

表-参考-1 砂質土の相対密度 D_r 及び D 級岩盤の換算 N 値 N_1 (13/15)

No.13 孔口標高 3.0 m

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	D_r
砂質土	1.2	18.1	16.3	18	
砂質土	0.7	18.1	37.1	19	
砂質土	0.0	18.1	48.3	18	
砂質土	-0.3	8	56.0	18	79.0
砂質土	-1.3	8	61.1	12	63.2
砂質土	-2.3	8	69.1	25	88.6
砂質土	-3.3	8	77.1	24	84.4
砂質土	-4.3	8	85.1	41	107.4
砂質土	-5.3	8	93.1	48	113.3
玉石	-6.3	8	101.1	50	
玉石	-7.3	8	109.1	50	
玉石	-8.3	8	117.1	50	
玉石	-9.3	8	125.1	50	
玉石	-10.3	8	133.1	50	
砂質土	-11.3	8	141.1	50	101.5
砂質土	-12.3	8	149.1	30	77.2
砂質土	-13.3	8	157.1	31	77.1
砂質土	-14.3	8	165.1	31	75.7
砂質土	-15.3	8	173.1	37	81.3
砂質土	-16.3	8	181.1	30	72.1
砂質土	-17.3	8	189.1	32	73.3
砂質土	-18.3	8	197.1	35	75.5
砂質土	-19.3	8	205.1	50	88.9
砂質土	-20.3	8	213.1	31	69.0
砂質土	-21.3	8	221.1	34	71.2
砂質土	-22.3	8	229.1	30	66.0
砂質土	-23.3	8	237.1	29	64.0
砂	-23.8	8	245.1	32	66.4
平均					79.8

No.13

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	換算N値 N_1
D級岩盤	-25.3	9.7	253.9	90	55.9
D級岩盤	-26.3	9.7	263.6	138	84.2
D級岩盤	-27.3	9.7	273.3	150	89.8
平均					76.6

表-参考-1 砂質土の相対密度 Dr 及び D 級岩盤の換算 N 値 N₁(14/15)

No.14 孔口標高 1.7 m

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	Dr
玉石	0.0	18.1	15.8	50	
玉石	-0.1	8	31.7	50	
玉石	-0.6	8	34.0	50	
玉石	-1.6	8	40.0	50	
玉石	-2.6	8	48.0	50	
砂質土	-3.6	8	56.0	18	79.0
砂質土	-4.6	8	64.0	23	86.6
砂質土	-5.6	8	72.0	23	84.1
砂質土	-6.6	8	80.0	27	88.6
玉石	-7.6	8	88.0	50	
玉石	-8.6	8	96.0	50	
玉石	-9.6	8	104.0	50	
玉石	-10.6	8	112.0	45	
砂質土	-11.6	8	120.0	30	82.9
砂質土	-12.6	8	128.0	24	72.6
砂質土	-13.6	8	136.0	25	72.7
砂質土	-14.6	8	144.0	24	69.9
砂質土	-15.6	8	152.0	50	99.0
砂質土	-16.6	8	160.0	50	97.2
砂質土	-17.6	8	168.0	35	80.0
砂質土	-18.6	8	176.0	42	86.1
砂質土	-19.6	8	184.0	44	86.8
砂質土	-20.6	8	192.0	46	87.3
砂質土	-21.6	8	200.0	45	85.1
砂質土	-22.6	8	208.0	35	74.0
砂質土	-23.6	8	216.0	39	77.0
砂質土	-24.6	8	224.0	44	80.6
砂質土	-25.6	8	232.0	44	79.5
砂質土	-26.6	8	240.0	37	72.0
砂質土	-27.6	8	248.0	39	73.0
砂質土	-28.6	8	256.0	36	69.2
砂質土	-29.6	8	264.0	38	70.3
砂質土	-30.6	8	272.0	30	61.7
砂質土	-31.6	8	280.0	39	69.5
砂質土	-32.6	8	288.0	41	70.5
砂質土	-33.6	8	296.0	42	70.6
粘性土	-34.6	8	304.0	18	
粘性土	-35.6	8	312.0	20	
粘性土	-36.6	8	320.0	8	
粘性土	-37.6	8	328.0	5	
粘性土	-38.6	8	336.0	6	
粘性土	-39.6	8	344.0	6	
粘性土	-40.6	8	352.0	7	
粘性土	-41.6	8	360.0	7	
粘性土	-42.6	8	368.0	7	

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	Dr
粘性土	-43.6	8	376.0	6	
粘性土	-44.6	8	384.0	7	
粘性土	-45.6	8	392.0	12	
粘性土	-46.6	8	400.0	20	
粘性土	-47.6	8	408.0	21	
砂質土	-48.6	8	416.0	50	66.8
砂質土	-49.6	8	424.0	31	52.2
砂質土	-50.6	8	432.0	50	65.7
砂質土	-51.6	8	440.0	19	40.2
粘性土	-52.6	8	448.0	18	
粘性土	-53.6	8	456.0	16	
粘性土	-54.6	8	464.0	18	
粘性土	-55.6	8	472.0	19	
粘性土	-56.6	8	480.0	14	
粘性土	-57.6	8	488.0	19	
粘性土	-58.6	8	496.0	9	
粘性土	-59.6	8	504.0	12	
粘性土	-60.6	8	512.0	10	
粘性土	-61.6	8	520.0	11	
粘性土	-62.6	8	528.0	14	
粘性土	-63.6	8	536.0	16	
砂質土	-64.6	8	544.0	42	54.4
砂質土	-65.6	8	552.0	50	59.0
砂質土	-66.6	8	560.0	46	56.2
砂質土	-67.6	8	568.0	50	58.3
砂質土	-68.6	8	576.0	50	57.9
砂質土	-69.6	8	584.0	29	43.8
砂質土	-70.6	8	592.0	29	43.6
砂質土	-71.6	8	600.0	21	36.8
砂質土	-72.6	8	608.0	25	40.0
砂質土	-73.6	8	616.0	50	56.2
砂質土	-74.6	8	624.0	50	55.9
砂質土	-75.6	8	632.0	50	55.5
砂質土	-76.6	8	640.0	49	54.7
シルト混じり固結土	-77.6				0.0
平均					67.2

No.14

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	換算N値 N ₁
D級岩盤	-79.6	9.7	664.8	150	57.6
D級岩盤	-80.6	9.7	674.5	257	98.0
平均					77.8

表-参考-1 砂質土の相対密度 D_r 及び D 級岩盤の換算 N 値 N_1 (15/15)

No.15 孔口標高 1.6 m

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	D_r
砂質土	0.0	18.1	14.4	33	
砂質土	-0.1	8	29.2	33	120.8
砂質土	-0.7	8	32.0	22	97.2
砂質土	-1.7	8	38.4	27	104.4
砂質土	-2.7	8	46.4	23	93.0
砂質土	-3.7	8	54.4	36	112.5
砂質土	-4.7	8	62.4	27	94.4
玉石	-5.7	8	70.4	50	
砂質土	-6.7	8	78.4	42	111.1
砂質土	-7.7	8	86.4	50	118.1
砂質土	-8.7	8	94.4	23	78.1
玉石	-9.4	8	101.2	50	
玉石	-10.4	8	108.0	50	
玉石	-11.4	8	116.0	50	
砂質土	-12.7	8	125.2	27	77.6
砂質土	-13.7	8	134.4	26	74.4
砂質土	-14.7	8	142.4	22	67.1
砂質土	-15.7	8	150.4	20	62.8
砂質土	-16.7	8	158.4	31	76.8
砂質土	-17.7	8	166.4	30	74.3
砂質土	-18.7	8	174.4	33	76.6
砂質土	-19.7	8	182.4	29	70.7
砂質土	-20.7	8	190.4	31	71.9
砂質土	-21.7	8	198.4	30	69.7
砂質土	-22.7	8	206.4	31	69.8
砂質土	-23.7	8	214.4	34	72.1
砂質土	-24.7	8	222.4	27	63.3
砂質土	-25.7	8	230.4	34	70.1
砂質土	-26.7	8	238.4	30	65.0
砂質土	-27.7	8	246.4	50	82.8
砂質土	-28.7	8	254.4	50	81.8
砂質土	-29.7	8	262.4	50	80.8
砂質土	-30.7	8	270.4	11	37.4
粘性土	-31.7	8	278.4	9	
砂質土	-32.7	8	286.4	40	69.8
砂質土	-33.7	8	294.4	35	64.6
粘性土	-34.7	8	302.4	15	
粘性土	-35.7	8	310.4	20	
砂質土	-36.7	8	318.4	50	74.7
砂質土	-37.7	8	326.4	16	41.8
砂質土	-38.4	8	333.2	50	73.3

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	D_r
砂質土	-39.4	8	340.0	50	72.7
砂質土	-40.4	8	348.0	50	72.0
砂質土	-41.4	8	356.0	50	71.3
砂質土	-42.4	8	364.0	50	70.7
砂質土	-43.4	8	372.0	50	70.0
粘性土	-44.7	8	381.2	10	
粘性土	-45.7	8	390.4	8	
粘性土	-46.7	8	398.4	10	
粘性土	-47.7	8	406.4	9	
粘性土	-48.7	8	414.4	12	
粘性土	-49.7	8	422.4	15	
砂質土	-50.7	8	430.4	18	39.5
粘性土	-51.7	8	438.4	19	
粘性土	-52.7	8	446.4	8	
粘性土	-53.7	8	454.4	8	
粘性土	-54.7	8	462.4	10	
粘性土	-55.7	8	470.4	11	
粘性土	-56.7	8	478.4	10	
粘性土	-57.7	8	486.4	8	
粘性土	-58.7	8	494.4	8	
粘性土	-59.7	8	502.4	9	
砂質土	-60.7	8	510.4	34	50.4
砂質土	-61.7	8	518.4	38	52.9
岩盤	-62.7				
平均					73.0

No.15

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	換算N値 N_1
D級岩盤	-62.7	9.7	527.3	90	38.8
D級岩盤	-63.7	9.7	537.0	120	51.3
平均					45.1

(参考-2) 体積ひずみ 3%の妥当性について

敷地（陸域）の地盤変状は、敷地内の地質調査で求めた N 値より算出する相対密度を基に、Ishihara & Yoshimine(1992)による FL 値と体積ひずみの関係を参照して、考慮する体積ひずみを 3%として設定した。その妥当性について、有効応力解析に基づき、確認することとする。

(1) 評価対象位置

液状化する可能性がある深度を確認することにより、敷地全体の沈下量の妥当性を確認する目的から、敷地下の岩盤が最も深い T.P. -80.0m（図-5）の位置を対象とする。

なお、美浜発電所に分布する堆積土は、砂質土層及び粘性土層から構成されているが、体積ひずみを用いた沈下量と同様に、堆積土全てを砂質土層としてモデル化することとする。

(2) 解析方法

地震応答解析は、水平成層地盤を模擬した 1次元モデル（動的有限要素法解析）を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴非線形応答解析を行う。地震時の液状化による沈下量を評価するために、過剰間隙水圧の上昇を適切に評価できる有効応力モデルを用いることとし、解析コードは「FLIP Ver. 7. 2. 3. 4」を使用する。

a. 地盤

D 級岩盤、砂質土層については、Hardin-Drnevich モデルを適用し、動せん断弾性係数及び減衰定数の非線形特性を考慮する。上記を除く地盤は線形材料とする。

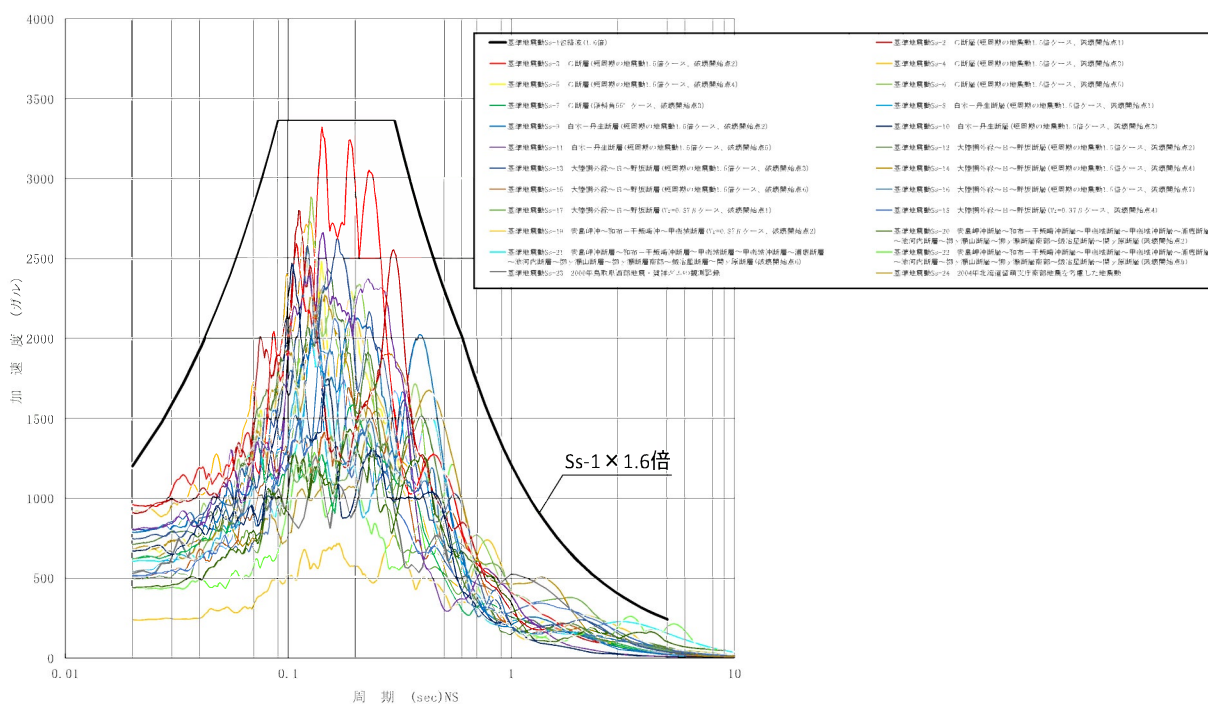
b. 減衰定数

減衰定数は、剛性比例型減衰並びに D 級岩盤、砂質土層の履歴減衰を考慮する。

(3) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論によって地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。なお、本解析においては、沈下量を保守的に評価するために、基準地震動 $S_s-1 \sim S_s-24$ の加速度応答スペクトルを包絡する基準地震動 $S_s-1 \times 1.6$ 倍波を用いることとする（図-参考-1）。入力地震動算定の概念図を図-参考-2に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図-参考-3に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「Liqueur Ver.15.1F」を使用する。



(a) NS 方向

図-参考-1 基準地震動 $S_s-1 \times 1.6$ 倍波と
 その他基準地震動の加速度応答スペクトル(1/2)

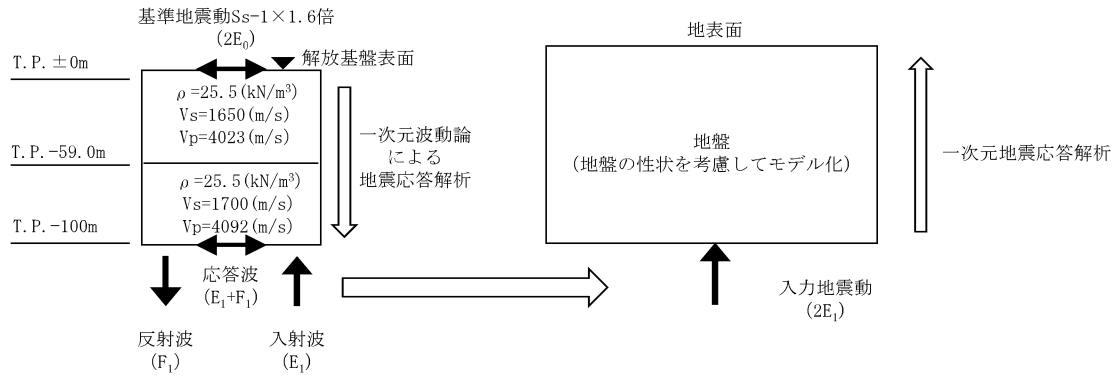
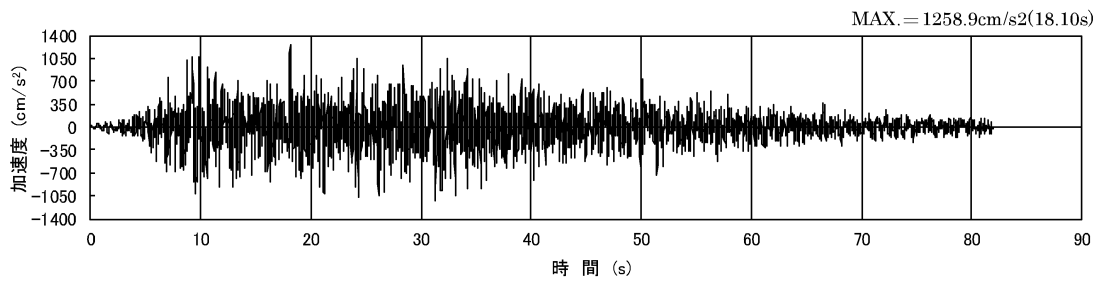
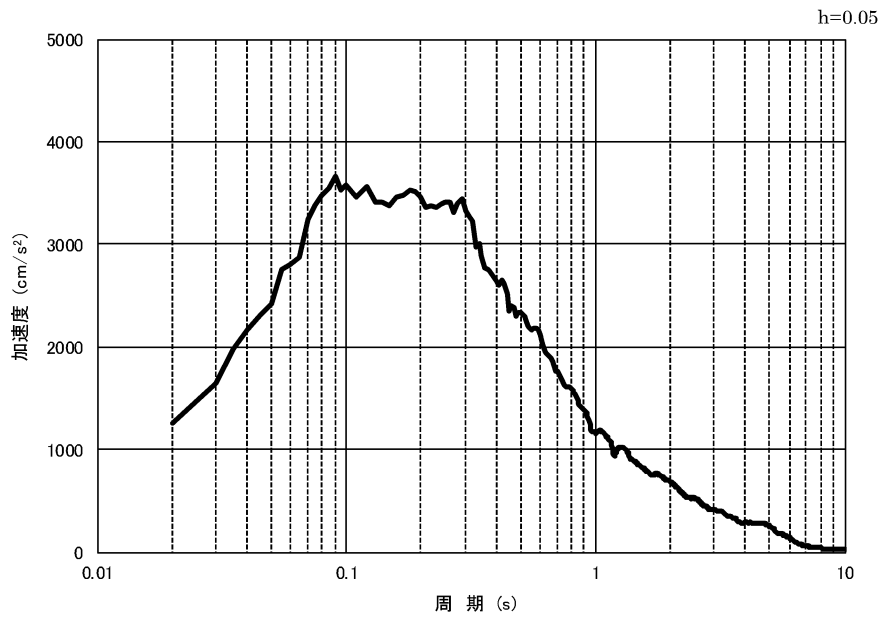


図-参考-2 入力地震動算定の概念図

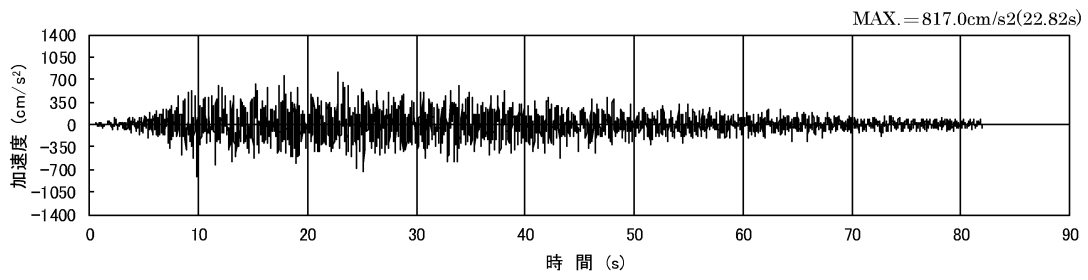


(a) 加速度時刻歴波形図

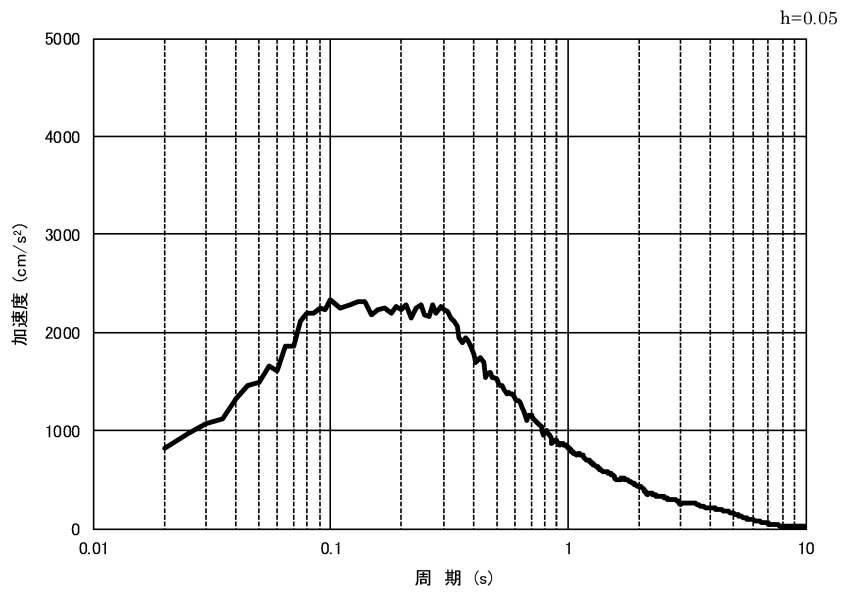


(b) 加速度応答スペクトル図

図-参考-3 入力地震動の加速度時刻歴波形
及び加速度応答スペクトル（水平方向： $S_{s-1H} \times 1.6$ 倍）（1/2）



(a) 加速度時刻歴波形図



(b) 加速度応答スペクトル図

図-参考-3 入力地震動の加速度時刻歴波形
及び加速度応答スペクトル（鉛直方向： $S_s-1_v \times 1.6$ 倍）（2/2）

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

地震応答解析モデルを図-参考-4 に示す。

(a) 解析位置

解析位置は、岩盤標高が T.P. -80.0m の位置とする。

(b) 境界条件

解析領域の側面には、水平成層地盤が無限に続いているとしてモデル化するために、繰返し境界とする。底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。

(c) 地盤のモデル化

地盤は、岩種分類及び岩級区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

(d) 水位条件

砂質土層の残留水位は、地震荷重に伴う液状化による変形を保守的に考慮するために、朔望平均満潮位 (T.P. +0.48m) とする。

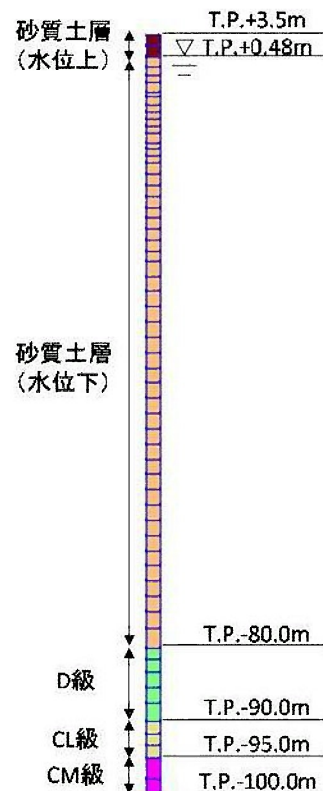


図-参考-4 地震応答解析モデル

b. 地盤の物性値

砂質土層以外の物性値は、「美浜発電所発電用原子炉設置変更許可申請書（3号発電用原子炉施設の変更）」（平成27年3月17日）のうち、添付資料六にて設定している物性値を用いる。

砂質土層の物性値については、地震時における過剰間隙水圧の上昇を適切に評価するため、繰返し三軸試験を基に設定した液状化特性を設定する。砂質土層の物性値を表-参考-2に示す。

表-参考-2 砂質土層の物性値

パラメータ		砂質土層
動的変形特性	飽和密度 ρ (g/cm ³)	1.94
	間隙率 n	0.427
	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	9.71×10^4
	体積弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	2.53×10^5
	ポアソン比 ν	0.33
	基準拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	粘着力 c (kN/m ²)	0
	内部摩擦角 ϕ_f (°)	37.1
	最大減衰比 h_{max}	0.25
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28
	液状化パラメータ w_1	1.03
	液状化パラメータ p_1	0.50
	液状化パラメータ p_2	0.85
	液状化パラメータ c_1	1.945
液状化パラメータ s_1	0.005	

(5) 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、過剰間隙水圧比分布及び沈下量を図-参考-5に示す。基準地震動 $S_s-1 \times 1.6$ 倍により、T.P. -80.0m までの砂質土層全体において過剰間隙水圧比 0.90 以上であり、それに伴い 1.25m の沈下が発生している。

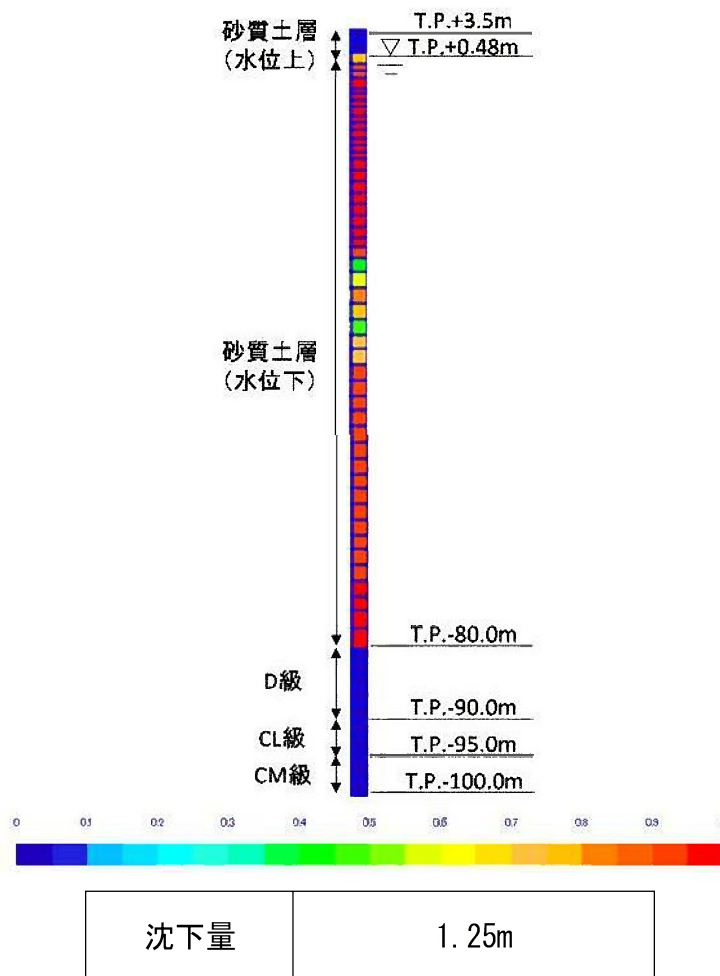


図-参考-5 過剰間隙水圧比分布及び沈下量

(6) 評価結果

1次元動的有限要素法解析（有効応力解析）を実施した結果、岩盤標高 T.P. -80.0m 位置における基準地震動 $S_s-1 \times 1.6$ 倍波による沈下量は 1.22m であり、体積ひずみを換算すると $1.25\text{m}/80.0\text{m} \doteq 0.016$ (1.6%) であることから、現在考慮している体積ひずみ 3%は、保守的であり妥当である。

(参考-3) D級岩盤の液状化について

D級岩盤の液状化の発生の有無について、以下のとおり確認する。

(1) 評価方法

「Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content. 時松孝次, 吉見吉昭 - 土質工学会論文報告集, 1983」における換算N値 N_1 と等価せん断応力比 τ_d/σ'_v に基づく液状化判定方法(図-参考-7)により、D級岩盤の液状化の発生の有無について判定する。

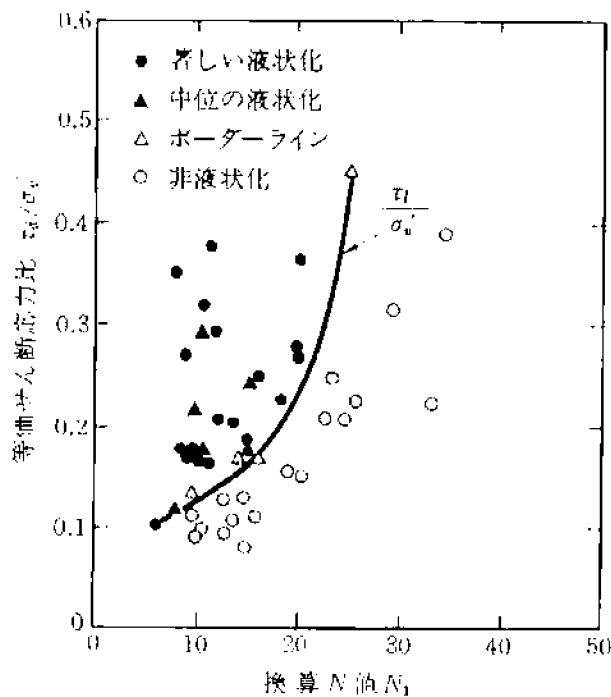


図-参考-7 N値に基づく液状化判定図

(2) 換算N値 N_1

「図-3 地質調査位置図」のボーリング位置におけるD級岩盤の換算N値 N_1 ($=N/\sqrt{\sigma'_v}$)を表-参考-1に示す。表-参考-1より、D級の換算N値 N_1 の平均値は50程度となる。

(3) 等価せん断応力比 τ_d/σ'_v

「(参考-2) 体積ひずみ 3%の妥当性について」における地震応答解析により、図-参考-8に示すとおり、D級岩盤において発生している等価せん断応力比 τ_d/σ'_v の最大値は0.29である。

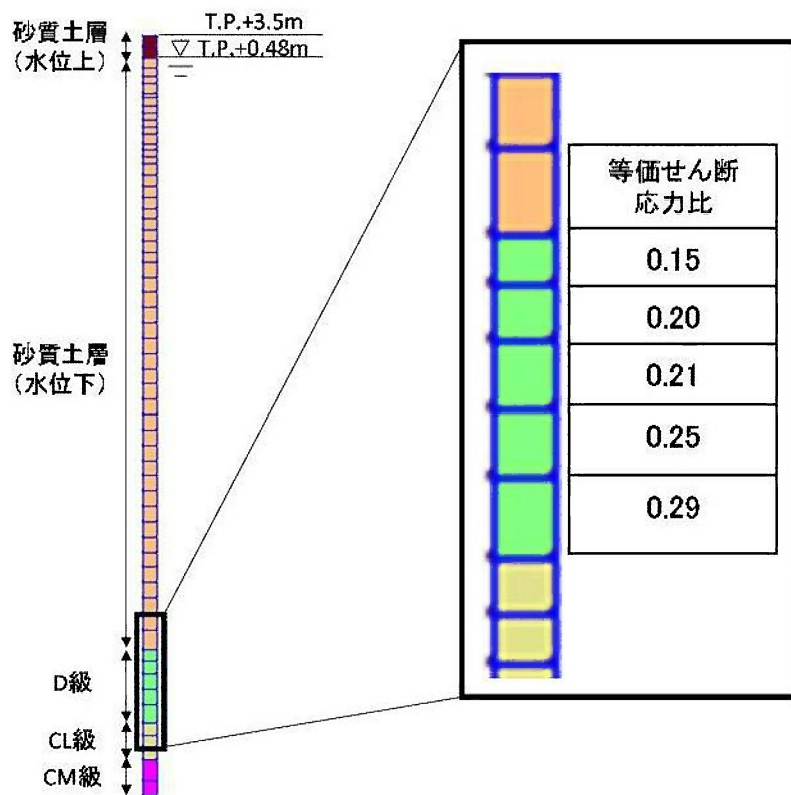


図-参考-8 等価せん断応力比

(4) 評価結果

D 級岩盤の換算 N 値 N_1 と等価せん断応力比 τ_d/σ'_v から、図-参考-9 に示すとおり、D 級岩盤は液状化のボーダーラインより右側にプロットされることから非液状化層であることを確認した。

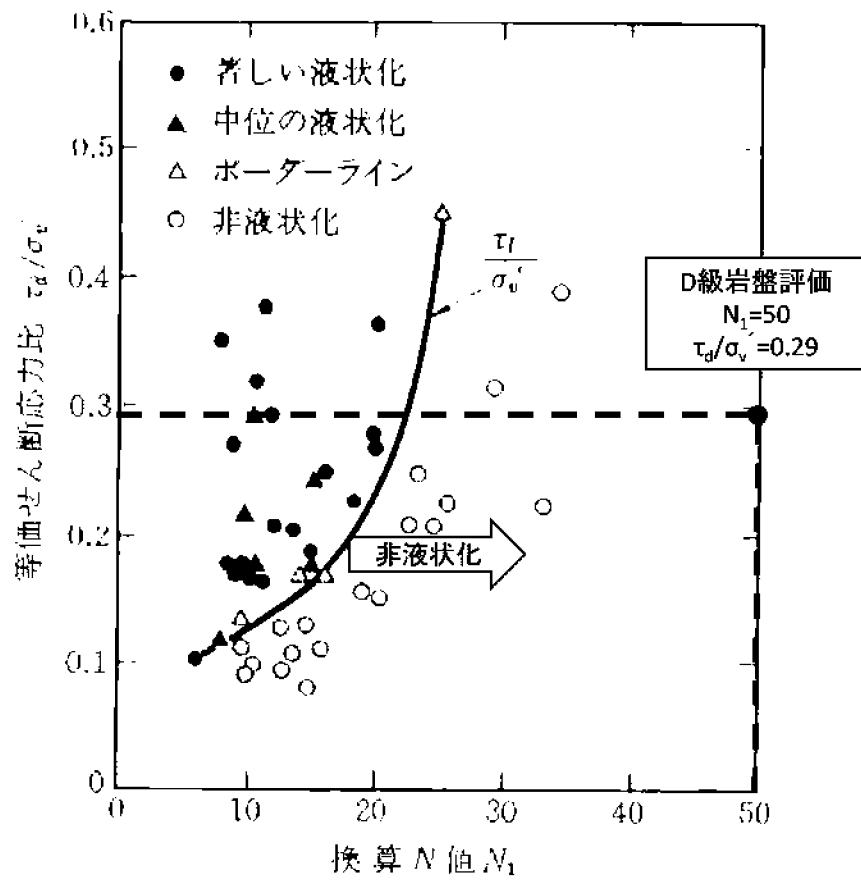
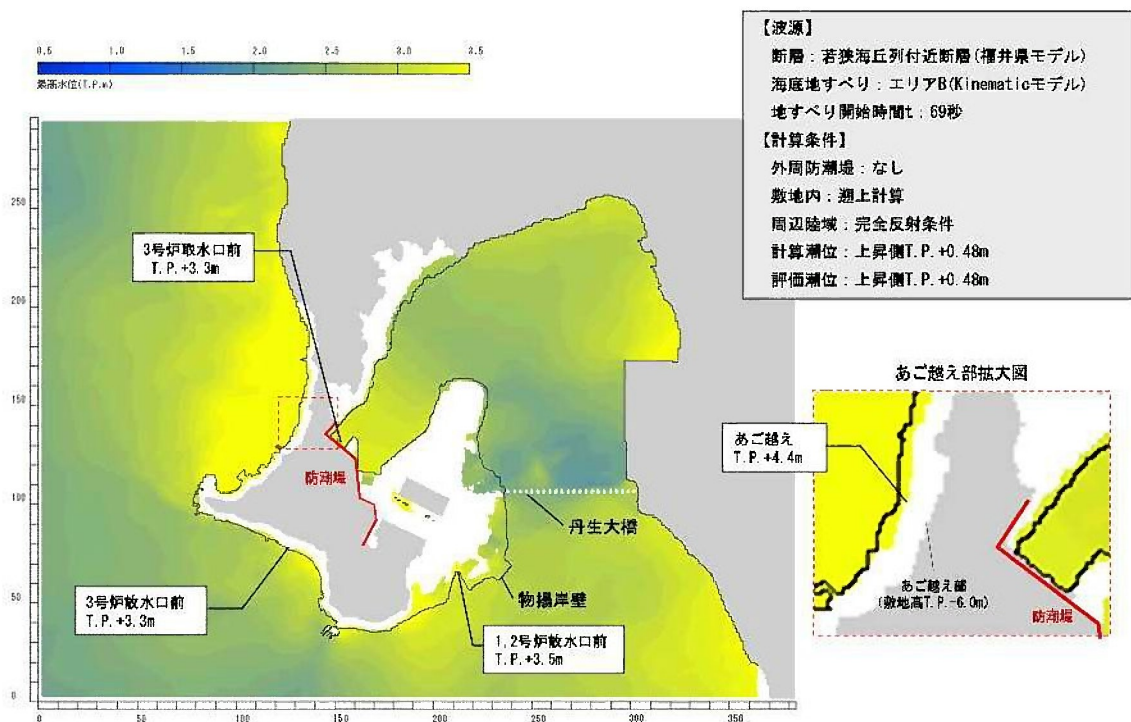


図-参考-9 D級岩盤の液状化判定結果

(参考-4) あご越え部の沈下量評価について

(1) あご越えの津波水位について

あご越えの津波水位の評価は、「1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域」において示すとおり、図-参考-10 のように敷地高が津波高さより高いため3号炉側敷地に到達、流入しないことを確認している。これはあご越え部の敷地高が T.P.+6.0m であることが条件であることから、あご越え部の敷地が変状しても、敷地高が津波水位を上回ることを確認する。



※「1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域」より抜粋

図-参考-10 あご越えの津波水位の評価結果

(2) あご越え部の沈下について

あご越え付近において岩盤が最も深いエリアを通る断面位置を図-参考-11に、地質断面図を図-参考-12に示す。地下水位については、あご越え部付近において、平成24年度に当社にて実施している連続的な地下水位観測結果によると、地下水位はT.P.+2.0m前後を推移している結果であり、液状化対象層が厚くなるという観点から、Br.2における地下水位T.P.+3.05mを用いることは保守的である。

図-参考-12においてD級岩盤が最も浅い位置（D級岩盤標高T.P.+2.40m程度）においては、地下水位以下の堆積土は0.7m程度であることから、地震に伴う液状化による沈下は微小であり、沈下を想定しても津波があご越え部から敷地内に到達、流入することはない。

また、図-参考-12の地質断面上における地下水位以下の最も厚い堆積土は11.2m程度であり、この位置における沈下量を想定した場合、「図-2 Ishihara & Yoshimine(1992)によるFL値と体積ひずみの関係」と表-参考-3から、体積ひずみを保守的に3%（図-参考-13）としても、沈下量は0.34m程度（ $=11.2 \times 0.03$ ）である。よって、沈下後の敷地高さT.P.+5.66mに対して基準津波高さT.P.+4.4mであるため、津波高さに対する十分な裕度を有していることから、あご越え部から敷地内に到達、流入することはない。

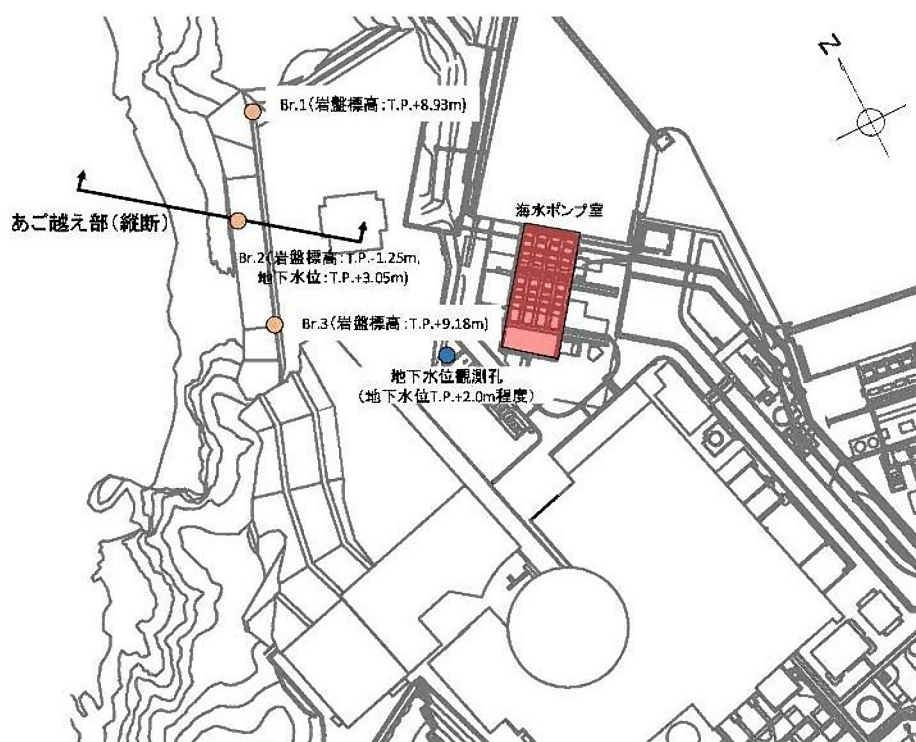


図-参考-11 あご越え部の地質断面位置図

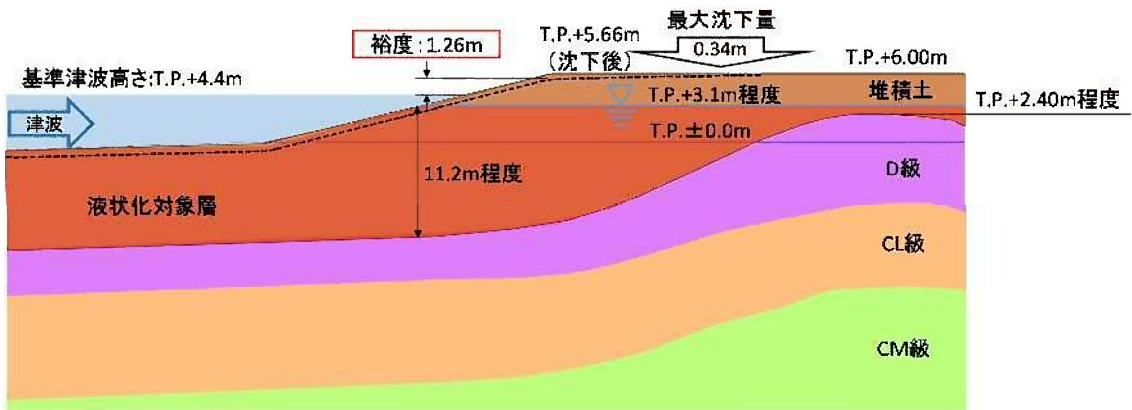


図-参考-12 あご越え部の地質縦断面図

表-参考-3 Br. 2 地点の平均相対密度

Br.2 孔口標高 5.7 m

土質区分	標高 T.P.(m)	γ_t' (kN/m ³)	σ_v' (kN/m ²)	N値	Dr
砂質土	3.5	18.1	19.7	50	
砂質土	3.1	8	41.1	39	124.0
砂質土	2.4	8	45.6	6	47.7
砂質土	1.4	8	52.4	7	50.0
砂質土	0.4	8	60.4	10	57.9
砂質土	-0.6	8	68.4	17	73.2
風化岩	-1.7				
平均					70.6

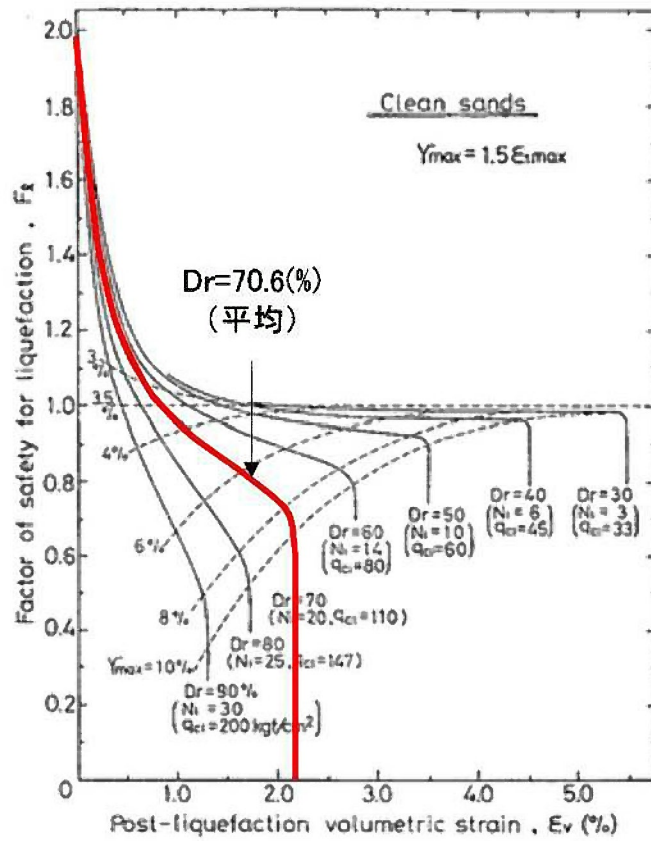


図-参考-13 Ishihara & Yoshimine (1992) による FL 値と体積ひずみの関係 (あご越え部)

耐津波設計における現場確認プロセスについて

1. はじめに

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

2. 津波遡上計算に関する敷地モデルの作成プロセスについて

2. 1 基準要求

【第5条】 設置許可基準第5条（津波による損傷の防止）においては、設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求されている。また、解釈の別記3により、遡上波の到達防止に当たっては、敷地及び敷地周辺の地形及びその標高などを考慮して、敷地への遡上の可能性を検討することが規定されている。

当該基準要求を満足するにあたっては、「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、遡上解析上、影響を及ぼすものの考慮が要求されており、具体的には、敷地及び敷地周辺の地形とその標高、伝搬経路上の人工構造物を考慮した遡上解析を実施することとしている。

2. 2 敷地モデル作成プロセス

上記要求事項を満足するために、図-1に示すフローに従って敷地モデルを作成した。次の(1)～(4)にプロセスの具体的内容を示す。

(1) 敷地及び敷地周辺の地形とその標高のモデル化

敷地及び敷地周辺の地形とその標高について、QMS図書として維持管理されている図面等を確認し、遡上域のメッシュサイズを踏まえて、

適切な形状にモデル化を行った。

(2) 津波伝搬経路上の人工建造物の調査

敷地において津波伝搬経路上に存在する人工建造物として抽出すべき対象物をあらかじめ定義し調査を実施した。

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

a. 図面等による調査

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

b. 現場調査

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

(3) 敷地モデルの作成

(2) で実施した調査結果を踏まえ、敷地モデルの作成を実施した。

(4) 敷地モデルの管理

遡上解析に係る地形の改変や、人工構造物の新設等の変更が生じれば必要に応じ(1)(2)に戻り再度モデルを構築する。

2. 3 現場調査の品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品証記録として管理する。

2. 4 今後の対応

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

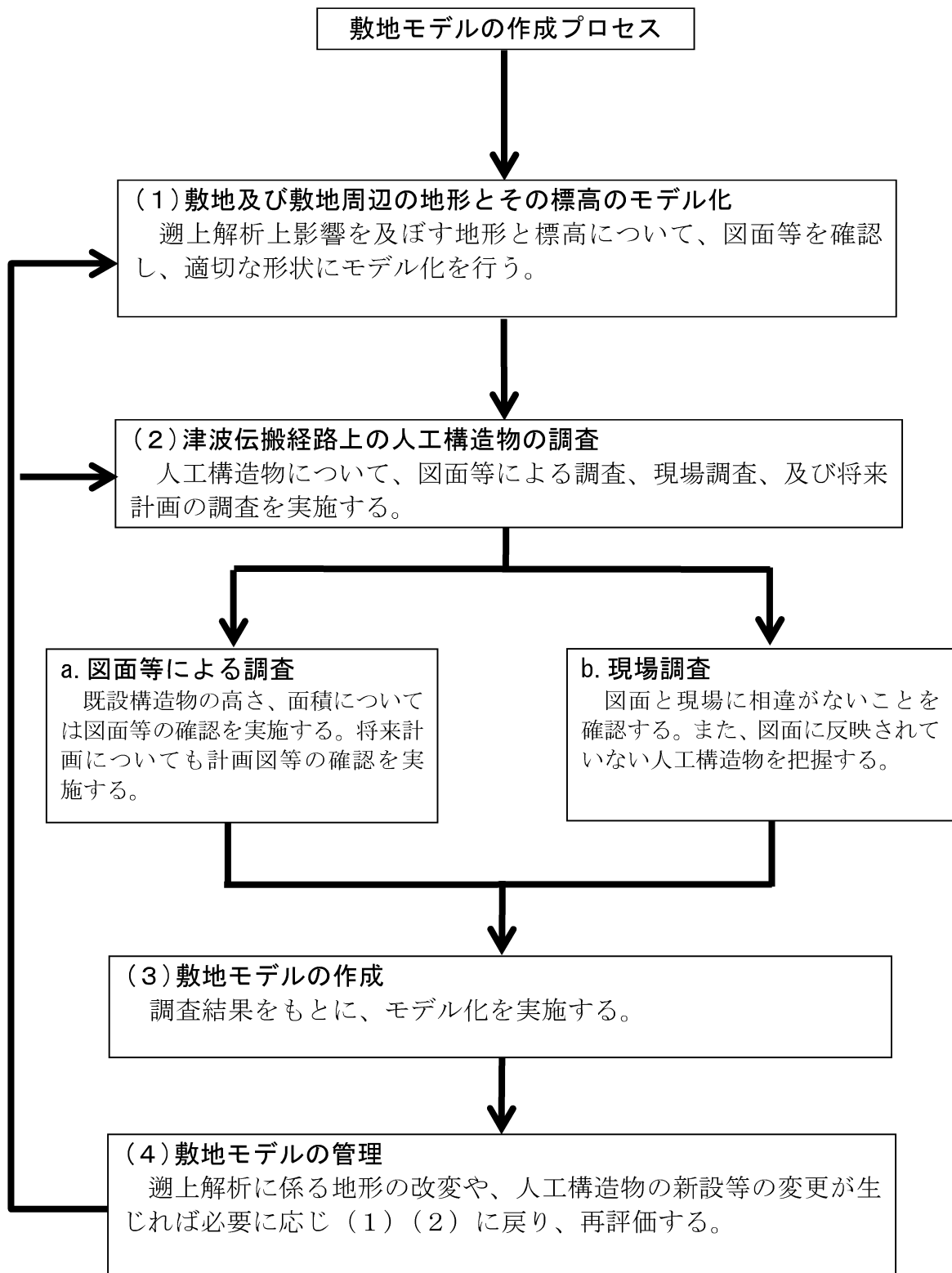


図-1 敷地モデル作成に関する現場確認プロセスフロー図

3. 耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

3. 1 基準要求

【第5条】設置許可基準規則第5条（津波による損傷の防止）においては、設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求されている。また、解釈の別記3及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、敷地への浸水の可能性のある経路の特定、バイパス経路からの流入経路の特定、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界における浸水の可能性のある経路の特定、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路の特定及び漂流物の可能性の検討を行うこととしている。

