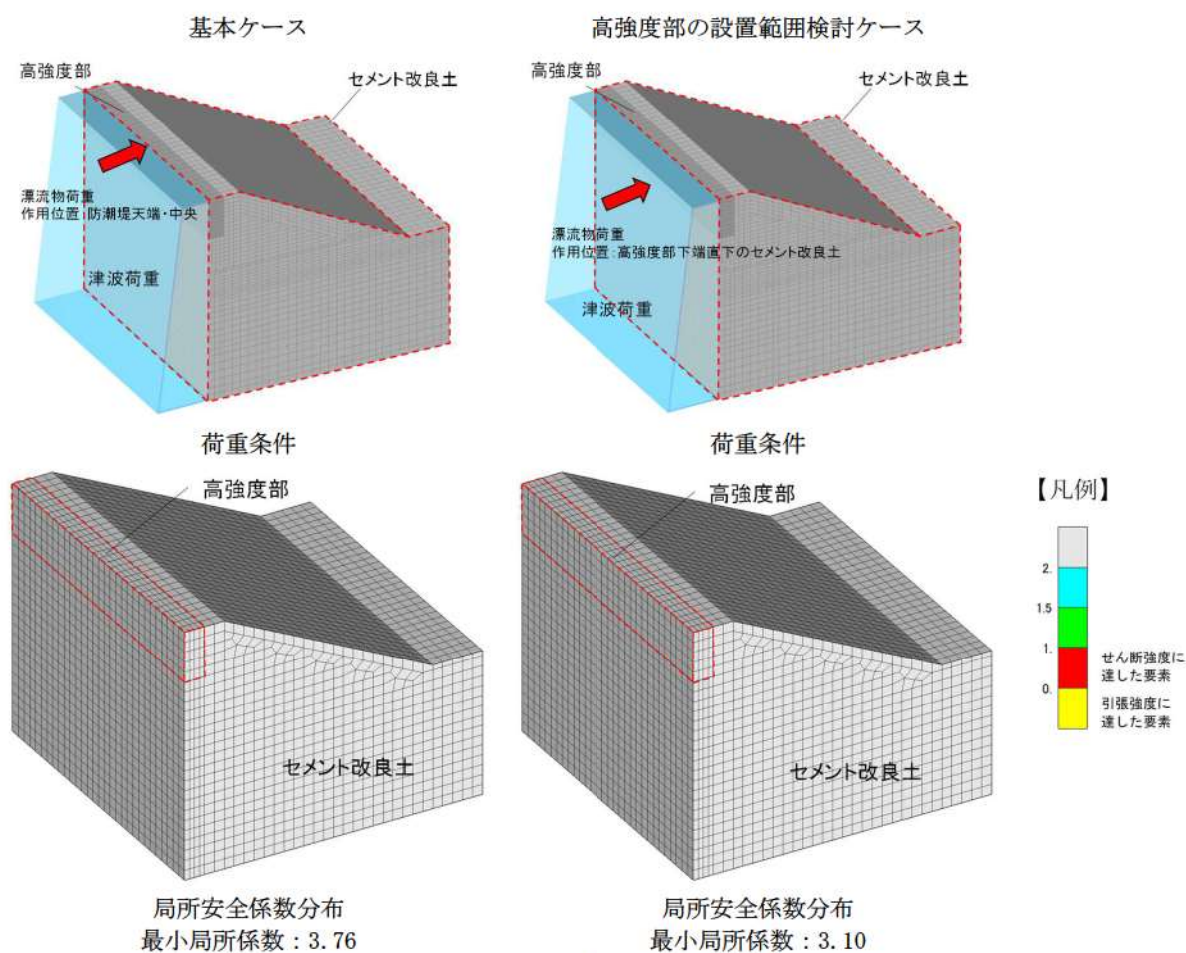


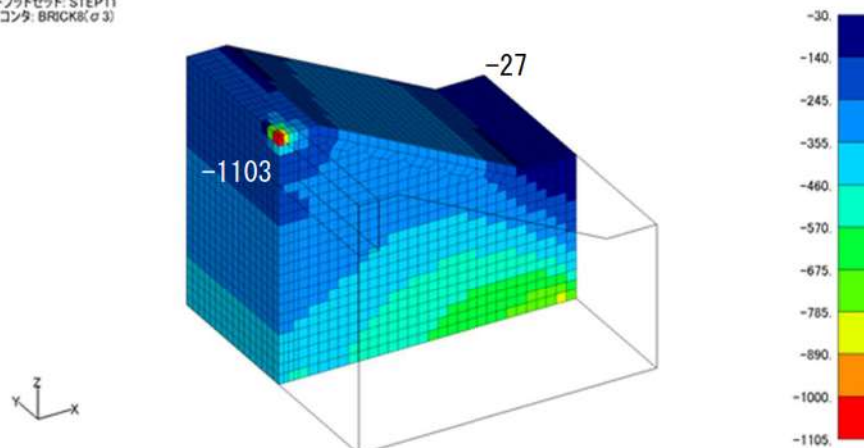
(b) 津波時

津波時におけるセメント改良土及び高強度部の局所安全係数分布を第 9-34 図に示す。また、漂流物荷重による高強度部の応力状態として、防潮堤天端・中央に漂流物荷重を載荷した基本ケースの圧縮主応力分布図を第 9-35 図に示す。



第 9-34 図 局所安全係数分布（津波時）

アウトプットセット: STEP11
要素コンタ: BRICK8(σ3)



第 9-35 図 基本ケースの圧縮主応力分布図

上記評価結果より、防潮堤天端若しくは高強度部下端直下のセメント改良土に漂流物荷重を作用しても、セメント改良土及び高強度部の局所安全係数 f_s がすべての要素で1.5以上かつ破壊領域が存在しない。よって、すべり安全率1.2以上を確保できる。また、漂流物荷重が作用する高強度部において、応力分布が作用位置を中心に周辺の要素に分散しており、荷重の分散効果を期待できることを確認した。漂流物荷重が作用している要素においても局所安全係数2以上であり裕度があることから、高強度部端部に漂流物荷重が作用した場合においても構造成立性が見通しがある。

「9. 4. 1. (3) 津波時」に記載したとおり、セメント改良土に作用する静水圧は、仮に地下水位を海側と同様に朔望平均満潮位 (T.P.O. 26m) に設定した場合より、地表面に設定した方が1,400kNほど大きくなり、津波荷重を打ち消す方向に作用するが、照査結果 (すべり安全率) の裕度から、地下水位の設定差による静水圧の差が及ぼす影響は小さい。

また、3次元静的FEM解析において埋戻土からの反力は外力 (津波波力及び漂流物荷重) に対して数%程度であるため、設定した地盤ばねの影響は小さく、津波時の外力に対しては防潮堤の堤体の剛性によって抵抗する。地盤ばねの設定を含めた3次元静的FEM解析と2次元静的FEM解析の整合性について、設計及び工事計画認可段階にて改めて確認する。

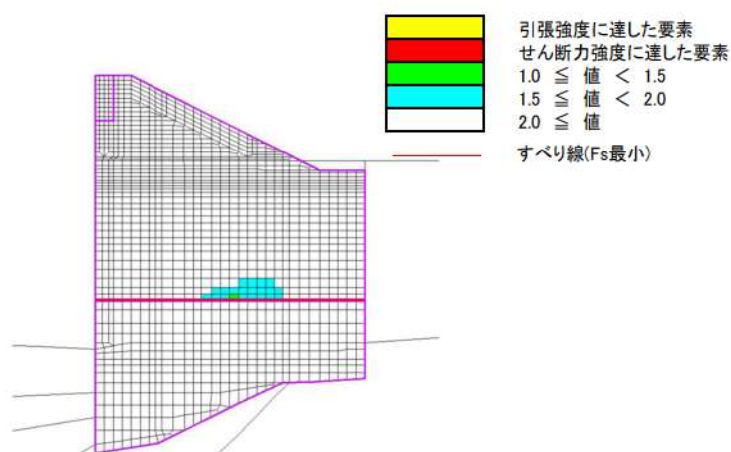
以上のことから、設定した高さ、幅の高強度部において津波時におけるセメント改良土及び高強度部の構造成立性が確保されていることを確認した。なお、基準津波確定後、設計及び工事計画認可段階では基準津波の結果を踏まえた漂流物荷重を適切な位置に作用させた評価を行う。

(c) 重畳時

重畳時におけるセメント改良土のすべり安全率評価結果を第 9-14 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-36 図に示す。地震時と同様に、セメント改良土及び高強度部の引張力及びせん断力は、セメント改良土と下部コンクリート間に設定したジョイント要素により剥離する挙動が生じることから、ジョイント要素の直上に集中する。特に中央付近は剥離後に接地する最初の位置であるので応力集中している。そのため、最小すべり安全率となるすべり線もジョイント要素の直上要素を通る線となる。

第 9-14 表 セメント改良土のすべり安全率評価結果（重畳時）

評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判 定 (1.2以上)
セメント改良土 及び高強度部	Sd1	33.46	3.64	OK



第 9-36 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布（重畳時）

上記評価結果より、セメント改良土及び高強度部の最小すべり安全率 F_s が1.2以上となることを確認した。

以上のことから、重畳時において、セメント改良土及び高強度部に対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

津波時と同様に、「9. 4. 1. (3) 津波時」に記載したとおり、セメント改良土に作用する静水圧は、仮に地下水位を海側と同様に朔望平均満潮位（T. P. 0. 26m）に設定した場合より、地表面に設定した方が1,400kNほど大きくなり、津波荷重を打ち消す方向に作用するが、照査結果（すべり安全率）の裕度から、地下水位の設定差による静水圧の差が及ぼす影響は小さい。

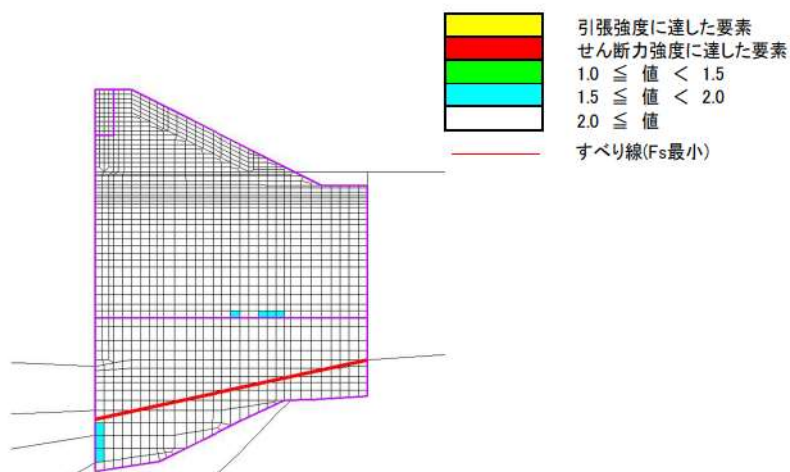
(2) 下部コンクリート

(a) 地震時

地震時における下部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-15 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-37 図に示す。下部コンクリートの岩盤埋込部が応力集中箇所となるので、最小すべり安全率となるすべり線は岩盤埋込部が起点となる。地震時は特に海側下部に集中している。

第 9-15 表 下部コンクリートのすべり安全率評価結果（地震時）

ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (1.2以上)
基本ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	7.44	OK



第 9-37 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布（地震時）

上記評価結果より、下部コンクリートの最小すべり安全率 F_s が 1.2 以上となることを確認した。なお、1次元波動論の地震応答解析における下部コンクリートの応答は Ss3-5 よりも Ss3-4 の水平せん断応力が 1.2 倍程度大きいことに対して、下部コンクリートの照査値には 6 倍以上の裕度があり、Ss3-4 でも構造成立性が見通しがあることを確認した。

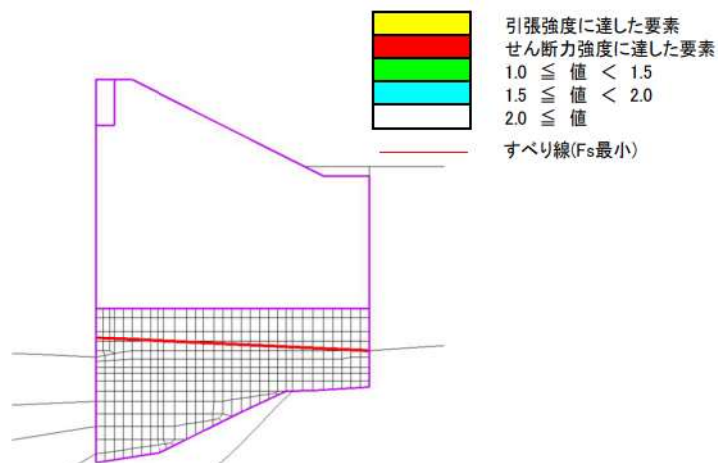
以上のことから、地震時において防潮堤の下部コンクリートに対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(b) 津波時

津波時における下部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-16 表に、津波時の局所安全係数分布第 9-38 図に示す。下部コンクリートの岩盤埋込部が応力集中箇所となるので、最小すべり安全率となるすべり線は岩盤埋込部を起点とした線となる。

第 9-16 表 下部コンクリートのすべり安全率評価結果（津波時）

評価部位	最小すべり安全率	判 定 (1.2以上)
下部コンクリート	21.40	OK



第 9-38 図 津波時の局所安全係数分布（最小すべり線表示）

上記評価結果より、下部コンクリートの最小すべり安全率 F_s が1.2以上となることを確認した。

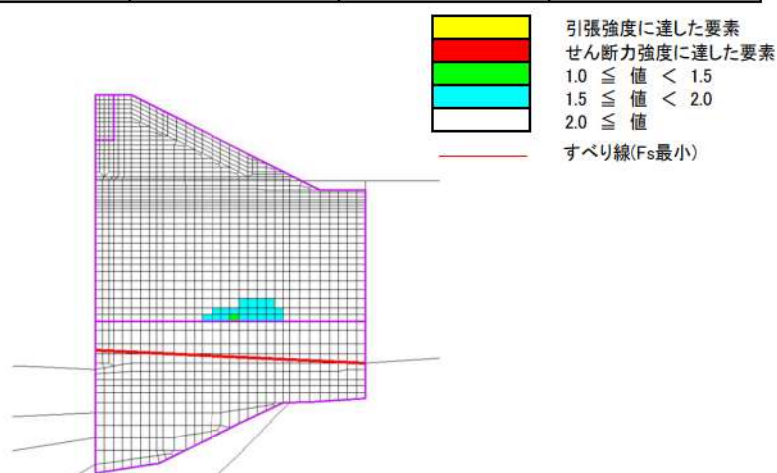
以上のことから、津波時に下部コンクリートの構造成立性が確保されていることを確認した。

(c) 重畳時

重畳時における下部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-17 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-39 図に示す。下部コンクリートの岩盤埋込部が応力集中箇所となるので、最小すべり安全率となるすべり線は岩盤埋込部を起点とした線となる。

第 9-17 表 下部コンクリートのすべり安全率評価結果（重畳時）

	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判 定 (1.2以上)
下部コンクリート	Sd1	33.46	11.14	OK



第 9-39 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布（重畳時）

上記評価結果より、下部コンクリートの最小すべり安全率 F_s が1.2以上となることを確認した。

以上のことから、重畳時において、下部コンクリートに対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

(3) 高強度部（アンカーボルト）

高強度部のうち、セメント改良土と高強度部を一体化させるアンカーボルトの地震時、重畳時における照査結果を第 9-18 表及び第 9-19 表に示す。なお、照査値が厳しい地震時の高強度部（アンカーボルト）に発生する引張力とせん断力の分布を第 9-40 図に示し、引張力は高強度部の上端、せん断力は高強度部の下端で生じていることを確認した。

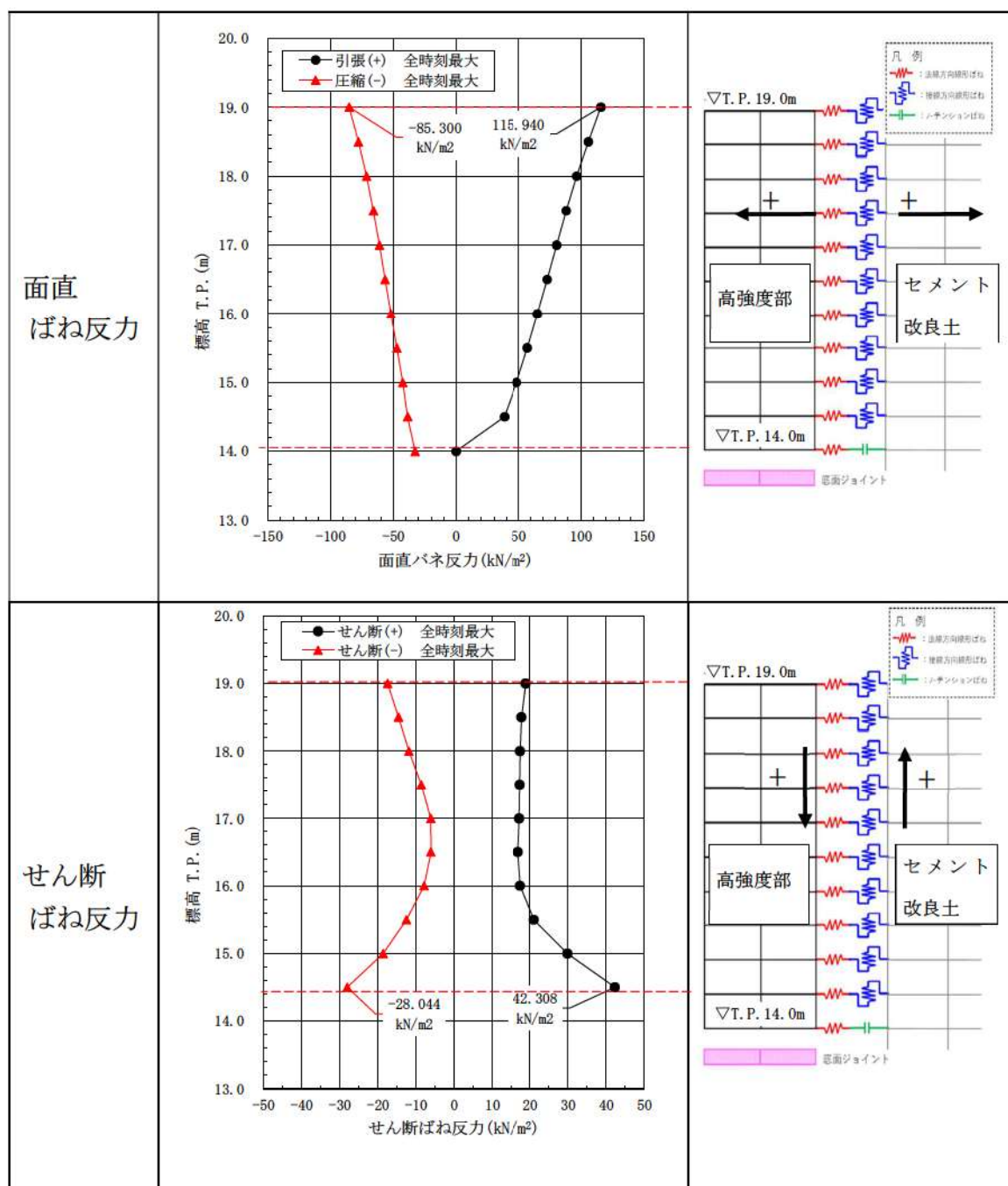
第 9-18 表 高強度部（アンカーボルト）の照査結果（引張力）

評価部位	検討ケース	評価項目	発生引張力 (kN/本)	許容引張力 (kN/本)	照査値	判 定 (1.0以下)
アンカー ボルト	地震時	引張力	29.0	83.0	0.35	OK
	重畳時		全圧縮	83.0	—※	OK

※：アンカーボルトに引張力が生じないため、照査不要とした。

第 9-19 表 高強度部（アンカーボルト）の照査結果（せん断力）

評価部位	検討ケース	評価項目	発生せん断力 (kN/本)	許容せん断力 (kN/本)	照査値	判 定 (1.0以下)
アンカー ボルト	地震時	せん断力	10.6	26.8	0.40	OK
	重畳時		9.0	26.8	0.34	OK



第 9-40 図 高強度部とセメント改良土の境界面（鉛直方向）に生じる引張力とせん断力の分布図（地震時）

津波時の高強度部のアンカーボルトは、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付ける挙動であることから、役割を期待しないため、評価は不要とする。第 9-18 表及び第 9-19 表から、防潮堤のセメント改良土と高強度部を一体化が確保されることを確認した。

(4) 止水ジョイント

(a) 定着部材

止水ジョイントのうち、定着部材の地震時、津波時並びに重畳時における照査結果を第 9-20 表及び第 9-21 表に示す。

第 9-20 表 止水ジョイントの定着部材の照査結果（曲げ）

評価部位	検討ケース	評価項目	発生曲げ応力 (N/mm ²)	許容曲げ応力 (N/mm ²)	照査値	判 定 (1.0以下)
定着部材 長手方向	地震時	曲げ	30.2	210.0	0.15	OK
	津波時		26.1	210.0	0.13	OK
	重畳時		34.1	210.0	0.17	OK
定着部材 短手方向	重畳時※		107.5	210.0	0.52	OK

※：地震時の定着部材の短手方向の照査は、ゴムジョイントに水圧が作用しないため、不要である。津波時の定着部材の短手方向の照査は、津波高さが津波時と重畳時で同じであること及び重畳時には動水圧が加わることを考慮すると、重畳時の方がゴムジョイントに作用する水圧が大きいため、重畳時に包絡される。

第 9-21 表 止水ジョイントの定着部材の照査結果（せん断）

評価部位	検討ケース	評価項目	発生せん断力 (N/mm ²)	許容せん断力 (N/mm ²)	照査値	判 定 (1.0以下)
定着部材 長手方向	地震時	せん断	0.7	120.0	0.01	OK
	津波時		5.2	120.0	0.05	OK
	重畳時		5.3	120.0	0.05	OK
定着部材 短手方向	重畳時※		15.6	120.0	0.13	OK

※：地震時の定着部材の短手方向の照査は、ゴムジョイントに水圧が作用しないため、不要である。津波時の定着部材の短手方向の照査は、津波高さが津波時と重畳時で同じであること及び重畳時には動水圧が加わることを考慮すると、重畳時の方がゴムジョイントに作用する水圧が大きいため、重畳時に包絡される。

第 9-20 表及び第 9-21 表から、止水ジョイントのうち、定着部材の構造成立性が確保されることを確認した。

(b) アンカーボルト

止水ジョイントのうち、セメント改良土に定着部材を固定するアンカーボルトの作用荷重を第 9-22 表に、セメント改良土と定着部材間に設定する剛バネの反力を第 9-41 図に、ゴムジョイントの張力により生じるせん断力及び引張力を第 9-42 図に示す。作用荷重を比較すると、ゴムジョイントの張力により生じる引張力 f_z が最大になった。なお、作用荷重はアンカーボルトの高さにかかわらず保守的になる条件で算出しており、ゴムジョイントの張力により生じる引張力 f_z は、相対変位が最大になる防潮堤天端の相対変位と作用水圧が最大になる止水ジョイント下端における水圧を用いて算出した。また、剛バネの反力 (F_x , F_y , F_z) についても、アンカーボルトの高さにかかわらず最大値を抽出した。

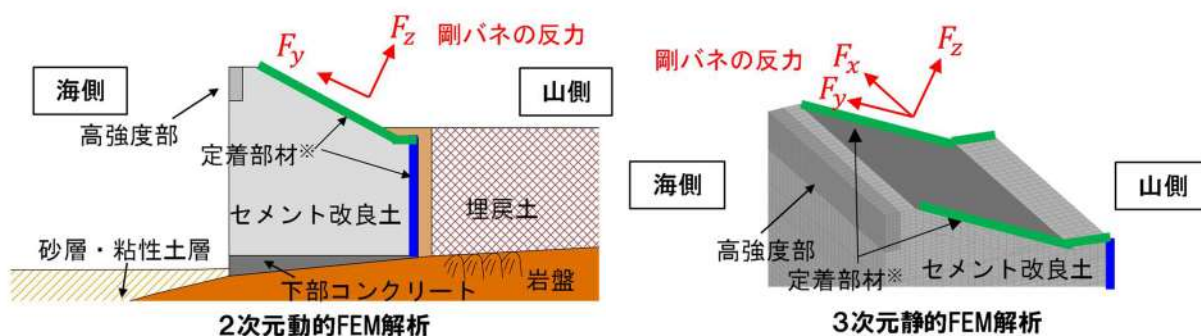
第 9-22 表 アンカーボルトの作用荷重

評価部位	検討 ケース	作用荷重 (kN) ※1				
		F_x	F_y	F_z	せん断力 f_x	引張力 f_z
アンカー ボルト	地震時	※2	8.1	2.2	— ※3	— ※3
	津波時	0.1	10.1	全圧縮	0.0	29.8
	重畳時	※2	7.9	0.4	0.0	29.8

※1：作用荷重は縦方向と横方向のアンカーボルト 1 組あたりの荷重に換算した。

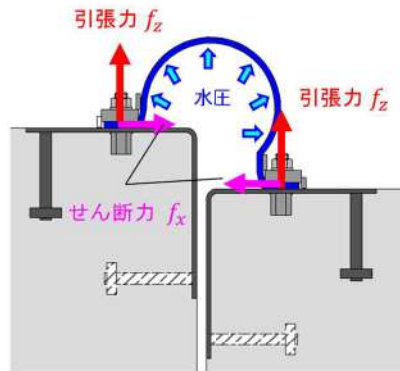
※2：防潮堤は作用荷重（地震荷重、余震荷重及び津波荷重）に対して強軸、弱軸断面が明確であるため、弱軸断面の面外力である剛バネの反力 F_x は考慮しない。

※3：地震時はゴムジョイントに張力が生じないため、ゴムジョイントの張力によるせん断力 f_x 、引張力 f_z は生じない。



※：設置許可段階において、定着部材は法面部のみモデル化する。

第 9-41 図 剛バネの反力 (F_x , F_y , F_z)



第 9-42 図 ゴムジョイントの張力により生じるせん断力 f_x ，及び引張力 f_z

アンカーボルトの許容限界を第 9-23 表に，照査結果を第 9-24 表に示す。第 9-24 表から，定着部材を固定するアンカーボルトは，作用する荷重の分担比率を考慮した照査を用いて構造成立性が確保されることを確認した。

第 9-23 表 アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力

	アンカーボルトの 1 本あたりの許容限界値 (kN) ※ ¹			
破壊形式	アンカーボルトの降伏	コーン状破壊	支圧破壊	許容限界値※ ²
許容引張力	83.0	87.7	111.8※ ³	83.0
許容せん断力	58.1	43.8	26.8	26.8

※¹：許容限界値は「各種合成構造設計指針」の耐力算定式から算出し，算出条件は以下のとおりである。

- ・セメント改良土は，解析用物性値に基づき圧縮強度 6.5N/mm^2 ，弾性係数 $8,000\text{N/mm}^2$
- ・アンカーボルトは，呼び径 24mm，頭部の径 65mm，埋込み長さ 200mm 及びへりあき 230mm の頭付きアンカーボルト

※²：許容限界値はアンカーボルトの降伏，コーン状破壊及び支圧破壊による許容限界値のうち最小値とする。

※³：「各種合成構造設計指針」における下式の頭付きアンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度の算定式から算出した。

$$p_a/A_0 \leq f_n$$

ここで， p_a ：支圧破壊の耐力， $A_0 = \pi(D^2 - d^2)/4$ ：アンカーボルト頭部の支圧面積（ D ：頭部の直径， d ：軸部の直径）， f_n ：コンクリートの支圧強度である。

第 9-24 表 アンカーボルトの照査結果※¹

(i) アンカーボルト (縦方向)

評価部位	検 討 ケース	引張方向の照査 引張許容力：83.0kN/本		組合せ荷重の照査 許容せん断力：26.8kN/本		せん断方向の照査 許容せん断力：26.8kN/本		判 定 1.0 以下
		引張力 (z 方向) $F_z + f_z$	z 方向の 照査値①	せん断力 (y 方向) $0.5F_y$ ※ ²	y 方向の 照査値②	組合せ荷重の 照査値※ ³	せん断力の合力 $\sqrt{(F_x + f_x)^2 + (0.5F_y)^2}$	
アンカー ボルト (縦方向)	地震時	2.2	0.03	4.1	0.16	0.03	4.1	0.16 OK
	津波時	29.8	0.36	5.1	0.20	0.17	5.1	0.20 OK
	重畳時	30.2	0.37	4.0	0.15	0.16	4.0	0.15 OK

(ii) アンカーボルト (横方向)

評価部位	検 討 ケース	引張方向の照査 引張許容力：83.0kN/本		組合せ荷重の照査 許容せん断力：26.8kN/本		せん断方向の照査 許容せん断力：26.8kN/本		判 定 1.0 以下
		引張力 (x 方向) $F_x + f_x$	x 方向の 照査値①	せん断力 (y 方向) $0.5F_y$ ※ ²	y 方向の 照査値②	組合せ荷重の 照査値※ ³	せん断力の合力 $\sqrt{(0.455 \times (F_z + f_z))^2 + (0.5F_y)^2}$	
アンカー ボルト (横方向)	地震時	-	-	4.1	0.16	0.03	4.2	0.16 OK
	津波時	0.1	0.01	5.1	0.20	0.05	14.5	0.55 OK
	重畳時	0.0	0.00	4.0	0.15	0.03	14.3	0.54 OK

※¹：照査結果については、以下のとおり算出する。

・照査に用いる荷重 (引張力 (x 方向若しくは z 方向)、せん断力 (y 方向)、せん断力の合力) は、第 9-22 表に示すアンカーボルトの作用荷重を第 9-24 表に示す式に代入して算出し、小数点第 2 位以下切り上げとする。

・照査値は、第 9-24 表に示す照査に用いる荷重 (引張力 (x 方向若しくは z 方向)、せん断力 (y 方向)、せん断力の合力) 並びに第 9-23 表に示す許容限界値 (許容引張力、許容せん断力) を用いて算出し、小数点第 3 位以下切り上げとする。

(例) アンカーボルト (縦方向) の津波時のせん断方向の照査 ($F_x = 0.1$, $F_y = 10.1$, $F_z = 0.0$, $f_x = 0.0$, $f_z = 29.8$)

$$(\text{せん断力の合力}) = \sqrt{(0.1 + 0.0)^2 + (0.5 \times 10.1)^2} = 5.050 \dots (\approx 5.1) \quad (\text{照査値}) = 5.1 / 26.8 = 0.1902 \dots (\approx 0.20)$$

※²：y 方向の荷重はアンカーボルトの抵抗方向がどちらにもせん断方向であることを考慮して荷重分担を 50%ずつとするため、せん断力 (y 方向) は y 方向の荷重に 0.5 を乗じる。

※³：組合せ荷重の照査は「各種合成構造設計指針」を参考に (x 方向若しくは z 方向の照査値①)² + (y 方向の照査値②)² が 1.0 を下回ることを確認する。

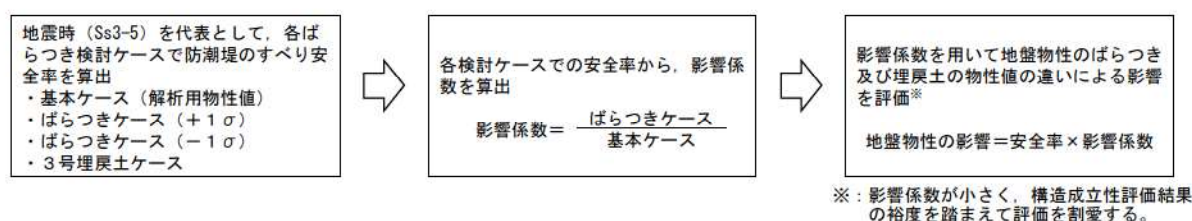
(5) 防潮堤（標準部）の構造成立性評価における影響検討について

(a) 地盤物性のばらつき及び埋戻土の物性値の違いによる構造成立性評価結果

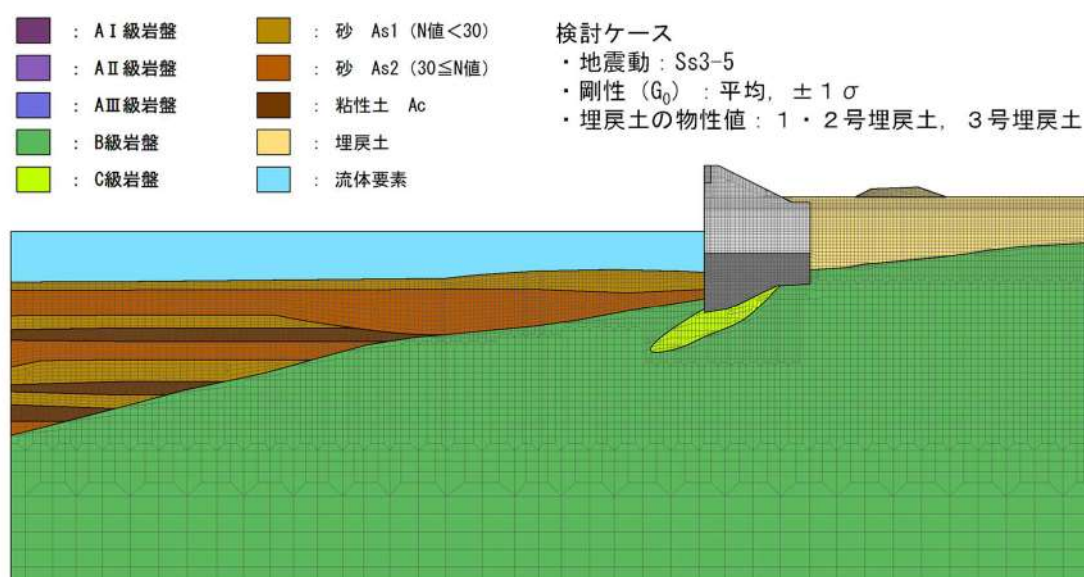
設置変更許可段階における構造成立性評価では、解析用物性値を用いて地盤応答解析及び防潮堤の照査を実施しているが、試験位置や方法等の影響による地盤物性のばらつきが内在しているため、地盤物性のばらつきが構造成立性に与える影響について検討した。また、基本ケースの埋戻土の物性値は、液状化強度特性が3号埋戻土より小さい1，2号埋戻土の物性値を用いるが、3号埋戻土の物性値を用いて、1，2号埋戻土と3号埋戻土の物性値の違いによる影響についても確認する。

地盤物性のばらつき及び埋戻土の物性値の違いによる検討フローを第 9-43 図に、検討ケースを第 9-44 図に示す。

防潮堤（セメント改良土、高強度部及び下部コンクリート）の健全性及び止水性を確保するためには、堤体内部にすべり破壊が生じないことが求められる。防潮堤は岩盤で鉛直支持する構造物であり、防潮堤のすべり破壊は地震時の地盤のせん断変形による影響が大きいいため、ばらつきケースでは初期動せん断弾性係数 G_0 （対象は As1, As2, Ac 及び埋戻土）のばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮した。



第 9-43 図 地盤物性のばらつき影響検討フロー



第 9-44 図 検討ケース※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成

第 9-25 表に示す検討結果より影響係数の最小値は 0.99 であり，構造成立性評価結果の裕度を踏まえれば，地盤物性のばらつき及び埋戻土の物性値の違いによる影響は非常に小さいため，影響係数を用いた評価は割愛する。以上の検討から，砂層のばらつき及び埋戻土の物性値の違いを考慮しても構造成立性が確保されることを確認した。

第 9-25 表 地盤物性のばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）及び埋戻土の物性値の違い（3号埋戻土）を考慮したばらつきケースの照査結果

検討ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり 安全率	判定 (1.2以上)	影響係数
基本ケース	セメント改良土 及び高強度部	Ss3-5	16.77	3.85	OK	—
+1 σ			16.77	3.85	OK	1.00
-1 σ			16.77	3.83	OK	0.99
3号埋戻土			16.77	3.90	OK	1.01

(b) 埋戻土の砂層の物性値を考慮した構造成立性評価結果

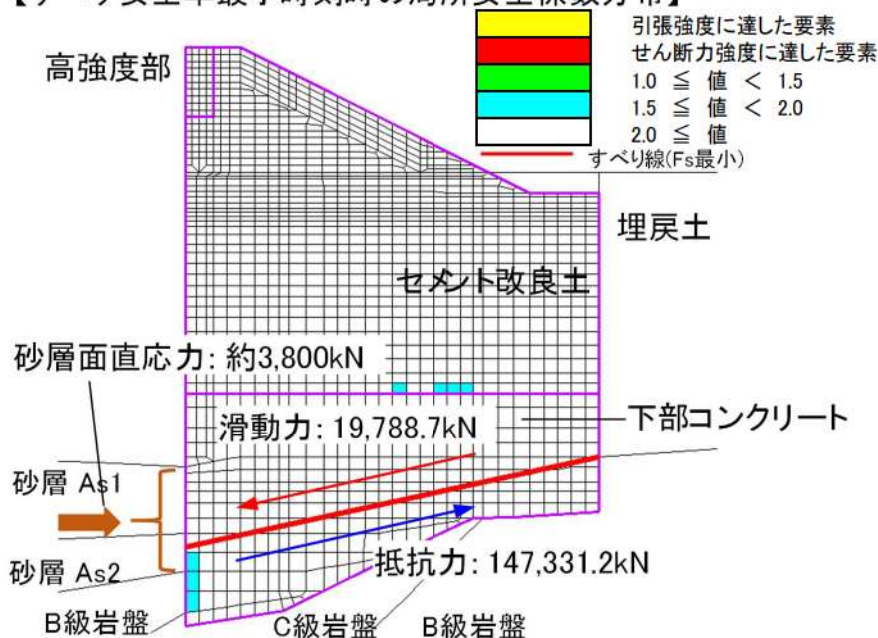
防潮堤前面にある砂層 (As1, As2) は防潮堤の挙動 (山側から海側への挙動) を抑制する可能性があるが、物性値を暫定的に設定していること、場所によって砂層の厚さが異なることから、砂層を考慮しない場合の構造成立性への影響を評価した。

影響検討では、砂層を考慮しない模擬評価として、防潮堤 (標準部) の前面が砂層と接している箇所の面直応力を算出し、面直応力を差し引いた防潮堤内の抵抗力を用いてすべり安全率の評価を行った。第 9-26 表, 第 9-45 図に示す評価結果のとおり、面直応力を差し引いた場合でもすべり安全率は許容値以上であり、防潮堤の前面にある砂層が、防潮堤の構造成立性に与える影響は小さいことを確認した。

第 9-26 表 砂層 (As1, As2) の影響検討結果

ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	滑動力 (kN)	砂層面直応力 (kN)	抵抗力 (kN)	最小すべり安全率	判定 (1.2以上)
基本ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	19,788.7	—	147,331.2	7.44	OK
影響評価ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	19,788.7	約3,800	143,531.2	7.25	OK

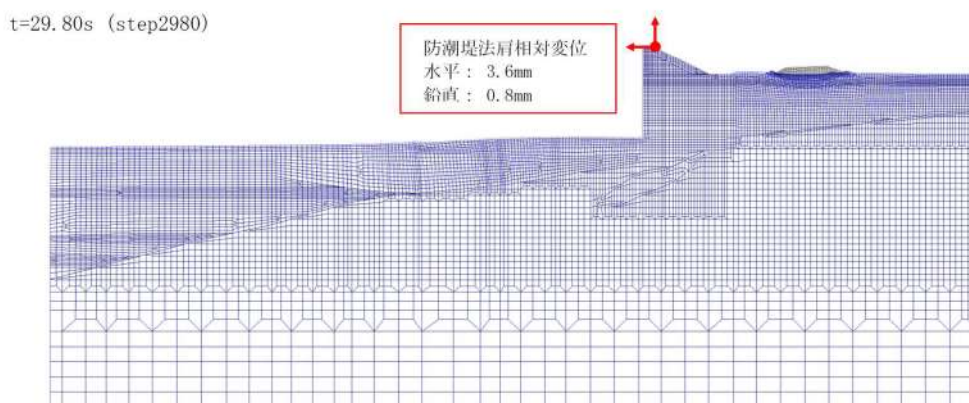
【すべり安全率最小時刻時の局所安全係数分布】



第 9-45 図 砂層 (As1, As2) の影響検討結果

(c) 地震時の残留ひずみを考慮した構造成立性評価結果

防潮堤構造成立性評価の津波時及び重畳時において、地震時の残留ひずみを考慮した構造成立性を確認する。第 9-46 図に示すとおり、2次元動的 FEM 解析（地震時）の後に生じた防潮堤の残留変位の方向は山側から海側であり、残留ひずみも海側に生じる。



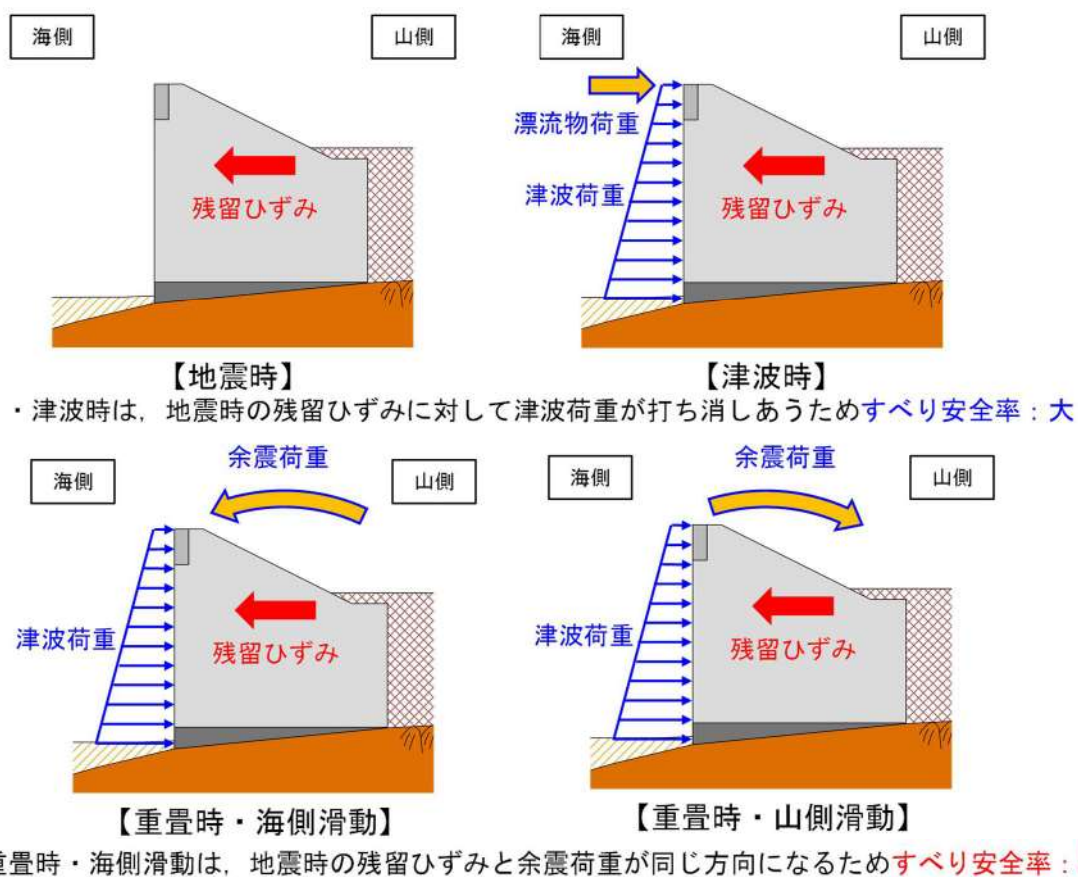
第 9-46 図 2次元動的 FEM 解析（地震時）の後に生じた防潮堤の残留変位※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき整理

津波時における津波荷重及び漂流物荷重は第 9-47 図に示すとおりどちらも海側から山側に作用するため、地震荷重作用後の防潮堤の残留変位（山側から海側）と打ち消しあう方向である。これらを考慮すると、津波時の検討では地震荷重作用後の防潮堤の残留変位を考慮したセメント改良土及び高強度部のすべり安全率は大きくなり、構造成立性が確保される。

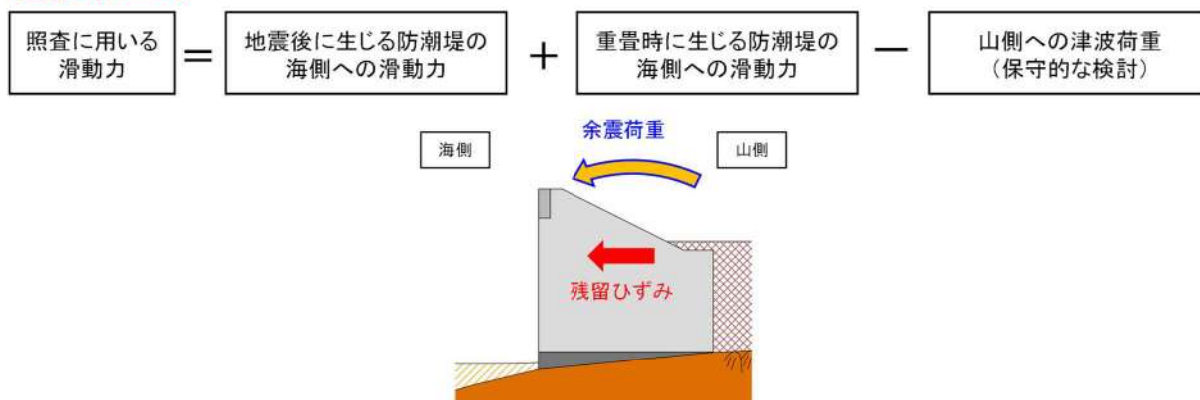
一方、重畳時に考慮している余震荷重による慣性力は、第 9-47 図に示すとおり海側から山側（山側滑動）だけでなく、山側から海側（海側滑動）にも作用する。しかし、重畳時では津波荷重が山側から海側への滑動時に抵抗する方向に生じているため、余震荷重のみが生じる余震時のすべり安全率の照査に対して、地震後に生じた残留ひずみ（山側→海側）を考慮する。なお、余震荷重のみの照査（余震時とする。）は、重畳時の津波荷重を無視することで評価する。これより、余震時の滑動力は、第 9-48 図のとおり重畳時に防潮堤が海側挙動したときの滑動力に地震後に生じた防潮堤の滑動力を足し合わせて、津波荷重を差し引いて求める。

地震時の残留ひずみを考慮した構造成立性評価は、以上を踏まえて余震時の滑動力を用いて、セメント改良土及び高強度部のすべり安全率の照査を行う。



第 9-47 図 地震時の残留ひずみに対する津波荷重、漂流物荷重及び余震荷重の関係

【余震時ケース】



第 9-48 図 地震時の残留ひずみを考慮したすべり安全率の照査に用いる滑動力

セメント改良土及び高強度部のすべり安全率の照査結果を第 9-27 表に示す。余震時のすべり安全率は、地震後に生じた防潮堤の滑動力を考慮してもすべり安全率は許容限界値以上となることを確認した。地震後に生じた防潮堤の滑動力の影響は、津波時・重畳時よりも余震時の方が大きいため、津波時・重畳時においても許容限界値以上となる。

また、津波時・重畳時の評価では地震後の地盤の剛性低下も引き継いでいないが、海側の埋戻土を考慮していないことや「9. 4. 2. (5) (b) 埋戻土の砂層の物性値を考慮した構造成立性評価結果」に示した砂層の影響が軽微であることを踏まえると、地盤剛性低下を引き継いでも照査結果の裕度の範囲内に収まると考えられる。

以上より、地震時の防潮堤及び地盤の残留ひずみが、防潮堤の構造成立性に与える影響を考慮しても構造成立性が確保されることを確認した。

なお、地震時の残留変位及び残留ひずみを引き継いだ津波時・重畳時の詳細な検討は、設計及び工事計画認可段階にて示す。重畳時の検討では、地震荷重・余震荷重・津波荷重の順に載荷させるケースも実施する。

第 9-27 表 地震時の残留ひずみを考慮したすべり安全率の照査結果

【照査条件】

- ・評価部位：セメント改良土及び高強度部
- ・地震動：Sd1
- ・地震後に生じる防潮堤の滑動力※：約-800 kN（海側滑動）
- ・重畳時の 2 次元動的 FEM 解析から得られた滑動力には、海側から山側に生じる津波波力 9,300kN が含まれているが、津波波力による抵抗を無視するために、滑動力から津波波力を差し引き、地震後に生じる防潮堤の滑動力を足し合わせた保守的な評価を行う。

ケース	時刻 (s)	重畳時の最小すべり安全率 (山側への津波荷重を含む)			地震後に防潮堤に生じる滑動力 を左記に加えた照査			判定 (1.2以上)
		滑動力※ (kN)	抵抗力 (kN)	すべり 安全率	滑動力※ (kN)	抵抗力 (kN)	すべり 安全率	
余震時	33.46	-5,272.0	44,933.2	8.52	-15,372.0 (=-5,272.0 -10,100)	44,933.2	2.92	OK

※：山側への滑動力を（＋），海側への滑動力を（－）とする。

(d) 既設護岸，中割石，裏込石及び埋戻土を考慮した構造成立性評価結果

防潮堤前面に存在する既設護岸及び埋戻土が構造成立性評価に与える影響を確認するために，影響評価ケースとして既設護岸，中割石，裏込石及び埋戻土（以降，「既設護岸等」という。）をモデル化した評価を行う。影響評価ケースでは，地震時において，基本ケースと同じ評価項目を満足し，既設護岸等の損傷状態にかかわらず，防潮堤の構造成立性を確保していることを確認する。ここで，基本ケース及び影響評価ケースの解析モデルイメージを第 9-49 図に示す。既設護岸等をモデル化した際の波及的影響を評価する際の既設護岸等のモデル化では，上部工を線形平面ひずみ要素，中割石をマルチスプリング要素，消波ブロック及び被覆ブロックを等分布荷重でモデル化する。なお，中割石及び裏込石の解析用物性値は暫定的に第 9-28 表に示すとおり設定しており，設計及び工事計画認可段階において，中割石及び裏込石の解析用物性値のばらつきによる影響評価を実施する。

	解析モデルイメージ	防潮堤前面の条件
基本 ケース		既設護岸等は役割を期待しないことから，モデル化しない。
影響評価 ケース		既設護岸等をモデル化する。

第 9-49 図 既設護岸等をモデル化しない場合（基本ケース）とモデル化する場合（影響評価ケース）のイメージ図

第 9-28 表 影響評価に用いる中割石及び裏込石の解析用物性値

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))	出 典
せん断強度定数	$c=20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi=35 \text{ (}^\circ\text{)}$	$c=20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi=35 \text{ (}^\circ\text{)}$	「港湾の施設の技術上の基準 (公益社団法人日本港湾協会，平成 19 年)」
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)」
初期せん断剛性	$G_0=0.18 \times 10^3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ ($G_0=\rho V_s^2$, $\rho=2.0 \text{ t/m}^3$ として算定)	マウンド $V_s=300 \text{ (m/s)}$ 裏込石 $V_s=225 \text{ (m/s)}$	「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)」
間隙水の体積弾性係数	$K_f=2.22 \times 10^4 \text{ (kPa)}$ ($=22.20 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)})$	$K_f=2.22 \times 10^4 \text{ (kPa)}$ 以下の小さな値	「FLIP 研究会検討結果 (事例編)」

構造成立性評価断面において、既設護岸等をモデル化した波及的影響を評価した影響評価ケースのすべり安全率の照査結果を第 9-29 表に示す。

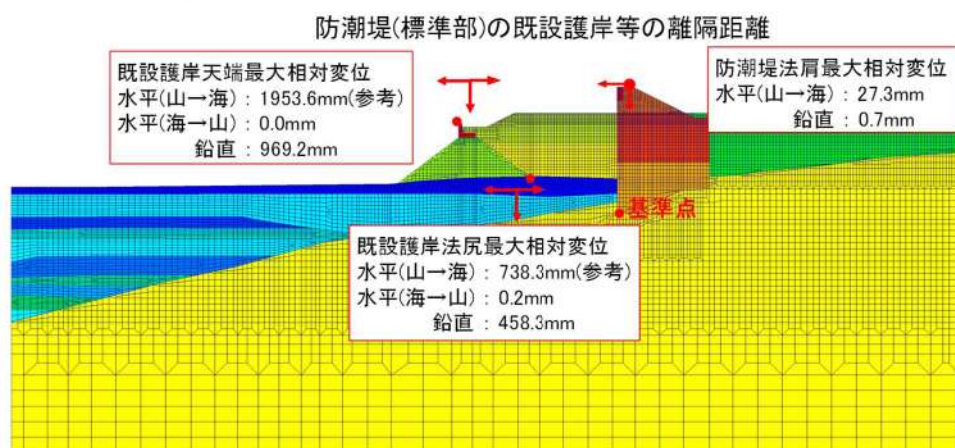
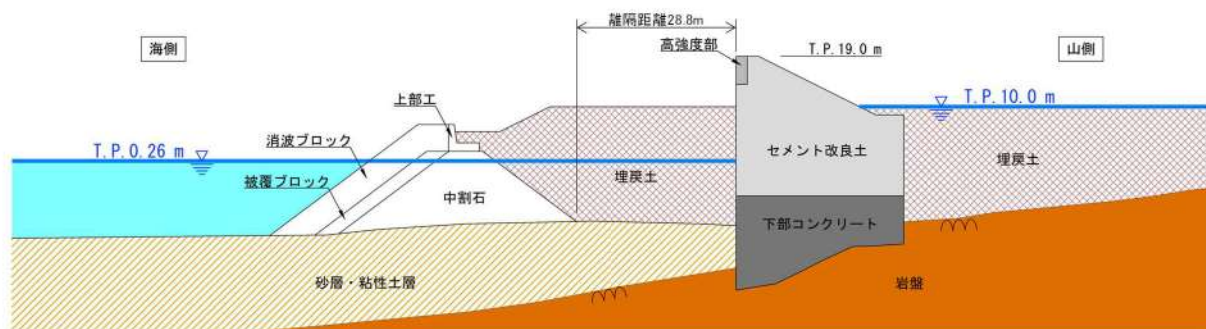
構造成立性評価断面において、既設護岸等をモデル化した波及的影響評価を行った結果、以下について確認した。

- ・基本ケース及び影響評価ケースにおいて、セメント改良土及び高強度部のすべり安全率は概ね同じであり、既設護岸等の有無が防潮堤の構造成立性に与える影響は小さい。
- ・セメント改良土及び高強度部に関して、基本ケースの最小すべり安全率発生時刻では、防潮堤が山側から海側に挙動しているのに対し、影響評価ケースの最小すべり安全率発生時刻では、防潮堤は海側から山側に挙動している。これは、第 9-50 図に示すとおり影響評価ケースでモデル化した既設護岸等が、防潮堤を山側に押す方向に作用したためである。
- ・下部コンクリートに関して、基本ケースと影響評価ケースにおいて最小すべり安全率が発生する時刻は概ね一致しており、この時刻において防潮堤は海側から山側に挙動している。この時、既設護岸等は、防潮堤が海側へ挙動する際に抵抗力として働くことから、既設護岸等をモデル化した影響検討ケースのすべり安全率は向上した。一方で、下部コンクリートは岩盤に根入れしていること、既設護岸等に接する範囲がセメント改良土及び高強度部より小さいことから、防潮堤が海側から山側に挙動する際に既設護岸等の影響が小さく、最小すべり安全率発生時刻に大きな差異は生じていない。ここで、防潮堤が海側へ挙動する際に抵抗力に関して、基本ケースと影響検討ケースの海側の作用荷重の違いを第 9-51 図に示す。
- ・既設護岸等の海側から山側方向への最大変位量(0.2mm)は、防潮堤と既設護岸の離隔距離(28.8m)以内の変位量であり、防潮堤法肩における海側から山側への最大変位量(27.3mm)を考慮しても、地震時における防潮堤への波及的影響はない。

以上のことから、既設護岸等を考慮しても構造成立性が確保されていることを確認した。

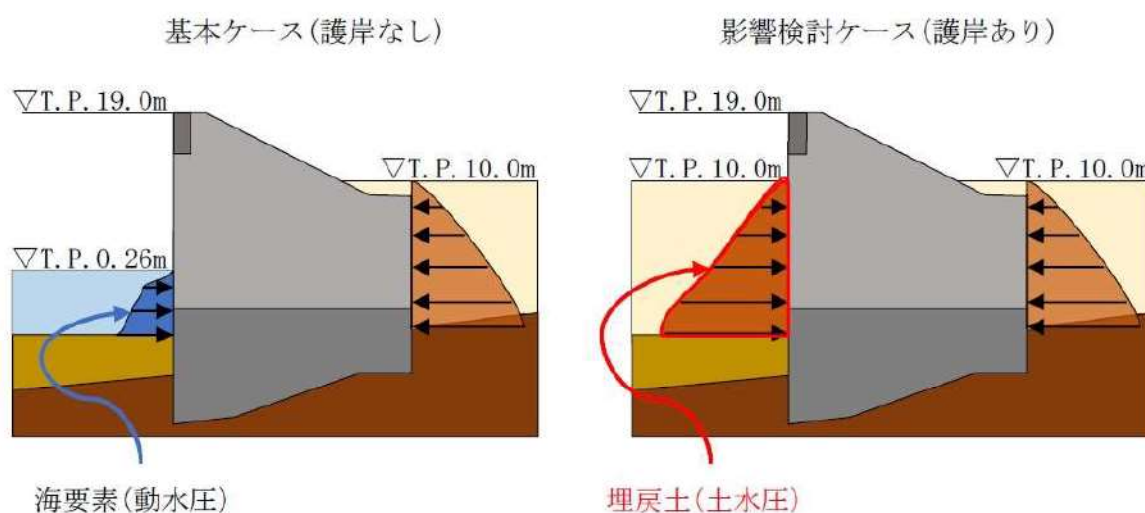
第 9-29 表 影響評価ケースのすべり安全率の照査結果

ケース	評価部位	地震動	時刻 (s)	最小すべり安全率	判定 (1.2以上)
基本ケース	セメント改良土 及び高強度部	Ss3-5	16.77	3.85	OK
影響評価ケース		Ss3-5	6.83	3.79	OK
基本ケース	下部コンクリート	Ss3-5	16.77	7.44	OK
影響評価ケース		Ss3-5	16.78	8.47	OK



防潮堤(標準部)の既設護岸の全時刻最大の変位量

第 9-50 図 防潮堤 (標準部) と既設護岸の離隔距離及び
既設護岸の全時刻最大の変位量



第 9-51 図 基本ケースと影響検討ケースの海側の作用荷重の違い

(e) 防潮堤背面の埋戻土の土圧による影響の確認

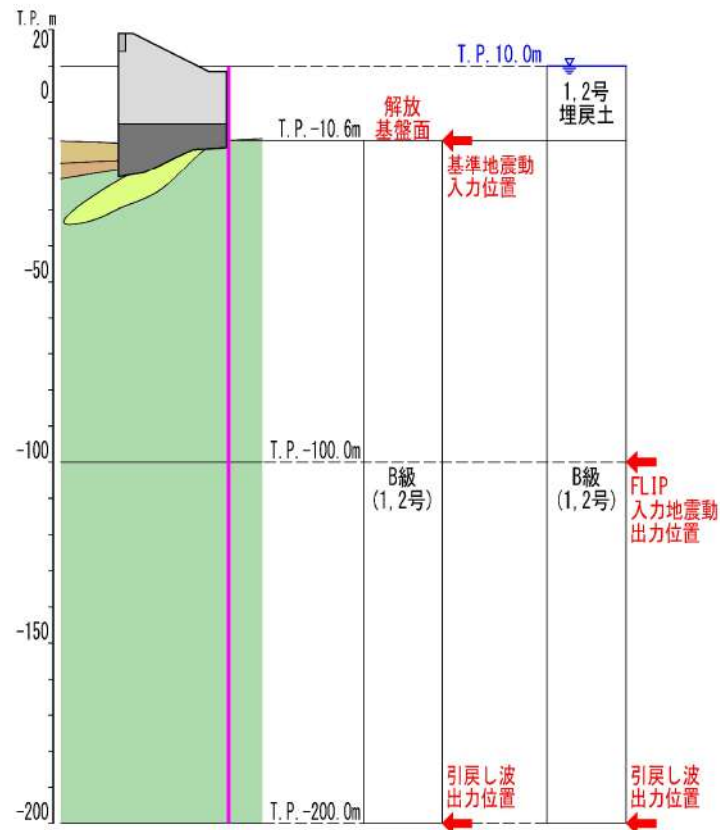
構造成立性評価地震波は防潮堤前面位置における 1 次元波動論による地震応答解析結果（水平最大加速度，水平最大相対変位，水平最大せん断応力，最大せん断ひずみ）を踏まえて選定しているが，防潮堤背面の埋戻土の土圧は構造成立性評価地震波（Ss3-5）以外の地震波が卓越する可能性があるため，第 9-52 図に示すとおり防潮堤背面位置において埋戻土をモデル化した 1 次元地震応答解析により土圧を確認する。防潮堤背面の埋戻土により作用する土圧は，1 次元地震応答解析結果の相対変位及び等価せん断弾性係数から算出した水平方向地盤反力係数を用いて，下式から算出する。

$$P = \delta \times k_H$$

ここで， P ：地震時土圧（ kN/m^2 ）， δ ：相対変位（ m ）， k_H ：水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）とする。

地震時の 2 次元動的 FEM 解析結果から，第 9-30 表及び第 9-53 図に示すとおり防潮堤に作用する滑動力のうち，防潮堤の慣性力が約 75%を占めており，残り 25%が防潮堤背面の埋戻土による土圧であるため，防潮堤に作用する主体的な荷重は慣性力である。そのため，防潮堤の構造成立性評価地震波の選定では，防潮堤の構造成立性に影響の大きい水平最大せん断応力及び最大せん断ひずみに着目した。一方で，防潮堤背面の土圧の影響の観点を踏まえて構造成立性を確認した。防潮堤背面位置において埋戻土をモデル化した 1 次元地震応答解析結果として，相対変位，等価せん断弾性係数，水平方向地盤反力係数及び地震時土圧を第 9-54 図に示す。防潮堤背面に作用する地震時土圧は，第 9-54 図に示す地震時土圧の面積で表され，最も土圧が大きいのは Ss1 であり，Ss3-5 の土圧の 1.13 倍である。

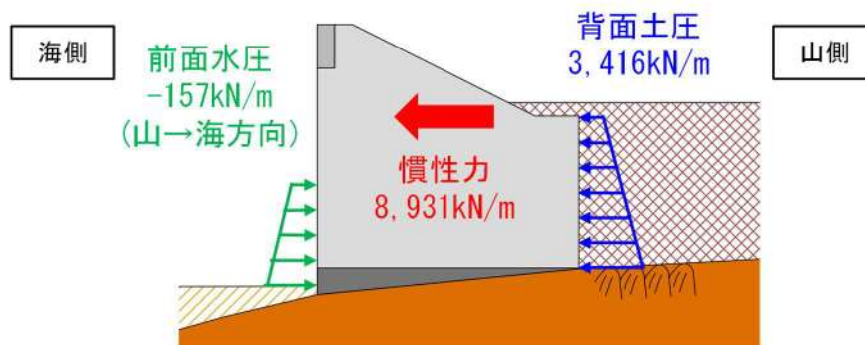
これより，1 次元地震応答解析で簡易的に求められた Ss1 の土圧を用いた影響検討ケースにおいて，セメント改良土及び高強度部のすべり安全率による評価を行っても，第 9-30 表に示すとおり構造成立性に及ぼす影響は小さいことを確認した。



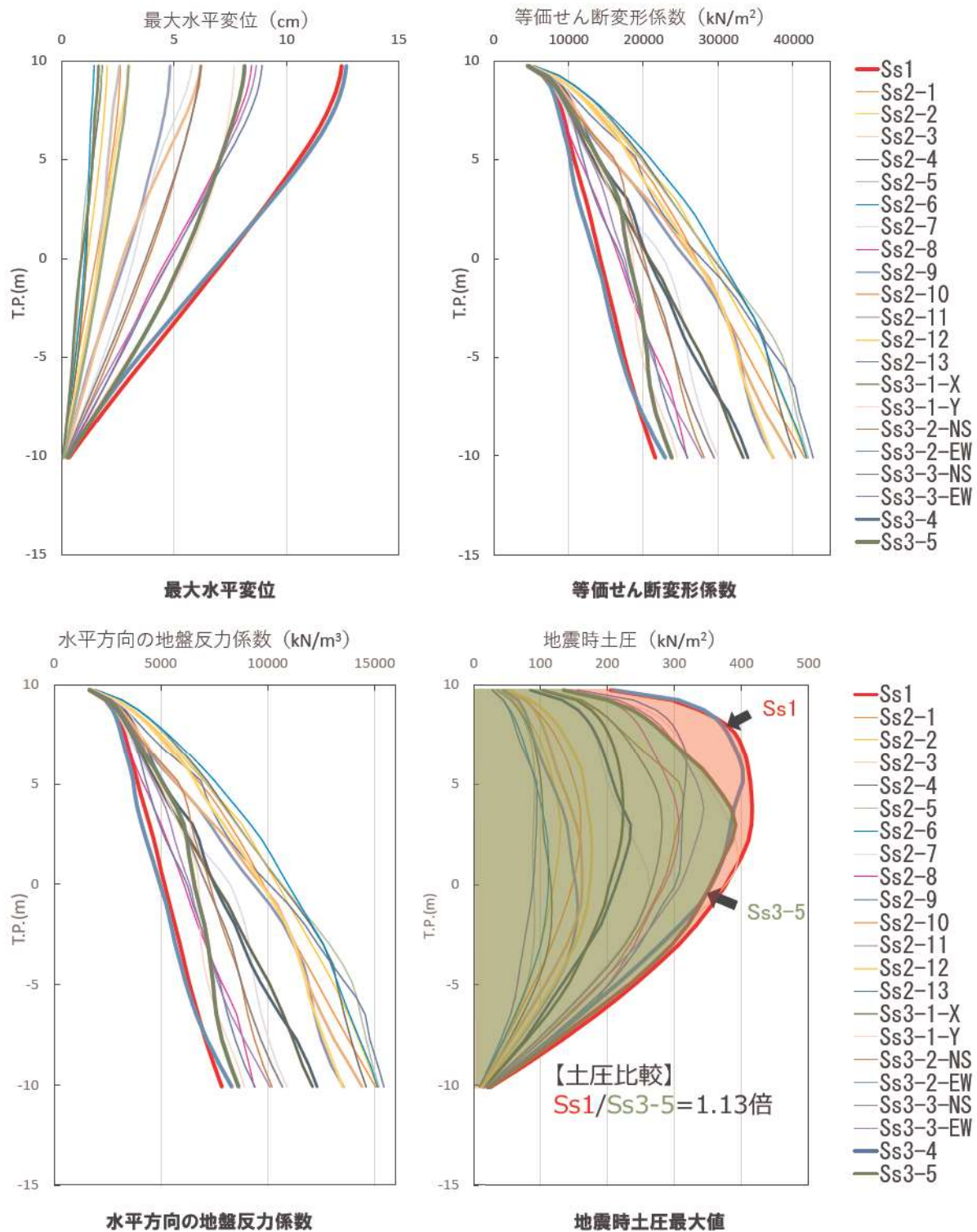
第 9-52 図 1次元波動論による地震応答解析モデル（防潮堤背面の埋戻土）

第 9-30 表 Ss1 の土圧を考慮したセメント改良土及び高強度部の
すべり安全率照査結果

	すべり 安全率	滑動力 (kN/m)			
		合 計 ①+②+③	前面水圧 ①	慣性力 ②	背面土圧 ③
基本ケース (Ss3-5)	3.85	12, 111	157	8, 931	3, 023
影響検討ケース	3.72	12, 504	157	8, 931	3, 416



第 9-53 図 影響検討ケースにおける堤体内部に生じる滑動力のイメージ図



第 9-54 図 防潮堤背面位置において埋戻土をモデル化した
1次元地震応答解析結果

9. 5. 防潮堤（端部）の構造成立性検討

9. 5. 1. 防潮堤（端部）の解析条件

防潮堤及び岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価を行うとともに、地盤物性の影響を考慮するため、2次元動的FEM解析を実施する。

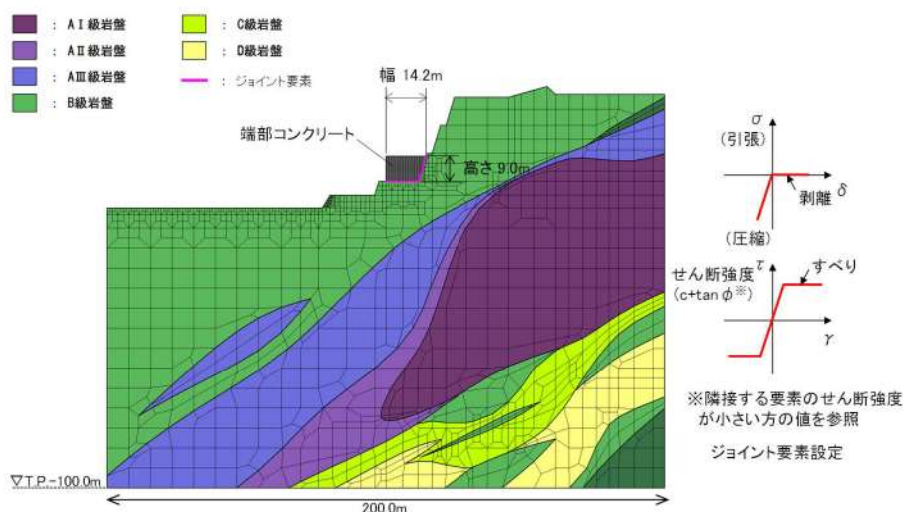
（1）解析モデルと入力地震動（各ケース共通）

解析に用いる解析モデルは、地質断面図に基づき、以下の条件により作成する。

- ・鉛直方向は、下端から十分な距離を確保するため、T. P. -100mまでモデル化する。
- ・水平方向は、十分な領域を確保するよう防潮堤前面位置から海側及び山側共に100m以上をモデル化する。
- ・解析用物性値は「8. 5. 解析用物性値」に示すとおりとする。
- ・端部コンクリート及び岩盤は線形平面ひずみ要素でモデル化する。
- ・海水は液体要素でモデル化する。
- ・防潮堤より前面の擁壁及び道路盛土はモデル化しない。
- ・防潮堤の上端の幅を14.2m、全高を9.0mとする。
- ・地盤の要素高さは、最大周波数及び地盤のせん断波速度 V_s より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

$$\text{最大要素高さ } h \text{ (m)} = \frac{1}{5} \times \frac{\text{地盤のせん断波速度 } V_s \text{ (m/s)}}{\text{地盤毎の振動数 } f \text{ (Hz)}}$$

