

c. 貯留水面の固有周期の算出

防潮壁の幅、水深及び加振方向を考慮して、速度ポテンシャル理論により貯留水面の固有周期を算出する。算出には以下の式\*を用いる。貯留水面の固有周期算定結果を表 5.18-2 に示す。

NS 方向の 1 次固有周期は 19.1 秒，2 次固有周期は 6.7 秒，EW 方向の 1 次固有周期は 13.4 秒，2 次固有周期は 5.0 秒であり，NS・EW 方向ともに 1 次固有周期は弾性設計用地震動 S d - D 2 が有する周期帯（0.02 秒～10 秒）の範囲外にあるが，第 2 号機海水ポンプ室の津波水位（水の固有周期）は時々刻々変化してスロッシングによる水面変化が生じにくい特徴を有するのに対し（「5.18.1 概要」），津波水位一定の条件下で検討すること，また，非常用海水ポンプは NS 方向のスロッシングにより被水影響を受けると考えられるが，固有周期がより短い EW 方向も検討に加えることから，本検討は安全側の評価になっているものと考えられる。

$$T_n = \frac{2\pi}{\sqrt{\lambda_n \cdot g \cdot \tanh(\lambda_n \cdot H)}}$$

$$\lambda_n = \frac{(2n - 1)\pi}{L}$$

ここに，

$T_n$  : n 次固有周期 (s)

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

$L$  : 幅 (m)

$H$  : 水深 (m)

\* : Abramson, H. N., ed. (1966) : The Dynamic Behavior of Liquids in Moving Containers, NASA SP-106

表 5.18-2 貯留水面の固有周期算定結果

加振方向	幅 (m)	水深 (m)	貯留水面の固有周期	
			1 次モード (s)	2 次モード (s)
NS 方向	61.4m	4.3	19.1	6.7
EW 方向	42.9m	4.3	13.4	5.0

d. 地震動の選定

解析モデル下端における速度応答スペクトル（水平方向）の比較を図 5.18-9 に示す。

貯留水面の 2 次固有周期帯における速度応答スペクトルは、地盤物性のばらつきによる有意な差がないことから、標準物性を用いたケース①（平均値）の地震動をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

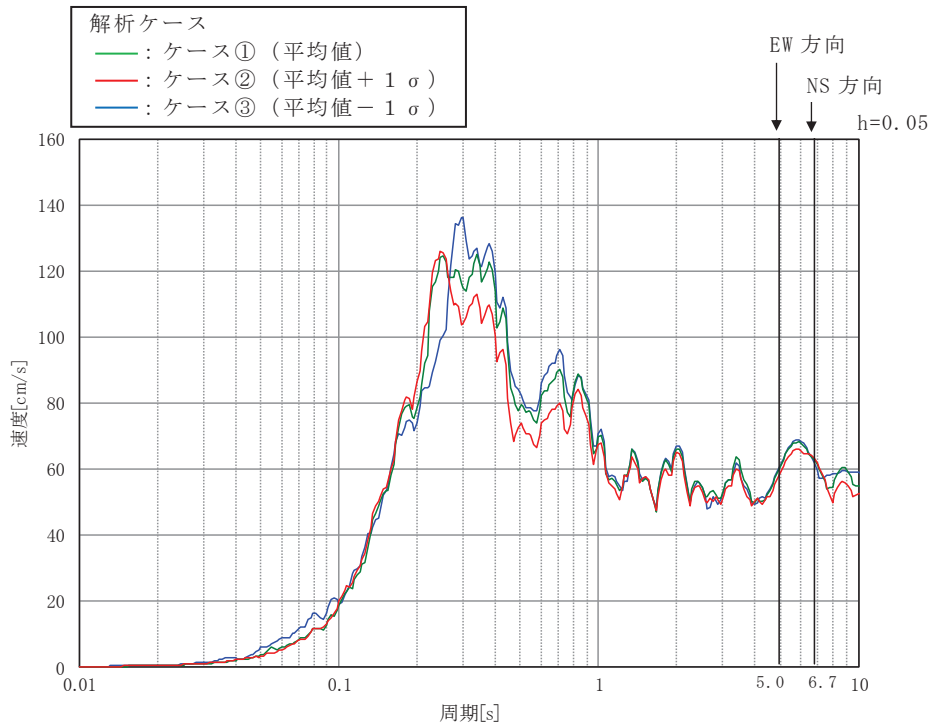


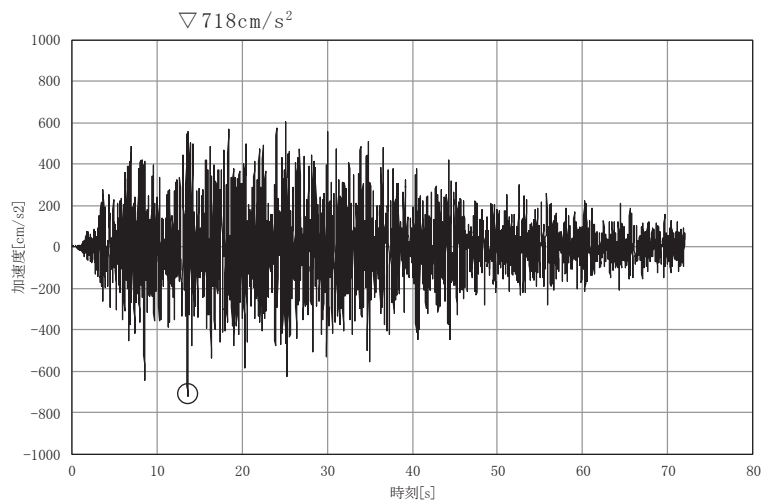
図 5.18-9 速度応答スペクトル（水平方向）の比較\*

\* : 減衰定数について、本比較は地盤物性のばらつきが速度応答スペクトルに及ぼす影響を確認することが目的であるため、減衰定数 5%を用いる。

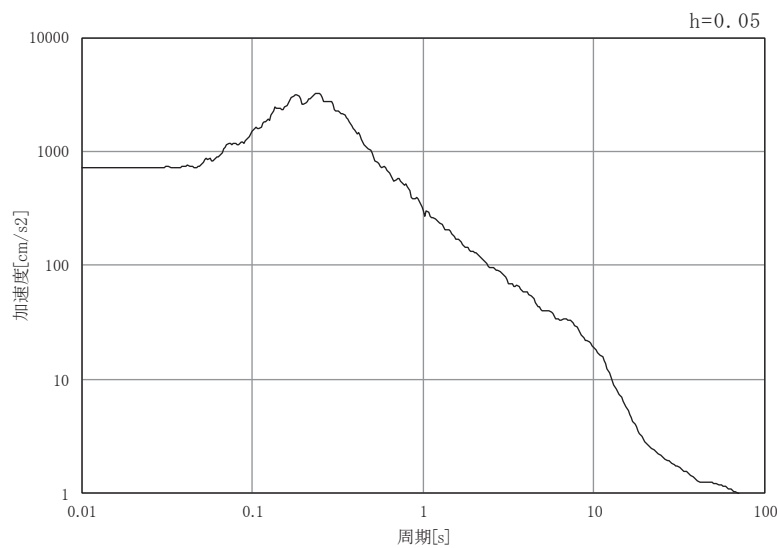
(5) 入力地震動

解析モデル下端における S d - D 2 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を 図 5.18-10 に示す。

スロッシング解析は，S d - D 2 を NS 方向に加振した場合と EW 方向に加振した場合の 2 ケース実施する。

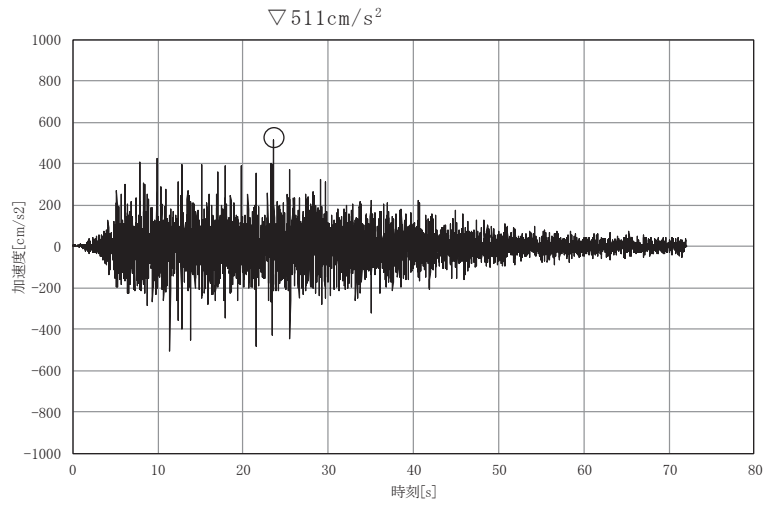


(a) 加速度時刻歴波形

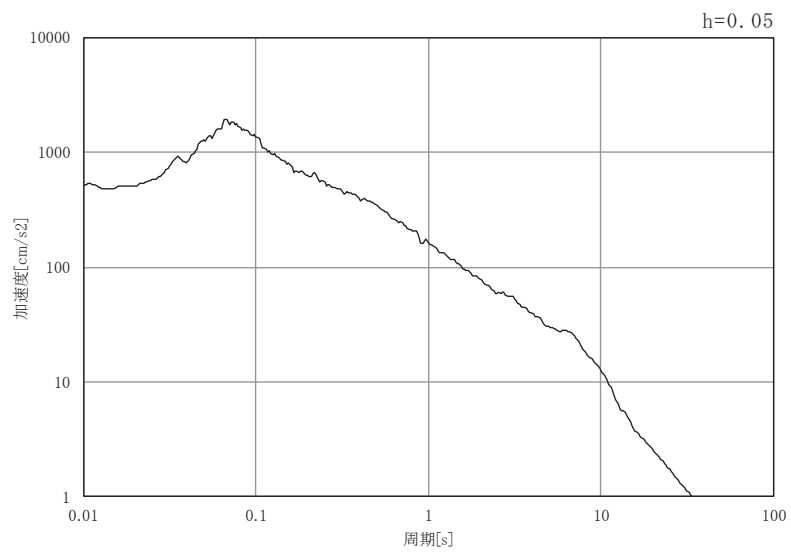


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.18-10 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.18-10 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向)

#### 5.18.4 検討条件の整理

##### (1) 初期水位

図 5.18-1 に示す第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形のとおり、防潮壁内に貯留される津波水位は時間とともに変化するが、保守的な評価を実施するため、初期水位は入力津波水位の O.P. +18.1m（一定）とする。解析に用いる初期水位を表 5.18-3 に示す。

表 5.18-3 初期水位

	初期水位
入力津波水位	O.P. +18.1 m

##### (2) 計算時間

防潮壁内に津波を貯留する継続時間（168 秒）より長い 200 秒とする。計算時間を表 5.18-4 に示す。

表 5.18-4 計算時間

計算時間
200 秒

### 5.18.5 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法 (Finite Volume Method), 解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。解析コードの概要については、補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム (解析コード) の概要に係る補足説明資料」に示す。

本検討では、VOF 法による 2 相流解析ソルバー interFlow を用いる。計算メッシュ全体に加速度時刻歴を入力することにより、計算領域内部の気相 (空気) 及び液相 (海水) の挙動を解析する。

解析条件を表 5.18-5 に示す。

表 5.18-5 解析条件

項目	内容
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> <li>OpenFOAM (Version6)</li> <li>オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。</li> </ul>
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>61.4m (NS 方向) × 42.9m (EW 方向) × 10.2m (O.P. +24.0m - O.P. +13.8m)</li> <li>格子サイズ: 水平 25cm × 鉛直 25cm を基本とし、水面付近は水平 25cm × 鉛直 10cm とする (図 5.18-11)。</li> </ul>
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>底面及び壁面の摩擦: 水面変化量を安全側に評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。</li> </ul>
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>O.P. +18.1m (入力津波水位)</li> </ul>
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> <li>200 秒間 (防潮壁内に津波が貯留する継続時間 168 秒を保守的に考慮)</li> <li>地震動による加振 (余震継続時間 72.03 秒) 終了後も解析を継続する。</li> </ul>
水位及び時刻歴波形抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> <li>非常用海水ポンプへの影響確認及び加振方向を考慮し、図 5.18-12 に示す 6 点で水位及び時刻歴波形を抽出する。</li> </ul>
その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>海水密度: 1.03g/cm<sup>3</sup></li> </ul>

- : 気相 (空気)
- : 液相 (海水)
- : 防潮壁 (0. P. +13. 8m~0. P. +19. 0m)

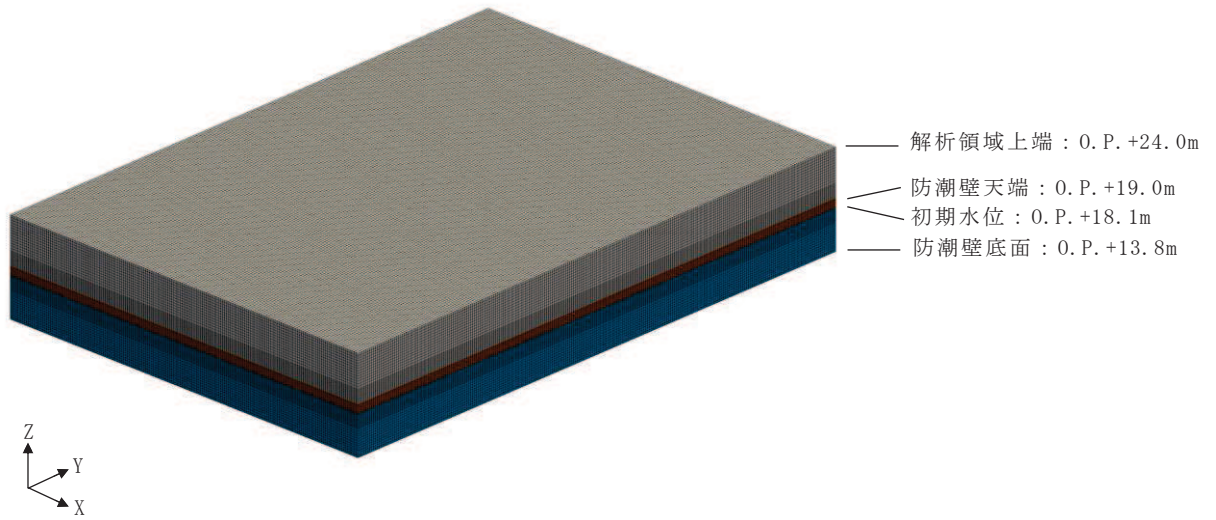


図 5. 18-11 解析モデル



図 5. 18-12 水位及び時刻歴波形抽出位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

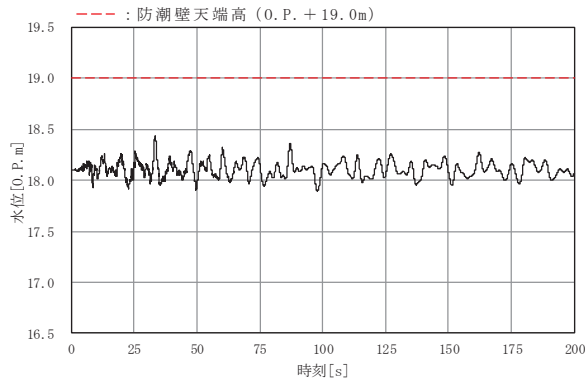
### 5.18.6 解析結果

スロッシングによる最高水位及び水面の時間変化をそれぞれ表 5.18-6, 図 5.18-13 に示す。また, スロッシング時のスナップショットを「(別紙 4) スロッシング時のスナップショット」に示す。

