排水設備となっている。防潮堤を横断する構造物一覧を第1表に、平面図を第1図に、防潮堤縦断図を第2図に示す。

防潮堤を横断する構造物は、3号炉放水路を除き、防潮堤内に設置される。

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

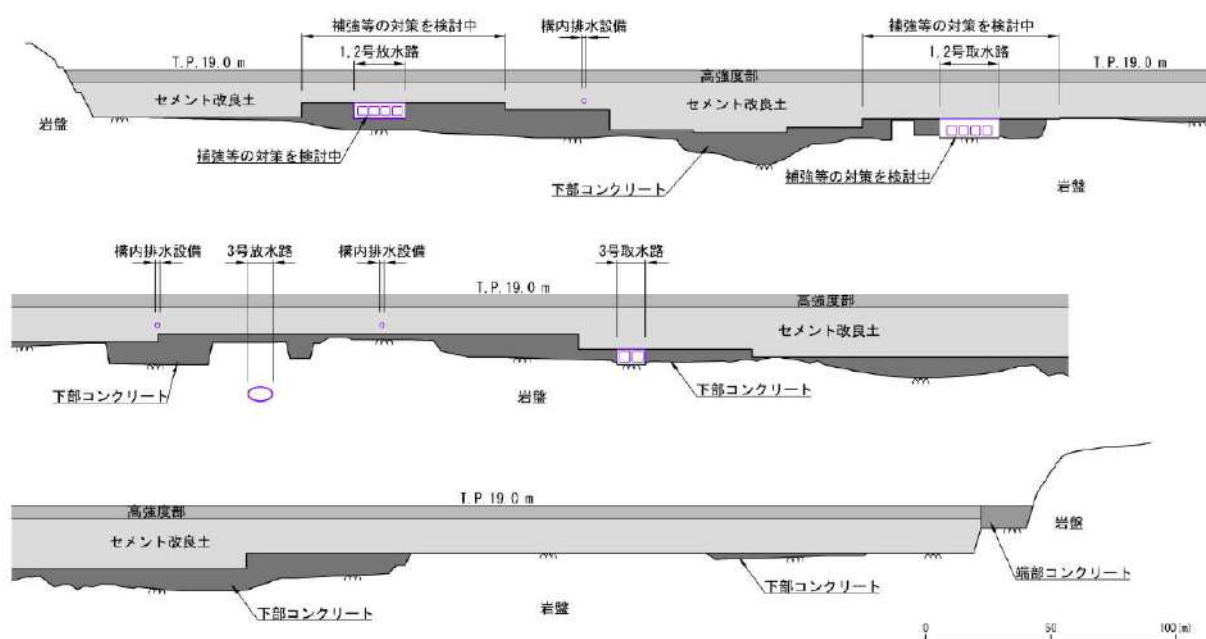
第1表 防潮堤を横断する構造物一覧

横断位置	構造物名	構造形式	設置状況	その他
防潮堤 (標準部)	1号及び2号炉取水路	鉄筋コンクリート造	防潮堤内(岩盤上)	補強を実施
	1号及び2号炉放水路	鉄筋コンクリート造	防潮堤内	再構築を実施
	3号炉取水路	鉄筋コンクリート造	防潮堤内(岩盤上)	—
	3号炉放水路	鉄筋コンクリート造	岩盤トンネル	「上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討(第4条)」において、波及的影響評価に選定しないことを説明する。
	構内排水設備	追 而		



第1図 防潮堤を横断する構造物の平面図

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



第 2 図 防潮堤設置位置における縦断図

2. 各構造物の地震に対する評価

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

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

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

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

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

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

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

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

第 2 表 防潮堤を横断する構造物の地震に対する評価一覧

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

※：構内排水設備のうち防潮堤内部を横断する排水管が対象である。

第 3 表 防潮堤を横断する構造物の要求性能と評価方針

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

※：構内排水設備のうち防潮堤内部を横断する排水管が対象である。

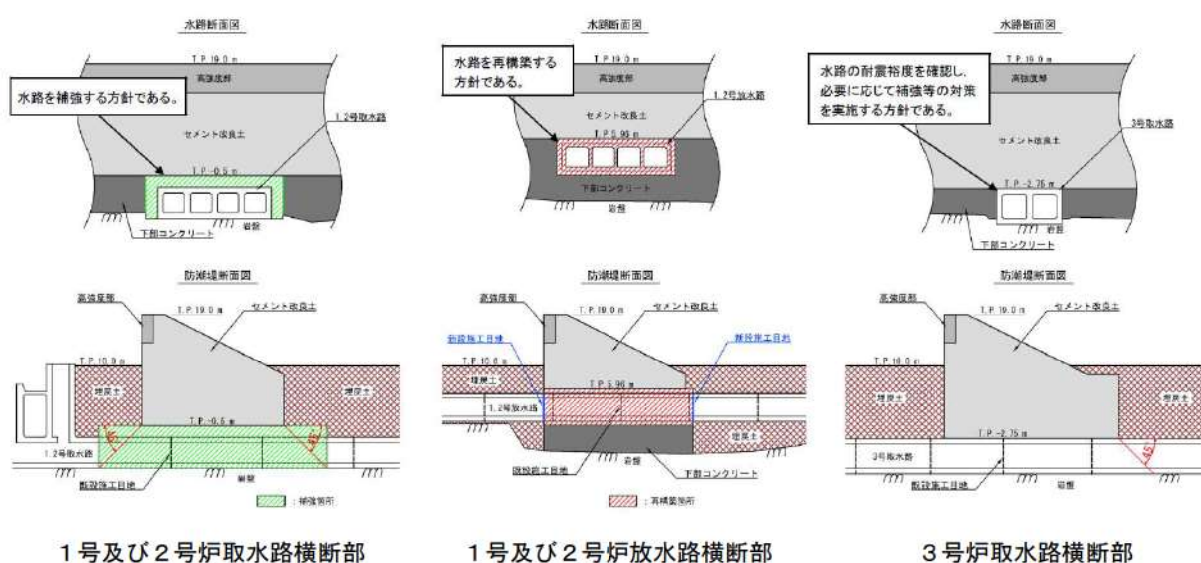
3. 各水路の既設施工目地と防潮堤の位置

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

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

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

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



第3図 新設する防潮堤と各水路の既設施工目地の位置関係