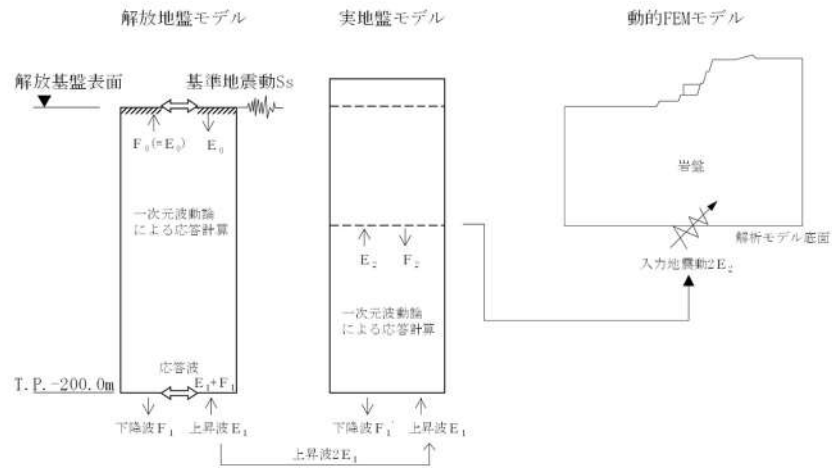
- ・境界条件は、静的解析（常時解析）では、モデル側方を鉛直ローラー境界，モデル底面を固定境界とする。動的解析（地震時・重畳時）では、半無限地盤へのエネルギー散逸を評価するため、モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。
- ・防潮堤と周辺地盤等の滑り・剥離を考慮する箇所は、第 9-55 図に示すようにジョイント要素を設定する。



第 9-55 図 解析モデル及びジョイント要素の設定※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき整理

- ・入力地震動は、第 9-56 図に示すとおり、解放基盤表面で定義される基準地震動を、1次元波動論により解析モデル下端で評価し、水平方向及び鉛直方向に同時に与える。

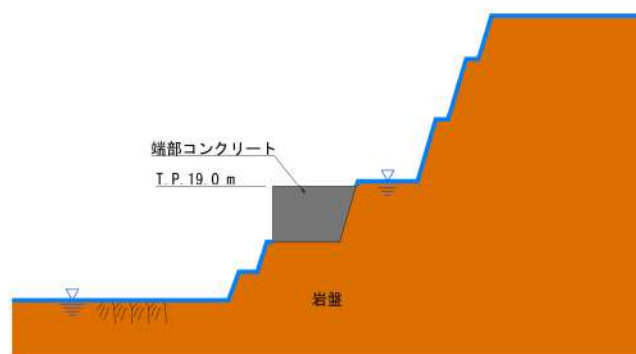


第 9-56 図 入力地震動の設定方法

- ・減衰特性は、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果資料, FLIP 研究会, 平成 23 年」に基づき, Rayleigh 減衰による剛性比例型減衰とする。

(2) 地震時

- ・地震時の地下水位概要図を第 9-57 図に示す。設置変更許可段階における構造成立性評価では、防潮堤から海側，陸側どちらも地下水位設定を地表面とする。
- ・防潮堤は難透水性の材料で構築することから，堤体内部に地下水位は存在しない。解析上は，前面の海水位が防潮堤(端部)の底面高さより低いことから，防潮堤(端部)の天端と下面の高さ分の静水圧を防潮堤底面の揚圧力として作用させている。



第 9-57 図 地下水位概要図(地震時)

- ・地震時の 2 次元動的 FEM 解析に考慮する荷重及び荷重の組合せを第 9-31 表に示す。

第 9-31 表 荷重及び荷重の組合せ(地震時)

検討 ケース	常時荷重			短期荷重				
	自重	上載荷重	風荷重	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物荷重	動水圧
地震時	○	○	—※	○	—	—	—	—

※防潮堤の変形に寄与する方向(山→海側)は防潮堤背後が岩盤と接地しているため，作用させない。

- ・積雪荷重(上載荷重)は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全照査マニュアル，土木学会，1992年」に従い，泊発電所最大積雪量から算出した積雪荷重に0.5を乗じた値を踏まえ設定し，解析領域表面(海水を除く)に作用させる。
- ・風荷重は，建設省告示第1454号から求められる風荷重を踏まえ設定する。
- ・地震荷重について，解析に用いた地震波は，「9. 3. 構造成立性評価地震波の選定」で選定した Ss3-5 である。

(3) 津波時・重畳時

防潮堤(端部)の構造成立性は以下の理由から地震時のみ確認し，津波時及び重畳時の評価結果は設計及び工事計画認可段階において示す。

【地震時】

防潮堤(端部)の地震時における構造成立性は，背面の岩盤の押し出しによる影響を評価するために，防潮堤(端部)の構造成立性評価断面で確認する。

【津波時，重畳時】

防潮堤(端部)の津波時及び重畳時における構造成立性は，「6. 4. 2. (2)

津波時・重畳時（津波＋余震時）の検討」に示したとおり，防潮堤（端部）より厳しい評価条件となる防潮堤（標準部）の構造成立性評価断面で確認する。

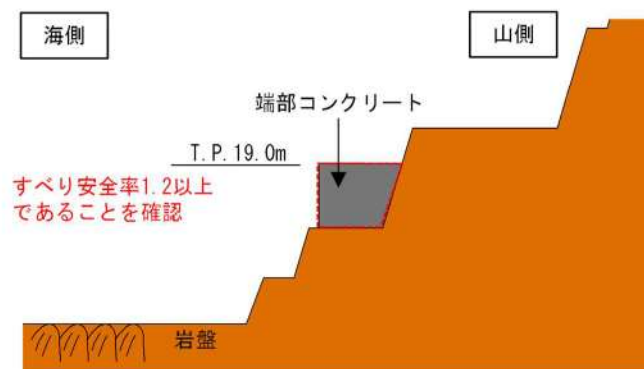
（４）評価条件（端部コンクリート）

- ・端部コンクリートは，地震時，津波時及び重畳時について「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用し，すべり安全率が1.2以上であることを確認する。
- ・端部コンクリートの照査項目及び許容限界を第 9-32 表に，２次元動的FEM解析での確認概要を第 9-58 図に示す。

第 9-32 表 端部コンクリートの照査項目，許容限界

評価部位	検討 ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる 許容限界	適用基準
端部コンクリート	地震時	２次元動的FEM解析※ ¹	すべり安全率	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る設工認審査ガイド
	津波時	２次元静的FEM解析			
	重畳時	２次元動的FEM解析※ ¹			

※ 1：防潮堤（標準部）と同様に有効応力解析を実施する。



第 9-58 図 ２次元動的FEM解析での確認概要

（５）評価条件（止水ジョイント）

- ・防潮堤（端部）は，防潮堤（標準部）のセメント改良土（ $f'_{ck}=6.5 \text{ N/mm}^2$ ）に比べて強度の大きいコンクリート（ $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ ）を用いることや防潮堤（標準部）よりも津波荷重が小さいことから，防潮堤の変位や生じる外力は小さい。そのため，防潮堤（端部）に設置する止水ジョイントの評価は，防潮堤（標準部）の評価に代表されることを踏まえて，詳細は設計及び工事計画認可段階にて説明する。

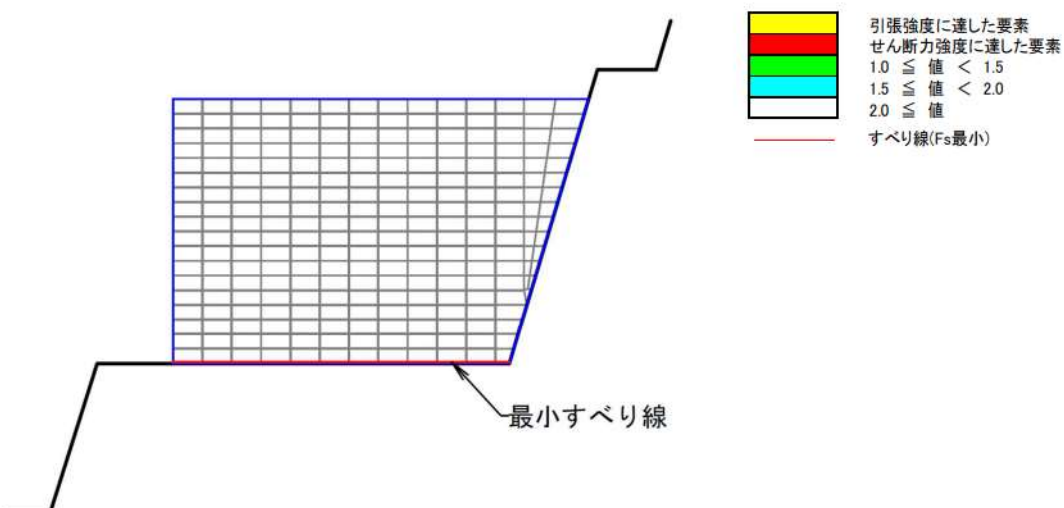
9. 5. 2. 防潮堤（端部）の構造成立性検討結果

（1）端部コンクリート

端部コンクリートの地震時における端部コンクリートのすべり安全率評価結果を第 9-33 表に、最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布を第 9-59 図に示す。

第 9-33 表 端部コンクリートのすべり安全率評価結果（地震時）

評価部位	地震動	時刻（s）	最小すべり安全率	判 定 (1.2以上)
端部コンクリート	Ss3-5	16.10	18.26	OK



第 9-59 図 最小すべり安全率時刻時の局所安全係数分布（地震時）※

※令和6年2月1日審査会合で示した全体平面図に基づき整理
(全体平面図変更後の形状及び構造成立性の見通しは参考資料8を参照)

上記評価結果より、端部コンクリートの最小すべり安全率 F_s が1.2以上となることを確認した。

以上のことから、地震時において防潮堤の端部コンクリートに対して厳しい損傷モード（最小すべり安全率時刻）を想定しても、構造成立性が確保されていることを確認した。

（２）止水ジョイント

- ・防潮堤（端部）は、防潮堤（標準部）のセメント改良土（ $f'_{ck}=6.5 \text{ N/mm}^2$ ）に比べて強度の大きいコンクリート（ $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ ）を用いるため抵抗力が大きく、津波荷重が防潮堤（標準部）と比較して小さいことから、端部コンクリートの変位や止水ジョイントに生じる荷重は小さい。そのため、防潮堤（端部）に設置する止水ジョイントの評価は、防潮堤（標準部）の評価に代表されることを踏まえて、詳細は設計及び工事計画認可段階にて説明する。

9. 6. まとめ

- ・ 泊発電所防潮堤の設計方針に基づき，防潮堤の構造成立性について確認した。
- ・ 設置変更許可段階において，基本設計の成立性を確認するため，防潮堤の基本構造が（第三条^{※1}，第四条，第五条）に適合する見通しであること（構造成立性）を示すため，防潮堤の各部位の役割に対する性能目標を定めて，地震時，津波時及び重畳時において損傷モードを想定しても構造成立性が確保されることを確認した。
- ・ 以上の検討から，防潮堤は要求性能を喪失せず，基本構造が設置許可基準規則の各条文（第四条，第五条）に適合する見通し（構造成立性）を確認した。
- ・ なお，荷重等の評価条件は現時点のものであり，今後変更となった場合は設計に反映することとする^{※2}。

※1：本資料は，主に第四条，第五条への適合性についてまとめている。第三条の適合性については，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」の審査において説明する。

※2：設計及び工事計画認可段階で万一裕度が確保できなくなった場合には，追加の裕度向上対策の実施により対応する。

防潮堤の平面線形形状の考え方

1. 平面線形形状の考え方

1. 1. 概 要

防潮堤の平面線形について、防潮堤の構造強度の確保に影響を及ぼすような、防潮堤周辺の地質、防潮堤構造の決定に関わる要因を整理し、形状決定の考え方を整理した。防潮堤の平面線形形状決定の考え方については、津波による遡上波が津波防護対象設備を内包する建屋及び区画に到達・流入することを防止することに加え、その他の要因を第 1-1 表に示す。泊発電所の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の位置図は、第 1-1 図に示すとおりである。

第 1-1 表において、平面線形の決定に当たっては、「防潮堤の安全裕度向上に関わる要因」と「施工品質向上に関わる要因」の観点から整理した。

「防潮堤の安全裕度向上に関わる要因」については、「防潮堤周囲の地質状況」、
「取放水路との横断方法」及び「近接する構築物の影響」を検討した。

「施工品質向上に関わる要因」については、「施工スペース確保」を検討した。

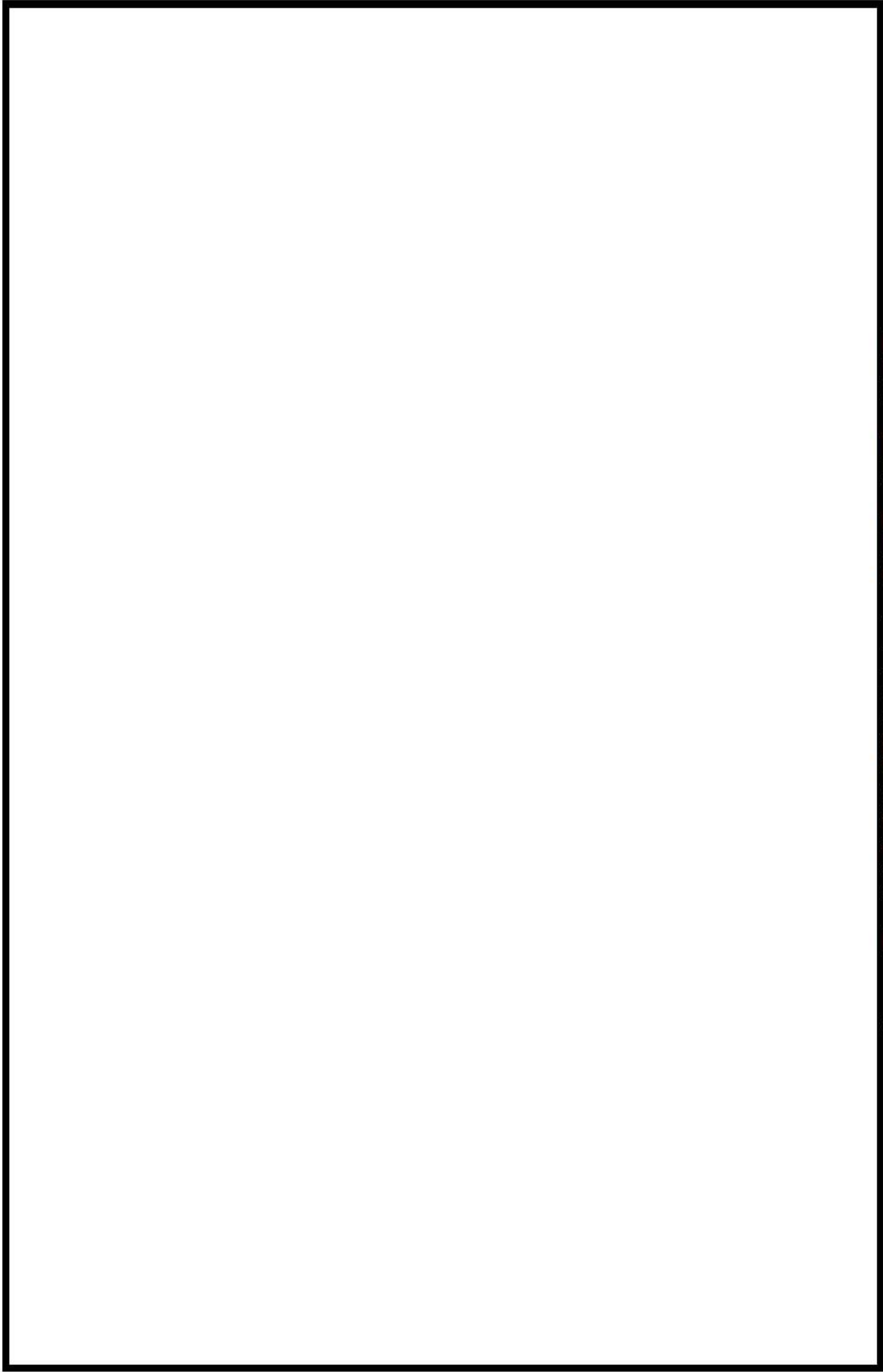
これらの要因を整理した結果、防潮堤の平面線形形状については、泊発電所の敷地の特徴等を考慮すると合理性があるため、現在の平面線形形状に決定した。

防潮堤の平面線形位置については、防潮堤の構造成立性評価に対する裕度を確保できなくなった場合、基準津波の策定に影響する防潮堤の前面位置を変更せず、後述する追加の裕度向上対策を実施することで対応可能である。

なお、全体平面図については、令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図から、第 1-2 図に示すとおり、堀株側取付道路及び堀株側端部地山形状を変更しているものの、平面線形形状の基本的な考え方に変更はなく、防潮堤の平面線形に変更は生じない。

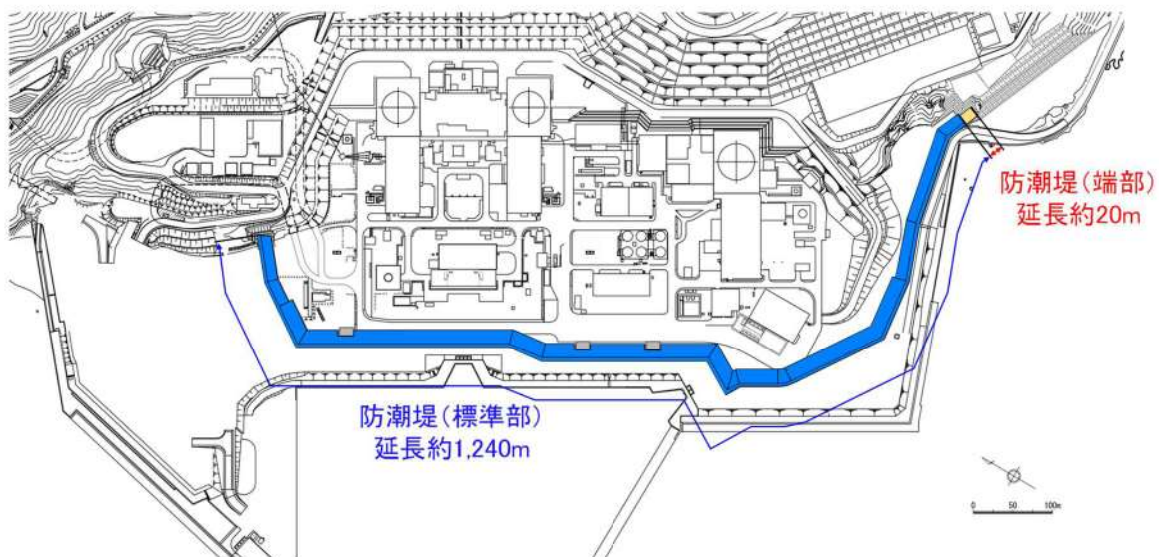
第 1-1 表 防潮堤の平面線形形状決定に関わる要因と対処の考え方

【重要度 1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
①	防潮堤周囲の地質状況	・地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・防潮堤平面線形形状(海側線形)は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、防潮堤（1号及び2号炉放水路部）から防潮堤（1号及び2号炉取水路部）の範囲及び防潮堤（3号炉取水路部）から盛土道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。
②	取放水路との横断方法	・防潮堤が横断する取放水路の評価について、波及的影響の範囲を最小とするため、防潮堤と取放水路は直交させる。 ・取放水路に防潮堤による上載荷重が作用するため、1号及び2号炉放水路（防潮堤横断部）は再構築し、1号及び2号炉取水路（防潮堤横断部）は補強することで各水路の構造強度を確保する。
③	近接する構築物の影響	・防潮堤より海側に位置する近接構築物は、防潮堤に波及的影響を与えないように撤去する。 ・2号炉放水路に防潮堤による上載荷重が作用しないように、2号炉放水路と干渉しない位置に防潮堤を計画する。 ・堀株側の防潮堤の山側に位置する堀株側取付道路について、防潮堤との離隔距離を確保するため波及的影響は考慮不要であるが、保守的に堀株側取付道路の土圧が防潮堤に作用することを仮定する。 ・防潮堤と3号炉循環水ポンプ建屋の間に計画している屋外アクセスルートを確保する。
【重要度 2】 施工品質向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
④	施工スペース確保	・防潮堤（1号及び2号炉取水路部）から防潮堤（3号炉取水路部）の範囲は、他工事との施工干渉の可能性を考慮して、防潮堤の山側に施工スペースを可能な範囲で確保する。

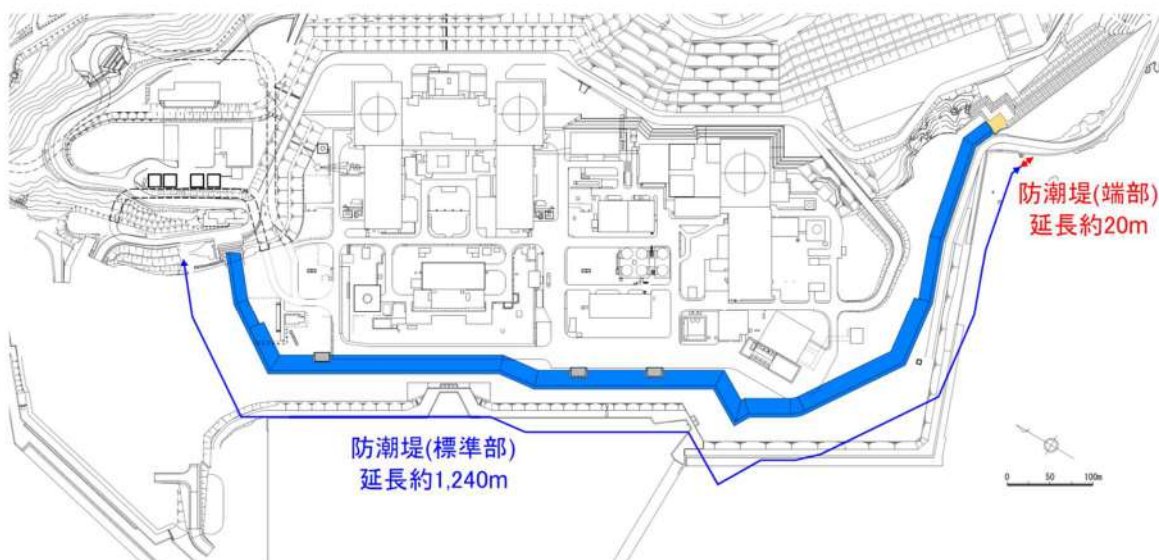


第 1-1 図 津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の位置図

□ 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



(上) 変更前 (令和6年2月1日審査会合で示した平面図)

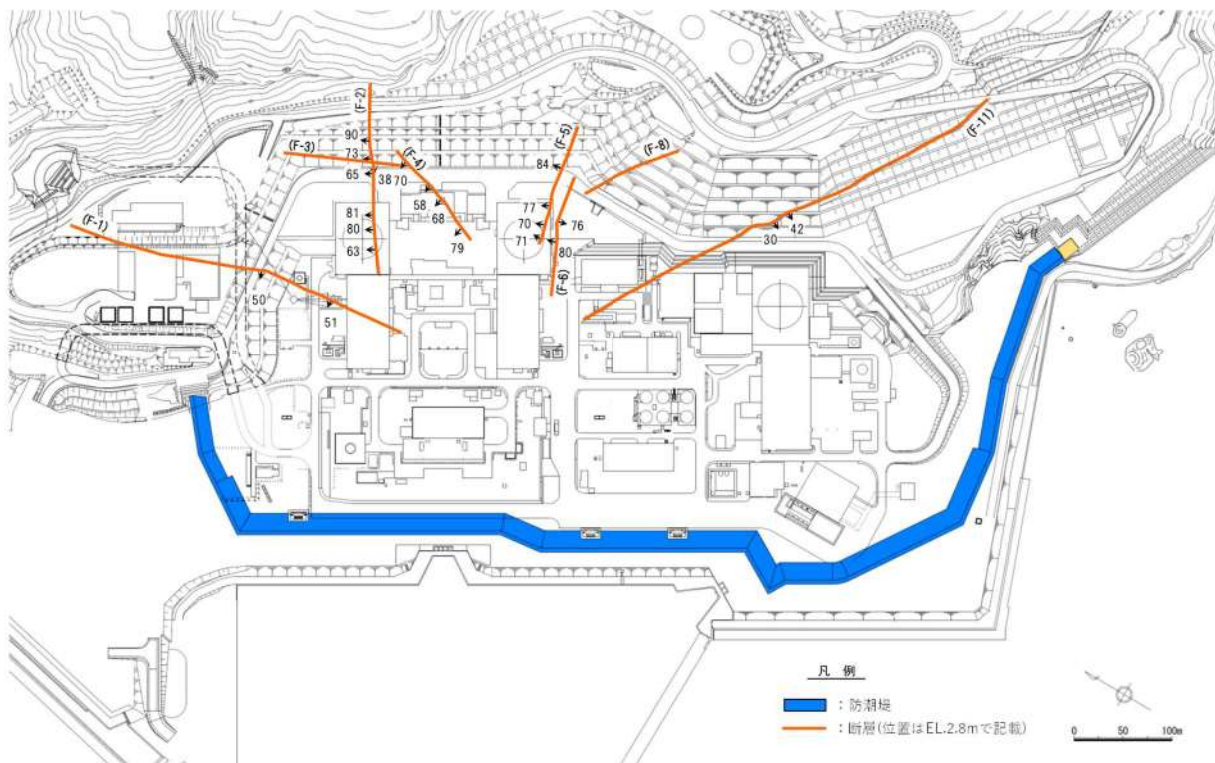


(下) 変更後

第 1-2 図 防潮堤の構造成立性評価に関わる全体平面図の変更箇所

1. 2. 敷地に認められる断層の位置

敷地に認められる断層の位置図を第 1-3 図に示す。敷地に認められる11条の断層は、耐震設計上考慮するものではなく、また、防潮堤の設置位置に出現しない。



第 1-3 図 敷地に認められる断層の位置図

1. 3. 防潮堤平面線形決定理由

防潮堤平面線形決定理由は、第1-4図～第1-16図のとおりである。



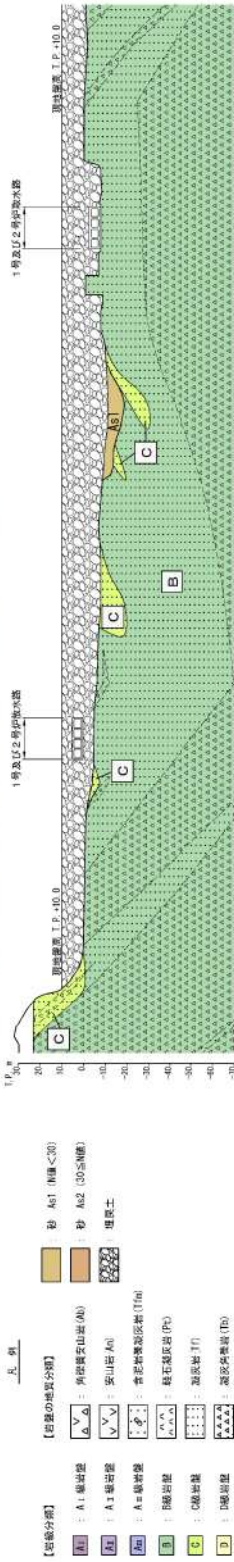
第 1-4 図 防潮堤の区間割※

※：令和6年2月1日審査会合で示した全体平面図に基づき作成

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

第 1-5 図 ①区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置※

※：令和 6 年 2 月 1 日審査会で示した全体平面図に基づく整理



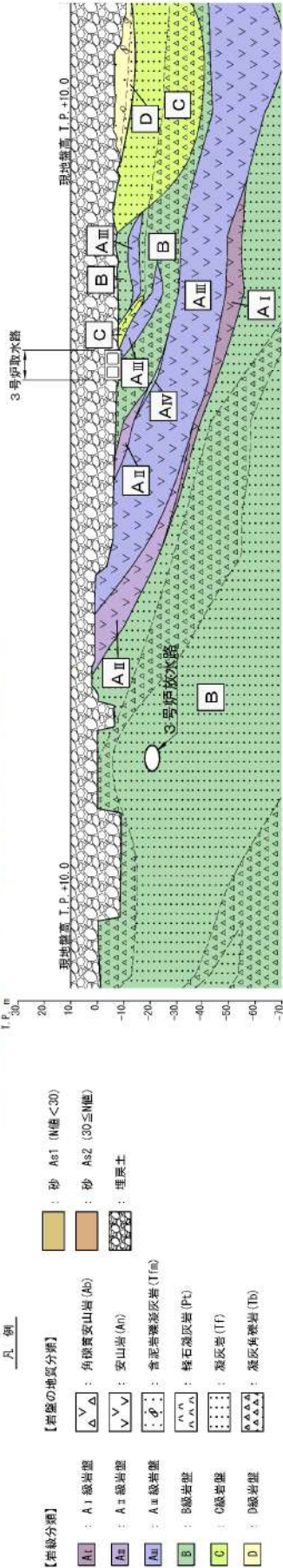
第 1-6 図 ①区間の地質縦断面図※

※：令和 6 年 2 月 1 日審査会で示した全体平面図に基づく整理

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

第 1-7 図 ②区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置※

※：令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づく整理



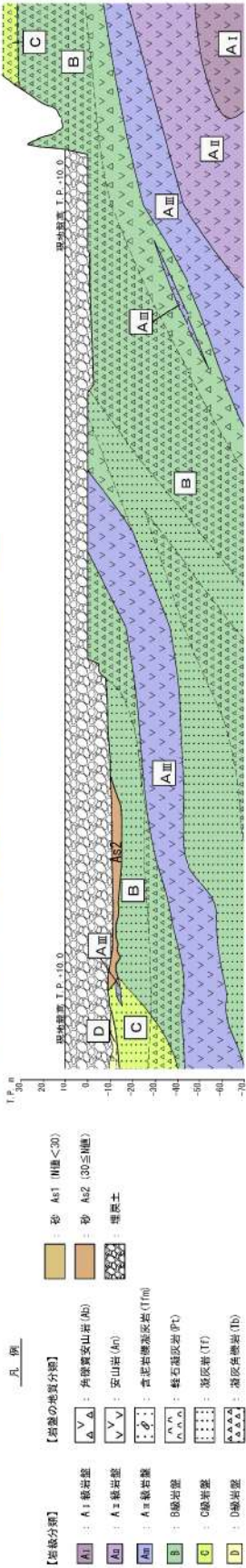
第 1-8 図 ②区間の地質縦断面※

※：令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づく整理

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

第 1-9 図 ③区間の平面線形形状を決定する際に考慮した要因とその位置※

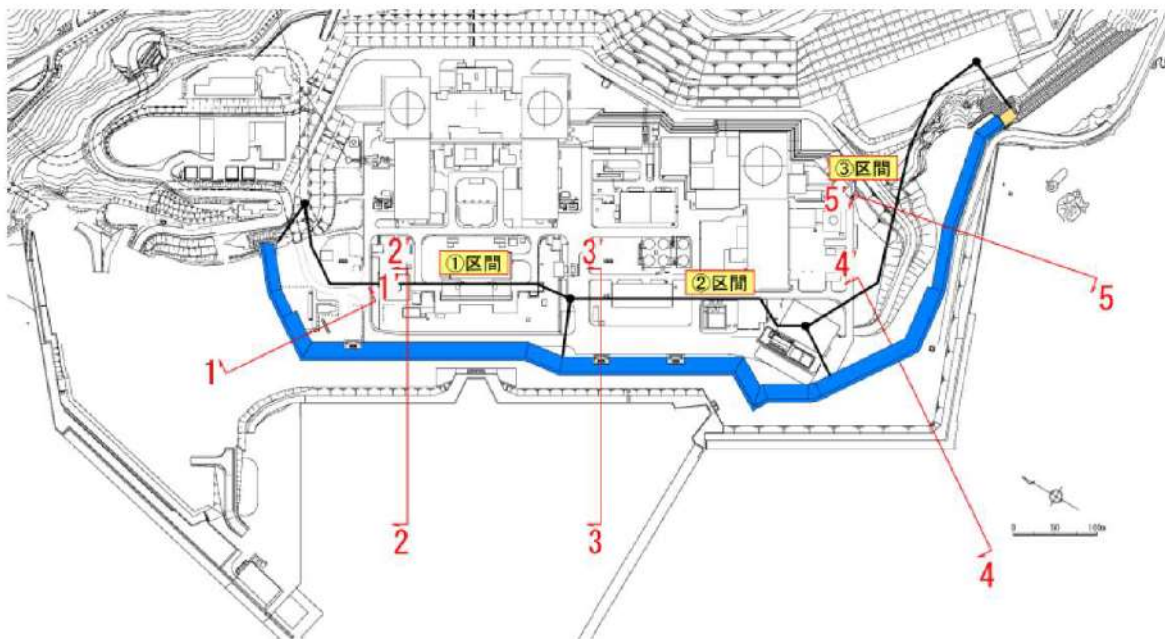
※：令和 6 年 2 月 1 日審査会で示した全体平面図に基づく整理



第 1-10 図 ③区間の地質縦断面図※

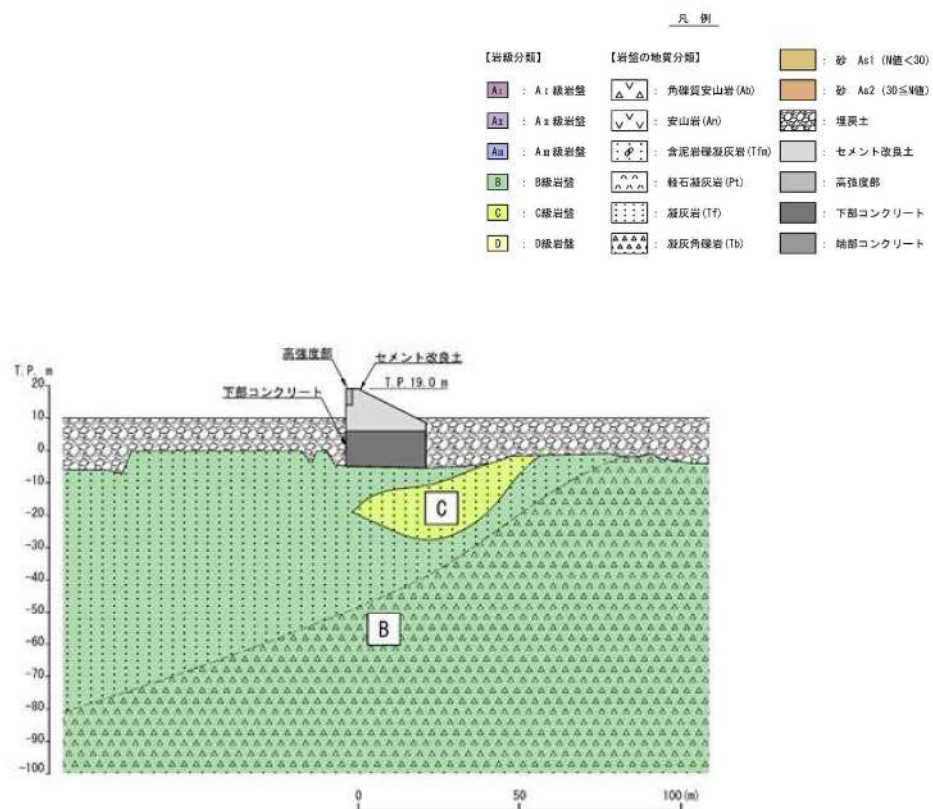
※：令和 6 年 2 月 1 日審査会で示した全体平面図に基づく整理

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

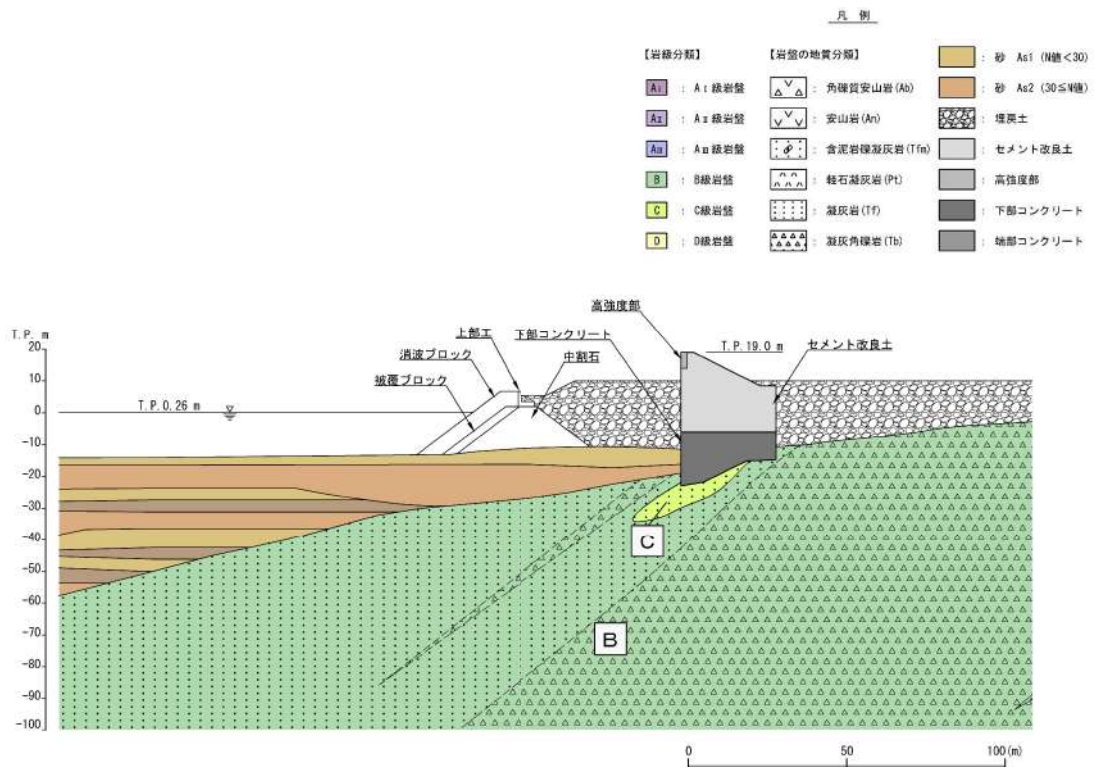


第 1-11 図 横断面位置※

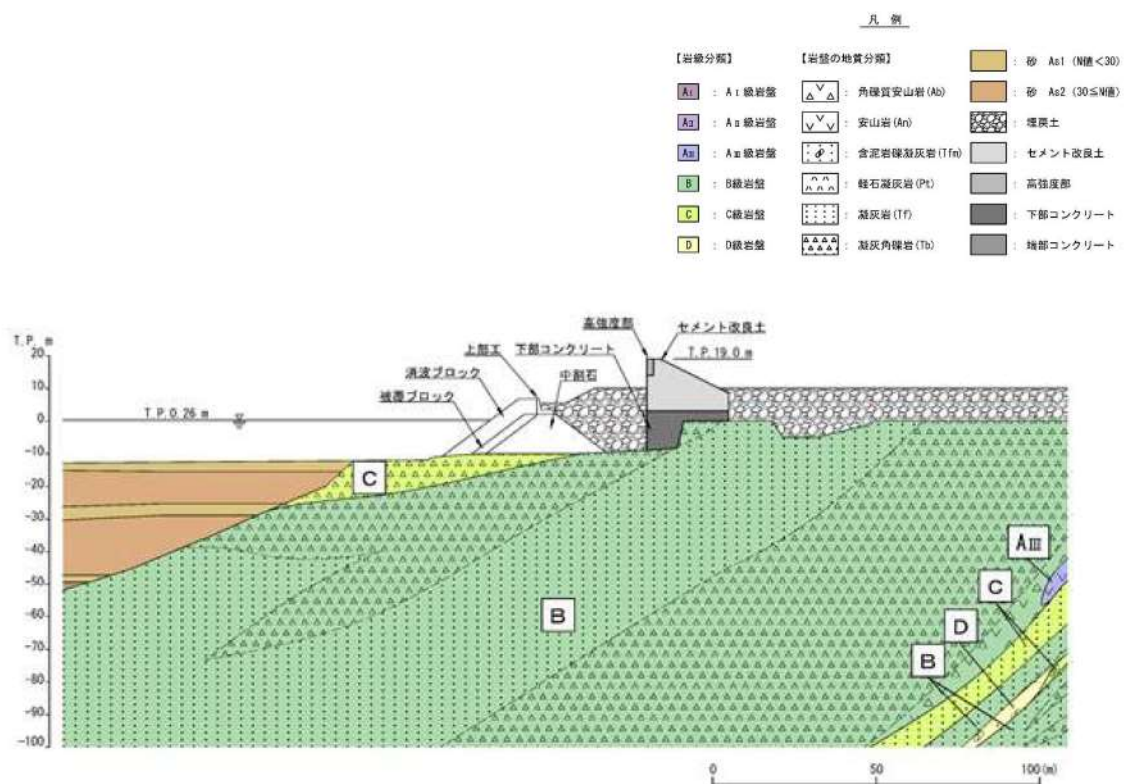
※令和 6 年 2 月 1 日 審査会合で示した全体平面図に基づき作成



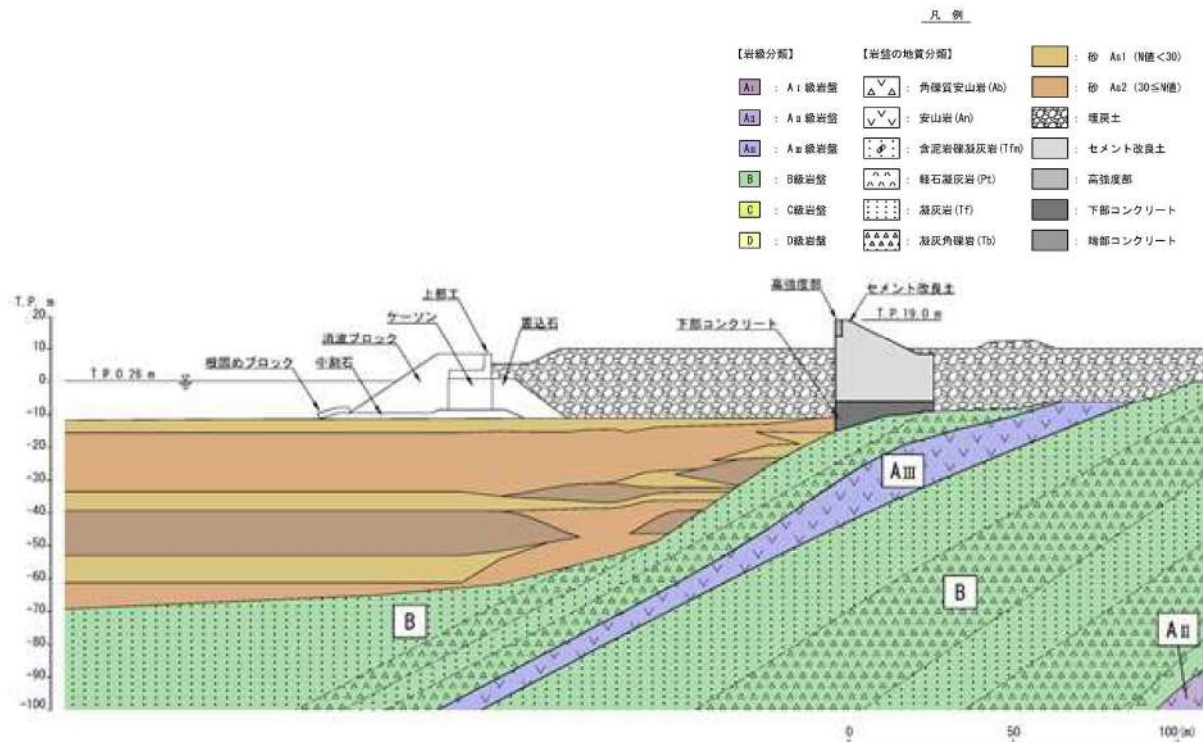
第 1-12 図 地質縦断図 (1-1')



第 1-13 図 地質縦断面図 (2-2')

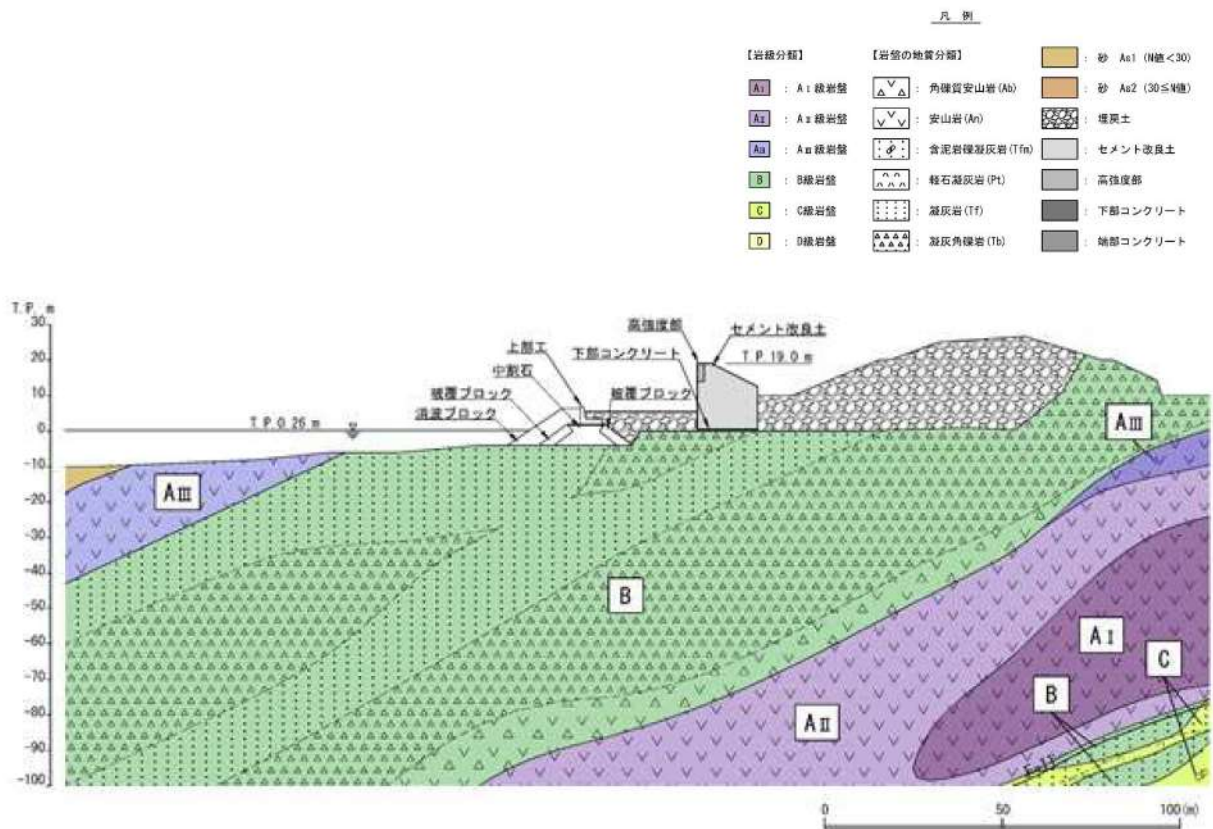


第 1-14 図 地質縦断面図 (3-3')



第 1-15 図 地質縦断図 (4-4') ※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成



第 1-16 図 地質縦断図 (5-5') ※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成

2. 防潮堤の安全裕度を向上させる対処方策

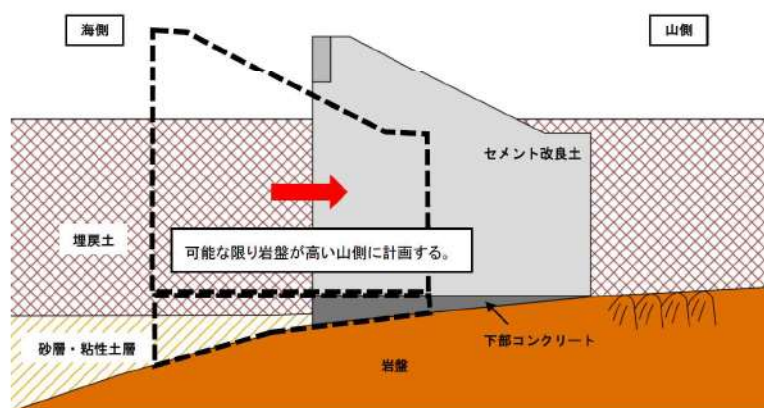
2. 1. 防潮堤（標準部）

防潮堤（標準部）における要因に対する対処の考え方を第 2-1 表に、対処のイメージを第 2-1 図に、安全裕度の向上対策のイメージを第 2-2 図に示す。

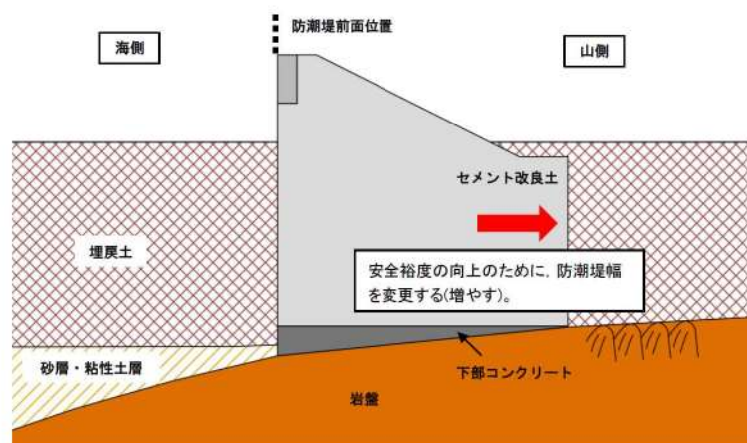
防潮堤（1号及び2号炉放水路部）から防潮堤（1号及び2号炉取水路部）の範囲及び防潮堤（3号炉取水路部）から堀株側取付道路近傍の範囲において、防潮堤周辺の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤の幅を増やすことで安全裕度の向上が可能である。

第 2-1 表 防潮堤（標準部）における重要度と要因に対する対処の考え方

【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因	要因に対する対処の考え方 (本表での説明事項を黒字で示す)
① 防潮堤周囲の地質状況	・地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・防潮堤平面線形形状(海側線形)は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、防潮堤（1号及び2号炉放水路部）から防潮堤（1号及び2号炉取水路部）の範囲及び防潮堤（3号炉取水路部）から堀株側取付道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。



第 2-1 図 要因に対する対処の考え方のイメージ



第 2-2 図 防潮堤周辺の岩盤が海側に向かって低くなる箇所の安全裕度の向上対策

2. 2. 防潮堤（端部）

防潮堤（端部）における要因に対する対処の考え方を第 2-2 表に示す。

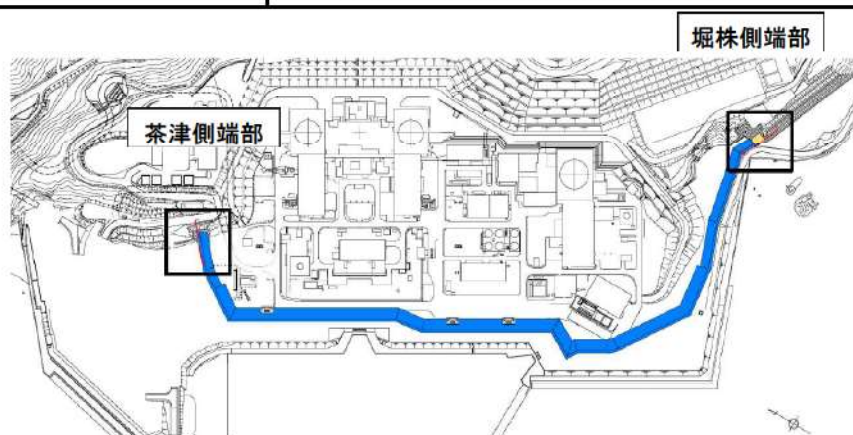
防潮堤（端部）の位置図を第 2-3 図に、平面図を第 2-4 図に、地質縦断図を第 2-5 図に示す。

防潮堤（端部）は、堅固な地山に接続しているため、周辺斜面の崩壊による波及的影響はないと考えるが、波及的影響がある場合は、対策を行う。

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

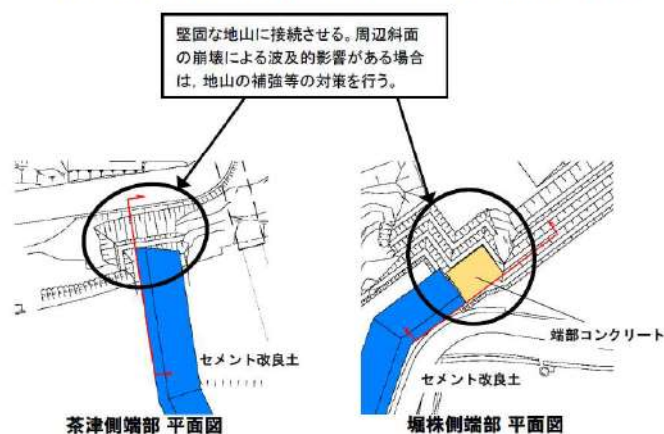
第 2-2 表 防潮堤（端部）における重要度と要因に対する対処のイメージ

【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方 (本表での説明事項を黒字で示す)
①	防潮堤周囲の地質状況	・ 地山と接続する防潮堤端部は地山からの浸水を防止するため、堅固な地山に接続する。 ・ 防潮堤平面線形形状(海側線形)は屋外重要設備との離隔を考慮したうえで可能な限り岩盤が高い山側に計画するが、防潮堤（1号及び2号炉放水路部）から防潮堤（1号及び2号炉取水路部）の範囲及び防潮堤（3号炉取水路部）から堀株側取付道路近傍の範囲において、防潮堤周囲の岩盤が海側に向かって低くなる箇所は、防潮堤幅を増やすことで安全裕度を向上させる。



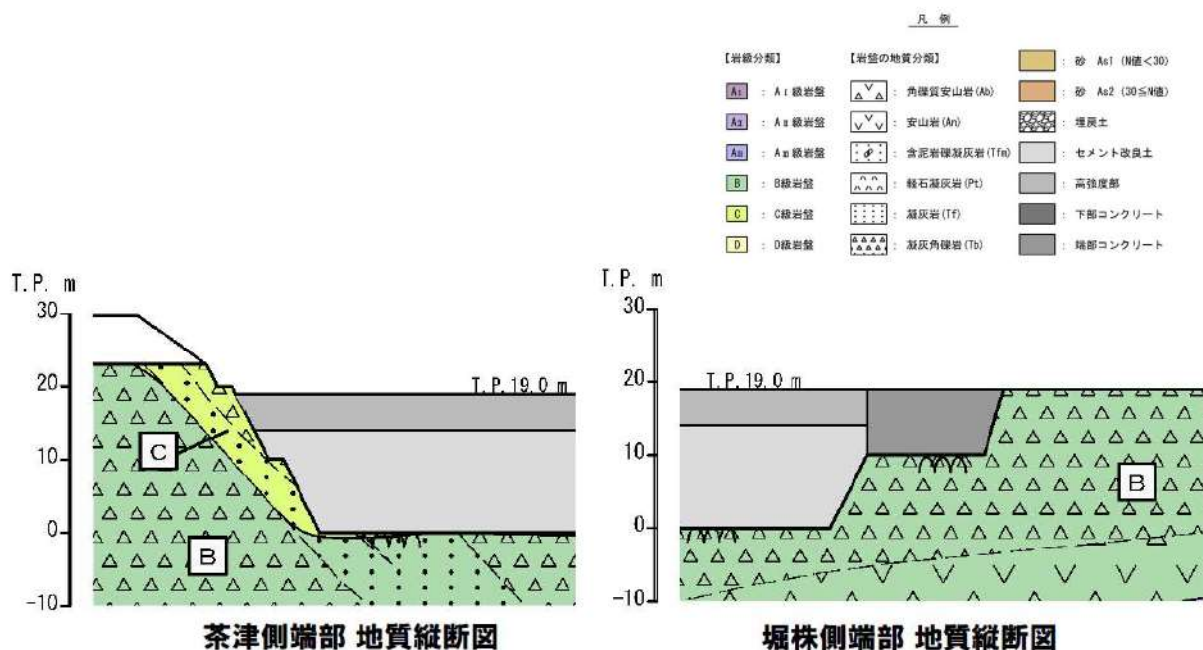
第 2-3 図 防潮堤（端部）位置図※

※令和6年2月1日審査会合で示した全体平面図に基づく整理



第 2-4 図 防潮堤（端部）平面図※

※令和6年2月1日審査会合で示した全体平面図に基づく整理



第 2-5 図 防潮堤（端部）地質縦断面図※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づく整理

2. 3. 取放水路横断部

取放水路横断部における要因に対する対処の考え方を第 2-3 表に示す。取放水路横断部の位置図を第 2-6 図に、取放水路の正面イメージ図を第 2-7 図、第 2-8 図及び第 2-9 図に示す。

1 号及び 2 号炉取水路（防潮堤横断部）及び 1 号及び 2 号炉放水路（防潮堤横断部）は、防潮堤を上載荷重として見込んだ場合に耐震裕度が小さくなることから、取放水路による波及的影響の対策として、1 号及び 2 号炉放水路（防潮堤横断部）は再構築し、1 号及び 2 号炉取水路（防潮堤横断部）は補強する。

3 号炉取水路（防潮堤横断部）は、水路の耐震裕度を確認し、必要に応じて対策を実施する。

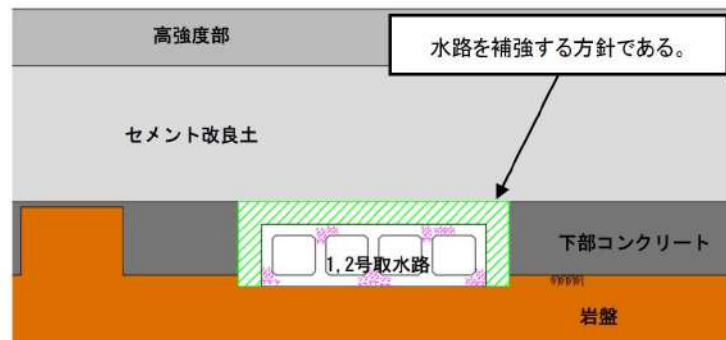
なお、防潮堤と 1 号及び 2 号炉放水路、及び 3 号炉取水路を直交させることにより生じる屈曲部の評価方針は、「5. 5. （3）構造成立性評価における屈曲部の評価方針」に示す。

第 2-3 表 取放水路横断部における重要度と要因に対する対処のイメージ

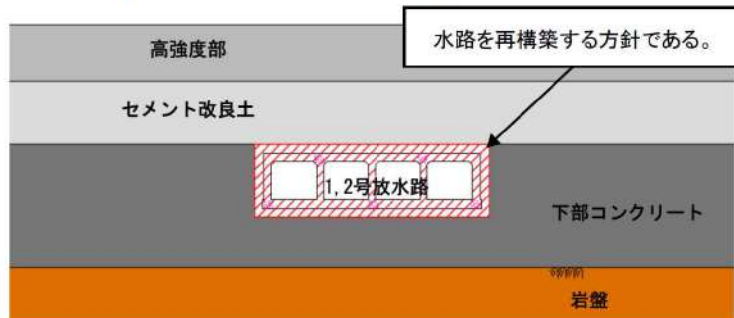
【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因		要因に対する対処の考え方
②	取放水路との横断方法	- 防潮堤を横断する取放水路の評価について、波及的影響の範囲を最小とするため、防潮堤と取放水路は直交させる。 - 取放水路に防潮堤による上載荷重が作用するため、1 号及び 2 号炉放水路（防潮堤横断部）は再構築し、1 号及び 2 号炉取水路（防潮堤横断部）は補強することで各水路の構造強度を確保する。



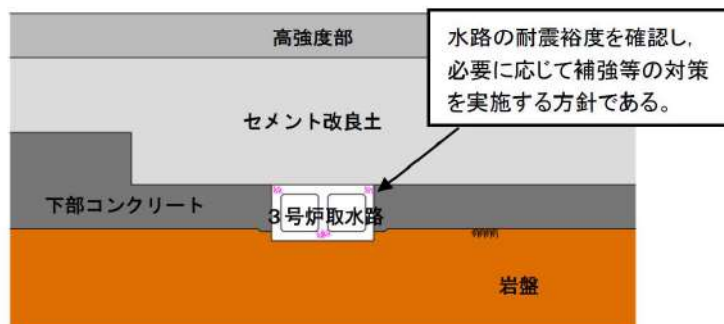
第 2-6 図 取放水路横断部の位置図



第 2-7 図 1 号及び 2 号炉取水路（防潮堤横断部）正面図イメージ図



第 2-8 図 1 号及び 2 号炉放水路（防潮堤横断部）正面図イメージ図



第 2-9 図 3 号炉取水路（防潮堤横断部）正面図イメージ図

 枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

2. 4. 堀株側取付道路周辺

堀株側取付道路周辺における要因に対する対処の考え方を第 2-4 表に示す。防潮堤周辺の堀株側取付道路の位置図を第 2-10 図に、防潮堤と堀株側取付道路の地質断面図を第 2-11 図に示す。

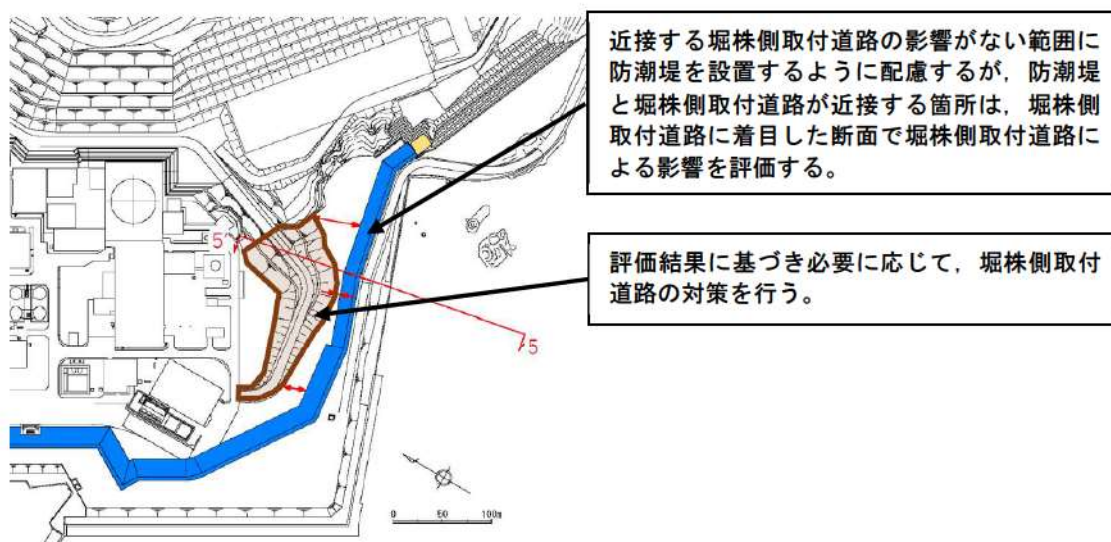
堀株側の防潮堤の山側に位置する堀株側取付道路は、令和 6 年 2 月 1 日審査会合時点において、防潮堤への波及的影響の観点から「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」において耐震性を評価する方針としていた。

堀株側取付道路については、防潮堤との離隔距離を確保することから波及的影響評価を不要とし、アクセスルートの構築物として耐震評価をする方針に変更した。

よって、防潮堤の評価において、波及的影響及び堀株側取付道路による土圧の影響は考慮不要になったものの、構造成立性評価においては、保守的に土圧が作用すると仮定した評価を行う。

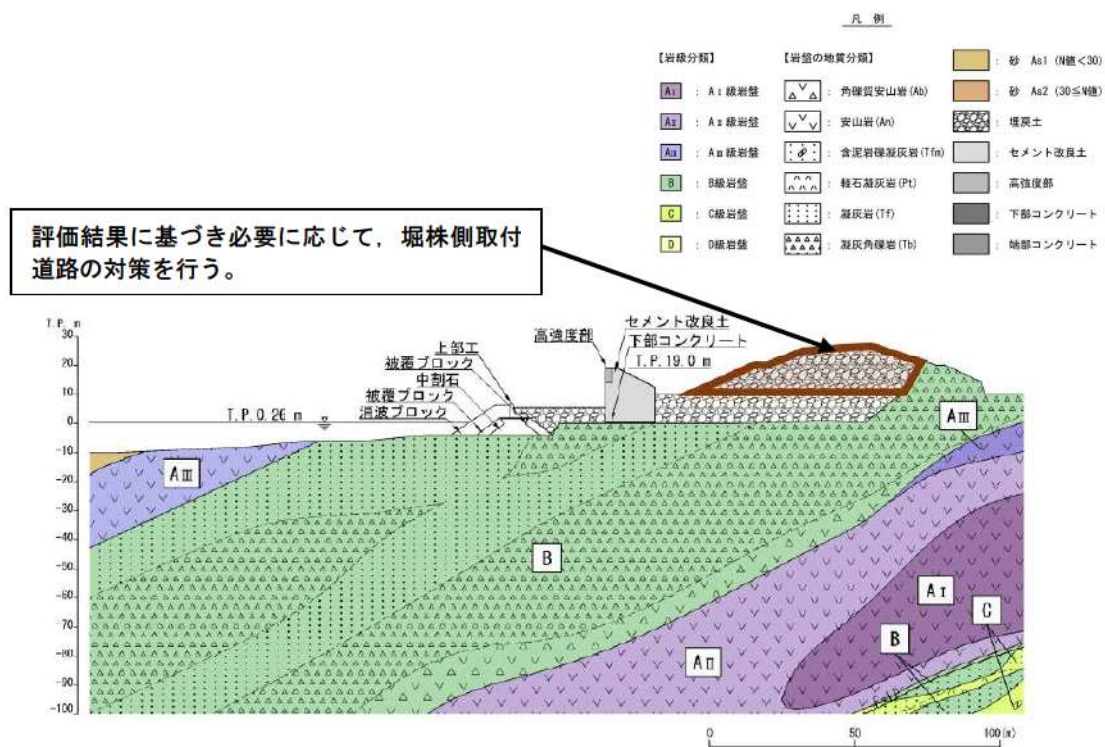
第 2-4 表 盛土道路周辺における重要度と要因に対する対処のイメージ

【重要度1】 防潮堤の安全裕度向上に関わる要因	要因に対する対処の考え方 (本表での説明事項を黒字で示す)
③ 近接する構築物の影響	・ 防潮堤より海側に位置する近接構築物は、防潮堤に波及的影響を与えないように撤去する。 ・ 2号炉放水路に防潮堤による上載荷重が作用しないように、2号炉放水路と干渉しない位置に防潮堤を計画する。 ・ 堀株側の防潮堤の山側に位置する堀株側取付道路は、防潮堤との離隔距離を確保することから波及的影響の評価は不要とする。構造成立性評価においては、堀株側取付道路による土圧が、保守的に防潮堤に作用すると仮定した評価を行う。 ・ 防潮堤と3号炉循環水ポンプ建屋の間に計画している屋外アクセスルートを確認する。



第 2-10 図 防潮堤周辺の盛土道路の平面図※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成整理



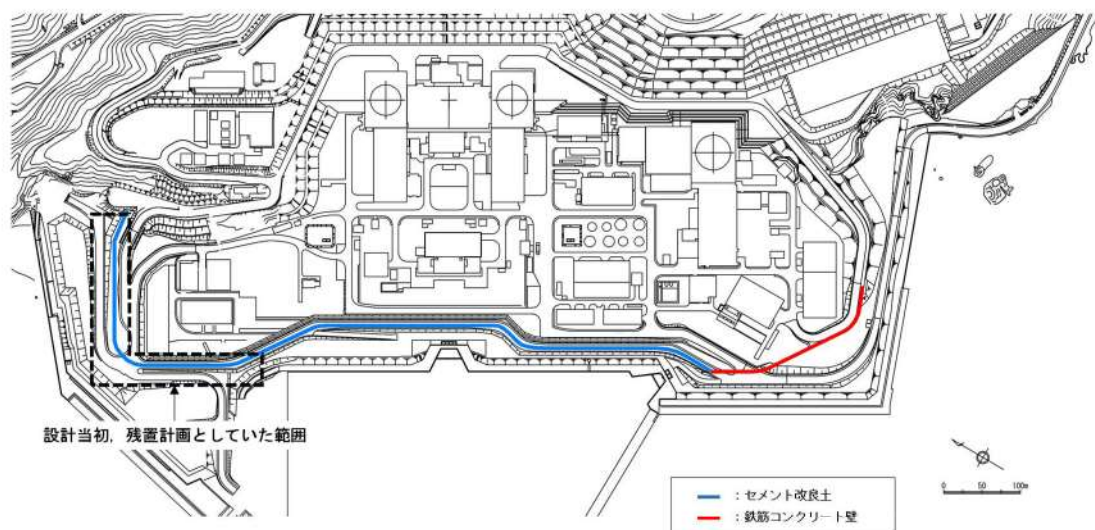
第 2-11 図 防潮堤と盛土道路の地質断面図（5－5′断面）※

※令和6年2月1日審査会合で示した全体平面図に基づき作成

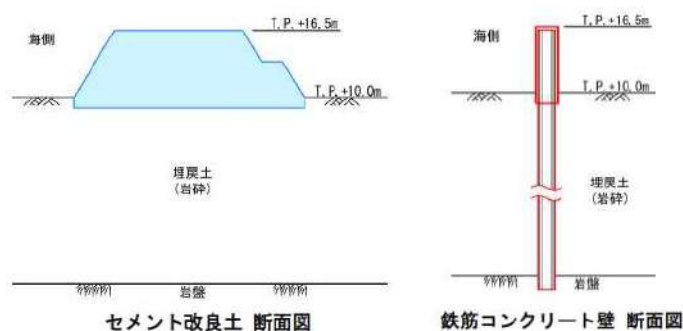
防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について