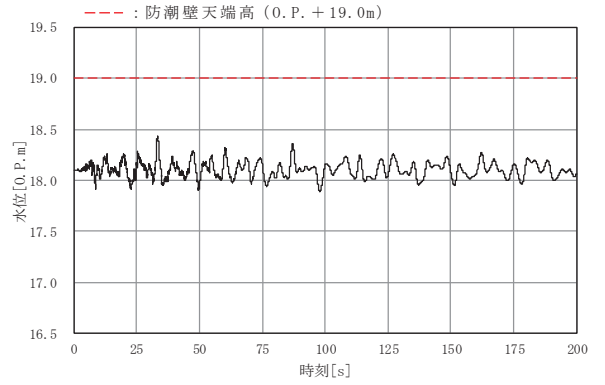
表 5.18-6 最高水位

抽出位置	水平加振方向		防潮壁 天端高さ (O. P.)
	NS 方向 (O. P.)	EW 方向 (O. P.)	
N-1	+18.432m	+18.526m	+19.0m
N-2	+18.433m	+18.197m	
N-3	+18.431m	+18.509m	
S-1	+18.321m	+18.525m	
S-2	+18.322m	+18.196m	
S-3	+18.320m	+18.509m	

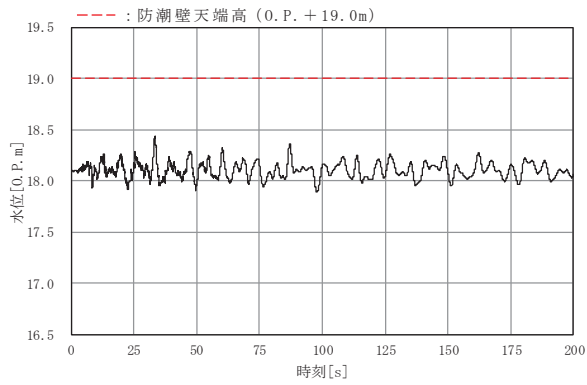




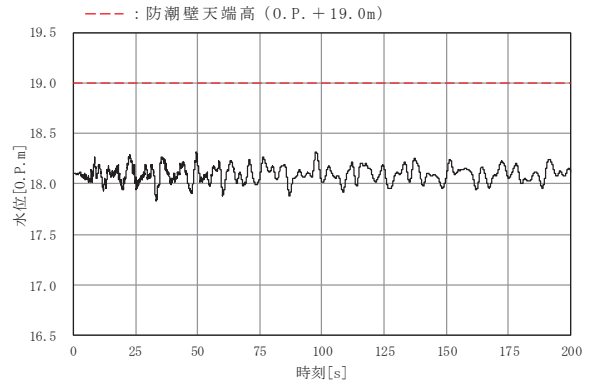
(a) N-1



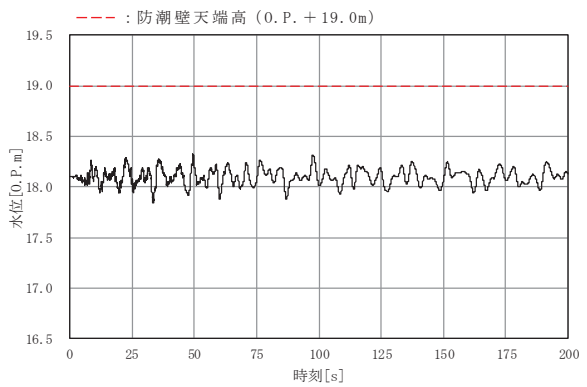
(b) N-2



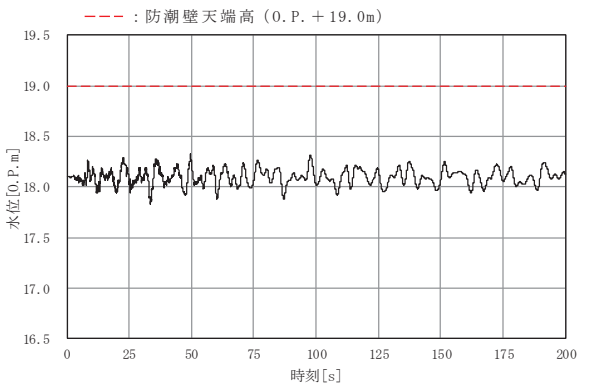
(c) N-3



(d) S-1

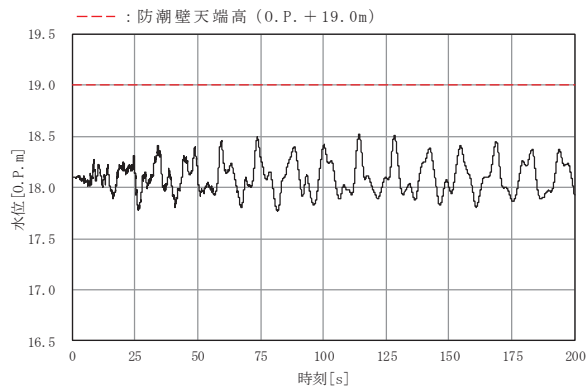


(e) S-2

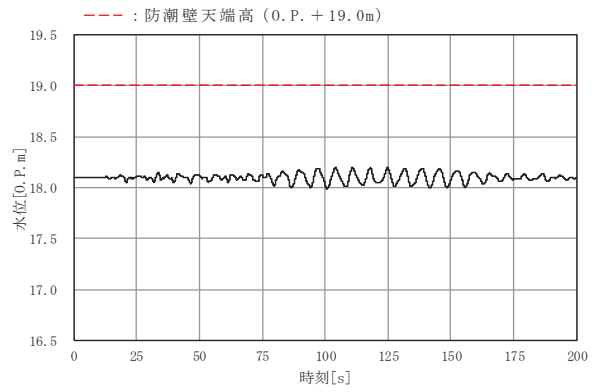


(f) S-3

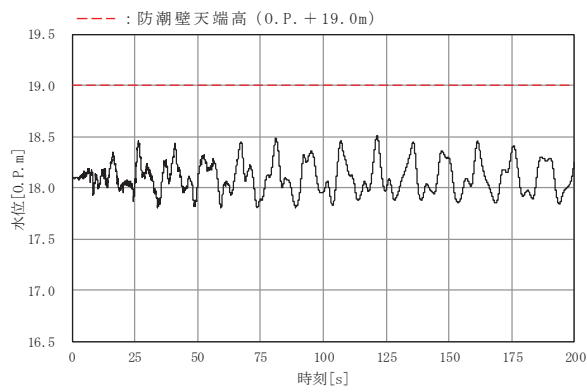
図 5.18-13 (1) 水面の時間変化 (水平加振方向: NS 方向)



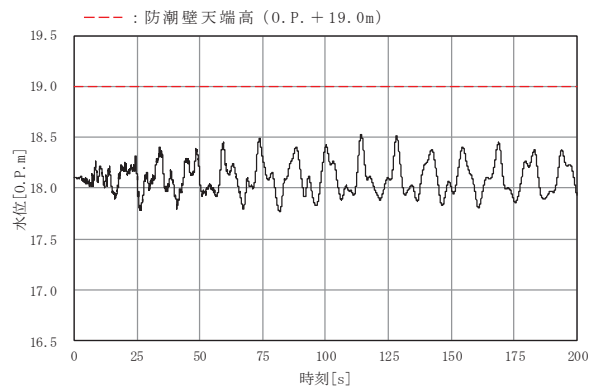
(a) N-1



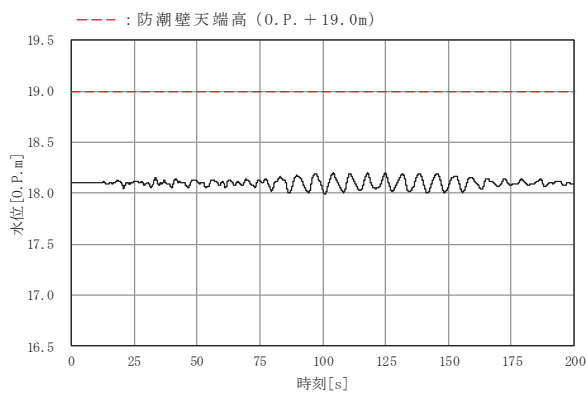
(b) N-2



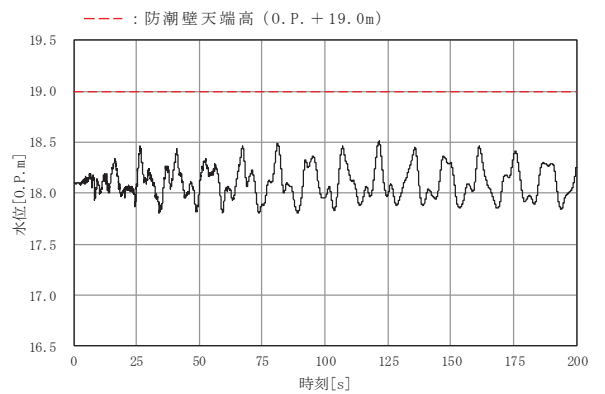
(c) N-3



(d) S-1



(e) S-2



(f) S-3

図 5.18-13 (2) 水面の時間変化 (水平加振方向: EW 方向)

#### 5.18.7 まとめ

防潮壁内に津波を貯留している状態時に、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）によるスロッシングが発生した場合の非常用海水ポンプに及ぼす影響を確認するため、**入力地震動及び初期水位**について保守的な条件でスロッシング解析を実施した結果、スロッシングによる最高水位は O.P. +18.53m であり、防潮壁天端高さ O.P. +19.0m を上回ら**ないことを確認した。**

**以上から**、非常用海水ポンプへの**没水**影響はないことを確認した。

・スロッシングによる最高水位 = O.P. +18.526m ⇒ O.P. +18.53m

・防潮壁天端高さ = O.P. +19.0m

(別紙 1) 水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響について

酒井ほか (2007) \*は、矩形水槽を用いたスロッシング実験により、水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響を確認しており、水深が浅いほど水槽壁面での流速が大きくなり、粘性定数が大きくなることで、水深変化が小さくなることを示している。

\* : 酒井理哉・東貞成・佐藤清隆・田中伸和 (2007) : 溢流を伴う矩形水槽の非線形スロッシング評価, 土木学会構造工学論文集, Vol. 53A

【酒井ほか (2007) 要約】

- ・ 矩形水槽 (4m×2m×0.5m) の内側水槽 (2m×1.5m×0.5m) 上端から水を満たし、水槽満水状態とその半分である水深 : 1.45m, 0.69m の 2 ケースを設定。各水深の 1 次モードの共振周波数付近で周期を微調整した正弦波を用いて加振試験を実施し、ワイヤー式波高計 (3 台) でスロッシング波高を計測した。実験装置外観を図 1.1 に、実験装置の主要寸法及び波高計の設置位置を図 1.2 に示す。
- ・ 水位時刻歴波形を図 1.3 に、水位時刻歴波形から水位のピークの水位振幅を読み取り、水位の低下状況および対数低減率により減衰定数を算定した結果を図 1.4 に示す。
- ・ これから、水深が浅いほど水槽壁面での流速が大きくなり、粘性減衰が大きくなることで、スロッシングによる水深変化は小さくなることを確認した。

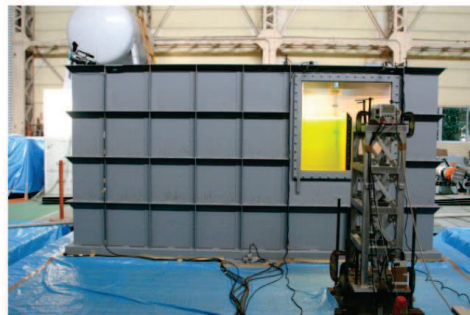


図 1.1 実験装置外観

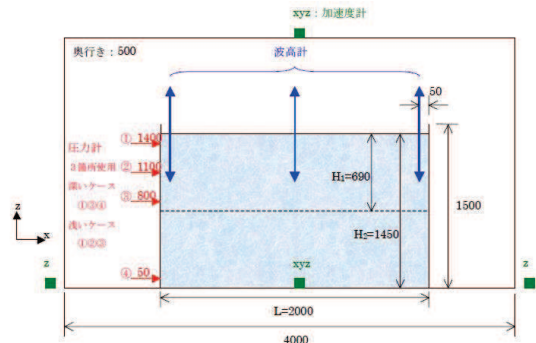


図 1.2 実験装置の主要寸法及び波高計の設置位置

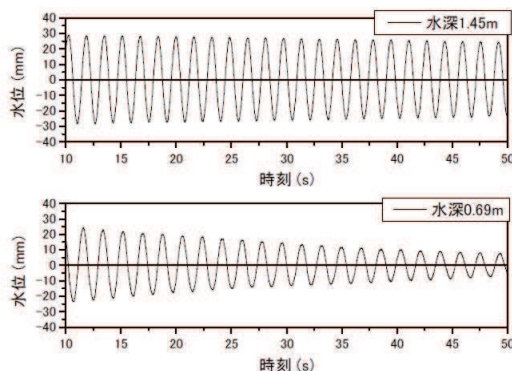


図 1.3 水位時刻歴波形

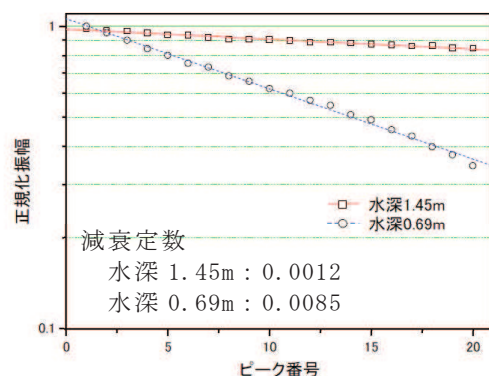


図 1.4 水位振幅の低下状況及び減衰定数

(別紙2) 解析範囲がスロッシング評価に与える影響について

1. はじめに

スロッシング解析の解析範囲は、津波が貯留される防潮壁及び海水ポンプ室範囲が考えられるが、スロッシング評価では、入力地震動が卓越する防潮壁底面（O.P.+13.8m）の地震動を用いることを踏まえ、防潮壁範囲としている（本図：図 5.18-5）。なお、初期水位については、スロッシングによる水面変化量は水深の影響を受けることも考慮し、入力津波水位（O.P.+18.1m）としている。

本検討では、解析範囲がスロッシング評価に与える影響を確認するため、解析範囲に海水ポンプ室を含めたスロッシング解析を実施し、スロッシング評価水位と比較する。初期水位については、海水ポンプ室を解析範囲に含めることを考慮し、防潮壁内に津波が貯留される継続時間及び総貯留量から算定される平均水位（O.P.+16.5m）とした。

本検討とスロッシング評価の評価条件の比較を表 2.1 に、本検討に用いる解析範囲を図 2.1 に、第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形と初期水位の関係を図 2.2 に示す。

表 2.1 本検討とスロッシング評価の評価条件の比較

	本検討	スロッシング評価
解析範囲	防潮壁＋海水ポンプ室 (図 2.1)	防潮壁 (本文：図 5.18-5)
初期水位	平均水位：O.P.+16.5m (図 2.2)	入力津波水位：O.P.+18.1m (図 2.2)
入力地震動	防潮壁底面（O.P.+13.8m）	同左

