

東海第二発電所 審査資料	
資料番号	PD-2-10 改 29
提出年月日	平成 29 年 11 月 27 日

# 東海第二発電所

## 津波による損傷の防止

平成 29 年 11 月  
日本原子力発電株式会社

本資料のうち、 は商業機密又は核物質防護上の観点から公開できません。

## 目 次

### 第 1 部

1. 基本方針
  - 1.1 要求事項の整理
  - 1.2 追加要求事項に対する適合性
    - (1) 位置，構造及び設備
    - (2) 安全設計方針
    - (3) 適合性説明
  - 1.3 気象等
  - 1.4 設備等
  - 1.5 手順等

### 第 2 部

- ．はじめに
  - ．耐津波設計方針
    1. 基本事項
      - 1.1 設計基準対象施設の津波防護対象の選定
      - 1.2 敷地及び敷地周辺における地形及び施設の配置等
      - 1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域
      - 1.4 入力津波の設定
      - 1.5 水位変動・地殻変動の評価
      - 1.6 設計または評価に用いる入力津波
    2. 設計基準対象施設の津波防護方針
      - 2.1 敷地の特性に応じた津波防護の基本方針
      - 2.2 敷地への浸水防止（外郭防護 1）
        - (1) 遡上波の地上部からの到達，流入防止
        - (2) 取水路，放水路等の経路からの津波の流入防止
      - 2.3 漏水による重要な安全機能への影響防止（外郭防護 2）
      - 2.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）
        - (1) 浸水防護重点化範囲の設定
        - (2) 浸水防護重点化範囲における浸水対策
      - 2.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止
        - (1) 非常用海水冷却系の取水性
        - (2) 津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認
      - 2.6 津波監視設備

- 3. 施設・設備の設計方針
- 3.1 津波防護施設の設計
- 3.2 浸水防止設備の設計
- 3.3 津波監視設備
- 3.4 施設・設備の設計・評価に係る検討事項

## 添付資料

- 1 設計基準対象施設の津波防護対象設備とその配置について
- 2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
- 3 津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて
- 4 敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について
- 5 管路解析のモデルについて
- 6 管路解析のパラメータスタディについて
- 7 港湾内の局所的な海面の励起について
- 8 入力津波に用いる潮位条件について
- 9 津波防護対策の設備の位置付けについて
- 10 常用海水ポンプ停止の運用手順について
- 11 残留熱除去系海水ポンプの水理実験結果について
- 12 貯留堰設置位置及び天端高さの決定の考え方について
- 13 基準津波に伴う砂移動評価
- 14 非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性について
- 15 漂流物の移動量算出の考え方
- 16 津波漂流物の調査要領について
- 17 津波の流況を踏まえた漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性評価について
- 18 地震後の防波堤の津波による影響評価について
- 19 燃料等輸送船の係留索の耐力について
- 20 燃料等輸送船の喫水と津波高さの関係について
- 21 鋼製防護壁の設計方針について
- 22 鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について
- 23 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計方針について
- 24 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について
- 25 防潮扉の設計と運用について
- 26 耐津波設計において考慮する荷重の組合せについて
- 27 防潮堤及び貯留堰における津波荷重の設定方針について
- 28 耐津波設計における余震荷重と津波荷重の組合せについて
- 29 各種基準類における衝突荷重の算定式及び衝突荷重について
- 30 放水路ゲートの設計と運用について
- 31 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について
- 32 貯留堰の構造及び仕様について
- 33 貫通部止水対策箇所について

- 3 4 隣接する日立港及び常陸那珂港区の防波堤の延長計画の有無について
- 3 5 防波堤の有無による敷地南側の津波高さについて
- 3 6 防潮堤設置に伴う隣接する周辺の原子炉施設への影響について
- 3 7 設計基準対象施設の安全重要度分類クラス3の設備の津波防護について
- 3 8 敷地北側防潮堤設置ルート変更に伴う入力津波の設定について
- 3 9 津波対策設備毎の条文要求，施設・設備区分及び防護区分について
- 4 0 東北地方太平洋沖地震時の被害状況を踏まえた東海第二発電所の地震・津波による被害想定について
- 4 1 審査ガイドとの整合性（耐津波設計方針）



## 第2部

### はじめに

本資料は、東海第二発電所における耐津波設計方針について示すものである。

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、津波による損傷防止について、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規定されている。さらに、設置許可基準解釈<sup>3</sup>の別記3（津波による損傷の防止）（以下「別記3」という。）に具体的な要求事項が規定されている。

また、設置許可段階の基準津波策定に係る審査において、設置許可基準規則及びその解釈の妥当性を厳格に確認するために「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」（以下「審査ガイド」という。）が策定されている。

本資料においては、東海第二発電所の設計基準対象施設が安全上重要な施設として、津波に対する防護対策が審査ガイドに沿った検討方針及び検討結果であることを確認することにより、津波防護が達成されていることを確認する。第1図に耐津波設計の基本フローを示す。

なお、設置許可基準規則第40条に重大事故等対処施設に関して、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ものでなければならないと規定され、さらに、設置許可基準規則第43条には、可搬型重大事故等対処設備に関して、防護要求が規定されている。これらに対する耐津波設計方針については、当該条文における基準適合性説明資料に示す。

---

<sup>1</sup> 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

<sup>2</sup> 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の解釈

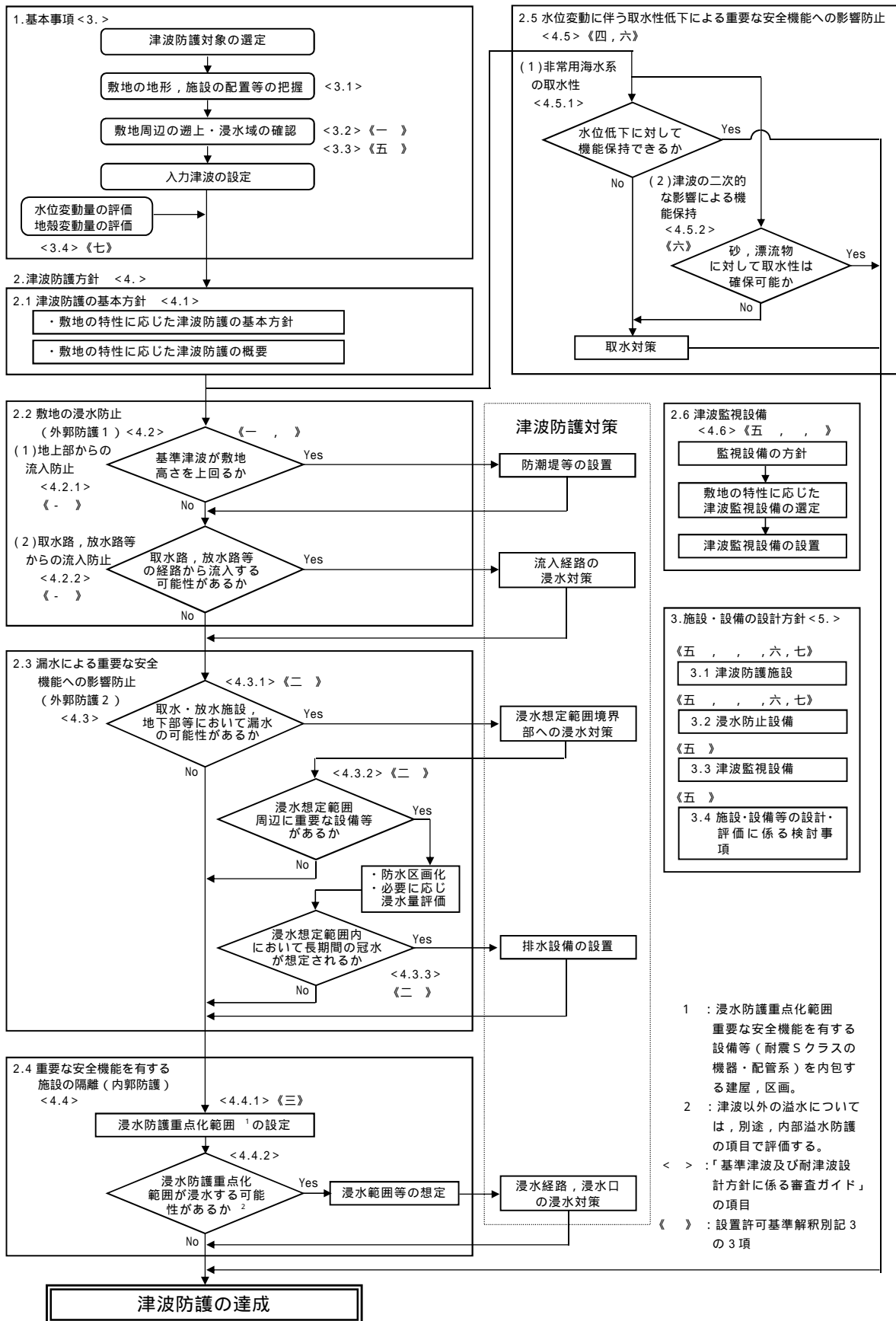
<sup>3</sup> 実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈

本資料の構成としては、審査ガイドに示される要求事項内容を【規制基準における要求事項等】に記載し、東海第二発電所における各要求事項に対する対応方針を【検討方針】に記載しており、その上で、同方針に基づき実施する具体的な検討結果又は評価内容を、図表やデータを用いて【検討結果】に記載する構成としている。

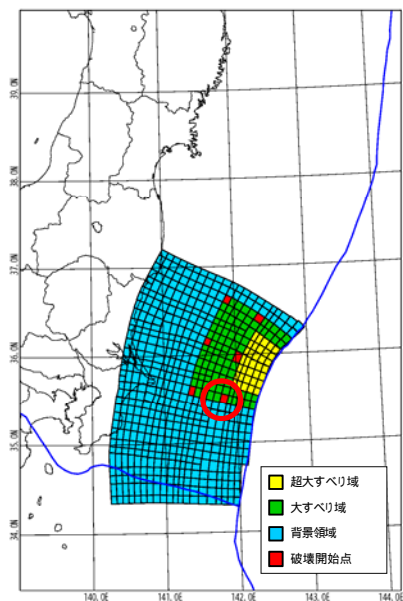
なお、本資料においては、入力津波の策定に当たり、上昇側水位及び下降側水位ともに「日本海溝におけるプレート間地震（Mw8.7）による津波波源」を基準津波として用いている。第2図に東海第二発電所の基準津波の波源、第3図に基準津波の策定位置、第1表に基準津波による敷地周辺での津波高さを示す。

また、耐津波設計においては、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動により、発電所周辺において0.2m程度沈降している。このため、施設・設備の設計・評価に当たっては、地殻変動量を安全側に評価することとし、以降、敷地・施設等の標高については2011年東北地方太平洋沖地震前の値としている。

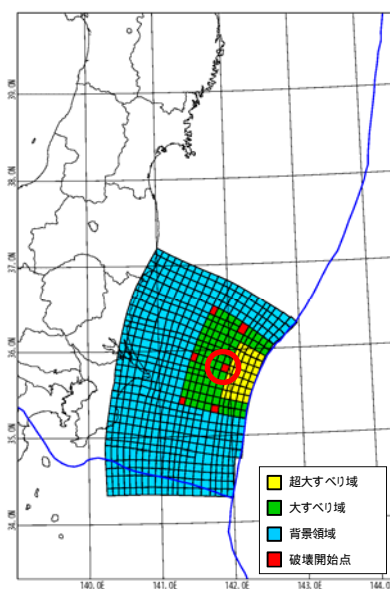




第1図 耐津波設計の基本フロー



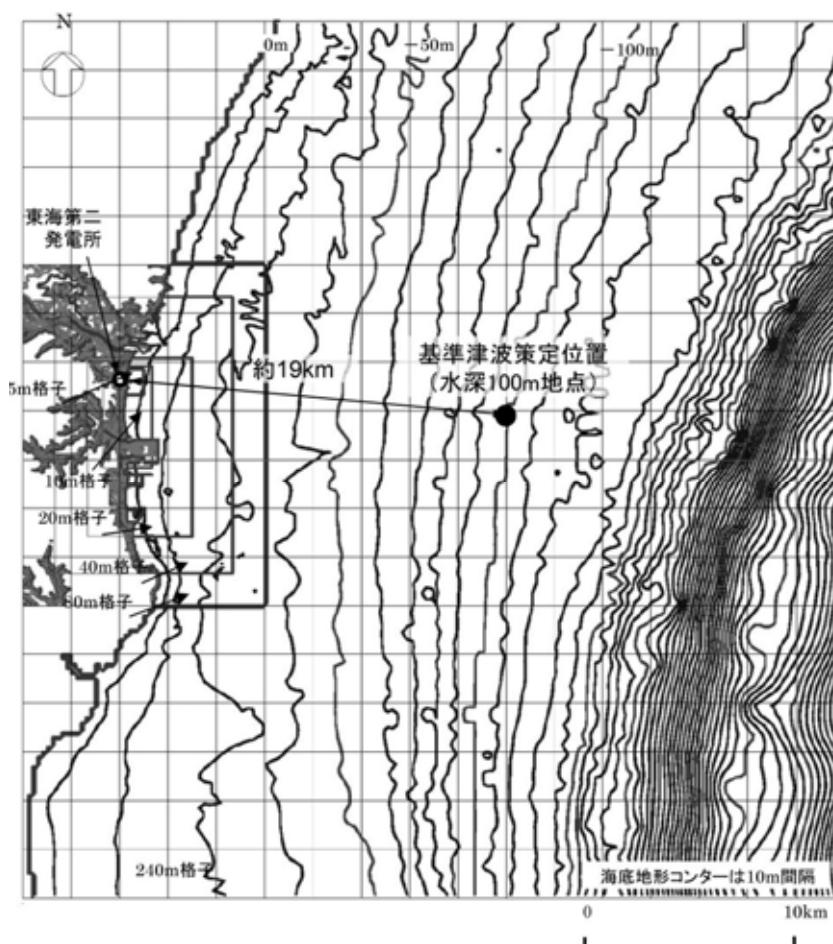
上昇水位



下降水位

パラメータ	設定値
平均すべり量	6.1m
超大すべり量	24.3m
大すべり量	12.1m
背景	3.8m

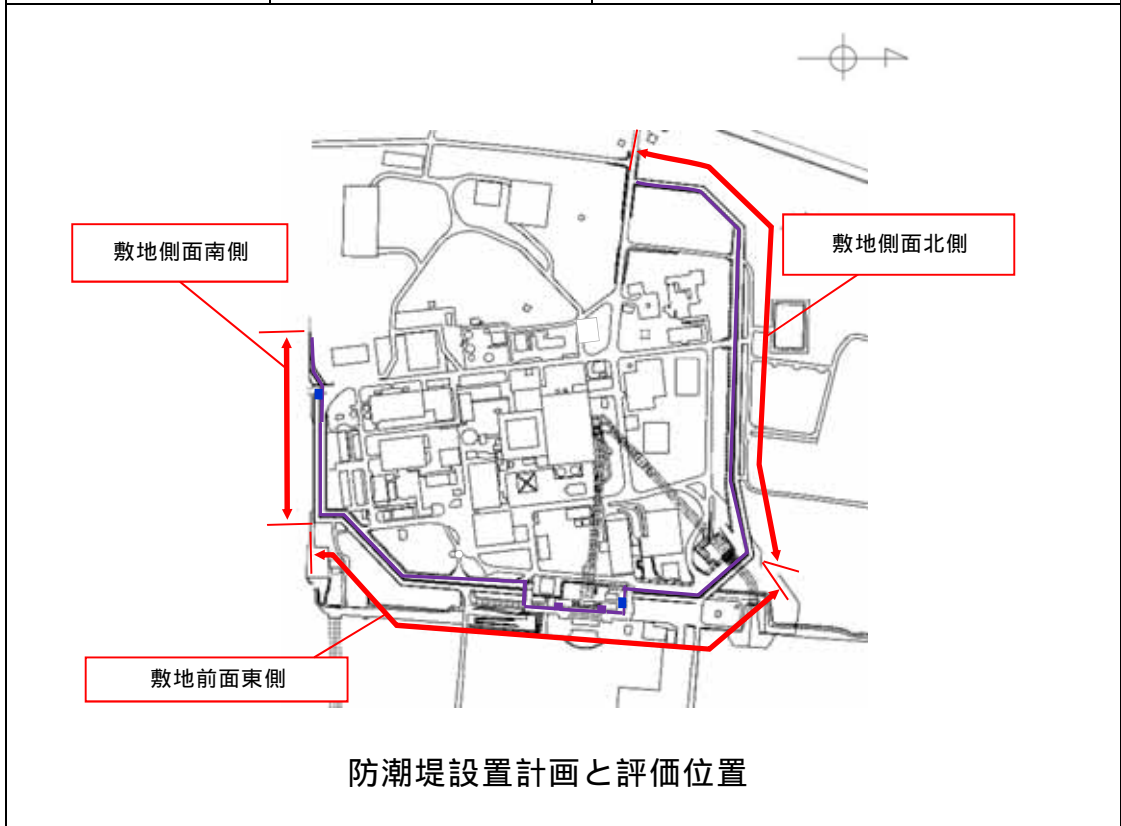
第2図 東海第二発電所の基準津波の波源



第3図 基準津波の策定位置

第1表 基準津波による敷地周辺での津波高さ

	評価位置	日本海溝におけるプレート間地震による津波 (Mw8.7)
上昇側水位 <sup>1</sup>	防潮堤前面 (敷地側面北側)	T.P. + 11.7m
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	T.P. + 17.1m
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	T.P. + 15.4m
下降側水位 <sup>2</sup>	取水口前面	T.P. - 4.9m



- 1 上昇側水位については、朔望平均満潮位 T.P. + 0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31m を考慮している。
- 2 下降側水位については、朔望平均干潮位 T.P. - 0.81m, 2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31m を考慮している。



### 1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域

#### (1) 敷地周辺の遡上・浸水域の評価

##### 【規制基準における要求事項等】

遡上・浸水域の評価に当たっては，次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して，遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討すること。

- ・ 敷地及び敷地周辺の地形とその標高
- ・ 敷地沿岸域の海底地形
- ・ 津波の敷地への侵入角度
- ・ 敷地及び敷地周辺の河川，水路の存在
- ・ 陸上の遡上・伝播の効果
- ・ 伝播経路上の人工構造物

##### 【検討方針】

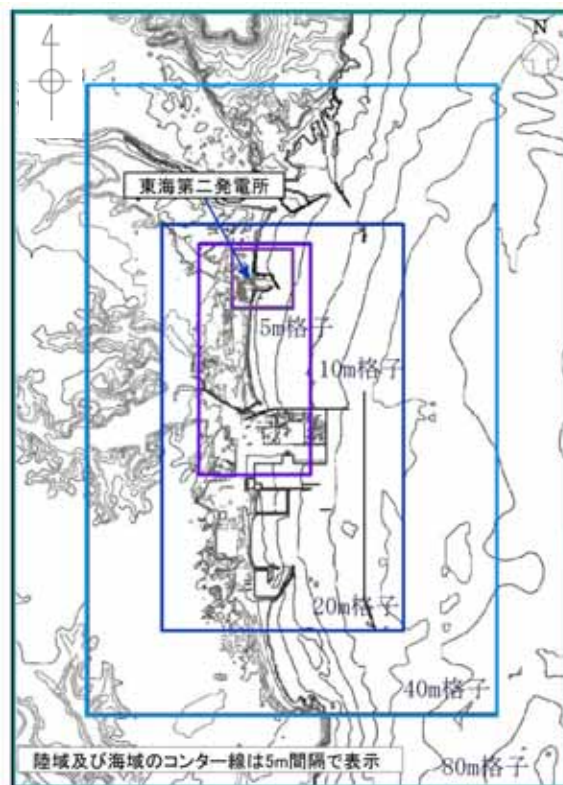
基準津波による次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して，遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討する（【検討結果】参照）。また，基準地震動による被害が津波の遡上に及ぼす影響について検討する（【検討結果】参照）。

- ・ 敷地及び敷地周辺の地形とその標高
- ・ 敷地沿岸域の海底地形
- ・ 津波の敷地への侵入角度
- ・ 敷地及び敷地周辺の河川（久慈川）の存在
- ・ 陸上の遡上・伝播の効果
- ・ 伝播経路上の人工構造物

## 【検討結果】

上記の検討方針に基づき，遡上解析の手法，データ及び条件については，以下のとおり確認している。

- ・ 遡上・伝播経路の状態に応じた解析モデル及び解析条件が適切に設定された遡上域のモデルを作成している。
- ・ 基準津波による敷地及び敷地周辺の遡上解析に当たっては，現場調査等にて確認した遡上解析上影響を及ぼす斜面や道路等の地形とその標高及び伝播経路上の人工構造物の設置状況を考慮し，敷地の遡上域のメッシュサイズ(5m～10m)及び敷地周辺における遡上域のメッシュサイズ(5m～40m)に合わせた形状にモデル化している。第1.3-1図に敷地及び敷地周辺のメッシュ構成図を示す。また，添付資料2に耐津波設計における現場確認プロセス，添付資料3に津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて示す。



第1.3-1図 敷地及び敷地周辺のメッシュ構成図

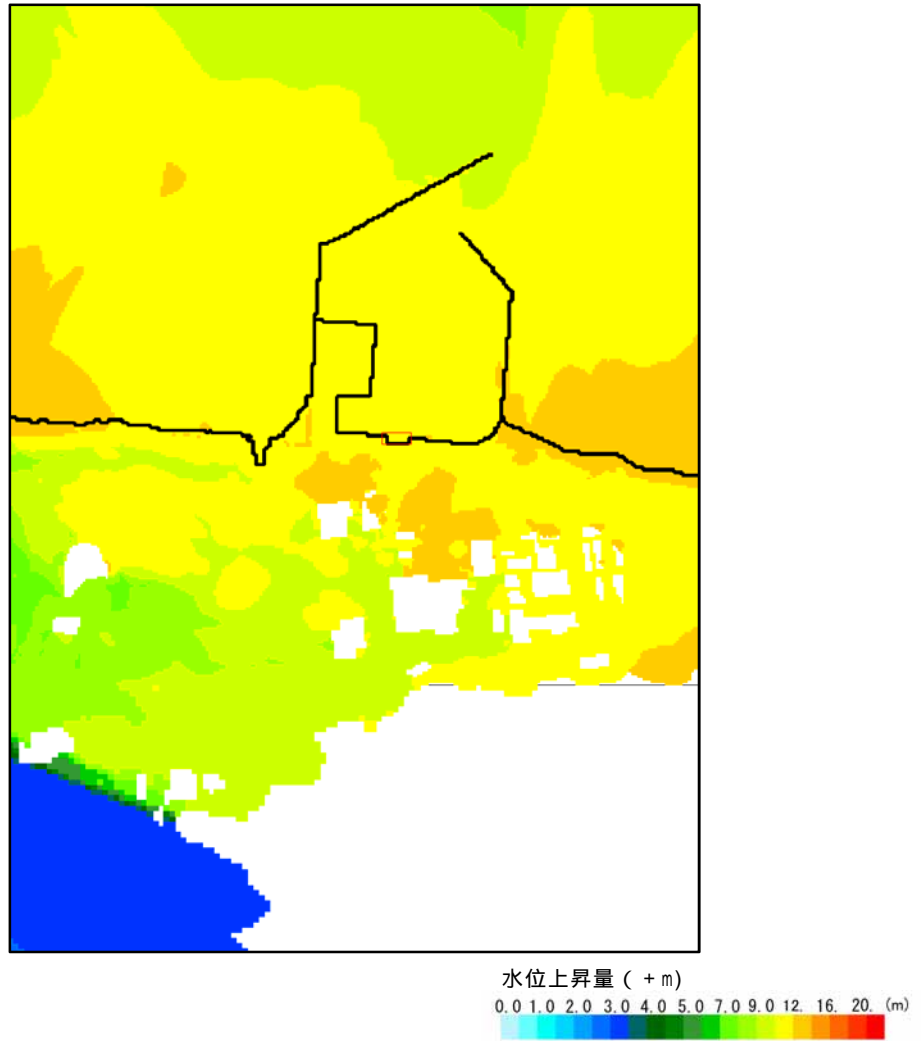
- ・ 津波の遡上経路を適切に反映するため、護岸などの恒設の人工構造物及び耐震性や耐津波性を有する建物などの恒設の人工構造物についてモデル化を行った。モデルの作成に際しては、これら伝播経路上の人工構造物について、図面をもとに適切に反映している。
- ・ 陸上地形は、茨城県による津波解析用地形データ（平成19年3月）及び敷地の観測データをもとにして編集したものである。敷地沿岸域の海底地形は、(財)日本水路協会 海岸情報研究センター発行の海底地形デジタルデータ等をもとにして編集したものである。また、発電所近傍海域の水深データは、マルチビーム測深で得られた高精度・高密度のデータ（2007）を使用している。なお、2011年東北地方太平洋沖地震・津波が海底地形に与えた影響の程度については、津波水位の増幅率が海溝軸付近から陸地に近づくほど減少傾向にあることから、発電所付近では水位の増幅率が減少することが予想されたため、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量分については潮位に考慮することとした。添付資料3(津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて)において、地形データ及び2011年東北地方太平洋沖地震・津波が海底地形に与える影響についての考察を詳細に示す。
- ・ 敷地及び敷地周辺における遡上域のメッシュサイズは、 $C \cdot F \cdot L$ 条件（波動数値計算における安定条件）が満足でき、かつ、防潮堤、港湾施設、敷地周辺の河川（久慈川）などを適切にモデル化できるようなメッシュサイズに設定している。

敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たっては、敷地前面東側、敷地側面北側及び南側並びに敷地周辺の津波の侵入角度、速度及びそれらの経時変化を把握している。また、敷地周辺の浸水域の寄せ波・引き波の津波の遡上・流下方向及びそれらの速度について留意し、敷地の地形、標高の局所的な変化

等による遡上波の敷地への回り込みを考慮している。

上記を踏まえ、津波侵入方向に正対した面における敷地の標高の分布と敷地前面の津波の遡上高さの分布を比較する。津波防護施設がない場合は、第1.3-2図に示すように遡上波は敷地に地上部から到達・流入し、敷地の大部分が遡上域となる。このため、遡上波の敷地への流入防止対策として、防潮堤、防潮扉（防潮堤道路横断部に設置）等の津波防護施設を設置するとともに、取水路、放水路等の経路からの津波の流入を防止するために浸水防止設備を設置する設計とする。





第 1.3-2 図 基準津波による敷地への遡上の確認結果

## (2) 地震・津波による地形等の変化に係る評価

### 【規制基準における要求事項等】

次に示す可能性が考えられる場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討すること。

- ・ 地震に起因する変状による地形，河川流路の変化
- ・ 繰り返し襲来する津波に伴う洗掘・堆積による地形，河川流路の変化

### 【検討方針】

次に示す可能性があるかについて検討し，可能性がある場合は，敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する（【検討結果】参照）。

- ・ 基準地震動  $S_s$  に起因する変状による地形，河川（久慈川）流路の変化
- ・ 繰り返し襲来する津波に伴う洗掘・堆積による地形，河川（久慈川）流路の変化

### 【検討結果】

基準地震動  $S_s$  に起因する変状による地形，河川流路の変化として，斜面崩壊や地盤の沈下，河川流路の変化の影響の検討を行った。

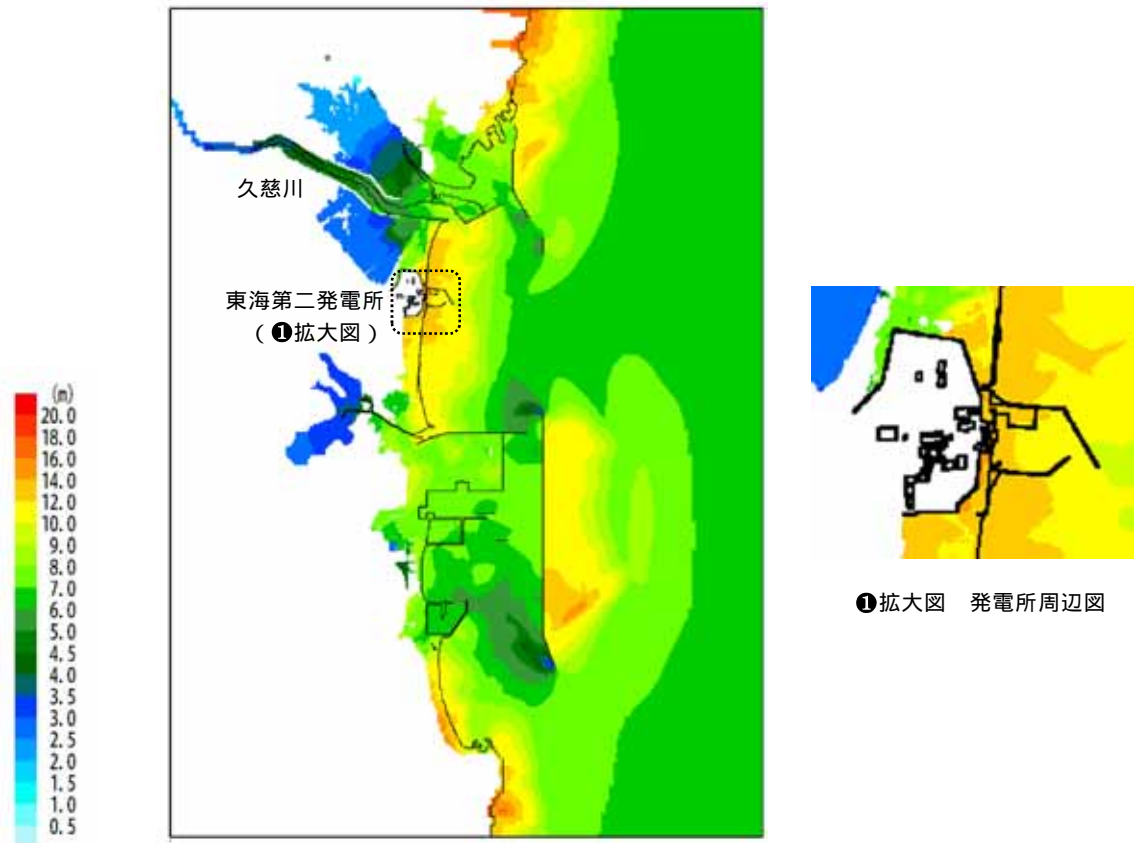
敷地の北方約2kmの位置に河川（久慈川）が存在するが，敷地からの距離が十分に離れていること，また，敷地西側の高さ25m程度の地山から斜面になり，T.P.+3mの低い平坦な地形が一面に広がっている。その平坦な地形のところは久慈川から遡上するため，基準津波による遡上波の久慈川からの回り込みの影響はない，第1.3-3図に久慈川からの遡上域が確認できる。第1.3-3図に発電所周辺における基準津波による遡上波の最大水位上昇量分布を示す。

なお，敷地周辺には，遡上波の敷地への到達に対して障壁となるような斜面はない。

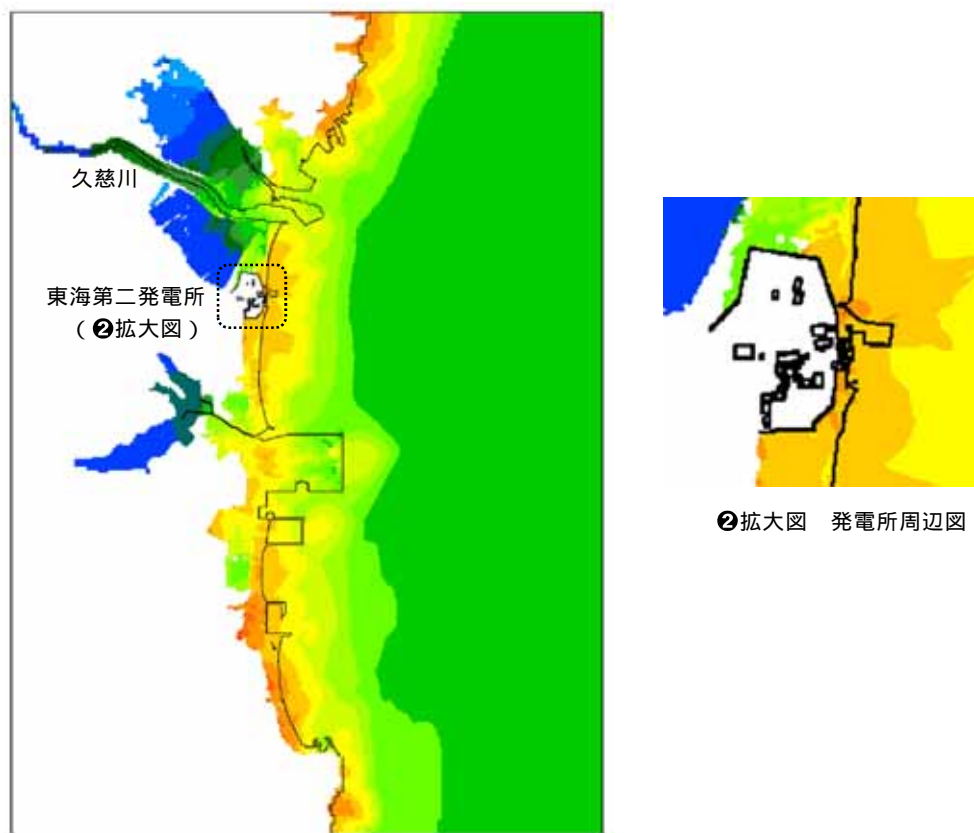
遡上波の敷地への到達の可能性に係る検討に当たっては、有効応力解析による液状化判定の結果、基準地震動に伴う地形変化、標高変化が生じる可能性は僅かである場合においても、津波遡上解析への影響を確認するため、解析条件として沈下なしの条件に加えて、地盤面を大きく沈下させた条件を設定し、基準津波による遡上波の回り込みがないことを確認している。添付資料4に敷地内の遡上経路の沈下量算定条件、第1.3-4図に地盤変状(沈降)を考慮した基準津波による遡上波の最大水位上昇量分布を示す。

防潮堤は、波力による浸食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性や構造境界部の止水に配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できる設計とする。

発電所の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の沿岸の防波堤については、基準地震動 $S_s$ により設置状態が変化したとしても、敷地への遡上経路に影響を及ぼさないことを確認する。そのため、防波堤がない状態や沈下した場合の地形についても考慮する。



防波堤あり



防波堤なし

第 1.3-3 図 基準津波による発電所周辺の広域の最大水位上昇量分布図

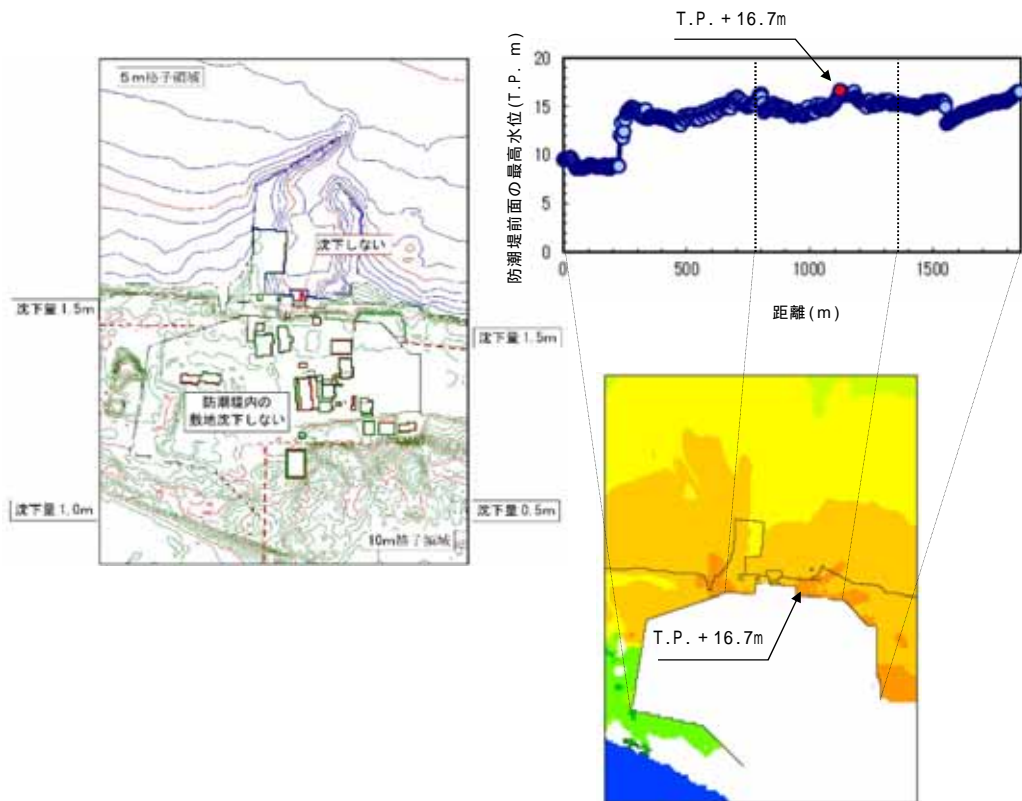


図1.3-4 地盤変状（沈降）を考慮した基準津波による  
 遡上波の最大水位上昇量



## 1.4 入力津波の設定

### 【規制基準における要求事項等】

基準津波は、波源域から沿岸域までの海底地形等を考慮した、津波伝播及び遡上解析により時刻歴波形として設定していること。

入力津波は、基準津波の波源から各施設・設備等の設置位置において算定される時刻歴波形として設定していること。

基準津波及び入力津波の設定に当たっては、津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起を適切に評価し考慮すること。

### 【検討方針】

基準津波については、「東海第二発電所 津波評価について」（以下「津波評価」という。）にて説明する。

入力津波は、基準津波の波源から各施設・設備等の設置位置において算定される時刻歴波形として設定する。

なお、具体的な入力津波の設定に当たっては、以下のとおりとする。

- ・ 入力津波は、海水面の基準レベルからの水位変動量を表示することとし、潮位変動量等については、入力津波を設計又は評価に用いる場合に考慮する（【検討結果】及び1.5 水位変動・地殻変動の評価【検討結果】参照）。
- ・ 入力津波が各施設・設備の設計に用いるものであることを念頭に、津波の高さ、津波の速度、衝撃力等、着目する荷重因子を選定した上で、各施設・設備の構造・機能損傷モードに対応する効果を安全側に評価する（2.2 敷地への浸水防止（外郭防止1）以降の【検討結果】参照）。
- ・ 施設が海岸線方向において広がりを持っている場合は、複数の位置において荷重因子の値の大小関係を比較し、最も大きな影響を与える波

形を入力津波とする（【検討結果】参照）。

また，基準津波及び入力津波の設定に当たっては，津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起を適切に評価し考慮する（【検討結果】参照）。

## 【検討結果】

### （１）入力津波の設計因子の設定について

入力津波は各施設・設備の設計に用いるものであることから「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」に基づき，各要求事項に対する設計・評価の方針を定め，必要な因子について設定した。防潮堤の設計・評価に用いる入力津波については，設計上考慮すべき設計因子として，水位，水深，流向，流速，漂流物重量，遡上域（回り込み範囲）を抽出した。

また，津波防護施設，浸水防止設備の設計に関連する影響因子についても整理した。

設計因子については，第 1.4-1 表 防潮堤等の入力津波の設計因子についてまとめて記載する。なお，1.4 項では水位に係る設計因子について示す。



第 1.4-1 表 防潮堤等の入力津波の設計因子について ( 1 / 2 )

設計・評価項目 (耐津波設計方針に係る審査ガイド)	設計・評価方針	設定すべき主たる入力津波	
		因子(評価荷重)	設定位置
4.2 敷地への浸水防止(外郭防護1)			
遡上波の敷地への地上部からの到達, 流入の防止	重要な安全機能を有する設備等を内包する建屋及び重要な安全機能を有する屋外設備等は, 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し, 基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には, 防潮堤等の津波防護施設, 浸水防止設備を設置する。	水位 (津波高さ) 遡上域	防潮堤前面
取水路・放水路等の経路からの津波の流入の防止	取水路, 放水路等の経路から, 津波が流入する可能性について検討した上で, 流入の可能性のある経路(扉, 開口部, 貫通部等)を特定し, 特定した経路に対して浸水対策を施すことにより津波の流入を防止する。	水位(津波高さ)	取水ビット 放水路ゲート設置箇所 SA用海水ビット 緊急用海水ポンプビット 構内排水路逆流防止設備 設置箇所廻り
4.3 漏水による重要な安全機能への影響防止(外郭防護2)			
安全機能への影響評価	浸水想定範囲の周辺に重要な安全機能を有する設備等がある場合は, 防水区画化し, 必要に応じて防水区画内への浸水量評価を実施し, 安全機能への影響がないことを確認する。	水位(津波高さ)	取水ビット
4.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止			
基準津波による水位の低下に対する海水ポンプの機能保持, 海水確保	引き波による水位低下・継続時間に対して, 海水ポンプの継続運転が可能となる十分な貯水量を確保できるよう設計する。	水位・継続時間(津波高さ・継続時間)	取水路 取水口前面 取水ビット
混入した浮遊砂に対する海水ポンプの機能保持	浮遊砂に対して海水ポンプが軸受固着, 摩耗等により機能喪失しないことを確認する。	砂濃度	取水ビット
砂の移動・堆積に対する通水性確保	堆積した砂が取水口及び取水路を閉塞させないことを確認する。	流向・流速 (砂堆積高さ)	取水口前面
漂流物に対する通水性確保	漂流物の可能性を検討し, 漂流物化した場合に取水口が閉塞しないことを確認する。	流向・流速 (漂流物堆積量) 水位(浮力)	海域・陸域(遡上域)
5.1 施設・設備の設計の方針及び条件(津波防護施設)			
津波防護施設の設計	防潮堤及び防潮扉	流向・流速(漂流物衝突力、洗掘) 漂流物重量(漂流物衝突力)	防潮堤前面
	放水路ゲート	浸水深(波力)	放水路ゲート設置箇所
	構内排水路 逆流防止設備	浸水深 水位(津波高さ)	構内排水路逆流 防止設備設置箇所廻り
	貯留堰	流速(漂流物衝突力、洗掘)	貯留堰設置箇所廻り
		浸水深(波力)	取水口前面

水位・浸水深の因子  
水位・浸水深以外の因子

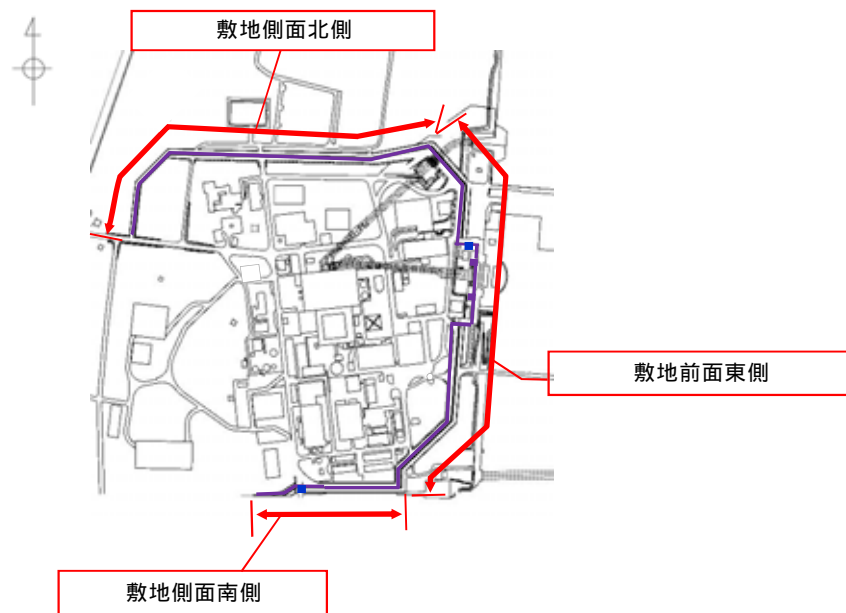
第 1.4-1 表 防潮堤等の入力津波の設計因子について ( 2 / 2 )

設計・評価項目 (耐津波設計方針に係る審査ガイド)		設計・評価方針	設定すべき主たる入力津波		
			因子(評価荷重)	設定位置	
5.2 施設・設備の設計の方針及び条件(浸水防止設備)					
浸水防止設備の設計	取水路点検用開口部浸水防止蓋	浸水想定範囲における浸水時及び冠水時の波圧等に対する耐性等を評価し,越流時の耐性にも配慮した上で,入力津波に対する浸水防止機能が十分に保持できるよう設計する。	水位(津波高さ)	取水ビット	
	海水ポンプグラウンドレン排出口逆止弁				
	取水ビット空気抜き配管逆止弁				
	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋				放水路ゲート設置箇所
	S A用海水ビット点検用開口部浸水防止蓋				S A用海水ビット
	緊急用海水ポンプビット点検用開口部浸水防止蓋				緊急用海水ポンプビット
	緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口逆止弁				
	緊急用海水ポンプ室床 dren 排出口逆止弁				
	貫通部止水処置			浸水力(波力)	防潮堤前面

水位・浸水深の因子
水位・浸水深以外の因子

## (2) 防潮堤前面における入力津波の設定

基準津波による遡上波が地上部から敷地に流入・到達することを防止するため、防潮堤位置に着目し、上昇側の入力津波を設定する。具体的には、防潮堤位置に仮想的に鉛直無限壁を設定し津波の遡上解析を行い、防潮堤の設計又は評価に用いる入力津波を設定する。この際、敷地全体を取り囲む形で防潮堤を設置することから、海岸線に正対する敷地前面東側とそれ以外の敷地側面北側及び敷地側面南側の3区分に分類した上で、それぞれの区分毎に、防潮堤沿いの複数の位置における水位を比較し、最も水位が高くなる位置の水位に基づき、区分毎に入力津波を設定した。第1.4-1図に防潮堤設置計画と敷地区分図を示す。



第1.4-1図 防潮堤設置計画と敷地区分図

### a. 解析条件

津波の遡上解析において考慮する条件を以下に示す。

- (a) 朔望平均潮位、地震による地殻変動（2011年東北地方太平洋沖地震を含む。）を適切に考慮する。
- (b) 防波堤がある場合とない場合について評価を行い、防波堤の有無に

よる水位変動への影響を確認する。

b . 評価結果

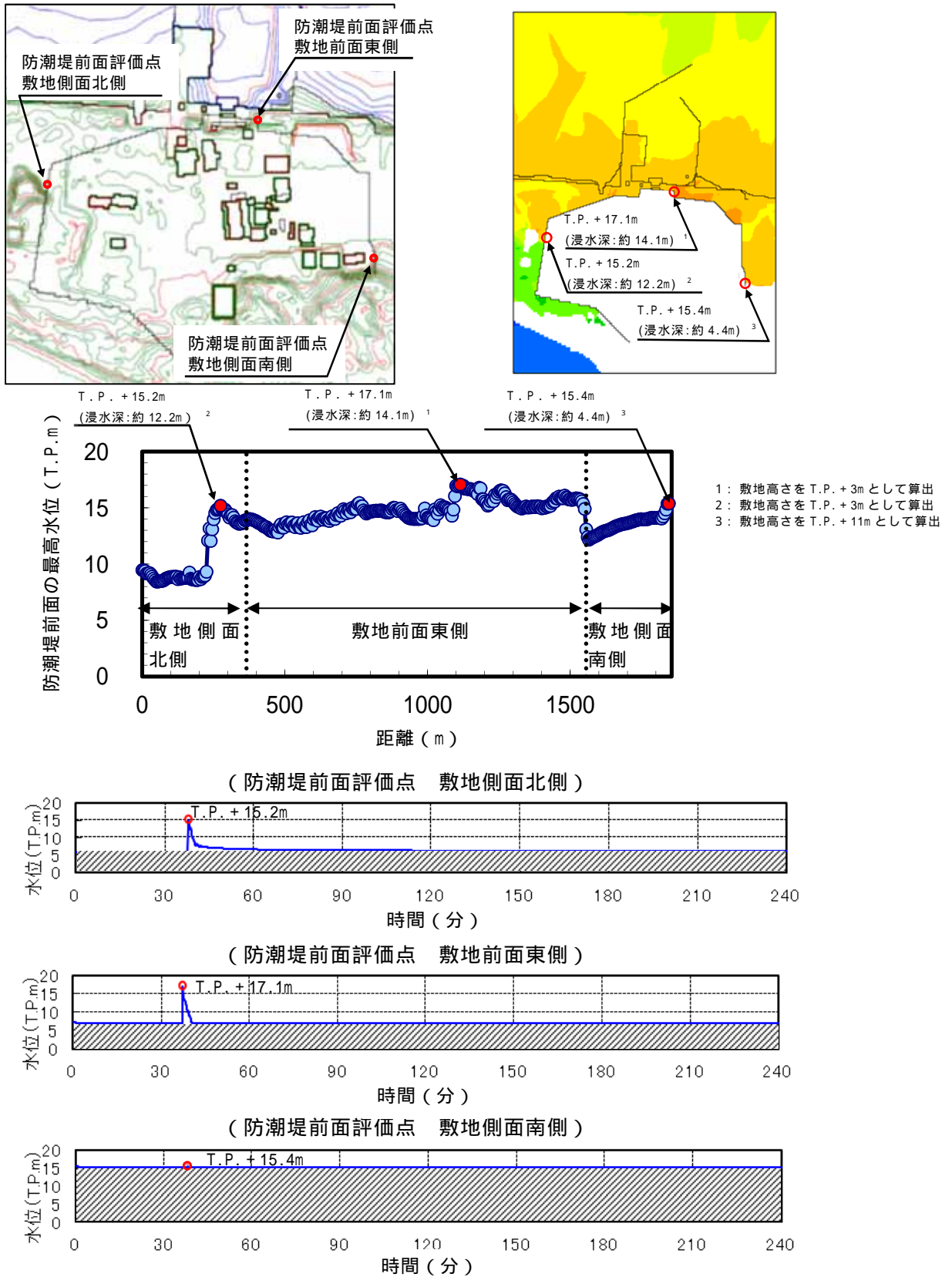
3区分毎に確認した防潮堤前面における上昇側水位の評価結果を以下に示す。

(a) 防波堤の有無による影響

防波堤がある場合については、敷地前面東側防潮堤前面にてT.P. + 17.1m、敷地側面北側防潮堤前面にてT.P. + 15.2m、敷地側面南側防潮堤前面にてT.P. + 15.4mがそれぞれ最も高い水位となった。また、防波堤がない場合は、敷地前面東側防潮堤前面にてT.P. + 17.7m、敷地側面北側防潮堤前面にてT.P. + 15.2m、敷地側面南側防潮堤前面にてT.P. + 15.4mがそれぞれ最も高い水位となった。

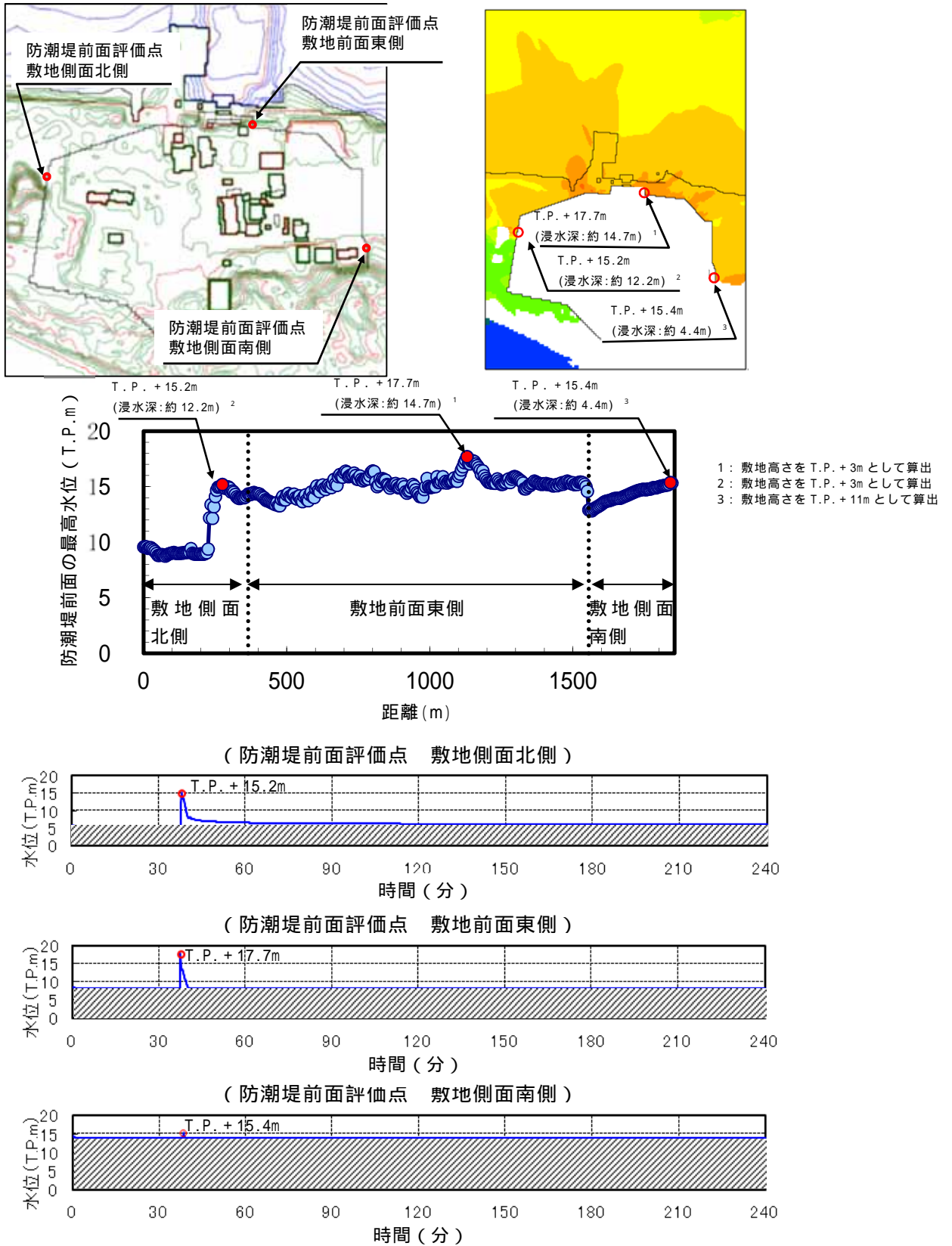
第1.4-2図に基準津波による防潮堤前面における津波水位の評価結果（防波堤の有無による影響）を示す。

< 防波堤あり >



第1.4-2図 基準津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果  
(防波堤の有無による影響) (1/2)

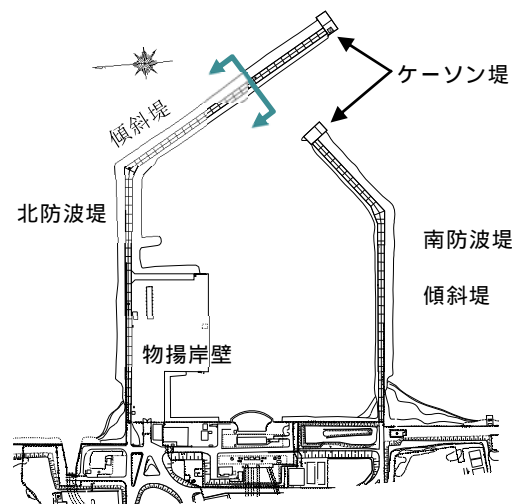
< 防波堤なし >



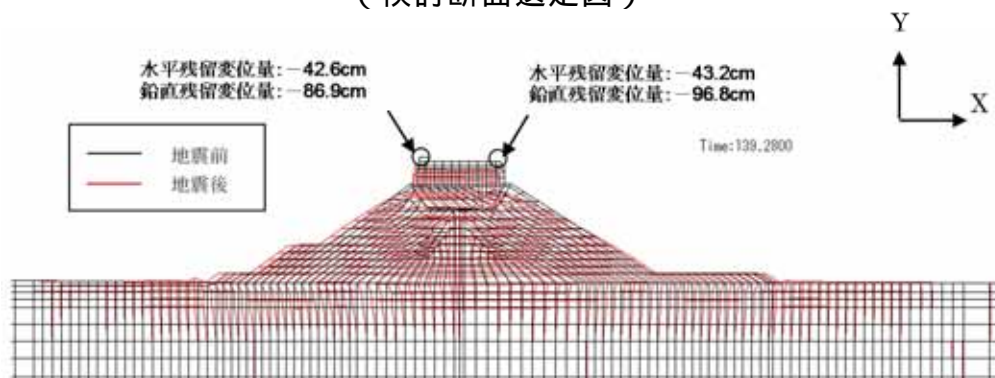
第1.4-2図 基準津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果  
(防波堤の有無による影響) (2/2)

< 参考 >

防潮堤前面における入力津波の設定にあたり,防波堤の有無による影響に加えて,その中間状態として防波堤が地震により状態変化した場合の影響評価を実施した。地震による状態変化を想定するため,有効応力解析による防波堤の地震時沈下量評価を実施した。沈下量評価結果を第1.4-1参考図に示す。沈下量評価結果を踏まえ,防波堤の高さを1m沈下させた場合を想定して遡上解析を実施した。地震による防波堤の状態変化を考慮した防潮堤前面における上昇側水位への影響評価結果を第1.4-2参考図に示す。防潮堤前面における水位を評価した結果,防波堤がない場合における評価値を上回らないことを確認した。



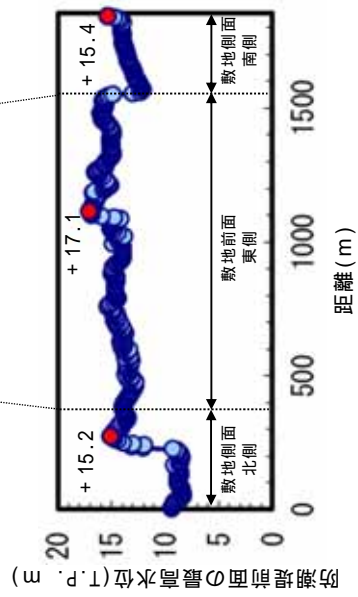
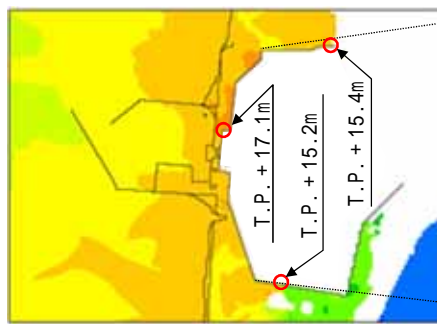
( 検討断面選定図 )



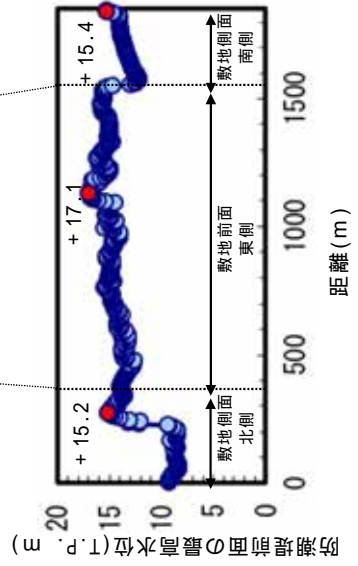
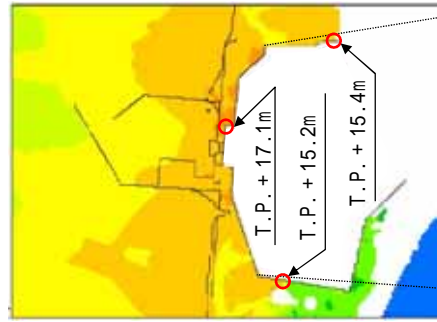
( 残留変位図 ( 傾斜堤 : - 断面 ) )

第1.4-1参考図 有効応力解析による防波堤の地震時沈下量評価結果

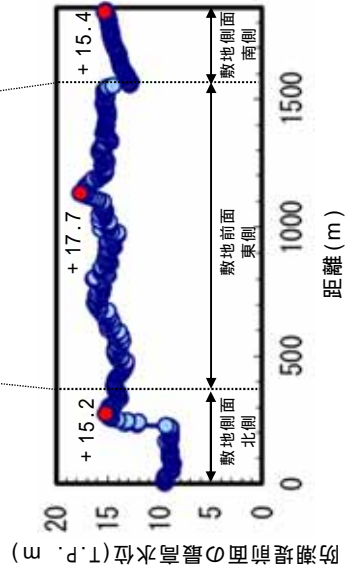
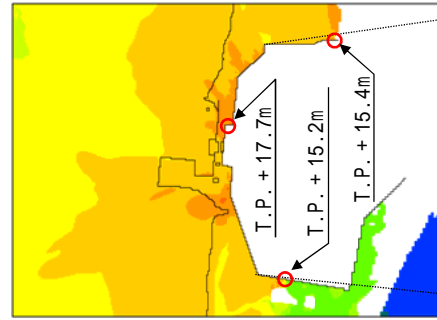
< 防波堤あり >



< 防波堤 1m 沈下 >



< 防波堤なし >



第1.4-2参考図 地震による防波堤の状態変化を考慮した防潮堤前面における上昇側水位への影響評価



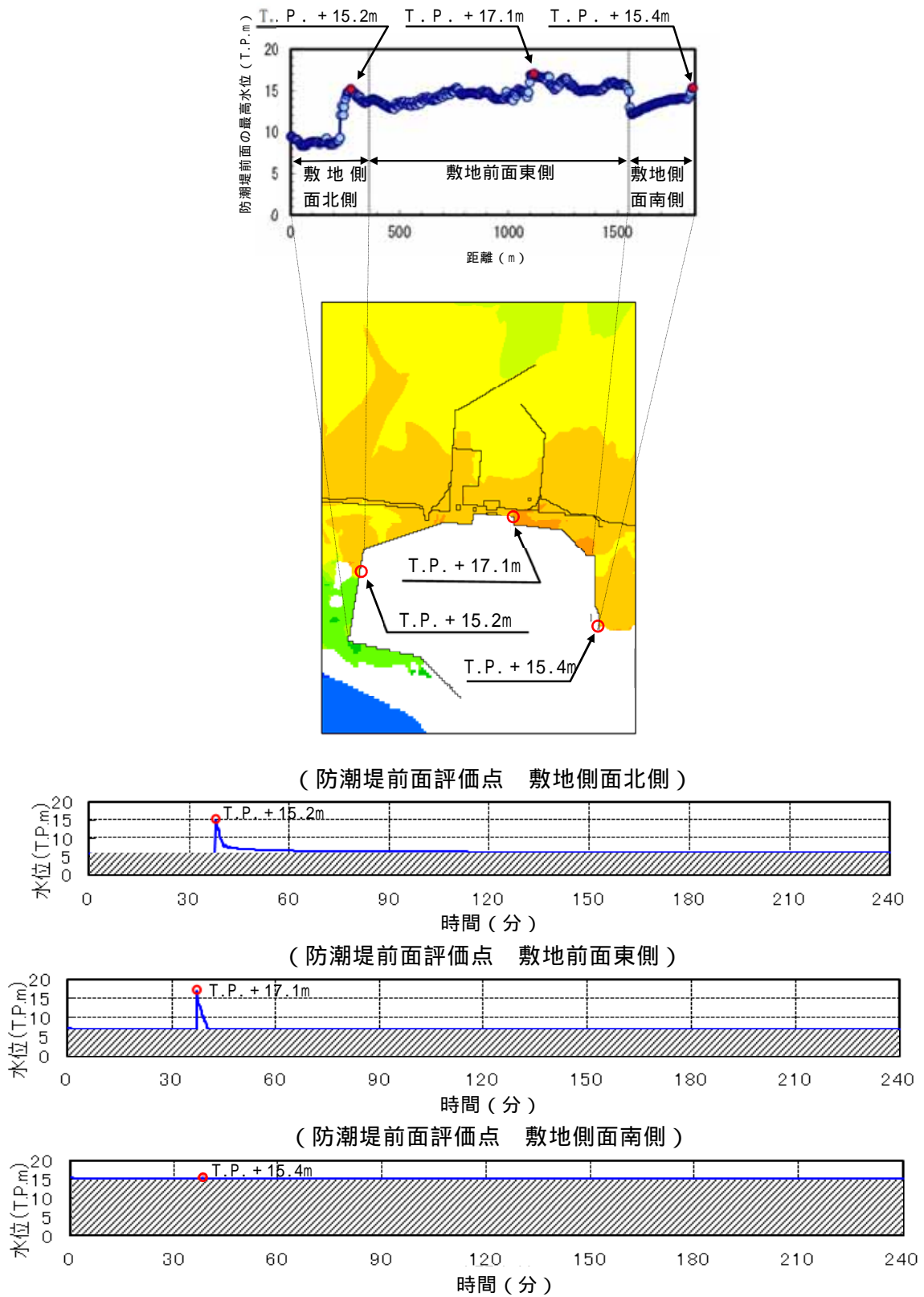
(b) 地盤の変状の影響

地盤の変状により想定される沈下については、添付資料4のとおり、有効応力解析による液状化判定の結果、基準地震動に伴う地形変化、標高変化が生じる可能性は僅かである場合においても、津波遡上解析への影響を確認するため、解析条件として沈下なしの条件に加えて、地盤面を大きく沈下させた条件を設定した。防波堤がある場合及びない場合について評価の結果、第1.4-2表及び第1.4-3図に基準津波による防潮堤前における津波水位の評価結果(地盤の変状の影響)を示す。

第 1.4-2 表 基準津波による防潮堤前面における津波水位の評価結果  
(地盤の変状の影響)

	防潮堤あり	防潮堤なし
地盤変状なし	<ul style="list-style-type: none"><li>敷地前面東側防潮堤前面 T.P. + 17.1m</li><li>敷地側面北側防潮堤前面 T.P. + 15.2m</li><li>敷地側面南側防潮堤前面 T.P. + 15.4m</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>敷地前面東側防潮堤前面 T.P. + 17.7m</li><li>敷地側面北側防潮堤前面 T.P. + 15.2m</li><li>敷地側面南側防潮堤前面 T.P. + 15.4m</li></ul>
地盤変状あり	<ul style="list-style-type: none"><li>敷地前面東側防潮堤前面 T.P. + 16.9m</li><li>敷地側面北側防潮堤前面 T.P. + 14.8m</li><li>敷地側面南側防潮堤前面 T.P. + 16.2m</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>敷地前面東側防潮堤前面 T.P. + 16.7m</li><li>敷地側面北側防潮堤前面 T.P. + 15.1m</li><li>敷地側面南側防潮堤前面 T.P. + 16.6m</li></ul>

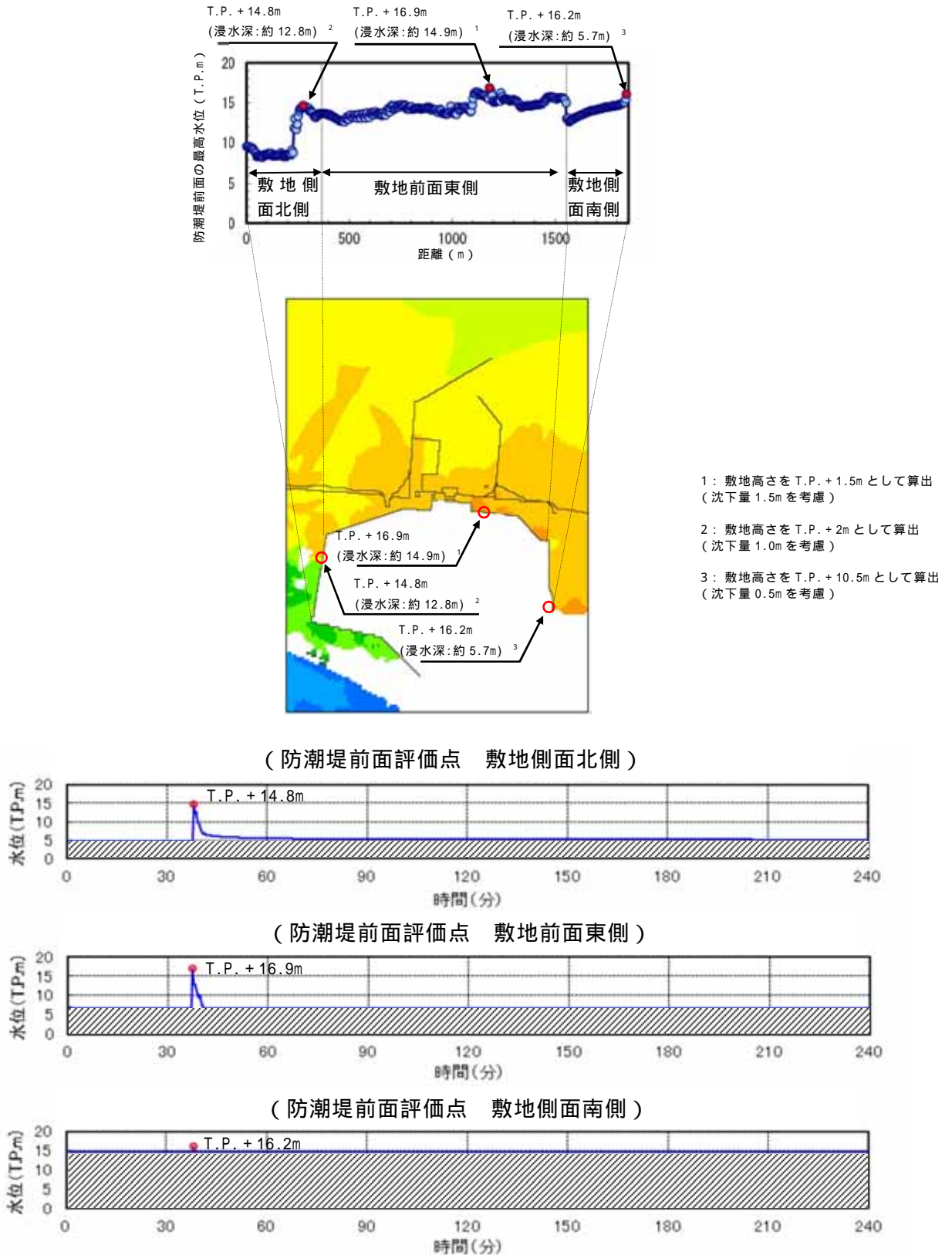
< 地盤変状なし，防波堤あり >



第 1.4-3 図 基準津波による防潮堤前面における津波水位の評価結果

( 地盤の変状の影響 ) ( 1 / 4 )

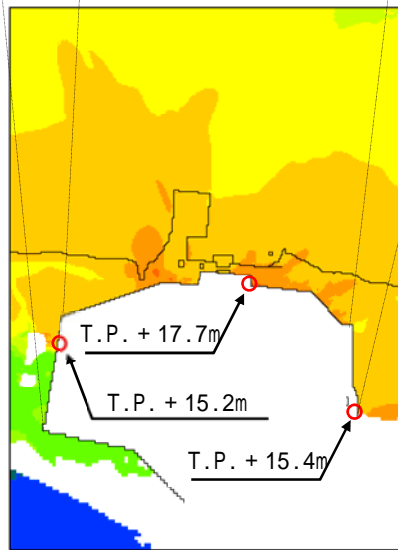
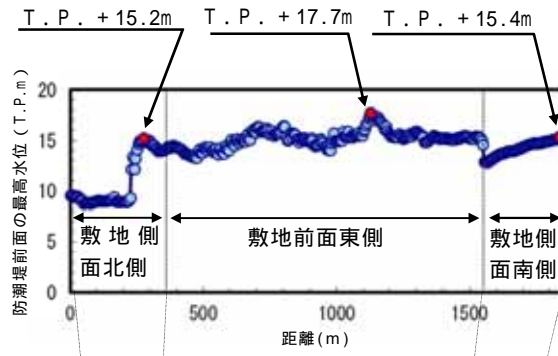
< 地盤変状あり，防波堤あり >



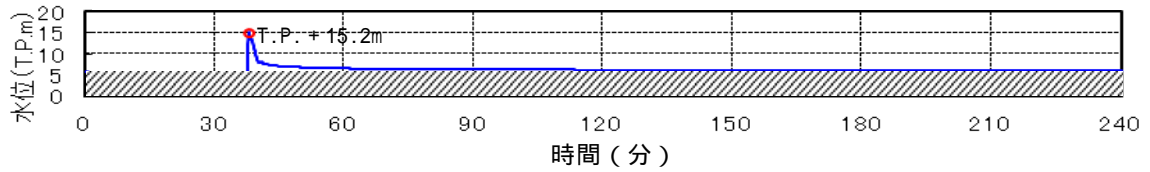
第 1.4-3 図 基準津波による防潮堤前面における津波水位の評価結果

(地盤の変状の影響) (2/4)

