

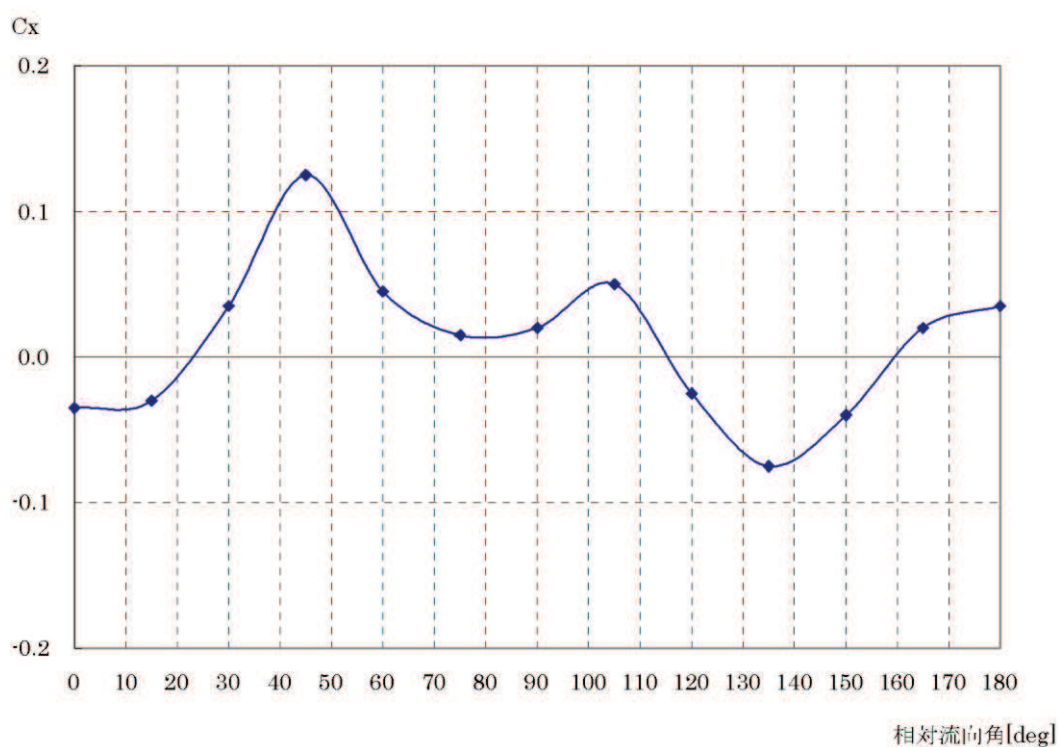
(4) 流圧力

流圧力の計算方法を表5に示す。計算結果について、2. (3) で求めた係留力と比較した結果を図8に示す。

表5 流圧力の計算方法

<p>【流圧力計算式】</p> $F_{Xc} = \frac{1}{2} \times C_{Xc} \times \rho_c \times V_c^2 \times L_{PP} \times d$	<p> F_{Xc} : 縦方向流圧力 [kgf] C_{Xc} : 縦方向流圧力係数 V_c : 流速 [m/s] L_{PP} : 垂線間長 [m] d : 喫水 [m] ρ_c : 水密度 [kg・sec²/m⁴] (=104.5kg・sec²/m⁴) </p>
--	---

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

縦方向流圧力係数 [C_x]

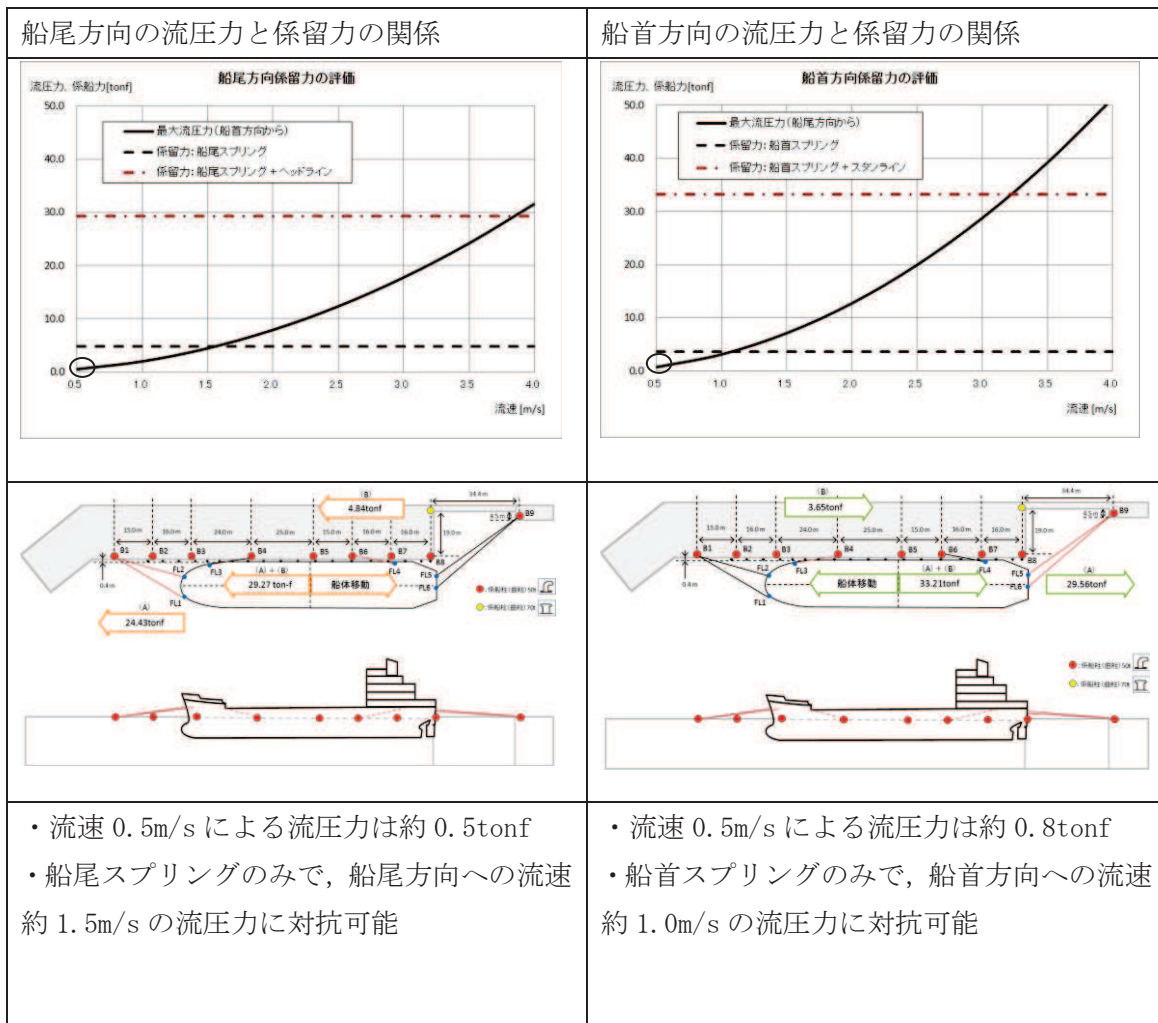


図 8 流圧力と係留力比較

3. 結論

流速 0.5m/s の津波による流圧力に対し、係留力 (約 29~33tonf) が上回ることを確認した。

したがって、**係船柱が健全であれば**、輸送船が岸壁に係留されている状態で、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を受けた場合を仮定しても、係留力により岸壁に留まり続けることができる。

(参考4) 燃料等輸送船の喫水と津波高さの関係について

1. はじめに

燃料等輸送船（以下、「輸送船」という。）は、想定される全ての津波に対し、津波の到達時間と緊急離岸までの時間の関係から、緊急退避が可能である。

ここでは、輸送船の緊急退避ができない不測の事態を考慮する。輸送船が岸壁に係留されている状態で、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を受けた場合を想定し、寄せ波により輸送船が岸壁に乗り上げることはないこと、引き波に対して座礁、転覆するおそれのないことを確認する。

2. 確認条件

評価対象の津波として、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を想定する。図1に、敷地周辺海域の海域活断層分布を示すが、敷地からの距離や津波の向きを考慮し、「F-2断層・F-4断層」「F-5断層」「F-6～F-9断層」による津波の中から、評価対象津波を選定する。

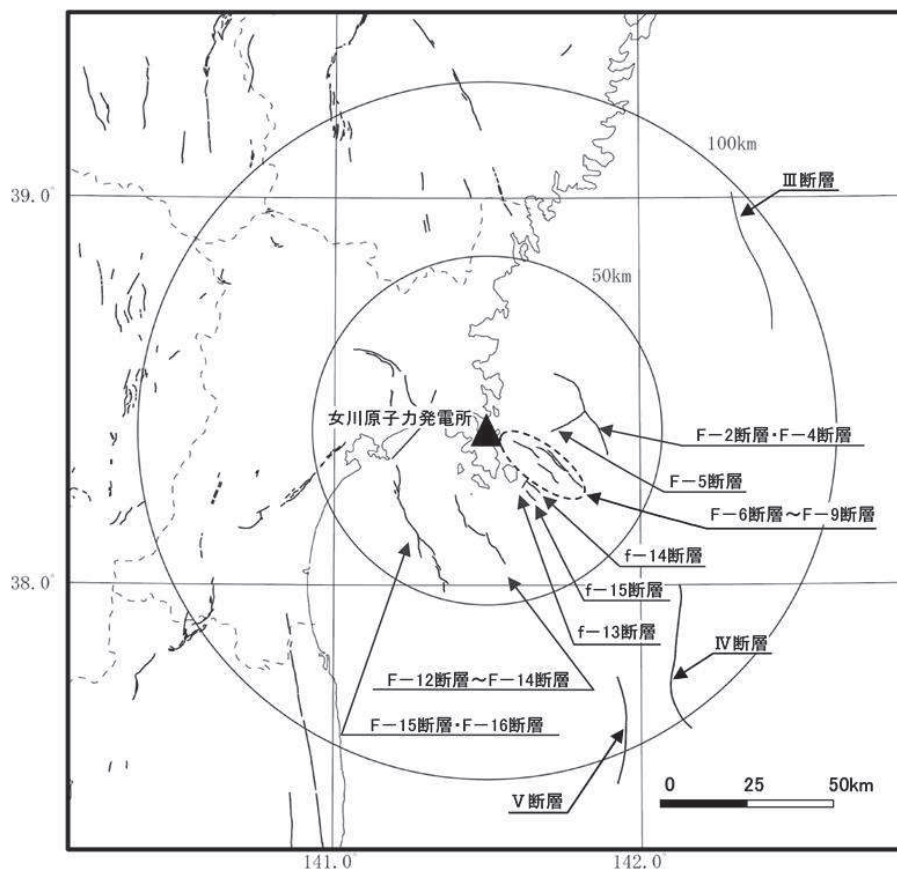


図1 敷地周辺海域の海域活断層分布

表1に、2号機取水口前面位置における各海域活断層の津波高さ・到達時間の関係を示す。表1に示すとおり、いずれの津波においても、緊急時間との関係から、輸送船は津波到達前に退避可能であると考えられるものの、より保守的に考え、今回評価対象となる津波を抽出する。

F-5断層を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて、最も早く到達するが、F-2断層・F-4断層を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため、ここでは保守的に最高水位が最も高く、また最低水位が最も低いF-2断層・F-4断層を波源とした津波を選定した。

表1 海域活断層と津波高さ・到達時間の関係

海域活断層名	寄せ波		引き波	
	最高水位 (O.P. m)	到達時間 (分)	最低水位 (O.P. m)	到達時間 (分)
F-2断層・F-4断層	2.28	21	-0.83	18
F-5断層	0.94	20	0.46	17
F-6断層～F-9断層	1.21	88	0.05	110

図2に、評価対象津波の岸壁位置における波形を示す。図2に示すとおり地震発生後、約14分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約18分に最低津波高さ（O.P. -1.77 m（朔望平均干潮位（O.P. -0.14m）及び潮位のばらつき（-0.10m）考慮済み））に達する。また、地震発生後約21分で最高津波高さ（O.P. +3.05m（朔望平均満潮位（O.P. +1.43m）及び潮位のばらつき（+0.16m）考慮済み））に達する。

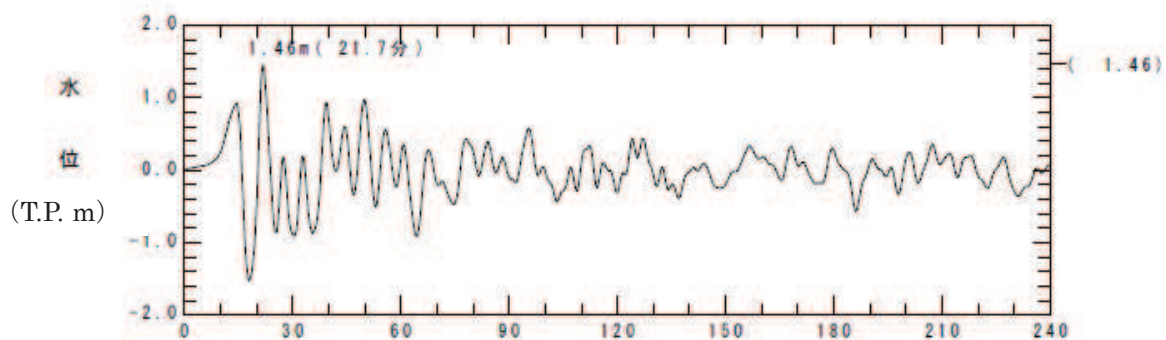


図2 評価対象津波の岸壁位置における水位

3. 確認結果

(1) 寄せ波による輸送船の岸壁への乗り上げ評価

寄せ波高さと喫水の関係を図3に示す。図3に示すとおり、輸送船は岸壁に乗り上げることはないことを確認した。

① 寄せ波高さ (O.P.)		② 津波襲来時岸壁高さ (O.P.)	
・ 寄せ波水位	+1.46m	・ 岸壁高さ (通常時)	+3.50m
・ 朔望平均満潮位	+1.43m		
・ 潮位のばらつき	+0.16m		
<hr/>		<hr/>	
(計)	+3.05m	(計)	+3.50m

⇒ ① - ② = -0.45m < 喫水 (4~5m)

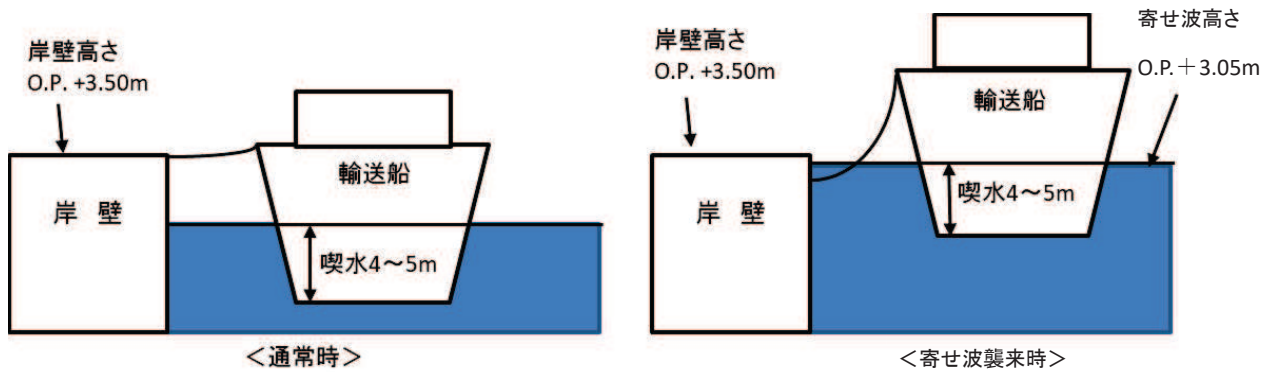


図3 寄せ波高さと喫水の関係

(備考)

- ・ 津波の原因となる地震による地盤隆起 (+0.02m) は、岸壁が高くなる方向に寄与するため、保守的に考え考慮しないこととした。
- ・ なお、輸送船の喫水は、積荷、バラスト水等で変動するが、積荷なしでも過去の実績により、およそ4m以上である。

(2) 引き波による輸送船の着底・座礁評価

引き波高さとの関係を図4に示す。図4に示すとおり、引き波発生時において、輸送船は着底・座礁しない。

なお、仮に一時的な着底があったとしても、直ちに漂流するというものではなく、輸送船は二重船殻構造等、十分な船体強度を有しており、水位回復後に退避が可能であり、漂流物とはならない。

① 引き波高さ (O.P.)		② 津波襲来時岸壁高さ (O.P.)	
・ 引き波水位	-1.53m	・ 岸壁近傍の海底深さ	-7.19m
・ 朔望平均干潮位	-0.14m	・ 地盤隆起量	+0.02m
・ 潮位のばらつき	-0.10m		
-----		-----	
(計)	-1.77m	(計)	-7.17m

① - ② = 5.40m > 喫水 (4~5m)

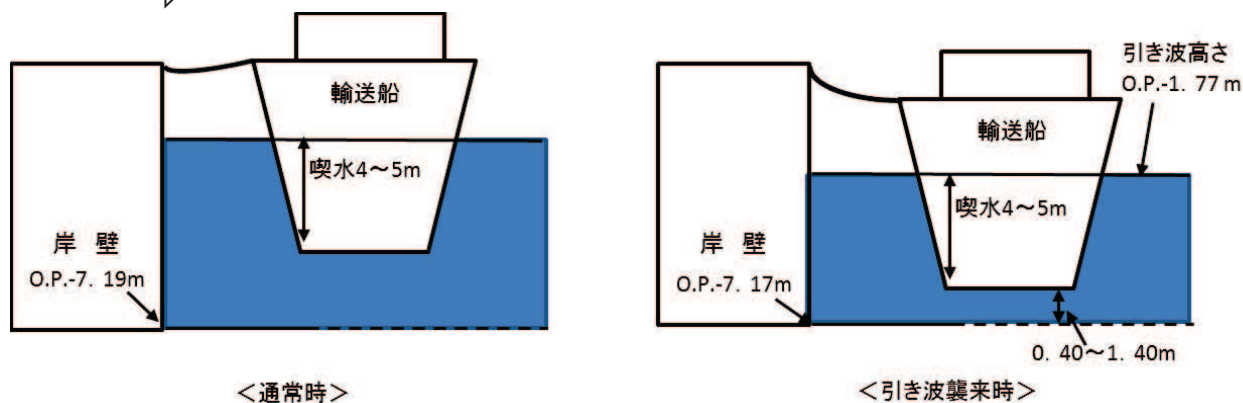


図4 引き波高さと喫水の関係

(備考)

- ・ 津波の原因となる地震による地盤隆起 (+0.02m) を考慮した。

4. 結論

朔望平均満潮位・干潮位等の保守的な条件を考慮し、輸送船が岸壁に係留されている状態で、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を受けた場合を仮定しても、輸送船は、津波高さと喫水高さの関係から岸壁に乗り上げることはなく、また引き波発生時においても着底・座礁せず、漂流物とはならないことを確認した。

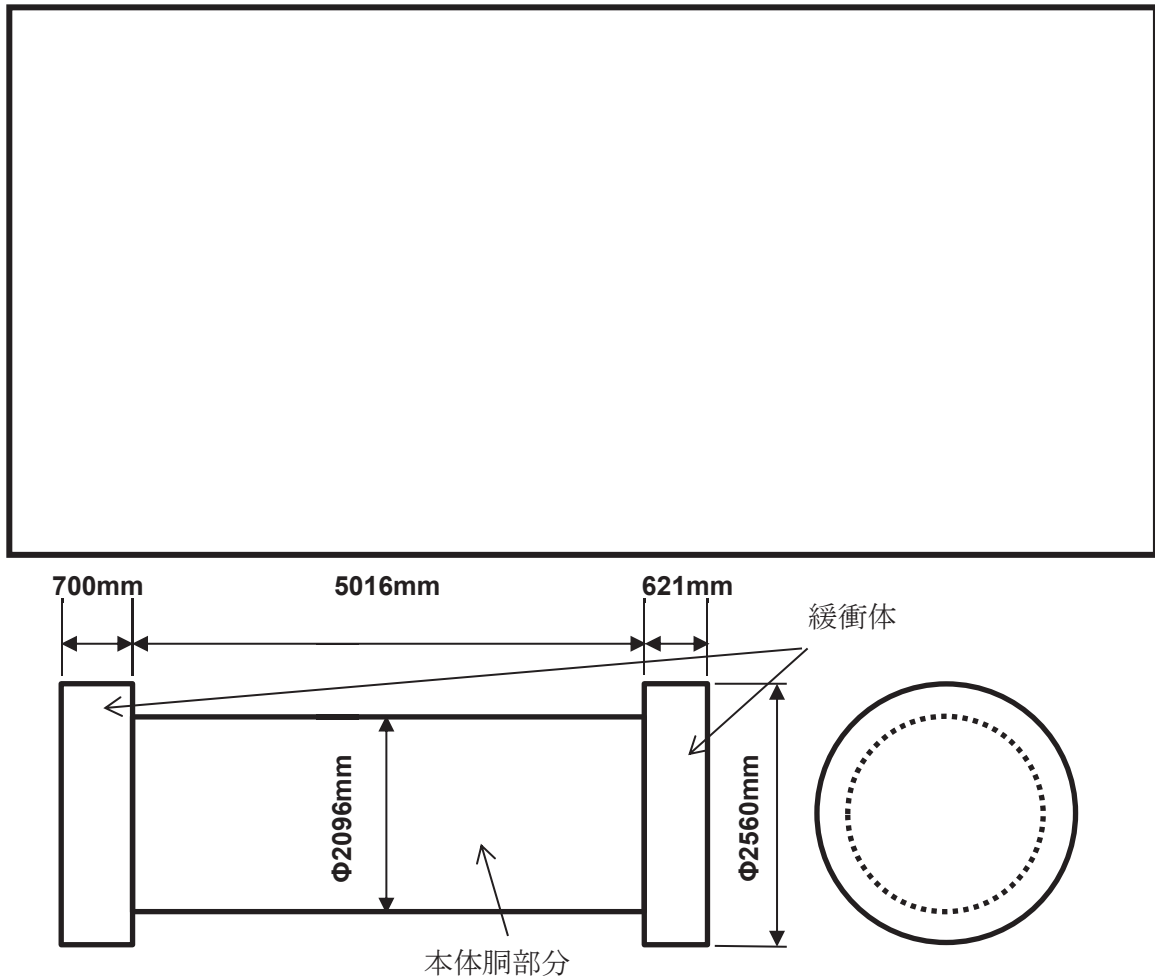
(参考5) 輸送物及び輸送車両の漂流物評価について

燃料等輸送船による輸送時の、陸側にある輸送物及び輸送車両の漂流物評価について以下のとおり示す。

1. 燃料輸送

(1) 使用済燃料輸送容器

女川原子力発電所において使用する使用済燃料輸送容器のうち最も小さい容器であるNF T-22B型を評価対象とし、図1のように寸法を設定した。表1に輸送容器総重量を示す。



- ・ 本体胴部分の外径については、保守的にフィンの外径値を使用している。
- ・ 緩衝体については中央に穴が開いた形状をしているが、保守的に円柱とする。
- ・ 架台（10.0t以下）については体積に含まない。

図1 体積計算に用いた使用済燃料輸送容器の模式図¹⁾

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表1 輸送容器総重量¹⁾

輸送容器各部名称	重量 (t)
A. 本体	72.0 以下
B. 蓋	3.5 以下
C. バスケット	5.8 以下
D. 緩衝体	
①上部緩衝体 (近接防止金網を含む)	3.6 以下
②下部緩衝体 (近接防止金網を含む)	3.2 以下
輸送容器総重量 (A+B+C+D)	88.0 以下

a. 評価結果

(a) 重量

表1 輸送容器総重量 (88 t) より, 保守的に 80 t と設定。

(b) 体積

$$\frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot H = \frac{\pi}{4} \cdot (2.560)^2 \cdot (0.700) + \frac{\pi}{4} \cdot (2.096)^2 \cdot (5.016) + \frac{\pi}{4} \cdot (2.560)^2 \cdot (0.621) = 24.107 [\text{m}^3]$$

(c) 浮力

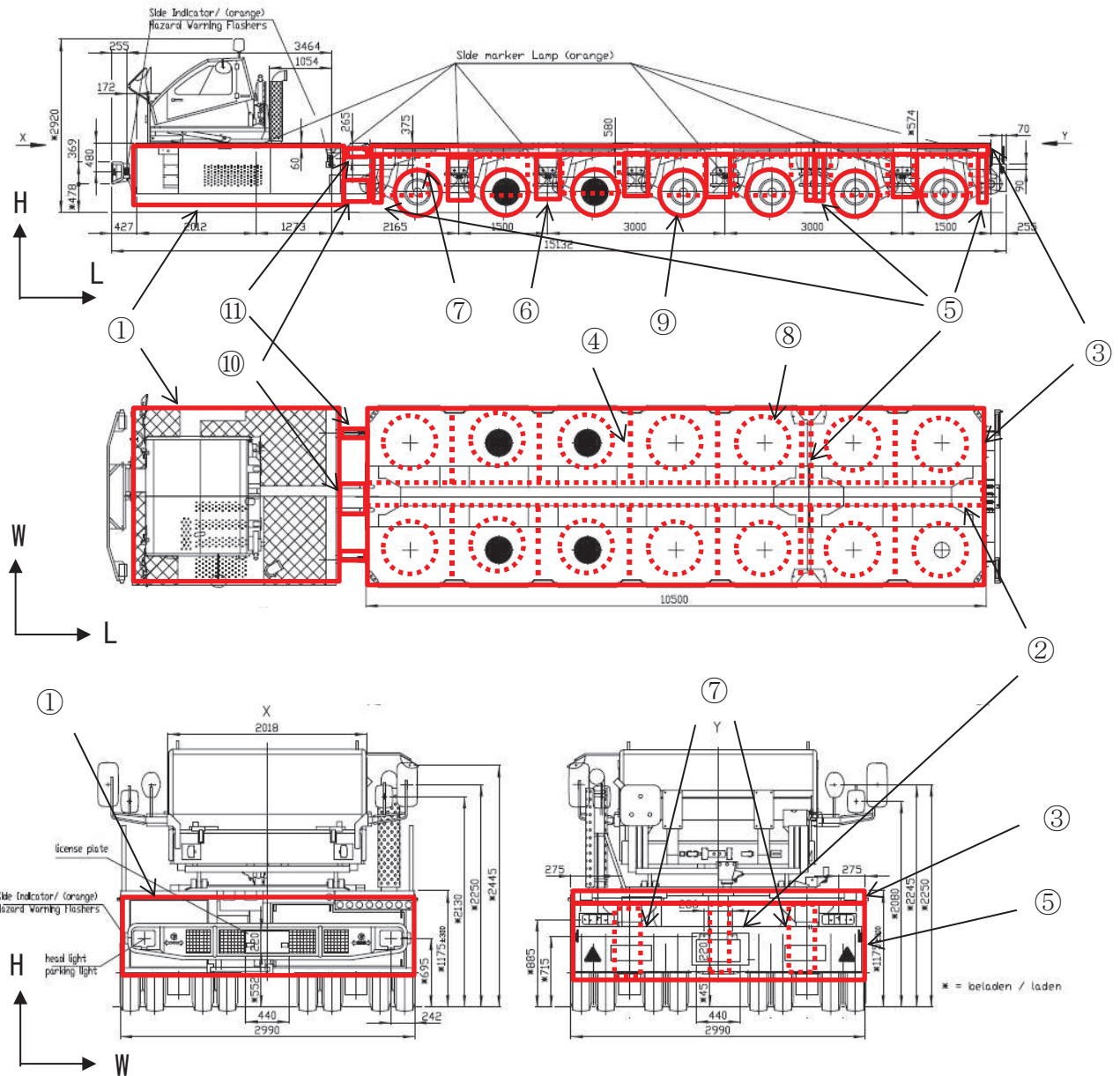
$$24.107 \times 1.03^* = 24.9 \text{ [t]} \text{ (小数点第2位以下切り上げ)}$$

注記 * : 海水の比重を 1.03 t/m³ とした。

(a) 重量 > (c) 浮力より, 使用済燃料輸送容器は, 漂流物とはならない。

(2) 使用済燃料輸送車両

使用済燃料輸送容器の輸送に使用する多軸自走車（200t 積載）を評価対象とする。体積については、図2のように使用済燃料輸送車両を構成する部材の体積を求め、これらの積算により算出した。



①パワーパック，②メインフレーム，③シャーシ（天板），④シャーシ（小梁），⑤シャーシ（前後板），⑥シャーシ（横板），⑦アーム，⑧ターンテーブル，⑨タイヤ，⑩連結部（下部），⑪連結部（上部）

- ・①については、冷却孔があるため気密性はないが、保守的に直方体とする。
- ・⑦については部材が連結した複雑な形状のため、保守的に直方体とする。
- ・キャビンについては、窓を開ける運用とし、気密性がないため体積には加えない。

図2 体積計算に用いた使用済燃料輸送車両の模式図

a. 評価結果

(a) 重量

車両重量 (34.0 t*)

注記 * : 実際に運用する車両の車検証の値を使用。

(b) 体積

No.	部 材 名	L [mm]	W [mm]	H [mm]	個数	体積[m ³]	備 考
①	パワーパック	3450	2990	908	1	9.367	
②	メインフレーム	11500	310	794	1	2.831	
③	シャーシ (天板)	11500	2990	50	1	1.720	
④	シャーシ (小梁)	15	1495	844	10	0.190	
⑤	シャーシ (前後板)	15	2990	844	4	0.152	
⑥	シャーシ (横板)	300	15	844	10	0.038	
⑦	アーム	1150	300	800	14	3.864	
⑧	ターンテーブル	φ 1140	φ 1140	70	14	1.001	
⑨	タイヤ	φ 770	215	φ 770	56	5.607	
⑩	連結部 (下部)	500	550	330	1	0.091	
⑪	連結部 (上部)	500	60	60	2	0.004	
合 計						24.865	

(c) 浮力

$24.865 \times 1.03^* = 25.7$ [t] (小数点第2位以下切り上げ)

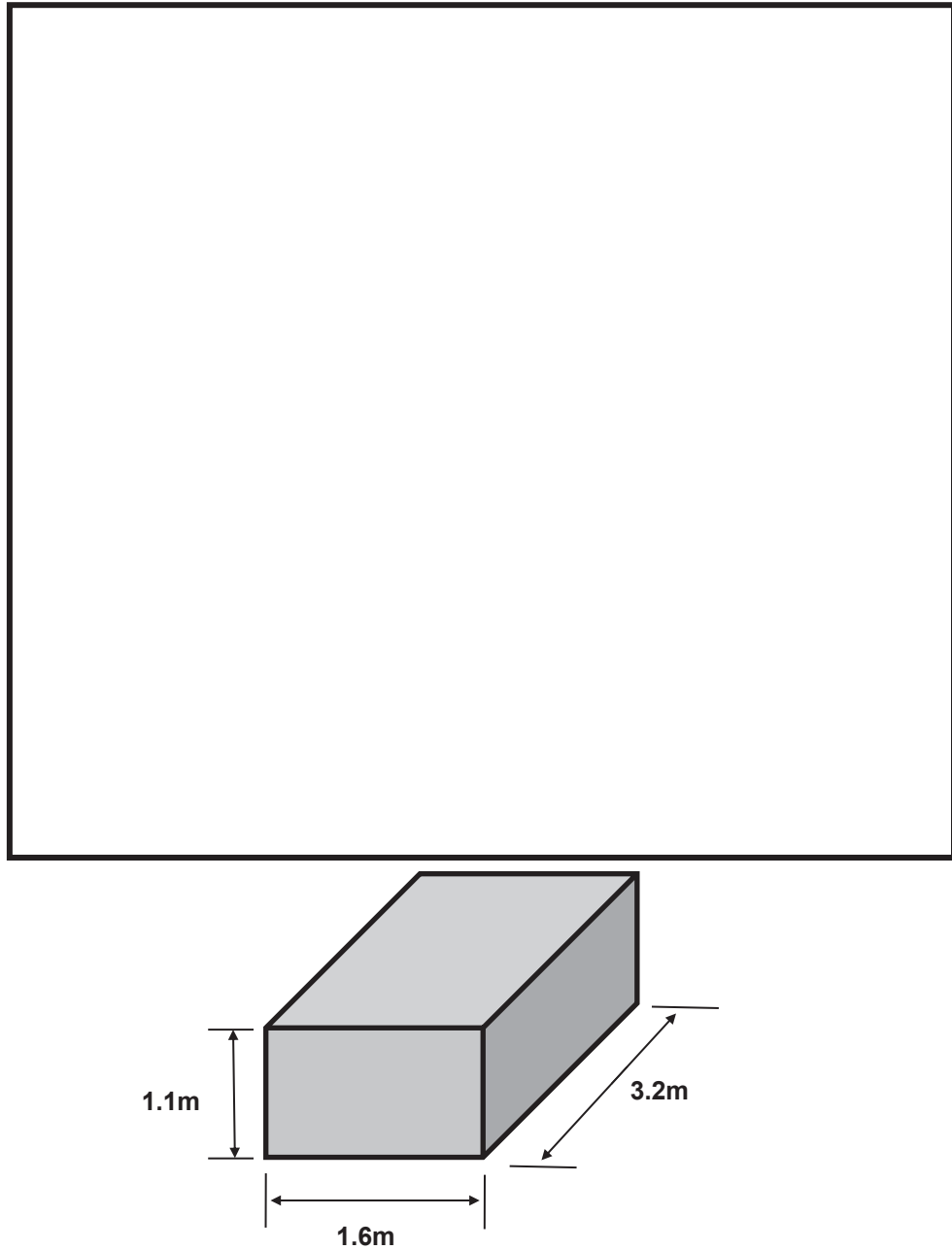
注記 * : 海水の比重を 1.03 t/m³ とした。

(a) 重量 > (c) 浮力より, 使用済燃料輸送車両は, 漂流物とはならない。

2. LLW輸送

(1) LLW輸送容器

LLW輸送に使用するLLW-2型輸送容器を評価対象とし、図3のように寸法を設定した。表2に輸送容器重量を示す。



- ・ 上部隅金具，下部隅金具を含めた最大寸法を使用する。

図3 体積計算に用いたLLW輸送容器の模式図²⁾

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表2 LLW輸送容器重量及び寸法²⁾

型式	LLW-2型
主要寸法	(長さ) 約 3.2m (幅) 約 1.6m (高さ) 約 1.1m
輸送容器重量	(タイプI) 1,190kg 以下 (タイプII) 1,200kg 以下

a. 評価結果

(a) 重量

表2 輸送容器重量より、保守的に1.1 tと設定。

(b) 体積

$$3.2 \times 1.6 \times 1.1 = 5.632[\text{m}^3]$$

(c) 浮力

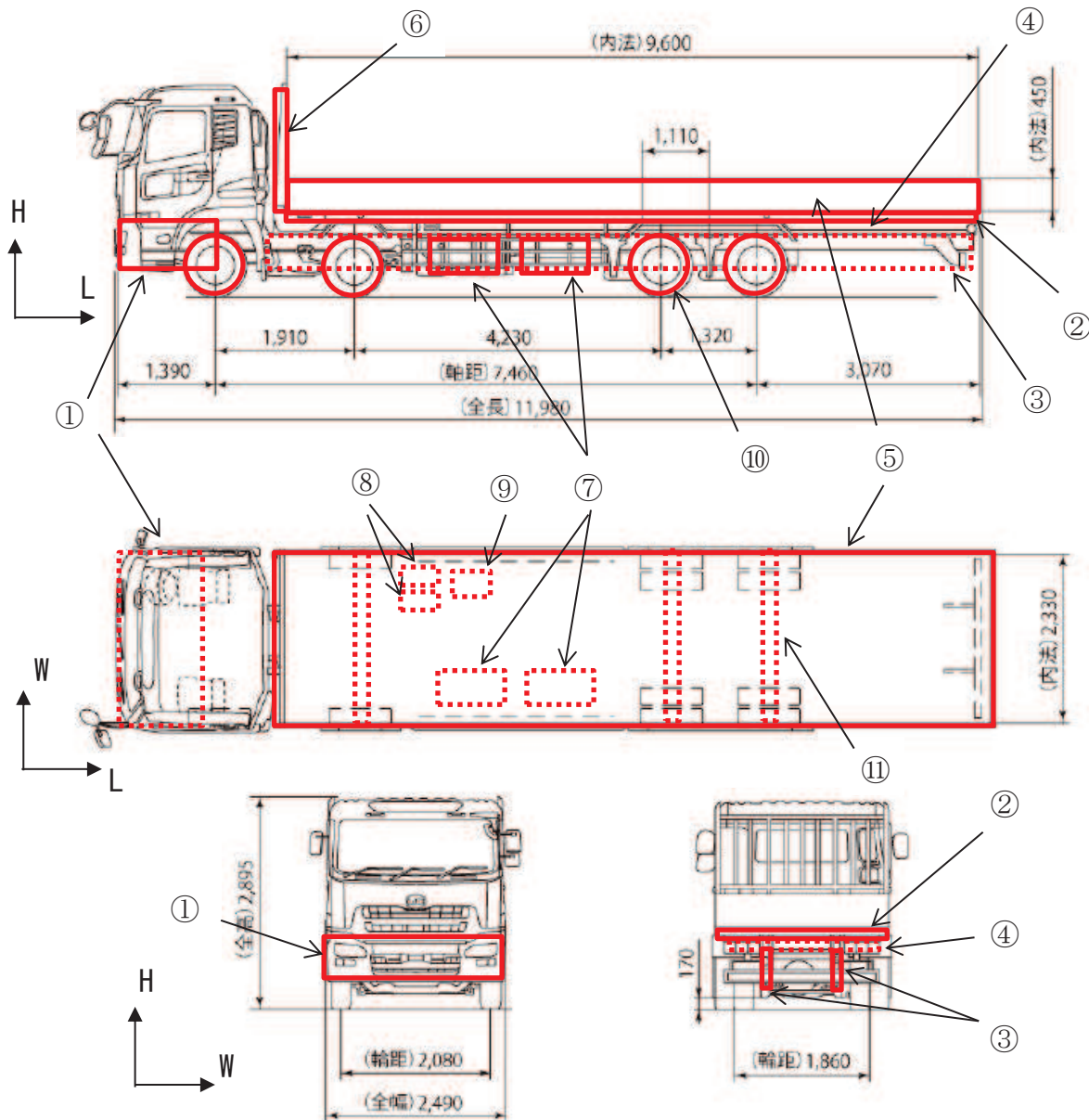
$$5.632 \times 1.03^* = 5.9[\text{t}] \text{ (小数点第2位以下切り上げ)}$$

注記 * : 海水の比重を1.03 t/m³とした。

(a) 重量 < (c) 浮力より、LLW輸送容器については、重量よりも水没時に作用する浮力が大きい。

(2) LLW輸送車両

LLW輸送容器の輸送に使用するトラック（15t 積載）を評価対象とする。体積については、図4のようにLLW輸送車両を構成する部材の体積を求め、これらの積算により算出した。



- ①エンジン部，②シャーシ（上部），③シャーシ（下部），④シャーシ（連結部），⑤架台（横），⑥架台（縦），⑦タンク1，⑧タンク2，⑨バッテリー，⑩タイヤ，⑪車軸

- ・部材寸法の測定については、図面からの引用の他、実測値を使用している。
- ・キャビンについては、窓を開ける運用とし、気密性がないため体積には加えない。

図4 体積計算に用いたLLW輸送車両の模式図

a. 評価結果

(a) 重量

車両重量 (9.7 t*)

注記 * : 実際に運用する車両の車検証の値を使用。

(b) 体積

No.	部 材 名	L [mm]	W [mm]	H [mm]	個数	体積[m ³]	備 考
①	エンジン部	1390	2490	800	1	2.769	
②	シャーシ (上部)	9800	2530	9	1	0.224	
③	シャーシ (下部)	9600	480	6	2	0.056	板状で模擬
④	シャーシ (連結部)	210	2490	8	29	0.122	板状で模擬
⑤	架台 (横)	10010	3150	40	1	1.262	板状で模擬
⑥	架台 (縦)	100	2490	1740	1	0.434	
⑦	タンク 1	1250	650	420	2	0.683	
⑧	タンク 2	650	φ 300	φ 300	2	0.092	
⑨	バッテリー	600	500	300	1	0.090	
⑩	タイヤ	φ 845	247	φ 845	13	1.801	
⑪	車軸	φ 150	2490	φ 150	4	0.176	
合 計						7.709	

(c) 浮力

$7.709 \times 1.03^* = 8.0$ [t] (小数点第 2 位以下切り上げ)