初期水位：  
O.P.+16.5m（平均水位）

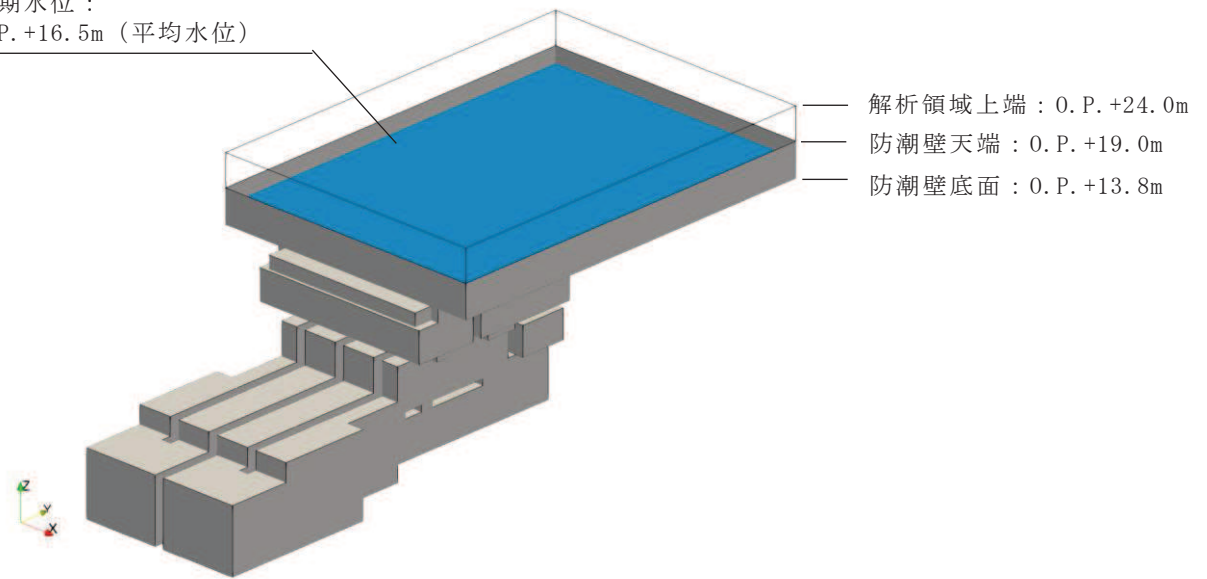


図 2.1 本検討（基本ケース）の解析範囲（防潮壁＋海水ポンプ室）

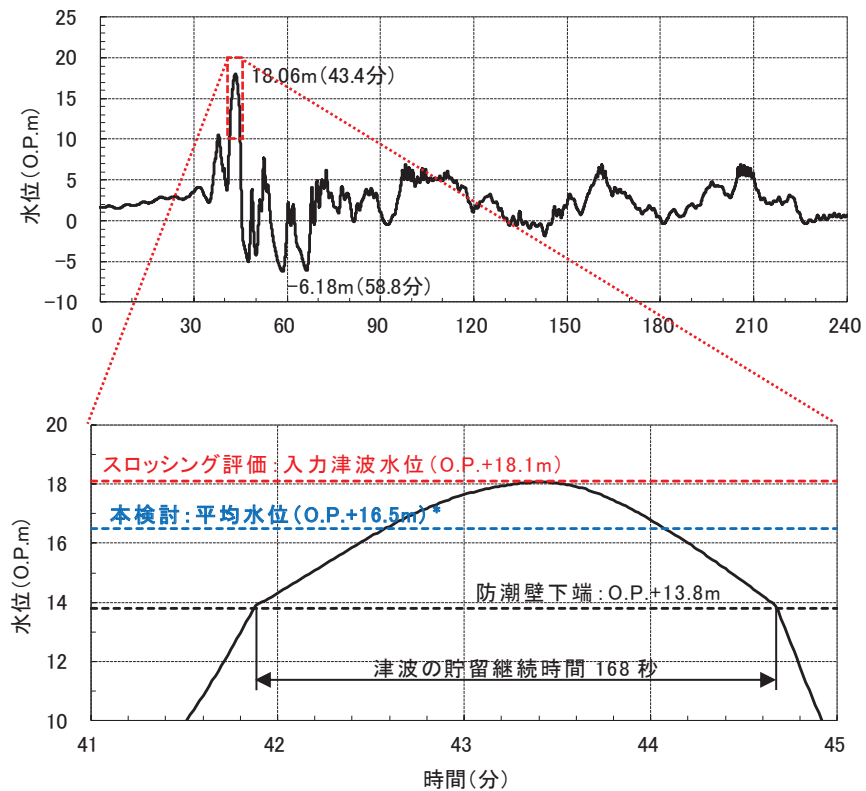


図 2.2 第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形と初期水位の関係

\*：平均水位＝津波が防潮壁内に貯留される 168 秒間における総貯留量（ $\approx 1,169,000\text{m}^3$ ）  
 $\div$  防潮壁面積（ $\approx 2,600\text{m}^2$ ） $\div$  津波の貯留継続時間（168 秒） $+$  防潮壁下端（O.P.+13.8m）  
 $= \text{O.P.} + 16.48\text{m} = \text{O.P.} + 16.5\text{m}$

## 2. 検討結果

本検討とスロッシング評価の最高水位の比較を表 2.2 に示す。本検討による最高水位 0. P. +17. 15m に対し、スロッシング評価の最高水位 0. P. +18. 53m である。

以上から、スロッシング評価で用いている解析範囲を含めた評価条件は保守的であることを確認した。

表 2.2-1 最高水位の比較（水平加振方向：NS 方向）

	本検討	スロッシング評価	防潮壁天端高さ (O. P.)
N-1	+ 16. 840m	+ 18. 432m	+19. 0m
N-2	+ 16. 843m	+ 18. 433m	
N-3	+ 16. 876m	+ 18. 431m	
S-1	+ 16. 867m	+ 18. 321m	
S-2	+ 16. 739m	+ 18. 322m	
S-3	+ 16. 906m	+ 18. 320m	

表 2.2-2 最高水位の比較（水平加振方向：EW 方向）

	本検討	スロッシング評価	防潮壁天端高さ (O. P.)
N-1	<u>+ 17. 146m</u>	<u>+ 18. 526m</u>	+19. 0m
N-2	+ 16. 639m	+ 18. 197m	
N-3	+ 17. 061m	+ 18. 509m	
S-1	+ 16. 910m	+ 18. 525m	
S-2	+ 16. 651m	+ 18. 196m	
S-3	+ 16. 871m	+ 18. 509m	

- ・ 本検討の最高水位                      0. P. +17. 146m   ⇒   0. P. +17. 15m
- ・ スロッシング評価の最高水位        0. P. +18. 526m   ⇒   0. P. +18. 53m

(別紙 3) 地震動の引き上げ位置に関する検討

1. 概要

スロッシング解析に用いる地震動の引き上げ位置について、防潮壁は面的な広がりを持つ、場所により盛土厚等の地質が異なることから、防潮壁内の地質を網羅する複数地点の速度応答スペクトルを比較し、スロッシング評価に影響が大きい位置を地震動の引き上げ位置として選定した。検討対象地点を図 3.1 に、各地点の地質応答解析モデル図を図 3.2 に示す。

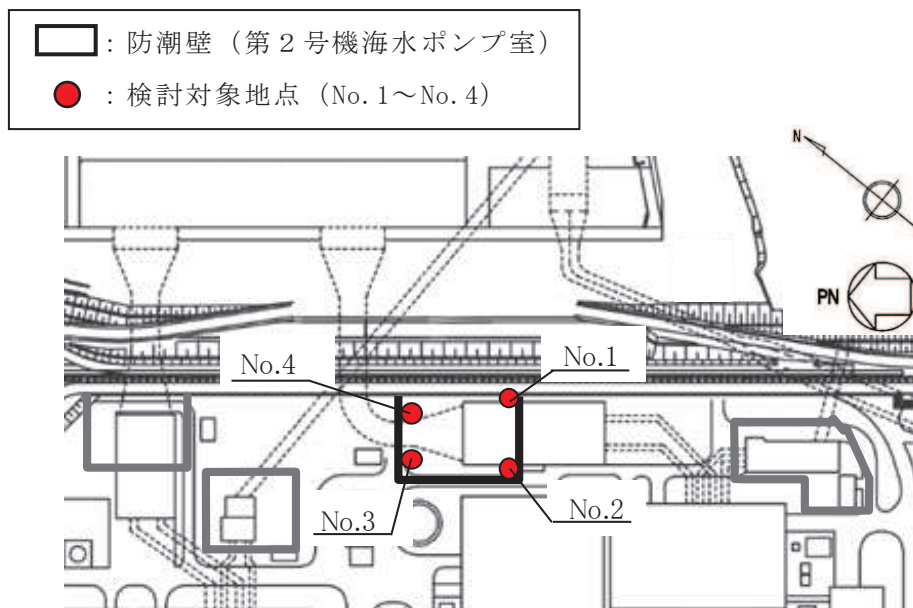


図 3.1 検討対象地点 (平面図)



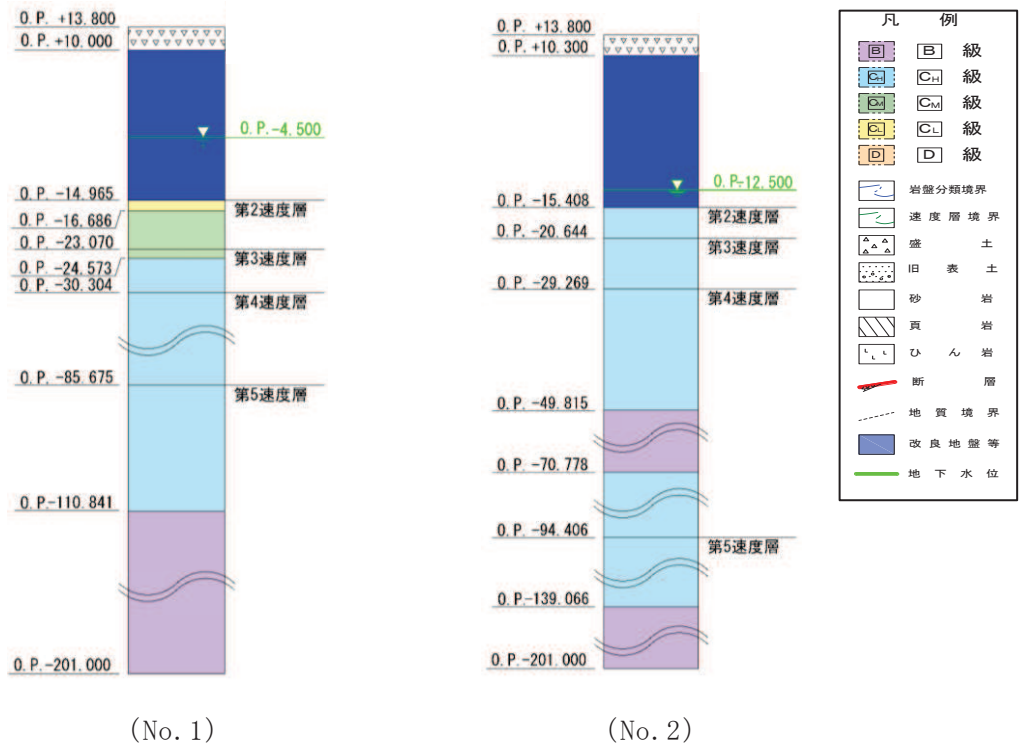
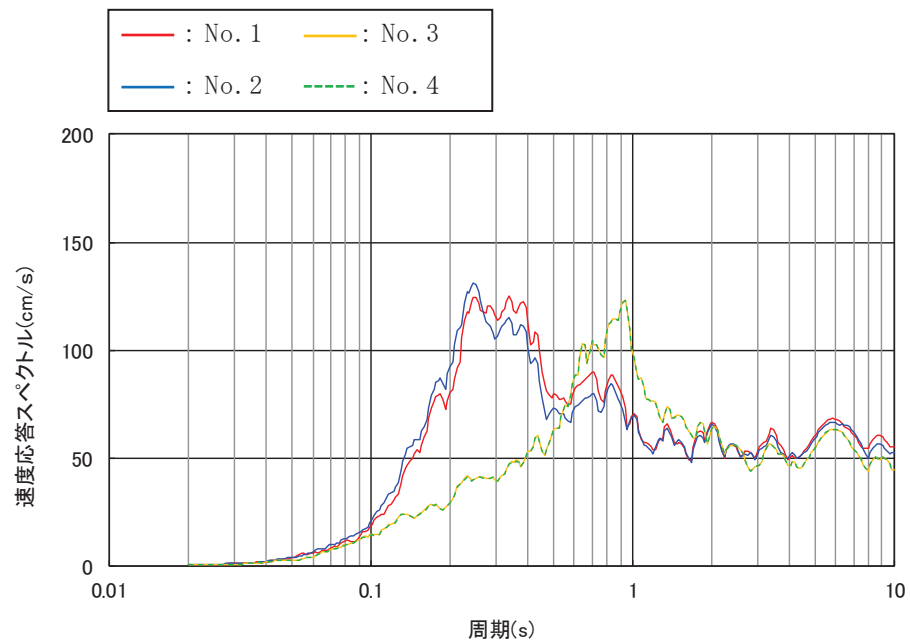


図 3.2 地震応答解析モデル図

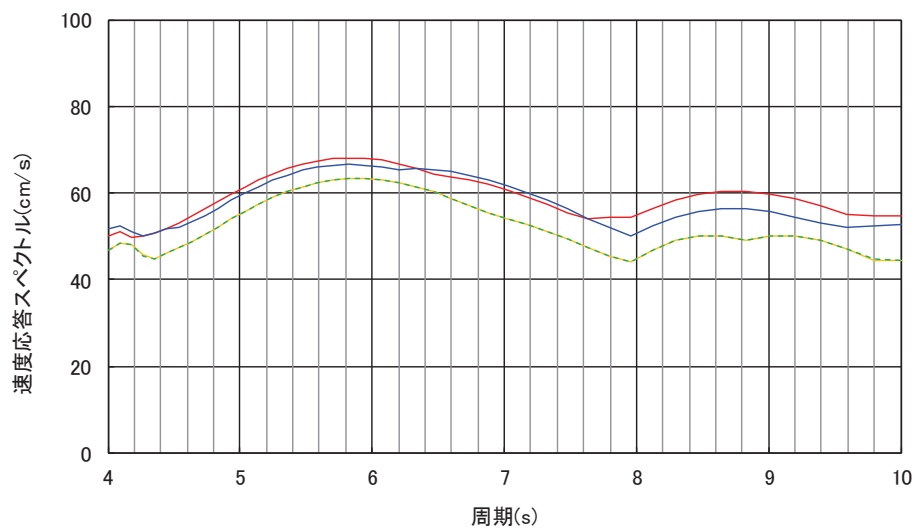
## 2. 検討結果

解析モデル下端（地表面（0. P. +13.8m））における速度応答スペクトル（水平方向）の比較を図 3.3 に示す。

貯留水面の固有周期帯である 5 秒以上の周期帯（本文：表 5.18-2）の速度応答スペクトル（水平方向）は No.1 地点の影響が最も大きいことから、No.1 地点を地震動の引き上げ位置として設定する。



(全体)



(拡大 (周期 4 秒～10 秒))

図 3.3 速度応答スペクトル（水平方向）の比較

(別紙 4) スロッシング時のスナップショット

1. NS 方向 + 鉛直方向

NS 方向の貯水面の一連の動き（様子）が分かる範囲として計算開始 1 秒～20 秒のスナップショットを示す。図 4.1-1 にスナップショットの作成範囲（時刻歴波形抽出点：N-1），図 4.1-2 にスナップショットを示す。