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

3. 2 入力条件等現場確認プロセス

上記要求事項を満足するために、図-2に示すフローに従って耐津波設計において必要となる入力条件等の確認を行った。次の（1）～（8）にプロセスの具体的内容を示す。なお、本資料において、設計基準対象施設の津波防護対象設備と重大事故等対処施設の津波防護対象設備を併せて、「津波防護対象設備」とする。

（1）津波防護対象設備について

設置許可基準規則第5条及び第40条においては、設計基準対象施設の安全機能及び重大事故等対処施設の重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことが要求されている。そのため、津波防護対象設備を設定し、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画以外に、津波防護対象設備が設置されていないことを確認する。

(2) 外郭防護 1 (地上部からの流入) について

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

(3) 外郭防護 1 (取水路・放水路等からの流入) について

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

(4) 外郭防護 2 について

取水・放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界において浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定することが要求されている。そのため、漏水の可能性のある経路及び浸水想定範囲内の津波防護対象設備の安全機能若しくは重大事故等に対処するために必要な機能に影響を与える閾値（機能喪失高さ）並びに必要な浸水対策の現場状況を確認する。

(5) 内郭防護について

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

(6) 漂流物について

基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の寄せ波及び引き波の方向、速度の変化を分析した上で、漂流物の可能性を検討することが要求されている。そのため、遡上解析を踏まえた上で漂流物調査を網羅的に行い、取水性に影響を与えないことを確認する。

a. 図面等による調査

上記の調査対象となる施設・設備等については図面等を用いて確認を実施する。

b. 現場調査

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

(7) 耐津波設計の成立性の確認

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

(8) 入力条件等の管理

設備改造等により耐津波設計の入力条件等が変更となる可能性がある場合は、必要に応じ(1)～(6)に戻り、再評価する。

3. 3 品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品証記録として管理する。

3. 4 今後の対応

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

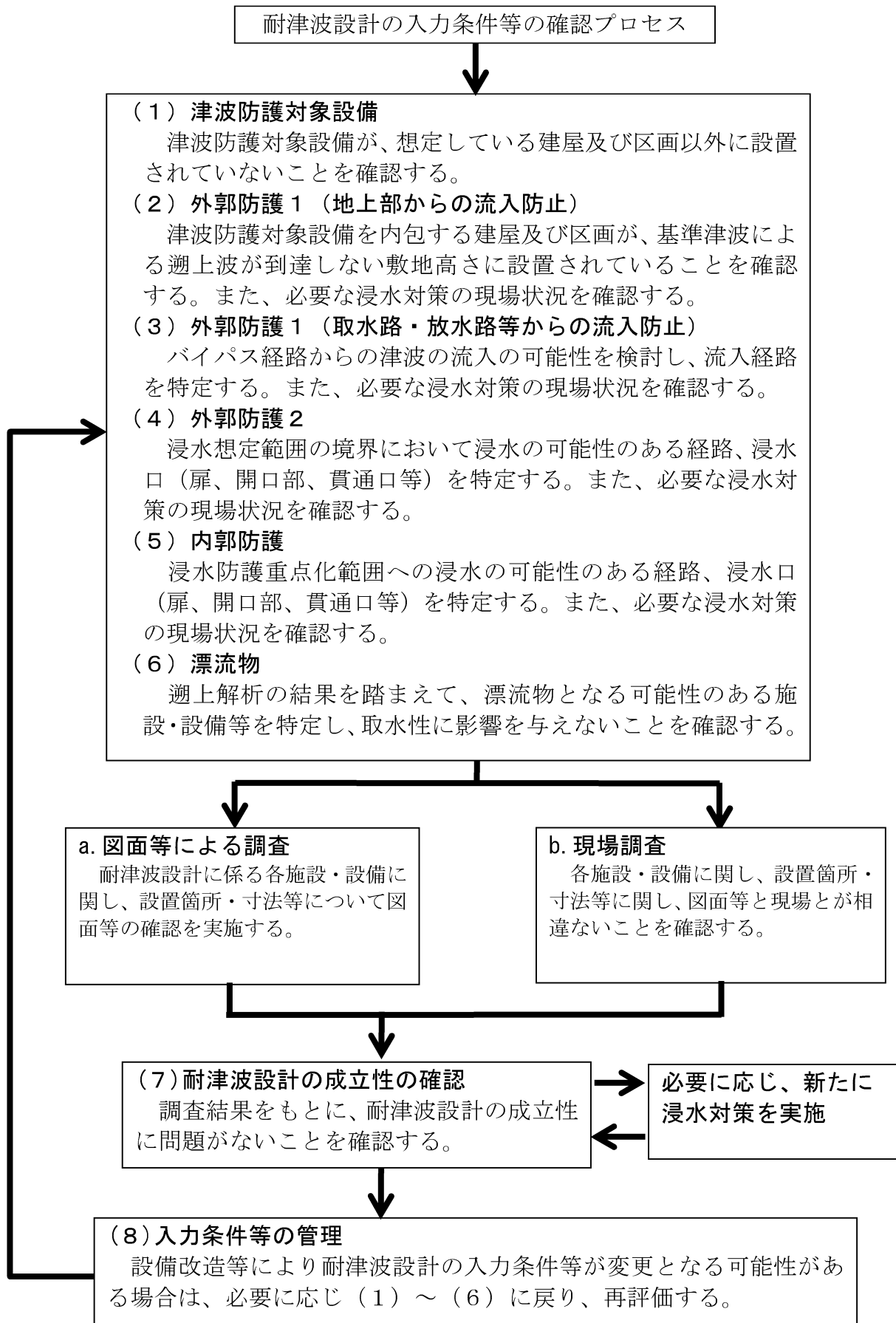


図-2 耐津波設計の入力条件等の現場確認プロセスフロー図

津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて

津波伝播計算手法及び計算条件

基準津波の選定において、津波に伴う水位変動の評価は、非線形長波理論に基づき、差分スキームとして Staggered Leap-frog 法を採用した平面二次元モデルによる津波シミュレーションプログラムを用いて実施した。

津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについては、海水ポンプ室までの水理特性を考慮した詳細格子分割の数値計算モデル（以下「詳細数値計算モデル」という。）を基本とし、パラメータスタディや津波ハザード評価の計算には、空間格子間隔が粗い概略数値計算モデルを用いた。

計算上考慮している水深分布図を図-1に、概略数値計算モデルの計算条件及び計算モデルを表-1と図-2に、詳細数値計算モデルの計算条件及び計算モデルを表-2と図-3に示す。また、津波シミュレーションによる津波水位評価点の位置を図-4に示す。

また、3号炉取水口前付近から敷地内にかけて設置する防潮堤を計算モデルに反映した（図-5）。

1号及び2号炉放水路トンネルについては、平面二次元モデルによる津波シミュレーションに仮想スロットモデルによる一次元不定流計算を接続して検討を行った（図-6）。

表-1 津波シミュレーションの概略計算手法および計算条件

設定項目		設定値	
津波計算	基礎方程式	非線形長波理論式及び連続式(後藤他(1982) ^{※1})	
	変数配置および差分スキーム	Staggered Leap-frog法	
計算条件等	計算領域	対馬海峡から間宮海峡に至る東西方向約1,500km, 南北方向約2,000km	
	空間格子間隔	1,350m→450m→150m→50m→25m→12.5m	
	時間格子間隔	0.3秒 安定条件(CFL条件)を十分満足するように設定	
	初期条件	断層モデルを用いて、Mansinha他(1971) ^{※2} の方法により計算される海底面の鉛直変位分布を初期条件とする。	
	境界条件	沖側境界	特性曲線法をもとに誘導される自由透過の条件(後藤他(1982) ^{※1})
		陸域境界	完全反射条件
	海底摩擦	マンニングの粗度係数 $n=0.030$ (土木学会(2002) ^{※3})	
	水平渦動粘性係数	$0\text{m}^2/\text{s}$	
	計算時間	海域活断層3.0時間、日本海東縁部の断層6.0時間	
計算潮位	T.P.±0.0m		

※1 : 後藤智明・小川由信(1982): Leap-frog法を用いた津波の数値計算法, 東北大学土木工学科資料.

※2 : Mansinha, L. and D.E. Smylie(1971): The displacement field of inclined faults, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.61, No.5, pp.1433-1440.

※3 : (社)土木学会(2002): 原子力発電所の津波評価技術.

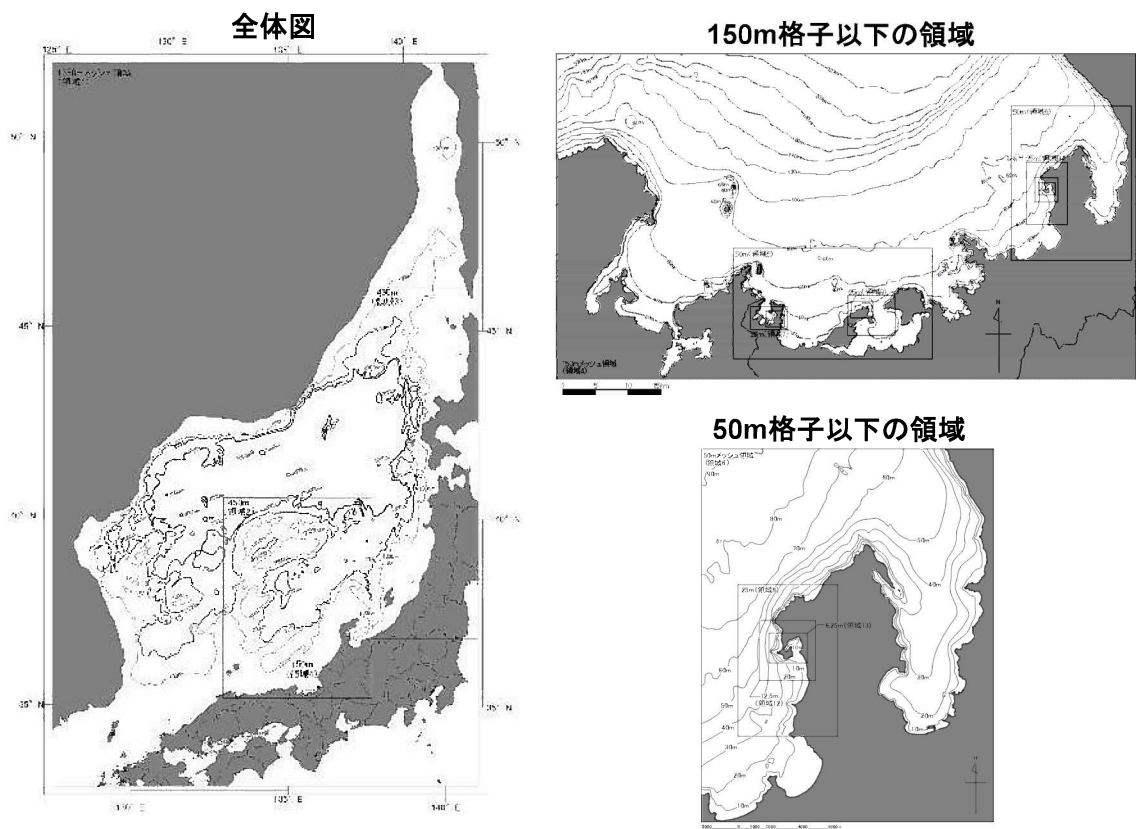


図-1 水深分布図

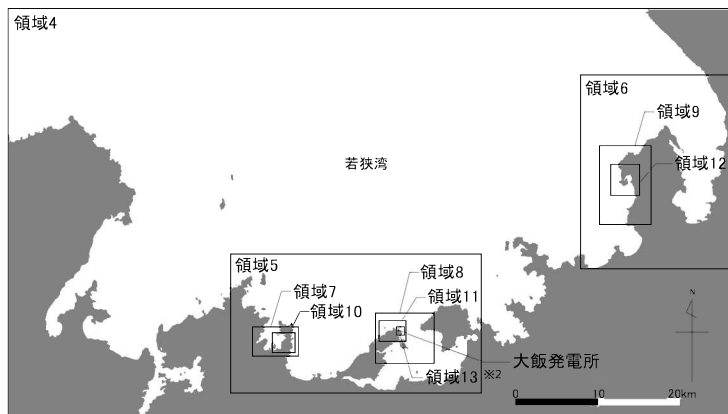


領域番号	空間格子間隔 $\Delta x(m)$	最大水深 $h_{max}(m)$	CFL条件を満たす $\Delta t(sec) ※1$
1	1350	3800	4.95
2,3	450	3700	1.67
4	150	240	2.19
5,6	50	90	1.19
7,8,9	25	80	0.63
10,11,12	12.5	60	0.36

※1:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{2gh_{max}}}$$

ここに、
 Δx : 空間格子間隔
 Δt : 時間格子間隔
 h_{max} : 最大水深
 g : 重力加速度



※2: 領域13は使用しない。

図-2 概略津波計算モデル（津波伝播計算領域及び空間格子間隔）

表-2 津波シミュレーションの詳細計算手法および計算条件

設定項目		設定値	
津波計算	基礎方程式	非線形長波理論式及び連続式(後藤他(1982) ^{※1})	
	変数配置および差分スキーム	Staggered Leap-frog法	
計算条件等	計算領域	対馬海峡から間宮海峡に至る東西方向約1,500km, 南北方向約2,000km	
	空間格子間隔	1,350m→450m→150m→50m→25m→12.5m→6.25m→3.125m	
	時間格子間隔	0.05秒 ※安定条件(CFL条件)を満足するように設定	
	初期条件	断層モデルを用いて、Mansinha他(1971) ^{※2} の方法により計算される海底面の鉛直変位分布を初期条件とする。	
	境界条件	沖側境界	特性曲線法をもとに誘導される自由透過の条件(後藤他(1982) ^{※1})
		陸域境界	完全反射条件(発電所敷地については遡上境界とする)
	海底摩擦	マンングの粗度係数 $n=0.030$ (土木学会(2002) ^{※3})	
	水平渦動粘性係数	$0\text{m}^2/\text{s}$	
	計算時間	海域活断層3.0時間、日本海東縁部の断層6.0時間	
	評価潮位	水位上昇側T.P.+0.48m、水位下降側T.P.-0.01m <small>※国土交通省・教習検潮所のデータによる(2008年1月～2012年12月の5箇年)</small>	
津波防護対策	21～22ページのとおり		
津波水位評価		cmを切り上げ、10cm単位で評価する。	

※1 : 後藤智明・小川由信(1982):Leap-frog法を用いた津波の数値計算法、東北大学土木工学科資料、1982

※2 : Mansinha,L.and D.E.Smylie(1971):The displacement field of inclined faults, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.61, No.5, pp.1433-1440.

※3 : (社)土木学会(2002).原子力発電所の津波評価技術.



領域番号	空間格子間隔 Δx (m)	最大水深 h_{max} (m)	CFL条件を満たす Δt (sec) ※1
1	1350	3800	4.95
2,3	450	3700	1.67
4	150	240	2.19
5,6 ※2	50	90	1.19
7,8,9 ※2	25	80	0.63
10,11,12,12' ※2	12.5	60	0.36
13	6.25	40	0.22
14	3.125	24	0.14

※1 :

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{2gh_{max}}}$$

ここに、
 Δx : 空間格子間隔
 Δt : 時間格子間隔
 h_{max} : 最大水深
 g : 重力加速度

※2 : 越前海岸周辺の陸上地すべり計算時には、6'、9'及び12'(領域パターン2)を用いている。

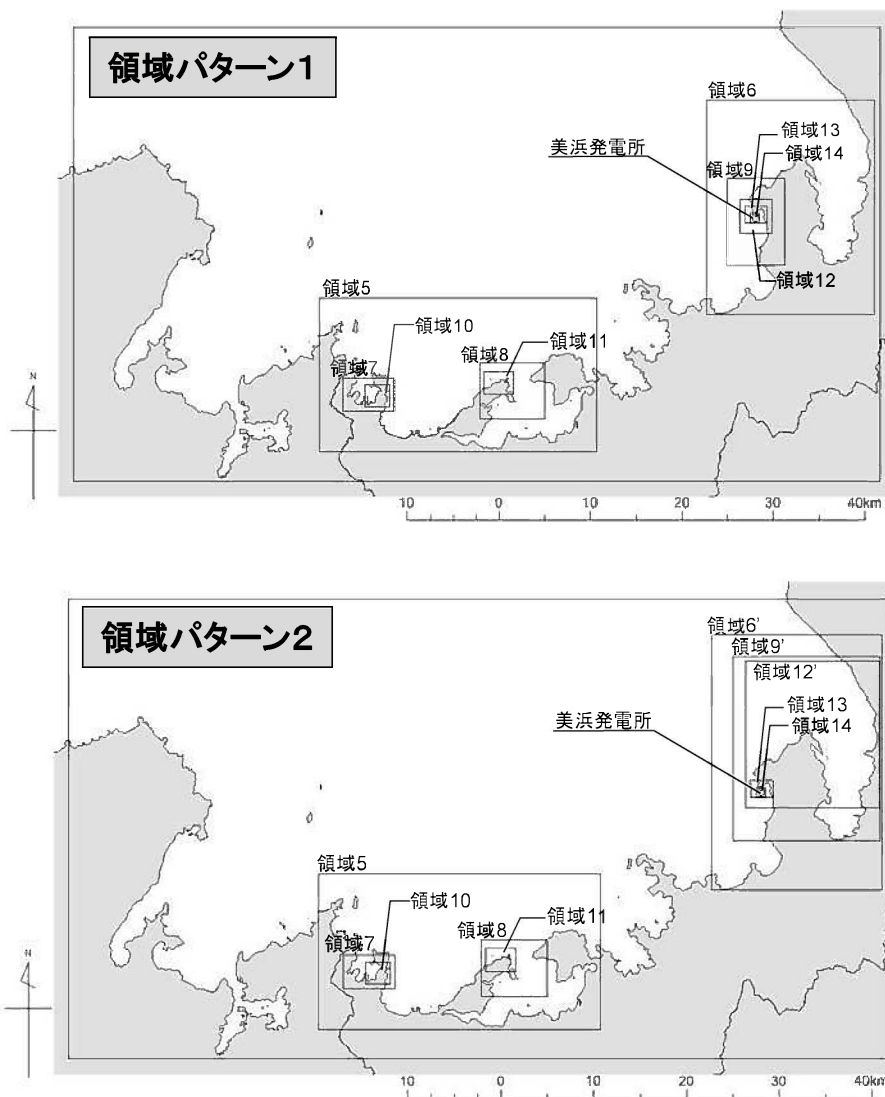
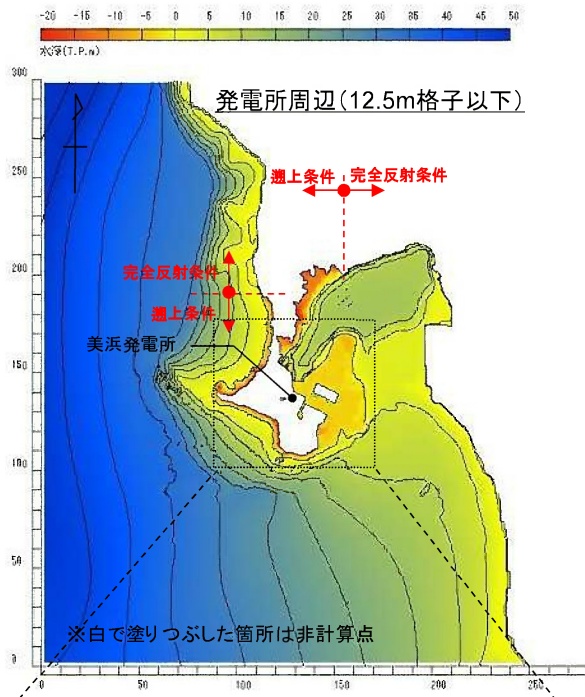
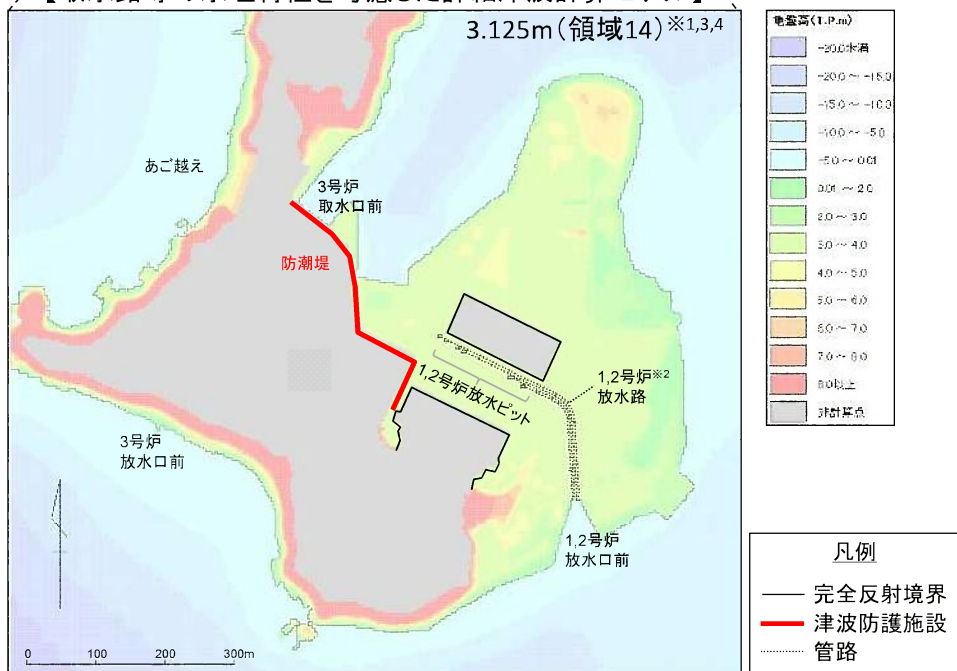


図-3 詳細津波計算モデル（津波伝播計算領域及び空間格子間隔）

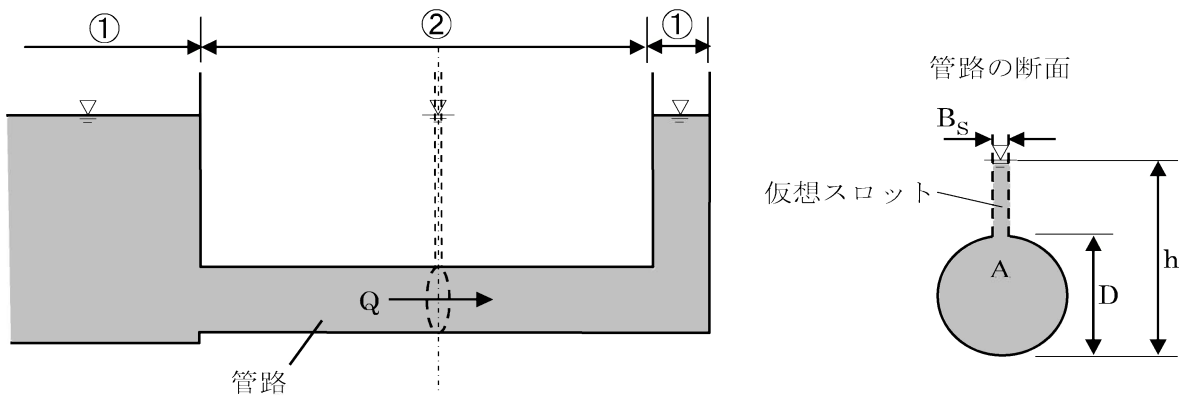


【取水路等の水理特性を考慮した詳細津波計算モデル】



- ※1 本計算範囲は3.125m格子であり、非線形長波理論式及び連続式で計算
- ※2 1,2号炉放水路トンネルは、仮想スロットモデルにより一次元不定流の連続式及び運動方程式で計算
- ※3 陸域の着色部のメッシュで遡上計算が可能
- ※4 敷地周辺部の防潮堤(杭式及び盛土)については、津波防護施設ではないことから計算条件として考慮していない

図-4 津波水位評価点



管路部の計算条件

計算条件	条件設定
貝付着	<ul style="list-style-type: none"> ・貝の付着を考慮した粗度係数を採用 貝付着あり: $n=0.02$ 貝付着なし: $n=0.015$

図-5 仮想スロットモデルによる一次元不定流計算手法(1/2)

①開水路の連続式及び運動方程式

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + f_c \frac{MQ}{D^2} = 0$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + f_c \frac{NQ}{D^2} = 0$$

ここに、 η : 水面の鉛直変位量,
 $D = \eta + h$, h : 静水深,
 $M = uD$, $N = vD$, (u, v) : (x, y) 方向の流速,
 $Q = \sqrt{M^2 + N^2}$, g : 重力加速度,
 $f_c = gn^2 D^{-1/3}$, n : マニングの粗度係数

②管路の連続式及び運動方程式

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \frac{\partial M}{\partial x} = gA(s_0 - s_f)$$

ここに、 $A = A_0 + B_s(h - D)$, $B_s = \frac{gA_0}{a^2}$, $M = \frac{Q^2}{gA} + h_G A \cos \theta$, $S_0 = -\sin \theta = -dz/dx$, $S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{R^{4/3} A^2}$,

A : 流水断面積, M : 比力,
 Q : 流量, S_0 : 水路底勾配,
 D : 管径 (円形の場合), S_f : 摩擦勾配,
 B_s : 仮想スロット幅, n : マニングの粗度係数,
 h : 水深 (圧力水頭), R : 径深,
 A_0 : 管断面積 (円形の場合 $\pi D^2 / 4$), h_G : 水面から図心までの距離,
 g : 重力加速度,
 a : 圧力伝播速度,

図-6 仮想スロットモデルによる一次元不定流計算手法 (2/2)

津波波力の算定に用いた規格・基準類の適用性について

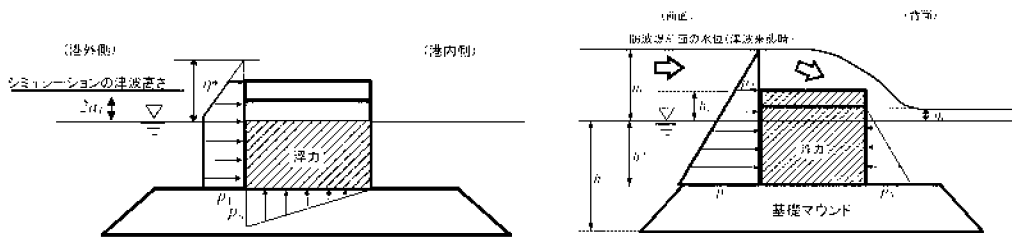
1. 波力（津波荷重）の算定式

津波防護施設の津波荷重の算定式は、海中構造物においては「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，2013）」（以下「耐津波設計ガイドライン」という。）を、陸上構造物においては、朝倉ら（2000）¹⁾の研究等をそれぞれ参考とした津波波圧及び作用高さの算定式を使用する。ここで、波圧の算定式は、津波が非分裂か分裂かによって大きく異なることから、算定式の選定に当たっては、まず、沖合から来襲してくる津波がソリトン分裂をしているか否かの判定が必要となる。また、耐津波設計ガイドラインにおいては、越流発生の有無によっても、津波荷重の算定式が異なるため、シミュレーション結果をもとに、越流の有無について確認を行う。表-1 に参考にした文献の波圧算定式の考え方を、図-1 に津波荷重の作用イメージを示す。また、図-2 に耐津波設計ガイドラインに示されている防波堤に対する津波荷重算定手順のフローを示す。

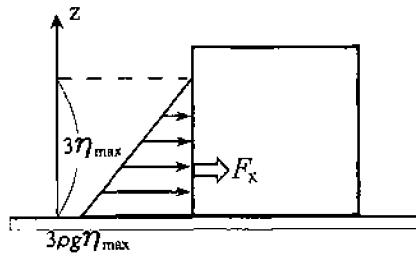
- 1) 朝倉良介、岩瀬浩二、池谷毅、高尾誠、金戸俊道、藤井直樹、大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，911-915，2000

表-1 津波波圧・作用高さの算定式

構造	海中構造物	陸上構造物
参考文献	耐津波設計ガイドライン	朝倉ら(2000)
津波波圧・作用高さの算定式	<p>【谷本式】 津波波圧 $p_1 = 2.2 \rho_0 g a_1$ 作用高さ $\eta^* = 3.0 a_1$ ここに、 a_1 : 入射津波の静水面上の高さ $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量</p> <p>【静水圧差による算定式】 直立壁前面の底面における波圧強度 $p_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$ 直立壁前面の天端面における波圧強度 $p_2 = (\eta_f + h_c) p_1 / (\eta_f + h')$ 直立壁背面の底面における波圧強度 $p_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$ ここに、 $\rho_0 g$: 海水の単位堆積重量 h' : 直立壁の底面の水深 h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数 α_r : 直立壁背面の静水圧補正係数</p>	<p>【朝倉式】 津波波圧 $p = 3.0 \rho g \eta_{max}$ 作用高さ $Z = 3.0 \eta_{max}$ ここに、 η_{max} : 最大遡上水深 ρ : 水の単位体積重量 g : 重力加速度</p>
	分裂	<p>【修正谷本式】 津波波圧 $p_1 = 3.0 \rho_0 g a_1$ 作用高さ $\eta^* = 3.0 a_1$ ここに、 a_1 : 入射津波の静水面上の高さ $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量</p>



(a) 谷本式 (b) 静水圧差による算定式
防波堤の耐津波設計ガイドライン



朝倉ら(2000)の式

図-1 津波荷重の作用イメージ

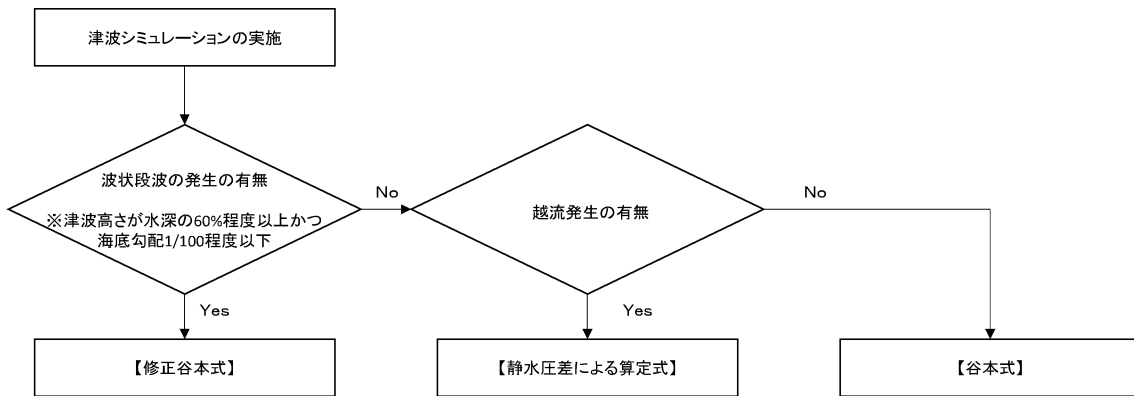


図-2 津波設計ガイドラインに示されている防波堤に対する津波荷重算定手順

2. 津波波圧算定式に関する文献の記載

(1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年）

直立壁に作用する津波力は、静水位上 $\eta^* = 3.0 a_1$ の高さで $p = 0$ 、静水位で $p = 2.2 \rho_0 g a_1$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。非砕波の津波の場合には、入射津波の波高 H_1 とすれば、 $H_1 = 2 a_1$ である。

静水面における波圧強度 $p_1 = 2.2 \rho_0 g a_1$

静水面上の波圧作用高さ $\eta^* = 3.0 a_1$

ここで、

a_1 : 入射津波の静水面上の高さ（振幅）

$\rho_0 g$: 海水の単位体積重量

(2) 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 25 年 9 月）

波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合には、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に記載されている谷本式を適用する。谷本式に用いる a_1 （入射津波の静水面からの高さ）は、数値シミュレーション等による津波高さ（基準面からの高さ）の 1/2 を入射津波高さとして定義し、波力算定にはこれを用いるものとする。

また、波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生する場合には、静水圧差による算定式（以下「静水圧差式」という。）を適用する。水理模型実験等による結果より、前面の静水圧に $\alpha_f = 1.05$ 倍、背面の静水圧に $\alpha_r = 0.9$ 倍した静水圧を用いる。

直立壁前面の底面における波圧強度 $p_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$

直立壁前面の天端面における波圧強度 $p_2 = (\eta_f + h_c) p_1 / (\eta_f + h')$

直立壁背面の底面における波圧強度 $p_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$

直立壁前面の津波作用高さ $\eta' = \eta_f + h'$

ここで、

$\rho_0 g$: 海水の単位体積重量

h' : 直立壁の底面の水深

h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ

η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ

η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ

α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数

α_r : 直立壁背面の静水圧補正係数
 η' : 直立壁前面の静水面からの津波作用高さ

なお、若干越流している状態に静水圧差式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態に谷本式を適用したほうが高い波力となる可能性があるため、両者を比較して高いほうを採用する必要がある。

- (3) 谷本ら(1983) : 1983年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察, 港湾技研資料, No. 470
 能代港の埋立地ケーソン護岸を想定した直立壁に作用する津波波力について検討している。

[実験水路]

- ・長さ 163m、幅 1m、深さ 1.5m
- ・模型床勾配 水深 100m～水深 5m : 1/200、水深 5m 以浅 : 1/120
- ・縮尺 : 1/200

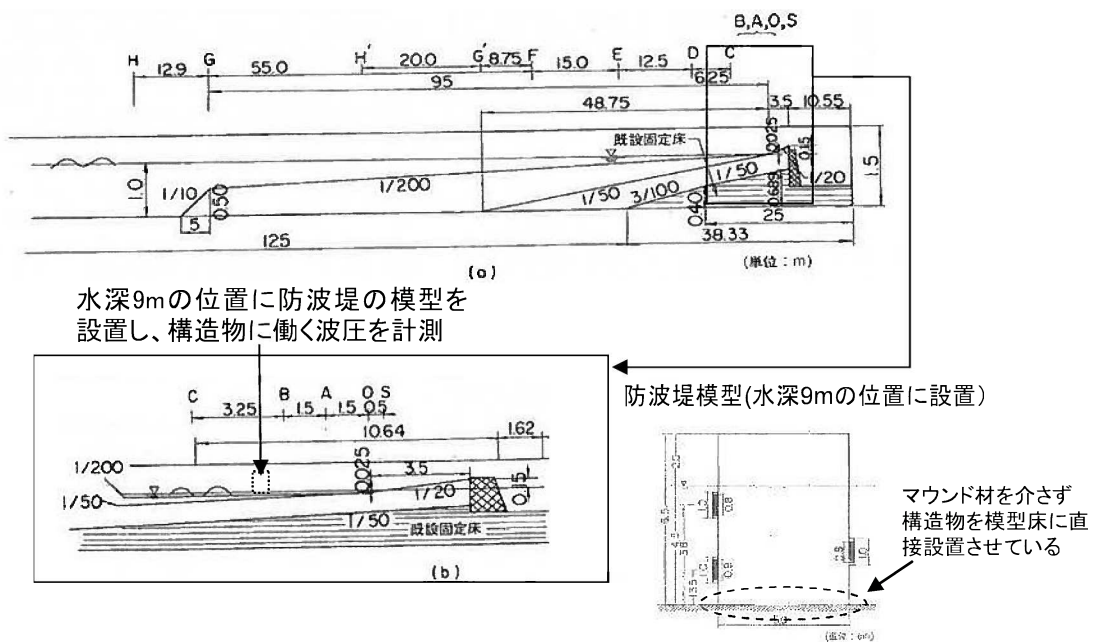


図-3 実験概要図 (谷本ら)

[実験条件]

表-2 実験条件 (谷本ら)

周期T(s)	波長L(m)	振幅 a_0	$2a_0/L$
60	187.79	9種類	$3.23 \times 10^{-5} \sim 8.52 \times 10^{-5}$
40	125.17	"	$5.91 \times 10^{-5} \sim 2.40 \times 10^{-4}$
35	109.51	"	$1.20 \times 10^{-4} \sim 3.22 \times 10^{-4}$

[実験結果]

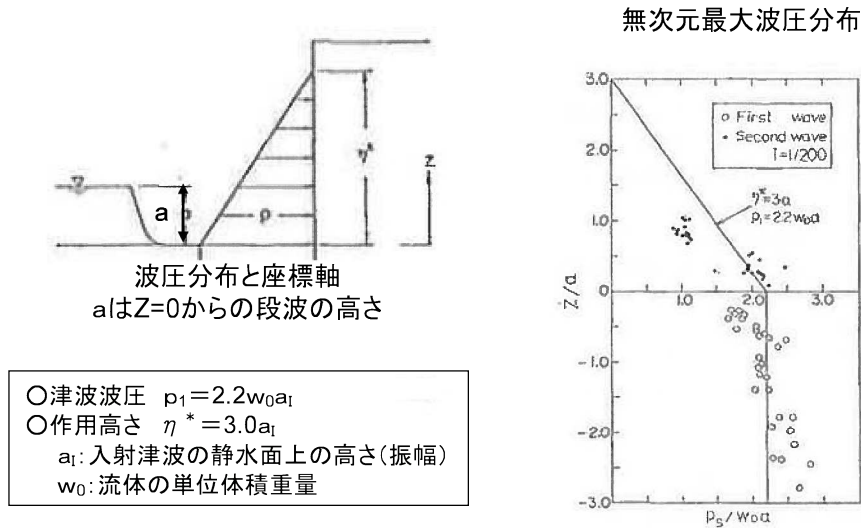


図-4 実験結果 (谷本ら)

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

構造設計用の進行方向の津波波圧は、次式により算定する。

構造設計用の進行方向の津波波圧 $q_z = \rho g (a h - Z)$

h : 設計用浸水深

Z : 当該部分の地盤面からの高さ ($0 \leq Z \leq a h$)

a : 水深係数。3 とする。

ρg : 海水の単位体積重量

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

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波力について検討している。

[実験水路]

- ・長さ 60m、幅 0.7m、深さ 1.5m
- ・模型床勾配 前面海域 : 1/200、陸上 : フラット (背後斜面 : 1/5)
- ・縮尺 : 1/50²⁾

2) 秋山ら(2013)の類似の実験より類推。

秋山義信、岩前伸幸、池谷毅 : 盛土上の防潮施設に作用する津波波力, 土木学会

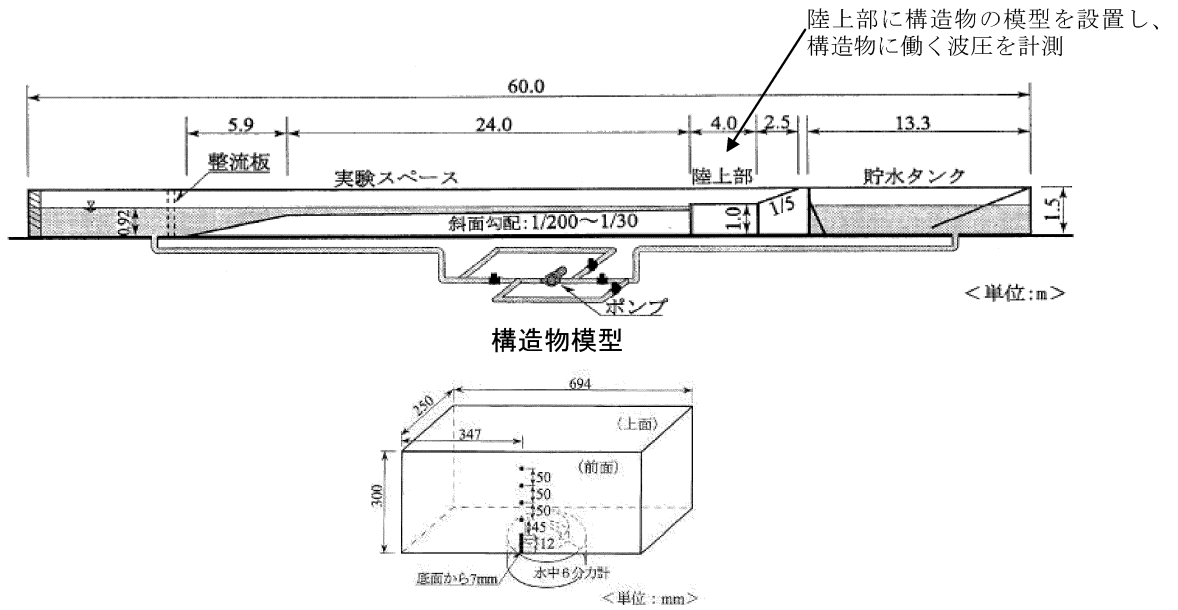


図-5 実験概要図 (朝倉ら)

[実験条件]

表-3 実験条件 (朝倉ら)

波条件 (正弦波)	波高(cm)	10, 15, 20
	周期(秒)	42, 63, 126, 336
	初期位相	押し初動、引き初動
構造物位置	護岸先端からの距離(cm)	50, 100, 150, 200
護岸前面の水深	11.0cm	
護岸の天端高	静水面から8.0cm	

[実験結果]

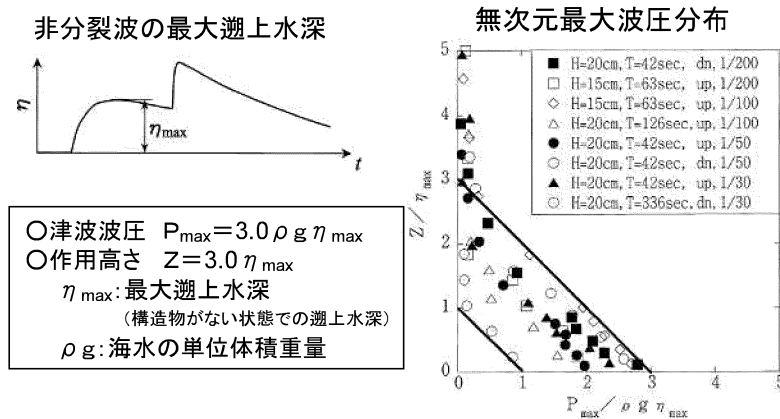


図-6 実験結果 (朝倉ら)

(6) 有川ら (2012) : 釜石湾口防波堤の津波による被災メカニズムの検討—水理特性を中心とした第一報—, 港湾空港技術研究所資料 No. 1251
 東北地方太平洋沖地震の津波越流時に破壊・変形した釜石湾口防波堤を対象とした水理模型実験により、防波堤ケーソンが水平方向に引っ張られる力によって、滑動安全率が1.0程度の状態で滑落したことを確認している。また、越流により背面に負圧が生じ、港内外の水位による圧力差よりも水平力が増大すると考えられることから、数値シミュレーションにより算出した防波堤近傍の点における最大水位差 (図-7) を用いて滑動安全率の比較を行っており、前面波圧を静水圧の1.05倍、背面波圧を静水圧の0.9倍とすることで、滑動安全率が1.0程度になることを検証している (図-8)。

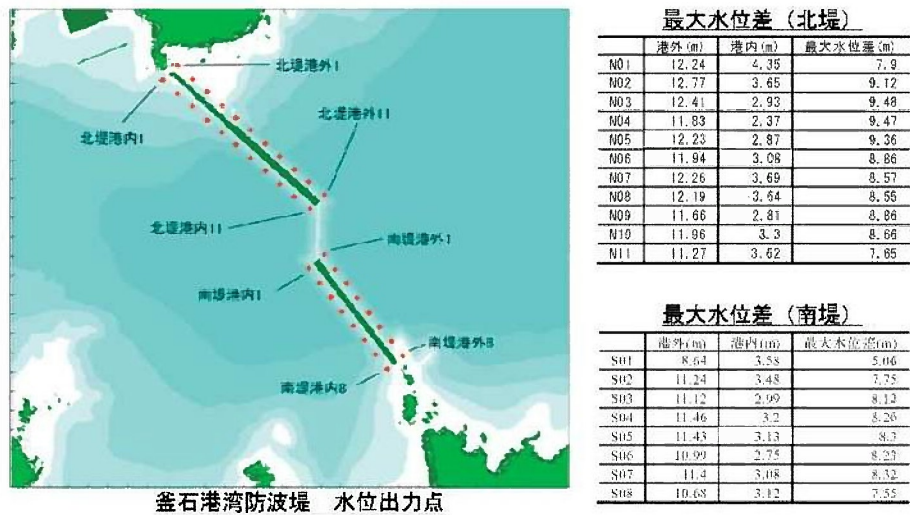


図-7 水位出力点および最大水位差

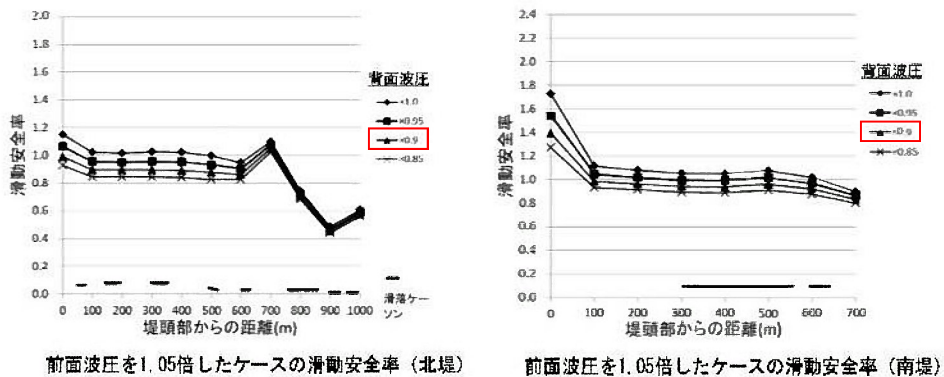


図-8 滑動安全率の比較

3. 波圧算定式適用に対する考え方

(1) 防潮堤

防潮堤の位置・名称・入力津波高さ・施設高さを図-9 及び表-4 に示す。

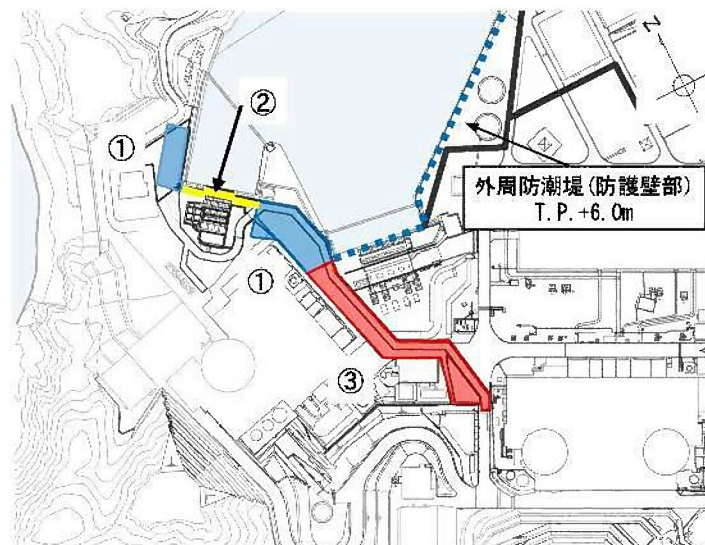


図-9 防潮堤の位置・名称

表-4 防潮堤の位置・名称

No.	凡例	構造形式	設置位置	入力津波高さ	防潮堤天端高さ
①		地盤改良部	3号炉取水口側	T.P.+4.2m	T.P.+6.0m
②		鉄筋コンクリート部	3号炉取水口側	T.P.+4.2m	T.P.+6.0m
③		地盤改良部	内陸側	T.P.+4.0m	T.P.+5.5m

a. 鉄筋コンクリート部

谷本式は水中に設置された直立壁に作用する津波波力の算定式であり、海水ポンプ室及び海水ポンプ室両岸にある取付護岸に設置された鉄筋コンクリート部については、津波作用時において水中に設置された直立壁とみなすことができる。また、海水ポンプ室及び取付護岸前面の水深は 8.5m 程度であり、引き波時 (T. P. -2.5m 程度) においても 6.0m 程度の水深がある。