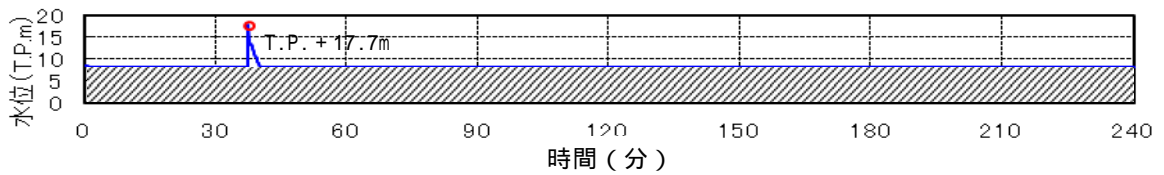
< 地盤変状なし，防波堤なし >



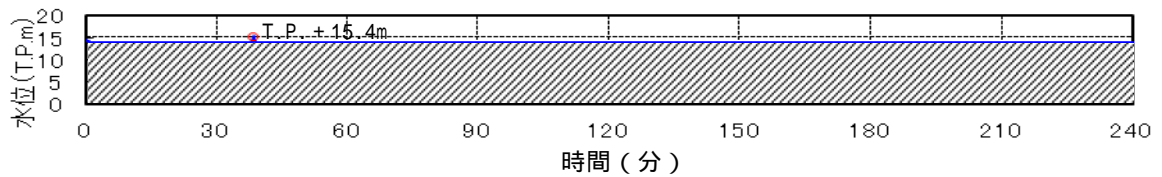
( 防潮堤前面評価点 敷地側面北側 )



( 防潮堤前面評価点 敷地前面東側 )



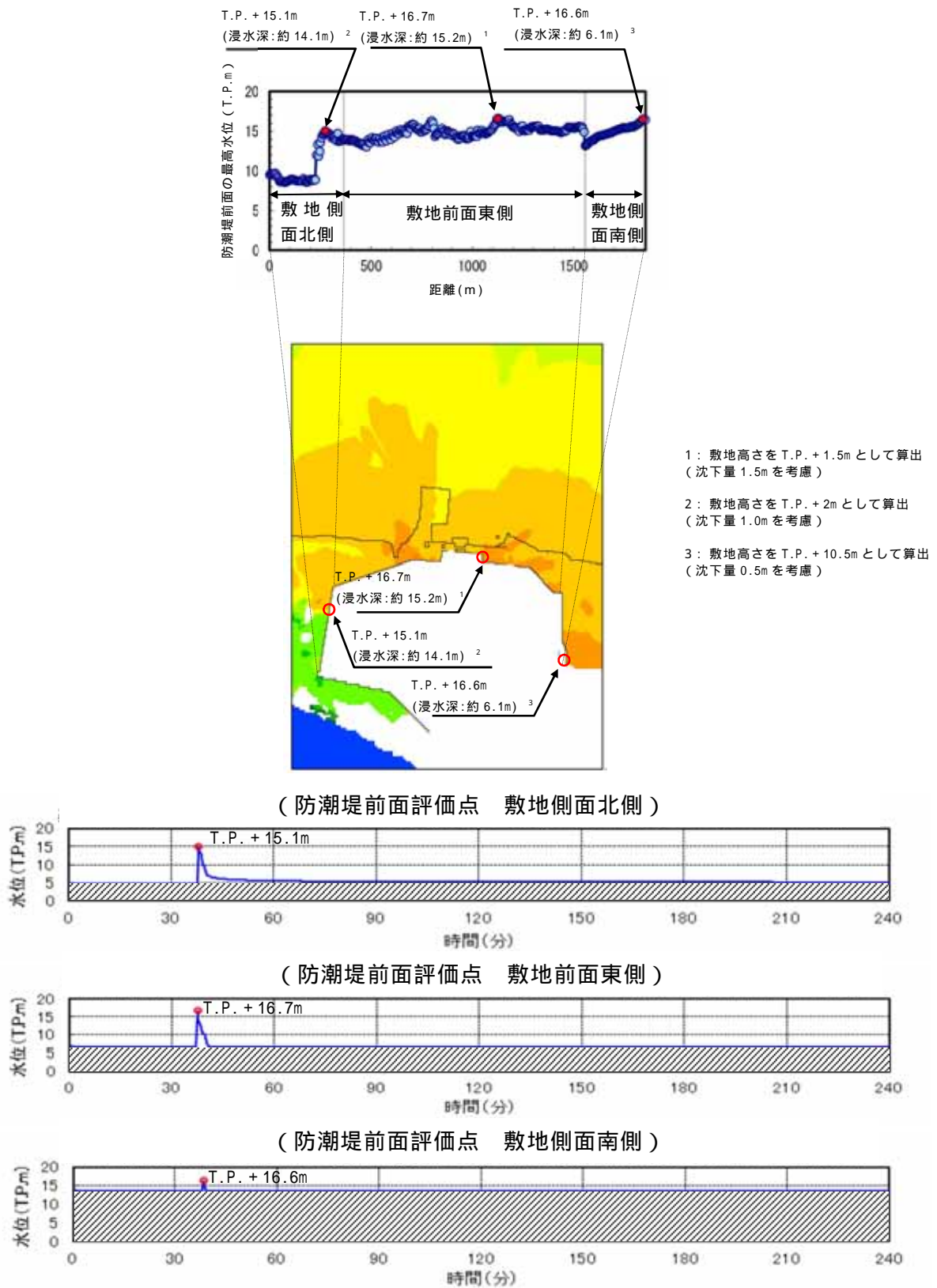
( 防潮堤前面評価点 敷地側面南側 )



第 1.4-3 図 基準津波による防潮堤前面における津波水位の評価結果

( 地盤の変状の影響 ) ( 3 / 4 )

< 地盤変状あり，防波堤なし >



第 1.4-3 図 基準津波による防潮堤前面における津波水位の評価結果

( 地盤の変状の影響 ) ( 4 / 4 )

(c) まとめ

防波堤がある場合及び防波堤がない場合の地盤変状の評価結果を第1.4-3表にまとめる。

敷地前面東側については、防波堤なし、地盤変状なしの場合において、T.P. + 17.7mとなり最も水位が高くなることから、この組合せの評価結果をもとに入力津波高さを設定する。

敷地側面北側については、防波堤有無による影響はなく、地盤変状なしの場合において水位が高くなることから、防波堤なし、地盤変状なしの条件におけるT.P. + 15.2mをもとに入力津波高さを設定する。

敷地側面南側については、防波堤なし、地盤変状ありの場合において、水位が高くなることが確認された。液状化検討対象層については有効応力解析にて液状化しないことを確認しているが、ここでは保守的に防波堤なし、地盤変状ありの場合におけるT.P. + 16.6mをもとに入力津波高さを設定する。

第1.4-3表 基準津波による防潮堤前における

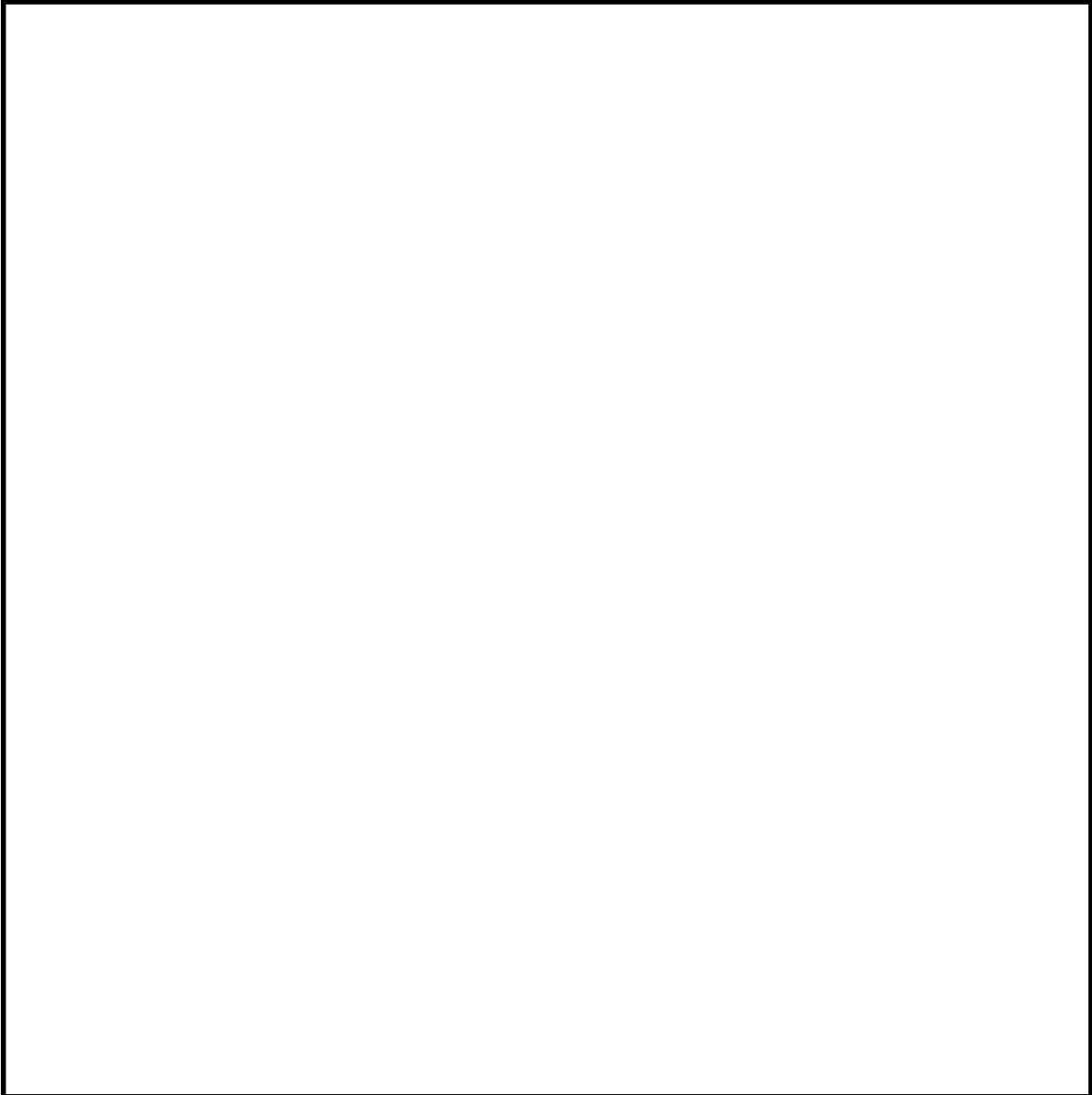
津波水位の評価結果まとめ

評価位置	防波堤あり (T.P. + )		防波堤なし (T.P. + )	
	地盤変状なし	地盤変状あり	地盤変状なし	地盤変状あり
敷地側面 北側	15.2m (浸水深:約12.2m)	14.8m (浸水深:約12.8m)	15.2m (浸水深:約12.2m)	15.1m (浸水深:約14.1m)
敷地前面 東側	17.1m (浸水深:約14.1m)	16.9m (浸水深:約14.9m)	17.7m (浸水深:約14.1m)	16.7m (浸水深:約15.2m)
敷地側面 南側	15.4m (浸水深:約4.4m)	16.2m (浸水深:約5.7m)	15.4m (浸水深:約4.4m)	16.6m (浸水深:約6.1m)

■内は各評価位置での最高水位

(3) 取水ピットにおける入力津波の設定

取水路からの津波の敷地への流入防止及び非常用海水ポンプの取水性を評価するため、取水ピットに着目し、上昇側及び下降側の入力津波を設定する。具体的には、基準津波が海洋から取水路を経て取水ピットに至る系について、水理特性を考慮した管路解析を行い、浸水防止設備等の設計及び評価に用いる入力津波を設定する。第1.4-4図に取水路及び取水ピットの構造を示す。また、添付資料5に管路解析のモデルの詳細について示す。



第1.4-4図 取水路及び取水ピットの構造

a . 評価条件

取水路から取水ピットに至る系の管路解析において考慮する条件を以下に示す。第1.4-4表に取水路の管路解析条件，第1.4-5表に取水路の管路解析において考慮した解析条件の整理を示す。

- (a) 朔望平均潮位，地震による地殻変動（2011年東北地方太平洋沖地震を含む。）を適切に考慮する。
- (b) 防波堤がある場合とない場合について評価を行い，防波堤の有無による水位変動への影響を確認する。



- (c) スクリーンによる損失の有無による水位変動への影響について確認する。
- (d) 管路には貝付着の抑制効果のある次亜塩素酸を注入していることから、常時貝付着がない状態であるが、貝付着の有無が入力津波高さに与える影響を確認するため、貝付着なしの場合も評価する。
- (e) 取水ピット上部の海水ポンプ室床版に評価点（開口）を設け、当該部に作用する水頭を評価する。
- (f) 残留熱除去系海水ポンプ、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ、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。）の取水性を確保することを目的として取水口前面の海中に貯留堰を設置することから、貯留堰を設置したモデルとして評価する。
- (g) 非常用海水ポンプの取水性を確保するため、取水口前面の海中に貯留堰を設置し、大津波警報発表時には、循環水ポンプを含む常用海水ポンプ停止（プラント停止）を行う運用を定めることから、常用海水ポンプを停止した場合について評価する。
- (h) 非常用海水ポンプの運転状態（取水量）として、取水がない（ポンプ停止）場合と取水がある（ポンプ運転）場合について評価を行い、水位変動への影響を確認する。
- (i) 基準地震動  $S_s$  による地盤の変状の考慮については、「(2) 防潮堤前面における入力津波の設定」に示した遡上解析の結果により、取水口前面（敷地前面東側）は地盤の変状がない場合において、最も水位が高くなることから、取水路の管路解析においては地盤変状のない場合について評価する。

第1.4-4表 取水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	取水口～取水路～取水ピット(非常用海水ポンプ, 常用海水ポンプ)
計算時間間隔 t	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 1
境界条件	流量あり：計 2549.4(m <sup>3</sup> /hr) 循環水ポンプ：74220(m <sup>3</sup> /hr/台)×0 台 残留熱除去系海水ポンプ：885.7(m <sup>3</sup> /hr/台)×2 台 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6(m <sup>3</sup> /hr/台)×2 台 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8(m <sup>3</sup> /hr/台)×1 台 補機冷却系海水ポンプ：2838(m <sup>3</sup> /hr/台)×0 台 海水電解海水取水ポンプ：220(m <sup>3</sup> /hr/台)×0 台 除塵装置洗浄水ポンプ：186(m <sup>3</sup> /hr/台)×0 台 (津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定) 流量なし：計 0(m <sup>3</sup> /hr)
摩擦損失係数	マンシング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s n=0.015(貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cm を考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995): 火力・原子力発電所土木構造物の設計 - 補強改訂版 - , 千秋信一(1967): 発電水力演習, 土木学会(1999): 水理公式集[平成 11 年版]による
入射条件	防波堤ありケース 上昇側、下降側 / 防波堤なしケース 上昇側、下降側
地盤変動条件	上昇側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき( = +0.18m) 下降側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) 潮位のばらつき( = -0.16m)
潮位条件	上昇側：朔望平均満潮位(T.P. +0.61m) 下降側：朔望平均干潮位(T.P. -0.81m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

1 基礎方程式

< 開水路 >

a) 運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v|v}{R^{4/3}} + \frac{1}{x} f \frac{|v|v}{2g} \right) = 0$$

b) 連続式 
$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

< 管路 >

a) 運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v|v}{R^{4/3}} + \frac{1}{x} f \frac{|v|v}{2g} \right) = 0$$

b) 連続式 
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに、 t : 時間 Q : 流量 v : 流速 x : 管底に沿った座標  
 A : 流水断面積 H : 圧力水頭 + 位置水頭 (管路の場合)  
 位置水頭 (開水路の場合)  
 z : 管底高 g : 重力加速度  
 n : マンシングの粗度係数 R : 径深  
 x : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

< 水槽および立坑部 >

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに、 A<sub>p</sub>: 水槽の平面積 (水位の関数となる) H<sub>p</sub>: 水槽水位  
 Q<sub>s</sub>: 水槽へ流入する流量の総和 t : 時間

第 1.4-5 表 取水路の管路解析において考慮した解析条件の整理

計算条件	防波堤	スクリーンによる損失	貝付着	海水ポンプ運転状態	
	あり/なし	あり/なし	あり/なし	常用海水ポンプ	非常用海水ポンプ
設定条件	防波堤がある場合とない場合について評価を行い、防波堤の有無による水位変動への影響を確認する。	スクリーンによる損失の有無による水位変動への影響を確認する。	貝付着の有無による水位変動の影響を確認する。	非常用海水ポンプの取水源を確保するため、取水口前面の海中に貯留堰を設置し、大津波警報発表時には、循環水ポンプを含む常用海水ポンプ停止（プラント停止）を行う運用を定めることから、評価の前提として常用海水ポンプ停止とし、非常用海水ポンプによる取水がない（ポンプ停止）条件及び非常用海水ポンプによる取水がある（ポンプ運転）条件について解析した。	
	あり	あり	あり	0台	0台
	あり	あり	あり	0台	5台
	あり	なし	あり	0台	0台
	あり	なし	あり	0台	5台
	あり	あり	なし	0台	0台
	あり	あり	なし	0台	5台
	あり	なし	なし	0台	0台
	あり	なし	なし	0台	5台
	なし	あり	あり	0台	0台
	なし	あり	あり	0台	5台
	なし	なし	あり	0台	0台
	なし	なし	あり	0台	5台
	なし	あり	なし	0台	0台
	なし	あり	なし	0台	5台
	なし	なし	なし	0台	0台
	なし	なし	なし	0台	5台

b . 評価結果（上昇側）

以下に、取水ピットにおける上昇側水位の評価結果を以下に示す。

第1.4-6表に取水路の管路解析結果(上昇側最高水位)一覧を示す。また、添付資料6に管路解析のパラメータスタディについて示す。

(a) 防波堤の有無による影響

防波堤の有無による影響としては、スクリーンの損失の有無、貝付着の有無及び非常用海水ポンプの運転状態の条件の違いに関わらず、防波堤がない場合において水位が高くなった。

また、最高水位は防波堤なし、スクリーン損失なし、貝付着あり、海水ポンプの取水なしの条件にてT.P. + 19.19mとなった。

(b) スクリーンの損失の有無による影響

スクリーンの損失の有無による影響としては、防波堤の有無、貝付着の有無及び非常用海水ポンプの運転状態の条件の違いに関わらず、スクリーンの損失がない場合において最高水位が高くなった。

(c) 貝付着の有無による影響

貝付着の有無による影響としては、防波堤の有無、スクリーンの損失の有無及び非常用海水ポンプの運転状態の条件の違いに関わらず、貝付着がある場合とない場合において、その差は非常に小さくほとんどのケースにおいて有意な差はなかった。

(d) 非常用海水ポンプの運転状態による影響

非常用海水ポンプの運転状態による影響については、防波堤の有無、スクリーンの損失の有無及び貝付着の有無の条件の違いに関わらず、その差は非常に小さく、有意な差とはならなかった。

(e) まとめ

以上の評価結果より、防波堤なし、スクリーンの損失なしの場合において、水位が低くなる傾向にあることが確認された。また、貝付着の有無及び非常用海水ポンプの運転状態による影響としては、有意な影響は確認されなかった。このため、防波堤なし、スクリーンの損失なしの場合において、最も水位の高くなった解析ケース（最高水位 T.P. + 19.19m）をもとに入力津波高さを設定する。

第1.4-6表 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（1/2）

解析ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)						解析ケース毎の最高水位(T.P.m)	
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	非常用海水ポンプの取水	非常用海水ポンプ(南側)	非常用海水ポンプ(北側)	循環水ポンプ(南側)	循環水ポンプ(中央)	循環水ポンプ(北側)			
	あり	あり	あり	なし	+15.79	+15.79	+15.95	+16.04	+15.95	+16.04	+16.91	+16.04
	あり	あり	あり	あり	+15.79	+15.79	+15.95	+16.04	+15.95	+16.04	+16.91	+16.04
	あり	なし	あり	なし	+16.91	+16.91	+16.74	+16.56	+16.74	+16.74	+16.91	+16.91
	あり	なし	あり	あり	+16.91	+16.91	+16.74	+16.57	+16.74	+16.74	+16.91	+16.91
	あり	あり	なし	なし	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	+16.09	+16.09	+16.09
	あり	あり	なし	あり	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	+16.09	+16.09	+16.09
	あり	なし	なし	なし	+17.10	+17.10	+16.56	+16.46	+16.56	+16.46	+17.10	+17.10
	あり	なし	なし	あり	+17.09	+17.09	+16.56	+16.46	+16.56	+16.46	+17.09	+17.09

■：解析ケース毎の最高水位

第1.4-6表 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（2/2）

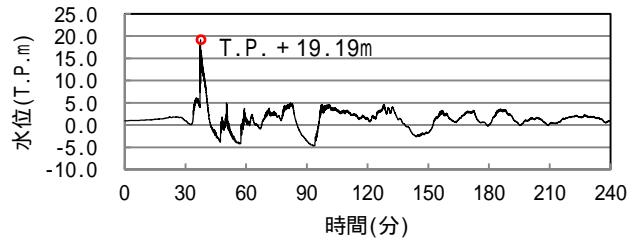
解析ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)					解析ケース毎の最高水位(T.P.m)
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	非常用海水ポンプの取水	非常用海水ポンプ(南側)	非常用海水ポンプ(北側)	循環水ポンプ(南側)	循環水ポンプ(中央)	循環水ポンプ(北側)	
	なし	あり	あり	なし	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39	+16.61
	なし	あり	あり	あり	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39	+16.61
	なし	なし	あり	なし	+19.19	+19.19	+18.35	+17.87	+18.35	+19.19
	なし	なし	あり	あり	+19.18	+19.18	+18.35	+17.87	+18.35	+19.18
	なし	あり	なし	なし	+16.67	+16.67	+16.40	+16.49	+16.40	+16.67
	なし	あり	なし	あり	+16.66	+16.66	+16.39	+16.49	+16.39	+16.66
	なし	なし	なし	なし	+19.17	+19.17	+18.38	+17.88	+18.38	+19.17
	なし	なし	なし	あり	+19.17	+19.17	+18.38	+17.88	+18.38	+19.17

■：解析ケース毎の最高水位

■：上昇側最高水位

入力津波設定に当たって選定したケース  
解析ケース

非常用海水ポンプ据付位置



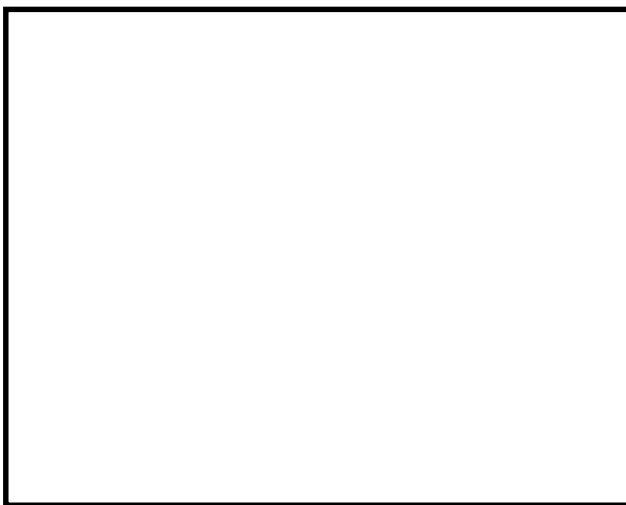
ケース の時刻歴波形

【評価条件】

- ・防波堤の有無による水位変動への影響を考慮する。
- ・スクリーンによる損失の有無による水位変動への影響を考慮する。
- ・貝付着がある場合及び貝付着がない場合について，評価を実施する。
- ・取水口前面の海中に貯留堰を設置したモデルにて評価を実施する。
- ・非常用海水ポンプの取水の有無による水位変動への影響を考慮する。
- ・朔望平均潮位，地震による地殻変動（2011年東北地方太平洋沖地震を含む。）を考慮する。
- ・海水ポンプ室床版に評価点（開口）を設け水位を評価する。
- ・大津波警報発表時に循環水ポンプを含む常用海水ポンプは停止運用を定めることから，常用海水ポンプは停止状態とする。
- ・地盤の変状がない場合について評価を実施する。

【評価結果】

防波堤なし，スクリーンの損失なしの場合において，水位が低くなる傾向にあることが確認された。また，貝付着の有無及び非常用海水ポンプの運転状態による影響としては，有意な影響は確認されなかった。このため，防波堤なし，スクリーンの損失なしの場合において，最も水位の高くなった解析ケース（最高水位T.P. + 19.19m）をもとに入力津波高さを設定する。



- ：残留熱除去系海水ポンプ
- ：非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ
- ：高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ
- ：循環水ポンプ

第1.4-5図 基準津波による取水ピットにおける上昇側水位の評価結果

c . 評価結果（下降側）

取水ピットにおける下降側水位の評価結果を以下に示す。第1.4-7表に取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧を示す。また，添付資料6に管路解析のパラメータスタディについてを示す。

(a) 防波堤の有無による影響

防波堤の有無による影響としては，スクリーンの損失の有無，貝付着の有無及び非常用海水ポンプの運転状態の条件の違いに関わらず，防波堤がない場合において水位が低くなる傾向にあるが，その差は非常に小さく，有意な差とはならなかった。

(b) スクリーンの損失の有無による影響

スクリーンの損失の有無による影響としては，防波堤の有無，貝付着の有無及び非常用海水ポンプの運転状態の条件の違いに関わらず，スクリーンの損失がない場合において水位が低くなる傾向にあるが，その差は非常に小さく，有意な差とはならなかった。

(c) 貝付着の有無による影響

貝付着の有無による影響としては，防波堤の有無，スクリーンの損失の有無及び非常用海水ポンプの運転状態の条件に関わらず，貝付着がある場合とない場合において，その差は非常に小さく有意な差とはならなかった。

(d) 非常用海水ポンプの運転状態による影響

非常用海水ポンプの運転状態による影響については，防波堤の有無，貝付着の有無及びスクリーンの損失の有無の条件の違いに関わらず，非常用海水ポンプの取水がある（ポンプ運転）場合とない（ポンプ停止）場合において，その差は非常に小さく有意な差とはならなかった。

(e) まとめ



以上の評価結果より，防波堤なし，スクリーンの損失なしの場合において，水位が低くなる傾向にあることが確認された。また，貝付着の有無及び非常用海水ポンプの運転状態による影響としては，有意な影響は確認されなかった。このため，防波堤なし，スクリーンの損失なしの場合において，最も水位の低くなった解析ケース ， ， （最低水位T.P. - 5.03m）をもとに入力津波高さを設定する。第1.4-6図に基準津波による取水ピットにおける下降側水位の評価結果を示す。

第1.4-7表 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（1/2）

解析ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)						解析ケース毎の最低水位 (T.P.m)
	防波堤	スクリーニング損失	貝付着	非常用海水ポンプの取水	非常用海水ポンプ (南側)	非常用海水ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)		
	あり	あり	あり	なし	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94
	あり	あり	あり	あり	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.95
	あり	なし	あり	なし	- 4.97	- 4.97	- 4.98	- 4.98	- 4.98	- 4.98	- 4.97
	あり	なし	あり	あり	- 4.97	- 4.97	- 4.98	- 4.98	- 4.98	- 4.98	- 4.97
	あり	あり	なし	なし	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94	- 4.94
	あり	あり	なし	あり	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95
	あり	なし	なし	なし	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.96	- 4.95	- 4.95	- 4.95
	あり	なし	なし	あり	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.96	- 4.95	- 4.95	- 4.95

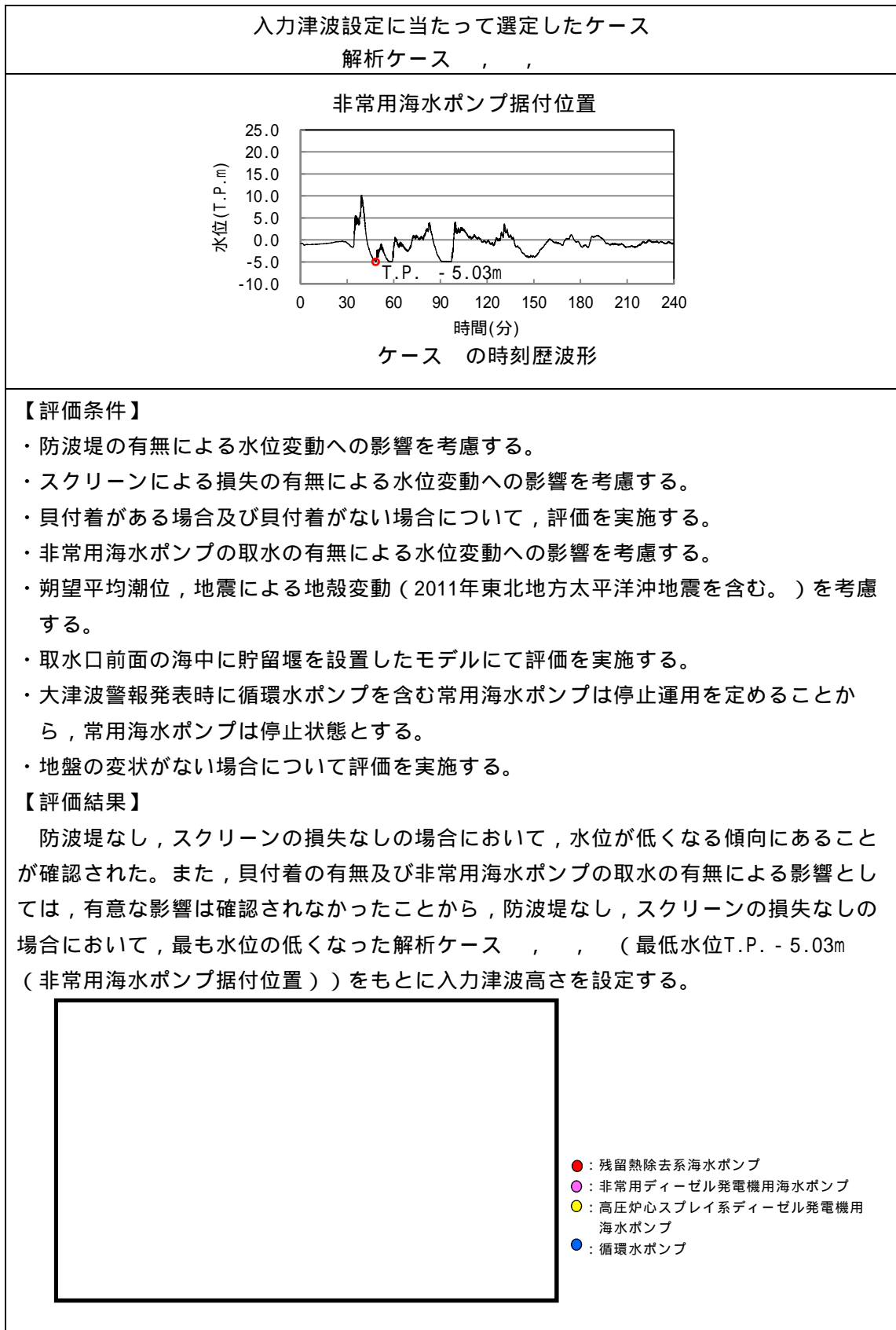
：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施した。

第1.4-7表 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（2/2）

解析ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)						解析ケース毎の最低水位 (T.P.m)
	防波堤	スクリーニング損失	貝付着	非常用海水ポンプの取水	非常用海水ポンプ (南側)	非常用海水ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)		
	なし	あり	あり	なし	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95
	なし	あり	あり	あり	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.96	- 4.95	- 4.95	- 4.95
	なし	なし	あり	なし	- 5.02	- 5.02	- 5.02	- 5.05	- 5.02	- 5.02	- 5.02
	なし	なし	あり	あり	- 5.03	- 5.03	- 5.03	- 5.05	- 5.03	- 5.03	- 5.03
	なし	あり	なし	なし	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95
	なし	あり	なし	あり	- 4.96	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.95	- 4.96
	なし	なし	なし	なし	- 5.03	- 5.03	- 5.02	- 5.05	- 5.02	- 5.02	- 5.03
	なし	なし	なし	あり	- 5.03	- 5.03	- 5.02	- 5.06	- 5.02	- 5.02	- 5.03

：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施した。

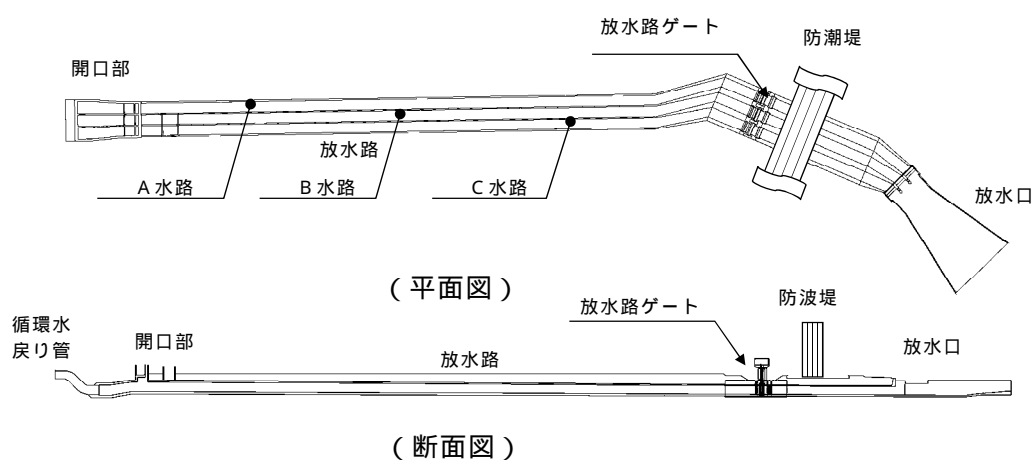
■：下降側最低水位



第1.4-6図 基準津波による取水ピットにおける下降側水位の評価結果

### (3) 放水路ゲート設置箇所における入力津波の設定

放水路からの津波の敷地への流入を防止するため、放水路ゲート設置箇所に着目し、上昇側の入力津波を設定する。具体的には、基準津波が海洋から放水路を経て放水路ゲートに至る系について、水理特性を考慮した管路解析を行い、津波防護施設、浸水防止設備等の設計及び評価に用いる入力津波を設定する。第1.4-7図に放水路ゲートの設置位置を示す。また、添付資料5に管路解析のモデルの詳細について示す。



第1.4-7図 放水路ゲートの設置位置

#### a. 評価条件

放水路から放水路ゲートに至る系の管路解析において考慮する条件を以下に示す。第1.4-8表に放水路の管路解析条件，第1.4-9表に放水路の管路解析において考慮した解析条件の整理を示す。

- (a) 朔望平均潮位，地震による地殻変動（2011年東北地方太平洋沖地震を含む。）を適切に考慮する。
- (b) 防波堤がある場合とない場合について評価を行い，防波堤の有無による水位変動への影響を確認する。

- (c) 定期的に除貝清掃を実施していないため、貝付着がある場合について評価する。
- (d) 放水路ゲート設置箇所の放水路上版に評価点（開口）を設け、当該部に作用する水頭を評価する。
- (e) 放水路ゲートを閉止する前に循環水ポンプ，補機冷却海水系ポンプ（以下「常用海水ポンプ」）を停止する運用とすることから，常用海水ポンプを停止した場合について評価する。
- (f) 放水路ゲートを閉止した状態においても，非常用海水ポンプの運転が可能となるように扉体に小扉を設けて非常用海水ポンプの運転に伴う放水ができる設計とすることから，非常用海水ポンプの取水がある場合（ポンプ運転）と取水がない場合（ポンプ停止）について評価する。
- (g) 基準地震動 $S_s$ による地盤の変状の考慮については，「(2) 防潮堤前面における入力津波の設定」に示した遡上解析の結果により，取水口前面（敷地前面東側）は地盤の変状がない場合において，最も水位が高くなることから，取水路の管路解析においては地盤変状のない場合について評価する。

第1.4-8表 放水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	ゲート部～放水路～放水口(非常用海水ポンプ)
計算時間間隔 t	0.001 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 1
境界条件	流量あり ケース1 B水路, C水路: 計 4320.8(m <sup>3</sup> /hr) 循環水ポンプ: 74220(m <sup>3</sup> /hr/台)×0台 残留熱除去系海水ポンプ: 885.7(m <sup>3</sup> /hr/台)×4台 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m <sup>3</sup> /hr/台)×2台 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m <sup>3</sup> /hr/台)×1台 補機冷却系海水ポンプ: 2838(m <sup>3</sup> /hr/台)×0台 (津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定。(原子炉トリップ+(所内電源喪失又は原子炉水位低下)の状態)) 流量あり ケース2 B水路, C水路: 計 9996.8(m <sup>3</sup> /hr) 循環水ポンプ: 74220(m <sup>3</sup> /hr/台)×0台 残留熱除去系海水ポンプ: 885.7(m <sup>3</sup> /hr/台)×4台 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m <sup>3</sup> /hr/台)×2台 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m <sup>3</sup> /hr/台)×1台 補機冷却系海水ポンプ: 2838(m <sup>3</sup> /hr/台)×2台 (ケース1の状態から, 燃料プール冷却等のため ASW ポンプを追加起動した状態を想定) 流量あり ケース3 B水路, C水路: 計 2549.4(m <sup>3</sup> /hr) 循環水ポンプ: 74220(m <sup>3</sup> /hr/台)×0台 残留熱除去系海水ポンプ: 885.7(m <sup>3</sup> /hr/台)×2台 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m <sup>3</sup> /hr/台)×2台 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m <sup>3</sup> /hr/台)×1台 補機冷却系海水ポンプ: 2838(m <sup>3</sup> /hr/台)×0台 (津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定) 流量なし: 計 0(m <sup>3</sup> /hr)
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代 10cmを考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995): 火力・原子力発電所土木構造物の設計 - 補強改訂版 - , 千秋信一(1967): 発電水力演習, 土木学会(1999): 水理公式集[平成11年版]による
入射条件	防波堤ありケース 上昇側 / 防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	3.11地震の地殻変動量(0.2m沈下を考慮) Mw8.7の地殻変動量 潮位のばらつき( = +0.18m)
潮位条件	朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4時間(津波計算と同時間)

1 基礎方程式  
< 開水路 >

a) 運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

b) 連続式 
$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

< 管路 >

a) 運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

b) 連続式 
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに, t : 時間 Q : 流量 v : 流速 x : 管底に沿った座標  
 A : 流水断面積 H : 圧力水頭 + 位置水頭 (管路の場合)  
 位置水頭 (開水路の場合)  
 z : 管底高 g : 重力加速度  
 n : マニングの粗度係数 R : 径深  
 x : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

< 水槽および立坑部 >

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに、 $A_p$ : 水槽の平面積 (水位の関数となる)       $H_p$ : 水槽水位  
 $Q_s$ : 水槽へ流入する流量の総和                       $t$ : 時間

第 1.4-9 表 放水路の管路解析において考慮した  
 解析条件の整理 (1/2)

計算条件	防波堤		貝付着	海水ポンプ運転状態	
	あり/なし	あり		常用海水ポンプ	非常用海水ポンプ
設定条件	防波堤がある場合とない場合について評価を行い、防波堤の有無による水位変動への影響を確認する。		放水路は、定期的を除貝清掃しないため、貝が付着している場合の影響を確認する。	大津波警報が発表した場合に、循環水ポンプを停止させる運用のため、放水しない条件とした。 また、プラント停止時に非常用海水ポンプの運転されることを考慮した運転条件及び常用海水ポンプのうち補機冷却海水系ポンプによる運転も考慮し、放水がある (ポンプ運転) 条件とした。	
A 水路 B 水路 C 水路	あり	あり		0 台	0 台
				0 台	0 台
				0 台	0 台
A 水路 B 水路 C 水路	なし	あり		0 台	0 台
				0 台	0 台
				0 台	0 台
A 水路 B 水路 C 水路	あり	あり		0 台	0 台
				0 台	7 台
				0 台	0 台
A 水路 B 水路 C 水路	なし	あり		0 台	0 台
				0 台	7 台
				0 台	0 台
A 水路 B 水路 C 水路	あり	あり		0 台	0 台
				0 台	0 台
				0 台	7 台
A 水路 B 水路 C 水路	なし	あり		0 台	0 台
				0 台	0 台
				0 台	7 台
A 水路 B 水路 C 水路	あり	あり		0 台	0 台
				2 台	7 台
				0 台	0 台
A 水路 B 水路 C 水路	なし	あり		0 台	0 台
				2 台	7 台
				0 台	0 台
A 水路 B 水路 C 水路	あり	あり		0 台	0 台
				0 台	0 台
				2 台	7 台
A 水路 B 水路 C 水路	なし	あり		0 台	0 台
				0 台	0 台
				2 台	7 台



第 1.4-9 表 放水路の管路解析において考慮した  
解析条件の整理 (2 / 2)

計算条件		防波堤	貝付着	海水ポンプ運転状態	
		あり/なし	あり	常用海水ポンプ	非常用海水ポンプ
設定条件		防波堤がある場合とない場合について評価を行い、防波堤の有無による水位変動への影響を確認する。	放水路は、定期的に除貝清掃しないため、貝が付着している場合の影響を確認する。	大津波警報が発表した場合に、循環水ポンプを停止させる運用のため、放水しない条件とした。 また、プラント停止時に非常用海水ポンプの運転されることを考慮した運転条件及び常用海水ポンプのうち補機冷却海水系ポンプによる運転も考慮し、放水がある（ポンプ運転）条件とした。	
	A 水路	あり	あり	0 台	0 台
	B 水路			0 台	5 台
	C 水路			0 台	0 台
	A 水路	なし	あり	0 台	0 台
	B 水路			0 台	5 台
	C 水路			0 台	0 台
	A 水路	あり	あり	0 台	0 台
	B 水路			0 台	0 台
	C 水路			0 台	5 台
	A 水路	なし	あり	0 台	0 台
	B 水路			0 台	0 台
	C 水路			0 台	5 台

## b. 評価結果

放水路ゲート設置箇所における上昇側水位の評価結果を以下に示す。

第1.4-10表に放水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧を示す。また、添付資料6に管路解析のパラメータスタディについて示す。

### (a) 防波堤の有無による影響

防波堤の有無による影響としては、A水路（北側）では防波堤がない場合において水位が高くなり、B水路（中央）及びC水路（南側）では防波堤がある場合において水位が高くなった。特に、防波堤がある場合におけるB水路（中央）での水位が高くなる傾向にあることが確認された。

### (b) 非常用海水ポンプの運転状態による影響

非常用海水ポンプの運転状態による影響として、非常用海水ポンプの運転がある場合とない場合、運転状態（ポンプの運転台数）及び放水する水路（B又はC水路）の違いによる影響を確認した。

防波堤がある場合は、非常用海水ポンプの運転の有無及び放水する水路の違いによる優位な差はなかった。

防波堤がない場合は、B水路へ放水する場合については非常用海水ポンプの運転による海水流量が多いほどB水路の水位が高くなる傾向にあり、C水路へ放水する場合については非常用海水ポンプの運転による海水流量が少ないほどC水路の水位が高くなる傾向にあることが確認されたが、非常用海水ポンプの運転状態による影響は防波堤の有無による影響に比べ、程度が小さいことを確認した。

### (c) まとめ

以上の評価結果より、防波堤ありの場合にB水路の水位が高くなる傾向にあることが確認された。非常用海水ポンプの運転状態によ

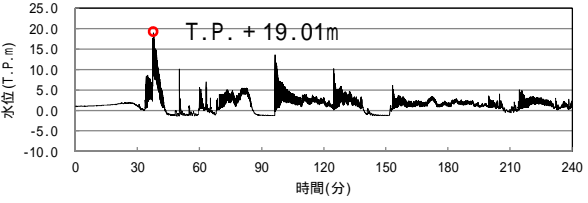
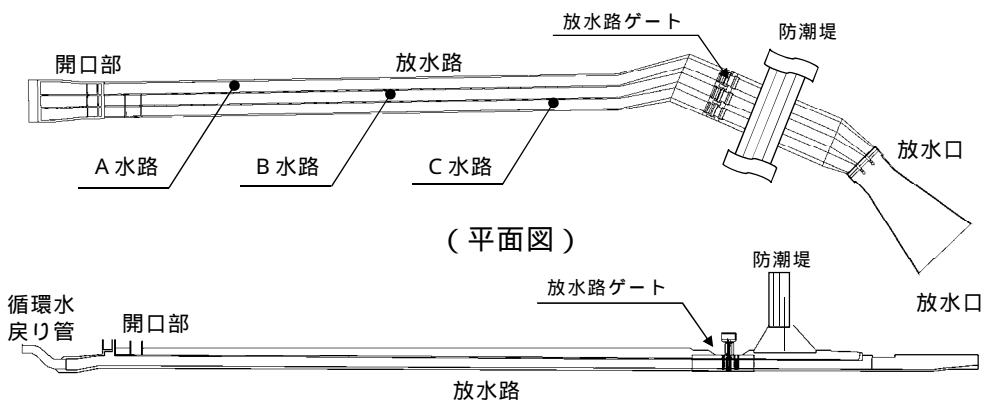
る影響は防波堤の有無による影響に比べ、程度が小さいことが確認された。このため、防波堤ありの場合において、最も水位の高くなった解析ケース、  
、  
、  
、  
（最高水位T.P. + 19.01m）をもとに入力津波高さを設定する。第1.4-8図に基準津波による放水路ゲート設置箇所の上昇側最高水位の評価結果を示す。

第1.4-10表 放水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧

解析ケース	防波堤の有無		貝付着の有無	パラメータ		放水路ゲート設置箇所水位(T.P.m)			解析ケース毎の最高水位(T.P.m)
	あり	なし		非常用海水ポンプの運転状態 詳細運転状態	放水する水路	A水路 (北側)	B水路 (東側)	C水路 (南側)	
	あり	なし	あり	-	-	+17.36	+19.01	+18.25	+19.01
	なし	あり	あり	-	-	+18.26	+16.53	+18.19	+18.26
	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	B水路	+17.36	+19.00	+18.25	+19.00
	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	B水路	+18.26	+17.20	+18.19	+18.26
	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	C水路	+17.36	+19.01	+18.39	+19.01
	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	C水路	+18.26	+16.53	+18.12	+18.26
	あり	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	B水路	+17.36	+18.90	+18.25	+18.90
	なし	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	B水路	+18.26	+17.65	+18.19	+18.26
	あり	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	C水路	+17.36	+19.01	+18.32	+19.01
	なし	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	C水路	+18.26	+16.53	+17.80	+18.26
	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	B水路	+17.36	+19.01	+18.25	+19.01
	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	B水路	+18.26	+16.92	+18.19	+18.26
	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	C水路	+17.36	+19.01	+18.34	+19.01
	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	C水路	+18.26	+16.53	+18.16	+18.26

■：解析ケース毎の最高水位

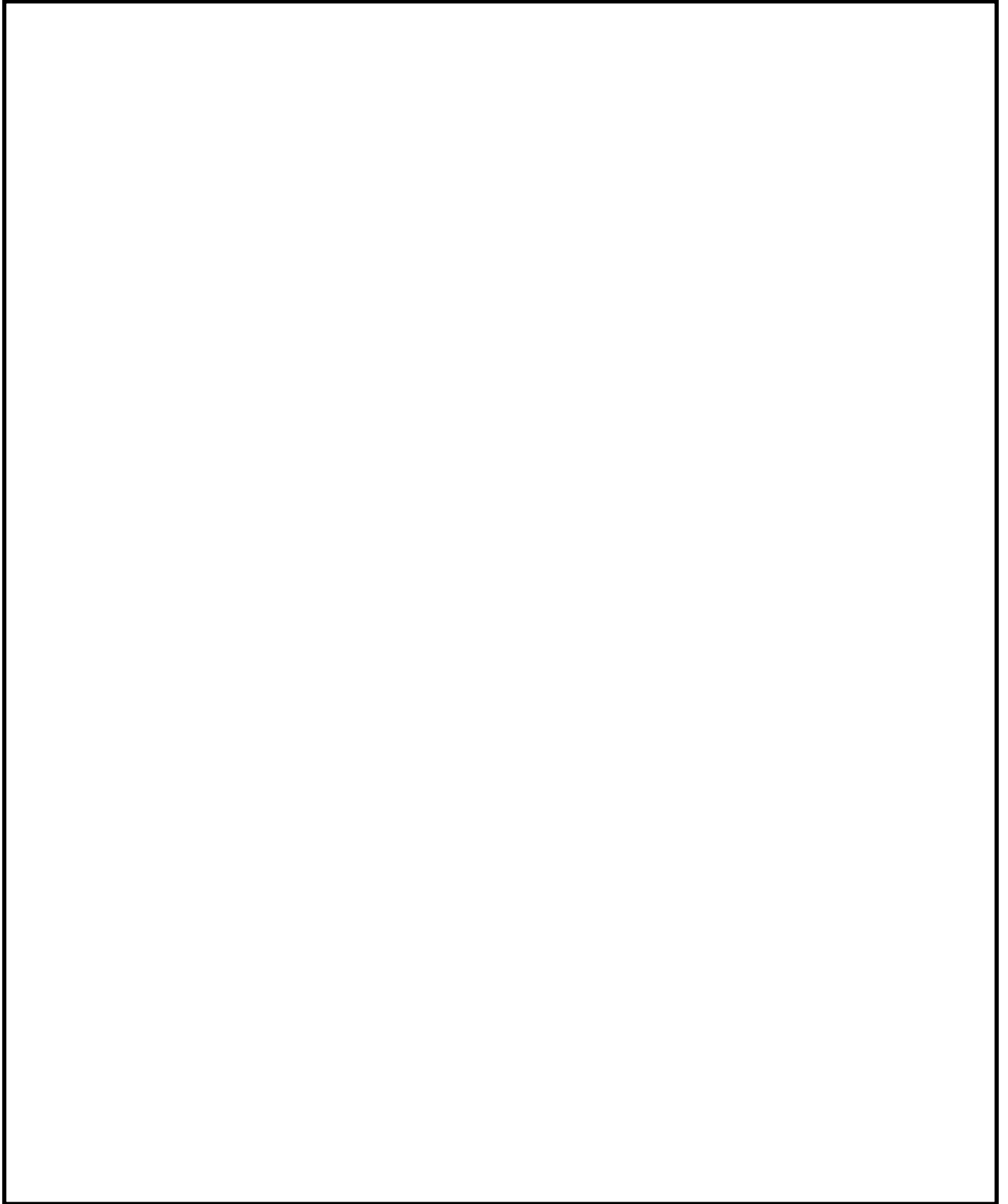
■：上昇側最高水位

最高水位		入力津波設定に当たって選定したケース 解析ケース , , , ,
B 水路 (中央)	T.P. + 19.01m	<p>B 水路位置</p>  <p>ケース 1 の時刻歴波形</p>
<p>【評価条件】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 朔望平均潮位，地震による地殻変動（2011年東北地方太平洋沖地震を含む。）を考慮する。</li> <li>・ 防波堤の有無による水位変動への影響を考慮する。</li> <li>・ 貝付着がある場合について評価を実施する。</li> <li>・ 放水路ゲート設置箇所の放水路上版に評価点（開口）を設け水位を評価する。</li> <li>・ 放水路ゲートを閉止する前に循環水ポンプを停止する運用とすることから，循環水ポンプを停止した場合について評価する。</li> <li>・ 非常用海水ポンプの取水の有無による水位変動への影響を考慮する。</li> <li>・ 地盤の変状がない場合について評価を実施する。</li> </ul> <p>【評価結果】</p> <p>防波堤の有無による影響として，防波堤ありの場合に水位が高くなる傾向にあることが確認された。また，非常用海水ポンプの運転状態による影響としては，防波堤の有無による影響に比べ，程度が小さいことが確認された。このため，防波堤ありの場合において，最も水位の高くなった解析ケース , , , , （最高水位T.P. + 19.01m）をもとに入力津波高さを設定する。</p>		
 <p>放水路の構造</p>		

第1.4-8図 基準津波による放水路ゲートの上昇側最高水位の評価結果

(4) S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットにおける入力津波の設定

S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットからの津波の敷地への流入を防止するため、S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットに着目し、上昇側の入力津波を設定する。具体的には、基準津波が海洋からS A用海水ピット取水塔から緊急用海水ポンプピットに至る系について、水理特性を考慮した管路解析を行い、浸水防止設備等の設計及び評価に用いる入力津波を設定する。第1.4-9図にS A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造を示す。また、添付資料5に管路解析のモデルの詳細について示す。



第1.4-9図 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造

a . 解析条件

S A用海水ピット取水塔から緊急用海水ポンプピットに至る系の管路解析において考慮する条件を以下に示す。第1.4-11表にS A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件，第1.4-12表にS A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピット管路解析において考慮した解析条件の整理を示す。

- (a) 朔望平均潮位，地震による地殻変動（2011年東北地方太平洋沖地震を含む。）を適切に考慮する。
- (b) 防波堤がある場合とない場合について評価を行い，防波堤の有無による水位変動への影響を確認する。
- (c) 管路は定期清掃の実施前後を考慮して，貝付着がある場合及び貝付着がないの場合について評価する。
- (d) S A用海水ピットの上版及び緊急用海水ポンプ室床版に評価点（開口）を設け，当該部に作用する水頭を評価する。
- (e) S A用海水ピットから取水する可搬型代替注水大型ポンプ及び緊急用海水ポンプピットから取水する緊急用海水ポンプは，重大事故等対処施設であり，津波の襲来時には使用せず，津波が収まった後に使用することから，これらのポンプは停止した状態を条件とする。
- (f) 基準地震動 $S_s$ による地盤の変状の考慮については，「(2) 防潮堤前面における入力津波の設定」に示した遡上解析の結果により，取水口前面（敷地前面東側）は地盤の変状がない場合において，最も水位が高くなることから，取水路の管路解析においては地盤変状のない場合について評価する。



第1.4-11表 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット
計算時間間隔 t	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 1
境界条件	流量なし：計 0(m <sup>3</sup> /hr)
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s n=0.015(貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし， 貝代あり 10cm を考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995)：火力・原子力発電所土木構造物の設計 - 補強改訂版 - ， 千秋信一(1967)：発電水力演習， 土木学会(1999)：水理公式集[平成 11 年版]による
入射条件	防波堤ありケース 上昇側、防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	上昇側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき( = +0.18m)
潮位条件	上昇側：朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

1 基礎方程式

< 開水路 >

a) 運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v|v}{R^{4/3}} + \frac{1}{x} f \frac{|v|v}{2g} \right) = 0$$

b) 連続式 
$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

< 管路 >

a) 運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v|v}{R^{4/3}} + \frac{1}{x} f \frac{|v|v}{2g} \right) = 0$$

b) 連続式 
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに、 t : 時間 Q : 流量 v : 流速 x : 管底に沿った座標  
 A : 流水断面積 H : 圧力水頭 + 位置水頭 (管路の場合)  
 位置水頭 (開水路の場合)  
 z : 管底高 g : 重力加速度  
 n : マンニングの粗度係数 R : 径深  
 x : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

< 水槽および立坑部 >

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに、 A<sub>p</sub>: 水槽の平面積 (水位の関数となる) H<sub>p</sub>: 水槽水位  
 Q<sub>s</sub>: 水槽へ流入する流量の総和 t : 時間

第1.4-12表 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの  
管路解析において考慮した解析条件

計算条件	防波堤	貝付着
	あり/なし	あり/なし
設定条件	防波堤がある場合とない場合について評価を行い、防波堤の有無による水位変動への影響を確認する。	貝付着の有無による水位変動の影響を確認する。
	あり	あり
	なし	あり
	あり	なし
	なし	なし

b . 評価結果

S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットにおける上昇側水位の評価結果を以下に示す。第1.4-13表にS A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析（上昇側最高水位）一覧を示す。また、添付資料6に管路解析のパラメータスタディについて示す。

(a) 防波堤の有無による影響

防波堤の有無による影響としては、貝付着の有無に関わらず、防波堤がない場合において水位が高くなった。

(b) 貝付着の有無による影響

貝付着の有無による影響としては、防波堤の有無に関わらず、貝付着がない場合において水位が高くなった。

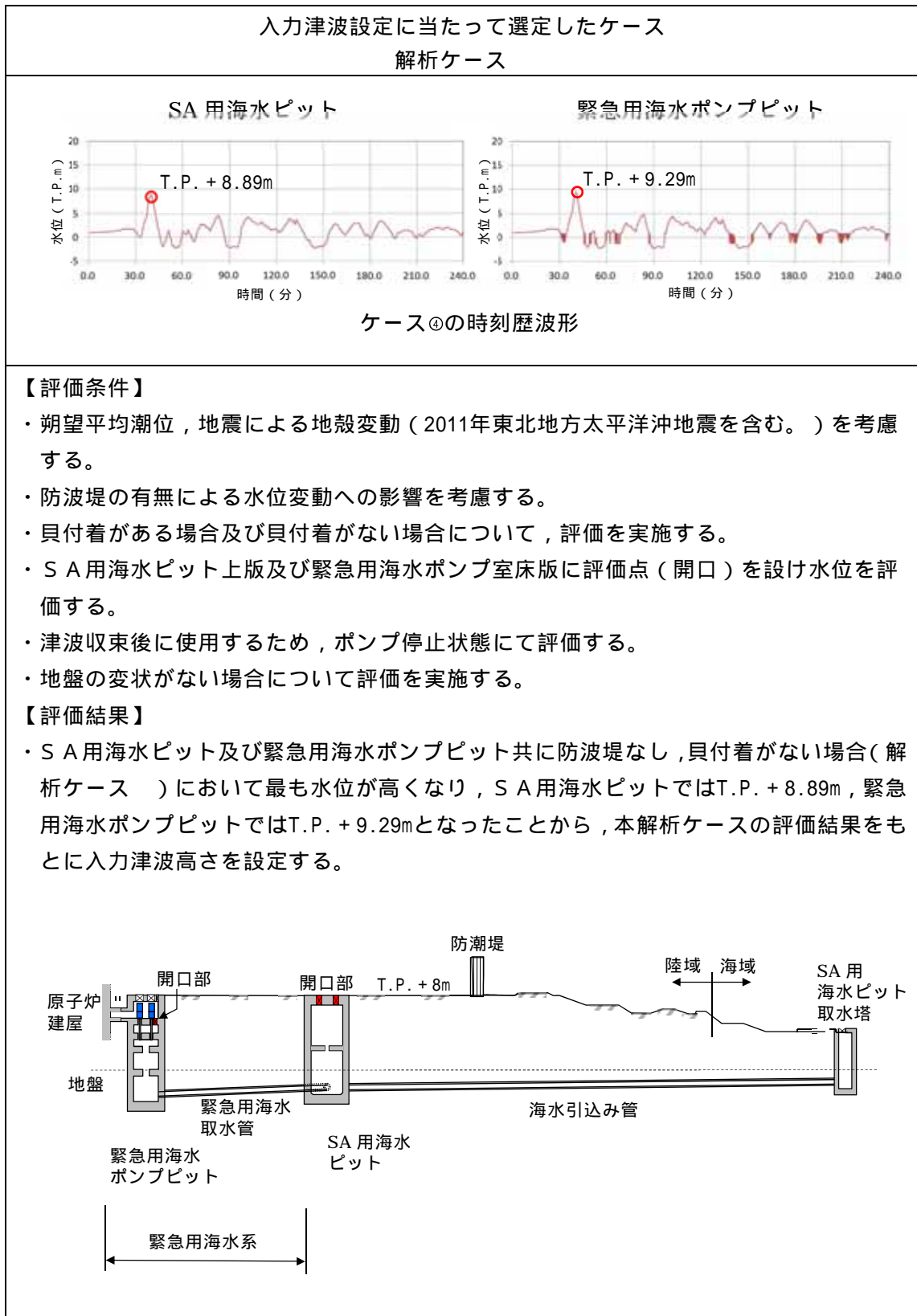
(c) まとめ

以上の評価結果より、防波堤なし、貝付着がない場合（解析ケース）において各評価点での水位はS A用海水ピットではT.P. + 8.89m、緊急用海水ポンプピットではT.P. + 9.29mとなり最も高くなったことから、本解析ケースの評価結果をもとに入力津波高さを設定する。第1.4-10図に基準津波によるS A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの上昇側最高水位の評価結果を示す。

第1.4-13表 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析結果（上昇側最高水位）一覧

解析ケース	パラメータ		各ピットの水位(T.P.m)		解析ケース毎の最高水位 (T.P.m)
	防波堤	貝付着	S A用海水ピット	緊急用海水ポンプピット	
	あり	あり	+ 6.01	+ 6.15	S A用海水ピット： + 8.89 緊急用海水ポンプピット： + 9.29
	なし	あり	+ 6.41	+ 6.47	
	あり	なし	+ 8.39	+ 8.78	
	なし	なし	+ 8.89	+ 9.29	

■：上昇側最高水位



第1.4-10図 基準津波によるS A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの上昇側最高水位の評価結果

(5) 構内排水路逆流防止設備の入力津波の設定

海域と接続する構内排水路からの津波の敷地への流入を防止するため、敷地前面東側の放水口北側から東海発電所放水口北側の範囲の海岸沿いの9箇所に逆流防止設備を設置する。また、敷地側面北側の防潮堤の基礎部を横断する構内排水路からの津波の敷地への流入を防止するため2箇所に逆流防止設備を設置する。各々の逆流防止設備は、防潮堤の地下又は基礎の近傍に設置されていることから、敷地前面東側及び敷地側面北側の防潮堤前面の入力津波高さを使用する。第1.4-11図に構内排水路逆流防止設備の配置を示す。



第1.4-11図 構内排水路逆流防止設備の配置

5条 1.4-47

(6) 入力津波の評価結果まとめ

入力津波の評価結果を踏まえ、各施設・設備位置における津波高さを耐津波設計に用いる入力津波として設定した。第1.4-14表に入力津波の時刻歴波形の最高水位及び最低水位を示す。

第1.4-14表 入力津波の時刻歴波形の最高水位及び最低水位

区分	設定位置	水位
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. + 15.2m <sup>1</sup>
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. + 17.7m <sup>1</sup>
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. + 16.6m <sup>1</sup>
	取水ピット	T.P. + 19.2m <sup>1 5</sup>
	放水路ゲート設置箇所	T.P. + 19.1m <sup>1 5</sup>
	S A用海水ピット	T.P. + 8.9m <sup>1 5</sup>
	緊急用海水ポンプピット	T.P. + 9.3m <sup>1 5</sup>
	構内排水路逆流防止設備	
		T.P. + 15.2m <sup>3</sup>
下降側水位	取水ピット	T.P. - 5.03m <sup>4 5</sup>

1 上昇側水位については、朔望平均満潮位T.P. + 0.61m、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31mを考慮している。

2 防潮堤前面（敷地前面東側）の上昇側水位を使用する。

3 防潮堤前面（敷地側面北側）の上昇側水位を使用する。

4 下降側水位については、朔望平均干潮位T.P. - 0.81m、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを考慮しているが、津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31mは、安全側の評価となるよう考慮していない。

5 管路解析の初期条件として潮位のばらつき（上昇側水位：+0.18m、下降側水位：-0.16m）を考慮している。

上述した入力津波の設定に当たっては、津波の高さ、速度、衝撃力に着目し、各施設・設備における設定に際しては、より保守的な条件となるように配慮するとともに、算定された数値を安全側に切り上げた値を入力津波高さ

や速度として設定することで、各施設・設備の構造・機能の損傷に影響する浸水高、波力・波圧について安全側になるよう評価している。また、津波防護施設等の新規の施設・設備の設計においては、入力津波高さ以上の高さの津波を設計荷重とし、より安全側の評価を行うこととしている。

また、津波防護施設である防潮堤及び防潮扉（防潮堤道路横断部に設置）は、施設が海岸線の方角において広がりをもっていることから、荷重因子である入力津波の高さや速度が、設計上考慮している津波高さ、速度を超過していないことを、遡上解析結果から確認している。

津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起については、東海第二発電所の港湾内外の最大水位上昇量・傾向、時刻歴波形について確認すると、有意な差異がないことから、津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起は見られないことを確認した。詳細は添付資料7に港湾内の局所的な海面の励起について示す。

なお、本項目にて評価した各設定位置における入力津波については、設置変更許可の解析結果として適用することとし、北側防潮堤設置ルート変更に伴う入力津波の解析結果については、今後詳細設計にて適切に反映していく。詳細設計における入力津波の設定について添付資料38に示す。

また、「1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域」にて示した敷地及び敷地周辺の地形・標高、敷地沿岸域の海底地形、伝播経路上の人工構造物<sup>1</sup>の位置、形状等に変更が生じた場合、設定した入力津波に対して影響を及ぼす可能性がある。このため、これら敷地周辺の状況に変化が生じた場合には、敷地周辺の遡上・浸水域への影響を検討する。

さらに、「2.5(2)[4] 基準津波に伴う津波防護施設等の健全性確保及び取水口付近の漂流物に対する取水性確保」に示す漂流物に対する継続的な調査・評価方針と同様に、入力津波に対する影響評価として人工構造物の設置

状況を定期的（1[回/年]以上）に確認し，必要に応じ影響評価を実施する。評価方針については，保安規定において規定化し管理する。

- 1：港湾施設，河川堤防，海岸線の防波堤，防潮堤等，海上設置物，津波遡上域の建物・構築物，敷地前面海域における通過船舶等



## 1.5 水位変動・地殻変動の評価

### 【規制基準における要求事項等】

入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位（注）を考慮して安全側の評価を実施すること。

（注）：朔（新月）及び望（満月）の日から5日以内に観測された，各月の最高満潮面及び最低干潮面を1年以上にわたって平均した高さの水位をそれぞれ，朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位という。

潮汐以外の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮すること。地震により陸域の隆起または沈降が想定される場合，地殻変動による敷地の隆起または沈降及び，強震動に伴う敷地地盤の沈下を考慮して安全側の評価を実施すること。

### 【検討方針】

入力津波による水位変動に対して，朔望平均潮位及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地盤変動を考慮して安全側の評価を実施する。潮汐以外の要因による潮位変動として，高潮について適切に評価を行う。また，地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合は，地殻変動による敷地の隆起又は沈降及び強震動に伴う敷地地盤の沈下を考慮して安全側の評価を実施する。

なお，具体的には以下のとおり実施する。

- ・ 朔望平均潮位については，敷地周辺の茨城港日立港区における潮位観測記録に基づき，観測設備の仕様に留意の上，評価を実施する（【検討結果】（1）潮位 【検討結果】（2）潮位観測記録の評価参照）。
- ・ 上昇側の水位変動に対しては，朔望平均満潮位を考慮し，上昇側評価水位を設定し，下降側の水位変動に対しては，朔望平均干潮位を考慮し，下降側評価水位を設定する（【検討結果】（1）潮位 【検討結果】（2）

潮位観測記録の評価参照)。

- ・ 潮汐以外の要因による潮位変動について、潮位観測記録に基づき、観測期間等に留意の上、高潮発生状況(程度、台風等の高潮要因)について把握する。また、高潮の発生履歴を考慮して、高潮の可能性とその程度(ハザード)について検討し、津波ハザード評価結果を踏まえた上で、独立事象としての津波と高潮による重畳頻度を検討し、考慮の可否、津波と高潮の重畳を考慮する場合の高潮の再現期間を設定する(【検討結果】 (3) 高潮の評価 【検討結果】 (4) 潮位のばらつき及び高潮の考慮について参照)。
- ・ 地震により陸域の隆起または沈降が想定される場合の安全評価においては、次のとおり留意する。地殻変動が隆起の場合に、下降側の水位変動に対する安全評価の際には、下降側評価水位から隆起量を差引いた水位と対象物の高さを比較する。また、上昇側の水位変動に対して安全評価する際には、隆起を考慮しないものと仮定して、対象物の高さと同側評価水位を直接比較する。一方、地殻変動が沈降の場合に、上昇側の水位変動に対する安全評価の際には、上昇側水位に沈降量を加算して、対象物の高さと同側評価水位を直接比較する(【検討結果】 (5) 地殻変動参照)。
- ・ 2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動については、GPS測量結果により、敷地全体が約0.2m沈降していること、地殻変動量が回復傾向にあることを踏まえ、上昇側の水位変動に対する安全評価の際には、上昇側水位に沈降量を加算して、対象物の高さと同側評価水位を直接比較する。また、下降側の水位変動に対して安全評価する際には、沈降していないものと仮定して、対象物の高さと同側評価水位を直接比較する(【検討結果】 (5)

地殻変動参照)。

## 【検討結果】

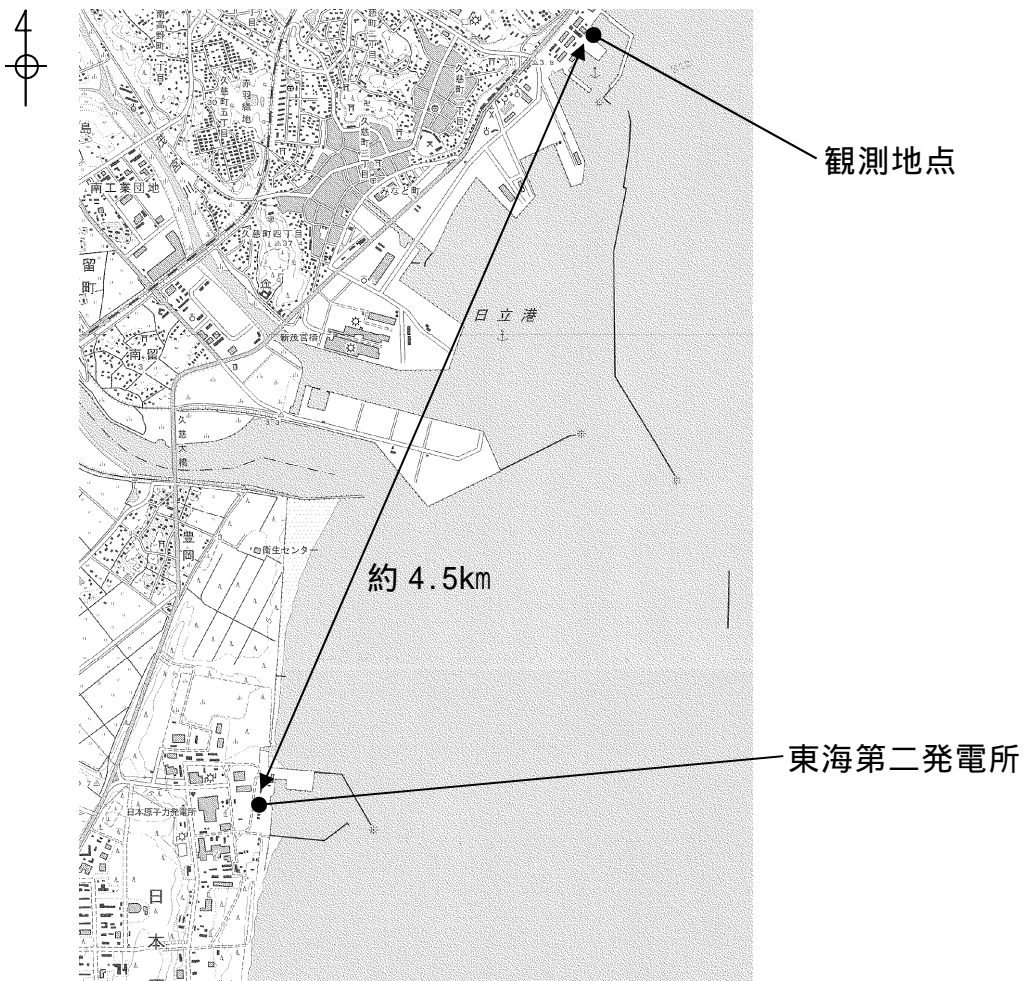
### (1) 潮位

津波による施設への影響を確認するため、上昇側の水位変動に対しては、朔望平均満潮位を考慮し上昇側水位を設定し、下降側の水位変動に対しては、朔望平均干潮位を考慮し下降側水位を設定する。第1.5-1表に津波計算で使用した水位変動を示す。

第1.5-1表 津波計算で使用した水位変動

	津波計算で使用した水位変動
朔望平均満潮位	T.P. + 0.61m
朔望平均干潮位	T.P. - 0.81m

なお、津波計算で使用した潮位は、(財)日本気象協会が発行した「茨城港日立港区」の潮位表(平成16年～平成21年)に基づいている。第1.5-1図に観測地点の位置を示す。また、第1.5-2図に「東海第二発電所発電用原子炉設置変更許可申請書(平成26年5月20日申請)」添付書類六 6.2.1.1 潮位の記載事項を示す。