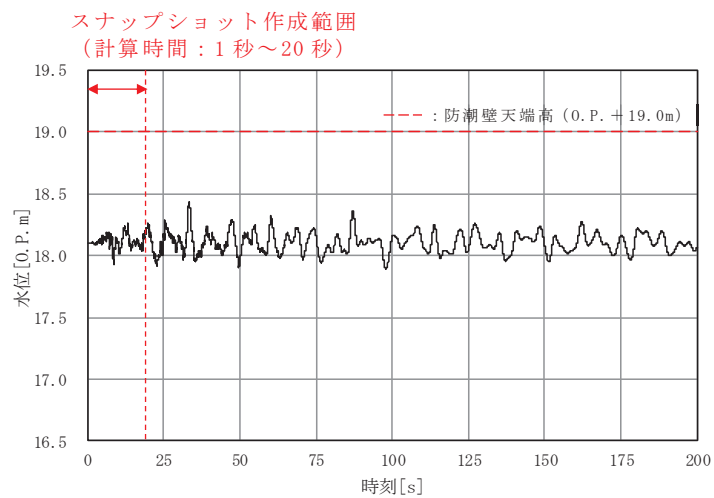


図 4.1-1 スナップショットの作成範囲  
(時刻歴波形抽出点：N-1)

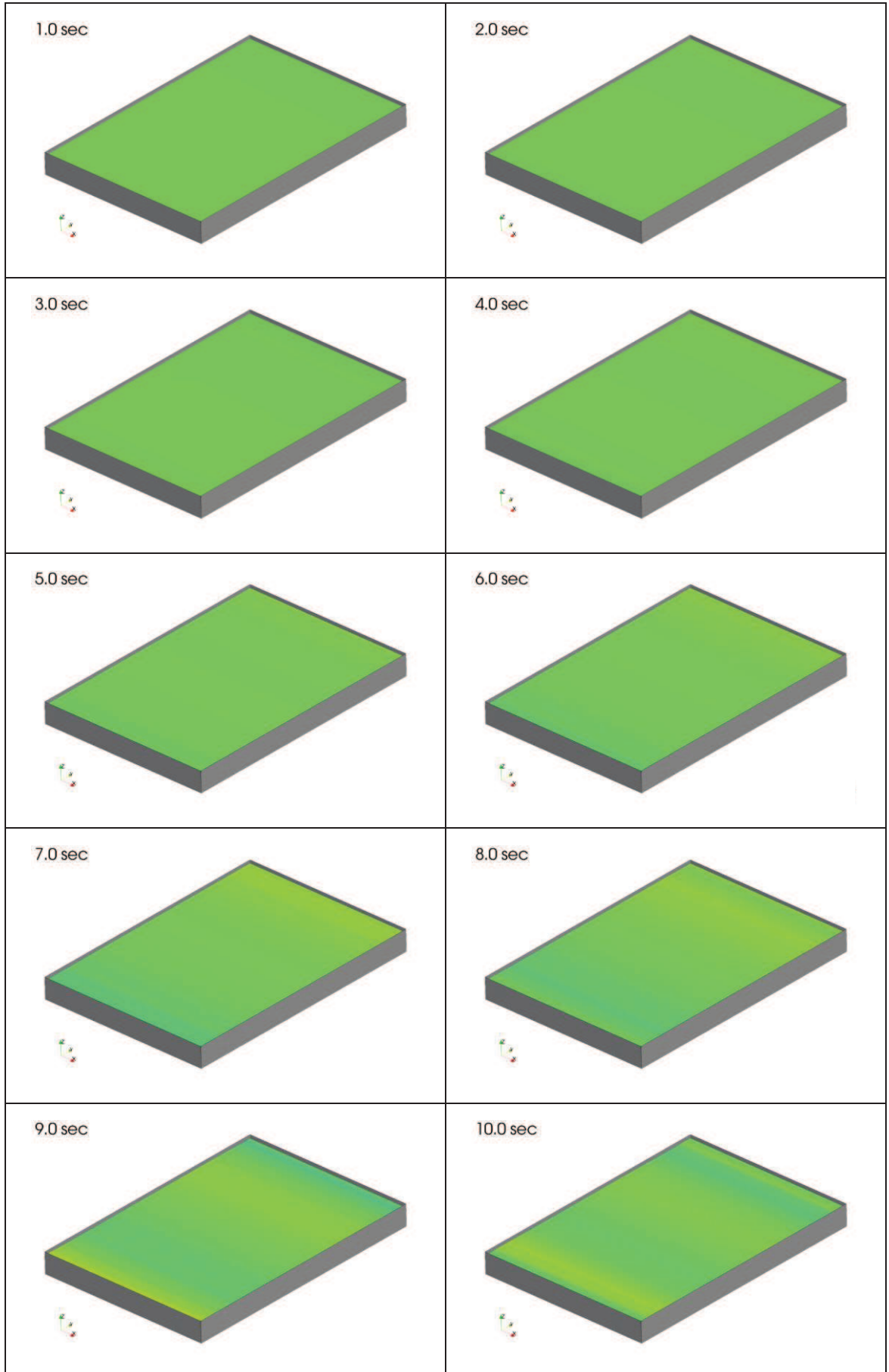
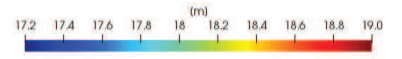


図 4.1-2 (1) スナップショット (NS 方向に加振, 計算時間 1 秒~10 秒)

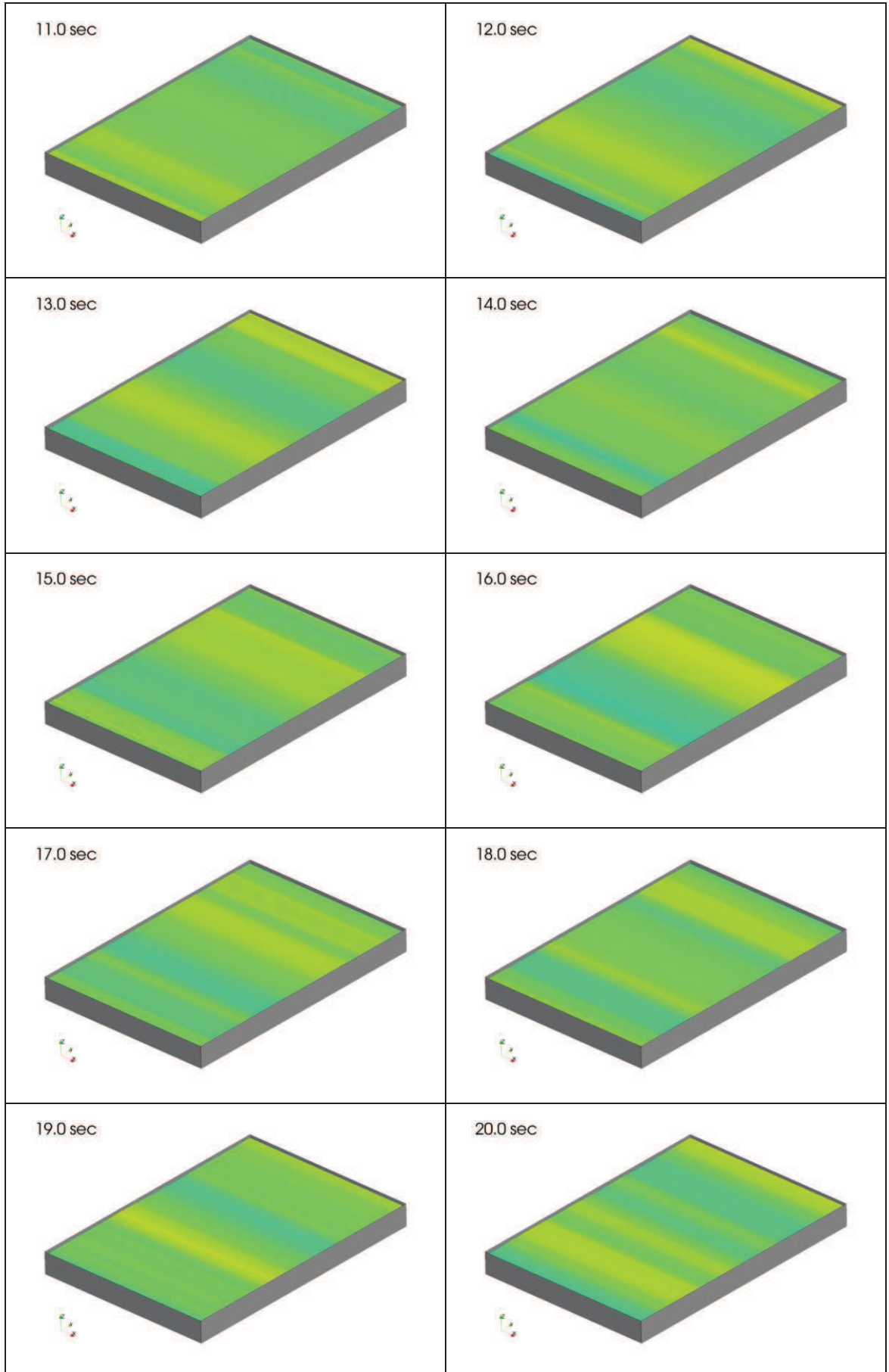
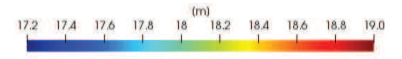


図 4.1-2 (2) スナップショット (NS 断方向に加振, 計算時間 11 秒~20 秒)

## 2. EW 方向 + 鉛直方向

EW 方向の貯水面の一連の動き（様子）が分かる範囲として計算開始 1 秒～20 秒のスナップショットを示す。図 4.2-1 にスナップショットの作成範囲（時刻歴波形抽出点：N-1），図 4.2-2 にスナップショットを示す。

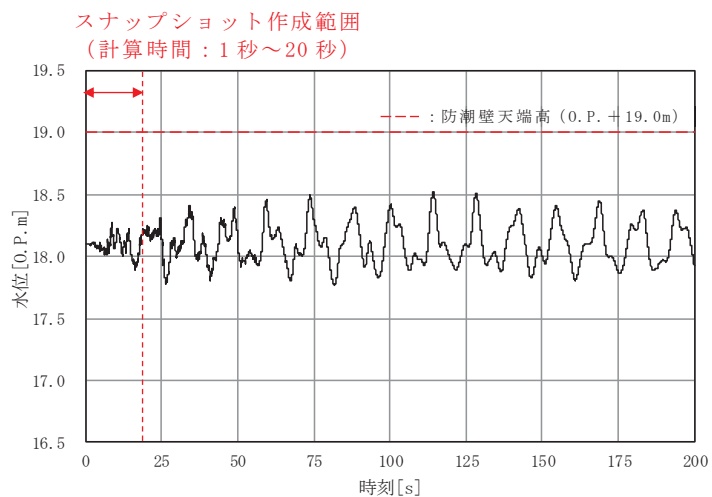


図 4.2-1 スナップショットの作成範囲  
(時刻歴波形抽出点：N-1)

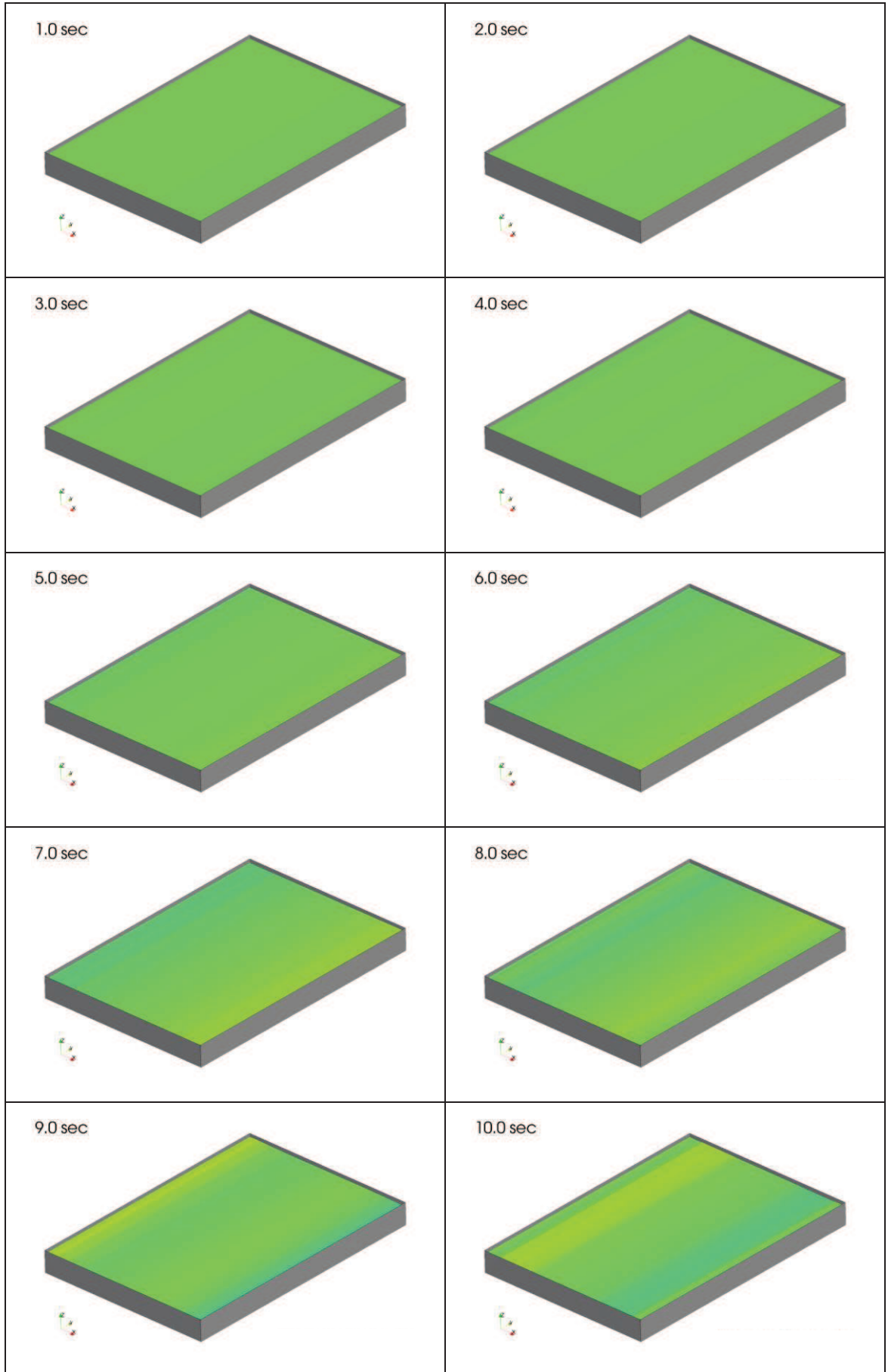
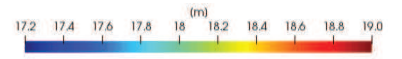


図 4.2-2 (1) スナップショット (EW 方向に加振, 計算時間 1 秒~10 秒)