注記 * : 海水の比重を 1.03 t/m³ とした。

(a) 重量 > (c) 浮力より, LLW 輸送車両は, 漂流物とはならない。

(3) LLW 輸送の今後の運用について

LLW 輸送車両は漂流物とはならないが, 最も浮力が大きくなる LLW 輸送容器の空容器を 2 個積載した場合, 車両総重量 (約 12t) に対し, 浮力 (約 20t) の方が大きい。また, 廃棄体を収納した LLW 輸送容器を LLW 輸送車両へ積載した場合においても, 車両総重量に対し浮力の方が大きくなることもある*¹。

このため, 作業員のみが退避する場合は, LLW 輸送容器を LLW 輸送車両に固縛し, 浮力を上回るようウェイトを積載する対策*²を実施することで, 漂流物とはしない方針とする。

なお, LLW 輸送車両への LLW 輸送容器の固縛については, LLW 輸送車両の固縛装置により行う (図 5 参照)。また, 固縛装置については, 図 6 ~ 8 に示す構造となっており, 固縛装置は車両固縛部等により LLW 輸送車両に固縛し, LLW 輸送容器は固縛装置のツイストロックで固縛装置に固縛する。

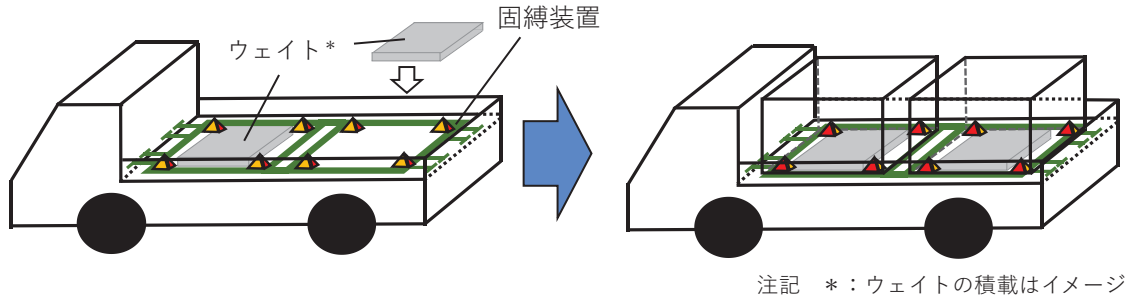


図5 LLW輸送容器等の積載・固縛方法

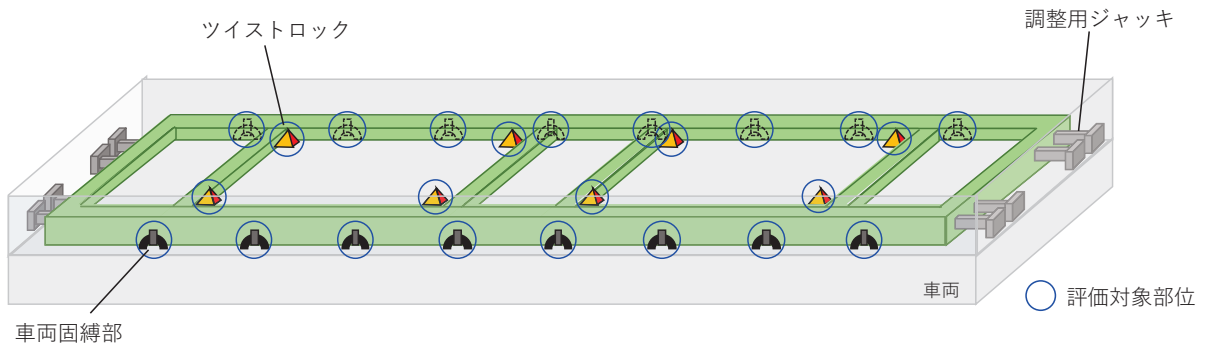


図6 固縛装置の概略図並びに評価対象部位

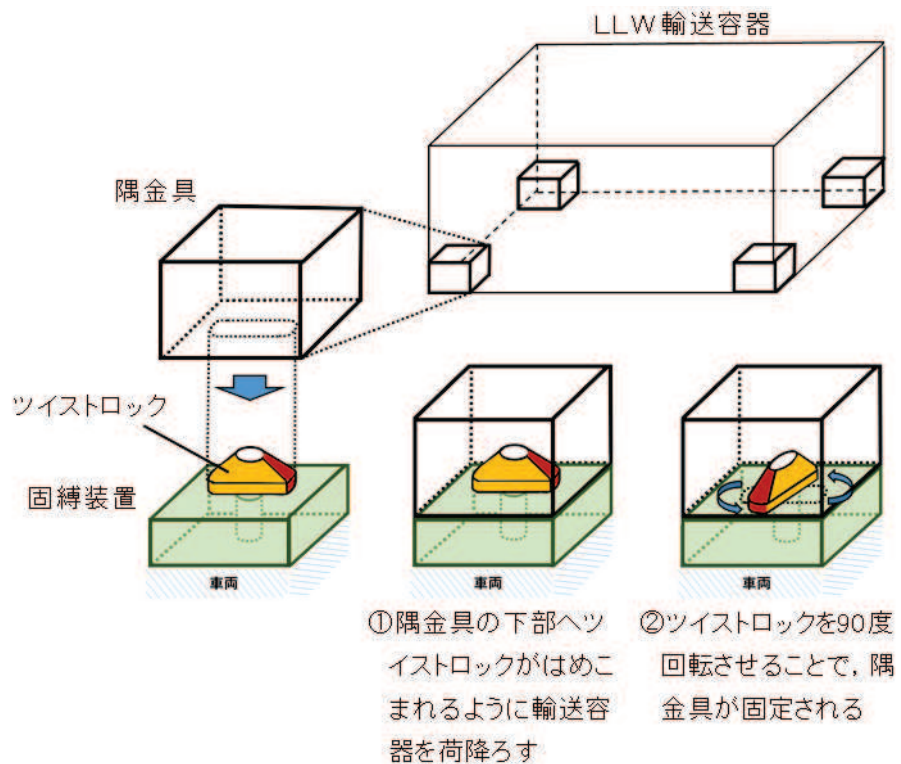


図7 固縛装置 (ツイストロック) の概略図



図8 固縛装置（車両固縛部）の概略図

また、LLW輸送車両の固縛装置については、国土交通省「放射性物質の自動車運搬に係る積載方法の安全性に関する技術基準の適用指針」において、前後方向2G、左右方向1G、上下方向2Gの加速度が同時に作用する場合に発生する力に耐えうる強度を有することが要求されており、この条件に適合させ、十分な余裕を有した設計となっている。

これに対して、浮力によって発生する引張荷重は、上記指針の適合性確認で評価に用いる引張荷重の1/5程度であり、十分に余裕がある。

さらに、基準地震動S_s発生時に、LLW輸送車両の走行地点で想定される最大応答加速度が、加振試験により転倒しないこと及び固縛機能を維持できることを確認した加振台の最大加速度以下であることを確認した（図9、表3参照）。

以上より、固縛装置については十分な強度を有していることから、基準地震動S_s及び浮力によって固縛機能が損なわれることはないと考えられる。

注記 *1: LLW輸送容器へ収納する廃棄体の重量を、過去に搬出した廃棄体重量(最小)より約4.6tとした場合、車両総重量(約16t)に対し、浮力(約20t)の方が大きい。

*2: あらかじめ浮力を上回るようウェイトを積載したLLW輸送車両を使用する。



図9 加振試験時のLLW輸送車両

表3 加振試験による評価結果

($\times 9.8\text{m/s}^2$)

	加振方向	
	水平	鉛直
走行地点での S_s による 最大応答加速度*1	1.39	0.80
加振台の最大加速度*2	2.17	1.38
転倒評価結果	○	
固縛機能評価結果*3	○	

注記 *1：地震応答解析により求めた地表面の最大応答加速度。

*2：加振試験により計測された加振台の最大加速度。

*3：加振試験後の外観点検等により固縛装置（ウェイト含む。）
が健全であることを確認した。

参考文献

- 1) N F T-22B型 核燃料輸送物設計承認書，平成24年1月，原燃輸送株式会社
- 2) LLW-2型輸送容器取扱説明書，平成24年4月，原燃輸送株式会社

4.3 漂流物による衝突荷重について

4.3.1 衝突荷重を考慮する施設・設備の選定

津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備のうち、漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備については、各施設・設備の設置位置を踏まえて、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰を選定した。

津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の平面位置図を図4.3-1に、漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の選定フローを図4.3-2に、選定結果を表4.3-1に、選定された施設・設備の設置概念図を図4.3-3に示す。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、防潮堤よりも海側に設置しているものの、地中に設置しているため、漂流物による衝突荷重を考慮しないこととしており、設置概念図を参考1に示す。

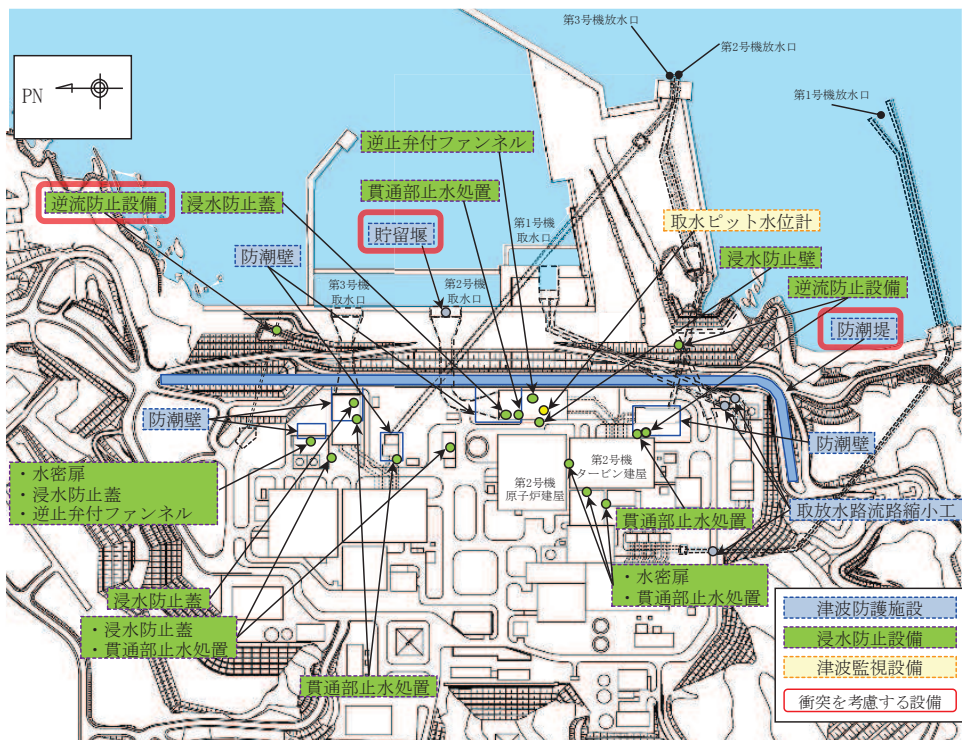


図 4.3-1 漂流物による衝突荷重を考慮する津波防護施設

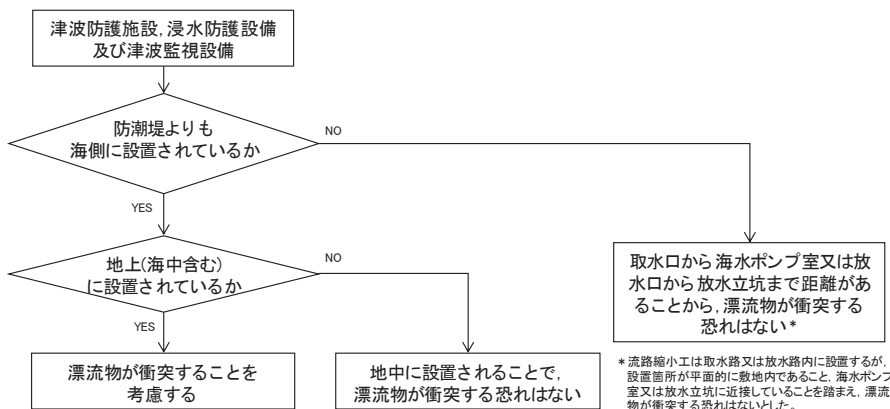


図 4.3-2 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の選定フロー

表 4.3-1 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の選定結果

施設・設備		防潮堤よりも海側に設置されているか	地上(海中含む)に設置されているか	評価 (衝突荷重の考慮)	
津波防護施設	防潮堤	鋼管式鉛直壁	—	地上(露出部下端標高 O.P.+17.0m)	考慮する
		盛土堤防	—	地上(下端標高 O.P.+5.0m)	考慮する
	防潮壁		敷地側	—*	考慮しない
	取放水路流路縮小工		敷地側	—*	考慮しない
	貯留堰		海側	海中 (天端標高 O.P.-6.3m)	考慮する
浸水防止設備	逆流防止設備	屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)	海側	地上 (下端標高 O.P.+5.7m)	考慮する
		屋外排水路逆流防止設備(防潮堤南側)	海側	地中	考慮しない
		補機冷却海水系放水路逆流防止設備	敷地側	—*	考慮しない
	浸水防止蓋		敷地側	—*	考慮しない
	浸水防止壁		敷地側	—*	考慮しない
	水密扉		敷地側	—*	考慮しない
	貫通部止水処置		敷地側	—*	考慮しない
津波監視設備	取水ピット水位計		敷地側	—*	考慮しない

注記 * : 防潮堤よりも敷地側に設置されており、漂流物は衝突しないため、評価不要。

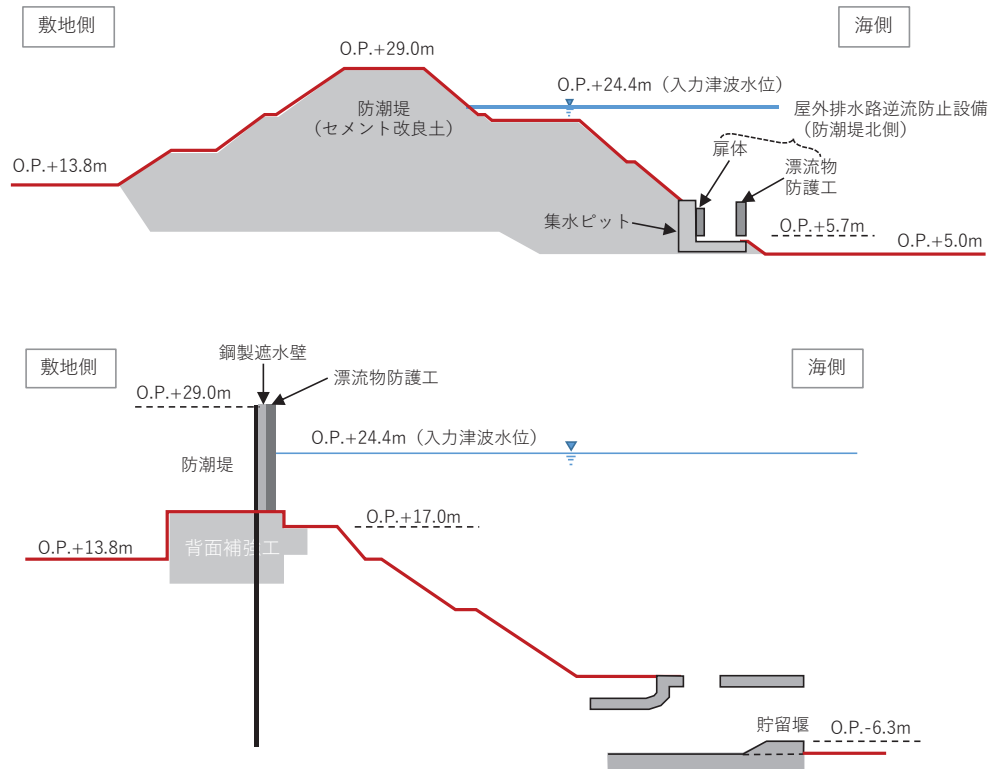


図 4.3-3 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の設置概念図

4.3.2 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握

敷地前面域における基準津波の最大水位上昇量分布（全時刻：地震発生から240分後まで）及び基準津波第一波（地震発生から約46分後まで）の最大水位上昇量分布を図4.3-4及び図4.3-5に示す。両者を比較すると、大きな違いは見られないことから、敷地前面域は第一波で最大水位になる。

防潮堤前面、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面及び貯留堰（取水口）前面における水位時刻歴波形を図4.3-6、図4.3-7及び図4.3-8に示す。これらの図から、防潮堤前面、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面及び貯留堰前面において水位が最大となる時間は、それぞれ地震発生から42.4分後、42.2分後及び42.4分後で、ほぼ同時刻であることから、いずれも基準津波の第一波により最大水位となる。

なお、防潮堤前面及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面に第二波以降の津波は到達しておらず、貯留堰については、第一波では露出せず、第二波以降に海中から露出することが確認される（図4.3-8）。

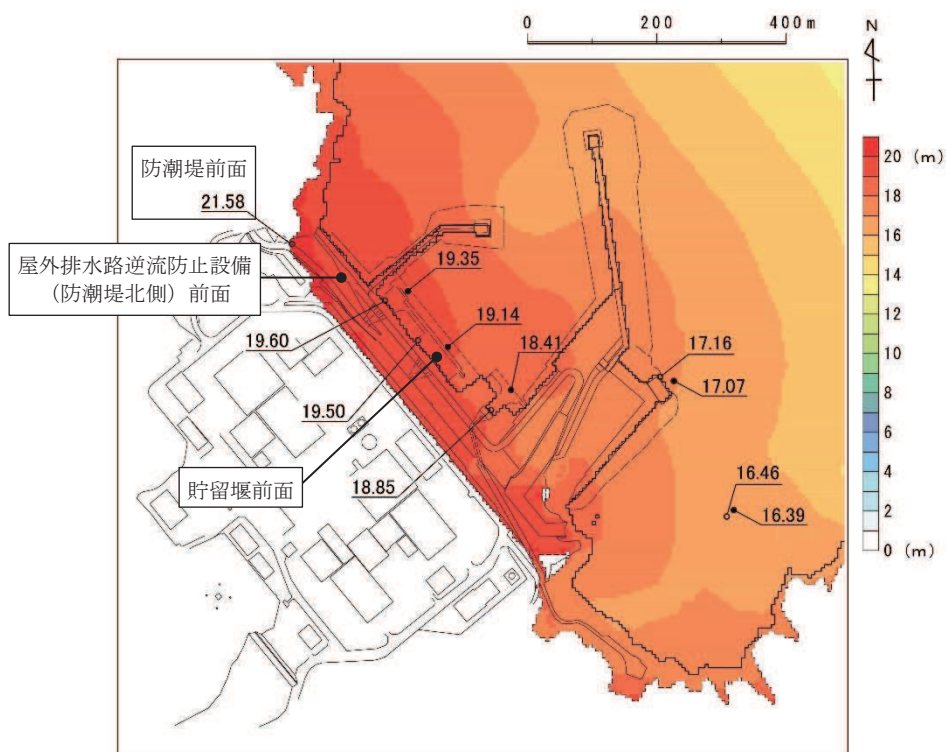


図 4.3-4 基準津波による最大水位上昇量分布
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，全時刻)

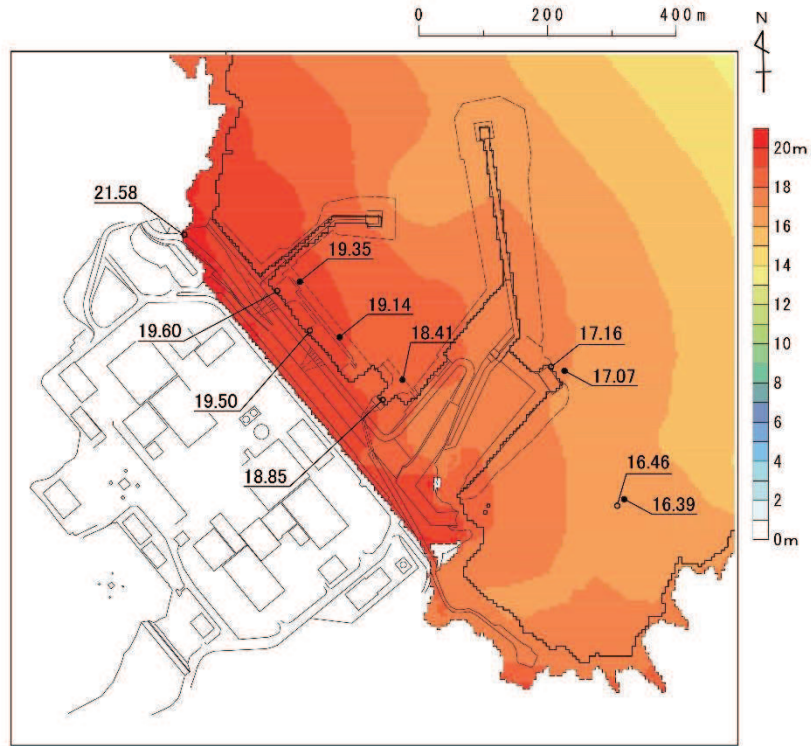


図 4.3-5 基準津波による最大水位上昇量分布
 (防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 第一波 (地震発生から約 46 分後))

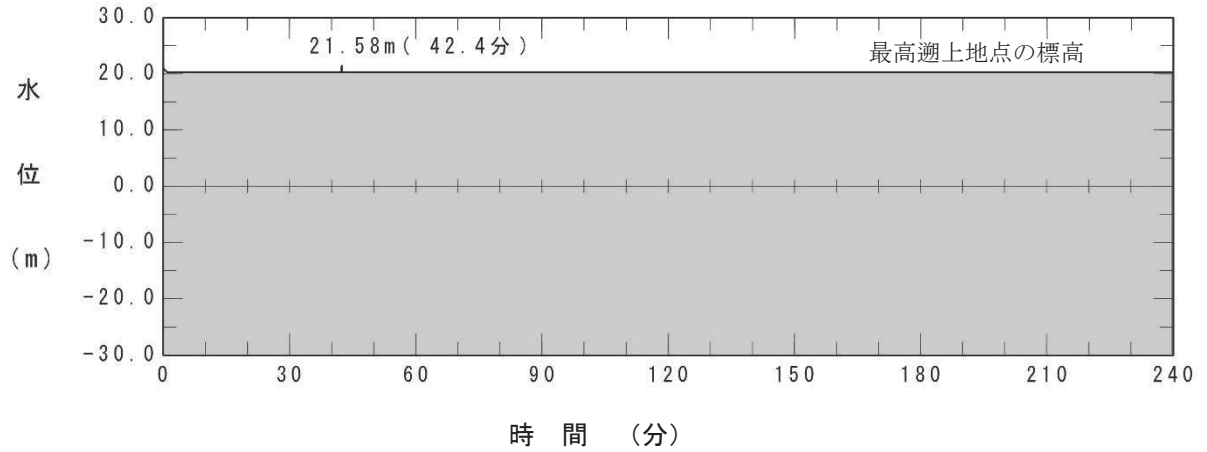


図 4.3-6 防潮堤前面の水位時刻歴
 (防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

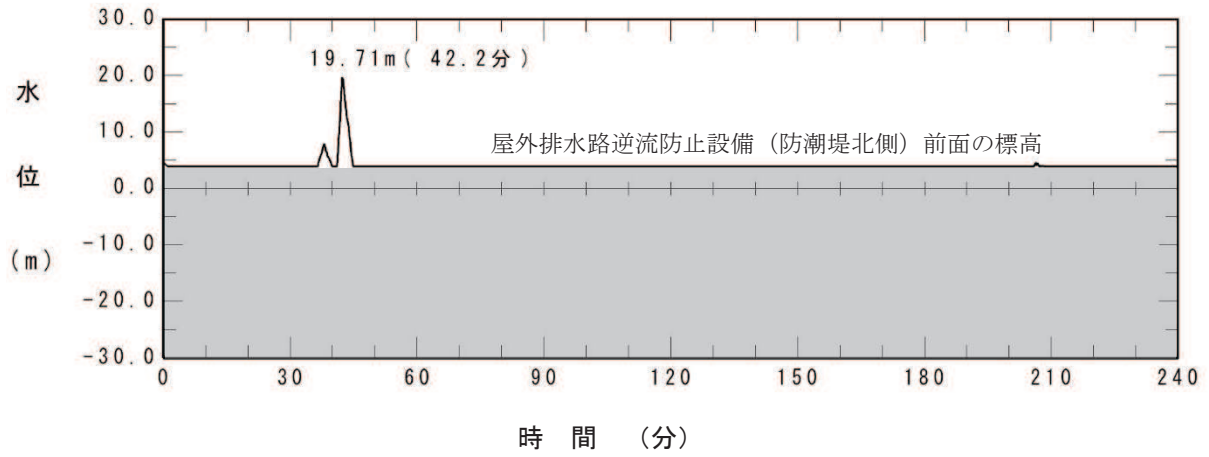


図 4.3-7 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

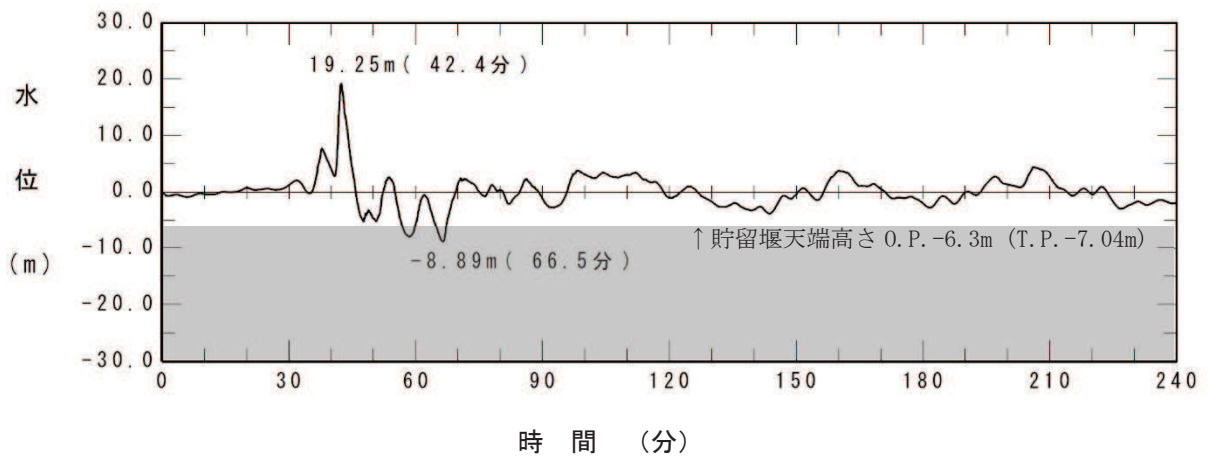


図 4.3-8 貯留堰 (取水口) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

次に、敷地前面域での流速の特徴について把握する。

図 4.3-9 に、敷地前面域での最大流速ベクトル分布（全時刻）、第一波（地震発生から約 46 分後まで）の最大流速ベクトル分布及び第二波以降（地震発生から約 46 分以降）の最大流速ベクトル分布を示す。

敷地前面域での最大流速は、第二波以降（地震発生から約 46 分以降）の東防波堤堤頭部付近で生じており、12.95m/s となっている。その方向は敷地に対して約 356°（敷地汀線方向を 0° とし、反時計回りの角度 図 4.3-10 参照）であり、発電所から離れる方向である。この最大流速位置における流速とベクトルの時刻歴データを図 4.3-11 に示す。この時刻歴データから、最大流速は、第一波襲来後の引き波で水位が最も低くなった際に生じている。

また、第一波（地震発生から約 46 分後まで）での最大流速は、第 1 号機取水口の東側で生じており、12.79m/s となっている。この方向は防潮堤に対して約 20°（図 4.3-10 参照）で、敷地に近づく方向である。この最大流速位置における流速とベクトルの時刻歴データを図 4.3-12 に示す。この時刻歴データから、第一波が第 1 号機放水口側から第 1 号機取水口の東側の敷地に遡上した際に発生したものと考えられる。

防潮堤前面及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面における最大流速は、いずれも第一波で生じており、それぞれ 4.86m/s 及び 2.81m/s である。また、その方向は、防潮堤に対して約 176°、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対しては約 186° となっている（図 4.3-13 及び図 4.3-14）。

貯留堰については、海中に設置されていることを踏まえ、引き波により貯留堰が露出した後に襲来する津波の流速を対象とする。その際の最大流速は第二波の 1.81m/s であり、貯留堰に対して約 27°（貯留堰と平行方向を 0° とし、反時計回りの角度）となっている（図 4.3-15）。

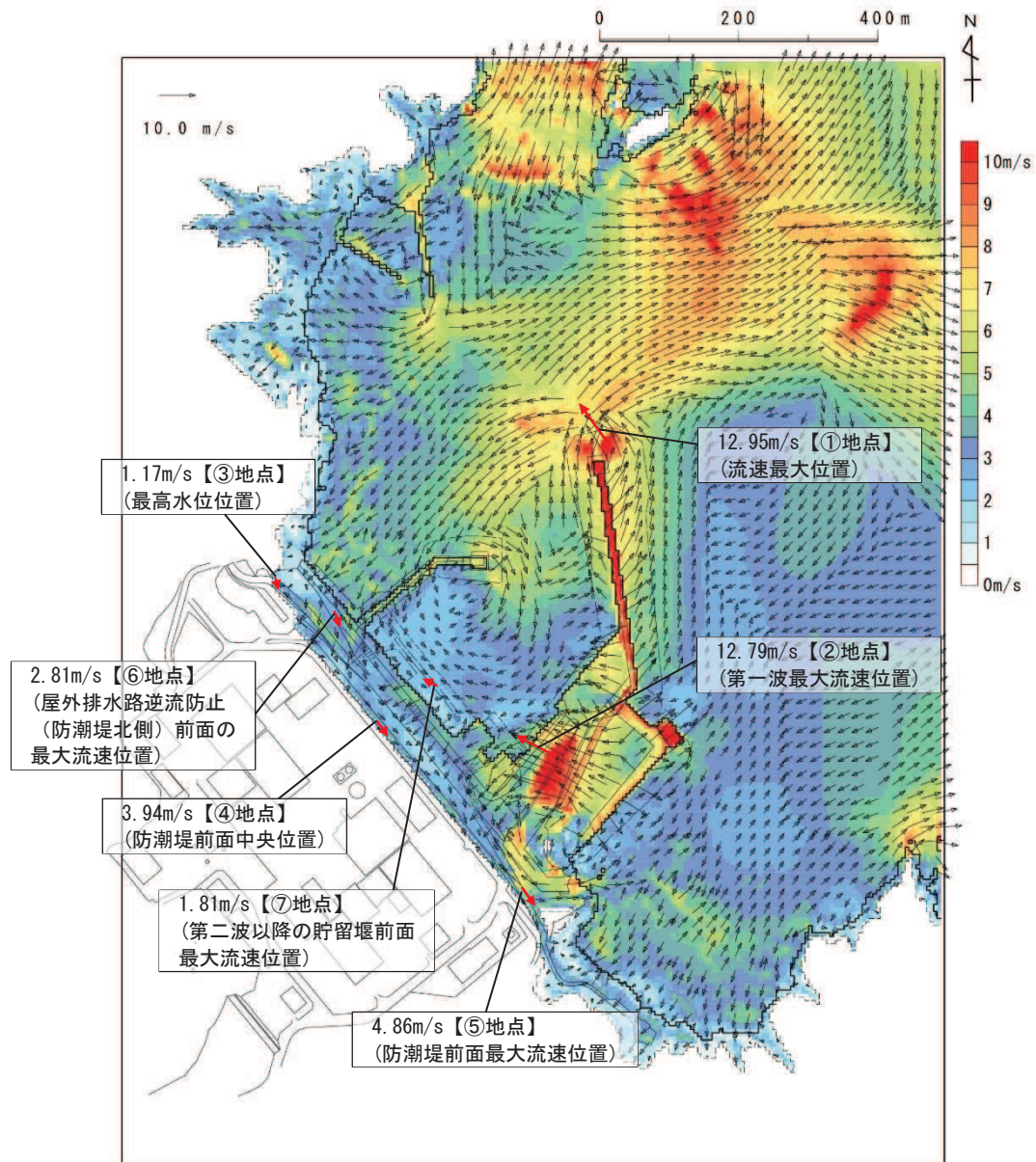


図 4.3-9(1) 基準津波における最大流速分布図

(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，全時刻)

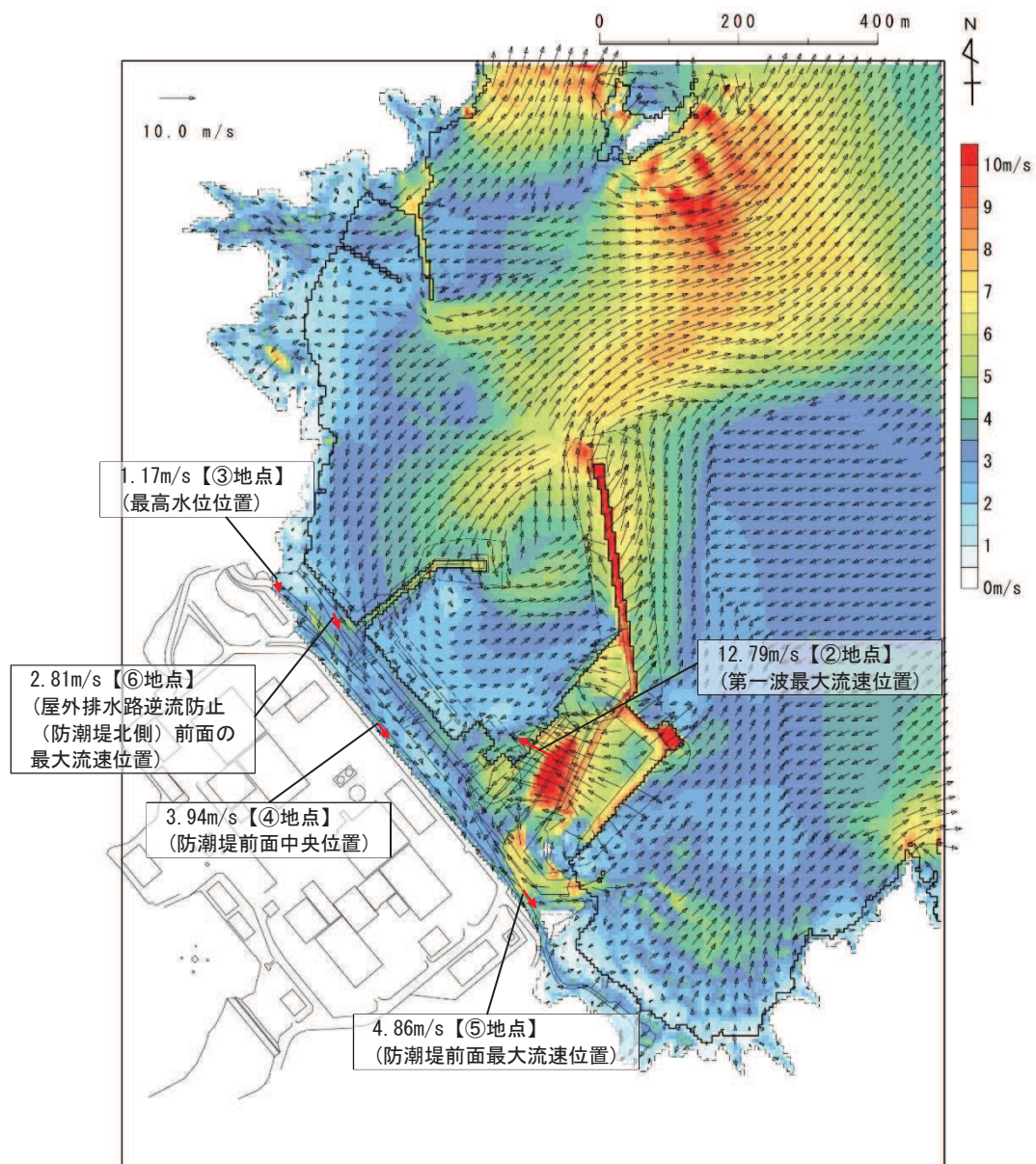


図 4.3-9(2) 基準津波における最大流速分布図

(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，地震発生から約 46 分後まで)

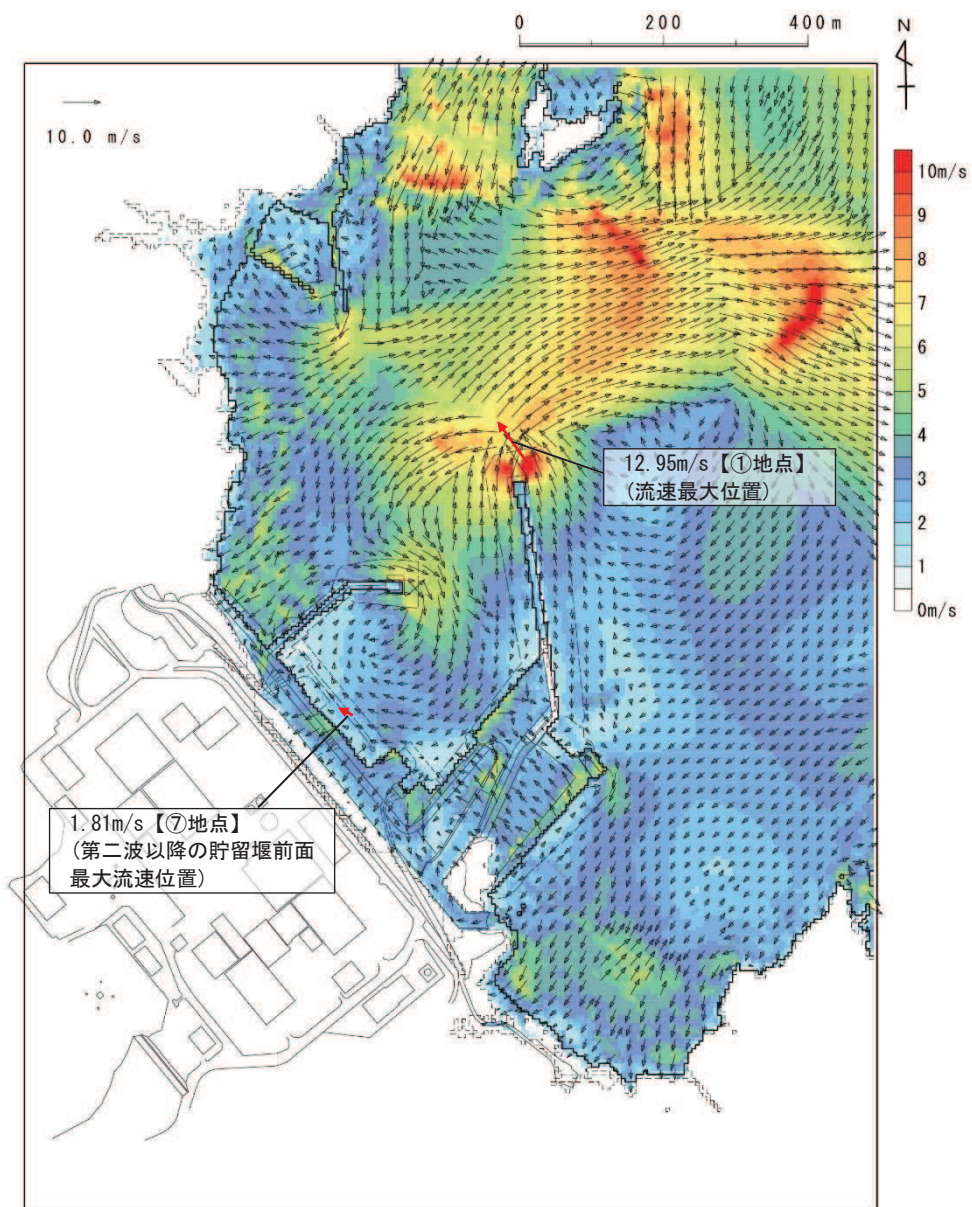


図 4.3-9(3) 基準津波における最大流速分布図
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，約 46 分以降)

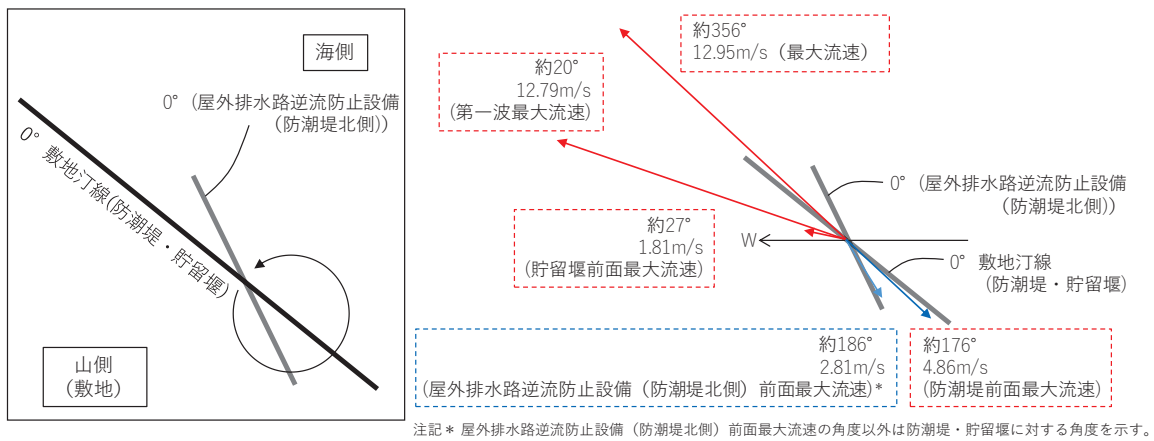


図 4.3-10 防潮堤・屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)・貯留堰に対する流向の角度