1. 既設防潮堤について

既設防潮堤の平面線形を第 1 図に、構造形式を第 2 図に示す。泊発電所では、非岩着構造のセメント改良土及び鉄筋コンクリート壁の防潮堤を自主的に設置していた。



第 1 図 既設防潮堤の平面線形



第 2 図 既設防潮堤の構造形式

2. 既設防潮堤の撤去及び新設する防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について

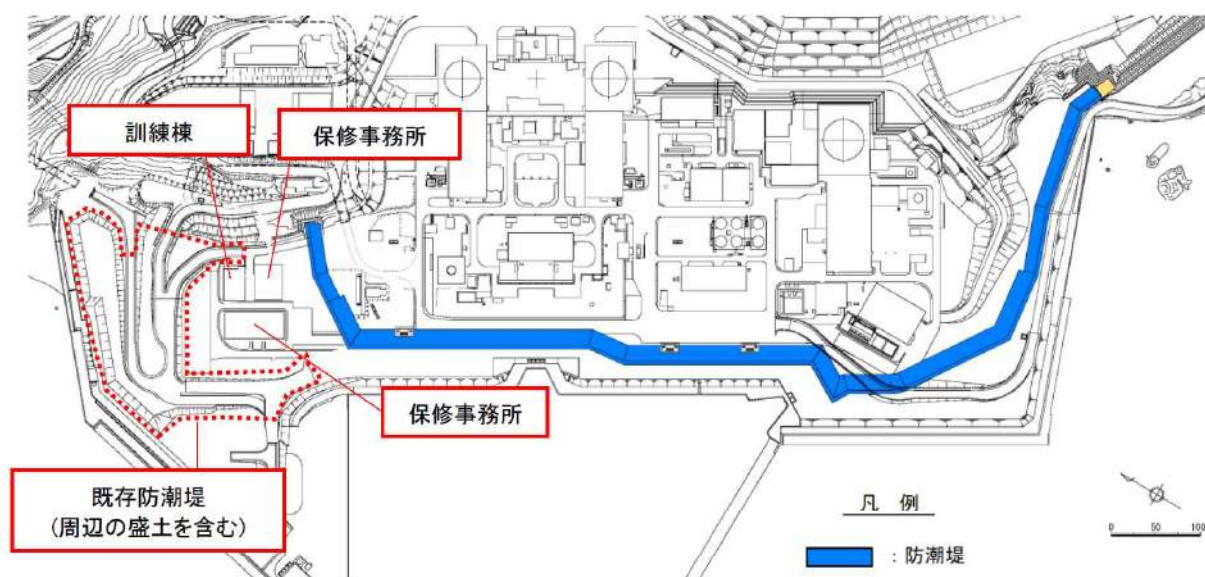
設置許可基準規則第三条への適合性及び先行炉の審査状況を踏まえ、埋戻土の液状化影響を考慮し、更なる安全性向上の観点から、岩着支持構造の防潮堤に変更したことから、既設防潮堤は撤去することとした。

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

合わせて、新設する防潮堤の外側に位置する保修事務所、訓練棟についても、同様の理由により撤去する。保修事務所及び訓練棟を撤去する設計に変更したことに伴い、事務所の駐車場においても駐車場としての運用を中止する。

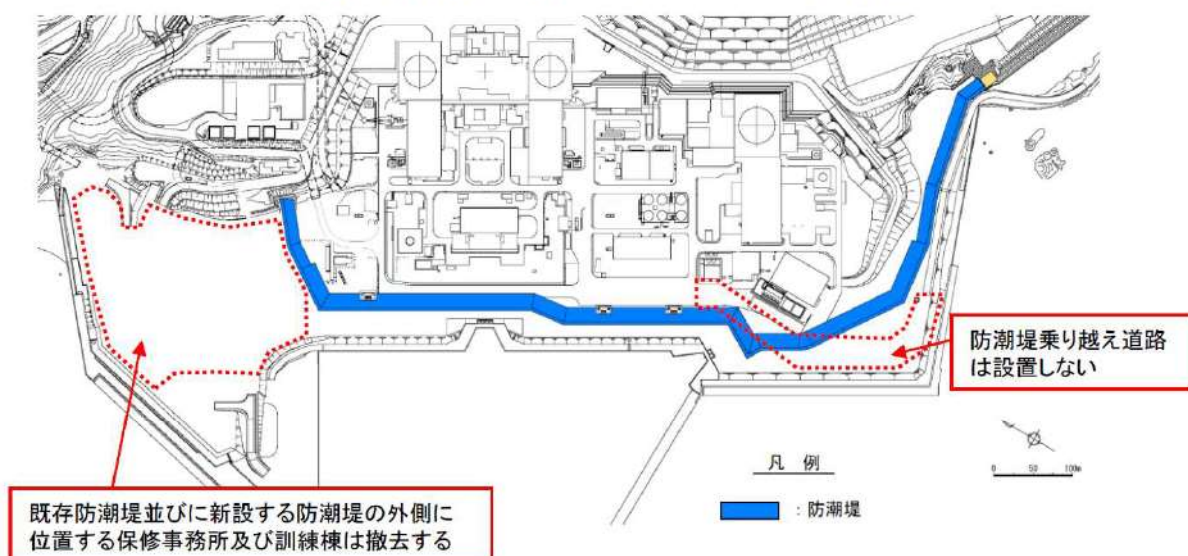
新設する防潮堤へ波及的影響を及ぼさないよう防潮堤乗り越え道路についても新たに設置せず、発電所への入構ルートを防潮堤に影響を及ぼさない配置とした設計に変更する。

ここで、設計方針変更前後の構内平面図を第 3 図及び第 4 図に示す。



第 3 図 構内平面図（方針変更前）※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成



第 4 図 構内平面図（方針変更後）※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成

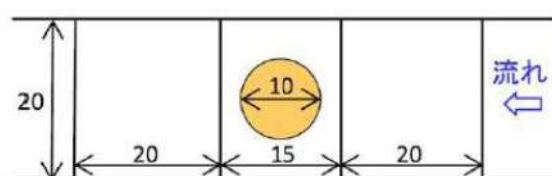
セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について

1. セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について

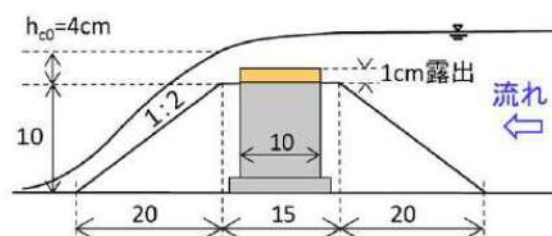
セメント改良土の耐浸食性及び耐洗掘性について、文献を参照して検討を行った結果、防潮堤のセメント改良土は、浸食及び洗掘に対して耐性を持つことを確認した。検討結果を以下に示す。

2. 模型実験によるコーン指数を指標とした耐浸食性確認

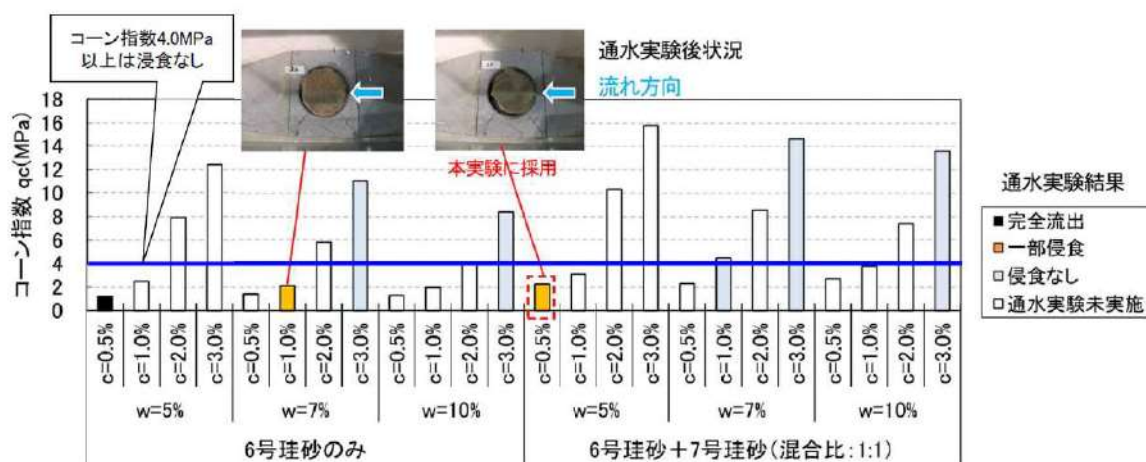
「本田隆英，織田幸伸，伊藤一教，石井裕泰，高島知行：貧配合セメント混合土を用いた海岸堤防の粘り強さに関する実験的研究，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.70，No.2，I981_I985，2014」によると，第1図及び第2図のとおり，セメント混合土は，強度がある一定($q_c=4.0\text{MPa}$)以上となると，越流による浸食が見られないことが分かる。



(a) 平面図



第1図 通水試験装置



第2図 実験結果

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

防潮堤を横断する構造物の取扱いについて

1. 防潮堤を横断する構造物

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

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

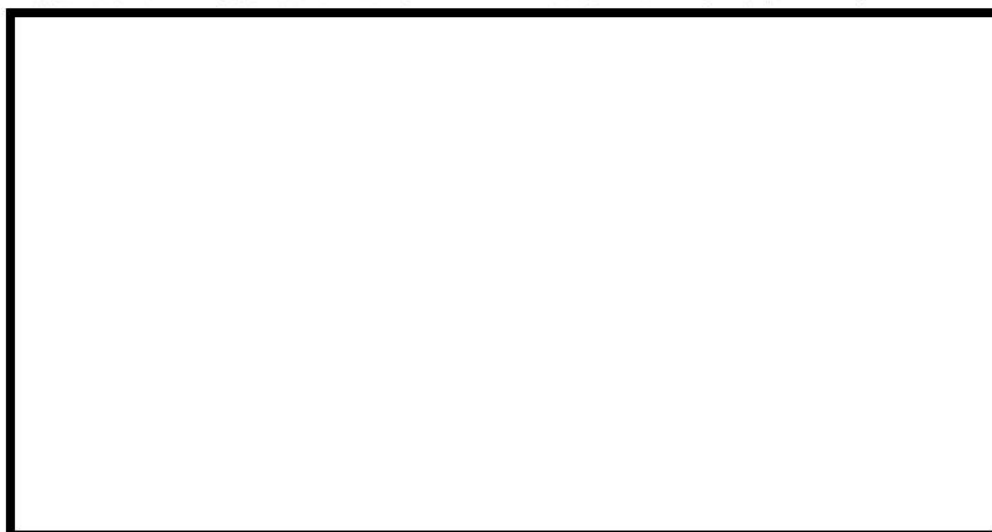
防潮堤を横断する構造物は、3号炉放水路を除き、防潮堤内（内部又は下部）に設置される。

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

第1表 防潮堤を横断する構造物一覧

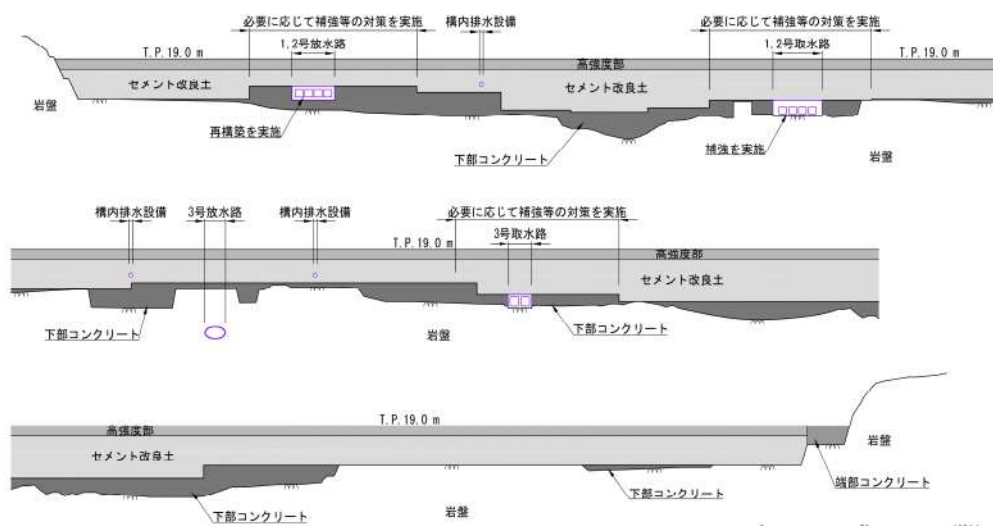
横断位置	構造物名	構造形式	設置状況	その他
防潮堤 (標準部)	1号及び2号炉取水路※1	鉄筋コンクリート造	防潮堤内（岩盤上）	補強を実施
	1号及び2号炉放水路※1	鉄筋コンクリート造	防潮堤内	再構築を実施
	3号炉取水路※1	鉄筋コンクリート造	防潮堤内（岩盤上）	—
	3号炉放水路	鉄筋コンクリート造	岩盤トンネル	「上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討(第四条)」において、波及的影響評価に選定しないことを説明。
	構内排水設備 (排水管)	鋼管	防潮堤内	「上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討(第四条)」において、防潮堤の下位クラス施設として抽出しており、設計及び工事計画認可段階において、基準地震動に対して損傷しないことを評価することを説明。

※1：防潮堤の間接支持構造物となる範囲の各水路の呼称は、「4. 1. 1. 防潮堤の構造形式」に記載のとおり。



第1図 防潮堤を横断する構造物の平面図

枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。



第 2 図 防潮堤設置位置における縦断面図※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成

2. 各構造物の地震に対する評価

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

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

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

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

構内排水設備は、集水桝、排水管、出口桝、屋外排水路逆流防止設備及び排水路から構成されており、このうち集水桝及び排水管は、損傷による防潮堤への波及的影響を考慮すべき施設として評価する。構内排水設備を構成する各設備の要求性能等は第 3 表、概要図は第 3 図に示すとおりである。

各水路が基準地震動に対して間接支持機能を維持すること、構内排水設備が基準地震動により防潮堤に対して波及的影響を与えないことを確認し、地震による構造物の損傷に起因する漏水（防潮堤を横断する浸水経路の形成）の可能性がないことを確認する。

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

また、防潮堤を横断する構造物の要求性能と評価方針について、防潮堤の機能を確保するための観点と泊発電所 3 号炉の新規制基準適合上の観点から第 4 表に整理した。

第 2 表 防潮堤を横断する構造物の地震に対する評価一覧

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

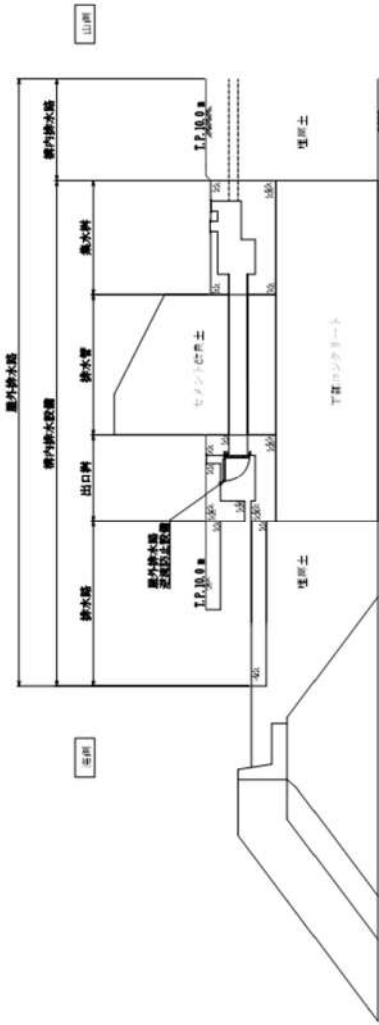
※：構内排水設備のうち防潮堤内部を横断する排水管が対象である。

第 3 表 構内排水設備を構成する設備の要求性能他

設備構成	設備の仕様	設備の概要	要求性能	耐震重要度 分類	設計方針	説明時期・箇所
集水桝	鉄筋コンクリート構造物	・構内の雨水等を集水し、排水管へ通水する。	波及的影響の防止	耐震Ｃクラス	防潮堤に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設として、基準地震動に対する評価を実施する。	設置許可（第四条※1） 設計及び工事計画画認可段階
排水管	鋼管	・集水桝から出口桝へ雨水等を通水する。	波及的影響の防止	耐震Ｃクラス	防潮堤に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設として、基準地震動に対する評価を実施する。	設置許可（第四条※1） 設計及び工事計画画認可段階
出口桝	鉄筋コンクリート構造物	・出口桝で受けた雨水等を排水路へ通水する。 ・屋外排水路逆流防止設備を間接支持する。	間接支持機能	耐震Ｃクラス	浸水防止設備である屋外排水路逆流防止設備を間接支持する構造物として、基準地震動及び基準津波に対する評価を実施する。	設計及び工事計画画認可段階
屋外排水路 逆流防止設備	鋼製扉体	・津波の水が敷地内へ浸入することを防止する。 ・排水管から出口桝へ雨水等を通水する。	浸水防止機能	耐震Ｓクラス	浸水防止設備として、基準地震動及び基準津波に対する評価を実施する。	設置許可（第五条※2） 設計及び工事計画画認可段階
排水路	鉄筋コンクリート構造物	・雨水等を海へ排水する。	波及的影響の防止	耐震Ｃクラス	出口桝に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設として、基準地震動に対する評価を実施する。	設置許可（第四条※1） 設計及び工事計画画認可段階

※1：「別添-6_上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討について」において設計方針を示す。

※2：「別添資料-1_泊発電所3号炉耐津波設計方針について」において設計方針を示す。



単位

第 3 図 構内排水設備の概要※3

※3：構内排水路は、構内の雨水等を集水桝へ導水する構造物であり、防潮堤へ波及的影響を及ぼすおそれがある構造物、浸水防止設備（Ｓクラス）の間接支持構造物に該当しないことから、耐震性等の要求性能はない。

第 4 表 防潮堤を横断する構造物の要求性能と評価方針

構造物名	防潮堤の機能を確保するための要求性能と評価方針	泊発電所 3 号炉の新規制基準適合上必要な各構造物の要求性能と評価方針	説明時期
1 号及び 2 号炉取水路 (防潮堤横断部)	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	—	・設置変更許可段階における「第四条地震による損傷の防止 別紙一 2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」において、各構造物が間接支持機能を有することを説明する。 ・設計及び工事計画認可段階における各構造物の耐震計算書において、水路の健全性の評価結果を説明する。
1 号及び 2 号炉放水路 (防潮堤横断部)	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	—	
3 号炉取水路 (防潮堤横断部)	基準地震動に対して防潮堤の間接支持機能を維持すること。	基準地震動に対する構造健全性評価により、3 号炉取水路が通水機能(第四条)、貯水機能(第五条)を確保することを確認する。	・設計及び工事計画認可段階における「取水路の耐震計算書」において、水路の健全性の評価結果を説明する。
3 号炉放水路	岩盤内に構築されており、十分な厚さ(構造物上面から岩盤上面までの離隔)が確保されていることから、損傷による防潮堤への影響はない。	—	
構内排水設備*	基準地震動に対して損傷しないこと。	基準地震動に対する構造健全性評価により、構内排水設備が排水機能を維持することを確認する。	・設置変更許可段階における「第四条地震による損傷の防止 別紙一 2 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」において、評価方針を説明する。 ・設計及び工事計画認可段階における「波及的影響を及ぼすおそれがある施設の耐震性についての計算書」において、構内排水設備のうち排水管の健全性の評価結果説明する。

※：構内排水設備のうち防潮堤内部を横断する排水管が対象である。

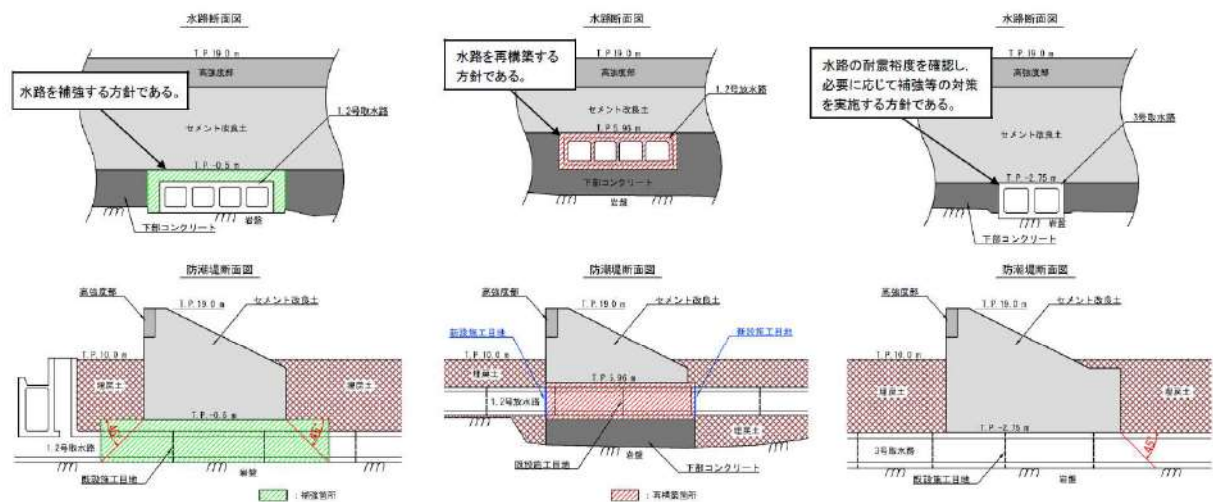
3. 各水路の既設施工目地と防潮堤の位置

新設する防潮堤と各水路（1 号及び 2 号炉取水路，1 号及び 2 号炉放水路及び 3 号炉取水路）の既設施工目地の位置を第 4 図に示す。各水路の対策は，各水路の既設施工目地と防潮堤の位置を考慮した上で検討する。

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

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

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



1号及び2号炉取水路（防潮堤横断面部） 1号及び2号炉放水路（防潮堤横断面部） 3号炉取水路（防潮堤横断面部）

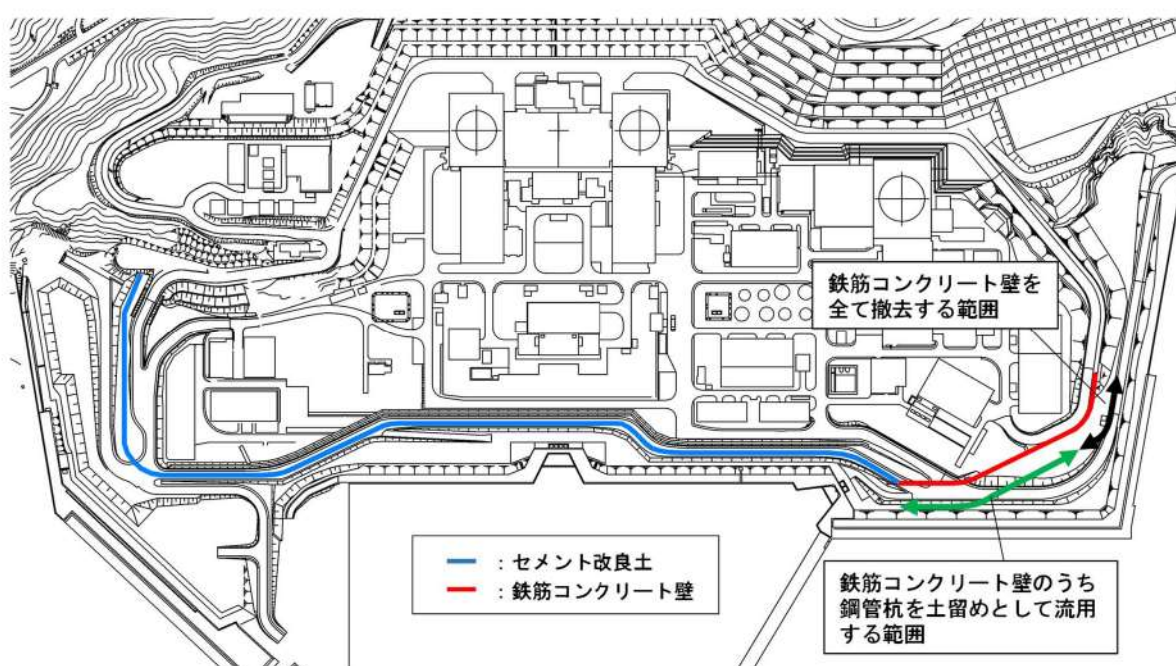
第4図 新設する防潮堤と各水路の既設施工目地の位置関係

(参考資料5)

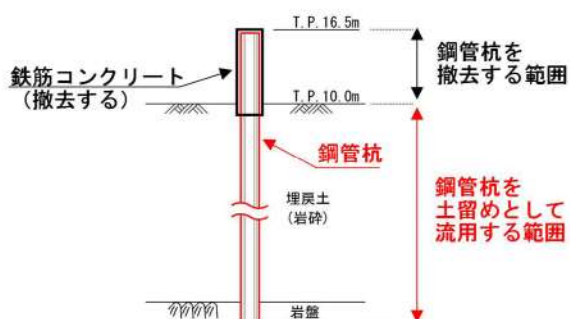
既設防潮堤の鋼管杭を土留めとして流用する場合の影響について

既設防潮堤は、「参考資料2 防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について」に示すとおり撤去する。鉄筋コンクリート壁（岩盤まで根入れした鋼管杭により地上の鉄筋コンクリートを支持する構造）については、鋼管杭の一部を新設する防潮堤を施工する際の土留めとして流用する。

既設防潮堤の位置及び鉄筋コンクリート壁の構造を第1図に示す。鉄筋コンクリート壁のうち土留めとして流用する鋼管杭の範囲は、新設する防潮堤の躯体の外側に位置する範囲の地中部のみとする。土留めとして流用しない範囲は、地中部の鋼管杭を含めて全て撤去する。

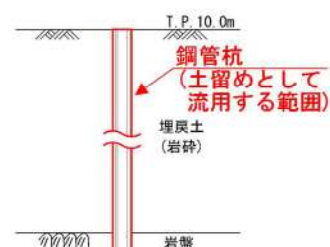


平面図



鉄筋コンクリート壁の断面図

(撤去前)

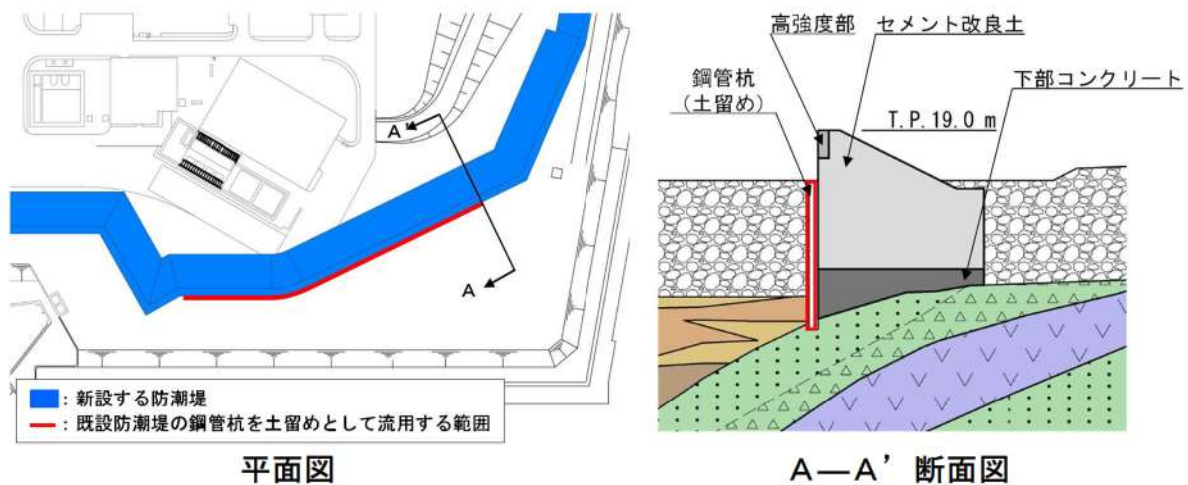


鉄筋コンクリート壁の断面図

(撤去後)

第1図 既設防潮堤の位置及び鉄筋コンクリート壁の構造

土留めとして流用する鋼管杭と新設する防潮堤の位置関係を第 2 図に示す。鋼管杭は新設する防潮堤の躯体外側の地中部に位置しており、鋼管杭は地震時に防潮堤より外側（埋戻土側）に変位すると考えられる。その場合、防潮堤の海側から作用する土圧が減少するが、「9. 4. 2. (5) 防潮堤（標準部）の構造成立性評価における影響検討について」に示すとおり、海側の埋戻土及び砂層を考慮しない場合において、防潮堤の構造成立性に与える影響は小さいことから鋼管杭が防潮堤の構造成立性に与える影響は小さいと考えられる。なお、防潮堤の地震時、津波時及び重畳時の構造成立性において、鋼管杭に役割を期待しないため、防潮堤の解析では鋼管杭をモデル化しない。



第 2 図 土留めとして流用する鋼管杭と新設する防潮堤の位置関係

止水ジョイントに用いるゴムジョイントの耐久性について

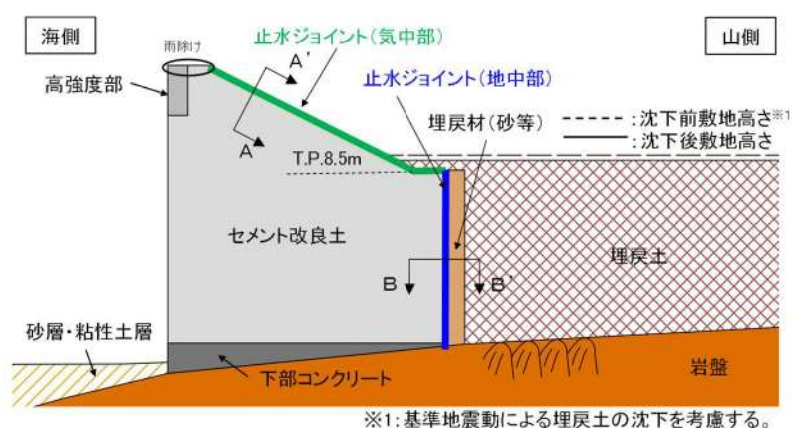
1. 概要

防潮堤の施工目地に設置する止水ジョイントの止水性を維持するため、泊発電所の気候を考慮した上で十分な耐久性を有するゴムジョイントを使用する必要があることから、ゴムジョイントの主要材料であるゴムの耐久性を性能試験により確認する。

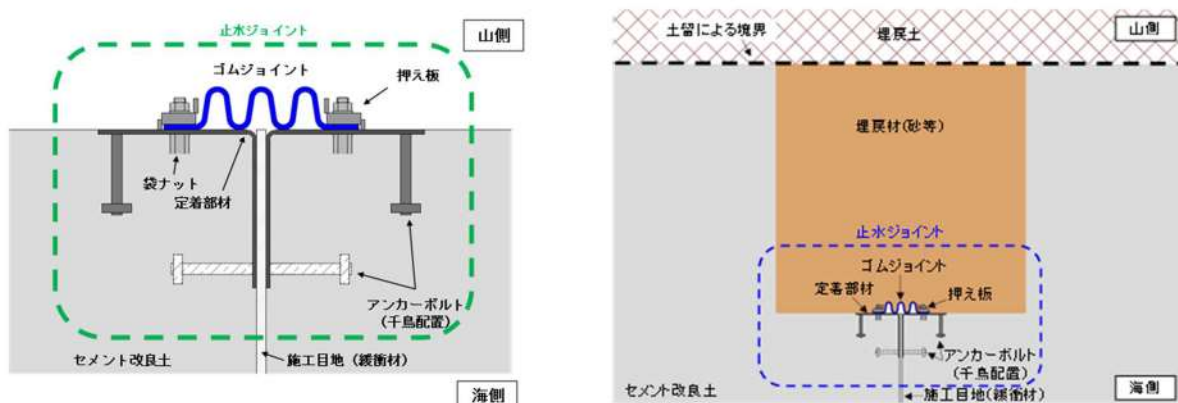
防潮堤（標準部）の止水ジョイントの構造を第 1-1 図に示す。止水ジョイントは防潮堤背面の天端から岩盤まで設置し、T.P. 8.5m 以浅を止水ジョイント（気中部）、T.P. 8.5m 以深を止水ジョイント（地中部）とする。ゴムジョイントの仕様は気中部と地中部で同じであるが、環境条件（温度変化及び紫外線等）が異なることから、ゴムジョイントの耐久性は気中部と地中部でそれぞれ評価する。

防潮堤（端部）の止水ジョイントの構造を第 1-2 図に示す。防潮堤（端部）のゴムジョイントの仕様及び環境条件は、防潮堤（標準部）のゴムジョイント（気中部）と同じであることから、ゴムジョイントの耐久性はゴムジョイント（気中部）に示す。

なお、ゴムの材料はクロロプレンゴムであることから、クロロプレンゴムを対象として耐久性を評価する。

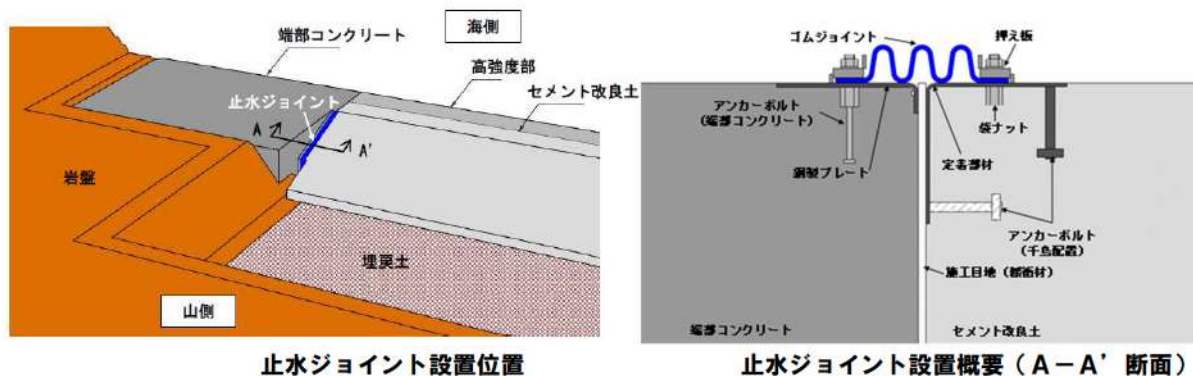


止水ジョイント設置位置



止水ジョイント（気中部）設置概要（A-A' 断面） 止水ジョイント（地中部）設置概要（B-B' 断面）

第 1-1 図 防潮堤（標準部）の止水ジョイントの構造



第 1-2 図 防潮堤（端部）の止水ジョイントの構造

2. ゴムジョイント（気中部）の耐久性評価

2. 1. 評価項目

ゴムの耐久性について記載している文献を参考に、ゴムの経年変化に影響を及ぼす環境要因を以下に整理した。

- ・「道路橋支承便覧，日本道路協会，2004年」によれば，ゴムの老化（酸素による劣化）は熱や紫外線等の環境条件下で促進されるとしている。さらに，低温で硬化する傾向があるとされている。
- ・「設計者のための免震用積層ゴムハンドブック，日本ゴム協会，2000年」によれば，ゴム製品の主な劣化は「熱劣化」とされている。また，ゴムの劣化は酸素や紫外線等によって発生し，また使用温度等によっても促進されるとしている。

以上から，ゴムの耐久性に関する評価項目として，耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性を評価項目とする。なお，（iv）耐微生物分解性は，地中部に発生する事象のためゴムジョイント（地中部）のみ評価を行う。

（i）耐熱性（耐熱老化性）

熱によって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

（ii）耐寒性

低温環境下にさらされ，硬化することによって弾性が失われることに抵抗する性質。なお，耐寒性については，温度が上がれば機能が回復するという点で，耐熱性（耐熱老化性）とは性質が異なる。

（iii）耐候性

屋外暴露状態で受ける紫外線や雨雪等の作用に抵抗する性質。

（iv）耐微生物分解性

地中に存在するバクテリア等の微生物による分解作用に抵抗する性質。

2. 2. 耐久性の評価結果

2. 2. 1. 耐熱性（耐熱老化性）

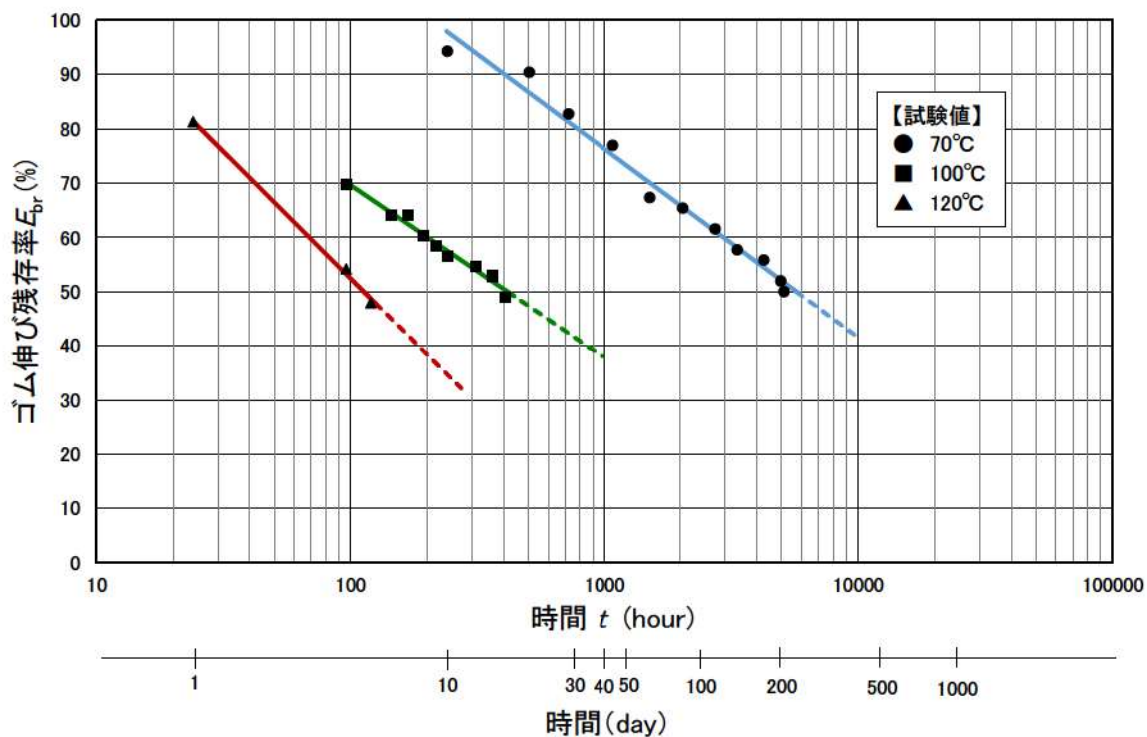
クロロプレンゴムについて、メーカーにて熱老化試験を実施している。熱老化試験結果を第 2-1 図に、ゴムの熱老化試験で得られる伸びを第 2-1 表に示す。熱老化試験では、70℃、100℃、120℃の3種類の異なる加熱温度下において、加熱前にゴム伸び残存率100%（切断時伸び480%）のゴムが、ゴム伸び残存率50%（切断時伸び240%）に至るまで、気中において加熱を与え続けた試験を実施している。ここで、ゴム伸び残存率は、経年劣化後の切断時伸びを初期の切断時伸びで除した値と定義される劣化指標で、ゴム伸び残存率50%となる時間をもとに耐用年数を算定する。なお、宇佐美ら^{※2, 3}は約17年間使用された鉄道橋梁の支承に用いられたクロロプレンゴムは列車通過に起因する大きな荷重を受けているにもかかわらず、ゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は85年以上と推定していることから、ゴム伸び残存率50%となる時間をもとに予測寿命を算定した。

なお、止水ジョイントの設計に用いるゴムジョイントの張力は、第 2-2 図に示す方法で算出するが、ゴムジョイントが伸びると、耐圧半径 r が小さくなり張力が小さくなることから、張力の算出において保守的にゴムジョイントは伸びないとして設計をしている。

第 2-3 図に、熱老化試験結果をもとに作成したゴム伸び残存率が50%、60%、70%、80%及び90%となる時間と温度の関係を示す。第 2-3 図により温度20℃、30℃、及び40℃におけるゴム伸び残存率と時間を読み取り、作成した時間—ゴム伸び残存率の推定線を第 2-4 図に示す。

なお、第 2-4 図にはメーカーにて調査された実際に長時間使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率をプロットしているが、ほぼ推定線上に散布しており調和的である。気中下にて約46年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は50%以上であることが確認されている。

泊発電所周辺の気象観測所における気象記録を第 2-2 表に示す。泊発電所周辺の月平均気温は-5.8℃～25.6℃の範囲で変化しており、年平均気温は約10℃である。ゴムの使用環境の気温を保守的に20℃とすると、第 2-4 図よりゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は、127年と推定される。なお、泊発電所周辺の月平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に8月であり、更に保守的にゴムの使用環境の気温を30℃と評価しても、ゴム伸び残存率50%を確保できる耐用年数は、38年と推定され、十分な耐熱性を有している。

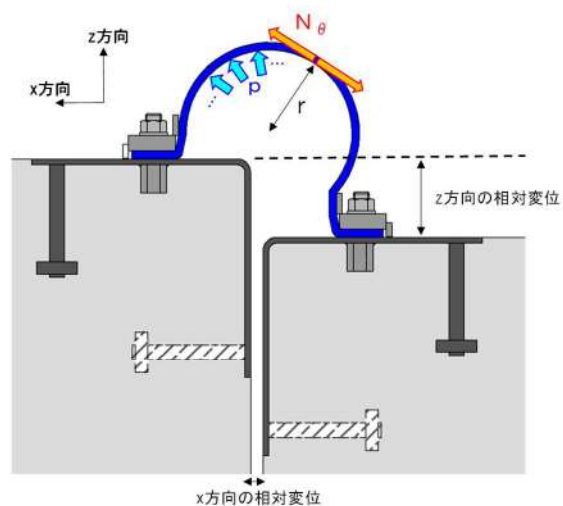
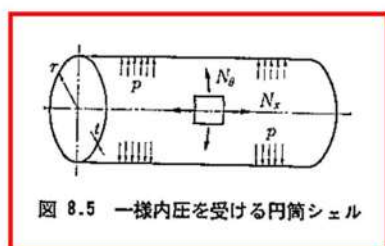


第 2-1 図 ゴム材料の熱老化試験結果

表 2-1 表 ゴムの熱老化試験で得られる伸び

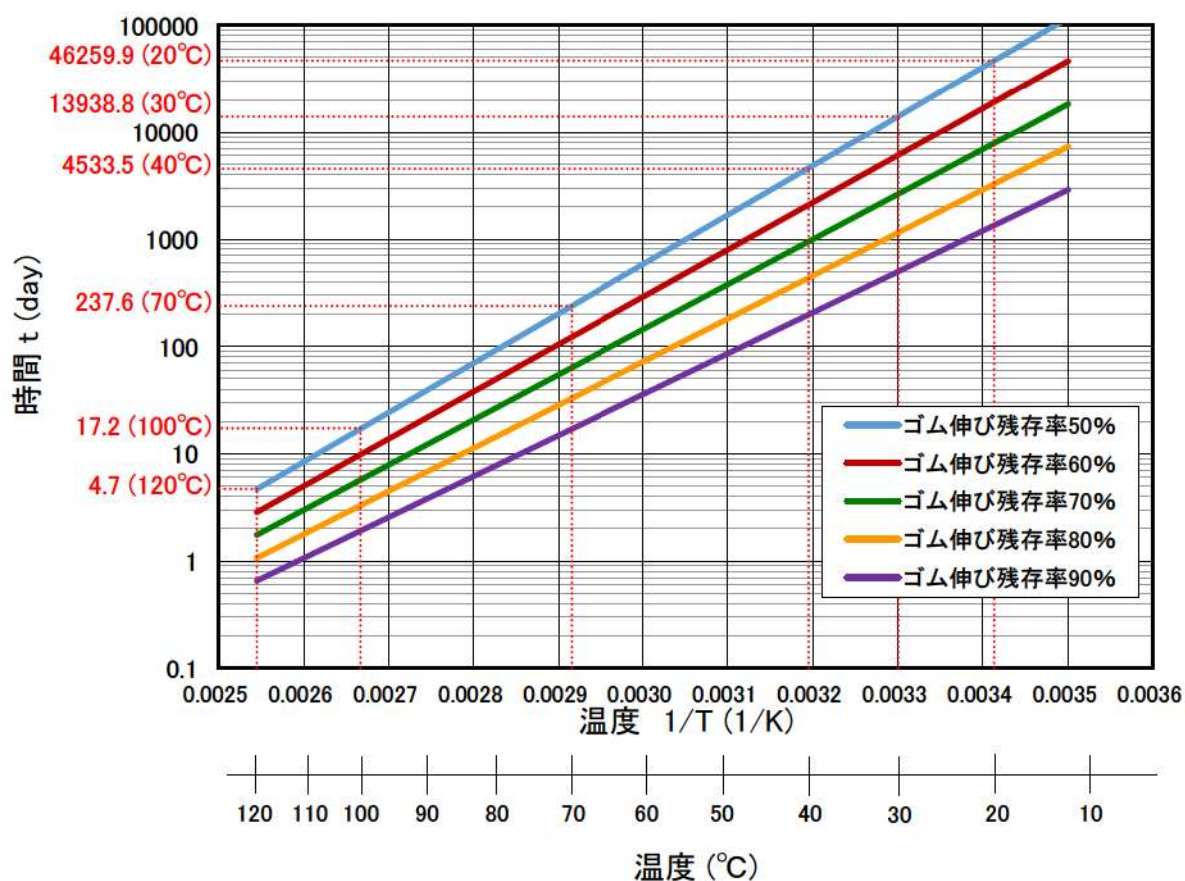
	熱老化試験前	熱老化試験終了の 目標値
切断時伸び※	480%	240%
ゴム伸び残存率	100%	50%

※：切断時伸びは、試験体の長さに対する伸び（増分）の割合である。

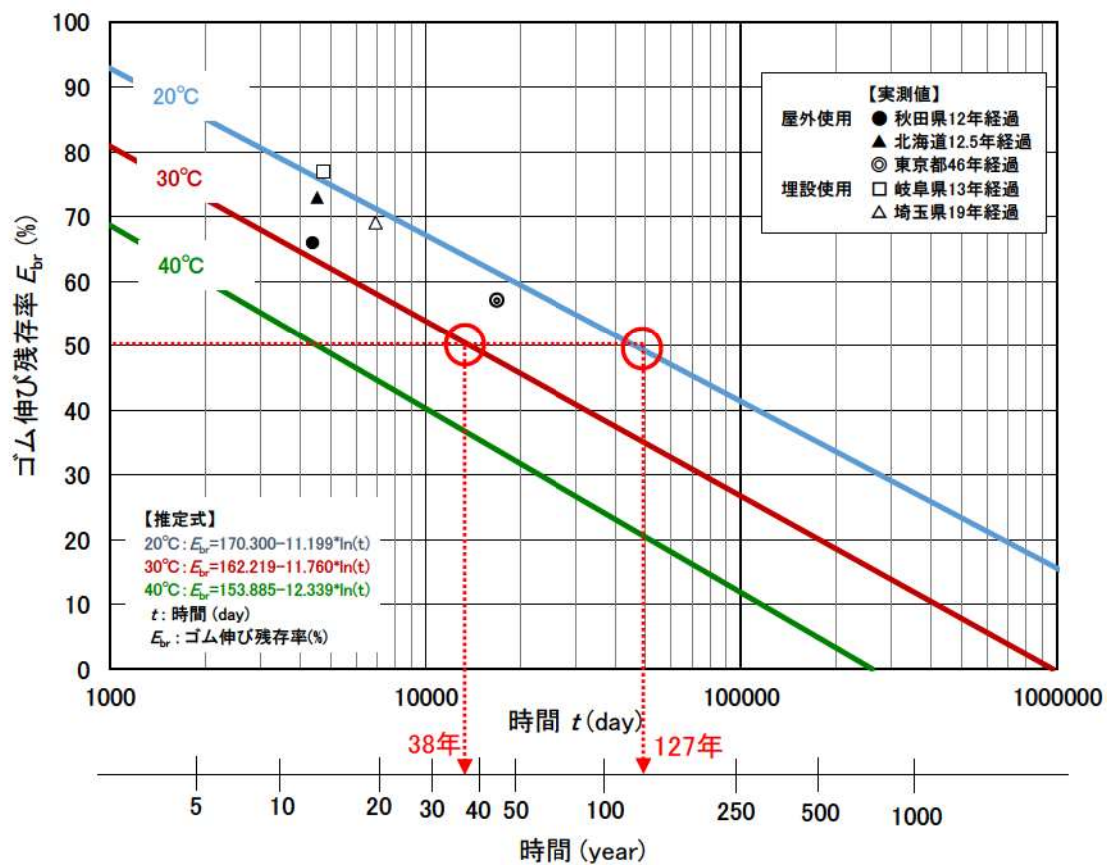
$$N_x = \frac{pr}{2}, \quad N_\theta = pr,$$


N_{θ} : ゴムジョイントの張力
 p : 津波波圧 (作用水圧)
 r : ゴムジョイントの耐圧半径
 (水圧を受けた時のゴムジョイントの半径)

第 2-2 図 ゴムジョイントの張力の計算方法
(「7. 2. 1. (5) (a) 定着部材長手方向の評価」より再掲)



第 2-3 図 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係



第 2-4 図 熱老化によるゴム伸び残存率の推定線及び実際に使用されたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率

表 2-2 表 泊発電所周辺の気象観測所における最高・最低気温の平均値

観測地点	最高気温の月平均値	最低気温の月平均値	統計期間
寿都特別地域気象観測所	24.6℃	-4.7℃	1991 年～2020 年
小樽特別地域気象観測所	25.6℃	-5.8℃	1991 年～2020 年

2. 2. 2. 耐寒性

各種加硫ゴムの低温特性値を第 2-5 図に示す。一般的に、クロロプレンゴムのガラス転移温度（ゴムが温度の低下とともに硬くなり、最後には弾性を失ってもろくなるガラス転移現象が生じる温度で、ガラス転移温度以下ではゴムとしての特性を喪失する）は-40℃程度とされている。

クロロプレンゴムを対象に、メーカーにて実験した低温下における引張試験について、第 2-6 図に各試験温度におけるクロロプレンゴムの切断時の伸びの結果を示す。比較のため、同図には、常温における結果も併記した。温度の低下に伴ってクロロプレンゴムの切断時伸びも低下するが、その変化量はわずかである。また、低温下においても切断時伸びは製品規格値を上回っており、十分な耐寒性を有している。

泊発電所周辺の最低気温の月平均値は-5.8℃で、最低気温でも-18.0℃（観測日：1954 年 1 月 24 日）であることを踏まえると、十分な耐寒性を有している。

ゴムの種類	カーボンブラック量 phr	低温特性値（単位℃）				
		T_g	T_b	T_{10}	T_{50}	T_{70}
BR	SRF 50	-70 以下	-70 以下	—	—	—
NR	"	-62	-59	-59	-53	-48
SBR	"	-51	-58	-47	-41	-38
IIR	"	-61	-46	-56	-46	-42
CR (W)	"	-41	—	-38	-25	-6
CR (WRT)	"	-40	-37	-37	-28	-19
NBR (ハイカー1041)	"	-15	-20	-14	-10	-7
NBR (ハイカー1042)	"	-27	-36	—	—	—
CIIR						
(Esso Butyl HT-1066)	FEF 30	-56	-45	-45	-32	-23
CO (ハイドリン100)	FEF 30	-25	-19	-18	-12	-9
ECO (ハイドリン200)	FEF 30	-46	-40	-36	-30	-29
CSM (ハイパロン40)	FEF 40	-27	-43	-6	+6	+7
ACM (チアクリル76)	FEF 45	—	-18	-18	-8	-2
FKM (G-501)	FT 25	—	-36	-14	+9	+15
T (チオコールFA)	FEF 30	-49	—	-42	-30	-18
U (エラストサン455)	FEF 25	-32	-36	-22	-13	-7

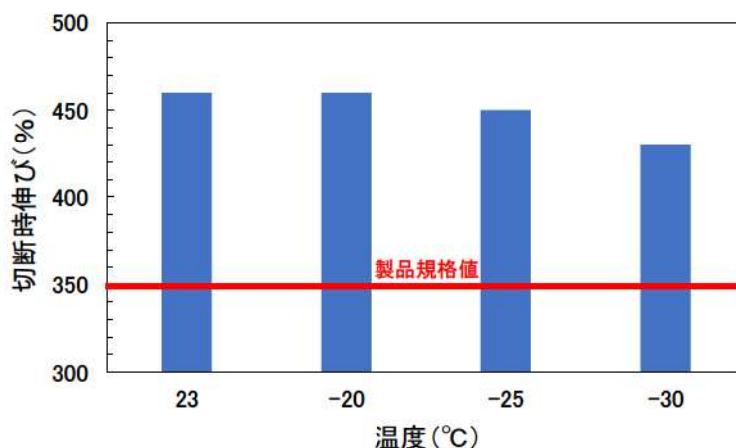
T_g ：ゲーマンねじり試験より

T_b ：ぜい化試験より

T_{10} , T_{50} , T_{70} ：T-R試験より

出典 丹野博実：日ゴム協誌，46，644（1973）

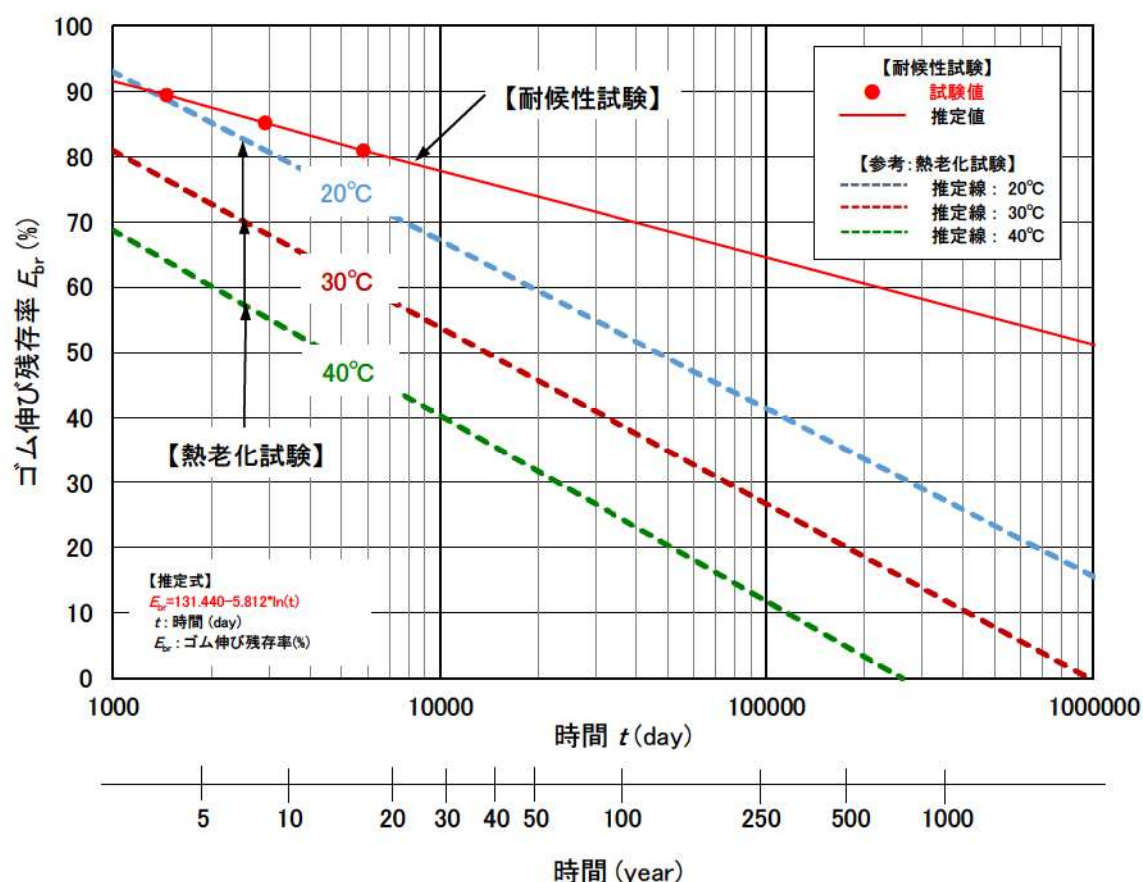
第 2-5 図 ゴム材料の低温特性
（非金属材料データブック（日本規格協会）※4）



第 2-6 図 ゴム材料の低温引張試験結果

2. 2. 3. 耐候性

クロロプレンゴムを対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）をメーカーにて実施している。耐候性試験は、屋外に長期暴露された状況を想定し、主に日光（紫外線）や雨雪に対する耐性を評価するための試験である。試験体に対し、太陽光に近い人工光源の照射や断続した水を噴霧し、自然環境に起因する劣化促進を図っている。耐候性試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間—ゴム伸び残存率の推定線を第 2-7 図に示す。比較のため、第 2-7 図には熱老化試験により得られた推定線も併記した。熱老化による影響と比較すると、ゴム伸び残存率の低下は緩やかであり、熱老化よりも影響は少なく十分な耐候性を有している。



第 2-7 図 耐候性試験より推定される時間—ゴム伸び残存率の関係

2. 2. 4. ゴムジョイント（気中部）の耐久性評価のまとめ

ゴムジョイント（気中部）について、メーカーにて実施した性能試験により、十分な耐久性（耐熱性、耐寒性及び耐候性）を有していることを確認した。

ゴムジョイント（気中部）の経年変化の状況は、供用期間中において、ゴムジョイント（気中部）と環境条件が同じになるように用意する試験体を用いて実施する暴露試験で確認する。

3. ゴムジョイント（地中部）の耐久性評価

地中では気中より温度変化及び紫外線の影響が生じにくく、ゴムジョイントの仕様は気中部と地中部で同じであることから、ゴムジョイント（地中部）はゴムジョイント（気中部）と同様に十分な耐熱性、耐寒性及び耐候性を有している。

また、ゴムジョイントは地中でバクテリア等の微生物による分解作用を受けるが、クロロプレンゴムは石油を用いて製造される合成ゴムであり、第 3-1 図に示すとおり、クロロプレンゴムは天然ゴム等の天然素材由来のゴムよりも微生物による分解作用の影響は非常に小さい。なお、ゴムは加硫により微生物による分解作用を受けにくくなる^{※6}ことから、ゴムジョイント（地中部）は十分な耐微生物分解性を有している。

また、K. J. Seal^{※7}らの論文では、天然ゴム及び合成ゴムを土壤に埋設し、土壤中の酸素消費量及びゴムの絶縁抵抗低下の確認並びに顕微鏡でゴム表面を観察した複数の微生物分解試験の結果がまとめられており、これらの結果から、天然ゴムは微生物による分解作用の影響を受けるが、クロロプレンゴム等の合成ゴムは微生物による分解作用を受けにくいと評価している。止水ジョイントに使用するゴムジョイントの種類はクロロプレンゴムであることから、ゴムジョイント（地中部）について、十分な耐久性（耐熱性、耐寒性、耐候性、耐微生物分解性）を有していることを確認した。

ゴムジョイント（地中部）の経年変化の状況は、供用期間中において、ゴムジョイント（地中部）と環境条件が同じになるように用意する試験体を用いて実施する暴露試験で確認する。

	ゴムの重量 減少% ¹⁾	菌体の生育 量% ²⁾
未加硫ゴム		
天然ゴム	100	27
合成イソプレンゴム A ³⁾	100	26
合成イソプレンゴム B ⁴⁾	50	17
ブタジエンゴム	1	1
クロロプレンゴム	4	3
SBR	4	2
天然ゴム製品		
輪ゴム	88	26
黒色ゴム管	56	15
アメ色ゴム管	95	18
ゴム栓	30	10
自転車タイヤトレッド A	17	5
自転車タイヤトレッド B	7	3

1) 8 週間の分解試験後の値

2) $100 \times \text{生育菌体タンパク量} / \text{ゴム重量}$

3) シス 1,4-結合97%以上

4) 1,4-結合92%以上

第 3-1 図 ゴム製品の微生物分解試験結果^{※5}

4. ゴムジョイントの維持管理について

供用期間においては部材の劣化、変状の発生及び進行状況を把握し、許容限界を満足することを確認することを目的に、気中部及び地中部のゴムジョイントの点検及び暴露試験を実施する。暴露試験については、気中部及び地中部のゴムジョイントと環境条件が同じになる暴露試験体の伸び量等を測定し、設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。ゴムジョイントの点検方針を以下に示す。地中の微生物の分布等も考慮した維持管理方法の詳細は、設計及び工事計画認可段階で説明する。

(点検)

- ・ゴムジョイントの外観を目視及び点検用カメラを用いて定期的（1回/年）に確認し、劣化及びひび割れなどの不具合の有無を確認する。
- ・点検箇所は、ゴムジョイントの環境条件のばらつきを考慮して代表箇所を選定して実施する。

(暴露試験)

- ・気中部及び地中部のゴムジョイントを対象に暴露試験体の伸び量等を測定（引張試験）し、設置当初からの変化率からの性能劣化の程度を評価する。
- ・試験頻度は、設計値、劣化予測結果及び供用期間並びに暴露環境等を考慮して、施工後20年以降に3年に1回行う。

(補修、取替え)

- ・点検により損傷等が確認された場合は、速やかに補修・取替えを行う。

注記

※1：気象庁ホームページより

※2：宇佐美民雄，渡邊正雄，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1981）

「ゴム支承の経年変化と静的特性」，日本ゴム協会誌，55巻，3号，pp.174-184

※3：宇佐美民雄，渡邊正雄，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1982）

「ゴム支承の経年変化と活荷重の影響」，日本ゴム協会誌，55巻，12号，pp.777-783

※4：日本規格協会（1983）：非金属材料データブック，pp.192-193

※5：土井明夫（1994），「微生物による天然ゴム製品の分解」，日本ゴム協会誌，67巻，10号，pp.670-675

※6：大武義人，高川慎司（1998），「微生物によるゴム，プラスチック及び金属の劣化」，マテリアルライフ，Vol.10，No.2，pp.70-74

※7：K. J. Seal（1985），BIODETERIORATION AND BIODEGRADATION OF PLASTICS AND POLYMERS, Proceedings of the autumn meeting of the Biodeterioration Society held at Cranfield Institute of Technology on 12th to 13th September, pp.37-50

Rayleigh減衰による剛性比例型減衰の妥当性について

1. 概要

減衰特性は、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果資料, FLIP 研究会, 平成 23 年」に基づき, Rayleigh 減衰による剛性比例型減衰としているが, 減衰特性の妥当性について, 2次元動的 FEM 解析と同じ解析モデルを用いて固有値解析より確認する。

固有値解析では, 地盤以外の構成部材で構成された防潮堤堤体の 1 次モードを選定し, その振動数における減衰定数 h が基準を参考に第 1 表のとおり設定する減衰定数より小さいことを確認し, 解析で設定している Rayleigh 減衰 ($\alpha=0, \beta=0.002$) の保守性を確認する。

第 1 表 各規格・基準類等により設定する減衰定数

セメント改良土	下部コンクリート
3% (0.03)※ ¹	3% (0.03)※ ²

※1: 「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」 p18, 19 より, 岩盤相当

※2: JEAG4601-1987 より, 無筋コンクリートの減衰, 岩盤相当

2. 減衰定数 h の算出方法

固有値解析による固有モードの変形から防潮堤が最も揺れやすい周波数を抽出する。防潮堤の 1 次モードの選定方法は刺激係数を勘案し, 防潮堤がせん断変形しているモードに着目し選定する。なお, 刺激係数は各モードに対して外力がどの程度の大きさで作用するかを示すものであり, 刺激係数の絶対値が大きいとそのモード振動系が揺れやすい固有モードであることを示す。

具体的な手順を以下に示す。

- (1) 地震時応答解析モデルを用いて固有値解析を実施し, 各モードの固有振動数と刺激係数, モード図を整理する。
- (2) (1) の結果より防潮堤堤体の 1 次モードを選定し, 固有振動数 f (Hz) を定め, その振動数と Rayleigh 減衰の $\alpha=0, \beta=0.002$ の関係から防潮堤 1 次モードの減衰定数 h を算出する。

$$h_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right)$$

ここに, h_i : 第 i 次モードの減衰定数

ω_i : 第 i 次モードの固有円振動数 (rad/s)

$$\omega_i = 2\pi f_i \quad f_i: \text{第 } i \text{ 次モードの固有振動数 (Hz)}$$

土木学会 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアルより抜粋, 一部加筆

3. 検討結果

固有値解析の結果を第 2 表に示す。なお、モード次数 70 次まで固有値解析を実施し、刺激係数の絶対値が大きい上位 3 つを赤字とする。

第 2 表 各規格・基準類等により設定する減衰定数

固有値解析結果次数	刺激係数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
1 次	69.568 2 位	0.95484	1.0473
2 次	34.601	1.4732	0.67881
3 次	64.042 3 位	1.6051	0.62302
4 次	-13.296	1.6712	0.59837
5 次	26.59	1.8466	0.54154
6 次	7.1205	1.9099	0.52359
7 次	12.331	2.0522	0.48728
8 次	-26.178	2.2169	0.45108
9 次	-40.385	2.2527	0.44391
10 次	-20.326	2.3820	0.41982
11 次	-12.338	2.4839	0.40259
12 次	30.982	2.5319	0.39496
13 次	-20.423	2.6876	0.37208
14 次	-1.3120	2.6979	0.37066
15 次	40.938	2.8081	0.35611
16 次	50.163	2.8851	0.34661
17 次	-20.443	2.9018	0.34462
18 次	-21.079	3.0121	0.33199
19 次	-6.6398	3.0309	0.32993
20 次	7.9056	3.1348	0.319
21 次	-76.78 1 位	3.1722	0.31524
22 次	62.551	3.2153	0.31101
23 次	-50.664	3.2838	0.30452
24 次	16.507	3.3259	0.30067
25 次	-32.417	3.4129	0.29301
26 次	-23.428	3.4324	0.29134
27 次	5.5449	3.5125	0.2847
28 次	-20.318	3.5921	0.27839
29 次	-2.4519	3.6427	0.27452
30 次	17.634	3.7221	0.26867
70 次 ※	-20.856	5.4203	0.18449

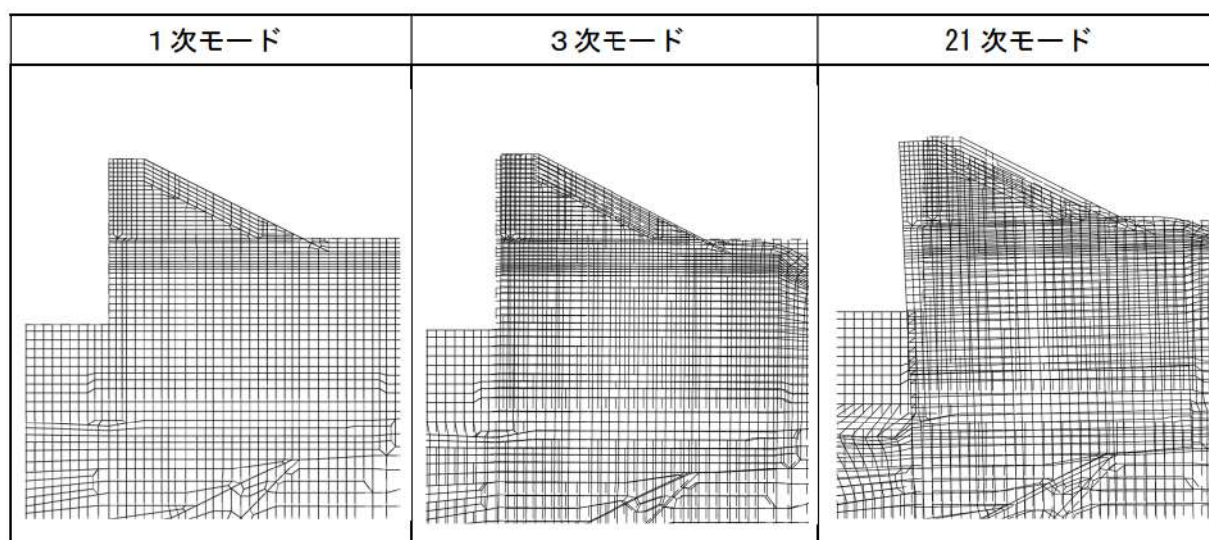
※：31 次～69 次モードの刺激係数は、30 次モード以下の刺激係数より小さかったことから、記載を割愛する。