谷本ら(1983)における実験条件は、以下の点において鉄筋コンクリート部の状況と同様であると考えられる。

- ・ 構造物は透過性のマウンド材を介さず、直接模型床に設置されている。
- ・ 初期水位がある状態で津波が伝播する。

以上のことから、鉄筋コンクリート部に作用する津波荷重については、谷本式に基づき算定する。なお、谷本式に用いる a_1 (入射津波の静水面上の高さ) は、耐津波設計ガイドラインでは数値シミュレーションによる津波高さの 1/2 を入射津波水位と定義し、波力算定に用いるとされていることから、入力津波時潮位から入力津波水位までの高さの 1/2 とし、津波荷重算定においては、高潮による水位上昇を考慮する。なお、津波荷重算定にあたっては、津波防護施設である海水ポンプ室の防潮堤の設置位置における複雑な地形条件を考慮し、 a_1 は 1.5 倍した値を用いる。

図-10 に鉄筋コンクリート部の位置図、図-11 に 3 号炉取水口前面における水位時刻歴、図-12 に鉄筋コンクリート部の断面図及び津波荷重の作用イメージ図を示す。また、表-5 に鉄筋コンクリート部に作用する津波荷重の算定条件を示す。

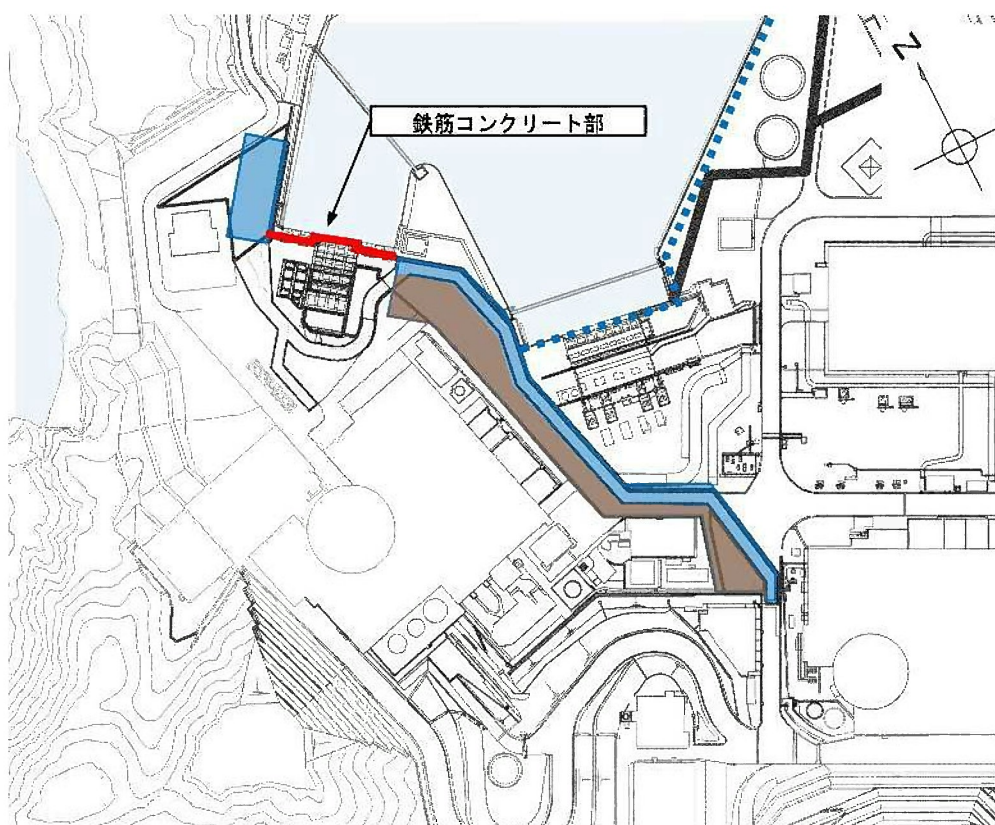


図-10 鉄筋コンクリート部の位置図

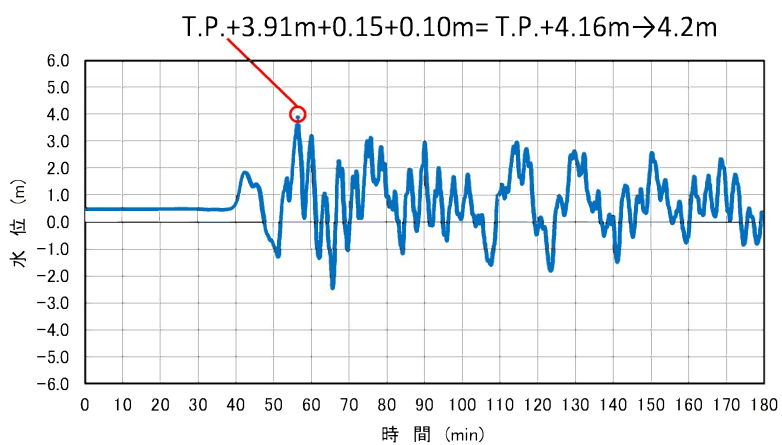


図-11 3号炉取水口前の入力津波による水位時刻歴（単体組合せ）

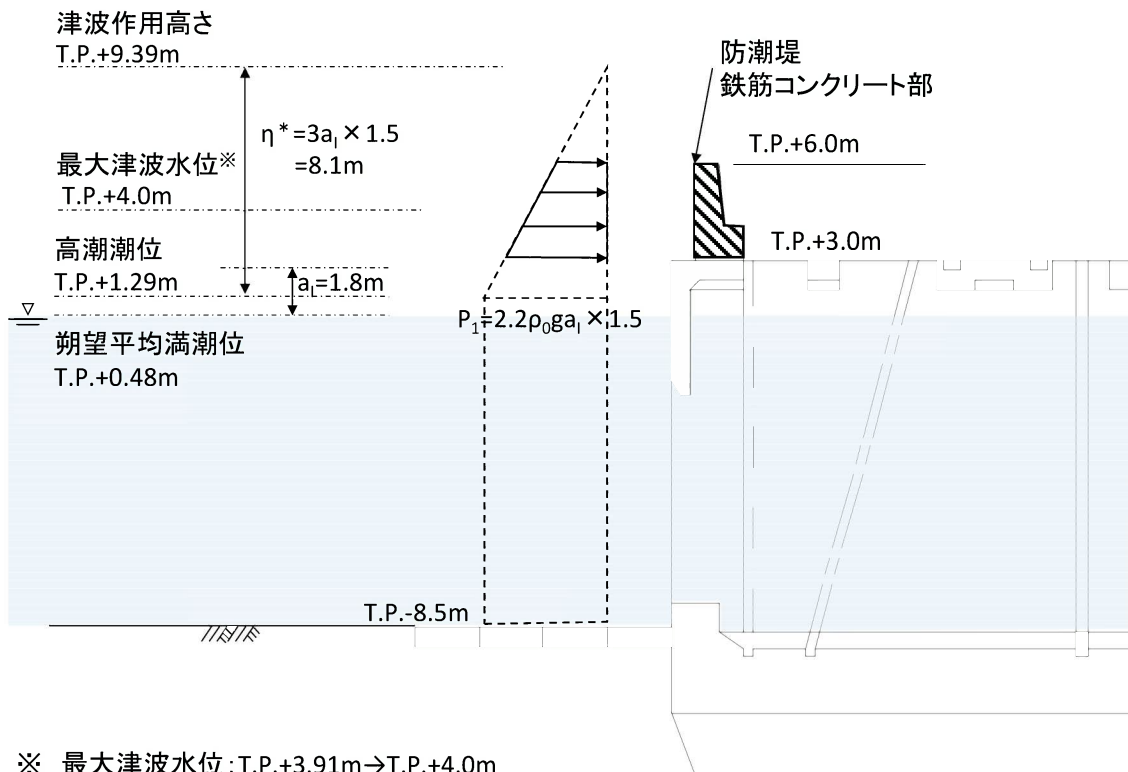


図-12 鉄筋コンクリート部の断面図及び津波荷重の作用イメージ

表-5 津波荷重算定条件

算定式	最大 津波水位	海水密度 ρ_0 (t/m^3)	重力 加速度※ ¹ g (m/s^2)	津波の振幅 a_1 (m)	高潮潮位位置 (T. P. +1.29m) における波圧強度 P_1 (kN/m^2)
谷本式	T. P. +4.0m	1.03	9.80	1.8	60.00※ ²

※¹ 計算上の重力加速度は $9.80665\text{m}/\text{s}^2$ を使用

※² $a_1 \times 1.5 = 2.7$ として計算

b. 地盤改良部のうち3号炉取水口側

地盤改良部のうち3号炉取水口側（以下、「取水口側防潮堤」という。）については、水際線から防潮堤までの距離が近いことから、津波波力を直接受けると考えられるが、谷本式に加えて朝倉式でも評価を行い、厳しい方を採用する。

なお、谷本式に用いる a_1 （入射津波の静水面上の高さ）は、耐津波設計ガイドラインでは数値シミュレーションによる津波高さの $1/2$ を入射津波水位と定義し、波力算定に用いるとされていることから、入力津波時潮位から入力津波水位までの高さの $1/2$ とし、津波荷重算定においては、高潮による水位上昇を考慮する。

なお、津波荷重算定にあたっては、津波防護施設である取水口側防潮堤の設置位置における複雑な地形条件を考慮し、 a_1 は 1.5 倍した値を用いる。

また、朝倉式に用いる η_{max} （最大遡上水深）は、地盤面（基準地震動 S_s 作用時の防潮堤前面の地盤の沈下量想定 1.0m を考慮）から浸水域のある防潮堤前面で最も浸水深が大きくなる高さに高潮ハザード値と入力津波高さで考慮する朔望平均満潮位および潮位のバラツキの合計の差である 0.56m を考慮する。なお、取水口側防潮堤の設置位置における複雑な地形条件を考慮し、谷本式と同様に η_{max} は 1.5 倍した値を用いる。

図-13 に取水口側防潮堤の位置図、図-14 に3号炉取水口前面における水位時刻歴、図-15 に取水口側防潮堤の断面図及び津波荷重の作用イメージ図を示す。また、表-6 に防潮堤に作用する津波荷重の算定条件を示す。

表-7 に示す津波荷重の比較により、津波荷重は、朝倉式の方が大きくなるため、取水口側防潮堤に作用する津波荷重の算定式として、朝倉式を適用する。

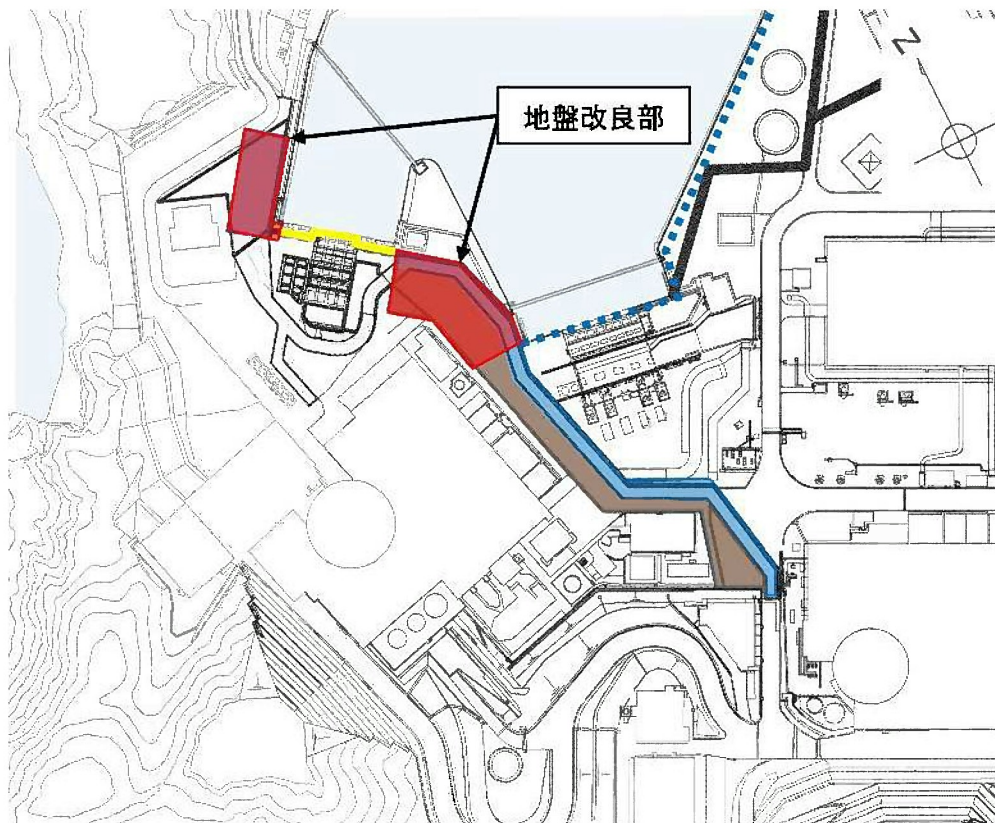


図-13 3号炉取水口側の防潮堤の位置図

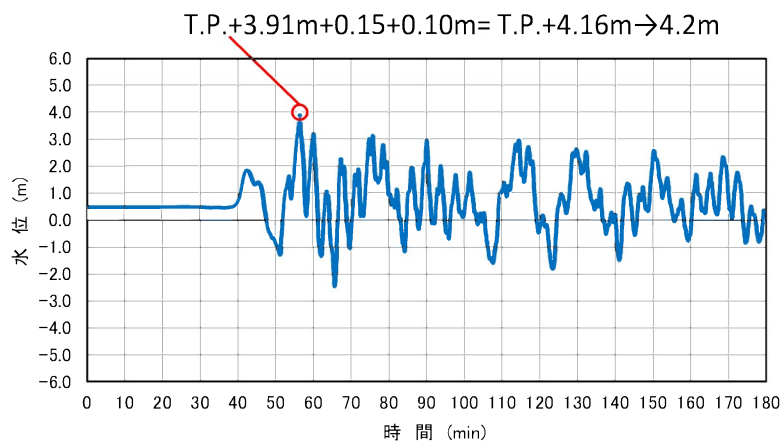
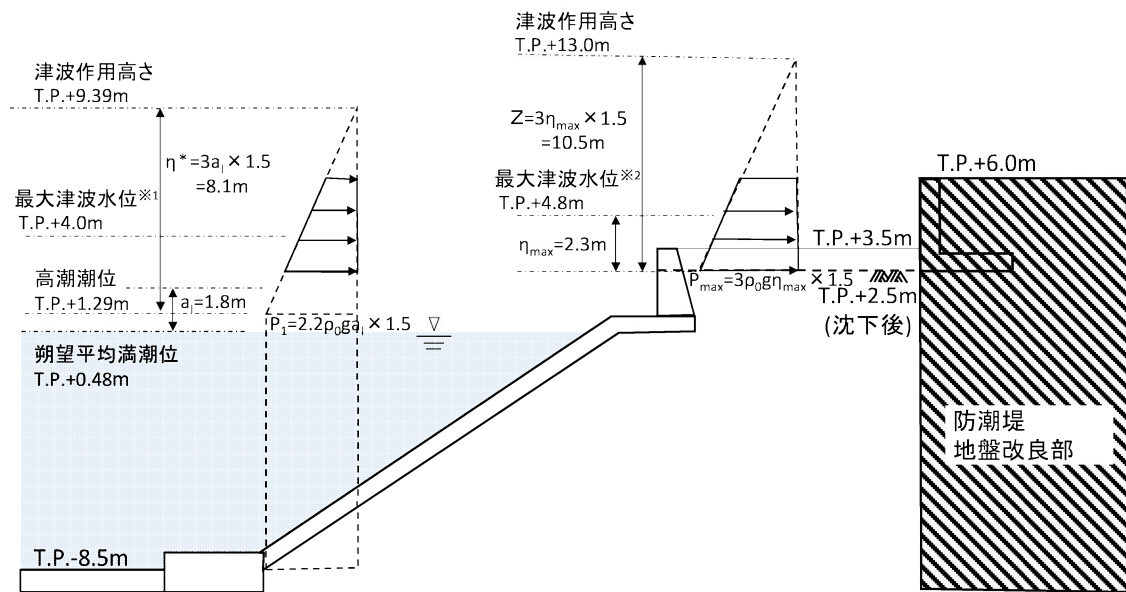


図-14 3号炉取水口前の入力津波による水位時刻歴（単体組合せ）



※1 最大津波水位: T.P.+3.91m→T.P.+4.0m
 ※2 最大津波水位: T.P.+3.91m+0.15m+0.10m+0.56m→T.P.+4.8m

図-15 取水口側防潮堤の断面図及び津波荷重の作用イメージ

表-6 津波荷重算定条件
 (a) 谷本式

算定式	最大津波水位	海水密度 ρ_0 (t/m ³)	重力 加速度 ^{※1} g (m/s ²)	津波の 振幅 a ₁ (m)	高潮潮位位置 (T. P. +1. 29m) における波圧 強度 P ₁ (kN/m ²)	前面地盤面 (T. P. +2. 5m) における波圧 強度 (kN/m ²)
谷本式	T. P. +4. 0m	1. 03	9. 80	1. 8	60. 00 ^{※2}	51. 04 ^{※2}

※1 計算上の重力加速度は 9. 80665m/s² を使用

※2 a₁ × 1. 5 = 2. 7 として計算

(b) 朝倉式

算定式	最大津波水位	海水密度 ρ_0 (t/m ³)	重力 加速度 ^{※1} g (m/s ²)	最大 遡上水深 η_{max} (m)	前面地盤面 (T. P. +2. 5m) における波圧強度 P _{max} (kN/m ²)
朝倉式	T. P. +4. 8m	1. 03	9. 80	2. 3	106. 06 ^{※2}

※1 計算上の重力加速度は 9. 80665m/s² を使用

※2 $\eta_{max} \times 1. 5 = 3. 5$ として計算

表-7 津波荷重の比較

算定式	津波荷重合力 (kN/m)
谷本式	133.27
朝倉式	309.34

c. 地盤改良部のうち内陸側

鉄筋コンクリート及び地盤改良部のうち内陸側、地盤改良部のうち内陸側（以下、あわせて「内陸側防潮堤」という。）は、1.4に示す入力津波の検討ケースにより1号及び2号炉側敷地上を遡上する津波が陸上構造物である内陸側防潮堤に直接作用する。内陸側防潮堤の防潮堤前面におけるフルード数は、平均で0.14となり、フルード数1を下回る（一部の箇所では1.0を越える時間が数秒あるものの、1.0を越えた時の水位が10数cmであり、かつ局所的であるため影響はないと考えられる。）ことから、既往の検討³⁾⁴⁾を踏まえても、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成23年）」の津波波圧算定式（水深係数 $a=3$ ）の適用可能であると考えられる。以上のことから、内陸側防潮堤に作用する津波荷重については、朝倉式に基づき算定する。

なお、朝倉式に用いる η_{max} （最大遡上水深）は、地盤面（基準地震動 S_s 作用時の内陸側防潮堤護岸前面の地盤の沈下量想定1.0mを考慮）から入力津波高さの評価点である防潮堤（内陸側）における津波高までを考慮する。なお、津波荷重算定においては、高潮による水位上昇を考慮する。

また、遡上条件の不確実性を考慮し、 η_{max} は1.5倍した値を用いる。

図-16に内陸側防潮堤の位置図、図-17に防潮堤（内陸側）における水位時刻歴、図-18に内陸側防潮堤の断面図及び津波荷重の作用イメージ図を示す。また、表-8に防潮堤に作用する津波荷重の算定条件を示す。

3) 防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について、原子力規制庁，H26.12

4) 防潮堤に作用する津波段波の影響について、原子力規制庁，H27.10

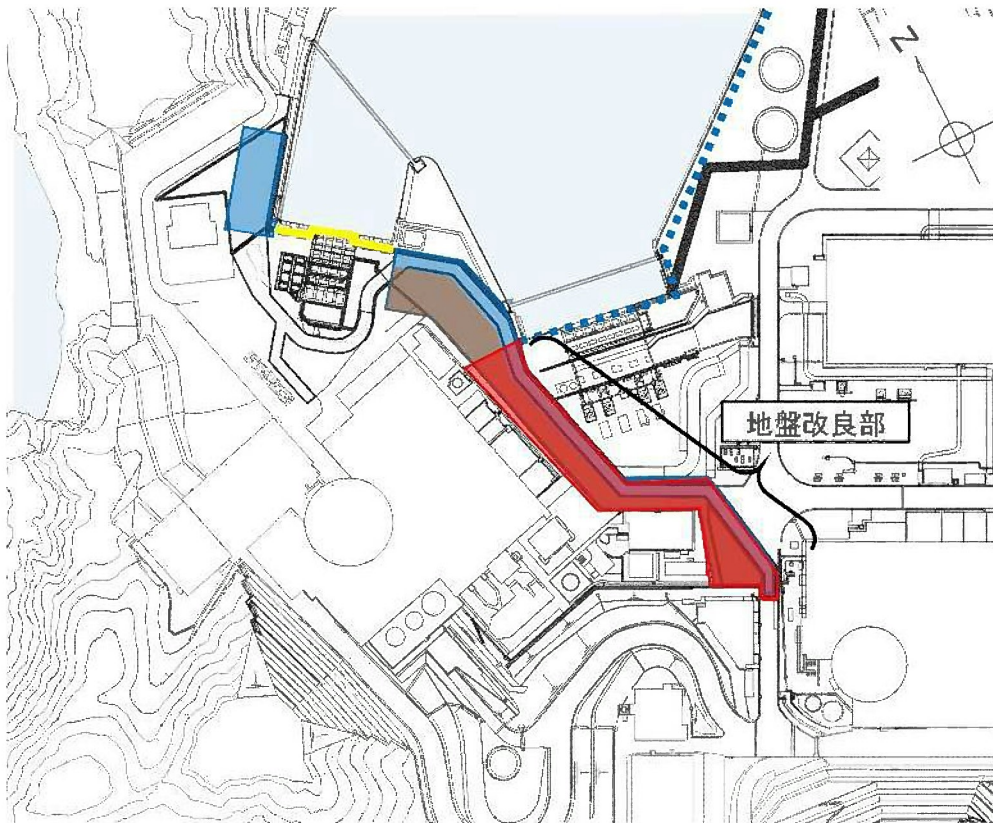


図-16 内陸側の防潮堤の位置図

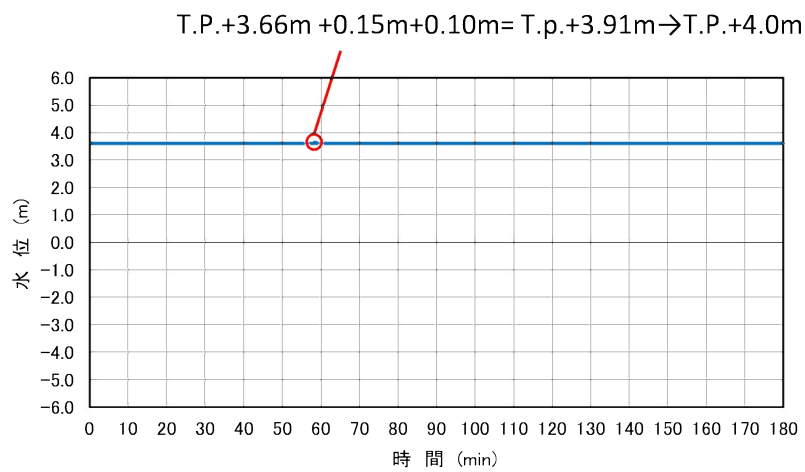
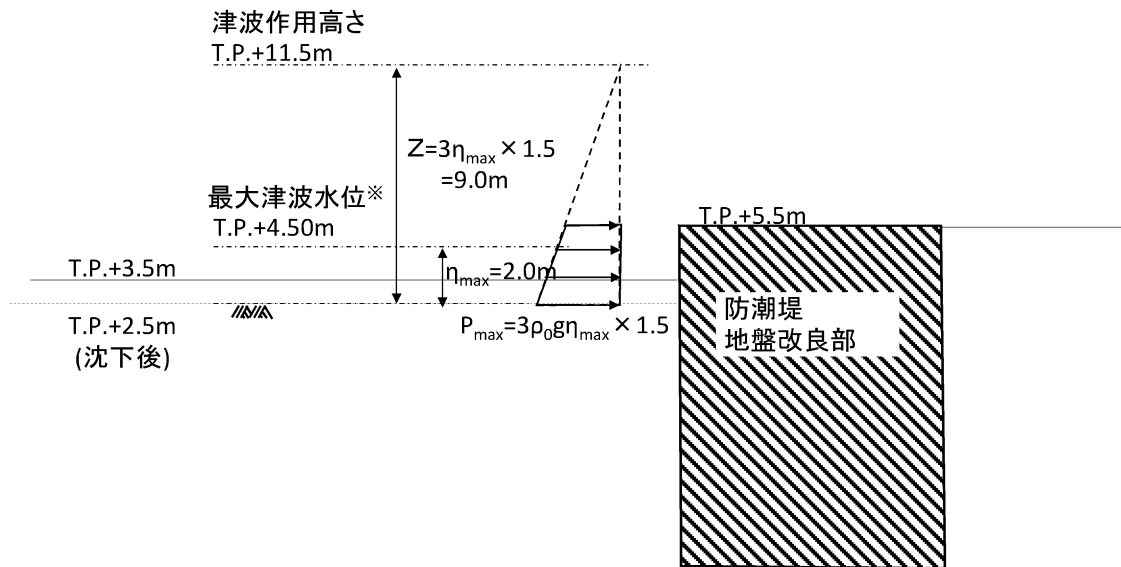


図-17 防潮堤（内陸側）の入力津波の水位時刻歴（一体計算）



※ 最大津波水位: T.P.+3.66m+0.15m+0.10m+0.56m→T.P.+4.5m

図-18 地盤改良部のうち内陸側の断面図及び津波荷重の作用イメージ

表-8 津波荷重算定条件

算定式	最大 津波水位	海水密度 ρ_0 (t/m^3)	重力 加速度※ ¹ g (m/s^2)	最大 遡上水深 η_{\max} (m)	地盤面 (T.P. +2.5m) における波圧強度 P_{\max} (kN/m^2)
朝倉式	T.P. +4.50m	1.03	9.80	2.0	90.91※ ²

※¹ 計算上の重力加速度は $9.80665\text{m}/\text{s}^2$ を使用

※² $\eta_{\max} \times 1.5=3.0$ として計算

4. 分裂波発生の有無

波圧の算定式は、津波が非分裂か分裂かによって異なることから、算定式の選定に当たっては、沖合いから来襲してくる津波が、ソリトン分裂をしているか否かの判定が必要となる。

沖合から来襲してくる津波がソリトン分裂をしているか否かの判定にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において、以下2つの条件に合致する場合に分裂が発生するとされている。

- ① 入射津波高さが水深の30%以上（シミュレーション等による津波高さが水深の60%以上）
- ② 海底勾配が1/100以下の遠浅

当該サイトの入力津波が分裂するか否かについて、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に従って判定を実施する。

美浜発電所における津波高さが水深の60%以上となる範囲を図-19に抽出し、その範囲内で主要な評価点の海底勾配を算出した結果を表-9に示す。海底勾配は概ね1/30～1/70程度であり、急勾配であることから、分裂の可能性はない。なお、3号炉取水口前においては、津波高さが水深の60%以上となる範囲はほとんど見られないため、分裂の可能性はない。

(6.25m格子領域)

※3号炉放水口前面の地形は逆勾配となっているため、放水口から少し沖合の水深2m地点を起点として海底勾配を算出



図-19 海底勾配

表-9 評価点の海底勾配

地点	①	②	③	②-①/③
	評価点の 海底地盤高さ (T.P. m)	評価点沖※の 海底地盤高さ (T.P. m)	①~②の距離 (m)	海底勾配 (%)
1, 2号炉放水口	-2.55	-4.27	116	1/67
3号炉放水口	-2.01	-3.73	52	1/30
あご越え	-0.6	-5.42	128	1/27

※評価点沖とは津波高さが水深の60%以上となる範囲の沖側の地点

発電所周辺の湾内の局所的な海面の励起について

(1) 発電所周辺の湾内における水位分布及び水位変動について

図1に基準津波1による最高水位分布を示す。これより、発電所周辺での水位の分布傾向に大きな差異はない。また、図2、図3に基準津波1による時刻歴波形を示す。これより、3号炉取水口前の時刻歴波形に対して、1号及び2号炉取水口前並びに1号及び2号炉放水口前の時刻歴波形を比較した結果、水位変動に大きな差異はないことが確認された。

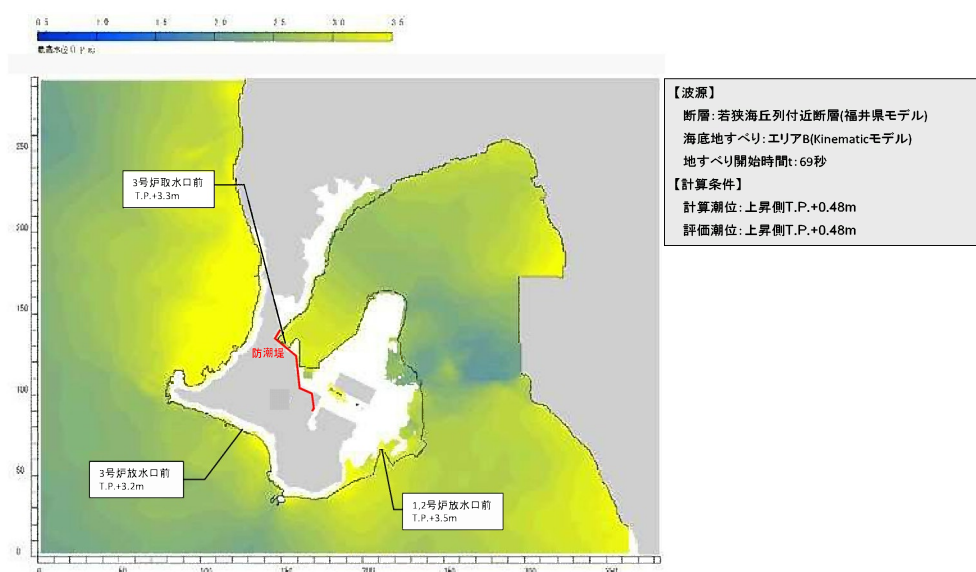


図1 基準津波1による最高水位分布図

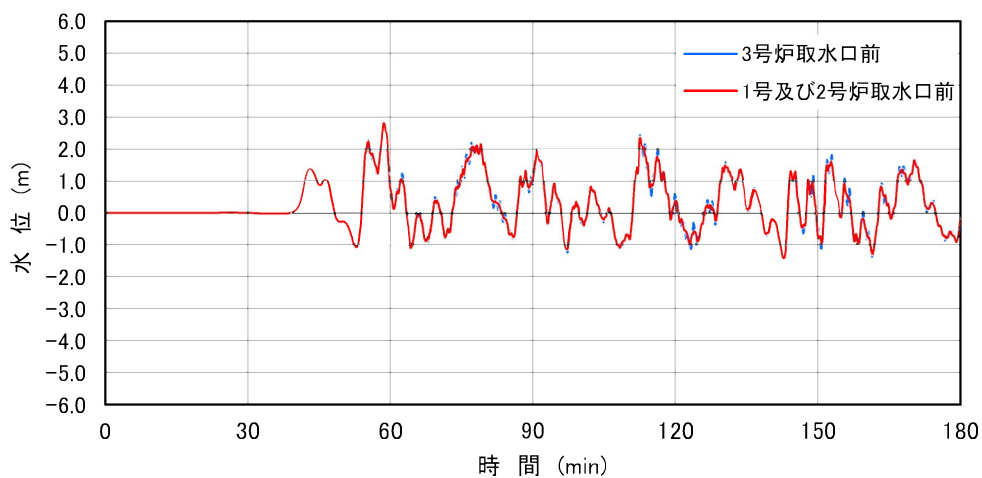


図2 水位時刻歴比較結果 (3号炉取水口前—1号及び2号炉取水口前)

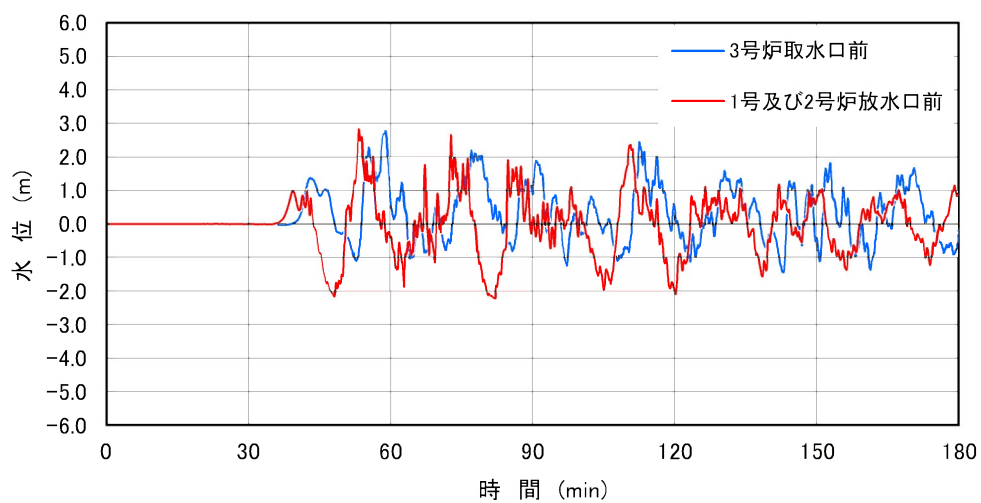


図3 水位時刻歴比較結果 (3号炉取水口前—1号及び2号炉放水口前)

(2) 津波周期の違いによる水位への影響について

津波周期の違いが基準津波定義位置、3号炉取水口の水位に及ぼす影響を確認するために、若狭湾沖合から正弦波を連続で入力させた詳細計算を実施した。その際、正弦波の振幅は1mで固定し、周期は1分から10分まで1分ピッチ、10分から20分まで2分ピッチ、30分、40分、50分、60分のケースで検討した。また、計算領域及び空間格子間隔は図4のとおりとした。

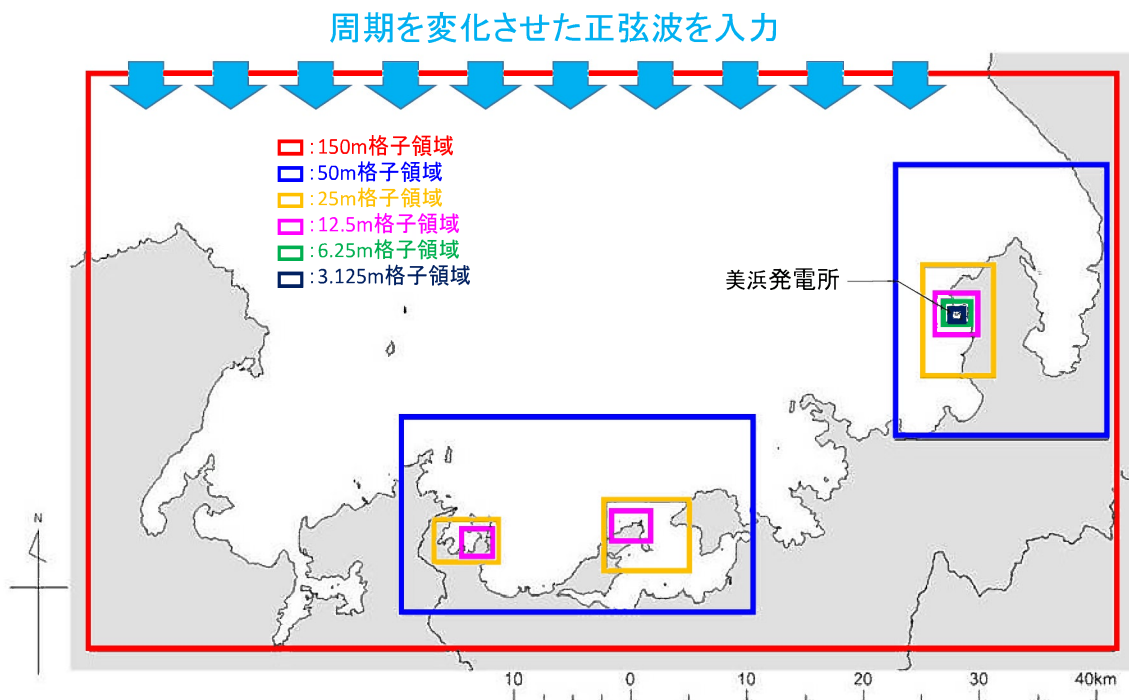
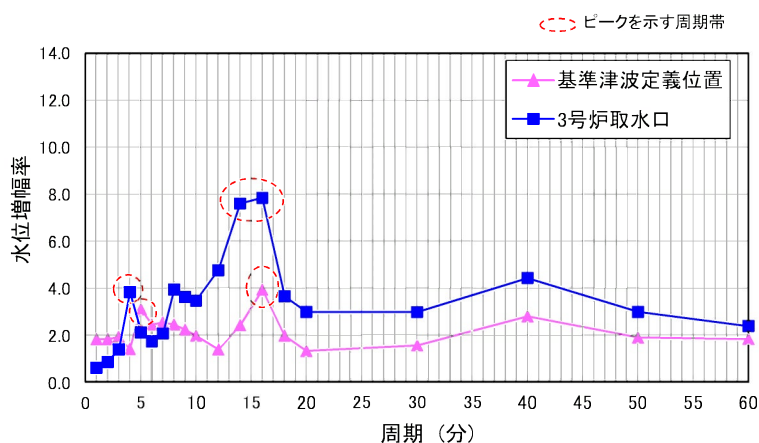


図4 正弦波入力による検討概要（計算領域及び空間格子間隔）

この結果、入力波に対する水位増幅率を見ると、基準津波定義位置では5分、16分程度の周期にピークが見られた。3号炉取水口では、4分、14-16分程度の周期にピークが見られ、これらは地形を単純化したメリアンの式による固有周期と概ね一致することが確認された（図5、図6）。



	①におけるピークを示す周期帯	(参考)メリアンの式による固有周期
基準津波定義位置	5分、16分	約3分、約12分
3号炉取水口	4分、14-16分	

図5 入力波に対する水位増幅率

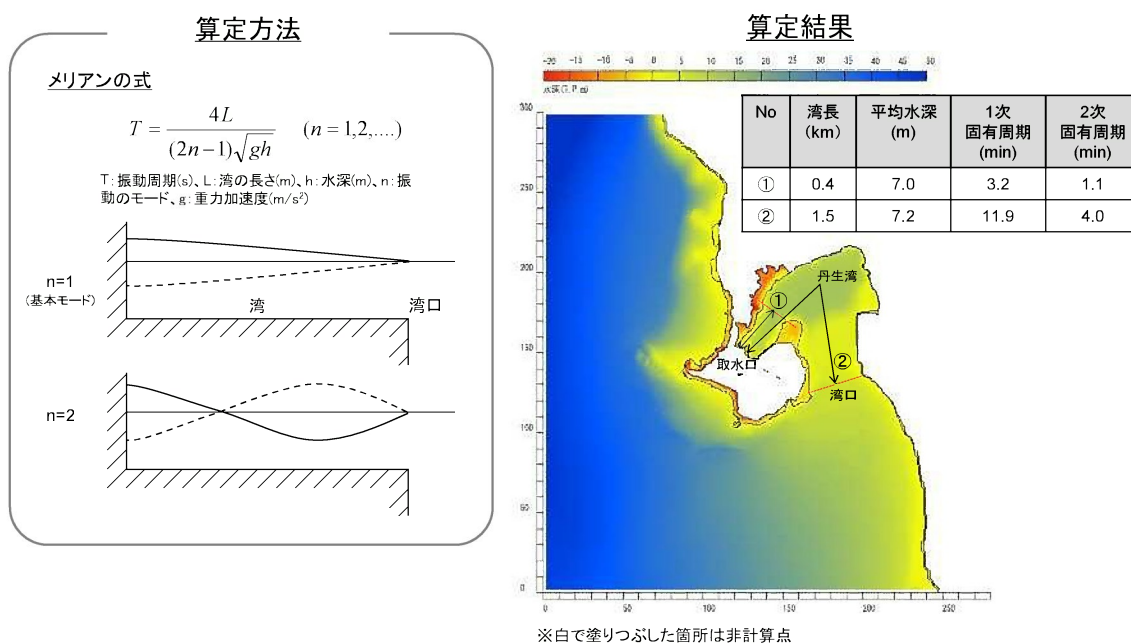


図6 メリアンの式による固有周期の検討

図7に示す基準津波定義位置に対する3号炉取水口の水位増幅率が比較的小さい周期6分と、比較的大きい周期12分について、水位時刻歴波形を比較したところ、周期6分のケースでは3号炉取水口の水位に増幅傾向は見られなかったが、周期12分のケースでは3号炉取水口の振幅が徐々に大きくなり、その後も振幅の大きな波が繰り返す様子が見られた(図8)。

以上より、発電所取水口において、入力波の周期が取水口の固有周期と一致した場合における共振の影響を適切にシミュレーションできていることが確認された。

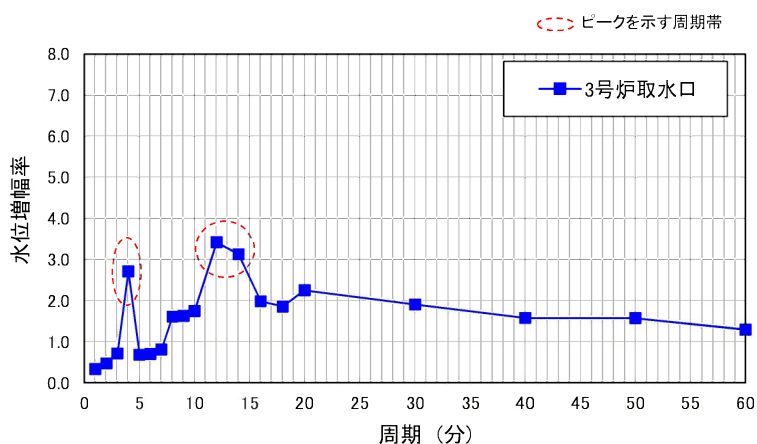


図7 基準津波定義位置に対する3号炉取水口の水位増幅率

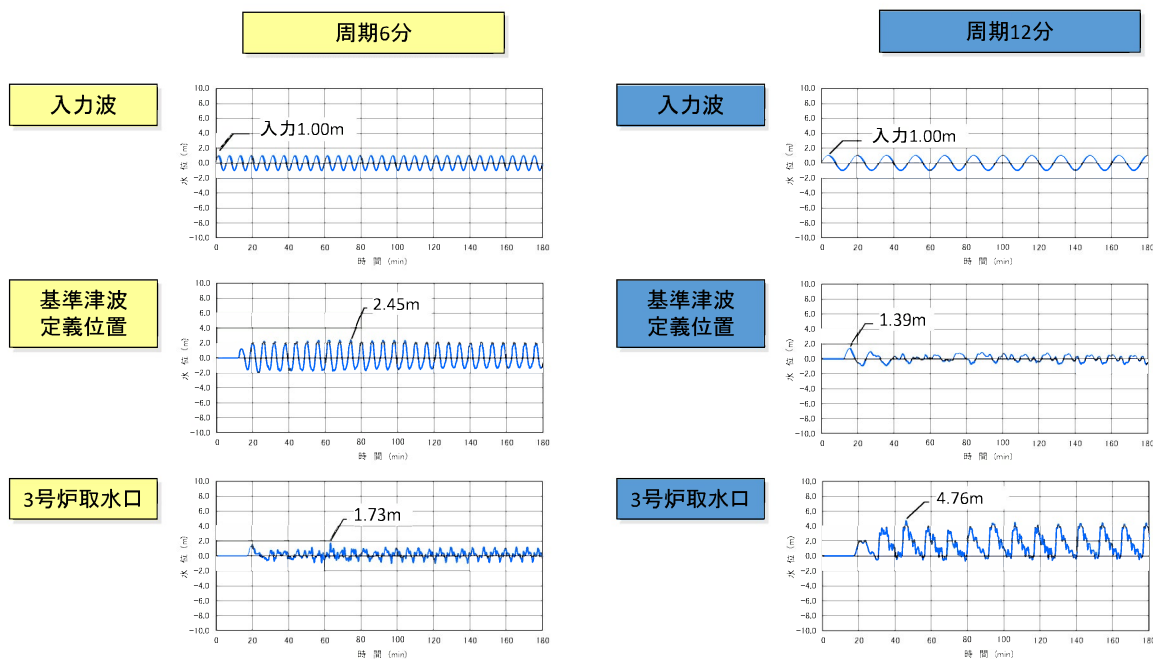


図8 正弦波入力による水位増幅率の確認

また、図2で示した3号炉取水口前並びに1号及び2号炉取水口前における時刻歴波形において、ピークを示す波形の周期は約4分及び約12分である(図9)。これは、図7に示す基準津波定義位置に対する3号炉取水口前の水位増幅率が比較的大きい周期4分及び12分と概ね一致する結果となった。これより、3号炉取水口前の固有周期帯の波が時刻歴波形において概ね再現できていることが確認された。

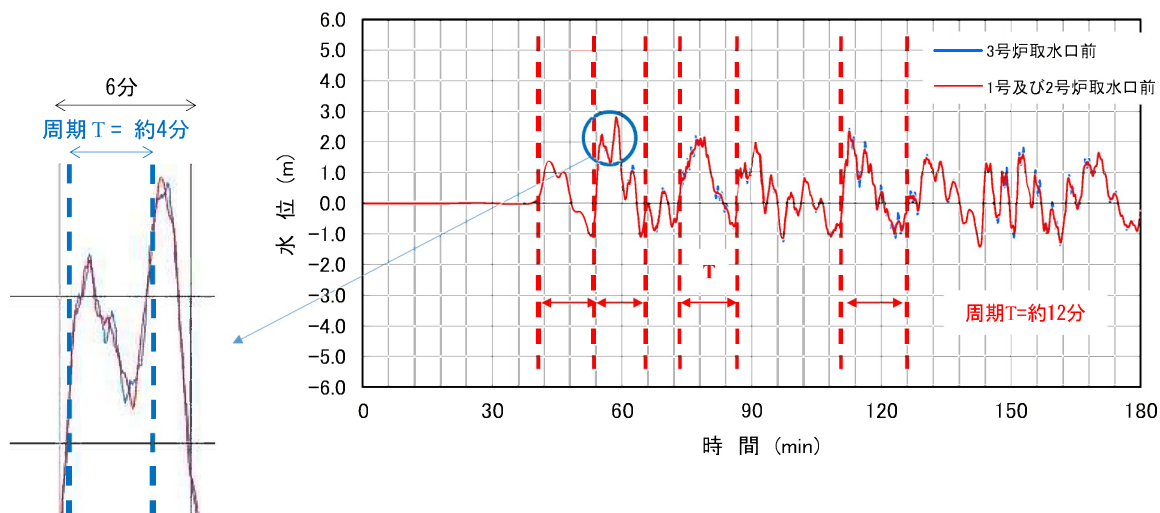


図9 ピークを示す時刻歴波形の周期

前述した検討結果を要約すると以下の通りである。(1)では津波シミュレーションに基づき発電所周辺の湾内において津波による水位分布や水位変動の傾向に大きな差異がないことを示した。(2)では入力波の周期の違いによる水位への影響を検討して、共振の影響を適切に再現できていることから津波シミュレーションの妥当性について示した。

以上の結果より、津波による湾内の局所的な海面の固有振動の励起が生じていないことを確認した。

漂流物の衝突荷重算定式について

1. 基準類における衝突荷重算定式について

耐津波設計に係る工認審査ガイドにおいて、挙げられている参考規格・基準類の内、漂流物の衝突加重または衝突エネルギーについて記載されているものは、「道路橋示方書・同解説 I 共通編（平成14年3月）」と「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（案）（平成21年5月）」である。

