

#### 4.2.2 敷地に遡上する津波における漂流物の影響評価について

##### (1) 基準津波を超え敷地に遡上する津波に伴う漂流物による影響評価

基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」という。）において発生する漂流物に対し、緊急用海水ポンプ※の取水性への影響評価並びに津波防護施設及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備への漂流物の衝突影響を評価する。

※ 敷地に遡上する津波においては、津波が防潮堤を超え敷地に流入する前提としているため、取水口から取水構造物（取水路及び取水ピット）を経て海水を取水する残留熱除去系海水系ポンプ、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ（以下「非常用海水ポンプ」という。）の機能喪失を想定し、系統への海水供給を緊急用海水ポンプで実施することとしている。このため、敷地に遡上する津波に伴う漂流物に伴う影響評価対象は緊急用海水ポンプとしている。

##### a. 漂流物に対する緊急用海水ポンプの取水性の評価

###### (a) 緊急用海水系の流路の設計

緊急用海水ポンプは、防潮堤外側の東海港内の海中に海水取入れ口を有するS A用海水ピット取水塔から海水を取水し、海水引込み管、S A用海水ピット、緊急用海水取水管を経て緊急用海水ポンプピットに海水を引き込む設計としている。これらの施設は、非常用海水ポンプの取水構造物（取水路及び取水ピット）から独立しており、S A用海水ピット取水塔内に設置する取水管上部に下向きのノズルを設けることで、浮遊砂等の異物の持ち込みを抑制する設計としている。また、S A用海水ピット取水塔上部の海水取入れ口には、鋼製の格子状開口蓋を設置し異物の侵入を防止する設計としている。図 4.2.2-1 に緊急用海水系の流路等の配置図を示す。



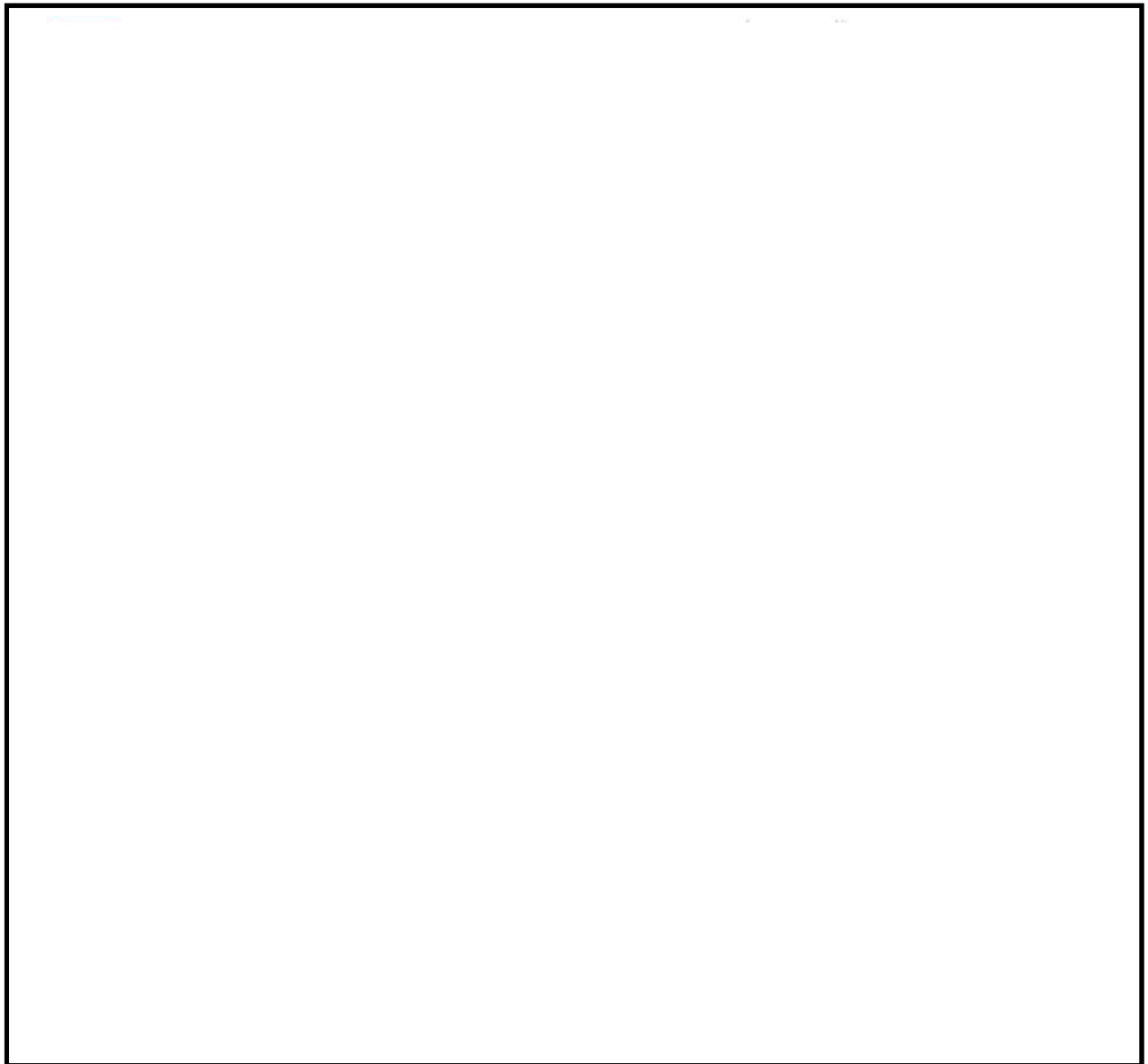


図 4. 2. 2-1 緊急用海水系の流路等の配置図

(b) 漂流物の抽出

基準津波に伴う漂流物による影響評価においては、基準津波における沿岸域の流向、流速等から、想定する漂流物の最大移動量を約 3.6 kmと評価しており、これに保守性を考慮し取水口から半径 5 kmの範囲を漂流物の調査範囲に設定した上で漂流物調査を実施している。漂流物調査結果から、主に以下に示す施設・設備等は、基準津波において取水口への影響を及ぼし得るものとして抽出された施設・設備等であるが、敷地に遡上する津波は、基準津波と類似した流況を示すこと、後述のとおり、敷地に遡上する津波による漂流物の移動量が基準津波において設定した取水口から半径 5 kmに包含されることから、敷地に遡上する津波においてもこれらの抽出結果を考慮する。

- ・コンクリート片、施設・設備の外装板、車両、漁船（総トン数 5t、排水トン数 15t）、プラント設備の一部、防砂林等



また、S A用海水ピット取水塔近傍の漂流の可能性がある物品等を考慮する。

- ・S A用海水ピット取水塔近傍の防波堤（傾斜堤）のマウンドの被覆材（以下「マウンド被覆材」という。）

(c) 漂流物による緊急用海水ポンプの取水性への影響評価

イ. 漂流物の衝突影響

緊急用海水ポンプの海水取入れ口であるS A用海水ピット取水塔は、水中に設置されること及び漂流物の影響を受ける鉛直方向の突起形状がないことから、漂流物として抽出された船舶については、漂流物の衝突の影響はない。

緊急用海水ポンプは、地下に設置される海水取水経路である非常用取水設備（S A用海水ピット取水塔、海水引込み管、S A用海水ピット及び緊急用海水取水管）に接続する緊急用海水ポンプピット内に設置されることから、漂流物の衝突の影響はない

ロ. 漂流物による流路の閉塞の評価

緊急用海水ポンプの海水取入れ口であるS A用海水ピット取水塔は、鋼製の格子状開口蓋を設置することで、水中を移動する漂流物がS A用海水ピット取水塔内に侵入することを防止する設計とする。

S A用海水ピット取水塔近傍のマウンド被覆材については、鋼製の格子状開口により内部への侵入を防止する設計であるが、蓋の上部に堆積する可能性が否定できないため、S A用海水ピット取水塔頂部にマウンド被覆材が到達・堆積した場合を想定し、緊急用海水ポンプの取水性への影響を評価した。

この結果、S A用海水ピット取水塔頂部の開口蓋にマウンド被覆材が堆積した場合を想定しても、想定される透水係数から算出される通水量は約  $1.5\text{m}^3/\text{s}$  であり、必要取水量である  $0.75\text{m}^3/\text{s}$  と比較し、通水量が必要取水量を上回る。このため、S A用海水ピット取水塔からの海水の取水は可能であり、緊急用海水ポンプの取水性への影響はない。図 4.2.2-2 に漂流物堆積時のS A用海水ピット取水塔イメージを示す。



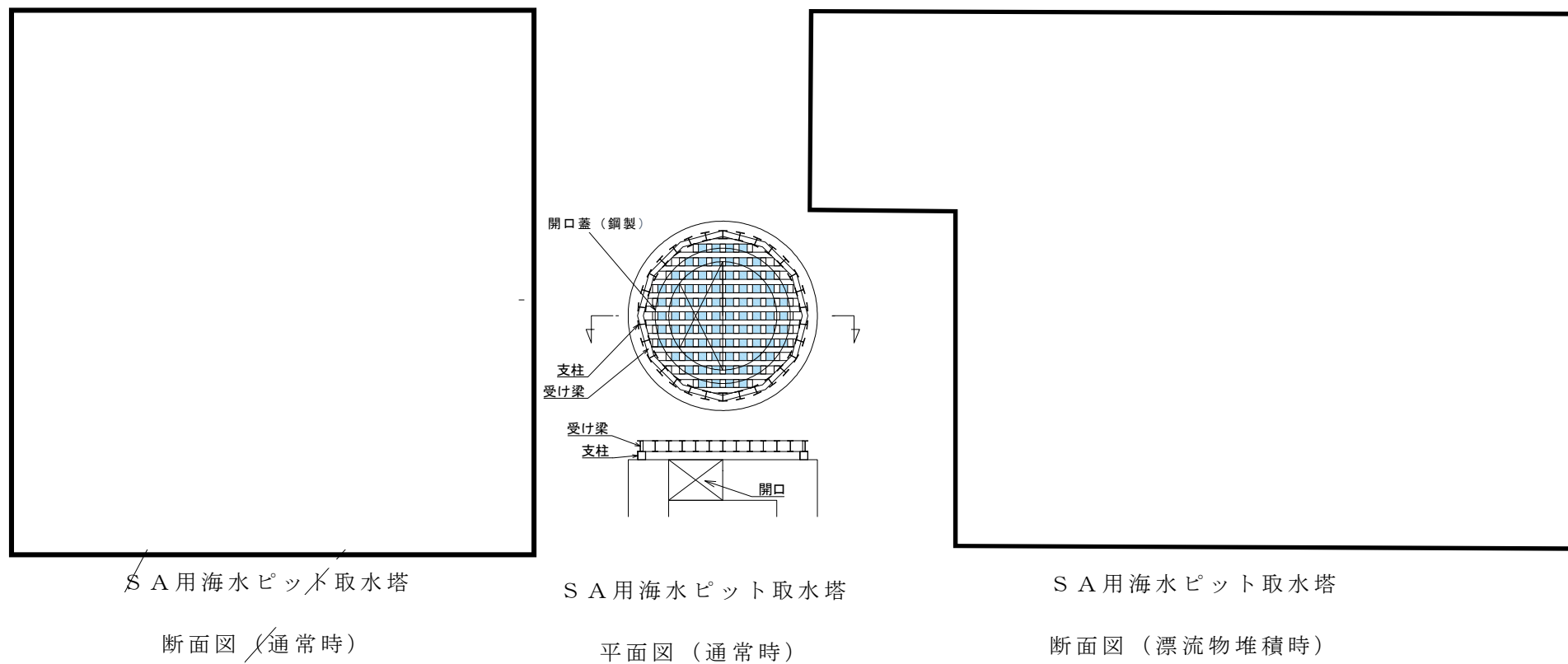


図 4.2.2-2 漂流物堆積時の S A 用海水ピット取水塔イメージ



## b. 漂流物による津波防護施設等への衝突影響評価

### (a) 評価の概要

敷地に遡上する津波に伴う漂流物による衝突影響の評価においては、防潮堤ルート変更後の数値シミュレーションの結果が得られていることから、これを基に評価する。

この結果、防潮堤内側の敷地内に流入する津波の浸水深及び流速は、津波による漂流物の影響を考慮する必要がない程度に小さいことを確認している。このような状況では、漂流物が、万が一津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備に到達したとしても、これらの施設・設備に有意な衝突荷重の影響を与えるような衝突荷重は生じないものと評価する。

### (b) 漂流物による衝突影響の評価対象施設・設備

敷地に遡上する津波に伴う漂流物による衝突影響の評価の対象とする施設・設備は、津波防護施設及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備を対象とする。なお、敷地に遡上する津波においては、津波が防潮堤及び防潮扉を超え敷地に流入することから、防潮堤及び防潮扉に代えて、原子炉建屋外壁及び原子炉建屋外壁の水密扉を津波防護施設とし、これらを漂流物の影響評価対象とする。

重大事故等対処施設については、建屋及び区画に内包されない重大事故等対処施設であって、津波の遡上域に漂流物の影響を受ける可能性のある状態で設置される重大事故等対処施設について漂流物の影響評価対象とする。

なお、敷地に遡上する津波においては、評価対象の津波防護施設が、防潮堤内側に設置される原子炉建屋外壁及び原子炉建屋外壁に設置される水密扉となること及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備についても防潮堤内側に設置されることから、ここでは、防潮堤内側における漂流物の影響を評価する。

### (c) 漂流物による衝突影響の評価対象とする具体的施設・設備

防潮堤内側における敷地に遡上する津波については、数値シミュレーションを実施し、図 4.2.2-3 の最大浸水深分布に示すとおり、T.P. +8m の敷地の原子炉建屋周辺においては、最大でも約 0.6m の浸水深が確認された（以下「遡上域」という。）。

このため、遡上域に設置される原子炉建屋並びに原子炉建屋近傍に設置される建物及び区画に内包されない重大事故等対処施設のうち、排気筒、格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管及び原子炉建屋東側接続口を対象に、漂流物の到達の評価及び到達する場合は衝突影響評価を実施する。

なお、原子炉建屋近傍には、上記のほか重大事故等対処設備を内包する地下格納槽が設置され、格納槽上部に設置される浸水防止設備により格納槽内への浸水を防止する設計であるが、躯体をはじめ浸水防止設備は、地上部鉛直方向に漂流物の衝突影響を受ける構造がないことから漂流物の衝突影響評価は不要である。

また、数値シミュレーションの結果、T.P. +11m 以上の敷地には津波が到達しないことから、T.P. +11m の敷地に設置する常設代替高圧電源装置置場、T.P. +23m から T.P. +25m の敷地に設置する緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所等についても漂



流物の衝突影響評価は不要である。

表 4.2.2-1 に、敷地に遡上する津波における漂流物の衝突影響評価対象となる施設・設備及び評価対象とならない施設・設備を示す。



表 4. 2. 2-1 敷地に遡上する津波における漂流物衝突影響設備

施設・設備	内包する主な設備等	漂流物の影響
原子炉建屋(外壁・水密扉)	常設高圧代替注水系ポンプ等の重大事故等 対処設備	T.P.+8mの敷地に設置されており津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口 配管	格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口 配管	原子炉建屋外壁部地上約1.5mに設置されており津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
排気筒	非常用ガス処理系排気筒	T.P.+8mの敷地に設置されており津波が津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
原子炉建屋東側接続口	可搬型設備接続口	T.P.+8mの敷地に設置されており津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
常設代替高圧電源装置置場 軽油貯蔵タンク	常設代替高圧電源装置 軽油貯蔵タンク	T.P.+11mの敷地に設置されており津波は遡上しないため、漂流物の影響はない。
可搬型重大事故等対処設備保管場所(西側)、(南側)	可搬型代替注水大型ポンプ	T.P.+23m及びT.P.+25mの敷地に設置されており津波は遡上しないため、漂流物の影響はない。
緊急時対策所	緊急時対応に必要な設備等	T.P.+25mの敷地に設置されており津波は遡上しないため、漂流物の影響はない。

## (c) 漂流物となり得る施設・設備等

防潮堤内側における漂流物の評価においては、防潮堤外側で漂流物となり、津波とともに防潮堤を乗り越え、防潮堤内側に侵入する可能性のある施設・設備等及び防潮堤内側で漂流物となり得る施設・設備等を考慮する。また、防潮堤内側の施設・設備等が地震で倒壊する等により、漂流物となる可能性を考慮する。

## (d) 漂流物となり得る具体的施設・設備等の抽出

敷地に遡上する津波の波源モデルは、基準津波の波源モデルと同じであるため、防潮堤外側における流向は、基準津波と同じ傾向を示すものとし、流速については、敷地に遡上する津波のほうが想定する津波高さが高くなることから、津波高さに応じて増加するものとして評価した。

## イ. 防潮堤外側における漂流物の調査範囲の設定

基準津波においては、数値シミュレーションの結果得られた津波の流速に津波の流向が発電所に向かっている時間（以下「流向の継続時間」という。）を乗じて漂流物の移動量を約 3.6km と算定している。基準津波は、自然条件により流況等が変動することから保守的に移動量の算定結果を上回る 5km を漂流物調査範囲として設定している。

敷地に遡上する津波についても基準津波と同様の移動量算定を行い、漂流物の移動量は約 4.9km との結果が得られていることから、基準津波同様、5km を漂流物調査範囲とする。

敷地に遡上する津波は、津波 P R A の結果を踏まえ想定する津波であり、敷地に遡上する津波の年超過確率は  $3.3 \times 10^{-7}$  (基準津波の年超過確率は  $2.6 \times 10^{-5}$ ) と極めて低く、かつ防潮堤による津波の流入量抑制効果により、防潮堤内側に流入した後防潮堤内側の敷地に遡上する津波の浸水深及び流速はともに小さいものとなるが、基準津波と同様に



調査範囲を設定し、網羅的に漂流物を調査する。

また、敷地に遡上する津波においては、以下の事項も考慮している。

- ・半径 5km を超える領域に設置される人工構造物の設置状況等の考慮

半径 5km を超える領域に設置される人工構造物の設置状況については、新たに漂流物として考慮すべき施設等がないことを確認している。また、半径 5km を超える領域では、漂流物を発電所に到達させるような流況を示さない。

- ・敷地に遡上する津波による波力の影響評価

敷地に遡上する津波は、基準津波よりも波力が増加するが、これにより、基準津波で想定する施設・設備等の損壊により発生するコンクリート片等の漂流物よりも規模の大きいコンクリート片等が発生し漂流物化したとしても、長い距離を浮遊・移動することなく沈降すると評価している。



ロ. 防潮堤内側における漂流物の調査範囲

敷地に遡上する津波による防潮堤内側における漂流物調査範囲については、図 4.2.2-3 に示すとおり、原子炉建屋等が設置される T.P. +8m の敷地が浸水域となるため、浸水域を包絡する範囲とした。




: 防潮堤内側の敷地における調査範囲

図 4.2.2-3 防潮堤内側の敷地における調査範囲



(ロ) 漂流物となる可能性のある施設・設備の抽出

① 防潮堤外側から流入する漂流物

敷地に遡上する津波高さは、鉛直無限壁において T.P. +24m であるが、数値シミュレーションにおいては、実際の防潮堤の高さである T.P. +20m 及び T.P. +18m をモデル化しており、津波が防潮堤前面上部を越流する際の津波高さは、最高水位で T.P. +23.45m であることから、防潮堤天端高さとの差を考慮し防潮堤を乗り越える可能性を評価する。

防潮堤外側で発生する主な漂流物としては、コンクリート片、外装板、漁船（総トン数 5t（排水トン数 15t）、車両（パトロール車：0.69t）、流木（0.08t）等が抽出されており、防潮堤前面上部を越流する津波高さである T.P. +23.45m と防潮堤天端高さ T.P. +20m 及び T.P. +18m を比較すると、いずれの漂流物も津波とともに防潮堤を乗り越え敷地に流入する可能性があるため、漂流物の衝突影響評価対象への到達の可能性を評価した。

② 防潮堤内側で発生する漂流物

防潮堤内側において漂流物となる可能性のある施設・設備を抽出するため、漂流物評価フローを策定し、漂流物となり得る施設・設備について調査した。漂流物評価フローには、防潮堤外側で抽出された漂流物が防潮堤を超えて敷地内に流入する可能性を考慮し、防潮堤外側における漂流物抽出結果を入力している。図 4.2.2-2 に防潮堤内側における漂流物評価フロー（原子炉建屋及び建物・区画等に内包されない敷地に遡上する津波に対する防護対象設備に対する影響評価）を示す。

また、漂流物衝突影響評価対象設備への到達の可能性の評価に当たっては、地形、建物・構築物等の設置状態を考慮した数値シミュレーションにより、浸水域にある漂流物衝突影響評価対象設備近傍の浸水深、流速等を評価した。図 4.2.2-4 に漂流物衝突影響評価対象設備近傍の評価点及び評価点における流速、表 4.2.2-2 に漂流物衝突影響評価対象設備近傍における最大浸水深及び流速を示す。



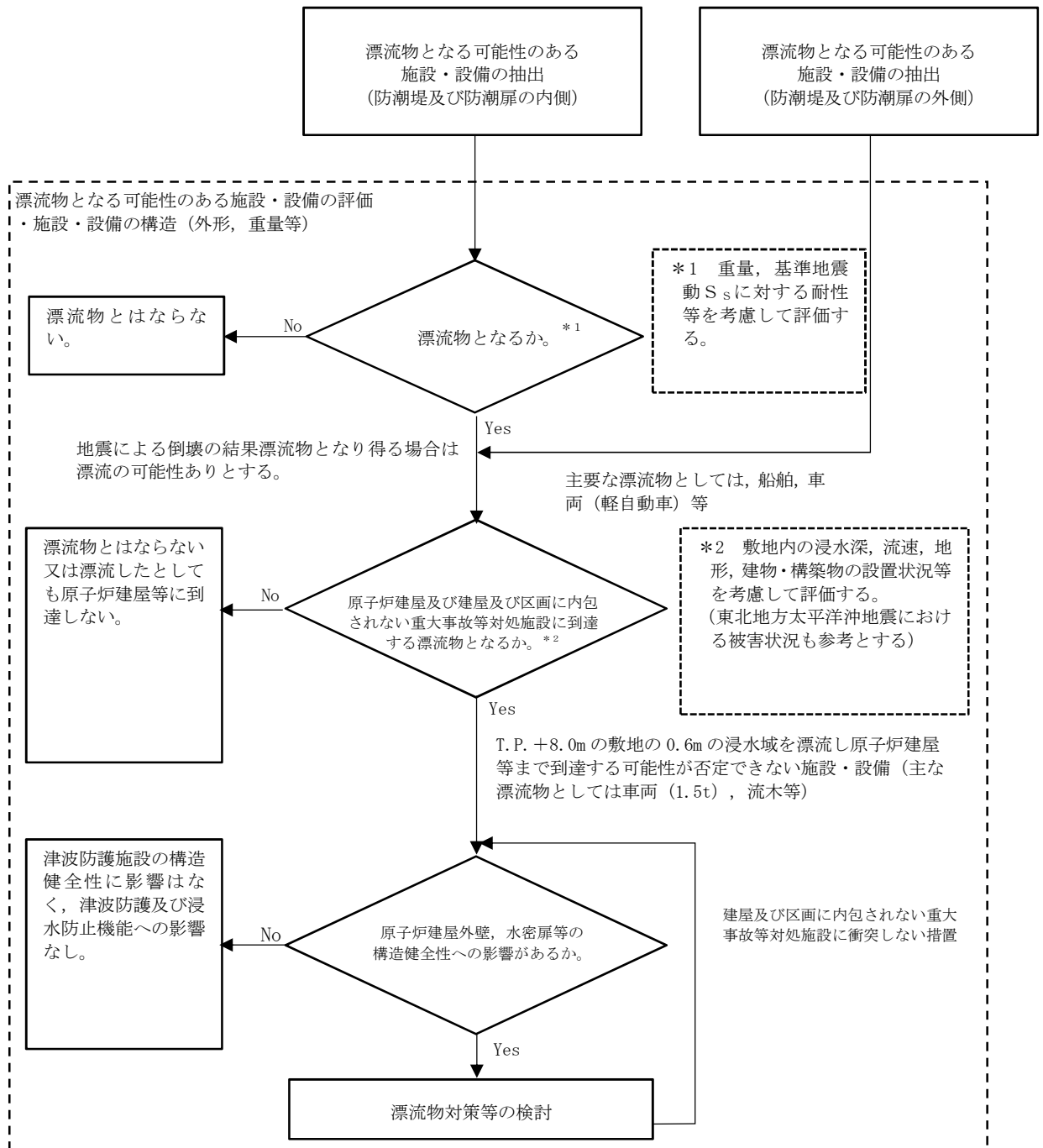


図 4.2.2-4 図 防潮堤内側における漂流物評価フロー  
(原子炉建屋及び建物・区画等に内包されない敷地に遡上する津波に対する  
防護対象設備に対する影響評価)



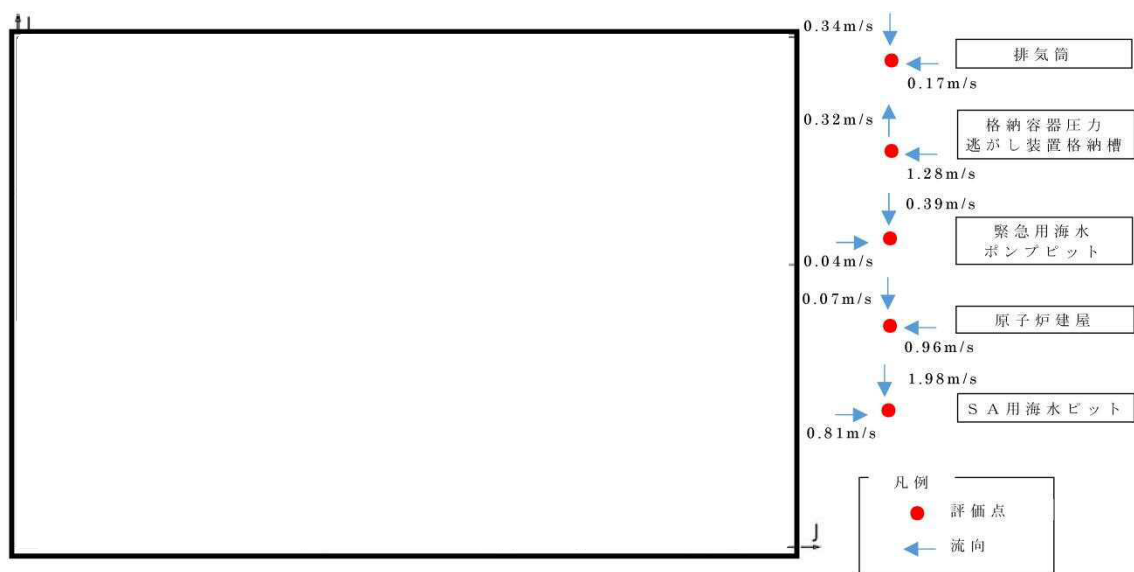


図 4.2.2-3 漂流物衝突影響評価対象設備近傍の評価点及び評価点における流速

表 4.2.2-2 漂流物衝突影響評価対象設備近傍における最大浸水深及び流速

東海第二発電所原子炉建屋東南エリアの津波防護対象施設・設備	最大浸水深 [m]	最大流速 ＜東西方向＞ [m/s]	最大流速 ＜南北方向＞ [m/s]
①原子炉建屋 (原子炉建屋外壁・水密扉)	0.43	+0.07	-0.96
②緊急用海水ポンプピット (参考)	0.22	-0.39	+0.04
③格納容器圧力逃がし装置格納槽 (格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置 出口配管)	0.50	+0.32	-1.28



表 4. 2. 2-3 漂流物となり得る主な施設・設備

防潮堤内側における主な施設・設備		防潮堤外側における主な施設・設備	
発電所敷地内		発電所敷地外	
<ul style="list-style-type: none"> <li>◆車両等 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶社有車、構内作業用等</li> </ul> </li> <li>◆建物類等 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶プラント設備の建屋（鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶再利用物品倉庫（鉄骨造）</li> <li>▶取水口電気室（鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶その他建物（鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶その他建物（東海発電所）（鉄筋コンクリート造）</li> </ul> </li> <li>◆設備類等 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶プラント設備（配管・弁、盤等）</li> <li>▶プラント設備（東海発電所）</li> <li>▶工事用資材（仮設ハウス等）</li> <li>▶クレーン</li> <li>▶植生（防砂林）</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆船舶 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶燃料等輸送船</li> <li>▶作業台船</li> </ul> </li> <li>◆建物類等 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶プラント設備の建屋（鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶メンテナンスセンター（鉄骨造）</li> <li>▶輸送本部建屋（鉄骨造）</li> <li>▶その他建物（鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶その他建物（東海発電所）（鉄筋コンクリート造）</li> </ul> </li> <li>◆設備類等 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶プラント設備（配管・弁、盤等）</li> <li>▶プラント設備（東海発電所）</li> <li>▶工事用資材（クレーンウエイト、治具等）</li> <li>▶クレーン</li> <li>▶灯台</li> <li>▶標識ブイ</li> <li>▶植生（防砂林）</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆船舶 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶漁船</li> <li>▶大型船（貨物船等）</li> </ul> </li> <li>◆建物類等 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶事務所等（鉄骨造、鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶倉庫（鉄骨造、鉄筋コンクリート造、プレハブ、物置タイプ）</li> <li>▶大型テント</li> <li>▶その他建屋（鉄骨造、鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶仮設ハウス</li> <li>▶商業施設（鉄骨造、鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶公共施設（鉄骨造、鉄筋コンクリート造）</li> <li>▶民家</li> </ul> </li> <li>◆設備類等 <ul style="list-style-type: none"> <li>▶プラント設備（タンク、配管、弁、盤等）</li> <li>▶重機（クレーン等）</li> <li>▶資機材類（工事用物品、点検用資材等）</li> <li>▶車両</li> <li>▶植生（防砂林）</li> <li>▶その他物品</li> </ul> </li> </ul>	

#### (ハ) 漂流物による影響評価

数値シミュレーション結果から、防潮堤内側の敷地内の浸水深は低くかつ流速も小さいことから、漂流物による有意な影響はないものと評価する。ただし、漂流物となり得るとして抽出された施設・設備等については、検討対象漂流物とし、敷地内を漂流・移動する可能性及び衝突した場合の影響を確認し設計上考慮する。

#### ① 防潮堤外側で抽出され検討対象漂流物とする施設・設備等の影響

- ・漁船（総トン数 5t（排水トン数 15t））

防潮堤を津波とともに越流し、防潮堤内側に流入する可能性があるが、一般的な漁船の形状、喫水線と、防潮堤内側の津波の浸水深及び流速等を考慮すると、防潮堤を乗り越えても敷地内を漂流・移動するとは考え難く、防潮堤を乗り越えて落下した地点付近に留まると評価する。

- ・車両（パトロール車：0.69t）

防潮堤を津波とともに越流し、防潮堤内側に流入する可能性があるが、防潮堤内側の津波の浸水深及び流速等を考慮すると、浮遊したとしても敷地内を漂流・移動し、原子炉建屋等に影響するとはを及ぼすとは考え難いと評価する。

- ・流木（0.08t）

防潮堤を津波とともに越流し、防潮堤内側に流入する可能性があり、防潮堤内側の津波の浸水深及び流速等を考慮したとしても、浮遊し敷地内を漂流・移動することで、原子炉建屋等に到達する可能性が否定できない。重量が軽いことから、津波防護施設等の機能に影響するとは考え難いが、重量が軽い反面漂流速度は比較的大きくなり得ることから、設計において衝突影響を確認する。

#### ② 防潮堤内側で抽出され検討対象漂流物とする施設・設備等の影響



- ・一般車両（1.5t）

車両については緊急避難の運用が原則であるが、一部の車両が敷地内に留まったと仮定し評価する。評価の結果、防潮堤内側の津波の浸水深を考慮すると浮遊しがたいものと評価され、漂流・移動の可能性はさらに低いものと評価する。このような状況を踏まえ、万が一、一般車両（1.5t）が敷地内を漂流・移動し、原子炉建屋等に到達したとしても原子炉建屋の津波防護機能に影響を及ぼすとは考え難いと評価する。

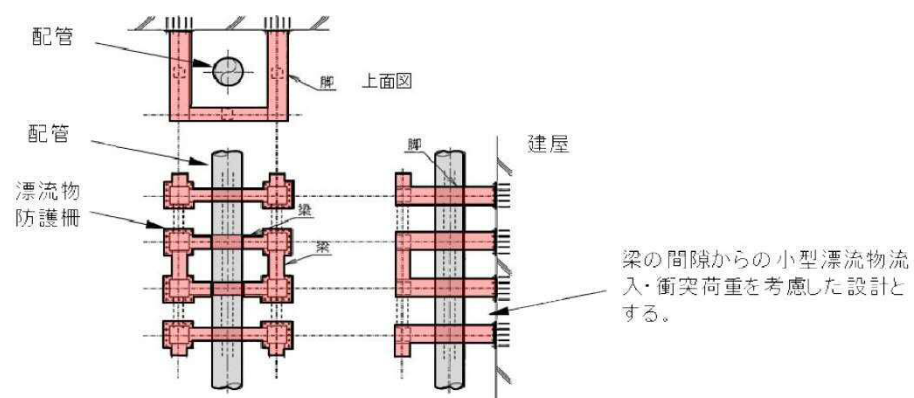
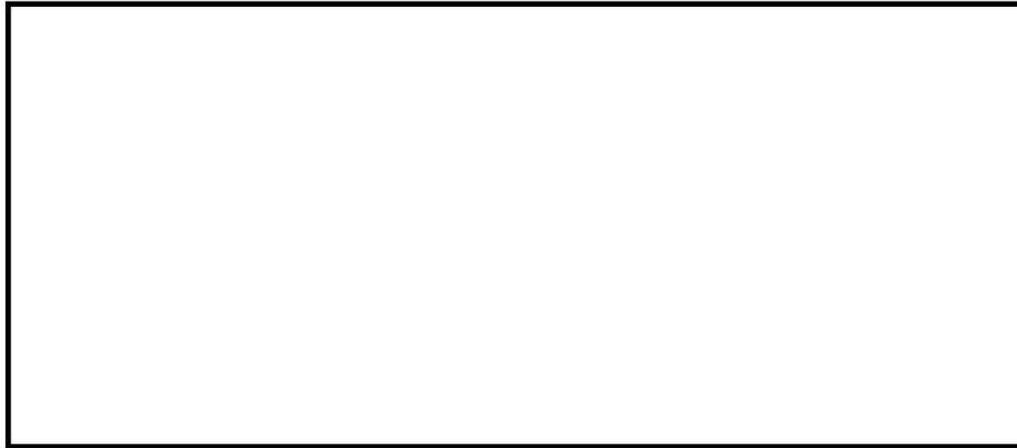
- ・足場板（0.01t）

防潮堤内側において想定される工事用資機材として管理される物品であるが、万が一漂流物となった場合は、防潮堤内側の津波の浸水深及び流速等を考慮したとしても、浮遊し敷地内を漂流・移動することで、原子炉建屋等に到達する可能性が否定できない。重量が軽いことから、津波防護施設等の機能に影響するとは考え難いが、重量が軽い反面漂流速度は比較的大きくなり得ることから、設計において衝突影響を確認する。

③ 建屋及び区画に内包されない重大事故等対処施設への影響

建屋及び区画に内包されない重大事故等対処施設の排気筒、格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管及び原子炉建屋東側接続口に対しても検討対象漂流物が到達し、重大事故等に対処するために必要な機能に影響を及ぼす、漂流物を衝突させないための鋼製の防護柵を設置する対策が可能であることから、当該配管への漂流物の衝突は想定しない。また、排気筒については、想定される浸水深及び流速においては、漂流物が到達・衝突しても影響がない十分な強度と有しており、漂流物に対する新たな対策は不要である。第4.2.2-5図に漂流物への対応図を示す。





第 4.2.2-5 図 漂流物対策概要図

#### ④ 漂流物の衝突荷重による影響確認

前項に記載する検討対象漂流物のうち、軽量かつ比較的早い流速で原子炉建屋に到達する可能性が否定できない足場板による衝突荷重の影響を確認する。また、原子炉建屋等まで漂流・移動し有意な影響を及ぼす可能性は極めて小さいが、重量の大きい一般車両（1.5t）の衝突を想定した場合の影響を確認する。

衝突力の算定式は、漂流物の重量、形状等により、適切な評価式を用いるものとし、足場板については FEMA（2012）の式を、一般車両（1.5t）については、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年）」を参考に算定する。

衝突力の検討及び検討結果については、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」の補足説明資料「4.3 漂流物の衝突力について」で説明する。



## ⑤ 構内排水路逆流防止設備の排水性を維持する設計

### 1) 概要

本資料は、「浸水防護設備の基本設計方針」に記載する浸水防護施設のうち、敷地に遡上する津波における構内排水路逆流防止設備の排水性を維持する設計について説明するものである。

敷地に遡上する津波は、防潮堤内側に流入した後、構内排水路逆流防止設備の入口側集水枡（堤内側）～貫通部排水管～出口側集水枡（堤外側）を通じて海に排水される。排水時には、海水とともに、漂流物、砂等が入口側集水枡（堤内側）に集積されることが想定されることから、漂流物、砂等の堆積による構内排水路逆流防止設備の排水性低下を抑制可能な設計とする。また、枡上部に漂流物が堆積した場合の重機による作業及び日常の保守性を考慮した設計とする。

出口側集水枡（堤外側）については、津波の二次的な影響として浮遊砂の影響が考えられるが、取水構造物等の砂の堆積について数値シミュレーションで確認された砂の堆積高さは僅かであり、出口側集水枡（堤外側）においても堆積状況は同様と考えられる。したがって、通常時の清浄状態の維持管理により、津波時の浮遊砂の一時的な濃度上昇と枡内への持ち込みを考慮したとしても、構内排水路逆流防止設備の排水機能に影響はないと評価する。また、入口側集水枡（堤内側）同様、上部蓋をグレーチングとすることで、漂流物の枡内部への侵入を防止及び日常の保守性を考慮した設計とする。

上記設計に加え、万が一漂流物または砂が堆積した場合の処置等の運用については、別途、保安規定に定めて運用する。

### 2) 構内排水路逆流防止設備の設置位置及び構造

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の二つの構造形式に区分される。

構内排水路逆流防止設備（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。

集水枡は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水枡（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水枡（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水枡（以下、「入口側集水枡」という。）と堤外側で接続する集水枡（以下、「出口側集水枡」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水枡に設置する。図1に構内排水路逆流防



止設備の配置図，図 2 に構内排水路逆流防止設備の構造概要図を示す。



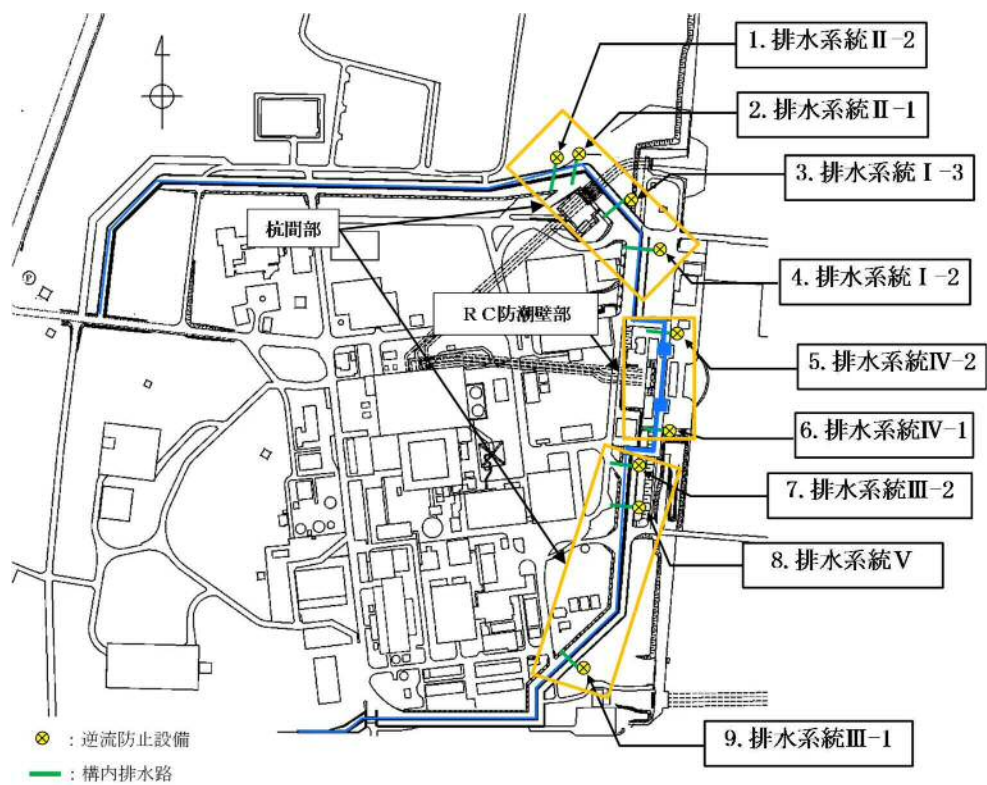


図 1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図



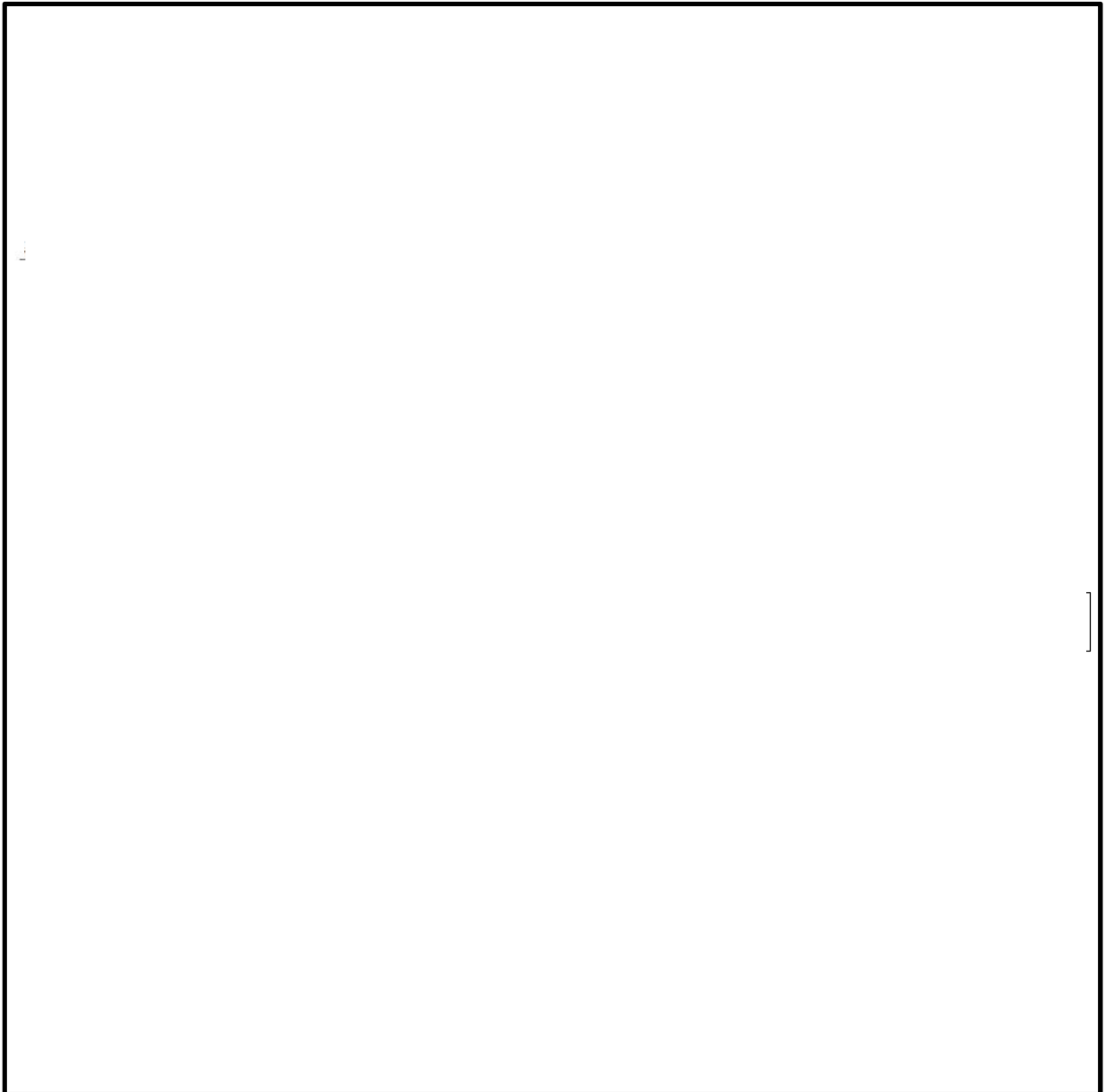


図 2 構内排水路逆流防止設備の概略構造図

### 3) 構内排水路逆流防止設備の設計（敷地に遡上する津波に対する設計上の考慮）

#### イ) グレーチング蓋

入口側集水枥（堤内側）上部開口部の蓋をグレーチング蓋とすることで、漂流物の集水枥内部への侵入を防止し、かつ排水性を維持する設計とする。万が一集水枥内に砂が持ち込まれ堆積した場合には、砂の除去作業による対応を想定しており、準備作業としてグレーチング蓋上に堆積する可能性のある漂流物を除去する必要があることから、グレーチング蓋上に不要な突起等を設けないことで、重機による漂流物の撤去作業に支障を生じさせない設計とする。

グレーチング蓋は、砂の除去作業、日常の点検等の際、容易に取外し及び取付けが可能な設計とする。

出口側集水枥（堤外側）上部開口部の蓋についてもグレーチング蓋とし、漂流物の集水



柵内部への侵入を防止し、かつ排水性を維持する設計とする。また、日常の点検等の際、容易に取外し及び取付けが可能な設計とする。

ロ) 貫通部排水管

貫通部排水管取付位置(配管底部)を集水柵底面から約 **700mm** 上方に取付けることで、集水柵底部に砂が堆積したとしても排水性を維持する設計とする。



#### 4.3 漂流物荷重について

#### 目 次

4.3 漂流物荷重について	1
4.3.1 防潮堤外における検討	1
4.3.1.1 検討方針について	1
4.3.1.2 サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定	3
(1) 分裂波発生に関する検討	3
(2) 水理模型実験	4
a. 目的	4
b. 検討断面	4
c. 実験条件	5
d. 入射津波の造波	6
e. 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認	6
(3) 水理模型実験結果の再現性に関する検証	8
(4) サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定	9
4.3.1.3 検討対象漂流物の選定	10
(1) 流況の整理結果に基づく代表検討対象エリアの設定	10
(2) 検討対象漂流物の選定	12
(3) 検討対象漂流物の選定結果	18
4.3.1.4 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文	19
(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理	19
(2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について	20
a. 船舶	20
b. 流木	20
c. 車両	20
(3) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理結果	21
(4) 漂流物荷重の算定における設計上の配慮について	22
(5) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定	23
4.3.2 防潮堤及び防潮扉の内側における検討	26
4.3.2.1 検討概要	26
4.3.2.2 敷地に遡上する津波の特徴	28
(1) 防潮堤の機能保持	28
(2) 防潮堤内側の浸水深及び流速	29
(3) 第2波以降の津波の挙動	29
(4) 防潮堤内側に流入した津波の排水の考慮	29
4.3.2.3 サイト特性及び施設・設備の構造上の特徴を踏まえた防潮堤内側の津波防護施設	



及び重大事故等対処施設の機能に対する影響検討範囲	31
4.3.2.4 検討対象漂流物の選定	34
(1) 流況の整理結果に基づく漂流物の抽出対象エリアの設定	34
(2) 検討対象漂流物の選定	35
(3) 検討対象漂流物の抽出結果	43
4.3.2.5 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文	43
(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理	43
(2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について	43
(3) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定	43



#### 4.3.1.1 検討方針について

**発電所北側エリア**

**東海第二発電所  
取水口**

**久慈川**

**茨城港  
日立港区**

**茨城港  
常陸那珂港区**

**発電所南側エリア**

調査範囲（基準津波の inundation を包摂した範囲）

- <発電所近郊海域>
  - ・幾トン級以上船舶（排水トン数15t）
- <発電所敷地内>
  - ・建物類等のがれき類
  - ・カーテンウォール
  - ・フェンス、電源盤、ケーブル等収納箱、ページング電話ボックス、室外機、自動販売機、オイルフェンス巻取機、オイルフェンス、炭材容器、パレット、手洗いシンク、ミラー、街灯、標識、仮設設備、その他資器材
  - ・車両
- <国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所）>
- <国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（核燃料サイクル工学研究所）>
- <東京電力フエエル&パワー株式会社常陸那珂火力発電所>
- <発電所南側エリア（その他）>
  - ・建物類等のがれき類
  - ・コンテナ
  - ・倉庫
- <発電所南側エリア（その他）>
  - ・建物類等のがれき類
- <発電所南側エリア（その他）>
  - ・建物類等のがれき類
  - ・電柱、街灯

図 4.3.1.1-1 漂流物評価フローにより評価する対象の施設・設備の配置



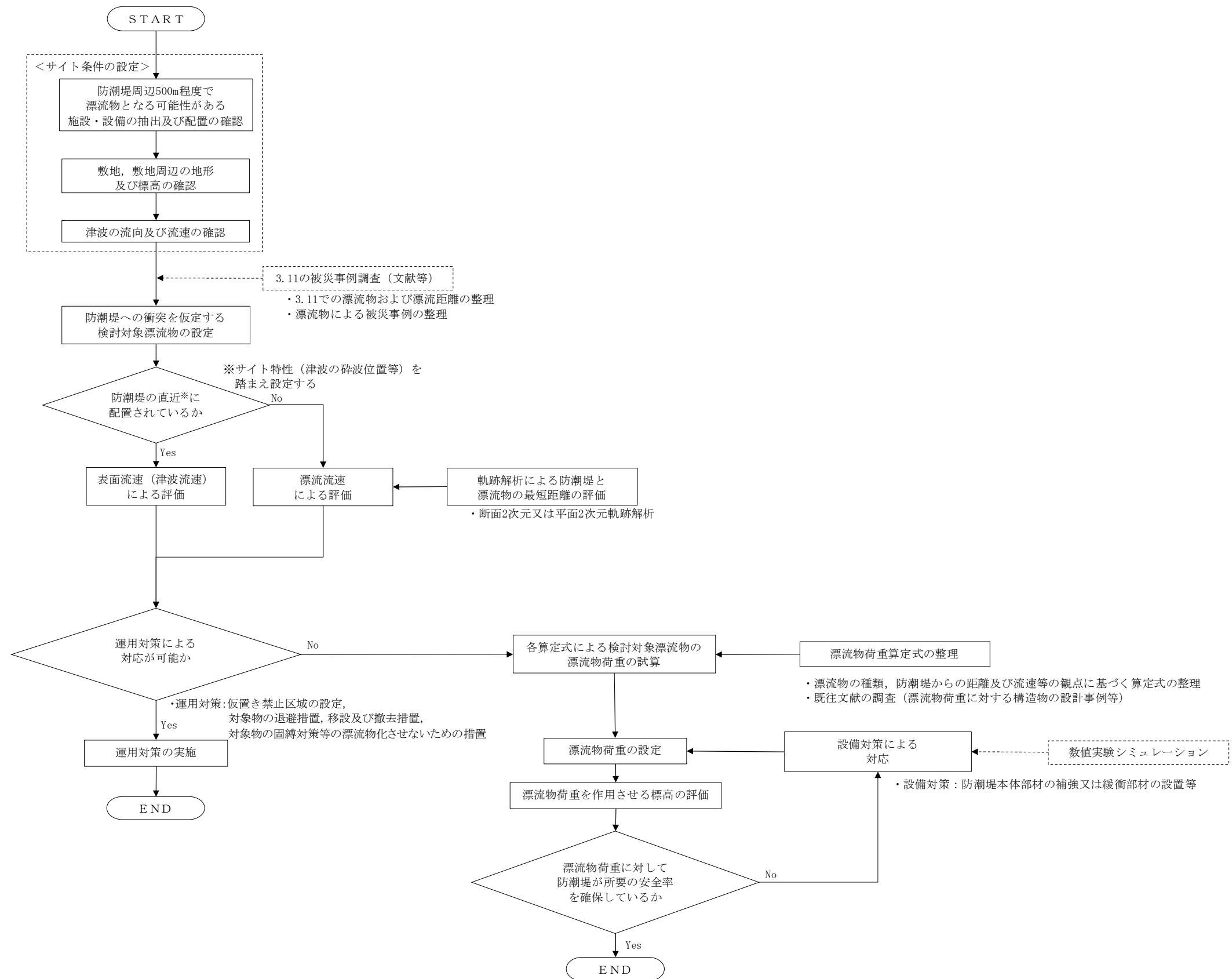


図 4.3.1.1-2 津波防護施設の機能に対する影響評価の検討フロー



#### 4.3.1.2 サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定

漂流物は津波の襲来により発生するが、漂流物の移動は津波の砕波位置に漂流物が存在する場合に大きな移動距離となることが知られている。そこで、東海第二発電所のサイト特性を踏まえた、津波による分裂波や砕波の発生位置を確認するために、水理模型実験及び数値解析シミュレーションを実施した。

##### (1) 分裂波発生に関する検討

沖合から伝播してくる津波がサイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合、ソリトン分裂波が発生するとされている。

- ① おおむね入射津波高さが水深の30%以上（津波数値解析等による津波高さが水深の60%以上）
- ② 海底勾配が1/100以下程度の遠浅

東海第二発電所前面の海底地形は約1/200勾配で遠浅であり、入射波津波高さと水深の関係についても入射津波高さが水深の30%以上であることから、両方の条件に合致する。そこで、沖合におけるソリトン分裂波及び砕波の発生の有無や陸上へ遡上する過程での減衰の状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無を定量的に確認するため、東海第二発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を測定した。海底地形断面位置図及び海底地形断面図を図4.3.1.2-1、津波高さと水深の関係を表4.3.1.2-1に示す。

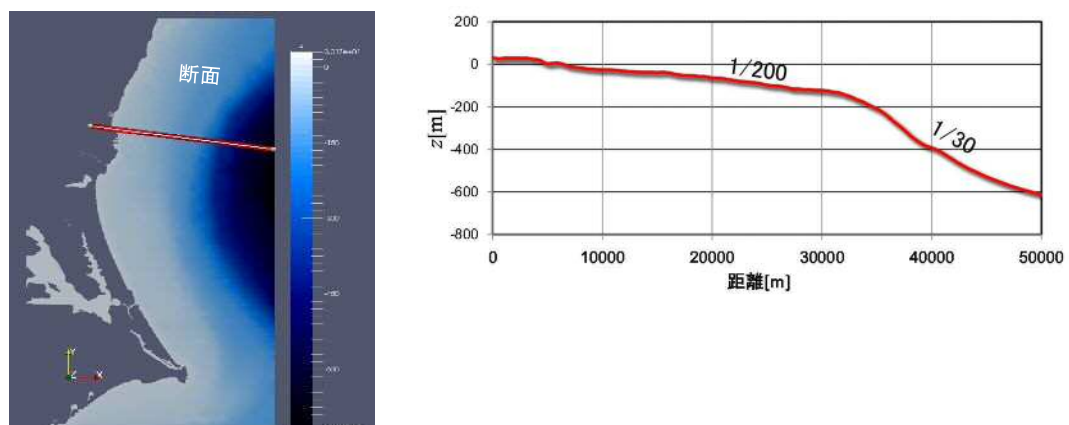


図 4.3.1.2-1 海底地形断面位置図及び海底地形断面図

表 4.3.1.2-1 津波高さと水深の関係

地点	(1) 水深	(2) 入射津波高さ*	(2) / (1)
東海第二発電所前面	7.5 m	4.7 m	62 %

\* 津波数値解析による津波高さの1/2を入射津波高さと定義（防潮堤の耐津波ガイドライン）



## (2) 水理模型実験

### a. 目的

基準津波の策定に用いた波源は、2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大することや、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えたものである。

水理模型実験は、ソリトン分裂波が生じない沖合 5.0 km における津波波形を入力し、ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び陸上へ遡上する過程での減衰状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無並びにフルード数の把握を目的に実施した。

### b. 検討断面

東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様の地形となっていることから、本実験では、津波水位が最大となる地点を基に、津波の伝播特性を踏まえ、等深線図に直交する断面を選定した。検討断面位置図を図 4.3.1.2-2 に示す。

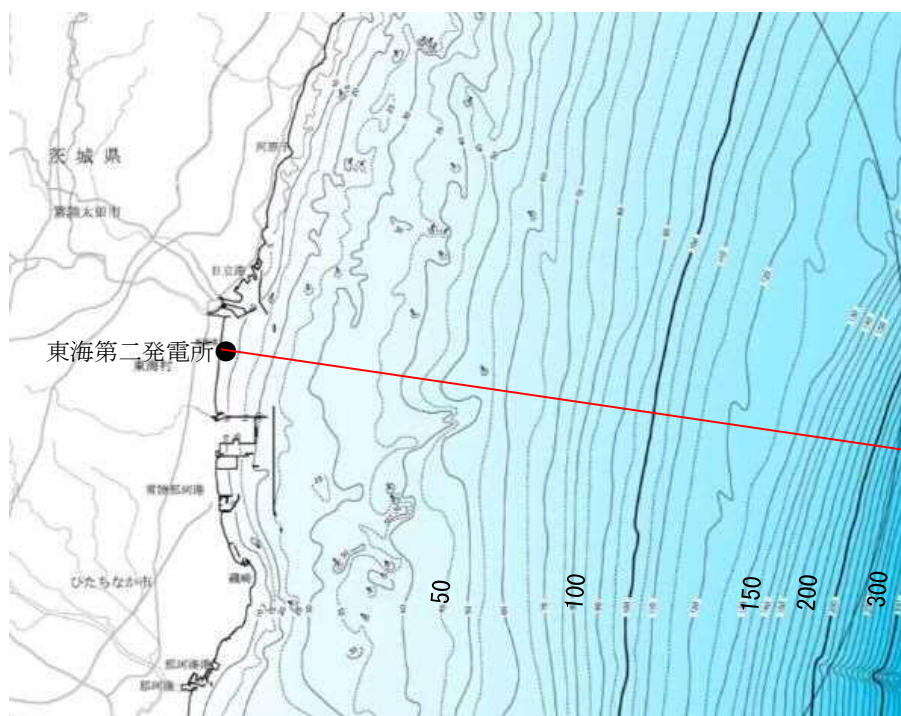
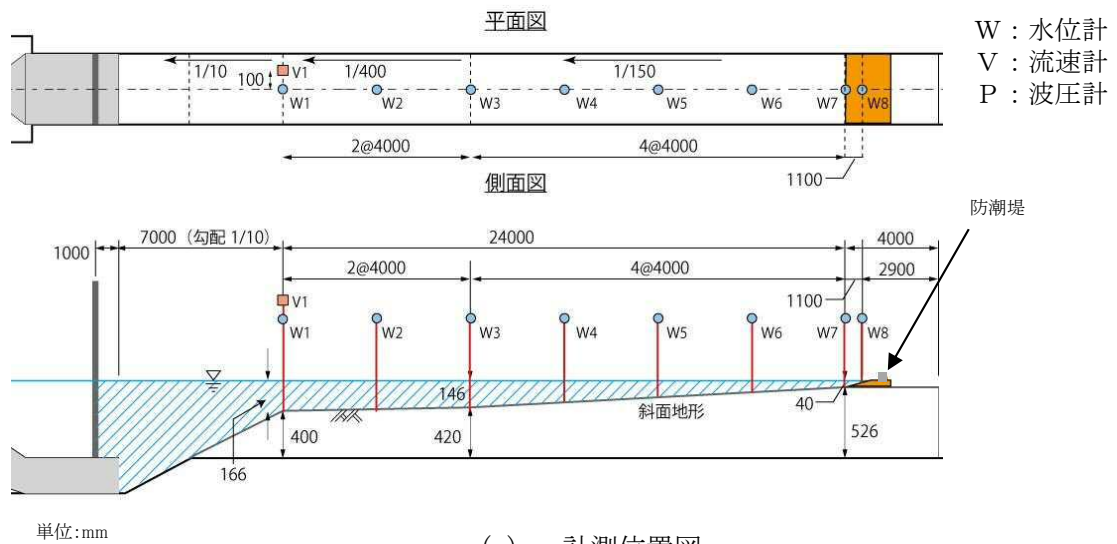


図 4.3.1.2-2 検討断面位置図

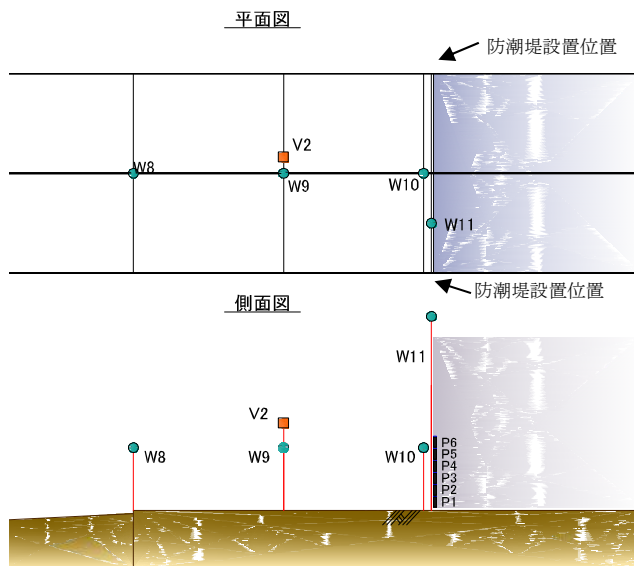


c. 実験条件

断面 2 次元実験施設の水路は、長さ 60 m×幅 1.2 m（貯水部は 1.8 m）×高さ 1.5 m とし、沖合 5 km から陸側の範囲を再現するために実験縮尺（幾何縮尺）は  $\lambda = 1/200$  とした。実験の概要を図 4.3.1.2-3 に示す。



(a) 計測位置図



(b) 防潮堤位置拡大図



(c) 実験施設写真

図 4.3.1.2-3 実験の概要



d. 入射津波の造波

水理模型実験における再現範囲の最沖地点はソリトン分裂波が発生しない沖合 5.0 km の位置とし、基準津波の波源モデルを用いた数値解析から求めた同地点における津波波形を入力した。また、この津波波形を防潮堤位置で平面 2 次元津波シミュレーション解析結果と同様の高さになるよう振幅を調整した。沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図を図 4.3.1.2-4 に示す。

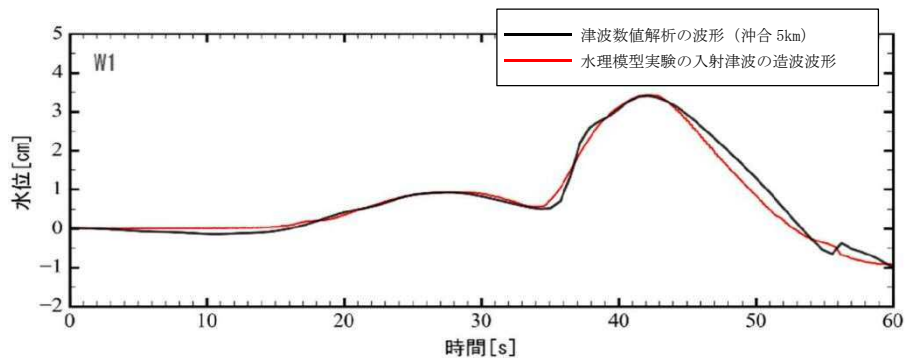


図 4.3.1.2-4 沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図

e. 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認

平面 2 次元津波シミュレーション解析に即した津波波形を造波し、水理模型実験を行った。水理模型実験における時刻歴図を図 4.3.1.2-5 に示す。その結果、目視観察と波高計による計測により、沖合約 220 m 地点 (W7) においてソリトン分裂波が生じることを確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W10 及び W11 で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。



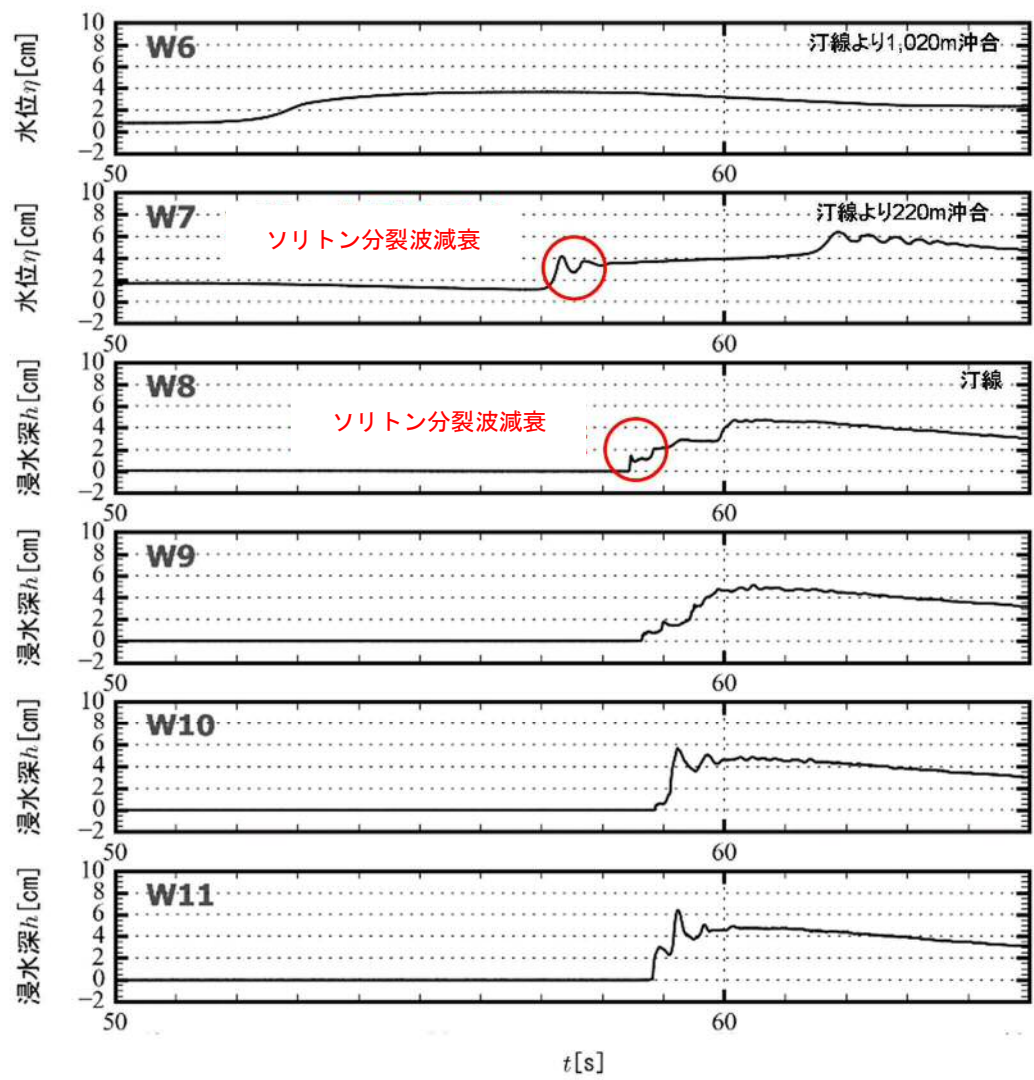


図 4.3.1.2-5 水理模型実験における時刻歴図



(3) 水理模型実験結果の再現性に関する検証

水理模型実験結果について、断面 2 次元津波シミュレーション解析を実施し、防潮堤位置での津波波圧算定式が朝倉式①で妥当であることを検証した。断面 2 次元津波シミュレーション解析は、分散波理論に基づいた解析手法でありソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/2D (Ver. 5.1) を用いた。

水理模型実験でモデル化した区間と同じ区間を解析領域としてモデル化した。解析モデル図を図 4.3.1.3-6 に示す。また、入射波は水理模型実験の入力波形に合わせて作成した。

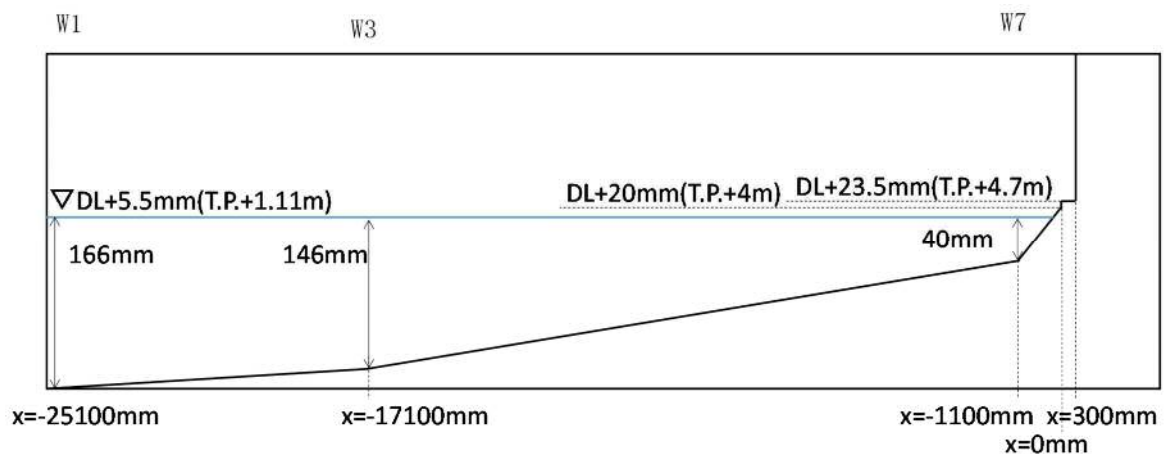


図 4.3.1.3-6 解析モデル図

断面 2 次元津波シミュレーション解析結果を図 4.3.1.3-7 に示す。水理模型実験結果と同様、沖合約 220 m 地点 (W7) においてソリトン分裂波を確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W10 及び W11 で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった。

断面 2 次元津波シミュレーション解析においても、ソリトン分裂波及び碎波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。



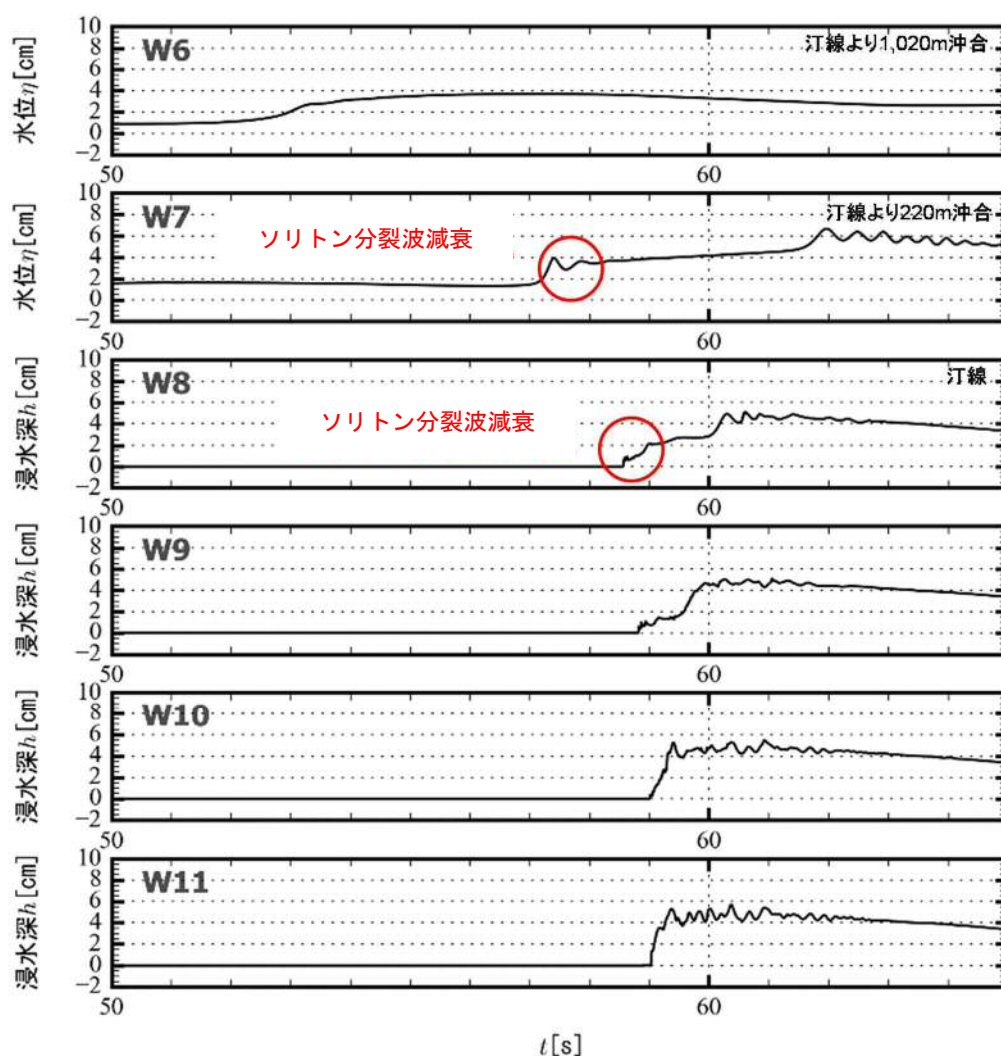


図 4.3.1.2-7 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果（時刻歴図）

(4) サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定

水理模型実験及び断面 2 次元津波シミュレーション解析の結果、沖合約 220 m 地点において、ソリトン分裂波を確認したが、汀線位置では分裂波は減衰している。津波防護施設の機能に対する影響評価の検討においては、沖合約 220 m に余裕を持たせ、保守的に汀線から 500 m 以内の海域を砕波により漂流物が移動する範囲として設定する。

防潮堤から汀線までの概ね 100m 以内の陸域を「直近（陸域）」，汀線より 500 m 以内の海域を「直近（海域）」，汀線より 500 m 以上の海域を「前面海域」と定義する。

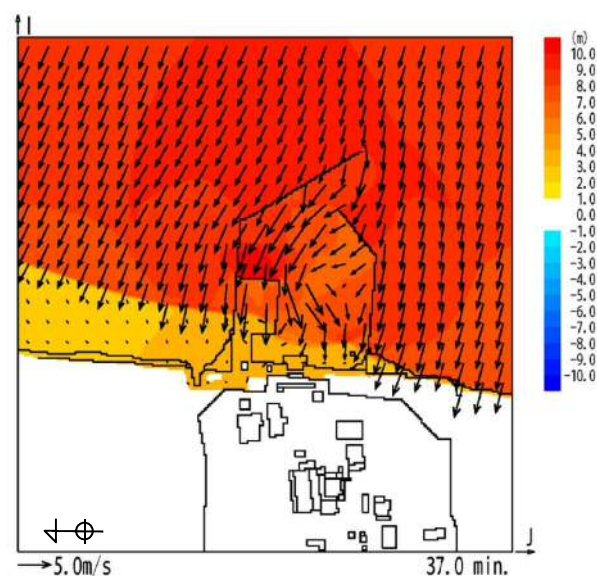


#### 4.3.1.3 検討対象漂流物の選定

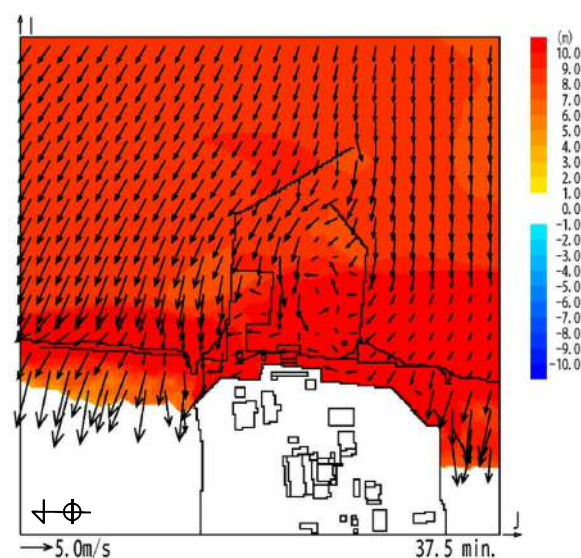
##### (1) 流況の整理結果に基づく代表検討対象エリアの設定

東海第二発電所での基準津波による発電所敷地前面海域の流向は、「4.2 漂流物による影響確認について(1)基準津波の流速及び流向の確認」に示すとおり、防潮堤東側の法線方向から遡上し、北側及び南側では防潮堤に沿うような流れとなっている。発電所敷地エリアの主な流向ベクトルを図 4.3.1.3-1 に示す。また、基準津波を超え敷地に遡上する津波（T.P.+24m 津波）時においても、図 4.3.1.3-2 に示すとおり、基準津波時と同様の流向となっている。

防潮堤東側エリアは、津波が法線方向に遡上することから、津波防護施設の機能に対する影響評価を行うために、代表検討対象エリアとして設定する。



(37.0 分\*)

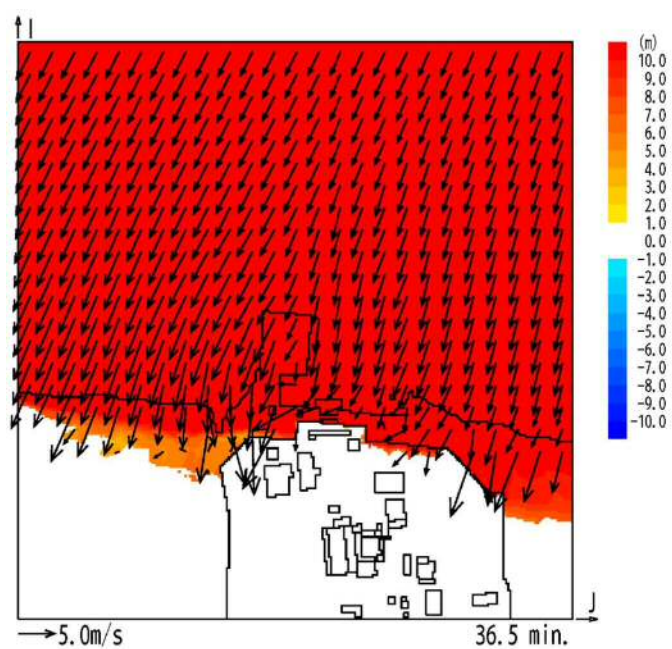


(37.5 分\*)

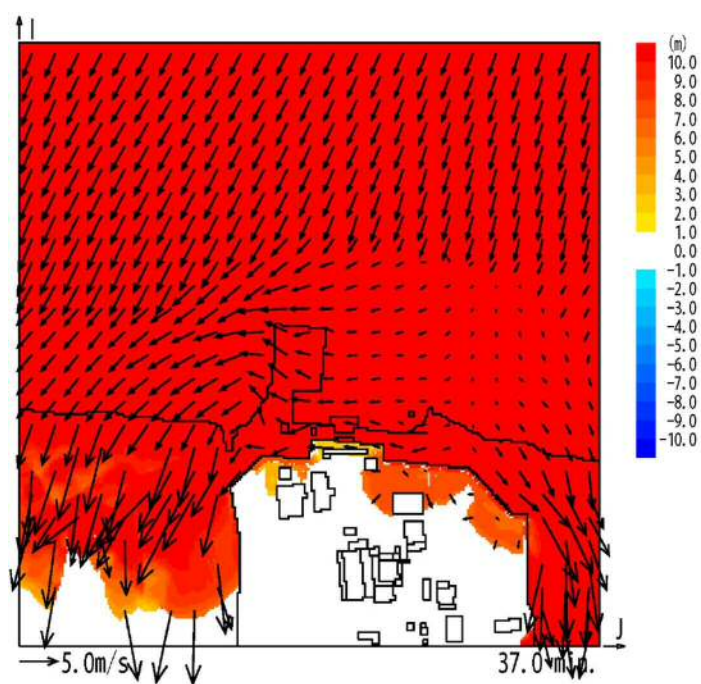
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.3.1.3-1 発電所敷地前面海域の流向ベクトル（基準津波時，防波堤ありの場合）





(36.5 分\*)



(37.0 分\*)

\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.3.1.3-2 発電所敷地前面海域の流向ベクトル (T.P. +24m 津波時の場合)



## (2) 検討対象漂流物の選定

「4.2 漂流物による影響確認について(4)漂流物検討対象の選定」において抽出した施設・設備のうち、防潮堤周辺 500m 範囲の施設・設備の配置を図 4.3.1.3-3 に示す。

図 4.3.1.3-4, 写真 4.3.1.3-1 及び表 4.3.1.3-1 に防潮堤東側エリアに設置されている構築物を示す。防潮堤東側エリアの構築物は、撤去又は移設することを基本とし、撤去又は移設ができない場合については、耐震性等を評価した上で、必要に応じ補強対策を検討する。

津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物は、津波防護施設への漂流物荷重として考慮する船舶（排水トン数 15 t）に加え、漂流物となる可能性が否定できない施設・設備のうち、防潮堤の前面に仮置きや残置の可能性があるもの及び地震・津波による過去の被災事例をもとに選定した。表 4.3.1.3-2 に仮置きや残置の可能性があるものの一覧を示す。仮置きや残置の可能性があるものは、運用での対応が行えるかを検討した上で、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物を選定する。

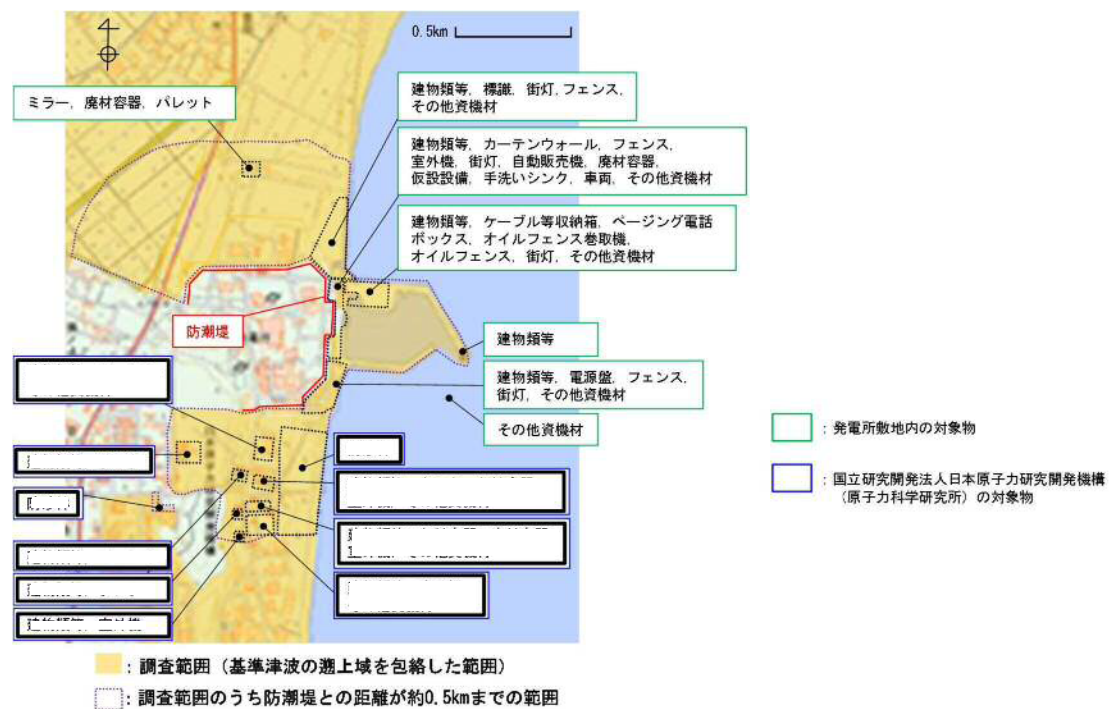


図 4.3.1.3-3 防潮堤周辺 500m 範囲の施設・設備の配置



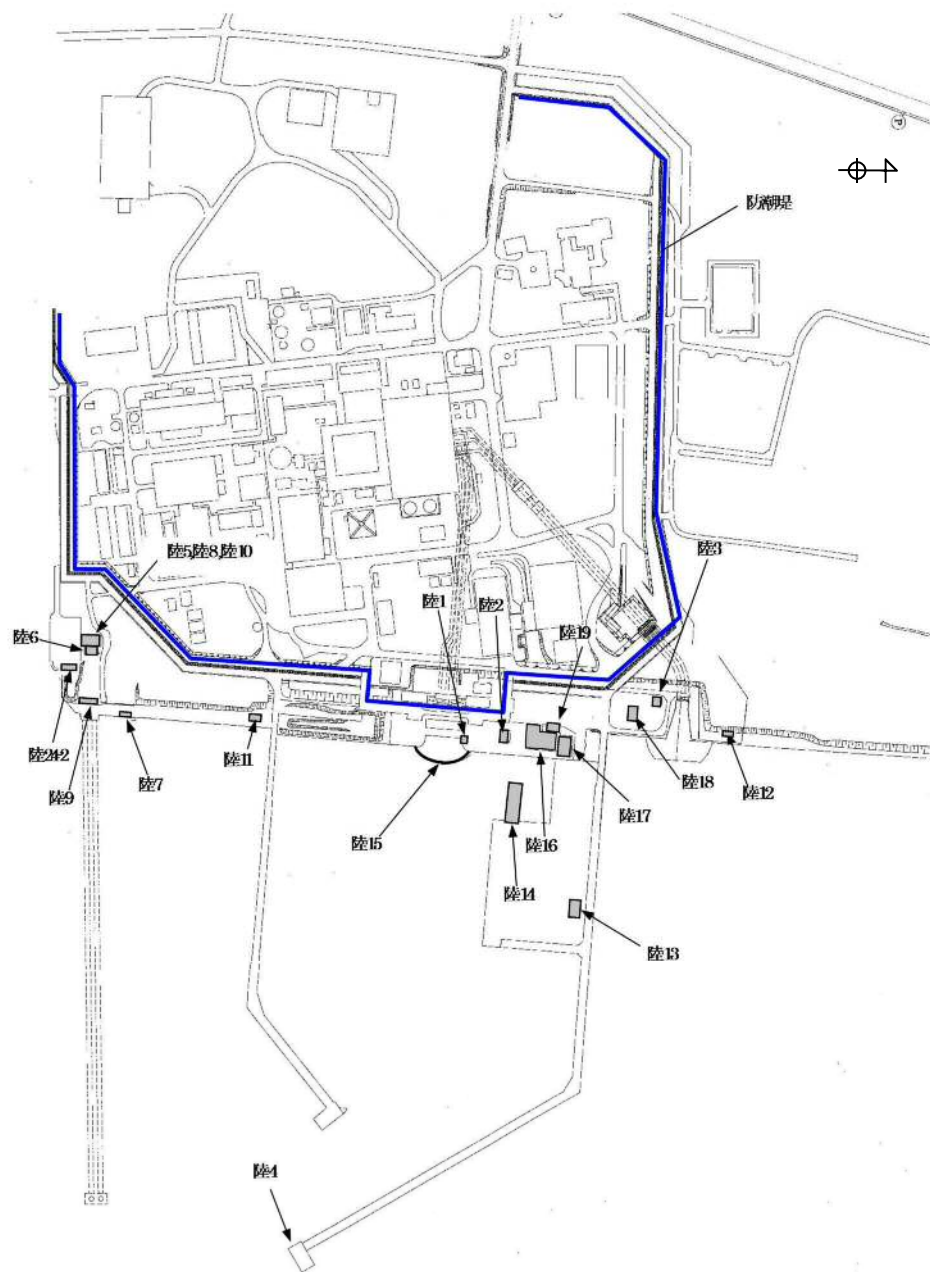


図 4.3.1.3-4 防潮堤東側エリアに設置されている構築物位置図



			
陸 1 検潮小屋	陸 2 海水電解装置建屋	陸 3 放水口モニター小屋	陸 4 北防波堤灯台
			
陸 5 復水冷却用水路スクリーン室	陸 6 塩素処理室	陸 7 放水口放射能測定機器上屋	陸 8 ロータリースクリーン室
			
陸 9 主ゲート	陸 10 次亜塩素酸ソーダ注入室	陸 11 合併処理浄化槽設備	陸 12 海上レーダー
			
陸 13 物揚場倉庫	陸 14 栈橋	陸 15 カーテンウォール	陸 16 メンテナンスセンター
			
陸 17 輸送本部建屋	陸 18 輸送本部倉庫	陸 24 再利用物品置場テント	

写真 4.3.1.3-1 防潮堤東側エリアに設置されている構築物



表 4.3.1.3-1 防潮堤東側エリアに設置されている構築物一覧表

番号	名称	主要構造（形状）	寸法	対策
陸1	検潮小屋	鉄筋 コンクリート造	2.9 m×2.9 m×2.3 m	撤去又は移設することを基本とし、撤去又は移設が出来ない場合は、耐震性等を評価した上で、必要に応じ漂流化しないための補強対策を検討する。
陸2	海水電解装置建屋	鉄筋 コンクリート造	8 m×11 m×3.7 m	
陸3	放水口モニター小屋	鉄筋 コンクリート造	4 m×5 m×3 m	
陸4	北防波堤灯台	鉄筋 コンクリート造	Φ3 m×9 m	
陸5	復水冷却用水路 スクリーン室	鉄筋 コンクリート造	—	
陸6	塩素処理室	鉄筋 コンクリート造	10 m×13 m×10 m	
陸7	放水口放射能 測定機器上屋	鉄筋 コンクリート造	3 m×5 m×3 m	
陸8	ロータリースクリーン室	鉄筋 コンクリート造	13 m×21 m×11 m	
陸9	主ゲート	鉄筋 コンクリート造	4 m×18 m×10 m	
陸10	次亜塩素酸ソーダ注入室	鉄筋 コンクリート造	—	
陸11	合併処理浄化槽設備	鉄筋 コンクリート造	10 m×15 m×10 m	
陸12	海上レーダー	鋼製支柱	—	
陸13	物揚場倉庫	コンクリート製ブ ロック	7 m×12 m×3 m	
陸14	栈橋	鋼製コンクリート造	1.2 m×40 m×4 m	
陸15	カーテンウォール	鉄筋 コンクリート造 (鋼材支柱)	—	
陸16	メンテナンスセンター	鉄骨造	34 m×19 m×11 m	
陸17	輸送本部建屋	鉄骨造	22 m×13 m×7 m	
陸18	輸送本部倉庫	鉄骨造	12 m×8 m×4 m	
陸24 -2	再利用物品置場テント	—	—	



表 4.3.1.3-2 (1) 漂流物となる可能性が否定できない仮置きや残置の可能性があるもの (1/2)

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との 距離	対策の 要否	対策不要である根拠	対策	検討 対象
東側	船舶	15 (排水トン数)	500 m 以上 (前面海域)	否	—	—	○
	流木	0.08 <sup>*1</sup>	500 m 以内 (前面海域)	否	—	—	○
	流木 (丸太)	—	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	仮置禁止又 は固縛	—
	フェンス	0.9	100 m 以内 (直近 (陸域) )	否	受圧面積が小さく、津波 が透過することから、漂 流には至らないと考えら れるため。	—	—
	電源盤	0.6	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去 又は固縛	—
	ケーブル等収納箱	0.04	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去 又は固縛	—
	ページング電話ボックス	0.02	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去 又は固縛	—
	室外機	0.3	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去 又は固縛	—
	自動販売機	0.5	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去 又は固縛	—
	オイルフェンス巻取機	1.5	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去 又は固縛	—
	オイルフェンス	0.07	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去 又は固縛	—

\*1：流木の想定質量 (t) は、敷地周辺の植生調査結果のうち汀線沿いの海岸植生の樹木 (平均直径 12 cm, 平均樹高 8 m) を選定し、建築空間の緑化手法 (1988) の算定式により設定した。



表 4.3.1.3-2 (2) 漂流物となる可能性が否定できない仮置きや残置の可能性があるもの (2/2)

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との 距離	対策の 要否	対策不要である根拠	対策	検討 対象
東側	廃材容器	0.04	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	手洗いシンク	0.02	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	仮設設備	0.2	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	車両 (工事車両)	—	100 m 以内 (直近 (陸域) )	要	—	退避措置	—
	車両 (パトロール車)	0.69	100 m 以内 (直近 (陸域) )	否	—	—	○



(3) 検討対象漂流物の選定結果

検討対象漂流物の選定結果を表 4.3.1.3-3 に示す。津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象である設備として、船舶、流木及び車両（パトロール車）を検討対象漂流物として選定する。

発電所構内に入域する車両については退避措置を基本とし、工事車両については退避措置の徹底について工事契約時に定める運用を図る。しかしながら、日常的に使用する車両（パトロール車）は漂流する可能性が否定できないことから、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物とする。

なお、防潮堤周辺で工事を実施する際には、各工事において資機材及び車両の退避に対する評価を実施し、必要に応じて地盤改良等の対策を施し退避ルート of 耐震性を確保した上で、工事を実施する。

表 4.3.1.3-3 検討対象漂流物の選定結果

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との 距離
東側	船舶	15 (排水トン数)	500 m 以上 (前面海域)
	流木	0.08	500 m 以内 (前面海域)
	車両 (パトロール車)	0.69	100 m 以内 (直近 (陸域) )



4.3.1.4 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文

- (1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理  
規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式を表 4.3.1.4－1 に示す。

表 4.3.1.4－1 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理

	出典	種類	概要及び算定式	算定式の適用性が確認された範囲（実験条件等）
①	松富ほか（1999）	流木	津波による流木の漂流荷重を提案している。本式は円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の漂流荷重算定式である。 $F_m/(\gamma D^2 L) = 1.6 C_{MA} \{v_{A0}/(gD)^{0.5}\}^{1.2} (\sigma_v/\gamma L)^{0.4}$ $F_m$ ：衝突力， $\gamma$ ：流木の単位体積重量， $D$ ：木材の直径， $L$ ：木材の長さ， $g$ ：重力加速度， $C_{MA}$ ：見かけの質量係数(水の緩衝機能も加味)， $v_{A0}$ ：衝突速度， $\sigma_y$ ：木材の降伏応力	「実験に基づく推定式」 ・見かけの質量係数に関する水路実験（実験：高さ 0.5 m, 幅 0.3 m, 長さ 11.0 m） 流木（丸太）の直径：4.8 cm～12 cm，流木の重量：305～8615 gf ・衝突荷重に関する空中での実験 水理模型実験及び空中衝突実験において，流木（植生林ではない丸太）を被衝突体の前面（2.5 m 以内）に設置した状態で衝突させている。東海第二のサイト条件を踏まえると，被衝突体の直近に衝突体があることを仮定する場合に適用性がある可能性がある。個別の流木（丸太）の種類等に応じて，実現象を再現するようなパラメータを適切に定める必要がある。
②	池野・田中（2003）	流木	円柱以外にも角柱，球の形状をした木材による漂流荷重を提案している。 $F_H/(gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{V_H/(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})\}^{2.5}$ $F_H$ ：衝突力， $g$ ：重力加速度， $M$ ：漂流物の質量， $S$ ：係数（＝5.0）， $C_{MA}$ ：付加質量係数， $V_H$ ：漂流物移動速度， $D$ ：漂流物の直径（角柱の場合は正方形断面辺長）， $L$ ：漂流物の長さ	「実験に基づく推定式」（縮尺 1/100 の模型実験） 漂流物の形状：円柱，角柱，球 漂流物重量：0.588 N～29.792 N 受圧板を陸上構造物と想定し，衝突体を受圧板前面 80 cm（現地換算 80 m）離れた位置に設置した状態で衝突させた実験である。模型縮尺（1/100）を考慮した場合，現地換算で直径 2.6～8 m の仮定となり，東海第二のサイト条件を考慮すると適用性が無いものと判断する。
③	道路橋示方書（2002）	流木等	橋（橋脚）に自動車，流木あるいは船舶等による漂流荷重を定めている。 $P = 0.1 W U$ $P$ ：衝突力， $W$ ：流送物の重量， $U$ ：表面流速	新規制基準に基づく審査において適用された実績がある。 漂流物が流下（漂流）して来た場合に，表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから，被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断する。
④	FEMA（2012） （FEMA：FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY）	流木 コンテナ	$F_i = 1.3 u_{max} \sqrt{k m_d (1 + c)}$ $F_i$ ：衝突力， $c$ ：付加質量係数， $u_{max}$ ：漂流物を運ぶ流体の最大流速， $m_d$ ：漂流物の質量， $k$ ：漂流物の有効軸剛性	「運動方程式に基づく衝突力方程式」 非減衰系の振動方程式に基づいており，衝突体及び被衝突体の両方とも完全弾性体で，かつ衝突時のエネルギー減衰が一切考慮されていない前提条件での算定式であることから，衝突時に塑性変形を伴う漂流物の荷重算定では，個別の漂流物に対して，実現象を再現するような軸剛性を適切に定める必要がある。 漂流物が地表面を転がるような場合は，衝突流速を 50%として良い可能性があるとの記載がある。
⑤	水谷ほか（2005）	コンテナ	漂流するコンテナの漂流荷重を提案している。 $F_m = 2 \rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \left( \frac{W V_x}{g dt} \right), \quad V_x \cong C_x = 2 \sqrt{g \eta_m}$ $F_m$ ：衝突力， $g$ ：重力加速度， $W$ ：コンテナの重量， $B_c$ ：コンテナ幅， $\rho_m$ ：遡上波の最大水位， $dt$ ：衝突時間， $\rho_w$ ：水の密度， $V_x$ ：コンテナの漂流速度， $C_x$ ：津波の遡上流速	「実験に基づく推定式」（縮尺 1/75 の模型実験） 使用コンテナ：長さを 20 ft と 40 ft，コンテナ重量：0.2 N～1.3 N 程度， 遡上流速：1.0 m/s 以下，材質：アクリル 被衝突体の直近のエプロン上にコンテナを設置して衝突力を求めた算定式である。衝突体と水塊が一体となって衝突し，衝突前の運動量が全て力積として作用するものとして考えた算定式であり，右辺の第 1 項は付加質量による荷重を表している。
⑥	有川ほか（2007, 2010）	流木 コンテナ	鋼製構造物（コンテナ等）による漂流荷重を提案している。 $F = \gamma_p x^{\frac{2}{5}} \left( \frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, \quad x = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E}, \quad \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ $a$ ：衝突面半径の 1/2（ここではコンテナ衝突面の縦横長さの平均の 1/4）， $E$ ：ヤング係数， $\nu$ ：ポアソン比， $m$ ：質量， $v$ ：衝突速度， $\gamma_p$ ：塑性によるエネルギー減衰効果，添字 1, 2 は衝突体と被衝突体を表す	「実験に基づく推定式」（縮尺 1/5 の模型実験） 使用コンテナ：長さ 1.21 m, 高さ 0.52 m, 幅 0.49 m 衝突速度：1.0～2.5 m/s 程度，材質：鋼製 水理模型実験では，コンテナを被衝突体の前面 1.21 m（現地換算 6.05 m）に設置して衝突力を求めた算定式である。 衝突体の剛性 $k_1$ と被衝突体の剛性 $k_2$ の両方がパラメータとして含まれている算定式であり，個別の漂流物に対して，実現象を再現するような剛性に係る $k$ 値を適切に定める必要があるが，対象としている種類以外への適用性がある $k$ 値に係る $k_1$ 及び $k_2$ の値，すなわち実験データを再現するよう同定された当該式の妥当な $k_1$ 及び $k_2$ の値が不明であるため，現状では当該式は対象としている種類以外への適用は難しいと考える。



## (2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について

### a. 船舶

道路橋示方書（2002）は、新規制基準に基づく審査において、船舶に適用された実績がある。

道路橋示方書（2002）は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから、被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断し、前面海域からの船舶の衝突による漂流物荷重算定に適用する。

