

図 2.1.e.c-4 (55) 斜面崩壊の有無による最大流速分布の比較
(基準津波 (波源 I, 防波堤損傷なし))

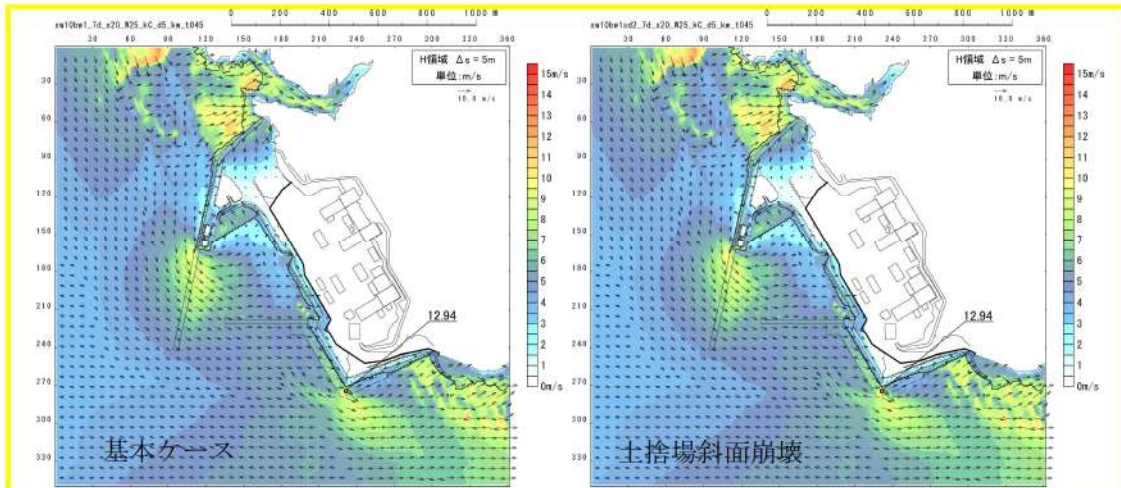


図 2.1.e.c-4 (56) 斜面崩壊の有無による最大流速分布の比較
(基準津波 (波源 J, 北及び南防波堤損傷))

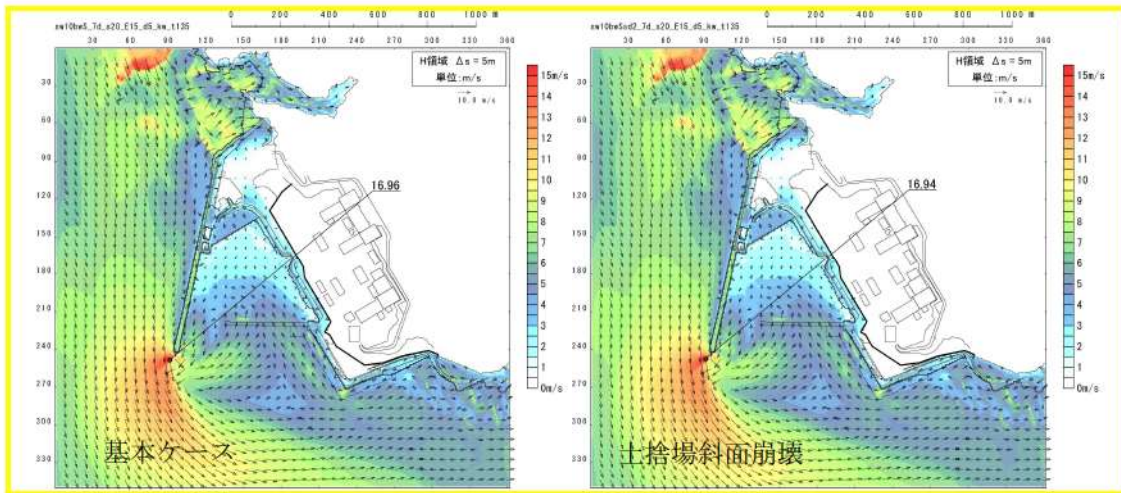


図 2.1.e.c-4 (57) 斜面崩壊の有無による最大流速分布の比較
(基準津波 (波源K, 南防波堤損傷))

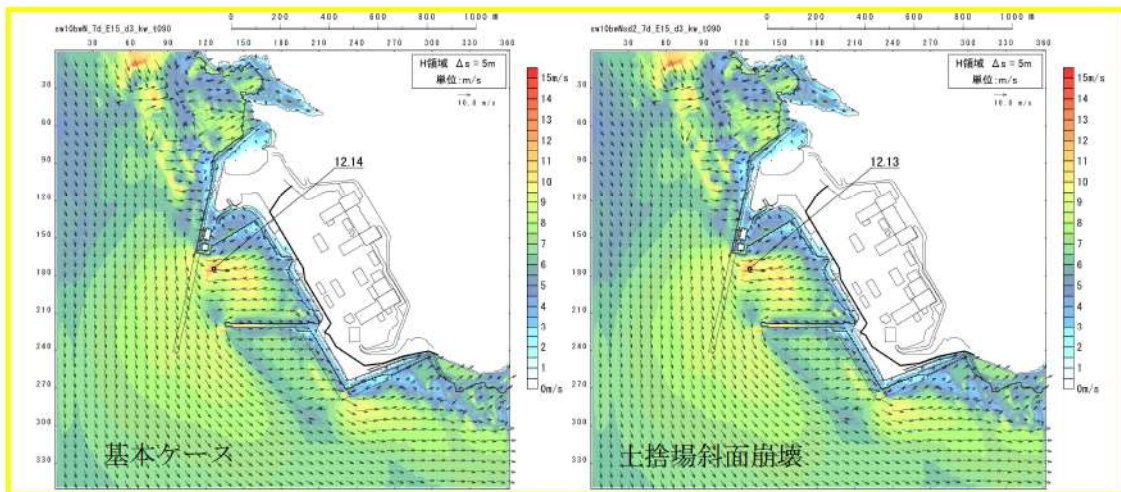


図 2.1.e.c-4 (58) 斜面崩壊の有無による最大流速分布の比較
(基準津波 (波源L, 北防波堤損傷))

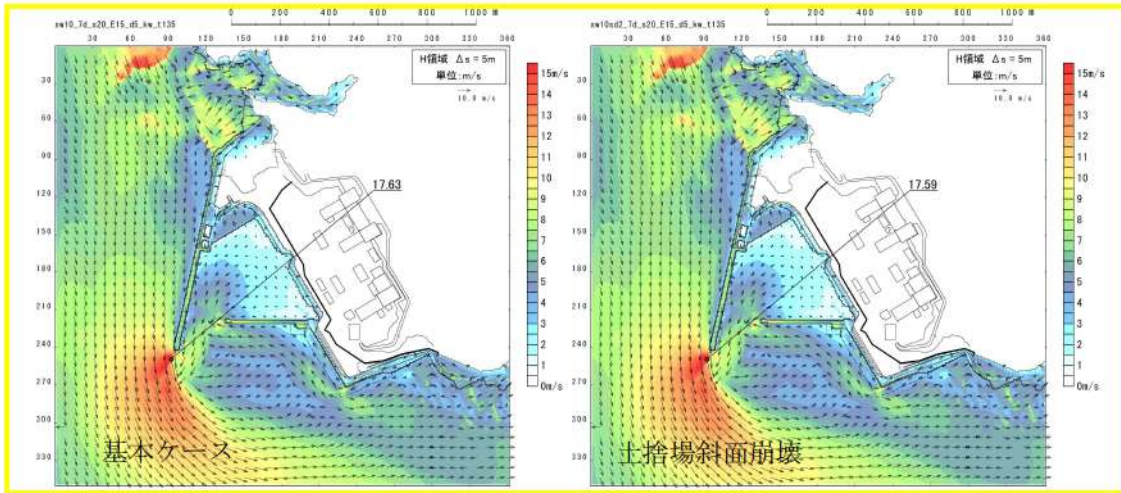


図 2.1.e.c-4 (59) 斜面崩壊の有無による最大流速分布の比較
 (最大流速波源 (波源K, 防波堤損傷なし))

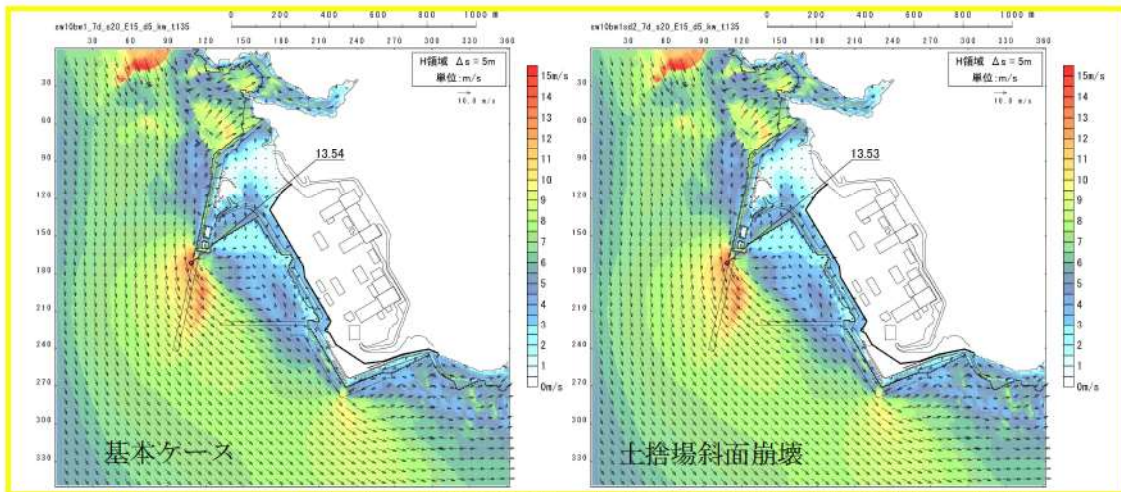


図 2.1.e.c-4 (60) 斜面崩壊の有無による最大流速分布の比較
 ((最大流速波源 (波源K, 北及び南防波堤損傷))

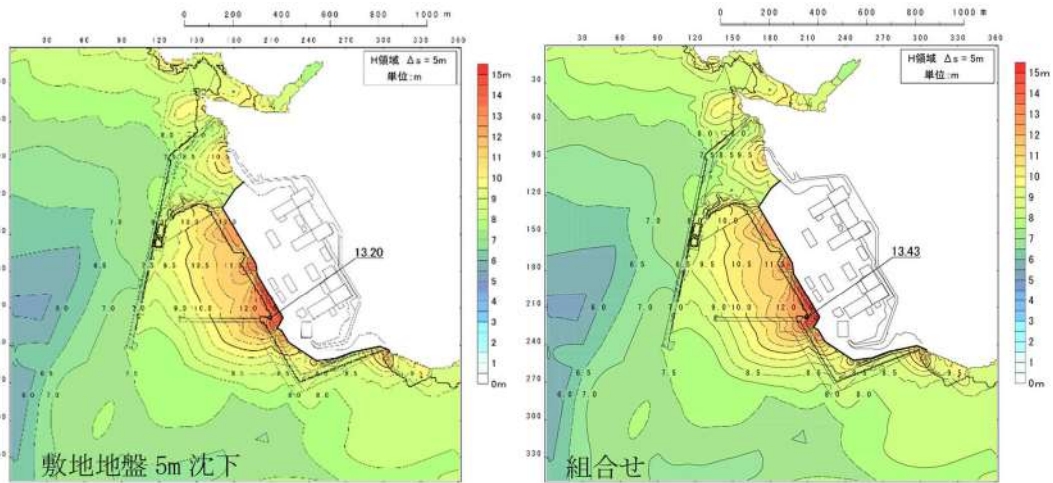


図 2.1.f.b-1 (1) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，防波堤損傷なし））

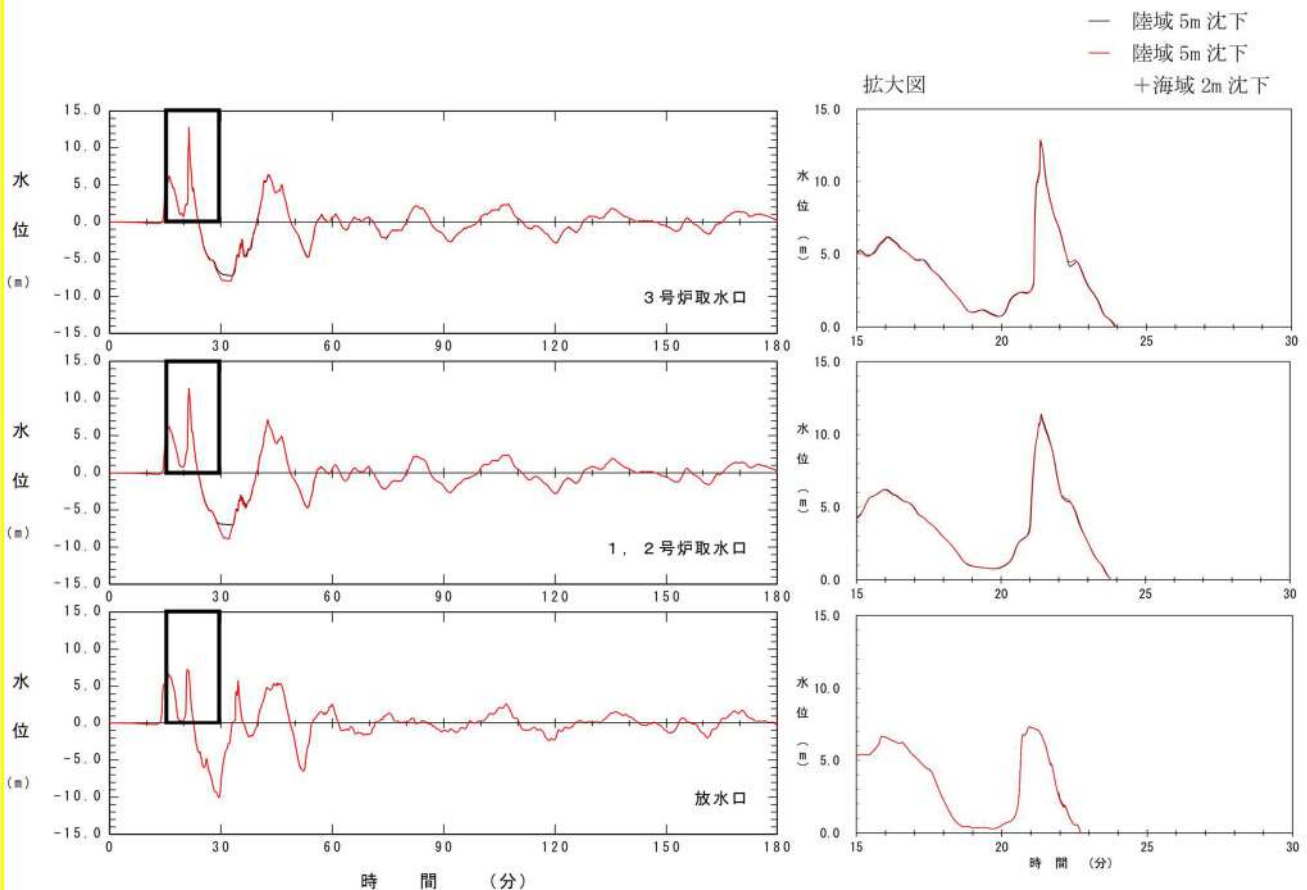


図 2.1.f.b-1 (2) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，防波堤損傷なし））

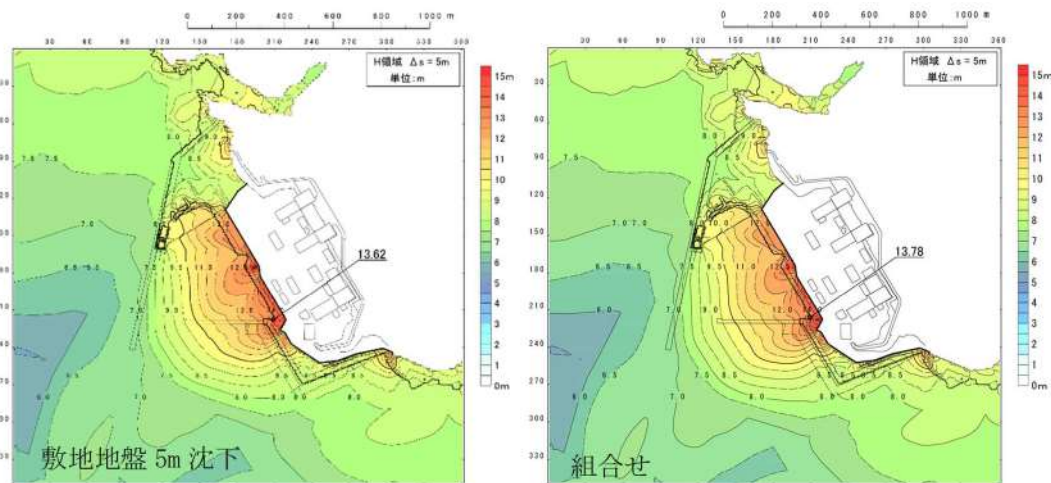


図 2.1.f.b-1 (3) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源 F，北及び南防波堤損傷））

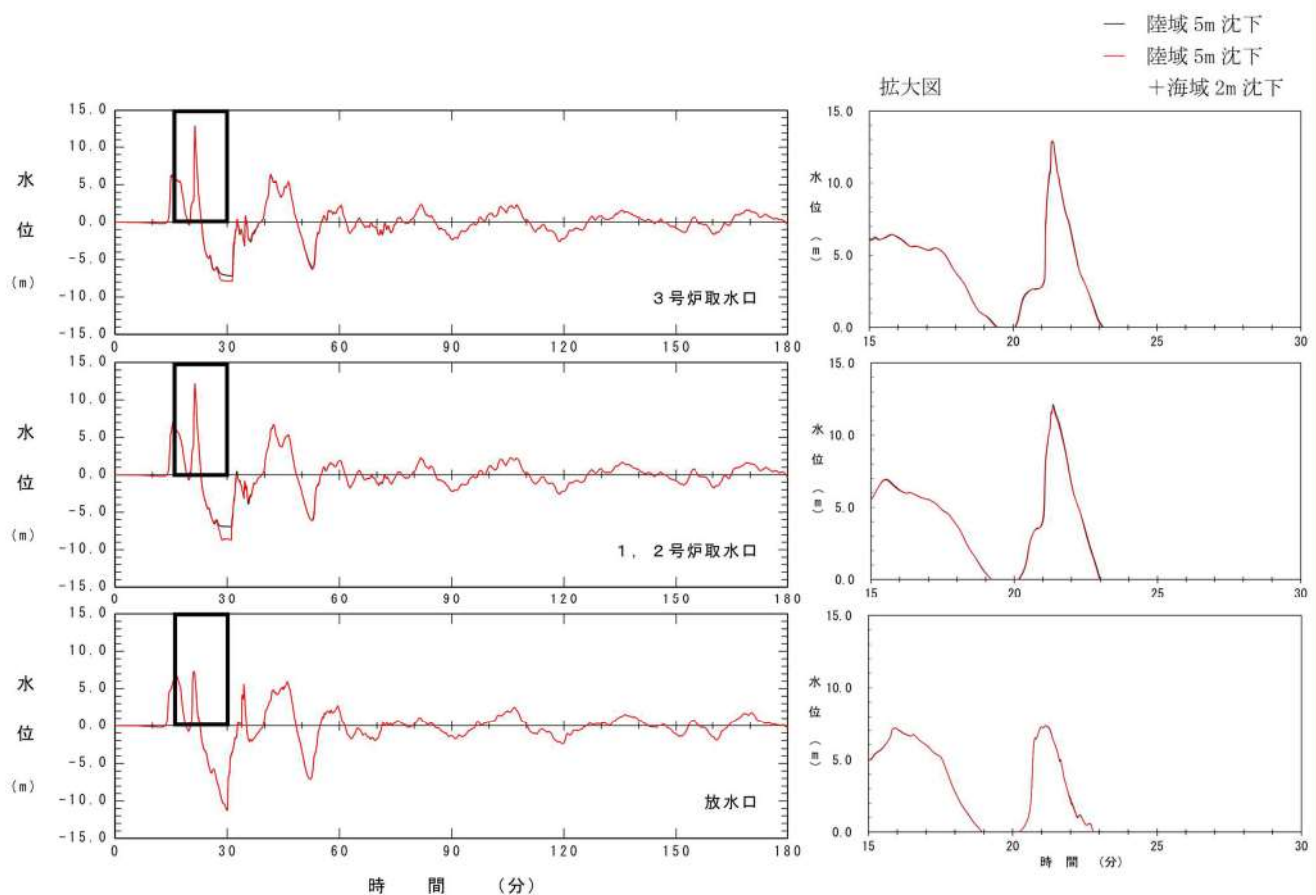


図 2.1.f.b-1 (4) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源 F，北及び南防波堤損傷））

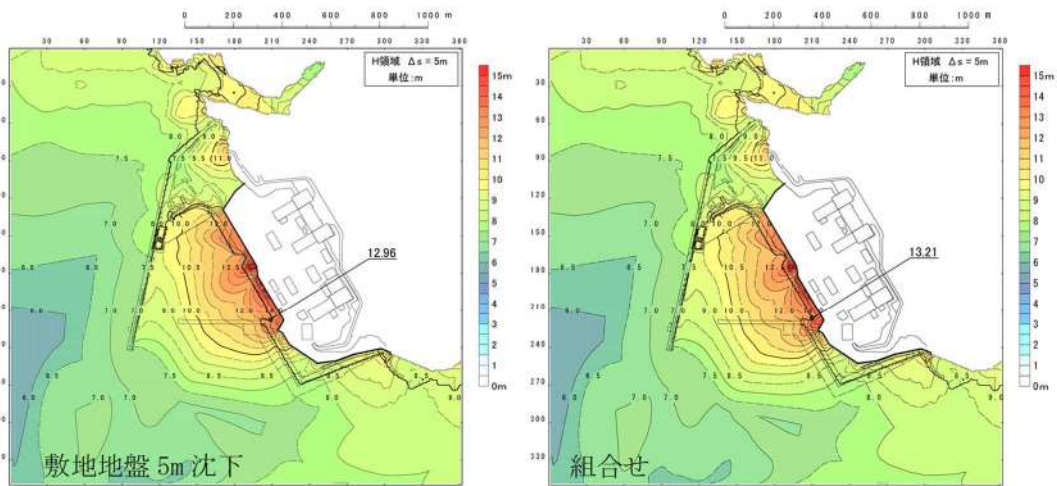


図 2.1.f.b-1 (5) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源E，南防波堤損））

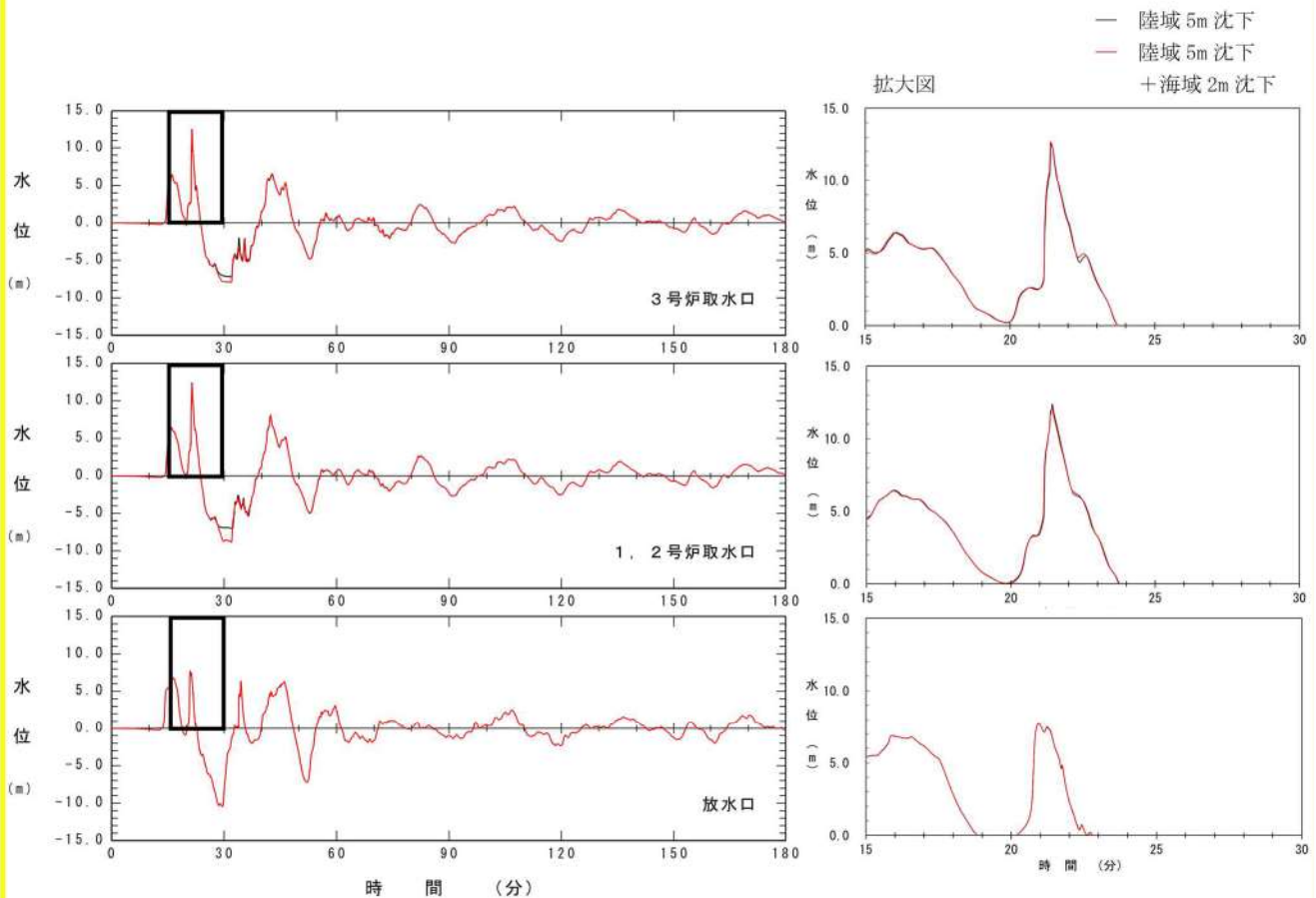


図 2.1.f.b-1 (6) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源E，南防波堤損傷））

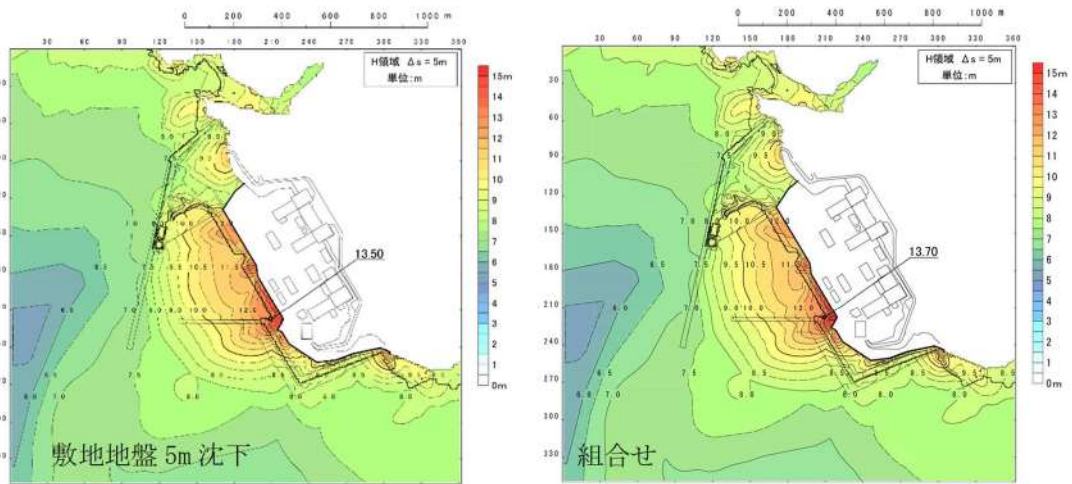


図 2.1.f.b-1 (7) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

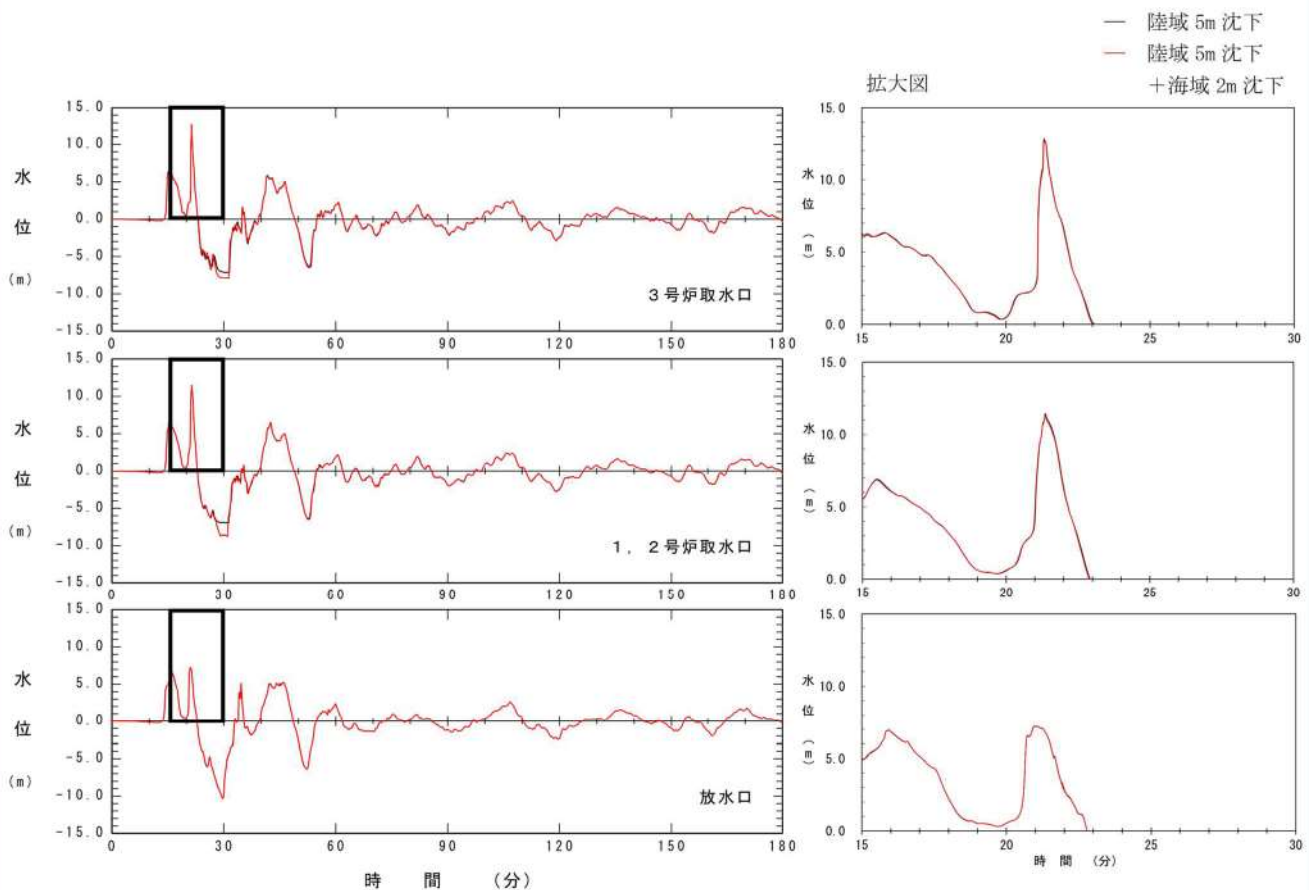


図 2.1.f.b-1 (8) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

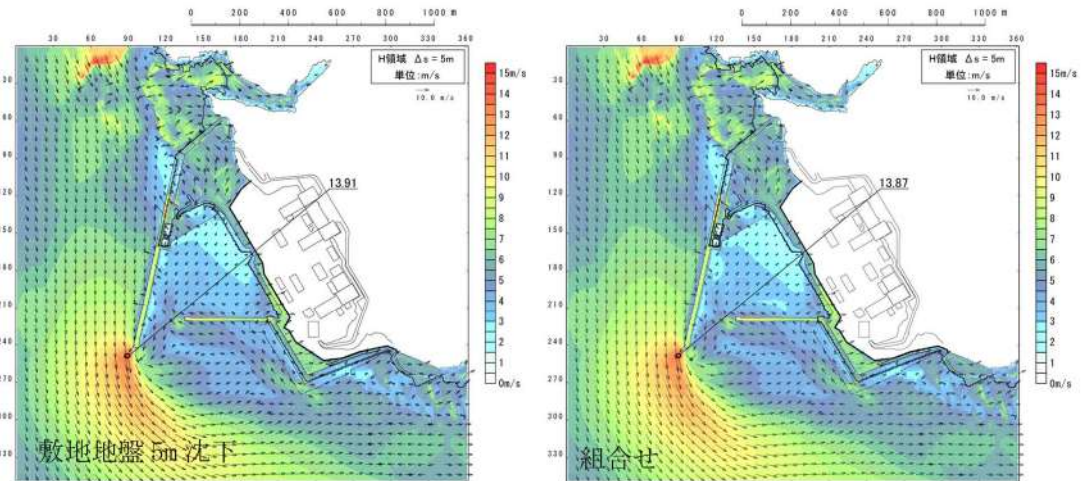


図 2.1.f.b-1 (9) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源B，防波堤損傷なし））

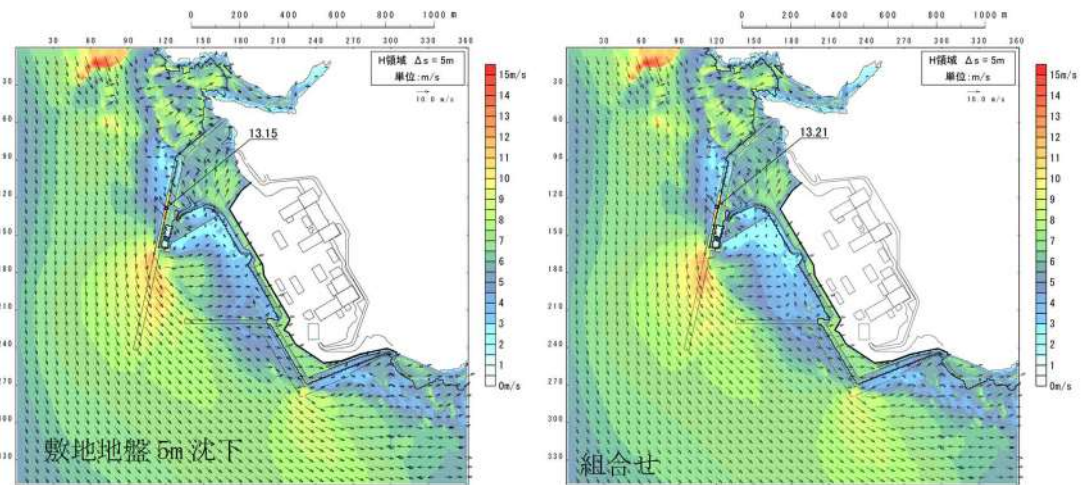


図 2.1.f.b-1 (10) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源F，北及び南防波堤損傷））

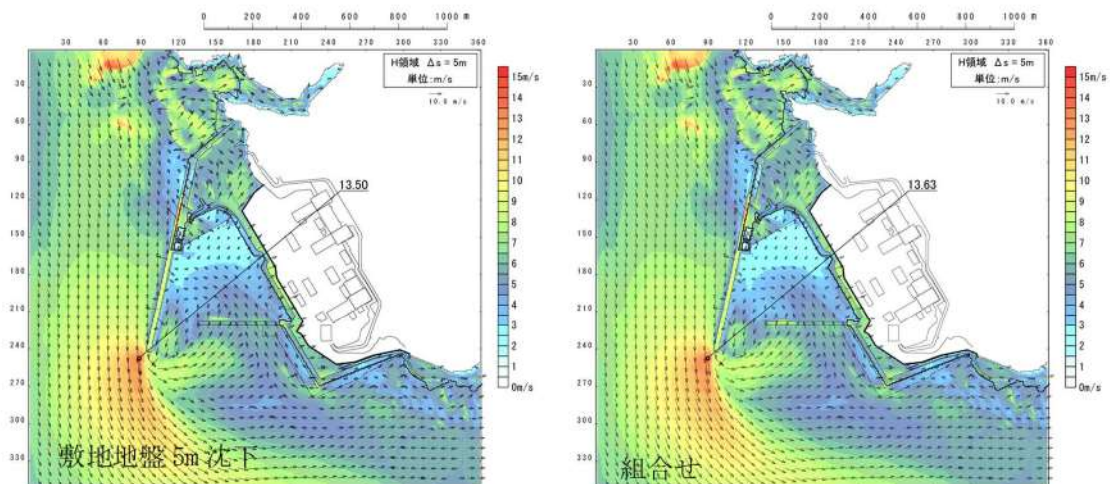


図 2.1.f.b-1 (11) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源E，南防波堤損傷））

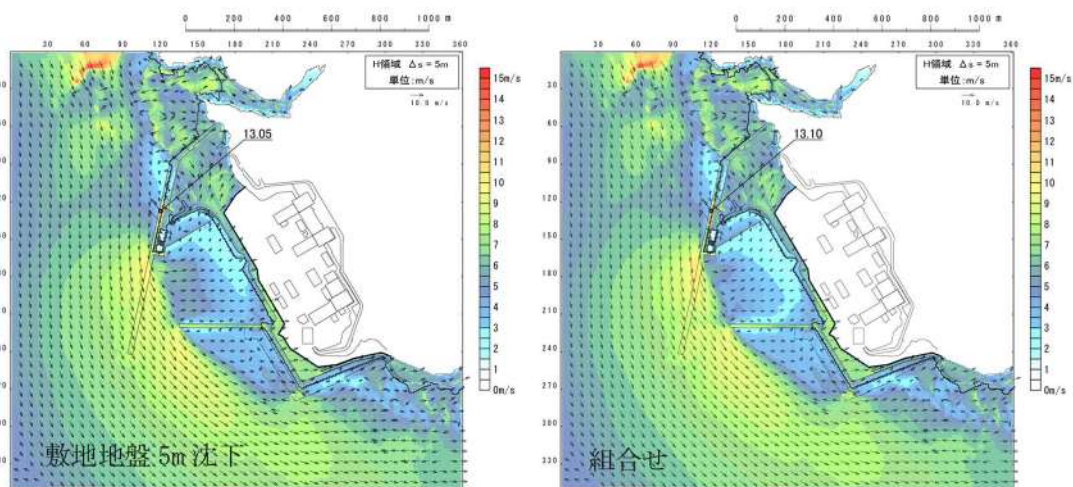


図 2.1.f.b-1 (12) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

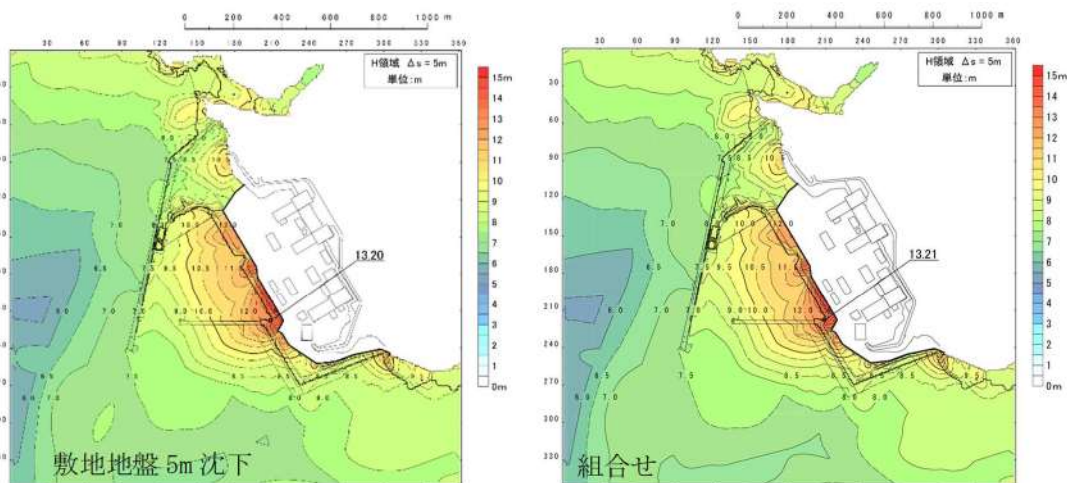


図 2.1.f.b-1 (13) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，防波堤損傷なし））

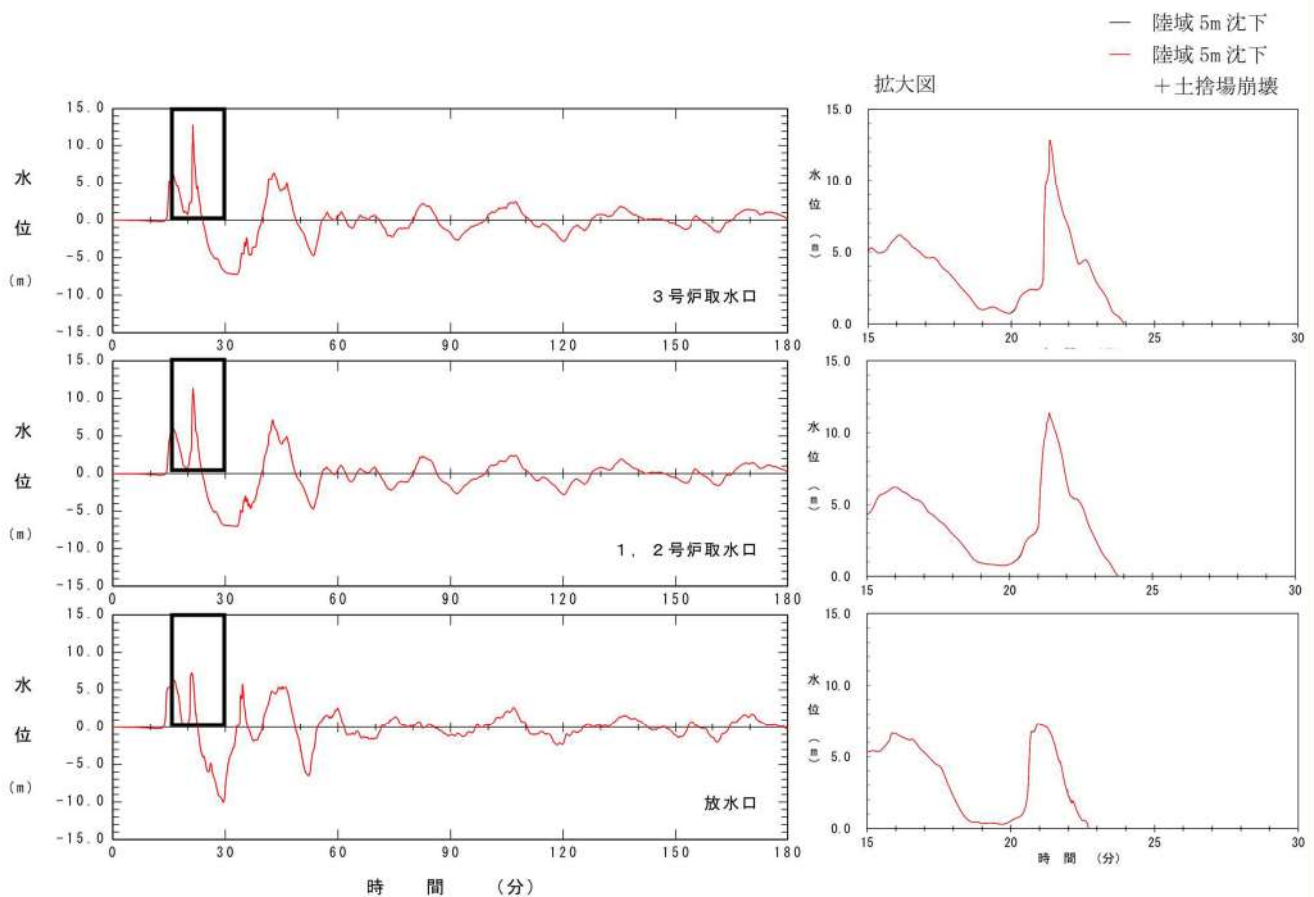


図 2.1.f.b-1 (14) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，防波堤損傷なし））

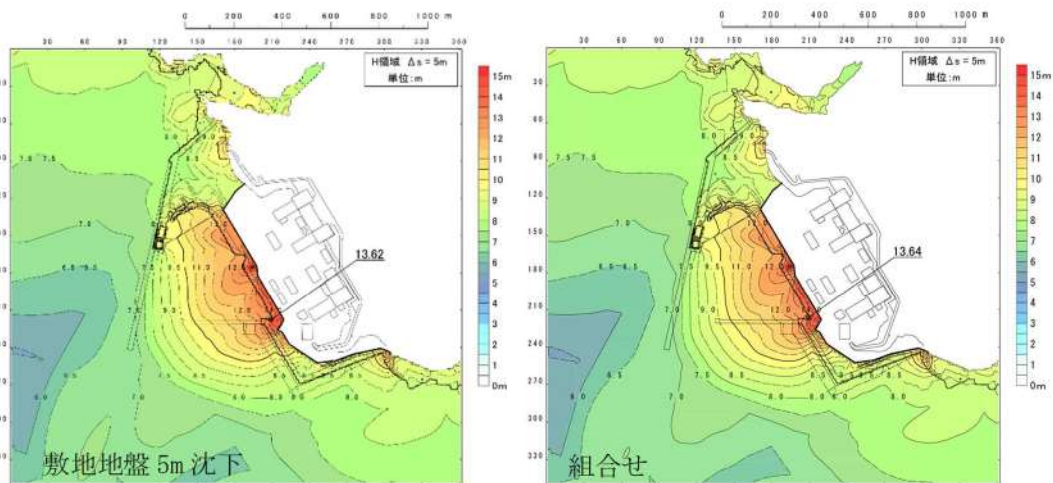


図 2.1.f.b-1 (15) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源F，北及び南防波堤損傷））

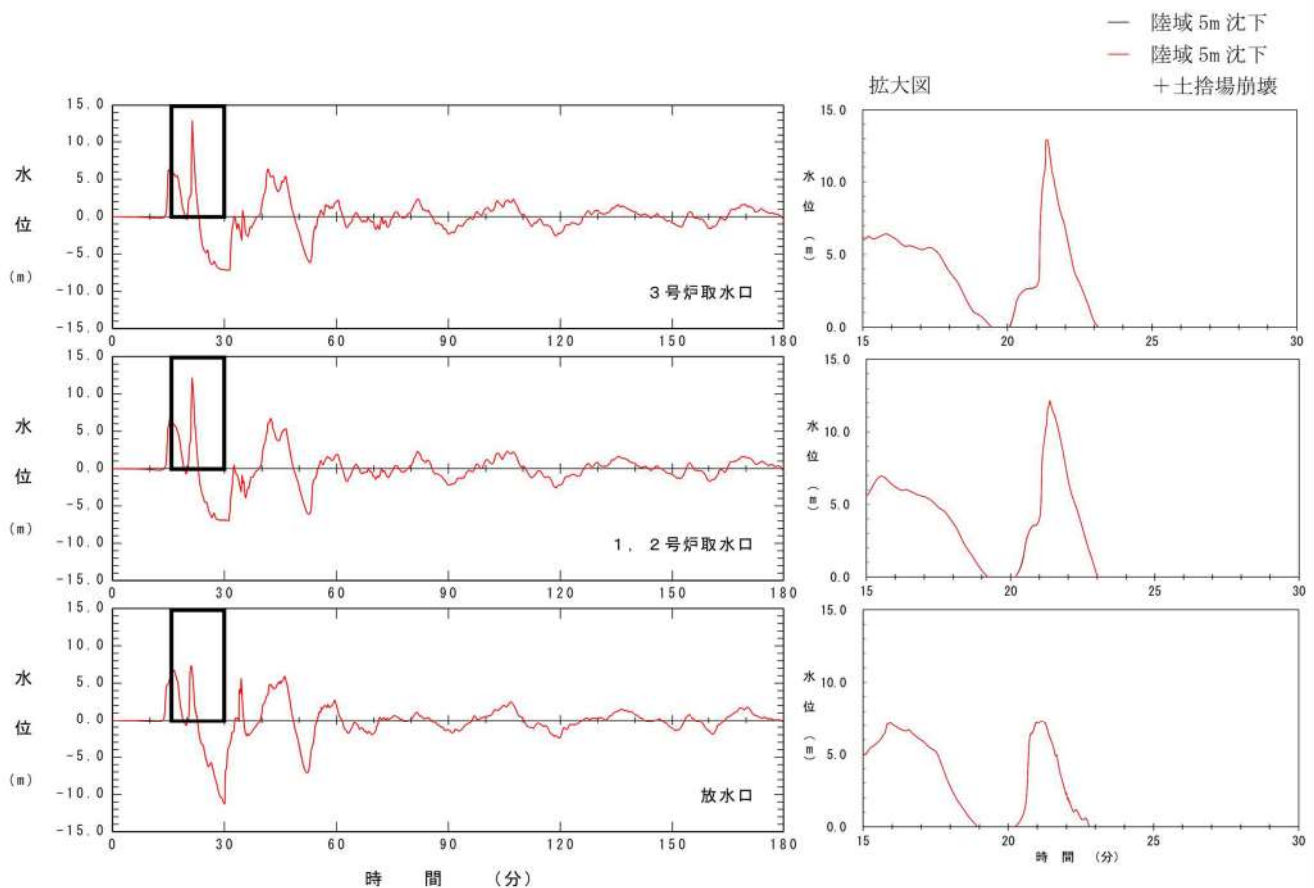


図 2.1.f.b-1 (16) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源F，北及び南防波堤損傷））

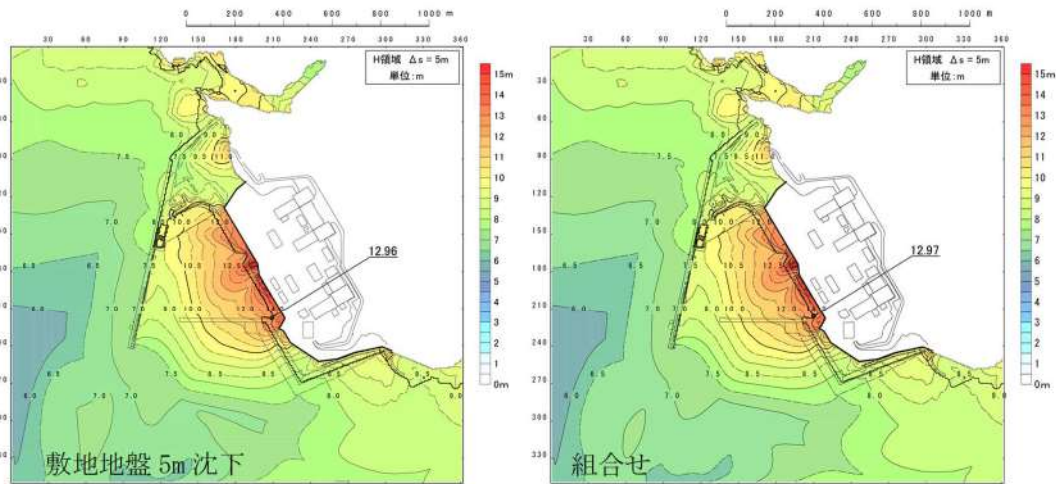


図 2.1.f.b-1 (17) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源E，南防波堤損））

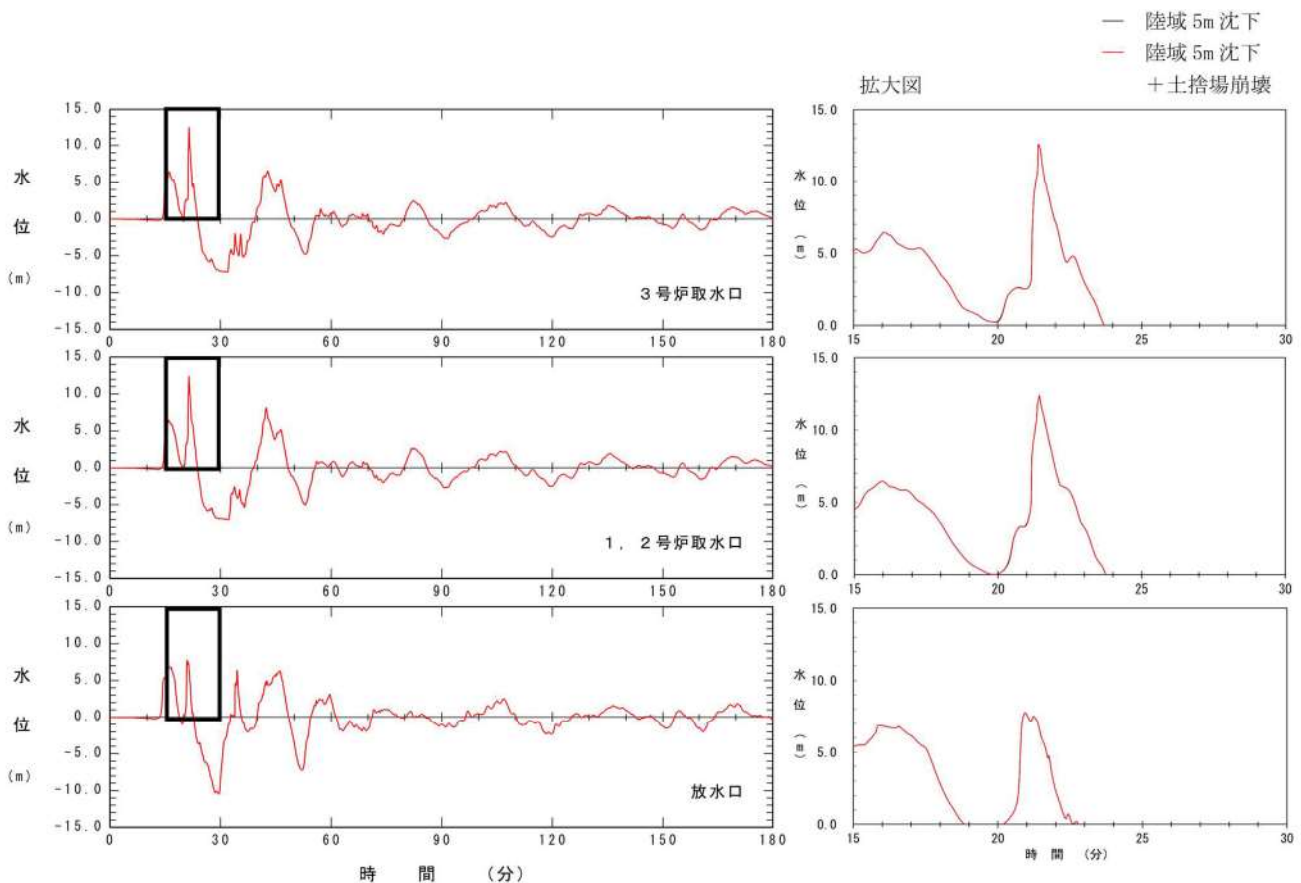


図 2.1.f.b-1 (18) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源E，南防波堤損傷））

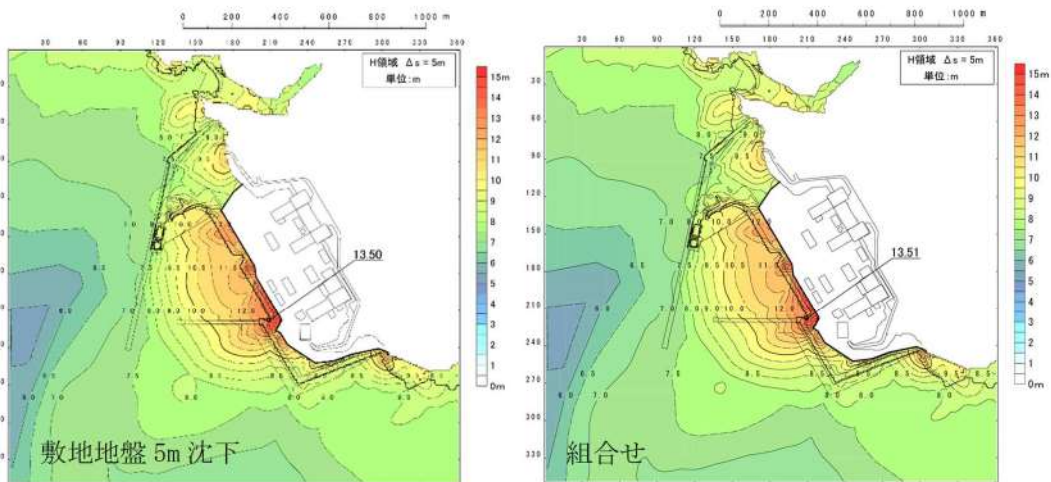


図 2.1.f.b-1 (19) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

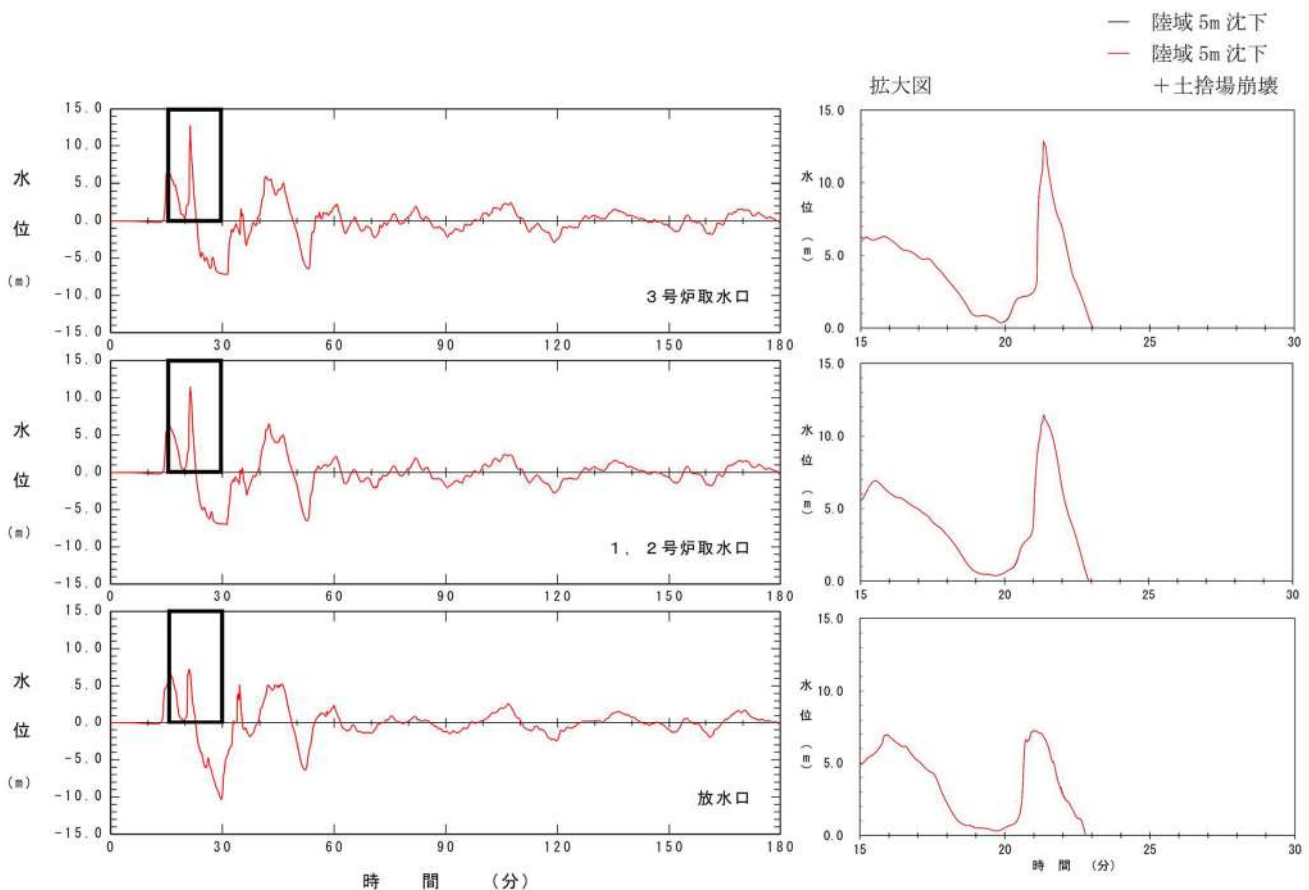


図 2.1.f.b-1 (20) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

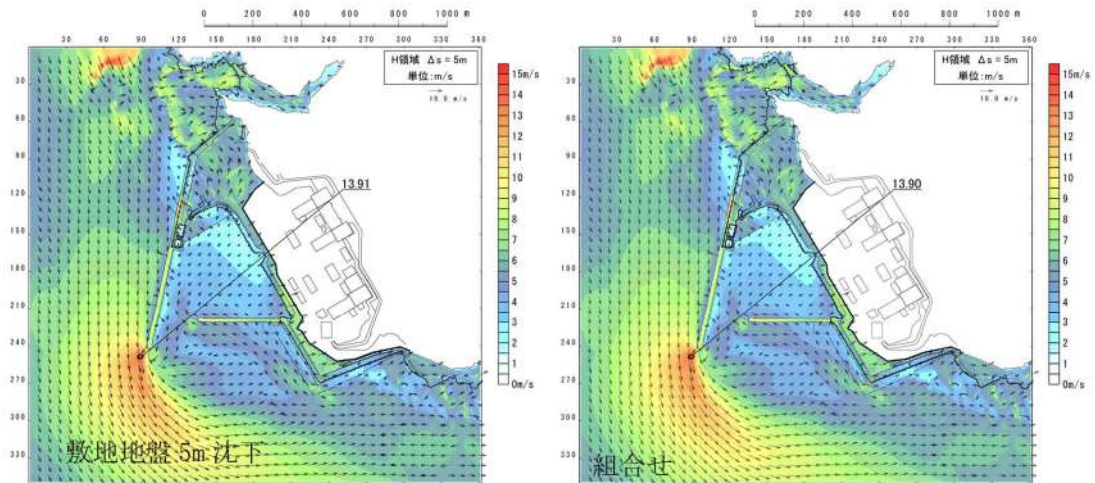


図 2.1.f.b-1 (21) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 B，防波堤損傷なし））

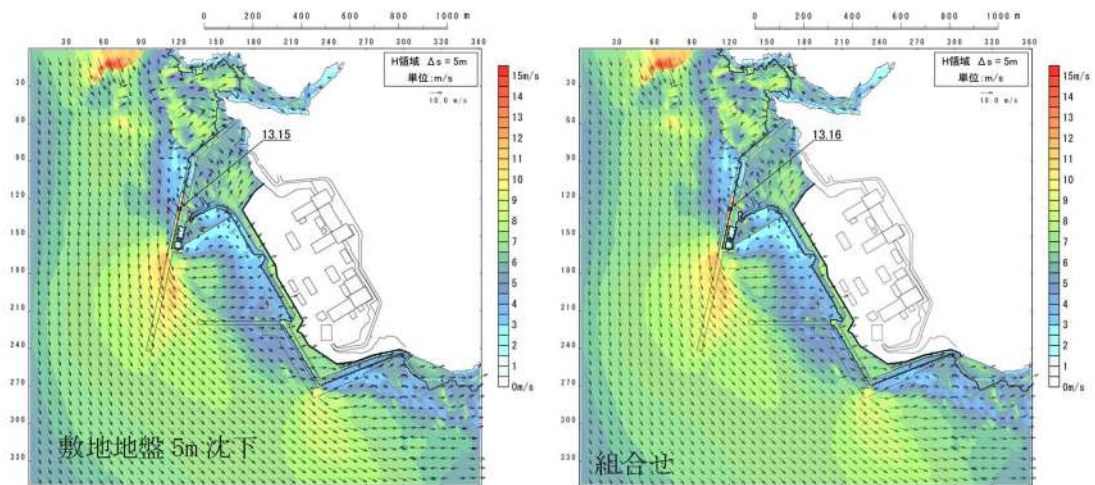


図 2.1.f.b-1 (22) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 F，北及び南防波堤損傷））

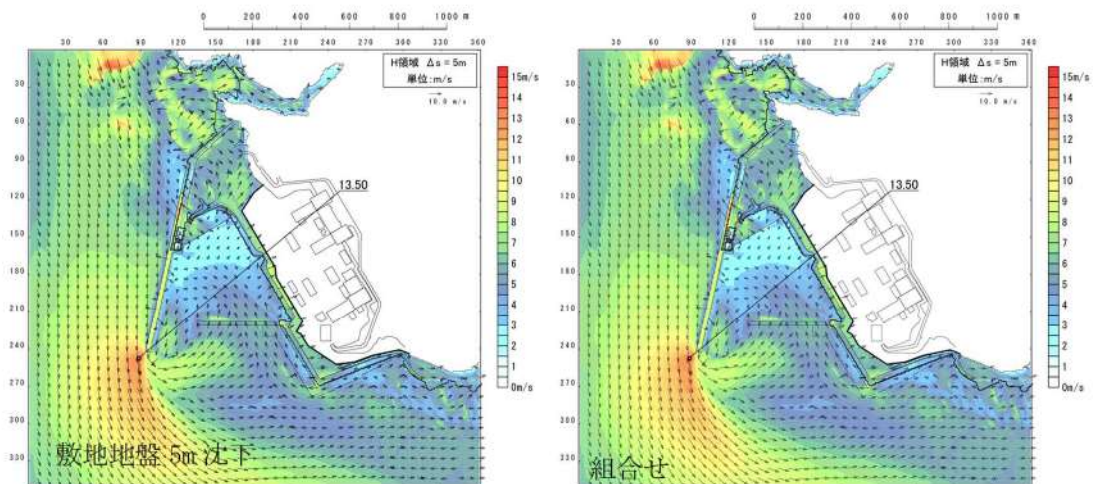


図 2.1.f.b-1 (23) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源E，南防波堤損傷））

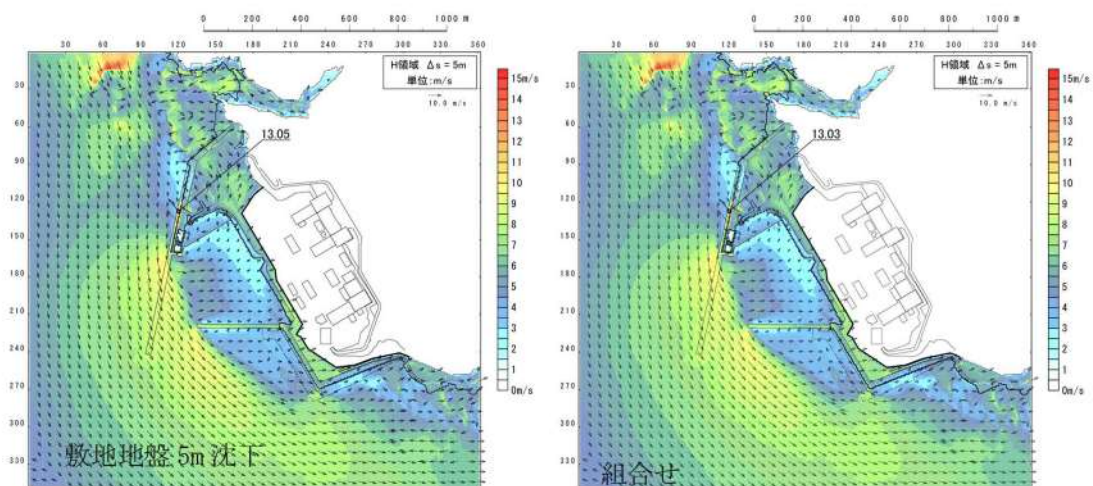


図 2.1.f.b-1 (24) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

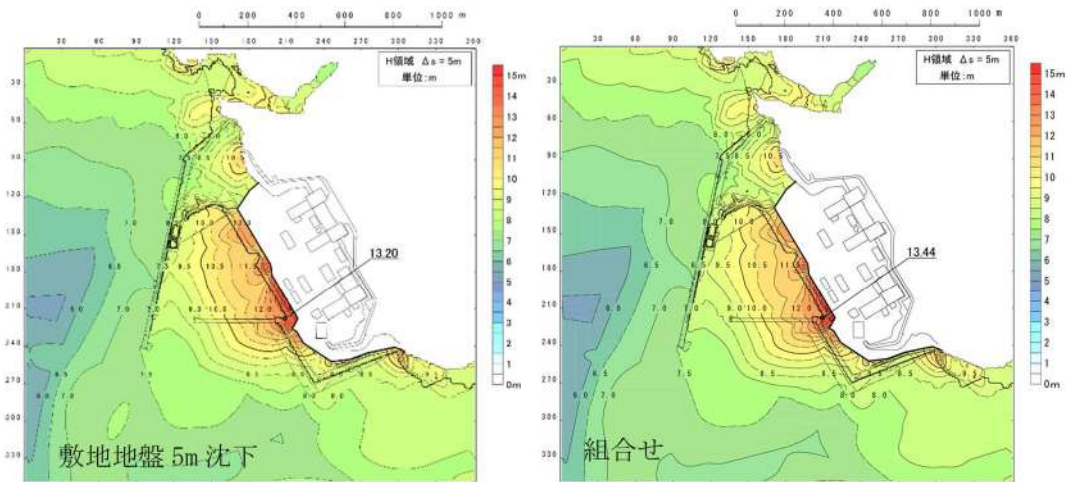


図 2.1.f.b-1 (25) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，防波堤損傷なし））

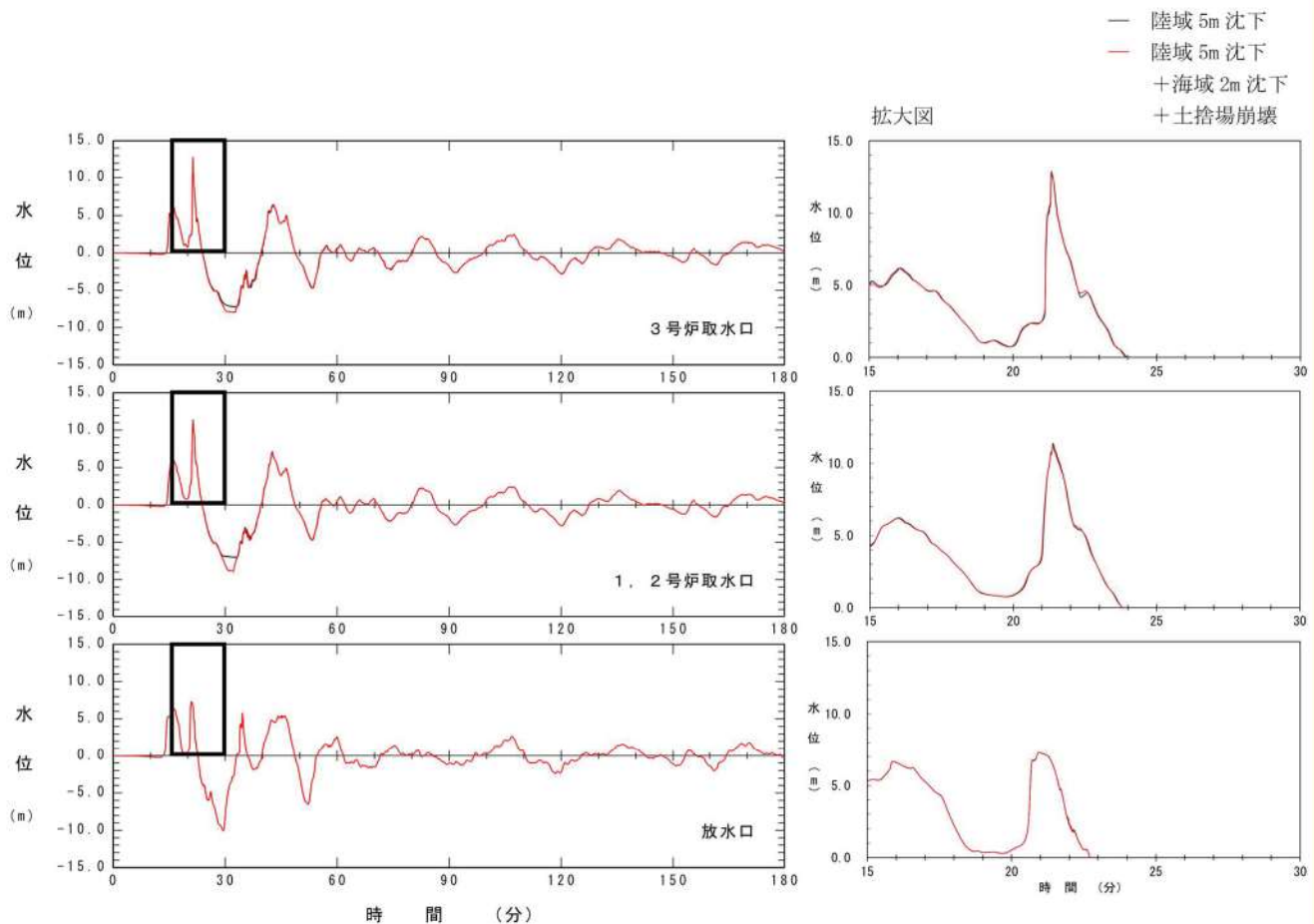


図 2.1.f.b-1 (26) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，防波堤損傷なし））

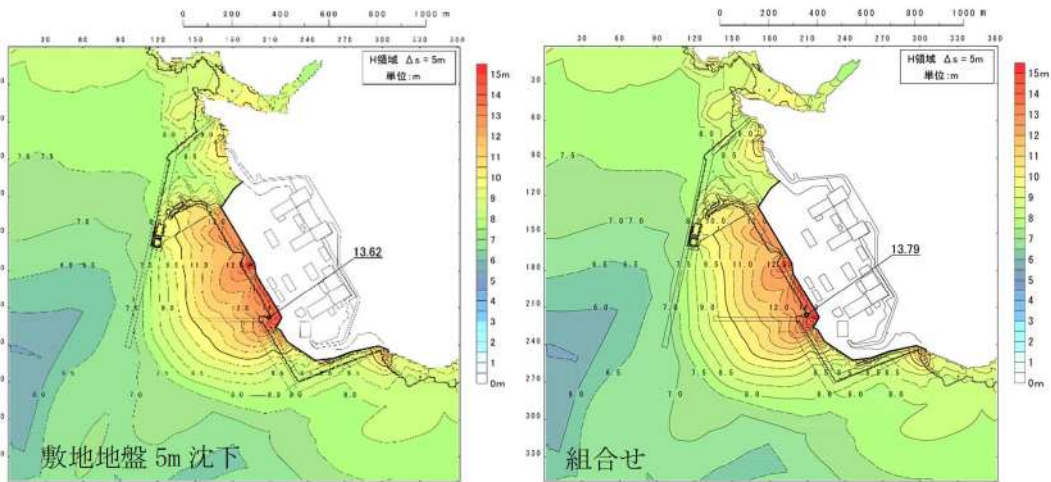


図 2.1.f.b-1 (27) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源 F，北及び南防波堤損傷））