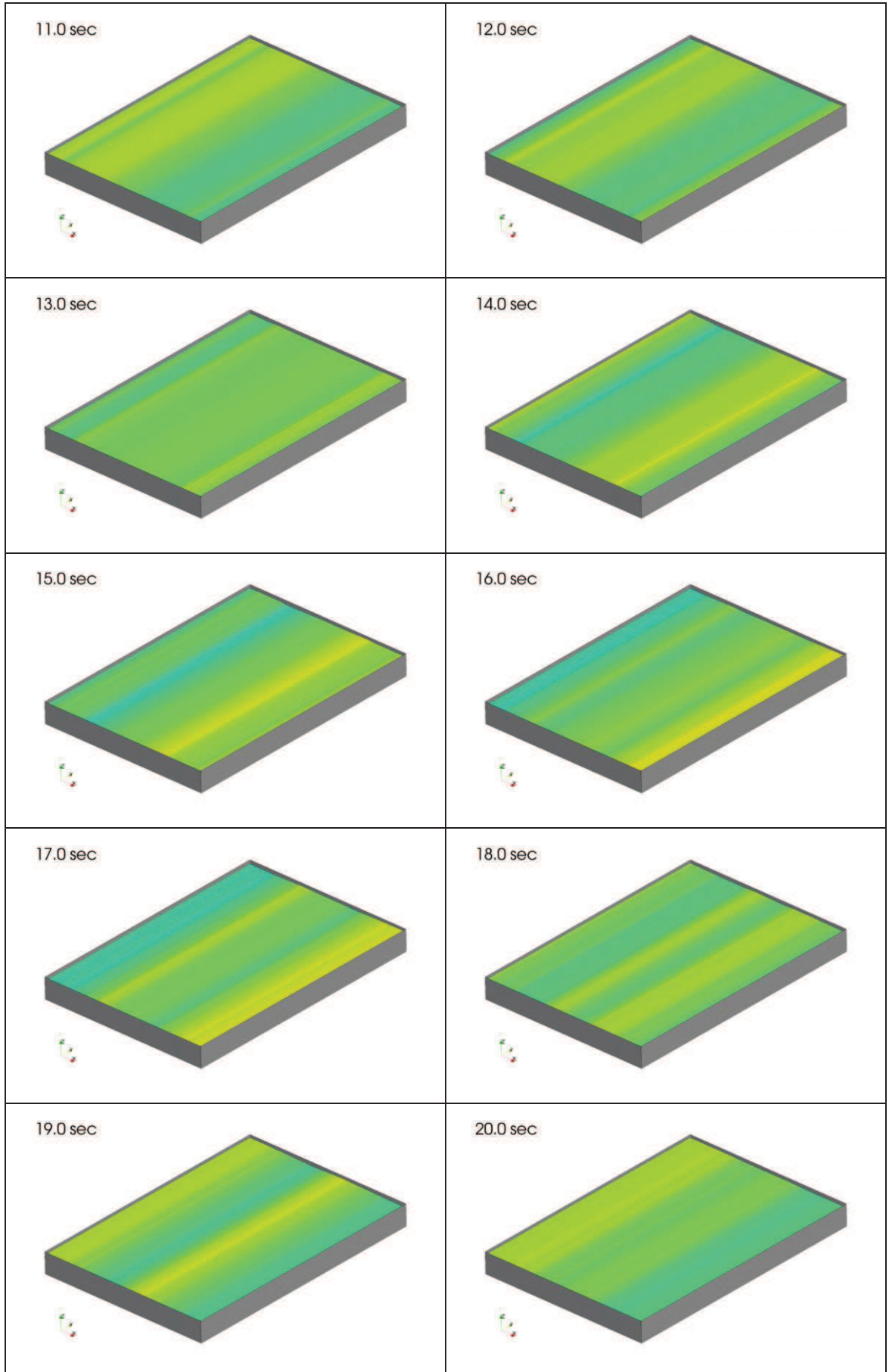
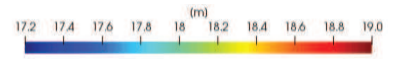


図 4.2-2 (2) スナップショット (EW 方向に加振, 計算時間 11 秒~20 秒)



(別紙 5) 水平 2 方向同時加振による影響評価

1. 概要

スロッシング評価は、水平成分に方向を持たない余震(弾性設計用地震動 S d - D 2) を入力地震動として、NS 方向に加振した場合と EW 方向に加振した場合の 2 ケースのスロッシング解析を実施し、非常用海水ポンプに及ぼす影響を評価した。

ここでは、NS 方向と EW 方向の同時加振した場合の最高水位を算定し、非常用海水ポンプへの影響を評価する。2 方向同時加振による最高水位は、保守的に NS 方向と EW 方向の水位の最大変動幅の足し合わせにより算定する。なお、各 1 方向の最大変動幅の足し合わせによる評価が保守的であることについては、「(補足) 位相の異なる模擬地震波を用いた水平 2 方向同時加振による影響検討」に示す。

2. 検討結果

2 方向同時加振による最高水位を表 5.1 に示す。2 方向同時加振による最高水位は O. P. +18.86m であり、防潮壁天端高さ O. P. +19.0m を下回ることを確認した。

以上から、水平 2 方向同時加振を考慮しても非常用海水ポンプへの没水影響はないことを確認した。

表 5.1 2 方向同時加振による最高水位

抽出位置	項目	水平加振方向		2 方向同時加振 (A+B)	防潮壁天端高さ (O. P.)
		(A) NS 方向	(B) EW 方向		
N-1	最高水位 (O. P.)	+18.432m	+18.526m	+18.858m	+19.0m
	変動幅*	0.332m	0.426m	0.758m	
N-2	最高水位 (O. P.)	+18.433m	+18.197m	+18.530m	
	変動幅*	0.333m	0.097m	0.430m	
N-3	最高水位 (O. P.)	+18.431m	+18.509m	+18.840m	
	変動幅*	0.331m	0.409m	0.740m	
S-1	最高水位 (O. P.)	+18.321m	+18.525m	+18.746m	
	変動幅*	0.221m	0.425m	0.646m	
S-2	最高水位 (O. P.)	+18.322m	+18.196m	+18.418m	
	変動幅*	0.222m	0.096m	0.318m	
S-3	最高水位 (O. P.)	+18.320m	+18.509m	+18.729m	
	変動幅*	0.220m	0.409m	0.629m	

\* : 初期水位 (O. P. +18.1m) からの最大変動幅

・ 2 方向同時加振による最高水位 = O. P. +18.858m ⇒ O. P. +18.86m

(補足) 位相の異なる模擬地震波を用いた水平2方向同時加振による影響検討

1. 概要

水平2方向同時加振による影響検討について、水平1方向に弾性設計用地震動 S d - D 2 を用い、その直交方向に S d - D 2 とは位相の異なる模擬地震波を用いた場合のスロッシング解析を実施し、水平1方向の検討から得られる水位の最大変動幅の足し合わせによる評価が保守的であることを確認する。

2. 弾性設計用地震動 S d - D 2 とは位相の異なる模擬地震波の作成方法

弾性設計用地震動 S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波は、「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」で作成した基準地震動 S s - D 2 に係数 0.58 を乗じた地震動を用いる。

S s - D 2 及び S s - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 5.1 に、S d - D 2 及び S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 5.2 に示す。

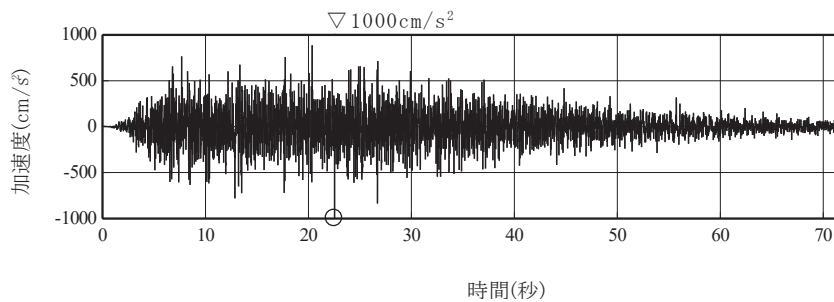


図 5.1(1) S s - D 2 の加速度時刻歴波形

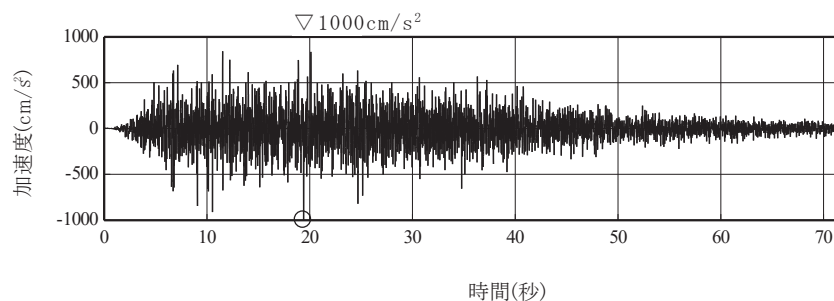


図 5.1(2) S s - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形

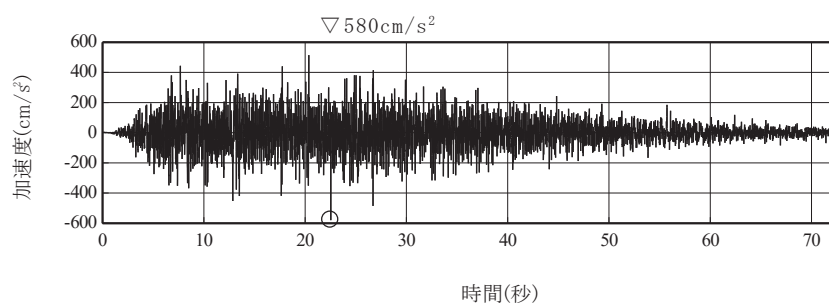


図 5.2(1) S d - D 2 の加速度時刻歴波形

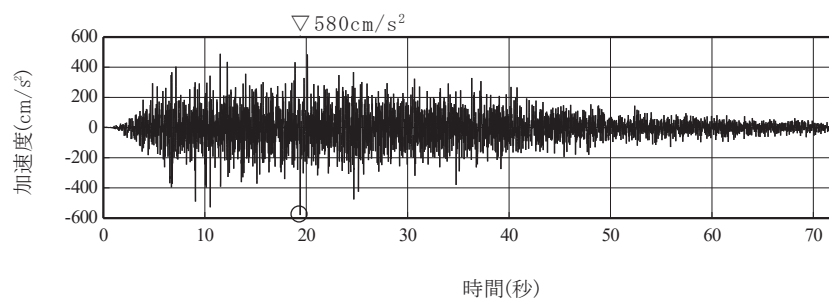
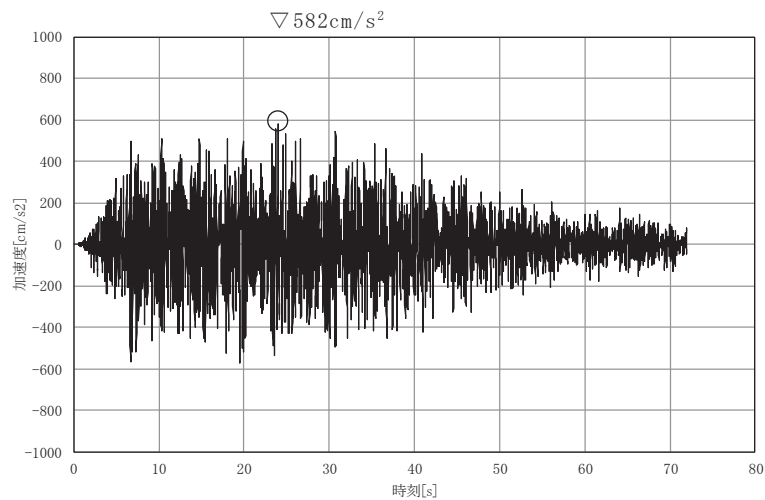


図 5.2(2) S d - D 2 と位相特性の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形

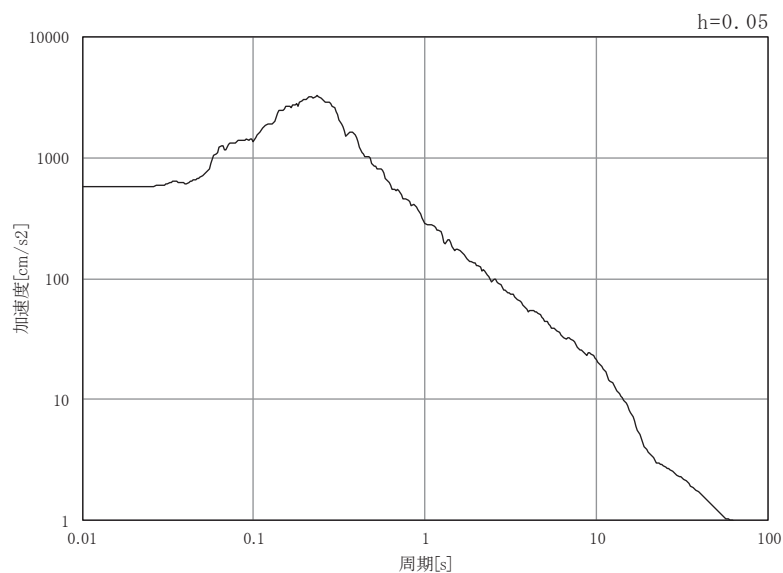
### 3 入力地震動

本文「5.18.3 入力地震動」記載のとおり作成した、解析モデル下端におけるスロッシング解析に用いる S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向）を図 5.3 に示す。

入力地震動の入力方法について、全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に発生することは現実的に考えにくいことから、水平 1 方向の検討結果において水位変動幅が大きい EW 方向には S d - D 2 を用い、それに直交する NS 方向には S d - D 2 と位相特性の異なる模擬地震波を用いる。



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.3 S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）

#### 4. 検討結果

S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波を用いた最高水位と、水平 1 方向の検討から得られる水位の最大変動幅の足し合わせによる最高水位の比較を表 5.2 に示す。

S d - D 2 と特性の異なる模擬地震波を用いた最高水位は O. P. +18.66m であり、最大変動幅の足し合わせによる最高水位 O. P. +18.86m を下回ることを確認した。

以上から、水平 1 方向の検討から得られる水位の最大変動幅の足し合わせによる評価は保守的であることを確認した。

表 5.2 最高水位の比較

抽出位置	水平 2 方向同時加振		防潮壁天端高さ (O. P.)
	S d - D 2 と位相特性の異なる模擬地震波	最大変動幅の足し合わせ	
N-1	+18.564m	<u>+18.858m</u>	+19.0m
N-2	+18.342m	+18.530m	
N-3	+18.579m	+18.840m	
S-1	<u>+18.660m</u>	+18.746m	
S-2	+18.406m	+18.418m	
S-3	+18.615m	+18.729m	

- ・ S d - D 2 と位相特性の異なる模擬地震波を用いた最高水位

$$= \text{O. P. +18.660m} \Rightarrow \underline{\text{O. P. +18.66m}}$$

- ・ 水平 1 方向の検討から得られる水位の最大変動幅の足し合わせによる最高水位

$$= \text{O. P. +18.858m} \Rightarrow \underline{\text{O. P. +18.86m}}$$

本日の説明範囲：「6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明」のうち、6.2.5、6.2.6、参考資料1～3を抜粋

#### 6.2.5 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明内容について

取放水路流路縮小工（第1号機取水路，第1号機放水路）は，第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑から津波が浸水し第2号機が損傷することを防止するために必要な設備であり，第1号機取放水路内に設けた貫通部を有するコンクリート構造により，第1号機取水・放水機能への影響に配慮しつつ津波の湧き上がり自体を抑制する設計としている（表6.2.5-1，表6.2.5-2参照）。

同施設については第1号機廃止措置計画認可とも関連することから，第2号機設置変更許可，第1号機廃止措置計画認可，第2号機工事計画認可，及び第2号機保安規定の各審査段階における説明内容を整理して示す。

第2号機設置変更許可段階においては，支配的になると考えられる津波時における損傷モードを踏まえた構造成立性等の評価，並びに第1号機取水・放水機能への影響評価を行い問題ないこと，また，保守管理方法，並びに閉塞した場合の検知性を有することを説明している。