4. まとめ

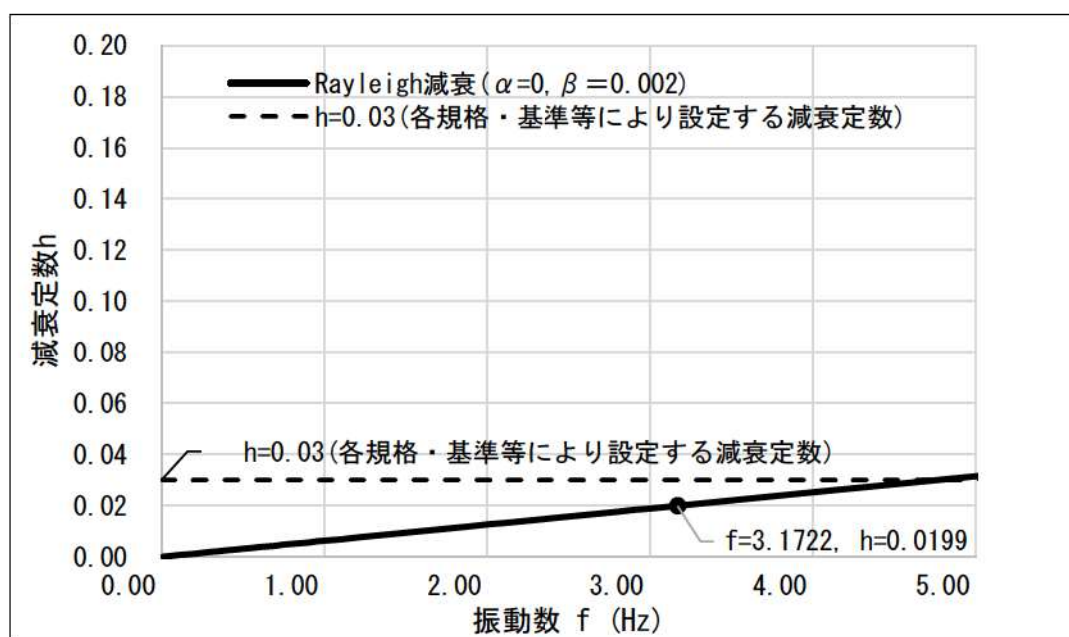
固有値解析により刺激係数が大きい上位3位（1次モード，3次モード，21次モード）の変形図を第1図に示す。防潮堤堤体の変形は21次モードが大きいことから，刺激係数と防潮堤の変形が大きい21次を防潮堤堤体の主要モードとする。

21次モードの固有振動数 $f=3.1722$ (Hz)であり，Rayleigh減衰($\alpha=0, \beta=0.002$)との関係から防潮堤の主要モードの減衰定数 h は以下のとおり，0.0199であるため，第1表に示す減衰定数より小さく，第2図に示すとおり Rayleigh減衰は過減衰ではないことを確認した。

$$h = \pi \cdot \beta \cdot f = \pi \cdot 0.002 \cdot 3.1722 = 0.0199$$



第1図 固有値解析により刺激係数が大きい上位3位の変形図



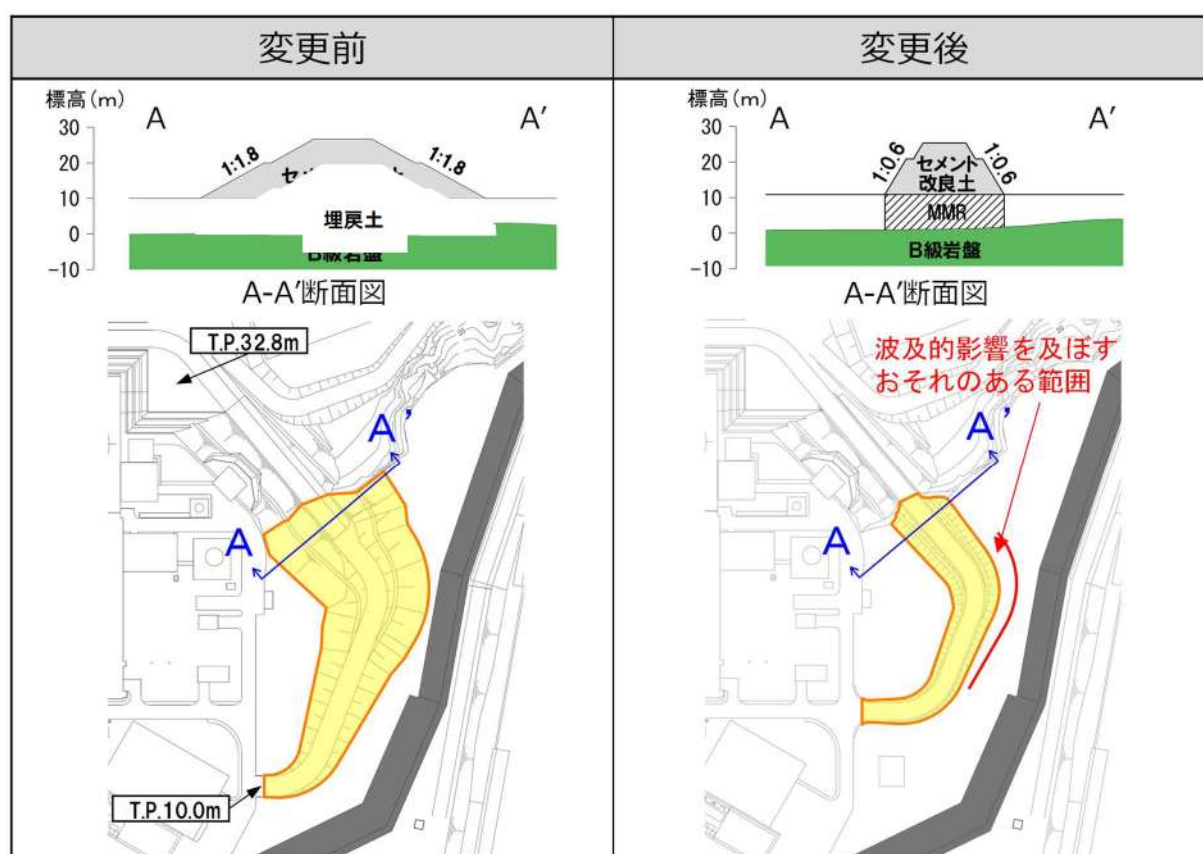
第2図 固有値解析の21次モード減衰と Rayleigh減衰($\alpha=0, \beta=0.002$)の関係

全体平面図の変更に伴う防潮堤の構造成立性評価結果への影響について

1. 堀株側取付道路の形状変更について

(1) 変更内容について

堀株側取付道路は、アクセスルートであり、地震時におけるアクセスルートの確保をより確実なものとするため、第 1 図に示すとおり、MMR を介してセメント改良土を岩盤に支持させる構造に変更することとした。

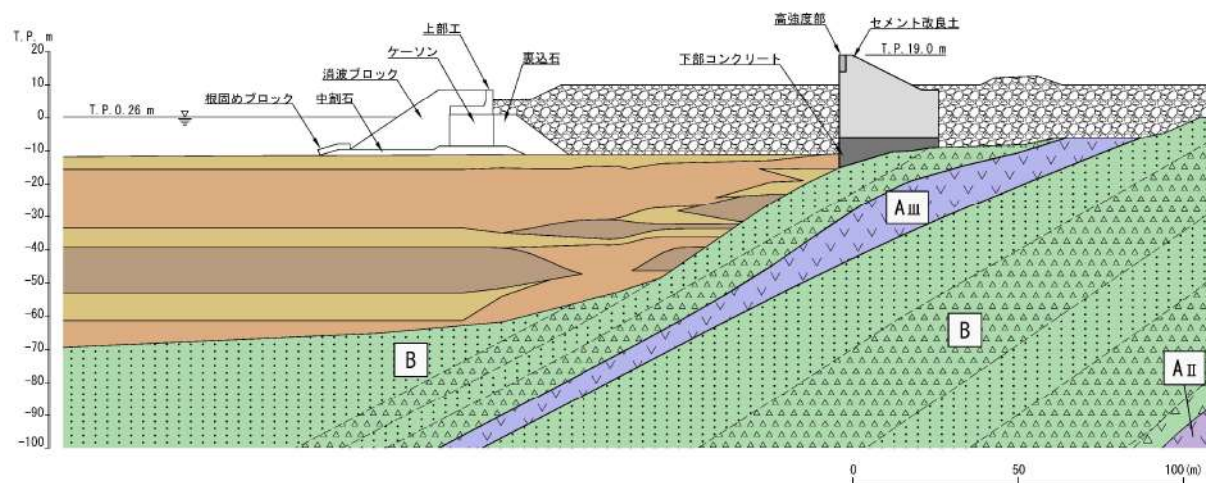


第 1 図 堀株側取付道路の構造及び形状の変更

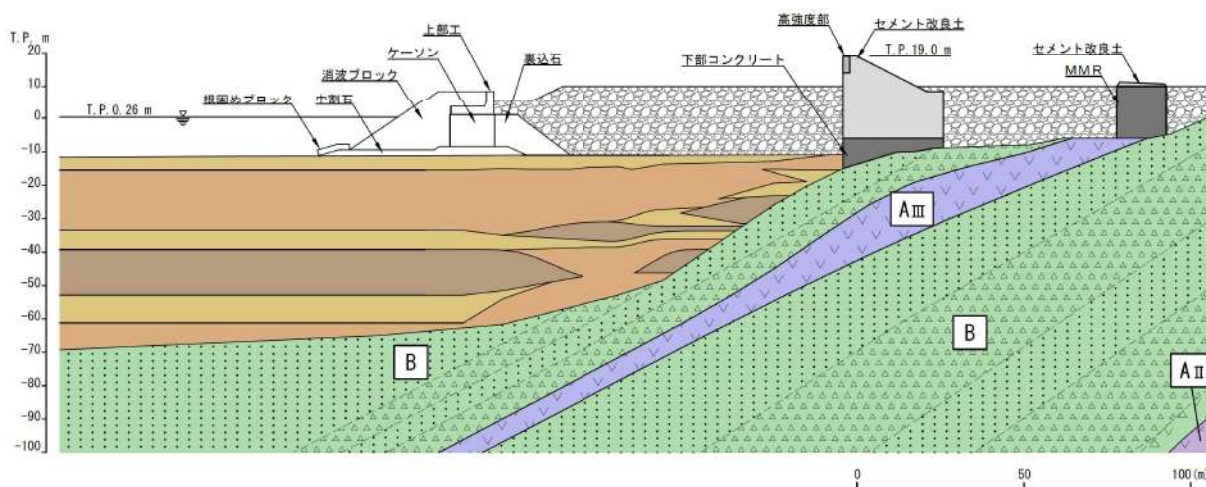
(2) 堀株側取付道路の形状変更に伴う断面図の変更について

堀株側取付道路の形状変更前及び変更後の防潮堤の構造成立性評価の候補断面(6-6'断面※, 7-7'断面※)は, 第2図及び第3図に示すとおりである。

※: 候補断面位置は「5. 2. 周辺地質」の第5-10図を参照。

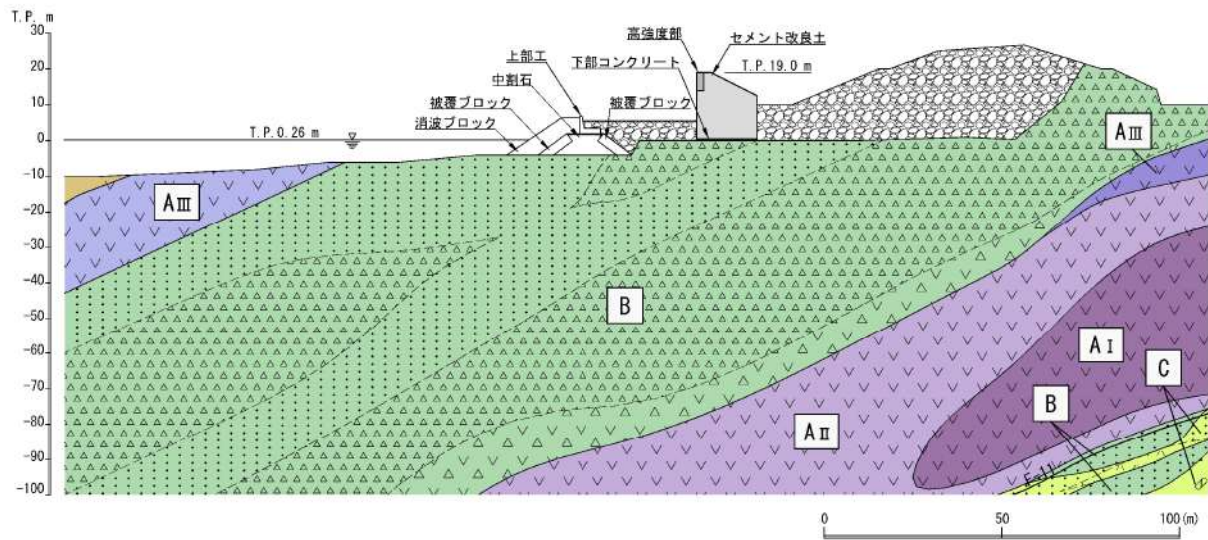


(変更前)

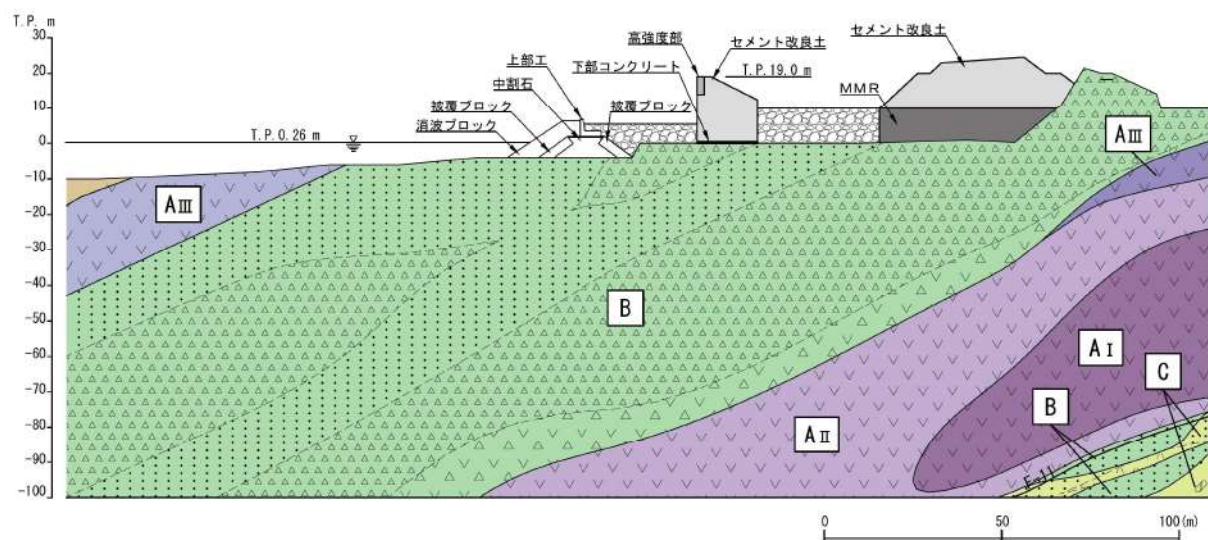


(変更後)

第2図 6-6'断面の変更前後



(变更前)



(变更后)

第 3 図 7-7' 断面の変更前後

(3) 変更に伴う構造成立性への影響について

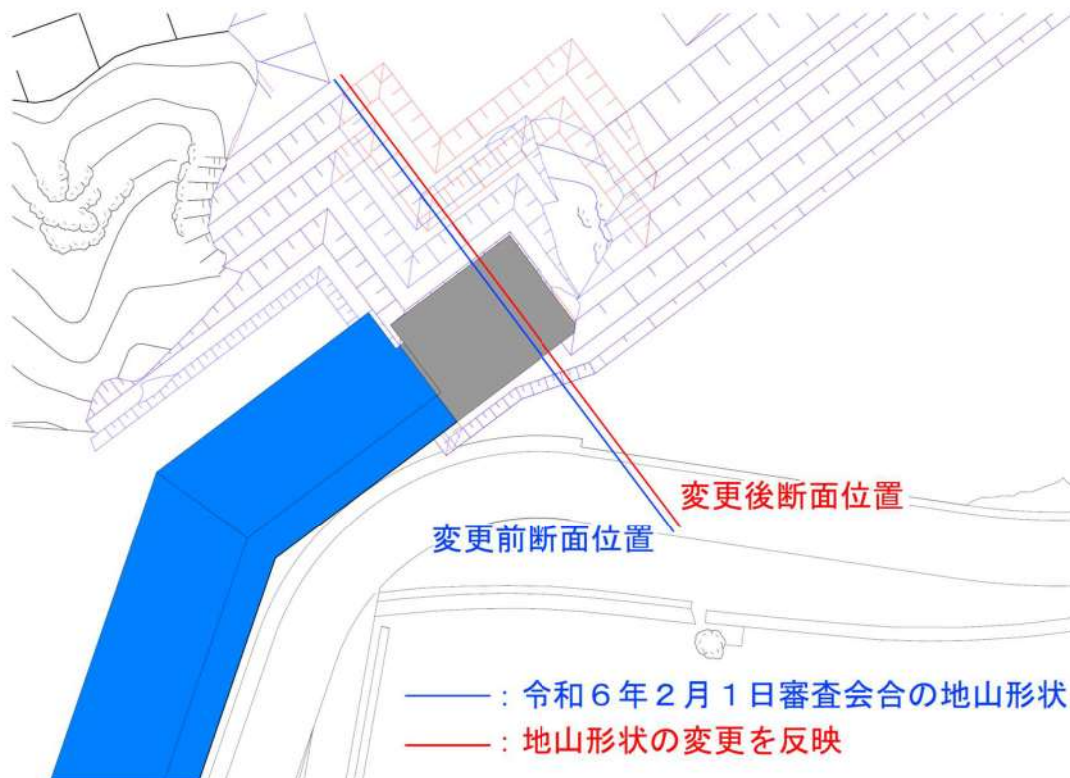
堀株側取付道路近傍の防潮堤（標準部）については、以下のとおり、堀株側取付道路の形状変更による影響はない。設計及び工事計画認可段階では、変更後の堀株側取付道路で防潮堤（標準部）の評価を行う。

- ・設置変更許可段階では、堀株側取付道路による土圧が作用すると仮定したうえで断面選定を行い、堀株側取付道路が背面にある断面（6－6'断面）の土圧を設置許可段階の代表断面（2－2'断面）に作用させて地震時の構造成立性を確認している。
- ・堀株側取付道路は、防潮堤との離隔距離を確保することから、防潮堤への波及的影響を及ぼさない。
- ・堀株側取付道路は、アクセスルートの構築物として位置付け、耐震性を有する構造とすることから、堀株側取付道路による土圧は防潮堤に作用しない。

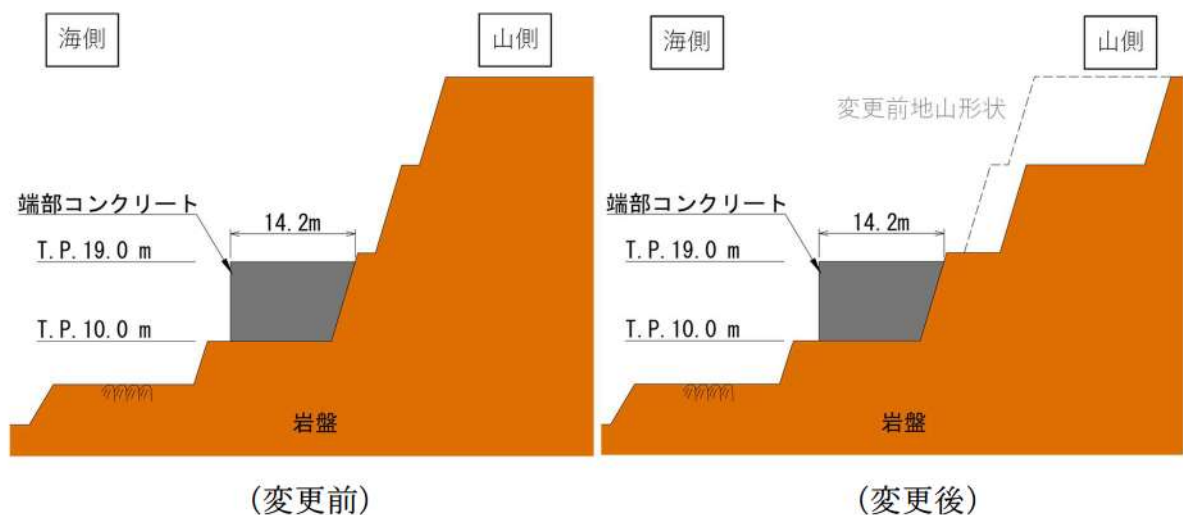
2. 防潮堤（端部）周辺の地山形状の変更について

(1) 変更内容について

全体平面図において、施工時の安全性確保のために、防潮堤（端部）の地山形状を第4図及び第5図に示すとおり、令和6年2月1日審査会合から一部変更している。



第4図 地山形状変更図（平面図）



第 5 図 地山形状変更（断面図）

（２）変更に伴う構造成立性への影響について

防潮堤（端部）の構造成立性については、以下のとおり、地山形状の変更による影響はない。設計及び工事計画認可段階では、変更後の地山形状で防潮堤（端部）の評価を行う。

- ・防潮堤を設置する岩盤の岩級区分（B級岩盤）に変更はなく、防潮堤の形状も変わらない。
- ・防潮堤（端部）の照査値（地震時の最小すべり安全率： $18.26 \geq 1.2$ ）は余裕があることから、構造成立性に影響はない。

貯留堰の構造及び仕様について

貯留堰は津波防護施設及び非常用取水設備である。地震後の繰返しの来襲を想定した津波、漂流物荷重の衝突及び余震を考慮した場合においても、引き波による取水ピットの水位低下に対して、原子炉補機冷却海水ポンプによる補機冷却に必要な海水を確保するため、3号炉取水口に設置する。

地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重、漂流物の衝突を考慮した荷重及び余震に対し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、貯留堰に有意な沈下が生じないよう十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、コンクリート堰側面の3号炉取水口との境界部には変位に追従する止水ジョイントを設置する。

本資料では、貯留堰の構造及び仕様、貯留堰に求められる津波防護機能を保持するための設計方針について示す。

1. 貯留堰の構造及び仕様

貯留堰は、コンクリート堰、鋼管矢板、アンカーボルト及び止水ジョイントにより構成される。

コンクリート堰は、水中不分離性コンクリートで構築し、岩盤上に設置した構造目地より陸側の底版コンクリート（以下、「底版コンクリート（A）」という。）にアンカーボルトで定着する構造である。鋼管矢板は、 $\phi 1,600$ mmの鋼管であり、全10本の鋼管矢板を連続的に打設した構造である。コンクリート堰と3号炉取水口との構造境界には、伸縮性を有する止水ゴムと止水ゴム取付アンカーボルトで構成される止水ジョイントを設置する。

既設構造物である底版コンクリート（A）及び3号炉取水口は、貯留堰の間接支持構造物である。

コンクリート堰に荷重が作用した際に、コンクリート堰の陸側に設置している鋼管矢板及びアンカーボルトに分担して荷重を負担させる設計とする。

貯留堰の天端は、原子炉補機冷却海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、底版コンクリート（A）の天端高さ T.P. -8.0m に対して、貯留堰天端高さを T.P. -4.0m としており、4.0m の堰高さを有する。コンクリート堰の寸法は、高さ 4.0m × 幅最大約 28.9m × 奥行き 10.2m である。

貯留堰の全体構造を図 1～図 5 に、地質図を図 6 及び図 7 に、貯留堰の仕様を表 1 に、間接支持構造物の仕様を表 2 に示す。

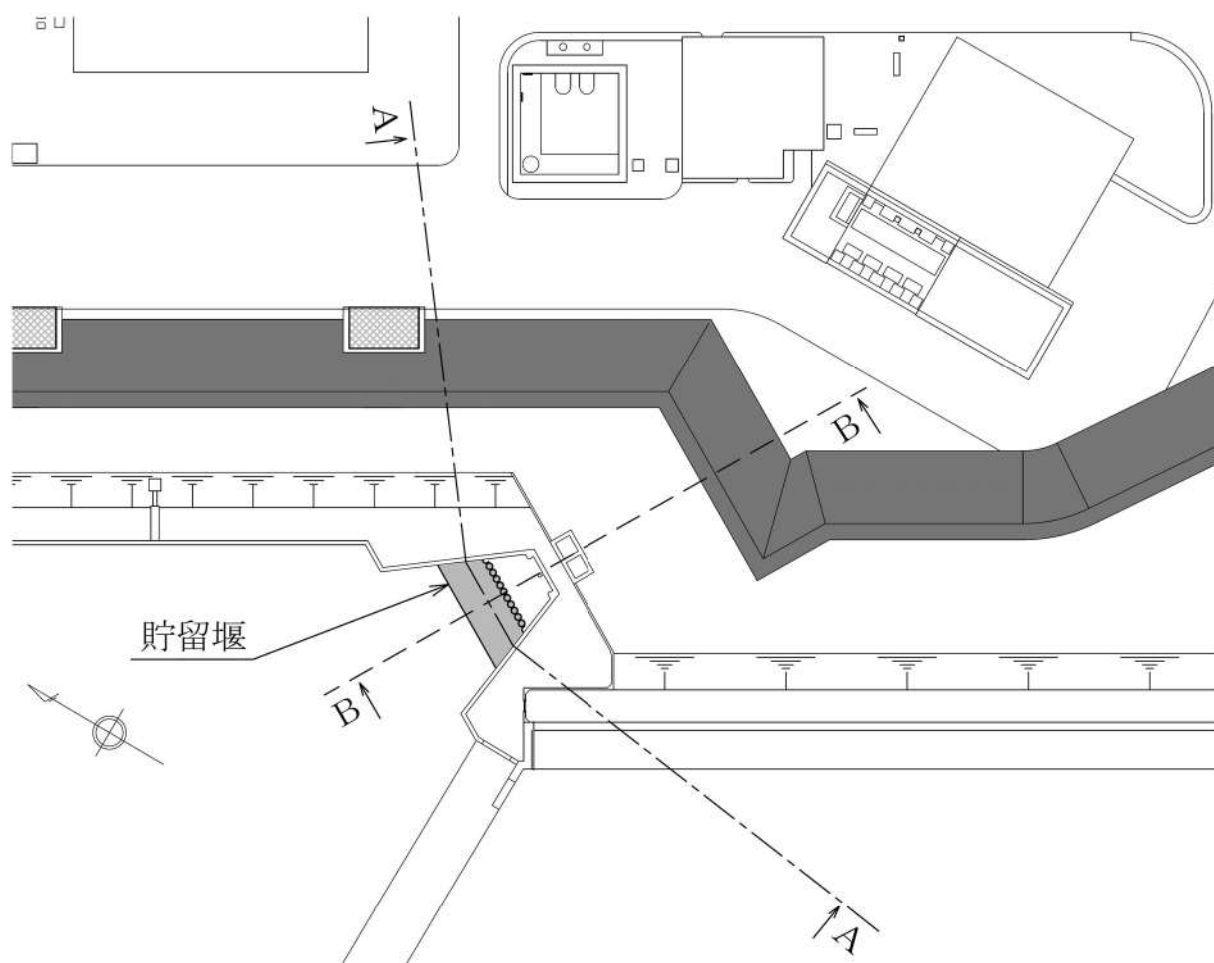


図 1 貯留堰位置図

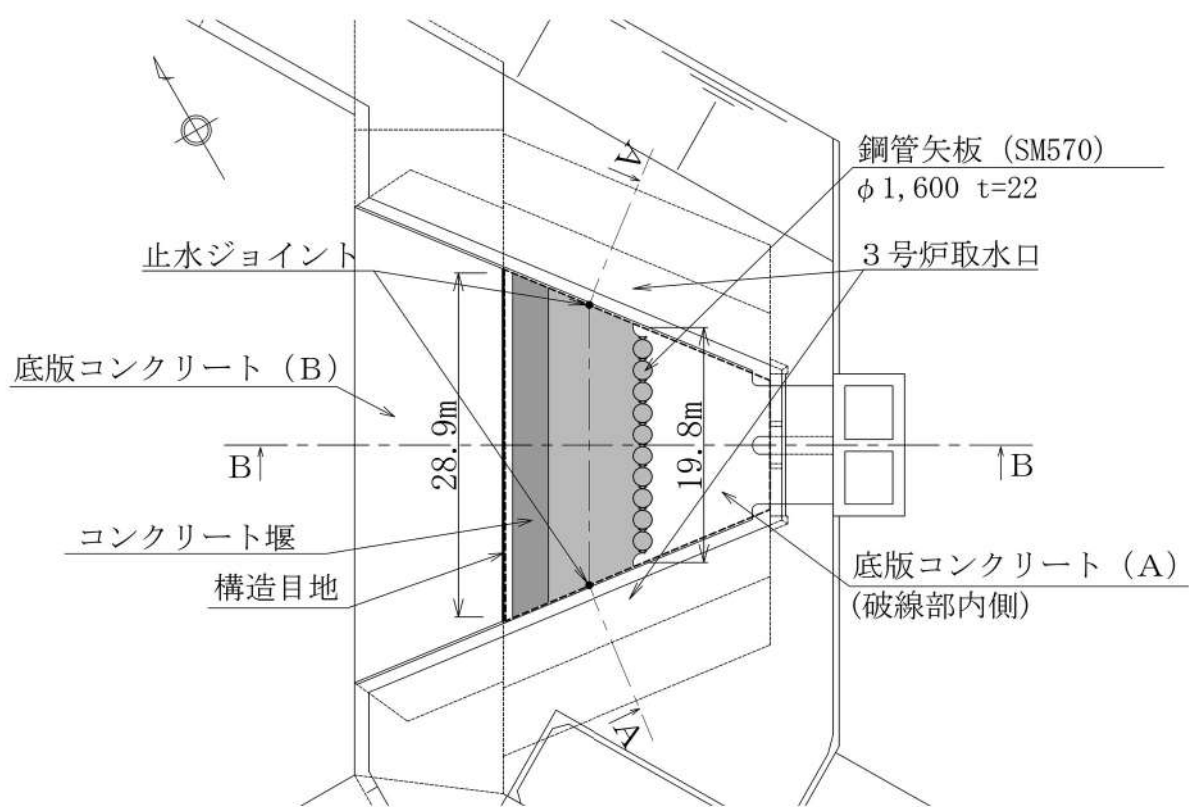
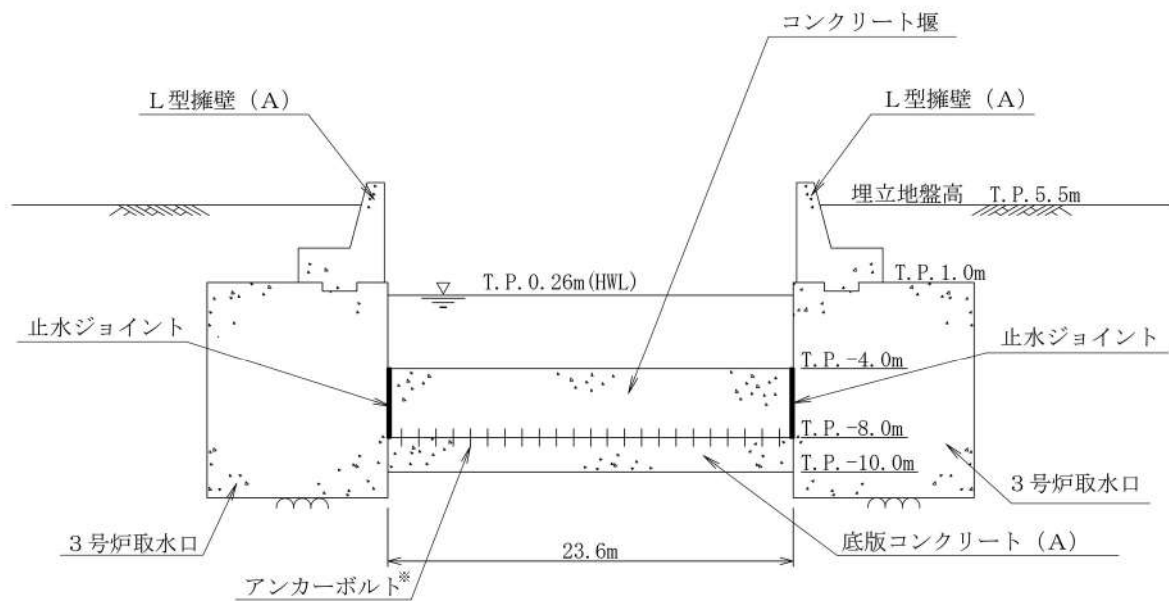
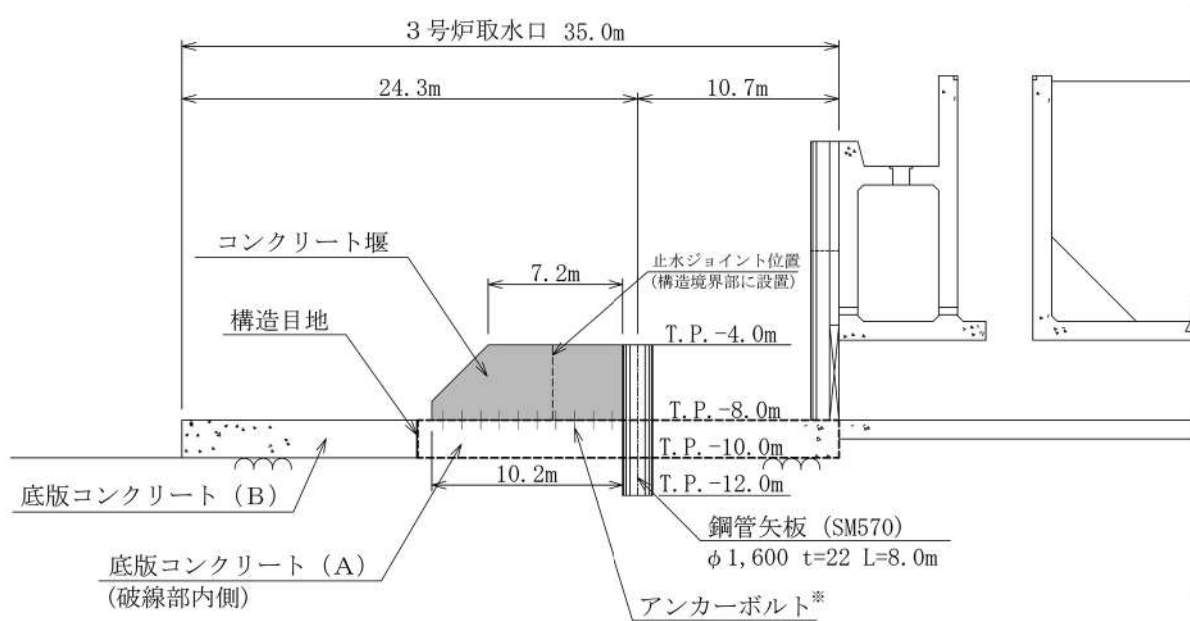


図 2 貯留堰平面図



※：仕様は現在検討中

図 3 貯留堰断面図 (A-A断面)



※：仕様は現在検討中

図 4 貯留堰断面図 (B-B断面)

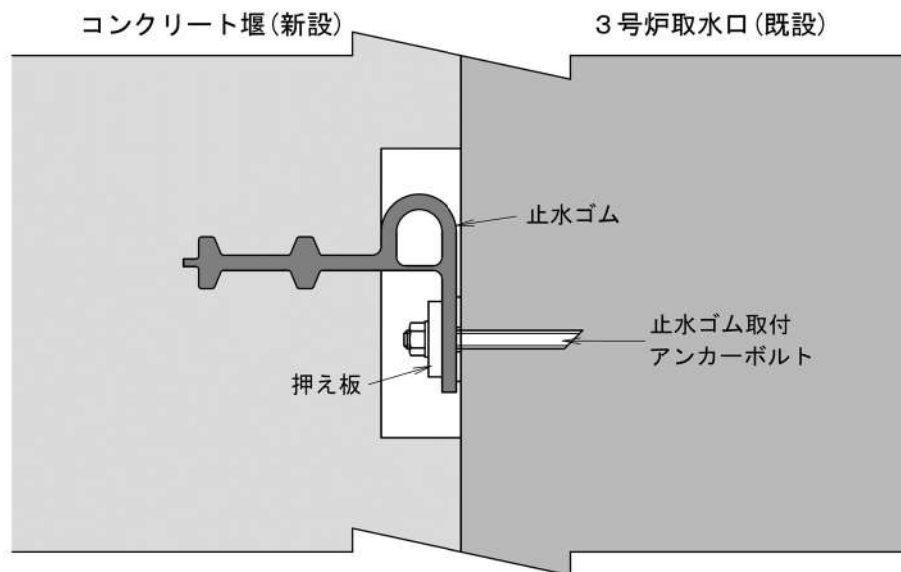


図 5 止水ジョイント構造図

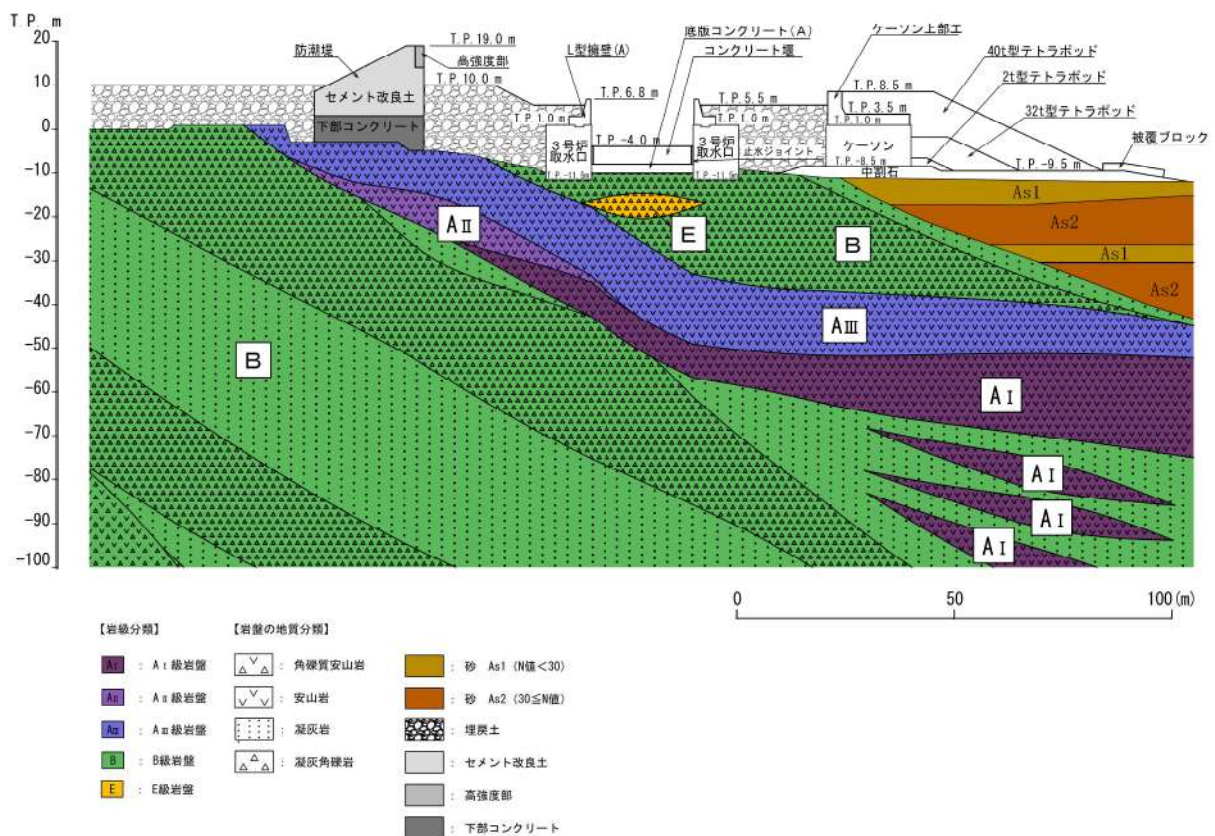


図 6 地質断面図 (A-A断面)

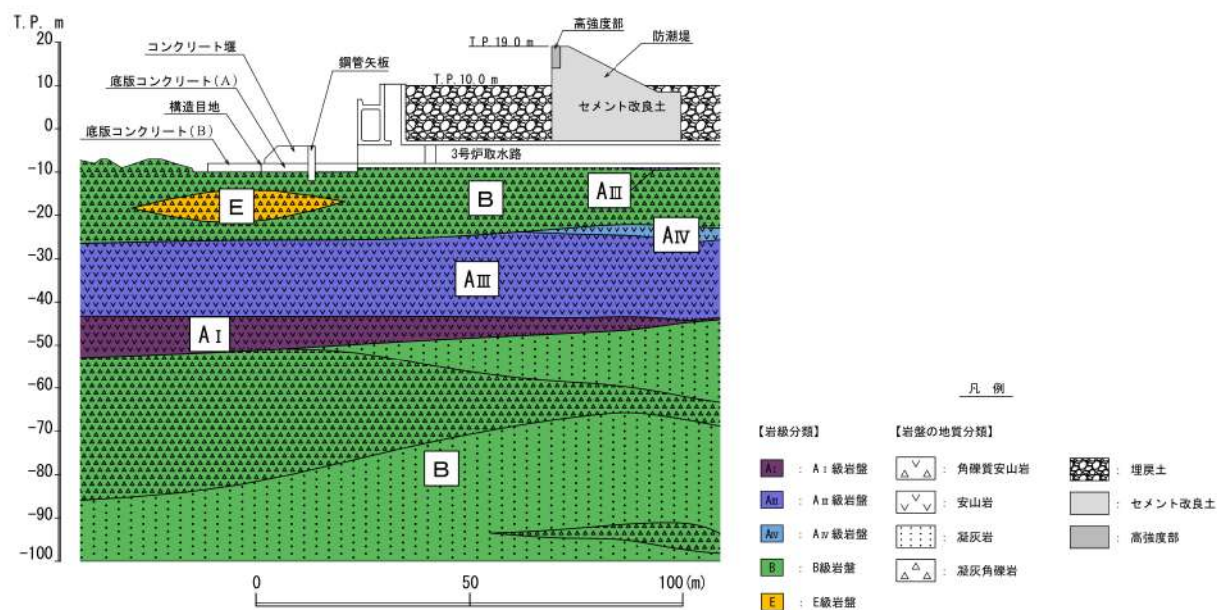


図 7 地質断面図（B－B断面）

表 1 貯留堰の仕様

構成部位		項 目	仕 様
コンクリート堰		材 質	コンクリート
		寸 法	幅最大約 28.9m, 高さ 4.0m, 奥行き 10.2m
鋼管矢板		材 質	SM570
		寸 法	外径 1,600mm
アンカーボルト※1		材 質	SD345
止水ジョイント	止水ゴム	材 質	天然ゴム
	止水ゴム取付 アンカーボルト	材 質	SUS304

※1：仕様は現在検討中であり、今後変更の可能性はある。

表 2 間接支持構造物の仕様

構成部位	項 目	仕 様
底版コンクリート（A）	材 質	コンクリート
3号炉取水口	材 質	コンクリート
	寸 法	幅 10.5m, 高さ 12.5m

2. 設計方針

貯留堰は津波防護施設であるため、「別添資料1 泊発電所3号炉耐津波設計方針について 4.1 津波防護施設の設計」に記載のとおり、審査ガイドに基づき、常時荷重、地震荷重、津波荷重及び余震荷重を適切に組み合わせた条件で設計を行うとともに、漂流物の衝突及び自然現象による荷重との組合せを適切に考慮することにより、耐震・耐津波設計上の十分な裕度をもって津波防護機能を保持できるよう設計する。

(1) 評価方針

貯留堰は、津波防護機能を保持するために、構造部材の健全性、構造物の変形性及び基礎地盤の支持性能の観点から評価を行う。

貯留堰の構成部位とその役割を表3に、貯留堰の評価項目、その評価方法及び許容限界を表4に示す。なお、間接支持構造物のうち3号炉取水口の評価方針については、「第4条：地震による損傷の防止」において説明する。

表3 貯留堰の構成部位とその役割

施設区分	構成部位		構成部位の役割
貯留堰	コンクリート堰		3号炉取水口及び鋼管矢板との相互作用を考慮した上で、地震荷重、津波荷重及び漂流物荷重に対して十分な構造強度を有することにより、コンクリート堰の健全性を確保することで、貯留堰の津波防護機能を保持する。
	鋼管矢板		コンクリート堰との相互作用を考慮した上で、地震荷重、津波荷重及び漂流物荷重に対して十分な構造強度を有することにより、コンクリート堰の健全性の確保に寄与することで、貯留堰の津波防護機能を保持する。
	アンカーボルト		コンクリート堰に作用する地震荷重、津波荷重及び漂流物荷重に対して十分な構造強度を有することにより、コンクリート堰と底版コンクリート（A）間の止水性を確保することで、貯留堰の津波防護機能を保持する。
	止水ジョイント	止水ゴム 止水ゴム取付アンカーボルト	地震荷重及び津波荷重に対して十分な構造強度を有し、コンクリート堰と3号炉取水口との間に生じる変位に追従することにより、構造境界の止水性を確保することで、貯留堰の津波防護機能を保持する。
間接支持構造物	底版コンクリート（A）		地震荷重、津波荷重及び漂流物荷重に対して十分な構造強度を有することにより、貯留堰を間接支持するとともに、貯留した海水の漏水を防止する。
	3号炉取水口		コンクリート堰との相互作用を考慮した上で、コンクリート堰との境界部が地震荷重に対して十分な構造強度を有することにより、止水ジョイントを間接支持するとともに、貯留した海水の漏水を防止する。

表 4 貯留堰の評価項目と許容限界

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	コンクリート堰	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用した局所安全係数
		鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度
		アンカーボルト	引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認	・「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた許容引張力及び許容せん断力
		止水ゴム取付アンカーボルト	引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認	・「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた許容引張力及び許容せん断力
		底版コンクリート（A）※1	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用した局所安全係数
		3号炉取水口※1	「第4条：地震による損傷の防止」にて説明	
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	・メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	・極限支持力※2
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	コンクリート堰	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用した局所安全係数
		鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度
		アンカーボルト	引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認	・「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた許容引張力及び許容せん断力
		止水ゴム取付アンカーボルト	引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認	・「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた許容引張力及び許容せん断力
		底版コンクリート（A）※1	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用した局所安全係数
		3号炉取水口※1	「第4条：地震による損傷の防止」にて説明	
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	・メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	・極限支持力※2

※1：底版コンクリート（A）及び3号炉取水口は貯留堰の間接支持構造物である。

※2：妥当な安全余裕を考慮する。

(2) 評価フロー

貯留堰の耐震評価の評価フローを図 8 に、強度評価の評価フローを図 9 に示す。

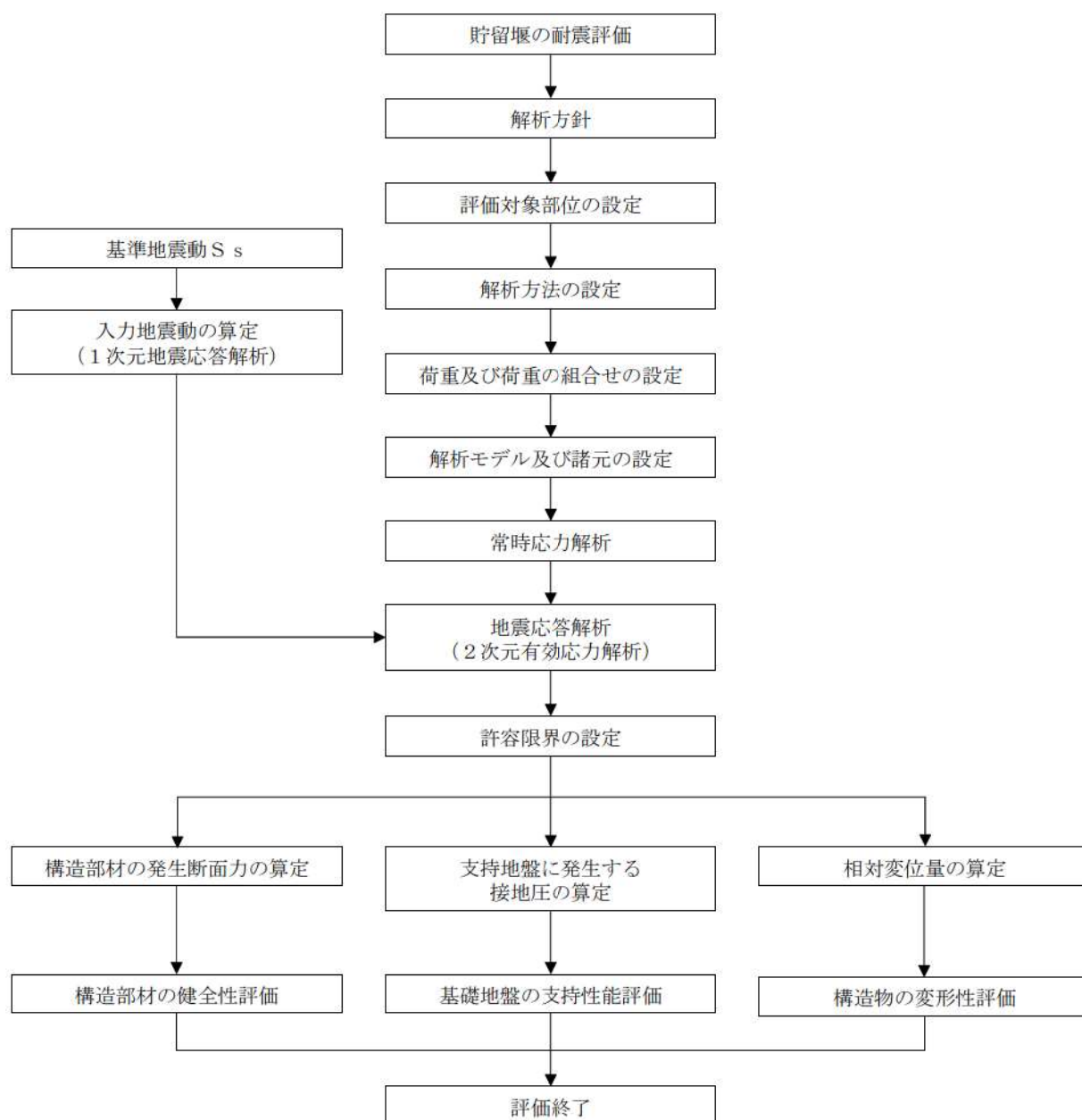
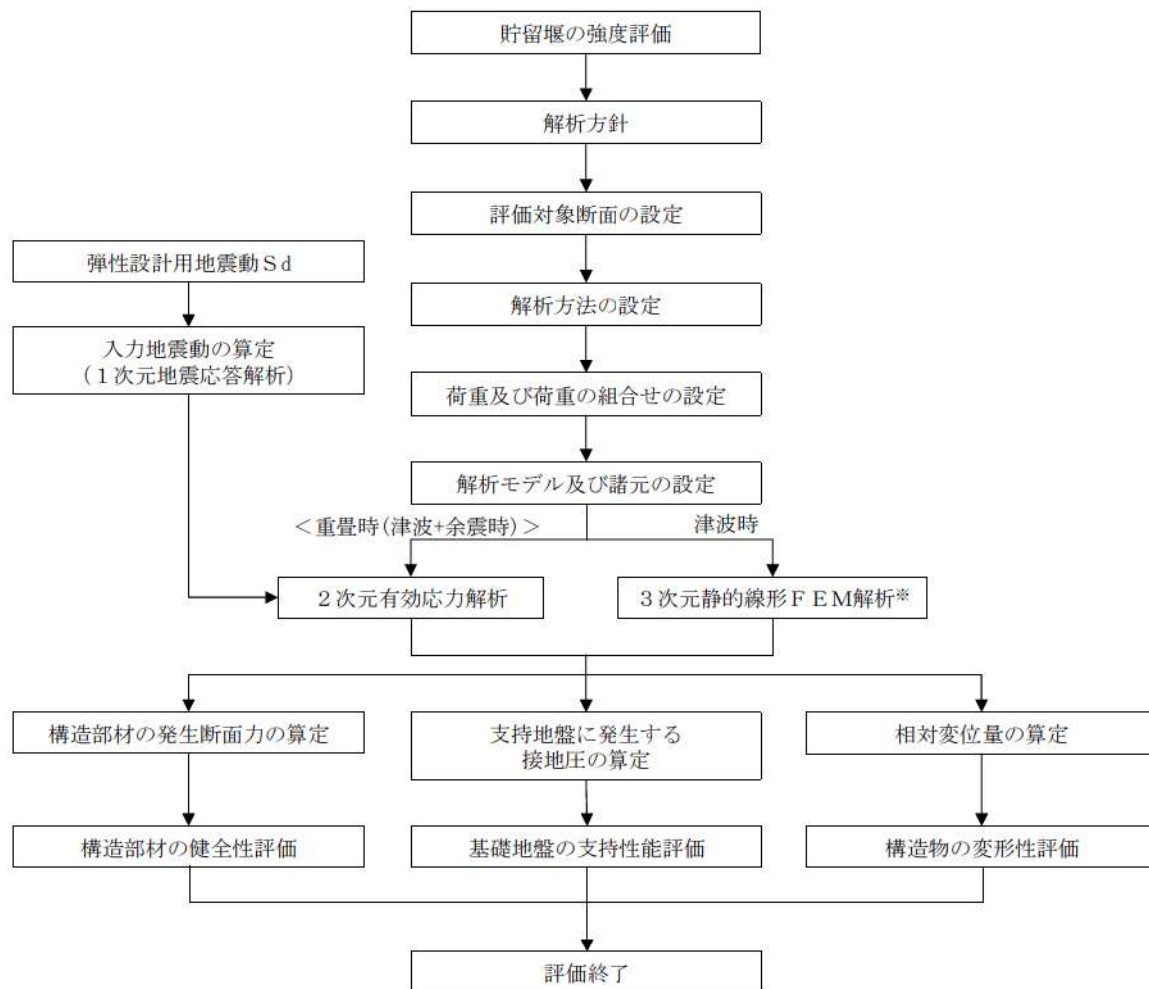


図 8 貯留堰評価フロー（耐震評価）



※：2次元解析にて適切に評価できると判断した場合は、2次元での解析を行う。

図 9 貯留堰評価フロー（強度評価）

(3) 止水性に対する検討方針

貯留堰の津波防護機能を保持するため、異なる構造体の境界部における止水性に関する検討方針を示す。

(a) 漏えい防止の考え方

貯留堰において、止水性に対して配慮が必要となる構造体の境界部は、コンクリート堰と3号炉取水口の境界部であることから、コンクリート堰と3号炉取水口の間には、止水ゴムを止水ゴム取付アンカーボルトで固定する止水ジョイントを設置する。止水ジョイントの下端は、底版コンクリート（A）に根入れ等を実施する。

この構造により、コンクリート堰と3号炉取水口に相対変位が生じた場合においても、止水ゴムで変位に追従することで、構造境界部からの漏えいを防止する。止水ジョイント構造図を図10に示す。

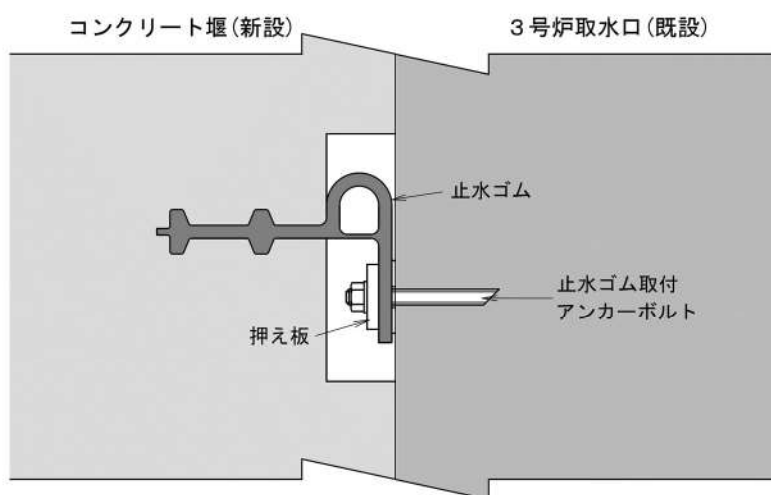


図10 止水ジョイント構造図

(b) 変形量の考え方

止水ジョイントの設計においては、部材の健全性及び止水性の観点から、地震時及び重畳時に、コンクリート堰と3号炉取水口の相対変位により生じる止水ゴムの変形量について照査を行う。

止水ゴムの変形量は3方向の合成変位量として、以下のとおり算定し、その合成変形量が許容限界以下であることを確認する。

$$\Delta = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2 + \Delta Z^2}$$

ここで、

Δ : 止水ゴムの変形量 (cm)

ΔX : X方向（コンクリート堰長辺方向）の変形量 (cm)

ΔY : Y方向（コンクリート堰短辺方向）の変形量^{※1} (cm)

ΔZ : Z方向（コンクリート堰鉛直方向）の変形量 (cm)

※1：コンクリート堰短辺方向の解析におけるコンクリート堰の絶対変形量より算出。

なお、止水ゴムの許容変形量及び許容水圧は、止水ゴムの性能試験で確認する。

(4) 基準地震動による残留変位及び残留ひずみを考慮した影響検討について

津波防護施設の津波時及び重畳時の検討では、地盤の基準地震動による残留変位及び残留ひずみを引き継いだ場合、貯留堰の評価に影響を及ぼす可能性があることから、その影響検討を実施する。

(a) 想定される荷重の載荷方法

基準地震動による残留変位及び残留ひずみを引き継いだ場合において津波時及び重畳時が与える影響を確認するために、基準地震動の後に津波荷重及び余震荷重が作用することを考慮する。

荷重の載荷方法は、以下に示す3ケースが考えられる。この3ケースを基本として、貯留堰の影響検討として適した荷重載荷方法を選定する。

- ・ 基準地震動による残留変位及び残留ひずみを引き継いだ状態で、津波時の津波荷重及び漂流物荷重が作用するケース
- ・ 基準地震動による残留変位及び残留ひずみを引き継いだ状態で、重畳時の余震荷重及び津波荷重が作用するケース
- ・ 基準地震動による残留変位及び残留ひずみを引き継いだ状態で、余震荷重・津波荷重の順に作用するケース

(b) 貯留堰における影響検討断面の選定

基準地震動による残留変位及び残留ひずみを引き継いだ場合は、埋戻土の残留ひずみによる剛性低下が評価に影響を与えると考えられるため、対象とする地盤は埋戻土とする。

貯留堰のコンクリート堰短辺方向の断面においては、貯留堰及び間接支持構造物に埋戻土が接していないことから、貯留堰の各評価において埋戻土の影響を受けない。

それに対して、貯留堰のコンクリート堰長辺方向の断面においては、間接支持構造物である3号炉取水口に埋戻土が接しており、埋戻土の残留ひずみによる剛性低下が貯留堰と3号炉取水口との相対変位の評価に影響を及ぼす可能性がある。

そこで、貯留堰における基準地震動による残留変位及び残留ひずみを考慮した影響検討については、コンクリート堰長辺方向断面において実施する。貯留堰のコンクリート堰長辺方向断面図を図11に示す。

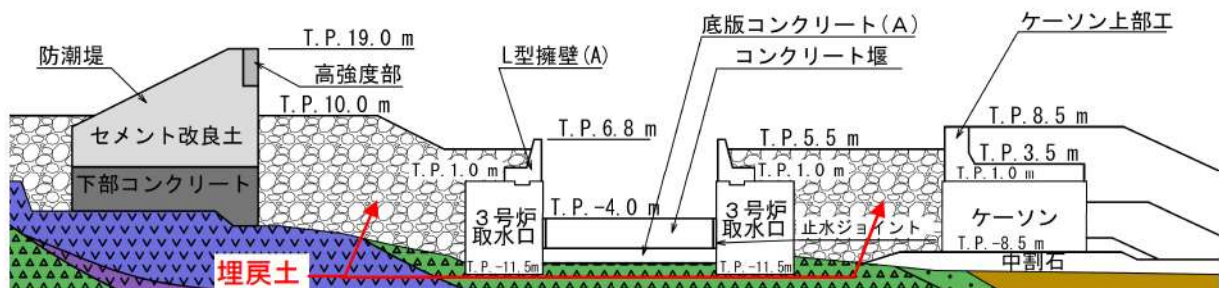


図11 貯留堰 コンクリート堰長辺方向断面図 (図6を再掲(一部抜粋加工))

(c) 貯留堰における荷重の載荷方法

貯留堰における基準地震動による残留変位及び残留ひずみを考慮した影響検討での荷重の載荷方法については、評価する断面を「(b) 貯留堰における影響検討断面の選定」より、コンクリート堰長辺方向としたことから、津波荷重が作用しない断面であるため、図 12 に示すとおり、基準地震動の残留変位及び残留ひずみを引き継いだ状態に、余震荷重を作用させることとする。

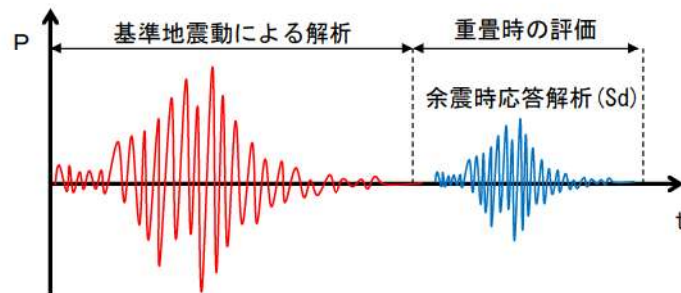


図 12 貯留堰における基準地震動による残留変位及び残留ひずみを考慮した影響検討での荷重の載荷方法のイメージ

流路縮小工における損失水頭の評価方法の検証

1. はじめに

1号及び2号炉取水路並びに3号炉放水路を遡上する津波が、敷地開口部から敷地へ到達することを防止するために、水路内に流路縮小工を設け、津波が水路内を通過する際に発生する損失水頭により、敷地開口部の水位上昇を低減させる方針である。更に、通常時の取水機能及び放水機能に影響を与えないように設計する必要がある。

水路内を遡上する津波が敷地に到達するかどうか及び通常時の取水機能及び放水機能に影響を与えないかについては、流路縮小工等で生じる損失水頭を考慮した管路解析にて評価することから、流路縮小工における損失水頭の評価方法について検証を行う。

2. 流路縮小工による損失水頭の評価方法について

2.1 流路縮小工部で損失水頭が発生するメカニズム

流体が充満している管路の流れ（以下、「満管流れ」という。）において生じる損失水頭は、①内部構造物や流路の形状により渦や縮流が発生することによる損失（形状損失）と②内部構造物や流路の表面との摩擦による損失（摩擦損失）があり、このうち、①の形状損失は、流れのはく離によるものであり、流体の速度水頭の一部が流れの中で損なわれるため、その損失水頭は損失係数を速度水頭に乗算した関数として以下の式であらわされる。津波時に生じる流れにあるような乱流領域（高レイノルズ数領域）においては、形状損失に関する損失係数のレイノルズ数依存性は小さく、水の流れの状態（流量の変化）によらずその構造に対してほぼ一定の値を示す。

$$h = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (h: \text{損失水頭} \quad \zeta: \text{損失係数} \quad v: \text{平均流速})$$

②の摩擦損失は、流れの状態により構造物表面の境界層（構造物と流体の間の粘性作用の大きな領域）の大きさが変化するため、津波時のような流量が時間により変化する場合（流体のレイノルズ数が増加する場合）において、摩擦係数が変化するようになるが、流路縮小工のように縮小部の開口が大きく長さが短いような構造においては、流路縮小工全体の損失に対して摩擦損失の寄与は小さいため、流路縮小工を流れる流体の損失水頭は形状損失が支配的となる。したがって、満管流れにおける実機の流路縮小工の損失係数は、重力と慣性力を相似させたフルード相似則を適用した定常流の実験を行うことにより確認することが可能である。

2.2 流路縮小工部で発生する損失水頭の評価手法

1号及び2号炉取水路流路縮小工部における津波時の流れについては、図2-1に示すとおり、貯留堰により引き波時の水位低下が制限されるため、流路縮小工部は常に満管状態であり、2.1項で示した状況と同様となる。そのため、一次元解析で損失水頭を評価できることを確認するため、水理模型実験結果と水理模型実験により得られた損失係数を適用した一次元解析を比較する。

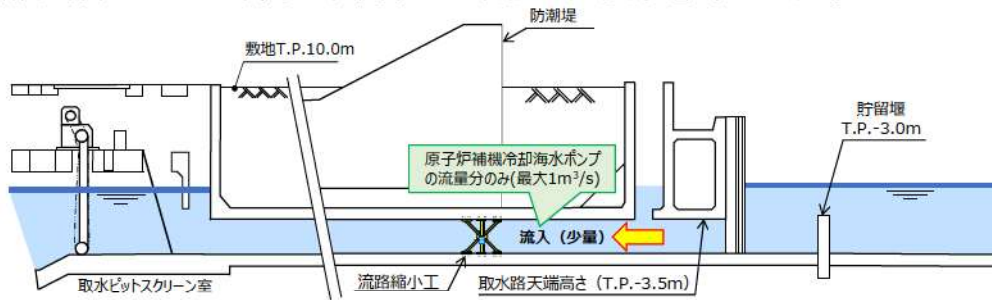
3号炉放水ピット流路縮小工は複雑な三次元構造を有すること、及び泊発電所に来襲する津波（短い間隔で繰り返し来襲する特徴を有する）時には図2-2に示すような複雑な流れとなることから、必ずしも添付資料5で示した損失水頭算定公式の引用文献の実験条件と同様の環境とはならない。

水理模型実験では、短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を考慮した非定常流の入力が困難であるため、三次元解析を用いて、非定常流時の放水ピット内の水位時刻歴を確認する。ここで得られた結果と一次元解析結果を比較することで、3号炉放水ピット流路縮小工の損失水頭を、一次元解析で評価できることを確認する。

1号及び2号並びに3号取水施設の取水槽の中間スラブ及び天端開口部については、急縮・急拡の損失水頭による津波の流入防止効果の有無による取水ピットスクリーン室水位への影響を確認し、保守的な損失係数を設定する方針とする。

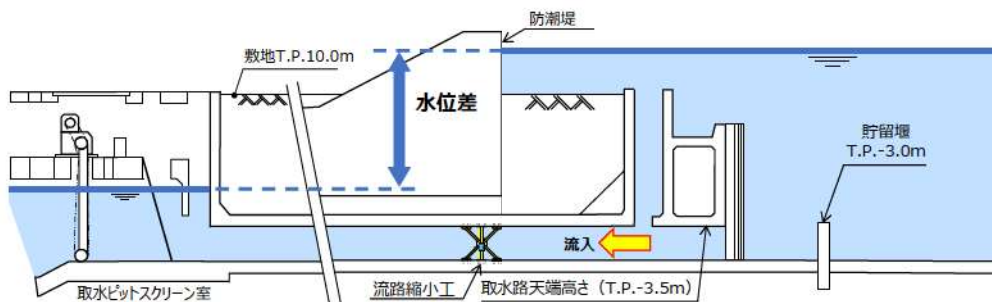
(1) 津波来襲前

- 取水口前面と海水ポンプ室の水位差は同程度であり水路内に大きな流速は発生しない。



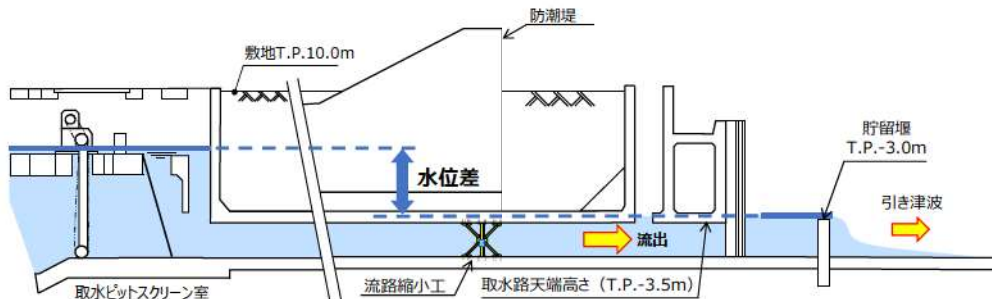
(2) 第1波押し波時

- 津波の来襲に伴い、取水口前面水位が上昇するが、流路縮小工により取水ピットスクリーン室への津波の流入が抑制される。
- 水路内は満管状態であり、取水ピットスクリーン室と取水口前面の水位差の変動に応じた流速が発生する。



(3) 第1波引き波時

- 引き波に伴い取水口前面水位が低下し、取水ピットスクリーン室と取水口前面の水位差により外海へ海水が流出するが、流路縮小工により取水路内の海水の流出が抑制される。
- 貯留堰の天端高さが取水路天端高さよりも高いため、引き津波時も取水路内は満水状態となる。



(4) 第2波押し波時

- 押し波に伴い取水口前面水位が取水ピットスクリーン室よりも上回ると津波が流入する。
- 第1波の津波が取水ピットスクリーン室から抜けきらない場合、初期水位よりも高い状態で津波の流入が発生する可能性がある。
- 水路内は常に満管状態であり、取水ピットスクリーン室と取水口前面の水位差の変動に応じた流速が発生する(第1波と同様)。