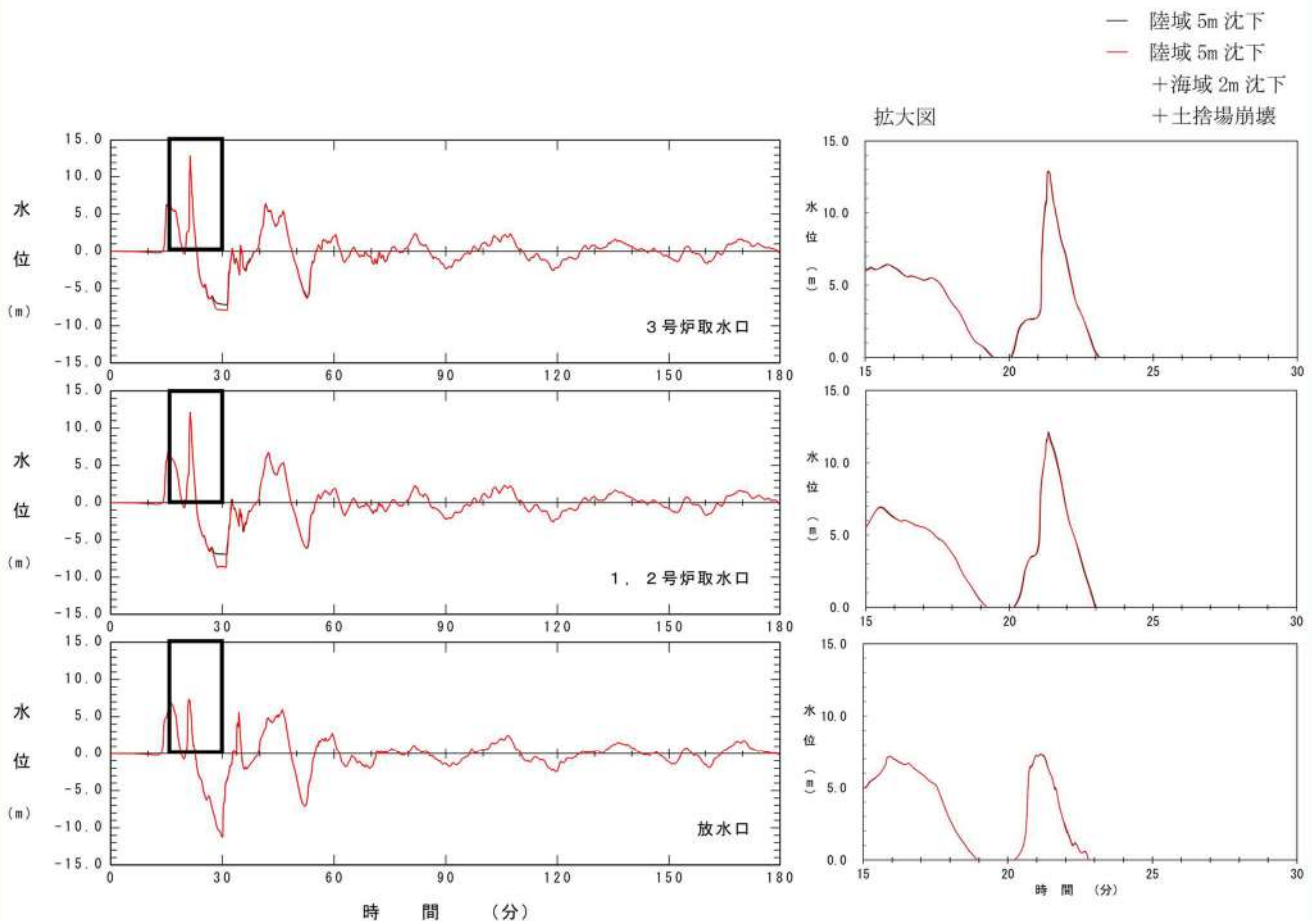


図 2.1.f.b-1 (28) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源 F，北及び南防波堤損傷））

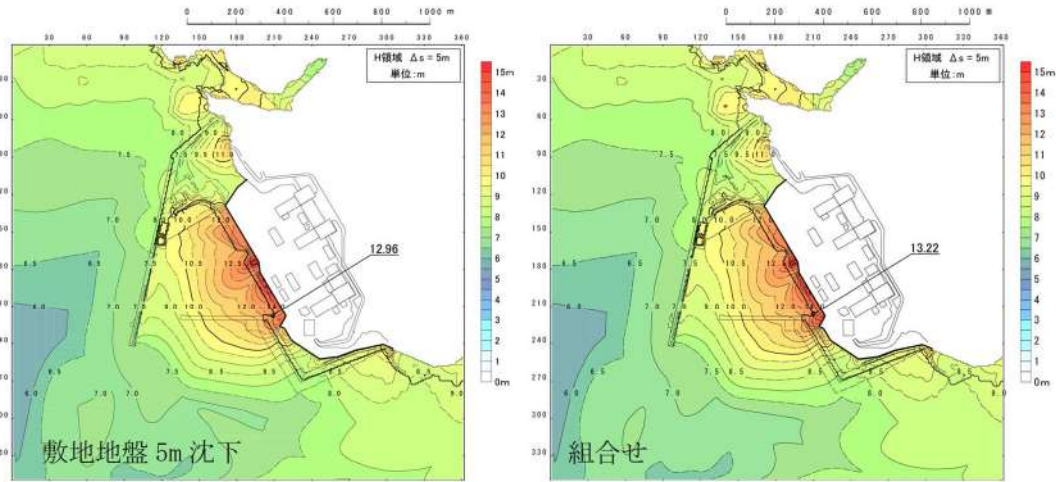


図 2.1.f.b-1 (29) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源 E，南防波堤損））

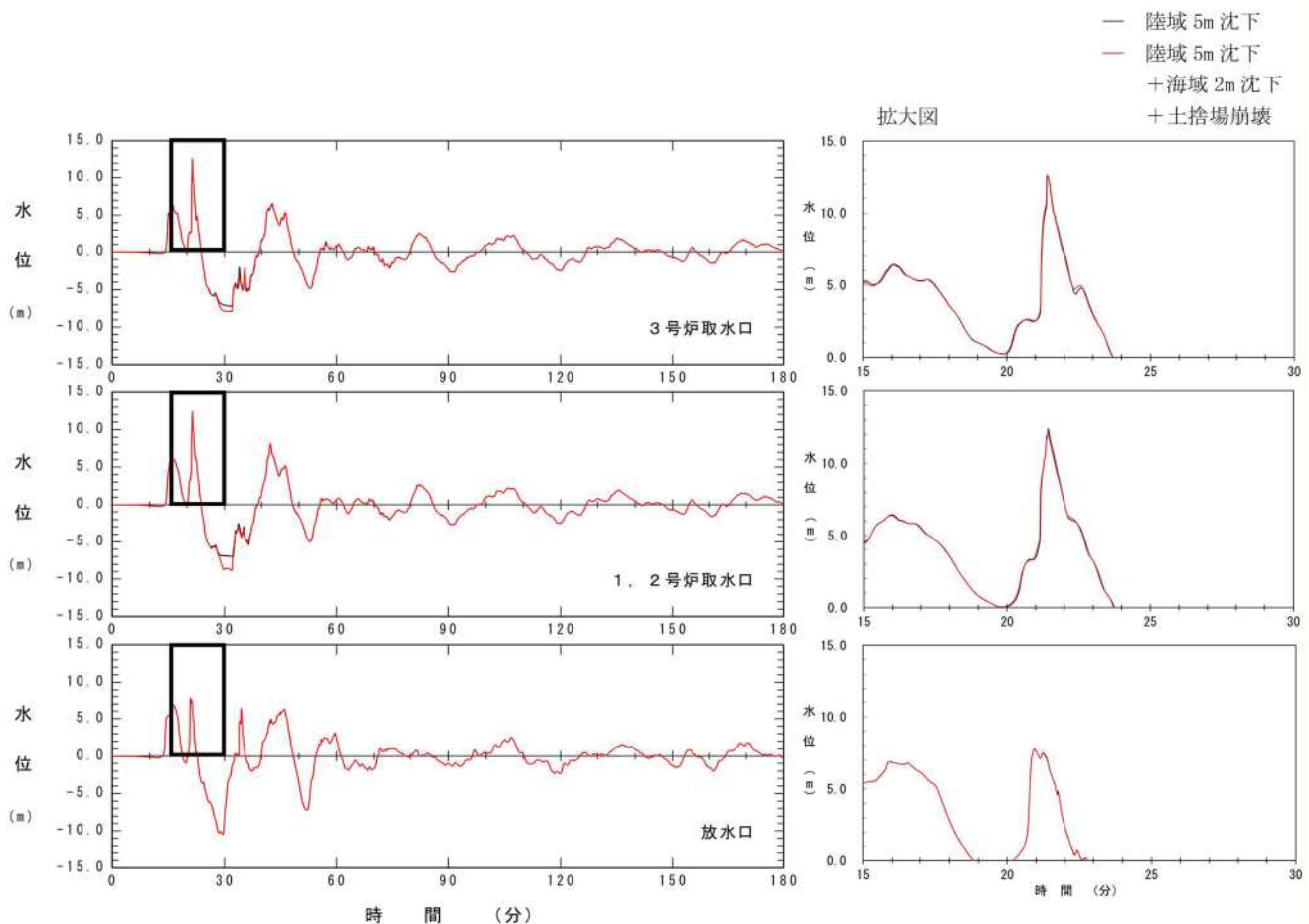


図 2.1.f.b-1 (30) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源 E，南防波堤損傷））

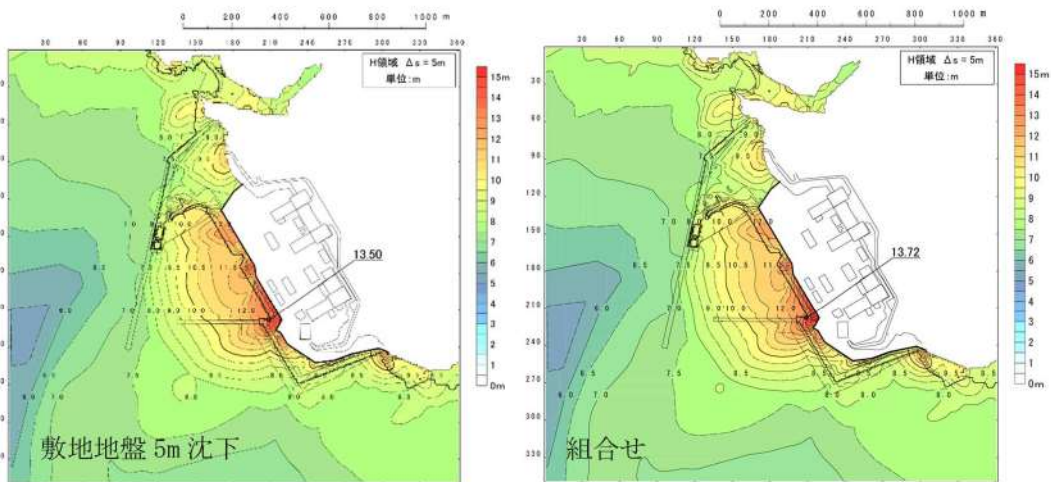


図 2.1.f.b-1 (31) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

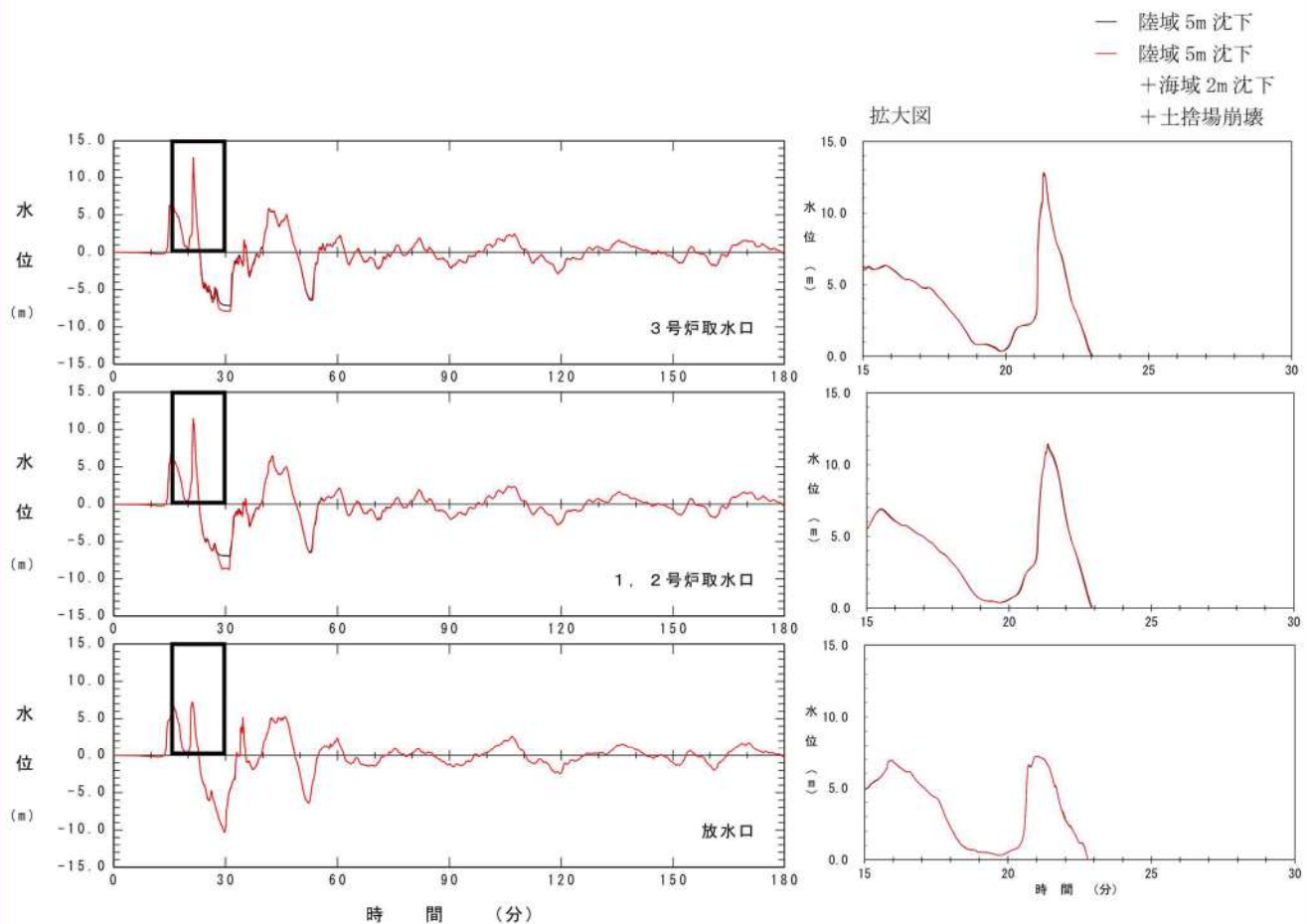


図 2.1.f.b-1 (32) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源B，北防波堤損傷））

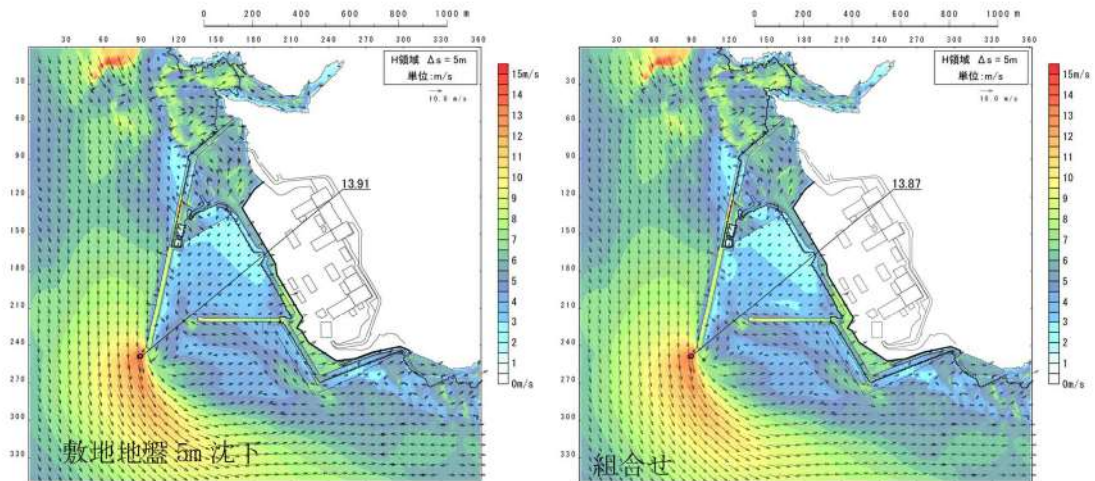


図 2.1.f.b-1 (33) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 B，防波堤損傷なし））

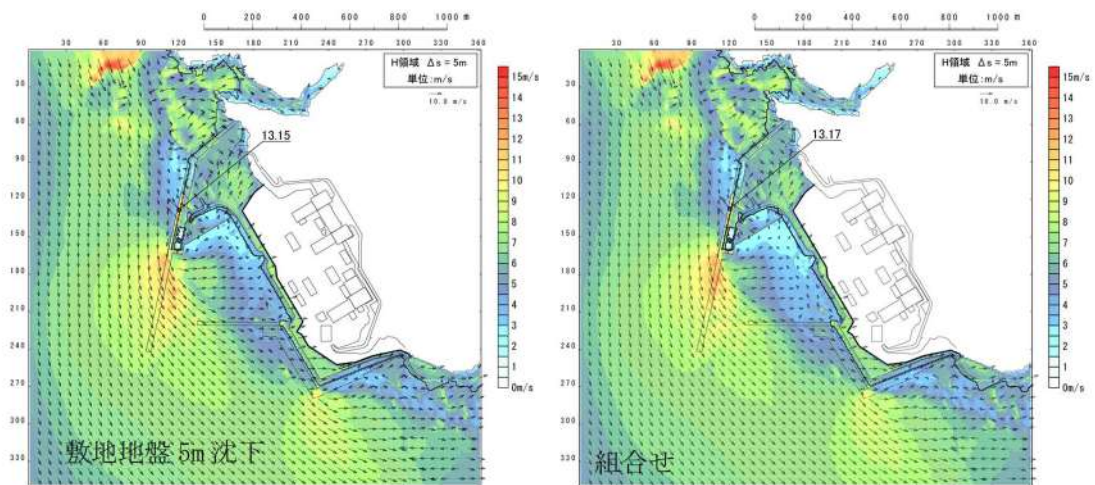


図 2.1.f.b-1 (34) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 F，北及び南防波堤損傷））

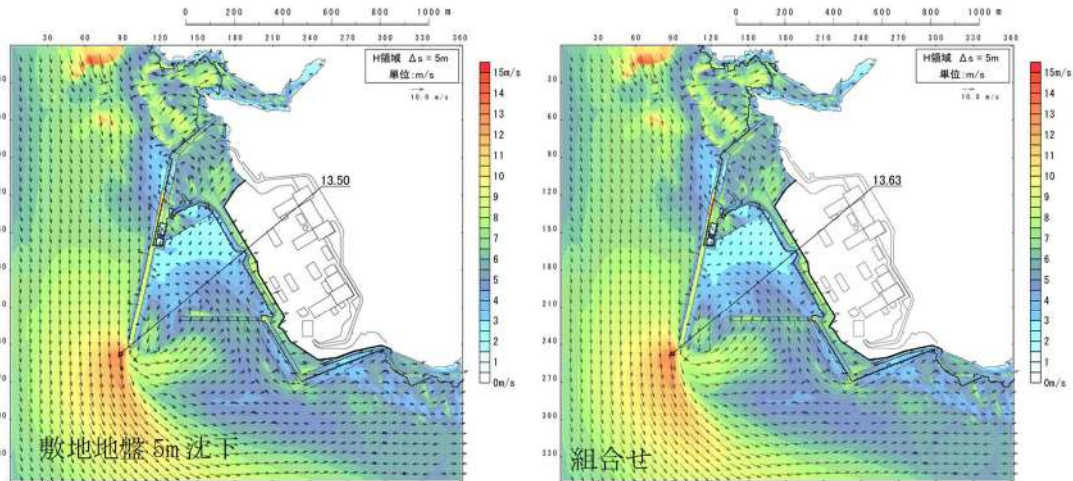


図 2.1.f.b-1 (35) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 E，南防波堤損傷））

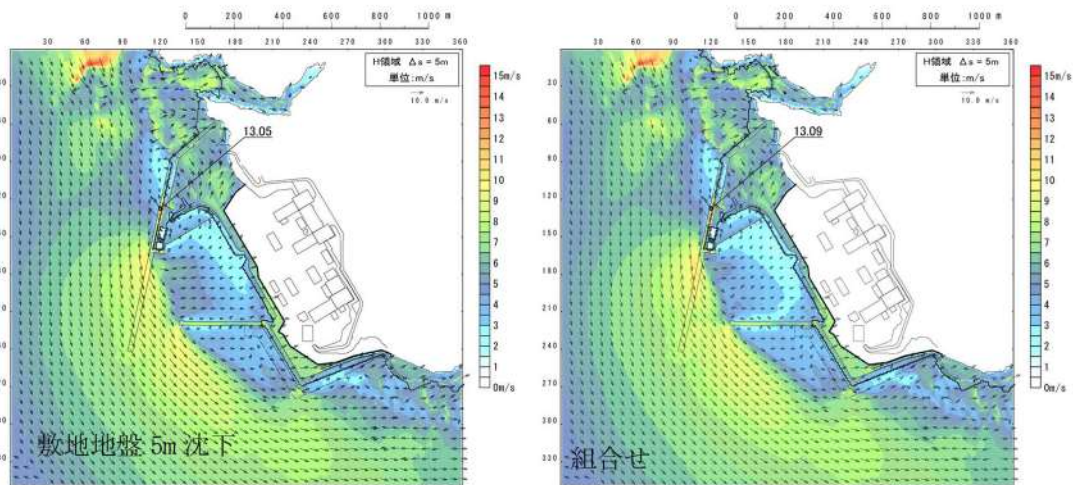


図 2.1.f.b-1 (36) 敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）と敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下），敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び土捨場崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 B，北防波堤損傷））

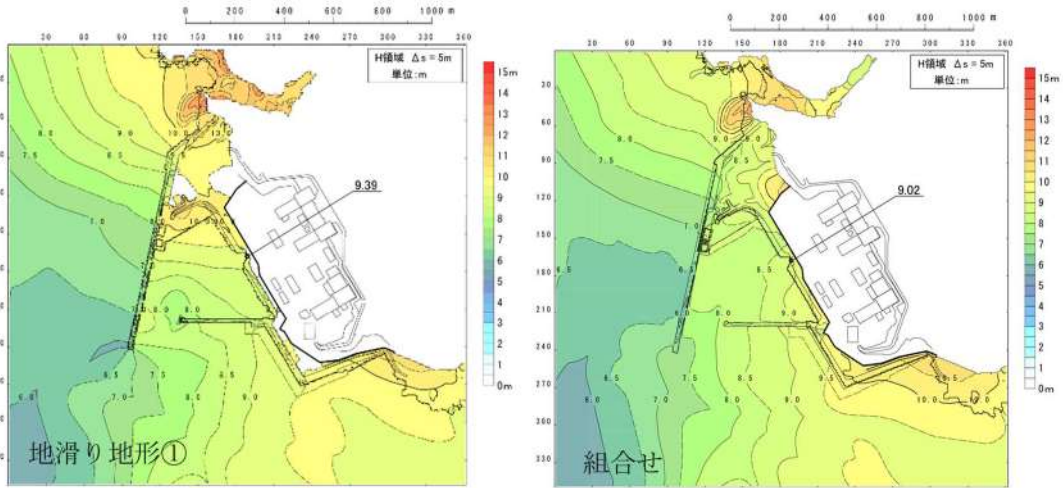


図 2.1.f.c-1 (1) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源C，防波堤損傷なし））

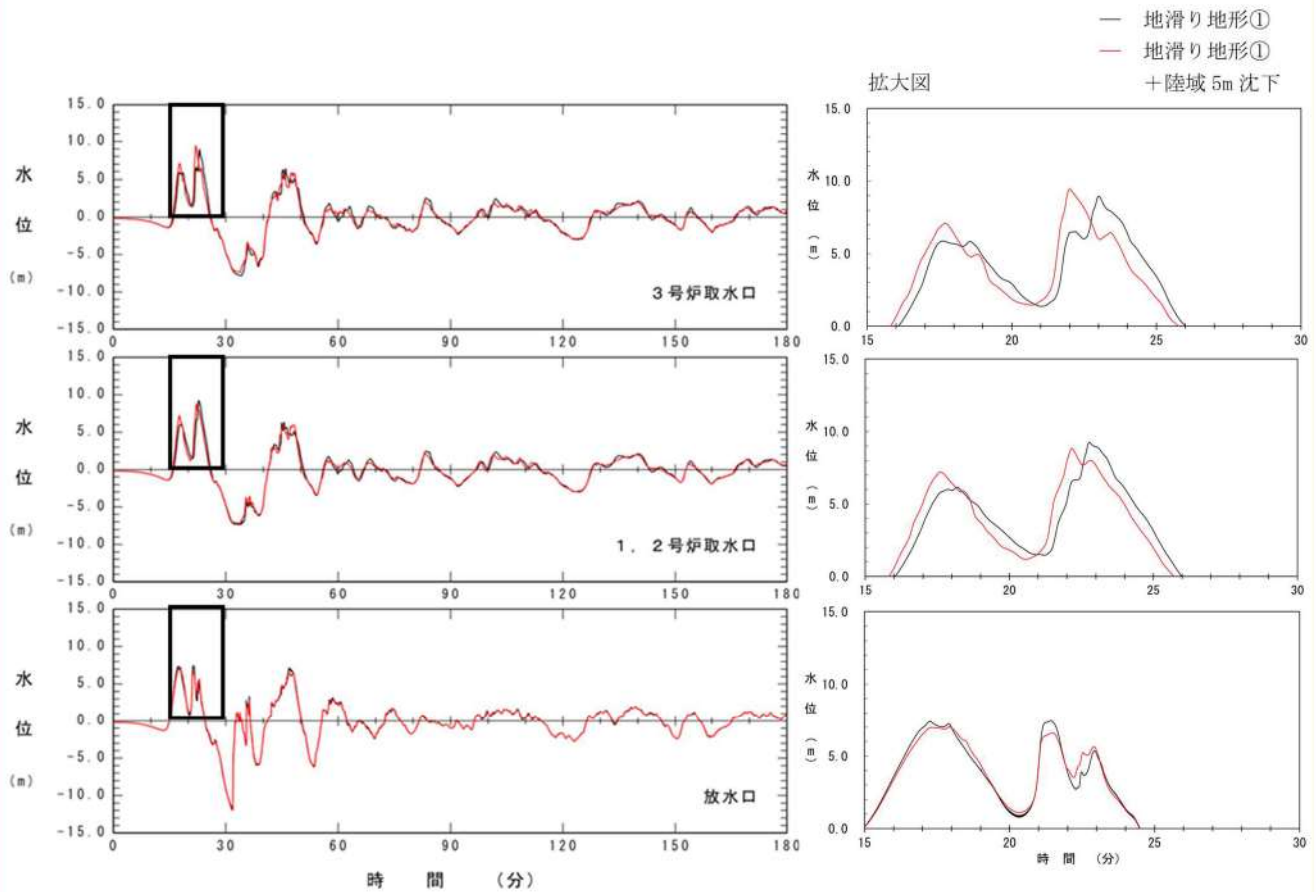


図 2.1.f.c-1 (2) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源C，防波堤損傷なし））

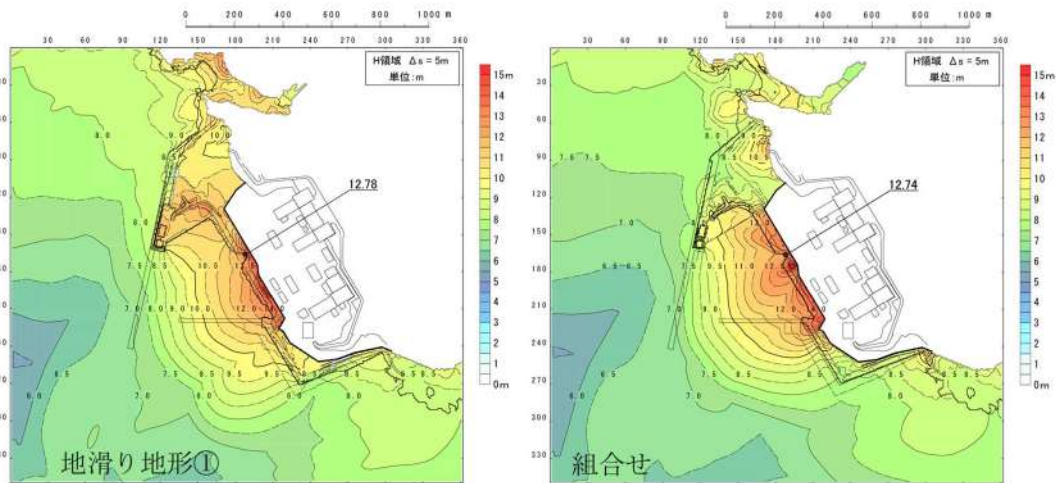


図 2.1.f.c-1 (3) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源E，北及び南防波堤損傷））

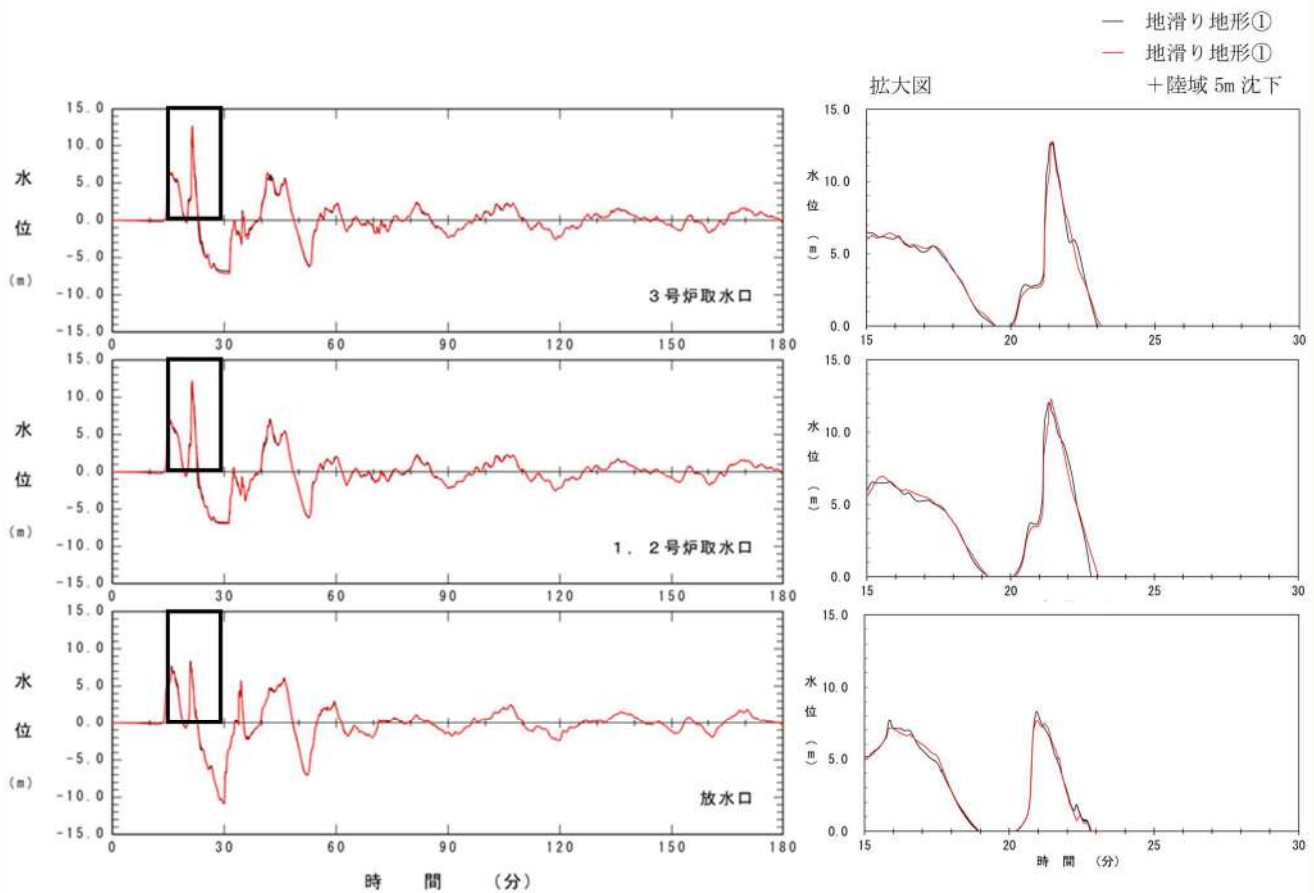


図 2.1.f.c-1 (4) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源E，北及び南防波堤損傷））

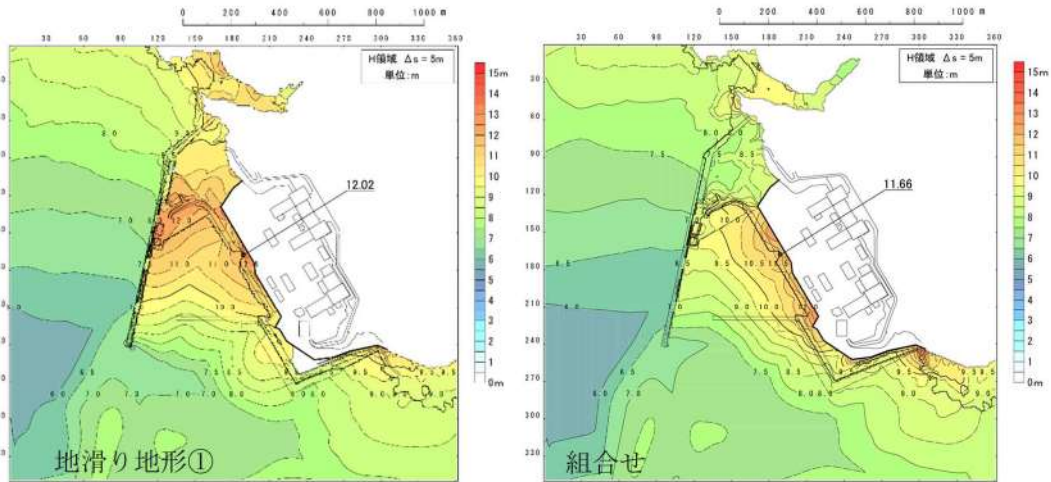


図 2.1.f.c-1 (5) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源G，南防波堤損））

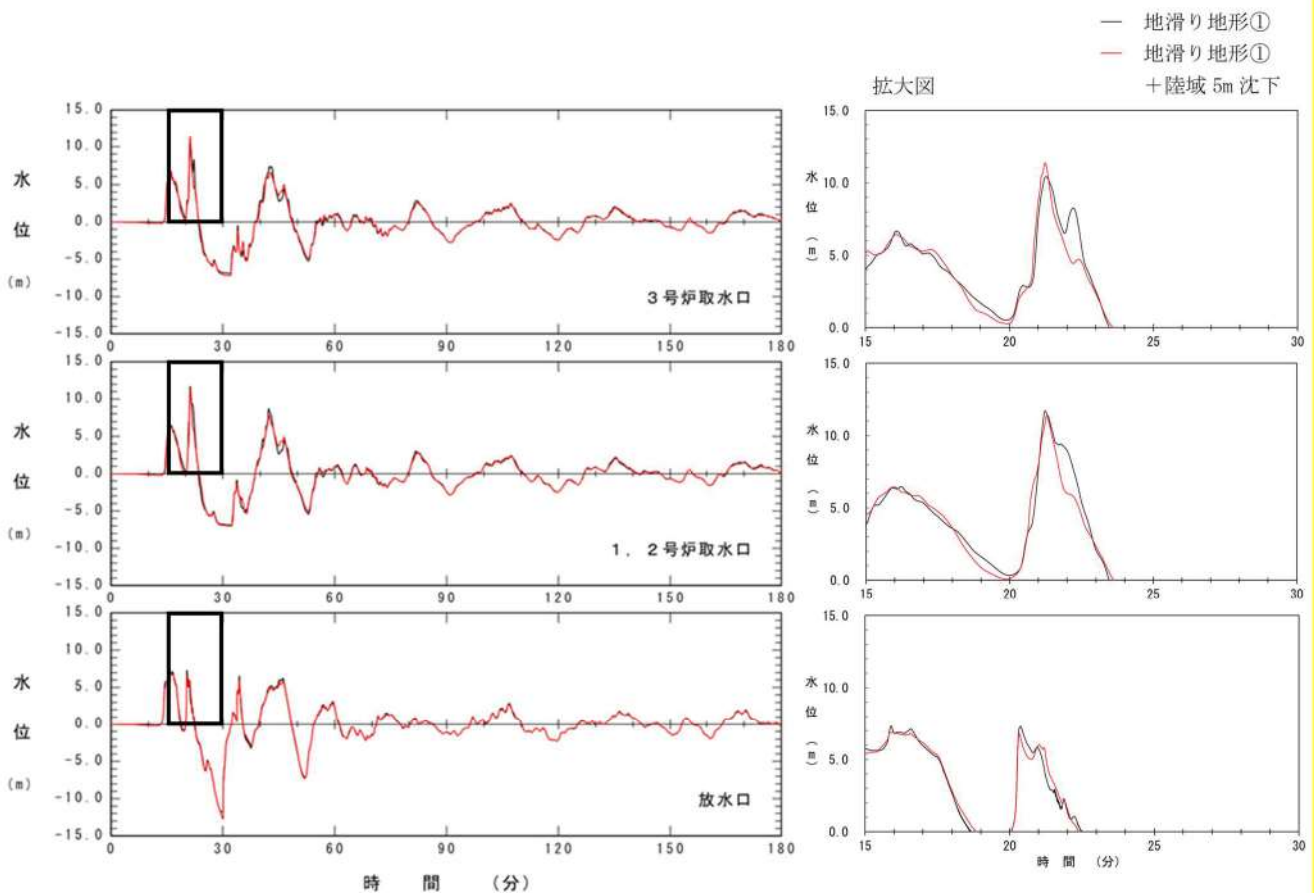


図 2.1.f.c-1 (6) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源G，南防波堤損傷））

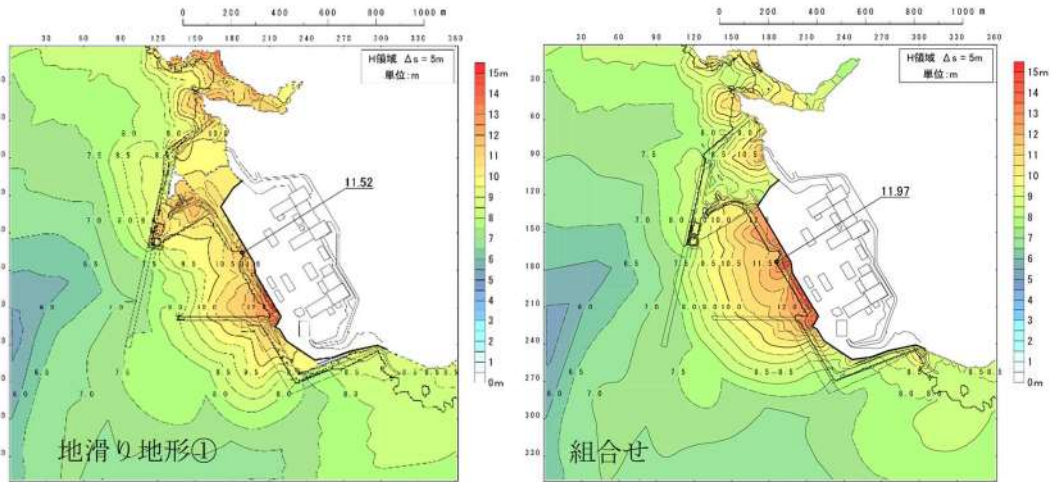


図 2.1.f.c-1 (7) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源H，北防波堤損傷））

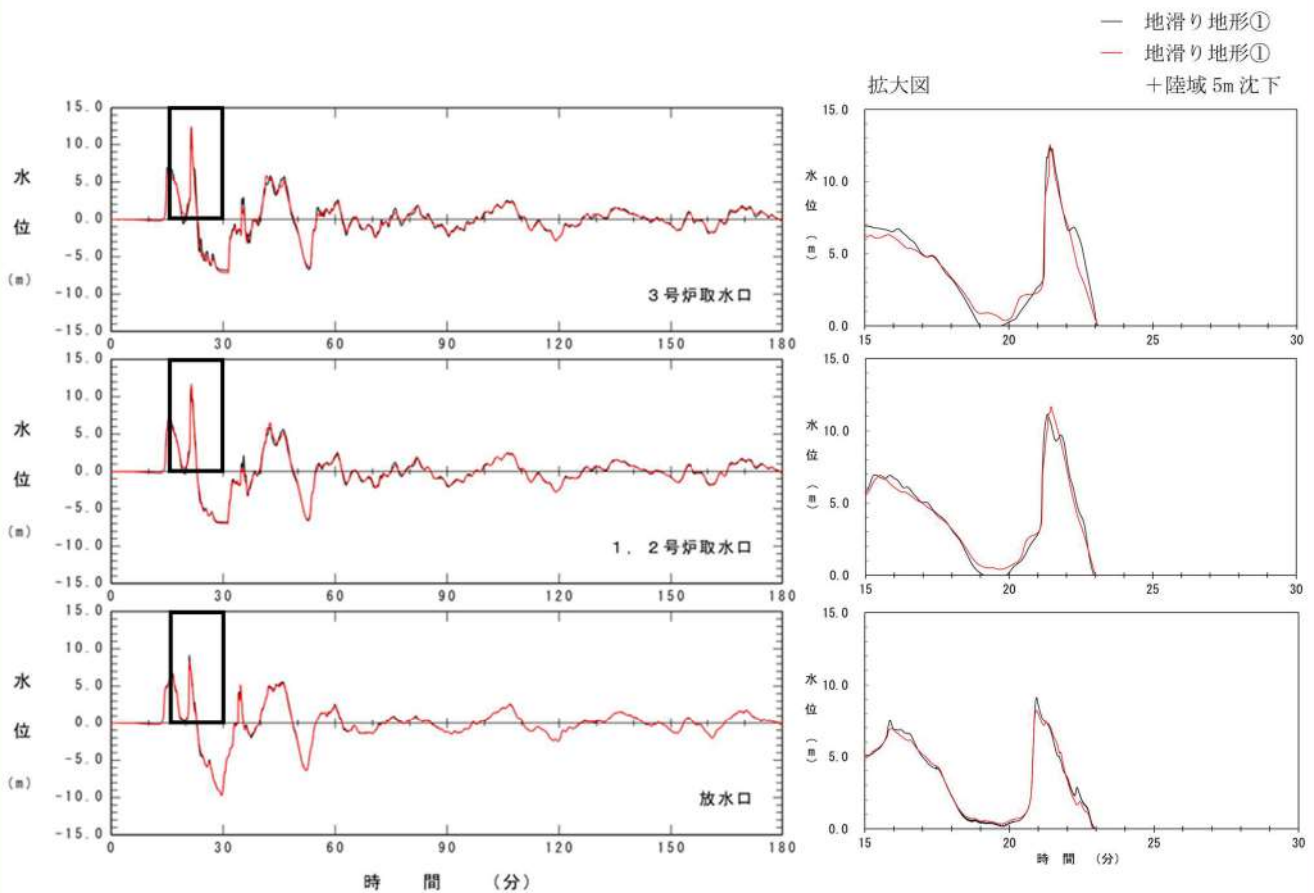


図 2.1.f.c-1 (8) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大水位上昇量分布の比較（基準津波（波源H，北防波堤損傷））

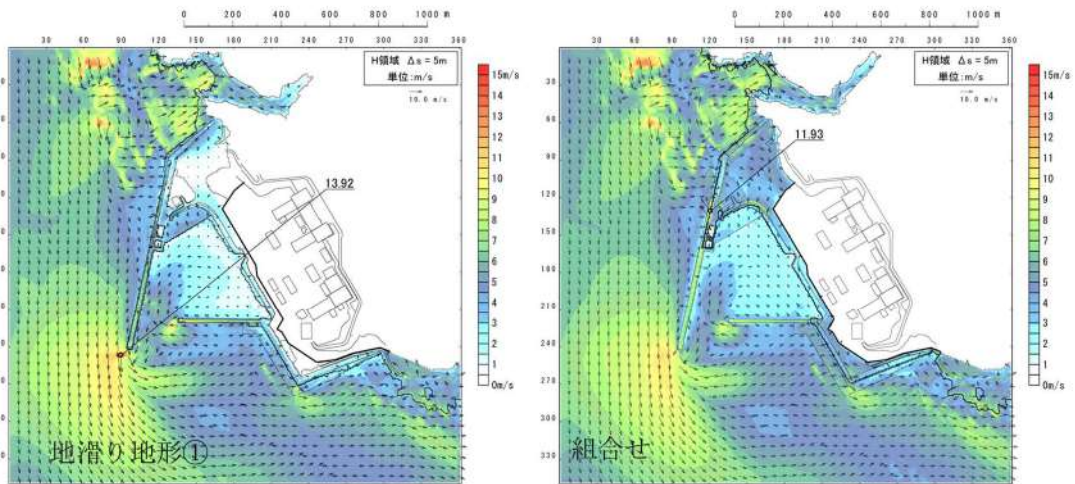


図 2.1.f.c-1 (9) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 C，防波堤損傷なし））

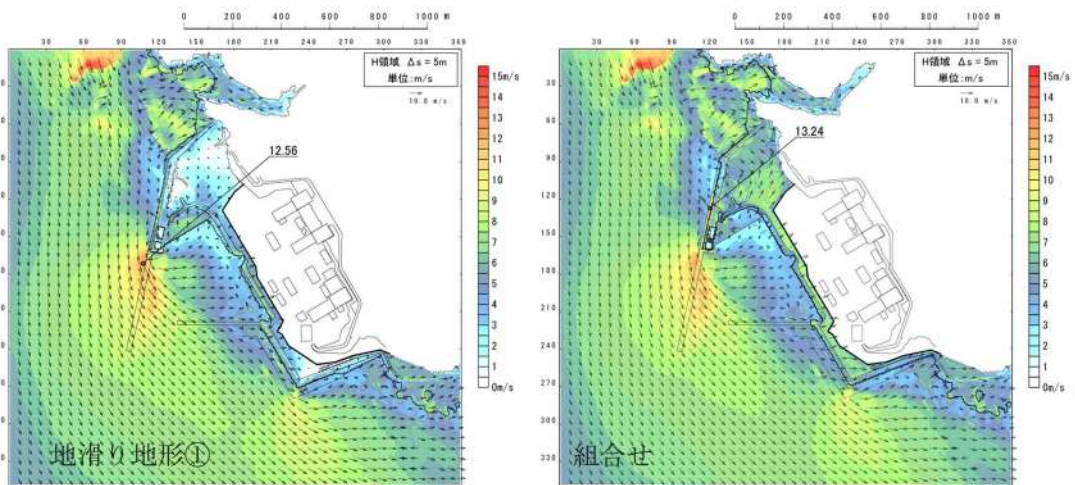


図 2.1.f.c-1 (10) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源 E，北及び南防波堤損傷））

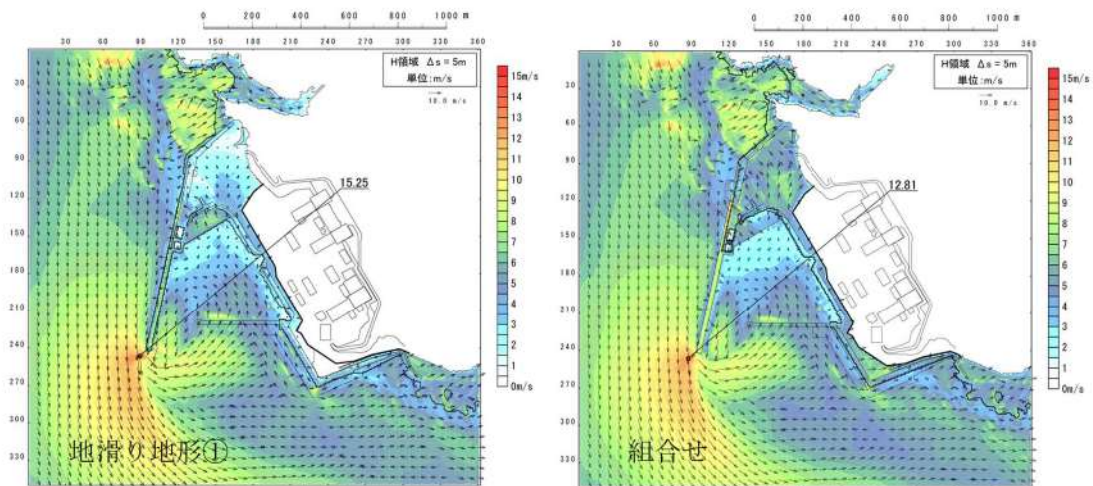


図 2.1.f.c-1 (11) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源G，南防波堤損傷））

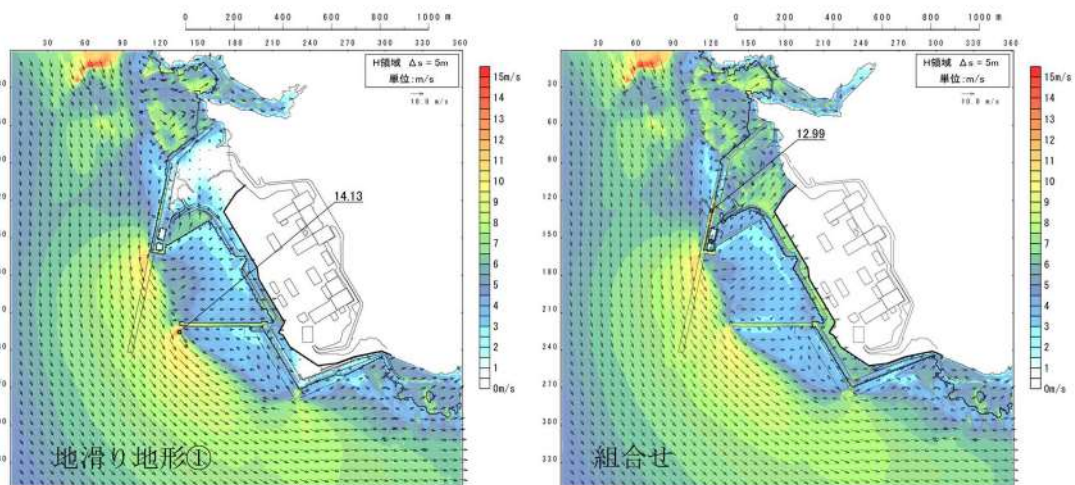


図 2.1.f.c-1 (12) 地滑り地形①の崩壊と地滑り地形①の崩壊及び敷地（陸域）の地盤変状（5m 沈下）の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源H，北防波堤損傷））

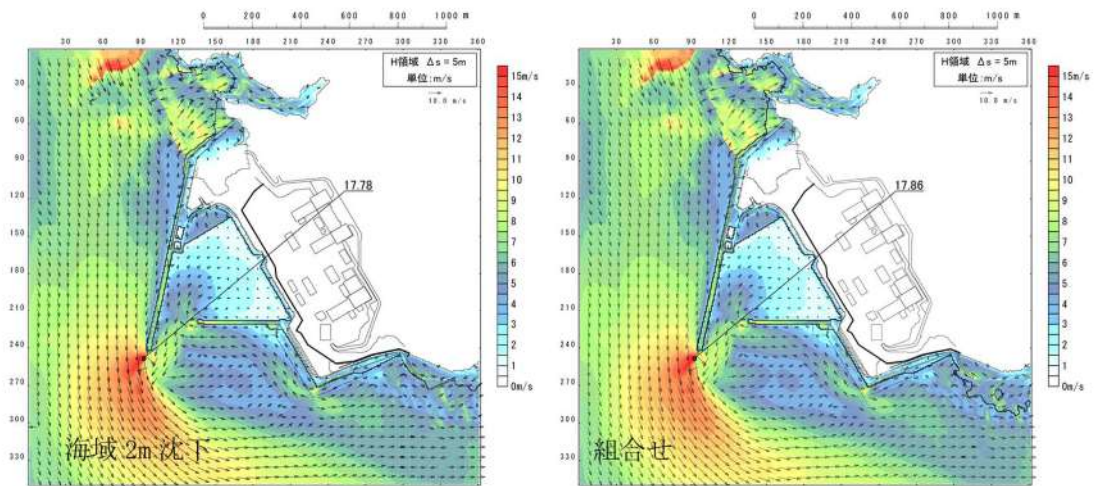


図 2.1.f.h-1 (1) 敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）と敷地（海域）の地盤変状（2m 沈下）及び地滑り地形①の崩壊の組合せによる最大流速分布の比較（基準津波（波源K，防波堤損傷なし））

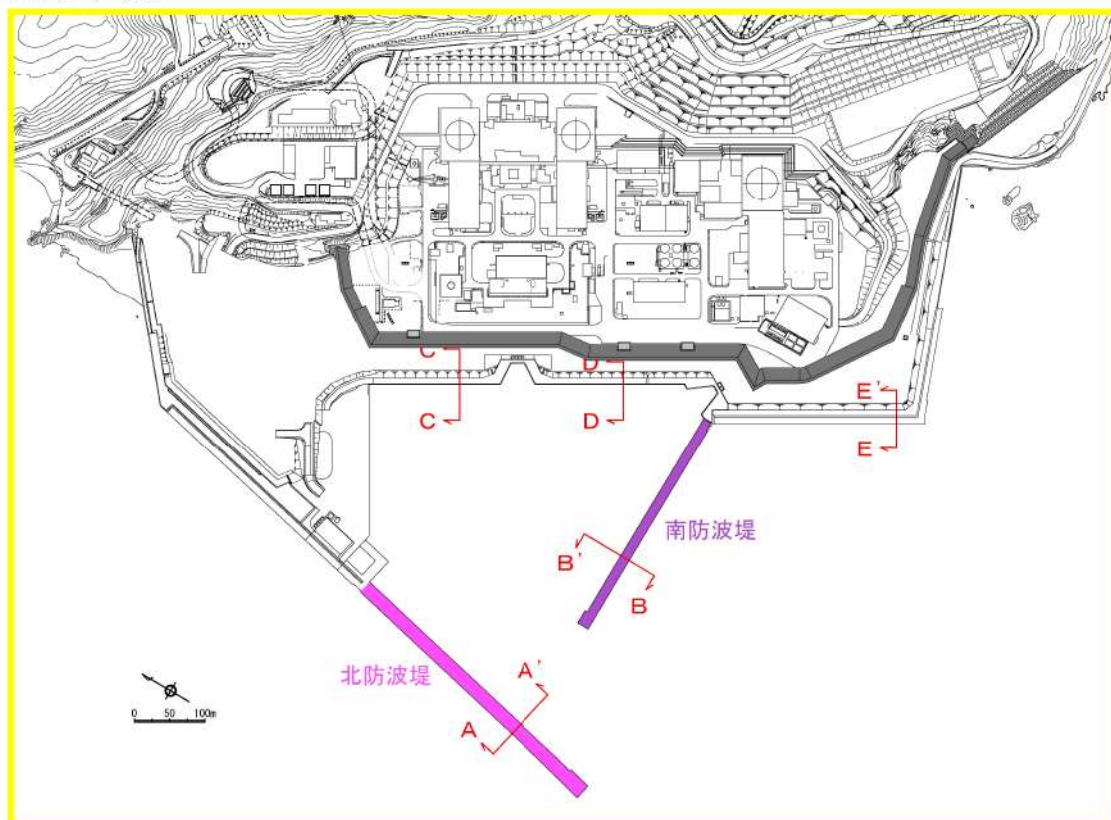
防波堤等の位置付け・モデル化

(1) 防波堤の位置付け

泊発電所では、北防波堤、南防波堤及び護岸を設置している（参考図 1-1～1-3）。

これら防波堤は、敷地周辺の地震により損傷する可能性を否定できないことから、津波影響軽減施設とせず、自主設備とする。

護岸は、基準地震動により損傷する可能性を否定できないことから、津波影響軽減施設とせず、自主設備とし、護岸の状態による入力津波への影響の有無を検討する。



参考図 1-1 防波堤位置

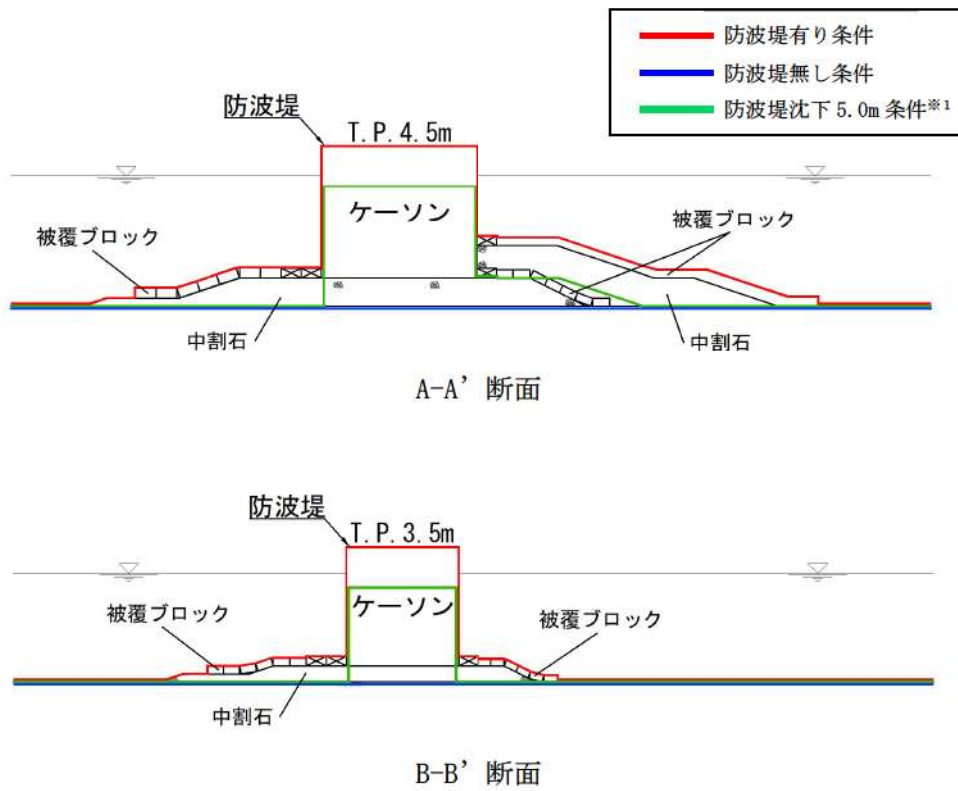
(2) 防波堤のモデル化

防波堤の有無によるモデル化については、防波堤有り条件では、防波堤ケーソン、被覆ブロック、中割石をモデル化しており、防波堤無し条件では、防波

堤ケーソン, 被覆ブロック, 中割石をすべて取り除いた状態で実施している(参考図 1-2)。

なお, 防波堤の基部にのみ部分的に消波ブロック*が存在するが, 消波ブロックは, 透過性を有するため, 防波堤有り条件においては, 安全側の評価となるよう津波の遡上を阻害する消波ブロックはモデル化しないものとしている。

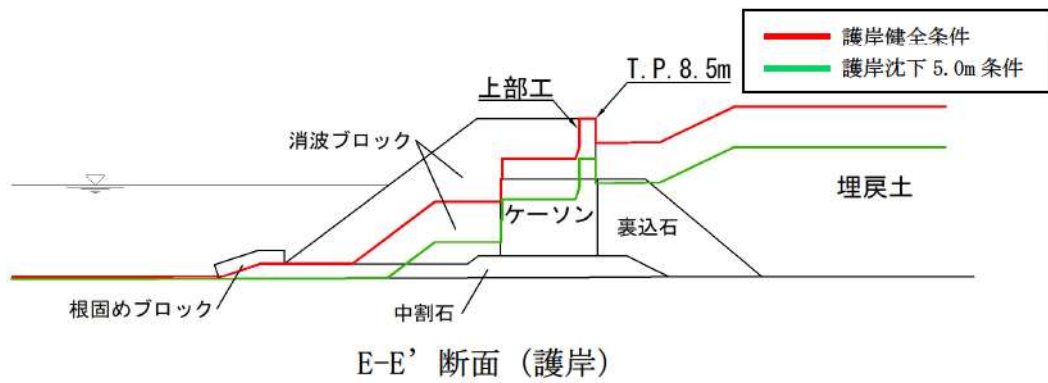
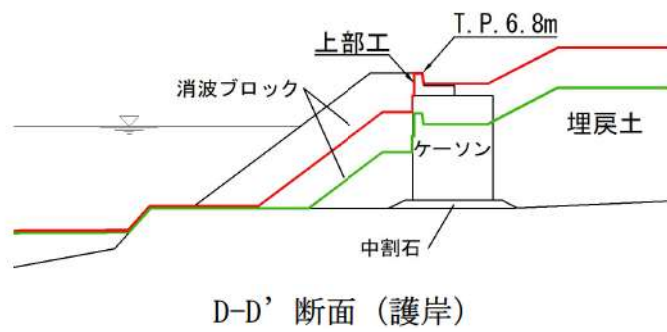
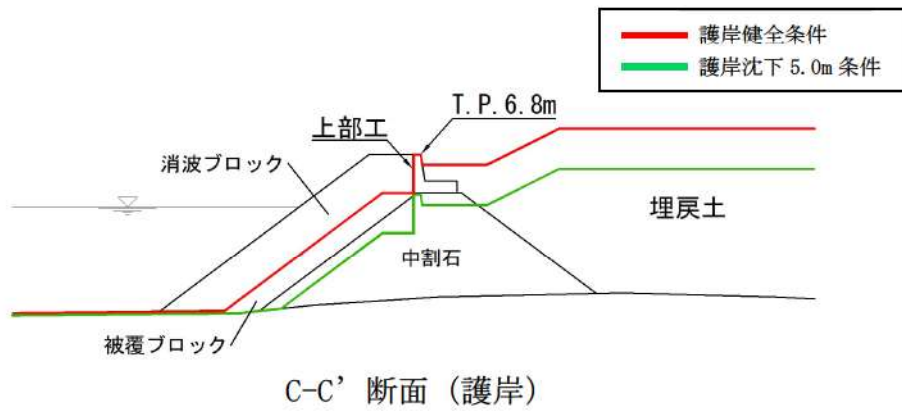
※一般に消波ブロックは短周期の波浪に対する軽減効果を持つとされており, 土木学会(2016)においても構造物(消波ブロック)が無いものとして取り扱うことが多いと記載されている。



参考図 1-2 防波堤断面図

※1：緑線部は防波堤有り条件で5.0m沈下した場合の断面を示す。

防波堤無し条件で5.0m沈下した場合は青線部のまま断面に変更はない。



参考図 1-3 護岸断面図

消波ブロック及び中割石等の解析用物性値と設定根拠について

1. 解析用物性値（消波ブロック及び中割石等）の設定方針

既設護岸は、中割石、裏込石、被覆ブロック、消波ブロックから構成されている。中割石、裏込石の物性値は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（公益社団法人日本港湾協会、平成 19 年）」（以降、「港湾基準」とする）、「埋立地の液状化ハンドブック（改訂版）（（財）沿岸技術研究センター、平成 9 年）」（以降、「液状化ハンドブック」とする）及び「FLIP 研究会 14 年間の検討結果のまとめ（事例編）（FLIP 研究会）」（以降、「FLIP 研究会検討結果（事例編）」とする）に基づき設定する。被覆ブロック、消波ブロックは重量のみを荷重として考慮している。