① 道路橋示方書・同解説 I 共通編（（社）日本道路協会、平成14年3月）

○ 適用範囲・考え方：

橋（橋脚）に自動車、流木あるいは船舶等が衝突する場合の衝突荷重を算定する式である。

○ 算定式：

$$\text{衝突力 } P = 0.1 \times W \times v$$

ここに、P：衝突力（kN）

W：流送物の重量（kN）

総トン数 20t 級（排水トン数 60t）の小型漁船

v：表面流速（m/s）

これは、衝突荷重として、基準に示される唯一の算定式である。

② 津波漂流物対策施設設計ガイドライン（案）（沿岸技術研究センター、寒地港湾技術研究センター、平成21年5月）

○ 適用範囲・考え方：

「漁港・漁場の施設の設計の手引き（全国漁港漁場協会 2003 年版）」の接岸エネルギーの算定方法に準じて設定されたものであり、漁船の他、車両・流木・コンテナにも適用されるが、支柱及び漂流物補足スクリーンの変形でエネルギーを吸収させることにより漂流物の進入を防ぐための津波漂流物対策施設の設計に適用される式である。

○ 算定式：

$$\text{船舶の衝突エネルギー } E = E_0 = W \times V^2 / (2g)$$

（船の回転により衝突エネルギーが消費される（1/4点衝突）場合

$$E = E' = W \times V^2 / (4g)$$

ここに、 $W = W_0 + W' = W_0 + (\pi / 4) \times D^2 L \gamma_w$

W：仮想重量（kN）

W_0 ：排水トン数（kN）

W' ：付加重量（kN）

D：喫水（m）

L：横付けの場合は船の長さ、縦付けの場合は船の幅（m）

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

これは、鋼管杭等の支柱の変形およびワイヤーロープの伸びにより衝突エネルギーを吸収する考え方であり、弾性設計には適さないものである。

2. 漂流物の衝突荷重算定式の適用事例

安藤ら(2006)^{※1}によれば、南海地震津波による被害を想定して高知港を対象に、平面二次元津波数値シミュレーション結果に基づいた被害予測手法の検討を行い、特に漂流物の衝突による構造物の被害、道路交通網等アクセス手段の途絶について検討を行い、港湾全体における脆弱性評価手法を検討している。

この中で荷役設備・海岸施設の漂流物による被害を検討するにあたって漂流物の衝突力を算定しており、船舶に対しては道路橋示方書を採用している。

※1 地震津波に関する脆弱性評価手法の検討, 沿岸技術研究センター論文集, No. 6(2006)

表-1 各施設の許容漂流速度

		選 定 式	対象施設		
			クレーン	水門	倉庫
車両		陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	4.8 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
コンテナ	20ft	陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	4.9 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
	40ft	陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	4.7 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
船舶	小型	衝突荷重 (道路橋示方書)	5.0m/s超	5.0m/s超	5.0m/s超
	大型	衝突荷重 (道路橋示方書)	5.0m/s超	1.8 m/s	1.8 m/s
木材		陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	5.0m/s超	1.7 m/s	1.7 m/s

船舶による衝突荷重の算出においては、沿岸技術研究センター及び国土交通省国土技術政策総合研究所による検討においても、道路橋示方書に示される算定式が採用されており、船舶による漂流荷重に対する適用性が示されている。

3. 漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文

「平成23年度建築基準整備促進事業 40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」(東京大学生産技術研究所(2011))では、「漂

漂流物の衝突による建築物への影響の評価については、研究途上の段階であり、また、被害調査においても、被害をもたらした漂流物の詳細な情報を得ることは難しいため、既往の知見の検証は困難であった」としている。また、津波による漂流物が建築物に衝突する際の衝突力に関する研究を以下に示しているが、「対象としている漂流物は(a), (b), (d), (e)」が流木、(c), (d), (e)がコンテナである（(e)は任意の漂流物を対象としているものの実質流木とコンテナしか算定できない。）としている。

(a) 松富の評価式^{※2}

津波による円柱形上の流木が縦向きに衝突する場合の衝突力を次式の通り提案している。

$$F_m = 1.6 C_{MA} [v_{A0} / (gD)^{0.5}]^{1.2} (\sigma_f / \gamma L)^{0.4} \times \gamma D^2 L$$

ここに、 C_{MA} ：見かけの質量係数（段波・サージでは1.7、定常流では1.9）

v_{A0} ：流木の衝突速度、 D ：流木の直径

L ：流木の長さ

σ_f ：流木の降伏応力、

γ ：流木の単位体積重量

g ：重力加速度

※2 松富英夫（1999）：流木衝突力の実用的な評価式と変化特性，土木学会論文集，No. 621，pp. 111-127

○ 美浜発電所における漂流物の衝突力評価への適用性

被衝突体を縦スリット型の受圧壁とし、津波の遡上を許容しつつ流木の進入を防ぐことを想定しており、美浜発電所の防潮堤等の津波防護の考え方と異なる。また流木が段波先端部や陸上遡上流れの先端部に乗って衝突する場合の評価を行っており、美浜発電所で想定する漁船の衝突とは状況が異なる。

(b) 池野らの評価式^{※3}

円柱以外にも角柱、球の形状をした木材による衝突力を次式の通り提案している。

$$F_H = S \times C_{MA} \times (V_H / g)^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})^{2.5} \times g M$$

ここに、 F_H ：漂流物の衝突力(kN)

S ：係数(5.0)

C_{MA} ：見かけの質量係数（円柱横向き：2.0(2次元)、1.5(3次元)、
角柱横向き：2.0~4.0(2次元)、1.5(3次元)、

円柱縦向き：2.0程度、球：0.8程度)

V_H ：段波速度 (m/s)

D ：漂流物の代表高さ (m)

L ：漂流物の代表長さ (m)

M ：漂流物の質量 (t)

g ：重力加速度

※3 池野正明・田中寛好 (2003) 陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp. 721-725

○ 美浜発電所における漂流物の衝突力評価への適用性

各種形状の漂流物（横向きと縦向き配置の円柱と角柱及び球）の衝突について、付加質量係数を変化させて検証しているが、漁船の形状までは検証されていない。砕波を伴う陸上遡上段波に対する検証であり美浜発電所の津波の状況とは異なる。また陸上に設置された対象物が遡上した津波によって押し流される場合の衝突力を評価しており、美浜発電所で想定する漂流した漁船の衝突とは異なる。

(c) 水谷らの評価式※4

津波により漂流するコンテナの衝突力を次式の通り提案している。

$$F_m = 2 \rho_w \eta_m B_c V_x^2 + W V_x / g dt$$

ここに、 F_m ：漂流衝突力 (kN)

dt ：衝突時間 (t)

η_m ：最大遡上水位 (m)

ρ_w ：水の密度 (t/m^3)

B_c ：コンテナ幅 (m)

V_x ：コンテナの漂流速度 (m/s)

W ：コンテナ重量 (kN)

g ：重力加速度

※4 水谷法美・高木祐介・白石和睦・宮島正悟・富田孝史 (2005) エプロン上のコンテナに作用する津波波力と漂流衝突力に関する研究, 海岸工学論文集, 第 52 巻, pp. 741-745

○ 美浜発電所における漂流物の衝突力評価への適用性

陸上に設置されたコンテナにより堰き止められる水塊の重量（付加質量）に基づき衝突力を評価しており、美浜発電所で想定する津波によって漂流する漁船による衝突力とは異なる。陸上に遡上したフルード数 2 程度の射流による実験であり、美浜発電所における津波の状況とは異なる。

(d) 有川らの評価式^{※5}

コンクリート構造物に鋼構造物（コンテナ等）が漂流衝突する際の衝突力を次式の通り提案している。

$$F = \gamma_p X^{2/5} (5/4 \times m)^{3/5} v^{6/5}$$

$$X = 4 \times \sqrt{a} \div (3 \pi \times (k_1 + k_2)), k = (1 - \nu^2) / (\pi E),$$

$$m = (m_1 \times m_2) \div (m_1 + m_2)$$

ここに、 a ：衝突面半径の1/2（コンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4）

E ：ヤング率（コンクリート板）

ν ：ポアソン比

m ：質量(t)

v ：衝突速度(m/s)

γ_p ：塑性によるエネルギー減衰効果(0.25)

m や k の添え字は衝突体と被衝体を示す。

※5 有川太郎・大坪大輔・中野史丈・下迫健一郎・石川信隆（2007） 遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験, 海岸工学論文集, 第54巻, pp. 846-850

○ 美浜発電所における漂流物の衝突力評価への適用性

塑性によるエネルギー減衰効果を考慮した考え方であり、弾性設計には適さないものである。また陸上に設置された対象物が遡上した津波によって押し流される場合の衝突力を評価しており、美浜発電所で想定する漂流した漁船の衝突とは異なる。

(e) FEMA の評価式^{※6}

漂流物による衝突力を正確に評価するのは困難としながら、以下の式を一例として示している。

$$F_i = C_m \times u_{\max} \sqrt{k \times m}$$

ここに、 F_i ：衝突力(kN)

u_{\max} ：最大流速(m/s)

m ：漂流物の質量

C_m ：付加質量係数（2.0を推奨）

k ：漂流物の有効剛性(kN/m²)

表 3.1 漂流物の質量と有効剛性

漂流物	質量 m [kg]	有効剛性 k [N/m]
材木・丸太	450	2.4×10^6
40ft コンテナ	3,800 (空載)	6.5×10^8
20ft コンテナ	2,200 (空載)	1.5×10^9
20ft 重量コンテナ	2,400 (空載)	1.7×10^9

※6 FEMA (2012) Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646.

○ 美浜発電所における漂流物の衝突力評価への適用性

流木とコンテナに対して提案されたものであり、美浜発電所で想定する津波によって漂流した漁船の衝突力評価への適用は困難である。

4. まとめ

既往の知見によると、さまざまな衝突力算定式が提案されているが、いずれも美浜発電所で想定する漁船の衝突力とは状況が異なり適用はできない。沿岸技術研究センター及び国土交通省による検討でも、船舶の衝突荷重の算出を道路橋示方書に示される算定式を採用していることから、美浜発電所で想定する漁船の衝突荷重は道路橋示方書による方法で算定することとする。

津波襲来時の循環水ポンプ停止について

水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止

・ 海水ポンプの取水性

基準津波による水位低下に伴う、取水路等の水理特性を考慮した海水ポンプ位置の評価水位を適切に算定するため、開水路において非線形長波理論式及び連続式を用いて解析を実施する。

また、その際、海水ポンプ室前面水域から海水ポンプ室に至る経路をモデル化し、海底摩擦による摩擦損失を考慮するとともに、計算結果に潮位のばらつきの加算や安全側に評価した値を用いるなど、計算結果の不確実性を考慮した評価を実施する。

この結果、海水ポンプ室前の基準津波による下降側の入力津波高さは、T.P. -2.70mであり、海水ポンプは機能保持できる。

なお、取水路は循環水系と原子炉補機冷却海水系で併用されているため、発電所を含む地域に大津波警報が発表された場合、引き津波時における海水ポンプの取水可能水位を局所的に下回る可能性があるため循環水ポンプを停止することとしている。

引き津波時における海水ポンプの取水量を確保するため、地震加速度高により原子炉トリップし、かつ津波警報等が発表した場合には、循環水ポンプを停止する運用を保安規定に定めて管理する。(図1)

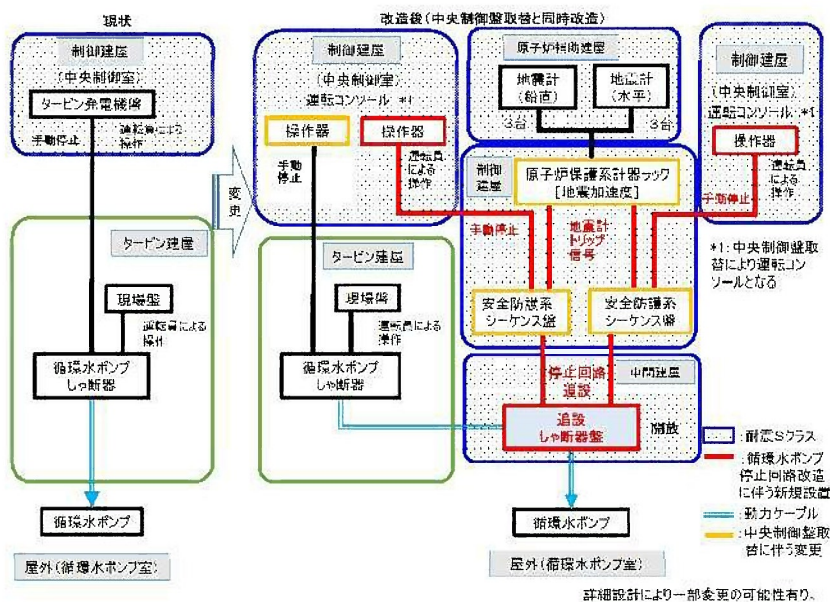


図1 循環水ポンプ停止回路変更点

津波浸水範囲におけるクラス 3 設備の防護対象選定について

津波に対し防護する設備は、クラス1、2設備並びに津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を含む耐震Sクラスに属する設備としている。

クラス3設備は、損傷した場合を考慮して、代替設備により必要な機能を確保する等の対応を行う設計としており、防護対象外としている。

今回、津波浸水範囲に設置しているクラス3設備について、設備の抽出・代替機能の確認を実施し、防護対象外としたプロセスを以下のとおり示す。津波浸水範囲の防護対象選定フローは図-1のとおり。

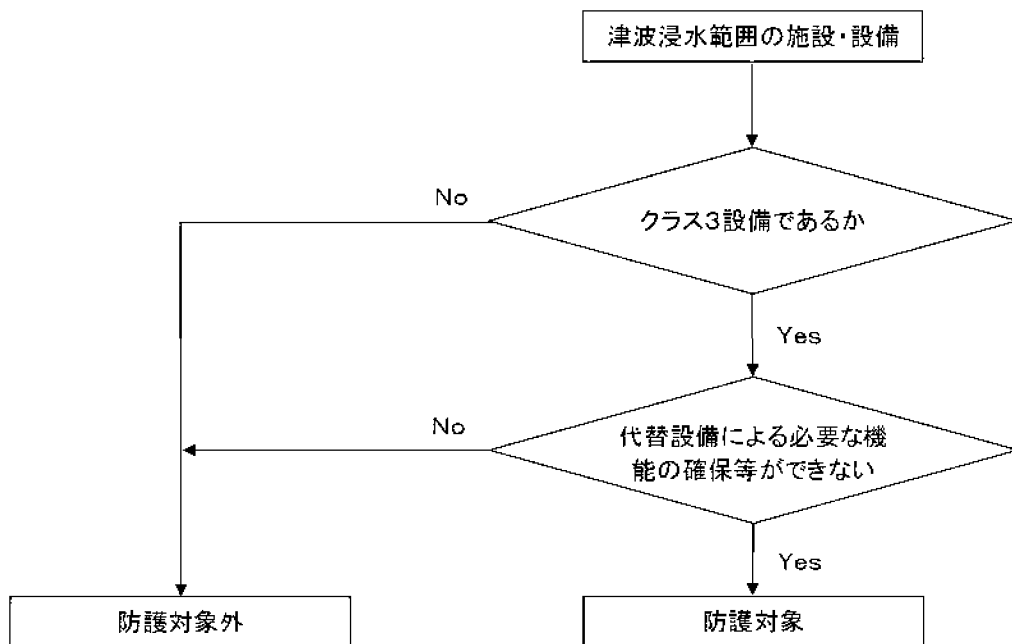
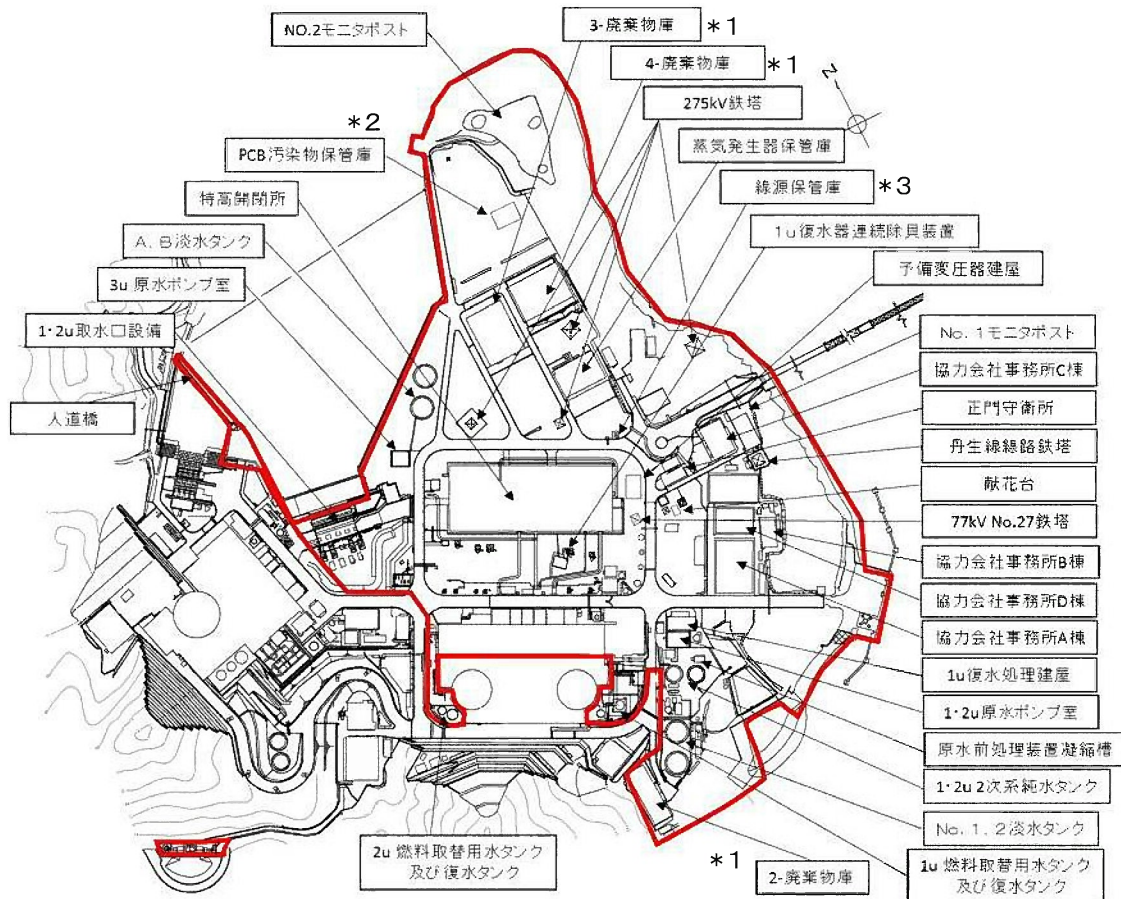


図-1 津波浸水範囲の防護対象選定フロー

1. 津波浸水範囲の施設・設備の抽出

津波浸水範囲の設備を抽出、設備クラスを確認しクラス3設備を整理した。

(図-2, 表-1)



注 現場ウォークダウン実施日の構内配置図

- * 1 : 「廃棄物庫」については別途設置許可基準規則第 28 条への適合性を検討中
- * 2 : PCB汚染物保管庫については津波の影響を受けない場所に移設予定
- * 3 : 線源保管庫については津波の影響を受けない場所に移設予定

図-2 構内配置図による抽出範囲

設備の名称	設置敷地高さ	設備クラス
No1,2淡水タンク	T.P.+3.5m	クラス3
A,B淡水タンク	T.P.+3.5m	クラス3
原水加圧タンク	T.P.+3.5m	クラス3
ディーゼル消火ポンプ(1・2u 原水ポンプ室)	T.P.+3.5m	クラス3
電動消火ポンプ(3u 原水ポンプ室)	T.P.+3.5m	クラス3
しゃ断器、保護継電装置(特高開閉所)	T.P.+3.5m	クラス3
予備変圧器、しゃ断器、保護継電装置(予備変圧器建屋)	T.P.+3.5m	クラス3
保護継電装置(系統保護装置用建屋)	T.P.+3.5m	クラス3
No. 1モニタポスト	T.P.+3.5m	クラス3

表-1 津波浸水範囲に設置しているクラス3設備

2. 津波による損傷時の代替設備について

(1) NO.1,2 淡水タンク、A, B 淡水タンク、原水加圧タンク

火災防護のための消火用水機能を有している。

なお、原水加圧タンクは、消火栓から消火水が放出可能なように消火水を常時加圧するために設置している。

これらの設備は、火災により発電用原子炉施設の安全性が損なわれないよう、火災の影響を限定し、早期の消火を行う機能 (MS-3) を有している。(図-3)

(2) ディーゼル消火ポンプ、電動消火ポンプ

1・2u 原水ポンプ室にディーゼル消火ポンプ、3u 原水ポンプ室に電動消火ポンプが設置されており、火災により発電用原子炉施設の安全性が損なわれないよう、火災の影響を限定し、早期の消火を行う機能 (MS-3) を有している。(図-3)

上記 (1) (2) の設備が津波により損傷した場合については、2 基の消火水タンクを浸水範囲外へ設置するとともに、中間建屋内に設置する 2 台の消火水ポンプによって、また屋外については、津波の影響を受けない場所に配備した消防車や可搬式消防ポンプにより当該機能が確保できる設計としているため、本設備は津波防護の対象外設備としている。

なお、上記設備については、地震発生により損傷する可能性がある。上記設備が損傷し消火水系が使用できない事象が発生した場合は、新たに設置する消火タンク、消火水ポンプ、また屋外については、津波の影響を受けない場所に配備した消防車や可搬式消防ポンプにて代替することで消火を行うことが可能である。(図-3)

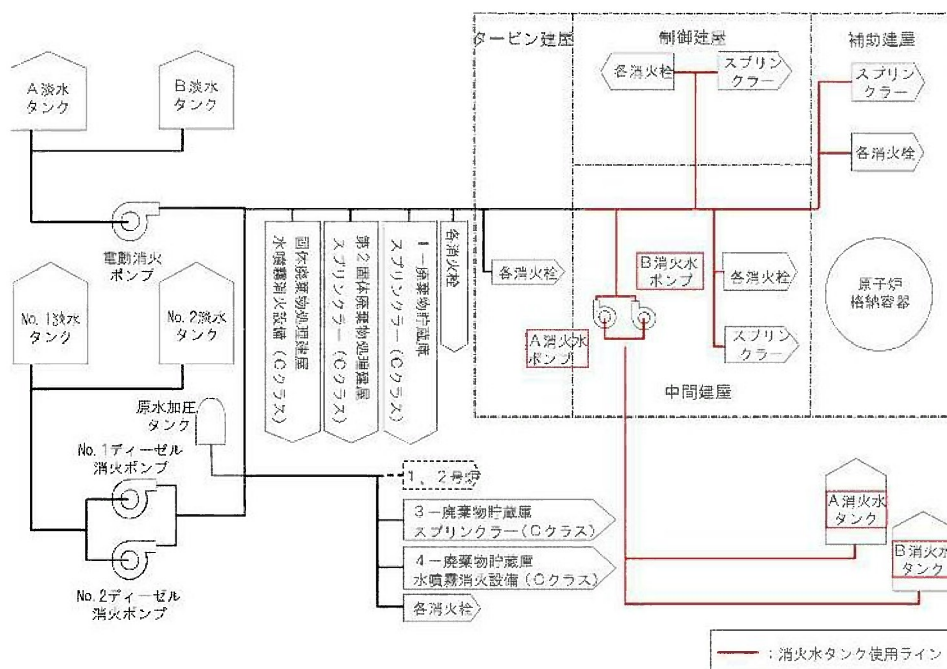


図-3 消火水系統概要図

(3) 特高開閉所、予備変圧器建屋、系統保護装置用建屋

しゃ断器、保護継電装置（特高開閉所）、予備変圧器、しゃ断器、保護継電装置（予備変圧器建屋）、保護継電装置（系統保護装置用建屋）は、T.P. +3.5mに設置されており、外部電源を受電し安全系母線（原子炉の安全停止、停止後の冷却に必要な機器）に必要な電源の供給を行う機能(PS-3)を有している。

これらの設備が津波により損傷した場合については、ディーゼル発電機により当該機能が確保できる設計としているため、これらの設備は津波防護対象外設備としている。

なお、地震発生によりこれらの設備の損傷等が発生する可能性がある。外部電源が受電できないような事象が発生している場合は、プラントの状態を総合的に判断し、プラント停止等必要な運転操作を行うこととしている。

外部電源が喪失した場合はディーゼル発電機による安全系設備への電源供給が可能であることからプラントを安全に停止することが可能である。(図-4)

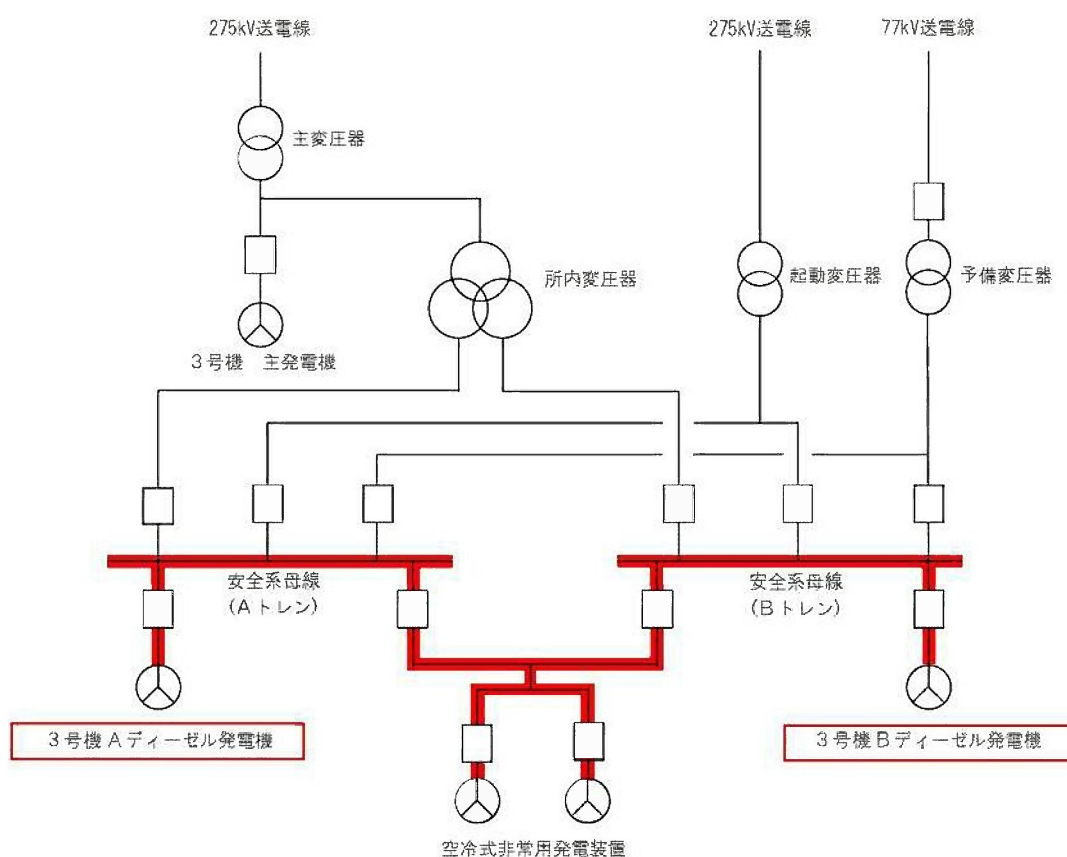


図-4 非常用電源系統概要図

(4) No. 1 モニタポスト

No. 1 モニタポストはT. P. +3. 5mに設置されており、発電所の周辺の放射線量の監視を行う機能(MS-3)を有している。

本設備が津波により損傷した場合については、津波の影響を受けない場所に配備している可搬式モニタリングポスト、移動式放射能測定装置（モニタ車）により当該機能が確保できる設計としていたため、本設備は津波防護の対象外設備としている。

地震発生により本設備の損傷等が発生する場合がある。本設備が損傷し、放射線量の監視が継続できないような事象が発生している場合は、津波の影響を受けない場所に配備している可搬式モニタリングポストで放射線量の監視を継続することが可能である。(図-5～6)

津波で浸水するモニタポストはNo. 1 モニタポストのみであり、その場合、可搬式モニタリングポストを代替測定位置に設置し、No. 2 モニタポスト及びNo. 5 モニタポストと合わせて原災法 10 条 15 条通報に必要なモニタリングを行う。

なお、重大事故等時の格納容器から等方向に放出される直接ガンマ線の測定においては、1 台のモニタポストでも十分検知できる。



図-5 移動式放射能測定装置概要図

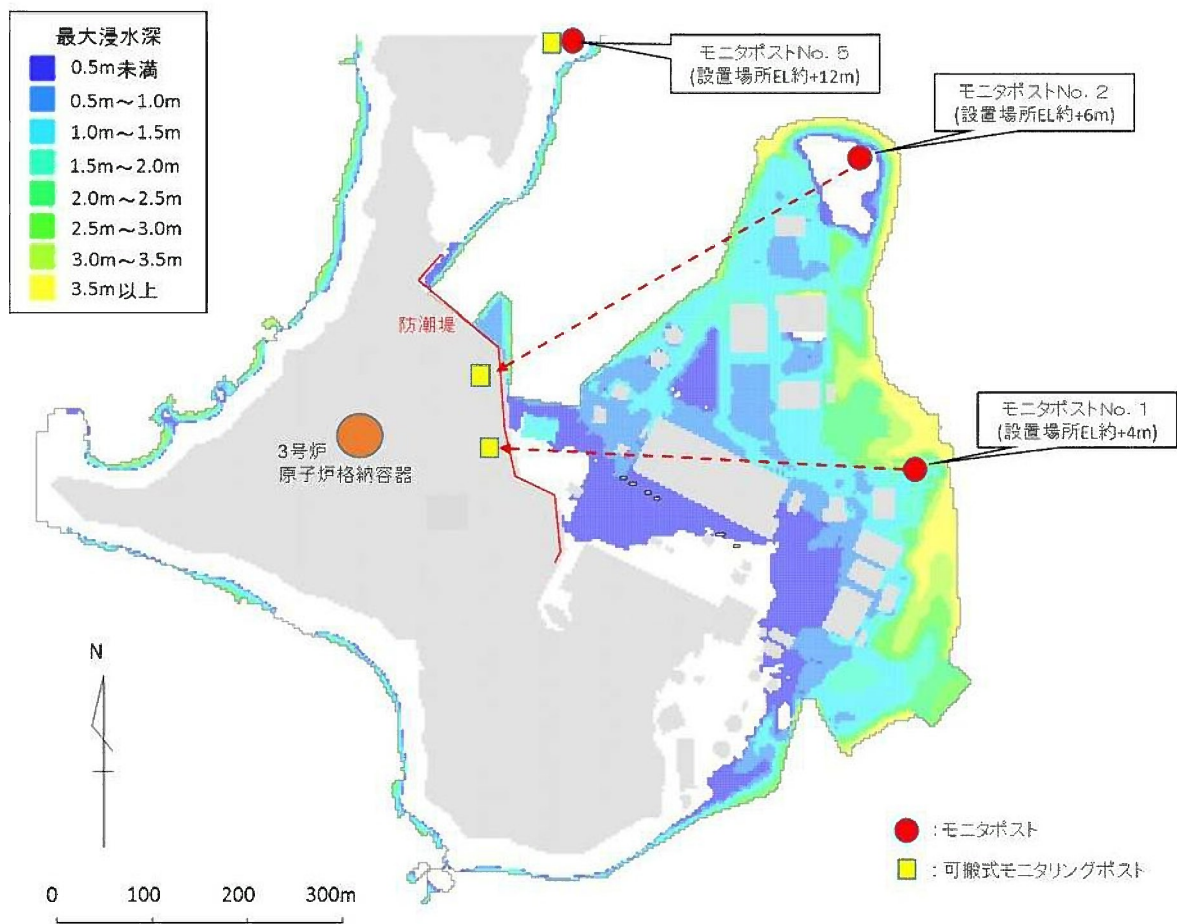


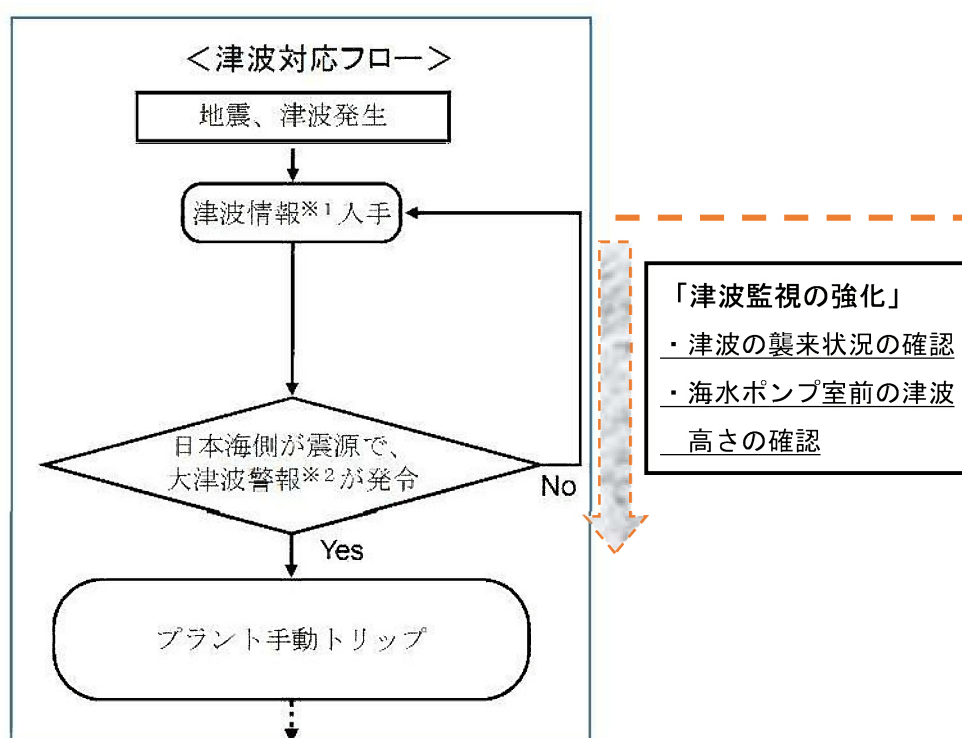
図-6 モニタポスト配置図

「津波監視設備の監視に関する考え方について」

津波情報については、気象庁からの津波警報や構内設置の潮位計及び津波監視カメラにより情報を収集しているが、気象庁から発信される津波情報（日本気象協会からのファックス受信または緊急警報ラジオ）のうち、日本海側が震源で福井県と京都府の何れかの津波予報区で「大津波警報」が発表された場合に、プラント手動トリップ操作等を実施する。

（図－１）

なお、地震、津波発生時において生じる入力津波（引き津波、大津波）及びそれらにより生じる構内の状況を監視するために、津波監視カメラ（赤外線等）、潮位計を設置し、システムとして昼夜にわたり襲来する津波を監視する。



図－１ 津波対応手順における津波監視設備の整理

※1：日本気象協会からのファックス受信または緊急警報ラジオにて津波警報を入手

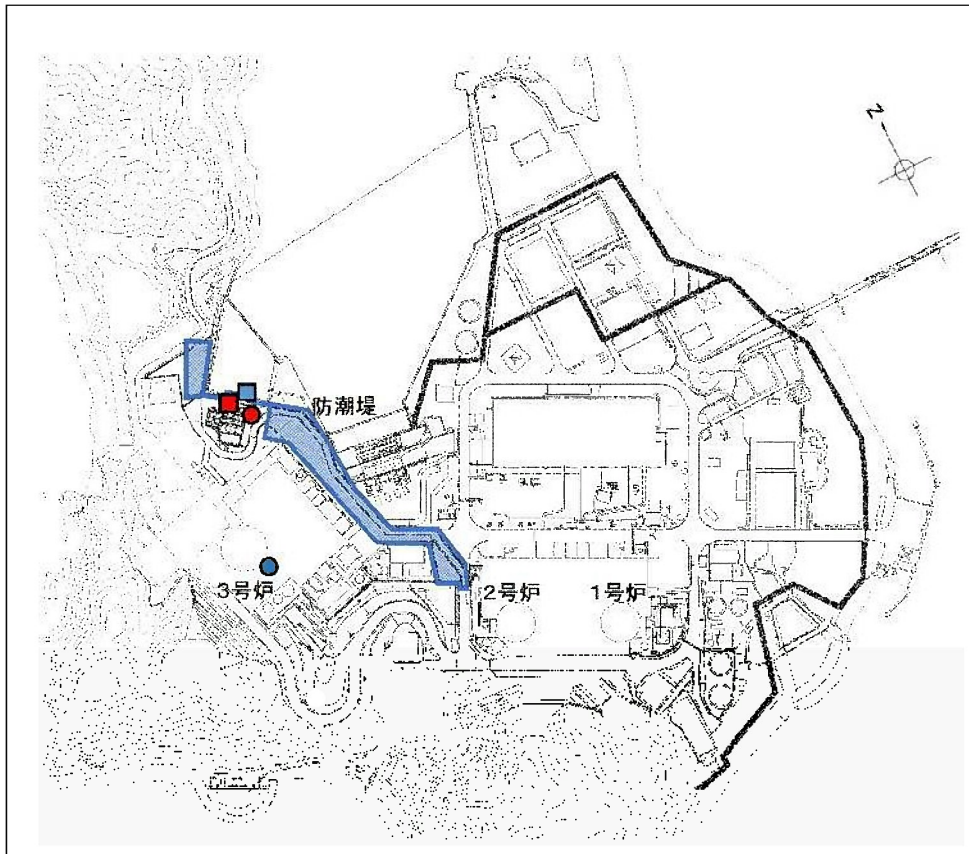
※2：福井県と京都府のいずれかの津波予報区で大津波警報が発表した場合

「津波監視の考え方」

津波監視カメラ（赤外線等）及び潮位計は、昼夜にわたり監視が可能な設計としている。

事象	設備	監視設備の考え方
a) 入力津波 (引き津波) 発生時	<1> <2> <a> 	○潮位計<1>、<2>は海水ポンプ室底面まで監視できるように、それぞれ T. P. -8.5mまで計測可能な設計としている。 ○津波監視カメラ<a>、は、原子炉格納容器壁面及び海水ポンプ室に設置するため、取水口及び防潮堤周辺等からの入力津波を監視可能な設計としている。
b) 入力津波 (大津波) 発生時	<1> <2> <a> 	○潮位計<1>は、入力津波高さ（水位上昇側）T. P. +4.2m を上回る T. P. +7.0mまで計測可能な設計としている。 ○潮位計<2>は海水ポンプ室 T. P. +2.5m に設置しており、下降側の潮位測定による津波の傾向監視が可能な設計としている。 ○津波監視カメラ<a>、は、原子炉格納容器壁面及び海水ポンプ室に設置するため、取水口及び防潮堤周辺等からの入力津波や海水ポンプ室周辺敷地の津波遡上の状況を監視可能な設計としている。
c) 入力津波 (大津波) 発生時 ^{※3}	<2> <a> 	○潮位計<2>は海水ポンプ室 T. P. +2.5m に設置しており、下降側の潮位測定による津波の傾向監視が可能な設計としている。 ○津波監視カメラ<a>、は原子炉格納容器壁面及び海水ポンプ室に設置するため、取水口及び防潮堤周辺等からの入力津波や海水ポンプ室周辺敷地の津波遡上の状況を監視可能な設計としている。 <u>なお、津波監視カメラは、潮位計<1>が漂流物（漁船）による衝突において機能喪失した場合でも、顕著な上昇側の潮位を監視するため、取水口周辺に目印等をつけ、監視カメラによる入力津波高さの推定が昼夜にわたり可能な設計としている。</u>
d) 構内の 状況監視	<a> 	○津波監視カメラ<a>、は、原子炉格納容器壁面及び海水ポンプ室に設置するため、取水口及び防潮堤周辺等からの入力津波の監視に加えて構内における状況（1号及び2号炉建屋他周辺敷地の津波遡上）を監視可能な設計としている。

※3：津波監視設備の配置図（図-2）潮位計<1>に漂流物（漁船）が衝突した場合を想定



<凡例>

- : 潮位計<1> (海水ポンプ室上の防潮堤) ■ : 潮位計<2> (海水ポンプ室)
● : 津波監視カメラ<a> (原子炉格納容器壁面) ● : 津波監視カメラ (海水ポンプ室)

図-2 津波監視設備の配置図

表-1 津波監視設備の仕様及び監視目的

「潮位計」				「津波監視カメラ」		
配置	仕様	測定範囲		配置	仕様	監視範囲
		下限値	上限値			
<1>	非接触式 (マイクロ波)	-8.5m	+7.0m	<a>	赤外線等	入力津波を監視
<2>	非接触式 (マイクロ波)	-8.5m	+2.0m		赤外線等	入力津波を監視

<p><1>監視目的: ・入力津波の上昇側及び下降側潮位を監視</p> <p><2>監視目的: ・入力津波の下降側潮位を主として監視</p>	<p><a>監視目的: ・港湾沖～丹生湾への入力津波 ・1号及び2号炉建屋他周辺敷地の津波遡上状況を監視</p> <p>監視目的: ・丹生湾～取水口への入力津波の状況を監視^{※4}</p>
--	--

※4 津波監視カメラにて襲来する津波の潮位高さを推定する観点から取水口周辺に目印等を追加する。

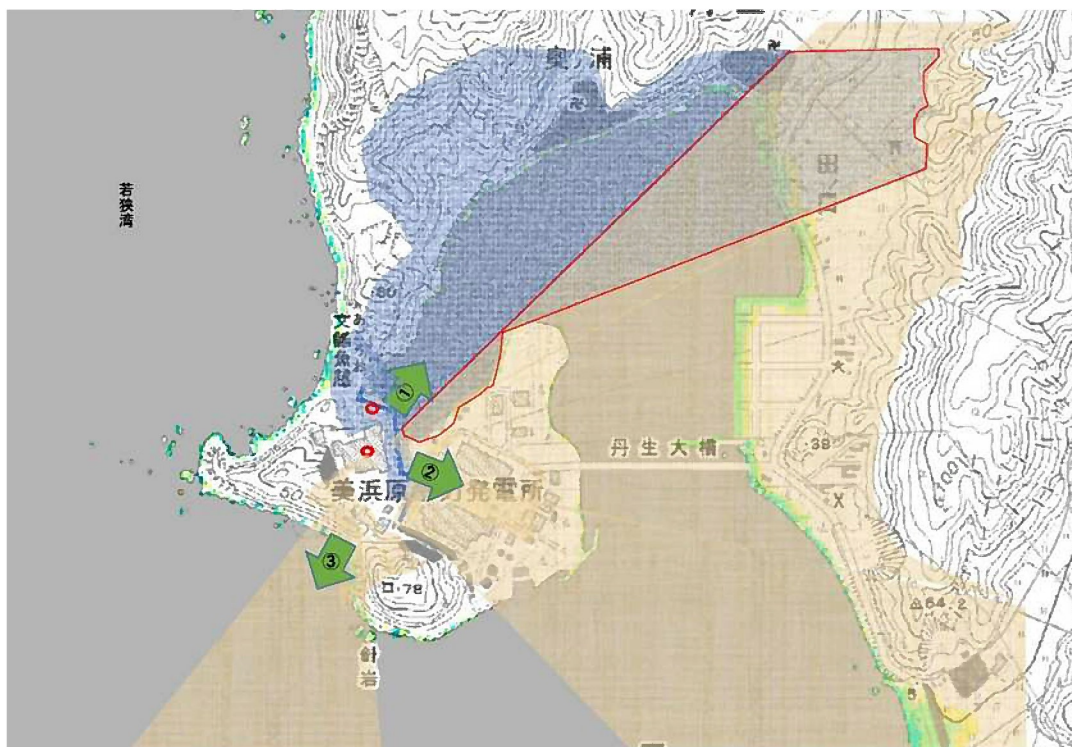


図-3 津波監視カメラ 視野範囲図

<凡例>




-  : 津波監視カメラ<a> (原子炉格納容器壁面 T. P. +72m) 視野
-  : 津波監視カメラ (海水ポンプ室 T. P. +10m) 視野
-  : カメラ視野 重畳箇所
(原子炉格納容器壁面 T. P. +72m) 視野
(海水ポンプ室 T. P. +10m) 視野

表-2 津波監視カメラの仕様^{※5}



カメラ外形図

カメラ構成	可視光と赤外線デュアルカメラ
ズーム	デジタルズーム4倍(赤外線)
遠隔可動	水平可動360° 上下可動±90°
夜間監視	可能(赤外線カメラ)
耐震設計	Sクラス(電路含む)
供給電源	非常用所内電源系
風荷重	風速(100m/s)による荷重を考慮
積雪荷重	積雪(1m)による荷重を考慮

※5 予備品を配備

枠組みの範囲は機密に係る事項ですので公開することはできません。

水密扉の運用管理について

浸水防護重点化範囲境界扉の浸水防止設備として設置する水密扉については、地震後においても開閉状態の遠隔監視機能が維持できる設備とするため、水密扉の状態を把握するシステムは、耐震C(S相当)クラスの設計とし、非常用ディーゼル発電機及び空冷式非常用発電から受電可能な非常用所内電源からの受電とする。

また、常時閉止状態を原則とするが、点検作業等による一時的な開放後の閉止を確実にするための運用管理方針を以下に示す。

1. 通行等による短時間（5分未満）の開放の場合

水密扉は、原則「常時閉止」としており、通行等に伴い開閉する場合においても、確実に閉止しロックすることを社員及び協力会社作業員に周知し実行する。

もし閉止忘れ等により扉の開放状態が5分間継続すると、中央制御室に配備している水密扉の閉止状態表示装置の警報発信により当直員が水密扉の連続開放を検知し直ちに現地に出向き閉止処置をとる。

2. 作業等で連続開放（5分以上）する場合

中央制御室に配備した管理台帳に、連続開放対象の水密扉 No、作業担当者名、連絡先を記載し、発電室（当直）の管理下で、当該水密扉の監視モード設定を変更することにより水密扉の閉止状態表示装置の警報発信をブロックして水密扉の連続開放作業を実施する。

なお、当該水密扉付近には監視人を配置することにより、有事の際には中央制御室の当直員から作業担当者への連絡により直ちに水密扉を閉止する体制をとる。

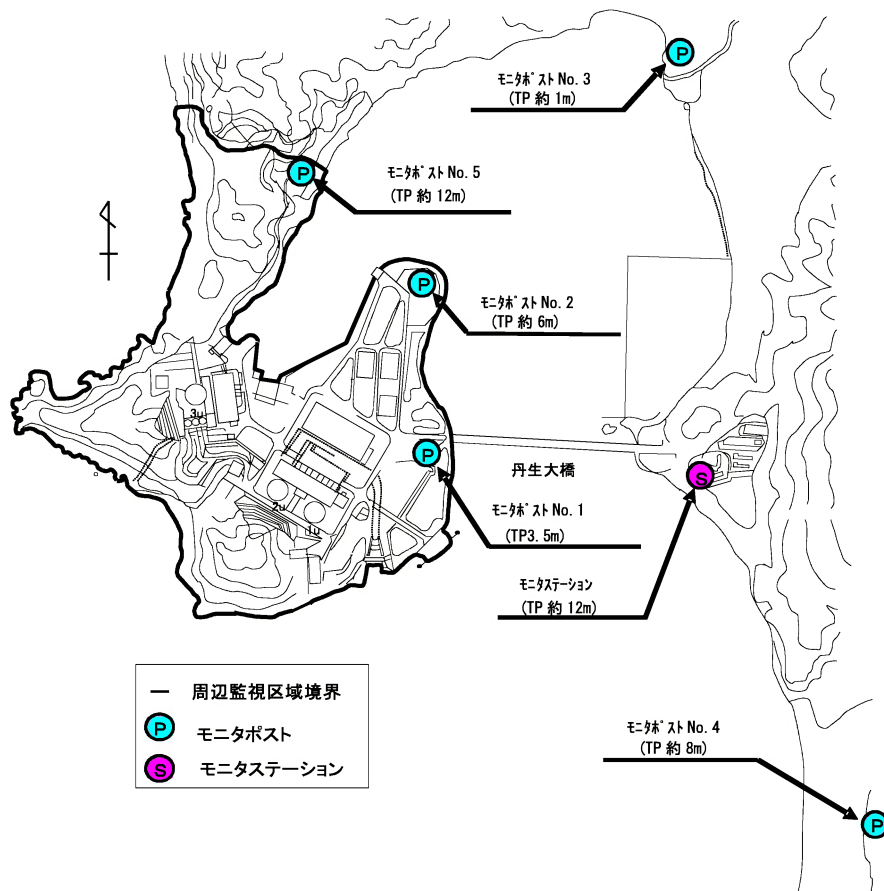
また、当日の作業が完了すれば必ず水密扉は閉止することとし、中央制御室で水密扉の閉止状態表示装置のモード設定を変更し、管理台帳に実績を記載の上発電室（当直）の確認を受ける。