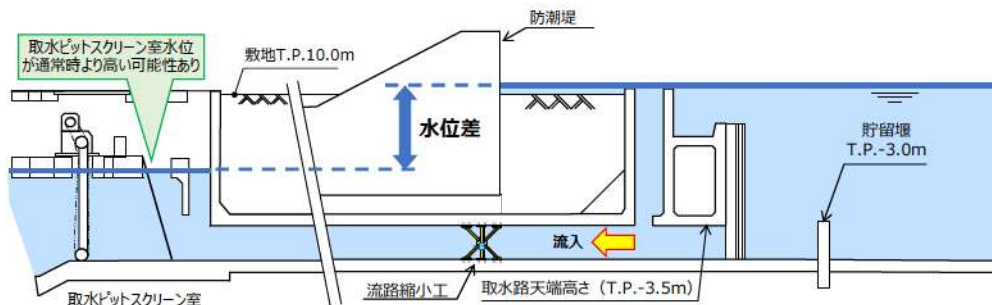
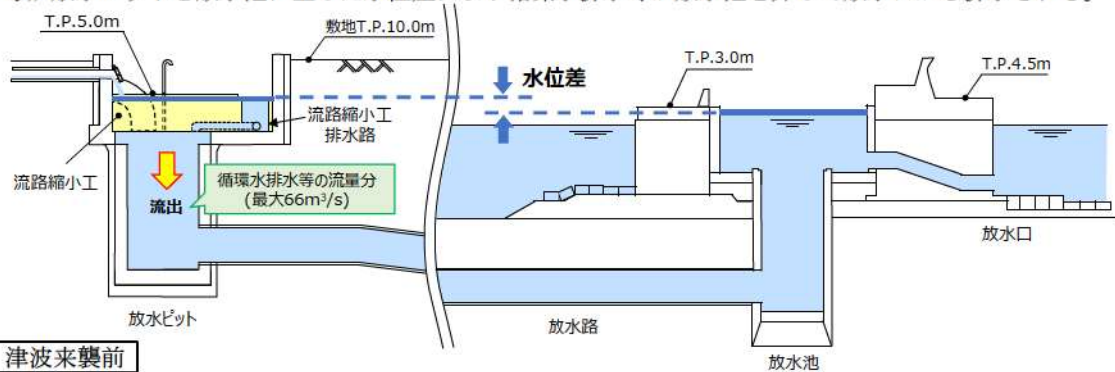


図 2-1 津波来襲時の 1 号及び 2 号炉取水路内の流況イメージ図

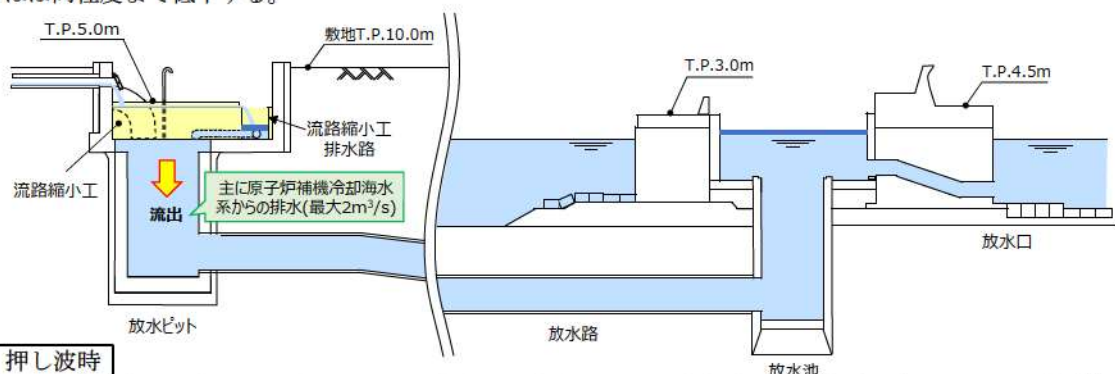
(1) 通常時

- ・ 3号炉放水ピットと放水池に生じた水位差により循環水排水等が放水池を介して放水口から排水される。



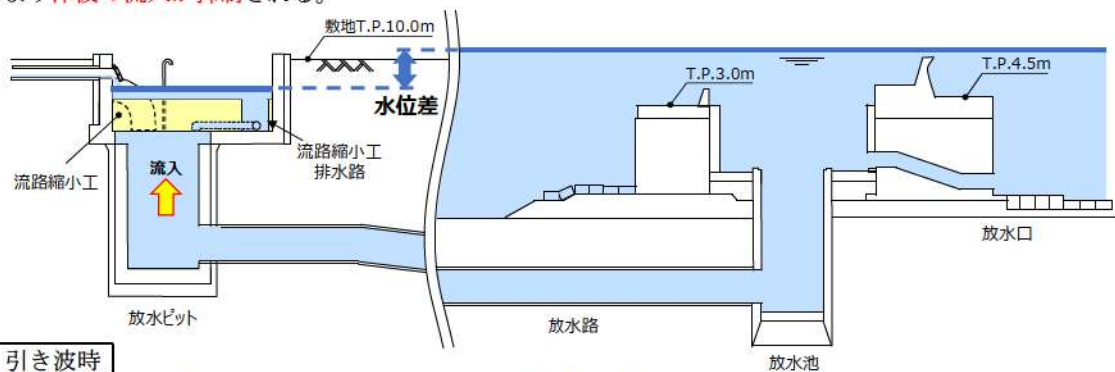
(2) 津波来襲前

- ・ 大津波警報発令により津波来襲前に循環水ポンプが停止となり、3号炉放水ピット流路縮小工を流れる排水は原子炉補機冷却海水系からの排水が主体となり、流量が小さいため、3号炉放水ピットの水位は放水池の水位とほぼ同程度まで低下する。



(3) 押し波時

- ・ 津波の来襲に伴い、放水池水位が上昇し、放水池と放水ピットの水位差により津波が流入するが、流路縮小工により津波の流入が抑制される。



(4) 引き波時

- ・ 引き波に伴い放水池水位が低下し、放水ピットと放水池との水位差により外海へ海水が流出するが、流路縮小工により放水路内の海水の流出が抑制される。
- ・ 引き波時の水位低下により流路縮小工下端以下となった場合、排水路内が満管状態ではなくなり、海水の流出抑制効果は発生しない。

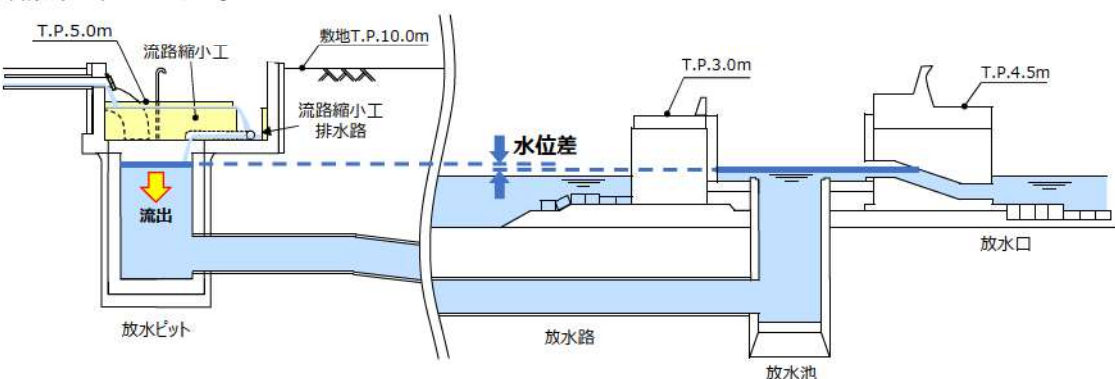


図 2-2 津波来襲時の 3 号炉放水ピット内の流況イメージ図

2.3 流路縮小工による損失水頭の評価手法の検証について

1号及び2号炉取水路並びに3号炉放水路それぞれの流路縮小工に対して評価手法の検証を行う。

2.2 項に記載のとおり，1号及び2号炉取水路流路縮小工は，短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を踏まえても，常に満管状態であることから，津波時の流況が定常流による水理模型実験にて確認できるため，定常流における一次元解析結果と水理模型実験を比較することで，一次元解析が適用可能か検証を実施する。

一方，3号炉放水ピット流路縮小工は，短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を踏まえ，定常流だけでなく非定常流での確認も必要であることから，非定常流時の放水ピット水位を，三次元解析結果を比較することで一次元解析が適用可能か検証を実施する。

図 2-3 に流路縮小工における損失水頭の評価手法検証フローを示す。

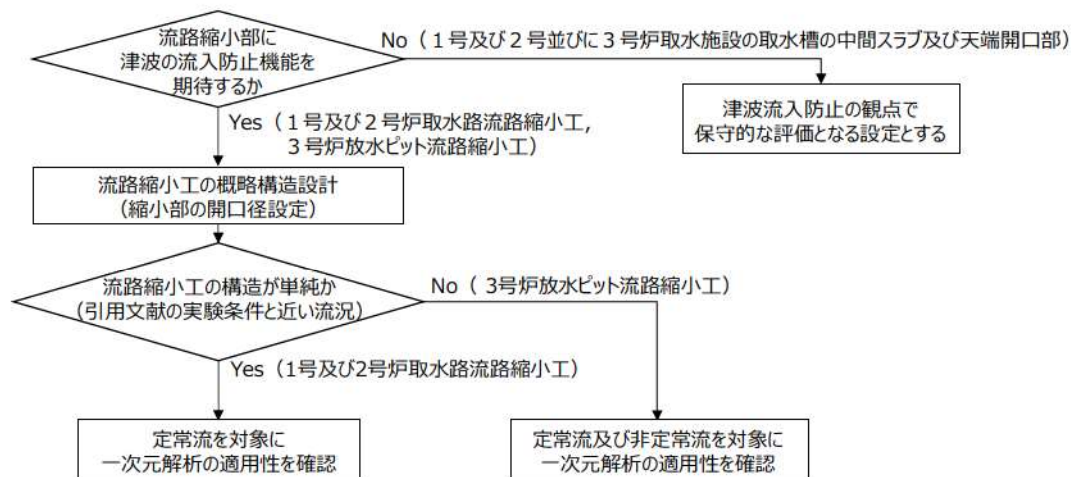


図 2-3 流路縮小工における損失水頭の評価手法検証フロー

2.4 入力津波の設定に用いる流路縮小工の損失係数の設定について

入力津波の設定に用いる流路縮小工の損失係数は保守的に設定する。保守的な損失係数の設定については、短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を考慮すると、押し波方向には損失係数を小さく設定し、引き波方向に損失係数を大きく設定することで、津波が入りやすく出にくい条件となるため、保守的な評価となる。一方で、通常時の取放水機能に影響を与えないためには、損失係数を大きく設定することで保守的な評価となる。

そのため、入力津波の設定に用いる流路縮小工の損失係数の設定に当たっては、損失水頭算定公式※から算出した損失係数（以下、「文献値」という。）を基本とし、水理模型実験又は三次元解析で算出した損失係数を踏まえて、保守的な値を設定する。

※：電力土木技術協会（1995）及び千秋（1967）に基づく算定公式

3. 1号及び2号炉取水路流路縮小工の損失水頭の評価方法の検証

3.1 設備構造を踏まえた損失水頭の評価方法の課題

(1) 1号及び2号炉取水路流路縮小工の構造

1号及び2号炉取水路流路縮小工は、主梁、スキンプレート、スリーブ及びアンカーボルトから構成する鋼製の構造物とし、岩着の防潮堤直下にある1号及び2号炉取水路内に津波防護施設として設置する。スキンプレートで流路を急縮・急拡すると、スキンプレートの支持部材により流路抵抗が生じる可能性があることから、スキンプレートの支持部材の先で流路を急縮・急拡できるようにスリーブを用いる。

1号及び2号炉取水路流路縮小工には、1号及び2号炉の原子炉補機冷却海水ポンプに必要な海水を取水するため、開口部（ $\phi 0.743\text{m}$ ）を設ける。

1号及び2号炉取水路流路縮小工の構造概要図を図3-1に示す。

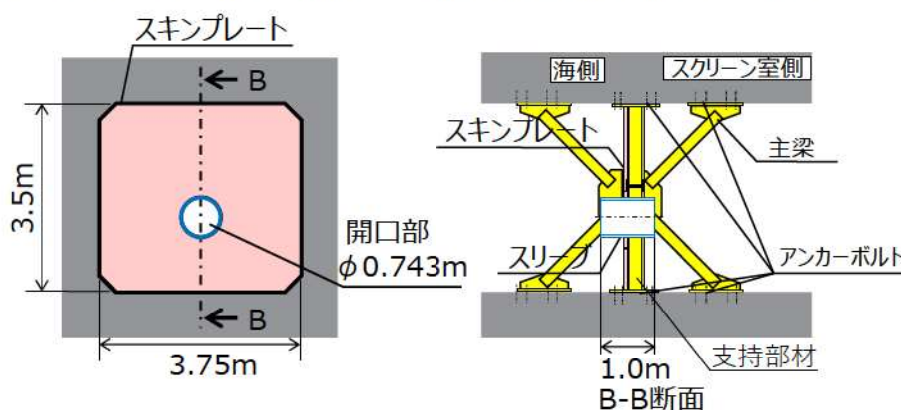


図3-1 1号及び2号炉取水路流路縮小工 構造概要図

(2) 損失水頭の評価方法の課題

(1)に示すように、1号及び2号炉取水路流路縮小工は、流路縮小部がスリーブ形状※となるためオリフィスのような構造であり、流路縮小工の主梁は流路内に設置される構造である。そのため、1号及び2号炉取水路流路縮小工の損失係数については、これらの構造物による影響を考慮した値を確認する必要があるとともに、津波時の1号及び2号炉取水路流路縮小工に生じる損失水頭の評価手法の検証を行う必要がある。

※：スリーブ長さによる損失係数の影響については参考資料1にまとめる。

3.2 損失水頭評価手法の検証及び損失係数の設定について

(1) 概要

2.1 項で示したとおり，1 号及び2 号炉取水路流路縮小工に生じる損失水頭は形状損失と摩擦損失であり，流路縮小工の構造の特徴として，スリーブや梁等の構造物の長さは短く，流路縮小工全体の損失に対して摩擦損失の影響はかなり小さいことから，流路縮小工を流れる海水のエネルギー損失は形状損失が支配的である。形状損失は流れの渦に起因する損失であり，乱流領域においては損失係数のレイノルズ数依存性が小さいことから，流量によらずほぼ一定となる。したがって，実機を模擬した水理模型を作製し，一定流量の条件で流路縮小工（模型）に発生する損失水頭から損失係数を評価することで，津波時に実機で生じる損失係数を確認する。

また，水理模型実験で得られた損失水頭と水理模型実験を模擬した一次元解析で評価した損失水頭を比較することにより，一次元解析が適用可能か検証を実施する。

入力津波の設定に用いる損失係数の設定に当たっては，短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を考慮し，水理模型実験で確認した損失係数に対して，津波が入りやすく出にくい条件とするため，押し波方向には損失係数を小さく設定し，引き波方向には損失係数を大きく設定する。

1 号及び2 号炉取水路流路縮小工の損失水頭評価手法の検証及び損失係数の設定は図 3-2 に示すフローに従って確認し，検証のための各実施目的は表 3-1 に示す。

表 3-1 1 号及び2 号炉取水路流路縮小工の損失水頭の評価方法の検証のための各実施項目と目的

実施項目	目的
水理模型実験 (縮尺：1/6)	実機を模擬した水理模型を作製し，一定流量の条件で流路縮小工（模型）に発生する損失水頭から損失係数を評価することで，津波時に実機で生じる損失係数を確認する。
一次元解析 (縮尺：1/6, 損失係数：実験結果)	水理模型実験で得られた損失水頭と水理模型実験を模擬した一次元解析で評価した損失水頭を比較することにより，一次元解析が適用可能か検証を実施する。

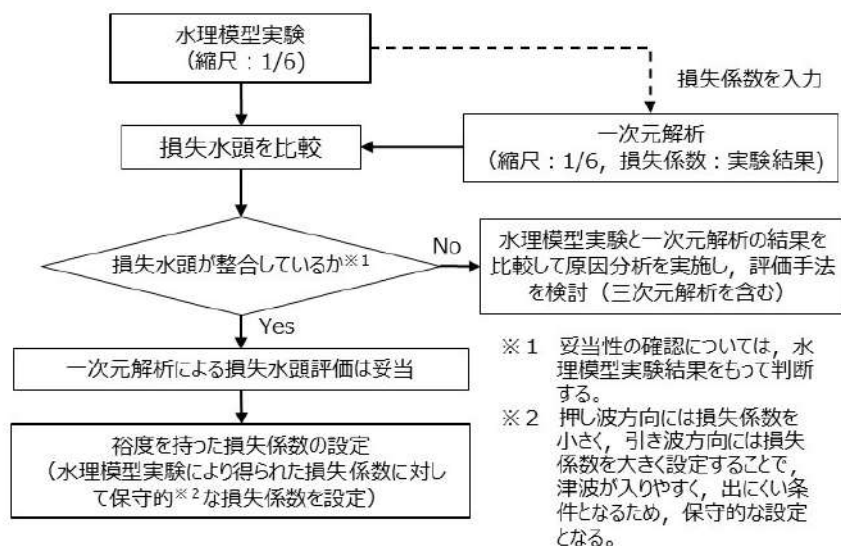


図 3-2 1 号及び 2 号炉取水路流路縮小工の損失水頭評価手法の検証
及び損失係数の設定フロー

(2) 検討対象となる津波条件について

検討では表 3-2 に示すとおり，基準津波 A～L の 12 波源に防波堤の損傷状態を考慮して各評価項目が最大となった 18 ケースを対象とする。

基準津波の審査における説明内容について参考資料 4 に示す。

表 3-2 検討に用いる基準津波の 12 波源及び防波堤の損傷状態の組合せ一覧

波源	防波堤の損傷状態
基準津波 A	防波堤損傷なし
基準津波 B	防波堤損傷なし
基準津波 B	北防波堤損傷
基準津波 C	防波堤損傷なし
基準津波 D	防波堤損傷なし
基準津波 D	北及び南防波堤損傷
基準津波 D	南防波堤損傷
基準津波 D	北防波堤損傷
基準津波 E	北及び南防波堤損傷
基準津波 E	南防波堤損傷
基準津波 F	北及び南防波堤損傷
基準津波 F	北防波堤損傷
基準津波 G	南防波堤損傷
基準津波 H	北防波堤損傷
基準津波 I	防波堤損傷なし
基準津波 J	北及び南防波堤損傷
基準津波 K	南防波堤損傷
基準津波 L	北防波堤損傷

3.3 水理模型実験による損失係数の算出

(1) 実験に用いる流量条件

損失水頭を確認するために行う水理模型実験の設定流量は、津波時の最大流量を包絡する流量として $6.6\text{m}^3/\text{s}^{※1}$ とし、損失水頭から算出する損失係数が流量によらず一定であることを確認するために、津波時以外の流量として $1.0\text{m}^3/\text{s}^{※1}$ を設定する。

津波時以外の流量については、津波来襲前の原子炉補機冷却海水ポンプ設定流量とし、原子炉補機冷却海水ポンプの定格流量 ($1,900\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{台} \div 0.5\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{台}$) から、外部電源喪失によるブラックアウトシーケンス作動時に取水路あたりのポンプ2台全台が起動することを踏まえ、2台分の流量を見込み $1.0\text{m}^3/\text{s}^{※1}$ を設定した。

最大流量の算出に当たっては、表 3-2 に示すとおり検討対象とした津波条件 18 ケースとした。

図 3-3 に一次元解析（流路縮小工部に文献値の損失係数を適用）で得られた流路縮小工位置における取水路流量の時刻歴波形を示す。

※1：水理模型実験においてはフルード相似則を適用した 1/6 スケールでの流量にて実施する。実験における流量は表 3-4 に示す。

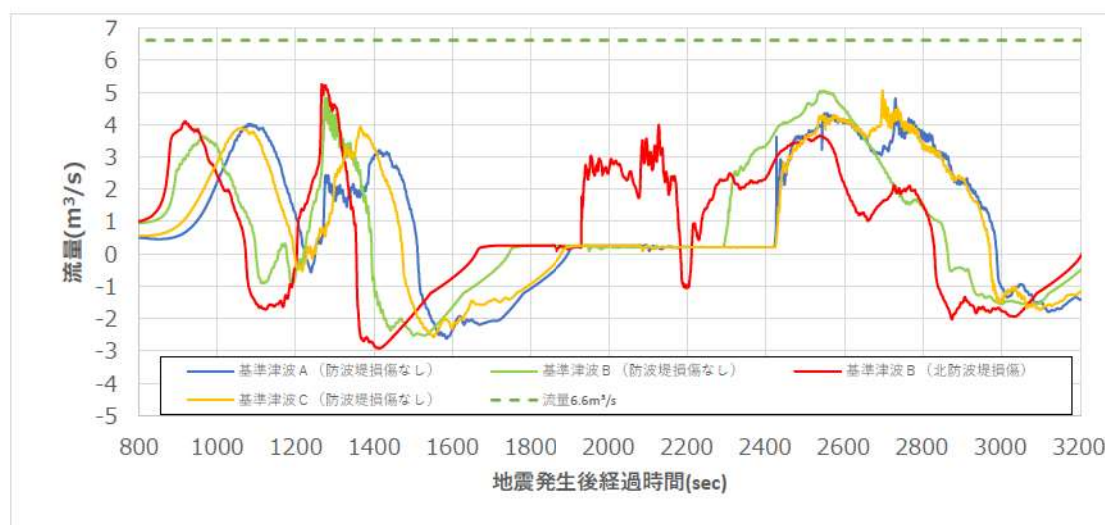


図 3-3(1) 取水路流量

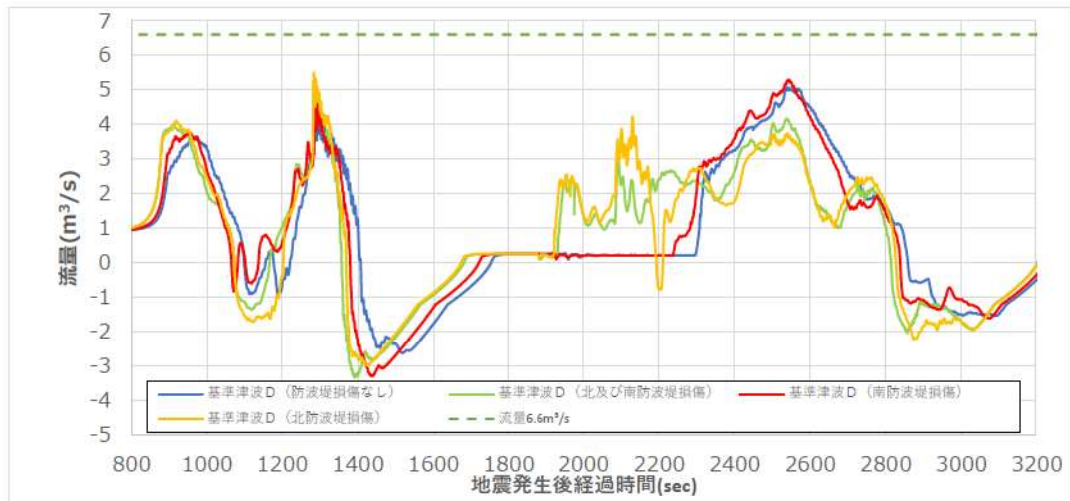


図 3-3(2) 取水路流量

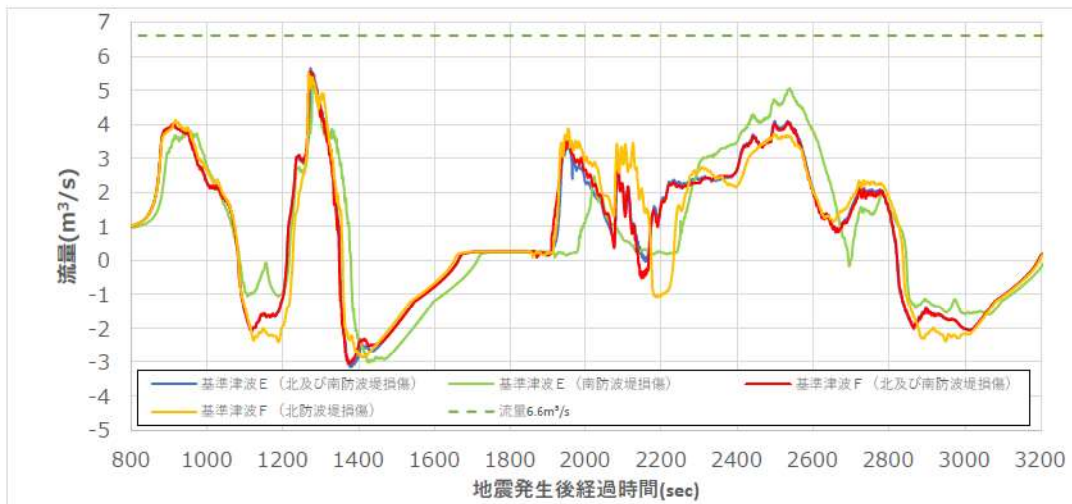


図 3-3(3) 取水路流量

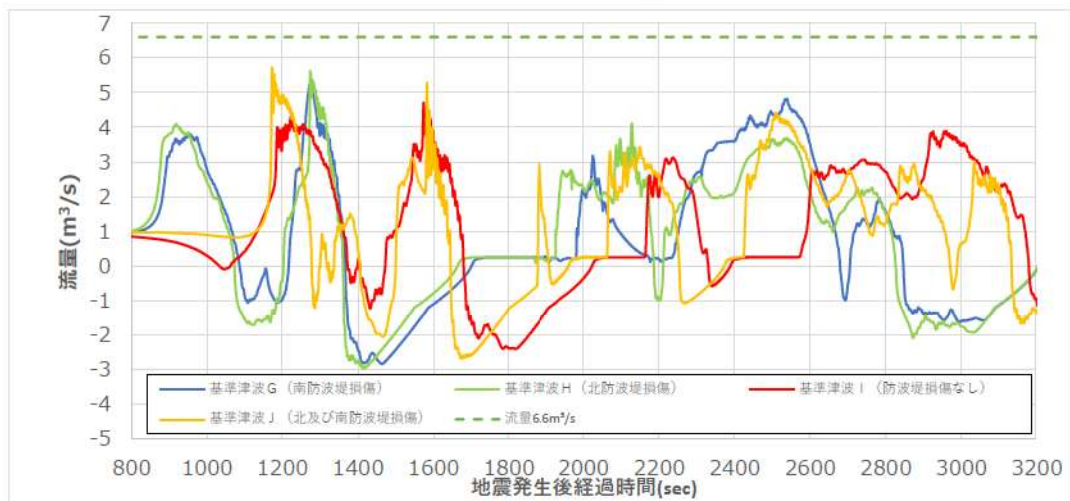


図 3-3(4) 取水路流量

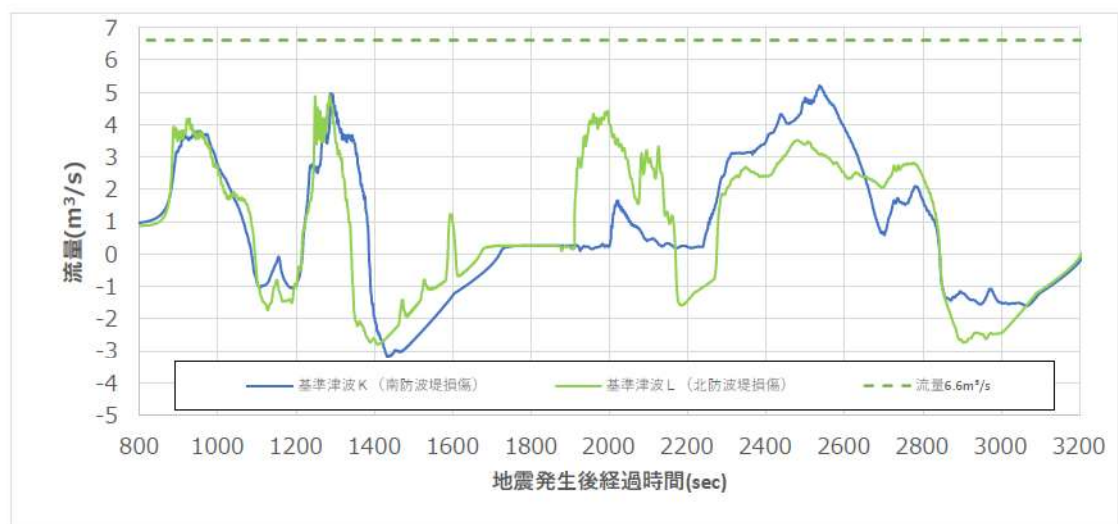


図 3-3(5) 取水路流量

また、流れ方向については、実際の津波における津波の引き波及び押し波の影響を確認するため引き波方向（取水ピット→取水口）・押し波方向（取水口→取水ピット）を実施し、それぞれのケースにおいて構造体の有無による影響についても確認する。

以上より、水理模型実験で実施するケースを表 3-3 に示す。

表 3-3 水理模型実験の実施ケース

実機流量 (m^3/s)	流れ方向	備考	構造体影響※
1.0	引き波方向 (取水ピット→取水口)	津波来襲前の原子炉補機冷却海水ポンプ設定流量	有／無
	押し波方向 (取水口→取水ピット)		有／無
6.6	引き波方向 (取水ピット→取水口)	津波時の設定流量	有／無
	押し波方向 (取水口→取水ピット)		有／無

※ 1 号及び 2 号炉取水路流路縮小工の主梁を模擬した構造体を設置して影響を確認する。

(2) 水理模型実験の方法及び条件

a. 方法

ポンプ及び流量計を用いて流量の制御を行い、定常流を生じさせた状態で、前後差圧から損失水頭を計測し損失係数を算出する。

水理模型実験イメージを図 3-4 に示す。

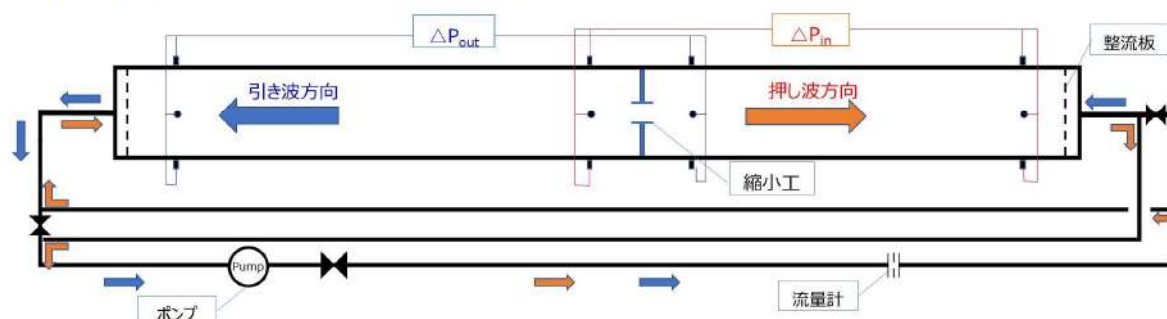


図 3-4 水理模型実験イメージ図

b. 条件

水理模型実験はフルード相似則を適用し、実験縮尺（幾何縮尺）を 1/6 とする。流路縮小工の損失係数は、摩擦損失以外の形状損失が支配的であり、形状損失は乱流状態ではほぼ一定値になることから、フルード相似則を適用した実験は実機の損失係数と同等である。

流量（通常取水流量、津波時流量）、流れ方向、構造体影響の有無を考慮した試験ケースを実施する。設定した実験条件を表 3-4 に示す。

表 3-4 実験条件

		実機	実験※
取水路の材質		コンクリート	炭素鋼
流路縮小工の材質		炭素鋼	炭素鋼
津波来襲前の原子炉補機冷却海水ポンプ設定流量	流量 [m³/s]	1.0	0.0120
	レイノルズ数	1.7×10^6	1.2×10^5
津波時の設定流量	流量 [m³/s]	6.6	0.0749
	レイノルズ数	1.1×10^7	7.7×10^5
取水路サイズ (m)		幅：3.75 高さ：3.5	幅：0.625 高さ：0.58
流路縮小工開口径 (m)		φ 0.743	φ 0.124

※ 実機と模型のフルード数が同一となるように流量を設定する場合の流量の導出過程については、参考資料 2 参照

3.4 水理模型実験結果

実験模型の写真を図 3-5 に、水理模型実験結果を表 3-5 に示す。押し波方向は流量及び構造体（主梁）有無の影響は小さく、1.94～2.01 となった。引き波方向は押し波方向よりも損失係数の値が小さいものの、流量及び構造体（主梁）有無の影響は小さく、1.74～1.86 となった。

一般に、流体は物体に沿って流れていき、急縮部においては、図 3-6(1)に示す通り、流れが収縮することにより発生する角部の渦による損失はほとんどなく、流れが急縮部の断面よりもさらに縮小したのちに急縮部の断面に拡大することで大きな損失が生じる。これに対し、流路縮小工の押し波方向の流れにおいては、図 3-6(2)に示すようにスキンプレートに沿って流路縮小工の突き出し部に向かう戻り流れが発生しており、その結果、一般的な急縮部よりもスリーブ内でより収縮し拡大することになるため、損失係数が大きくなっている。一方で、引き波方向の流れにおいては、構造上押し波方向と比べて縮小工部周辺にスキンプレートを支える支持部材の H 形鋼が設置されているため、図 3-6(3)に示すようにスキンプレートまで流れが到達せず、押し波方向の流れに生じているような大きな戻り流れがなくなり、損失係数は押し波方向よりも小さくなっている。なお、流路縮小工に生じる流況については、水理模型実験においてウォーターブルーにより流況を可視化することにより、上記で説明した流れの違いが発生していることを確認している（図 3-7）。

表 3-5 水理模型実験結果

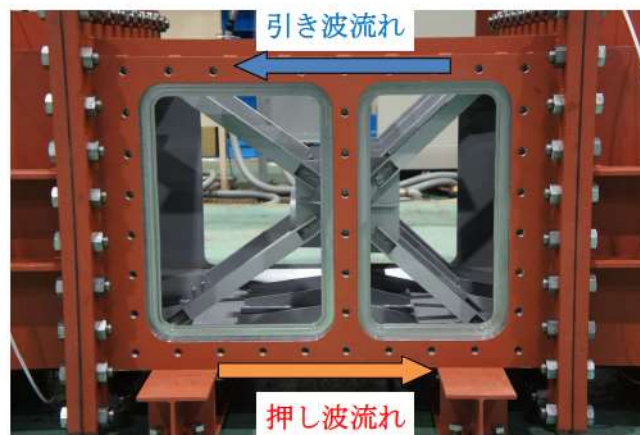
流れ方向	実験流量 ^{※1} (m ³ /s)	構造体影響 ^{※2}	損失水頭(m)	損失係数
押し波方向 (取水口→ 取水ピット)	0.0120 (1.0) ^{※3}	有	0.10	1.94
		無	0.10	1.96
	0.0749 (6.6) ^{※3}	有	4.03	1.99
		無	4.07	2.01
引き波方向 (取水ピット→ 取水口)	0.0120 (1.0) ^{※3}	有	0.09	1.74
		無	0.10	1.80
	0.0749 (6.6) ^{※3}	有	3.58	1.78
		無	3.77	1.86

※1：計画値であり、損失係数算出時には実験時に計測された値を用いる。

※2：1号及び2号炉取水路流路縮小工の主梁を模擬した構造体を設置して影響を確認する。

※3：括弧内は実機流量を示す。

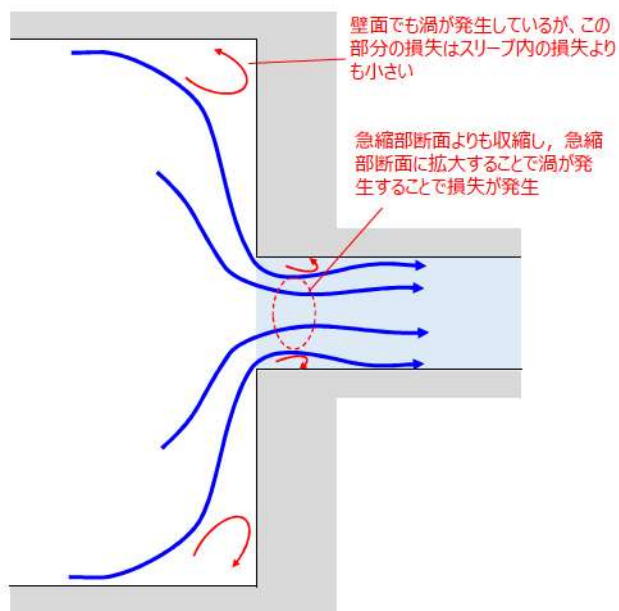
実験模型の全景写真



(流路縮小工設置部拡大)

流路縮小工 構造体（主梁）有り		流路縮小工 構造体（主梁）無し	
取水口側	取水ピット側	取水口側	取水ピット側
			

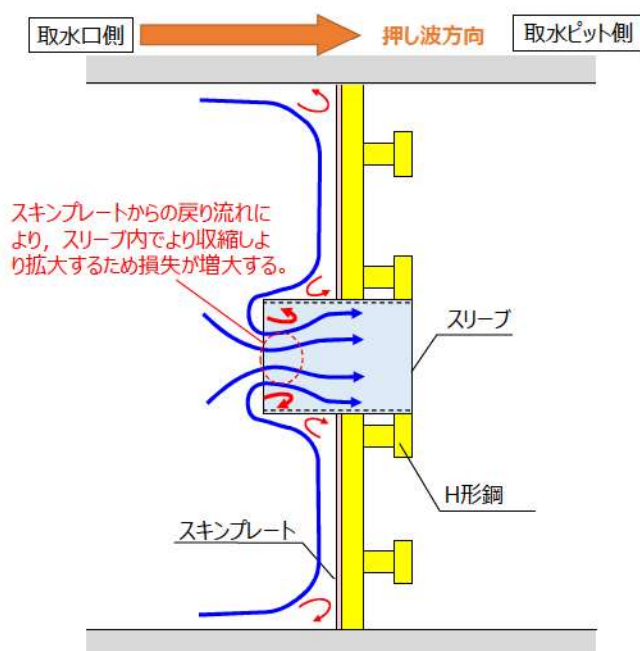
図 3-5 実験模型写真



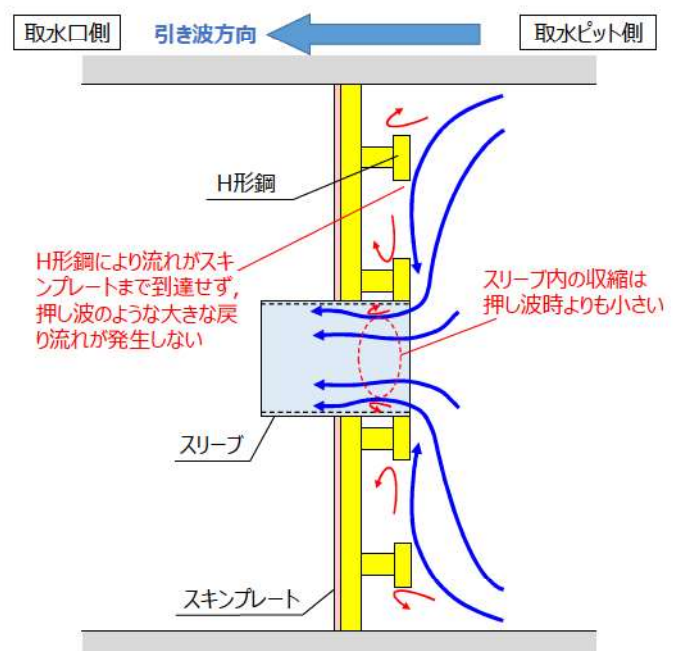
(1) 一般的な急縮部の入口付近に発生する損失
(水理公式集^[4]で示される急縮損失)



※ 図は流路縮小工を上部から見た構造
(写真の矢印方向からの矢視)



(2) 押し波方向のスリーブ入口付近に発生する損失



(3) 引き波方向のスリーブ入口付近に発生する損失

→ : 流体の流れ

→ : 渦発生部 (損失部)

図 3-6 押し波及び引き波方向の流路縮小工周辺に発生する渦損失の違いについて



(側面からの写真)

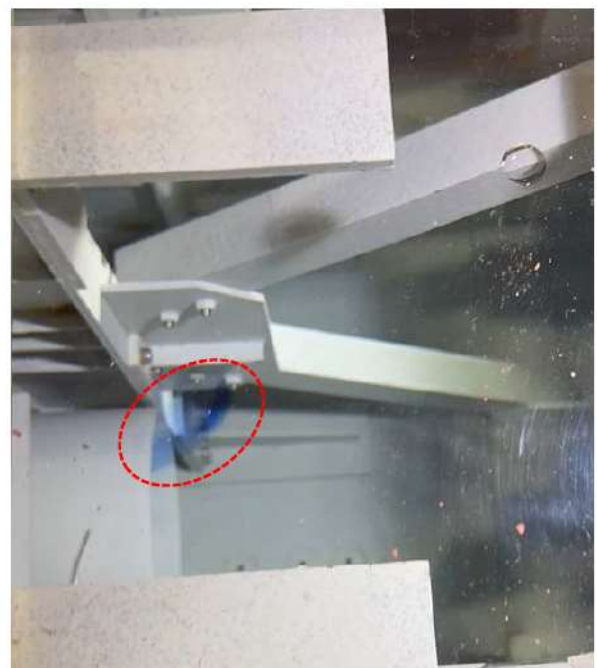


(上部からの写真)

押し波方向の流況
(スキンプレートからの戻り流れにより 180° 反転してスリーブに流れ込む)



(側面からの写真)



(上部からの写真)

引き波方向の流況
(スキンプレートからの戻り流れがなく 90° 曲がりでスリーブに流入)

図 3-7 流路縮小工周辺の流況の可視化写真 (構造体 (主梁) あり)

3.5 一次元解析による水理模型実験の再現検証

水理模型実験で得られた流路縮小工前後の差圧から得られる損失水頭と水理模型実験を模擬した一次元解析による損失水頭を比較することで、一次元解析が適用可能か検証を実施する。

一次元解析モデルは水理模型実験を模擬するため、流路縮小工の損失係数は水理模型実験で得られた値を適用する。流量条件については、津波時の設定流量である、 $6.6\text{m}^3/\text{s}$ とした。

一次元解析条件を表 3-6、一次元解析モデルを図 3-8 に示す。

表 3-6 一次元解析条件

流れ方向	実験流量※ ¹ (m^3/s)	損失係数
押し波方向 (取水口→取水ピット)	0.0749 (6.6) ※ ²	1.99
引き波方向 (取水ピット→取水口)	0.0749 (6.6) ※ ²	1.78

※¹：計画値であり、解析時には実験時に計測された値を用いる。

※²：括弧内は実機流量を示す。

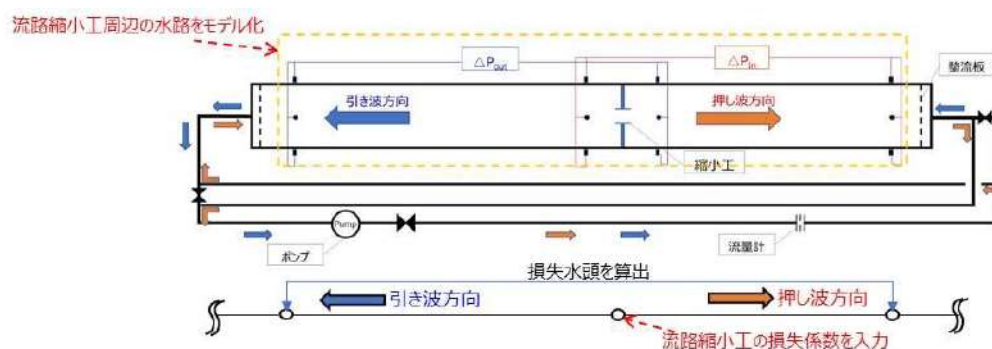


図 3-8 水理模型実験を模擬した一次元解析モデル

3.6 水理模型実験と一次元解析結果の整合性の確認

水理模型実験及び一次元解析で求めた流路縮小工前後の損失水頭を比較した結果、同程度であることから、一次元解析による損失水頭評価が妥当であることを確認した。

水理模型実験と一次元解析で求めた損失水頭を表 3-7 に示す。

表 3-7 損失水頭の比較結果

流れ方向	実験流量※ ¹ (m ³ /s)	損失水頭 (m)	
		実験	解析
押し波方向 (取水口→取水ピット)	0.0749 (6.6) ※ ²	4.03	4.00
引き波方向 (取水ピット→取水口)	0.0749 (6.6) ※ ²	3.58	3.57

※1：計画値であり，実験，解析の損失水頭算出時には実験時に計測された値を用いる。

※2：括弧内は実機流量を示す。

3.7 入力津波の設定に適用する損失係数の設定について

(1) 裕度を持った損失係数の設定

入力津波の設定に用いる流路縮小工の損失係数は、文献値を基本とするものの、短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を考慮し、押し波方向には損失係数を小さく（津波が入りやすく）設定し、引き波方向時には損失係数を大きく設定する（津波が出にくい）。

損失係数による1号及び2号炉取水ピットスクリーン室水位への影響を一次元解析により確認する。解析条件を表3-8、評価結果を図3-9に示す。

ケース①の条件は、ケース②と比べて、押し波方向は保守的、引き波方向は非保守的となっているが、取水ピットスクリーン室の最高水位はケース①の方が大きな結果となっていることから、押し波方向の損失係数を文献値の設定とすることで、十分保守的な結果となることが確認された。

引き波方向の損失係数は、文献値（1.426）が実験結果よりも小さな値であることから、実験結果よりも十分大きく、津波が出にくい保守的な設定とするため、1.426の1.5倍として2.139を使用する。

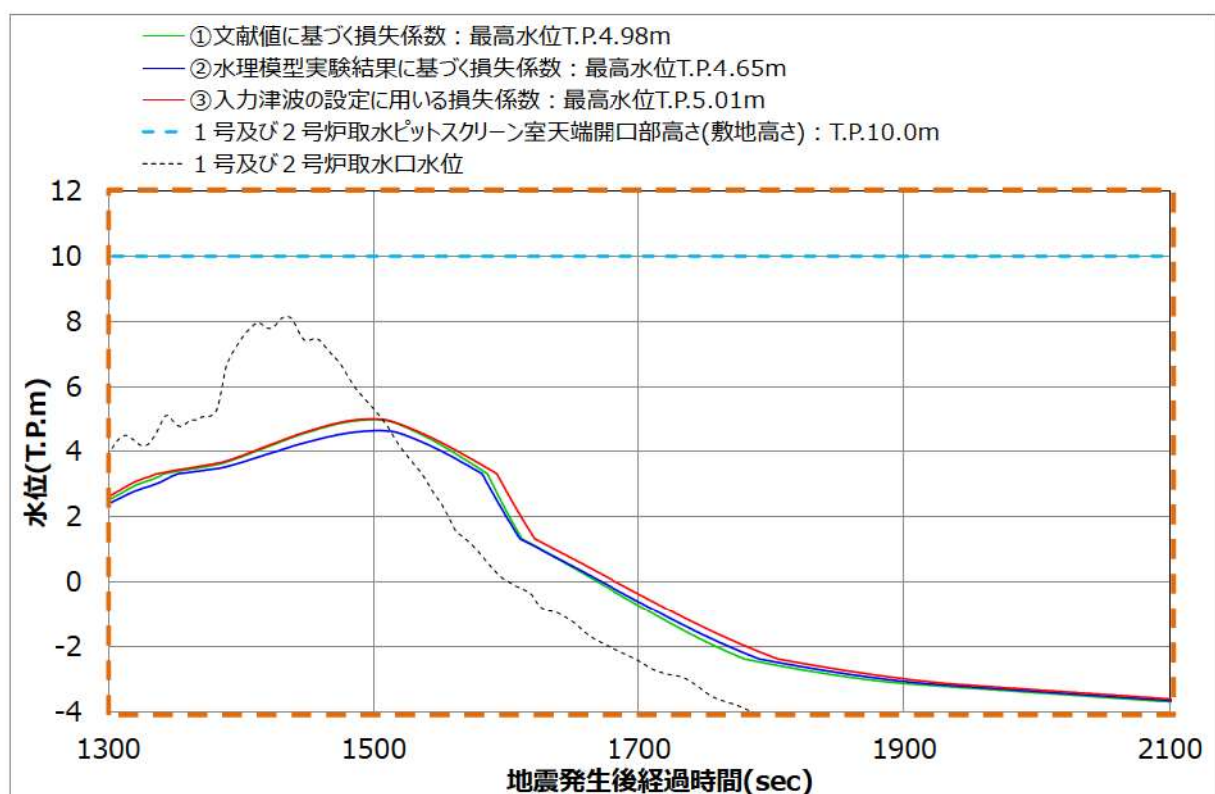
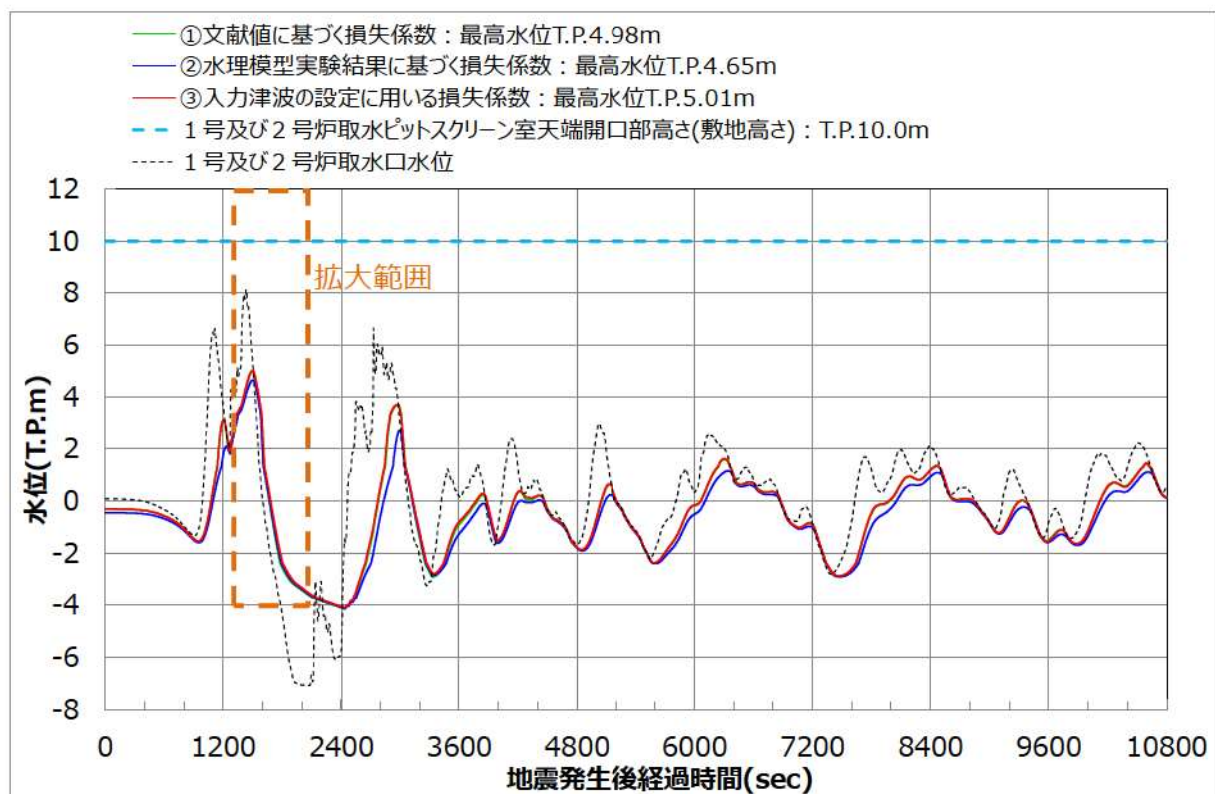
入力津波の設定に用いる損失係数を入力したケース③は、ケース①と比べて取水ピットスクリーン室の最高水位はほぼ同等であるが、引き波時の取水ピットスクリーン室水位を保守的に評価できることが確認された。

1号及び2号炉取水路流路縮小工の損失係数の設定に当たり使用する算出式は表3-9の通り。

表 3-8 解析条件及び解析結果

		ケース①	ケース②	ケース③
		文献値の損失係数	水理模型実験結果に基づく損失係数	入力津波の設定に用いる損失係数
波源及び防波堤の損傷状態※1		基準津波A：防波堤損傷なし		
損失係数	押し波方向	1.426	1.94	1.426
	引き波方向	1.426	1.86	2.139
解析結果 (取水ピットスクリーン室 最高水位)		4.98m	4.65m	5.01m

※1 1号及び2号炉取水ピットスクリーン室水位が最高となる波源及び防波堤の損傷状態を選定



【拡大図】

図 3-9 保守的な損失係数の設定による取水ピットスクリーン室水位の相違

表 3-9 1 号及び 2 号炉取水路流路縮小工の損失係数算出式

	算出式（押し波方向）	
急拡大損失	$h_{se} = f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	f_{se} : 急拡大損失係数 V_1 : 急拡大前の平均流速 (m/s) A_1 : 急拡大前の管断面積 (m ²) A_2 : 急拡大後の管断面積 (m ²)
急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数 (下表参照) V_2 : 急縮後の平均流速 (m/s)
	算出式（引き波方向）	
急拡大損失	$h_{se} = 1.5 f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	f_{se} : 急拡大損失係数 V_1 : 急拡大前の平均流速 (m/s) A_1 : 急拡大前の管断面積 (m ²) A_2 : 急拡大後の管断面積 (m ²)
急縮損失	$h_{sc} = 1.5 f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数 (下表参照) V_2 : 急縮後の平均流速 (m/s)

急縮損失係数

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)

3.8 通常時の流量確保の評価に適用する損失係数の設定

通常時の流量確保の観点では、取水流量を保守的に考慮するため、水理模型実験で得られた損失係数よりも、損失係数を大きく（海水が入りにくく）設定する。

具体的には、文献値（1.426）が実験結果よりも小さな値であり、取水時に海水が入りやすい非保守的な設定であることから、実験結果よりも十分大きく海水が入りにくい保守的な設定とするため、文献値の1.5倍の値を使用する。

3.9 まとめ

1号及び2号炉取水路流路縮小工を模擬した水理模型実験（実験縮尺1/6程度）を行い、流路縮小工の損失水頭及び損失係数を確認した。流路縮小工の損失係数は、押し波方向は1.94～2.01、引き波方向は1.74～1.86となった。

水理模型実験を模擬した一次元解析を行った結果、流路縮小工部の損失水頭は実験結果と解析結果の差は小さく、一次元解析が適用可能であることを確認した。

入力津波の設定に用いる損失係数の設定に当たっては、電力土木技術協会（1995）の急縮損失・急拡損失の算出式を基本とするものの、短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を踏まえ、水理模型実験で得られた損失係数に対して表3-10のとおり保守的な損失係数を設定する。

通常時の流量確保の評価に用いる損失係数の設定に当たっては、水理模型実験で得られた損失係数に対して表3-10のとおり保守的な損失係数を設定する。

表 3-10 入力津波の設定に用いる損失係数

	水理模型 実験結果	入力津波の設定 に用いる 損失係数	通常時の流量確保 の評価に用いる 損失係数
押し波方向 (取水時)	1.94～2.01	1.426※	2.139※
引き波方向	1.74～1.86	2.139※	

※：ノミナルの開口径（φ0.743m）における損失係数を示す。

4. 3号炉放水ピット流路縮小工の損失水頭の評価方法の検証

4.1 設備構造及び損失水頭の評価方法の課題

(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、原子炉補機冷却海水放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 5.0m 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。3号炉放水ピット流路縮小工の構造概要図を図4-1に示す。

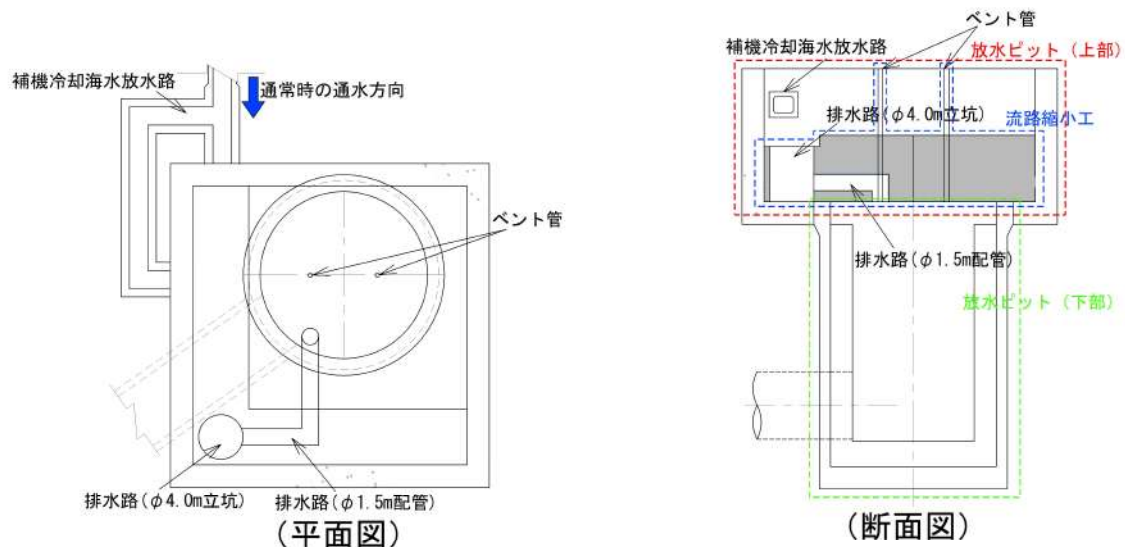


図4-1 3号炉放水ピット及び流路縮小工 構造概要図

(2) 損失水頭の評価方法の課題

(1)に示すように、3号炉放水ピットの流路縮小工は、鉛直及び水平方向に連続で急縮部、急拡部等がある複雑な三次元構造である。そのため、一次元解析モデルに「電力土木技術協会（1995）及び千秋（1967）による形状損失（急縮損失、急拡損失、屈折損失）並びに電力土木技術協会（1995）による摩擦損失（文献値）」を適用した場合、損失水頭を適切に評価できているかの確認が必要である。

4.2 損失水頭評価手法の検証及び損失係数の設定について

(1) 概要

流路縮小工における一次元解析を用いた場合の損失水頭評価に関する課題に対し、以下の3ステップで検証を行う。

検証のための各実施項目と目的を表4-1に、検証及び損失係数の設定フローを図4-2に示す。

I. 定常流による損失係数の確認

a. 実施目的

- ・定常流において、文献値と水理模型実験及び三次元解析による流路縮小工の損失係数を比較することで、文献値は複雑な三次元構造を有する流路縮小工の損失係数を表現可能であることを確認する。

b. 実施内容

- ・3号炉放水ピット流路縮小工の構造を模擬し実機と相似な流況を再現した水理模型実験（縮尺：1/50）及び三次元解析（縮尺：1/50）で得られた損失係数と、文献値を比較し、概ね一致することを確認する。

II. 非定常流による損失係数の影響確認

a. 実施目的

- ・非定常流において、文献値を適用した一次元解析（縮尺：1/1）と三次元解析（縮尺：1/1）による放水ピット内の水位時刻歴波形を比較することで、文献値を適用した一次元解析が複雑な三次元構造を模擬した三次元解析と水位時刻歴波形が概ね一致することを確認する。
- ・文献値と定常流から算出した水理模型実験（縮尺：1/50）及び三次元解析（縮尺：1/50）の損失係数の相違による放水ピット内の水位時刻歴波形への影響が小さいことを確認するため、これらの損失係数を適用した一次元解析による放水ピット内の水位時刻歴波形が概ね一致することを確認する。
- ・以上より、文献値を適用した一次元解析は、泊発電所に短い間隔で繰り返し来襲する津波の特徴を踏まえた、放水ピット内の水位時刻歴波形を適切に評価できると判断する。

b. 実施内容

- ・水理模型実験では、任意の連続波形（短い間隔で繰り返し来襲する津波：非定常流）の入力が困難なことから三次元解析（縮尺：1/1）を用いて確認を行う。
- ・三次元解析（縮尺：1/1）とⅠ．で確認した各損失係数を適用した一次元解析に対し、泊発電所の津波の特徴を踏まえた連続波（模擬波）を入力し、一次元解析の放水ピット内の水位時刻歴波形が、三次元解析と概ね一致することを確認する。
- ・参考資料3に示すとおり、損失係数にある程度の相違が生じた場合でも放水ピット内の水位時刻歴波形へ与える影響は小さいため、損失係数が若干変化した場合でも一次元解析により放水ピット内の水位時刻歴波形を適切に評価できることを確認する。

Ⅲ. 裕度を持った損失係数の設定

a. 実施目的

- ・文献値に適切な裕度を持った損失係数を設定することで、一次元解析による放水ピット内の最高水位が保守的になることを、模擬波を用いて確認する。

b. 実施内容

- ・押し波方向には損失係数を小さく設定し、引き波方向には損失係数を大きく設定する。
- ・入力津波の設定に用いる損失係数を用いることで、文献値、水理模型実験（縮尺：1/50）及び三次元解析（縮尺：1/50）より得られた損失係数より、放水ピット最高水位を高めに評価することを確認する。
- ・以上の確認により、入力津波の設定に用いる損失係数を設定する。
- ・なお、3号炉放水ピット流路縮小工の損失水頭の評価方法の検証では、以降の資料において、放水ピット水位が上昇する際の流れを「押し波方向」、放水ピット水位が下降する際の流れを「引き波方向」とする。

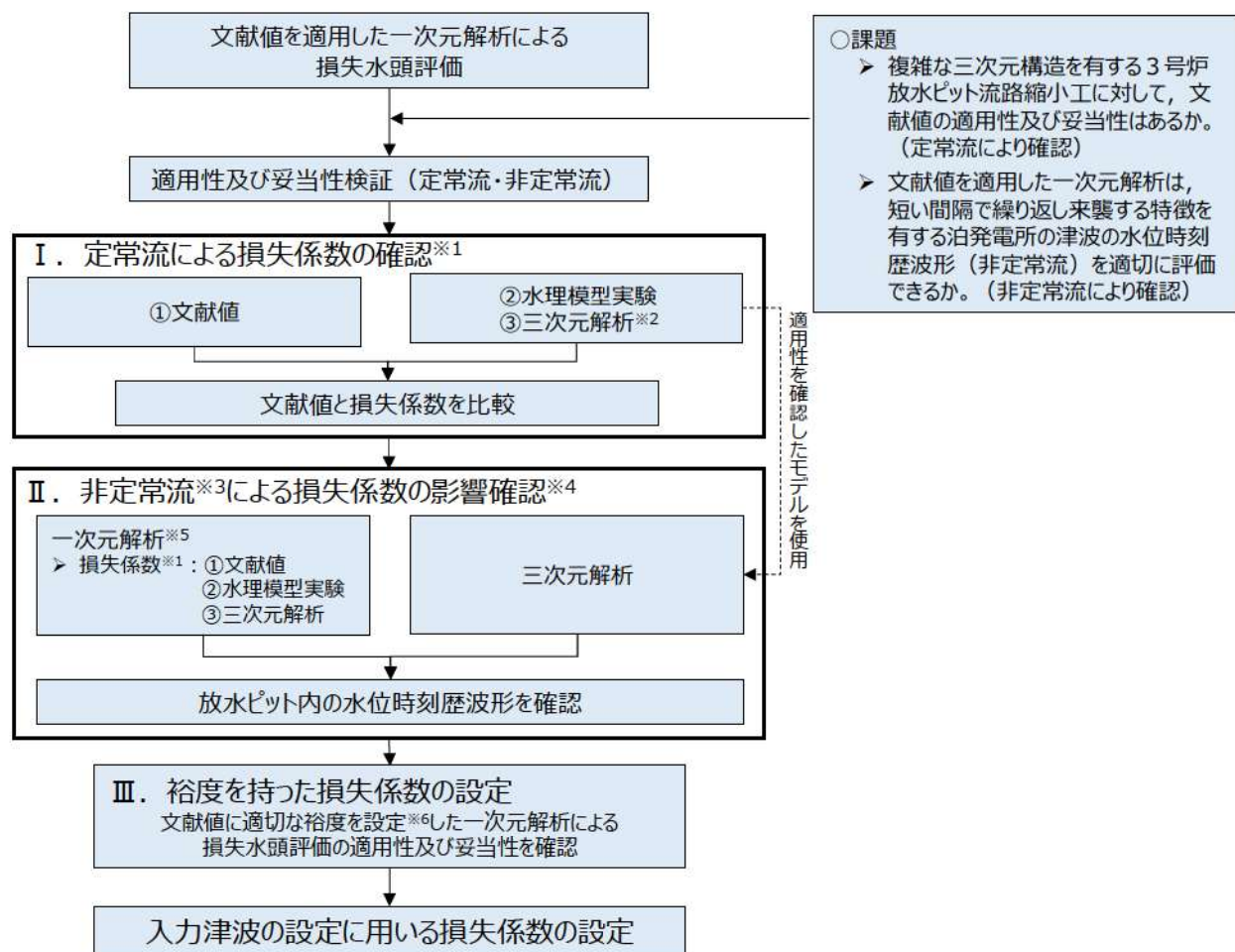
表 4-1 (1/2) 3号炉放水ピット流路縮小工の損失水頭の評価方法の検証のための各実施項目と目的

実施項目	目的
I. 定常流による損失係数の確認	
① 文献値の適用性確認	②水理模型実験（縮尺：1/50）及び③三次元解析（縮尺：1/50）の損失係数との比較により、複雑な三次元構造を有する流路縮小工の損失係数を表現できることを確認する。
②水理模型実験（定常流） （縮尺：1/50, 粗度係数：実験（アクリル相当））	複雑な三次元構造を有する流路縮小工を含む放水ピットから放水路に至る全体の損失水頭 ^{※1} 及び損失係数を算出する。
③三次元解析（定常流） （縮尺：1/50, 粗度係数：実験（アクリル相当））	水理模型実験を模擬した解析により損失係数を算出する。
II. 非定常流による損失係数の影響確認	
一次元解析（非定常流：模擬波） （縮尺：1/1, 粗度係数：実機相当）	三次元解析による模擬波を用いた放水ピット内の水位の時刻歴波形との比較により、一次元解析が泊発電所の津波の特徴を踏まえた、放水ピット内の水位時刻歴波形を適切に評価できるか確認する。 なお、損失係数を変化させた場合の放水ピット水位の時刻歴波形への影響を比較するため、一次元解析に与える損失係数は、①文献値、②水理模型実験（縮尺：1/50）結果及び③三次元解析（縮尺：1/50）に基づく値とする。
三次元解析（非定常流：模擬波） （縮尺：1/1, 粗度係数：実機相当）	一次元解析を用いた損失水頭評価の適用性及び妥当性を検証するために、流路縮小工部を模擬した三次元解析を実施し、流路縮小工効果が再現された流況における放水ピット内水位の時刻歴波形を算出する。

※1：水理模型実験は、フルードの相似則を適用して模型サイズ及び流量を設定した上で、実機の津波来襲時の流路縮小工内の流況と同じ乱流状態で行う。流路縮小工を流れる流体の損失水頭は、流路形状により渦や縮流が発生することによる形状損失が支配的になると考えられ、乱流領域では、形状損失の損失係数のレイノルズ数依存性は小さく、水の流れの状態（流量の変化）によらずその構造に対してほぼ一定の値を示す。このため、乱流領域で実験をすることにより実機と相似な流況を再現できる。本検討においては、土木学会（1999）を参考に、レイノルズ数が3000以上で乱流状態が再現されるとした。

表 4-1 (2/2) 3 号炉放水ピット流路縮小工の損失水頭の評価方法の検証のための各実施項目と目的

	実施項目	目的
Ⅲ. 裕度を持った損失係数の設定		
	損失係数の設定	放水ピット水位が保守的になるよう、文献値に適切な裕度を持たせ「入力津波の設定に用いる損失係数」を設定する。具体的には、津波が入りやすく出にくい条件となるよう、押し波方向には損失係数を小さく設定し、引き波方向には損失係数を大きく設定する。
	水位挙動の確認	文献値の損失係数に裕度を持たせた「入力津波の設定に用いる損失係数」を適用した一次元解析による放水ピット内の水位時刻歴波形は、文献値を適用した一次元解析による水位時刻歴波形と大きな乖離はなく、放水ピット最高水位を高め評価することを確認する。



※1：①～③のケースは、以下の条件の損失係数である。

①文献値

②水理模型実験（定常流，縮尺：1/50）

③三次元解析（定常流，縮尺：1/50）

※2：三次元解析は，水理模型実験を用いてモデルの適用性を確認する（参考資料5）。

※3：短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を考慮した模擬波を用いる。

※4：水理模型実験では，任意の連続波形（短い間隔で繰り返し来襲する津波（非定常流））の入力が困難なことから三次元解析（縮尺：1/1）を用いる。

※5：三次元解析と一次元解析（損失係数：③三次元解析結果に基づく損失係数）の放水ピット内の水位時刻歴波形を比較し，非定常流を用いた一次元解析モデルの確認を行う（参考資料7）。

※6：放水ピット内の最高水位が保守的になるように，押し波方向の損失係数を小さく（津波が入りやすい），引き波方向の損失係数を大きく（津波が出にくい）設定する。

図 4-2 3号炉放水ピット流路縮小工の損失水頭評価手法の検証及び
損失係数の設定フロー

(2) 対象範囲及びモデル化の考え方

損失水頭評価方法の検証におけるモデル化範囲は、図 4-3 に示す放水路、放水ピット（上部・下部）及び流路縮小工とし、複雑な三次元構造を有する 3 号炉放水ピット流路縮小工部を対象に損失水頭及び放水ピット内水位を確認する。

モデル化に当たっては、検証の対象である 3 号炉放水ピット流路縮小工周辺の排水路の複雑な三次元構造を模擬する必要がある。一方で、その他の放水路延長、放水ピット高さについては、三次元解析、水理模型実験及び一次元解析で同一の条件であれば、損失水頭及び放水ピット内水位の結果の比較が可能となる。