参考表 2-1 中割石、裏込石の物性値及び適用根拠

項目	物性値	捨石のモデル化における推奨方法 (FLIP 研究会検討結果(事例編))	適用範囲	出典	泊における適用根拠
せん断強度定数	$c=20$ (kN/m ²), $\phi=35$ (°)	$c=20$ (kN/m ²), $\phi=35$ (°)	一軸圧縮強度 30MN/m ² 以上	「港湾の施設の技術上の基準・同解説(公益社団法人日本港湾協会, 平成 19 年)」	中割石の一軸圧縮強度が 30MN/m ² 以上であることを確認した
最大減衰定数	$h_{max}=0.24$	$h_{max}=0.2\sim 0.3$	—	「FLIP 研究会検討結果(事例編)」	同設定値を用いた文献調査から、実測値と解析結果の差異が小さいことから、適用性があると判断した
初期せん断剛性	$G_0=0.18\times 10^3$ (N/mm ²)	マウンド $V_s=300$ (m/s) 裏込石 $V_s=225$ (m/s)	せん断波速度 $V_s=300$ m/s	「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)(沿岸開発技術研究センター, 平成 9 年)」	中割石のせん断波速度が $V_s=300$ m/s であることを確認した
間隙水の体積弾性係数	$K_f=2.22\times 10^4$ (kPa) ($=22.20\times 10^3$ (kN/m ²))	$K_f=2.22\times 10^4$ (kPa) 以下の小さな値	—	「FLIP 研究会検討結果(事例編)」	水の体積弾性係数 ($K_f=2.22\times 10^6$ kPa) の 1%程度以下の値が推奨されており、捨石の標準的なモデルとして採用した

中割石、裏込石の「せん断強度定数」は、「港湾基準」によると、母岩の一軸圧縮強さが 30MN/m² 以上の場合、粘着力 $C=20$ kN/m²、せん断抵抗角 $\phi_f=35^\circ$ が標

準値とされている。

(6) マウンド材及び基礎地盤の強度定数

① マウンド材

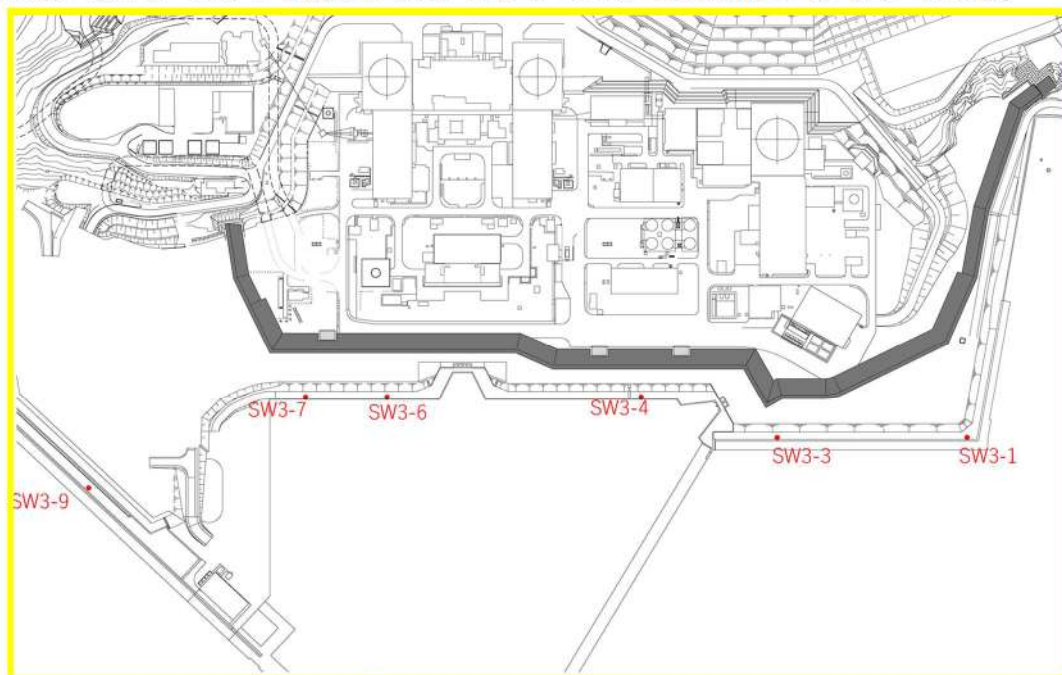
偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いてビショップ法による円弧滑り解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている⁵⁾。また、砕石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている⁶⁾。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_D=35^\circ$ の値が用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値が設定されている。

標準値は砕石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ としているが、これは砕石のせん断抵抗角 ϕ_D の拘束圧による変化を考慮するための見掛けの粘着力である。図-2.2.7は各種の砕石に関する三軸試験結果をまとめたものであるが⁵⁾、拘束圧が大きくなるとともに粒子破碎によって ϕ_D は減少する。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=35^\circ$ とした値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによって ϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが 30MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=30^\circ$ となる⁷⁾。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説(公益社団法人日本港湾協会、平成19年)」より引用

参考図 2-1 中割石、裏込石への適用条件(一軸圧縮強さ)

泊発電所における中割石は、一軸圧縮強度試験の結果、一軸圧縮強度の最低値は 33.7MN/m^2 であり 30MN/m^2 以上であることから適用性があると考える。



参考図 2-2 調査位置図 (一軸圧縮強さ)

参考表 2-2 一軸圧縮試験結果

試料番号	一軸圧縮強度
	σ_c (MN/m ²)
SW3-1-1	78.0
SW3-1-2	90.7
SW3-3-1	123.7
SW3-3-2	178.4
SW3-3-3	163.3
SW3-4-1	151.4
SW3-4-2	184.9
SW3-4-3	204.3
SW3-4-4	183.1
SW3-6-1	205.0
SW3-6-2	227.6
SW3-6-3	270.3
SW3-6-4	109.4
SW3-6-5	93.5
SW3-6-6	174.3
SW3-7-1	130.4
SW3-7-2	79.1
SW3-9-1	33.7
SW3-9-2	136.6
SW3-9-3	187.2
SW3-9-4	55.0
最低値	33.7

中割石、裏込石の最大減衰定数は、以下のとおり設定する。

- ・ 「FLIP 研究会検討結果(事例編)」では、標準的なモデル化案では解析結果への影響が小さいことから $h_{\max}=0.2\sim0.3$ が提案されている。
- ・ また、「FLIP 研究会検討結果(事例編)」では、その内数である $h_{\max}=0.24$ が設定されている。
- ・ 以上のことから、 $h_{\max}=0.24$ を採用する。

中割石、裏込石の変形特性及び初期せん断剛性は、以下のとおり設定する。

- ・ 「液状化ハンドブック」では、せん断波速度 $V_s=300\text{m/s}$ とし、せん断波速度から求められる初期せん断剛性 $G_0=0.18\times 10^3\text{N/mm}^2$ を標準の値としている。
- ・ 泊発電所における中割石を対象として PS 検層を行った結果、せん断波速度 V_s の平均値が 300m/s 以上あることから適用性があると考える。
- ・ 以上のことから、せん断波速度 $V_s=300\text{m/s}$ 、初期せん断剛性 $G_0=0.18\times 10^3\text{N/mm}^2$ を採用する。

中割石、裏込石の間隙水の体積弾性係数は、以下のとおり設定する。

- ・ 地下水位又は海水位以下の中割石、裏込石以外の間隙水要素は、理科年表よ

- り一般値 ($K_f=2.22 \times 10^6 \text{kPa}$) を設定している。
- ・捨石の間隙水の体積弾性係数は、標準的なモデル化案では非排水条件での解析を前提とする FLIP による解析における工夫として、捨石の高透水性を再現するため、一般値の 1% 程度以下の値とすることが「FLIP 研究会検討結果(事例編)」で提案されている。
 - ・以上のことから、中割石、裏込石の間隙水の体積弾性係数は、一般値の 1% である $K_f=2.22 \times 10^4 \text{kPa}$ を採用する。

以上の検討結果から推奨された物性は表 2-5-1-6 に示す。要点は、①せん断強度定数は、既往の試験結果を尊重し、 c 、 ϕ 同時指定機能を用いるものとする。②高透水性に配慮し、負圧に抵抗しない条件の $IGKSW=1$ とする。③減衰定数は影響が小さいため 0.2~0.3 の値を設定する。④初期せん断波速度は従来通り $V_s=300, 225(\text{m/sec})$ を用いる。⑤水の体積弾性係数 K_f は、比較的挙動が同等となる 1%以下の小さい値を設定する。

「FLIP 研究会検討結果(事例編)」より引用

参考図 2-3 中割石、裏込石への適用条件(減衰定数、間隙水の体積弾性係数)

マウンドの捨石や裏込めのせん断波速度の測定は非常に困難であり、実測例も数少ない。本ハンドブックでは、混成防波堤における地震観測結果から得られた算定式²²⁾により、水深-10m程度的大型岸壁における捨石および裏込め中のせん断波速度として次の値を用いる。

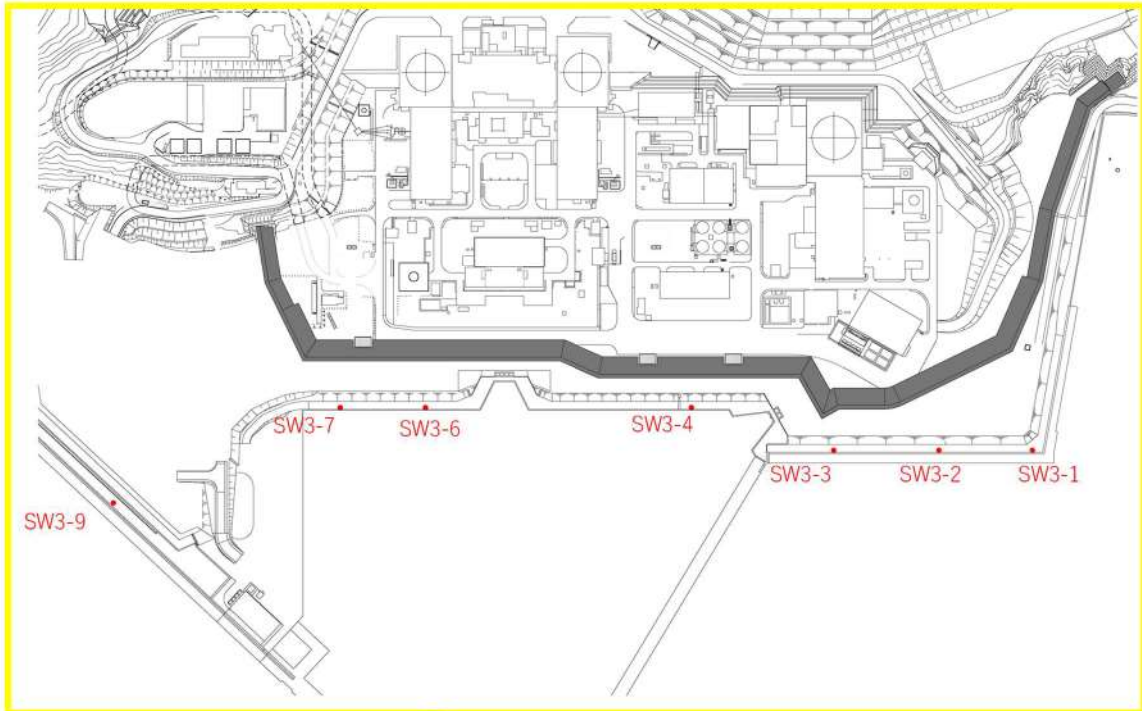
マウンド捨石のせん断波速度 ; $V_s=300\text{m/s}$

「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)(沿岸開発技術研究センター, 平成9年)」より引用

参考図 2-4 中割石、裏込石への適用条件(せん断波速度)

泊発電所における中割石を対象とした PS 検層結果から、せん断波速度 V_s の最低値は 310m/s であり、「液状化ハンドブック」に記載のマウンド捨石のせん断波速度 (300m/s) と同等な値である。

以上のことから、せん断波速度から求められる初期せん断剛性は、泊発電所においても適用性があると考えられる。



参考図 2-5 調査位置図 (PS 検層)

参考表 2-3 PS 検層結果

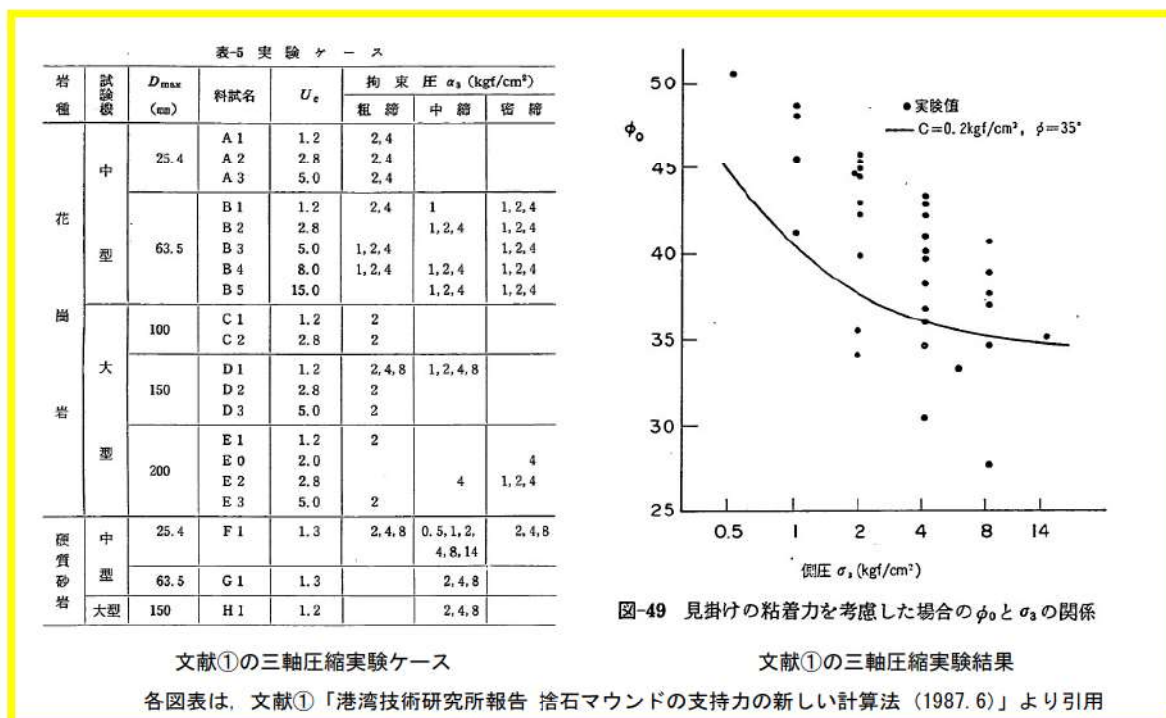
孔No.	せん断波速度 Vs(m/s)
SW3-1	310
SW3-2	320
SW3-3	380
SW3-4	380
SW3-6	390
SW3-7	440
SW3-9	430
最低値	310

2. 解析用物性値（中割石、裏込石）の設定根拠

「港湾基準」の引用文献である「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法（1987.6）（文献①）」では、捨石マウンド上に重力式構造物が設けられる場合における捨石の力学的特性の検討を目的とした実験が行われている。ここで、文献①では、直轄港湾工事に用いられる基礎捨石に対して質量～粒径換算を行い、それらと同程度の強度・比重を有する「碎石（ $D_{max}=25\text{mm}\sim 200\text{mm}$ ：砂岩と花崗岩の2種類）」を対象に、試験条件として均等係数 U_c 、拘束圧及び締固め程度を変化させた供試体を準備し、直径60cm・高さ120cmの供試体では中型三軸圧縮試験、直径120cm・高さ240cmの供試体では大型三軸圧縮試験をそれぞれ実施して捨石の力学特性を検討している。文献①の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を参考図2-6に示す。

上述の試験結果より、「捨石の強度定数は粘着力 $C=2$ (tf/m^2)、せん断抵抗角 $\Phi=35$ ($^\circ$) を標準とする」とされている。

なお、泊発電所の中割石は $D_{max}=80\text{mm}\sim 500\text{mm}$ である。



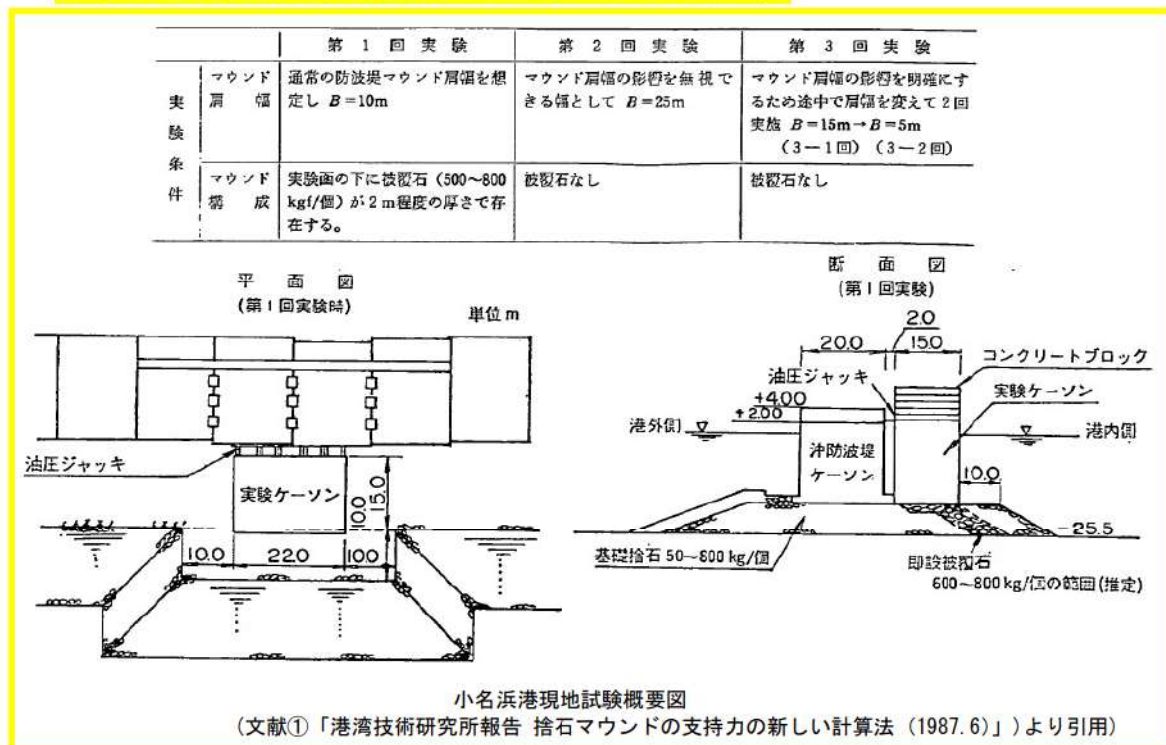
参考図 2-6 文献①の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

文献①は、捨石マウンドにおける支持力の新しい計算法の提案を目的に、捨石マウンド上の重力式構造物の安定性（静的）に関して現地実験（小名浜港：基礎捨石50kg～800kg/個、被覆石600kg～800kg/個（推定））が行われている。現地実験は、マウンド肩幅を10m から25m, 15m, 5m に変更した4ケースで行

われており、実験ケーソン（幅22m×奥行15m）に油圧ジャッキで水平力を与えてマウンド及び基礎地盤に偏心傾斜荷重を加えることで、実験ケーソンの回転角や水平変位が計測されている。

現地実験から得られた最大水平力を用いた円形すべり計算結果によると、「捨石の三軸試験による強度定数 $C=2$ (tf/m²)、 $\Phi=35$ (°) を用いたビショップ法の結果が実験結果と良く一致する」とされている。

小名浜港の現地試験の概要図を参考図 2-7 に示す。

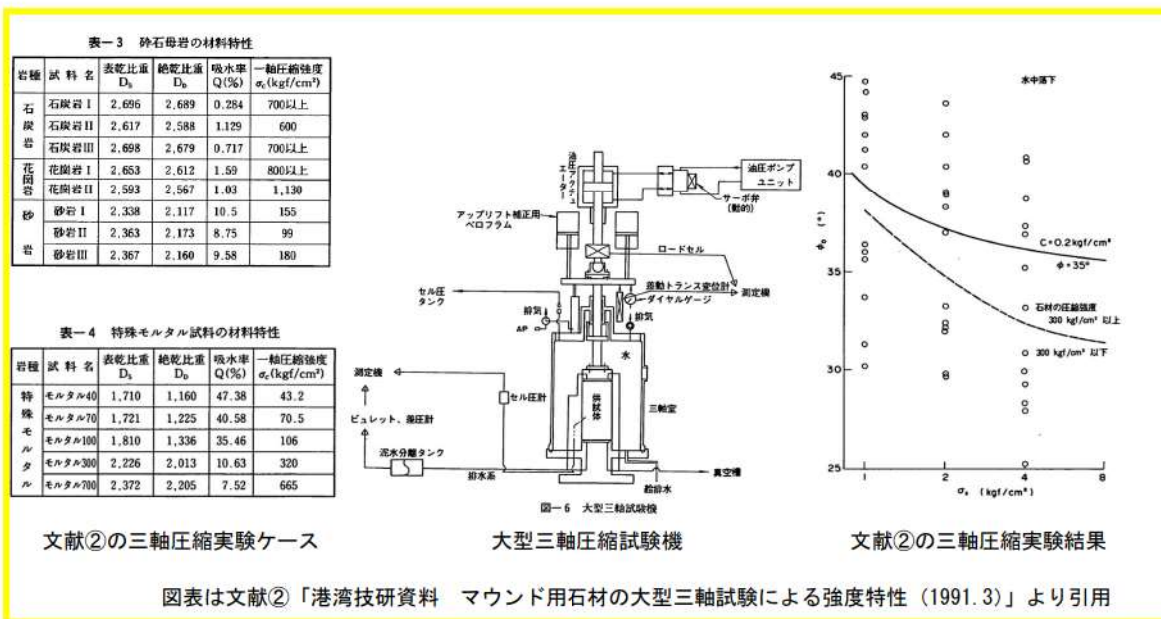


参考図 2-7 小名浜港現地試験概要図

引用文献「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性 (1991.3) (文献②)」では、「品質が劣ると考えられてきた石材の強度特性を明らかにする」ことを目的として、文献①で用いた比較的良質な花崗岩等よりも性質が劣る石灰岩及び軟質な砂岩等について、一軸圧縮強度に着目した分類で大型三軸圧縮試験（供試体寸法：直径30cm，高さ60cm）が行われている。（一軸圧縮強度との相関関係を得るため、幅広い範囲の一軸圧縮強度を持つ特殊モルタルも使用）

大型三軸圧縮試験の結果、「母岩の一軸圧縮強度が300 (kgf/cm²) 以上であれば、文献①で報告された捨石の標準値である $C=2$ (tf/m²)、 $\Phi=35$ (°) をほぼ満足する」とされている。文献②の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を参考図2-8に示す。

なお、泊発電所の中割石は 30kg～300kg/個である。



図表は文献②「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性 (1991.3)」より引用

参考図 2-8 文献②の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

3. 先行プラントにおける審査実績

消波ブロック、中割石等の解析用物性値について、先行プラントの審査実績と泊発電所の設定状況の比較を示す。

(1) 消波ブロック、被覆ブロックの解析用物性値

島根原子力発電所 2号炉	泊発電所 3号炉
分布荷重で考慮	分布荷重で考慮

(2) 中割石, 裏込石の解析用物性値

高浜発電所 3・4号機	大飯発電所 3・4号機	島根原子力発電所 2号炉	泊発電所 3号炉
<ul style="list-style-type: none"> 内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ 弾性波速度 $V_s=300\text{m/s}$ 	<ul style="list-style-type: none"> 単位体積重量 $\gamma_t=20.0\text{kN/m}^3$ せん断強度定数 $C=20\text{kN/m}^2, \phi=35^\circ$ 最大減衰定数 $h_{\max}=0.24$ 初期せん断剛性 $G_0=0.18 \times 10^3\text{N/mm}^2$ ポアソン比 $\nu=0.33$ 	<ul style="list-style-type: none"> 単位体積重量 $\gamma_t=20.0\text{kN/m}^3$ せん断強度定数 $C=0\text{kN/m}^2, \phi=35^\circ$ 最大減衰定数 $h_{\max}=0.24$ 初期せん断剛性 $G_0=0.18 \times 10^3\text{N/mm}^2$ ポアソン比 $\nu=0.33$ 	<ul style="list-style-type: none"> 単位体積重量 $\gamma_t=20.0\text{kN/m}^3$ せん断強度定数 $C=20\text{kN/m}^2, \phi=35^\circ$ 最大減衰定数 $h_{\max}=0.24$ 初期せん断剛性 $G_0=0.18 \times 10^3\text{N/mm}^2$ ポアソン比 $\nu=0.33$
<p>【不確実性考慮】</p> <p>※1: 母材の強度が30MN/m²以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合の推奨値であり, 各種碎石に関する三軸試験結果の下限付近</p> <p>※2: 裏込めの弾性波速度 V_s としての推奨値 (基礎捨石の V_s を25%低減させた値に相当)</p>			

(3) 中割石, 裏込石の物性値の妥当性確認試験

島根原子力発電所 2号炉	泊発電所 3号炉
<ul style="list-style-type: none"> 一軸圧縮強度試験 (せん断強度定数の適用性確認) 安息角試験 (内部摩擦角 ϕ の確認) 	<ul style="list-style-type: none"> 一軸圧縮強度試験 (せん断強度定数の適用性確認) PS 検層 (初期せん断剛性の確認)

(4) 中割石、裏込石の物性値の妥当性確認文献

大飯発電所 3・4号機	島根原子力発電所 2号炉	泊発電所 3号炉
・電力中央研究所報告 ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性(1997)	・港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法(1987.6) ・港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性(1991.3)	・港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法(1987.6) ・港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性(1991.3)

4. まとめ

(1) 解析用物性値の設定方針

中割石、裏込石の物性値は、「港湾基準」、「液状化ハンドブック」、「FLIP研究会検討結果(事例編)」に基づき設定しており、一軸圧縮強度試験、PS 検層を実施し、せん断強度定数及び初期せん断剛性の適用性の確認を行っている。

(2) 解析用物性値の設定根拠

文献①及び②から、「母岩の一軸圧縮強度が300 (kgf/cm²) 以上であれば、文献①で報告されている捨石の標準値である $C=2$ (tf/m²)、 $\Phi=35$ (°) をほぼ満足する」とされている。

(3) 先行プラントにおける審査実績比較結果

中割石、裏込石の物性値の設定に「港湾基準」、「液状化ハンドブック」を適用することの妥当性確認試験、文献確認を先行プラントと概ね同等に実施しており、その妥当性を確認している。

なお、設定した物性値に一部相違する値があるが、妥当性確認試験の下限値が「港湾基準」、「液状化ハンドブック」が参考にしている文献値以上であるため、泊発電所においても保守性があると考えられる。

(4) 設置許可段階における解析用物性値

泊発電所の中割石、裏込石の解析用物性値は上述のとおり考えており、設置許可段階においては、 $C=20$ kN/m²、 $\Phi=35$ (°)、初期せん断剛性 $G_0=0.18 \times 10^3$ N/mm² と設定した場合の評価を実施する。

また、消波ブロック、被覆ブロックについては、先行プラント同様、重量のみを荷重として考慮する。

入力津波に対する地形変化の影響検討の検討対象について

1. はじめに

「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・津波による地形変化を考慮した津波解析を実施し、入力津波に影響を与えることが確認された地形変化については、入力津波を設定する際の影響要因として設定することとしている。

基準津波の策定において、津波高さの観点から敷地に対して大きな影響を及ぼす波源を選定し、地形モデル（防波堤の損傷状態を考慮した4ケース）ごとに評価項目（水位上昇側の水位変動量（4地点）、水位下降側の貯留堰を下回る時間（1地点））が最大となるように基準津波を策定している。

よって、入力津波に対する地形変化の影響検討においても、防波堤の損傷状態を考慮した地形モデル及び評価項目ごとに確認を行うこととし、2項で設定する検討対象について、地形変化の有無による津波解析の結果を比較することにより、地形変化が入力津波に対して与える影響を確認する。（ただし、想定する地形変化のうち防波堤の損傷については基準津波の策定において考慮済みである。）

2. 入力津波の検討対象の設定

(1) 津波高さの観点

前述のとおり、基準津波は津波高さの観点で防波堤の損傷状態を考慮した地形モデル及び評価項目ごとに最大となるよう策定していることから、入力津波に対する地形変化の影響検討にあたって、評価項目（水位変動量(上昇側)、貯留堰を下回る時間）ごとに、それぞれ地形モデル（防波堤の損傷状態を考慮した4ケース）を考慮した基準津波を津波高さの観点での検討対象とする。

(2) 津波高さ以外（流況等）の観点

基準津波策定の際に選定した波源は、津波高さの観点から選定したものであり、津波高さ以外（流況等）の観点で選定したものではない。そのため、選定されたすべての波源に対して、すべての地形モデル（防波堤の損傷状態を考慮した4ケース）との組合せで最大流速を確認し^{*}、基準津波の波源に紐づかない地形モデルが各地形モデルにおける最大流速となるケースが認められた場合には、入力津波に対する地形変化の影響検討にあたって、すべての基準津波に加え、防波堤の損傷状態を考慮した地形モデルごとの最大流速が最大となる

ケースについても検討対象とする。

※最大流速の確認結果は、「2. (1). d. 防波堤等の損傷に関する検討」参照

(3) 入力津波の検討対象のまとめ

津波高さ及び津波高さ以外の観点における入力津波の検討対象を参考表 3-1 に示す。参考表 3-1 に示す評価値と地形変化を考慮した津波解析により得られた評価値とを比較することで、地形変化が入力津波に対して与える影響を確認する。

参考表 3-1 (1) 入力津波の基本ケース (津波高さ)

評価項目	波源	地形モデル	基本ケース	
水位変動量 (上昇側)	防潮堤	波源 A	防波堤損傷なし	13.44m
		波源 E	北及び南防波堤損傷	15.65m
		波源 E	南防波堤損傷	14.98m
		波源 F	北防波堤損傷	15.68m
	3号炉 取水口	波源 B	防波堤損傷なし	10.45m
		波源 F	北及び南防波堤損傷	13.14m
		波源 E	南防波堤損傷	11.86m
		波源 B	北防波堤損傷	12.89m
	1,2号炉 取水口	波源 C	防波堤損傷なし	9.34m
		波源 E	北及び南防波堤損傷	12.74m
		波源 G	南防波堤損傷	12.01m
		波源 H	北防波堤損傷	11.50m
	放水口	波源 D	防波堤損傷なし	10.91m
		波源 D	北及び南防波堤損傷	10.84m
		波源 D	南防波堤損傷	10.85m
		波源 D	北防波堤損傷	10.66m
<p>追而</p> <p>(茶津入構トンネル及びアクセスルートトンネルに係る波源の取り扱いを検討中)</p>				
貯留堰を下回る時間 ^{※1}	波源 I	防波堤損傷なし	721s	
	波源 J	北及び南防波堤損傷	698s	
	波源 K	南防波堤損傷	743s	
	波源 L	北防波堤損傷	863s	

※1：現時点における最大ケース

参考表 3-1 (2) 入力津波の基本ケース (津波高さ以外)

波源	地形モデル	基本ケース (最大流速)
波源 A	防波堤損傷なし	13.81m/s
波源 B	防波堤損傷なし	17.26m/s
波源 B	南防波堤損傷	13.60m/s
波源 C	防波堤損傷なし	13.95m/s
波源 D	防波堤損傷なし	17.57m/s
波源 D	北及び南防波堤損傷	13.19m/s
波源 D	南防波堤損傷	16.77m/s
波源 D	北防波堤損傷	14.60m/s
波源 E	北及び南防波堤損傷	12.56m/s
波源 E	南防波堤損傷	16.56m/s
波源 F	北及び南防波堤損傷	12.31m/s
波源 F	北防波堤損傷	13.72m/s
波源 G	南防波堤損傷	15.27m/s
波源 H	北防波堤損傷	14.13m/s
波源 I ※1	防波堤損傷なし	13.70m/s
波源 J ※1	北及び南防波堤損傷	12.94m/s
波源 K ※1	南防波堤損傷	16.96m/s
波源 L ※1	北防波堤損傷	12.14m/s
波源 K ※2	防波堤損傷なし	17.63m/s
	北及び南防波堤損傷	13.54m/s

※1：現時点における最大ケース

※2：基準津波ではないが最大流速の観点から追加

地形変化を考慮した遡上解析における水位及び流速の変化に対する考察

1. 概要

ここでは泊発電所の基準津波の特徴について整理し、その特徴を踏まえ、入力津波設定において、地形変化を考慮した津波遡上解析(平面二次元津波解析)における水位及び流速の変化が大きかったケースを対象に考察を行う。

2. 泊発電所の基準津波の特徴

(1) 泊発電所の基準津波の波源の特徴

水位上昇側波源について、アスペリティ位置、波源位置及び断層面上面深さは、津波遡上に対し大きな影響を及ぼすような差異はなく、断層パターン及び陸上地滑り(川白)※との組合せの時間差が大きく影響する特徴がある。

※地震以外の要因に伴う津波のうち、泊発電所に対する影響が最も大きい津波の波源

＜基準津波の断層パターン及び組合せの時間差＞

- ・断層パターンの分類：パターン6，パターン7
- ・陸上地滑り(川白)との組合せの時間差の分類：85秒～135秒

泊発電所の基準津波の最大水位上昇量は、陸上地滑り(川白)の第1波と岩内側から反射してきた地震に伴う津波の第2波のピークが敷地で重なることで生じる。この時の組合せの時間差は85秒～135秒の範囲であり、陸上地滑り(川白)の発生する時間が早いほど(組合せの時間差が短いほど)地震に伴う津波と岩内側(南側)で重なる。また、陸上地滑り(川白)の発生する時間が遅いほど(組合せの時間差が長いほど)敷地の北側で重なる。基準津波の断層パラメータを参考表 4-1 に示す。

参考表 4-1 基準津波の断層パラメータ

波源	断層パラメータ					各評価地点における最大水位上昇量					
	アスペリティ位置	断層パターン	波源位置	断層面上縁深さ	組合せの時間差	防波堤の損傷状態		防波堤前面(上昇側)	3号伊取水口(上昇側)	1,2号伊取水口(上昇側)	放水口(上昇側)
						北防波堤	南防波堤				
A	de 南へ 20km	6	くの字モデル(東へ 10km)	5km	115s	健全	健全	13.44m	-	-	-
B	de 南へ 30km	7	矩形モデル(東へ 15km)	5km	110s	健全	健全	-	10.45m	-	-
C	de 南へ 20km	6	矩形モデル(東へ 5km)	5km	135s	損傷	健全	-	12.89m	-	-
D	de 南へ 30km	7	矩形モデル(東へ 15km)	5km	135s	健全	健全	-	-	-	10.91m
						損傷	損傷	-	-	-	10.84m
						健全	損傷	-	-	-	10.85m
						損傷	健全	-	-	-	10.66m
E	de 南へ 20km	7	矩形モデル(東へ 15km)	5km	115s	損傷	損傷	15.65m	-	12.74m	-
F	de 南へ 20km	7	矩形モデル(東へ 15km)	5km	110s	健全	損傷	14.98m	11.86m	-	-
						損傷	損傷	-	13.14m	-	-
G	de 南へ 20km	7	矩形モデル(東へ 15km)	5km	85s	健全	損傷	15.68m	-	-	12.01m
H	de 南へ 30km	7	矩形モデル(東へ 15km)	5km	120s	損傷	健全	-	-	-	11.50m

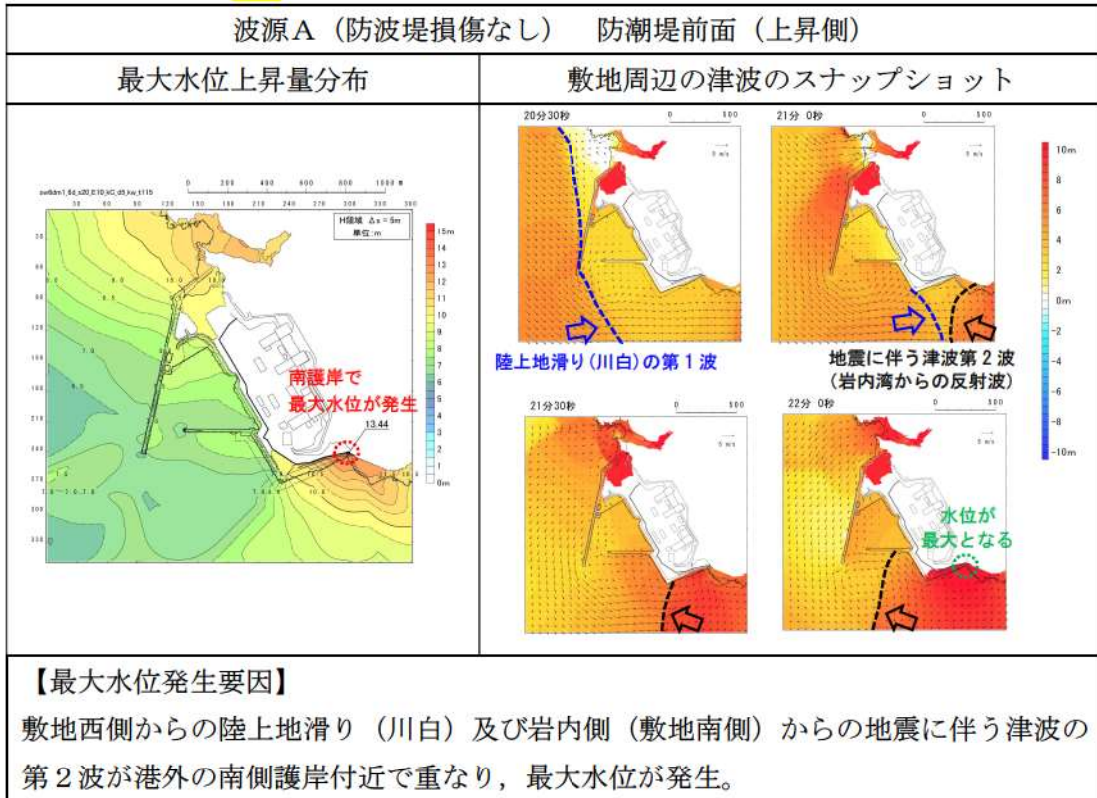
(2) 波源毎の泊発電所における水位上昇の特徴

泊発電所の基準津波の波源を断層パターンと陸上地滑り（川白）との組合せの時間差で分類し、それぞれの水位上昇の特徴について参考表 4-2 に示す。また、最大水位が発生するときの津波遡上状況を参考表 4-3 に示す。

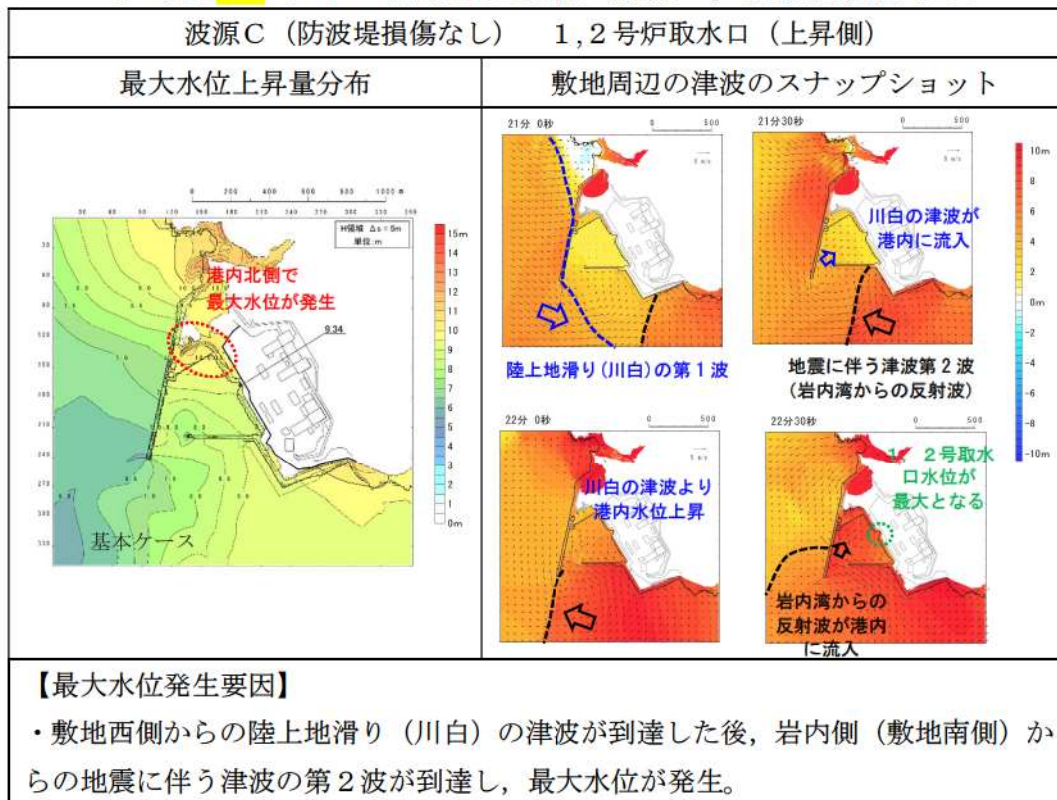
参考表 4-2 波源毎の水位上昇の特徴

波源	断層パターン	組合せの時間差(秒)	最大水位上昇量が発生する評価地点	波源の特徴
A	6	115	防潮堤前面	<ul style="list-style-type: none"> ・陸上地滑り（川白）と地震に伴う津波の第2波が敷地南東側で重なり、南護岸で最大水位が発生する。 ・最大水位発生位置が港外のため、北防波堤、南防波堤の損傷有無の影響を受けにくい。
C		135	1, 2号取水口	<ul style="list-style-type: none"> ・陸上地滑り（川白）と地震に伴う津波の第2波が敷地南側で重なり、陸上地滑り（川白）が到達した後、敷地南側から地震に伴う津波が到達し、港内の北側で最大水位が発生する。 ・最大水位の発生要因となる地震に伴う津波が敷地南側から流入するため、南防波堤が津波伝播の阻害要因となる。 ・また、北防波堤及び南防波堤がない場合、津波伝播が阻害されず北側に抜ける流れとなるため、港内の水位が低下するものと推察される。
G	7	85	1, 2号取水口	<ul style="list-style-type: none"> ・陸上地滑り（川白）と地震に伴う津波の第2波が敷地西側で重なり、両方の津波が敷地西側から同時に到達し、1, 2号取水口から港内北側付近で最大水位が発生する。 ・最大水位の発生要因となる重なりあった津波が港外の敷地西側から港内に到達するため、北防波堤および南防波堤が津波伝播の阻害要因となる。
B, E, F, H		110~120	防波堤前面, 3号取水口, 1, 2号取水口	<ul style="list-style-type: none"> ・陸上地滑り（川白）と地震に伴う津波の第2波が敷地西側で重なり、地震に伴う津波の第2波が到達した後、敷地西側から陸上地滑り（川白）が到達し、3号取水口から1, 2号取水口付近で最大水位が発生する。 ・最大水位の発生要因となる陸上地滑り（川白）の津波が港外の敷地西側から港内に到達するため、北防波堤が津波伝播の阻害要因となる。
D		135	放水口	<ul style="list-style-type: none"> ・陸上地滑り（川白）と地震に伴う津波の第2波が敷地北西側で重なり、放水口付近で最大水位が発生する。 ・最大水位発生位置が港外のため、北防波堤、南防波堤の損傷有無の影響を受けにくい。

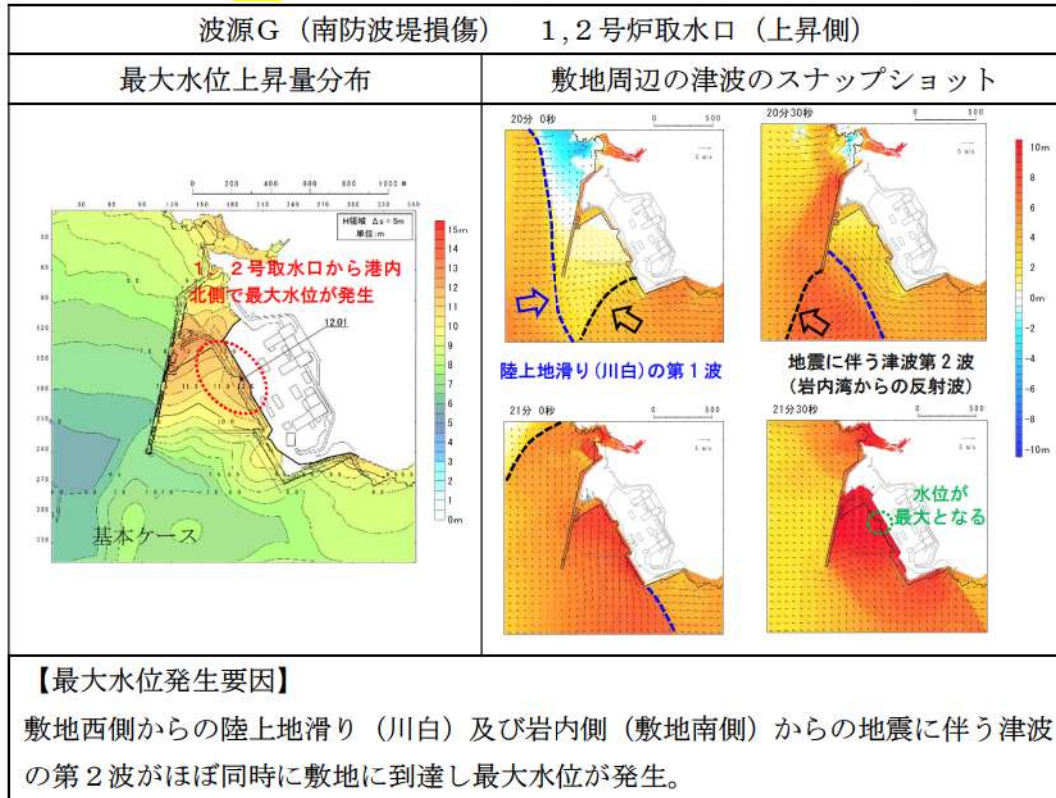
参考表 4-3 (1) 津波遡上状況 (波源A, 防波堤損傷なし)



参考表 4-3 (2) 津波遡上状況 (波源C, 防波堤損傷なし)

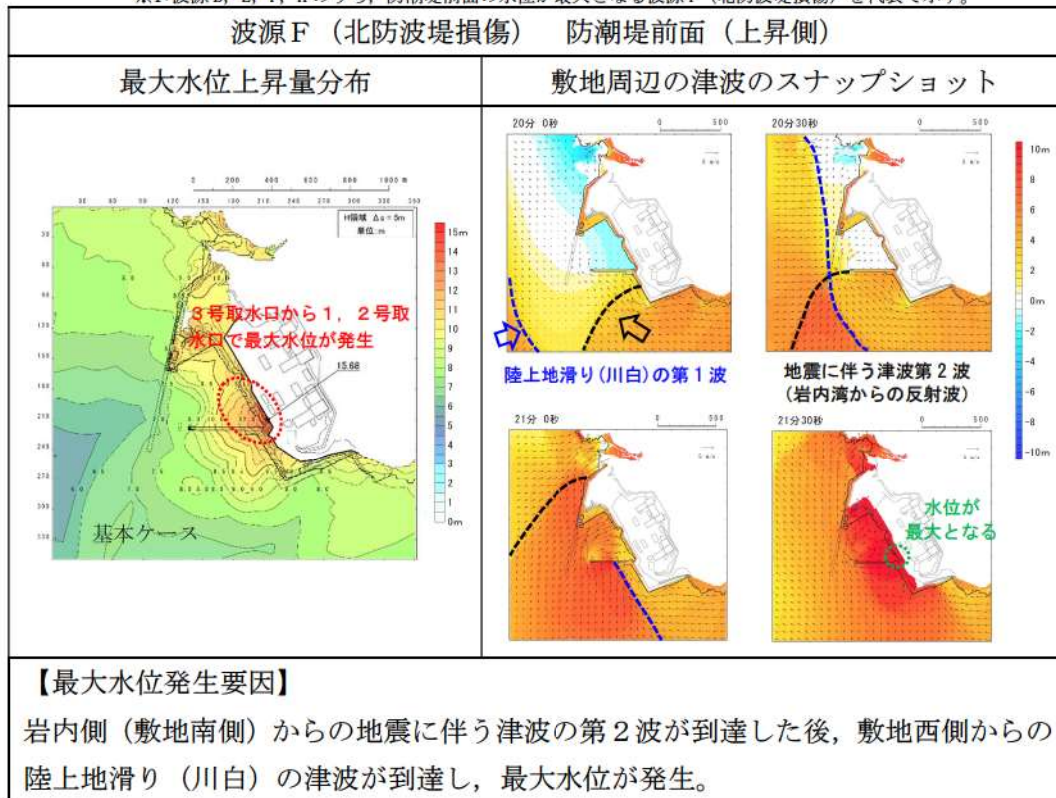


参考表 4-3 (3) 津波遡上状況 (波源G, 南防波堤損傷)

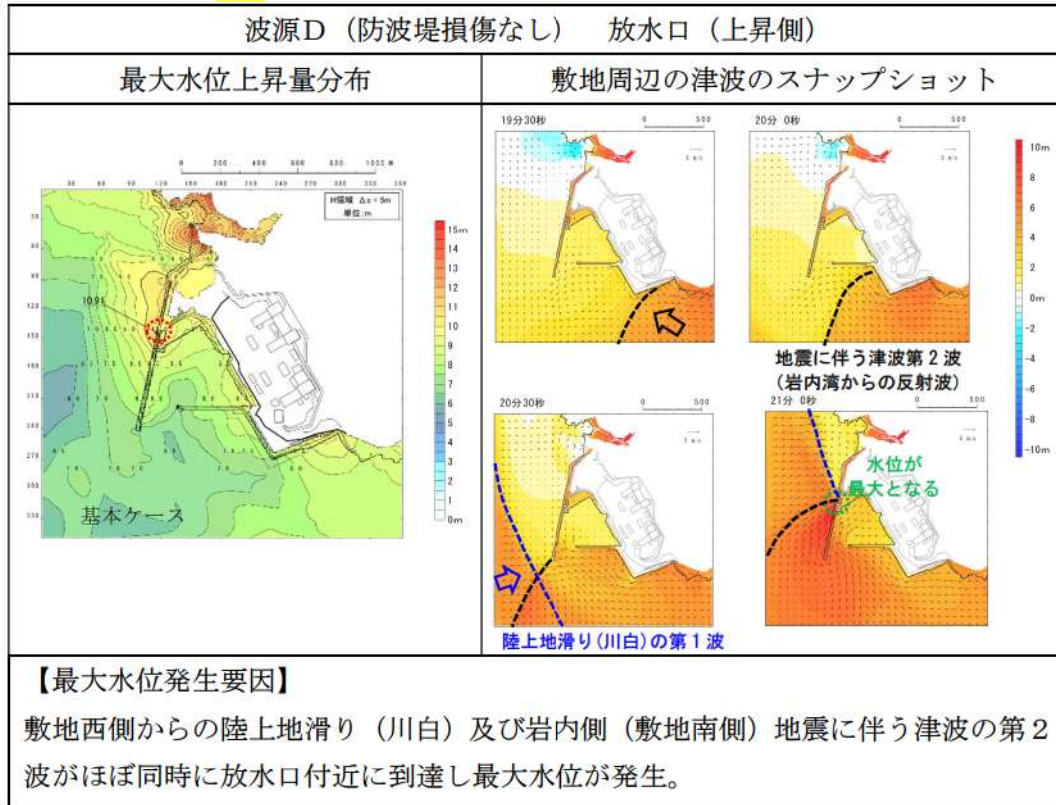


参考表 4-3 (4) 津波遡上状況 (波源F, 北防波堤損傷) ※1

※1: 波源B, E, F, Hのうち, 防潮堤前面の水位が最大となる波源F (北防波堤損傷) を代表で示す。



参考表 4-3 (5) 津波遡上状況 (波源D, 防波堤損傷なし)



3. 地形変化を考慮した遡上解析における基本ケースからの変化に対する考察

(1) 地形変化を考慮した遡上解析結果（水位上昇側）

審査ガイドに基づき、遡上波の敷地への到達(回り込みによるものを含む。)の可能性について確認するため、想定される各地形変化に対して遡上解析(平面二次元津波解析)を実施し、評価項目ごとに地形変化を考慮しない基本ケースと各地形変化を考慮したケースの水位上昇量を比較した。なお、検討対象は各評価項目に対応した基準津波とする。比較結果を参考表 4-4 に示す。

比較の結果、敷地地盤(陸域) 5m沈下において基本ケースに対し水位上昇量に大きな差が確認され、防潮堤前面及び3号取水口における影響が顕著であった。この要因について、遡上波の特徴を踏まえた考察を行った。(参考表 4-5)

参考表 4-4 基本ケースと各地形変化を考慮したケースの水位上昇量比較結果

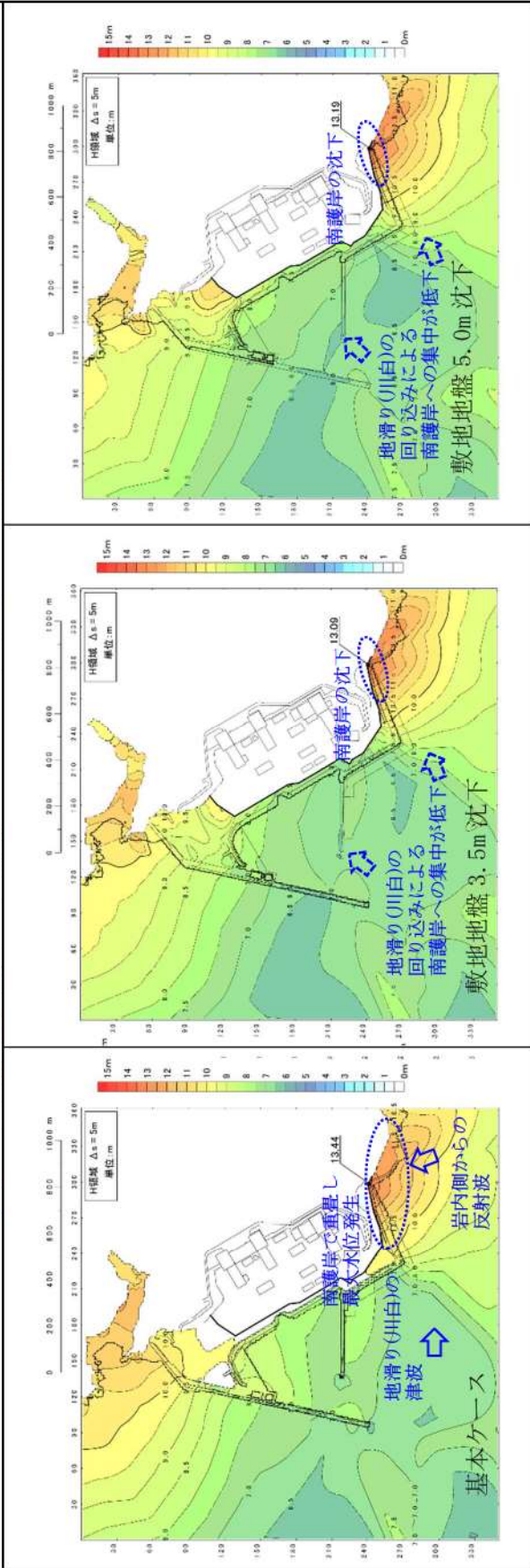
評価項目	波源	地形モデル (防波堤の損傷状態を考慮)	基本ケース (A)	地形変化(B)						
				地滑り地形①	地滑り地形②	敷地地盤(陸域) 3.5m沈下	敷地地盤(陸域) 5.0m沈下	敷地前面海底 地盤(海域) 2.0m沈下	土捨場 (将来地形)	土捨場の崩壊
防潮堤 前面	波源A	防波堤損傷なし	13.44m	13.29m (-0.15m)	13.44m (0.00m)	13.09m (-0.35m)	13.19m (-0.25m)	13.45m (0.01m)	13.44m (0.00m)	13.30m (-0.14m)
	波源E	北及び南防波堤 損傷	15.65m	15.62m (-0.03m)	15.65m (0.00m)	15.33m (-0.32m)	15.61m (-0.04m)	15.55m (-0.10m)	15.65m (0.00m)	15.69m (0.04m)
	波源E	南防波堤損傷	14.98m	14.92m (-0.06m)	14.98m (0.00m)	15.74m (0.76m)	15.96m (0.98m)	14.77m (-0.21m)	14.98m (0.00m)	14.97m (-0.01m)
	波源F	北防波堤損傷	15.68m	15.67m (-0.01m)	15.68m (0.00m)	15.88m (0.20m)	15.54m (-0.14m)	15.65m (-0.03m)	15.68m (0.00m)	15.72m (0.04m)
3号 取水口	波源B	防波堤損傷なし	10.45m	10.45m (0.00m)	10.45m (0.00m)	12.66m (2.21m)	13.20m (2.75m)	10.63m (0.18m)	10.45m (0.00m)	10.45m (0.00m)
	波源F	北及び南防波堤 損傷	13.14m	13.10m (-0.04m)	13.14m (0.00m)	13.22m (0.08m)	13.62m (0.48m)	13.19m (0.05m)	13.15m (0.01m)	13.18m (0.04m)
	波源E	南防波堤損傷	11.86m	11.77m (-0.09m)	11.86m (0.00m)	12.63m (0.77m)	12.96m (1.10m)	11.97m (0.11m)	11.86m (0.00m)	11.86m (0.00m)
	波源B	北防波堤損傷	12.89m	12.88m (-0.01m)	12.89m (0.00m)	13.24m (0.35m)	13.50m (0.61m)	12.99m (0.10m)	12.89m (0.00m)	12.91m (0.02m)
1, 2号 取水口	波源C	防波堤損傷なし	9.34m	9.39m (0.05m)	9.34m (0.00m)	8.64m (-0.70m)	9.05m (-0.29m)	9.35m (0.01m)	9.34m (0.00m)	9.29m (-0.05m)
	波源E	北及び南防波堤 損傷	12.74m	12.78m (0.04m)	12.74m (0.00m)	12.70m (-0.04m)	12.76m (0.02m)	12.42m (-0.32m)	12.74m (0.00m)	12.66m (-0.08m)
	波源G	南防波堤損傷	12.01m	12.02m (0.01m)	12.01m (0.00m)	11.45m (-0.56m)	11.67m (-0.34m)	11.80m (-0.21m)	12.01m (0.00m)	11.94m (-0.07m)
	波源H	北防波堤損傷	11.50m	11.52m (0.02m)	11.50m (0.00m)	11.61m (0.11m)	11.97m (0.47m)	11.36m (-0.14m)	11.50m (0.00m)	11.48m (-0.02m)
放水口	波源D	防波堤損傷なし	10.91m	10.89m (-0.02m)	10.91m (0.00m)	10.01m (-0.90m)	9.45m (-1.46m)	10.91m (0.00m)	10.91m (0.00m)	10.93m (0.02m)
	波源D	北及び南防波堤 損傷	10.84m	10.84m (0.00m)	10.84m (0.00m)	10.09m (-0.75m)	9.54m (-1.30m)	10.86m (0.02m)	10.84m (0.00m)	10.84m (0.00m)
	波源D	南防波堤損傷	10.85m	10.83m (-0.02m)	10.85m (0.00m)	10.08m (-0.77m)	9.56m (-1.29m)	10.84m (-0.01m)	10.85m (0.00m)	10.86m (0.01m)
	波源D	北防波堤損傷	10.66m	10.67m (0.01m)	10.66m (0.00m)	9.99m (-0.67m)	9.47m (-1.19m)	10.66m (0.00m)	10.66m (0.00m)	10.66m (0.00m)

※赤枠は考察対象を示す

(a) 防潮堤前面

参考表 4-5 (1) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源 A, 防波堤損傷なし)

波源 A, 防波堤損傷なし, 断層パターン 6, 組合せの時間差 115 秒

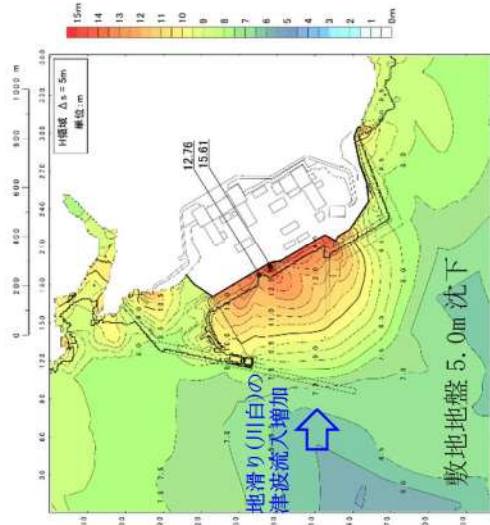
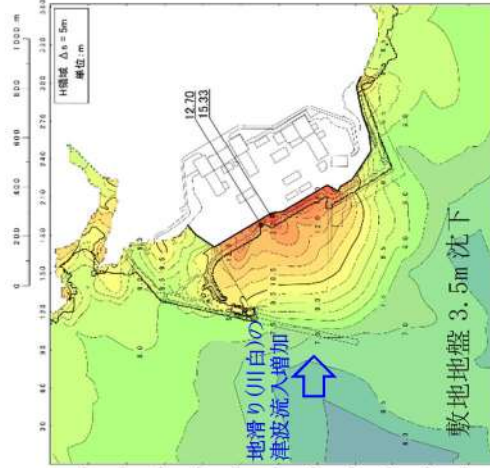
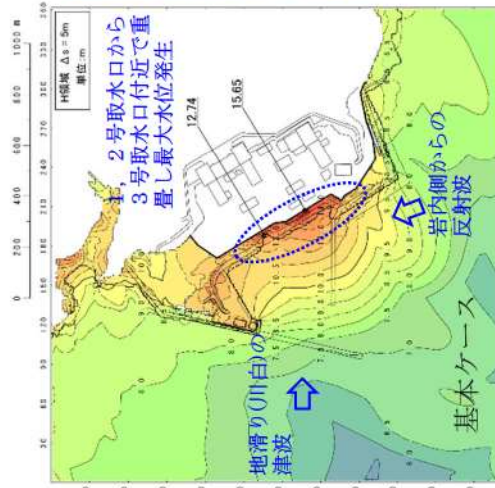


【考察】

- ・陸上地すべり (川白) 及び地震による津波の第 2 波 (岩内側からの反射波) が南護岸で重なり, 最大水位が発生。
- ・南護岸が沈下したことにより護岸付近での局所的な地形変化による水位上昇効果が小さくなること, 西側からの地滑り (川白) の津波が北防波堤を回り込み南護岸に到達するが, 防波堤が沈下するため回り込みによる南護岸への流れが集中しにくくなることによって, 沈下地形の最大水位は減少する傾向になったと考えられる。

参考表 4-5 (2) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源E, 北及び南防波堤損傷)

波源E, 北及び南防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 115 秒

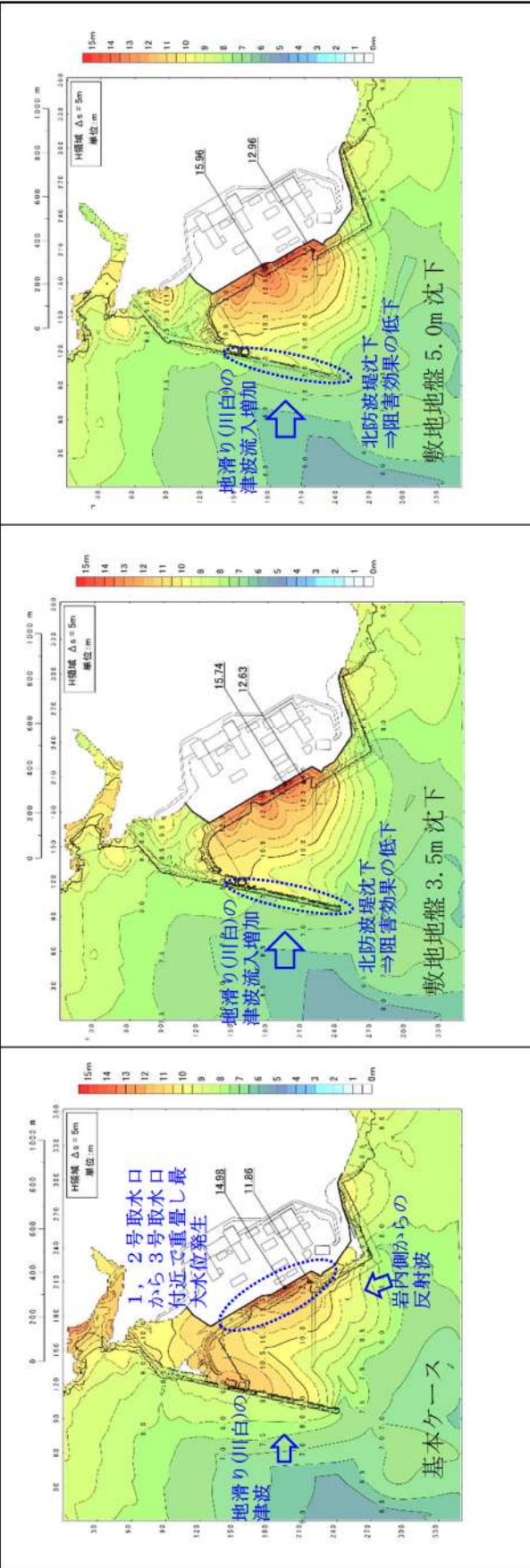


【考察】

- ・陸上地すべり (川白) 及び地震による津波の第2波 (岩内側からの反射波) が重なり, 1, 2号取水口から3号取水口付近で最大水位が発生。
 - ・西側からの陸上地滑り (川白) の津波が北防波堤の影響を受けず直接到達し最大水位が増加すると考えられる。
- なお, 基準津波 (波源E, 北及び南防波堤損傷) は, 元々北防波堤が存在しないため, 沈下による影響は小さい。

参考表 4-5 (3) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源E, 南防波堤損傷)

波源E, 南防波堤損傷, 波源パターン7, 組合せの時間差 115 秒

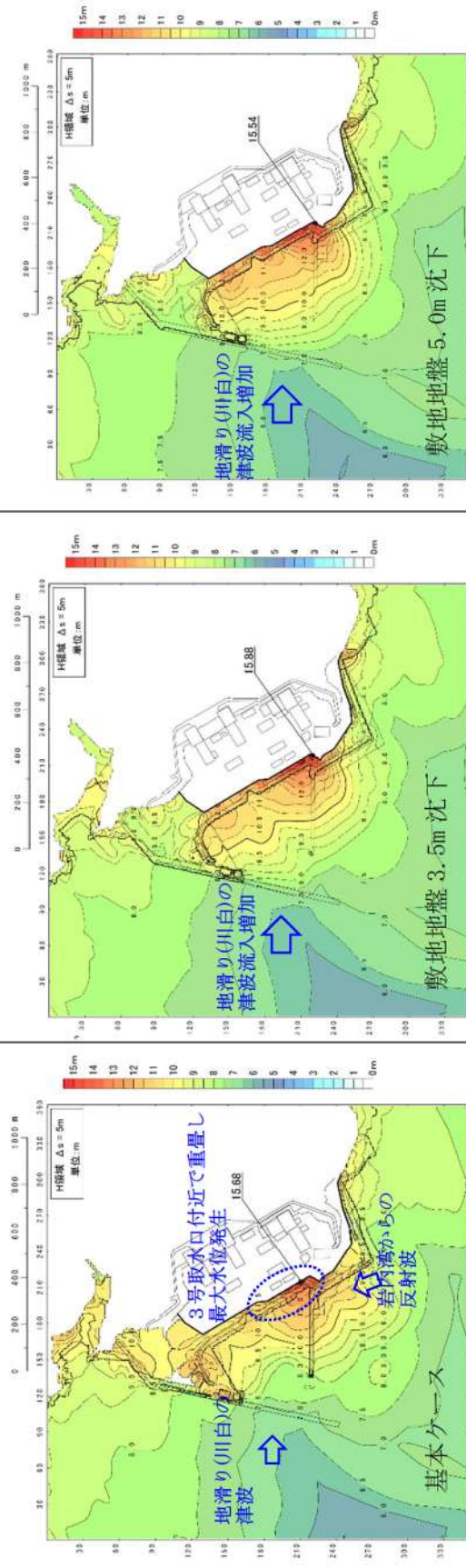


【考察】

- ・陸上地すべり (川白) 及び地震による津波の第2波 (岩内側からの反射波) が重なり, 1, 2号取水口から3号取水口付近で最大水位が発生。南防波堤損傷を考慮しているため, 岩内側からの反射波の流入を阻害する構造物はない。
- ・敷地沈下によって北防波堤が沈下したことにより, 北防波堤側からの陸上地滑り (川白) の津波を阻害する効果が低下し敷地に到達しやすくなるため, 基本ケースに比べ最大水位が増加したと考えられる。

参考表 4-5 (4) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源F, 北防波堤損傷)