その後実施した第1号機の廃止措置計画認可段階においては，第2号機設置変更許可段階の内容を踏まえ，第1号機取水・放水機能への影響がないこと，並びに保守管理方法を，第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合（2019年11月14日）にて説明している。

第2号機工事計画認可段階では，第2号機設置変更許可段階で示した方針を踏まえ，要目表・構造図（貫通部の設計値，図面ほか），地形改変による入力津波高さへの影響確認，貫通部の設計値・設計津波水位を用いた評価結果に加え，耐震評価結果，すりへりを考慮したコンクリート強度の設定等について説明する。

表 6.2.5-1 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明 (1/2)

項目	第2号機工事計画認可		(参考) 第1号機 廃止措置計画認可
	方針・説明内容等	工認図書	
第2号機 設置変更許可	<ul style="list-style-type: none"> <li>海と連接する取水路、放水路からの敷地面への流入を防止するため、～(中略)～ OP、+13.8mの敷地の地下部の1号炉取水路及び1号炉放水路には取放水路流路縮小工を設置する。取放水路流路縮小工は、1号炉取水路及び1号炉放水路内にコンクリートを設置して流路を縮小するものである。(添付書類 八)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波防護施設のうち取放水路流路縮小工については、第1号機の取水路及び放水路からの津波の流入を抑制し、入力津波に対して浸水を防止する設計とする。また、廃止措置段階にある第1号機の維持に必要な取水・放水機能への影響がない設計とする。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>8.5.3 浸水防護施設の基本設計方針</li> <li>VI-1-1-2-2-1 耐津波設計の基本方針</li> <li>VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価</li> </ul>
基本設計方針	<ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可段階以降の復旧・改修工事に伴う地形変化による入力津波高さへの影響を評価し、地形改変前のほうが入力津波高さが高くなることから、第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑位置での入力津波高さを変更しないことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 1.5, 6.2.6</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 1.5, 6.2.6</li> </ul>
第2号機の 浸水防止機能の確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>設定した貫通部径・延長に基づき、入力津波高さは第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑の天端高さ以下になることを説明。</li> <li>貫通部のすりへりを考慮し径が広がった場合の影響評価等を実施し、機能に影響を及ぼさない径の上限值を説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>貫通部径について、外郭浸水防護設備として津波の流入を防止する設計確認値(上限値)及び第1号機の取水・放水機能を確保するための設計確認値(下限値)を踏まえ設定根拠を説明</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>8.5.1 要目表</li> <li>VI-6-第9-4-1-1-22図及び23図 構造図</li> <li>VI-6-第9-4-1-1-22図及び23図 構造図 別紙 公称値の許容範囲</li> <li>VI-1-4-8-3-1-1.2 設定根拠に関する説明書</li> </ul>
第1号機 取水・放水機能への 影響確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>設定した貫通部径・延長に基づき、第1号機補機冷却ポンプ(常用系・非常用系)の取水機能に影響がないこと、また、回ポンプ運転時においても放水で敷地への浸水が無いことを説明。</li> <li>貫通部において貝等の付着を考慮し径が縮小した場合の影響評価等を実施し、機能に影響を及ぼさない径の下限值を説明。</li> <li>また、漂流物の大きさから取水路の流路縮小工が閉塞する可能性はないことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第1号機の廃止措置認可における審査会合の概要を記載し、廃止措置段階にある第1号機の維持に必要な取水・放水機能への影響がないことを説明。なお、漂流物の影響に関しては、第2号機設置変更許可時から漂流物に変更が生じていないことを踏まえ、安全性が確保されている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可を踏まえ、第1号機取水・放水機能への影響がないことを廃止措置に係る審査会合で説明。</li> </ul>

表 6.2.5-2 取放水路流路縮小に係る各審査段階の説明 (2/2)

項目	第2号機 設置変更許可	第2号機工事計画認可		(参考) 第1号機 廃止措置計画認可
		方針・説明内容等	工認図書	
保守管理	<ul style="list-style-type: none"> <li>保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき、定期的な放水、また、ダイバー、水中カメラ等による点検・清掃等を実施し、変状等が確認された場合は、詳細な調査を行うことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可の内容に基づき、保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき保守管理していくことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料2</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可を踏まえ、第2号機保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき、適切に管理していくことを審査会合で説明。</li> </ul>
閉塞した場合の 検知性	<ul style="list-style-type: none"> <li>仮に閉塞した場合における検知性について評価し、中央制御室で異常を検知した後、保安規定に基づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可の内容に基づき、保安規定に基づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応することを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料3</li> </ul>	<p>_____</p>
取放水路流路縮小の 損傷モードを 踏まえた設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時における損傷モードを示し、流速を保守的に設定する等して縦断方向の構造成立性を説明。</li> <li>また、貫通部付近において流速が高まることに対して、抑制側となる平均圧力等を保守的に設定しキャビテーションの影響がないことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>第2号機設置変更許可で示した方針、要目表に示す設計値を踏まえ、保守的な流速条件のもと津波時(設計津波水位=入力津波高さ24.4m+0.5m考慮)及び重量時における縦断方向の評価結果に加え、横断方向の耐震評価結果を説明。</li> <li>なお、キャビテーションの影響に関しては、第2号機設置変更許可時から入力津波高さに変更が生じていないことを踏まえ、安全性が確保されている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-4 取放水路流路縮小工の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-3 取放水路流路縮小工の強度計算書</li> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2.1~6.2.4</li> </ul>	<p>_____</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>砂礫や貝による貫通部のすりへり現象に対し、コンクリート配合設計において配慮を行うことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>設定したコンクリート配合において、保守的な条件を想定した場合においても、すりへりにより放水路の貫通部径が上限値内に収まることから機能喪失が発生しないことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料1</li> </ul>	<p>_____</p>



(別紙-1)

第2号機設置変更許可段階で示した設計方針を以下に示す。第2号機工事計画認可段階においては、この方針を踏まえ、精査した設計条件に基づき実施した詳細設計の内容を説明する。

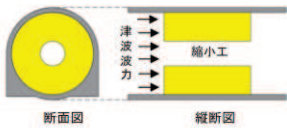
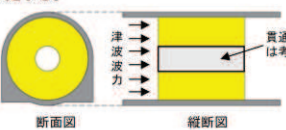
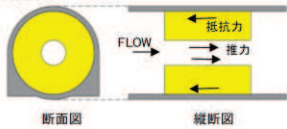
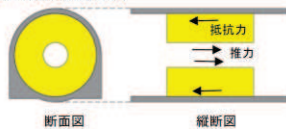
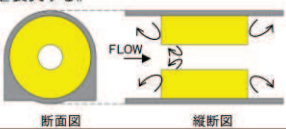
第2号機設置変更許可段階においては、流路縮小工の各位部位が損傷し要求機能を喪失しうる事象を、既往知見をもとに抽出し整理を行っている(表1, 表2参照)。

これを踏まえ、取放水口前面における最大津波水位、並びに津波時流速を保守的に設定した値を用いる等し、構造成立性を示している(図1参照)。

キャビテーションによる影響は経年的に劣化するものとされているが、津波時を対象に、大気圧を含む平均圧力算定において相対的に水深を小さくした場合を想定し評価を行い、キャビテーションにより健全性に影響を及ぼさないことを示している(図2参照)。

すりへりについても経年的に劣化していく現象であるが、津波時における土砂流入による影響を想定しコンクリート配合設計を行うことを示している。

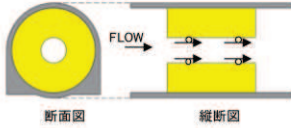
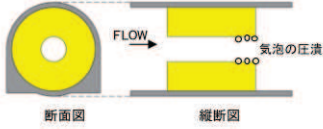
表1 津波時の流速により要求機能を喪失しうる事象と設計・施工上の配慮事項  
(流路縮小工全体)

部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	照査
流路縮小工 全体	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波荷重により、縮小工がせん断破壊又は滑動することで、躯体全体の安定性を失い、要求機能を喪失する。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波荷重に対する躯体の安定性を評価する。なお、より保守的な評価となるように、貫通部が存在しないものとして荷重を算定する。</li> </ul> 	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>貫通部における流水の摩擦により推力が生じ、躯体の安定性を失う。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の流水の摩擦による推力を評価し、安定性が確保されているか確認する。</li> </ul> 	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>急縮部・急拡部で発生する渦や流水によるすりへり(エロージョン摩耗※1)によって、形状に変化が生じ、津波防護機能を喪失する。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>エロージョン摩耗はすりへりの一つであり、経年的にコンクリートが劣化していく現象であることに対し、津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。</li> <li>すりへり現象に対しては、水セメント比の低下や細骨材を少なくすることが有効とされている※2ことから、それらを参考に、コンクリート配合設計において配慮を行う。</li> </ul>	—

※1 エロージョン摩耗とは、液体粒子・固体粒子あるいは液体の流れが角度をなしてコンクリートに衝突することで生じる摩耗である。

※2 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説(平成20年3月)農林水産省農村振興局整備部設計課監修、本書では、「水セメント比を小さくした $\sigma_{ck}=50N/mm^2$ 程度の富配合コンクリートで耐摩耗性、耐衝撃性とも優れている。細骨材は少なくすることによって更に効果がある」とされている。

表2 津波時の流速により要求機能を喪失しうる事象と設計・施工上の配慮事項  
(流路縮小工貫通部)

部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	照査
流路縮小工貫通部	<ul style="list-style-type: none"> <li>砂礫や貝を含んだ津波の流入により、コンクリート表面にすりへり(アブレーション摩耗<sup>※</sup>)が発生することによって、貫通部が広がり津波防護機能を喪失する。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>アブレーション摩耗はすりへりの一つであり、経年的にコンクリートが劣化していく現象であることに対し、津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。</li> <li>すりへり現象に対しては、水セメント比の低下や細骨材を少なくすることが有効とされていることから、それらを参考に、コンクリート配合設計において配慮を行う。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>急縮部に高速な津波が流れ込むことによる局部的な圧力降下によって、その下流は負圧となって空洞を生じ(キャビテーション)、圧力が高まる急拡大部付近に移動すると、水蒸気の気泡は急激に圧潰され、壁面に損傷を与えることにより、形状に変化が生じ、流路縮小性能を喪失する(ピッチング損傷)。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>キャビテーションの発生の可能性について評価を行い、発生する場合はキャビテーションに配慮した設計とする。</li> </ul>	発生の可能性を評価

※ アブレーション摩耗とは砂等がコンクリート表面を転がったり滑ったりすることで、コンクリートを損失させる摩耗である。すりへりの原因として砂礫等によるアブレーション摩耗が想定され三段階で進行する。  
①コンクリート表面に近いモルタル層がすりへる。②モルタル層がすりへった後、粗骨材が露出し粗骨材自体がすりへる。③粗骨材が剥離する。

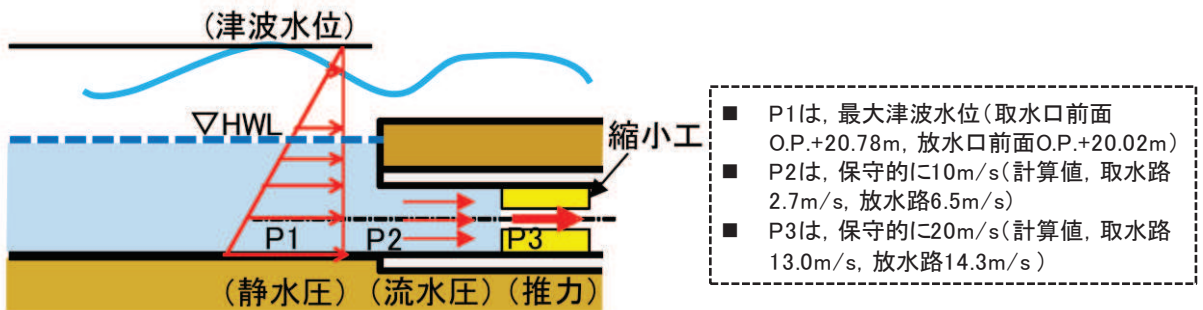
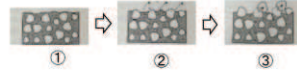


図1 津波時の荷重作用イメージ

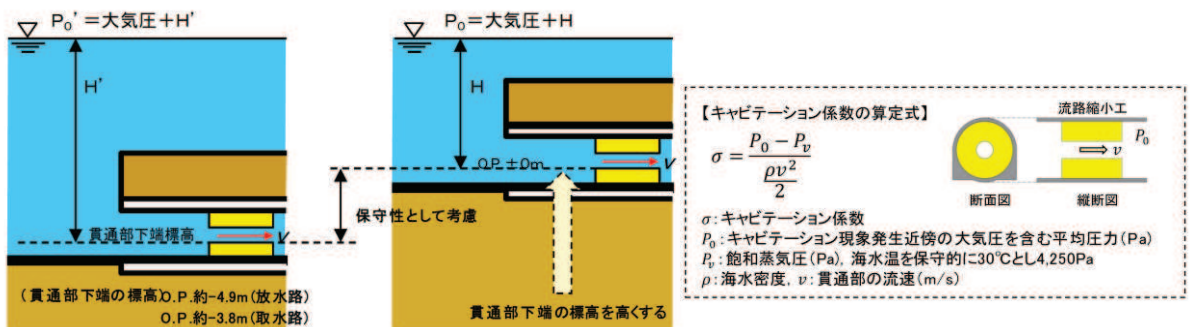


図2 平均圧力  $P_0$  算定時における保守性の考え方

## 6.2.6 取放水路流路縮小工の設置による津波防護機能，第1号機取水機能及び放水機能への影響について

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）及び取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は，コンクリートに貫通部を設けた構造であり，第1号機取水路及び第1号機放水路からの津波の流入を抑制し，第1号機取水路及び第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止する設計としている。

取放水路流路縮小工の設置を考慮した入力津波評価結果は，「1.5 入力津波の不確かさの考慮について」に記載している。第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑における入力津波高さは，それぞれ O.P. +10.38m，O.P. +11.79m と評価しており，いずれも天端高さ O.P. +14.0m を上回らないことから，外郭浸水防護設備として敷地への津波の流入を防止できることを確認している。なお，敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響も考慮した入力津波評価を行い，地形改変の考慮前（設置変更許可時の評価）の方が，入力津波高さが高くなることを確認している。

また，取放水路流路縮小工を設置する影響について，第1号機の廃止措置中の維持対象設備の最大流量となる組み合わせにおいても，取水機能及び放水機能への影響がないことを，第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合（2019年11月14日）にて説明済みである（図6.2.6-1，図6.2.6-2）。

## 5 管路縮小工設置による取水機能への影響

6

### 補機冷却海水ポンプ(常用系・非常用系)運転時の取水性評価

➢ 取水路への管路縮小工設置により増加する損失水頭は約0.01~0.02mであり、海水ポンプ室水位は僅かに低下するものの、ポンプの取水可能最低水位から十分余裕がある。

➢ 廃止措置中の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ1台(960m<sup>3</sup>/h)+非常用補機冷却海水ポンプ1台(450m<sup>3</sup>/h)≒0.40m<sup>3</sup>/sは、常用系運転時の流量(0.53m<sup>3</sup>/s)以下であり、取水機能への影響はない。

#### 管路縮小工設置による取水機能(常用系)への影響

管路縮小工	流量 (m <sup>3</sup> /s)	水路断面積 (m <sup>2</sup> )	流速 (m/s)	取水口水位(m)	海水ポンプ室 水位 <sup>※5</sup> (m)	ポンプ取水可能 最低水位(m)
設置前	0.53 <sup>※1</sup>	15.09 (φ3.1 <sup>※2</sup> ×2条)	0.04 <sup>※3</sup>	O.P.-0.14 <sup>※4</sup>	O.P.-0.15	O.P.-2.43
設置後		1.57 (φ1.0×2条)	0.34 <sup>※3</sup>		O.P.-0.16	