以上

環境放射線モニタの位置付けについて

1. モニタステーション及びモニタポストの位置付け

通常運転時、運転時の異常な過渡変化時、設計基準事故時に周辺監視区域境界付近の外部放射線量率を連続的に監視するために、モニタステーション1台及びモニタポスト5台を設けており、連続測定したデータは、現地監視盤、中央制御室、事務所で監視、記録を行うことができる。また、緊急時対策所でも監視を行うことができる。なお、モニタステーション及びモニタポストは、その測定値が設定値以上に上昇した場合、直ちに中央制御室に警報を発信できる。



2. モニタステーション及びモニタポストの代替設備について

本設備 (MS-3) が津波により損傷した場合については、津波の影響を受けない場所に配備している可搬式モニタリングポスト、移動式放射能測定装置 (モニタ車) により当該機能が確保できる設計としているため、本設備は津波防護の対象外設備としている。

なお、地震発生により本設備の損傷等が発生する場合がある。本設備が損傷し、放射線量の監視が継続できないような事象が発生している場合は、津波の影響を受けない場所に配備している可搬式モニタリングポストにより、放射線量データを無線送信することで監視を継続することが可能である。

防潮堤貫通部止水処置について

(1) シール構造

防潮堤貫通部止水処置は、津波の流入に対してケーブルが防潮堤を貫通する部分をシール材により塞ぐ構造とする。ケーブルはスリーブ（半管状のものをボルトにより接合したものなど）で被い、その管とケーブルの間にシール材（充てんタイプ）を充てんすることとしている。シール材は施工時において液状であり、反応硬度等によって所定の強度を有する構造体が形成され、貫通部内面、ケーブルの外面との間で付着力によって接合される構造とする。（表 1、図 1）

表 1 貫通部シール材の種類と構造

シールタイプ	材料名	材 質
充てんタイプ	D Fシール	ポリウレタン

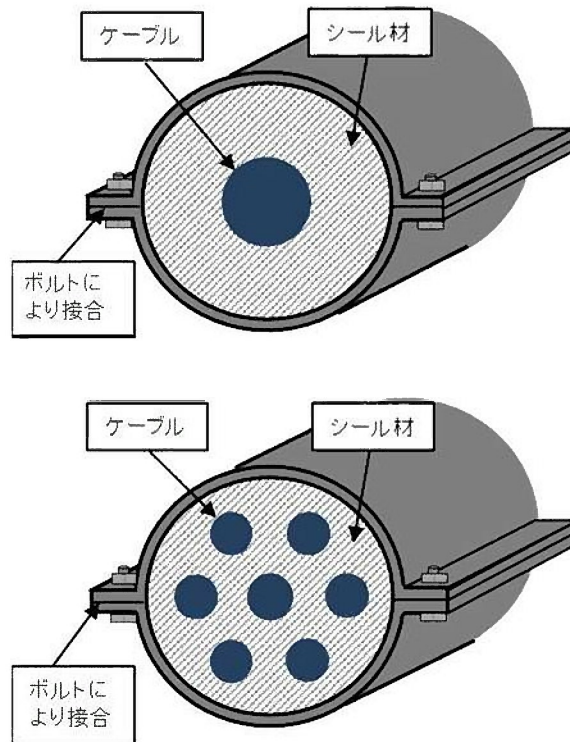


図 1 貫通部断面図

(2) シール材施工

耐水圧性能を確保するため、静的荷重（静水頭圧を想定）を用いた耐圧・漏水試験を実施することにより、想定する浸水に対し、耐水圧性能を有する施工条件の確認を行い、実機施工時にはその結果を踏まえた施工を実施する。

以下、耐圧・漏水試験の概要を示す。

・試験モデルの考え方

シールタイプの形状、充てん長さ（L）と水圧（P）の関係をモデル化し、水圧（P）と無次元化した A（せん断面積）/S（受圧面積）の関係性を整理する。

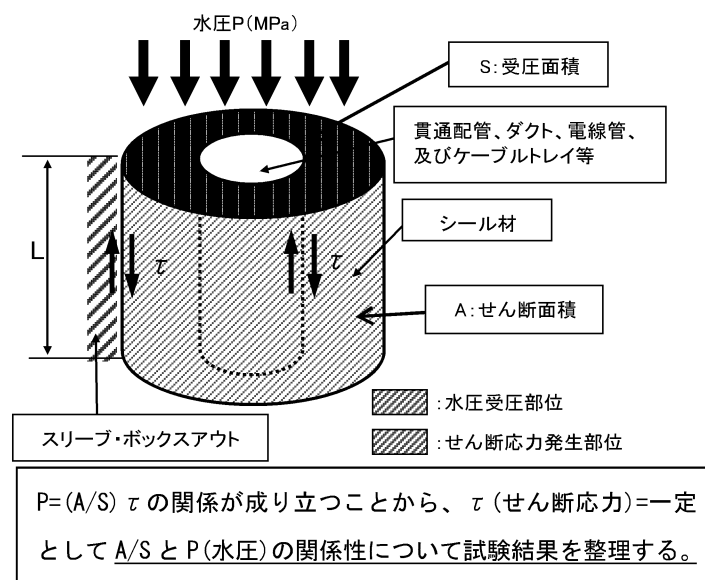


図2 試験モデル

・試験要領

実機を模擬した形状、寸法の試験体にて耐圧性を検証する。また、その際、試験容器も実機の方法、形状を模擬する。

耐圧試験においては、段階的に水圧を上昇させ、各段階において漏えいの有無を確認する。

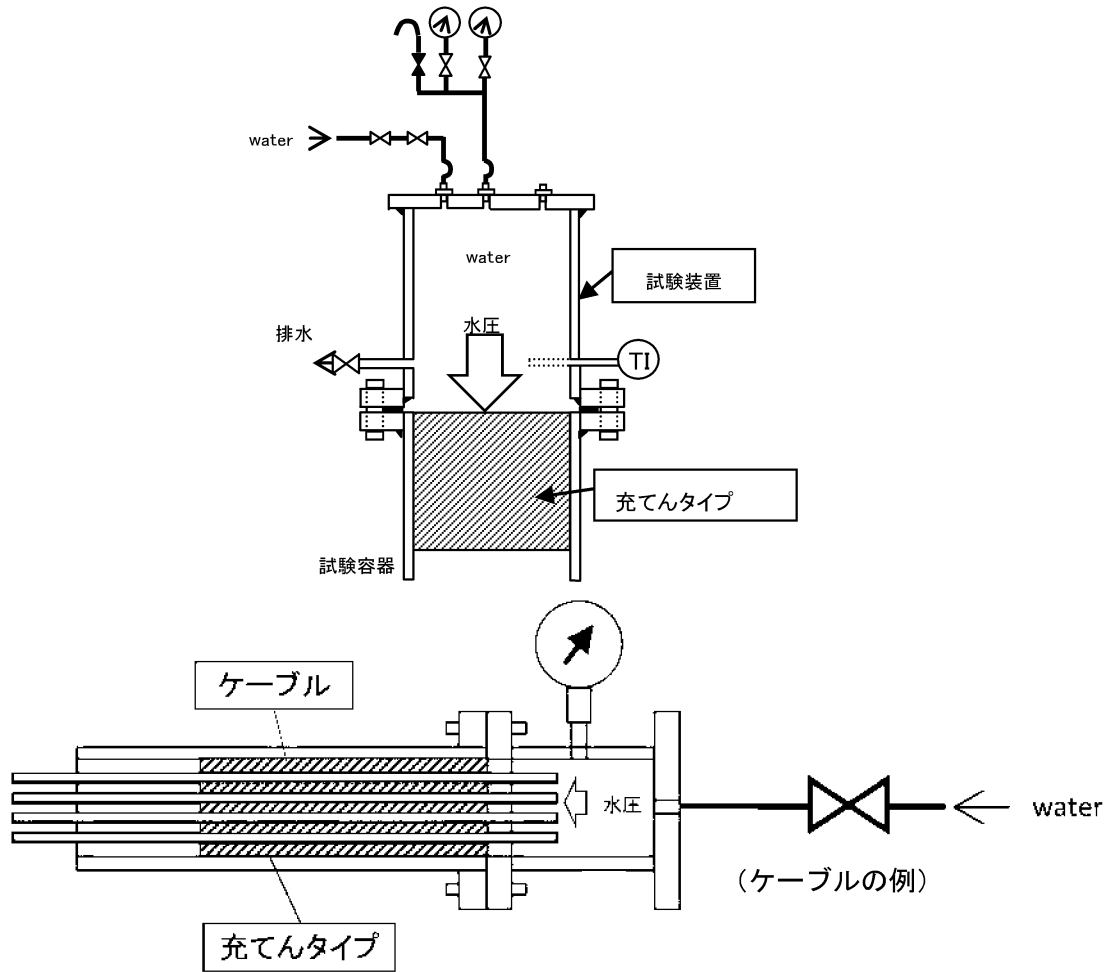


図3 試験装置

・試験結果

試験にて得られた、水圧 (P) と無次元化した A/S の関係性について整理を行い、試験にて耐圧性能を確認した A/S より算出した施工長さ以上となるようにシール材を施工する。なお、水圧 (P) は入力津波を考慮する。

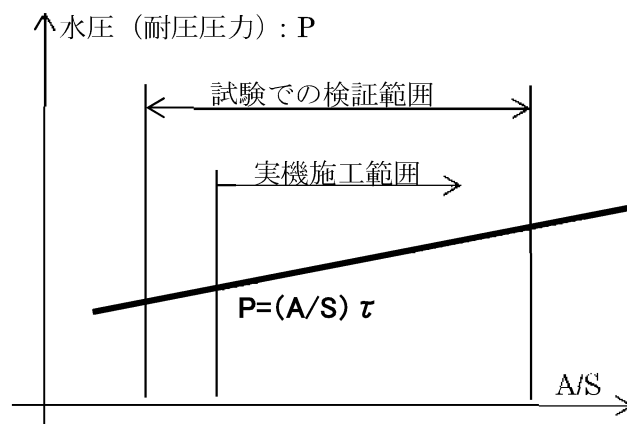


図4 試験結果イメージ

(3) ケーブル支持構造

○Fケーブル、制御・電力ケーブルは、直接防潮堤貫通部両側に支持する。

- ① ○Fケーブルはブラケットでボルトにより固定し、ブラケットをフランジ部を通してアンカーボルトで固定する。また、フランジ部は防潮堤側面にアンカーボルトで固定する。(図5)
- ② 制御・電力ケーブルはケーブル支持部を防潮堤側面にアンカーボルトで固定する。(図6)

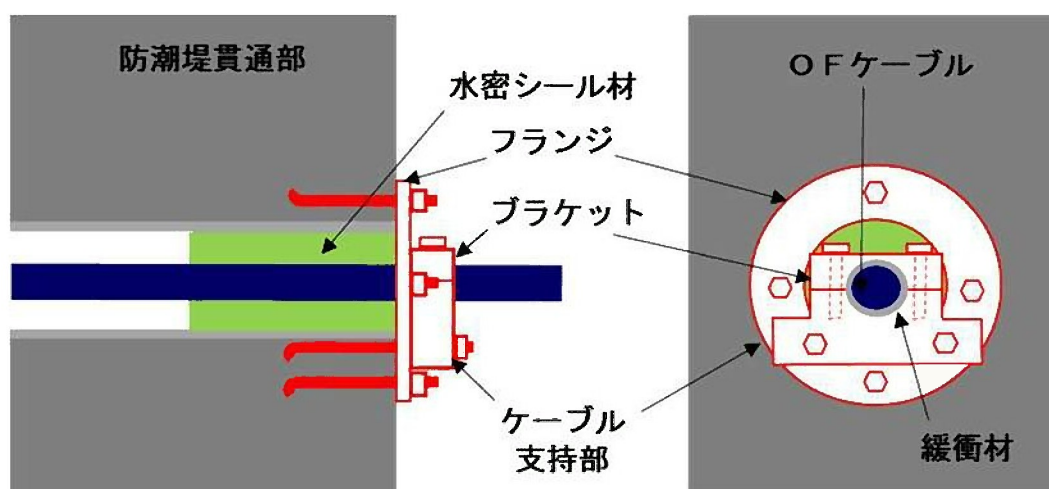


図5 ○Fケーブル支持概要図

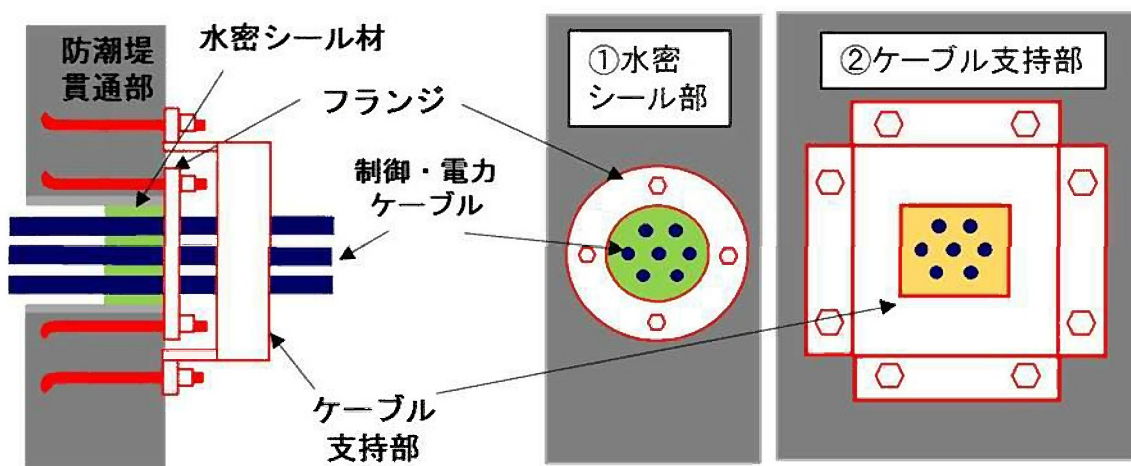


図6 制御・電力ケーブル支持概要図

(4) 耐震性

貫通部止水処置の地震時の健全性については、ケーブルが貫通するスリーブ等の周囲にコンクリートを充てんすることにより固定され、地震時は防潮堤本体と連動した振動となることより防潮堤本体ーケーブル等貫通物に間に相対変位が生じない設計とする。

また、シール材とケーブルについては、支持部を設けて固定し、余長を持たせることで、ケーブル貫通部内面とケーブルの外面の境界部に対して地震変位等により影響がない構造としている。これにより、地震による貫通部シール材への影響を与えることはなく、健全性は損なわれない。

なお、地震による地盤変状および変位によるケーブル損傷を防ぐため、ケーブルトレンチが地震時変位する方向に対して、ケーブルトレンチとケーブルの間に空間を持たせるものとする。また、地震による地盤変状および変位に対するケーブル損傷への影響を軽減するため可とう管やスロープ等を用いる。(図7、8)

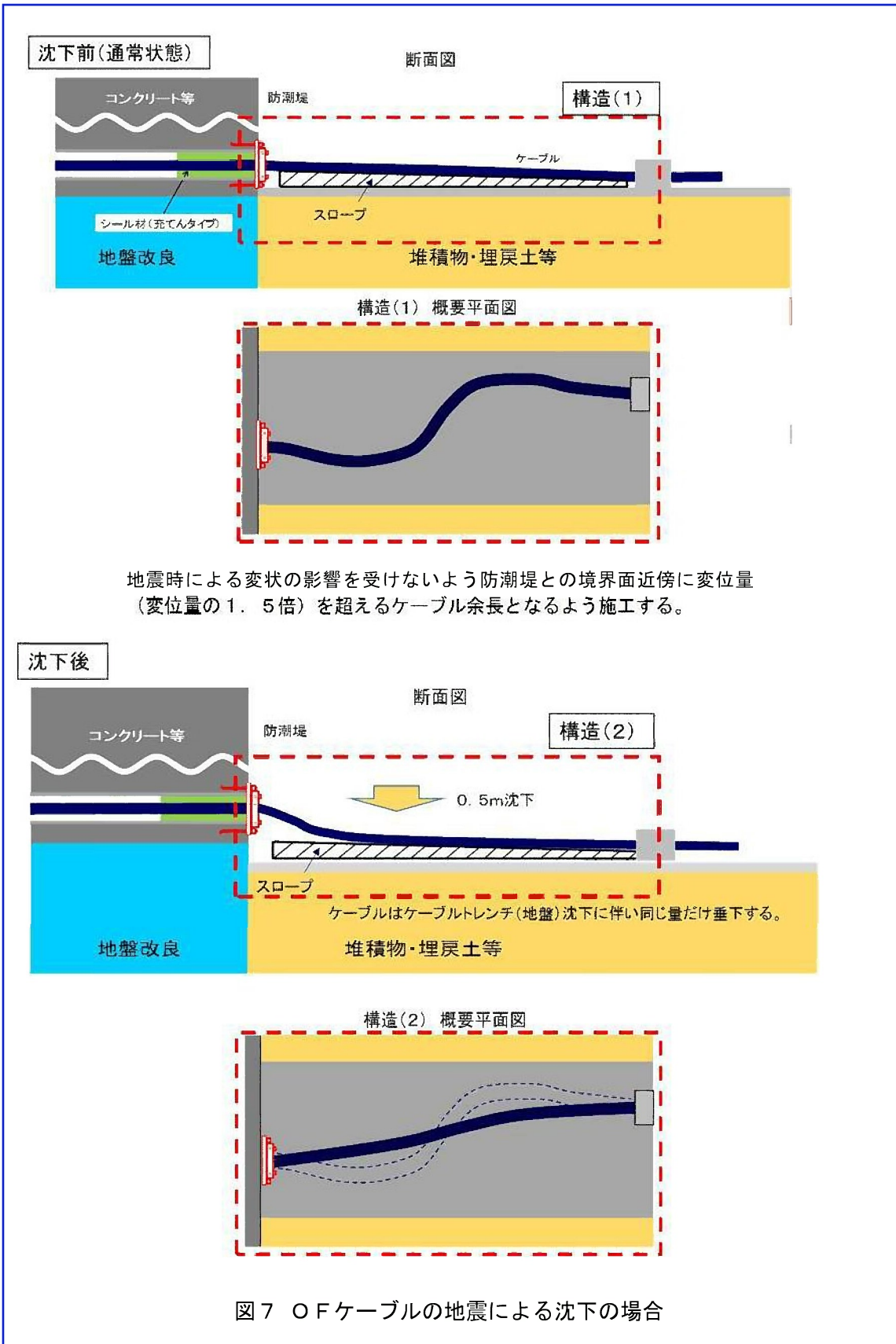
(5) 保守性

定期的に点検（外観点検）を実施していくため、点検が可能となるよう施工する。

(6) その他

シール材は、充てんタイプで材質はポリウレタンであり、弾力性を持つものである。ケーブルの外表面との付着力によって接合される構造としており、ケーブルの熱伸縮によるひずみは小さいことより、貫通部内面とケーブルの外表面の境界面において耐水圧性能に影響を与えることはない。

また、シール材は流し込み型のシール材であり、施工時、ケーブル間の細隙部へ容易に充てんできる。



ケーブルはケーブルトレンチ(地盤)沈下に伴い同じ量だけ垂下する。ケーブルは既設トレイで施工している場合はトレイ内において、電線管で施工している場合は、管が自由に曲がる可とう管、プルボックス等において、変位量を超える余長(変位量の1.5倍)がある施工とする。

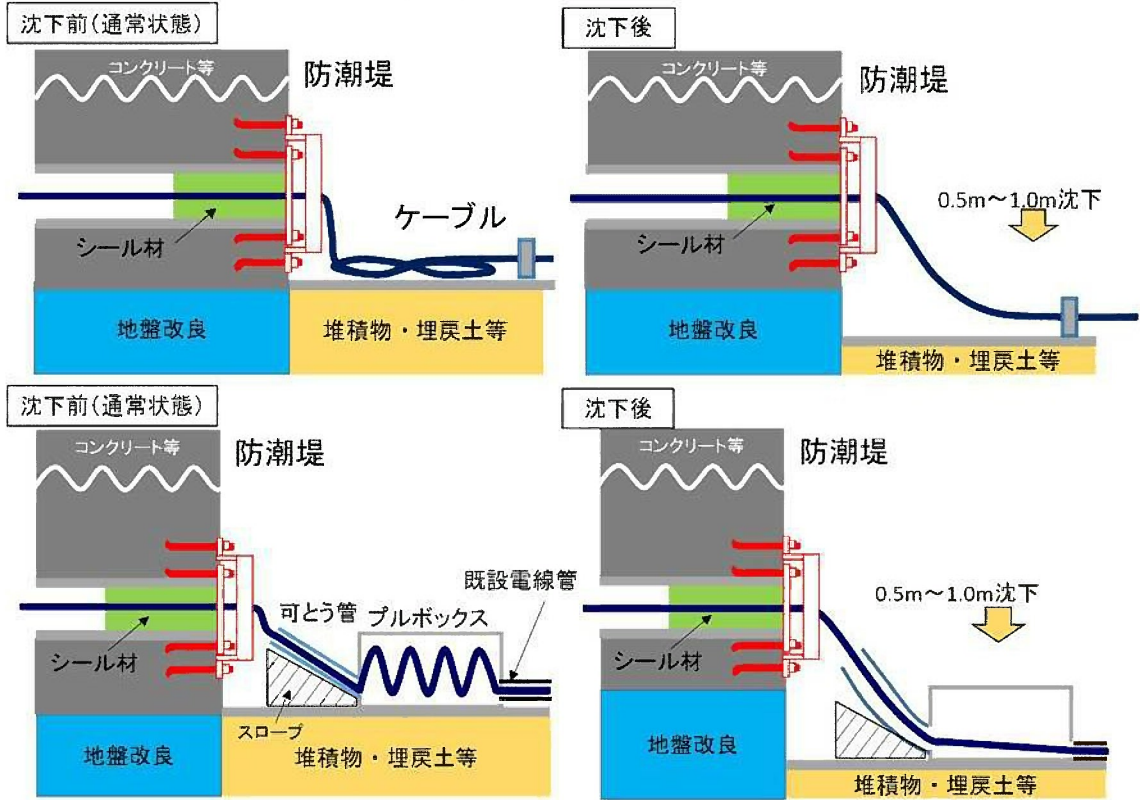


図8 制御・電力ケーブルの地震による沈下の場合

水密扉が設置される耐震壁等の地震時健全性について

○水密扉が設置される耐震壁等の地震時健全性について

1. 浸水防護重点化範囲を構成する耐震壁等の要求機能について

水密扉が設置される浸水防護重点化範囲を構成する耐震壁等を対象とした地震時における機能維持方針を以下の通り整理する。

(1) 水密扉の間接支持構造物としての機能維持

耐震壁等については、地震時及び地震後において、浸水防止設備を間接支持する機能の維持が要求されるため、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を確保することで支持機能を維持する設計とする。

具体的には、上記の地震力に対して、浸水防止設備を支持する耐震壁がせん断ひずみ度の許容限界 2.0×10^{-3} を満足することで、浸水防止設備に対する支持機能を維持する設計とする。

なお、耐震壁以外の建物・構築物の部位に関しても、耐震壁がせん断ひずみ度の許容限界 2.0×10^{-3} を満足している場合は、耐震壁の変形に追従する部位として健全性が確保され、支持機能を確保していると考えられることができる。

(2) 耐震壁等の止水機能の維持

地震時及び地震後において、津波に伴う浸水による影響を与えないことを目的として、止水機能の維持が要求される耐震壁等のコンクリート部については、基準地震動 S_s による地震力に対して、概ね弾性状態に留まることを計算により確認する。

上記のとおり、止水機能維持の観点で耐震壁等が概ね弾性状態に留まることを確認することにより、水密扉の間接支持構造物として耐震壁等に要求されるせん断ひずみ度 2.0×10^{-3} を包絡できることから、浸水防護重点化範囲を構成する耐震壁等の要求機能が維持される設計とする。

なお、耐震壁等の止水性について、具体的な検討方法を以下に示す。

2. 耐震壁等の止水性の確認方法について

浸水防護重点化範囲を構成する耐震壁等について、地震時の止水健全性について検討を行う。具体的には、図-1のフローにより、耐震壁等の地震時のひび割れによる止水性への影響について確認する。

なお、フローで扱うひび割れのうち、曲げひび割れは水平方向に発生するため、地震後の残留ひび割れは自重により閉じる^{*1}ことから、せん断ひび割れを対象とする。

*1「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の弾塑性試験 試験結果の評価に関する報告書 (平成6年3月 財団法人 原子力安全基盤機構)」

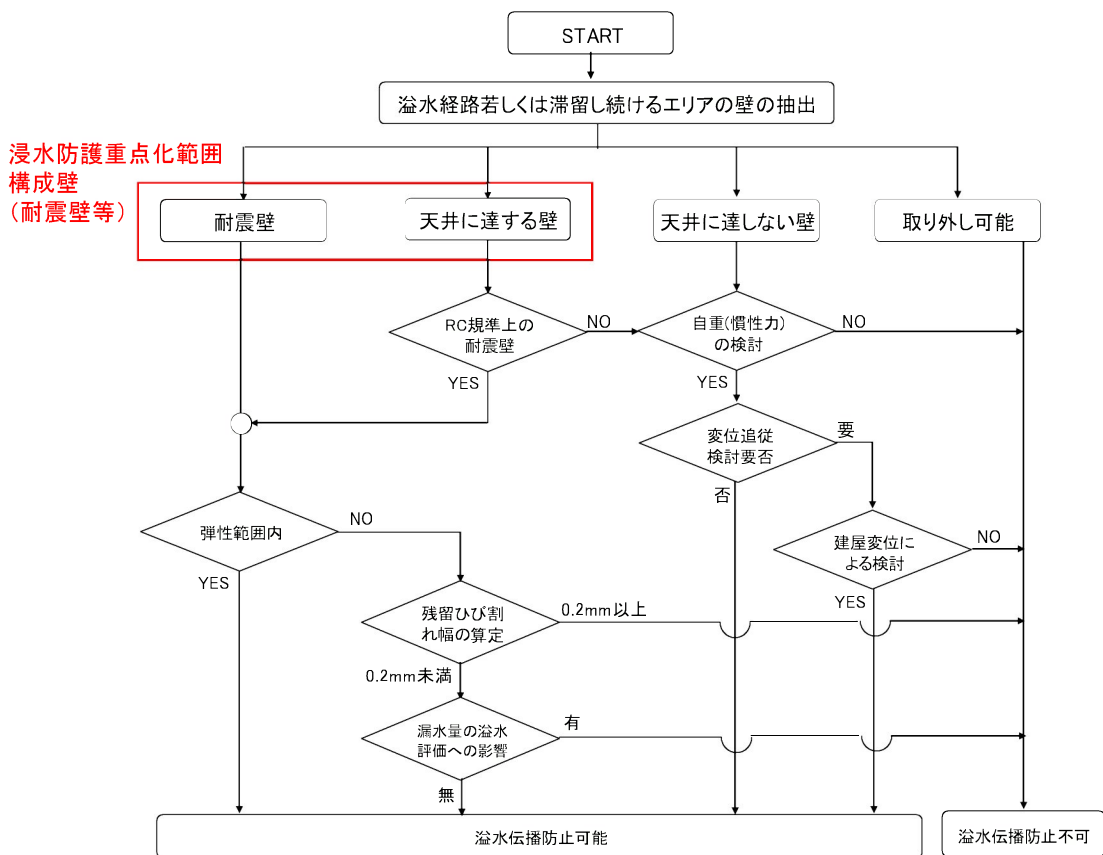


図-1 地震時における壁の止水健全性確認フロー

3. 浸水防護重点化範囲を構成する耐震壁等について

浸水防護重点化範囲を構成する耐震壁等は、図-2 に示すとおり耐震壁と天井に達する壁の2種類である。耐震壁については、地震により生じるせん断変形は地震応答解析によって評価できる。

また、天井に達する壁については、地震応答解析モデルでは耐震壁として扱っていないが、表-1 のとおりRC規準^{*2}上の耐震壁の構造規定を満足していることから、地震応答解析上の耐震壁と同等とみなすことができる。

*2 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会 2010年）」

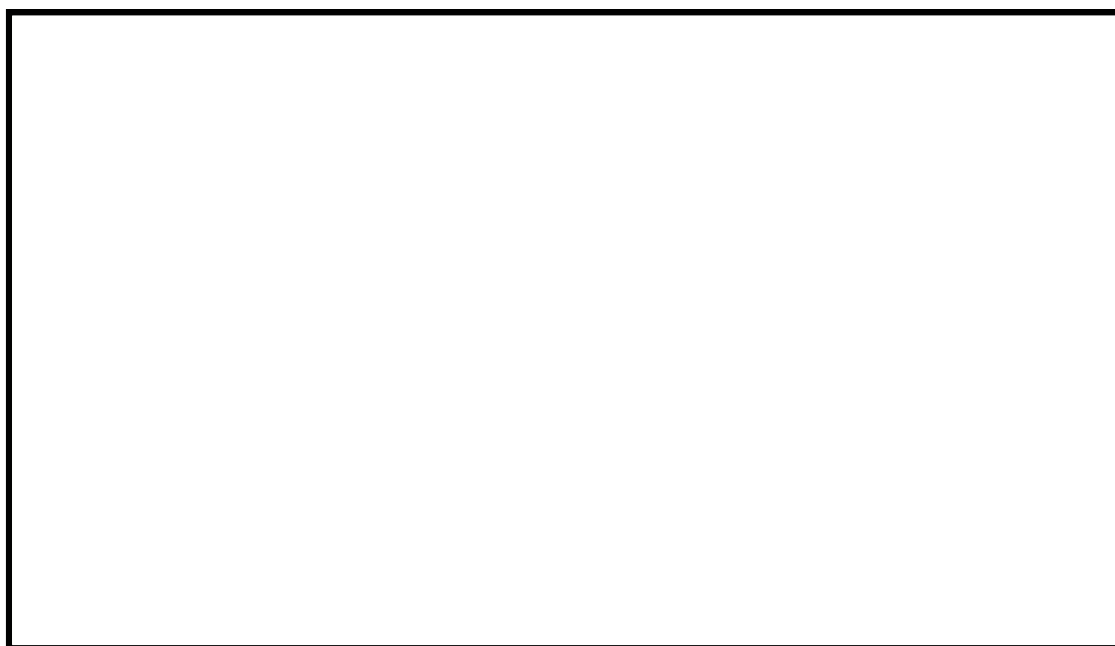


図-2 耐震壁等の配置 (T.P. +4.0m~T.P. +10.1m)

表-1 RC規準上の耐震壁の構造規定に対する適合性確認結果

確認事項	要求事項		判定
①壁厚	120mm以上かつ 壁板内法高さの1/30以上		適合
②せん断補強筋比	直交する各方向 0.25%以上		適合
③壁筋の複筋配置	壁厚200mm以上は 複筋配置		適合
④壁筋の径との間隔	D10以上の異形鉄筋かつ 鉄筋間隔300mm以下		適合

枠囲みの範囲は機密に係る事項ですので公開することはできません。

4. 耐震壁の健全性確認方法について

耐震壁の健全性は、地震により生じるせん断変形が地震応答解析モデルのせん断スケルトンカーブ（ $\tau - \gamma$ 関係）の第一折点（弾性限界）に納まることにより確認する。

第1折点（弾性限界）の評価式は、壁板の面内せん断実験における中央斜めひび割れ発生時の平均せん断応力度に対応するよう定められている^{*3}ことから、地震応答解析によるせん断変形が、第1折点（弾性限界）に納まる場合、水密性に影響のあるせん断ひび割れが生じないと判断する。

*3 「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版」

5. 耐震壁の健全性確認結果について

表-2に耐震壁の健全性確認結果を、図-3に耐震壁における S_s 最大応答値のイメージを示す。基準地震動 S_s に対する耐震壁のせん断ひずみ度については、弾性範囲内にとどまっており、止水性に影響のあるせん断ひび割れが生じないと考える。

表-2 耐震壁の健全性確認結果

--

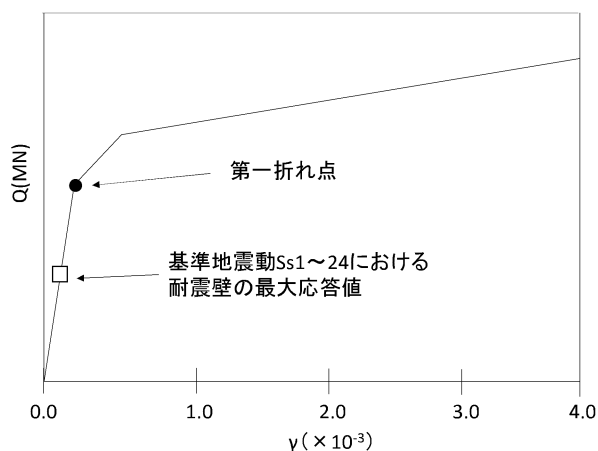
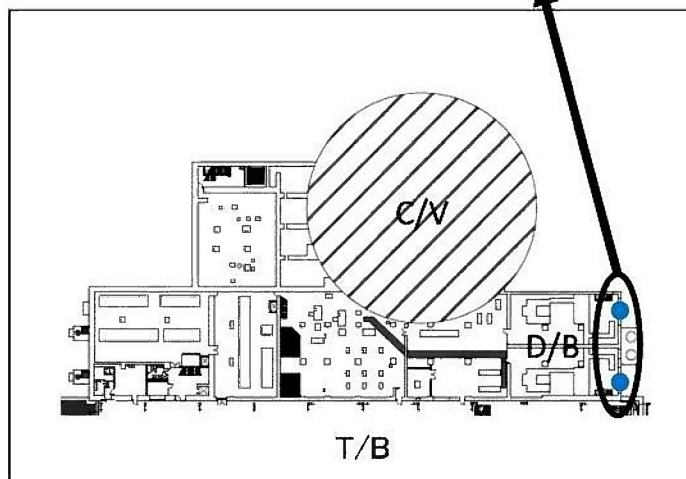
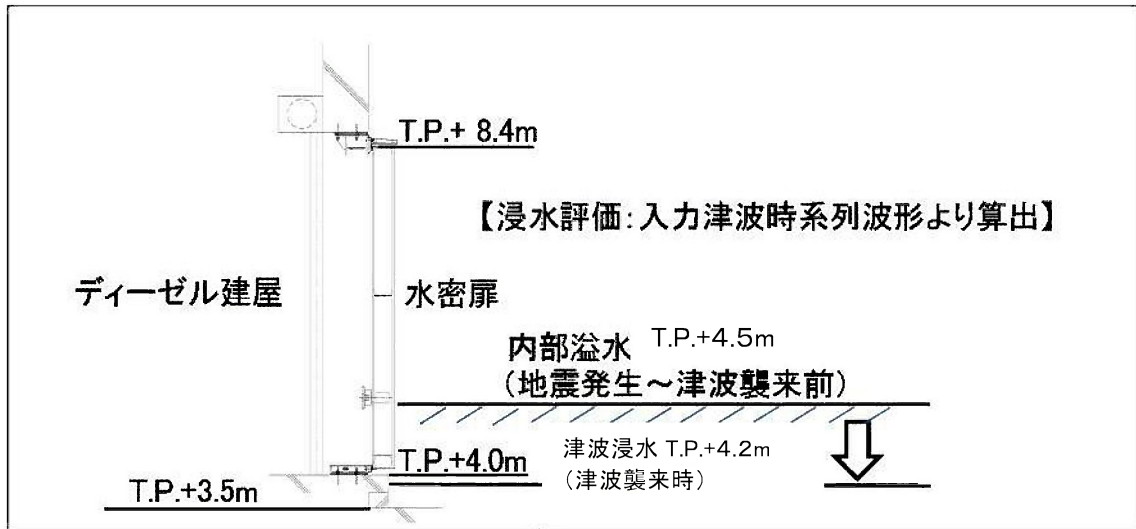


図-3 耐震壁における S_s 最大応答値のイメージ

枠囲みの範囲は機密に係る事項ですので公開することはできません。

(参考)

ディーゼル建屋水密扉設置位置による内部溢水および津波浸水高さとの関係を以下に示す。



水密扉の位置付け

D/G 水密扉 (T.P.+4.0m) ×2 箇所	浸水防止設備 と兼用
	設計荷重 0.8m

くらげ防止 2 次網設置用人道橋の漂流の可能性について

3号炉取水口前に設置されている「くらげ防止2次網設置用人道橋」(図-1)について津波による倒壊の可能性及び地震で倒壊した場合のコンクリート床板の漂流の可能性について以下のとおり評価した。

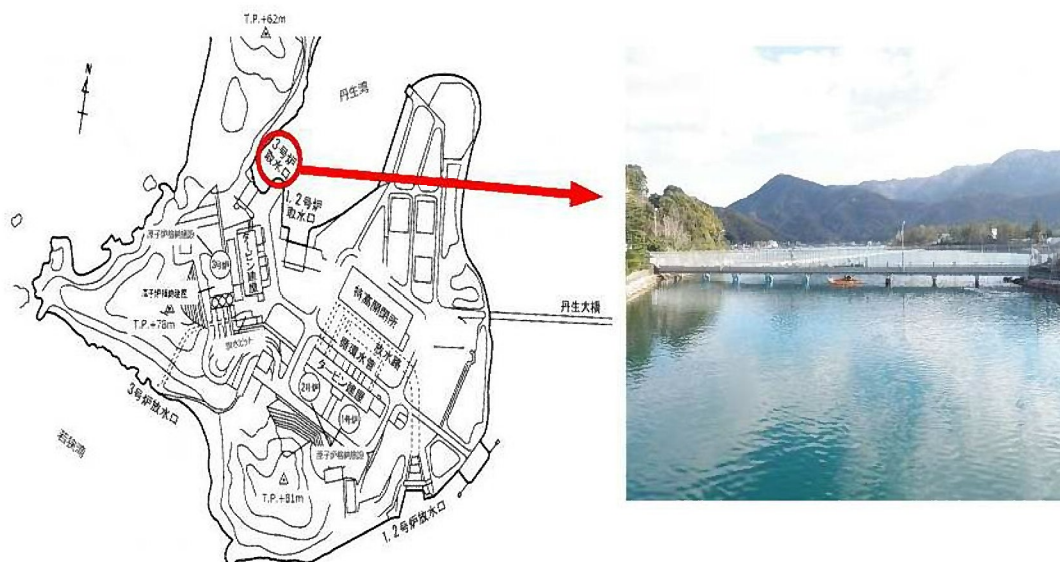


図-1 くらげ防止2次網設置用人道橋の位置・外観

1. 津波による倒壊の可能性評価

(1) 評価方法

港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年)を補完する防潮堤の耐津波設計ガイドライン(平成25年9月)に記載の谷本式及び静水圧差による算定式(津波が防波堤を越流する場合)を用いて波圧強度を算出し両者を比較して高い方で構造部材の応力評価及び構造上の特徴に基づき津波時発生の人道橋の状態について評価する。

(2) 評価結果

津波波力により各部材に発生するせん断荷重に対しては十分な耐性を有しており、床板が橋桁(H鋼)から分離することはない。

なお橋桁(H鋼)については護岸側の一部を除き曲げ引張応力が許容応力を上回ることから、取水口側に変形し傾くことになるが、せん断には至らない。

保守的に橋桁が取水口側に倒壊した場合においても、取水口前面までの離隔距離は30m以上あることから海水取水性に影響はない。

なお、評価の詳細は【検討計算書①】による。

2. 地震による損壊後のコンクリート床板の漂流可能性

(1) 評価方法

地震により損壊したコンクリート床板が津波の流速により流される距離を垂直方向に作用する力（自重－浮力）と流速方向の抗力の関係より算出するとともに、海底に沈降した床板が流速により移動する可能性について「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の流れに対する被覆材の安定質量計算式を用いて評価する。

(2) 評価結果

地震により損壊したコンクリート床板は、垂直方向に作用する力（自重－浮力）と流速方向の抗力の関係より約 4.5m 取水口側に流されるが、コンクリート床板重量（約 1,058kg）は、安定質量（約 2.5 kg）を大きく上回ることから沈降し、流されることはない。
なお、評価の詳細は【検討計算書②】による。

【検討計算書①】

○津波波圧算定式に関する文献の記載

(1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年）

直立壁に作用する津波力は、静水位上 $\eta^* = 3.0 a_1$ の高さで $p = 0$ 、静水位で $p = 2.2 \rho_0 g a_1$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。非砕波の津波の場合には、入射津波の波高 H_1 とすれば、 $H_i = 2 a_1$ である。

静水面における波圧強度 $p_1 = 2.2 \rho_0 g a_1$

静水面上の波圧作用高さ $\eta^* = 3.0 a_1$

ここで、

a_1 : 入射津波の静水面上の高さ（振幅）

$\rho_0 g$: 海水の単位体積重量

(2) 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 25 年 9 月）

波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合には、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に記載されている谷本式を適用する。谷本式に用いる a_1 （入射津波の静水面からの高さ）は、数値シミュレーション等による津波高さ（基準面からの高さ）の 1/2 を入射津波高さとして定義し、波力算定にはこれを用いるものとする。

また、波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生する場合には、静水圧差による算定式（以下「静水圧差式」という。）を適用する。水理模型実験等による結果より、前面の静水圧に $\alpha_f = 1.05$ 倍、背面の静水圧に $\alpha_r = 0.9$ 倍した静水圧を用いる。

直立壁前面の底面における波圧強度 $p_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$

直立壁背面の底面における波圧強度 $p_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$

ここで、

$\rho_0 g$: 海水の単位堆積重量

h' : 直立壁の底面の水深

η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ

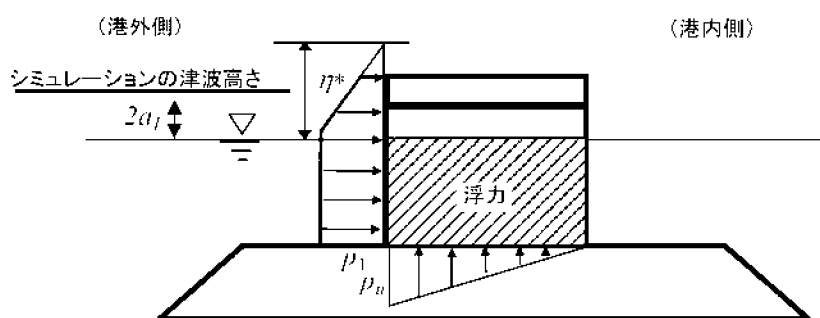
η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ

α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数

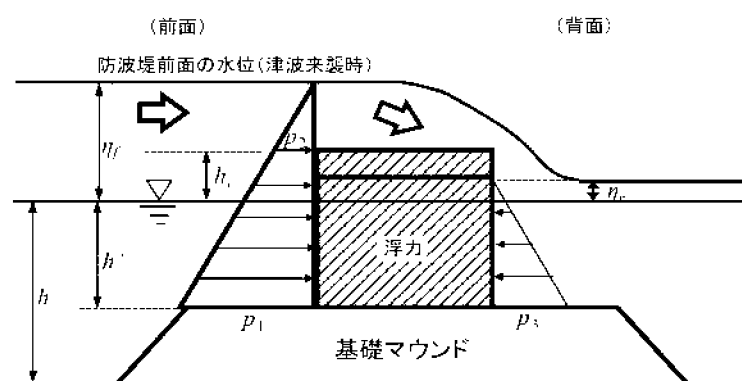
α_r : 直立壁背面の静水圧補正係数

なお、若干越流している状態に静水圧差式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態に谷本式を適用したほうが高い波力となる可能性があるため、両者を比較して高いほうを採用する必要がある。

○津波波力の作用イメージ



(a) 谷本式



(b) 静水圧差式

図-1 津波波力の作用イメージ

防波堤の耐津波設計ガイドライン

- ・ 人道橋においては、津波襲来時に越流が発生する。このため谷本式および静水圧差式の両方で波力を評価し、高いほうの波力を人道橋に作用する津波波力として採用することとする。

○人道橋における津波波圧の算定

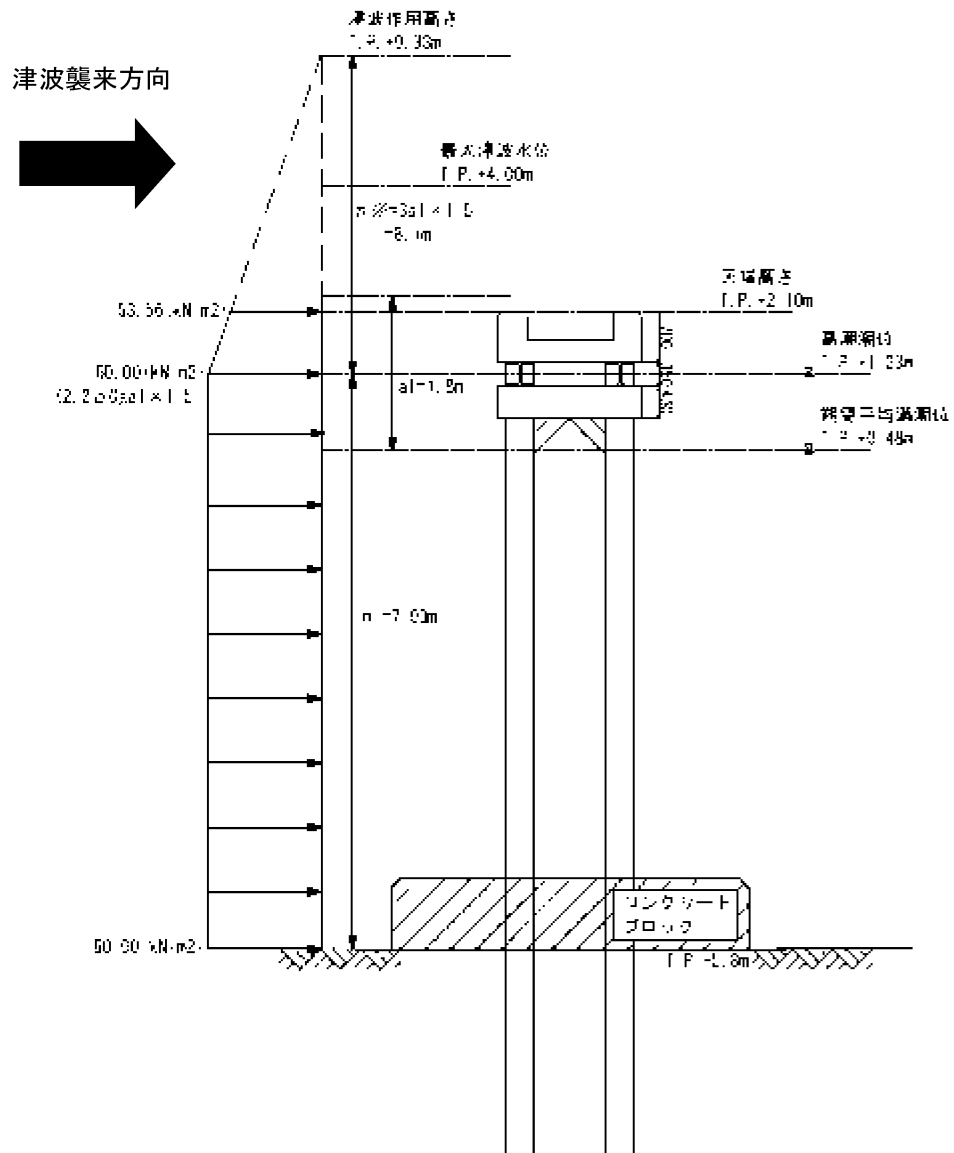


図 2-(a) 谷本式

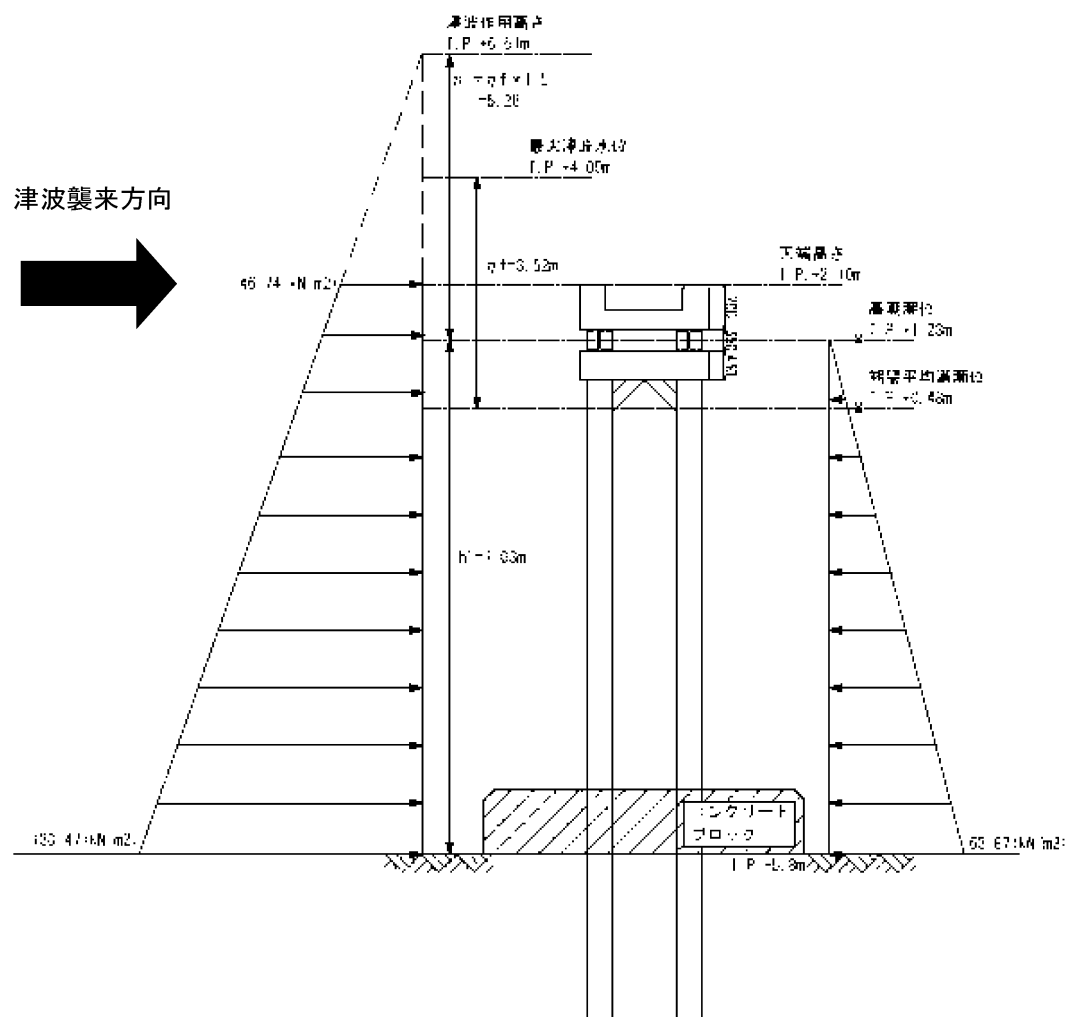


図 2-(b) 静水圧差式

図-2 人道橋の断面図および津波荷重の作用イメージ

○津波波圧算定条件

・谷本式

算定式	最大 津波水位 ^{※1}	海水密度 ρ_0 (t/m ³)	重力 加速度 g (m/s ²)	津波の振幅 a_1 (m)	高潮潮位位置 (T. P. +1.23m) における波圧強度 P_1 (kN/m ²)
谷本式	T. P. +4.00m	1.03	9.80	1.8	60.00 ^{※2}