波源F, 北防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 110 秒



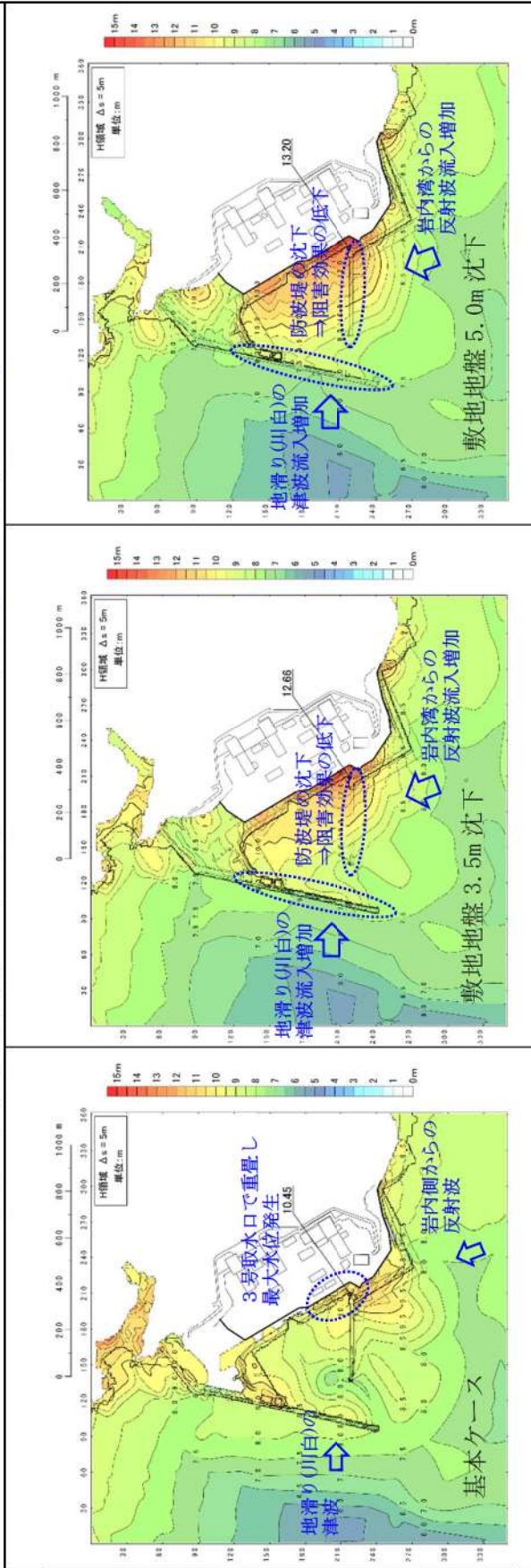
【考察】

- ・陸上地すべり (川白) 及び地震による津波の第2波 (岩内側からの反射波) が重なり, 3号取水口付近で最大水位が発生。北防波堤損傷を考慮しているため, 陸上地滑り (川白) の津波の流入を阻害する構造物はない。
- ・西側からの陸上地滑り (川白) の津波が北防波堤の影響を受けず直接到達し最大水位が増加すると考えられる。なお, 基準津波 (波源F, 北防波堤損傷) は, 元々北防波堤が存在しないモデルのため, 沈下による影響は小さいと考えられる。

(b) 3号取水口

参考表 4-5 (5) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源B, 防波堤損傷なし)

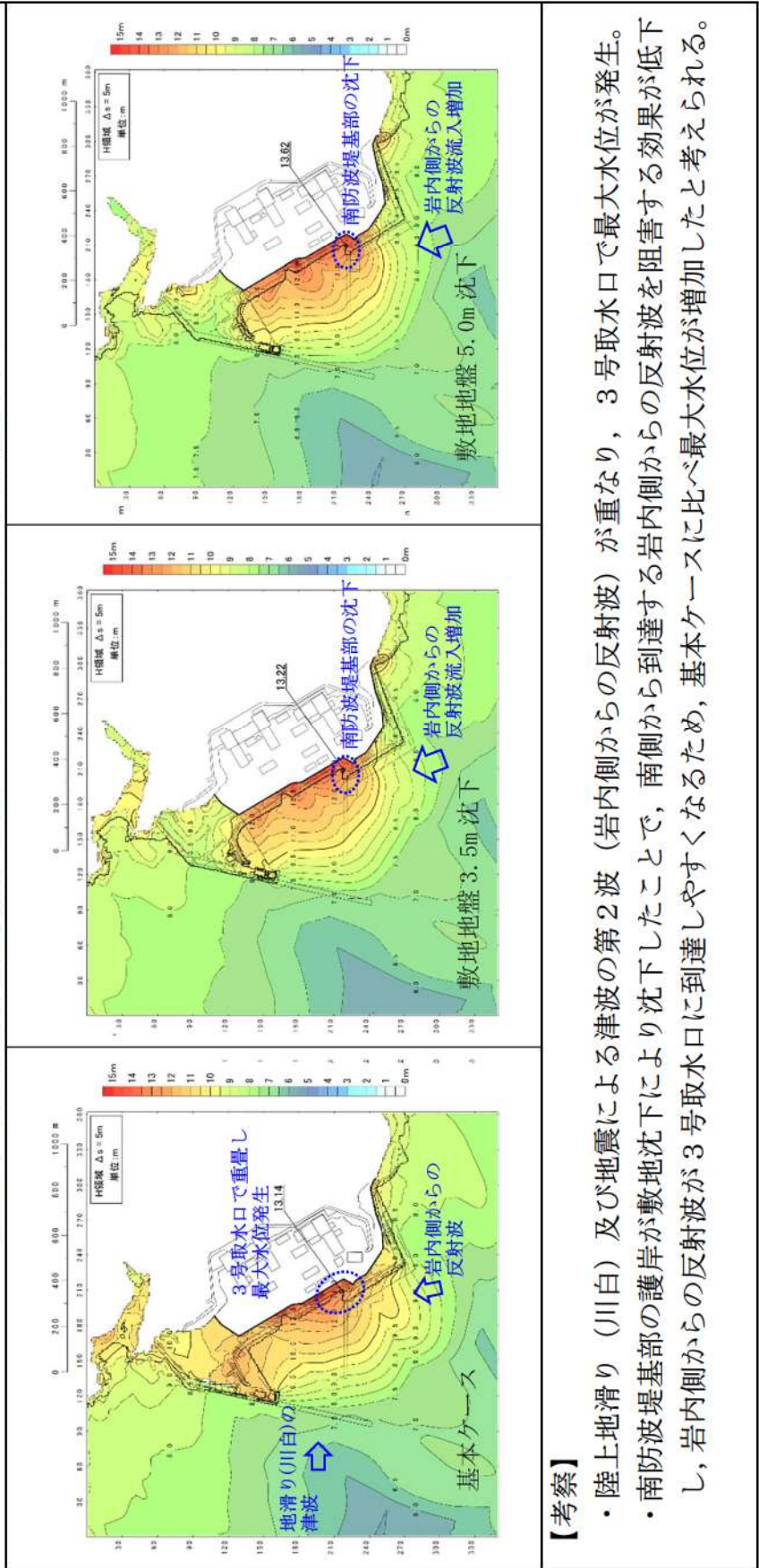
波源B, 防波堤損傷なし, 断層パターン7, 組合せの時間差 110秒



【考察】

- ・陸上地滑り (川白) 及び地震による津波の第2波 (岩内側からの反射波) が重なり, 3号取水口で最大水位が発生。
- ・北防波堤及び南防波堤が敷地沈下により沈下したことで, 防波堤による阻害効果が全体的に低下し, 南側から到達する岩内側からの反射波及び西側からの陸上地滑り (川白) の津波が敷地に到達しやすくなるため, 基本ケースに比べ最大水位が増加したと考えられる。

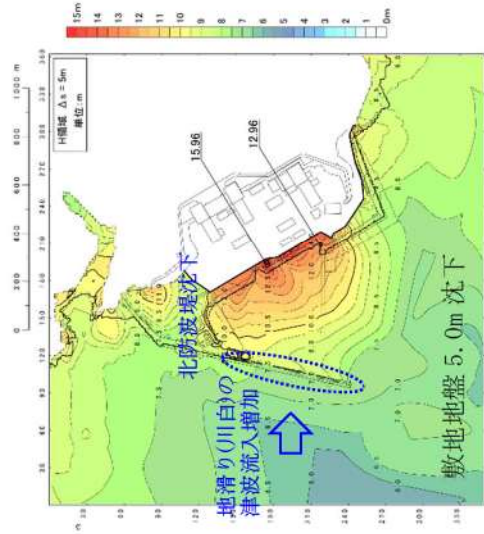
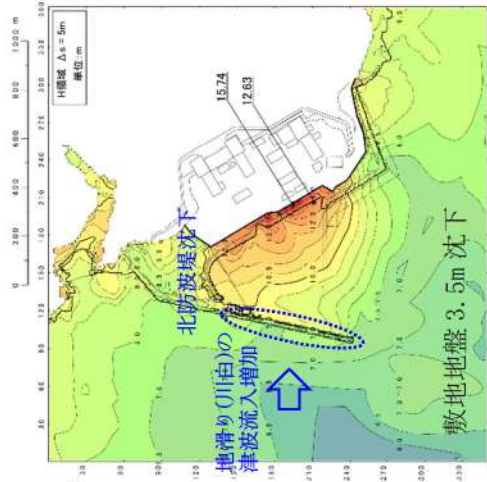
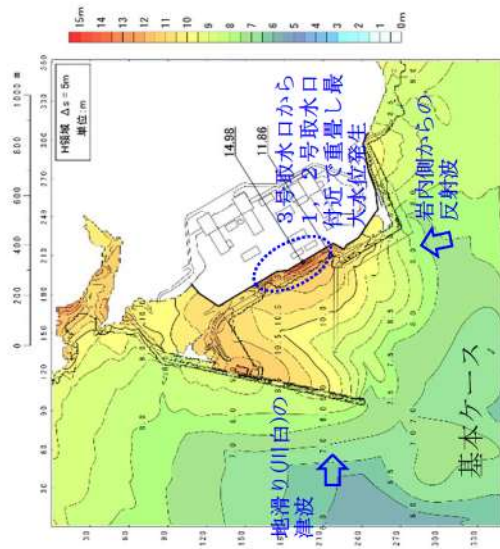
参考表 4-5 (6) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源 F, 北及び南防波堤損傷)
 波源 F, 北及び南防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 110 秒



【考察】

- ・陸上地滑り (川白) 及び地震による津波の第2波 (岩内側からの反射波) が重なり, 3号取水口で最大水位が発生。
- ・南防波堤基部の護岸が敷地沈下により沈下したことで, 南側から到達する岩内側からの反射波を阻害する効果が低下し, 岩内側からの反射波が3号取水口に到達しやすくなるため, 基本ケースに比べ最大水位が増加したと考えられる。

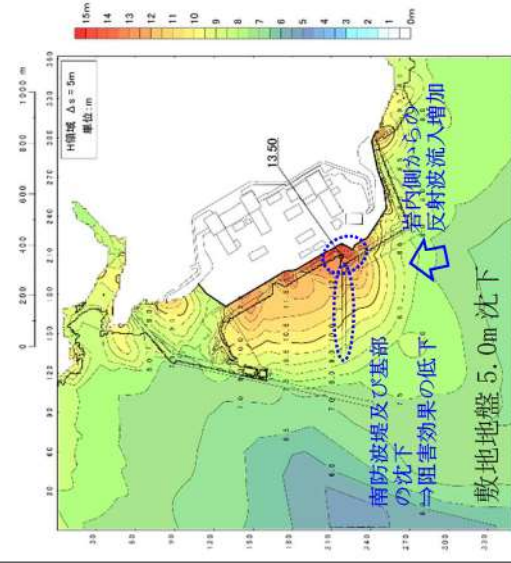
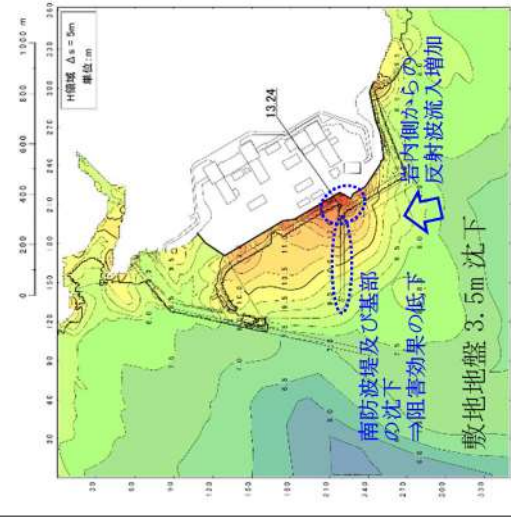
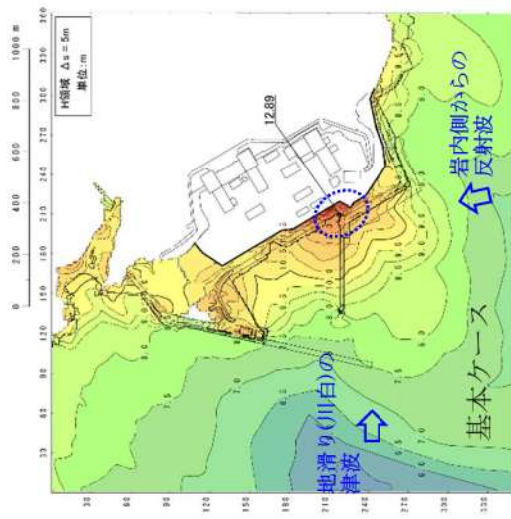
参考表 4-5 (7) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源E, 南防波堤損傷, 南防波堤損傷)
 波源E, 南防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 115 秒



【考察】

- ・陸上地滑り（川白）及び地震による津波の第2波（岩内側からの反射波）が重なり，3号取水口から1，2号取水口付近で最大水位が発生。南防波堤損傷を考慮しているため，岩内港からの反射波の流入を阻害する構造物はない。
- ・北防波堤が敷地沈下により沈下したことで，北防波堤側からの陸上地滑り（川白）の津波を阻害する効果が低下し敷地に到達しやすくなるため，基本ケースに比べ最大水位が増加したと考えられる。

参考表 4-5 (8) 地形変化考慮による水位上昇変化の考察 (波源B, 北防波堤損傷)
 波源B, 北防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 110秒



【考察】

- ・陸上地滑り (川白) 及び地震による津波の第2波 (岩内側からの反射波) が重なり, 3号取水口で最大水位が発生。北防波堤損傷を考慮しているため, 陸上地滑り (川白) からの津波の流入を阻害する構造物はない。
- ・南防波堤及び南防波堤基部の護岸が敷地沈下により沈下したことで, 岩内側からの反射波を阻害する効果が低下し敷地に到達しやすくなるため, 基本ケースに比べ最大水位が増加したと考えられる。

(2) 地形変化を考慮した遡上解析結果（水位下降側）

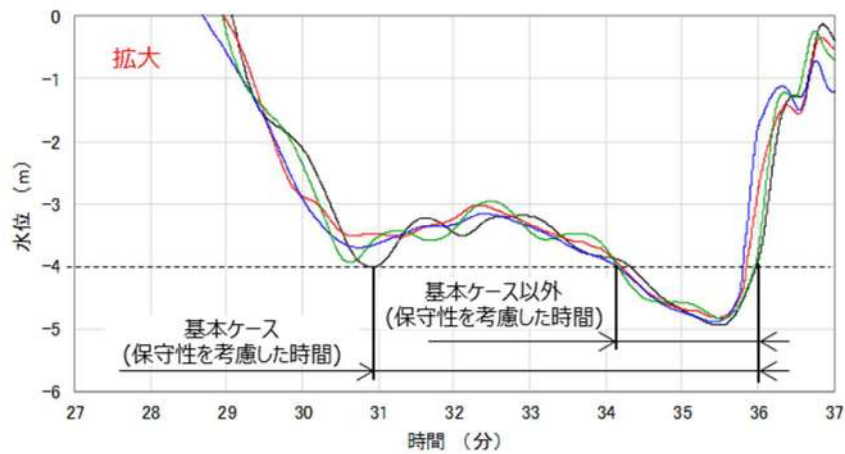
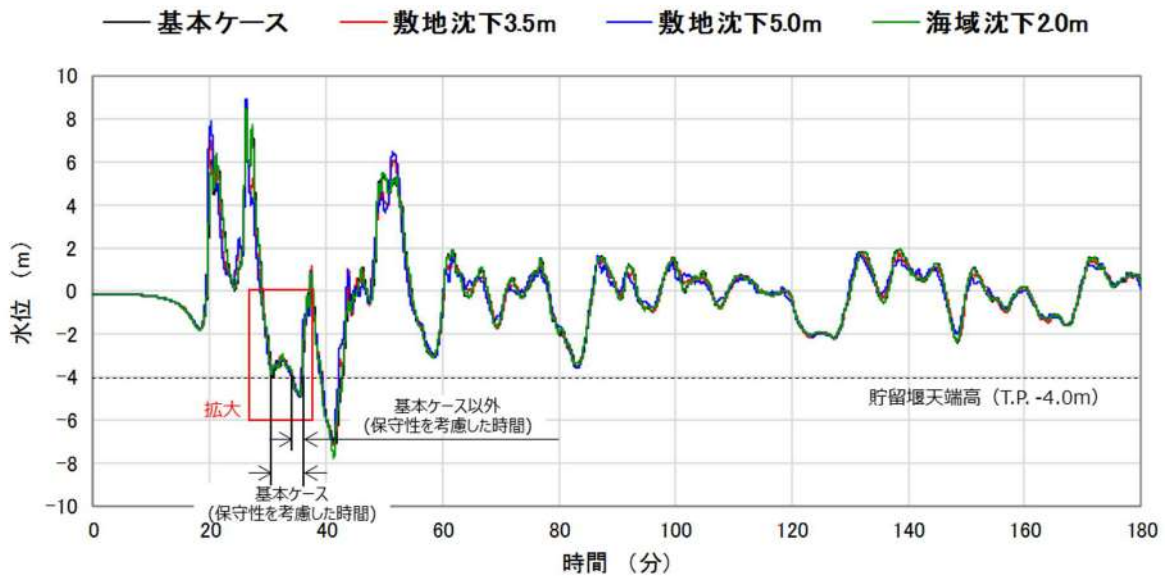
審査ガイドに基づき、水位下降側の影響について確認するため、想定される各地形変化に対して遡上解析（平面二次元津波解析）を実施し、地形変化を考慮しない基本ケースと各地形変化を考慮したケースの水位下降側評価として貯留堰を下回る時間について比較した。なお、検討対象は各評価項目に対応した基準津波とする。比較結果を参考表 4-6 に示す。

比較の結果、各地形変化において、貯留堰を下回る時間は基本ケースに対し同程度あるいは基本ケースが大きい結果となった。なお、波源 I（防波堤損傷なし）について、敷地地盤（陸域）3.5m 沈下及び 5.0m 沈下並び敷地前面海底地盤（海域）2.0m 沈下では基本ケースに対し貯留堰を下回る時間が大きく低下する結果が確認された。この要因について考察を行った（参考図 4-1）。

参考表 4-6 基本ケースと各地形変化を考慮したケースの水位下降側（貯留堰を下回る時間）比較結果

評価項目	波源	地形モデル (防波堤の損傷 状態を考慮)	基本 ケース (A)	地形変化(B)						
				地滑り地形①	地滑り地形③	敷地地盤 (陸域) 3.5m沈下	敷地地盤 (陸域) 5.0m沈下	敷地前面海底 地盤(海域) 2.0m沈下	土捨場 (将来地形)	土捨場の崩壊
保守性を 考慮した 時間	波源I	防波堤損傷なし	721s	731s (10s)	721s (0s)	482s (-239s)	479s (-242s)	520s (-201s)	721s (0s)	722s (1s)
	波源J	北及び南防波 堤損傷	698s	699s (1s)	698s (0s)	710s (12s)	712s (14s)	681s (-17s)	698s (0s)	699s (1s)
	波源K	南防波堤損傷	743s	744s (1s)	744s (1s)	738s (-5s)	734s (-9s)	737s (-6s)	744s (1s)	744s (1s)
	波源L	北防波堤損傷	863s	862s (-1s)	863s (0s)	846s (-17s)	834s (-29s)	811s (-52s)	862s (-1s)	862s (-1s)

※赤枠は考察対象を示す



参考図 4-1 基本ケース及び各地形変化における水位下降側時刻歴波形

時刻歴波形を確認した結果、基本ケースでは地震発生から約 31 分後の水位低下によって貯留堰の天端高 (T.P. -4.0m) をわずかに下回っているが、基本ケース以外では貯留堰の天端高を下回っていないため、基本ケースと比べ貯留堰を下回る時間が急減する原因となった。

(3) 地形変化を考慮した遡上解析結果（最大流速分布）

審査ガイドに基づき、最大流速への影響について確認するため、想定される各地形変化に対して遡上解析（平面二次元津波解析）を実施し、地形変化を考慮しない基本ケースと各地形変化を考慮したケースの最大流速について比較した。なお、検討対象は各評価項目に対応した基準津波及び最大流速に着目した波源とする。比較結果を参考表 4-7 に示す。

比較の結果、敷地地盤（陸域）5.0m 沈下及び敷地前面海底地盤（海域）2.0m 沈下において基本ケースに対し最大流速の上昇が確認された。最大流速の上昇が確認された波源に対し、流速上昇の要因について、遡上波の特徴を踏まえた考察を行った。（参考表 4-8）

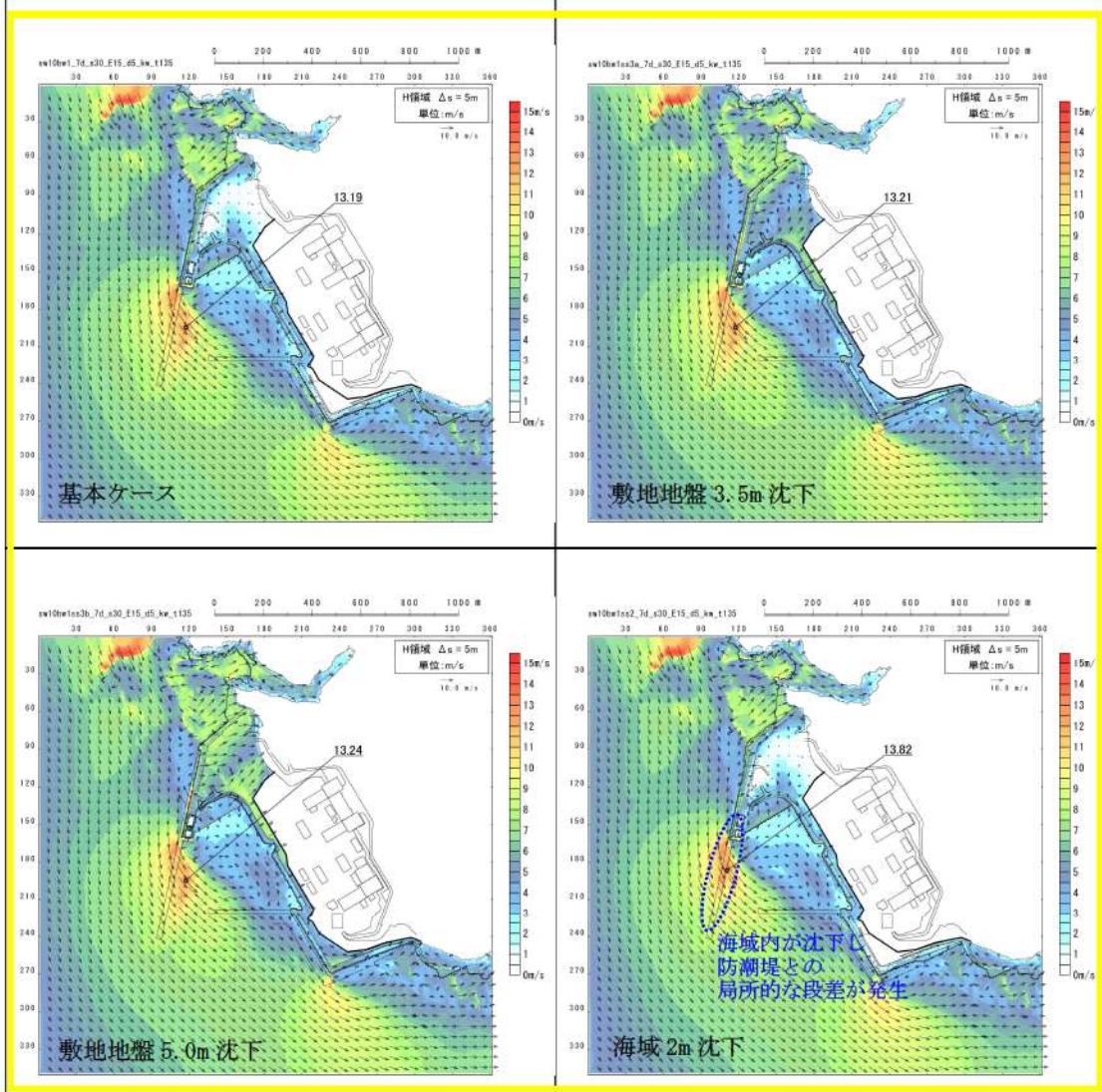
参考表 4-7 基本ケースと各地形変化を考慮したケースの最大流速比較結果

波源	地形モデル (防波堤の損傷状態を考慮)	基本ケース (A)	地形変化(B)						
			地滑り地形①	地滑り地形②	敷地地盤 (陸域) 3.5m沈下	敷地地盤 (陸域) 5.0m沈下	敷地前面海底 地盤(海域) 2.0m沈下	土捨場 (将来地形)	土捨場の崩壊
波源A	防波堤損傷なし	13.81m/s	13.87m/s (0.06m/s)	13.81m/s (0.00m/s)	12.66m/s (-1.15m/s)	11.74m/s (-2.07m/s)	13.85m/s (0.04m/s)	13.81m/s (0.00m/s)	13.81m/s (0.00m/s)
波源B	防波堤損傷なし	17.26m/s	17.24m/s (-0.02m/s)	17.26m/s (0.00m/s)	14.32m/s (-2.94m/s)	13.91m/s (-3.35m/s)	17.16m/s (-0.10m/s)	17.26m/s (0.00m/s)	17.26m/s (0.00m/s)
波源B	北防波堤損傷	13.60m/s	13.61m/s (0.01m/s)	13.60m/s (0.00m/s)	11.54m/s (-2.06m/s)	13.05m/s (-0.55m/s)	13.79m/s (0.19m/s)	13.60m/s (0.00m/s)	13.60m/s (0.00m/s)
波源C	防波堤損傷なし	13.95m/s	13.92m/s (-0.03m/s)	13.95m/s (0.00m/s)	11.22m/s (-2.73m/s)	12.16m/s (-1.79m/s)	13.86m/s (-0.09m/s)	13.95m/s (0.00m/s)	13.95m/s (0.00m/s)
波源D	防波堤損傷なし	17.57m/s	17.66m/s (0.09m/s)	17.64m/s (0.07m/s)	14.57m/s (-3.00m/s)	14.18m/s (-3.39m/s)	17.69m/s (0.12m/s)	17.61m/s (0.04m/s)	17.60m/s (0.03m/s)
波源D	北及び南防波堤損傷	13.19m/s	13.19m/s (0.00m/s)	13.19m/s (0.00m/s)	13.21m/s (0.02m/s)	13.24m/s (0.05m/s)	13.82m/s (0.63m/s)	13.19m/s (0.00m/s)	13.18m/s (-0.01m/s)
波源D	南防波堤損傷	16.77m/s	16.76m/s (-0.01m/s)	16.77m/s (0.00m/s)	13.84m/s (-2.93m/s)	13.40m/s (-3.37m/s)	16.87m/s (0.10m/s)	16.77m/s (0.00m/s)	16.77m/s (0.00m/s)
波源D	北防波堤損傷	14.60m/s	14.60m/s (0.00m/s)	14.61m/s (0.01m/s)	12.03m/s (-2.57m/s)	12.58m/s (-2.02m/s)	14.67m/s (0.07m/s)	14.60m/s (0.00m/s)	14.60m/s (0.00m/s)
波源E	北及び南防波堤損傷	12.56m/s	12.56m/s (0.00m/s)	12.56m/s (0.00m/s)	12.48m/s (-0.08m/s)	13.25m/s (0.69m/s)	13.40m/s (0.84m/s)	12.56m/s (0.00m/s)	12.55m/s (-0.01m/s)
波源E	南防波堤損傷	16.56m/s	16.53m/s (-0.03m/s)	16.56m/s (0.00m/s)	13.84m/s (-2.72m/s)	13.50m/s (-3.06m/s)	16.67m/s (0.11m/s)	16.56m/s (0.00m/s)	16.55m/s (-0.01m/s)
波源F	北及び南防波堤損傷	12.31m/s	12.31m/s (0.00m/s)	12.31m/s (0.00m/s)	12.24m/s (-0.07m/s)	13.15m/s (0.84m/s)	13.11m/s (0.80m/s)	12.31m/s (0.00m/s)	12.31m/s (0.00m/s)
波源F	北防波堤損傷	13.72m/s	13.72m/s (0.00m/s)	13.72m/s (0.00m/s)	11.43m/s (-2.29m/s)	12.89m/s (-0.83m/s)	13.70m/s (-0.02m/s)	13.72m/s (0.00m/s)	13.72m/s (0.00m/s)
波源G	南防波堤損傷	15.27m/s	15.25m/s (-0.02m/s)	15.27m/s (0.00m/s)	13.07m/s (-2.20m/s)	12.84m/s (-2.43m/s)	15.51m/s (0.24m/s)	15.28m/s (0.01m/s)	15.27m/s (0.00m/s)
波源H	北防波堤損傷	14.13m/s	14.13m/s (0.00m/s)	14.13m/s (0.00m/s)	11.56m/s (-2.57m/s)	12.96m/s (-1.17m/s)	14.12m/s (-0.01m/s)	14.13m/s (0.00m/s)	14.13m/s (0.00m/s)
波源I	防波堤損傷なし	13.70m/s	13.70m/s (0.00m/s)	13.70m/s (0.00m/s)	11.10m/s (-2.60m/s)	11.49m/s (-2.21m/s)	13.10m/s (-0.60m/s)	13.70m/s (0.00m/s)	13.69m/s (-0.01m/s)
波源J	北及び南防波堤損傷	12.94m/s	12.95m/s (0.01m/s)	12.94m/s (0.00m/s)	11.17m/s (-1.77m/s)	11.60m/s (-1.34m/s)	13.12m/s (0.18m/s)	12.94m/s (0.00m/s)	12.94m/s (0.00m/s)
波源K	南防波堤損傷	16.96m/s	16.93m/s (-0.03m/s)	16.96m/s (0.00m/s)	14.17m/s (-2.79m/s)	13.78m/s (-3.18m/s)	17.19m/s (0.23m/s)	16.96m/s (0.00m/s)	16.94m/s (-0.02m/s)
波源L	北防波堤損傷	12.14m/s	12.09m/s (-0.05m/s)	12.14m/s (0.00m/s)	12.27m/s (0.13m/s)	12.27m/s (0.13m/s)	13.02m/s (0.88m/s)	12.14m/s (0.00m/s)	12.13m/s (-0.01m/s)
波源K	防波堤損傷なし	17.63m/s	17.64m/s (0.01m/s)	17.62m/s (-0.01m/s)	15.02m/s (-2.61m/s)	14.65m/s (-2.98m/s)	17.78m/s (0.15m/s)	17.61m/s (-0.02m/s)	17.59m/s (-0.04m/s)
波源K	北及び南防波堤損傷	13.54m/s	13.54m/s (0.00m/s)	13.53m/s (-0.01m/s)	13.57m/s (0.03m/s)	13.58m/s (0.04m/s)	14.68m/s (1.14m/s)	13.54m/s (0.00m/s)	13.53m/s (-0.01m/s)

※赤枠は考察対象を示す

参考表 4-8 (1) 地形変化考慮による最大流速変化の考察
(波源D, 北及び南防波堤損傷)

波源D, 北及び南防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 135 秒

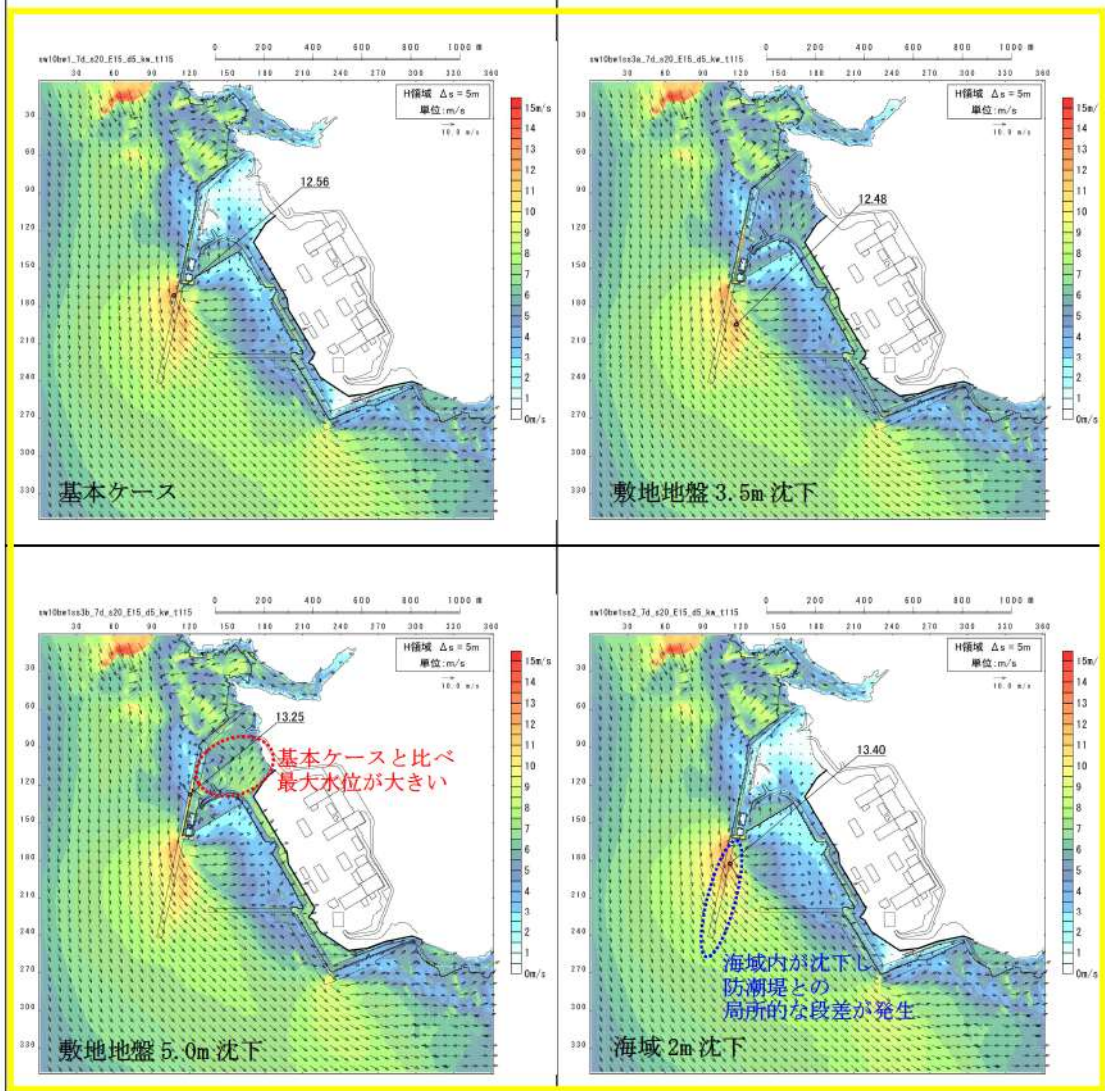


【考察】

- ・ 基本ケースでは、北防波堤が存在していた中央部のやや港内側で最大流速が発生。
- ・ 敷地沈下地形では、海域および防波堤が存在していた部分の沈下がなく、海底面の標高差等も生じないため、最大流速は基本ケースと同程度であった。
- ・ 海域沈下地形では、港湾内が沈下するため防波堤が存在していた部分で局所的な標高差が生じ(防波堤が存在していた箇所の標高が局所的に高い)、防波堤があった場所を乗り越え港湾内に流入する際に流速が大きくなったと考えられる。

参考表 4-8 (2) 地形変化考慮による最大流速変化の考察
(波源E, 北及び南防波堤損傷)

波源E, 北及び南防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 115 秒

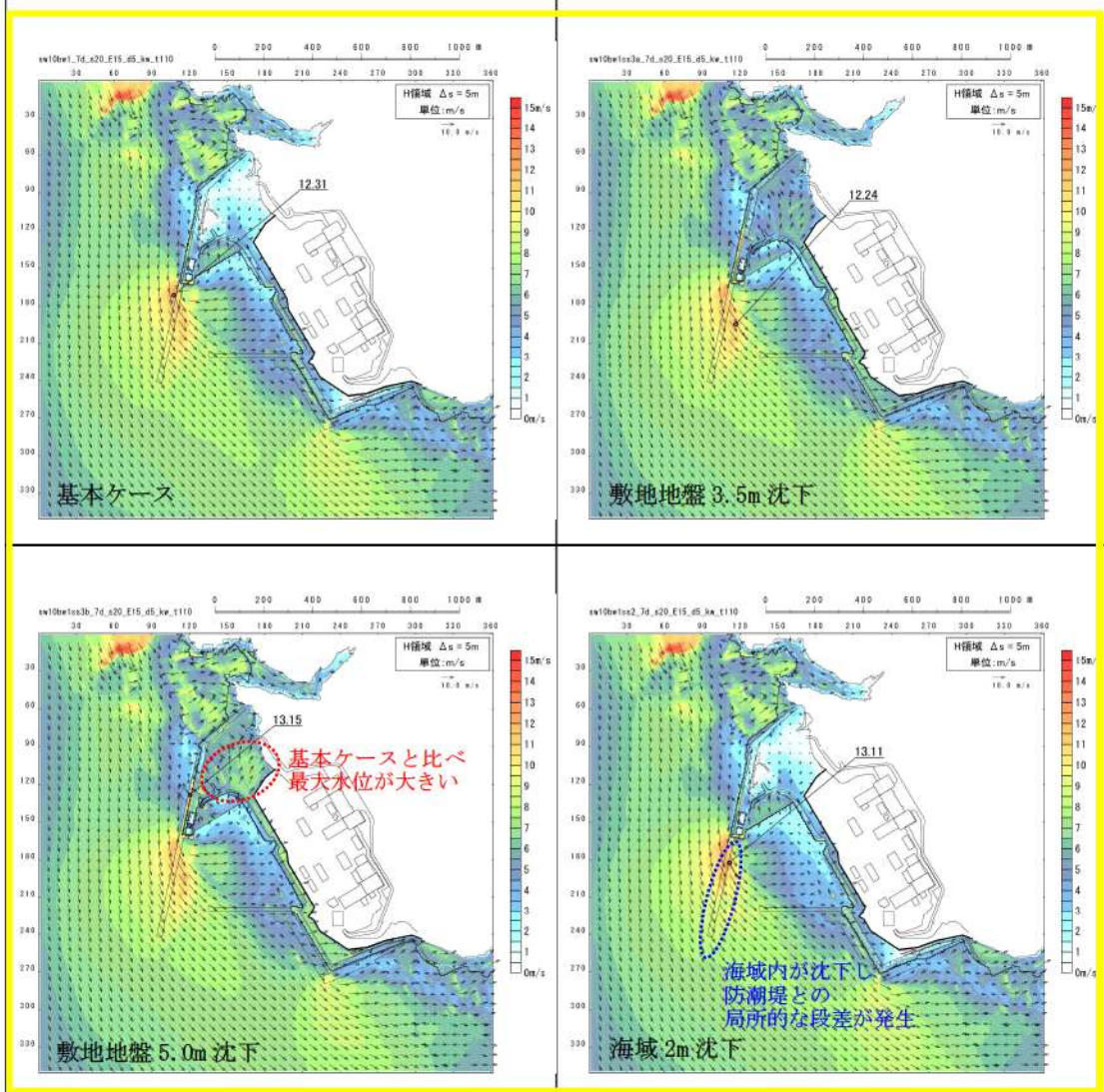


【考察】

- 基本ケースでは、北防波堤が存在していた防波堤基部付近で最大流速が発生。
- 敷地地盤 3.5m 沈下では、海域および防波堤が存在していた部分の沈下がなく、海底面の標高差等も生じないため、基本ケースの最大発生地点付近の最大流速は同程度。
- 敷地地盤 5.0m 沈下では、敷地が沈下したことにより敷地北側への津波の流入量が増加するため、放水口付近の敷地から海域に流出する際に流速が大きくなったと考えられる。
- 海域沈下地形では、港湾内が沈下するため防波堤が存在していた部分で局所的な標高差が生じ（防波堤が存在していた箇所の標高が局所的に高い）、防波堤があった場所を乗り越え港湾内に流入する際に流速が大きくなったと考えられる。

参考表 4-8 (3) 地形変化考慮による最大流速変化の考察
(波源F, 北及び南防波堤損傷)

波源F, 北及び南防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 110 秒

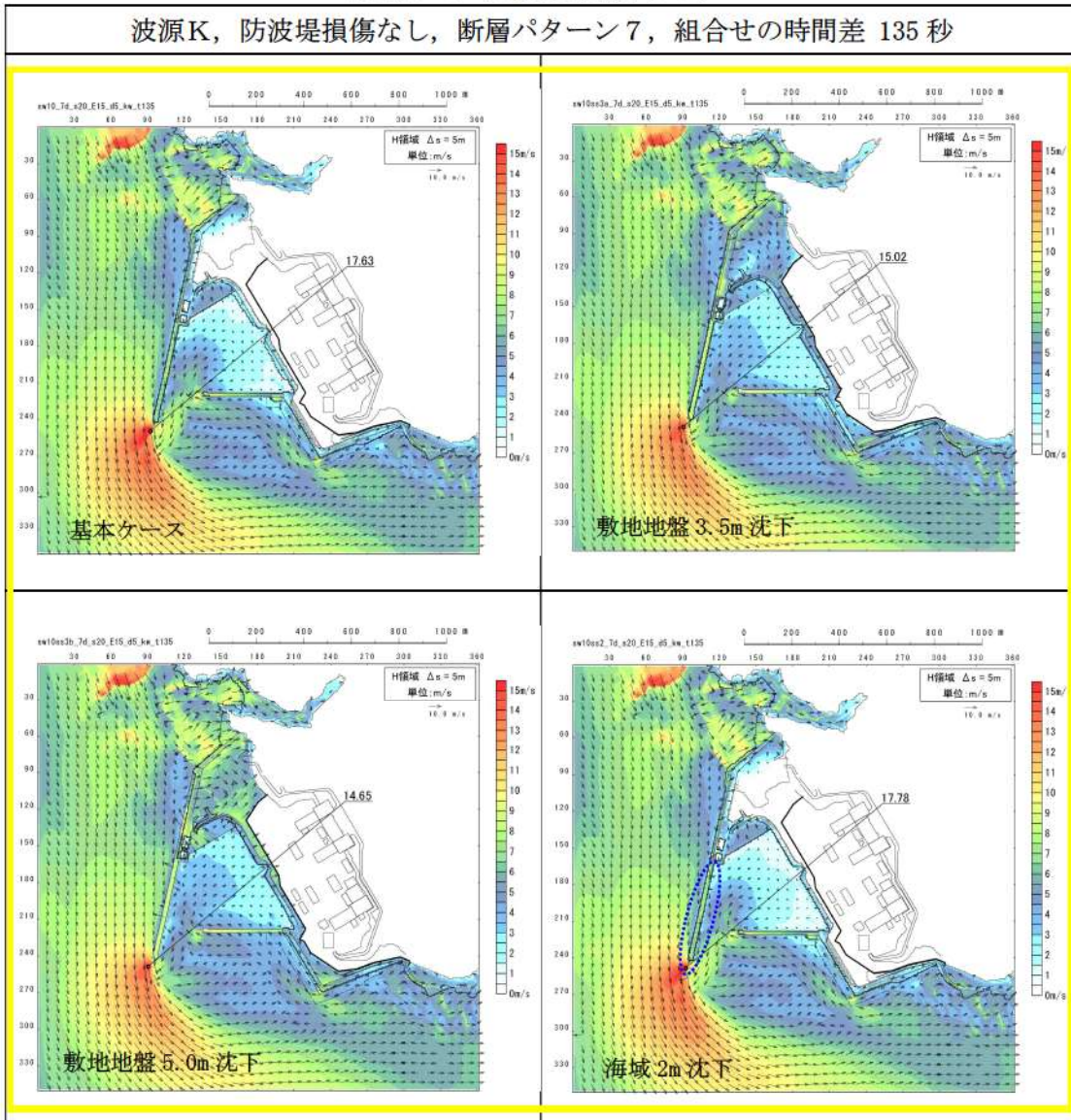


【考察】

- ・ 基本ケースでは、北防波堤が存在していた防波堤基部付近で最大流速が発生。
- ・ 敷地沈下 3.5m 沈下では、海域および防波堤が存在していた部分の沈下がなく、海底面の標高差等も生じないため、基本ケースの最大発生地点付近の最大流速は同程度。
- ・ 敷地地盤 5.0m 沈下では、敷地が沈下したことにより敷地北側への津波の流入量が増加するため、放水口付近の敷地から海域に流出する際に流速が大きくなったと考えられる。
- ・ 海域沈下地形では、港湾内が沈下するため防波堤が存在していた部分で局所的な標高差が生じ（防波堤が存在していた箇所の標高が局所的に高い）、防波堤があった場所を乗り越え港湾内に流入する際に流速が大きくなったと考えられる。

参考表 4-8 (4) 地形変化考慮による最大流速変化の考察
(波源K, 防波堤損傷なし)

波源K, 防波堤損傷なし, 断層パターン7, 組合せの時間差 135 秒

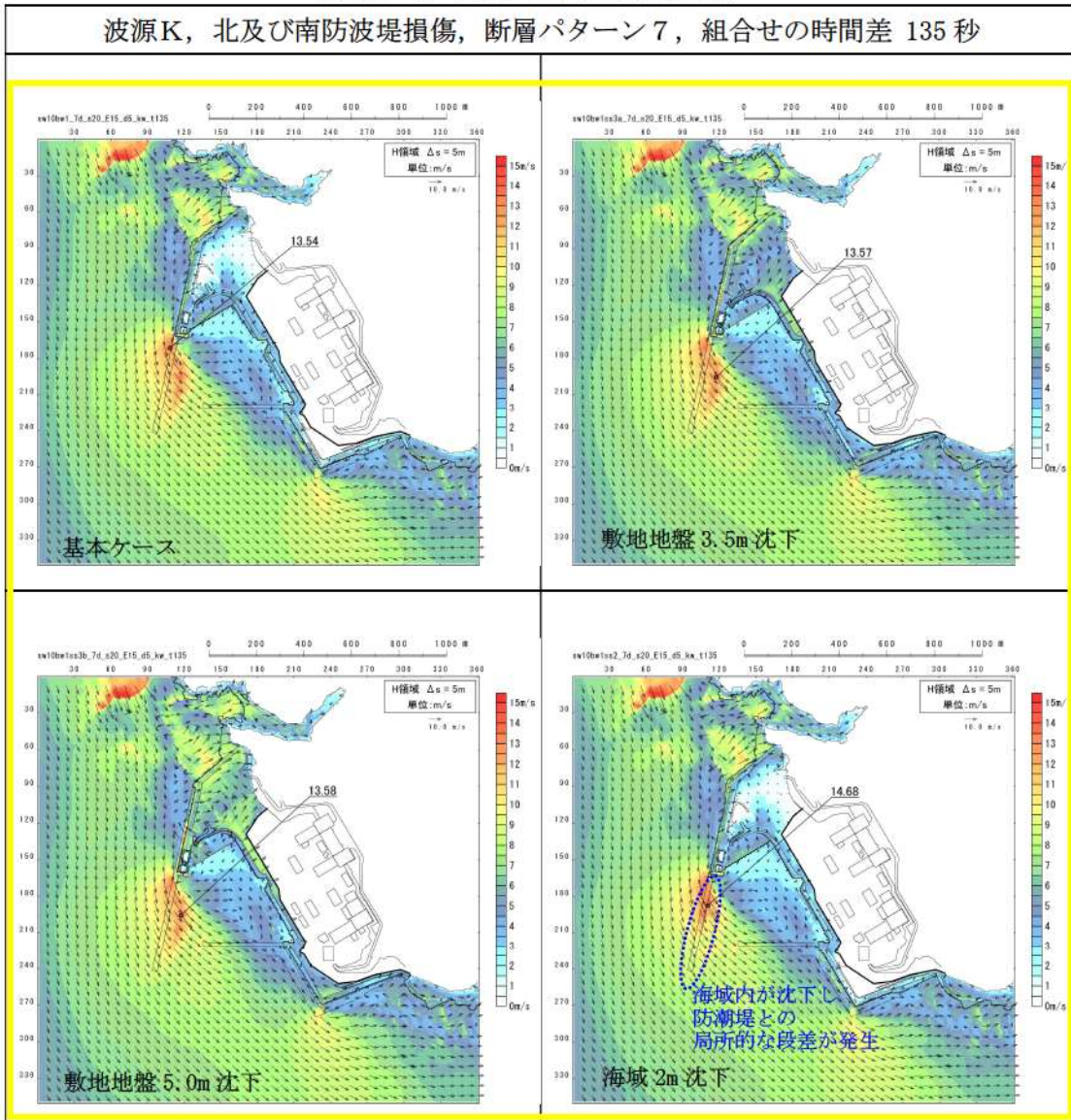


【考察】

- ・基本ケースでは、防波堤が津波の流れを遮ることで、港湾の内外で水位差が生じ、津波が防波堤を回り込む際の流速が増加し、北防波堤先端部で最大流速が発生。
- ・敷地沈下地形では防波堤が沈下するため、津波の流れを遮る効果が小さくなることで、港湾の内外の水位差が減少し、流速も小さくなったと考えられる。
- ・海域沈下地形では、基本ケースと同様に防波堤が津波の流れを遮ることで、港湾の内外で水位差が生じ、津波が防波堤を回り込む際の流速が増加し、北防波堤先端部で最大流速が発生。また、港湾内の沈下により、港湾内の水位低下及び港湾内外の水位差の増加が生じ、防波堤を回り込む際の流速もわずかに大きくなったと考えられる。

参考表 4-8 (5) 地形変化考慮による最大流速変化の考察
(波源K, 北及び南防波堤損傷)

波源K, 北及び南防波堤損傷, 断層パターン7, 組合せの時間差 135 秒



【考察】

- 基本ケースでは、北防波堤が存在していた防波堤基部付近で最大流速が発生。
- 敷地沈下地形では、海域および防波堤が存在していた部分の沈下がなく、海底面の標高差等も生じないため、最大流速は基本ケースと同程度であった。
- 海域沈下地形では、港湾内が沈下するため防波堤が存在していた部分で局所的な標高差が生じ(防波堤が存在していた箇所の標高が局所的に高い)、防波堤があった場所を乗り越え港湾内に流入する際に流速が大きくなったと考えられる。

4. 考察まとめ及び影響要因の設定方針

(1) 津波高さ

a. 敷地地盤(陸域)5.0m 沈下

防潮堤前面においては「敷地地盤(陸域)5.0m 沈下, 波源E, 南防波堤損傷, 水位上昇量:15.96m」のケース, 3号取水口においては「敷地地盤(陸域)5.0m 沈下, 波源F, 北及び南防波堤損傷, 水位上昇量:13.62m」のケースで, 水位上昇量の最大値が認められた。特に, 防潮堤前面における「敷地地盤(陸域)5.0m 沈下, 波源E, 南防波堤損傷, 水位上昇量:15.96m」は, 「敷地地盤(陸域)5.0m 沈下」を考慮することで基本ケースよりも水位上昇量が+0.98mと大きく増加しており, その結果, 基本ケースにおいて水位上昇量が最大であった「基本ケース, 波源F, 北防波堤損傷, 水位上昇量:15.68m」と入れ替わって, 水位上昇量の最大値を示している。

これは, 敷地地盤(陸域)の沈下範囲に防波堤が含まれているため, 敷地地盤(陸域)が沈下することで防波堤による津波の港内への流入抑制効果が低減したことが要因と考えられる。

なお, 防波堤の損傷状態が津波高さに影響することは, 基準津波策定段階で確認しており, 防波堤の損傷により水位変動量が+4m以上となるケースが存在することも明らかとなっていたことから, 地形変化のうち防波堤損傷については, 基準津波策定に当たり影響要因として考慮済みである。

以上を踏まえ, 防潮堤前面及び3号取水口の津波高さに係る入力津波設定に当たっては, 「敷地地盤(陸域)5.0m 沈下」を影響要因として考慮することで, 「各入力津波設定位置における最大の津波高さ」を設定できる。

b. 敷地地盤(陸域)5.0m 沈下以外の地形変化

1, 2号取水口においては「地滑り地形①崩壊, 波源E, 北及び南防波堤損傷, 水位上昇量:12.78m」のケース, 放水口においては「土捨場の崩壊, 波源D, 防波堤損傷なし, 水位上昇量:10.93m」のケースで, 水位上昇量の最大値が認められた。

どちらも, 地形変化を考慮することで基本ケースと比べて水位上昇量が数cm増加しており, その増加量は大きくないものの, 基本ケースにおいて水位上昇量が最大であった「基本ケース, 波源E, 北及び南防波堤損傷, 水位上昇量:12.74m」及び「基本ケース, 波源D, 防波堤損傷なし, 水位上昇量:10.91m」から水位上昇量を更新することで, 最大値を示している。

したがって, 1, 2号取水口の津波高さに係る入力津波設定に当たっては「地滑り地形①」を, 放水口の津波高さに係る入力津波設定に当たっては「土捨場の崩壊」を影響要因として考慮することで, 「各入力津波設定位置にお

る最大の津波高さ」を設定できる。

(2) 津波高さ以外（最大流速）

a. 敷地地盤(陸域)5.0m 沈下

定量的評価の結果、流速の最大値は「津波が防波堤の先端部を回り込む際」に発生していることが明らかとなった。これは、防波堤が津波の流れを遮ることで、港湾の内外で水位差が生じ、津波が回り込む際の流速が増加したものと考えられる。前述のとおり、敷地地盤(陸域)の沈下範囲に防波堤が含まれているため、敷地地盤(陸域)の沈下により防波堤が津波を遮る効果が低下することから、「敷地地盤(陸域)5.0m 沈下」により流速が速くなるとは考えられず、入力津波設定における影響要因として考慮しない。

b. 敷地地盤(陸域)5.0m 沈下以外の地形変化

最大流速については「敷地前面海底地盤(海域)2.0m 沈下、波源D、防波堤損傷なし、最大流速：17.69m/s」で最大値が認められた。これは、敷地前面海底地盤(海域)2.0m 沈下を考慮することで基本ケースと比べて最大流速が0.12m/s 増加しており、その増加量は大きくないものの、基本ケースにおいて最大流速が最大であった「基本ケース、波源D、防波堤損傷なし、最大流速：17.57m/s」から最大流速を更新することで、最大値を示している。要因としては、敷地前面海底地盤(海域)の沈下により港湾内の標高が下がり、沈下範囲外との境界部において局所的な標高差が生じたことで、港湾内への流入時に流速がわずかに大きくなったものと考えられる。

以上を踏まえ、入力津波設定に当たり「敷地前面海底地盤(海域)2.0m 沈下」を影響要因として考慮することで、流速の最大値を設定できる。

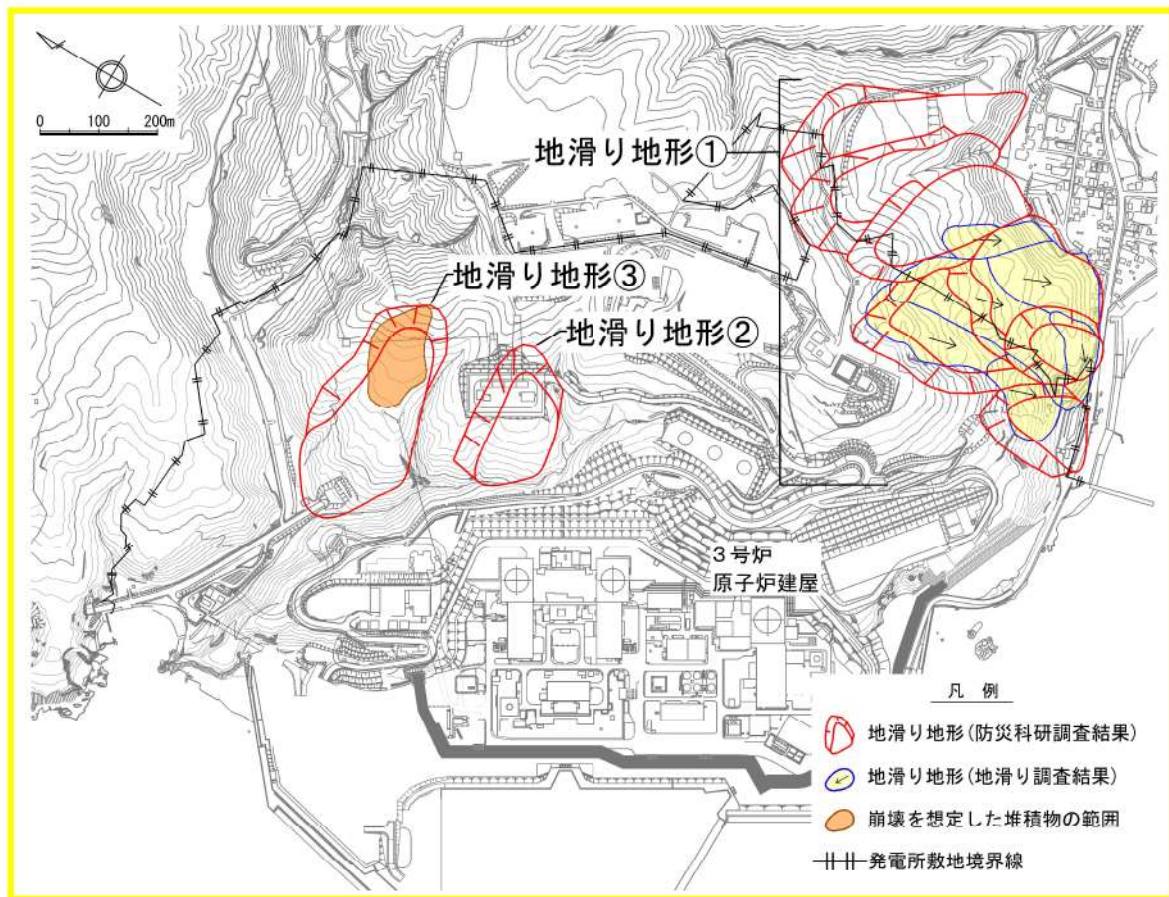
(3) 津波高さ以外（流況）

定量的評価の結果、防波堤の損傷を除くすべての地形変化について、流況（流向・流速）への影響がないことが確認できたことから、流況に係る入力津波の設定に当たっては「防波堤の損傷」を除く地形変化は影響要因として考慮しない。

6条における地滑り地形②の調査結果について

独立行政法人防災科学技術研究所（以下、「防災科研」）が作成した地すべり地形分布図（平成 22 年）では、泊発電所周辺に位置する地滑り地形が示されている（以下、「防災科研調査結果」）。抽出された地滑り地形及び防災科研調査の地滑り地形を合わせて参考図 5-1 に示す。

ここでは、防災科研調査により抽出された地滑り地形②について、6条にて整理した机上調査及び現地調査による詳細検討の結果を示す。



参考図 5-1 泊発電所周辺の地滑り地形位置図

1. 地滑り地形②

1.1 地形判読

地滑り地形②周辺の、防災科研調査が判読に使用した空中写真（撮影縮尺 4 万分の 1，1965 年撮影）を参考図 5-2 に示す。地滑り調査で判読に使用した等高

線図（原縮尺：2千分の1）を参考図5-3に、2種類の空中写真（「撮影縮尺：1万分の1，1976年撮影」及び「撮影縮尺：4万分の1，1947年撮影」）を参考図5-4及び参考図5-5に示す。

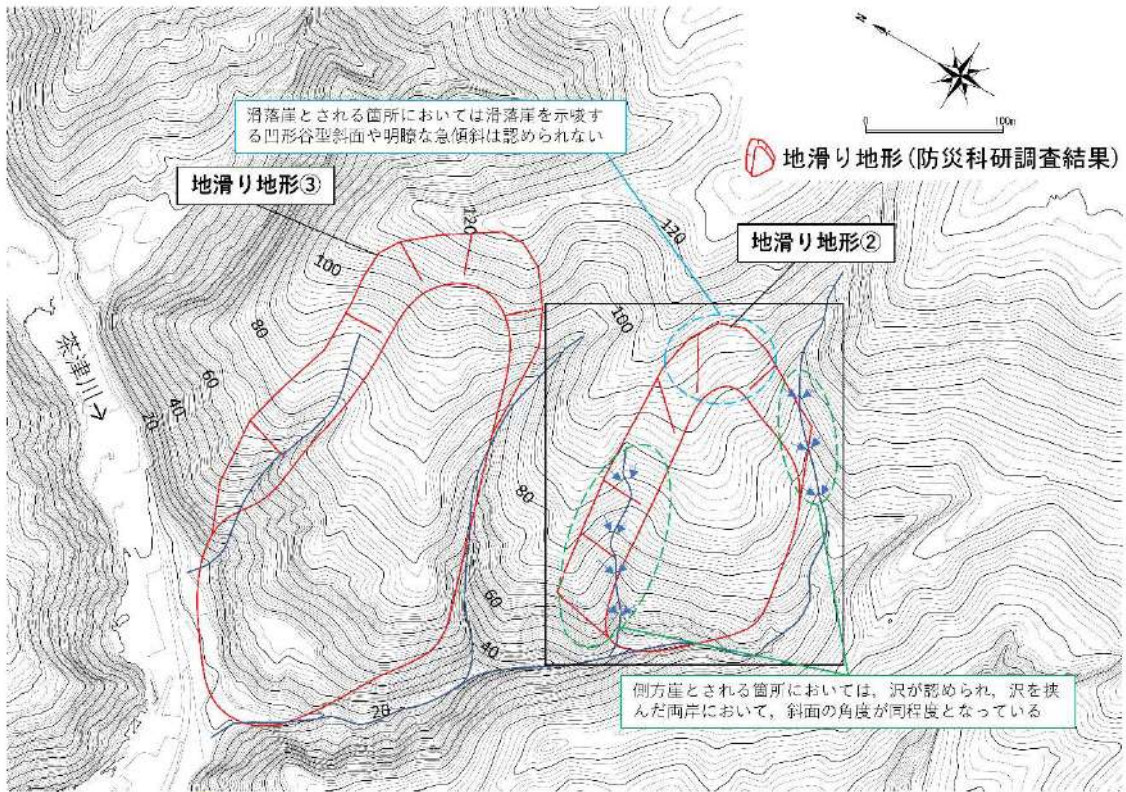
地滑り地形②は、発電所北部にある西向き斜面で標高約50～100mの緩斜面をなす。周囲を沢に囲まれており、西向きの尾根からなる。

地形判読の結果、地滑りを示唆する地形的特徴は認められない。

また、防災科研調査において地滑り地形とされる範囲のうち、滑落崖とされる箇所においては滑落崖を示唆する凹形谷型斜面や明瞭な急傾斜は認められない（参考図5-3 青枠）。側方崖とされる箇所においては、沢が認められ、その沢を挟んだ兩岸において、斜面の角度が同程度となっており、側方崖を示唆する特徴である、地滑り土塊とされる箇所に向かう明瞭な急傾斜は認められない（参考図5-3 緑枠）。



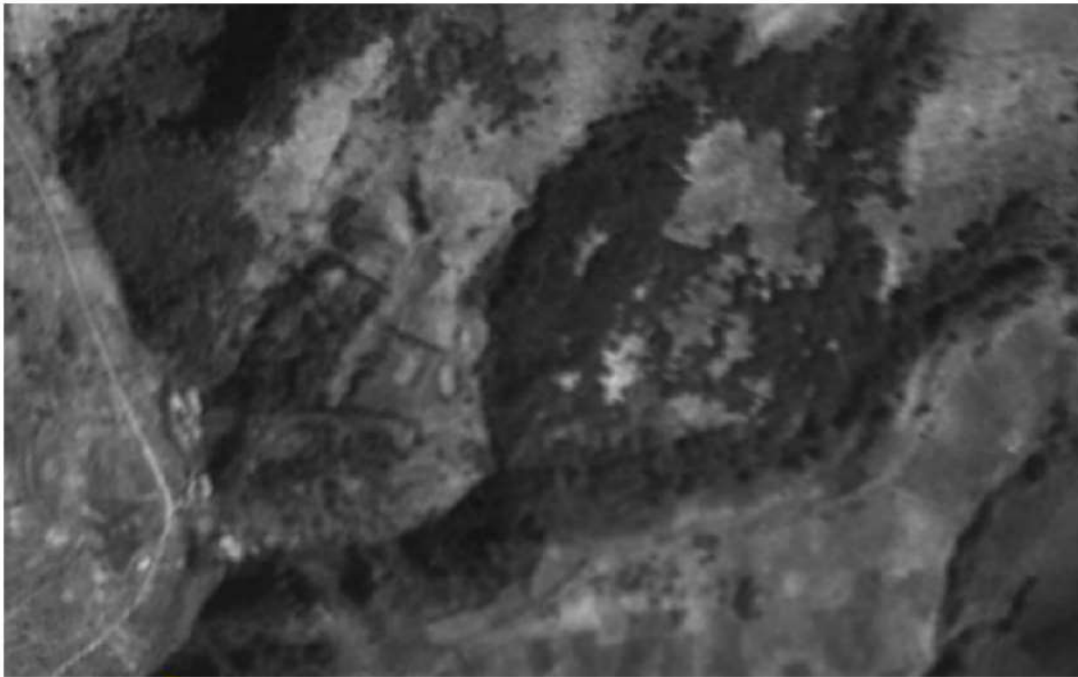
参考図5-2 防災科研調査が判読に用いた地滑り地形②周辺の空中写真
（撮影縮尺4万分の1，1965年撮影）



参考図5-3 地滑り地形②周辺の等高線図（原縮尺：2千分の1）



参考図5-4 地滑り地形②周辺の空中写真(撮影縮尺：1万分の1，1976年撮影)



参考図 5-5 地滑り地形②周辺の空中写真(撮影縮尺：4万分の1，1947年撮影)

1.2 現地調査

地滑り地形②周辺の調査位置図及び状況写真を参考図 5-6 に示す。

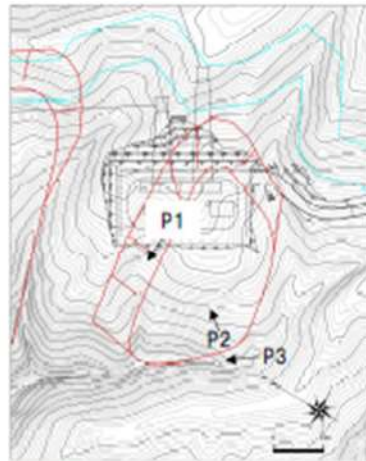
現地調査の結果、防災科研調査において側方崖とされる箇所には西向きの沢が発達しており、沢を挟んだ両岸において、斜面の角度が同程度となっており、側方崖を示唆する特徴である、地滑り土塊とされる箇所に向かう明瞭な急傾斜は認められない(参考図 5-6 P1)。



防災科研調査において地滑り土塊とされる箇所は一様な斜面であり、地滑り土塊を示唆する凹凸に富む緩斜面は認められない(参考図 5-6 P2)。この斜面の西側端部付近には、北西向きの沢が分布している。この沢を挟んだ両岸において、斜面の角度が同程度であり、地滑り土塊末端部を示唆する先端部の押し出しは認められない(参考図 5-6 P3)。

防災科研調査において地滑り土塊末端部とされる箇所及びその付近の沢においては、堅硬な岩盤が認められる(参考図 5-6 P4 及び P5)。

防災科研調査において地滑り土塊とされる箇所の周囲に湧水は認められない。

なお、防災科研調査において滑落崖とされる範囲及び地滑り土塊とされる範囲の上部は、開閉所造成のための人工改変により、切取法面となっている。現地調査の結果、法面及び開閉所周回道路に地滑りを示唆する変状(法面のはらみ出しや縁石及びフェンスのずれを伴うクラック)は認められない(参考図 5-6 P6)。



凡 例
 地滑り地形(防災科研調査結果)
 防火帯



P1 防災科研調査において側方崖とされる斜面の状況
 沢を挟んだ兩岸において、斜面の角度が同程度となっており、側方崖を示唆する特徴である。地滑り土塊とされる箇所に向かう明瞭な急傾斜は認められない。

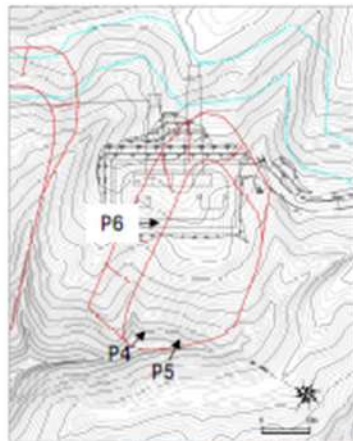




P2 防災科研調査において地滑り土塊とされる斜面の状況
 一様な斜面であり、地滑り土塊を示唆する凹凸に富む緩斜面は認められない。



P3 防災科研調査において地滑り土塊末端部とされる箇所の状況
 沢を挟んだ兩岸において斜面の角度が同程度であり、地滑り土塊末端部を示唆する先端部の押し出しは認められない。

参考図 5-6 地滑り地形②周辺の調査位置図及び状況写真



凡例
 地滑り地形(防災科研調査結果)
 防火帯



P4 防災科研調査において地滑り土塊とされる箇所の露岩状況
 堅硬な岩盤(凝灰角礫岩)が認められる。



P5 防災科研調査において地滑り土塊末端部とされる箇所付近の沢の露岩状況
 堅硬な岩盤(凝灰角礫岩)が認められる。



← 防災科研調査において
 示される側方崖と地滑り土塊の境界

P6 開閉所周回道路の状況
 防災科研調査において示される側方崖と地滑り土塊の境界に当たる。
 当該箇所付近に地滑りを示唆する変状(緑石及びフェンスのずれ)は認められない。

参考図 5-6 (前頁からの続き) 地滑り地形②周辺の調査位置図及び状況写真

1.3 まとめ

地滑り地形②について地形判読及び現地調査の結果、地滑りを示唆する地形的特徴、地質的特徴及び水文的特徴が認められないことから、地滑り地形ではないと判断される。

なお、地滑り地形②は周囲を沢に囲まれていることから、沢の侵食によって形成された地形と考えられる。

津波に対する洗掘の影響について

基準津波の敷地内の遡上域を確認し、洗掘の可能性のある防潮堤前面の敷地を対象に、アスファルト混合物又はコンクリートで地表面を舗装する。

「津波防災地域づくりに係る技術検討報告書(2012)」では、アスファルト部で8m/sの流速に対して洗掘の耐性があるとされており、また、「土木研究所資料 道路内の流水による舗装面の破壊—高規格堤防の水理設計のために(3)—(以下、文献①と記す。)」では、実物大の水理模型実験よりアスファルト舗装標準供試体において流速8m/sを20時間通水しても健全である結果を得ている。