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ運転時流量(960m<sup>3</sup>/h×2台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 取水路については、管路縮小工設置後は、設置前のプラント通常運転時と同様、流速は小さいことなどから、通水性に問題ない。

※4 期望平均干潮位

※5 取水路の管路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

#### 管路縮小工設置による取水機能(非常用系)への影響

管路縮小工	流量 (m <sup>3</sup> /s)	水路断面積 (m <sup>2</sup> )	流速 (m/s)	取水口水位(m)	海水ポンプ室 水位 <sup>※5</sup> (m)	ポンプ取水可能 最低水位(m)
設置前	0.84 <sup>※1</sup>	15.09 (φ3.1 <sup>※2</sup> ×2条)	0.06 <sup>※3</sup>	O.P.-0.14 <sup>※4</sup>	O.P.-0.15	O.P.-7.2
設置後		1.57 (φ1.0×2条)	0.54 <sup>※3</sup>		O.P.-0.17	

※1 残留熱除去海水ポンプ運転時流量(545m<sup>3</sup>/h×4台)+非常用補機冷却海水ポンプ運転時の流量(390m<sup>3</sup>/h+450m<sup>3</sup>/h)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 取水路については、管路縮小工設置後は、設置前のプラント通常運転時と同様、流速は小さいことなどから、通水性に問題ない。

※4 期望平均干潮位

※5 取水路の管路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

図 6.2.6-1 第1号機の取水機能への影響確認結果

(2019年11月14日 第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)

## 6 管路縮小工設置による放水機能への影響

7

### 補機冷却海水ポンプ(常用系・非常用系)運転時の放水性評価

➢ 放水路への管路縮小工設置による管路抵抗の増加により、常用海水系運転時の放水立坑水位がO.P.+2.08mまで上昇、事故時における非常用海水系運転時にはO.P.+2.97mまで上昇するものの、海水ポンプ放水高さのO.P.+4.6mより十分低いことから、補機冷却海水ポンプの放水性(ポンプ性能)に影響を与えない。

➢ 廃止措置中の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ1台(960m<sup>3</sup>/h)+非常用補機冷却海水ポンプ1台(450m<sup>3</sup>/h)≒0.40m<sup>3</sup>/sは、常用系運転時の流量(0.53m<sup>3</sup>/s)以下であり、放水機能への影響はない。

#### 管路縮小工設置による放水機能(常用系)への影響

管路縮小工	流量 (m <sup>3</sup> /s)	水路断面積 (m <sup>2</sup> )	流速 (m/s)	放水口水位(m)	放水立坑 水位 <sup>※5</sup> (m)	海水ポンプ 放水高さ(m)
設置前	0.53 <sup>※1</sup>	15.2 (φ4.4 <sup>※2</sup> ×1条)	0.03 <sup>※3</sup>	O.P.+1.43 <sup>※4</sup>	O.P.+1.44	O.P.+4.6
設置後		0.20 (φ0.5×1条)	2.65 <sup>※3</sup>		O.P.+2.08	

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ運転時流量(960m<sup>3</sup>/h×2台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 放水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。

※4 期望平均満潮位

※5 放水路の管路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

#### 管路縮小工設置による放水機能(非常用系)への影響

管路縮小工	流量 (m <sup>3</sup> /s)	水路断面積 (m <sup>2</sup> )	流速 (m/s)	放水口水位(m)	放水立坑 水位 <sup>※5</sup> (m)	海水ポンプ 放水高さ(m)
設置前	0.84 <sup>※1</sup>	15.2 (φ4.4 <sup>※2</sup> ×1条)	0.06 <sup>※3</sup>	O.P.+1.43 <sup>※4</sup>	O.P.+1.44	O.P.+4.6
設置後		0.20 (φ0.5×1条)	4.20 <sup>※3</sup>		O.P.+2.97	

※1 残留熱除去海水ポンプ運転時流量(545m<sup>3</sup>/h×4台)+非常用補機冷却海水ポンプ運転時の流量(390m<sup>3</sup>/h+450m<sup>3</sup>/h)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 放水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。

※4 期望平均満潮位

※5 放水路の管路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

図 6.2.6-2 第1号機の放水機能への影響確認結果

(2019年11月14日 第12回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)

(参考資料 1) 取放水路流路縮小工貫通部におけるすり減りに対する影響評価について

## 1. 概要

取放水路流路縮小工は、常時及び津波時において、港湾から供給される砂礫や貝を含んだ流水により、コンクリート表面にすりへりが発生することによって、貫通部が広がり津波防護機能を喪失することが考えられる。

本資料は、取放水路流路縮小工のコンクリートについて、すりへり量の影響評価を行うものである。

なお、貝による影響も想定されるが、すりへりは質量の大きさに比例<sup>1)</sup>することを踏まえ、より質量の大きい砂礫の衝突を考慮した評価を行うことで包絡される。

## 2. 評価方針

コンクリートのすりへりは、流水や車輪等の摩耗作用や衝撃等の外力により、コンクリート表面が時間とともに徐々に欠損していく現象である。

すりへりの進行予測手法としては、コンクリートに作用する外力を累積衝突エネルギーで表し、すりへり速度係数等を考慮した、下記のすりへり量の予測式が提案<sup>1)</sup>されている。

$$A d = K_1 \beta (E_R)^{K_2 \gamma}$$

ここに、 $A d$ ：最大すりへり深さまたは平均すりへり深さ等

$E_R$ ：累積衝突エネルギー (J)

$\beta$ ：すりへり速度係数 (mm/ $\sqrt{J}$ )

$\gamma$ ：すりへり現象定数

$K_1, K_2$ ：施設区分に応じた補正係数

この予測式は、すりへりの外力作用を運動エネルギーとして標準化できることに着目し、外力の形状を球形に単純化、作用する質量と速度を変化させた鋼球落下方式による衝撃摩耗試験をすりへり現象の基準として、実構造物に作用する外力の形状、質量、速度、対象構造物（コンクリート、モルタル、水路、護岸等）の品質の相違を考慮したものであり取放水路流路縮小工のように流水に含まれる砂礫により、すりへり作用を受けるコンクリートにも適用可能な予測式である。

取放水路流路縮小工のコンクリートのすりへり評価は、上記予測式を用い、供用期間中のすりへり量が許容値以下となることを確認する。

また、累積衝突エネルギー $E_R$ の算定には、すりへり量の実測値が必要であるが、取放水路流路縮小工は新設する構造物であり、すりへり量の実測データがないことから、上記予測式の検証に用いられている矢立川取水ダムの水たき部の普通コンクリートの1年間のすりへり量を採用する。ここで、コンクリートのすりへりは経年劣化の一種であり前述のとおり徐々に劣化が進む現

象であるが、女川地点は岩礁海岸であり、取水路に対し常時は砂の混入が非常に少ない。津波時における上限浮遊砂体積濃度は 1%と推定しているが、長期的に見た場合、平均的には砂の混入は少なく、すりへりが有意に進行する状況にはないものと考えられる。なお、1号機は運開以降30年以上が経過し3.11津波も経験しているが、有意なすりへり<sup>\*1</sup>は確認されていない。

これに対し、矢立川取水ダムが位置する矢立川は急勾配の支流や両岸斜面（Source）から生産された土砂の流送域（Transfer）として位置付けられ、河床変動量に比べて土砂流出速度は非常に高く、治山ダムは2年程度で満砂するとされており、崩落しやすい河岸（強風化を受けた花崗岩）から頻繁に土砂が供給され<sup>2)</sup>、水たたき部のコンクリート<sup>\*2</sup>に1年間で平均6.308mmのすりへりが確認されている<sup>1)</sup>。

よって、矢立川の方が厳しいすりへり環境にあるものと考えられ安全側の検討となる。

注記\*1：取水設備の設計規準強度は20.5N/mm<sup>2</sup>である

\*2：矢立川取水ダムの水たたき部の28日圧縮強度21.7N/mm<sup>2</sup>である

### 3. すりへり影響評価

#### 3.1 影響評価フロー

すりへりに対する影響評価フローを図 3.1-1 に示す。

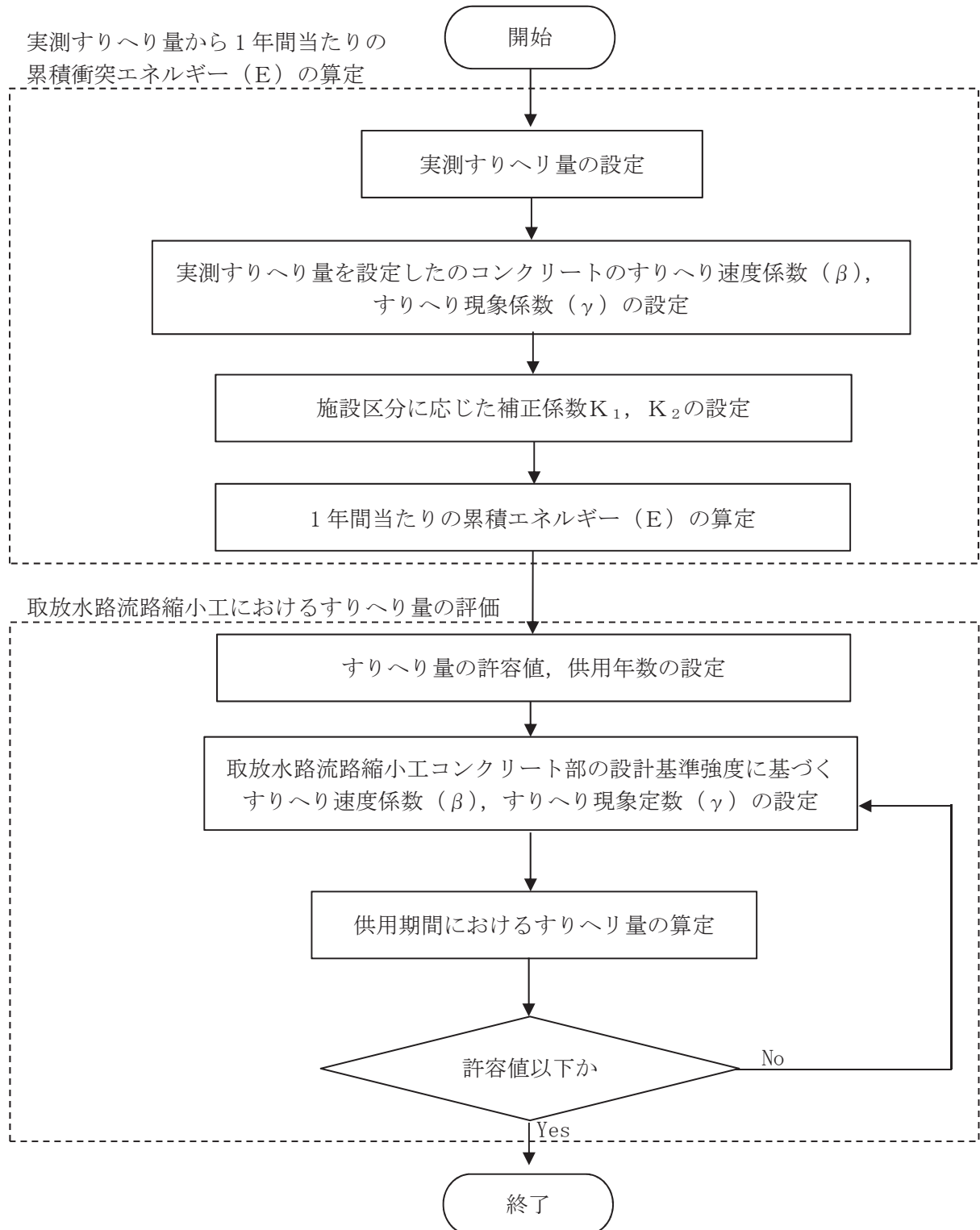


図 3.1-1 すりへり影響評価フロー

### 3.2 すりへり量の算定

上記、算定フローに基づきすりへり量を算定する。

(実測すりへり量から1年間当たりの累積エネルギー (E) の算定)

- ① 実測すりへり量として、上記予測式の検証に記載されている矢立川取水ダムの水たたき部の普通コンクリートの1年間のすりへり量の平均値 (A d) = 6.308mm\*を採用する。

参考として、当該コンクリートの仕様を表 3.2-1 に示す。

注記\* : 参考文献1)より引用

表 3.2-1 矢立川取水ダムの水たたき部の普通コンクリートの仕様\*

粗骨材		細骨材	スラブ (cm)	空気量 (%)	水セメント 比W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単用量(kg/m <sup>3</sup> )		28日圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
種類	最大寸法 (mm)	種類					セメント量 C	水量 W	
球磨川産 川砂利	40	球磨川産 川砂	8	4	56.0	39.9	257	144	21.7

注記\* : 参考文献1)より引用

- ② 実測すりへり量を設定した矢立川取水ダムの水たたき部の普通コンクリートの、すりへり速度係数 (β), すりへり現象係数 (γ) は、参考文献1)より、β=0.39, γ=0.49を用いる。
- ③ 施設区分に応じた補正係数K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub>は、表-3.2-2より水利施設(砂による平均すりへり深さ)の値(K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub>=1.40)を用いる(取放水路流路縮小工のコンクリート強度検討でも同様)。

表 3.2-2 衝突エネルギーE, βとγの補正係数K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub>の目安\*

コンクリートのすりへり深さの区分		衝突エネルギー E (J/10 <sup>4</sup> 回)	βとγの 補正係数 K <sub>1</sub> , K <sub>2</sub>
区分	コンクリートのすりへり現象の種類		
標準	球形の鋼球落下による最大すりへり深さ(すりへり試験装置)	—	1.00
水利施設	砂による平均すりへり深さ(掃流式摩耗試験機)	約0.11	約1.40
	シルベップによる平均すりへり深さ(ドラム式摩耗試験機)	約1.90	約1.80
積雪寒冷地の道路 舗装	スパイクタイヤによる平均すりへり深さ(大型回転式試験機)	約6.21	約1.33
	タイヤチェーンによる平均すりへり深さ(大型回転式試験機)	約24.53	約1.85

注記\* : 参考文献1)より引用

平均すりへり量算定式より、累積衝突エネルギーE<sub>R</sub>を逆算して求め、1年間当たりの累積エネルギーE (= E<sub>R</sub>/N, N : 実測すりへり量の年数)を求める。

平均すりへり量 (A d) 算定式

$$A d = K_1 \beta (E_R)^{K_2 \gamma} = K_1 \beta (N \cdot E)^{K_2 \gamma}$$

$$\Rightarrow E = (A d / K_1 \beta)^{(1/K_2 \gamma)} / N$$

β=0.39, γ=0.49, K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub>=1.40, N=1より, E=35.41 J/年



(取放水路流路縮小工におけるすりへり量の評価)

④ すりへりに対する許容値，供用年数の設定

許容値は、「VI-1-1-4-8-3-1-1 設定根拠に関する説明書（取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)）」及び「VI-1-1-4-8-3-1-2 設定根拠に関する説明書（取放水路流路縮小工（第1号機放水路））」より，貫通部径の公称値と上限値の差が小さい取放水路流路縮小工（第1号機放水路）から50mmとする。

供用年数は，第1号機の廃炉工程を考慮して30年とする。

⑤ 取水路流路縮小工コンクリートの圧縮強度 50N/mm<sup>2</sup>に基づき，当該コンクリートの区分における，すりへり速度係数（β），すりへり現象係数（γ）は，表3.2-3より，コンクリート（高品質D）の値（β=0.255，γ=0.501）とする。