第 1.5-1 図 観測地点の位置

## 6.2 水 理

### 6.2.1 海 象

#### 6.2.1.1 潮 位

発電所周辺の潮位については、隣接する茨城港日立港区において観測されている潮位を用いる。

既往最高潮位（昭和33年9月27日） H.P. +2.35m

朔望平均満潮位 H.P. +1.50m

平均潮位 H.P. +0.91m

朔望平均干潮位 H.P. +0.08m

既往最低潮位（平成2年12月2日，平成3年12月22日）  
H.P. -0.31m

H.P. ±0.00m は茨城港日立港区の工事用基準面で東京湾中等潮位下 0.89m である。

6-6-2-1

### 第1.5-2図 東海第二発電所発電用原子炉設置変更許可申請書 添付書類六（平成26年5月）

#### (2) 潮位観測記録の評価

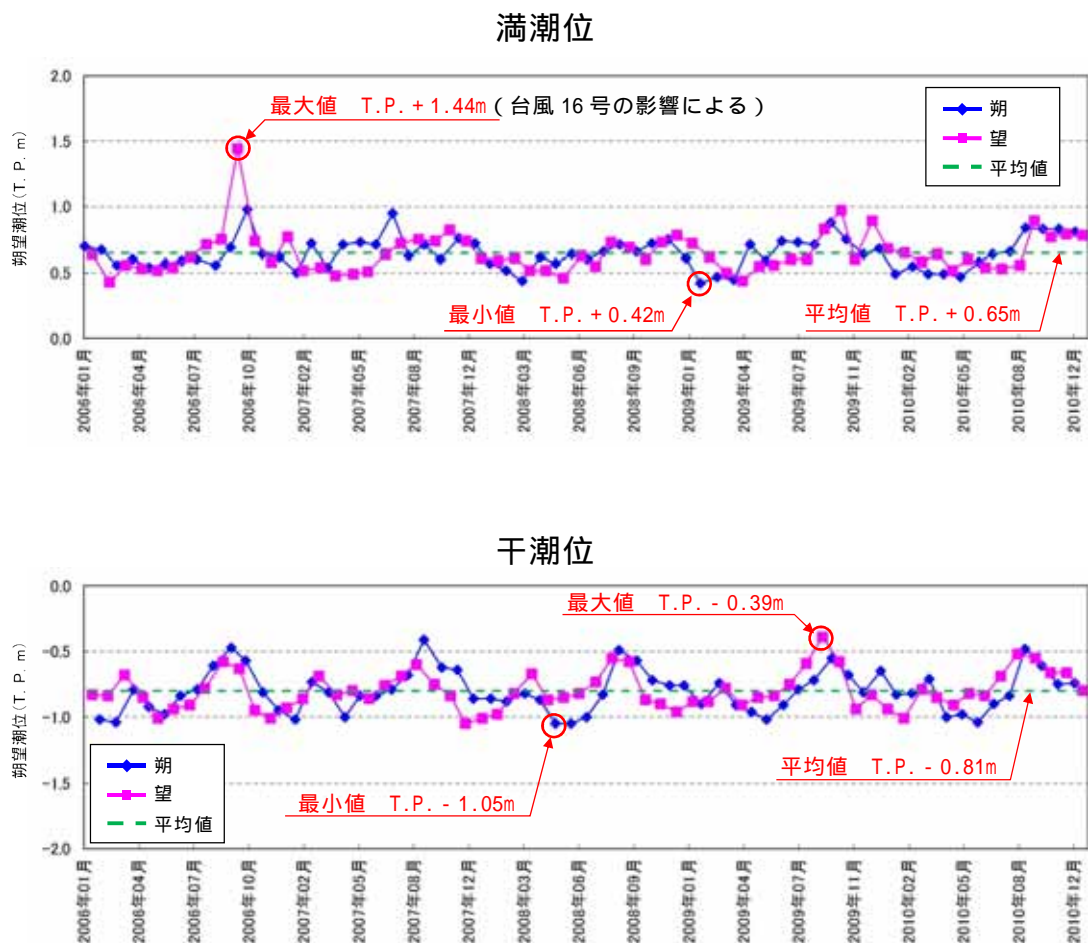
「(1) 潮位」において津波計算に使用した朔望平均潮位のもとになっている潮位観測記録（国土交通省関東地方整備局鹿島港湾・空港整備局より受領）を用いて、潮位のばらつきなどについて評価した。

評価の結果、潮位観測期間（平成18年1月～平成22年12月）における朔望平均潮位の標準偏差は、満潮位において0.14m、干潮位において0.16mであったため、「1.4 入力津波の設定」において設定した入力津波に対して、潮位のばらつきとして考慮した。第1.5-3図に各月の朔望平均潮位の推移、第1.5-2表に潮位観測記録に基づく朔望平均潮位に関するデータ分析結果を示す。

また、朔望平均潮位について、津波計算に使用した潮位と潮位観測記録

を比較したところ、津波計算に使用した朔望平均潮位に比べ、潮位観測記録の方が満潮位で0.04m高く、干潮位では差がないことが分かった。この潮位差自体は有意なものではないが、1.4項において設定した入力津波に対して、保守的な設定になるよう潮位の差分を津波計算で使用した朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位に考慮することとした。第1.5-3表に津波計算と潮位観測記録の朔望平均潮位の比較を示す。

以上より、入力津波の設定に当たっては、朔望平均潮位の標準偏差及び津波計算と潮位観測記録との差分について考慮して、安全側に設定する。



第1.5-3図 各月の朔望平均潮位の推移

第1.5-2表 潮位観測記録に基づく朔望平均潮位に関するデータ分析

	満潮位	干潮位
最大値	T.P. + 1.44m	T.P. - 0.39m
平均値	T.P. + 0.65m	T.P. - 0.81m
最小値	T.P. + 0.42m	T.P. - 1.05m
標準偏差	0.14m	0.16m

潮位観測期間は平成18年1月～平成22年12月

第1.5-3表 津波計算と潮位観測記録の朔望平均潮位の比較

朔望平均潮位	津波計算で使用した潮位	潮位観測記録に基づく潮位	差 ( - )
満潮位	T.P. + 0.61m	T.P. + 0.65m	+ 0.04m
干潮位	T.P. - 0.81m	T.P. - 0.81m	0.00m

潮位観測期間は平成18年1月～平成22年12月

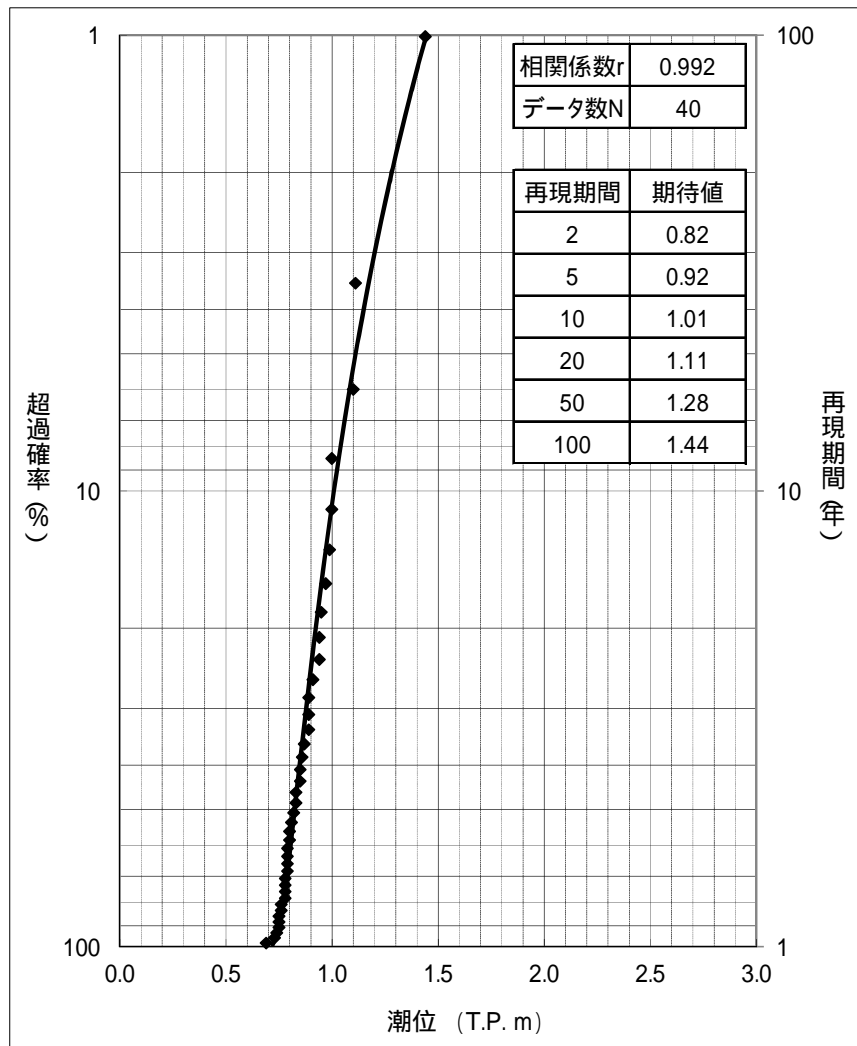
(3) 高潮の評価

第1.5-4表に「茨城港日立港区」における至近約40年（1971年～2010年）の年最高潮位を示す。第1.5-4図に第1.5-4表から算定した観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率を示す。再現期間と期待値は、2年：T.P. + 0.82m、5年：T.P. + 0.92m、10年：T.P. + 1.01m、20年：T.P. + 1.11m、50年：T.P. + 1.28m、100年：T.P. + 1.44mとなる。

第1.5-4表 「茨城港日立港区」における年最高潮位

年	年最高潮位			順位	発生要因
	月	日	潮位(m)		
1971	9	1	0.89		
1972	11	21	0.80		
1973	10	28	0.73		
1974	1	10	0.85		
1975	9	8	0.76		
1976	9	28	0.83		
1977	9	19	0.86		
1978	9	17	0.79		
1979	10	7	1.00	4	台風18号から温帯低気圧へ
1980	12	24	1.11	2	二つ玉低気圧通過
1981	10	2	0.78		
1982	10	20	0.80		
1983	9	9	0.75		
1984	10	27	0.79		
1985	8	31	0.87		
	11	14	0.87		
1986	10	8	0.94	9	台風第18号通過
1987	9	17	0.74		
	2	4	0.74		
1988	9	16	0.94	9	台風第18号通過
1989	8	6	0.99	6	台風第13号通過
1990	10	8	0.89		
1991	10	13	1.00	4	台風第21号通過
1992	9	11	0.85		
1993	11	14	0.69		
1994	10	22	0.78		
1995	11	24	0.75		
1996	9	22	0.79		
1997	9	19	0.91		
1998	11	17	0.75		
1999	10	27	0.83		
2000	9	4	0.76		
	12	11	0.76		
2001	8	22	0.79		
2002	10	1	1.10	3	台風第21号通過
2003	10	26	0.81		
2004	9	30	0.78		
2005	12	5	0.82		
2006	10	7	1.44	1	台風16号から温帯低気圧へ
2007	7	16	0.95	8	台風4号から温帯低気圧へ
2008	12	14	0.78		
2009	10	8	0.97	7	台風第18号通過
2010	9	25	0.89		





第1.5-4図 「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率  
(再現期間100年に対する期待値)

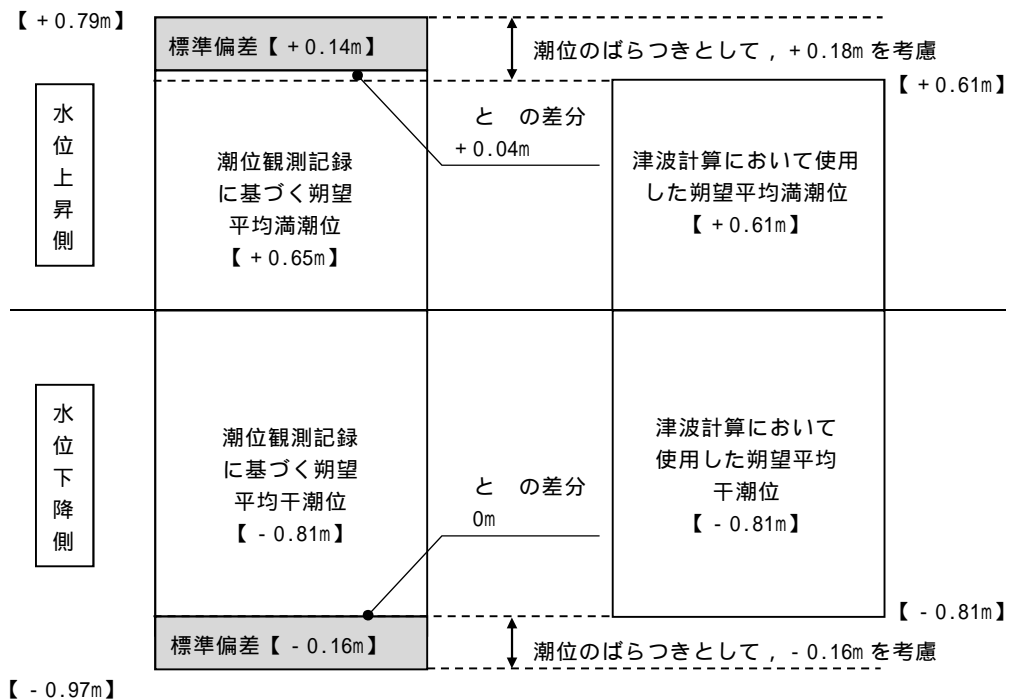
(4) 潮位のばらつき及び高潮の考慮について

a. 潮位のばらつきの考慮について

水位上昇側については、「(2) 潮位観測記録の評価」に示したとおり，津波計算で使用した朔望平均満潮位T.P. + 0.61mに対して，潮位観測記録との差分 + 0.04m及び満潮位の標準偏差0.14mの合計である + 0.18mを水位変動の評価における上昇側潮位のばらつきとして考慮する。

水位下降側については、「(2) 潮位観測記録の評価」に示したとおり，津波計算で使用した朔望平均干潮位T.P. - 0.81mに対して，観測記録との差分はないため - 0.16mを水位変動の評価における下降側潮位のばらつきとして考慮する。

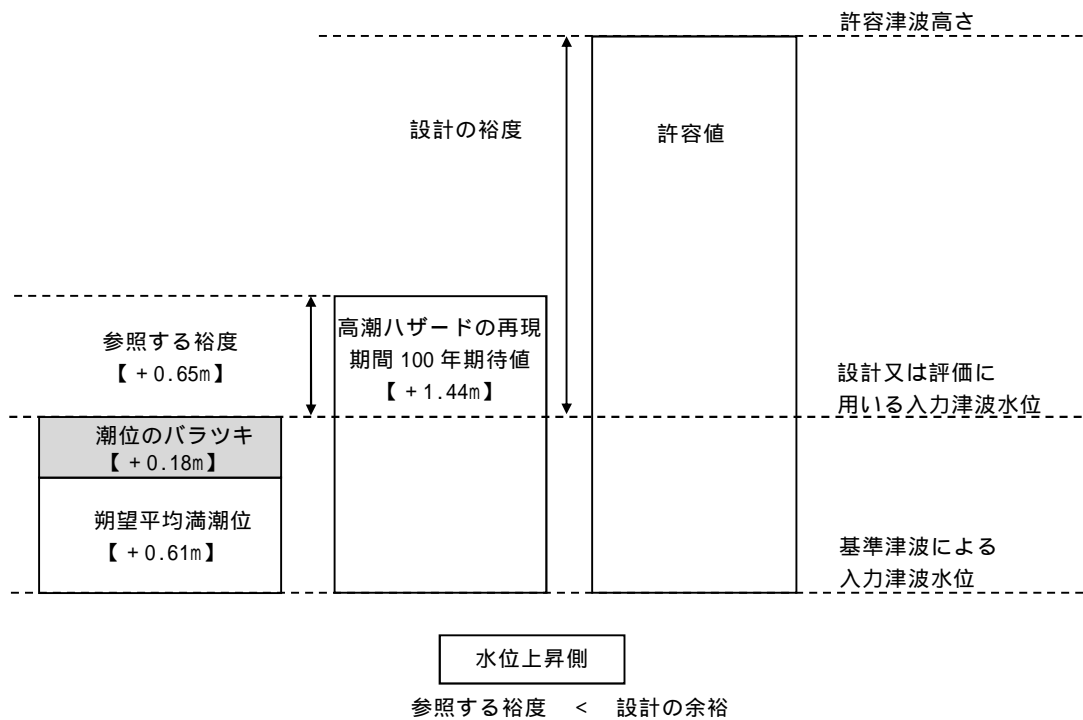
第1.5-5図に潮位のばらつきに対する考慮方法を示す。



第1.5-5図 潮位のばらつきに対する考慮方法

b . 高潮の考慮について

基準津波による水位の年超過確率は $10^{-4}$ 程度であり，独立事象としての津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの，高潮ハザードについては，プラント運転期間を超える再現期間100年に対する期待値T.P. + 1.44mと，入力津波で考慮する朔望平均満潮位T.P. + 0.61m及び朔望平均のばらつきとして考慮した + 0.18mの合計であるT.P. + 0.79mとの差である + 0.65mを外郭防護の裕度評価において参照する（以下「参照する裕度」という）。第1.5-6図に高潮に対する考慮方法を示す。



第1.5-6図 高潮に対する考慮方法

## (5) 地殻変動

地震による地殻変動については、入力津波の波源モデル（日本海溝におけるプレート間地震）に想定される地震において生じる地殻変動量と、2011年東北地方太平洋沖地震により生じた地殻変動量を考慮した。具体的には、日本海溝におけるプレート間地震では0.31mの陸域の沈降が想定される。また、2011年東北地方太平洋沖地震では、発電所敷地内にある基準点を対象にGPS測量した結果、敷地全体が約0.2m沈降していた。さらに、国土地理院（2017）による2011年東北地方太平洋沖地震（2011年3月）から6年後（2017年6月）までの地殻変動を参照すると、2011年東北地方太平洋沖地震前後では約0.3m程度沈降している。2011年東北地方太平洋沖地震に伴い生じた地殻の沈降は回復傾向にあるが、地震前と比較すると現時点において発電所周辺（日立）で約0.2m程度沈降しており、これは津波計算で使用している2011年東北地方太平洋沖地震による沈降量0.2mと整合している。第1.5-5表に東海第二発電所周辺の電子基準点の高さ変動量、第1.5-7図に2011年東北地方太平洋沖地震前から6年後までの地殻変動量分布、第1.5-8図に2010年1月～2017年6月における電子基準点（日立）の高さ変動を示す。

以上のことから、上昇側の水位変動に対しては、日本海溝におけるプレート間地震による沈降量0.31mと2011年東北地方太平洋沖地震による沈降量0.2mを加算した0.51mを変動量として考慮した。下降側の水位変動に対しては、2011年東北地方太平洋沖地震の地殻変動量が回復傾向にあることを踏まえ、安全側の評価となるよう日本海溝におけるプレート間地震による沈降量0.31mと2011年東北地方太平洋沖地震による沈降量0.2mは考慮していない。考慮すべき地殻変動量を第1.5-6表に示す。

第1.5-5表 東海第二発電所周辺の電子基準点の高さ変動量

観測局名	所在地	高さの変動量 [cm]								
		本震前後 (※1)	本震翌日から 1年後までの累積 (※2)	本震1年後から 2年後までの累積 (※2)	本震2年後から 3年後までの累積 (※2)	本震3年後から 4年後までの累積 (※2)	本震4年後から 5年後までの累積 (※2)	本震5年後から 6年後までの累積 (※2)	本震翌日から 6年間の累積 (※3)	本震前から 6年間の累積 (※4)
日立	茨城県日立市金沢町	-31	4	2	2	1	1	2	12	-19

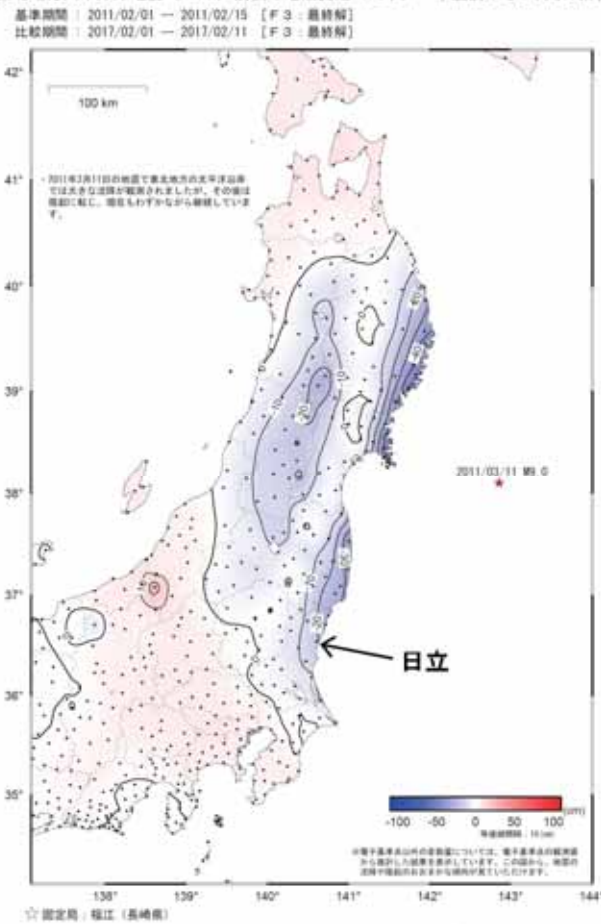
国土地理院 (2017)

- ( 1) 2011年3月10日と2011年3月12日の比較
- ( 2) 「本震翌日、1、2、3、4年後から1、2、3、4、5年後までの累積」は、2011年、2012年、2013年、2014年、2015年3月と2012年、2013年、2014年、2015年、2016年3月をそれぞれ比較したもの、「本震5年後から6年後までの累積」は2016年2月と2017年2月を比較したもの
- ( 3) 2011年3月12日と2017年2月の比較
- ( 4) 2011年2月と2017年2月の比較

第1.5-6表 考慮すべき地殻変動量

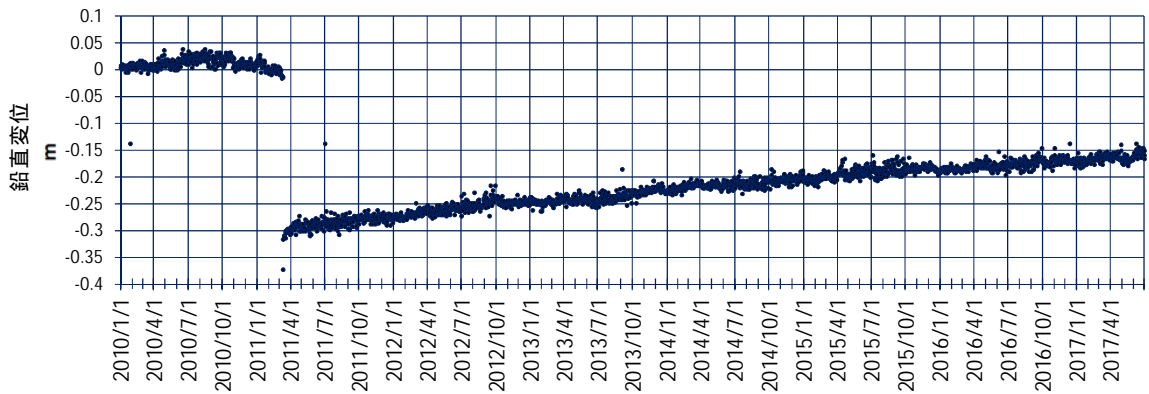
	地殻変動量	2011年東北地方太平洋沖地震の地殻変動量	評価に考慮する変動量
上昇側評価時	0.31m沈降	0.2m沈降	0.51mの沈降を考慮
下降側評価時	-	-	沈降を考慮しない

東北地方太平洋沖地震 (M9.0) 前後の地殻変動 (上下) - 本震前から6年間の累積 -



国土地理院 (2017) に加筆

第1.5-7図 2011年東北地方太平洋沖地震前から6年後までの地殻変動量分布



2011年2月の平均値をゼロとしている。

国土地理院 (2017)

第1.5-8図 2010年1月～2017年6月における電子基準点(日立)の鉛直変動

## 1.6 設計又は評価に用いる入力津波

「1.2 敷地及び敷地周辺における地形及び施設の配置等」から「1.5 水位変動・地殻変動の評価」に記載した事項を考慮して、第1.6-1表に示すとおり設計又は評価に用いる入力津波を設定した。また、第1.6-1図に入力津波の設定位置、第1.6-2図に入力津波の時刻歴波形を示す。

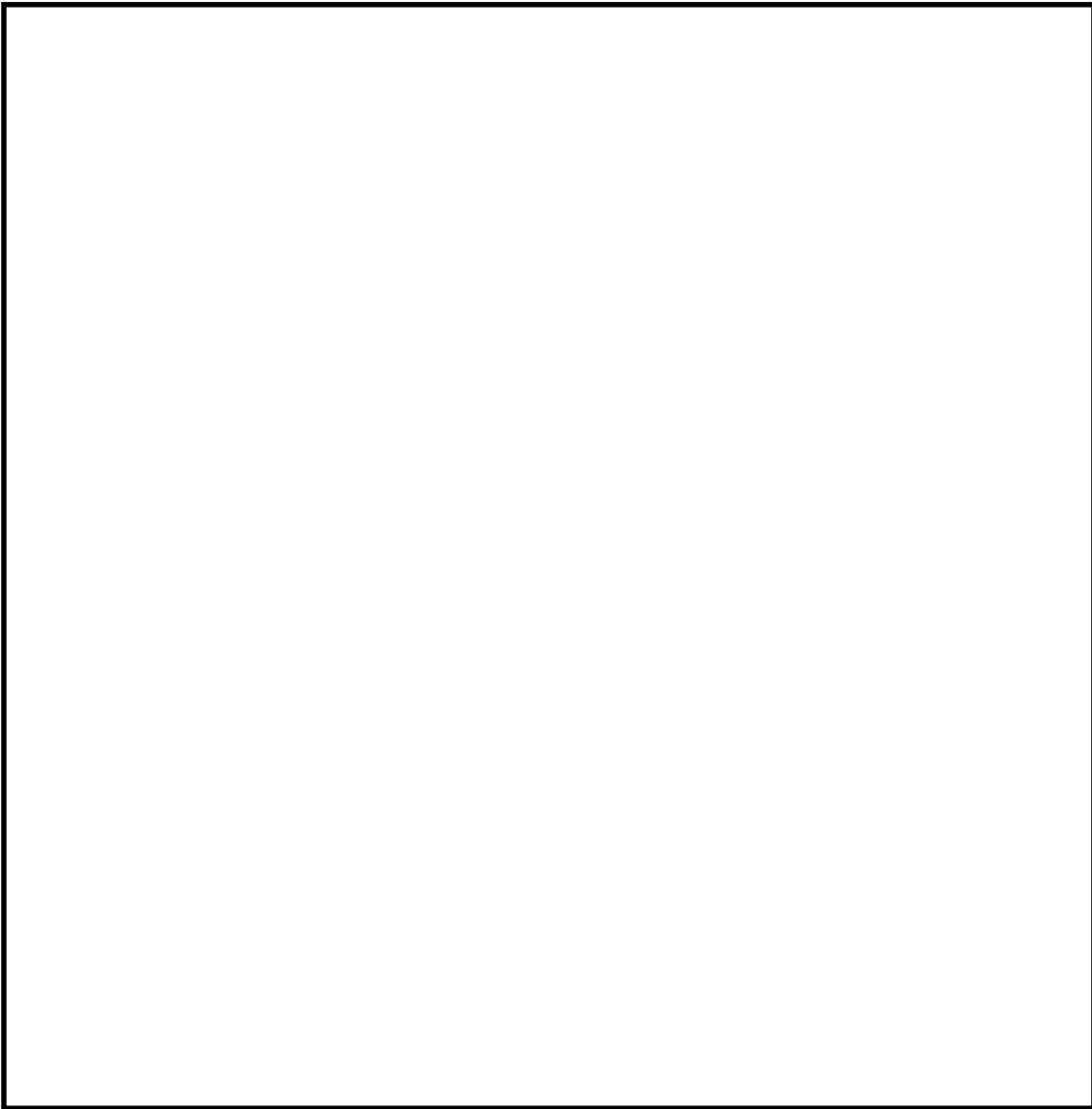
遡上波を施設・設備の設計又は評価に使用する入力津波として設定する場合は、最大浸水深分布図を参考に、各施設・設備設置位置での最大浸水深を安全側に評価した値を入力津波高さとする。

第1.6-1表 入力津波高さ一覧表

区分	設定位置	設定水位
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. + 15.2m <sup>1</sup> (T.P. + 15.4m) <sup>2</sup>
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. + 17.7m <sup>1</sup> (T.P. + 17.9m) <sup>2</sup>
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. + 16.6m <sup>1</sup> (T.P. + 16.8m) <sup>2</sup>
	取水ピット	(T.P. + 19.2m) <sup>3</sup>
	放水路ゲート設置箇所	(T.P. + 19.1m) <sup>3</sup>
	S A用海水ピット	(T.P. + 8.9m) <sup>3</sup>
	緊急用海水ポンプピット	(T.P. + 9.3m) <sup>3</sup>
	構内排水路逆流防止設備	T.P. + 17.7m <sup>1, 5</sup> (T.P. + 17.9m) <sup>2, 5</sup>
T.P. + 15.2m <sup>1, 6</sup> (T.P. + 15.4m) <sup>2, 6</sup>		
下降側水位	取水ピット	T.P. - 5.1m <sup>4</sup> (T.P. - 5.3m) <sup>7</sup>

- 1 朔望平均満潮位T.P. + 0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31mを考慮している。
- 2 ( )内は, 各施設・設備において算定された数値を安全側に評価した値であり, 潮位のばらつき + 0.18mを考慮している。
- 3 ( )内は, 朔望平均満潮位T.P. + 0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31m及び潮位のばらつき + 0.18mを考慮して算定された数値を安全側に評価した値である。
- 4 朔望平均干潮位T.P. - 0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び潮位のばらつき - 0.16mを考慮している。
- 5 防潮堤前面（敷地前面東側）の入力津波高さを使用している。
- 6 防潮堤前面（敷地側面北側）の入力津波高さを使用している。
- 7 ( )内は, 各施設・設備において算定された数値を安全側に評価した値であり, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを考慮しない値である。



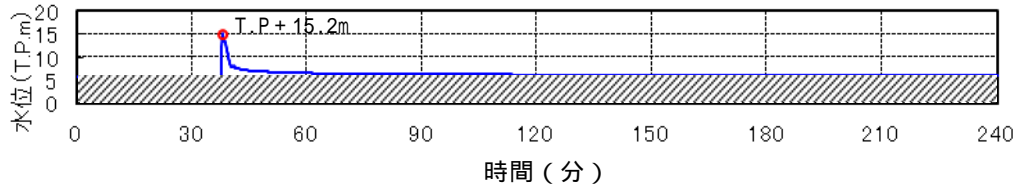


- ◀ 入力津波設定位置
  - : 敷地側面北側
  - : 敷地前面東側
  - : 敷地側面南側
  - : 取水ピット
  - : 放水路ゲート設置箇所
  - : S A用海水ピット
  - : 緊急用海水ポンプピット
- 設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画

第1.6-1図 入力津波の設定位置

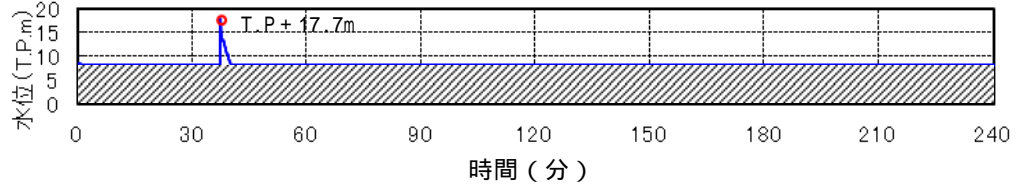
(防潮堤前面評価点 敷地側面北側)

$$[T.P. + 15.2m (38分00秒)] + [0.18m] = [T.P. + 15.38m] < [T.P. + 15.4m]$$



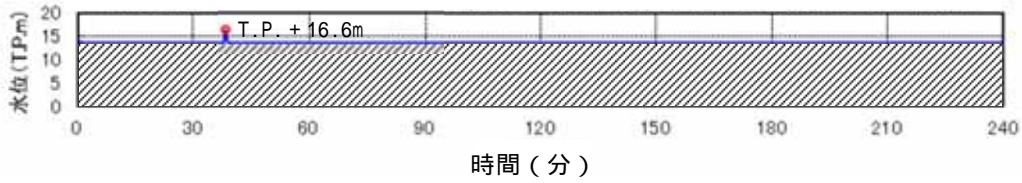
(防潮堤前面評価点 敷地前面東側)

$$[T.P. + 17.7m (37分30秒)] + [0.18m] = [T.P. + 17.88m] < [T.P. + 17.9m]$$



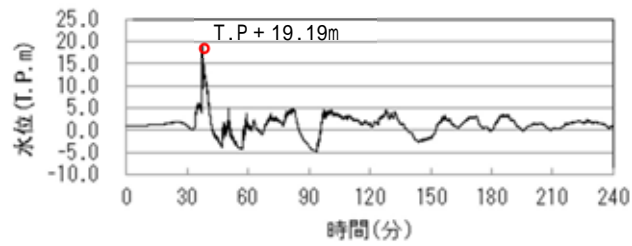
(防潮堤前面評価点 敷地側面南側)

$$[T.P. + 16.6m (38分20秒)] + [0.18m] = [T.P. + 16.78m] < [T.P. + 16.8m]$$



(取水ピット 上昇側)

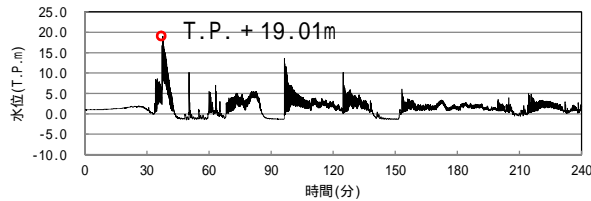
$$[T.P. + 19.19m (37分25秒)] < [T.P. + 19.2m]$$



(放水路ゲート設置箇所 上昇側)

$$[T.P. + 19.01m (37分42秒)] < [T.P. + 19.1m]$$

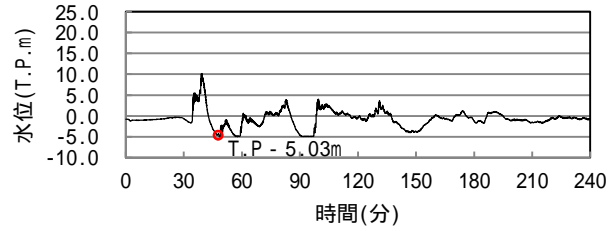
B水路(中央)



第1.6-2図 入力津波の時刻歴波形(1/2)

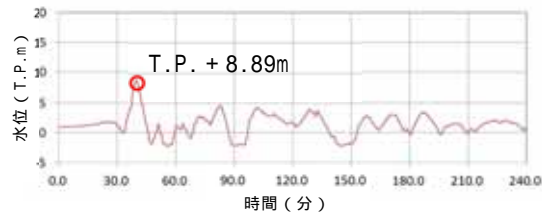
(取水ピット 下降側)

[T.P. - 5.03m (48分21秒)] < [T.P. - 5.1m]



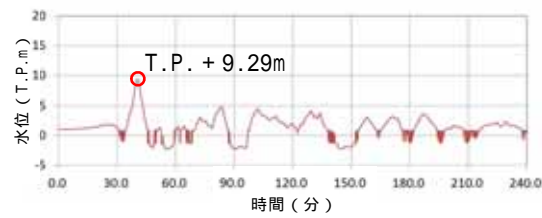
(SA用海水ピット 上昇側)

[T.P. + 8.89m (40分2秒)] < [T.P. + 8.9m]



(緊急用海水ポンプピット 上昇側)

[T.P. + 9.29m (40分29秒)] < [T.P. + 9.3m]



第1.6-2図 入力津波の時刻歴波形 (2 / 2)



## 2.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）

### 2.4.1 浸水防護重点化範囲の設定

#### 【規制基準における要求事項等】

重要な安全機能を有する設備等を内包する建屋及び区画については，浸水防護重点化範囲として明確化すること。

#### 【検討方針】

設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）

を内包する建屋及び区画については，浸水防護重点化範囲として明確化する。

#### 【検討結果】

設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画としては，原子炉建屋，タービン建屋，使用済燃料乾式貯蔵建屋，海水ポンプ室，排気筒，軽油貯蔵タンク，緊急時対策所及び非常用海水系配管がある。このうち，耐震Sクラスの設備を内包する建屋及び区画は，原子炉建屋，使用済燃料乾式貯蔵建屋，海水ポンプ室，軽油貯蔵タンク及び非常用海水系配管であるため，これらを浸水防護重点化範囲として設定する。

第2.4-1図に設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画並びに浸水防護重点化範囲の配置を示す。

【凡例】

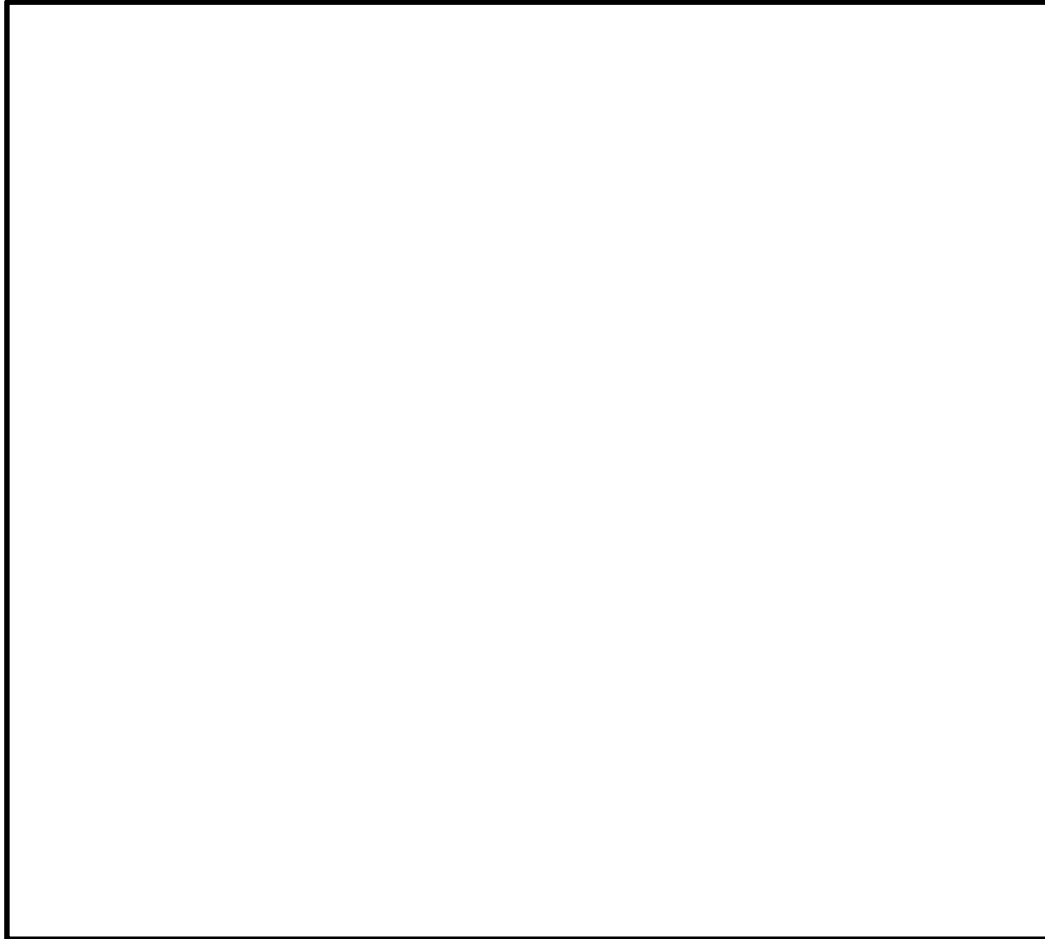
■ T.P. + 3.0m ~ T.P. + 8.0m

■ T.P. + 8.0m ~ T.P. + 11.0m

■ T.P. + 11.0m 以上

▨ 設計基準対象施設の津波防護対象設備  
を内包する建屋及び区画

□ 浸水防護重点化範囲（内郭防護）



第 2.4-1 図 設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する  
建屋及び区画の配置並びに浸水防護重点化範囲

## 2.4.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策

### 【規制基準における要求事項等】

津波による溢水を考慮した浸水範囲，浸水量を安全側に想定すること。

浸水範囲，浸水量の安全側の想定に基づき，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）を設定し，それらに対して浸水対策を施すこと。

### 【検討方針】

津波による溢水を考慮した浸水範囲，浸水量を想定する。

浸水範囲，浸水量の想定に基づき，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実施する。

津波による溢水を考慮した浸水範囲，浸水量については，地震による溢水の影響も含めて，以下の方針により安全側の想定を実施する。

- (1) 地震・津波による建屋内の循環水系等の機器・配管の損傷による建屋内への津波及び系統設備保有水の溢水，下位クラス建屋における地震時のドレン系ポンプの停止による地下水の流入等の事象を考慮する。
- (2) 地震・津波による屋外循環水系配管や敷地内のタンク等の損傷による敷地内への津波及び系統保有水の溢水等の事象を考慮する。
- (3) 循環水系機器・配管等損傷による津波浸水量については，入力津波の時刻歴波形に基づき，津波の繰り返し襲来を考慮する。
- (4) 配管・機器等の損傷による浸水量については，内部溢水における溢水事象想定を考慮して算出する。
- (5) 地下水の流入量は，対象建屋周辺のドレン系による排水量の実績値に基づき，安全側の仮定条件で算定する。

- (6) 施設・設備施工上生じうる隙間部等がある場合には、当該部からの溢水も考慮する。

#### 【検討結果】

設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画については、「2.2 敷地への浸水防止（外郭防護1）」のとおり，基準津波に対して外郭防護が達成されており，津波単独事象に対して浸水防護重点化範囲の境界に浸水が達することはない。しかし，地震後の津波による影響としては，以下に示す事象が考えられるため，各事象による浸水防護重点化範囲への影響を評価する。第2.4-2図に浸水防護重点化範囲と想定する溢水及び津波の流入箇所を示す。

- (1) 地震後の津波による浸水防護重点化範囲へ影響することが考えられる事象について

##### a．屋内の溢水

- (a) タービン建屋における循環水系配管からの溢水及び津波の流入

地震に起因するタービン建屋内の循環水系配管の伸縮継手の破損並びに耐震Bクラス及びCクラスの機器の損傷により保有水が溢水するとともに，津波が循環水系配管に流れ込み，循環水系配管の損傷箇所を介してタービン建屋内に流入することが考えられる。

このため，タービン建屋での溢水及びタービン建屋への津波の流入により，タービン建屋に隣接する浸水防護重点化範囲である原子炉建屋への影響を評価する。



## b．屋外の溢水

### (a) 循環水ポンプ室における循環水系配管からの溢水及び津波の流入

地震に起因する循環水ポンプ室内の循環水系配管の伸縮継手の破損により保有水が溢水するとともに、津波が循環水系配管に流れ込み、循環水系配管の損傷箇所を介して循環水ポンプ室内に流入することが考えられる。

このため、循環水ポンプ室への溢水及び津波の流入により隣接する海水ポンプ室へ流入する可能性があることから、浸水防護重点化範囲である海水ポンプ室への影響を評価する。

### (b) 屋外における非常用海水系配管（戻り管）からの溢水及び津波の流入

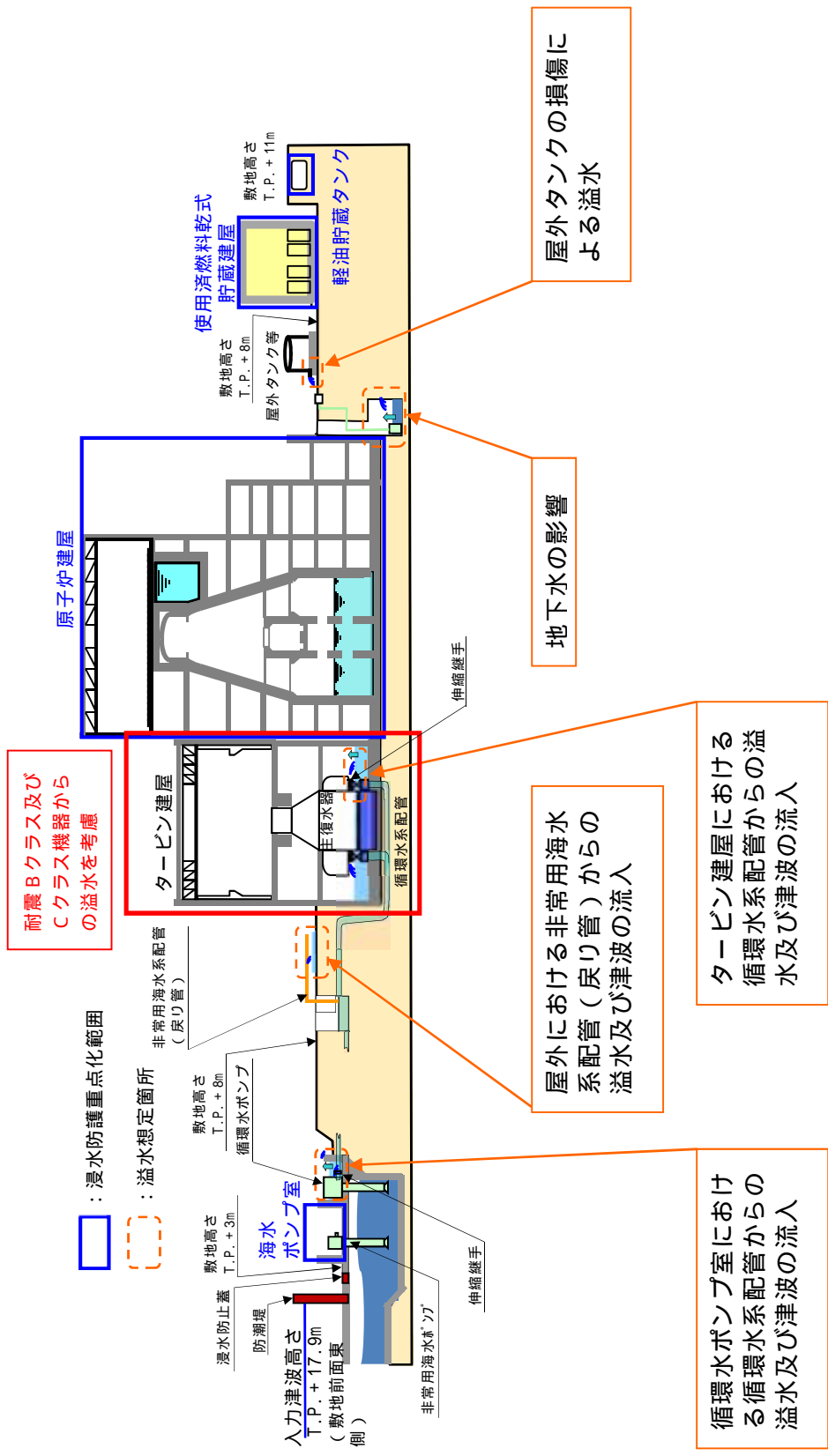
残留熱除去系の海水配管、非常用ディーゼル発電機用の海水配管及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用の海水配管（以下「非常用海水系配管」という。）の原子炉建屋から放水路までの放水ラインの部分（屋外）は、耐震Cクラスであることから、地震に起因して損傷した場合には、非常用海水ポンプの運転にともない損傷箇所から溢水するとともに、放水路に流入した津波が非常用海水系配管に流れ込み、非常用海水系配管の損傷箇所を介して設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視装置及び非常用取水設備を除く。）の設置された敷地に流入する可能性があることから、浸水防護重点化範囲への影響を評価する。

### (c) 屋外タンクからの溢水

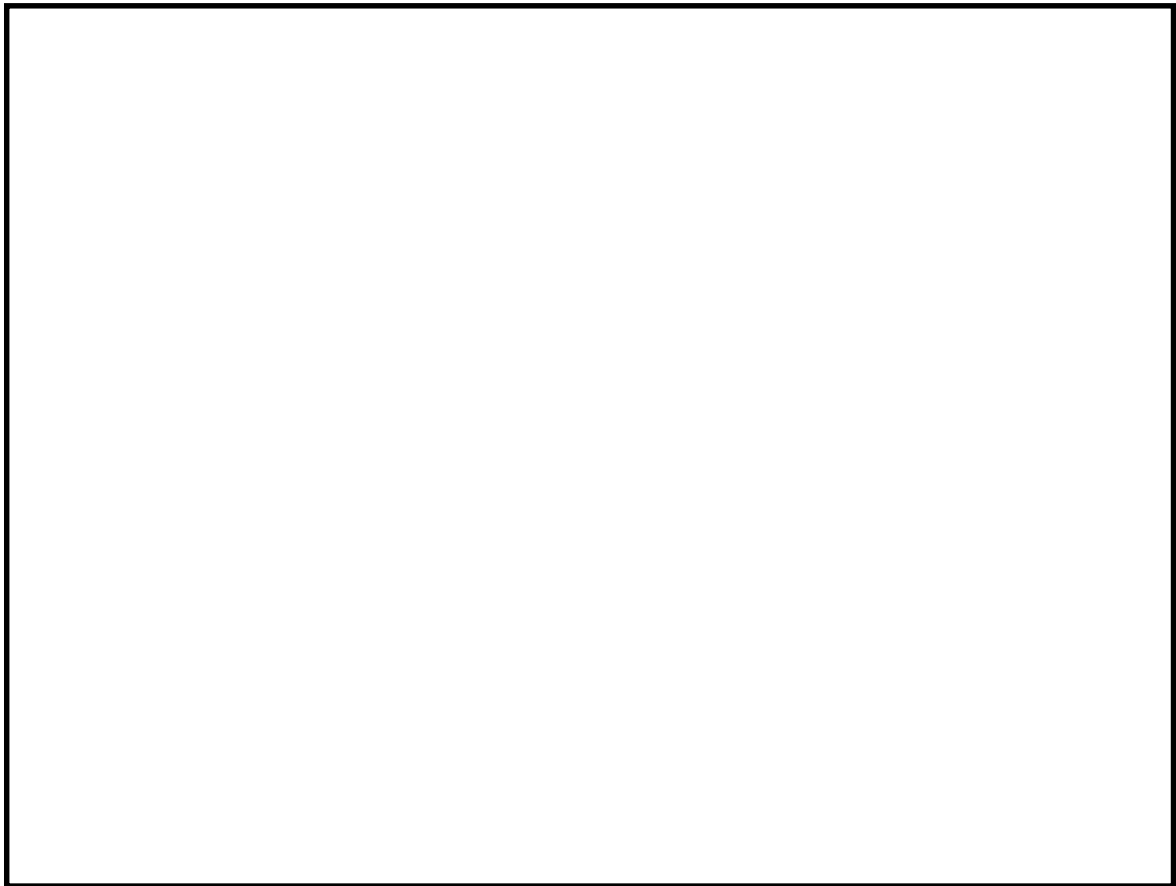
地震に起因して、防潮堤内側に設置された屋外タンクが損傷し、敷地内に溢水が生じた場合には、浸水防護重点化範囲及び隣接するタービン建屋へ流入する可能性があることから影響を評価する。

### c . 地下水による影響

東海第二発電所では、溢水防護対象設備を内包する原子炉建屋、タービン建屋等の周辺地下部に第 2.4-3 図に示すように地下水の排水設備（サブドレン）を設置しており、同設備により各建屋周辺に流入する地下水の排出を行っている。地震によりすべての排水ポンプが同時に機能喪失することを想定し、その際の排水不能となった地下水が浸水防護重点化範囲に与える影響について評価する。



第 2.4-2 図 浸水防護重点化範囲と想定する溢水及び津波の流入箇所図



第 2.4-3 図 地下水排水設備（サブドレン）概要図

(2) 影響評価方針

a . 屋内の溢水

(a) タービン建屋における循環水系配管からの溢水及び津波の流入

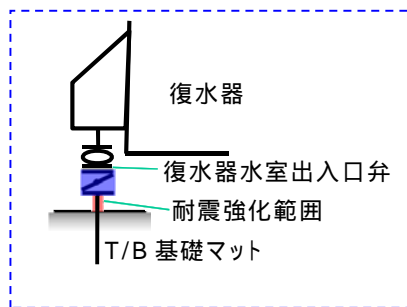
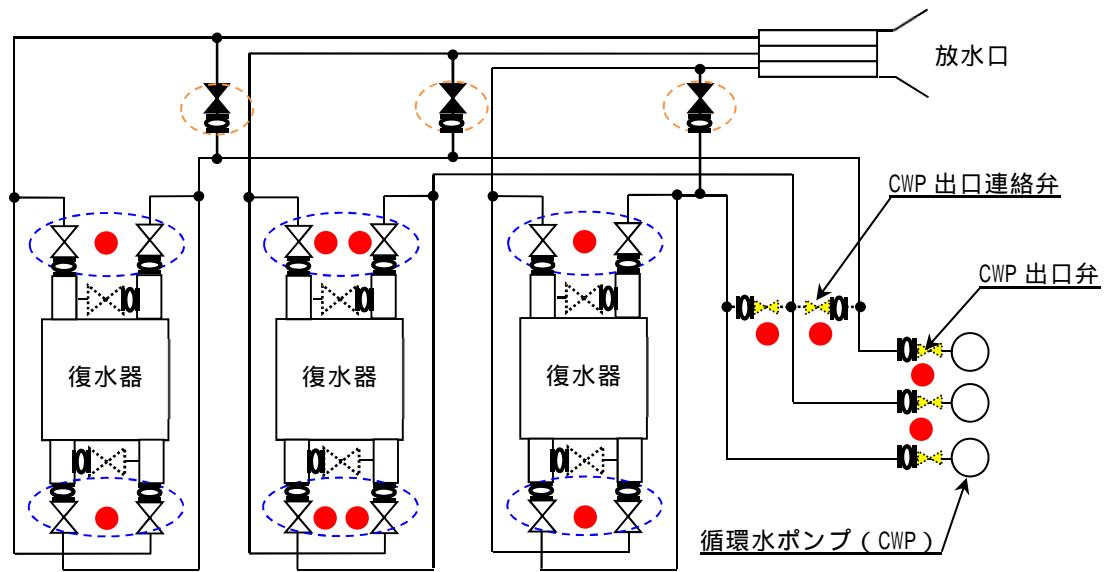
タービン建屋における循環水系配管からの溢水及び津波の流入においては、循環水系配管の伸縮継手の破損個所からの溢水及び津波の流入、耐震 B クラス及び C クラス機器の損傷による溢水を合算した水量がタービン建屋空間部に滞留するものとして、浸水防護重点化範囲への影響を評価する。

評価の方針を以下に示す。第2.4-4図に評価方針の概要を示す。

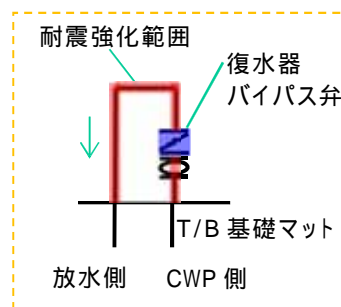
) 地震により循環水系配管の伸縮継手の全円周状の破損(リング状破損)及び耐震 B クラス及び C クラスの機器の損傷により溢水が発生す

る。

- ) 地震加速度大による原子炉スクラム信号及びタービン建屋の復水器エリアの漏えい検知信号により、循環水ポンプ停止及び復水器水室出入口弁閉止のインターロック（S s 機能維持）を設けることから、循環水系配管の伸縮継手からの溢水は、破損から循環水ポンプ停止及び復水器水室出入口弁の閉止までの時間を考慮する。なお、インターロックの詳細については、「内部溢水の評価について」に示す。
- ) 循環水ポンプ1台目及び2台目の停止は伸縮継手の損傷から3分後、3台目は5分後となるが、保守的に3台とも5分後に停止するものとする。
- ) 循環水系配管の伸縮継手損傷箇所での溢水の流出圧力は、保守的に循環水ポンプの吐出圧力とする。また、保守的に配管の圧力損失は考慮しない。
- ) 耐震Bクラス及びCクラス機器の損傷による溢水は、瞬時にタービン建屋に滞留することとする。
- ) インターロック（S s 機能維持）により復水器水室出入口弁を閉止することから、津波及びサイフォンによる流入は考慮しない。

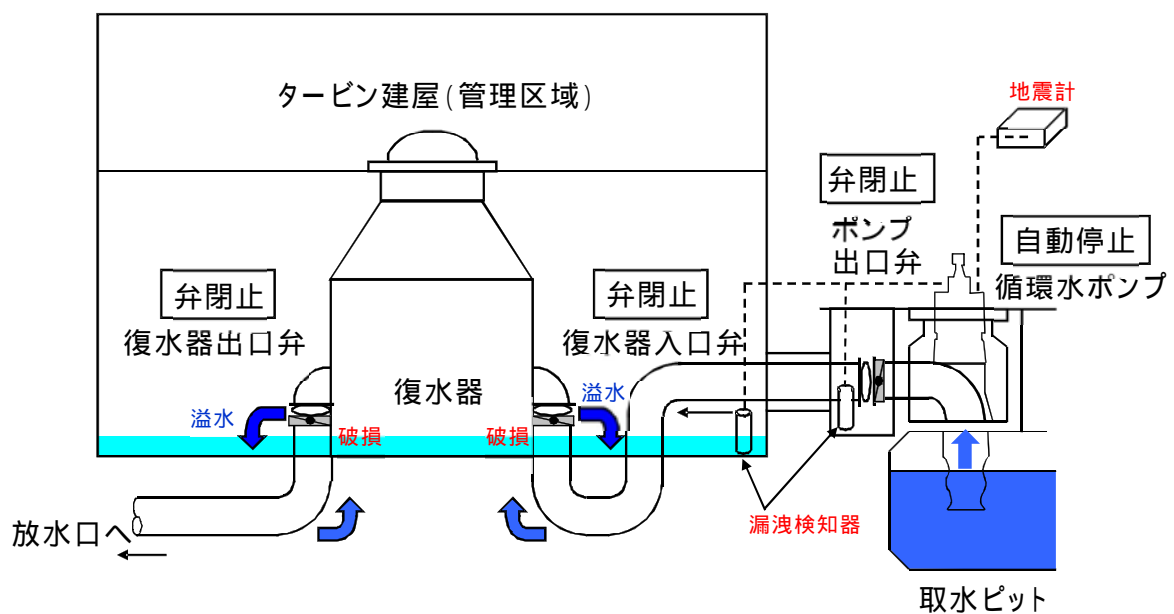


復水器廻りの隔離



復水器バイパス弁廻りの隔離

- 【凡例】
- ⊗ : 復水器水室出入口弁
  - ⊗ : 復水器水室連絡弁
  - ⊗ : 復水器バイパス弁
  - ⊗ : 伸縮継手
  - : 漏えい検知器



第 2.4-4 図 タービンにおける建屋循環水系配管からの

溢水及び津波の流入の評価方針の概要

5 条 2.4-10

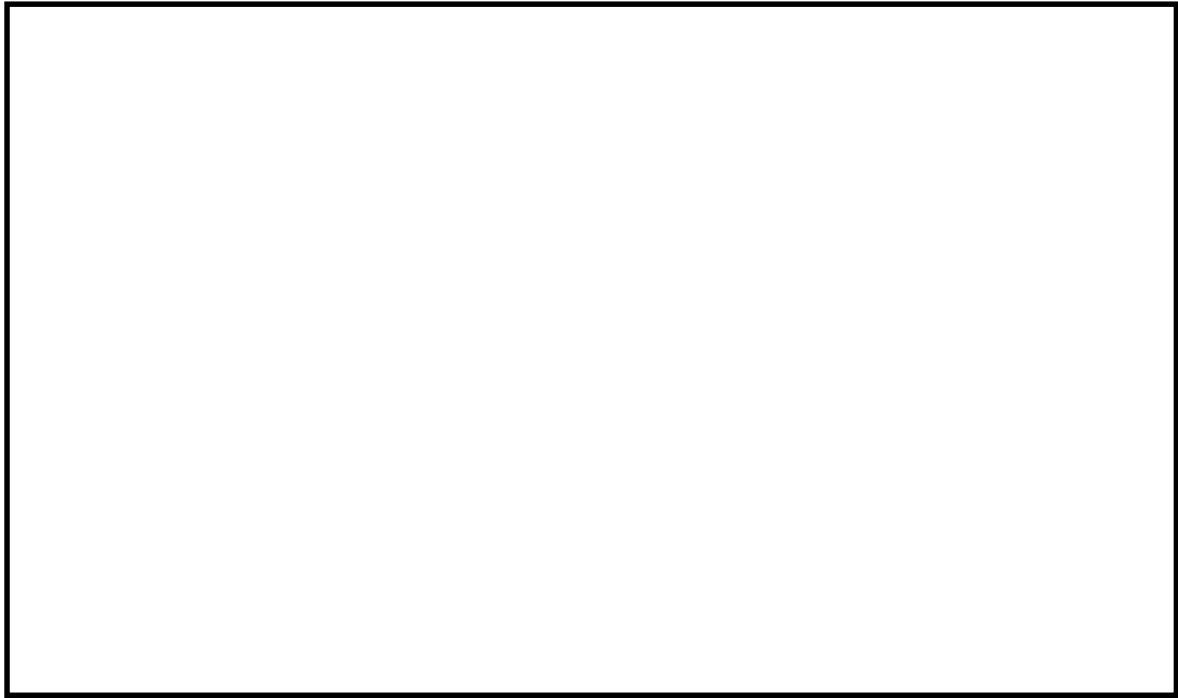
## b . 屋外の溢水

### (a) 循環水ポンプ室における循環水系配管からの溢水及び津波の流入

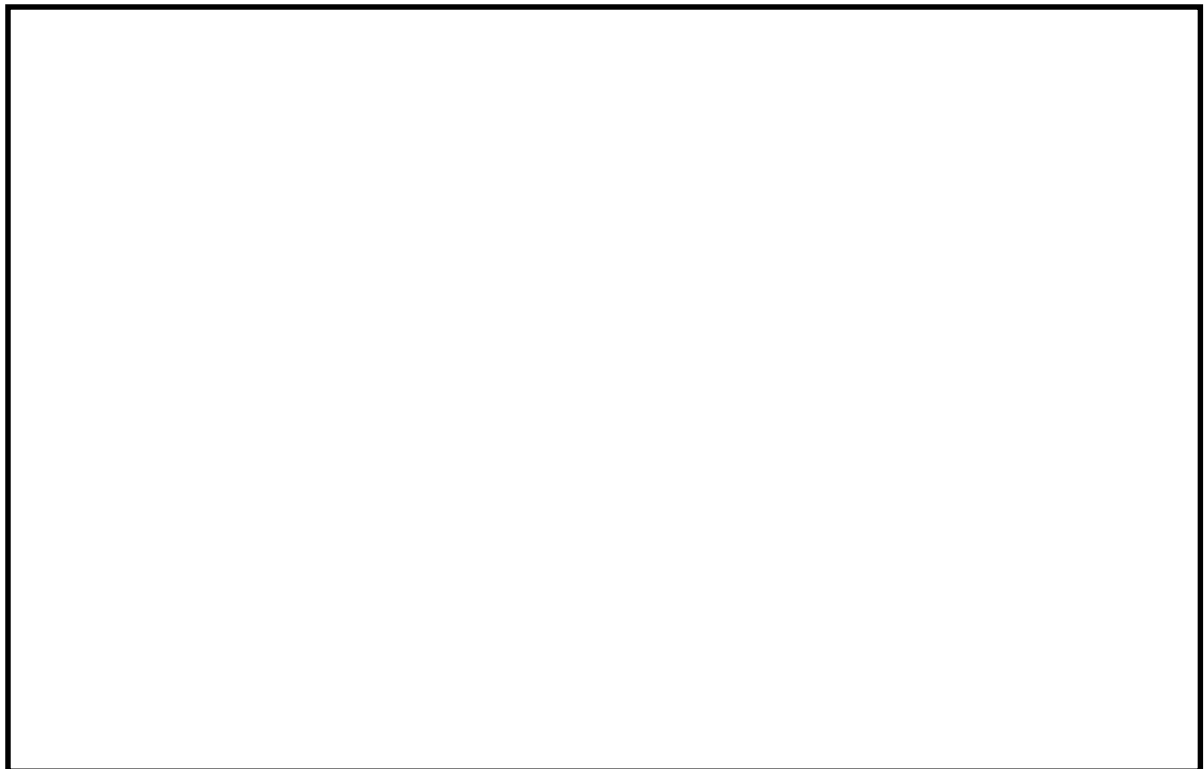
循環水ポンプ室における循環水系配管からの溢水及び津波の流入においては、循環水系配管の伸縮継手の破損箇所からの溢水及び津波の流入を合算した水量が循環水ポンプ室空間部に滞留するものとして、浸水防護重点化範囲への影響を評価する。

評価の方針を以下に示す。第2.4-5図に評価方針の概要を示す。

- ) 地震により循環水系配管の伸縮継手の全円周状の破損(リング状破損)により溢水が発生する。
- ) 地震加速度大による原子炉スクラム信号及び循環水ポンプエリアの漏えい検知信号により、循環水ポンプを停止するとともにポンプ出口弁を閉止するインターロック (S s 機能維持) を設けることから、循環水系配管の伸縮継手からの溢水は、破損から循環水ポンプ停止、循環水ポンプ出口弁の閉止及び復水器水室出入口弁の閉止までの時間を考慮する。なお、インターロックの詳細については「内部溢水の評価について」に、常用海水ポンプ停止の運用手順については添付資料10に示す。
- ) 循環水ポンプ1台目及び2台目の停止は伸縮継手の損傷から3分後、3台目は5分後となるが、保守的に3台とも5分後に停止するものとする。
- ) 循環水系配管の伸縮継手破損箇所での溢水の流出圧力は、循環水ポンプの吐出圧力とする。また、保守的に配管の圧力損失は考慮しない。
- ) インターロックにより、循環水ポンプを停止するとともにポンプ出口弁及び復水器水室出入口弁を閉止するインターロック (S s 機能維持) を設けることから、津波及びサイフォンによる流入は考慮しない。



- : 循環水ポンプ
- : 非常用海水ポンプ
- : 浸水防護重点化範囲（海水ポンプ室）



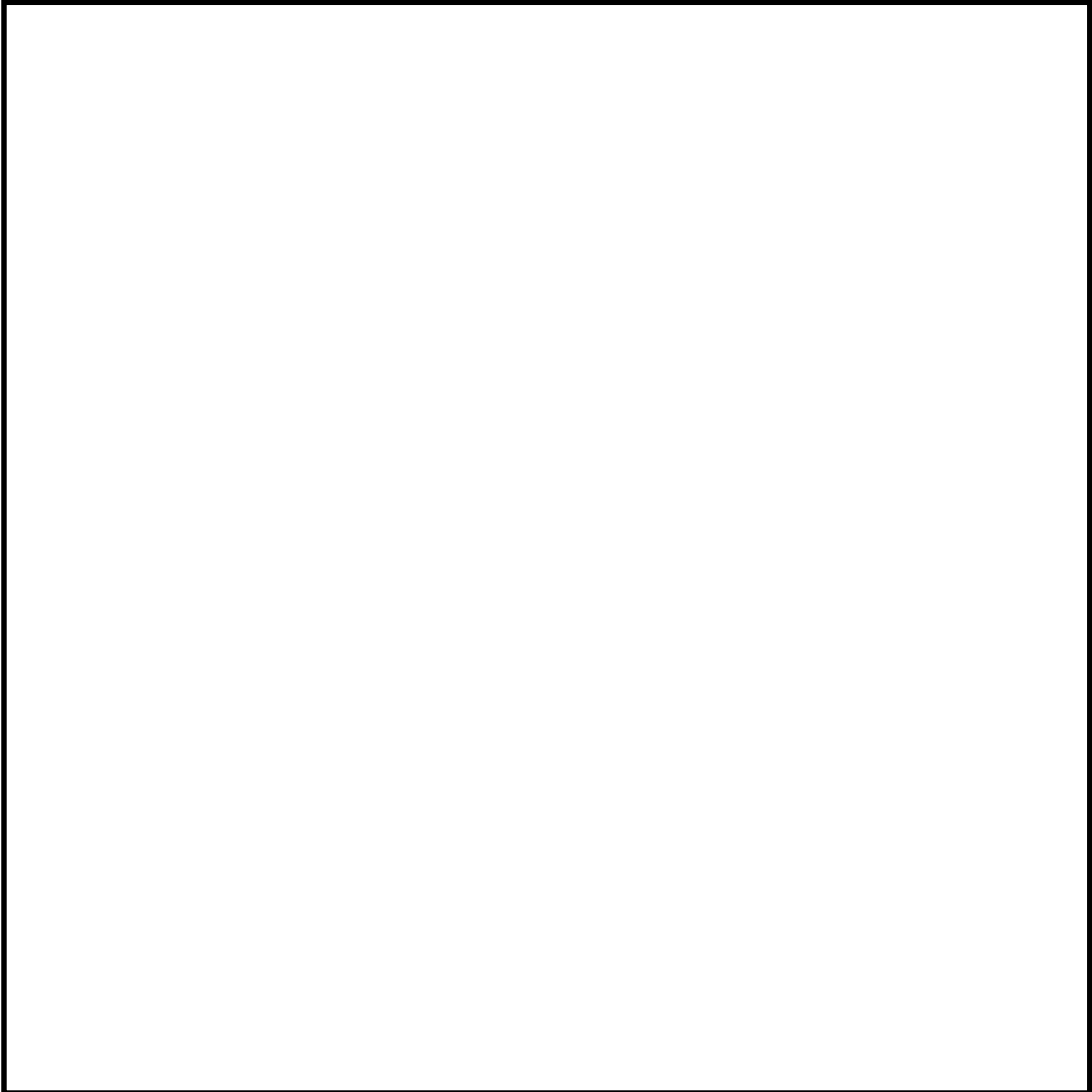
第 2.4-5 図 循環水ポンプ室における循環水系配管からの  
溢水及び津波の流入の評価方針の概要



- (b) 屋外における非常用海水系配管(戻り管)からの溢水及び津波の流入  
屋外における非常用海水系配管(戻り管)からの溢水及び津波の流入  
においては,非常用海水ポンプの運転にともなう溢水及び津波の流入を  
合算した流量が設計基準対象施設の津波防護対象設備(津波防護施設,  
浸水防護設備,津波監視設備及び非常用取水設備を除く。)の設置され  
た敷地に流れ込んだときの浸水防護重点化範囲への影響を評価する。第  
2.4-6図に非常用海水系配管の放水ラインのルートを示す。

評価の方針を以下に示す。

- ) 非常用海水ポンプは全台運転とし,その定格流量が溢水する。
- ) 敷地内に広がった溢水及び流入した津波は,途中での地中への浸透  
及び構内排水路からの排出を考慮しない。
- ) 溢水及び流入した津波は,敷地全体に均一に広がるものとする。
- ) 津波が襲来する前に放水路ゲートを閉止し敷地への流入を防止す  
るため,非常用海水系配管の放水ラインの放水路側からの津波の流入  
は考慮しない。
- ) 非常用海水系配管の放水ラインは,T.P. + 8mの敷地に設置されてい  
ることから海水面より十分高い位置にあり,津波が襲来する前に放水  
路ゲートを閉止することから,放水路側からのサイフォンによる流入  
は考慮しない。



第 2.4-6 図 非常用海水系配管放出ラインのルート図

(c) 屋外タンクからの溢水

屋外タンク等の損傷による溢水については、基準地震動 $S_s$ による地震力によって破損が生じるおそれのある屋外タンク等が破損し、保有水が流出し設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）の設置された敷地に広がった時に、浸水防護終点化範囲である原子炉建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、海水ポンプ室、軽油貯蔵タンク及び非常用海水系配管並びに浸水防護重点化範囲である原子炉建屋に隣接するタービン建屋への流入の可能性について評価する。

評価の方針を以下に示す。

- ) 基準地震動 $S_s$ によって破損するおそれのある屋外タンクを考慮し、損傷によりタンクの保有水の全量が流出する（基準地震動 $S_s$ によって破損するおそれのないタンクからの溢水は考慮しない）。
- ) タンクから漏えいした溢水は、構内排水路からの排水及び地中への浸透は考慮しない。
- ) タンクからの溢水は敷地全体に均一に広がるものとする。
- ) 淡水貯水池については、基準地震動 $S_s$ による地震力によって生じるスロッシングにより溢水しない設計とするため、溢水は生じないものとする。

c . 地下水による影響

地震によりすべての排水ポンプが同時に機能喪失することを想定する。

### (3) 評価結果

#### a . 屋内の溢水

##### (a) タービン建屋における循環水系配管からの溢水及び津波の流入

###### ) 溢水量評価

循環水系配管の伸縮継手からの溢水量は、溢水流量及び溢水時間から算出した。溢水量は、復水器水室出入口弁12箇所、復水器水室連絡弁6箇所及び復水器バイパス弁3箇所の合計21箇所の伸縮継手の損傷を想定して算出した結果、約142,730m<sup>3</sup>/hとなった。溢水時間は、地震による伸縮継手損傷からインターロックによる循環水ポンプ停止及び復水器水室出入口弁の閉止までの5分間となることから、循環水系配管の伸縮継手からの溢水量は、約11,900m<sup>3</sup>となる。なお、評価の詳細は「内部溢水の評価について」に示す。

耐震Bクラス及びCクラス機器の損傷による溢水量は、約9,010 m<sup>3</sup>となる。なお、評価の詳細は「内部溢水の評価について」に示す。

###### ) サイフォン効果による流入量

インターロックにより復水器水室出入口弁を閉止することから、サイフォンによる流入は考慮しないため、0m<sup>3</sup>である。

###### ) 津波の流入量

インターロックにより復水器水室出入口弁を閉止し、循環水系配管の伸縮継手の損傷から閉止までの時間は5分であり、津波の流入は防止できることから、津波の流入量は0m<sup>3</sup>である。

###### ) 浸水防護重点化範囲への影響評価

タービン建屋のT.P. + 8.2mの箇所には、原子炉建屋との通路があり、この通路から原子炉建屋へ流入する可能性がある。このため、浸水防護重点化範囲である原子炉建屋への影響がない高さとして、T.P. +