### b. 流木

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式において、流木を対象とした算定式は松富ほか（1999）、池野・田中（2003）、道路橋示方書（2002）、FEMA（2012）及び有川ほか（2007, 2010）である。

道路橋示方書（2002）は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから、被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断し、前面海域からの流木の衝突による漂流物荷重算定に適用する。

池野・田中（2003）は、実験の模型縮尺を考慮した場合、東海第二発電所におけるサイト条件を考慮すると適用性が無いものと判断する。

松富ほか（1999）、FEMA（2012）及び有川ほか（2007, 2010）は、被衝突体の前面に漂流物が設置されている場合の衝突時の荷重を算定するものである。そのため、直近（海域）からの流木の衝突による漂流物荷重の算定に適用する。

### c. 車両

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式において、車両を対象とした算定式が無いことから、対象種別がコンテナとされている算定式（FEMA、水谷ほか、有川ほか）の車両への適用について検討した。

FEMA（2012）は、高畠ら（2015）※<sup>1</sup>の水流中衝突実験により車両の妥当な有効軸剛性が既知となっていることから、その有効軸剛性を用いることで車両へ適用できるものと判断し漂流物荷重の算定の対象とする。

水谷ほか（2005）の式は、入力パラメータの車両に対する実験での検証がされていないため、車両への適用は難しいと考える。よって、車両の漂流物荷重の算定の対象外とする。

有川ほか（2007, 2010）の式では、入力パラメータとして、衝突面積、ヤング率、ポアソン比、塑性によるエネルギー減衰効果が必要なるが、車両の実験データを再現するよう同定された当該式の妥当なパラメータが不明であるため、現状では当該式は車両への適用は難しいと考える。よって、車両の漂流物荷重の試算の対象外とする。

道路橋示方書（2002）は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できるが、防潮堤外の検討では津波の流速等を



勘案し、漂流物荷重の試算の対象外とした。

(3) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理結果

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理結果を表 4.3.1.4-2 に示す。

運用対策による対応が行えない場合において、漂流物荷重の算定する際は、表 4.3.1.4-2 に示す各算定式の適用条件（種類、被衝突体からの距離、適用流速）を踏まえた上で実施するものとする。

表 4.3.1.4-2 各種基準類の漂流物荷重算定式の整理結果

出典		種類	被衝突体との距離	適用流速	備考
①	松富ほか	流木	直近（陸域） 直近（海域）	衝突速度	個別の流木（丸太）の種類等に応じて、実現象を再現するようなパラメータを適切に定める必要がある。
②	池野・田中	流木	直近（陸域）	漂流物移動速度	模型縮尺（1/100）を考慮した場合、東海第二発電所への適用性が無いものと判断する。
③	道路橋示方書	流木等	前面海域	表面流速（津波流速）	前面海域から漂流してくる流木及び船舶に適用する。
④	FEMA	流木 コンテナ	直近（陸域）	漂流物を運ぶ流体の最大流速	非減衰系の振動方程式に基づいており、衝突体及び被衝突体の両方とも完全弾性体で、かつ衝突時のエネルギー減衰が一切考慮されていない前提条件での算定式であることから、衝突時に塑性変形を伴う漂流物の荷重算定では、個別の漂流物に対して、実現象を再現するような軸剛性を適切に定める必要がある。
⑤	水谷ほか	コンテナ	直近（陸域）	津波の遡上流速	東海第二発電所では、防潮堤東側エリアの500m範囲内にコンテナが無く、検討対象漂流物とはならないため、対象外とする。
⑥	有川ほか	流木 コンテナ	直近（陸域） 直近（海域）	衝突速度	衝突体の剛性k1と被衝突体の剛性k2の両方がパラメータとして含まれている算定式であり、個別の漂流物に対して、実現象を再現するような剛性に係るk値を適切に定める必要があるが、対象としている種類以外への適用性があるk値に係るk1及びk2の値、すなわち実験データを再現するよう同定された当該式の妥当なk1及びk2の値が不明であるため、現状では当該式は対象としている種類以外への適用は難しいと考える。



(4) 漂流物荷重の算定における設計上の配慮について

漂流物荷重の算定においては、各パラメータについて、以下の項目を考慮して設定する。

① 漂流物荷重算定用の流速

漂流物荷重の算定に用いる遡上波の流速は、「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」に示すとおり、漂流物荷重の大きさは構造物に対して法線方向の流速による影響が大きいため、本来は法線方向の速度値に着目するが、設計上の配慮として全ての方向の流速ベクトルを含めた中での最大流速の数値を切り上げ、基準津波時は 11.0 m/s、T.P.+24m 津波時は 15.0 m/s としている。すなわち、この設計用の流速は、防潮堤近傍における基準津波時の法線方向最大流速である 7.08 m/s を 5 割増しした値、T.P. +24.0 m 津波時の法線方向最大流速である 9.98 m/s を 5 割増しした値に相当する。

② 漂流物の漂流流速

「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」に示すとおり、文献<sup>※2</sup>によれば、津波による漂流物の漂流流速は、津波の表面流速（津波流速）よりも小さいとされている（図 4.3.1.4-1）。文献<sup>※3, 4</sup>によれば、漂流物の衝突直前の漂流流速  $v$  (m/s) と水の表面流速  $U$  (m/s) の比率  $\alpha$  について、漂流流速  $v$  は表面流速（津波流速） $U$  に対して 0～60 % に低下するとされている。文献<sup>※4</sup>で述べられている比重 0.6 の漂流物の場合の表面流速に対する漂流流速  $v$  の比率  $\alpha$  の確率分布を図 4.3.1.4-2 に示す。図 4.3.1.4-2 のとおり、 $\alpha = v/U = 0.1$ （10 % 程度）以下において相対頻度が最も高いことを示している。

以上の知見はあるが、津波防護施設の設計のための漂流物荷重算定に用いる漂流流速  $v$  は  $\alpha = v/U = 1.0$ （100 %）となるように設定する。

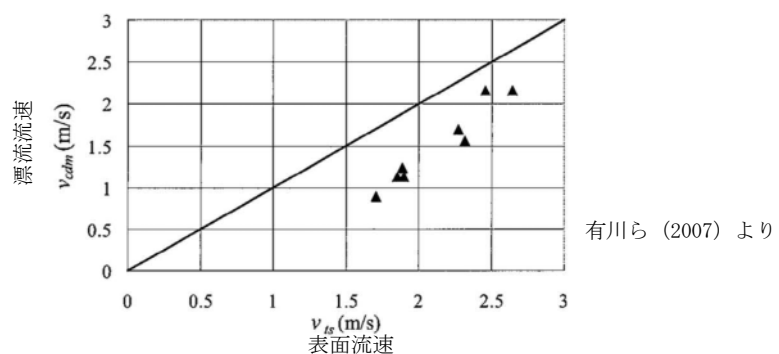
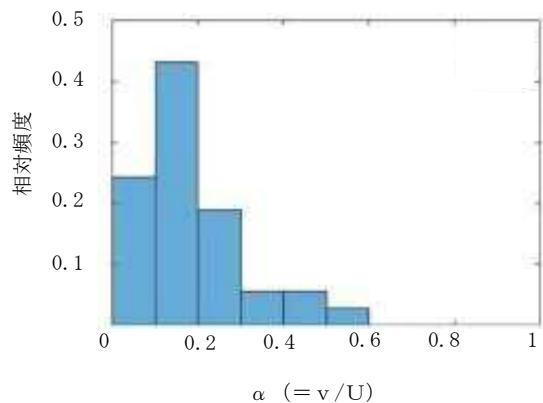


図 4.3.1.4-1 表面流速と漂流流速の関係





甲斐田ほか (2016) より  
(比重 0.6)

図 4.3.1.4-2 構造物模型に衝突する漂流物の速度比率 $\alpha$  ( $= v/U$ ) の確率分布

### ③ 漂流物荷重を作用させる標高

防潮堤前面での最大流速時の水深は、基準津波時は T.P. +10.6 m 程度、T.P. +24.0 m 津波時は T.P. +17.7 m 程度であり、防潮堤前面における最高水位と比較して十分に小さい。しかし、防潮堤の設計においては、設計上最大モーメントとなり最も厳しくなる防潮堤の天端に漂流物荷重を作用させる。

### ④ 漂流物荷重と津波荷重の重畳

漂流物荷重は津波荷重との組合せは、実際に施設に作用する荷重としては、津波による最大荷重と漂流物による最大荷重が同時に作用する可能性は小さいものの、設計上の配慮として津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における漂流物荷重）を重畳させる。

### (5) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定

検討対象漂流物として選定した船舶、流木及び車両について、規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物算定式の東海第二発電所での適用性を考慮した上で、漂流物荷重を算定する。

漂流物荷重の算定に用いる流速は、基準津波時 11 m/s、T.P. +24m 津波時は 15 m/s とした。

船舶は道路橋示方書式により漂流物荷重を算定した。

流木の漂流物荷重は、松富ほか、有川ほかの式による算定に加え、FEMA (2012) により算定する。FEMA (2012) における係数 1.3 は、ASCE (American Society of Civil Engineers) による設備の重要度に応じた安全係数であり、重要施設として指定されているビル・構造物に対する係数となっている。東海第二発電所における津波防護施設の設計においては、係数 1.3 を考慮する。

流木の漂流物荷重に用いる流木の軸剛性は、図 4.3.1.4-3 に示す FEMA (2012) の軸剛性  $2.4 \times 10^6$  N/m を用いた。

車両の漂流物荷重は、FEMA (2012) により算定する。車両の漂流物荷重算定時に用いる付



加質量係数  $C$  は、FEMA (2012) においては図 4.3.1.4-3 に示すとおりとなっており、車両の付加質量係数  $C$  は記載がないため、FEMA (2012) において最大の付加質量係数  $C=1.0$  を用いた。車両の軸剛性には、高畠ら (2015) ※<sup>1</sup> の水流中衝突実験により求められた 3 段階の軸剛性のうち、最も軸剛性が大きい 3 次剛性  $k_3$  ( $2.04 \times 10^6$  N/m) を用いるものとする。

**Table 6-1 Mass and Stiffness of Some Waterborne Floating Debris**

Type of Debris	Mass ( $m_d$ ) in kg	Hydrodynamic	Debris Stiffness ( $k_d$ ) in N/m
		Mass Coefft. ( $c$ )	
Lumber or Wood Log – oriented longitudinally	450	0	$2.4 \times 10^6$ *
20-ft Standard Shipping Container – oriented longitudinally	2200 (empty)	0.30	$85 \times 10^6$ **
20-ft Standard Shipping Container – oriented transverse to flow	2200 (empty)	1.00	$80 \times 10^6$ **
20-ft Heavy Shipping Container – oriented longitudinally	2400 (empty)	0.30	$93 \times 10^6$ **
20-ft Heavy Shipping Container – oriented transverse to flow	2400 (empty)	1.00	$87 \times 10^6$ **
40-ft Standard Shipping Container – oriented longitudinally	3800 (empty)	0.20	$60 \times 10^6$
40-ft Standard Shipping Container – oriented transverse to flow	3800 (empty)	1.00	$40 \times 10^6$

\* Haehnal and Daly, 2002; \*\* Peterson and Naito, 2012

図 4.3.1.4-3 FEMA (2012) における流木及びコンテナの付加質量



表 4.3.1.4-3 に船舶、流木及び車両の漂流物荷重一覧を示す。また、表 4.3.1.4-3 に構造成立性の検討時に用いていた質量 50t での漂流物荷重を示す。

算出の結果、漂流物荷重は、基準津波時（流速 11m/s）では 759kN、T.P.+24m 津波時（流速 15m/s）では 1035kN となり、これらを設計用漂流物荷重とする。

表 4.3.1.4-3 漂流物荷重一覧

種類	質量 (t)	適用式	漂流物荷重 (kN)	
			基準津波時 (流速11 m/s)	T.P.+24 m津波時 (流速15 m/s)
船舶	15	道路橋示方書	162	221
流木	0.08	松富ほか	157	226
		FEMA	198	270
		有川ほか	390	565
車両	0.69	FEMA (C=1.0)	759	1035

表 4.3.1.4-4 漂流物荷重（構造成立性検討時）

種類	質量 (t)	適用式	漂流物荷重 (kN)	
			基準津波時 (流速10 m/s)	T.P.+24 m津波時 (流速15 m/s)
台船	50	道路橋示方書	490	736

※1：高畠ら：津波漂流物の衝突力推定における軸剛性モデル，土木学会論文集 B2（海岸工学）（2015）

※2：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第 54 巻（2007）（有川ら）

※3：原子力発電所における津波漂流物の影響評価技術－現状調査とその適用に関する考察－研究報告 16010，電力中央研究所報告書（2017）

※4：甲斐田ら：陸上遡上津波中の漂流物挙動に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学）（2016）



#### 4.3.2 防潮堤及び防潮扉の内側における検討

##### 4.3.2.1 検討概要

基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」又は特に断りのない場合を除き「津波」という。）については、発生する確率は極めて低い事象であるが、防潮堤及び防潮扉（以下「防潮堤」という。）を越流又は側面部から回り込み（以下「越流」という。）、防潮堤内側の敷地内に流入することを想定しており、東海第二発電所の特徴的な事象である。

敷地に遡上する津波に対しては、防潮堤が弾性状態を維持し、防潮堤内側への津波の流入量を抑制する設計であることから、敷地内に流入する津波の浸水深、流速は、漂流物の影響を考慮する必要がない程度に抑制されることを確認している。したがって、防潮堤内側に津波とともに流入する船舶については、重量及び構造を考慮すると、浮遊しかつ漂流・移動し続けることが想定し難いと評価し、衝突荷重の確認は行わない検討対象漂流物とする。

車両等についても漂流・移動し続けることは考え難いが、万が一津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備に到達したと仮定し、検討対象漂流物として衝突荷重を確認する。

また、流木や足場板については、敷地内に流入する津波による浸水深、流速であっても、津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備に到達する可能性が否定できない検討対象漂流物として衝突荷重を確認する。なお、衝突荷重の算定に当たっては、平板形状であり流木よりも漂流速度が大きくなると考えられる足場板にて衝突荷重を算定する。

検討対象漂流物の衝突荷重算定においては、漂流物の重量、形状等の考慮及び評価の保守性を考慮し、適切な荷重算定式を適用するものとする。衝突荷重の算定結果を踏まえ、最も大きい衝突荷重を津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備（又は漂流物対策としての防護柵等）の設計において考慮するものとする。

津波防護施設及び建屋及び区画に内包されない重大事故等対処施設の機能に対する影響評価フローを図 4.3.2.1-1 に示す。



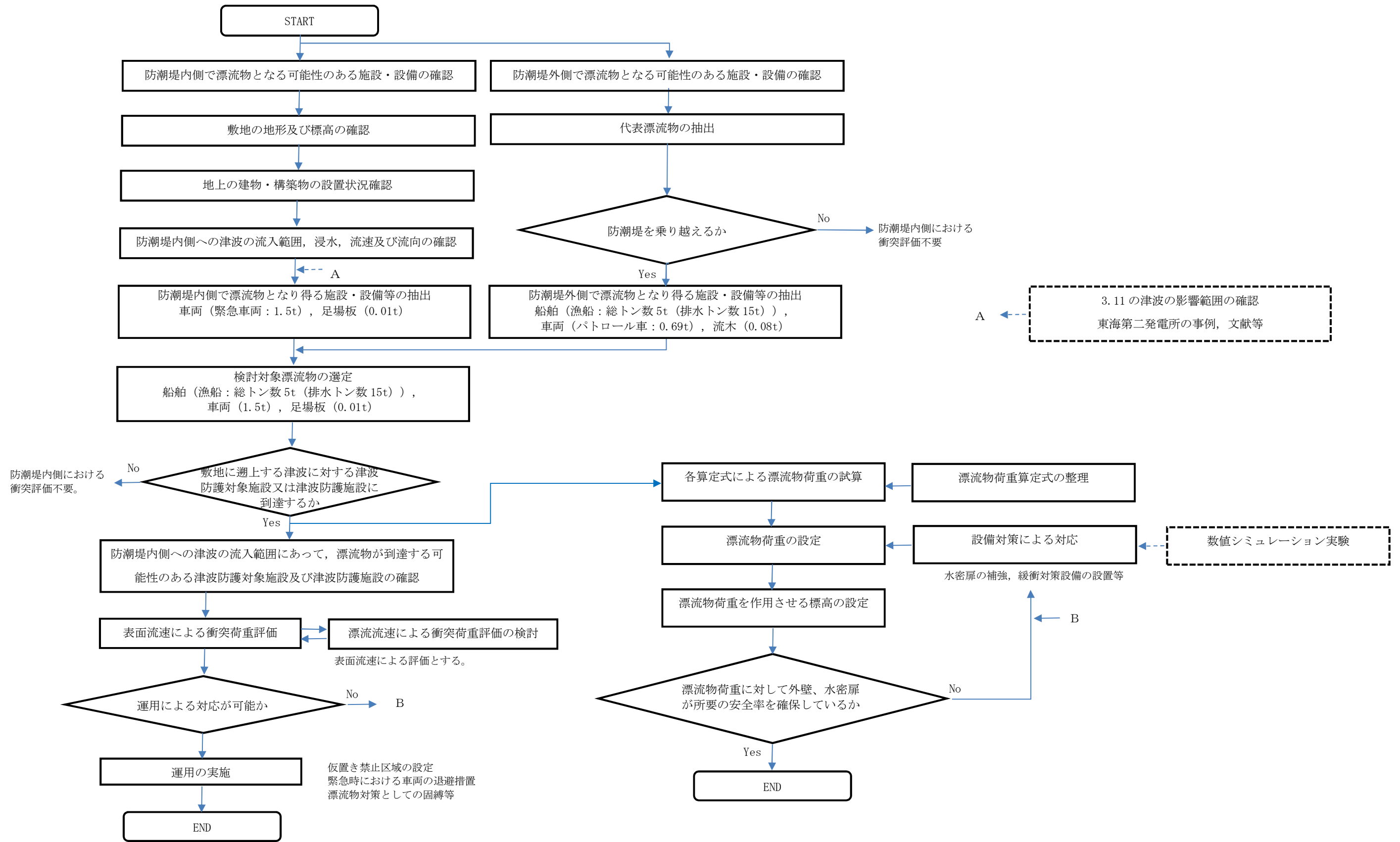


図 4.3.2.1-1 防潮堤内側の津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備の機能に対する影響評価の検討フロー



#### 4.3.2.2 敷地に遡上する津波の特徴

敷地に遡上する津波による漂流物の影響検討に当たっては、以下に示す敷地に遡上する津波及び浸水対策の特徴を踏まえた検討を行う。

東海第二発電所では、基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」という。）を考慮し、敷地に遡上する津波に対して、重大事故等に対処するために必要な機能を有する設備\*1を防護対象とした津波への対策を検討している。

敷地に遡上する津波の高さは、津波の確率論的リスク評価において全炉心損傷頻度に対して津波のリスクが有意となる津波として、T.P. +24m\*2の高さとなるよう基準津波と同じ波源でのすべり量を割り増しすることで設定している。

T.P. +24mの高さの敷地に遡上する津波は、T.P. +18～20mの高さの防潮堤を乗り越え防潮堤内側に流入する想定であることから、津波による二次的な影響評価として、防潮堤外側での漂流物の影響検討に加え、防潮堤内側に設定する津波防護施設及び重大事故等対処施設に対する漂流物の影響を評価する。

なお、図 4.3.2.2-1 に示すとおり、敷地に遡上する津波の年超過確率は  $3.3 \times 10^{-7}$ （基準津波の年超過確率は  $2.6 \times 10^{-5}$ ）と極めて低く、かつ防潮堤による津波の流入量抑制効果により、防潮堤内側に流入した後防潮堤内側の敷地を遡上する津波の浸水深及び流速はともに小さいものとなるが、基準津波とは異なる東海第二発電所の特徴的な事象として、防潮堤の越流による漂流物の影響を評価する。

\*1：重大事故等対処施設を内包する建屋及び区画境界での防護を基本とし、建屋及び区画に内包されない重大事故等対処施設については、個別に漂流物の影響に対する評価を行う。

\*2：防潮堤位置に仮想的に鉛直無限壁を想定した場合の駆け上がり高さ

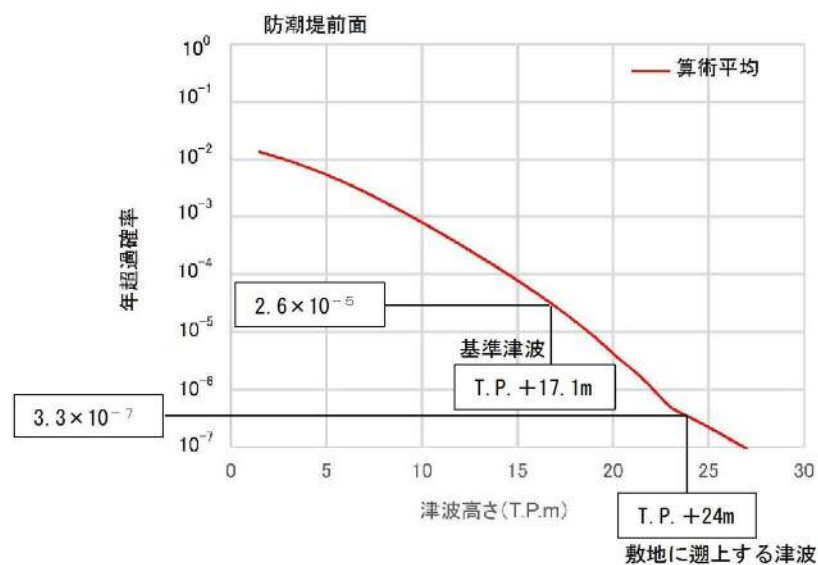


図 4.3.2.2-1 東海第二発電所 津波ハザード曲線



(1) 防潮堤の機能保持

敷地に遡上する津波を想定した重大事故等対策の有効性評価では、防潮堤が高さ・形状を維持する前提で評価を行っている。敷地に遡上する津波は、防潮堤を越流し防潮堤内側に流入するが、津波の越流時においても防潮堤は概ね弾性状態を維持する設計とすることで、津波の流入量を抑制する機能を保持する設計である。このため、防潮堤内側での津波の挙動に関する数値シミュレーションについては防潮堤をモデル化している。

(2) 防潮堤内側の浸水深及び流速

防潮堤による津波の流入量抑制効果により、防潮堤を越流し防潮堤内側に流入する津波の原子炉建屋周辺における浸水深は最大で約 0.6m であり、普通車であれば浮遊し始める限界深さ程度である。また、評価対象の原子炉建屋周辺では約 0.4m であり、一般には、普通車等は浮遊しない深さである。

流速は、最大でも 2.0m/s を超えることはなく、さらに、評価対象の原子炉建屋周辺では、1.0m/s 以下となり、津波の流速としては低いものである。

(3) 第2波以降の津波の挙動

敷地に遡上する津波が防潮堤を越流する高さとなるのは第1波のみであり、第2波以降については防潮堤を超えないことが確認されている。津波の越流時においても防潮堤は概ね弾性状態を保持し、止水性を保持する設計であることから、第2波以降の津波は、防潮堤内側に流入することではなく、防潮堤内側の漂流物評価には影響を与えない。敷地に遡上する津波の防潮堤前面における時刻歴波形を図 4.3.2.2-2 に示す。

(4) 防潮堤内側に流入した津波の排水の考慮

防潮堤内側に流入した津波は、構内排水路を通じて海に戻されることを想定する。

構内排水路には構内排水路逆流防止装置が設置されているが、当該設備は、基準地震動  $S_s$  による機能維持が確認されており、排水についても機能が期待できるものと想定している。

このため、動水圧荷重による漂流物の挙動への影響は考慮しないものとする。図 4.3.2.2-2 に敷地に遡上する津波の原子炉建屋外壁部における時刻歴波形を示す。



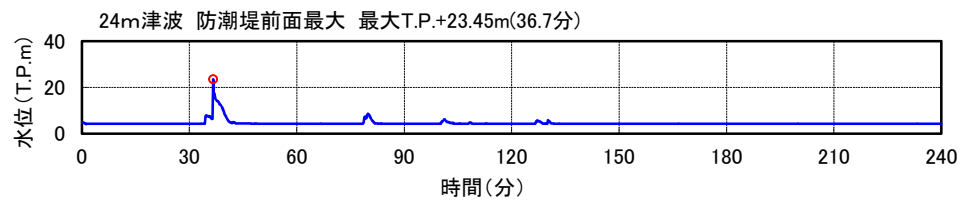


図 4. 3. 2. 2-2 敷地に遡上する津波の防潮堤前面における時刻歴波形

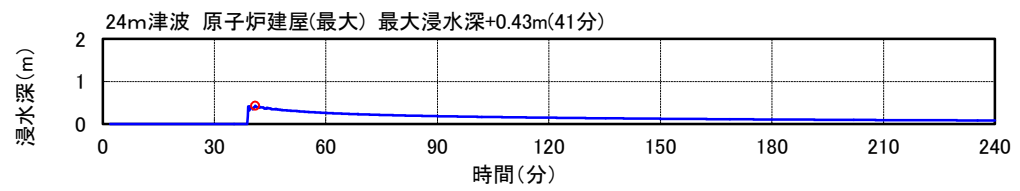


図 4. 3. 2. 2-3 敷地に遡上する津波の原子炉建屋外壁部における時刻歴波形



#### 4.3.2.3 サイト特性及び施設・設備の構造上の特徴を踏まえた防潮堤内側の津波防護施設及び重大事故等対処施設の機能に対する影響検討範囲

##### (1) 漂流物の影響検討範囲とする施設・設備等

防潮堤内側に流入した津波は、数値シミュレーションにより、T.P. +8m の敷地に設置される原子炉建屋1階外壁部に到達する結果が得られていることから、津波防護施設の機能に対する漂流物の影響検討範囲は、原子炉建屋を含む津波の遡上域にある津波防護施設及び重大事故等対処施設とする。

津波防護施設の影響検討範囲としては、津波の遡上域にあつて地上部に鉛直方向に高さを有する原子炉建屋外壁及び外壁部の人員用出入口等の開口部に設置する水密扉（以下「原子炉建屋水密扉」という。）とする。

重大事故等対処施設としての影響検討範囲は、津波の遡上域にあつて建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備である排気筒、格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管及び原子炉建屋東側接続口とする。

##### (2) 漂流物の影響検討範囲としない施設・設備等

###### a. 施設・設備の構造等によるもの

T.P. +8m の敷地の地下部に埋設される常設低圧代替注水系等の格納槽については、格納槽上部に浸水防止設備が設置され、当該エリアは津波の流入範囲にあり最大約 0.5m の浸水深となるが、格納槽上部の水密ハッチ等の浸水防止設備は地上部に鉛直方向に高さを有する設備ではないことから漂流物衝突の影響はなく検討の範囲外とする。また、原子炉建屋西側のT.P. +8m の敷地地下部の常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）に水密扉が設置されるが、地下1階に設置され、地上部を漂流する漂流物の影響を受けないことから漂流物衝突の検討範囲外とする。

###### b. 施設・設備の設置高さによるもの

以下に示す原子炉建屋西側の高所エリアには津波は到達しないことから、高所エリアに設置される施設・設備には漂流物衝突の影響はなく検討の範囲外とする。

- ① 緊急時対策所建屋（T.P. +23m の敷地）
- ② 可搬型重大事故等対処設備保管場所（T.P. +23m～T.P. +25m の敷地）
- ③ 常設代替交流電源装置（T.P. +11m の敷地）

防潮堤内側への津波の流入状況を図 4.3.2.3-1 に示す。また、防潮堤内側の重大事故等対処施設の配置を図 4.3.2.3-2 に示す。



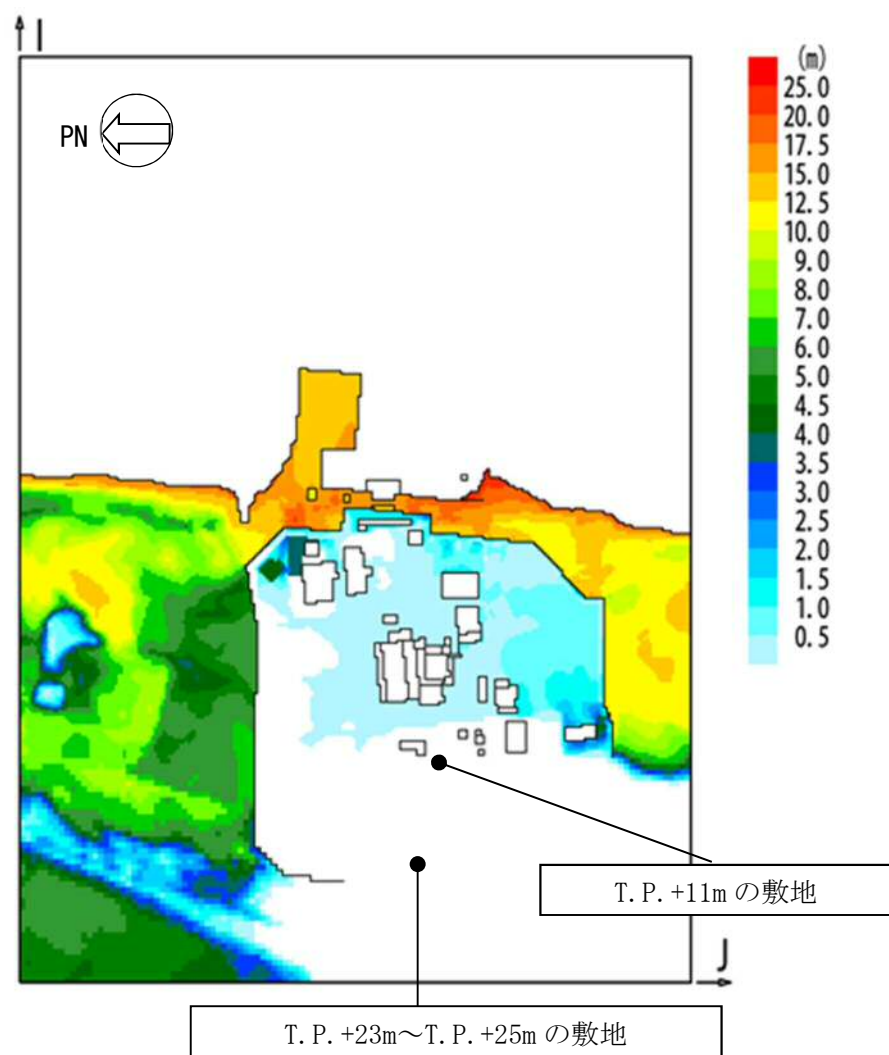


図 4.3.2.3-1 防潮堤内側における浸水深分布図 (1/2)



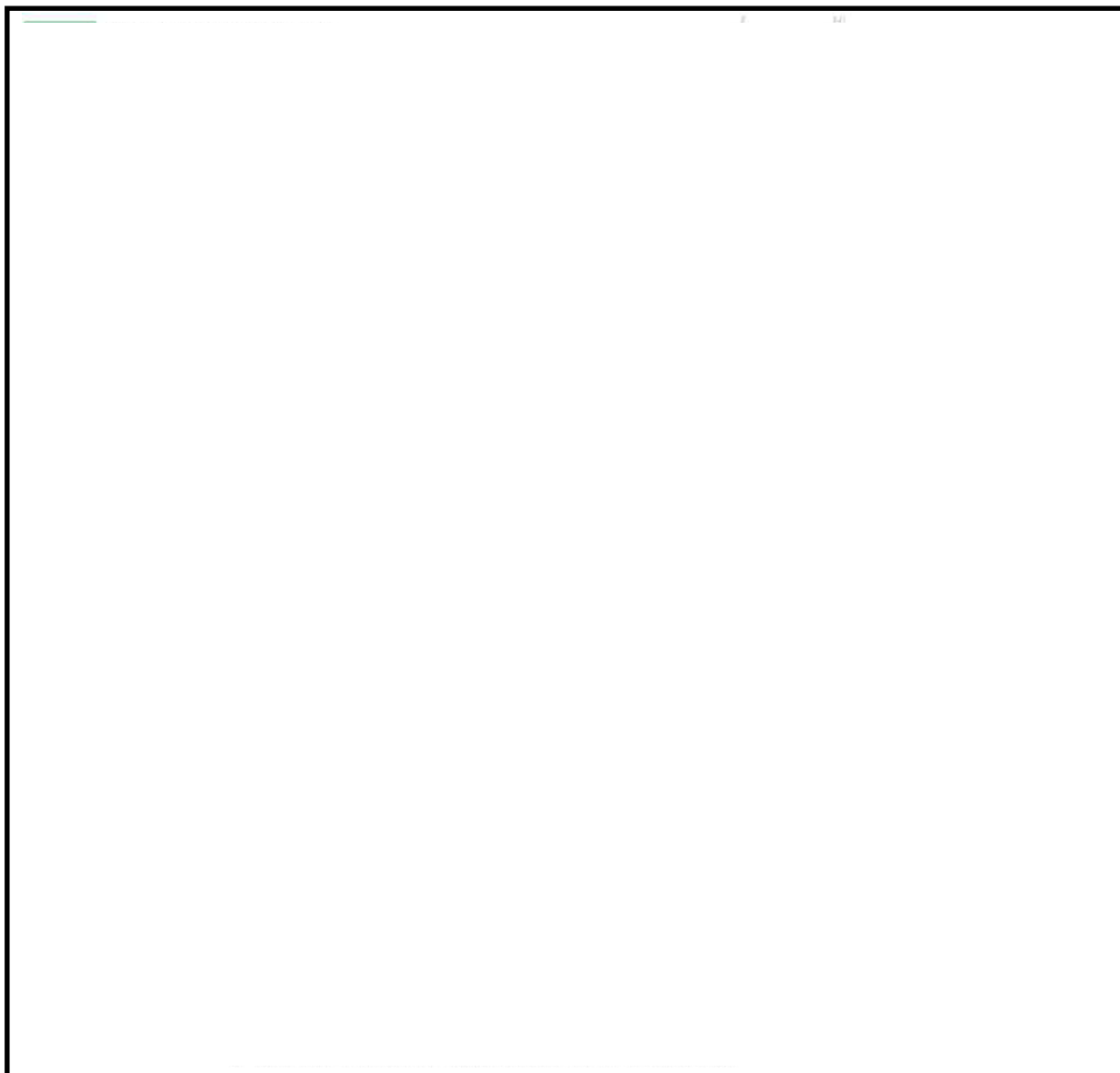


図 4.3.2.3-2 重大事故等対処施設の配置図



#### 4.3.2.4 検討対象漂流物の選定

##### (1) 流況の整理結果に基づく漂流物の抽出対象エリアの設定

漂流物の発生場所（防潮堤外側からの流入場所を含む。）と原子炉建屋との間の津波の流況を整理した結果、防潮堤内側における流速及び流向は、敷地内の主要な建物・構築物等の影響により一定の規則性を持った流向を示さないことから、漂流物の検討エリアとしては、防潮堤内側において敷地に遡上する津波が流入する範囲全てを漂流物の抽出対象エリアとして設定する。図 4.3.2.4-1 に防潮堤内側における津波の流速及び流向を示す。

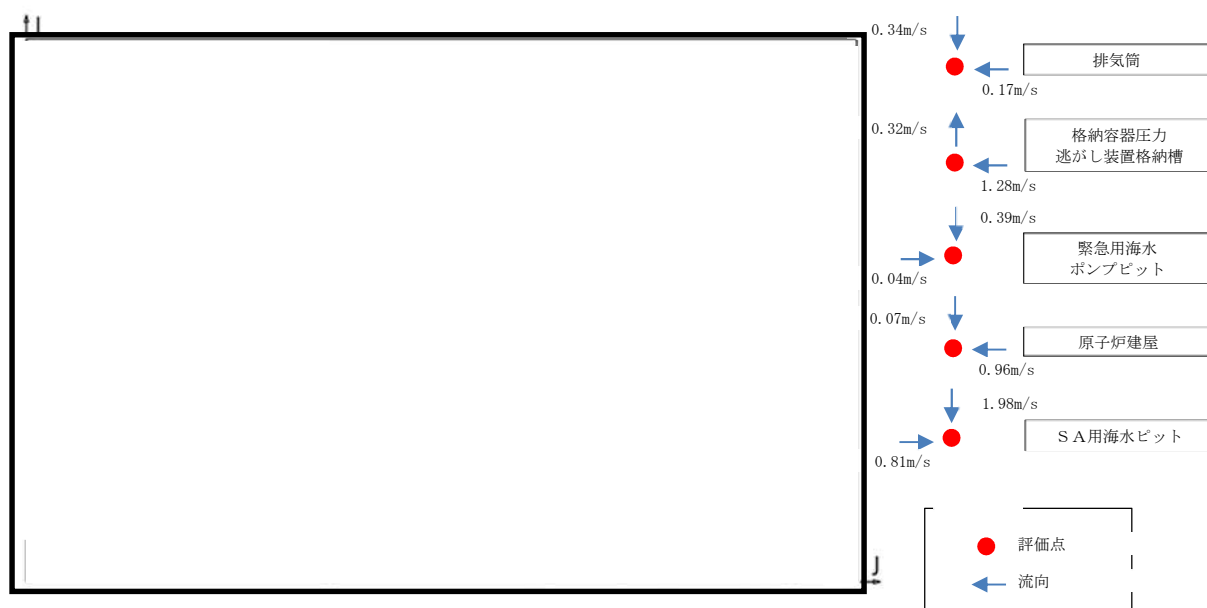


図 4.3.2.4-1 防潮堤内側における津波の流速及び流向ベクトル図



## (2) 検討対象漂流物の選定

図 4.3.2.4-2 に発電所敷地内に設置されている鉄筋コンクリート造建物・構築物の配置、図 4.3.2.4-3 から図 4.3.2.4-6 に鉄筋コンクリート造建物・構築物の設置状況写真、図 4.3.2.4-7 に鉄骨造建物・構築物の配置及び図 4.3.2.4-8 に鉄骨造建物・構築物の設置状況写真を示す。

恒設の建物・構築物については鉄筋コンクリート造または鉄骨造の構築物であり、鉄筋コンクリート造の構築物については、防潮堤内側に流入する津波により損壊し漂流物となる可能性はない。なお、津波の起因事象である地震による低耐震クラスの構築物の損壊が想定されるが、これらががれきとなった場合でも 1 片あたりの重量及び津波の流速及び浸水深を考慮すれば漂流物となる可能性は低いと考えられる。

鉄骨造の構築物である再利用物品倉庫のような鉄骨フレームのテント構造のものについては、津波により倒壊する可能性は否定できないが、倒壊したとしてもテント布地の地面との摩擦抵抗及びフレーム構造であること並びに鉄骨の重量を考慮すれば漂流物となる可能性は低く、かつ原子炉建屋まで到達する可能性はないと評価する。

構内に駐車している車両については、敷地に遡上する津波の規模の津波の襲来が予想される場合には緊急時における退避措置が講じられることを原則とするが、一部の緊急用車両等は防潮堤内側の敷地に留まる可能性が否定できない。ただし、津波の浸水深及び流速を考慮すれば、漂流物として衝突影響を及ぼす可能性は極めて低いものと評価する。

その他、漂流物となる可能性が否定できない施設・設備として、流木（丸太）金属製フェンス、電源盤、ケーブル等収納箱、ページング電話ボックス、空調室外機、自動販売機等が漂流物となる可能性が否定できないことから、防潮堤外側における漂流物の検討対象と同様に、運用での対応が行えるかを検討した上で、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物を選定する。



2. 建物（鉄筋コンクリート）

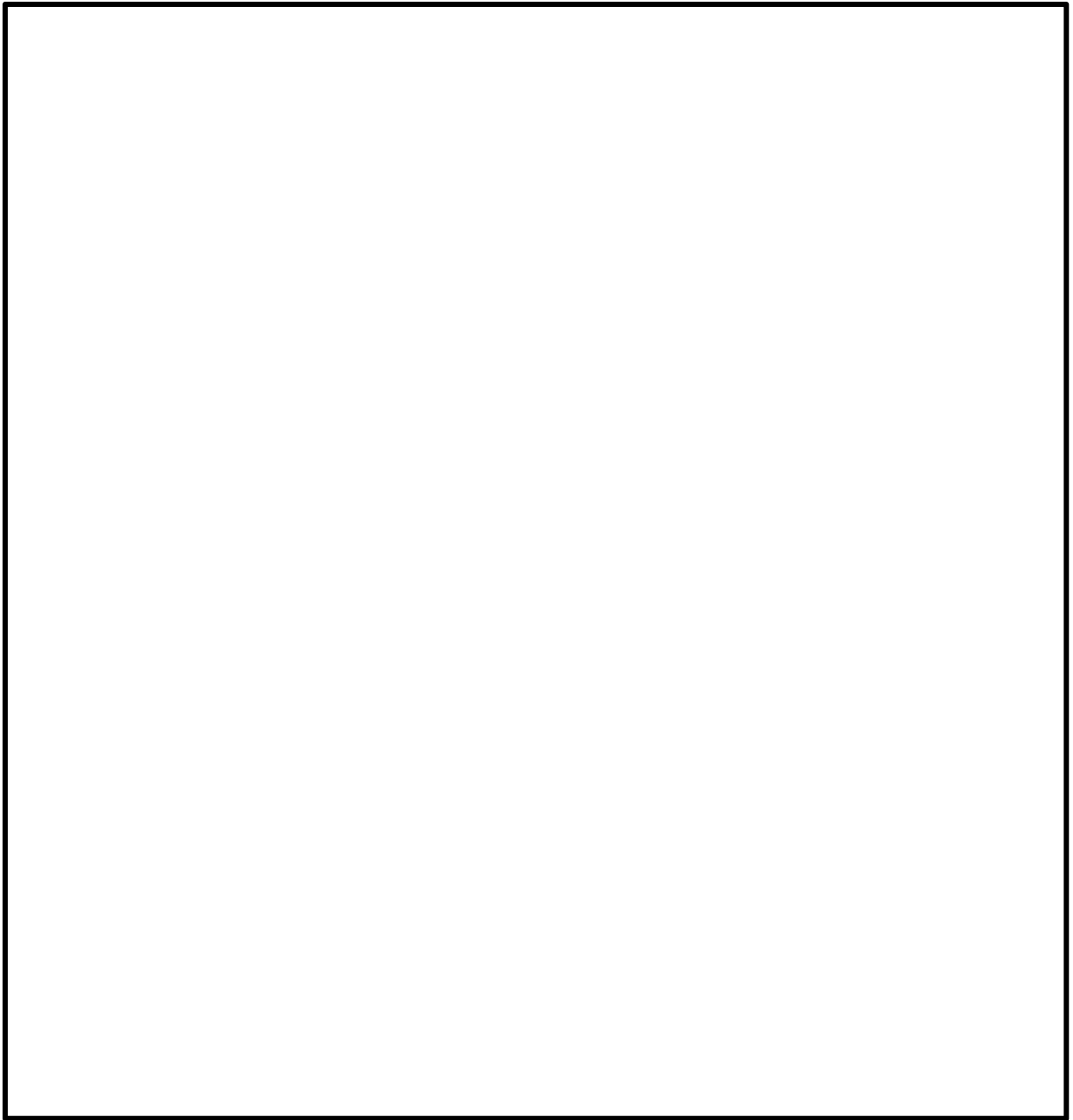


図4.3.2.4-2 鉄筋コンクリート造建物・構築物の配置図



【2. 建物(鉄筋コンクリート)+3建物(鉄骨造) (東海発電所)】



図4.3.2.4-3 鉄筋コンクリート造建物・構築物写真



【2. 建物(鉄筋コンクリート)+3. 建物(鉄骨造) (東海発電所)】



図4.3.2.4-4 鉄筋コンクリート造建物・構築物





図4.3.2.4-5 鉄筋コンクリート造建物・構築物



【2. 建物(鉄筋コンクリート)、3. 建物(鉄骨造) 東海第二発電所】



図4.3.2.4-6 鉄筋コンクリート造建物・構築物



3. 建物（鉄骨造）

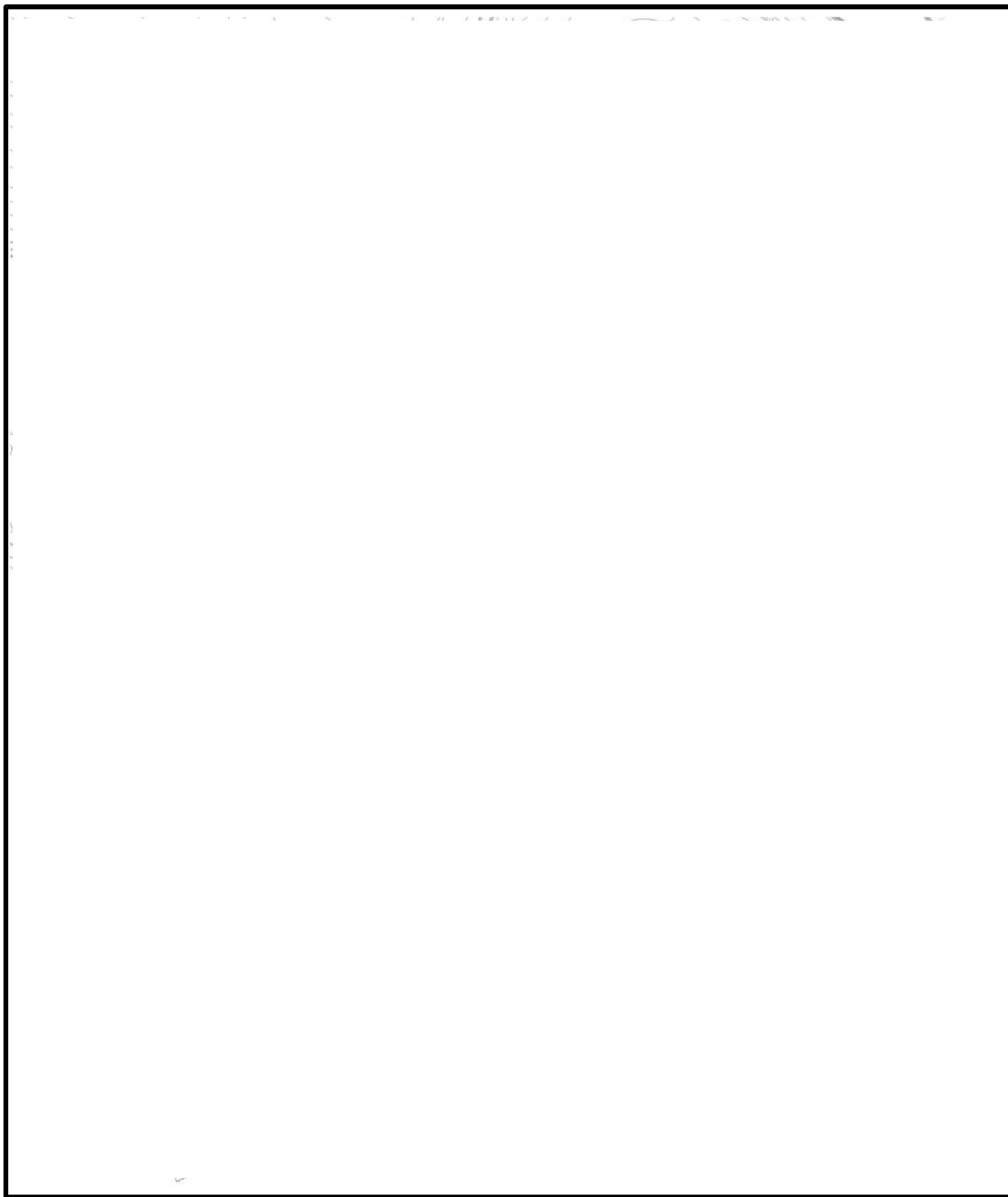


図4.3.2.4-7 鉄骨造建物・構築物配置図



【3. 建物(鉄骨造)】

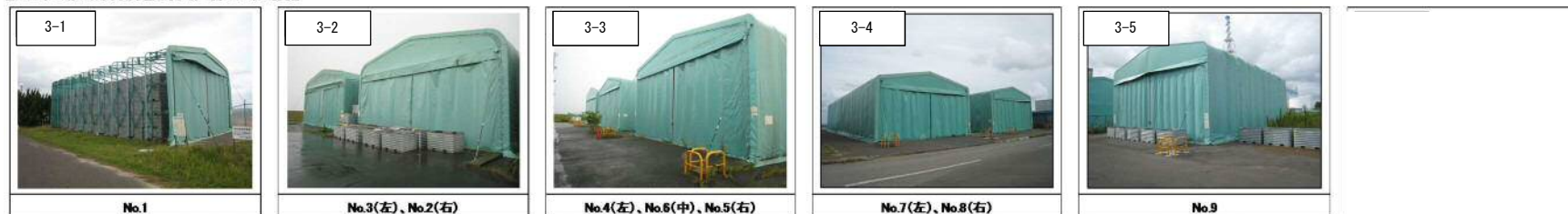


図 4. 3. 2. 4-8 鉄骨造建物・構築物



### (3) 検討対象漂流物の抽出

防潮堤内側における浸水深及び流速を考慮すると、流木及び工事用資器材である足場板のような軽量の漂流物以外は漂流・移動の可能性が低く、仮に漂流し衝突したとしても原子炉建屋等の評価対象施設・設備の機能に影響を与えることはないと評価する。

ただし、車両については、数値シミュレーションの結果得られてる浸水深が、車両が浮遊する限界深さ程度であることを踏まえ、評価対象物に衝突した場合の影響を確認することとし、検討対象漂流物とする。また、発電所構内において工事用資材として使用される足場板（L200mm×W200×t35mm）については、浸水深が低く流速が小さい場合でも漂流の可能性のあるものとして検討対象漂流物とし、評価対象物の原子炉建屋水密扉に衝突する想定で衝突荷重を確認する。

## 4.3.2.5 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文

### (1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理については、「表 4.3.1.4-2 各種基準類の漂流物荷重算定式の整理結果」による防潮堤外側での整理結果と同じである。

### (2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について

検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用についての検討結果は、車両への算定式の適用結果を除き防潮堤外側における整理結果と同じである。

車両は、浸水深及び流速を考慮すると低速での漂流を想定し、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できる道路橋示方書（2002）により漂流物荷重を算定する。

工事用資材である足場板については、浸水深及び流速を考慮すると低速での漂流が想定される。低速で漂流した場合、衝撃的な荷重が発生することは考え難いことから、道路橋示方書（2002）が適用できるが、保守的に FEMA（2012）により漂流物荷重を算定する。

### (3) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定

設計において衝突荷重を考慮する車両（1.5t）は、浸水深及び流速を考慮すると低速での漂流が想定されることから、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できる道路橋示方書（2002）により漂流物荷重を算定する。

工事用資材である足場板（0.01t）については、浸水深及び流速を考慮すると低速での漂流が想定される。低速で漂流した場合、衝撃的な荷重が発生することは考え難いことから、道路橋示方書（2002）が適用できるが、保守的に FEMA（2012）により、FEMA（2012）における木材の軸剛性（ $2.4 \times 10^6$  N/m）を用いて漂流物荷重を算定する。表 4.3.2.5-1 に漂流物荷重一覧を示す。

算出の結果、漂流物荷重は 13 kN となり、これを設計用漂流物荷重とする。



表 4.3.2.5-1 漂流物荷重一覧

種類	質量(t)	適用式	漂流物衝突荷重 (kN) (流速 2m/s)
船舶	15	漂流物とならない ため対象外	—
車両	1.5	道路橋示方書	3
足場板 (杉)	0.01 (L2000mm× W200×t35)	FEMA	13



## 5. 設計における考慮事項

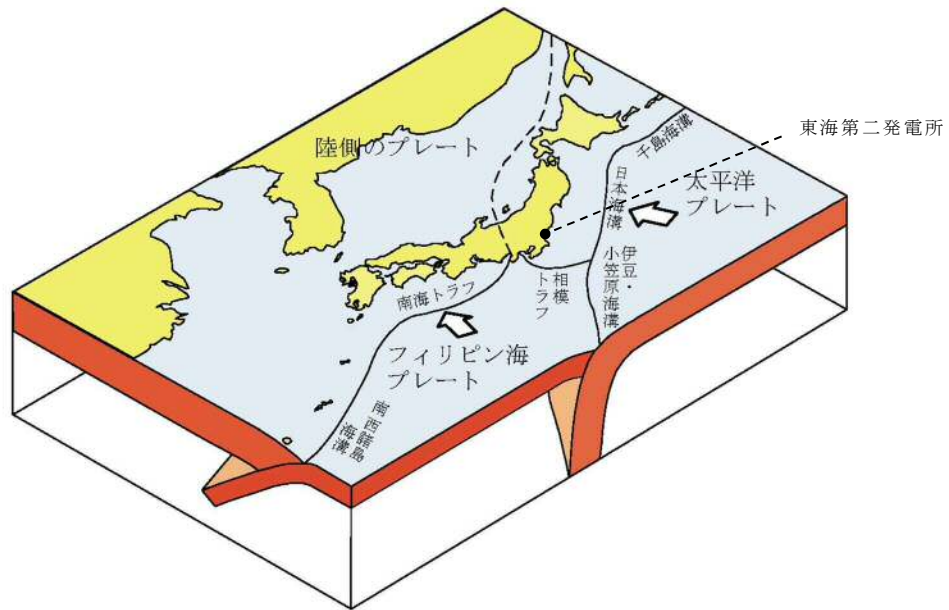
### 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

#### 5.1.1 基準津波と余震

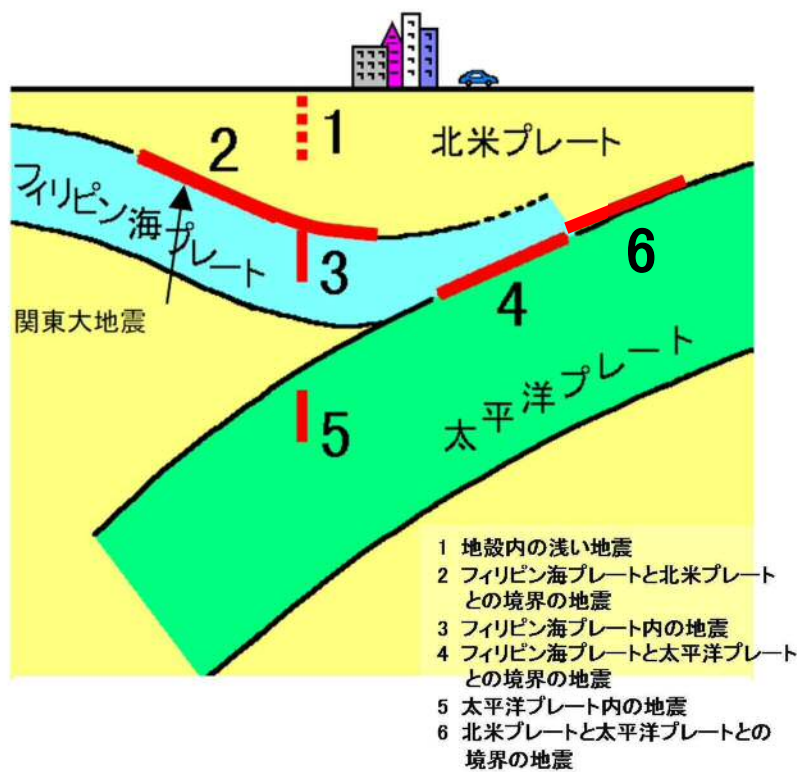
##### (1) 敷地周辺のプレートテクトニクス

敷地周辺は、陸側のプレート、太平洋プレート、フィリピン海プレートの3つのプレートが接触する場所であり、その状況について模式的に示したものを図 5-1 に示す。関東地方においては南方からフィリピン海プレートが沈み込み、そのフィリピン海プレートは敷地のほぼ直下まで及んでいる（図 5-2）。





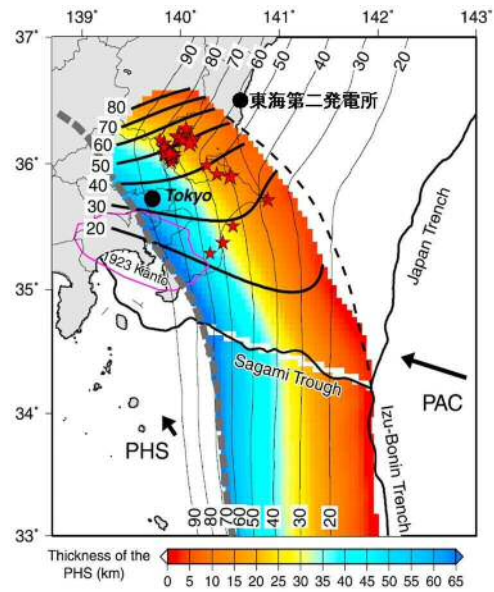
(防災科学技術研究所 HP に一部加筆)



(中央防災会議 HP に一部加筆)

図 5-1 敷地周辺におけるプレートの沈み込み





図中のカラーコンターはフィリピン海プレートの厚さを示している。

(Uchida et al. (2010)に一部加筆)

図 5-2 フィリピン海プレートの沈み込み

## (2) 基準津波の波源

津波波源は、日本海溝におけるプレート間地震に起因する波源として設定し、その規模は Mw8.7 である。津波波源モデルを図 5-3 に示す。

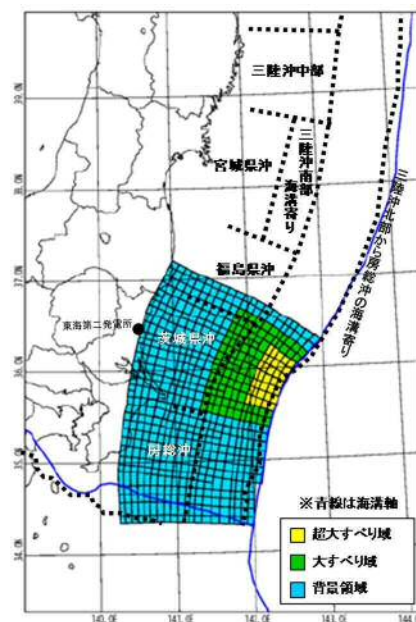


図 5-3 津波波源モデル



### (3) 検討方針

東海第二発電所周辺のプレートテクトニクス的背景や基準津波と同じ地震発生様式（プレート間地震）である 2011 年東北地方太平洋沖地震の余震発生状況（図 5-4）を踏まえ，基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震を設定し，耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。

なお，本検討では，日本地震工学会（2014）を参考に，本震の震源域とその周辺において発生する地震（アウターライズの地震及び破壊域内のスラブ内地震を含む。）を余震とし，この余震発生域外において，本震がトリガーとなって発生する地震を誘発地震として整理した。

余震荷重の検討フローを図 5-5 に示す。

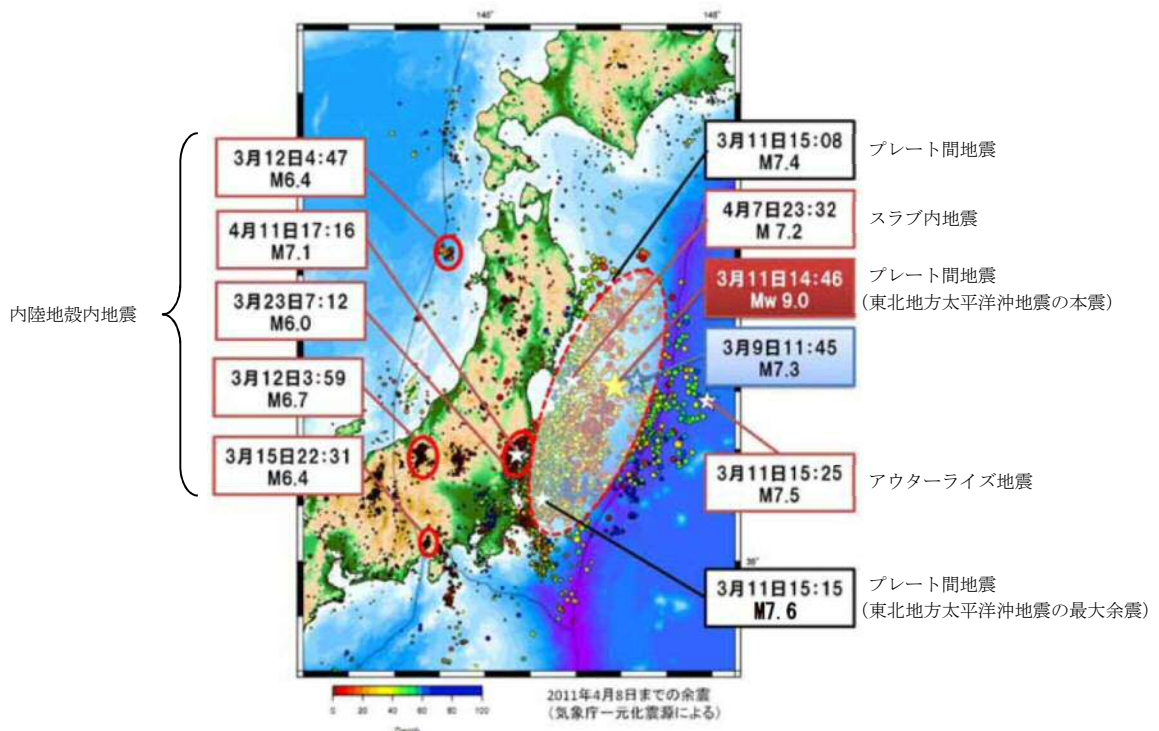


図 5-4 東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況

（東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆）



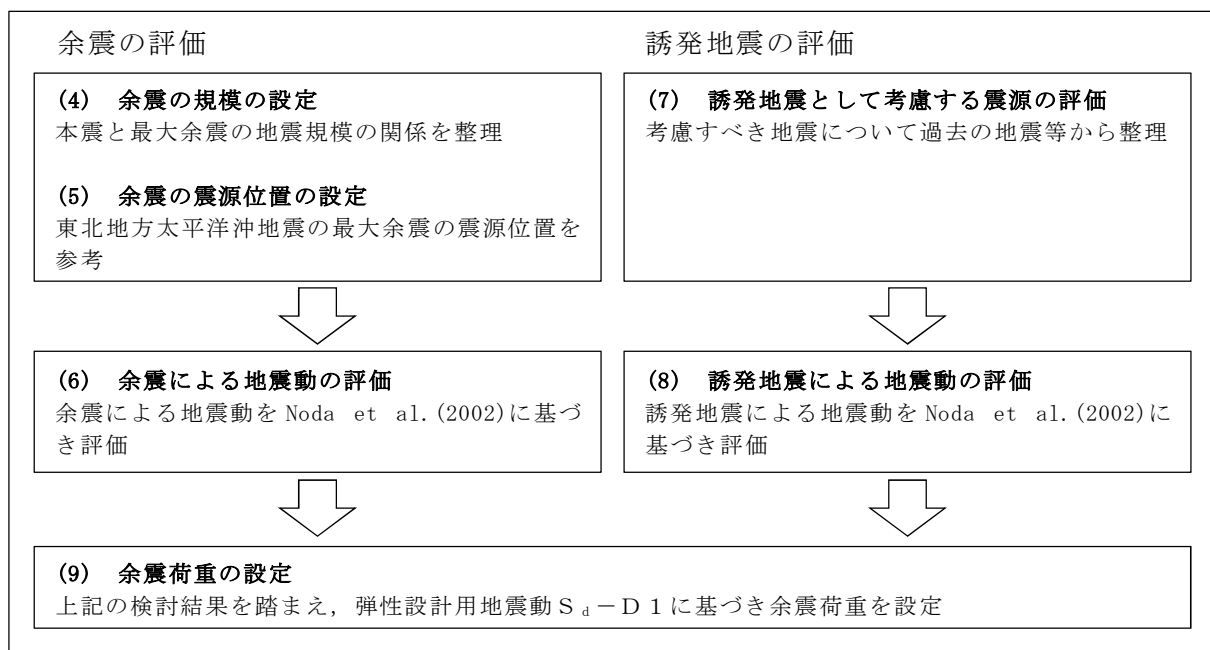


図 5-5 検討フロー

#### (4) 余震の規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部（2016）の地震データによる本震のマグニチュード M7.0 以上とし、かつ、基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 40 分後（図 5-6）であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。表 5-1 に、対象とした地震の諸元を示す。また、検討対象とした地震の震央分布を図 5-7 に示す。

地震調査研究推進本部（2016）の地震データを整理し、本震のマグニチュード  $M_0$  と最大余震のマグニチュード  $M_1$  の関係から本震と余震のマグニチュードの差  $D1$  を求めると、図 5-8 のとおり、 $D1 = M_0 - M_1 = 1.4$  として評価できる。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考



慮し  $D1=0.9$  として余震の規模を想定する。従って、余震の地震規模は  $Mw8.7-0.9$  より  $M7.8$  ( $Mw=M$  とする。) と設定する。

#### (5) 余震の震源位置の設定

基準津波 ( $Mw8.7$ ) の波源と基準地震動  $S_s$  の一つとして設定した 2011 年東北地方太平洋沖型地震 ( $Mw9.0$ ) の震源は茨城県沖で重なっており、その重なっている領域において 2011 年東北地方太平洋沖地震 ( $Mw9.0$ ) の最大余震 ( $M7.6$ ) が発生している。この最大余震の地震発生様式は基準津波と同じプレート間地震である。これら波源、震源等の位置関係を図 5-9 に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は、過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また、2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている (例えば入倉 (2012))。従って、基準津波の波源が活動した場合の強震動生成域や規模の大きな余震の発生位置は 2011 年東北地方太平洋沖地震における茨城県沖の例と類似すると考えられる。以上のことから、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震は 2011 年東北地方太平洋沖地震 ( $Mw9.0$ ) の最大余震 ( $M7.6$ ) の震源位置に設定する (図 5-9)。

なお、茨城県沖南部から房総沖にかけては図 5-2 で示したとおり、陸のプレートと太平洋プレートの上にフィリピン海プレートが潜り込んでおり、Uchida et al. (2009)によれば、この領域ではプレート間結合度が低いことが示されている。従って、図 5-9 に示したフィリピン海プレートの北東端より南側において規模の大きな地震は発生しにくいと考えられる。

#### (6) 余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動を評価する。余震の地震規模は「(4) 余震の規模の設定」のとおり  $M7.8$ 、震源位置は



「(5) 余震の震源位置の設定」のとおり 2011 年東北地方太平洋沖地震の最大余震発生位置とする。設定した余震の地震諸元を表 5-2 に示す。

上記に基づき、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動評価を Noda et al. (2002)により行う。評価結果を図 5-10 に示す。

同図より、評価結果は、弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を下回ることが確認される。

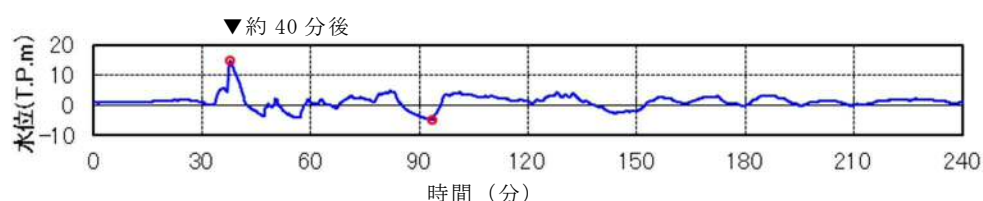


図 5-6 基準津波の取水口前面位置における時刻歴波形

表 5-1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No	発生年月日	震源	本震	最大余震	
			マグニチュード M0	マグニチュード M1	本震との 時間間隔
1	1933/3/3	昭和三陸地震	8.1	6.7	0.125 日
2	1937/2/21	択捉島南東沖の地震	7.6	7.2	0 日 <sup>※1</sup>
3	1948/6/28	福井地震	7.1	5.5	0.004 日
4	1961/8/19	北美濃地震	7.0	5.2	0.1 日
5	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0.011 日
6	1968/4/1	日向灘地震	7.5	6.3	0.3 日
7	1968/5/16	十勝沖地震	7.9	7.5	0.4 日
8	1969/8/12	北海道東方沖の地震	7.8	6.3	0.3 日
9	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	0.003 日
10	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	0.26 日
11	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	0.05 日
12	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0.025 日
13	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0.008 日
14	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6 <sup>※2</sup>	0.02 日
15	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0.1 日

※1：24 時間以内であるが半日以内か不明

※2：気象庁による最新の震源情報を参照



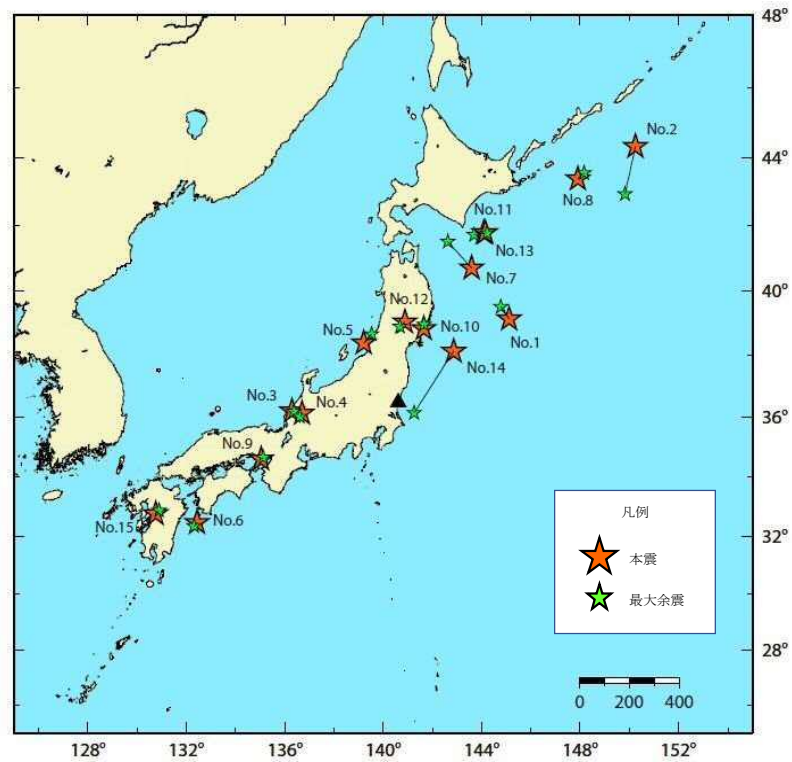


図 5-7 余震の地震規模の評価に用いた地震の震央分布

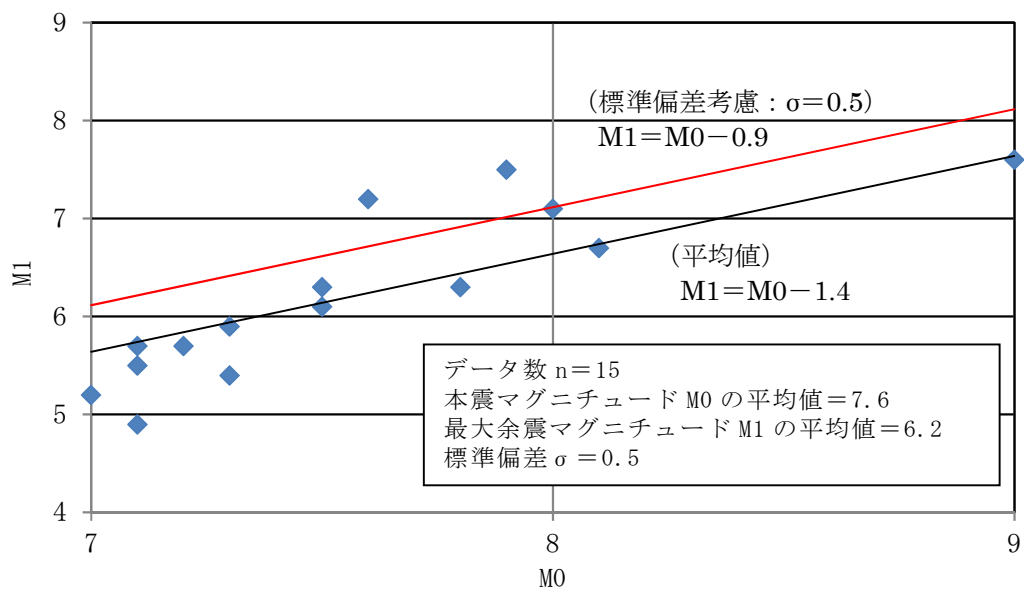


図 5-8 本震と最大余震の関係 ( $M 7.0$  以上)



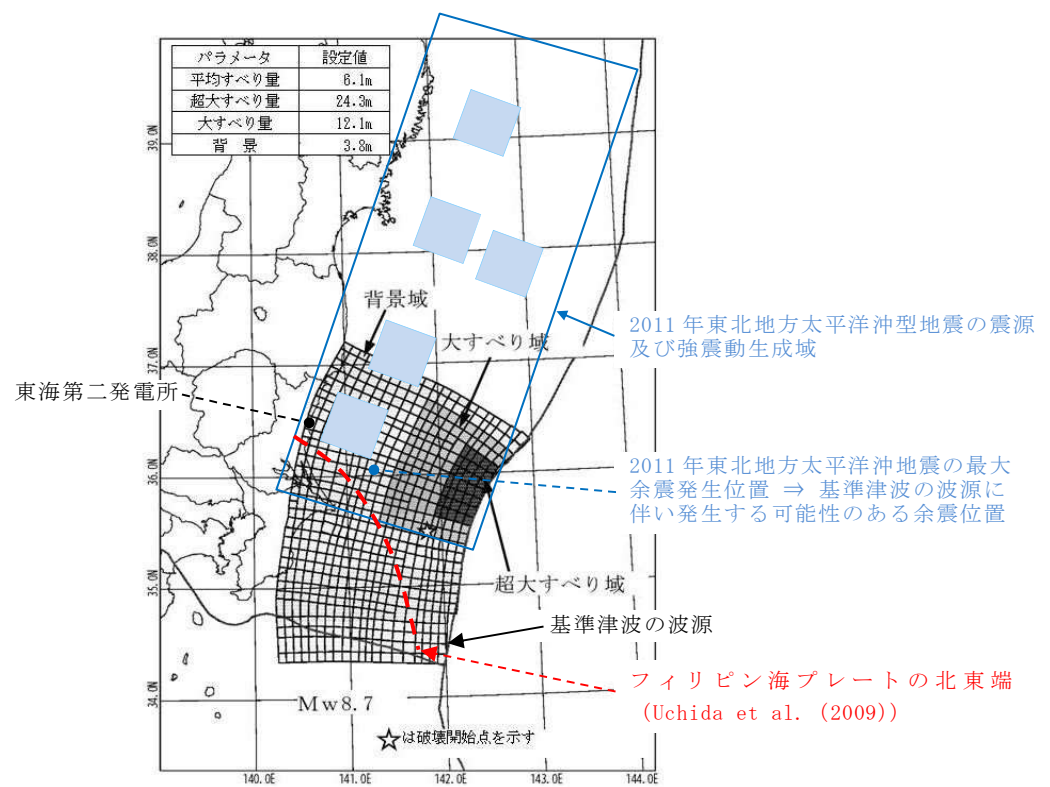


図 5-9 基準津波の波源と 2011 年東北地方太平洋沖型地震の震源及び最大余震発生位置

表 5-2 設定した余震の震源諸元

項目	設定値
本震の地震規模 (Mw)	8.7
余震の地震規模 (M)	7.8
等価震源距離 (km)	86



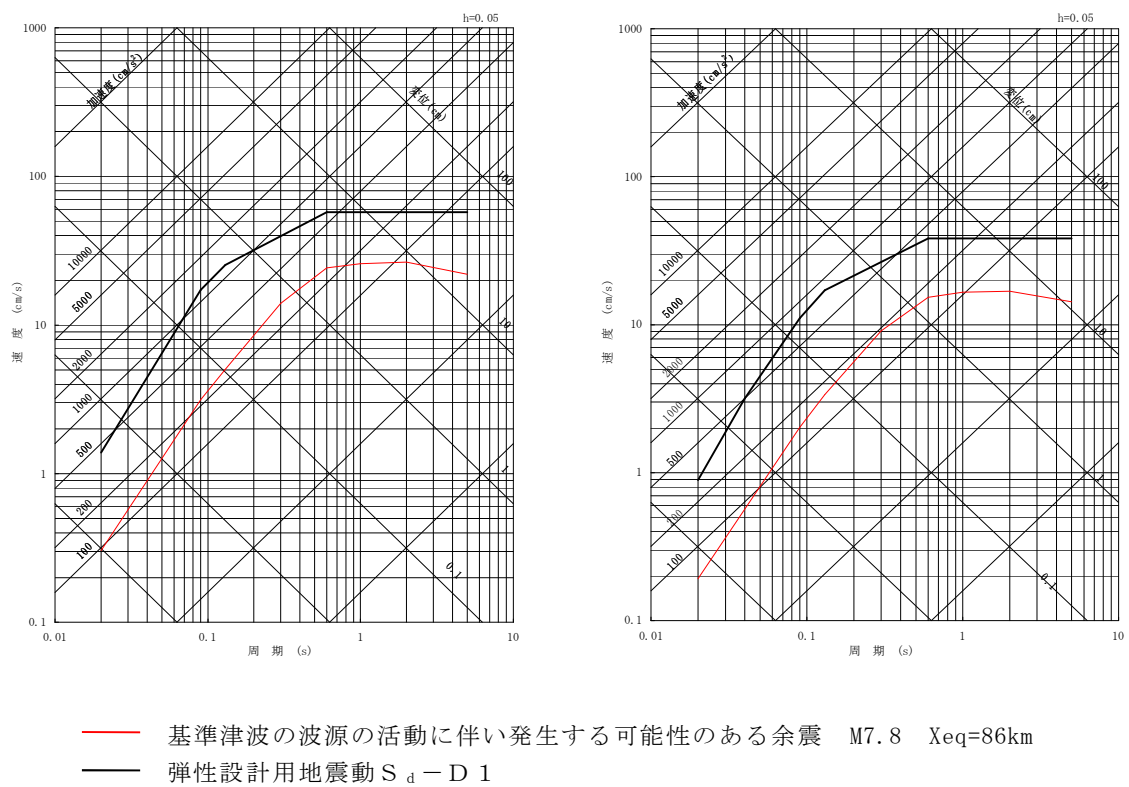


図 5-10 設定した余震と弾性設計用地震動  $S_d - D1$  との比較

(左：水平動，右：鉛直動)



#### (7) 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震として考慮する震源を評価する。

評価に際しては、「(3) 検討方針」のとおり、基準津波と同じ地震発生様式である 2011 年東北地方太平洋沖地震の事例を参考に地震規模、発生位置を検討する。図 5-4 に示された 2011 年東北地方太平洋沖地震の発生による誘発地震のうち、本震発生からもっとも早く発生した誘発地震は 3 月 12 日長野県北部の地震 (M6.7) であり、本震発生から 13 時間後である。

一方、東海第二発電所の基準津波の到達時間は図 5-6 に示すとおり、地震発生から約 40 分後である。

このことから、基準津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。

しかしながら、規模の小さな誘発地震は 2011 年東北地方太平洋沖地震発生直後から発生していることを踏まえ、基準地震動の評価において検討用地震の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

#### (8) 誘発地震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ図 5-11 及び表 5-3 に示す。地震動評価は Noda et al. (2002) により行う。その際、基準地震動策定における内陸地殻内地震の評価と同様、福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮する。観測記録による補正係数を図 5-12 に、評価結果を図 5-13 に示す。

同図より、評価結果は、弾性設計用地震動  $S_d - D1$  を下回ることが確認される。



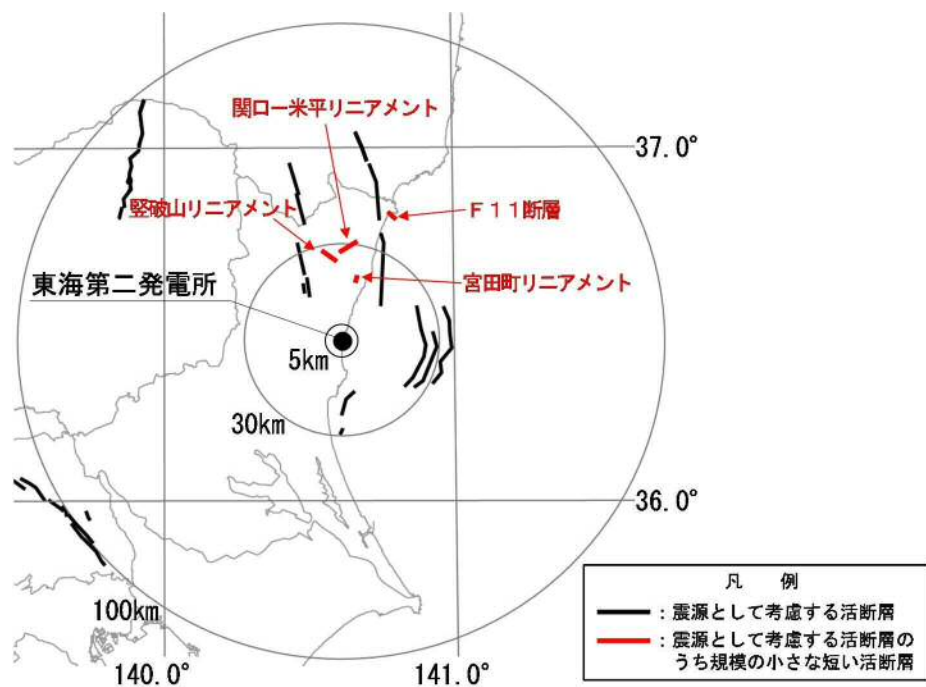


図 5-11 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

表 5-3 設定した誘発地震の諸元

地震名	地震規模M	等価震源距離 (km)
宮田町リニアメント	6.8	21
関ロー米平リニアメント	6.8	27
堅破山リニアメント	6.8	25
F 1 1 断層	6.8	38

- ・ 短い活断層の地震規模は M6.8 として評価
- ・ 福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮



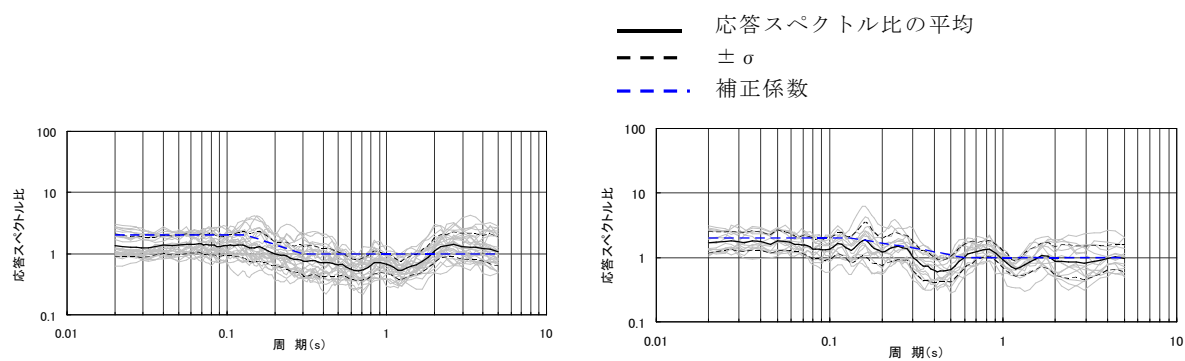


図 5-12 観測記録による補正係数（左：水平動，右：鉛直動）

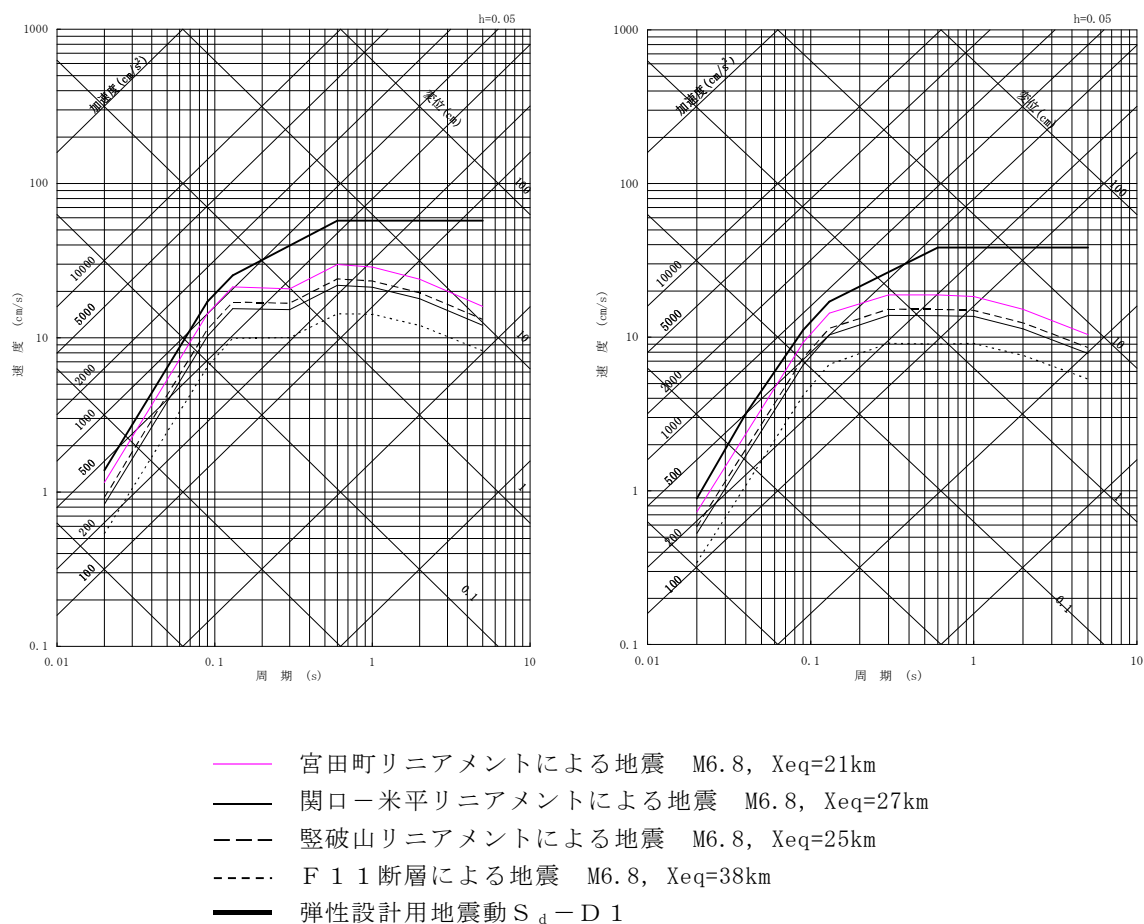


図 5-13 規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動  $S_d - D 1$  との比較  
(左：水平動，右：鉛直動)



#### (9) 余震荷重の設定

以上の検討結果から，弾性設計用地震動  $S_d - D1$  を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

#### 5.1.2 基準地震動 $S_s$ と津波

基準地震動  $S_s$  として選定している震源は図 5-14 に示す 2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動による地震（以下「F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震」という。）である。これらの震源については，地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると，両者の組合せを考慮する必要はないと考えられる。以下，「(1) 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が同一の場合」と「(2) 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細を検討した結果を示す。

##### (1) 基準地震動 $S_s$ の震源と津波の波源が同一の場合

2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震に伴う地震動及び津波の水位変動量が敷地に到達する時間は図 5-15 に示すとおりである。

2011 年東北地方太平洋沖型地震では地震発生後 5 分以内，F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震では地震発生後 2 分以内に敷地内に地震動が到達するのに対し，同時時間帯において敷地における津波の水位変動量はどちらも概ね 0m である。そのため，両者が同時に敷地に到達することはないことから，基準地震動  $S_s$  による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

##### (2) 基準地震動 $S_s$ の震源と津波の波源が異なる場合

F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震に伴い，津波を起こす地震が誘発される可能性は低いと考えられるが，仮に誘発地震の発生を考慮

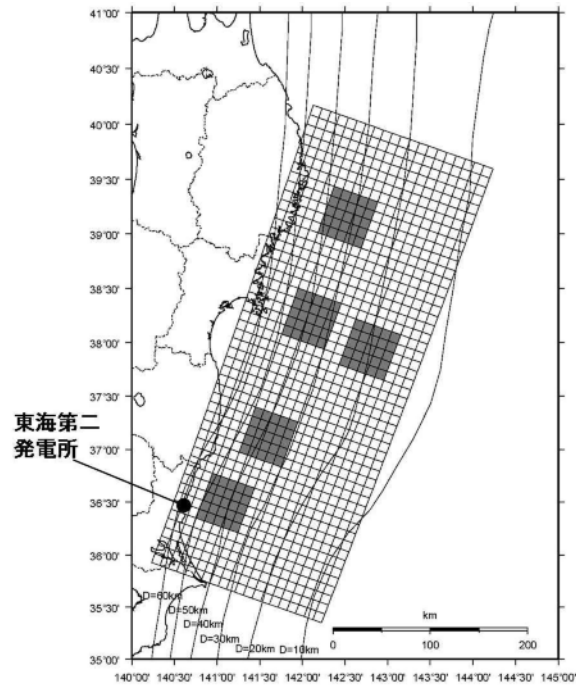


した場合においても，地震動が敷地に到達する 2 分以内に，F 1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

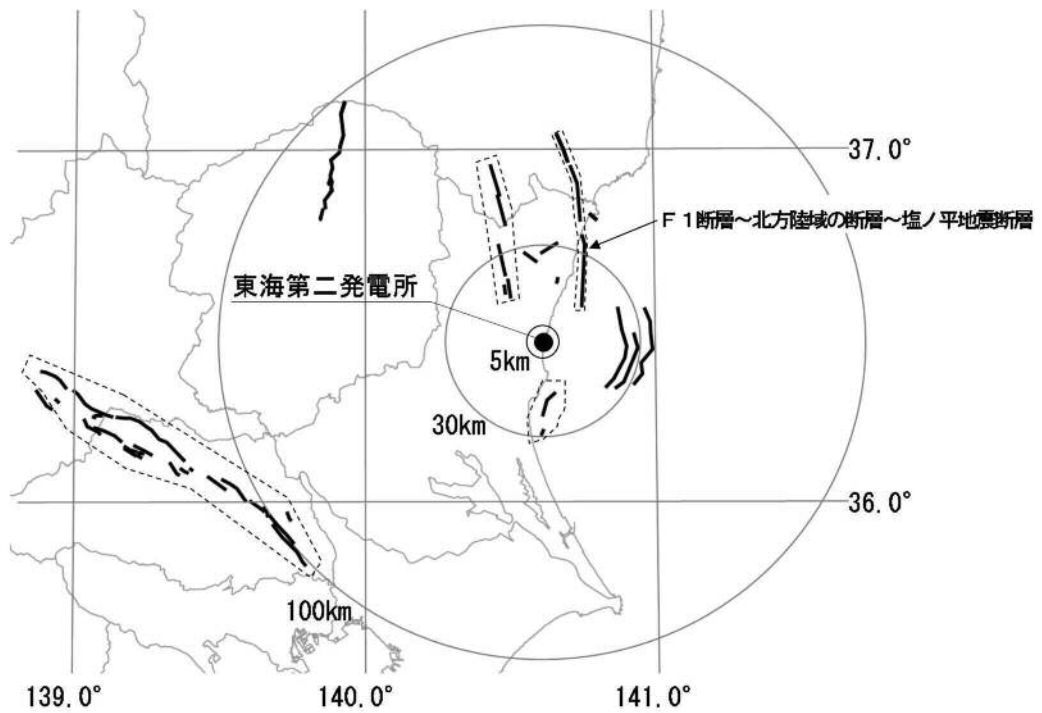
また，2011 年東北地方太平洋沖型地震に伴う誘発地震の発生を考慮した場合においても，地震動が敷地に到達する 5 分以内に，2011 年東北地方太平洋沖型地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

以上により，基準地震動  $S_s$  による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。





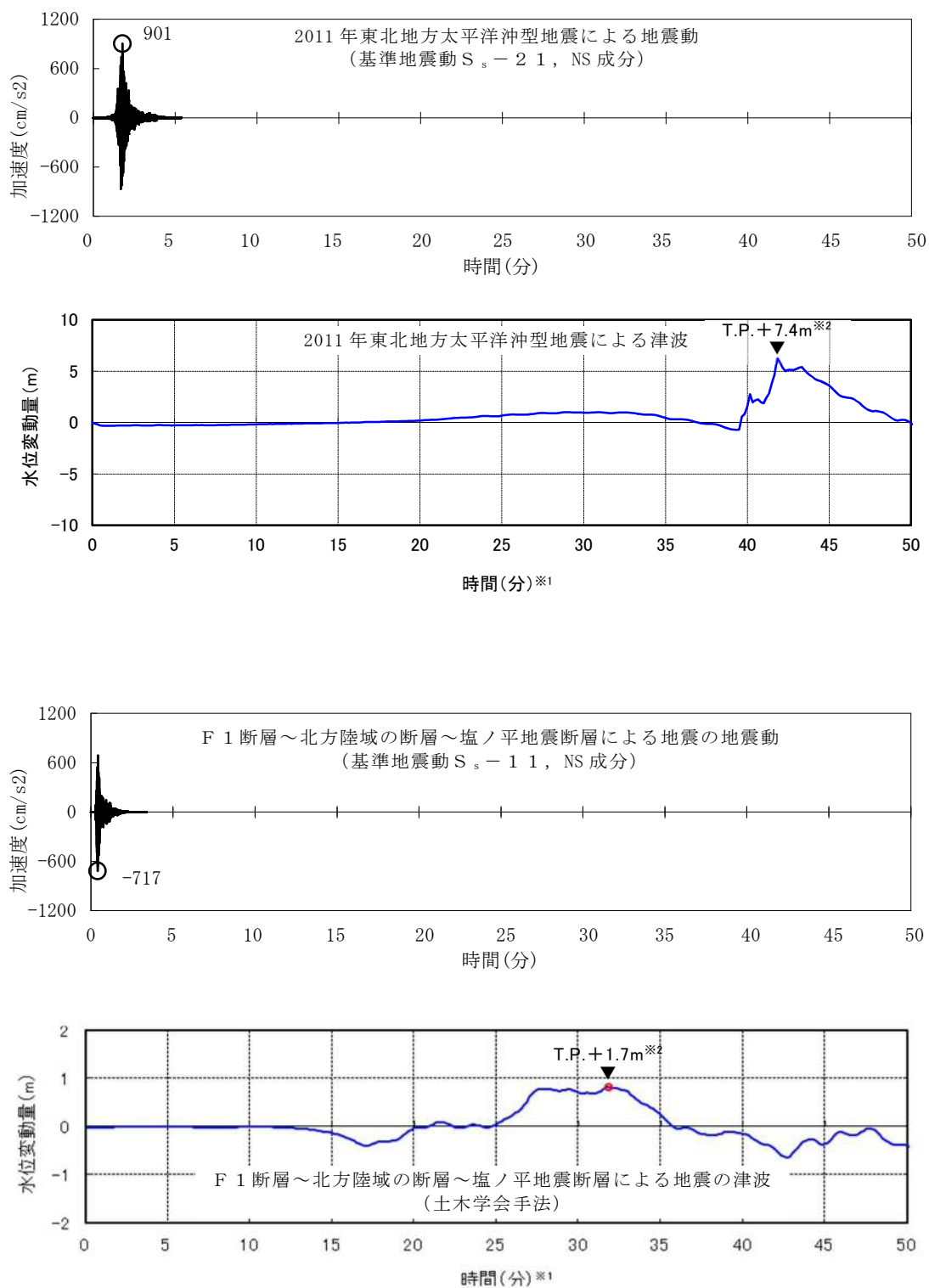
2011 年東北地方太平洋沖型地震



F 1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震

図 5-14 基準地震動の震源分布





※1：時間 0 秒は地震の発生時刻を示す

※2：朔望平均満潮位 + 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 + 津波予測解析による地殻変動量を考慮

図 5-15 地震動と津波の敷地への到達時間の比較



### 5.1.3 引用文献

- (1) 日本地震工学会 (2014) : 東日本大震災合同調査報告, 共通編 1, 地震・地震動
- (2) 地震調査研究推進本部 (2016) : 大地震後の地震活動の見通しに関する情報のあり方, 平成 28 年 8 月 19 日
- (3) 入倉孝次郎 (2012) : 海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築, 第 40 回地盤震動シンポジウム
- (4) Naoki Uchida, Junichi Nakajima, Akira Hasegawa, Toru Matsuzawa  
(2009) : What controls interplate coupling?: Evidence for abrupt change in coupling across a border between two overlying plates in the NE Japan subduction zone, Earth and Planetary Science Letters 283, 111-121
- (5) Shizuo Noda, Kazuhiko Yashiro, Katsuya Takahashi, Masayuki Takemura, Susumu Ohno, Masanobu Tohdo, Takahide Watanabe (2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD. NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis, Oct. 16-18, Istanbul



## 余震の規模の設定のための本震と余震の規模の関係について

本震と最大余震規模の差については、本震の規模に依存しないことが知られている（古本（2005））。例えば宇津（1957）では、日本で発生した地震について、本震、最大余震規模の差と本震規模の関係を図 1 のとおり示し、両者の関係は低いことを指摘している。

したがって、本震規模を  $M_0$ 、最大余震規模を  $M_1$ 、両者の差を  $D_1$  とすれば、 $D_1$  は本震規模に依存しない定数になることから、最大余震規模  $M_1$  は下記の 1 次式で表現できる。

$$M_1 = M_0 - D_1$$

最大余震規模の評価式は、上式を当てはめた回帰分析により  $D_1$  を求めることで得られる（図 2）。このように、最大余震規模の評価式は、地震学的知見を踏まえた上で定式化した。

ここからは、データの少ないマグニチュード 8 以上の地震も含めて 1 次式で回帰することの妥当性について、海外の巨大地震データで補って検討した。検討に用いた地震は図 2 のデータのうち、本震及び最大余震のモーメントマグニチュードが得られている地震と、海外の巨大地震のうち、本震発生と最大余震の発生間隔が概ね 12 時間以内の地震である。これら地震の諸元を表 1 に、また本震規模と最大余震規模の関係を図 3 に示す。同図から、本震規模がマグニチュード 8 以上の地震に対しても最大余震規模評価に際して 1 次式を適用できることがわかる。

以上のことから、最大余震規模の評価に際して、地震学的知見に基づいて 1 次式を用いることが妥当であることを確認した。さらに、最大余震の規模は標準偏差を考慮することで保守的な設定となるよう配慮している。その上で、余震荷重としては最大余震の応答スペクトルを上回る弾性設計用地震動  $S_d - D_1$  を考慮している。



## 引用文献

- (1) 宇津徳治 (1957) : 地震のマグニチュードと余震の起こりかた, 地震第 2 輯, 第 10 卷, 1 号, pp. 35-45
- (2) 古本宗充 (2005) : 本震と最大余震のマグニチュード差と地殻熱流量, 地震第 2 輯, 第 58 卷, 3 号, pp. 221-224