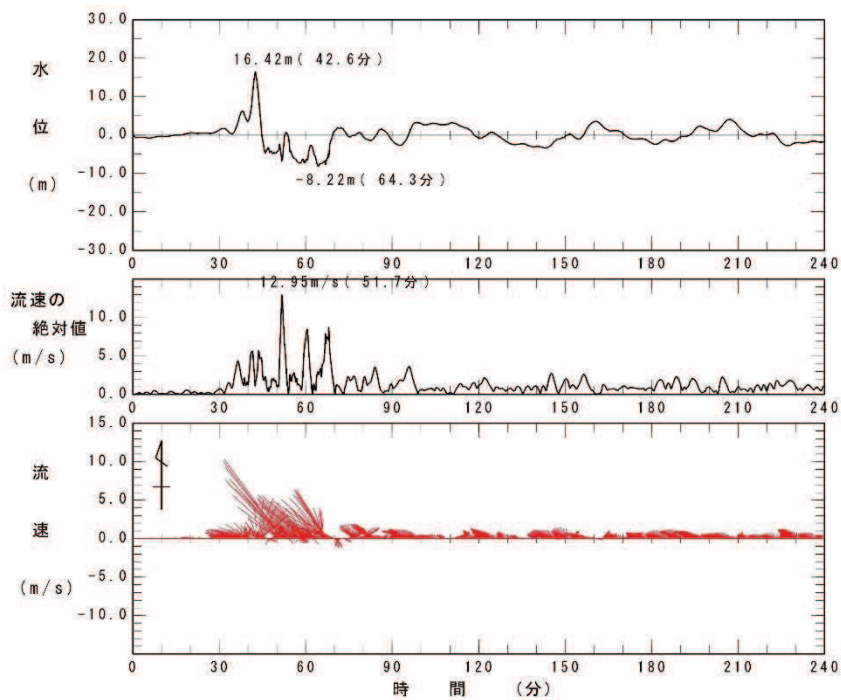


図 4.3-11 全時刻での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ
(①地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

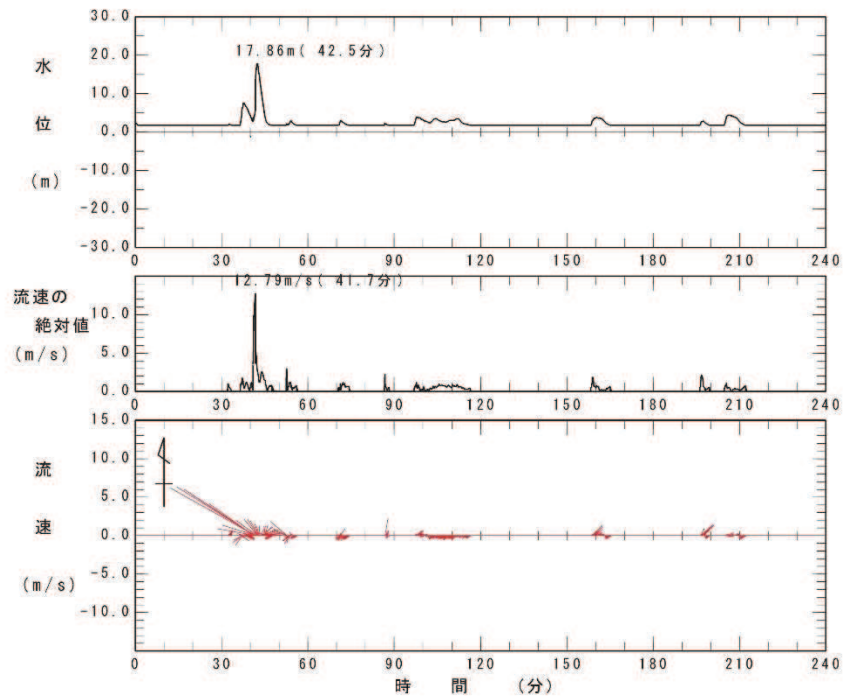


図 4.3-12 第一波での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ
 (②地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

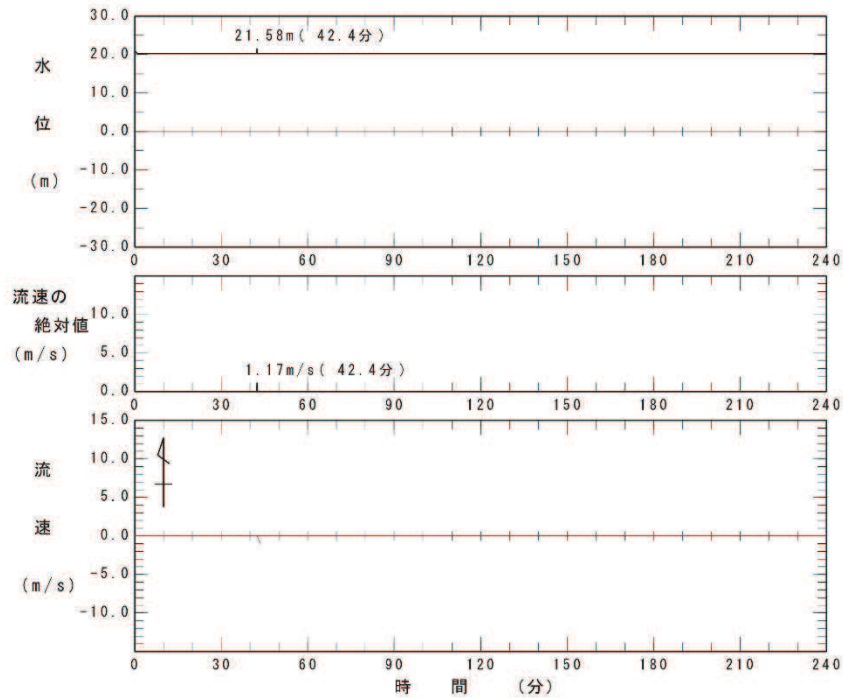


図 4.3-13(1) 防潮堤前面 (最高水位) 位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (③地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

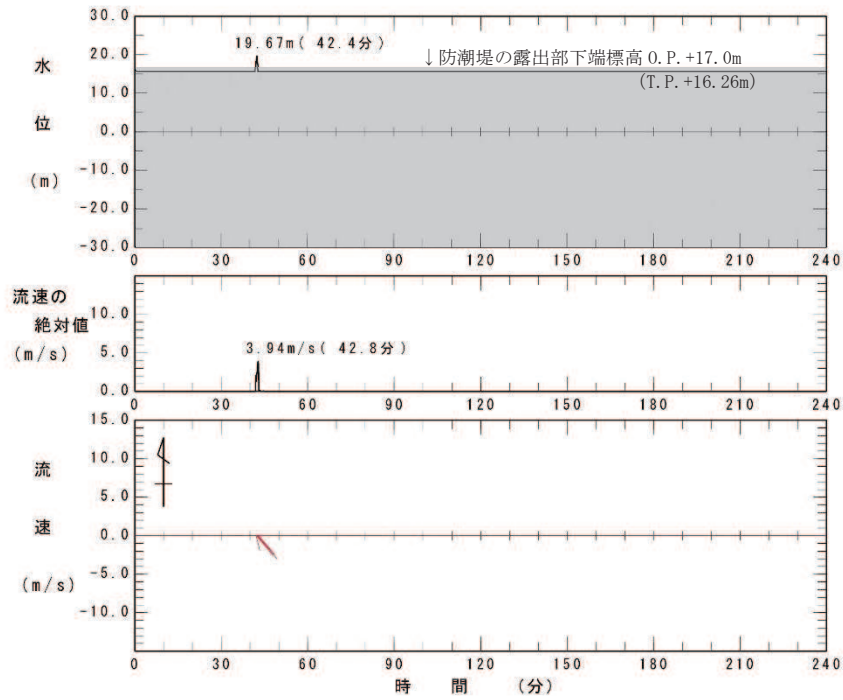


図 4.3-13(2) 防潮堤前面（中央位置）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (④地点, 防波堤あり, 基準地震動S sによる地盤沈下なし, 全時刻)

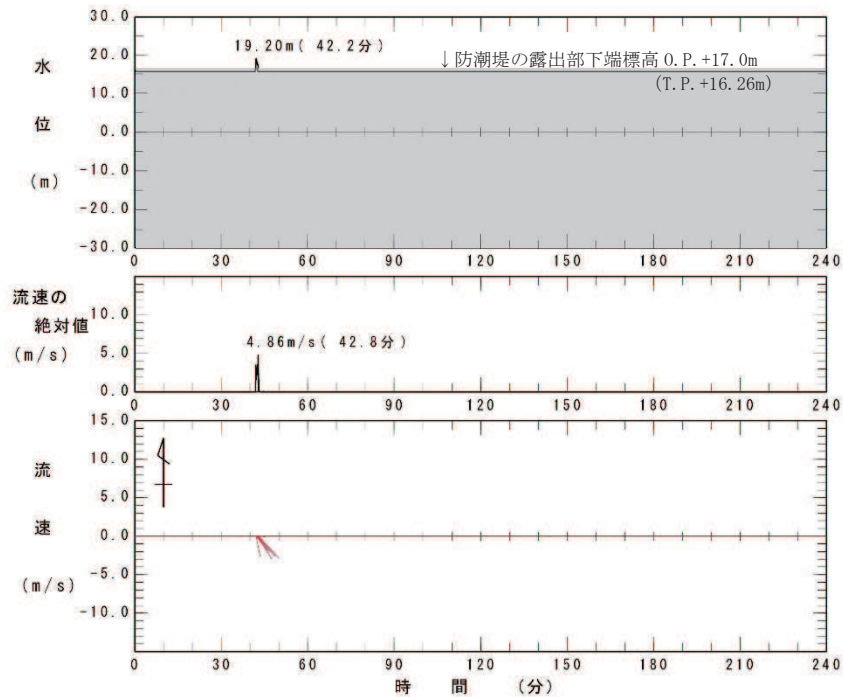


図 4.3-13(3) 防潮堤前面（最大流速）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (⑤地点, 防波堤あり, 基準地震動S sによる地盤沈下なし, 全時刻)

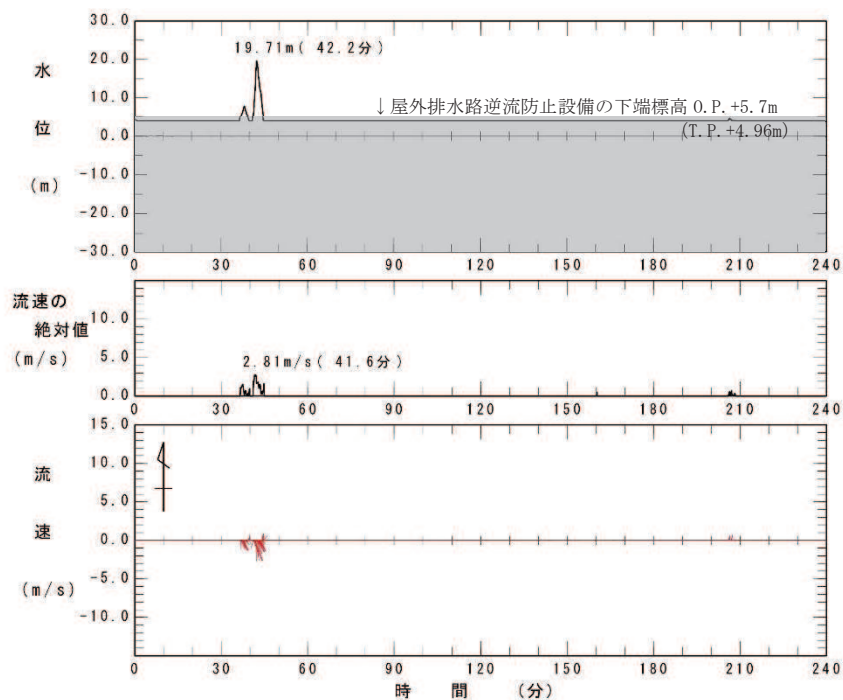


図 4.3-14 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面位置*での
流速とベクトルの時刻歴データ

(⑥地点, 防波堤あり, 基準地震動S_sによる地盤沈下なし, 全時刻)

注記*: 防潮堤（盛土堤防）の前面位置と同じ

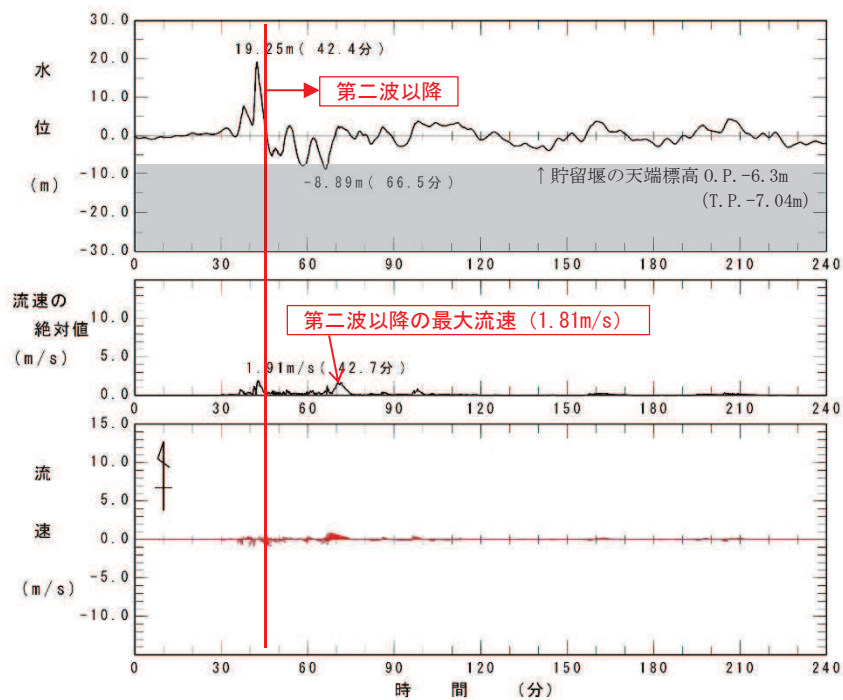


図 4.3-15 貯留堰前面位置での流速とベクトルの時刻歴データ

(⑦地点, 防波堤あり, 基準地震動S_sによる地盤沈下なし, 全時刻)

4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定

「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」で取水口前面に到達する可能性があるとして評価した漂流物（表 4.3-2）の初期配置を整理した上で、衝突荷重として考慮する漂流物を選定した。

表4.3-2 取水口前面に到達する可能性があるとして評価した漂流物

調査範囲		取水口へ到達する漂流物	重量等	取水口への到達形態	
敷地内	陸域	角落し	約7t	滑動	
		第3号機モニタリング架台	—	滑動	
		車両系重機・燃料等輸送車	2.7～41.2t	滑動	
		PC板（カーテンウォール）	約8t	滑動	
		キュービクル類	約5t	滑動	
		がれき	—	浮遊	
	巡視点検用車両	2.15t	浮遊		
	海域	ゴムボート	1t未満	浮遊	
敷地外	小屋取地区	海域	小型漁船	総トン数：約5t (排水トン数：約15t)	浮遊
			がれき	—	浮遊
		陸域	がれき	—	浮遊
			車両	—	浮遊
	小屋取地区以外 (女川等)	海域	がれき	—	浮遊
			漁船	総トン数：約19t (排水トン数：約57t)	浮遊
		陸域	がれき	—	浮遊
			車両	—	浮遊
	陸域	コンテナ・ユニットハウス	約30t	浮遊	
タンク		22t以下* (約200k1)	浮遊		

注記 *：敷地外のタンクの重量は、発電所の軽油タンク（撤去済み：330k1）の重量が約22tであることを踏まえ、保守的にこれと同等として22tを考慮する。

① 漂流物の初期配置

漂流物による衝突荷重は、漂流物となるものが津波襲来時に配置されている場所（以下「初期配置」という。）が重要となるため、「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」で取水口前面に到達する可能性があると評価した漂流物を対象に初期配置の区分を行った。

敷地内に初期配置されているものは、津波の第一波により漂流するため、衝突荷重への影響が大きいと判断し、「直近陸域」と設定した（図 4.3-16）。

「直近陸域」は図 4.3-16 に示すとおり防潮堤から約 500m の範囲内にあるため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰も含めた 500m の海域内の漂流物も津波の第一波により漂流して衝突荷重に大きな影響を及ぼすと考え、この範囲内の海域を「直近海域」として設定した。また、「直近海域」よりも沖側を「前面海域」として設定した（図 4.3-17）。

なお、発電所周辺の流向・流速の観点から「直近海域」の特徴を確認した。図 4.3-18 に基準津波の第一波襲来時（地震発生から 40～43 分後）の流向・流速を、図 4.3-19 に地震発生から 46 分後までの発電所周辺の最大流速分布と「直近海域」の関係を示す。これらの図から、基準津波の第一波が襲来する数分間は発電所に一様に向かってくる状況となっており、地震発生から 46 分後までの発電所周辺の最大流速は概ね「直近海域」で生じていることから、「直近海域」からの漂流物の影響が大きくなることが考えられる。

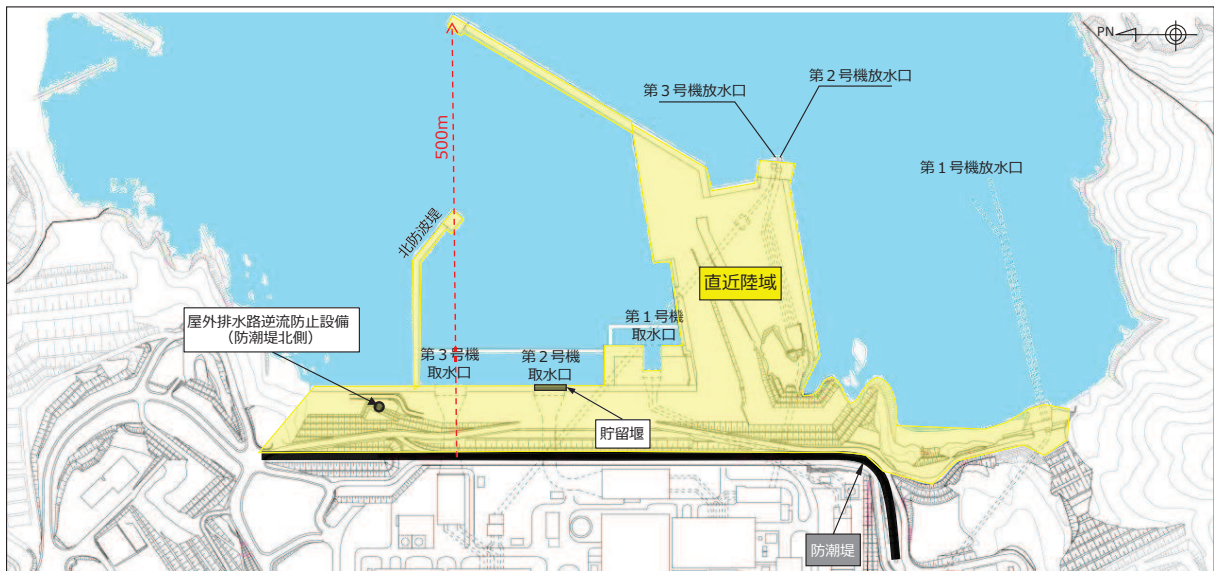


図 4.3-16 「直近陸域」の区分

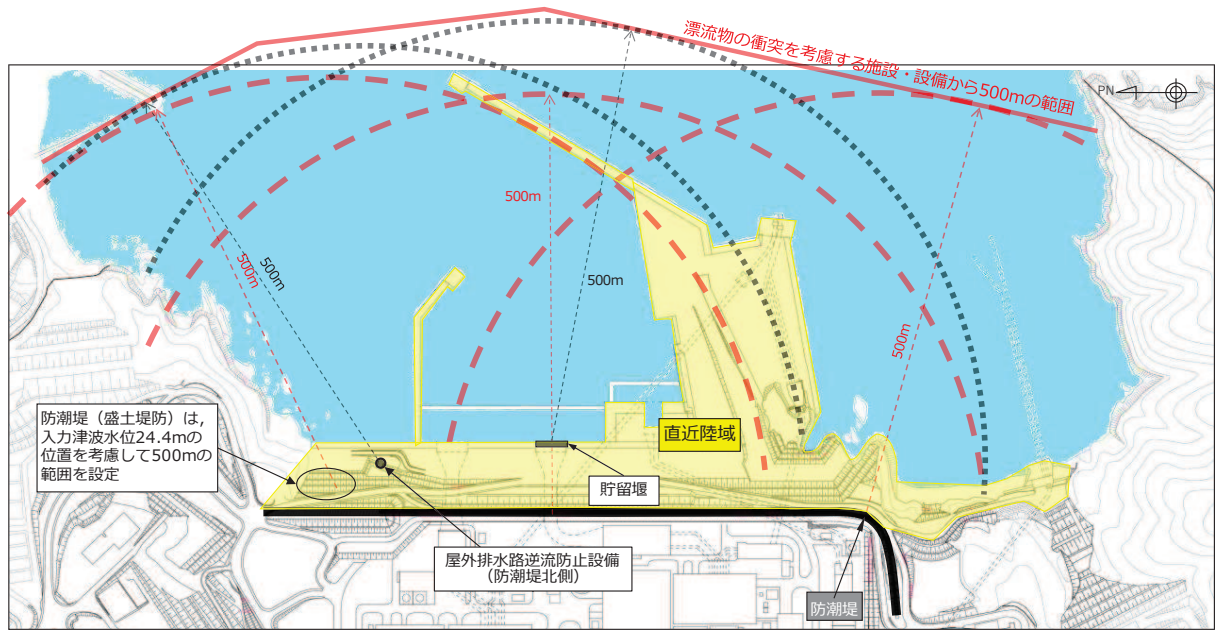


図 4.3-17(1) 「直近海域」の区分
 (防潮堤, 貯留堰及び屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) から 500m の隔離)

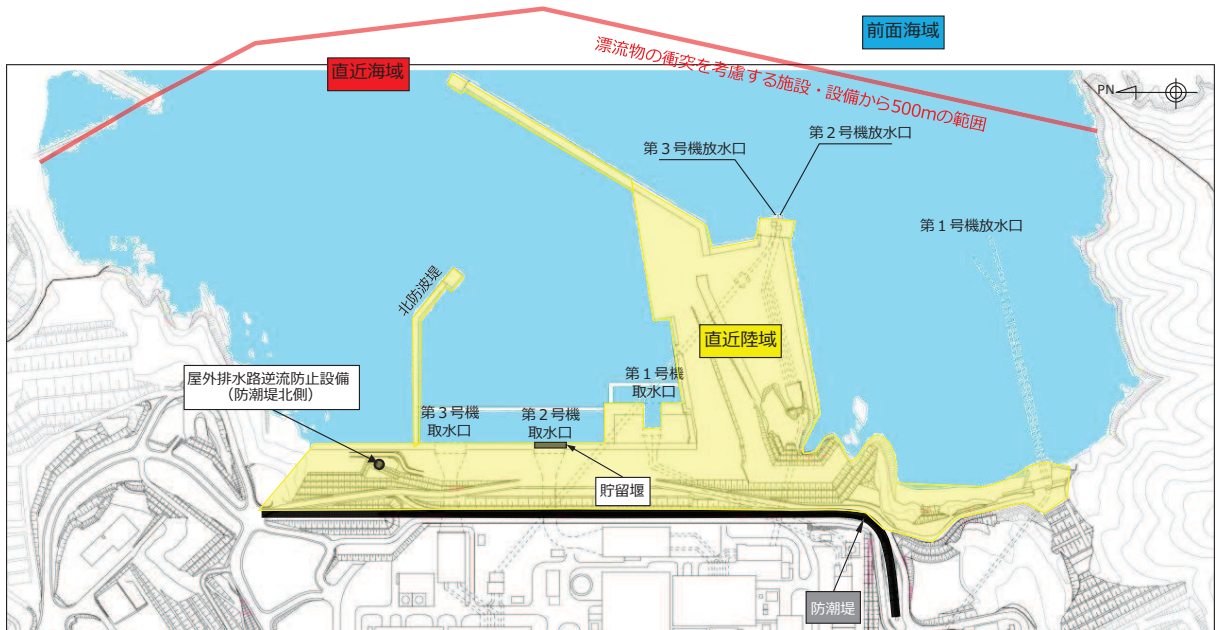


図 4.3-17(2) 「直近海域」の区分

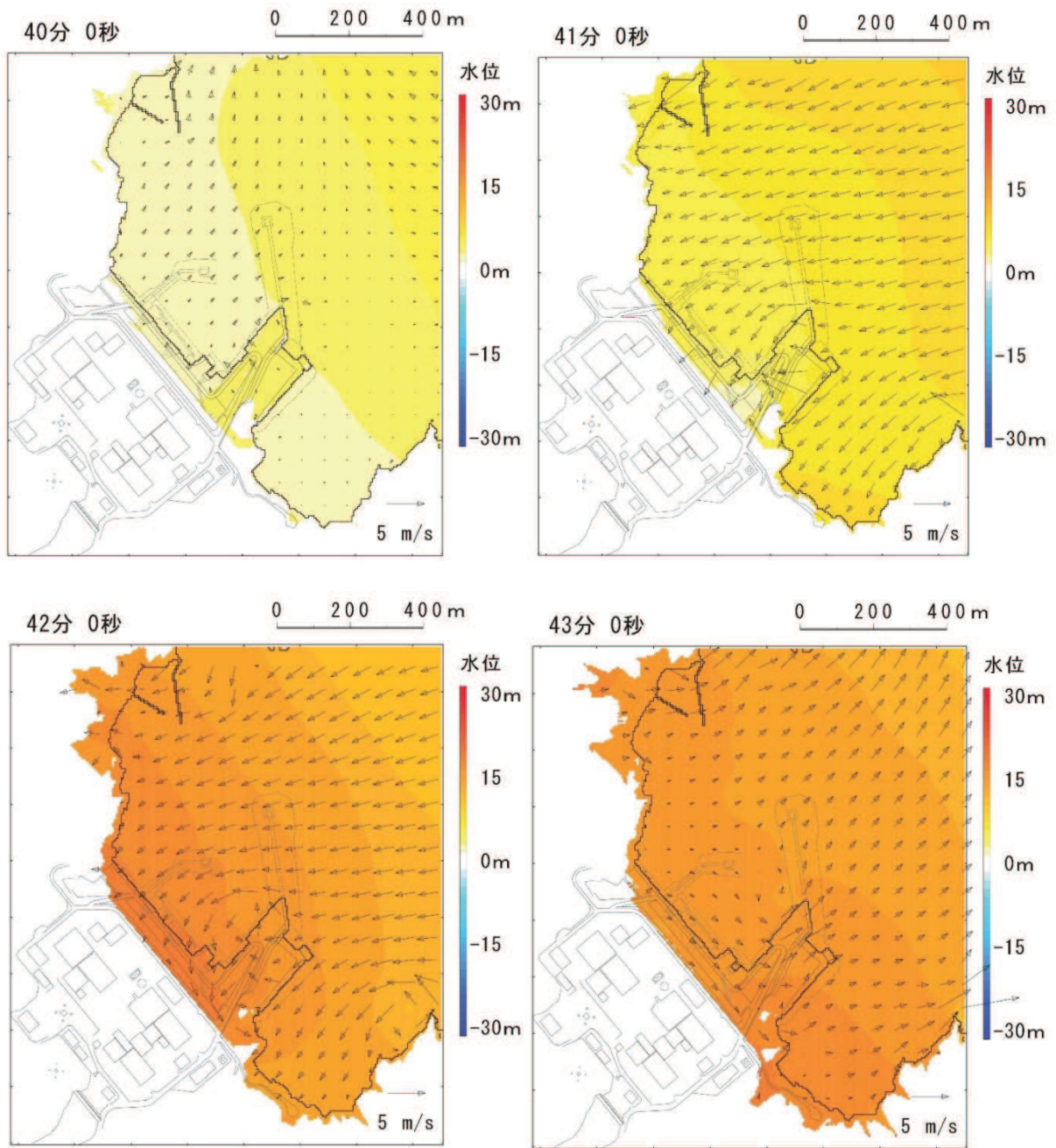


図 4.3-18 基準津波の第一波襲来時（地震発生から 40～43 分後）の流向・流速

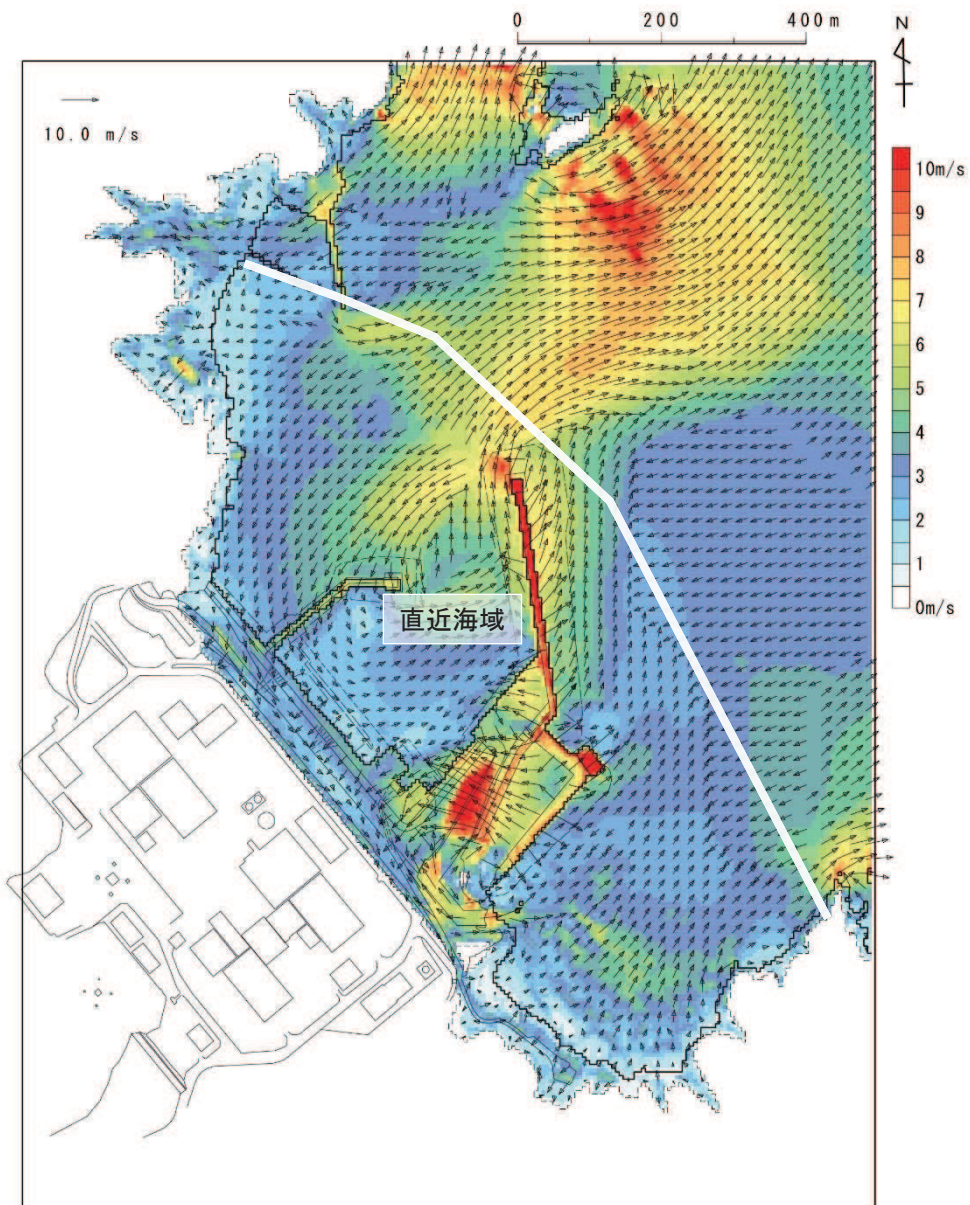


図 4.3-19 基準津波における最大流速分布図と「直近海域」の関係
(地震発生から約 46 分後まで)

a. 直近陸域

「直近陸域」は、図 4.3-16 に示す範囲であり、防潮堤よりも海側の敷地内であることから、「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」で取水口前面に到達する可能性があるとして評価した漂流物のうち、敷地内として整理されているものが該当する。

b. 直近海域

防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰からの離隔が 500m の範囲の海域が「直近海域」であるが、図 4.3-20 に示すように、その大部分は漁業権消滅区域に設定されている。ただし、「直近海域」の北西部の一部（小屋取漁港の港口付近）において漁業権消滅区域ではない範囲がある（以下、「直近海域（北西部）」という。）。

このような状況を踏まえ、初期配置が「直近海域」となる漂流物について検討を行った。なお、発電所港湾に入出港する船舶については「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」に示すとおり津波時に退避することから、発電所港湾に入出港する船舶以外の船舶を検討対象とした。

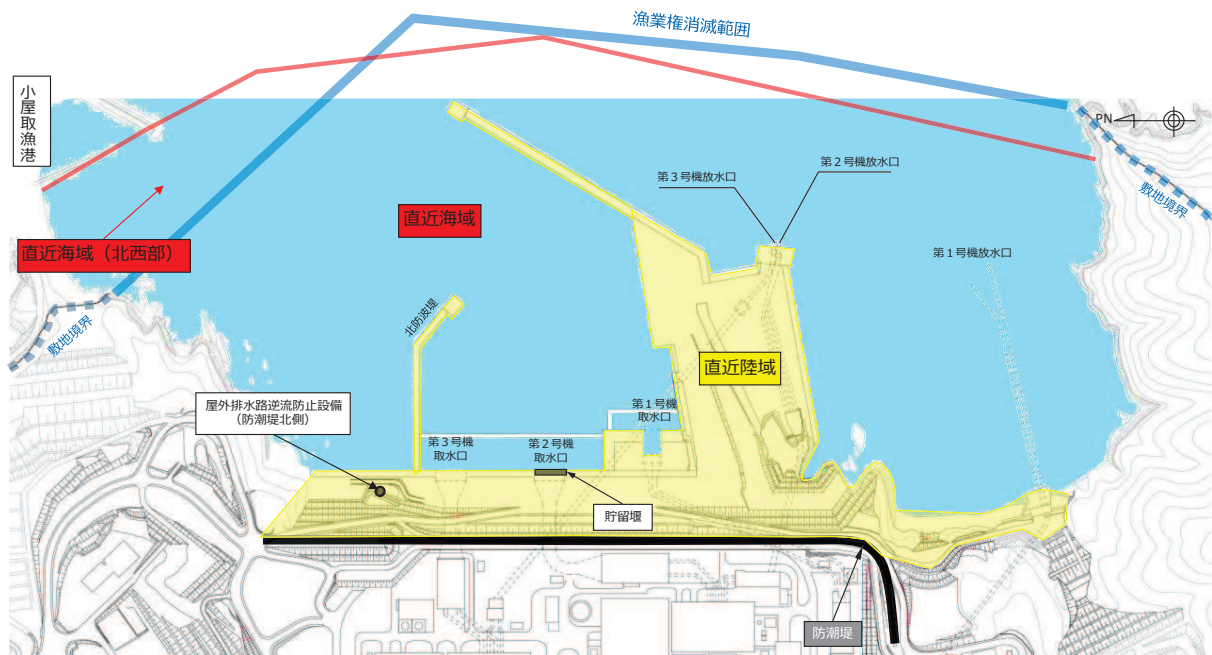


図 4.3-20 「直近海域」と漁業権消滅区域の関係

「直近海域（北西部）」は漁業権があり、小屋取漁港の港口に位置していることから、通常時では小屋取漁港の漁船が漁をしていることが想定されるが、図 4.3-21 のとおり、「直近海域（北西部）」近傍は発電所及び小屋取漁港の航路となっていることから、航行の安全面の観点からこの範囲で漁をしている可能性は極めて低い。一方、漁業権消滅区域では漁をしていないものの、漁船の航行は可能である。ただし、発電所は小規模な湾の奥に立地していること及び発電所前には区画漁業権が設定されており、ほや、ほたて及びかき垂下式養殖による棚があることから、発電所周辺の漁業権消滅区域内をわざわざ航行して移動する漁船はない（図 4.3-22）。

以上のことから、通常時では「直近海域（北西部）」で漁をしている可能性は極めて低いと考えられるものの、否定することはできないため、「直近海域（北西部）」で漁を行っていることを想定する。

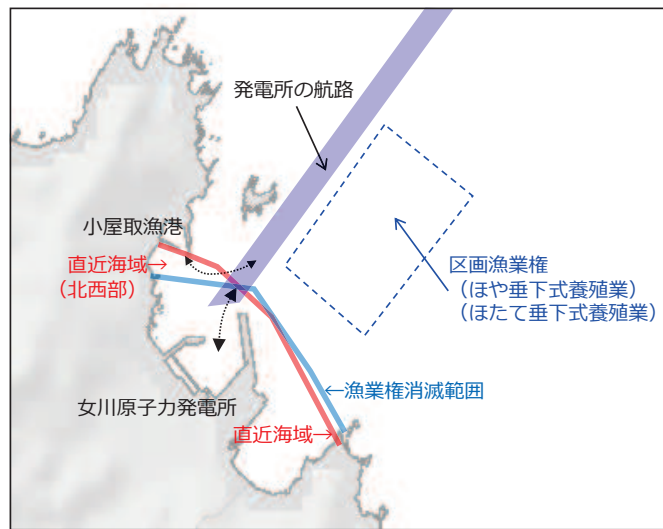


図 4.3-21 発電所前面の航路

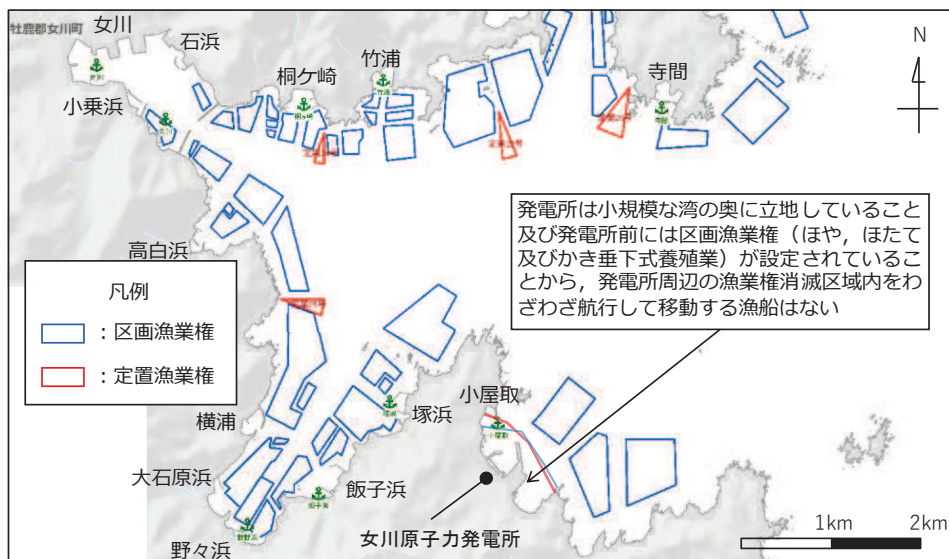


図 4.3-22 漁業権消滅区域を航行する可能性の検討

津波襲来時では、上記の「直近海域（北西部）」で漁を行っている漁船及び小屋取漁港で係留している漁船が沖へ退避する際に「直近海域」を航行する可能性があり、これらの漁船が「直近海域」を退避中に航行不能となる可能性は否定できないことから、退避中の小屋取漁港の漁船が「直近海域」に該当する（図4.3-23）。なお、「直近海域（北西部）」又はそれよりも沖で漁を行っていた漁船が係留するために小屋取漁港に戻ることは漁船破損に繋がるため、沖に留まる可能性が高いが、仮に漁港に戻ることを想定したとしても、沖への退避中に航行不能となった場合と同様の評価であり、小屋取漁港の漁船が「直近海域」に該当する。