※1 高潮による水位上昇を考慮する。

※2 $a_1 \times 1.5 = 2.7$ として計算

・静水圧差式

算定式	最大 津波水位 ^{※1}	海水 密度 ρ_0 (t/m ³)	重力 加速度 g (m/s ²)	杭基礎 部底面 の水深 h' (m)	杭基礎部前面 の静水面から の津波高さ η_f (m)	杭基礎部背面 の静水面から の津波高さ η_r (m)
静水 圧差式	T. P. +4.00m	1.03	9.80	7.03	3.52	0

※1 高潮による水位上昇を考慮する。

算定式	前面の静水 圧補正係数	背面の静水 圧補正係数	杭基礎部前面底面位置 (T. P. -5.80m)における波 圧強度 (kN/m ²)	杭基礎部背面底面位置 (T. P. -5.80m)における 波圧強度 (kN/m ²)
静水 圧差式	1.05	0.9	130.47	63.87

谷本式に用いる a_1 (入射津波の静水面上の高さ) は耐津波設計ガイドラインでは数値シミュレーションによる津波高さの 1/2 を入射津波水位と定義し、波力算定に用いるとされていることから、入力津波時潮位から入力津波水位までの高さの 1/2 とし、津波荷重算定においては、高潮による水位上昇を考慮する。

また、津波波圧の算定にあたっては、波圧を保守的に評価するため、谷本式に用いる a_1 および静水圧差式に用いる η_f は 1.5 倍した値とし、静水圧差式に用いる人道橋背面における静水面からの津波高さは 0m とする。

・津波荷重の比較

人道橋における津波荷重の評価においては、人道橋の床版にかかる荷重の影響が大きいと考えられる。このため、床版にかかる津波荷重を比較することで、谷本式および静水圧差式から求めた津波波圧の大きさの比較を行う。

算定式	床版にかかる 津波荷重合力 (kN/m)
谷本式	60.20
静水圧差式	54.06

上記より、人道橋における津波波圧の検討には谷本式から求めた津波波圧強度を採用することとする。

○床版の接続部の検討 (①~③)

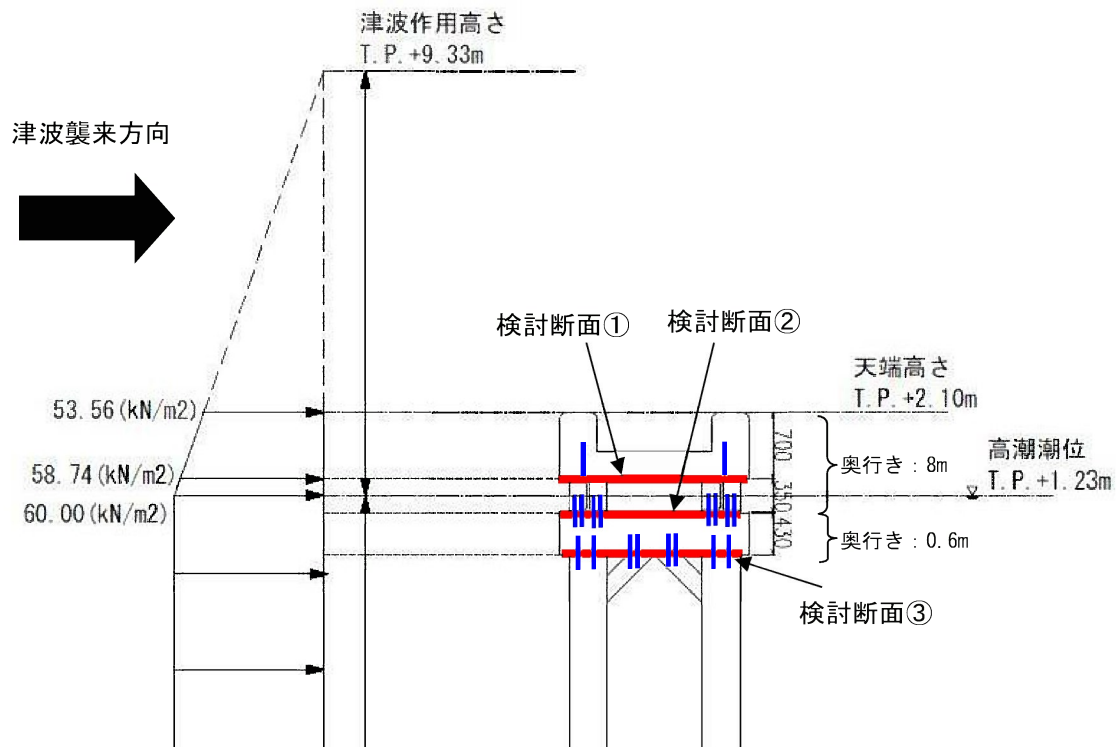


図-3 津波波圧および検討断面位置図

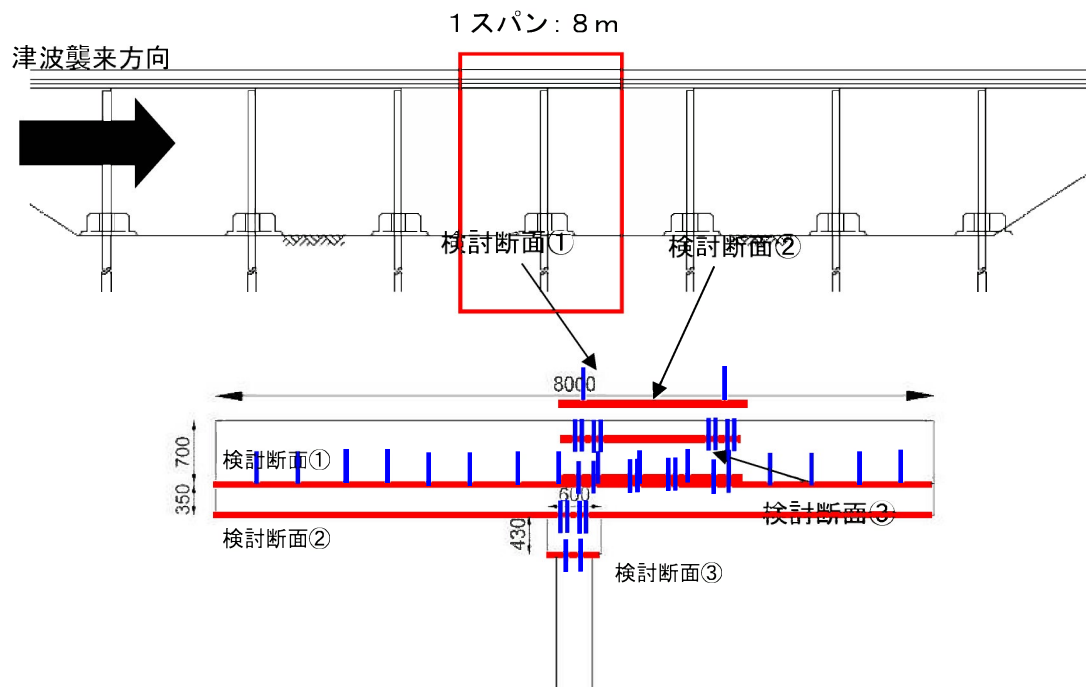


図-4 人道橋断面図 (橋軸並行方向) (上: 全体図 下: 詳細図)

○応力照査

人道橋における1スパン（8m）を対象とし応力照査を行う。

検討断面	断面に作用する荷重(kN)	接合部材	接合部材の許容応力度(せん断) ^{※1} (N/mm ²)	接合部材の有効断面積(mm ²)	接合部材本数	接合部の許容応力(kN)	結果
①	314.44	アンカー筋(φ25)	80	490.9	32	1,256.70	○
②	481.58	ボルト(φ25)	80	490.9	32	1,256.70	○
③	497.06	ボルト(φ25)	80	490.9	16	628.35	○

※1 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編により算出

○下部工の部材検討 (4)

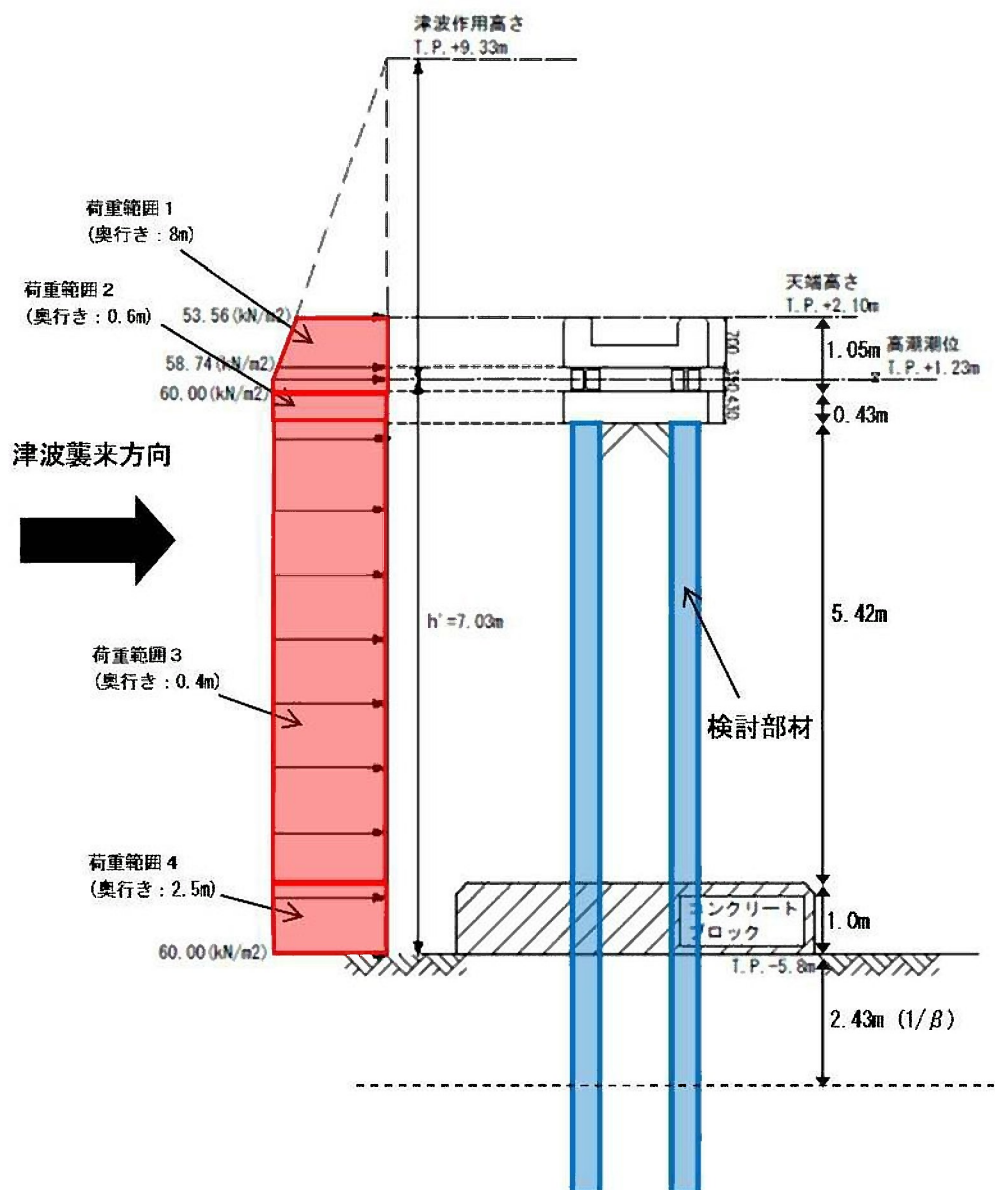


図-5 津波波圧および検討部材位置図

○検討条件

・地盤

深さ (m)	N値※1	変形係数 (kN/m ²)
0~7.0	10	28,000
7.0~	15	42,000

※1 近傍のボーリングデータから想定

・部材

部材	断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	断面二次 モーメント (cm ⁴)	ヤング係数 (N/mm ²)	基礎の 特性値 β ^{※1} (m ⁻¹)	水平抵抗に 関与する 地盤深さ $1/\beta$ (m)
H鋼 (400×400)	218.7	3,330	66,600	200,000	0.412	2.43

※1 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編により算出

○解析モデル

- ・ 図-5 に示す津波による波圧強度を荷重範囲ごとに集中荷重に換算する。
- ・ 下部工部材に作用する床版からの荷重（荷重範囲 1）はH鋼 2本で抵抗するとし、1/2する。
- ・ 水平抵抗に関与する地盤深さ $1/\beta$ (2.43m) 以深は固定端とみなす。

以下に各荷重範囲を集中荷重に換算した際の、荷重強さおよび重心位置を示す。

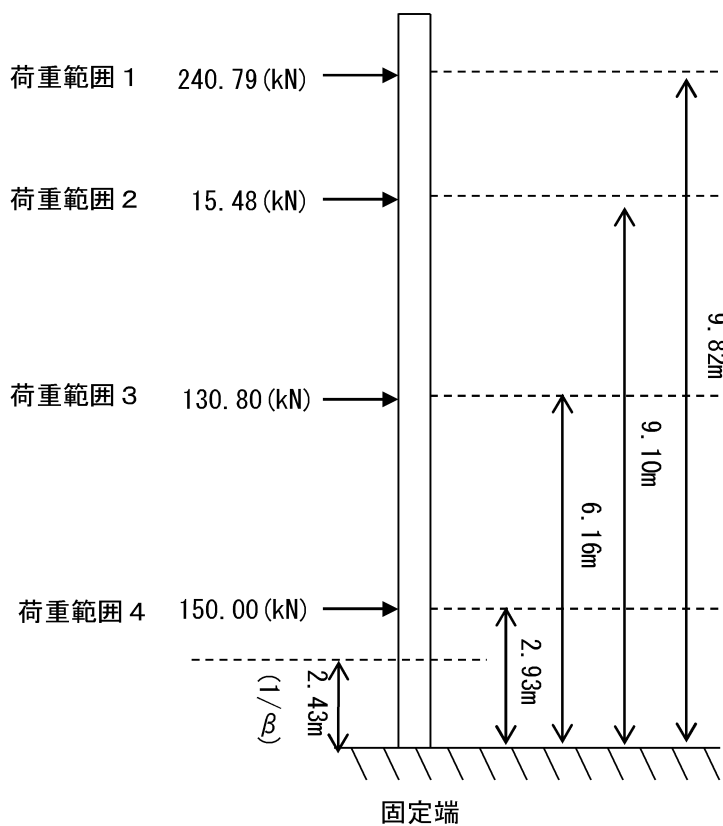


図-6 下部工の部材検討における解析モデル

○固定端周りの発生断面力

- ・ 曲げモーメントM 3,750.65 (kN・m)
- ・ せん断力S 537.07 (kN)

○許容応力

許容応力は極めてまれな荷重を考慮し、応力度の割増しを下表のとおり行う。

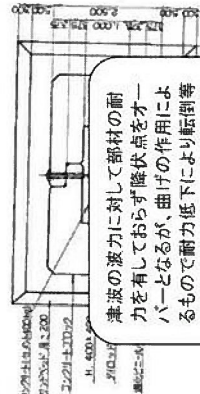
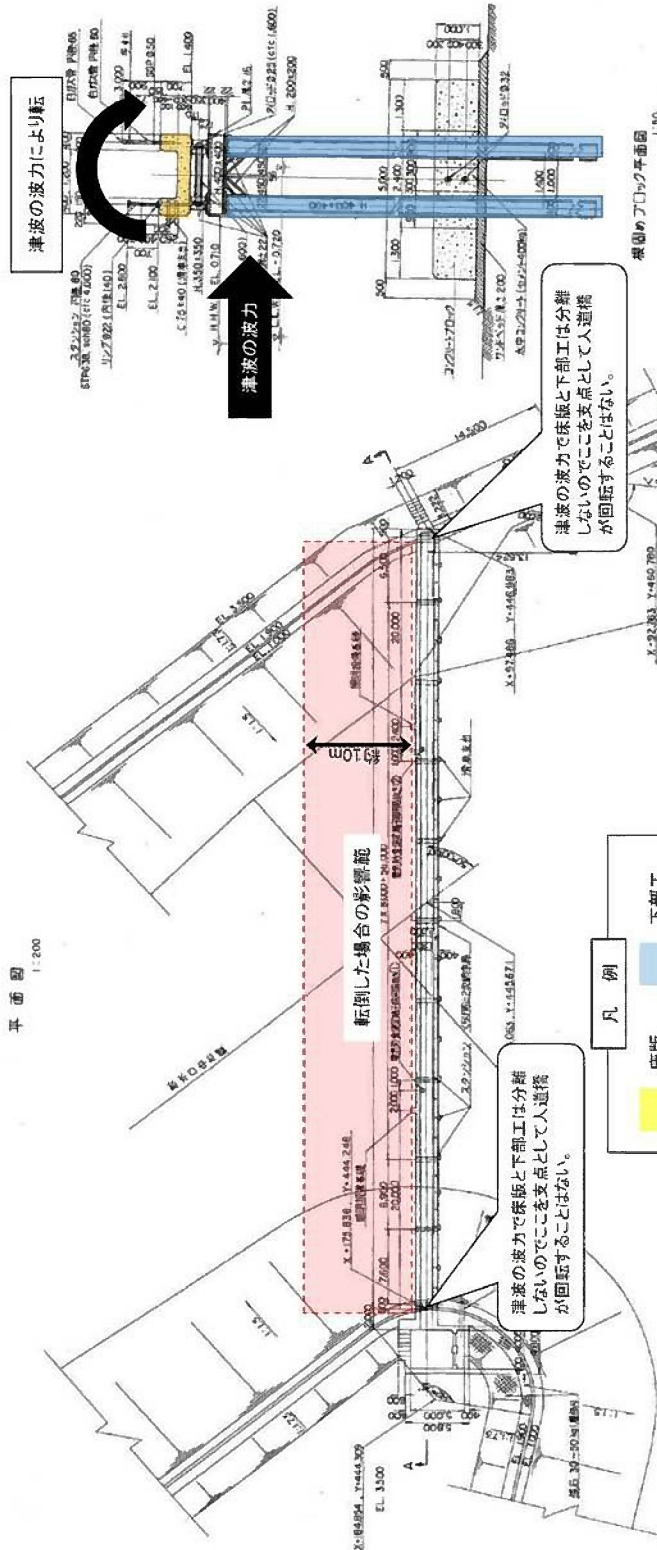
部材	検討項目	許容応力度 ^{※1} (N/mm ²)	割増し係数 ^{※1}	短期許容応力度 (N/mm ²)
H鋼 (400×400)	許容曲げ引張応力度	140	1.5	210
	許容せん断応力度	80	1.5	120

※1 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編

○応力照査

部材	検討項目	最大発生応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	結果
H鋼 (400×400)	曲げ引張応力度	1,126.32	210	×
	せん断応力度	24.56	120	○

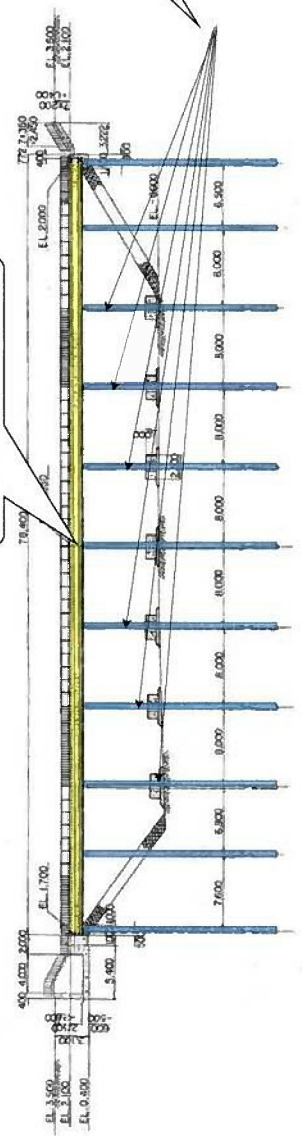
平面図 1:200



津波の波力に対して部材の耐力を有しておらず隆状点をオーパーとなるが、曲げの作用によるもので耐力低下により転倒等は考えられるもの部材が破断する可能性はないと考えられる。

津波の波力で床版と下部工は分離しない。(連結部のせん断耐力は問題)

A-A 1:200



東武電線所 11-66A000KW

3号線くらげ防止2次網りかん工

4	取付	2014年12月10日
5	取付	2014年12月10日
6	取付	2014年12月10日
7	取付	2014年12月10日
8	取付	2014年12月10日
9	取付	2014年12月10日
10	取付	2014年12月10日
11	取付	2014年12月10日
12	取付	2014年12月10日
13	取付	2014年12月10日
14	取付	2014年12月10日
15	取付	2014年12月10日
16	取付	2014年12月10日
17	取付	2014年12月10日
18	取付	2014年12月10日
19	取付	2014年12月10日
20	取付	2014年12月10日

東武電線所 11-66A000KW

【検討計算書②】

地震で損壊したコンクリート床板が津波流速によって流され、下流に設置された防潮堤まで到達しないことを移動角度を θ を用いて移動距離を算出するとともに安定性を評価する。
評価のイメージを図-1に示す。

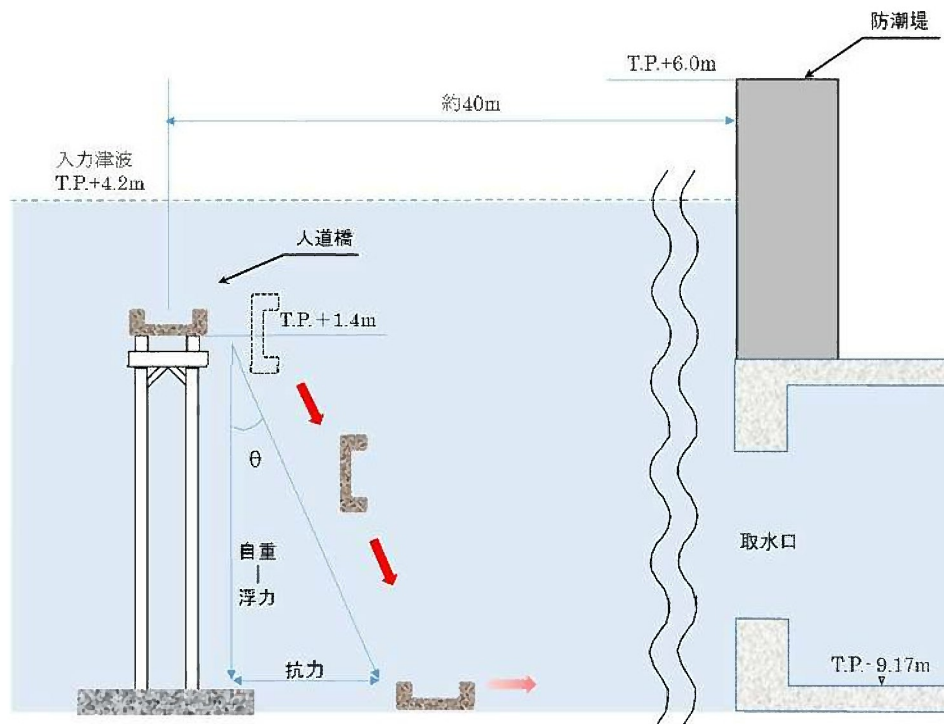


図-1 コンクリート床板漂流評価イメージ図

<検討条件>

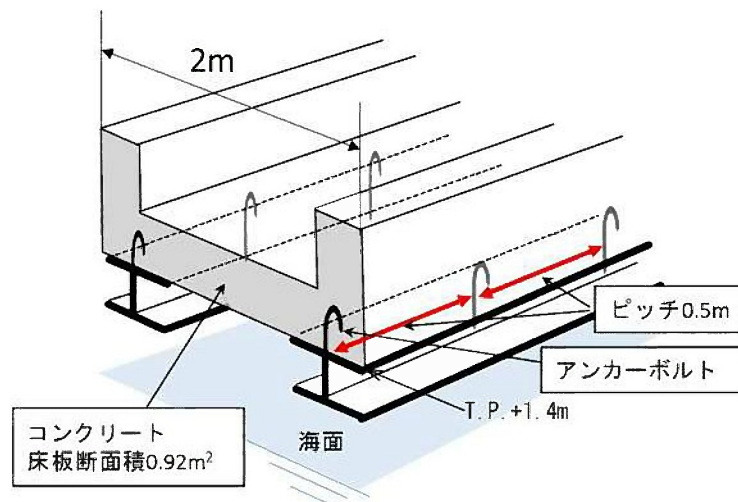
コンクリート床板は幅 2m のブロックで構成されており、アンカーボルトのピッチ 0.5m で破損するものとする。(図-2)

評価場所は、防潮堤に最も近い約 40m とすし、水深は海水ポンプ室底盤標高(T.P.-9.17m)を用いる。

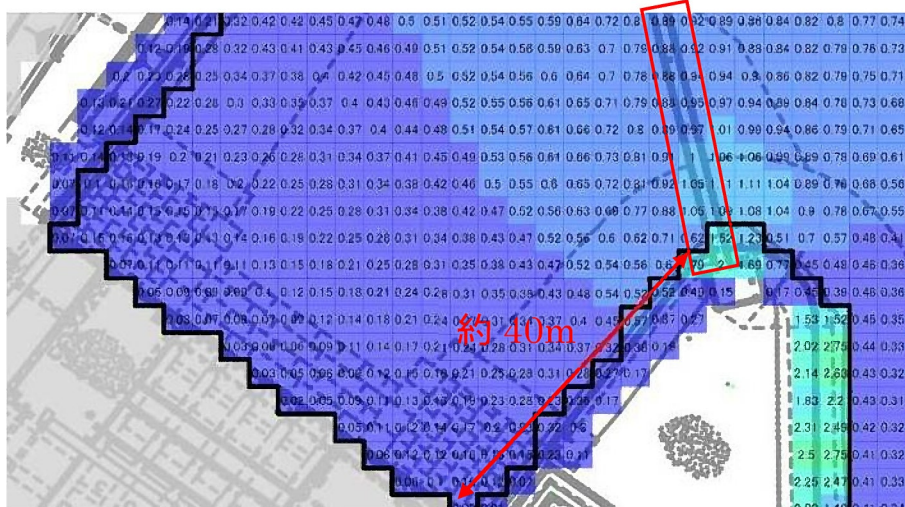
その他の評価条件は以下のとおり。

- ① 津波流速 U : 1.5m/s (図-3)
- ② 密度 ρ_r : コンクリート床板密度 : 2.3t/m³、海水密度 : 1.03t/m³
- ③ 重力加速度 g : 9.8m/s²
- ④ 効力係数 CD : 2.01 (無次元数)
- ⑤ 受圧面積 A : 1m² (幅 2m × ピッチ 0.5m)

- ⑥ コンクリート床板重量：約 1,058kg*
*：図面からコンクリート床板断面積(0.92m²)を計算し、アンカーボルトのピッチ(0.5m)で破損する条件にて算出した。
- ⑦ コンクリート床板体積：0.46m³ (0.92m²×0.5m)
- ⑧ イスバッシュの定数 y_d ：0.86
- ⑨ 斜面の勾配 θ ：0.0°
- ⑩ 捨石等の水に対する比重 S_r ：2.23



図－2 人道端コンクリート床板構造図



図－3 取水口付近流速数値図

<移動量の計算>

(1) 地震により損壊したコンクリート床板の移動評価

移動角度 θ は、垂直方向に作用する力（自重－浮力）と流速方向の抗力
の関係より算出。

$$\text{抗力} = 1/2 C_D \rho_r U^2 A = \text{約 } 2.33 \text{ N}(\text{t} \cdot \text{m}/\text{s}^2)$$

$$\begin{aligned} \text{自重－浮力} &= \text{体積} \times \text{密度差} (\text{コンクリート床板密度－海水密度}) \times \text{重力加} \\ &\quad \text{速度} \\ &= \text{約 } 5.725 \text{ N}(\text{t} \cdot \text{m}/\text{s}^2) \end{aligned}$$

$$\theta = \tan^{-1} (\text{抗力} / (\text{自重－浮力})) = 22.2^\circ$$

海底面から人道橋までの距離は、図－1 より約 10.6m となり、地震に
より損壊したコンクリート床板は、約 $10.6 \tan \theta$ より、約 4.5m 移動する
こととなる。

(2) 海底面へ着地したコンクリート床板の移動評価

評価については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の流れに対す
る被覆材の安定質量計算評価を用いた漂流物移動評価を以下に示す。

なお、本評価は混成堤の捨石等の評価に用いるものであり、概略評価と
して適用する。

津波解析結果からの流速（図－3）に基づき人道橋付近の最大流速を安全
側に設定し、以下のとおり安定質量を算出する。

流れに対する被覆石及びブロックの所要質量

一般

水の流れに対するマウンドの捨石等の被覆材の所要質量は、一般的に、適切な水理模型実験又は次
式によって算定することができる。式中において、記号 α はその添字に関する部分係数であり、添字 α
及び β はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y_d^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

ここに、

M_d : 捨石等の安定質量 (t)

ρ_r : 捨石等の密度 (t/m^3)

U : 捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)

g : 重力加速度 (m/s^2)

y_d : イスパシエ (Ishashi) の定数 (埋め込まれた石にあつては 1.20、露出した石にあつては 0.86)

S_r : 捨石等の水に対する比重

θ : 水路床の軸方向の斜面の勾配 (°)

上式より、安定質量 M_d は、津波流速 U の 6 乗に比例することから、流速の変化が安定質量に大きく影響することになる。

計算結果、当該箇所の周辺部の最大流速は、安全側にみても 1.5m/s（安定質量：約 2.5 kg）以下であり、コンクリート床板重量（約 1,058kg）が安定質量を大きく上回ることから沈降し、流されることはない。

施設・設備等	密度 ρ_r (t/m ³)	比重 Sr (= $\rho/1.03$)	流速 U (m/s)	安定質量 M_d (kg)
コンクリート 床板	2.3	2.23	1.5	2.5

海水ポンプ室浸水防止蓋(仕切弁付)の位置付けについて

1. はじめに

海水ポンプ室は、経路からの津波の流入防止を目的に、全ての床貫通部に対して浸水防止蓋を設置する計画である。(図-1)

なお、浸水防止蓋のうちトラッシュピット排水溝に設置する浸水防止蓋(仕切弁付)については、ロータリースクリーン運転中は開放する必要があることから、漏水量評価及び運用について検討を行う。

2. 漏水量評価

(1) 通常時(約10ヶ月間)

通常時における点検口からの津波の漏水量約 $230\text{m}^3 \times 4$ 台及びトラッシュピット排水溝からの津波の漏水量約 115m^3 を想定した場合の漏水量合計は約 $1,035\text{ m}^3$ となる。

(2) 定期メンテナンス時(約2ヶ月間)

定期メンテナンスは、プラント定期検査毎に1台行うため、残りの3台が運転中となる。定期メンテナンス時における漏水量約 $715\text{ m}^3 \times 1$ 台及び通常時における点検口からの津波の漏水量約 $230\text{ m}^3 \times 3$ 台の漏水量合計は約 $1,410\text{ m}^3$ となる。

以上より、年間を通してみた場合の想定される漏水量は、定期メンテナンス時の漏水量評価(外郭防護2における評価)が通常時より大きくなる。

浸水想定範囲(海水ポンプ室)に設置されている海水ポンプについては、海水ポンプエリアを T.P. +6.0m の海水ポンプエリア止水壁で防水区画化することから安全機能に影響はない。

通常時

通常時の点検口	約 $230\text{ m}^3 \times 4$ 台
排水溝	約 $115\text{ m}^3 \times 1$ 箇所
合計	約 $1,035\text{ m}^3$

定期メンテナンス時

通常時の点検口	約 $230\text{ m}^3 \times 3$ 台
定期メンテナンス時	約 $715\text{ m}^3 \times 1$ 台
合計	約 $1,410\text{ m}^3$

3. 海水ポンプ室浸水防止蓋（仕切弁付）の位置付け

海水ポンプ室浸水防止蓋（仕切弁付）については、津波による漏水箇所を限定するため、浸水防止設備として位置付ける。（図-2）

なお、本設備は、ロータリースクリーン運転時のみ開放することとし、常時は閉止運用とする。また、ロータリースクリーンの連続運転中（仕切弁開放中）に大津波警報発表があった場合は、作業員の安全確保の観点から海水ポンプ室浸水防止蓋（仕切弁付）の閉止操作は行わない運用とする。

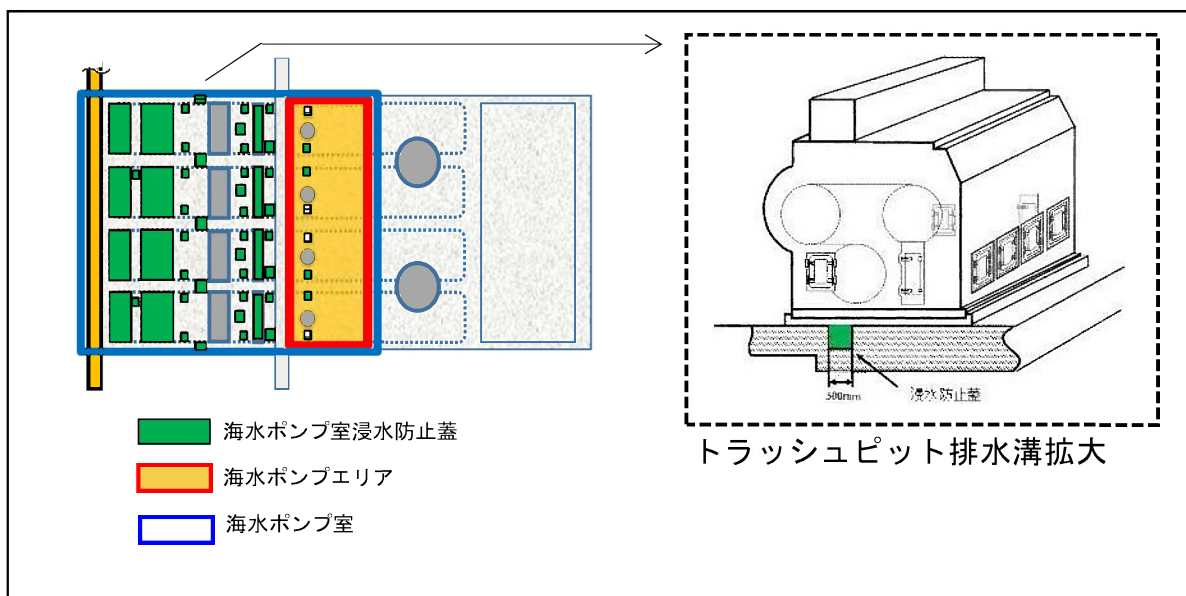


図-1 浸水防止蓋（仕切弁付）位置

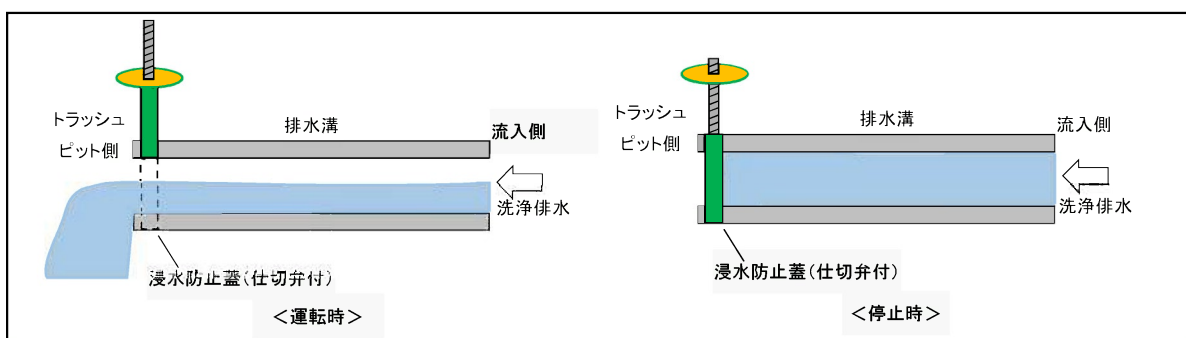


図-2 浸水防止蓋（仕切弁付）イメージ

津波の流況・流向を踏まえた漂流物の動向について

1. はじめに

美浜発電所敷地の特徴として、敷地（T. P. +3.5m）が入力津波（T. P. +4.2m～5.0m）と比較して低いことから、防潮堤外部の1・2号エリア（以下発電所構内という）は津波遡上域となる。発電所構内の漂流物となる可能性のある各対象物について評価した2.5(2)d.「基準津波に伴う取水口付近の漂流物に対する取水性確保」における漂流物評価結果（表-2-5-21 漂流物となる可能性のある施設・設備等の評価結果 発電所構内）において、漂流が否定できないもの「C」と評価され1・2号の敷地に設置されているものについて、津波の流況を踏まえた動向を以下の通り評価し、3号炉の取水性に影響を与えないことを確認した。

2. 前提条件

(1) 基準津波の選定

陸域部にある建屋・設備に対して津波水位が厳しい条件として、外周防潮堤の盛土部を考慮しないものとし、防潮堤（内陸側）の津波の水位が最も大きくなるケース6（若狭海丘列付近断層と隠岐トラフ海底地すべりエリアB 地すべり69秒 地盤変状あり）（図-1）を選定し、3号炉取水口前入力津波波形（図-4）および、基準津波1による流速ベクトル図（地盤変状あり）（若狭海丘列付近断層と隠岐トラフ海底地すべりエリアBの一体計算）（図-6）をもとに評価を行う。

また、津波の繰返しによる影響を考慮するために、地震発生後180分間についての津波の流況を確認する。

なお、津波発生後180分間の3号取水口前入力津波波形と、押し波・引き波の関係を（図-5）に示す。

(2) 「C」と評価された漂流物

発電所構内（図-2）の津波遡上範囲における漂流物の検討対象は2.5(2)d.「基準津波に伴う取水口付近の漂流物に対する取水性確保」における漂流物評価検討結果より、樹木、フェンス類、取水口作業用機材収納庫が該当する。（図-3）

3. 評価結果

(1) 津波の流況

① 地震発生後 約30～60分

地震発生後約36分後に第1波が外海側に到達し、約40分後に丹生湾に真直ぐ侵入する向きを主流として敷地に襲来、丹生大橋袂（発電所敷地側）付近より西向きの流向で津波が敷地へ遡上する。約42分後には丹生湾内に津波が到達するとともに、約44分後には引き津波となる。約40分後～42分後にかけて、敷地に遡上した津波は旋回する流況となる。遡上箇所にある漂流物は約44分後に丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となり、約46分後までこの流況は継続する。

約 52 分後には外海北側から第 2 波が押し寄せ、敷地東側へ遡上し、約 54 分後には丹生大橋に向かって東向きの流況となる。約 56 分後には第 1 波と同様に丹生湾に真直ぐ侵入する向きを主流として敷地に襲来、丹生大橋袂(発電所敷地側)付近より西向きの流向で津波が敷地へ遡上が始まり、約 58 分後には遡上箇所にある漂流物は丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。約 60 分後には引き津波となるが、丹生湾から外海への流況は継続する。

② 地震発生後 約 60～120 分

地震発生約 66 分後に第 3 波が丹生湾への主流とともに、敷地東側へ遡上する。約 72 分後～76 分後にかけて遡上した津波は旋回する流況となる。約 76 分後には、敷地西側から丹生湾入口方向に向かっての遡上が始まるが、約 78 分後には引き波となり、丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。約 86 分後に第 4 波が敷地東側へ遡上するが、旋回しながら丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となり、92 分後の引き波移行により丹生湾から外海へ引き寄せられる流況となる。約 98 分後に第 5 波が襲来するが敷地へは遡上せず、約 102 分後の引き波により、丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。約 110 分後に第 6 波が丹生湾内へ襲来し、敷地東側へ遡上するが、約 114 分後の引き波により、丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。

③ 地震発生後 約 120～180 分

地震発生約 128 分後に第 7 波が丹生湾への主流とともに、敷地東側へ遡上するが、約 130 分後の引き波により丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。約 142 分後に第 8 波が襲来するが敷地へ遡上せず、約 148 分後の引き波により丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。約 162 分後に第 9 波が襲来するが、敷地へ遡上せず約 170 分後の引き波により、丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。

(2) 漂流物の動向

津波の繰返しの流況を確認した結果、発電所敷地西側及び発電所東側から津波が遡上した場合の津波の流況については、いずれも丹生湾入口付近の海域へ漂流物を引き寄せる方向となっており、敷地内の漂流物として抽出された樹木、フェンス類、取水口作業用機材収納庫は、丹生湾入口付近に移動する可能性がある。しかしながら、漂流物軌跡解析の結果より、押し波、引き波は交互にある一定の範囲内を移動する挙動を示していること、また、移動の方向も 3 号機海水ポンプ室に向かう傾向を示していないことから、取水性への影響はないと考えられる。なお、津波の繰返しの襲来による 3 号機取水口周辺の漂流物については津波監視カメラにて状況確認をする。

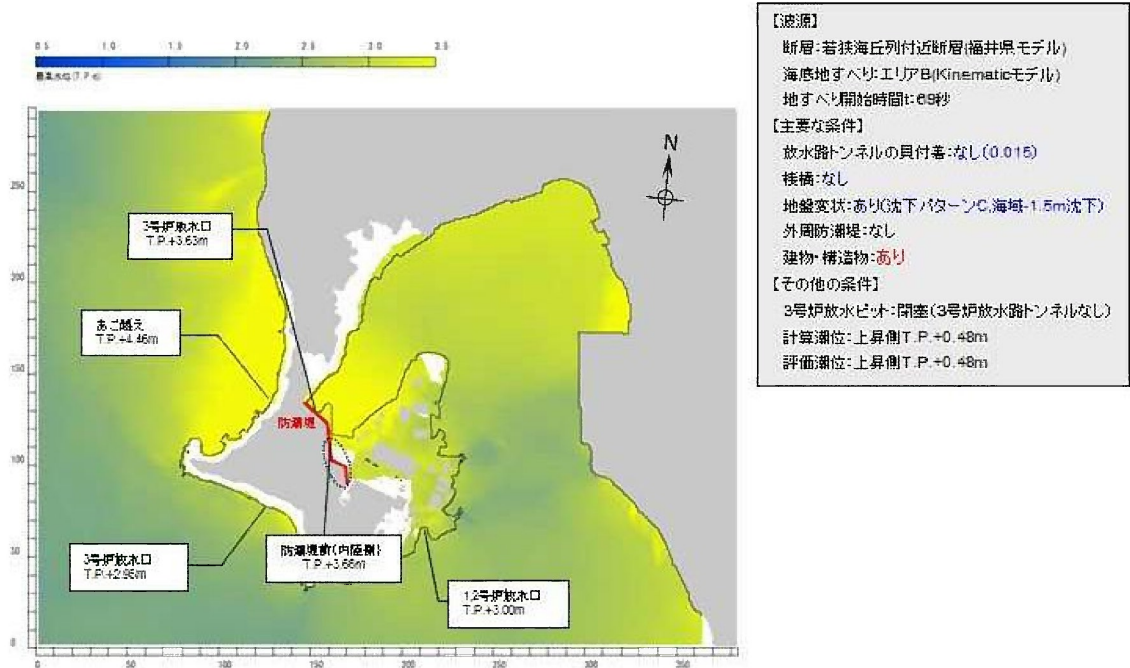


図-1 津波水位分布 (地盤変状考慮)