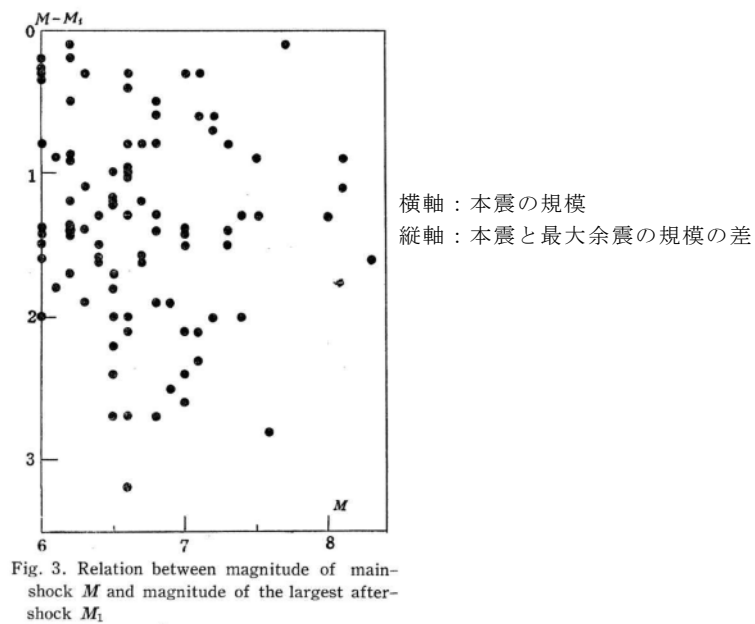


図 1 本震規模と最大余震規模の差と本震規模の関係（宇津（1957）に一部加筆）

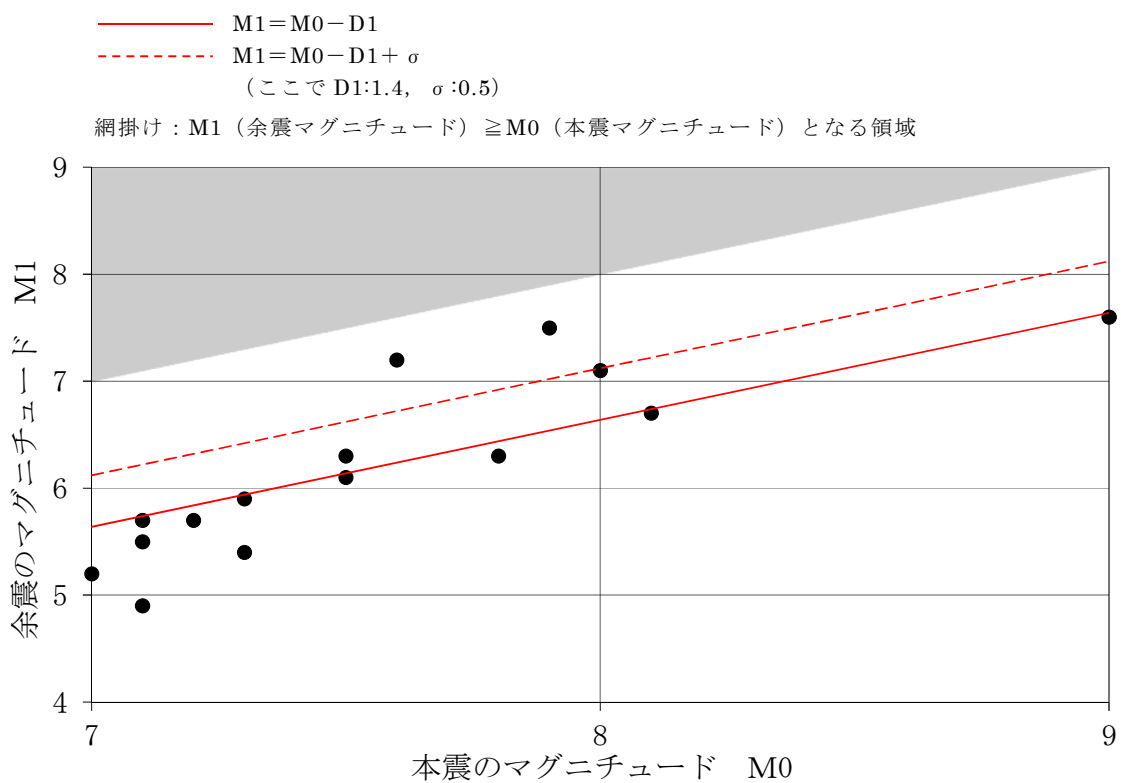


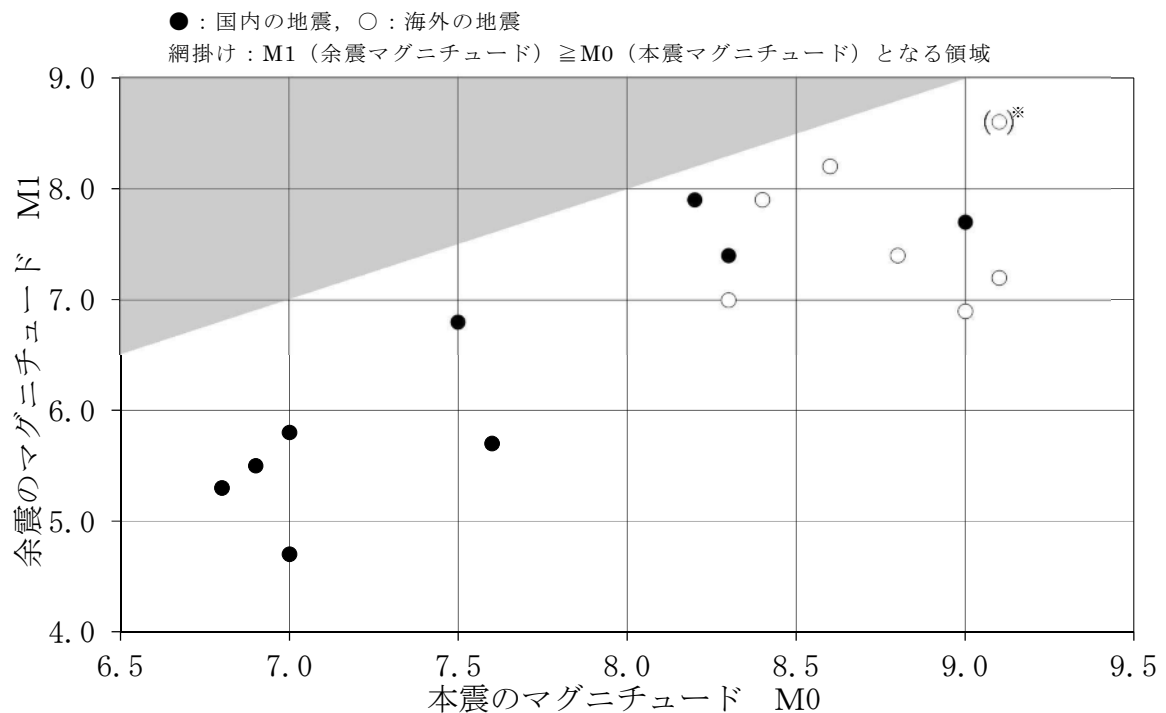
図 2 本検討における本震規模と最大余震規模の関係



表 1 過去の地震における本震と最大余震の関係 (Mw)

No	発生日年月日	震源	本震	最大余震	本震との 時間間隔
			マグニチュード M0	マグニチュード M1	
1	1952/11/04	off the east coast of the Kamchatka Peninsula, Russia	9.0	6.9	0.2 日
2	1964/06/16	新潟地震	7.6	5.7	0.0 日
3	1968/04/01	日向灘地震	7.5	6.8	0.3 日
4	1968/05/16	十勝沖地震	8.2	7.9	0.4 日
5	2003/05/26	宮城県沖	7.0	4.7	0.3 日
6	2003/09/26	十勝沖地震	8.3	7.4	0.1 日
7	2004/12/26	off the west coast of northern Sumatra	9.1	7.2	0.1 日
8	2007/09/12	southern Sumatra, Indonesia	8.4	7.9	0.5 日
9	2008/06/14	岩手・宮城内陸地震	6.9	5.5	0.0 日
10	2008/09/11	十勝沖	6.8	5.3	0.0 日
11	2010/02/27	offshore Bio-Bio, Chile	8.8	7.4	0.1 日
12	2011/03/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.7	0.0 日
13	2012/04/11	off the west coast of northern Sumatra	8.6	8.2	0.1 日
14	2015/09/16	48km W of Illapel, Chile	8.3	7.0	0.0 日
15	2016/04/16	熊本地震	7.0	5.8	0.1 日

※ 検討に用いる地震は、図 2 のデータのうち、本震及び最大余震のモーメントマグニチュードが得られている地震と、海外の巨大地震のうち、本震発生と最大余震の発生間隔が概ね 12 時間以内の地震である。モーメントマグニチュード (Mw) は気象庁、アメリカ地質調査所、防災科学技術研究所が公表している値を参照している。



※ 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の震源域付近では 2005 年に Mw8.6, 2007 年に Mw8.4, 2012 年に Mw8.6 の地震が発生しているが、Mw9 クラスの巨大地震の影響は長期間に亘ると予想されることから、これらの地震も余震として扱うことが考えられる。また Mw9 クラスの地震に対するデータは少ないことから、本震発生からの経過時間の制約 (12 時間以内) を外し、最も規模の大きい Mw8.6 の地震 (表 1 の No. 13) を 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の最大余震とした場合を参考で示した。

図 3 国内外の本震規模と最大余震規模の関係 (Mw)



## 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて

耐津波設計を行うに当たって必要となる現場確認について、遡上解析に必要な敷地モデル作成に関する現場確認プロセスと、耐津波設計の入力条件等（配置、寸法等）の現場確認プロセスの2つに分けて以下に示す。

### 5.2.1 基準津波に対する耐津波設計における現場確認プロセスについて

#### (1) 基準津波の遡上解析に関する敷地モデルの作成に関する現場確認プロセスについて

##### a. 基準要求

設置許可基準規則第5条（津波による損傷の防止）において、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ことを要求している。また、解釈の別記3により、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及びその標高などを考慮して、敷地への遡上の可能性を検討することを規定している。

当該基準要求を満足するに当たっては、「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、遡上解析上、影響を及ぼすものの考慮を要求しており、具体的には、敷地及び敷地周辺の地形とその標高、伝播経路上の人工構造物を考慮した遡上解析を実施した。

##### b. 敷地モデル作成プロセス

上記要求事項を満足するために、図5.2-1に示すフローに従って敷地モデルを作成した。次の(a)～(d)にプロセスの具体的内容を示す。

#### (a) 敷地及び敷地周辺の地形とその標高のモデル化

敷地及び敷地周辺の地形とその標高について、QMS図書として維持管理されている図面等を確認し、遡上域のメッシュサイズを踏まえて、適切な形状にモデル化を行った。

#### (b) 津波伝播経路上の人工構造物の調査

敷地において伝播経路上に存在する人工構造物として抽出すべき対象物をあらかじめ定義し調査を実施した。

具体的な対象物は、津波の遡上経路に影響する護岸などの恒設の人工構造物及び耐震性や耐津波性を有する建物などの恒設の人工構造物である。その他の津波伝播経路上の人工構造物については、構造物が存在することで津波の影響軽減効果が生じ、遡上範囲を過小に評価する可能性があることから、遡上解析上、保守的な評価となるよう対象外とした。

##### i) 図面等による調査

上記で定義した対象物となる既設の人工構造物については、高さ、面積について、QMS図書として維持管理されている図面等の確認を実施した。また、将来設置される計画がある人工構造物のうち、上記で定義した対象物に該当するものについては、計画図面等により調査を実施した。



ii) 現場調査

i) で実施した図面等による調査において確認した既設の人工構造物については、社員による現場ウォークダウンにより図面等と相違ないことを確認した。また、図面に反映されていない対象物となる人工構造物について、遡上解析に影響する変更がないことを確認した。

(c) 敷地モデルの作成

上記(b)で実施した調査結果を踏まえ、敷地モデルの作成を実施した。

(d) 敷地モデルの管理

遡上解析に係る地形の改変や、人工構造物の新設等の変更に生じれば必要に応じ上記(a), (b)に戻り再度モデルを構築する。

c. 現場調査の品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

d. 今後の対応

今後、改造工事等により、津波伝播経路上の敷地の状況（地形の改変、人工構造物の新設等）が変更となる場合は、その変更が基準津波に対する耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて遡上解析を再度実施する体制を構築する。



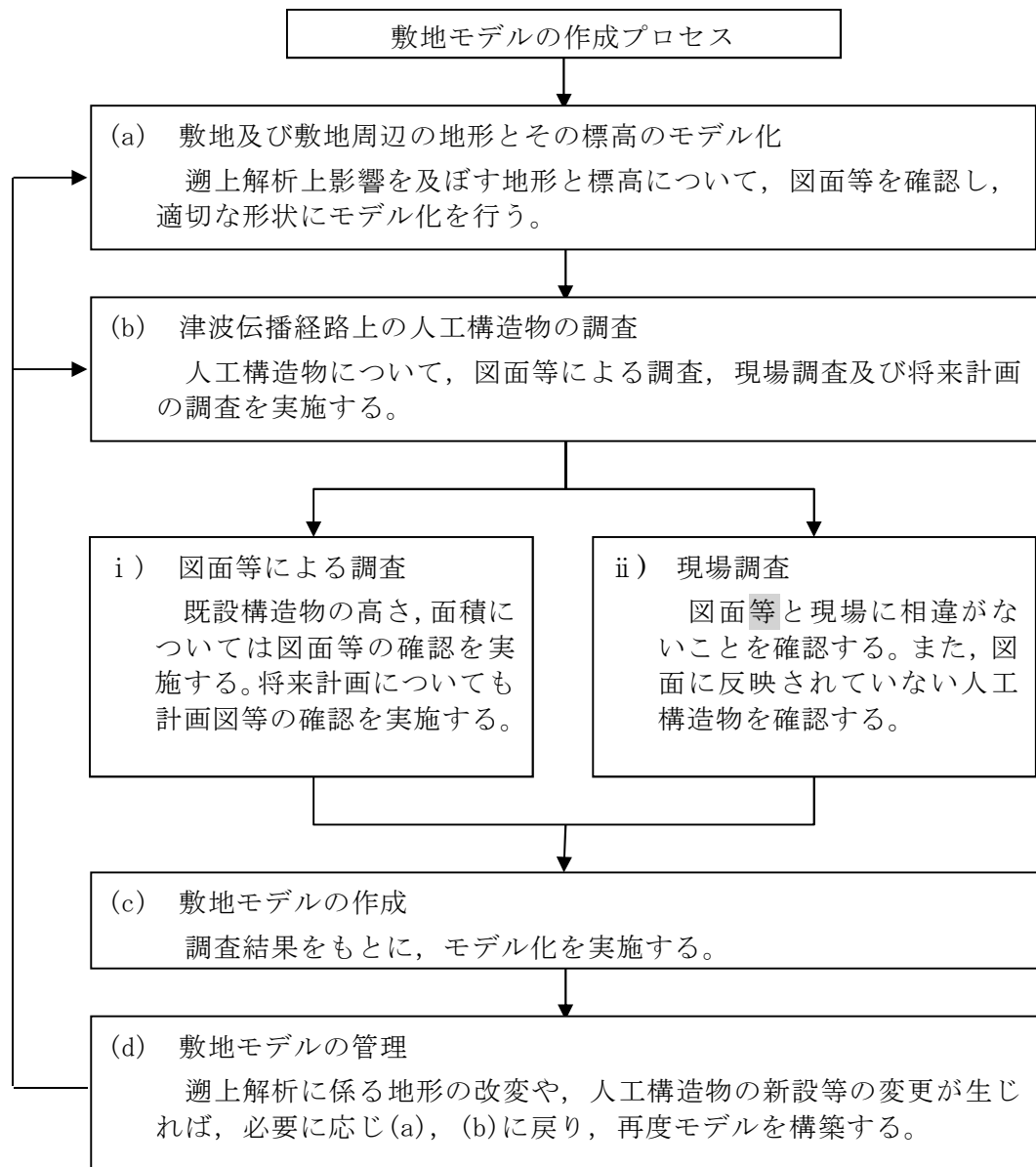


図 5. 2-1 敷地モデル作成に関する現場確認プロセスフロー図



## (2) 基準津波に対する耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

### a. 基準要求

設置許可基準規則第5条（津波による損傷の防止）において、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ことを要求している。また、解釈の別記3及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、敷地への浸水の可能性のある経路の特定、バイパス経路からの流入経路の特定、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界における浸水の可能性のある経路の特定、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路の特定及び漂流物の検討を行うことを規定している。

また、設置許可基準規則第40条（津波による損傷の防止）においては、重大事故等対処施設は、基準津波に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求しており、解釈は第5条に準じるとしている。

### b. 入力条件等現場確認プロセス

上記要求事項を満足するために、図5.2-2に示すフローに従って耐津波設計において必要となる入力条件等の確認を行った。次の(a)～(h)にプロセスの具体的内容を示す。

なお、本資料において、設計基準対象施設の津波防護対象設備と重大事故等対処施設の津波防護対象設備を併せて、「津波防護対象設備」とする。

#### (a) 基準津波に対する津波防護対象設備について

設置許可基準規則第43条において、設計基準対象施設の安全機能及び重大事故等対処施設の重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求している。このため、津波防護対象設備を設定し、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画以外に、津波防護対象設備が設置されていないことを確認する。

#### (b) 外郭防護1（敷地への浸水防止）について

津波防護対象設備を内包する建屋及び区画は、基準津波による遡上波が到達しない十分高い場所に設置する、又は、津波防護施設、浸水防止設備を設置することで流入を防止することが要求されている。このため、各施設・設備が設置されている敷地高さ及び必要な浸水対策の現場状況を確認する。

#### (c) 外郭防護1（取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止）について

取水路、放水路等の経路から津波が流入する可能性の検討、特定及び必要に応じて浸水対策を行うことを要求している。このため、海水が流入する可能性のある経路を網羅的に調査し、必要な浸水対策の現場状況を確認する。

#### (d) 外郭防護2（漏水による重要な安全機能への影響防止）について

取水、放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水、放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界において、浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定することを要求している。このため、漏水の可能性のある経路及び浸水想定範囲内の津波防護対象設備の安全機能もしくは重大事故



等に対処するために必要な機能に影響を与える閾値（機能喪失高さ）並びに必要な浸水対策の現場状況を確認する。

(e) 内郭防護（重要な安全機能を有する施設の隔離）について

浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して浸水対策を施すことを要求している。このため、可能性のある経路を特定し、必要な浸水対策の現場状況を確認する。

(f) 漂流物について

基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の押し波及び引き波の方向、速度の変化を分析した上で、漂流物の可能性を検討することを要求している。このため、遡上解析を踏まえた上で漂流物調査を網羅的に行い、取水性に影響を与えないことを確認する。なお、漂流物調査の詳細な要領については、「4.2 漂流物による影響確認について」に示す。

i) 図面等による調査

上記の調査対象となる施設・設備等については図面等を用いて確認を実施する。

ii) 現場調査

i)で実施した図面等による調査において確認した施設・設備等については、現場ウォークダウンにより図面等と相違ないことを確認する。

(g) 基準津波に対する耐津波設計の成立性の確認

上記(a)～(f)で実施した調査結果を踏まえ、基準津波に対する耐津波設計の成立性を確認する。また、新たに必要となる浸水対策がある場合は実施する。

(h) 入力条件等の管理

設備改造等により基準津波に対する耐津波設計の入力条件等が変更となる可能性がある場合は、必要に応じ (a)～(f)に戻り、再設定する。

c. 品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

d. 今後の対応

今後、改造工事等により、基準津波に対する耐津波設計に用いる入力条件等の変更が生じた場合は、その変更が基準津波に対する耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて入力条件等の再評価を実施する。



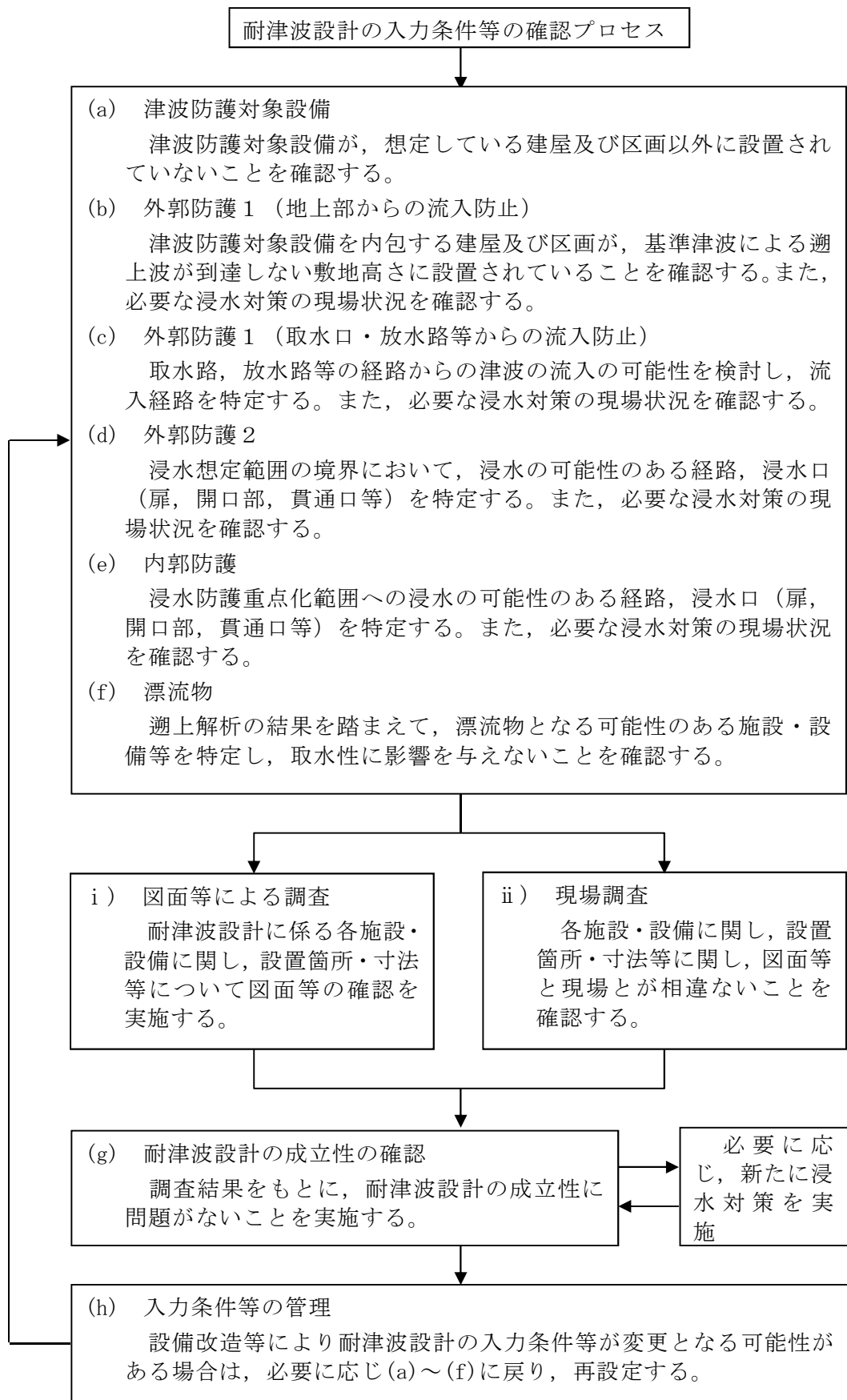


図 5.2-2 耐津波設計の入力条件等の現場確認プロセスフロー図



### 5.2.2 敷地に遡上する津波に対する耐津波設計における現場確認プロセスについて

#### (1) 敷地に遡上する津波の遡上解析に関する敷地モデルの作成に関する現場確認プロセスについて

##### a. 基準要求

設置許可基準規則第43条（重大事故等対処設備）第1項1号では、敷地に遡上する津波に対する重大事故等対処設備の耐津波設計においては、敷地に遡上する津波に対し、「想定される重大事故等が発生した場合における温度、放射線、荷重その他の使用条件において、重大事故等に対処するために必要な機能を有効に発揮するものであること」を要求している。また、設置許可基準規則解釈別記3の規定及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」の確認項目は基準津波と同様であり敷地に遡上する津波においてもこれを準用することとしている。

別記3で要求される「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及びその標高などを考慮して、敷地への遡上の可能性を検討すること」について、基準津波同様、「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」に沿って、遡上解析上影響を及ぼすものの考慮、具体的には、敷地及び敷地周辺の地形とその標高、伝播経路上の人工構造物を考慮した遡上解析を実施した。

なお、敷地に遡上する津波は、防潮堤内側に津波が流入し遡上することから、防潮堤内側の敷地の標高、伝播経路上の人工構造物を考慮した遡上解析を実施した。

##### b. 敷地モデル作成プロセス

上記要求事項を満足するため、基準津波同様、図5.2-1に示すフローに従って敷地モデルを作成した。敷地に遡上する津波においては、基準津波における敷地モデル作成プロセスに加え以下の検討を実施した。

##### (a) 東海発電所建屋の影響検討

東海発電所建屋は、東海第二発電所の原子炉建屋に対し津波による遡上波の上流側に設置されており、廃止措置及び保守的な評価を考慮しモデル化しないこととしているが、モデル化した場合の影響確認のため、東海発電所建屋をモデル化した解析を実施し、東海第二発電所の原子炉建屋周辺で流向、流速に大きな影響がないことを確認した。

##### (b) アクセスルートモデル化

図面に反映されていない人工構造物として、T.P. +8mの標高の敷地からT.P. +11mの標高の敷地に設置する常設代替高圧電源装置等にアクセスするために新設するアクセス道路を抽出し、当該アクセス道路を経由し、津波が常設代替高圧電源装置等の設置される標高の敷地まで到達しないことを確認した。

##### c. 現場調査の品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

##### d. 今後の対応

今後、改造工事等により、津波伝播経路上の敷地の状況（地形の改変、人工構造物の



- 新設等)が変更となる場合は、その変更が敷地に遡上する津波に対する耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて遡上解析を再度実施する体制を構築する。
- (2) 敷地に遡上する津波に対する耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

a. 基準要求

設置許可基準規則第43条(重大事故等対処設備)第1項1号では、敷地に遡上する津波に対する重大事故等対処設備の耐津波設計においては、敷地に遡上する津波に対し、「想定される重大事故等が発生した場合における温度、放射線、荷重その他の使用条件において、重大事故等に対処するために必要な機能を有効に発揮するものであること」を要求している。また、設置許可基準規則解釈別記3の規定及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」の確認項目は基準津波と同様であり敷地に遡上する津波においてもこれを準用することとしている。

b. 入力条件等現場確認プロセス

上記要求事項を満足するために、基準津波同様、図5.2-2に示すフローに従って耐津波設計において必要となる入力条件等の確認を行った。プロセスの具体的内容は基準津波同様であり、以下に基準津波との差異を示す。

なお、敷地に遡上する津波における入力条件等現場確認プロセスのうち、「(b) 外郭防護1(敷地への浸水防止)について」、「(c) 外郭防護1(取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止)について」、「(d) 外郭防護2(漏水による重要な安全機能への影響防止)について」及び「(e) 内郭防護(重要な安全機能を有する施設の隔離)について」については、今後、新設する重大事故等対処施設については、図面等を用いた確認とする。

(a) 敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備について

設置許可基準規則第43条(重大事故等対処設備)第1項1号においては、想定される重大事故等が発生した場合における温度、放射線、荷重その他の使用条件において、重大事故等に対処するために必要な機能を有効に発揮するものであることを要求している。このため、敷地に遡上する津波において、重大事故等に対処するために必要な機能を有する重大事故等対処設備を「敷地に遡上する津波に対する防護対象設備」と設定し、これらを内包する建屋及び区画以外に、津波防護対象設備が設置されていないことを確認する。

(b) 漂流物について

防潮堤外側においては、基準津波に対する確認事項と同様である。

防潮堤内側においては、遡上解析結果を基に防潮堤内側における遡上域の流向、流速を分析した上で、漂流物の可能性を検討する。このため、漂流物調査を網羅的に行い、敷地に遡上する津波に対する防護対象設備を内包する建物及び区画への影響の可能性を確認する。なお、漂流物調査の詳細な要領については、「4.2 漂流物による影響確認について」に示す。

i) 図面等による調査



基準津波と同じ。

ii) 現場調査

基準津波と同じ。

(c) 敷地に遡上する津波に対する耐津波設計の成立性の確認

上記(a)及び(b)で実施した調査結果を踏まえ、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計の成立性を確認する。また、新たに必要となる浸水対策がある場合は実施する。

(h) 入力条件等の管理、品質保証上の取り扱い及び今後の対応

基準津波と同様である。

c. 品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

d. 今後の対応

今後、改造工事等により、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計に用いる入力条件等の変更が生じた場合は、その変更が敷地に遡上する津波に対する耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて入力条件等の再設定の上評価を実施する。



### 5.3 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について

#### a. ダム・堰施設技術基準（案）の適用性

屋外の土木構造物に設置する津波防護対策設備の適用規格は、ダム・堰施設技術基準(案)を適用する。技術基準として、水力発電設備全般に適用実績があること及び原子力発電設備においても採用実績があり、構造設計に照らし合わせても技術基準に十分適合している規格と判断している。

扉や逆流防止設備の扉体のうち桁構造の構造計算は、機械工学便覧等の公式集からの算出は難しく、桁構造の構造設計に実績のある「水門鉄管技術基準」又は「ダム・堰施設技術基準（案）」を適用している。

そのため、東海第二発電所においては、震災や最新の技術知見等を反映している「ダム・堰施設技術基準(案)」を適用している。また、蓋構造においては構造のタイプ別に「ダム・堰施設技術基準(案)」を採用している。

表 5.3-1 にダム・堰施設技術基準(案)を使用している津波防護対策設備（例），表 5.3-2 に原子力発電所における採用実績（例），表 5.3-3 に蓋構造のタイプ別の設計基準を示す。

表 5.3-1 ダム・堰施設技術基準(案)を使用している津波防護対策設備（例）

設備分類	津波防護対策設備（例）
津波防護施設	防潮扉※ 放水路ゲート※ 構内排水路逆流防止設備※
浸水防止設備	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋 S A用海水ビット開口部浸水防止蓋 緊急用海水ポンプビット点検用開口部浸水防止蓋

※他電力にて類似設備の実績あり。

表 5.3-2 原子力発電所における採用実績（例）

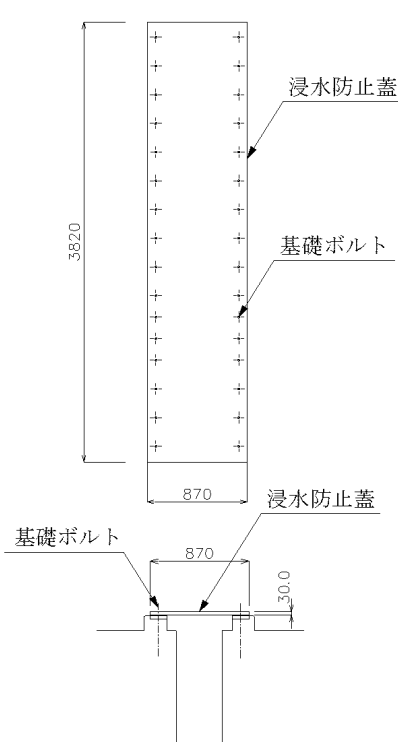
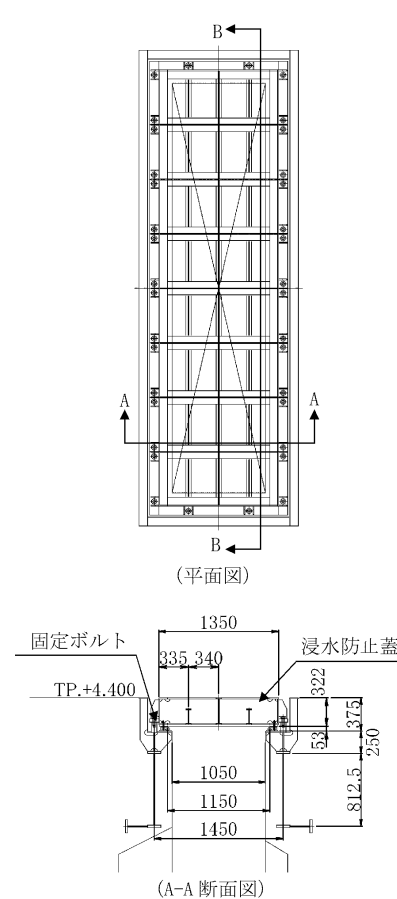
電力名	津波防護対策設備	適用規格
A 電力	<認可済み> 扉，逆流防止設備	ダム・堰施設技術基準(案)
B 電力	<認可待ち> 取水槽溢水防止壁	水門鉄管技術基準

<出典>

- ・水門鉄管技術基準（通商産業省監修）
- ・ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省制定）



表 5.3-3 蓋構造のタイプ別の設計基準

	タイプ 1	タイプ 2
構造の特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>単純な板構造の設備 (単純梁モデル構造)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>主桁等の構造を有した設備</li> </ul>
構造設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造設計の算出式 (機械工学便覧, 材料力学公式集他)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水門鉄管技術基準</li> <li>ダム・堰施設技術基準 (案)</li> </ul>
構造例		
適用設備 (例)	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水路点検用開口部浸水防止蓋</li> <li>海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋</li> <li>S A用海水ピット開口部浸水防止蓋</li> <li>緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋</li> </ul>



## b. 敷地に遡上する津波時の許容限界の考え方について

### 1. はじめに

浸水防護施設の強度計算書における敷地に遡上する津波（津波時及び重畳時）の許容限界の考え方について整理した。

### 2. 許容限界の設定方針

- (1) 設置許可基準規則※<sup>1</sup>第 5 条及び技術基準規則※<sup>2</sup>第 6 条では、設計基準対象施設が基準津波により、その安全性が損なわれるおそれがないよう要求している。このため、「敷地への浸水防止（外郭防護 1）」、「漏水による重要な安全機能への影響防止（外郭防護 2）」、「重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）」等への対応として、浸水防護施設（津波防護施設及び浸水防止設備）を設置することにより防護する設計としている。
- (2) また、設置許可基準規則第 5 条及び技術基準規則第 6 条では、津波防護機能に対する機能保持限界として、地震後、津波後の再使用性及び津波の繰返しの襲来を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持することを要求している。このため、浸水防護施設を構成する部材は弾性設計内にとどまる設計としている。
- (3) 東海第二発電所の特徴として、上述の基準津波に対する施設の防護のほか、基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」という。）を考慮し、敷地に遡上する津波に対して、重大事故等に対処するために必要な機能を有する設備を設置する建屋及び区画を防護する方針としている。敷地に遡上する津波は、津波の確率論的リスク評価において全炉心損傷頻度に対して津波のリスクが有意となる津波として、防潮堤前面において T. P. +24m の高さを設定している。
- (4) 敷地に遡上する津波に対する浸水防護施設においても、基準津波に対する浸水防護施設と同様に、地震後、津波後の再使用性及び津波の繰返しを想定し、浸水防護施設を構成する部材が弾性設計内にとどまる設計とする。しかし、図 1 に示すとおり、敷地に遡上する津波の年超過確率は  $3.3 \times 10^{-7}$ （基準津波の年超過確率は  $2.6 \times 10^{-5}$ ）と極めて低いことから、基準津波を想定した津波時及び重畳時並びに基準地震動  $S_s$  を想定した地震時に適用する許容限界と区別して、敷地に遡上する津波の許容限界を設定する。

※1：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

※2：実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則



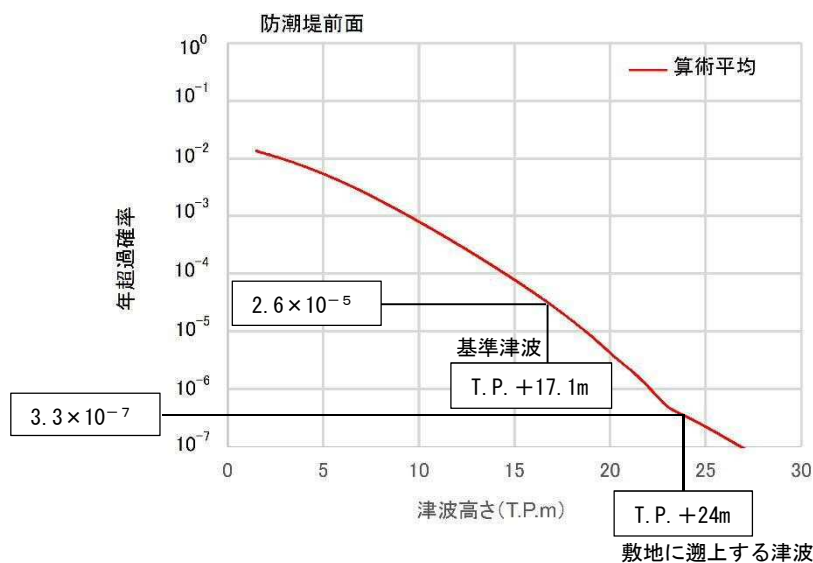


図1 東海第二発電所 津波ハザード曲線

### 3. 浸水防護施設の適用規格基準

浸水防護施設に適用する規格基準を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 浸水防護施設に適用する規格基準

適用規格	設計設備（例）
①発電用原子力設備規格 設計・建設規格（JSME）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・取水路点検用開口部浸水防止蓋</li> <li>・海水ポンプ室ケーブル点検用開口部浸水防止蓋</li> <li>・格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用ハッチ</li> <li>・海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁 他</li> </ul>
②道路橋示方書	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼製防護壁 止水機構</li> </ul>
③ダム・堰施設技術 基準（案）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・放水路ゲート</li> <li>・防潮扉</li> <li>・放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋</li> <li>・緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋 他</li> </ul>

#### (1) 道路橋示方書の適用性について

鋼製防護壁の止水機構は、鋼製防護壁と取水路間の隙間から津波が敷地に流入することを防止することを目的として、鋼製防護壁の構成部材の一部として設置する。鋼製防護壁の設計に当たっては、道路橋示方書に基づき実施しているため、止水機構についても道路橋示方書を適用して設計することとしている。道路橋示方書は一般産業界を始め原子力発電所施設において多数の適用実績がある基準であるため、止水機構の設計に適用することに問題はないと考える。

なお、耐震設計に係る工認審査ガイド及び耐津波設計における工認審査ガイドにおいても参考規格・基準類として道路橋示方書が挙げられている。



(2) ダム・堰施設技術基準（案）の適用性について

浸水防護施設のうち、端桁構造を有する放水路ゲート、防潮扉、浸水防止蓋、逆流防止設備の施設は、構造仕様・設計方法等について詳細に規定しているダム・堰施設技術基準（案）を適用して設計することとしている。ダム・堰施設技術基準（案）は、水力発電所の施設を始め原子力発電所の施設において多数の適用実績がある基準であるため、浸水防護施設の設計に適用することに問題はないと考える。

4. 基準津波及び敷地に遡上する津波（津波時及び重畳時）における許容限界の設定

「2. 許容限界の設定方針」を踏まえて、浸水防護施設の許容限界を以下のように設定する。

(1) 許容限界の考え方

基準津波の許容限界は、地震後、津波後の再使用性及び津波の繰返し襲来を想定し、適切な裕度を持って弾性状態にとどまるよう短期許容応力度を設定する。

敷地に遡上する津波は想定する津波高さの増大に伴い、考慮する津波波力が大きく施設設計上厳しい条件となるが、想定する津波が発生する年超過確率が極めて低いことから、敷地に遡上する津波に対する許容限界は、おおむね弾性状態にとどまるように降伏点（又は耐力）以下となるよう短期許容応力度を設定する。ここで、道路橋示方書の割増し係数及びダム・堰施設技術基準（案）の安全率（以下割増し係数及び安全率を総称する場合は「安全率」という。）並びに短期許容応力度の比較を表 5.3-5 に示す。表 5.3-5 に示すとおり、「道路橋示方書」及び「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定する安全率を考慮した短期許容応力度は同じである。また、道路橋示方書及びダム・堰施設技術基準（案）の安全率を、それぞれ 1.7 倍及び 2.0 倍とした短期許容応力度は、J I S 規格の降伏点又は耐力と同じである。

表 5.3-5 道路橋示方書及びダム・堰施設技術基準（案）の安全率及び短期許容応力度の比較

規格 基準	材料 種類	許容引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界				J I S 規格 降伏点 又は耐力 (N/mm <sup>2</sup> )
			基準津波（津波時， 重畳時）及び地震時		敷地に遡上する津波 （津波時，重畳時）		
			安全率	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	安全率	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
道路橋 示方書	SS400	140	1.5 <sup>*1</sup>	210	1.7 <sup>*1</sup>	235	235
	SM490	185	1.5 <sup>*1</sup>	277.5	1.7 <sup>*1</sup>	315	315
ダム・堰施 設技術基準	SS400	120	1.5 <sup>*2</sup>	180	2.0 <sup>*3</sup>	235	235
	SM490	160	1.5 <sup>*2</sup>	240	2.0 <sup>*3</sup>	315	315
	SUS304	100	1.5 <sup>*2</sup>	150	2.0 <sup>*3</sup>	205	205

注記

\*1：「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」の許容応力度の割増し係数

\*2：「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む。）」の許容応力度の安全率及び「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」の許容応力度の割増し係数

\*3：「ダム・堰施設技術基準（案）（平成 25 年 6 月）」の許容応力度の安全率



## (2) 許容限界の設定

基準津波による津波時及び重畳時並びに地震時の浸水防護施設の許容応力度については、発電用原子力設備規格 設計・建設規格、道路橋示方書及びダム・堰施設技術基準（案）に準じて、安全率を 1.5 倍として設計することにより、浸水防護機能に対する機能保持限界として、適切な裕度を持って弾性状態にとどまるよう短期許容応力度を設定する。

敷地に遡上する津波による津波時及び重畳時の浸水防護施設の許容応力度については、道路橋示方書を適用する浸水防護施設については割増し係数 1.7 倍、ダム・堰施設技術基準（案）を適用する浸水防護施設については、安全率を 1.9 倍にて設計することにより、浸水防護機能に対する機能保持限界として、おおむね弾性状態にとどまるよう短期許容応力度を設定する。

ここで、表 5.3-5 に示したとおり、ダム・堰施設技術基準（案）で既定する長期許容応力度（許容引張応力）が道路橋示方書で既定する長期許容応力度（許容引張応力）よりも厳しく設定されていることに鑑み、ダム・堰施設技術基準（案）を適用する浸水防護施設の短期許容応力度を設定するに当たっては、安全率を 2.0 倍ではなく 1.9 倍としている。

## 5. 浸水防護施設の強度計算書における強度計算書の記載

上記を踏まえ、浸水防護施設の強度計算書における許容限界の記載を表 5.3-6 に示すとおりとする。

表 5.3-6 浸水防止施設の強度計算書における許容限界の記載

規格基準	許容応力度	許容限界（短期許容応力度）	
		基準津波（津波時，重畳時）及び地震時	敷地に遡上する津波（津波時，重畳時）
①発電用原子力設備規格 設計・建設規格（J S M E）	f (Ⅲ <sub>A</sub> S)	1.5・f	1.5・f
②道路橋示方書	σ	1.5・σ	1.7・σ
③ダム・堰施設技術基準（案）	σ	1.5・σ	1.9*・σ

注記 \*：設計上の裕度として割増し係数（安全率）を 1.9 倍とする。

以 上



#### 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について

津波防護施設等の津波波圧は、陸上構造物に対しては朝倉ら(2000)他<sup>\*1,2</sup>で示される算定式を、海中構造物に対しては「防波堤の耐津波設計ガイドライン」<sup>\*3</sup>で示される算定式を参考にして求める。

算定式を適用するにあたっては、東海第二発電所における遡上津波の特徴を把握する必要があることから基準津波を対象とした水理模型実験を実施し、さらにその検証のための断面2次元津波シミュレーション解析を行った。断面2次元津波シミュレーション解析では、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響や津波遡上高さ等が異なる津波が防潮堤に与える影響についても検討した。

各構造物の適用算定式を表1に示す。

表1 各構造物の適用算定式

構造物名	津波波圧の算定に用いた規格・基準類
防潮堤（鋼製防護壁，鉄筋コンクリート防潮壁，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	*1：朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会 *2：港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成25年10月）
防潮扉	
構内排水路逆流防止設備	
貯留堰	*3：防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成27年12月一部改訂）



#### 5.4.1 津波荷重の算定式

津波防護施設の津波荷重の算定式は、朝倉ら（2000）の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 25 年 10 月）」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）等を参考に設定する。以下に，参考にした文献の津波荷重算定式の考え方と津波防護施設への適用性を示す。

##### (1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

- a. N R A 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成 28 年 12 月）

水理実験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとしている。

- b. 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）

構造設計用の進行方向の津波波圧は，図 1-1 に示す概念に基づき，次式により算定する。

$$q_z = \rho g (a h - z)$$

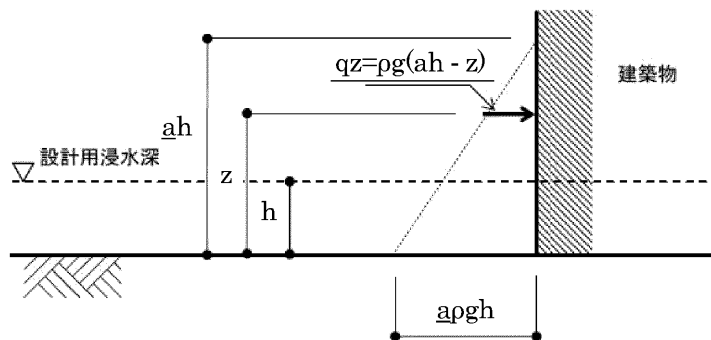
$q_z$ ：構造設計用の進行方向の津波波圧（ $\text{kN/m}^2$ ）

$h$ ：設計用浸水深（ $\text{m}$ ）

$z$ ：当該部分の地盤面からの高さ（ $0 \leq z \leq a h$ ）（ $\text{m}$ ）

$a$ ：水深係数

$\rho g$ ：海水の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）



「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた

津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）」より

図 1-1 津波波圧算定の概念

- c. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

文献 a. に基づく。ただし，津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や，海岸等から 500 m 以上離れている場合において，水深係数は 3 以下にできるとしている。

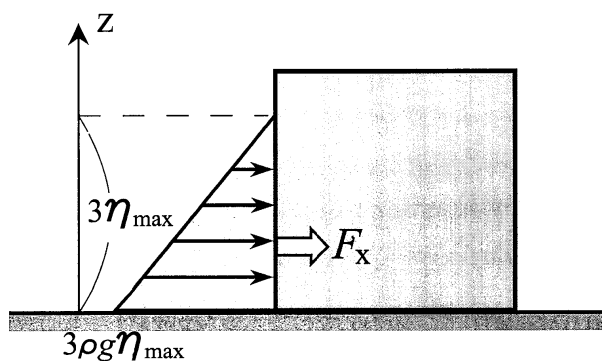


- d. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会，pp.911－915

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

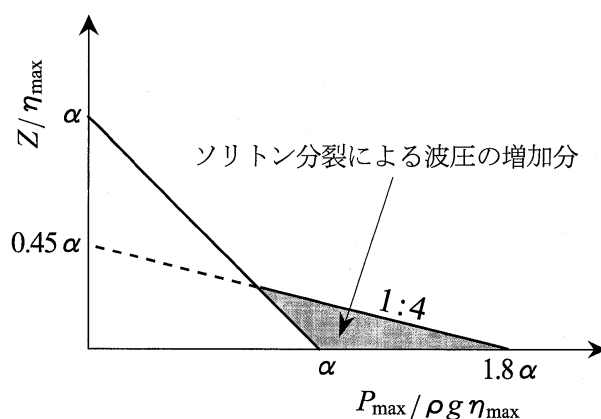
その結果，非分裂波の場合「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会」によれば，構造物前面に作用する波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水压分布の倍率） $\alpha$ は，最大で3程度以下であることが示されている。

非分裂波における津波最大波圧分布を図1-2に，分裂波における無次元最大波圧分布を図1-3に示す。ソリトン分裂波の場合は図1-3に示されるように，構造物底面標高における非分裂波の $\alpha$ に対し， $1.8\alpha$ となるとしている。ただし，図1-2及び図1-3に示される波圧分布は，同時刻で発生したものではない。



「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会」より

図1-2 非分裂波における津波最大波圧分布



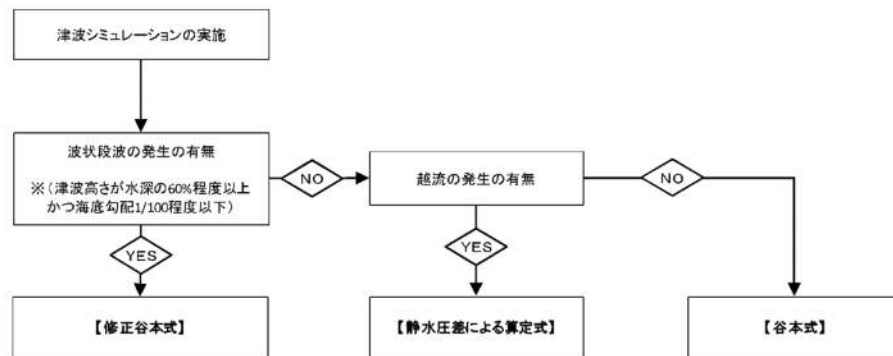
「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会」より

図1-3 分裂波における無次元最大波圧分布



e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として、ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を、ソリトン分裂波が発生せず津波が防波堤を越流する場合は静水圧差による算定式を、ソリトン分裂波が発生せず越流しない場合は谷本式を用いることとしている。防波堤に対する津波荷重算定手順を図 1-4 に、越流する場合の静水圧差による算定式を図 1-5 に示す。



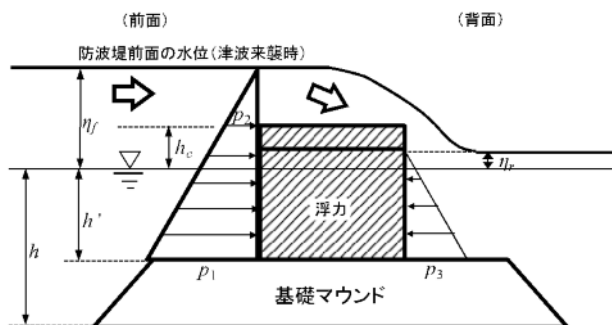
「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 1-4 防波堤に対する津波荷重算定手順

$$p_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$$

$$p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1$$

$$p_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$$



- $p_1$  : 直立壁前面の底面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- $p_2$  : 直立壁前面の天端面にける波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- $p_3$  : 直立壁背面の底面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- $\rho_0 g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h'$  : 直立壁の底面の水深(m)
- $h_c$  : 静水面から直立壁天端面までの高さ(m)
- $\eta_f$  : 直立壁前面の静水面からの津波高さ(m)
- $\eta_r$  : 直立壁背面の静水面からの津波高さ(m)
- $\alpha_f$  : 直立壁前面の静水圧補正係数
- $\alpha_r$  : 直立壁背面の静水圧補正係数

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 1-5 越流する場合の静水圧差による算定式



#### 5.4.2 陸上構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

##### (1) 分裂波発生に関する検討

沖合から伝播してくる津波がサイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合、ソリトン分裂波が発生するとされている。

- ① おおむね入射津波高さが水深の30 %以上（津波数値解析等による津波高さが水深の60 %以上）
- ② 海底勾配が1/100 以下程度の遠浅

東海第二発電所前面の海底地形は約1/200 勾配で遠浅であり、入射波津波高さと水深の関係についても入射津波高さが水深の30 %以上であることから、両方の条件に合致する。そこで、沖合におけるソリトン分裂波及び碎波の発生の有無や陸上へ遡上する過程での減衰の状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無を定量的に確認するため、東海第二発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を測定した。海底地形断面位置図及び海底地形断面図を図2-1、津波高さと水深の関係を表2-1に示す。

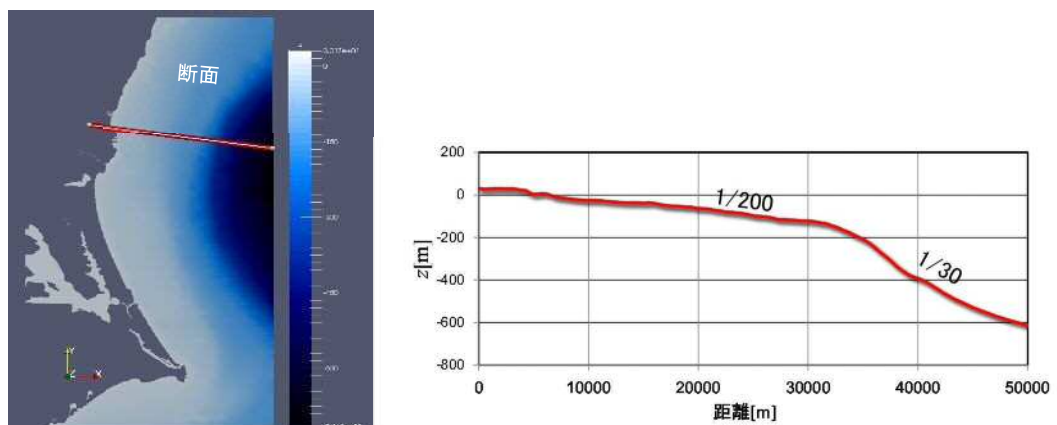


図2-1 海底地形断面位置図及び海底地形断面図

表2-1 津波高さと水深の関係

地点	(1) 水深	(2) 入射津波高さ*	(2) / (1)
東海第二発電所前面	7.5 m	4.7 m	62 %

\* 津波数値解析による津波高さの1/2を入射津波高さと定義（防潮堤の耐津波ガイドライン）



## (2) 水理模型実験

### a. 目的

基準津波の策定に用いた波源は、2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大することや、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えたものである。

水理模型実験は、ソリトン分裂波が生じない沖合 5.0 km における津波波形を入力し、ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び陸上へ遡上する過程での減衰状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無並びにフルード数の把握を目的に実施した。

### b. 検討断面

東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様の地形となっていることから、本実験では、津波水位が最大となる地点を基に、津波の伝播特性を踏まえ、等深線図に直交する断面を選定した。検討断面位置図を図 2-2 に示す。

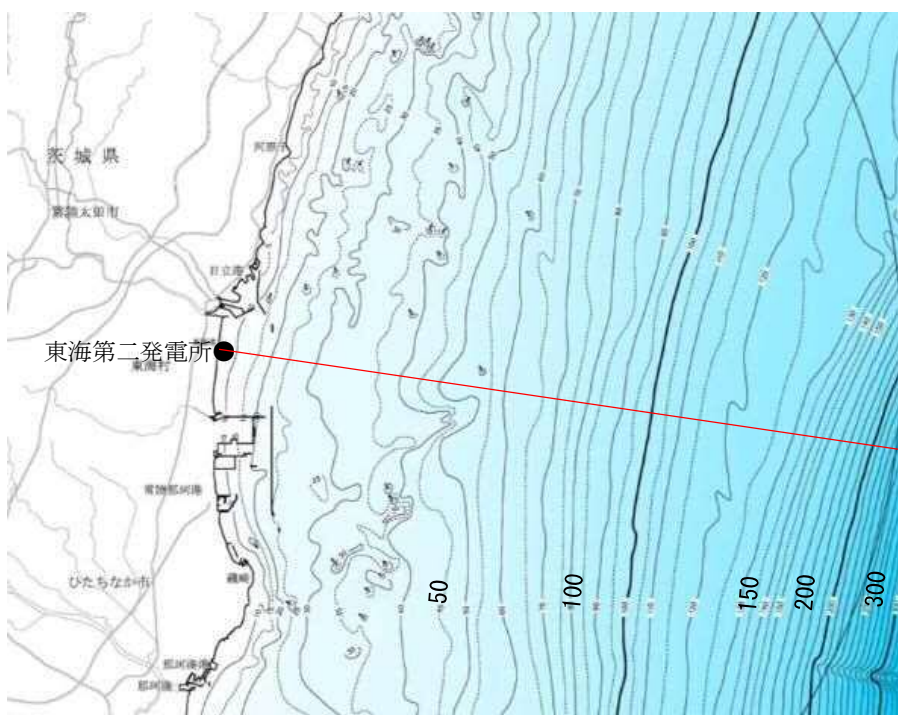
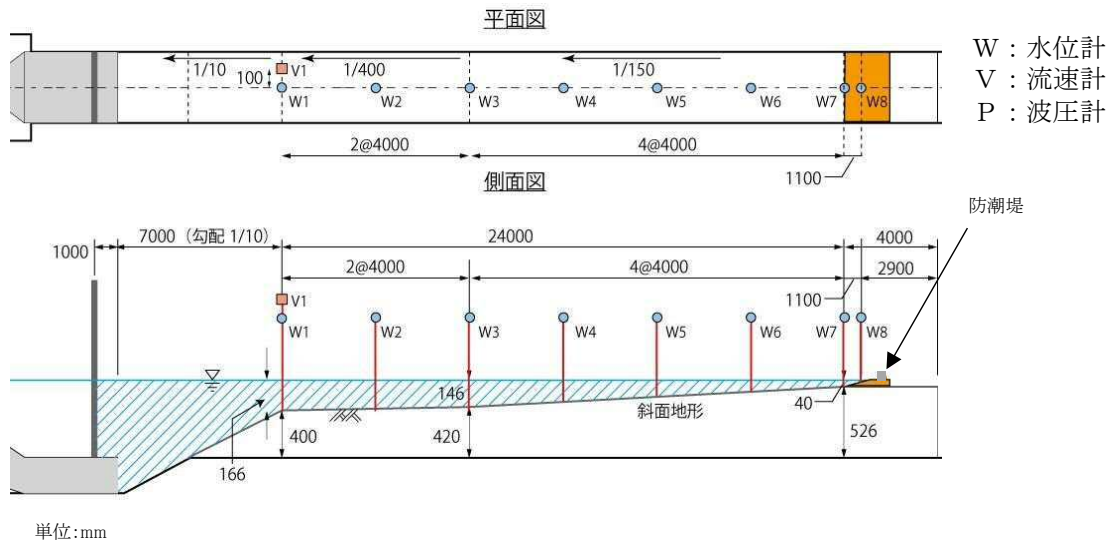


図 2-2 検討断面位置図

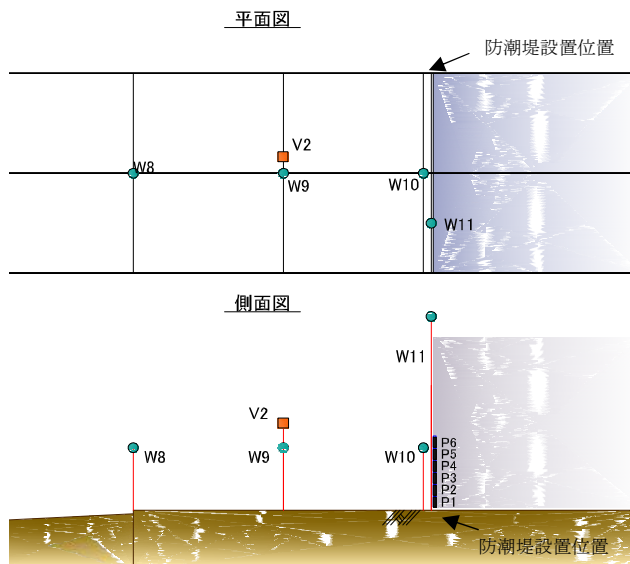


c. 実験条件

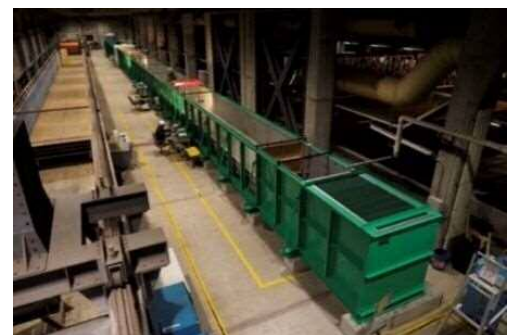
断面 2 次元実験施設の水路は、長さ 60 m×幅 1.2 m（貯水部は 1.8 m）×高さ 1.5 m とし、沖合 5 km から陸側の範囲を再現するために実験縮尺（幾何縮尺）は  $\lambda = 1/200$  とした。実験の概要を図 2-3 に示す。



(a) 計測位置図



(b) 防潮堤位置拡大図



(c) 実験施設写真

図 2-3 実験の概要



#### d. 入射津波の造波

水理模型実験における再現範囲の最沖地点はソリトン分裂波が発生しない沖合 5.0 km の位置とし、基準津波の波源モデルを用いた数値解析から求めた同地点における津波波形を入力した。また、この津波波形を防潮堤位置で平面 2 次元津波シミュレーション解析結果と同様の高さになるよう振幅を調整した。沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図を図 2-4 に示す。

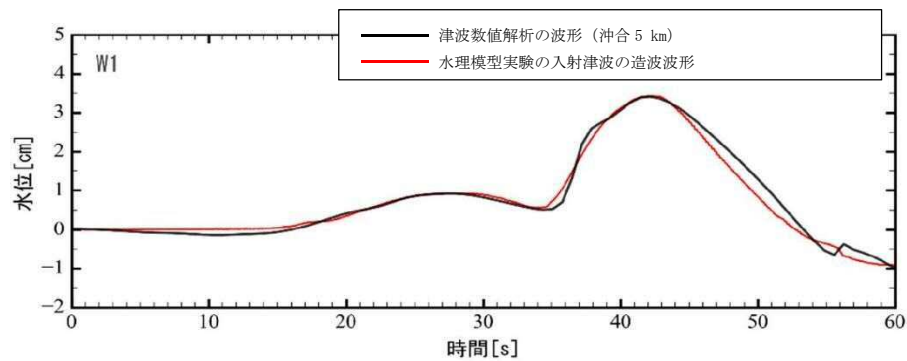


図 2-4 沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図

#### e. 水理模型実験の結果

##### (a) 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認

平面 2 次元津波シミュレーション解析に即した津波波形を造波し、水理模型実験を行った。水理模型実験における時刻歴図を図 2-5 に示す。その結果、目視観察と波高計による計測により、沖合約 220 m 地点 (W 7) においてソリトン分裂波が生じることを確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W 1 0 及び W 1 1 で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。



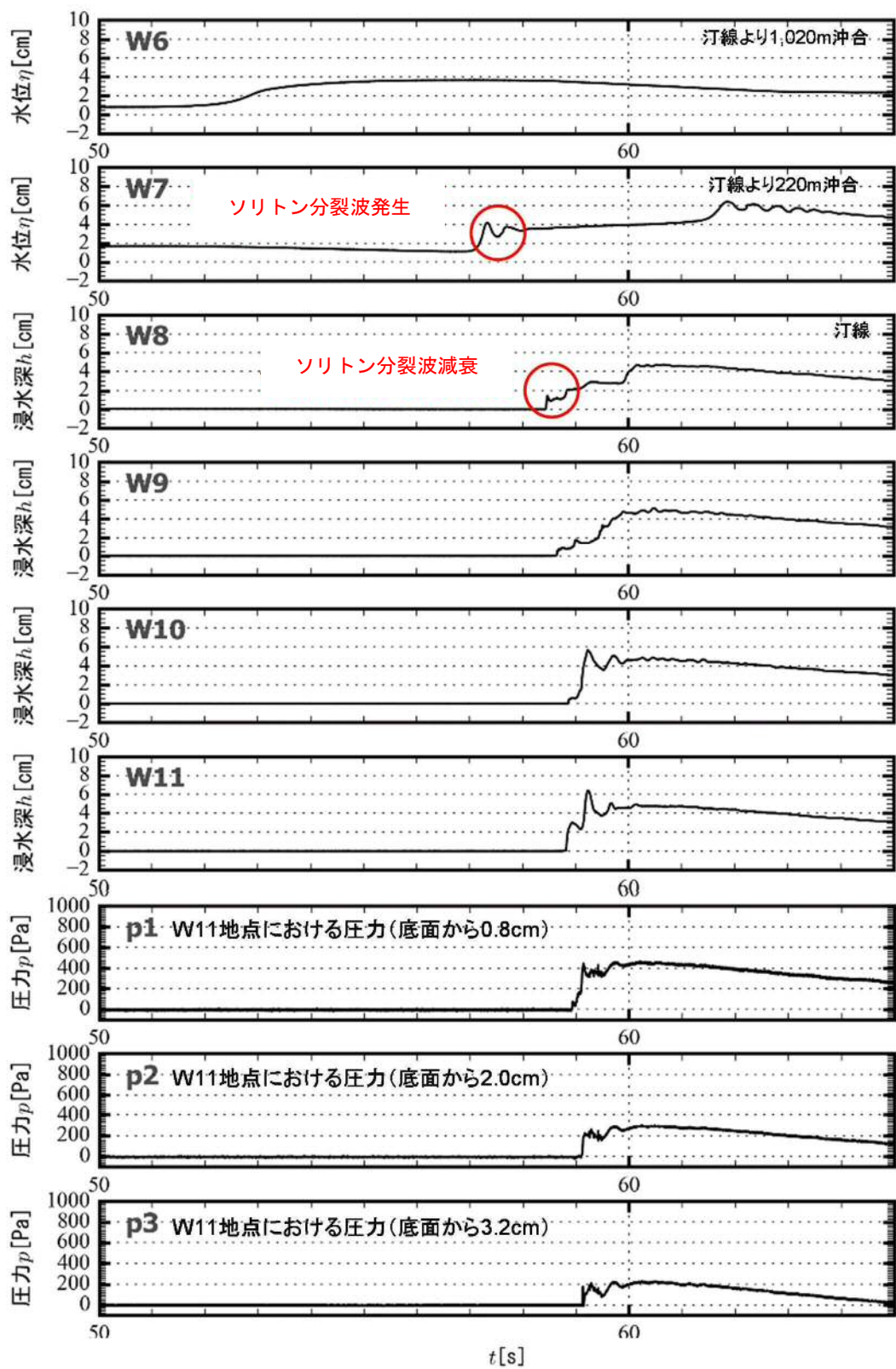


図 2-5 水理模型実験における時刻歴図



(b) フルード数

防潮堤がないモデルで防潮堤位置の最大浸水深を計測し、同時刻における流速からフルード数を算定した。

その結果、通過波のフルード数は平均で 0.8 ( $< 1.0$ ) であったことから、水深係数 3 で津波波圧分布を評価し、防潮堤の設計に適用できることを確認した。通過波検定結果表を表 2-2 に、持続波領域における最大浸水深、流速及びフルード数の時系列図を図 2-6 に示す。

表 2-2 通過波検定結果表

	フルード数 (最大浸水深時)
1 回目	0.9
2 回目	0.9
3 回目	0.6
4 回目	0.8
5 回目	0.7
6 回目	0.9
平均値	0.8

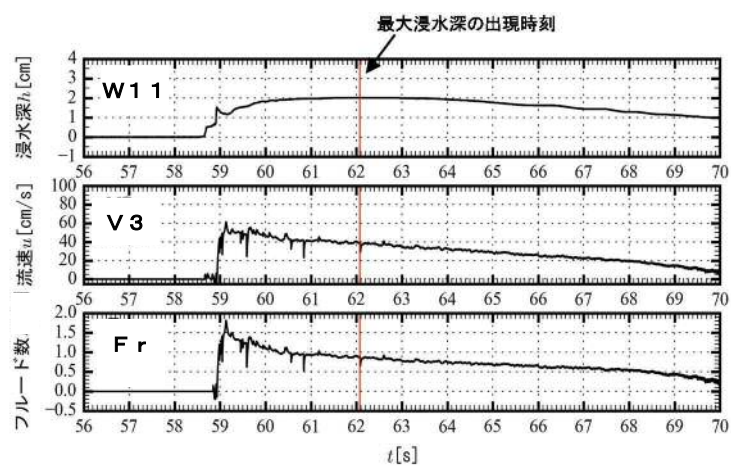


図 2-6 持続波領域における最大浸水深、流速及びフルード数の時系列図



(c) 防潮堤壁面におけるソリトン分裂波の最大津波波圧

防潮堤壁面における津波波圧計測結果を通過波の最大浸水深で除して無次元化した結果を以下に示す。

東海第二発電所前面海域の地形を模擬した水理模型実験で計測した防潮堤壁面の最大津波波圧は、構造物前面に作用する波圧分布を規定する水深係数  $\alpha$  を 3 で評価したときの非分裂波の場合における無次元最大波圧分布の実験式（以下、「朝倉式①」という。）及び、ソリトン分裂波を伴い構造物の下方 1/3 について非分裂波の  $\alpha$  を 1.8 倍した無次元最大波圧分布の実験式（以下、「朝倉式②」という。）よりも小さくなった。

また、実験により得られた波圧分布においては、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった（朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した。）。水理模型実験において、ソリトン分裂波及び碎波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。既往の津波波圧算定式との比較を図 2-7 に示す。

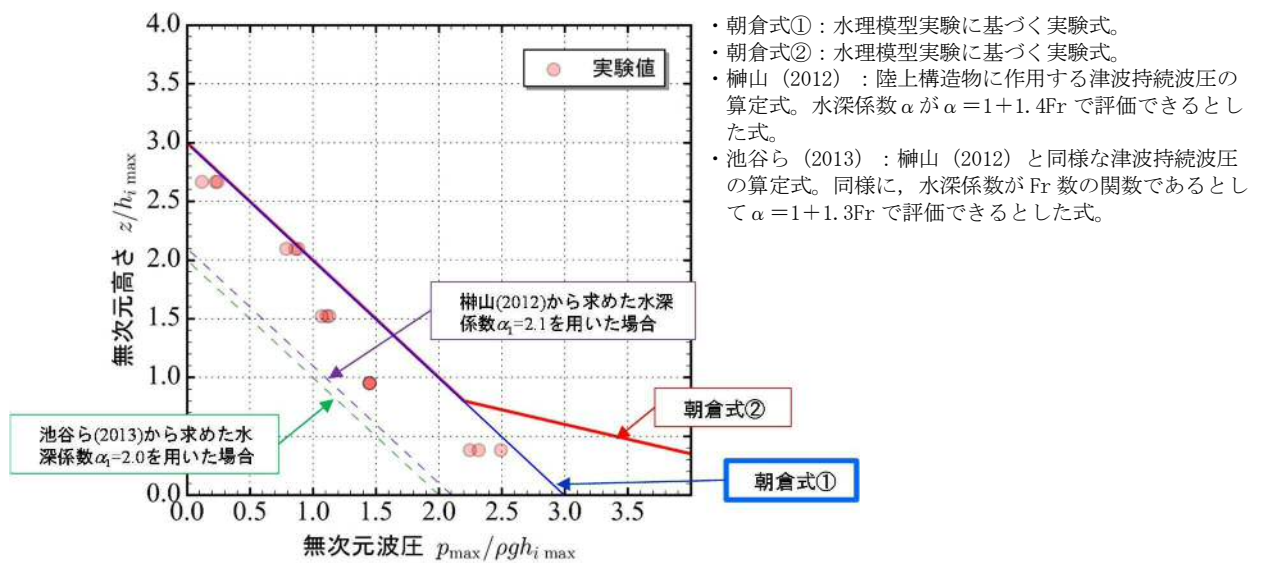


図 2-7 既往の津波波圧算定式との比較  
(無次元最大津波波圧分布図)



### (3) 水理模型実験結果の検証（再現性検討）

水理模型実験結果について、断面２次元津波シミュレーション解析を実施し、防潮堤位置での津波波圧算定式が朝倉式①で妥当であることを検証した。断面２次元津波シミュレーション解析は、分散波理論に基づいた解析手法でありソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF／2D（Ver. 5.1）を用いた。

#### a. 水理模型実験結果の再現性

水理模型実験でモデル化した区間と同じ区間を解析領域としてモデル化した。解析モデル図を図 2-8 に示す。また、入射波は水理模型実験の入力波形に合わせて作成した。

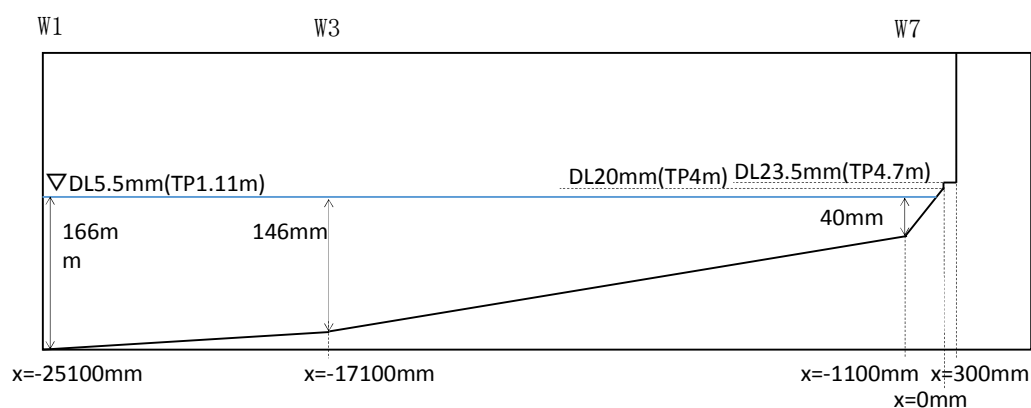


図 2-8 解析モデル図

断面２次元津波シミュレーション解析結果を図 2-9 に示す。水理模型実験結果と同様、沖合約 220 m 地点（W 7）においてソリトン分裂波を確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W 1 0 及び W 1 1 で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった。

断面２次元津波シミュレーション解析においても、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。



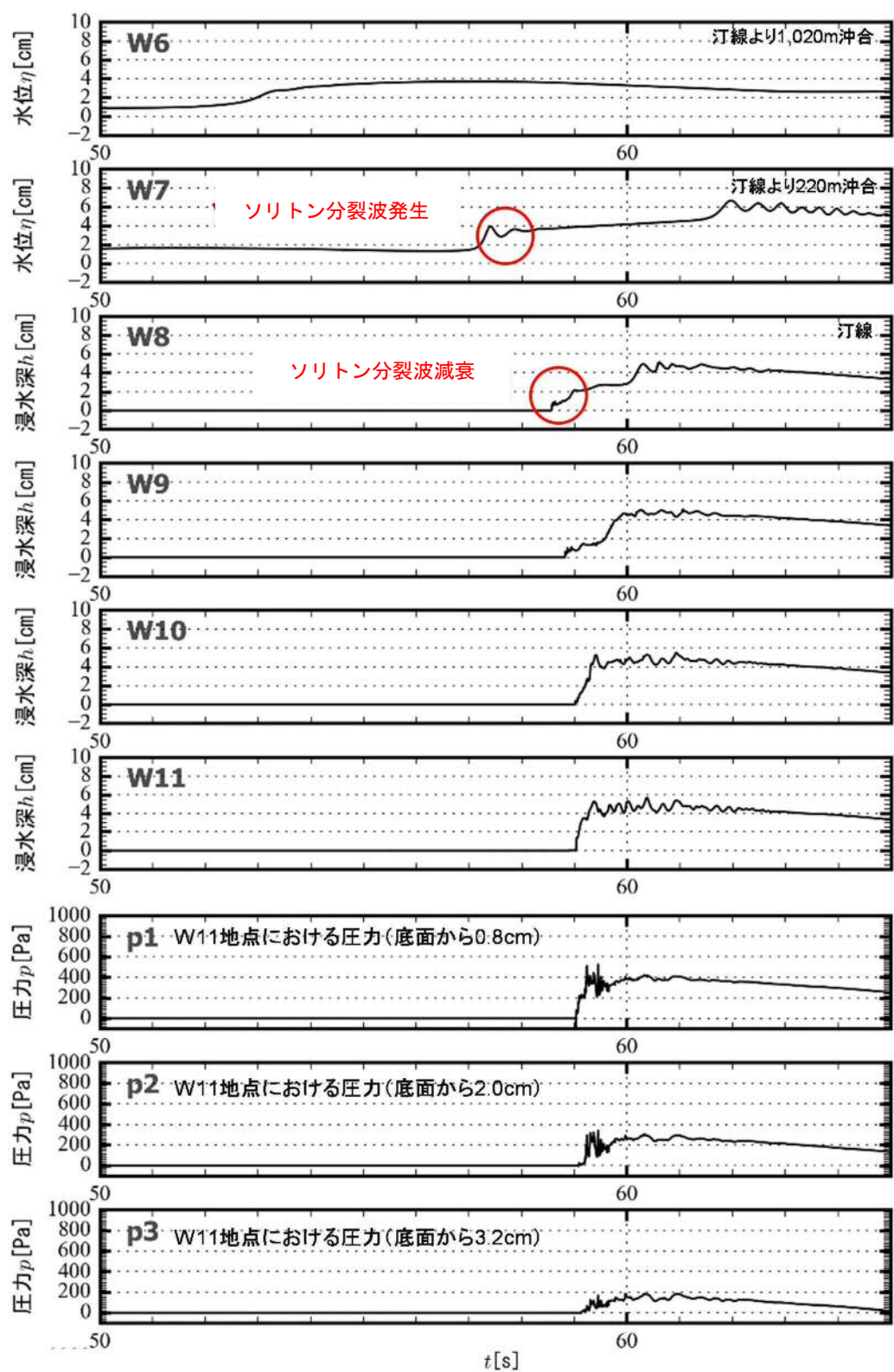


図 2-9 (1) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果 (時刻歴図)



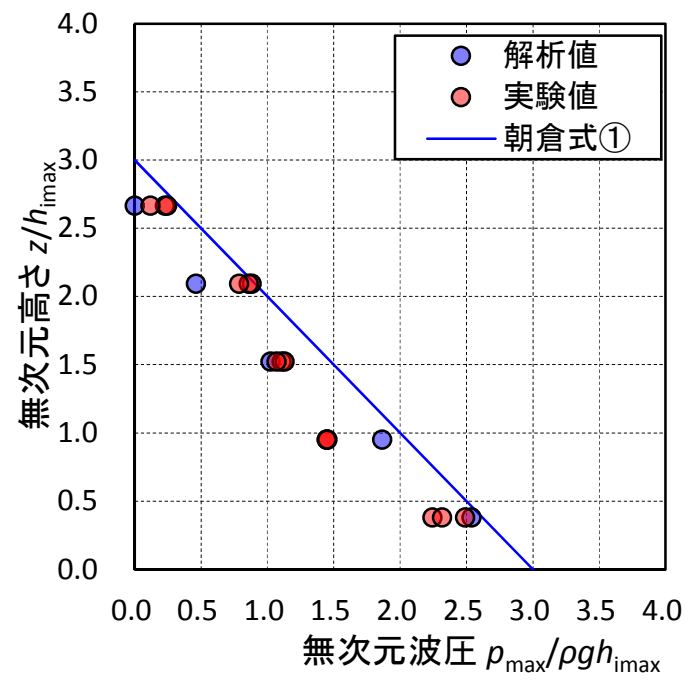


図 2-9 (2) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果 (最大波圧分布図)



b. 防潮堤と海岸線との離隔距離の違いが津波波圧に与える影響検討

防潮堤の設置位置は、海岸線から最も近いところで約 30 m であるが、遡上津波水位が最も高くなる防潮堤と海岸線との離隔距離は、約 60 m 地点である。そこで、防潮堤全域にわたって離隔距離の違いが津波波圧に与える影響を確認するため、離隔距離を 30 m, 45 m, 60 m, 75 m と変化させた検討を実施した。なお、入力波形は基準津波を用いて実施した。

その結果、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響は認められず、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。海岸線からの離隔距離別の防潮堤壁面における最大波圧分布図を図 2-10 に示す。

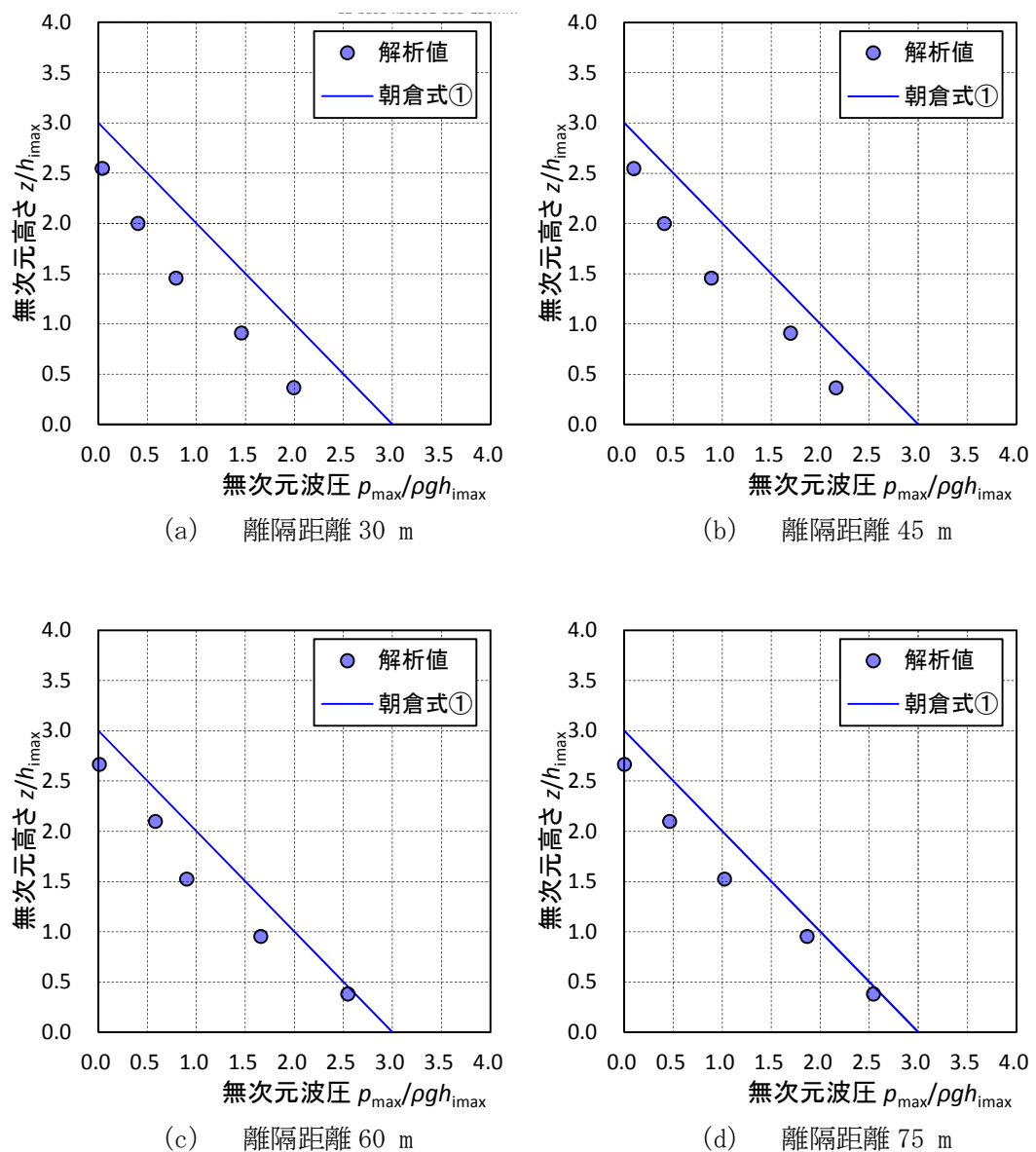


図 2-10 防潮堤壁面における最大波圧分布図



c. 津波遡上高さが異なる津波が防潮堤に与える影響について

基準津波の決定にあたっては、津波シミュレーション解析において、断層の破壊開始点位置や破壊伝播速度等をパラメータスタディした中で、防潮堤位置での津波遡上高さが最も高くなる波を抽出している。ここでは、防潮堤位置での津波遡上高さが大きい沖合 5 km 地点における上位 10 波の沖合波形を用いて、防潮堤壁面の津波波圧を確認した。

防潮堤位置における遡上高さ上位 10 波の特性を表 2-3 に、水位上昇時間の定義図を図 2-11 に、破壊開始点位置図を図 2-12 に示す。

表 2-3 防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波の特性

ケース <sup>*1</sup>	津波遡上高さ (T. P. (m))	水位上昇時間 [min]	周期 [min]	破壊伝播速度 <sup>*2</sup> [km/s]	破壊 開始点	立ち上り時間 <sup>*3</sup> [s]
1	17.2	1.5	6.0	3.0	⑥	30.0
2	17.0	1.5	6.0	2.5	⑥	30.0
3	16.8	1.5	6.0	3.0	⑥	60.0
4	16.2	1.7	6.8	2.0	⑥	30.0
5	16.1	1.5	6.0	3.0	④	30.0
6	15.9	1.7	6.8	3.0	③	30.0
7	15.8	1.7	6.8	3.0	⑤	30.0
8	15.6	1.7	6.8	2.5	④	30.0
9	15.5	1.8	7.2	1.5	⑥	30.0
10	15.5	1.7	6.8	3.0	①	30.0

注記 \*1: 「津波波源選定モデル」の数値計算におけるケース名である。

\*2: 破壊開始点から断層破壊が進行する速度である。

\*3: 断層のある点において破壊開始から終了するまでの時間である。

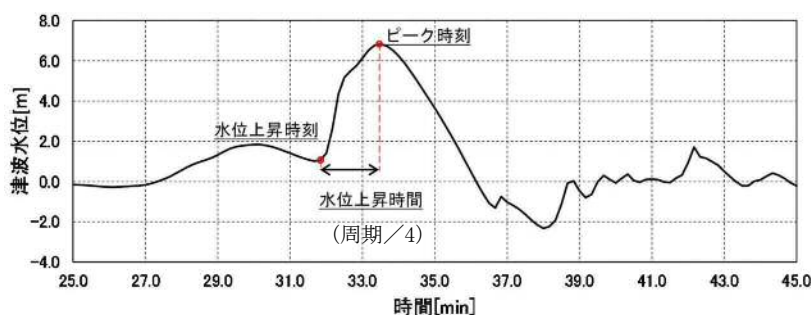


図 2-11 水位上昇時間の定義図

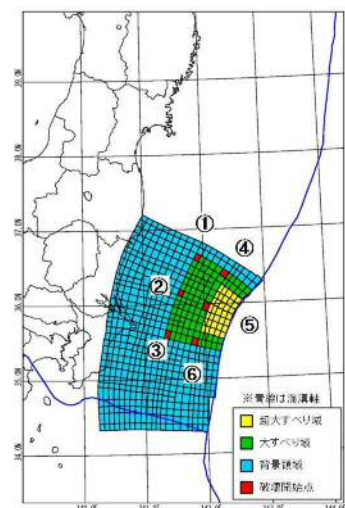


図 2-12 破壊開始点位置図



断面 2 次元津波シミュレーション解析による最大波圧分布図を図 2-13 に示す。最大津波遡上高さであるケース 1 の基準津波時を含め、いずれのケースにおいても、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、波圧分布は朝倉式①と整合する結果となった。

また、横軸を海底勾配、縦軸を波形勾配としたソリトン分裂の発生条件の結果整理図を図 2-14 に示す。縦軸の波形勾配は、波高の波長に対する比であり、波形勾配を  $D$  と表記すると、次式\*で表される。

$$D = \frac{H}{L} \quad (-) \quad (1)$$

$$T = \frac{L}{c} \quad (s) \quad (2)$$

$$c = \sqrt{g h} \quad (m) \quad (3)$$

注記 \* : 「水理公式集 (平成 11 年版), 土木学会」より

ここで,

$H$  (m) : 波高,  $L$  (m) : 波長,  $g$  (m/s<sup>2</sup>) : 重力加速度,  $h$  (m) : 水深,  $T$  (s) : 周期である。

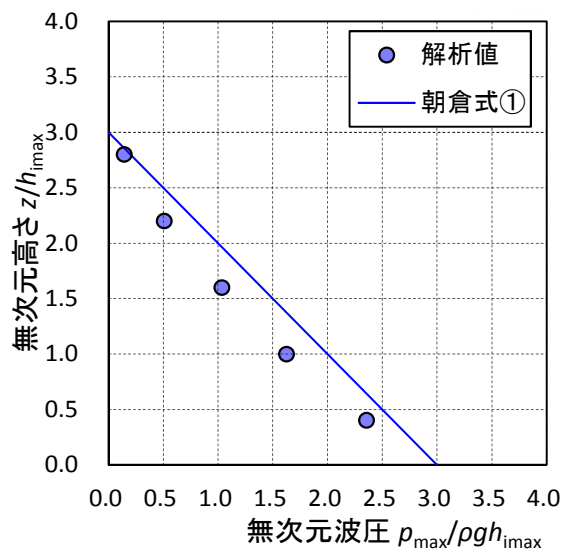
したがって, 式 (1) ~ (3) より,

$$D = \frac{H}{\sqrt{g h \cdot T}} \quad (-)$$

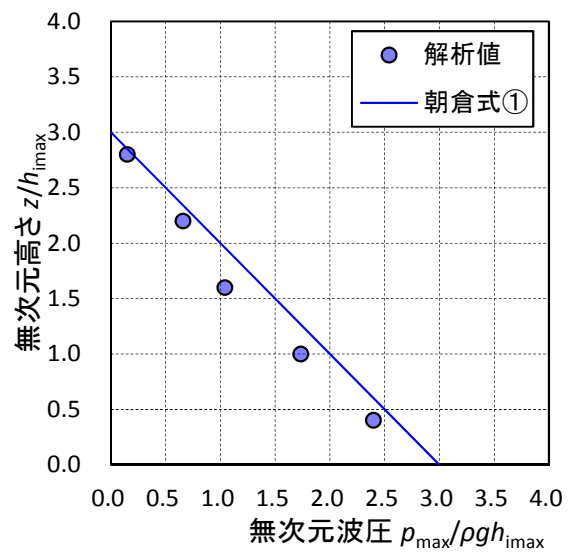
と, 波形勾配は表されることから, 図 2-14 から波高を一定としたとき, 周期が短いほど波形勾配は大きくなりソリトン分裂波は発生しやすいことが分かる。

以上のことから, 防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波において, 最大津波遡上高さを与え, かつソリトン分裂波が発生しやすい短周期であるケース 1 (基準津波) を平面 2 次元津波シミュレーション解析, 水理模型実験及び断面 2 次元津波シミュレーション解析に用いて, 防潮堤に対する津波波圧の評価を行うことは, 適切であることを確認した。

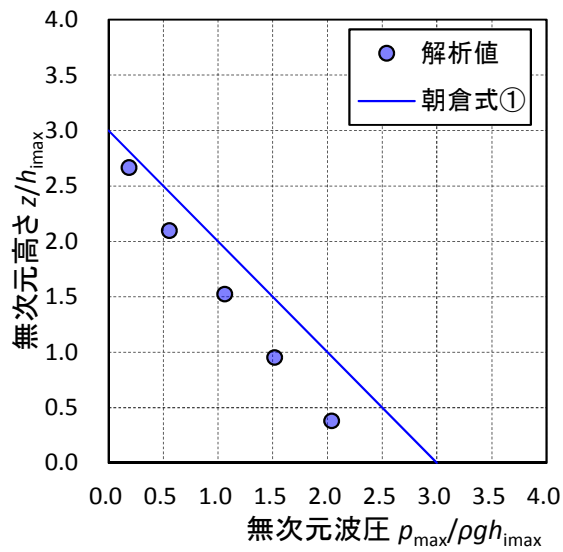




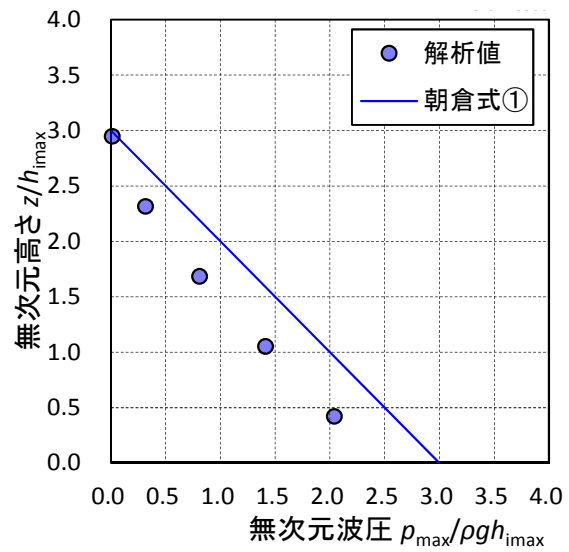
(a) ケース 1



(b) ケース 2



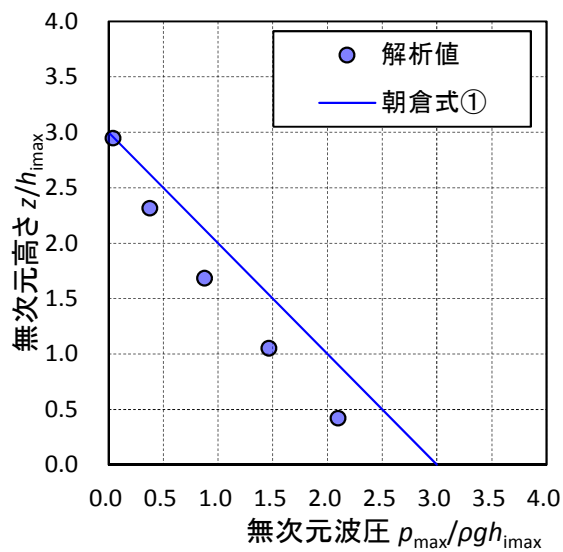
(c) ケース 3



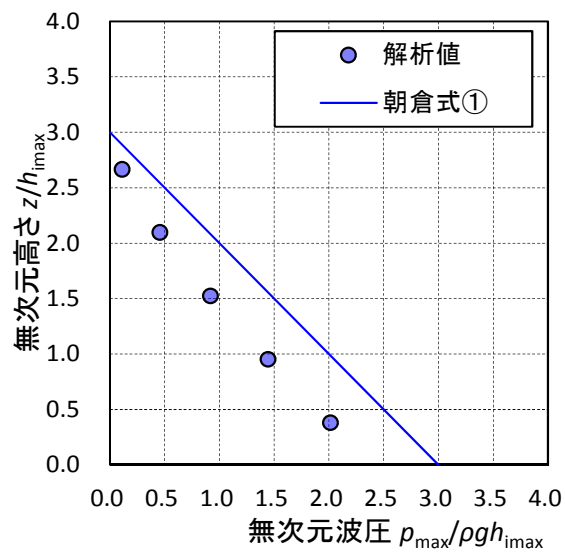
(d) ケース 4

図 2-13 (1) 最大波圧分布図

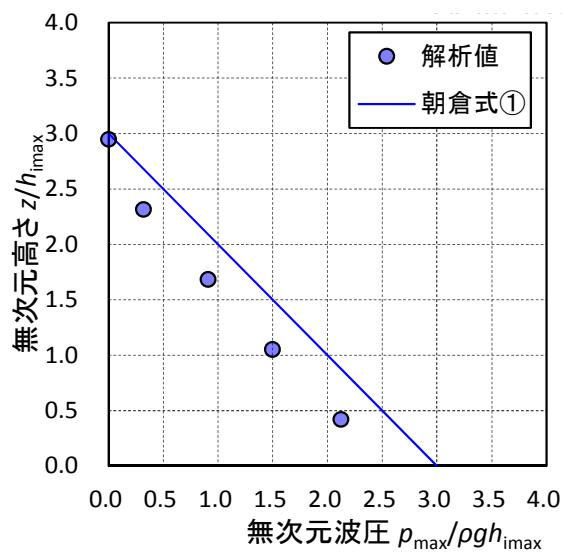




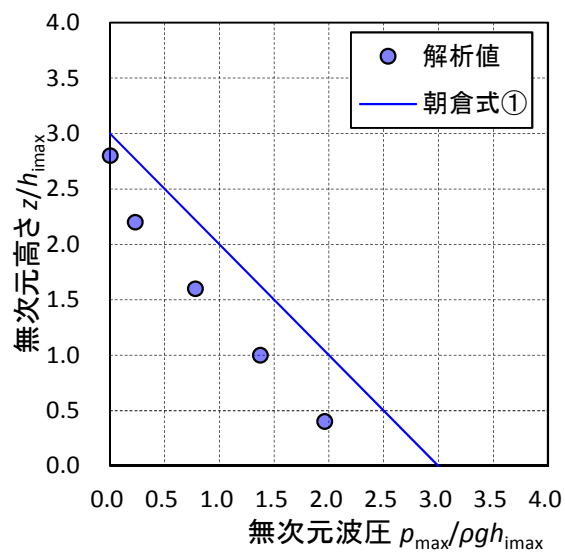
(e) ケース 5



(f) ケース 6



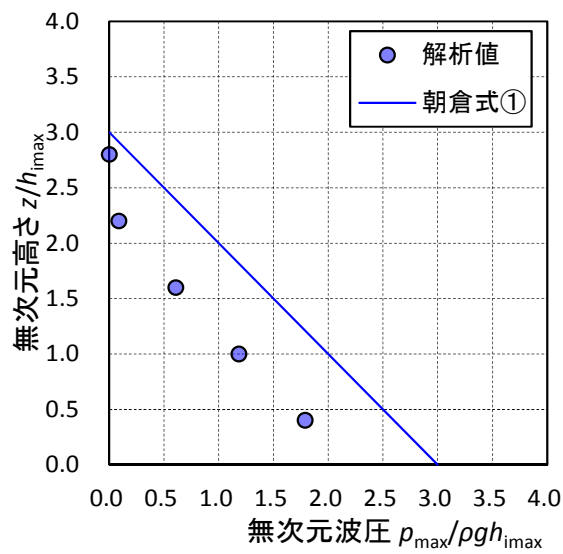
(g) ケース 7



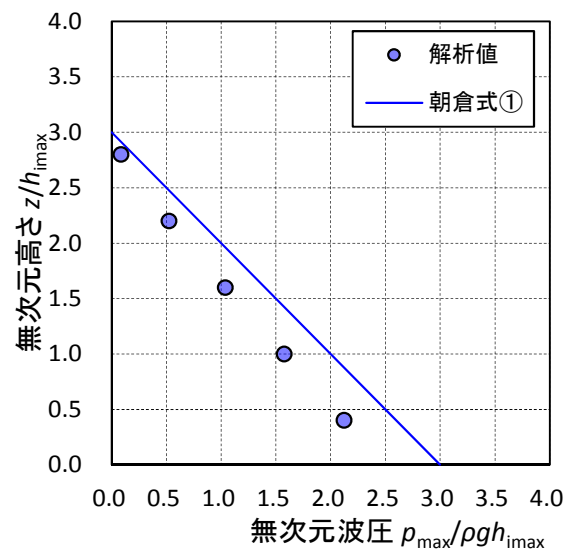
(h) ケース 8

図 2-13 (2) 最大波圧分布図



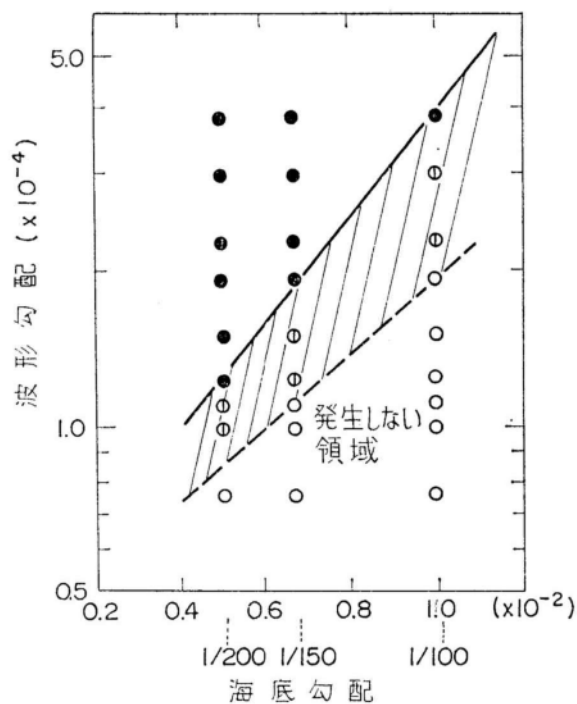


(i) ケース 9



(j) ケース 10

図 2-13 (3) 最大波圧分布図



凡例

- : 明瞭にソリトン分裂が発生したケース
- ⊙ : 段波先端で波の分裂が起き始めているケース
- : ソリトン分裂が発生しなかったケース

「久保田ら：断面一次元数値解析手法によるソリトン分裂の発生条件の検討，海岸工学講演会論文集，33 巻（1986），土木学会」より

図 2-14 ソリトン分裂の発生条件の結果整理図



#### (4) 適用算定式

水理模型実験結果から、東海第二発電所の敷地前面においては、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰することを確認した。また、伝播する津波による防潮堤壁面の津波波圧は、持続波による津波波圧式（朝倉式①，朝倉式②）から求められる津波波圧よりも小さく、朝倉式①での再現性が最もよいことを確認した。また、フルード数は1.0を下回ることを確認した。ソリトン分裂波及び碎波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