なお、「直近海域（北西部）」を対象に流向・流速の特徴を確認した（参考2）。

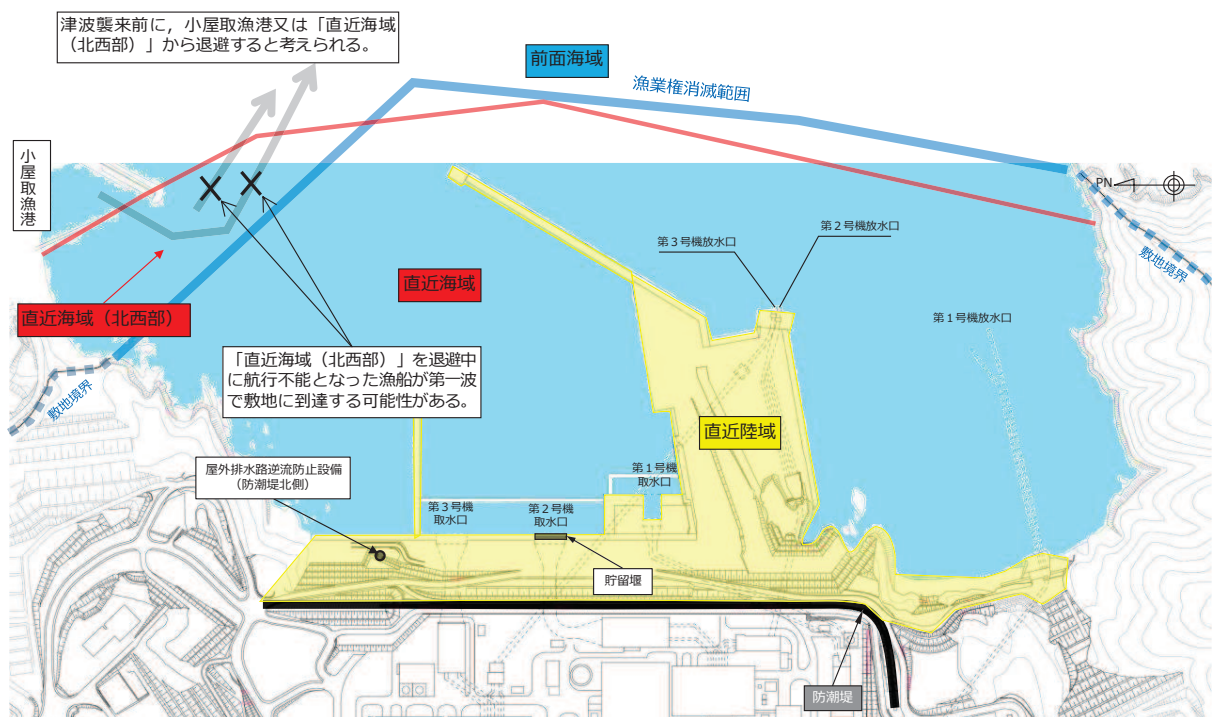


図 4.3-23 「直近海域」を初期位置とする漁船の考え方

さらに、小屋取漁港以外の漁船については、発電所が小規模な湾の奥に立地していることから、「直近海域」を航行することは津波襲来時の退避に対して時間的なロスとなるため、「直近海域」を航行せずに図 4.3-24 のとおり最短のルートで沖へ退避する。そのため、津波時に「直近海域」には小屋取漁港以外の漁船はいないと評価した。

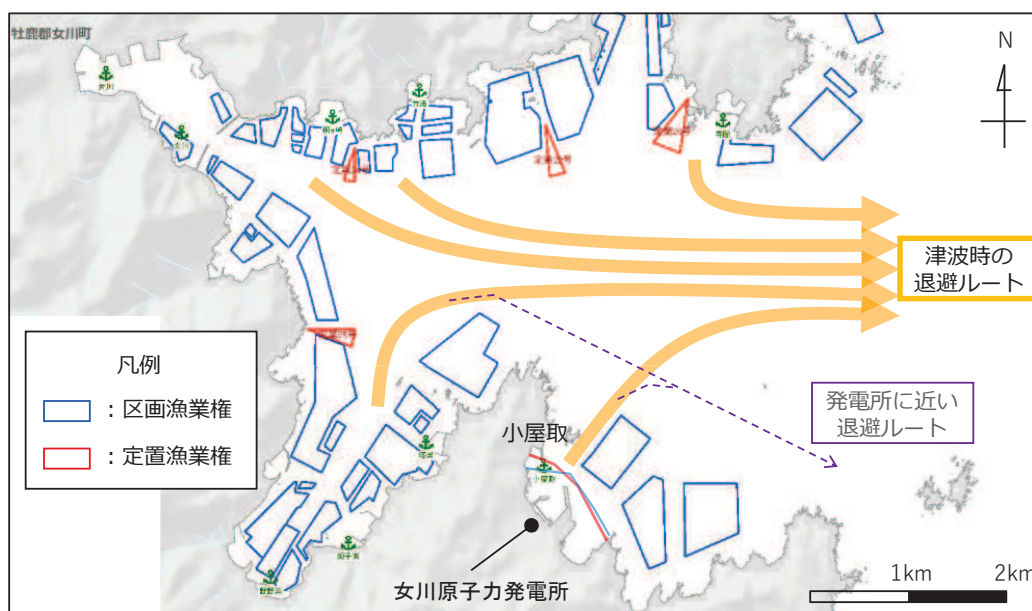


図 4.3-24 津波時における各漁港から沖へ向かう退避ルート

c. 前面海域

通常時、「直近海域」よりも沖側の「前面海域」には、女川湾内の漁船が漁を行っているか、航行していることが想定される。

津波襲来時には、これらの漁をしている漁船と航行中の漁船に加え、各漁港から沖へ退避する漁船が図 4.3-24 のルートを退避することが想定されるが、これらの漁船が退避中において航行不能となる可能性は否定できない。

また、「前面海域」の漂流物が津波第一波で漂流して「直近海域」内に入り、第二波以降の津波によって衝突する可能性については、図 4.2-32～図 4.2-38 に示すとおり、津波第一波の特徴である東西方向の流れが支配的であるため、津波第一波で「直近海域」に漂流してくる可能性は低いと考える。

以上のことから、「前面海域」には女川湾内の漁船を考慮する。

「直近陸域」、「直近海域」及び「前面海域」に区分した結果を表 4.3-3 に示す。

表4.3-3 取水口前面に到達する可能性があると評価した漂流物

調査範囲		取水口へ到達する漂流物	重量等	取水口への到達形態	初期配置区分*1
敷地内	陸域	角落し	約7t	滑動	直近陸域
		第3号機モニタリング架台	—	滑動	直近陸域
		車両系重機・燃料等輸送車	2.7~41.2t	滑動	直近陸域
		PC板 (カーテンウォール)	約8t	滑動	直近陸域
		キュービクル類	約5t	滑動	直近陸域
		がれき	—	浮遊	直近陸域
		巡視点検用車両	2.15t	浮遊	直近陸域
		ゴムボート	1t未満	浮遊	直近海域
		小艇漁船 (FRP)	総トン数：約5t (排水トン数：約15t)	浮遊	直近海域
		がれき	—	浮遊	前面海域
敷地外	小屋取地区	がれき	—	浮遊	前面海域
		車両	—	浮遊	前面海域
		がれき	—	浮遊	前面海域
		漁船 (FRP)	総トン数：約19t (排水トン数：約57t)	浮遊	前面海域
敷地外	小屋取地区以外 (女川等)	がれき	—	浮遊	前面海域
		車両	—	浮遊	前面海域
		コンテナ・ユニットハウス	約30t	浮遊	前面海域
		タンク	22t以下*2 (約200k1)	浮遊	前面海域

注記 *1：「直近陸域」及び「直近海域」は、衝突を考慮する施設・設備から距離が500m以内、「前面海域」は500m以遠である。

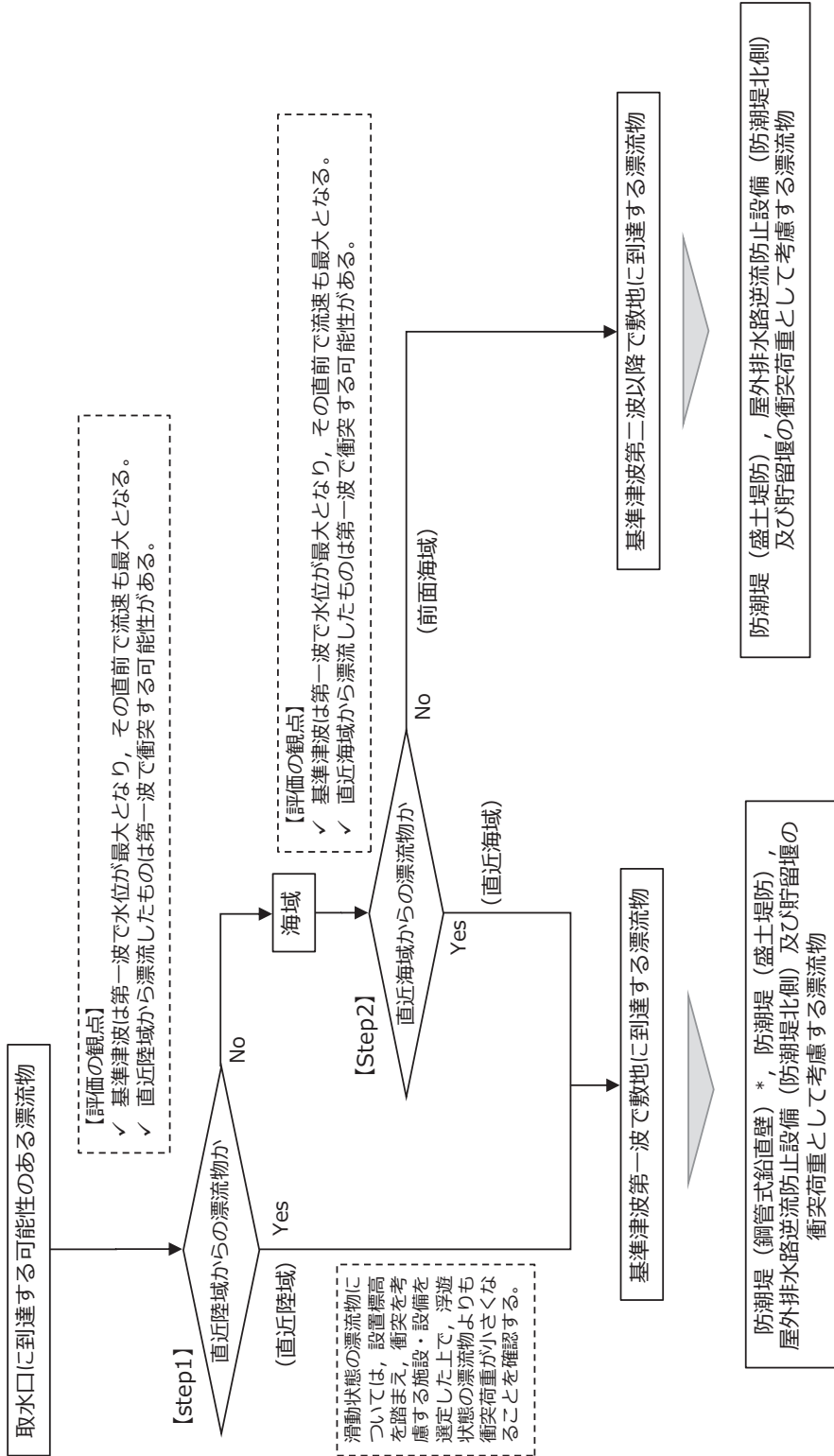
*2：敷地外のタンクの重量は、発電所の軽油タンク（撤去済み：330k1）の重量が約22tであることを踏まえ、保守的にこれと同等として22tを考慮する。

② 衝突荷重として考慮する漂流物の選定

基準津波の特性、漂流形態（浮遊、滑動）、漂流物の初期配置区分、衝突を考慮する施設の設置標高の観点から、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰に衝突する漂流物の選定を行った。選定フローを図 4.3-25 に示す。なお、防潮堤は構造の違いから防潮堤（鋼管式鉛直壁）と防潮堤（盛土堤防）に区分されることから、以降では2つに分けて評価を行うこととする。

Step1 として、「直近陸域」からの漂流物に整理されるものに関しては、いずれも津波第一波で到達すると考えられ、浮遊するものと滑動するものに区分される。このうち、浮遊するものに関しては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）、防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰に衝突する可能性があるとして整理した。一方、滑動するものに関しては、滑動するものが設置されていた標高よりも低い位置にある貯留堰に衝突する可能性があるとして整理した。なお、滑動するものが設置されていた標高よりも高い位置にある防潮堤（盛土堤防）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、標高差に大きな差がないことから、念のため衝突する可能性があるとして整理した。滑動による漂流物が衝突する可能性のあるものの整理結果を表 4.3-4 に示す。

Step2 で「直近海域」からの漂流物として整理されたものに関しては、いずれも津波第一波で到達すると考えられ、防潮堤（鋼管式鉛直壁）、防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰に衝突する可能性があるとして整理した。一方、Step2 で「前面海域」からの漂流物として整理されたものに関しては、図 4.3-18 及び図 4.3-19 の流向・流速の観点から、津波第一波で敷地に到達する可能性は低く、第二波以降で到達すると考えられる。そのため、設置高さを踏まえ、「前面海域」からの漂流物は貯留堰に衝突する可能性があるとして整理した。ただし、図 4.3-14 に示すとおり、第二波以降の津波水位と防潮堤（盛土堤防）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置高さに大きな差がないことを踏まえ、防潮堤（盛土堤防）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、念のため「前面海域」からの漂流物の衝突荷重が「直近海域」からの漂流物の衝突荷重よりも小さくなることを確認する。



注記 * : 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) については、O.P.+17.0m以上に設置されており、
滑動状態の漂流物から十分に高い位置にあることから、滑動状態の漂流物は
衝突しない。

図 4.3-25 衝突荷重として考慮する漂流物の選定フロー

表4.3-4 衝突荷重として考慮する漂流物 (Step1: 直近陸域のうち滑動による漂流物)

調査範囲	取水路へ到達する漂流物	取水路への到達形態	設置標高	衝突荷重を考慮する施設・設備			
				防潮堤 (鋼管式鉛直壁) (O.P. +17.0m)	防潮堤 (盛土堤防) (O.P. +5.0m)	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) (O.P. +5.7m)	貯留堰 (O.P. -6.3m)
敷地内 陸域	角落し	滑動	主にO.P. +2.5m ～O.P. +4.0m	×*1	○*2	○*3	○*4
	第3号機モニタリング架台	滑動		×*1	○*2	○*3	○*4
	車両系重機・燃料等輸送車	滑動		×*1	○*2	○*3	○*4
	PC板 (カーテンウォール)	滑動		×*1	○*2	○*3	○*4
	キュービクル類	滑動		×*1	○*2	○*3	○*4

注記 *1: 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の露出部下端標高はO.P. +17.0mであり, 滑動による漂流物の設置標高よりも十分に高い位置にあることから, 衝突荷重を考慮する必要がないと判断。

*2: 防潮堤 (盛土堤防) の下端標高はO.P. +5.0mであり, 滑動による漂流物の設置標高よりも高い位置にあるが, 基準地震動S_sによる地盤沈下を考慮し, 念のため, 滑動による衝突荷重を考慮すると判断。

*3: 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の下端標高はO.P. +5.7mであり, 滑動による漂流物の設置標高よりも高い位置にあるが, 滑動する漂流物の寸法 (高さを有すること) を踏まえ, 念のため, 滑動による衝突荷重を考慮すると判断。

*4: 貯留堰の天端標高はO.P. -6.3mであり, 滑動による漂流物の設置標高よりも低い位置にあることから, 滑動による衝突荷重を考慮すると判断。

以上を踏まえ、衝突荷重として考慮する漂流物を表 4.3-5 に示す。また、各漂流物の重量の大小関係から、荷重算定に用いる代表漂流物を選定した結果を表 4.3-6 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）、防潮堤（盛土堤防）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、「直近陸域」の巡視点検用車両（2.15t）及び「直近海域」の小型漁船（総トン数 5t）を考慮する。また、貯留堰については、「直近陸域」の巡視点検用車両（2.15t）、「直近海域」の小型漁船（総トン数 5t）及び「前面海域」の漁船（総トン数 約 19t）を考慮する。なお、念のため、防潮堤（盛土堤防）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、「前面海域」の漁船（総トン数 約 19t）による影響を確認することとする。滑動状態で衝突するものとしては、最大重量である「直近陸域」の車両系重機（41.2t）を防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰に考慮する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）、防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰の衝突荷重として考慮する巡視点検用車両（2.15t）については、2019年9月時点で発電所の入構許可証を発行している約 2600 台の車両から、最も重量のある巡視点検用の車両として選定したものであるため、今後これよりも重い巡視点検用の車両が入構してくる可能性は低いと考えられるが、念のため 2.15t を超える巡視点検用車両については入構しないよう保安規定に定めることとする。また、「直近海域」からの衝突を考慮する小型漁船（総トン数 5t）については、小屋取漁港にある 18 隻の漁船（総トン数 0.7～4.7t、いずれも FRP 製）のうち最大の漁船（総トン数 4.7t、FRP 製）を想定している。なお、今後鋼製漁船や現状よりも重い漁船に変更されることが考えられるが、FRP の特徴である軽量、耐久性、形状の自由度、防錆製及び通信電波の透過性の観点から FRP 漁船から変更される可能性は極めて低く、また小屋取漁港の漁船は、藻類漁業（のり、わかめ等）、小型定置漁業（いわし等）、雑魚せん漁業及びその他漁業（あわび、うに等）を営んでおり、これらの漁業形態から総トン数 5t を超える漁船に変更される可能性も低いと考える。

表4.3-5 衝突荷重として考慮する漂流物と衝突荷重として考慮する施設・設備

調査範囲	衝突する可能性のある漂流物	重量等	取水口への到達形態	初期配置区分	漂流物が到達するタイミング	衝突荷重を考慮する施設・設備
敷地内	陸域	角落し	滑動	直近陸域	第一波で到達	防潮堤（盛土堤防） ^{*4} 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側） ^{*4} 貯留堰 ^{*4}
		第3号機モニタリング架台	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		車両系重機・燃料等輸送車	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		PC板（カーテンウォール）	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		キュービクル類	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		がれき	浮遊	直近陸域	第一波で到達	
		巡視点検用車両	浮遊	直近陸域	第一波で到達	
		ゴムボート	浮遊	直近陸域	第一波で到達	
		小型漁船（FRP）	浮遊	直近海域	第一波で到達	
		がれき	浮遊	直近海域	第一波で到達	
敷地外	陸域	がれき	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	防潮堤（盛土堤防） ^{*7} 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側） ^{*7} 貯留堰
		がれき	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		車両	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		がれき	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		漁船（FRP）	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		がれき	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		車両	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		コンテナ・ユニットハウス	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		タンク	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		がれき	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	

注記 *1：第3号機モニタリング架台はその形状から車両系重機の41.2tよりも軽いと評価。

*2：がれきは、3.11地震に伴う津波で漂流したのがれきを踏まえ、巡視点検用車両の2.15tよりも軽いと評価。

*3：敷地外の車両は、漁船の57tよりも軽いと評価。

*4：滑動状態で衝突することを踏まえ、0.P.+17.0m以上に設置される防潮堤（鋼管式鉛直壁）は対象外とする。

*5：敷地外のタンクの重量は、発電所の軽油タンク（撤去済み：330kl）の重量が約22tであることを踏まえ、保守的にこれと同等として22tを考慮。

*6：小屋取漁港の小型船舶は最大で総トン数4.7tであるが、保守的に総トン数5tとして評価する。

*7：防潮堤（盛土堤防）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、念のため第二波以降で敷地に到達する漂流物の影響を確認する。

表4.3-6 荷重算定に用いる代表漂流物の選定結果

衝突する可能性のある漂流物	重量等	到達形態	初期配置区分	漂流物が到達するタイムラグ	衝突荷重を考慮する施設・設備			
					防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	防潮堤 (盛土堤防)	屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤北側)	貯留堰
車両系重機	41.2t	滑動	直近陸域	第一波で到達	—	○	○	○
巡視点検用車両	2.15t	浮遊	直近陸域	第一波で到達	○	○	○	○
小型漁船 (FRP)	総トン数：5t (排水トン数：15t)	浮遊	直近海域	第一波で到達	○	○	○	○
漁船 (FRP)	総トン数：約19t (排水トン数：約57t)	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	—	○	○	○

4.3.4 浮遊状態の漂流物による衝突荷重の算定方法

① 規格・基準類及び既往の研究論文の整理

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式を表 4.3-7 に示す。

表 4.3-7 (1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理

No.	出典	種類	概要及び算定式	算定式の適用性が確認された範囲 (実験条件等)
①	松富ほか (1999)	流木	津波による流木の漂流荷重を提案している。本式は円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の漂流荷重算定式である。 $F_m / (\gamma D^2 L) = 1.6 C_{MA} \{v_{40} / (gD)^{0.5}\}^{1.2} (\sigma_y / \gamma L)^{0.4}$ F_m : 衝突力, γ : 流木の単位体積重量, D : 木材の直径, L : 木材の長さ, g : 重力加速度, C_{MA} : 見かけの質量係数 (水の緩衝機能も加味), v_{40} : 衝突速度, σ_y : 木材の降伏応力	「実験に基づく推定式」 ・見かけの質量係数に関する水路実験 (水路: 高さ0.5m, 幅0.3m, 長さ11.0m), 流木 (丸太) の直径: 4.8cm~12cm, 流木の重量: 305~8615gf ・衝突荷重に関する空中での実験 水理模型実験及び空中衝突実験において, 流木 (植生林ではない丸太) を被衝突体の前面 (2.5m以内) に設置した状態で衝突させている。女川のサイト条件を踏まえ, 被衝突体の直前に衝突体があることを仮定する場合に適用性がある可能性がある。個別の流木 (丸太) の種類等に応じて, 実現象を再現するようパラメータを適切に定める必要がある。
②	池野・田中 (2003)	流木	円柱以外にも角柱, 球の形状をした木材による漂流荷重を提案している。 $F_H / (gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{V_H / (g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})\}^{2.5}$ F_H : 衝突力, g : 重力加速度, M : 漂流物の質量, S : 係数 (=5.0), C_{MA} : 付加質量係数, V_H : 漂流物移動速度, D : 漂流物の直径 (角柱の場合は正方形断面辺長), L : 漂流物の長さ	「実験に基づく推定式」 (縮尺1/100 の模型実験) 漂流物の形状: 円柱, 角柱, 球 漂流物重量: 0.588N~29.792N 受圧板を陸上構造物と想定し, 衝突体を受圧板前面80cm (現地換算80m) 離れた位置に設置した状態で衝突させた実験である。模型縮尺 (1/100) を考慮した場合, 現地換算で直径2.6~8mの仮定となり, 女川のサイト条件を考慮すると適用性が無いものと判断する。
③	道路橋示方書 (2002)	流木等	橋 (橋脚) に自動車, 流木あるいは船舶等による漂流荷重を定めている。 $P = 0.1WU$ P : 衝突力, W : 流送物の重量, U : 表面流速	新規制基準に基づく審査において適用された実績がある。 漂流物が流下 (漂流) して来た場合に, 表面流速 (津波流速) を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから, 被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断する。
④	FEMA 2 nd (2012) (FEMA : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)	流木 コンテナ	$F_i = 1.3 u_{max} \sqrt{k m_d (1 + c)}$ F_i : 衝突力, c : 付加質量係数, u_{max} : 漂流物を運ぶ流体の最大流速, m_d : 漂流物の質量, k : 漂流物の有効軸剛性	「運動方程式に基づく衝突力方程式」 非減衰系の振動方程式に基づいており, 衝突体及び被衝突体の両方とも完全弾性体で, かつ衝突時のエネルギー減衰が一切考慮されていない前提条件での算定式であることから, 衝突時に塑性変形を伴う漂流物の荷重算定では, 個別の漂流物に対して, 実現象を再現するよう軸剛性を適切に定める必要がある。 漂流物が地表面を転がるような場合は, 衝突流速を50%として良い可能性があるとの記載がある。
⑤	水谷ほか (2005)	コンテナ	漂流するコンテナの漂流荷重を提案している。 $F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \left(\frac{W V_x}{g dt} \right), \quad V_x = C_x = 2\sqrt{gH_m}$ F_m : 衝突力, g : 重力加速度, W : コンテナの重量, B_c : コンテナ幅, ρ_w : 遡上波の最大水位, dt : 衝突時間, ρ_w : 水の密度, V_x : コンテナの漂流速度, C_x : 津波の遡上流速	「実験に基づく推定式」 (縮尺1/75 の模型実験) 使用コンテナ: 長さ20ft と40ft, コンテナ重量: 0.2N~1.3N 程度, 遡上流速: 1.0m/s 以下, 材質: アクリル 被衝突体の直前のエプロン上にコンテナを設置して衝突力を求めた算定式である。衝突体と水塊が一体となって衝突し, 衝突前の運動量が全て力積として作用するものとして考えた算定式であり, 右辺の第1項は付加質量による荷重を表している。

表 4.3-7 (2) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理

No.	出典	種類	概要及び算定式	算定式の適用性が確認された範囲 (実験条件等)
⑥	有川ほか (2007, 2010)	流木 コンテナ	<p>鋼製構造物 (コンテナ等) による漂流荷重を提案している。</p> $F = \gamma_p x^{\frac{2}{5}} \left(\frac{m}{4} \right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, x = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi k_1 + k_2}, k = \frac{(1-v^2)}{\pi E}, \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ <p>F_m : 衝突面半径の 1/2 (ここではコンテナ衝突面の縦横長さの平均の 1/4), E : ヤング係数, v : ポアソン比, m : 質量, v : 衝突速度, γ_p : 塑性性によるエネルギー減衰効果, 添字 1, 2 は衝突体と被衝突体を表す。</p>	<p>「実験に基づく推定式」 (縮尺 1/5) の模型実験 使用コンテナ : 長さ 1.21m, 高さ 0.52m, 幅 0.49m 衝突速度 : 1.0~2.5m/s 程度, 材質 : 鋼製 水理模型実験では, コンテナを被衝突体の前面 1.21m (現地換算 6.05m) に設置して衝突力を求めた算定式である。 衝突体の剛性 k_1 と被衝突体の剛性 k_2 の両方がパラメータとして含まれている算定式であり, 個別の漂流物に対して, 実現象を再現するような剛性に係る k 値を適切に定める必要があるが, 対象としている種類以外への適用性がある k 値に係る k_1 及び k_2 の値, すなわち実験データを再現するよう同定された当該式の妥当な k_1 及び k_2 の値が不明であるため, 現状では当該式は対象としている種類以外への適用は難しいと考える。</p>

② 漂流物による衝突荷重算定式の適用について

「①規格・基準類及び既往の研究論文の整理」で示した論文に対して、「4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定」において区分した、漂流物の初期配置（「直近陸域」、「直近海域」及び「前面海域」）及び適用流速の観点も加えた結果を表 4.3-8 に示す。

表 4.3-8 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理結果

No.	出典	種類	漂流物の初期配置	適用流速	適用性
①	松富ほか (1999)	流木	直近陸域 直近海域	衝突速度	個別の流木 (丸太) の種類等に応じて、実現象を再現するようなパラメータを適切に定める必要があるという課題はあるものの、「直近陸域」又は「直近海域」からの流木に対して適用可能と判断する。 なお、衝突荷重として考慮する漂流物に流木は選定していない。
②	池野・田中 (2003)	流木	直近陸域	漂流物の移動速度	流木を対象とした算定式であるが、実験の模型縮尺 (1/100) を考慮すると、原子力発電所における漂流物衝突事象への適用は困難と判断する。 なお、衝突荷重として考慮する漂流物に流木は選定していない。
③	道路橋示方書 (2002)	流木等	前面海域	表面流速 (津波流速)	漂流物が流下 (漂流) して来た場合に、表面流速 (津波流速) を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できるため、「前面海域」からの漂流物に対して適用可能と判断する。
④	FEMA 2 nd (2012) (FEMA : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)	流木 コンテナ	直近陸域	漂流物を運ぶ流体の最大流速	個別の漂流物に対して、実現象を再現するような軸剛性を適切に定める必要があるという課題はあるものの、「直近陸域」又は「直近海域」からの漂流物に対して適用可能と判断する。
⑤	水谷ほか (2005)	コンテナ	直近陸域	津波の遡上流速	エプロン上にコンテナを設置して衝突力を求めるという特殊な実験により得られた式であることに留意する必要があるものの、「直近陸域」からのコンテナに対して適用可能と判断する。
⑥	有川ほか (2007, 2010)	流木 コンテナ	直近陸域 直近海域	衝突速度	剛性に係るk値を適切に定める必要があるが、対象としている種類以外への適用性があるk値に係る k_1 及び k_2 の値、すなわち実験データを再現するよう同定された当該式の妥当な k_1 及び k_2 の値が不明であるため、現状は当該式が対象としている種類 (流木) 以外への適用は困難と判断する。 したがって、「直近陸域」又は「直近海域」からの流木に対して適用可能と判断する。 なお、衝突荷重として考慮する漂流物に流木は選定していない。

また、「4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定」及び表 4.3-8 から、漂流物による衝突荷重算定式の適用について以下のとおり評価した。

a. 巡視点検用車両（以下「車両」という。）

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式において、車両を対象とした算定式としては、「FEMA (2012) *¹」が新規基準に基づく審査において適用された実績がある。これ以外のものとして、対象種別がコンテナとされている算定式（水谷ほか、有川ほか、道路橋示方書）の車両への適用についても検討した。

「水谷ほか (2005)」の式は、入力パラメータの車両に対する実験での検証がされていないため、車両への適用は難しいと考える。よって、車両の衝突荷重の算定の対象外とする。

「有川ほか (2007, 2010)」の式では、入力パラメータとして、衝突面積、ヤング率、ポアソン比、塑性によるエネルギー減衰効果が必要になるが、車両の実験データを再現するよう同定された当該式の妥当なパラメータが不明であるため、現状では当該式は車両への適用は難しいと考える。よって、車両の衝突荷重の試算の対象外とする。

「道路橋示方書 (2002)」は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定でき、「前面海域」からの漂流物に対して適用可能と考えるが、評価対象の車両は「直近陸域」からの漂流物であるため、衝突荷重の試算の対象外とした。

以上から、車両については「FEMA (2012) *¹」を適用することとする。

b. 漁船（以下「船舶」という。）

基準津波の第一波で衝突する船舶（総トン数 5t, FRP 製）については、軸剛性を適切に設定した上で、上記車両と同様に「FEMA (2012) *¹」を適用することとする。なお、「FEMA (2012) *¹」以外の算定式として「水谷ほか (2005)」及び「有川ほか (2007, 2010)」があるが、上記車両と同様に船舶への適用は難しいと考え、対象外とした。

また、基準津波の第二波以降で衝突する船舶（総トン数 19t）については、新規基準に基づく審査において、船舶に適用された実績がある「道路橋示方書 (2002)」を適用することとする。「道路橋示方書 (2002)」は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから、被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断し、前面海域からの船舶の衝突による荷重算定に適用する。なお、評価対象である貯留堰の前面における最大流速が約 1.9m/s（図 4.3-15）であるのに対して、全時刻の発電所港湾を含めた敷地前面域から全ての方向の流速ベクトルを含めた中での最大流速の数値を切り上げた 13.0 m/s（1.9m/s の約 6.8 倍）を用いることで保守的な評価となるようにする。

4.3.5 滑動状態の漂流物による衝突荷重の算定方法

海底又は陸上を滑動するものの衝突荷重算定式に関する知見は比較的少ないが、「FEMA (2019) *²」によれば、漂流物の衝突に関して「ASCE (2016) *³」に従うよう記載されており、「ASCE (2016) *³」の中で、流速 4m/s の条件下で 2270kg の石材・コンクリート殻が海底を滑動する際の衝突荷重が例示されている。

この例示を参考に、滑動状態で衝突を考慮するもののうち、最も重量の大きい車両系重機 (41.2t) を対象に荷重を算定する。

なお、取水口付近の敷地陸域 (O.P.+2.5m) を滑動する漂流物が引き波により海側に滑動した場合、図 4.3-26 のように発電所港湾内に落下することが考えられるが、貯留堰は取水口の内側に設置されていることから、落下によって貯留堰に衝突することはない。

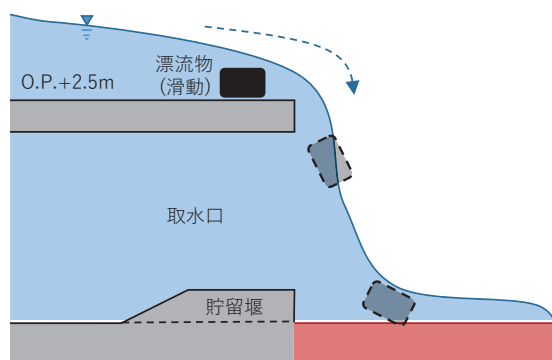


図 4.3-26 取水口付近の敷地陸域から滑動して発電所港湾内に落下する概念図

4.3.6 漂流物による衝突荷重の算定における設計上の配慮について

漂流物による衝突荷重の算定においては、各パラメータについて、以下の項目を考慮して設定する。

① 漂流物による衝突荷重算定用の流向

漂流物による衝突荷重は、漂流物が被衝突物に対して法線方向に作用する際に最大となると考えられる。「4.3.2 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握」で示したとおり、被衝突物である防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰前面での最大流速は法線方向と一致していない。そのため、設計上の配慮として、漂流物は被衝突物に対して法線方向から衝突させる。

なお、後述の「4.3.7 ② b. 衝突形態」において、津波により漂流した船舶の衝突形態は複雑な挙動となること、防潮堤（鋼管式鉛直壁）については漂流物が斜めから衝突することでねじれの影響があると考えられることを踏まえ、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」においてその影響を確認することとする。

② 漂流物による衝突荷重算定用の流速

漂流物による衝突荷重は、漂流物が被衝突物に衝突する速度、すなわち流速が大きければ荷重としても大きくなる。「4.3.2 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握」で示したとおり、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰前面での最大流速は、約 4.9m/s、約 2.9m/s 及び約 1.9m/s であった。ただし、設計上の配慮として、被衝突物に漂流物が衝突する際の流速については発電所港湾を含めた敷地前面域から全ての方向の流速ベクトルを含めた中での最大流速の数値を切り上げ、13.0 m/s とする。すなわち、この設計用の流速は、防潮堤前面、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面及び貯留堰前面における最大流速（約 4.9m/s、約 2.9m/s 及び約 1.9m/s）をそれぞれ約 2.6 倍、約 4.4 倍及び約 6.8 倍した値に相当する。

③ 漂流物による衝突荷重と津波荷重との重畳

漂流物による衝突荷重と津波荷重の組合せについて、実際に施設に作用する荷重としては、津波による最大荷重と漂流物による最大荷重が同時に作用する可能性は小さく、「ASCE (2016) *3」においても漂流物衝突と津波荷重の重畳は考慮する必要がないとされているものの、設計上の配慮として津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における漂流物による衝突荷重）を重畳させる。

4.3.7 漂流物による衝突荷重の算定

衝突荷重として考慮する浮遊状態の漂流物として選定した船舶及び車両について、規格・基準類及び既往の研究論文の衝突荷重算定式の女川原子力発電所での適用性を考慮した上で、「直近陸域」の車両(2.15t)と「直近海域」の船舶(総トン数5t)は「FEMA(2012)*¹」,「前面海域」の船舶(総トン数19t)は道路橋示方書式を適用して衝突荷重を算定した。

また、滑動状態で衝突を考慮する車両系重機(41.2t)は、「ASCE(2016)*³」の例示を参考に、衝突荷重を算定した。

「直近陸域」の車両(2.15t)と「直近海域」の船舶(総トン数5t)の衝突荷重算定時に用いる諸条件については、以下のとおり設定した。

① 車両

車両の衝突荷重算定時に用いる「FEMA(2012)*¹」の付加質量係数 C は保守的に最大値の $C=1$ を適用する。

また、車両の軸剛性は、軽自動車(2.04×10^6 N/m)、セダン型乗用車(2.4×10^6 N/m)及び大型乗用車(2.8×10^6 N/m)から最大となる大型乗用車の軸剛性(2.8×10^6 N/m)を用いるものとする。なお、軽自動車の 2.04×10^6 N/mは「高島ら(2015)」の実験により求められた3段階の軸剛性のうち、最も軸剛性が大きい3次剛性であり、セダン型乗用車の 2.4×10^6 N/m及び大型乗用車の 2.8×10^6 N/mは、「高島ら(2015)」の衝突実験を「甲斐田・木原(2017)」が再整理した $9.0 \times 10^5 \sim 2.4 \times 10^6$ N/m及び $1.3 \times 10^6 \sim 2.8 \times 10^6$ N/mのそれぞれ最大値で、軽自動車の3次剛性 2.04×10^6 N/mよりも大きい値である。また、採用する軸剛性 2.8×10^6 N/mは適用可能な衝突速度の上限が $5.1 \sim 8.4$ m/sとされており、評価に用いる衝突速度 13 m/sはこの適用可能な範囲を超えているが、適用範囲を超えた衝突速度では同じ軸剛性を用いた方が実際よりも被衝突物に与えるエネルギーが大きくなるため、エネルギーとしては保守的な評価となる(図4.3-27)。そのため、本衝突評価においては、保守性の観点から適用範囲を超えた速度にも適用し、軸剛性 2.8×10^6 N/mを採用することとする。

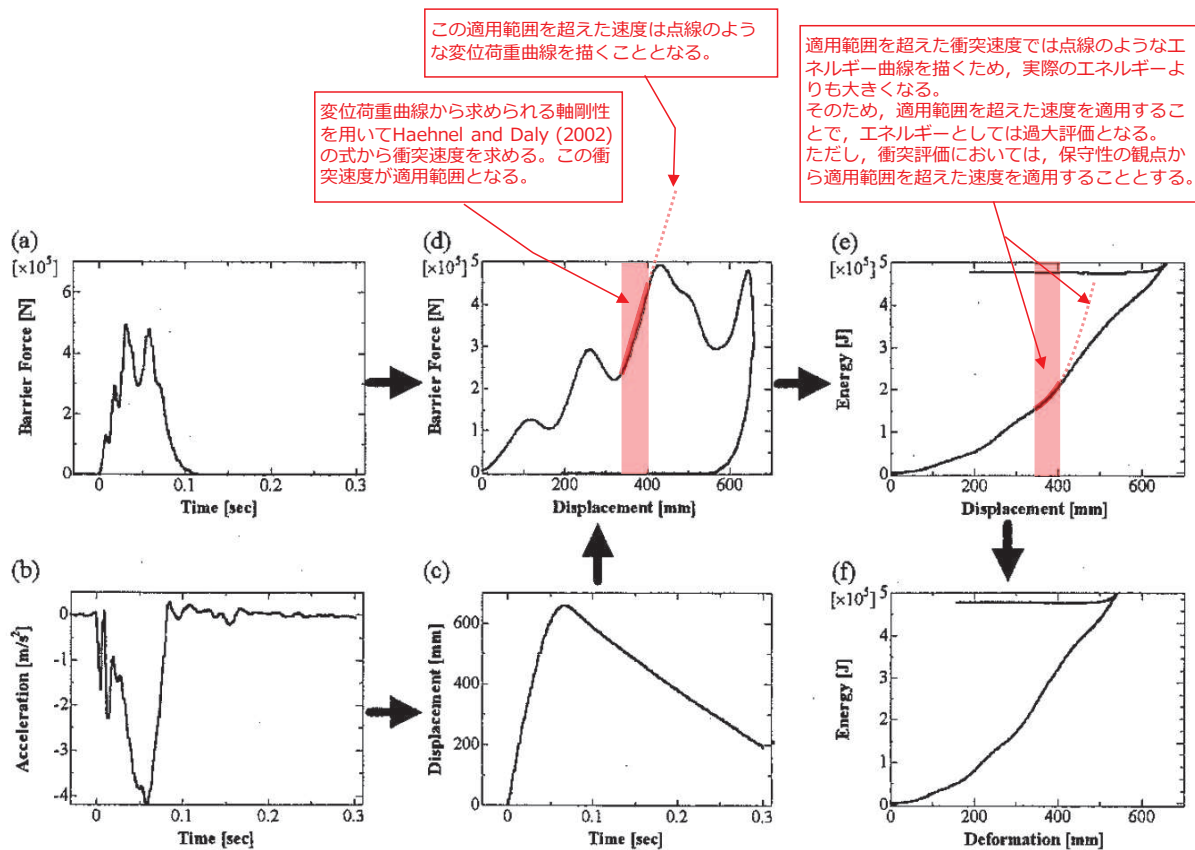


Fig.2 Calculation Process for Energy Absorption Characteristic

(エネルギー吸収特性の計算プロセス)

図 4.3-27 衝突速度の適用範囲を超えた場合のエネルギーへの影響（「自動車アセスメントの試験データを用いた変形エネルギー吸収分布図の作製（大賀ほか，2007）」に一部加筆）