そのため、放水路から放水口については、同一断面が続き、損失水頭及び放水ピット内の水位評価に影響しないことから、放水ピット端部から 20m の範囲をモデル化した。また、放水ピット（上部）は水位上昇を測定できるように実際の放水ピット（上部）より高くなるようにモデル化した。

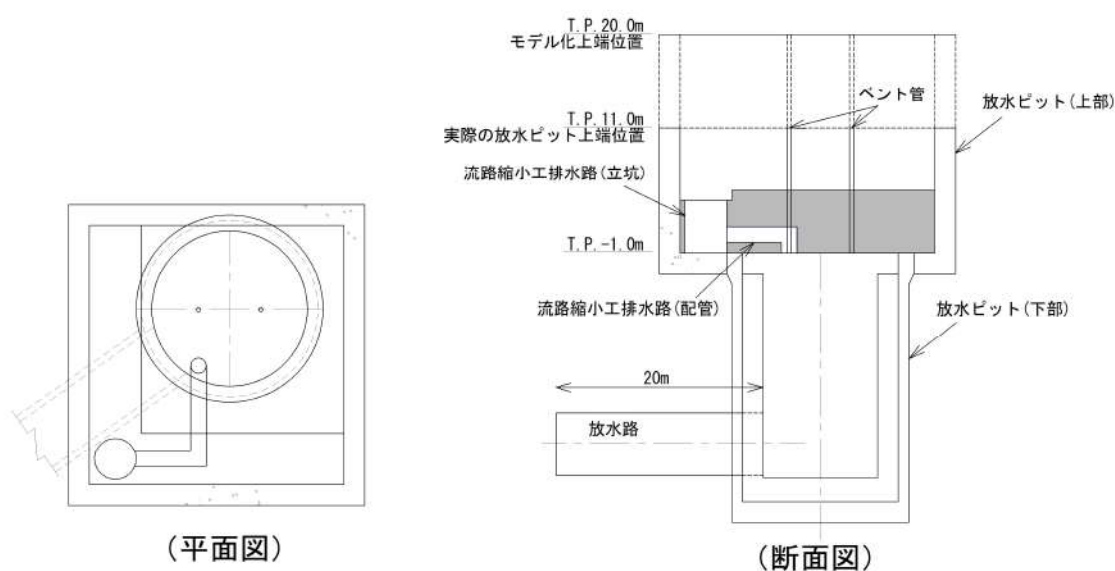


図 4-3 検証におけるモデル化範囲

(3) 検討対象となる津波条件について

検討では表 4-2 に示すとおり，基準津波 A～L の 12 波源に防波堤の損傷状態を考慮して各評価項目が最大となった 18 ケースを対象とする。

基準津波の審査における説明内容について参考資料 4 に示す。

表 4-2 検討に用いる基準津波の 12 波源及び防波堤の損傷状態の組合せ一覧

波源	防波堤の損傷状態
基準津波 A	防波堤損傷なし
基準津波 B	防波堤損傷なし
基準津波 B	北防波堤損傷
基準津波 C	防波堤損傷なし
基準津波 D	防波堤損傷なし
基準津波 D	北及び南防波堤損傷
基準津波 D	南防波堤損傷
基準津波 D	北防波堤損傷
基準津波 E	北及び南防波堤損傷
基準津波 E	南防波堤損傷
基準津波 F	北及び南防波堤損傷
基準津波 F	北防波堤損傷
基準津波 G	南防波堤損傷
基準津波 H	北防波堤損傷
基準津波 I	防波堤損傷なし
基準津波 J	北及び南防波堤損傷
基準津波 K	南防波堤損傷
基準津波 L	北防波堤損傷

4.3 定常流による損失係数の確認方法

(1) 水理模型実験の損失水頭及び損失係数の確認方法

損失水頭の確認については、対象区間の水位差より算出するため、水位差の対比が可能な定常流を用いて行う。また、算出された損失水頭を代表位置（流路縮小工排水路（配管））における速度水頭で除すことにより損失係数を算出する。

一次元解析では、電力土木技術協会（1995）他で示されている定常流を対象とした損失係数を適用し、非定常な管路内の水位の変動を算出している。これは、非定常流時の流量変化に伴う損失係数の変化は小さく、定常流を対象とした損失係数を非定常流解析に適用しても全体の流況に与える影響は小さいという考え方に基づいている。

この考え方の妥当性を確認するため、三次元解析による損失係数及び水理模型実験の損失水頭より算出される損失係数（損失水頭を代表位置（流路縮小工排水路（配管））における速度水頭で除した値）は、津波時に生じる流れにあるような乱流領域（高レイノルズ数領域）においてレイノルズ数依存性が小さく、流量が変化しても大きく変化しないことを確認する。

流量が変化しても損失係数が大きく変化しないことを確認できた場合には、流量が時間的に変化する非定常流時において定常流時の損失係数を一次元解析に適用しても問題ないと判断する。

(2) 流量の条件

損失水頭及び損失係数を確認するために行う定常流の三次元解析及び水理模型実験における設定流量は、津波時の最大流量を包絡する流量として $12.0\text{m}^3/\text{s}^{※1}$ とし、損失水頭から算出する損失係数が流量によらず一定値であることを確認するために、津波時以外の流量として $2.0\text{m}^3/\text{s}^{※1}$ を設定する。

乱流領域においてはレイノルズ数依存性が小さく、流量が変化しても損失係数に大きな変化が生じないことの確認として、今回実施する $12.0\text{m}^3/\text{s}$ 及び $2.0\text{m}^3/\text{s}$ において損失水頭から算出される損失係数に大きなばらつきがないことを確認する。なお、実験で得られる損失係数に流量依存性はないと考えるものの、得られた損失係数にばらつきが大きい場合には、必要に応じて流量条件を追加し確認を行う。

$2.0\text{m}^3/\text{s}$ については、原子炉補機冷却海水ポンプの定格流量 ($1,700\text{m}^3/\text{h} \cdot \text{台} \div 0.5\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{台}$) から、外部電源喪失によるブラックアウトシーケンス作動時にポンプ4台全台が起動することを踏まえ、4台分の流量を考慮し設定した。

$12.0\text{m}^3/\text{s}$ については、放水路～放水ピット（下部）を津波が逆流し、放水ピット水位が上昇した場合、水位が流路縮小工下端 (T.P. -1.0m) 以上になると流路縮小工を津波が通過するため、放水ピット水位が T.P. -1.0m 以上になる時間帯における放水路入口最大流量を包絡するよう設定した。

また、最大流量の算出に当たっては、表 4-2 に示すとおり検討対象とした 18 ケースを参考とした。

図 4-4～図 4-21 に放水ピット水位及び放水路入口流量の時刻歴波形を示す（図 4-22 より放水ピット水位が T.P. -1.0m より低い時間帯は、流路縮小工を通過する最大流量算出の対象外とした）。

また、流れ方向による損失水頭及び損失係数の変化を確認するため引き波方向（放水ピット→放水口）・押し波方向（放水口→放水ピット）を模擬した実験を実施する。

以上より、定常流で実施する 4 ケースを、表 4-3 に示す。

※1：水理模型実験においてはフルード相似則を適用した 1/50 スケールでの流量にて実施する。実験における流量は表 4-4 に示す。

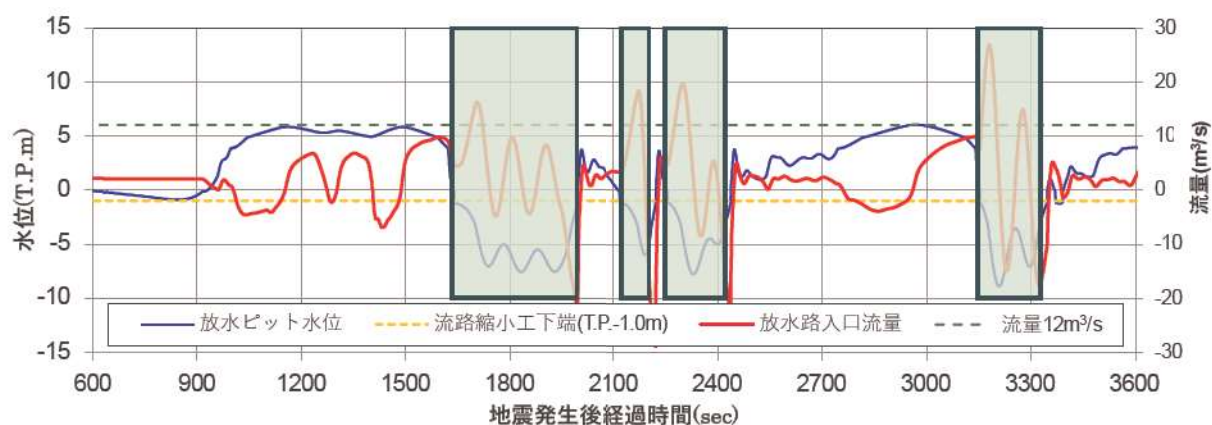


図 4-4 基準津波 A（防波堤損傷なし）

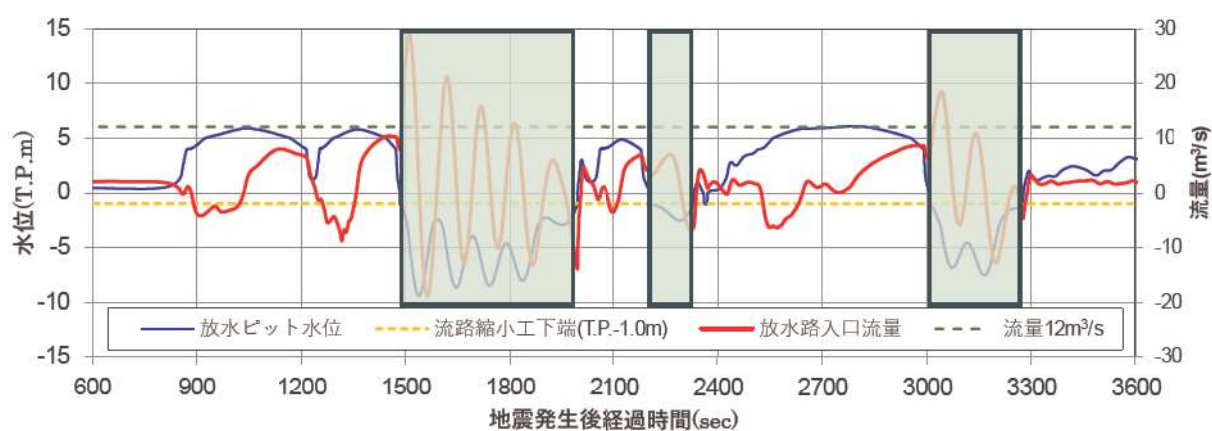


図 4-5 基準津波 B（防波堤損傷なし）

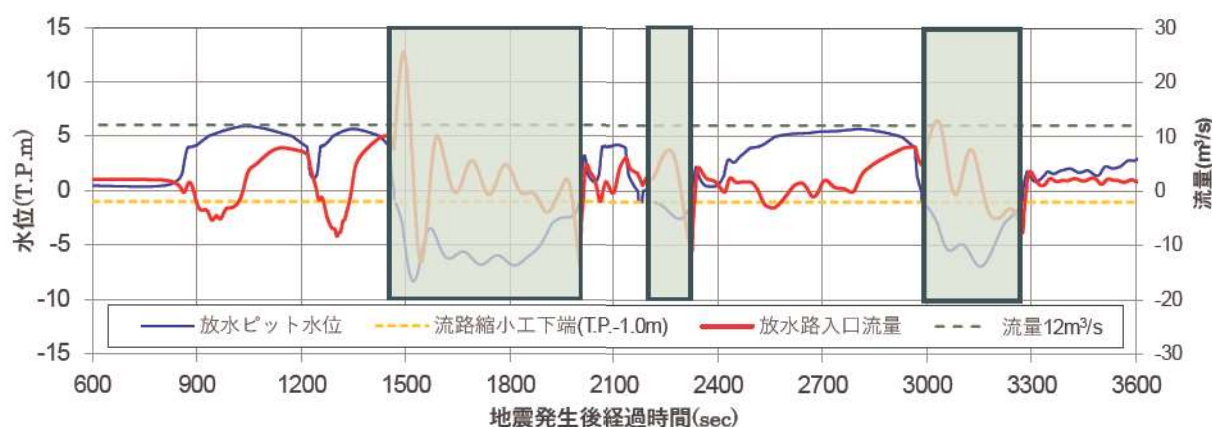


図 4-6 基準津波 B（北防波堤損傷）

※ハッチング部の時間帯は、放水ピットの水位が図 4-22 のように流路縮小工下端（T.P. -1.0m）より下であり、流路縮小工内を通過していない状況であることから、流路縮小工を通過する流量算出の対象外とした。

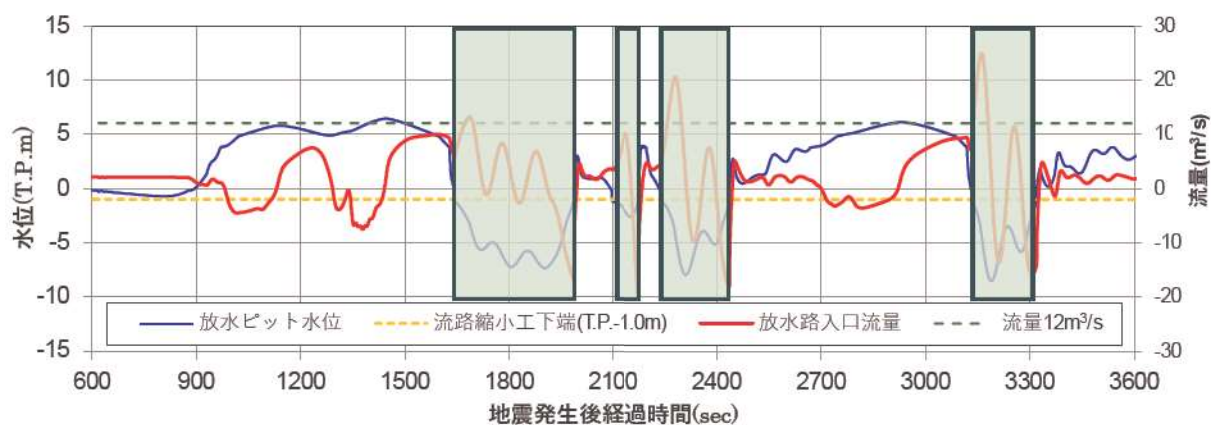


図 4-7 基準津波 C（防波堤損傷なし）

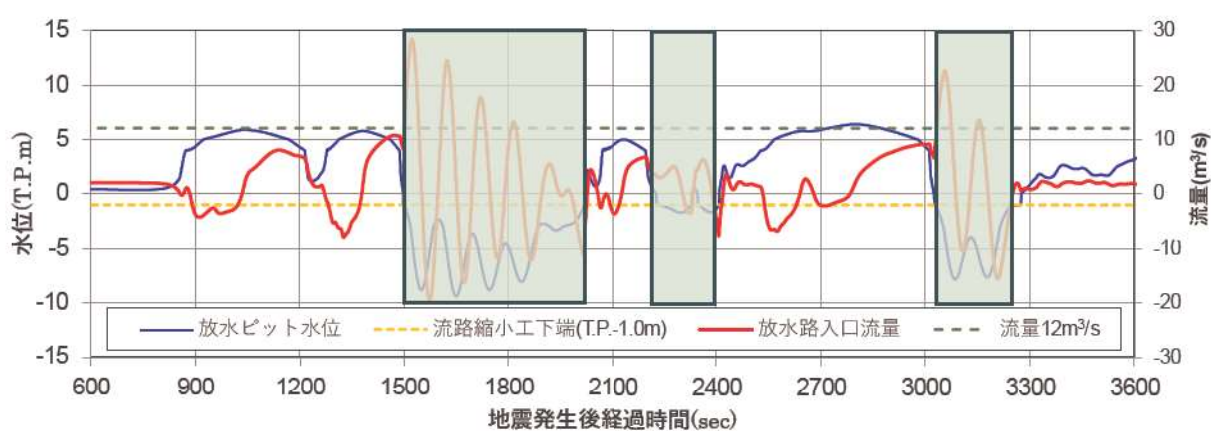


図 4-8 基準津波 D（防波堤損傷なし）

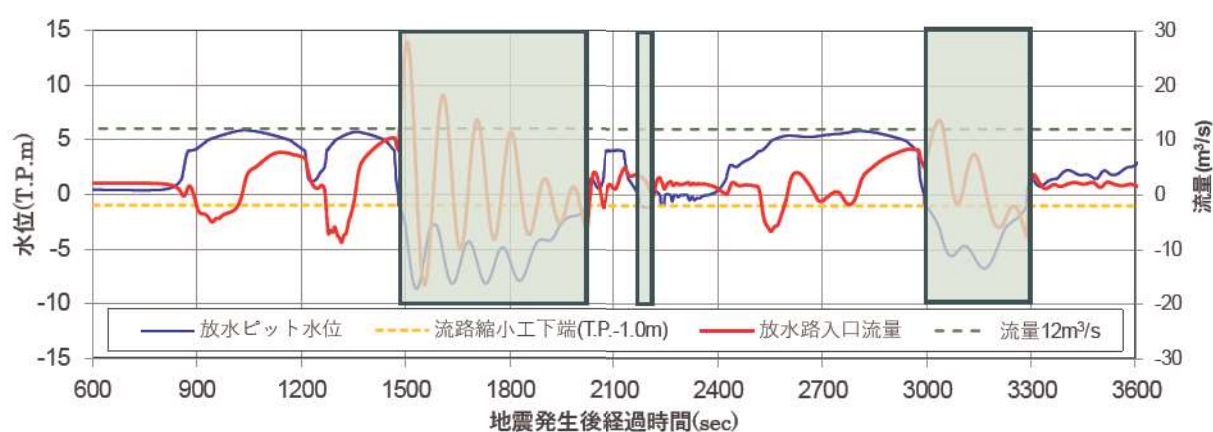


図 4-9 基準津波 D（北及び南防波堤損傷）

※ハッチング部の時間帯は、放水ピットの水位が図 4-22 のように流路縮小工下端（T.P. -1.0m）より下であり、流路縮小工内を通過していない状況であることから、流路縮小工を通過する流量算出の対象外とした。

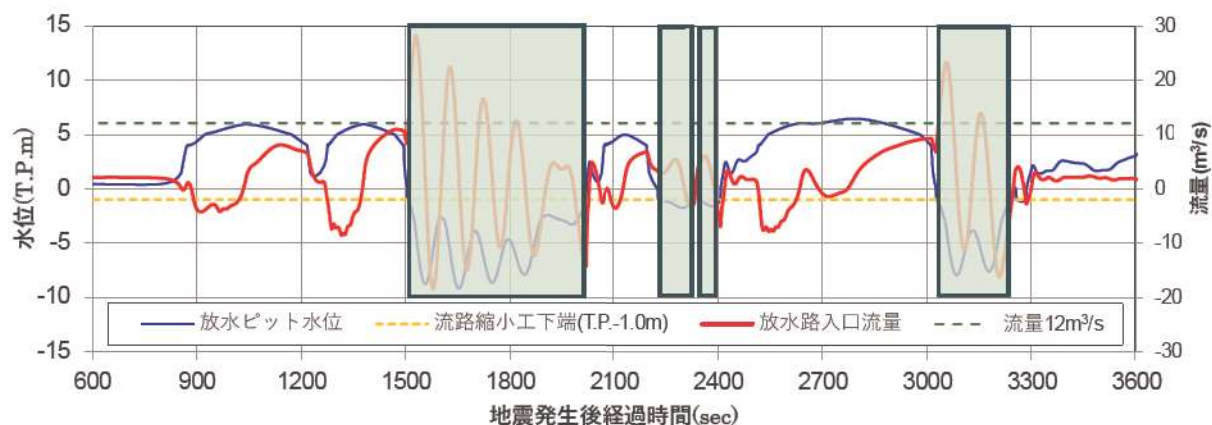


図 4-10 基準津波 D（南防波堤損傷）

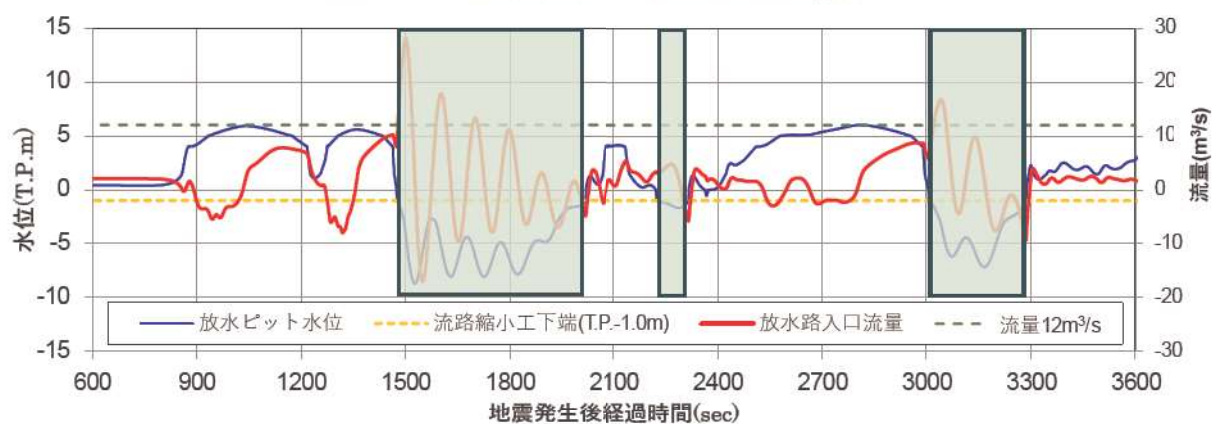


図 4-11 基準津波 D（北防波堤損傷）

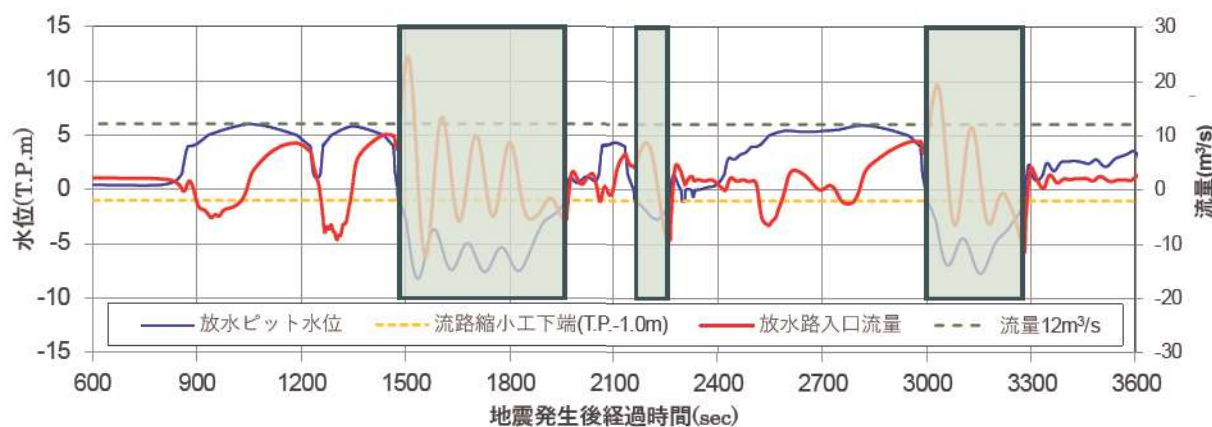


図 4-12 基準津波 E（北及び南防波堤損傷）

※ハッチング部の時間帯は、放水ピットの水位が図 4-22 のように流路縮小工下端（T.P. -1.0m）より下あり、流路縮小工内を通過していない状況であることから、流路縮小工を通過する流量算出の対象外とした。

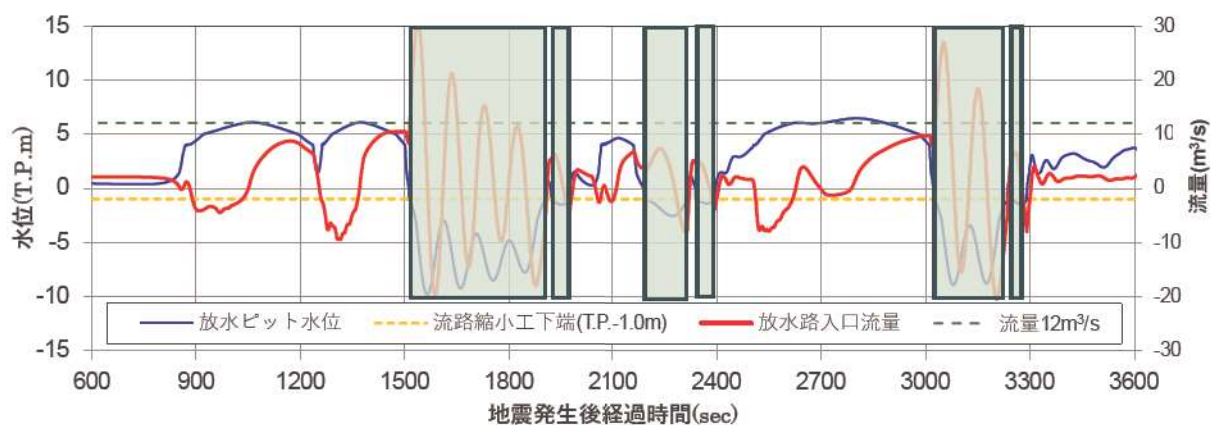


図 4-13 基準津波 E（南防波堤損傷）

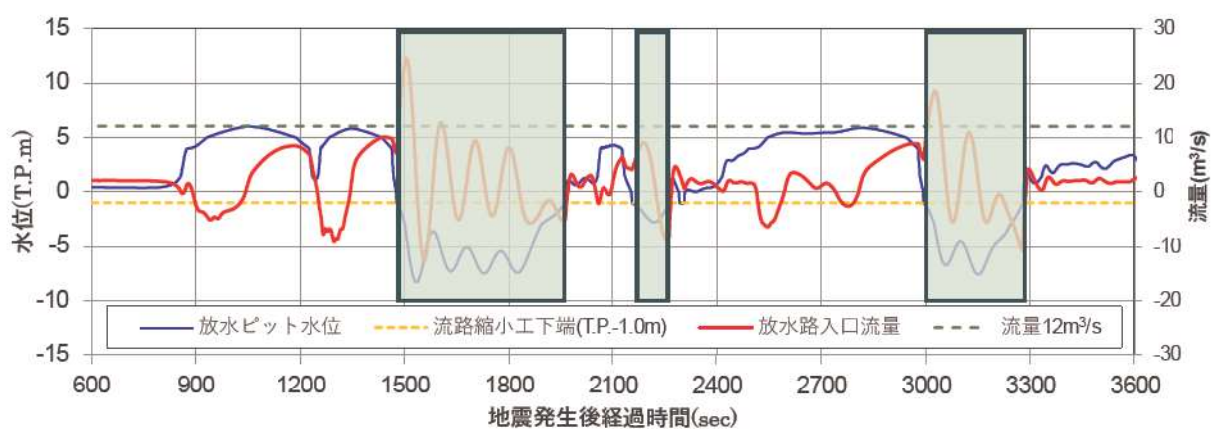


図 4-14 基準津波 F（北及び南防波堤損傷）

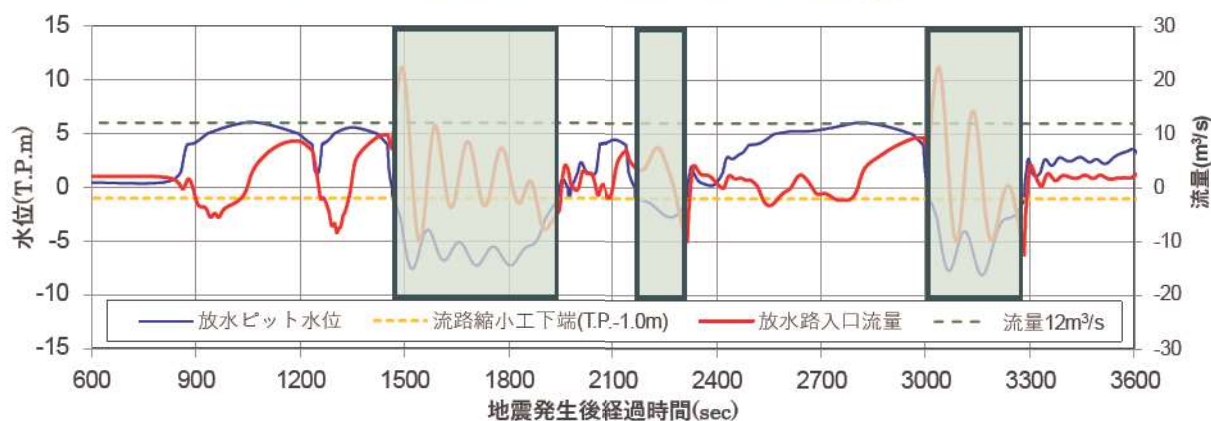


図 4-15 基準津波 F（北防波堤損傷）

※ハッチング部の時間帯は、放水ピットの水位が図 4-22 のように流路縮小工下端（T.P. -1.0m）より下あり、流路縮小工内を通過していない状況であることから、流路縮小工を通過する流量算出の対象外とした。

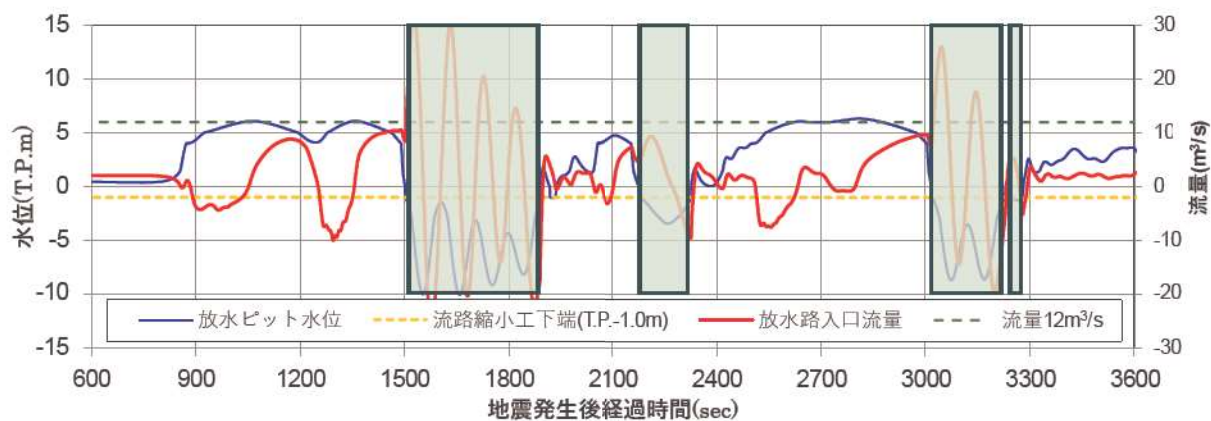


図 4-16 基準津波 G（南防波堤損傷）

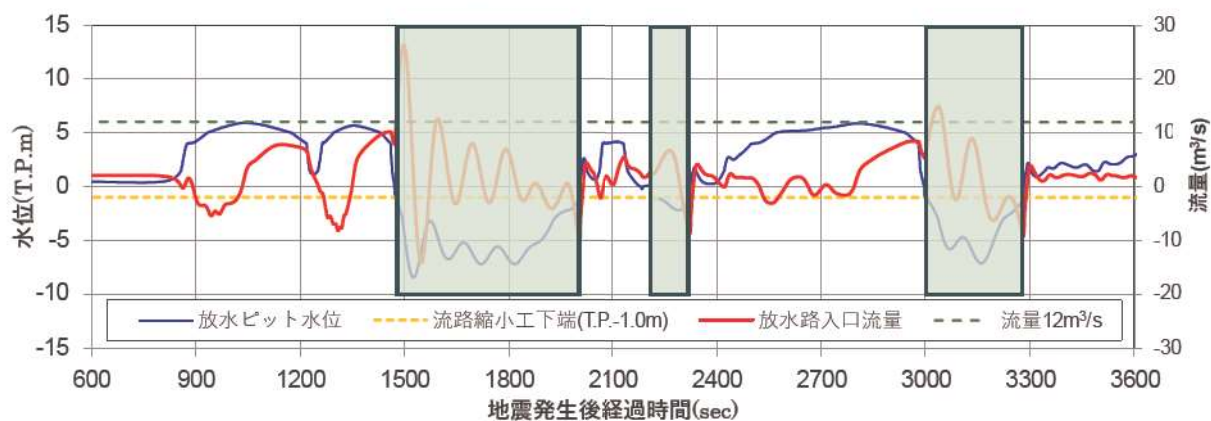


図 4-17 基準津波 H（北防波堤損傷）

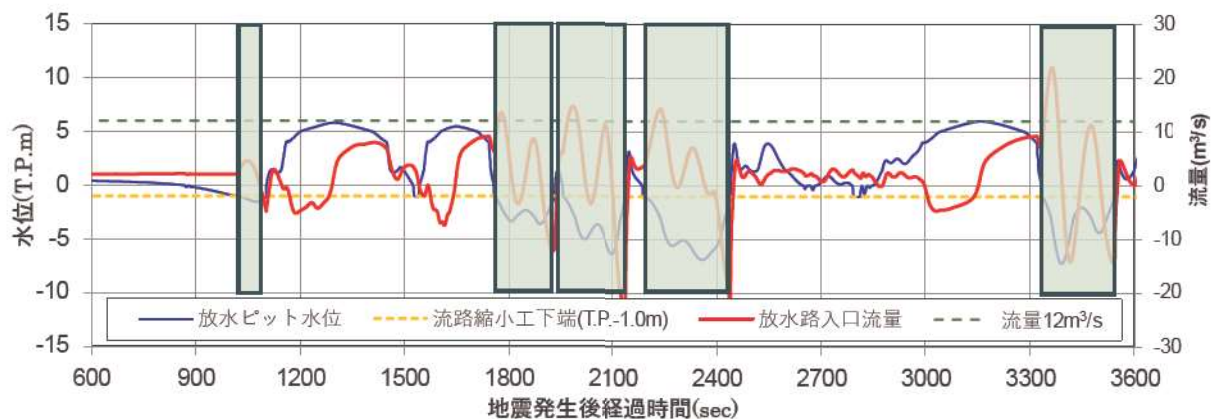


図 4-18 基準津波 I（防波堤損傷なし）

※ハッチング部の時間帯は、放水ピットの水位が図 4-22 のように流路縮小工下端（T.P.-1.0m）より下あり、流路縮小工内を通過していない状況であることから、流路縮小工を通過する流量算出の対象外とした。

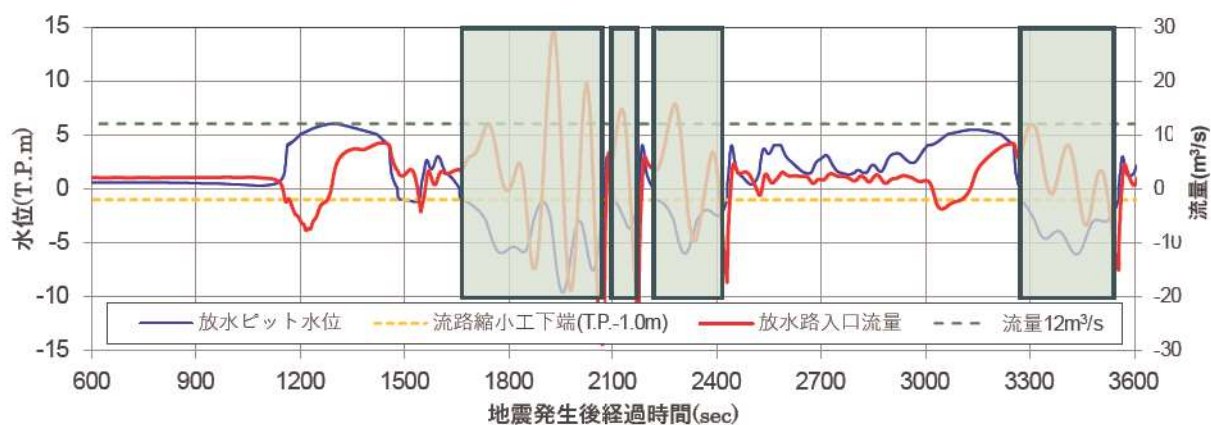


図 4-19 基準津波 J（北及び南防波堤損傷）

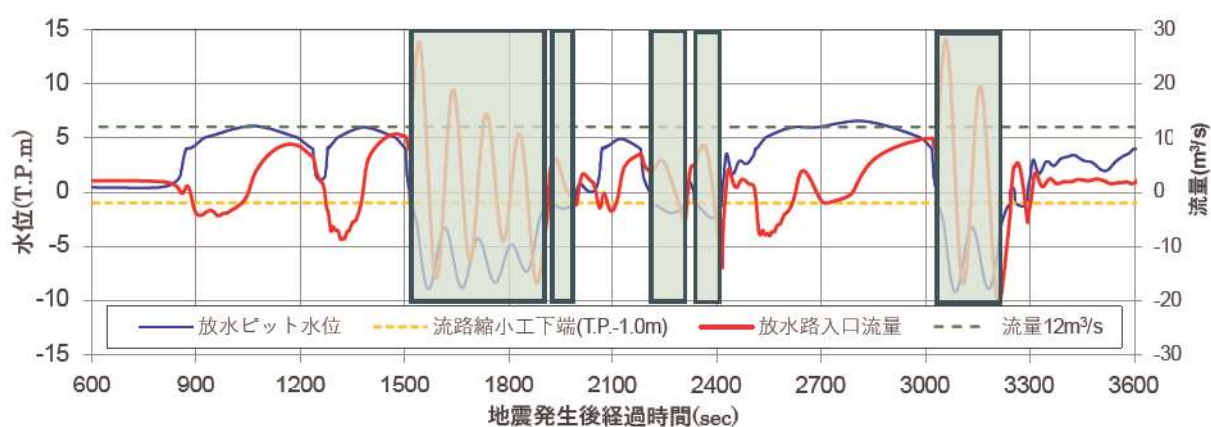


図 4-20 基準津波 K（南防波堤損傷）

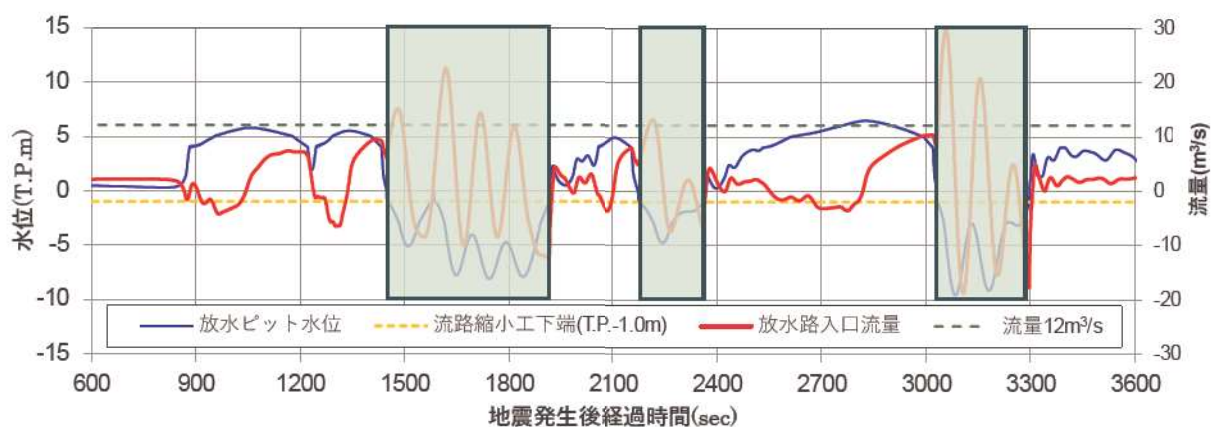
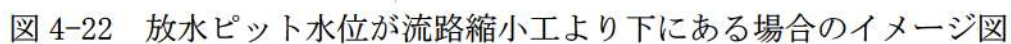


図 4-21 基準津波 L（北防波堤損傷）

※ハッチング部の時間帯は、放水ピットの水位が図 4-22 のように流路縮小工下端（T.P. -1.0m）より下あり、流路縮小工内を通過していない状況であることから、流路縮小工を通過する流量算出の対象外とした。



流れ方向	実機流量 (m^3/s)	備考
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	2.0	津波来襲前の原子炉補機 冷却海水ポンプ設定流量
	12.0	津波時の設定流量
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	2.0	津波来襲前の原子炉補機 冷却海水ポンプ設定流量
	12.0	津波時の設定流量

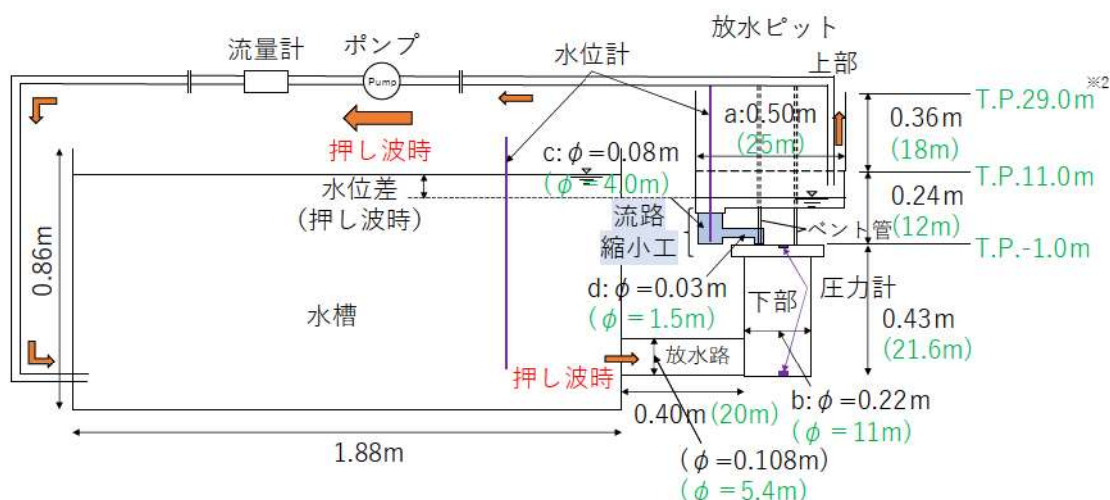
a. 方法

通水前の放水ピット及び水槽の初期水位は、定常流状態において流路縮小工で生じる損失水頭及び損失係数を再現するため、流路縮小工が満管状態となるように設定する必要がある。

実験により得られる損失水頭及び損失係数は初期水位に依存しないことから、今回の水理模型実験では、流路縮小工が常時満管状態となるように、補機冷却海水放水路（水理模型実験では放流管）設置位置である T. P. 7. 0m を実験開始前から実験中（定常流状態：水槽と放水ピット上部で水位差がついた状態）において常に没水させるように、放水ピット内の水位が上昇する引き波方向には、初期水位 T. P. 7. 5m とし、放水ピット内の水位が低下する押し波方向は初期水位 T. P. 16. 5m とする。

なお、流路縮小部に圧力計及び差圧計を設置した場合、圧力計及び圧力検出配管の設置に伴う流れの乱れが発生し、実験結果に影響する可能性があるため、放水ピット（下部）の2箇所に圧力計を設置し、参考として損失水頭を確認する。

水理模型実験イメージ図（押し波方向）を図 4-23 に、水理模型実験イメージ図（引き波方向）を図 4-24 に示す。



※4: a,b,c,dは表4-4 実験条件の項目と一致

図 4-23 水理模型実験イメージ図 (押し波方向)

表 4-4 実験条件

		実機	模型※
材質		コンクリート	アクリル
津波来襲前の 原子炉補機冷 却海水ポンプ 設定流量	流量 [m ³ /s]	2.0	0.11×10^{-3}
	レイノルズ数	1.7×10^6	4.8×10^3
津波時の 設定流量	流量 [m ³ /s]	12.0	0.68×10^{-3}
	レイノルズ数	1.0×10^7	2.9×10^4
a:放水ピット（上部）寸法（m）		幅：25.0 奥行：24.5	幅：0.50 奥行：0.49
b:放水ピット（下部）内径（m）		11.0	0.22
c:流路縮小工排水路（立坑）内径（m）		4.0	0.08
d:流路縮小工排水路（配管）内径（m）		1.5	0.03

※ 実機と模型のフルード数が同一となるように流量を設定する場合の流量の導出過程については、参考資料 2 参照

(4) 三次元解析の方法及び条件

a. 方法

損失水頭については、放水路端部の水槽から一定の流量の入力を行い、得られた水位差から算出する。また、算出された損失水頭を代表位置（流路縮小工排水路（配管））における速度水頭で除すことにより損失係数を算出する。

3号炉放水ピット流路縮小工イメージ図を図4-25に示す。

三次元解析に用いる解析モデルイメージ、水頭算出位置を図4-26、図4-27に示す。解析モデルは水理模型実験と同じ縮尺（1/50）とする。

水理模型実験と同条件とするために、定常流状態において水槽内の水位と放水ピット（上部）の水位差により全体の損失水頭を算出し、算出された損失水頭を代表位置（流路縮小工排水路（配管））における速度水頭で除すことにより損失係数を算出する。また、水理模型実験では損失水頭の測定ができない圧力水頭測定箇所にて測定点を設置し、参考として損失水頭を確認する。

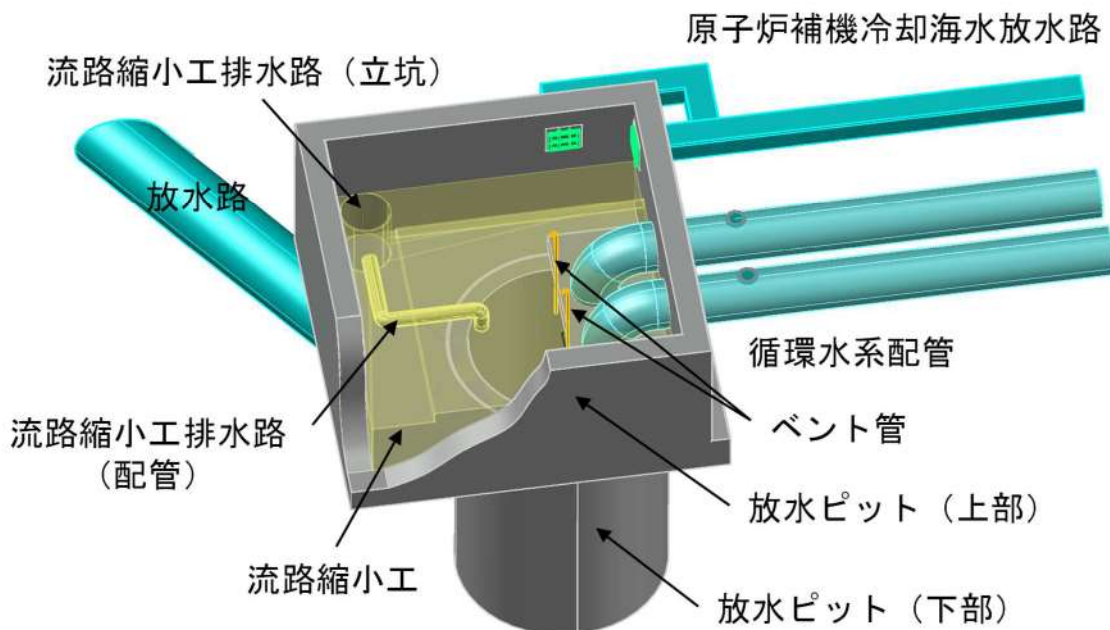


図4-25 3号炉放水ピット流路縮小工イメージ図

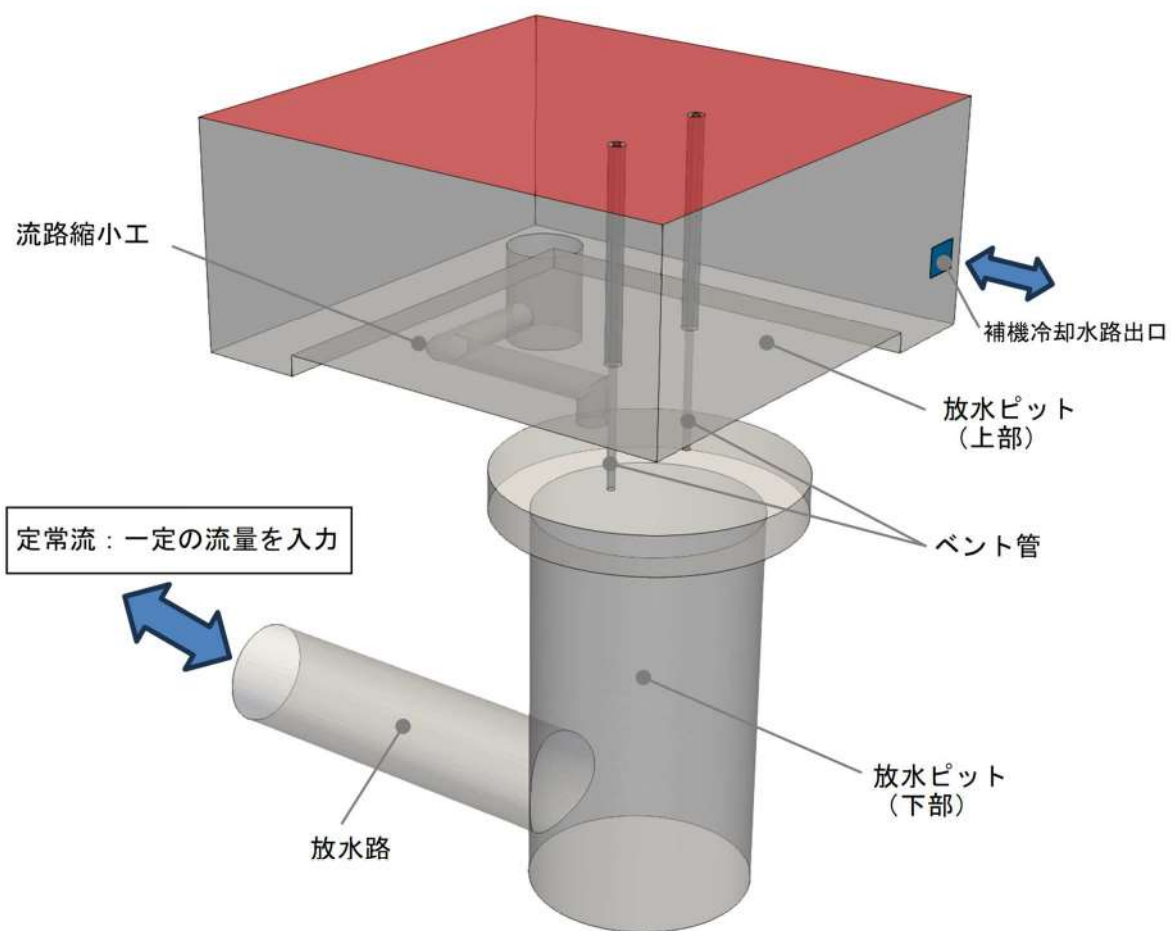


図 4-26 三次元解析モデルイメージ図

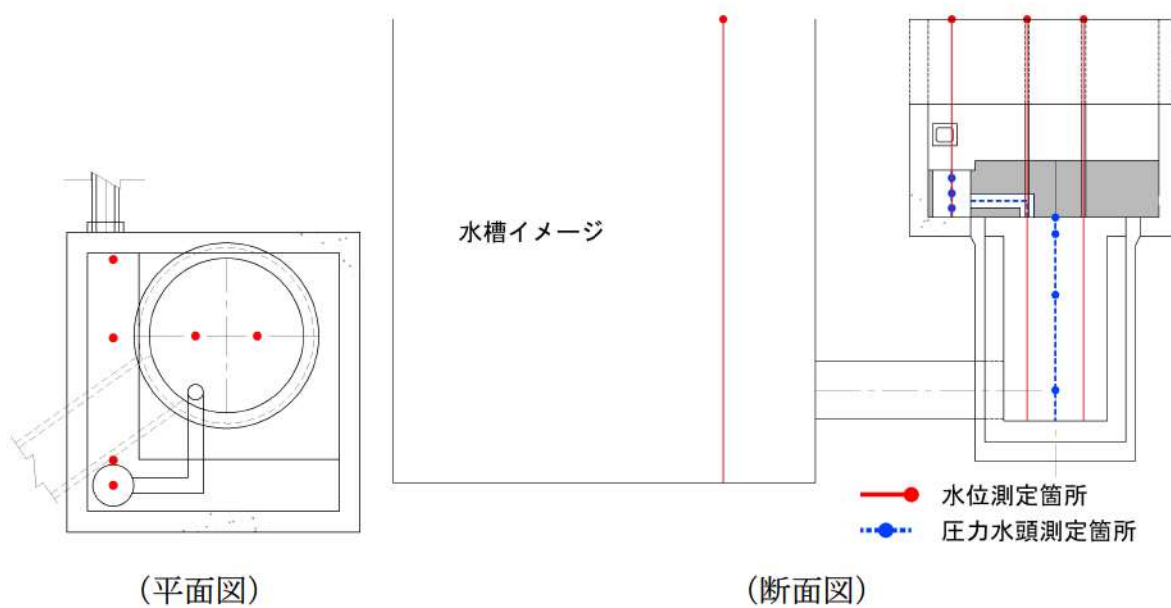


図 4-27 三次元解析水頭算出位置図

b. 条件

粗度係数については、水理模型実験と同条件とするために、実験の粗度係数 0.010（アクリル相当）※を入力する。

解析コードは、OpenFOAM（Ver. 2.4.0）を用いる。

OpenFOAM については、国内外の機械、土木、建築及び気象を含めた様々な分野において、三次元数値流体力学ツールとして使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。また、VOF 法（Volume of Fluid 法）による自由表面解析手法を有し、VOF 法は「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」において、複雑な容器形状や流体の非線形現象を考慮する場合に有効であるとされている。今回、複数の粗度係数（0.010 及び 0.014）を用いて解析を実施するが、保坂ら（2021）では、粗度係数 0.015 を使用し、同程度の値を使用していることから今回使用する粗度係数においても、適用範囲内であると言える。

※土木学会（1999）より、水理模型実験の模型に使用する材料であるアクリルと同等の素材である強化プラスチックの粗度係数

(5) まとめ

水理模型実験及び三次元解析で得られた流路縮小工を含む、放水ピットから放水路に至る全体の損失水頭及び損失係数とこれに対応する文献値の損失水頭及び損失係数を確認する。

ここで損失係数は、放水ピットから放水路に至る全体の損失水頭を代表位置（流路縮小工排水路（配管））における速度水頭で除すことにより算出する。

4.4 定常流による損失係数の確認結果

(1) 水理模型実験結果

水理模型実験については、流量条件 $0.11 \times 10^{-3} (2.0) \text{ m}^3/\text{s}$ 及び $0.68 \times 10^{-3} (12.0) \text{ m}^3/\text{s}$ で実施した。ここで、流量条件の括弧内は実機流量を示す。

水理模型実験の状況を図 4-28 に、水理模型実験の損失水頭及び損失係数の確認結果を表 4-5 に示す。

$0.11 \times 10^{-3} (2.0) \text{ m}^3/\text{s}$ の損失水頭の計測結果である 0.004m は、非常に小さく、計測誤差 (0.002m) を考慮すると損失水頭の正確な値を測定できておらず、精度よく評価できていなかった可能性があった。

上記結果を踏まえ、 $0.23 \times 10^{-3} (4.0) \text{ m}^3/\text{s} \sim 0.57 \times 10^{-3} (10.0) \text{ m}^3/\text{s}$ (実機流量で $2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 間隔) の条件での実験を追加することで、流量を増加させた際の損失係数の変化を詳細に把握し、正確な損失水頭を得られる流量を確認する方針とした。

$0.11 \times 10^{-3} (2.0) \text{ m}^3/\text{s} \sim 0.68 \times 10^{-3} (12.0) \text{ m}^3/\text{s}$ の損失係数を図 4-29 に示す。

$0.23 \times 10^{-3} (4.0) \text{ m}^3/\text{s}$ 及び $0.34 \times 10^{-3} (6.0) \text{ m}^3/\text{s}$ の結果については、 $0.11 \times 10^{-3} (2.0) \text{ m}^3/\text{s}$ ほどではないものの、損失水頭が $0.022 \sim 0.052\text{m}$ と小さく、計測誤差 (0.002m) に近いことから、損失水頭の計測精度がやや不十分である可能性があった。

以上より、 $0.11 \times 10^{-3} (2.0) \text{ m}^3/\text{s} \sim 0.34 \times 10^{-3} (6.0) \text{ m}^3/\text{s}$ については実機の津波時の流況を模擬できていないため、 $0.45 \times 10^{-3} (8.0) \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $0.57 \times 10^{-3} (10.0) \text{ m}^3/\text{s}$ 及び $0.68 \times 10^{-3} (12.0) \text{ m}^3/\text{s}$ を用いて文献値との確認等を行う。

検討に用いる水理模型実験の損失水頭及び損失係数を表 4-6 に示す。

表 4-5 水理模型実験の損失水頭及び損失係数

ケース	実験流量 ^{※1} (m ³ /s)	損失水頭 (m)	損失係数	備考
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	0.11×10 ⁻³ (2.0)	0.005	3.33	計画時流量
	0.68×10 ⁻³ (12.0)	0.207	4.46	
	0.23×10 ⁻³ (4.0)	0.021	4.09	追加流量
	0.34×10 ⁻³ (6.0)	0.050	4.28	
	0.45×10 ⁻³ (8.0)	0.091	4.38	
	0.57×10 ⁻³ (10.0)	0.142	4.39	
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	0.11×10 ⁻³ (2.0)	0.004	3.01	計画時流量
	0.68×10 ⁻³ (12.0)	0.212	4.54	
	0.23×10 ⁻³ (4.0)	0.022	4.23	追加流量
	0.34×10 ⁻³ (6.0)	0.052	4.36	
	0.45×10 ⁻³ (8.0)	0.095	4.55	
	0.57×10 ⁻³ (10.0)	0.146	4.52	

※1：括弧内は実機流量を示す。

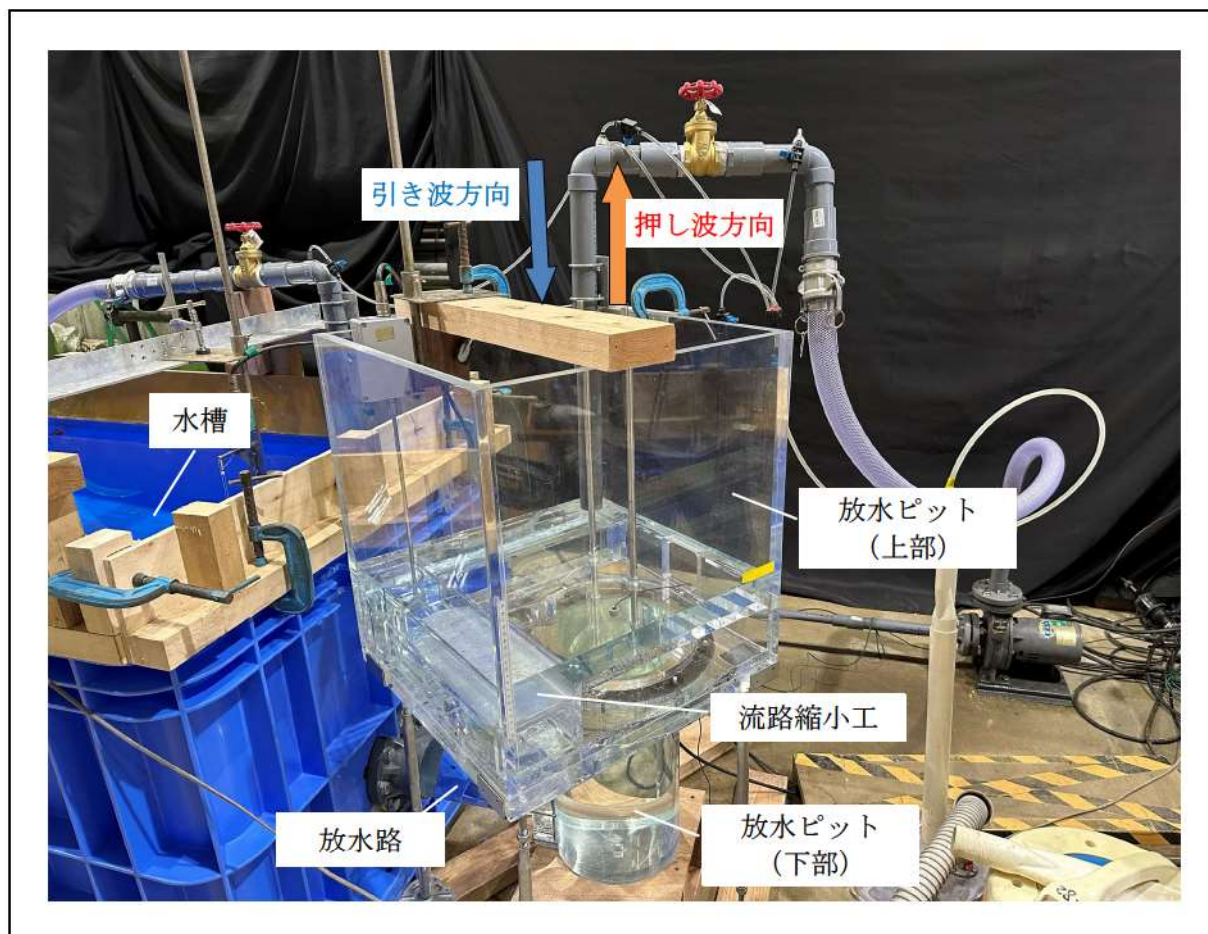


図 4-28 水理模型実験の状況写真

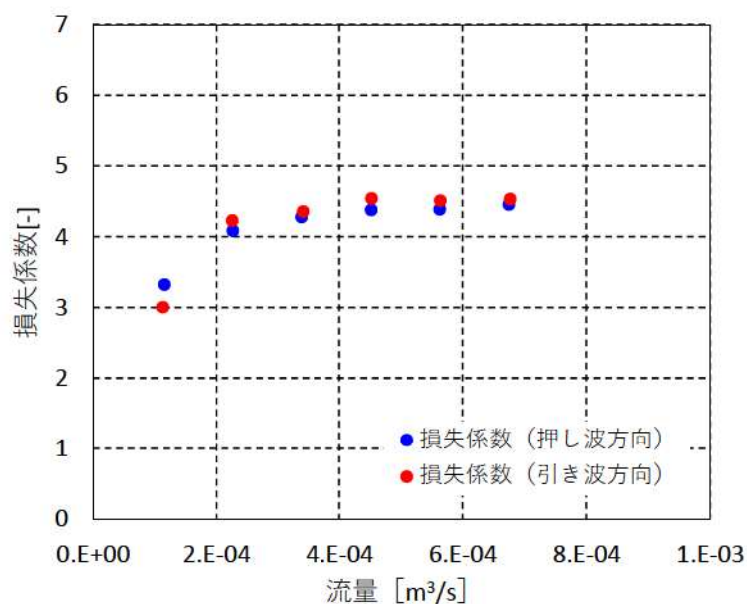


図 4-29 水理模型実験で得られた損失係数

表 4-6 検討に用いる水理模型実験の損失水頭及び損失係数

ケース	実験流量 ^{※1} (m ³ /s)	損失水頭 (m)	損失係数
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	0.45×10^{-3} (8.0)	0.091	4.38
	0.57×10^{-3} (10.0)	0.142	4.39
	0.68×10^{-3} (12.0)	0.207	4.46
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	0.45×10^{-3} (8.0)	0.095	4.55
	0.57×10^{-3} (10.0)	0.146	4.52
	0.68×10^{-3} (12.0)	0.212	4.54

※1：括弧内は実機流量を示す。

(2) 文献値と水理模型実験の損失係数の確認

文献値と水理模型実験の損失係数について、流量条件 0.45×10^{-3} (8.0) m^3/s ～ 0.68×10^{-3} (12.0) m^3/s で確認した結果を表 4-7 に示す。

流量に対する押し波方向の損失係数の確認結果を図 4-30 に、引き波方向の損失係数の確認結果を図 4-31 に示す。水理模型実験の損失係数は流量が変化しても概ね一定となること、文献値と水理模型実験による損失係数は概ね一致することを確認したことから、複雑な三次元構造を有する 3 号炉放水ピット流路縮小工に対して、文献値の適用性及び妥当性を確認した。

表 4-7 損失係数の確認結果

ケース	実験流量 ^{※1} (m^3/s)	文献値	水理模型実験	相違 (%)
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	0.45×10^{-3} (8.0)	4.665	4.38	6
	0.57×10^{-3} (10.0)		4.39	6
	0.68×10^{-3} (12.0)		4.46	5
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	0.45×10^{-3} (8.0)	4.869	4.55	7
	0.57×10^{-3} (10.0)		4.52	7
	0.68×10^{-3} (12.0)		4.54	7

※1：括弧内は実機流量を示す。

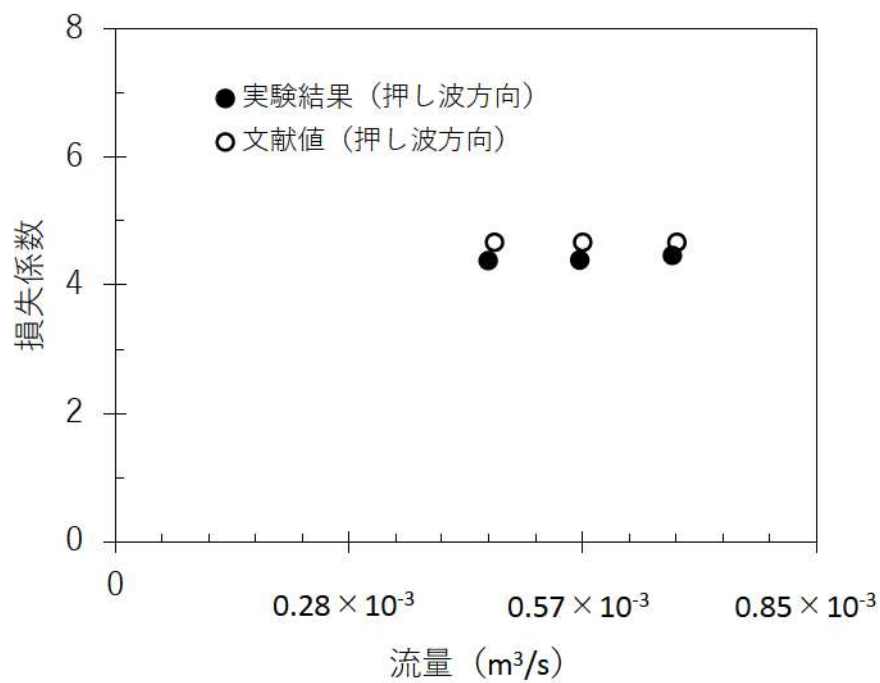


図 4-30 損失係数の確認結果（押し波方向）

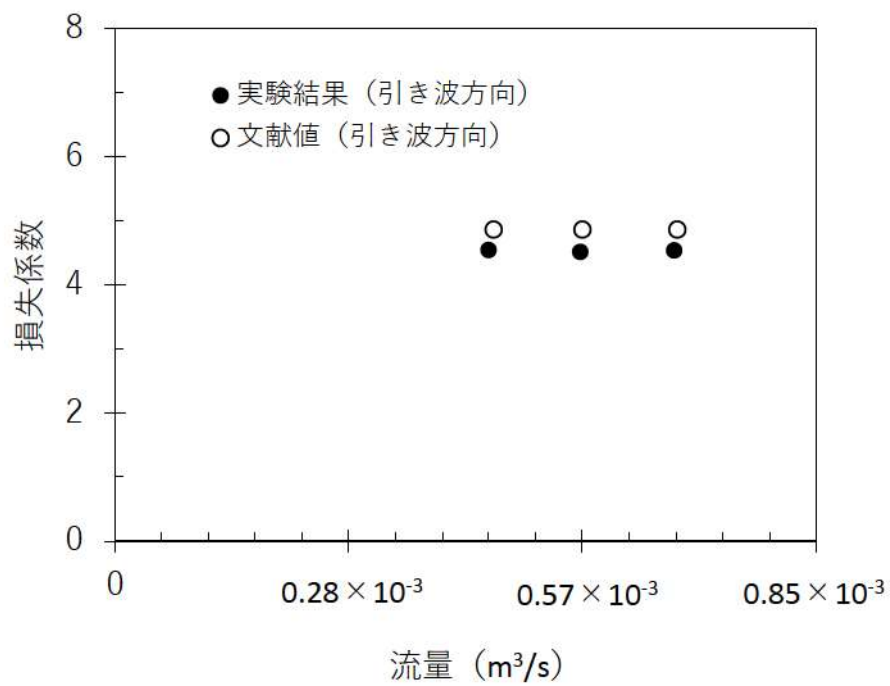


図 4-31 損失係数の確認結果（引き波方向）

(3) 文献値と三次元解析の損失係数の確認

文献値と三次元解析※の損失係数について、流量条件 0.45×10^{-3} (8.0) m^3/s ～ 0.68×10^{-3} (12.0) m^3/s で確認した結果を表 4-8 に示す。

流量に対する押し波方向の損失係数の確認結果を図 4-32 に、引き波方向の損失係数の確認結果を図 4-33 に示す。三次元解析の損失係数は流量が変化しても概ね一定となること、文献値と三次元解析による損失係数は概ね一致することを確認したことから、複雑な三次元構造を有する 3 号炉放水ピット流路縮小工に対して、文献値の適用性及び妥当性を確認した。

※ 三次元解析結果について参考資料 5 に示す。

表 4-8 損失係数の確認結果

ケース	実験流量※ ¹ (m^3/s)	文献値	三次元解析	相違 (%)
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	0.45×10^{-3} (8.0)	4.665	5.31	14
	0.57×10^{-3} (10.0)		5.32	14
	0.68×10^{-3} (12.0)		5.31	14
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	0.45×10^{-3} (8.0)	4.869	5.36	10
	0.57×10^{-3} (10.0)		5.42	11
	0.68×10^{-3} (12.0)		5.40	11