断面2次元津波シミュレーション解析を用いた水理模型実験の結果検証においても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰することを確認した。防潮堤壁面における津波波圧は、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式①と整合する結果となった。ソリトン分裂波及び碎波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤と海岸線との離隔距離を変えたケースにおいても同様に、防潮堤壁面の津波波圧は朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

これら水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面2次元津波シミュレーション解析結果のいずれにおいても、防潮堤壁面での最大波圧は朝倉式①による波圧を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合し、ソリトン分裂波及び碎波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤壁面における最大波圧分布を図2-15に示す。

以上のことから、陸上構造物に対する設計用津波波圧の算定においては、朝倉式①により算定することとする。

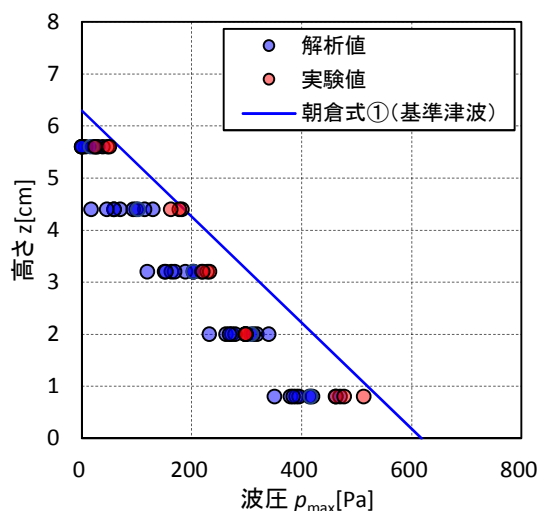


図 2-15 防潮堤壁面における最大波圧分布



(5)  $\eta$ （設計浸水深）の検討

a. 防潮堤東側に関する検討

津波荷重の作用イメージ図を図 2-16 及び図 2-17 に、検討ポイントを図 2-18 に示す。朝倉式①に用いる  $\eta$ （設計浸水深）について、「平面 2 次元津波シミュレーション解析（構造物有り）で得られた各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分を 1/2 倍した値」と「平面 2 次元津波シミュレーション解析（構造物無しのフラット地形）で得られた浸水深」とを比較した。なお、図 2-18 で示される T.P. +3.0 m ラインから内陸側は T.P. +3.0 m よりも地盤標高が高い。すなわち、敷地内陸部に向かうに従い、地盤標高が高くなっていくことから、平面 2 次元津波シミュレーション解析（構造物無しのフラット地形）モデルの地盤標高（T.P. +3.0 m）と乖離が生じるため、両者の浸水深に関する比較を行うことは妥当ではない。

したがって、両者の浸水深を適切に比較できるよう、平面 2 次元津波シミュレーション解析（構造物無しのフラット地形）モデルの地盤標高（T.P. +3.0 m）と実際の地盤標高がおおむね同様であり、津波波圧の影響が大きい防潮堤東側前面において最大津波水位標高を示す範囲を含む領域に着目して検討を行う。設計浸水深の比較を表 2-4 に、最大波圧分布の比較を図 2-19 に示す。ただし、図 2-19 に示される最大波圧分布は、同時刻で発生したものではない。



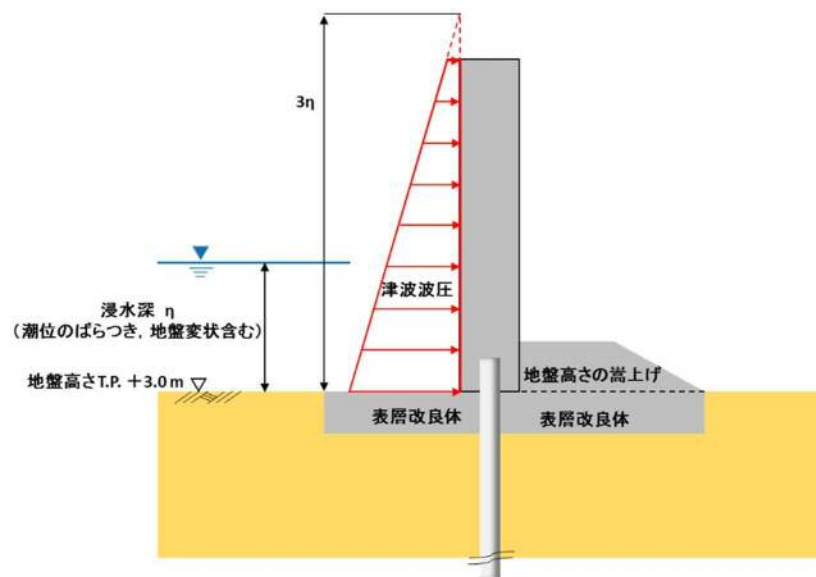


図 2-16 津波荷重の作用イメージ図

( $\eta$  (設計浸水深) を平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物無し of フラット地形) による浸水深とした場合)

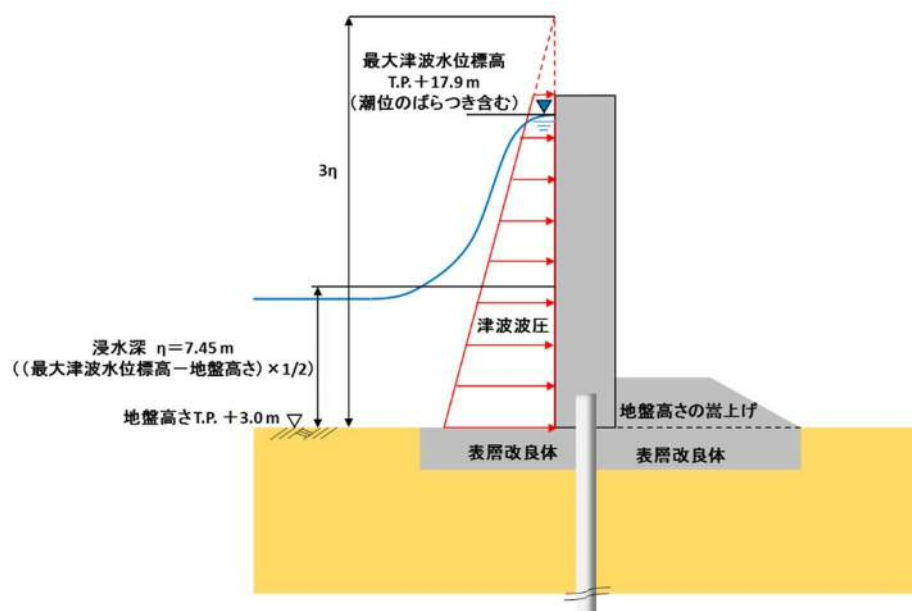


図 2-17 津波荷重の作用イメージ図

( $\eta$  (設計浸水深) を平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物有り) による各構造物前面の最大津波水位標高と地盤標高の差分の  $1/2$  倍とした場合)



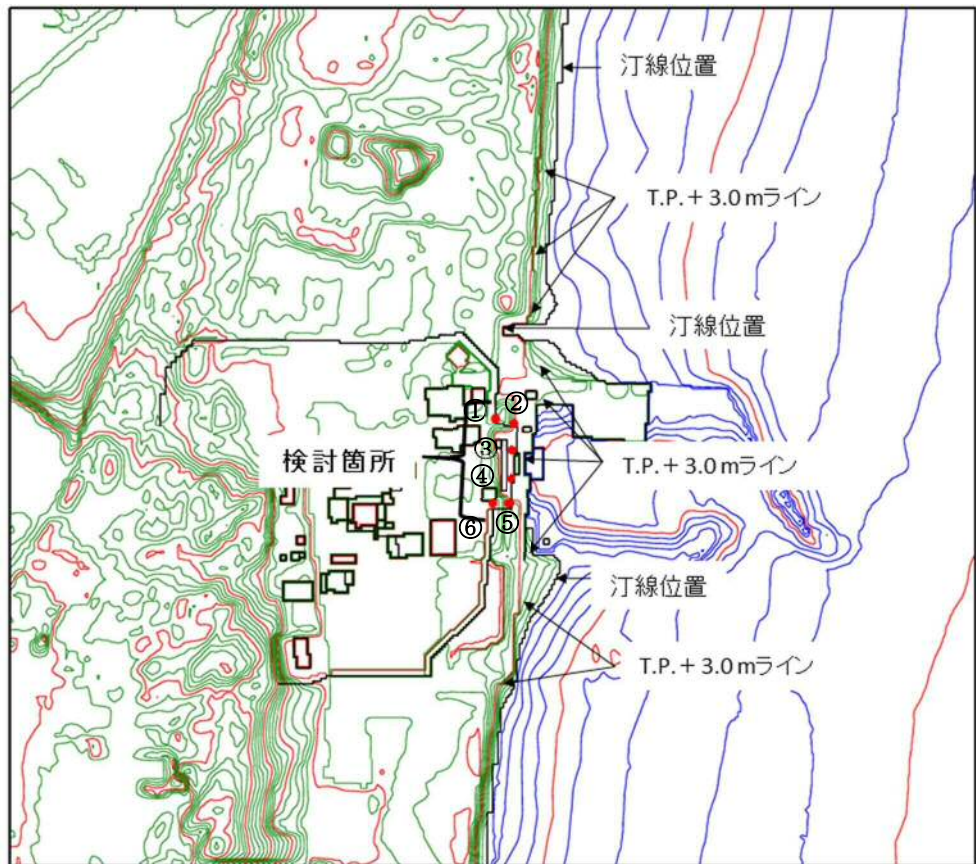


図 2-18 検討ポイント

表 2-4 設計浸水深の比較

番号	平面 2 次元津波シミュレーション解析で得られた浸水深* <sup>1</sup> (m)		最大津波水位標高* <sup>2</sup> と地盤 標高の差の 1/2 倍 (m)
①	6.89	<	7.45
②	6.71	<	
③	6.35	<	
④	6.74	<	
⑤	6.96	<	
⑥	6.87	<	

注記 \*1: 平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物無しフラット地形) において、フラット地形モデルの地盤標高を T.P.+3.0 m とした場合の計算結果である。

\*2: 平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物有り) による防潮堤前面での最大津波水位標高である。



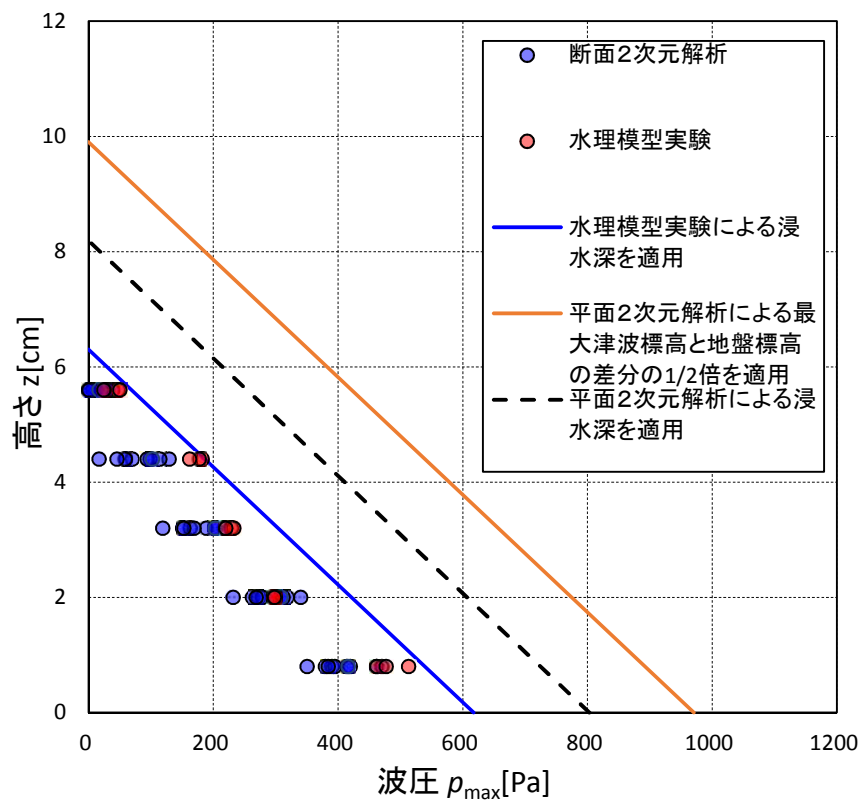


図 2-19 最大波圧分布の比較

地盤のフラットモデル標高 (T.P. +3.0 m) と実際の地盤標高がおおむね同様であり、津波波圧の影響が大きい防潮堤東側前面において最大津波遡上高さ示す範囲を含む領域に着目して検討を行った結果、各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分の  $1/2$  倍として求めた浸水深は、平面 2 次元津波シミュレーション解析で得られた浸水深に比べて大きな値となることが確認されたことから、朝倉式①で求まる津波波圧についても同様のことが言える。

また、図 2-19 から、各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分の  $1/2$  倍を浸水深として求めた最大波圧分布は、平面 2 次元津波シミュレーション解析から得られた浸水深及び水理模型実験により確認した浸水深から求めた最大波圧分布よりも保守的であることが確認できる。



b. 防潮堤北側及び南側に関する検討

(a) 流れ方向

各時刻における津波の流れ方向を図2-20に示す。なお、各時刻は、津波の原因となる地震発生後の経過時間である。この図から、防潮堤東側では、津波の進行波は防潮堤直角方向に卓越するのに対し、防潮堤北側及び南側では、防潮堤に沿う方向に卓越することが分かる。

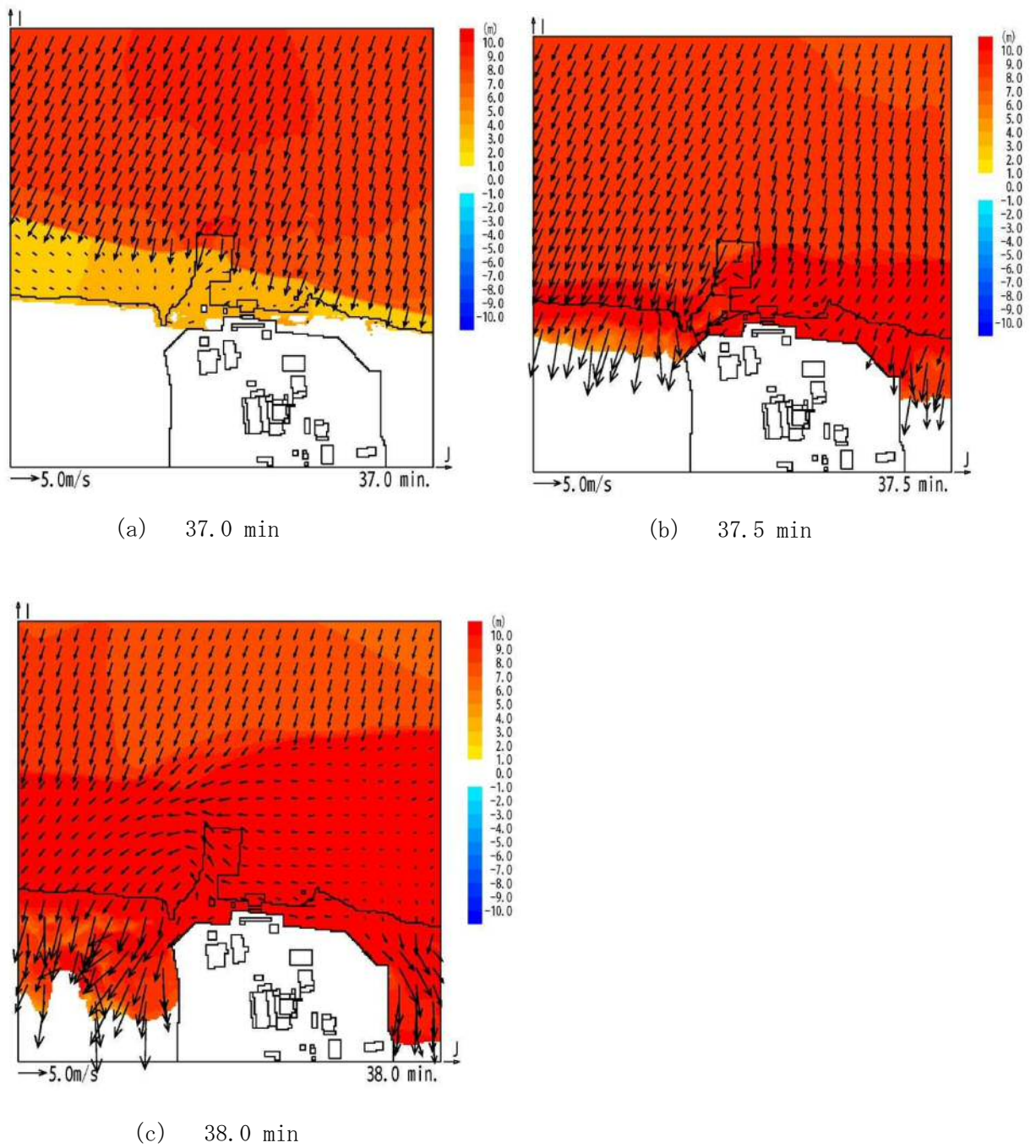


図2-20 津波の流れ方向



(b) 津波に伴う圧力

図 2-20 より，防潮堤北側及び南側においては，津波の流れ方向は，防潮堤に沿う方向に卓越していることから，これらの領域で作用する津波に伴う圧力は，朝倉式①で算定される津波波圧ではなく，静水圧に近くなるものと考えられる。したがって，防潮堤北側及び南側については，各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として朝倉式①から算出される最大津波波圧と最大静水圧を比較することによって，前者の保守性を確認する。

陸上構造物位置図を図 2-21 に，陸上構造物の基準津波に対する最大津波波圧算定結果を表 2-5 に，最大遡上津波高さに対する静水圧算定結果及び防潮堤天端まで津波水位が達したと仮定して求めた静水圧算定結果（参考）を表 2-6 に示す。

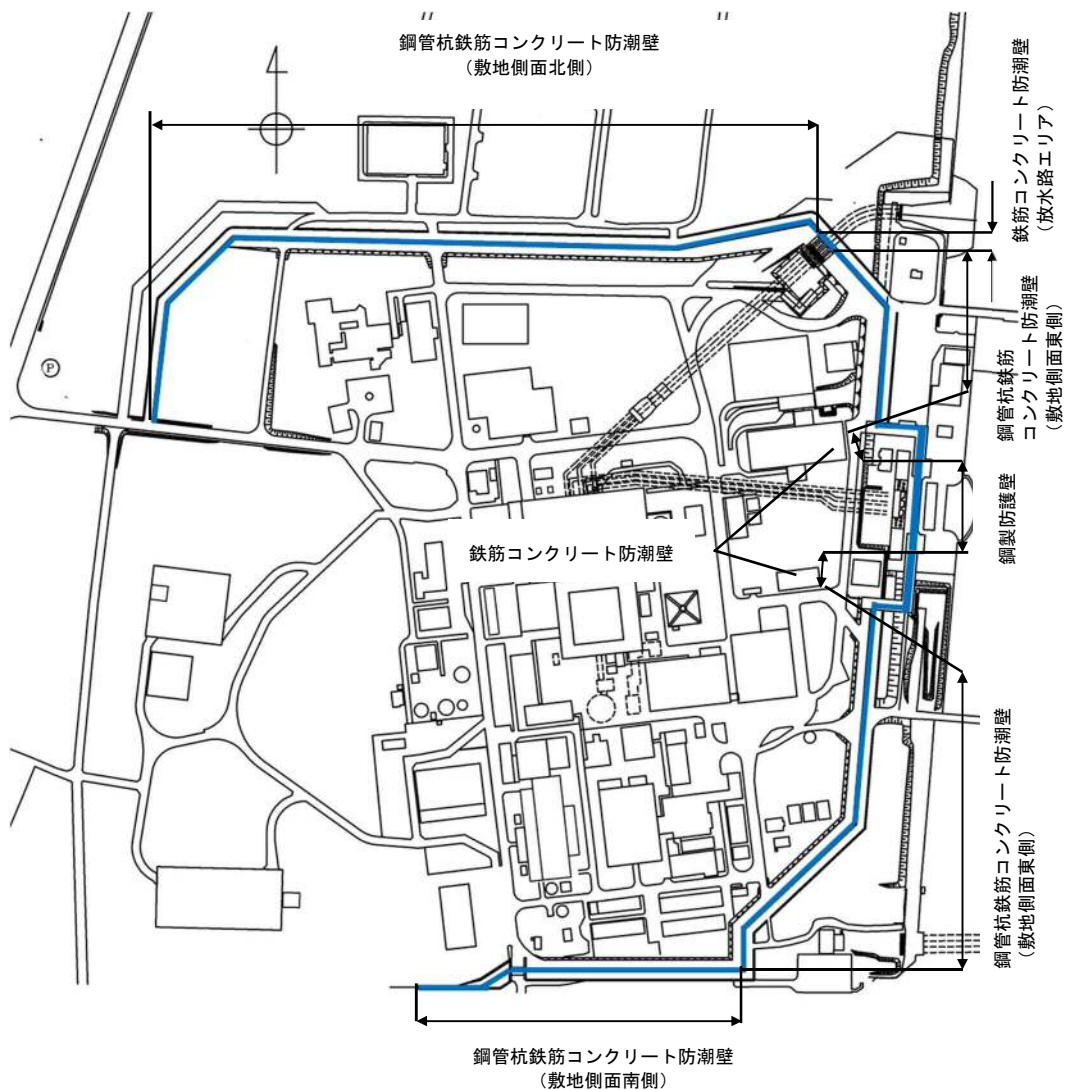


図 2-21 陸上構造物位置図



表 2-5 陸上構造物の基準津波に対する津波波圧算定結果

構造物名		入力津波高さ (T. P. (m))	地盤標高 (T. P. (m))	設計浸水深 $\eta$ (m)	最大津波波圧*1 $p_{1max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	敷地側面南側	16.8	8.0	4.40	133.3
	敷地側面北側	15.4	8.0	3.70	112.1

表 2-6 陸上構造物の最大津波遡上高さに対する静水圧算定結果  
及び津波水位が防潮堤天端と仮定した場合の静水圧算定結果（参考）

構造物名		入力津波高さ (T. P. (m))	地盤標高 (T. P. (m))	最大浸水深 $h$ (m)	最大静水圧*2 $p_{2max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	最大静水圧 (津波水位が防潮堤天端と仮定) $p_{3max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	敷地側面南側	16.8	8.0	8.8	88.9	101.0
	敷地側面北側	15.4	8.0	7.4	74.7	101.0

注記 \*1：津波波圧算定式は次式により算出する。

$$p_{1max} = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

$\alpha$ ：水深係数（ $\alpha = 3$ ）

$\rho$ ：海水密度（ $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ ）

$g$ ：重力加速度（ $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$ ）

である。

注記 \*2：最大静水圧は次式により算出する。

$$p_{2max} = \rho \cdot g \cdot h \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

$\rho$ ：海水密度（ $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ ）

$g$ ：重力加速度（ $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$ ）

である。



表 2-5 及び表 2-6 より、各構造物に対して、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として朝倉式①から算出される最大津波波圧は、最大津波遡上高さから求められる最大静水圧及び津波水位が防潮堤天端まで達したと仮定し、参考として求めた最大静水圧よりも十分に大きいことを確認した。

したがって、防潮堤北側及び南側についても、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として算定する朝倉式①を適用することによって、保守的に津波波圧を評価することができる。

#### (7) まとめ

陸上構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討を行った。その結果、陸上構造物に対する津波波圧は、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として朝倉式①により算定することによって、保守的な津波波圧算定の設定となることが確認された。

したがって、陸上構造物に対する津波波圧は、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として、朝倉式①により算定する。



#### 5.4.3 海中構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

##### (1) 貯留堰

津波又は溢水への配慮が必要な施設のうち海中構造物として、貯留堰が挙げられる。貯留堰の鳥瞰図を図 3-1 に、断面図を図 3-2 に示す。

貯留堰は、鋼管矢板を連結した構造であり、引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部（T.P. -4.9 m）において海水を貯留する。

このため、貯留堰に有意な津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成 27 年 12 月一部改訂）によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して適切に設定する。

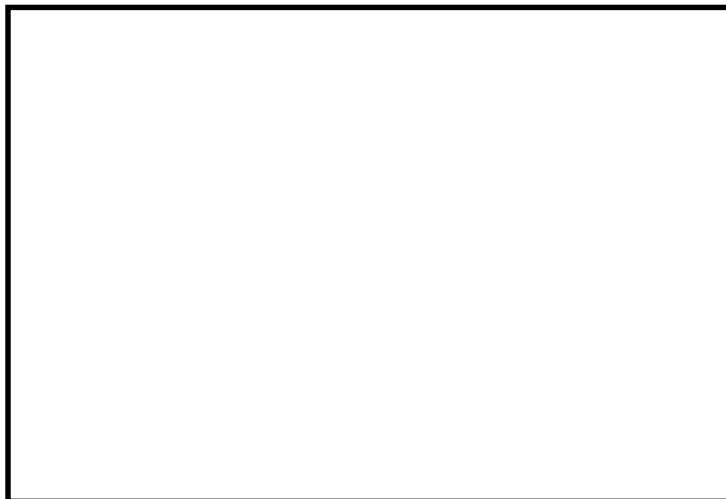


図 3-1 貯留堰鳥瞰図

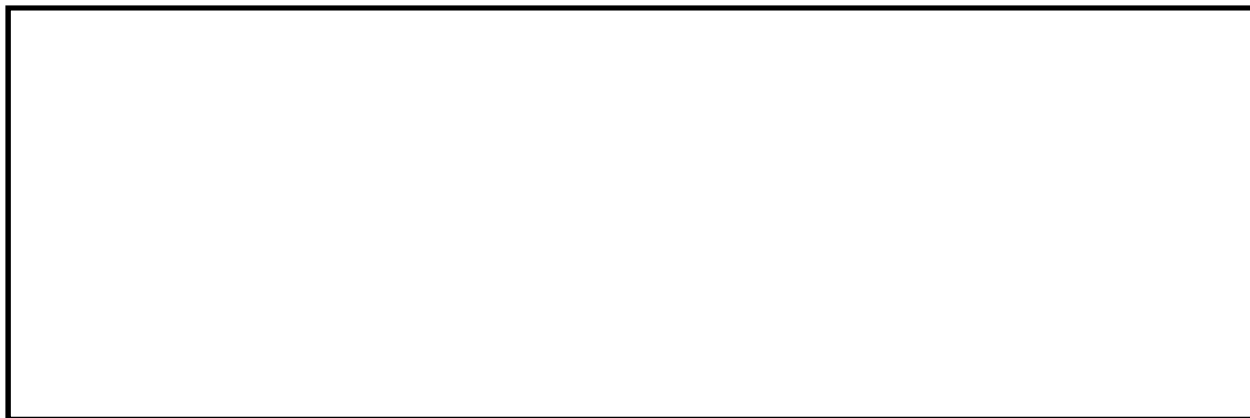


図 3-2 貯留堰断面図



## (2) 津波波圧算定式の検討

### a. 越流直前の津波波圧の設定方針

貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図を図 3-3 に示す。

貯留堰前面の水位は若干残るものの保守的に海底面が露出したと仮定し、その後の押し波を遡上波と考え津波波圧を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波圧が保守的になるように貯留堰前面の海底面（設計用海底面標高 T.P. -7.39 m）まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし、貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端（T.P. -4.9 m）までを想定する。

津波波圧は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」の考え方に従って、津波高さの 3 倍の高さまで静水压荷重を考慮する。津波波圧の作用イメージ図を図 3-4 に示す。

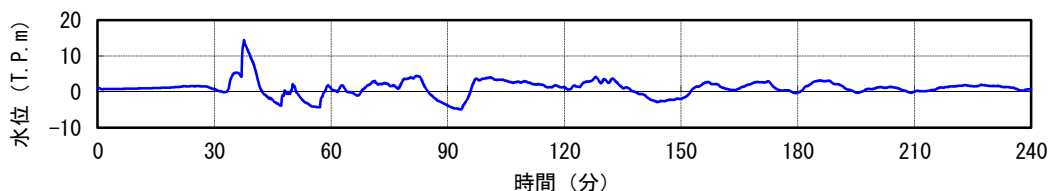


図 3-3 貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図

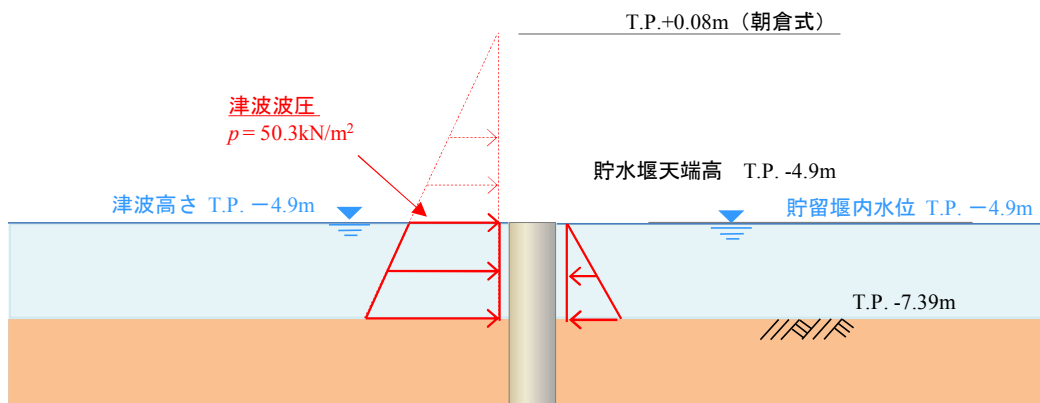


図 3-4 津波波圧の作用イメージ図



b. 越流時の津波波圧の設定方針

引き波後に到達する津波が貯留堰を越流する際、貯留堰の内外での水位差はつきにくい  
が、保守的に引き波水位とその後の押し波水位の差が最も大きくなるものを選定し、津波  
波圧を算定した。

津波高さとしては貯留堰天端からの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン  
(国土交通省港湾局)」(平成 27 年 12 月一部改訂)による静水压差による算定式を参考に  
設定する。

貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻歴水位波形図を図 3-5 に、津波波圧の作用イメ  
ージ図を図 3-6 に示す。

設計に用いる津波高さは、貯留堰天端高以下となった後の最大水位差となる時刻の水位  
標高 (T.P. +3.7 m) に潮位のばらつき (+0.18 m) を考慮し、T.P. +3.9 m とする。

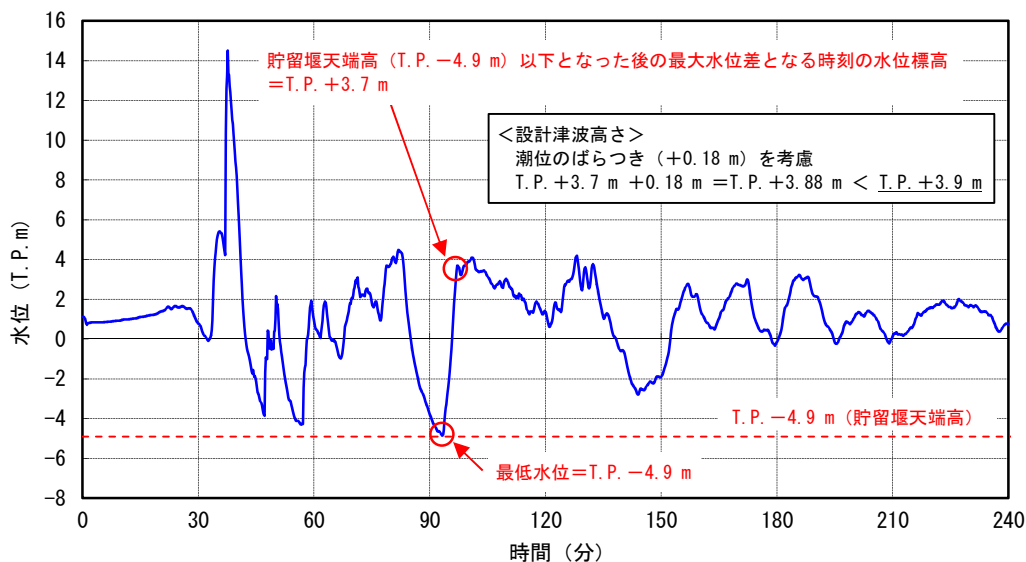


図 3-5 貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻を含む時刻歴水位波形図

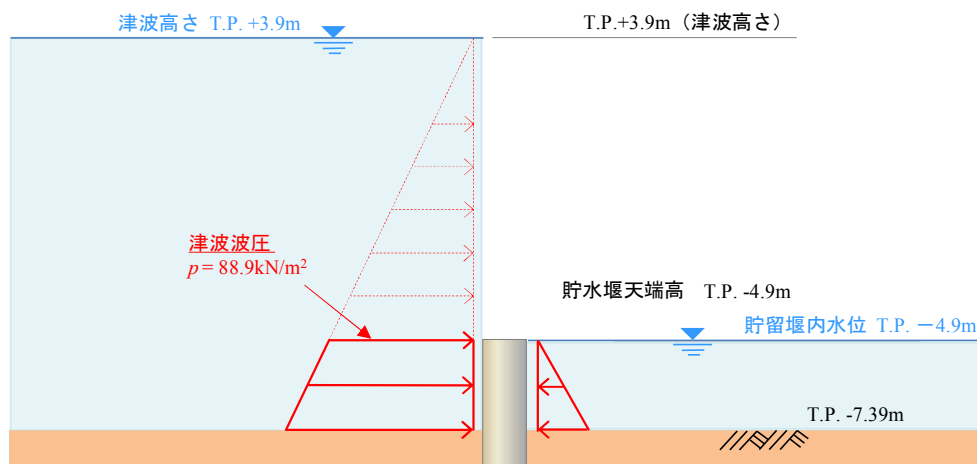


図 3-6 津波波圧の作用イメージ図



(3) まとめ

海中構造物である貯留堰における津波波圧について、越流直前の波力及び越流時の静水圧差について検討した。この結果、越流時の静水圧差の方が越流直前の津波波圧を上回る結果となった。このため、貯留堰における津波波圧として、保守的に越流時の静水圧差を考慮することとする。



#### 5.5 津波防護施設のアンカーボルトの設計について

浸水防護施設で使用するアンカーボルトについては、新規の構築物への設置又は既設構築物のコンクリート躯体のはつりが可能な場合には、原則として先付け工法とし、頭つきアンカーボルトとする。頭つきアンカーボルトについては、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」に基づき設計し評価を実施する。また、頭つきアンカーボルトは、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」に示される構造・材料のものを選定することとする。

既設の構築物にアンカーボルトを設置する等の理由により、先付け工法ができないため後打ち工法を採用する場合は、接着系アンカーボルトにより施工する。接着系アンカーボルトについては、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」に基づき設計し評価を実施する。また、接着系アンカーボルトは、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」に示される構造・材料のものを選定することとする。

なお、防潮堤（鋼製防護壁）に使用する鋼製防護壁アンカーの設計については、「6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」に示す。



## 5.6 浸水量評価について

### (1) 基本方針

本資料は、浸水想定範囲の評価結果より、基準津波に対する津波防護対象設備として重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能を有する残留熱除去系海水系ポンプ、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ（以下「非常用海水ポンプ」という。）の設置される海水ポンプ室に津波の直接の流入経路となる海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁があること、また、海水ポンプ室に隣接する循環水ポンプ室に取水ピット空気抜き配管逆止弁があることから、漏水が継続することによる「浸水想定範囲」として、海水ポンプ室及び循環水ポンプ室を設定し、基準津波による浸水量評価を行うことにより、非常用海水ポンプへの影響を確認する。

また、基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」という。）に対する防護対象設備として、重大事故等に対処するために必要な機能を有する緊急用海水ポンプの設置される緊急用海水ポンプ室に津波の直接の流入経路となる緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁があるため、漏水が継続することによる「浸水想定範囲」として、緊急用海水ポンプ室を設定し、敷地に遡上する津波による浸水量評価を行うことにより、緊急用海水ポンプへの影響を確認する。

本評価では、添付書類「V-1-1-2-2-4 入力津波による浸水防護対象設備への影響評価」のうち、漏水による重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止（外郭防護2）に係る評価を実施している。

### (2) 浸水想定範囲及び浸水想定対象設備の選定

#### a. 基準津波に対する浸水想定範囲及び漏水を想定する設備

基準津波に対する浸水想定範囲は、海水ポンプ室に海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁、循環水ポンプ室に取水ピット空気抜き配管逆止弁があることから、海水ポンプ室及び循環水ポンプ室とした。また、緊急用海水ポンプ室に緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁があることから、緊急用海水ポンプ室とした。

なお、浸水想定範囲及び浸水想定対象設備の選定においては、海水ポンプエリア内にある防護対象設備が海水ポンプエリア内及びエリア外で発生する溢水の影響を受けて、安全機能を損なわない設計であることを考慮する。

具体的には、波及的影響防止及び津波の浸水を防止する目的での低耐震設備の耐震補強対策に加え、海水ポンプエリア外で発生する地震に起因する循環水管の伸縮継手の全円周状の破損や屋外タンク破損による溢水が、海水ポンプエリアへ流入しないようにするための、壁、閉止板等による溢水伝播防止対策及び循環水管の伸縮継手の可撓継手への交換を実施し、溢水量を削減する設計とする。

以上を踏まえ、浸水量評価において漏水を想定する設備としては、海水ポンプ室は北側及び南側の海水ポンプ室に区分され、それぞれ 1 台ずつ海水ポンプグラントドレン排出口逆



止弁があるため、これを選定する。緊急用海水ポンプ室には、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁がそれぞれ 1 台ずつ計 2 台設置されているため、代表設備として緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁を選定する。

しかし、緊急用海水ポンプ室は、敷地に遡上する津波に対して浸水量評価を行う浸水想定範囲でもあることから、基準津波に対する浸水量評価は省略する。

海水ポンプグランドドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画を図 5.6-1、取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画を図 5.6-2 に示す。

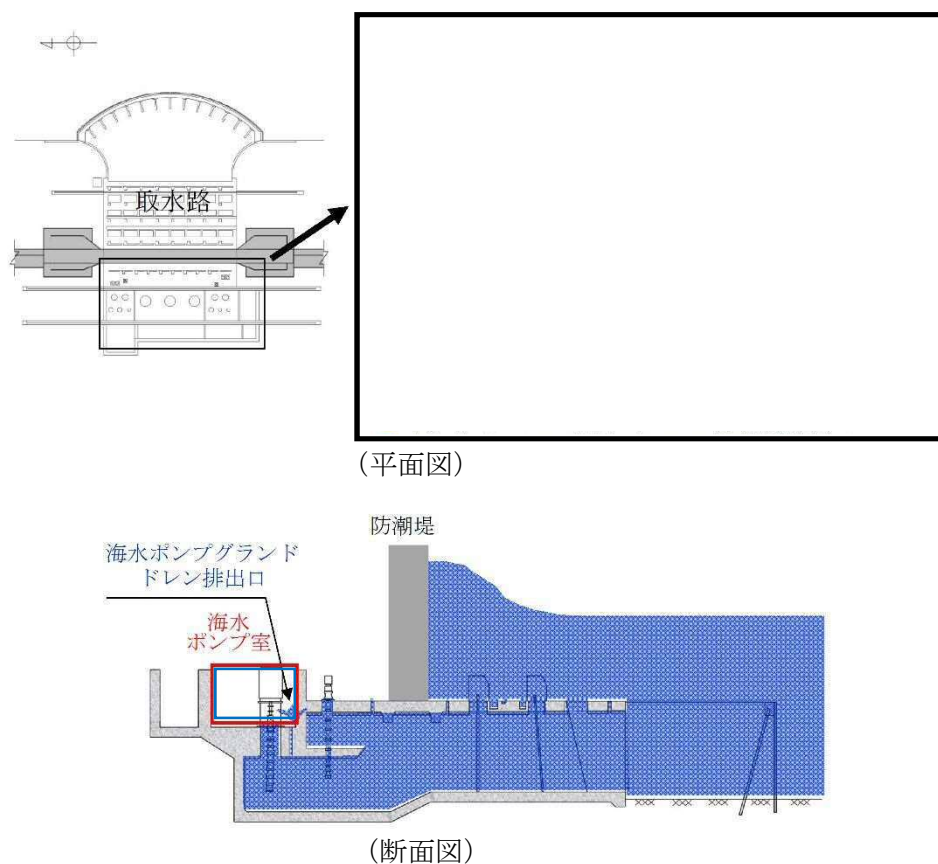


図5.6-1 海水ポンプグランドドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画



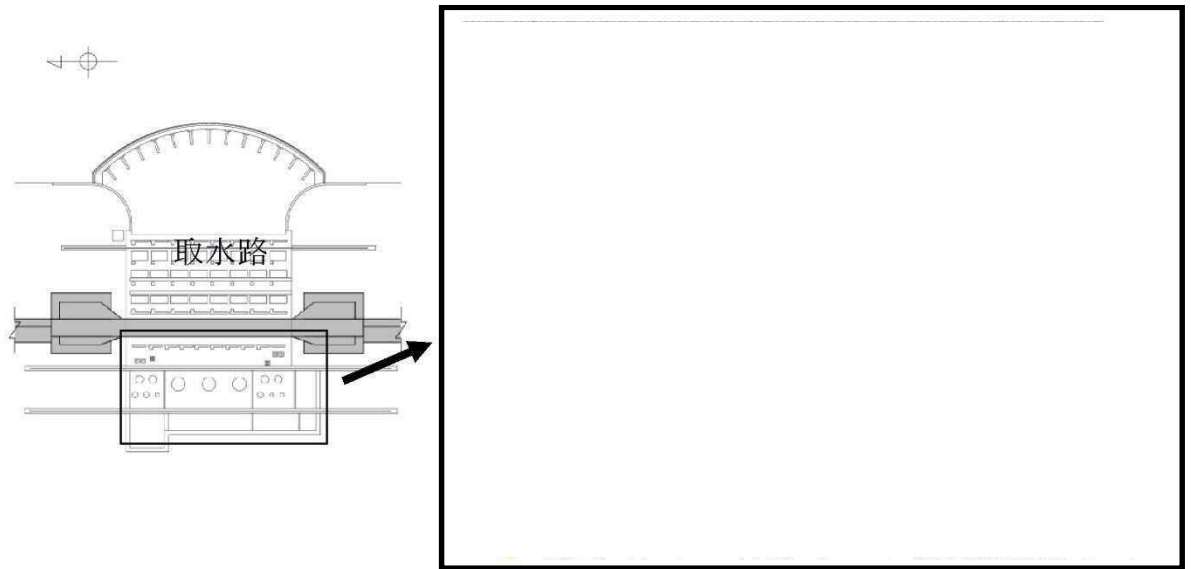


図 5.6-2 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画



b. 敷地に遡上する津波に対する浸水想定範囲及び浸水想定設備

敷地に遡上する津波に対する浸水想定範囲及び浸水想定設備は、a. に記載したとおり、緊急用海水ポンプ室の緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁とする。

緊急用海水ポンプグランド dren 排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画を図 5.6-3 に示す。

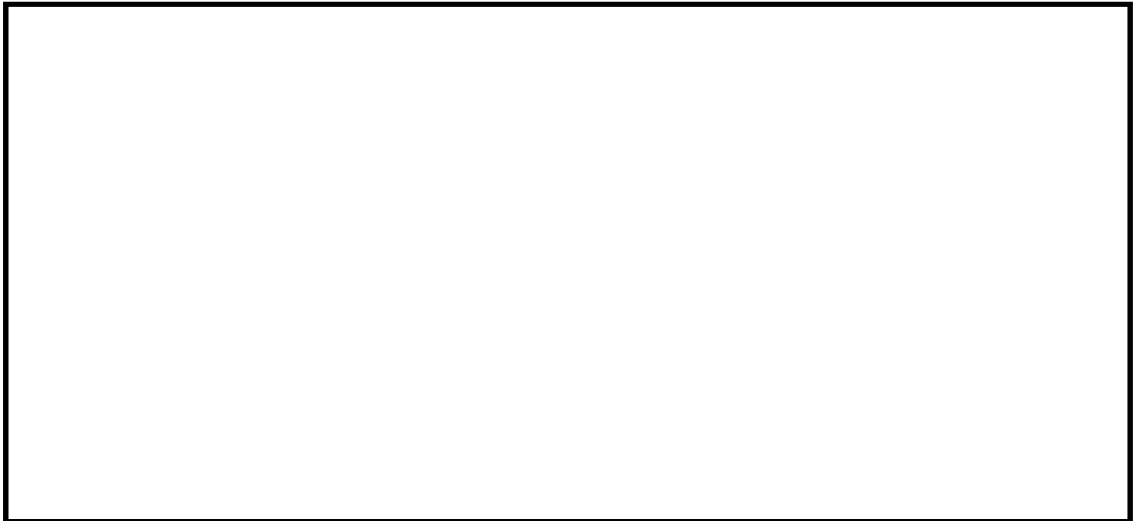


図 5.6-3 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画

(3) 浸水量評価における漏水量算出方法

a. 漏水継続時間

漏水継続時間は、海水ポンプ室及び循環水ポンプ室においては、基準津波による取水ピットの上昇側の入力津波の時刻歴波形、緊急用海水ポンプ室においては、敷地に遡上する津波による緊急用海水ポンプピットの上昇側の入力津波の時刻歴波形から、各設備の漏水発生高さを上回る時間として設定する。

b. 機能喪失高さ

海水ポンプ室及び緊急用海水ポンプ室が浸水した場合に、非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプの機能に影響を及ぼす可能性のある設備の設置高さのうち、最も設置高さの低い設備を機能喪失高さとして設定する。具体的には、非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプのモータ下端の標高を機能喪失高さとする。

c. 漏水発生高さ

津波による漏水発生高さは、非常用海水ポンプ室及び緊急用海水ポンプ室においては、非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプのグランド dren 排出配管のポンプ接続部下端高さ、循環水ポンプ室においては、取水ピット空気抜き配管上部の配管下端高さを基本とする。

d. 漏水量算定式

a. にて求めた漏水継続時間を用いて、以下の式にて漏水量を算出する。



【漏水量算出式】

$$Q = \int (A \times \sqrt{(2g (H_a - H_b))}) dt$$

ここで、Q : 漏水量 (m<sup>3</sup>)

A : 漏水部面積 ( $\pi/4 \times (\text{グラントドレン排出配管内径})^2$ )

g : 重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

H<sub>a</sub> : 評価用津波高さ (T.P. + m)

H<sub>b</sub> : 漏水発生高さ

(4) 浸水量評価

a. 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁

① 漏水量算出に用いる基準津波の時刻歴波形

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁からの漏水量の算出に用いる時刻歴波形は、取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形とする。基準津波による取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形を図 5.6-4 に示す。

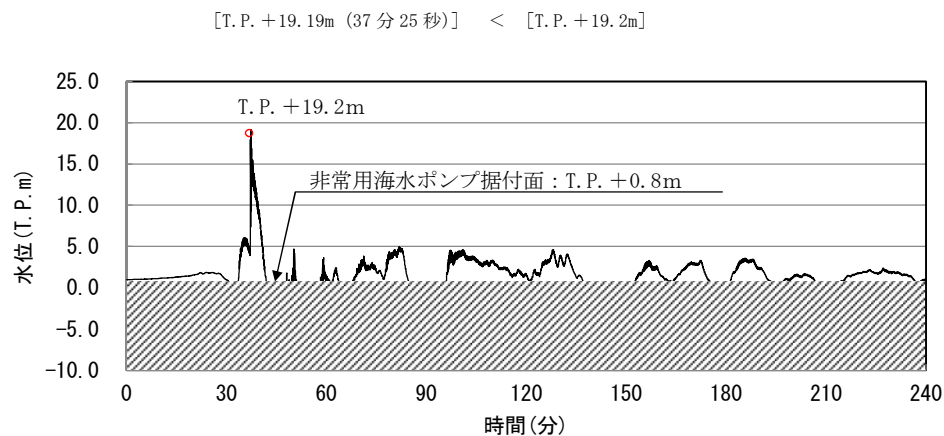


図 5.6-4 基準津波による取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形



## ② 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

機能喪失高さは、機能喪失高さの最も低い非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのモータ下端高さである T.P. +2.2m を設定する。非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプの電源関係高さ位置図を図 5.6-5 に示す。

また、漏水発生高さは、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのグラントドレン排出配管のポンプ接続部下端の高さである T.P. +1.64m に設定する。非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプグラントドレン排出配管位置図を図 5.6-6 に示す。

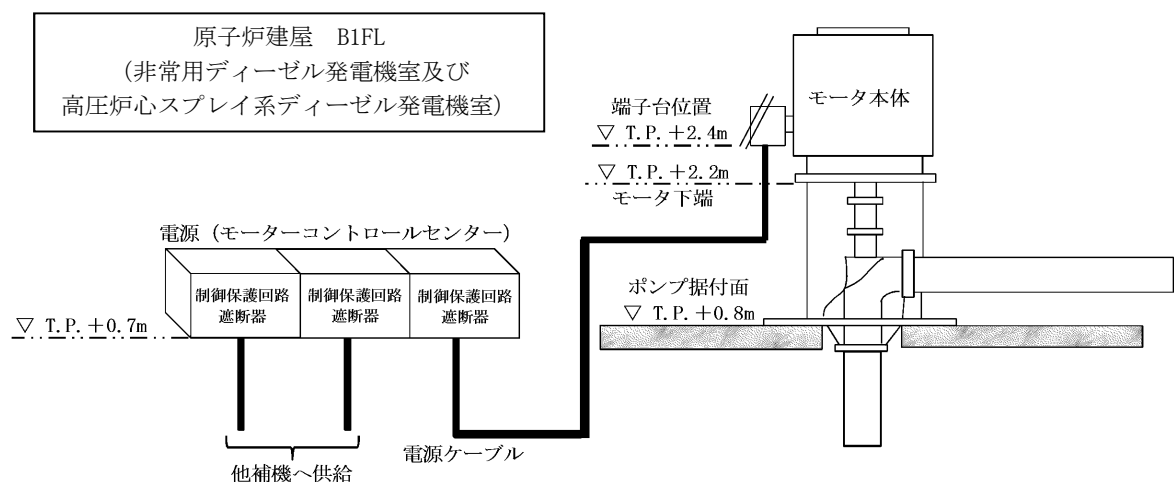


図 5.6-5 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプの電源関係高さ位置図

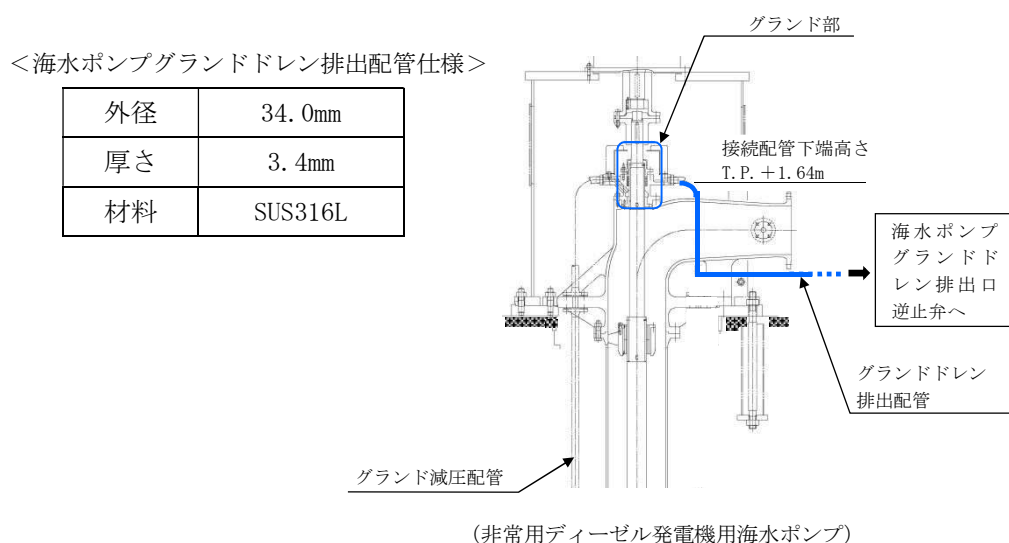


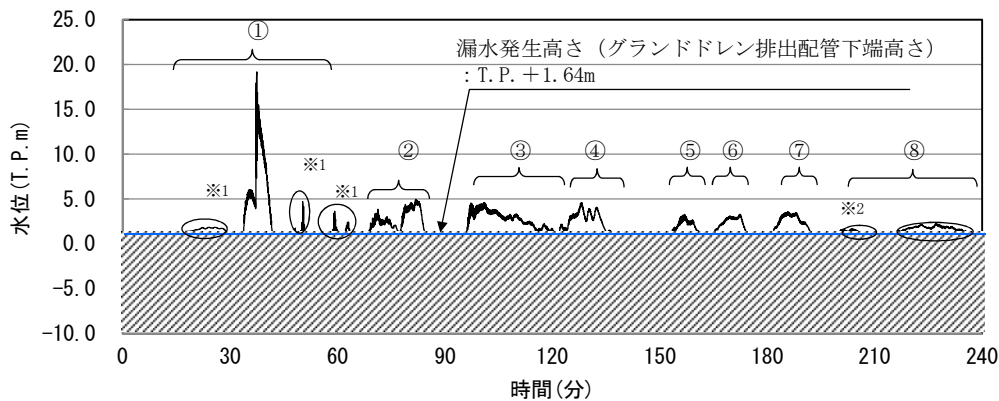
図 5.6-6 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプグラントドレン排出配管位置図



### ③ 浸水量評価

#### a) 漏水継続時間及び津波高さ

非常用海水ポンプグラントドレン排出配管のポンプ接続部下端の高さである T.P. + 1.64m を超える継続時間については，入力津波の時刻歴波形から 6 パターンに類型化した上で，漏水の継続時間を算定した。また，漏水量の算出に当たっては，各パターンの漏水継続時間及び津波高さを保守的に設定した上で，津波高さは正弦波として評価した。取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形及び類型化を図 5.6-7，時刻歴波形の正弦波モデル例を図 5.6-8 に示す。



注：漏水発生高さ T.P. + 1.64m を超える津波水位について，時刻歴波形中の番号（①～⑧）により整理した。

※1, 2：T.P. + 1.64m を僅かに超える津波水位であり，当該部の漏水継続時間については，※1 は下表に示す津波①の「時刻歴波形に基づく津波高さ及び漏水継続時間」の継続時間 17.0 分に，※2 は津波⑧の「時刻歴波形に基づく津波高さ及び漏水継続時間」の継続時間 14.5 分にそれぞれ含めている。

津波	時刻歴波形に基づく津波 高さ及び漏水継続時間		保守的に設定した評価用 津波高さ及び漏水継続時間		類型化 パターン
	解析津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	評価津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	
①	+19.2	17.00	+20.0	18.0	a
②	+4.99	13.93	+6.0	15.0	b
③	+4.61	21.50	+5.0	23.0	c
④	+4.64	12.08	+5.0	13.0	d
⑤	+3.31	6.12	+4.0	10.0	e
⑥	+3.31	7.82	+4.0	10.0	
⑦	+3.59	9.80	+4.0	10.0	
⑧	+2.38	14.50	+3.0	16.0	f
合計	—	102.75	—	115.0	—

図 5.6-7 取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形及び類型化



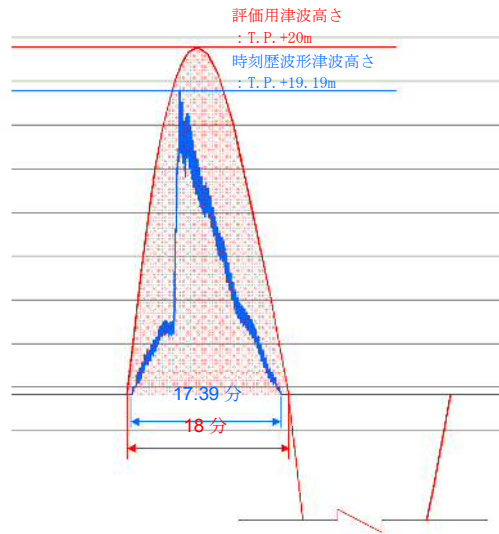


図5.6-8 時刻歴波形の正弦波モデル例  
(津波①(類型化a)の場合)

b) 浸水量評価結果

図 5.6-7 において 6 パターンに類型化した保守的な津波高さ及び漏水継続時間に基づき、北側及び南側の海水ポンプ室に設置される非常用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の動作不良(開固着)を想定した場合の漏水量を評価した。

評価の結果、漏水量は、海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁 1 台当たり  $11.4\text{m}^3$  となり、浸水高さは、海水ポンプ室(北側)で T.P. +1.12m 及び海水ポンプ室(南側)で T.P. +0.92m であり、機能喪失高さとして設定した非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのモータ下端高さである T.P. +2.2m に対して、1m 以上の余裕があることを確認した。

以上より、海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の動作不良(開固着)を想定した漏水の発生によっても、非常用海水ポンプの機能に影響がない。海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁作動不良時の浸水量評価結果を表 5.6-1 に示す。



表5.6-1 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁作動不良時の浸水量評価結果

項 目		海水ポンプ室 (北側)	海水ポンプ室 (南側)	
①評価津波高さ及び漏水継続時間	右記 参照	類型化パターンごとの評価用 津波高さ及び漏水継続時間		
		類型化 パターン	評価用津波高さ (T. P. m)	継続時間 (分)
		a	+20.0	18.0
		b	+6.0	15.0
		c	+5.0	23.0
		d	+5.0	13.0
		e	+4.0	30.0
		f	+3.0	16.0
		合計	－	115.0
②漏水量	m <sup>3</sup>	11.4	11.4	
③有効区画面積※ <sup>1</sup>	m <sup>2</sup>	36.5	94.6	
④浸水深さ (②／③)	m	0.32	0.12	
⑤浸水高さ (④+T. P. +0.8m※ <sup>2</sup> )	T. P. +m	1.12	0.92	
⑥機能喪失高さ※ <sup>3</sup>	T. P. +m	2.2		
⑦裕度 (⑥－⑤)	m	1.08	1.28	
⑧評価結果	－	○	○	

## 【漏水量算出式】

$$Q = \int (A \times \sqrt{2g (H_a - H_b)}) dt$$

ここで、Q : 漏水量 (m<sup>3</sup>)

A : 漏水部面積 (5.81×10<sup>-4</sup>m<sup>2</sup>)

$[\pi / 4 \times (0.0272\text{m (グラントドレン排出配管内径)})^2]$

g : 重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

H<sub>a</sub> : 評価用津波高さ (T. P. +m)

H<sub>b</sub> : 漏水発生高さ (T. P. +1.64m)

## 【評価結果判定】

○ : 非常用海水ポンプの安全機能は喪失しない

× : 非常用海水ポンプの安全機能が喪失する

## 【注釈】

※1 : 有効区画面積＝海水ポンプ室区画面積－控除面積（ポンプ・配管基礎面積，配管ルート投影面積）

※2 : 非常用海水ポンプ室床版標高

※3 : 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのモータ下端高さ

非常用海水ポンプ室床版標高 (T. P. +0.8m) からの許容浸水深さは1.4m



b. 取水ピット空気抜き配管逆止弁

① 浸水量評価に用いる基準津波の時刻歴波形

取水ピット空気抜き配管からの漏水量の算出に用いる時刻歴波形は、海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁と同様に、取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形とする。基準津波による取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形は図 5.6-4 に示したとおり。

② 漏水発生高さの設定

取水ピット空気抜き配管上部の配管下端高さは T.P. +2.2m であるが、漏水発生高さは保守的に非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのグラウンドドレン排出配管のポンプ接続部下端の高さと同じ T.P. +1.64m に設定する。取水ピット空気抜き配管の位置図を図 5.6-9 に示す。

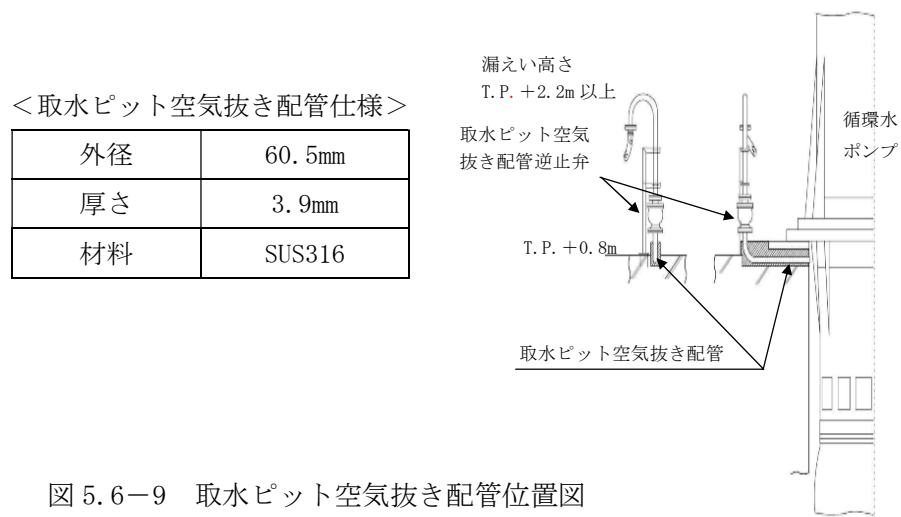


図 5.6-9 取水ピット空気抜き配管位置図

③ 浸水量評価

a) 漏水継続時間及び津波高さ

取水ピット空気抜き配管からの漏水発生時間及び津波高さは、取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形を用い、また、漏水発生高さを 1.64m としていることから、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプと同じである（図 5.6-7）。

b) 浸水量評価結果

循環水ポンプ室に設置される取水ピット空気抜き配管逆止弁 3 台のうち 1 台の逆止弁の動作不良（開固着）を想定した場合の漏水量を評価した。

評価の結果、取水ピット空気抜き配管逆止弁 1 台からの漏水量は約  $43\text{m}^3$  であり、これに対して循環水ポンプ室で貯留できる容量は約  $861\text{m}^3$  であるため、取水ピット空気抜き配管逆止弁からの漏水は循環水ポンプ室内に留まり、隣接する海水ポンプ室に流入することはない。また、地震による循環水ポンプ室の循環水管の伸縮継手の破損による溢水及び津波の流入量は約  $328\text{m}^3$  であり、これに取水ピット空気抜き配管逆止弁からの漏水量を考慮しても合計で約  $371\text{m}^3$  であることから、隣接する海水ポンプ室に流入することはない。このため、取水ピット空気抜き配管の動作不良（開固着）を想定した漏水の発生によっても、



非常用海水ポンプの機能に影響がない。

仮に、取水ピット空気抜き配管からの漏水並びに循環水管の伸縮継手の破損による溢水及び津波の流入により、循環水ポンプ室から溢れる場合を想定しても、循環水ポンプ室と海水ポンプ室間には分離壁が存在し、海水ポンプ室の壁高さは循環水ポンプ室の壁高さよりも 0.79m 高いことから、循環水ポンプ室に流入した津波が分離壁を越流して海水ポンプ室に流入することはない。なお、分離壁にある配管貫通部は、添付書類「V-1-1-8-5 溢水防護施設の詳細設計」に示す貫通部止水処置を実施しているため、循環水ポンプエリア内で発生した溢水が海水ポンプ室の防水区画へ流入することはない。取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画図を図 5.6-10、海水ポンプ室（防水区画）の壁高さの概要を図 5.6-11 に示す。



図 5.6-10 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画

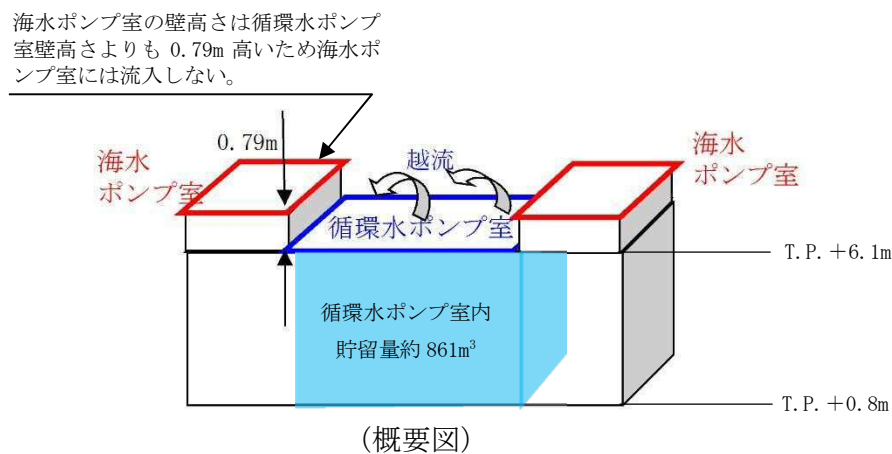


図 5.6-11 海水ポンプ室（防水区画）の壁高さの概要



c. 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁

① 浸水量評価に用いる敷地に遡上する津波の時刻歴波形

緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁からの漏水量の算出に用いる時刻歴波形は、緊急用海水ポンプピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形とする。敷地に遡上する津波による緊急用海水ポンプピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形を図 5.6-12 に示す。



図 5.6-12 緊急用海水ポンプピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形

② 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

機能喪失高さは、緊急用海水ポンプのモータ下端高さである T.P. + 1.77m を設定する。緊急用海水ポンプの電源関係位置図を図 5.6-13 に示す。

また、漏水発生高さは、緊急用海水ポンプのグランド dren 排出配管のポンプ接続部下端の高さである T.P. + 2.04m に設定する。緊急用海水ポンプグランド dren 接続配管位置図を図 5.6-14 に示す。

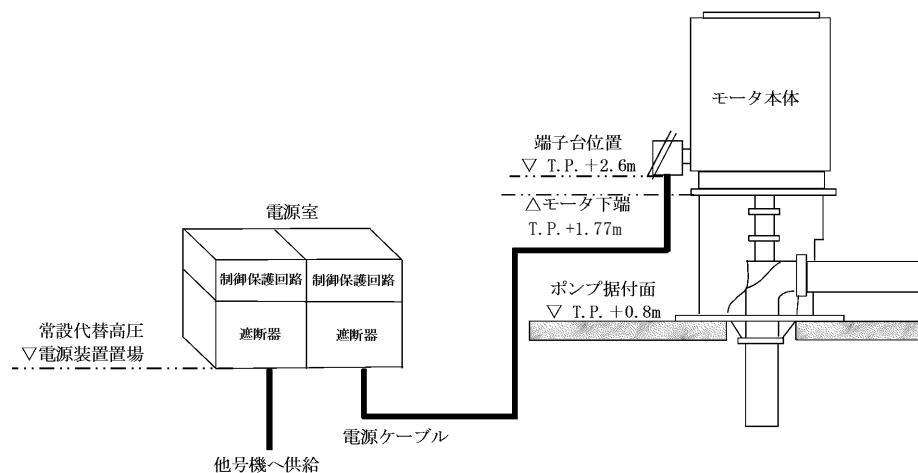


図 5.6-13 緊急用海水ポンプの電源関係位置図



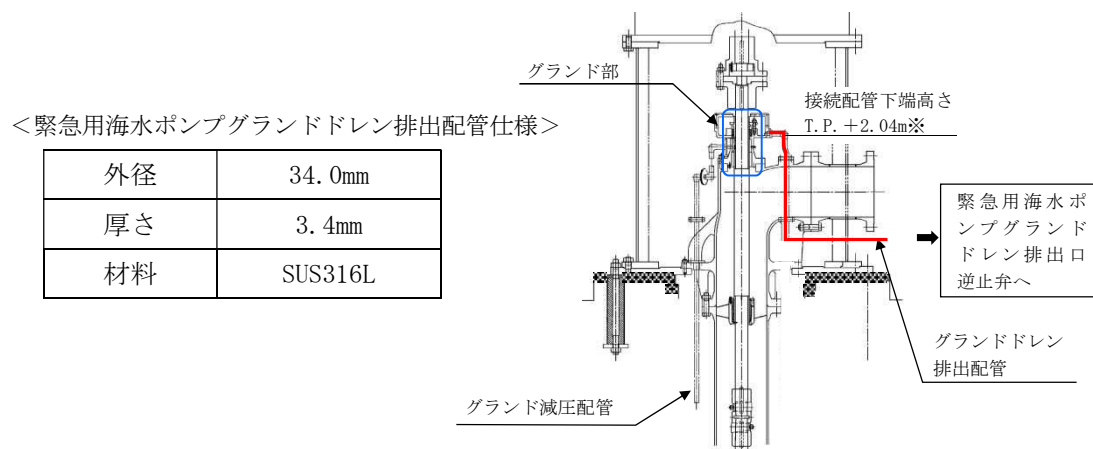


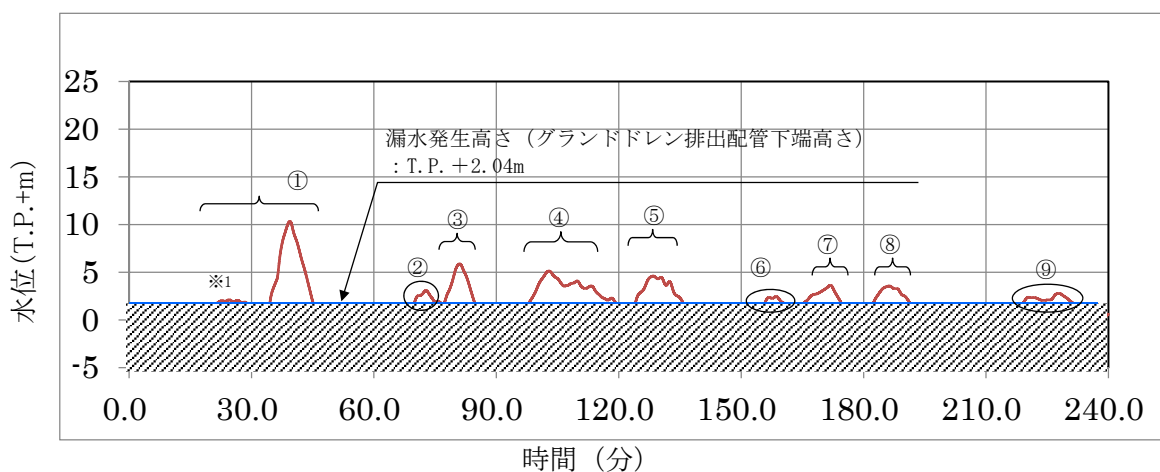
図 5.6－14 緊急用海水ポンプグランドドレン接続配管位置図

## ② 浸水量評価

### a) 漏水継続時間及び津波高さ

緊急用海水ポンプグランドドレン排出配管のポンプ接続部高さである T.P. +2.04m を超える継続時間については，入力津波の時刻歴波形から 7 パターンに類型化した上で，漏水の継続時間を算定した。また，漏水量の算出に当たっては，各パターンの漏水継続時間及び津波高さを保守的に設定した上で，津波高さは正弦波として評価した。緊急用海水ポンプピットにおける入力津波の時刻歴波形及び類型化を図 5.6－15 に示す。





注：漏水発生高さ T.P. + 2.04m を超える津波水位について、時刻歴波形中の番号（①～⑨）により整理した。  
 ※1：T.P. + 2.04m を僅かに超える津波水位であり、当該部の漏水継続時間については、下表に示す津波①の「時刻歴波形に基づく津波高さ及び漏水継続時間」の継続時間 11.75 分に含めた。

津波	時刻歴波形に基づく津波高さ及び漏水継続時間		保守的に設定した評価用津波高さ及び漏水継続時間		類型化パターン
	解析津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	評価津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	
①	+10.34	11.75	+11.0	12.0	a
②	+3.09	4.56	+4.0	5.0	b
③	+5.88	7.03	+6.0	8.0	c
④	+5.14	20.6	+6.0	21.0	d
⑤	+4.61	11.2	+5.0	12.0	e
⑥	+2.48	3.47	+4.0	9.0	f
⑦	+3.64	8.07	+4.0	9.0	
⑧	+3.57	8.28	+4.0	9.0	
⑨	+2.79	11.0	+3.0	11.0	g
合計	—	85.96	—	96.0	—

図 5.6-15 緊急用海水ポンプピットにおける入力津波の時刻歴波形及び類型化

#### b) 浸水量評価結果

図 5.6-12 において 7 パターンに類型化した保守的な津波高さ及び漏水継続時間に基づき、緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の動作不良（開固着）を想定した場合の漏水量を評価した。

評価の結果、緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁 1 台からの漏水量は、7.78m<sup>3</sup> となり、緊急用海水ポンプのモータ設置エリアの浸水高さは、T.P. + 0.91m であり、機能喪失高さとして設定した緊急用海水ポンプのモータ下端高さである T.P. + 1.77m に対して、0.86m の余裕があることを確認した。



以上より，緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の動作不良（開固着）を想定した漏水の発生によっても，緊急用海水ポンプの機能に影響はない。

表5.6-2 緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁作動不良時の浸水量評価結果

項 目		緊急用海水ポンプピット		
① 評価津波高さ及び漏水継続時間	右記参照	類型化パターンごとの評価用津波高さ及び漏水継続時間		
		類型化パターン	評価用津波高さ (T.P.m)	継続時間 (分)
		a	+11.0	12.0
		b	+4.0	5.0
		c	+6.0	8.0
		d	+6.0	21.0
		e	+5.0	12.0
		f	+4.0	27.0
		g	+4.0	11.0
		合計	—	96.0
② 漏水量	m <sup>3</sup>	7.78		
③ 有効区画面積※ <sup>1</sup>	m <sup>2</sup>	71.7		
④ 浸水深さ (②／③)	m	0.11		
⑤ 浸水高さ (④+T.P.+0.8m※ <sup>2</sup> )	T.P.+m	0.91		
⑥ 機能喪失高さ※ <sup>3</sup>	T.P.+m	1.77		
⑦ 裕度 (⑥－⑤)	m	0.86		
評価結果	—	○		

【漏水量算定式】

$$Q = \int (A \times \sqrt{2g (H_a - H_b)}) dt$$

ここで，Q：漏水量 (m<sup>3</sup>)

A：漏水部面積 (5.81×10<sup>-4</sup>m<sup>2</sup>)

[ $\pi / 4 \times (0.0272\text{m (グラントドレン排出配管内径)})^2$ ]

g：重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

H<sub>a</sub>：評価用津波高さ (T.P.+m)

H<sub>b</sub>：漏水発生高さ (T.P.+2.04m)

【評価結果判定】

○：緊急用海水ポンプは機能喪失しない

×：緊急用海水ポンプは機能喪失する

【注釈】

※1：有効区画面積＝緊急用海水ポンプピット面積－控除面積（ポンプ・配管基礎面積，配管ルート投影面積）

※2：緊急用海水ポンプのモータ設置エリア床版標高

※3：緊急用海水ポンプのモータ下端高さ

緊急用海水ポンプのモータ設置エリア床版標高 (T.P.+0.8m) からの許容浸水深さは1.9m



## 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について

### (1) 基本方針

自然現象を考慮する浸水防護施設に関して風荷重については、屋外の直接風を受ける場所に設置されている施設のうち、風の受圧面積が小さい施設、コンクリート構造物等の自重が大きい施設等を除いて、風荷重の影響が地震荷重又は津波荷重と比べて相対的に無視できないような構造、形状及び仕様の施設においては、組合せを考慮する。また、積雪荷重については、屋外の積雪が生じる場所に設置されている施設のうち、積雪による受圧面積が小さい施設、設置場所及び積雪の影響が小さい構造物施設等を除いては、積雪荷重を考慮する。

### (2) 選定対象施設

選定を行う浸水防護施設を以下に示す。

#### a. 津波防護施設<sup>\*1</sup>

- ・防潮堤（鋼製防護壁）
- ・防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）
- ・防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））
- ・防潮壁（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）
- ・防潮扉
- ・放水路ゲート
- ・構内排水路逆流防止設備
- ・貯留堰

注記 \*1 敷地に遡上する津波においては、防潮堤及び防潮扉に替わり原子炉建屋外壁、原子炉建屋原子炉棟水密扉、原子炉建屋付属棟東側水密扉、原子炉建屋付属棟西側水密扉、原子炉建屋付属棟南側水密扉、原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 及び原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 が津波防護施設となる。

#### b. 浸水防止設備

- ・取水路点検用開口部浸水防止蓋
- ・海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁
- ・取水ピット空気抜き配管逆止弁
- ・海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋
- ・S A 用海水ピット開口部浸水防止蓋
- ・緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋
- ・緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋
- ・緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋
- ・緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁
- ・緊急用海水ポンプ室床 dren 排出口逆止弁
- ・放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋
- ・格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ
- ・常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ



- ・常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ
- ・常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉
- ・原子炉建屋原子炉棟水密扉\*<sup>2</sup>
- ・原子炉建屋附属棟東側水密扉\*<sup>2</sup>
- ・原子炉建屋附属棟西側水密扉\*<sup>2</sup>
- ・原子炉建屋附属棟南側水密扉\*<sup>2</sup>
- ・原子炉建屋附属棟北側水密扉1\*<sup>2</sup>
- ・原子炉建屋附属棟北側水密扉2\*<sup>2</sup>
- ・貫通部止水処置（原子炉建屋境界）

注記 \*2 敷地に遡上する津波においては、津波防護施設となる。

c. 津波監視設備

- ・津波・構内監視カメラ\*<sup>3</sup>
- ・取水ピット水位計\*<sup>4</sup>
- ・潮位計

注記 \*3 防潮堤上部に設置する津波・構内監視カメラは、敷地に遡上する津波においては、監視機能は期待しない。

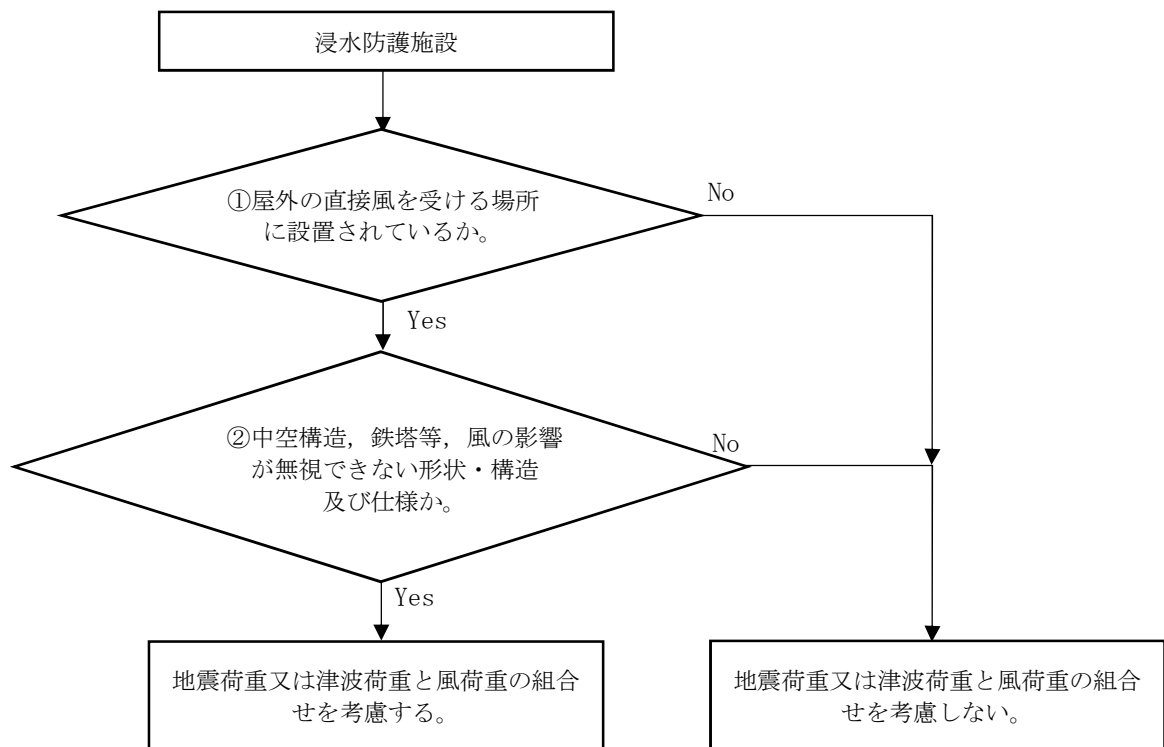
\*4 敷地に遡上する津波においては、監視機能は期待しない。

(3) 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定

a. 風荷重を組み合わせる施設の選定方法

屋外の直接風を受ける場所に設置されている浸水防止施設のうち、風荷重の影響が無視できない構造や形状として、中空構造物や鉄塔のように寸法に対して比較的軽量かつ長大な構造物を選定する。地震荷重又は津波荷重と風荷重の組合せを考慮する施設の選定フローを図 5.7-1 に示す。





以下に示す項目に該当する場合は除外（風荷重との組合せは考慮しない。）する。

①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか。

- ・海中又は地中に設置
- ・壁等に囲われた場所に設置

②中空構造，鉄塔等，風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か。

- ・受圧面積が小さい
- ・自重が大きい
- ・床下に設置

図 5.7-1 地震荷重又は津波荷重と風荷重の組合せを考慮する施設の選定フロー

b. 風荷重を組み合わせる施設の選定結果

風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果を表 5.7-1 に示す。



表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/6)

施設・設備			①屋外の直接風を受ける 場所に設置されているか	②風の影響が無視できな い構造, 形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
津波防護施設	防潮堤	鋼製防護壁	○	○	考慮する	敷地周辺の地上部に設置 ただし、津波荷重作用時には、津波により 風荷重の受圧面が存在しないため、考慮し ない。
		鉄筋コンクリート 防潮壁	○	○	考慮する	
		鉄筋コンクリート 防潮壁（放水路エリ ア）	○	○	考慮する	
		鋼管杭鉄筋コンク リート防潮壁	○	○	考慮する	
	防潮扉		○	○	考慮する	敷地前面東側の防潮堤（鉄筋コンクリート 防潮壁）及び敷地側面南側の防潮堤（鋼管 杭鉄筋コンクリート防潮壁）に設置 ただし、津波荷重作用時には、津波により 風荷重の受圧面が存在しないため、考慮し ない。
	放水路ゲート		○	○	考慮する	防潮堤直下の放水路上に設置 ただし、津波荷重作用時には、津波により 風荷重の受圧面が存在しないため、考慮し ない。
	構内排水路逆流防止設備		○	×	考慮しない	防潮堤の地下部の集水枡の中に設置する ため、風荷重の影響を無視できる。
	貯留堰		×	－	考慮しない	海中に設置するため、直接風を受ける場所 にない。

○：該当する（Yes）    ×：該当しない（No）    －：直接風を受けない場所に設置されるため対象外



表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/6)

施設・設備		①屋外の直接風を受ける 場所に設置されているか	②風の影響が無視できな い構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
津波防護施設	原子炉建屋外壁	○	○	考慮する	
	原子炉建屋原子炉棟水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、通常時は、当該扉の外側に設置される機器搬入口外側扉が閉状態であり、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟東側水密扉	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置され、受圧面積が大きいので、風の影響が無視できない。
	原子炉建屋付属棟西側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にサービス建屋が隣接しており、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟南側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側に廃棄物建屋連絡歩廊が設置されており、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、風の影響を直接受けない。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外



表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/6)

施設・設備		①屋外の直接風を受ける 場所に設置されているか	②風の影響が無視できな い構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
浸水防止設備	取水路点検用開口部浸水防止 蓋	○	×	考慮しない	取水路の床面に設置するため、風荷重の影 響を無視できる。
	海水ポンプグランドドレン排 出口逆止弁	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の床面の排出口に埋め込む ように設置するため、直接風を受ける場所 にない。
	取水ピット空気抜き配管逆止 弁	○	×	考慮しない	循環水ポンプ室内の取水ピット空気抜き 配管に設置 受圧面積が小さいため、風荷重の影響を無 視できる。
	海水ポンプ室ケーブル点検口 浸水防止蓋	○	×	考慮しない	海水ポンプ室の壁面に設置 受圧面積が小さいため、風荷重の影響を無 視できる。
	S A用海水ピット開口部浸水 防止蓋	○	×	考慮しない	S A用海水ピットの上面の開口部に設置 し、鋼製カバーにより屋外と隔離されてい るため、風荷重の影響を無視できる。
	緊急用海水ポンプピット点検 用開口部浸水防止蓋	×	—	考慮しない	地下部にある緊急用海水ポンプ室内に設 置しているため、直接風を受ける場所にな い。
	緊急用海水ポンプ点検用開口 部浸水防止蓋	○	×	考慮しない	緊急用海水ポンプピットの上版に設置し ているため、風荷重の影響を無視できる。
	緊急用海水ポンプ室人員用開 口部浸水防止蓋	○	×	考慮しない	緊急用海水ポンプピットの上版に設置し ているため、風荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外



表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/6)

施設・設備		①屋外の直接風を受ける 場所に設置されているか	②風の影響が無視できな い構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
浸水防止設備	緊急用海水ポンプグランドド レン排出口逆止弁	×	—	考慮しない	地下部にある緊急用海水ポンプ室内に設 置しているため、直接風を受ける場所にな い。
	緊急用海水ポンプ室床ドレン 排出口逆止弁	×	—	考慮しない	地下部にある緊急用海水ポンプ室内に設 置しているため、直接風を受ける場所にな い。
	放水路ゲート点検用開口部浸 水防止蓋	○	×	考慮しない	防潮堤直下の放水路上に設置するため、風 荷重の影響を無視できる。
	格納容器圧力逃がし装置格納 槽点検用水密ハッチ	○	×	考慮しない	格納容器圧力逃がし装置格納槽の上版に 設置しているため、風荷重の影響を無視で きる。
	常設低圧代替注水系格納槽点 検用水密ハッチ	○	×	考慮しない	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置 しているため、風荷重の影響を無視でき る。
	常設低圧代替注水系可搬型ポ ンプ用水密ハッチ	○	×	考慮しない	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置 しているため、風荷重の影響を無視でき る。
	常設代替高圧電源装置用カル バート原子炉建屋側水密扉	×	—	考慮しない	常設代替高圧電源装置用カルバートの立 坑内に設置しているため、直接風を受ける 場所がない。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外



表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (5/6)

施設・設備		①屋外の直接風を受ける 場所に設置されているか	②風の影響が無視できな い構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
浸水防止設備	原子炉建屋原子炉棟水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、通常時は、当該扉の外側に設置される機器搬入口外側扉が閉状態であり、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟東側水密扉	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置され、受圧面積が大きいので、風の影響が無視できない。
	原子炉建屋付属棟西側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にサービス建屋が隣接しており、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟南側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側に廃棄物建屋連絡歩廊が設置されており、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、風の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、風の影響を直接受けない。
	貫通部止水処置 (原子炉建屋境界)	○	×	考慮しない	壁の貫通部と配管・電路等の隙間をシーリング材等により止水するもので、隙間部の寸法を考慮すると、風荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外



表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (6/6)

施設・設備		①屋外の直接風を受ける 場所に設置されているか	②風の影響が無視できな い構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
津波監視設備	津波・構内監視カメラ	○	○	考慮する	原子炉建屋屋上及び防潮堤の天端に設置
	取水ピット水位計	○	×	考慮しない	取水路の上版の貫通口内に設置し、上部閉 止板により屋外と隔離されているため、風 荷重の影響を無視できる。
	潮位計	×	—	考慮しない	取水路内の壁面に設置するため、直接風を 受ける場所がない。

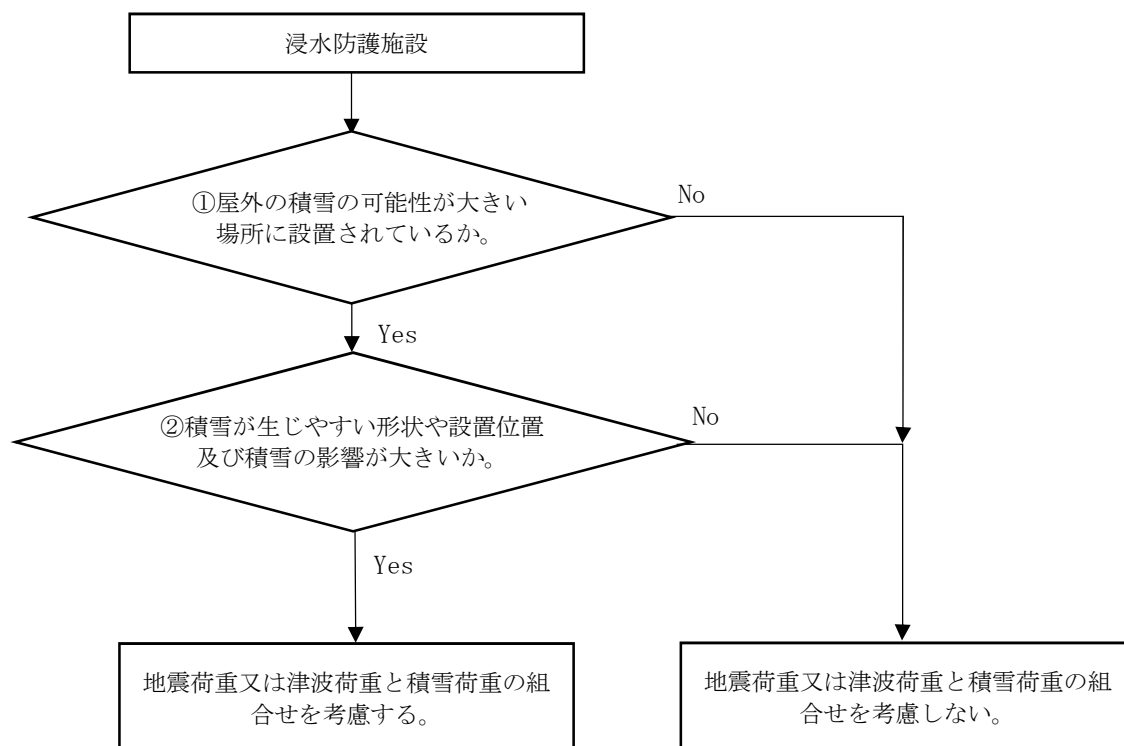
○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外



(4) 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定

a. 積雪荷重を組み合わせる施設の選定方法

屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されている浸水防護施設のうち、積雪が生じやすい形状や設置位置に設置されている施設を選定の対象とする。地震荷重又は津波荷重と積雪荷重の組合せを考慮する施設の選定フローを図 5.7-2 に示す。



以下に示す項目に該当する場合は除外（積雪荷重との組合せは考慮しない。）する。

①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか。

- ・海中又は地中に設置

②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きい。

- ・受圧面積が小さい
- ・壁面に設置
- ・蓋等により直接当該施設に積雪しない
- ・自重が大きい

図 5.7-2 地震荷重又は津波荷重と積雪荷重の組合せを考慮する施設の選定フロー

b. 積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果

積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果を表 5.7-2 に示す。



表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/6)

施設・設備			①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいのか	積雪荷重の組合せ	備 考
津波防護施設	防潮堤	鋼製防護壁	○	○	考慮する	敷地周辺の地上部に設置
		鉄筋コンクリート防潮壁	○	○	考慮する	
		鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）	○	○	考慮する	
		鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	○	○	考慮する	
	防潮扉		○	○	考慮する	敷地前面東側の防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）及び敷地側面南側の防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）に設置
	放水路ゲート		○	○	考慮する	防潮堤直下の放水路上に設置
	構内排水路逆流防止設備		○	×	考慮しない	防潮堤の地下部の集水柵の壁面に設置し、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	貯留堰		×	—	考慮しない	海中に設置するため、積雪する場所がない。

○：該当する（Yes） ×：該当しない（No） —：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外



表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/6)

施設・設備		①屋外の積雪の可能性が 大きい場所に設置されて いるか	②積雪の影響が無視でき ない構造、形状及び仕様 か	積雪荷重の組合せ	備 考
津波防護施設	原子炉建屋外壁	○	×	考慮しない	原子炉建屋の外壁は建屋壁であり、積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋原子炉棟水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置通常時は、当該扉の外側に設置される機器搬入口外側扉が閉状態であり、積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟東側水密扉	○	×	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	原子炉建屋付属棟西側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にサービス建屋が隣接しており、積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟南側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側に廃棄物処理建屋連絡歩廊が設置されており積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、積雪荷重の影響を直接受けない。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外



表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/6)

施設・設備		①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいのか	積雪荷重の組合せ	備 考
浸水防止設備	取水路点検用開口部浸水防止蓋	○	○	考慮する	取水路の床面に設置
	海水ポンプグラウンド dren 排水口逆止弁	○	×	考慮しない	海水ポンプ室内の床面に設置 受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	取水ピット空気抜き配管逆止弁	○	×	考慮しない	循環水ポンプ室内の床面に設置 受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	○	×	考慮しない	海水ポンプ室の壁面に設置 受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	S A 用ピット開口部浸水防止蓋	○	×	考慮しない	S A 用海水ピットの上面の開口部に設置し、鋼製カバーにより屋外と隔離されているため、積雪荷重の影響を無視できる。
	緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	×	—	考慮しない	緊急用海水ポンプ室内に設置しているため、積雪する場所がない。
	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	○	○	考慮する	緊急用海水ポンプピットの上版に設置
	緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋	○	○	考慮する	緊急用海水ポンプピットの上版に設置

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外



表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/6)

施設・設備		①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備 考
浸水防止設備	緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	×	—	考慮しない	緊急用海水ポンプ室内に設置しているため、積雪する場所がない。
	緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	×	—	考慮しない	緊急用海水ポンプ室内に設置しているため、積雪する場所がない。
	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	○	○	考慮する	防潮堤直下の放水路上に設置
	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ	○	○	考慮する	格納容器圧力逃がし装置格納槽の上版に設置
	常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	○	○	考慮する	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置
	常設低圧代替注水系可搬型ポンプ用水密ハッチ	○	○	考慮する	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置
	常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉	×	—	考慮しない	常設代替高圧電源装置用カルバートの立坑内に設置しているため、積雪する場所がない。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外



表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (5/6)

施設・設備		①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備 考
浸水防止設備	原子炉建屋原子炉棟水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置通常時は、当該扉の外側に設置される機器搬入口外側扉が閉状態であり、積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟東側水密扉	○	×	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	原子炉建屋付属棟西側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にサービス建屋が隣接しており、積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟南側水密扉	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側に廃棄物処理建屋連絡歩廊が設置されており積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、積雪荷重の影響を直接受けない。
	原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、当該扉の外側にタービン建屋が隣接しており、積雪荷重の影響を直接受けない。
	貫通部止水処置 (原子炉建屋境界)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外



表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (6/6)

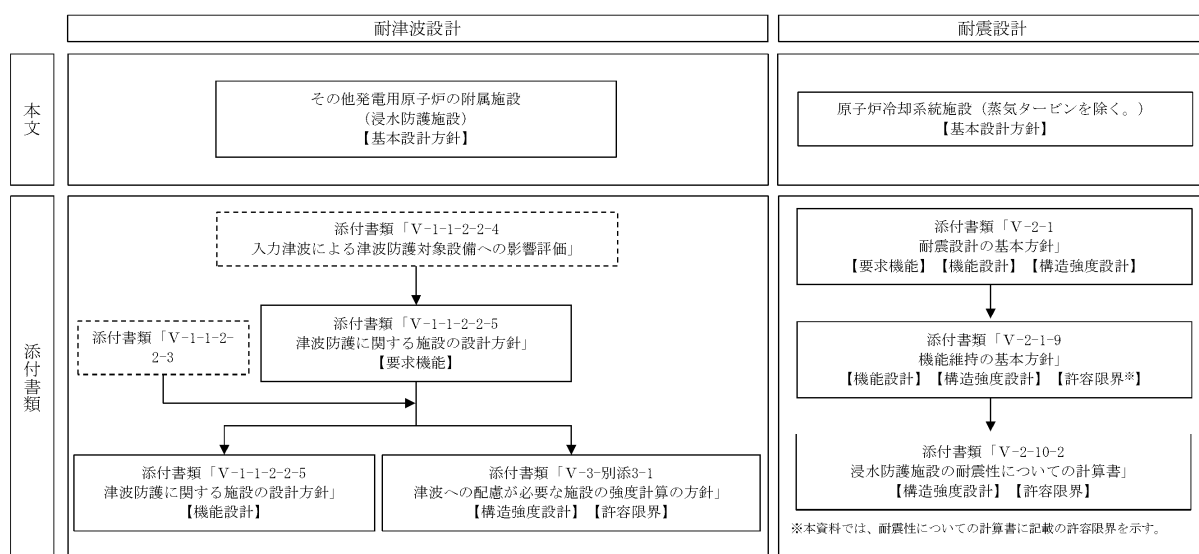
施設・設備		①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備 考
津波監視設備	津波・構内監視カメラ	○	○	考慮する	原子炉建屋屋上及び防潮堤の天端に設置
	取水ピット水位計	○	×	考慮しない	取水路の上版の貫通口内に設置し、上部閉止板により屋外と隔離されているため、積雪荷重の影響を無視できる。
	潮位計	×	—	考慮しない	取水路内の壁面に設置するため、積雪する場所がない。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外



## 5.8 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性または重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないこと、また地震により安全機能が損なわれるおそれがないことを目的として、技術基準規則に適合する設計とする。第 5.8－1 図に浸水防護に関する施設の設計方針に係る図書構成を、第 5.8－1 表に耐津波設計における各施設の基本設計方針、要求機能、機能設計、構造強度設計及び許容限界を示す。



第 5.8－1 図 津波防護に関する施設の設計方針に係る図書構成



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

第 5.8－1 表（1） 津波防護に関する施設の耐津波設計について

（津波防護施設）

資料		その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針				資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針					
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		性能目標	構造強度設計				設計に用いる許容限界		
			性能目標	機能設計方針		構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード				
								応力等 の状態	限界状態			
防潮堤のうち鋼製防護壁	【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。	津波防護施設は、繰り返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤（鋼製防護壁）は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮堤（鋼製防護壁）は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、 ①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.＋15.4m～T.P.＋17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.＋20.0m）の施工により、敷地を取り囲むように設置する設計とする。 ②鋼材や鉄筋コンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ③上部構造は、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 ④上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追従し止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講じる設計とする。 ⑤また、取水構造物と鋼製防護壁の境界部には 1 次止水機構及び 2 次止水機構を設置し、取水構造物と鋼製防護壁の相対変位を 1 次止水機構及び 2 次止水機構が追従できる変位にとどめる設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【基準津波】に対して、極限支持力とする。】 【敷地に遡上する津波】に対して、極限支持力とする。】		
	【2.1.4(1)a.津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。				地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）」、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」及び「道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）」（平成 22 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】		
	【2.1.4(1)a.津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。主要な構造物の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。				鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（平成 14 年 3 月）」、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（平成 24 年 3 月）」、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（平成 29 年 11 月）」及び「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，平成 15 年 10 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】				
	【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S <sub>Ⅱ</sub> -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。				鋼製防護壁アンカー	引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成 14 年 3 月）」、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」（平成 24 年 3 月）」、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（平成 29 年 11 月）」及び「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，平成 15 年 10 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】				
					止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	【基準津波】に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】 【敷地に遡上する津波】に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】				
					鋼製防護壁底部止水機構	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】				



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

第 5.8－1 表（2） 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

資料		その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料V－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針				資料V－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針						
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計							設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位		機能損傷モード				
									応力等の状態	限界状態			
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁	【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。	津波防護施設は、繰り返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、 ①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。	鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート製の上部構造で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【基準津波】に対して、極限支持力とする。 【敷地に遡上する津波】に対して、極限支持力とする。】		
	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					地中連続壁基礎		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】			
	【2.1.4(1)a.津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。					【2.1.4(1)a.津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。 主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部工	鉄筋コンクリート（防潮壁）	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】	
	【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S <sub>d</sub> -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。					地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	【基準津波】に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】 【敷地に遡上する津波】に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】	