表-3.2-3 衝突エネルギーと最大すりへり深さの関係式より得られた定数一覧

種類	区分 品質のランク		圧縮強度 f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )			水セメント比 W/C(%)		すりへり速度係数 β (mm/√J)		すりへり現象定数 γ			
			最小値	最大値	平均値	平均値		各個	全体	各個	全体		
岩石	最高品質 (100.0~150.0 N/mm <sup>2</sup> )	A (140.0~150.0 N/mm <sup>2</sup> )	140.5	140.5	140.5	—		0.017	0.02	0.03	0.760	0.76	0.71
		B (120.0~139.9 N/mm <sup>2</sup> )	132.6	132.6	132.6	—		0.039	0.04		0.639	0.68	
		C (100.0~119.9 N/mm <sup>2</sup> )	106.7	106.7	106.7	—		0.043	0.04		0.726	0.68	
コン ク リ ー ト	高品質 (50.0~99.9 N/mm <sup>2</sup> )	A (80.0~99.9 N/mm <sup>2</sup> )	82.9	85.5	83.8	30		0.108	0.16	0.31	0.537	0.53	0.51
		B (70.0~79.9 N/mm <sup>2</sup> )	71.3	75.6	73.0	30	32	0.188			0.484		
		C (60.0~69.9 N/mm <sup>2</sup> )	60.7	68.4	64.5	34		0.090			0.611		
		D (50.0~59.9 N/mm <sup>2</sup> )	51.0	59.4	56.0	35		0.255			0.501		
	中品質 (24.0~49.9 N/mm <sup>2</sup> )	A (40.0~49.9 N/mm <sup>2</sup> )	40.0	47.5	43.9	44		0.432	0.33	0.31	0.429	0.49	0.51
		B (30.0~39.9 N/mm <sup>2</sup> )	30.7	39.9	35.0	46	50	0.264			0.523		
		C (24.0~29.9 N/mm <sup>2</sup> )	24.0	29.6	26.8	61		0.281			0.522		
	低品質 (5.0~23.9 N/mm <sup>2</sup> )	A (20.0~23.9 N/mm <sup>2</sup> )	20.9	21.2	21.1	75		0.247	0.44	0.31	0.526	0.49	0.51
		B (15.0~19.9 N/mm <sup>2</sup> )	15.5	19.9	18.1	81	82	0.375			0.511		
		C (10.0~14.9 N/mm <sup>2</sup> )	12.6	14.8	13.8	86		0.668			0.424		
		D (5.0~9.9 N/mm <sup>2</sup> )	9.4	9.4	9.4	86		0.454			0.489		
	モル タル	中品質 (24.0~49.9 N/mm <sup>2</sup> )	C (24.0~29.9 N/mm <sup>2</sup> )	28.2	28.2	28.2	52	52	0.445	0.45	0.462	0.46	

※ 参考文献1)より引用

⑥ 平均すりへり量算定式より，30年後（N=30）の平均すりへり量を算定する。

$$A d = K_1 \beta (E_R)^{K_2 \gamma} = K_1 \beta (N \cdot E)^{K_2 \gamma}$$

β=0.255，γ=0.501，K<sub>1</sub>，K<sub>2</sub>=1.40，E=35.41 J/年より，

$$A d = \text{約 } 47\text{mm} < \text{許容値 } 50\text{mm}$$

3.3 評価結果

取放水路流路縮小工は，砂床河川で崩落しやすい河岸（強風化を受けた花崗岩）から頻繁に土砂が供給される矢立川取水ダムの水たたき部のようなすりへり環境ではないものの，矢立川取水ダムの水たたき部の実すりへり量等を用いて，保守的なすりへり量を算定した。

その結果，取放水路流路縮小工の供用期間30年と仮定した場合における平均すりへり量は約47mmであり，許容すりへり量50mm以下であることを確認した。

【参考文献】

- 1) 豊福他：コンクリートのすりへりの進行予測に関する研究，土木学会論文集E2，Vol. 72，  
No. 4， 380-399， 2016
- 2) Source-to-Sink Sedimentary Cascades in Pacific Rim Geo-Systems，国土交通省北陸地方  
整備局松本砂防工事事務所，2001. 8. 20

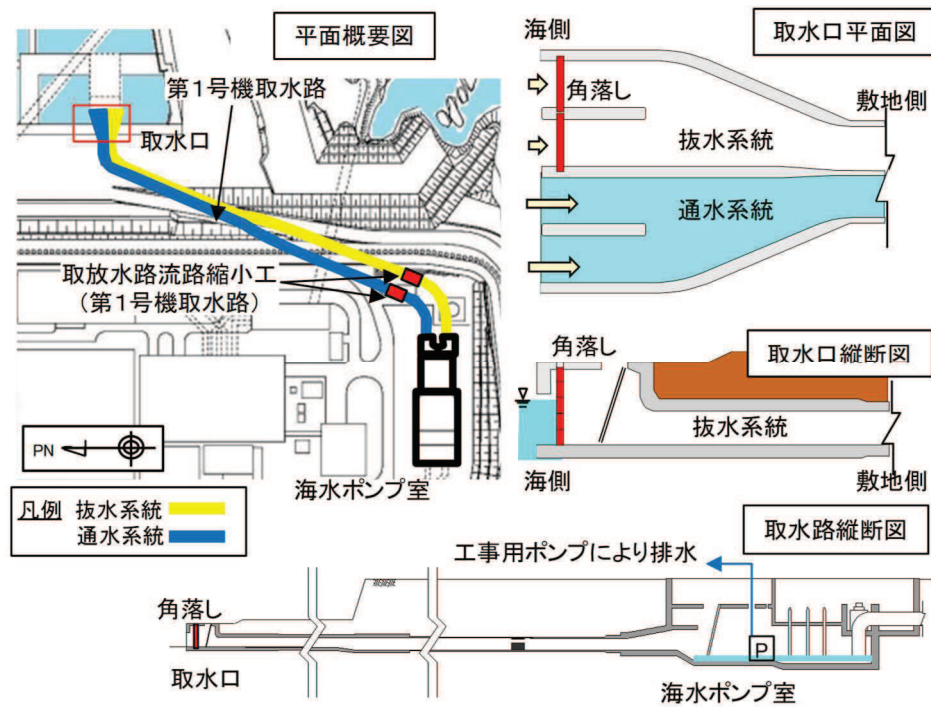
(参考資料 2) 取放水路流路縮小工の保守管理について

1. 取放水路流路縮小工の保守管理について

取放水路流路縮小工については、津波防護施設としての機能及び第 1 号機取水機能・放水機能を維持していくため、別途定める保全計画に基づき、適切に管理していく。

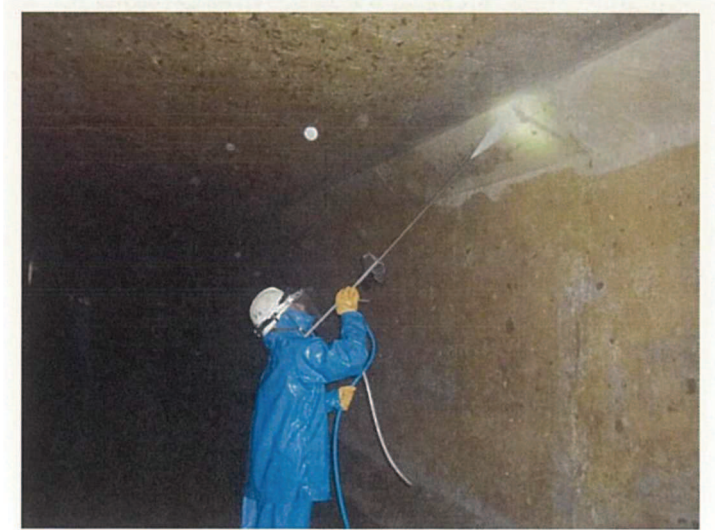
具体的には、取水路については定期的な放水（図-1 参照）による点検・清掃等（図-2 参照）を実施する。

また、放水路については定期的な放水（図-3 参照）により点検・清掃等、またはダイバー、水中カメラ（図-4 参照）等を用いた点検・清掃等を実施することにより、流路縮小工部の変状の有無等を確認し、変状等が確認された場合には、詳細な調査等を行うこととする。なお、ダイバー、水中カメラは異常を検知した場合にも使用することがある。



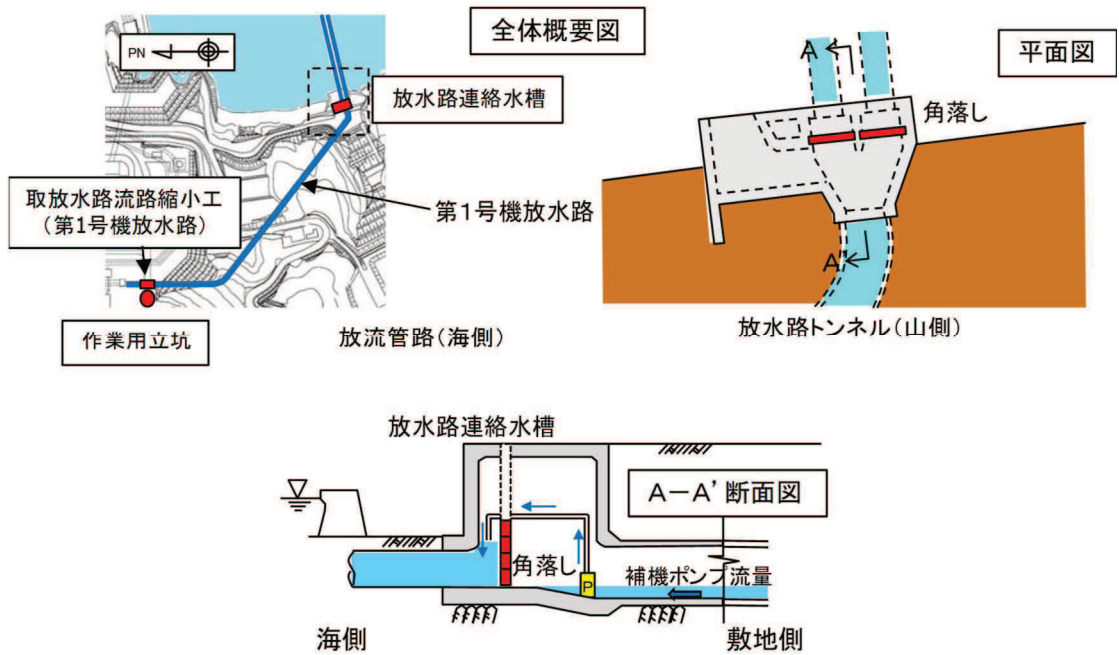
取水路内の放水作業は取水口に角落しを挿入し締め切りを行う。その後、海水ポンプ室に工事用排水ポンプを設置し、水路内を放水する。

図-1 取水路の放水作業例



ハイウォッシャーを用い、表面の貝や海生生物を除去。

図-2 水路内の清掃作業例



放水路内での作業環境確保のため、放水路連絡水槽に角落し（既設）及び工事用ポンプを設置し、放水路内の水位を低下させる。

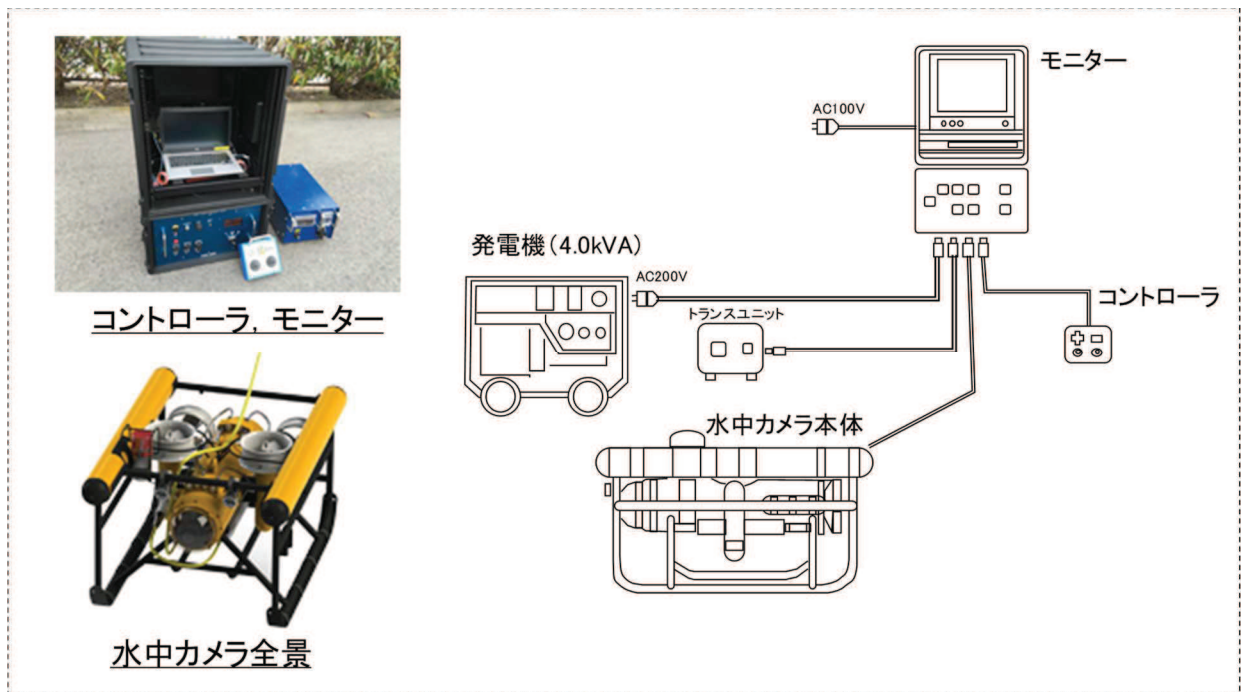
図-3 放水路の排水作業例



水中カメラを放水路内に投入



水中カメラ正面（正面の円形部はカメラ）



点検システム構成例

水中ロボットを用い放水路内の状況を撮影

図-4 水中ロボットによる点検状況

以上

### (参考資料3) 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

#### 1. 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

取放水路流路縮小工部が閉塞する可能性はないと評価しているものの、仮に閉塞を仮定した場合の検知性について評価し、中央制御室で異常を検知（警報の確認）した後、第1号機保安規定に紐づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能であることを確認している。

構造体完成の後、同手順書に基づき対応していく。

##### (1) 取水路側流路縮小工が閉塞した場合の検知性

取水路側で閉塞した場合、海水ポンプ室入口水位が低下傾向を示すため、中央制御室においてその兆候が確認できる。また、水位の低下が継続した場合は、「循環水ポンプA海水ポンプ室水位低」または「循環水ポンプB海水ポンプ室水位低」の警報が中央制御室（第1号機）で発報することから、保安規定に紐づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能である。

##### (2) 放水路側流路縮小工が閉塞した場合の検知性

放水路側で閉塞した場合、流路縮小の上流側である放水立坑の水位が上昇し、反対に下流側である放水口側の水位は低下する（外洋の水位による）ことになるため、以下により検知が可能であり、いずれの事象においても、中央制御室での警報確認後、保安規定に紐づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能である。

- a. 流路縮小工下流側にある、排水路試料採取設備異常が発生する。
- b. 放水立坑水位の上昇により、補機冷却海水ポンプ（常用系）の排水性が確保できなくなることから、補機冷却海水ポンプ（常用系）の過負荷トリップや冷却水の温度「高」等の異常が発生する。なお、この場合でも放水立坑水位は最高でもO.P. +13m程度であり、敷地へ溢水することはない。

以上