8.2mまでがタービン建屋に貯留できる空間となり、その容量は約26,699m<sup>3</sup>となる。なお、タービン建屋の貯留できる容量の詳細は「内部溢水の評価について」に示す。

循環水系配管の伸縮継手の破損個所からの溢水及び津波の流入、耐震Bクラス及びCクラス機器の損傷による溢水を合算した水量約20,910m<sup>3</sup>は、タービン建屋の貯留できる容量約26,699m<sup>3</sup>以下であり、タービン建屋から原子炉建屋への流入はないため、浸水防護重点化範囲への影響はない。なお、タービン建屋と浸水防護重点化範囲である原子炉建屋との境界については、貫通部の止水処置を行い、原子炉建屋への浸水対策を実施しているため、タービン建屋内に溢水が生じた場合においても、隣接する浸水防護重点化範囲へ影響を及ぼすことはない。

#### b．屋外の溢水

##### (a) 循環水ポンプ室における循環水系配管からの溢水及び津波の流入

###### ) 溢水流量評価

循環水系配管の伸縮継手からの溢水量は、溢水流量及び溢水時間から算出した。溢水量は、循環水ポンプ出口弁3箇所の伸縮継手の損傷を想定して算出した結果、約6,180m<sup>3</sup>/hとなった。溢水時間は、地震による伸縮継手損傷からインターロックによる循環水ポンプ停止、循環水ポンプ出口弁及び復水器水室出入口弁の閉止までの5分間となることから、循環水系配管の伸縮継手からの溢水量は、約515 m<sup>3</sup>となる。

###### ) サイフォン効果による流入流量

インターロックにより循環水ポンプを停止するとともに循環水ポンプ出口弁及び復水器水室出入口弁を閉止することから、サイフォンに

よる流入は考慮しないため、 $0\text{m}^3/\text{h}$ である。

) 津波の流入流量

インターロックにより循環水ポンプを停止するとともに循環水ポンプ出口弁及び復水器水室出入口弁を閉止し、循環水系配管の伸縮継手の損傷から閉止までの時間は5分であり、津波の流入は防止できることから、津波の流入流量は $0\text{m}^3/\text{h}$ である。

) 浸水防護重点化範囲への影響評価

循環水系配管の伸縮継手の破損箇所からの溢水及び津波の流入を合算した水量約 $515\text{m}^3$ に対して、循環水ポンプ室の貯留できる容量は約 $645\text{m}^3$ であり、循環水ポンプ室内に貯留することが可能なため、隣接する海水ポンプ室への流入はなく、浸水防護重点化範囲への影響はない。なお、海水ポンプ室の貫通部には止水処置を行い、海水ポンプ室への浸水対策を実施しているため、循環水ポンプ室内に溢水が生じた場合においても、隣接する浸水防護重点化範囲へ影響を及ぼすことはない。

(b) 屋外における非常用海水系配管からの溢水及び津波の流入

) 溢水流量評価

溢水流量は、非常用海水ポンプ全台の定格流量として $4320.8\text{m}^3/\text{h}$ とする。なお、溢水流量の詳細については「内部溢水の評価について」に示す。

) サイフォン効果による流入流量

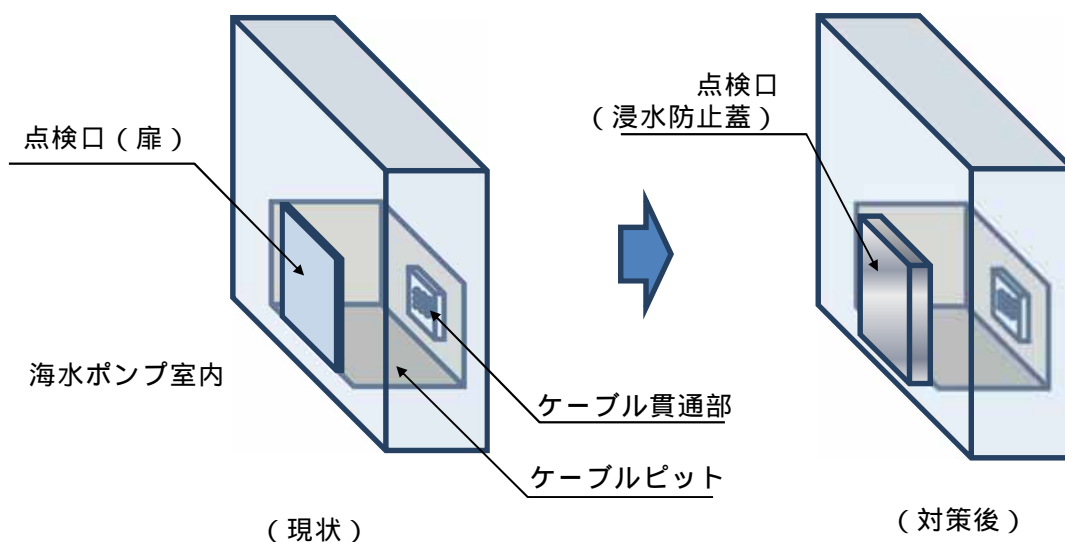
サイフォンによる流入は考慮しないため、 $0\text{m}^3/\text{h}$ である。

) 津波の流入流量

津波の流入は考慮しないため、 $0\text{m}^3/\text{h}$ である。

) 浸水防護重点化範囲への影響評価

敷地内への広がりは約20mm/hであり、T.P. + 8m及びT.P. + 11mに設置される浸水防護重点化範囲である原子炉建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、軽油貯蔵タンク及び非常用海水系配管（T.P. + 8m側）並びに浸水防護重点化範囲に隣接するタービン建屋の外壁に設置した扉等の開口部下端の高さ0.2mに対しても影響がない。また、構内排水路は敷地内（防潮堤内側）の降雨量127.5mm/h以上を排水できる設計とすることから、T.P. + 3mの敷地に設置された浸水防護重点化範囲である海水ポンプ室及び非常用海水系配管（T.P. + 3m側）への影響はない。なお、海水ポンプ室のケーブル点検用の開口部には浸水防止蓋を設置し、貫通部には止水処置を行うことから、海水ポンプ室廻りに溢水が流入した場合においても浸水防護重点化範囲への影響はない。また、第2.4-7図に海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の概念図を示す。



第2.4-7図 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水蓋防止蓋概念図

(c) 屋外タンクからの溢水

屋外タンク等の損傷による溢水については、基準地震動  $S_s$  による地震力によって破損が生じるおそれのある屋外タンク等が破損し、その全量が流出することを想定して評価した結果、T.P. + 8mの敷地での最大水位は約0.1mであることから、T.P. + 8m及びT.P. + 11mに設置される浸水防護重点化範囲である原子炉建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、軽油貯蔵タンク及び非常用海水系配管(T.P. + 8m側)並びに浸水防護重点化範囲に隣接するタービン建屋の扉等の開口部は敷地から0.2m以上高い位置であるため浸水を防止できる設計である。

また、溢水がT.P. + 3mの敷地に流れ込む可能性があるが、構内排水路で排水可能であるため、海水ポンプ室及び非常用海水系配管(T.P. + 3m側)へは流入しない。

このため、屋外タンク等の損傷による溢水は、浸水防護重点化範囲である原子炉建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、海水ポンプ室及び軽油貯蔵タンク並びに浸水防護重点化範囲である原子炉建屋に隣接するタービン建屋への影響はない。なお、海水ポンプ室のケーブル点検用の開口部には浸水防止蓋を設置し、貫通部には止水処置を行うことから、海水ポンプ室廻りに溢水が流入した場合においても浸水防護重点化範囲への影響はない。

c . 地下水による影響

サブドレンは、ピット及び排水ポンプより構成され、ピット間は配管で相互に接続されているため、一箇所の排水ポンプが故障した場合でも、他のピット及び排水ポンプにより排水することができる。地震によりすべての排水ポンプが同時に機能喪失することを想定したとしても、一時的な水位上昇の恐れがあるが、仮設分電盤及び仮設ポンプを常備していることが



ら排水は可能となっている。地下水の水位上昇に対する評価については「東海第二発電所 溢水による損傷の防止等 別添資料1 12.5 地下水による影響評価」にて示すとおり、止水壁及びサブドレン設備の損傷を想定した場合においても周辺の地下水位と平衡した水位(原子炉建屋設置位置で T.P. + 1.5m ~ + 2.0m)で上昇が止まるものと考えられるが、保守的に地表面(T.P. + 8.0m)まで地下水位が上昇することを想定しても、原子炉建屋地下部貫通部における止水処置としては敷地に遡上する津波による浸水を考慮した設計とすることから地下水位の上昇による影響はない。「添付資料2 4 (参考資料1) 敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における防潮堤への影響評価について 第1図」に観測最高地下水位コンター図を示す。

タービン建屋地下部床面の標高はT.P. - 4mであるのに対し、タービン建屋周辺(止水壁外側)の地下水位はT.P. + 1.5m ~ + 2.0mであるため、地震によるタービン建屋壁面のひび割れ、止水壁及びサブドレン設備の損傷を想定した地下水のタービン建屋内への流入を評価する必要がある。

このため、9条内部溢水においては、基準地震動 $S_s$ 時のタービン建屋地下部壁面のひび割れの可能性について評価を行い、タービン建屋地下部の壁面に対して防水塗料等による処置及び保守管理を行うことにより水密性を維持できると評価している。タービン建屋地下部壁面の水密性評価結果については「東海第二発電所 溢水による損傷の防止等 別添資料1 添付資料10」に示す。

以上より、タービン建屋から浸水防護重点化範囲である原子炉建屋への流入防止対策の検討においては、タービン建屋地下部外壁からタービン建屋内への地下水の流入を考慮する必要はないと考える。

なお、浸水防護重点化範囲である原子炉建屋への流入防止対策としては、

上記の評価に限らず、原子炉建屋地下部の貫通部に対しては止水処置を実施するため、タービン建屋地下部空間がすべて浸水したとしても影響はない。

地下水の溢水防護区画への浸水経路としては、地下部における配管等の貫通部の隙間及び建屋間の接合部が考えられるが、これらについては、配管貫通部の隙間には止水措置を行っており、また建屋間の接合部にはエキスパンションジョイント止水板を設置しているため、地下水が防護区画内に浸水することはない。原子炉建屋地下部外壁の止水対策については「東海第二発電所 溢水による損傷の防止等 別添資料1 補足説明資料37 原子炉建屋地下部外壁の止水対策について」にて示す。

以上より、地震によりサブドレンが機能喪失した際に生じる建屋周辺に流入する地下水は、浸水防護重点化範囲に影響を与えることがない。

## 2.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止

### (1) 非常用海水冷却系の取水性

#### 【規制基準における要求事項等】

非常用海水冷却系の取水性については、次に示す方針を満足すること。

- ・ 基準津波による水位の低下に対して、海水ポンプが機能保持できる設計であること。
- ・ 基準津波による水位の低下に対して、冷却に必要な海水が確保できる設計であること。

#### 【検討方針】

基準津波による水位の低下に対して、非常用海水ポンプが機能保持できる設計であることを確認する。また、基準津波による水位の低下に対して、冷却に必要な海水が確保できる設計であることを確認する。

具体的には、以下のとおり実施する。

- ・ 非常用海水ポンプ位置の評価水位の算定を適切に行うため、取水路の特性に応じた手法を用いる。また、取水路の管路の形状や材質、表面の状況に応じた摩擦損失を設定する（1.4項【検討結果】及び本項【検討結果】参照）。
- ・ 非常用海水ポンプの取水可能水位が下降側評価水位を下回る等、水位低下に対して非常用海水ポンプが機能保持できる設計となっていることを確認する（【検討結果】参照）。
- ・ 引き波時に水位が実際の取水可能水位を下回る場合には、下回っている時間において、非常用海水ポンプの継続運転が可能な貯留量を十分確保できる設計となっていることを確認する。なお、取水路又は取水ピットが循環水系を含む常用系と非常用系で併用されているため、循環水系

を含む常用系ポンプ運転継続等による貯留量の喪失を防止できる措置が  
施される方針であることを確認する（【検討結果】参照）。

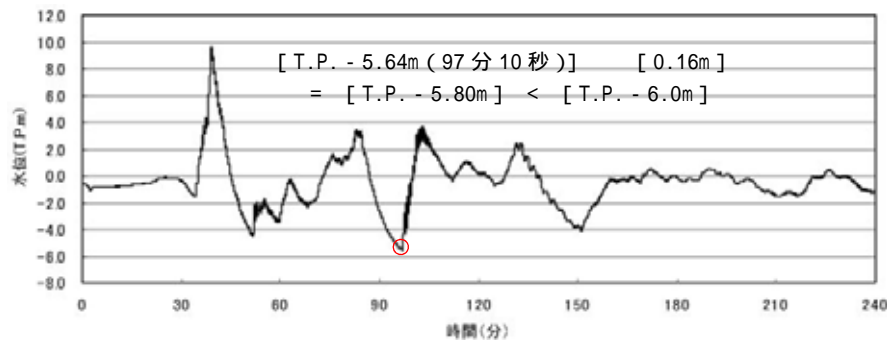
### 【検討結果】

#### a. 取水路の特性を考慮した非常用海水ポンプ取水性の評価水位

基準津波による水位の低下に伴う取水路の特性を考慮した非常用海水ポンプ位置における取水ピットの評価水位を適切に算定するため、非定常開水路の連続式及び運動方程式を用いて管路解析を実施する。また、その際、貯留堰がない状態で、取水口から取水ピットに至る系をモデル化し、管路の形状、材質及び表面の状況に応じた摩擦係数を考慮するとともに、貝付着やスクリーン損失及び防波堤の有無を考慮し、解析結果に対して、安全側の評価となるよう、潮位のばらつきの加算や数値計算上のばらつきを考慮している。

以上の解析により算出した取水ピット内の基準津波による下降側水位は、水位変動に対して厳しい条件となるスクリーンによる損失がない条件で T.P. - 5.64m となった。これに下降側の潮位のばらつき 0.16m、数値計算上のばらつきを考慮し、安全側に評価して設定した T.P. - 6.0m を評価水位とする。

第 2.5-1 図に取水ピットにおける下降側の入力津波の時刻歴波形を示す。



第 2.5-1 図 取水ピットにおける下降側の入力津波の時刻歴波

## b . 非常用海水ポンプ取水性

非常用海水ポンプ取水性の評価水位である T.P. - 6.0m に対して，非常用海水ポンプである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取水可能水位は T.P. - 6.08m であるため，取水機能は維持できる。しかし，残留熱除去系海水ポンプの取水可能水位は T.P. - 5.42m であり，また，水理実験により確認した取水可能水位は T.P. - 5.66m であるため，評価水位 T.P. - 6.0m より高い位置となった。

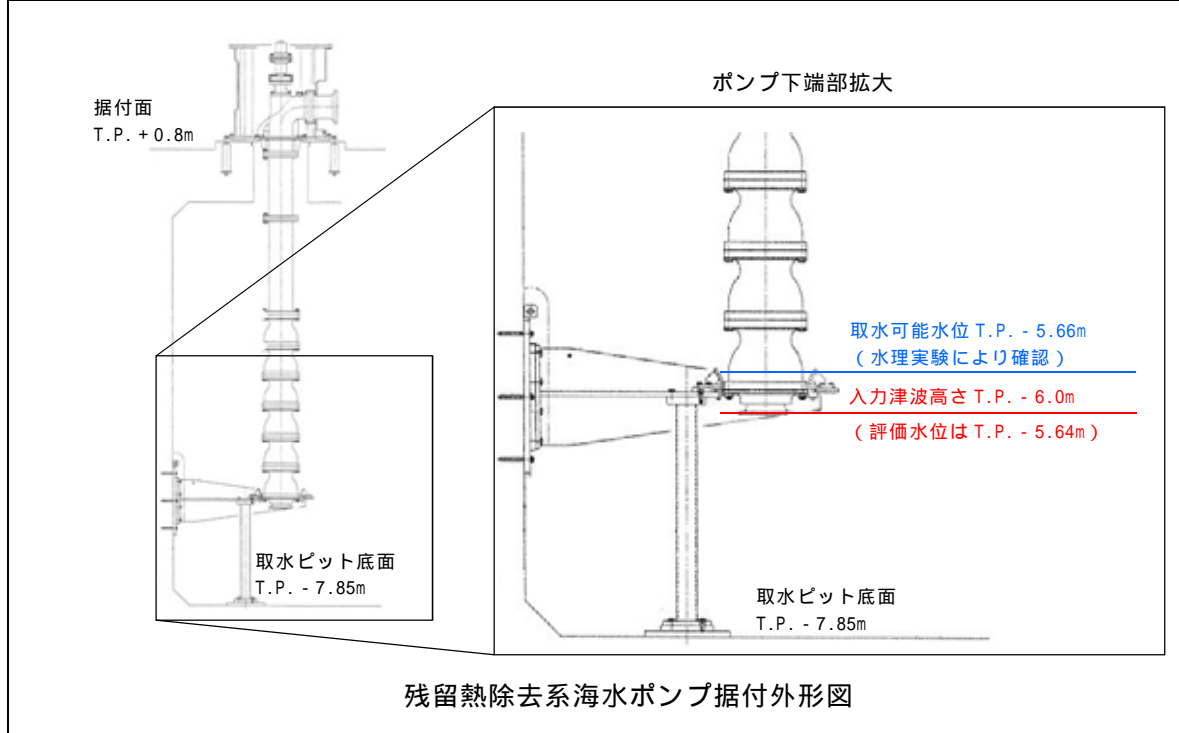
このため，取水口前面の海中に海水を貯留する貯留堰を設置し，引き波時においても，残留熱除去系海水ポンプを含む非常用海水ポンプの取水性を確保する設計とする。

第 2.5-1 表に非常用海水ポンプの取水可能水位評価結果，添付資料 1 1 に残留熱除去系海水ポンプの水理実験結果を示す。

また，取水ピットは，循環水ポンプを含む常用海水ポンプと併用しているため，発電所を含む地域に大津波警報が発表された場合には，循環水ポンプを含む常用海水ポンプは停止（プラント停止）する運用とする。

第 2.5-1 表 海水ポンプの取水可能水位評価結果

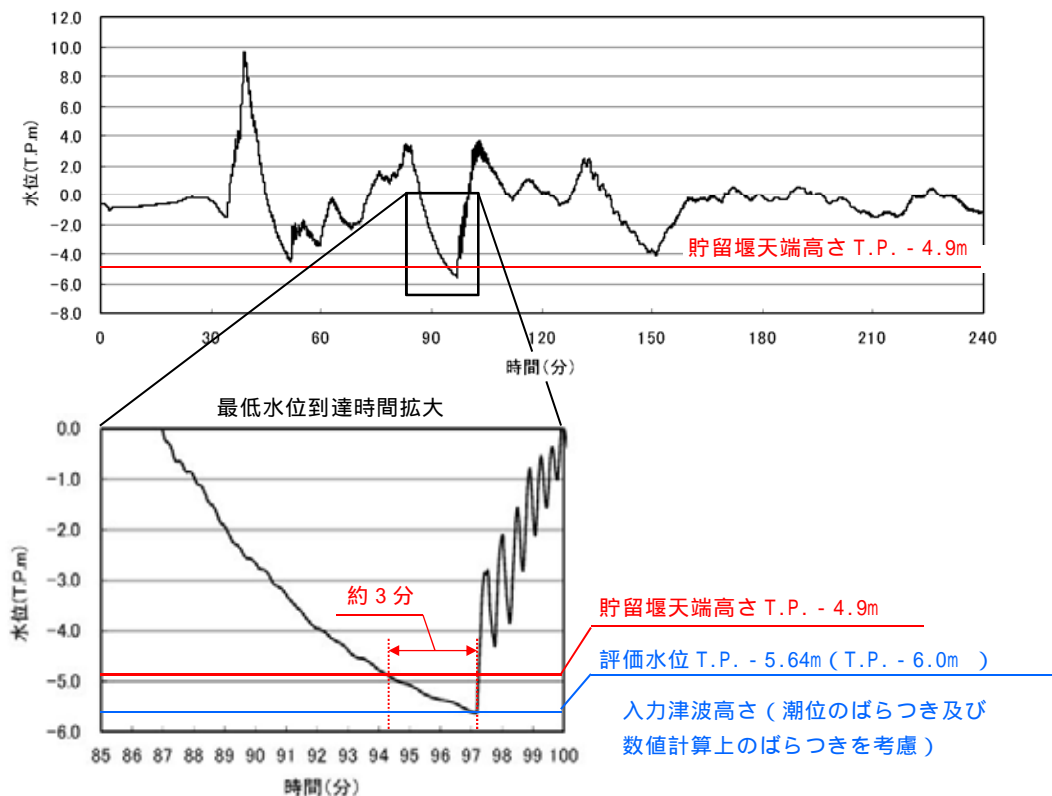
海水ポンプ	区分	取水ピット 下降側水位 (T.P.m)	評価水位 (T.P.m)	取水可能水位 (T.P.m)	機能 保持
残留熱除去系 海水ポンプ	非常用	- 5.64 <sup>1</sup>	- 6.0 <sup>2</sup>	- 5.42 ( - 5.66 ) <sup>3</sup>	不可 <sup>4</sup>
非常用ディーゼル 発電機用海水ポンプ				- 6.08	可能
高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電機用 海水ポンプ				- 6.08	可能
循環水ポンプ	常用			- 1.59	- <sup>5</sup>
補機冷却海水ポンプ				- 5.08	- <sup>5</sup>



- 1 : 朔望平均干潮位 T.P. - 0.81m 及び 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m は考慮しているが, 津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31m は, 安全側の評価となるよう考慮していない。
- 2 : 取水ピットにおいて算定された数値を安全側に評価した値であり, 下降側の潮位のばらつき 0.16m を考慮した水位である。
- 3 : 水理実験により確認した取水可能水位である。
- 4 : 引き波時にポンプの機能保持が不可のため, 取水口前面の海中に貯留堰を設置する。
- 5 : 大津波警報発表時に停止する運用を定めるため対象外 ( - ) としている。

取水口前面の海中に設置する貯留堰は、通常運転時の海水ポンプの安定取水（流況，損失水頭等）に影響がないことを確認した上で，天端高さを T.P. - 4.9m とし，非常用海水ポンプの取水可能水位を下回る時間においても，非常用海水ポンプ全台が 30 分以上運転継続するための必要容量  $2,162\text{m}^3$  以上の容量である約  $2,370\text{m}^3$  の容量を確保できる設計とする。一方，引き波が貯留堰の天端高さ T.P. - 4.9m を下回る時間は，取水ピットにおける下降側水位の時刻歴波形から約 3 分であるため，非常用海水ポンプの継続運転に問題ない。

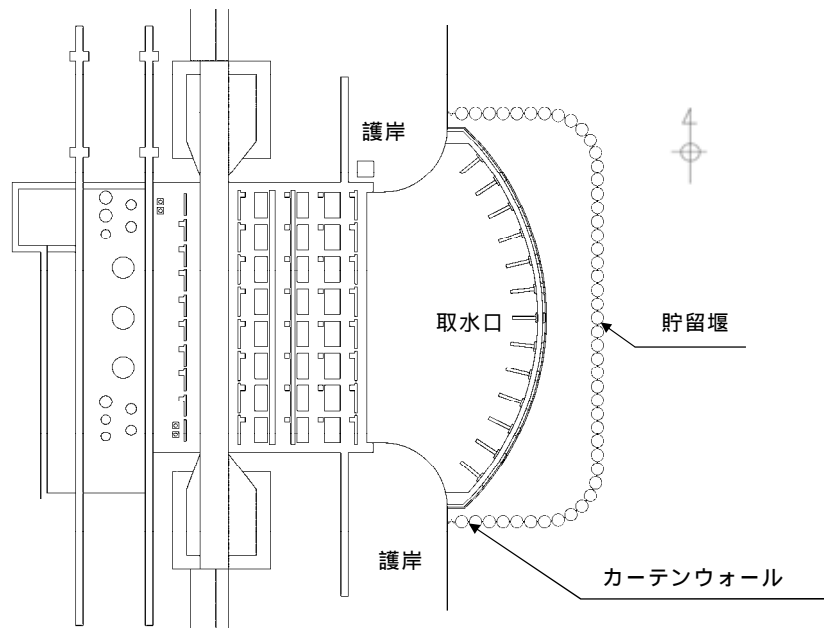
第 2.5-2 図に引き波の継続時間，第 2.5-2 表に非常用海水ポンプの運転継続時間の評価結果，第 2.5-3 図に貯留堰の平面図を示す。また，貯留堰の天端高さ決定の考え方を添付資料 1 2 に示す。



第 2.5-2 図 引き波の継続時間

第 2.5-2 表 非常用海水ポンプの運転継続時間

海水ポンプ	定格流量 ( $\text{m}^3/\text{h} \cdot$ 台)	台数 (台)	取水流量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	貯留堰 有効容量 ( $\text{m}^3$ )	運転継続可 能時間 (分)
残留熱除去系海水ポンプ	885.7	4	4,323	約 2,370	約 33
非常用ディーゼル発電機用 海水ポンプ	272.8	2			
高圧炉心スプレイ系ディー ゼル発電機用海水ポンプ	232.8	1			
<p>【非常用海水ポンプの運転継続可能時間の算出】</p> <p>運転継続可能時間 = 貯留堰有効容量 (<math>\text{m}^3</math>) <math>\div</math> 取水流量 (<math>\text{m}^3/\text{h}</math>)</p> <p>= <math>2,370 \text{ m}^3 \div 4,323 \text{ m}^3/\text{h}</math></p> <p>= 0.55 時間 約 33 分</p>					



第 2.5-3 図 貯留堰平面図



c . まとめ

以上より，基準津波による水位の低下に対して，非常用海水ポンプは機能保持でき，冷却に必要な海水が確保できることを確認した。

## (2) 津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認

### 【規制基準における要求事項等】

基準津波に伴う取水口付近の砂の移動・堆積が適切に評価されていること。

基準津波に伴う取水口付近の漂流物が適切に評価されていること。

非常用海水冷却系については、次に示す方針を満足すること。

- ・ 基準津波による水位変動に伴う海底の砂移動・堆積，陸上斜面崩壊による土砂移動・堆積及び漂流物に対して取水口及び取水路の通水性が確保できる設計であること。
- ・ 基準津波による水位変動に伴う浮遊砂等の混入に対して海水ポンプが機能保持できる設計であること。

### 【検討方針】

基準津波に伴う取水口付近の砂の移動・堆積や漂流物を適切に評価し，取水口及び取水路の通水性が確保されることを確認する。

また，非常用海水ポンプについては，基準津波による水位変動に伴う海底の砂移動・堆積，陸上斜面崩壊による土砂移動・堆積及び漂流物に対して，取水口及び取水路の通水性は確保できることを確認し，浮遊砂等の混入に対して非常用海水ポンプは機能維持できる設計であることを確認する。

具体的には，以下のとおり確認する。

- ・ 遡上解析結果における取水口付近の砂の堆積状況に基づき，砂の堆積高さが取水口下端に到達しないことを確認する。取水口下端に到達する場合は，取水口及び取水路が閉塞する可能性を安全側に検討し，閉塞しないことを確認する（【検討結果】[1]参照）。
- ・ 混入した浮遊砂は，スクリーン等で除去することが困難であるため，非常用海水ポンプそのものが運転時の砂の混入に対して軸固着しにくい

仕様であることを確認する。また、軸受への浮遊砂の混入に対し、耐摩耗性を有する軸受であることを確認する（【検討結果】[2]，[3]参照）。

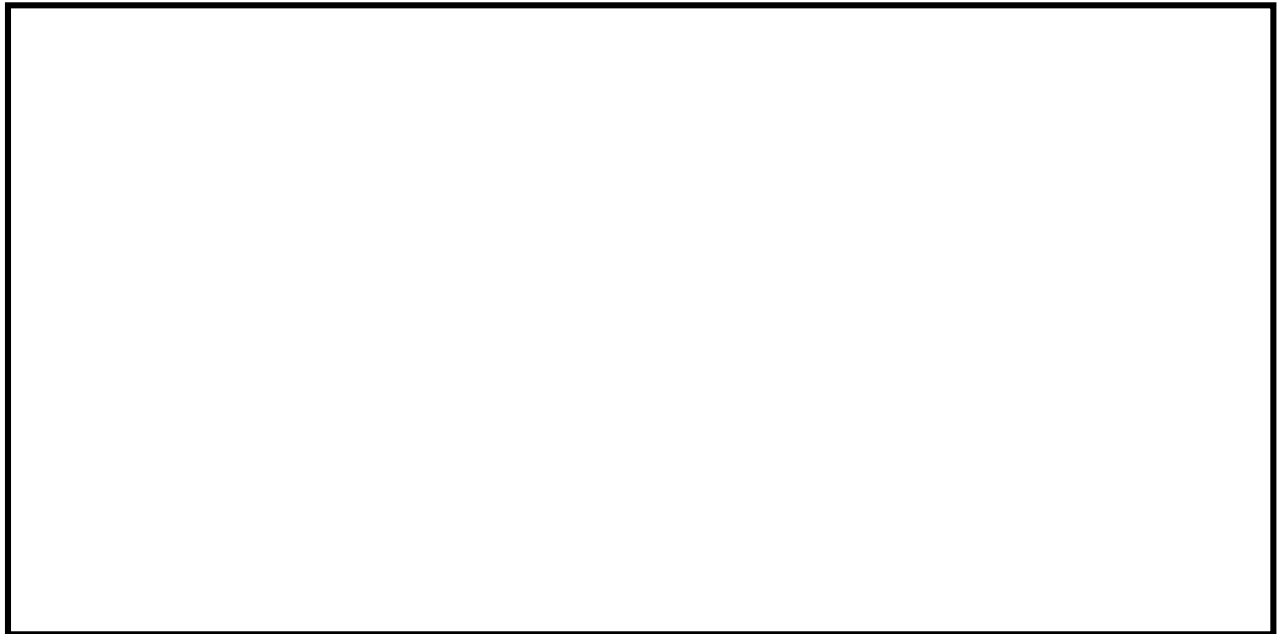
- ・ 基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の寄せ波及び引き波の方向、速度の変化を分析した上で、漂流物の可能性を検討し、漂流物により取水口が閉塞しないことを確認する。また、スクリーン自体が漂流物となる可能性がないか確認する（【検討結果】[4]，[5]参照）。

### 【検討結果】

#### [1] 基準津波に伴う砂の移動・堆積に対する取水口及び取水路の通性能確保

##### a . 取水口の構造

取水口の呑口は 8 口からなり、1 口当たりの寸法は幅  m，高さ  m で、呑口下端高さは T.P. - 6.04m である。これに対して、呑口前面の海底面高さは T.P. 約 - 6.9m であり、呑口下端高さは海底面高さより約 0.86m 高い位置にある。また、「(1) 非常用海水冷却系の取水性」に示したとおり、非常用海水ポンプの取水性を確保するため、取水口前面（カーテンウォール外側）に天端高さ T.P. - 4.9m の貯留堰を設置することから、砂は取水口下端に到達しにくい構造になっている。第 2.5-4 図に取水口～取水ピット構造図（断面図）を示す。

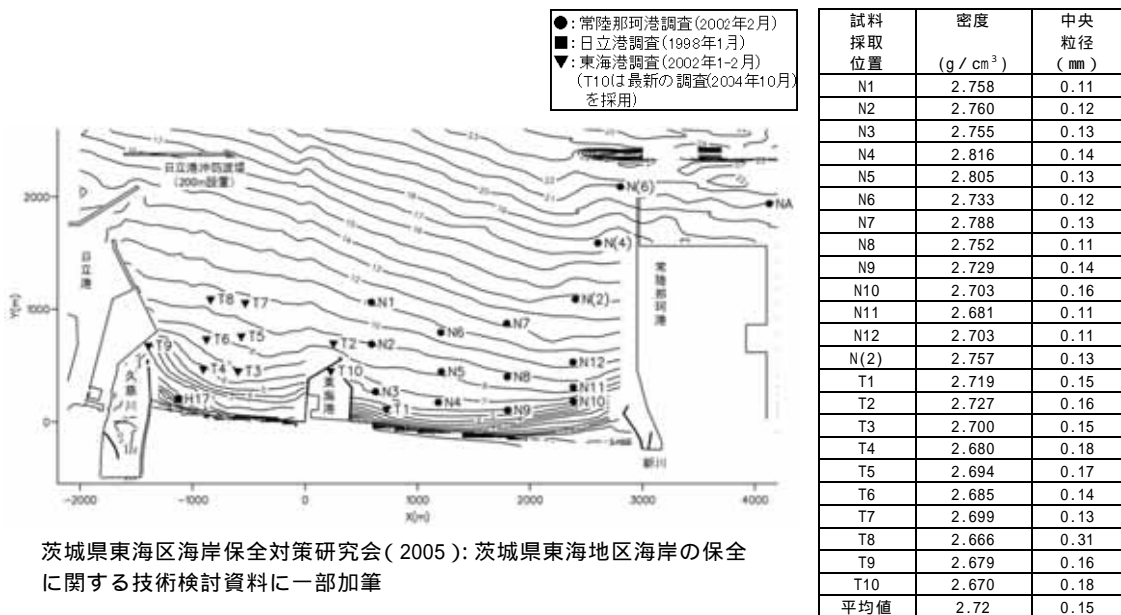


第 2.5-4 図 取水口～取水ピット構造図（断面図）

b . 砂の移動・堆積評価

基準津波による水位変動以外の事象に対する評価として、基準津波に伴う砂の移動について数値シミュレーションを実施し、取水口及び取水路の通水性が非常用海水ポンプの取水性に影響を及ぼさないことを確認した。数値シミュレーションは、藤井他（1998）<sup>1</sup>及び高橋他（1999）<sup>2</sup>の手法に基づき、津波の挙動とそれに伴う砂移動を同時に計算した。数値シミュレーションにおいて用いた砂の密度及び中央粒径は、茨城県が実施した底質調査結果を参考に、それぞれ  $2.72\text{g/cm}^3$  及び  $0.15\text{mm}$  に設定した。第 2.5-5 図に茨城県による周辺海域の底質調査結果を示す。

- 1 : 「津波による海底地形変化に関する研究」, 藤井直樹・大森政則・高尾誠・金山進・大谷英夫, 海岸工学論文集, 45, 376-380, 1998
- 2 : 「掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発」, 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔, 海岸工学論文集, 46, 606-610, 1999



第 2.5-5 図 茨城県による周辺海域の底質調査結果

津波評価における基準津波による砂移動に関する数値シミュレーションの結果,取水口前面における砂の堆積高さは最大で 0.33m(高橋他(1999),浮遊砂上限濃度 1%)であった。

これに対し,取水口の呑口の寸法は,上記 a. に示したとおり幅  m, 高さ  m であるため,砂の移動・堆積によっても取水口及び取水路の通水性は確保できることを確認した。第 2.5-3 表に取水口前面の砂の堆積厚さを示す。

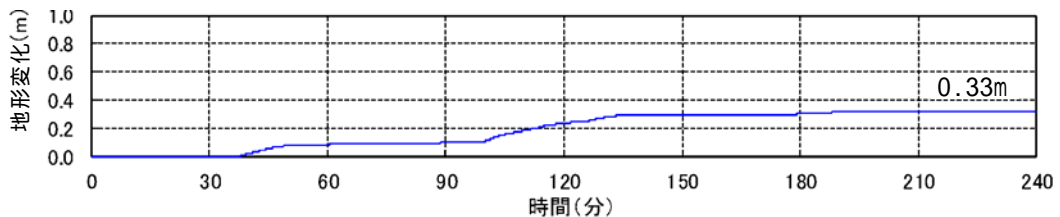
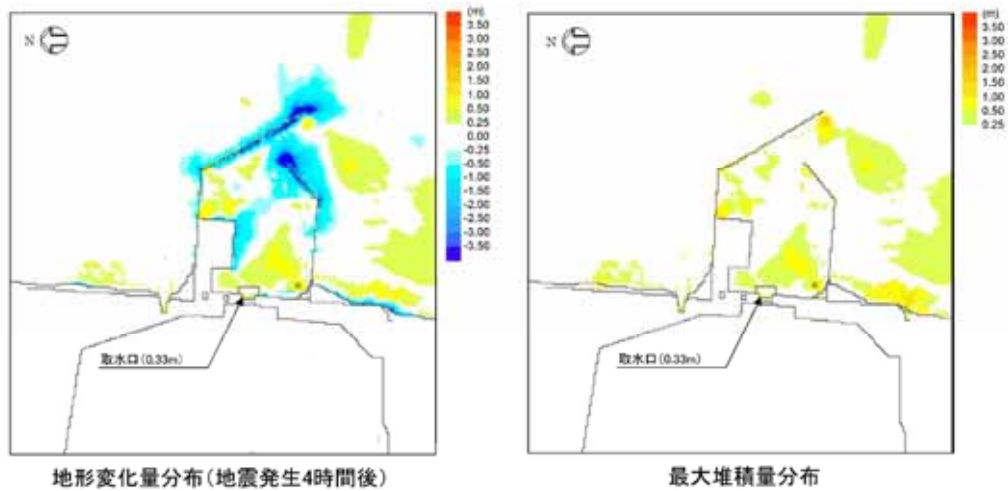
上記に加え,防波堤なしの堆積量についても評価した。その結果,取水口前面における砂の堆積高さは防波堤なしで最大 0.36m(高橋他(1999),浮遊砂上限濃度 1%)となった。第 2.5-4 表に防波堤の有無による取水口前面での砂堆積高さに示す。また,防波堤の有無による基準津波に伴う砂移動評価を添付資料 1 3 に示す。

このため,取水ピットにおける砂堆積厚さの評価については,防波堤のありとなしを含めて評価を行う。

なお，取水口前面の砂の堆積に伴う標高変化は，貯留堰の有効容量に影響を及ぼすことから，信頼性確保の観点から取水口前面の標高については，貯留堰設置時に確認するとともに，定期的に管理していく。

第 2.5-3 表 取水口前面の砂の堆積厚さ

		浮遊砂 上限濃度 (%)	最大堆積量 (m)	備考
水位 上昇側	藤井他 (1998)	1	0.01	
		5	0.01	
	高橋他 (1999)	1	0.33	検討ケース 下図参照
水位 下降側	藤井他 (1998)	1	0.01	
		5	0.01	
	高橋他 (1999)	1	0.19	検討ケース



【砂移動解析結果（水位上昇側，高橋他（1999），浮遊砂上限濃度 1 %）】

第 2.5-4 表 防潮堤の有無による取水口前面での砂堆積高さ  
(高橋他（1999），浮遊砂上限濃度 1 %)

	防波堤あり	防波堤なし
取水口前面	0.33m	0.36m

c . 取水ピットの構造と砂の堆積厚さ

海水は，取水口から取水路を經由し取水ピットに導かれる。取水口～取水路までの底面は T.P. - 6.04m，取水ピットからは T.P. - 7.85m と取水口からの底面よりさらに - 1.8m 程度下がる構造になっている。

また，海水ポンプの吸込み下端レベルは，残留熱除去系海水ポンプは T.P. - 6.01m，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ィ系ディーゼル発電機用海水ポンプは T.P. - 6.52m であることから取水ピット底面から 1.33m～1.84m 高い位置に海水ポンプの吸込み下端レベルが設置されている。

取水ピットへの砂堆積による非常用海水ポンプの取水性の影響について，防波堤の有無，スクリーン損失の有無，貝付着の有無，非常用海水ポンプの取水の有無を考慮して影響を評価した。評価した結果，取水ピットにおける砂の堆積厚さは，防波堤なしで最大でも 0.028m であることからポンプの取水性に影響を与える結果ではなかった。第 2.5-5 表に取水ピットの砂の堆積厚さ及び第 2.5-6 表に取水ピット砂堆積解析結果を示す。

第 2.5-5 表 取水ピットの砂の堆積厚さ  
(高橋他(1999), 浮遊砂上限濃度 1%)

水位上昇側 (m)	水位下降側 (m)
0.028	0.011

第 2.5-6 表 取水ピット砂堆積解析結果（高橋他（1999），浮遊砂上限濃度 1 %）

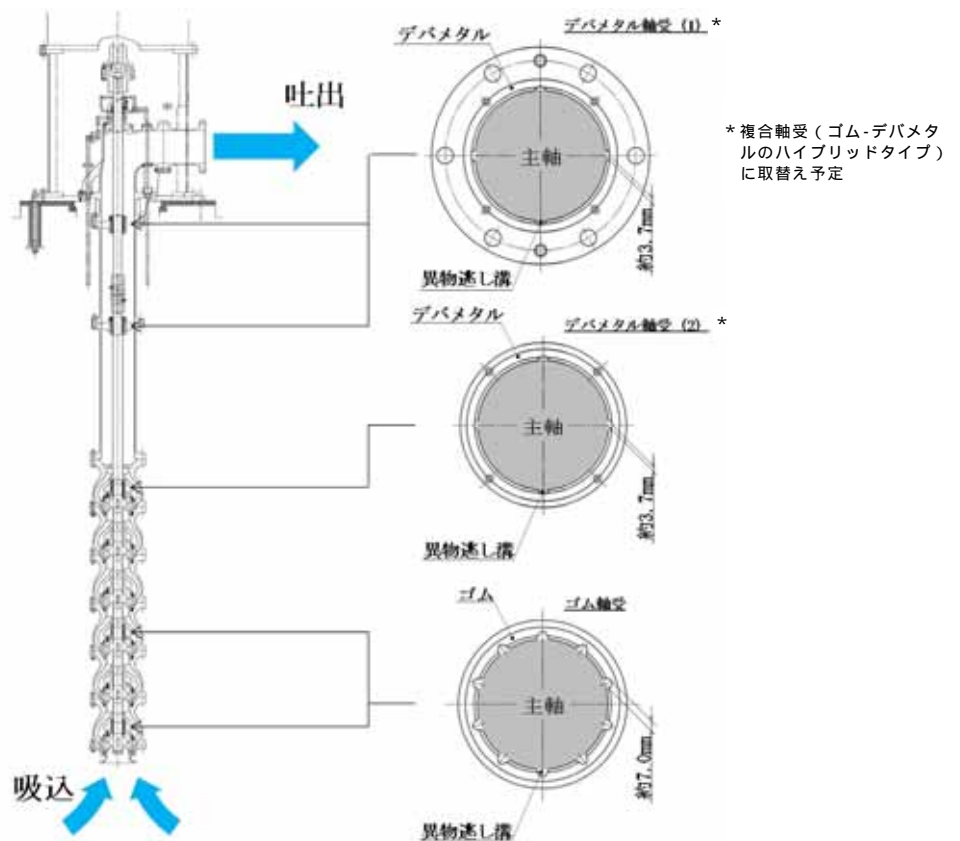
解析 ケース	パラメータ				水位上昇側 堆積厚さ (m)	水位下降側 堆積厚さ (m)
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	非常用海水 ポンプの取水		
	あり	なし	あり	あり	0.016	0.007
	あり	あり	あり	あり	0.003	0.001
	あり	なし	なし	あり	0.013	0.008
	あり	あり	なし	あり	0.003	0.001
	なし	なし	あり	あり	0.028	0.010
	なし	あり	あり	あり	0.020	0.004
	なし	なし	なし	あり	0.027	0.011
	なし	あり	なし	あり	0.019	0.004
	あり	なし	あり	なし	0.013	0.005
	あり	あり	あり	なし	0.002	0.001
	あり	なし	なし	なし	0.011	0.006
	あり	あり	なし	なし	0.002	0.001
	なし	なし	あり	なし	0.025	0.008
	なし	あり	あり	なし	0.018	0.003
	なし	なし	なし	なし	0.025	0.009
	なし	あり	なし	なし	0.017	0.003



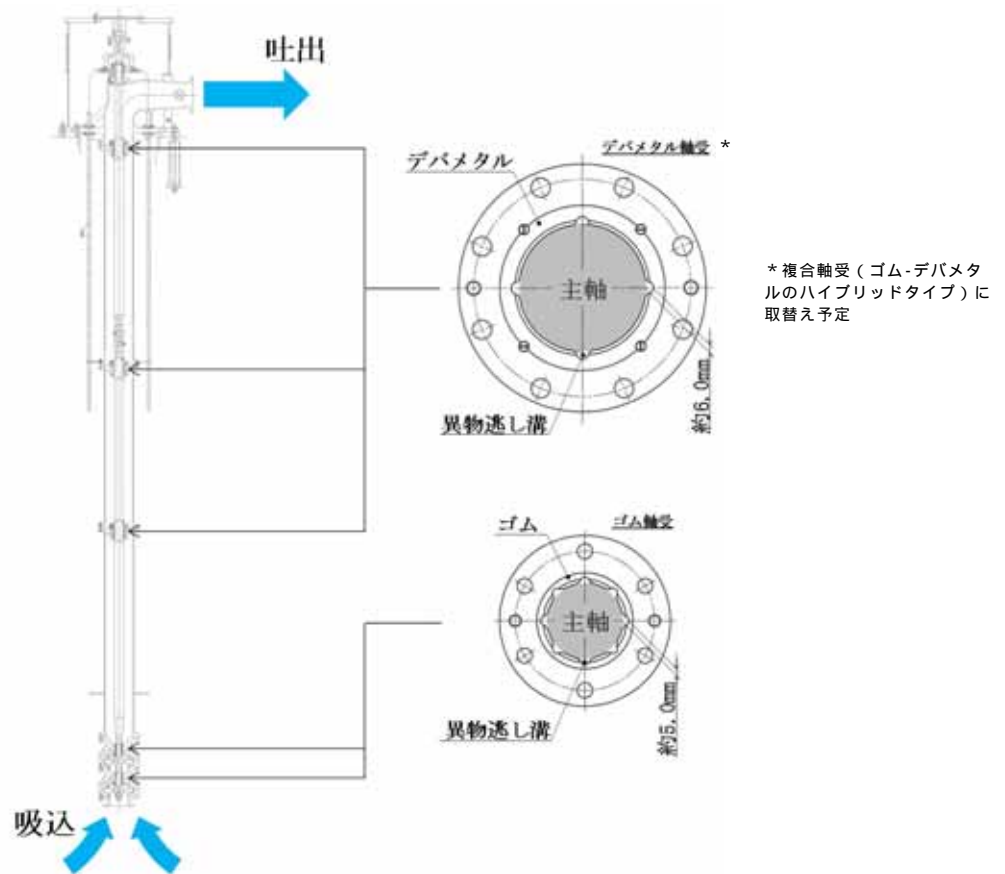
[2] 砂混入時の非常用海水ポンプ取水機能の確認

基準津波による浮遊砂については、除塵装置で除去することが困難であることから、非常用海水ポンプそのものが運転時の砂の混入に対して、軸固着することなく機能保持できる設計であることを以下のとおり確認した。

非常用海水ポンプの軸受には、異物混入による軸受の損傷を防止するため、異物逃し溝(最小約3.7mm)が設けられている。このため、非常用海水ポンプの取水時に浮遊砂の一部がポンプ軸受に混入したとしても、異物の逃し溝から排出される構造となっている。第2.5-6図に残留熱除去系海水ポンプの軸受配置図、第2.5-7図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軸受配置図を示す。



第2.5-6図 残留熱除去系海水系ポンプ軸受配置図



第 2.5-7 図 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軸受配置図

これに対して、「[1] 基準津波に伴う砂の移動・堆積に対する取水口及び取水路の通性能確保」に示したとおり、発電所前面の海域を含む周辺の砂の平均粒径は約 0.15mm で、数ミリ以上の粒子はごくわずかであり、そもそも粒径数ミリの砂は浮遊し難いものであることを踏まえると、大きな粒径の砂はほとんど混入しないと考えられる。このため、非常用海水ポンプは、砂の混入に対して軸固着することはなく取水機能は維持できる。

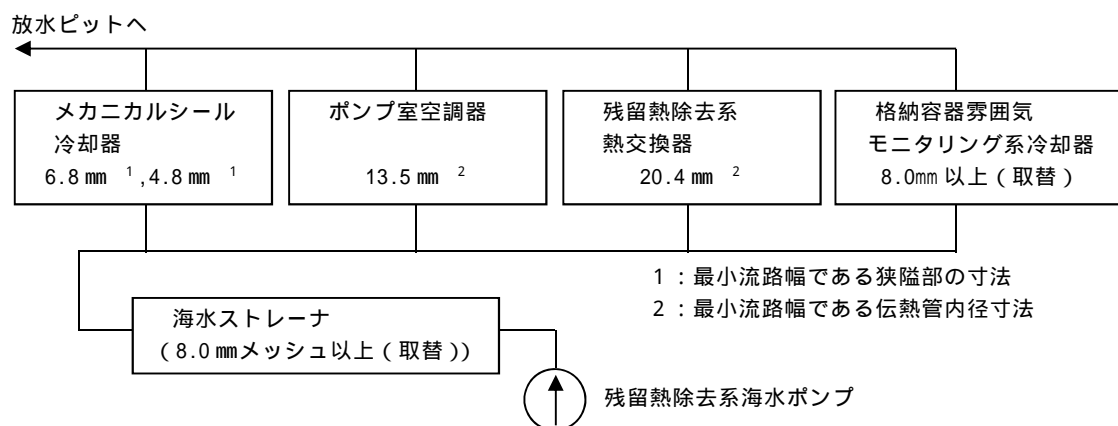
また、砂の混入による軸受摩耗の評価として、非常用海水ポンプの軸受を模擬した供試材を用いた軸受摩耗試験を実施し、ゴム軸受及び複合軸受に十分な浮遊砂耐性があることを確認した。添付資料 1 3 に基準津波に伴う砂移動評価、添付資料 1 4 に非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性の評価結果を示す。

### [3] 混入した浮遊砂に対する取水性確保

非常用海水ポンプによる取水とともに海水系に混入する微小な浮遊砂は、ポンプ出口の海水ストレーナを通過した後、海水系の各機器に供給され、最終的に放水ピットから放水される。

海水系の各機器の最小流路幅は、残留熱除去系海水ポンプから供給される低圧炉心スプレイ系ポンプメカニカルシール冷却器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から供給される高圧炉心スプレイ系海水ポンプメカニカルシール冷却器の約 4.8 mm であり、「[1] 基準津波に伴う砂の移動・堆積に対する取水口及び取水路の通性能確保」に示した発電所前面の海域を含む周辺の砂の平均粒径である約 0.15mm に対して十分大きい。このため、海水系の各機器の閉塞の可能性はないものと考えられ、海水ポンプの取水機能は維持できる。

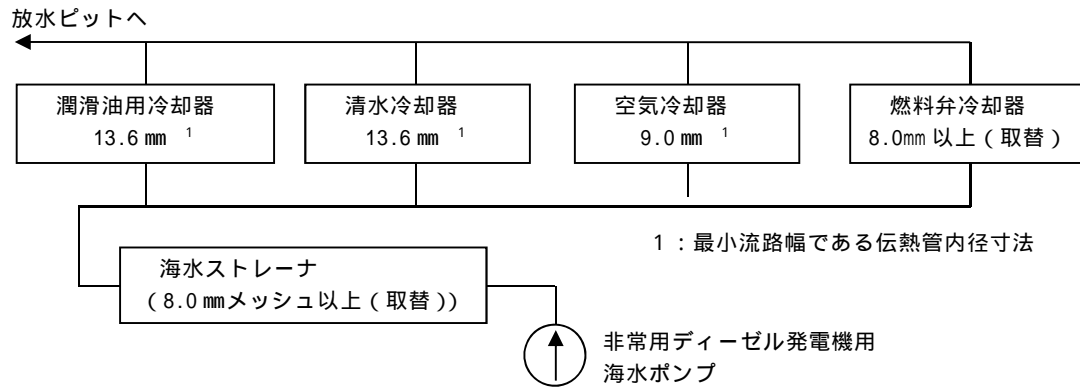
第 2.5-8 図～第 2.5-10 図に非常用海水ポンプの概略系統図、第 2.5-7 表～第 2.5-9 表に非常用海水系の各機器の最小流路幅を示す。



第 2.5-8 図 非常用海水ポンプの概略系統図  
( 残留熱除去系のうち海水ライン )

第 2.5-7 表 非常用海水系の各機器の最小流路幅  
( 残留熱除去系のうち海水ライン )

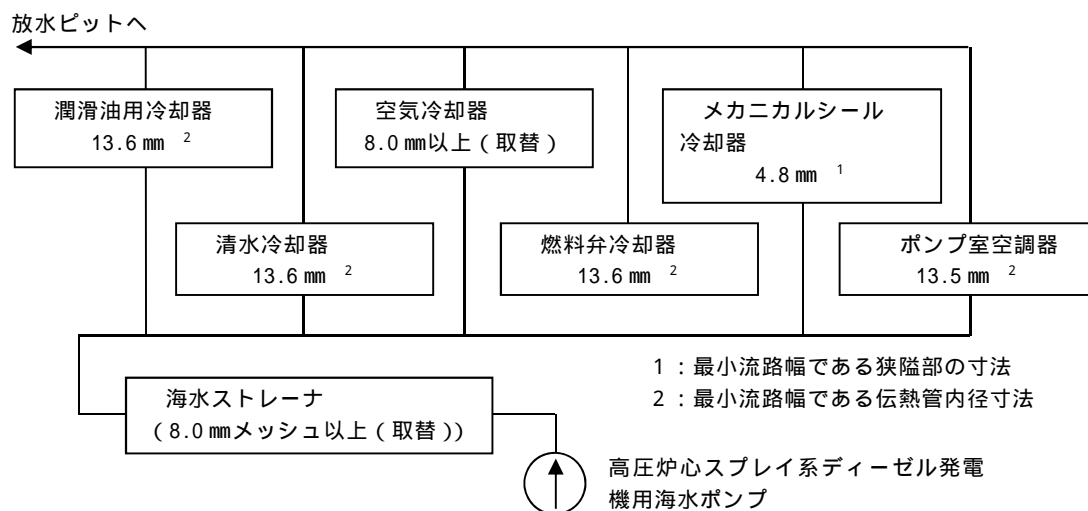
海水供給機器		最小流路幅 ( mm )	砂粒径 ( mm )
メカニカルシール冷却器	残留熱除去系ポンプ メカニカルシール冷却器	6.8	約 0.15
	低圧炉心スプレイ系ポンプ メカニカルシール冷却器	4.8	
ポンプ室空調器	残留熱除去系ポンプ室空調器	13.5	
	低圧炉心スプレイ系ポンプ室空調器	13.5	
	原子炉隔離時冷却系ポンプ室空調器	13.5	
残留熱除去系熱交換器	残留熱除去系熱交換器	20.4	
格納容器雰囲気モニタリング系冷却器	格納容器雰囲気モニタリング系冷却器	8.0mm 以上 ( 取替 )	
海水ストレーナ	残留熱除去系海水系ストレーナ	8.0mm メッシュ 以上 ( 取替 )	



第 2.5-9 図 非常用海水ポンプの概略系統図  
(非常用ディーゼル発電機のうち海水ライン)

第 2.5-8 表 非常用海水系の各機器の最小流路幅  
(非常用ディーゼル発電機のうち海水ライン)

海水供給機器	最小流路幅 (mm)	砂粒径 (mm)
非常用ディーゼル発電機用潤滑油用冷却器	13.6	約 0.15
非常用ディーゼル発電機用清水冷却器	13.6	
非常用ディーゼル発電機用空気冷却器	8.0mm 以上 (取替)	
非常用ディーゼル発電機燃料弁冷却器	13.6	
非常用ディーゼル発電機用海水ストレーナ	8.0mm メッシュ 以上 (取替)	



第 2.5-10 図 非常用海水ポンプの概略系統図  
(高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機のうち海水ライン)

第 2.5-9 表 非常用海水系の各機器の最小流路幅  
(高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機のうち海水ライン)

海水供給機器	最小流路幅 (mm)	砂粒径 (mm)
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機潤滑油用冷却器	13.6	約 0.15
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用清水冷却器	13.6	
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用空気冷却器	8.0mm 以上 (取替)	
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用燃料弁冷却器	13.6	
高圧炉心スプレイ系ポンプメカニカルシール冷却器	4.8	
高圧炉心スプレイ系ポンプ室空調器	13.5	
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ストレーナ	8.0mm メッシュ 以上 (取替)	

## 津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて

## 1. 計算条件

基準津波の選定において、津波に伴う水位変動の評価は、非線形長波理論に基づき、差分スキームとしてスタガード格子、リーブ・フロッグ法を採用した平面二次元モデルによる津波シミュレーションプログラムを採用している。

津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについては、基準津波で使用した数値計算モデルを用いており、敷地周辺(計算格子間隔80m~5m)の領域は陸上遡上境界条件、それ以外の領域は完全反射条件としている。

津波シミュレーションの概略及び詳細の計算条件及び計算格子を第1表と第1図、第2図に示す。地形のモデル化にあたっては、陸上地形は、茨城県による津波解析用地形データ(平成19年3月)及び敷地の観測データを用い、海底地形は、(財)日本水路協会 海岸情報研究センター発行の海底地形デジタルデータ、最新のマルチビーム測深で得られた高精度・高密度のデータ等を用いた(第2表)。また、重要な安全機能を有する施設の設置された敷地(T.P.+8m)に基準津波による遡上波を到達、流入させないため、津波防護施設として設置する防潮堤をモデルに反映するとともに、防潮堤前面を津波水位(上昇側)の出力位置とした。取水路内の水位変動に伴う非常用海水ポンプの取水性を評価することから、取水口前面を津波水位(下降側)の出力位置とした。津波シミュレーションによる津波水位評価点の位置を第3図に示す。

第1表 津波シミュレーションの概略及び詳細計算手法

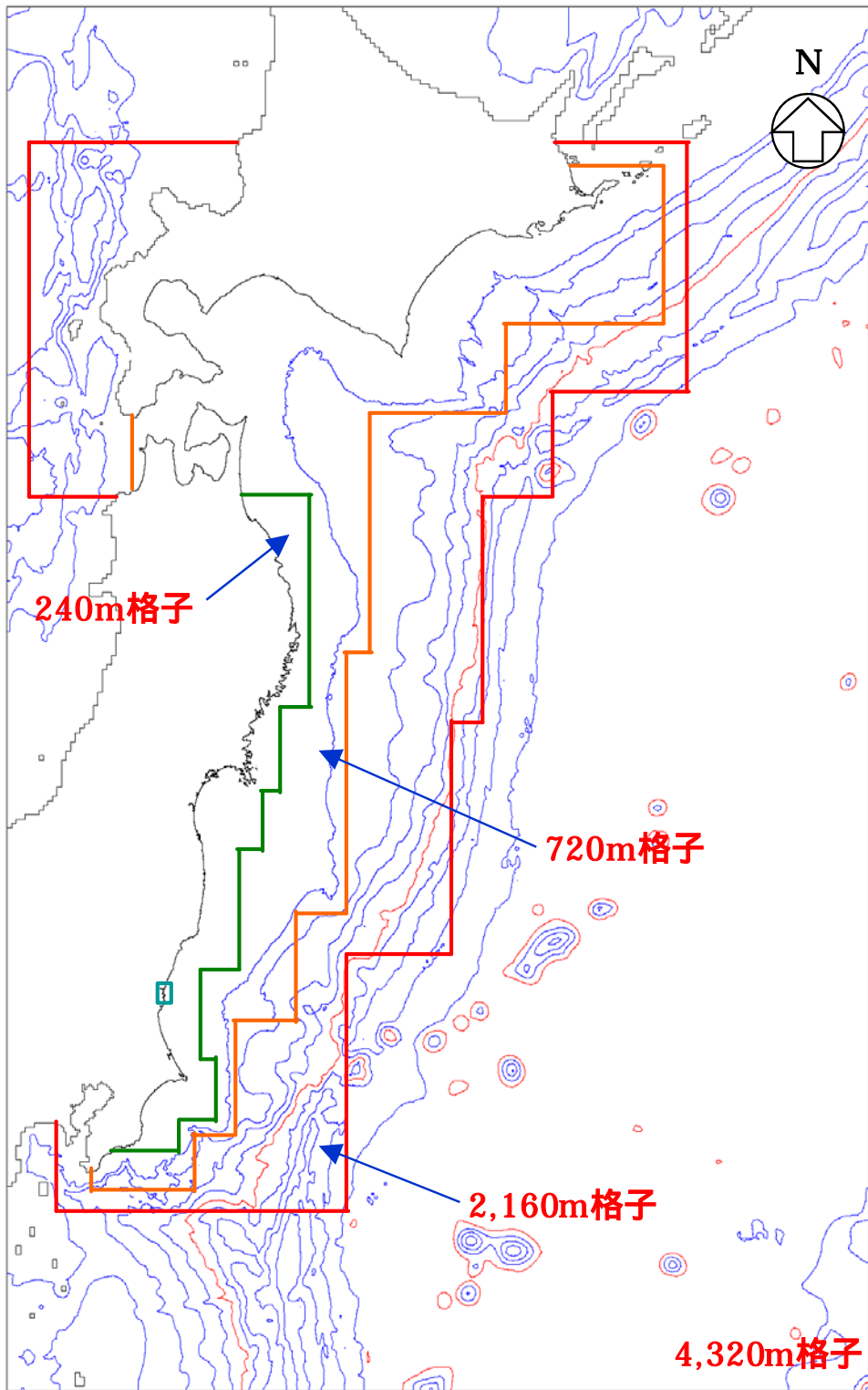
項目	条件		備考
解析領域	北海道から千葉房総付近までの太平洋		
メッシュ構成	沖合4,320m 2,160m 720m 沿岸域240m 発電所周辺80m 40m 20m 10m 5m		長谷川他(1987)
基礎方程式	非線形長波理論		後藤・小川(1982)の方法
計算スキーム	スタaggered格子, リープ・フロッグ法		後藤・小川(1982)の方法
初期変動量	Mansinha and Smylie(1971)の方法		
境界条件	沖合: 後藤・小川(1982)の自由透過の条件 陸域: 敷地周辺(計算格子間隔80m~5m)の領域は小谷他(1998)の陸上遡上境界条件 それ以外は完全反射条件		
越流条件	防波堤: 本間公式(1940) 護岸: 相田公式(1977)		
海底摩擦係数	マニングの粗度係数( $n=0.03m^{-1/3}s$ )		
水平渦動粘性係数	考慮していない( $K_h=0$ )		
計算時間間隔	$t=0.05$ 秒		C.F.L.条件を満たすように設定
計算時間	津波発生後240分間		十分な計算時間となるように設定
潮位条件	概略パラメータスタディ	T.P. + 0.22m	茨城港常陸那珂港区(茨城県日立港区)の潮位表(平成16年~平成21年)を用いて設定
	詳細パラメータスタディ	T.P. + 0.81m(上昇側)	
		T.P. - 0.61m(下降側)	

2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量を考慮

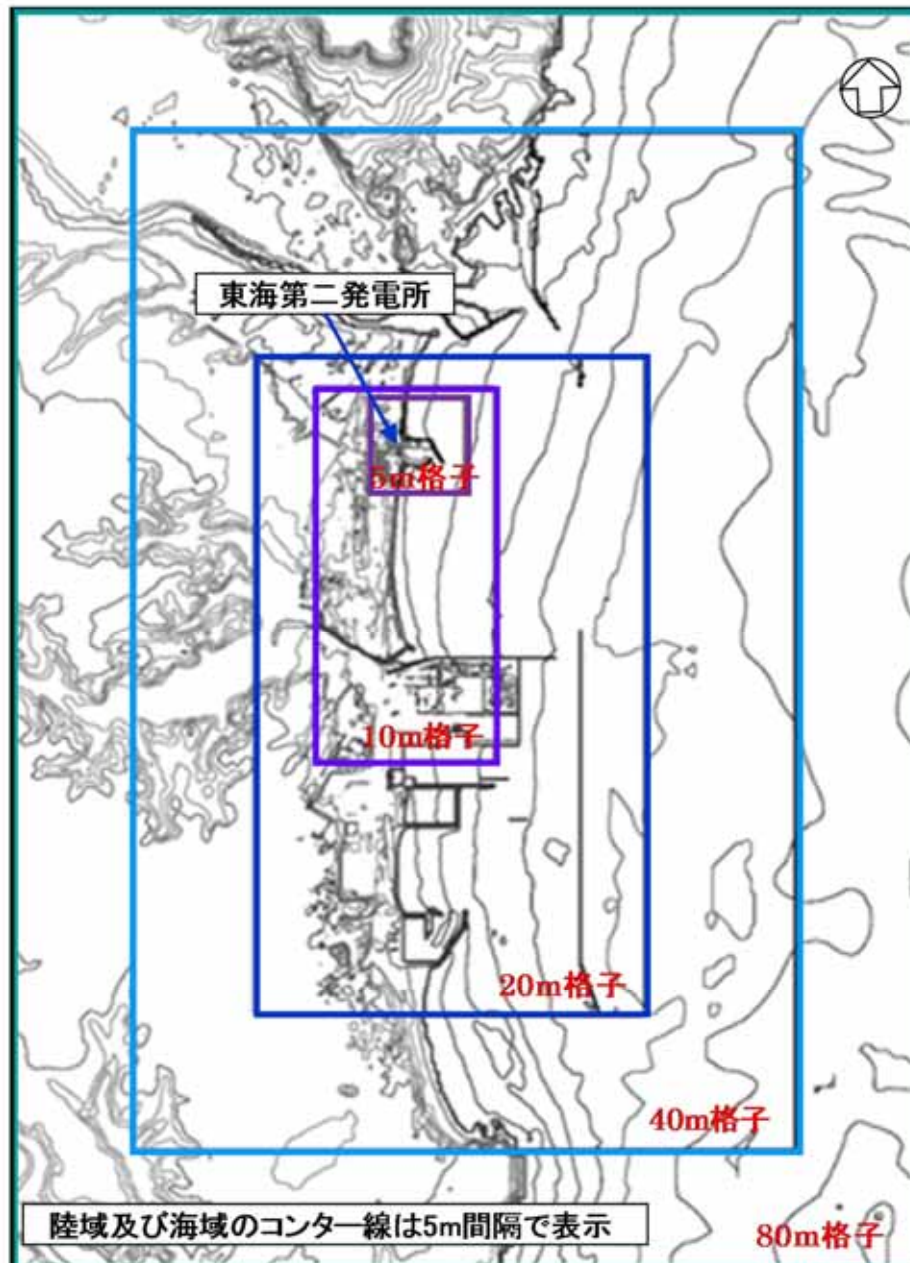
第2表 地形データ

項目	データ
陸上地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波解析用地形データ: 茨城県(2007)</li> <li>敷地平面図: 日本原子力発電(株)(2007)</li> </ul>
海底地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>JTOP030: (財)日本水路協会(2006)</li> <li>沿岸の海の基本図デジタルデータ: (財)日本水路協会(2002)</li> <li>津波解析用地形データ: 茨城県(2007)</li> <li>東海水深図: 日本原子力発電(株)(2007)</li> </ul>

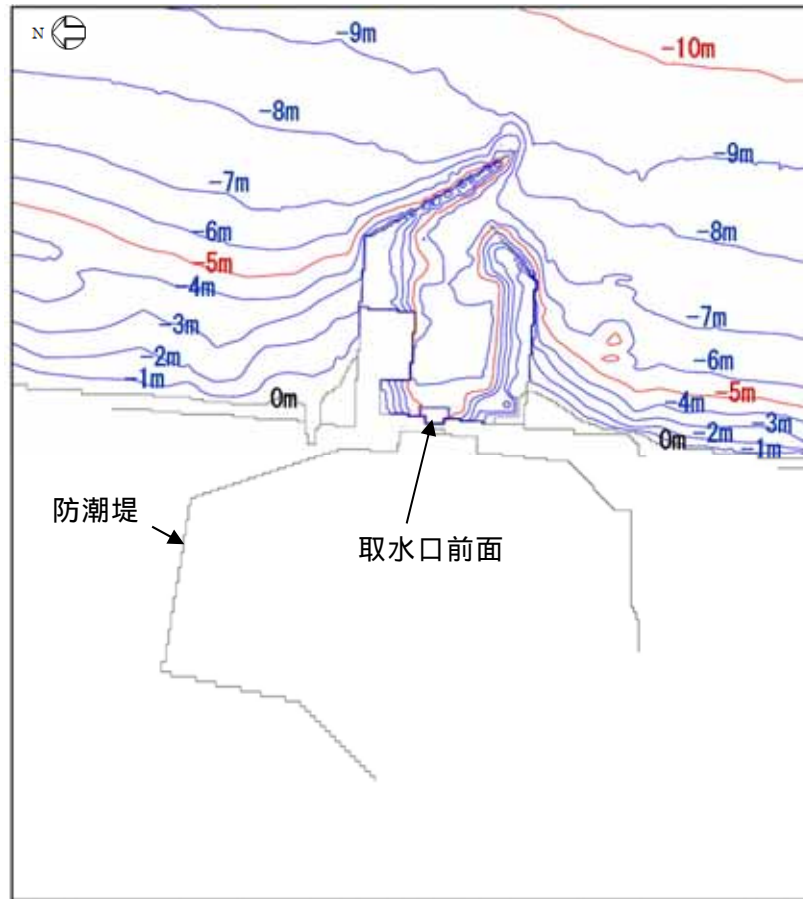




第1図 計算格子（沖合～沿岸域）



第2図 計算格子（発電所周辺）



第3図 出力位置

## 2. 2011年東北地方太平洋沖地震・津波が海底地形に与える影響について

2011年東北地方太平洋沖地震・津波が海底地形に与えた影響について考察した。2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動量について、国土地理院が推定した2011年東北地方太平洋沖地震に伴う鉛直地殻変動量分布によれば、宮城県沖の海溝軸付近で最大5m程度の隆起が生じている。また、茨城県沖から発電所に至る基準津波の伝播経路では、海溝軸付近～水深3000m付近で最大2mの隆起、水深2000m以下の領域で1mの沈降となっている。国土地理院による2011年東北地方太平洋沖地震に伴う鉛直地殻変動量の推定値分布図を第4図に示す。

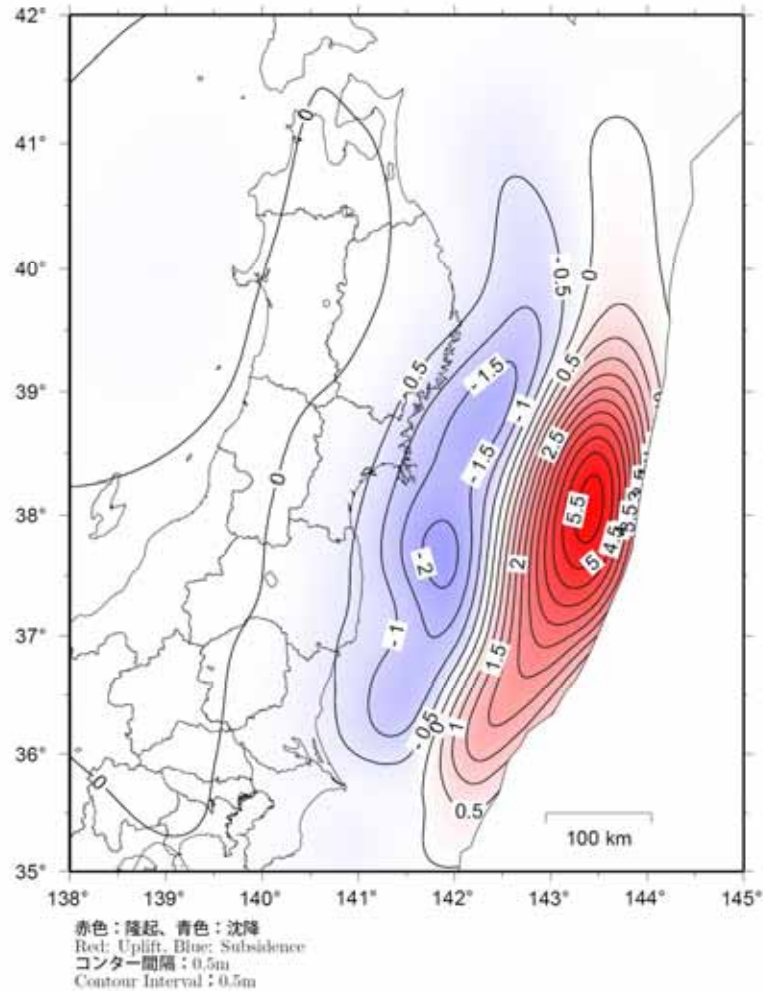
次に2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量が津波水位に及ぼす影響の程度について評価する。津波水位が水深の4乗根に反比例するというグリーンの法則に基づき、解析に適用した水深の増加量と実際的水深変化量の差による津波水位の増幅率を確認した結果を第3表に示す。また、解析上の水深コンター図を第5図に示す。津波水位の増幅率は海溝軸付近から陸地に近づくほど減少傾向にあることから、発電所付近では水位の増幅率が減少することが予想される。水深50m以浅の沿岸部においては、波の前傾化等の非線形効果が作用するため、線形理論に基づくグリーンの法則より水深に対する水位変化は一般に鈍くなる。水深50m付近に入射する津波水位は解析上大きめに評価されていると考えられることから、2011年東北地方太平洋沖地震津波による海底面の洗掘、堆積など他の要因による水深の変化があったとしても、影響はわずかであると考えられる。

以上のことから、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量分を潮位に考慮して、津波解析を実施することは問題ないと判断した。