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

第 5.8－1 表（3） 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

資料		その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)		資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針			資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針					
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計							設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位		機能損傷モード			
									応力等の状態	限界状態		
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）	【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。	津波防護施設は、繰り返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、 ①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P. +15.4m～T.P. +17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P. +18.0m～T.P. +20.0m）の施工により、東二放水路上部に設置する設計とする。 ②防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を地中連続壁基礎によって、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ③上部構造の異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追従する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。	鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の上部構造及び下部構造で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置して有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【基準津波】に対して、極限支持力とする。 【敷地に遡上する津波】に対して、極限支持力とする。】	
	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					地中連続壁基礎						曲げ、せん断
	【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である放水路が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鉄筋コンクリート（放水路）	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】	
	【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。					地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である防潮壁が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鉄筋コンクリート（防潮壁）					曲げ、せん断
【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S <sub>d</sub> -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ジョイント部材	変形、引張	有意な漏えいに至る変形、引張	【基準津波】に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。 【敷地に遡上する津波】に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】							



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

第 5.8－1 表（4） 津波防護に関する施設の耐津波設計について（1/2）

（津波防護施設）

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針				資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針								
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界			
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード						
								応力等の状態	限界状態					
防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	【2.1.4(1)設計方針】津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。	津波防護施設は、繰り返しの襲来をに対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.＋15.4m～T.P.＋17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.＋18.0m～T.P.＋20.0m）の施工により、敷地を取り囲むように設置する設計とする。	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製の杭、鉄筋コンクリート製の上部構造、地盤高さの嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、主要な構造体の境界部や防潮壁前面の地盤には、止水ジョイント部材や表層改良体を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	下部工	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づく短期許容応力度とする。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】			
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）					曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】	
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					鋼管杭					曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づく短期許容応力度とする。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】	
	【2.1.4(1)a. 津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。					津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。	鋼管杭鉄筋コンクリート製の上部構造を上部構造の天端から連続する鋼製の杭で、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。	④上部構造の内側の地盤高さを嵩上げすることにより止水性を保持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追従する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有する表層改良により、止水性を保持する設計とする。	また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部工	止水ジョイント部材	変形、引張	有意な漏えいに至る変形、引張	【基準津波に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】 【敷地に遡上する津波に対して、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】
	【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S <sub>d</sub> -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。										地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体	せん断	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態、上部構造背面の地盤がすべりに至る状態、表層改良体がせん断破壊に至る状態	【基準津波に対して、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（平成 14 年 3 月）」を考慮し、せん断強度に基づき設定する。】 【敷地に遡上する津波に対して、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」を考慮し、せん断強度に基づき設定する。】
											シートパイル	せん断	部材がせん断破壊に至る状態	「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（平成元年 2 月）に基づき、せん断強度を設定する。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

第 5.8－1 表（5） 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針				資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針				
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態	限界状態	
貯留堰	【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波による水位低下に対して残留熱除去系海水系ポンプ、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレィ系ディーゼル発電機用海水ポンプ（以下、「非常用海水ポンプ」という。）が取水可能な高さ以上の施工により、非常用海水ポンプの機能が維持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できることを機能設計上の性能目標とする。	貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、水位低下時において非常用海水ポンプの取水に必要な高さを考慮した天端高さ T.P.-4.90m とし、海水ポンプ室前面を取り囲むように海中に設置する設計とする。鋼管矢板は鋼管矢板継手にて連結し、岩盤に支持する構造とすることにより、止水性を保持する設計とする。鋼管矢板と貯留堰取付護岸との境界部は、試験等により止水性を確認した止水ゴムを設置することによる止水処置を講じる設計とする。	貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、鋼管矢板下端は岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、貯留堰取付護岸との境界部には止水ゴムを設置し、変形により有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼管矢板が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼管矢板	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】
	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴムが、有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。					止水ゴム				
	【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設のうち貯留堰については、引き波時の水位低下に対して、非常用海水ポンプの取水可能水位を保持し、原子炉冷却に必要な海水を確保する設計とする。 主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。					地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である止水ゴム取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ゴム取付部鋼材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。				
	【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S <sub>d</sub> -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。					地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材取付部鋼材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

第 5.8－1 表（6） 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

（津波防護施設）

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針			資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針						
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード			
								応力等の状態	限界状態		
防潮扉	【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。  【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。  【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮扉については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。  【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S <sub>d</sub> -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。	津波防護施設は、繰り返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮扉は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	・防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、積載物、風及び積雪荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。	・防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、積載物、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【基準津波】に対して、極限支持力とする。 【敷地に遡上する津波】に対して、極限支持力とする。】
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、扉体として鋼製のスキンプレート、主桁、縦補助桁及び端桁がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づく短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】						
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、扉体として鋼製のスキンプレート、主桁、縦補助桁及び端桁がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。	戸当り	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「ダム・堰施設技術基準（案）（基礎解説編・設備計画マニュアル編）（平成 28 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】						
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、支承部として戸当り及び躯体の鉄筋コンクリート部がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。					上部工	鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。】 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】	
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。										止水ジョイント部材



赤字：荷重条件  
緑字：要求機能  
青字：対応方針

第 5.8－1 表（7） 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針				資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針					
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード			
								応力等の状態	限界状態		
構内排水路逆流防止設備	【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。  【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。  【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設のうち構内排水路逆流防止設備については、入力津波による波圧等に対する耐性を評価し、止水性を維持する設計とする。  【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S <sub>d</sub> -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。	津波防護施設は、繰り返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	構内排水路逆流防止設備は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さに対する止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	・構内排水路逆流防止設備は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重及び余震を考慮した場合においても、鉄筋コンクリート製の集水柵に基礎ボルトで固定する鋼製の扉体とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。	・構内排水路逆流防止設備は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の集水柵に基礎ボルトで固定する鋼製の扉体とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とし、漏えいが想定される隙間は、圧着構造とし、止水機能を損なわない設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【基準津波】に対して、極限支持力とする。 【敷地に遡上する津波】に対して、極限支持力とする。】
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部工	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づく短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】					
	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、止水機能を損なわないよう、漏えいが想定される隙間は、圧着構造となるよう、扉体を構成するスキンプレート、主桁及び補助桁がおおむね弾性状態にとどまるを確認する。		扉体	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「ダム・堰施設技術基準（案）（基礎解説編・設備計画マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会、平成 28 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】					
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鉄筋コンクリート （出口側集水柵）	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【基準津波】に対して、適切な裕度をもって弾性状態にとどまるように設定する。 【敷地に遡上する津波】に対して、おおむね弾性状態にとどまるように、降伏点又は耐力以下の範囲で設定する。】



## 5.10 津波防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて

### 5.10.1 概要

本資料は、津波防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せの考え方について説明するものである。

津波防護施設の強度計算に用いる荷重の組合せは、施設の配置、構造計画に基づく形状及び評価対象部位を踏まえて、常時作用する荷重、津波の形態に応じた荷重及びその他自然現象による荷重に分けて適切に組み合わせることとしている。

そのため、津波の形態に応じた荷重の組合せとして、遡上津波荷重、突き上げ津波荷重又は浸水津波荷重（以下「津波荷重」という。）と余震荷重の組合せを考慮する場合と、漂流物の影響を受ける位置に設置している施設については、津波荷重と漂流物荷重の組合せを考慮する場合について強度計算を行うこととしているが、津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについても考慮する。

### 5.10.2 津波荷重と余震荷重の組合せについて

津波荷重と余震荷重の組合せについては、安全側の評価を行う観点から、津波による最大荷重（最大波高時における波力）と余震による最大荷重の組合せを考慮する。

なお、津波による最大荷重の継続時間及び余震による最大荷重の継続時間はそれぞれ短期間であり、同時に作用する可能性は小さいことから、十分な余裕を考慮した設定となっている。

### 5.10.3 津波荷重と漂流物荷重の組合せについて

津波荷重と漂流物荷重の組合せについては、実際に施設に作用する荷重としては、津波による最大荷重と漂流物による最大荷重が同時に作用する可能性は小さいものの、保守的な評価を行う観点から、津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における漂流物荷重）の組合せを考慮することとしている。

津波シミュレーション結果においても、防潮堤前面における最大波高時の流速は、0.3 m/s 程度である。また、最大流速時における水位は最高水位と比較して十分に小さく、防潮堤前面で T.P. +8.1 m 程度である。

このことから、津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における漂流物荷重）の組合せの考慮は十分保守的な設定であり、さらに漂流物荷重の設定において、最大流速に 4 割程度の余裕を考慮した値を用いていることから、十分な余裕を有しているといえる。

### 5.10.4 津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて

津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについては、それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが、安全側の評価を行う観点から、これらの組合せを考慮する。ただし、それぞれの最大荷重の継続時間は短期間であり、同時に作用する可能性は非常に小さいことから、最大荷重どうしの組合せは考慮しない。

5.10.2 で示すように、津波荷重と余震荷重の組合せにおいては、最大荷重が同時に作



用する可能性は小さいことから、津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し、津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお、津波により浸水している状態においては、5.10.3 で示すように、最大流速による漂流物荷重は作用する可能性が小さいと考えられるが、十分な余裕を有した設定とするために、これを考慮する。

表 5.10-1 に荷重の組合せの考え方を示す。津波防護施設である防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に作用する荷重の組合せによる水平力のイメージ図を、図 5.10-1～図 5.10-3 に示す。なお、荷重の比較に当たっては、線土構造であり、海側から作用する津波荷重及び漂流物荷重に対して構造上厳しくなることを踏まえ、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を対象とする。

表 5.10-1 荷重の組合せの考え方

組合せ	津波荷重	余震荷重	漂流物荷重	備考
津波荷重 ＋余震荷重	波力 (最大波高)	慣性力＋動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重どうしの組合せ (図 5.10-1)
津波荷重 ＋漂流物荷重	波力 (最大波高)	—	漂流物荷重 (最大流速)	最大荷重どうしの組合せ (図 5.10-2)
津波荷重 ＋余震荷重 ＋漂流物荷重	静水圧 (最大浸水深さ)	慣性力＋動水圧 (最大加速度)	漂流物荷重 (最大流速)	津波により浸水している状態での余震を想定 (図 5.10-3)



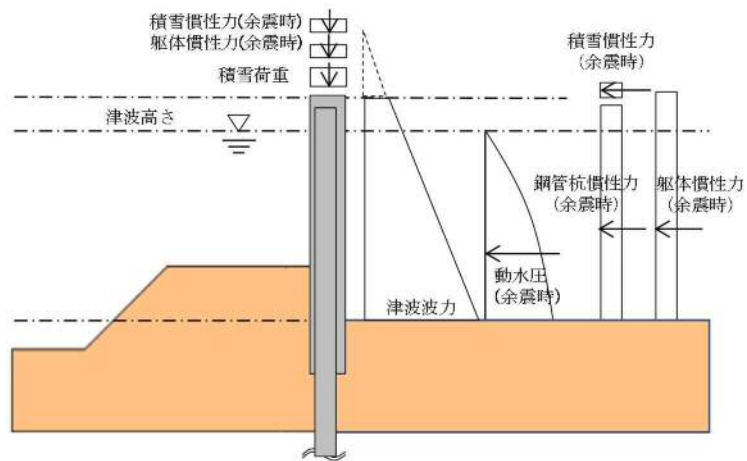


図 5.10-1 津波荷重＋余震荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

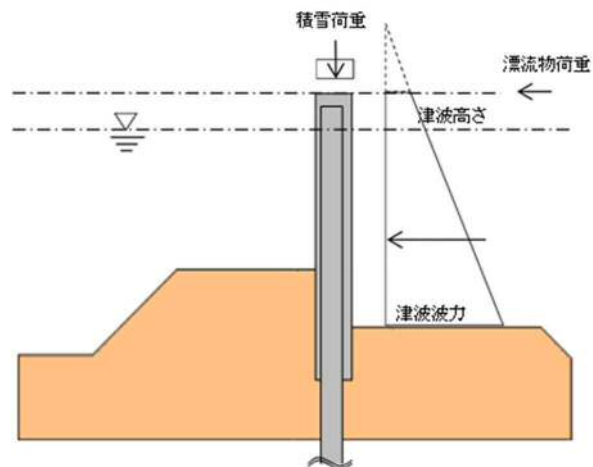


図 5.10-2 津波荷重＋漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

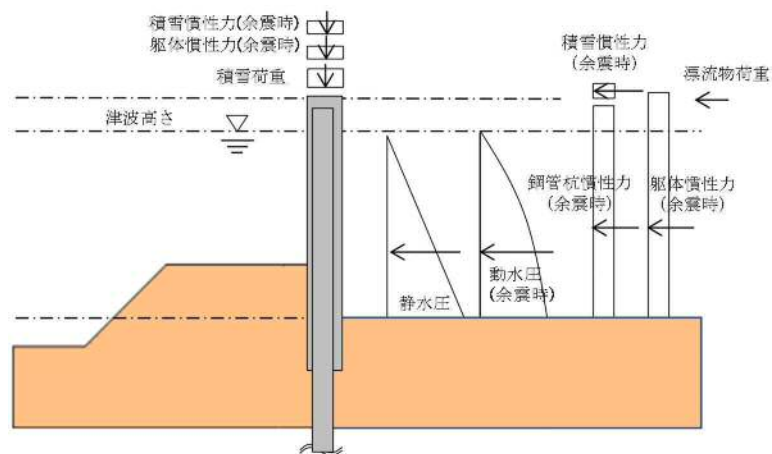


図 5.10-3 津波荷重＋余震荷重＋漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)



#### 5.10.5 津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重の組合せの取り扱いについて

津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重を組み合わせた荷重は，津波荷重（最大荷重）と余震荷重（最大荷重）を組み合わせた荷重又は津波荷重（最大荷重）と漂流物荷重（最大荷重）を組み合わせた荷重に包絡されることを確認する。



## 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について

### 5.10.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は、各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。

本資料においては、各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで、評価対象断面の妥当性について説明する。

第 5.10.1-1 表に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

第 5.10.1-1 表 各構造物の断面選定結果一覧

構造物	選定断面	選定理由
防潮堤（鋼製防護壁）	A－A	縦断方向断面のうち、鋼製防護壁中心位置の断面
	B－B	横断方向断面のうち、北側地中連続壁中心位置の断面
	C－C	横断方向断面のうち、南側地中連続壁中心位置の断面
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）	E－E	防潮壁縦断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面
	F－F	防潮壁横断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面
	G－G	防潮壁横断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面 （防潮扉の検討断面）
	H－H	防潮壁縦断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面 （防潮扉の検討断面）
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））	①－①	防潮壁横断方向断面のうち、躯体中心位置の断面
	②－②	防潮壁縦断方向断面のうち、防潮壁中心位置の断面
	③－③	防潮壁縦断方向断面のうち、放水路ゲート位置の断面
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	断面①	I 区間のうち、地盤変位及び鋼管杭の曲げモーメントが大きい断面
	断面②	II 区間のうち、地盤変位及びせん断ひずみが大きい断面
	断面③	III 区間のうち、津波波圧が大きい断面
	断面④	IV 区間のうち、地盤変位及び鋼管杭の曲げモーメントが大きい断面
	断面⑤	V 区間のうち、岩盤上面の傾斜角が最も大きい断面
貯留堰	EW-1	第四紀層が厚い断面（護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討断面）
	EW-2	第四紀層が厚い断面（貯留堰本体の検討断面）
	NS-1	第四紀層が厚い断面（護岸接続部の検討断面）
防潮扉	A－A	防潮扉横断方向断面のうち、躯体中心位置の断面
	B－B	防潮扉縦断方向断面のうち、扉体位置の断面
構内排水路逆流防止設備（集水枡）	I-2	津波の影響が大きく、せん断ひずみ及び鋼管杭の曲げモーメントが大きくなる断面



### 5.10.2 防潮堤（鋼製防護壁）

鋼製防護壁の平面図位置図を図 5.10.2-1 に、構造図を図 5.10.2-2 に、断面図を図 5.10.2-3 に示す。

鋼製防護壁は、幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は、鋼製防護壁アンカーによって剛結合され、上部構造からの引抜き力、せん断力を基礎上部の頂版鉄筋コンクリートに伝達することで一体構造として挙動する。

地中連続壁基礎の耐震性は、堤軸方向及び堤軸直交方向断面に対して地盤と構造物の連成モデルによる 2 次元有効応力解析を実施し、構造物の健全性及び支持性能について評価する。鋼製防護壁の耐震性は、南北それぞれの地中連続壁基礎との結合部に時刻歴応答を入力する 3 次元動的解析を実施し、構造物の健全性について評価する。

一方、津波に対する評価は、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を一体でモデル化した 3 次元フレームモデルを用いた応答変位法により実施する。

また、鋼製防護壁底部と既設の取水構造物の間には、津波時の浸水を防護する観点から底部止水機構を設置する。

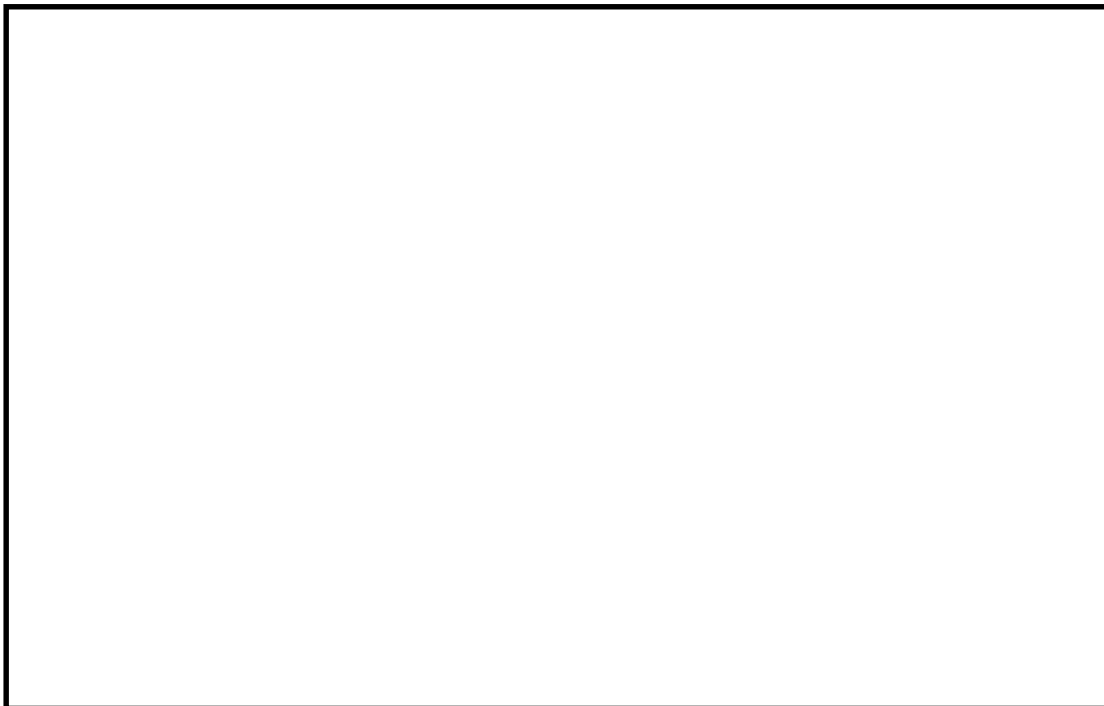


図 5.10.2-1 鋼製防護壁平面配置図



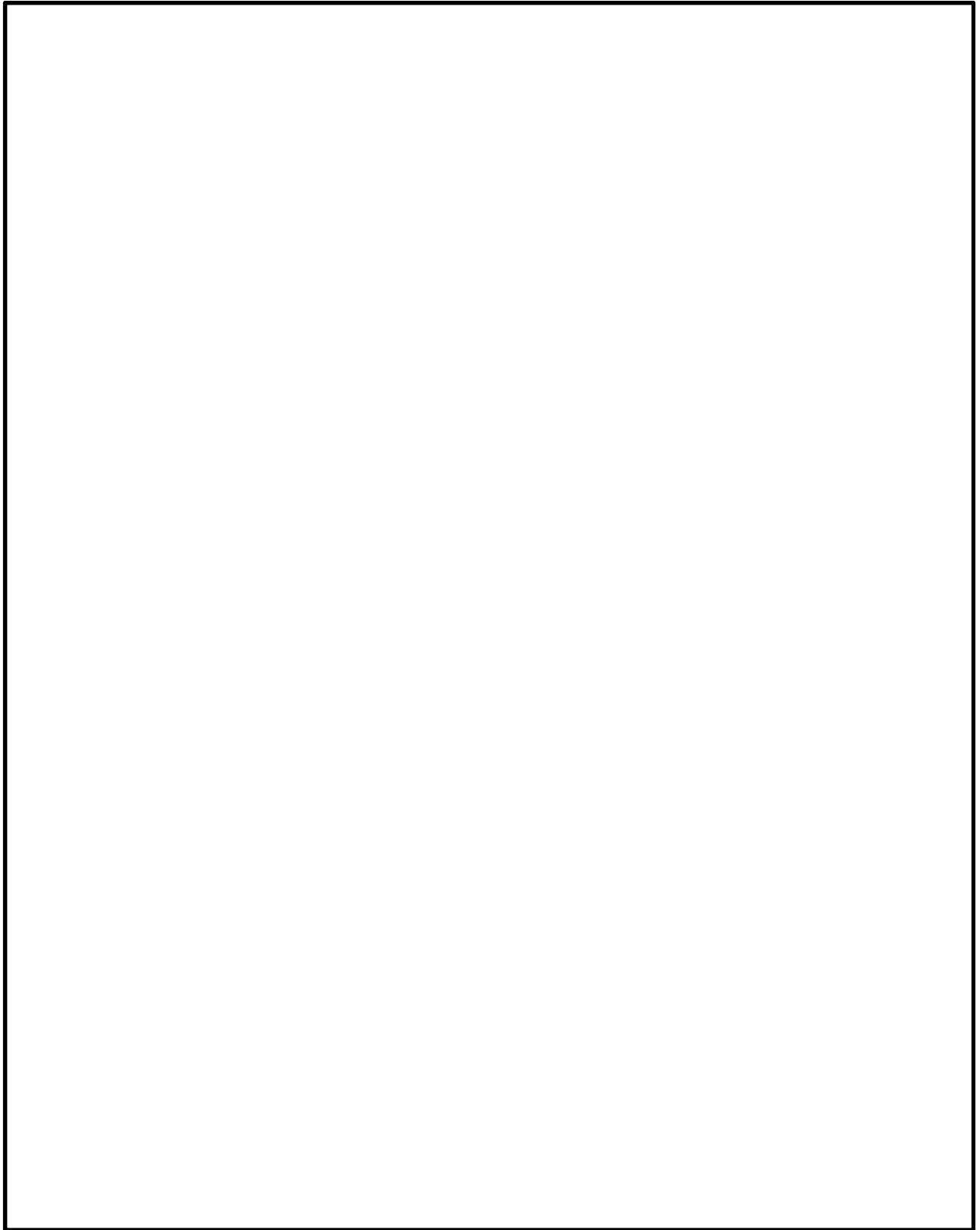


図 5.10.2-2 鋼製防護壁構造図



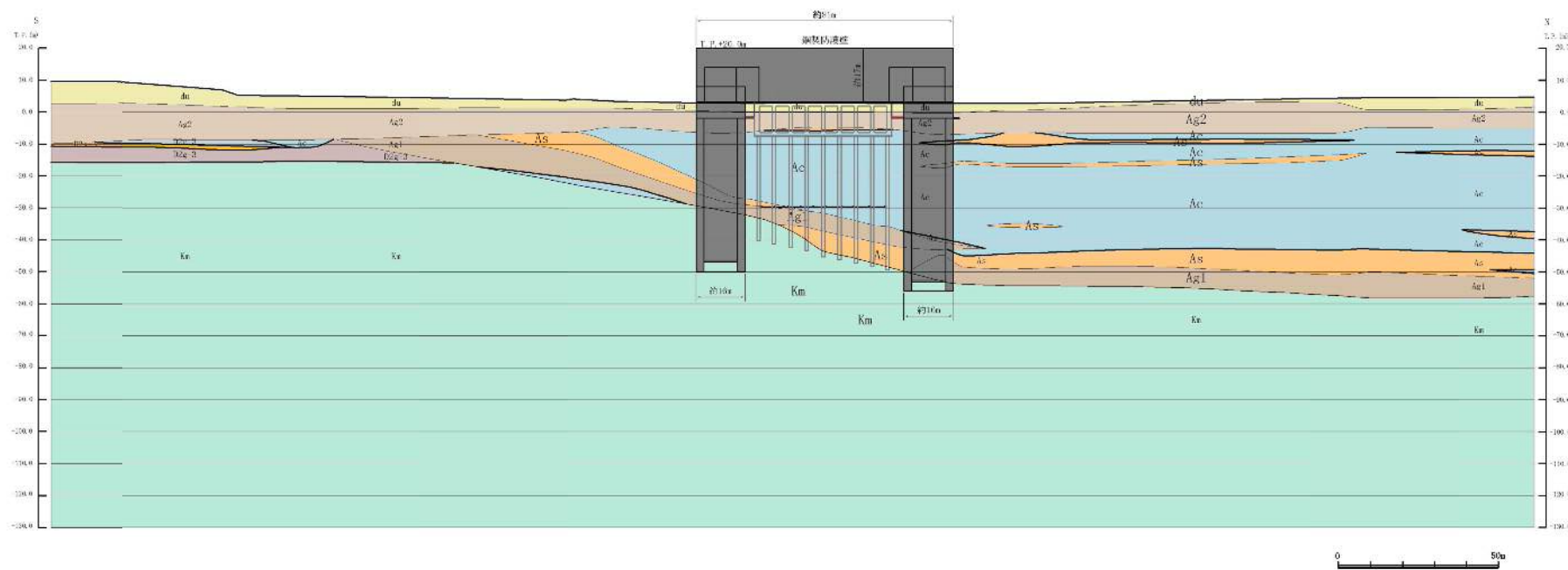


図 5.10.2-3(1) 鋼製防護壁断面図(A-A断面)



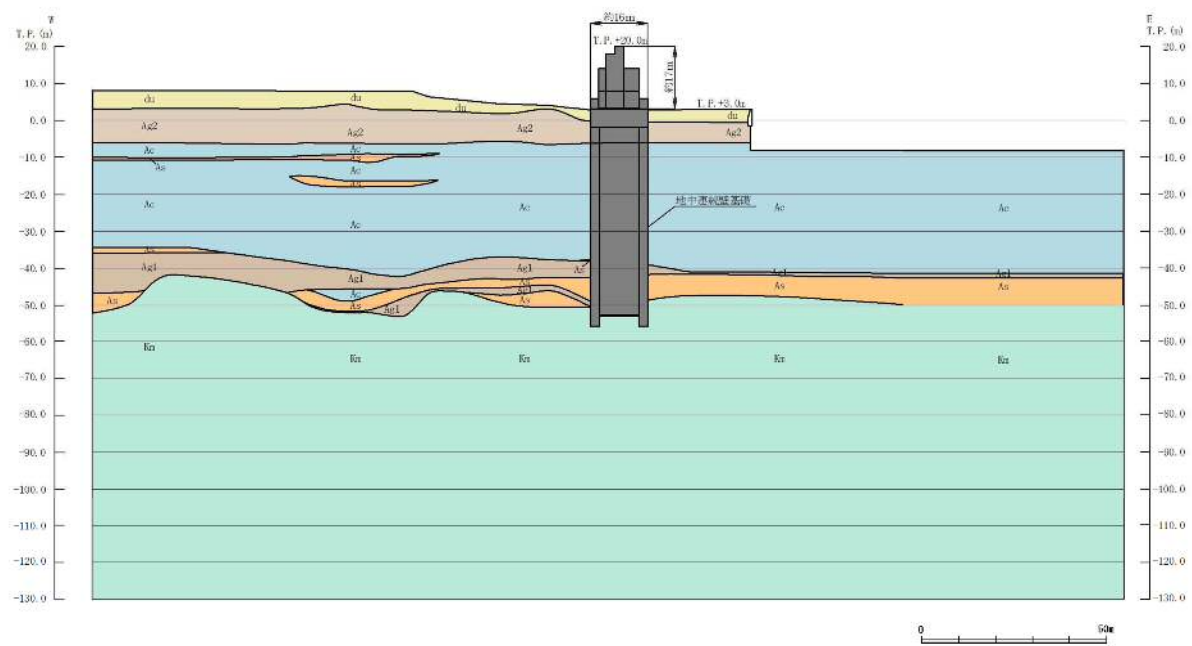


図 5.10.2-3(2) 鋼製防護壁断面図(B-B断面)

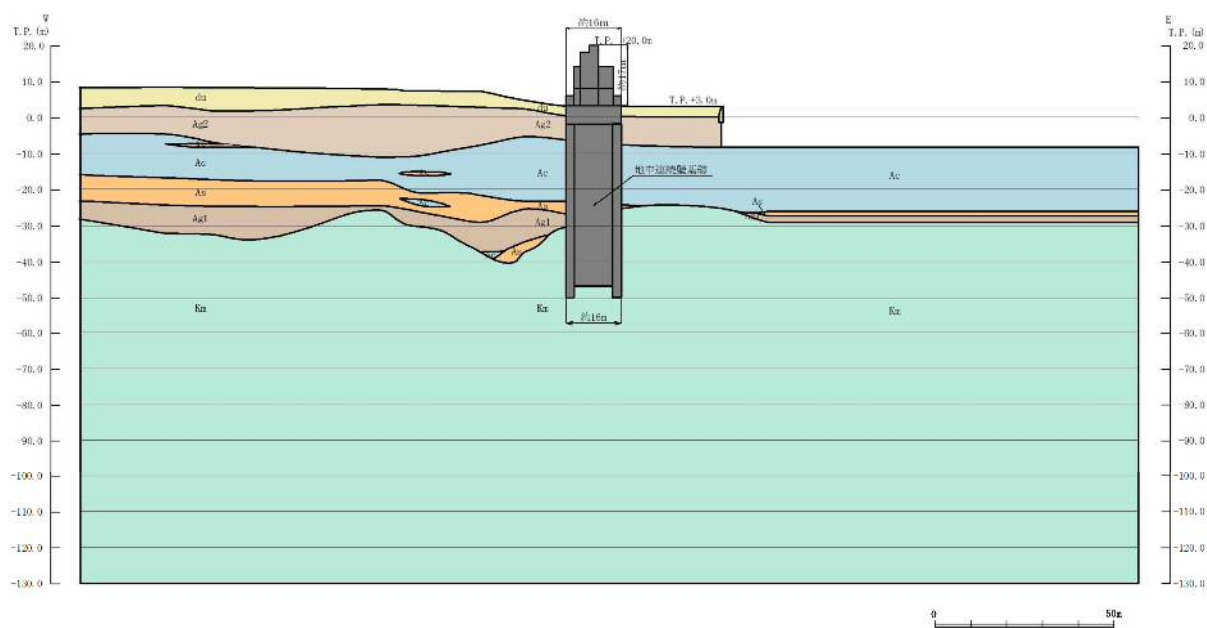


図 5.10.2-3(3) 鋼製防護壁断面図(C-C断面)



(1) 評価候補断面の整理

評価候補断面の特徴を表 5.10.2-1 に示す。

鋼製防護壁の地中連続壁基礎は、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。鋼製防護壁周辺の地質は、岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四紀層が堆積している。

A-A断面は縦断方向の断面であり、上部構造について相対的に断面係数が大きいことから強軸断面方向となる。

B-B断面は北側基礎を通る横断方向断面、C-C断面は南側基礎を通る横断方向断面であり、北側のB-B断面は南側のC-C断面と比較して第四紀層が厚く、地中連続壁基礎の下端深度が深い。



表 5. 10. 2－1 鋼製防護壁評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A－A	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼製防護壁の強軸断面方向である。</li> <li>・ 南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ傾斜し，その上部に第四紀層が堆積している。	底部止水機構
B－B	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>・ 南側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が深い。</li> </ul>	第四紀層が厚い。	底部止水機構
C－C	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>・ 北側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が浅い。</li> </ul>	第四紀層が薄い。	底部止水機構



(2) 評価対象断面の選定

鋼製防護壁の上部構造は、相対的に断面係数が大きい縦断方向が強軸断面方向となる。

一方、地中連続壁基礎は取水構造物を挟んで南側北側それぞれに設置されており、平面形状が正方形で、弱軸断面方向が明確でない。また、北側と南側で下端深度及び地盤条件が異なる。

鋼製防護壁は、南側と北側で地中連続壁基礎下端の深度が異なるので、地中連続壁基礎の上に設置する鋼製防護壁（上部構造）はその深度の違いを考慮する必要がある。したがって、鋼製防護壁の耐震評価においては、縦断方向（堤軸方向）1 断面（A－A断面）及び南北基礎の横断方向（堤軸に対して直交する方向）2 断面（B－B断面，C－C断面）を評価対象断面とする。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 2－2 に示す。



表 5.10.2-2 鋼製防護壁評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
A-A	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁の強軸断面方向である。</li> <li>南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ傾斜し、その上部に第四紀層が堆積している。	底部止水機構	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。</li> <li>下部構造の弱軸断面方向が明確でない。</li> </ul> <p>以上より、評価対象断面とする。</p>
B-B	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>南側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が深い。</li> </ul>	第四紀層が厚い。	底部止水機構	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造の弱軸断面方向である。</li> <li>南側と北側では地中連続壁基礎の下端の深度が異なる。</li> <li>地中連続壁基礎の下端深度が深いため、基礎の変位はC-C断面より大きくなる。</li> </ul> <p>以上より、評価対象断面とする。</p>
C-C	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>北側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が浅い。</li> </ul>	第四紀層が薄い。	底部止水機構	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造の弱軸断面方向である。</li> <li>鋼製防護壁（上部構造）を設置する地中連続基礎の下端深度は南側と北側で異なることを考慮する必要がある。</li> </ul> <p>以上より、評価対象断面とする。</p>

○：耐震評価を実施



### 5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）

鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を図 5.10.3-1 に、構造図を図 5.10.3-2 に、断面図を図 5.10.3-3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁は、1 ブロックの縦断方向長さ 11 m～20 m 程度、天端高 T.P. +20 m、奥行約 10 m の鉄筋コンクリートの構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）のたて壁と地中連続壁基礎（下部構造）とは、鉄筋コンクリートフーチングを介して一体構造とする。また、北側の鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉 1 を設置する。

地中連続壁基礎の耐震性は、堤軸方向断面及び堤軸直交方向断面に対して地盤と構造物の連成モデルによる 2 次元有効応力解析を実施し、構造物の健全性及び支持性能について評価する。鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）は、たて壁下端を固定端とした片持ち梁で静的震度法により評価する。

一方、津波に対する評価は、鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）と地中連続壁基礎とを一体でモデル化した 3 次元フレームモデルを用いた応答変位法により実施する。

なお、鉄筋コンクリート防潮壁の隅角部は、上部構造が L 字型に屈曲することから、津波荷重を 2 方向から受けることになるため、重畳時において 3 次元フレームモデルにより評価する。



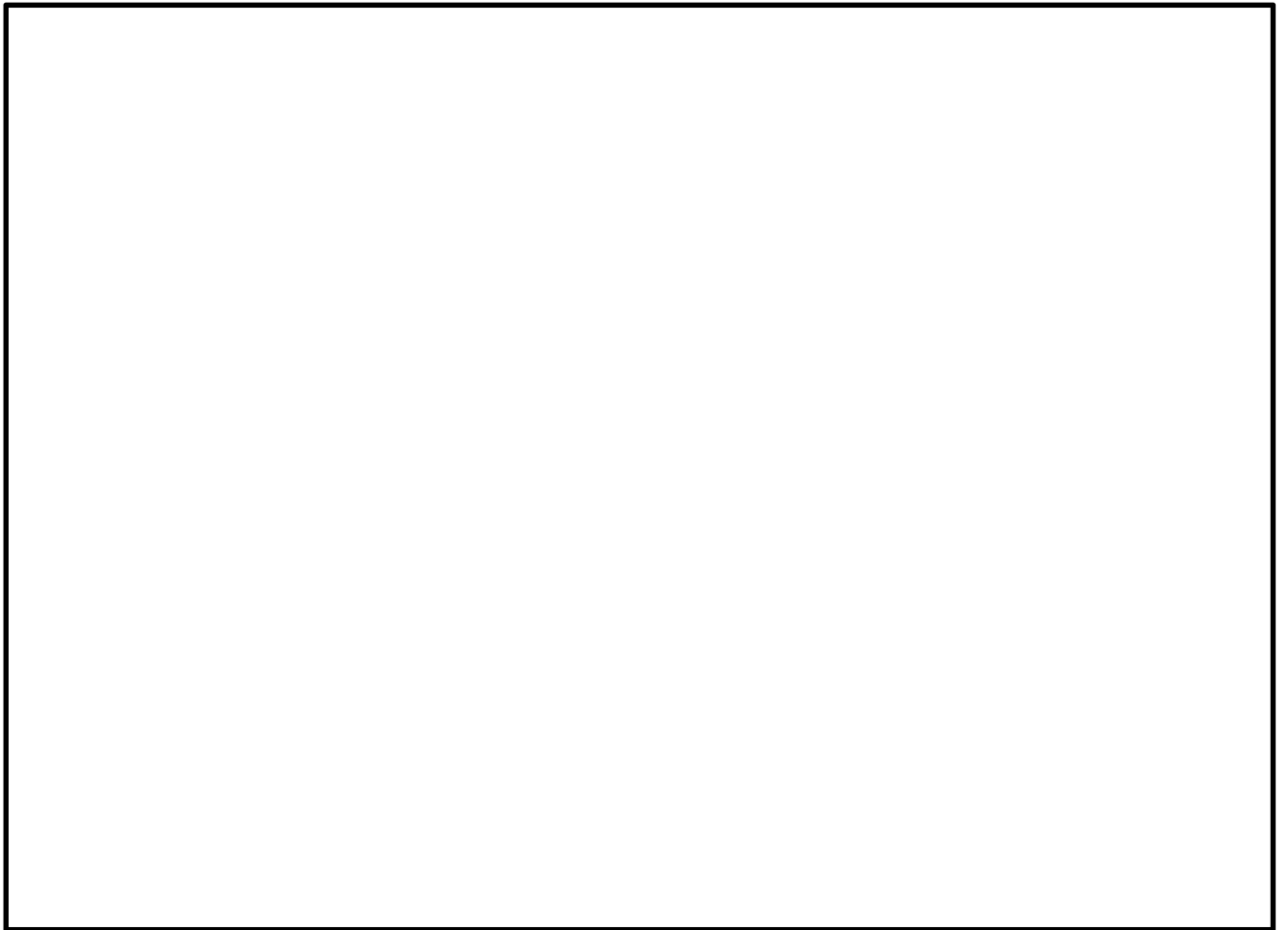
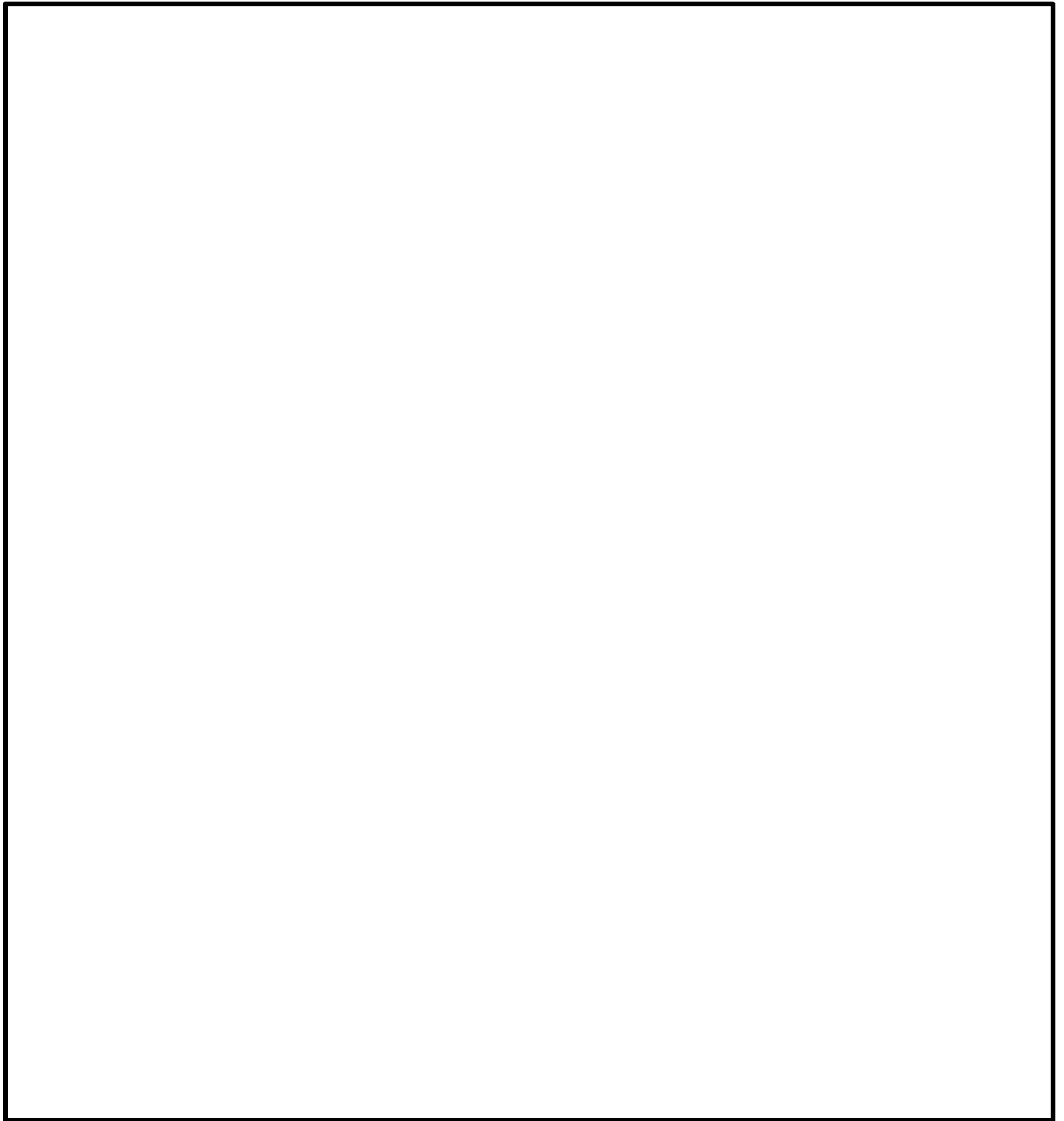


図 5. 10. 3－1 鉄筋コンクリート防潮壁平面配置図





注記 : 仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

図 5. 10. 3－2 鉄筋コンクリート防潮壁構造図



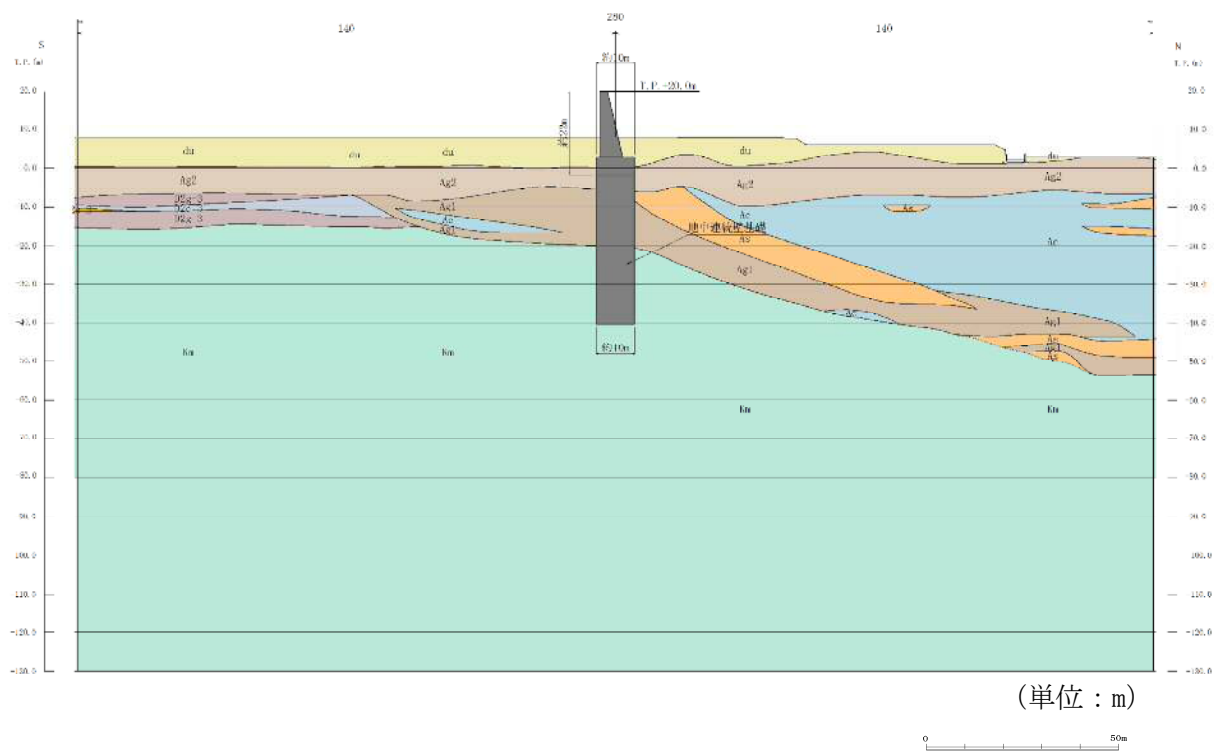


図 5. 10. 3-3(1) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(A-A断面)

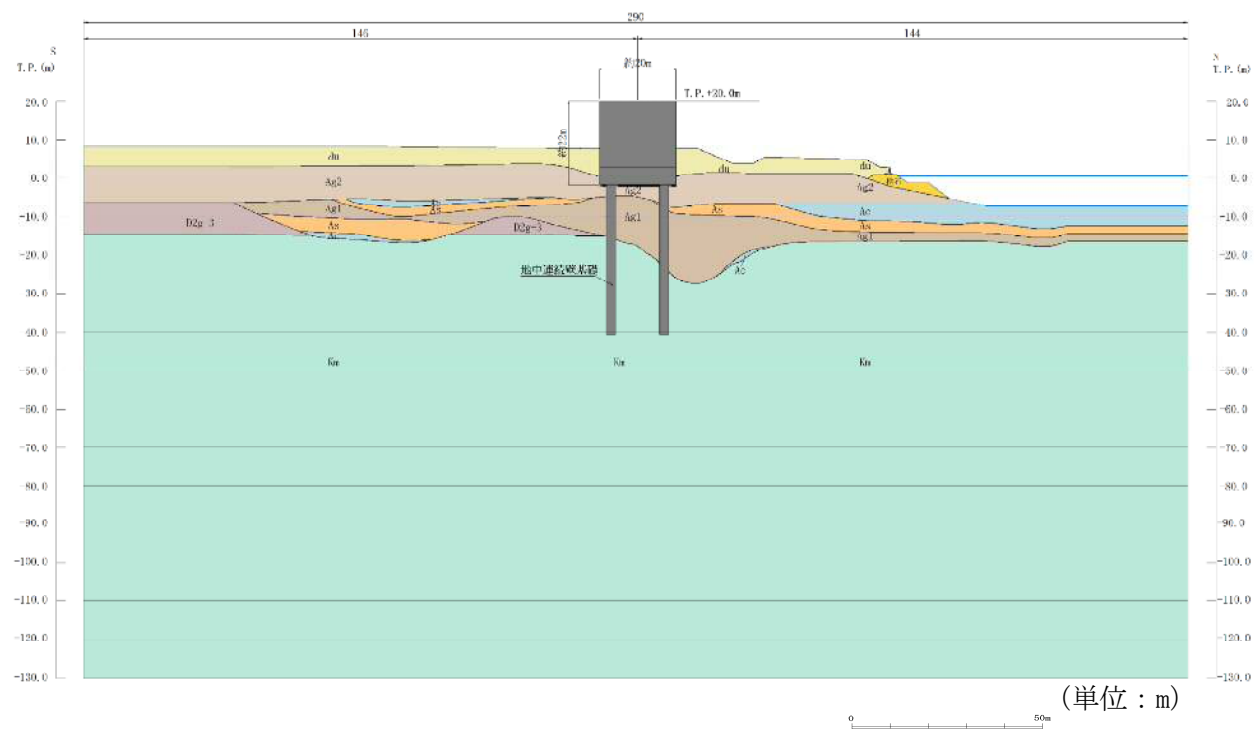


図 5. 10. 3-3 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(B-B断面)



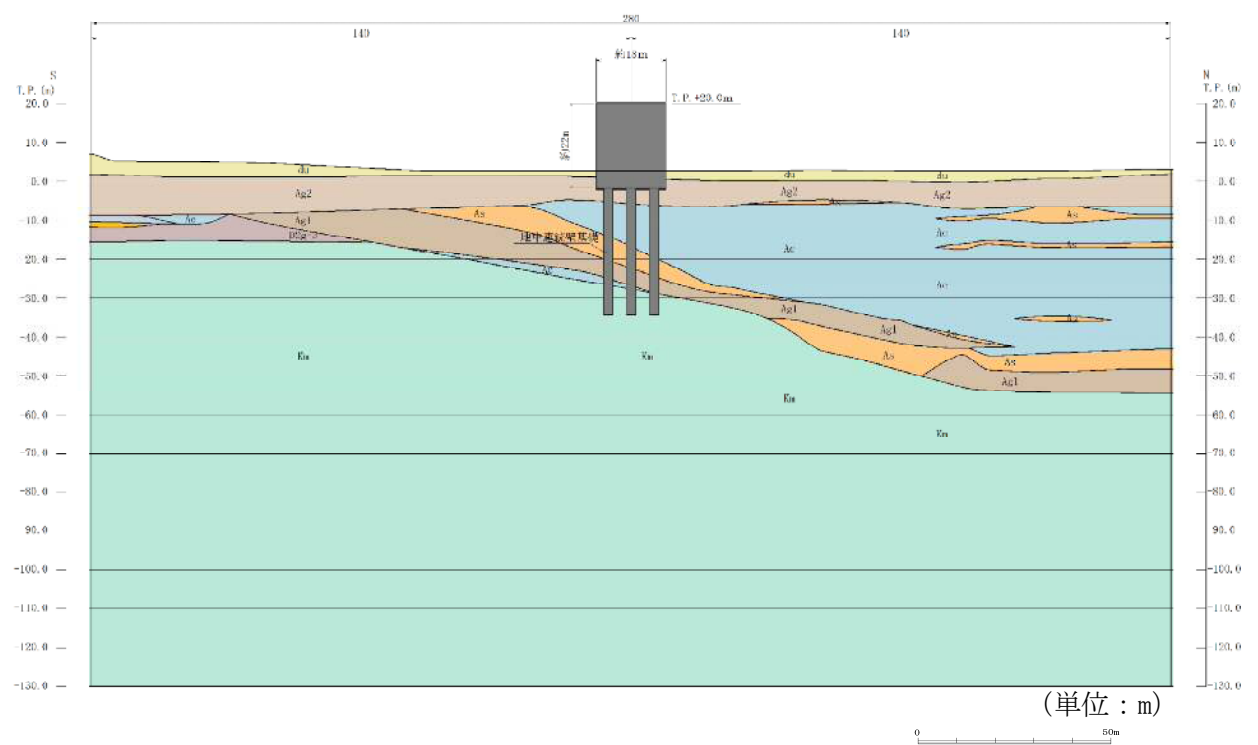


図 5.10.3-3(3) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(C-C断面)

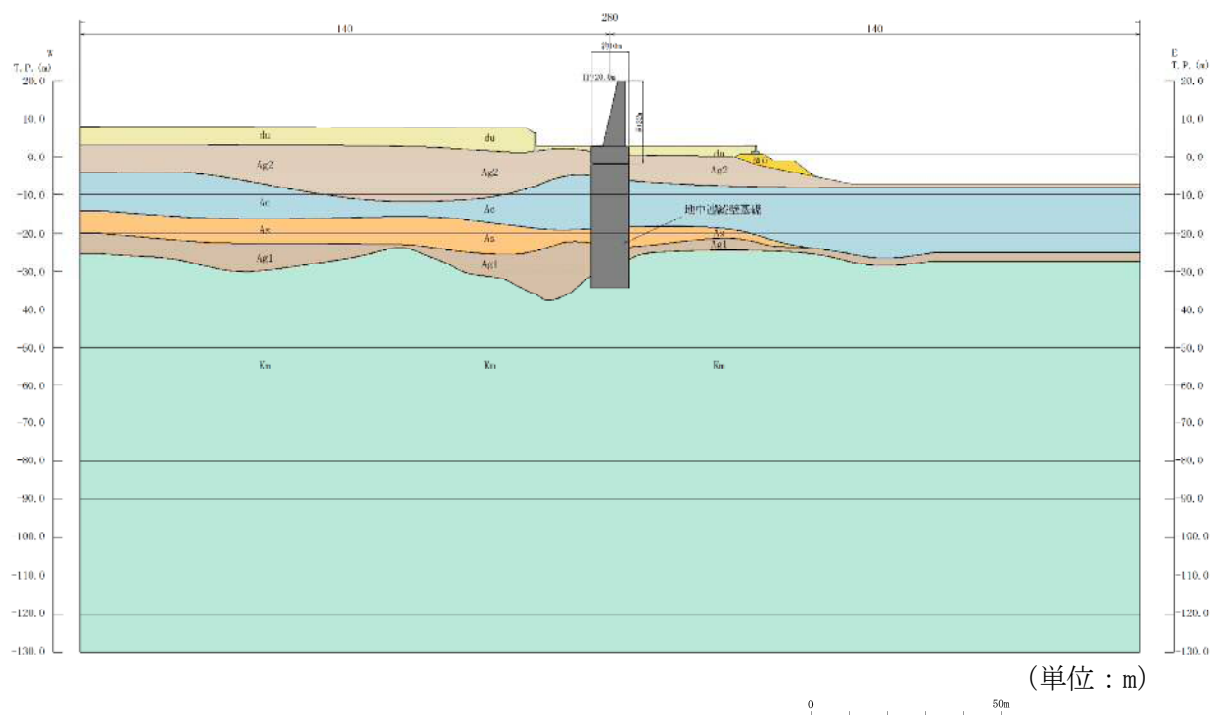


図 5.10.3-3(4) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(D-D断面)



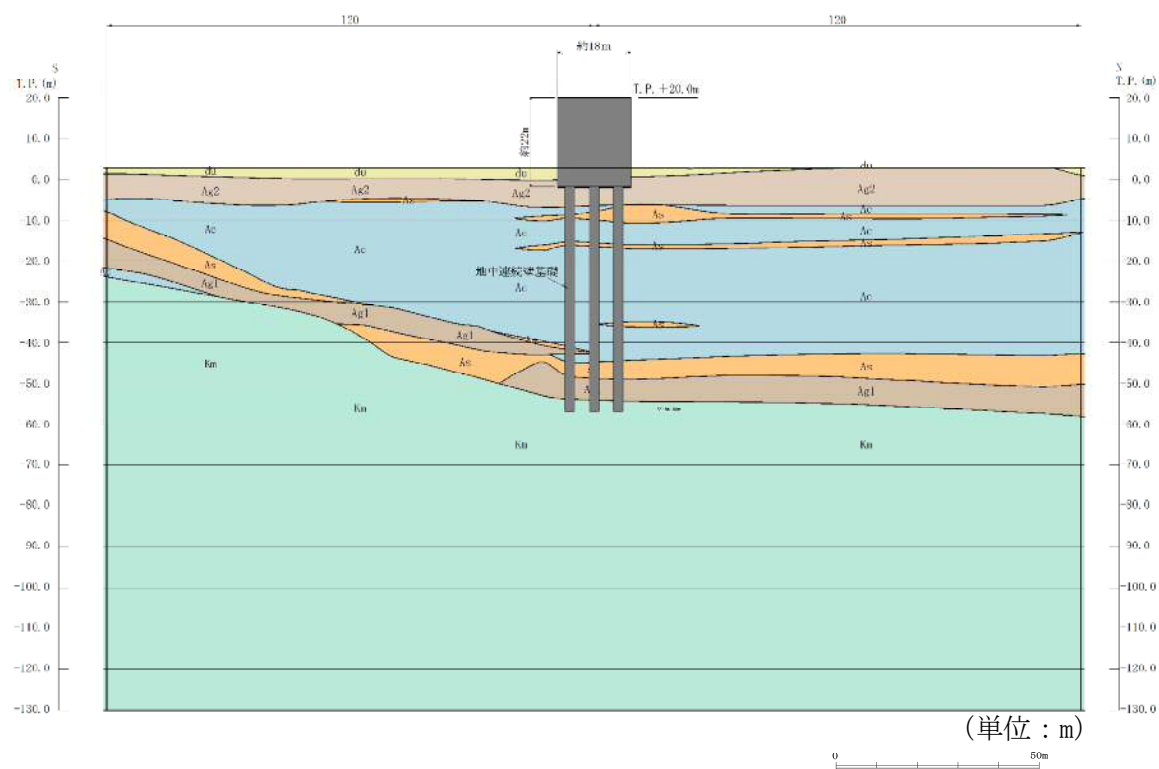


図 5.10.3-3(5) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(E-E断面)

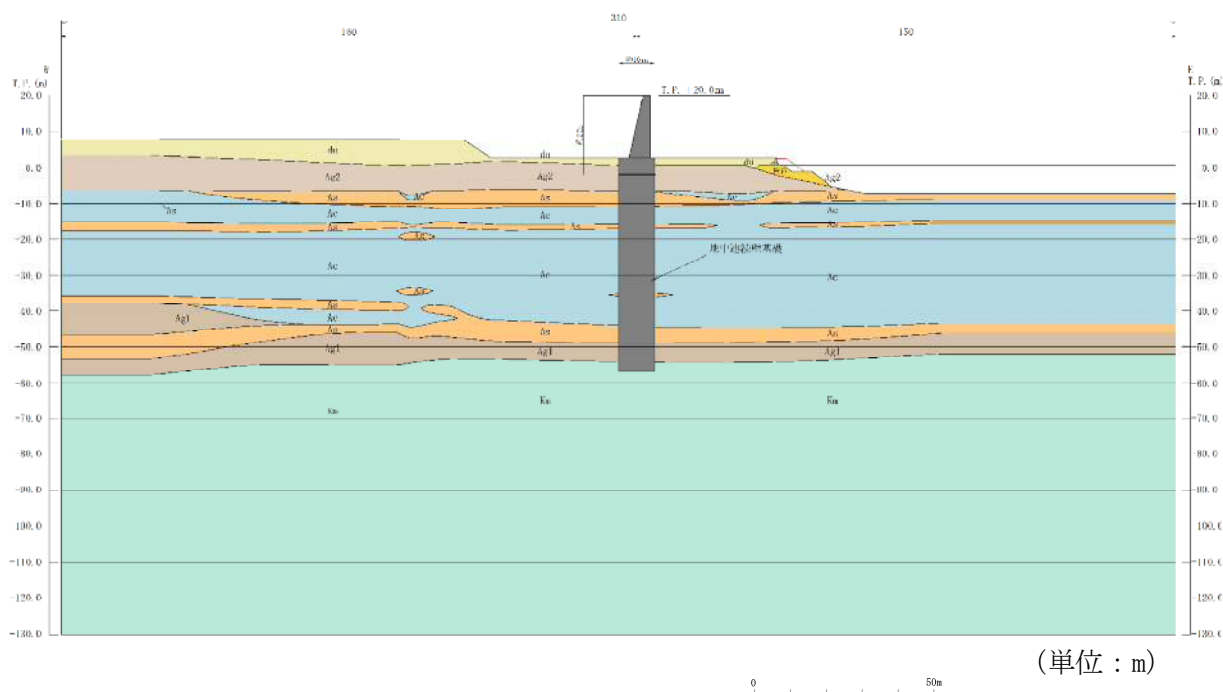


図 5.10.3-3(6) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(F-F断面)



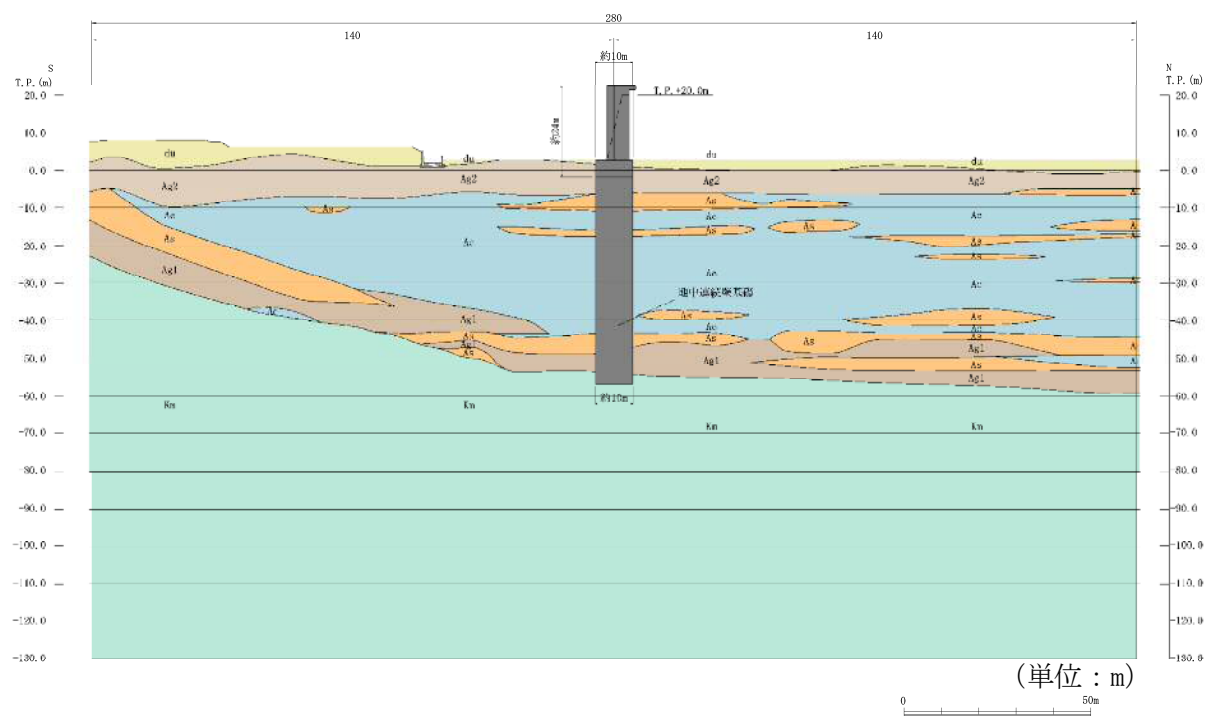


図 5.10.3-3(7) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(G-G断面)

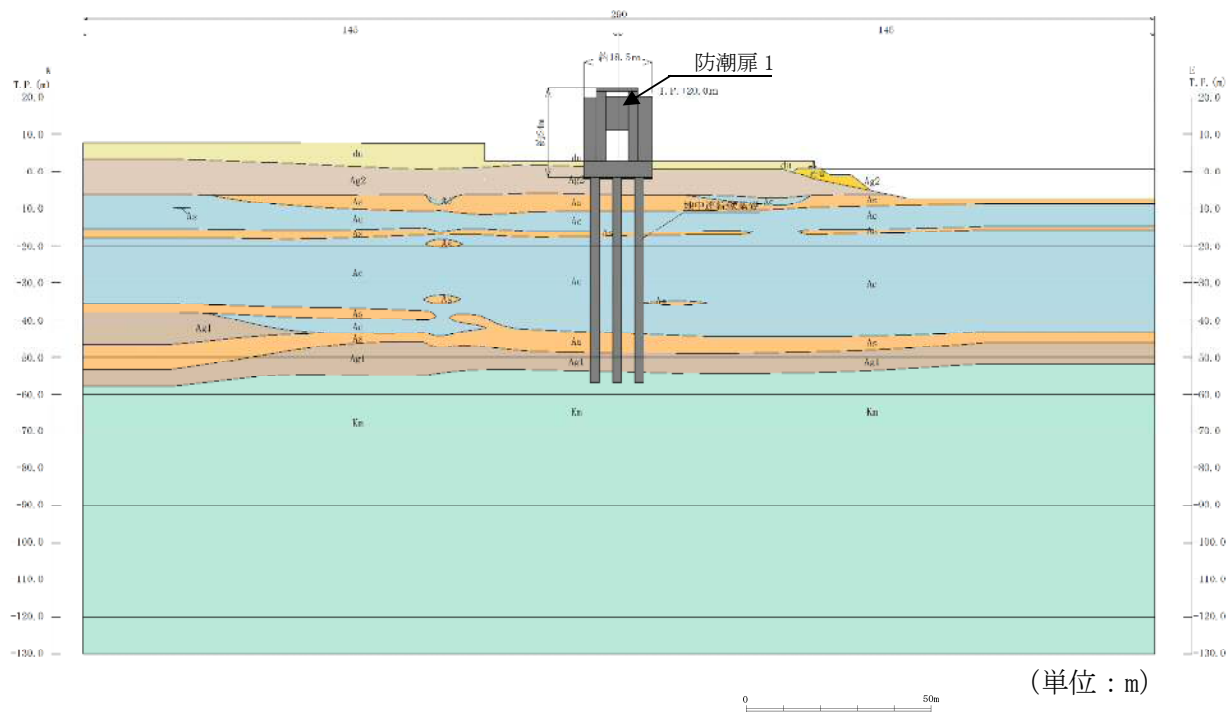


図 5.10.3-3(8) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(H-H断面)



(1) 評価候補断面の整理

鉄筋コンクリート防潮壁の地中連続壁基礎は、岩盤に直接設置する。鉄筋コンクリート防潮壁周辺の地質は、岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四紀層が堆積している。岩盤上面の分布は、南側の東西方向では起伏があり、北側の東西方向では概ね水平成層である。

したがって、取水構造物の南側及び北側それぞれについて、防潮堤の法線方向が汀線方向、汀線直交方向となる範囲毎に評価候補断面を設定する。

評価候補断面の特徴を表 5.10.3-1 に示す。

A-A断面～D-D断面は南側の断面、E-E断面～H-H断面は北側の断面である。

鉄筋コンクリート防潮壁（上部構造）の縦断方向（堤軸方向）の断面（B-B断面、C-C断面、E-E断面、H-H断面）は、加振方向と平行に躯体が連続して配置されるため強軸断面方向となる。一方、地中連続壁基礎は、縦断方向が加振方向と平行に配置される部材の断面係数が小さいことから弱軸断面方向となる。

A-A断面（B-B断面）位置以外の地表面高さは T.P. +3.0 m 程度であるのに対し、A-A断面（B-B断面）位置の地表面高さは T.P. +8.0 m 程度である。A-A断面（B-B断面）位置以外においては、地表上の上部構造の高さが A-A断面（B-B断面）位置と比較して高いことから津波荷重が大きくなる。

なお、C-C断面、D-D断面及びE-E断面、F-F断面にフラップゲートを設置し、G-G断面、H-H断面に防潮扉 1 を設置する。



表 5.10.3-1 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴 (南側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A-A	・ 上部構造の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	—
B-B	・ 下部構造の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	—
C-C	・ 下部構造の弱軸断面方向である。 ・ 地表上の上部構造の高さが高い。 ・ フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	フラップゲート
D-D	・ 上部構造の弱軸断面方向である。 ・ 地表上の上部構造の高さが高い。 ・ フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	フラップゲート

表 5.10.3-1 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴 (北側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
E-E	・ 下部構造の弱軸断面方向である。 ・ 地表上の上部構造の高さが高い。 ・ フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップゲート
F-F	・ 上部構造の弱軸断面方向である。 ・ 地表上の上部構造の高さが高い。 ・ フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップゲート
G-G	・ 上部構造の弱軸断面方向である。 ・ 地表上の上部構造の高さが高い。 ・ 上部構造の重量が重い。 ・ 防潮扉を設置する。	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉
H-H	・ 下部構造の弱軸断面方向である。 ・ 上部構造の重量が重い。 ・ 防潮扉を設置する。	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉



## (2) 評価対象断面の選定

鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造の弱軸断面方向が異なることから、堤軸方向と堤軸直交方向の断面を組み合わせで選定する。

### a. 取水構造物南北位置における地震応答の比較

岩盤上面が南側から北側に傾斜しており、取水構造物の南北で異なる応答となることから、図 5.10.3-4 に示す南側（地点①②）及び北側（③④）において本震時の 1 次元地震応答解析（SHAKE）を実施する。1 次元地震応答解析モデルを図 5.10.3-5 に示す。

1 次元地震応答解析では、地表面から基礎下端間の変位及びひずみ並びに機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度を比較する。表 5.10.3-2 に 1 次元地震応答解析結果の比較を示し、図 5.10.3-6 に深度方向の応答分布図を示す。

変位は岩盤上面の深度に応じて北側（地点③④）が大きく、中でも地点④が最大となる。せん断ひずみの最大レベルは概ね同様であるが、北側（地点③④）の方が第四紀層の堆積厚が厚いことから大きいせん断ひずみが発生する深度の範囲が広く、変位の累積傾向に反映されている。一方、南側（地点①②）では軟弱粘性土層（Ac 層）と砂礫層（Ag1 層）の境界部においてせん断ひずみが集中する傾向にあるものの、北側（地点③④）と比べて変位の深度方向の変化率は同程度であることから、地中連続壁基礎への曲げ作用は南側（地点①②）に比べ変位が 2 倍程度発生している北側（地点③④）の方が大きくなるものと考察される。

地表面最大加速度は北側（地点③④）に比べ南側（地点②）が大きくなる傾向にある。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価においては、地中連続壁基礎の変位が大きくなる北側の断面から選定する。

ただし、機器・配管系への加速度応答抽出に用いる評価対象断面は、地表面最大加速度が大きい地点②の C-C 断面、D-D 断面を選定する。



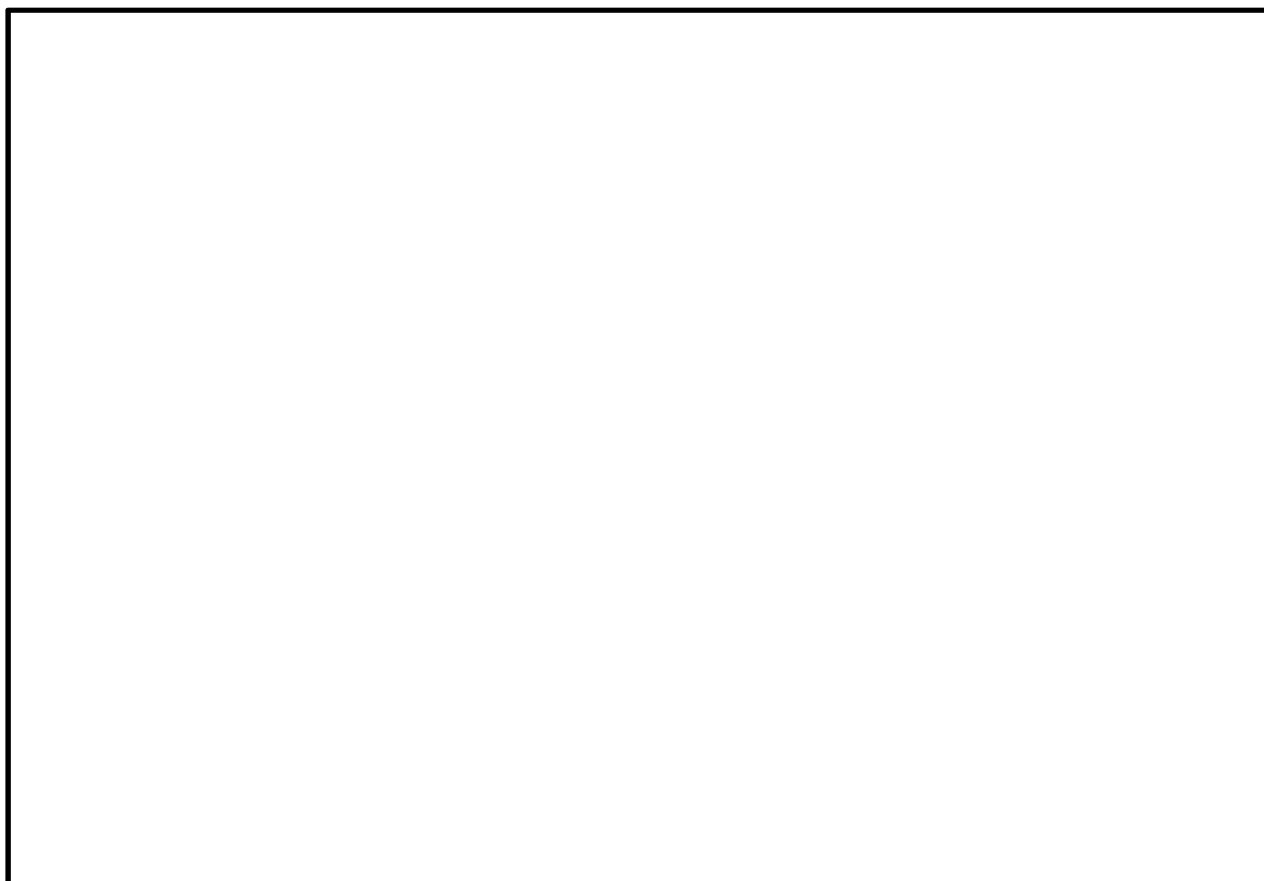
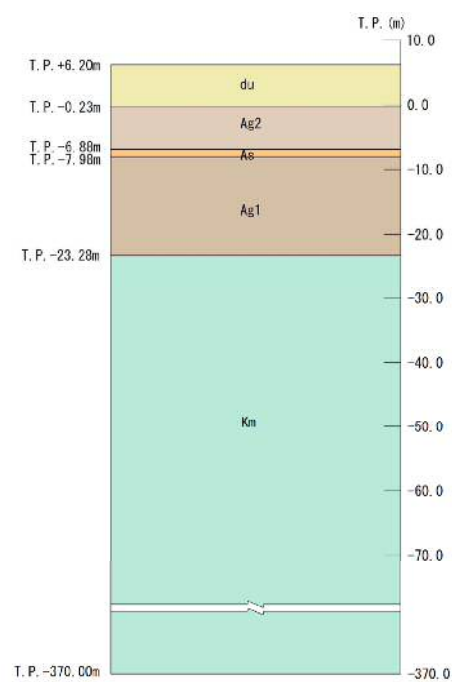
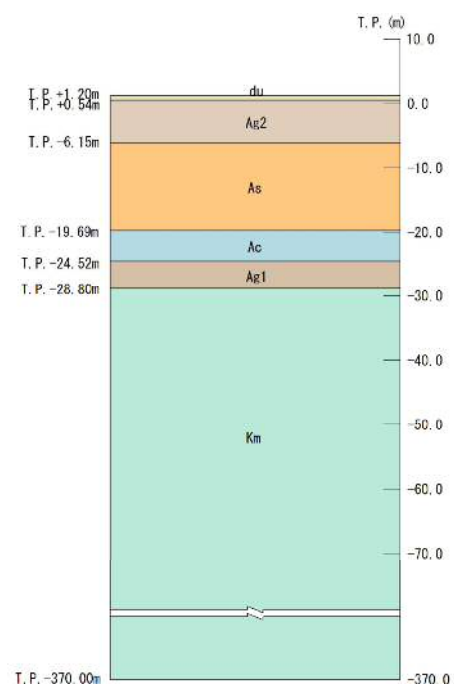


图 5.10.3-4 1 次元地震応答解析実施位置

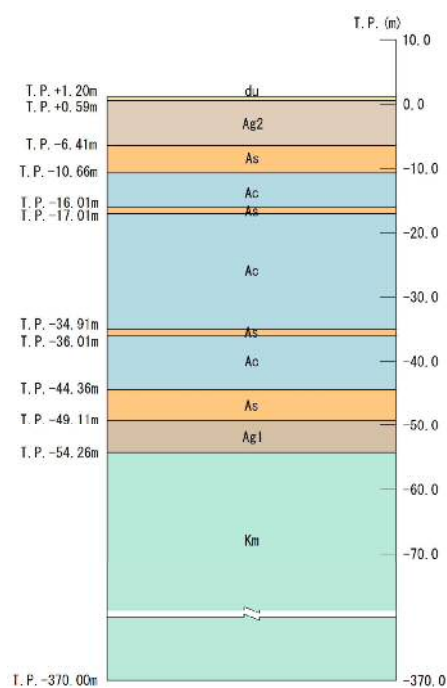




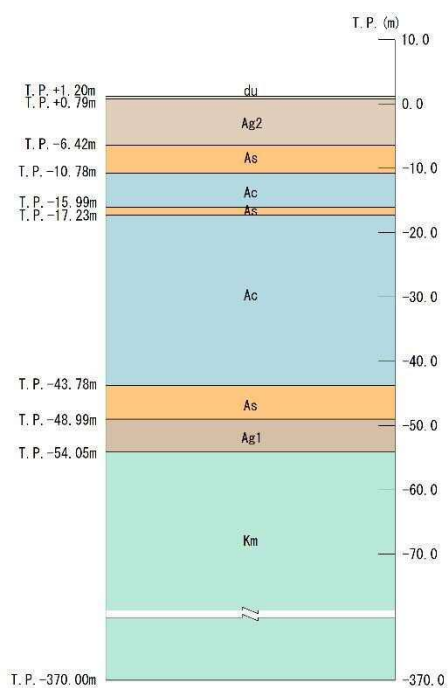
(地点①)



(地点②)



(地点③)



(地点④)

図 5. 10. 3-5 1次元地震応答解析モデル



表 5.10.3-2 (1) 1次元地震応答解析結果の比較  
(地表面－基礎下端間の最大変位 (cm) )

地震動	方向	南側		北側	
		地点①	地点②	地点③	地点④
$S_s-D1$	—	9	7	14	16
$S_s-11$	汀線	2	1	9	9
	汀線直交	3	2	6	6
$S_s-12$	汀線	3	2	13	13
	汀線直交	3	2	8	8
$S_s-13$	汀線	3	2	12	13
	汀線直交	3	2	8	8
$S_s-14$	汀線	3	2	8	8
	汀線直交	2	1	7	8
$S_s-21$	汀線	4	3	11	11
	汀線直交	3	2	7	7
$S_s-22$	汀線	4	3	8	8
	汀線直交	4	3	8	8
$S_s-31$	—	9	7	19	19

注記 : 着色枠は最大値を示す。



表 5.10.3-2 (2) 1次元地震応答解析結果の比較  
(最大せん断ひずみ (%))

地震動	方向	南側		北側	
		地点①	地点②	地点③	地点④
$S_s-D1$	—	0.6	0.7	0.4	0.5
$S_s-11$	汀線	0.1	0.1	0.3	0.3
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
$S_s-12$	汀線	0.2	0.2	0.4	0.4
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
$S_s-13$	汀線	0.1	0.2	0.4	0.4
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
$S_s-14$	汀線	0.1	0.2	0.2	0.2
	汀線直交	0.1	0.1	0.2	0.2
$S_s-21$	汀線	0.3	0.3	0.4	0.4
	汀線直交	0.2	0.2	0.2	0.2
$S_s-22$	汀線	0.3	0.3	0.3	0.2
	汀線直交	0.3	0.3	0.2	0.2
$S_s-31$	—	0.6	0.7	0.7	0.7

注記 : 着色枠は最大値を示す。



表 5.10.3-2 (3) 1次元地震応答解析結果の比較  
(最大せん断ひずみ発生時刻における地表面－基礎下端間の最大変位 (cm) )

地震動	方向	南側		北側	
		地点①	地点②	地点③	地点④
$S_s-D1$	—	9	7	13	15
$S_s-11$	汀線	1	1	8	9
	汀線直交	3	2	6	6
$S_s-12$	汀線	3	2	13	13
	汀線直交	3	2	7	8
$S_s-13$	汀線	3	2	12	13
	汀線直交	3	2	5	5
$S_s-14$	汀線	2	2	8	8
	汀線直交	2	1	7	7
$S_s-21$	汀線	4	3	10	10
	汀線直交	3	2	7	7
$S_s-22$	汀線	4	2	6	7
	汀線直交	4	3	4	4
$S_s-31$	—	9	7	19	19

注記 : 着色枠は最大値を示す。

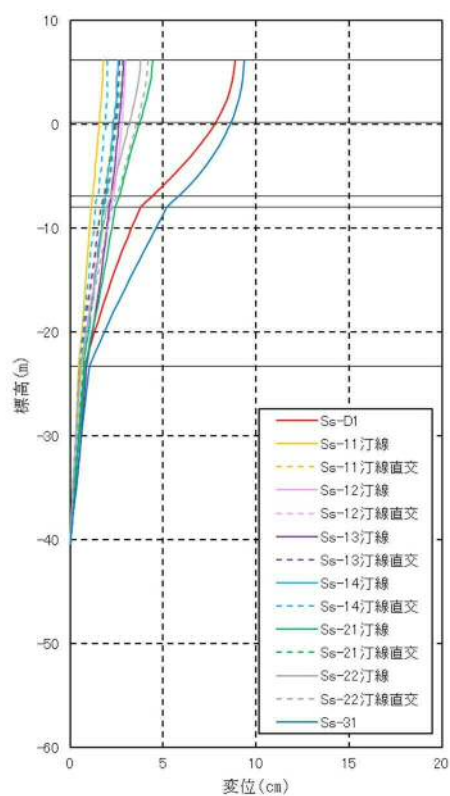


表 5.10.3-2 (4) 1次元地震応答解析結果の比較  
(機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度 (cm/s<sup>2</sup>))

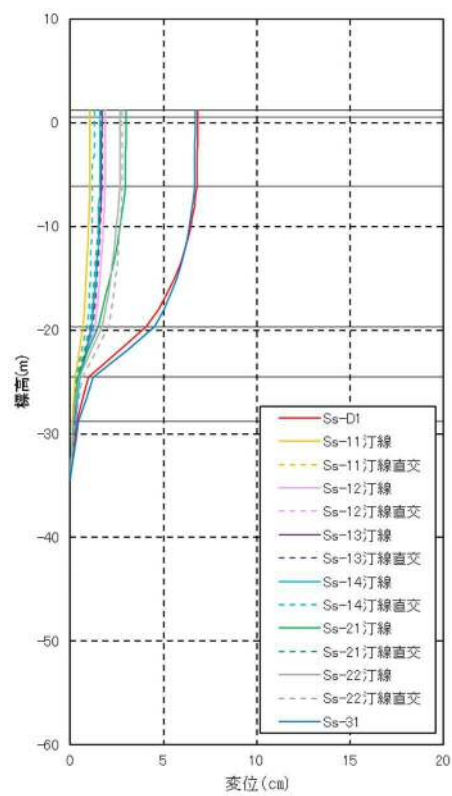
地震動	方向	南側	北側	
		地点②	地点③	地点④
S <sub>s</sub> -D1	—	600	458	441
S <sub>s</sub> -1 1	汀線	302	212	200
	汀線直交	347	274	269
S <sub>s</sub> -1 2	汀線	325	307	300
	汀線直交	294	269	267
S <sub>s</sub> -1 3	汀線	343	283	277
	汀線直交	303	275	273
S <sub>s</sub> -1 4	汀線	314	257	252
	汀線直交	261	225	226
S <sub>s</sub> -2 1	汀線	578	432	425
	汀線直交	444	321	317
S <sub>s</sub> -2 2	汀線	511	365	363
	汀線直交	455	433	428
S <sub>s</sub> -3 1	—	524	540	532

注記 : 着色枠は最大値を示す。

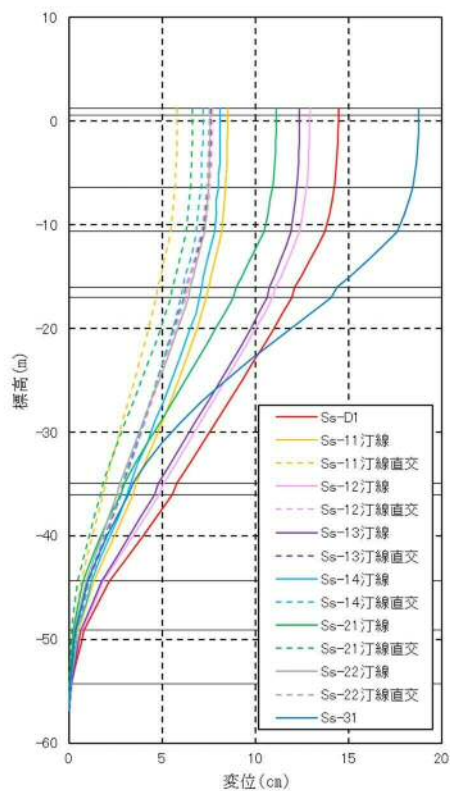




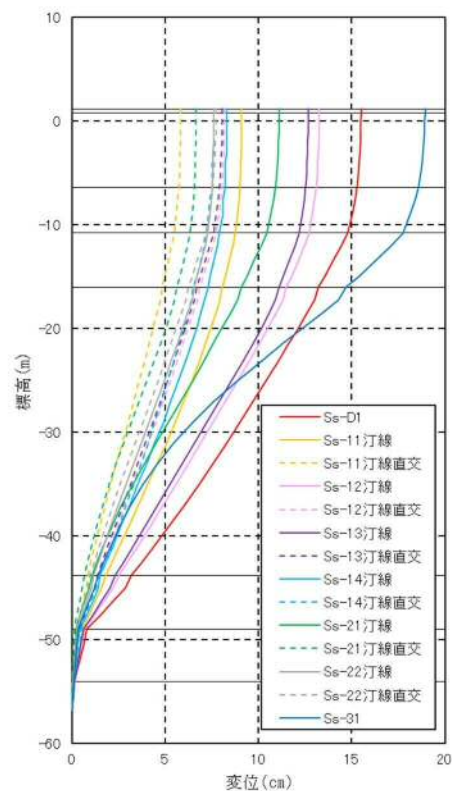
(地点①)



(地点②)



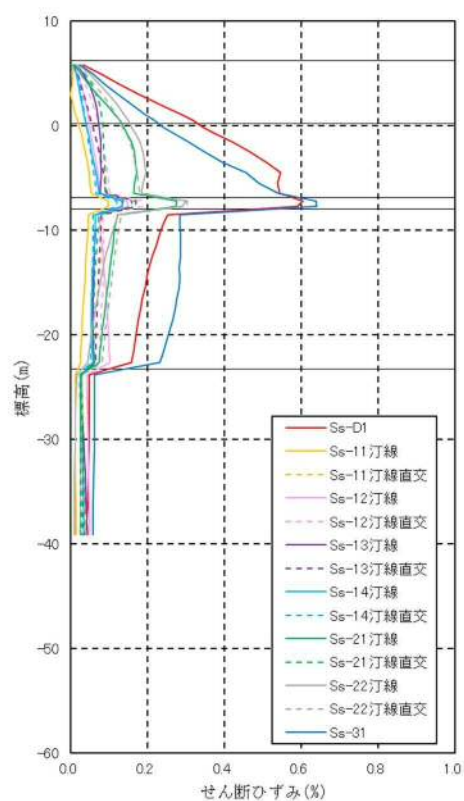
(地点③)



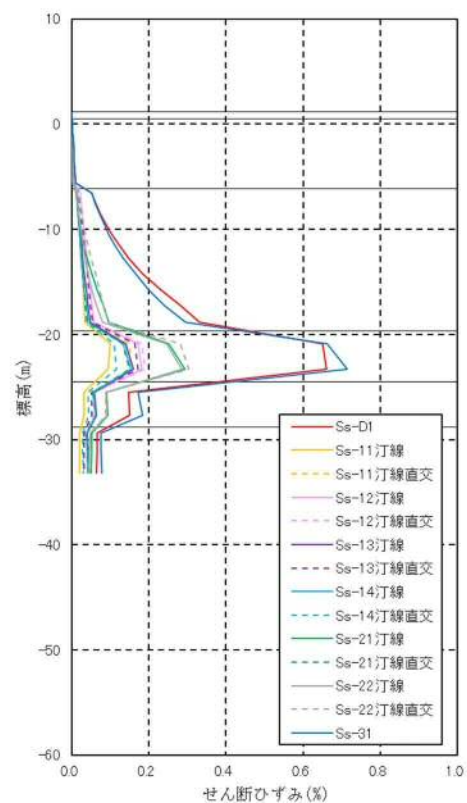
(地点④)

図 5.10.3-6 (1) 地表面－基礎下端間の最大変位発生時刻における変位の深度分布

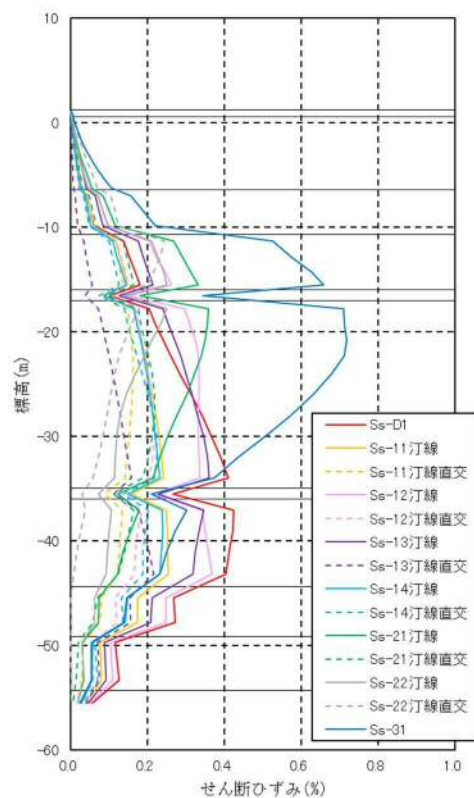




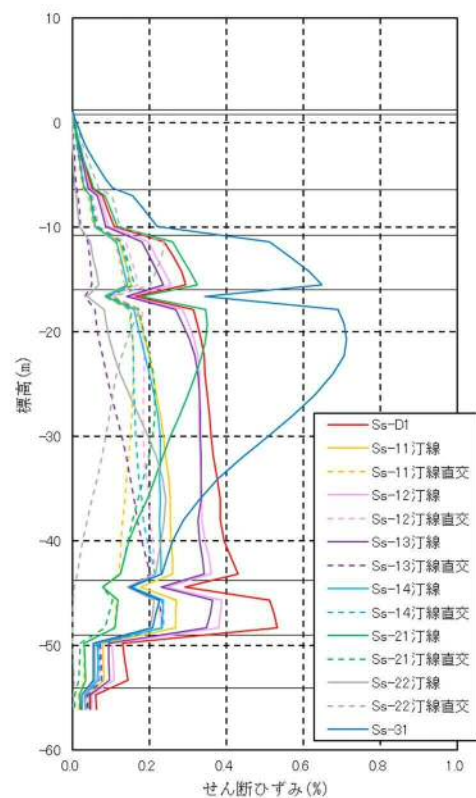
(地点①)



(地点②)



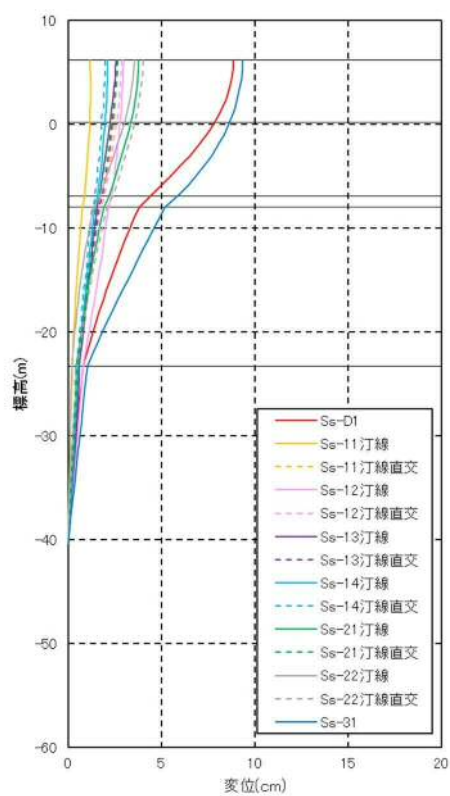
(地点③)



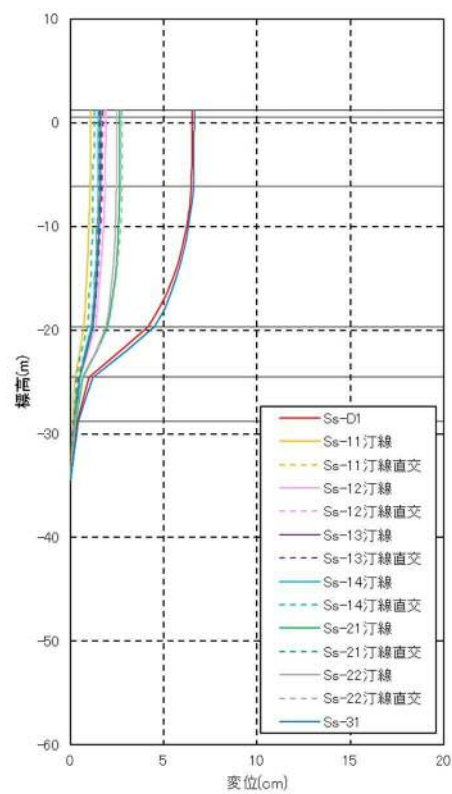
(地点④)

図 5. 10. 3-6 (2) 最大せん断ひずみ発生時刻におけるせん断ひずみの深度分布

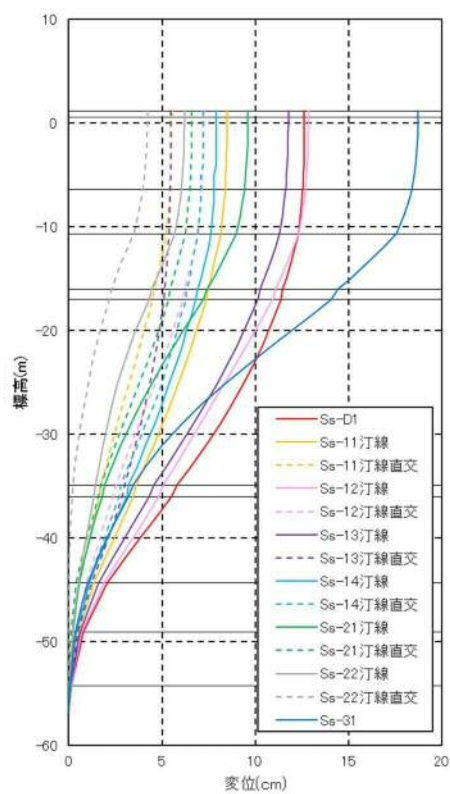




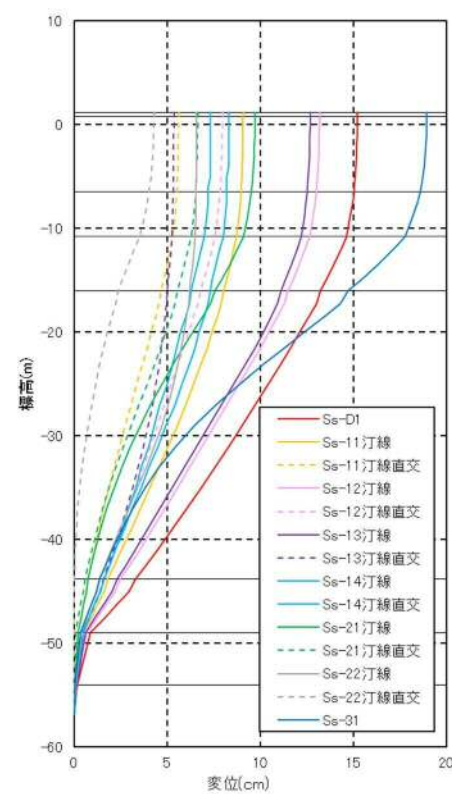
(地点①)



(地点②)



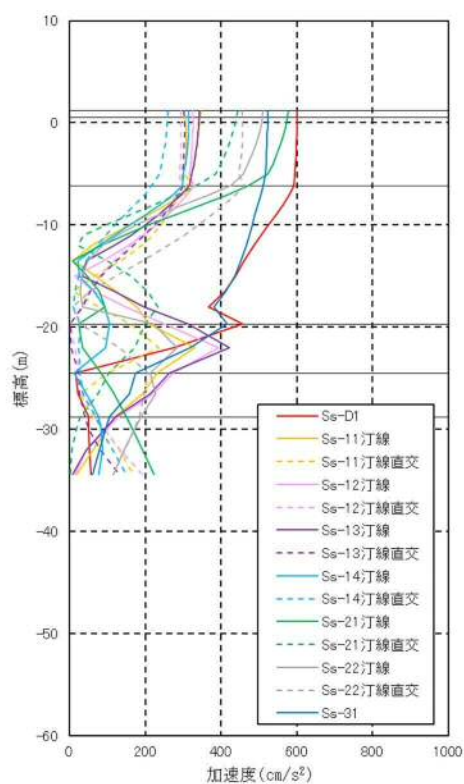
(地点③)



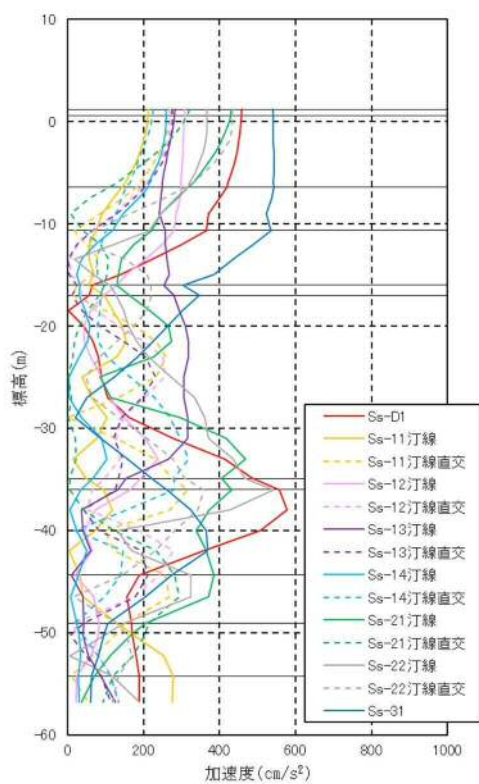
(地点④)

図 5.10.3-6 (3) 最大せん断ひずみ発生時刻における変位の深度分布

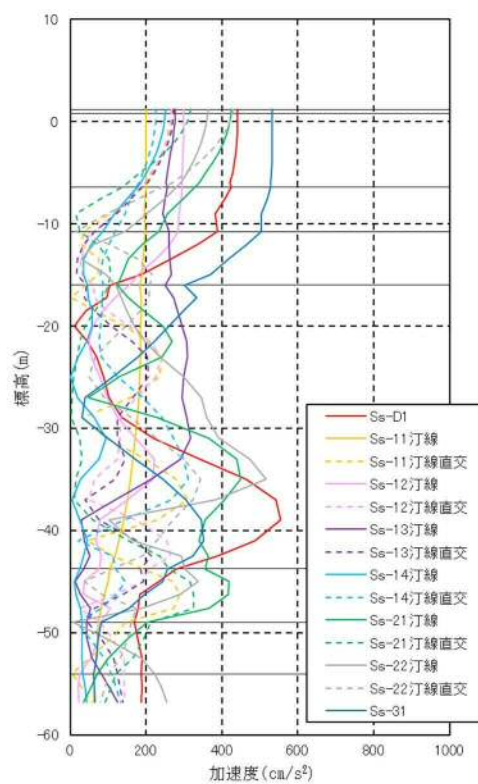




(地点②)