② 船舶

a. 付加質量係数

船舶の衝突荷重算定時に用いる「FEMA (2012) *1」の付加質量係数 C は、上記車両と同様に保守的に最大値の $C=1$ を適用する。

b. 衝突形態

船舶は本質的に浮く構造であるため、漂流物となって襲来する際には複雑な挙動となることが想定される。また、船舶は車両に比べて長軸と短軸が明瞭であることから、衝突を評価する上では衝突形態が重要となる。そのため、衝突形態に関する検討を行った。

「構造物の衝撃挙動と設計法（(社)土木学会，1994）」（以下、「土木学会（1994）」という）によれば、実験の結果から、漂流船の衝突として、図 4.3-28 に示すとおり「航路直角面への正面衝突は、海洋構造物近傍の潮流の Shear-flow による船体の漂流方向の変更、並びに風による船体の横向き漂流現象によりあまりあり得ない。」とし、「一番頻度の高い衝突形態は、海洋構造物の隅角部への船首、船側及び船尾の衝突である。」としている。

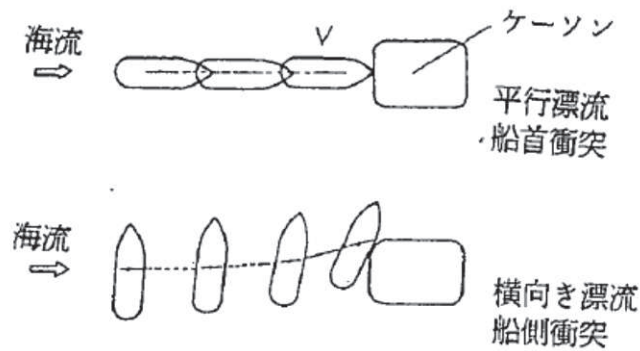


図 4.3-28 漂流による衝突形態（「土木学会（1994）」）

ただし、これらの衝突形態は被衝突物がケーソンを想定しているが、評価対象施設は、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰であり、津波襲来方向に対して直角方向に堰き止める構造であることから、このような衝突形態の特徴とはならず、様々な形態で衝突すると考えられる。

そのため、評価対象施設に対して様々な形態で衝突することを考え、衝突荷重として保守的になるような衝突形態を想定し、衝突パターンと衝突形態の特徴を表 4.3-9 のとおり整理した。

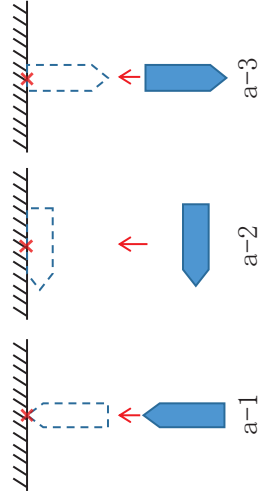
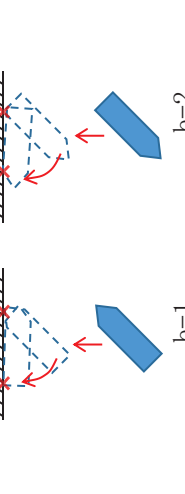
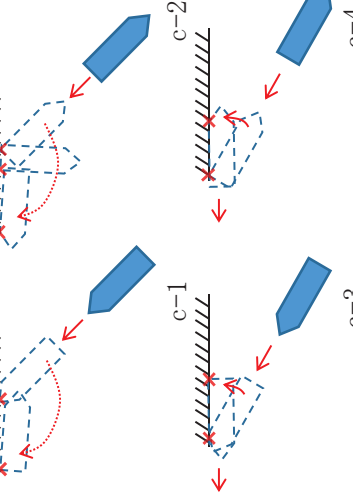
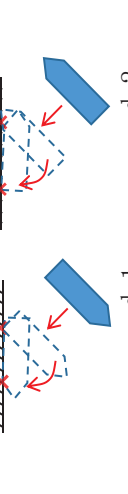
その結果、衝突パターン a では 1 箇所衝突が生じるが、衝突パターン b～e に関しては 2 箇所以上で衝突が生じて荷重が分散されるため、評価対象施設に衝突荷重が集中荷重として作用するよう衝突パターン a での衝突形態を想定することとする。Ikeno et al (2016) では木材（丸太）の気中衝突実験を行っており、縦衝突に対して斜め衝突にした場合に衝突力は小さくなることが示されており、特に衝突角度 20 度を超えた場合には最大で半分程度の衝突力になることが示されている。

その上で、衝突面積が小さく、評価対象施設に対してエネルギー密度が高くなる衝突形態としては、船首方向から衝突する a-1（最も衝突面積が小さい）と考えられることから、衝突パターン a-1（船首方向から衝突）を想定して、衝突荷重を算出することとする。

なお、念のため、衝突パターン a-2 及び a-3 による衝突荷重への影響の程度について確認する。

次に、船舶の衝突時のトリム（船首と船尾の喫水差）については、船舶が津波に押されてトリムが上がった状態（船首が上がった状態）で衝突と想定される。ただし、トリムが上がった状態では船舶の重心位置と衝突位置の関係から、衝突後に船舶がさらに上向きになり、荷重が逃げると考えられるため、保守的に船舶の重心位置と衝突位置が水平となるように考える。

表 4.3-9 船舶の衝突パターンと衝突形態の特徴

衝突パターン	津波の襲来方向	船舶の衝突向き	衝突形態の特徴
	<p>衝突を評価する施設に対して直角方向から津波が襲来。</p>	<p>衝突を評価する施設に対して直角方向（船首、船側、船尾）から衝突。</p>	<p>船首（又は船側、船尾）の1箇所で衝突する。なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰の幅は、衝突を考慮する船舶の長さの半分以下であり、海側に張出した構造ではないため、a-2では衝突することはない。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は1本の杭が支持する漂流物防護工の幅が4mであることから、a-1又はa-3で衝突する場合は衝突面積が小さいため、衝突荷重を1本の杭で受け持つこととなるが、a-2で衝突する場合は船舶の長さが4m以上であるため、2本以上の杭で衝突荷重を受け持つこととなり、杭1本あたりで負担する衝突荷重は小さくなる。</p>
	<p>衝突を評価する施設に対して直角方向から津波が襲来。</p>	<p>衝突を評価する施設に対して斜め向きで衝突。</p>	<p>船首（又は船尾）付近で衝突した後で、逆側の船尾（船首）側も衝突するため、2箇所以上で衝突が生じる。</p>
	<p>衝突を評価する施設に対して斜め方向から津波が襲来。</p>	<p>津波の襲来方向と同じ方向から船首又は船尾衝突。</p>	<p>船首（又は船尾）付近で衝突した後で、逆側の船尾（船首）側も衝突するため、2箇所以上で衝突が生じる。</p>
	<p>衝突を評価する施設に対して斜め方向から津波が襲来。</p>	<p>津波の襲来方向と同じ方向（船側）から衝突。</p>	<p>船首（又は船尾）付近で衝突した後で、逆側の船尾（船首）側も衝突するため、2箇所以上で衝突が生じる。</p>

c. 軸剛性

船舶の軸剛性としては、「甲斐田・木原 (2017)」が既往の文献を整理し、総トン数 400～4000t の鋼製の大型船舶の有効軸剛性が示されている。一方、評価対象としている船舶は小屋取漁港の漁船で、最大の総トン数は約 5t であることから、大型船舶から小型船舶へ外挿する方法が考えられるが、小屋取漁港の小型漁船はいずれも FRP 製の船舶であるため、材質の違いにより外挿する方法は適用が困難であると考ええる。

このような状況を踏まえ、FRP 製の材質を考慮できる方法を用い、荷重-変位関係から軸剛性を算出することとした。

船舶は、強固な弾性体として設計する浸水防護施設（防潮堤、逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰）に対して座屈強度が小さいと考えられることから、船舶が圧壊していくこととなり、圧壊が進むにつれて衝突エネルギーが減少しつつ圧壊荷重が上限となって圧壊は終了する。これと同時に、被衝突側の強固な弾性体である浸水防護施設にその圧壊荷重（最大荷重）が作用する。

「土木学会 (1994)」によれば、図 4.3-29 に示すように、剛性及び強度が大きい海洋構造物に対する船舶の圧壊荷重と変形量との関係が示されている。

船舶の衝突初期は、船首が傾斜しているため接触面が小さく、圧壊が進むに従って荷重（反力）はほぼ直線的に増加するが、船舶の破壊が進み、船首の傾斜部が全部破壊し、船体の全面が海洋構造物に接触すると、その後の荷重はほぼ一定値に達する。この時の荷重は、船首側からの圧壊による座屈荷重とほぼ同等とみることができるとされている。

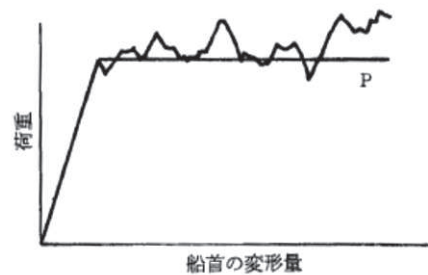


図 4.3-29(1) 荷重と船首の変形量（「土木学会 (1994)」）

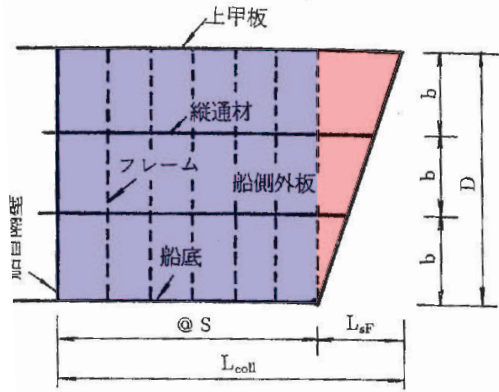


図 3.3 船首部の標準型

土木学会(1994)

「船が海洋構造物に船首衝突し、船首から圧壊が起こり食い込んで行くときは、まず船首前端から船首傾斜部が圧壊する。そして、さらに圧壊が進むと深さが一樣となる船首部の圧壊へと食い込みが拡大していく。」

「衝突船が海洋構造物に衝突し、船体が圧壊するときは、その衝突エネルギーは船首の圧壊によって吸収される。この船首の圧壊による吸収エネルギーは、図3.6の点線で囲まれる面積で求められる。」

【解釈】

図3.3の船首傾斜部(赤色部)が壊れる際には、図3.6及び図3.7の赤色部で示すように圧壊荷重及び船側の吸収エネルギーが増加する。一方、船首傾斜部が完全に壊れ、図3.3の船首傾斜部よりも船体側(青色部)が壊れ始めると、構造が長手方向に一樣であることから、図3.6のように圧壊荷重は一定となり、吸収エネルギーは図3.7のように線形に増加することとなる。

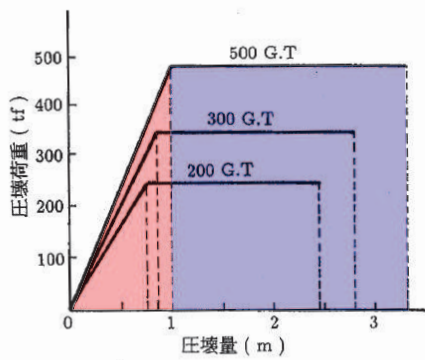


図 3.6 圧壊荷重と圧縮量

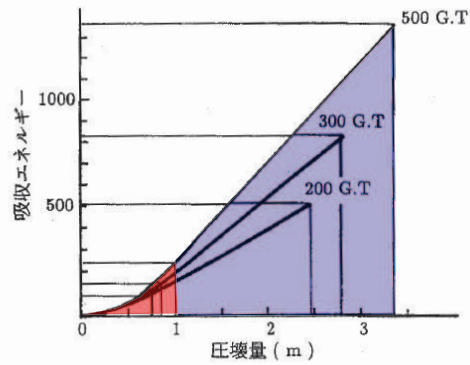


図 3.7 船側強度の算定

図 4.3-29 (2) 荷重と船首の変形量 (「土木学会 (1994)」に一部加筆)

これらを踏まえ、「土木学会（1994）」では、船舶の圧壊荷重（船首強度） P_c については、以下に示す平板の座屈応力度の算定式から座屈強度 σ_c を算出し、船首形状寸法等に乗じることで求められるとしている。

$$\sigma_c = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \dots \dots \dots (4.1)$$

$$P_c = 2Dt(\cos\theta)\sigma_c \quad \dots \dots \dots (4.2)$$

ここで、

- | | |
|---------------------------------|----------------------|
| E : ヤング率 (tf/m ²) | a : 横肋骨心距 (mm) |
| ν : ポアソン比 | b : 縦肋骨心距 (mm) |
| k : 座屈係数 $((b/a + a/b)^2)$ | D : 船の深さ (m) |
| t : 船側外板厚 (mm) | 2θ : 船首角度 (°) |

「土木学会（1994）」では、上記の式を鋼製の大型船舶に適用しているが、式中に船舶の材質を考慮できるヤング率 E 及びポアソン比 ν が入っていることから、適切にヤング率 E 及びポアソン比 ν を設定することで FRP 製の船舶の圧壊荷重を算出することが可能と考える。この「土木学会（1994）」に示された鋼製の船舶の圧壊荷重を FRP 製の船舶へ適用することについては、以下の点から妥当性があると評価した。

- ・ 「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978）」によれば、「波浪中を航行する船が受ける外力は、船の大きさ、形状等によって異なるが、特別な場合を除き、船体の材質によって変わらないと考えられる。したがって船底や船側の波浪外力、水密隔壁や深水タンク隔壁に作用する外力は、すべて鋼船規則に定められている外力を用いた。」とされており、外板の厚さを算出するために用いる外圧（水頭）について「荷重を鋼船規則に合わせ、波浪変動圧を考慮に入れた $(d+0.026L)$ とした。」とあることから、「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」の考え方が、鋼製の船舶を基本にしているものと考えられる。
- ・ 「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」で示されている縦強度や船側板厚の式が「鋼船規則（日本海事協会）」、「小型鋼製漁船（（社）漁船協会，昭和 46 年）」及び「小型鋼船構造規則（詳細不明）」で示されている鋼製の船舶に適用する式を基に FRP の船舶に修正したものを採用している。

また、FRP 製の船舶の構造については、ほたての養殖に使用する総トン数 14t のアルミ合金漁船と FRP 製の船舶の図面が「小型漁船のインベントリ分析に関する研究一 A：モデル船の建造・運航状況調査一（海上技術安全研究所報告 第

3 卷 第 5 号 (平成 15 年))」(図 4.3-30) に示されており、寸法、外形及び断面がほぼ同じであることから、FRP 製の船舶の構造は鋼製を含む他の船舶と同じ構造であると考えられる。評価対象である小屋取漁港の漁船もほたての養殖を営んでいることから、図 4.3-30(2) で示されている FRP 製の漁船と概ね同様の形状であると想定される。

さらに、「基礎からわかる FRP (強化プラスチック協会編, 2016)」によれば、FRP は座屈強度を基準に構造設計する必要があることとされており、FRP 製の船舶の圧壊荷重に座屈強度を用いることは妥当であると考ええる。

表-2.1 アルミ合金漁船の主要目表

全長	21.66m
全幅	4.78m
型深さ	1.21m
登録長	17.60m
登録幅	4.38m
登録深さ	1.20m
測定長	19.20m
測定幅	3.90m
測定深さ	1.20m
計画総トン数	14トン
主機関	YANMAR 6LX-ET (定格出力) 650PS
定員	6人
用途	小型機船底びき網漁業
燃料油の種類	A重油
燃料油の消費量	160g/(ps・hr)
発電機動力	主機駆動

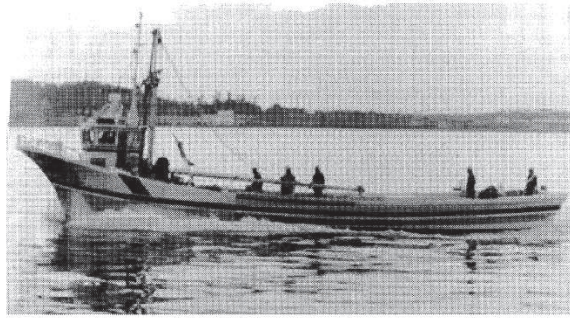


写真-2.1 アルミ合金漁船

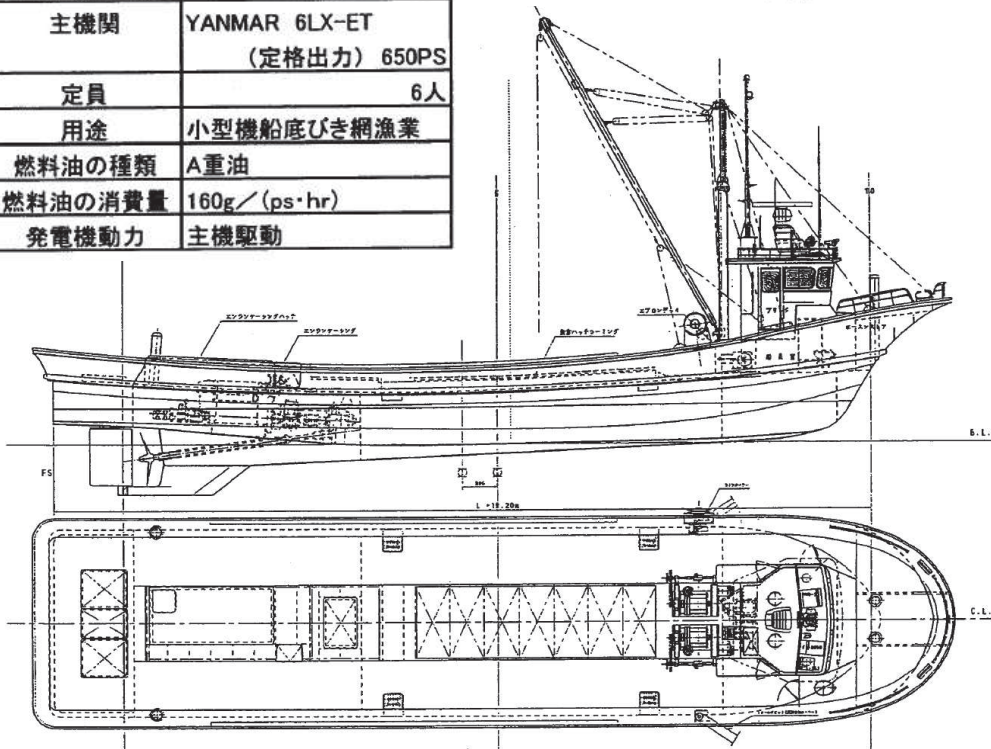


図-2.1 アルミ合金漁船の一般配置図

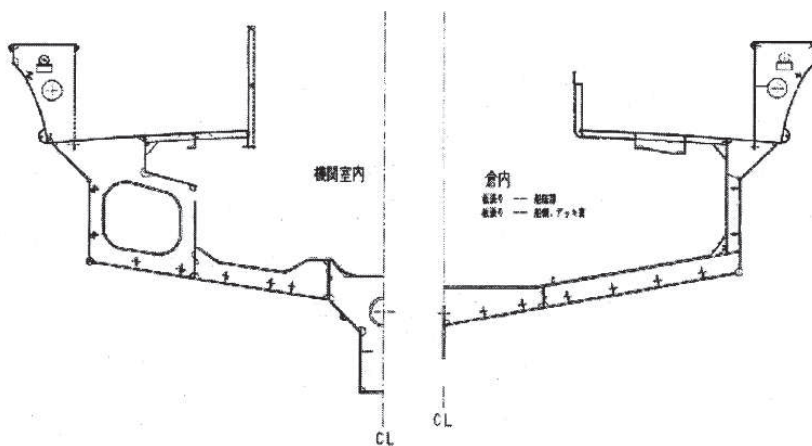


図-2.2 アルミ合金漁船の中央断面図

図 4.3-30 (1) アルミ合金漁船 (「小型漁船のインベントリ分析に関する研究—A: モデル船の建造・運航状況調査— (海上技術安全研究所報告 第3巻 第5号 (平成15年))」)

表-2.6 FRP漁船の主要目表

全長	21.66m
全幅	4.78m
型深さ(D)	1.21m
登録長	17.60m
登録幅	4.18m
登録深さ	1.38m
測定長	19.20m
測定幅	3.90m
型深さ(Dm)	1.20m
計画総トン数	14トン
主機関	YANMAR 6LAH-ST (定格出力)550PS
定員	5人
用途	小型機船底びき網漁場
燃料油の種類	A重油
燃料油の消費量	162g/(ps.hr)
発電機動力	主機駆動

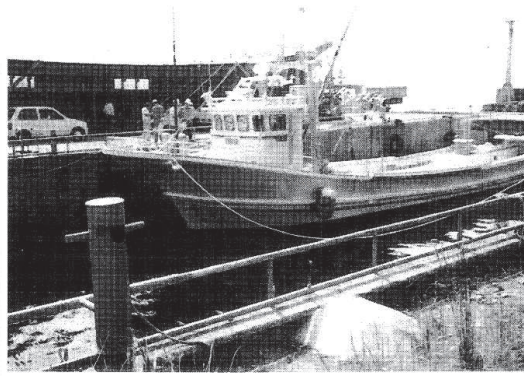


写真-2.2 FRP漁船

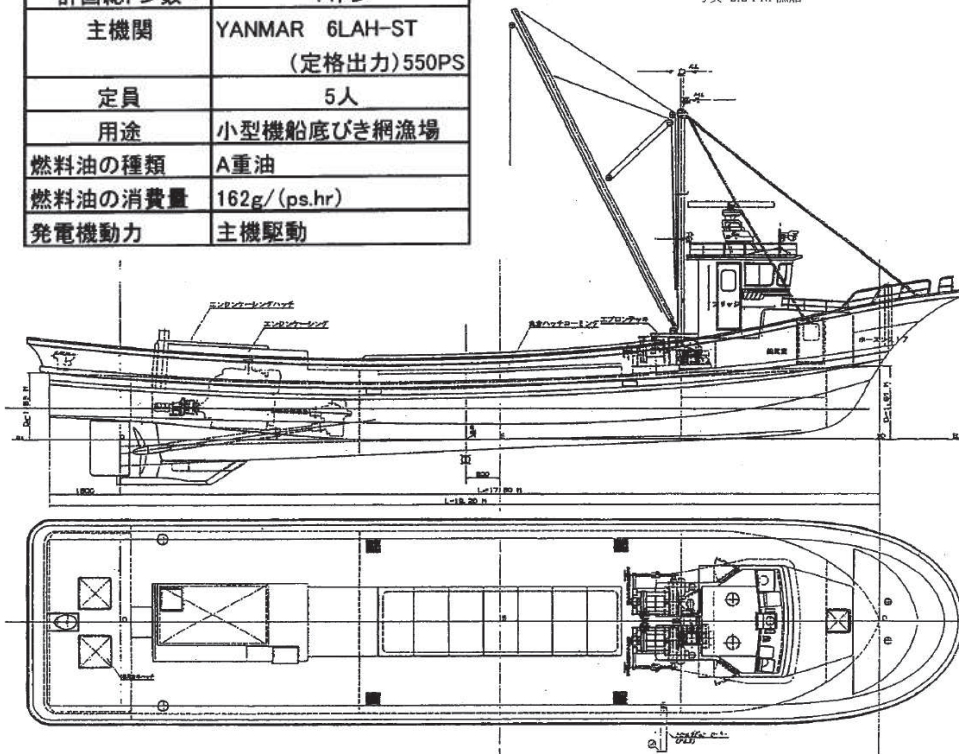


図-2.4 FRP漁船の一般配置図

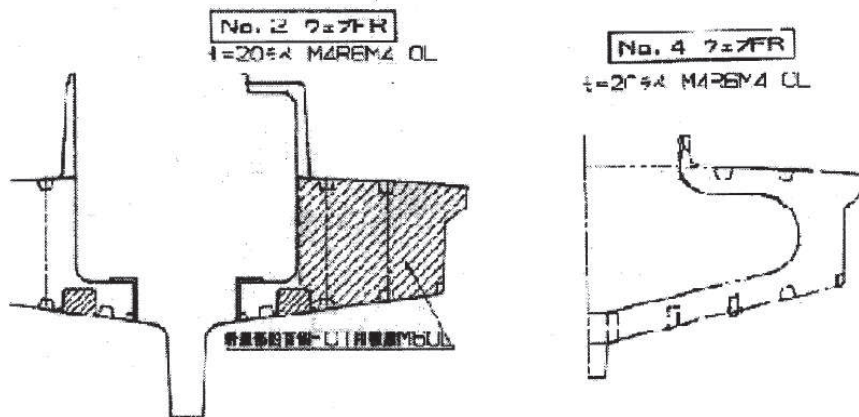


図-2.5 FRP漁船の横断面図

図 4.3-30 (2) FRP 漁船 (「小型漁船のインベントリ分析に関する研究一A: モデル船の建造・運航状況調査一 (海上技術安全研究所報告 第3巻 第5号 (平成15年))」)

以上を踏まえ、式(4.1)及び式(4.2)を用いて圧壊荷重を算定する。算定に用いた材質に係る条件 (FRP のヤング率及びポアソン比) については、不確かさ及びばらつきがあることから最大値又は最大値を上回るように設定する (表 4.3-10)。また、船舶の構造に係る条件については、表 4.3-11 に示すとおり「強化プラスチック船規則 (日本海事協会, 2018)」に従い算出する方法を基本に、「土木学会 (1994)」に記載の算出方法を用いた場合でも確認することとした。ここで、船舶の構造に係る条件は船舶の長さから算出されるものが多いことを踏まえ、船舶の長さについて「強化プラスチック船規則解説 (日本海事協会会誌, 1978 年)」の 12.8m と「漁港・漁場の施設的设计参考図書 (水産庁, 2015 年)」の 11m を比較し、保守的な設定となるよう大きい方の 12.8m をそれぞれの設定方法に適用した。

式(4.1)及び式(4.2)から FRP 製の船舶 (総トン数 5t) の圧壊荷重は、船体構造を「強化プラスチック船規則 (日本海事協会, 2018 年)」を基にした場合に 75.0kN、船体構造を鋼製の船舶 («土木学会 (1994)») を基にした場合に 35.6kN となる。

表4.3-10 FRP製の船舶（総トン数5t）の軸剛性算出に用いる入力条件一覧（材質に係る条件）

記号の説明	設定値	引用文献	引用文献の値
E：ヤング率	最大値である12(GPa)を採用 ($=1.22 \times 10^6 \text{tf/m}^2$)	「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018年）」の曲げ弾性係数 「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」のハンドレイアウト形成法の曲げ弾性率 「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス [改訂2版]（日本規格協会，1985年）」のハンドレイアウト用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性（標準）の曲げ弾性率 「船舶海洋工学シリーズ⑥ 船体構造 構造編（藤久保昌彦・吉川孝男・深沢塔一・大沢直樹・鈴木英之，2012年）」	$6.86 \times 10^3 \text{(N/mm}^2\text{)}$ 9～12(GPa) 1050～ 1140(kgf/mm ²) 10.7(kN/mm ²)
ν：ポアソン比	最大となる0.358を採用するが，保守的に0.4に設定	「3相森・田中平均化手法のハイブリッドFRP梁への応用（土木学会，2014）」 「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス [改訂2版]（日本規格協会，1985年）」のハンドレイアウト用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性（標準）	0.308 0.320～0.358

表 4.3-11 FRP 製の船舶（総トン数 5t）の軸剛性算出に用いる入力条件一覧（船舶の構造に係る条件）

記号の説明	船体構造を「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018 年）」を基にした設定内容	船体構造を（「土木学会（1994）」（鋼製の船舶）を基にした設定内容
k ：座屈係数	「土木学会（1994）」より $(b/a + a/b)^2$ にて算出 $k = (500/500 + 500/500)^2 = 4$	「土木学会（1994）」より $(b/a + a/b)^2$ にて算出 $k = (572/472 + 472/572)^2 = 4.15$
t ：船側外板厚 (mm)	「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018 年）」より中央部の外板の厚さ $15S\sqrt{d} + 0.026L$ の 0.85 倍にて算出 S ：肋骨の心距 (m)（下記と同様に 0.5 (m)） d ：計画最大満載喫水 (m)（「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会誌，1978 年）」より 0.52 (m)） $t = \{15 \times 0.5 \times (0.52 + 0.026 \times 12.8)^{0.5}\} \times 0.85 = 5.89$ (mm)	「土木学会（1994）」より $0.82\sqrt{L} + 2.5$ にて算出 $t = 0.82 \times 11^{0.5} + 2.5 = 5.22$ (mm) 「土木学会（1994）」の中で示されている計算例（参考 3）では船側外板厚はほぼ \sqrt{L} であり，上式の 0.85 倍に近い数値となっているが，保守的に上式をそのまま採用
a ：横肋骨心距 (mm)	「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018 年）」より 500 (mm) を採用	「土木学会（1994）」より $450 + 2L$ にて算出 $a = 450 + 2 \times 11 = 472$ (mm)
b ：縦肋骨心距 (mm)	「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018 年）」より 500 (mm) を採用	「土木学会（1994）」より $550 + 2L$ にて算出 $b = 550 + 2 \times 11 = 572$ (mm)
D ：船の深さ (m)	「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会誌，1978 年）」より 1.01 (m) を採用	「土木学会（1994）」より $0.08 \times L$ にて算出 $D = 0.08 \times 11 = 0.88$ (m)
2θ ：船首角度 (°)	「小型漁船のインベントリ分析に関する研究一 A：モデル船の建造・運航状況調査一（海上技術安全研究所報告 第 3 巻 第 5 号（平成 15 年））」では約 70 度（図 4.3-31 参照）であるが，保守的に「土木学会（1994）」の 35 度を採用	「土木学会（1994）」より $2\theta = 35 \sim 70$ 度とされていることを踏まえ，保守的になるよう 35 度を採用

図 4.3-29 のとおり、「土木学会（1994）」によれば、船舶の破壊が進み、船首傾斜部がすべて破壊した後は、75.0kN 又は 46.1kN の圧壊荷重が一定値として作用することとなるが、FRP 製の小型船舶の圧壊荷重の算定について、その妥当性が十分に検証されていないことから、その圧壊荷重をそのまま衝突荷重とは考えずに、保守的に衝突速度に応じて荷重が増大することを仮定し、衝突荷重を算出することとする。

そのため、上記で算出した FRP 製の船舶（総トン数 5t）の圧壊荷重と、その圧壊荷重に対応する変位量、すなわち船首傾斜部の長さ L_{sf} (m) から、以下のように軸剛性 k を算出することとする。

$$k = \frac{P_c}{L_{sf}} \quad \dots \dots \dots (4.3)$$

なお、船首傾斜部の長さは、「小型漁船のインベントリ分析に関する研究 A：モデル船の建造・運航状況調査一（海上技術安全研究所報告 第 3 巻 第 5 号（平成 15 年）」に示されている総トン数 14t の FRP 漁船（全長：21.66m）が約 3m であることから、「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018 年）」を基にした場合の船の長さ 12.8m で案分すると 1.77m となる（図 4.3-31 参照）。ただし、「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018 年）」では船首部を 0.1L 以下と定めているため、これより算出される 1.28(m) を用いることとする。一方、「土木学会（1994）」によれば $0.25 \times D$ (m) にて算出され、船首傾斜部の長さは 0.256(m) となり、実際の漁船の形状とは異なり、小さく算出されることとなる。ただし、保守性の観点から、「土木学会（1994）」を基にした場合にはこの式をそのまま用いることとする。

以上から、FRP 製の船舶（総トン数 5t）の軸剛性は、「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018 年）」を基にした場合に 0.59×10^5 N/m、「土木学会（1994）」を基にした場合に 1.81×10^5 N/m となるため、軸剛性が大きくなる 1.81×10^5 N/m を「FEMA（2012）*1」に適用し、衝突荷重を算出することとする。

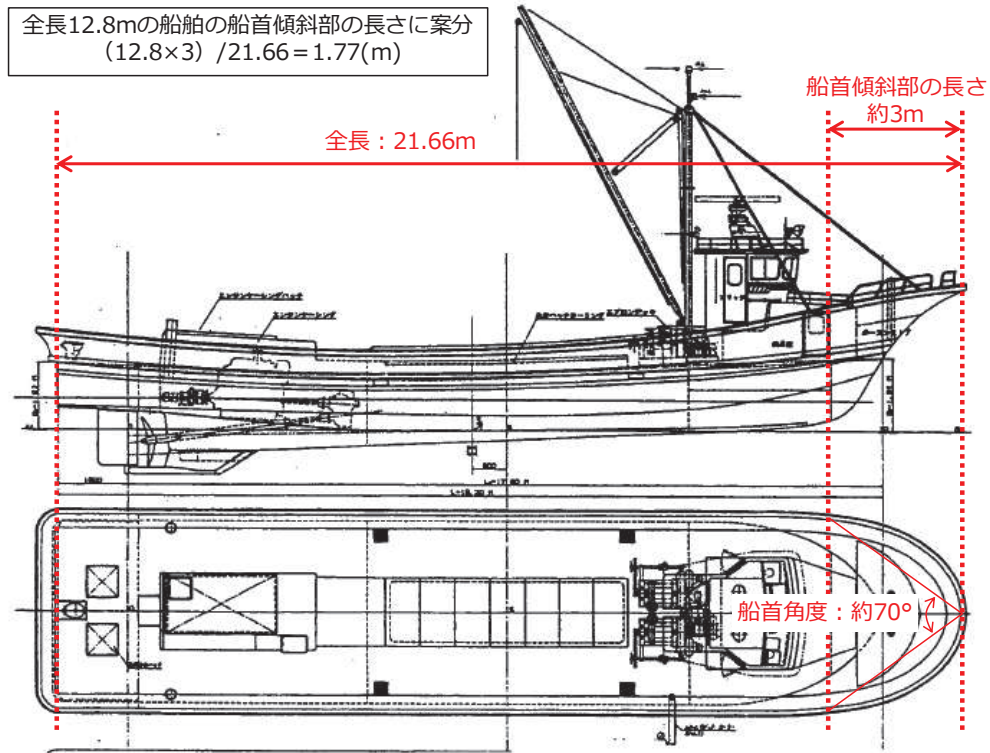


図-1 一般配置図(FRP漁船)

図 4.3-31 FRP 漁船の船首傾斜部の長さ及び船首角度（「小型漁船のインベントリ分析に関する研究一 A：モデル船の建造・運航状況調査一（海上技術安全研究所報告 第3巻 第5号（平成15年）」）に一部加筆）

③ 荷重の算定

「① 車両」及び「② 船舶」を踏まえ、表 4.3-12 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）で考慮する漂流物による衝突荷重を、表 4.3-13 に防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰で考慮する漂流物による衝突荷重を示す。算出の結果、漂流物による最大衝突荷重は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）、防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰のいずれにおいても 1855kN であるため、設計用衝突荷重としては保守的に 2000kN とする。なお、設置変更許可時において漂流物の最大重量として選定した船舶（57t）を、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の衝突荷重として考慮したとしても、設計用衝突荷重 2000kN に包絡されることを確認した。

表4.3-12 漂流物による衝突荷重一覧（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

種類	質量 (t)	適用式	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)	設計用衝突荷重 (kN)
車両	2.15	「FEMA (2012)」	13	1855	2000
船舶（直近海域）	15*1	「FEMA (2012)」	13	1245	
【参考】 船舶（前面海域）	57*	道路橋示方書	13	727	

注記 *1：船舶の質量は、総トン数の3倍する。

表4.3-13 漂流物による衝突荷重一覧

（防潮堤（盛土堤防）、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰）

種類	質量 (t)	適用式	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)	設計用衝突荷重 (kN)
車両	2.15	「FEMA (2012)」	13	1855	2000
船舶（直近海域）	15*1	「FEMA (2012)」	13	1245	
船舶（前面海域）	57*1	道路橋示方書	13	727	
車両系重機*2	41.2	「ASCE (2016)」	13	624*3	

注記 *1：船舶の質量は、総トン数の3倍する。

*2：滑動状態で衝突することを考慮する漂流物。

*3：「ASCE (2016)」の例示は以下のとおり。

$$F_i = 36 \times I_{TSU} = 36 \times 1.25 = 45 \text{ kN}$$

F_i ：設計衝突力 (kN)

I_{TSU} ：重要度係数 (1.25)

流速：4 (m/s)

重量：2270 (kg)

上記の例示を踏まえ、流速13m/s、重量41.2tを考慮すると以下のとおり。

$$F_i = 36 \times 1.25 \times (13/4) \times (41200/2270)^{0.5} = 624 \text{ kN}$$

船舶の衝突荷重算定は、「② 船舶」で示したとおり軸剛性について「土木学会(1994)」を基にした場合の 1.81×10^5 N/m を採用し、「FEMA (2012) *1」により算出したが、船舶の衝突荷重の保守性を確認する観点から、念のため、「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」を基にした場合の軸剛性 0.59×10^5 N/m から衝突荷重を算出するとともに、FRP 材の物性によるばらつきの影響、軸剛性算出に大きく影響すると考えられる船首傾斜部の長さ及び船舶の長さによる影響について確認した。

これらの影響確認結果を表 4.3-14 に示す。

軸剛性について「土木学会(1994)」を基にしたケース(表 4.3-11 及び表 4.3-12 で示した衝突荷重の設定条件)を A とし、軸剛性を「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」から算出するケースを B、軸剛性を「土木学会(1994)」から算出するが、船首傾斜部の長さを実際の長さに近い値とするためケース B と同様の設定にしたケースを C とした。その結果、ケース A (1245kN) は、ケース B (708kN) の 1.75 倍、ケース C の 2.23 倍であり、保守的な衝突荷重となっていることを確認した。

また、ケース A に対して、ヤング率を文献の最小値にしたケースを D、ポアソン比を最小値にしたケースを E として衝突荷重を算出した結果、ケース A はそれぞれ 1.34 倍、1.04 倍となっており、ポアソン比の影響は小さいものの、材料物性であるヤング率及びポアソン比を最大値及び最大値を上回る値に設定しており、保守性を有する設定となっていることを確認した。

ケース F は、船舶の長さを総トン数 5t の標準的な長さとして「漁港・漁場の施設的设计参考図書(水産庁, 2015年)」から 11.0m としたケースであり、ケース A はケース F の 1.05 倍で、船舶の長さによる影響は小さいが保守的な衝突荷重となっていることを確認した。

注記*1: FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

*2: FEMA (2019) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2019

*3: ASCE (2016) : Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI Standard 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia

表 4.3-14 船舶の衝突荷重算定における保守性の確認結果

ケース	船舶の構造によるばらつき		材料物性のばらつき		船首傾斜部の長さ (m)	衝突荷重 (kN)	ケース A における保守性の確認
	適用文献・規則	船舶の長さ (m)	ヤング率 (tf/m ²)	ポアソン比			
A	土木学会 (1994)	12.8*1	1.22×10 ⁶ *3	0.4*5	0.22*7	1245	ケース B の 1.75 倍 ケース C の 2.23 倍 ケース D の 1.34 倍 ケース E の 1.04 倍 ケース F の 1.05 倍
B	強化プラスチック船規則 (日本海事協会, 2018 年)	12.8*1	1.22×10 ⁶ *3	0.4*5	1.28*8	708	—
C	土木学会 (1994)	12.8*1	1.22×10 ⁶ *3	0.4*5	1.28*8	556	—
D	土木学会 (1994)	12.8*1	0.70×10 ⁶ *4	0.4*5	0.22*7	940	—
E	土木学会 (1994)	12.8*1	1.22×10 ⁶ *3	0.308*6	0.22*7	1197	—
F	土木学会 (1994)	11.0*2	1.22×10 ⁶ *3	0.4*5	0.22*7	1177	—

注記 *1: 「強化プラスチック船規則解説 (日本海事協会誌, 1978 年)」から, 総トン数約 5t に最も近いと考えられる船舶の長さ

*2: 「漁港・漁場の施設の設計参考図書 (水産庁, 2015 年)」より総トン数 5t の船舶の長さ

*3: 表 4.3-10 の最大値

*4: 表 4.3-10 の最小値

*5: 表 4.3-7 の最大値を上回る値

*6: 表 4.3-7 の最小値

*7: 土木学会 (1994) から算出 (実際の船舶よりも短い, 短い方が保守的であるため採用)

*8: 強化プラスチック船規則 (日本海事協会, 2018 年) から算出

(参考1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）について

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は防潮堤よりも海側の南側に位置している。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の位置を図1に、断面図を図2に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）については、防潮堤よりも海側に位置しているが、地中（岩盤内）の集水ピット内に設置されることから、**図3のとおり漂流物が衝突しにくい構造となっており、漂流物は入力津波水位（O.P.+24.4m）と同時に衝突することはない。**