なお、津波シミュレーションに用いている発電所周辺の地形データより新しいデータが公表された場合、地形の比較などの津波評価への影響について検討

し、必要に応じて津波解析を実施する。

平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震の  
The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake  
滑り分布モデルから計算される上下変動  
Vertical deformation calculated from slip distribution model



※この上下変動図は電子基準点 (GPS 連続観測点) データからプレート境界面上での滑り分布モデルを推定し、そのモデルから計算される上下変動の推定値を明示したものです。従って実際の変動量とは必ずしも一致するものではありません。

国土地理院

Geospatial Information Authority of Japan

第4図 国土地理院による2011年東北地方太平洋沖地震に伴う

鉛直地殻変動量の推定値分布図

第3表 解析に適用した水深の増加量と実際的水深変化量の差による津波

水位の増加率の確認結果

(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)
地震前の水深 (m)	解析に用いた地盤沈降による水深の増加量 (m)	実際の地盤沈降による水深の増加量 (m)	解析上の水深 (m)	実際的水深 (m)	水深の増加率	グリーンの法則に基づく水位の増幅率
8000	0.2	-2	8000.2	7998	-0.027%	0.01%
3000	0.2	-2	3000.2	2998	-0.073%	0.02%
2000	0.2	1	2000.2	2001	0.040%	-0.01%
200	0.2	1	200.2	201	0.400%	-0.10%
50	0.2	1	50.2	51	1.594%	-0.39%

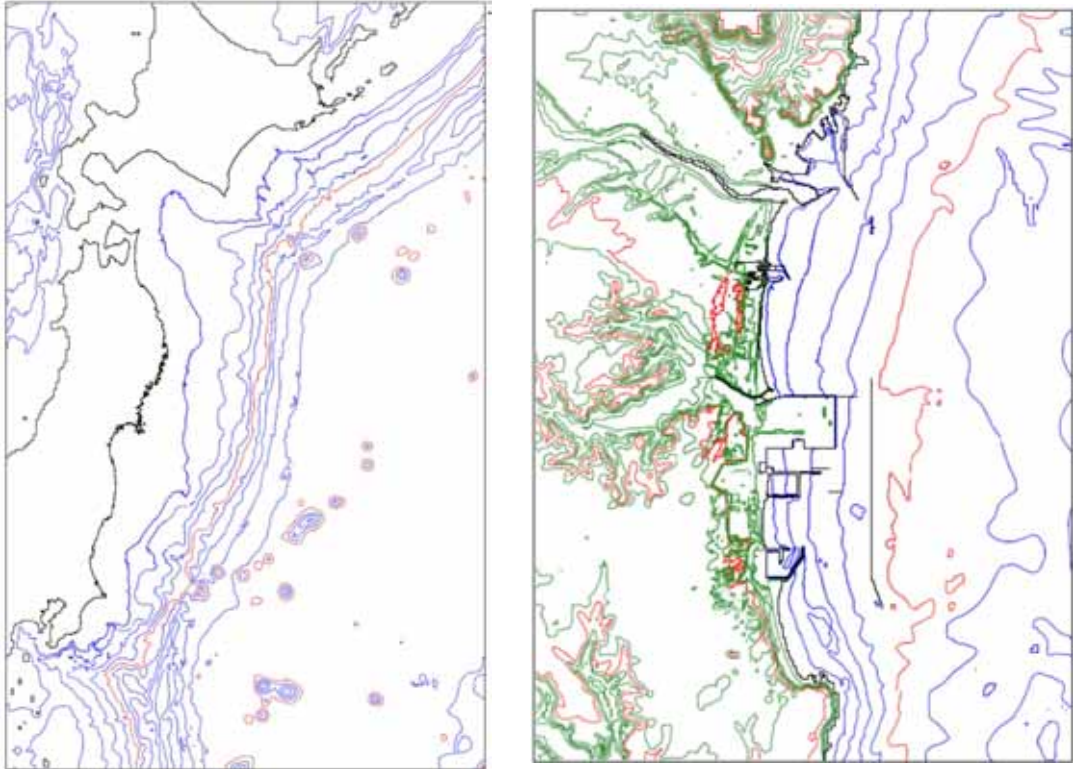
・(D) = (A) + (B)

・(E) = (A) + (C)

・(F) = (E) / (D) - 1

・(G) = ((F) + 1)<sup>-1/4</sup> - 1

グリーンの法則: 津波水位は水深の4乗根に反比例する



第5図 解析上の水深コンター図





## 敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について

## 1. 検討方針

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイドに基づき、地震に起因する変状による地形、河川流路の変化に対して、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。

防潮堤外側の地盤においては、地震に起因する変状による地形の変化を確認するために、有効応力解析に基づき沈下量を算定し、基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域の評価（以下「数値シミュレーション」という。）への影響を確認する。

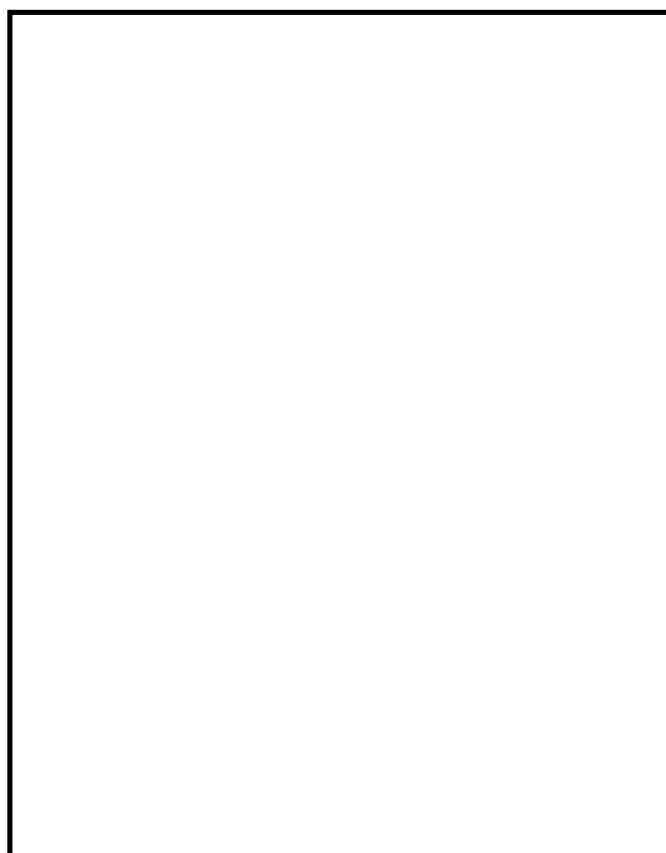
沈下量の検討では、地下水位を地表面に設定した有効応力解析モデルを用いて地震による残留沈下量を求め、Ishiharaほか(1992)の石原チャートを用いて地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う排水沈下量を算定する。有効応力解析には、有効応力解析コード「FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) Ver.7.3.0\_2」を用いる。検討範囲を第1図に示す。

本検討においては、液状化検討対象層である全ての砂層、礫層に対し豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定し、地盤面を大きく沈下させる条件にて評価する。

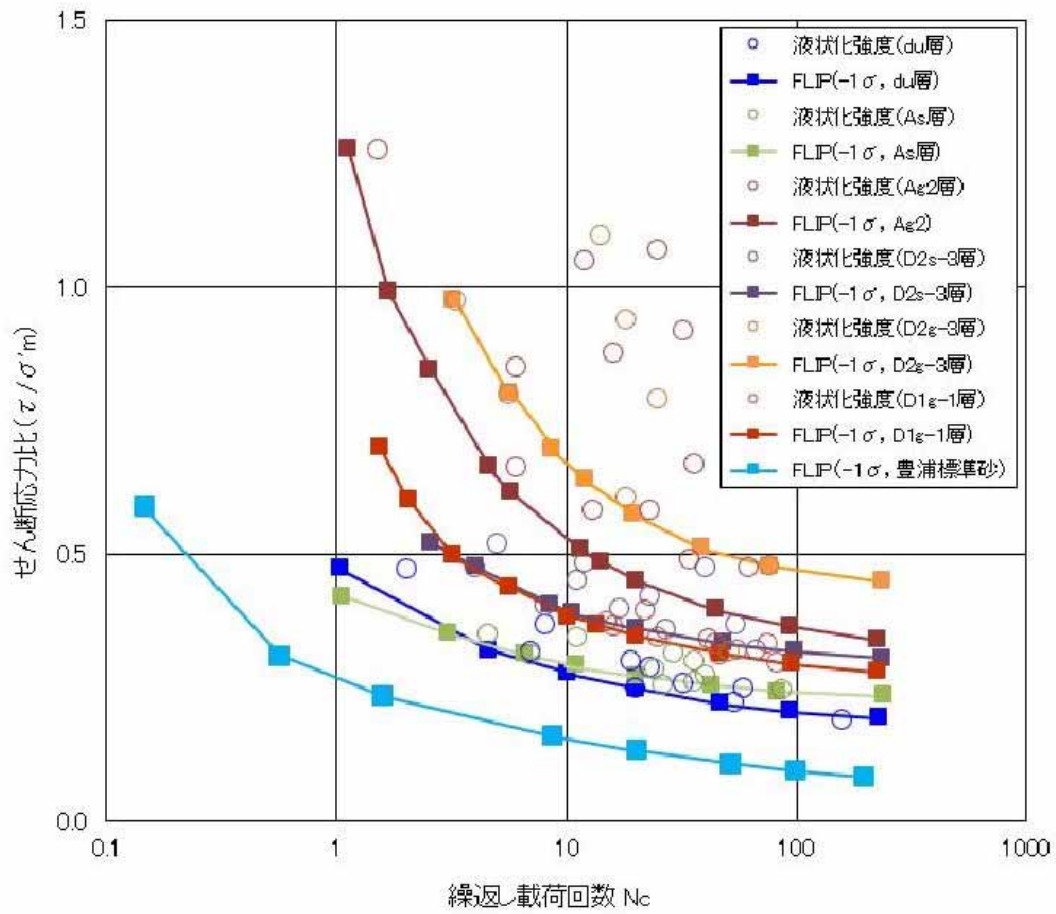
豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される淡黄色の天然の珪砂であり、敷地には存在しないものであるが、丸みのある粒から成り、粒度が揃い、ほぼ均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化検討対象層を強制的に液状化させることを仮定した場

合の影響評価に適用する。豊浦標準砂の液状化強度試験データに基づき - 1 を考慮した F L I P による液状化強度特性（強制的な液状化の仮定に用いる液状化強度特性）を第2図及び第3図に示す。また、第2図に示した敷地内の各土質の液状化強度特性は、試験結果に基づき - 1 を考慮した液状化強度特性（原地盤に基づく液状化強度特性）である。なお、 は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化強度特性は、原地盤の液状化強度特性の全てを包含しており、極めて液状化しやすい液状化特性を有していることから、豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析は、強制的に液状化させることを仮定した影響評価となる。



第1図 沈下量検討範囲



凡例中の は，試験データのバラツキを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

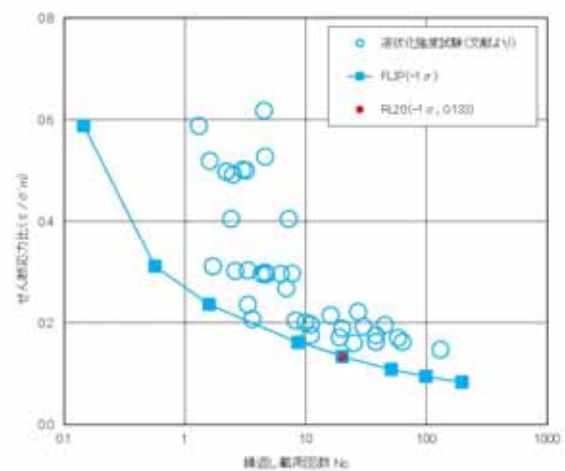
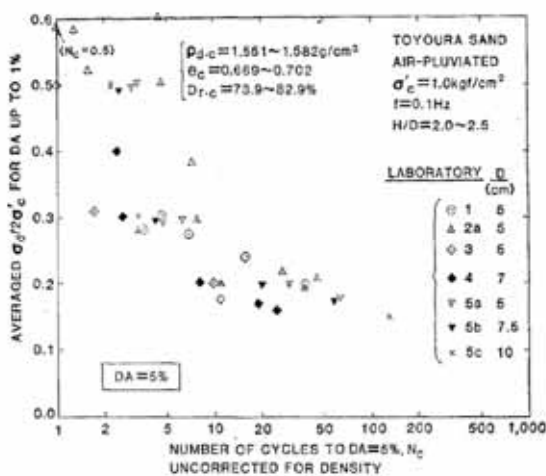
第2図 東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含するFLIPの液状化強度特性（-1，豊浦標準砂）

豊浦標準砂<sup>1</sup>に基づく液状化強度特性の仮定

文献<sup>2</sup>から引用した相対密度73.9~82.9%の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含するFLIPの液状化特性を設定する。

1：豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり、敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は、淡黄色の丸みのある粒から成り、粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

2：CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM [ Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986) ]



豊浦標準砂の液状化強度試験データ  
(文献<sup>2</sup>からの引用)

FLIPによる液状化強度特性  
(-1, 豊浦標準砂)

凡例中の◎は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	基準初期 せん断剛性 $G_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	最大履歴減衰率 h <sub>max</sub>	$\rho$ [度]	$S_1$	$W_1$	$P_1$	$P_2$	$C_1$
豊浦標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

第3図 豊浦標準砂の液状化強度試験データ及びFLIPによる豊浦標準砂の液状化強度特性(-1)

## 2 . 検討内容

### (1) 有効応力解析による残留沈下量

防潮堤前面の地盤の沈下量を二次元有効応力解析により算定した。解析モデルは構造物を線形梁要素，地盤をマルチスプリング要素でモデル化した。解析において，地下水位は保守的に地表面に設定し，地震動は基準地震動  $S_e - D1$  を用いた。また，全ての液状化検討対象層に対して，豊浦標準砂の液状化強度特性（ $\sigma_{v1}$ ）により強制的な液状化を仮定した。

検討断面は，敷地南側の第四紀層が薄い範囲の代表地点としてA断面，敷地北側の第四紀層が厚く堆積した範囲の代表として過圧密粘土層（Ac層）が最も薄い地点のB断面，敷地東側の海岸より約100m以内の範囲の地点としてC断面及びD断面を選定した。平面図，地質断面図及び解析断面位置を第4図に示し，A～D断面の解析モデルを第5図に示す。

有効応力解析による残留沈下量の検討結果を第1表に示す。

有効応力解析による地表面の残留沈下量の最大は，敷地南側では0.049m，敷地北側では0.021m，敷地東側では0.210mとなった。

第1表 有効応力解析による残留沈下量

	敷地南側 (A断面)	敷地北側 (B断面)	敷地東側 (C, D断面)
最大残留沈下量 (m)	0.049	0.021	0.210

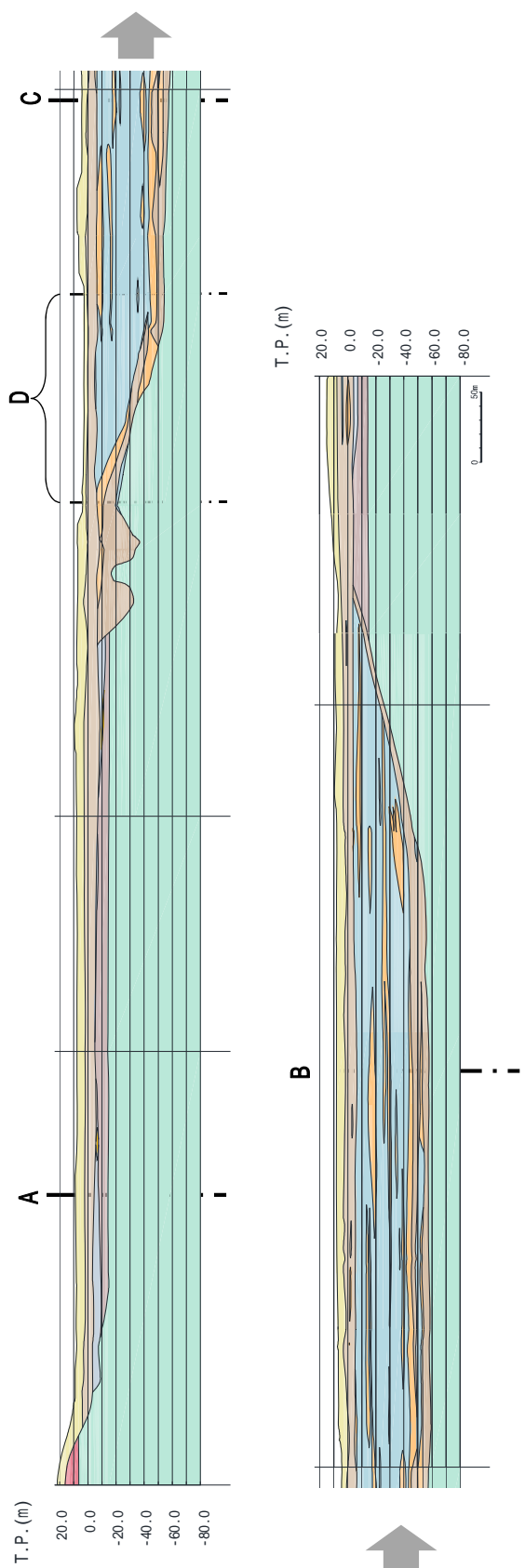


地質構成表

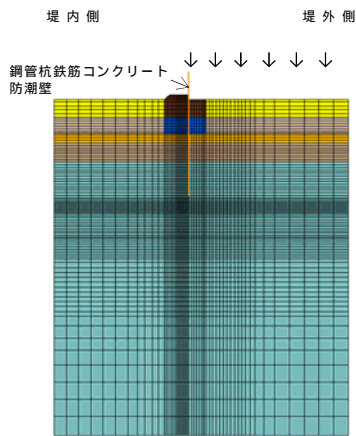
地質特性	地質記号	記号	名称
表層	砂	砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
中層	砂	砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
深層	砂	砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
底層	砂	砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
最底層	砂	砂	砂
		砂	砂
		砂	砂
		砂	砂

□ : 液化化検討対象層  
( 豊浦標準砂と仮定 )

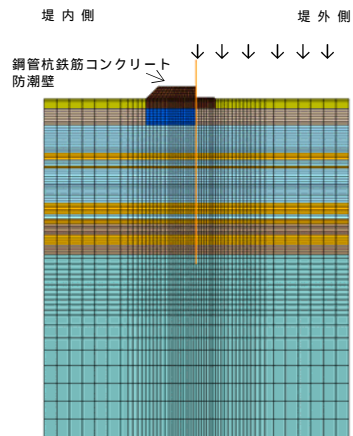
敷地南側  
敷地東側  
敷地北側  
地質断面位置



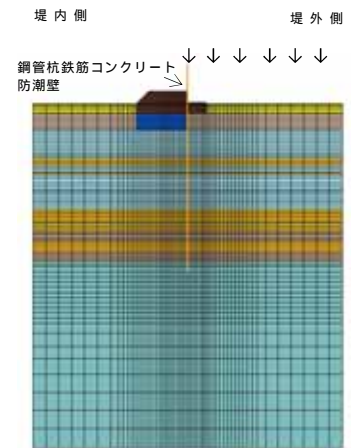
第4図 平面図，地質断面図及び解析断面位置



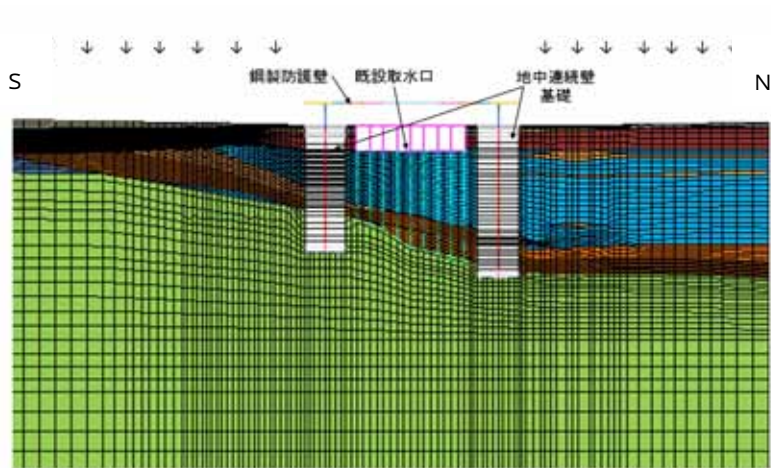
A 断面



B 断面



C 断面



D 断面

↓: 変位置抽出位置

第5図 解析モデル図

(2) 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

排水沈下量の算定は、有効応力解析を実施した地点で行った。

排水沈下率は、Ishiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から設定した。排水沈下量の計算に用いる豊浦標準砂の相対密度は、豊浦標準砂の液状化強度試験に用いられた供試体の相対密度が73.9%～82.9%であったことから、沈下量の算定上保守的に70%とし、沈下率の設定においても解析結果の最大せん断ひずみによらず、安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを第6図に、相対密度より設定した沈下率を第7図に示す。

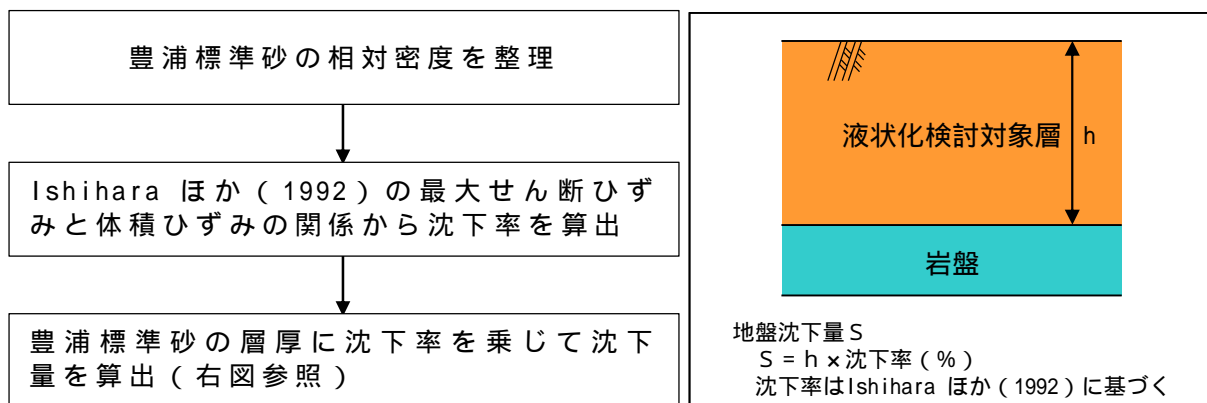
排水沈下量の検討結果を第2表に示す。

敷地南側の排水沈下量は最大0.362m、敷地北側の排水沈下量は最大0.715m、敷地東側の排水沈下量は最大0.708mとなった。

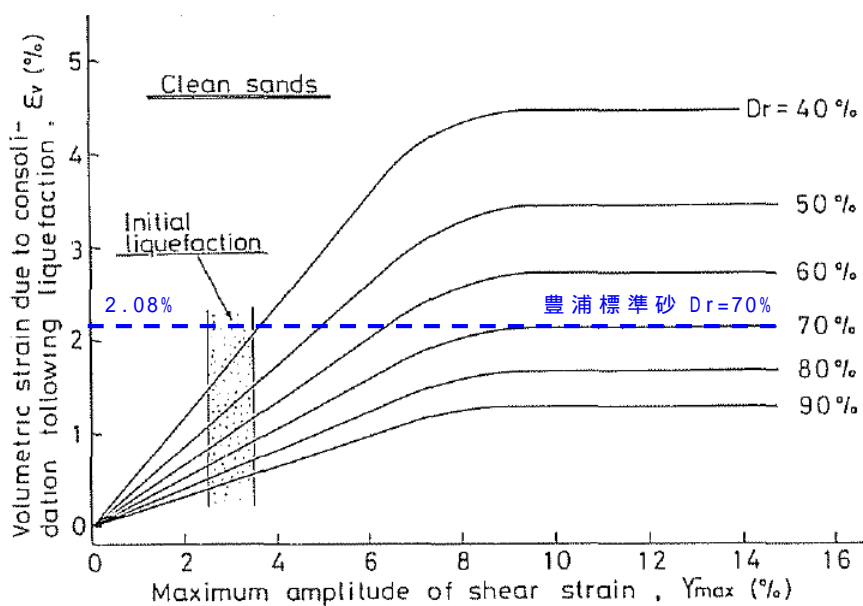
第2表 排水沈下量

	敷地南側	敷地北側	敷地東側
最大排水沈下量 (m)	0.362	0.715	0.708





第6図 排水沈下量の算定フロー



第7図 Ishiharaほか(1992)の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した豊浦標準砂の沈下率

### 3. 検討結果

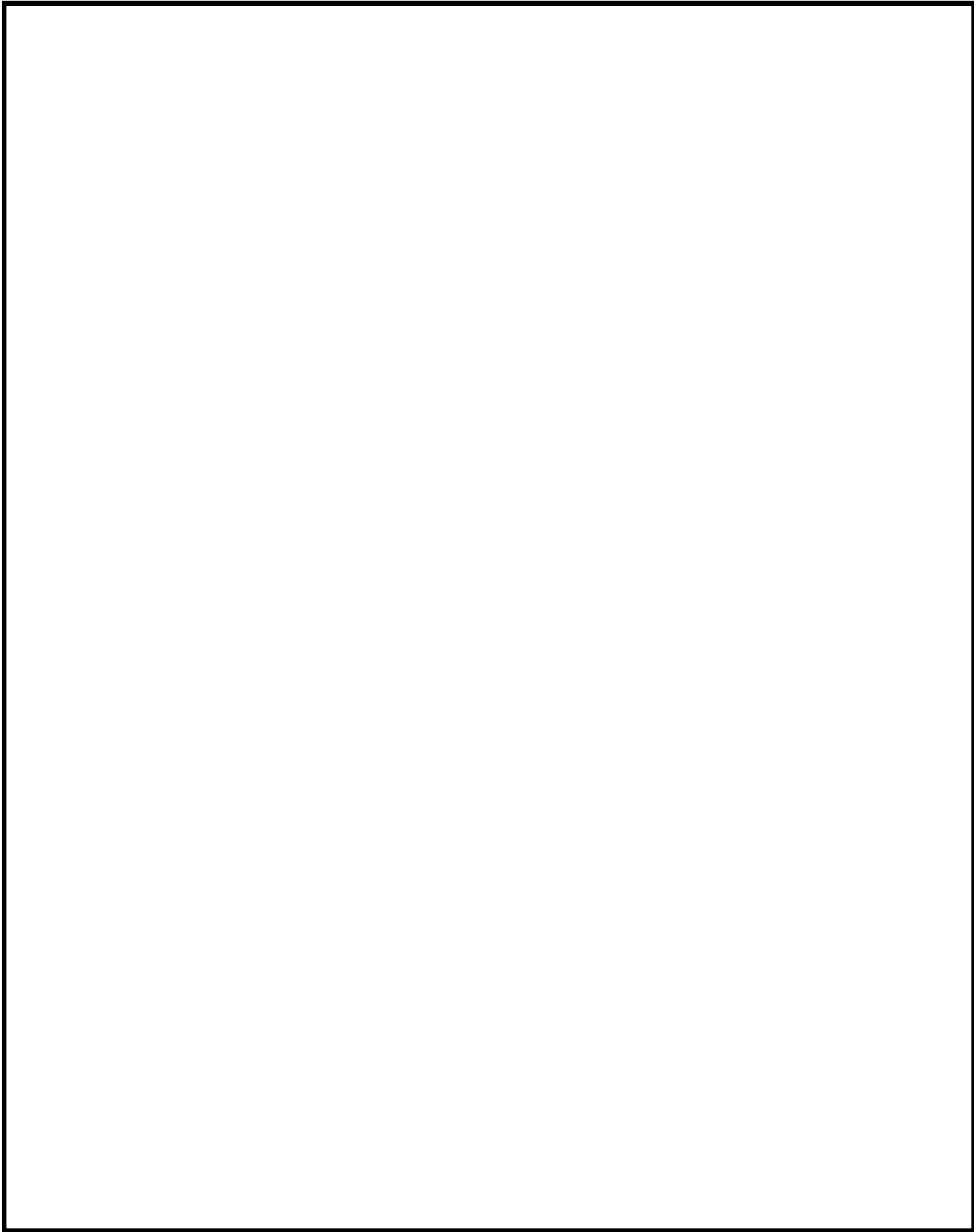
有効応力解析から算定した残留沈下量及び石原チャートから算定した排水沈下量の合計を第3表に示す。

敷地南側では合計沈下量が0.411mとなったことから、数値シミュレーションにおいて想定する津波遡上経路の沈下量（以下「想定沈下量」という。）は保守的に0.5mとする。敷地北側では合計沈下量が0.736mとなったことから、想定沈下量は保守的に1.0mとする。敷地東側では合計沈下量が0.918mとなったことから、想定沈下量を1.5mとする。

以上の検討結果に基づき、数値シミュレーションで考慮する地震に起因する変状による地形の変化は、第8図に示すとおり設定する。

第3表 有効応力解析から算定した残留沈下量及び石原チャートから算定した排水沈下量

	敷地南側	敷地北側	敷地東側
	最大沈下量(m)	最大沈下量(m)	最大沈下量(m)
有効応力解析から算定した残留沈下量	0.049	0.021	0.210
石原チャートから算定した排水沈下量	0.362	0.715	0.708
合計	0.411	0.736	0.918
数値シミュレーションにおいて想定する津波遡上経路の沈下量	0.5	1.0	1.5



第 8 図 想定沈下量評価結果



## 入力津波に用いる潮位条件について

## 1. はじめに

入力津波による水位変動に用いる潮位条件には、茨城港日立港区における平成 18 年 1 月から平成 22 年 12 月まで(2006 年 1 月～2010 年 12 月)の 5 カ年の朔望潮位データを使用しているが、観測期間の妥当性を確認するため、10 カ年の朔望潮位データについて分析を行い、影響の有無を確認した。

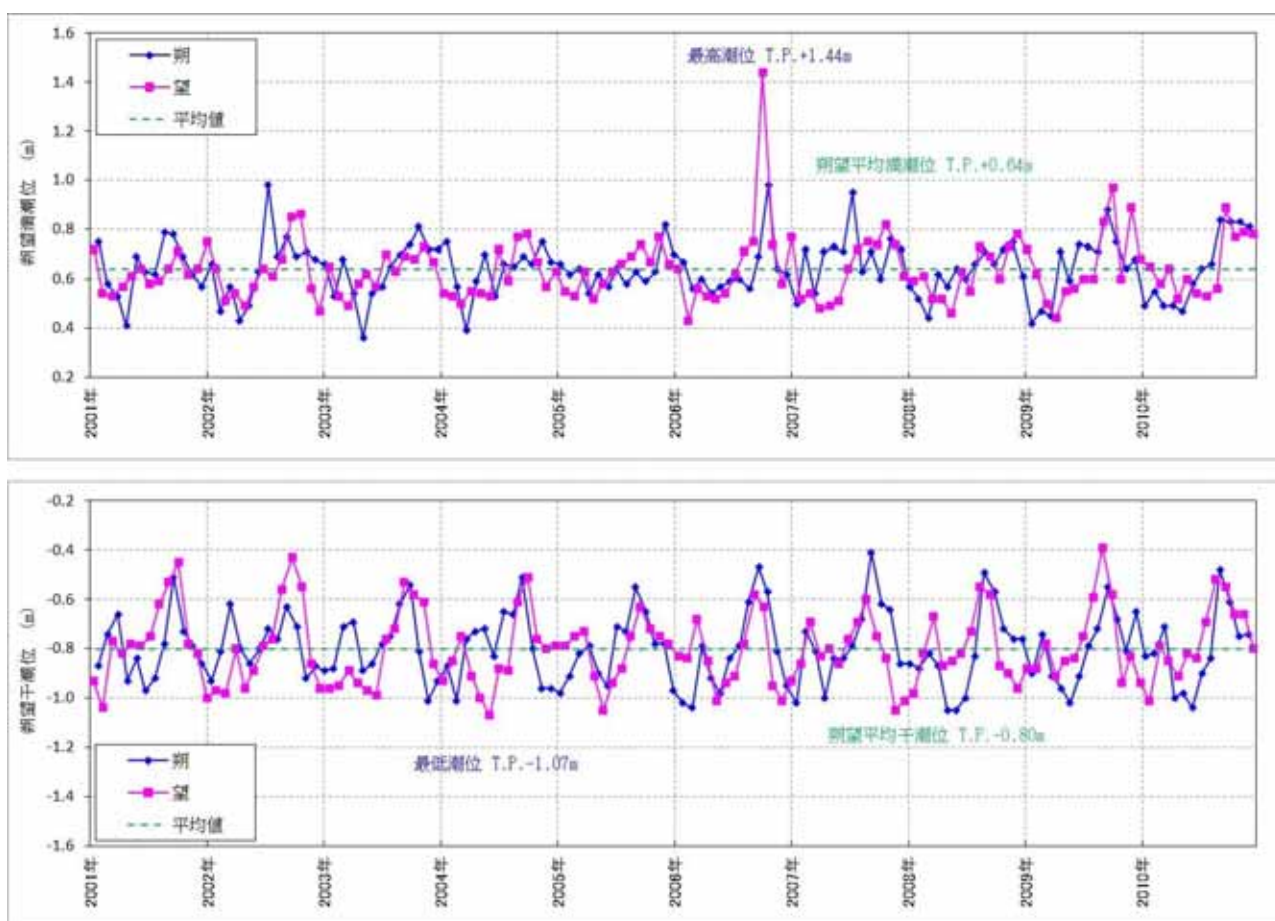
## 2. 観測期間の影響について

入力津波による水位変動に用いる平成 18 年 1 月から平成 22 年 12 月まで(2006 年 1 月～2010 年 12 月)の 5 カ年の朔望潮位データに対して、平成 13 年 1 月からの 10 カ年(2001 年 1 月～2010 年 12 月)の朔望潮位データの分析を行った。朔望潮位に関する分析結果を第 1 表に示す。

第 1 表から 5 カ年及び 10 カ年の朔望満潮位、朔望干潮位及びそれらの標準偏差について、いずれも同程度であることを確認した。また、第 1 図に 10 カ年(2001 年 1 月～2010 年 12 月)の潮位変化を示す。

第1表 朔望潮位に関する分析結果

	朔望満潮位 ( m )		朔望干潮位 ( m )	
	5 カ年	10 カ年	5 カ年	10 カ年
平均値	T.P. + 0.65	T.P. + 0.64	T.P. - 0.81	T.P. - 0.80
標準偏差	0.14	0.13	0.16	0.15



第1図 10カ年(2001年1月~2010年12月)の潮位変化

(上:朔望満潮位,下:朔望干潮位)

### 3. 茨城港日立港区の潮位データの扱いについて

津波評価で使用している潮位データには、1970年から2010年までの茨城港日立港区の験潮所の観測データを用いている。2011年以降の潮位データについては公表されていない。

そのため、発電所の近接観測点であり、観測が継続している銚子漁港と小名浜の各地点の2006年1月～2010年12月、2012年1月～2016年12月における朔望平均満干潮位、年平均潮位及び高潮を含む年最高潮位の推移を用いて、2011年以降の日立港区の潮位の傾向を推定した。験潮所位置図を第2図に、各地点の朔望平均満干潮位を第3表に、各地点の年平均潮位の推移を第4図に、各地点の年最高潮位の推移を第5図に示す。銚子漁港と小名浜の朔望平均満干潮位について、2006年～2010年と2012年～2016年の値を比較したところ、2006年～2010年に対し2012年～2016年の方が、朔望平均満干潮位の差が小さくなる傾向を示している。また、2006年～2010年における日立港区、銚子漁港及び小名浜の年平均潮位及び年最高潮位を比較したところ、日立港区は銚子漁港及び小名浜と概ね同様の傾向を示している。

したがって、2011年以降の日立港区の潮位は2010年以前の潮位と同様の傾向で推移し、また顕著な高潮は生じていないことが推測される。

次に、日立港区と東海第二発電所の月平均潮位を比較した。日立港区と東海第二発電所の潮位変動量の比較を第6図に示す。なお、東海第二発電所潮位データについては、検潮小屋のフロア高さを基準高さに用いているため、日立港区(2007年1月)の潮位値を基準値としている。日立港区と東海第二発電所の潮位データがともに得られている2007年から2009年の月平均潮位を比較したところ、日立港区と東海第二発電所は概ね同様の傾向を示している。したがって、日立港区の潮位には東海第二発電所における潮位変動の情

報が反映されていることが推察される。

以上のことから、2010年以前の茨城港日立港区の潮位データを津波評価で使用することは妥当と判断した。





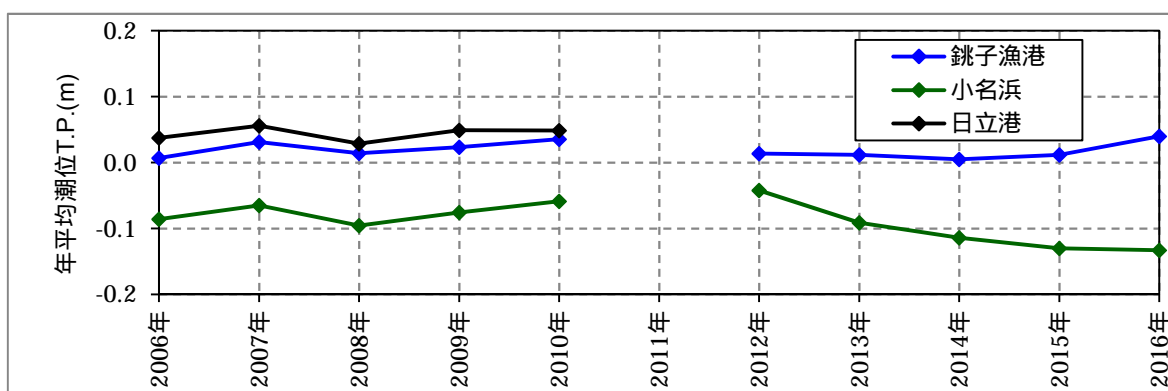
気象庁（2017）に加筆

第 2 図 験潮所位置図

第 3 表 各地点の朔望平均満干潮位

		銚子漁港		小名浜		日立港区
		2006～2010年	2012～2016年	2006～2010年	2012～2016年	2006～2010年
朔望満潮位	平均	0.65	0.62	0.54	0.49	0.65
	標準偏差	0.13	0.11	0.13	0.11	0.14
朔望干潮位	平均	-0.88	-0.82	-0.92	-0.88	-0.80
	標準偏差	0.14	0.13	0.15	0.13	0.15

単位：T.P. m

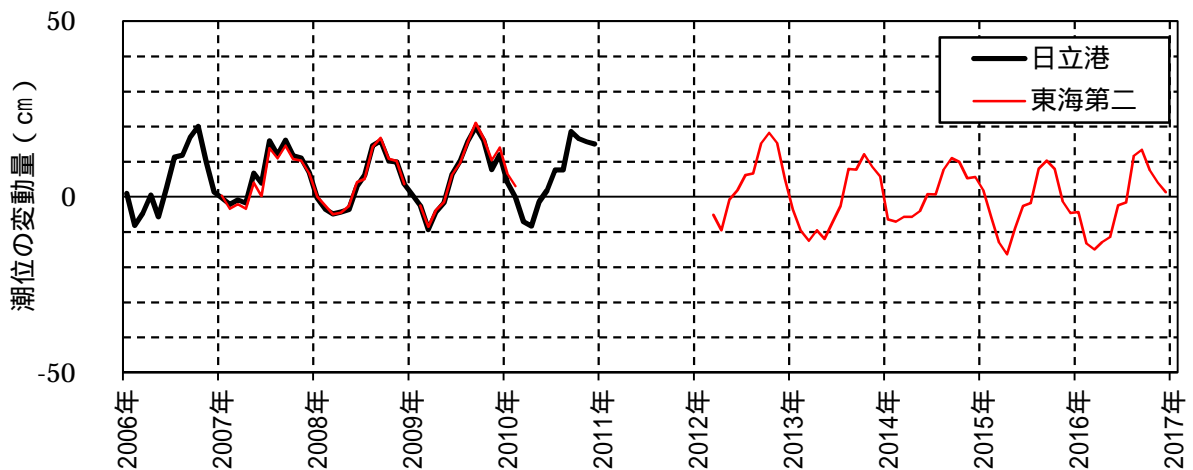


第 4 図 各地点の年平均潮位の推移

5 条 添付 8 -5



第5図 各地点の年最高潮位の推移



東海第二発電所の潮位データは、検潮小屋のフロア高さを基準高さに用いているため、日立港区（2007年1月）の潮位値を基準値としている。また、2009年1月、2010年3月から2012年2月の潮位データは欠測。

第6図 日立港区と東海第二発電所における月平均潮位の変動量の比較

## 基準津波に伴う砂移動評価について

## 1. はじめに

基準津波による水位変動に伴う海底の砂の移動が取水口への通水性に影響がないことを砂移動評価にて確認する。

ここでは、砂移動解析における粒径の違いによる堆積厚さへの影響及び防波堤をモデル化しない状態での堆積厚さへの影響を検討した。

## 2. 粒径のパラメータスタディ

砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響を確認するため、粒径のパラメータスタディを実施した。

検討は、平均粒径 ( $D_{50}$ ) に加えて、10%粒径 ( $D_{10}$ ) 及び 90%粒径 ( $D_{90}$ ) を粒径としたケースを追加した。検討ケースを第 1 表に示す。各試料採取地点の粒径加積曲線から  $D_{10}$  相当及び  $D_{90}$  相当の粒径を求め、平均した結果、 $D_{10}$  相当は 0.10mm、 $D_{90}$  相当は 1.8mm に設定した。試料採取位置を第 1 図に、各試料採取地点の粒径加積曲線を第 2 図に示す。

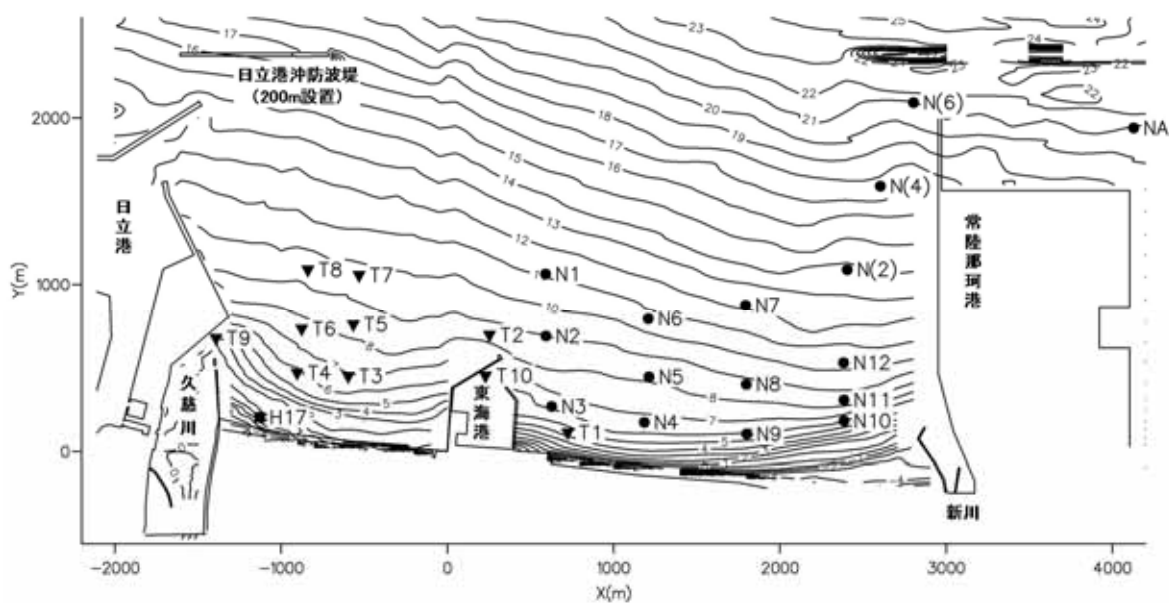
砂移動評価は、基本ケースにおいて、堆積厚さが厚く評価された高橋他 (1999) の方法を用いた。評価結果を第 2 表に、堆積侵食分布図を第 3 図に示す。

評価結果から、粒径を変えることにより評価地点によって堆積厚さに変動はあるものの、いずれも取水口前面においては、基本ケースより最大堆積厚さが薄くなっており、粒径の違いによる取水口前面における堆積厚さへの影響は小さい。

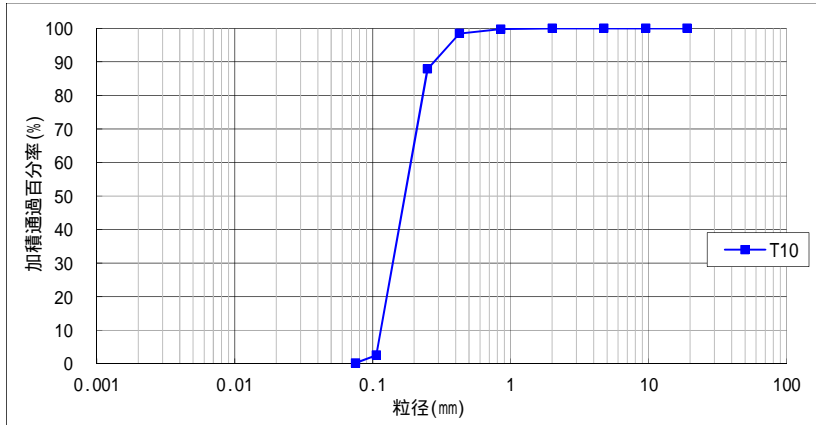
第1表 検討ケース

粒径	備考
0.15mm	D <sub>50</sub> , 基本ケース
0.10mm	D <sub>10</sub> 相当
1.8mm	D <sub>90</sub> 相当

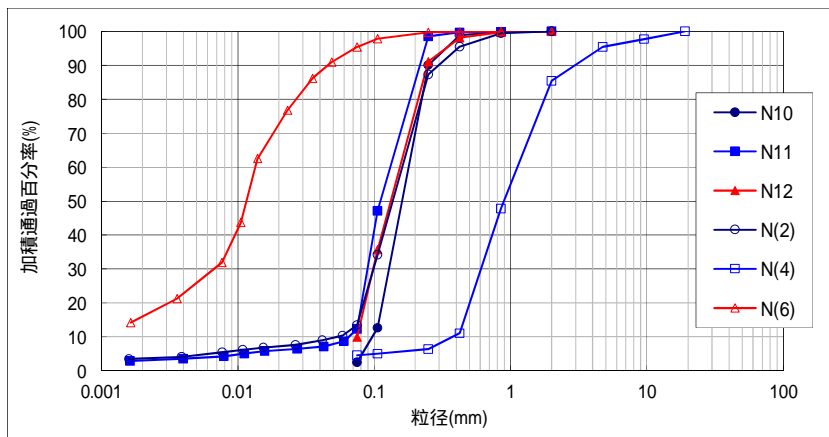
●: 常陸那珂港調査(2002年2月)  
 ●: 日立港調査(1998年1月)  
 ●: 東海港調査(2002年1-2月)  
 (T10は最新の調査(2004年10月)を採用)



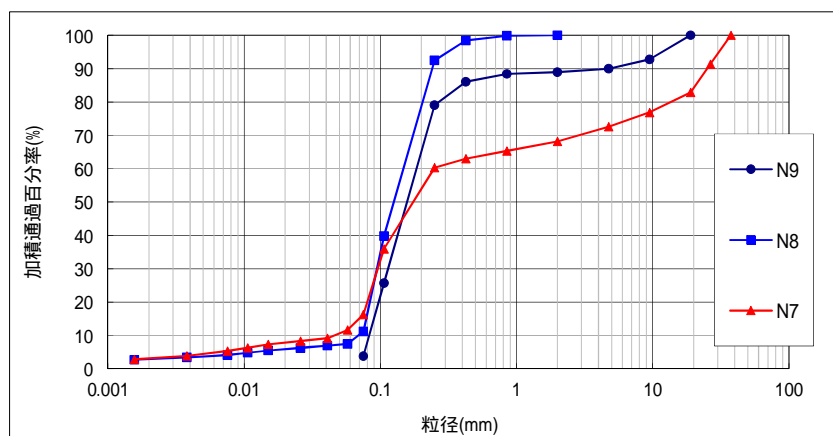
第1図 試料採取地点



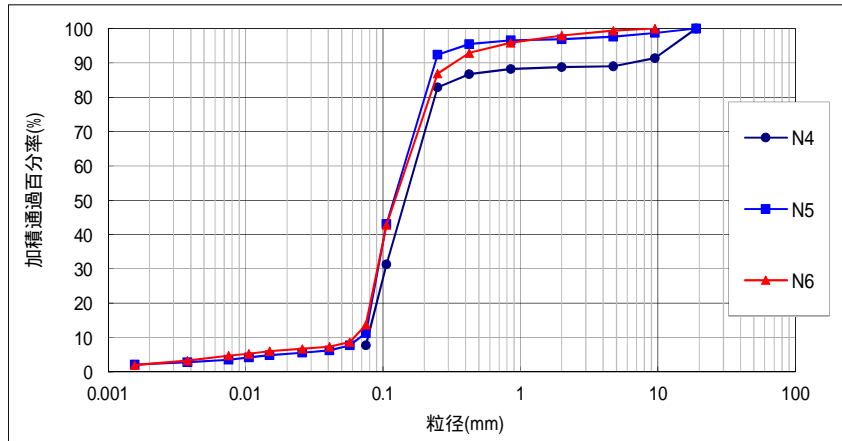
第 2 図(1) 粒径加積曲線 (2004 年 10 月調査, T10)



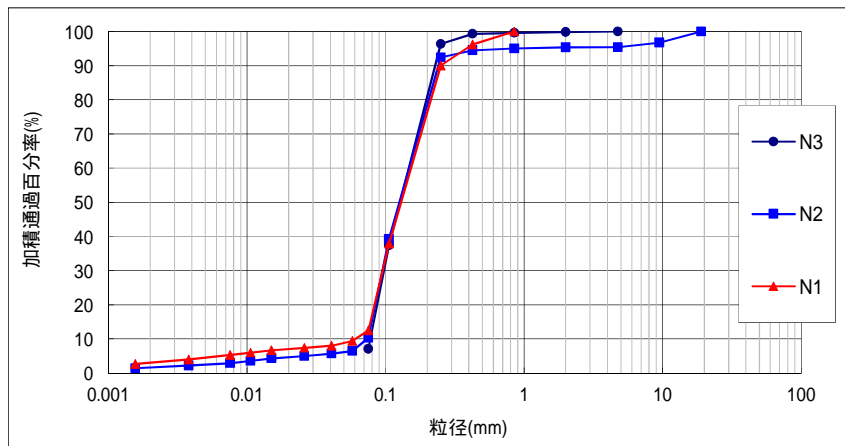
第 2 図(2) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N10/N11/N12/N(2)/N(4)/N(6) )



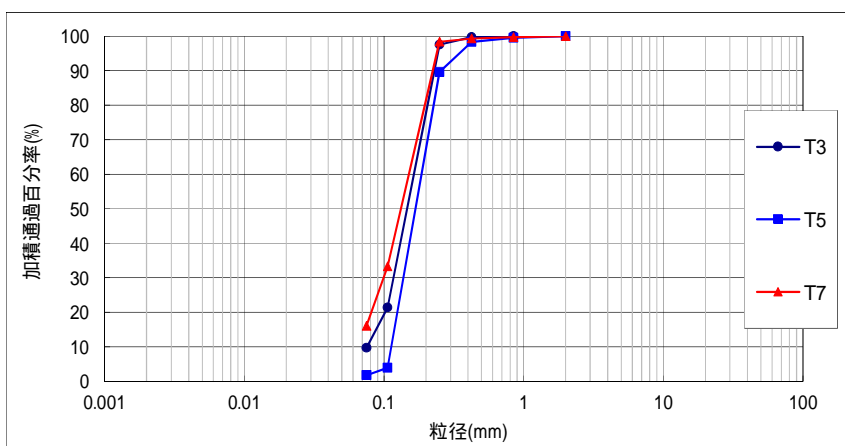
第 2 図(3) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N7/N8/N9)



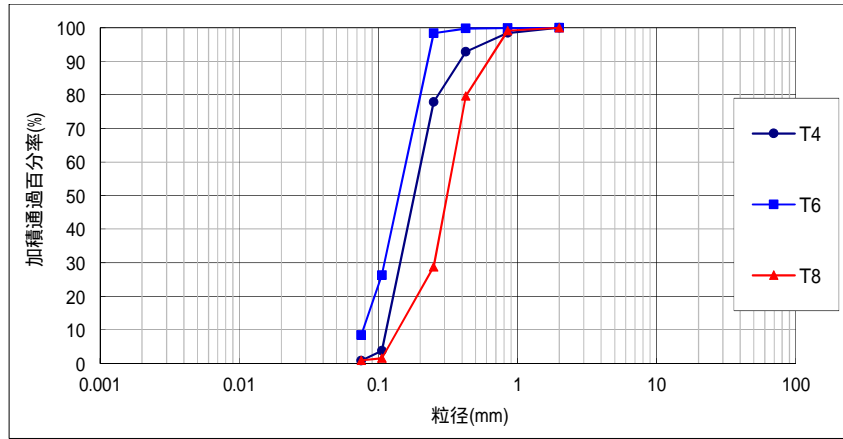
第 2 図(4) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N4/N5/N6)



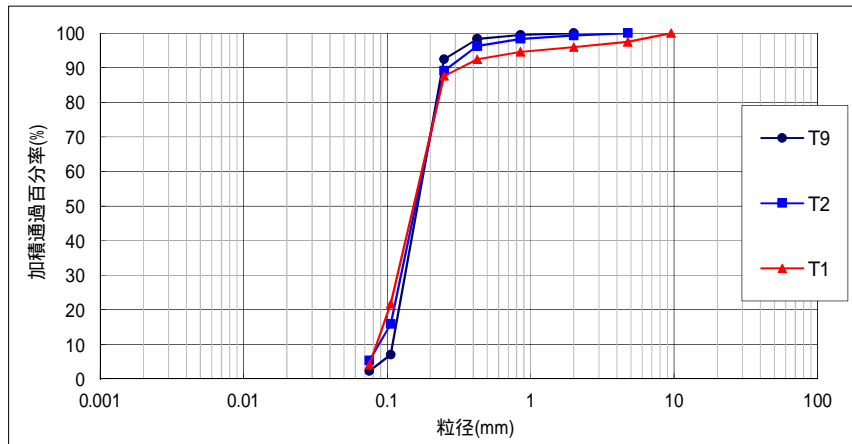
第 2 図(5) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N1/N2/N3)



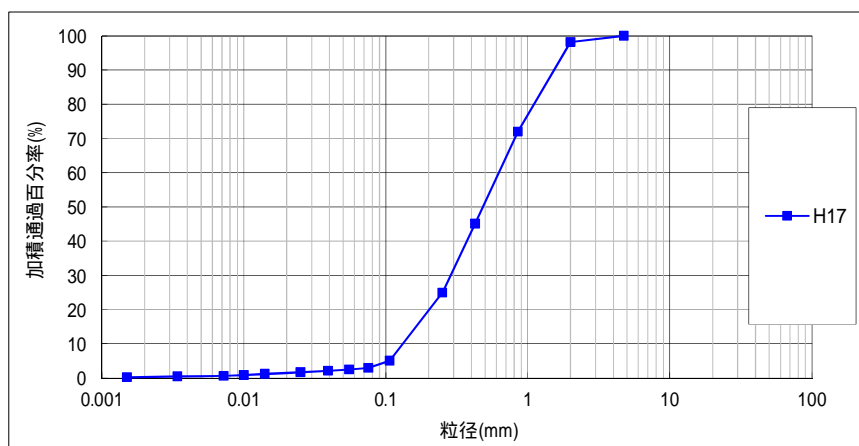
第 2 図(6) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T3/T5/T7)



第 2 図(7) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T4/T6/T8)



第 2 図(8) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T1/T2/T9)



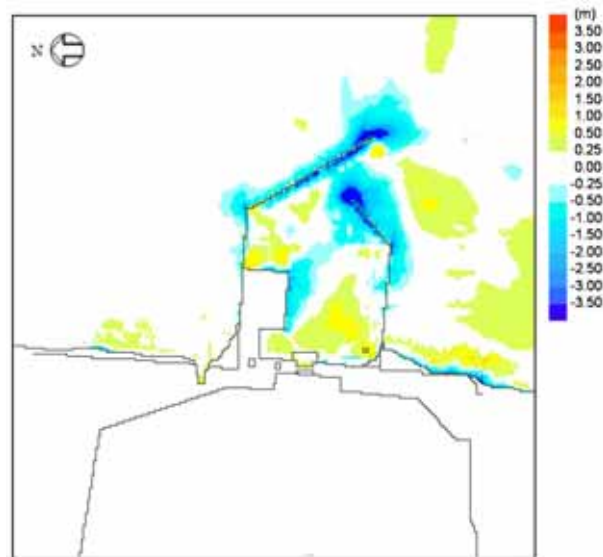
第 2 図(9) 粒径加積曲線 (1998 年 1 月調査, H17)

第 2 表 取水口前面の堆積厚さ

基準津波	粒径	取水口前面
上昇側	D <sub>50</sub> 相当 ( 0.15mm )	0.33m
	D <sub>10</sub> 相当 ( 0.10mm )	0.31m
	D <sub>90</sub> 相当 ( 1.8mm )	0.13m
下降側	D <sub>50</sub> 相当 ( 0.15mm )	0.19m
	D <sub>10</sub> 相当 ( 0.10mm )	0.18m
	D <sub>90</sub> 相当 ( 1.8mm )	0.02m

高橋他 ( 1999 ) , 浮遊砂上限濃度 1%

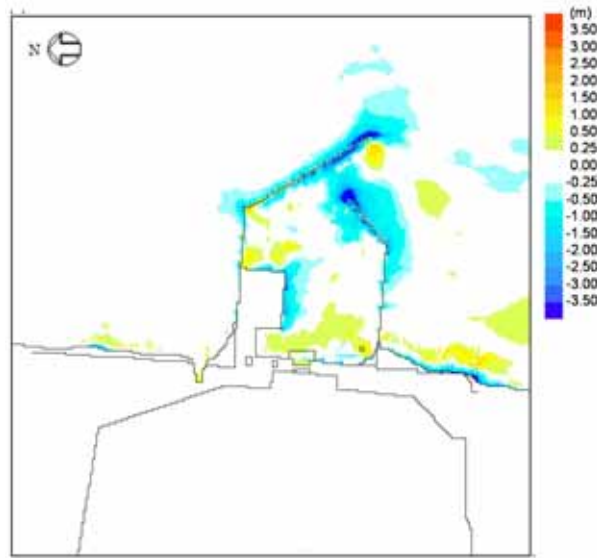
水位上昇側



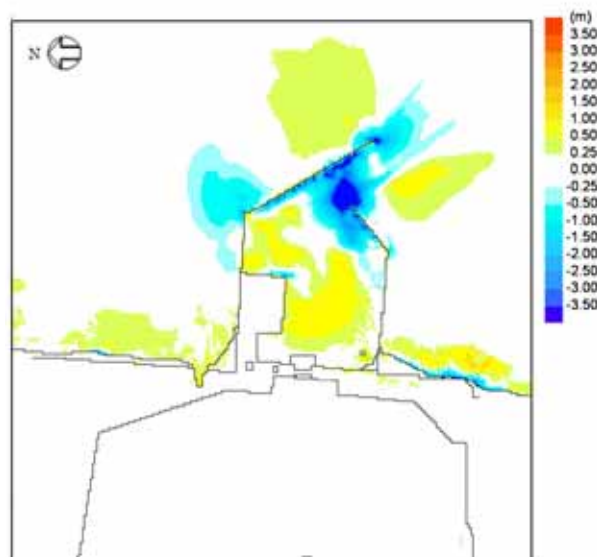
第 3 図 ( 1 ) 堆積侵食分布図 D<sub>50</sub> 相当 ( 0.15mm )

5 条 添付 1 3 -6





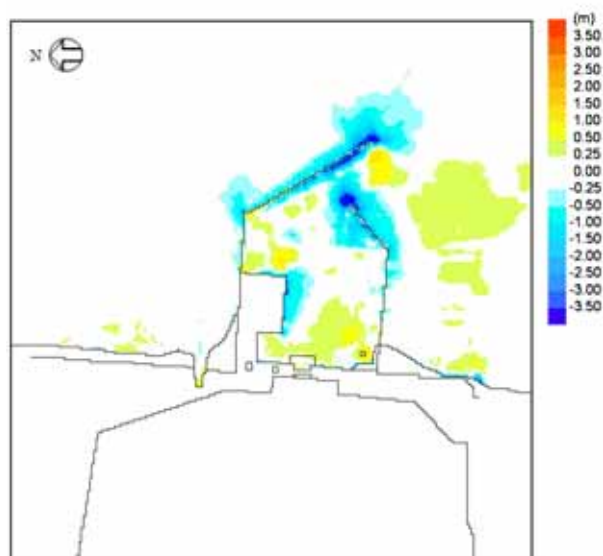
第 3 图 ( 2 ) 堆積侵食分布图  $D_{10}$  相当 ( 0.10mm )



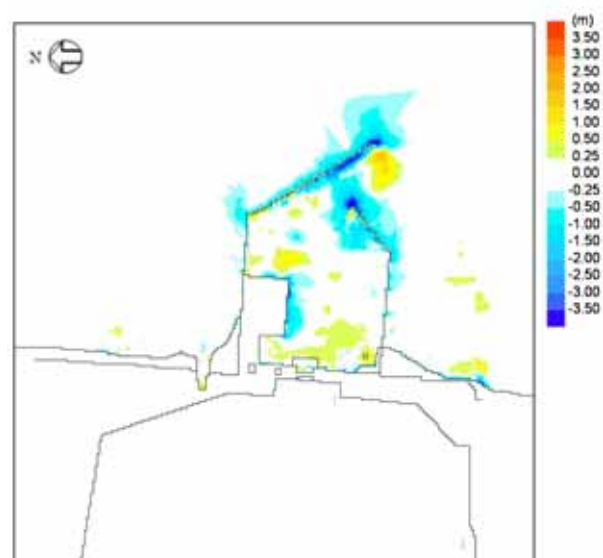
第 3 图 ( 3 ) 堆積侵食分布图  $D_{90}$  相当 ( 1.8mm )

5 条 添付 1 3 -7

水位下降側

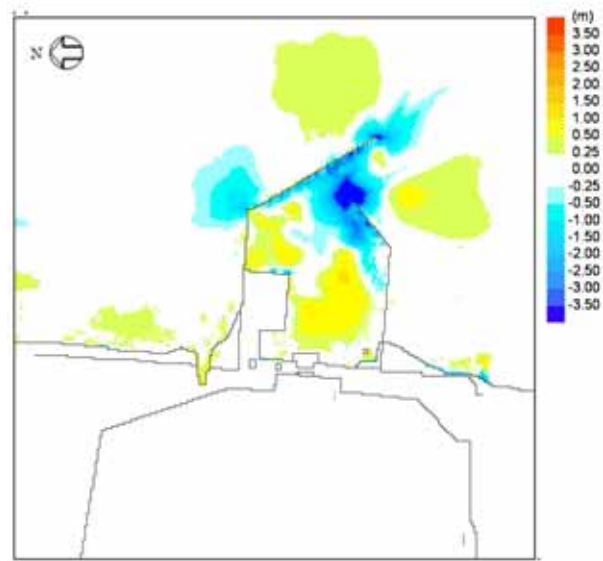


第3図(4) 堆積侵食分布図  $D_{50}$ 相当(0.15mm)



第3図(5) 堆積侵食分布図  $D_{10}$ 相当(0.10mm)

5条 添付13-8



第3図(6) 堆積侵食分布図  $D_{90}$ 相当(1.8mm)

### 3. 防波堤をモデル化しない状態での影響評価

砂移動評価においては，防波堤は健全な状態と仮定して解析を実施している。ここでは，影響評価として，地震時における防波堤の損傷を考慮して，保守的に防波堤をモデル化しない状態とした砂移動解析を実施し，堆積厚さへの影響を検討した。なお，解析条件は「2. 粒径のパラメータスタディ」と同様に，高橋他（1999）を参考に，平均粒径を用いて実施した。

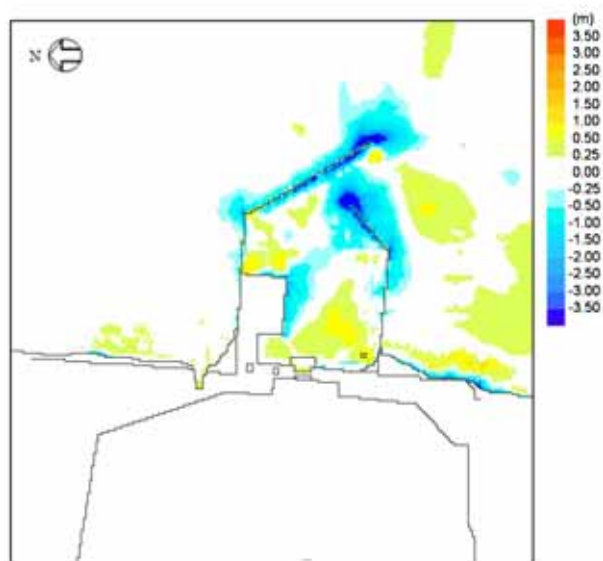
評価結果を第3表に示し，堆積侵食分布図を第4図に示す。防波堤の有無による堆積厚さの変化は評価地点による違いが多少あるものの，最大堆積厚さについては大差なく，防波堤の有無による影響は小さい。

第3表 取水口前面の堆積厚さ

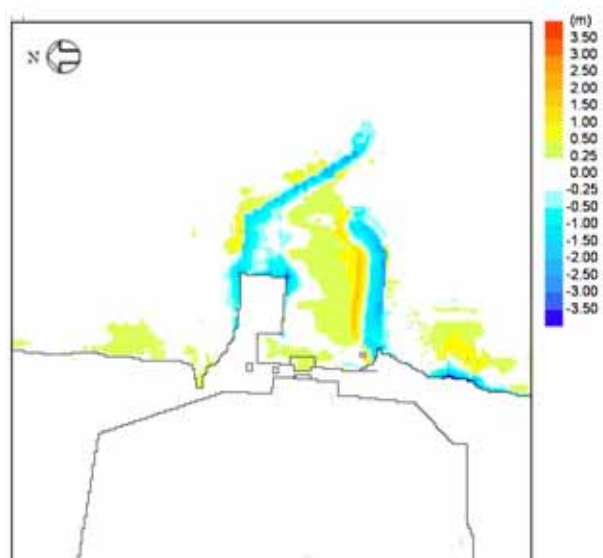
基準津波	防波堤	取水口前面
上昇側	あり	0.33m
	なし	0.36m
下降側	あり	0.19m
	なし	0.23m

高橋他（1999），浮遊砂上限濃度 1%

水位上昇側

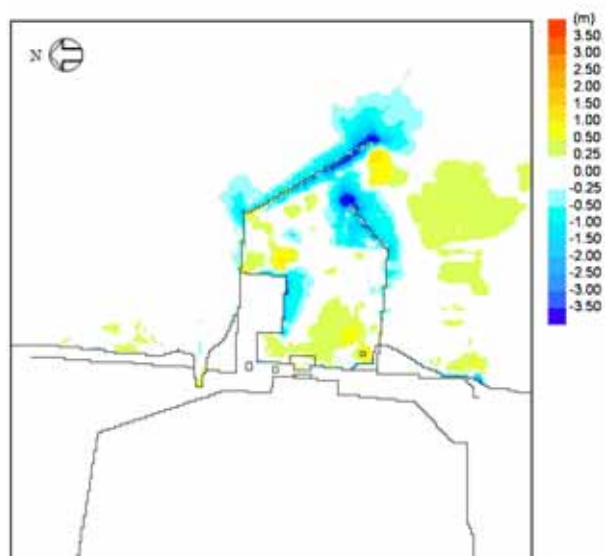


第 4 図 ( 1 ) 堆積侵食分布図 防波堤あり

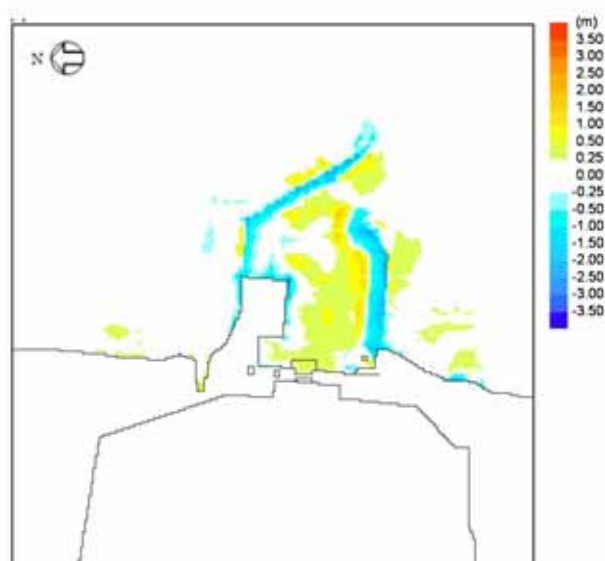


第 4 図 ( 2 ) 堆積侵食分布図 防波堤なし

水位下降側



第 4 図 ( 3 ) 堆積侵食分布図 防波堤あり



第 4 図 ( 4 ) 堆積侵食分布図 防波堤なし

#### 4. 平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性評価

非常用海水ポンプによる取水とともに海水系に混入する微小な浮遊砂は、ポンプ出口の海水ストレーナを通過した後、海水系の各機器に供給され、最終的に放水ピットから放水される。大きな粒径を有する砂が供給される場合は、非常用海水ポンプの軸固着または海水系機器の閉塞が懸念されることから、ここでは平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性について、一般的な技術知見を用いて評価を実施した。

砂移動に関する技術知見としては、沈降速度、移動形態、底面摩擦速度の関係がある。

沈降速度（Rubey 式（河川・海岸の砂移動で一般的に使用））

$$\frac{w_f}{\sqrt{sgd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd^3}}$$

$w_f$ ：土砂の沈降速度， $s$ ：土砂の水中比重， $g$ ：重力加速度(=9.8)， $d$ ：土砂の粒径

：水の動粘性係数(  $1.0 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$  )

移動形態（荒井・清水「現場のための水理学3」）

$$\text{掃流卓越領域} \cdots \cdots \cdots \frac{u^*}{w_f} < 1.08$$

$$\text{掃流・浮遊の混在領域} \cdots \cdots 1.08 < \frac{u^*}{w_f} < 1.67$$

$$\text{浮遊卓越領域} \cdots \cdots \cdots 1.67 < \frac{u^*}{w_f}$$

$u^*$ ：摩擦速度

土砂粒子の浮遊速度と沈降速度の関係から導出した理論式。

底面摩擦速度（岩垣式（河川・海岸の砂移動で一般的に使用））

$$d \geq 0.303 \text{ cm} ; u_{*c}^2 = 80.9d$$

$$0.118 \leq d \leq 0.303 \text{ cm} ; \quad = 134.6d^{31/32}$$

$$0.0565 \leq d \leq 0.118 \text{ cm} ; \quad = 55.0d$$

$$0.0065 \leq d \leq 0.0565 \text{ cm} ; \quad = 8.41d^{11/32}$$

$$d \leq 0.0065 \text{ cm} ; \quad = 226d$$

$u_{*c}$ ：底面摩擦速度

～ を整理すると第 5 図となり，平均粒径よりも大きな粒径を有する砂は浮遊しにくい。

東海第二発電所のサイト条件を踏まえた上で，平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性について考察した。対象地点については，海水ポンプ室の閉塞性への影響を踏まえ，取水口前面とした。

まずは浮遊可能性の検討に必要な摩擦速度を算出した。摩擦速度の算出にあたっては，砂移動による砂の堆積量が多い上昇側の基準津波における取水口前面の流速と全水深を用いた。

$$u_* = \sqrt{gn^2U|U|/D^{1/3}} \quad (\text{マンング則})$$

摩擦速度は  $u_*$  で表される。ここで， $n$  はマンングの粗度係数， $U$  は流速， $D$  は全水深である。マンングの粗度係数  $n: 0.03\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$  (土木学会 2016) を用いた。

流速  $U$  及び全水深  $D$  については，最大流速時における流速 (1.5m/s) と全水深 (17.8m)，最高水位時における流速 (0.9m/s) と全水深 (21.6m) 及び最低水位時における流速 (0.01m/s) と全水深 (2.1m) とした。

計算の結果，最大流速時の摩擦速度は 8.7cm/s，最高水位時の摩擦速度は 5.0cm/s，最低水位時の摩擦速度は 0.1cm/s となった。これらを考慮すると，取水口前面の摩擦速度は主に 0.1～8.7cm/s の範囲内となると考えられる。