※ 1：括弧内は実機流量を示す。

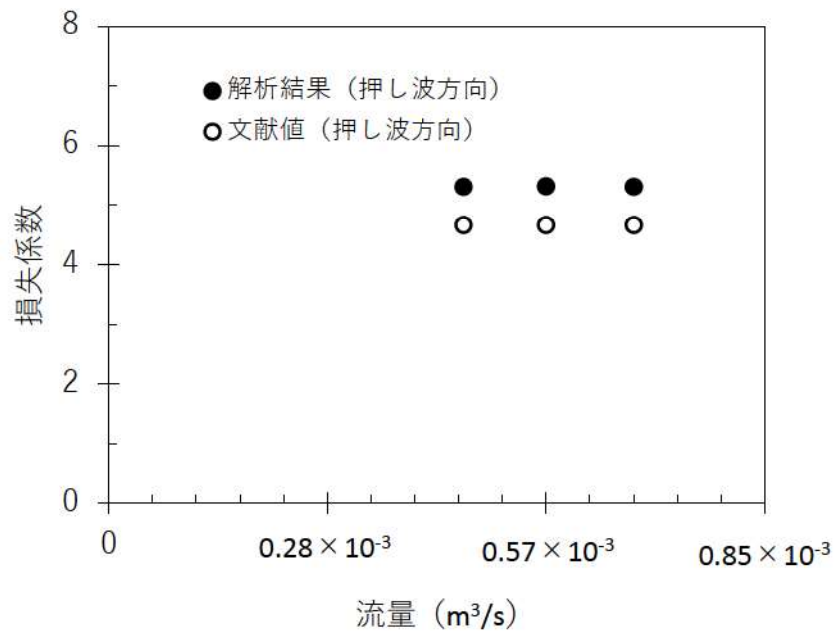


図 4-32 損失係数の確認結果 (押し波方向)

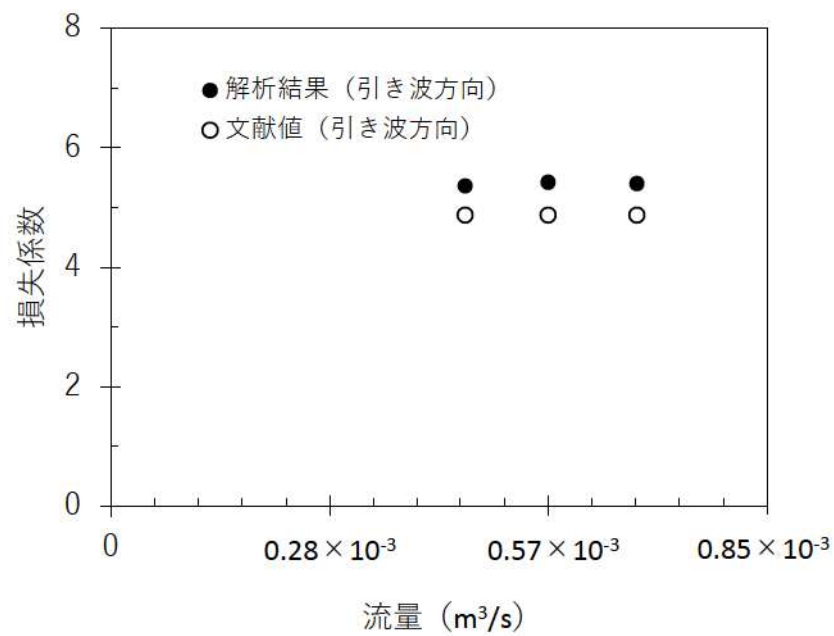


図 4-33 損失係数の確認結果 (引き波方向)

4.5 非定常流による損失係数の影響確認方法

(1) 検証方法及び入力波形の条件

a. 検証方法

検証については、水理模型実験が任意の連続波形（短い間隔で繰り返し来襲する津波：非定常流）の入力が困難であることを踏まえ、水理模型実験を用いてモデルの適用性を確認した三次元解析と一次元解析を用いて行う。

非定常流による損失係数の影響確認は、三次元解析と文献値を適用した一次元解析より算出した放水ピット内の水位時刻歴波形を確認し、概ね一致することを確認することで行う。

また、損失係数の影響確認として一次元解析に文献値、水理模型実験結果に基づく損失係数及び三次元解析結果に基づく損失係数を適用し、各損失係数を適用した場合の放水ピット内の水位時刻歴波形を比較する。

波形は、短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴（流入した津波が放水ピット上部に滞水した状態で次の津波が流入し、当該箇所の水位が高くなる可能性のあること）を踏まえた模擬波を用いて行う。

以上の方法より、文献値を適用した一次元解析が放水ピット内の水位時刻歴波形を適切に評価できることを確認する。

b. 入力波形の条件

本検討では、検討対象である 18 ケースを用いた入力波形とする。

検討対象とした 18 ケースについては、類似の波形もあることから、合理的に三次元解析を用いた検証を行うため、模擬波を用いて行う。

模擬波の作成に当たっては、短い間隔で水位の高い波が繰り返し来襲する津波の特徴を模擬するため、第 1 波と第 2 波を包絡する模擬波に加えて、水位の高い状態の継続時間が長くなる第 3 波と第 4 波を包絡する模擬波も対象とする。また、第 1 波と第 2 波の後、流入した津波が放水ピット上部に滞水した状態（放水ピット水位が流路縮小工下端 T.P. -1.0m を下回らない状態）で次の津波が流入し、当該箇所の水位が高くなる事象の影響を考慮するために、第 1 波～第 4 波の連続波を対象とする。

検討対象とした 18 ケースを類似の波形グループ毎に 4 つに分類することができたことから波形グループ①～④をそれぞれ模擬波①～④とする。

模擬波作成のための波形グループの分類を表 4-9 に示す。

入力波形作成の検討対象とした 18 ケースの放水口及び放水池地点での波形と模擬波を波形グループ毎に図 4-34～図 4-41 に示す。

表 4-9 模擬波作成のため波形グループの分類

No.	波源	防波堤の損傷状態	波形グループ
1	基準津波 A	防波堤損傷なし	②
2	基準津波 B	防波堤損傷なし	①
3	基準津波 B	北防波堤損傷	①
4	基準津波 C	防波堤損傷なし	②
5	基準津波 D	防波堤損傷なし	①
6	基準津波 D	北及び南防波堤損傷	①
7	基準津波 D	南防波堤損傷	①
8	基準津波 D	北防波堤損傷	①
9	基準津波 E	北及び南防波堤損傷	①
10	基準津波 E	南防波堤損傷	①
11	基準津波 F	北及び南防波堤損傷	①
12	基準津波 F	北防波堤損傷	①
13	基準津波 G	南防波堤損傷	①
14	基準津波 H	北防波堤損傷	①
15	基準津波 I	防波堤損傷なし	③
16	基準津波 J	北及び南防波堤損傷	④
17	基準津波 K	南防波堤損傷	①
18	基準津波 L	北防波堤損傷	①

作成した模擬波の再現性及び保守性は以下のとおりである。

- ・再現性：短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を踏まえ，流入した津波が放水ピット上部に滞水した状態で次の津波が流入し，当該箇所が水位が高くなる挙動を再現するため，時刻歴波形が検討対象の波形と概ね合うように設定する。
- ・保守性：放水ピット水位が保守的となるように，検討対象の波形よりも水位が高く，流路縮小工下端（T.P. -1.0m）以上となる水位の継続時間が長くなるように設定する。

水位の抽出位置である放水池及び放水口平面図を図 4-42 に，放水池及び放水口断面図を図 4-43 に示す。

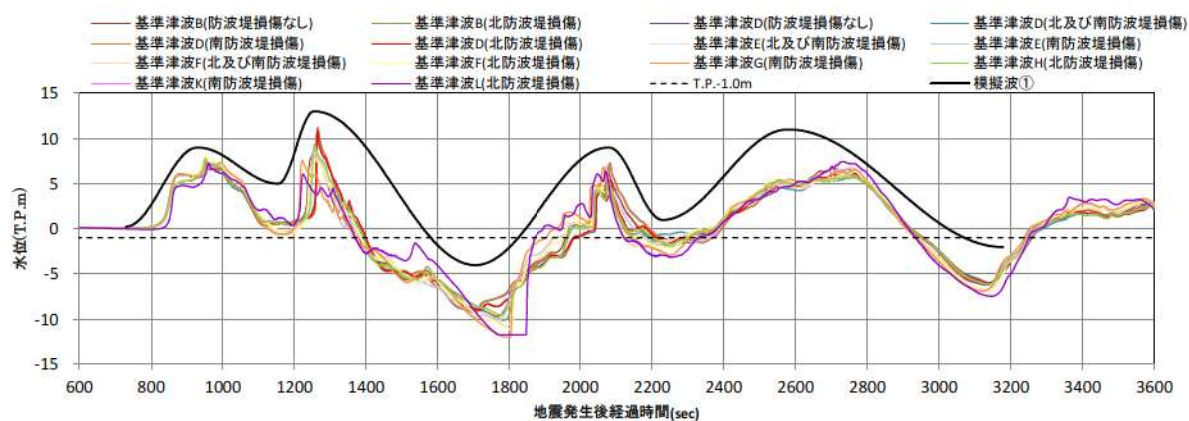


図 4-34 波形グループ① (14 波 (No. 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 17, 18)) の各波形と模擬波①(放水口水位)

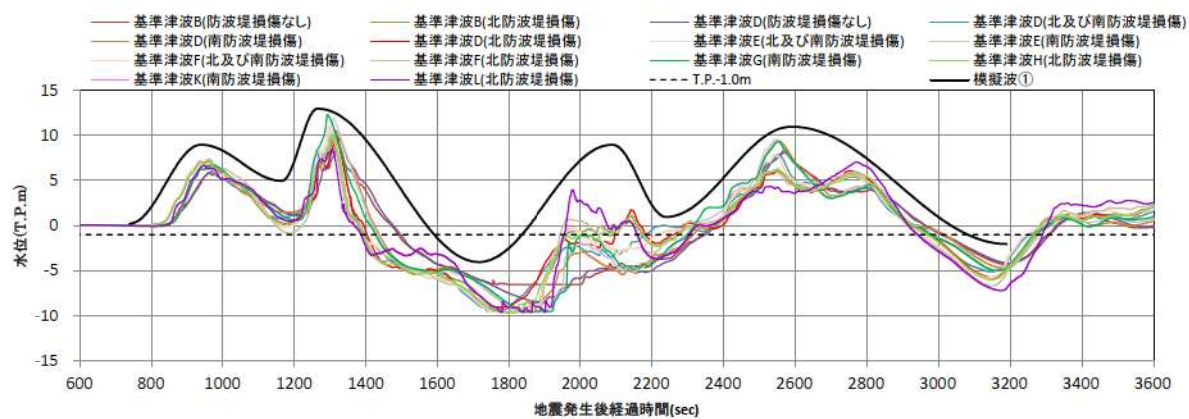


図 4-35 波形グループ① (14 波 (No. 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 17, 18)) の各波形と模擬波①(放水池水位)

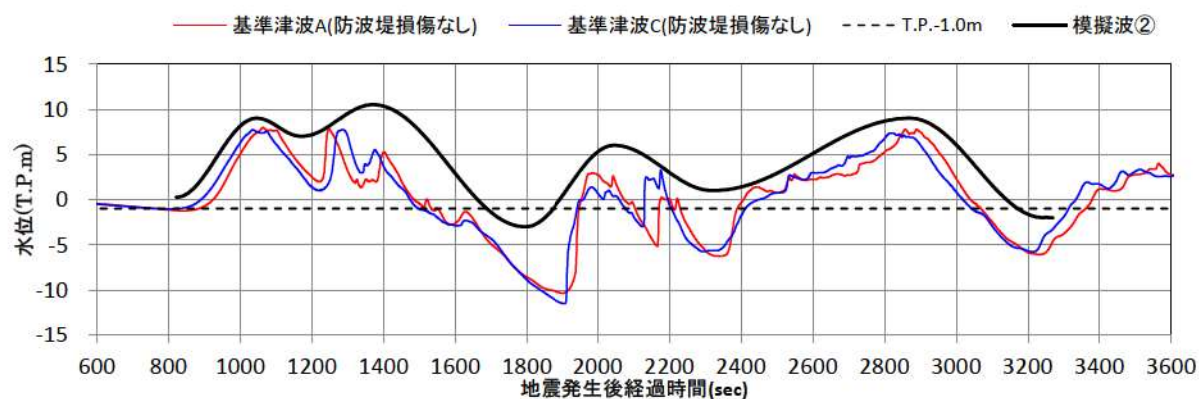


図 4-36 波形グループ②（2 波（No. 1，4））の各波形と
模擬波②(放水口水位)

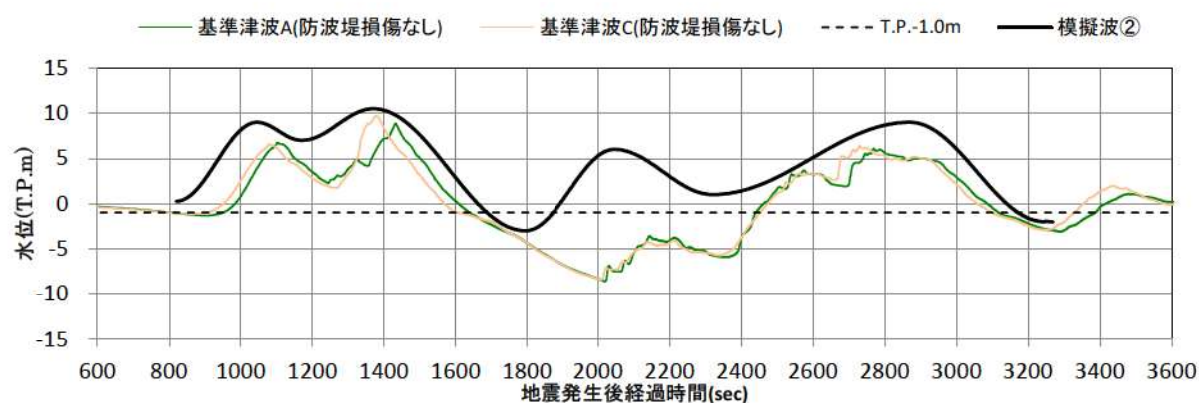


図 4-37 波形グループ②（2 波（No. 1，4））の各波形と
模擬波②(放水池水位)

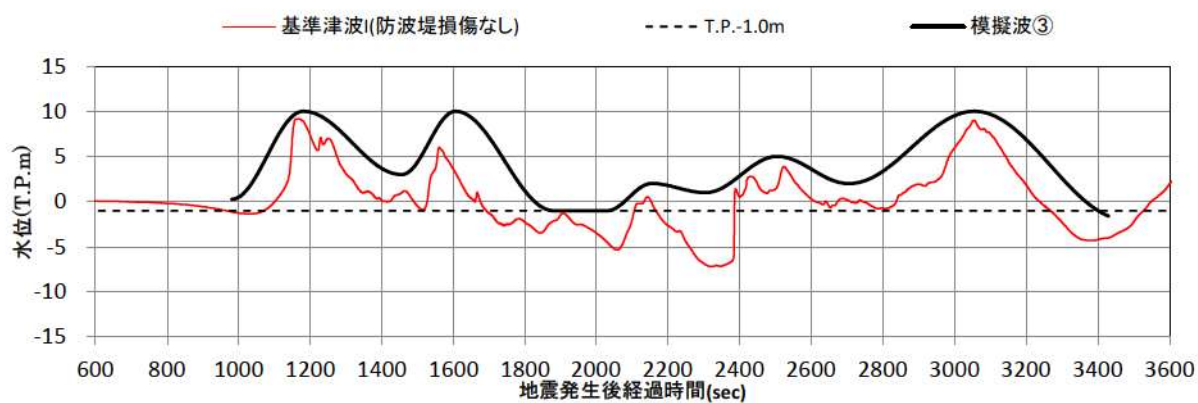


図 4-38 波形グループ③（１波（No. 15））の各波形と
模擬波③(放水口水位)

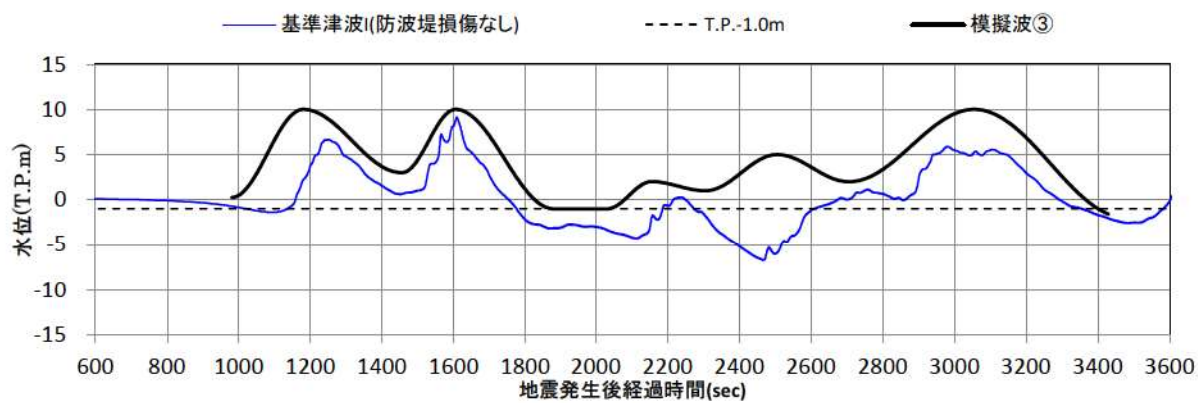


図 4-39 波形グループ③（１波（No. 15））の各波形と
模擬波③(放水池水位)

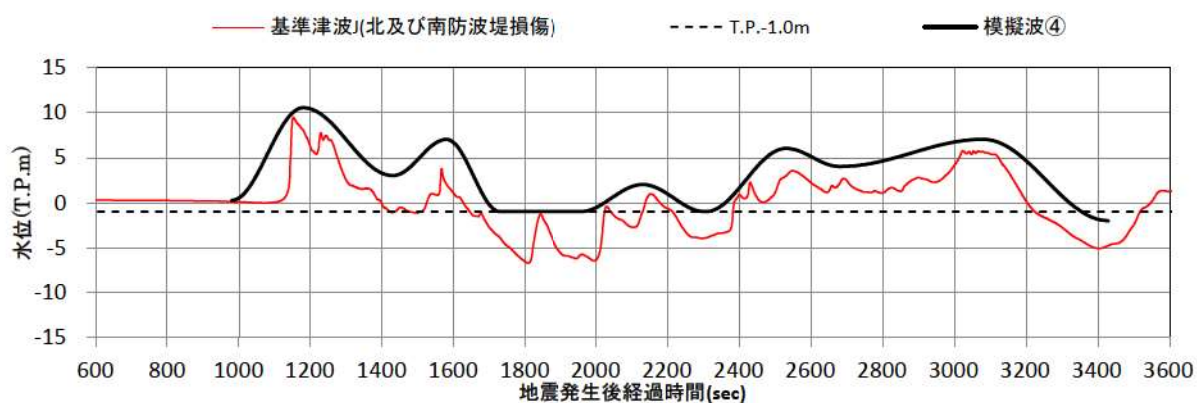


図 4-40 波形グループ④（1 波（No. 16））の各波形と
模擬波④(放水口水位)

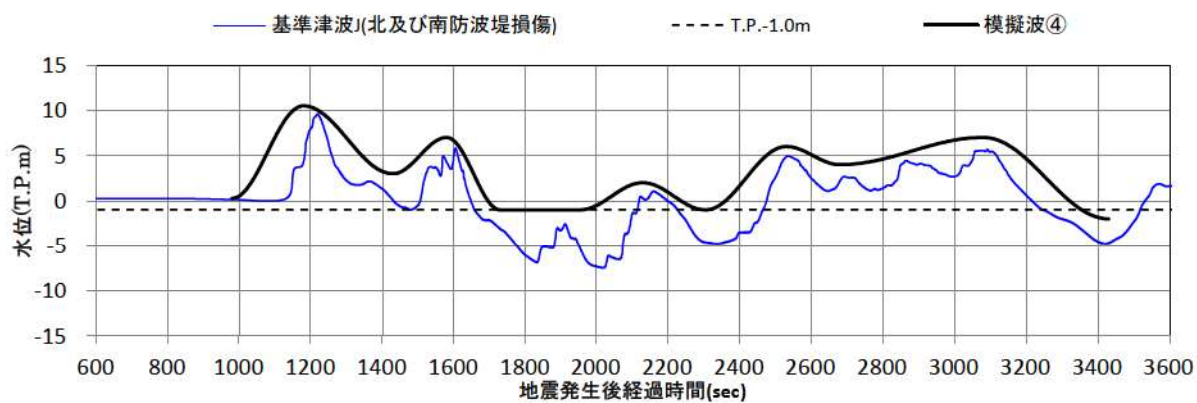


図 4-41 波形グループ④（1 波（No. 16））の各波形と
模擬波④(放水池水位)

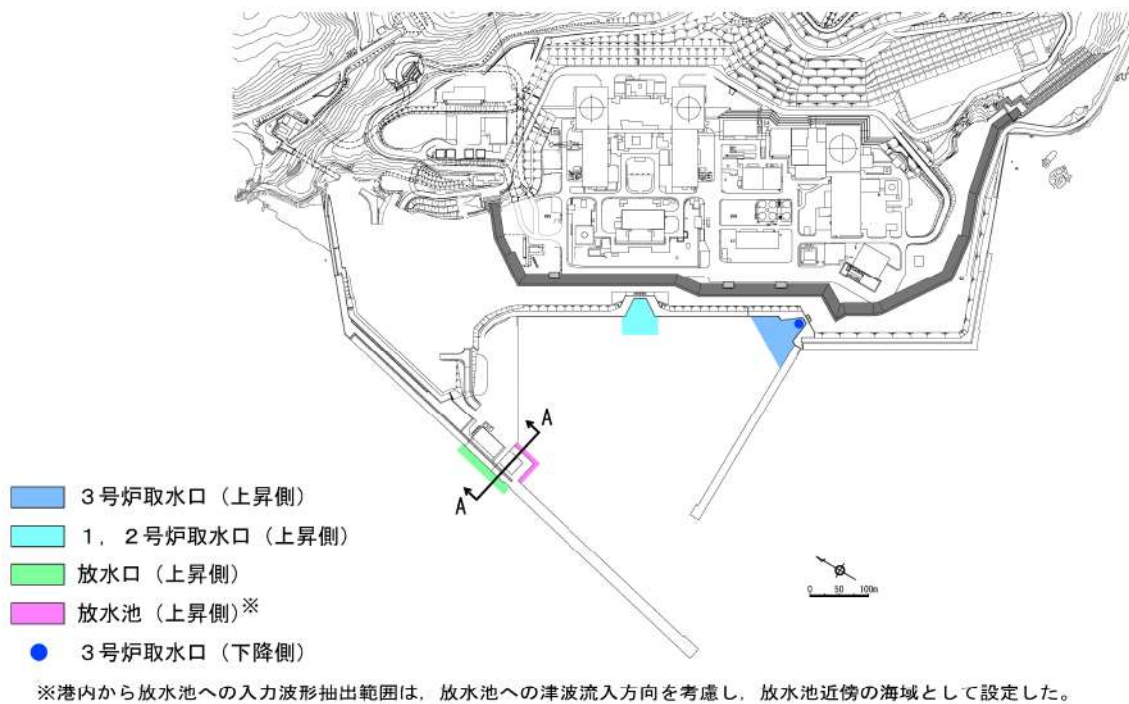


図 4-42 放水池及び放水口平面図

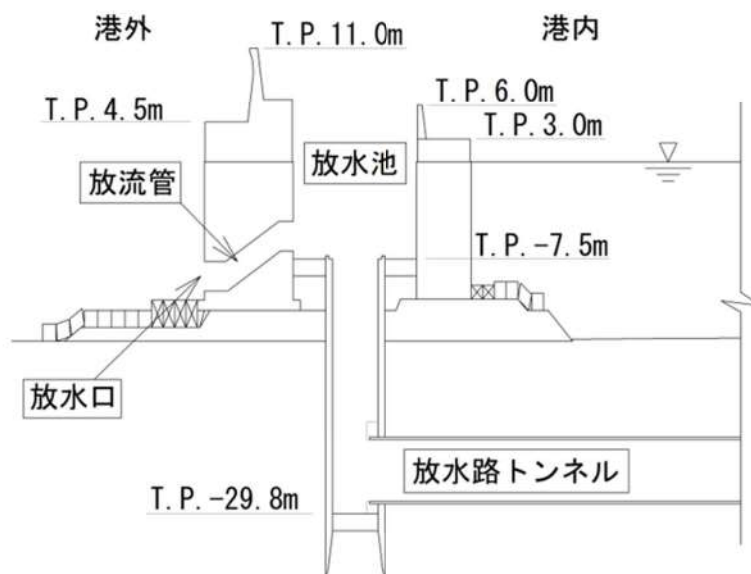


図 4-43 放水池及び放水口断面図（A-A断面）

(2) 三次元解析方法及び条件

a. 方法

放水路端部に入力する流量を変化させることで設定した模擬波の入力を行い、放水ピットの水位を算出する。

三次元解析に用いる解析モデルイメージを図 4-44、水位測定箇所を図 4-45 に示す。

三次元解析モデルの適用性としては、水理模型実験と同じ条件（縮尺：1/50，粗度：アクリル相当）で定常流を入力して評価した損失係数が，異なる流量条件に対し概ね一定となっていることから，三次元解析モデルが十分に発達した乱流状態となった流量条件における流況を再現できていることを確認した（詳細は参考資料 5 参照）。

なお，非定常流による損失係数の影響確認においては，三次元解析モデルの縮尺を実験（縮尺：1/50）から実機（縮尺：1/1）に変更^{※1}したものとする。

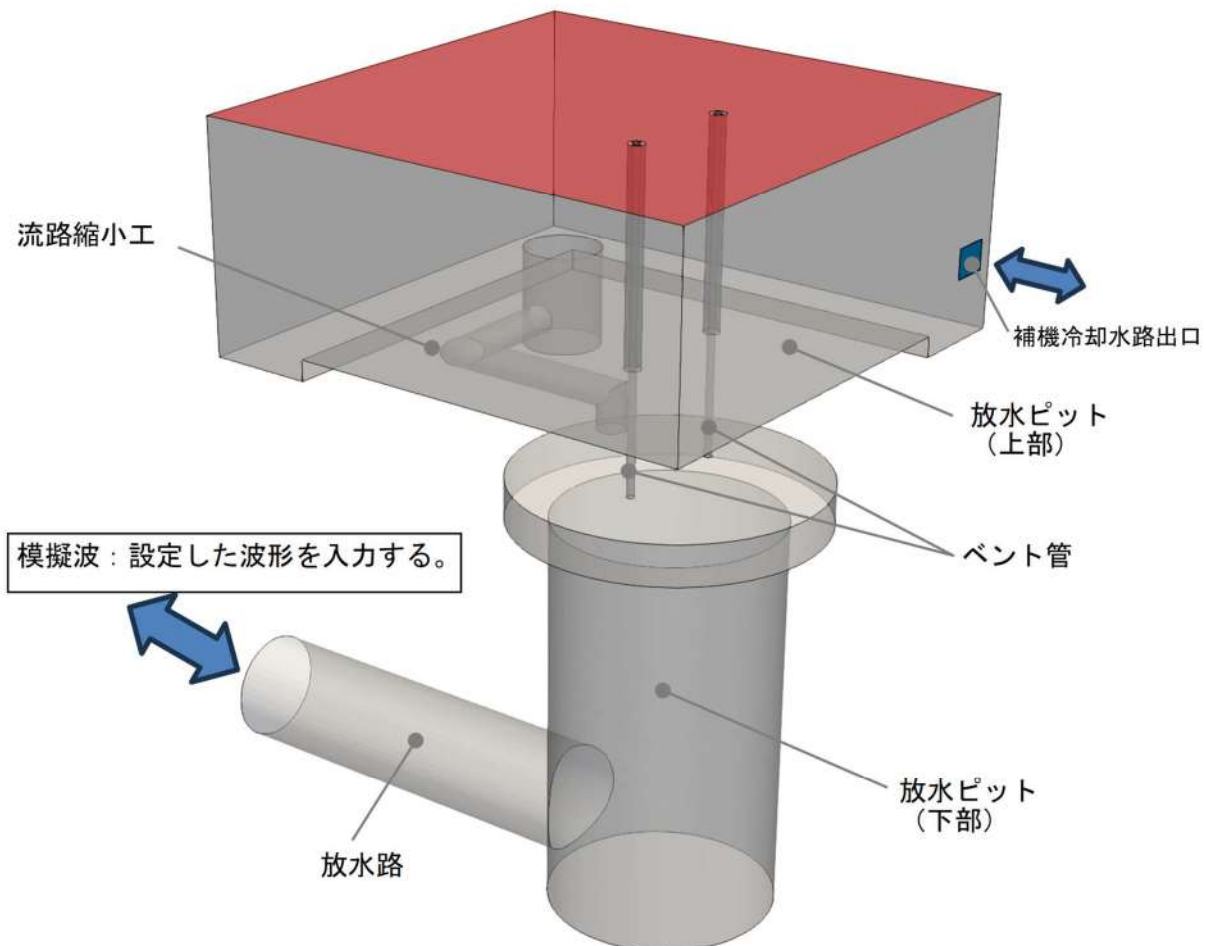


図 4-44 三次元解析モデルイメージ図

※1：モデル縮尺を変更したことによる影響がないことについて，損失係数（損失水頭を代表位置における速度水頭で除した値）を比較することにより確認する（参考資料 6 の 2 (2)）

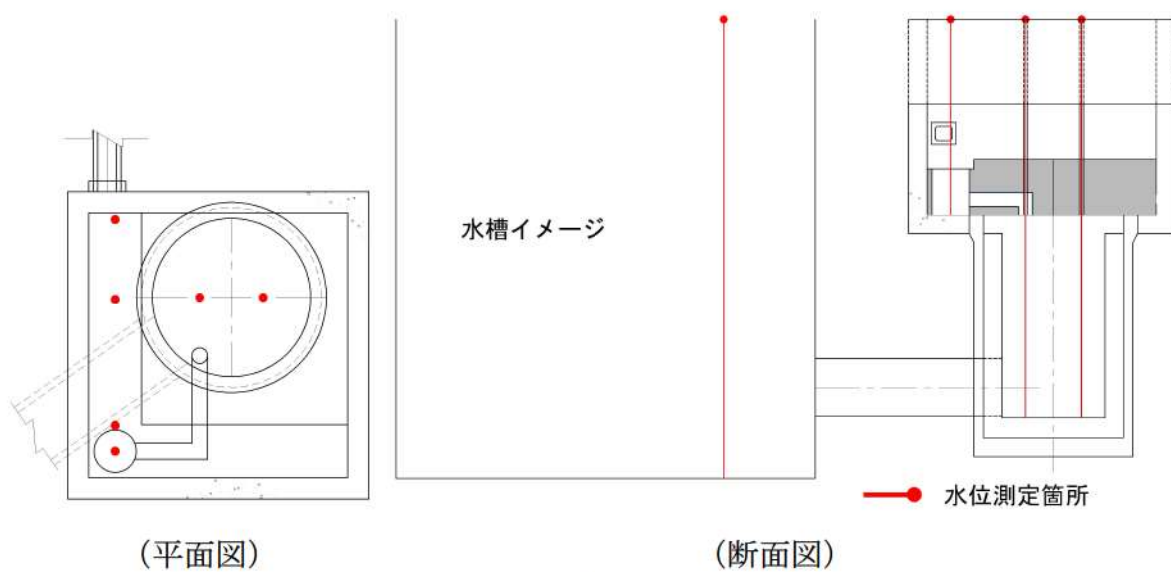


図 4-45 三次元解析水位測定箇所位置図

b. 条件

3号炉放水ピット流路縮小工は、排水路（立坑部 $\phi 4.0\text{m}$ 、延長 5.0m 及び水平部 $\phi 1.5\text{m}$ 、延長 16.75m ）も含めてコンクリート製であることから、実機の粗度係数については、一次元解析と同条件の「粗度係数（ 0.014 ）」とする。

(3) 一次元解析方法及び条件

a. 方法

放水路端部に外海（水槽）に該当する池モデル 5 を設置し、模擬波を入力する。津波の流入による放水ピットの水位変動は、放水ピットに該当する池モデル 1 ～ 4 を設置し、当該池モデル内の水位を算出する。一次元解析の検討対象範囲及びモデル図を図 4-46 に示す。

本モデルは、三次元解析による放水ピット内の水位時刻歴波形との比較により、第 1251 回審査会合（令和 6 年 5 月 23 日）の説明内容から変更したものである（参考資料 7 参照）。

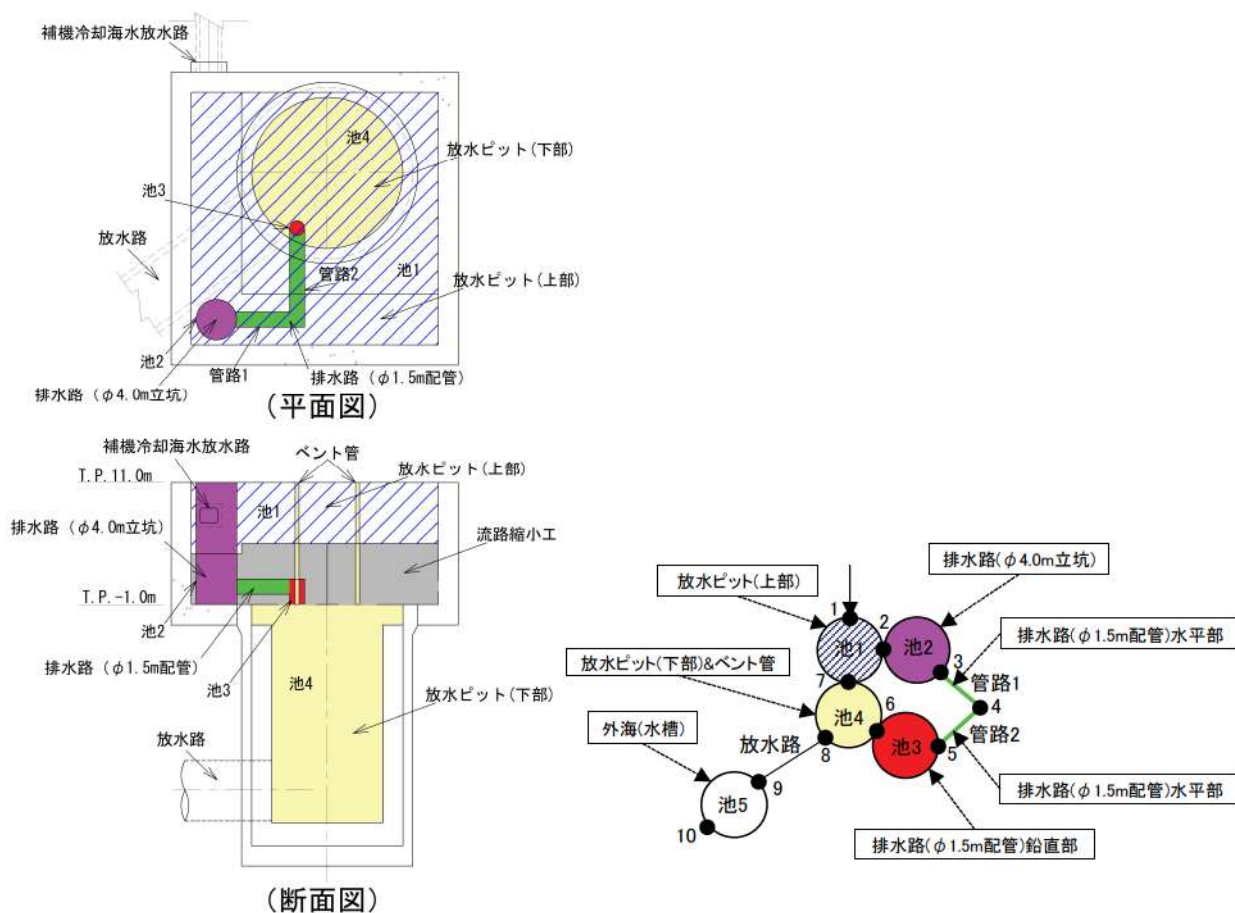


図 4-46 検討対象範囲とモデル図

b. 条件

モデル化範囲は、三次元解析と同じ範囲とし、粗度係数については、入力津波の実波形により流路縮小工効果を確認することを目的に実施する一次元解析と同条件で比較するため、実機の粗度係数（0.014）とする。

解析コードは、SURGE（Ver. 2.8.7）を用いる。

(4) まとめ

非定常流による損失係数の影響確認は、三次元解析と文献値を適用した一次元解析より算出した放水ピット内の水位時刻歴波形を確認し、概ね一致することを確認する。

また、損失係数の影響確認として一次元解析に文献値、水理模型実験結果に基づく損失係数及び三次元解析結果に基づく損失係数を適用し、各損失係数を適用した場合の放水ピット内の水位時刻歴波形を比較する。

なお、一次元解析モデルが三次元構造を有する 3 号炉放水ピットの流路縮小工の水位挙動（放水ピットの水位時刻歴波形）を表現できるかについて、三次元解析と一次元解析の水位時刻歴波形を比較し確認する。概ね一致しない場合には一次元解析モデルの変更を行う。

4.6 非定常流による損失係数の影響確認結果

文献値を適用した一次元解析は、鉛直及び水平方向に連続で急縮部、急拡部等がある複雑な三次元構造を有する 3 号炉放水ピットの流路縮小工の水位挙動（放水ピットの水位時刻歴波形）を適切に評価できることを、泊発電所の津波の特徴を考慮した模擬波①～④を用いて、以下の 2 ステップにより確認した。

- ・①文献値を適用した一次元解析（縮尺：1/1）と三次元解析（縮尺：1/1）による放水ピット内の水位時刻歴波形を比較し、概ね一致することを確認した（図 4-47～図 4-50 の「三次元解析」と「①文献値（一次元解析）」の比較）。
- ・①文献値、②水理模型実験結果に基づく損失係数及び③三次元解析結果に基づく損失係数を適用した一次元解析（縮尺：1/1）の放水ピット内の水位時刻歴波形が概ね一致したことから、損失係数の相違が水位時刻歴波形へ与える影響が小さいことを確認した。（図 4-47～図 4-50 の「①文献値（一次元解析）」、「②水理模型実験結果に基づく損失係数（一次元解析）」及び「③三次元解析結果に基づく損失係数（一次元解析）」の比較）。

これにより、損失係数が若干変化した場合でも、一次元解析により放水ピット内の水位時刻歴波形を適切に評価できることを確認した。

なお、比較に用いた三次元解析（縮尺：1/1）は、定常流による水理模型実験結果との比較により、モデル適用性を確認した三次元解析（縮尺：1/50、参考資料 5）の縮尺を変更したものであり、縮尺変更の影響は小さいこと、及び、「Ⅰ．定常流による損失係数の確認」における水理模型実験の流量条件変更が「Ⅱ．非定常流による損失係数の影響確認」の評価へ影響を与えないことを確認している（参考資料 6）。

また、一次元解析は、非定常流による一次元解析モデルの確認結果を踏まえて、複雑な三次元構造をもつ放水ピット内の水位時刻歴波形を表現できることを確認したものをを用いている（参考資料 7）。

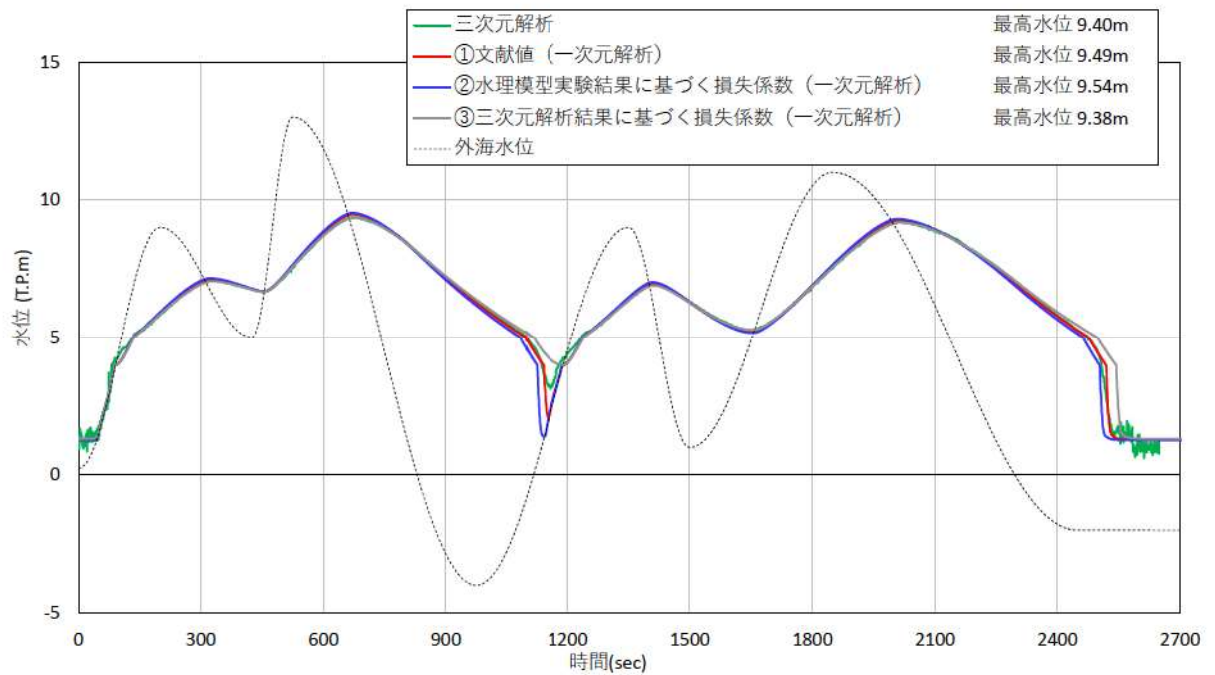


図 4-47 3号炉放水ピット流路縮小工の三次元解析と，一次元解析に文献値，水理模型実験結果及び三次元解析結果に基づく損失係数を適用した水位時刻歴波形の比較

模擬波①(放水ピット水位)

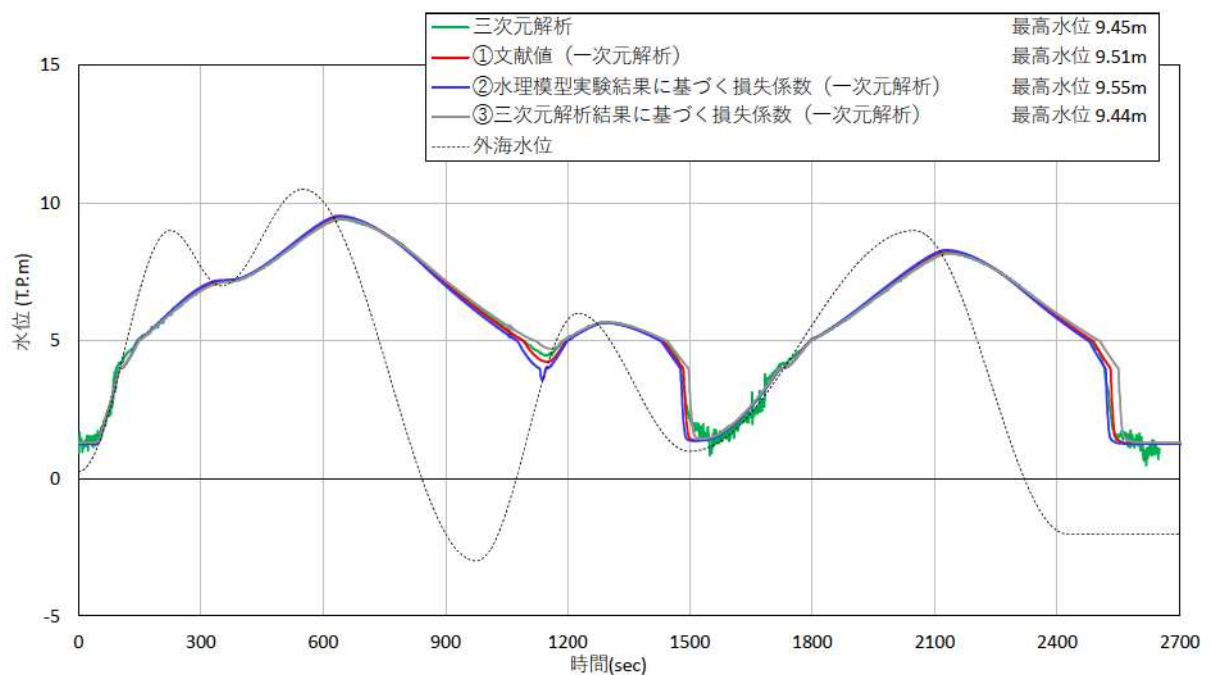


図 4-48 3号炉放水ピット流路縮小工の三次元解析と，一次元解析に文献値，水理模型実験結果及び三次元解析結果に基づく損失係数を適用した水位時刻歴波形の比較

模擬波②(放水ピット水位)

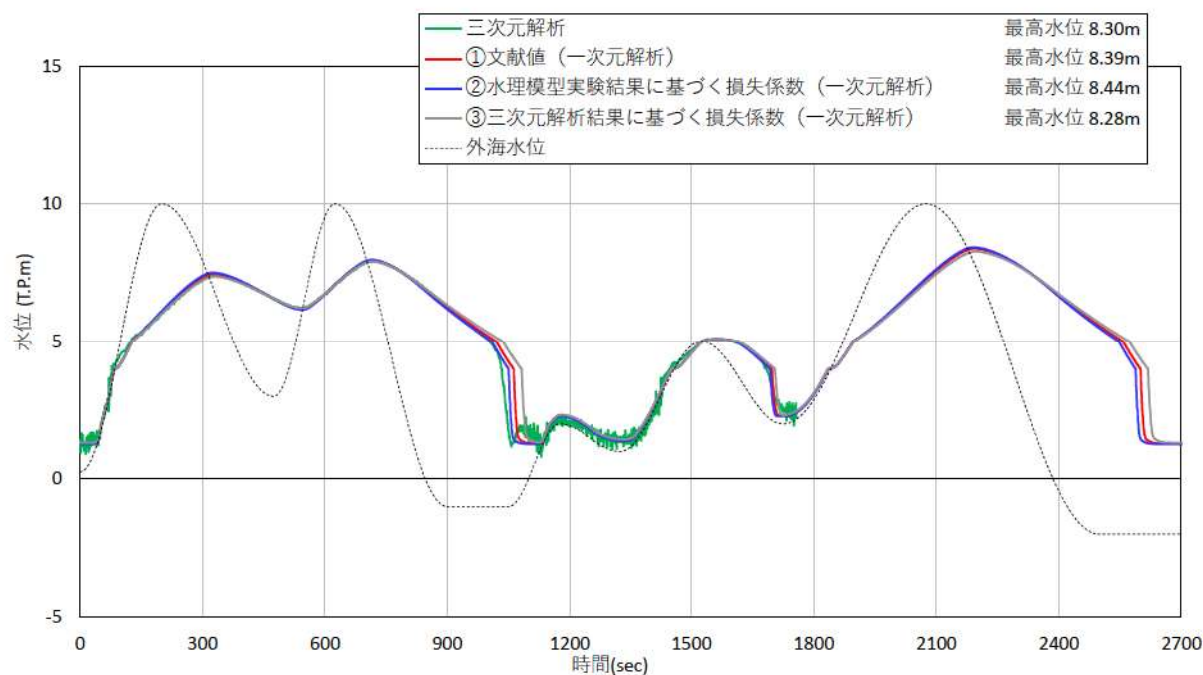


図 4-49 3号炉放水ピット流路縮小工の三次元解析と，一次元解析に文献値，水理模型実験結果及び三次元解析結果に基づく損失係数を適用した水位時刻歴波形の比較

模擬波③(放水ピット水位)

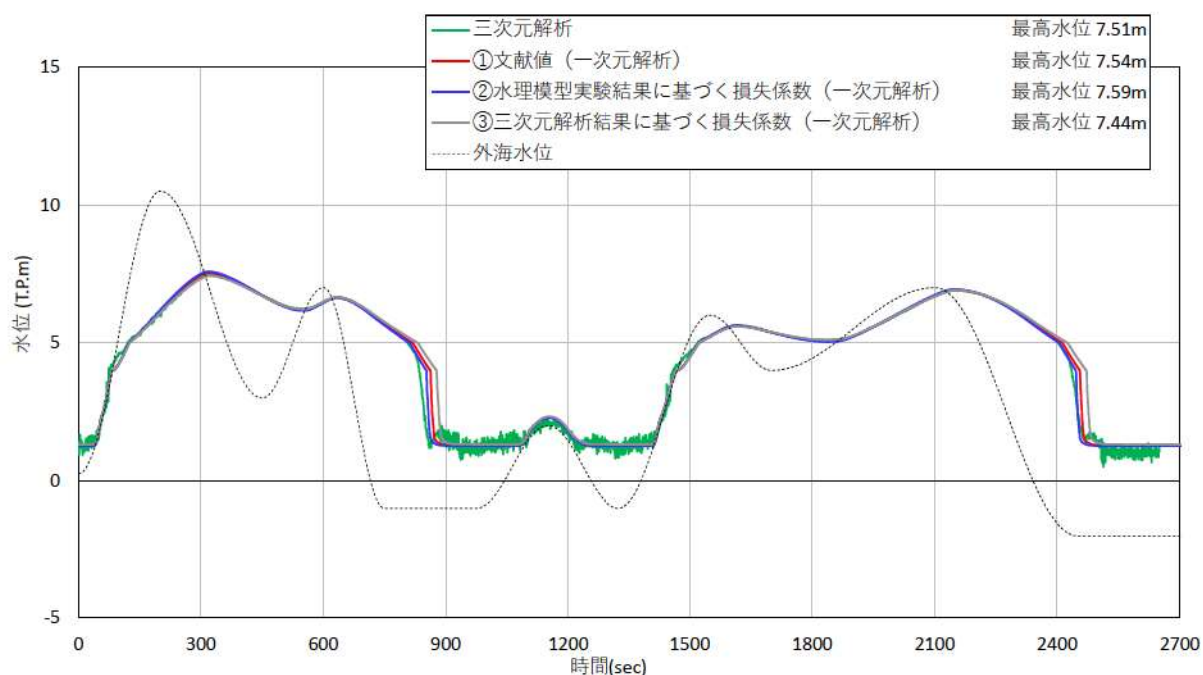


図 4-50 3号炉放水ピット流路縮小工の三次元解析と，一次元解析に文献値，水理模型実験結果及び三次元解析結果に基づく損失係数を適用した水位時刻歴波形の比較

模擬波④(放水ピット水位)

4.7 裕度を持った損失係数の設定

(1) 損失係数の設定方針

設定する損失係数については、水位時刻歴波形への影響が小さいことを確認したものの、放水ピットの最高水位には若干の差が生じることから、算出された損失係数の相違を踏まえて、放水ピットの水位が十分に高く（保守的と）なるように文献値を補正する。

以上の方針を踏まえて、入力津波の設定に用いる流路縮小工の損失係数は、文献値を基本とし、短い間隔で繰り返し来襲する泊発電所の津波の特徴を考慮し、押し波方向には損失係数を小さく（津波が入りやすく）設定し、引き波方向時には損失係数を大きく（津波が出にくい）設定する。

(2) 裕度を持った損失係数の設定

定常流による三次元解析及び水理模型実験で得られた損失係数を表 4-10 に示す。なお、2.1 項で示した通り、流路縮小工部の形状損失係数は縮尺によらず一定であることから、実験体系（縮尺：1/50）と実機体系（縮尺：1/1）でほぼ同じであるため、実験体系（縮尺：1/50）の損失係数を比較する。

各損失係数について、押し波方向は、水理模型実験結果が 4.38～4.46 と最も小さい値（押し波方向では保守的な値）となった。また、引き波方向では、三次元解析結果が 5.36～5.42 と最も大きい値（引き波方向では保守的な値）となった（表 4-10 参照）。

入力津波の設定に用いる損失係数については、文献値、三次元解析と水理模型実験で得られた損失係数の相違を踏まえた上で、これらを包絡するように保守的に設定する。

表 4-10 の損失係数については、評価に影響がないほど小さいものの、流路縮小工部以外のモデル化範囲（放水路 20m 等）の損失分が含まれる。よって、今回は以下の通り、表 4-10 の結果を踏まえて、文献値、三次元解析及び水理模型実験よりも十分小さく（大きく）なるような「文献値を除する値（乗する値）」の考え方を設定する。

設定する値は、放水ピット内の水位が十分に保守的なものとなるように、「 $\div 1.5$ （ $\times 1.5$ ）」とする。

押し波方向に関しては、文献値（4.665）は、水理模型実験結果（4.38～4.46）よりも大きな値であり、津波が入りにくい非保守的な設定であることから、水理模型実験よりも十分小さい（津波が入りやすい）設定とするために、「文献値 $\div 1.5$ 」とする。

引き波方向に関しては、文献値（4.869）が、三次元解析結果（5.36～5.42）よりも小さな値であり、津波が出やすい非保守的な設定であることから、三次元解析よりも十分大きい（津波が出にくい）設定とするために、「文献値 $\times 1.5$ 」とする。

3号炉放水ピット流路縮小工の損失係数の設定に当たり使用する算出式は表 4-11 に示すとおりである。

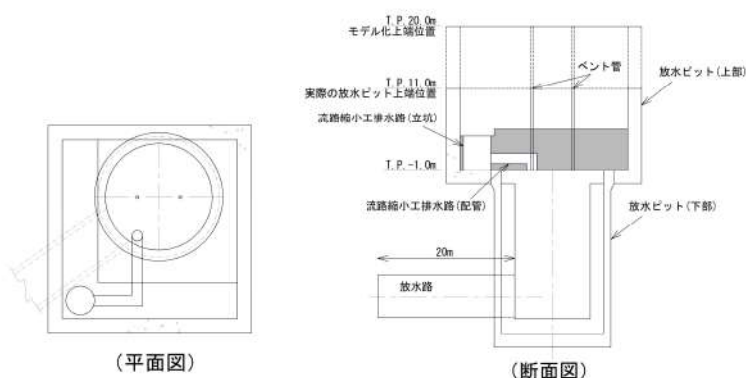


図 4-3 検証におけるモデル化範囲（再掲）

表 4-10 損失係数の比較※1

項目	入力津波の設定に 用いる損失係数 (押し波方向) (文献値÷1.5)	水理模型実験	文献値	三次元解析	入力津波の設定に 用いる損失係数 (引き波方向) (文献値×1.5)
押し波方向	3.110	4.38～4.46	4.665	5.31～5.32	
引き波方向		4.52～4.55	4.869	5.36～5.42	7.304

※1：文献値の結果と比較するため、水理模型実験及び三次元解析の損失係数は「今回の検証に用いたモデル化範囲（放水路 20m）（図 4-3 参照（再掲））」及び「縮尺：1/50，粗度係数：実験（アクリル相当）」の条件で算出した値を使用した。

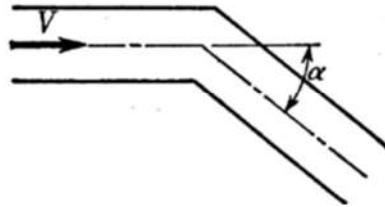
表 4-11 3号炉放水路流路縮小工の損失係数算出式

算出式 (押し波方向)		
急拡大損失	$h_{se} = \frac{1}{1.5} f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	f_{se} : 急拡大損失係数 V_1 : 急拡大前の平均流速 (m/s) A_1 : 急拡大前の管断面積 (m ²) A_2 : 急拡大後の管断面積 (m ²)
急縮損失	$h_{sc} = \frac{1}{1.5} f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数 (次頁表参照) V_2 : 急縮後の平均流速 (m/s)
屈折損失	$h_{be} = \frac{1}{1.5} f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	f_{be} : 屈折損失係数 V : 管内流速 (m/s) θ : 屈折角 (°)
摩擦損失	$h_f = \frac{1}{1.5} n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	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)
算出式 (引き波方向)		
急拡大損失	$h_{se} = 1.5 f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	f_{se} : 急拡大損失係数 V_1 : 急拡大前の平均流速 (m/s) A_1 : 急拡大前の管断面積 (m ²) A_2 : 急拡大後の管断面積 (m ²)
急縮損失	$h_{sc} = 1.5 f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数 (次頁表参照) V_2 : 急縮後の平均流速 (m/s)
屈折損失	$h_{be} = 1.5 f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	f_{be} : 屈折損失係数 V : 管内流速 (m/s) θ : 屈折角 (°)
摩擦損失	$h_f = 1.5 n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	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)

急縮損失係数

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)



屈折角

(3) 裕度を持った損失係数の設定を踏まえた模擬波による水位の確認

表 4-10 に示す損失係数を適用した一次元解析に模擬波を入力した結果を図 4-51～図 4-54 に示す。また、放水ピット最高水位の比較結果を表 4-12 に示す。

比較の結果、いずれのケースについても放水ピット内の水位時刻歴波形は概ね一致しており、放水ピット最高水位は、損失係数が小さいケース（損失係数：水理模型実験＜文献値＜三次元解析）ほど高くなることを確認した。これは、水位上昇時について、押し波方向の損失係数が小さいほど放水ピットに津波が入りやすくなった結果、最高水位が高くなったものと考えられる。

一方、水位低下時については、引き波方向の損失係数が大きいほど放水ピットから津波が出にくくなり、水位が高くなる傾向があることを確認した。以上の結果を踏まえ、放水ピット内の水位が保守的になるよう、入力津波の設定に用いる損失係数としては、押し波方向は「文献値÷1.5」、引き波方向は「文献値×1.5」とすることとした。この損失係数を設定した場合の放水ピットの水位時刻歴波形は、その他の損失係数を設定した場合と比較して大きく乖離することはない、水位に対して保守的な結果となっていることを確認した。

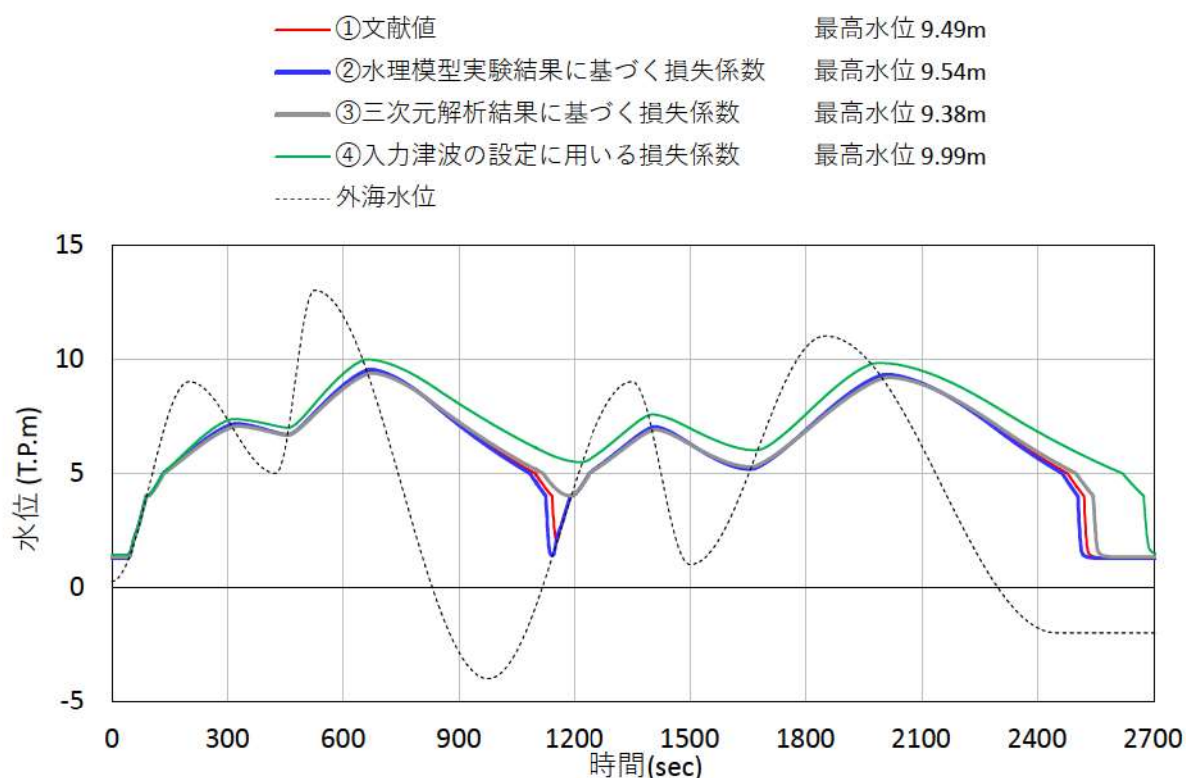


図 4-51 損失係数を変化させた場合の一次元解析結果（模擬波①）

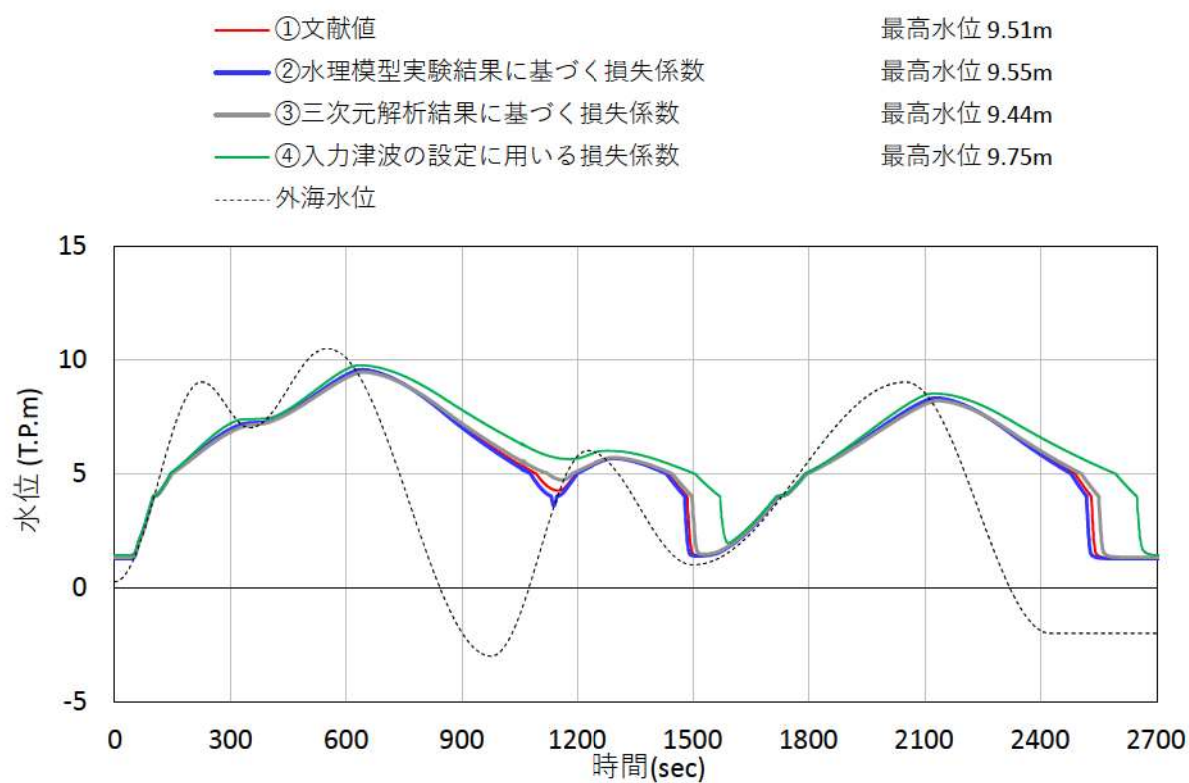


図 4-52 損失係数を変化させた場合の一次元解析結果（模擬波②）

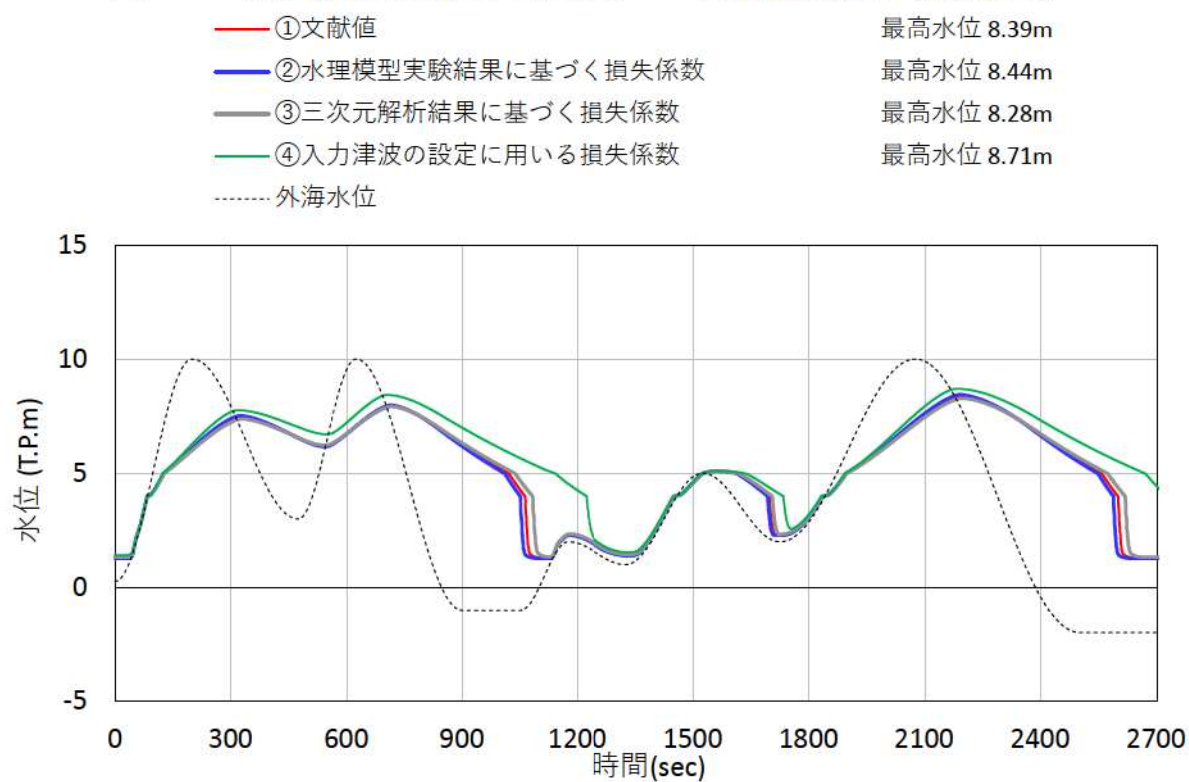


図 4-53 損失係数を変化させた場合の一次元解析結果（模擬波③）

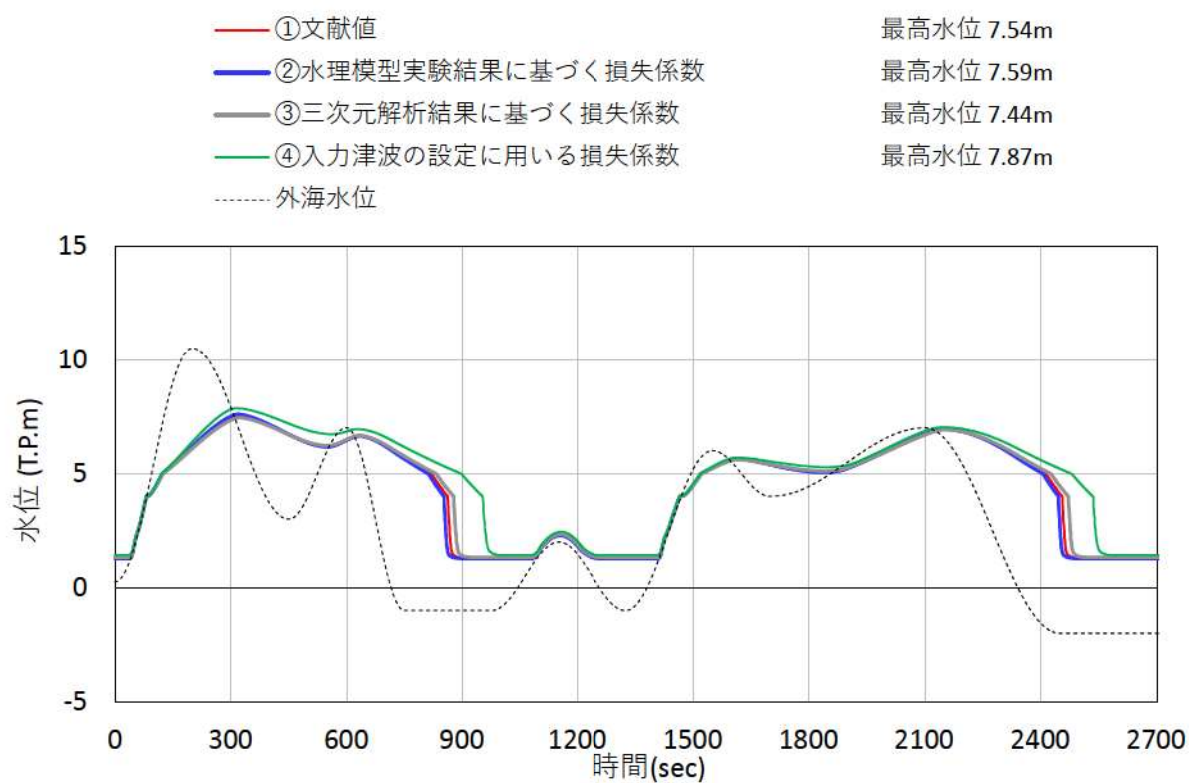


図 4-54 損失係数を変化させた場合の一次元解析結果（模擬波④）

表 4-12 損失係数を変化させた一次元解析の放水ピット最高水位の比較

ケース	放水ピット内の最高水位 (m)			
	①文献値	②水理模型 実験	③三次元解析	④入力津波の 設定に用いる 損失係数
模擬波 ①	9.49	9.54	9.38	9.99
模擬波 ②	9.51	9.55	9.44	9.75
模擬波 ③	8.39	8.44	8.28	8.71
模擬波 ④	7.54	7.59	7.44	7.87