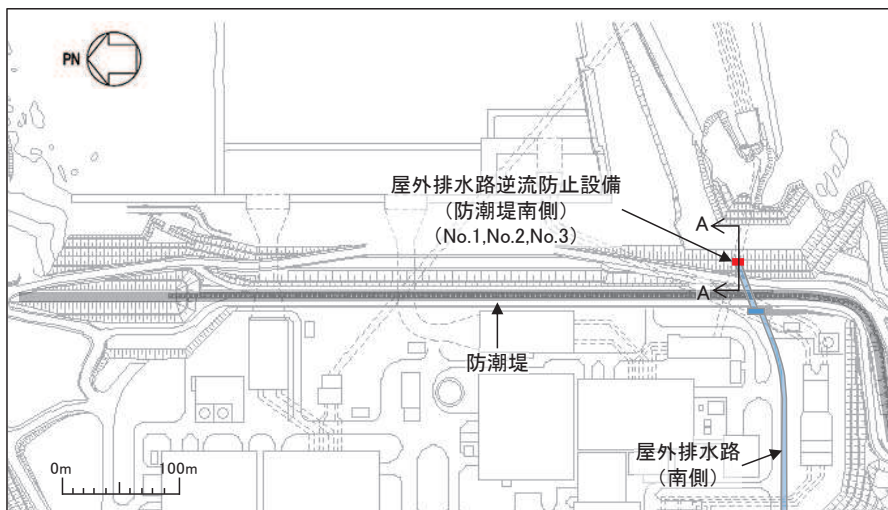


図1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の位置図

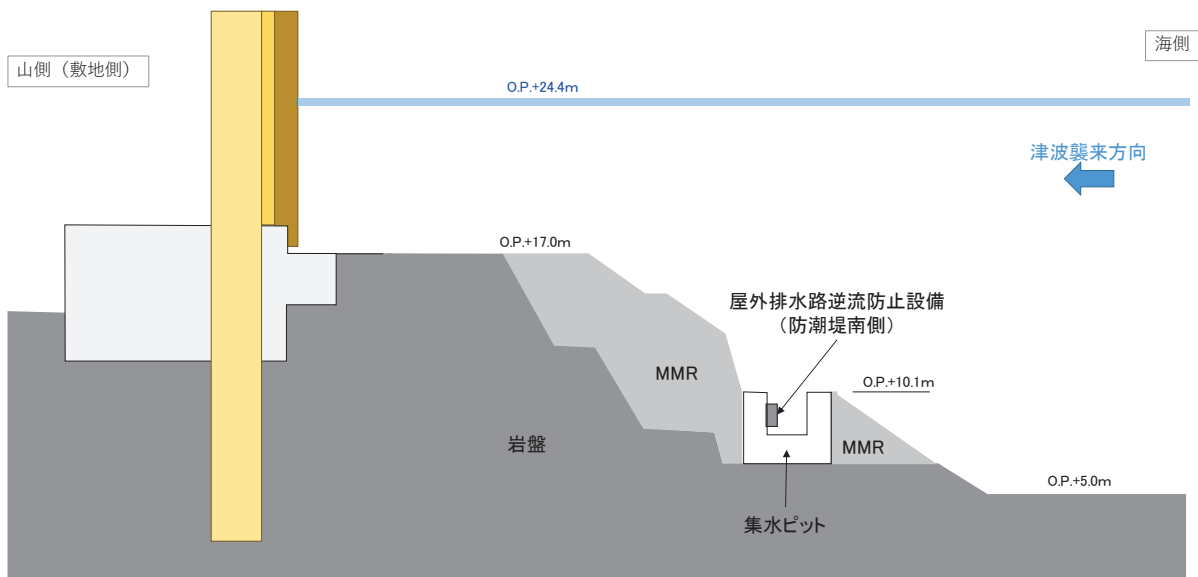


図2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面図（A-A断面）

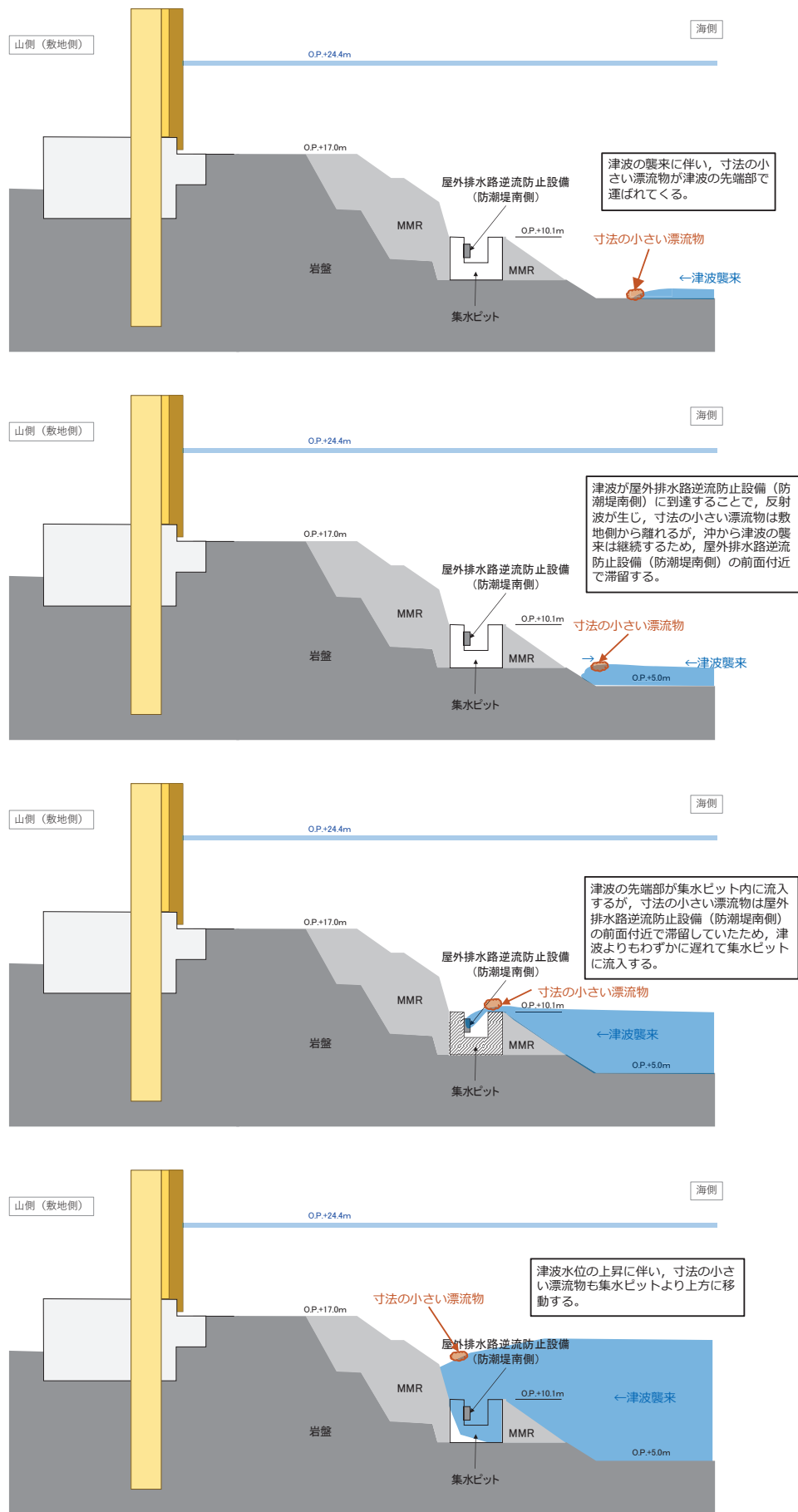


図3 寸法の小さい漂流物の衝突の可能性

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に漂流物は衝突しないと考えられるものの、寸法の小さな漂流物が集水ピットに流入する可能性があることから、念のため寸法の小さな漂流物が衝突する場合の検討を行った。

寸法の小さい漂流物については、東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された漂流物（「4.2.2①発電所敷地内における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績の把握」参照）から木片を想定した（写真1及び写真2）。木片の大きさについては、集水ピット上面の開口部の形状を踏まえ、直径5cm、長さ145cm（約3kg）とした。また、図4に示すとおり集水ピット頂部から屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に衝突するための速度 v_0 は2.4~4.8(m/s)であることから、衝突速度は4.8(m/s)とした。

衝突荷重の算定に用いた式は「4.3.4②漂流物による衝突荷重算定式の適用について」を踏まえ、「FEMA（2012）」、松富（1999）及び有川ほか（2010）を用いた。

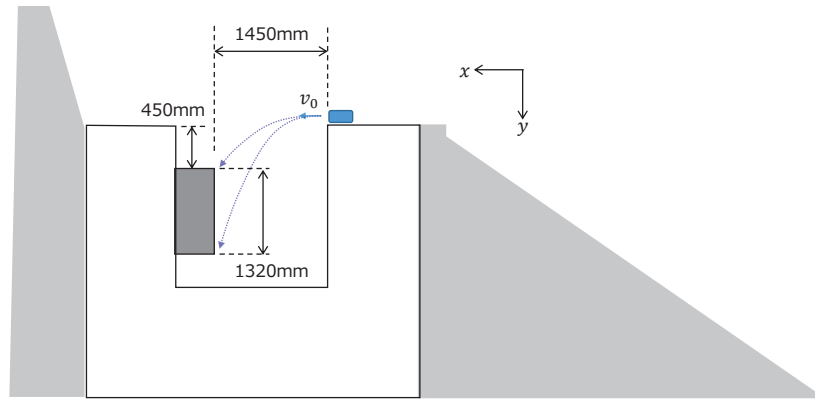
衝突荷重の結果は表1のとおりである。



写真1 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(写真 4.2-1(7)再掲)



写真2 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(写真 4.2-1(7)再掲)



屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）
の上部に衝突する場合の速度

$$v_0 = \sqrt{\frac{gx^2}{2y}} = \sqrt{\frac{9.80665 \times 1.45^2}{2 \times 0.45}} = 4.79(\text{m/s})$$

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）
の下部に衝突する場合の速度

$$v_0 = \sqrt{\frac{gx^2}{2y}} = \sqrt{\frac{9.80665 \times 1.45^2}{2 \times 1.77}} = 2.41(\text{m/s})$$

図4 衝突速度の検討

表1 寸法の小さい漂流物による衝突荷重の算定

種類	質量 (kg)	適用式	衝突 速度 (m/s)	衝突荷重 (kN)	【参考】 重畳時に屋外排水路逆流 防止設備（防潮堤南側） 全体に作用する荷重(kN)
木材	3	「FEMA（2012）」	4.8	24	540*
		松富（1999）	4.8	25	
		有川（2010）	4.8	17	

注記*：重畳時に作用する荷重 310kN/m^2 に扉体面積（ $1.32 \times 1.32 \div 1.742\text{m}^2$ ）を乗じて算出。

(参考2)「直近海域(北西部)」の流向・流速について

「直近海域(北西部)」の流向・流速について、水粒子の動きを把握する方向として有効な軌跡解析を実施し、その特徴を確認した。解析時間は、第一波での到達する可能性の検討であることを踏まえ、地震発生から70分とした。

解析結果を図1及び図2に示す。

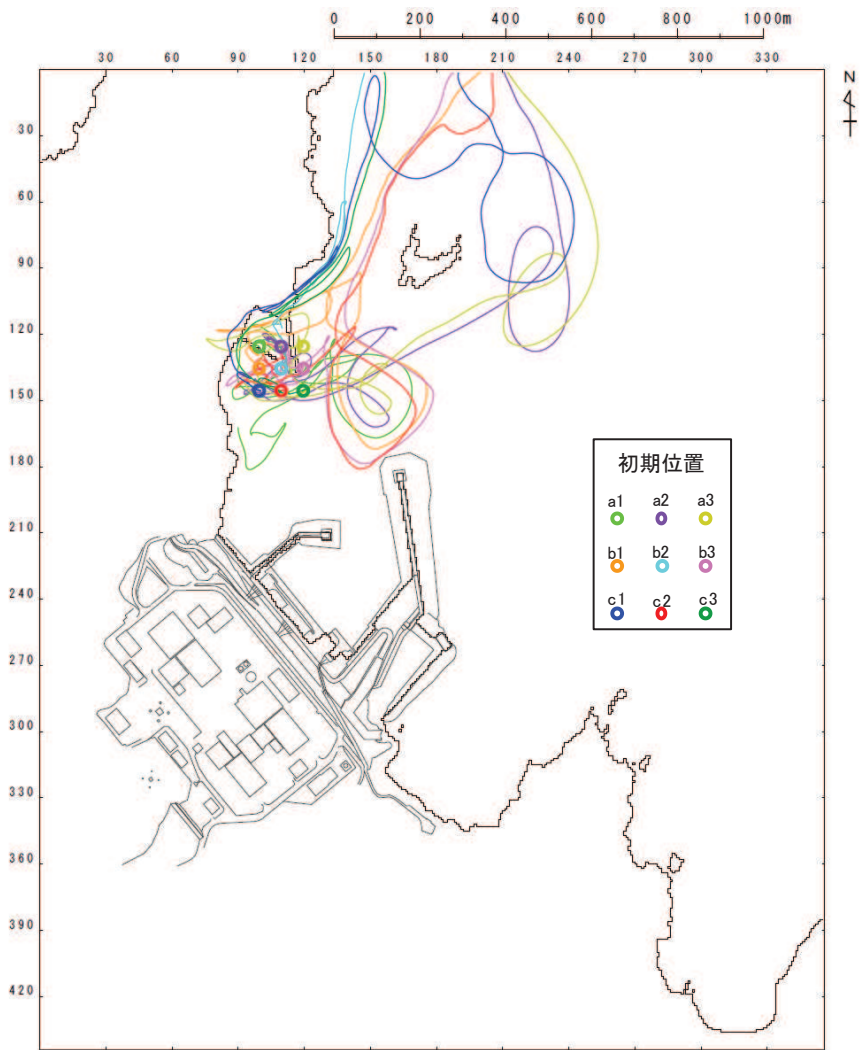
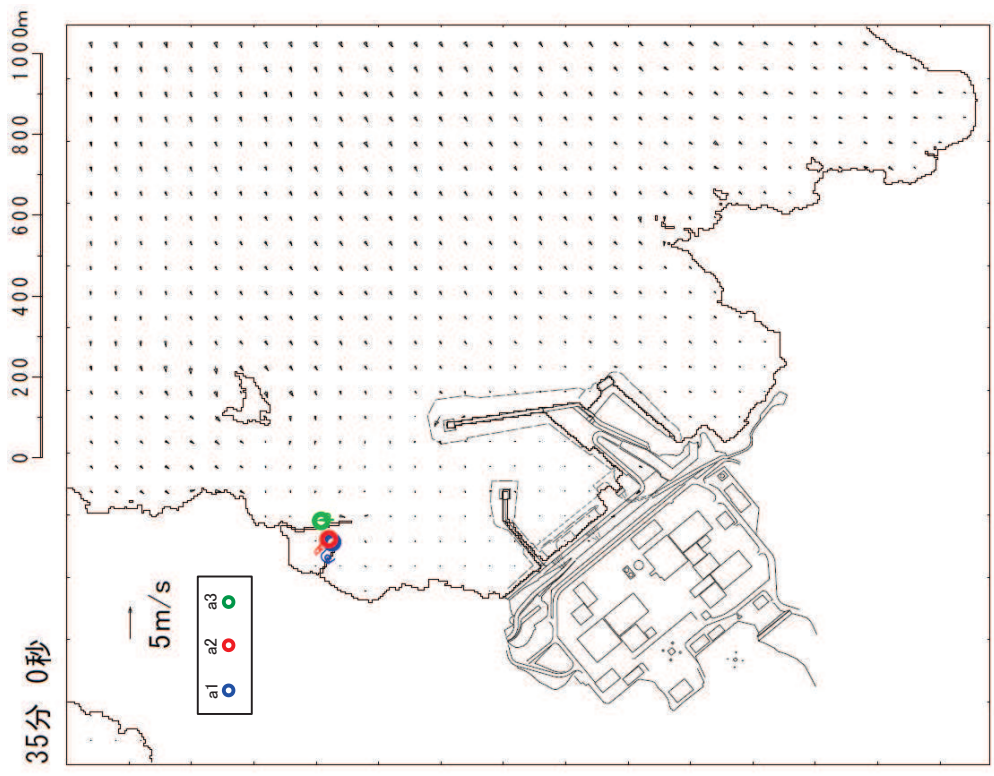
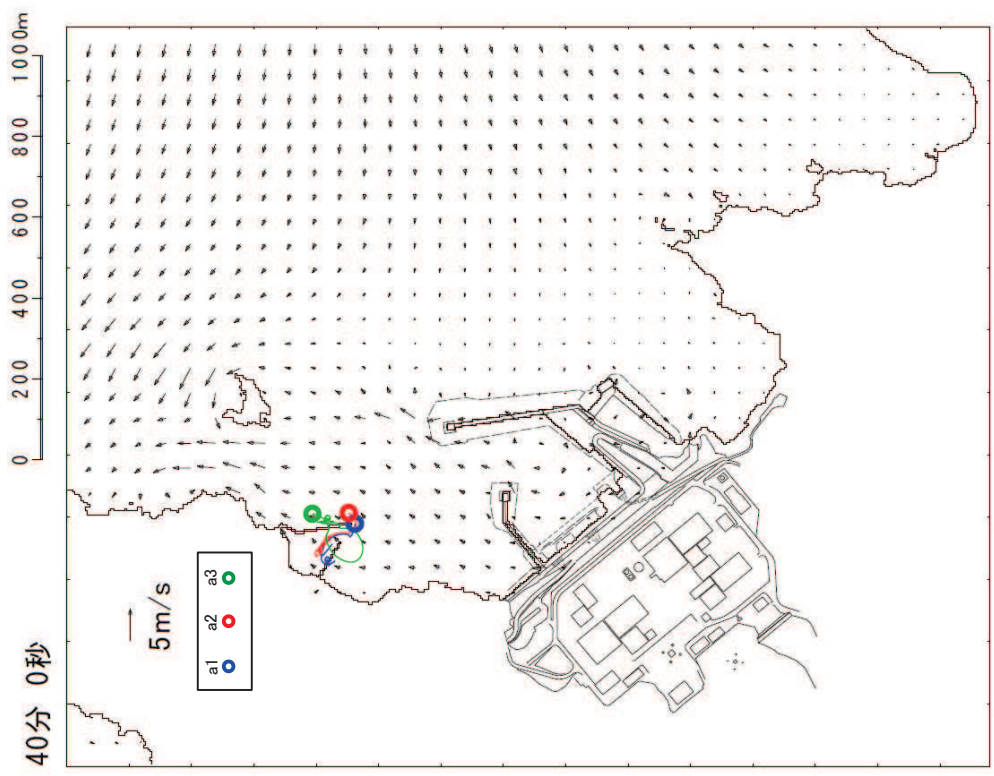
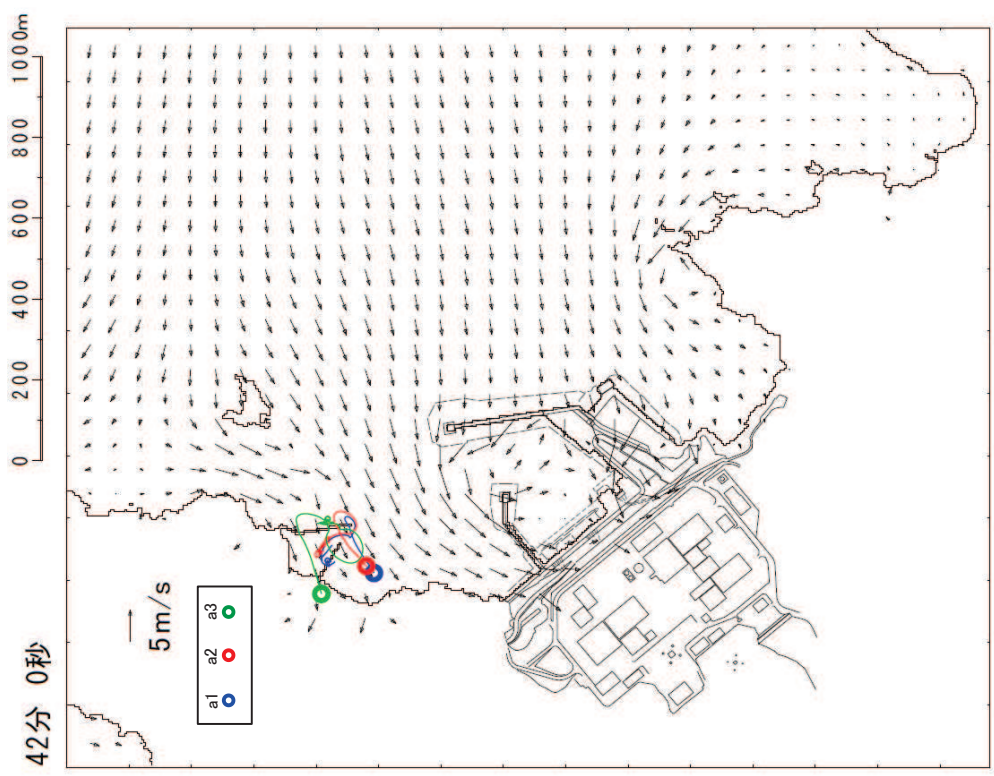


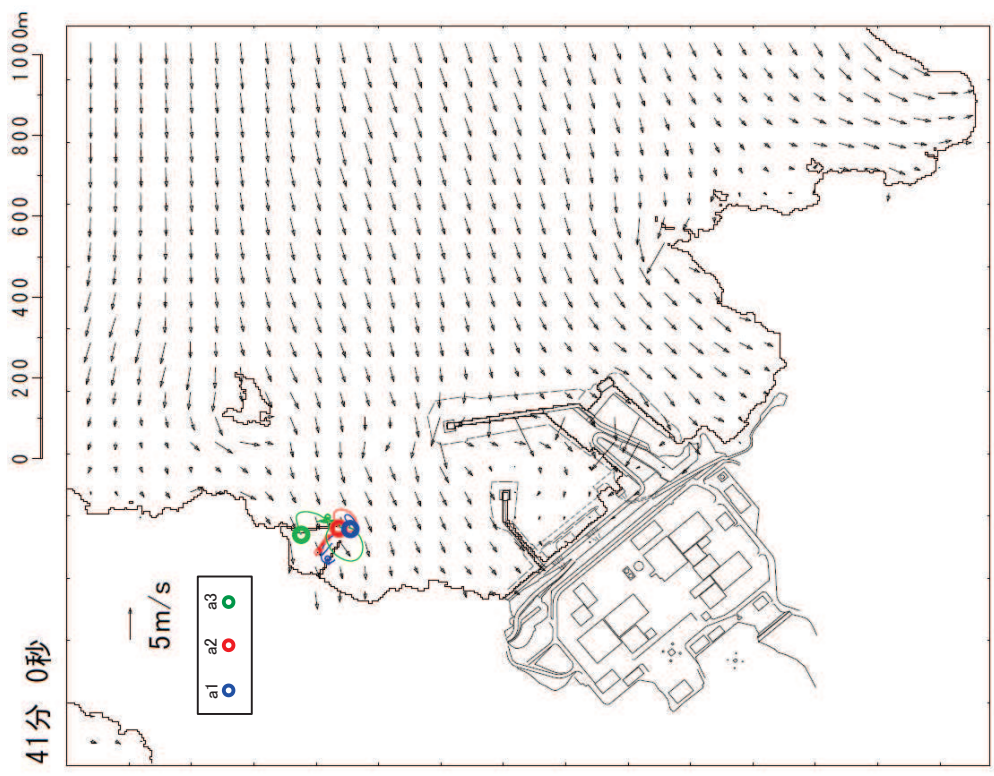
図1 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果（地震発生から70分後まで）



【a1, a2, a3】津波第一波襲来前であり，ほとんど移動しない。
 【a1, a2, a3】ほとんど移動しない。
 図 2 (1) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（35 分後及び 40 分後）

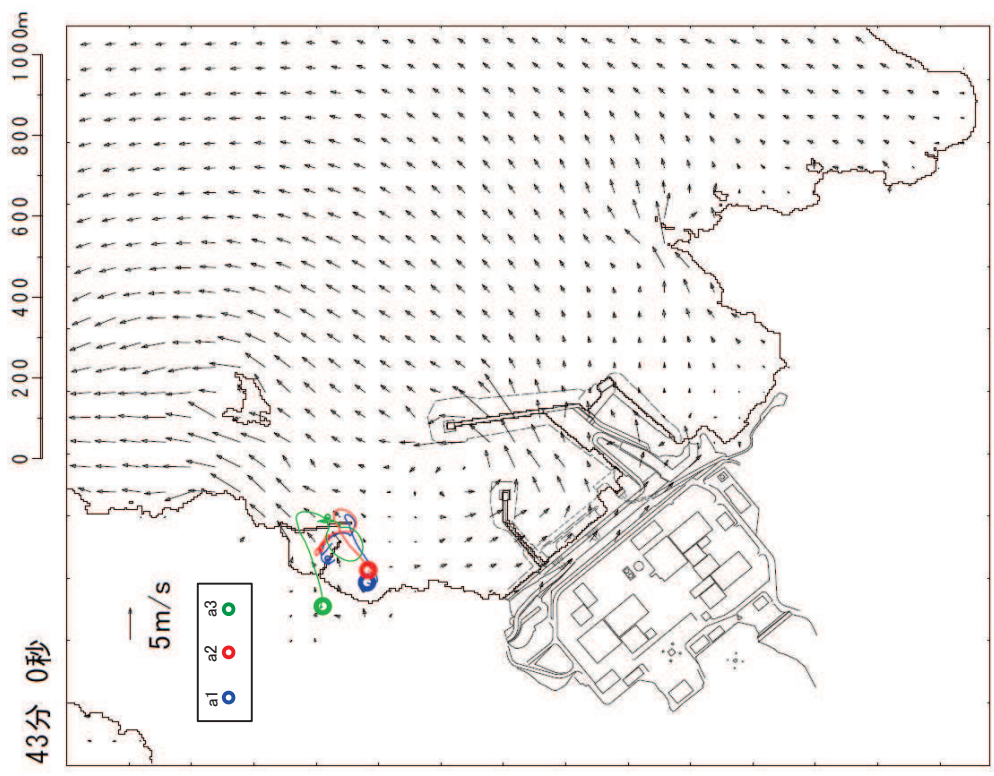
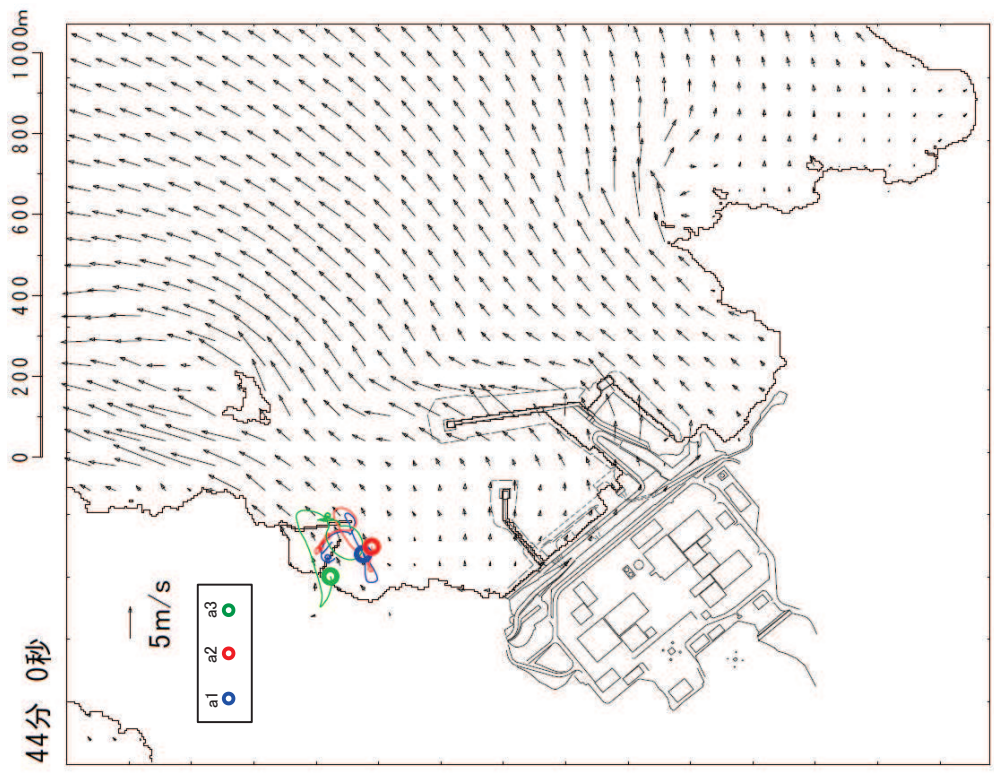


【a1, a2, a3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり，小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。



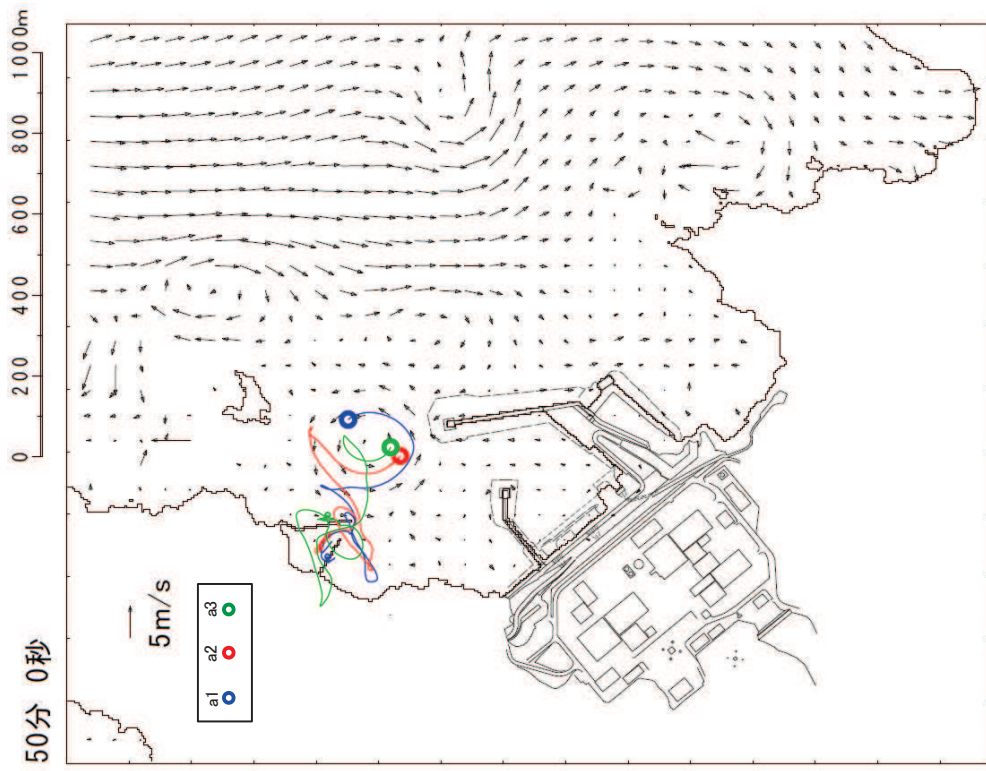
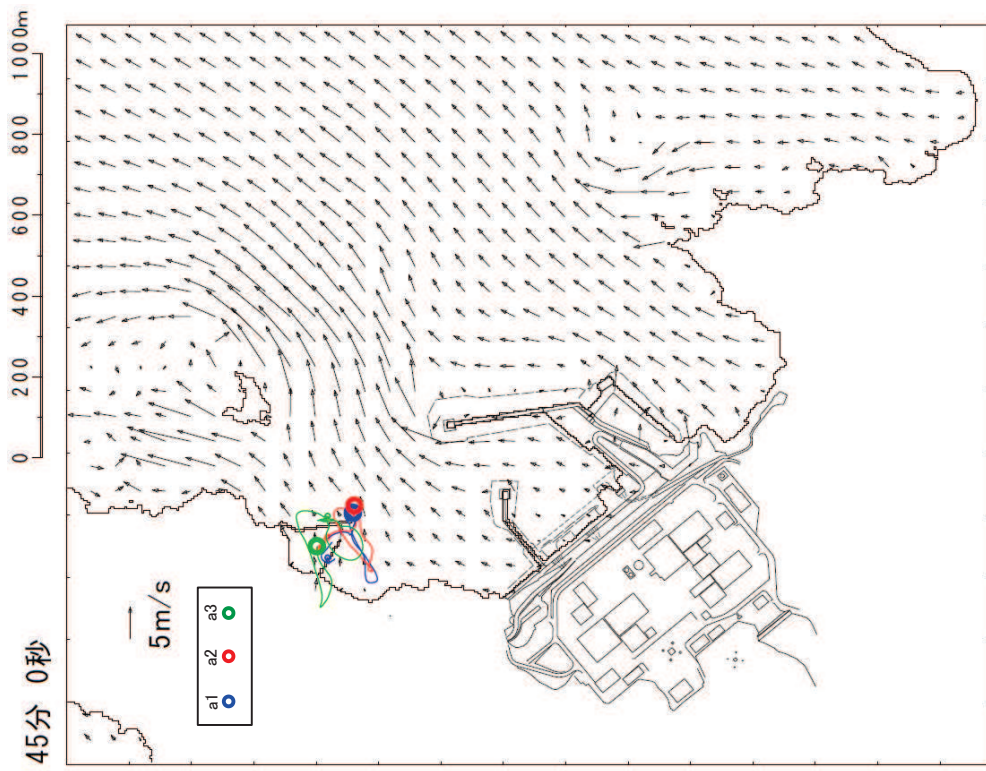
【a1, a2, a3】ほとんど移動しない

図 2 (2) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）



【a1, a2, a3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり，引き波の影響を受け，北東方向へ移動し始める。
 【a1, a2, a3】津波第一波の引き波の影響を受けるが，小屋取漁港近傍でわずかに移動するのみである。

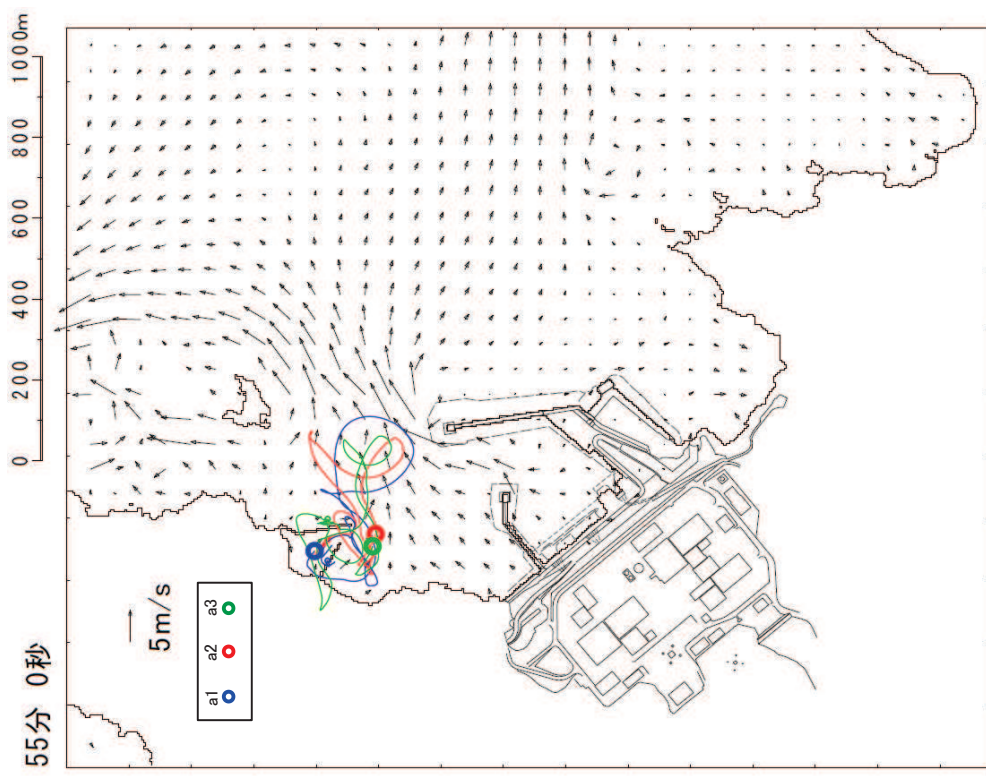
図 2 (3) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）



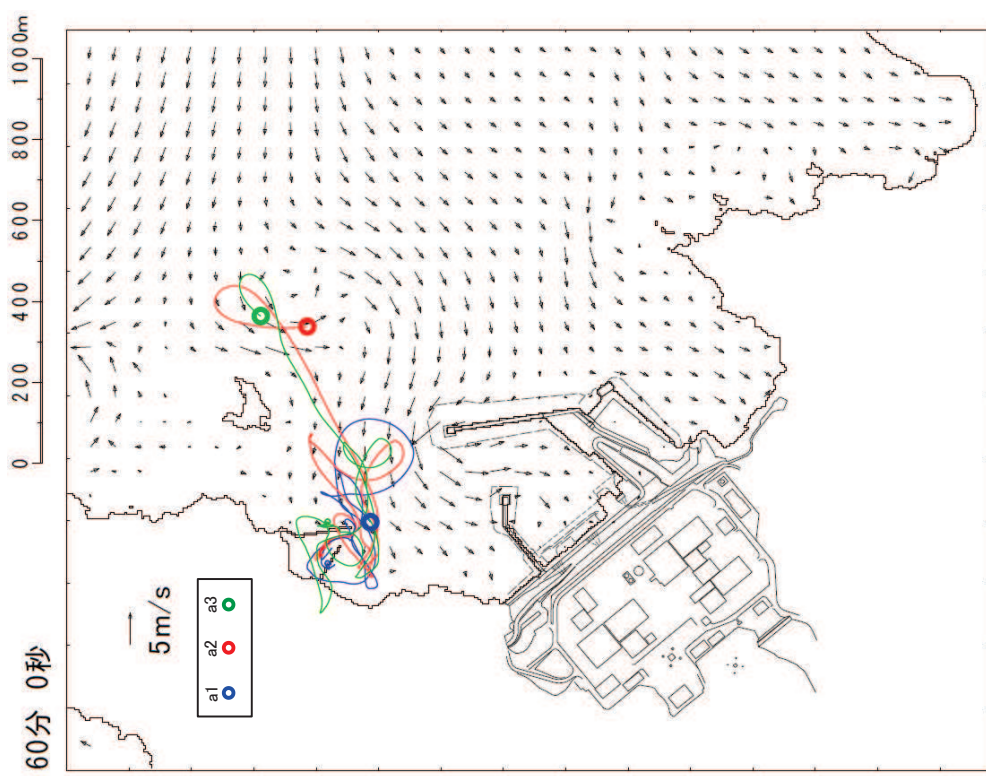
【a1, a2, a3】引き波の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【a1, a2, a3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

図 2 (4) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)