以上より、流速8m/s以下の敷地はアスファルト混合物で舗装する。

流速8m/s以上が発生する敷地は、「河川砂防技術基準 設計編」より「高規格堤防の堤体は越流水による洗掘に対して耐えうる構造とする必要があり、越流水による洗掘破壊が生じないように、堤体上部に作用する越流水による洗掘に対し、必要なせん断抵抗力を有するように設計するものとする」とあり、これに準拠してせん断強度が大きいコンクリートを採用することとした。

コンクリートのせん断強度は、「コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編(2023)」より、設計基準強度(圧縮強度)の1/5として、 $18\text{N/mm}^2 \div 5 = 3.6\text{N/mm}^2$ である。

一方、アスファルト混合物のせん断強度は、「表層舗装直後のアスファルト混合物層間のせん断強度」のせん断試験結果より読み取り値の最大値は 0.28N/mm^2 程度である。

上記より、コンクリートのせん断強度とアスファルト混合物のせん断強度を比較して、文献①の水理模型実験結果からコンクリートの洗掘に耐えうる流速を推定した。

コンクリートとアスファルト混合物のせん断強度比は、アスファルトのせん断強度を保守的に $0.28\text{N/mm}^2 \div 0.3\text{N/mm}^2$ と設定して $3.6/0.3 = 12$ 倍であり、せん断力(掃流力)は速度の2乗に比例することから、少なくとも $12^{1/2} = 3.46 \div 3$ 倍程度の流速(24m/s)に対してコンクリートは健全性を確保し洗掘は発生しないものとする。以上より、流速8m/s以上の敷地はコンクリートで舗装する。

津波による洗掘・堆積に伴う海域の地形変化について

1. 概要

津波による地形等の変化に係る評価のうち、繰り返し来襲する津波による洗掘・堆積に伴う海域の地形変化について、津波水位及び流速を対象に固定床と移動床の比較をしている既往文献をレビューし、考慮の必要性について検討する。

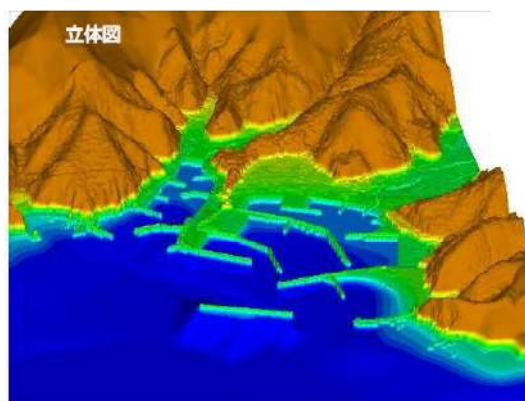
2. 文献のレビュー

(1) 森下・高橋(2014)

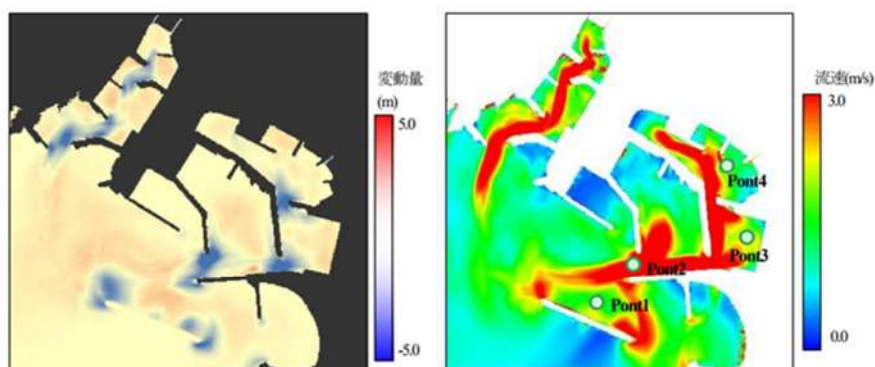
南海トラフ巨大地震モデル(2012 年内閣府公表L2津波ケース3)、高橋ほか(1999)モデル(粒径0.3mm)を用いて、複雑な実港湾地形(参考図7-1、7-2)を対象に固定床と移動床の水位および流速を比較している(参考図7-3)。

その結果、水位は、固定床の場合、移動床と全体的に一致している。また、最も評価が重要視される最大津波水位や最大浸水区域は第1波に依存することが多く、固定床と移動床の影響をほとんど受けないため、土砂移動条件が水位の評価に及ぼす影響は小さいといえるとしている。

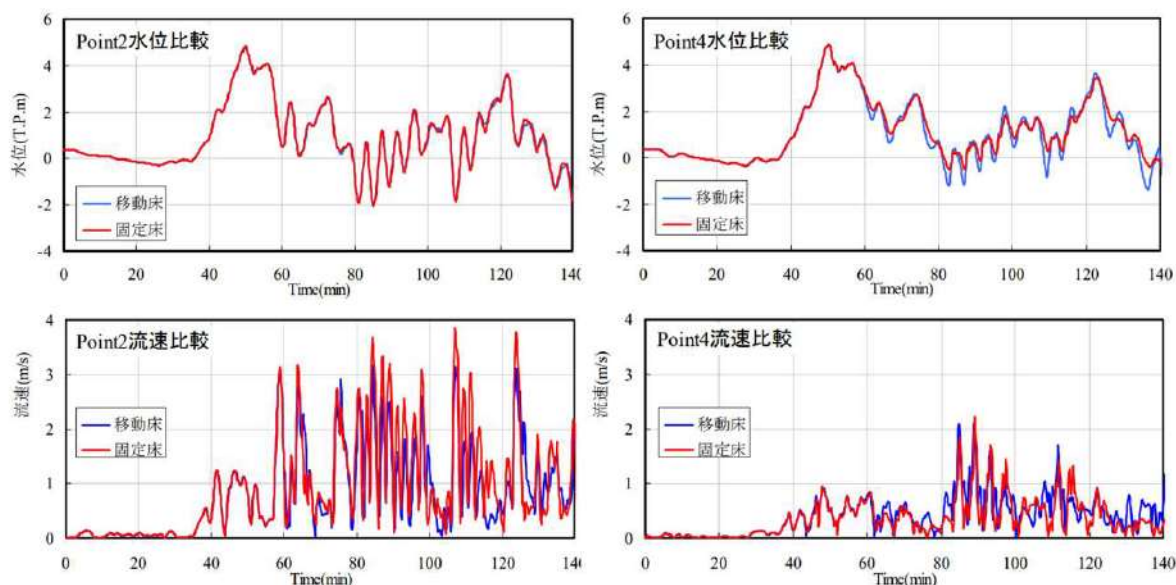
流速は、固定床の場合、後続波において局所侵食箇所の流速を過大に評価する恐れがあるものの、安全側の評価となるため、実務面においては流速評価においても大きな支障はないといえるとしている。



参考図7-1 計算対象範囲の地形コンター(立体図)
(森下・高橋(2014)より引用)



参考図 7-2 南海トラフ L2 津波前後の地形変動分布 (左) 及び最大流速分布 (右)
(森下・高橋(2014)より引用)



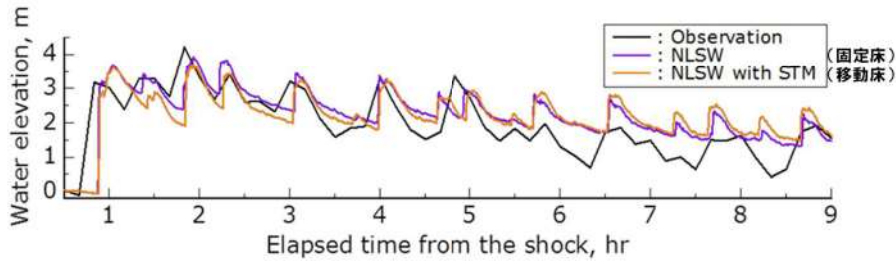
参考図 7-3 着目地点での移動床と固定床の水位・流速比較
(森下・高橋(2014)より引用, Point2: 港口, Point4: 港奥)

(2) 今井ほか(2015)

高橋ほか(2011)に基づく粒径依存型モデル(粒径 0.267mm)の流砂量式及び交換砂量式, 菅原ほか(2014)に基づく流況により変化するとした飽和浮遊砂濃度式を用いて, 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による北上川河口部の大規模な地形変化について検討している。

北上川河口から 8.6km 地点の福地観測所では, 地震発生から約 5 時間にわたり津波の河川遡上による 3 m を超える水位の高まりが観測されたとしている。

参考図 7-4 に福地観測所における津波振幅の時刻歴を示す。固定床と移動床での比較においては、地震発生から 4 時間までは固定床の方が移動床による解析値より水位は若干ではあるが高い傾向にあるとしている。

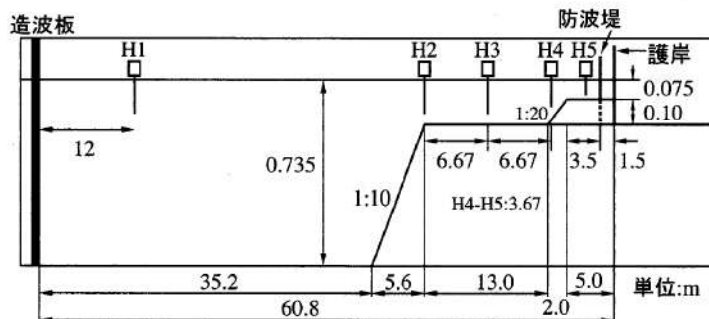


参考図 7-4 福地観測所における津波振幅の時刻歴比較
(今井ほか(2015)より引用)

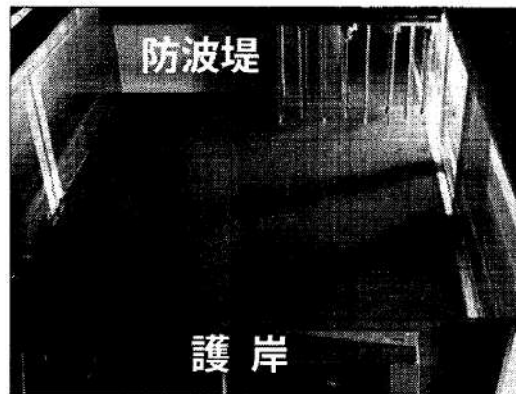
(3) 榑山ほか(2008)

固定床の水理模型実験を実施し、榑山ほか(2007)による移動床の水理模型実験の結果と比較をしている。実験は、参考図 7-5 に示す 2 次元造波水路を用いて、水路内に防波堤、港口部、護岸からなる単純な矩形の港湾模型(参考図 7-6)を設置して行った。参考図 7-7 に、港内の侵食が著しかった領域の比較を示す。

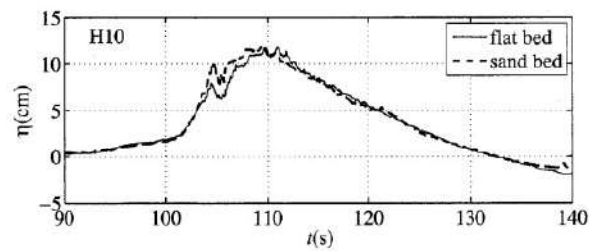
その結果、固定床上の水位変動は、時間 $t=103s \sim 110s$ で移動床の時系列と若干差がみられるとしている。全測定点の比較を総合すると、比較場所の若干のずれの影響よりも地形変化の有無や底面粗度などの違いの影響が現れ、移動床と固定床とでは水位変動や流速は完全に一致はせず、その差は参考図 7-7 にみられる程度であり、流速より水位変動の差の方が明瞭であるとしている。



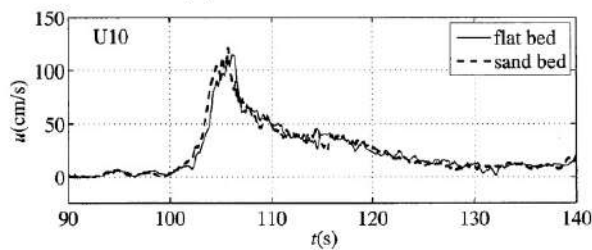
参考図 7-5 模型実験装置
(榑山ほか(2008)より引用)



参考図 7-6 港湾模型と波高計・流速計アレイ
(榑山ほか(2008)より引用)



(a) 水位変動の時系列



(b) 流速の時系列

参考図 7-7 模型実験における固定床と移動床の水位・流速比較
(榑山ほか(2008)より引用)

3. まとめ

文献レビューの結果，以下に示すことが確認された。

- ・津波水位は，数値シミュレーション及び水理模型実験による検討ともに，固定床と移動床とで全体的に一致している。

- ・流速は、水理模型実験の場合、固定床と移動床とで大きな差は見られず、数値シミュレーションの場合、森下・高橋(2014)の検討条件では固定床の方が安全側の評価となる。

以上より、津波による地形等の変化に係る評価のうち、繰り返し来襲する津波による洗掘・堆積に伴う海域の地形変化を考慮する必要はないと考えられる。

(参考資料8)

側方流動等による水平変位の影響について

追而

(検討結果を踏まえて記載する)

透過性を有する人工構造物のモデル化

敷地及び敷地周辺の津波伝播経路上の人工構造物である離岸堤及び突堤（参考図 9-1）は、主に消波ブロックで構成されており、透過性を有する人工構造物である。

津波の伝播過程や遡上過程に存在する建物等の構造物や海岸堤防および防波堤等の二次元構造物は、津波の挙動に影響を与えるとされているが（土木学会, 2016）、離岸堤等の消波ブロックによる構造物は空隙を持ち透過性を有していることから、防波堤等の不透過構造物に比べて、津波を遮る効果は小さいと考えられ、土木学会(2016)においても「消波ブロックを積み上げた透過性の離岸堤等については、構造物がないものとして取り扱う場合が多い」とされている。

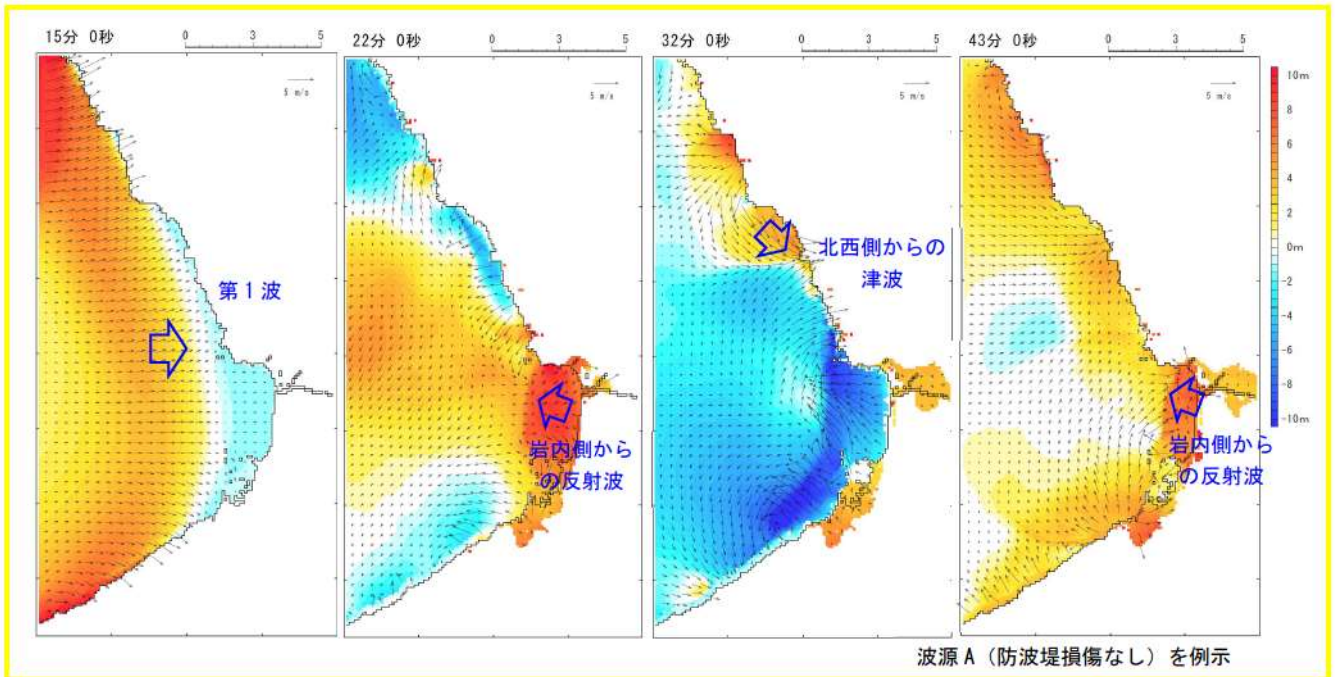
離岸堤及び突堤は、敷地前面に位置する人工構造物（専用港の防波堤・護岸）に比べ遠方に位置するため、津波遡上解析への影響は小さい。

また、泊発電所の最高水位に影響を与える津波は、波源位置から直接的に発電所に到達する第1波のみではなく、南側（岩内側）からの反射波、北西側からの津波の伝播がある（参考図 9-2）。離岸堤及び突堤は、津波伝播経路上に位置しており、モデル化しないことで津波が減勢されず、保守的な評価が可能になると考えられる。

以上から、透過性を有する人工構造物である離岸堤及び突堤はモデル化しない。



参考図 9-1 敷地周辺の離岸堤・突堤位置



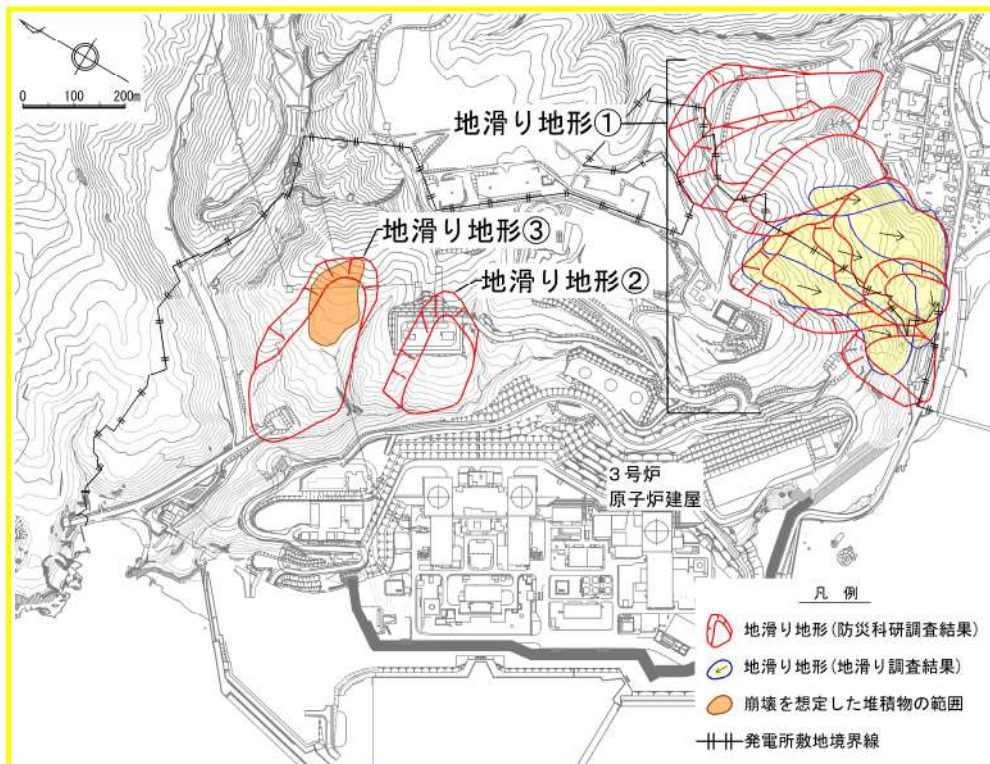
参考図 9-2 津波の伝播状況（水位・流速分布の経時変化）

地滑り地形③の崩壊範囲の設定について

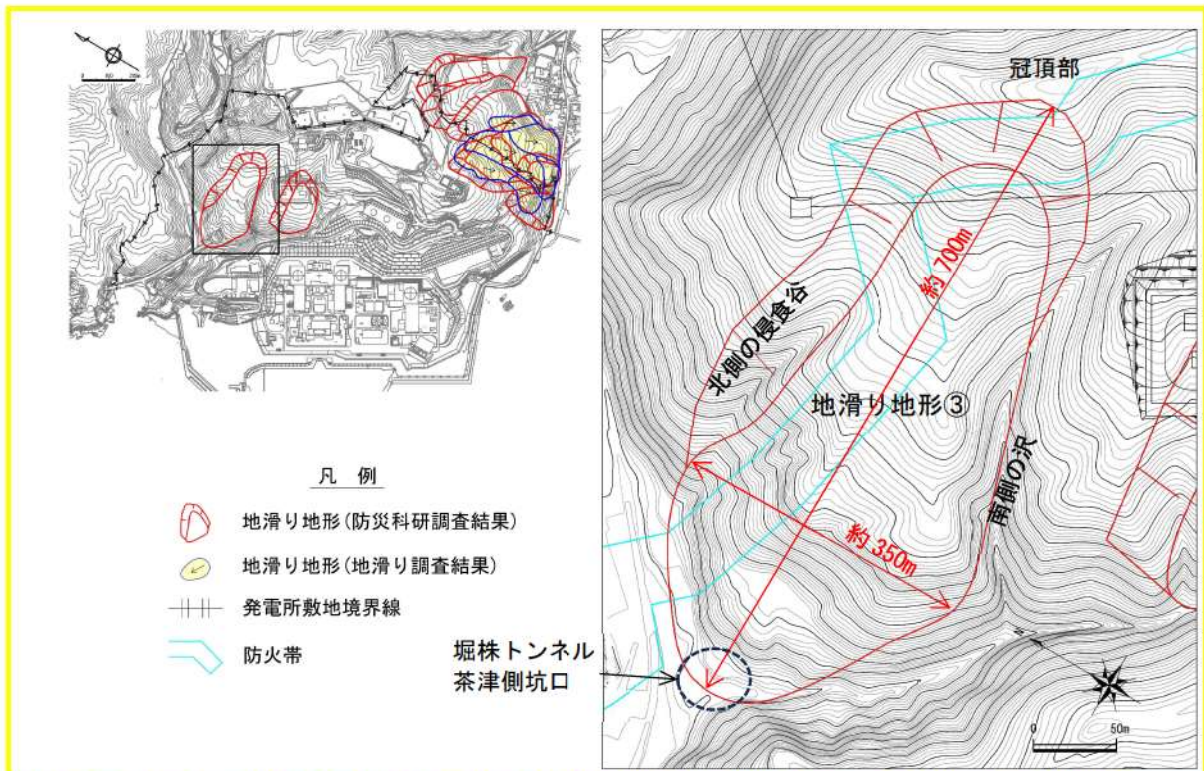
当社の地滑り評価対象である発電所背後における地滑り地形③について、対象範囲における地形判読の結果、地滑りを示唆する地形的特徴は認められない。

現地調査の結果、地滑りを示唆する地形的特徴、地質的特徴及び水文的特徴は認められないことから、地滑り地形ではないと判断されるが、当該箇所において実施した既往のトレンチ調査において、岩盤及びシルト・砂・礫からなる堆積物を確認している。

これらのことを踏まえて、防災科研調査結果（以降、防災科研調査という。）に示されるような地滑り地形は認められないものの、シルト・砂・礫からなる堆積物について、既往のトレンチ調査及び地表地質踏査より堆積物の範囲を確認し、基準地震動による崩壊範囲を設定した。地滑り地形③の位置図を参考図 10-1 に示す。



参考図 10-1 泊発電所周辺の地滑り地形位置図「第 6 条：外部からの衝撃による損傷の防止（外部事象の考慮について）」（一部修正）



参考図 10-3 防災科研調査による地滑り地形③「第6条：外部からの衝撃による損傷の防止（外部事象の考慮について）」（一部修正）

2. 地表地質踏査結果

地表地質踏査及び既往のトレンチ調査より作成したルートマップを参考図 10-4 に、地表地質踏査及び既往のトレンチ調査より作成した断面図 (A-A' 断面) を参考図 10-5 に、地表地質踏査による岩盤の分布状況写真を参考図 10-6 に、既往のトレンチ調査の側面写真を参考図 10-7 に示す。

参考図 10-4 及び参考図 10-6 より、ほりかっぷトンネル茶津側坑口 (N③地点) から北側 (N①, N②地点) と南側の沢上流にかけて岩盤が連続的に分布している。

参考図 10-5 の断面図より、F-2 トレンチの低標高側に遷急線が認められ、茶津川にかけては急斜面であり、F-2 トレンチから F-1 トレンチにかけて緩斜面である。遷急線から低標高側の茶津川にかけての急斜面部は、上部の F-2 トレンチ及び下部のほりかっぷトンネル茶津側坑口周辺 (N③地点) に岩盤を確認しており、茶津川の下刻による河食崖で急斜面が形成されている。また、N②地点及び S④地点を A-A' 断面に投影すると地表面まで岩盤が高く、F-2 トレンチより低標高側には地滑りを示唆するような堆積物はない。

参考図 10-7 より、F-1 トレンチでは深度 2.5m 程度掘削しているが、当該箇所ではシルト・砂・礫からなる堆積物を確認しており、堆積物が擾乱を受けている

状況は認められない（平成 29 年 12 月 8 日審査会合資料）。

F-2 トレンチでは地表よりシルト・砂・礫からなる堆積物を、深度約 1.0m 以深に凝灰角礫岩を確認しており、地表面に達している。

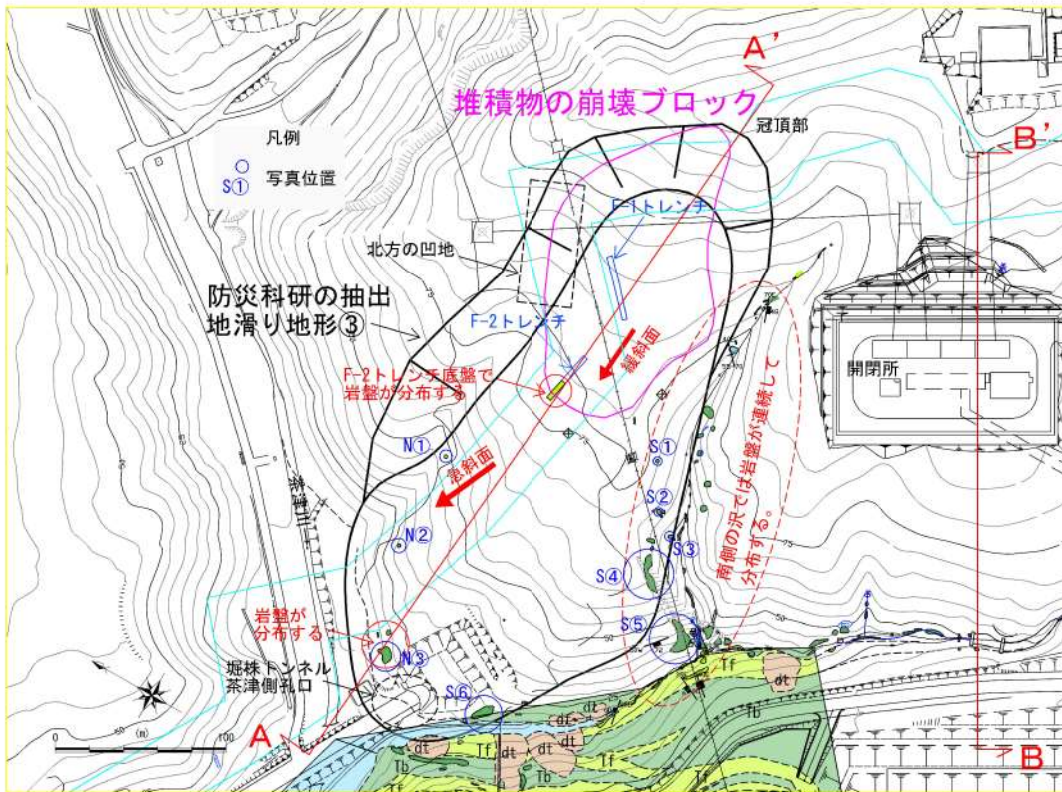
以上の調査結果を踏まえて、防災科研調査で抽出された地滑りを示唆するような地形的特徴、地質的特徴及び水文的特徴は認められないが、堆積物の分布に起因する基準地震動による崩壊の可能性を否定できないことから、入力津波への影響検討の対象とする。

崩壊の検討にあたり、崩壊ブロックは以下のように設定した。

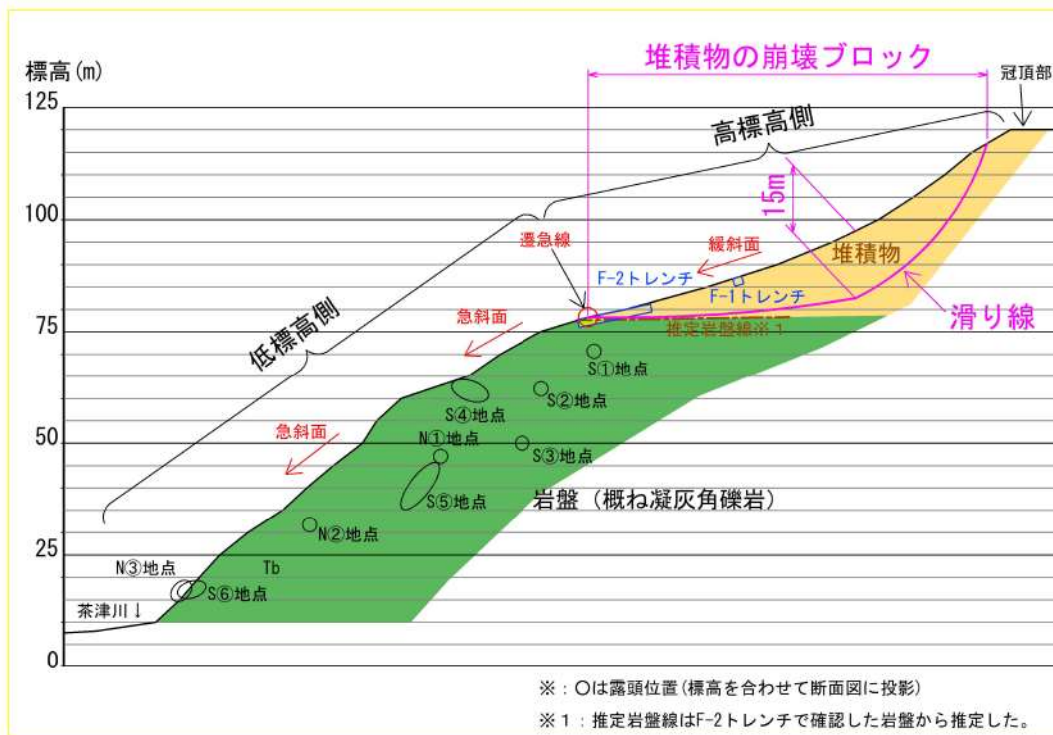
- ・F-2 トレンチでは岩盤を確認し、かつ下端に遷急線が認められる。
- ・F-1 トレンチでは堆積物を確認している。
- ・F-1, F-2 トレンチの南方に沢を、北方に不明瞭であるがわずかに凹地が認められる。

以上のことから、堆積物が分布する F-2 トレンチより上位の範囲で、不明瞭な凹地及び沢に挟まれた範囲を崩壊ブロックと設定した。

ブロックの層厚は、高速道路調査会（1985）より 15m と設定し、参考図 10-5 のように滑り線を設定した。



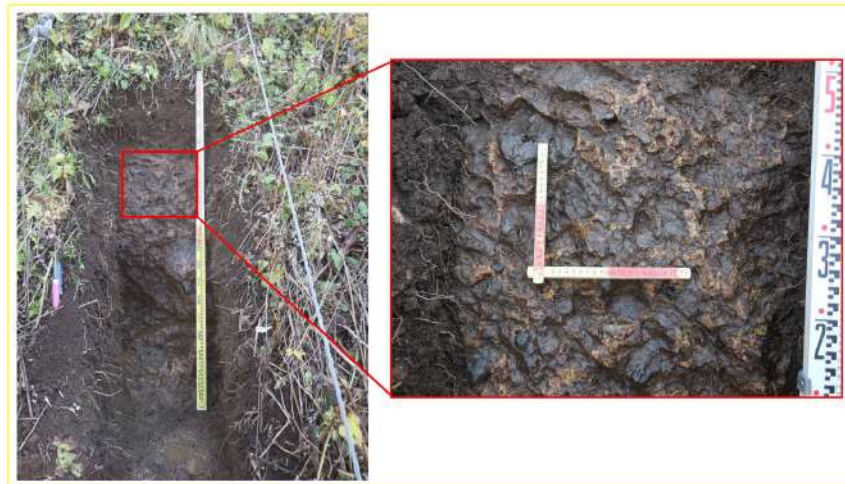
参考図 10-4 地表地質踏査及び既往のトレンチ調査より作成したルートマップ



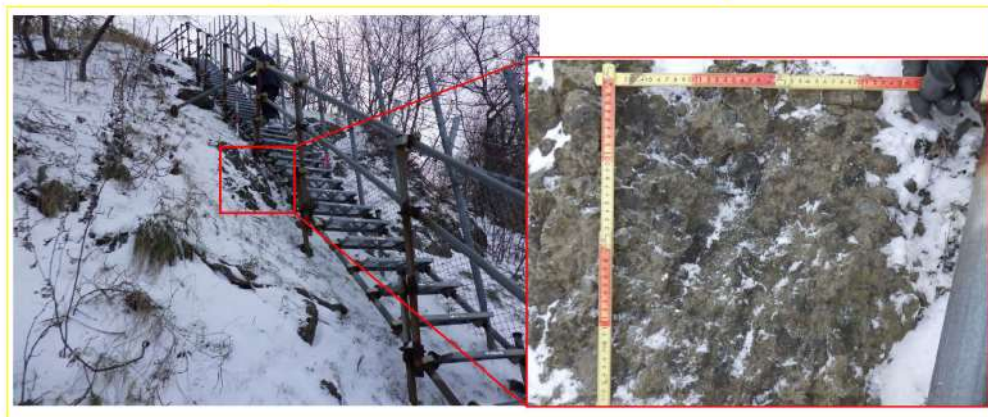
参考図 10-5 地表地質踏査及び既往のトレンチ調査より作成した断面図 (A-A'断面) (縦2倍)



N①地点 砂質凝灰岩 (C級)



N②地点 凝灰角礫岩 (B級)



N③地点 凝灰角礫岩 (B級)

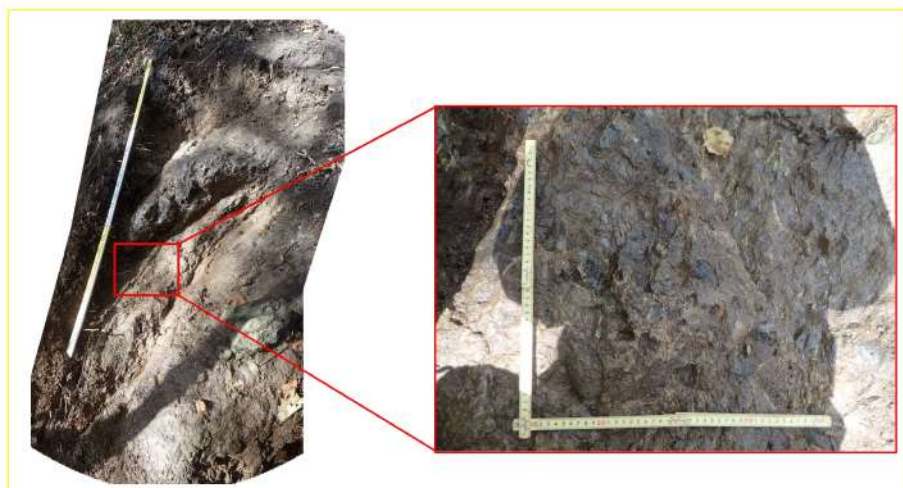
参考図 10-6(1) 地表地質踏査による岩盤状況写真



S①地点 凝灰角礫岩 (C級)



S②地点 凝灰角礫岩 (B～C級)



S③地点 凝灰角礫岩 (B～C級)

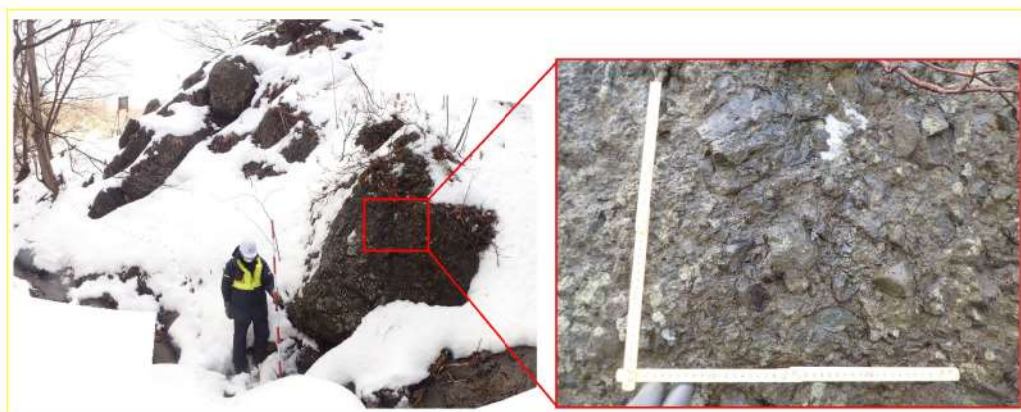
参考図 10-6(2) 地表地質踏査による岩盤状況写真



S④地点 凝灰角礫岩 (B～C級)

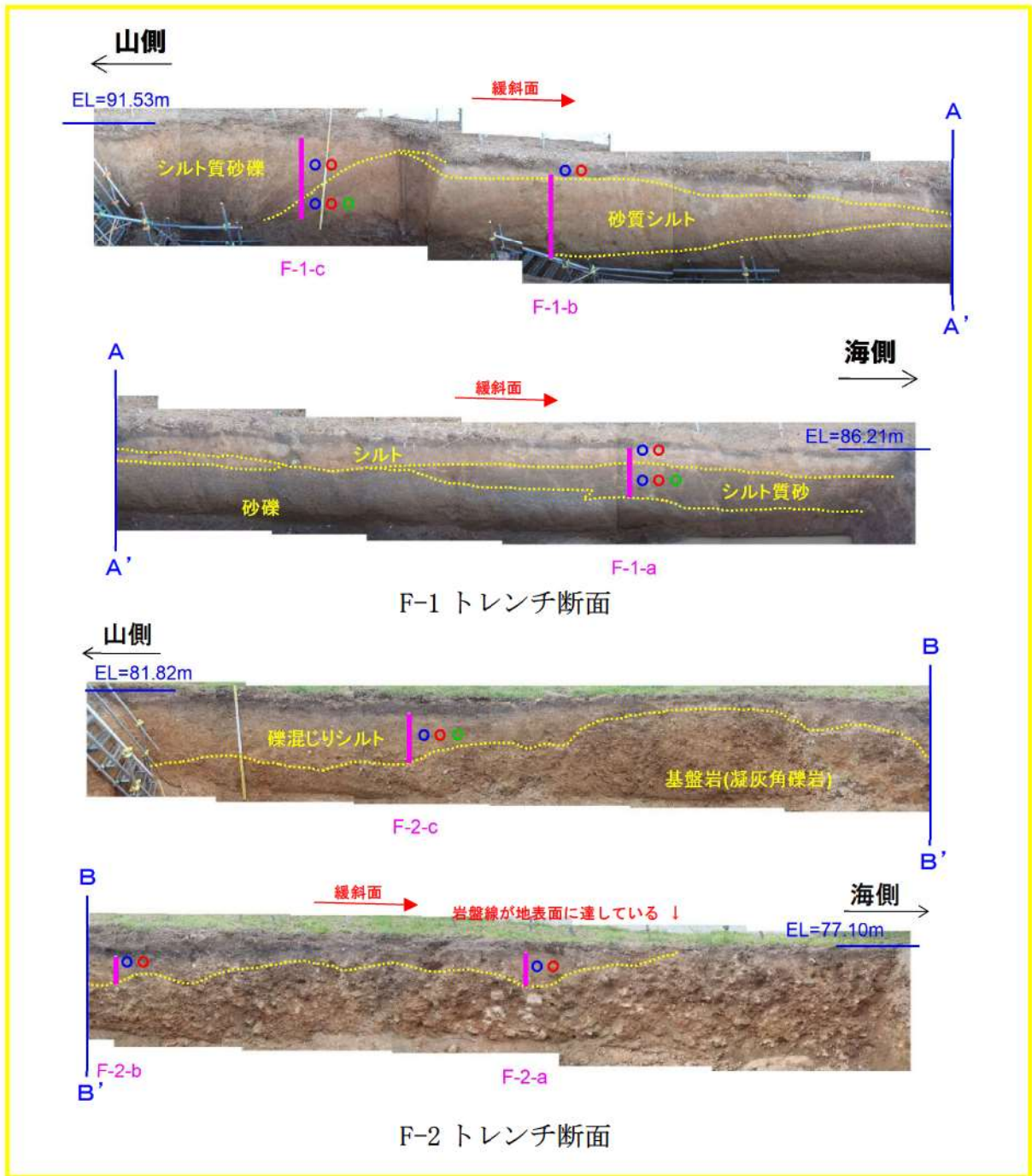


S⑤地点 凝灰角礫岩 (B～C級)



S⑥地点 凝灰角礫岩 (B級)

参考図 10-6(3) 地表地質踏査による岩盤状況写真



参考図 10-7 トレンチ側面写真 (平成 29 年 12 月 8 日審査会合資料に一部加筆)

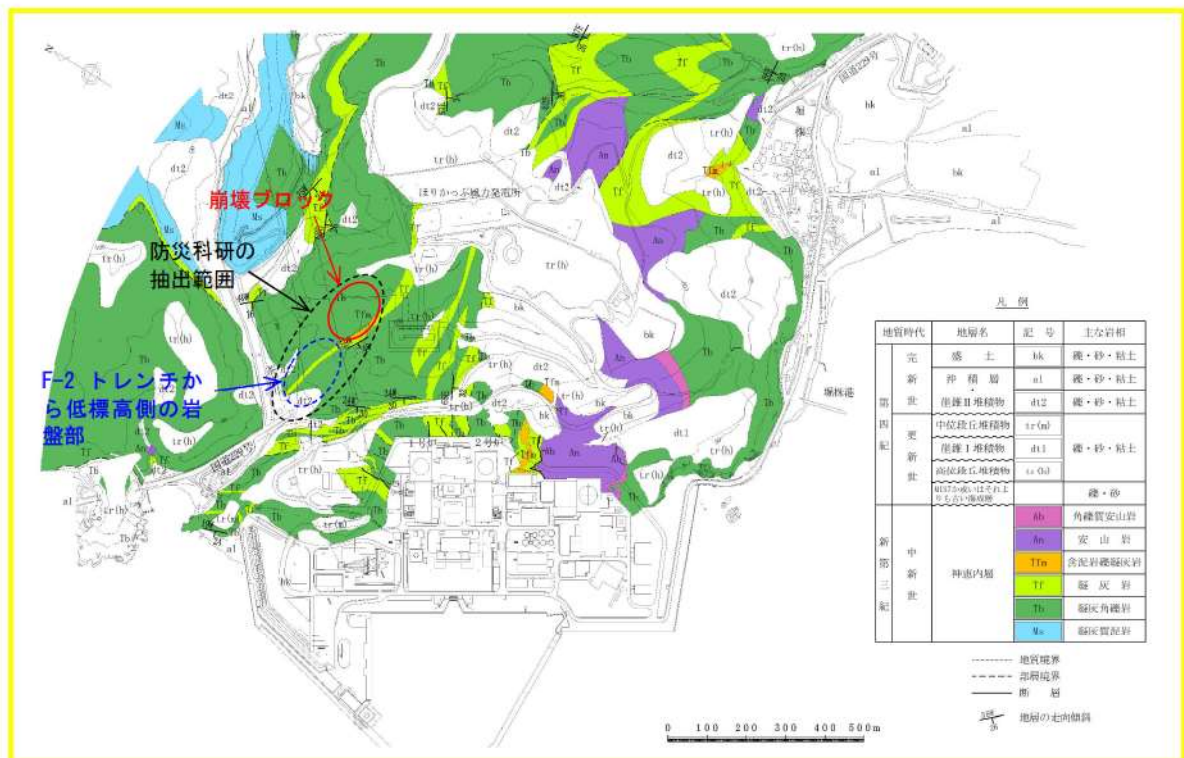
3. 地滑り地形③の岩盤分布

地滑り地形③の周辺の地質平面図を参考図 10-8 に、近傍の岩盤分類図 (B-B' 断面) を参考図 10-9 に示す。

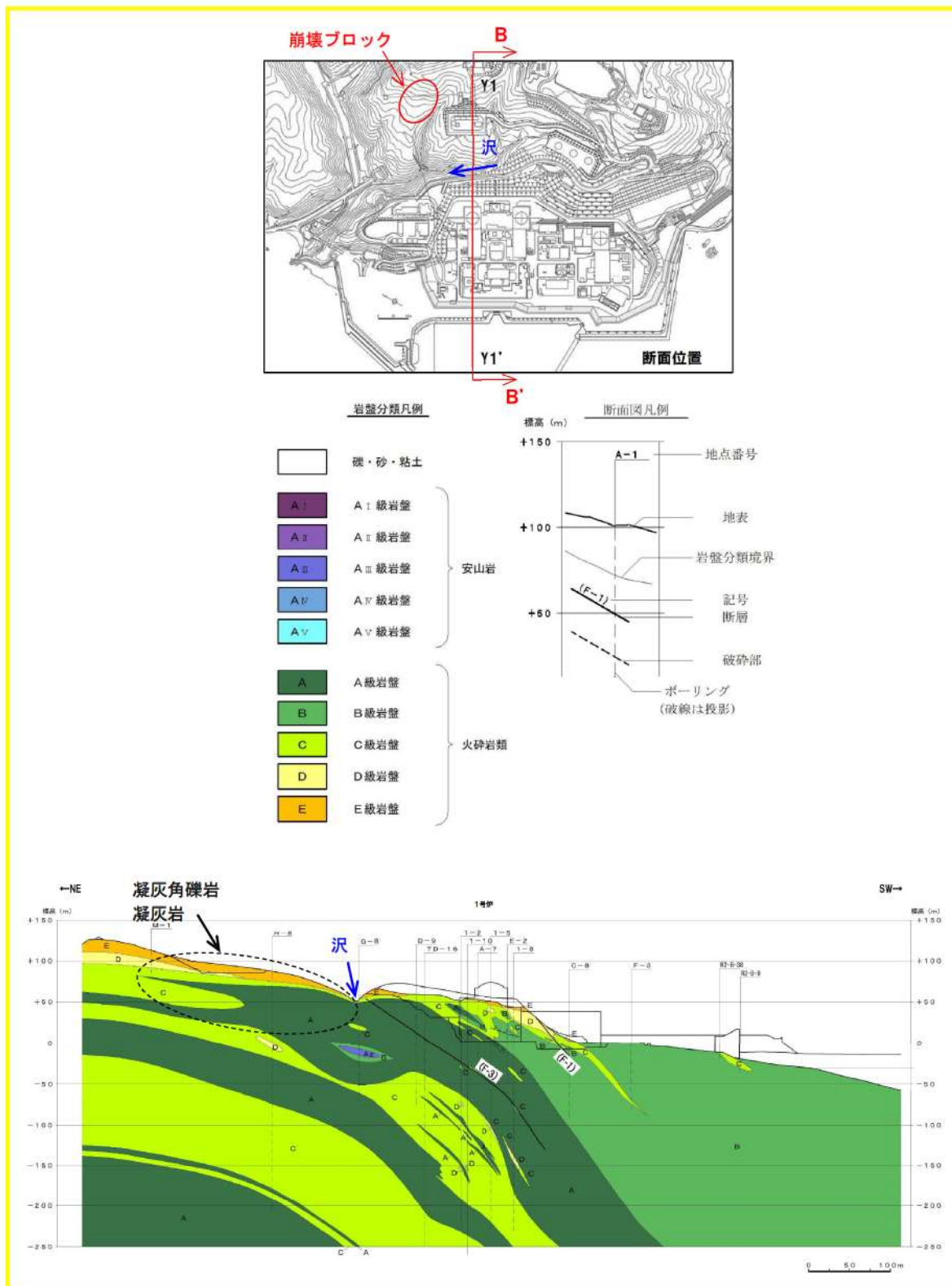
参考図 10-8 より、地滑り地形③の周辺の地質は、新第三紀中新統神恵内層の凝灰角礫岩が分布し、一部凝灰岩が狭在する。参考図 10-6 に示す地表地質踏査結果より、N①地点で一部砂質凝灰岩 (C 級) が認められるが、それ以外では概ね凝灰角礫岩 (B~C 級) を確認しており、F-2 トレンチでも凝灰角礫岩を確認している。また、参考図 10-9 より、地滑り地形②を通過する B-B' 断面でも地表から凝灰角礫岩及び凝灰岩が分布しており、地滑り地形③付近の調査結果及び参考図 10-8 の地質図と概ね整合している。

以上のことより、地滑り地形③における岩盤分布は参考図 10-9 の B-B' 断面と同様であり、調査結果より F-2 トレンチ下端よりほりかっぷトンネル茶津側坑口にかけて、岩盤が確認されることから F-2 トレンチより下位においては、地滑り地形②と同様に^{※1}基準地震動により崩壊しないものとする。

※1 地滑り地形②の基準地震動による健全性は今後お示しする。



参考図 10-8 地滑り地形③の周辺の地質平面図 (令和 3 年 7 月 2 日審査会合資料を一部修正・加筆)



参考図 10-9 開閉所を横断する B-B' 断面の岩盤分類図 (令和 5 年 5 月 25 日審査会合資料に一部加筆)

【参考文献】

- 1) 原子力規制委員会 (2021) : 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド, 原子力規制委員会, 平成25年6月.
- 2) 土木学会(2016) : 原子力発電所の津波評価技術 2016, 公益社団法人土木学会原子力土木委員会津波評価小委員会
- 3) 原子力安全基盤機構(2014) : 確率論的手法に基づく基準津波算定手引き, p. 84, 独立行政法人原子力安全基盤機構
- 4) 国土交通省ほか(2012) : 津波浸水想定の設定の手引き, p. 31, 国土交通省水管理・国土保全局海岸室ほか
- 5) 羽鳥徳太郎 (1994) : 1993 北海道南西沖地震津波の規模および波源域, 地震第2輯, 第47巻, pp. 1-7.
- 6) 小谷美佐・今村文彦・首藤伸夫 (1998) : GIS を利用した津波遡上計算と被害推定法, 海岸工学論文集, 第45巻, pp. 356-360.
- 7) Mansinha, L. and Smylie, D. E. (1971) : The displacement fields of inclined faults, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, pp. 1433-1440.
- 8) Ishihara and Yoshimine (1992) : Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes , Soils and Foundations Vol. 32.
- 9) 海野寿康・風間基樹・渦岡良介・仙頭紀明 (2006) : 同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係, 土木学会論文集C, Vol. 62.
- 10) 土木学会 (2018) : 水理公式集 (2018年版) , P605
- 11) 防災科学研究所 (2010) : 地すべり地形分布図 第45集「岩内」, 国立開発法人防災科学技術研究所
- 12) 国土交通省 (2012) : 津波防災地域づくりに係る技術検討報告書, 津波防災地域づくりに係る技術検討会, 平成24年1月27日.
- 13) 宅地防災研究会 : 第三次改訂版宅地防災マニュアルの解説, 令和4年2月25日.
- 14) 公益社団法人日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 平成19年.
- 15) FLIP 研究会 : FLIP 研究会 14年間の検討結果のまとめ(事例編).
- 16) 沿岸開発技術研究センター : 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), 平成9年.
- 17) コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] , 公益社団法人土木学会, 2023
- 18) 表層舗設直後のアスファルト混合物層間のせん断強度, 坪川・河村・伊豆, 土木学会第74回年次学術講演会, 2019
- 19) 「河川砂防技術基準 設計編」国土交通省

(w e b)

2 0) 地理院地図 GIS Maps : <https://maps.gsi.go.jp/>

2 1) ガスパイプライン安全基準検討会報告, 経済産業省:

[https://www.meti.go.jp/policy/safety_security/industrial_safety/shingikai/
700/3/700_3_index.html](https://www.meti.go.jp/policy/safety_security/industrial_safety/shingikai/700/3/700_3_index.html)

2 2) 防災科学技術研究所 地震ハザードステーション:<https://www.j-shis.bosai.go.jp/>

港湾内の局所的な海面の励起について

泊発電所における水位上昇側の基準津波を表 1 に示す。

表 1 泊発電所における水位上昇側の基準津波

波源	防波堤の損傷状態	各評価地点における最大水位上昇量					
		防潮堤前面 (上昇側)	3号炉 取水口 (上昇側)	1,2号炉 取水口 (上昇側)	放水口 (上昇側)	茶津入構 トンネル (上昇側)	アクセ スル ート トン ネル (上昇側)
A	防波堤損傷なし	13.44m	—	—	—	—	—
B	防波堤損傷なし	—	10.45m	—	—	—	—
	北防波堤損傷	—	12.89m	—	—	—	—
C	防波堤損傷なし	—	—	9.34m	—	—	—
D	防波堤損傷なし	—	—	—	10.91m	—	—
	北及び南防波堤損傷	—	—	—	10.84m	—	—
	南防波堤損傷	—	—	—	10.85m	—	—
	北防波堤損傷	—	—	—	10.66m	—	—
E	北及び南防波堤損傷	15.65m	—	12.74m	—	—	—
	南防波堤損傷	14.98m	11.86m	—	—	—	—
F	北及び南防波堤損傷	—	13.14m	—	—	—	—
	北防波堤損傷	15.68m	—	—	—	—	—
G	南防波堤損傷	—	—	12.01m	—	—	—
H	北防波堤損傷	—	—	11.50m	—	—	—

追而

(茶津入構トンネル及びアクセスルートトンネルに係る波源の取り扱いを検討中)

港湾内の局所的な海面の励起について、港湾の地形的な影響を考慮し、防波堤の損傷状態（防波堤損傷なし地形、北及び南防波堤損傷地形）及び港湾内の評価地点（防潮堤前面、3号炉取水口、1,2号炉取水口）の組合せで水位が最大となる基準津波を評価対象とする。防波堤損傷なし地形において水位が最大となる基準津波は、防潮堤前面を評価地点とする波源Aによるものであるが、波源Aによる最高水位は港湾外で発生しており、港湾内の海面励起の影響を適切に評価できない可能性があるため、3号炉取水口の水位が最大となる波源Bについても評価対象とする。また、北及び南防波堤損傷地形における水位が最大となる基準津波は、防潮堤前面を評価地点とする波源

Eによるものである。よって、基準津波のうち、波源A（防波堤損傷なし）、波源B（防波堤損傷なし）、波源E（北及び南防波堤損傷）を評価対象とし、これら基準津波による発電所周辺における最大水位上昇量分布を図1に、時刻歴波形の評価地点を図2に示す。

また、津波の伝播経路を考慮し、①港口部と②港内中央、②港内中央と③1, 2号炉取水口、②港内中央と④港内北側及び②港内中央と⑤3号炉取水口における基準津波の水位をそれぞれ重ね合わせた水位時刻歴波形を図3に示す。

図1より、港湾の内外ともに水深が浅くなる沿岸部及び隅角部において、その付近での最大水位上昇量分布を示す傾向にあり、港湾の内外で最大水位上昇量分布の傾向に大きな差異はない。文献1)より求めた港湾の固有周期は3分程度であった。一方、図3の時刻歴波形から読み取れる港内中央での基準津波の周期は、地震発生後15分～40分頃に発生する周期の長い津波の中に、最大水位が生じる短周期の津波が含まれており、波源A（防波堤損傷なし）では25分及び12分程度、波源B（防波堤損傷なし）では26分及び8分程度、波源E（北及び南防波堤損傷）では26分及び6分程度であった。このため、基準津波の周期が港湾の固有周期と異なることから、港湾内の海面の固有振動による励起の発生の可能性は低いと考えられるものの、海面励起の影響も含め確認を行った。

図3（1）より、波源A（防波堤損傷なし）では①港口部→②港内中央の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大0.4m程度（②港内中央：7.56m－①港口部：7.17m）、大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→③1, 2号炉取水口の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大0.3m程度（③1, 2号取水口：7.83m－②港内中央：7.56m）、大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→④港内北側の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大0.8m程度（④港内北側：8.38m－②港内中央：7.56m）、大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→⑤3号炉取水口の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で僅かに（⑤3号炉取水口：7.54m－②港内中央：7.56m）減少している。

図3（2）より、波源B（防波堤損傷なし）では①港口部→②港内中央の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で僅かに（②港内中央：8.44m－①港口部：8.47m）減少している。

②港内中央→③1, 2号炉取水口の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大0.6m程度（③1, 2号取水口：9.00m－②港内中央：8.44m）、大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→④港内北側の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で

最大 0.7m 程度（④港内北側：9.15m－②港内中央：8.44m），大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→⑤3号炉取水口の波形については，上昇側のピーク値が伝播先で最大 2.0m 程度（⑤3号炉取水口：10.45m－②港内中央：8.44m），大きくなる傾向が確認できる。

図3（3）より，波源E（北及び南防波堤損傷）では①港口部→②港内中央の波形については，上昇側のピーク値が伝播先で最大 1.8m 程度（②港内中央：10.02m－①港口部：8.21m），大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→③1，2号炉取水口の波形については，上昇側のピーク値が伝播先で最大 2.7m 程度（③1，2号取水口：12.72m－②港内中央：10.02m），大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→④港内北側の波形については，上昇側のピーク値が伝播先で最大 1.4m 程度（④港内北側：11.39m－②港内中央：10.02m），大きくなる傾向が確認できる。

②港内中央→⑤3号炉取水口の波形については，上昇側のピーク値が伝播先で最大 3.0m 程度（⑤3号炉取水口：13.04m－②港内中央：10.02m），大きくなる傾向が確認できる。

いずれも津波の伝播先における最大水位上昇量のピーク値が大きくなる傾向にあるものの，海面の固有振動による励起に伴う顕著な水位上昇は認められず，各評価地点により周期特性や時間経過に伴う減衰傾向に大きな差はない。

以上のことから，港湾内では水深が浅くなることや隅角部護岸での反射等により，水位が増大する箇所はあるものの，津波による港湾内の局所的な海面の固有振動による励起は生じていない。

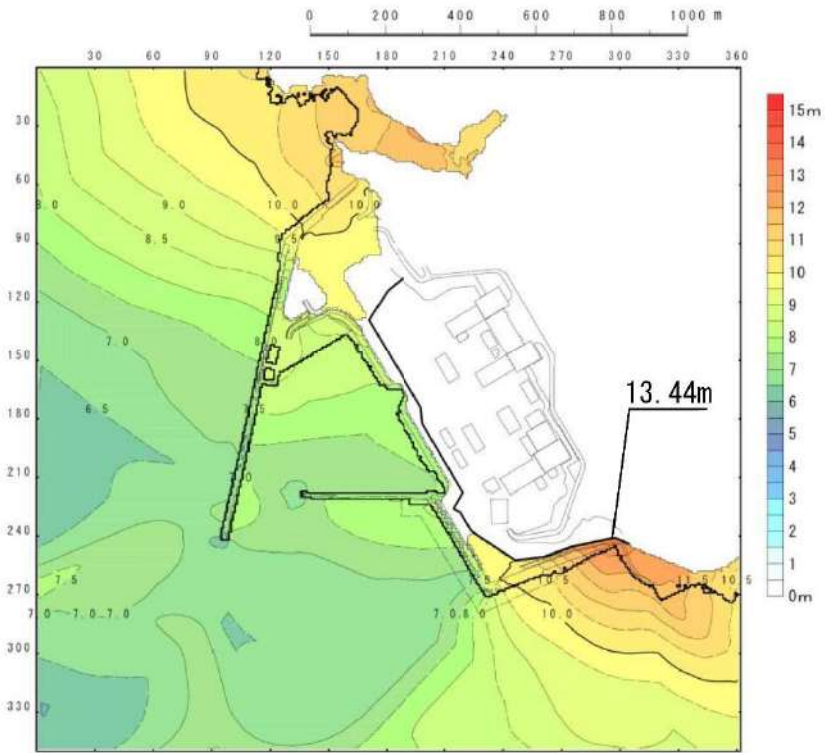


図 1 (1) 最大水位上昇量分布 (基準津波 (波源 A, 防波堤損傷なし))

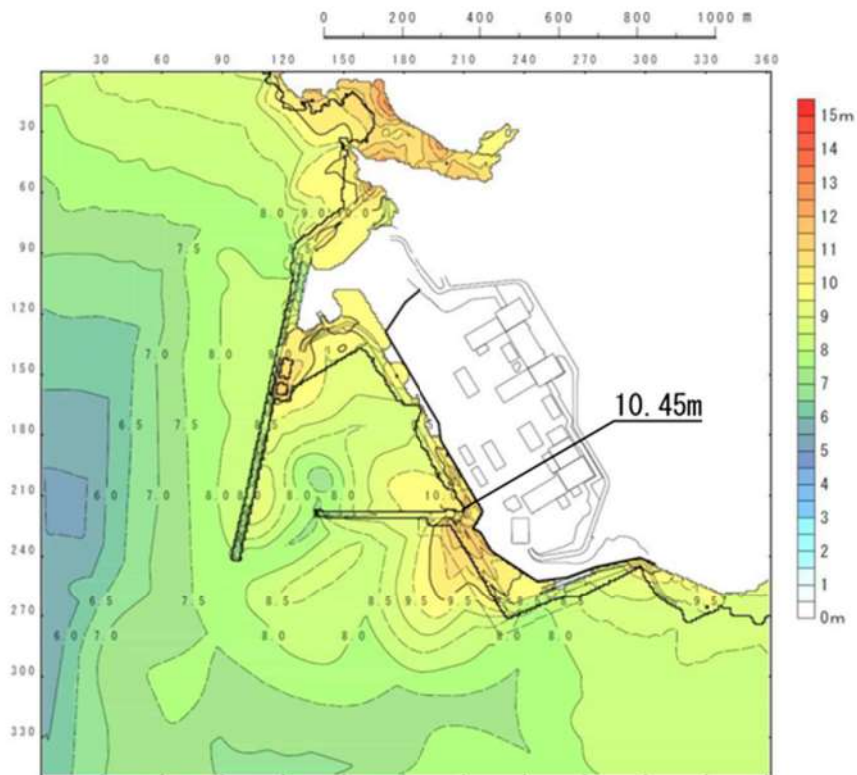


図 1 (2) 最大水位上昇量分布 (基準津波 (波源 B, 防波堤損傷なし))

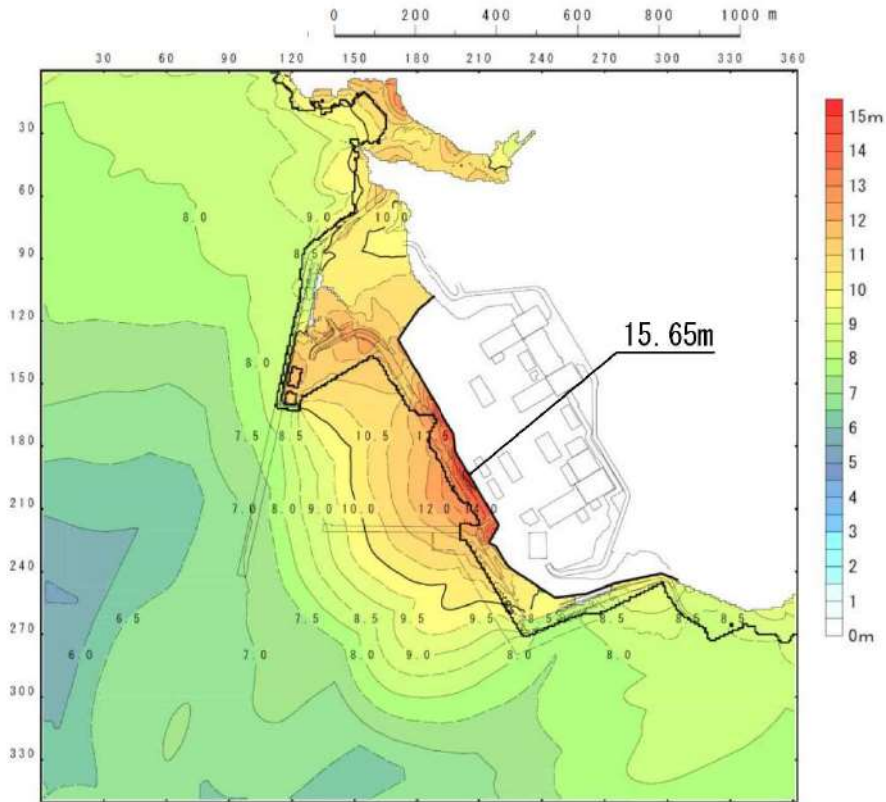


图 1 (3) 最大水位上昇量分布 (基準津波 (波源 E, 北及び南防波堤損傷))