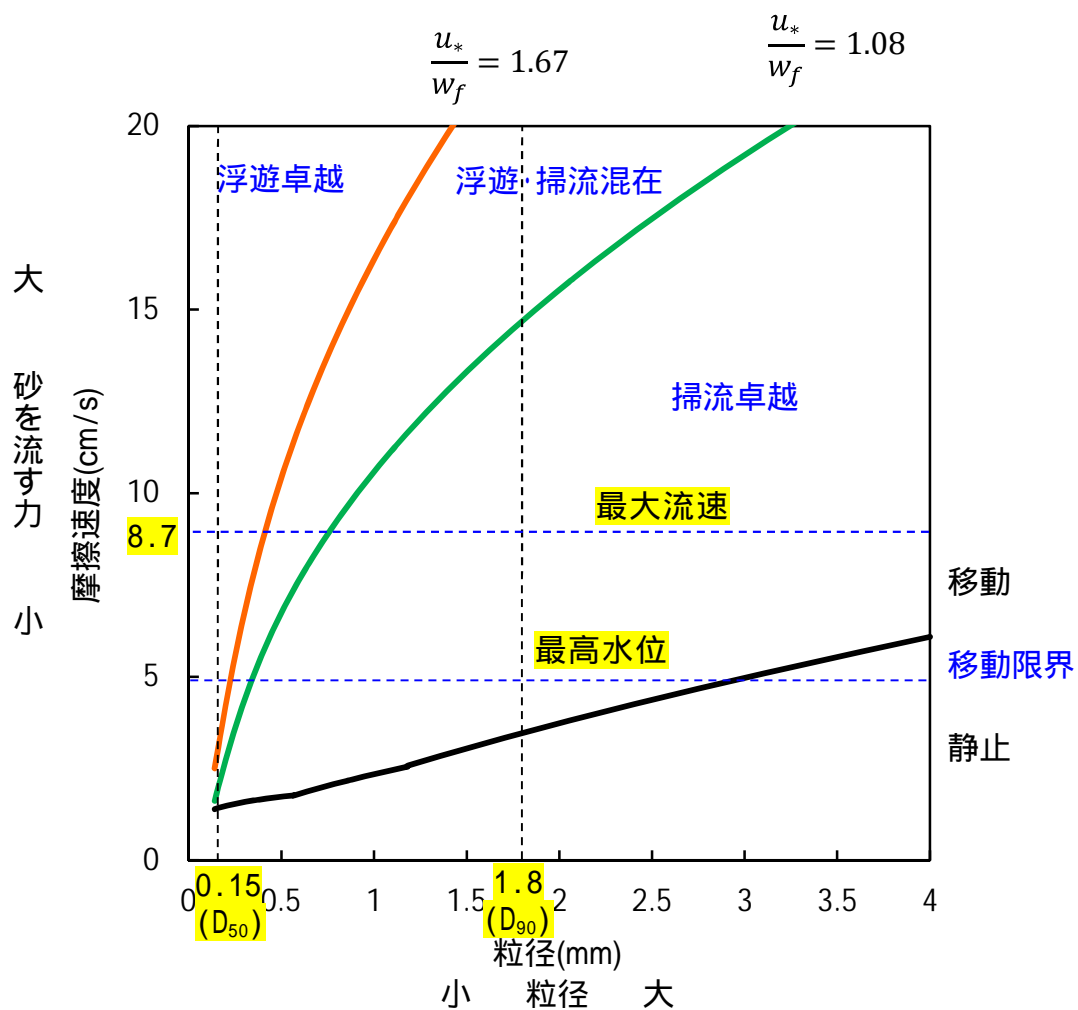
粒径については粒径加積曲線の結果から，東海第二発電所前面における平均粒径 ( $D_{50}$ ) は 0.15mm であり， $D_{90}$  相当は 1.8mm である。

摩擦速度と粒径の関係から，最大流速時及び最高水位の場合，平均粒径 ( $D_{50}$ ) では浮遊卓越となるが  $D_{90}$  相当では掃流卓越となる。よって，東海第二発電所のサイト条件を踏まえても，粒径が大きい砂ほど浮遊しにくいと考えられる。

なお，非常用海水ポンプの軸受には，異物混入による軸受の損傷を防止するため，異物逃し溝 (最小約 3.7mm) が設けられている。砂の粒径の 90% を占め



る  $D_{90}$  相当でも粒径は 1.8mm であり，最小約 3.7mm を大きく下回る。このため，非常用海水ポンプの取水時に浮遊砂の一部がポンプ軸受に混入したとしても，異物の逃し溝から排出される構造となっている。



第 7 図 摩擦速度と粒径の関係



## 防潮扉の設計と運用等について

### 1. はじめに

防潮扉は津波防護施設として設置し，防潮堤と同様に基準津波による敷地への流入を防止する。防潮扉の設置箇所は敷地の南側にある国立研究開発法人日本原子力開発機構境界及び海水ポンプエリアであり，それぞれ各 1 箇所ずつ合計 2 箇所設置し，アクセスのために設置する。第1図に防潮扉の設置位置，第2図に防潮堤の構造を示す。

防潮扉の運用は常時閉運用とするが災害発生時に必要時に開閉操作を実施する場合を考慮して，防潮扉の設計と運用に関する方針について説明する。

### 2. 防潮扉の設計について

#### (1) 基本設計方針

防潮扉は津波防護施設として，敷地の南側にある国立研究開発法人日本原子力開発機構境界及び海水ポンプエリアに設置することで計画している。

防潮扉は原則閉運用であるため，開閉操作を行う場合は中央制御室から遠隔操作できるようにし，操作は中央制御室と現地を選択できるように設計する。また，開閉の際には現場管理員を配置し現場の安全を十分に確保するとともに，万が一の場合には，現地管理員が現地にて閉操作が可能な設計にする。

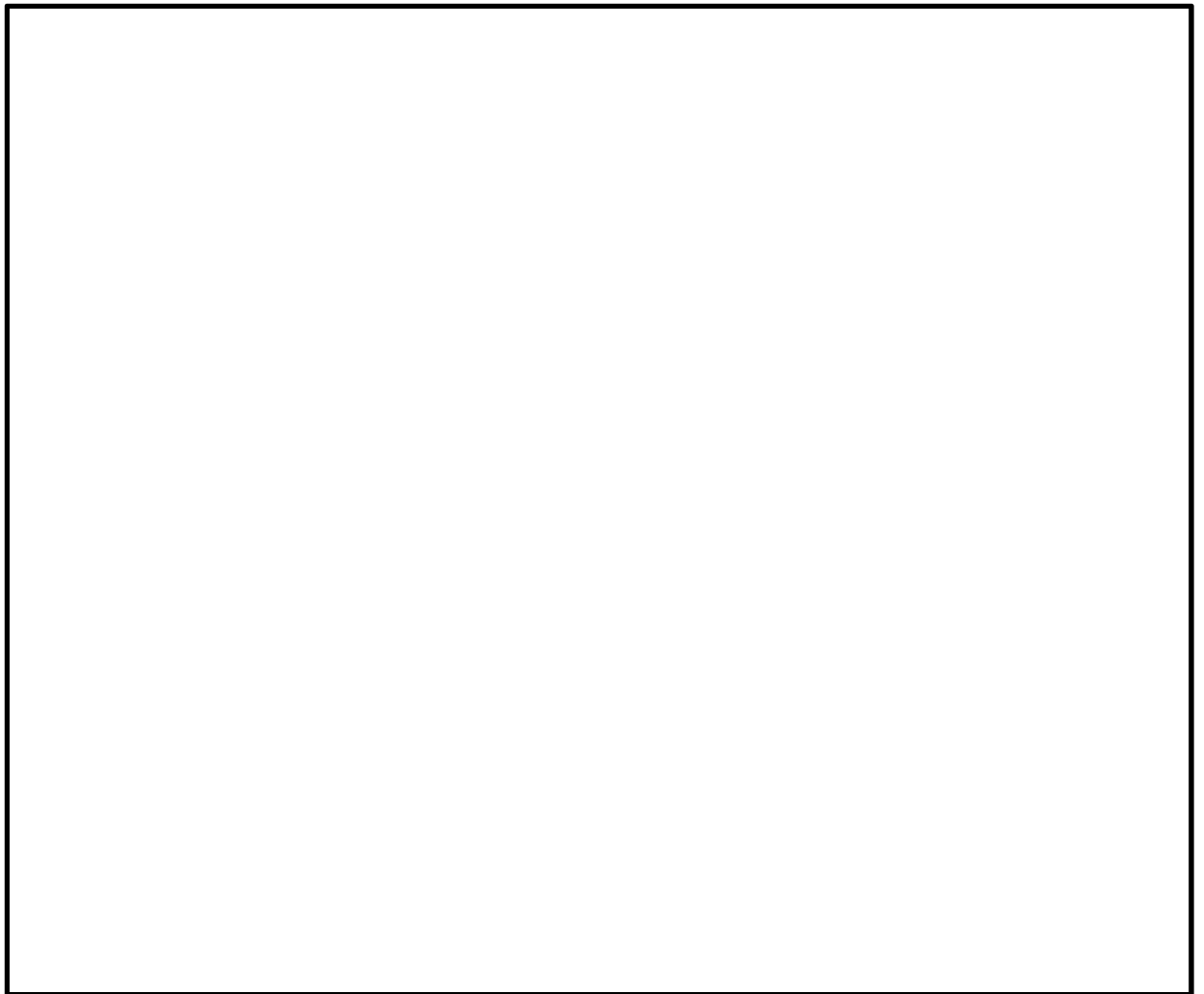
そのため，駆動方式は多重性を持たせ「電動駆動式」と「機械式」とし，電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給し，電源がない場合には，電源を必要とせず現地より閉操作できるように機械式を採用してい


る。防潮扉に係る適用規格を以下に示す。

< 適用規格 >

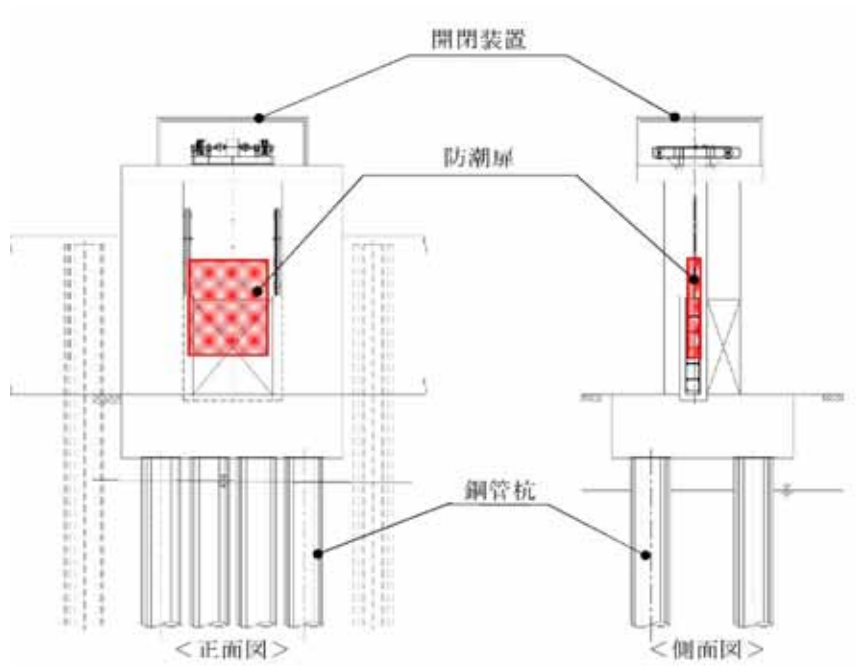
水門鉄管技術基準

ダム・堰施設技術基準（案）

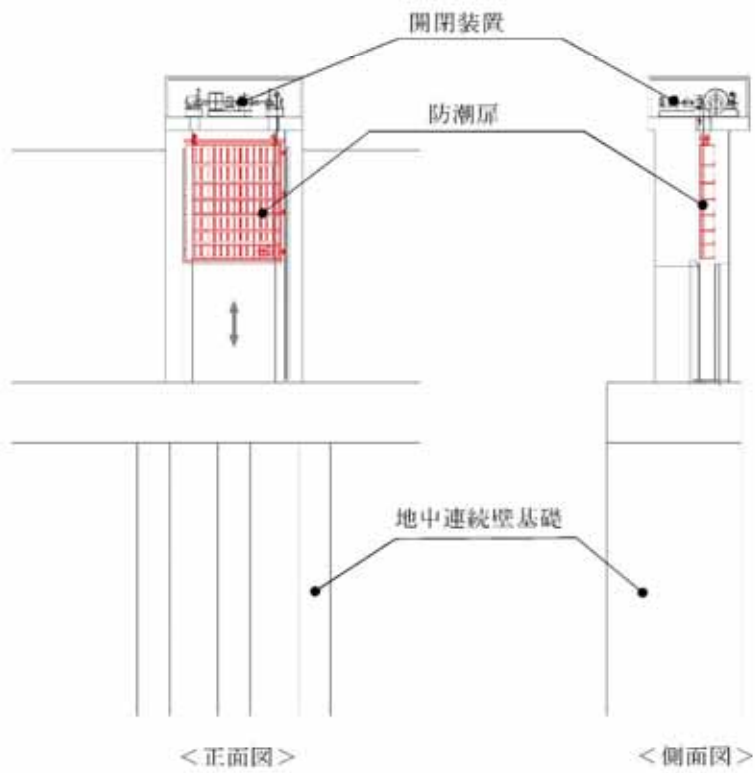


 : 防潮扉設置位置

第 1 図 防潮扉の設置位置（2箇所）



敷地南側境界部防潮扉



海水ポンプエリア防潮扉

第2図 防潮扉の構造

## (2)耐震設計方針

防潮扉本体（扉体），開閉装置については津波防護施設としての耐震Sクラスの要求から，基準地震動 $S_s$ による地震動を考慮して設計する。

構造物と地盤との動的相互作用を考慮した2次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行う。

防潮扉の閉止操作に支障を来すことがないように，各部材が弾性範囲内に収まるよう設計する。

なお，開閉装置の主要な部分については，構造設計として弾性範囲内にて設計を実施するが，地震における動的機能維持を確認する観点より，閉動作が確実に動作することを確認するため，振動試験を実施し健全性を担保する。

## (3)耐津波設計

防潮扉の遮水機能として扉体の4辺に水密ゴムを設置しシール機能を確保し，敷地への浸水を防止する構造とし，防潮堤のルート上の陸域に設置することから基準津波の遡上波による波力に耐える構造設計を行う。採用実績を第1表に示す。

防潮扉の水密性は，ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）の漏水試験の算出式に準じて求める。漏えい試験装置を用いた漏えい試験を実施し水密ゴムの機能を確認するとともに，ダム・堰施設技術基準（案）の検査内容に準じた検査を実施し水密性を確保していく。漏水試験の算出式及び第2表水密面に係る検査内容を示す。また，漏水試験の結果は，添付資料2 1 8）止水ジョイント部（底部止水機構）に記載している。

< 採用実績 >

防潮扉に設置するスライドゲート型式の扉体の採用実績は多く信頼性は高い。第1表にスライドゲート採用実績，第2表に水密面に係る検査内容を示す。



第1表 スライドゲートの採用実績  
(A社製 2017年8月)

	検査内容	測定または確認方法
寸法	水密面の鉛直度，水平度	基準線からの変位を鋼製直尺で測定する。
	水密面の平面度	直定規，すきまゲージで測定する
外観	水密ゴムと水密面の当たり状態	すきまゲージを用いて確認する。
	部材相互の取合いと密着具合	目視により部材の取付け位置を確認する。

第2表 水密面に係る検査内容（抜粋）

< 防潮扉の漏水量評価 >

防潮扉からの許容漏えい量に対する漏水量評価を実施し、敷地内へ浸水した場合の影響について評価する。漏水量の評価対象は、津波の水圧を大きく受ける防潮堤の海水ポンプ室に設置する防潮扉とする。

漏水量の算出式（ダム・堰施設技術基準（案））

$$W = 10.2 L \times P = 10.2 \times 855 \times 0.153 = 1.34 \text{ l/min}$$

W：漏水量（ml/min）

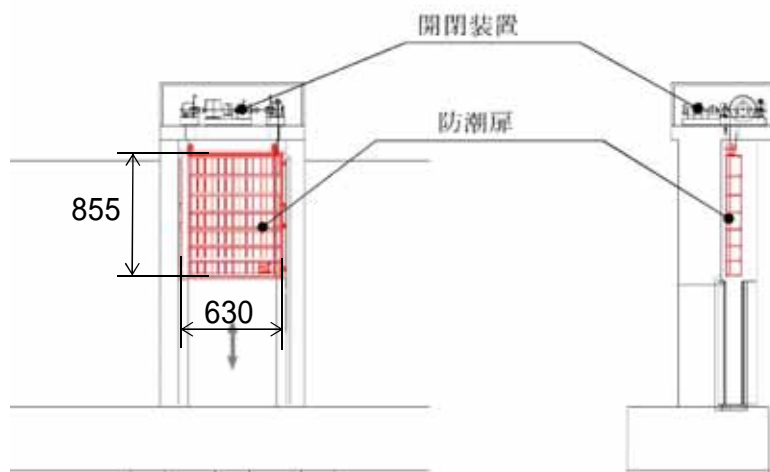
P：設計圧力（MPa） 津波高さT.P.+17.9m - 設置位置T.P.+2.8m  
= 15.1m 0.153MPa

L：長辺の長さ（cm） 長辺855cm（第3図）

基準津波の継続時間約10分とした場合、約13.4 lの漏えい量であった。

評価の結果、海水ポンプ室の浸水エリア内に13.4 l浸水したとしても、ごく僅かであり安全機能に影響を与える漏水量ではない。

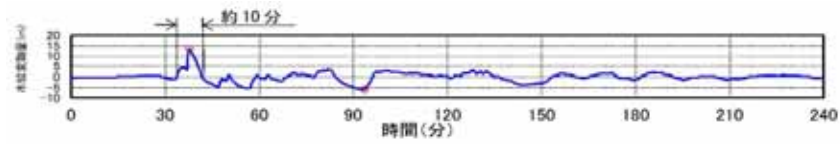
防潮扉（海水ポンプ室）の長辺の長さ



第3図 防潮扉の寸法図

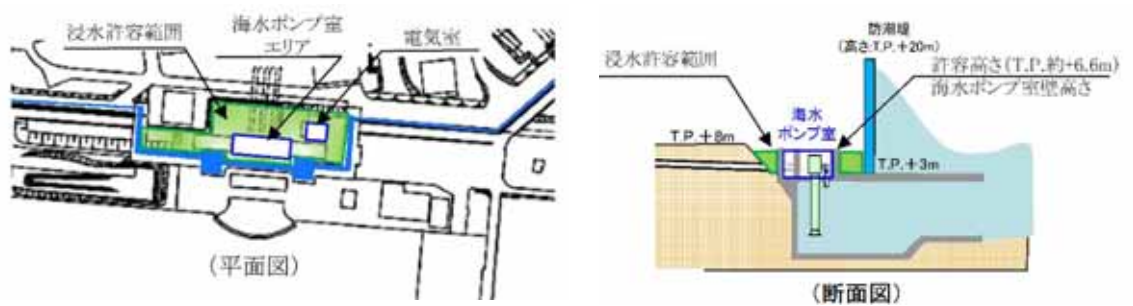


継続時間 : 約 10 分 (取水口前面)



許容高さ : T.P.約 + 6.6m (海水ポンプ室壁高さ)

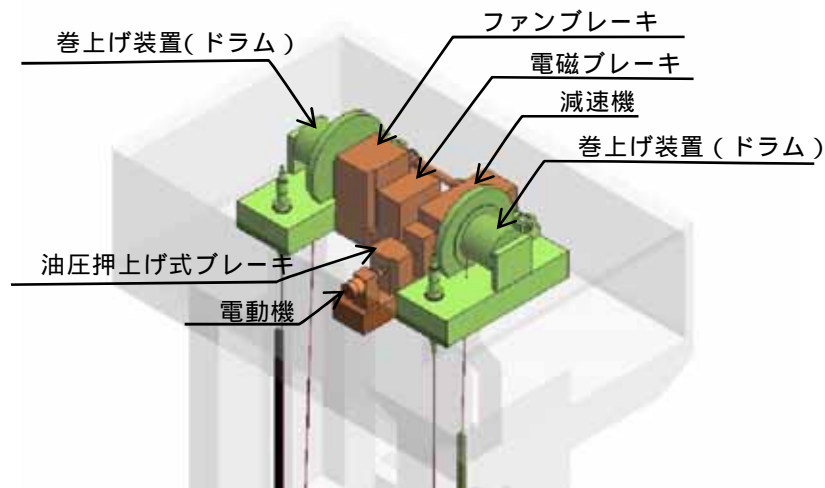
浸水エリア : 海水ポンプ室浸水エリアを第 4 図に示す。



第 4 図 海水ポンプ浸水エリア

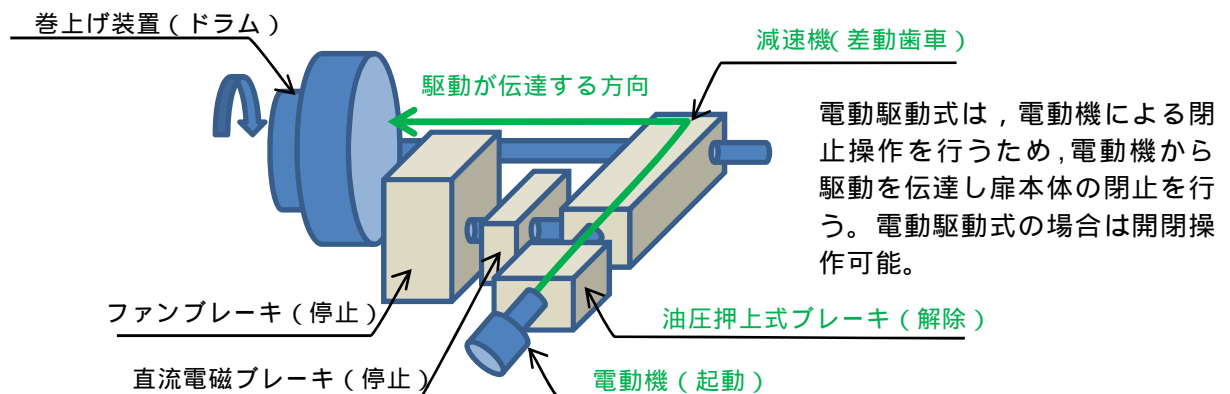
#### (4)開閉装置の構造設計について

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「機械式」の2つの構造がある。第3図～第5図に開閉装置の構造及び動作原理について示す。第5図に開閉装置の構成を示す。



第5図 開閉装置の構成

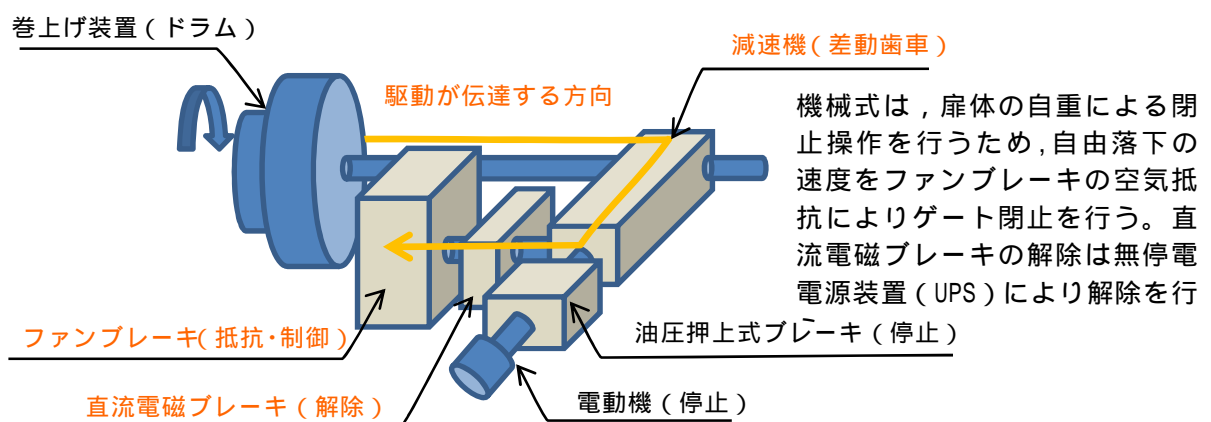
電動駆動式は 電動機を駆動，油圧押し上げ式ブレーキを解除，減速機，巻き上げ装置を經由し防潮扉を閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。(第6図参照)



第6図 電動駆動式の構造及び動作原理(開閉操作可能)

機械式は、直流電磁ブレーキを解除、巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下、ファンブレーキによる落下速度の制御により防潮扉を閉止させる機械的な構造である。機械式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるように無停電電源装置（UPS）を設置している。機械式は閉操作のみ可能である。

（第7図参照）



第7図 機械式の構造及び動作原理（閉操作のみ）

(6)開閉装置の振動試験について

a . 試験目的

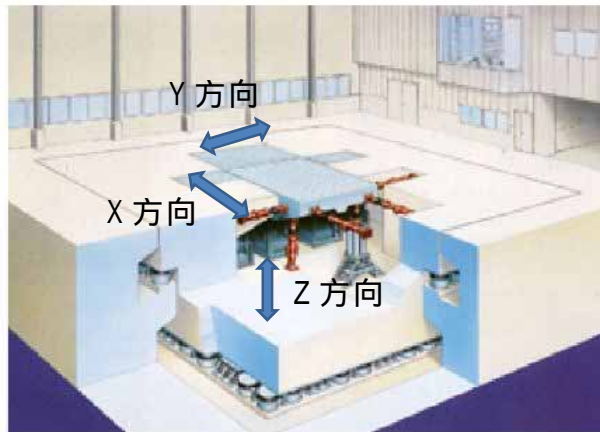
開閉装置の成立性確認のため，基準地震動  $S_s$  の選定波を係数倍した加振波を用いて，実機大の防潮扉の開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。なお，開閉装置設置位置における加速度応答が算出された段階で，当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認をJEAC4601 (2015)「4.6.3.2試験による評価の方法」に準じて行う。

b . 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し，水平方向と鉛直方向とを同時加振する。第8図に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の規格

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m x Y : 4m		
定格	X 方向	Y 方向	Z 方向
最大変位	± 300mm	± 150mm	± 100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1 G (水平)	3 G (水平)	1 G (鉛直)



第8図 大型3軸振動台の概要

## c . 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

### < 入力地震動の作成 >

加振試験に用いる基準地震動  $S_s$  は、解放基盤面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトル基準地震動  $S_s - D 1$  (耐専波) を選定した。また、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地盤応答結果から地表面における最大応答加速度が最も大きくなる  $S_s - 2 2$  (鉛直方向最大) 及び  $S_s - 3 1$  (水平方向最大) についても選定した。

### < 加振条件 >

第5表に加振試験に用いた加振条件を示す。加振試験に用いる加振波は、前項で選定した  $S_s - D 1$  ,  $S_s - 2 2$  及び  $S_s - 3 1$  を加速度方向に係数倍した地震波を用いる。  $S_s - D 1$  に対しては、JEAC4601(2015) の評価を実施するため、地表面応答加速度を4.49倍し全周期帯を包絡させた地震動を作成した。また、  $S_s - 2 2$  については鉛直方向最大、  $S_s - 3 1$  については水平方向最大の応答加速度に対し約2倍増幅させ機器の健全性を確認する加振条件とした。

更に、地表面のSHAKEの応答加速度に対し開閉装置位置の応答加速度まで考慮する必要があり、開閉装置 (防潮扉) の位置 (T.P.+22.5m) の応答加速度を想定するため、FLIP/SHAKEの比率 (1.73倍) を算定した。地表面応答加速度 (開閉装置位置における包絡波4.49倍) とFLIP/SHAKEの比率 (開閉装置位置における応答加速度1.73倍) との応答スペクトルの振幅倍率は 入力地震動 (2.59倍) を設定した。

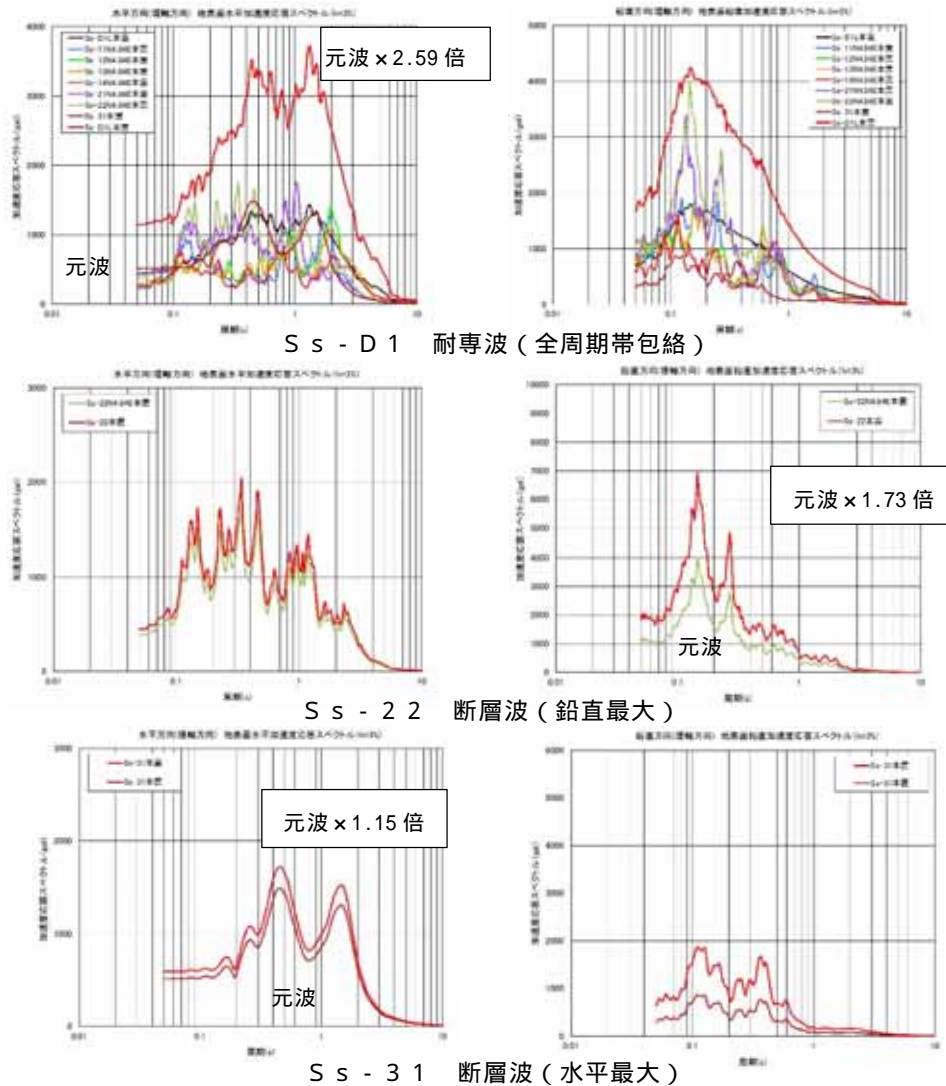
また、  $S_s - 2 2$  (鉛直最大) ,  $S_s - 3 1$  (水平最大) の場合も同様に、鉛直及び水平加速度の地表面加速度の約2倍を設定し、FLIP/SHAKE比率を掛合せた 入力地震動を設定した。第3表に各地震

波における加振条件を示す。第9図模擬地震波の加速度応答スペクトル参照。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。

第3表 各地震波における加振条件

地震波	地表面応答加速度 (SHAKE × 係数倍)	開閉装置位置の応答加速度 (FLIP/SHAKE)	入力地震動 ( / )
S <sub>S</sub> - D 1	4.49	1.73	2.59
S <sub>S</sub> - 2 2	1.61	0.93	1.73
S <sub>S</sub> - 3 1	2	1.73	1.15

振動試験装置の性能上 1.61 倍とした。



第9図 模擬地震波の加速度応答スペクトル  
5条 添付 25-12

#### d . 試験装置

防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し，開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については，駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また，ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第10図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

##### < 試験装置の構成 >

開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他） 1式  
制御盤 1式



第10図 開閉装置の試験装置（全景）

#### e . 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。  
また，試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

### 3. 防潮扉の運用について

#### (1) 防潮扉を開閉する場合の手順

駆動方式による開閉手順は以下の通り。

##### a. 電動駆動式による開閉操作の手順

開閉操作する場合は、該当する作業件名の作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保（現場管理員が確認）したのち、発電長の許可を得て中央制御室より行う。閉止時間は操作開始後約10分後である。

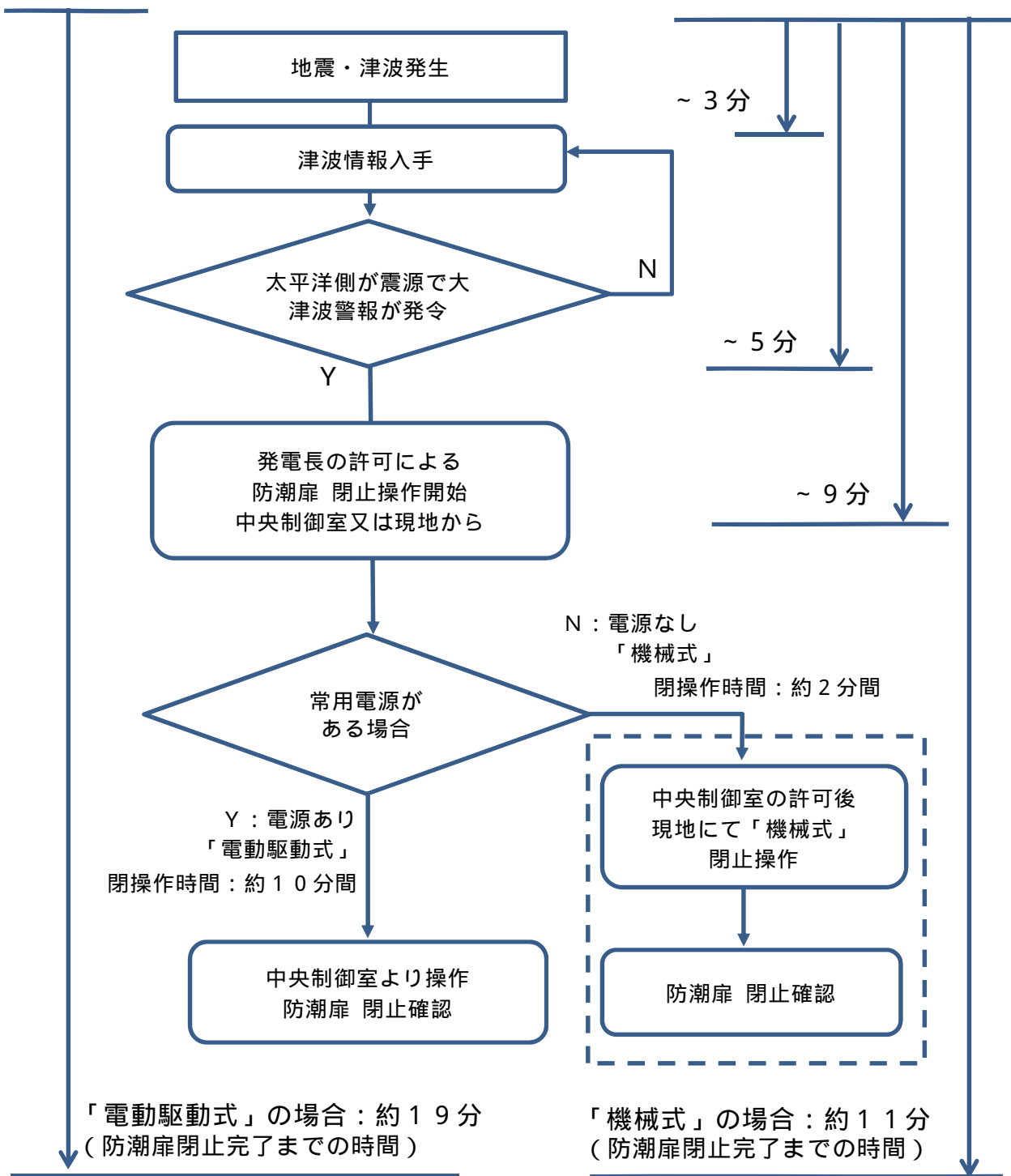
##### b. 機械式による開閉操作の手順

万一、開閉操作中に地震等により通常電源が使用できない場合、大津波警報等が発表された場合には、現場管理員により「機械式」による閉止操作を行う。

操作は、該当する作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保したのち、発電長の許可を得てから、現地にて「機械式」の操作を実施する。「機械式」による閉止時間は操作開始後約3分である。第11図に防潮扉閉止操作フローを示す。

防潮扉の閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約19分、機械式の場合で約11分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに防潮扉を閉止することができる。





第11図 防潮扉閉止操作フロー



## 放水路ゲートの設計と運用等について

### 1. はじめに

放水路ゲートは津波防護施設として設置し，入力津波による放水路からの逆流防止を目的のため設置する。設置箇所は防潮堤と放水路の横断部近傍に設置し3水路に分かれている放水路に各1台ずつ合計3台のゲートを設置する。放水路ゲートの運用は，発電所の運転中には開状態で設置し，原則閉操作は実施しない。

但し，大津波警報が発表になった場合に，発電長の判断により中央制御室から閉操作を実施する運用とする。閉操作するためには，常用海水ポンプのうち循環水ポンプを停止させてから操作を行うことで敷地内への溢水を防止する。ここでは，放水路ゲートの設計と運用に関する方針について説明する。

### 2. 放水路ゲートの設計について

#### (1) 基本設計方針

放水路ゲートは津波防護施設として，防潮堤と放水路が交差する近傍に設置し，放水路ゲートとして設計するが，防潮堤の近傍に設置するため防潮堤と放水路が一体の躯体構造で計画している。（第1図～第2図）

放水路ゲートは上下のスライド式ゲートで原則開として運用するが，大津波警報が発表された場合に閉止操作を実施する。その場合，循環水ポンプを停止させてから閉操作を行う。放水路ゲートの閉操作は中央制御室から遠隔操作できるよう設計する。閉止後は，非常用海水ポンプが継続して排水する必要があるため，放水路ゲートに小扉を設け排水できるよう設計する。

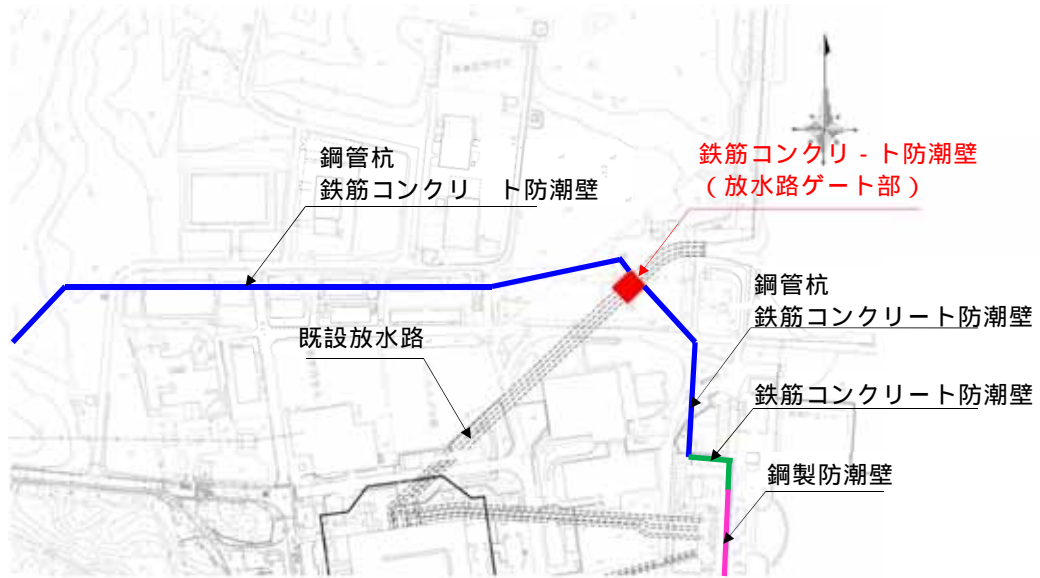
また、放水路ゲートの閉止機能においてMS - 1として設計するため、設置許可基準規則第十二条に基づく要求があることから、ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式、電気系等）は、多重性又は多様性、及び独立性を確保し、遠隔操作が可能な系統とする。放水路ゲートに係る適用規格を以下に示す。また、第1表に防潮扉と放水路ゲートの基本設計方針の相違点を示す。

< 適用規格 >

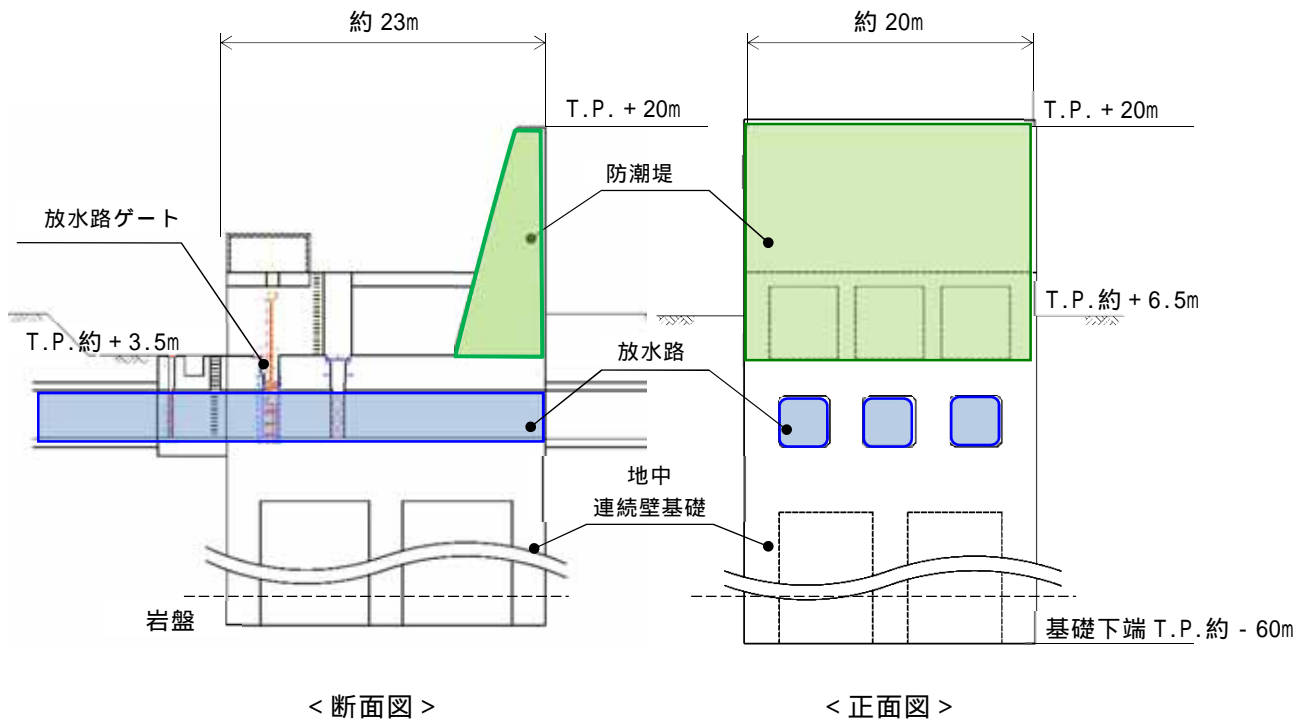
- ・ 水門鉄管技術基準
- ・ ダム・堰施設技術基準（案）

第1表 防潮扉と放水路ゲートの基本設計方針の相違点

	通常状態	操作条件	供給電源	操 作	操作時の インターロック
防潮扉	閉状態	閉状態のため操作なし	常用電源	中央制御室 又は現地	なし
放水路 ゲート	開状態	大津波警報 発表時に 閉止操作	非常用電源 MS - 1 設計	中央制御室	循環水ポン プ停止信号



第1図 放水路ゲート設置位置



第2図 放水路ゲート正面図と断面図

## (2) 耐震設計方針

放水路ゲートの躯体，ゲート本体（扉体），開閉装置については浸水防護施設としての耐震Sクラス要求から基準地震動 $S_s$ による地震力を考慮して設計する。

構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行う。

放水路ゲートの閉止操作に支障を来すことがないように，各部材が弾性範囲内に収まるよう設計する。

なお，開閉装置の主要な部分については，構造設計として弾性範囲内にて設計を実施するが，地震における動的機能維持を確認する観点より，閉動作が確実に動作することを確認するため，振動試験を実施し健全性を担保する。

## (3) 耐津波設計

放水路ゲートは放水口の上流に設置することから，入力津波による波力に耐える構造設計を行う。

放水路ゲートの遮水機能として扉体の4辺に水密ゴムを設置しシール機能を確保し，敷地への浸水を防止する構造としている。放水路ゲートの水密機能は防潮扉と同様であり，採用実績を第1表に示す。

放水路ゲートの水密性は，ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）の漏水試験の算出式に準じて求める。漏えい試験装置を用いた漏えい試験を実施し水密ゴムの機能を確認するとともに，ダム・堰施設技術基準（案）の検査内容に準じた検査を実施し水密性を確保していく。漏水試験の算出式及び第2表に水密面に係る検査内容を示す。また，漏水試験の結果は，添付資料 2 1 8 ) 止水ジョイント部（底部止水機構）に記載している。

5 条 添付 3 0 -4

なお，水中部は海生生物によるゲート動作の障害にならないよう，貝の付着を防ぐ防汚塗装等により動作を確保する。

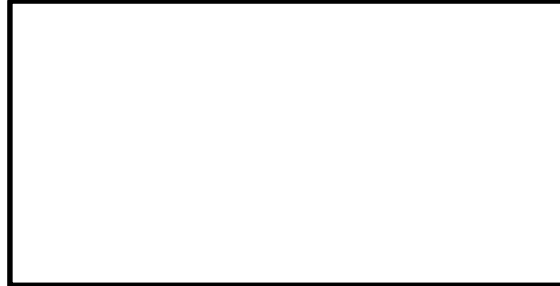
前述の耐震設計及び耐津波設計に係る構成部位の役割は第2表とおり。

第2表 構成部位と役割

構造部位	構成部位と役割
扉体	外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を地中連続壁基礎に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，放水路ゲートとしての機能を維持する。
水密ゴム	扉体の4辺に設置され，水密ゴムによる津波からの，浸水を防止することにより止水性を確保し，放水路ゲートとしての機能を維持する。
地中連続壁基礎 (間接支持構造物)	扉体から伝達される荷重を支持地盤に確実に伝達するとともに，荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，放水路ゲートとしての機能を維持する。

< 採用実績 >

防潮扉に設置するスライドゲート型式扉体の採用実績は多く信頼性は高い。第3表にスライドゲート採用実績を示す。



第3表 スライドゲートの採用実績  
(A社製 2017年8月)

< 漏水量の算出式 >

$$W = 10.2 L \times P$$

W : 漏水量 ( ml/min )

P : 設計圧力 ( MPa )

L : 長辺の長さ ( cm )

漏水量に係る水密面の検査項目を第4表に示す。

	検査内容	測定または確認方法
寸法	水密面の鉛直度, 水平度	基準線からの変位を鋼製直尺で測定する。
	水密面の平面度	直定規, すきまゲージで測定する
外観	水密ゴムと水密面の当たり状態	すきまゲージを用いて確認する。
	部材相互の取合いと密着具合	目視により部材の取付け位置を確認する。

第4表 水密面に係る検査内容 ( 抜粋 )



#### (4) 津波襲来時（放水路ゲート閉止時）の排水について

##### 排水設計の考え方について

非常用海水ポンプの排水については既設放水路3本のうちいずれか2本より1本を用いて排水をする設計である。

大津波警報が発表された場合には、原子炉スクラム停止操作、循環水ポンプ停止及び出口弁を閉操作する。循環水ポンプが停止した後、放水路ゲートを閉操作する。

放水路ゲートにて放水口を閉止した場合でも、非常用海水ポンプの排水は継続的に排出する必要があることから、ゲート本体に設置している小扉により排水を可能にしている。

##### 放水路からの排水について

既設放水路からの排水は、朔望平均満潮位の時には排水できる設計とする。放水路ゲートの小扉からの排水条件はプラントの排水による放水ピット水位T.P. + 5.5m ( ) 以下の場合に排水する設計としている。小扉の設置位置はT.P. + 0.25m ( ) であることから水位差5.25m以下 ( - ) の条件であれば水位差で小扉が開く設計であることから、朔望平均満潮位T.P. + 0.61m以上であっても排水することが十分可能である。第3図に放水路ゲートの小扉の排水設計を示す。

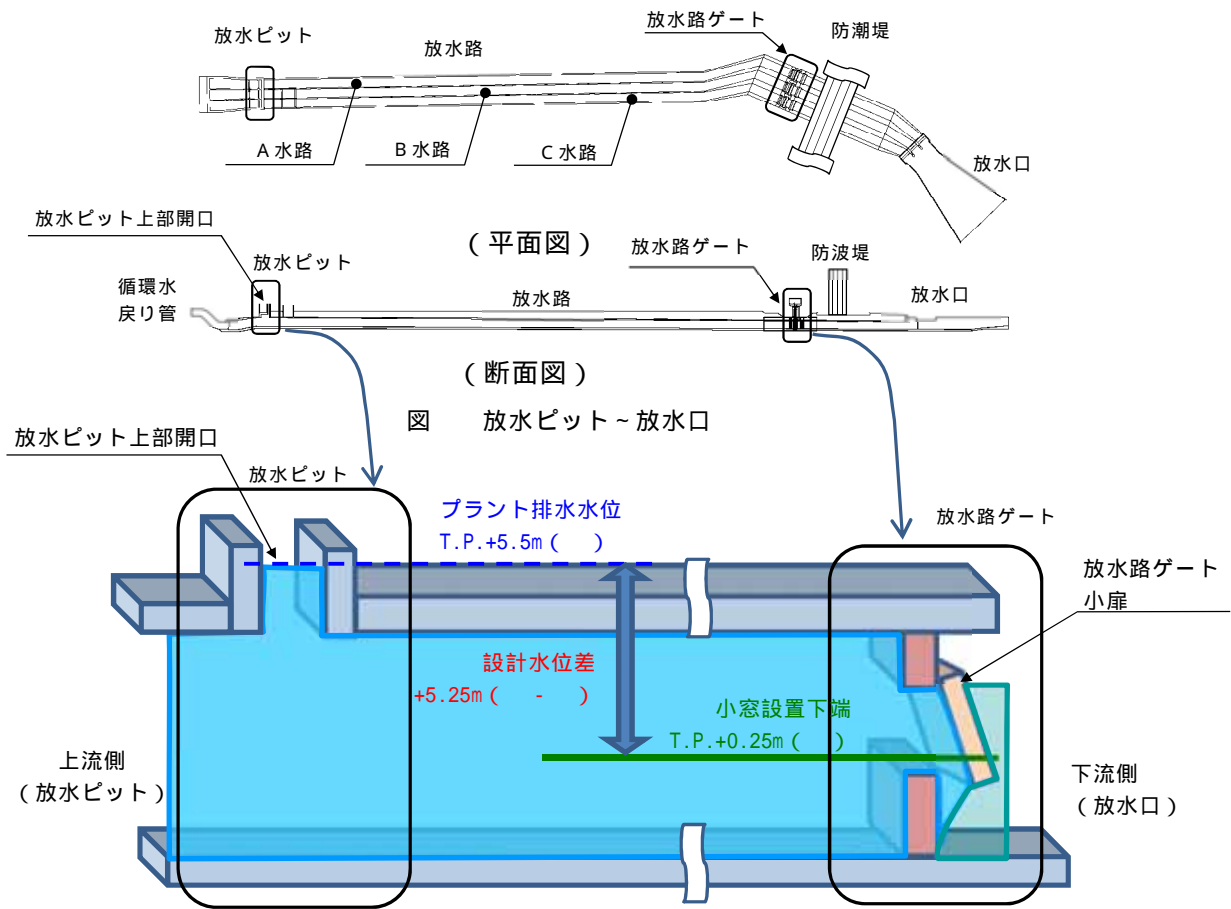


図 放水路ゲート小扉の設計

【放水路ゲートの小扉の排水条件について】(図 参照)  
 <小扉の開条件>

- 必要面積 (小扉の面積): 0.197m<sup>2</sup> 以上
- 設計水位差: 5.25m ( - )
- ・ プラント排水水位 (放水ピット): T.P. + 5.5m ( )
- ・ 小窓設置下端: T.P. + 0.25m ( )
- 設計潮位 T.P. + 0.61m 以下 (朔望平均満潮位)
- 必要放出流量: 4320.8m<sup>3</sup>/hr
- ・ 残留熱除去系海水ポンプ 885.7m<sup>3</sup>/hr × 4台
- ・ 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6m<sup>3</sup>/hr × 2台
- ・ 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8m<sup>3</sup>/hr × 1台

### 第3図 放水路ゲートの小扉からの排水設計

## 津波襲来時の排水について

通常は小扉から排水する設計であるが、津波の襲来時には、放水口側の水位差が上回り排水ができなくなる。放水口前面での津波高さは、放水ピット上部開口部高さT.P. + 5.5mを上回る津波高さの時間は、最大で約4分であり、排水量に換算すると最大約670m<sup>3</sup>になる。津波襲来時には敷地内に一時的に排水するよう設計する。第4図に放水路ゲート閉止状態での排水イメージを示す。

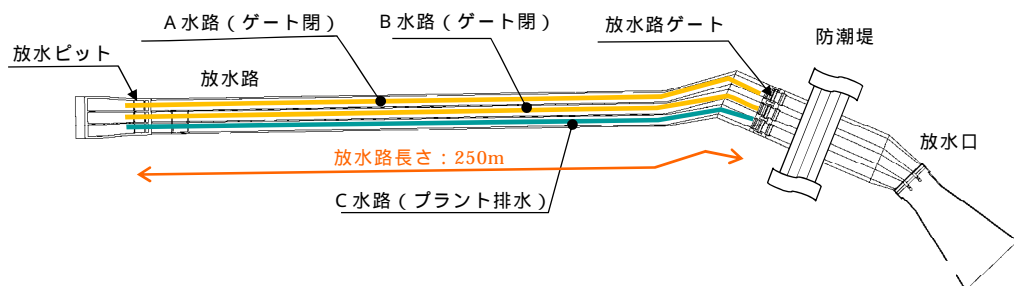


図 非常用海水ポンプの排水ルート（C水路の例）

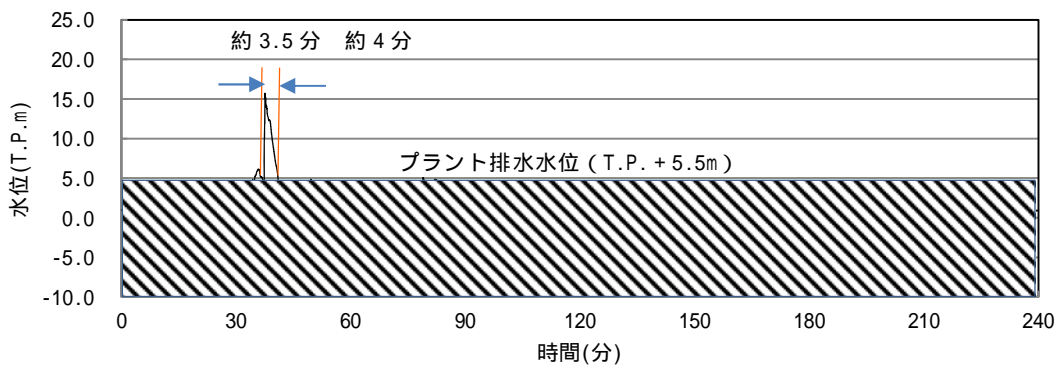
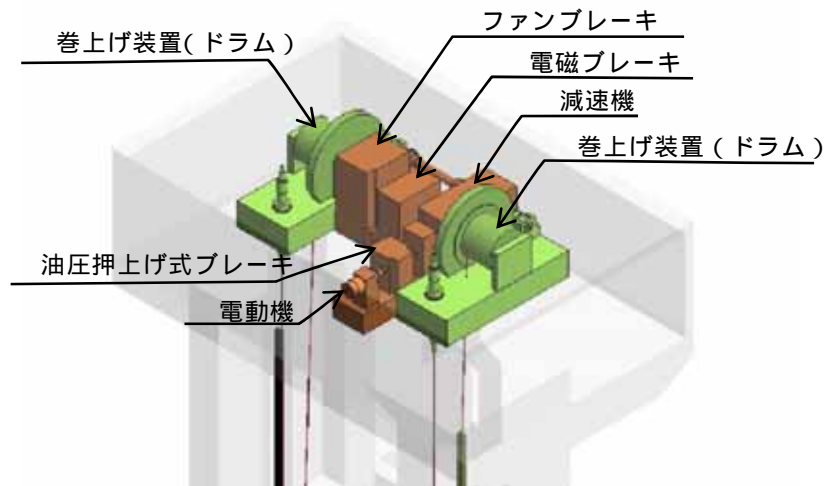


図 放水路ゲート閉止した場合の時刻歴波形

## 第4図 放水路ゲート閉止時の排水

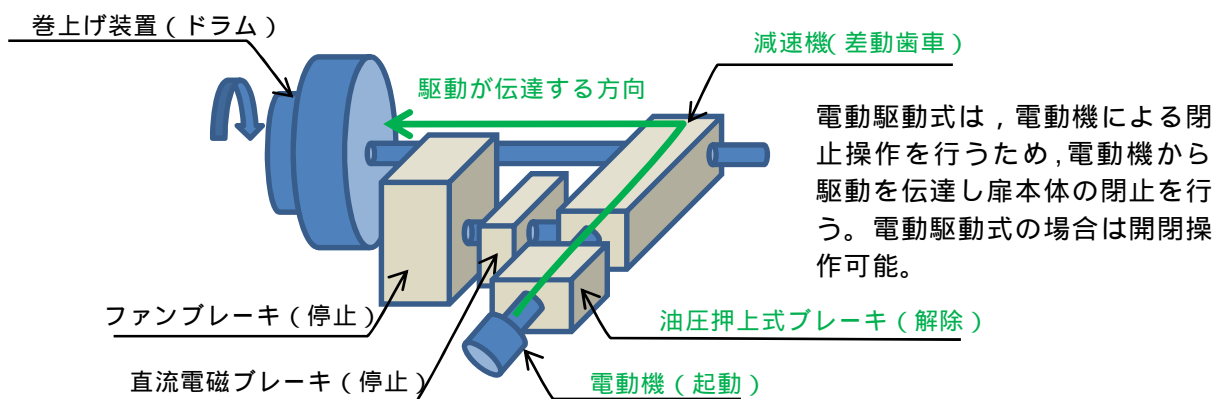
(5)開閉装置の構造及び動作原理について

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「機械式」の2つの構造がある。第5図 a ~ b に開閉装置の構造及び動作原理について示す。図 a に開閉装置の構成を示す。なお，動作原理は防潮扉と同じである。



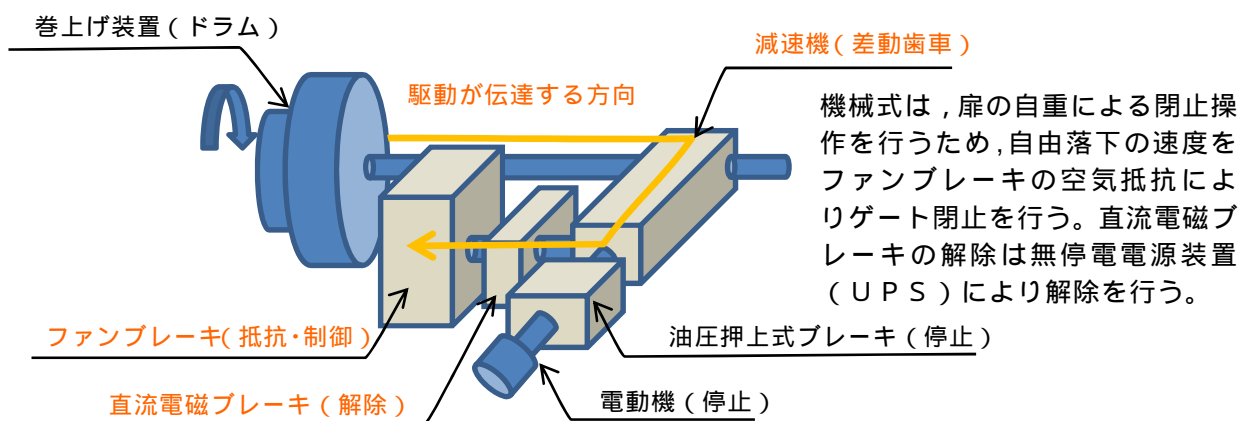
【図 a 開閉装置 鳥瞰図】

電動駆動式は 電動機を駆動，油圧押上げ式ブレーキを解除，減速機，巻き上げ装置を経由し放水路ゲートを閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図 b 参照）



【図 b 電動駆動式（開閉操作可能）】

機械式は、直流電磁ブレーキを解除、巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下、ファンブレーキによる落下速度の制御により放水路ゲートを閉止させる機械的な構造である。機械式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置している。機械式は閉操作のみ可能である。



【図 c 機械式（閉操作のみ）】

第5図 開閉装置の構造及び動作原理（図 a ~ 図 c）

(6)開閉装置の振動試験について

a . 試験目的

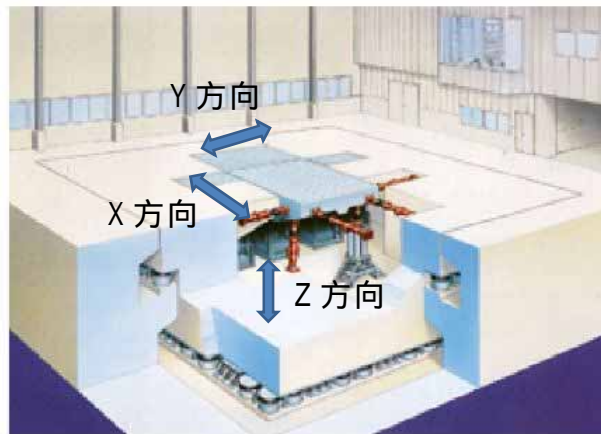
許可段階での成立性確認のため，基準地震動  $S_s$  の選定波を係数倍した加振波を用いて，実機大の放水路ゲートの開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。なお，開閉装置設置位置における加速度応答が算出された段階で，当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認をJEAC4601(2015)「4.6.3.2試験による評価の方法」に準じて行う。放水路ゲートの振動試験内容は防潮扉と同じである。

b . 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉（放水路ゲートと同じ開閉装置を使用）に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し，水平方向と鉛直方向とを同時加振する。第6図に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の規格

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m x Y : 4m		
定格	X 方向	Y 方向	Z 方向
最大変位	± 300mm	± 150mm	± 100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1 G	3 G	1 G



第6図 大型3軸振動台の概要

5条 添付30-12

## c . 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

### < 入力地震動の作成 >

加振試験に用いる基準地震動  $S_s$  は、解放基盤面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトル基準地震動  $S_s - D 1$  (耐専波) を選定した。また、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地盤応答結果から地表面における最大応答加速度が最も大きくなる  $S_s - 2 2$  (鉛直方向最大) 及び  $S_s - 3 1$  (水平方向最大) についても選定した。

### < 加振条件 >

第5表に加振試験に用いた加振条件を示す。加振試験に用いる加振波は、前項で選定した  $S_s - D 1$  ,  $S_s - 2 2$  及び  $S_s - 3 1$  を加速度方向に係数倍した地震波を用いる。 $S_s - D 1$  に対しては、JEAC 4601 (2015) の評価を実施するため、地表面応答加速度を4.49倍し全周期帯を包絡させた地震動を作成した。また、 $S_s - 2 2$  については鉛直方向最大、 $S_s - 3 1$  については水平方向最大の応答加速度に対し約2倍増幅させ機器の健全性を確認する加振条件とした。

更に、地表面のSHAKEの応答加速度に対し開閉装置位置の応答加速度まで考慮する必要があり、開閉装置 (防潮扉) の位置 (T.P.+22.5m) の応答加速度を想定するため、FLIP/SHAKEの比率 (1.73倍) を算定した。地表面応答加速度 (開閉装置位置における包絡波4.49倍) とFLIP/SHAKEの比率 (開閉装置位置における応答加速度1.73倍) との応答スペクトルの振幅倍率は 入力地震動 (2.59倍) を設定した。

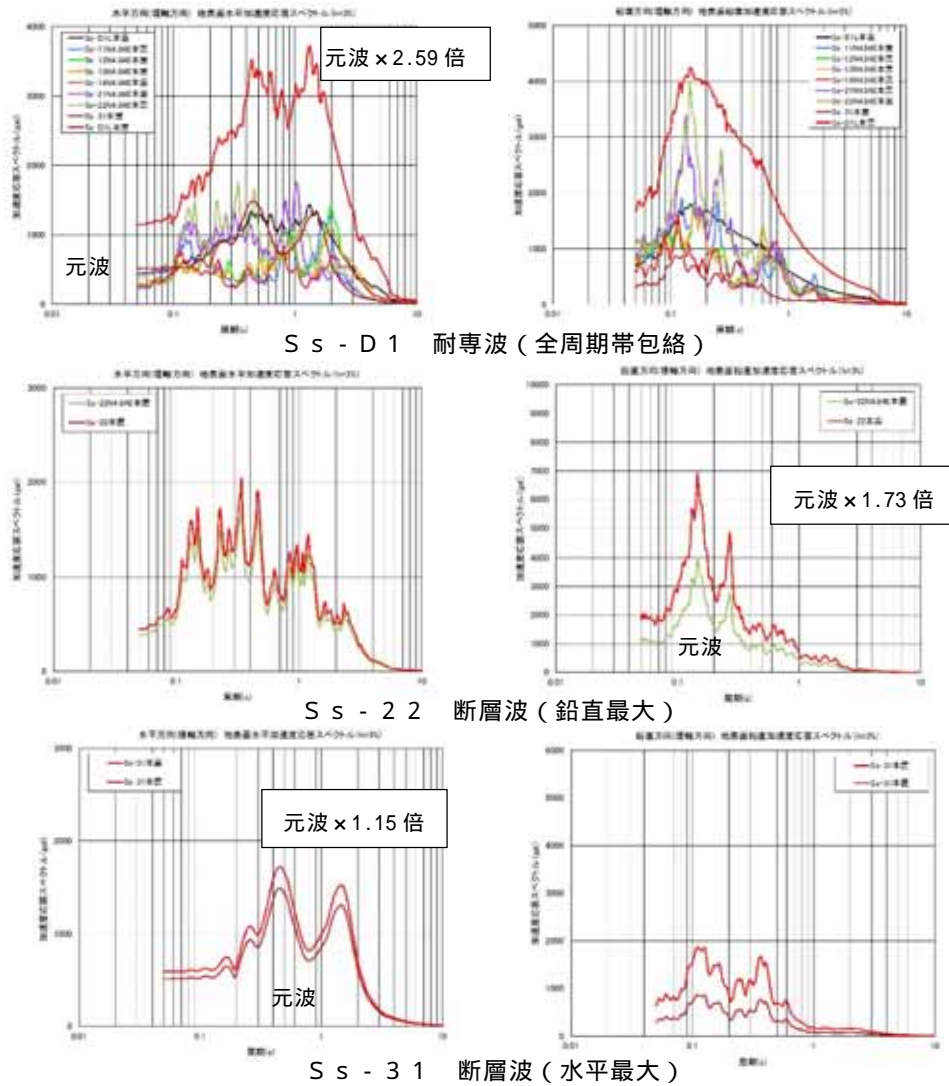
また、 $S_s - 2 2$  (鉛直最大)、 $S_s - 3 1$  (水平最大) の場合も同様に、鉛直及び水平加速度の地表面加速度の約2倍を設定し、FLIP/SHAKE比率を掛合せた 入力地震動を設定した。第5表に各地震

波における加振条件を示す。第7図模擬地震波の加速度応答スペクトル参照。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。

第5表 各地震波における加振条件

地震波	地表面応答加速度 (SHAKE × 係数倍)	開閉装置位置の応答加速度 (FLIP/SHAKE)	入力地震動 ( / )
S <sub>S</sub> - D 1	4.49	1.73	2.59
S <sub>S</sub> - 2 2	1.61	0.93	1.73
S <sub>S</sub> - 3 1	2	1.73	1.15

振動試験装置の性能上 1.61 倍とした。



第7図 模擬地震波の加速度応答スペクトル  
5条 添付30-14



#### d . 試験装置

放水路ゲートの開閉装置は防潮扉の開閉装置と同じ構造であるため，放水路ゲートと防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し，開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については，駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また，ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第8図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

##### < 試験装置の構成 >

開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他） 1式  
制御盤 1式



第8図 開閉装置の試験装置（全景）

#### e . 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また，試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

(7)安全機能 (MS - 1) 要求に伴う設計について

放水路ゲートは設置許可基準規則 第十二条の要求に基づき以下の安全機能について設計を行う。

- a . 外部電源喪失時にも閉止できるように放水路ゲートの閉止装置に必要な電源は「独立性」「多重性」を確保し非常用ディーゼル発電機 2 C , 2 D 母線から供給する様に設計する。
- b . 駆動方式は , 多重性を確保し「電動駆動式」及び「機械式」で設計する。「機械式」はファンブレーキ方式を採用する。また , 外部からの動力の供給をがない場合においても操作が可能なよう無停電電源装置 ( UPS ) を設置する。
- c . 運転員による誤操作及び誤信号による誤動作を防止するため , 循環水ポンプ運転中は閉止しないインターロックを持つ設計にする。
- d . 放水路ゲートが閉止している状態においても , 安全系ポンプが運転中のため , 完全に閉止してしまうと敷地内へ浸水することから , 閉止ゲートの扉体に小扉を設け安全系ポンプの排水は放水口より排水できる設計にする。
- e . 放水路ゲートの状態を監視し , 異常の発生を検知できるような設計にする。

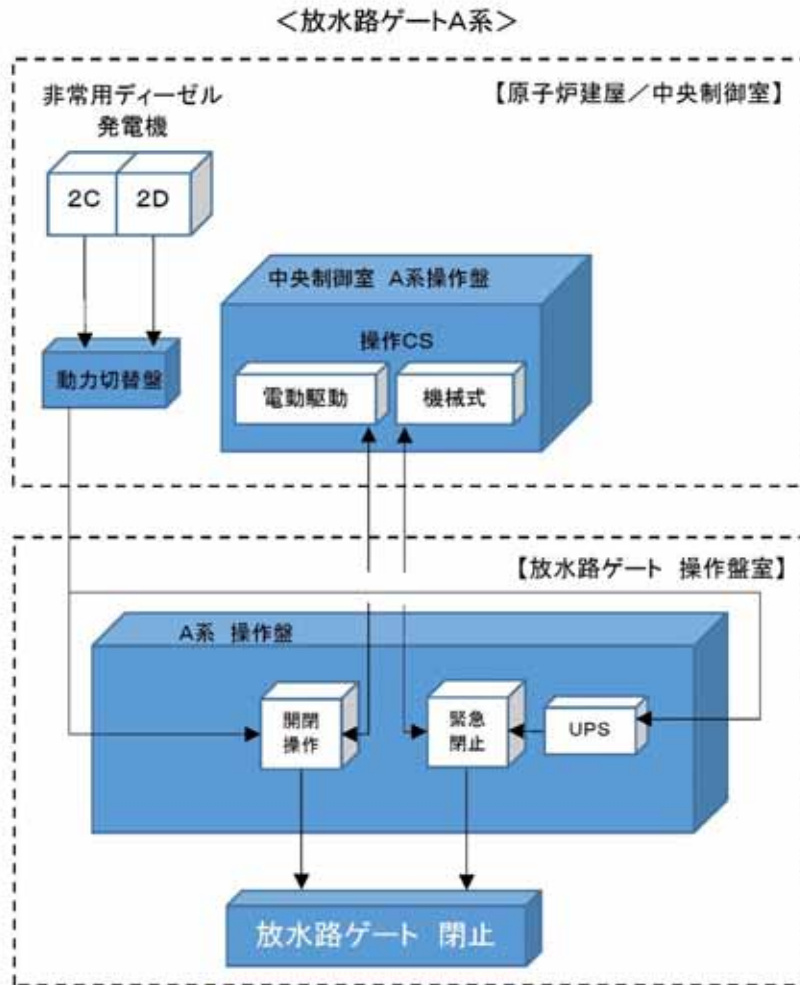
#### (8)放水路ゲート操作電源系等の設計について

津波の襲来に対して確実な緊急閉止操作を達成するため、基本設計方針に基づき、放水路ゲートの閉止機能は重要安全施設（MS - 1）設計とする。動的機器である閉止機構及び閉止機構に関する電源系、制御系は多重化し、ゲート自体は静的機器であることから多重性の必要はなく、シングルであっても確実に閉止する設計となっている。

- ・ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式、電気系等）は、多重性又は多様性、及び独立性を確保し、遠隔操作が可能な系統とする。
- ・想定される全ての環境条件において、その機能を発揮できるよう、耐震性を含めた耐環境性を確保する。
- ・放水路ゲートの状態を監視し、異常等の発生を検知できるよう設計する。