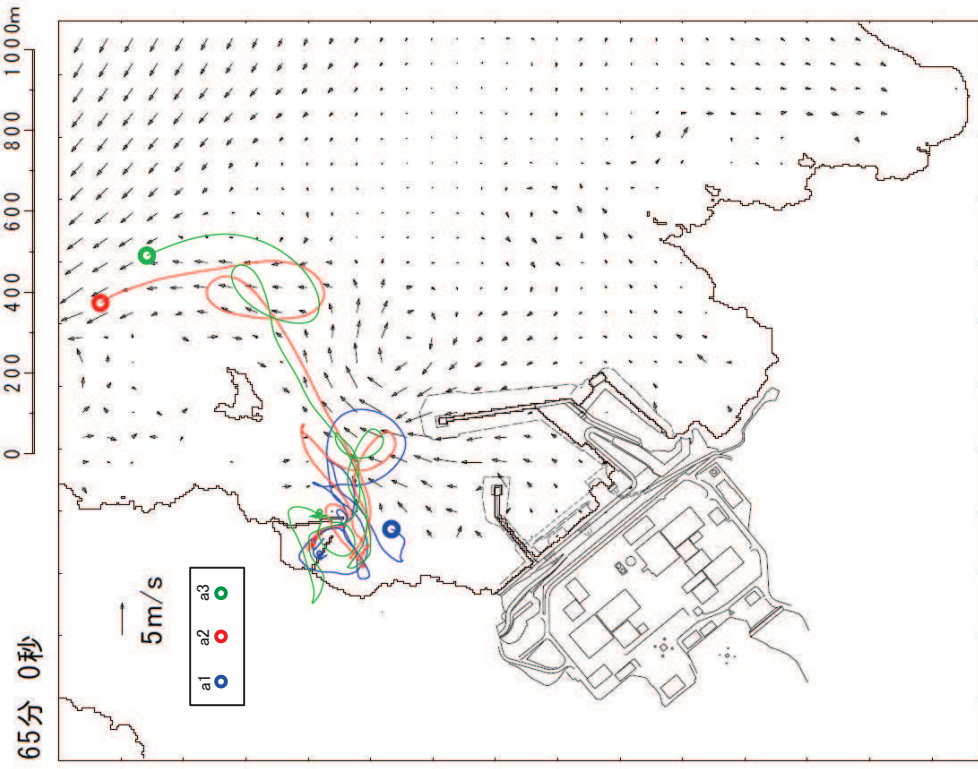
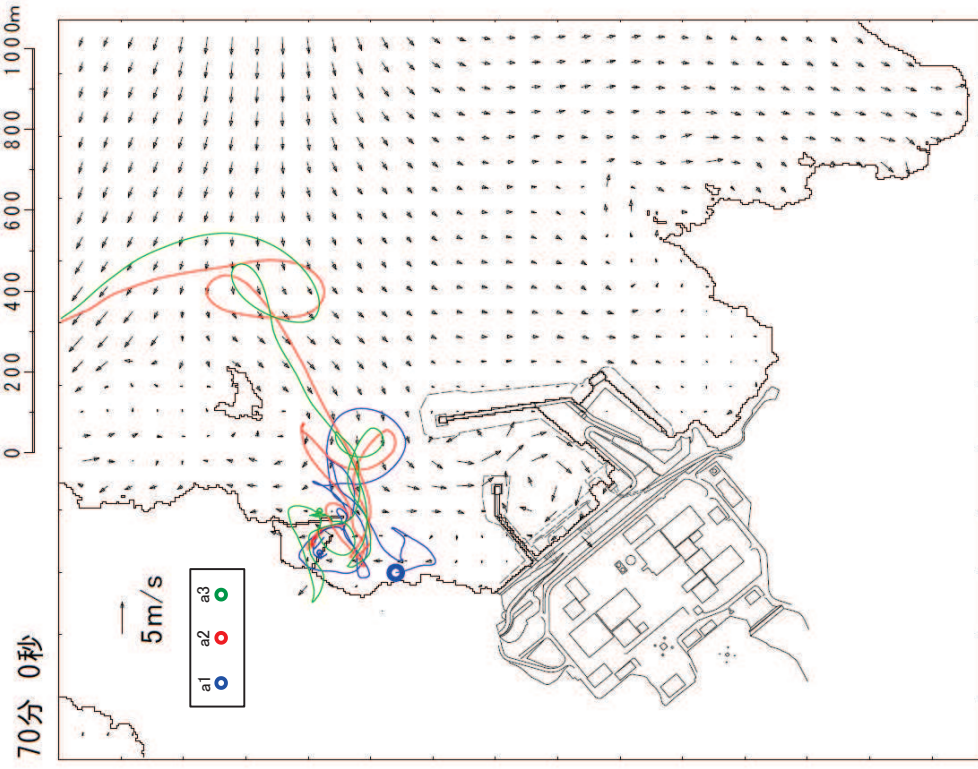
【a1, a2, a3】津波第二波以降の影響により，小屋取漁港へ移動する。



【a1】津波第二波以降の影響を受け，小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【a2, a3】津波第二波以降の影響を受け，大きく沖側へ移動する。

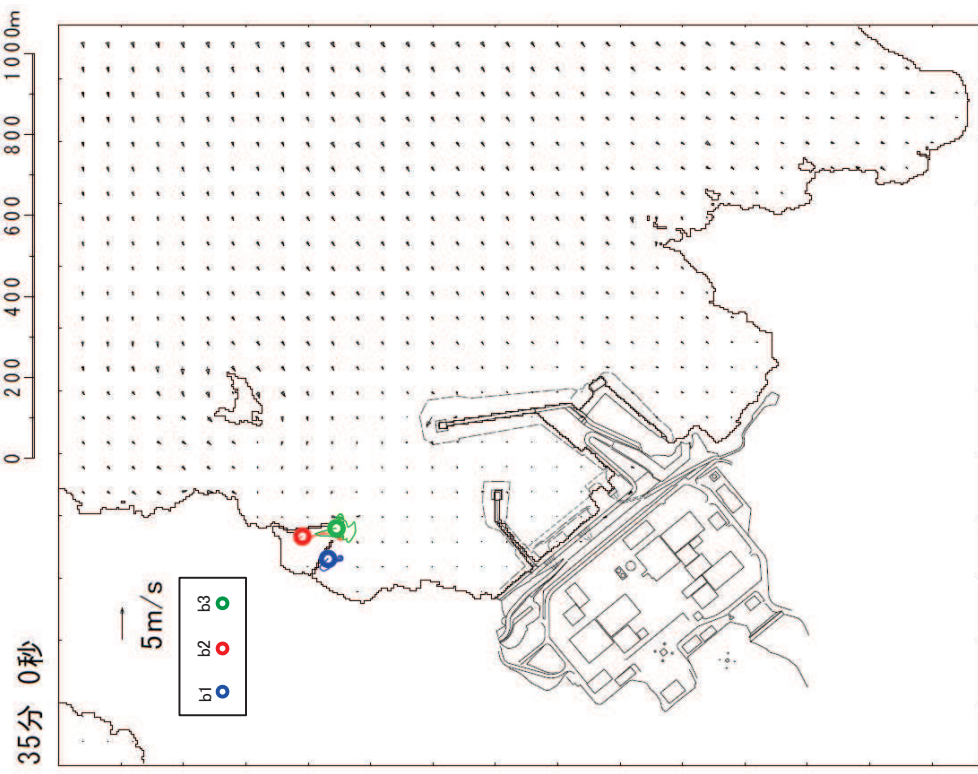
図2 (5) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（55分後及び60分後）



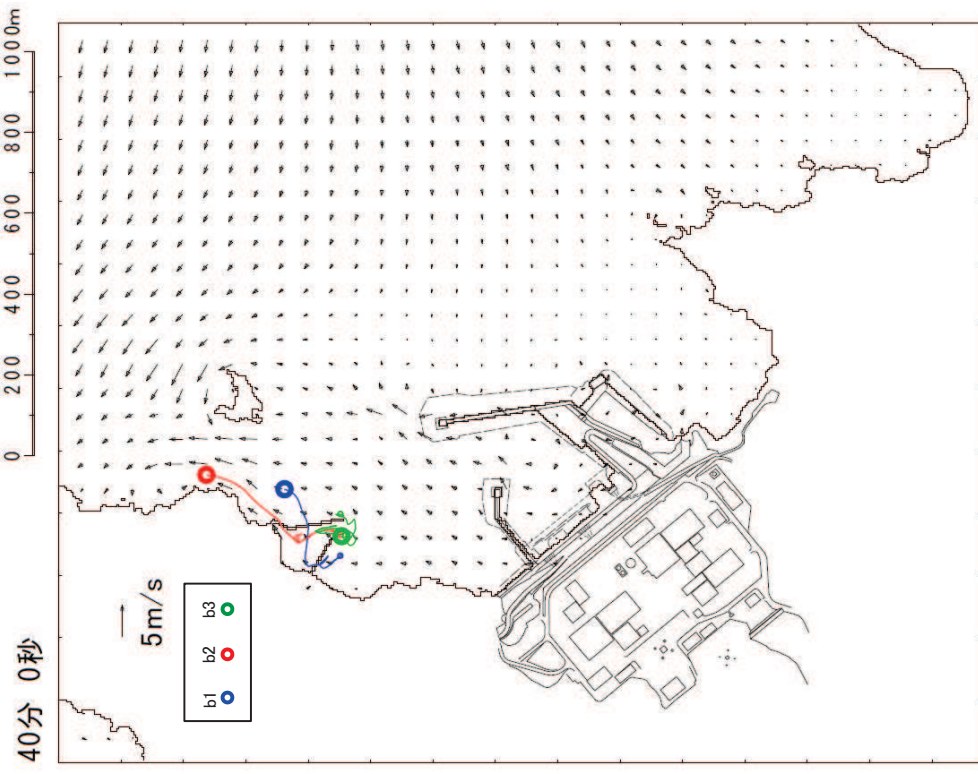
【a1】津波第二波以降の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
 【a2, a3】津波第二波以降の影響を受け、大きく沖側へ移動する。

【a1】津波第二波以降の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
 【a2, a3】表示外に移動し、敷地側には移動してこない。

図 2 (6) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（65 分後及び 70 分後）



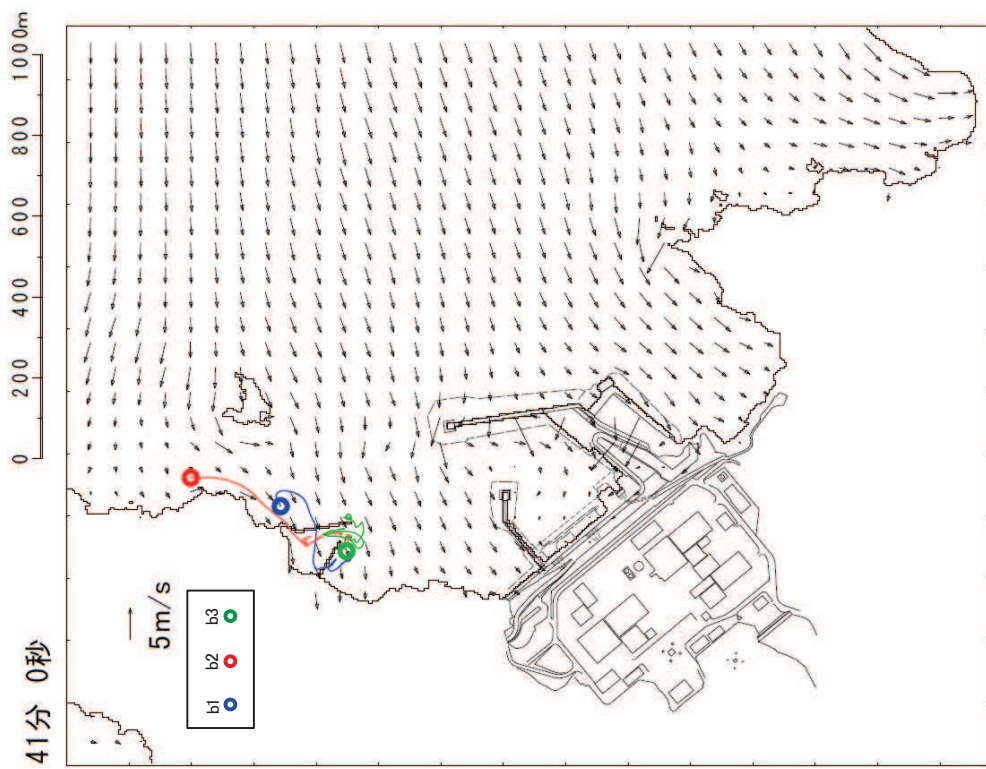
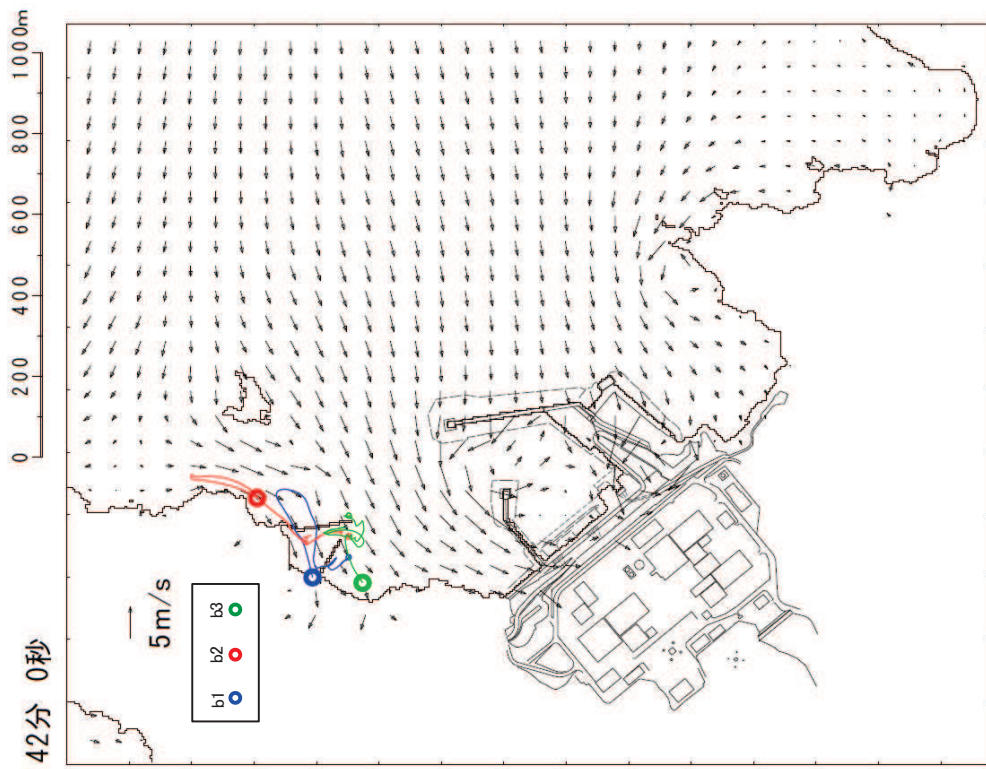
【b1, b2, b3】津波第一波襲来前であり，ほとんど移動しない。



【b1, b2】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

【b3】ほとんど移動しない。

図 2 (7) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（35 分後及び 40 分後）

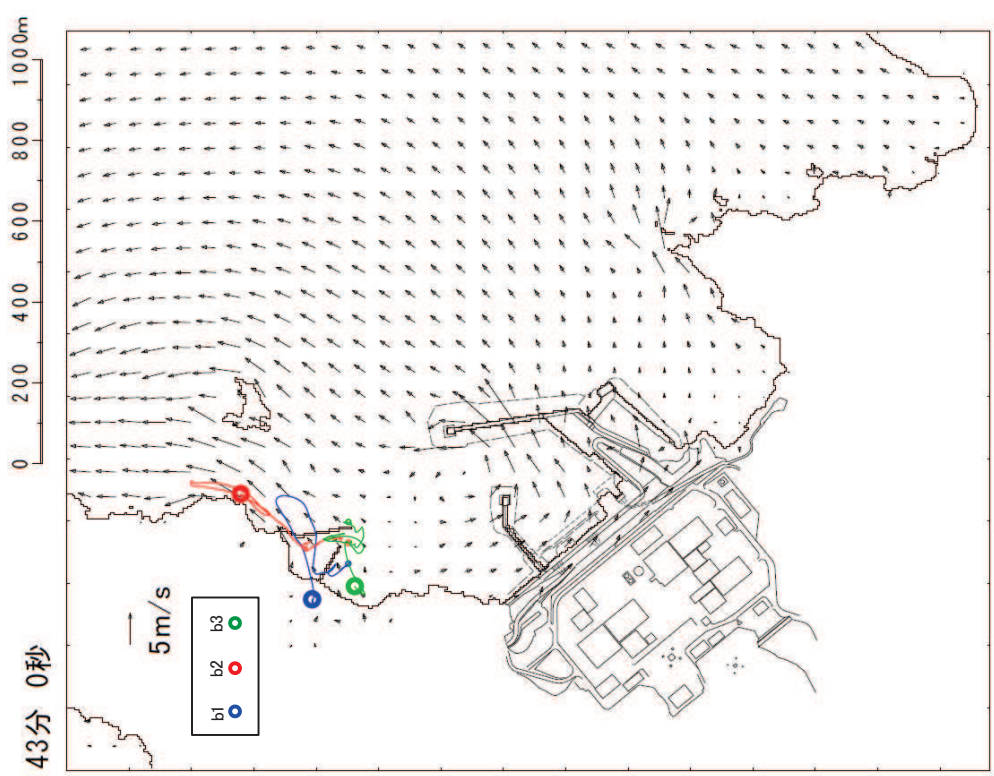


【b1, b2】 津波第一波の二段型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。
 【b3】 ほとんど移動しない。

【b1, b2, b3】 津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、

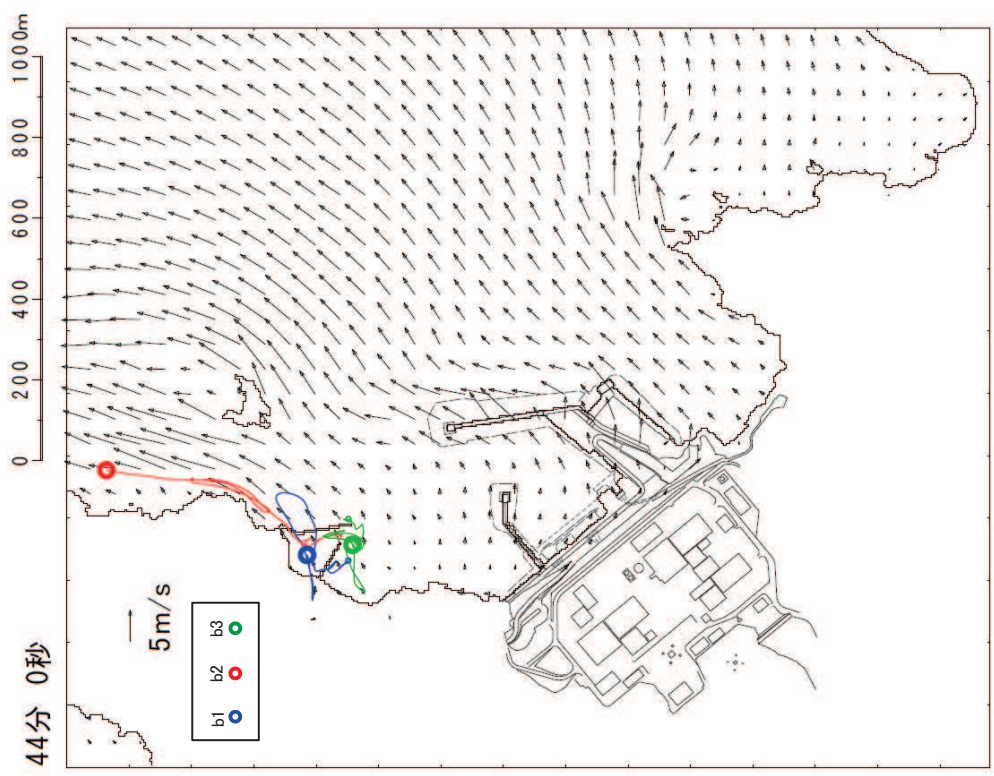
小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。

図 2 (8) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）



【b1】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり、引き波の影響を受け、北東方向へ移動し始める。

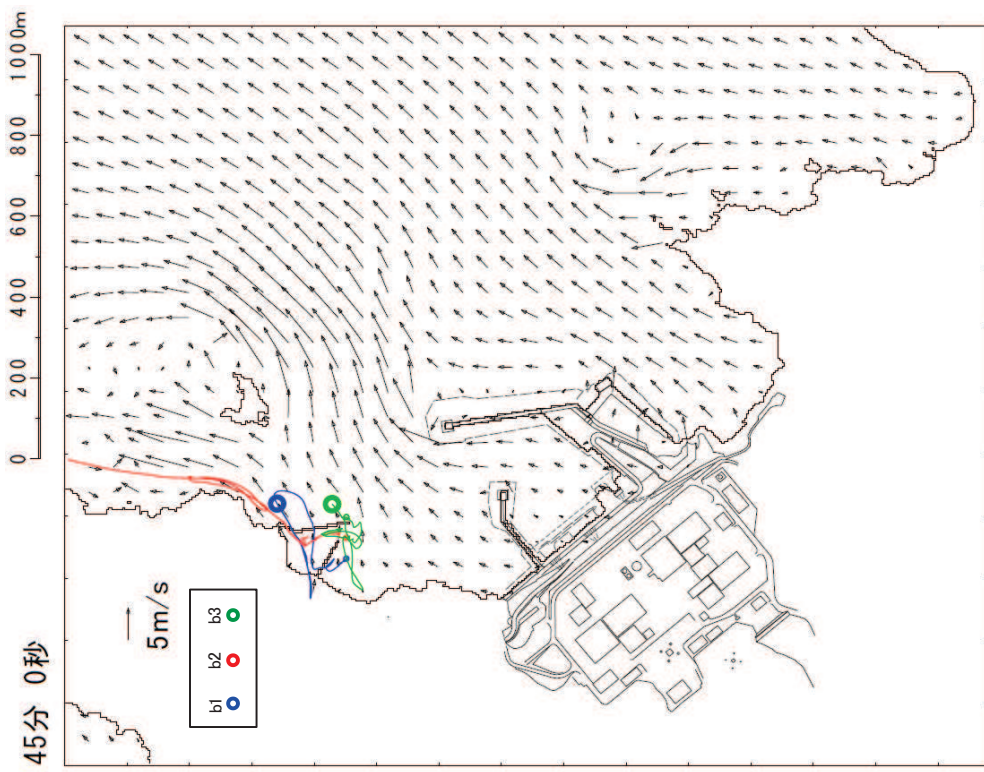
【b2, b3】ほとんど移動しない。



【b1】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向に移動する。

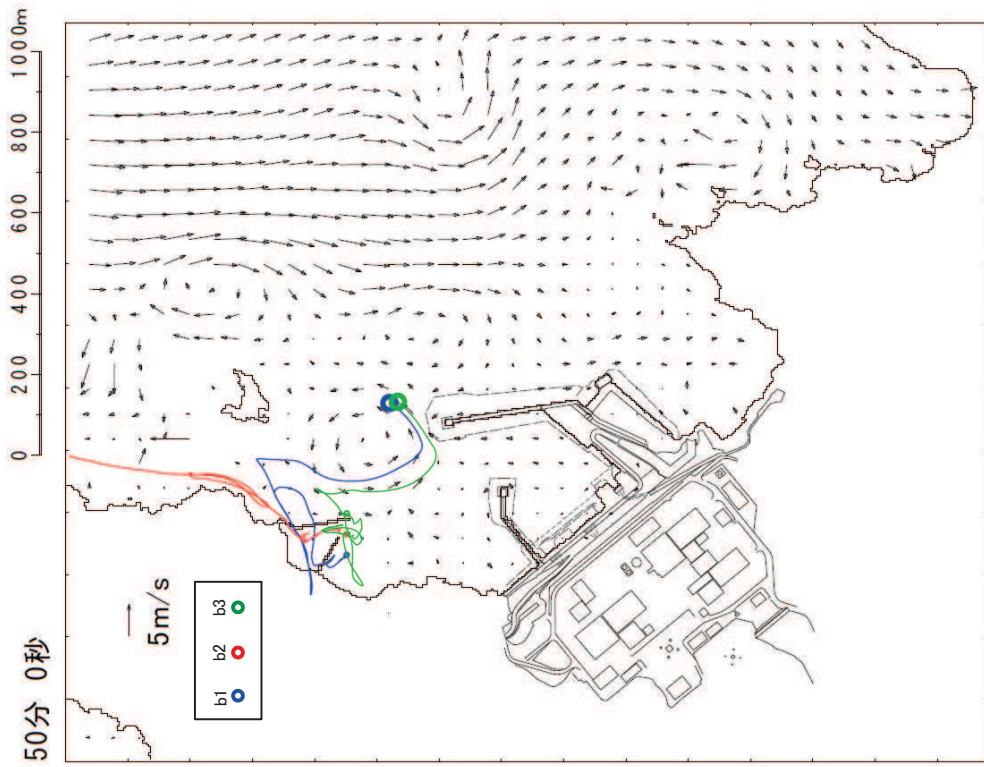
【b2, b3】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

図 2 (9) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）



【b1】表示外に移動し、敷地側には移動してこない。

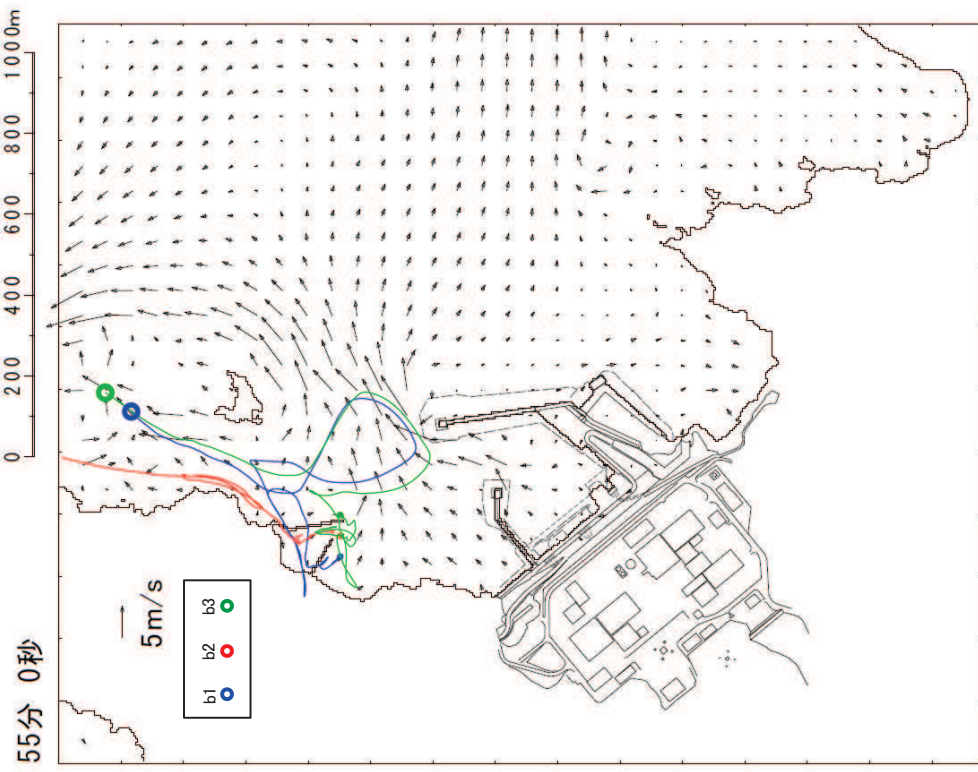
【b2, b3】引き波により北東方向へ移動する。



【b1】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

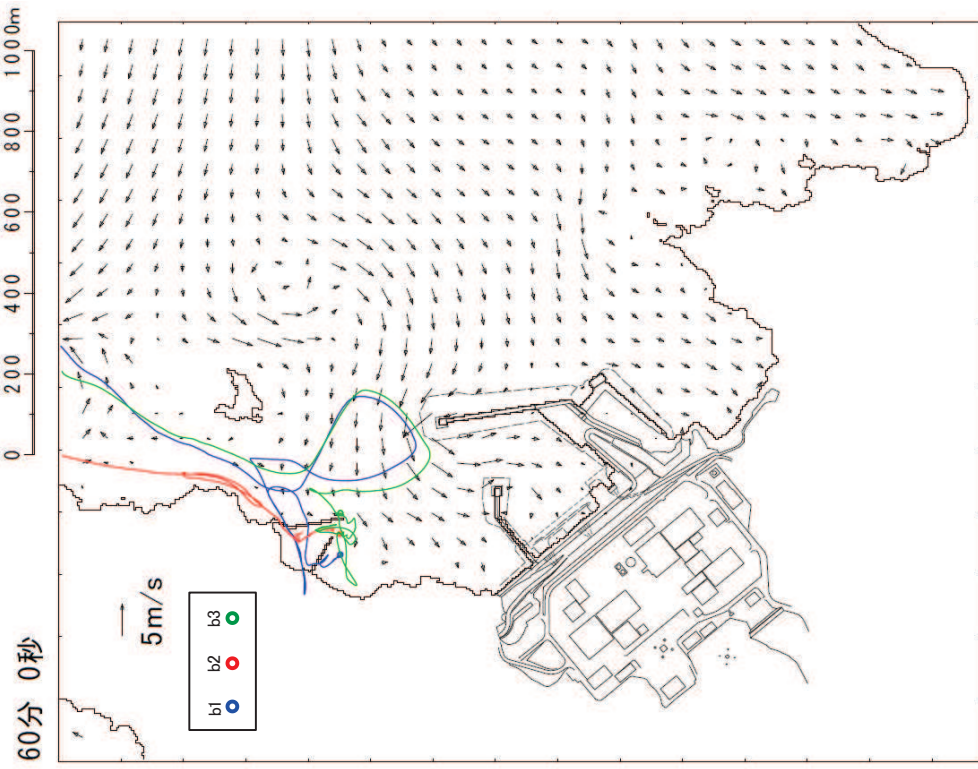
【b2, b3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

図 2 (10) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)



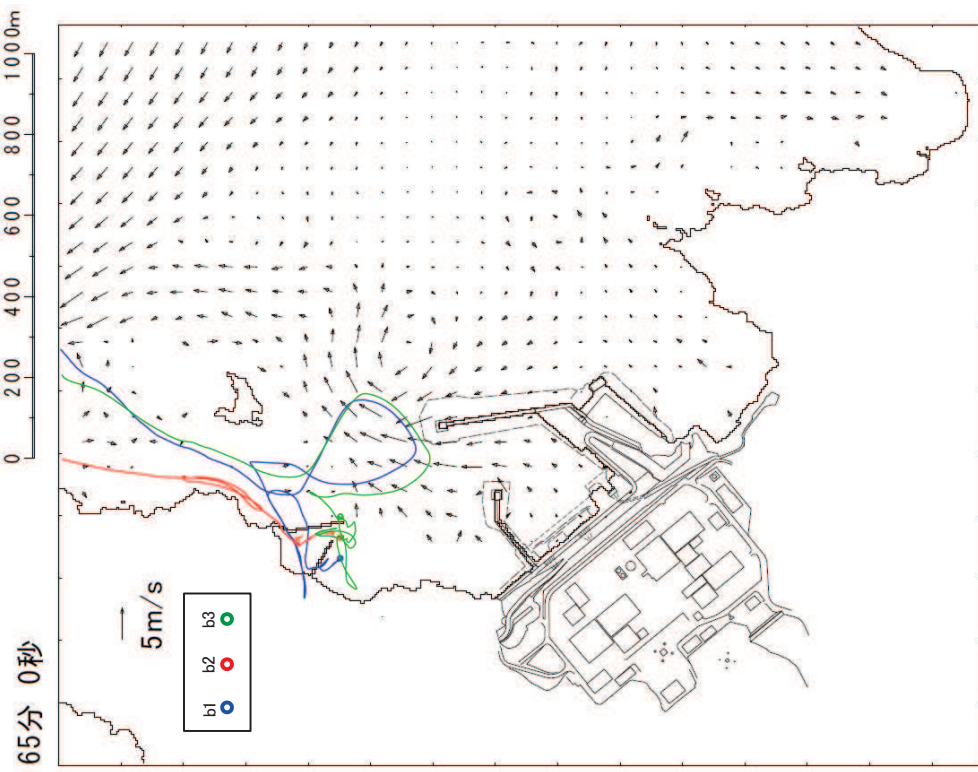
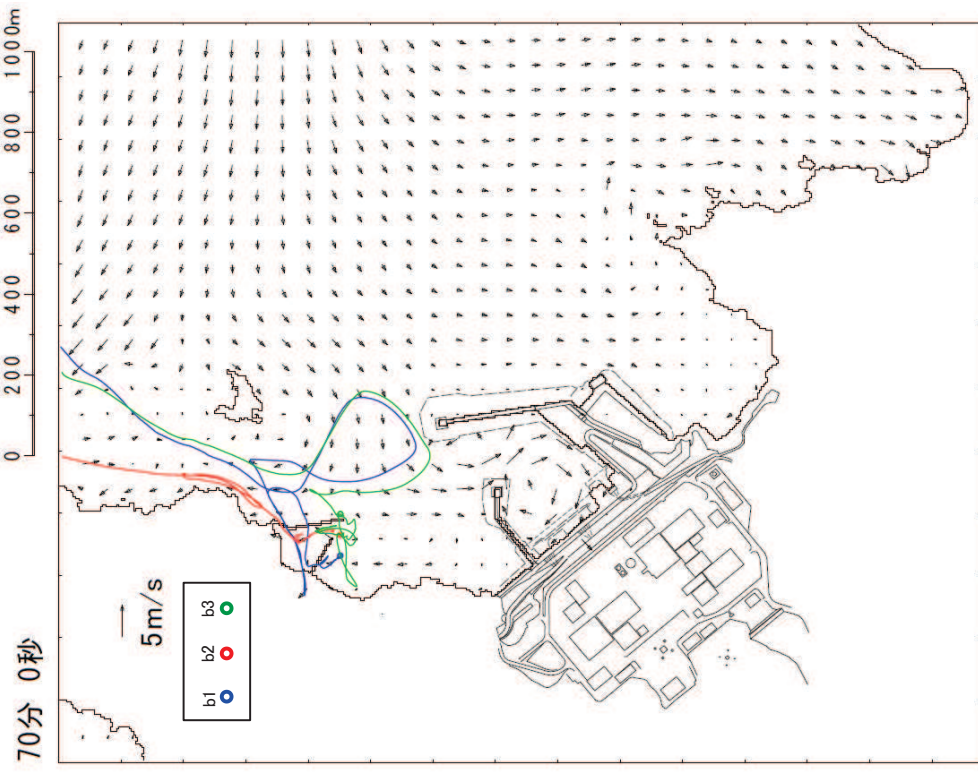
【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

【b2, b3】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。



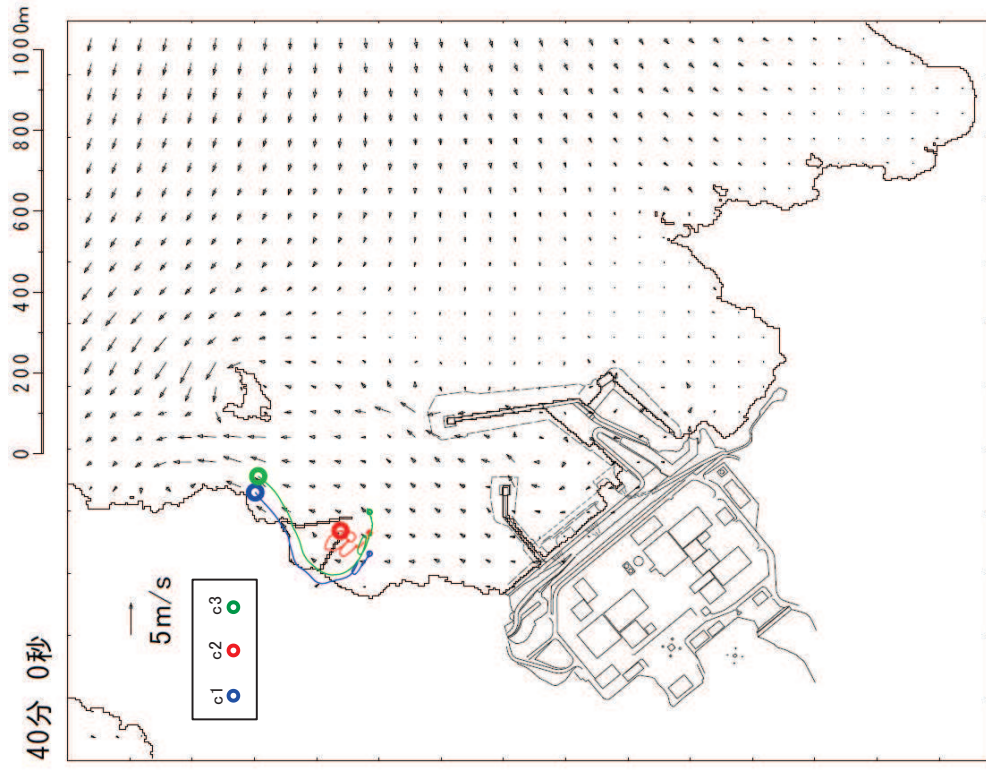
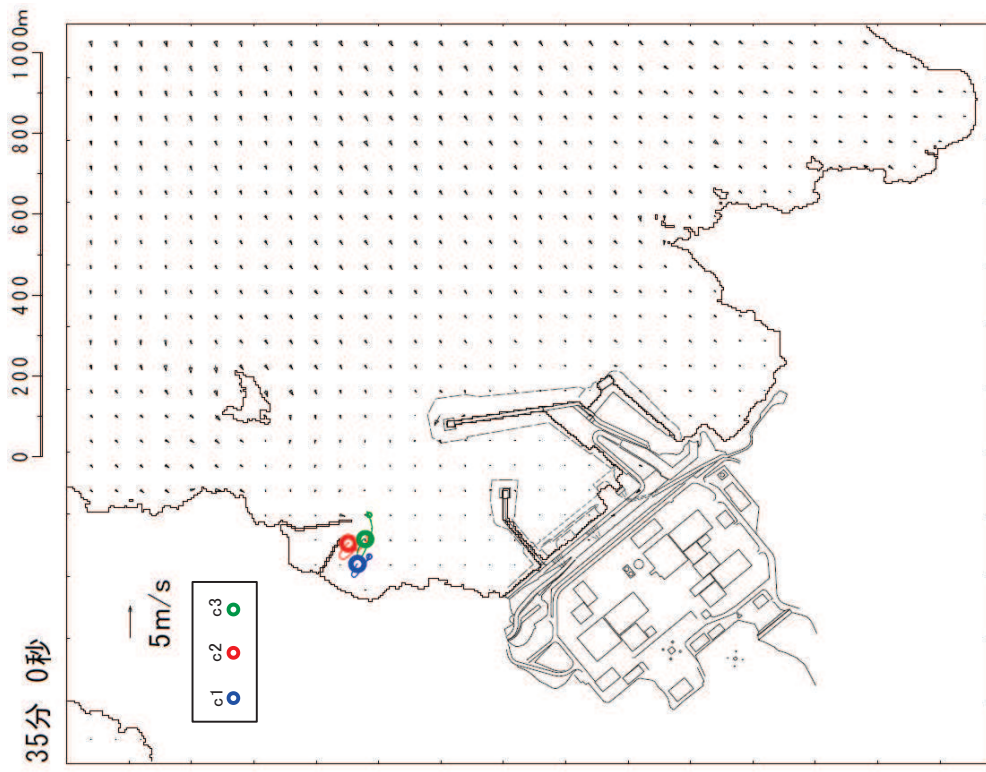
【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図 2 (11) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（55 分後及び 60 分後）



【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図2 (12) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（65分後及び70分後）

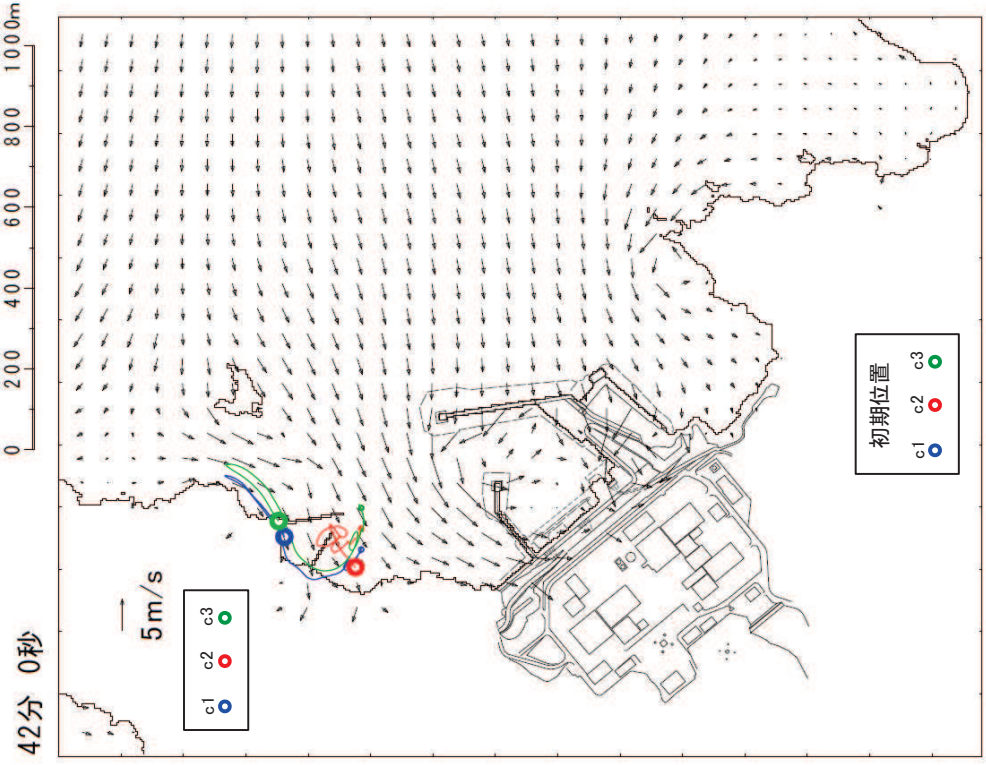


【c1, c2, c3】津波第一波襲来前であり，ほとんど移動しない。

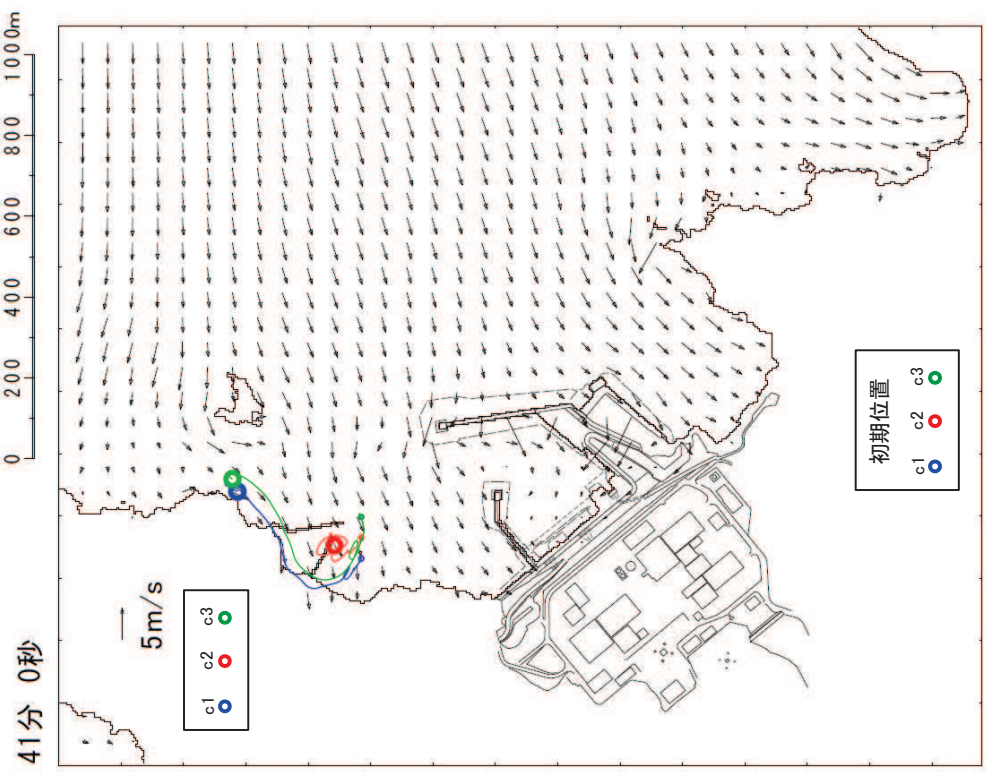
【c1, c3】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