(地点③)



(地点④)

図 5.10.3-6 (4) 機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度発生時刻における加速度の深度分布



b. 取水構造物北側における評価対象断面の選定

表 5. 10. 3-2 に 1 次元地震応答解析結果を示す。最大変位，最大ひずみ及び最大せん断ひずみ発生時刻における最大変位が概ね同様であるため，下部構造の発生応力に差異はないと考えられる。下部構造の照査は上部構造の影響を考慮に入れることから上部構造の重量に着目して評価対象を選定する。

北側断面上部構造の単位幅当たり重量の算定根拠を図 5. 10. 3-7 に示す。地表面最大加速度から地点ごとの設計震度を設定し，上部構造に作用する慣性力の比較を表 5. 10. 3-3 示す。慣性力は防潮扉を設置する地点④の方が地点③より大きくなった。

また，上部構造に作用する津波荷重の荷重図を図 5. 10. 3-8 に示し，津波荷重（単位奥行き当たり合力）の比較を表 5. 10. 3-4 に示す。津波荷重についても地点④の方が地点③より大きくなった。

以上のことから，慣性力及び津波荷重が大きくなる地点④の G-G 断面，H-H 断面を耐震評価の評価対象断面として選定する。

表 5. 10. 3-3 北側断面上部構造の慣性力の比較

地点	断面	単位幅当たり 重量 (kN/m)	地表面最大 加速度* m/s <sup>2</sup>	設計水平震度 m/s <sup>2</sup>	慣性力 (kN)
地点③	E-E 断面 F-F 断面	1696	5.40	0.55	934
地点④	G-G 断面 H-H 断面	1872	5.32	0.54	1016

注記 \*：地表面最大加速度は表 5. 10. 3-2 (4) より各地点の最大値を抽出する。  
着色枠は最大値を示す。

表 5. 10. 3-4 津波荷重（単位奥行き当たりの合力）の比較\*1\*2

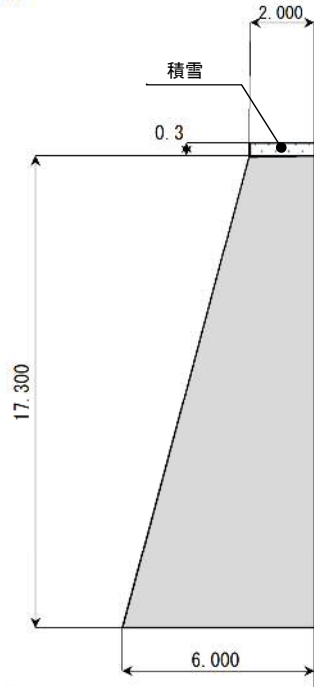
地点	断面	基準津波 (kN/m)	T. P. +24 m 津波 (kN/m)
地点③	F-F 断面	2971	4708
地点④	G-G 断面	3048	4925

注記 \*1：着色枠は最大値を示す。

\*2：ゲートハウスに作用する津波波力は含まない。



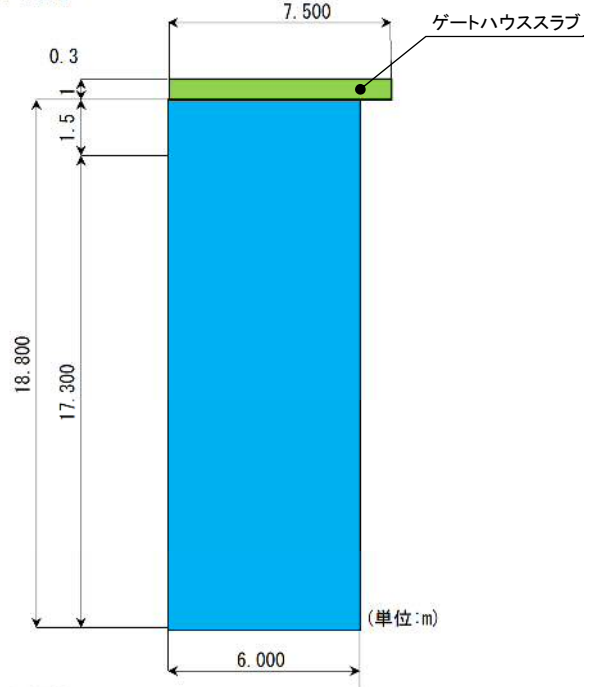
◆一般部



◆一般部

	単位重量	24.5 KN/m <sup>3</sup>
躯体	積雪	0.21 KN/m <sup>3</sup>
躯体重量		
A1 = (2+6) × 17.3 / 2 =	69.20 m <sup>2</sup>	
V1 = 69.2 × (3.4+3.9) =	505.16 m <sup>3</sup>	
W1 = 505.16 × 24.5 =	12376.42 KN	
積雪重量		
A1 = 0.3 × 2 =	0.60 m <sup>2</sup>	
V1 = 0.6 × (3.4+3.9) =	4.38 m <sup>3</sup>	
W1 = 4.38 × 0.21 =	0.92 KN	
計	12377.34 KN	
単位幅当たり		
12377.3398 / (3.4+3.9) =	1695.53 KN/m	

◆堰柱部



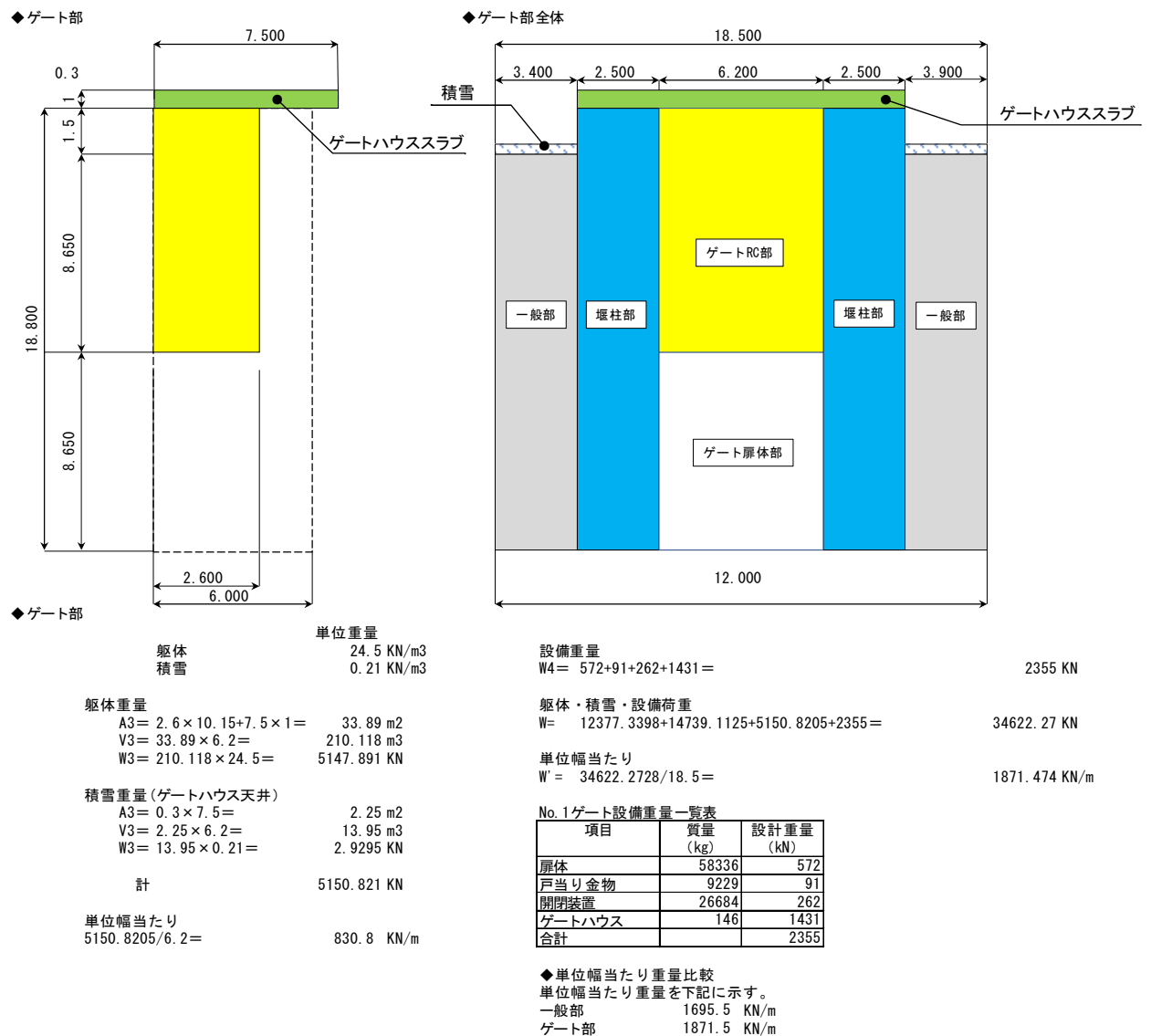
◆堰柱部

	単位重量	24.5 KN/m <sup>3</sup>
躯体	積雪	0.21 KN/m <sup>3</sup>
躯体重量		
A2 = 6 × 18.8 + 7.5 × 1 =	120.30 m <sup>2</sup>	
V2 = 120.3 × (2.5+2.5) =	601.50 m <sup>3</sup>	
W2 = 601.5 × 24.5 =	14736.75 KN	
積雪重量(ゲートハウス天井)		
A2 = 0.3 × 7.5 =	2.25 m <sup>2</sup>	
V2 = 2.25 × (2.5+2.5) =	11.25 m <sup>3</sup>	
W2 = 11.25 × 0.21 =	2.36 KN	
計	14739.11 KN	
単位幅当たり		
14739.1125 / (2.5+2.5) =	2947.82 KN/m	

注記 \* : フラップゲートの開口は□2.4 m×2.4 m×3箇所であり、比較的小規模であるためE-E断面、F-F断面の上部構造重量の算定においては、開口による重量の低減は考慮していない。また、仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

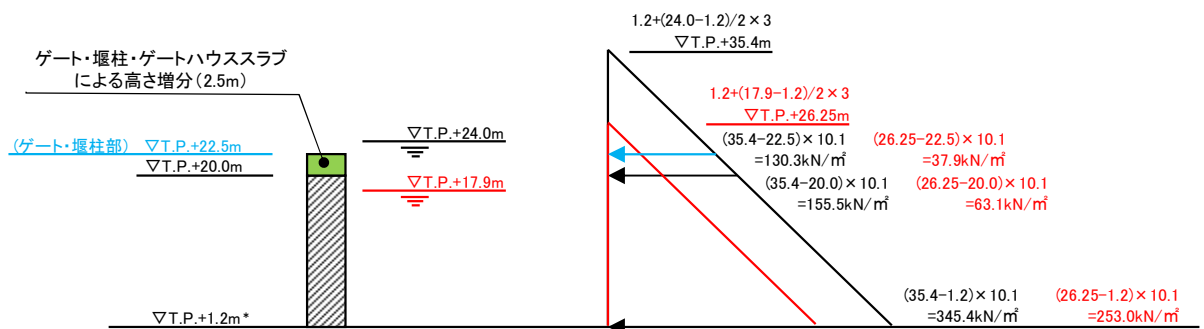
図 5.10.3-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁上部構造の重量の算定\*





注記 \* : 仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

図 5.10.3-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁上部構造の重量の算定\*



注記 \*1 : 本震による地盤沈下 (1.5 m) を考慮する。

\*2 : 赤文字 : 基準津波時, 黒文字 : T.P. + 24 m 津波時

図 5.10.3-8 津波荷重図 (G-G断面, F-F断面) \*1\*2



c. B－B断面における地中連続壁基礎の間隔について

取水構造物南側の地盤高さは、地点①のA－A断面、B－B断面はT.P. +8.0 m程度、地点②のC－C断面、D－D断面はT.P. +3.0 m程度と異なる。鉄筋コンクリート防潮壁は同一形状で施工し、地点①のA－A断面、B－B断面については、施工後周囲の地盤高に埋戻す計画である。

地点①のA－A断面、B－B断面の地盤高はT.P. +8.0 m程度で、他の候補断面位置に比べて5 m程度高くなるため、津波荷重が小さくなる。

一方、本震時及び余震時については、慣性力に比べて地盤のせん断変形の影響が支配的と考えられることから、地中連続壁基礎の間隔によらず同程度となる。

それぞれの断面における津波荷重の比較を表5.10.3-5に、荷重図を図5.10.3-9に示す。地点①及び地点②において余震時の1次元地震応答解析（FLIP）を実施しその結果を用いて、地中連続壁基礎1枚当たりで負担する余震時の上部構造の慣性力を算定し、津波荷重と加算した結果の比較を表5.10.3-6に示す。地中連続壁基礎1枚当たりの負担荷重は地点②のC－C断面、D－D断面に比べ、地点①のA－A断面、B－B断面の方が小さくなる。

以上のことから、地点①のA－A断面、B－B断面は評価対象断面としない。

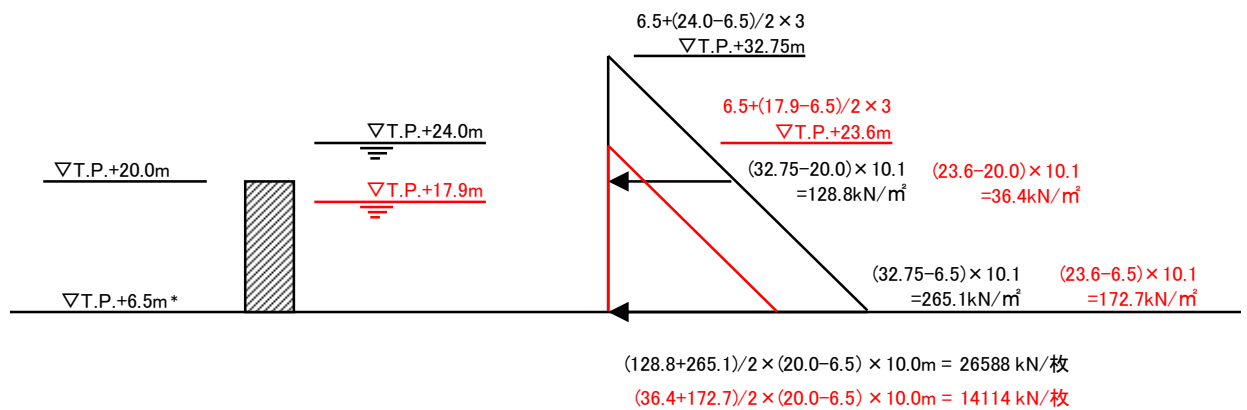
表 5.10.3-5 津波荷重の比較

地点	断面	地中連続壁基礎1枚当たりの津波荷重 (kN/枚)	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
地点①	A－A断面	14114	26588
地点②	D－D断面	17828	28251

表 5.10.3-6 南側候補断面位置における地中連続壁基礎1枚当たり負担荷重の比較

荷重		地点①	地点②
		A－A断面 B－B断面	C－C断面 D－D断面
津波荷重 (T.P. +24 m 津波時)		26588 kN/枚	28251 kN/枚
慣性力	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析	1696 kN/m $\times 1.67/9.80665 \times 10 \text{ m}$ =2888 kN/枚	1696 kN/m $\times 2.93/9.80665 \times 6 \text{ m}$ =3040 kN/枚
	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析	1696 kN/m $\times 2.36/9.80665 \times 10 \text{ m}$ =4081 kN/枚	1696 kN/m $\times 2.87/9.80665 \times 6 \text{ m}$ =2978 kN/枚
合計	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析	29476 kN/枚	31291 kN/枚
	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析	30669 kN/枚	31229 kN/枚

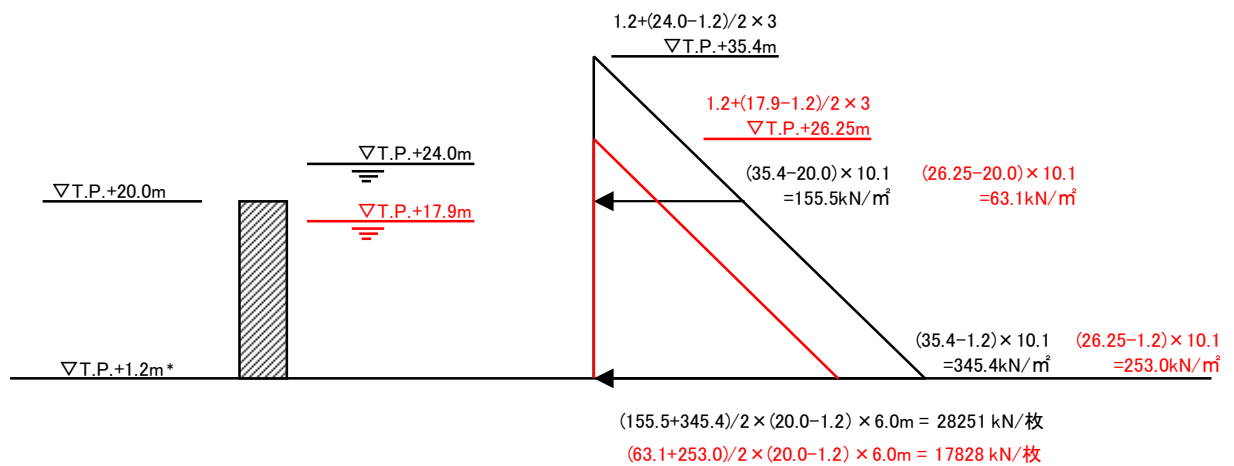




注記 \* : 本震による地盤沈下 (1.5 m) を考慮する。

\* : 赤文字 : 基準津波時, 黒文字 : T.P. + 24 m 津波時

(a) A-A断面



注記 \*1 : 本震による地盤沈下 (1.5 m) を考慮する。

\*2 : 赤文字 : 基準津波時, 黒文字 : T.P. + 24 m 津波時

(b) D-D断面

図 5.10.3-9 津波荷重図\*1\*2



### (3) 断面選定結果

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価には、北側の岩盤上面標高が低いことにより地中連続壁基礎の変位が大きく、基礎に対する負荷が大きくなる地点③と地点④のうち、防潮扉及び開閉装置を設置することで地点③に比べて重量が大きくなることから上部構造の慣性力及び津波荷重が大きくなる地点④のG－G断面、H－H断面を評価対象断面とする。

また、一般部については地点④と形状が同様であるが、一般部は地点④に比べ防潮扉及び開閉装置を設置しないため慣性力及び津波荷重による負荷が小さくなる。このため、一般部の構造断面力は地点④の評価に包絡され则认为られる。

ただし、機器・配管系への加速度応答抽出の観点より、機器・配管系が設置される位置での地表面最大加速度が大きくなる地点②のC－C断面、D－D断面を用いて、フラップゲートの耐震評価のための加速度応答を抽出する。

また、防潮扉1の耐震評価のための加速度応答の抽出については地点④のG－G断面、H－H断面を用いる。

評価対象断面の選定結果を表 5.10.3－7 に示す。



表 5.10.3-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面の選定結果(南側)

地点	断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
地点①	A-A	・ 上部構造の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	—	—	・ C-C断面, D-D断面より地表上の上部構造の高さが低く, 津波荷重及び慣性力が小さい。
	B-B	・ 下部構造の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	—	—	以上より, 評価対象断面としない。
地点②	C-C	・ 下部構造の弱軸断面方向である。 ・ 地表上の上部構造の高さが高い。 ・ フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	フラップ ゲート	—	・ A-A断面, B-B断面より地表上の上部構造の高さが高いため, 津波荷重及び慣性力が大きくなる。 ・ 北側に比べて加速度が大きくなる。
	D-D	・ 上部構造の弱軸断面方向である。 ・ 地表上の上部構造の高さが高い。 ・ フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。	フラップ ゲート	—	・ フラップゲートの設計用の加速度応答を抽出する。  以上より, フラップゲートの設計用の加速度応答抽出断面とする。

— : 耐震評価を省略



表 5.10.3-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面の選定結果(北側)

地点	断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
地点③	E-E	<ul style="list-style-type: none"> <li>下部構造の弱軸断面方向である。</li> <li>地表上の上部構造の高さが高い。</li> <li>フラップゲートを設置する。</li> </ul>	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップ ゲート	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>地中連続壁基礎の変位が南側に比べて大きい。</li> <li>上部構造の重量がG-G断面, H-H断面よりも小さい。</li> </ul>
	F-F	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造の弱軸断面方向である。</li> <li>地表上の上部構造の高さが高い。</li> <li>フラップゲートを設置する。</li> </ul>	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップ ゲート	—	以上より, 評価対象断面としない。
地点④	G-G	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造の弱軸断面方向である。</li> <li>地表上の上部構造の高さが高い。</li> <li>上部構造の重量が重い。</li> <li>防潮扉を設置する。</li> </ul>	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>地中連続壁基礎の変位が南側に比べて大きい。</li> <li>上部構造の重量はE-E断面, F-F断面よりも大きい。</li> </ul>
	H-H	<ul style="list-style-type: none"> <li>下部構造の弱軸断面方向である。</li> <li>上部構造の重量が重い。</li> <li>防潮扉を設置する。</li> </ul>	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	防潮扉	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮扉の設計用の加速度応答を抽出する。</li> </ul> <p>以上より, 評価対象断面とする。</p>

○：耐震評価を実施 —：耐震評価を省略



#### 5.10.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を図 5.10.4-1 に、断面図を図 5.10.4-2～図 5.10.4-4 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は上部厚さ 2 m、下部厚さ 6.5 m、構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向約 23 m、防潮壁縦断方向約 20 m であり、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は、壁厚 2.4 m の鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し、T.P. 約 -60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、防潮壁、放水路、放水路ゲート及び地中連続壁基礎で構成され、防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。

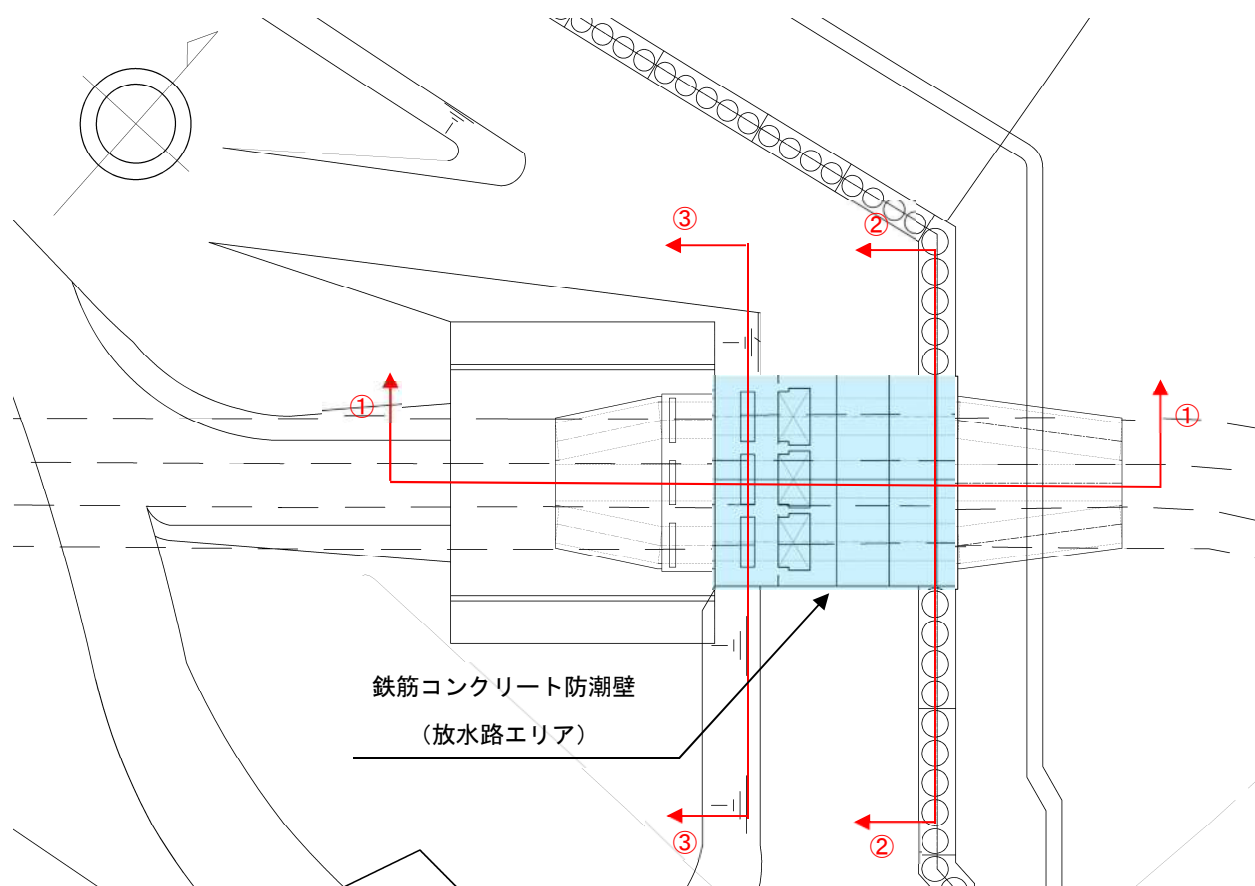


図 5.10.4-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図



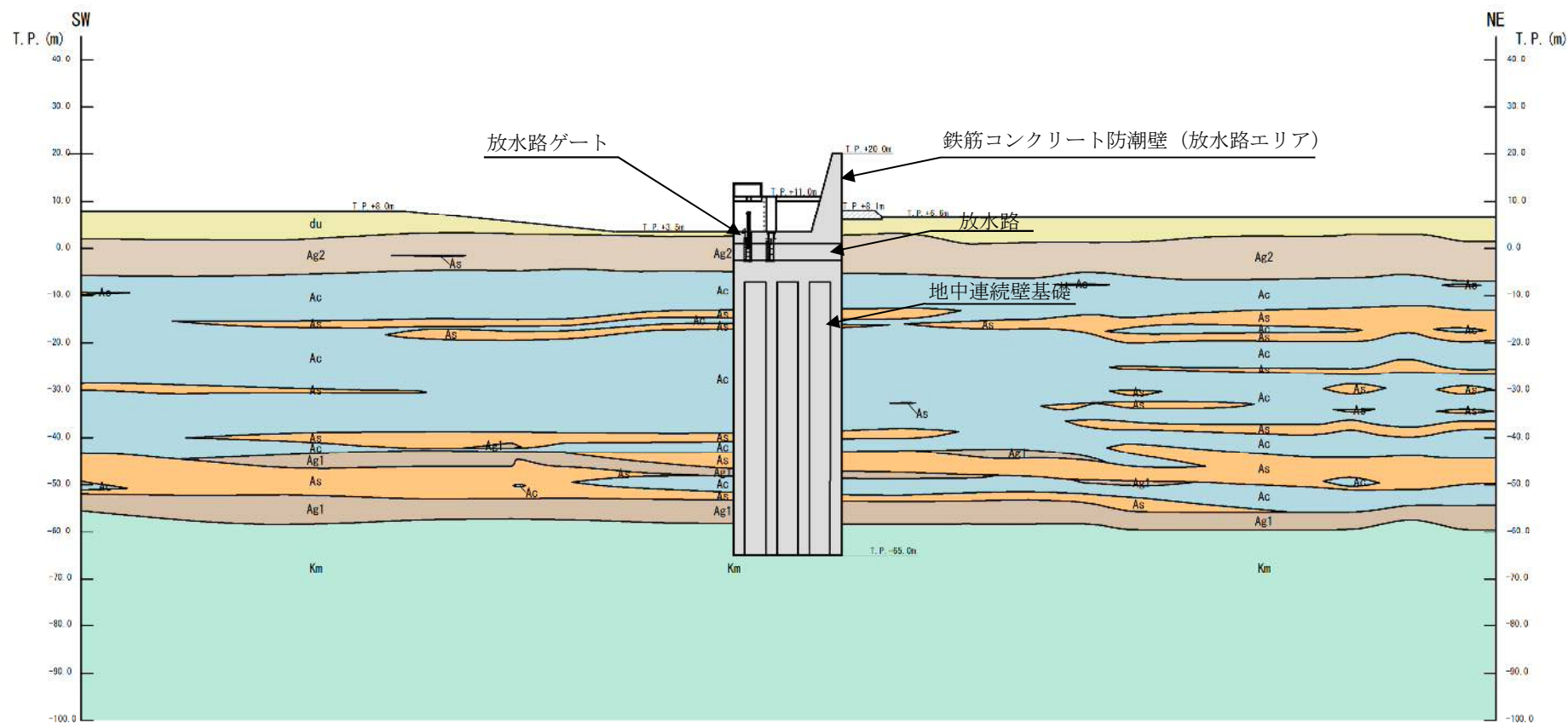


図 5.10.4-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図（防潮壁横断方向：①-①断面）



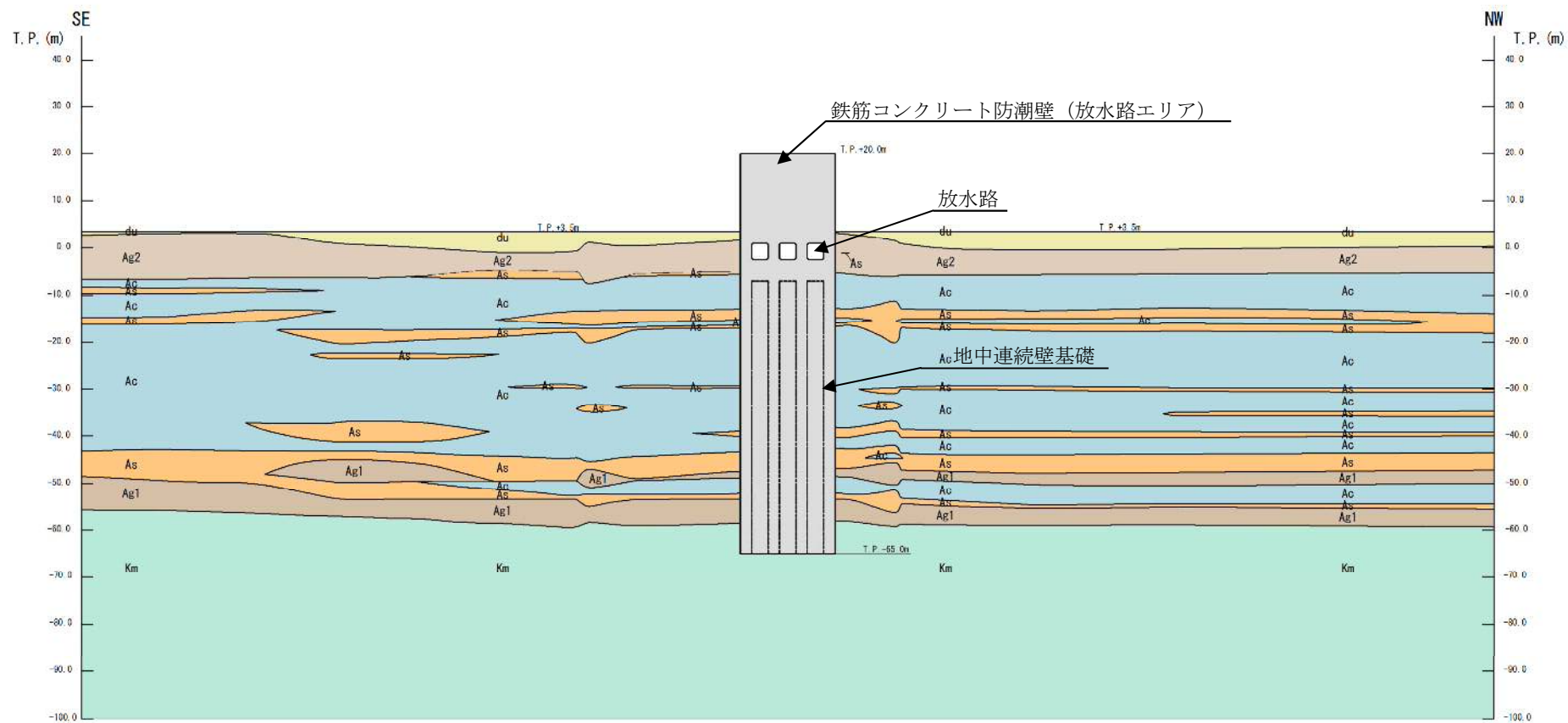


図 5.10.4-3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図（防潮壁縦断方向：②-②断面，防潮壁部）



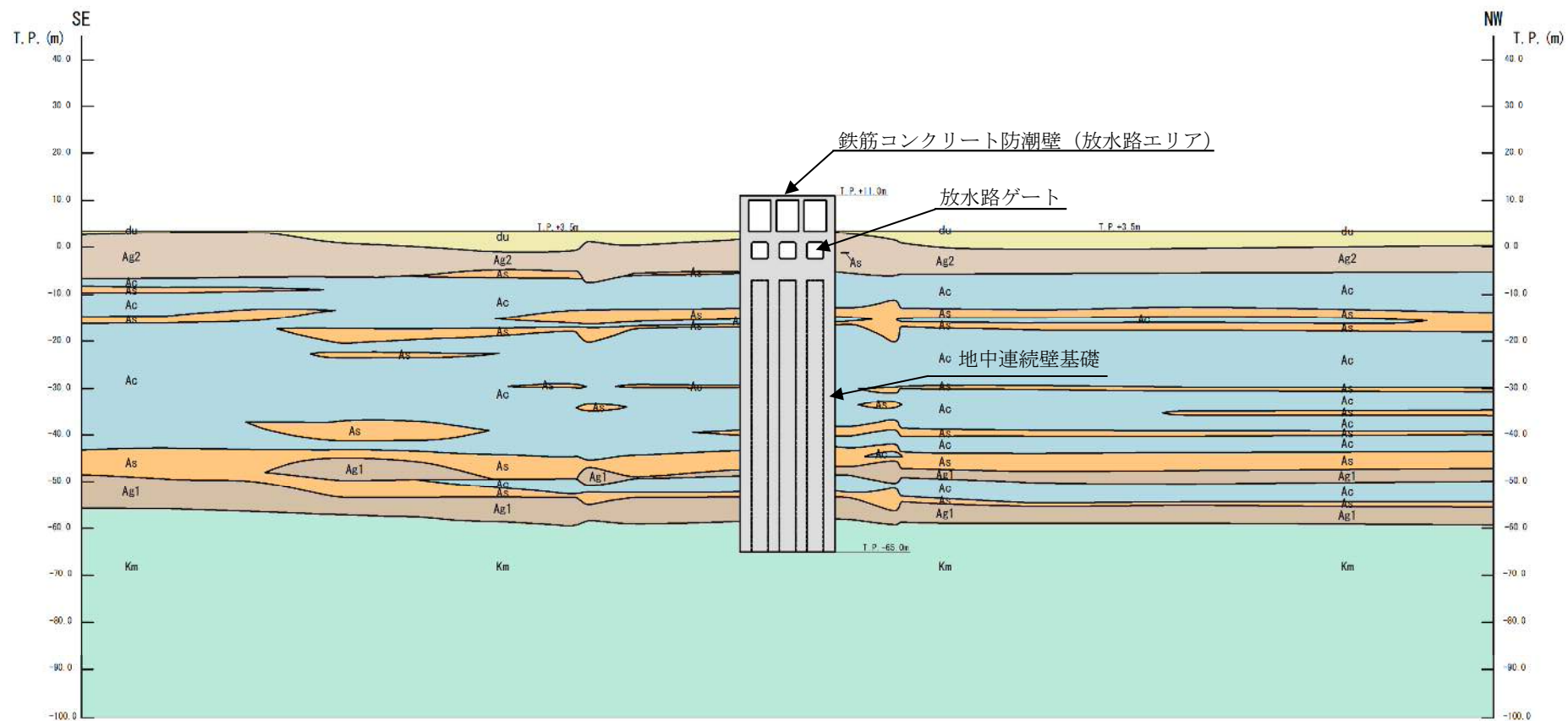


図 5.10.4-4 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図（防潮壁縦断方向：③-③断面，ゲート部）



(1) 評価候補断面の特徴

評価候補断面の特徴を表 5. 10. 4-1 に示す。

表 5. 10. 4-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
①-①	・防潮壁横断方向断面である。	岩盤は T. P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	・放水路ゲート
②-②	・防潮壁縦断方向断面である。 ・防潮壁が位置する。	岩盤は T. P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	—
③-③	・防潮壁縦断方向断面である。 ・放水路ゲートが位置する。	岩盤は T. P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	・放水路ゲート

①-①断面は、防潮壁横断方向断面である。防潮壁の弱軸断面方向であるものの、放水路の強軸断面方向であり、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

②-②断面は、防潮壁位置における防潮壁縦断方向断面である。防潮壁の強軸断面方向であるものの、放水路の弱軸断面方向であり、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

③-③断面は、放水路ゲート位置における防潮壁縦断方向断面である。放水路の弱軸断面方向であるものの、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。



## (2) 評価対象断面の選定

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の解析モデルは、上部工である防潮壁及び放水路は加振方向に対し、面外荷重を受ける部材を軸線位置で線形はり要素としてモデル化し、面内荷重を受ける部材を線形平面要素としてモデル化する。また、地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置で線形はり要素としてモデル化する。これらの要素を組合せた解析モデルは、部位によって強軸断面方向と弱軸断面方向が異なるかあるいは明確でないため、防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向の両方向断面を評価対象断面とする。

防潮壁横断方向については、断面位置によって形状や質量が大きく変化しないため、代表断面として①－①断面を設定する。一方、防潮壁縦断方向については防潮壁位置の断面と放水路ゲート位置の断面で上部工の形状が異なるため、防潮壁位置の断面（②－②断面）、及び放水路ゲート位置の断面（③－③断面）の 2 断面を評価対象断面として選定する。

なお、各断面の解析モデルは、単位奥行き幅に換算した物性を用いる。

## (3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4－2 に示す。



表 5.10.4-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価対象 断面	選定結果
①-①	・防潮壁横断方向断面である。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤 上面は概ね水平である。	・放水路ゲート	○	防潮壁横断方向の代表断面として選定する。
②-②	・防潮壁縦断方向断面である。 ・防潮壁が位置する。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤 上面は概ね水平である。	—	○	防潮壁縦断方向断面のうち、 防潮壁位置の断面として選定する。
③-③	・防潮壁縦断方向断面である。 ・放水路ゲートが位置する。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤 上面は概ね水平である。	・放水路ゲート	○	防潮壁縦断方向断面のうち、 放水路ゲート位置の断面として選定する。



#### 5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を図 5.10.5-1 に、正面図及び断面図を図 5.10.5-2 及び図 5.10.5-3 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、延長約 1.5 km、直径 2.0 m 及び 2.5 m の複数の鋼管杭を鉄筋コンクリートで巻き立てた鉄筋コンクリート造の防潮壁を 1 つのブロックとした構造物であり、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、岩盤は南側から北側に傾斜しており、北東部で深くなっている。鋼管杭径は津波波力に応じて、海に面する東側で直径 2.5 m とし、それ以外の北側と南側で直径 2.0 m とする。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、弱軸断面方向となる。

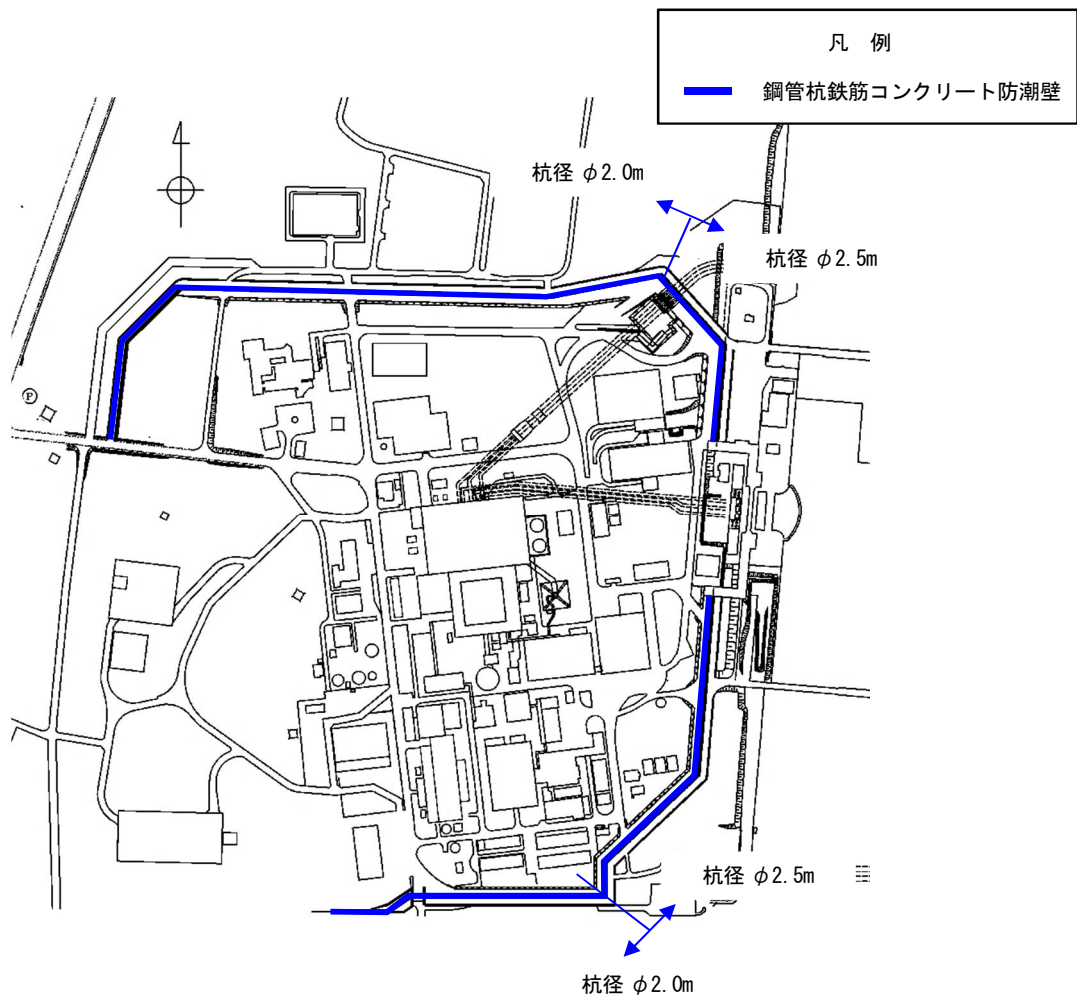


図 5.10.5-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図



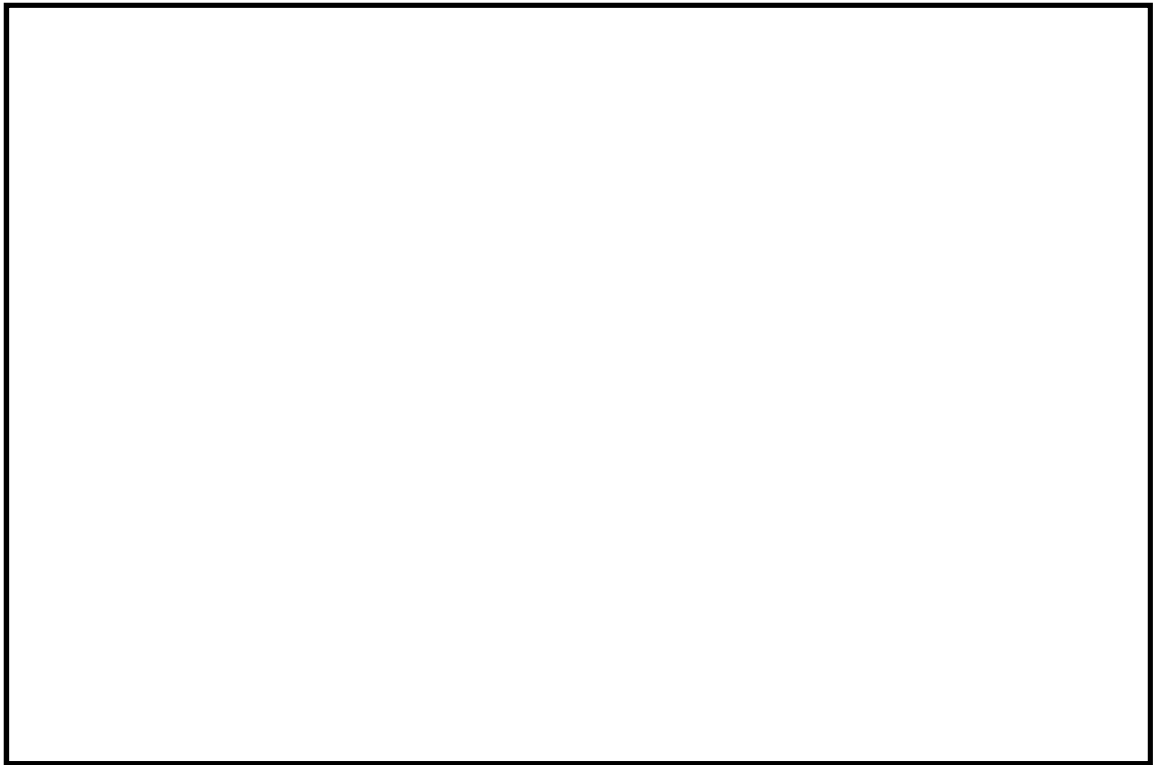


図 5.10.5-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図  
(鋼管杭  $\phi$  2500 標準断面)

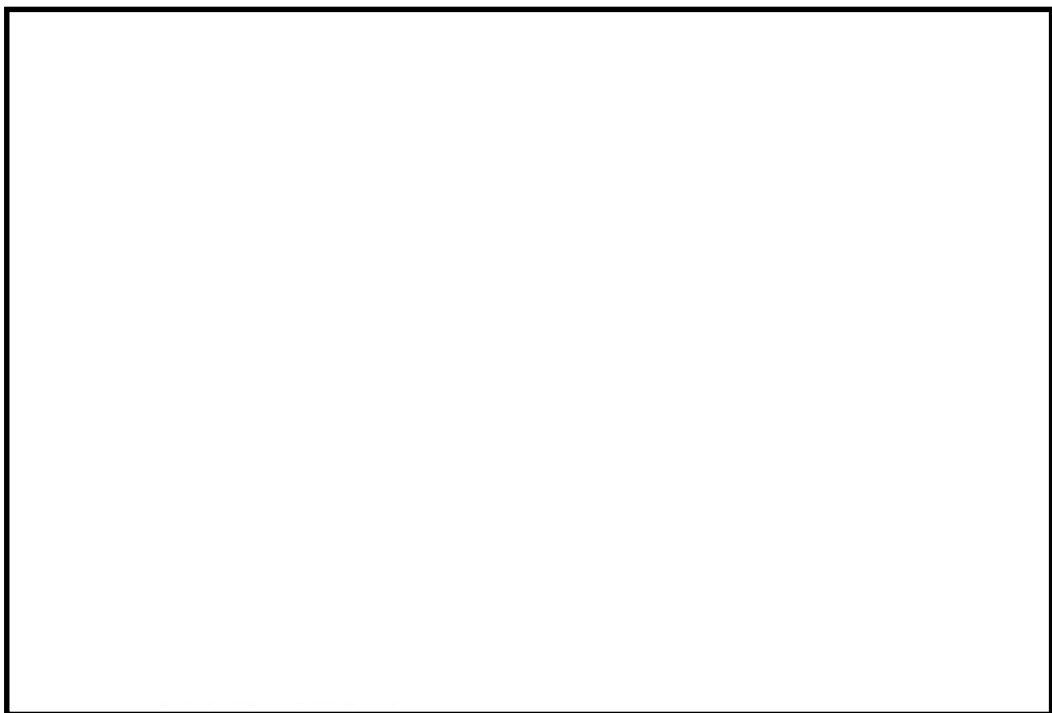


図 5.10.5-3 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図  
(鋼管杭  $\phi$  2000 標準断面)



(1) 区間の特徴

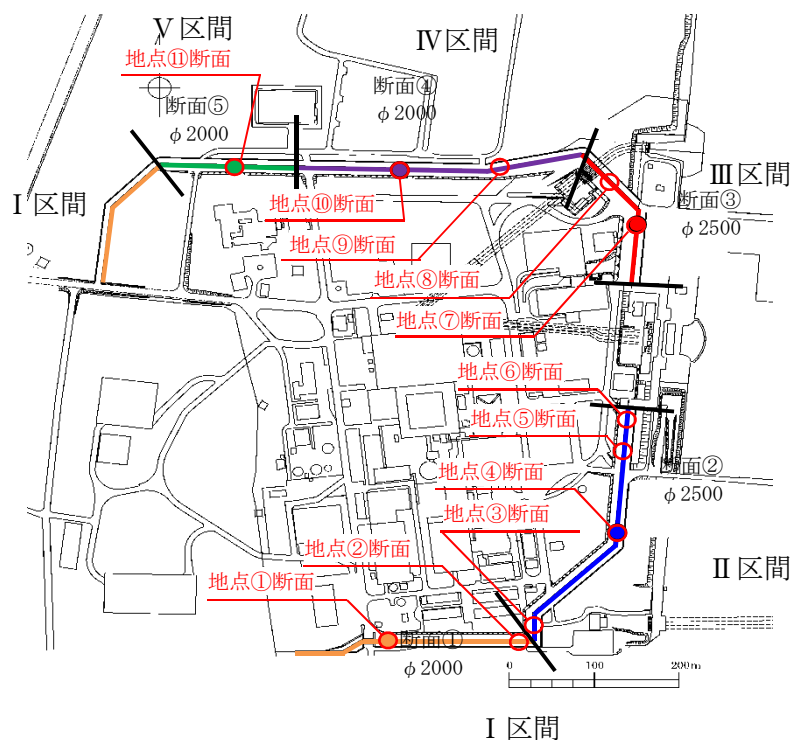
防潮堤設置区間は、第四紀層の厚さと津波高さに応じて、大きく 5 区間に分類することができる。第四紀層が薄く、津波高さの低いⅠ区間、第四紀層が薄く、津波高さが高いⅡ区間、第四紀層が厚く、津波高さの高いⅢ区間、第四紀層が厚く、津波高さの低いⅣ区間及び岩盤上面が傾斜するⅤ区間に分類できる。鋼管杭径は津波高さに応じて、津波高さが低いところはφ2000、津波高さが高いところはφ2500とした。

区間の特徴を表 5.10.5-1 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.10.5-4 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.5-5 に示す。各区間での地盤条件や津波の影響を考慮し、図 5.10.5-4 や図 5.10.5-5 のように評価候補断面を選定し、評価対象断面の検討を実施する。

表 5.10.5-1 区間の特徴

区間	鋼管 杭径 (mm)	入力津波高さ	周辺地質
Ⅰ区間	φ2000	T.P. +16.8 m (南側) T.P. +15.4 m (北西側)	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
Ⅱ区間	φ2500	T.P. +17.9 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
Ⅲ区間	φ2500	T.P. +17.9 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
Ⅳ区間	φ2000	T.P. +15.4 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
Ⅴ区間	φ2000	T.P. +15.4 m	岩盤上面が傾斜しており、40 m程度の標高差が存在する。





凡例	区間	鋼管杭径 (mm)	第四紀層の層厚(岩盤上面標高)
—	I 区間	φ 2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	II 区間	φ 2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	III 区間	φ 2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	IV 区間	φ 2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	V 区間	φ 2000	一定ではない(傾斜)。

図 5.10.5-4 評価候補断面の平面配置図

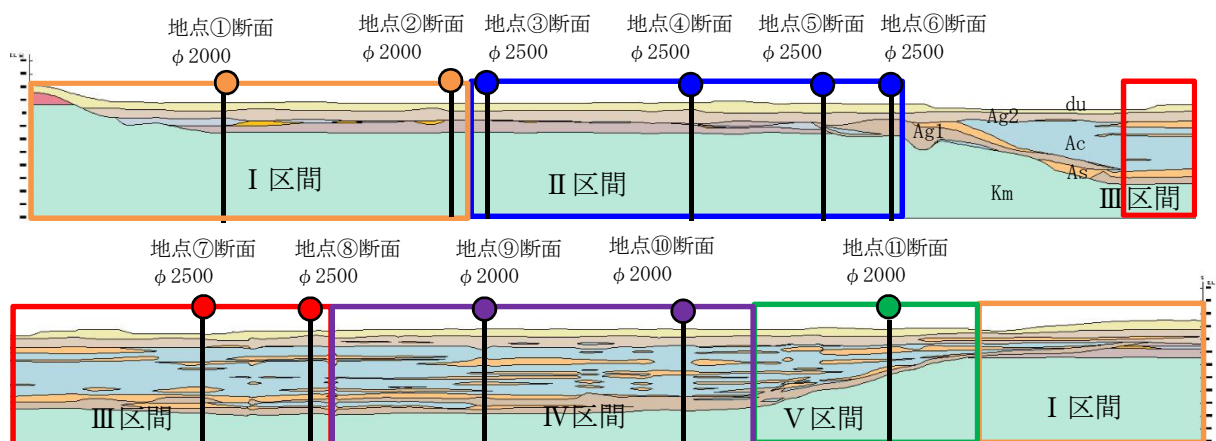


図 5.10.5-5 評価候補断面の地質縦断図



## (2) 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定は、下部構造と上部構造、それぞれに対して実施した。

### a. 下部構造に対する断面選定

下部構造に対しては、鋼管杭に影響を与える杭先端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

#### (a) I 区間

I 区間は敷地南側及び敷地北西側に位置し、入力津波高さが T.P. +16.8 m 及び T.P. +15.4 m と想定されている箇所である。この区間は、第四紀層が薄く、岩盤上面標高が高く、T.P. -15.0 m 付近に分布する。第四紀層は概ね水平成層をなしているが、洪積粘性土である D2c-3 層が A g 2 層と D2g-3 層間に分布する。評価候補断面としては、入力津波高さが T.P. +16.8 m である敷地南側から、D2c-3 層が最も厚くなる地点①断面と D2c-3 層が存在しない地点②断面を対象とし、1次元地震応答解析を実施した。

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.5-2 に、I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.5-6、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.5-7、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.10.5-8 に示す。図 5.10.5-8 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、津波による防潮壁前面地盤の洗掘やボイリングを防止するため、du 層はセメント改良を行う設計としている。耐震評価における鋼管杭への影響を考えると、du 層は地盤改良対象層となり、原地盤よりも変位が抑えられることから、A g 2 層上部の変位に着目した。

I 区間においては、地点①断面の A g 2 層上部の変位が地点②断面よりも大きい、最大せん断ひずみは地点②断面の方が地点①断面よりも大きくなった。そこで、地点①断面に対して地表面最大変位が発生した  $S_{s-31}$  の地震波で原地盤における 1次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。また、地点②断面については最大せん断ひずみが発生した  $S_{s-31}$  の地震波で原地盤における 1次元有効応力解析を実施し、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。1次元有効応力解析における地盤の変位分布を図 5.10.5-9 に、せん断ひずみ分布を図 5.10.5-10 に、フレーム解析による鋼管杭の変位分布を図 5.10.5-11 に、鋼管杭の曲げモーメント分布を図 5.10.5-12 に示す。

I 区間においては、表 5.10.5-2 に示すように、地点①断面の A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に発生する曲げモーメントが地点②断面よりも大きいことから、地点①断面を評価対象断面に選定する。

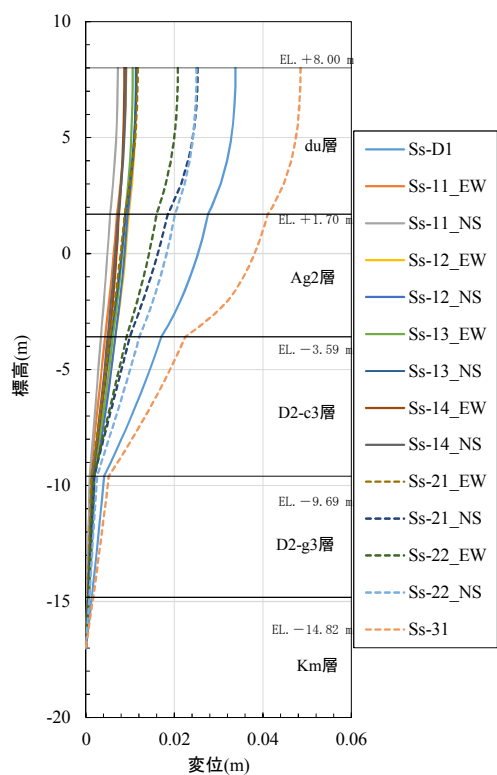


表 5. 10. 5－2 I 区間の評価対象断面選定結果

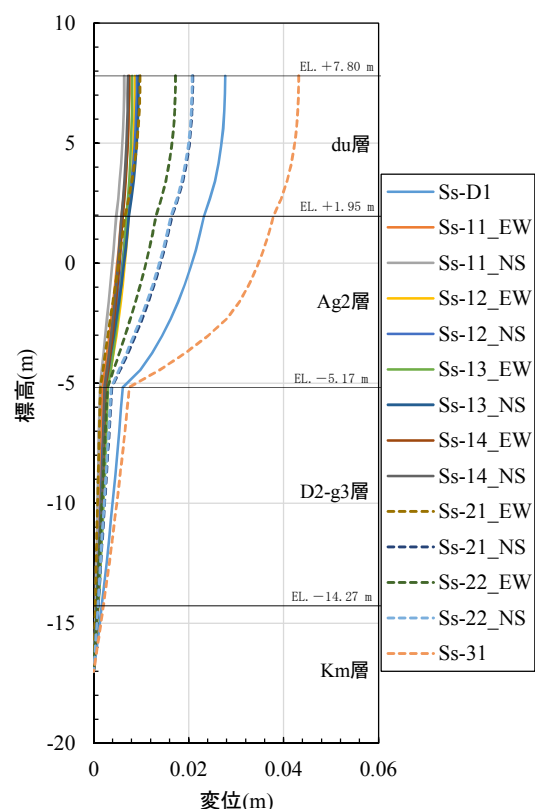
	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価 断面	選定結果
地点①断面	0.041 (S <sub>s</sub> －3 1)	0.72 (S <sub>s</sub> －3 1)	6.27×10 <sup>3</sup> (地表面最大変位 発生時刻)	○	A g 2 層上部の 変位及び最大曲 げモーメントが 大きいため、評 価対象断面に選 定する。 [断面①]
地点②断面	0.037 (S <sub>s</sub> －3 1)	0.89 (S <sub>s</sub> －3 1)	3.32×10 <sup>3</sup> (最大せん断ひずみ 発生時刻)	—	地点①断面に比 べて、A g 2 層 上部の変位及び 最大曲げモーメ ントが小さいた め、評価対象断 面に選定しな い。

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。



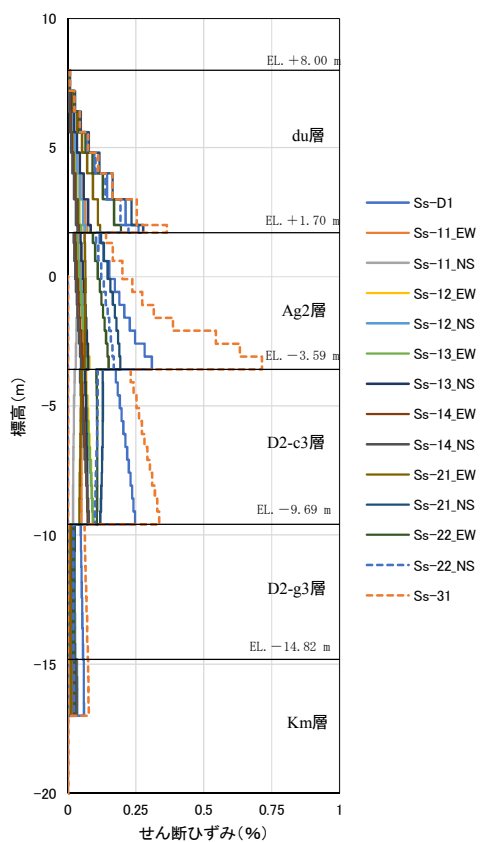


地点①断面

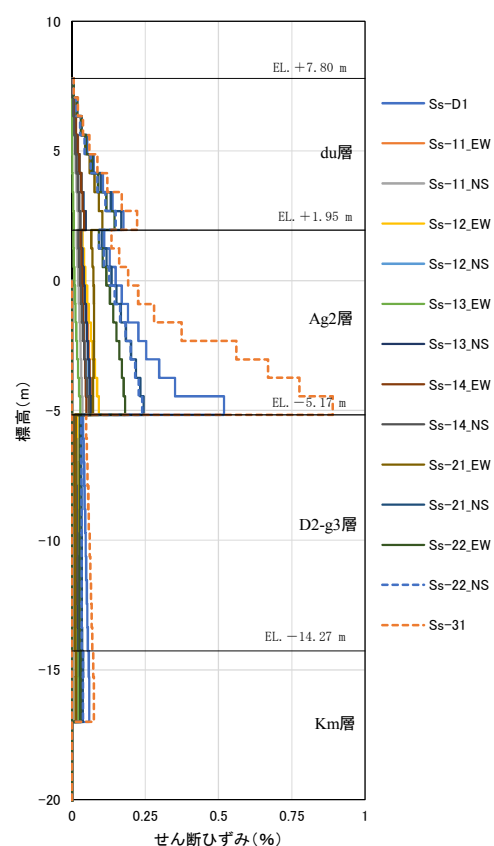


地点②断面

図 5. 10. 5－6 I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布



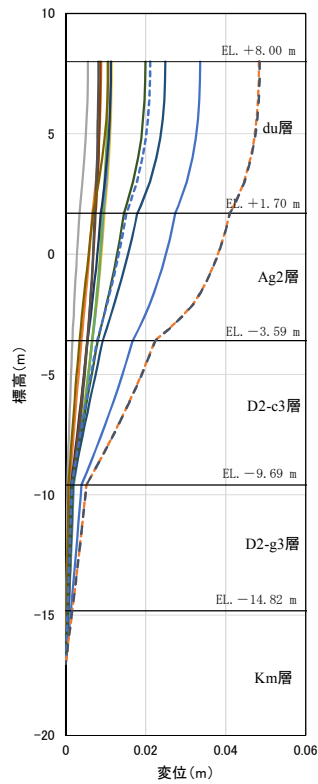
地点①断面



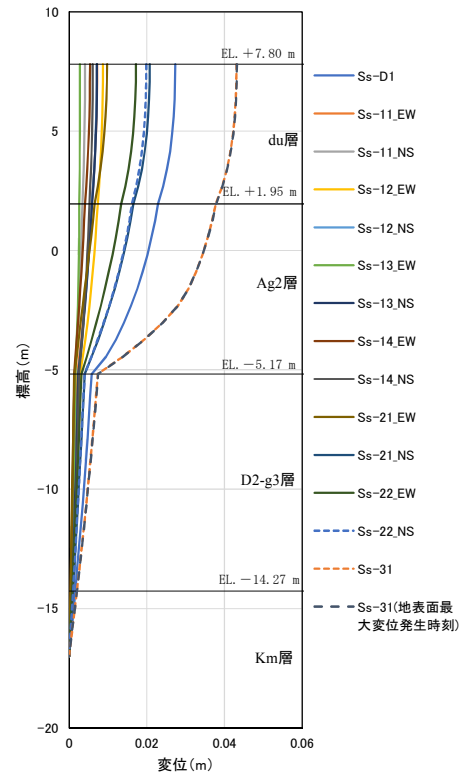
地点②断面

図 5. 10. 5－7 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の最大せん断ひずみ分布



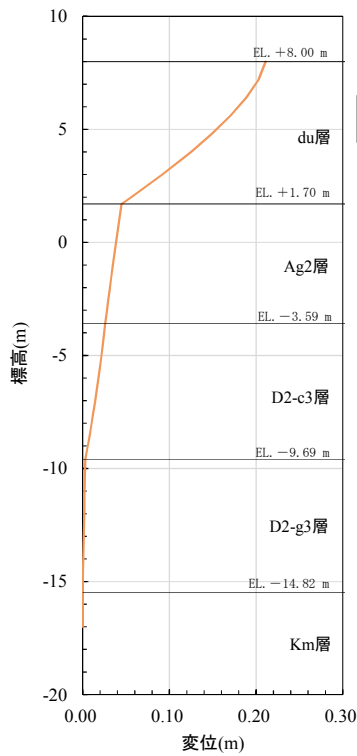


地点①断面

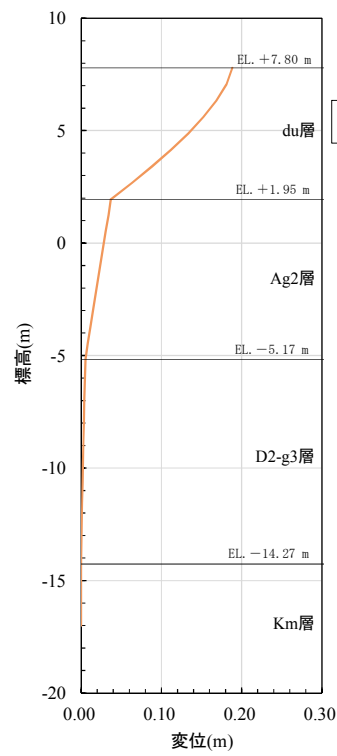


地点②断面

図 5. 10. 5-8 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



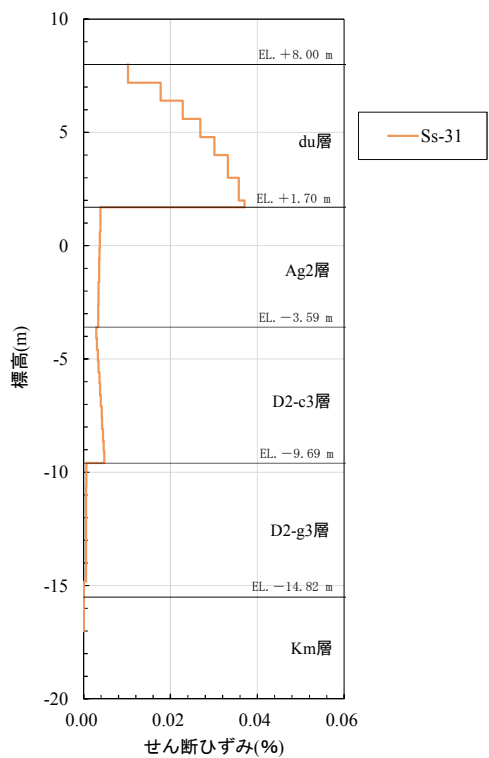
地点①断面



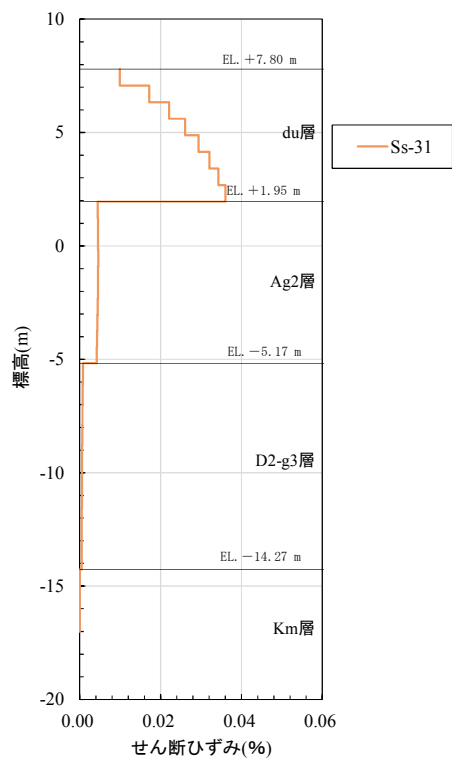
地点②断面

図 5. 10. 5-9 I 区間の評価候補断面における地盤変位分布 (1次元有効応力解析)



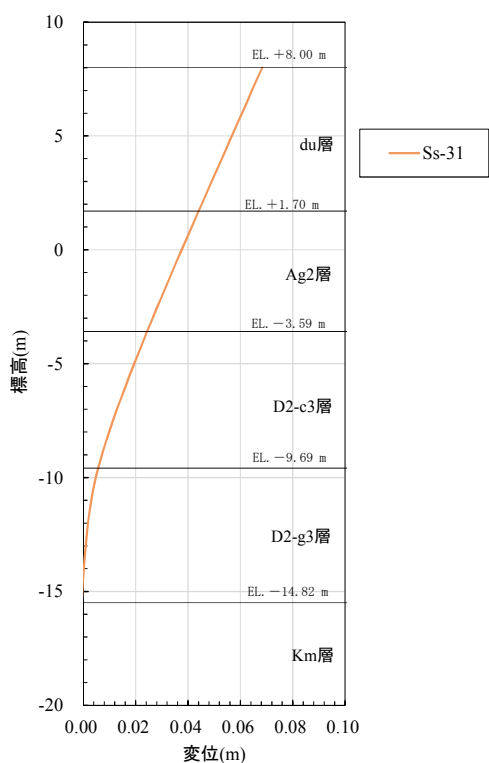


地点①断面

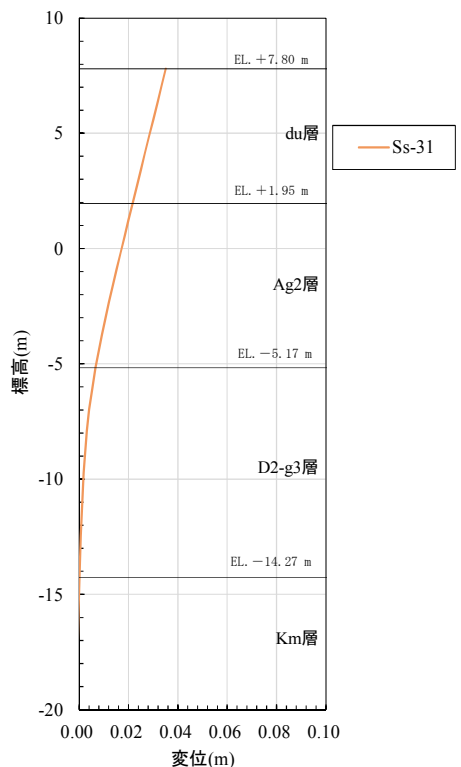


地点②断面

図 5. 10. 5－10 I 区間の評価候補断面におけるせん断ひずみ分布（1 次元有効応力解析）



地点①断面



地点②断面

図 5. 10. 5－11 I 区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の変位分布



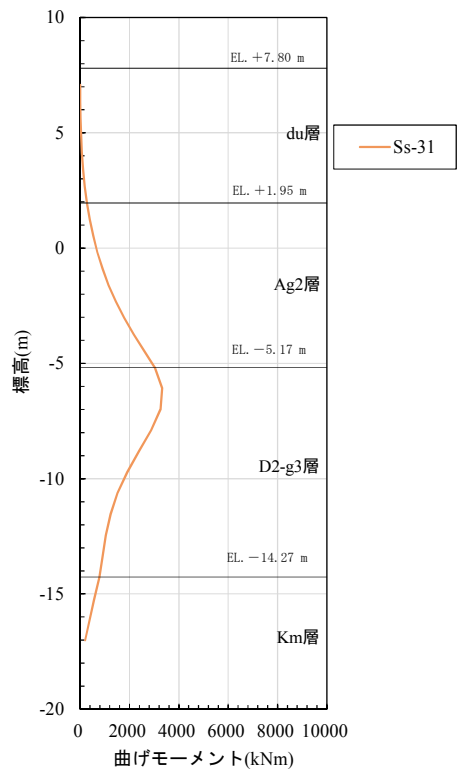
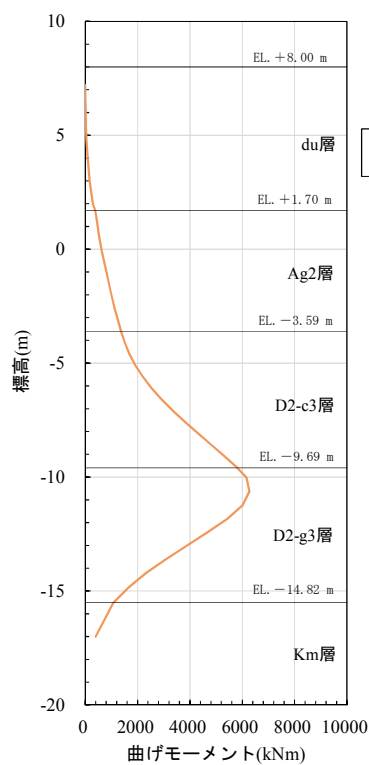


図 5. 10. 5－12 I 区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の曲げモーメント分布



(b) II 区間

II 区間は汀線沿いの敷地南側に位置し、入力津波高さが T.P. +17.9 m と想定されている箇所である。この区間は I 区間と同様に第四紀層が薄く、岩盤上面標高が高いが、ポンプ室南側では北側に向けて岩盤が傾斜している。評価候補断面としては、D2c-3 層が分布しない地点③断面、D2c-3 層が僅かに分布する地点④断面、D2c-3 層が区間内で最も厚く堆積する地点⑤断面、Ag1 層が最も厚く堆積する地点⑥断面を対象として、1 次元地震応答解析を実施した。

II 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.5-3 に、II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.5-13、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.5-14、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.10.5-15 に示す。図 5.10.5-15 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II 区間においては、Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きい地点④断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.5-3 II 区間の評価対象断面選定結果

	Ag2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	評価断面	選定結果
地点③断面	0.036 (S <sub>s</sub> -31)	0.86 (S <sub>s</sub> -31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点④断面	0.056 (S <sub>s</sub> -31)	2.53 (S <sub>s</sub> -31)	○	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面②]
地点⑤断面	0.050 (S <sub>s</sub> -31)	0.87 (S <sub>s</sub> -31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑥断面	0.037 (S <sub>s</sub> -31)	0.70 (S <sub>s</sub> -31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。



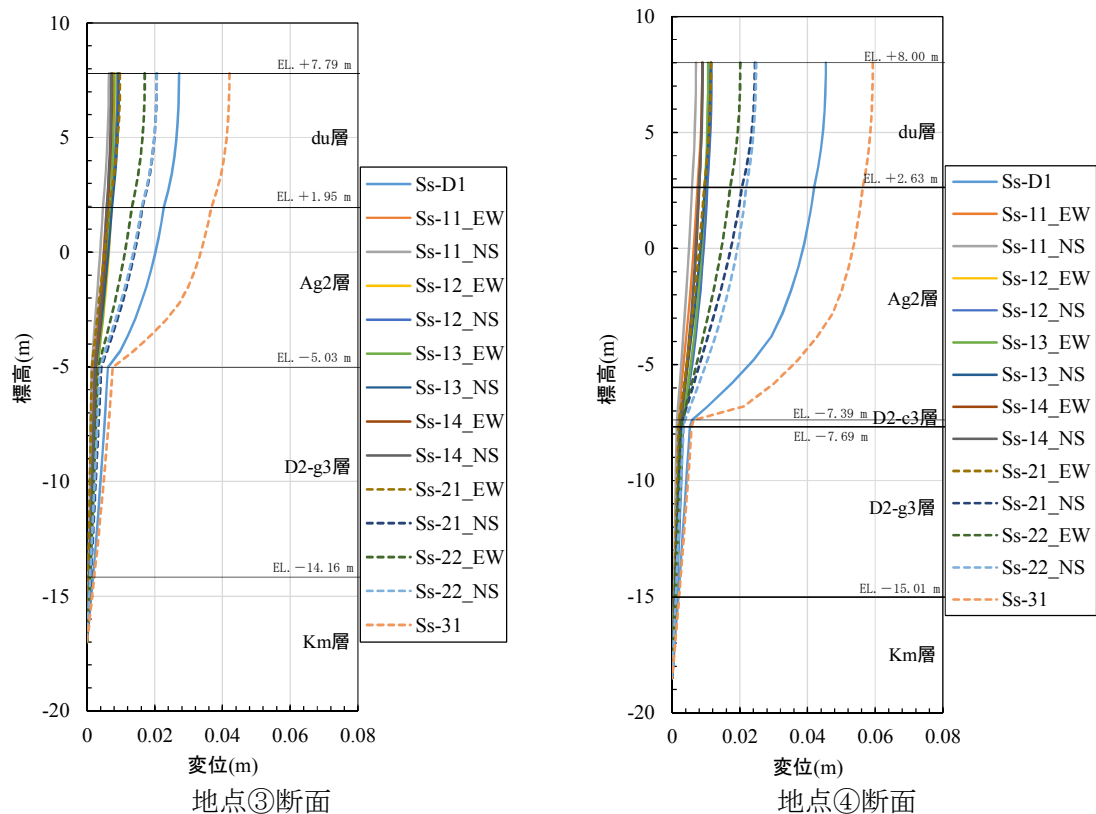


図 5. 10. 5－13 (1) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

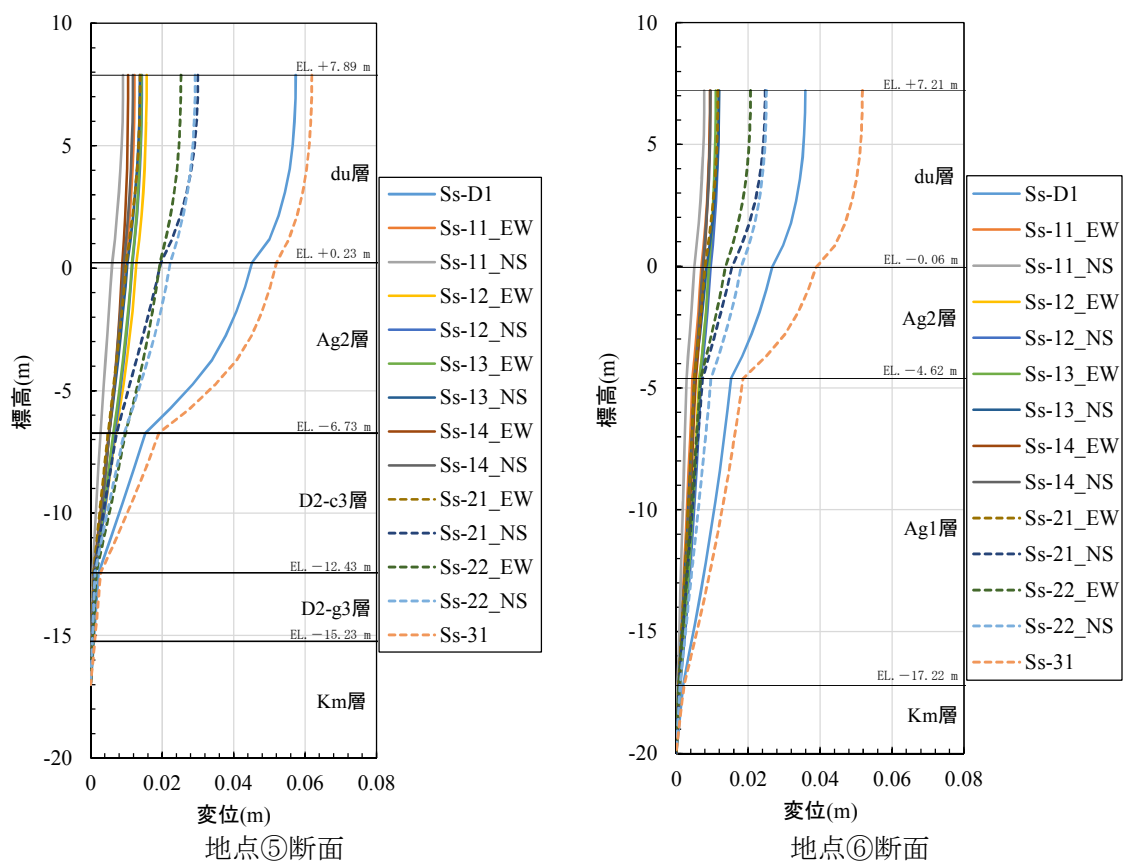
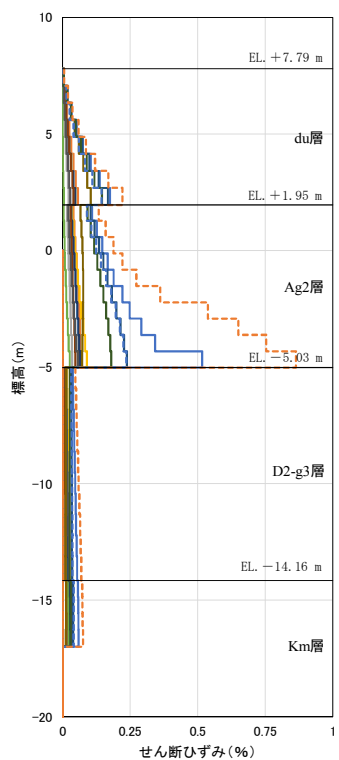
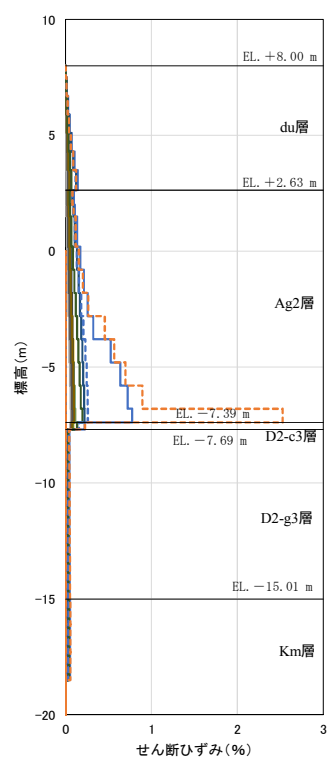


図 5. 10. 5－13 (2) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布



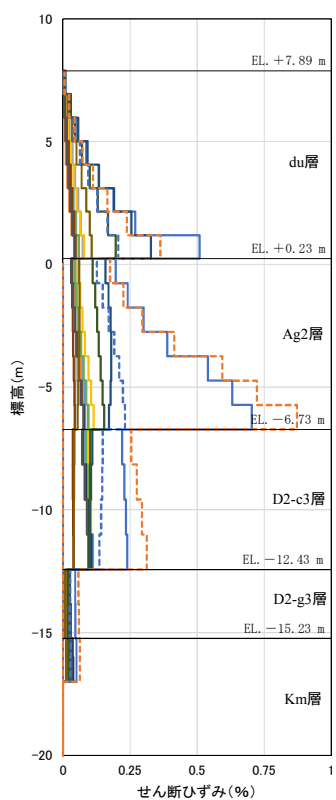


地点③断面

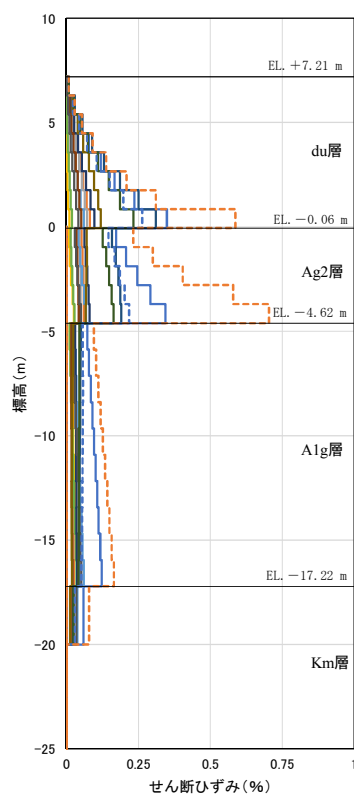


地点④断面

図 5. 10. 5－14 (1) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



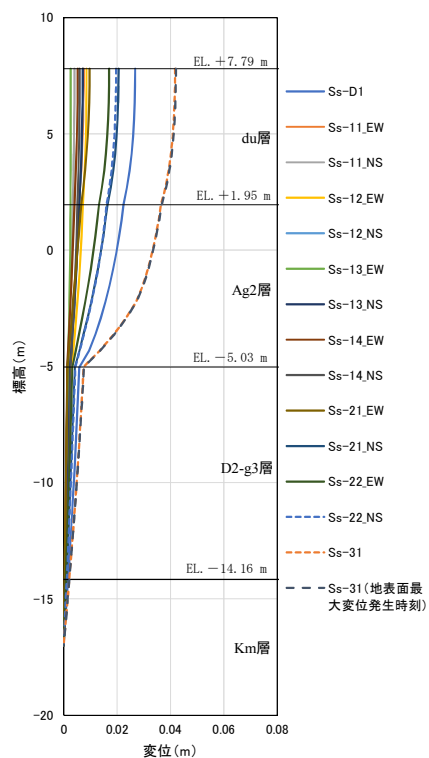
地点⑤断面



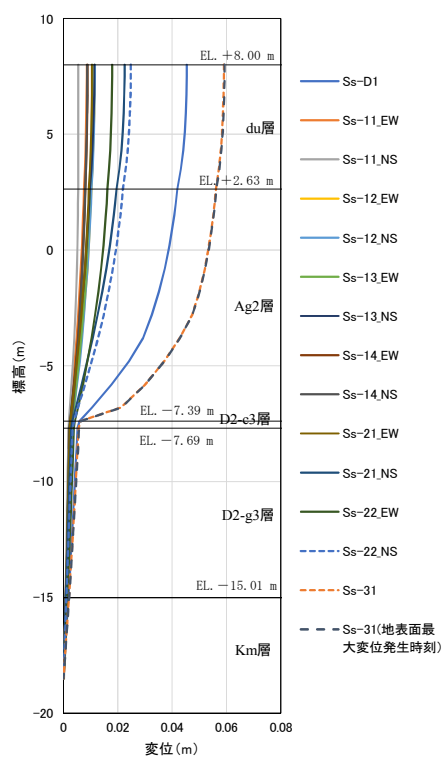
地点⑥断面

図 5. 10. 5－14 (2) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



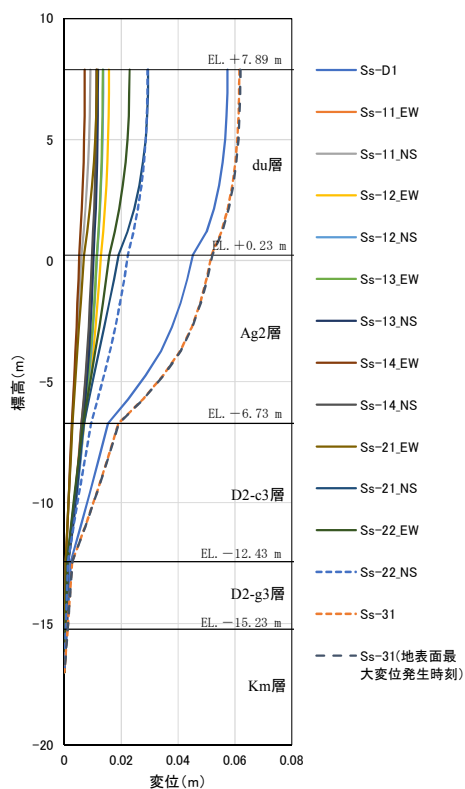


地点③断面

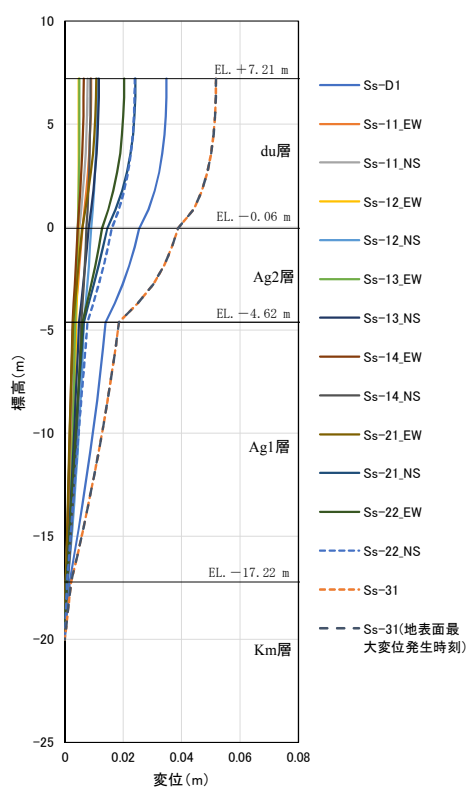


地点④断面

図 5.10.5-15 (1) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



地点⑤断面



地点⑥断面

図 5.10.5-15 (2) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



(c) III区間

III区間は、汀線沿いの敷地北側に位置し、入力津波高さがT.P. +17.9 mと想定される箇所である。この区間は、第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤がT.P. -50.0 mからT.P. -60.0 m以深に分布する箇所である。評価候補断面としては、液状化検討対象層となるA s層及びA g 1層が厚く堆積する地点⑦断面、過圧密粘土層であるA c層が最も厚く堆積する地点⑧断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

III区間の評価対象断面選定結果を表5.10.5-4に、III区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.5-16、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.5-17、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図5.10.5-18に示す。図5.10.5-18には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II区間及びIII区間はいずれも入力津波高さがT.P. +17.9 mの区間であるが、II区間の地盤高さがT.P. +8.0 mに対して、III区間はT.P. +4.0~6.7 mであり、最も津波高さが大きい区間である。

表5.10.5-5に、構造成立性検討で実施した地点⑦断面の曲げ照査結果の安全率を示す。表5.10.5-5に示すように、地震時よりもT.P. +24.0 m津波時のほうが鋼管杭の曲げ照査における安全率が小さくなる。津波波圧は、地点⑧断面と地点⑦断面の地盤高さの違いにより、津波波圧が地点⑧断面よりも地点⑦断面のほうが大きくなる。よって、III区間においては、地点⑦断面を評価対象断面とする。地点⑦断面は、液状化検討対象層となるA s層及びA g 1層が厚く堆積する断面でもある。

表 5.10.5-4 III区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	地盤高さ (津波波圧)	評価 断面	選定結果
地点⑦断面	0.194 (S <sub>s</sub> -31)	0.78 (S <sub>s</sub> -31)	T.P. +4.0 m (303.03 kN/m <sup>2</sup> )	○	地震の影響よりも津波の影響が大きく、地点⑧断面よりも津波波圧が大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
地点⑧断面	0.210 (S <sub>s</sub> -D1)	0.76 (S <sub>s</sub> -31)	T.P. +6.7 m (262.12 kN/m <sup>2</sup> )	—	地点⑦断面と比較して、津波波圧が小さいため評価対象断面としない。

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。



表 5. 10. 5-5 地点⑦断面の鋼管杭の曲げ照査結果の安全率（構造成立性検討時）

検討ケース	安全率
地震時（ $S_s - D1$ ）	1. 46
基準津波時	1. 95
T. P. +24 m 津波時	1. 17

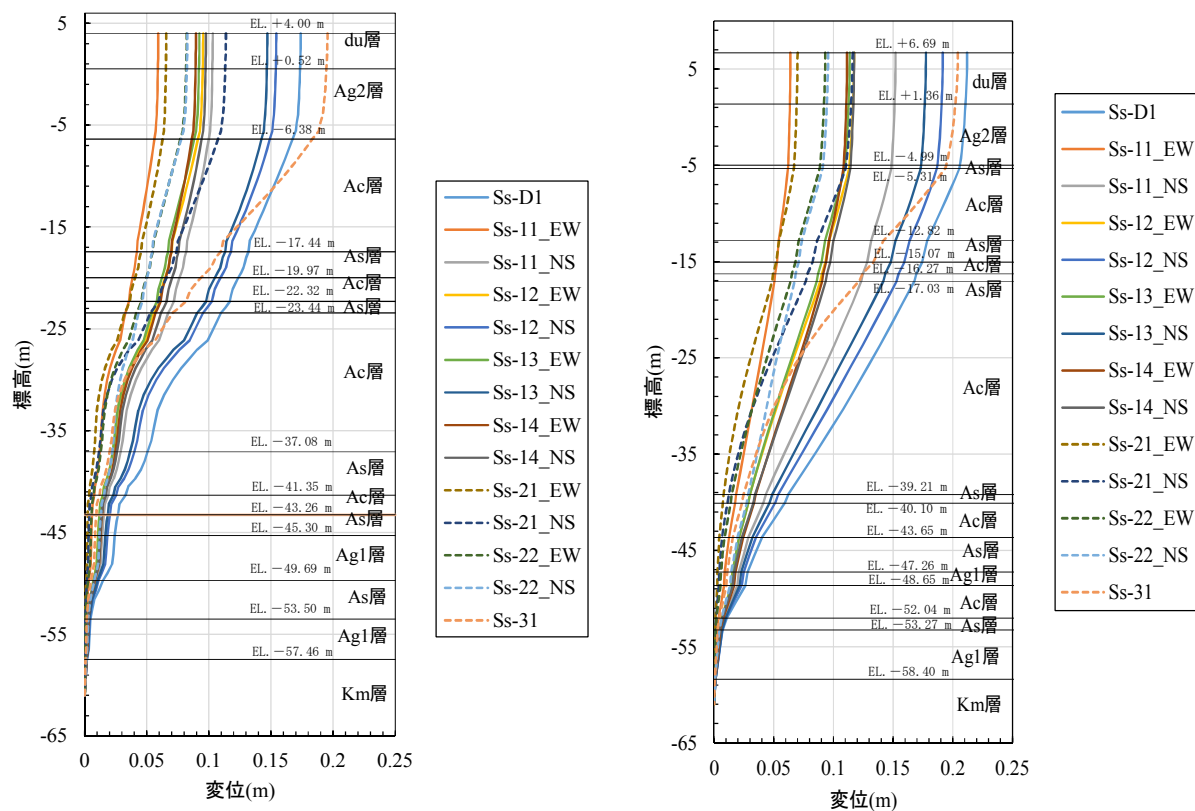
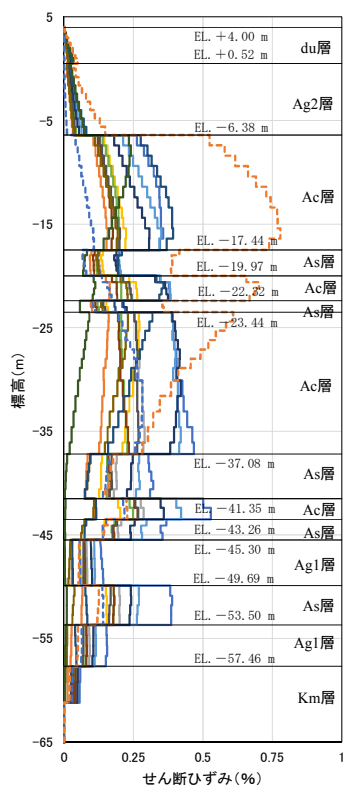
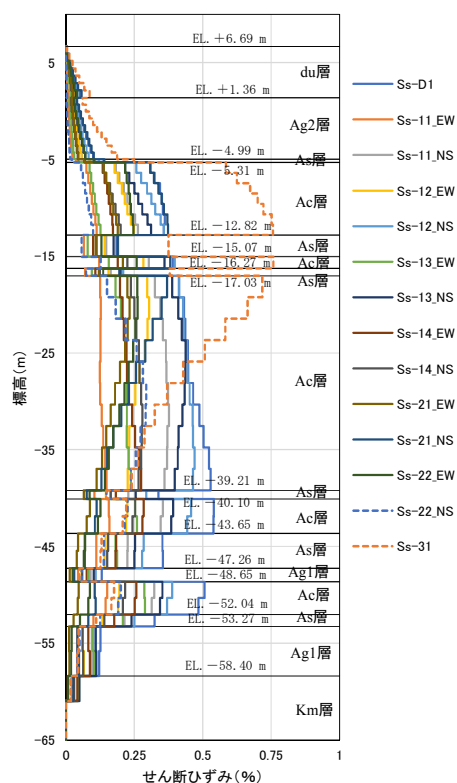


図 5. 10. 5-16 III区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布



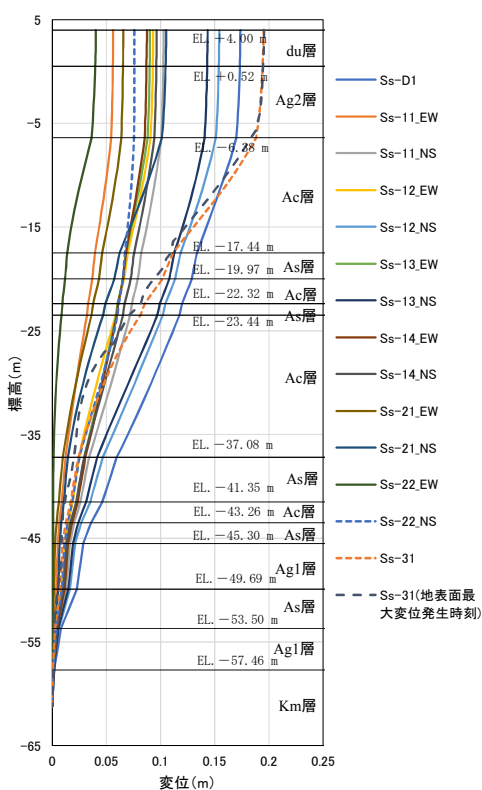


地点⑦断面

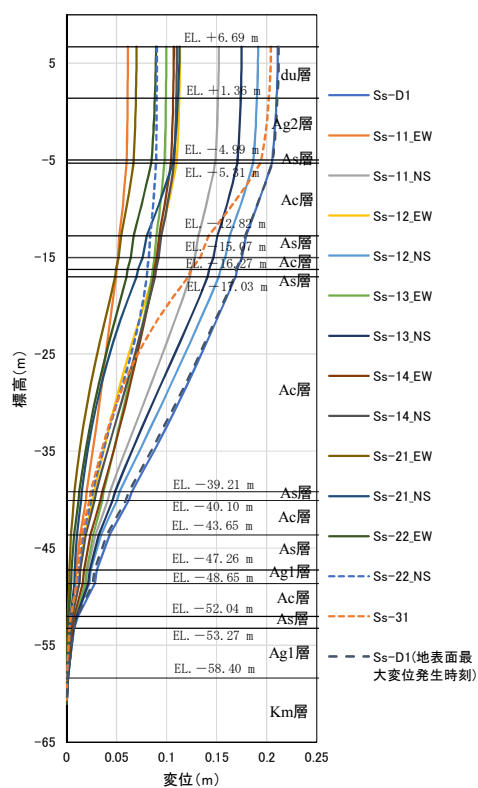


地点⑧断面

図 5. 10. 5－17 Ⅲ区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



地点⑦断面



地点⑧断面

図 5. 10. 5－18 Ⅲ区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



(d) IV区間

IV区間は、敷地北側に位置し、入力津波高さが T.P. +15.4 m と想定される箇所である。この区間は、Ⅲ区間と同様に第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤も T.P. - 50.0 m から T.P. -60.0 m 以深に分布する箇所である。IV区間における A s 層及び A c 層の層厚分布を図 5.10.5-19 に示す。