図-2 発電所敷地図



図 - 3 発電所構内の津波浸水範囲と漂流物検討対象の位置

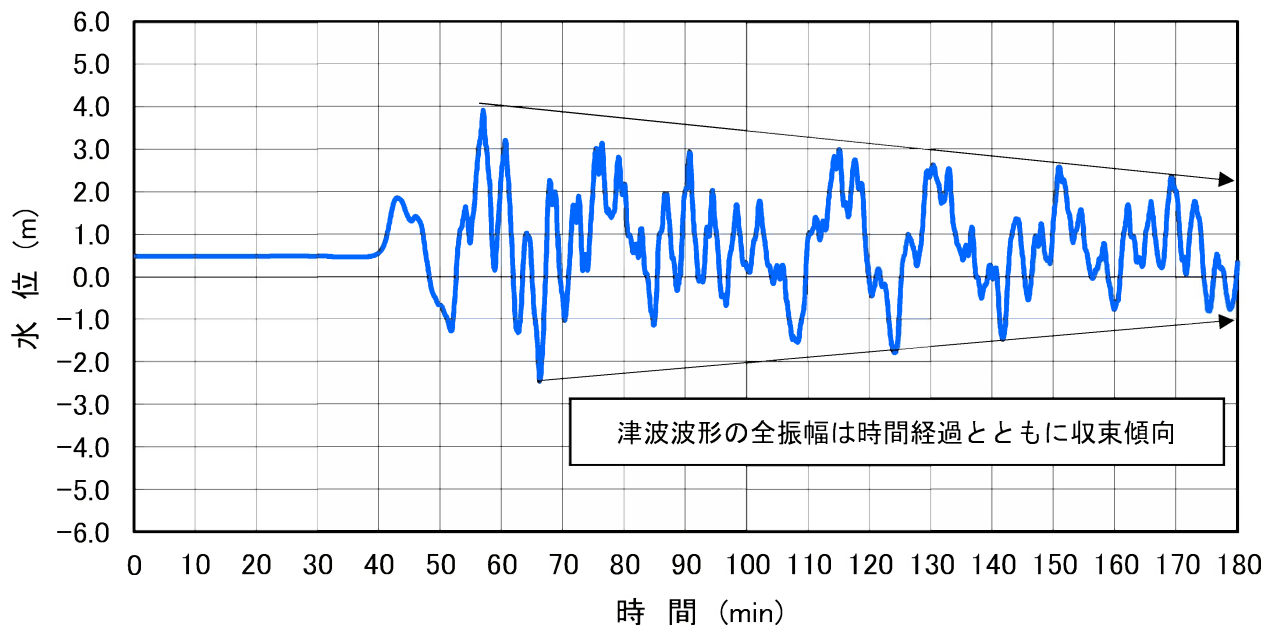
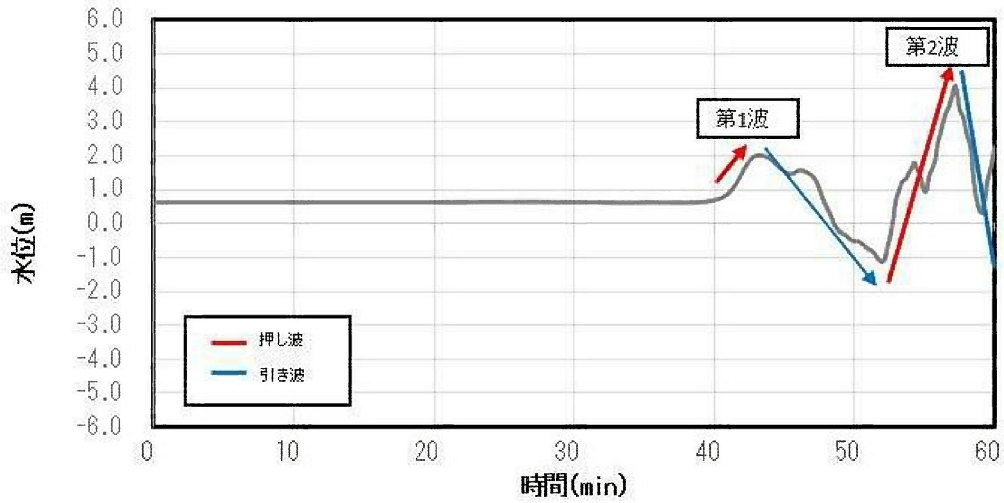
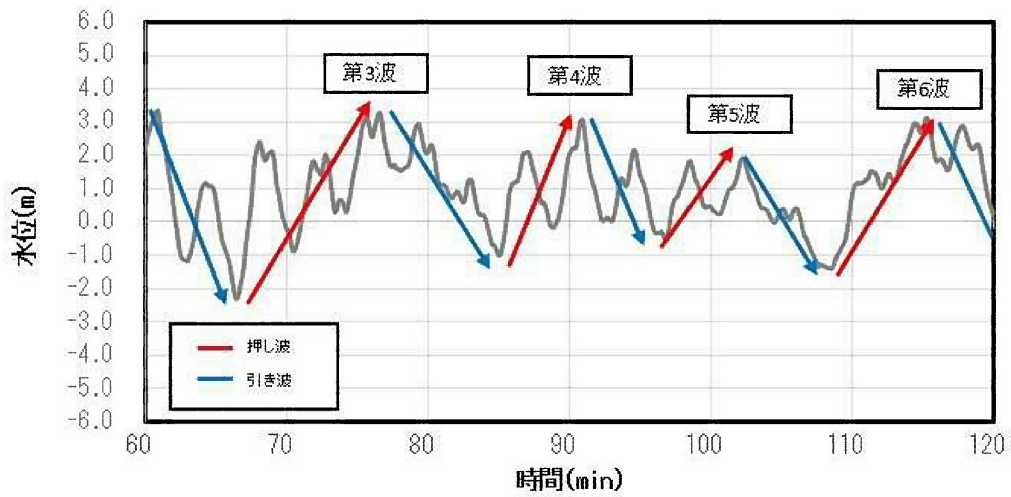


図 - 4 3号炉取水口前入力津波波形(地震発生後180分)

①地震発生後 0～60分



②地震発生後 60～120分



③地震発生後 120分～180分

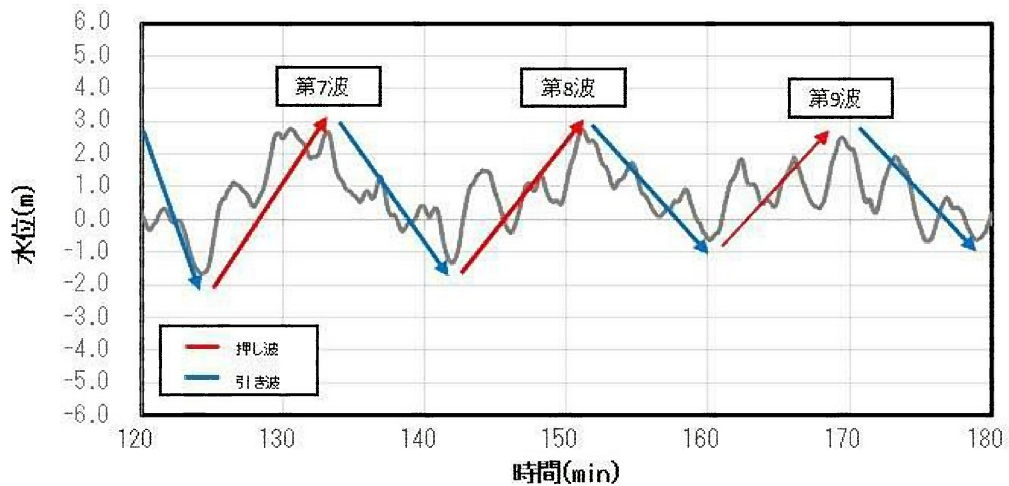
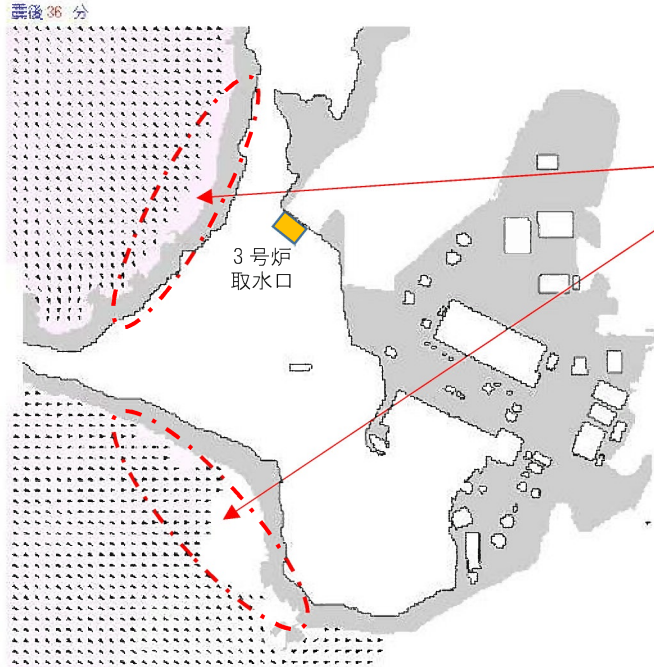
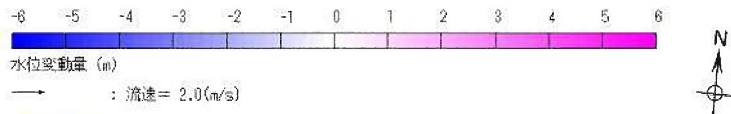


図 - 5 3号炉取水口前入力津波波形と襲来する津波の関係

<第1波：地震発生 36 分後>

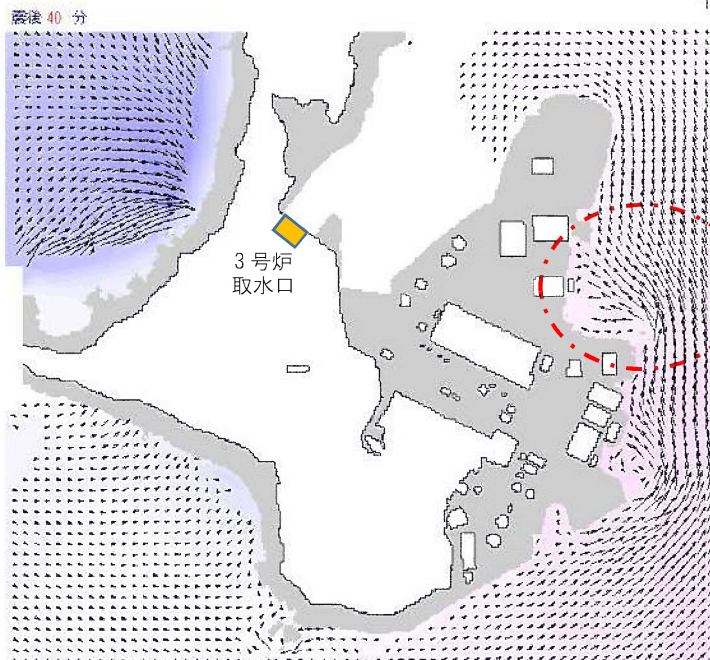
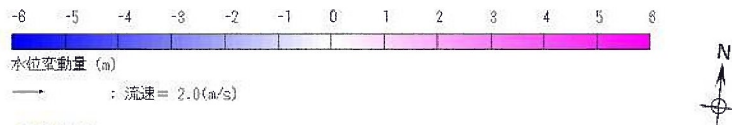


押し波

外海側へ到達

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第1波：地震発生 40 分後>

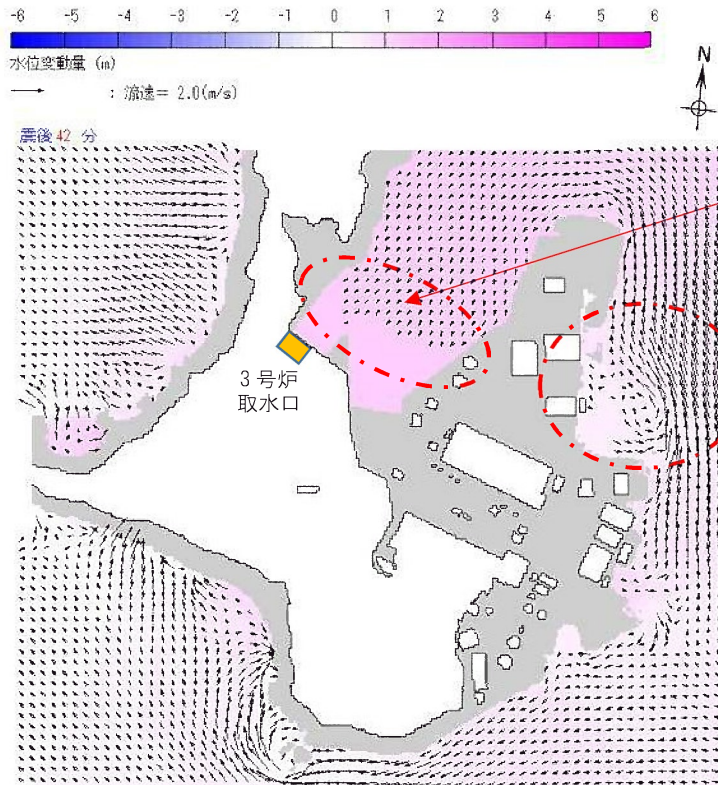


押し波

発電所敷地東側へ遡上

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第1波：地震発生 42 分後>



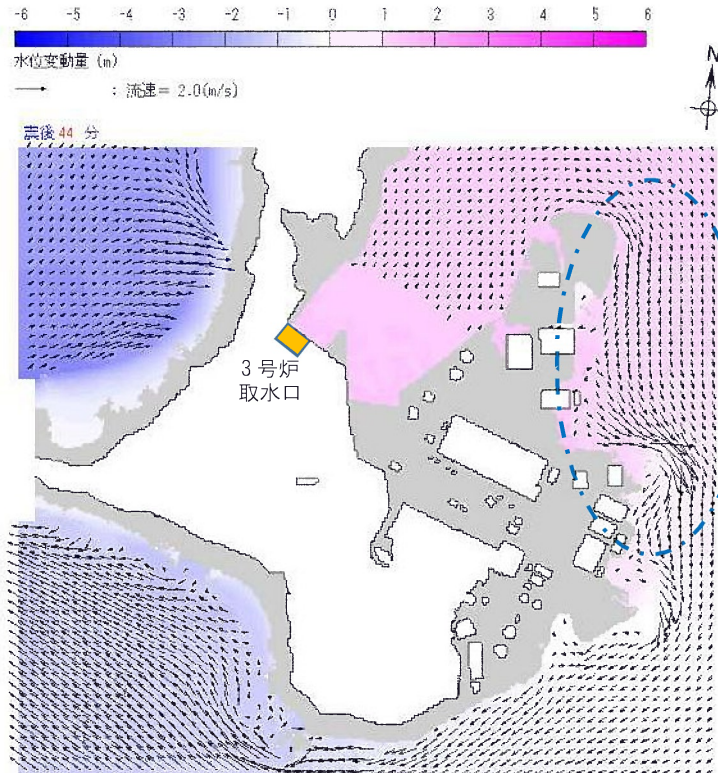
押し波

丹生湾内に到達するが流速はかなり遅い

遡上した津波は旋回する流況となる

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第1波：地震発生 44 分後>

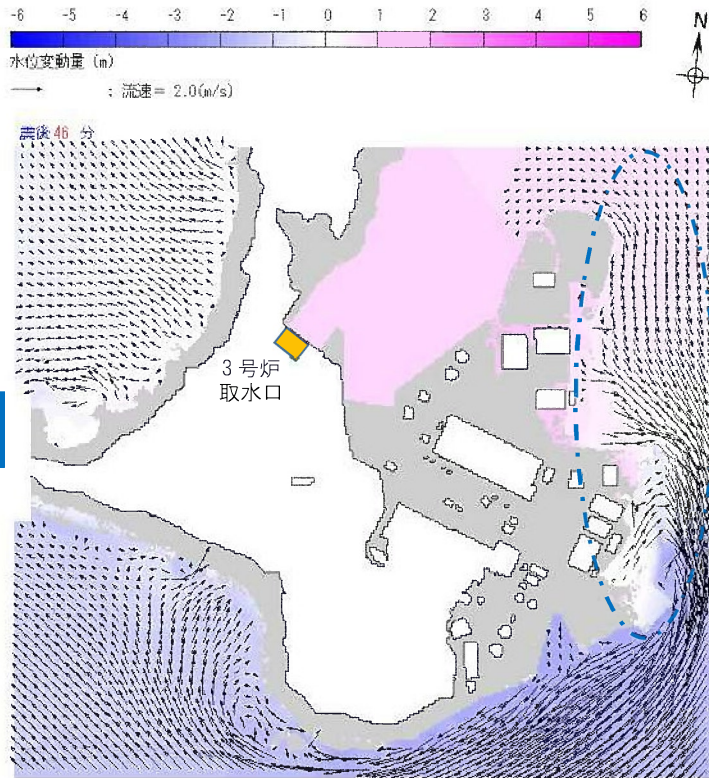


引き波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況に変化

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第1波：地震発生 46 分後>

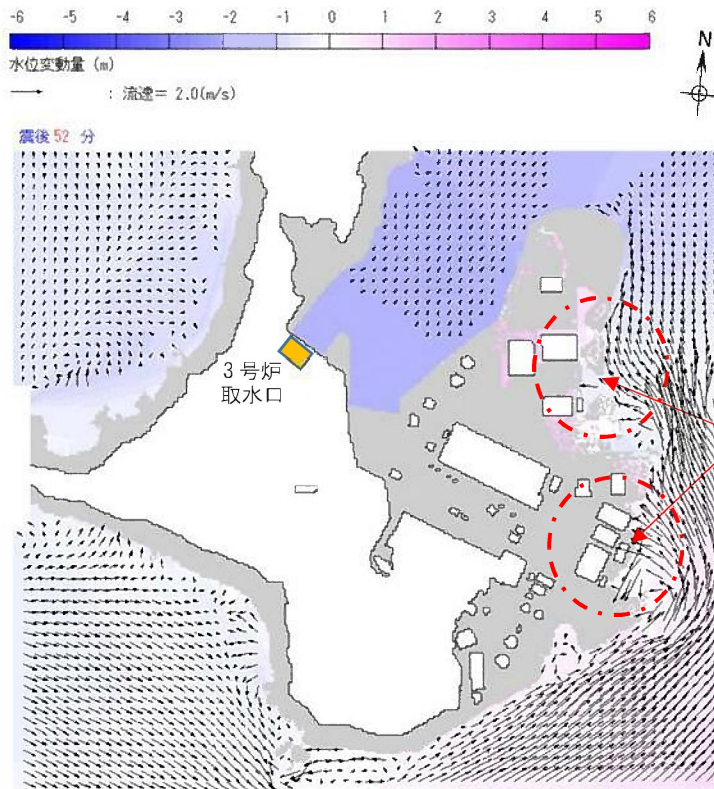


丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

引き波

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第2波：地震発生 52 分後>

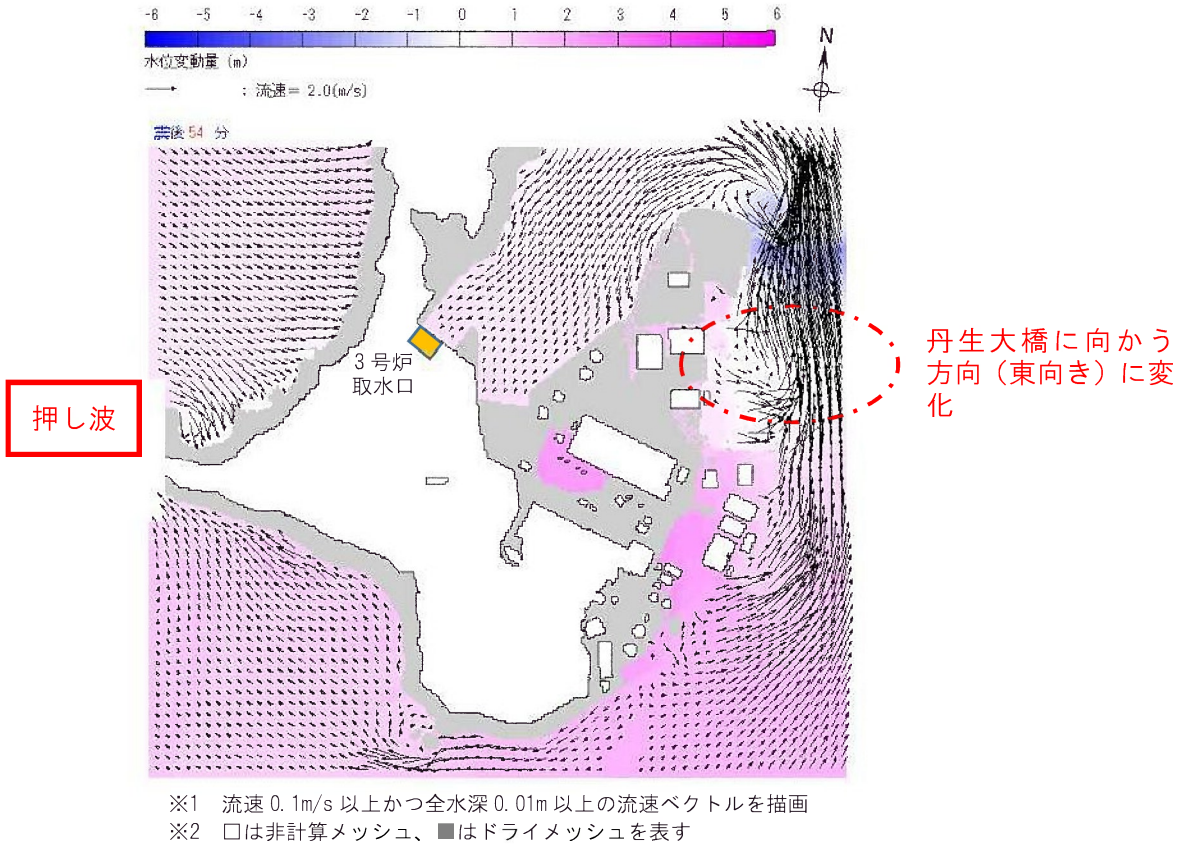


発電所敷地東側へ遡上

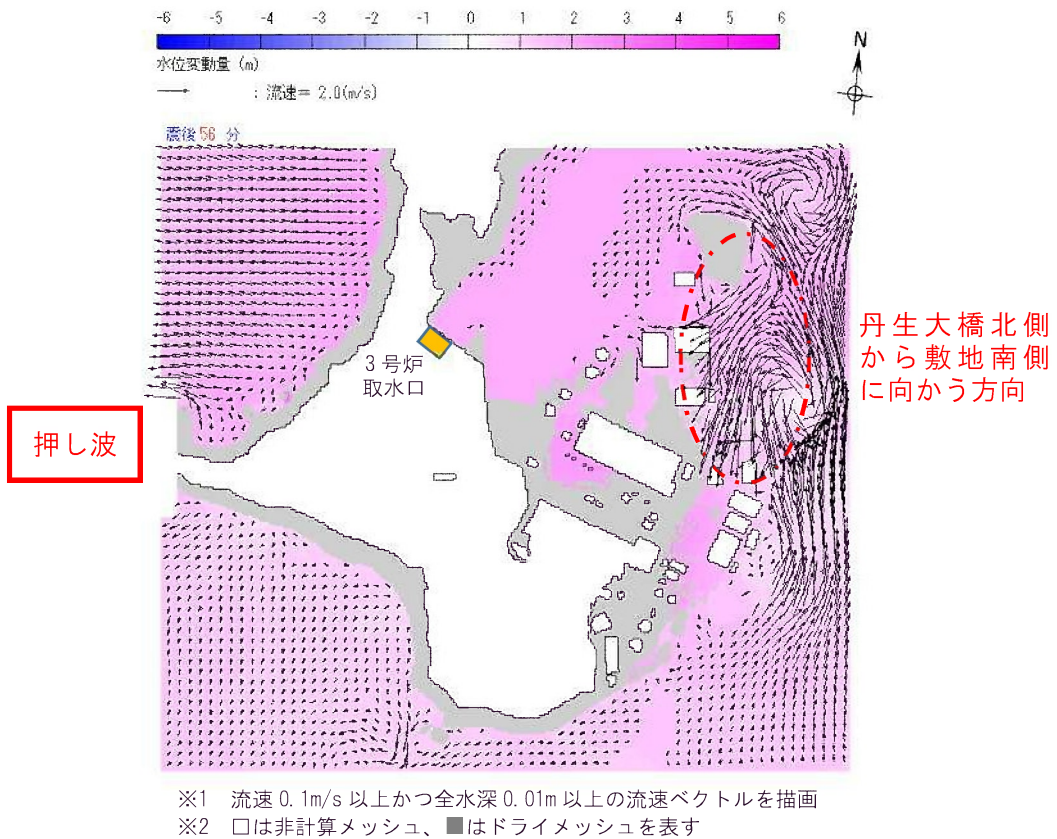
押し波

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

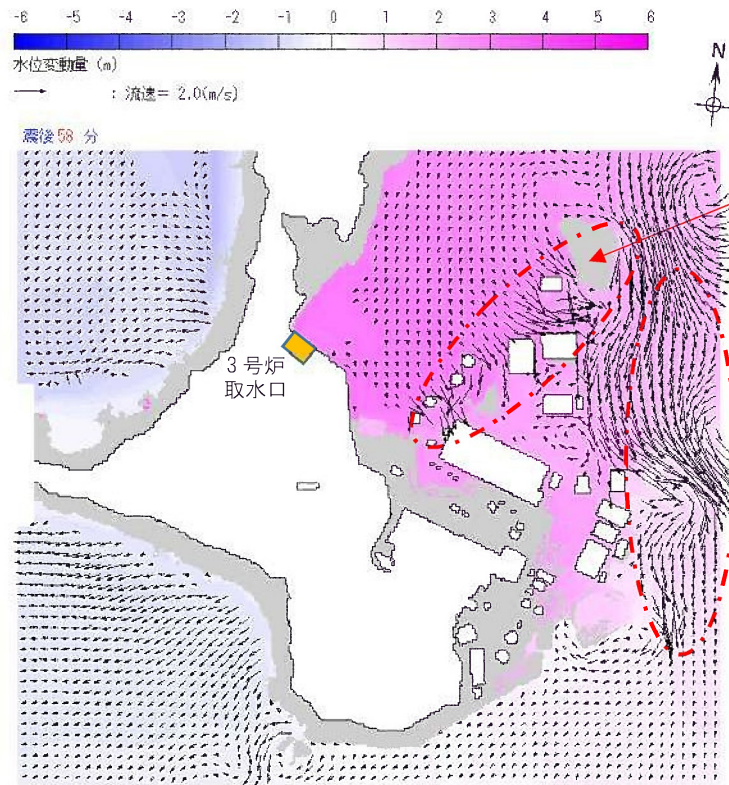
<第2波：地震発生 54 分後>



<第2波：地震発生 56 分後>



<第2波：地震発生 58 分後>



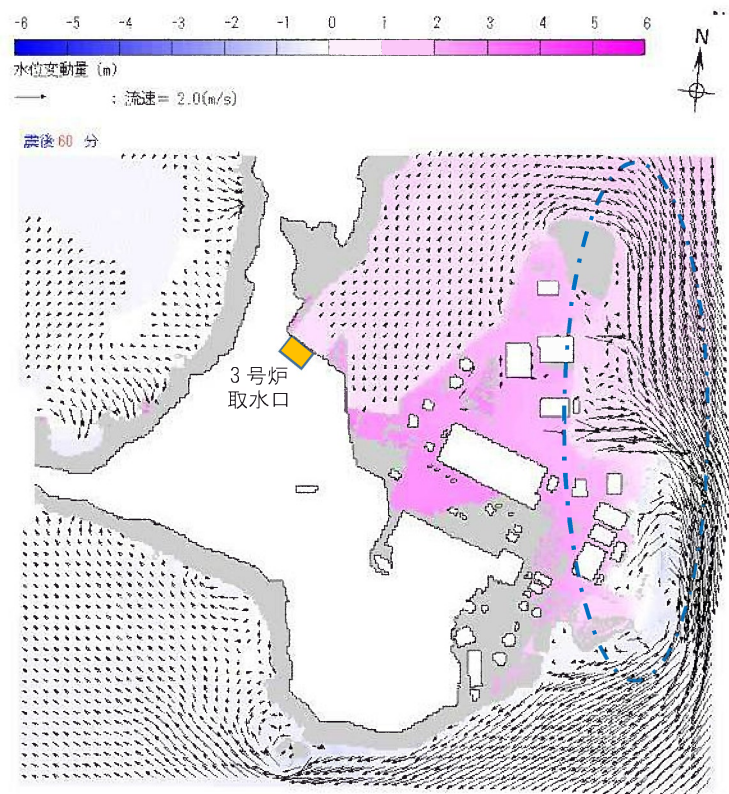
発電所敷地西側から丹生湾入口に向かって遡上

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況

押し波

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第2波：地震発生 60 分後>

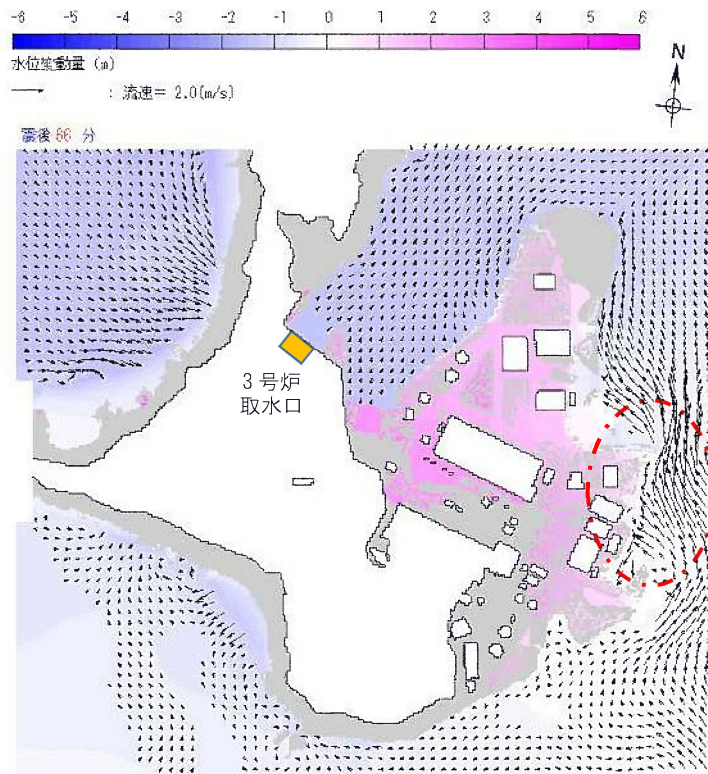


丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

引き波

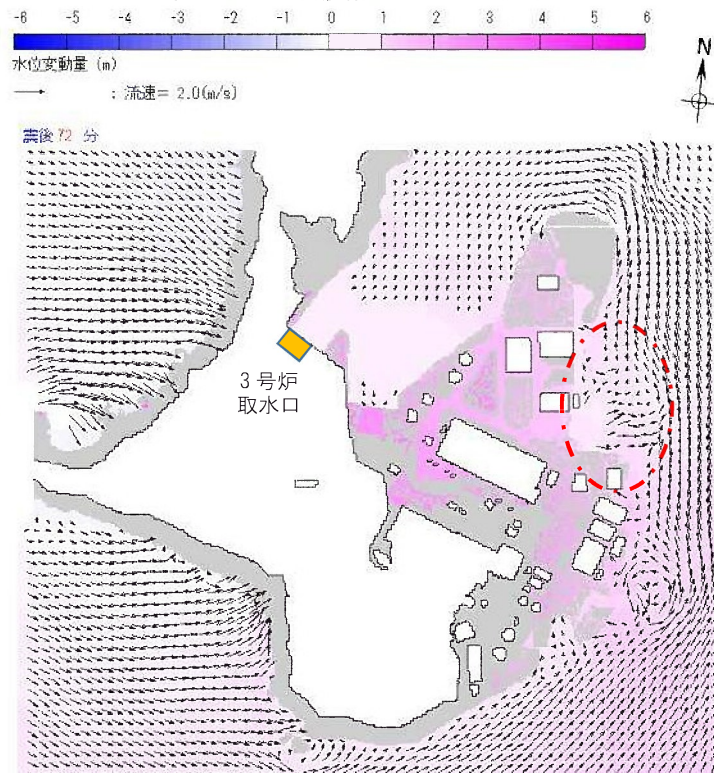
- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第3波：地震発生 66 分後>



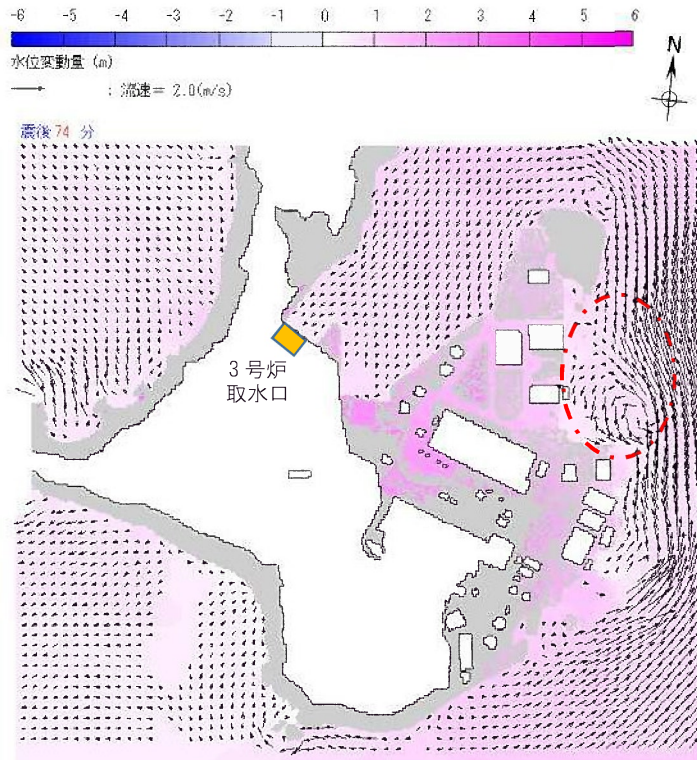
- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第3波：地震発生 72 分後>



- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第3波：地震発生 74 分後>

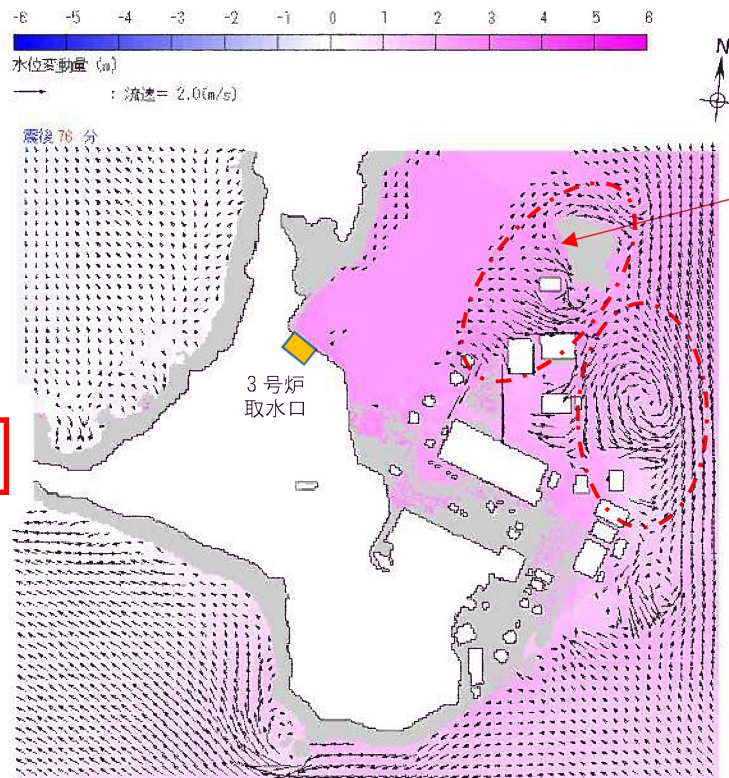


押し波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第3波：地震発生 76 分後>



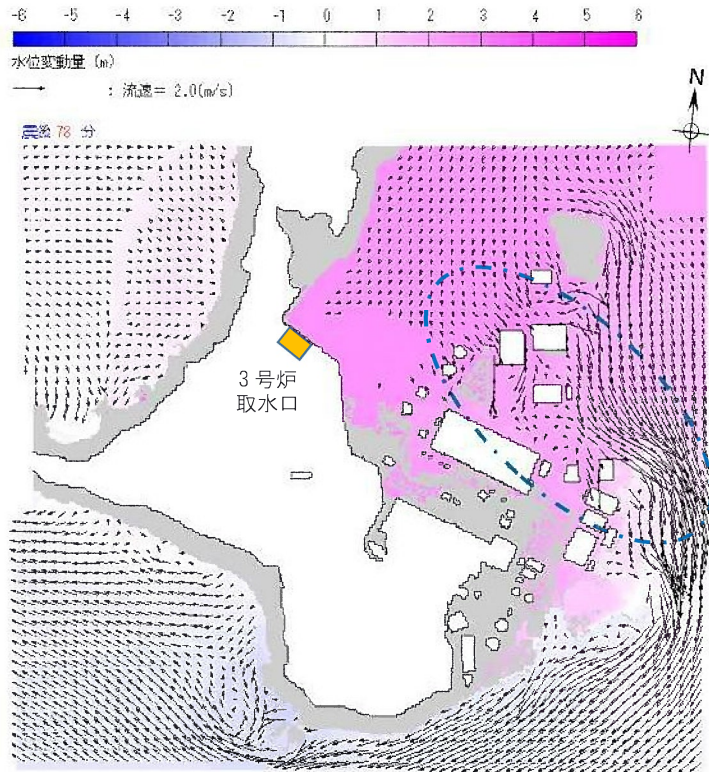
押し波

発電所敷地西側から丹生湾入口に向かって遡上

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第3波：地震発生 78 分後>

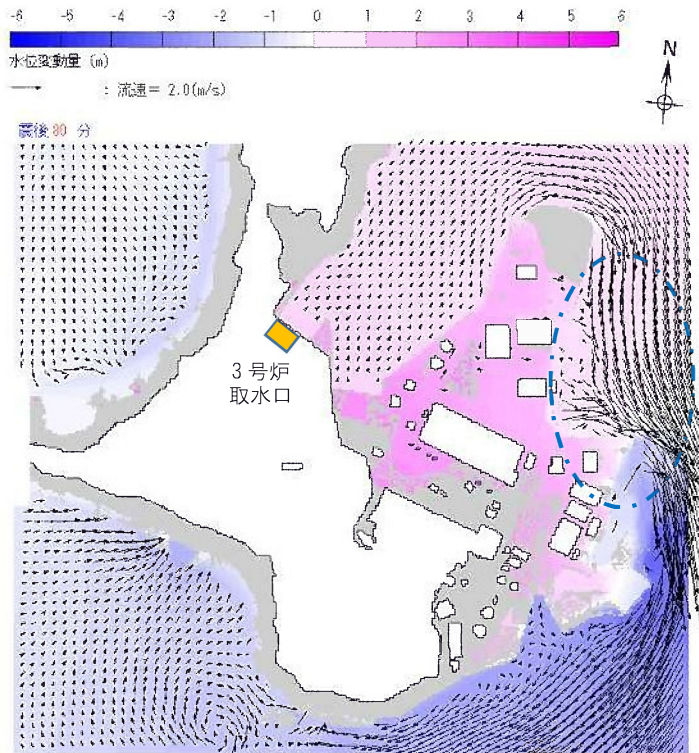


引き波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況に変化

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第3波：地震発生 80 分後>

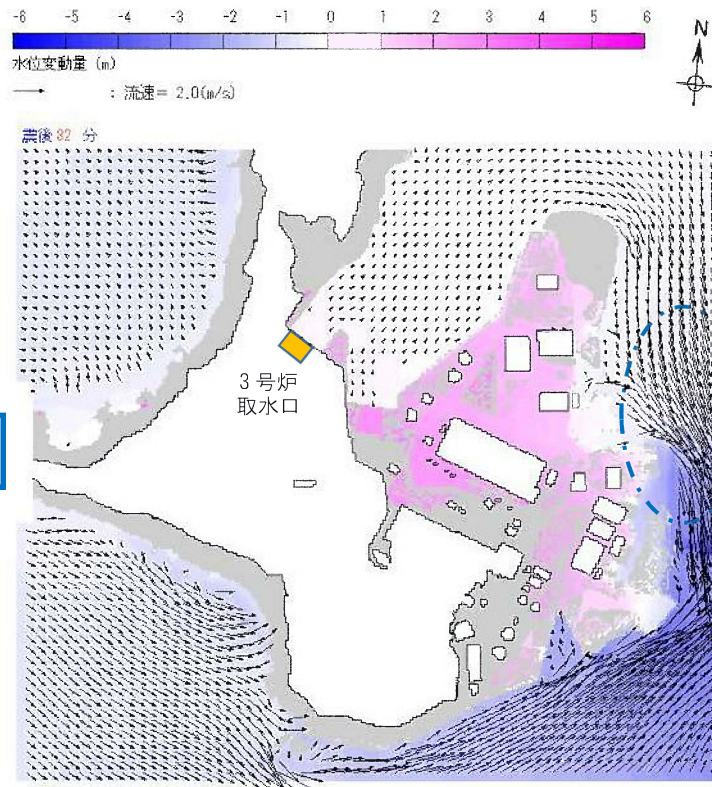


引き波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第3波：地震発生 82 分後>

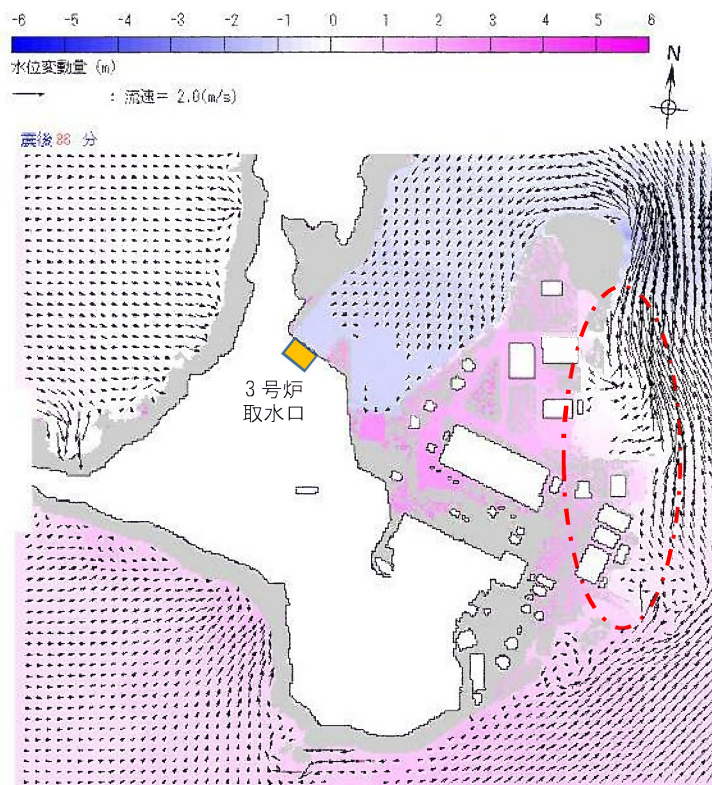


引き波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第4波：地震発生 86 分後>

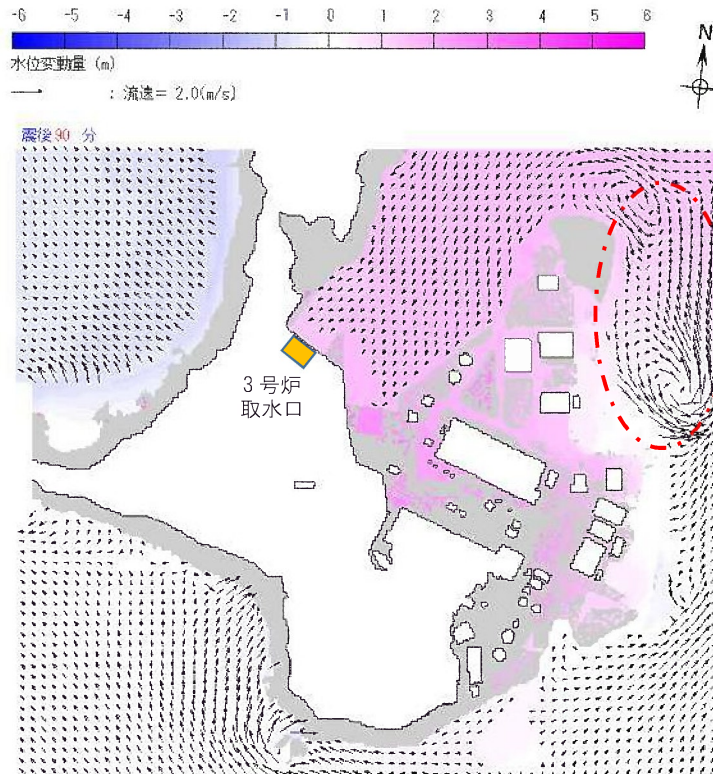


押し波

発電所敷地東側へ遡上
 遡上した津波は旋回する流況

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第4波：地震発生 90 分後>

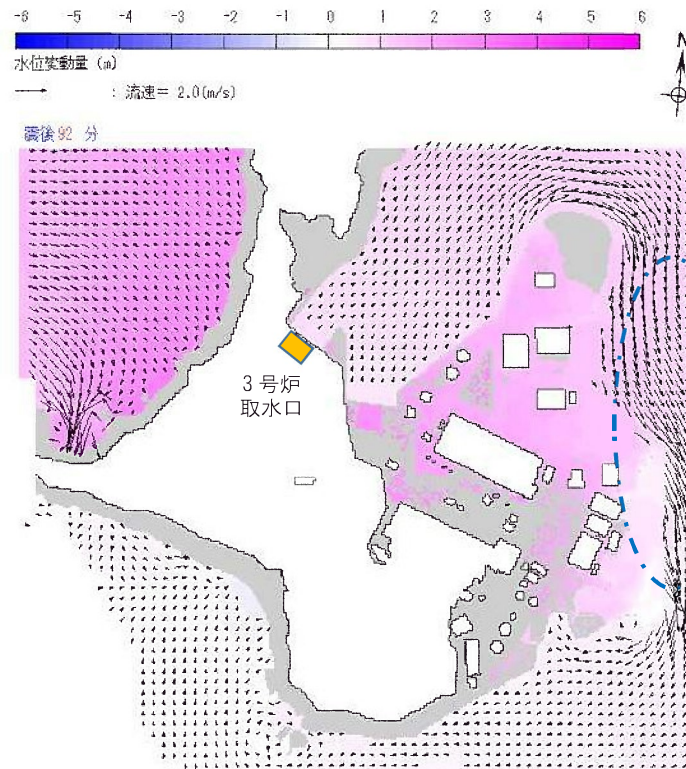


押し波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況に変化

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第4波：地震発生 92 分後>

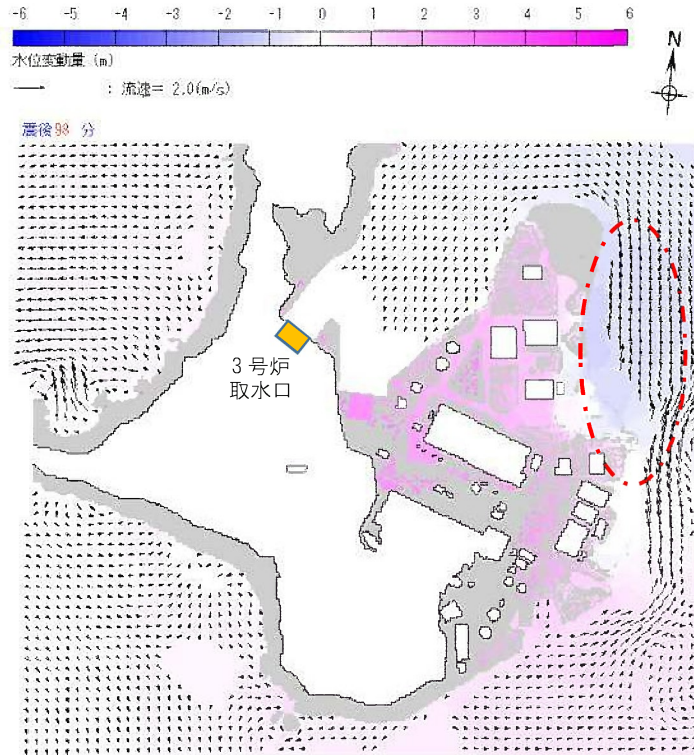


引き波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第5波：地震発生 98 分後>

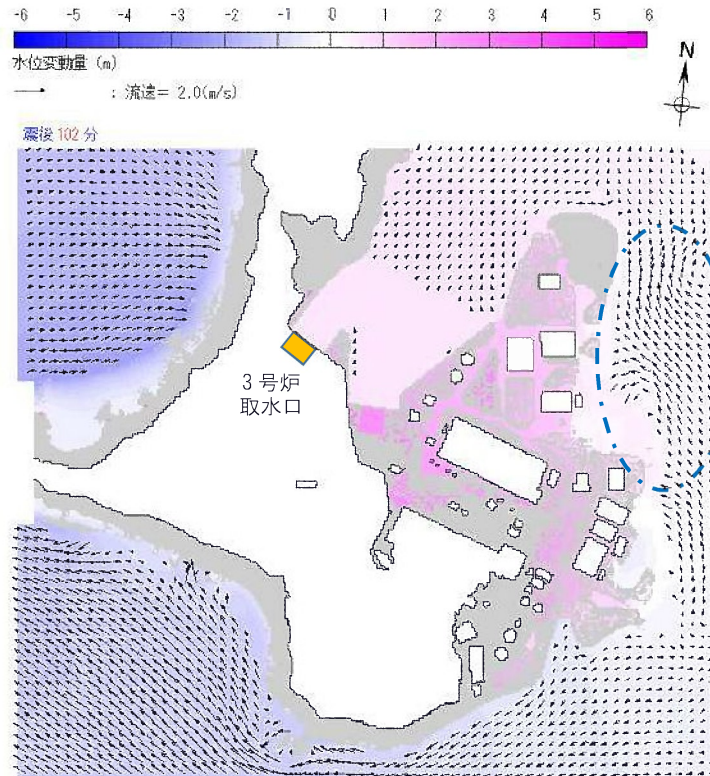


押し波

敷地内へ遡上せず

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第5波：地震発生 102 分後>

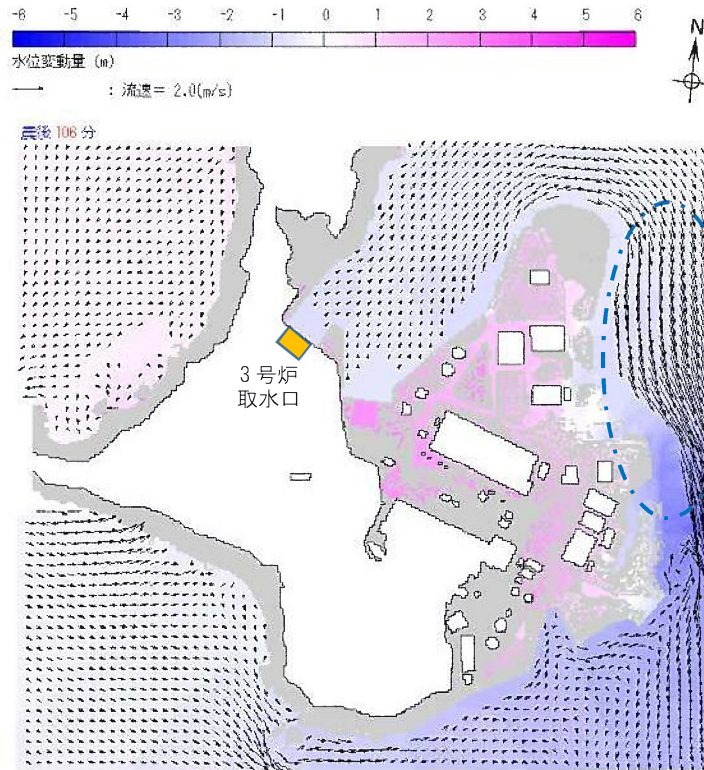


引き波

丹生湾内到達後、引き波に移行するが敷地内へ遡上せず

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第5波：地震発生106分後>

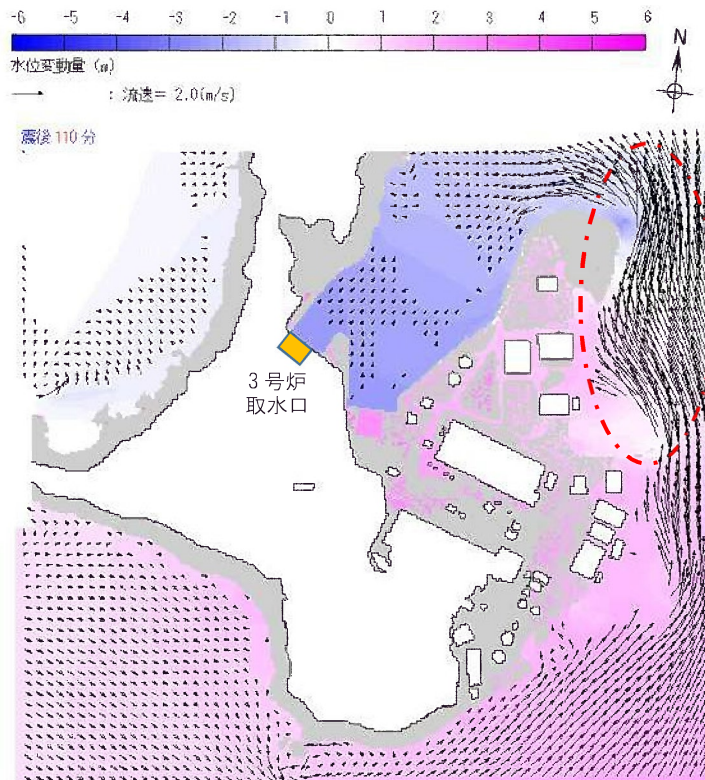


引き波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第6波：地震発生110分後>

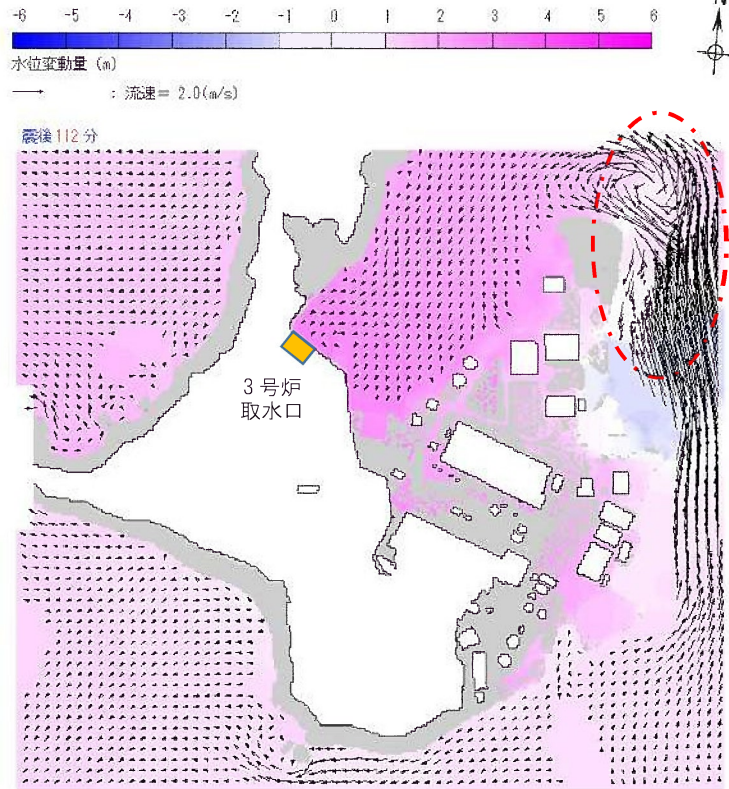


押し波

丹生湾内へ向かう流況

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第6波：地震発生 112 分後>

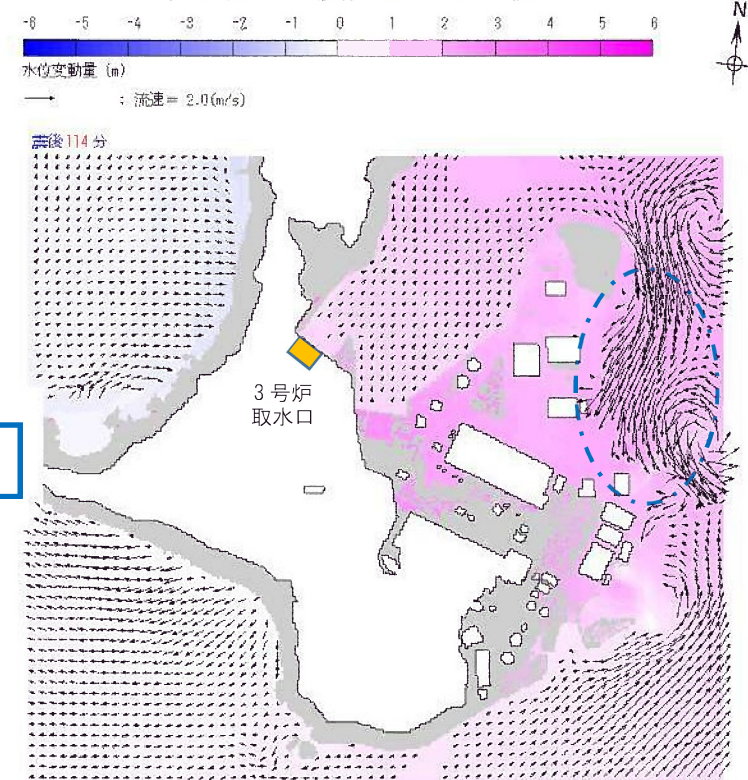


丹生湾内到達後、
旋回する流況

押し波

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第6波：地震発生 114 分後>

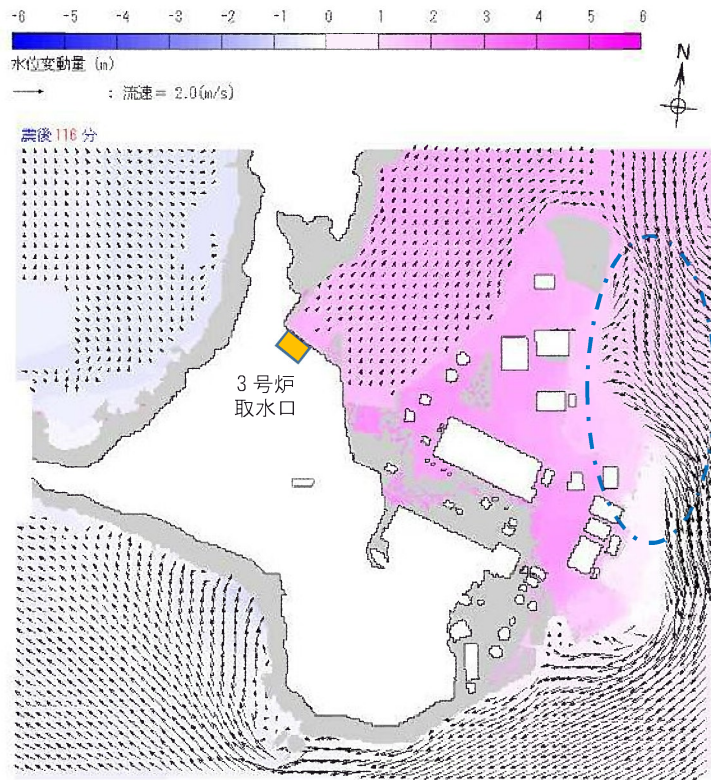


引き波移行後、発電所
敷地東へ遡上し、丹生
湾入口付近の海域に
引寄せられる流況

引き波

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第6波：地震発生 116 分後>

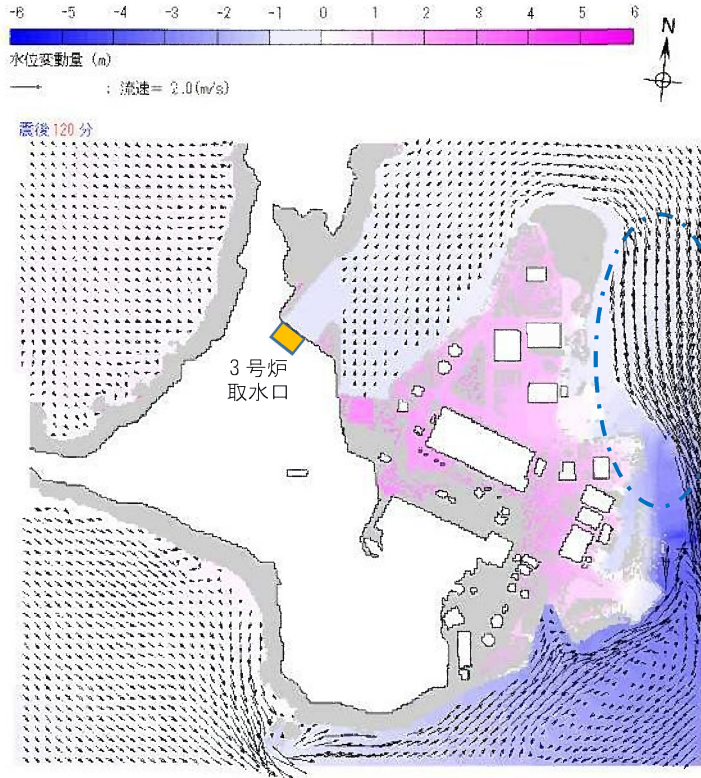


引き波

丹生湾入口付近の海域に引寄せられる流況

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第6波：地震発生 120 分後>

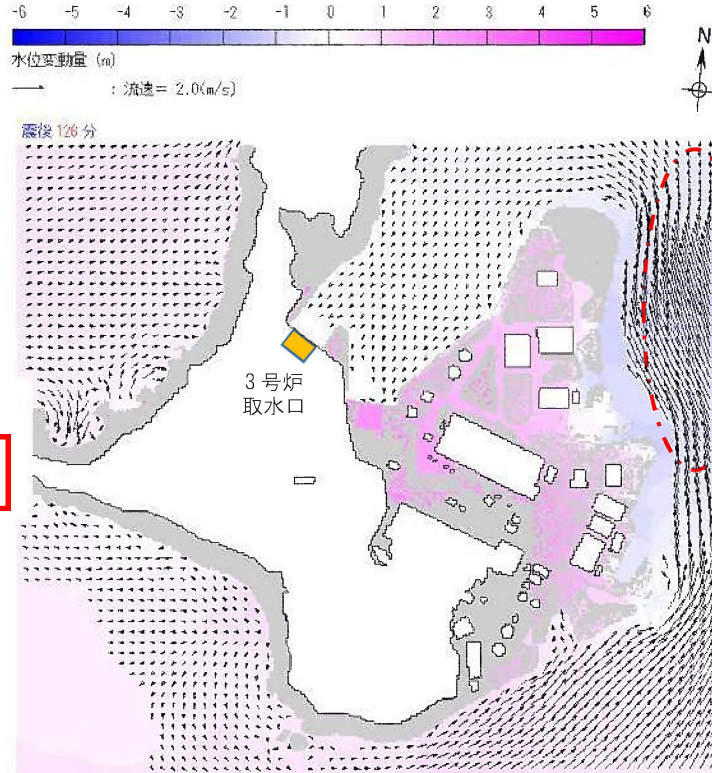


引き波

丹生湾入口付近の海域に引寄せられる流況が継続

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

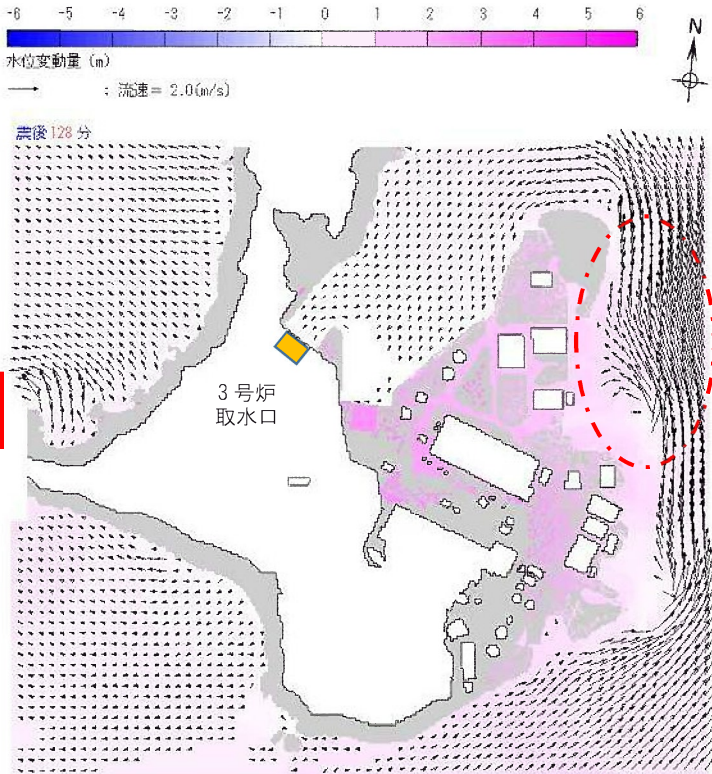
<第7波：地震発生126分後>



押し波

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

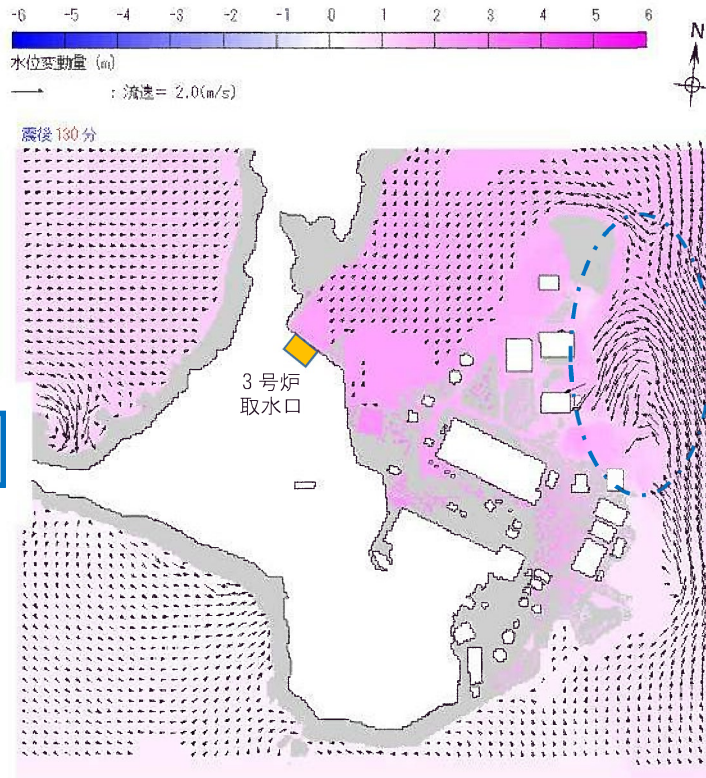
<第7波：地震発生128分後>



押し波

※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
 ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第7波：地震発生130分後>

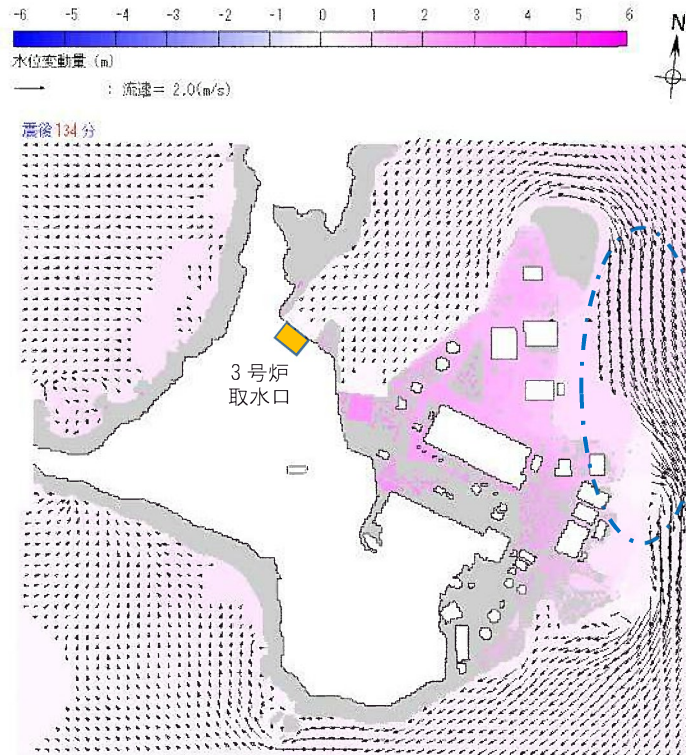


丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況に変化

引き波

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第7波：地震発生134分後>

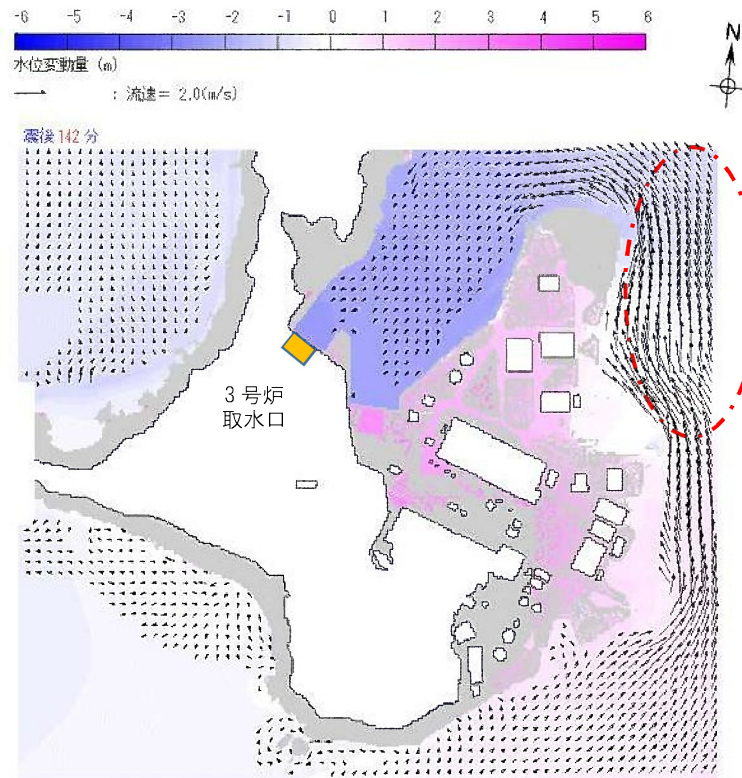


丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

引き波

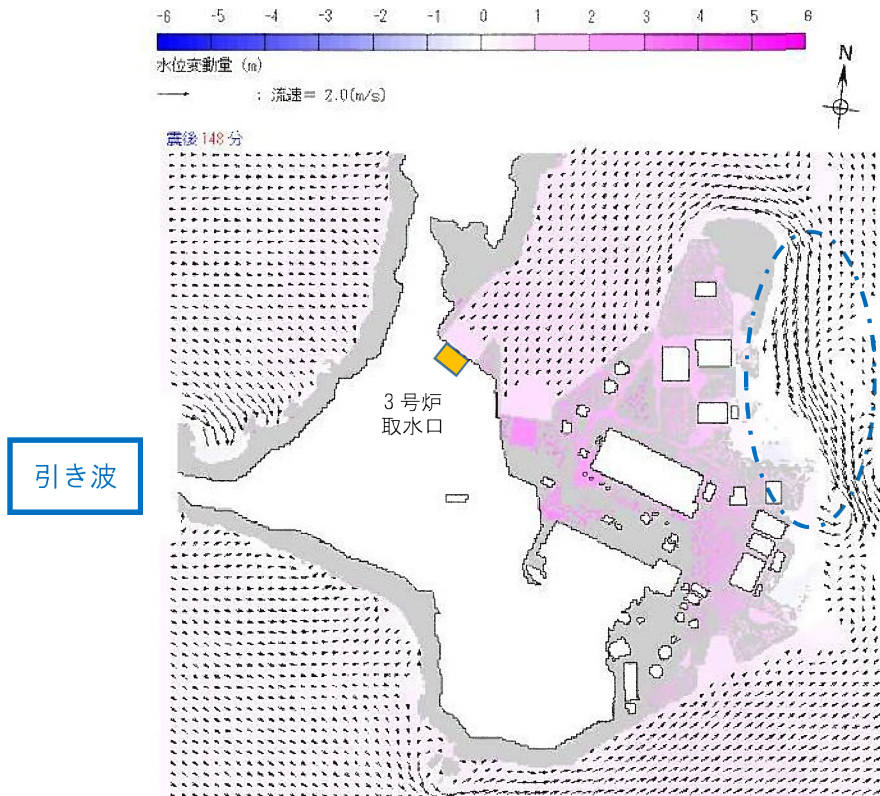
- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第8波：地震発生 142 分後>



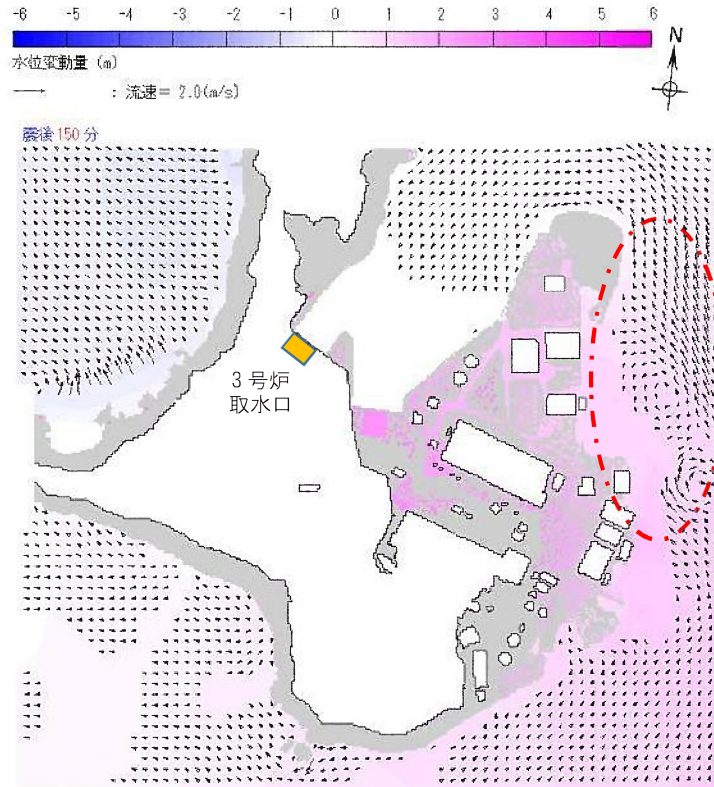
- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第8波：地震発生 148 分後>



- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第8波：地震発生 150 分後>

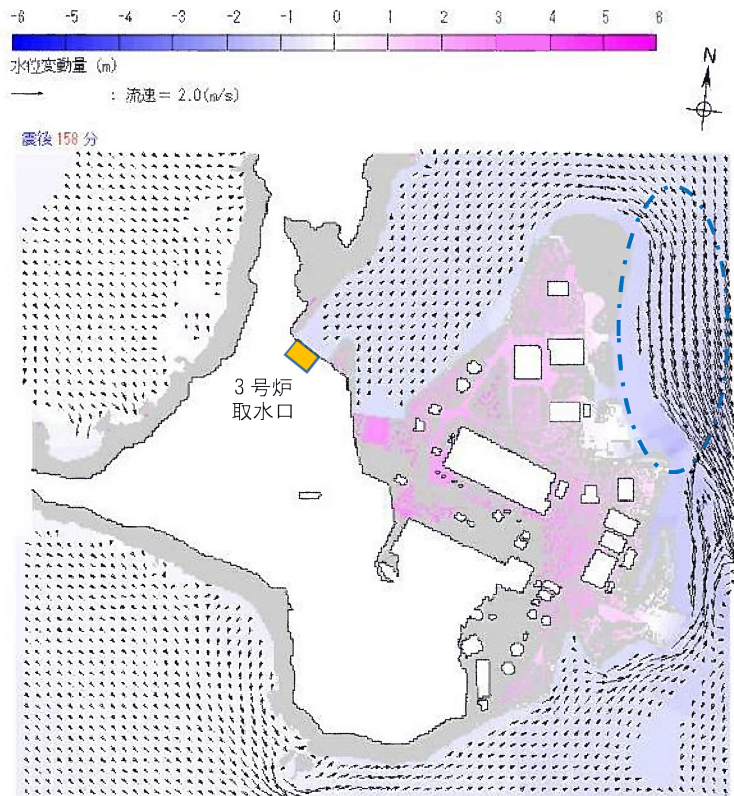


押し波

旋回し丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況となる。

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第8波：地震発生 158 分後>

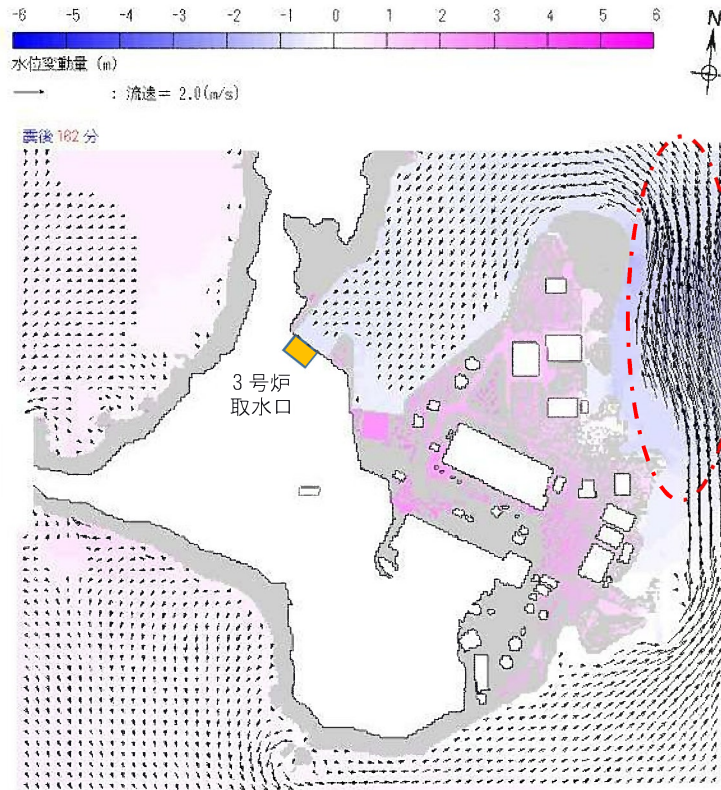


引き波

丹生湾入口付近の海域に引き寄せられる流況が継続

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第9波：地震発生162分後>

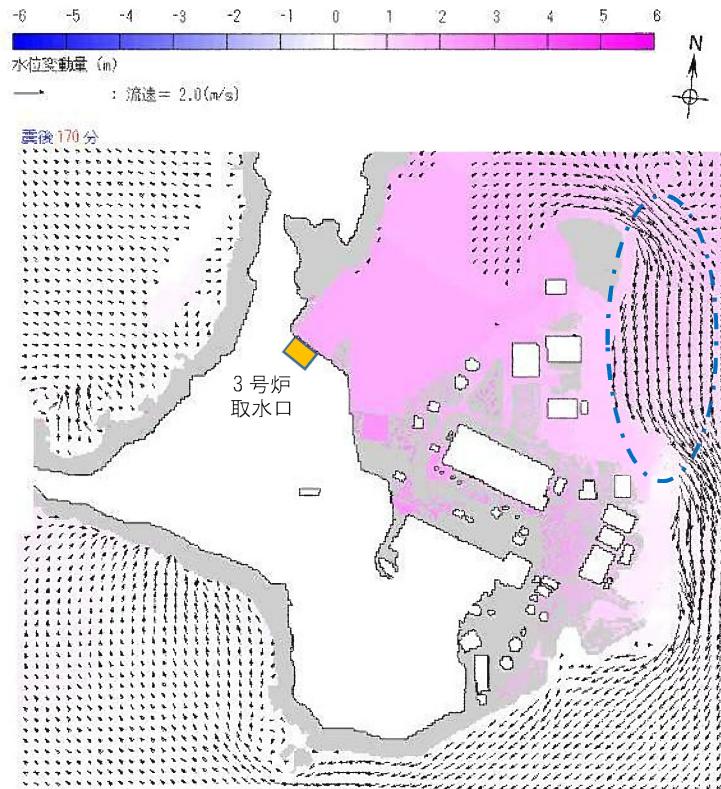


押し波

丹生湾内へ向かう流況

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第9波：地震発生170分後>

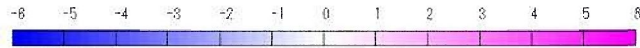


引き波

丹生湾入口付近の
海域に引寄せられ
る流況に変化

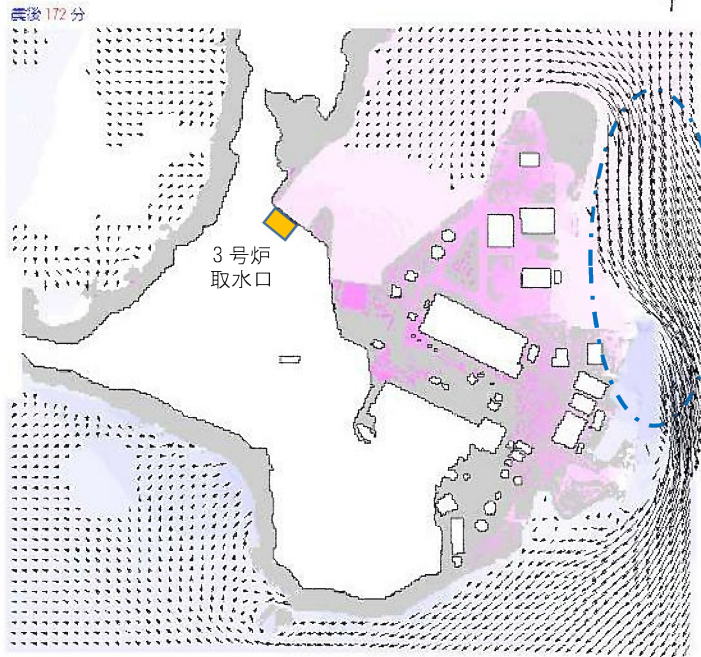
- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第9波：地震発生172分後>



水位変動量 (m)

→ : 流速 = 2.0 (m/s)

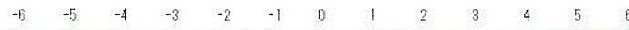


引き波

丹生湾入口付近の海域に引寄せられる流況が継続

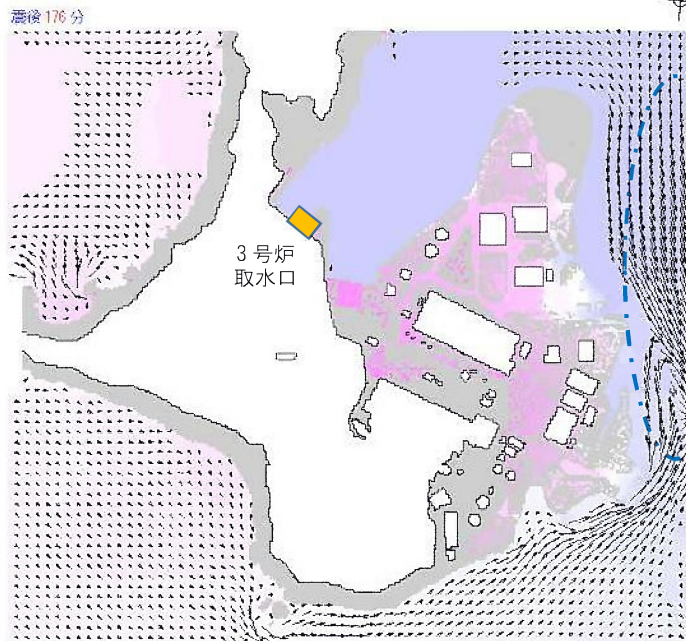
- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

<第9波：地震発生176分後>



水位変動量 (m)

→ : 流速 = 2.0 (m/s)



引き波

引き波により丹生湾入口付近の海域に引寄せられる流況が継続

- ※1 流速 0.1m/s 以上かつ全水深 0.01m 以上の流速ベクトルを描画
- ※2 □は非計算メッシュ、■はドライメッシュを表す

図 - 6 基準津波1による流速ベクトル図(地盤変状あり)
(若狭海丘列付近断層と隠岐トラフ海底地すべりエリアBの一体計算)

美浜発電所 3 号炉

技術的能力説明資料
津波による損傷の防止

設計基準運用対策

設置許可基準対象条文	対象項目	区分	運用対策等
5条 津波	防潮堤	運用・手順 体制	—
		保守・点検	(土木建築課の保守管理を行う者) ・点検 ・故障時の補修
		教育・訓練	・保守管理に係る教育
		運用・手順 体制	—
		保守・点検	(土木建築課の保守管理を行う者) ・点検 ・故障時の補修
	屋外排水路逆流防止設備	教育・訓練	・保守管理に係る教育
		運用・手順 体制	—
		保守・点検	(保修課の保守管理を行う者) ・点検 ・故障時の補修
		教育・訓練	・保守管理に係る教育
		運用・手順 体制	—
	海水ポンプエリア止水壁	保守・点検	(保修課の保守管理を行う者) ・点検 ・故障時の補修
		教育・訓練	・保守管理に係る教育
		運用・手順 体制	—
		保守・点検	(保修課の保守管理を行う者) ・点検 ・故障時の補修
		教育・訓練	・保守管理に係る教育
循環水ポンプ停止	運用・手順 体制	・発電室による大津波警報時における循環水ポンプ停止(手順整備含む) (発電室の操作を行う者)	
	保守・点検 教育・訓練	—	
	運用・手順 体制	・循環水ポンプ停止	
	保守・点検	・津波警報等発令時における荷役作業中断、陸側作業員・輸送物の退避、船側との原子燃料課との情報連絡	
	教育・訓練	・津波警報等発令時における、当社原子燃料課一船会社間の情報連絡体制)	
燃料等輸送船の緊急退避	運用・点検 教育・訓練	(船会社による保守・点検) ・輸送前の津波警報等発令時における対応に係る教育、訓練	

設置許可基準対象条文	対象項目	区分	運用対策等
5条 津波	海水ポンプ室及び海水管 トレンチ浸水防止蓋	運用・手順 体制	— (保修課の保守管理を行う者)
		保守・点検	<ul style="list-style-type: none"> ・点検 ・故障時の補修
		教育・訓練	<ul style="list-style-type: none"> ・保守管理に係る教育
		運用・手順	中央制御室における閉止状態の確認及び閉止されていない状態が確認された場合の閉止(手順整備含む)
		体制	(土木建築課、保修課の保守管理、発電室の監視を行う者)
	水密扉	保守・点検	<ul style="list-style-type: none"> ・点検 ・故障時の補修
		教育・訓練	<ul style="list-style-type: none"> ・中央制御室における監視に係る教育、訓練 ・保守管理に係る教育
		運用・手順	—
		体制	(保修課の保守管理を行う者)
		保守・点検	<ul style="list-style-type: none"> ・点検 ・故障時の補修
	貫通部止水処置	教育・訓練	<ul style="list-style-type: none"> ・保守管理に係る教育
		運用・手順	<ul style="list-style-type: none"> ・発電室による津波襲来時の中央制御室における監視(手順整備含む)
		体制	(保修課の保守管理、発電室の監視を行う者)
		保守・点検	<ul style="list-style-type: none"> ・点検 ・故障時の補修
		教育・訓練	<ul style="list-style-type: none"> ・中央制御室における監視に係る教育、訓練 ・保守管理に係る教育
津波監視カメラ	運用・手順	<ul style="list-style-type: none"> ・発電室による津波襲来時の中央制御室における監視(手順整備含む) 	
	体制	(保修課の保守管理、発電室の監視を行う者)	
	保守・点検	<ul style="list-style-type: none"> ・点検 ・故障時の補修 	
	教育・訓練	<ul style="list-style-type: none"> ・中央制御室における監視に係る教育、訓練 ・保守管理に係る教育 	
	運用・手順	—	
潮位計	保守・点検	<ul style="list-style-type: none"> ・点検 ・故障時の補修 	
	教育・訓練	<ul style="list-style-type: none"> ・中央制御室における監視に係る教育、訓練 ・保守管理に係る教育 	

美浜発電所 3 号炉

耐津波設計における現場確認 プロセスについて

1. はじめに

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

2. 津波遡上計算に関する敷地モデルの作成プロセスについて

2. 1 基準要求

【第5条】 設置許可基準第5条（津波による損傷の防止）においては、設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求されている。また、解釈の別記3により、遡上波の到達防止に当たっては、敷地及び敷地周辺の地形及びその標高などを考慮して、敷地への遡上の可能性を検討することが規定されている。

当該基準要求を満足するにあたっては、「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、遡上解析上、影響を及ぼすものの考慮が要求されており、具体的には、敷地及び敷地周辺の地形とその標高、伝搬経路上の人工構造物を考慮した遡上解析を実施することとしている。

2. 2 敷地モデル作成プロセス

上記要求事項を満足するために、図-1に示すフローに従って敷地モデルを作成した。次の(1)～(4)にプロセスの具体的内容を示す。

(1) 敷地及び敷地周辺の地形とその標高のモデル化

敷地及び敷地周辺の地形とその標高について、QMS図書として維持管理されている図面等を確認し、遡上域のメッシュサイズを踏まえて、

適切な形状にモデル化を行った。

(2) 津波伝搬経路上の人工建造物の調査

敷地において津波伝搬経路上に存在する人工建造物として抽出すべき対象物をあらかじめ定義し調査を実施した。

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

a. 図面等による調査

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

b. 現場調査

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

(3) 敷地モデルの作成

(2) で実施した調査結果を踏まえ、敷地モデルの作成を実施した。

(4) 敷地モデルの管理

遡上解析に係る地形の改変や、人工構造物の新設等の変更が生じれば必要に応じ(1)(2)に戻り再度モデルを構築する。

2. 3 現場調査の品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品証記録として管理する。

2. 4 今後の対応

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

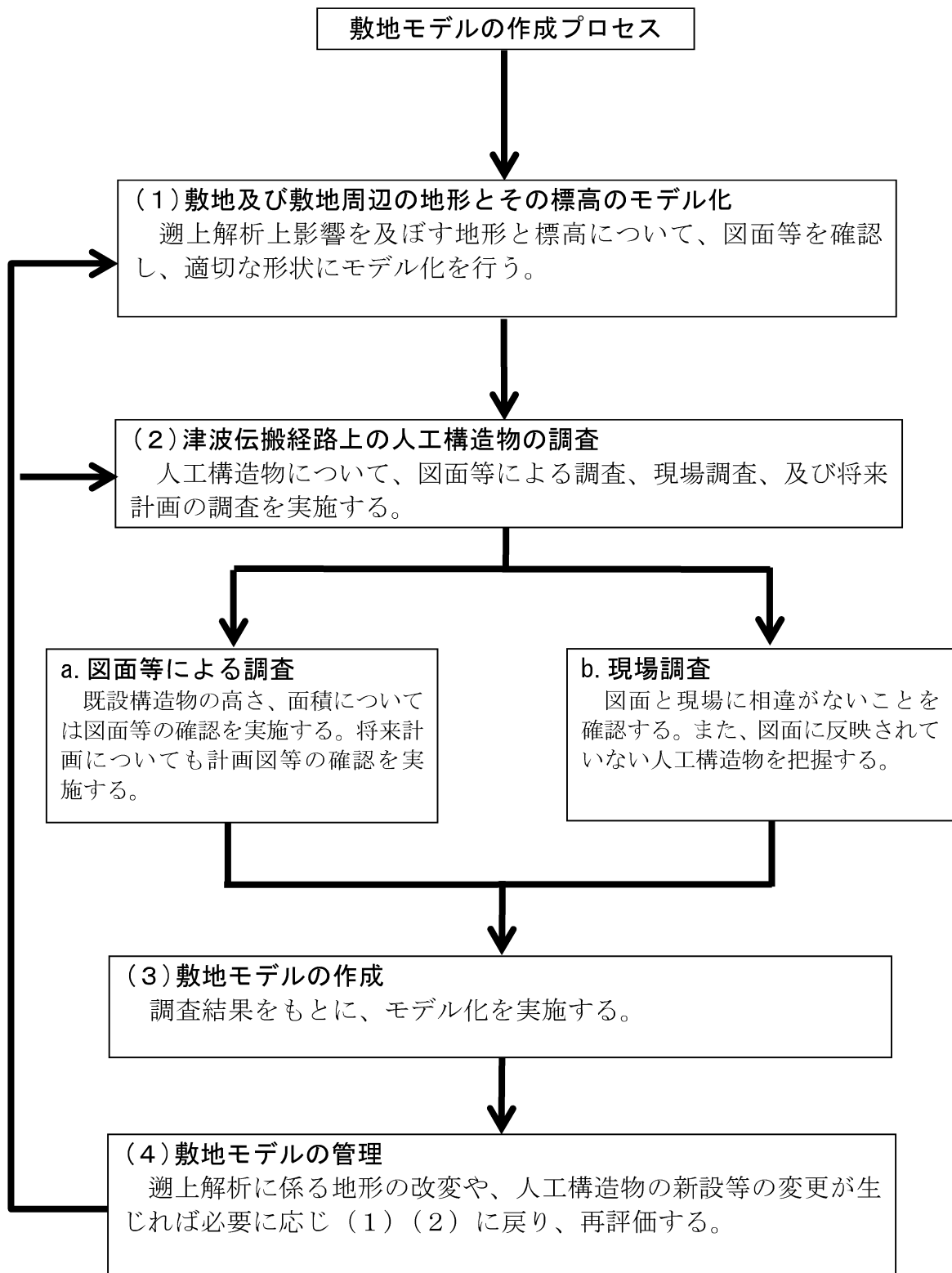


図-1 敷地モデル作成に関する現場確認プロセスフロー図

3. 耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

3. 1 基準要求

【第5条】設置許可基準規則第5条（津波による損傷の防止）においては、設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求されている。また、解釈の別記3及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、敷地への浸水の可能性のある経路の特定、バイパス経路からの流入経路の特定、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界における浸水の可能性のある経路の特定、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路の特定及び漂流物の可能性の検討を行うこととしている。

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

3. 2 入力条件等現場確認プロセス

上記要求事項を満足するために、図-2に示すフローに従って耐津波設計において必要となる入力条件等の確認を行った。次の（1）～（8）にプロセスの具体的内容を示す。なお、本資料において、設計基準対象施設の津波防護対象設備と重大事故等対処施設の津波防護対象設備を併せて、「津波防護対象設備」とする。

（1）津波防護対象設備について

設置許可基準規則第5条及び第40条においては、設計基準対象施設の安全機能及び重大事故等対処施設の重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことが要求されている。そのため、津波防護対象設備を設定し、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画以外に、津波防護対象設備が設置されていないことを確認する。

(2) 外郭防護1 (地上部からの流入) について

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

(3) 外郭防護1 (取水路・放水路等からの流入) について

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

(4) 外郭防護2 について

取水・放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界において浸水の可能性のある経路、浸水口 (扉、開口部、貫通口等) を特定することが要求されている。そのため、漏水の可能性のある経路及び浸水想定範囲内の津波防護対象設備の安全機能若しくは重大事故等に対処するために必要な機能に影響を与える閾値 (機能喪失高さ) 並びに必要な浸水対策の現場状況を確認する。

(5) 内郭防護について

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

(6) 漂流物について

基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の寄せ波及び引き波の方向、速度の変化を分析した上で、漂流物の可能性を検討することが要求されている。そのため、遡上解析を踏まえた上で漂流物調査を網羅的に行い、取水性に影響を与えないことを確認する。

a. 図面等による調査

上記の調査対象となる施設・設備等については図面等を用いて確認を実施する。

b. 現場調査

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

(7) 耐津波設計の成立性の確認

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

(8) 入力条件等の管理

設備改造等により耐津波設計の入力条件等が変更となる可能性がある場合は、必要に応じ(1)～(6)に戻り、再評価する。

3. 3 品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品証記録として管理する。

3. 4 今後の対応

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

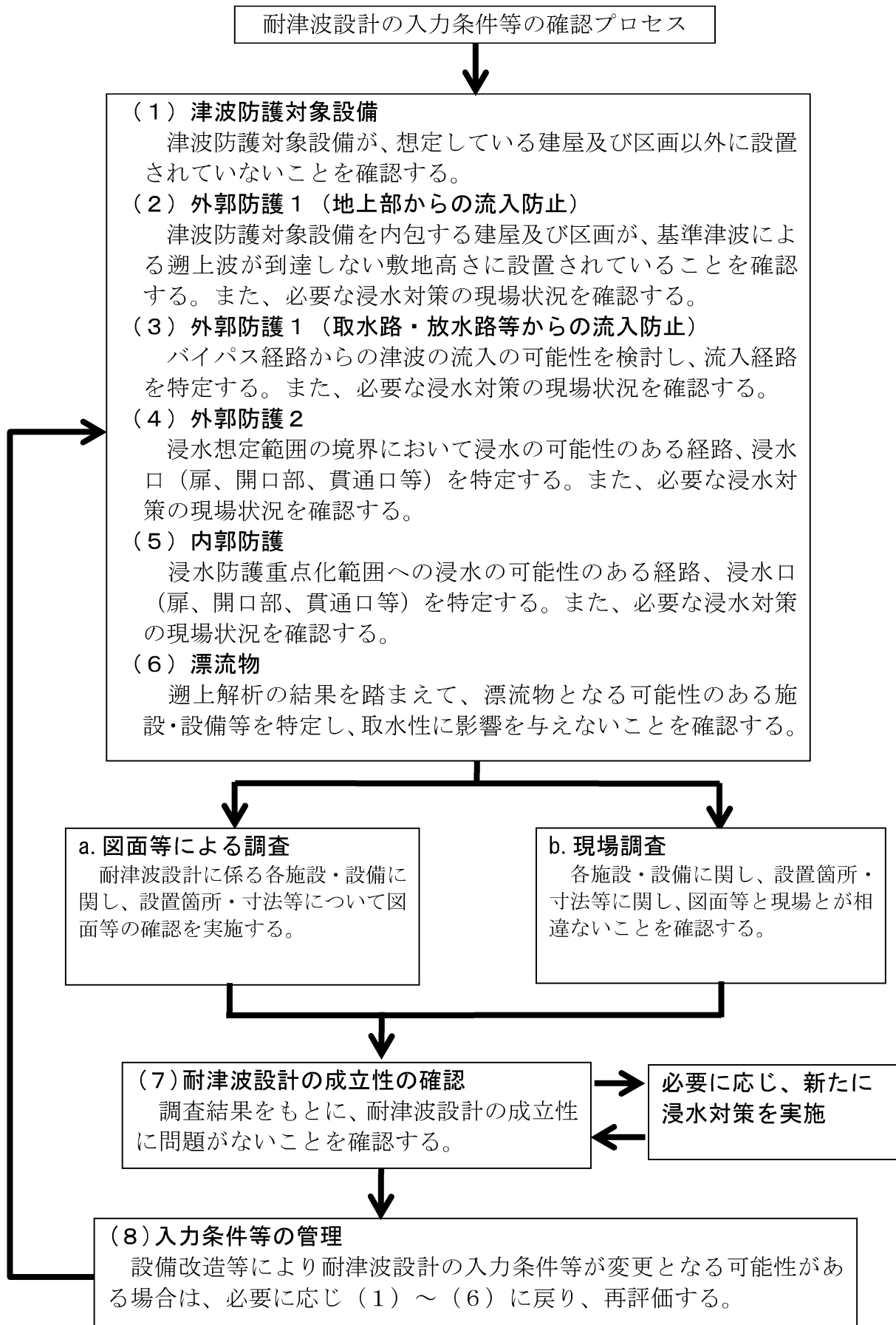


図-2 耐津波設計の入力条件等の現場確認プロセスフロー図