この基本設計方針の概念図を第9図に放水路ゲート電源概念図を示す。

開閉機構には、「電動駆動式」「機械式」を多重に設けており、通常時は電動駆動式により閉止を行い、緊急を要す場合に「機械式」を選択する。放水路ゲートの操作は中央制御室から遠隔操作を可能とし、開閉状態についても監視できる設計にする。また、それぞれの制御系、電源系は多重化し、かつ独立性を確保し、耐震性はSクラス設計する。



第9図 放水路ゲート電源概念図（A系の例）

### 3. 放水路ゲート閉止方法について

発電所への影響を及ぼすような津波が襲来する恐れがある場合の放水路ゲート閉止操作に関する手順並びに操作系設備の設計の考え方を以下に示す。

#### (1) 電動駆動式による閉止操作の手順

津波情報については、気象庁からの大津波警報や構内設置の潮位計及び津波監視カメラにより情報を収集しているが、気象庁からの発信される津波情報のうち、太平洋側沿岸部に到達する津波（遠方沖含む）の予報区で大津波警報が発表された場合に、放水路ゲートの閉止判断を行い、閉止操作に移行する。放水路ゲートの閉止判断を行った場合の対応手順及び対応時間については以下のとおり。

放水路ゲートを閉止するためには、循環水ポンプを先に停止させる必要がある。誤操作・誤動作による閉止した場合に敷地内へ循環水が溢水することを防止するため、循環水ポンプの停止信号を放水路ゲートの閉操作のインターロックに設定している。

循環水ポンプ停止後、電動駆動式による放水路ゲートの閉止操作を中央制御室から遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約22分である。

第10図に放水路ゲートの操作フローを示す。

## (2) 機械式による閉止操作の手順

放水路ゲートの閉止操作は，中央制御室からの遠隔操作により実施する。原則として通常は「電動駆動式」の操作としているが，「機械式」による自重落下式も採用し多重性を確保している。

機械式は，外部電源喪失時にも直流電磁ブレーキを開放するだけで放水路ゲートを閉止できる。

操作は中央制御室の選択スイッチにより「電動駆動式」か「機械式」を選択し遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約14分である。

第10図に放水路ゲートの操作フローを示す。

放水路ゲートの閉止操作時間は，地震・津波発生から電動駆動式の場合で約22分，機械式の場合で約14分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため，到達までに放水路ゲートを閉止することができる。

また，大津波警報が発表された場合の循環水ポンプ等の常用系海水ポンプの運用手順を添付資料10に示す。

< 参考 >

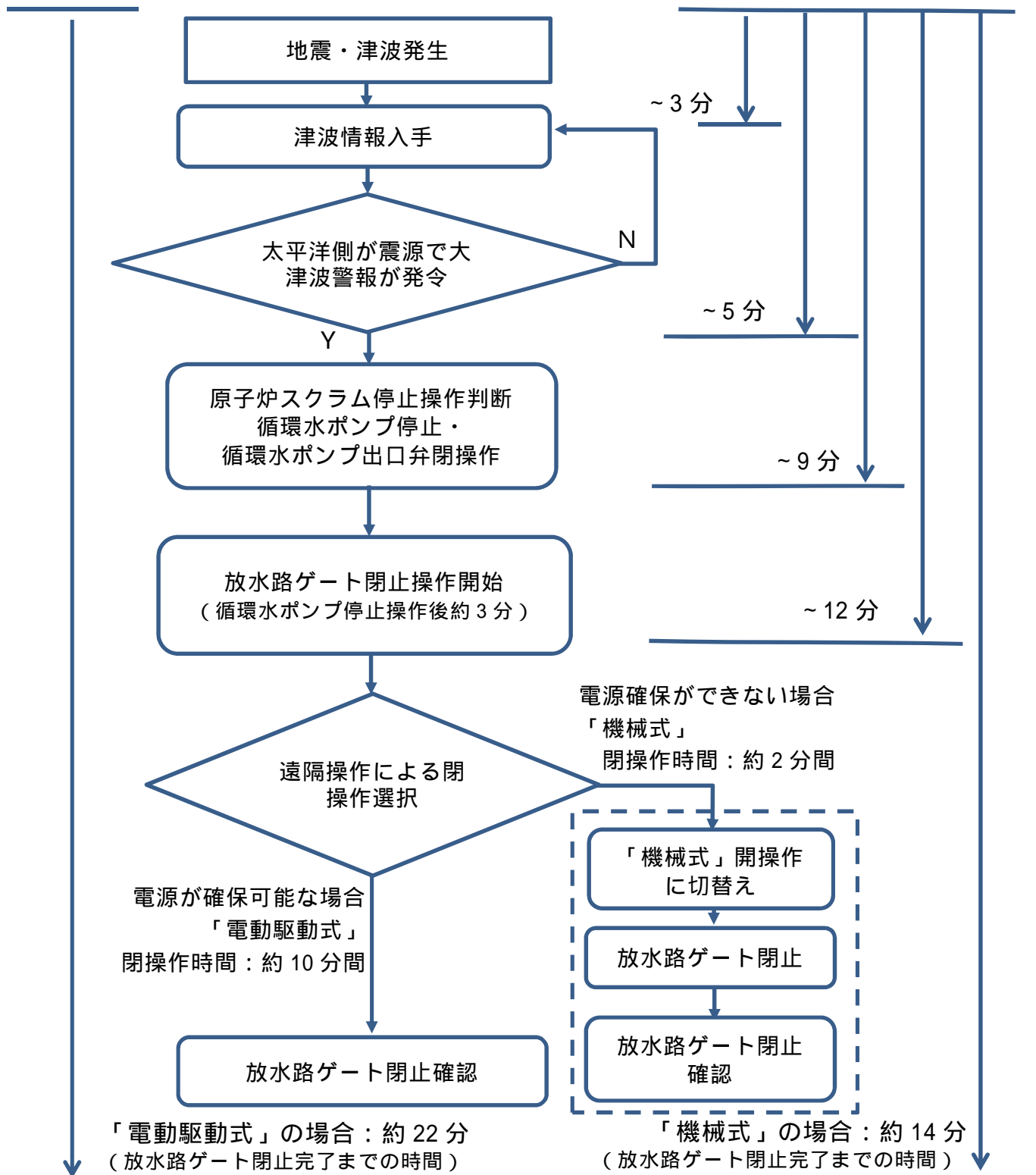
ここでは海域活断層を波源とした津波時の場合について評価する。

海域活断層F8の到達時間約24分に対し，電動駆動式約22分，機械式約14分であることから敷地へ到達する前に閉止することができる。第4表に各海域活断層の津波高さ到達時間について（取水口前面）示す。

仮に閉止できなかつたとしても，海域活断層の津波高さは，最大でもF16のT.P. + 2.0mであることから，放水路ゲートを閉止しなくても敷地へ遡上することはない。第5表に各海域活断層の津波高さ到達時間について（取水口前面）示す。

第5表 各海域活断層の津波高さ到達時間について（取水口前面）

海域活断層名	最高水位（T.P. m）	到達時刻（分）
F1～塩ノ平	+ 1.7	32
F3～F4	+ 1.2	43
F8	+ 1.9	24
F16	+ 2.0	25



第10図 放水路ゲート操作フロー



## 設置許可基準規則 第十二条との適合性

設置許可基準規則	適合性
(安全施設)	
<p>第一二条 安全施設は、その安全機能の重要度に応じて、安全機能が確保されたものでなければならない</p>	<p>取水路ゲートは、入力津波による遡上波が、設計基準対象施設の津波防護対象設備に到達、流入を防ぐ重要な施設であることを踏まえ、MS - 1 設計とする。以下にその適合性を述べる。</p>
<p>2 安全機能を有する系統のうち、安全機能の重要度が特に高い安全機能を有するものは、当該系統を構成する機能又は器具の単一故障（単一の原因によって一つの機械又は器具が所定の安全機能を失うこと（従属要因による多重故障を含む。）をいう。以下同じ。）が発生した場合であって、外部電源が利用できない場合においても機能できるように、当該系統を構成する機械又は器具の機能、構造及び動作原理を考慮して、多重性又は多様性を確保し、及び独立性を確保するものでなければならない。</p>	<p>津波防護機能を達成するため、放水路ゲートを閉止するための閉止機構は多重化し、各々異なる動作原理により駆動する系統とする。</p> <p>また、当該閉止機構の駆動に必要な電源系及び制御系もそれぞれに独立した系統により、多重化した設計とする。また、電源系には、無停電電源装置を用いることで外部電源喪失時にもゲート閉止が可能とすることにより、単一故障に対して津波防護機能を失わない設計とする。</p>
<p>3 安全施設は、設計基準事故時及び設計基準事故に至るまでの間に想定される全ての環境条件において、その機能を発揮することができるものでなければならない。</p>	<p>電源系等を独立させ、内部火災等の影響を受けない設計とする。</p> <p>開閉装置は、外部火災等、自然現象による影響を受けない設計とする。</p> <p>基準地震動 <math>S_s</math> に対して、ゲートの閉止機能を喪失しない設計とする。</p>
<p>4 安全施設は、その健全性及び能力を確認するため、その安全機能の重要度に応じ、発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものでなければならない。</p>	<p>原子炉の運転中又は停止中に放水路ゲートの作動試験又は、検査が可能な設計とする。</p>
<p>5 安全施設は、蒸気タービン、ポンプその他の機器又は配管の損傷に伴う飛散物により、安全性を損なわないものでなければならない。</p>	<p>放水路ゲートと蒸気タービン、ポンプ等とは距離による離隔が十分にされていることから飛来物による影響は及ぶことはない設計としている。</p>
<p>6 重要安全施設は、二以上の発電用原子炉施設において共用し、又は相互に接続するものであってはならない。ただし、二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合は、この限りでない。</p>	-
<p>7.安全施設（重要安全施設を除く。）は、二以上の発電用原子炉施設と共用し、又は相互に接続する場合には、発電用原子炉施設の安全性を損なわないものでなければならない。</p>	-



## 貯留堰の構造及び仕様について

貯留堰は津波防護施設及び非常用取水設備であり，地震後の繰返しの襲来を想定した，経路からの津波に対し，余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても，引き波による取水ピットの水位低下に対して，非常用海水ポンプの機能保持に必要な高さの海水を確保し，主要な構造体の境界部への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標として，取水口前面の海中に設置する。

また，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，有意な沈下が生じないよう堅固な地盤に支持する設計とするとともに，鋼管矢板間には鋼管矢板継手，構造物の境界には止水ゴムを設置し，部材の変形や破断等で有意な漏えいを生じさせ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。

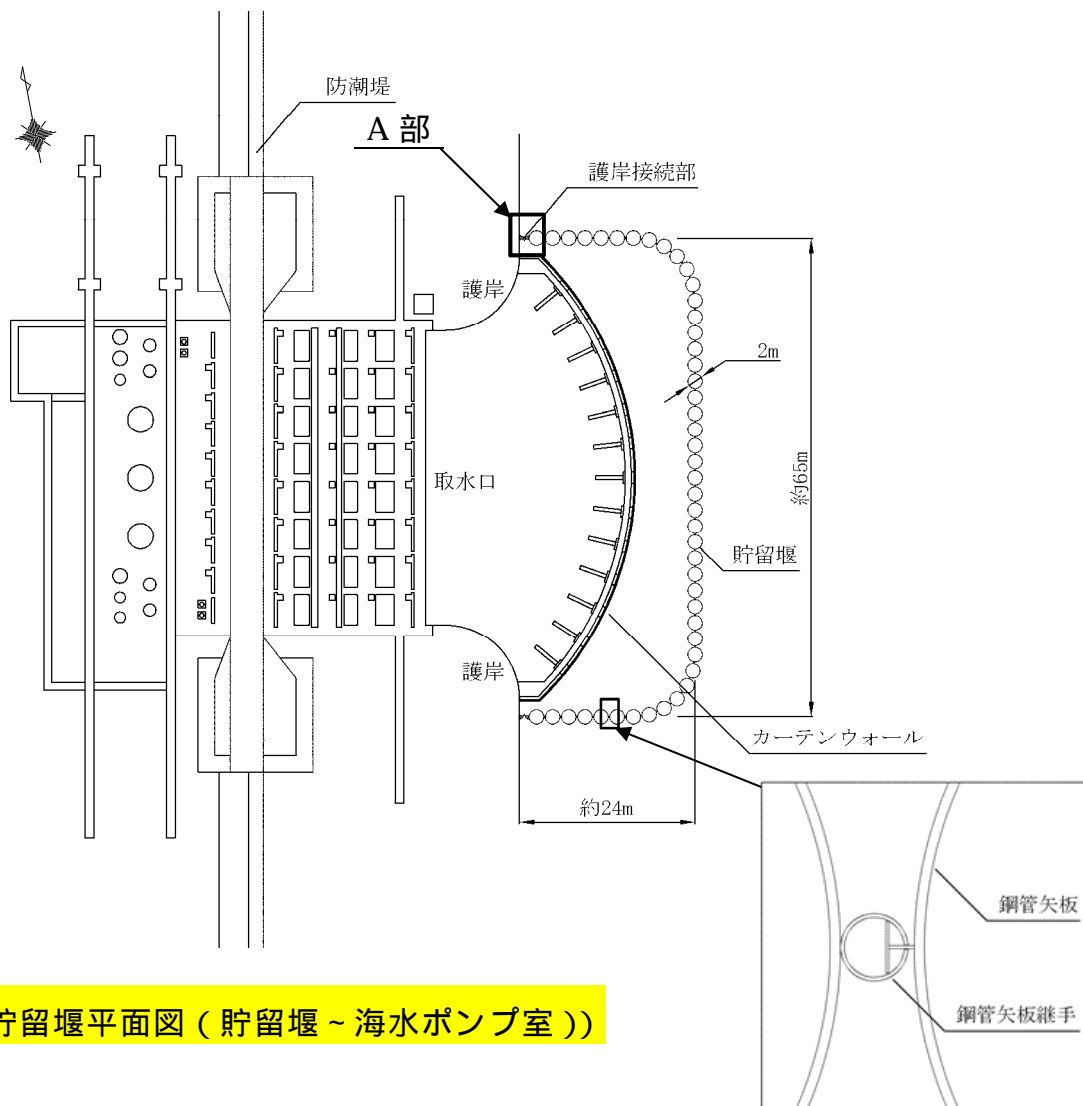
本資料では，貯留堰の構造及び仕様について示すとともに，貯留堰に求められる海水の貯留機能及び止水機能を確保するための設計方針及び施工において確認すべき事項，維持管理方針等について示す。

## 1. 貯留堰の構造及び仕様

貯留堰は，その機能・目的から貯留堰本体，護岸接続部及び貯留堰取付護岸に区分され，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と止水ゴムへの津波漂流物の衝突を防ぐ防護材及びこれらを取り付けるための鋼材，貯留堰取付護岸は既設構造物で

ある前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

鋼管矢板は，2,000mmの炭素鋼鋼管であり，全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は，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とともに，天端は，非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため，海底地盤レベルT.P. - 6.89mに対して天端高さをT.P. - 4.9mとしており，約2mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は，約65m×約24mである。第1-1図に貯留堰の全体構造，第1-1表に貯留堰の主要仕様を示す。

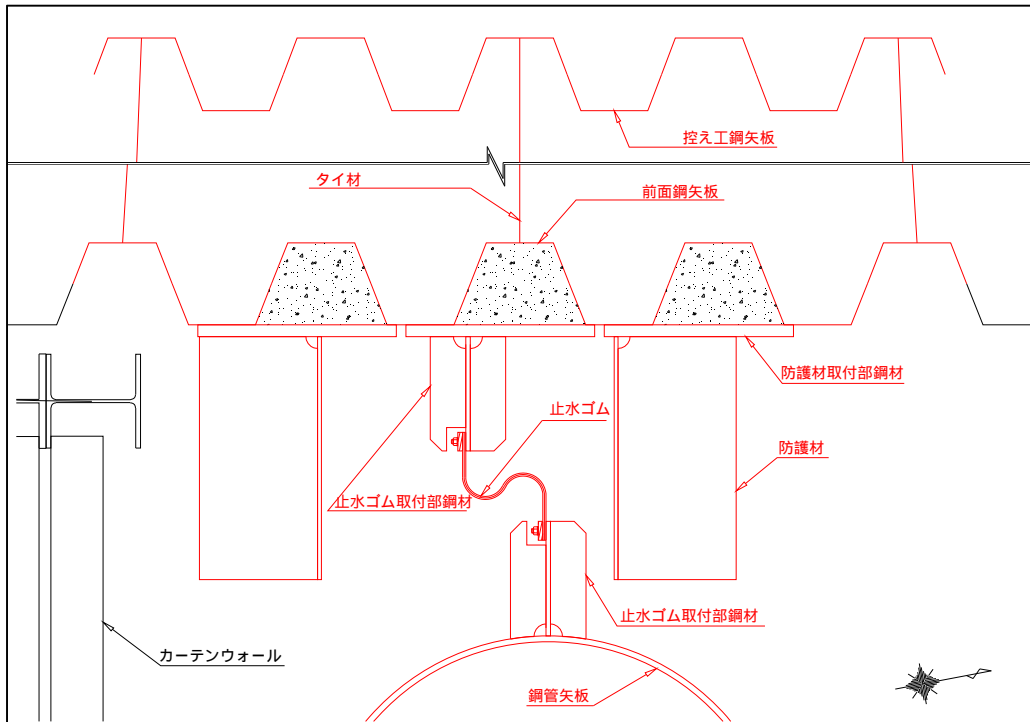


((貯留堰平面図(貯留堰～海水ポンプ室))

(鋼管矢板継手部)

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (1 / 5)

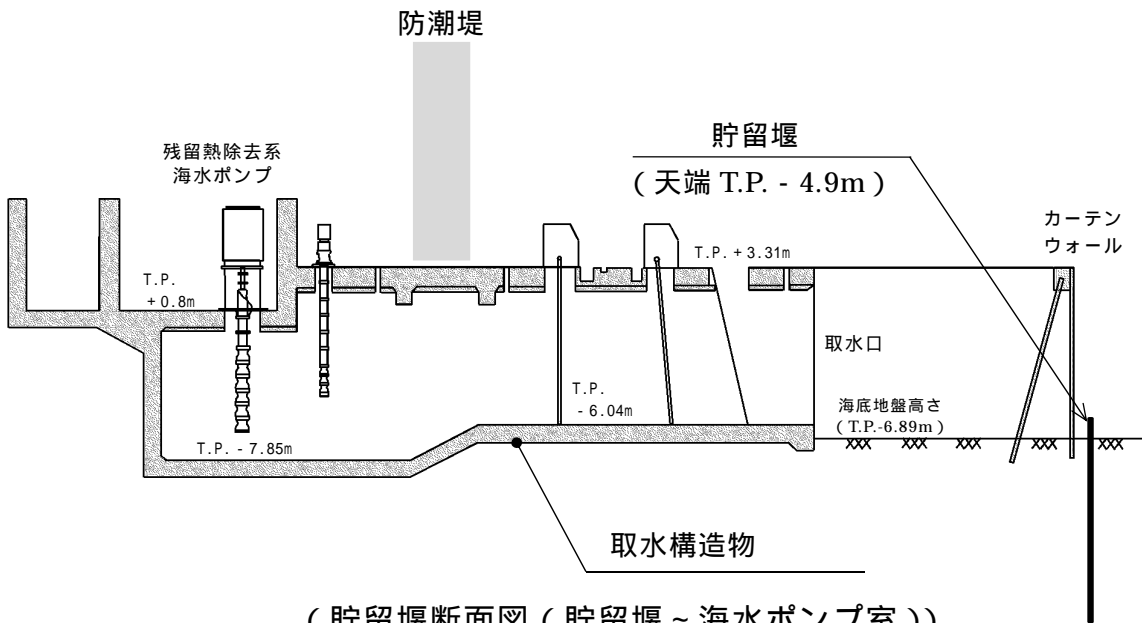
5 条 添付 3 2 - 2



施設区分上の貯留堰を赤色表示部分にて示す。

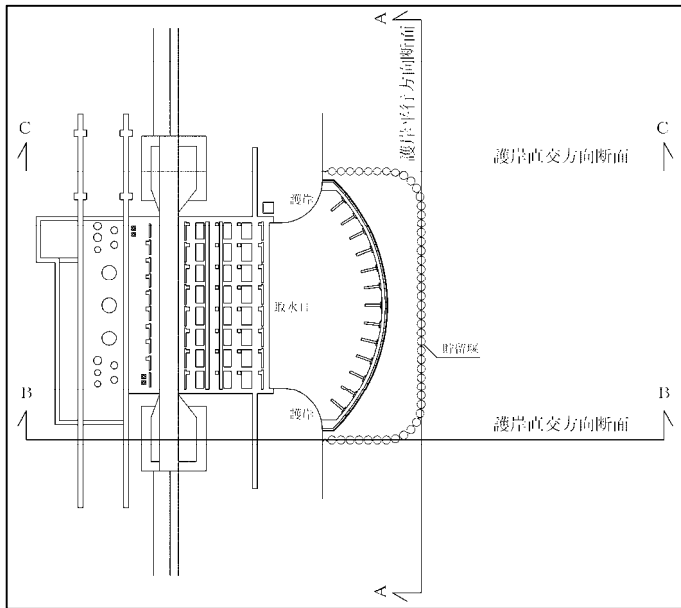
(A部拡大(貯留堰取付護岸接続部))

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (2 / 5)



(貯留堰断面図(貯留堰～海水ポンプ室))

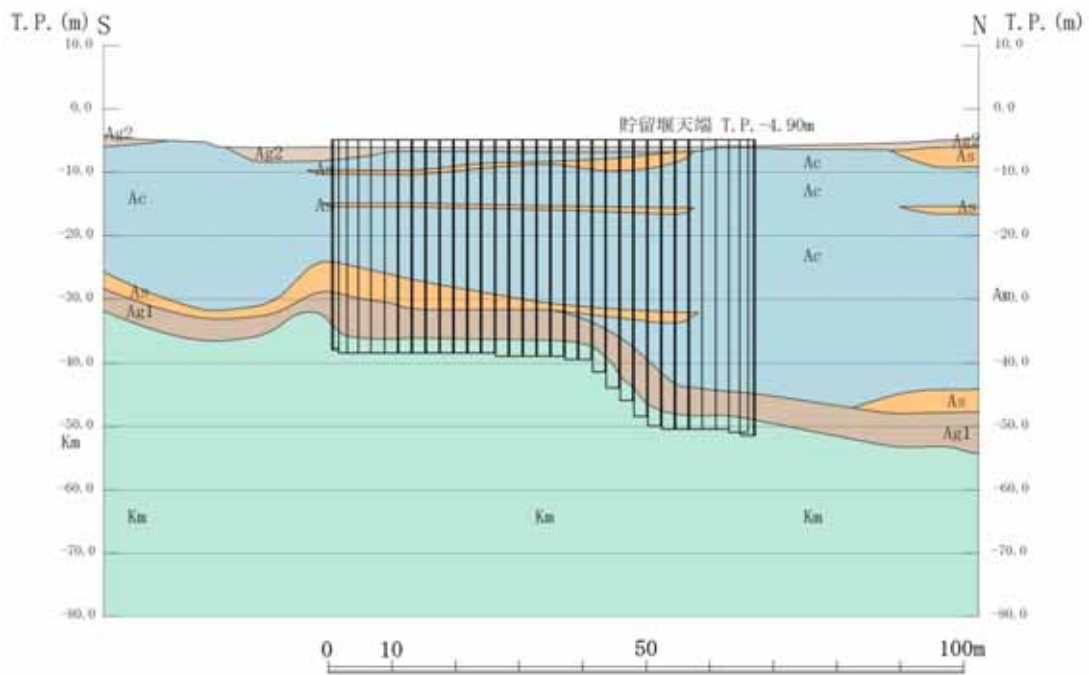
第 1-1 図 貯留堰全体構造 (3 / 5)



地質構成表

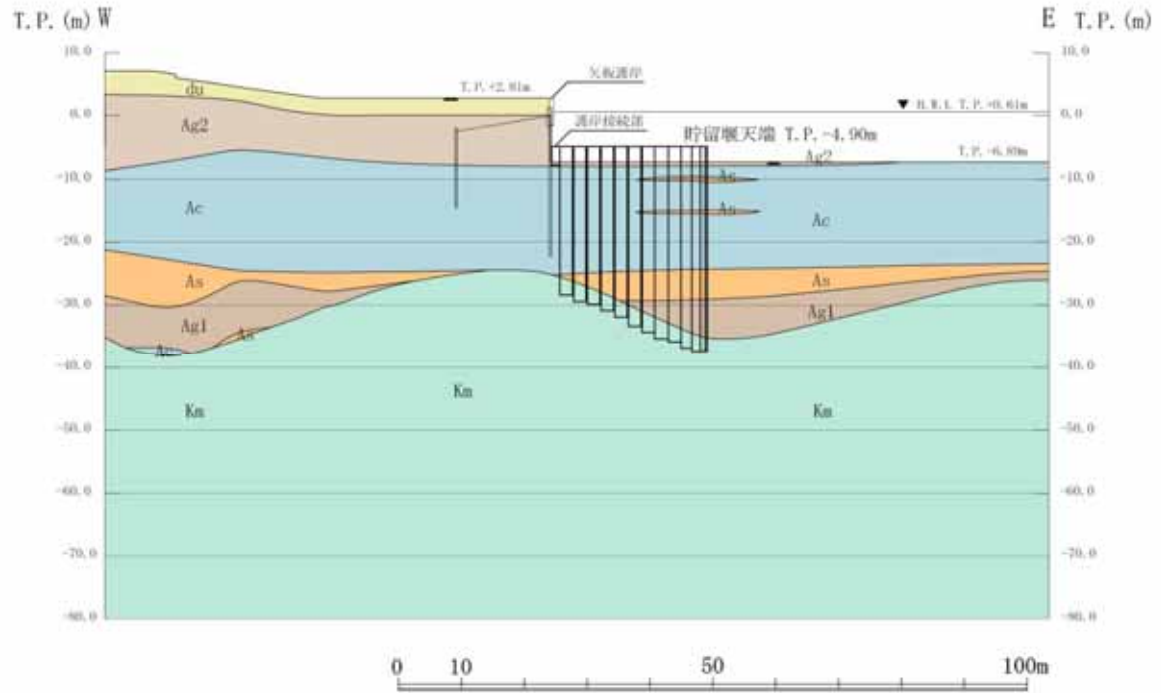
地質時代	地質区分	記号	岩相	備考	
第 四 紀 完 新 世	砂丘層	du	砂	敷地全体に広く分布する。	
	沖積低地 堆積層	久慈川 堆積層	Ag2	砂礫	敷地全体に広く分布する。
		Ac	粘土	久慈川が侵食した凹状の 谷を埋めて分布する。	
		As	砂		
		Ag1	砂礫		
第 四 紀 更 新 世	低位段丘 堆積層	段丘堆積層2	D2c-3	シルト	敷地南部に埋没段丘として 分布する。
		D2s-3	砂		
		D2c-2	シルト		
		D2g-2	砂礫		
	中位段丘 堆積層	段丘堆積層1	Im	ローム	敷地の南西部に分布し、 いわゆる扇田段丘面を 構成する。
		D1c-1	シルト		
		D1g-1	砂礫		
第三紀 鮮新世	久米層	Km	砂質泥岩	敷地の基盤岩である。	

断面位置図及び地質構成表

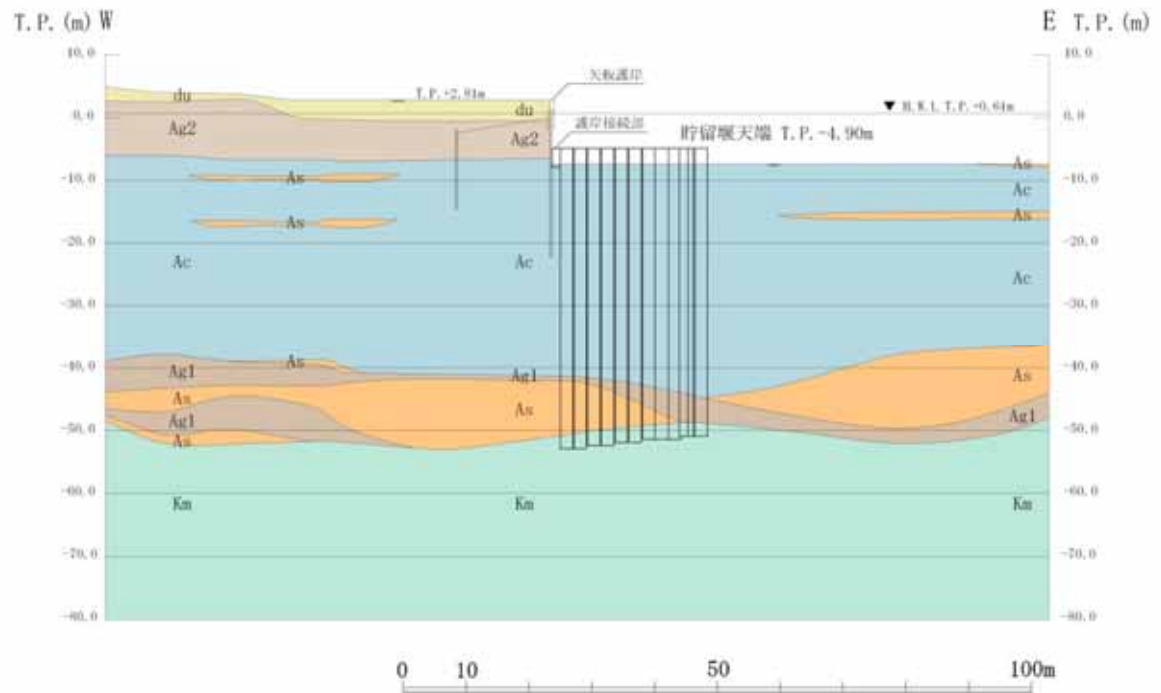


護岸平行方向断面 (A - A 断面)

第 1-1 図 貯留堰全体構造 (4 / 5)



護岸直角方向断面 ( B - B 断面 )



護岸直角方向断面 ( C - C 断面 )

第 1-1 図 貯留堰全体構造 ( 5 / 5 )

第 1-1 表 貯留堰の主要仕様

施設区分	構成部位		項 目		仕様	
貯留堰	貯留堰本体	鋼管矢板	材 質		SM570	
			寸 法 (mm)	外 径	2000	
			許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	255	
				圧 縮	255	
			せん断	145		
		鋼管矢板継手	材 質		SM400	
			型 式		P-T型	
			寸 法 (mm)	継手間隔	180	
	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		引 張	140		
			圧 縮	140		
		せん断	80			
	護岸接続部	止水ゴムジョイント	止水ゴム	材 質		C R ・ 補強布
				型 式		F R 特殊型
			許容引張力 (N/mm)	引 張	118.7	
		止水ゴム取付部鋼材	材 質		SM400	
			許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	140	
				圧 縮	140	
		せん断		80		
		防護材	材 質		SM400	
			許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	140	
				圧 縮	140	
		せん断		80		
		防護材取付部鋼材	材 質		SM570	
	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		引 張	255		
圧 縮			255			
せん断		145				
貯留堰取付護岸	前面鋼矢板 (既設)	材 質		SY295		
		型 式		型		
		終局強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	450		
	控え工鋼矢板 (既設)	材 質		SY295		
		型 式		型		
		終局強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張	450		
	タイ材 (既設)	材 質		タイプル		
		型 式		F130T		
		間 隔 (mm)		1600		
		終局強度 (kN/本)	引 張	1281		



## 2. 設計方針

貯留堰は津波防護施設であるため、「3.1 津波防護施設の設計」に記載のとおり、審査ガイドに基づき、常時荷重、地震荷重、津波荷重及び余震荷重を適切に組合せた条件で設計を行うとともに、漂流物の衝突及び自然現象による荷重との組合せを適切に考慮することにより、耐震・耐津波設計上の十分な裕度をもって海水貯留機能を確保する。

### (1) 評価方針

貯留堰は、前述の機能設計上及び構造強度設計上の性能目標を達成するために、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことが必要となる。このため構造部材の健全性及び基礎地盤の支持性能の観点から評価を行う。

第2-1表に貯留堰の構成部位とその役割を示す。

また、第2-2表に、貯留堰の評価の項目と、その評価方法及び許容限界を示す。

### (2) 検討フロー

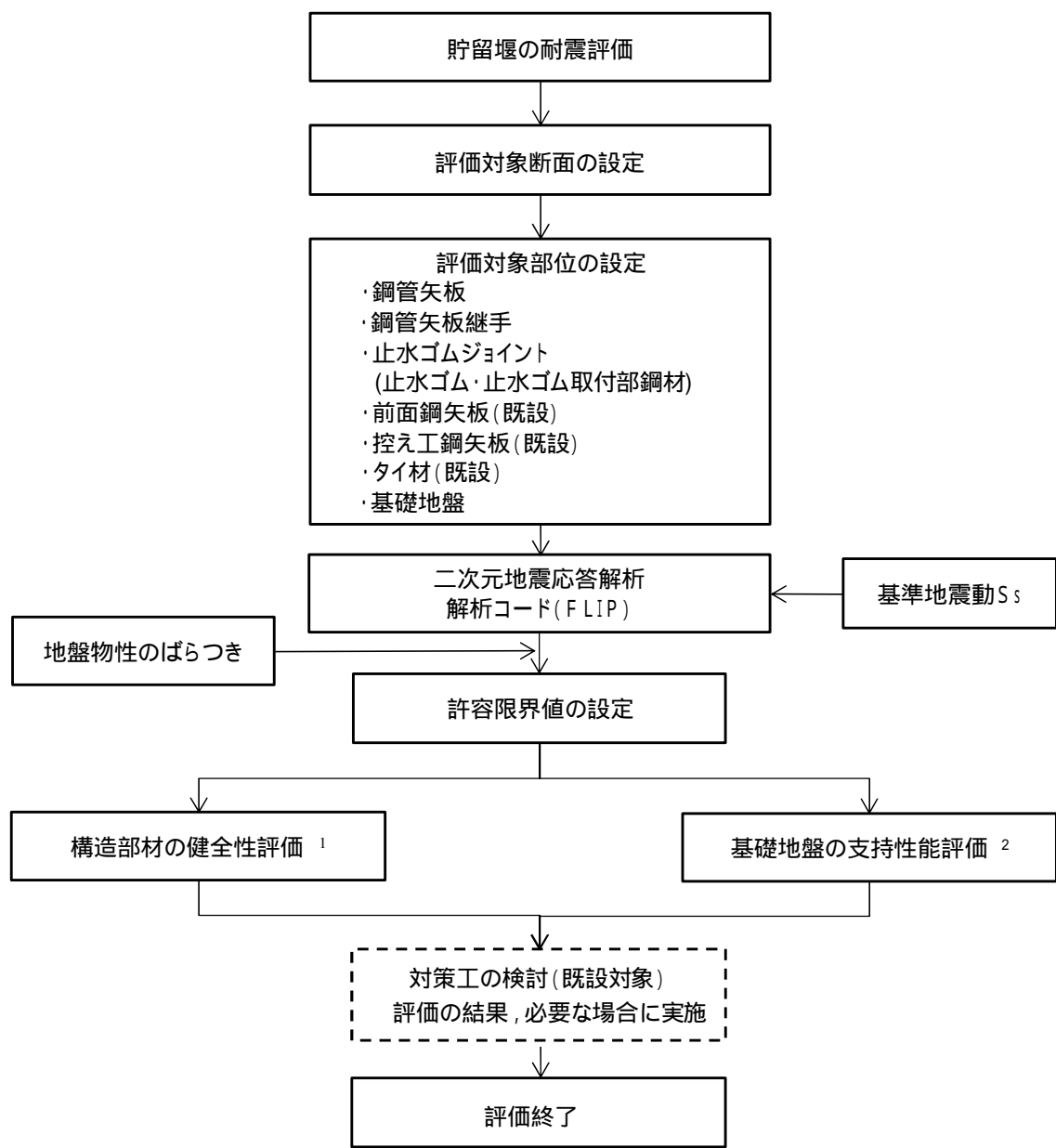
貯留堰の耐震評価の検討フローを第2-1.1図に、強度評価の検討フローを第2-1.2図に示す。

第 2-1 表 貯留堰の構成部位とその役割

施設区分	構成部位		構成部位の役割	
貯留堰	貯留堰本体	鋼管矢板	地震荷重，津波荷重及び漂流物衝突荷重等を支持地盤に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，貯留堰としての機能を維持する。	
		鋼管矢板継手	地震荷重，津波荷重及び漂流物衝突荷重等を連続する鋼管矢板に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより鋼管矢板間の止水性を確保し，貯留堰としての機能を維持する。	
	護岸接続部	止水ゴムジョイント	止水ゴム	津波荷重及び土圧に対して十分な耐性を有し，貯留堰本体と貯留堰取付護岸との間に生じる変位に追従することにより貯留堰本体と貯留堰取付護岸との間の止水性を確保し，貯留堰としての機能を維持する。
			止水ゴム取付部鋼材	
		防護材		漂流物衝突荷重に対して十分な耐性を有し，止水ゴムの損傷を防止することにより貯留堰本体と貯留堰取付護岸との間の止水性を確保し，貯留堰としての機能を維持する。
		防護材取付部鋼材		
	貯留堰取付護岸	前面鋼矢板（既設）	地震荷重に対して十分な耐性を有し，地震荷重，津波荷重及び漂流物衝突荷重等を受ける，止水ゴムジョイント及び防護材を確実に支持することにより止水性を確保し，貯留堰としての機能を維持する。	
		控え工鋼矢板（既設）		
		タイ材（既設）		

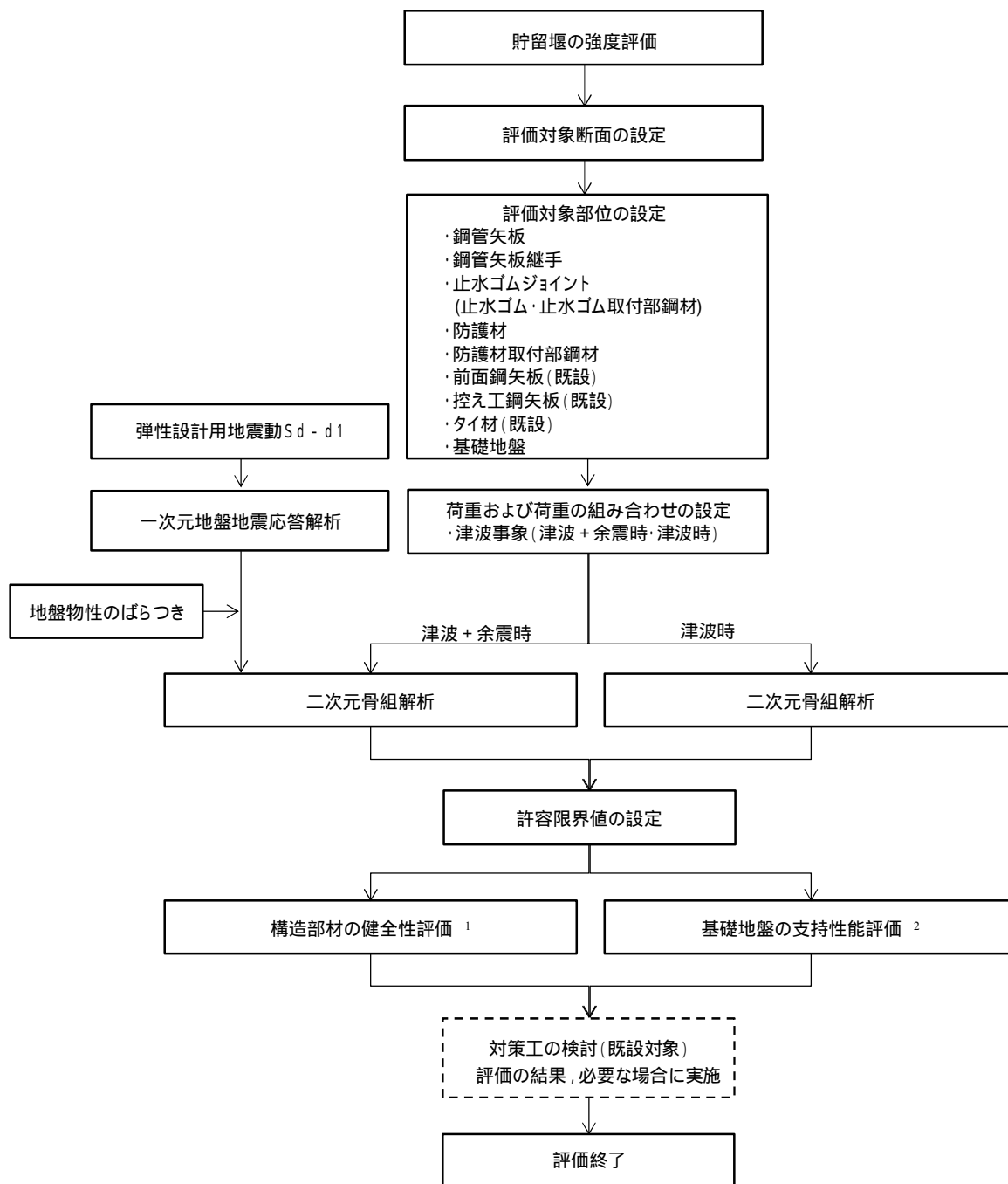
第 2-2 表 貯留堰の評価項目と許容限界値

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		鋼管矢板継手	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		止水ゴム	発生する引張力が許容限界を超えないことを確認	許容引張力
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		前面鋼矢板（既設）	発生応力が許容限界を超えないことを確認	終局強度
		控え工鋼矢板（既設）	発生応力が許容限界を超えないことを確認	終局強度
		タイ材（既設）	発生応力が許容限界を超えないことを確認	終局強度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	支持力が許容限界を超えないことを確認	極限支持力以下
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		鋼管矢板継手	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		止水ゴム	発生する引張力が許容限界を超えないことを確認	許容引張力
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材	発生応力が許容限界を超えないことを確認	短期許容応力度
		前面鋼矢板（既設）	発生応力が許容限界を超えないことを確認	終局強度
		控え工鋼矢板（既設）	発生応力が許容限界を超えないことを確認	終局強度
		タイ材（既設）	発生応力が許容限界を超えないことを確認	終局強度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	支持力が許容限界を超えないことを確認	極限支持力以下



- 1：構造部材の健全性評価を実施することで，第 2-2 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- 2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで，第 2-2 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第 2-1.1 図 貯留堰検討フロー（耐震評価）



- 1：構造部材の健全性評価を実施することで、第 2-2 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- 2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第 2-2 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第2-1.2図 貯留堰検討フロー（強度評価）

### (3) 貯留堰からの漏水防止

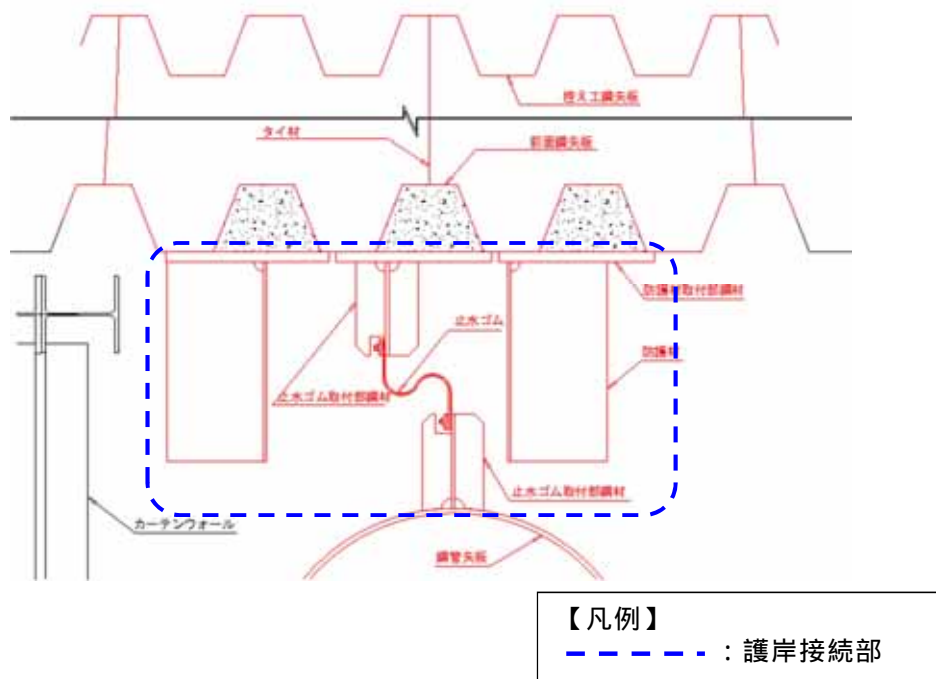
貯留堰の海水貯留機能を確保するため、護岸接続部及び鋼管矢板継手部における漏水防止に関する設計方針を以下に示す。

なお、記載の各種数値については、設計の進捗により変更となる可能性があることから暫定値とする。

#### 護岸接続部

##### 1) 漏水防止の考え方

護岸接続部においては、貯留堰**本体**と貯留堰取付護岸との取り合い部からの漏水が想定される。このため、貯留堰**本体**と貯留堰取付護岸との間には鋼板を介した止水ゴムジョイントを設置することで、漏水を防止する設計とする。この構造により、貯留堰**本体**と貯留堰取付護岸に相対変位が生じた場合においても、たわませて設置した止水ゴムの変形により、**漏水**を防止する。第2-2図に護岸接続部の概略構造を示す。



第 2-2 図 護岸接続部の概略構造

護岸接続部の耐震・耐津波設計においては、部材の健全性及び止水性能の観点から、地震時及び津波+余震時に、止水ゴムに生じる引張力と、貯留堰本体と貯留堰取付護岸の相対変位により生じる止水ゴムの変形量について照査を行う。

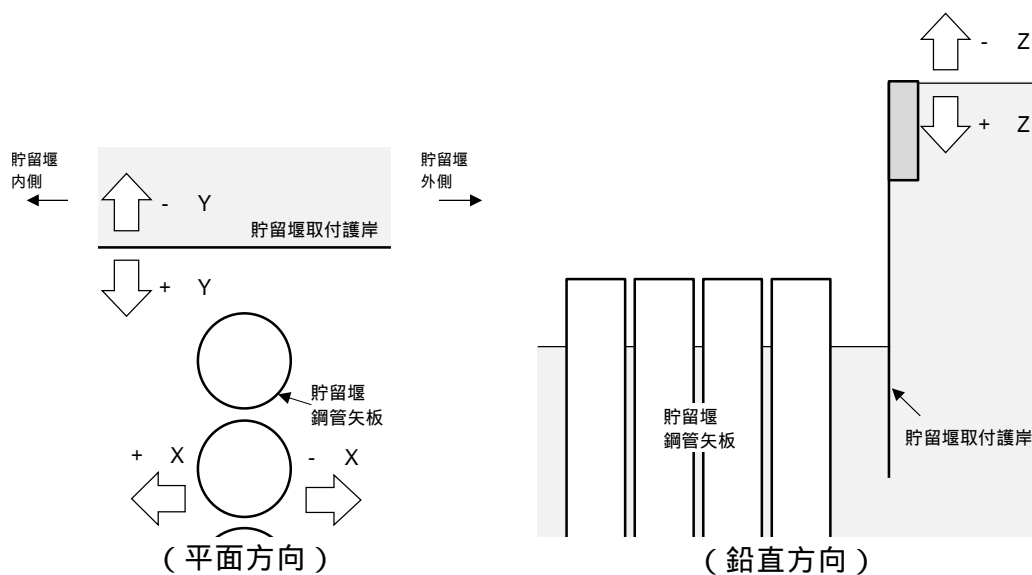
止水ゴムに生じる引張力については、津波波圧と動水圧のほか、鋼管矢板に変位が生じた際に土中の埋込部において土圧が作用することから、この土圧に対しても耐力を確保する仕様とする。

相対変位については、貯留堰取付護岸法線平行方向、法線直角方向及び鉛直方向（第2-3図に示す $\pm X$ 、 $\pm Y$ 及び $\pm Z$ ）の相対変位から求められる合成方向変位に対して、以下の2ケースを設定し、照査する。

- ・地震時：地震時の貯留堰取付護岸と貯留壁本体の最大相対変位を考慮
- ・重畳時：地震時残留相対変位と（津波+余震時）による最大相対変位の合計を考慮

また漂流物の衝突による止水ゴムジョイントの損傷を防ぐため、止水ゴムジョイントの内側・外側に鋼製の防護材を設置する。

第2-3図に貯留堰本体と貯留堰取付護岸との相対変位の考え方を示す。

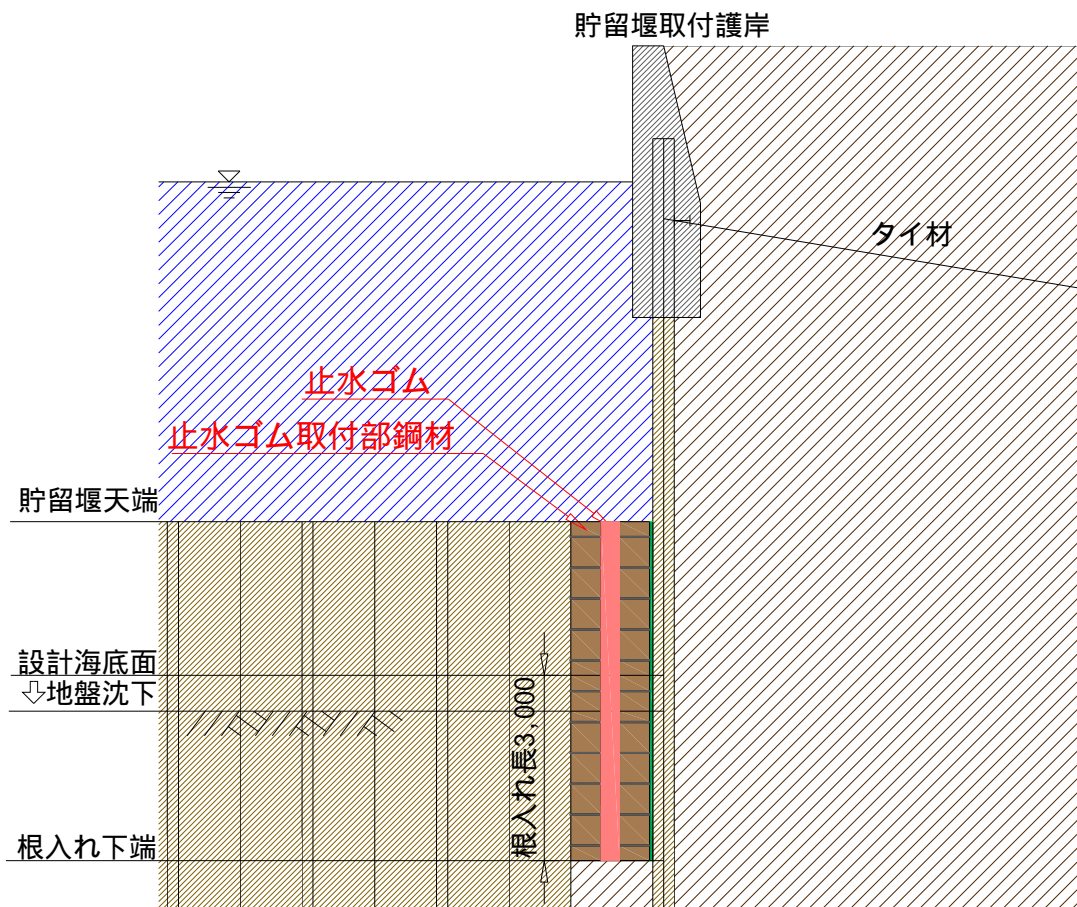


第2-3図 貯留堰本体と貯留堰取付護岸との相対変位の考え方

## 2) 根入れ長の考え方

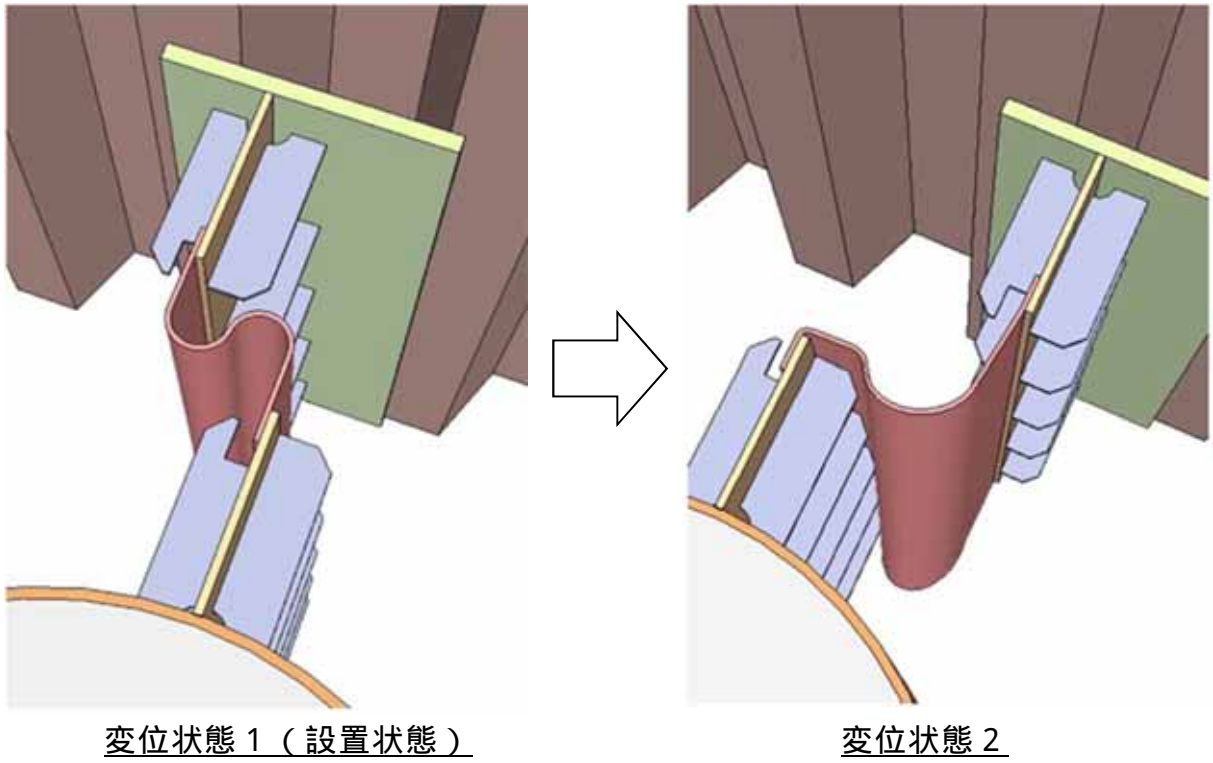
止水ゴムジョイントの根入れ長は、透水係数より算出される必要遮水層厚及び地震により生じる地盤の沈下の影響を考慮し、設定する。止水ゴムジョイントは、止水ゴム取付部鋼材に対し、ボルト・ナットで接合する計画であるため、変位が発生してもゴムが引抜かれることはない。しかし、貯留堰**本体**の変位に伴いゴムジョイントが地中でわずかに変形する可能性があるため、余裕を考慮して根入れ長を設定する。

止水ゴムジョイントの断面図を第2-4.1図に示す。また、第2-4.2図に止水ゴムジョイントの変位のイメージ、第2-4.3図に変形のイメージを示す。

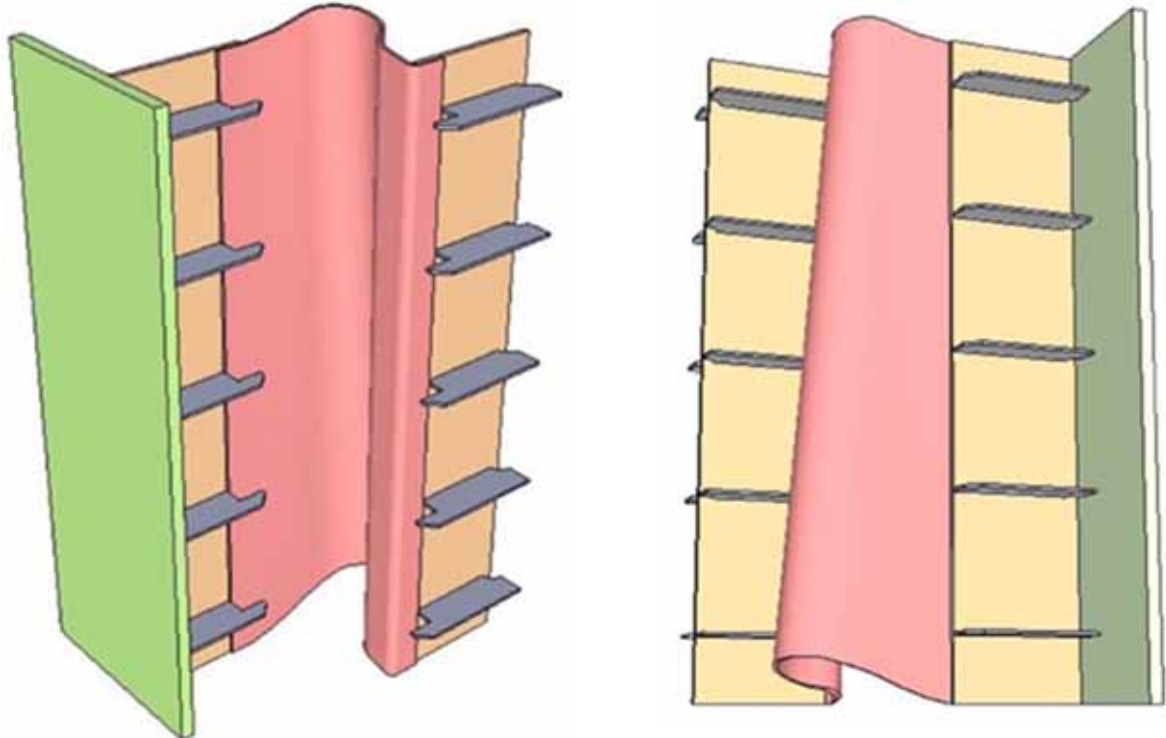


第 2-4.1 図 止水ゴムジョイント断面図





第 2-4.2 図 止水ゴムジョイントの変位のイメージ



第 2-4.3 図 止水ゴムジョイントの変形のイメージ

止水ゴムジョイントの根入れ長  $L$  は、下式により算出する。

$$L = L_1 + L_2 + \quad = 1.60 + 0.26 + 1.14 = 3.0\text{m}$$

ここで、

$L$  : 決定根入れ長

$L_1$  : 遮水のために必要な根入れ長

$L_2$  : 地震により生じる地盤の沈下量

: 余裕 (=1.14m)

以下に、 $L_1$  及び  $L_2$  の設定根拠を示す。

a . 遮水のために必要な根入れ長 :  $L_1$

止水ゴムジョイントの根入れ長については、管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル(改訂版)<sup>(1)</sup>を参考に設定する。本マニュアルは管理型廃棄物処分場の護岸設計を対象としており、漏水量を厳しく規定していることから、本マニュアルを参考とすることで貯留堰の止水性に対する機能要求を満足できる。

護岸接続部の周辺地盤は圧密試験結果<sup>1</sup>より、透水係数 $10^{-6}$  cm/s程度のAc層(粘性土層)の地盤であり、本マニュアルによれば、鋼管矢板の鉛直遮水工の根入れ長として、透水係数 $10^{-6}$  cm/sの粘性土層の場合、透水長1.6m以上を確保することとなっている。

ここで、保守側に考慮し、水平変位状態においてゴムは片面のみ地盤と接すると考え、必要遮水距離は、遮水のために必要な根入れ長の片面のみ考慮するものとし、 $L_1=1.6\text{m}$ とする。

1 : 「d . G - 8 孔における Ac 層の透水係数について」参照

b . 地震により生じる地盤の沈下量 :  $L_2$

地震により生じる地盤の沈下量  $L_2$  は下式により算出する。

$$L_2 = S_1 + S_2 = 0.05 + 0.21 = 0.26\text{m}$$

ここで ,

$L_2$  : 地震により生じる地盤の沈下量

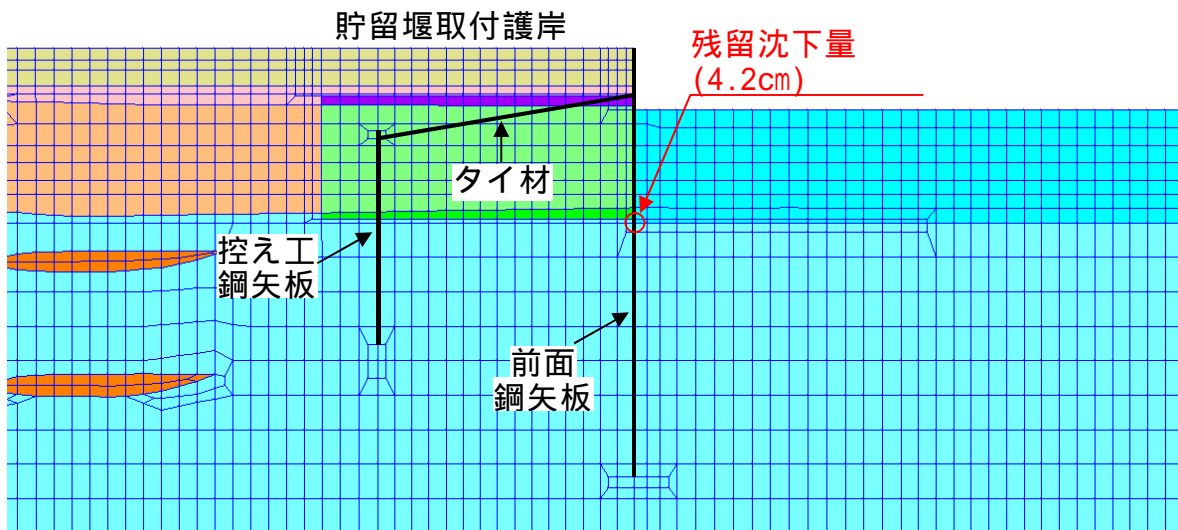
$S_1$  : 地盤の変形による残留沈下量 (約5cm) (二次元動的解析結果)

$S_2$  : 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 (約21cm) (石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図<sup>(2)</sup>より算出)

以下に ,  $S_1$  及び  $S_2$  の設定根拠を示す。

a) 地盤の変形による残留沈下量  $S_1$  の設定

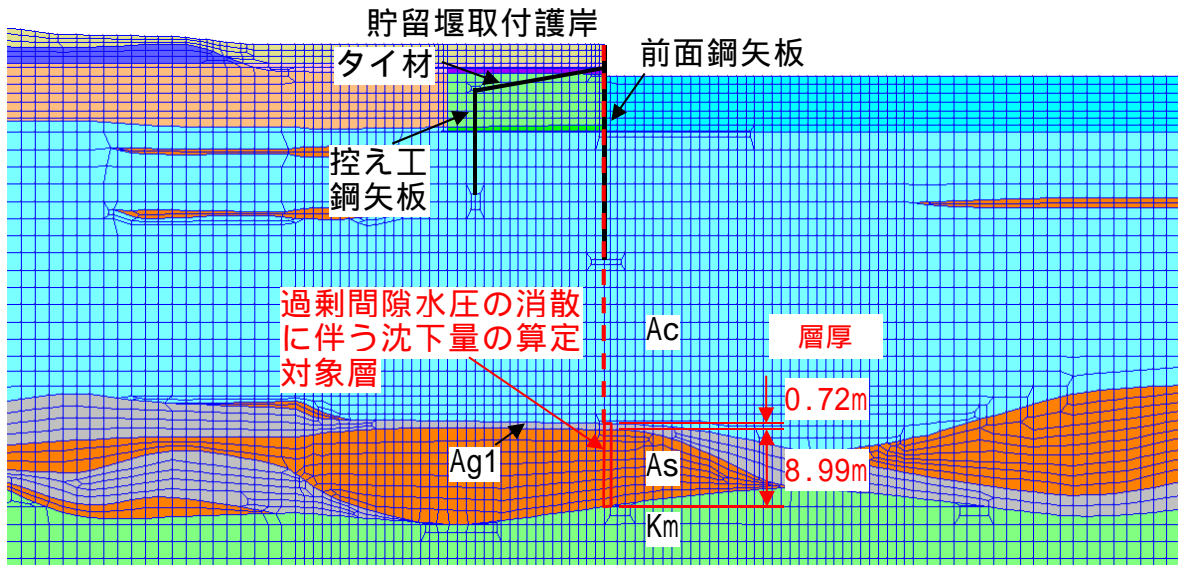
EW-1断面の二次元動的解析結果 ( $S_5 - D 1++$ ) を用いて , 地盤の変形による残留沈下量  $S_1$  を設定する。これにより , 第2-5図に示す貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の海底地盤節点における残留沈下量約5cmを  $S_1$  とする。



第 2-5 図 地盤の変形による残留沈下量  $S_1$  の設定位置

b) 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  の設定

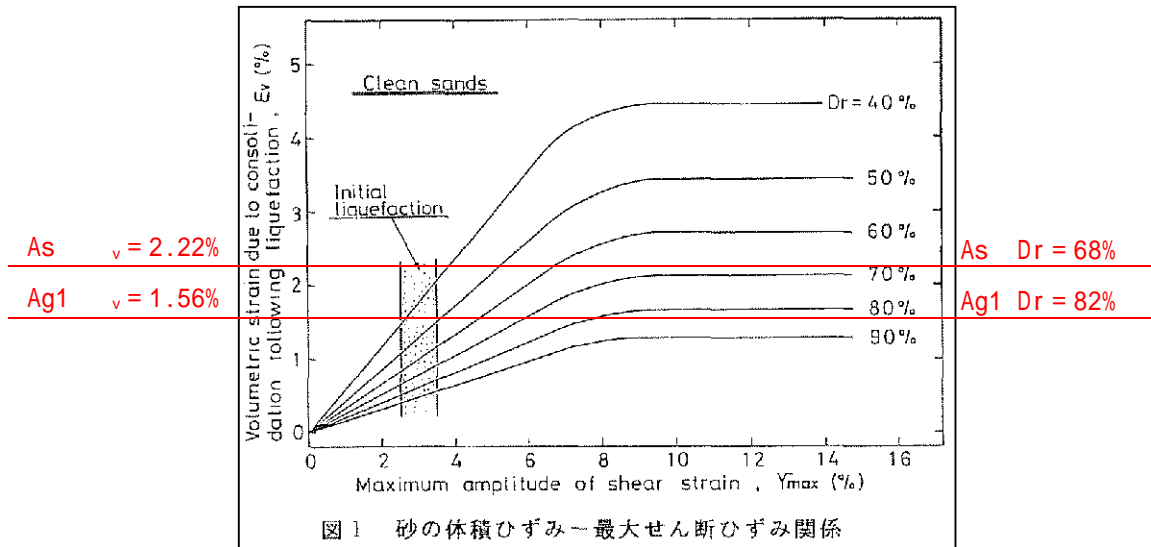
EW-1断面の土層構成から貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  を算定する。過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定位置を第2-6図に示す。



第 2-6 図 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  の算定位置

地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定は、石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図を用いる。沈下量を保守的に算定するために、最大ひずみ  $\gamma_{max}$  の値に係わらず体積ひずみ  $\gamma_v$  の上限値を用いる。なお、相対密度  $D_r$  については平均値を用いる。第2-7図に沈下量の算定に用いる相対密度  $D_r$  及び体積ひずみ  $\gamma_v$  を示す。

地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量  $S_2$  は、第2-2表に示す結果より約21cmとする。



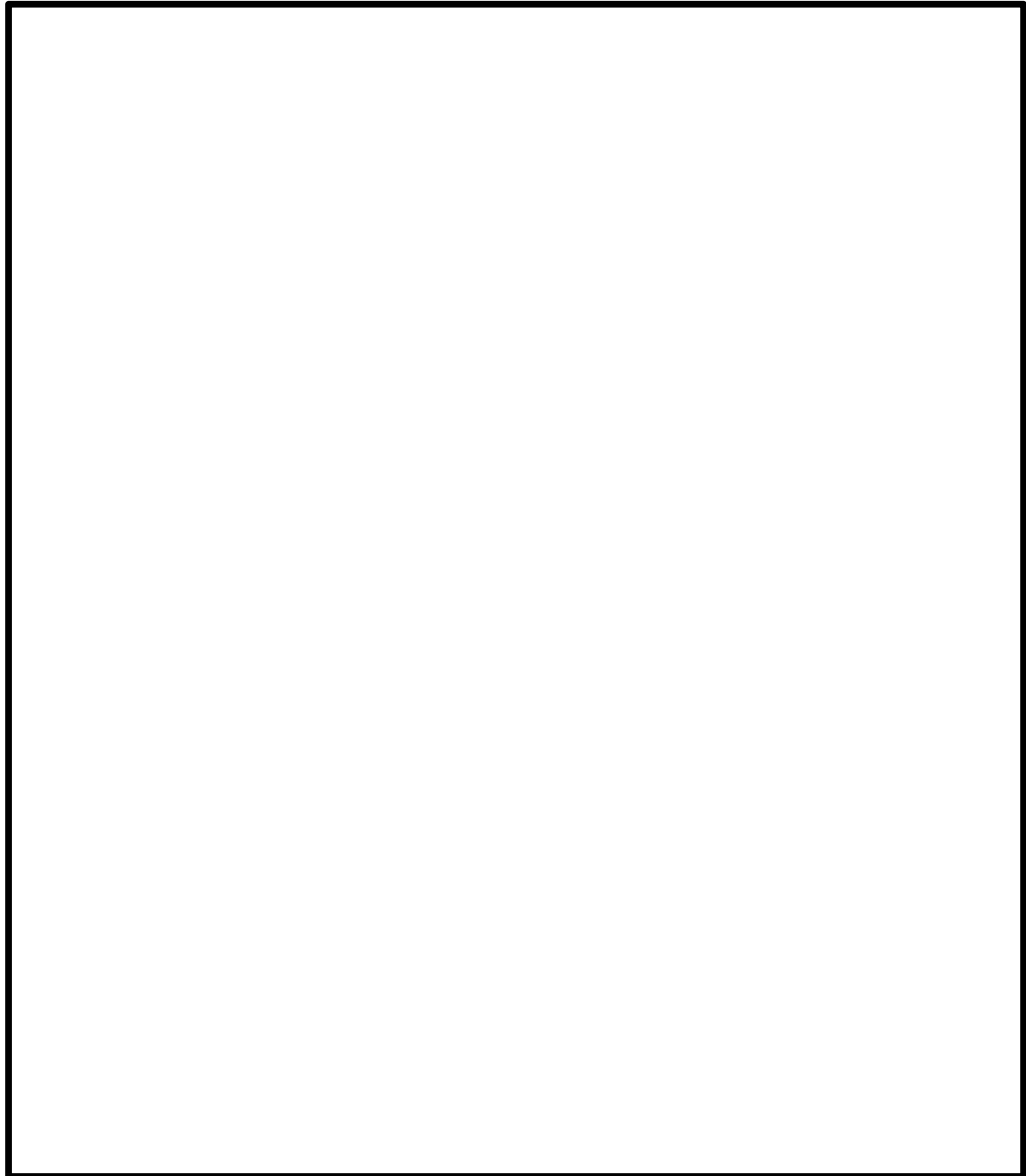
第 2-7 図 石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図

第 2-3 表 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定

土層名	層厚 $h$ (m)	相対密度 $Dr$ (%)	体積ひずみ $v$ (%)	過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 $S_2$ (m)
Ag1	0.72	82	1.56	0.01
As	8.99	68	2.22	0.20
合計				0.21

d . G - 8 孔におけるAc層の透水係数について

第2-8図に示す G - 8 孔にて採取した試料を用いて実施した , Ac層の圧密試験結果を以下に示す。



第 2-8 図 土質調査位置図 (G-8 孔)

標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	柱状 図	地層 名	色調	記 事
						試料採取高さ( G.L.-13.54~-13.59 = T.P.-9.43~-9.48 )
0.78	3.33	3.33		埋土	オリーブ 灰色	0.00~0.20m 砕石からなる埋土 0.20~3.33m 礫混じり砂からなる埋土
±0.00					黄褐色~ オリーブ 灰色	3.33~7.12m 砂礫 (Ag2) 7.12~9.05m 砂 (Ag2)
	10				暗青灰色 オリーブ 灰色	9.05~10.04m 砂礫 (Ag2) 10.04~10.64m シルト質砂 (As) 10.64~12.25m シルト質粘土 (Ac)
					暗緑灰色 ~ 灰褐色	12.25~12.55m 貝化石片や炭質物を含む 礫混じり砂 (As) 12.55~17.00m 粘土 (Ac) 雲母、貝化石片を含む 含水比高い
	20			沖	暗緑 灰色	17.00~22.30m 砂を主体とする (As) 17.00~17.79m シルト質砂 17.79~20.09m 砂
	30				暗 オリーブ 灰色	20.09~20.60m 砂質粘土 20.60~22.30m 砂
				積 層	暗 オリーブ 灰色 ~ 暗青 灰色 ~ 黒色	22.30~50.56m 粘土を主体とする (Ac) 32.95~33.96m シルト混じり砂 36.82~37.94m 砂 39.68~40.00m シルト質砂 40.76~42.19m シルト混じり砂
	50				灰色	46.56~50.56m シルト
					暗 オリーブ 灰色	50.56~53.54m 砂 (As)
	60				暗 オリーブ 灰色	53.54~58.90m 粘土を主体とする (Ac)
-59.70	63.81	60.48			暗 青 灰色	58.90~59.75m 砂 (As) 59.75~63.81m 礫混じり砂を主体とする (Ag1)