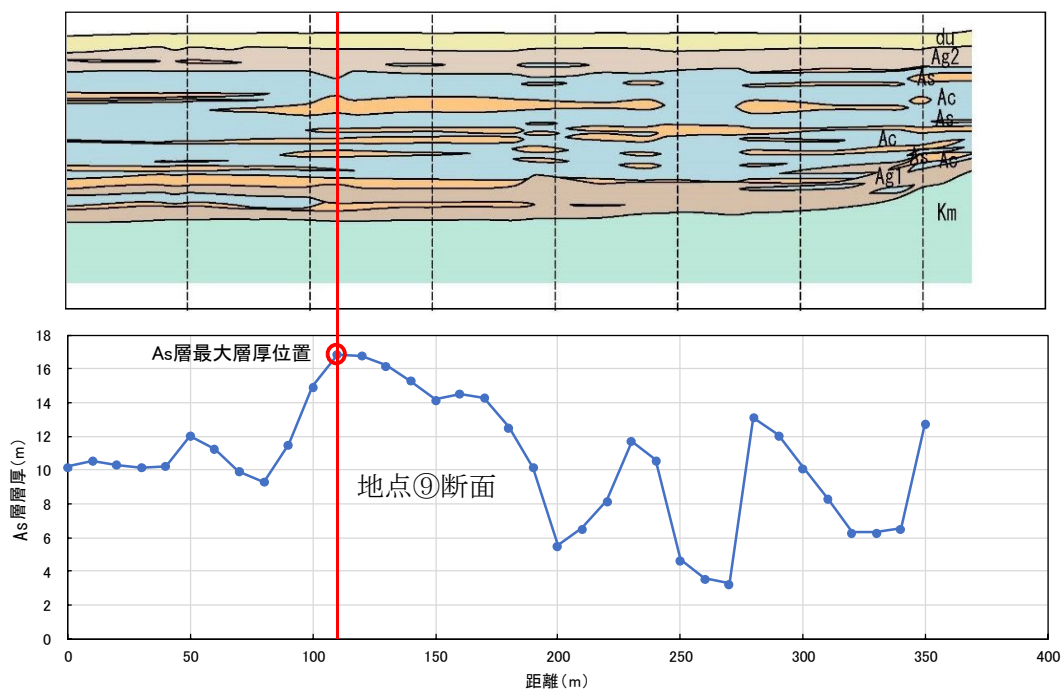


図 5.10.5-19 (1) IV区間における A s 層の層厚分布

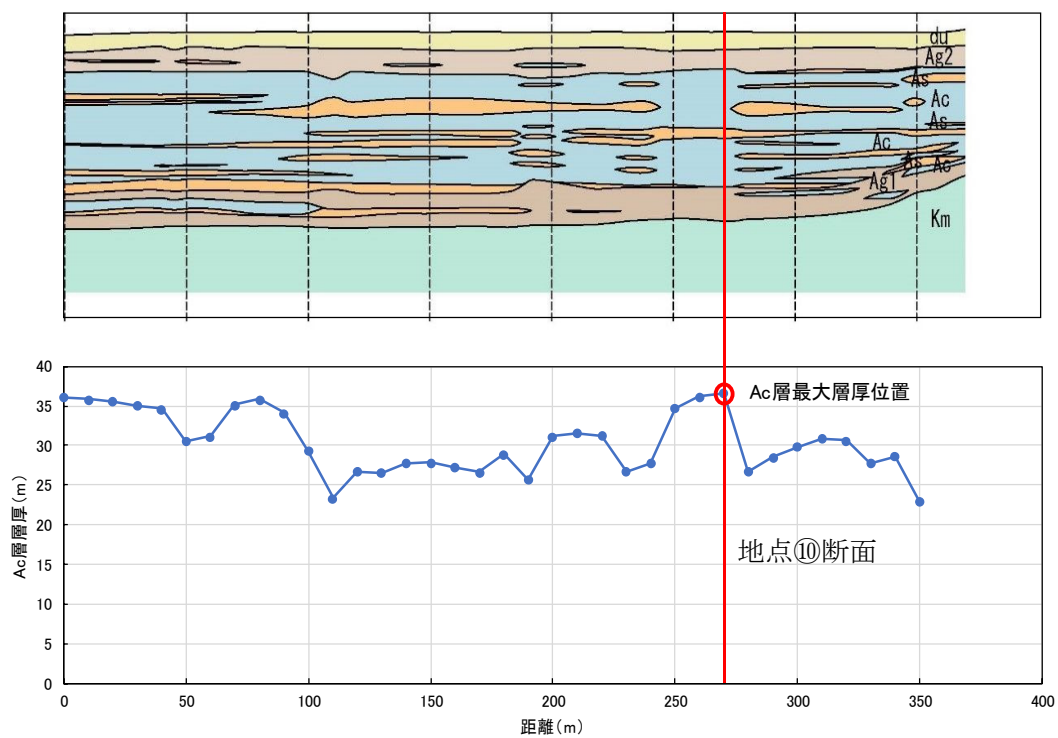


図 5.10.5-19 (2) IV区間における A c 層の層厚分布



評価候補断面としては、液状化検討対象層となるA s 層が最も厚く堆積する地点⑨断面、過圧密粘土層であるA c 層が最も厚く堆積する地点⑩断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

評価対象断面選定結果を表 5.10.5-6 に、IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.5-20、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.5-21、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.10.5-22 に示す。図 5.10.5-22 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

IV区間においては、A g 2 層上部の変位は地点⑨断面より地点⑩断面が大きい、最大せん断ひずみは地点⑨断面の方が地点⑩断面よりも大きい。そこで、I 区間と同様に、地点⑨断面に対して最大せん断ひずみが発生したS<sub>s</sub>-3 1の地震波で原地盤における1次元有効応力解析を実施し、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。また、地点⑩断面については地表面最大変位が発生したS<sub>s</sub>-D 1の地震波で原地盤における1次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻の地盤剛性を地盤バネとし、同時刻の地盤変位を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。1次元有効応力解析における地盤の変位分布を図 5.10.5-23 に、せん断ひずみ分布を図 5.10.5-24 に、フレーム解析による鋼管杭の変位分布を図 5.10.5-25 に、鋼管杭の曲げモーメント分布を図 5.10.5-26 に示す。

表 5.10.5-6 に示すように、地点⑩断面のA g 2 層上部の変位及び鋼管杭に発生する曲げモーメントが地点⑨断面よりも大きいことから、地点⑩断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.5-6 IV区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価 断面	選定結果
地点⑨断面	0.196 (S <sub>s</sub> -D 1)	0.93 (S <sub>s</sub> -3 1)	$7.69 \times 10^3$ (最大せん断ひずみ 発生時刻)	—	A g 2 層上部の変位及び最大曲げモーメントが地点⑩断面と比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑩断面	0.212 (S <sub>s</sub> -D 1)	0.78 (S <sub>s</sub> -3 1)	$1.74 \times 10^4$ (地表面最大変位 発生時刻)	○	A g 2 層上部の変位及び最大曲げモーメントが大きい ため評価対象断面 に選定する。 [断面④]

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。



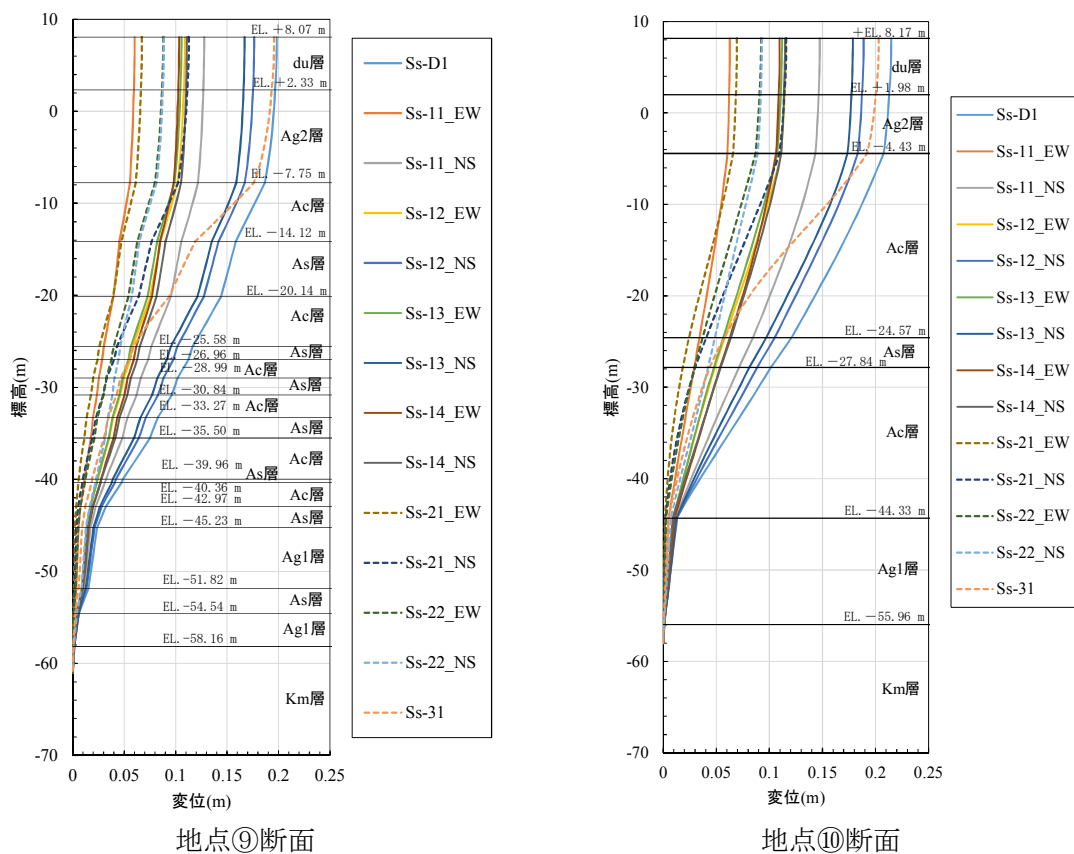


図 5. 10. 5－20 IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

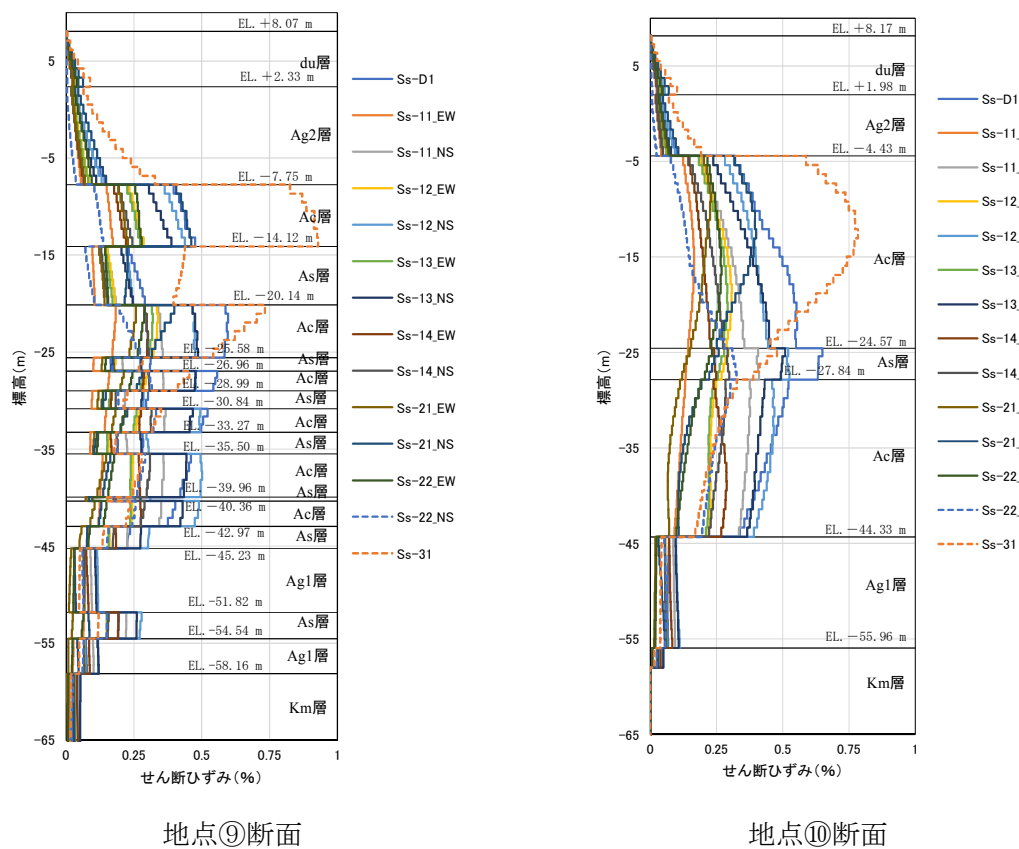
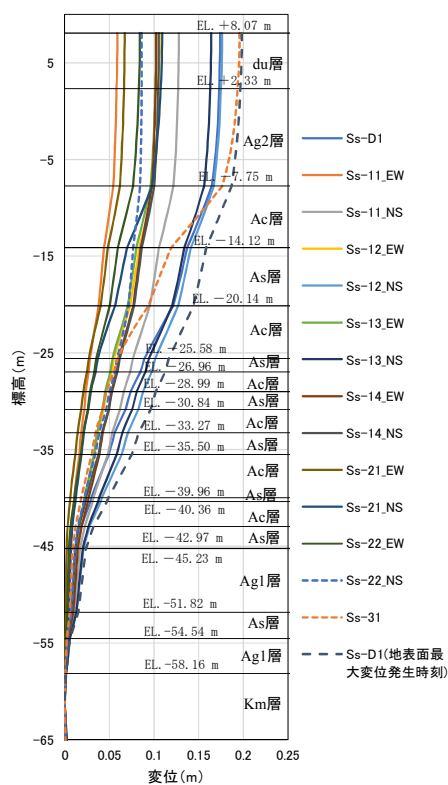
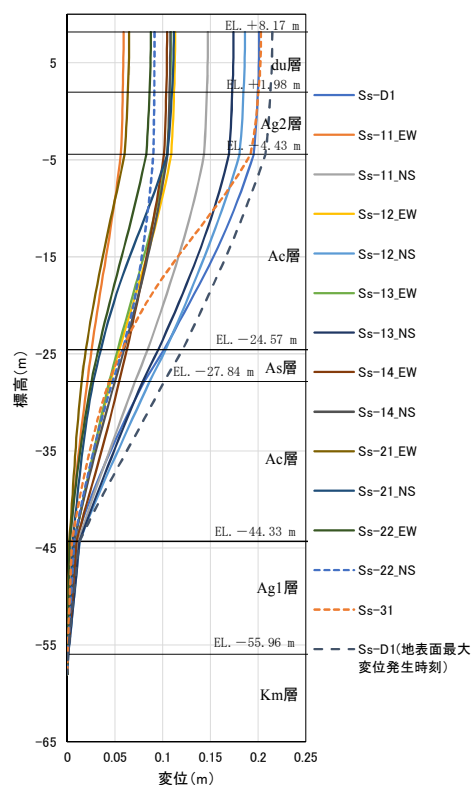


図 5. 10. 5－21 IV区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



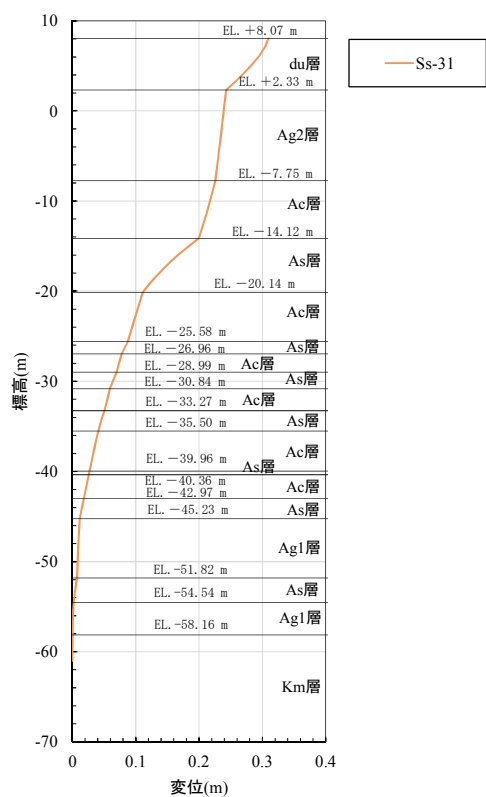


地点⑨断面

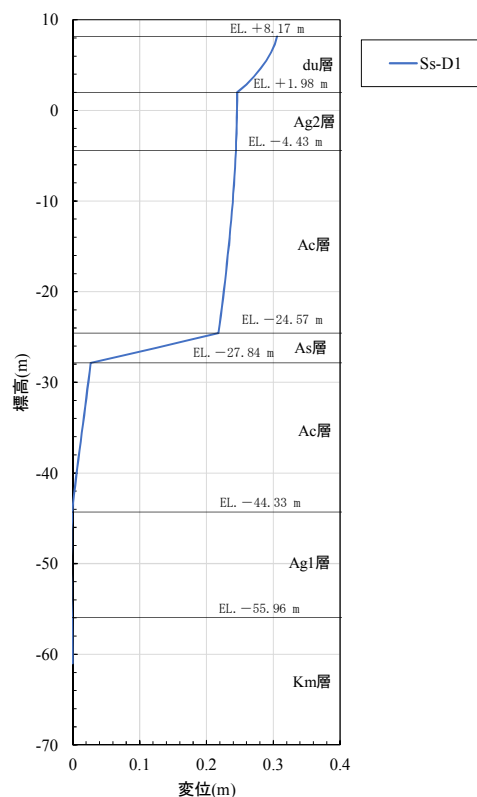


地点⑩断面

図 5. 10. 5－22 IV区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



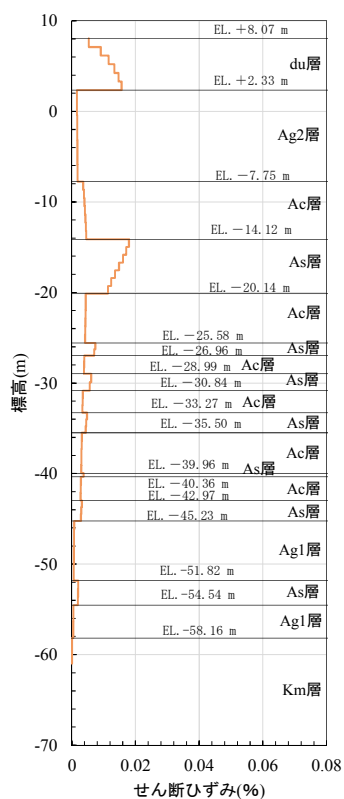
地点⑨断面



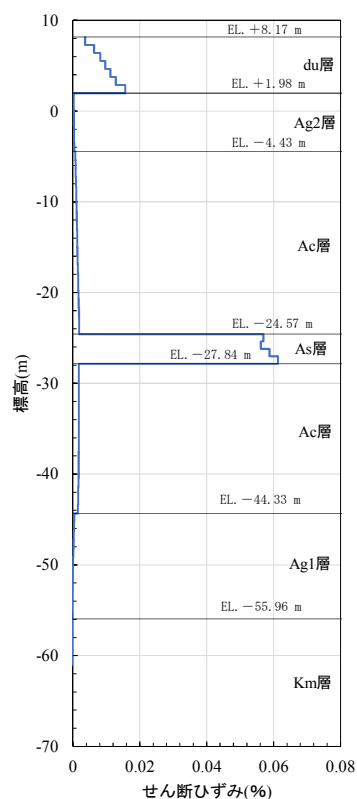
地点⑩断面

図 5. 10. 5－23 IV区間の評価候補断面における変位分布（1次元有効応力解析）



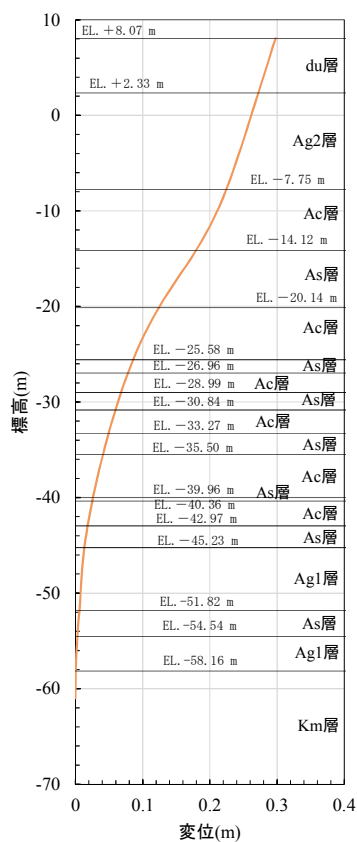


地点⑨断面

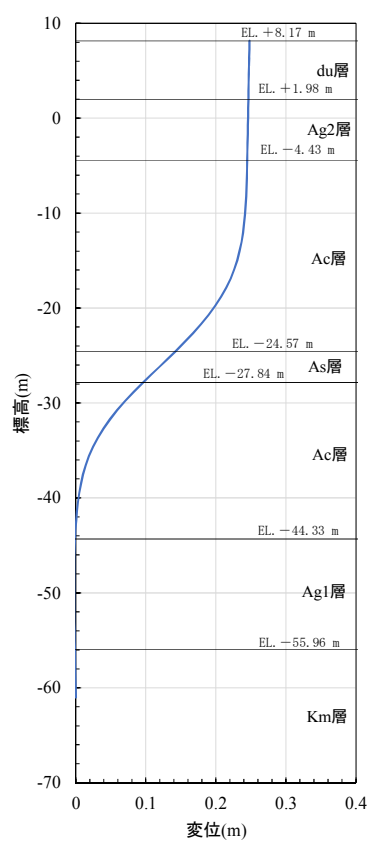


地点⑩断面

図 5.10.5-24 IV区間の評価候補断面におけるせん断ひずみ分布（1次元有効応力解析）



地点⑨断面



地点⑩断面

図 5.10.5-25 IV区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の変位分布



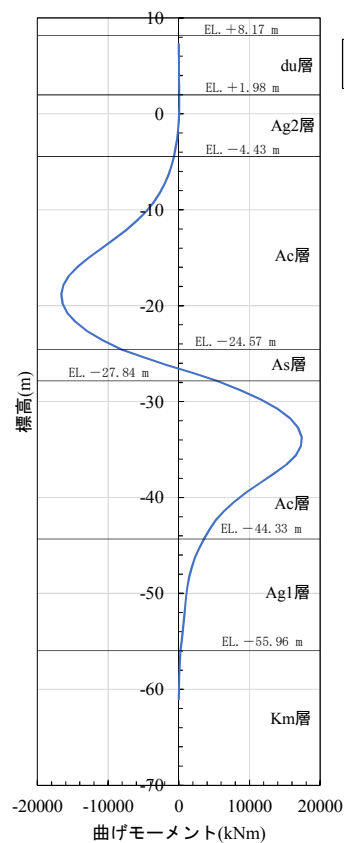
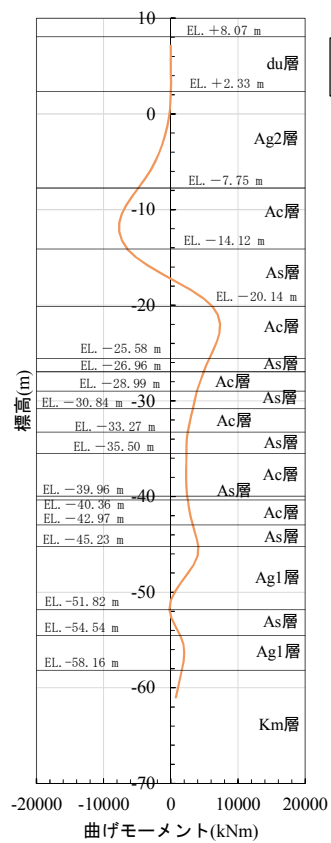


図 5. 10. 5-26 IV区間の評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の曲げモーメント分布



(e) V区間

V区間は敷地北西側に位置し、入力津波高さが T.P+15.4 m と想定される箇所である。北西側のV区間は防潮壁が岩盤上面標高の等高線に対して斜めに横断しており、防潮壁の縦断方向断面及び横断方向断面に岩盤の傾斜が存在する。

V区間においては、図 5.10.5-27 に示すように縦断方向及び横断方向とも岩盤上面標高の等高線が密になっており、岩盤の傾斜による影響が大きい地点①断面を評価対象断面として選定する。

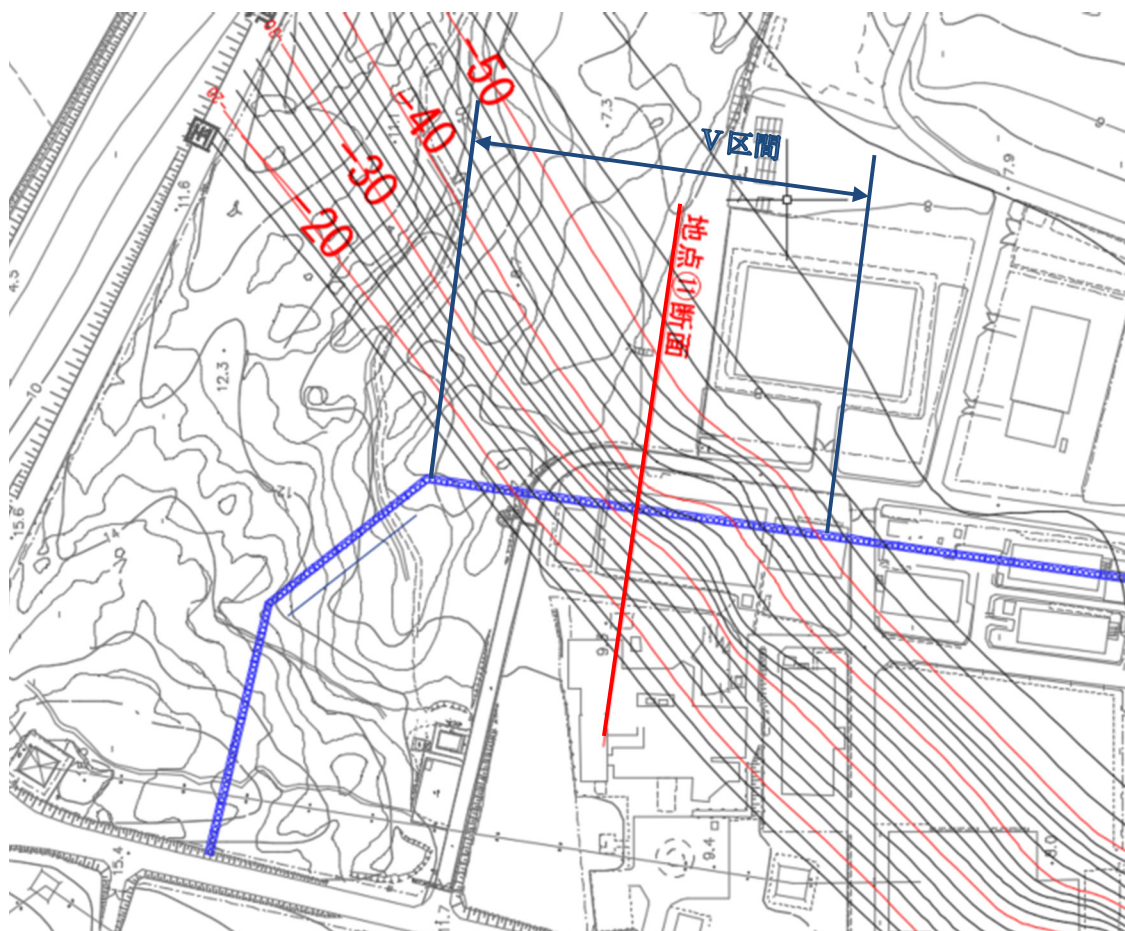


図 5.10.5-27 地点①断面における岩盤標高



b. 上部構造に対する断面選定

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径φ2000 区間（Ⅰ区間，Ⅳ区間，Ⅴ区間），鋼管杭径φ2500 区間（Ⅱ区間，Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。

上部構造の設計においては、地震及び津波の重畳時の評価が支配的であることから、各断面における慣性力と波圧の合計値を算定し、合計値が一番大きい断面を評価対象断面とする。上部構造の断面選定に用いる慣性力としては各断面で実施した 1 次元地震応答解析結果における地表面最大加速度を用いた。表 5.10.5-7 及び表 5.10.5-8 に各断面における慣性力を、表 5.10.5-9 及び 5.10.5-10 に各断面における T.P. +24.0 m 津波時の津波波圧を、表 5.10.5-11 及び表 5.10.5-12 に評価対象断面の選定結果を示す。鋼管杭径φ2000 区間では地点①断面を、鋼管杭径φ2500 区間では地点⑦断面を上部構造の評価対象断面と選定する。

表 5.10.5-7 鋼管杭径φ2000 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	水平震度	躯体自重 ( $\text{kN/m}^2$ )	慣性力 ( $\text{kN/m}^2$ )
Ⅰ	①	823.9 ( $S_s - 2.1NS$ )	0.840	40.1	33.68
	②	746.8 ( $S_s - 3.1$ )	0.762	40.1	30.56
Ⅳ	⑨	458.4 ( $S_s - 3.1$ )	0.467	40.1	18.73
	⑩	457.3 ( $S_s - 3.1$ )	0.466	40.1	18.69
Ⅴ	⑪	451.0 ( $S_s - 3.1$ )	0.460	40.1	18.45

躯体自重  $1 \text{ m}^2$  あたり：

(幅  $3.0 \text{ m} \times$  長さ  $11.5 \text{ m} -$  直径  $2.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 3.14 / 4 \times 5 \text{ 本}$ )

$\times 24.5 \text{ kN/m}^3 /$  長さ  $11.5 \text{ m} = 40.1 \text{ kN/m}^2$

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。



表 5. 10. 5－8 鋼管杭径  $\phi$  2500 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	水平震度	躯体自重 ( $\text{kN/m}^2$ )	慣性力 ( $\text{kN/m}^2$ )
Ⅱ	③	755.2 ( $S_s - 3.1$ )	0.770	42.8	32.96
	④	750.1 ( $S_s - 2.1 \text{ NS}$ )	0.765	42.8	32.74
	⑤	771.6 ( $S_s - 2.1 \text{ NS}$ )	0.787	42.8	33.68
	⑥	815.7 ( $S_s - 3.1$ )	0.832	42.8	35.61
Ⅲ	⑦	538.9 ( $S_s - 3.1$ )	0.550	42.8	23.54
	⑧	488.5 ( $S_s - 3.1$ )	0.498	42.8	21.31

躯体自重  $1 \text{ m}^2$  あたり：

(幅  $3.5 \text{ m} \times$  長さ  $14.0 \text{ m} -$  直径  $2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 3.14 / 4 \times 5 \text{ 本}) \times 24.5 \text{ kN/m}^3$   
 $\div$  長さ  $14.0 \text{ m} = 42.8 \text{ kN/m}^2$

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5. 10. 5－9 鋼管杭径  $\phi$  2000 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
Ⅰ	①	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	②	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
Ⅳ	⑨	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑩	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
Ⅴ	⑪	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42

表 5. 10. 5－10 鋼管杭径  $\phi$  2500 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
Ⅱ	③	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	④	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑤	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑥	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
Ⅲ	⑦	T.P. +4.0 m	T.P. +24.0 m	10.00	303.03
	⑧	T.P. +6.7 m	T.P. +24.0 m	8.65	262.12



表 5. 10. 5－11 鋼管杭径  $\phi 2000$  区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	津波波圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	慣性力＋ 津波波圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	評価断面	選定結果
I	①	33. 68	242. 42	276. 10	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面①]
	②	30. 56	242. 42	272. 98		
IV	⑨	18. 73	242. 42	261. 15		
	⑩	18. 69	242. 42	261. 11		
V	⑪	18. 45	242. 42	260. 87		

表 5. 10. 5－12 鋼管杭径  $\phi 2500$  区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	津波波圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	慣性力＋ 津波波圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	評価断面	選定結果
II	③	32. 96	242. 42	275. 38		
	④	32. 74	242. 42	275. 16		
	⑤	33. 68	242. 42	276. 10		
	⑥	35. 61	242. 42	278. 03		
III	⑦	23. 54	303. 03	326. 57	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
	⑧	21. 31	262. 12	283. 43		



### (3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 5－11 表に，選定した評価対象断面図を図 5. 10. 5－29 図に示す。

なお，防潮堤の頂部に設置される津波・構内監視カメラの設計のための加速度応答の観点としては，以下の理由により南側断面（断面①），東南断面（汀線沿い南側，断面②），東北断面（汀線沿い北側，断面③）を対象断面とする。

断面①：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面②：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層は薄い個所。

断面③：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層が厚く堆積する個所。

北西側（斜面部）については，防潮壁高さ及び第四紀層の厚さが断面①と同様であるため，断面①を参照することで確認する。

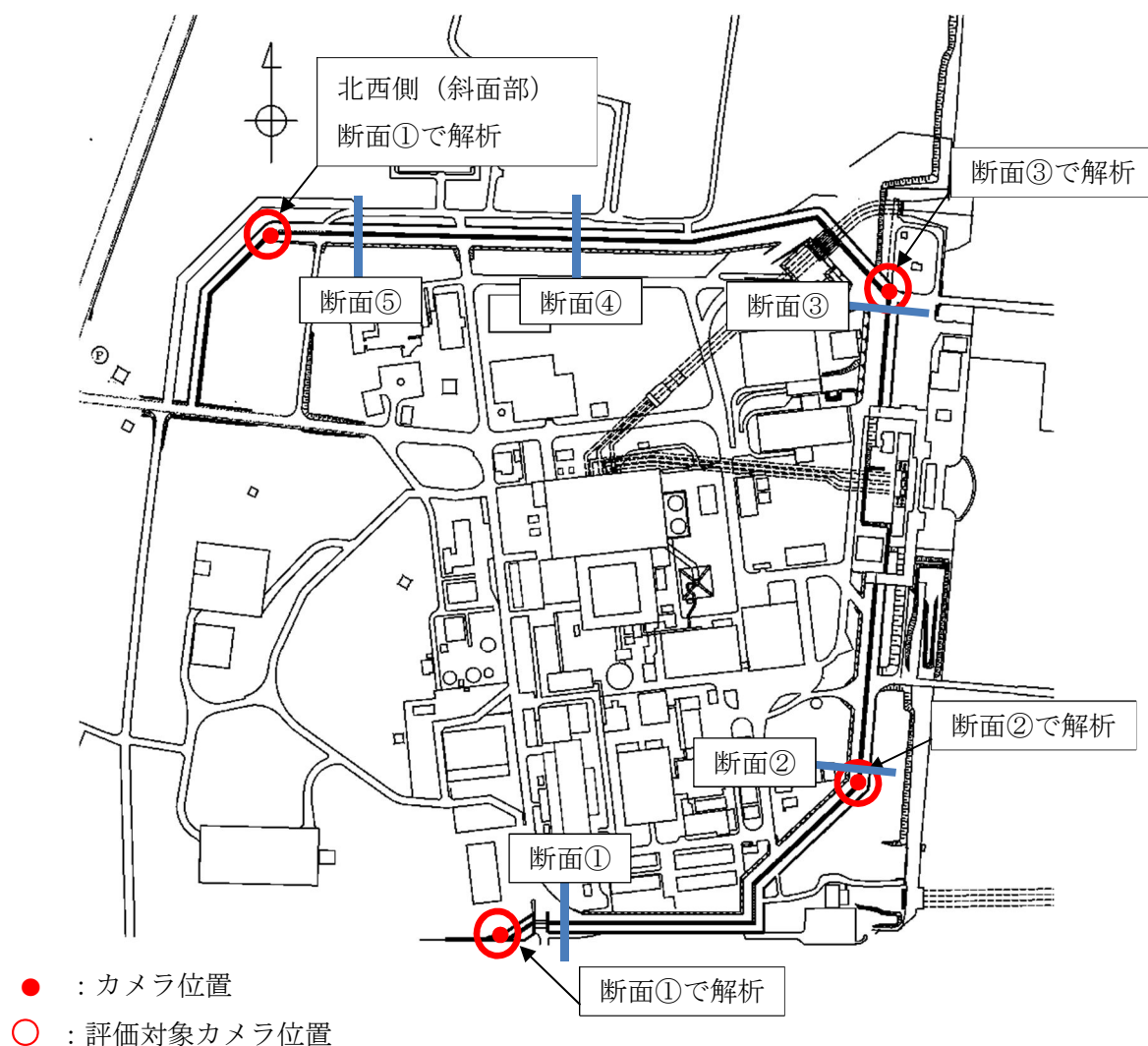


図 5. 10. 5－28 津波・構内監視カメラ位置図及び選定断面位置



表 5.10.5-11 評価対象断面の選定結果

断面	区間	鋼管杭径 (mm)	入力津波高さ	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
断面① [地点①]	I 区間	φ 2000	T.P. +16.8 m (南側) T.P. +15.4 m (北西側)	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内監視カメラ	○	下部構造：I 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。  上部構造：鋼管杭径 φ 2000 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面② [地点④]	II 区間	φ 2500	T.P. +17.9 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内監視カメラ	○	下部構造：II 区間は、A g 2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが大きい断面を選定する。
断面③ [地点⑦]	III 区間	φ 2500	T.P. +17.9 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	津波・構内監視カメラ	○	下部構造：III 区間は、津波波圧が大きい断面を選定する。  上部構造：鋼管杭径 φ 2500 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面④ [地点⑩]	IV 区間	φ 2000	T.P. +15.4 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	—	○	下部構造：IV 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。
断面⑤ [地点⑪]	V 区間	φ 2000	T.P. +15.4 m	岩盤上面が傾斜しており、40m 程度の標高差が存在する。	—	○	下部構造：V 区間は、第四紀層が厚く岩盤の傾斜が大きい断面を選定する。



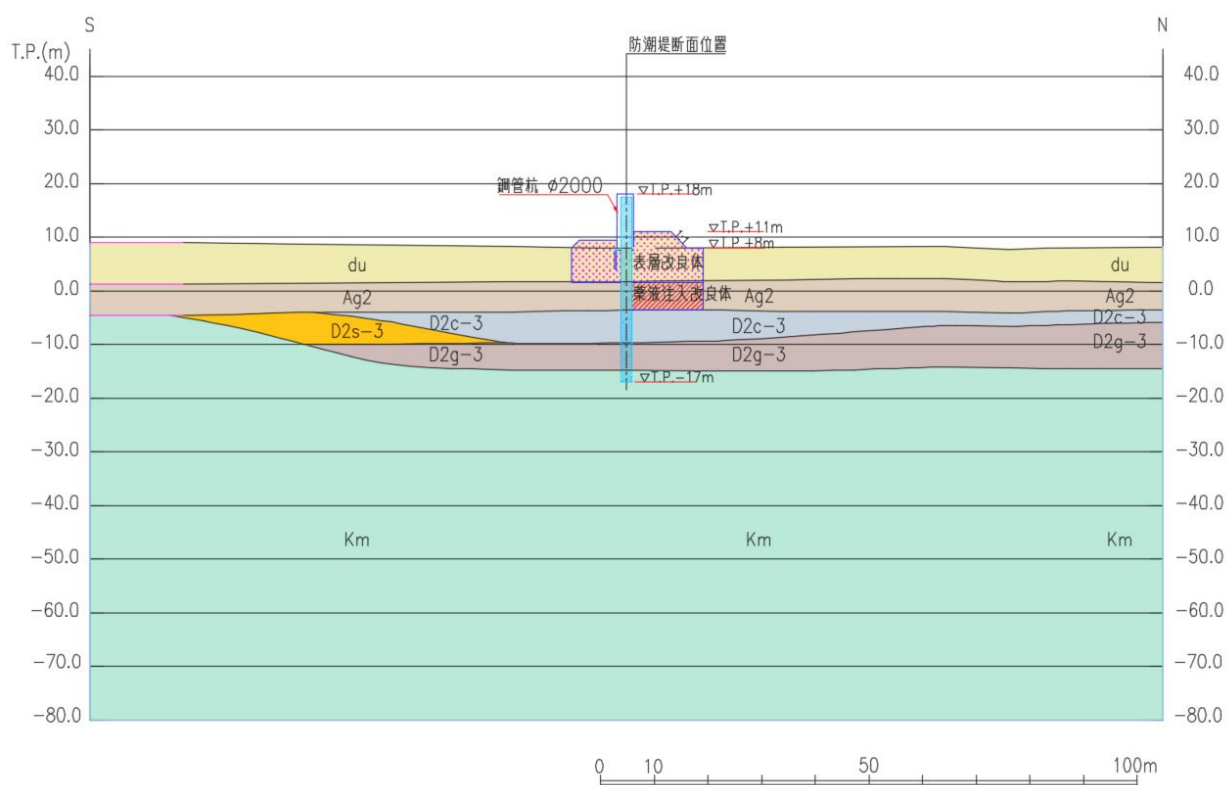


図 5. 10. 5-29 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面①)

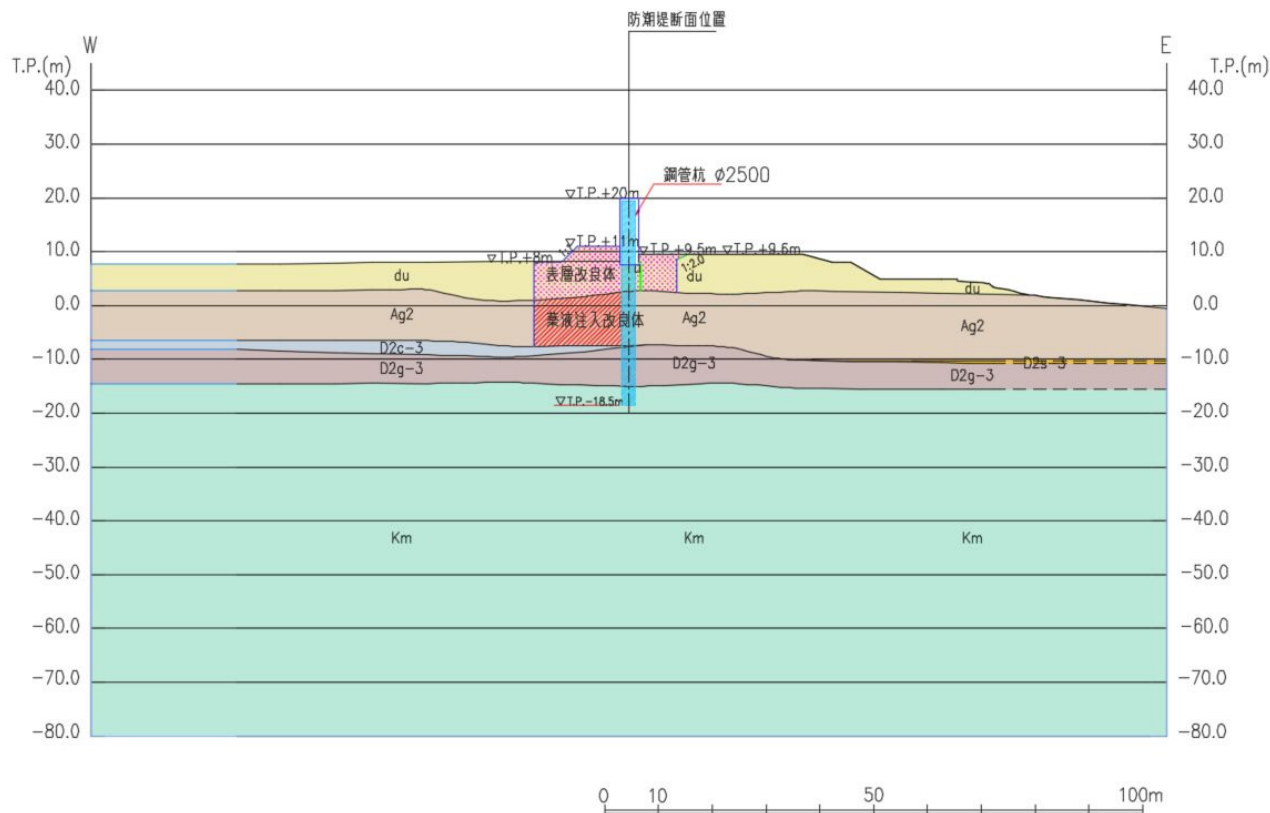


図 5. 10. 5-29 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面②)







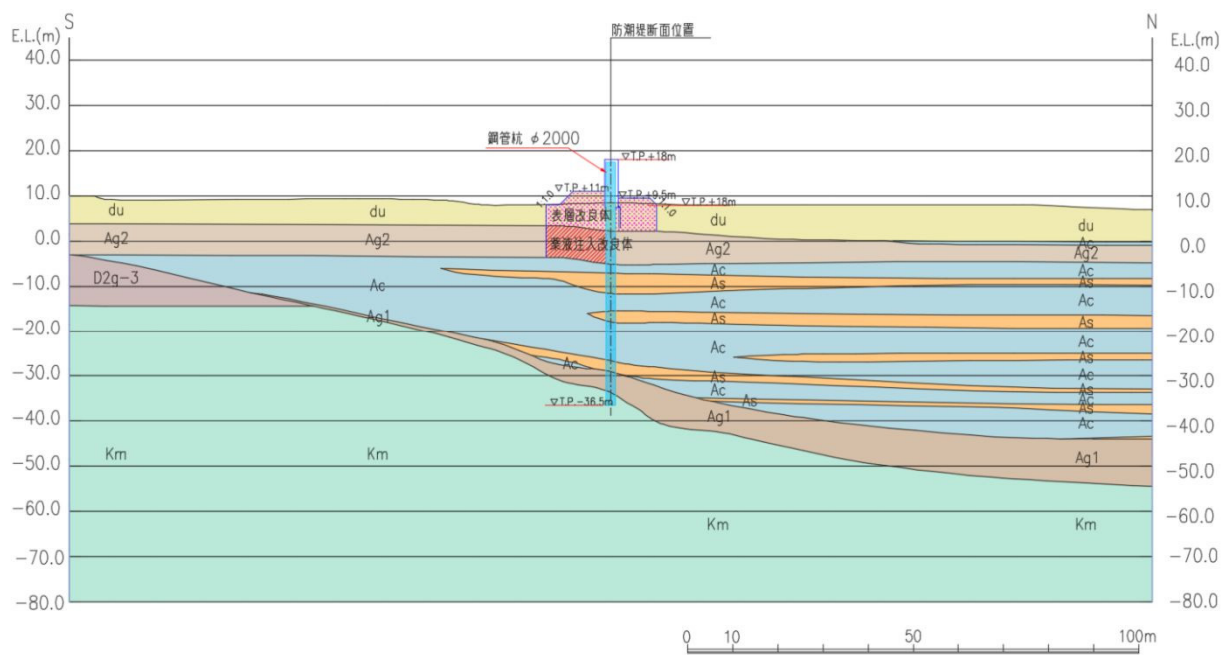


図 5. 10. 5－29 (5) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面⑤)



#### 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸

貯留堰及び貯留堰取付護岸の平面配置図を図 5.10.6-1 に、断面図を図 5.10.6-2 に示す。貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。既設構造物である貯留堰取付護岸は、貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

貯留堰は、鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成し、鋼管矢板の下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保する。鋼管矢板の天端は、非常用海水ポンプの取水性を確保するため、海底地盤レベル約 T.P. -6.9 m に対して天端高さを T.P. -4.9 m としており、約 2 m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約 65 m×約 24 m である。

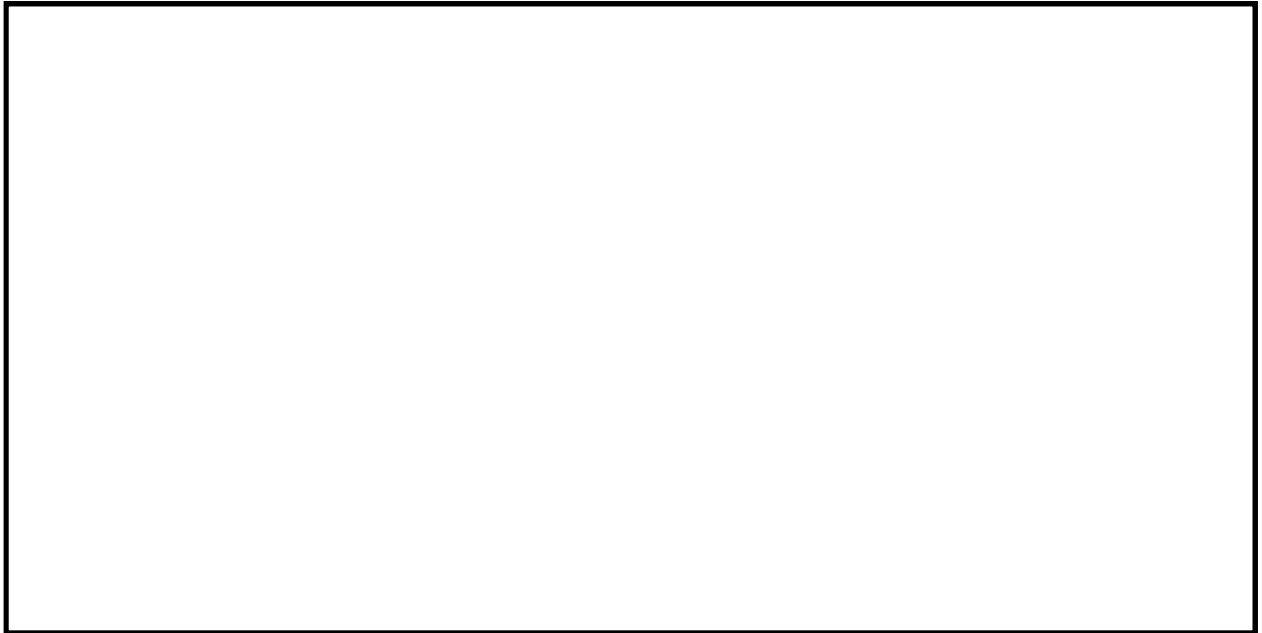


図 5.10.6-1 貯留堰及び貯留堰取付護岸の平面配置図



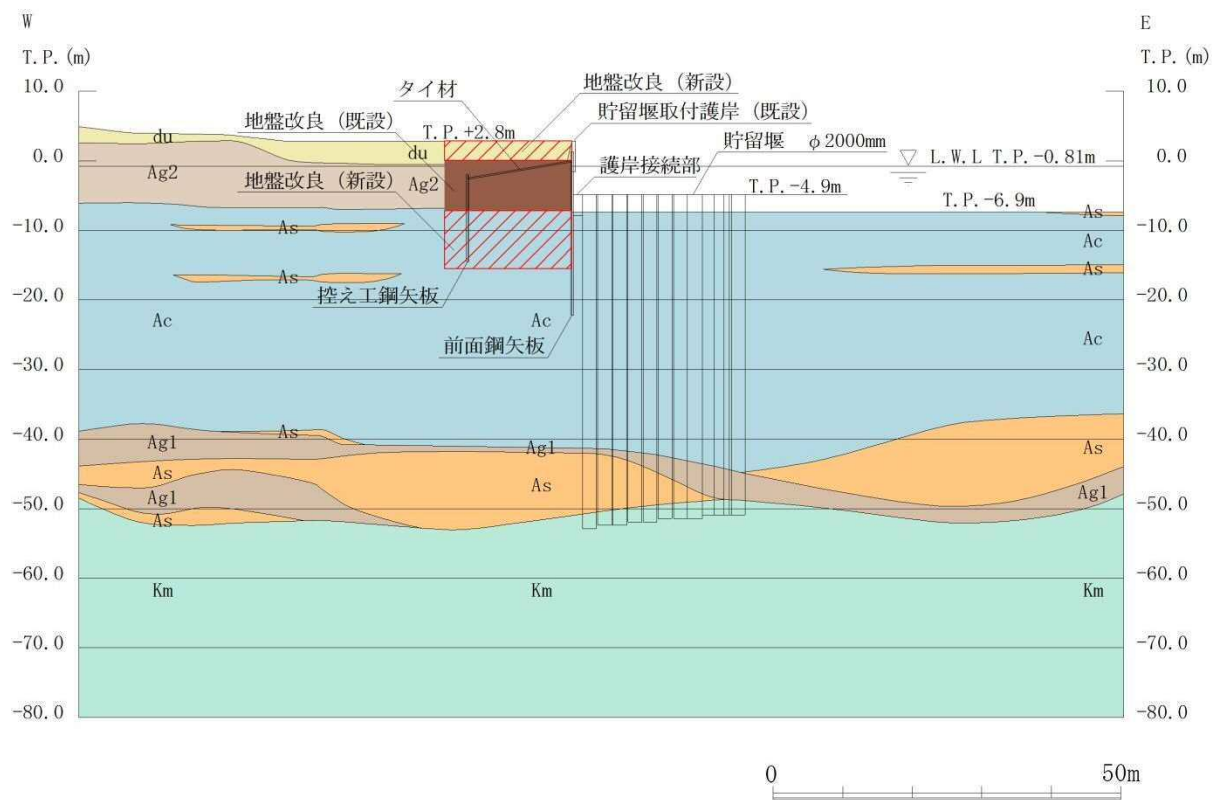


図 5. 10. 6－2 (1) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-1)

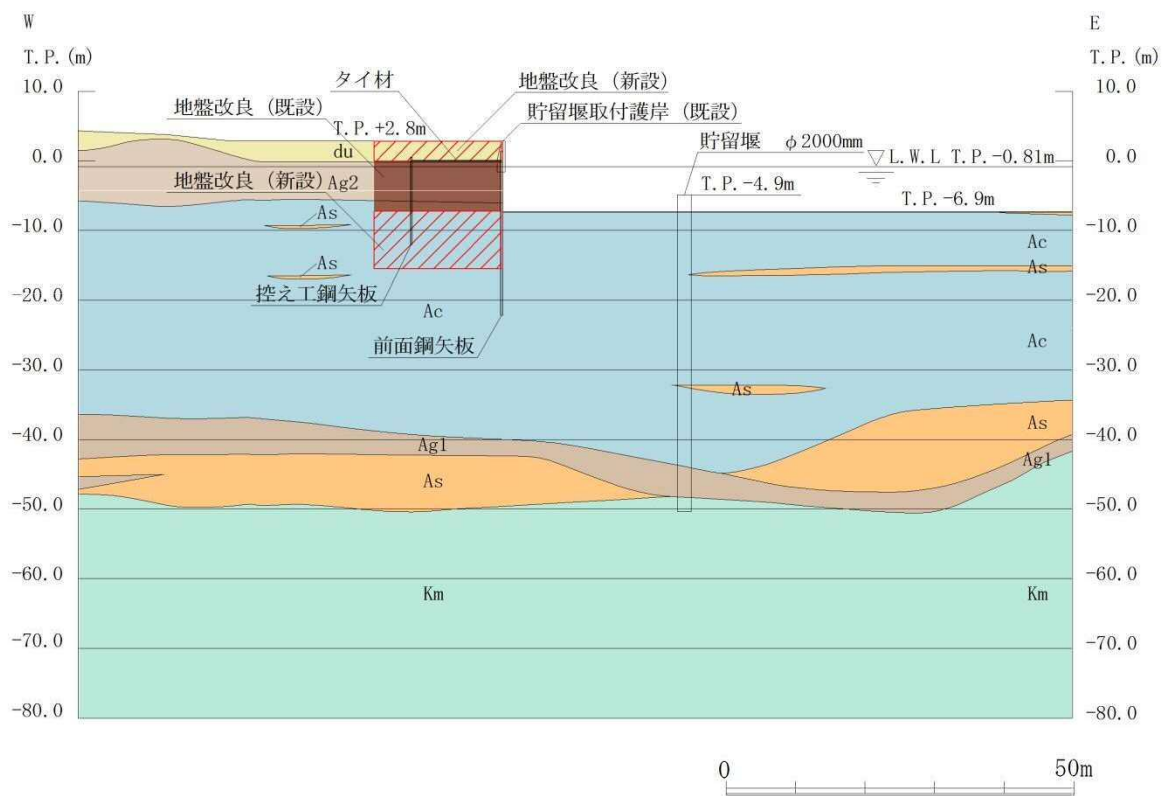


図 5. 10. 6－2 (2) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-2)



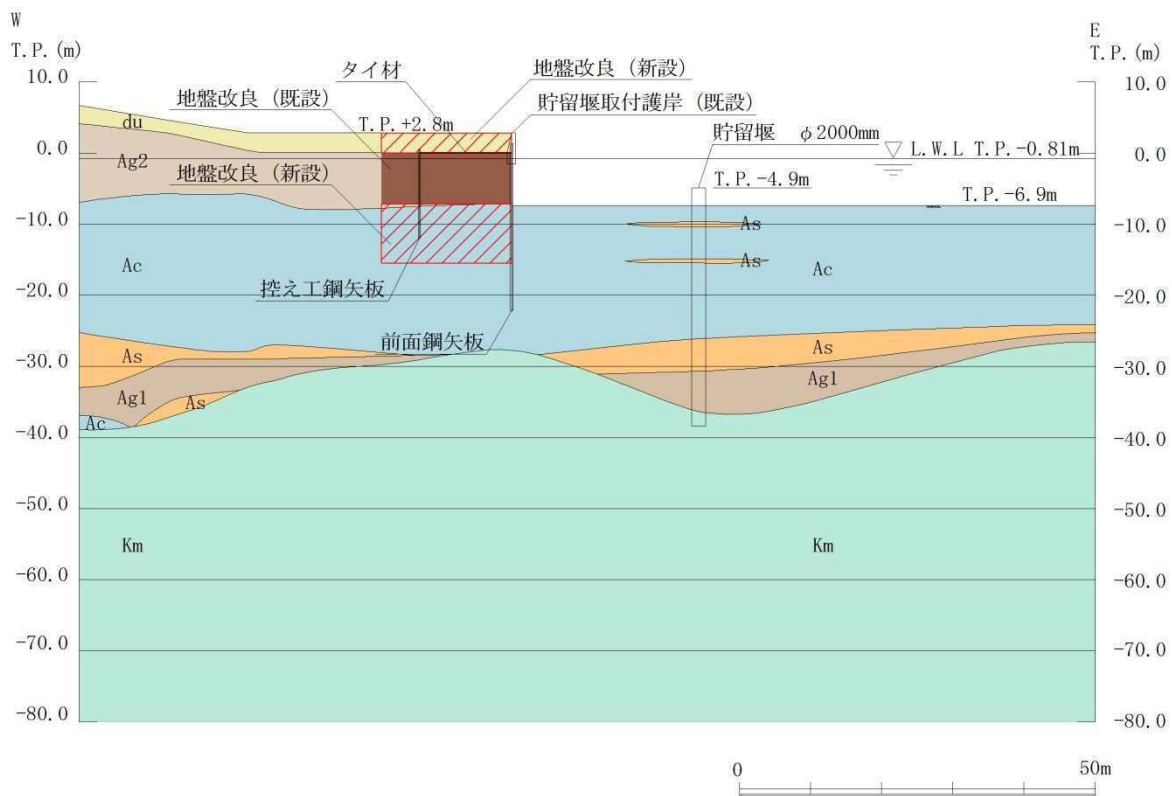


図 5.10.6-2 (3) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-3)

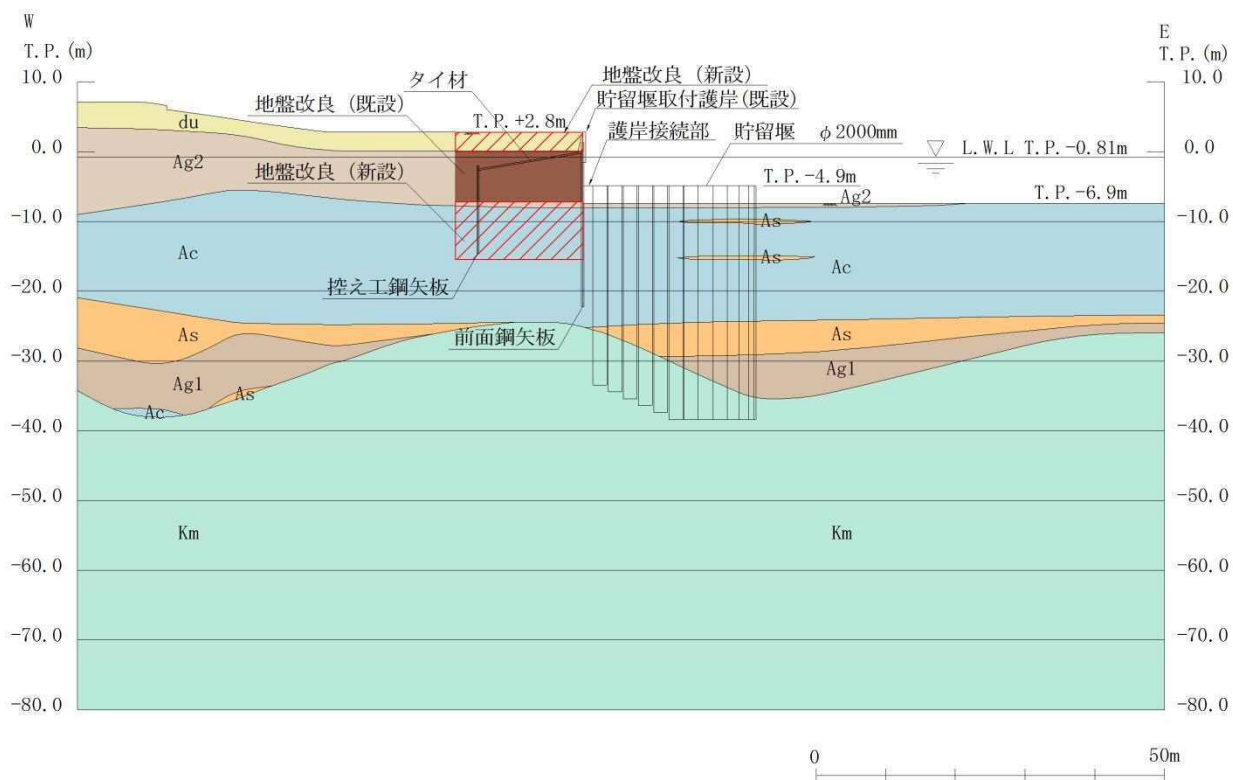


図 5.10.6-2 (4) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-4)



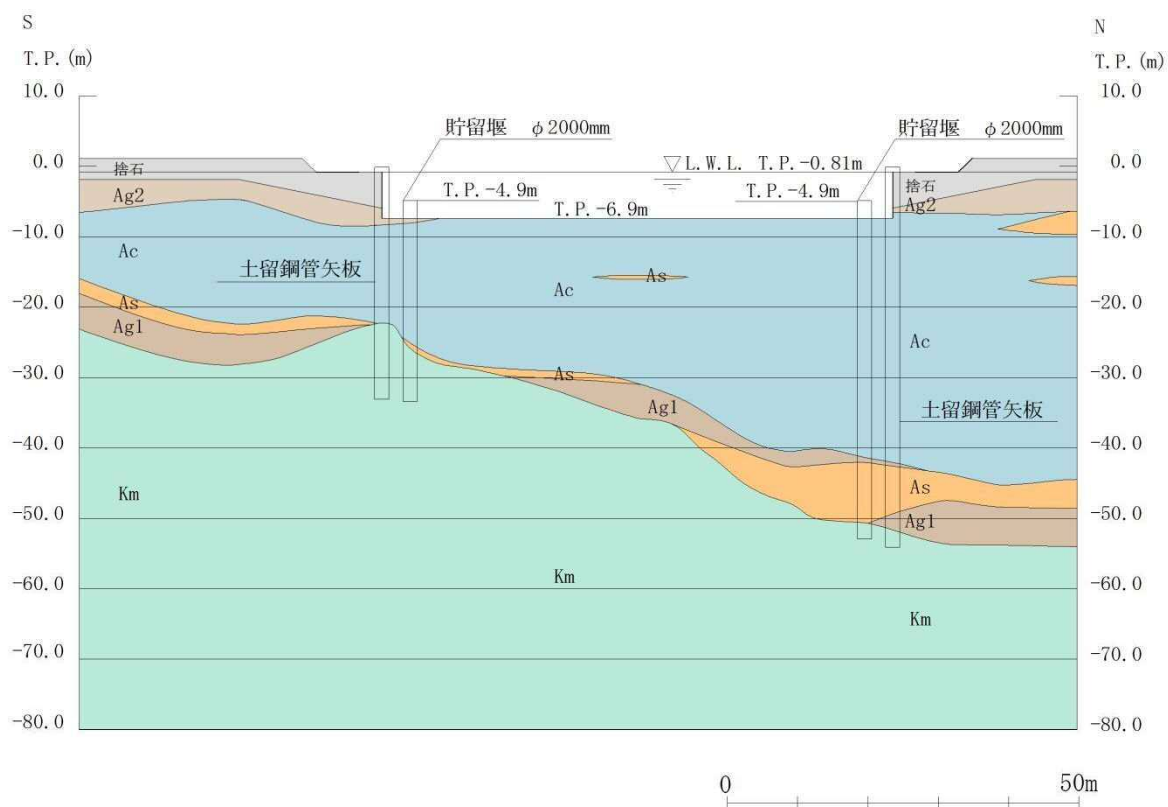


図 5.10.6-2 (5) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (NS-1)

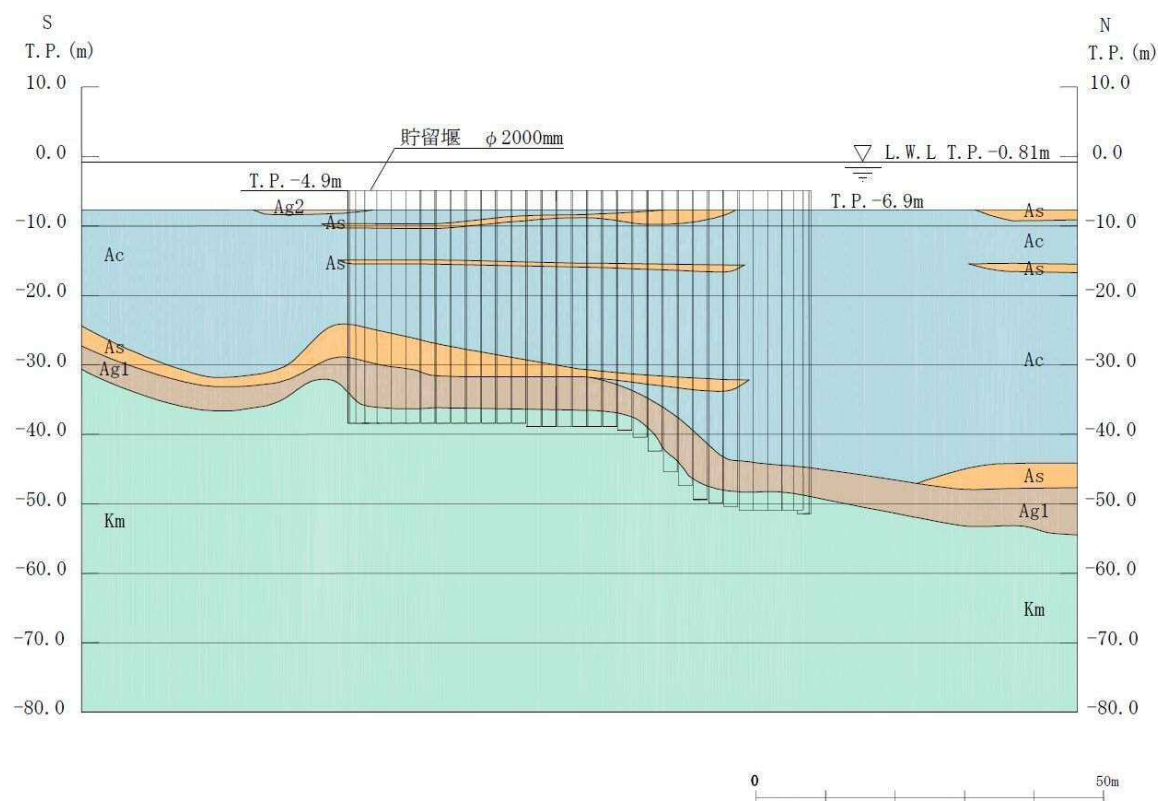


図 5.10.6-2 (6) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (NS-2)



(1) 評価候補断面の特徴

評価候補断面の特徴を表 5. 10. 6－1 に示す。

表 5. 10. 6－1 貯留堰及び貯留堰取付護岸 評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
EW-1	・東西方向（北側端部） ・強軸断面方向（縦断方向） ・護岸接続部を通る断面	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—
EW-2	・東西方向 ・弱軸断面方向（横断方向）	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—
EW-3	・東西方向 ・弱軸断面方向（横断方向）	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—
EW-4	・東西方向（南側端部） ・強軸断面方向（縦断方向） ・護岸接続部を通る断面	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—
NS-1	・南北方向（西側端部） ・弱軸断面方向（横断方向） ・護岸接続部を通る断面	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—
NS-2	・南北方向（東側端部） ・強軸断面方向（縦断方向）	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—



## (2) 評価対象断面の選定

貯留堰縦断方向は、加振方向に対して、鋼管が縦列に連結された鋼管矢板の構造断面性能により抵抗することから、強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向に隣接する鋼管矢板がないことから、弱軸断面方向となる。したがって、貯留堰の評価対象断面の選定では、弱軸断面方向の断面を選定する。

また、護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討を行うことを目的とし、護岸接続部を通る断面についても選定する。

なお、貯留堰の耐震評価においては、地中に分布する第四紀層の影響が支配的と考えられるため、岩盤上面標高の異なる断面に対して地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における鋼管矢板の発生曲げモーメントに着目した比較検討を行い、断面を選定する。

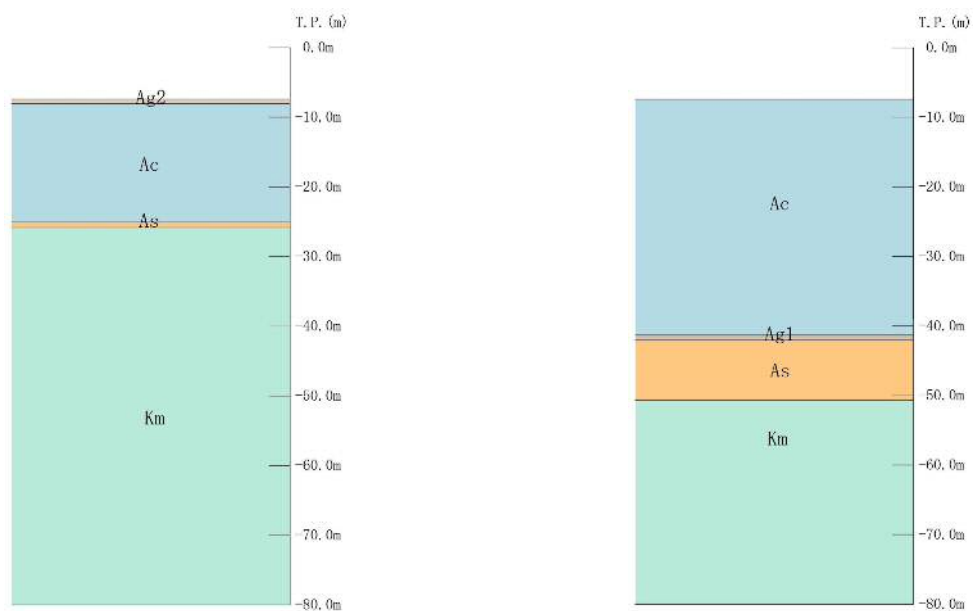


(3) 岩盤上面標高の異なる解析断面の比較検討

岩盤上面標高が高い断面（断面①）と岩盤上面標高が低い断面（断面②）に対して1次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における鋼管矢板の発生曲げモーメントに着目した比較検討を行う。断面①及び断面②の平面位置図、地層構成を図 5. 10. 6－3 及び図 5. 10. 6－4 にそれぞれ示す。



図 5. 10. 6－3 平面位置図（断面①及び断面②）



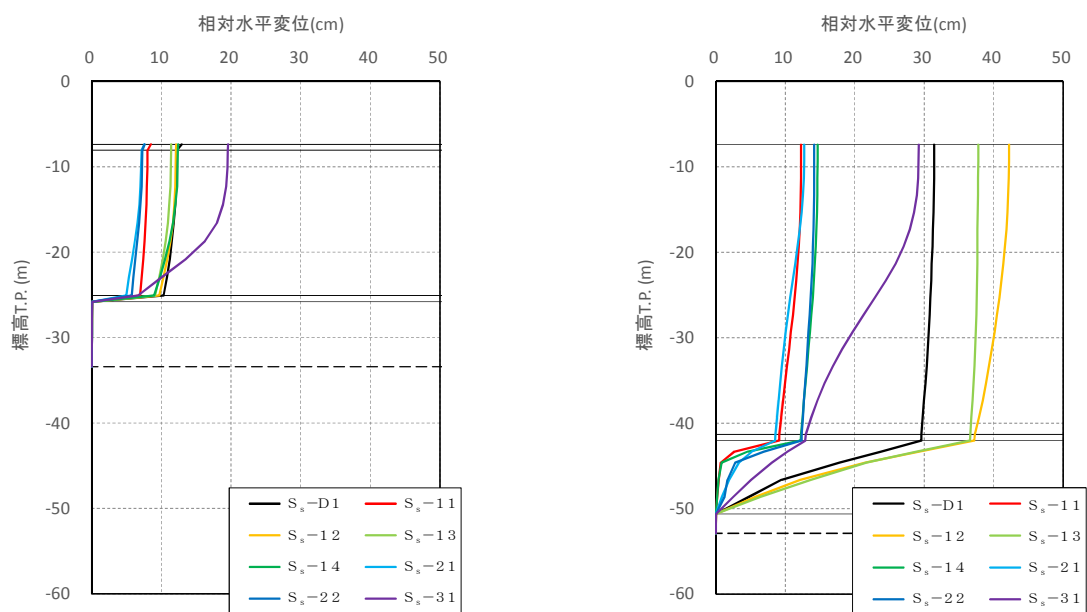
(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）

(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5. 10. 6－4 地層構成（断面①及び断面②）



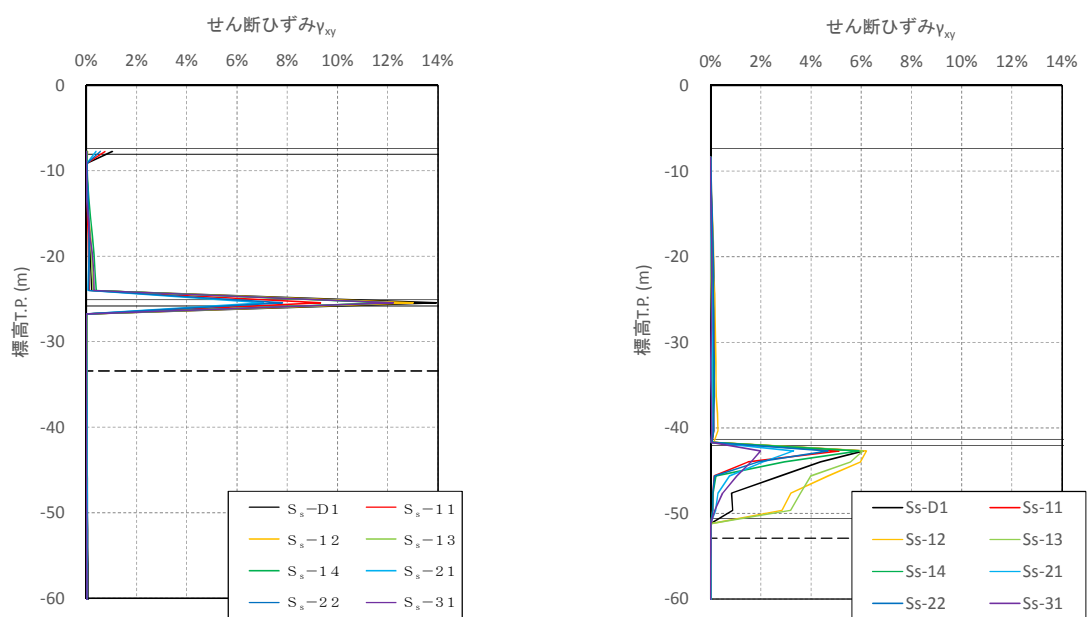
1 次元有効応力解析結果のうち，断面①（岩盤上面標高が高い断面）及び断面②（岩盤上面標高が低い断面）における，地表面最大変位発生時刻における変位分布及び最大せん断ひずみ発生時刻におけるせん断ひずみ分布を図 5.10.6-4 及び図 5.10.6-5 にそれぞれ示す。



(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）

(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5.10.6-4 地表面最大変位発生時刻の変位分布（断面①及び断面②）



(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）

(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5.10.6-5 評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



断面①（岩盤上面標高が高い断面）と断面②（岩盤上面標高が低い断面）に対して、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における鋼管矢板の発生曲げモーメントに着目した比較結果を表 5.10.6-2 に示す。

杭先端を基準とした地表面最大変位は断面②が断面①より大きい、最大せん断ひずみは断面①が断面②より大きい。

そこで、断面①に対して最大せん断ひずみが発生した  $S_s-D1$  の地震波で原地盤における 1 次元有効応力解析を実施し、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤剛性を地盤ばねとし、同時刻の地盤変位を鋼管矢板に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。断面②については地表面最大変位が発生した  $S_s-12$  の地震波で原地盤における 1 次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻の地盤剛性を地盤ばねとし、同時刻の地盤変位を鋼管矢板に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。

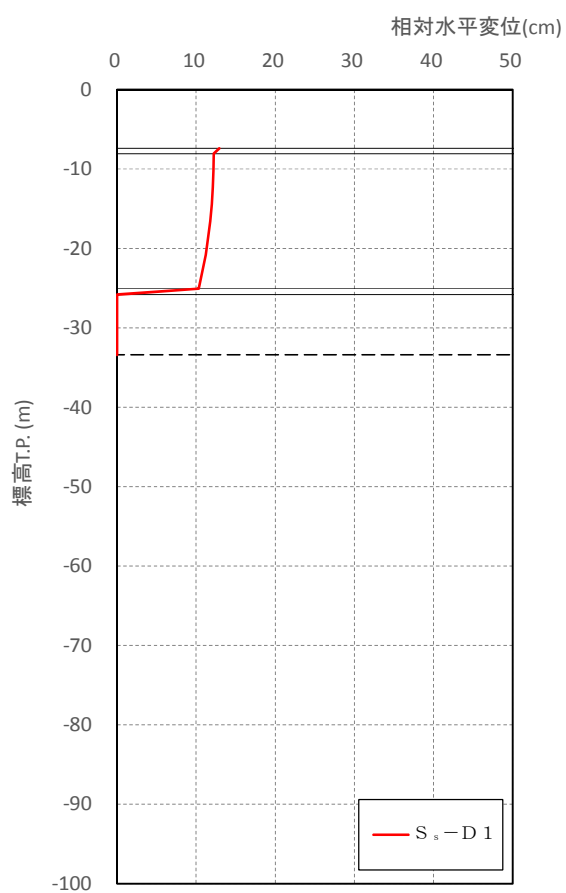
その結果、表 5.10.6-2 に示すとおり、発生する最大曲げモーメントを比較すると断面②（岩盤上面標高が低い断面）が断面①（岩盤上面標高が高い断面）より大きくなることから、評価対象断面の選定においては、岩盤上面標高が低い断面を選定する。

フレーム解析の入力値となる地盤の変位分布を図 5.10.6-6 に示す。また、フレーム解析結果として鋼管矢板の変位分布及び曲げモーメント分布を図 5.10.6-7 及び図 5.10.6-8 にそれぞれ示す。

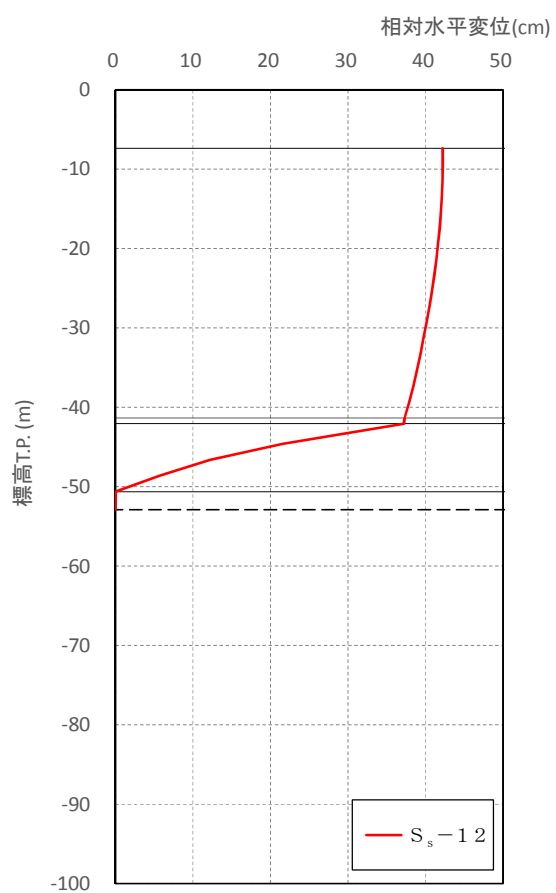
表 5.10.6-2 比較結果

	地表面最大 変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	比較結果	
断面①	0.196 ( $S_s-31$ )	13.94 ( $S_s-D1$ )	$5.86 \times 10^3$ (最大せん断ひずみ 発生時刻)	—	断面②に比べて最大曲げモーメントが小さいため、岩盤上面標高が高い断面は評価対象断面に選定しない。
断面②	0.442 ( $S_s-12$ )	6.21 ( $S_s-12$ )	$14.79 \times 10^3$ (地表面最大変位 発生時刻)	○	断面①に比べて最大曲げモーメントが大きいため、岩盤上面標高が低い断面を評価対象断面に選定する。





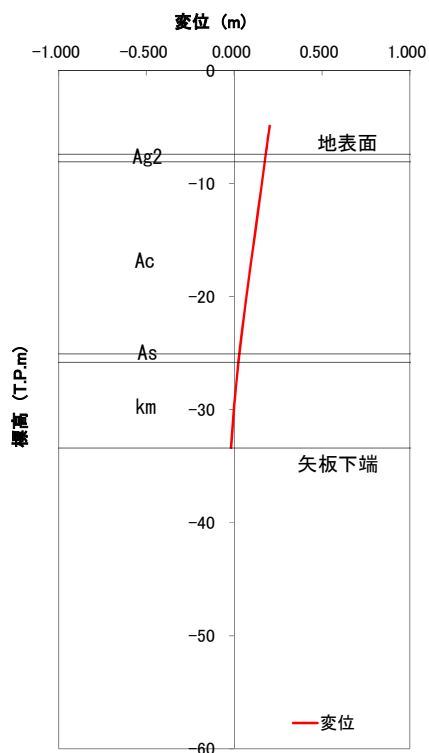
(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）  
（最大せん断ひずみ発生時刻： $S_s-D 1$ ）



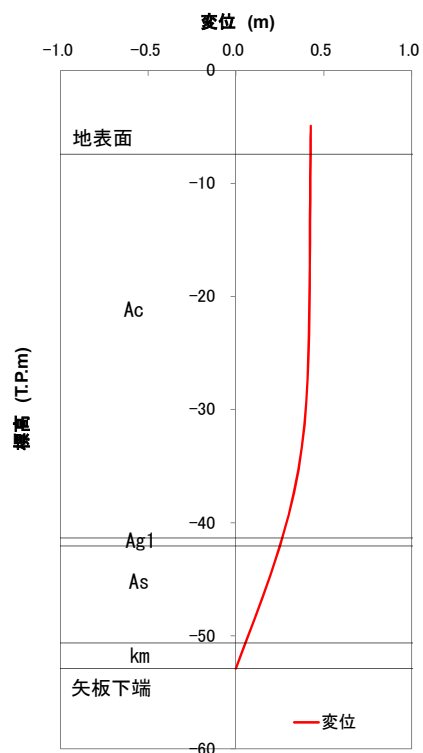
(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）  
（地表面最大変位発生時刻： $S_s-1 2$ ）

図 5.10.6-6 地盤の変位分布（断面①及び断面②）  
（フレーム解析入力値）



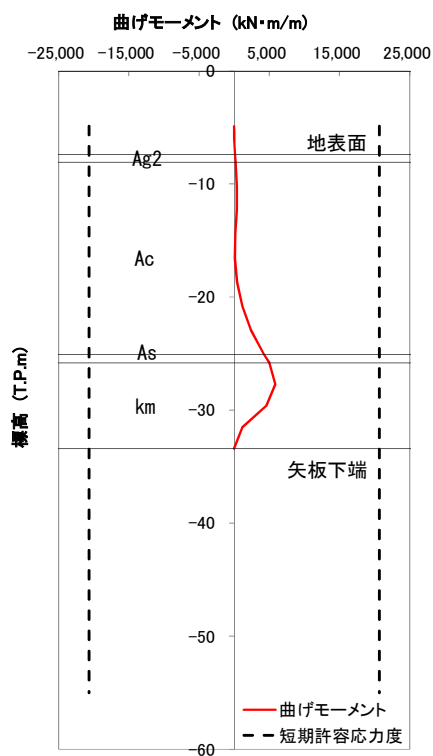


(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）

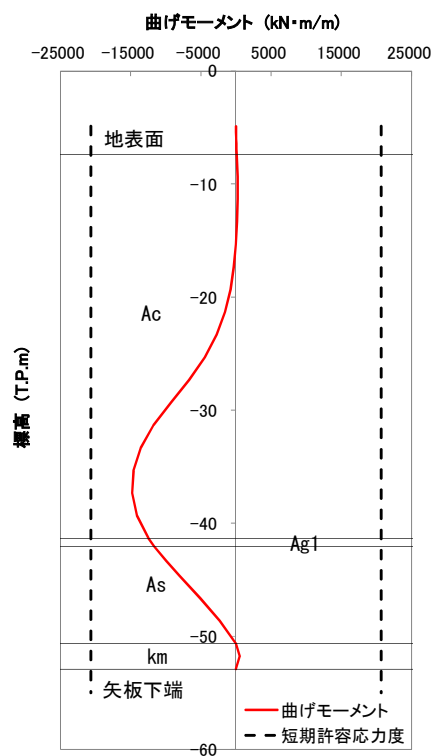


(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5.10.6-8 フレーム解析による鋼管矢板の変位分布（断面①及び断面②）



(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）



(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5.10.6-9 フレーム解析による曲げモーメント分布（断面①及び断面②）



(4) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 11. 6-3 に示す。



表 5.10.6-3 評価対象断面の選定結果（貯留堰及び貯留堰取付護岸）

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
EW-1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・東西方向（北側端部）</li> <li>・強軸断面方向（縦断方向）</li> <li>・護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—	○	護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討断面として選定する。
EW-2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・東西方向</li> <li>・弱軸断面方向（横断方向）</li> </ul>	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—	○	貯留堰本体の検討断面として選定する。
EW-3	<ul style="list-style-type: none"> <li>・東西方向</li> <li>・弱軸断面方向（横断方向）</li> </ul>	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—	—	EW-2 と比較して第四紀層が薄い ため評価対象断面としない。
EW-4	<ul style="list-style-type: none"> <li>・東西方向（南側端部）</li> <li>・強軸断面方向（縦断方向）</li> <li>・護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—	—	EW-1 と比較して第四紀層が薄い ため評価対象断面としない。
NS-1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・南北方向（西側端部）</li> <li>・弱軸断面方向（横断方向）</li> <li>・護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—	○	護岸接続部の検討断面として選定する。
NS-2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・南北方向（東側端部）</li> <li>・強軸断面方向（縦断方向）</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—	—	強軸断面方向のため評価対象断面としない。



### 5.10.7 防潮扉

防潮扉の扉体は、鋼製の桁及びスキムプレートを組合せた構造であり、戸当りを介して鉄筋コンクリート防潮壁の躯体に設置する。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁とのジョイント部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した一体構造とする。

なお、敷地東側の鉄筋コンクリート防潮壁区間内に設置する防潮扉 1 の評価対象断面の選定については、「5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）」に記載する。

土層構成に関して、防潮扉 2 の位置が鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①の位置と近接していること、防潮扉 2 の位置の岩盤上面標高 T.P.  $-9.8 \sim 12.3$  m に対して、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①の岩盤上面標高が T.P.  $-14.6$  m と低くなっており、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①のほうが安全側であることを考慮して、土層構成は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①と同じものを使用する。

防潮扉および鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤評価対象断面位置図を図 5.10.7-1、防潮扉 2 断面位置図を図 5.10.7-2、構造図を図 5.10.7-3 に示す。

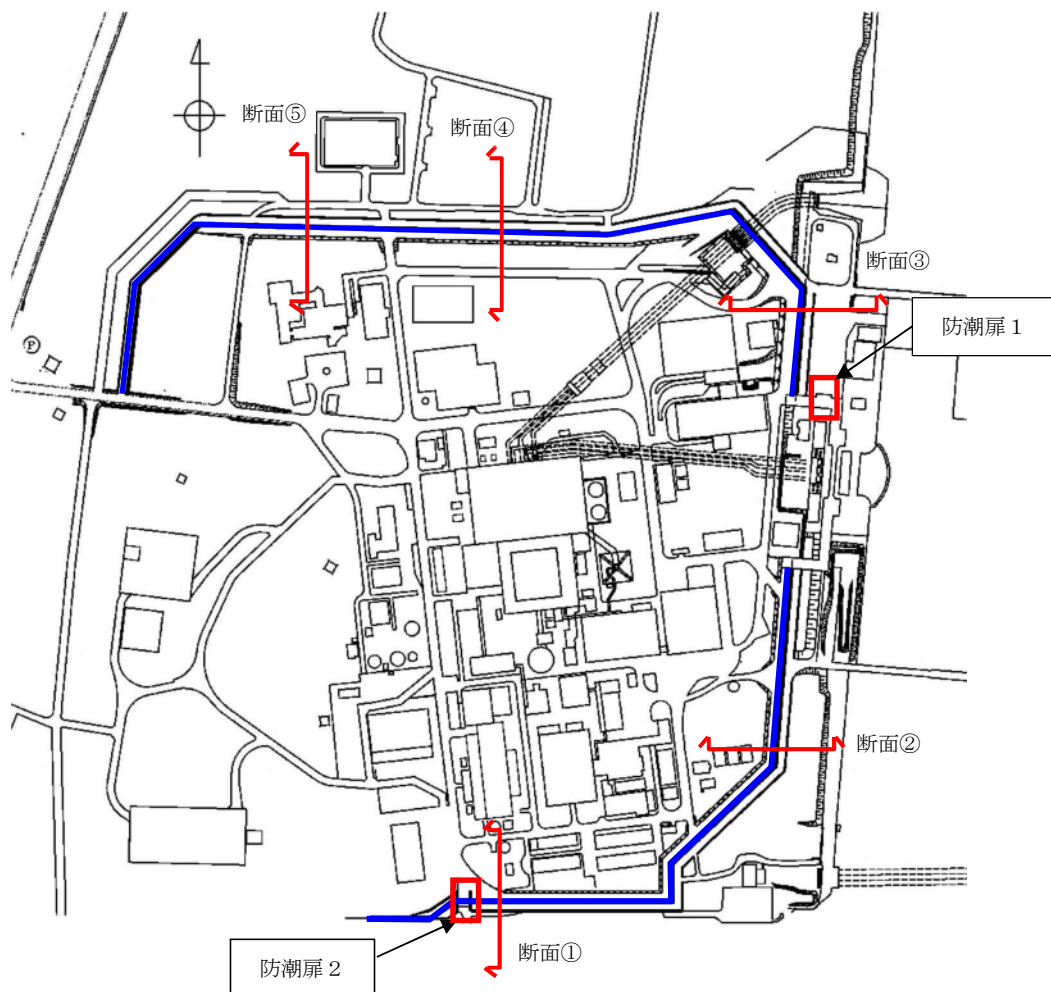


図 5.10.7-1 防潮扉および鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤評価対象断面位置図



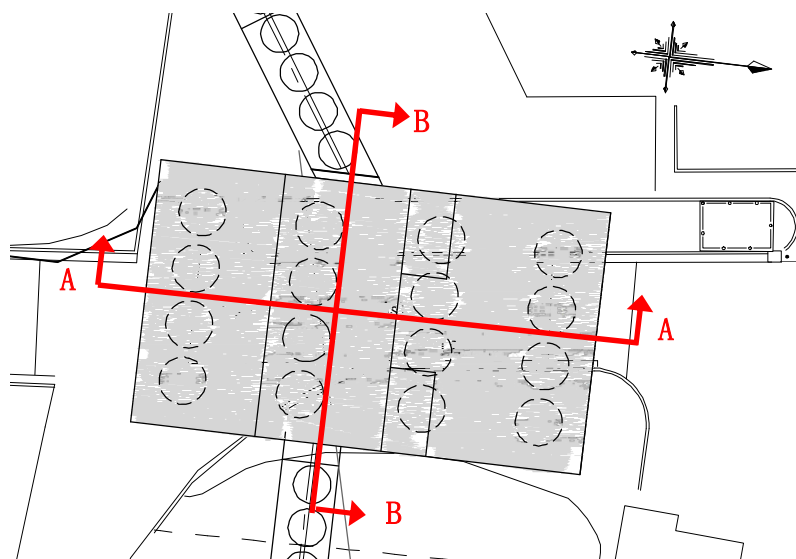


図 5.10.7-2 防潮扉 2 断面位置図

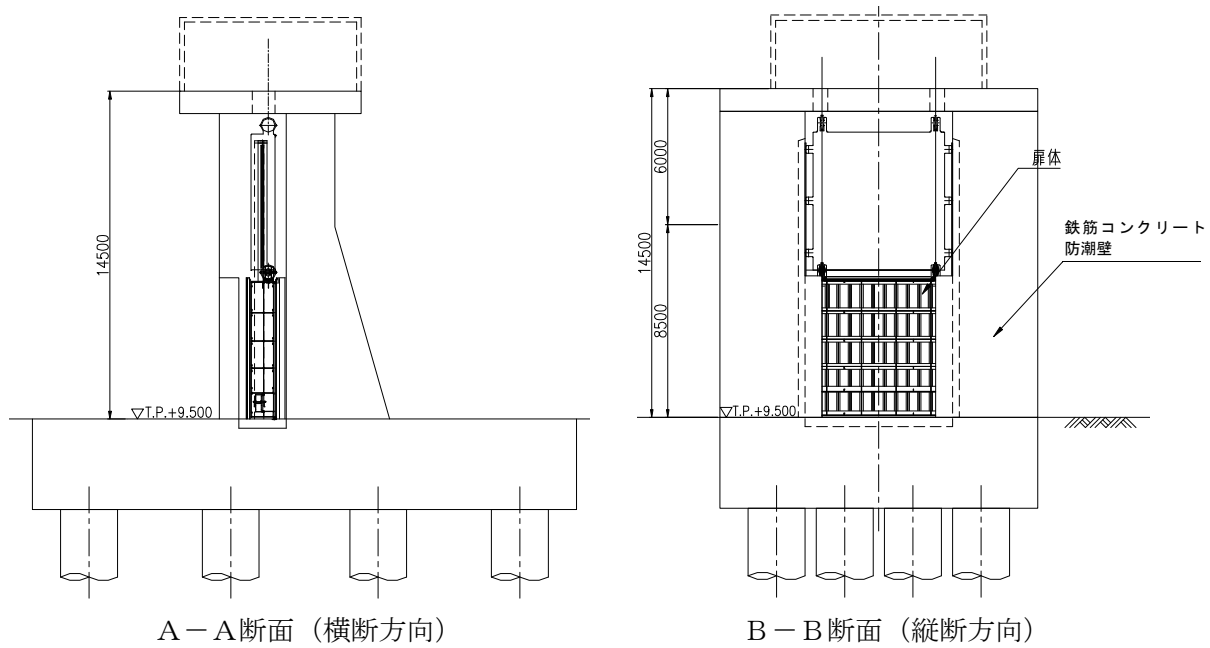


図 5.10.7-3 構造図



(1) 評価対象断面の特徴

評価候補断面の特徴を表 5. 10. 7－1 に示す。

表 5. 10. 7－1 評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A－A	・防潮扉 2 の横断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体
B－B	・防潮扉 2 の縦断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体

A－A断面は、全断面で防潮堤高さが同一であり、断面位置による差異がなく、構造物の対称性を考え評価対象断面は構造物中心位置の断面とする。

B－B断面は、扉体位置の断面とする。

(2) 評価対象断面の選定

防潮扉 2 は横断方向と縦断方向で構造が異なるため、その両方向を評価対象断面として選定する。各断面における奥行き方向のモデル化は、鋼管杭 4 本を有する構造物奥行き幅分を直接モデル化するものとする。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 7－2 に、選定した評価対象断面の位置を図 5. 10. 7－4 に、評価対象断面図を図 5. 10. 7－5 及び図 5. 10. 7－6 に示す。

表 5. 10. 7－2 評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
A－A	・防潮扉 2 の横断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	防潮扉 2 の横断方向の代表断面として選定する。
B－B	・防潮扉 2 の縦断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	防潮扉 2 の縦断方向の代表断面として選定する。



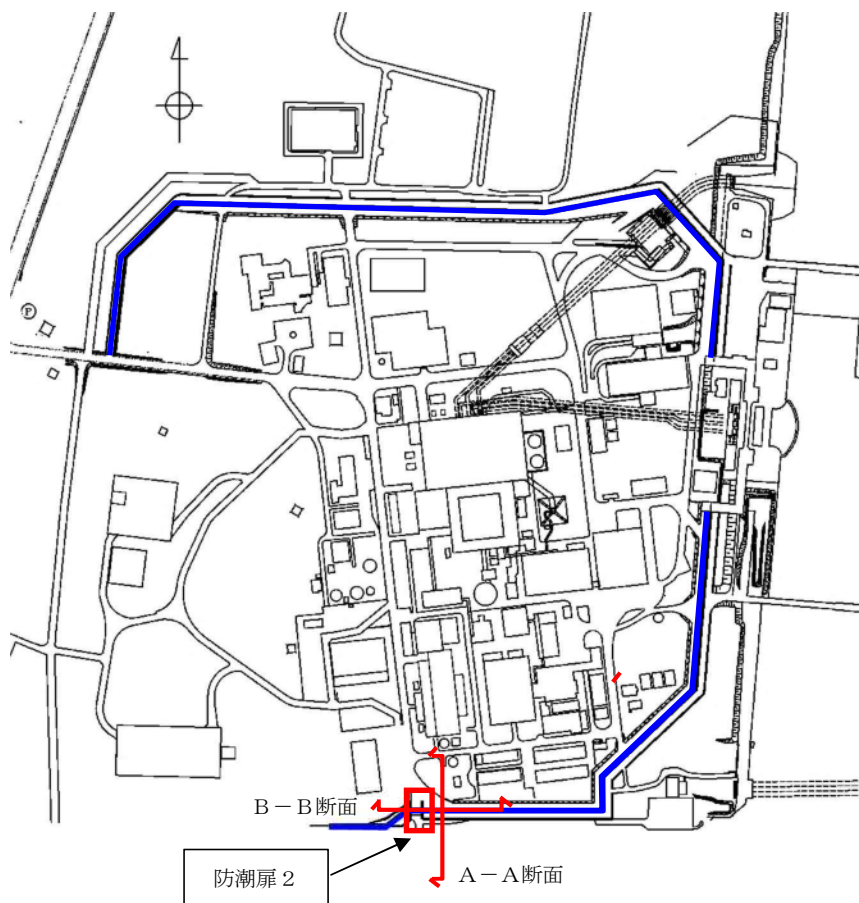


图 5.10.7-4 防潮扉 2 評価対象断面位置図

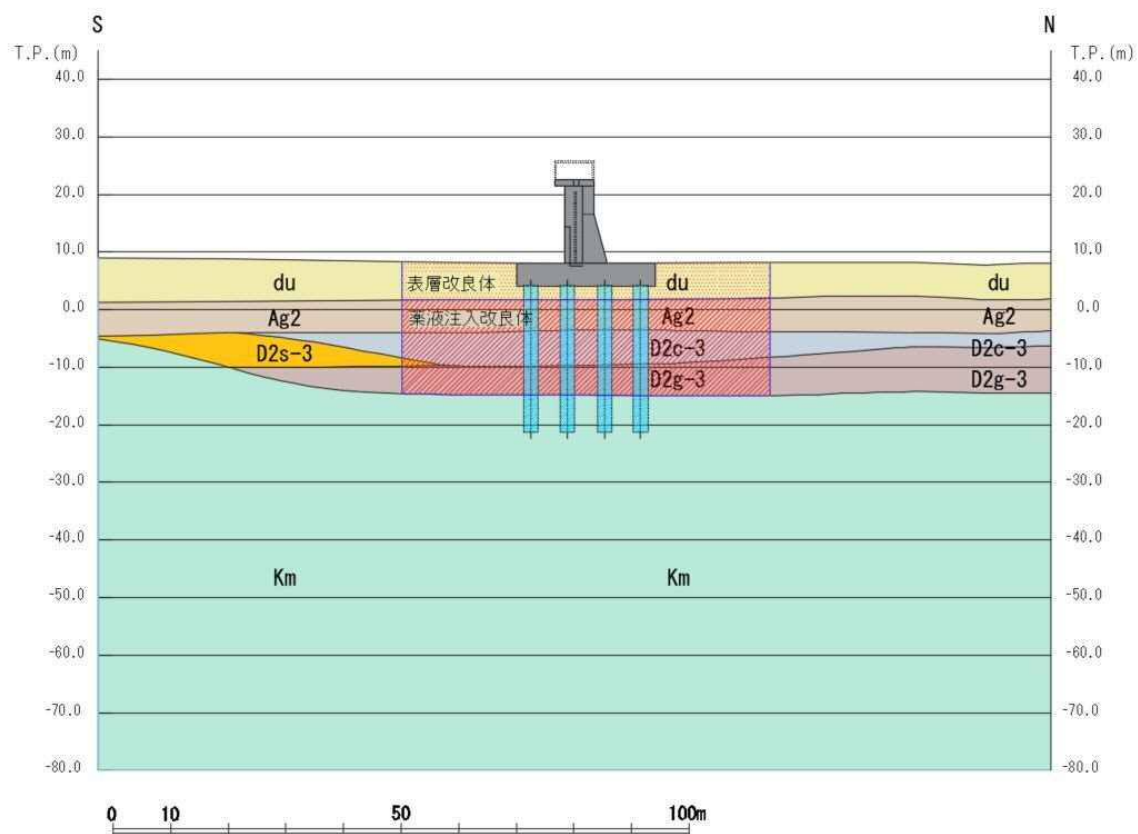


图 5.10.7-5 評価対象断面図 (A-A)