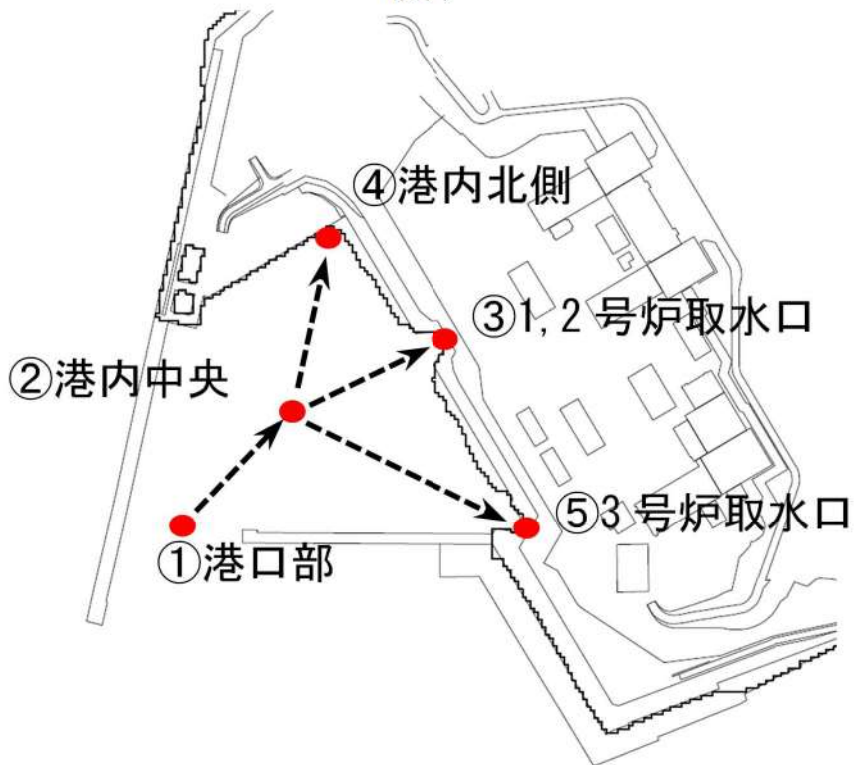


图 2 評価地点

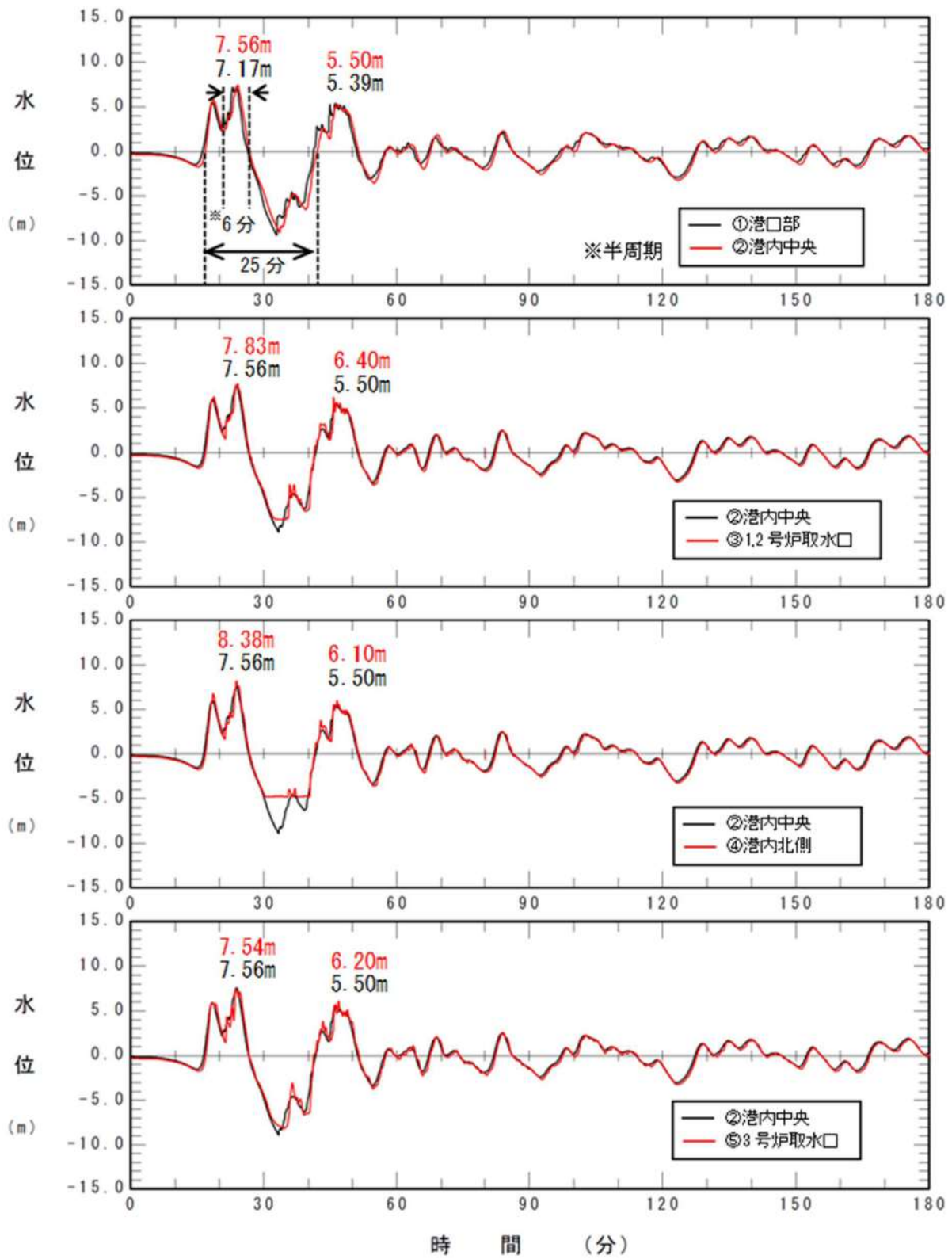


図3 (1) 基準津波 (波源A, 防波堤損傷なし) の水位の時刻歴波形

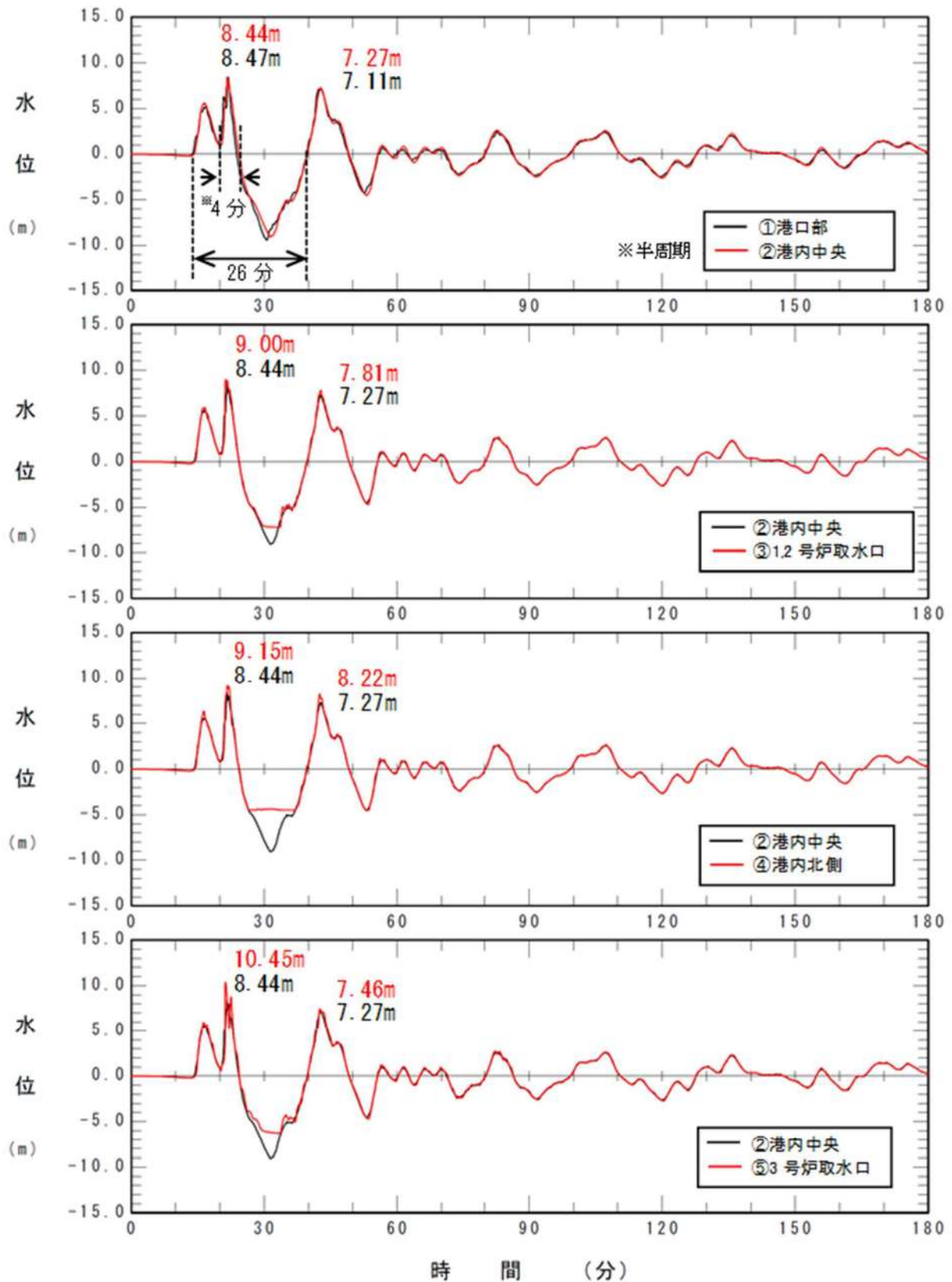


図3 (2) 基準津波 (波源B, 防波堤損傷なし) の水位の時刻歴波形

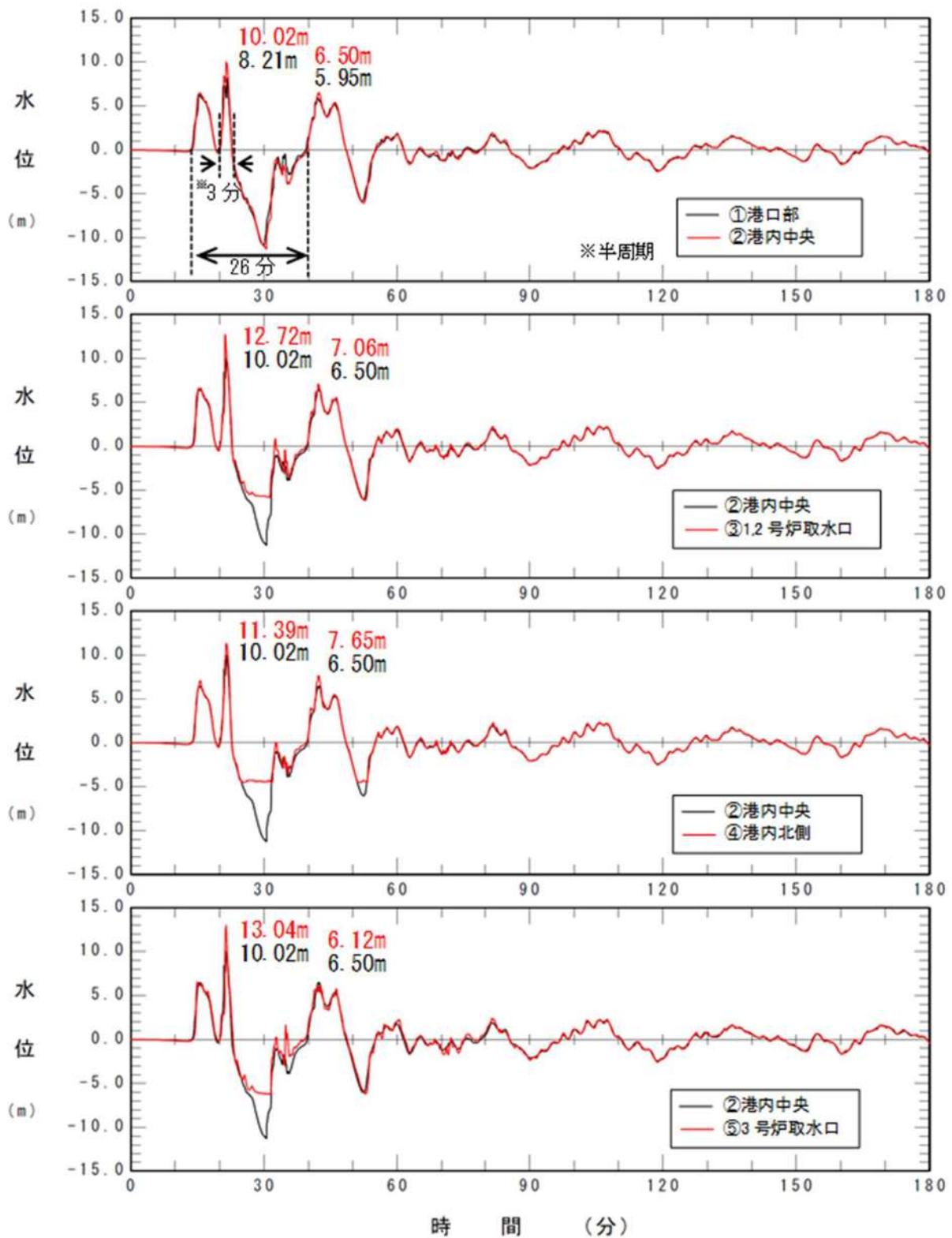


図3 (3) 基準津波 (波源E, 北及び南防波堤損傷) の水位の時刻歴波形

【参考文献】

- 1) 服部 昌太郎 (1987) : 海岸工学, pp. 80-82

管路解析の詳細について

1. はじめに

外海から取水路及び放水路を経て各評価地点までの水路の水理特性を考慮した管路解析を以下の基準津波を入力波形として計算を実施した。

3号炉取水路（上昇側）	：波源B，波源E，波源F
1，2号取水路（上昇側）	：波源C，波源E，波源G，波源H
放水路（上昇側）	：波源D
3号炉取水路（下降側）	：波源I，波源J，波源K，波源L

追而

2. 管路解析に基づく評価

管路解析を行う上での不確かさの考慮として、表1に示す各項目についてパラメータスタディを実施し、入力津波の選定及び津波水位への影響を確認した。

管路解析の計算条件を表2に、貝付着を考慮する範囲を図1に示す。取水路及び放水路の構造図を図2-1～図2-10に示す。また、基礎方程式等の数値計算手法は、土木学会(2016)に基づき次頁以降に示すとおりとする。

取水経路・放水経路は開水路区間と管路区間が混在するため、微小区間に分割した水路の各部分が、開水路状態か管路状態かを逐次判定し、管路区間はその上下流端の開水路区間の水位（自由水面の水位）を境界条件として流量計算を行い、開水路区間は、開水路の一次元不定流の式により流量・水位を計算する。また、水槽及び立坑部は、水面面積を鉛直方向に積算した水位－容積関係を用いて、水槽及び立坑部に接続する水路の流量合計値から水位を算定する。なお、解析には先行審査で実績のある解析コード「SURGE」を使用した。

解析モデルについて、管路は管路延長・管路勾配・管径を考慮したモデル化とし、各管路モデルで摩擦による損失を考慮する。摩擦損失以外の損失は次頁以降の解析モデルに示す各節点において考慮する。また、水槽及び立坑部は、水槽及び立坑部の面積を鉛直方向の分布に応じて考慮し、次頁以降の解析モデル図に示す池としてモデル化を行うこととする。

管路解析モデルを図3-1～図3-4，モデル設定の考え方を表3-1～表3-4に示す。

管路解析は、取水口・放水口における水位の時刻歴波形を入力条件として実施する。

なお、放水施設に関しては放水池周辺の津波水位が放水池天端を上回ることから、放水池周辺から放水池内への流入も考慮する。入力条件とする水位の抽出位置、放

水池断面図を図4及び図5に示す。放水口及び放水池の評価範囲は、放水口及び放水池前面位置として設定し、3号炉取水口及び1, 2号炉取水口の評価範囲は、最大水位下降量を評価できるよう、最大水位下降量よりも水深が深くなる範囲まで評価範囲としている。入力波形については、上記の評価範囲の中で最大の水位変動量となる波形を抽出している。

表4～表7及び図6～図10に管路解析モデルに用いた各損失を示す。また、表8-1～表8-4に各取放水施設の損失水頭表の整理結果、図11-1～図11-4に損失水頭発生位置を示す。

水位上昇側の評価結果を表9-1～表9-2に、水位下降側の評価結果を表10に示す。また、基準津波の各評価地点の最大の時刻歴波形をそれぞれ図12及び図13に示す。

表1 条件設定

	計算条件
1	貝付着の有無
2	スクリーン損失の有無※ ※取水施設のみを対象

表2 管路解析における計算条件

項目	計算条件
計算領域	【取水施設】 1号及び2号炉 取水口～取水路～取水ピット※ ¹ 3号炉 取水口～取水路～取水ピット 【放水施設】 1号及び2号炉 放水口～放水路～放水ピット※ ² 3号炉 放水口～放水路～放水ピット
計算時間間隔	0.005 秒
取水ピット側境界条件 (ポンプ取水量)	1号及び2号炉：4.0m ³ /s (水路1連当たり 1.0m ³ /s) ※ ¹ 3号炉：2.0m ³ /s (水路1連当たり 1.0m ³ /s)
放水ピット側境界条件 (ポンプ放流量)	1号及び2号炉：4.0m ³ /s (水路1連当たり 1.0m ³ /s) ※ ² 3号炉：2.0m ³ /s
摩擦損失係数 (マンニングの粗度係数)	【取水施設】 (貝付着なし)：0.014m ^{-1/3} ・s※ ³ (貝付着あり)：0.020m ^{-1/3} ・s※ ³ 【放水施設】 (貝付着なし)：0.014m ^{-1/3} ・s※ ³ (貝付着あり)：0.020m ^{-1/3} ・s※ ³
貝の付着代	点検結果を踏まえ 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-増補改訂版- 千秋(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
想定する潮位条件	水位上昇側：朔望平均満潮位 T.P.0.26m に潮位のばらつき +0.14m, 泊発電所と 岩内港の潮位差 +0.01m を考慮 水位下降側：朔望平均干潮位 T.P. -0.14m に潮位のばらつき -0.19m を考慮
地殻変動条件	水位上昇側：基準地震動に伴う地殻変動による 0.18m の沈降及び津波波源の地震動に伴う地殻変動による 0.21m の沈降の合計である 0.39m の沈降を考慮する。 水位下降側：基準地震動に伴う地殻変動による 0.96m の隆起、津波波源の地震動に伴う地殻変動による 0.07m の隆起及び余効変動による 0.12m の隆起の合計である 1.15m の隆起を考慮する。
計算時間	地震発生後 3 時間まで

※1：1号及び2号炉取水路流路縮小工を計画中であり、計算条件は、必要に応じて見直す。

※2：1号及び2号炉放水路逆流防止設備を計画中であり、計算条件は、必要に応じて見直す。

※3：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-増補改訂版-に基づき設定。

※基礎方程式

管路解析では、非定常の開水路及び管路流の連続式・運動方程式を用いた。

【開水路】

- ・運動方程式

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

- ・連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

【管路】

- ・運動方程式

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

- ・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
 Δx ：水路の流れ方向の長さ、 f ：局所損失係数

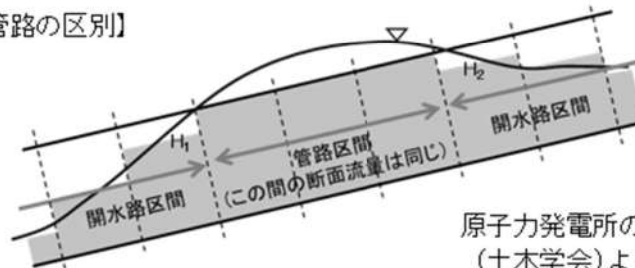
【水槽及び立坑部】

- ・連続式

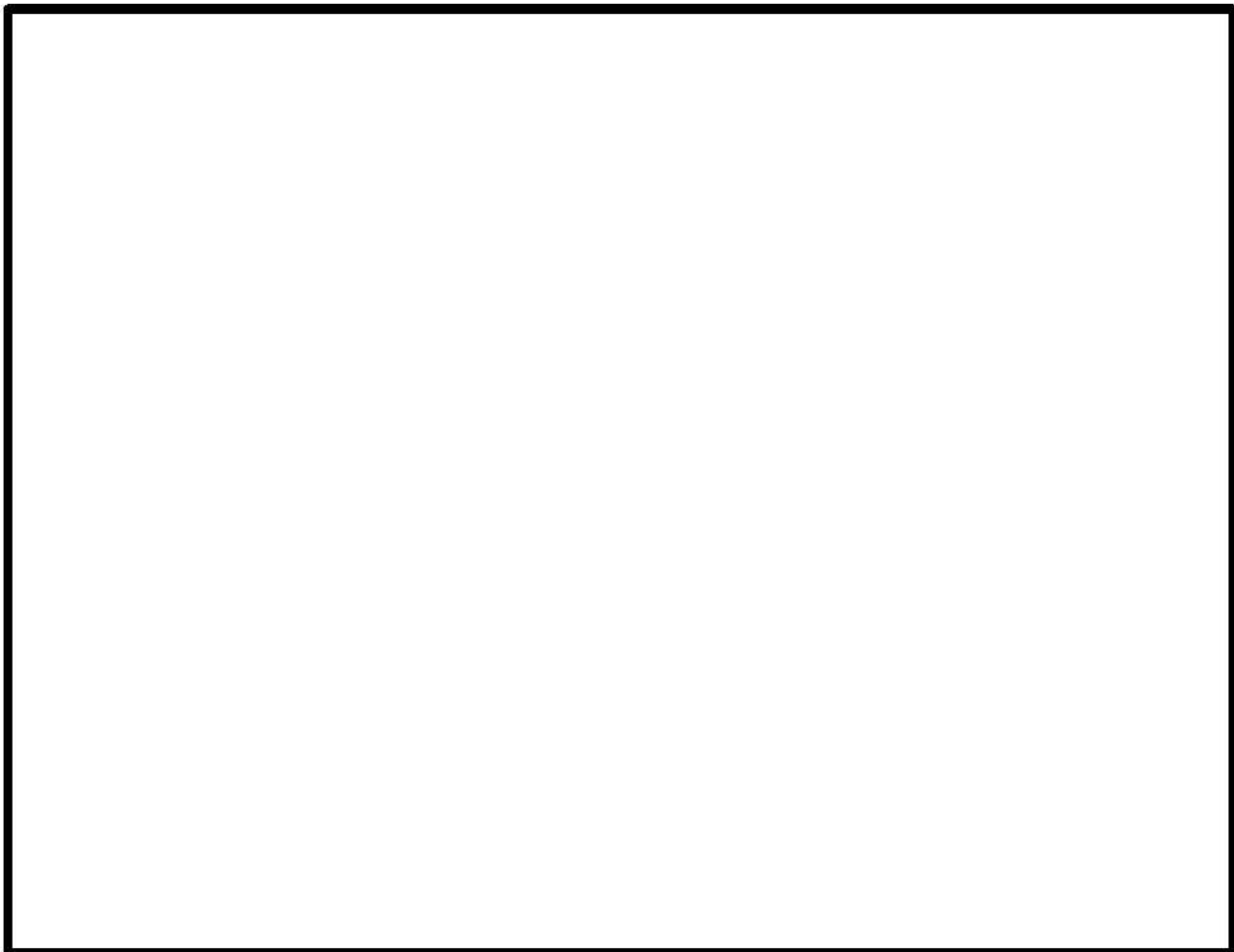
$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

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

【開水路・管路の区別】



原子力発電所の津波評価技術 2016
 (土木学会)より引用




1号及び2号炉取水路 A-A断面	
3号炉取水路 B-B断面	
1号及び2号炉放水路 C-C断面	
3号炉放水路 D-D断面	

－ 貝付着考慮範囲

※ 1号及び2号炉取水路流路縮小工，1号及び2号炉放水路逆流防止設備を計画中であり，必要に応じて見直す。

図1 貝付着考慮範囲

 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

5条－別添1－添付5－5



図 2 - 1 1号及び2号炉取水施設平面図



図 2 - 2 1号及び2号炉取水施設断面図

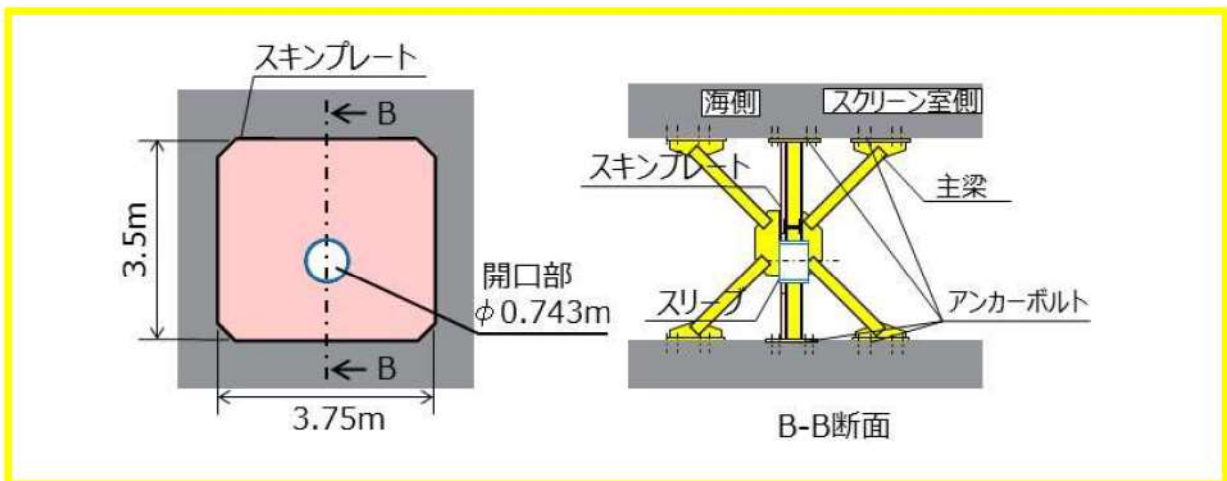


図 2 - 3 1号及び2号炉取水路流路縮小工概念図


枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



図 2 - 4 3号炉取水施設平面図



図 2 - 5 3号炉取水施設断面図

 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

5条-別添1-添付5-7

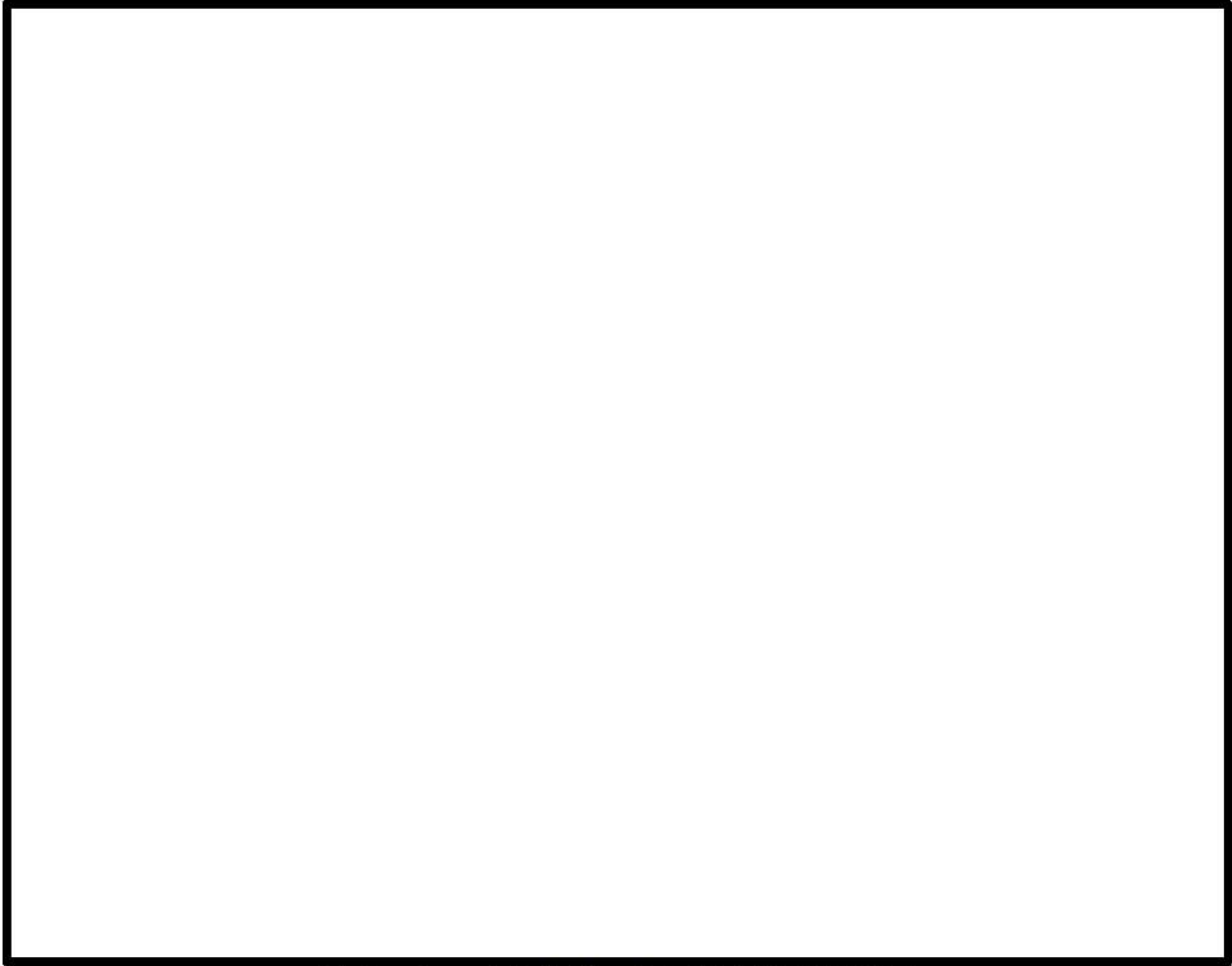


図 2 - 6 1号及び2号炉放水施設平面図



図 2 - 7 1号及び2号炉放水施設断面図

(上図：1号炉放水施設，中図：2号炉放水施設，下図：放水口)

■ 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

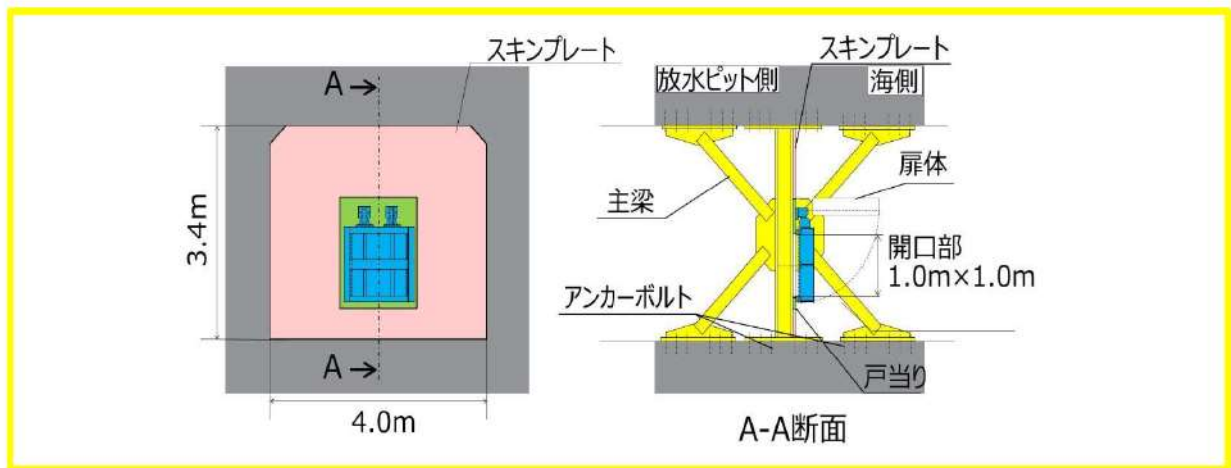



図 2 - 8 1号及び2号炉放水路逆流防止設備概念図



図 2 - 9 3号炉放水施設平面図



図 2 - 10 3号炉放水施設断面図

 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

5条-別添1-添付5-10

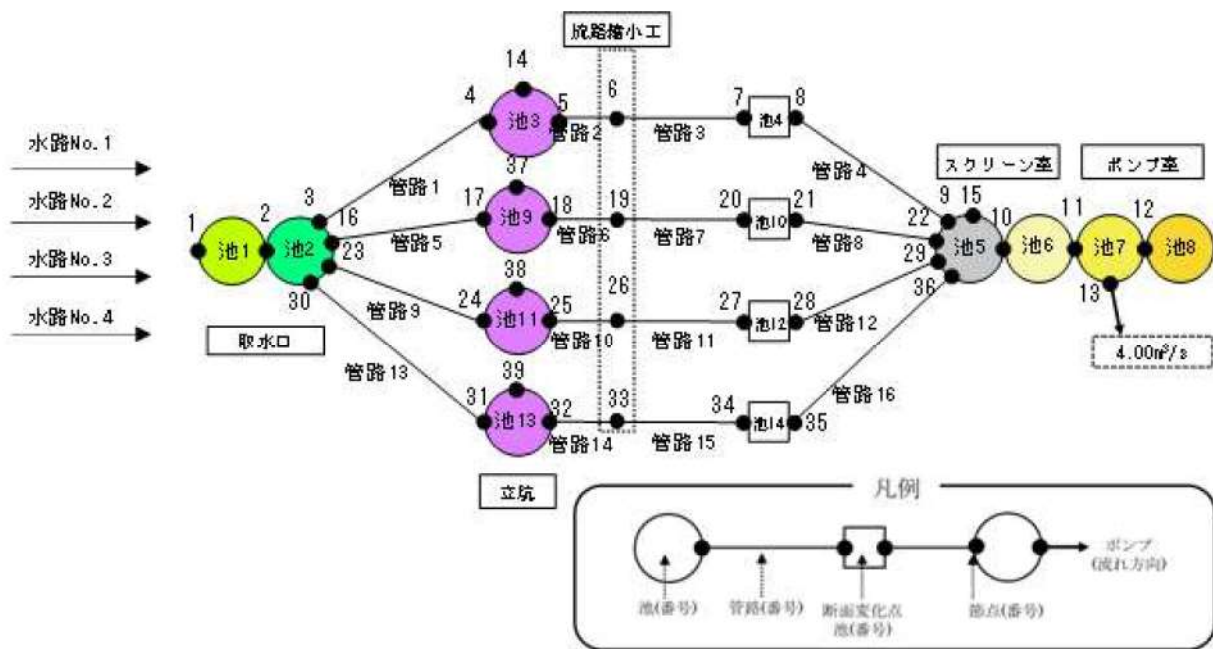


図 3-1 1号及び2号炉取水施設の管路解析モデル図

表 3-1 1号及び2号炉取水施設のモデル設定の考え方

箇所	設定の考え方
取水口	池 1, 2 貯留堰による水位差を再現するため、池 1 と池 2 に分けて設定している。 池 1 は取水口における水位の時刻歴波形を入力条件として与えている。
立坑	池 3, 9, 11, 13 -
断面変化点	池 4, 10, 12, 14 断面変化点として、池を設定している。
流路縮小工	節点 6, 19, 26, 33 流路縮小工の水路形状はモデル化せず、流路縮小工による急縮・急拡および摩擦損失を、流路縮小工設置位置となる節点に断面換算した損失係数として考慮している。
スクリーン室及びポンプ室	池 5, 6, 7, 8 スクリーン室及びポンプ室内の各地点の評価を詳細に行うため、池 5 ～池 8 に分けて設定している。 なお、トラッシュピットは池 5 の中で考慮している。

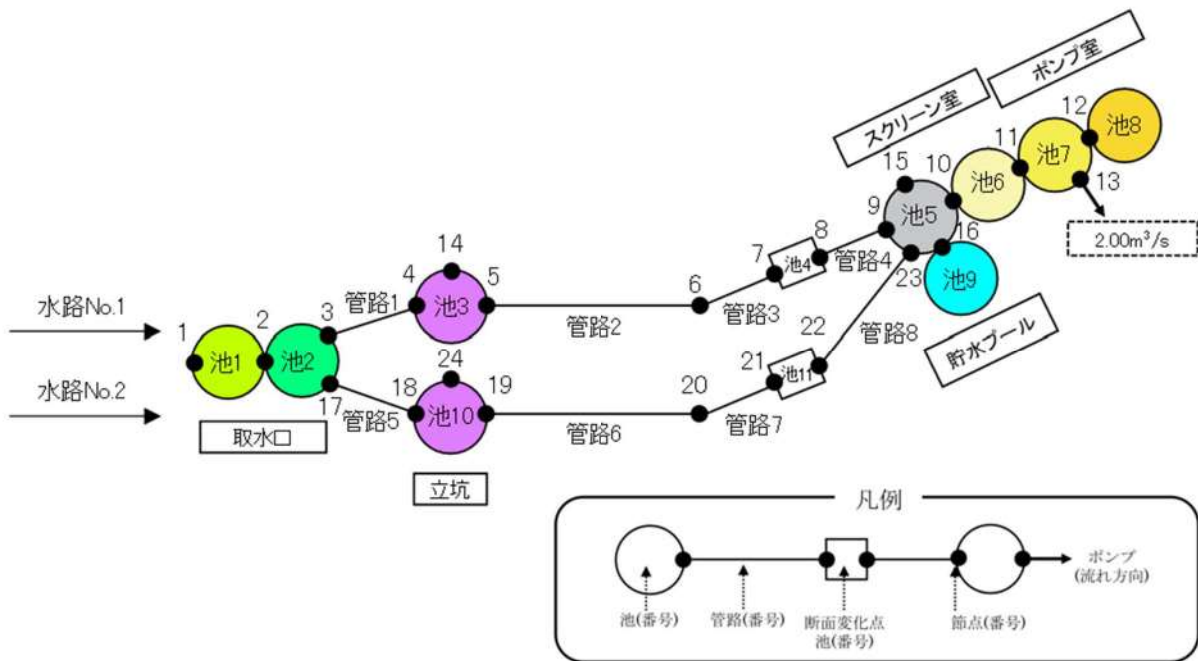


図 3-2 3号炉取水施設の管路解析モデル図

表 3-2 3号炉取水施設のモデル設定の考え方

箇所		設定の考え方
取水口	池 1, 2	貯留による水位差を再現するため、池 1 と池 2 に分けて設定している。 池 1 は取水口における水位の時刻歴波形を入力条件として与えている。
立坑	池 3, 10	-
断面変化点	池 4, 11	断面変化点として、池を設定している。
スクリーン室 及びポンプ室	池 5, 6, 7, 8	スクリーン室及びポンプ室内の各地点の評価を詳細に行うため、池 5～池 8 に分けて設定している。 なお、トラッシュピットは池 5 の中で考慮している。
貯水プール	池 9	<p><水位上昇時></p> <p>スクリーン室（池 5）の水位が上昇し、I.P.10.3m を超えた直後、貯水プール（池 9）の I.P.10.3m 以深に流入する。その後、貯水プール（池 9）の水位が I.P.10.3m に到達した場合は、スクリーン室（池 5）及び貯水プール（池 9）の水位が I.P.10.3m から同時に上昇する（取水ピットスクリーン室防水壁内）設定としている。</p> <p><水位下降時></p> <p>I.P.10.3m に到達するまでは、スクリーン室（池 5）及び貯水プール（池 9）の水位が同時に下降し、その後、スクリーン室（池 5）のみの水位が I.P.10.3m 以深まで下降する。このとき、以下に示す排水管をモデル化せず、貯水プール（池 9）の水位は I.P.10.3m のまま下降しない設定とすることで、保守的な評価条件としている。</p>
貯水プールから取水ピットスクリーン室へと繋がる排水管	-	排水管仕様・ルートについては検討中であるが、取水ピットスクリーン室（池 5）の鉛直方向の開口面積と比較して、十分に小さい設計とする。 そのため、排水管からの津波の流入の影響は十分に小さく、評価結果に影響しないと考えられるため、排水管はモデル化しない。

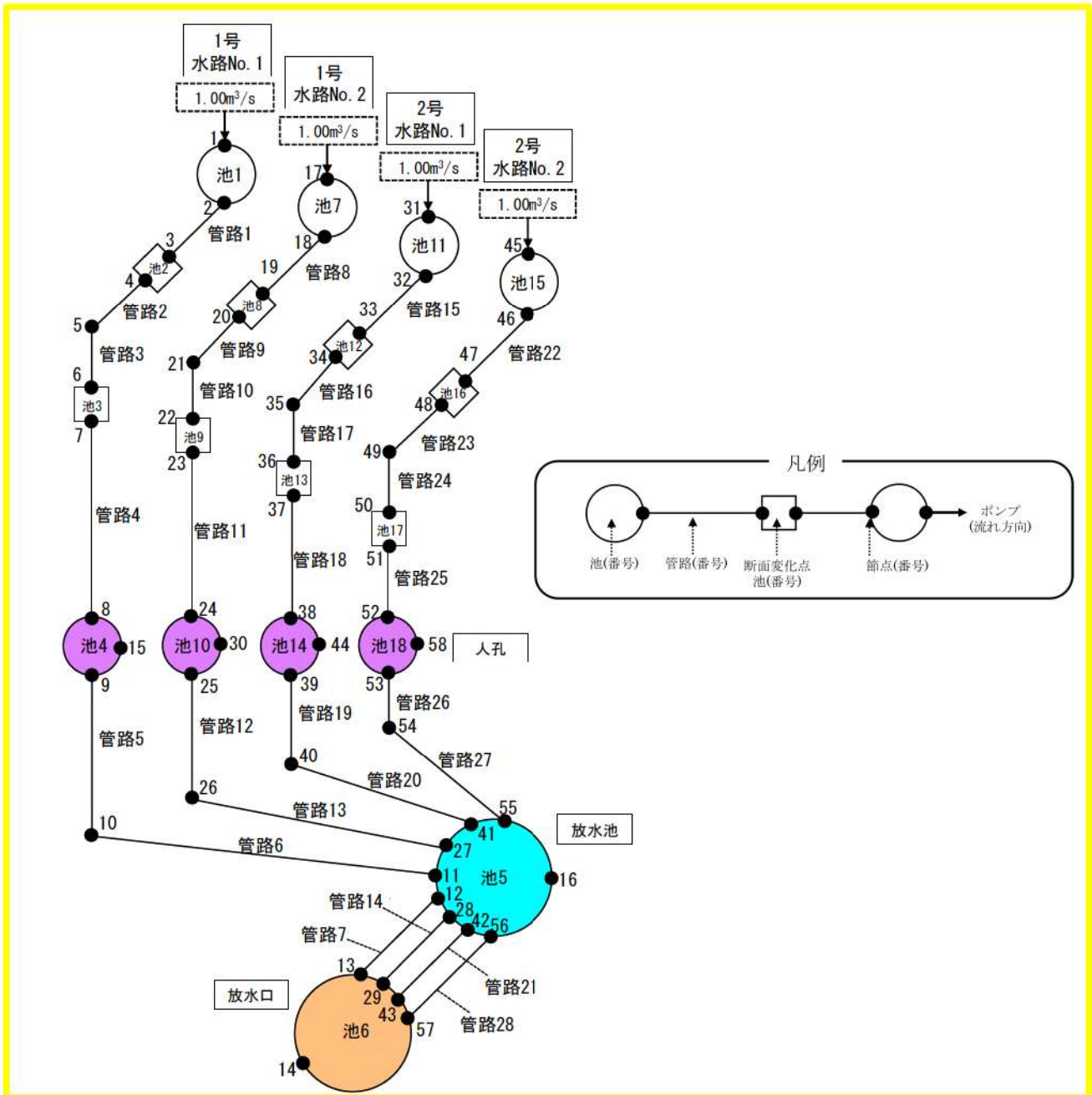


図 3-3 1号及び2号炉放水施設の管路解析モデル図

表 3-3 1号及び2号炉放水施設のモデル設定の考え方

箇所	設定の考え方
放水口	池 6 放水口における水位の時刻歴波形を入力条件として与える。
放水池	池 5 —
人孔	池 4, 10, 14, 18 —
断面変化点	池 3, 9, 13, 17 池 2, 8, 12, 16 既設防潮堤下部に放水路の補強を実施しており、断面が変化するため、補強部前後に断面変化点として、池を設定している。
逆流防止設備設置位置	池 1, 7, 11, 15 逆流防止設備設置位置における波圧を算定するため、水頭を確認できるように、池を設定している。

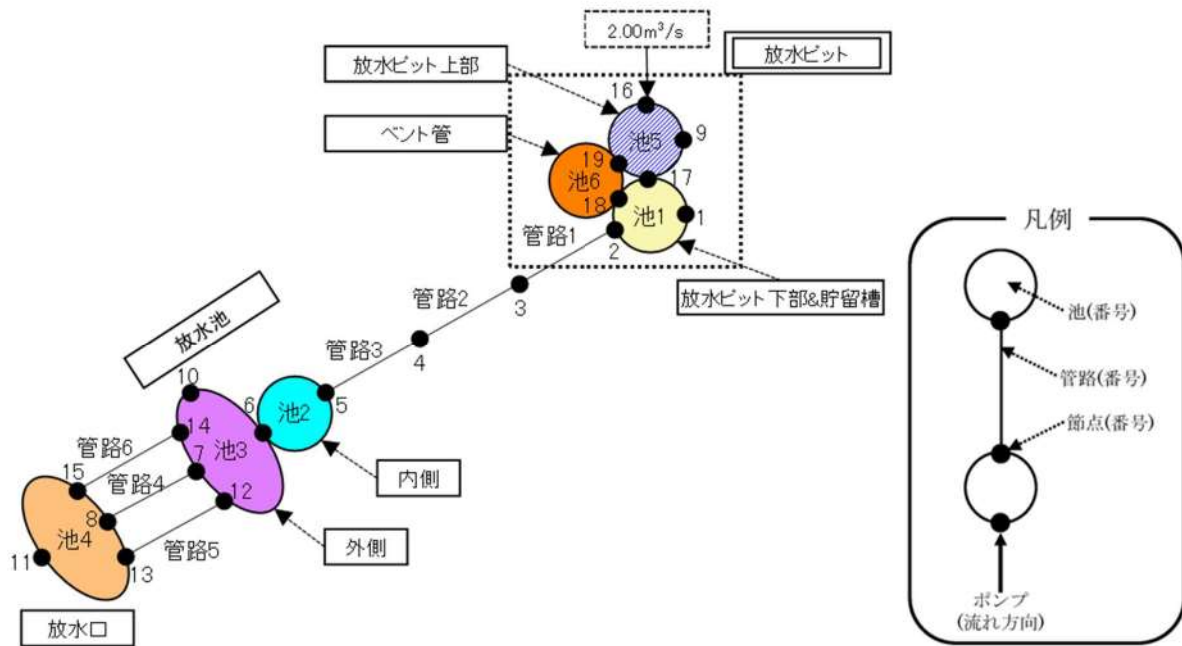


図 3-4 3号炉放水施設の管路解析モデル図

表 3-4 3号炉放水施設のモデル設定の考え方

箇所		設定の考え方
放水口	池 4	放水口における水位の時刻歴波形を入力条件として与える。
放水池	池 2, 3	放水池内側と放水池外側の間にある堰による水位差を再現するため、池 2 と池 3 に分けて設定している。
放水ピット (3号炉放水ピット流路縮小工)	池 1, 5	放水ピット下部～開口部～貯留槽を池 1, 放水ピット上部を池 5 として設定する。
3号炉放水ピット流路縮小工におけるベント管	池 6	ベント管はφ0.4m の2本を想定しているが、解析モデルでは1つの池モデルとして取り扱う。

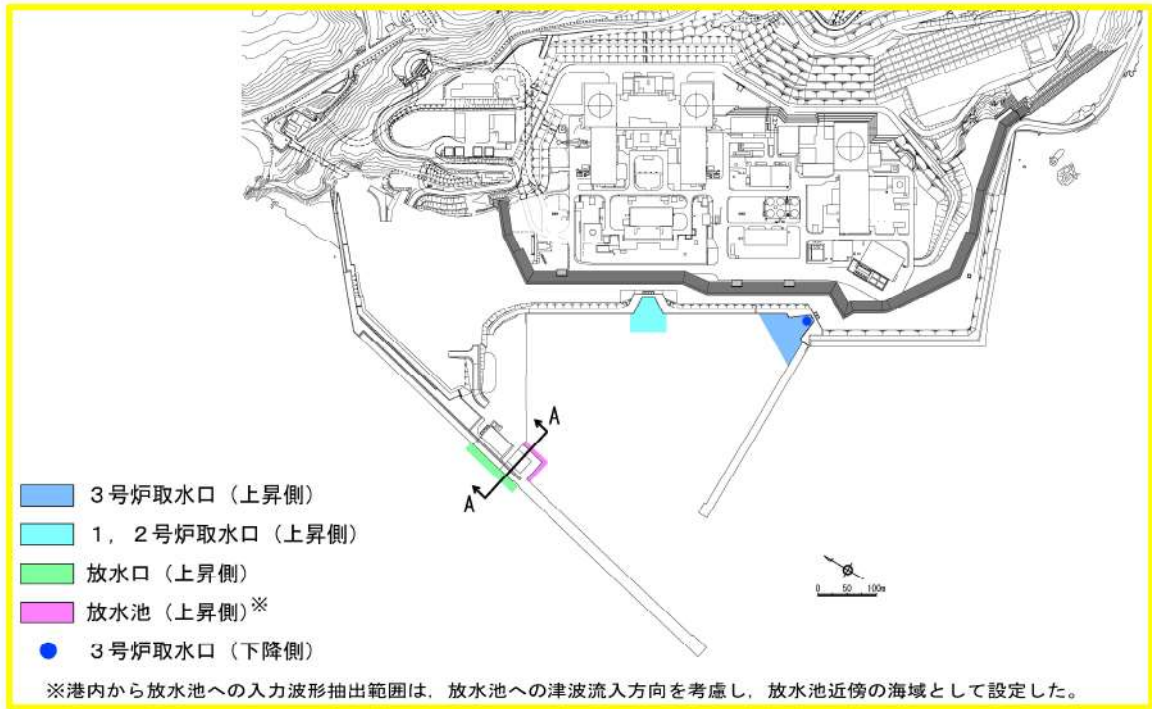


図4 入力波形の抽出位置

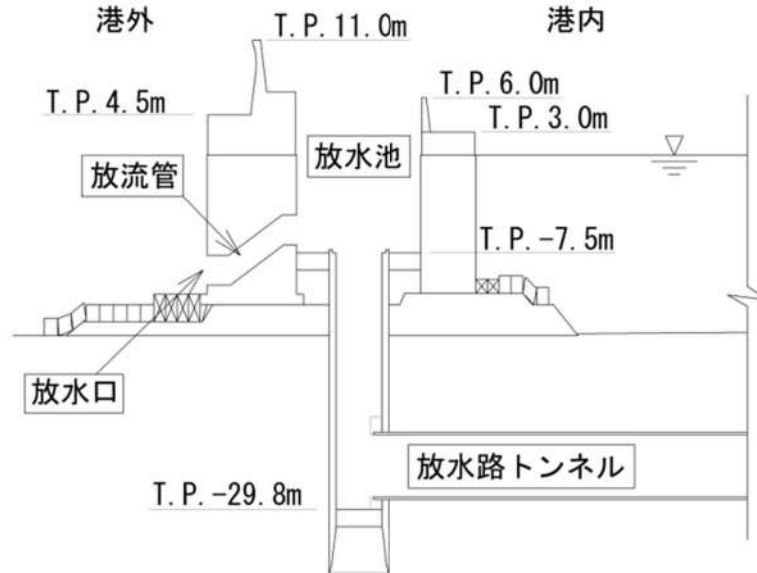


図5 放水池断面図 (A-A 断面)

表4 損失水頭算定公式

	公式	係数	根拠
流入損失	$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$	f_e : 流入損失係数 (管路断面による値) V : 管内流速(m/s)	土木学会(1999) p.374-375【図6参照】
流出損失	$h_o = f_o \frac{V^2}{2g}$	f_o : 流出損失係数=1.0 V : 管内流速(m/s)	土木学会(1999) p.375
摩擦損失	$h_f = n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	V : 平均流速(m/s) L : 水路の長さ(m) R : 水路の径深(m) n : 粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	電力土木技術協会 (1995) p.788, 806, 829【表5及 び表6参照】
急拡損失	$h_{se} = f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	f_{se} : 急拡損失係数 V_1 : 急拡前の平均流速(m/s) A_1 : 急拡前の管断面積(m ²) A_2 : 急拡後の管断面積(m ²)	電力土木技術協会 (1995) p.829
急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数 (管路断面による値) V_2 : 急縮後の平均流速(m/s)	電力土木技術協会 (1995) p.829-830【表7参照】
漸拡損失	$h_{ge} = f_{ge} \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$	f_{ge} : 漸拡損失係数 (管路断面による値) A_1 : 漸拡前の管断面積(m ²) A_2 : 漸拡後の管断面積(m ²) V_1 : 漸拡前の平均流速(m/s)	電力土木技術協会 (1995) p.830【図7参照】
漸縮損失	$h_{gc} = f_{gc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{gc} : 漸縮損失係数 (管路断面による値) V_2 : 漸縮後の平均流速(m/s)	千秋(1967) p.83-84【図8参照】
屈折損失	$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	f_{be} : 屈折損失係数 V : 管内流速(m/s) θ : 屈折角(°)	千秋(1967) p.88【図9参照】
曲がり損失	$h_b = f_{b1} \cdot f_{b2} \frac{V^2}{2g}$ $f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \left(\frac{D}{\rho}\right)^{7/2}$ $f_{b2} = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{1/2}$	f_{b1} : 曲がりの曲率半径 ρ と管径 D との比によって決まる損失係数(90°の場合) f_{b2} : 任意の曲がり中心角 θ の場合の損失と中心角 90° の場合の損失との比 V : 管内平均流速(m/s) θ : 曲がり中心角(°)	千秋(1967) p.86-87【図10参照】
可動式スクリーン損失	$h_{ec} = f_{ec} \frac{V_0^2}{2g}$	f_{ec} : 管内オリフィスの損失係数 V_0 : オリフィス通過流速(m/s)	電力土木技術協会 (1995) p.832-833

※引用文献を以下に示す

- ・土木学会(1999):土木学会水理公式集(平成11年版)
- ・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-増補改訂版-
- ・千秋(1967):発電水力演習

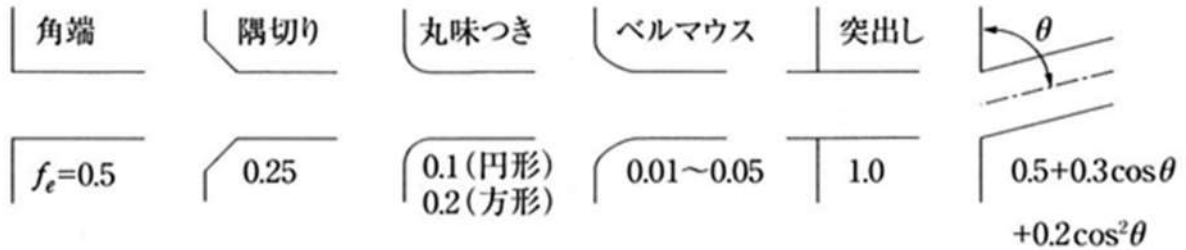


図6 入口形状と損失係数
(土木学会(1999)p. 375)

表5 取水路の貝等の付着代と粗度係数
(電力土木技術協会(1995)p. 788)

取水路の形式	断面流速	貝等の付着代	粗度係数
暗渠	0.8~2.2m/s	0~20cm (0, 5, 10cmが多い)	0.014~0.027 (0.015, 0.020が多い)
管路	2.0~3.6m/s	0~10cm	0.015~0.018

表6 放水路の貝等の付着代と粗度係数
(電力土木技術協会(1995)p. 806)

取水路の形式	断面流速	貝等の付着代	粗度係数
暗渠	1.6~3.6m/s	0~20cm (0cmが多い)	0.014~0.027
トンネル	1.8~3.0m/s	0~20cm (0cmが多い)	0.014~0.027

表7 急縮損失係数
(電力土木技術協会(1995)p. 830)

D_2/D_1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
f_{sc}	0.50	0.50	0.49	0.49	0.46	0.43	0.38	0.29	0.18	0.07	0

D_1, D_2 : 急縮前後の管路の径(m)

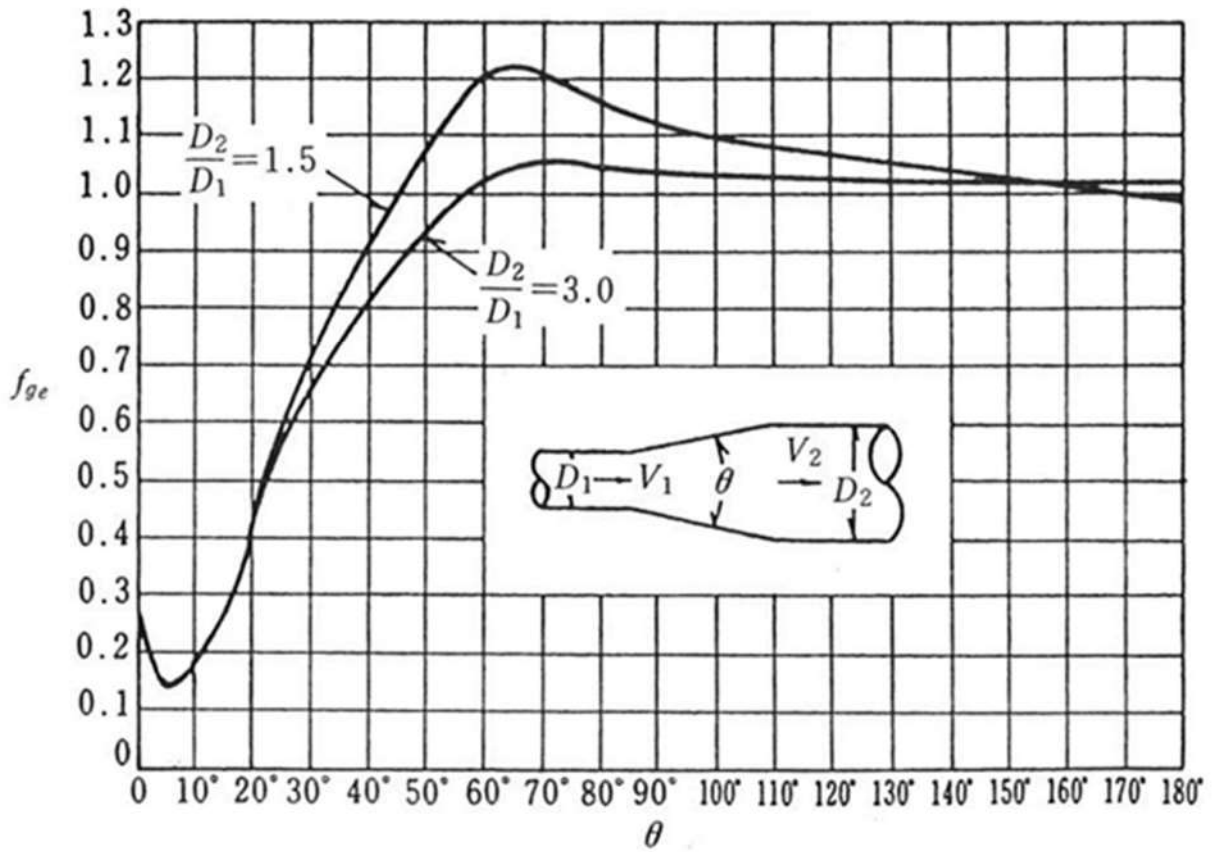


図7 漸拡損失係数
 (電力土木技術協会(1995)p. 830)

D_1, D_2 : 漸拡前後の管径(m), V_1, V_2 : 漸拡前後の平均流速(m/s), θ : 漸拡部の開き (°)
 (※本施設では, 円形断面管と矩形断面管の漸拡に上記の図による値を適用する。矩形断面管の場合, 矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して, 管径 D_1, D_2 を算出した。)

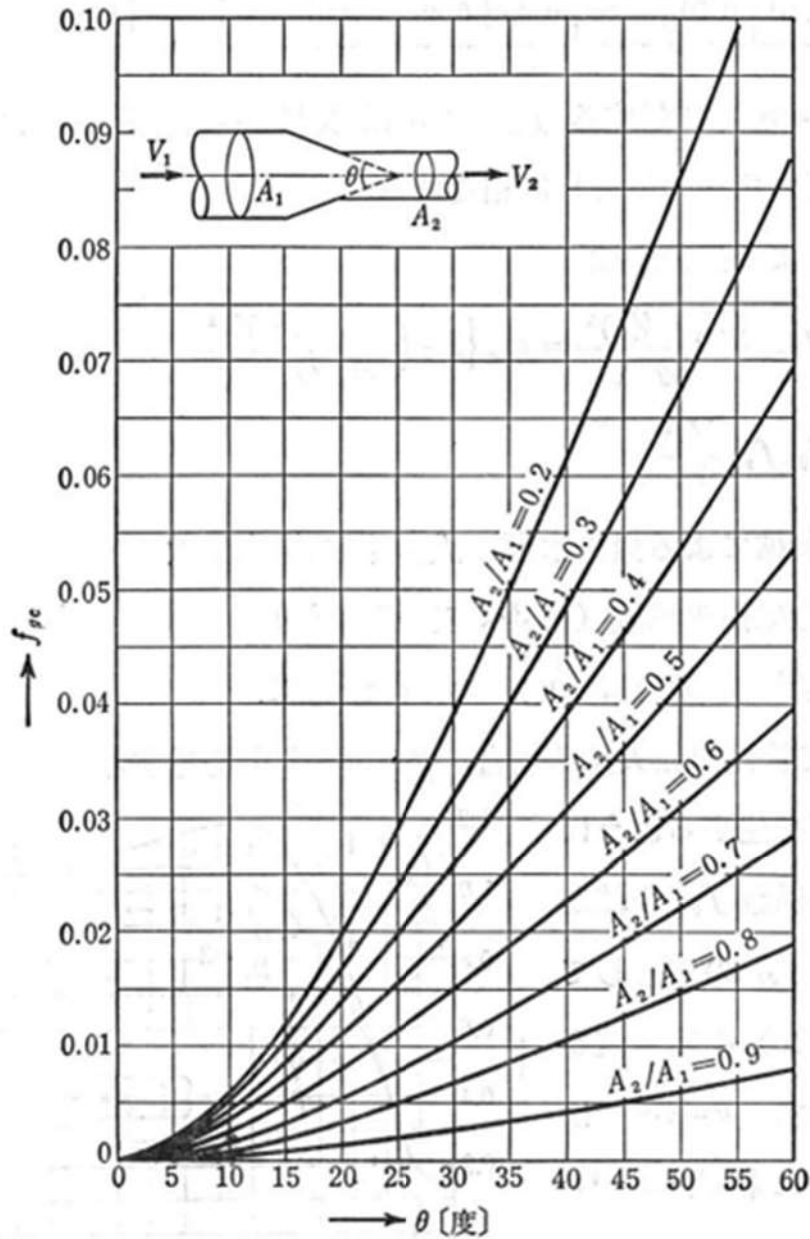


図8 漸縮損失係数
(千秋(1967)p. 84)

A_1, A_2 : 漸縮前後の管断面積 (m^2), V_1, V_2 : 漸縮前後の平均流速 (m/s) θ : 漸縮部の開き ($^\circ$)
(※本施設では, 円形断面管と矩形断面管の漸縮に上記の図による値を適用する。)

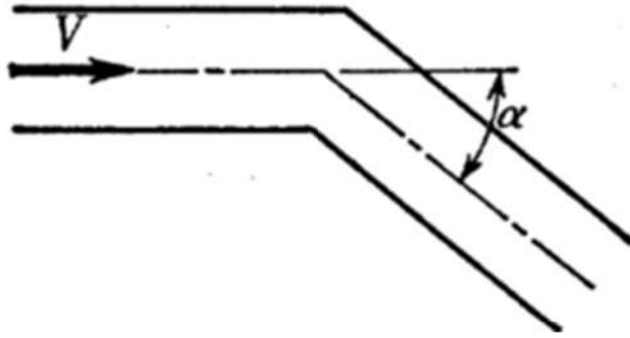


図9 屈折角
(千秋(1967)p. 88)

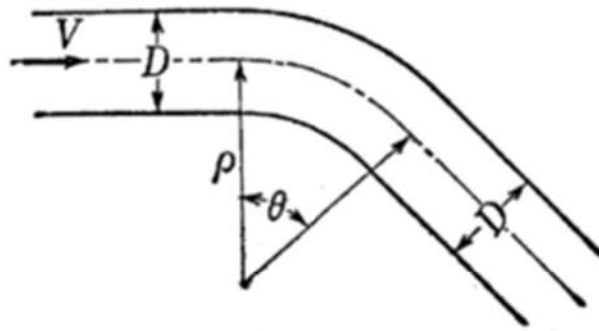


図10 曲がり, 曲率半径
(千秋(1967)p. 87)

表 8-1 1号及び2号炉取水施設の損失水頭表
(貝付着無し、スクリーンによる損失あり)

場所	流量 ^{※1} (m ³ /s)	種類 ^{※2}	係数		断面積 (m ²)	水路No.1, No.4		水路No.2, No.3		
						損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	
貯留堰	4.000	①堰	越流係数	1.550	97.200	0.00010	節点2	0.00010	節点2	
			堰幅(m)	32.400						
			定数 γ	2.600						
取水口	1.000	②漸縮 ^{※3}	F	0.058	35.000	0.00000	節点3,30	0.00000	節点16,23	
		③急縮 ^{※3}	F	0.288	12.945	0.00009	節点3,30	0.00009	節点16,23	
		取水路	1.000	④摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	12.945	0.00001	管路1,13	0.00001
長さ(m)	6.200									
径深(m)	0.938									
⑤摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)			0.014	12.945	0.00002	管路2,14	0.00002	管路6,10	
	長さ(m)			12.663						
	径深(m)			0.938						
⑥急縮 ^{※3}	F			0.492	0.433	0.13389	節点6,33	0.13389	節点19,26	
⑦急拡 ^{※3}	F			0.934						0.25416
⑧摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)			0.014	12.945	0.00007	管路3,15	0.00007	管路7,11	
	長さ(m)			56.337						
	径深(m)			0.938						
⑨屈折	F			0.034	12.945	0.00001	節点7,34			
⑩摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)			0.014	17.077	0.00001	管路4,16	0.00001	管路8,12	
	長さ(m)			10.000						
	径深(m)			1.057						
⑪摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	19.435	0.00000	節点9,36	0.00000	節点22,29			
	長さ(m)	12.000								
	径深(m)	0.813								
⑫屈折	F	0.034	22.740	0.00000	節点9,36					
⑬漸拡 ^{※3}	F	0.043	12.945	0.00001	節点9,36	0.00001	節点22,29			
⑭急縮 ^{※3}	F	0.101	16.129	0.00002	節点9,36	0.00002	節点22,29			
⑮流出 ^{※3}	F	1.000	22.740	0.00010	節点9,36	0.00010	節点22,29			
取水槽	スクリーン	4.000	⑯トラベリン グスクリーン	F(前面)	1.380	71.109	0.00022	節点10	0.00022	節点10
				F(背面)	1.380	71.109	0.00022		0.00022	
	中間 スラブ	- ^{※4}	⑰急縮 ^{※3}	F	0.402	163.304	- ^{※4}	池5	- ^{※4}	池5
		- ^{※4}	⑱急拡 ^{※3}	F	0.450	176.880	- ^{※4}		- ^{※4}	
天端	- ^{※4}	⑲急縮 ^{※3}	F	0.189	409.620	- ^{※4}	- ^{※4}			
開口部	- ^{※4}	⑳急拡 ^{※3}	F	0.594		- ^{※4}	- ^{※4}			
合計						0.38893		0.38892		

※1：損失水頭は、取水口から取水ビットへ流れる方向を正とし、ポンプ流量を用いて算出している。

※2：表中の①～⑳は図 11-1 に示す損失水頭位置を示す。

※3：流入・流出損失、急拡・急縮損失及び漸拡・漸縮損失は、時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮する（上記の表では、取水口から取水ビットへ流れる方向を正として整理）。

※4：津波襲来時以外（ポンプ流量時等）には、損失水頭は発生しないため、「-」としている。



図 11-1 1号及び2号炉取水施設の損失水頭発生位置
(上図：平面図，下図：断面図)


 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

表 8-2 3号炉取水施設の損失水頭表
(貝付着無し, スクリーンによる損失あり)

場所	流量 ^{※1} (m ³ /s)	種類 ^{※2}	係数		断面積 (m ²)	水路No.1		水路No.2		
						損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	
貯留堰	2.000	①堰	越流係数	1.550	79.200	0.00004	節点2	0.00004	節点2	
			堰幅(m)	19.800						
			定数 γ	2.600						
取水口	1.000	②漸縮 ^{※3}	F	0.063	40.000	0.00000	節点3	0.00000	節点17	
		③急縮 ^{※3}	F	0.262	17.883	0.00004	節点3	0.00004	節点17	
取水路	1.000	④摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	17.883	0.00000	管路1	0.00000	管路5	
			長さ(m)	6.300						
			径深(m)	1.097						
		⑤摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	17.883	0.00003	管路2	0.00003	管路6	
			長さ(m)	60.458						
			径深(m)	1.097						
		⑥曲がり	F	0.076	17.883	0.00001	節点6	0.00001	節点20	
		⑦摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	17.883	0.00001	管路3	0.00001	管路7	
			長さ(m)	13.744 (管路3) 16.539 (管路7)						
			径深(m)	1.097						
		⑧摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	24.547	0.00001	管路4	0.00001	管路8	
			長さ(m)	12.000						
			径深(m)	1.263						
⑨摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	31.486	0.00001	管路4	0.00001	管路8			
	長さ(m)	14.500								
	径深(m)	1.030								
⑩漸拡 ^{※3}	F	0.064	17.883	0.00001	節点9	0.00001	節点23			
⑪急縮 ^{※3}	F	0.062	25.931	0.00000	節点9	0.00000	節点23			
⑫流出 ^{※3}	F	1.000	37.040	0.00004	節点9	0.00004	節点23			
取水槽	スクリーン	2.000	⑬トラペリン	1.280	56.619	0.00008	節点10	0.00008	節点10	
			グスクリーン	1.280	56.619	0.00008		0.00008		
	中間スラブ	— ^{※4}	⑭急縮 ^{※3}	F	0.433	86.208	— ^{※4}	池5	— ^{※4}	池5
			⑮急拡 ^{※3}	F	0.518	93.280	— ^{※4}		— ^{※4}	
天端開口部	— ^{※4}	⑯急縮 ^{※3}	F	0.319	190.620	— ^{※4}	池5	— ^{※4}	池5	
		⑰急拡 ^{※3}	F	0.697		— ^{※4}		— ^{※4}		
合計						0.00035		0.00035		

※1：損失水頭は、取水口から取水ピットへ流れる方向を正とし、ポンプ流量を用いて算出している。

※2：表中の①～⑰は図11-2の損失水頭発生位置を示す。

※3：流入・流出損失、急拡・急縮損失及び漸拡・漸縮損失は、時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮する（上記の表では、取水口から取水ピットへ流れる方向を正として整理）。

※4：津波襲来時以外（ポンプ流量時等）には、損失水頭は発生しないため、「-」としている。



図 11-2 3号炉取水施設の損失水頭発生位置（上図：平面図，下図：断面図）


 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

表 8-3 1号及び2号炉放水施設の損失水頭表
(貝付着無し)

場所	流量 ^{※1} (m ³ /s)	種類 ^{※2}	係数				断面積 (m ²)	1号水路No.1		1号水路No.2		2号水路No.1		2号水路No.2		
			1号No.1	1号No.2	2号No.1	2号No.2		損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	
放水口 ～ 放水池	1.000	①流入 ^{※3}	F	0.558	0.558	0.558	0.558	4.909	0.00118	節点13	0.00118	節点29	0.00118	節点43	0.00118	節点57
		②屈折	F	0.019	0.019	0.019	0.019	4.909	0.00004	節点13	0.00004	節点29	0.00004	節点43	0.00004	節点57
		③屈折	F	0.019	0.019	0.019	0.019	4.909	0.00004	節点13	0.00004	節点29	0.00004	節点43	0.00004	節点57
		④摩擦	相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	4.909	0.00031	管路7	0.00031	管路14	0.00031	管路21	0.00031	管路28
			長さ(m)	20.281	20.281	20.281	20.281									
径深(m)	0.625		0.625	0.625	0.625											
⑤流出 ^{※3}	F	1.000	1.000	1.000	1.000	4.909	0.00212	節点12	0.00212	節点28	0.00212	節点42	0.00212	節点56		
合計								0.00369		0.00369		0.00369		0.00369		

場所	流量 ^{※1} (m ³ /s)	種類 ^{※2}	係数				断面積 (m ²)	1号水路No.1		1号水路No.2		2号水路No.1		2号水路No.2		
			1号No.1	1号No.2	2号No.1	2号No.2		損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	損失水頭 (m)	モデル化	
放水池 ～ 逆流防止 設備	1.000	⑥摩擦	相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	3.584	0.00229	管路6	0.00224	管路13	0.00218	管路20	0.00213	管路27
			長さ(m)	79.173	77.290	75.408	73.525									
			径深(m)	0.619	0.619	0.619	0.619									
		⑦曲がり	F	0.095	0.095	0.095	0.095	3.584	0.00038	節点10	0.00038	節点26	0.00038	節点40	0.00038	節点54
			相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	3.584	0.00176	管路5	0.00170	管路12	0.00165	管路19	0.00159	管路26
		長さ(m)	60.702	58.819	56.936	55.054										
		径深(m)	0.619	0.619	0.619	0.619										
		⑧摩擦	相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	3.584	0.00220	管路4	0.00220	管路11	0.00220	管路18	0.00220	管路25
			長さ(m)	75.965	75.965	75.965	75.965									
			径深(m)	0.619	0.619	0.619	0.619									
		⑨摩擦	相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	2.850	0.00020	管路4	0.00020	管路11	0.00020	管路18	0.00020	管路25
			長さ(m)	3.000	3.000	3.000	3.000									
			径深(m)	0.514	0.514	0.514	0.514									
		⑩漸縮 ^{※3}	F	0.000	0.000	0.000	0.000	2.116	0.00000	節点6	0.00000	節点22	0.00000	節点36	0.00000	節点50
			相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	2.116	0.00385	管路3	0.00348	管路10	0.00311	管路17	0.00273	管路24
		長さ(m)	26.612	24.042	21.473	18.904										
		径深(m)	0.408	0.408	0.408	0.408										
		⑪曲がり	F	0.111	0.111	0.111	0.111	2.116	0.00126	節点5	0.00126	節点21	0.00126	節点35	0.00126	節点49
			相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	2.116	0.00298	管路2	0.00261	管路9	0.00224	管路16	0.00187	管路23
		長さ(m)	20.609	18.040	15.471	12.902										
		径深(m)	0.408	0.408	0.408	0.408										
		⑫漸拡 ^{※3}	F	0.002	0.002	0.002	0.002	2.116	0.00002	節点4	0.00002	節点20	0.00002	節点34	0.00002	節点48
			相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	2.850	0.00020	管路1	0.00020	管路8	0.00020	管路15	0.00020	管路22
長さ(m)	3.000	3.000	3.000	3.000												
径深(m)	0.514	0.514	0.514	0.514												
⑬摩擦	相度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	0.014	0.014	0.014	3.584	0.00304	管路1	0.00304	管路8	0.00304	管路15	0.00304	管路22		
	長さ(m)	105.012	105.012	105.014	105.014											
	径深(m)	0.619	0.619	0.619	0.619											
合計								0.01818		0.01733		0.01648		0.01562		