第 2-9 図 G-8 孔柱状図抜粋 ( 孔口標高 : T.P.+4.11 )

第 2-4 表 圧密試験結果（抜粋）

（試料採取深さ；G.L.-13.54 ~ -13.59 = T.P.-9.43 ~ -9.48）

荷重 段階	平均圧密圧力 $p$ kgf/cm <sup>2</sup>	$t_{90}$ min	透水係数 $k$ cm/s
0	0.10	0.31	1.03E-06
1	0.28	0.33	8.08E-07
2	0.57	0.35	5.19E-07
3	1.13	0.38	3.79E-07

（補足説明）

Ac層の水中単位体積重量 =  $\gamma_{sat} - \gamma_w = 16.2 - 9.8$   
 $= 6.4 \text{ kN/m}^3$ を考慮すると，0～1の荷重段階での平均圧密圧力  $p$   
 の0.1kgf/cm<sup>2</sup>（ $= 9.8\text{kN/m}^2$ ）は， $9.8/6.4 = 1.53$ より深度1.5m相当  
 となり，止水ジョイント根入れ深さとほぼ同深度である。



## 鋼管矢板継手部

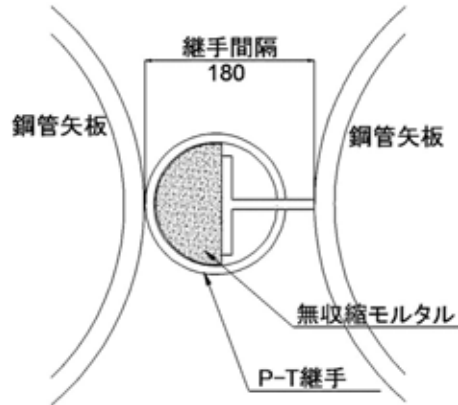
### 1) 漏水防止の考え方

鋼管矢板間の止水性を確保するため、鋼管矢板同士は、鋼管矢板継手により連結する構造とする。鋼管矢板継手は、連結する片方の鋼管矢板に取り付けたP型の継手と、もう片方の鋼管矢板に取り付けたT型の継手を重ねることにより、鋼管矢板を連結する。

重ね合せ部には、袋体（モルタルジャケット、材料：ポリエステル及びナイロン）を挿入し、袋体の中に無収縮モルタルを充填することにより、重ね合せ部の止水性を確保する設計とする。本構造は、「廃棄物海面処分場施工要領（改訂版）」（（社）日本埋立浚渫協会（平成21年3月））に基づくものであり、管理型廃棄物埋立護岸等における汚染水の流出防止を目的として多くの適用実績がある。なお、上記施工要領は、斎藤等による鋼管矢板継手の遮水性能評価試験結果<sup>(3)</sup>に基づくものである。第2-10図に鋼管矢板継手の概略構造を示す。

斎藤等による遮水性能評価試験結果から、本構造の換算透水係数（ $\text{cm/s}$ ）は、 $1 \times 10^{-6}$ オーダーであり、この換算透水係数を保守的に $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ とした上で、貯留堰において想定される漏水量を評価した結果においても、非常用海水ポンプの取水可能時間に相当する30分間の漏水量は約 $0.1 \text{m}^3$ <sup>2</sup>であることから、止水性が損なわれないことを確認した。

2：「添付資料3 1 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について」参照



第 2-10 図 鋼管矢板継手の概略構造

## 2) 根入れ長の考え方

鋼管矢板継手の根入れ長は，下式より算出する。

$$L = L_1 + L_2 + \quad = 1.60 + 0.26 + 0.64 = 2.5\text{m}$$

ここで，

$L$  : 決定根入れ長

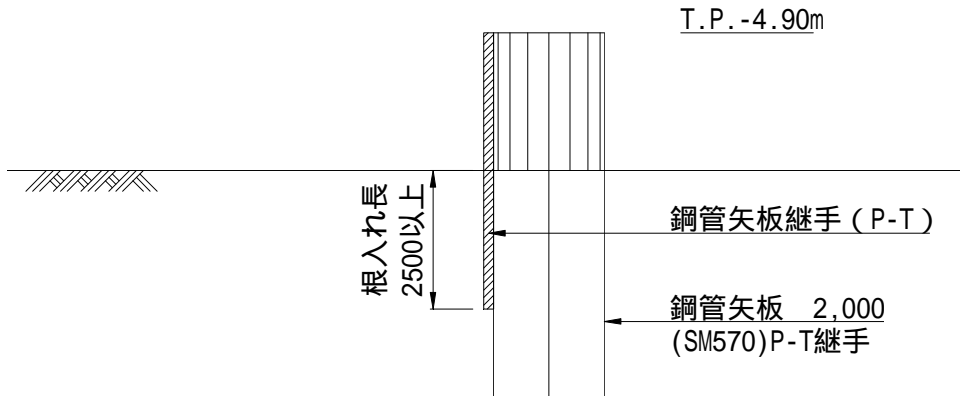
$L_1$  : 遮水のために必要な根入れ長

$L_2$  : 地震により生じる地盤の沈下量

: 余裕 (= 0.64m)

鋼管矢板継手部の周辺地盤は基本的に透水係数 $10^{-6}\text{cm/s}$ 程度のAc層(粘性土層)の地盤であるため，護岸接続部と同様に管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル(改訂版)<sup>(1)</sup>を参考に，遮水のために必要な根入れ長として $L_1=1.6\text{m}$ ，地震により生じる地盤の沈下量として $L_2=26\text{cm}$ を考慮し，これに余裕を見込んだ $2.5\text{m}$ を設計海底面からの鋼管矢板継手の根入れ長として確保する。(第2-11図参照)

3 : 「2. 設計方針 (3) 貯留堰からの漏水防止 護岸接続部 2) 根入れ長の考え方 b. 地震により生じる地盤の沈下量 :  $L_2$ 」参照



第 2-11 図 鋼管矢板継手の根入れ長

なお，鋼管矢板継手部の周辺地盤は基本的にAc層の地盤であるが，部分的にAg2層（砂礫層）やAs層（砂層）も混在することから，止水性を損なわないことを確認するため，保守的に鋼管矢板継手部周辺の地盤がすべて砂層であると仮定した場合の漏水量評価を以下にて実施した。

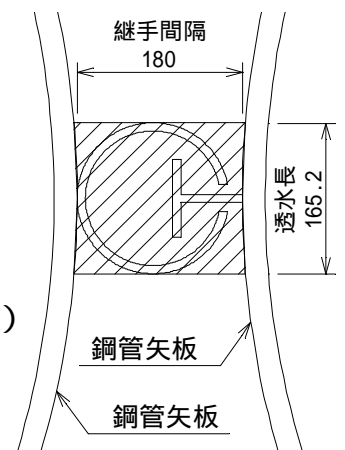
【地盤が砂層と想定した場合の漏水量の評価】

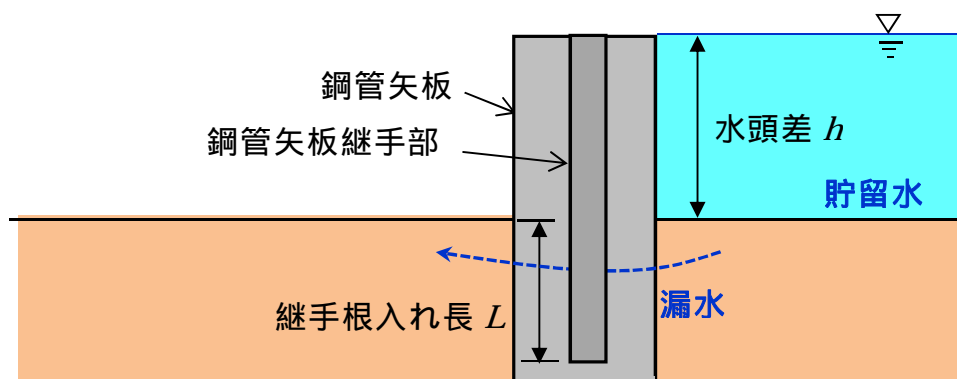
全漏水流量  $Q$  は以下のように算出される。

$$\begin{aligned}
 Q &= A \times k \times i \\
 &= B \times L \times k \times h / T \\
 &= 18 \text{ cm} \times 224 \text{ cm} \times 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \times 275 \text{ cm} / 16.52 \text{ cm} \\
 &= 671 \text{ cm}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

ここに，

- $Q$  : 全漏水流量 ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )
- $A$  : 断面積 ( $\text{cm}^2$ ) ( $= B \times L$ )
- $k$  : 透水係数 ( $= 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ )
- $i$  : 動水勾配 ( $= h / T$ )
- $B$  : 継手部の幅 ( $= 18 \text{ cm}$ )
- $L$  : 継手部の根入れ長 ( $= 250 \text{ cm} - 26 \text{ cm} = 224 \text{ cm}$ )
- $h$  : 水頭差 ( $= 249 \text{ cm} + 26 \text{ cm} = 275 \text{ cm}$ )
- $T$  : 透水長 ( $= 16.52 \text{ cm}$ )





継手箇所数46箇所全域において砂層地盤と想定した場合の、引き波時間3分間における漏水量  $V$  は以下のように算出される。

$$\begin{aligned}
 V &= Q \times 3 \text{ 分} \times 60 \text{ s} \times 46 \text{ 箇所} \\
 &= 671 \text{ cm}^3/\text{s} \times 3 \text{ 分} \times 60 \text{ s} \times 46 \text{ 箇所} \\
 &= 5,555,880 \text{ cm}^3 \\
 &= 5.6 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

以上の結果より、鋼管矢板継手部周辺の地盤が砂層であると仮定した場合においても、引き波時間における漏水量は $5.6\text{m}^3$ であることから、周辺地盤の地質構成のばらつきを考慮しても、止水性が損なわれないことを確認した。

### 3. 施工において確認すべき事項

前章に記載した設計方針に関連して、施工において確認すべき事項を以下に示す。

#### (1) 鋼管矢板からの漏水防止

鋼管矢板に予め設置された鋼管矢板継手内にモルタルを確実に充填するためには、鋼管矢板を精度良く打設する必要がある。このため、鋼管矢板は、位置決めされた導材に沿わせて打設する。また、鋼管矢板の打設位置、傾斜及び高さ並びに鋼管矢板継手の状態について、打設中及び打設後に測量機器等により確認する。

鋼管矢板継手へのモルタルの充填に当たっては、継手内の土砂の排土が必要であるため、所定の深度までの排土が完了していることを確認する管理を行う。

その後、継手からのモルタルの漏出防止のため、モルタルを充填する全深度に対して、袋体（モルタルジャケット）を挿入し、継手内にモルタルを打設し打ち上げる。袋体の挿入状況及びモルタルの充填状況については、潜水土にて確認するとともに、規定数量のモルタルが充填されたことを流量計等により確認する。

#### (2) 貯留堰取付護岸と止水ゴムジョイントの接続部の施工管理

貯留堰取付護岸と止水ゴムジョイントの接続のため、貯留堰取付護岸に止水ゴム取付部鋼材（鋼板）を溶接にて接続する。溶接は水中溶接にて施工する計画であり、溶接部については、母材の表面状態の確認等を行い溶接の品質管理を実施すると共に貯留堰取付護岸の板厚検査等を実施し、所要の構造強度があることを確認する。

#### 4. 貯留堰の維持管理方針

貯留堰の維持管理方針を以下に記載する。具体的な点検計画は，本方針に従い，施設の供用開始前までに適切に策定する。

##### (1) 維持管理方針

貯留堰の維持管理は，部材の劣化，変状の発生・進行を把握することを目的に，初回点検のほか，定期的な点検と異常時を対象とした臨時点検を実施し，必要に応じて性能が要求レベルを下回らないようにするための補修対策を実施する。貯留堰の維持管理方法は，以下のマニュアル等を参考に設定する。

- ・「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」(平成19年10月 財団法人 沿岸技術研究センター)
- ・「港湾の施設の維持管理計画書作成の手引き(増補改定版)」(平成20年12月 財団法人 港湾空港建設技術サービスセンター)
- ・「港湾鋼構造物 防食・補修マニュアル(2009年度版)」(平成21年11月 財団法人 沿岸技術研究センター)
- ・「港湾の施設の点検診断ガイドライン」(平成26年7月 国土交通省 港湾局)

なお，止水ゴムジョイント部のゴムは，メーカー試験値により耐用年数は100年を超え，供用期間中の交換は不要と考えられるが<sup>4</sup>，規模の大きい地震の直後等，大きな変形が発生した場合には，臨時点検を実施し，止水ゴムジョイント交換の要否を判断する。

4：「(4)参考資料(ゴムの耐久性について)」参照

## (2) 点検の種類及び方法

点検の種類は，下記に示す初回点検，定期点検及び臨時点検に分類される。また，定期点検は，簡易点検と詳細点検に区分される。

点検方法の概要を下記に示す。その詳細並びに点検項目，判定基準等の詳細については，施設の供用に先立って別途点検計画を策定し，これに準じて実施する。

### 初回点検

維持管理計画等の策定にあたって，施設の初期状態を把握するために実施する。点検項目は，詳細点検と同様とする。

### 定期点検

変状の発生及び進行を効率的かつ早期に発見することを目的として実施するもので，あらかじめ定めた点検計画に基づいて，計画的かつ継続的に行う。

#### 1) 簡易点検

構造物の部材ごとに行うものであり，大きな変状や異常が発生していないことを潜水土による目視等で確認する。

#### 2) 詳細点検

簡易点検の項目である潜水土による構造部材の目視点検に加え，水中カメラにより止水ゴムジョイント等の狭隘部の確認を行うとともに，止水ゴムジョイント，取付部鋼材及び貯留堰端部鋼管矢板の変位計測，貯留堰取付護岸との相対変位計測等を行うことで，護岸接続部に大きな変状が発生していないか確認する。

### 臨時点検

#### 1) 一般臨時点検

地震や台風の直後に，変状の発生・進行の有無を確認し，必要な対策

を取るために実施する。点検項目は簡易点検と同様とする。

## 2) 詳細臨時点検

簡易点検及び一般臨時点検において特段の変状が発見された場合に、必要に応じてその原因究明や施設の性能への影響把握を目的として実施する。点検項目は詳細点検と同様とする。

## (3) 点検の頻度

供用期間中の変状の発生及び進行を適切に把握するため、当該施設の重要度を踏まえ、点検の時期を定め、定期点検を実施する。

「技術基準対象施設の維持に関し必要な事項を定める告示」(平成19年国土交通省告示第364号)では、定期点検は5年以内ごとに行うこととされており、少なくとも5年以内に1回は定期点検が実施する必要があるが、重点点検設備の場合については、3年以内に1回は定期点検を実施する必要があると定められている。

貯留堰は津波防護施設であることを踏まえ、簡易点検を3年以内に1回程度の頻度で実施できるよう策定する。

定期点検のうち詳細点検の頻度は、9年から15年以内に1回程度として策定し、供用中の点検結果を踏まえて、必要に応じて見直しを行う。

設定した点検時期及び頻度の考え方について整理した表を第4-1表に示す。

第4-1表 点検時期及び頻度の考え方

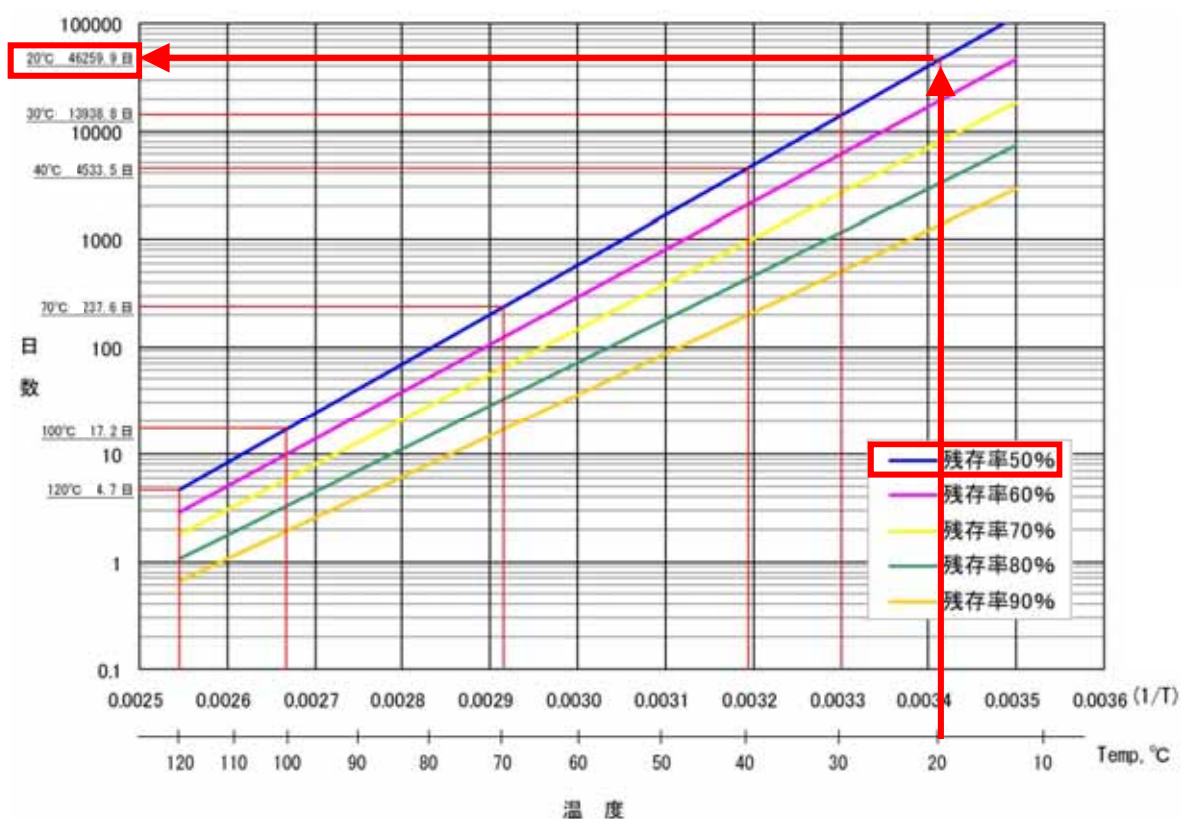
	分類	点検の時期・頻度	点検の方法
維持管理開始時	初回点検	竣工直後	詳細点検に準じる
通常時	簡易点検	3年に1回程度	潜水土による目視等
	詳細点検	9～15年に1回程度	潜水土による目視、水中カメラによる確認、及び変位計測等
異常時	一般臨時点検	地震時、荒天時の直後	簡易点検に準じる
	詳細臨時点検	簡易点検や一般臨時点検により特段の変状が確認された場合	詳細点検に準じる



(4) 参考資料 (ゴムの耐久性について)

ゴムの耐久性 (= 寿命) を規定する上で求められるゴムの残存率は50% (メーカー推奨値) であり, 20℃ の暴露条件における熱老化試験によると残存率50%の経過年数は126.7年となる。(第4-1図参照)

ゴムの残存率: ゴム部材が経年劣化し破断伸びが低下した後の伸び率が, 初期伸び率に対し, どの程度残存していたか表す値 (残存率 (%)) = 劣化後の伸び率 / 初期伸び率 × 100 )



$$46,259(\text{日}) / 365(\text{日/年}) = 126.7 \text{ 年}$$

第 4-1 図 熱老化試験結果による劣化推定グラフ

ゴムの劣化要因として以下の4項目が挙げられる。

酸素

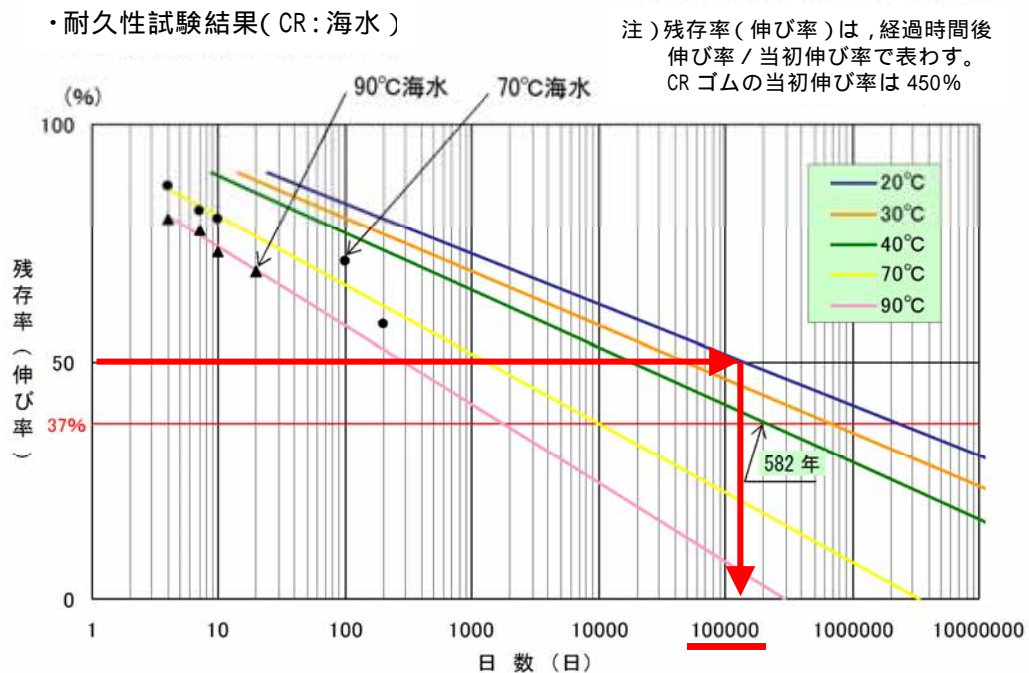
熱

日光

機械的变化 (伸び縮みの繰返し作用)

上記要因の中でも酸素と熱により大きな影響を受ける。今回の設置位置は海中のため、酸素の供給もなく、残存率を推定した20℃より温度が低い。そのため、推定した126.7年より耐用年数は増えることが期待される。(第4-2図参照)

また、海水の劣化に与える影響としては、海水暴露に対する促進試験の結果より、熱老化試験結果に比べ、海水暴露のゴムの劣化に与える影響は小さいことが確認されている。



ゴム残存率 50%となる日数：10,000(日)以上  
 $10,000(\text{日}) / 365(\text{日}/\text{年}) = 273 \text{ 年以上} > 126.7 \text{ 年}(20^\circ\text{C の熱老化試験結果})$

第 4-2 図 耐久化試験結果による残存率推定グラフ

## 5. 参考文献

- (1) 財団法人 港湾空間高度化環境研究センター：管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版），2008

5.6 底面の遮水

海面処分場の底面の遮水は、基準省令に適合する遮水力を有する必要がある。

<解説>

(1) 粘性土層について

わが国の港湾は沖積地に位置することが多いため、海面処分場は、粘性土を主たる成分とした沖積層上に整備される場合が多い。この場合には、海面処分場の底面において不透水性地層に相当する粘性土層の存在を確認するものとする。

上記の粘性土層と同等の遮水能力を有する地層とは、一般的に同等の浸透時間となる地層と考えられる。

浸透時間は、一般に次式で示される。

$$t = \frac{L^2}{k \cdot h}$$

ここに

- t：浸透時間
- L：浸透距離（層厚）
- k：透水係数
- h：層の水位差（図-2.18 参照）

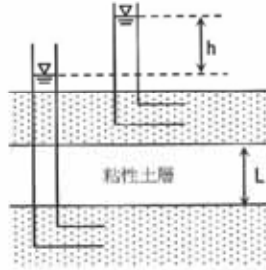


図-2.18 浸透距離と水位差

上記の式を用いて、不透水性地層（厚さ 5m 以上、透水係数  $k=1 \times 10^{-5}$  cm/s 以下）と同等の浸透時間を要する層厚を算出すると、**透水係数が  $k=1 \times 10^{-6}$  cm/s の粘性土層の場合には、計算上は層厚が 1.6m 以上**となる。不透水性地層の層厚、地層の連続性はボーリング調査等で確認するものとする（第2編第1章調査参照）。

層厚の決定に際しては、土層の不均一性を考慮して、余裕を見込むことが望ましい。

### 第 5-1 図 地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係

（管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）抜粋 p.43）

- (2) 石原等：地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測，第26回土質工学研究発表会，1991
- (3) 斎藤等：鋼管矢板継手の遮水性能評価試験，土木学会第56回年次学術講演会，2001



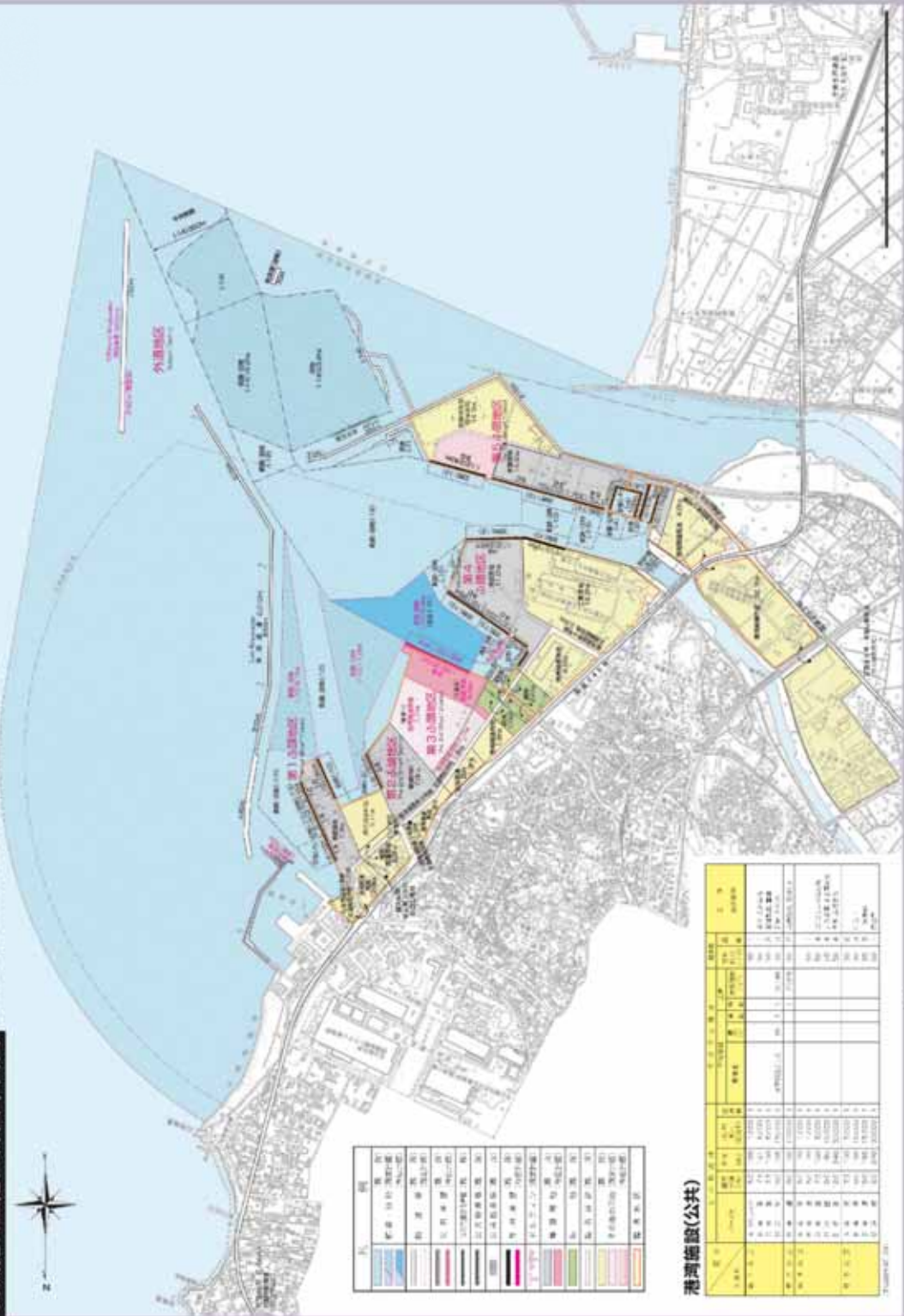
## 隣接する日立港及び常陸那珂港区の 防波堤の延長計画の有無について

### 1 . 日立港区及び常陸那珂港区の防波堤の延長計画の有無

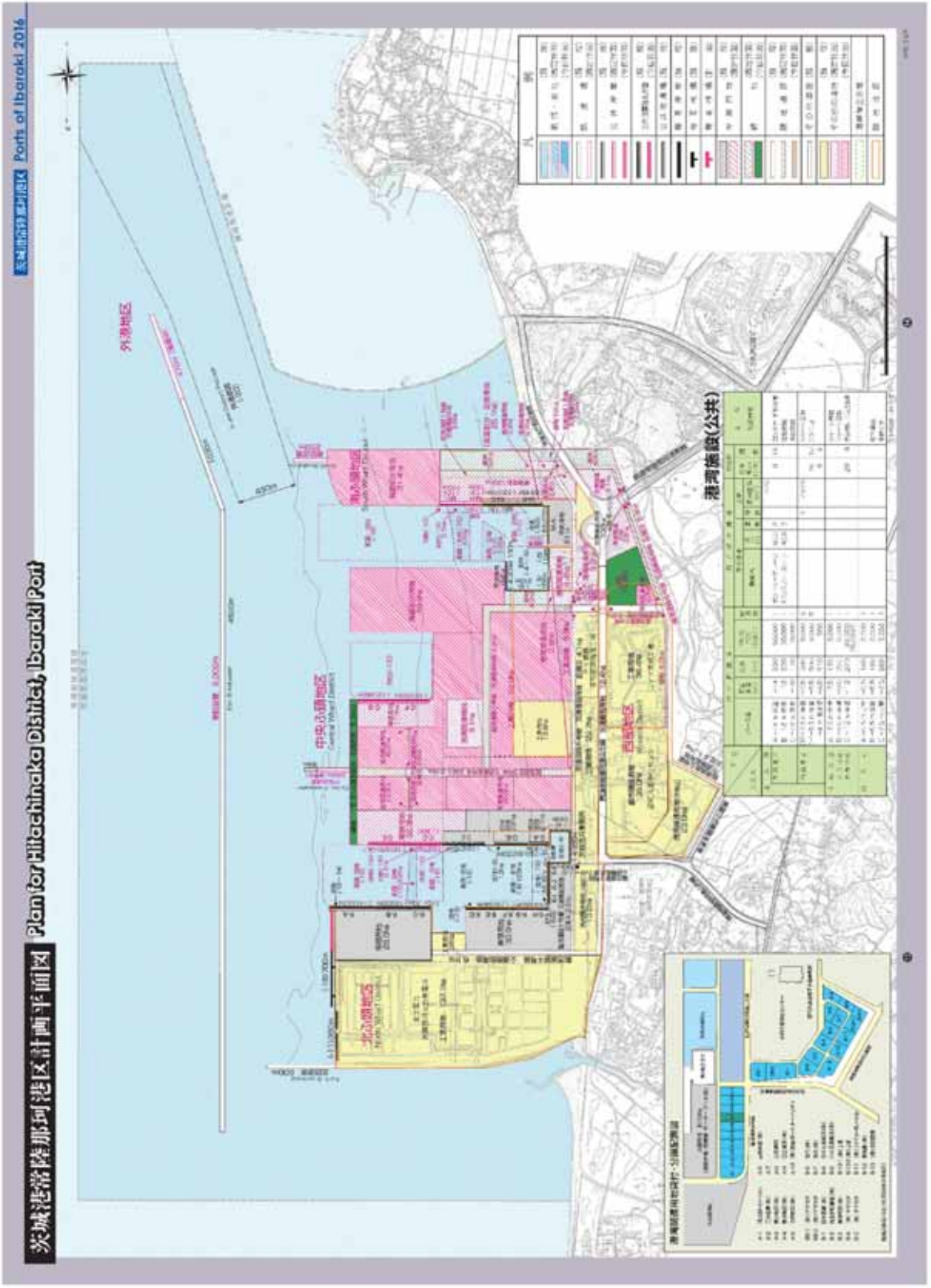
日立港区及び常陸那珂港区の防波堤の整備計画については、茨城県土木部港湾課、茨城県立地推進東京本部、茨城県港湾協会の企画・編集した「2016 PORTS OF IBARAKI」(平成 28 年 3 月)中に計画平面図として示されている。

これによると、日立港区については沖防波堤を北側に 200m、常陸那珂港区については東防波堤を南側に 470m 延長する計画があり、現在整備事業が行われている。第 1 図に日立港区における防波堤の整備計画、第 2 図に常陸那珂港区における防波堤の整備計画をそれぞれ示す。

茨城港日立港区計画平面図 Plan for Hitachi District, Ibaraki Port



第1図 日立港区における防波堤の整備計画



第2図 常陸那珂港区における防波堤の整備計画

2 . 東海第二発電所の基準津波策定時点における日立港区及び常陸那珂港区の防波堤の扱い

(1) 基準津波策定におけるモデルと延長計画を含む整備計画との差異

第3図に東海第二発電所の基準津波策定における防波堤モデル(平成26年3月時点)と防波堤の延長計画の差異について示す。

日立港区

- a . 沖防波堤の北側延長部分(200m)がモデルに未反映
- b . 沖防波堤の西側に位置する防波堤(70m)がモデルに未反映

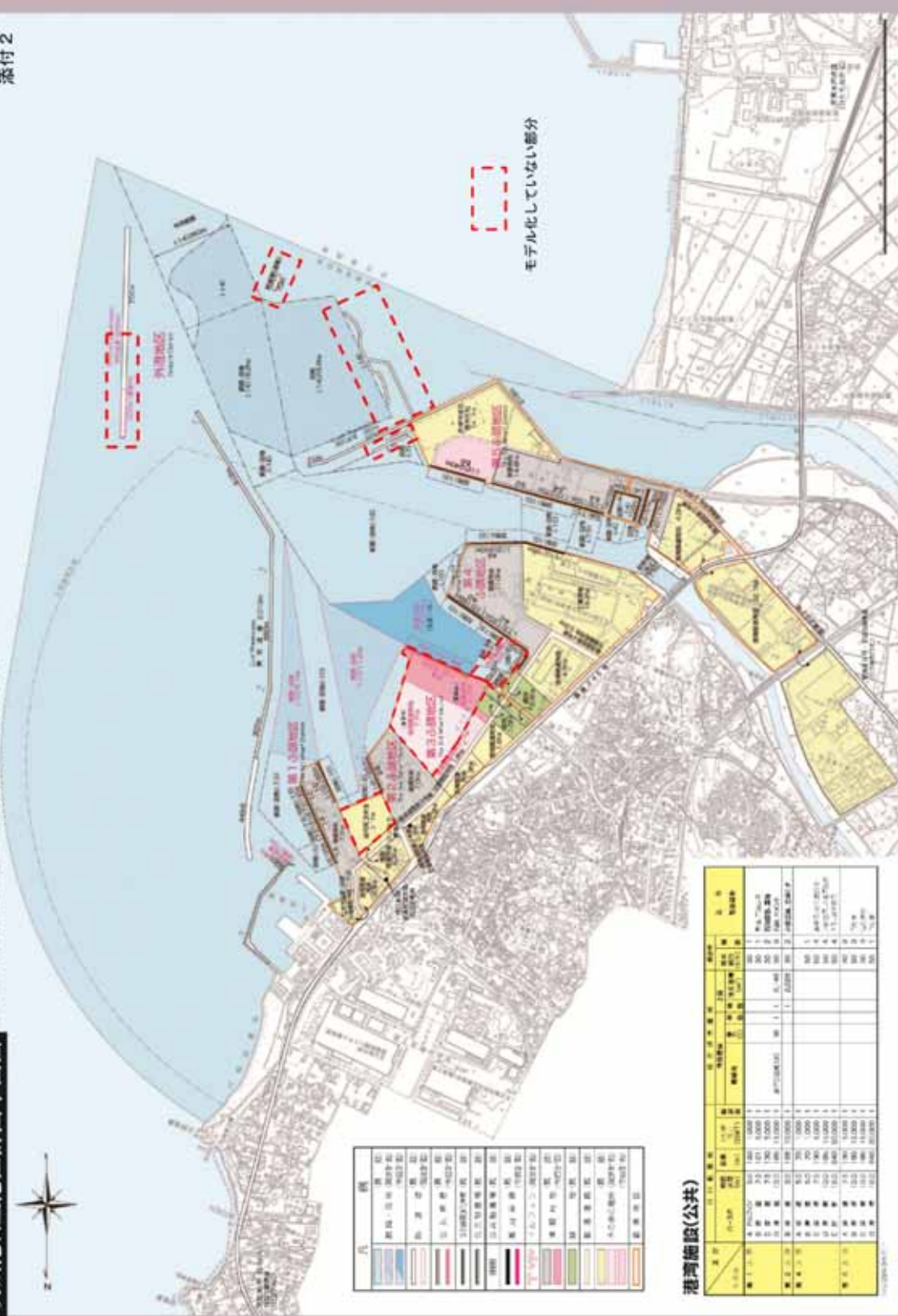
常陸那珂港区

- a . 東防波堤の南側延長部分(470m)がモデルに未反映



茨城港日立港区計画平面図 Plan for Hitachi District, Ibaraki Port

添付 2



第 3 図 基準津波策定におけるモデルと延長計画を含む整備計画との差異 (1/2)

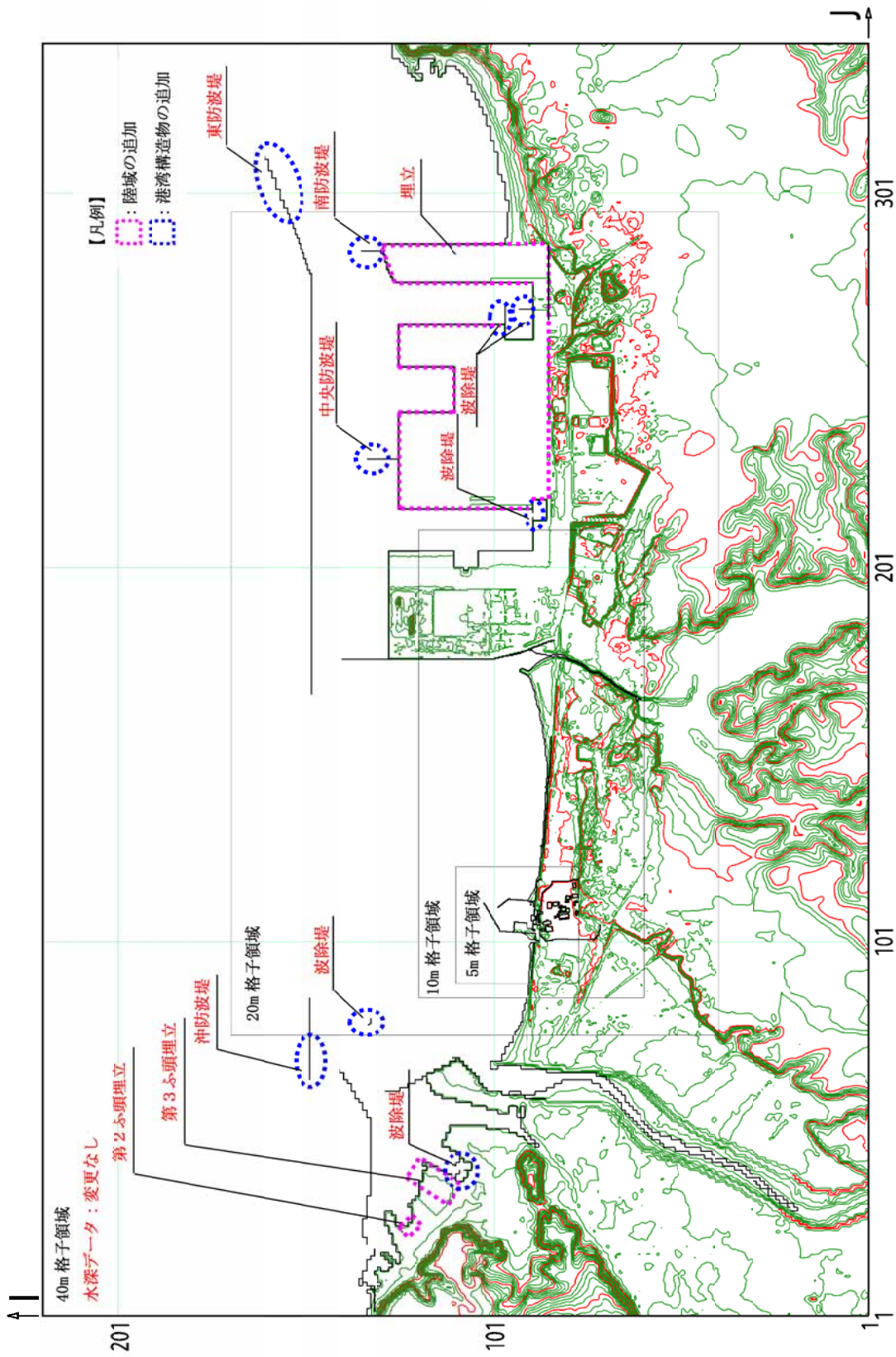


## (2) 防波堤のモデル化範囲の差異に対する考察

防波堤の延長が計画されている日立港区の沖防波堤及び常陸那珂港区の防波堤の整備距離については、モデルに対して軽微な変更であることから、基準津波に対して大きな影響を及ぼすものではないと考えられる。

## 3 . 整備計画に対する影響確認

基準津波策定時の防波堤のモデル化範囲と茨城港日立港区及び常陸那珂港区の延長計画を含む整備計画を反映したモデルとの差異が基準津波高さ及び入力津波高さに影響を及ぼすことがないことを確認するため、整備計画を反映したモデルにより津波解析を行い、影響評価を実施した。第 4 図に整備計画に基づく防波堤等のモデル化範囲を示す。



第4図 整備計画に基づく防波堤等のモデル化範囲

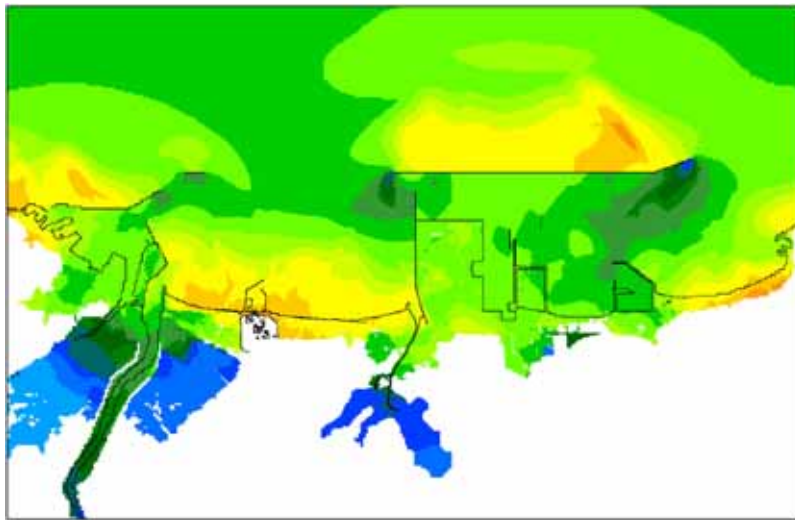
#### 4 . 既往モデル( 基準津波策定時モデル ) に対する整備計画反映モデル

による最大水位上昇量分布及び最大水位下降量分布の傾向確認

日立港区及び常陸那珂港区における防波堤等の整備計画を反映したモデルにより遡上解析を実施し、既往モデル( 基準津波策定時モデル ) に対する当該モデルでの最大水位上昇量分布及び最大水位下降量分布の傾向を確認した。第 5 図に基準津波による発電所周辺の最大水位上昇量分布の比較、第 6 図に基準津波による敷地エリアの最大水位上昇量分布の比較、第 7 図に基準津波による敷地エリアの最大水位下降量分布の比較をそれぞれ示す。第 5 図の整備計画反映モデルによる最大水位上昇量分布から敷地前面海域の北側において最大水位上昇量分布が減少する傾向が確認され、第 6 図にて詳細を確認したところ敷地前面海域の北側及び敷地側面北側において最大水位上昇量分布が減少する傾向が確認された。これらは日立港区における沖防波堤の延長により津波の水位上昇量が抑えられたものであると考えられる。その他の傾向として第 5 図の常陸那珂港区の海域及び陸域において最大水位上昇量分布が減少する傾向が確認されたが、第 5 図の発電所敷地前面東側及び敷地側面南側において、最大水位上昇量分布の大きな増減は確認されなかった。また、整備計画反映モデルによる遡上解析においても遡上波による敷地への回り込みがないことを確認した。第 7 図の基準津波による敷地エリアの最大水位下降量分布については、既往モデル( 基準津波策定時モデル ) 及び整備計画を反映したモデル間において大きな増減は確認されなかった。

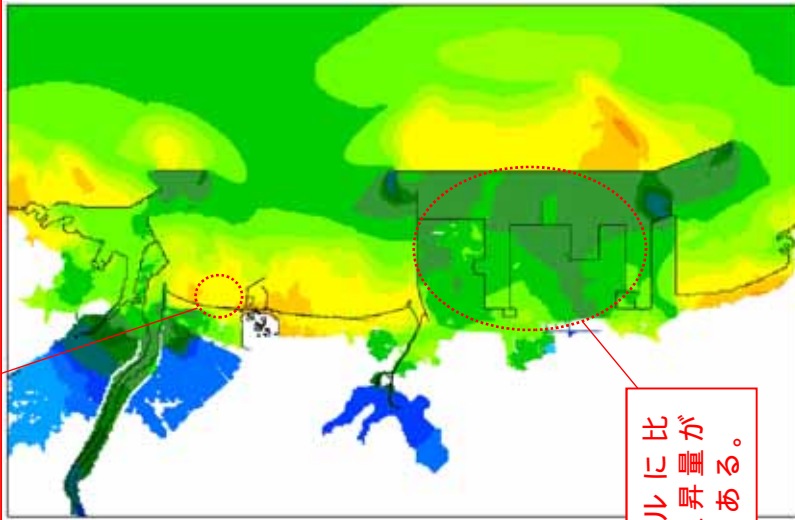
(防波堤あり，地盤変状なし)

(防波堤あり，地盤変状なし)



(既往モデル (基準津波策定時モデル))

既往モデルに比べ，水位上昇量が減少傾向にある。日立港区の沖防波堤の延長により減少していると考えられる。



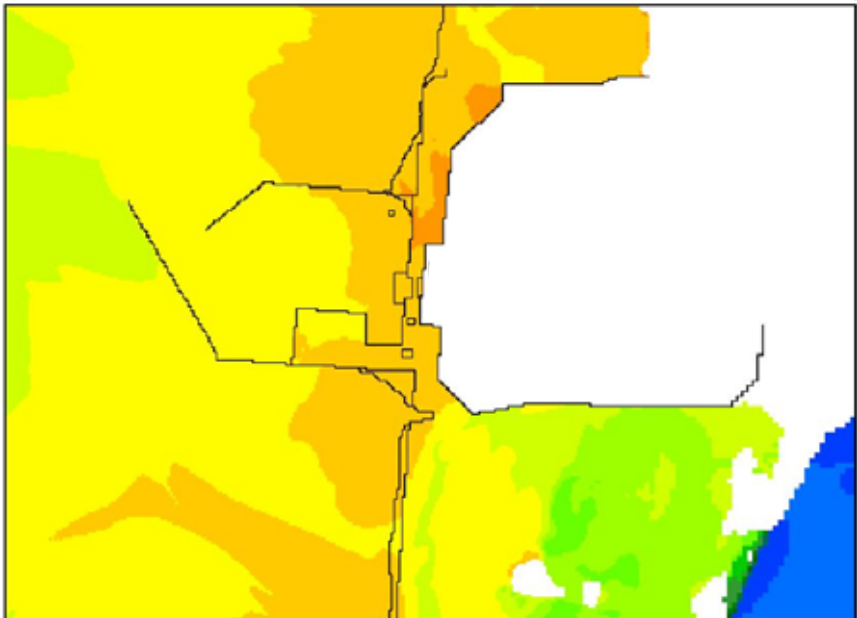
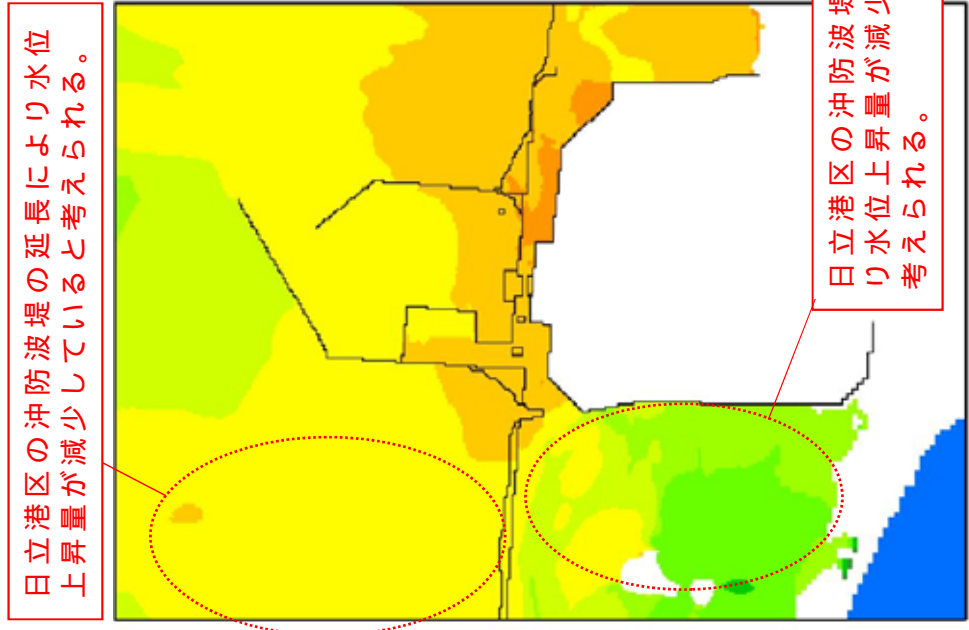
既往モデルに比べ，水位上昇量が減少傾向にある。

(整備計画反映モデル)

第5図 基準津波による発電所周辺の最大水位上昇量分布の比較

(防波堤あり，地盤変状なし)

(防波堤あり，地盤変状なし)



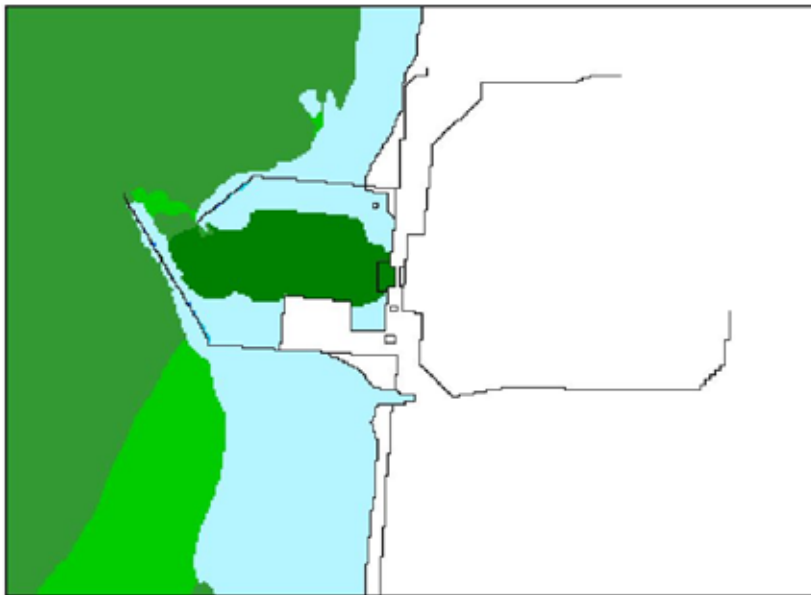
(既往モデル(基準津波策定時モデル))

(整備計画反映モデル)

第6図 基準津波による敷地エリアの最大水位上昇量分布の比較

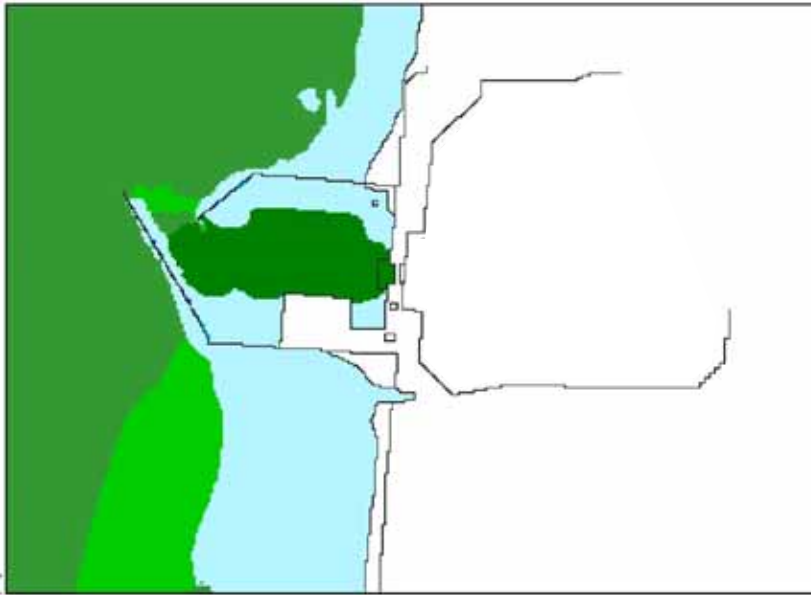


(防波堤あり，地盤変状なし)



(既往モデル(基準津波策定時モデル))

(防波堤あり，地盤変状なし)



(整備計画反映モデル)

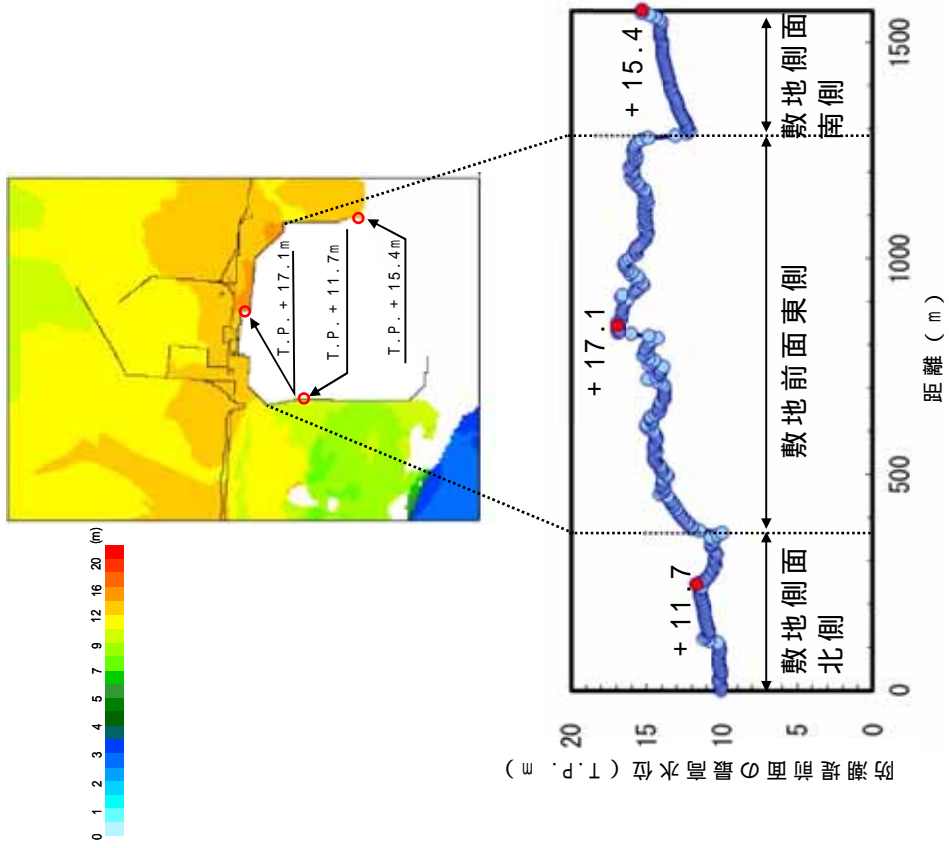
第7図 基準津波による敷地エリアの最大水位下降水量分布の比較



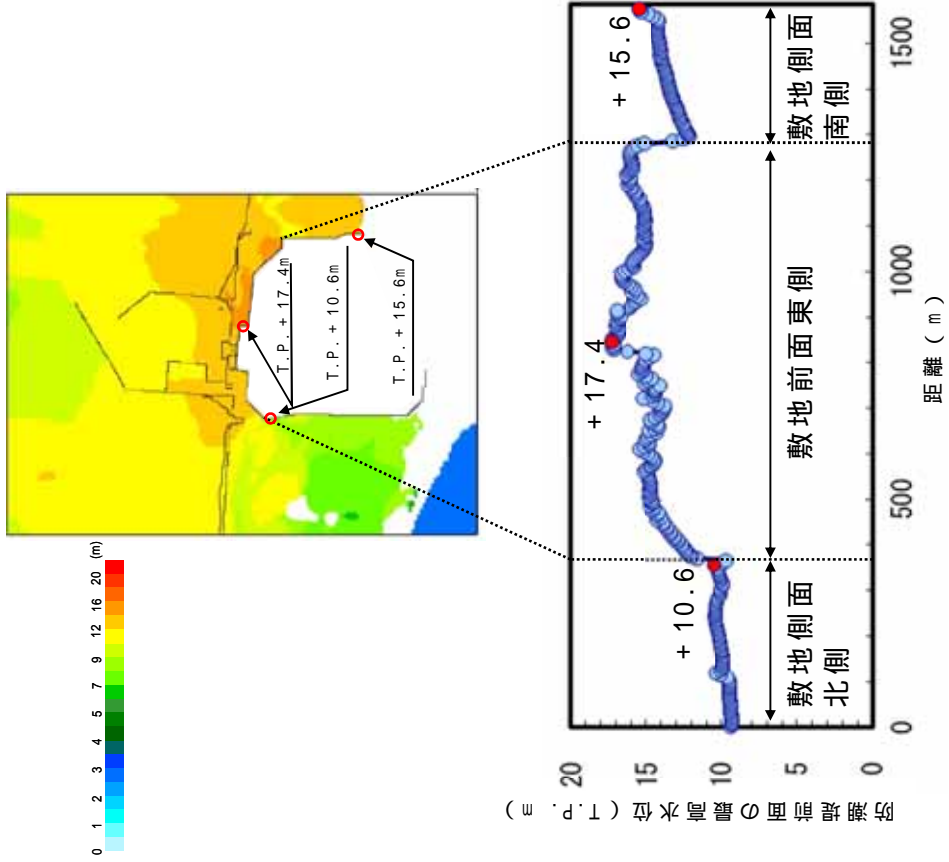
## 5 . 整備計画反映モデルによる遡上解析結果に基づく基準津波高さへの影響評価

整備計画反映モデルによる遡上解析結果に基づき，整備計画の反映による評価点の最高水位に対する影響を評価した。第8図に既往モデル（基準津波策定時モデル）による各評価点の最高水位と整備計画反映モデルによる各評価点における最高水位との比較を示す。既往のモデル（基準津波策定時モデル）に比べ，整備計画を反映したモデルによる遡上解析結果において，防潮堤前面（敷地前面東側）では0.3m，防潮堤前面（敷地側面南側）では0.2m 最高水位が増加することが確認されたが，これらは既往モデルによる遡上解析結果に対して極めて微小な増加であり，ほぼ同等の水位であることから基準津波に影響を及ぼすものではないと考えられる。なお，防潮堤前面（敷地側面北側）では1.1m 最高水位が低下することが確認された。第1表に既往モデル（基準津波策定時モデル）及び整備計画反映モデルにおける最高水位一覧を示す。

< 既往モデル（基準津波策定時モデル）>  
 （防波堤あり，地盤変状なし）



< 整備計画反映モデル >  
 （防波堤あり，地盤変状なし）



第 8 図 既往モデル（基準津波策定時モデル）と整備計画反映モデルにおける最高水位の比較

第 1 表 既往モデル（基準津波策定時モデル）及び  
整備計画反映モデルにおける最高水位一覧

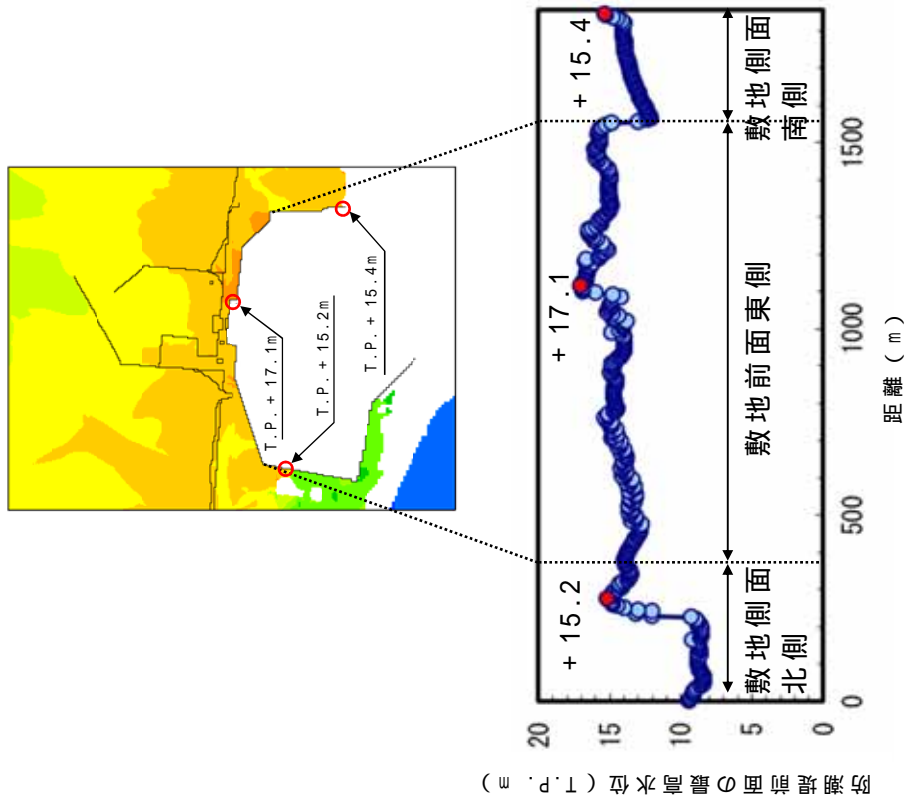
	評価点	既往モデル （基準津波策 定時モデル） （防波堤あ り，地盤変状 なし）	整備計画 反映モデル （防波堤あ り，地盤変状 なし）	最高水位 の差 （既往モ デル基準）
最高水位 （T.P. m）	防潮堤前面 （敷地側面北側）	+ 11.7	+ 10.6	- 1.1
	防潮堤前面 （敷地前面東側）	+ 17.1	+ 17.4	+ 0.3
	防潮堤前面 （敷地側面南側）	+ 15.4	+ 15.6	+ 0.2

## 6. 整備計画反映モデルによる遡上解析結果に基づく入力津波高さへの影響評価

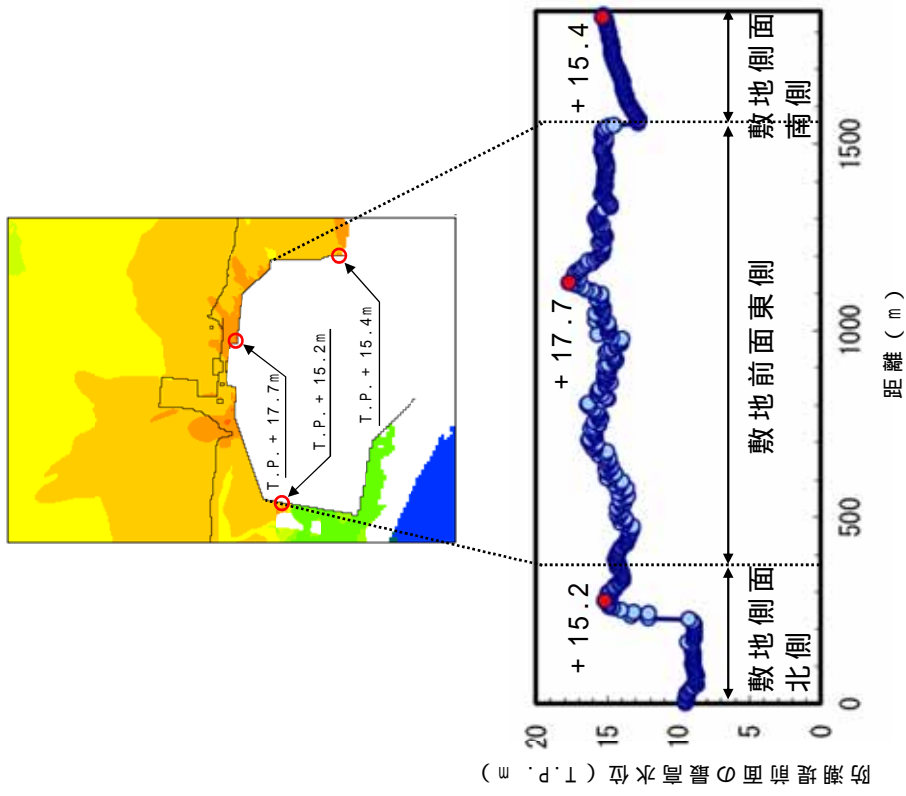
施設の設計又は評価に用いる入力津波は、第9図及び第10図に示すとおり防波堤の有無による影響、地盤変状による影響等水位変動に影響を与えうる因子についてパラメータスタディを実施し、防潮堤前面において最も水位が高くなる遡上解析結果をもとに設定している。パラメータスタディの結果、敷地側面北側では T.P. + 15.2m、敷地前面東側では T.P. + 17.7m、敷地側面南側では T.P. + 16.6m がそれぞれ最も水位が高くなったことからこれらの水位をもとに防潮堤前面の入力津波を設定した。第2表に基準津波による防潮堤前面における水位と整備計画反映モデルによる防潮堤前面における水位一覧を示す。

一方整備計画反映モデルによる遡上解析結果における防潮堤前面での最高水位は第2表に示したとおり敷地側面北側では T.P. + 10.6m、敷地前面東側では T.P. + 17.4m、敷地側面南側では T.P. + 15.6m であった。これまでの入力津波の設定において、防波堤の有無による影響評価結果として、防波堤がない場合において水位が高くなる傾向にあることを確認しているが、整備計画に対する影響を確認するため防波堤等の整備計画を反映したモデルにより遡上解析を実施し、整備計画を反映したモデルによる遡上解析結果は防潮堤前面のいずれの評価点においても現状の入力津波に包絡されることから入力津波に影響を及ぼすものではないことを確認した。

< 防波堤あり，地盤変状なし >



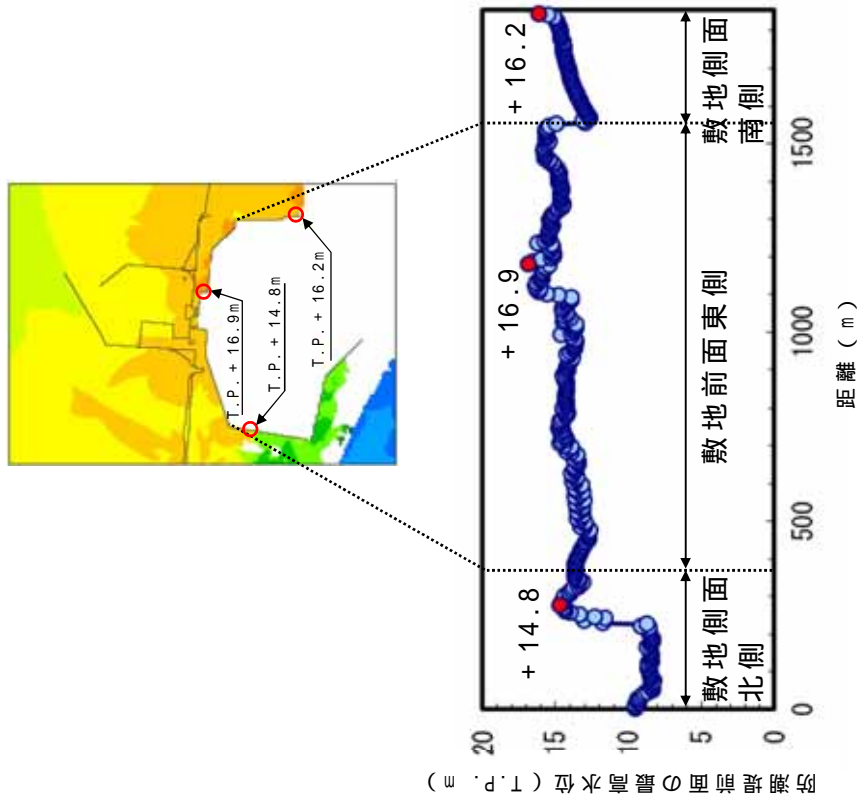
< 防波堤なし，地盤変状なし >



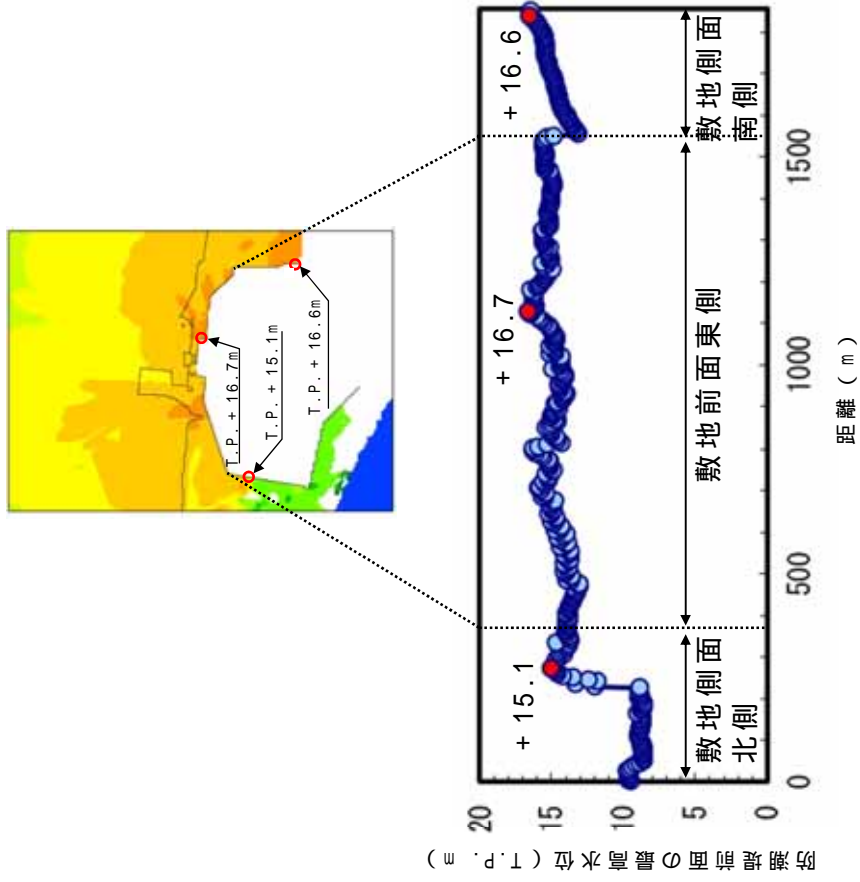
防波堤ルート変更前の解析結果を用いて防波堤前面における  
入力津波高さ(津波高さ)を設定

第9図 基準津波による防波堤前面における上昇側水位の評価結果(防波堤の有無による影響)

< 防波堤あり，地盤変状あり >



< 防波堤なし，地盤変状あり >



防波堤ルート変更前の解析結果を用いて防潮堤前面における  
入力津波高さ(津波高さ)を設定

第10図 基準津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果(地盤変状による影響)

第2表 基準津波による防潮堤前面における水位と整備計画反映モデルによる防潮堤前面における水位一覧

	基準津波による防潮堤前面における最高水位 (T.P.+) <sup>1 2</sup>				整備計画反映モデルによる防潮堤前面における最高水位 (T.P.+)
	防波堤あり		防波堤なし		
評価位置	地盤変状なし	地盤変状あり	地盤変状なし	地盤変状あり	
防潮堤前面 (敷地側面北側)	15.2m	14.8m	15.2m	15.1m	10.6m
防潮堤前面 (敷地前面東側)	17.1m	16.9m	17.7m	16.7m	17.4m
防潮堤前面 (敷地側面南側)	15.4m	16.2m	15.4m	16.6m	15.6m

■内は各評価位置での最高水位

- 1 防波堤の有無による水位への影響，地盤変状による水位への影響を考慮して最大となる水位を選択した。
- 2 防潮堤ルート変更後においても防潮堤ルート変更前の解析データを上回らなかったが，保守的に防潮堤ルート変更前の解析データを使用した。