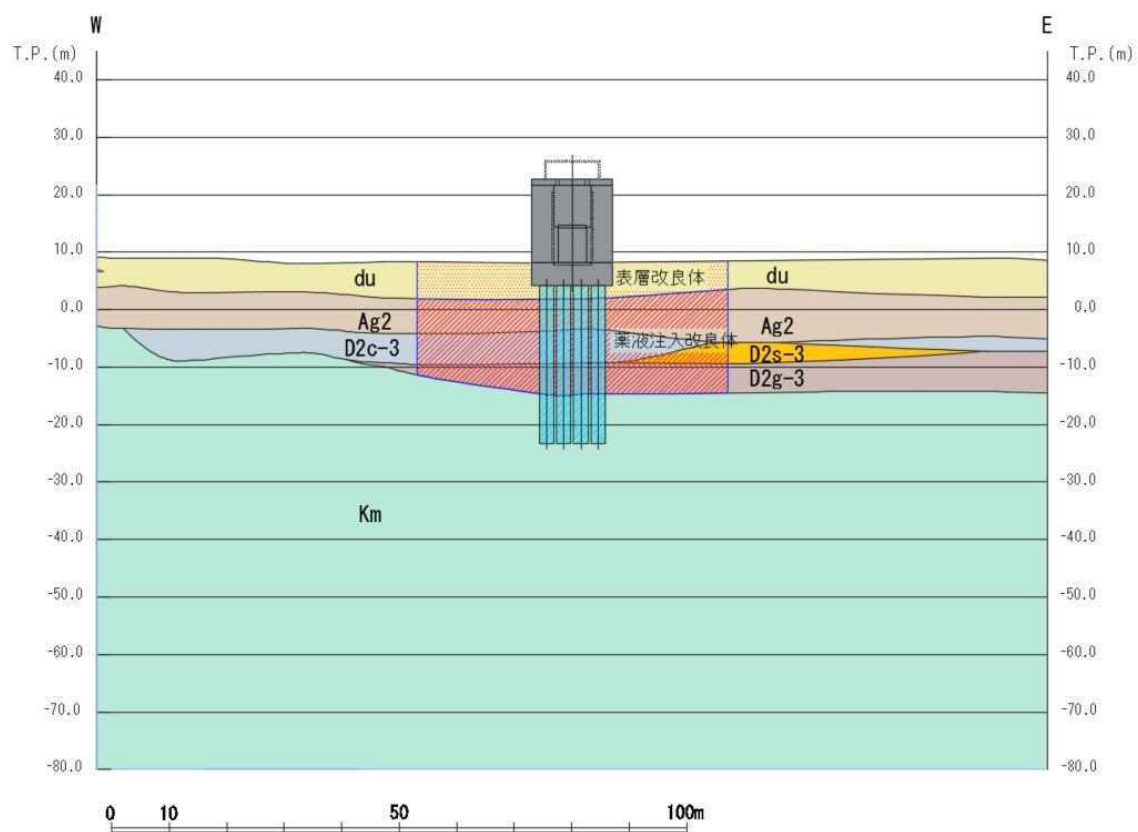


図 5.10.7-6 評価対象断面図 (B-B)



### 5.10.8 構内排水路逆流防止設備

構内排水路は、入口側集水枡、貫通部排水管、出口側集水枡、構内排水路逆流防止設備からなる（図 5.10.8-2 及び図 5.10.8-5 参照）。構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」とする。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC 防潮壁部」とする。）の 2 つの構造形式に区分される。構内排水路の平面位置図を図 5.10.8-1 に示す。

構内排水路（杭間部）の出口側集水枡は、鋼管杭基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。構内排水路（RC 防潮壁部）の出口側集水枡は、鉄筋コンクリート防潮壁本体と集水枡の施工時期が異なること、鉄筋コンクリート防潮壁の施工エリアを確保する必要があることから、鉄筋コンクリート防潮壁の底版と集水枡の結合部に機械継手を設けて鉄筋コンクリート防潮壁と一体化する。貫通部排水管は、鉄筋コンクリート防潮壁内を通る構造である。

本資料では、津波防護施設である「構内排水路逆流防止設備」及びこの間接支持構造物である「出口側集水枡」に対する耐震評価の断面選定を記載する。

構内排水路（杭間部）の断面図を図 5.10.8-2 に、平面図を図 5.10.8-3 に、出口側集水枡の構造図を図 5.10.8-4 に、構内排水路（RC 防潮壁部）の断面図を図 5.10.8-5 に、平面図を図 5.10.8-6 に、入口側及び出口側集水枡の構造図を図 5.10.8-7 に示す。

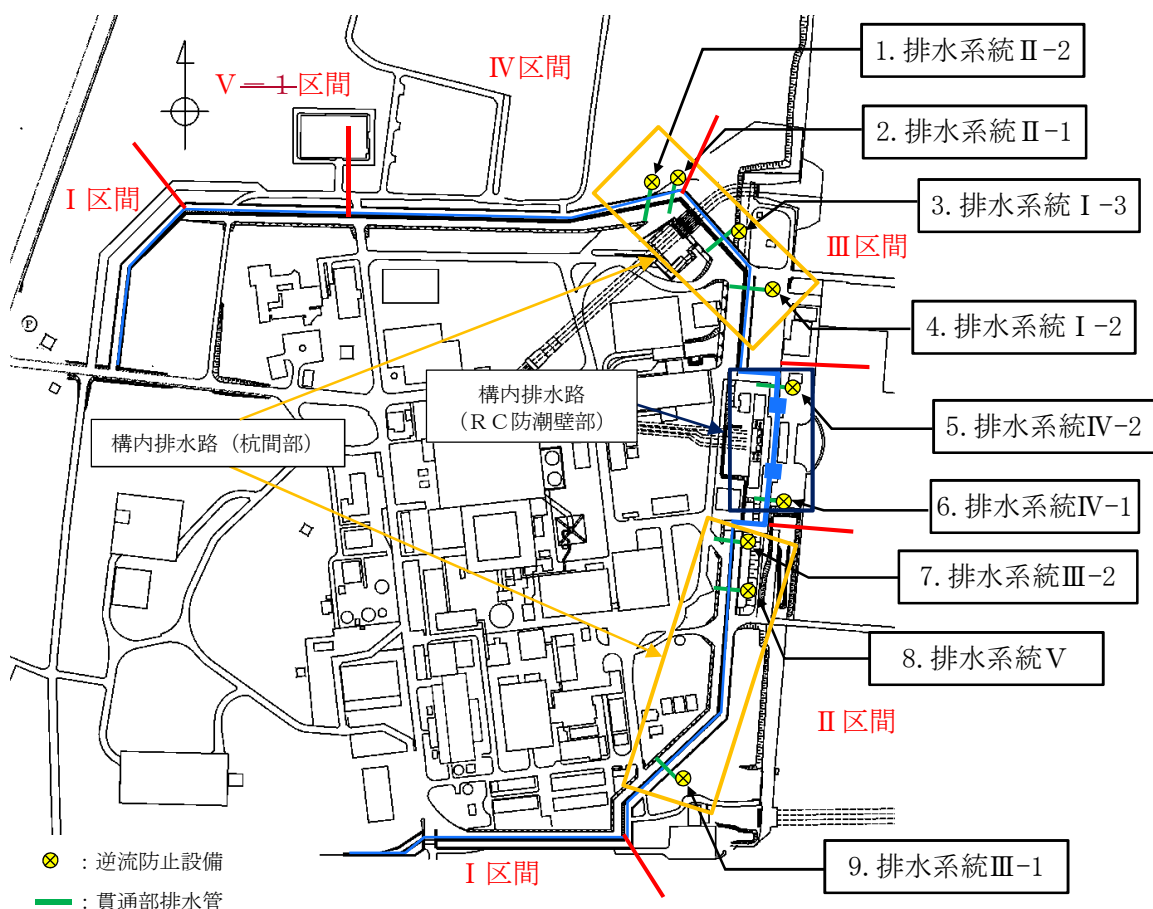


図 5.10.8-1 構内排水路の平面位置図



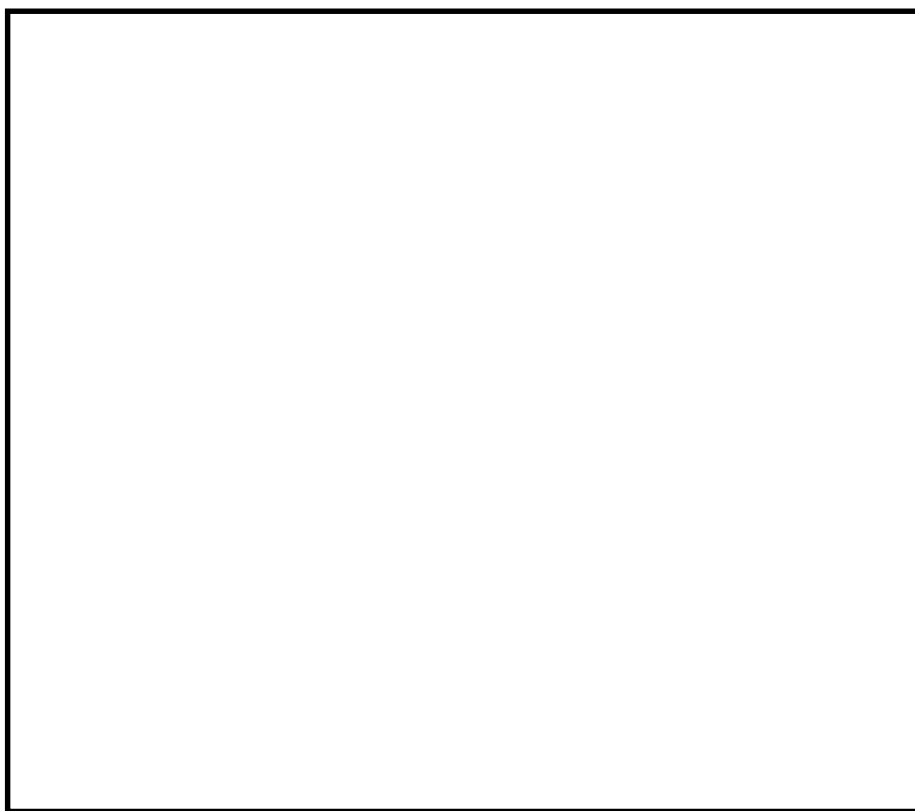
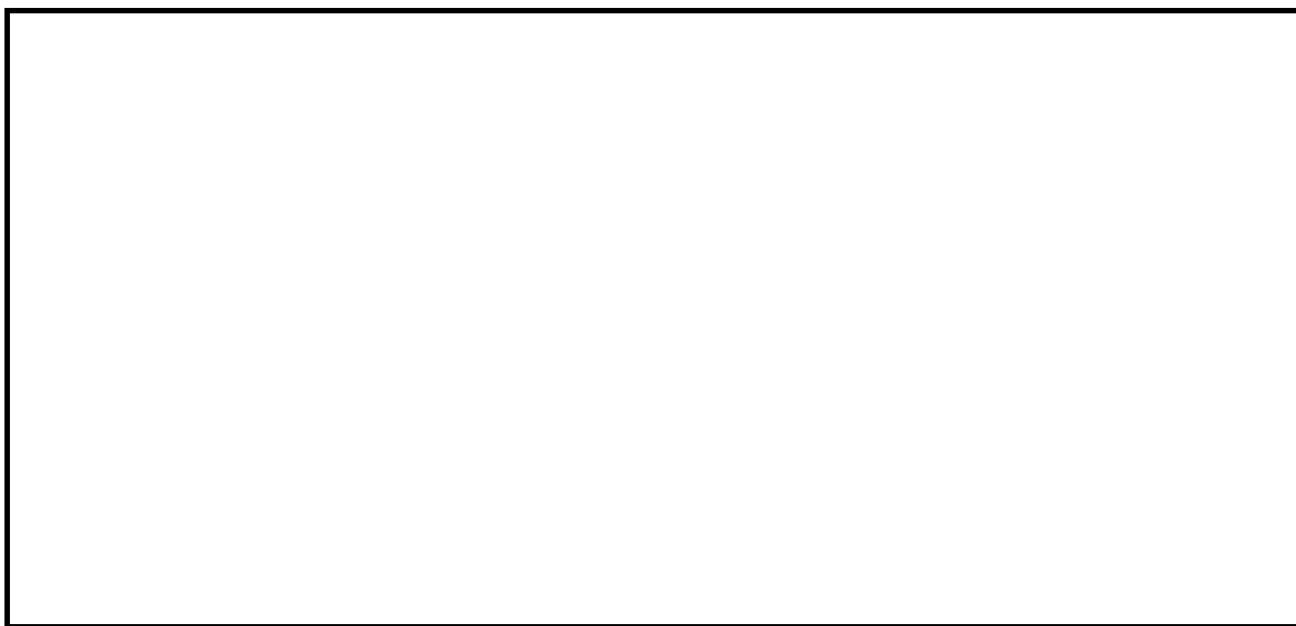


図 5. 10. 8－3 構内排水路（杭間部：排水系統 I -2）平面図



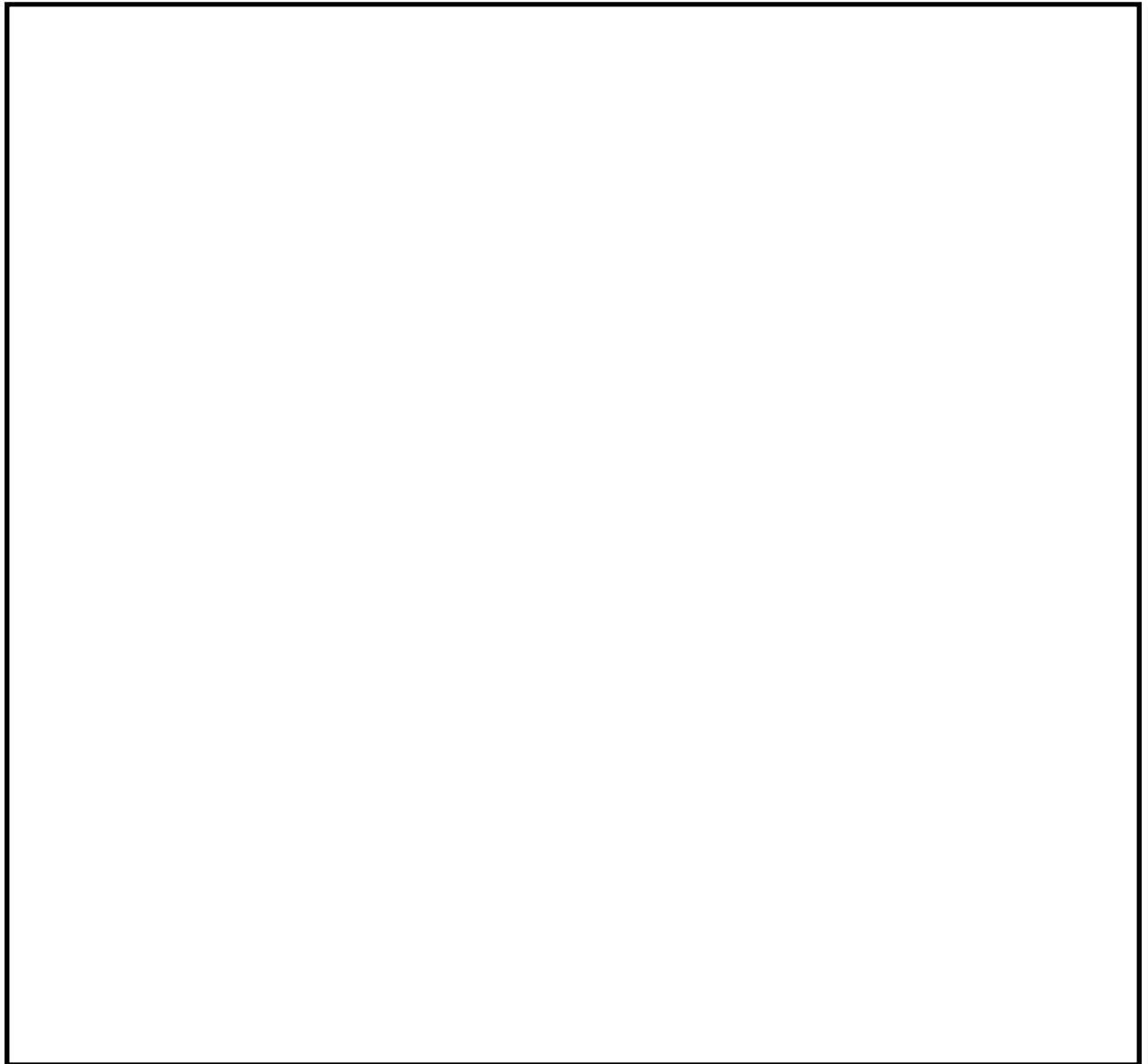
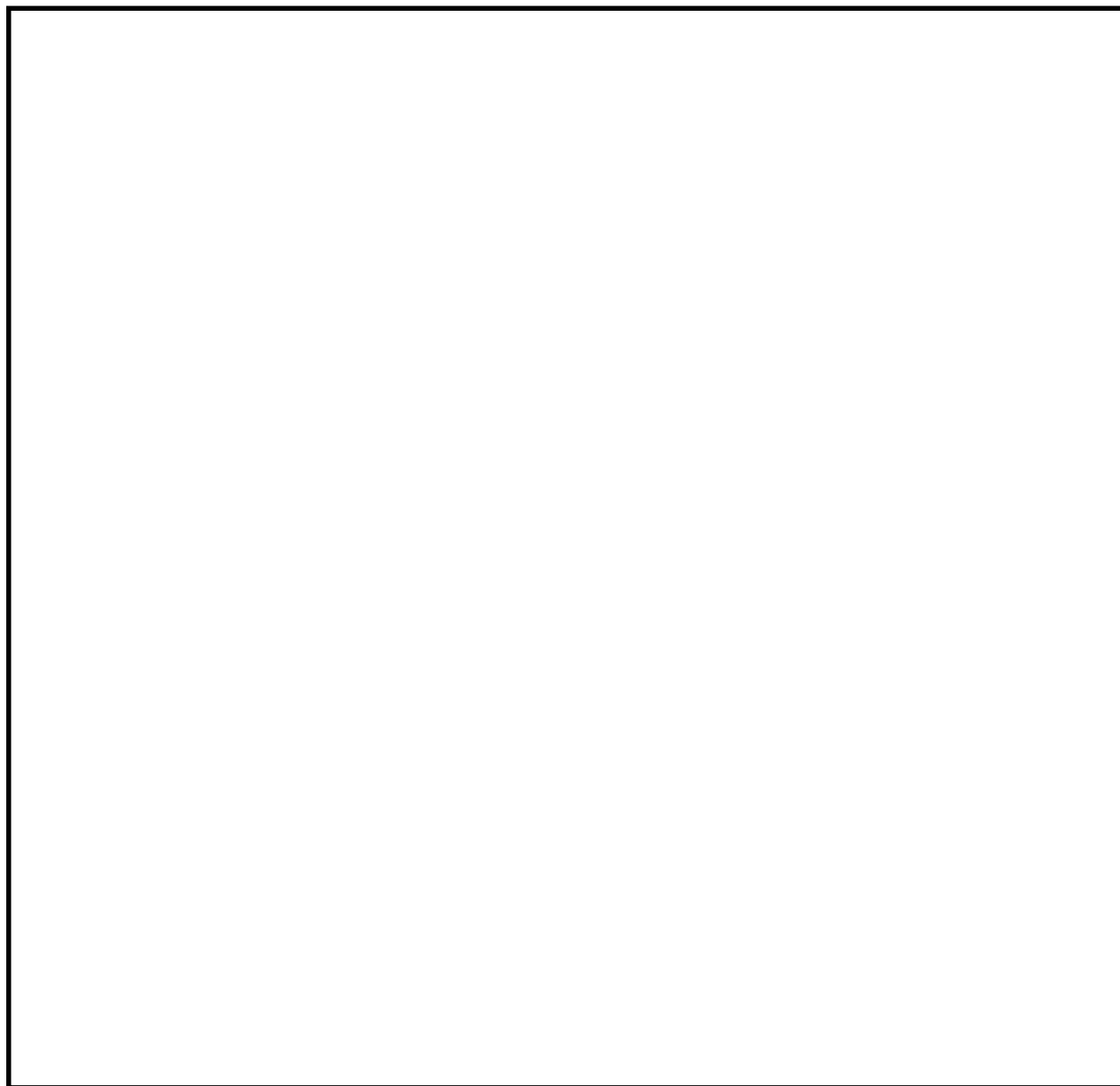


図 5.10.8-4 (1) 構内排水路（杭間部） 出口側集水枡構造図(排水系統 I -2)



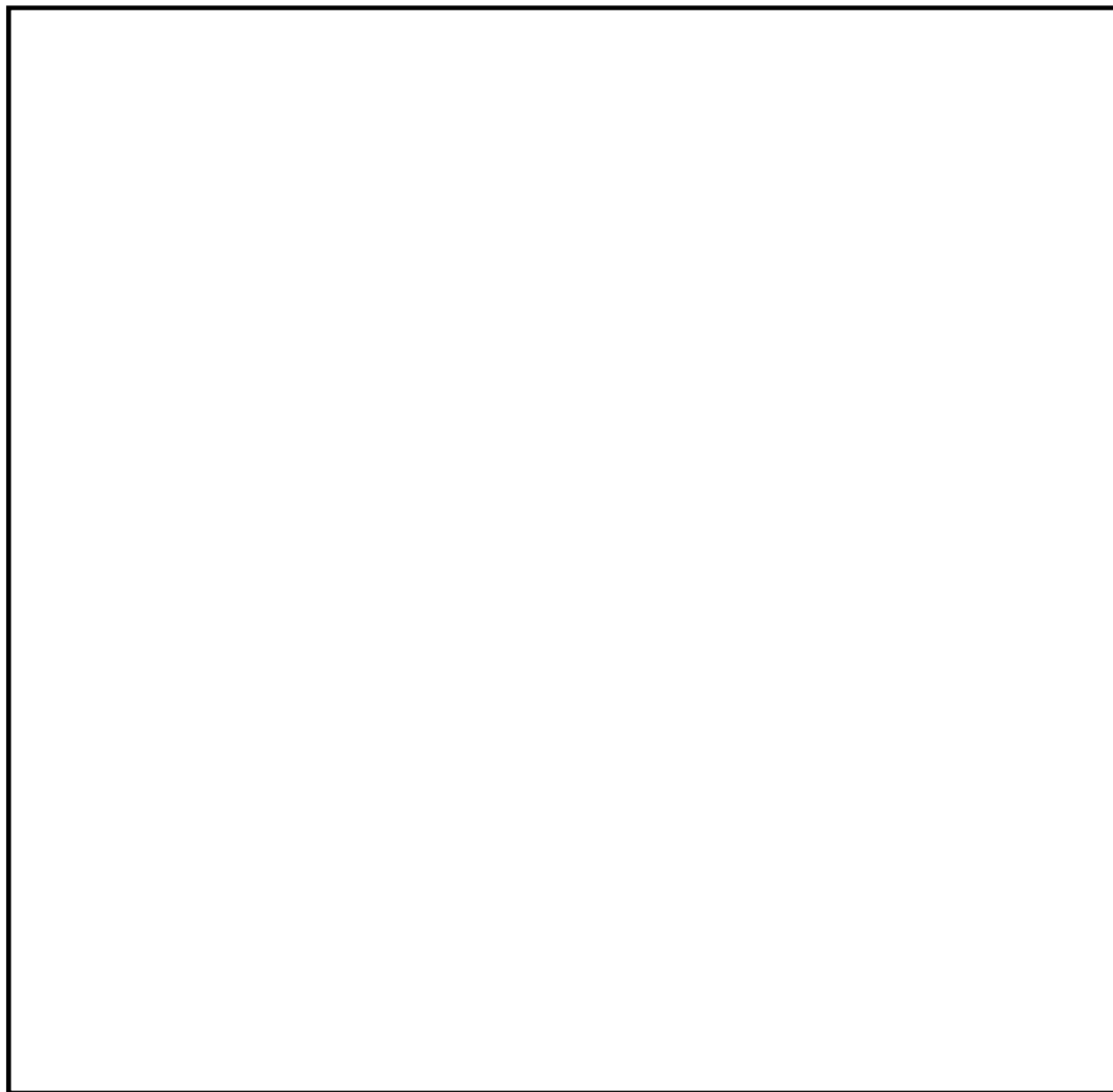


(排水系統Ⅰ-3)

(排水系統Ⅱ-1)

図 5.10.8-4 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅰ-3・Ⅱ-1)



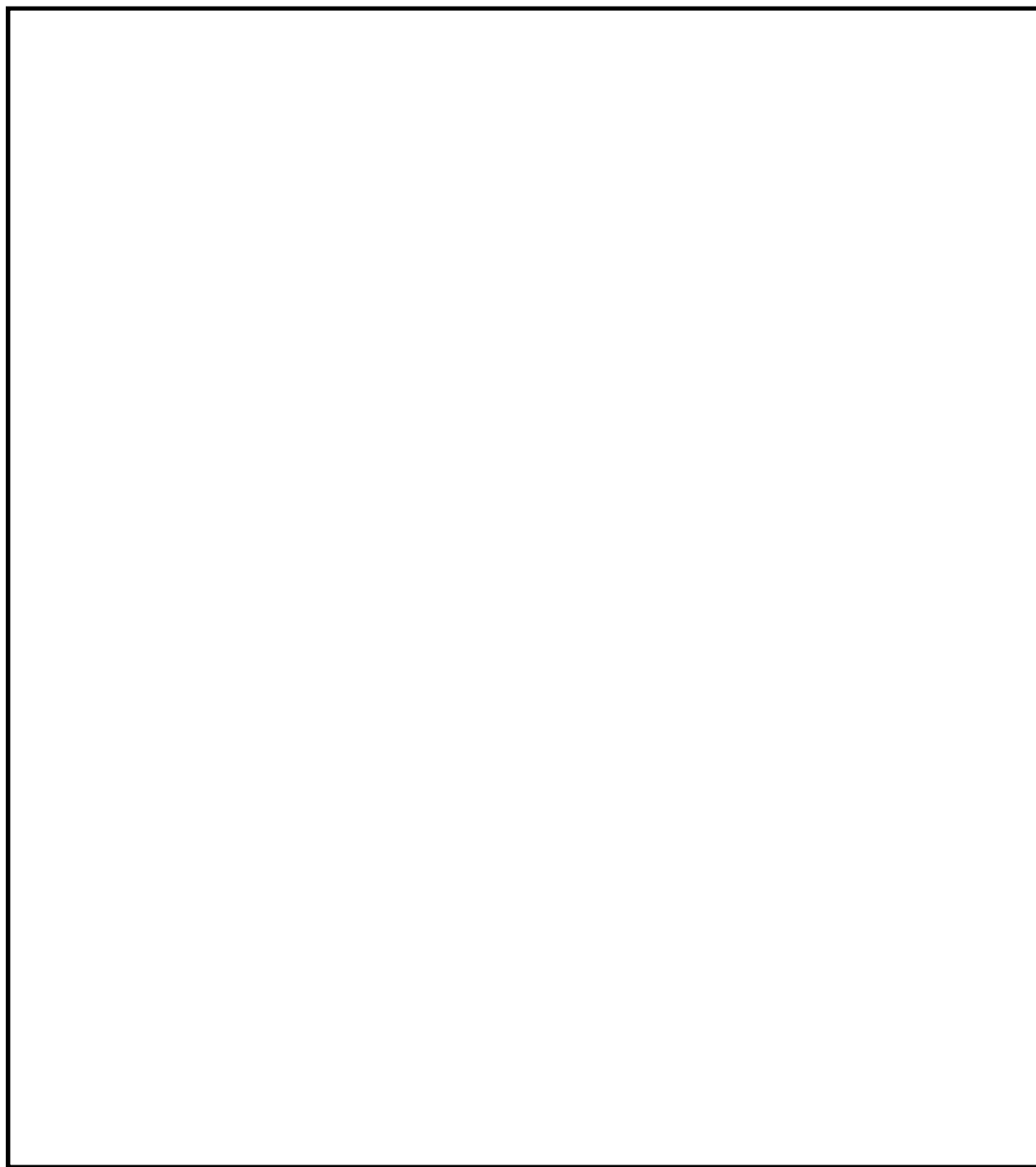


(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 5.10.8-4 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)





(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 5. 10. 8－4 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)



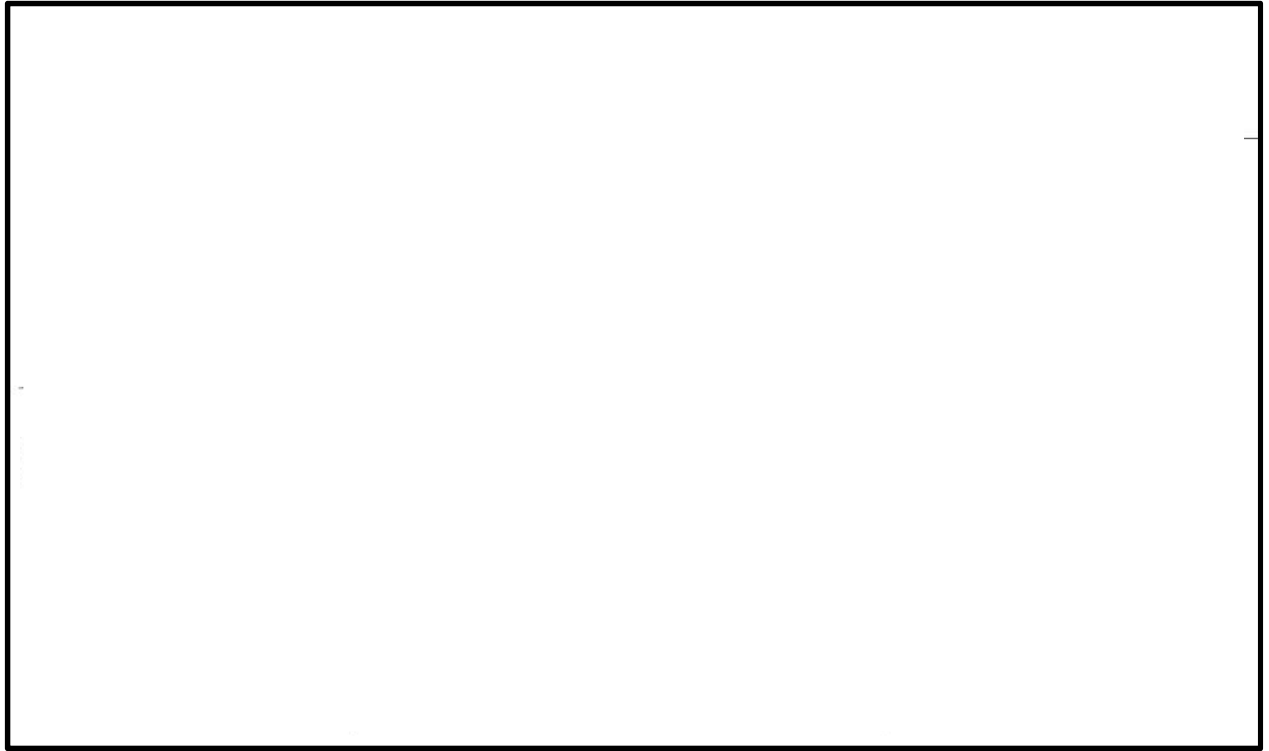


図 5. 10. 8－5 構内排水路（ＲＣ防潮壁部）の断面図

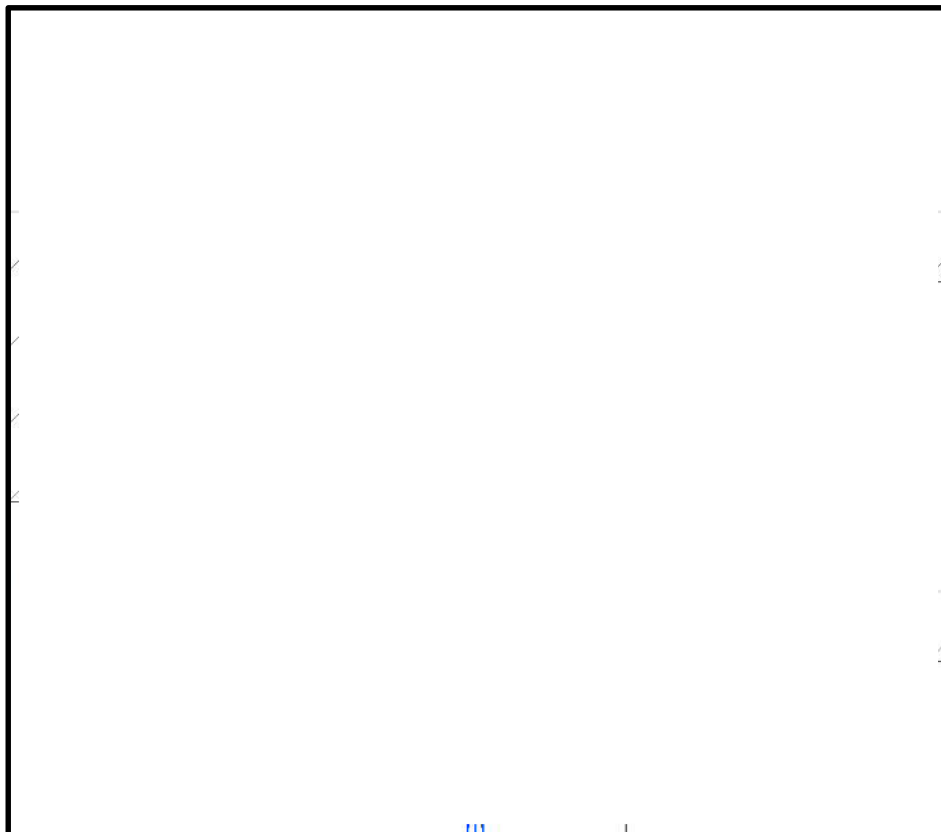


図 5. 10. 8－6（１） 構内排水路（ＲＣ防潮壁部：排水系統Ⅳ-1）の平面図



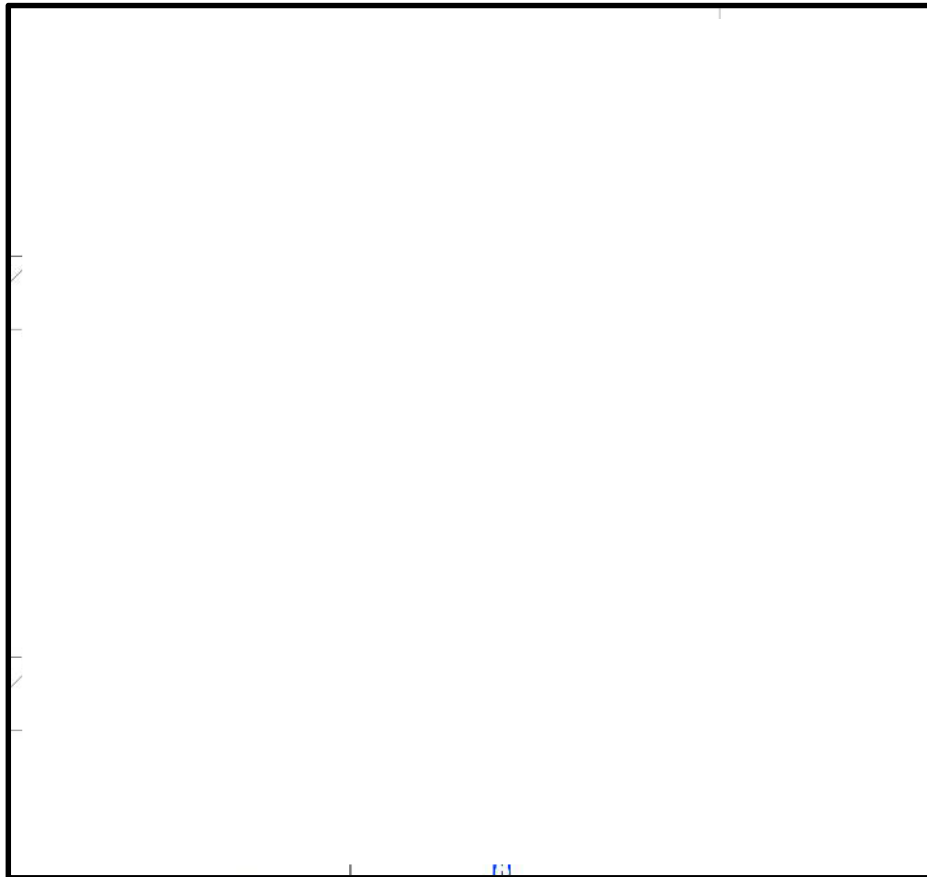


図 5.10.8-6 (2) 構内排水路 (R C 防潮壁部 : 排水系統IV-2) の平面図



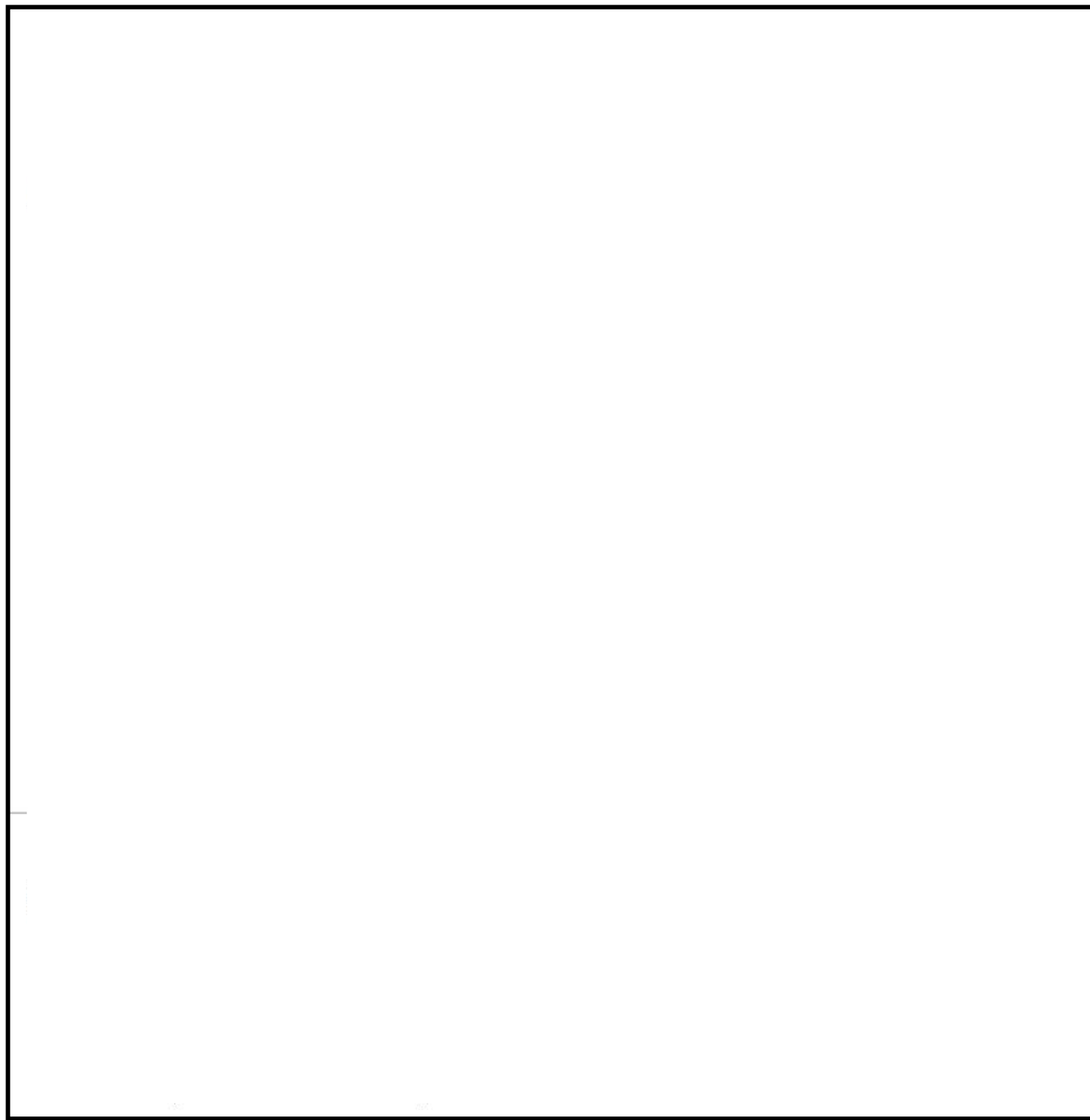


図 5.10.8-7 (1) 構内排水路 (R C 防潮壁部) (排水系統IV-1, IV-2) 入口側集水枡構造図



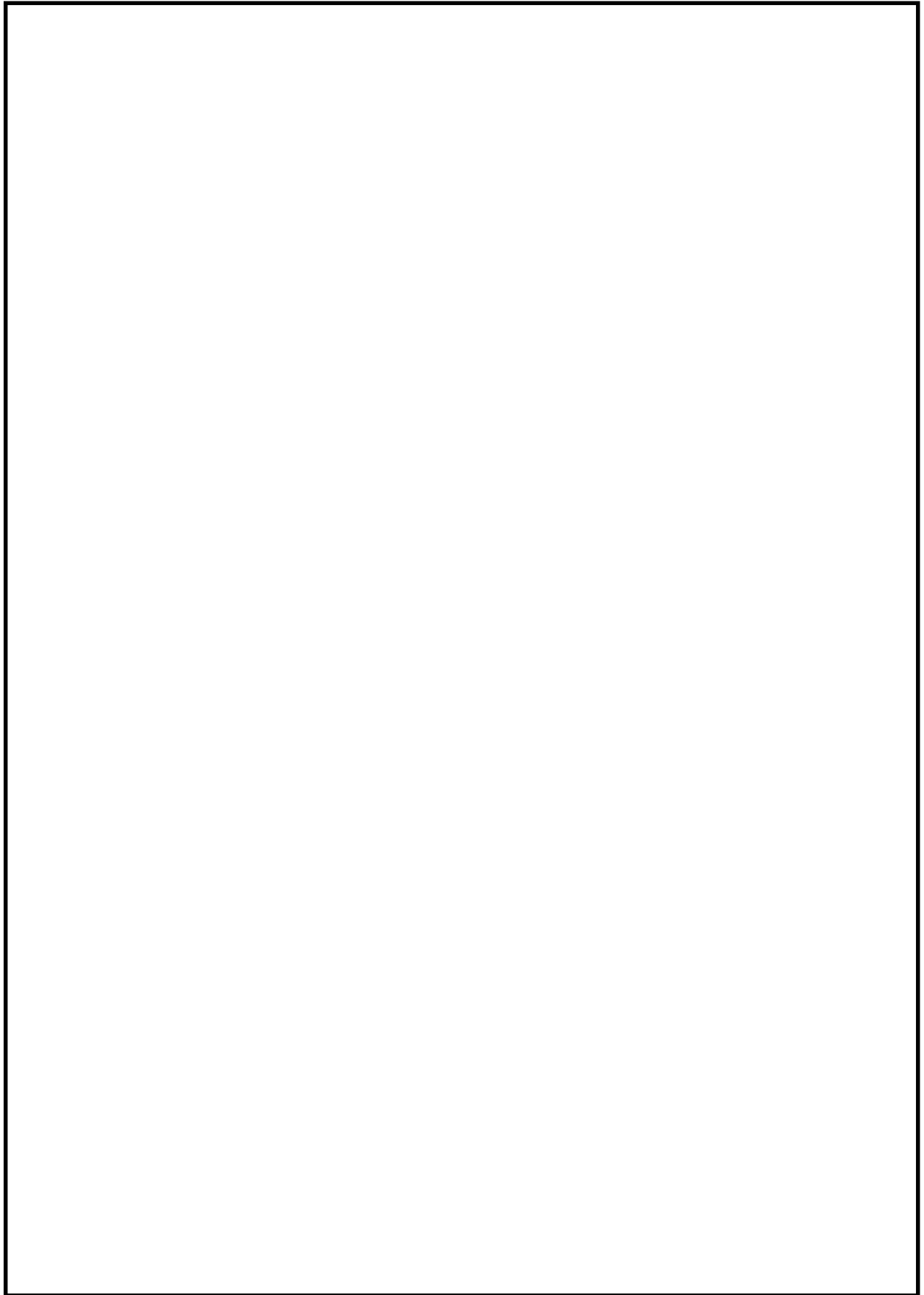


図 5.10.8-7 (2) 構内排水路 (R C 防潮壁部) (排水系統IV-1, IV-2) 出口側集水枡構造図



(1) 評価候補断面の特徴

a. 杭間部

構内排水路（杭間部）は、防潮堤の評価候補断面の特徴において設定した 5 区間のうち、Ⅱ区間、Ⅲ区間及びⅣ区間に設置される。Ⅱ区間は比較的津波高さが高く第四紀層が薄い区間であり、Ⅲ区間は比較的津波高さが高く第四紀層が厚く堆積している区間、Ⅳ区間は比較的津波高さが低く第四紀層が厚く堆積している区間である。

構内排水路（杭間部）の評価候補断面の特徴を表 5.10.8-1 に示す。また、各排水系統位置の地質縦断図を図 5.10.8-8 に示す。

表 5.10.8-1 構内排水路（杭間部）の評価候補断面の特徴

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	出口側集水枡 底版上面標高	周辺地質	間接支持 する設備
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.7 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.9 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
Ⅱ-1	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.4 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
Ⅱ-2	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.7 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
Ⅲ-1	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート
Ⅲ-2	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.6 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート
V	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.5 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート

注記 \*：「5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」の図 5.10.5-4 図 評価候補断面の平面図において設定した区間



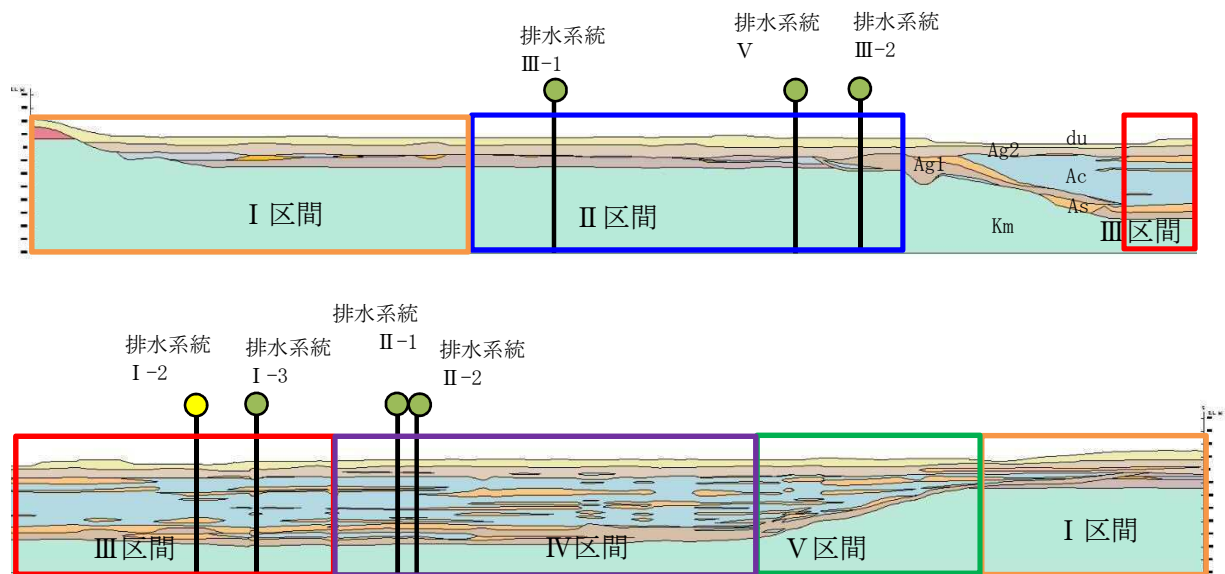


図 5.10.8-8 構内排水路（杭間部）の地質縦断図

b. RC防潮壁部

構内排水路（RC防潮壁部）の設置位置は比較的津波高が高く、排水系統IV-1 では第四紀層が薄い箇所、排水系統IV-2 では第四紀層が厚く堆積している箇所に位置する。

構内排水路（RC防潮壁部）の評価候補断面の特徴を表 5.10.8-2 に示す。

表 5.10.8-2 構内排水路（RC防潮壁部）の評価候補断面の特徴

断面 (排水 系統)	構造的特徴	入力津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備
IV-1	・ RC 防潮壁と一 体構造である。	T. P. +17.9 m	T. P. +2.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート
IV-2	・ RC 防潮壁と一 体構造である。	T. P. +17.9 m	T. P. +2.7 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート



## (2) 評価対象断面の選定

### a. 杭間部

構内排水路（杭間部）の評価対象断面は、構成部材（鋼管杭、出口側集水枡、構内排水路逆流防止設備）毎に選定する。鋼管杭及び出口側集水枡に対しては津波波圧及び地盤変位並びにせん断ひずみに着目し、構内排水路逆流防止設備の加速度応答を抽出する断面に対しては加速度に着目して評価対象断面を選定する。

鋼管杭及び出口側集水枡の断面選定は、表 5.10.8-1 に示すように出口側集水枡の底版上面標高が低く津波波圧が比較的大きくなることが想定される排水系統 I-2 及び排水系統 I-3 を評価候補対象とする。図 5.10.8-9 に示すように排水系統 I-2 及び排水系統 I-3 は、それぞれ鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面選定における評価対象候補断面のうち地点⑦断面及び地点⑧断面の近傍にあることから、各地点での 1 次元地震応答解析による応答を比較する。

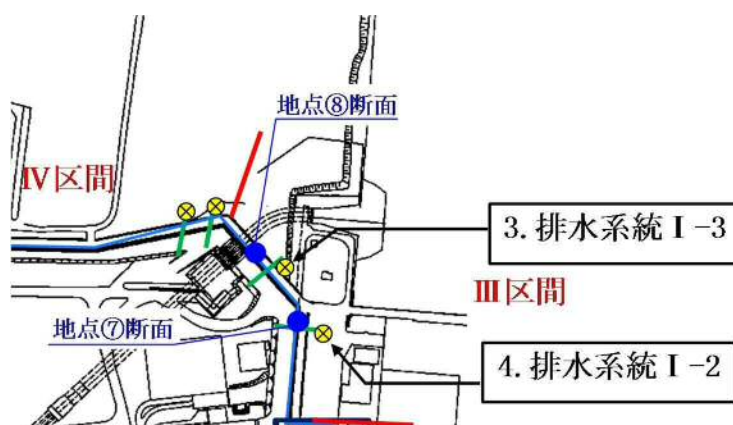


図 5.10.8-9 排水系統と地点断面位置の関係

地点⑦断面（排水系統 I-2）及び地点⑧断面（排水系統 I-3）における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.8-10、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.8-11、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.10.8-12 に示す。図 5.10.8-12 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

地点⑧断面（排水系統 I-3）の  $A_g2$  層上部の変位は地点⑦断面（排水系統 I-2）よりも大きい、最大せん断ひずみは地点⑦断面（排水系統 I-2）の方が地点⑧断面（排水系統 I-3）よりも大きくなった。

そこで、排水系統 I-2 断面に対して最大せん断ひずみが発生した  $S_s-31$  の地震波を用いて、敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースにおける 1 次元有効応力解析を実施した。最大せん断ひずみ発生時刻の平均有効主応力及びせん断ひずみの深度分布により地盤剛性及び反力上限値を求めたバイリニア型の地盤バネを設定し、同時刻の地盤変位の深度分布を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。また、排水系統 I-3 断面については地表面最大変位が発生した  $S_s-D1$  の地震波を用いて、敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを



仮定したケースにおける 1 次元有効応力解析を実施した。地表面最大変位発生時刻の平均有効主応力及びせん断ひずみの深度分布により地盤剛性及び反力上限値を求めたバイリニア型の地盤バネを設定し、同時刻の地盤変位の深度分布を鋼管杭に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。

1 次元有効応力解析における地盤の変位分布を図 5.10.8-13 に、せん断ひずみ分布を図 5.10.8-14 に、フレーム解析による鋼管杭の変位分布を図 5.10.8-15 に、鋼管杭の曲げモーメント分布を図 5.10.8-16 に示す。排水系統 I-2 断面の最大せん断ひずみ発生時刻の曲げモーメントは、排水系統 I-3 断面の地表面最大変位発生時刻の曲げモーメントよりも大きくなる。

また、排水系統 I-2 断面の最大せん断ひずみの値は排水系統 I-3 断面の最大せん断ひずみよりも大きいことから、排水系統 I-2 断面の最大せん断ひずみ発生時刻の曲げモーメントは排水系統 I-3 断面の最大せん断ひずみ発生時刻の曲げモーメントよりも大きいと考えられる。

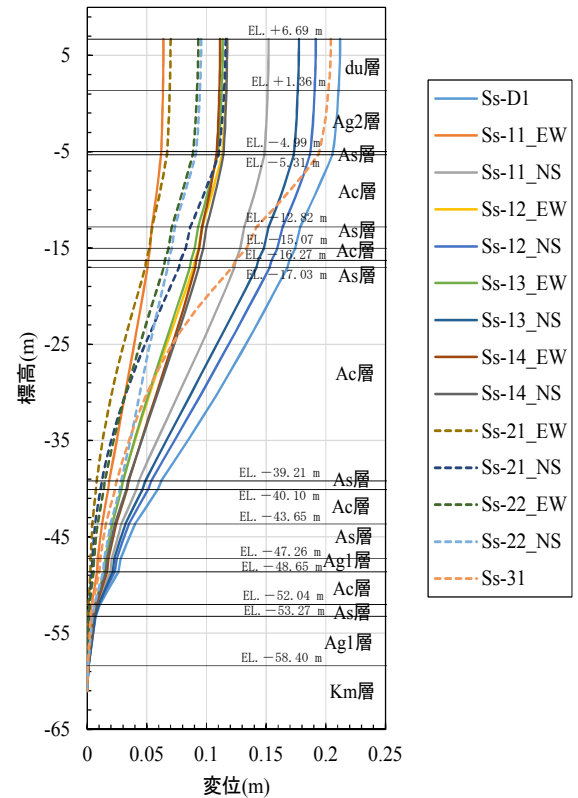
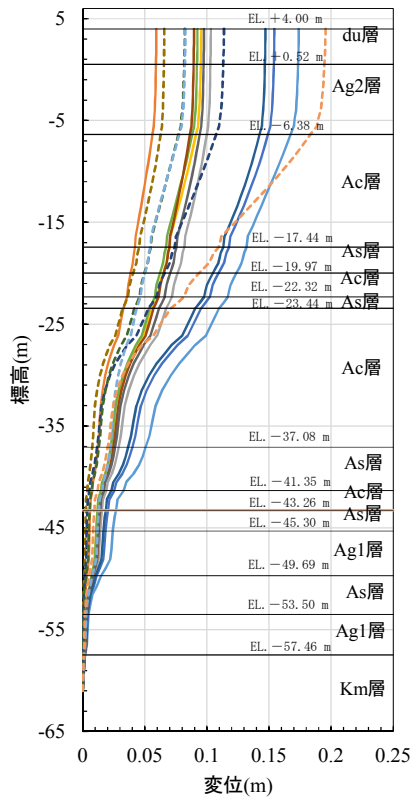
構内排水路（杭間部）の断面選定においては、表 5.10.8-3 に示すように、排水系統 I-2 断面の最大せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントが排水系統 I-3 断面よりも大きいこと、表 5.10.8-1 に示すように出口側集水枡の底版上面標高が低く津波波圧が比較的大きくなることから、排水系統 I-2 断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.8-3 評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価 断面	選定結果
排水系統 I-2 断面 (地点⑦断面)	0.194 (S <sub>s</sub> -31)*	0.78 (S <sub>s</sub> -31)*	1.02×10 <sup>4</sup> (最大せん断ひずみ 発生時刻)	○	最大せん断ひずみ及び最大曲げモーメントが大きいため、評価対象断面に選定する。
排水系統 I-3 断面 (地点⑧断面)	0.205 (S <sub>s</sub> -D1)*	0.76 (S <sub>s</sub> -31)*	8.08×10 <sup>3</sup> (地表面最大変位 発生時刻)	—	排水系統 I-2 断面に比べて、最大せん断ひずみ及び最大曲げモーメントが小さいため、評価対象断面に選定しない。

\*：（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。

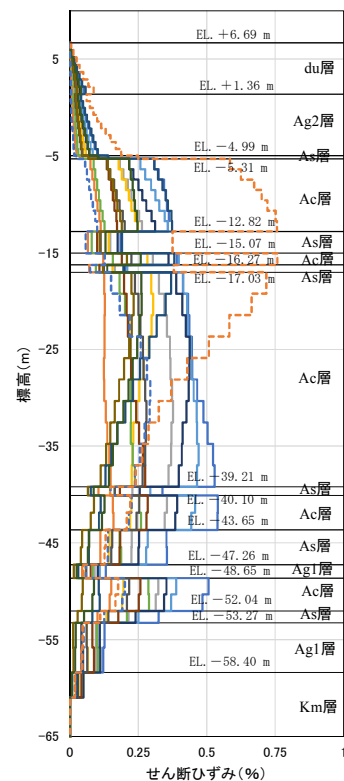
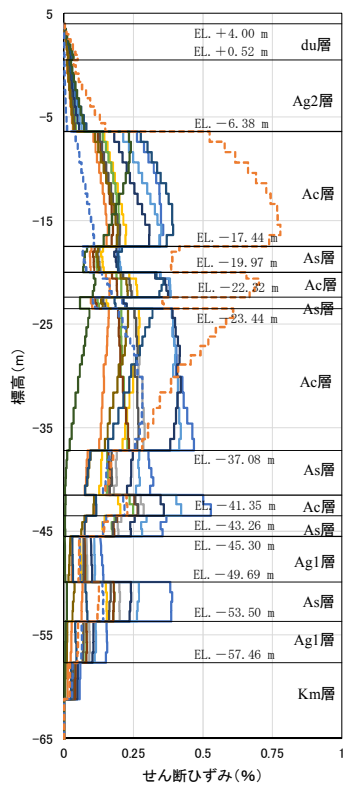




地点⑦断面（排水系統Ⅰ－２）

地点⑧断面（排水系統Ⅰ－３）

図 5. 10. 8－10 評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

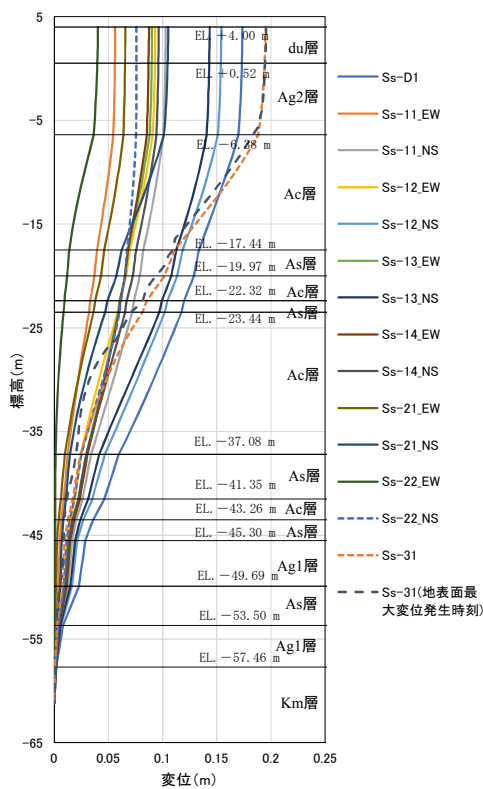


地点⑦断面（排水系統Ⅰ－２）

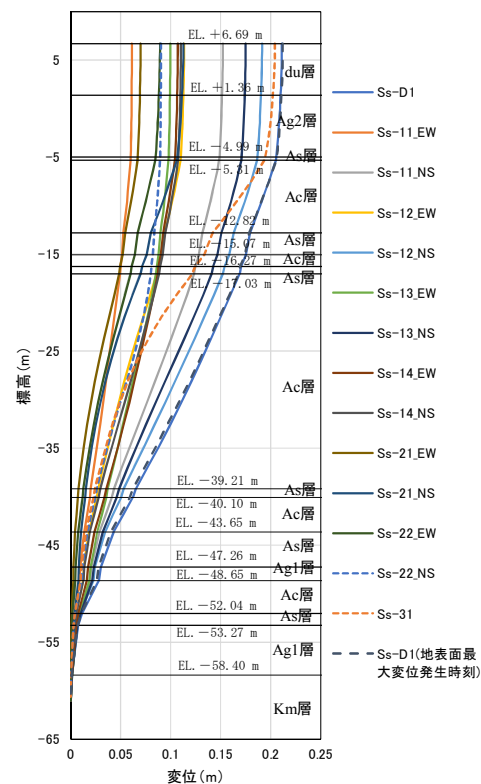
地点⑧断面（排水系統Ⅰ－３）

図 5. 10. 8－11 評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



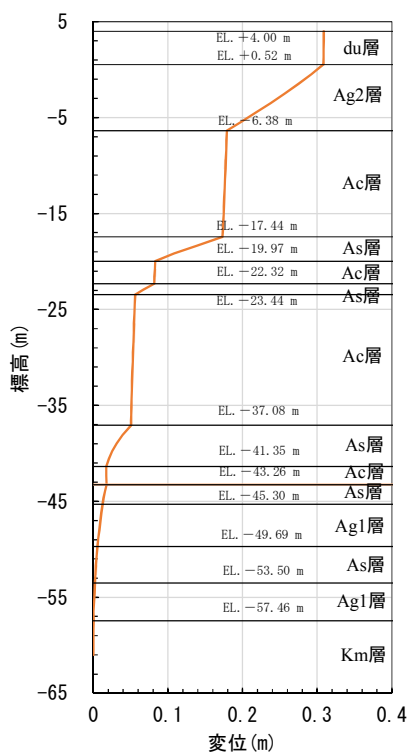


地点⑦断面（排水系統 I - 2）

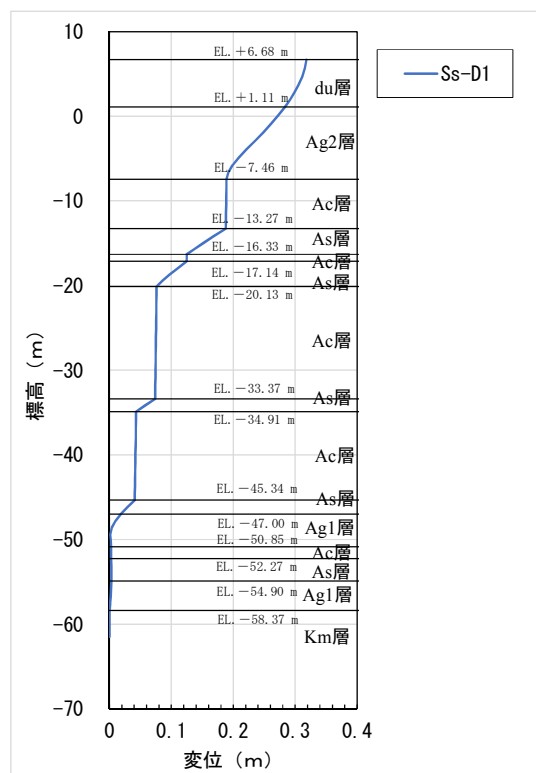


地点⑧断面（排水系統 I - 3）

図 5.10.8-12 III区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



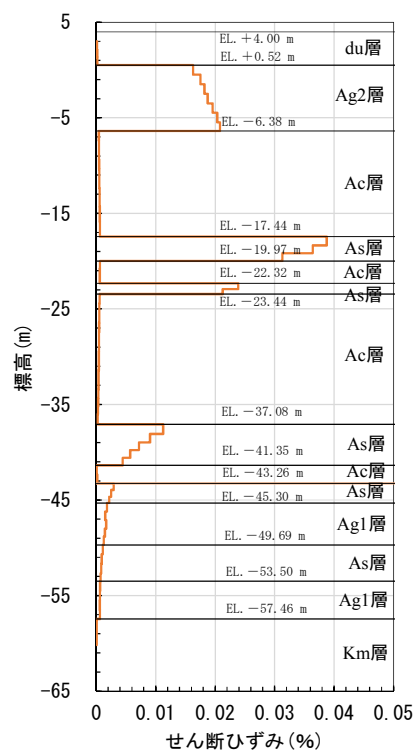
排水系統 I - 2 断面



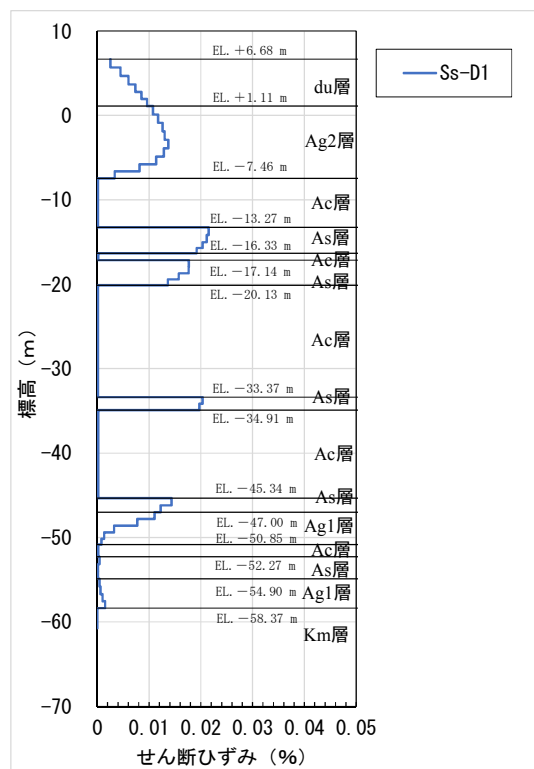
排水系統 I - 3 断面

図 5.10.8-13 評価候補断面における地盤変位分布（1次元有効応力解析）



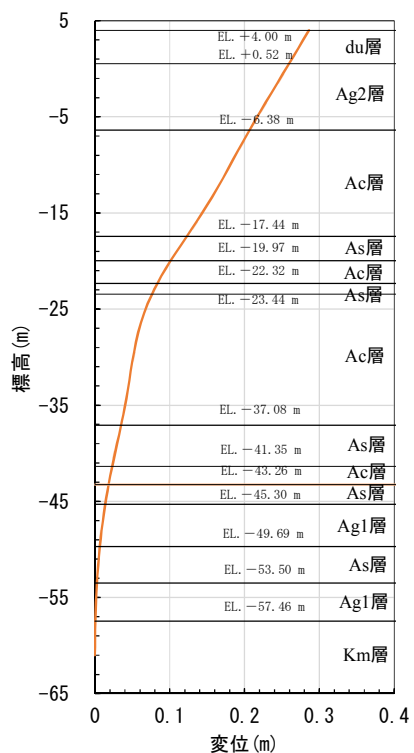


排水系統 I - 2 断面

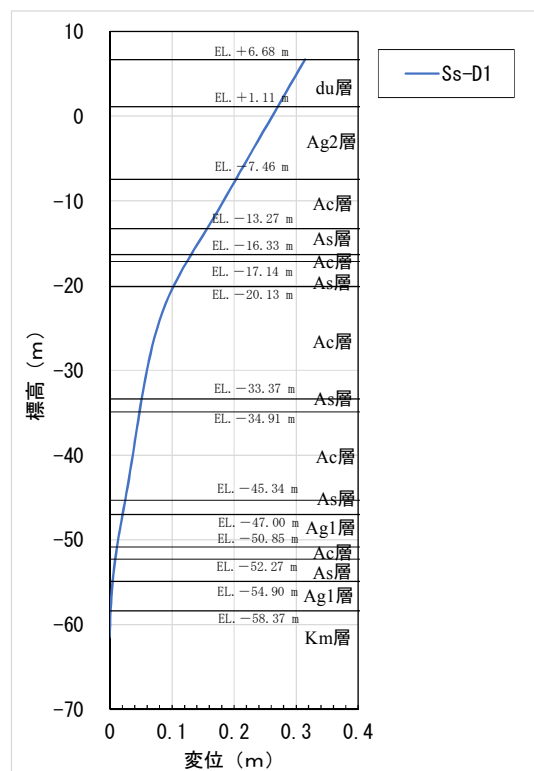


排水系統 I - 3 断面

図 5. 10. 8-14 評価候補断面におけるせん断ひずみ分布 (1 次元有効応力解析)



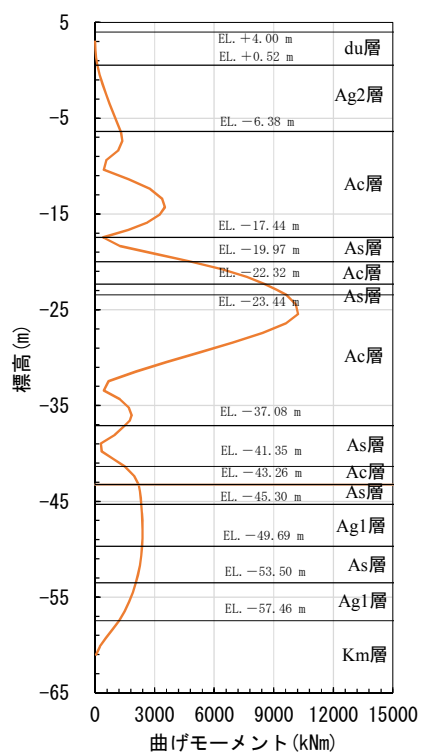
排水系統 I - 2 断面



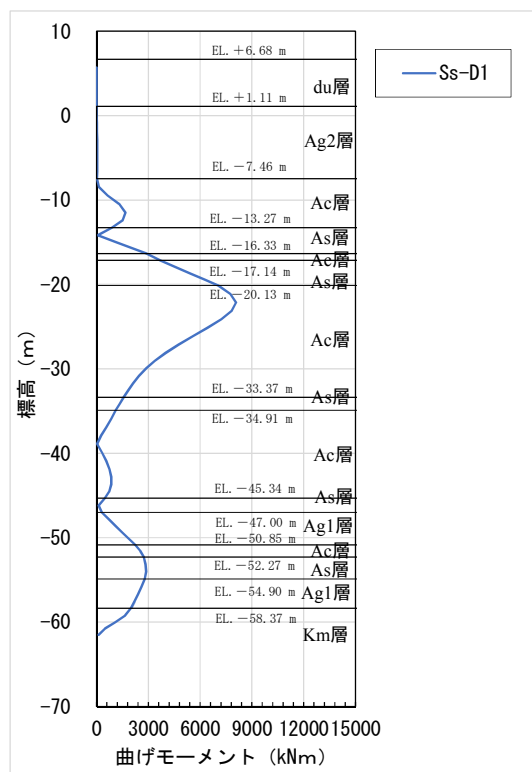
排水系統 I - 3 断面

図 5. 10. 8-15 評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の変位分布





排水系統 I - 2 断面



排水系統 I - 3 断面

図 5. 10. 8-16 評価候補断面におけるフレーム解析による鋼管杭の曲げモーメント分布



構内排水路逆流防止設備の加速度応答を抽出する断面に対しては、地表面加速度が大きい断面を選定する。各排水系統が位置する地盤状況を考慮すると、第四紀層が薄く堆積し岩盤標高が高いⅡ区間が、Ⅲ区間やⅣ区間よりも加速度が大きくなる。各区間を代表して図 5.10.8-17 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面②，断面③，断面④における 1 次元地震応答解析の加速度分布図を図 5.10.8-18 に示す。

よって、図 5.10.8-17 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面②を構内排水路逆流防止設備の加速度応答を抽出する評価対象断面とする。

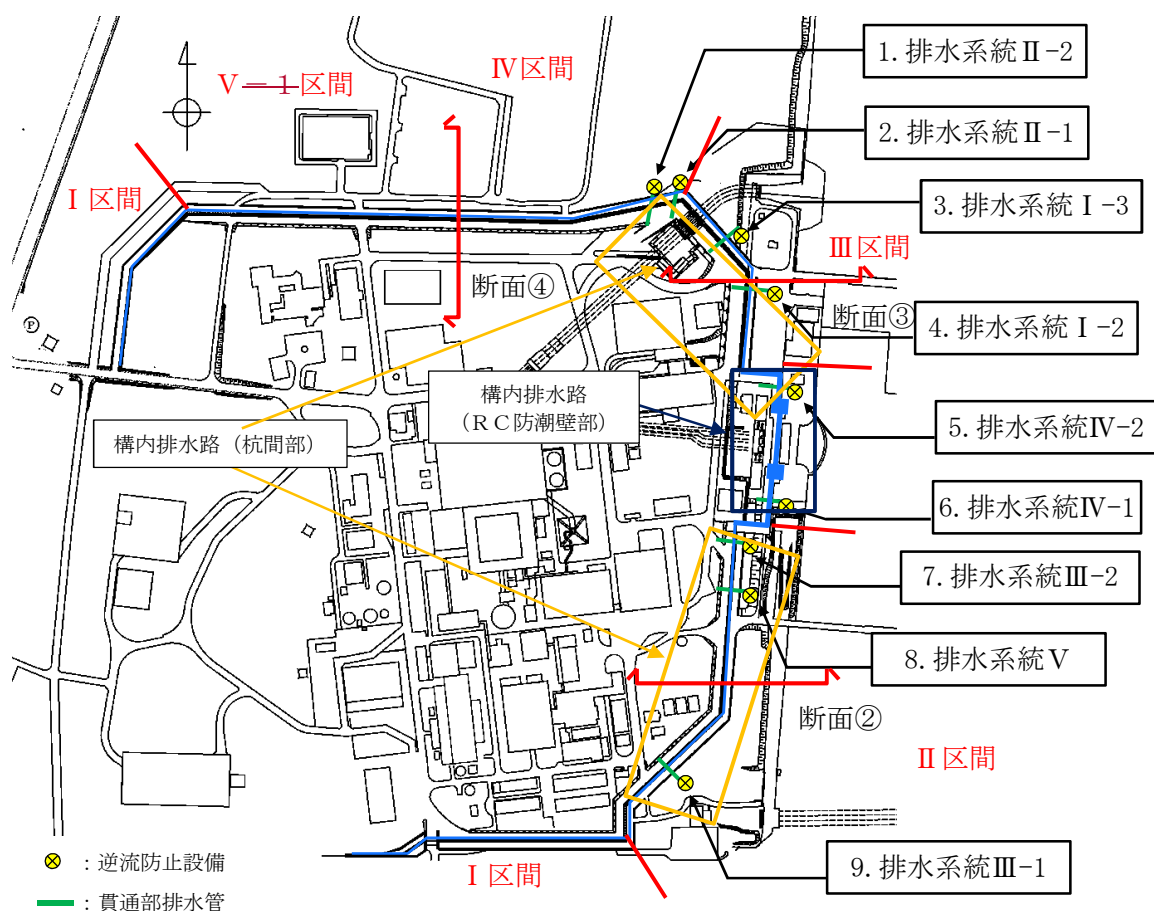
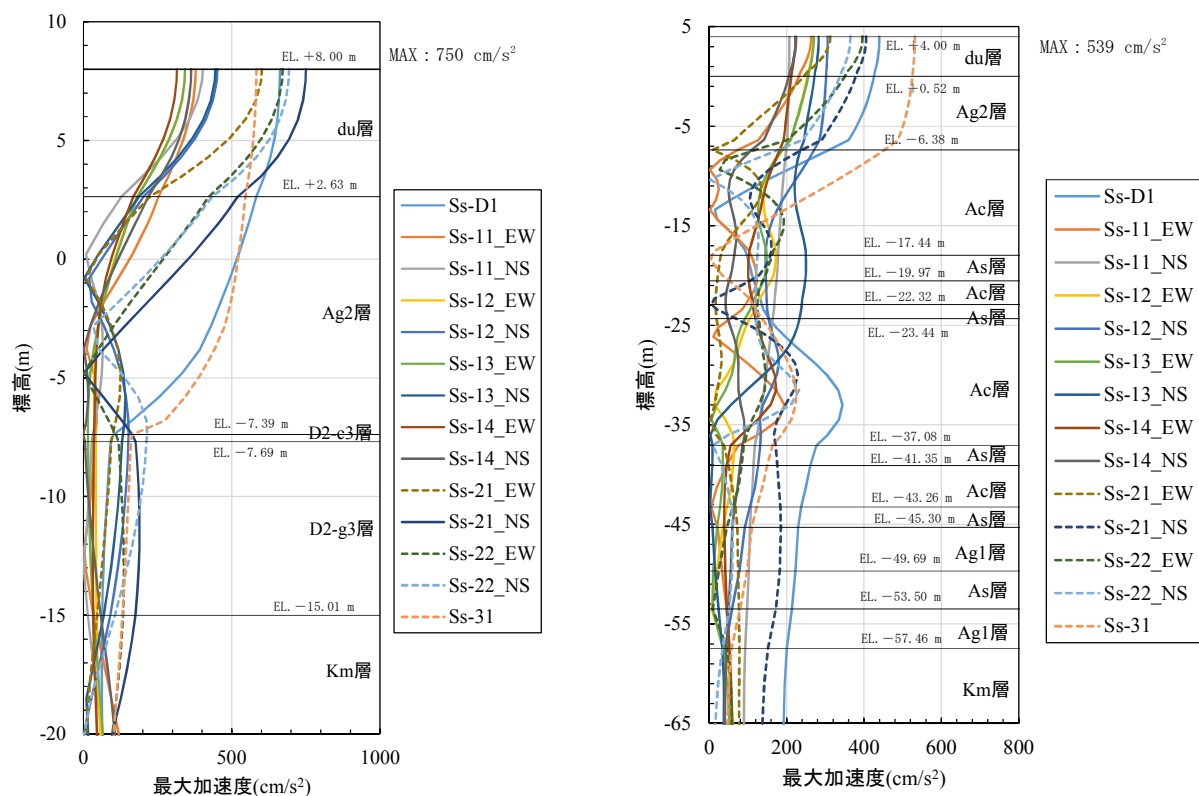


図 5.10.8-17 構内排水路逆流防止設備の加速度応答を抽出する評価対象断面

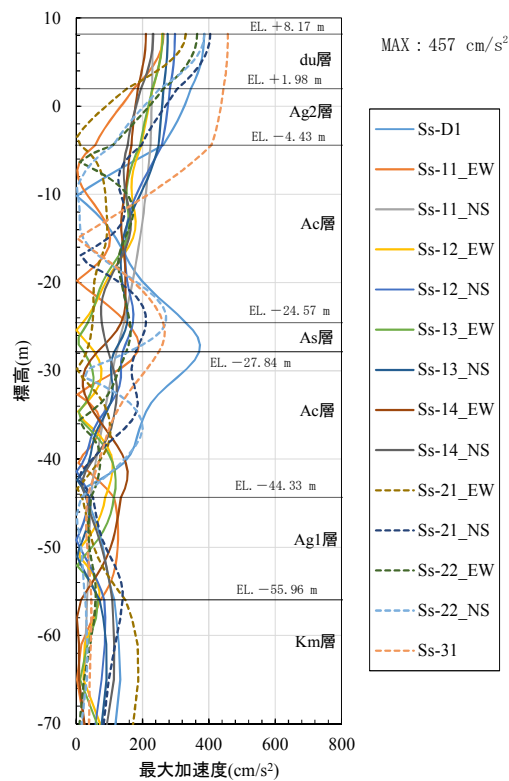




断面② (区間Ⅱ)

断面③ (区間Ⅲ)

図 5. 10. 8－18(1) 断面②及び断面③における地表面最大加速度発生時刻の加速度分布



断面④ (区間Ⅳ)

図 5. 10. 8－18(2) 断面④における地表面最大加速度発生時刻の加速度分布



b. R C防潮壁部

構内排水路（R C防潮壁部）は、表 5.10.8-2 に示すとおり、排水系統Ⅳ-1 及びⅣ-2 は津波高さが同じであり、津波波力の相違はない。また、排水系統Ⅳ-1 及びⅣ-2 は同一の構造である。

鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化することから、鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析により設計震度を求める。排水系統Ⅳ-1 の方がⅣ-2 に比べ第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高いため、設計震度が大きくなる。

よって、排水系統Ⅳ-1 を評価対象断面とする。

(3) 評価対象断面の選定結果

a. 杭間部

構内排水路（杭間部）の評価対象断面の選定結果を表 5.10.8-4 に、選定した評価対象断面図を図 5.10.8-18 に示す。



表 5.10.8-4 (1) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (1/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	出口側集水枡 底版上面標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.7 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート	○	最大せん断ひずみ及び最大曲 げモーメントが大きい ため、評価対象断面に選定する。
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.9 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面に比べて、 最大せん断ひずみ及び最大曲 げモーメントが小さい ため、評価対象断面に選定しない。
Ⅱ-1	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.4 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面、排水系統 I-3 断面に比べて津波波圧が 小さいため、評価対象断面と しない。
Ⅱ-2	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.7 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面、排水系統 I-3 断面に比べて津波波圧が 小さいため、評価対象断面と しない。

注記 \*：「5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間



表 5.10.8-4 (2) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (2/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	出口側集水枡 底板上面標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
Ⅲ-1	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	排水系統Ⅰ-2 断面，排水系統 Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が 小さいため，評価対象断面と しない。
Ⅲ-2	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.6 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	排水系統Ⅰ-2 断面，排水系統 Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が 小さいため，評価対象断面と しない。
V	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.5 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	排水系統Ⅰ-2 断面，排水系統 Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が 小さいため，評価対象断面と しない。

注記 \*：「5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

構内排水路逆流防止設備の加速度応答を抽出する評価対象断面は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面②とする。



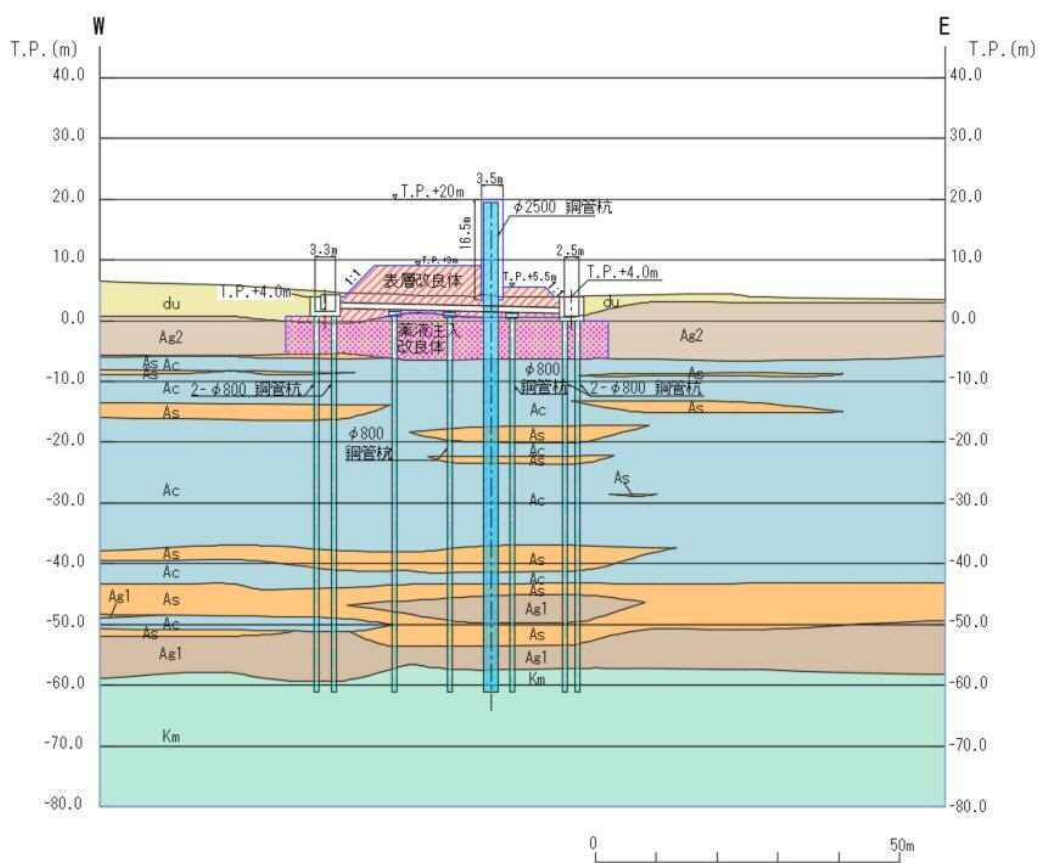


図 5. 10. 8－18 構内排水路（杭間部）の評価対象断面（排水系統 I－2）



b. R C防潮壁部

構内排水路逆（R C防潮壁部）の評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 8－5 に，選定した評価対象断面図を図 5. 10. 8－19 に示す。



表 5.10.8-5 評価対象断面の選定結果（R C防潮壁部）

断面 (排水 系統)	構造的特徴	入力津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
IV-1	・ R C 防潮壁と一 体構造である。	T.P. +17.9 m	T.P. +2.7 m	第四紀層が薄く 堆積し，岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	○	排水系統IV-2 と同一構造であるが，排水系統 IV-2 に比べて第四紀層が薄く堆積し，設計震 度が大きいため評価対象断面とする。
IV-2	・ R C 防潮壁と一 体構造である。	T.P. +17.9 m	T.P. +2.7 m	第四紀層が厚く 堆積し，岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート	－	排水系統IV-1 と同一構造であるが，排水系統 IV-1 に比べて第四紀層が厚く堆積し，設計震 度が小さいため評価対象断面としない。



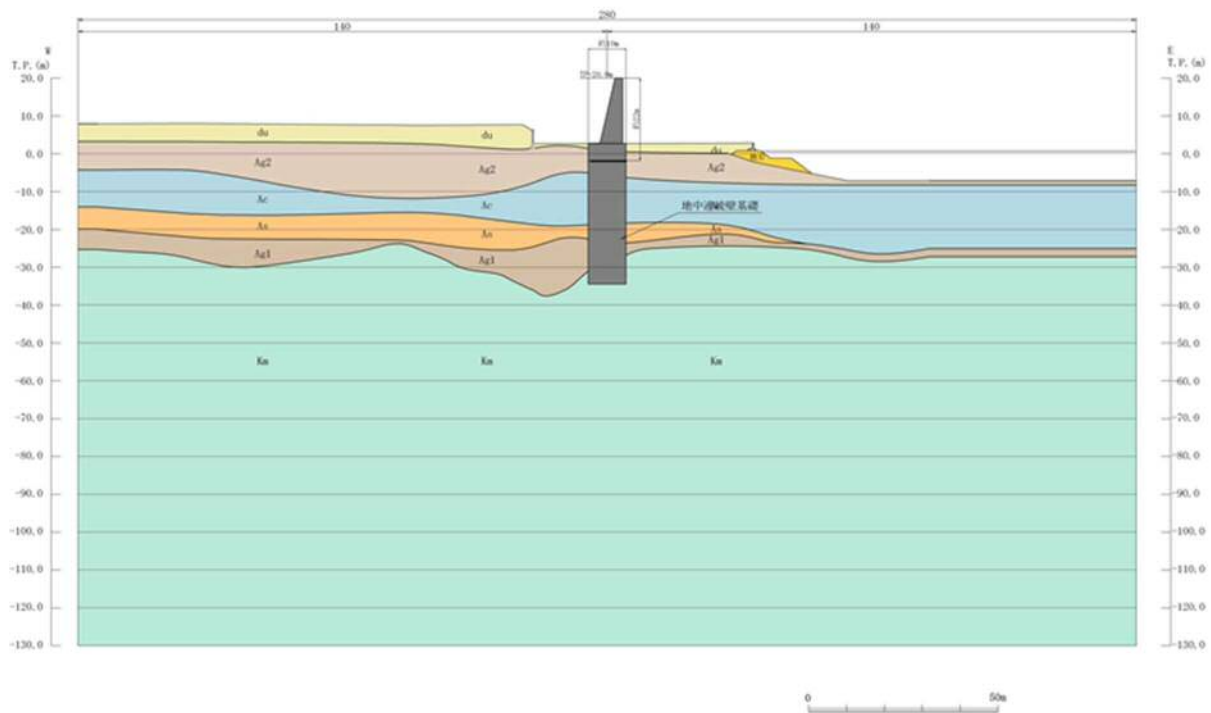


図 5. 10. 8－19 構内排水路（R C防潮壁部）の評価対象断面（排水系統IV-1）



## 5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について

### (1) 衝突荷重

漂流物荷重は、「4.3 漂流物荷重について」において、津波防護施設の機能に対する影響評価により選定された漂流物として車両 (0.69t) を想定し、「FEMA (2012) \*」(FEMA:FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY) の算定式に基づき、表 5.11-1 及び表 5.11-2 に示す各施設の設置位置における経路からの津波の流速を用いて算出する。

$$F_i = 1.3u_{\max}\sqrt{km_d(1+c)}$$

$F_i$  : 衝突力

$c$  : 付加質量係数

$u_{\max}$  : 漂流物を運ぶ流体の最大流速

$m_d$  : 漂流物の質量

$k$  : 漂流物の有効軸剛性

\* FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 5.11-1 津波防護施設の設計に用いる津波のパラメータ (基準津波時)

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (T.P.+m)	流速 (m/s)
津波防護施設	防潮堤のうち 鋼製防護壁	17.9	11.0 <sup>*1</sup>
	防潮堤のうち 鉄筋コンクリート防潮壁	17.9	11.0 <sup>*1</sup>
	防潮堤のうち 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	17.9	11.0 <sup>*1</sup>
	防潮堤のうち 鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮壁	16.8 (敷地側面南側) 17.9 (敷地前面東側) 15.4 (敷地側面北側)	11.0 <sup>*1</sup>
	貯留堰	3.9	11.0 <sup>*1</sup>
	防潮扉	16.8 (敷地側面南側) 17.9 (敷地前面東側)	11.0 <sup>*1</sup>
	構内排水路逆流防止設備	17.9 (敷地前面東側) 15.4 (敷地側面北側)	11.0 <sup>*1</sup>

\* 1 「4.3 漂流物荷重について」に示されるように、津波シミュレーションから算定した防潮堤近傍における基準津波の流速について、防潮堤の法線方向最大流速を5割増した流速に相当するものとして設定



表 5.11-2 津波防護施設の設計に用いる津波のパラメータ（敷地に遡上する津波時）

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (T. P. +m)	流速 (m/s)
津波防護施設	防潮堤のうち 鋼製防護壁	24.0	15.0 <sup>*1</sup>
	防潮堤のうち 鉄筋コンクリート防潮壁	24.0	15.0 <sup>*1</sup>
	防潮堤のうち 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	24.0	15.0 <sup>*1</sup>
	防潮堤のうち 鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮壁	24.0	15.0 <sup>*1</sup>
	貯留堰	—	—
	防潮扉	24.0	15.0 <sup>*1</sup>
	構内排水路逆流防止設備	24.0	15.0 <sup>*1</sup>

\* 1 「4.3 漂流物荷重について」に示されるように、津波シミュレーションから算定した防潮堤近傍における敷地に遡上する津波の流速について、防潮堤の法線方向最大流速を 5 割増した流速に相当するものとして設定



## (2) 風荷重

### a. 建築基準法に基づく設定

風荷重を考慮する浸水防護施設のうち、水密扉及び津波・構内監視カメラについては、次に示すとおり、建築基準法に基づき風荷重を算出する。

風荷重は、添付資料「V-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、「建設省告示第 1454 号（平成 12 年 5 月 31 日）」に定められた東海村（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）の設計基準風速 30 m/s を使用する。その他の入力値（係数）については、「建設省告示第 1454 号（平成 12 年 5 月 31 日）」及び「建築物荷重指針・同解説（2004）（（社）日本建築学会）」に基づき設定する。表 5.11-3 に水密扉の風荷重設定における入力値を、表 5.11-4 に津波・構内監視カメラの風荷重設定における入力値を示す。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

$P_k$  : 風荷重 (kN)

$C_f$  : 風力係数

$$C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

$C_{pe}$  : 外圧係数

$C_{pi}$  : 内圧係数

$A_k$  : 受風面積 (m<sup>2</sup>)

$q$  : 速度圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

$V_0$  : 設計基準風速 (m/s)

$E$  : 速度圧の高さ方向の分布を表わす係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

$G_f$  : ガスト影響係数

$E_r$  : 平均風速の高さ方向の分布を表わす係数

$$E_r = 1.7 \times (Z_b/Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以上の場合})$$

$H$  : 建築物の高さ

$\alpha$  : 地表面粗度区分による係数

$Z_b$  : 地表面粗度区分による係数

$Z_G$  : 地表面粗度区分による係数



表 5.11-3 水密扉の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	東海村における基準風速（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	第一第 3 項に示す表の地表面粗度区分Ⅱ，H が 40 以上の場合におけるガスト影響係数	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	55.65	地表面（T. P. +8.0m）からの原子炉建屋の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.15	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	350	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 $E_r$	1.29	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	3.33	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.798	計算値	—
外圧係数 $C_{pe}$	0.41	原子炉建屋の設計値	添付書類「V-3-別添 2-1-7 建屋の強度計算書」
内圧係数 $C_{pi}$	0	水密扉が風荷重を受ける面は蚊帳側のみとなるので、0 とする。	—
風力係数 $C_f$	0.41	計算値	—



表 5.11-4 津波・構内監視カメラの風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	東海村における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.0	第一第 3 項に示す表の地表面粗度区分Ⅱ, $H$ が 40 以上の場合におけるガスト影響係数	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	58.4749	地表面 (T. P. +8.0m) から津波・構内監視カメラ（カメラ本体）までの高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.15	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	350	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 $E_r$	1.3	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 $E$	3.38	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.826	計算値	—
外圧係数 $C_{pe}$	—	—	—
内圧係数 $C_{pi}$	—	—	—
風力係数 $C_f$	0.7, 0.8, 1.2, 1.6, 2.1, 2.4	表 A6.16 に示される風力係数 (図 5.11-1 参照)	建築物荷重指針・同解説 (2004)



(5) 部材の風力係数  $C$

部材の風力係数は、表 A6.16 により定める。

表 A6.16 部材の風力係数  $C$

$C_X$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$
1.2	0 2.1 0	0 2.4 0	0 2.1 0
	45 1.6 1.6	45 1.6 0.7	30 2.1 -0.2
		90 0 0.8	60 0.7 1.1

$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$
0 1.2 0	0 1.1 0	0 2.0 0	0 1.9 2.2
45 0.8 0.8	45 0.8 0.7	45 1.8 0.1	45 2.3 2.3
90 0.6 0.5	90 0.9 0.5	90 0 0.1	90 2.2 1.9
135 -1.7 0.6	135 -2.3 0.6		135 -1.9 -0.6
180 -2.3 0	180 -2.5 0		180 -2.0 0.3
			225 -1.4 -1.4

$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$	$\theta(^{\circ})$ $C_X$ $C_Y$
0 2.0 1.1	0 2.1 0	0 2.6 0
45 2.3 1.1	45 2.1 0.6	45 2.0 0.8
90 1.8 0.8	90 ± 0.6 0.7	90 ± 0.6 0.8
135 -1.7 0		135 -1.6 0.6
180 -2.0 0.1		180 -2.0 0
225 -1.5 -0.6		
270 0.6 -0.8		
315 1.2 -0.2		

注) 風荷重を算定する際に用いる面積は風向によらず、 $bl$  ( $b$ : 部材幅、 $l$ : 部材長) とする。

ネット

充実率 $\varphi$	$C_X$
0	2
0.2	2
0.6	2.7
≥ 0.9	2
(平板の場合も含む)	

注) ネットの風荷重を算出する際に用いる面積は  $bl\varphi$  とする ( $l$ : ネットの長さ)。充実率  $\varphi$  の定義は表 A6.14 に同じとし、表に掲げる充実率  $\varphi$  の数値の中間値については、直線補間した値とする。

図 5.11-1 建築物荷重指針・同解説 (2004) の表 A6.16 に示される風力係数



b. 道路橋示方書に基づく設定

風荷重を考慮する浸水防護施設のうち、防潮堤及び防潮扉については、次に示すとおり、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき風荷重を算出する。

風荷重は、添付資料「V-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、「建設省告示第 1454 号（平成 12 年 5 月 31 日）」に定められた東海村（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）の設計基準風速 30 m/s を使用する。また、抗力係数及びガスト応答係数は「道路橋示方書（Ⅰ 共通編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に示す標準的な値とし、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」の算定式に基づき、風荷重を算出する。表 5.11-5 に津波防護施設の風荷重設定における入力値を示す。

$$p = (\rho \times U_d^2 \times C_d \times G) / 2$$

$p$  : 単位面積あたりに作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho$  : 空気密度 1.23 × 10<sup>-3</sup> (t/m<sup>3</sup>)

$U_d$  : 設計基準風速 (m/s)

$C_d$  : 抗力係数

$G$  : ガスト応答係数

表 5.11-5 津波防護施設の風荷重設定における入力値（道路橋示方書に基づく入力値）

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $U_d$ (m/s)	30	東海村における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
抗力係数 $C_d$	1.6	アーチ橋の支柱（角形断面）の風上側部材における抗力係数	道路橋示方書（Ⅰ 共通編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）（8.17 風荷重）
ガスト応答係数 $G$	1.9	海上の風を想定した標準的な値	道路橋示方書（Ⅰ 共通編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）（8.17 風荷重）
単位面積当たりの風荷重 $p$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.7	計算値	—



(3) 積雪荷重

積雪荷重は、添付資料「V-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、茨城県建築基準法等施行細則に定められた東海村（前号に掲げる区域以外の区域）の垂直積雪量 30 cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。

また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1 cm ごとに 20 N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し、積雪面積を乗じて、表 5.11-5 のとおり積雪荷重を算定する。

$$P_s = 0.35 \times W_s \times d_s \times A_s$$

$P_s$  : 積雪荷重 (N)

$W_s$  : 1 cm 当たりの積雪荷重 (N/m<sup>2</sup>)

$d_s$  : 積雪面積 (m<sup>2</sup>)

$A_s$  : 積雪高さ (cm)

表 5.11-6 積雪荷重の入力値

1 cm 当たりの積雪荷重 $W_s$ (N/m <sup>2</sup> )	積雪高さ $d_s$ (cm)	単位面積当たりの積雪荷重 $P_s/A_s$ (kN/m <sup>2</sup> )
20	30	0.6