※1：損失水頭は、放水口から放水ピットへ流れる方向を正とし、ポンプ流量を用いて算出している。

※2：表中の①～⑬は図11-3の損失水頭発生位置を示す。

※3：流入・流出損失、漸拡・漸縮損失は、時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮する（上記の表では、放水口から放水ピットへ流れる方向を正として整理）。

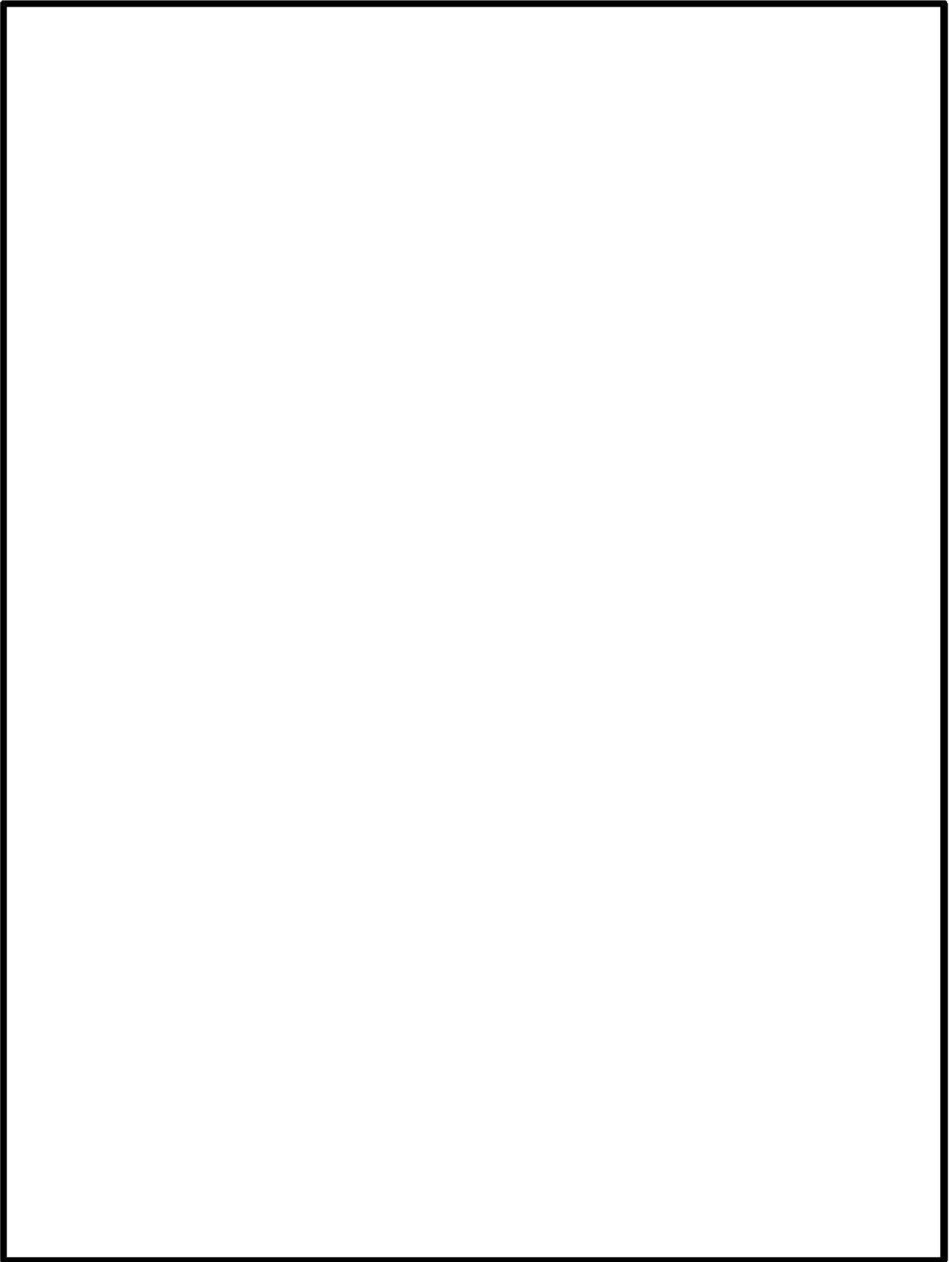


図 11-3 1号及び2号炉放水施設の損失水頭発生位置

 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

5条-別添1-添付5-26

表 8 - 4 3号炉放水施設の損失水頭表 (貝付着無し)

場所	流量 ^{※1} (m ³ /s)	種類 ^{※2}	係数		断面積 (m ²)	損失水頭 (m)	モデル化
放水口 ～ 放水池	0.667	①流入 ^{※3}	F	0.558	5.309	0.00045	節点8
		②屈折	F	0.020	5.309	0.00002	(節点13)
		③屈折	F	0.020	5.309	0.00002	(節点15)
		④流出 ^{※3}	F	1.000	5.309	0.00080	節点7 (節点12) (節点14)
		⑤摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	5.309	0.00011	管路4 (管路5) (管路6)
長さ(m)	20.309						
径深(m)	0.650						
放水池 ～ 放水ピット	2.000	⑥堰	流量係数C	1.550	247.755	0.00000	節点6
			定数γ	2.600			
			堰幅(m)	36.442			
		⑦摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	78.540	0.00000	節点5
			長さ(m)	18.500			
			径深(m)	2.500			
		⑧急縮 ^{※3}	F	0.487	78.540	0.00002	節点5
		⑨急縮 ^{※3}	F	0.410	22.902	0.00016	節点5
		⑩屈折	F	0.986	22.902	0.00038	節点5
		⑪曲がり	F	0.018	22.902	0.00001	節点4
		⑫曲がり	F	0.018	22.902	0.00001	節点3
		⑬急拡 ^{※3}	F	0.576	22.902	0.00022	節点2
		⑭屈折	F	0.986	22.902	0.00038	節点2
			粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	22.902	0.00062	管路1 ～ 3
長さ(m)	617.100						
径深(m)	1.350						
放水ピット	2.000	⑯摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	95.033	0.00000	池1
			長さ(m)	16.400			
			径深(m)	2.750			
		⑰急拡 ^{※3}	F	0.213	95.033	0.00000	池1
		⑱摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	176.715	0.00000	池1
			長さ(m)	2.000			
	径深(m)		3.750				
	2.000	⑲急縮 ^{※3}	F	0.500	1.767	0.03268	池1
		⑳屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池1
		㉑屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池1
		㉒急拡 ^{※3}	F	0.738	1.767	0.04824	池1
		㉓屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池1
		㉔摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	1.767	0.01555	池1
			長さ(m)	16.750			
径深(m)			0.375				
㉕摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	12.566	0.00002	池1		
	長さ(m)	3.250					
	径深(m)	1.000					
㉖急拡 ^{※3}	F	0.891	12.566	0.00115	節点17		
合計						0.29419	

※1 : 損失水頭は、放水口から放水ピットへ流れる方向を正とし、ポンプ流量を用いて算出している。

※2 : 表中の①～⑯は図11-4の損失水頭発生位置を示す。

※3 : 流入・流出損失、急拡・急縮損失及び漸拡・漸縮損失は、時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮する(上記の表では、放水口から放水ピットへ流れる方向を正として整理)。

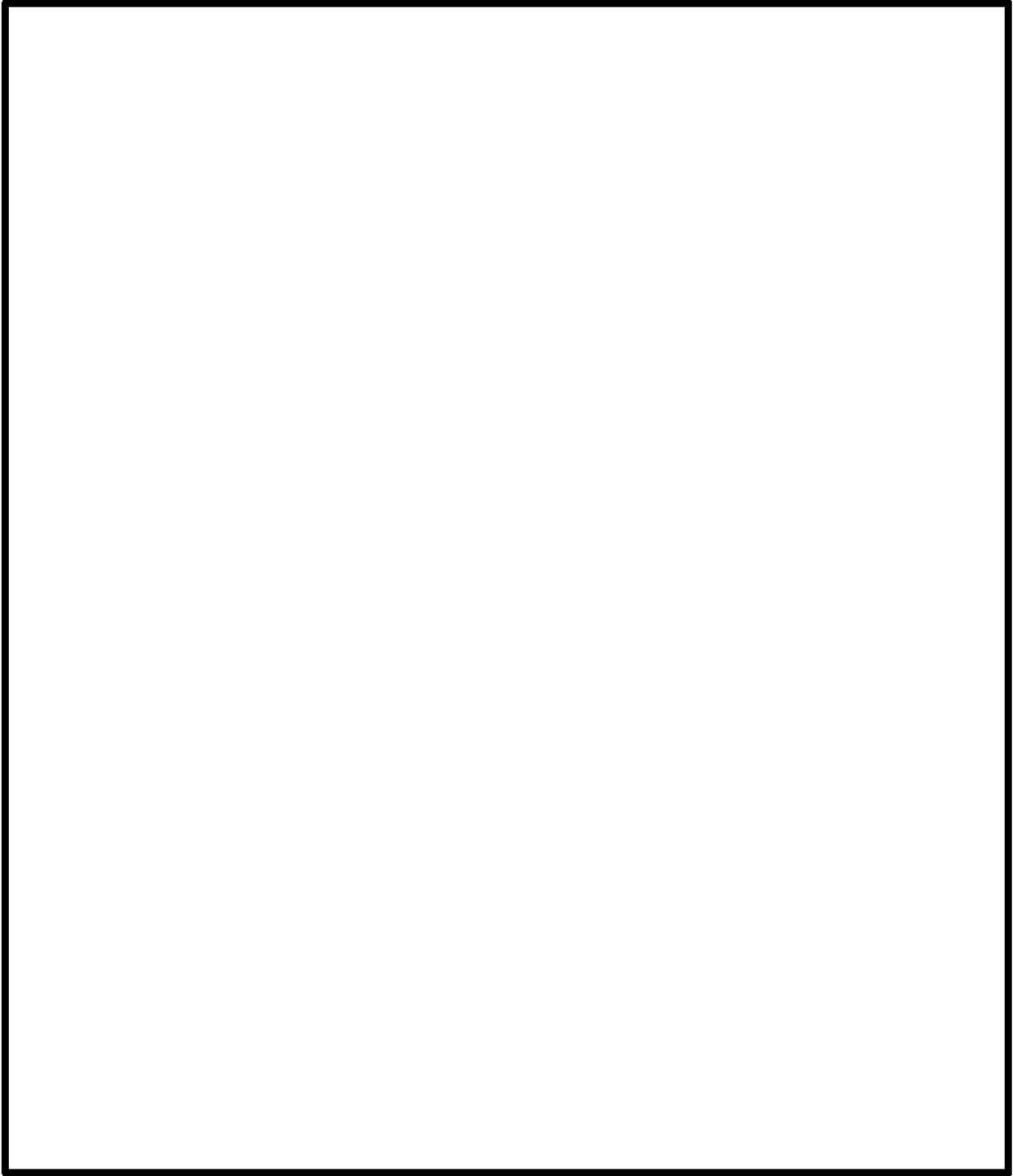



図 11-4 3号炉放水施設の損失水頭発生位置
(上図：平面図，下図：断面図)

 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

5条-別添1-添付5-28

表9-1 水位上昇側の評価結果（取水施設）（2/2）（3号炉取水施設）

検討対象波源	防波堤		地形変化		3号炉取水口水位変動量(m)	潮位変動			地震による地殻変動(m)	管路状態		3号炉取水ピットボンス水位(T.P. m)	
	北防波堤	南防波堤	陸地の地盤沈下5m	海域の地盤沈下2m		土捨場の崩壊	眺望平均潮位(T.P. m)	潮位のばらつき(m)		観測地点の潮位差(m)	貝付着		スクリーン状態
波源B	健全	健全	現地形	現地形	10.45				有	健全	迫而		
			沈下	現地形	13.44				無	健全	10.9		
			沈下	崩壊					有	健全	迫而		
			現地形	現地形	13.14				無	損傷			
波源F	損傷	損傷	現地形	現地形	13.79				有	健全	迫而		
			沈下	崩壊					無	損傷	12.8		
			沈下	現地形	11.86	0.26	0.14	0.01	有	健全	迫而		
			現地形	現地形					無	損傷	12.1		
波源E	健全	損傷	沈下	崩壊	13.22				有	健全	迫而		
			沈下	現地形					無	損傷			
			現地形	現地形	12.89				有	健全	迫而		
			沈下	崩壊	13.72				無	損傷	12.1		
波源B	損傷	健全	沈下	現地形					有	健全	迫而		
			沈下	崩壊					無	損傷			
			現地形	現地形					有	健全	迫而		
			沈下	崩壊					無	損傷	12.1		

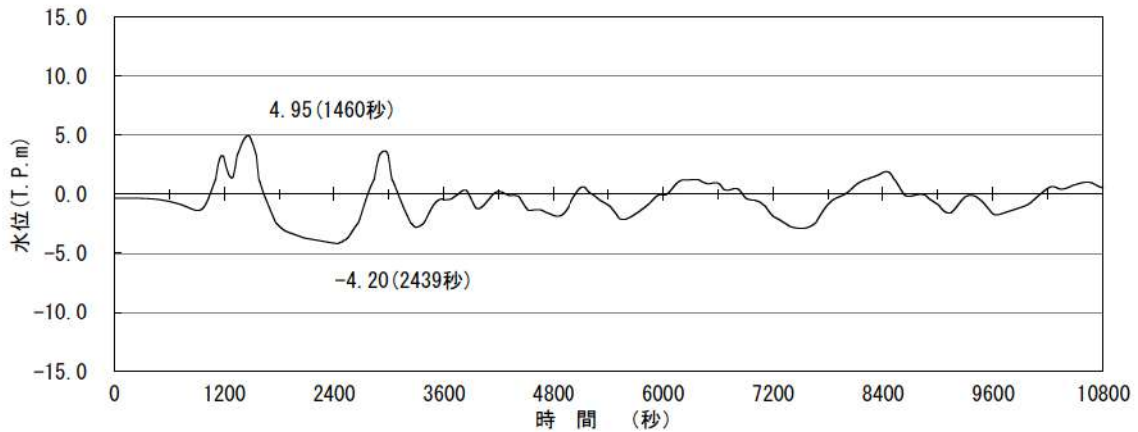
※3号炉取水ピットボンス水位は、津波来襲時に満水になることから、3号炉取水ピットボンス水位で代表させる。

表 9-2 水位上昇側の評価結果（放水施設）（3号炉放水施設）

検討対象 波源 ※1	地形変化		3号炉 取水口 水位 変動量(m)	潮位変動			地震による 地殻変動 (m)	管路状態	
	防波堤 北防 波堤	土捨場 の崩壊		朔望平均 潮位 (T.P. m)	潮位の ばらつき (m)	観測地点 の潮位差 (m)		貝付着	3号炉放水ビット 水位(T.P. m)
波源 D	健全	現地形	10.91	0.26	0.14	0.01	沈降を 考慮 0.39	有	追而
	健全	崩壊	10.93					無	7.0
	損傷	現地形	10.84					有	追而
	損傷	崩壊	10.84					無	6.5
	健全	現地形	10.85					有	追而
	健全	崩壊	10.86					無	7.0
	損傷	現地形	10.66					有	追而
	損傷	崩壊	10.66					無	6.6
								有	追而
								無	
								有	追而
								無	

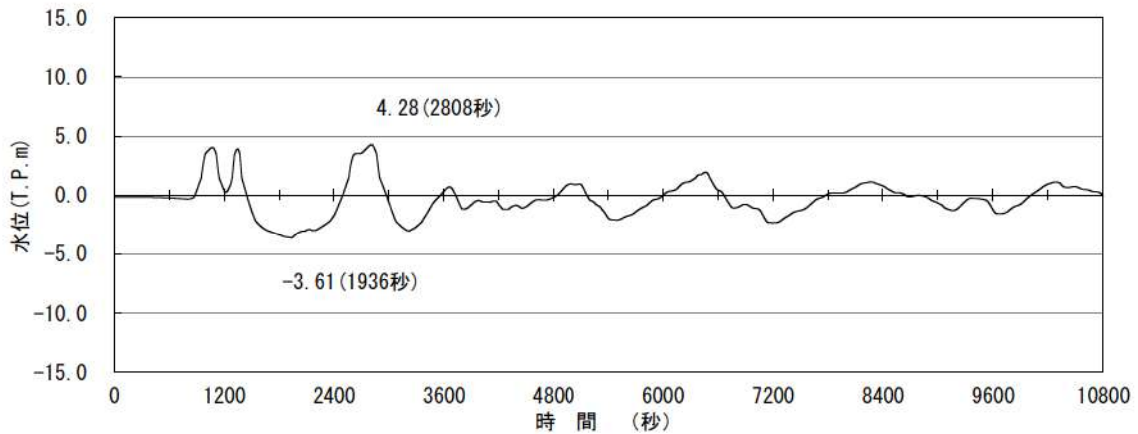
表 10 水位下降側の評価結果（3号炉取水施設）

追而 (解析結果を記載する)



※最大水位上昇量 4.95+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 5.5m

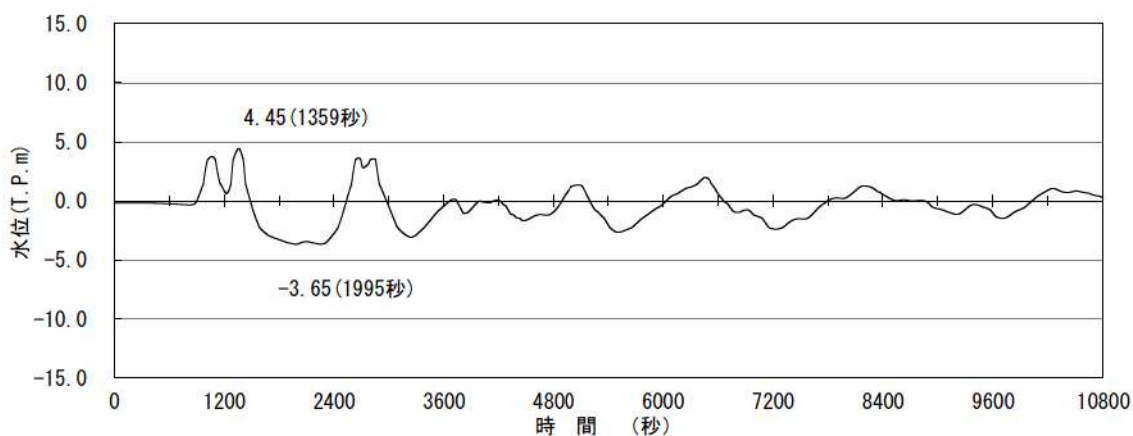
波源C, 防波堤健全 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)



※最大水位上昇量 4.28+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 4.9m

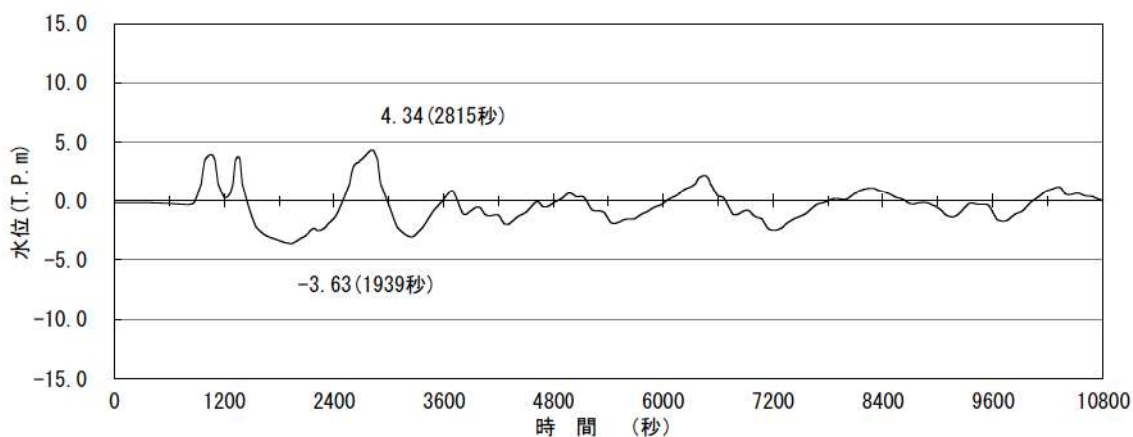
波源E, 北及び南防波堤損傷 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)

図 12-1 水位上昇側の時刻歴波形 (1, 2号炉取水ピットスクリーン室)
 (1/2)



※最大水位上昇量 4.45+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 5.0m

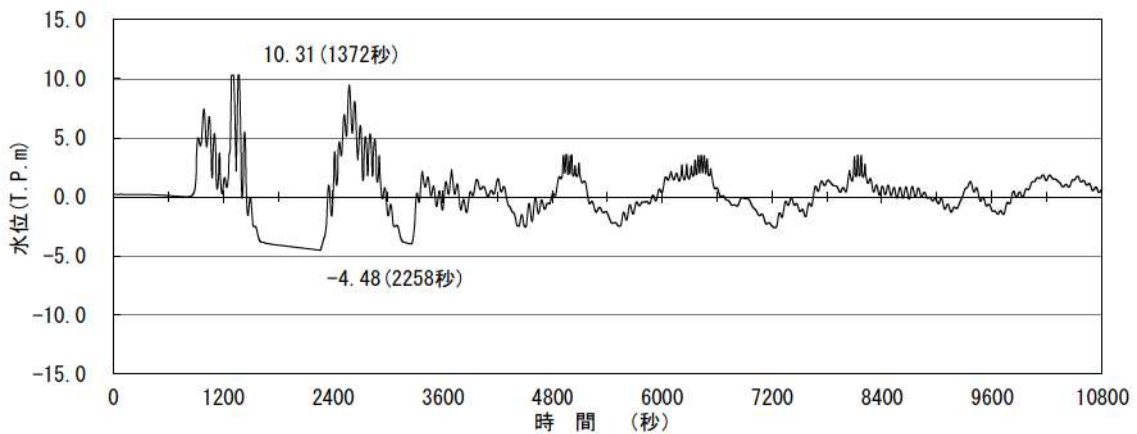
波源G, 南防波堤損傷 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)



※最大水位上昇量 4.34+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 4.9m

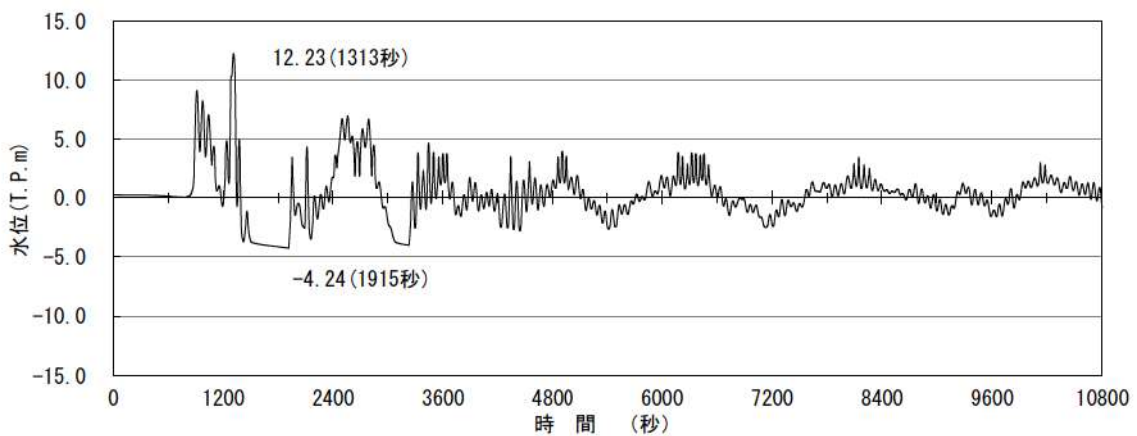
波源H, 北防波堤損傷 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)

図 12-1 水位上昇側の時刻歴波形 (1, 2号炉取水ピットスクリーン室)
 (2/2)



※最大水位上昇量 10.31+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 10.9m

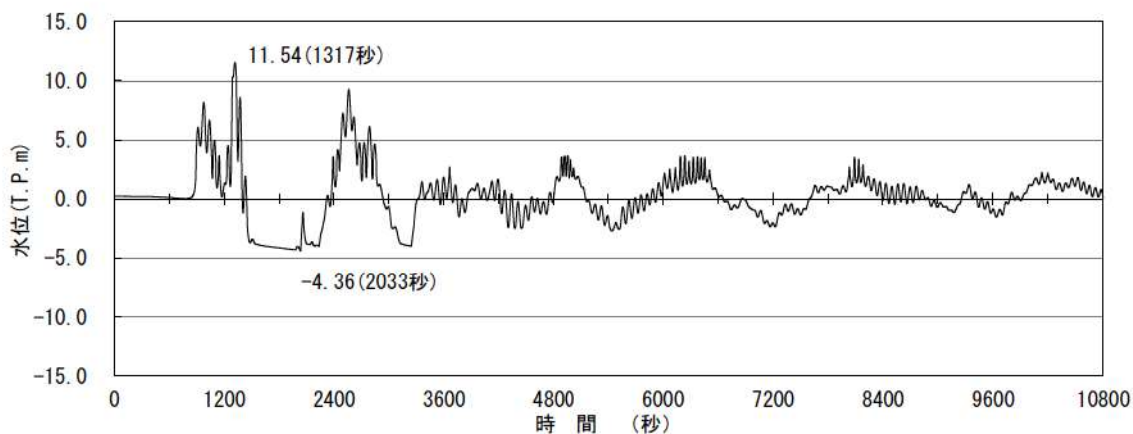
波源B, 防波堤健全 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)



※最大水位上昇量 12.23+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 12.8m

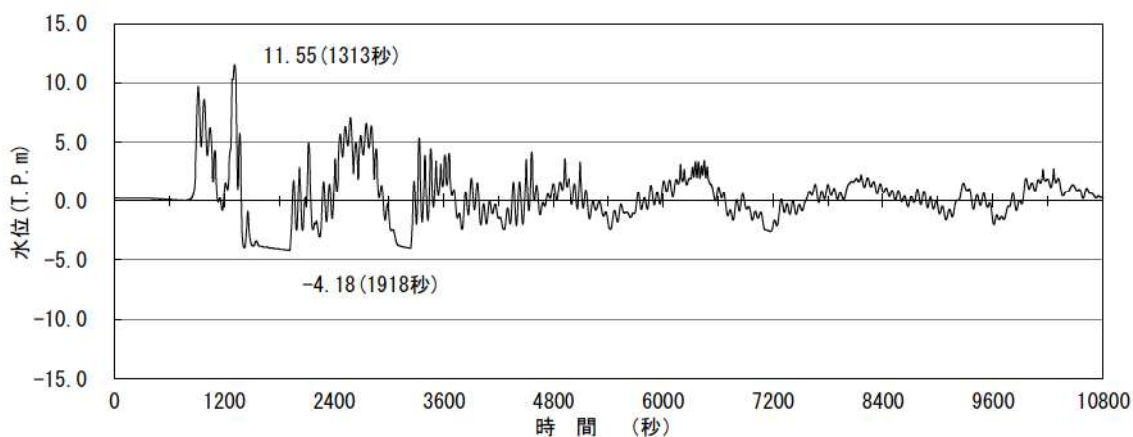
波源F, 北及び南防波堤損傷 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)

図 12-2 水位上昇側の時刻歴波形 (3号炉取水ピットスクリーン室)
 (1/2)



※最大水位上昇量 11.54+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 12.1m

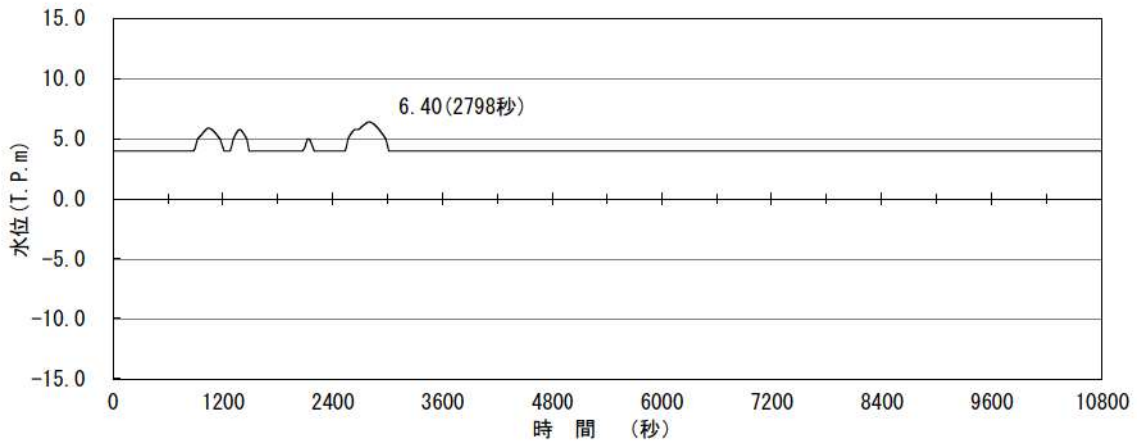
波源E, 南防波堤損傷 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)



※最大水位上昇量 11.55+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 12.1m

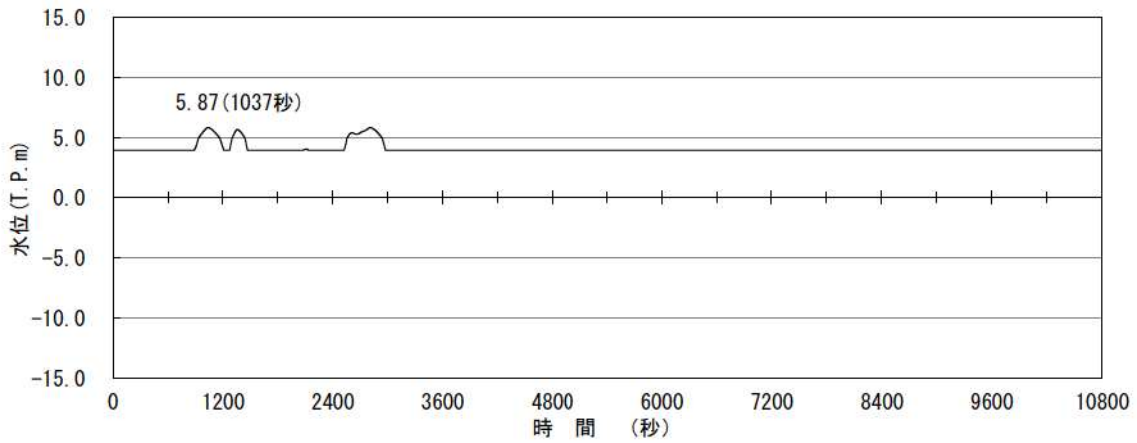
波源B, 北防波堤損傷 (現地形, 貝付着無し, スクリーン健全)

図 12-2 水位上昇側の時刻歴波形 (3号炉取水ピットスクリーン室)
 (2/2)



※最大水位上昇量 6.40+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 7.0m

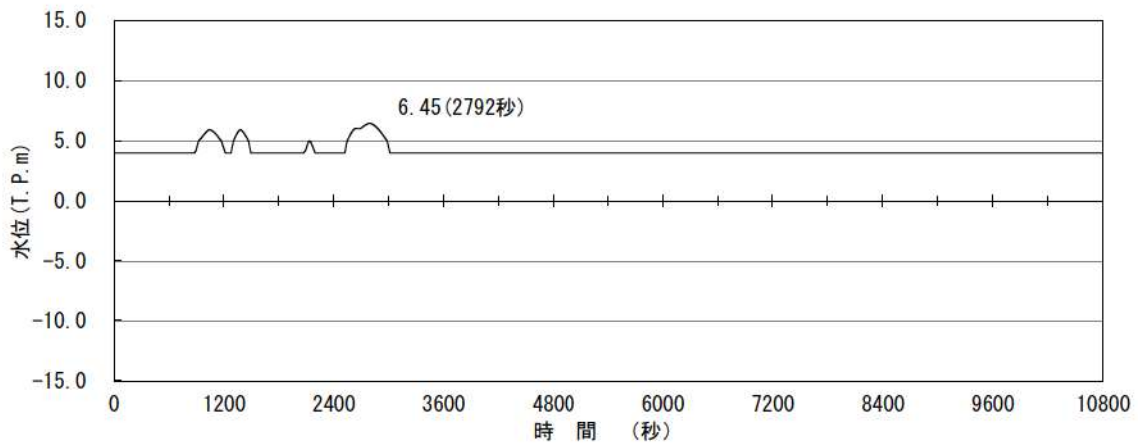
波源D, 防波堤健全 (現地形, 貝付着無し)



※最大水位上昇量 5.87+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 6.5m

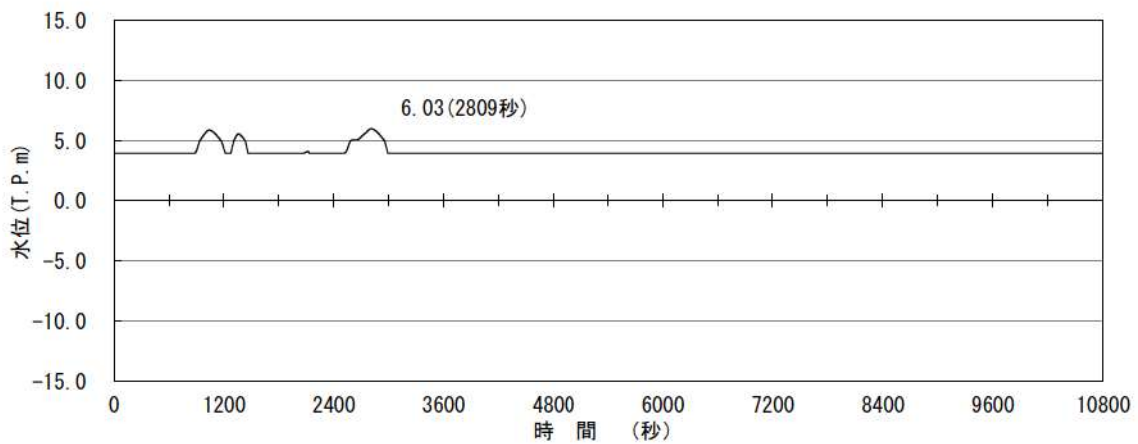
波源D, 北及び南防波堤損傷 (現地形, 貝付着無し)

図 12-3 水位上昇側の時刻歴波形 (3号炉放水ピット)
 (1/2)



※最大水位上昇量 6.45+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 7.0m

波源D, 南防波堤損傷 (現地地形, 貝付着無し)



※最大水位上昇量 6.03+潮位のばらつき 0.14+観測地点の潮位差 0.01+地殻変動量 0.39
 ≒T.P. 6.6m

波源D, 北防波堤損傷 (現地地形, 貝付着無し)

図 12-3 水位上昇側の時刻歴波形 (3号炉放水ピット)
 (2/2)

追而
(解析結果を記載する)

図 13 水位下降側の時刻歴波形

地震による建造物の損傷に係る管路解析の評価

1. はじめに

管路解析の構造モデルを構成する建造物を対象に、基準地震動による被害想定を行い、建造物の損傷が管路解析を用いた入力津波の設定に及ぼす影響について検討を行う。

2. 対象建造物


管路解析の対象水路は、1, 2号取・放水設備及び3号取・放水設備である。そのうち、1, 2号取水設備及び3号取水設備は基準地震動に対して耐震性を有することから対象外とし、基準地震動に対して耐震性を有していない1, 2号放水設備及び3号放水設備を対象に被害想定を行う。

3. 放水系設備概要

1, 2号放水設備及び3号放水設備の平面図を参考図1, 1, 2号放水設備縦断面図を参考図2, 3号放水設備縦断面図を参考図3, 1, 2号放水路及び3号放水路トンネルの標準断面図を参考図4, 1, 2号・3号放水池断面図を参考図5に示す。



参考図1 放水設備の平面図

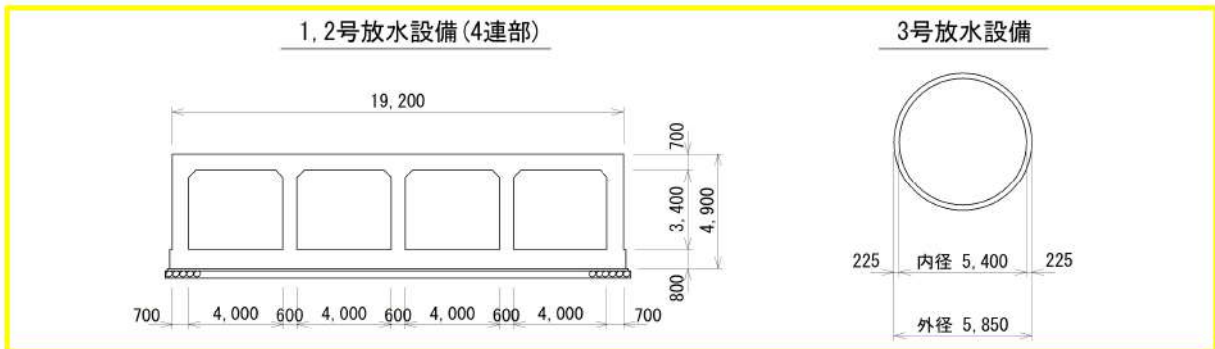
 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



参考図2 1号放水設備の縦断図（縦横比 5.0 : 1.0）



参考図3 3号放水設備の縦断図（縦横比 2.5 : 1.0）



参考図4 1, 2号放水路及び3号放水路トンネルの標準断面図

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



参考図5 1, 2号放水池及び3号放水池の断面図



枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

4. 地震時の被害想定

1, 2号放水設備は、砂層境界から海側の放水路及び放水池の支持地盤は砂・砂礫層であり、基準地震動による液状化に伴う側方流動及び沈下が生じる可能性がある。

3号放水設備も同様に、岩盤境界から放水池にかけて放水路トンネル及び放水池の支持地盤は砂・砂礫層であることから、基準地震動による液状化に伴う側方流動及び沈下が生じる可能性がある。

それに伴い、放水路・放水池は変形及び不同沈下による段差、各構造物の変形に伴う部材の損傷が想定される。

よって、被害想定としては、基準地震動による液状化に伴う沈下が発生し、耐震性を有していない、1, 2号放水路及び3号放水路が損傷することが想定される。

5. 地震による被害想定を反映した管路解析の必要性

被害想定である地震時の放水路・放水池の変形及び不同沈下による段差、各構造物の変形に伴う部材の損傷を考慮した場合は、1, 2号放水路及び3号放水路ともに通水断面の減少、もしくは閉塞されることから、津波の遡上が抑制されることにより、流入量は健全時よりも小さくなる。

よって、損傷時ではなく健全時での管路解析を実施する場合の方が、津波の遡上を保守的に評価することができることから、地震による損傷を考慮した管路解析は不要と考えられる。

3号炉放水ピット流路縮小工への一次元解析モデル適用の妥当性について

1. 概要

3号炉放水ピット流路縮小工は、鉛直及び水平方向に急縮部、急拡部等を有する複雑な三次元構造であるものの、当該部の管路解析では、一次元解析モデルを適用しており、その妥当性が課題である。

そこで、三次元解析、水理模型実験及び一次元解析を行い、以下の項目を比較することで、管路解析における一次元解析モデル適用の妥当性を確認する。

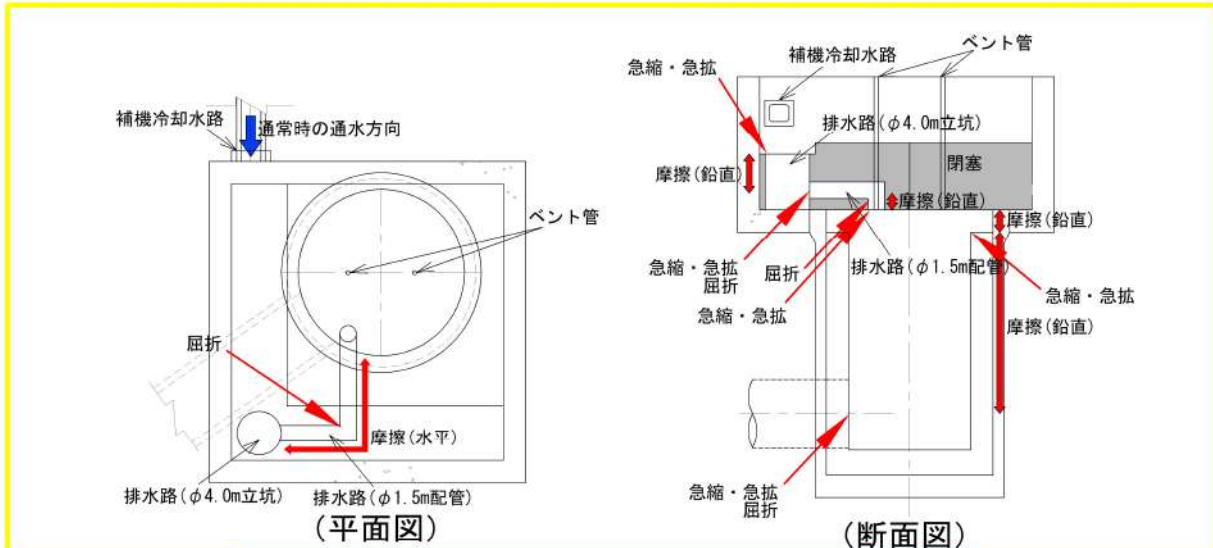
①損失係数（定常流）

②流路縮小工を設置した放水ピット内の水位挙動（正弦波）

2. 一次元解析における3号炉放水ピット流路縮小工のモデル化及び課題

(1) 3号炉放水ピット流路縮小工の構造

3号炉放水ピット流路縮小工は、放水ピット上部工に津波防護施設として設置され、通常時は、原子炉補機冷却水路を流下してきた水が放水ピット（上部）～排水路（立坑部 $\Phi 4.0\text{m}$ 、延長 5m 及び水平部 $\Phi 1.5\text{m}$ 、延長 16.75m ）～放水ピット（下部）へと通水する。参考図1に放水ピット周辺詳細図を示す。



参考図1 3号炉放水ピット及び流路縮小工詳細図

(2) 一次元解析における3号炉放水ピット流路縮小工のモデル化

a. 損失係数

流路縮小工部分のうち形状変化点においては、電力土木技術協会（1995）及び千秋（1967）により、形状損失（急縮損失、急拡損失、屈折損失）を設定しており、排水路では電力土木技術協会（1995）に基づき摩擦損失を設定している。

b. 流路縮小工の水位挙動

流路縮小工を設置した3号炉放水ピットの水位挙動は、水面面積を鉛直方向に積算した水位－容積関係を適用して、放水ピットに接続する水路の流量合計値から放水ピット内の水位を算定する方法を用いている。

(3) モデル化上の課題

(1) 及び (2) に示したように、3号炉放水ピットの流路縮小工は、複数の設備によって構成され、鉛直方向及び水平方向に急縮部、急拡部及び屈折部を有し、途中の排水路で摩擦損失が生じるという複雑な三次元構造となっている。

一方で、当該部の管路解析については、一次元解析モデルを用いており、設定した損失係数及び流路縮小工における水位の挙動を踏まえたモデル適用の妥当性が課題である。

このため、三次元解析、水理模型実験及び一次元解析を行い①損失係数（定常流）②流路縮小工を設置した放水ピット内の水位挙動（正弦波）を比較することで、3号炉放水ピット流路縮小工への一次元解析モデル適用の妥当性を検証する。

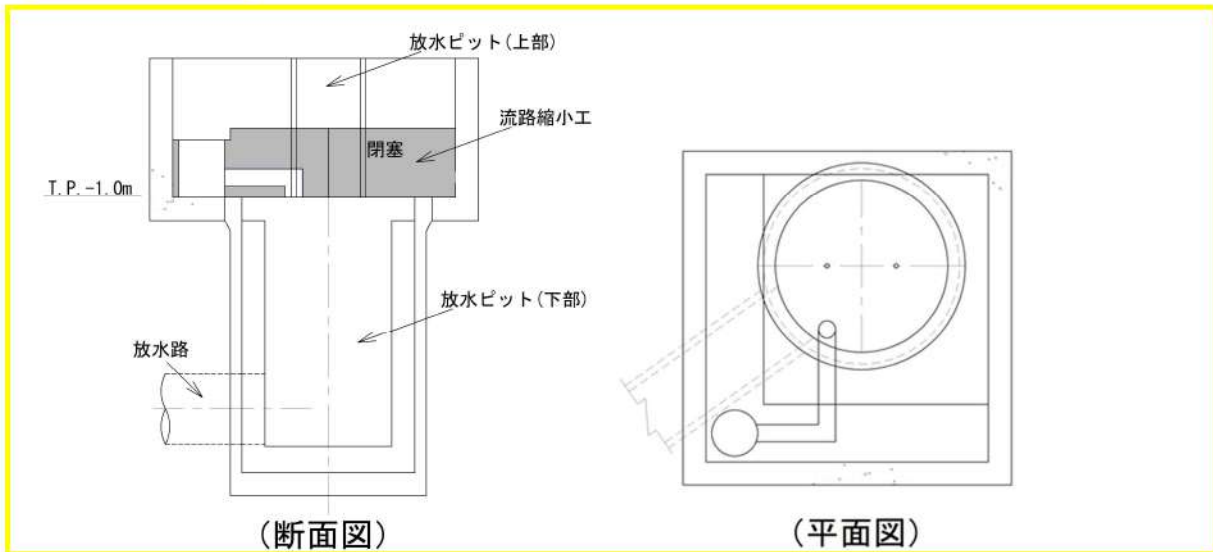
3. 妥当性検証方法の概要及び対象範囲

一次元解析の流路縮小工のモデル化に関する課題に対し、参考表1に示す特徴を有する水理模型実験及び三次元解析を行い、一次元解析と比較し3号炉放水ピット流路縮小工への一次元解析モデル適用の妥当性を検証する。

参考表1 三次元解析及び水理模型実験の特徴

水理模型実験	実現象を模擬でき、複雑な三次元構造に対する実際の流況を確認できる一方で、水位や圧力の計測位置が制限される。
三次元解析	実機スケールで実施でき、複雑な三次元構造に対する流況を再現できる。実験では計測できない地点における水位や圧力についても算定ができる。

検証の対象範囲は、参考図2に示す放水路、放水ピット（上部・下部）及び流路縮小工とする。



参考図2 検証の対象範囲

検証にあたっては、以下に示す定常流及び正弦波について解析及び実験を行う。

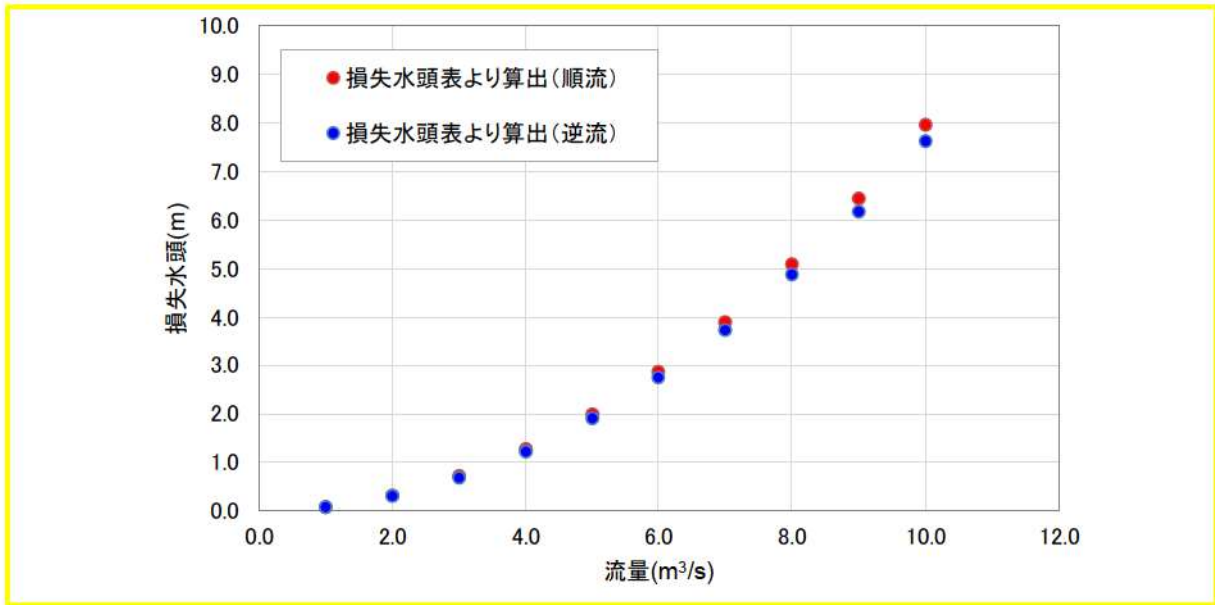
(1) 定常流

放水路、放水ピット（上部・下部）及び流路縮小工に対し、定常流を通水し、放水ピットと水槽水位の水位差（損失水頭）から損失係数を算出することで、流量と損失水頭の関係を整理し、次元解析で設定している電力土木技術協会（1995）及び千秋（1967）の損失係数の妥当性について検証する。

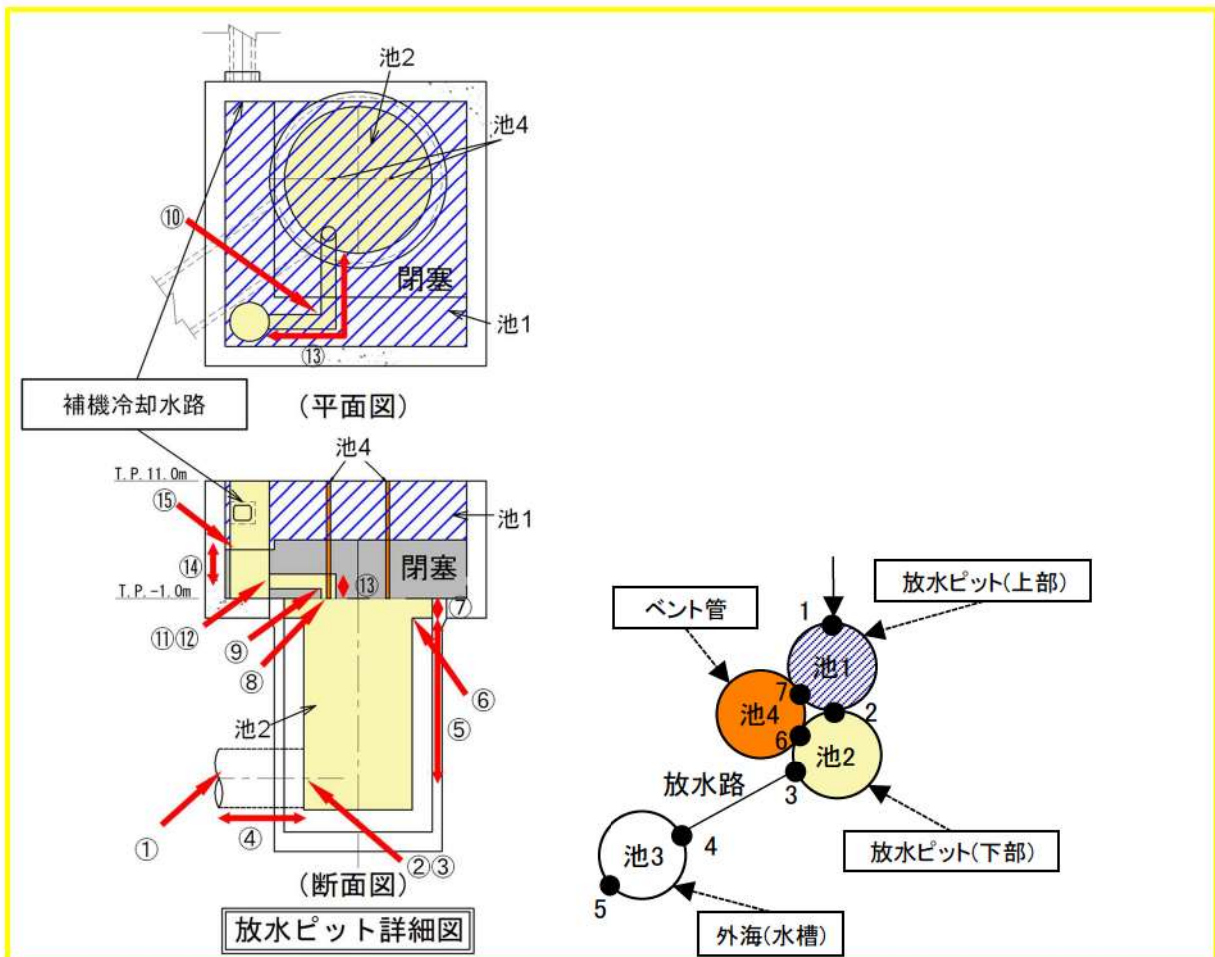
解析及び実験の結果については、参考図3のような流量と損失水頭の関係性を整理する。参考図4で示した損失水頭のモデル図及び損失種類を参考図3に損失水頭表を参考表2及び参考表3に示す。

(2) 正弦波

水槽より正弦波を入射し、放水ピット内の時刻歴水位について次元解析結果と比較することで、次元解析の流路縮小工の水位挙動の妥当性について検証する。



参考図3 流量と損失水頭の関係



参考図4 モデル図及び損失種類

参考表2 流量 2.0m³/s 時の損失水頭表 (順流)

場所	流量 ^{※1} (m ³ /s)	種類	係数		断面積 (m ²)	損失水頭 (m)	モデル化
放水路	2.000	①流出 ^{※2}	F	1.000	22.902	0.00039	節点4
		②急縮 ^{※2}	F	0.433	22.902	0.00017	節点3
		③屈折	F	0.986	22.902	0.00038	節点3
		④摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	22.902	0.00004	管路1
長さ(m)	20.000						
径深(m)	1.350						
放水ビット	2.000	⑤摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	95.033	0.00000	池2
			長さ(m)	16.400			
			径深(m)	2.750			
		⑥急縮 ^{※2}	F	0.254	95.033	0.00001	池2
		⑦摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	176.715	0.00000	池2
			長さ(m)	2.000			
	径深(m)		3.750				
	2.000	⑧急拡 ^{※2}	F	0.980	1.767	0.06406	池2
		⑨屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池2
		⑩屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池2
		⑪急縮 ^{※2}	F	0.468	1.767	0.03059	池2
		⑫屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池2
		⑬摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	1.767	0.02865	池2
			長さ(m)	16.750			
			径深(m)	0.375			
⑭摩擦		粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	12.566	0.00003	池2	
	長さ(m)	3.250					
	径深(m)	1.000					
⑮急縮 ^{※2}	F	0.490	12.566	0.00063	節点2		
合計						0.31830	

※1：放水ビットから放水口へ流れる方向を正とし、ポンプ流量を用いて損失水頭を算出
 ※2：流入・流出損失，急拡・急縮損失は，時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮

参考表3 流量 2.0m³/s 時の損失水頭表 (逆流)

場所	流量 ^{※1} (m ³ /s)	種類	係数		断面積 (m ²)	損失水頭 (m)	モデル化
放水路	2.000	①流入 ^{※2}	F	0.500	22.902	0.00019	節点4
		②急拡 ^{※2}	F	0.576	22.902	0.00022	節点3
		③屈折	F	0.986	22.902	0.00038	節点3
		④摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	22.902	0.00004	管路1
長さ(m)	20.000						
径深(m)	1.350						
放水ビット	2.000	⑤摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	95.033	0.00000	池2
			長さ(m)	16.400			
			径深(m)	2.750			
		⑥急拡 ^{※2}	F	0.213	95.033	0.00000	池2
		⑦摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	176.715	0.00000	池2
			長さ(m)	2.000			
	径深(m)		3.750				
	2.000	⑧急縮 ^{※2}	F	0.500	1.767	0.03268	池2
		⑨屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池2
		⑩屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池2
		⑪急拡 ^{※2}	F	0.738	1.767	0.04824	池2
		⑫屈折	F	0.986	1.767	0.06445	池2
		⑬摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	1.767	0.02865	池2
			長さ(m)	16.750			
			径深(m)	0.375			
⑭摩擦		粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.019	12.566	0.00003	池2	
	長さ(m)	3.250					
	径深(m)	1.000					
⑮急拡 ^{※2}	F	0.891	12.566	0.00115	節点2		
合計						0.30493	

※1：放水ビットから放水口へ流れる方向を正とし、ポンプ流量を用いて損失水頭を算出
 ※2：流入・流出損失，急拡・急縮損失は，時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮

4. 解析及び実験に用いる流量及び波形等の条件

(1) 定常流

定常流の解析及び実験は、流量による損失水頭への影響を確認するため、原子炉補機冷却海水ポンプ流量を想定した $2.0\text{m}^3/\text{s}$ 及び津波流入時流量を想定した $10\text{m}^3/\text{s}$ について、津波流入時及び引き津波時の流向の影響を確認するため逆流（放水口→放水ピット）・順流（放水ピット→放水口）をそれぞれ実施する。

定常流では、参考表 4 に示す 4 ケース（以下、「定常流の基本ケース」という。）を基本として実施する。

参考表 4 定常流の基本ケース

ケース	流量 (m^3/s)	流向	備考
定常流①	2.0	順流（放水ピット→放水口）	原子炉補機冷却海水ポンプ流量として設定
定常流②		逆流（放水口→放水ピット）	
定常流③	10.0	順流（放水ピット→放水口）	津波流入時流量を想定
定常流④		逆流（放水口→放水ピット）	

(2) 正弦波

正弦波の解析及び実験は、流路縮小工位置における水位挙動を確認する。

入力波については、一次元解析結果で放水ピット水位が最大となった波源 D（南防波堤損傷）を選定し、参考図 4 に示すとおり、波形を模した正弦波とする。

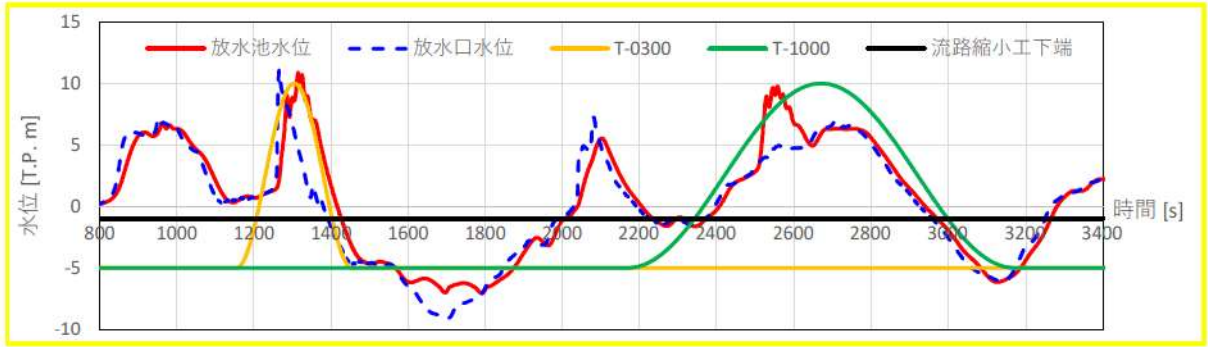
実験に用いる波形、周期及び振幅は、以下のとおりとした。

- ・ 波形は、流路縮小工を通過した際の水位挙動を確認するため流路縮小工下端 T.P. -1.0m 以上を対象とした。
- ・ 周期は、対象とした波形より 300 秒及び 1000 秒とした。
- ・ 振幅は、周期を選定した波形が概ね T.P. -5.0m から T.P. 10.0m となっているため、片振幅 7.5m（全振幅 15.0m）とした。

正弦波では、参考表 5 に示す 2 ケース（以下、「正弦波の基本ケース」という。）を基本として実施する。

参考表 5 正弦波

ケース	周期 (s)	片振幅 (m)
正弦波①	300	7.5
正弦波②	1000	7.5



参考図 4 波源D (南防波堤損傷)

5. 解析及び実験の概要及び条件

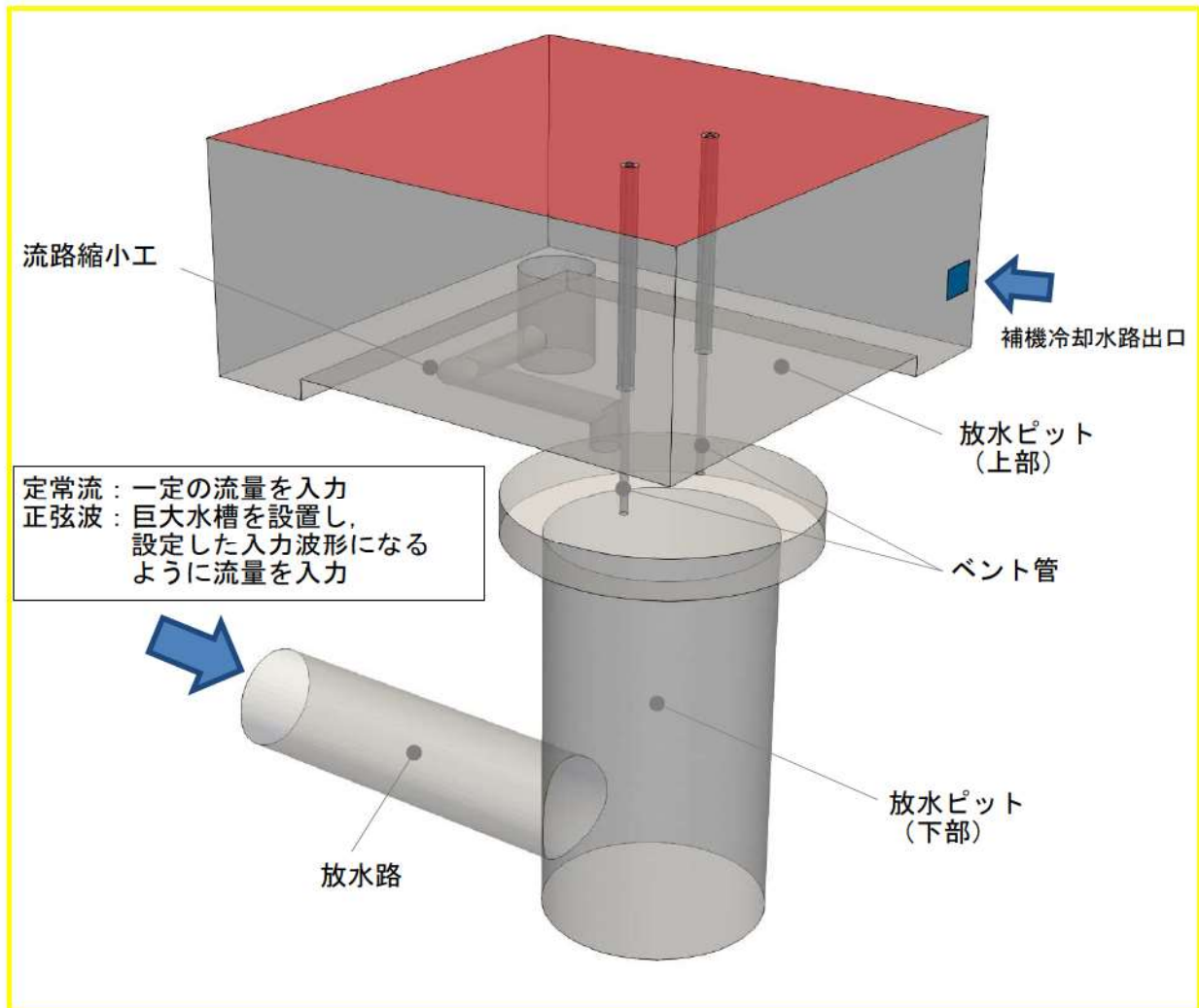
(1) 三次元解析の概要及び条件

a. 概要

三次元解析に用いる解析モデルイメージを参考図6に示す。

定常流の解析では、一定の流量を入力し、損失水頭を算出する。

正弦波の解析では、放水路端部に巨大水槽を設置し、設定した入力波形になるように流量を入力し、水位挙動を確認する。



参考図6 三次元解析モデルイメージ図

b. 解析条件

三次元解析では、定常流の基本ケース（4 ケース）、正弦波の基本ケース（2 ケース）の計 6 ケースを実施する。

モデル化範囲は、放水路、放水ピット（上部・下部）及び流路縮小工とする。
参考表 8 に解析コードを示す。

参考表 6 定常流の実施ケース（定常流の基本ケースと同じ）

ケース	流量 (m ³ /s)	流向	備考
定常流①	2.0	順流	原子炉補機冷却海水ポンプ 流量として設定
定常流②		逆流	
定常流③	10.0	順流	津波流入時流量を想定
定常流④		逆流	

参考表 7 正弦波の実施ケース（正弦波の基本ケースと同じ）

ケース	周期 (s)	片振幅 (m)
正弦波①	300	7.5
正弦波②	1000	7.5

参考表 8 解析コード

使用ソフトウェア	Ver.
OpenFOAM	2.4.0

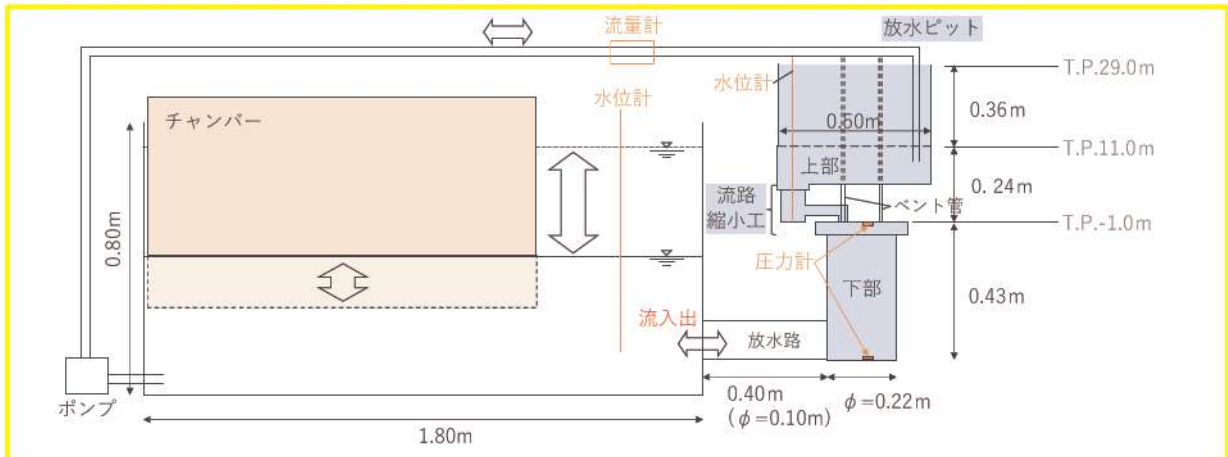
(2) 水理模型実験の概要及び条件

a. 概要

水理模型実験の実験イメージ図を参考図7に示す。

定常流の実験については、ポンプ及び流量計を用いて、流量を制御し、定常流を生じさせた状態で、水位を計測し損失水頭を算出する。

正弦波の実験については、放水路に外洋水槽を接続し、同水槽内のチャンバーを上下させることで水位変動を与え、放水ピット内の水位を計測する。



参考図7 水理模型実験イメージ図

b. 水理模型実験条件

水理模型実験は、フルードの相似則を適用し、実験縮尺（幾何縮尺）は 1/50 とし、設定した模型値を参考表9に示す。

実験では、定常流の基本ケース（4ケース）、正弦波の基本ケース（2ケース）の計6ケースに加えて、定常流では、流量を変化させた追加6ケース（以下、「定常流追加」という。）を、正弦波では、周期及び振幅を変化させた追加6ケース（以下、「正弦波追加」という。）を実施する。

模型の再現範囲は、放水路、放水ピット（上部・下部）及び流路縮小工とする。

参考表9 実機とフルード則により設定した模型値

	実機	模型
流量 (m ³ /s)	2.0	0.11 × 10 ⁻³
	10.0	0.57 × 10 ⁻³
放水ピット内径 (m)	11.0	0.220
流路縮小工排水管 (立坑) 内径 (m)	4.0	0.080
流路縮小工配管部内径 (m)	1.5	0.030

※フルード則より、 $Q_m = Q_p / 50^{5/2} \doteq Q_p / 17,700$ (Q_m : 模型の流量, Q_p : 実機の流量)

参考表 10 定常流の実施ケース

ケース	流量 (実機) (m ³ /s)	流量 (模型) (m ³ /s)	流向
定常流①	2.0	0.11 × 10 ⁻³	順流
定常流②			逆流
定常流追加①	4.0	0.23 × 10 ⁻³	順流
定常流追加②			逆流
定常流追加③	6.0	0.34 × 10 ⁻³	順流
定常流追加④			逆流
定常流追加⑤	8.0	0.45 × 10 ⁻³	順流
定常流追加⑥			逆流
定常流③	10.0	0.57 × 10 ⁻³	順流
定常流④			逆流