(4) 一次元解析における「文献値を除する値（乗する値）」の設定方法について

(2)に記載のとおり「文献値を除する値（乗する値）（押し波方向：÷1.5，引き波方向：×1.5）」を考慮する対象は，流路縮小工部の全体（表 4-13 種類⑬～⑳）とする方針である。

管路解析に用いる一次元解析において，形状損失（種類⑬～⑰，㉑）の損失係数は押し波方向と引き波方向で異なるパラメータの適用ができるものの，摩擦損失（種類⑱，㉒）の粗度係数については，押し波方向と引き波方向で異なるパラメータの適用ができない。そこで，摩擦損失（種類⑱，㉒）の「文献値を除する値（乗する値）」を考慮した値は，形状損失（種類⑬～⑰，㉑）で考慮するように「文献値を除する値（乗する値）」を調整する。

調整は，「流路縮小工全体（種類⑬～㉑）÷1.5（×1.5）」と「形状損失（種類⑬～⑰，㉑）÷調整値（×調整値）+摩擦損失（種類⑱，㉒）×1.0」が同じ値となるように行う。

調整後の 3 号炉放水ピット流路縮小工の損失係数算出式を表 4-14 に示す。

表 4-13 流量 2.0m³/s 時の裕度を考慮した損失水頭表（押し波方向）
（放水ピット範囲の抜粋）

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				
放水ピット	2.000	⑮摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	95.033	0.00000	池4				
			長さ(m)	16.400							
			径深(m)	2.750							
		⑰急拡※ ³	形状損失係数	0.213	95.033	0.00000	池4				
			⑱摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)				0.014	176.715	0.00000	池4
				長さ(m)				2.000			
	径深(m)	3.750									
	2.000	⑲急縮※ ³	形状損失係数	0.324	1.767	0.02118	池3				
		⑳屈折	形状損失係数	0.639	1.767	0.04177	節点5				
		㉑屈折	形状損失係数	0.639	1.767	0.04177	節点4				
		㉒急拡※ ³	形状損失係数	0.478	1.767	0.03124	節点3				
		㉓屈折	形状損失係数	0.639	1.767	0.04177	節点3				
		㉔摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	1.767	0.01555	池3 管路1～2				
			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2				
			長さ(m)	3.250							
径深(m)			1.000								
㉖急拡※ ³	形状損失係数	0.577	12.566	0.00075	節点2						

文献値÷1.5
対象範囲（流路縮小工部）

押し波方向と引き波方向で
異なるパラメータ設定不可

文献値÷1.5
対象範囲（流路縮小工部）

押し波方向と引き波方向で
異なるパラメータ設定不可

※1：放水ピ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：表中の①～㉑は図 4-56 の損失水頭発生位置を示す。

※3：流入・流出損失，急拡・急縮損失は，時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮

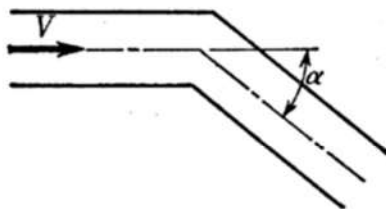
表 4-14 3号炉放水路流路縮小工の損失係数算出式（調整後）

算出式（押し波方向）		
急拡大損失	$h_{se} = \frac{1}{1.544} f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	f_{se} : 急拡大損失係数 V_1 : 急拡大前の平均流速 (m/s) A_1 : 急拡大前の管断面積 (m ²) A_2 : 急拡大後の管断面積 (m ²)
急縮損失	$h_{sc} = \frac{1}{1.544} f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数(次頁表参照) V_2 : 急縮後の平均流速 (m/s)
屈折損失	$h_{be} = \frac{1}{1.544} f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	f_{be} : 屈折損失係数 V : 管内流速 (m/s) θ : 屈折角 (°)
摩擦損失	$h_f = \frac{1}{1.0} n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	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)
算出式（引き波方向）		
急拡大損失	$h_{se} = 1.527 f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	f_{se} : 急拡大損失係数 V_1 : 急拡大前の平均流速 (m/s) A_1 : 急拡大前の管断面積 (m ²) A_2 : 急拡大後の管断面積 (m ²)
急縮損失	$h_{sc} = 1.527 f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数(次頁表参照) V_2 : 急縮後の平均流速 (m/s)
屈折損失	$h_{be} = 1.527 f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	f_{be} : 屈折損失係数 V : 管内流速 (m/s) θ : 屈折角 (°)
摩擦損失	$h_f = 1.0 n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	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)

急縮損失係数

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)



屈折角

4.8 まとめ

文献値は、鉛直及び水平方向に連続で急縮部、急拡部等がある複雑な三次元構造を有する3号炉放水ピットの流路縮小工の損失係数の適用性及び妥当性を有することを確認した。また、文献値を適用した一次元解析が3号炉放水ピットの流路縮小工の水位挙動（放水ピット内の水位時刻歴波形）を適切に評価できることを確認した。

入力津波の設定に用いる損失係数について、押し波方向では「文献値÷1.5」とし、引き波方向では「文献値×1.5」とすることで、保守的な損失水頭評価を行うことができることを確認した。

以上を踏まえた、実波形（基準津波K 南防波堤損傷）の管路解析結果を図4-55、表4-15に示す。裕度を持った損失係数の設定を行うことにより、保守的な評価が可能となることを確認した。

「添付資料5 管路解析の詳細について」で行う管路解析で用いる損失係数の設定を行った損失水頭表を表4-16、表4-17に示す。各損失の発生箇所を図4-56に示す。なお、新規モデルへの変更に伴う損失水頭発生箇所の現行モデルとの相違はない。

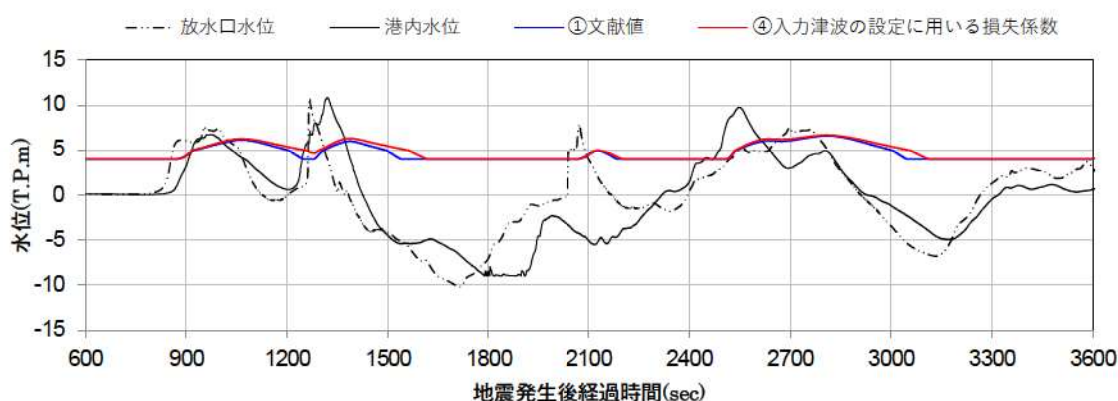


図4-55 実波形を入力した一次元解析結果（基準津波K 南防波堤損傷）

表4-15 放水ピット最高水位の比較

損失係数	文献値	入力津波の設定に用いる損失係数
放水ピット最高水位 (T.P.)	6.58m	6.64m

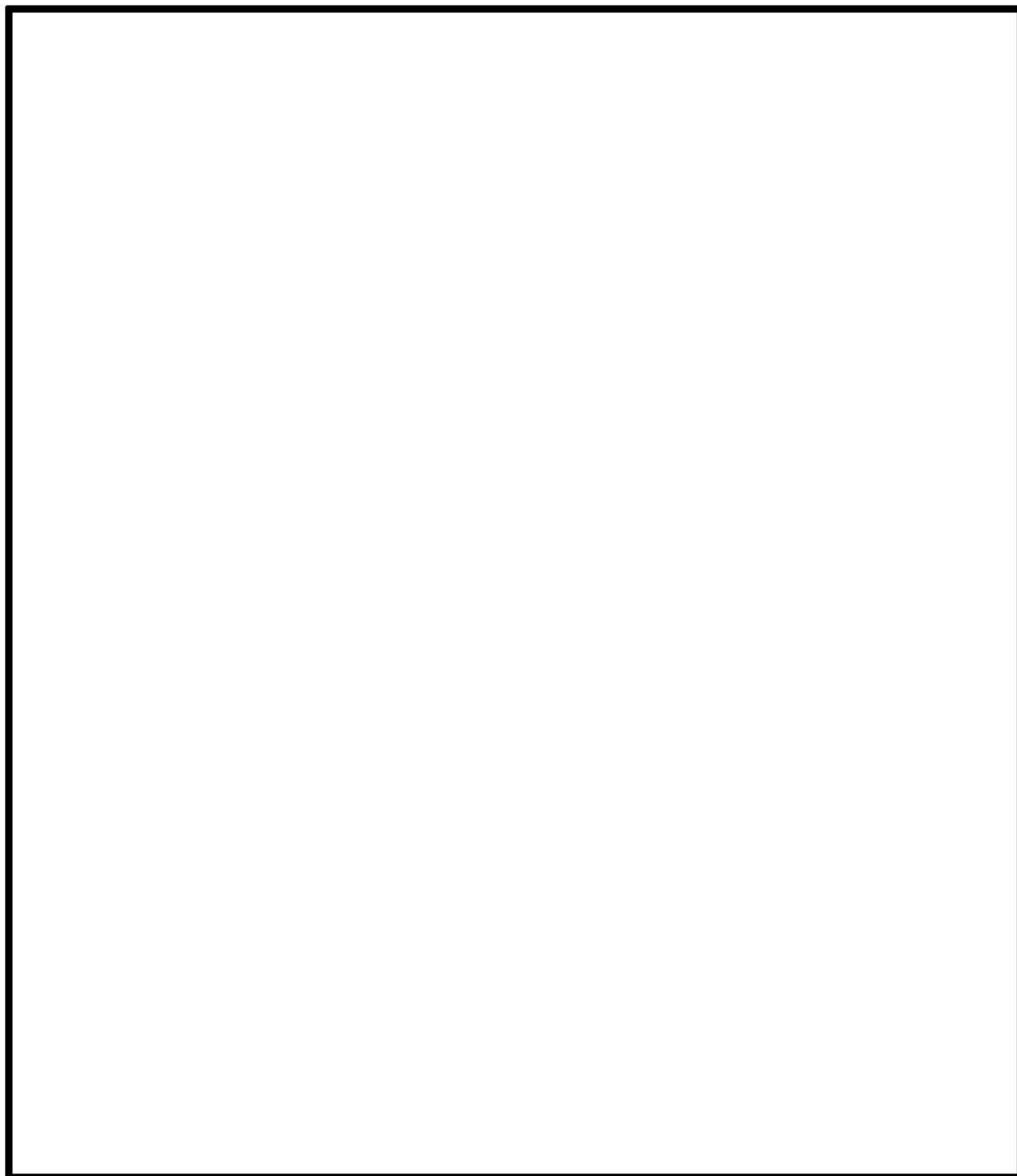


図 4-56 損失水頭発生箇所（新規モデル）

☐ : 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 4-16 流量 2.0m³/s 時の裕度を考慮した損失水頭表（引き波方向）

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流出※ ³	形状損失係数	1.000	5.309	0.00080	節点15
		②屈折	形状損失係数	0.020	5.309	0.00002	(節点17)
		③屈折	形状損失係数	0.020	5.309	0.00002	(節点19)
		④流入※ ³	形状損失係数	0.558	5.309	0.00045	節点14 (節点16) (節点18)
		⑤摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	5.309	0.00011	管路6 (管路7) (管路8)
			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	247.857	0.00000	節点13
			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12
			長さ(m)	18.500			
			径深(m)	2.500			
		⑧急拡※ ³	形状損失係数	0.817	78.540	0.00003	節点12
		⑨急縮※ ³	形状損失係数	0.502	22.902	0.00020	節点12
		⑩屈折	形状損失係数	0.986	22.902	0.00038	節点12
		⑪曲がり	形状損失係数	0.018	22.902	0.00001	節点11
		⑫曲がり	形状損失係数	0.018	22.902	0.00001	節点10
		⑬急縮※ ³	形状損失係数	0.433	22.902	0.00017	節点9
		⑭屈折	形状損失係数	0.986	22.902	0.00038	節点9
		⑮摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	22.902	0.00062	管路3 ～5
			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4
			長さ(m)	16.400			
			径深(m)	2.750			
		⑰急縮※ ³	形状損失係数	0.254	95.033	0.00001	池4
		⑱摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	176.715	0.00000	池4
			長さ(m)	2.000			
			径深(m)	3.750			
	2.000	⑲急拡※ ³	形状損失係数	1.496	1.767	0.09778	池3
		⑳屈折	形状損失係数	1.506	1.767	0.09844	節点5
		㉑屈折	形状損失係数	1.506	1.767	0.09844	節点4
		㉒急縮※ ³	形状損失係数	0.715	1.767	0.04673	節点3
		㉓屈折	形状損失係数	1.506	1.767	0.09844	節点3
		㉔摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	1.767	0.01555	池3 管路1～2
			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2
			長さ(m)	3.250			
			径深(m)	1.000			
		㉖急縮※ ³	形状損失係数	0.748	12.566	0.00097	節点2
合計						0.45958	

※1：放水ピ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：表中の①～㉖は図 4-56 の損失水頭発生位置を示す。

※3：流入・流出損失，急拡・急縮損失は，時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮

表 4-17 流量 2.0m³/s 時の裕度を考慮した損失水頭表（押し波方向）

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	形状損失係数	0.558	5.309	0.00045	節点15
		②屈折	形状損失係数	0.020	5.309	0.00002	(節点17)
		③屈折	形状損失係数	0.020	5.309	0.00002	(節点19)
		④流出※3	形状損失係数	1.000	5.309	0.00080	節点14 (節点16) (節点18)
		⑤摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	5.309	0.00011	管路6 (管路7) (管路8)
			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13
			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12
			長さ(m)	18.500			
			径深(m)	2.500			
		⑧急縮※3	形状損失係数	0.487	78.540	0.00002	節点12
		⑨急縮※3	形状損失係数	0.410	22.902	0.00016	節点12
		⑩屈折	形状損失係数	0.986	22.902	0.00038	節点12
		⑪曲がり	形状損失係数	0.018	22.902	0.00001	節点11
		⑫曲がり	形状損失係数	0.018	22.902	0.00001	節点10
		⑬急拡※3	形状損失係数	0.576	22.902	0.00022	節点9
		⑭屈折	形状損失係数	0.986	22.902	0.00038	節点9
		⑮摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	22.902	0.00062	管路3 ～5
			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4
			長さ(m)	16.400			
			径深(m)	2.750			
		⑰急拡※3	形状損失係数	0.213	95.033	0.00000	池4
		⑱摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	176.715	0.00000	池4
			長さ(m)	2.000			
	2.000	⑲急縮※3	形状損失係数	0.324	1.767	0.02118	池3
			形状損失係数	0.639	1.767	0.04177	節点5
			形状損失係数	0.639	1.767	0.04177	節点4
		⑳急拡※3	形状損失係数	0.478	1.767	0.03124	節点3
			形状損失係数	0.639	1.767	0.04177	節点3
		㉒摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	1.767	0.01555	池3 管路1～2
			長さ(m)	16.750			
			径深(m)	0.375			
		㉓摩擦	粗度係数(m ^{-1/3} ・s)	0.014	12.566	0.00002	池2
			長さ(m)	3.250			
			径深(m)	1.000			
		㉔急拡※3	形状損失係数	0.577	12.566	0.00075	節点2
合計						0.19725	

※1：放水ピ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：表中の①～㉔は図 4-56 の損失水頭発生位置を示す。

※3：流入・流出損失，急拡・急縮損失は，時々刻々の流れの方向に応じた損失を考慮

5. 取水施設における取水槽の中間スラブ及び天端開口部の損失係数の設定について

1号及び2号並びに3号炉取水施設の取水槽の中間スラブ及び天端開口部については、流路縮小工と同様に引用文献の理論の前提条件と異なっている可能性が否定できないため、津波の流入防止効果に期待しない方針としている。津波の流入防止効果を期待しないことで、押し波方向の流入抑制効果はなくなり津波が入りやすくなる一方で、引き波方向の流出抑制効果もなくなり一度流入した津波が流出しやすくなるため、泊発電所の短い間隔で繰り返し来襲する特徴を踏まえ、当該箇所の急縮・急拡の損失係数を設定しないことが入力津波の評価において保守的な評価であるか確認する。

取水槽の中間スラブ及び天端開口部の損失係数の「設定あり」「設定なし」とした条件において、各取水ピットスクリーン室水位が最大となる波源及び防波堤の損傷状態を用いて一次元解析を行い、取水ピットスクリーン室水位を評価した。その結果を表5-1に、各水位波形を図5-1、図5-2に示す。なお、影響確認においては、各取水ピットスクリーン室及び流路縮小工に設定した損失係数は、文献値を適用している。

一次元解析の結果、3号炉取水ピットスクリーン室においては、損失係数の「設定なし」にした場合の水位の上昇を確認したものの、1号及び2号炉取水ピットスクリーン室においては、損失係数の「設定あり」「設定なし」で水位が変わらない結果となった。一方で、3号炉取水ピットスクリーン室においては、損失係数の「設定なし」の方が、0.2m高い値となった。上記の結果に示されるように、中間スラブ及び天端開口部で生じる損失水頭が取水ピットスクリーン室水位に与える影響は小さい。これは、中間スラブや天端開口部の開口面積が流路縮小工と比べて大きく、開口部内の平均流速が比較的小さいため、発生する損失水頭が小さいことによると考える。1号及び2号炉取水ピットスクリーン室において、損失係数の「設定あり」

「設定なし」で水位が変わらない結果であったが、これは、流路縮小工が設置されたことにより、取水ピットスクリーン室水位が取水槽の中間スラブ高さ（下端でT.P. 1.5m）以上となる時間が短く（図5-1）、取水槽の中間スラブによる損失水頭の与える影響が3号炉と比べ小さくなったことによると考える。

以上より、1号及び2号並びに3号炉取水施設の取水槽の中間スラブ及び天端開口部において、損失係数を設定しないことが入力津波の評価において保守的な結果となったことから、添付資料5（管路解析の詳細について）において、入力津波の設定に用いる管路解析では、当該箇所の損失係数は設定しない方針とする。

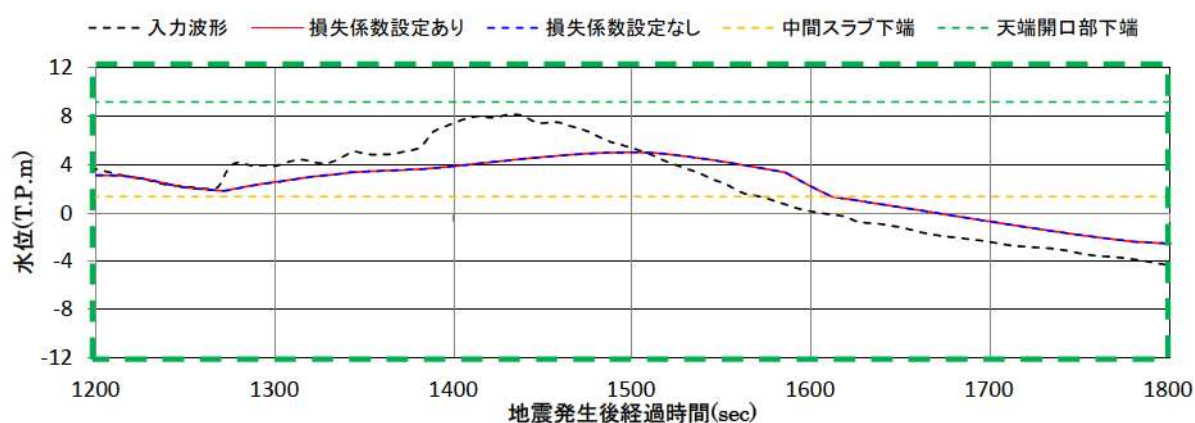
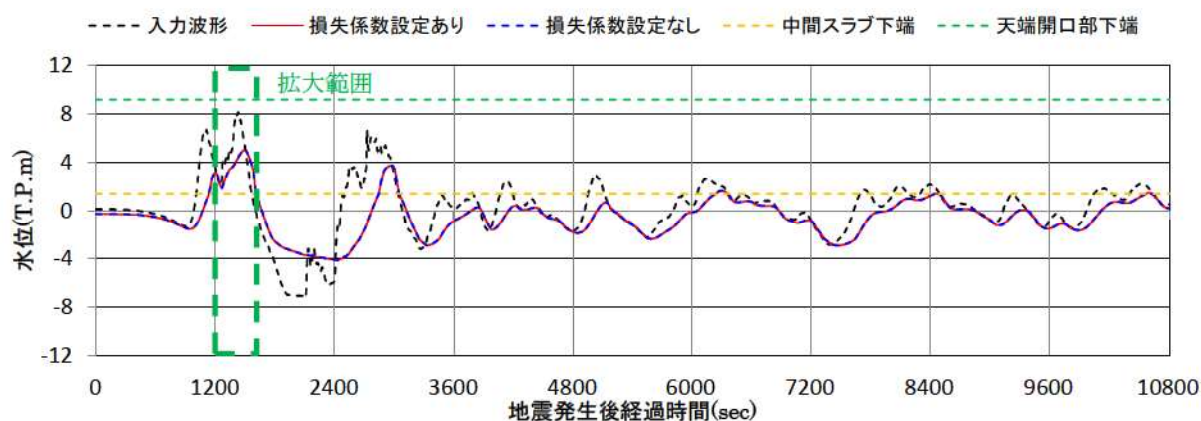
表 5-1 損失係数の設定あり・設定なしが取水ピットスクリーン室水位へ与える影響確認結果

箇所	1号及び2号炉 取水ピットスクリーン室		3号炉 取水ピットスクリーン室	
取水槽の中間スラブ 及び天端開口部の 損失係数 ^{※1}	設定あり	設定なし	設定あり	設定なし
波源及び 防波堤の損傷状態 ^{※2}	基準津波 A：防波堤損傷なし		基準津波 F：北及び南防波堤損	
水位 ^{※3} (T.P.)	4.98m	4.98m	13.60m	13.80m

※1 取水槽の中間スラブ及び天端開口部並びに1号及び2号取水路流路縮小工の損失係数は、文献値を用いた。

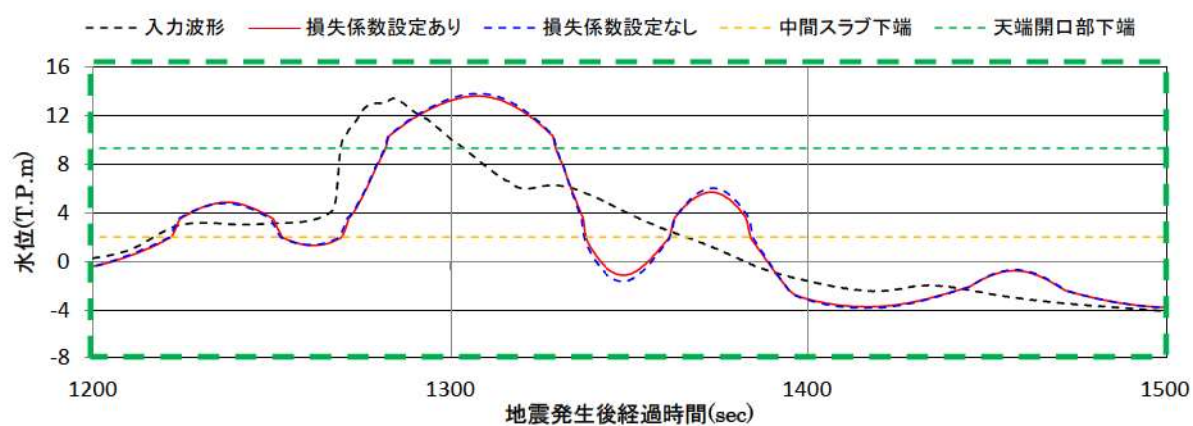
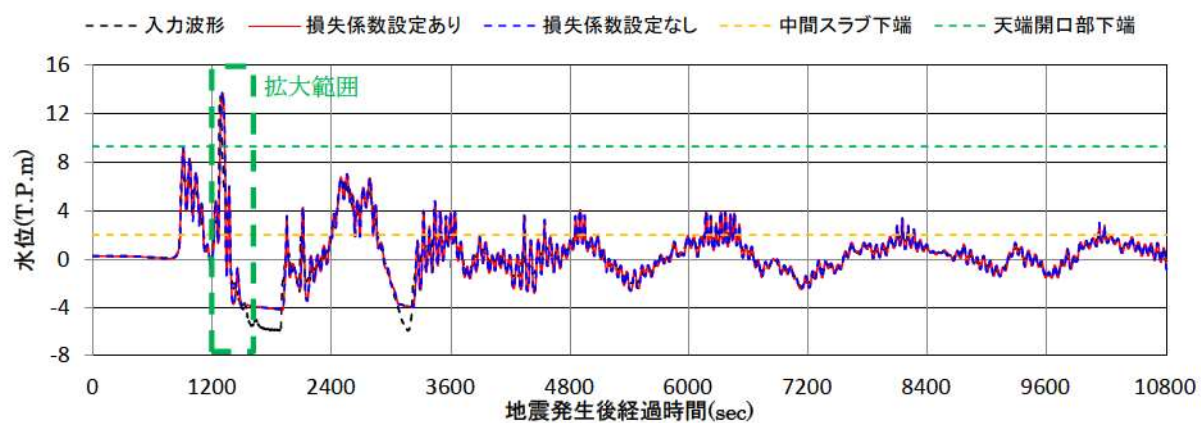
※2 各取水ピットスクリーン室水位が最大となる波源及び防波堤の損傷状態を選定

※3 朔望平均満潮位 (0.26m) を考慮



【拡大図】

図 5-1 1号及び2号炉取水ピットスクリーン室水位波形図



【拡大図】

図 5-2 3号炉取水ピットスクリーン室水位波形図

スリーブ長さによる損失係数の影響について

1. 一次元解析における 1 号及び 2 号炉取水路流路縮小工の損失係数の設定方法

1 号及び 2 号炉取水路流路縮小工うち形状変化点には、電力土木技術協会（1995）により、形状損失（急縮損失，急拡損失）を設定している。

参考表 1 1 号及び 2 号炉取水路流路縮小工の損失係数

	算出式		設定値
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)	$f_{se} = 0.934$
急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	f_{sc} : 急縮損失係数 (下表参照) V_2 : 急縮後の平均流速 (m/s)	$f_{sc} = 0.492$

急縮損失係数

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)

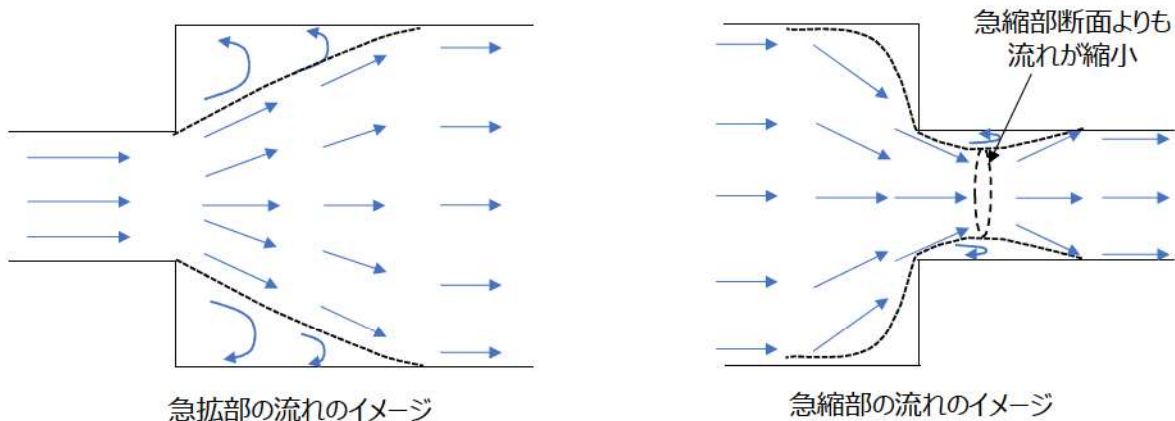
2. 損失係数算出式の適用条件について

一次元解析における急拡による損失係数の算出式は、文献中には明確な適用条件の記載はないものの、断面が急拡することで生じる損失水頭をベルヌーイの定理と運動量方程式から求めたものであることから、急拡前後の流れが「一様流となること」が考えられる。

また、急縮による損失係数の算出式についても、文献中には明確な適用条件の記載はないものの、急縮部で流れが収縮することによる損失水頭はほとんどなく、流れがいったん急縮部の断面よりも縮小したのちに急縮部の断面に拡大することで損失水頭が生じており、急拡と同様に「一様流となること」が考えられる。

1 号及び 2 号炉取水路流路縮小工の上流側及び下流側は十分長い直線の水路となっていることから、急縮の上流側及び急拡の下流側は一様流の状態となっている。

スリーブの長さが短いと一様流ではない状態で急拡部に達することが考えられることから、スリーブの長さの影響を考慮した損失係数の算出式を確認することで、その影響について考察する。



参考図1 急拡・急縮部の流れのイメージ

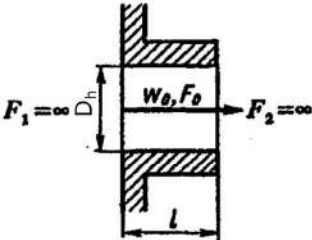
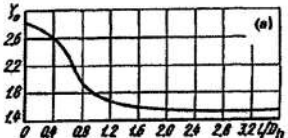
3. 文献に基づく損失係数の設定の考え方

スリーブの長さを考慮したオリフィスによる損失係数の算出式※1, 2 (算出方法は下表参照) では, スリーブの長さが短いと損失係数は大きく ($\ell/D_h=0$ の時, 損失係数 $\zeta=2.85$), 長くなるほど一定値 ($\zeta=1.55$) に近づく。これは, スリーブの長さが短いと入口側で急縮した流れがスリーブ内で一様流となる前に出口から噴出するためである。

下表のグラフより $\ell/D_h=1.2$ より大きい範囲では損失係数の変化が小さくなり, 1/2 号機の流路縮小工のスリーブ形状 ($\ell/D_h=1.35$) では, スリーブ長さによる影響は小さい。

※1 : Handbook of Hydraulic Resistance に基づき算出

※2 : 水路が十分大きい場合を対象としたスリーブの損失係数を求めた試験結果 (適用条件は $Re \geq 10^4$)

Orifice edges	Configuration	Resistance coefficient																												
Thick-walled (deep orifice) $\ell/D_h>0.015$		$Re \geq 10^4 \quad \zeta = \zeta_0 + \lambda(l/D_h)$, where $\zeta_0 = f(\bar{l})$ or $\zeta = 1.5 + (2.4 - \bar{l}) \times 10^{-\varphi(\bar{l})} + \lambda l/D_h$, $\varphi(\bar{l}) = 0.25 + 0.535 \bar{l}^8 / (0.05 + \bar{l}^7)$, for λ, see Chapter 2.  <table><tr><th>$\bar{l} \equiv l/D_h$</th><td>0</td><td>0.2</td><td>0.4</td><td>0.6</td><td>0.8</td><td>1.0</td></tr><tr><th>ζ_0</th><td>2.85</td><td>2.72</td><td>2.60</td><td>2.34</td><td>1.95</td><td>1.76</td></tr></table> <table><tr><th>$\bar{l} \equiv l/D_h$</th><td>1.2</td><td>1.4</td><td>1.6</td><td>1.8</td><td>2.0</td><td>4.0</td></tr><tr><th>ζ_0</th><td>1.67</td><td>1.62</td><td>1.60</td><td>1.58</td><td>1.55</td><td>1.55</td></tr></table>	$\bar{l} \equiv l/D_h$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	ζ_0	2.85	2.72	2.60	2.34	1.95	1.76	$\bar{l} \equiv l/D_h$	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	4.0	ζ_0	1.67	1.62	1.60	1.58	1.55	1.55
$\bar{l} \equiv l/D_h$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0																								
ζ_0	2.85	2.72	2.60	2.34	1.95	1.76																								
$\bar{l} \equiv l/D_h$	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	4.0																								
ζ_0	1.67	1.62	1.60	1.58	1.55	1.55																								

スリーブ形状オリフィスの損失係数算出方法

出典 : Handbook of Hydraulic Resistance

フルード相似則より求めた模型流量の導出について

1号及び2号炉取水路並びに3号炉放水ピットに設置する流路縮小工については、水理模型実験を用いて損失水頭評価の検証を行う。

水理模型実験を行う場合の模型流量の導出過程を以下に示す。

実機と模型のフルード数が同一となるように流量を設定すると、模型の流量は以下の式で求められる。(Fr:フルード数, U:特性速度, L:実機の開口径, g:重力加速度, Q_m :模型の流量, Q_p :実機の流量)

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{Lg}} \quad U = \frac{Q}{\frac{\pi}{4}L^2} = \frac{4Q}{\pi L^2} \quad \text{より} \quad Fr = \frac{\frac{4Q}{\pi L^2}}{\sqrt{Lg}} = \frac{4Q}{\pi \sqrt{L^5 g}}$$

縮尺スケールを $1/\lambda$ とした場合、模型のフルード数 $Fr(\text{模型})$ 及び実機のフルード数 $Fr(\text{実機})$ は以下となる。

$$Fr(\text{模型}) = \frac{4Q_m}{\pi \sqrt{\left(\frac{1}{\lambda}L\right)^5 g}} = \frac{4Q_m \times \lambda^{\frac{5}{2}}}{\pi \sqrt{L^5 g}} \quad Fr(\text{実機}) = \frac{4Q_p}{\pi \sqrt{L^5 g}}$$

ここで、実機と模型のフルード数が同一となるように流量を設定することから、以下の式が成り立つ。

$$\frac{4Q_m \times \lambda^{\frac{5}{2}}}{\pi \sqrt{L^5 g}} = \frac{4Q_p}{\pi \sqrt{L^5 g}}$$

$$Q_m = Q_p \div \lambda^{\frac{5}{2}}$$

損失係数の相違が放水ピットの水位時刻歴波形に与える影響について

流路縮小工の損失係数に相違があっても、流路縮小工の流量抑制効果により、放水ピットの水位上昇は抑えられる。また、津波来襲時の流路縮小工内の流れは時間的に変化的なことから、放水ピットの水位時刻歴波形に与える影響は小さいと考えられる。ここでは、これらの傾向について、津波来襲時の流量変化を踏まえた検討を行う。

定常流の水理模型実験より得られた損失水頭は、流量を一定に維持し、放水ピット水位が安定した状態に達したときの水位差であり、流量の2乗で増加するため、損失係数の違いによる損失水頭の相違は、参考図1に示すとおり流量の増加とともに大きくなる（ $12\text{m}^3/\text{s}$ で8m程度）。

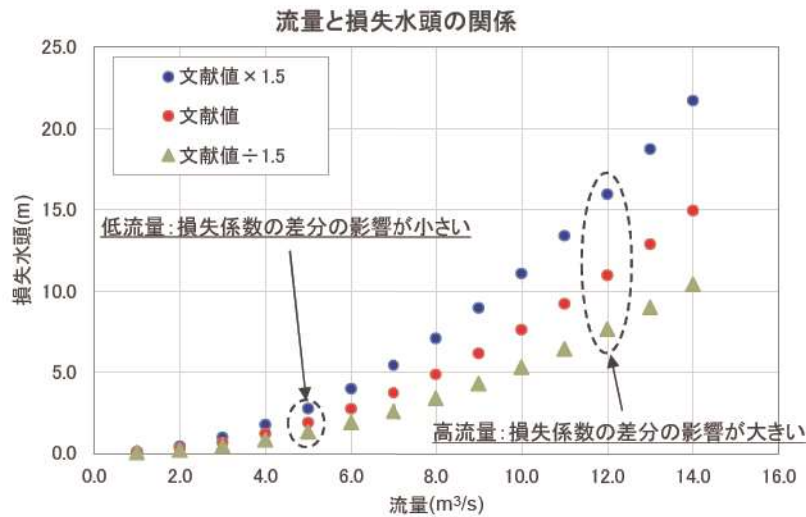
一方で、津波来襲時の流路縮小工内の流れは、流量及び流れの方向（押し波方向・引き波方向）が時間的に変化するため、損失水頭が大きい高流量が長時間継続することはない。

具体的には、参考図2に示すとおり、押し波方向に一時的に高流量（矢印①）になっても、同じ方向で流れる時間は短く、数分後には流れが引き波向きに転じている（矢印②）。

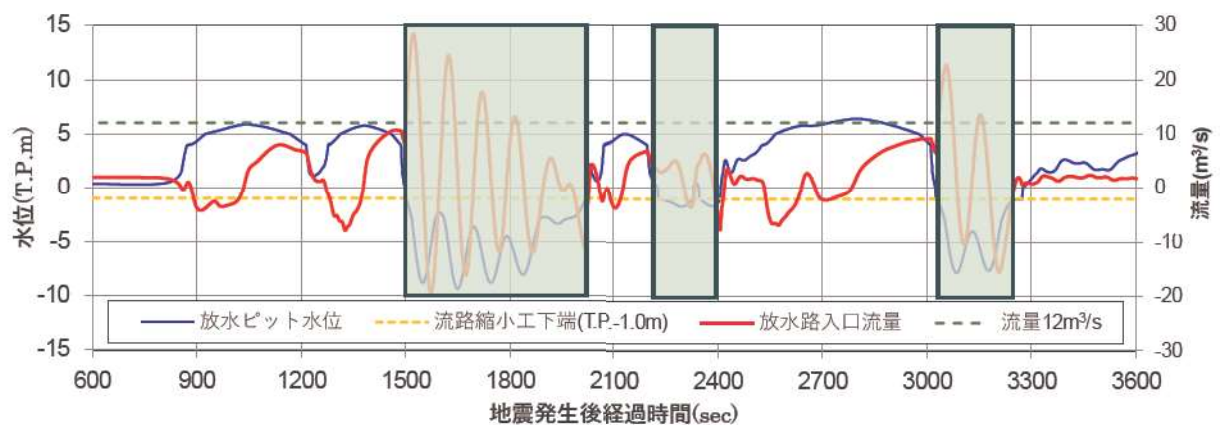
以上より、津波来襲時の流量を平均化すると損失水頭の比較的小さい低流量の流れとなると考えることから、損失係数の相違が一定程度生じた場合でも損失水頭への影響は小さく、放水ピットの水位時刻歴波形に与える影響も小さいと考える。

例えば、平均的な流量が $5.0\text{m}^3/\text{s}$ （損失水頭1.9m程度）とすると、損失係数に50%程度の大きい差が生じた場合でも「 $1.9\text{m} \times 50\% = 0.95\text{m}$ 」と比較的小さくなる。

「Ⅱ．非定常流による損失係数の影響確認」において、文献値と水理模型実験の損失係数を設定した一次元解析に模擬波を入力し、損失係数の相違が放水ピットの水位時刻歴波形に与える影響が小さいと確認できた場合には、この考え方が妥当であると判断する。



参考図1 流量と損失水頭の関係
(3号炉放水ピット流路縮小工の損失水頭(損失係数:文献値))



参考図2 放水ピット水位と流量の関係(基準津波D 防波堤損傷なし)※
※ハッチング部の時間帯は、放水ピットの水位が流路縮小工下端(T.P.-1.0m)より下であり、流路縮小工内を通過していない状況であることから、流路縮小工を通過する流量算出の対象外とした。

基準津波の審査における説明内容

泊発電所においては、様々な方向から津波が伝播する特徴を有することから、防波堤の損傷の有無によって「水位」・「貯留堰を下回る時間」に及ぼす影響が異なり、防波堤の損傷状態毎に各評価項目（「防潮堤前面（水位上昇側）」、「3号炉取水口（水位上昇側）」、「1号及び2号炉取水口（水位上昇側）」、「放水口（水位上昇側）」及び「貯留堰を下回る時間」）の最大ケースとして選定される波源が異なる。

基準津波の策定後に実施する施設（津波防護施設、浸水防止設備など）への影響評価においては、評価値の大きい波源を選定することが、安全側の評価となるため、防波堤の損傷状態を考慮した各評価項目が最大となる津波波源として、基準津波A～Lの12波源を基準津波に選定する。

なお、基準津波は12波源であるが、防波堤の損傷状態を考慮して各評価項目が最大となるケースは18ケースとなる。

①【敷地に対して大きな影響を及ぼす波源（水位上昇側）】計14ケース

評価項目	防波堤損傷なし 評価値 断層パラメータ	北及び南防波堤損傷 評価値 断層パラメータ	南防波堤損傷 評価値 断層パラメータ	北防波堤損傷 評価値 断層パラメータ
防潮堤前面 (上昇側)	13.44m 断層パターン: 6 波源位置: くの字モデル (東へ10km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 115s 基準津波A	15.65m 断層パターン: 7 波源位置: くの字モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 115s 基準津波E	14.98m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 115s 基準津波F	15.68m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 110s 基準津波F
3号炉 取水口 (上昇側)	10.45m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 110s 基準津波B	13.14m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 110s 基準津波F	11.86m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 115s 基準津波E	12.89m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 110s 基準津波B
1, 2号炉 取水口 (上昇側)	9.34m 断層パターン: 6 波源位置: 矩形モデル (東へ5km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 135s 基準津波C	12.74m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 115s 基準津波E	12.01m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 85s 基準津波G	11.50m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 120s 基準津波H
放水口 (上昇側)	10.91m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 135s 基準津波D	10.84m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 135s 基準津波D	10.85m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 135s 基準津波D	10.66m 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 135s 基準津波D
ケース数	4ケース	3ケース※	3ケース※	4ケース

※防波堤の損傷を考慮した地形①及び地形モデル②においては、4つの評価項目に対して、波源Eが重複（断層パターン等が全て同じ）することから3ケースとなる。

②【敷地に対して大きな影響を及ぼす波源（水位下降側）】計4ケース

評価項目	防波堤損傷なし 評価値 断層パラメータの概要	北及び南防波堤損傷 評価値 断層パラメータの概要	南防波堤損傷 評価値 断層パラメータの概要	北防波堤損傷 評価値 断層パラメータの概要
「貯留堰を 下回る時間」	721s 断層パターン: 6 波源位置: くの字モデル (西へ20km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 40s 基準津波I	698s 断層パターン: 7 波源位置: くの字モデル (西へ25km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 45s 基準津波J	743s 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ20km 断層面上縁深さ: 5km 組合せの時間差: 135s 基準津波K	863s 断層パターン: 7 波源位置: 矩形モデル (東へ15km) アスベリティ位置: de南へ30km 断層面上縁深さ: 3km 組合せの時間差: 90s 基準津波L
ケース数	1ケース	1ケース	1ケース	1ケース

①(14ケース)+②(4ケース) = 計18ケース

表 4-7 模擬波作成のため波形グループの分類（再掲）

No.	波源	防波堤の損傷状態	波形 グループ
1	基準津波 A	防波堤損傷なし	②
2	基準津波 B	防波堤損傷なし	①
3	基準津波 B	北防波堤損傷	①
4	基準津波 C	防波堤損傷なし	②
5	基準津波 D	防波堤損傷なし	①
6	基準津波 D	北及び南防波堤損傷	①
7	基準津波 D	南防波堤損傷	①
8	基準津波 D	北防波堤損傷	①
9	基準津波 E	北及び南防波堤損傷	①
10	基準津波 E	南防波堤損傷	①
11	基準津波 F	北及び南防波堤損傷	①
12	基準津波 F	北防波堤損傷	①
13	基準津波 G	南防波堤損傷	①
14	基準津波 H	北防波堤損傷	①
15	基準津波 I	防波堤損傷なし	③
16	基準津波 J	北及び南防波堤損傷	④
17	基準津波 K	南防波堤損傷	①
18	基準津波 L	北防波堤損傷	①

水理模型実験との比較による三次元解析の適用性確認

1. 概要

三次元解析については、審査実績を有する解析コードである OpenFOAM を用いていることから、適用性はあると判断できるものの、今回の検証においては、3号炉放水ピット流路縮小工を再現した水理模型実験を用いてモデルの適用性確認を行う。

適用性確認として、定常流の水理模型実験（縮尺 1/50）を模擬した解析を実施し、損失水頭及び損失係数を比較した。

なお、OpenFOAM については、国内外の機械、土木、建築及び気象を含めた様々な分野において、三次元数値流体力学ツールとして使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。また、VOF 法（Volume of Fluid 法）による自由表面解析手法を有し、VOF 法は「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」において、複雑な容器形状や流体の非線形現象を考慮する場合に有効であるとされている。

2. 水理模型実験を模擬した三次元解析

(1) 三次元解析の方法及び条件

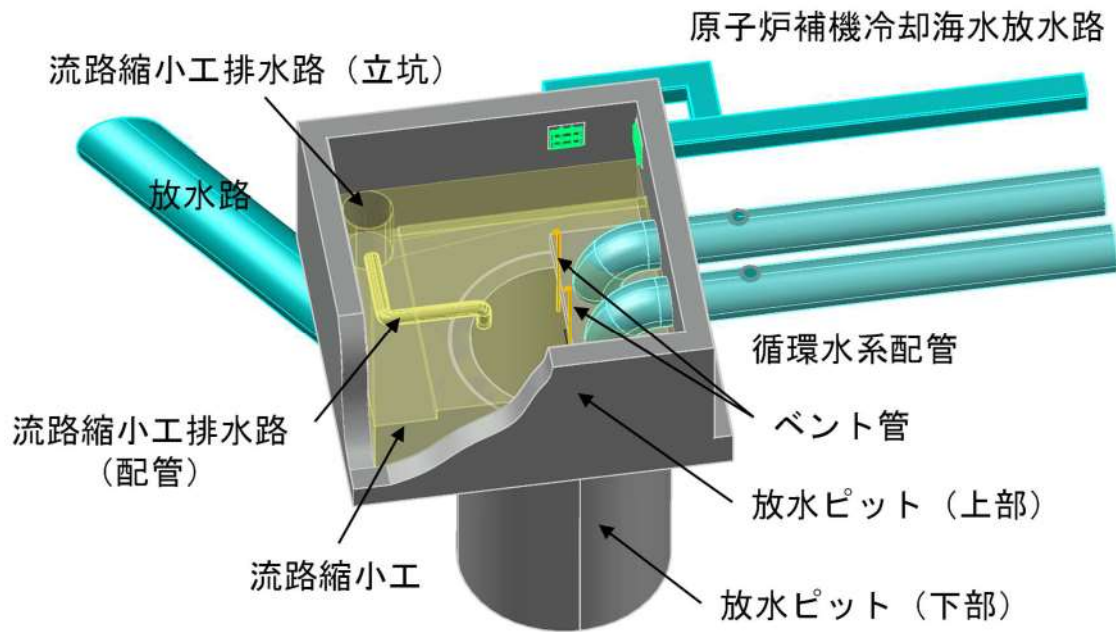
a. 方法

損失水頭については、放水路端部の水槽から一定の流量の入力を行い、得られた水位差から算出する。また、算出された損失水頭を代表位置（流路縮小工排水路（配管））における速度水頭で除すことにより損失係数を算出する。

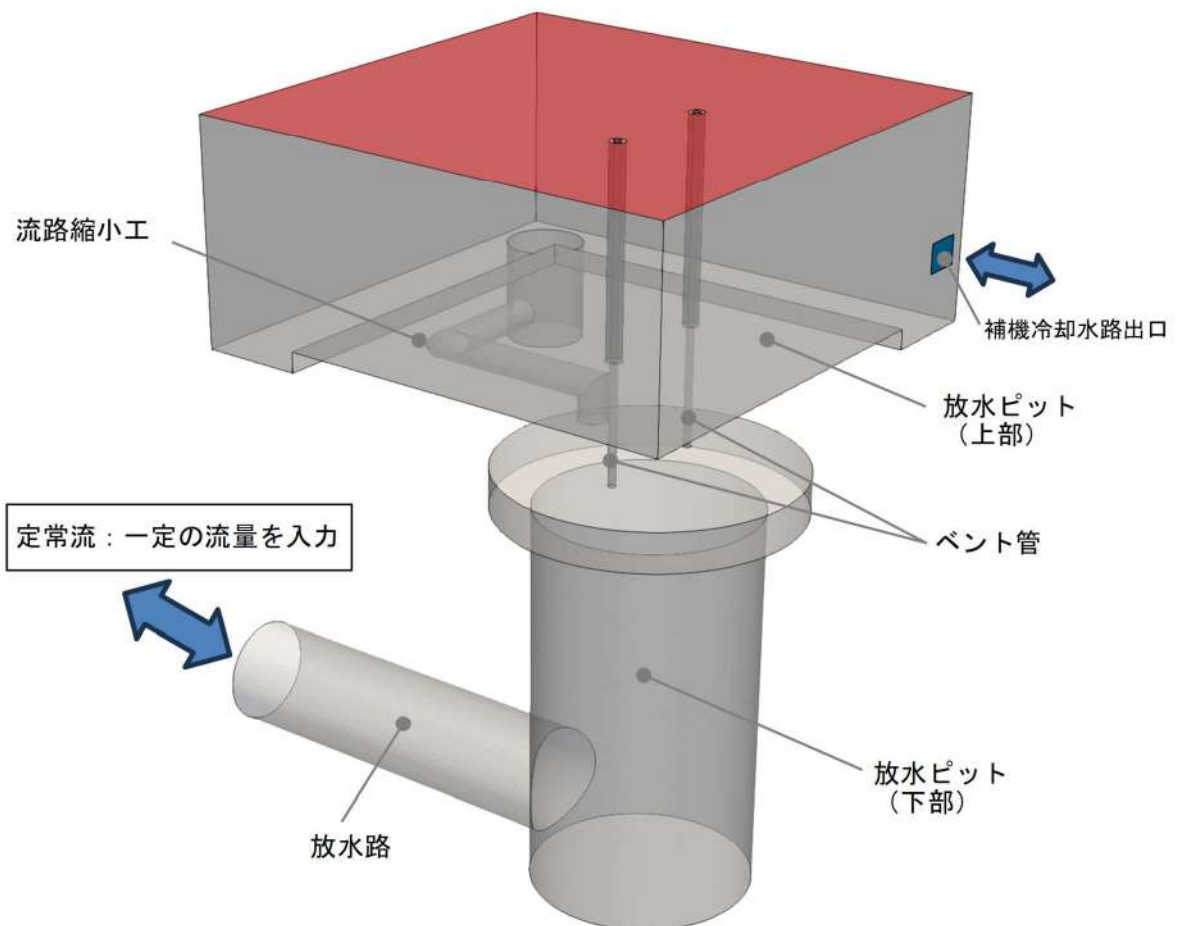
3号炉放水ピット流路縮小工イメージ図を参考図 1 に示す。

三次元解析に用いる解析モデルイメージ、水頭算出位置を参考図 2、参考図 3 に示す。解析モデルは水理模型実験と同じ縮尺（1/50）とする。

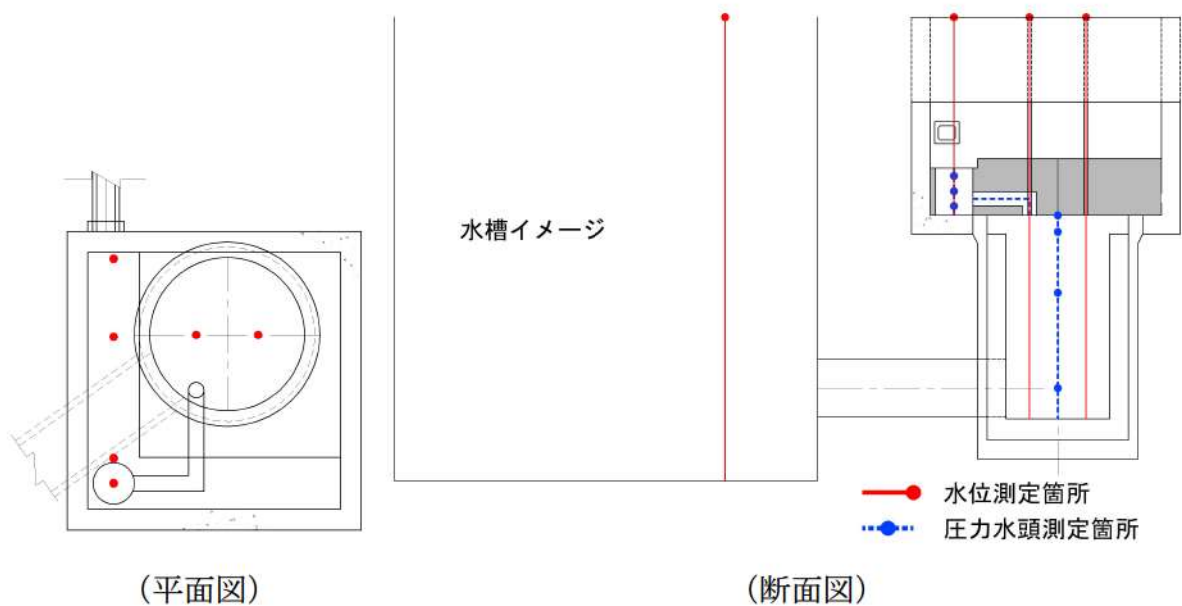
水理模型実験と同条件とするために、定常流状態において水槽内の水位と放水ピット（上部）の水位差により全体の損失水頭を算出し、算出された損失水頭を代表位置（流路縮小工排水路（配管））における速度水頭で除すことにより損失係数を算出する。また、水理模型実験では損失水頭の測定ができない圧力水頭測定箇所には測定点を設置し、参考として損失水頭を確認する。



参考図 1 3号炉放水ピット流路縮小工イメージ図



参考図 2 三次元解析モデルイメージ図



参考図 3 三次元解析水頭算出位置図

b. 条件

粗度係数については、水理模型実験と同条件とするために、実験の粗度係数 0.010 (アクリル相当) ※を入力する。

解析コードは、OpenFOAM (Ver. 2.4.0) を用いる。

今回の確認では、OpenFOAM に対して複数の粗度係数 (0.010 及び 0.014) を用いて解析を実施するが、保坂ら (2021) では、粗度係数 0.015 を使用し、同程度の値を使用していることから今回使用する粗度係数においても、適用範囲内であると言える。

※土木学会 (1999) より、水理模型実験の模型に使用する材料であるアクリルと同等の素材である強化プラスチックの粗度係数

(2) 三次元解析結果

三次元解析について、流量条件 0.45×10^{-3} (8.0), 0.57×10^{-3} (10.0) m^3/s 及び 0.68×10^{-3} (12.0) m^3/s で評価された損失水頭及び損失係数の確認結果を参考表 1 に示す。

損失係数の結果について、 0.45×10^{-3} (8.0) $\text{m}^3/\text{s} \sim 0.68 \times 10^{-3}$ (12.0) m^3/s では 5.36～5.42 (引き波方向) 及び 5.31～5.32 (押し波方向) となり、ばらつきは小さく概ね一定であることを確認した。

参考表 1 三次元解析の損失水頭及び損失係数

ケース	実験流量※ ¹ (m^3/s)	損失水頭 (m)	損失係数
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	0.45×10^{-3} (8.0)	0.115	5.31
	0.57×10^{-3} (10.0)	0.174	5.32
	0.68×10^{-3} (12.0)	0.250	5.31
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	0.45×10^{-3} (8.0)	0.115	5.36
	0.57×10^{-3} (10.0)	0.177	5.42
	0.68×10^{-3} (12.0)	0.255	5.40

※ 1 : 括弧内は実機流量を示す。

(3) 三次元解析と水理模型実験の損失水頭及び損失係数の確認

a. 損失水頭の確認

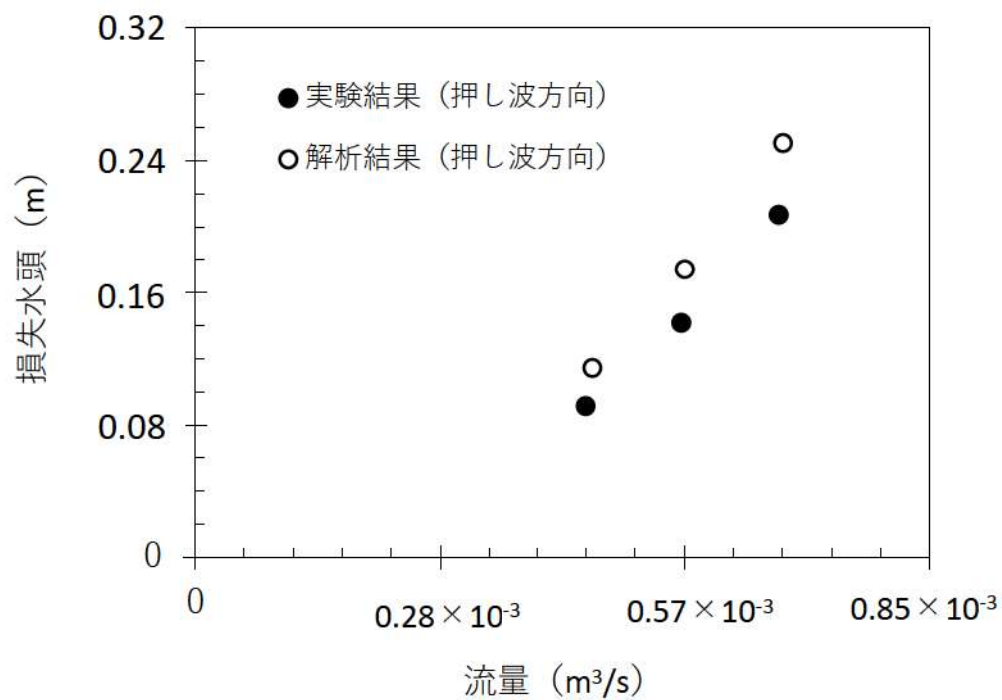
流量条件 0.45×10^{-3} (8.0) $\text{m}^3/\text{s} \sim 0.68 \times 10^{-3}$ (12.0) m^3/s における損失水頭の確認結果を参考表 2 に示す。流量に対する押し波方向の損失水頭の確認結果を参考図 4 に、引き波方向の損失水頭の確認結果を参考図 5 に示す。

確認結果より、三次元解析と水理模型実験のいずれも、流量が増加するとともに、損失水頭が増加する傾向となっている。また、 0.45×10^{-3} (8.0) $\text{m}^3/\text{s} \sim 0.68 \times 10^{-3}$ (12.0) m^3/s のいずれの流量においても、三次元解析により評価した損失水頭は、水理模型実験の損失水頭よりも約 20% 大きめな評価となった。

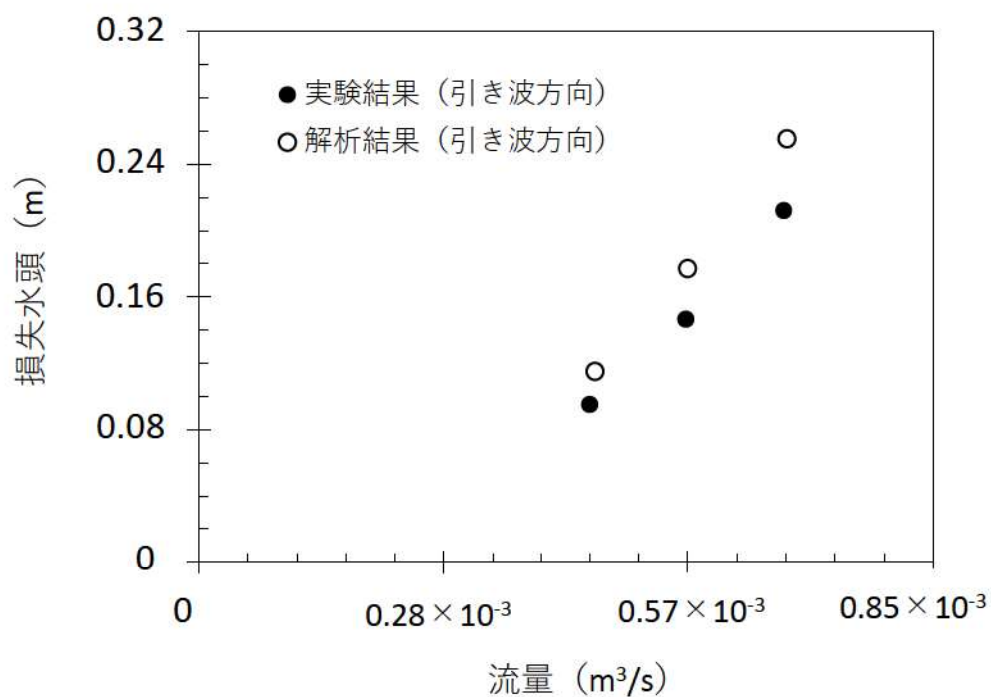
参考表 2 損失水頭の確認結果

ケース	実験流量 ^{※1} (m^3/s)	三次元解析 (m)	水理模型実験 (m)	相違 (%)
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	0.45×10^{-3} (8.0)	0.115	0.091	26
	0.57×10^{-3} (10.0)	0.174	0.142	23
	0.68×10^{-3} (12.0)	0.250	0.207	21
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	0.45×10^{-3} (8.0)	0.115	0.095	21
	0.57×10^{-3} (10.0)	0.177	0.146	21
	0.68×10^{-3} (12.0)	0.255	0.212	20

※ 1 : 括弧内は実機流量を示す。



参考図4 損失水頭の確認結果（押し波方向）



参考図5 損失水頭の確認結果（引き波方向）

b. 損失係数の確認

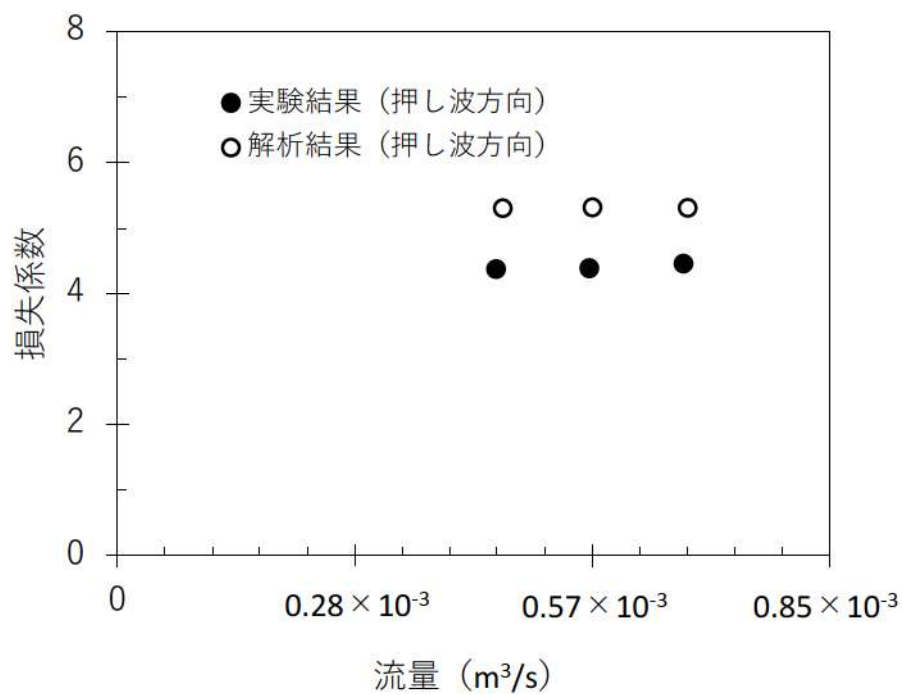
三次元解析と水理模型実験について、損失水頭と同様に、損失係数について流量条件 0.45×10^{-3} (8.0) m^3/s ~ 0.68×10^{-3} (12.0) m^3/s で確認した結果を参考表 3 に示す。

流量に対する押し波方向の損失係数の確認結果を参考図 6 に、引き波方向の損失係数の確認結果を参考図 7 に示す。三次元解析は水理模型実験より損失係数を 20%程度大きめに評価することを確認したものの、三次元解析と水理模型実験のそれぞれで、 0.45×10^{-3} (8.0) m^3/s ~ 0.68×10^{-3} (12.0) m^3/s に対する損失係数に大きなばらつきはなく、概ね一定となっていることから、十分に乱流が発達した流量条件における損失係数を再現できていることを確認した。また、損失水頭と同様に損失係数についても、三次元解析は水理模型実験より約 20%大きめの評価となった。

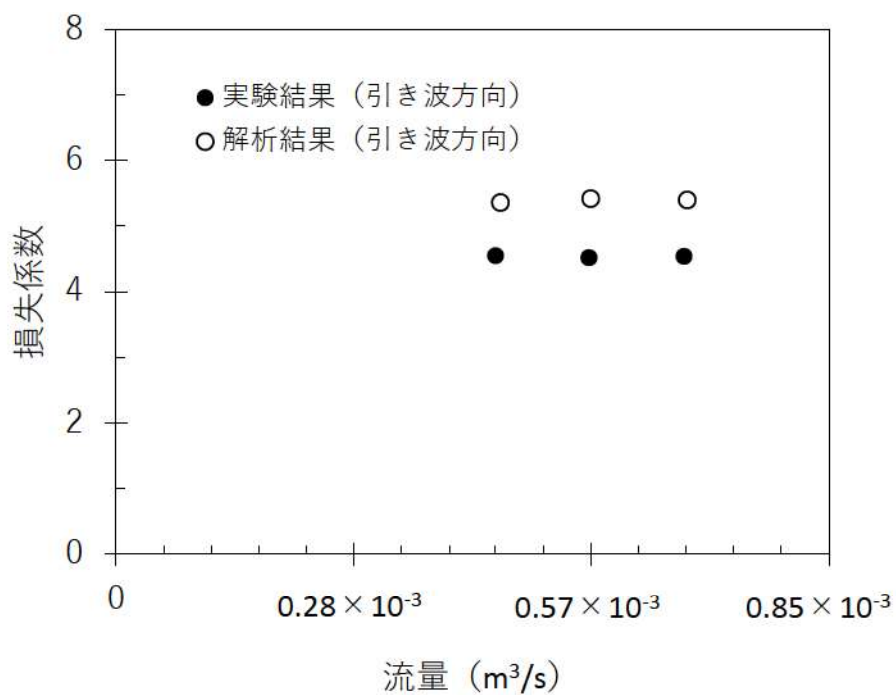
参考表 3 損失係数の確認結果

ケース	実験流量 ^{※1} (m^3/s)	三次元解析	水理模型実験	相違 (%)
押し波方向 (放水口→ 放水ピット)	0.45×10^{-3} (8.0)	5.31	4.38	21
	0.57×10^{-3} (10.0)	5.32	4.39	21
	0.68×10^{-3} (12.0)	5.31	4.46	19
引き波方向 (放水ピット→ 放水口)	0.45×10^{-3} (8.0)	5.36	4.55	18
	0.57×10^{-3} (10.0)	5.42	4.52	20
	0.68×10^{-3} (12.0)	5.40	4.54	19

※1：括弧内は実機流量を示す。



参考図 6 損失係数の確認結果 (押し波方向)



参考図 7 損失係数の確認結果 (引き波方向)

3. 適用性確認結果

損失水頭は、三次元解析と水理模型実験のいずれも、流量が増加するとともに、損失水頭が増加する傾向となっていることを確認した。

損失係数は、三次元解析と水理模型実験のそれぞれで、 0.45×10^{-3} (8.0) m^3/s ～ 0.68×10^{-3} (12.0) m^3/s に対する損失係数に大きなばらつきはなく、概ね一定となっていることから、水理模型実験と同様に十分に乱流が発達した流量条件における損失係数を再現できていることを確認した。

以上より、三次元解析で得られた損失水頭及び損失係数は、水理模型実験と同様の傾向を示すことを確認したことから、三次元解析モデルの適用性はあると判断した。

水理模型実験の流量条件 $2\text{m}^3/\text{s}$ の変更に伴う
「Ⅱ．非定常による損失係数の影響確認」への影響の確認

1. 概要

水理模型実験（縮尺 1/50）の低流量の範囲（ 0.11×10^{-3} （2.0） $\text{m}^3/\text{s} \sim 0.37 \times 10^{-3}$ （6.0） m^3/s ）においては、損失水頭が小さく、計測誤差を考慮すると損失水頭の正確な値を測定できておらず、損失係数を精度よく評価できていない事象が生じた。

このため、低流量時の流量条件は損失係数の検討条件から除外することとした。

この取り扱いが、実機（縮尺：1/1）のモデルに対して模擬波を入力する「Ⅱ．」の解析で使用する損失係数へ与える影響についてとりまとめた。

2. 流量条件変更に伴う実機縮尺とした場合の影響確認結果

（1）損失係数とレイノルズ数の一般的な関係性

流路縮小工のような全体の損失に対して形状損失が支配的な構造においては、乱流領域（高レイノルズ数領域）における損失係数のレイノルズ数依存性は小さく、フルード相似則を適用した実験モデルと実機モデルで流量が変化してもほぼ一定の値を示す。

これは、損失係数は、レイノルズ数が乱流領域（高レイノルズ数）まで到達して以上の領域は、レイノルズ数大きくなっても実験モデルと実機モデルで一定の値となることを示している。