参考表 11 正弦波の実施ケース

ケース	周期 (実機) (s)	周期 (模型) (s)	片振幅 (m)
正弦波追加①	50	7.1	7.5
正弦波追加②	150	21.2	7.5
正弦波①	300	42.4	7.5
正弦波追加③	300	42.4	8.5
正弦波追加④	600	84.9	7.5
正弦波②	1000	141.4	7.5
正弦波追加⑤	1000	141.4	8.5
正弦波追加⑥	1200	169.8	7.5

(3) 一次元解析の概要及び条件

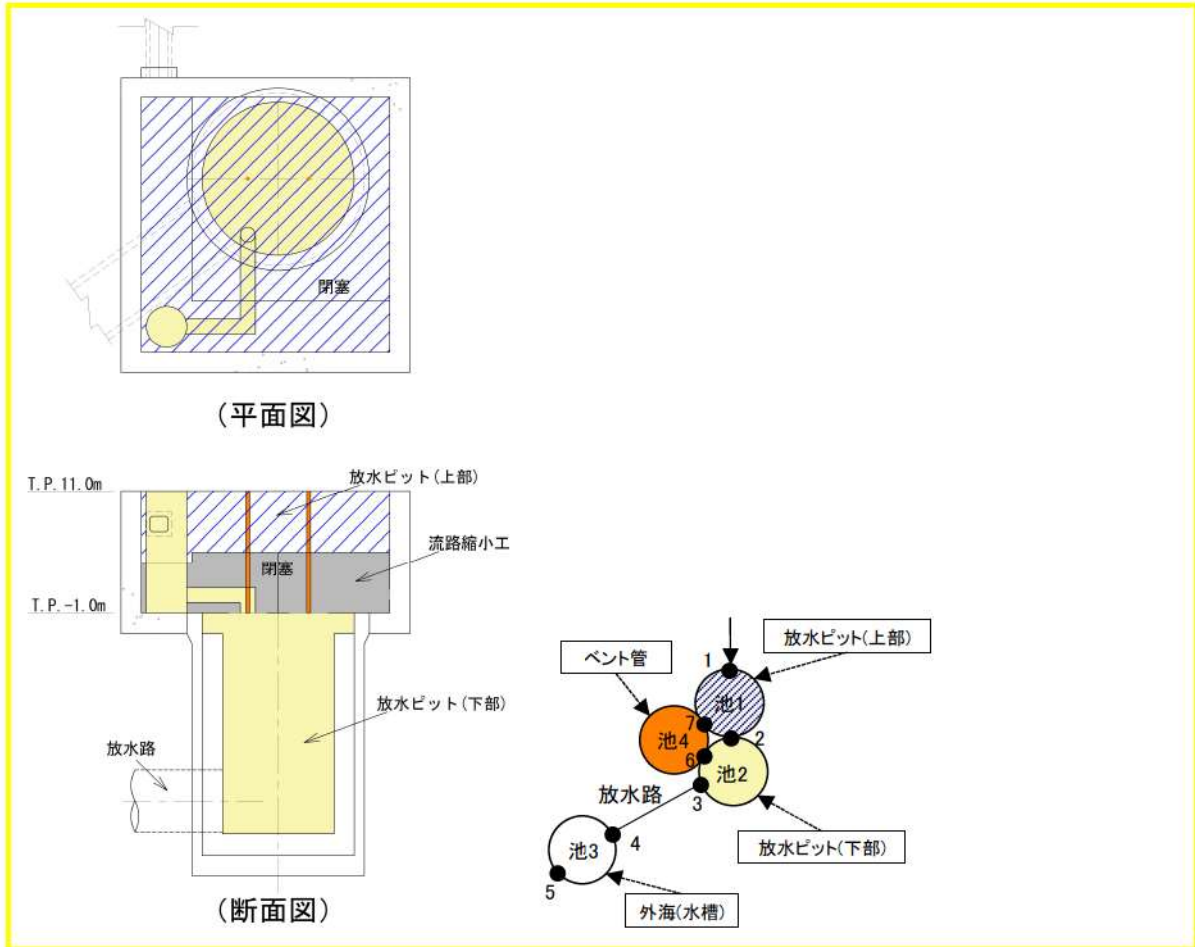
a. 概要

三次元解析及び実験結果より算出した損失水頭及び流路縮小工を設置した放水ピット内の水位挙動について、同様の条件で実施した一次元解析結果と比較する。

一次元解析に用いる検討対象範囲とモデル図を参考図8に示す。

定常流の解析では、一定の流量を入力し、損失水頭を算出する。

正弦波の解析では、放水路端部に池モデルを設置し、設定した入力波形を池モデル内の水位として入力し、水位挙動を確認する。



参考図8 検討対象範囲とモデル図

b. 解析条件

一次元解析では、実験と同様に定常流 10 ケース、正弦波計 8 ケースについて実施する。

モデル化範囲は、外海及び放水路、放水ピット（上部・下部）及び流路縮小工とする。

参考表 14 に解析コードを示す。

参考表 12 定常流の実施ケース

ケース	流量 (m^3/s)	流向
定常流①	2.0	順流
定常流②		逆流
定常流追加①	4.0	順流
定常流追加②		逆流
定常流追加③	6.0	順流
定常流追加④		逆流
定常流追加⑤	8.0	順流
定常流追加⑥		逆流
定常流③	10.0	順流
定常流④		逆流

参考表 13 正弦波の実施ケース

ケース	周期 (s)	片振幅 (m)
正弦波追加①	50	7.5
正弦波追加②	150	7.5
正弦波①	300	7.5
正弦波追加③	300	8.5
正弦波追加④	600	7.5
正弦波②	1000	7.5
正弦波追加⑤	1000	8.5
正弦波追加⑥	1200	7.5

参考表 14 解析コード

使用ソフトウェア	Ver.
SURGE	2.8.7

6. 各解析及び水理模型実験における実施ケース

妥当性検証のために、三次元解析、水理模型実験及び一次元解析について、以下に示す実施ケースを行う計画である。

- ・定常流（三次元解析：4 ケース，水理模型実験及び一次元解析：10 ケース）
- ・正弦波（三次元解析：2 ケース，水理模型実験及び一次元解析：8 ケース）

参考表 15 定常流の実施ケース

ケース	流量 (m ³ /s)	流向	三次元 解析	水理模型 実験	一次元 解析
定常流①	2.0	順流	○	○	○
定常流②		逆流	○	○	○
定常流追加①	4.0	順流	—	○	○
定常流追加②		逆流	—	○	○
定常流追加③	6.0	順流	—	○	○
定常流追加④		逆流	—	○	○
定常流追加⑤	8.0	順流	—	○	○
定常流追加⑥		逆流	—	○	○
定常流③	10.0	順流	○	○	○
定常流④		逆流	○	○	○

参考表 16 正弦波の実施ケース

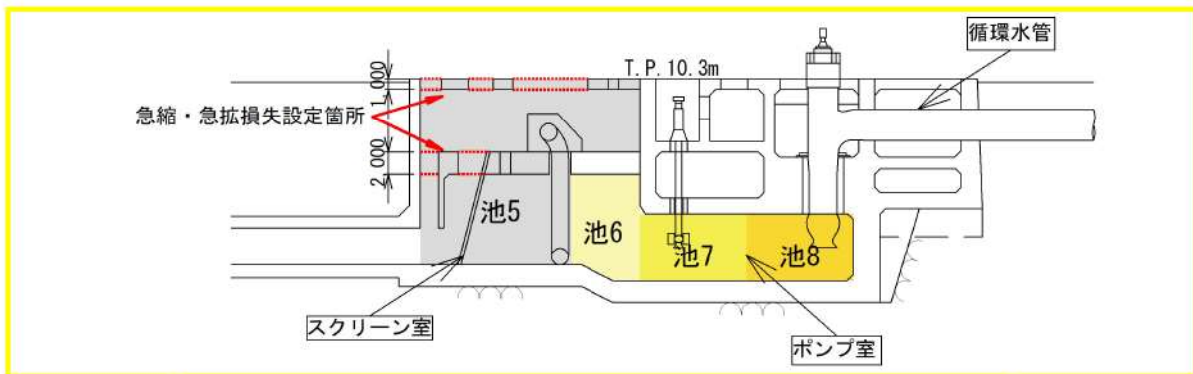
ケース	周期 (s)	振幅 (m)	三次元 解析	水理模型 実験	一次元 解析
正弦波追加①	50	7.5	—	○	○
正弦波追加②	150	7.5	—	○	○
正弦波①	300	7.5	○	○	○
正弦波追加③	300	8.5	—	○	○
正弦波追加④	600	7.5	—	○	○
正弦波②	1000	7.5	○	○	○
正弦波追加⑤	1000	8.5	—	○	○
正弦波追加⑥	1200	7.5	—	○	○

取水ピット中間スラブ及び天端開口部の損失係数設定の妥当性について

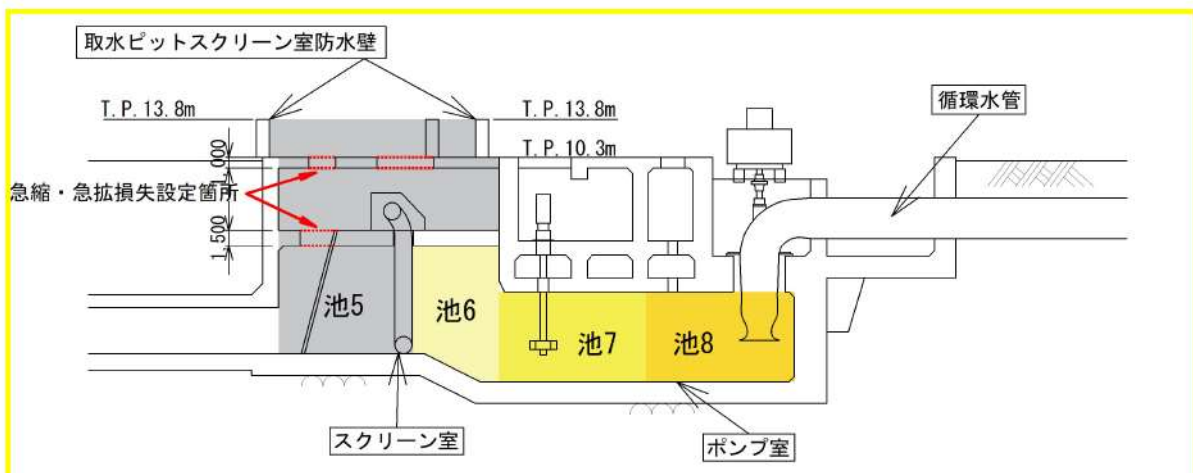
1. 概要

1号及び2号炉並びに3号炉取水施設では、取水ピット内部に中間スラブ及び天端開口部の狭窄部を有している。これらの箇所は、津波来襲時に取水ピット内に流入した海水による水位変動によって、鉛直方向の狭窄部に自由水面を有する水流が発生する。管路解析では、電力土木技術協会(1995)を参照し、各狭窄部について急縮損失と急拡損失を適用している。取水ピット内部の急縮・急拡損失設定箇所を参考図1及び参考図2に、電力土木技術協会(1995)における急縮及び急拡による損失水頭の算出方法について参考図3に示す。

ここでは、鉛直方向の狭窄部に自由水面を有する水流が生じる構造物の損失係数に関する既往文献の実験値を確認し、泊発電所で適用している電力土木技術協会(1995)による損失と比較することで、その妥当性を確認する。



参考図1 1号及び2号炉取水ピットスクリーン室断面図



参考図2 3号炉取水ピットスクリーン室断面図

i 急拡による損失水頭

$$h_{se} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \frac{V_1^2}{2g} \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$$

$$= f_{se} \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (17.9.5)$$

ここに、

- V_1, V_2 : 急拡前後の平均流速 (m/sec)
- A_1, A_2 : 急拡前後の管断面積 (m²)
- f_{se} : 急拡損失係数 (表 17-9-3による)
- D_1 : 急拡前の管路の径
- D_2 : 急拡後の管路の径

表 17-9-3 急拡損失係数 f_{se}

D_1/D_2	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	(1.0)
f_{se}	1.00	0.98	0.92	0.82	0.70	0.56	0.41	0.26	0.13	0.04	(0)

ii 急縮による損失水頭

$$h_{sc} = \frac{V_2^2}{2g} \left(\frac{1}{C_c} - 1 \right)^2 = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (17.9.6)$$

ここに、

- V_2 : 急縮後の平均流速 (m/sec)
- C_c : 縮流係数
- f_{sc} : 急縮損失係数 (17-9-4による)
- D_1 : 急縮前の管路の径
- D_2 : 急縮後の管路の径

表 17-9-4 急縮損失係数 f_{sc}

D_2/D_1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
f_{sc}	0.50	0.50	0.49	0.49	0.46	0.43	0.38	0.29	0.18	0.07	0

参考図 3 急縮及び急拡による損失水頭の算出, 電力土木技術協会 (1995)

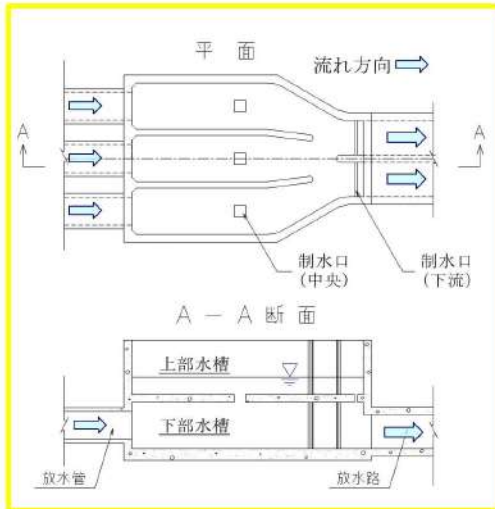
2. 既往文献の確認

取水ピット中間スラブ及び天端開口部等の鉛直方向の狭窄部に自由水面を有する場合の損失係数の設定の妥当性を確認するため、文献を確認した。

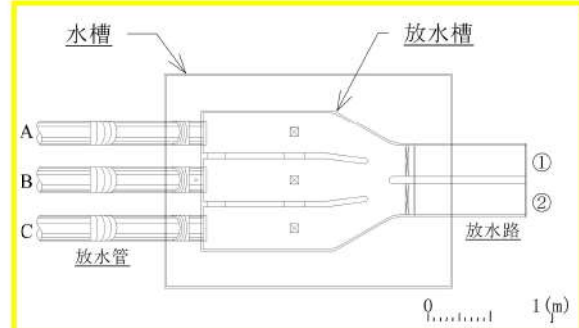
(1) 川崎ほか(2005)

川崎ほか(2005)では、汽力発電所における制水口型放水槽のサージング時抵抗特性を実験的に検討・評価している。制水口型放水槽は、参考図4(a)に示すように、上部水槽と下部水槽とが制水口により連結されたものである。通常運転時は下部水槽を放流水が流下し、ポンプ起動・停止時には上部水槽と下部水槽を放流水が移動し、サージタンクとしての役割を果たす。実験は、参考図4(b)に示すように放水槽模型を水槽内に設置し、参考図4(c)のように、アップサージ(下部水槽 → 上部水槽)およびダウンサージ(上部水槽 → 下部水槽)を再現し、その際の上下水槽間の水頭差を計測したものである。

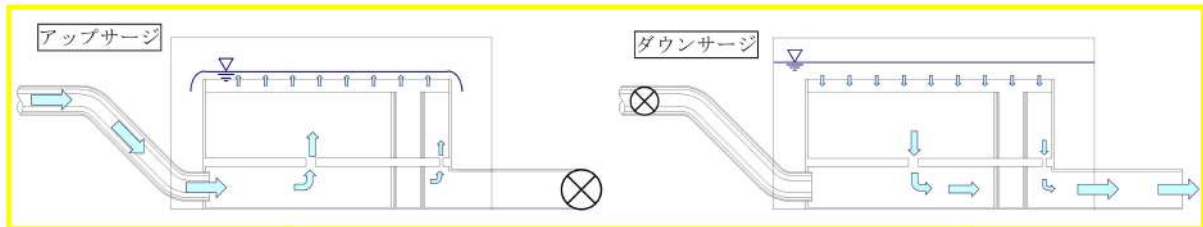
開口率 1.50%, 1.64%, 1.80%, 1.94%を検討した結果、参考図4(d)よりアップサージ(流入時)とダウンサージ(流出時)ともに流量係数 C_d は約0.75である。



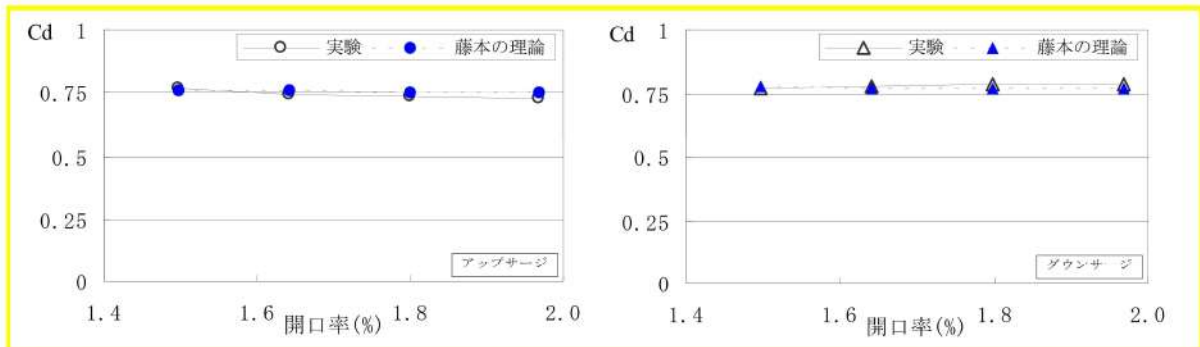
参考図 4 (a) 制水口型
放水槽概念図



参考図 4 (b) 実験模型



参考図 4 (c) アップサージ及びダウンスージ



参考図 4 (d) アップサージ (均等流入) 及びダウンスージ (均等流出) の Cd 値

(2) 土木学会(1999)：水理公式集(平成11年版)

川崎ほか(2005)に示される流量係数 C_d と電力土木技術協会(1995)による損失係数 f' を比較するため、流量係数 C_d と損失係数 f' の関係式($f' = \frac{1}{C_d^2}$)を土木学会(1999)より導出する。

土木学会(1999)では、鉛直方向の狭窄部に自由水面を有する場合の損失の適用例として、制水口型サージタンクが挙げられる。参考図5に、制水口型サージタンクにおける管水路の運動方程式及び連続式を示す。

参考図5において、鉛直方向の狭窄部の損失は、式(3-4.28)に示される制水口抵抗 k によって表される。式(3-4.28)において、制水口の通過流量 $fv - Q = Q_p$ 、制水口断面での流速を v_a とすると、 $v_a = Q_p/F_p$ となるため、参考図5の式(3-4.28)は以下のように示される。

$$k = \frac{Q_p|Q_p|}{2g(C_d F_p)^2} = \frac{1}{C_d^2} \frac{v_a|v_a|}{2g} = f' \frac{v_a|v_a|}{2g}$$

ここに、 f' ：制水口断面流速による損失係数 ($f' = \frac{1}{C_d^2}$)

4.3.3 制水口型サージタンク (図3-4.9 参照)

(a) 管水路の運動方程式：

$$\frac{dv}{dt} = \frac{z - cv|v| - k}{L/g} \dots\dots\dots(3-4.27)$$

$$k = \frac{v_p|v_p|}{2g} = \frac{(fv - Q)|fv - Q|}{2g(C_d F_p)^2} \dots\dots\dots(3-4.28)$$

ここに、 k ：制水口抵抗、 v_p ：制水口通過流速、 C_d ：制水口の流量係数、 F_p ：制水口の断面積。

(b) サージタンクの連続式：

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q - fv}{F} \dots\dots\dots(3-4.29)$$

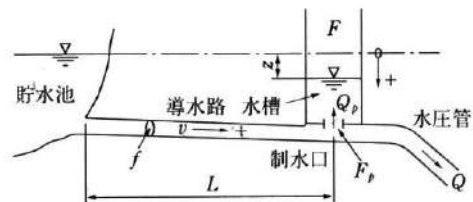


図3-4.9 制水口型サージタンク

ここに、 v ：導水路内平均流速(貯水池からサージタンクに向かう流れを正とする)、 z ：サージタンク水位(貯水池水位を基準として鉛直下向きを正とする)、 c ：損失水頭係数($=h/v^2$, h ：全損失水頭)、 L ：導水路の長さ、 t ：時間、 g ：重力加速度。

参考図5 制水口型サージタンクにおける管水路の運動方程式及び連続式、土木学会(1999)

3. 文献を踏まえた損失係数の算出

(1) 川崎ほか (2005) の損失係数

泊発電所で適用している電力土木技術協会(1995)による損失係数 f' と川崎ほか(2005)の実験における制水口による流量係数 C_d を比較するため、流量係数 C_d と損失係数 f' の関係($f' = \frac{1}{C_d^2}$)により以下のとおり川崎ほか(2005)の流量係数 $C_d = 0.75$ を用いて損失係数 f' を算出した。

$$f' = \frac{1}{0.75^2} \doteq 1.778$$

(2) 電力土木技術協会(1995)の損失係数

泊発電所で適用している電力土木技術協会(1995)により急縮・急拡損失については、参考図3及び参考図4(d)の開口率1.50%、1.64%、1.80%、1.94%を用いた。

参考表1 電力土木技術協会(1995)により算出した損失係数 f'

対象施設	開口率(%)	各損失係数	損失係数の合計値
制水口型放水槽 (模型実験)	1.50	0.498 (急縮)	1.468
		0.970 (急拡)	
	1.64	0.497 (急縮)	1.464
		0.967 (急拡)	
	1.80	0.497 (急縮)	1.461
		0.964 (急拡)	
	1.97	0.496 (急縮)	1.457
		0.961 (急拡)	

4. 損失係数の比較及び妥当性について

(1) 損失係数の比較

電力土木技術協会(1995)と川崎ほか(2005)より算出した損失係数 f' の比較結果を参考表2に示す。

川崎ほか(2005)の実験より求まる損失係数 f' は約 1.778 であるが、電力土木技術協会(1995)により算定した急縮・急拡損失係数の合計値は 1.46~1.47 程度であり、泊発電所で適用している電力土木技術協会(1995)より算出した損失係数が小さい値となった。

参考表2 川崎ほか(2005)と電力土木技術協会(1995)より算出した損失係数 f' の比較結果

対象施設	損失係数 f'	
	川崎ほか(2005)に基づく設定値	電力土木技術協会(1995)に基づく設定値
制水口型放水槽 (模型実験)	約 1.778	1.457~1.468

(2) 泊発電所の損失係数設定の妥当性

鉛直方向の狭窄部に自由水面を有する水流が生じる構造物の損失係数に関する既往文献の確認を行い、川崎ほか(2005)の損失係数と、泊発電所で適用している電力土木技術協会(1995)より算定した急縮・急拡損失係数と比較したところ、電力土木技術協会(1995)を用いた急縮・急拡損失係数の方が小さい値となった。

取水ピット内の狭窄部により急縮・急拡損失が小さい場合、津波来襲時にピット内水位がより上昇すると考えられることから、川崎ほか(2005)と比較して、電力土木技術協会(1995)により算定した急縮・急拡による損失係数は、保守的な設定であると考えられる。

以上より、泊発電所で適用している電力土木技術協会(1995)より算定した損失係数は、妥当であることを確認した。

【参考文献】

- 1) 土木学会(2016)：原子力発電所の津波評価技術 2016, 公益社団法人土木学会原子力土木委員会津波評価小委員会
- 2) 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-増補改訂版-
- 3) 千秋(1967)：発電水力演習
- 4) 土木学会(1999)：水理公式集(平成 11 年版)
- 5) 川崎昌三, 新庄高久 (2005)：複数配列した制水口型放水槽の抵抗特性に関する実験的研究, 土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, Vol. 32-2, 145-146

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、図1に示す地点における潮位観測記録より求めた朔望平均潮位を使用している。

上昇側の水位変動については朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを考慮した上昇側評価水位，下降側の水位変動については朔望平均干潮位及び潮位のばらつきを考慮した下降側評価水位を設定した。

朔望平均潮位は，1961年9月～1962年8月の泊発電所の南方約5kmに位置している「岩内港（国土交通省所管）」の潮位観測記録に基づき設定している。

なお，朔望平均潮位の算出に用いた潮位記録取得期間から現在まで時間が経過していることから，至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）及びデータ分析期間初期約5ヵ年（1971年3月～1975年12月^{※1}）のデータについても分析したうえで，保守的になるようデータ分析期間初期約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）のデータに基づき入力津波評価に用いる潮位を設定した。

入力津波の評価で考慮する潮位及びデータ分析の結果を，表1に示す。

※1 1967年1月～1971年2月におけるデータが受領できなかったことから，1971年3月以降のまとまった期間のデータとした。

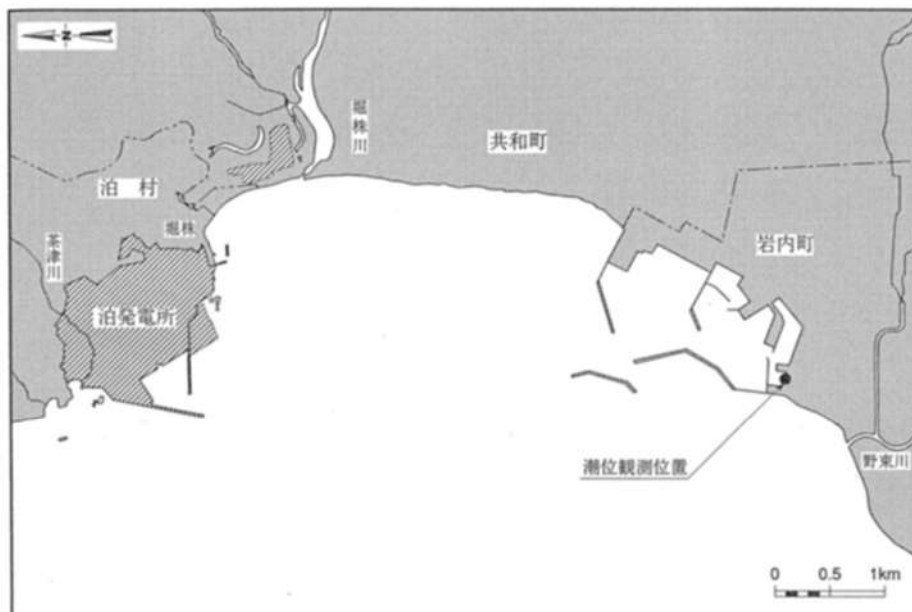


図1 観測地点「岩内港」の位置

表 1 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位

	入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位 (1961年9月～1962年8月)	至近8ヵ年 (2014年1月～2021年12月) の潮位分析結果		データ分析期間 初期約5ヵ年 (1971年3月～1975年12月) の潮位分析結果		入力津波評価に用いる潮位
		朔望平均潮位	標準偏差	朔望平均潮位	標準偏差	
朔望平均満潮位	T.P. 0.26m	T.P. 0.28m	0.11m	T.P. 0.26m	0.14m	T.P. 0.40m
朔望平均干潮位	T.P. -0.14m	T.P. -0.13m	0.12m	T.P. -0.20m	0.13m	T.P. -0.33m

2. 観測記録の抽出期間の影響について

入力津波による水位変動に用いる潮位観測記録に対して、1971年～2018年までの約48カ年の潮位観測記録のデータ分析を行った。分析結果を図2に示す。

平均潮位の変化について線形近似を実施し、潮位の変化量を算定した結果、データの分析を行った約48カ年で -6 cm (-0.11 cm/年)であり、緩やかな下降傾向が見られるものの、急激な変化は見られないことを確認した。

以上より、入力津波に用いる潮位条件用のデータ抽出期間に問題はない。

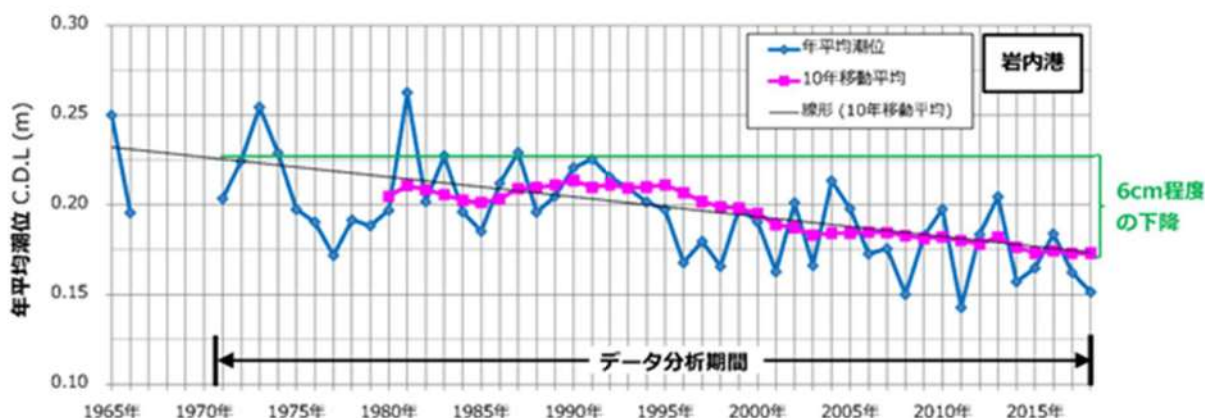


図2 年平均潮位の推移 (1965年～2018年)

また、2019年以降の最新データを追加した1971年～2021年までの約51カ年の潮位観測記録のデータ分析を行った。分析結果を図3に示す。

平均潮位の変化について線形近似を実施し、潮位の変化量を算定した結果、データの分析を行った約51カ年で -6 cm (-0.11 cm/年)であり、1971年～2018年における年平均潮位の推移と同様であることを確認した。

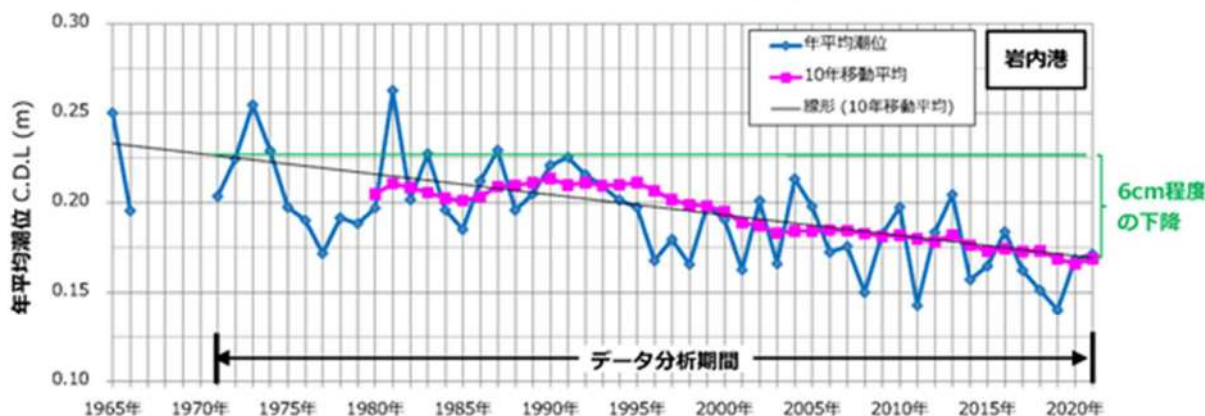


図3 年平均潮位の推移 (1965年～2021年)

3. 泊発電所の潮位観測記録と岩内港の潮位観測記録との比較について

泊発電所の潮位観測地点と泊発電所の潮位観測に用いている潮位観測地点「岩内港」（敷地から南約5km地点）の潮位観測記録を比較した。

泊発電所における潮位計の設置位置を図4に示す。

泊発電所の潮位観測地点と潮位観測地点「岩内港」の記録を比較するため、両地点の潮位観測記録から、日最高潮位及び日最低潮位の値を整理した。

泊発電所の潮位観測地点と潮位観測地点「岩内港」の過去1年間（2018年）の日最高及び最低潮位の比較を図5に示す。

検討結果から、泊発電所の潮位観測地点と潮位観測地点「岩内港」の波形には大きな差がなく、泊発電所の潮位観測地点と潮位観測地点「岩内港」の日最高潮位の差は年間平均0.01m、日最低潮位の差は年間平均0.01mとなる。

泊発電所で観測している潮位は、発電所の運用管理上、敷地・施設に対する相対的な関係の確認を目的としたものであり、地殻変動による沈降は、運用管理上問題となる不等沈下を伴うものではないことから、観測基準面の標高の見直しは行っていない。

朔望平均潮位については、岩内港の潮位観測記録に基づき評価を実施する。泊発電所の日最高潮位及び日最低潮位は共に岩内港に比べ年間平均0.01m高かったことを踏まえ、保守的な設定になるよう潮位差として上昇側水位に0.01mを考慮し、下降側水位には考慮しない。

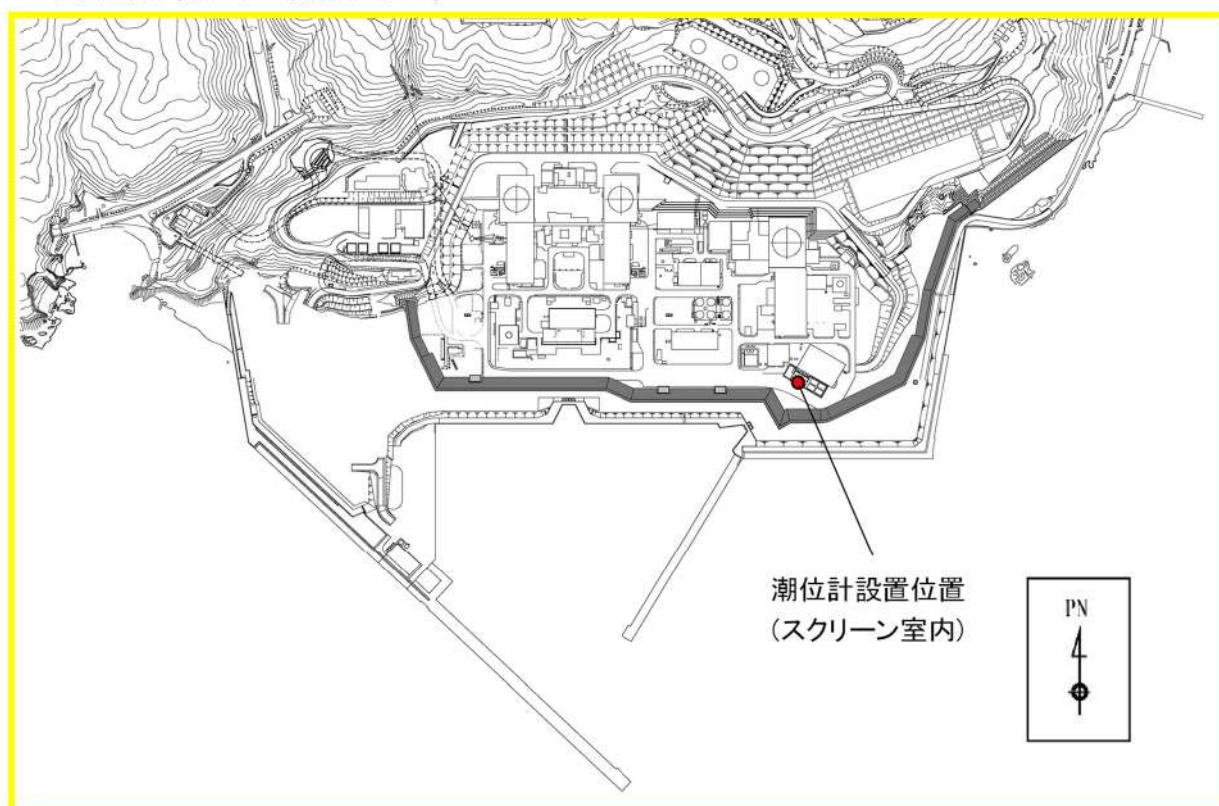


図4 泊発電所における潮位計設置位置

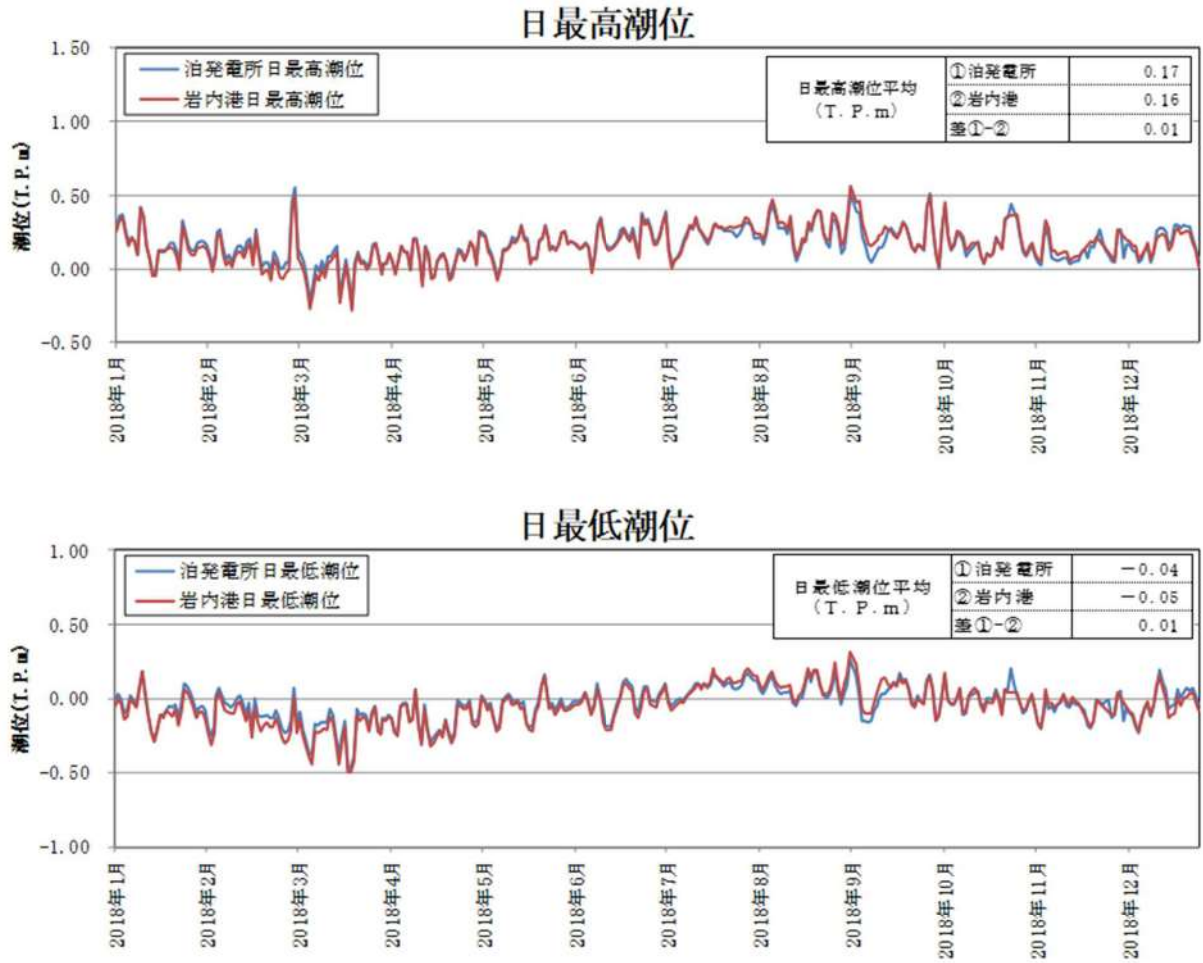


図5 泊発電所と潮位観測地点「岩内港」の
日最高及び最低潮位の比較

4. 朔望平均潮位におけるばらつきの考慮について

入力津波の設定に用いる潮位条件として考慮する潮位のばらつきを把握するために、至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）及びデータ分析期間初期約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位に関するデータを分析した。

（1）至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）

至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）の朔望平均潮位に関するデータ分析の結果を表2及び図6に示す。標準偏差は満潮位で0.11m、干潮位で0.12mとなった。入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）の朔望平均潮位の比較を表3に示す。両者を比較した結果、朔望平均満潮位の差は0.02m、朔望平均干潮位の差は0.01mである。

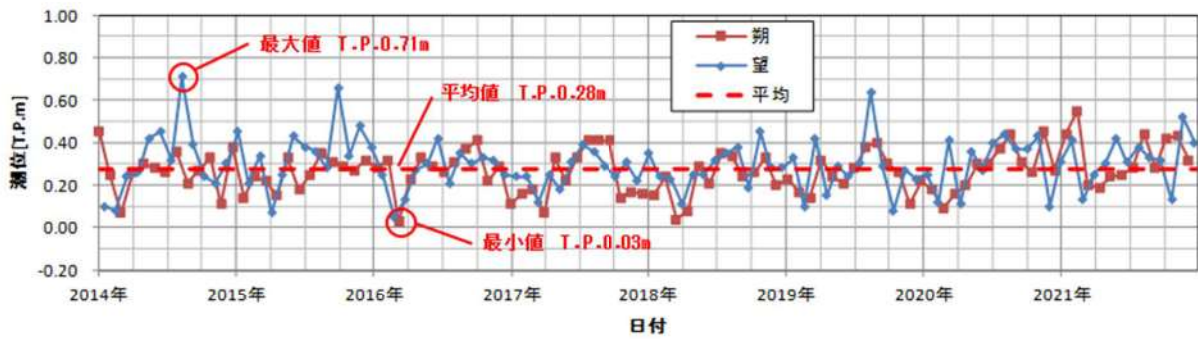
表2 至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）における朔望平均潮位

	満潮位	干潮位
最大値	T. P. 0. 71m	T. P. 0. 16m
平均値	T. P. 0. 28m	T. P. -0. 13m
最小値	T. P. 0. 03m	T. P. -0. 49m
標準偏差	0. 11m	0. 12m

表3 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）の朔望平均潮位の比較

	入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）（A）	過去8ヵ年（2014年1月～2021年12月）の朔望平均潮位（B）	(B) - (A)
朔望平均満潮位	T. P. 0. 26m	T. P. 0. 28m	0. 02m
朔望平均干潮位	T. P. -0. 14m	T. P. -0. 13m	0. 01m

朔望満潮位



朔望干潮位

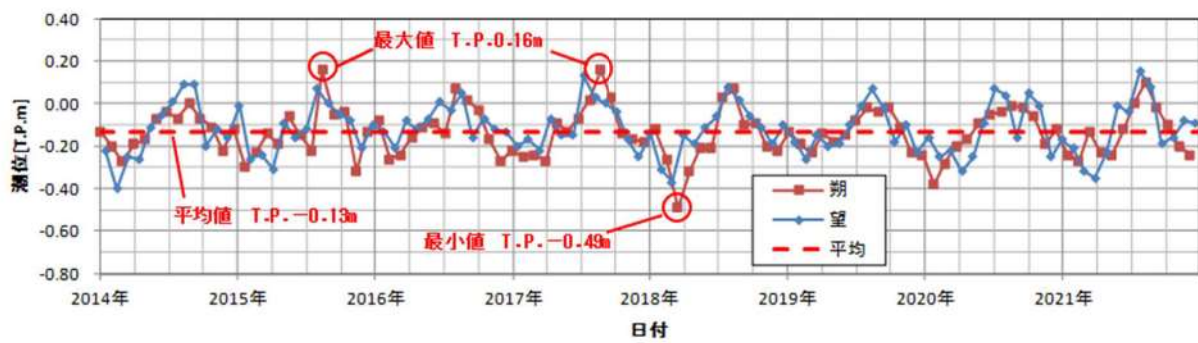


図6 至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）の各月の朔望潮位の推移

(2) データ分析期間初期約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)

データ分析期間初期約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均潮位に関するデータ分析の結果を表4及び図7に示す。標準偏差は満潮位で0.14m、干潮位で0.13mとなった。入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位(1961年9月～1962年8月)とデータ分析期間初期約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均潮位の比較を表5に示す。両者を比較した結果、朔望平均満潮位の差は0.00m、朔望平均干潮位の差は0.06mである。

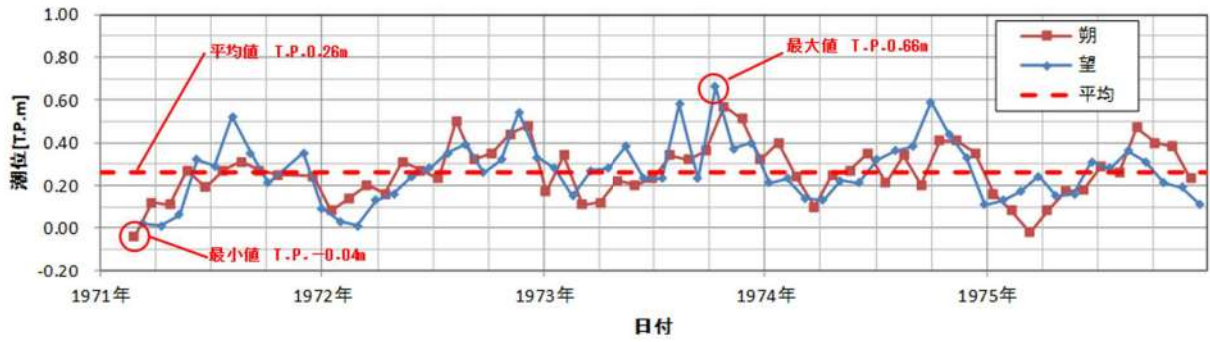
表4 データ分析期間初期約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)における朔望平均潮位

	満潮位	干潮位
最大値	T. P. 0.66m	T. P. 0.16m
平均値	T. P. 0.26m	T. P. -0.20m
最小値	T. P. -0.04m	T. P. -0.48m
標準偏差	0.14m	0.13m

表5 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位(1961年9月～1962年8月)とデータ分析期間初期約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均潮位の比較

	入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位(1961年9月～1962年8月)(A)	データ分析期間初期約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均潮位(B)	(B)-(A)
朔望平均満潮位	T. P. 0.26m	T. P. 0.26m	0.00m
朔望平均干潮位	T. P. -0.14m	T. P. -0.20m	0.06m

朔望満潮位



朔望干潮位

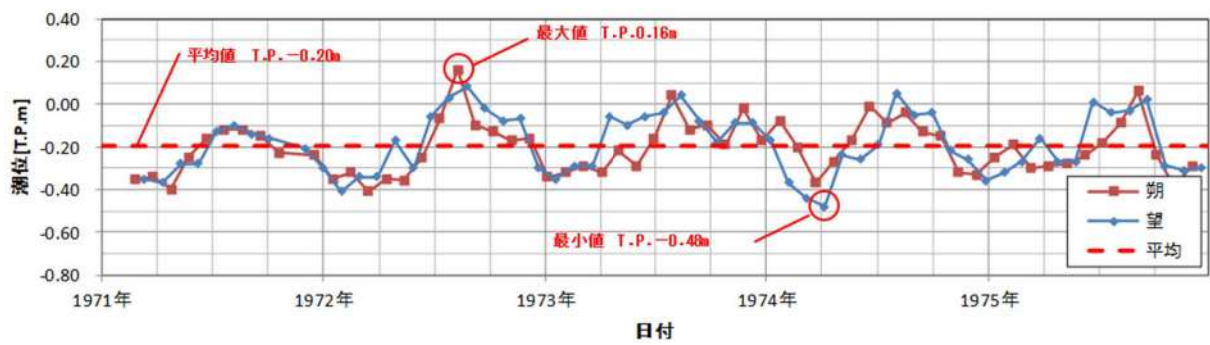


図7 データ分析期間初期約5カ年（1971年3月～1975年12月）の各月の朔望潮位の推移

(3) まとめ

潮位のばらつきについては、入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）、至近8ヵ年（2014年1月～2021年12月）及びデータ分析期間初期約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位を比較し、保守的な設定になるようデータ分析期間初期約5ヵ年の朔望平均潮位のばらつきを考慮することとする（図8）。

- ▶ 水位上昇側については、岩内港のデータ分析期間初期約5ヵ年の朔望平均満潮位 T.P. 0.26m に標準偏差 0.14m を加えると、T.P. 0.40m となるため、入力津波の評価で考慮する朔望平均満潮位 T.P. 0.26m との差分 0.14m を、評価のばらつきとして考慮する。加えて、入力津波の評価に当たっては、泊発電所と岩内港の潮位差 0.01m を考慮する。
- ▶ 水位下降側については、岩内港のデータ分析期間初期約5ヵ年の朔望平均干潮位 T.P. -0.20m から標準偏差 0.13m を差し引くと、T.P. -0.33m となるため、入力津波の評価で考慮する朔望平均満潮位 T.P. -0.14m との差分 0.19m を、評価のばらつきとして考慮する。

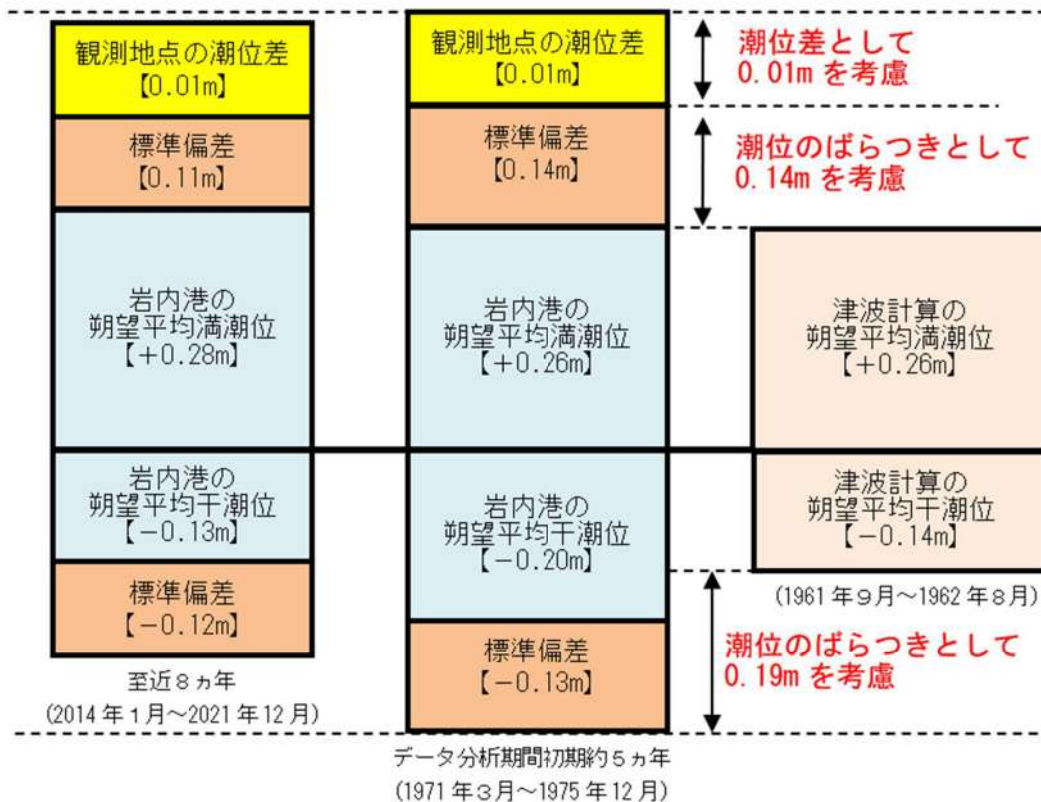


図8 潮位のばらつき考慮の考え方

5. 高潮発生状況について

潮汐以外の要因による潮位変動について、過去48年（1971年～2018年）の潮位観測記録に基づき、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た上で、考慮の要否、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。

さらに上記、再現期間を検討した過去48年（1971年～2018年）以降の近年の潮位観測記録を含めた過去51年（1971年～2021年）の潮位観測記録についても確認し、再現期間100年に対する期待値の比較を行った。

（1）高潮の評価

観測地点「岩内港」における過去48年（1971年～2018年）の年最高潮位を表6に示す。また、表から算定した観測地点「岩内港」における最高潮位の超過発生確率を図9に示す。これより、再現期間と期待値は次のとおりとなる。

2年	T.P.	0.63m
5年	T.P.	0.73m
10年	T.P.	0.80m
20年	T.P.	0.87m
50年	T.P.	0.96m
100年	T.P.	1.03m

表6 観測地点「岩内港」における年最高潮位

年	最高潮位 発生日	年最高潮位 (T.P.m)	(参考) 年最高潮位上位10位
1971	10月12日	0.570	
1972	9月18日	0.640	
1973	10月15日	0.660	
1974	10月4日	0.590	
1975	9月8日	0.470	
1976	9月15日	0.510	
1977	7月11日	0.360	
1978	8月4日	0.505	
1979	3月31日	0.575	
1980	11月1日	0.515	
1981	11月4日	0.565	
1982	8月29日	0.485	
1983	11月25日	0.640	
1984	8月23日	0.770	5
1985	10月8日	0.670	
1986	9月22日	0.750	9
1987	9月1日	1.000	1
1988	12月15日	0.640	
1989	8月28日	0.700	
1990	8月23日	0.790	4
1991	7月26日	0.620	
1992	10月31日	0.710	
1993	1月29日	0.630	
1994	10月13日	0.810	3
1995	11月9日	0.760	7
1996	6月19日	0.580	
1997	8月5日	0.650	
1998	11月9日	0.730	
1999	10月3日	0.710	
2000	9月2日	0.750	9
2001	8月23日	0.660	
2002	10月23日	0.700	
2003	12月26日	0.770	5
2004	9月8日	0.960	2
2005	9月8日	0.610	
2006	9月20日	0.760	7
2007	9月8日	0.650	
2008	11月30日	0.458	
2009	8月21日	0.598	
2010	12月4日	0.628	
2011	7月4日	0.488	
2012	9月18日	0.538	
2013	8月18日	0.578	
2014	8月11日	0.708	
2015	10月2日	0.658	
2016	8月31日	0.658	
2017	9月19日	0.558	
2018	9月6日	0.568	

(参考) 年最高潮位上位 10 位と発生要因

順位	最高潮位 (T.P.m)	発生年月日	発生要因
1	1.000	1987年9月1日	台風12号
2	0.960	2004年9月8日	台風18号
3	0.810	1994年10月13日	台風29号
4	0.790	1990年8月23日	台風14号
5	0.770	1984年8月23日	台風10号
6	0.770	2003年12月26日	低気圧
7	0.760	1995年11月9日	低気圧
8	0.760	2006年9月20日	台風13号
9	0.750	1986年9月22日	台風16号
10	0.750	2000年9月2日	台風12号

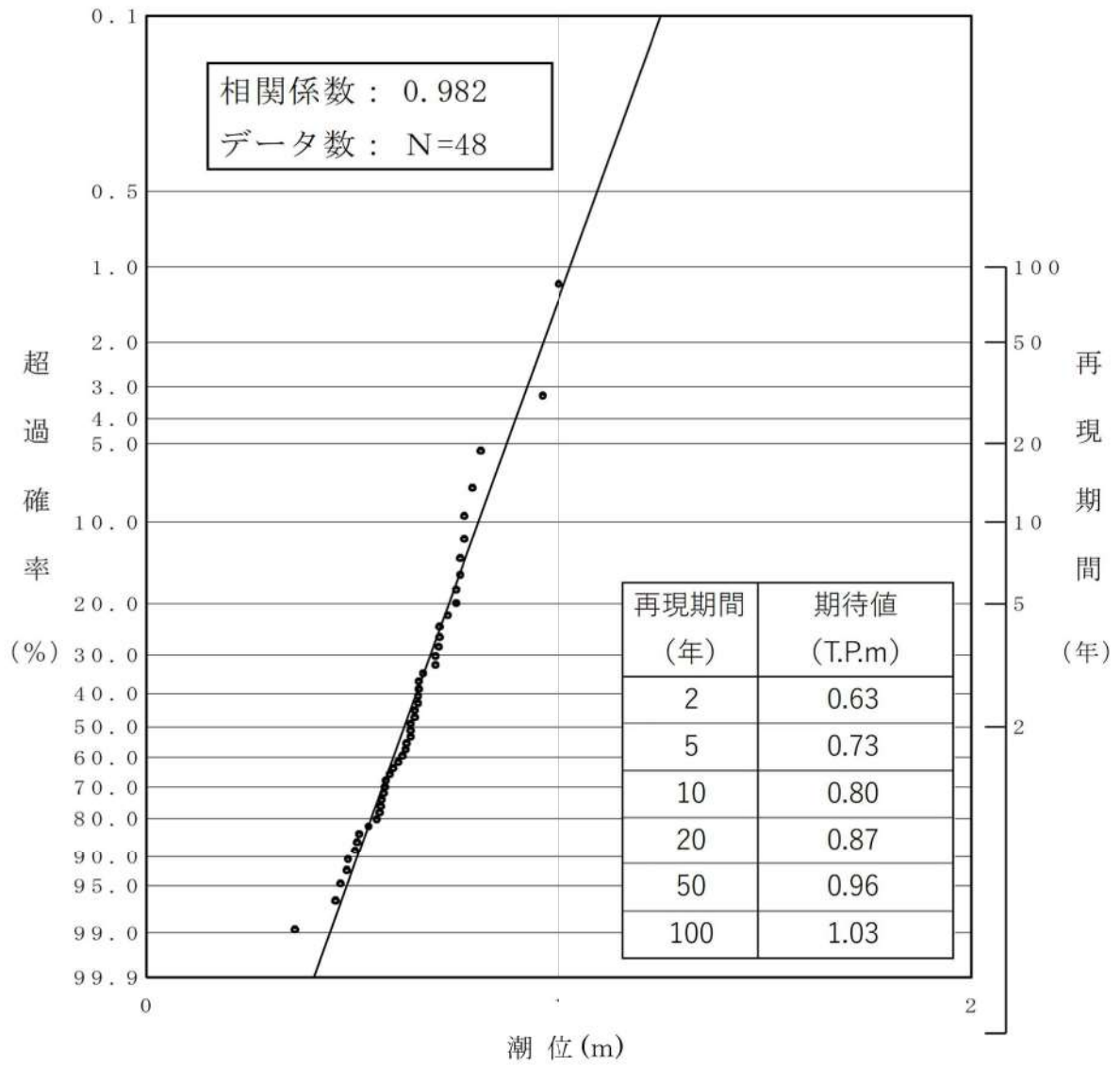


図9 観測地点「岩内港」における
最高潮位の超過発生確率

●：追而

(2) 高潮の考慮

基準津波による水位の年超過確率は、●～●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が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、プラントの運転期間を超える再現期間 100 年に対する期待値

(T.P. 1.03m) と、入力津波で考慮する朔望平均満潮位 (T.P. 0.26m) 及び潮位のばらつき (0.14m) 及び泊発電所と岩内港の潮位差 0.01m の合計の差である 0.62m を外郭防護の裕度評価において参照する。(図 10)

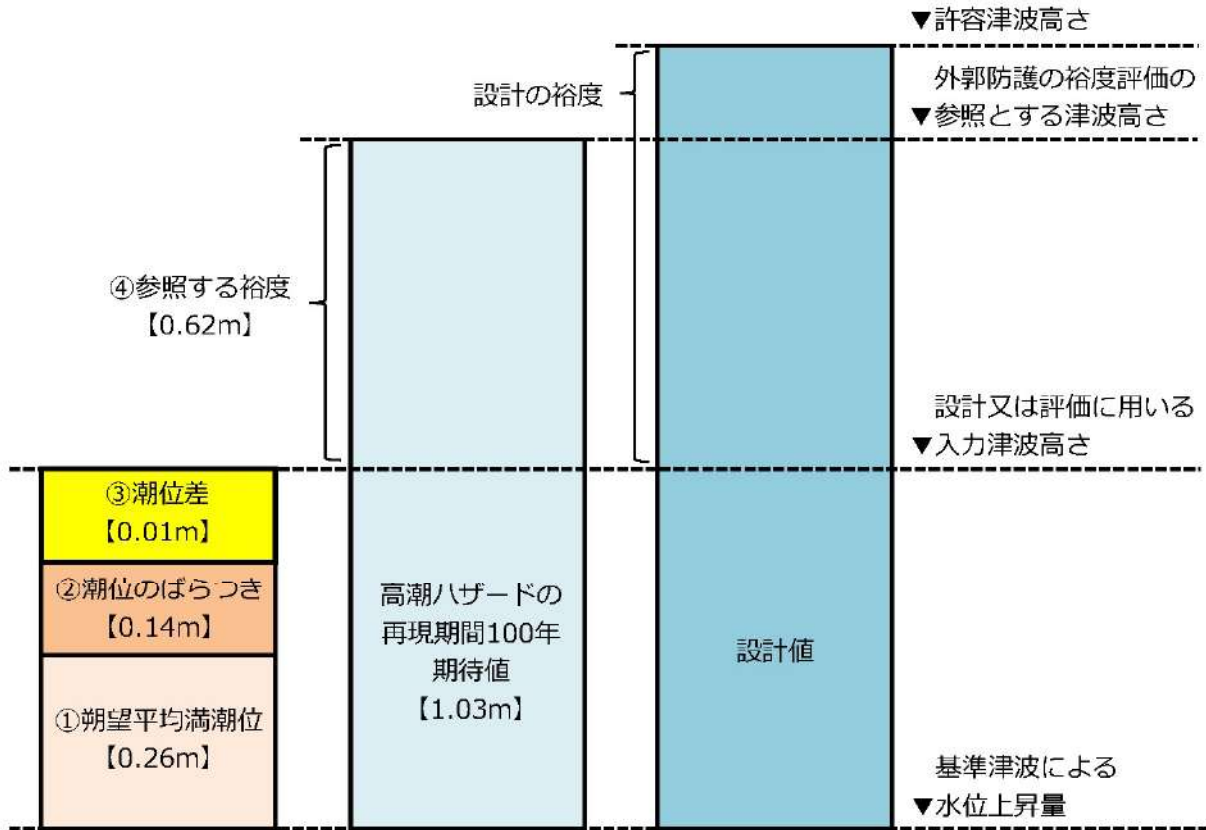


図 10 潮位等の考慮方法の概念図

(3) 近年の潮位観測記録による高潮評価について

高潮の評価について、近年のデータも含めたうえで、最高潮位の超過確率を算定するとともに、再現期間 100 年に対する期待値 (T. P. 1. 03m) を用いることにした妥当性について説明する。

近年のデータを含む過去 51 年 (1971 年～2021 年) を対象に、観測地点「岩内港」におけるプラントの運転期間を超える再現期間 100 年に対する期待値を算出した結果を図 11 に示す。この図より、100 年に対する期待値は T. P. 1. 02m であり、従来から用いている期待値より小さくなっている。

以上のことから、保守的な評価となるよう、従来から用いている 1971 年～2018 年を対象に算出した再現期間 100 年に対する期待値 (T. P. 1. 03m) を用いる。

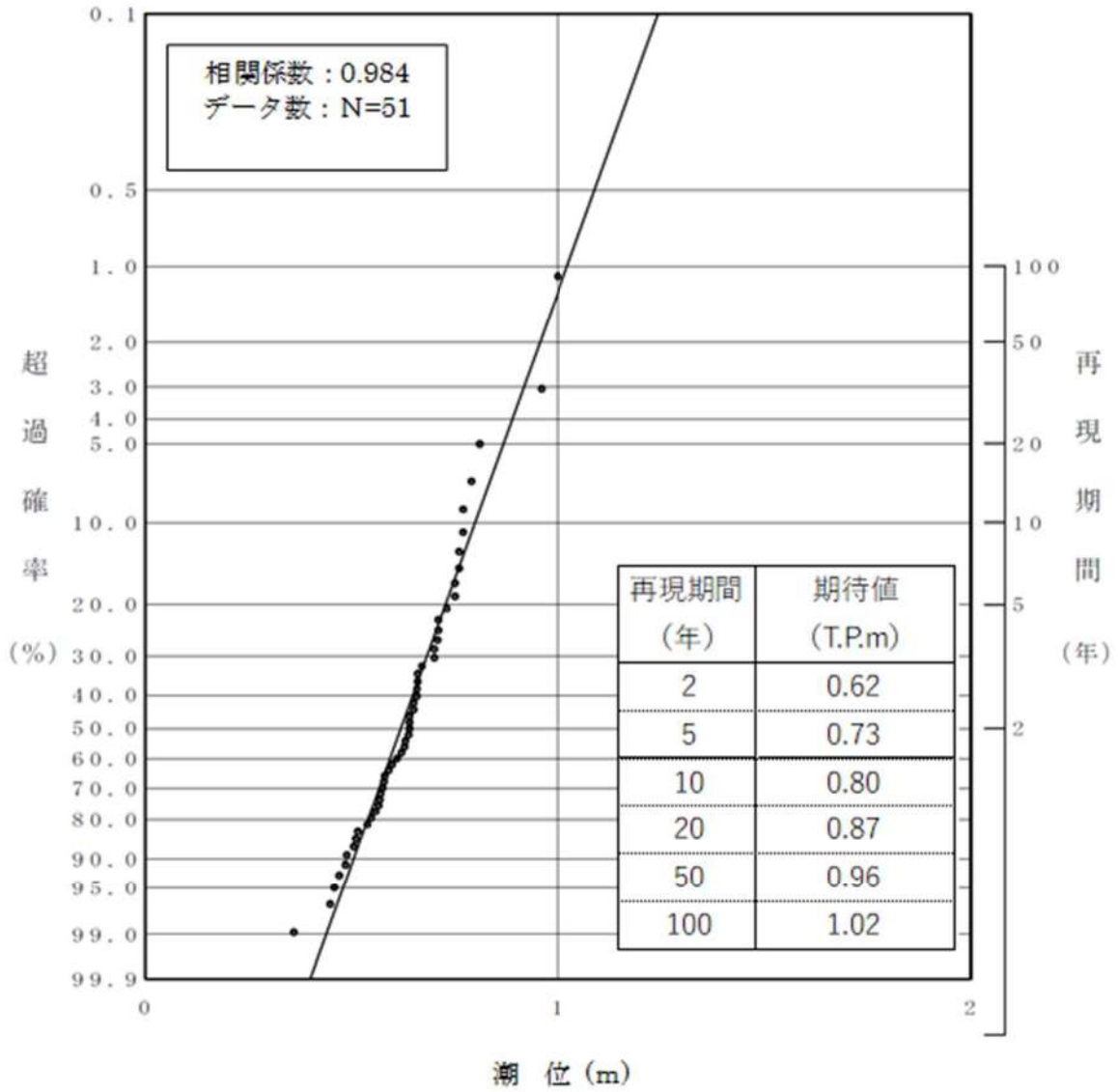
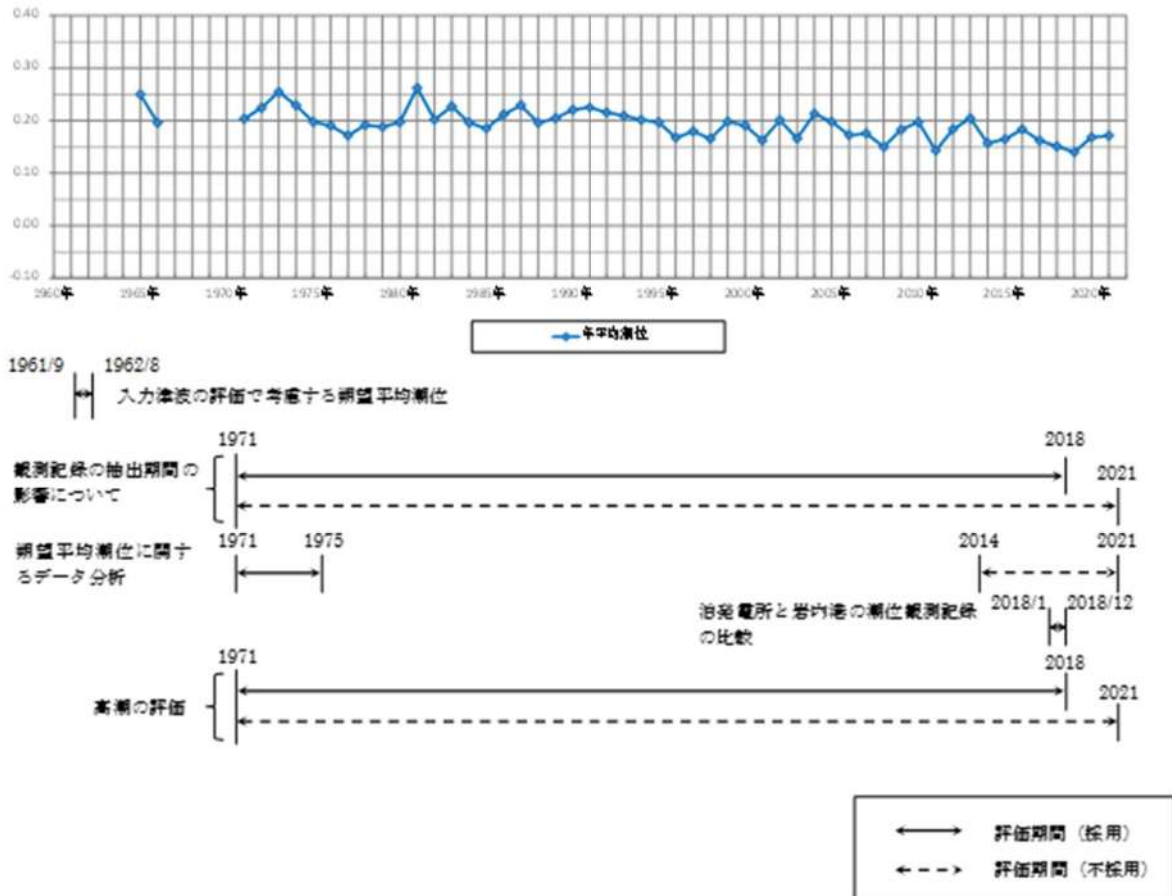


図 11 近年の観測記録による最高潮位の超過発生確率

潮位データの評価期間について

津波評価に考慮する潮位の検討に用いた潮位データの評価期間を参考図1に示す。



参考図1 潮位データの評価期間