【c2】ほとんど移動しない。

図 2 (13) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（35 分後及び 40 分後）



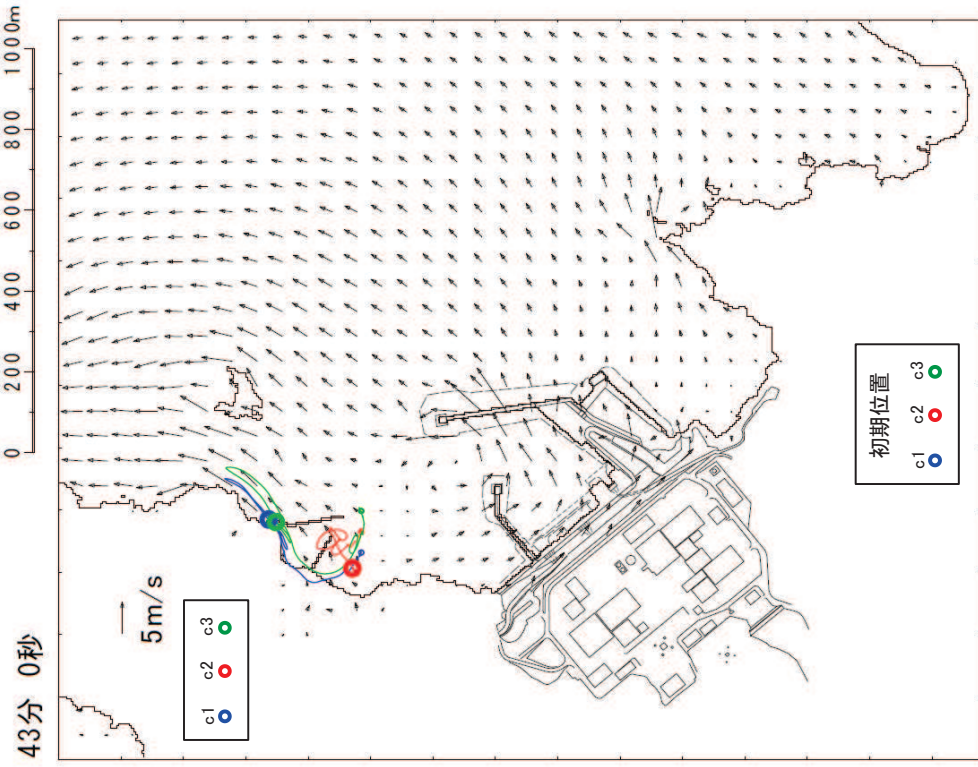
【c1, c2, c3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。



【c1, c3】津波第一波の二段型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。

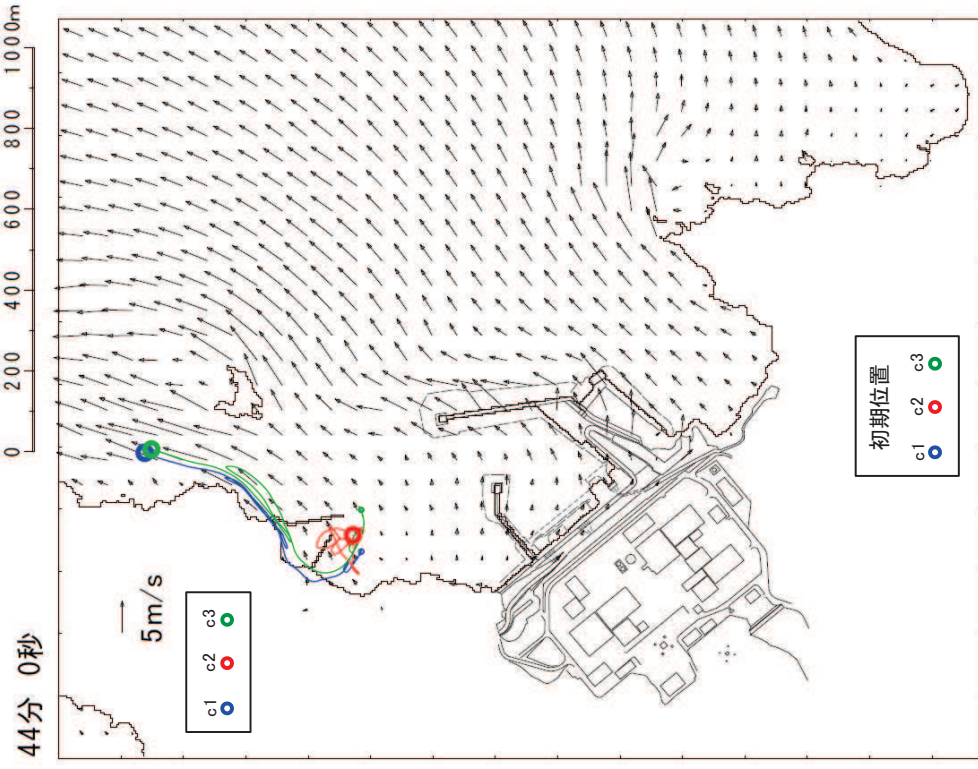
【c2】ほとんど移動しない。

図 2 (14) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41分後及び42分後）



【c1, c3】津波第一波のピークの（最大水位時刻直後）であり，小屋
取漁港近傍でわずかに移動する。

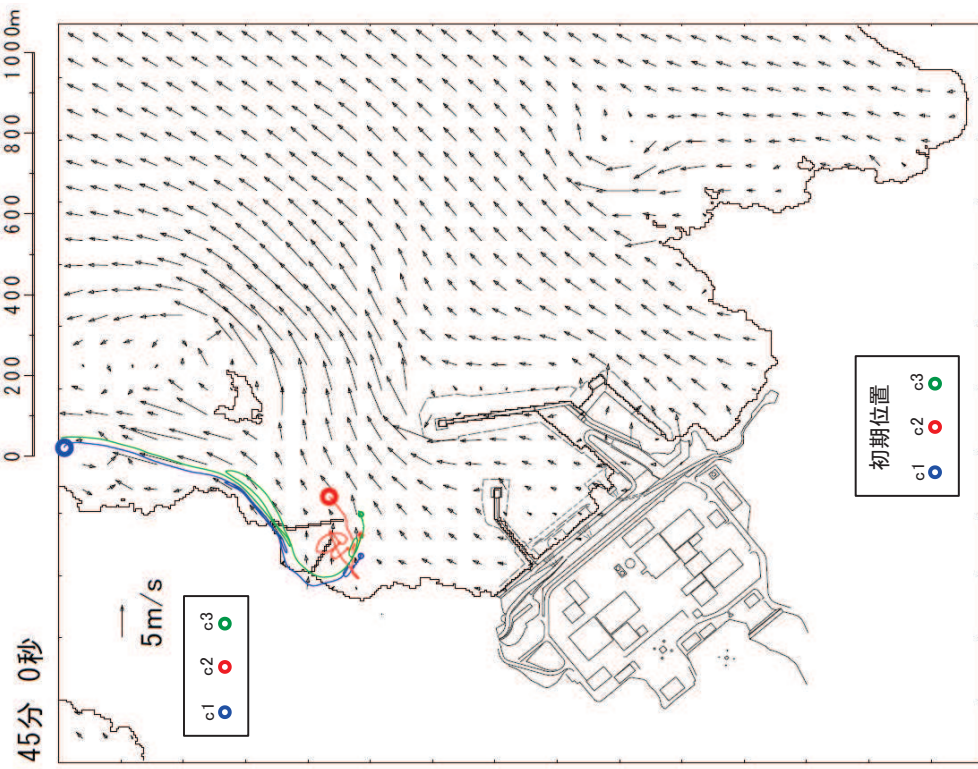
【c2】ほとんど移動しない。



【c1, c3】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向
に移動する。

【c2】ほとんど移動しない。

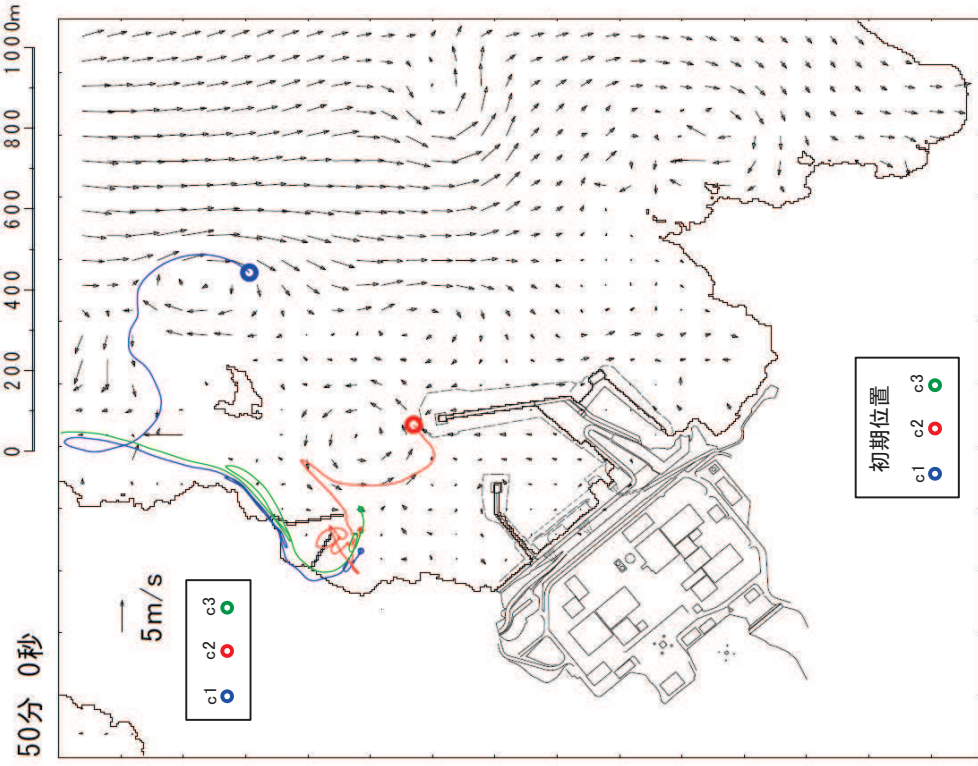
図 2 (15) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）



【c1】引き波によりさらに敷地から離れる方向に移動する。

【c2】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【c3】引き波により表示外へ移動する。

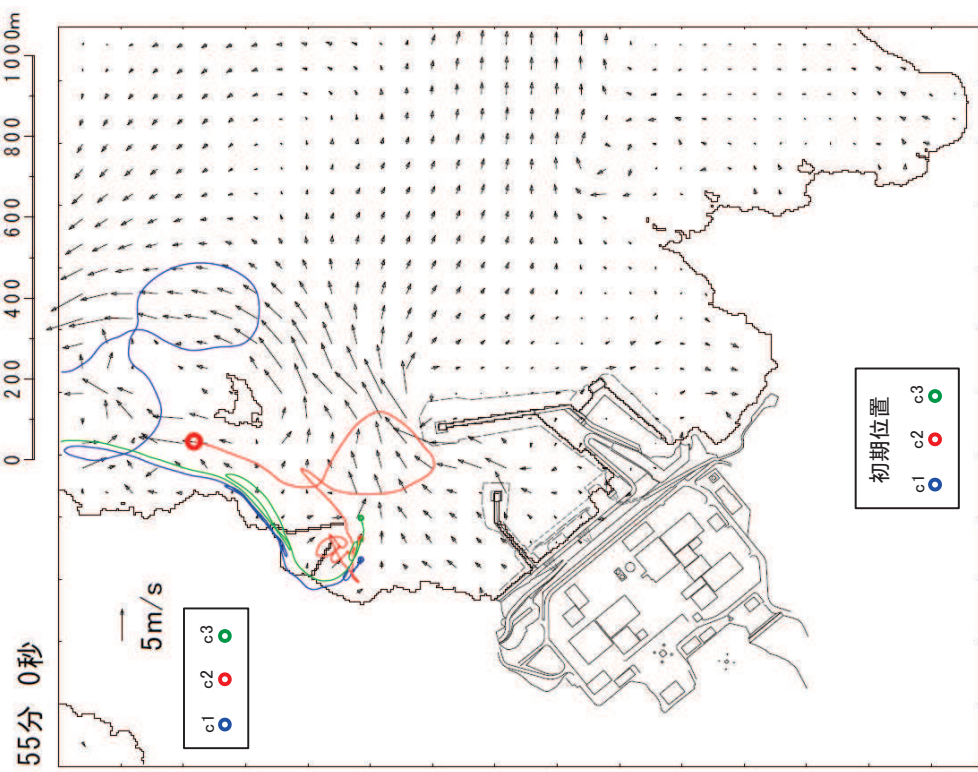


【c1】津波第二波以降の影響により沖側で移動する。

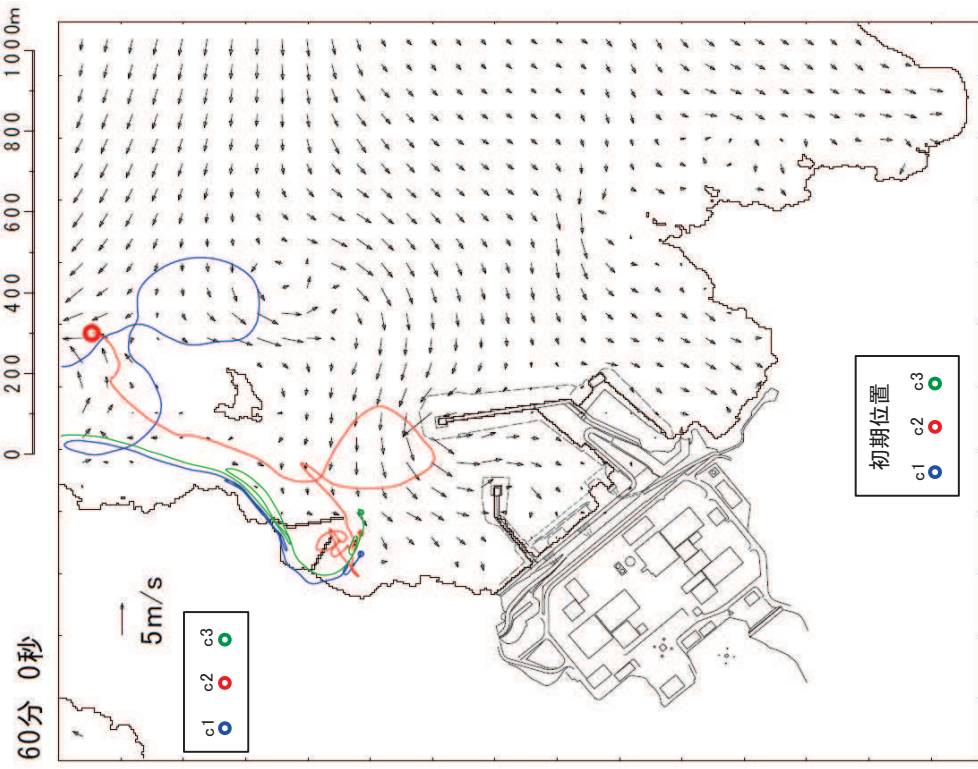
【c2】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

図 2 (16) 「直近海域 (北西部)」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)

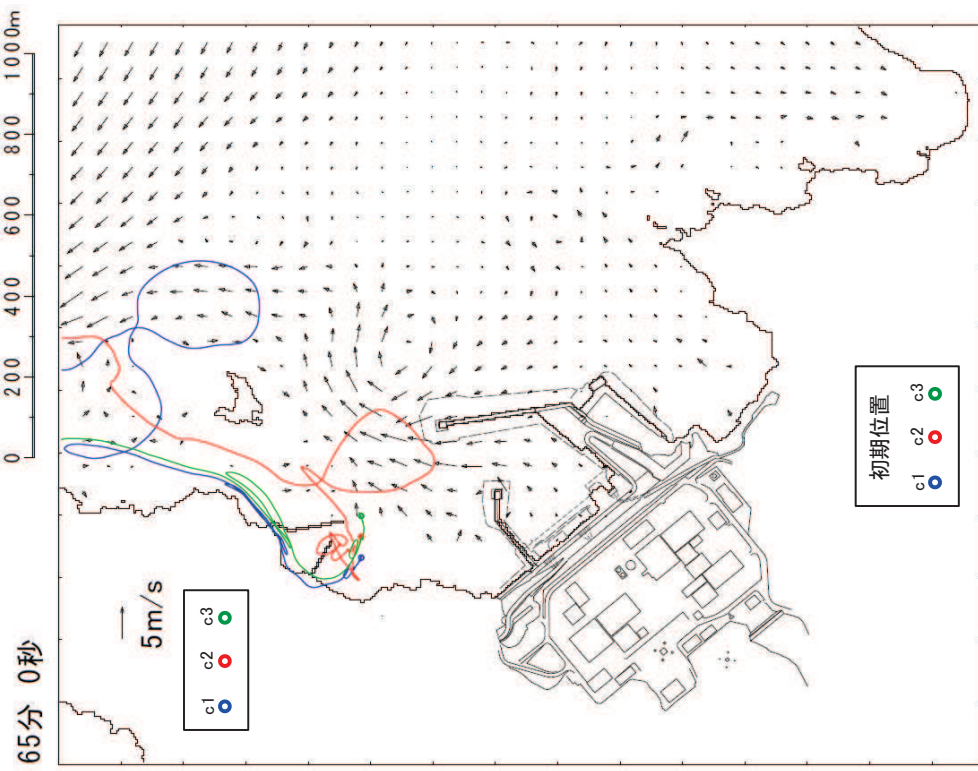
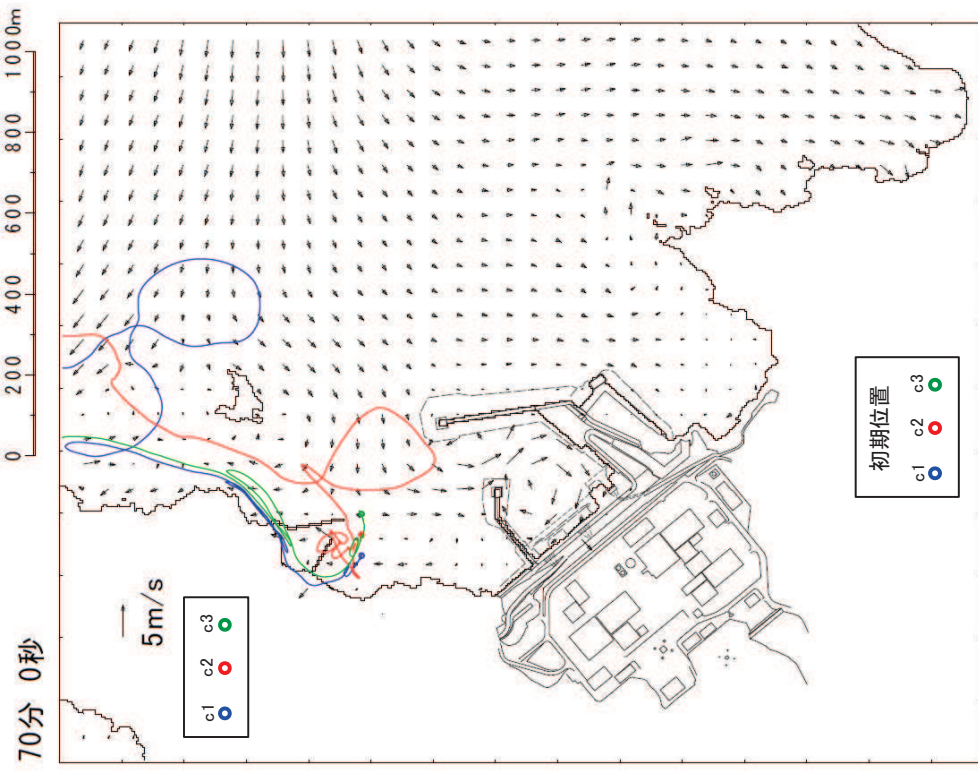


- 【c1】津波第二波以降の影響により表示外に移動する。
- 【c2】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。
- 【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。



- 【c1, c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。
- 【c2】津波第二波以降の影響によりさらに敷地から離れる方向に移動する。

図 2 (17) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（55 分後及び 60 分後）



【c1, c2, c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図2 (18) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（65分後及び70分後）

構造物の衝撃挙動と設計法 ((社) 土木学会, 1994) で示されている船首強度 (圧壊荷重) の計算例を図1に示す。

(2) 船首強度の計算

船首強度は船首の座屈強度から求める。船首部側板の座屈強度は、板厚や側板各辺長さなどの関係式として次式のように表わせる。

$$\sigma_c = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \sigma_y \quad (3.2)$$

船首の形状寸法など諸値を乗じると、船首強度すなわち圧壊荷重は次式で表わせる。

$$P_c = 2 D t \cos \theta \sigma_c \quad (3.3)$$

ここで式の記号は以下のとおりである。

- k : 座屈係数 = $\left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b}\right)^2$
- E : ヤング率 = 2.1×10^7 tf/m²
- ν : ポアソン比 = 0.3
- σ_y : 鋼材の降伏点応力 2,400 kgf/cm²

上2式をもとに、船首部側板の座屈強度を算出する。200 G.T, 300 G.T および 500 G.T の船舶の船首部諸元を表3.2のように設定する。

ここで横肋骨心距 a は、

$$a = 450 + 2L \quad (3.4a)$$

縦肋骨心距 b は、

$$b = 550 + 2L \quad (3.4b)$$

また、図3.5に示す船首角度を $2\theta = 35^\circ$ 、船首傾斜部の長さを $L_{sf} = 0.25D$ とする。船首強度の計算結果を表3.3に示す。

表 3.2 船首部諸元

ゲート	G.T	L (m)	L _{coll} (m)	D (m)	a (mm)	b (mm)	L _{sf} (m)
A	200	36.84	3.68	2.95	520	620	0.74
B	300	42.17	4.22	3.37	530	630	0.84
C	500	50.00	5.00	4.40	550	650	1.00

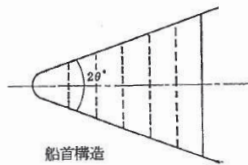


表 3.1 船首部の標準寸法値

構造寸法	記号	標準寸法	単位
船の深さ	D	0.08 L	m
船体外板厚	t	$0.82\sqrt{L} + 2.5$	mm
フレーム間隔	S	610	mm
船首隔壁位置	L _{coll}	0.1 L	m
縦造材間隔	b	3S	mm
船首部傾斜幅	L _{sf}	0.25 D	m
船首部先端角度	2θ	35 ~ 70	度
船体幅	B	L/10 + 3.81	m

表 3.3 船首圧壊強度

L (m)	a (mm)	b (mm)	t (mm)	k	σ _{cr} (kgf/cm ²)	D (m)	P _c (tf)
36.84	520	620	6	4.08	725	2.95	245
42.17	530	630	6.5	4.12	832	3.37	348
50.00	550	650	7	4.12	907	4.00	484

表3.3からa及びbを算出する際に用いるLはメートル単位での数値を用いている。また、板厚tは表3.1で示されている式から算出される値よりも小さい (Lで算出されていると考えられる)。

図1 構造物の衝撃挙動と設計法 ((社) 土木学会, 1994) で示されている計算例 (構造物の衝撃挙動と設計法 ((社) 土木学会, 1994) に一部加筆)

5. 設計における考慮事項

5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

5.1.1 基準津波と余震

(1) 敷地周辺のプレートテクトニクス

女川原子力発電所が位置する東北地方では、海洋プレートである太平洋プレートが陸側に向かって近づき、日本海溝から陸のプレートの下方に沈み込んでいる。その状況について模式的に示したものを図 5-1 に示す。

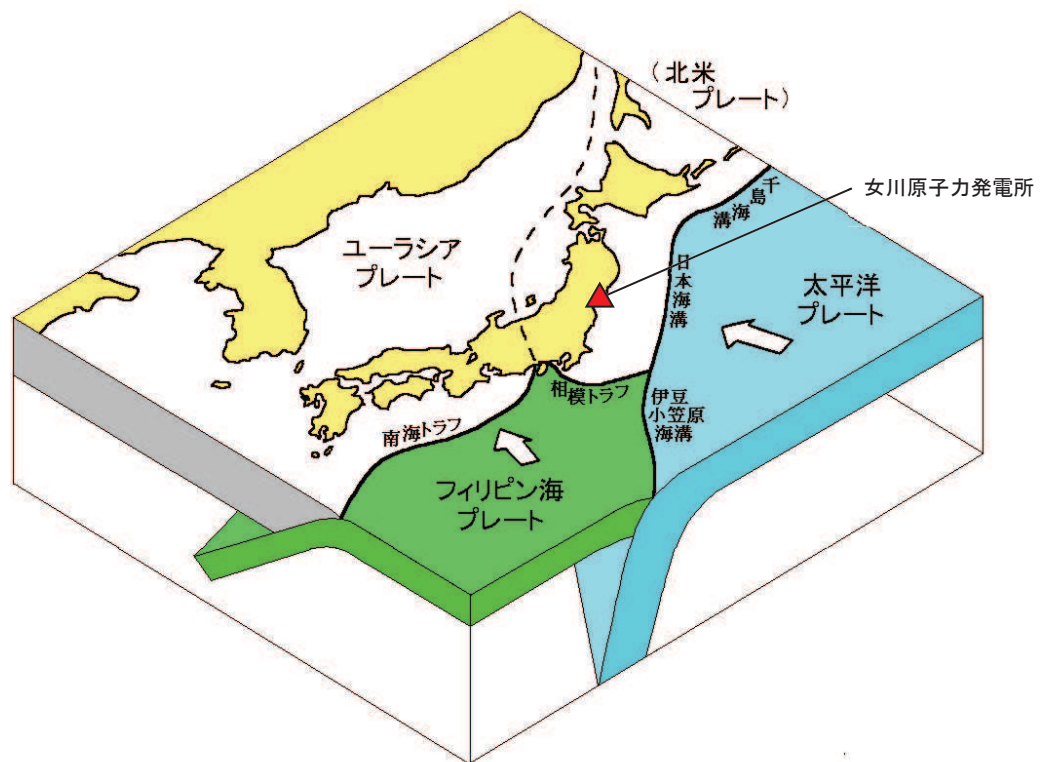


図 5-1 敷地周辺におけるプレートの沈み込み
(防災科学技術研究所 HP に一部加筆)

(2) 基準津波の波源

津波波源は、日本海溝におけるプレート間地震に起因する波源として、東北地方太平洋沖型の地震に基づく津波波源モデル（モーメントマグニチュード Mw9.04）を設定する。津波波源モデルを図 5-2 に示す。

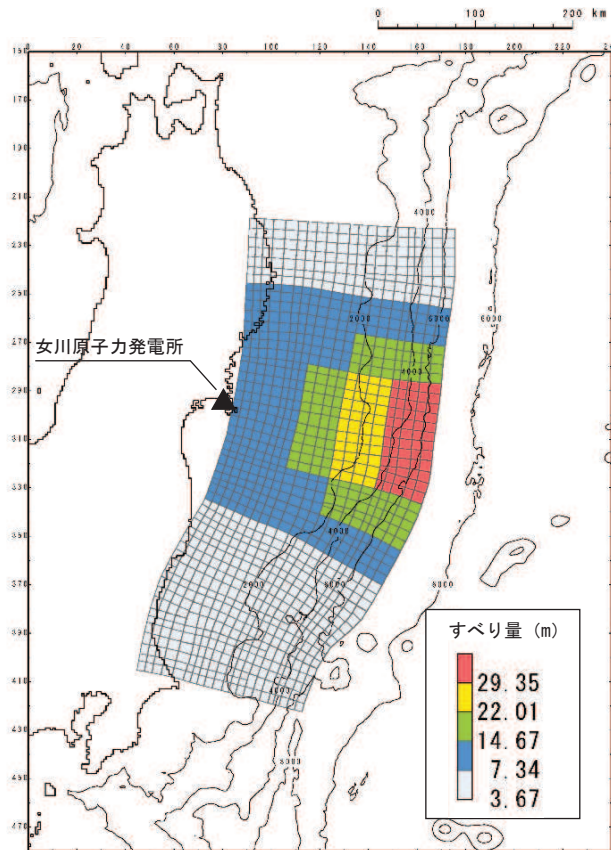


図 5-2 津波波源モデル

(3) 検討方針

女川原子力発電所周辺のプレートテクトニクス背景や基準津波と同じ地震発生様式（プレート間地震）である 2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、「3.11 地震」という。）の余震発生状況（図 5-3）を踏まえ、基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震を設定し、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。

なお、本検討では、日本地震工学会（2014）を参考に、本震の震源域とその周辺において発生する地震（アウターライズ地震及び破壊域内の海洋プレート内地震を含む。）を余震とし、この余震発生域外において、本震がトリガーとなって発生する地震を誘発地震として整理する。

余震荷重の検討フローを図 5-4 に示す。

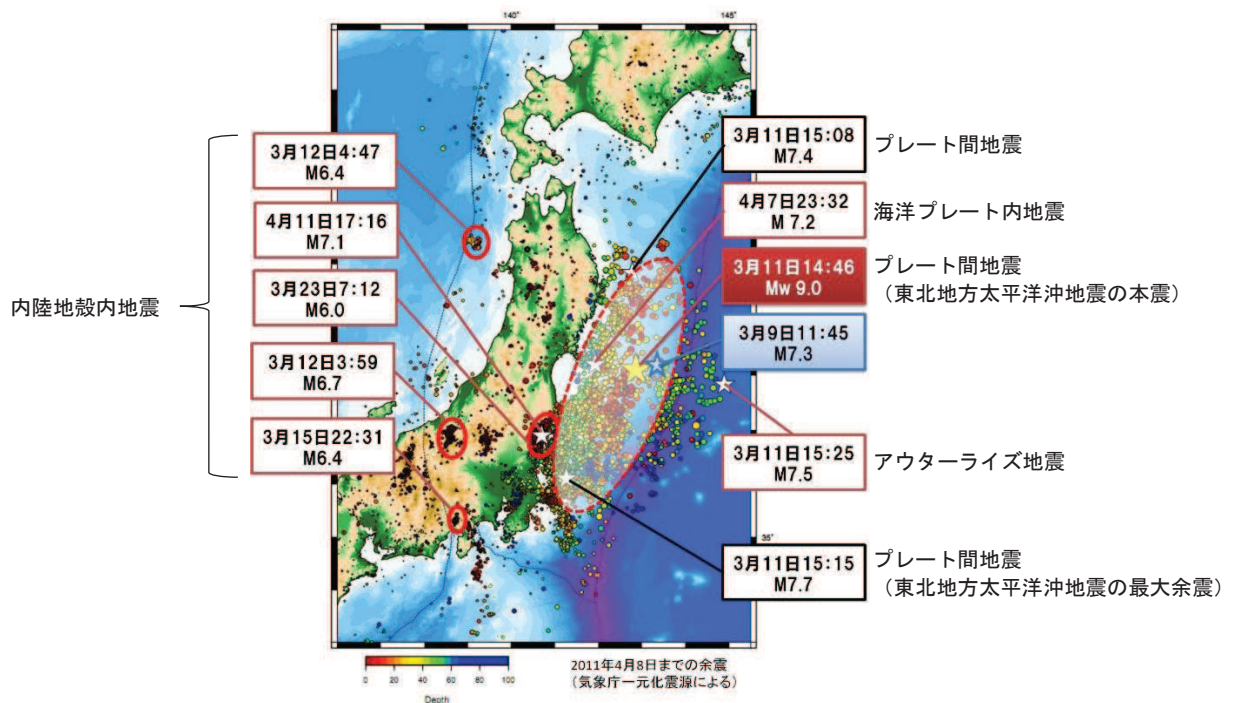


図 5-3 東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況
(東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆)

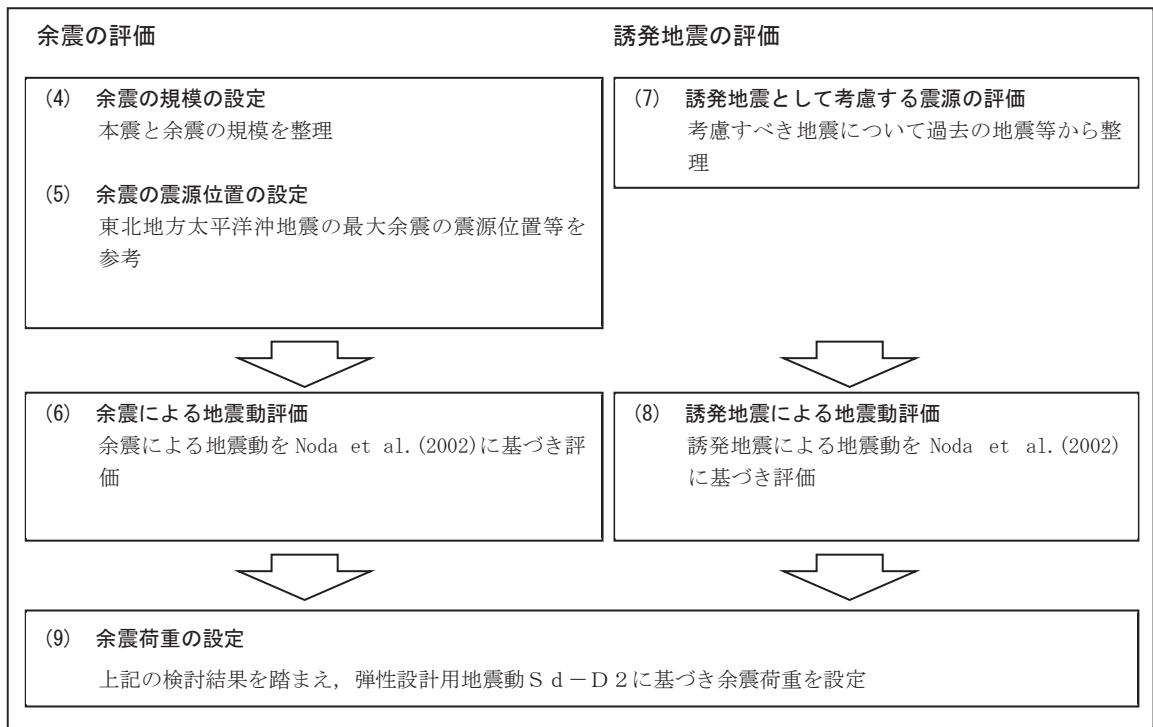


図 5-4 余震荷重の検討フロー

(4) 余震の規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震の規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部（2016）の地震データによる気象庁マグニチュード M7.0 以上の本震とし、かつ、基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 42 分後（図 5-5）であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。表 5-1 に、対象とした地震の諸元を示す。また、検討対象とした地震の震央分布を図 5-6 に示す。

地震調査研究推進本部（2016）の地震データを整理し、本震の規模 M₀ と最大余震の規模 M₁ の関係から、本震と余震の規模の差 D₁ を求めると、図 5-7 のとおり、 $D_1 = M_0 - M_1 = 1.4$ として評価できる。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考慮し $D_1 = 0.9$ として余震の規模を想定する。従って、余震の規模は $M_w 9.0 - 0.9$ より M8.1 ($M_w = M$ とする。) と設定する。

(5) 余震の震源位置の設定

2011年東北地方太平洋沖型地震（以下、「3.11型地震」という。）の基準津波の波源域と基準地震動 S_s の震源域はほぼ同一である。その領域における3.11地震のM7.0以上の余震は、岩手県沖(M7.4, $X_{eq}=195\text{km}$)、三陸沖(M7.5, $X_{eq}=290\text{km}$)、最大余震の茨城県沖(M7.6, $X_{eq}=258\text{km}$)が発生している。岩手県沖及び茨城県沖の余震の地震発生様式は基準津波と同じプレート間地震、三陸沖の余震は日本海溝の東側で発生したアウトターライズ地震である。これら波源、震源等の位置関係を図5-8に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は、過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また、3.11地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている〔例えば入倉(2012)〕。一方、3.11地震及び過去に発生した大規模地震の余震は本震のアスペリティの周辺部で発生している(参考2を参照)。

これらより、基準津波の波源が活動した場合の規模の大きな余震の発生位置は3.11地震における岩手県沖や茨城県沖等の例と類似すると考えられるが、これら余震位置は敷地から比較的遠距離となる。また、余震の震源域の拡がりについて、本震の強震動生成域と同等となる地震規模M8.1を考慮したこと等も踏まえ、保守的観点から敷地に近付けた想定として、3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間に設定する※(図5-8)。

※：余震の震源位置は、SMGA2の北側・南側・西側の3方向が考えられるが、南側と北側は敷地に対して同じ距離となる。西側はアサイスマックフロントを超える深い位置となる。

(6) 余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動を評価する。余震の規模は「(4)余震の規模の設定」のとおりM8.1とし、震源位置は「(5)余震の震源位置の設定」のとおり、3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間とする。設定した余震の地震諸元を表5-2に示す。

なお、3.11型地震では、敷地に対して敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)の影響が最も大きく、ほぼ全体の地震動レベルを決定している。

上記に基づき、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動評価をNoda et al. (2002)により行う。評価結果を図5-9に示す。

同図より、評価結果は、弾性設計用地震動 S_d-D2 を下回ることが確認される。

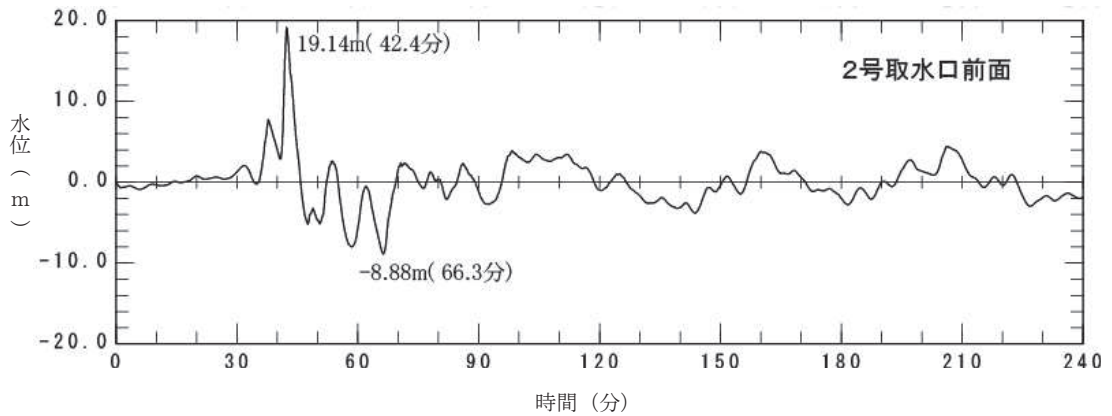


図 5-5 基準津波の 2 号炉取水口前面位置における時刻歴波形

表 5-1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No	発生年月日	震源	本震			最大余震	
			規模 M0 (気象庁マグニチュード M)	規模 M1 (気象庁マグニチュード M)	本震との 時間間隔	規模 M1 (気象庁マグニチュード M)	本震との 時間間隔
1	1933/3/ 3	昭和三陸地震	8.1	6.7	0.125 日		
2	1937/2/21	択捉島南東沖の地震	7.6	7.2	0 日 ^{*1}		
3	1948/6/28	福井地震	7.1	5.5	0.004 日		
4	1961/8/19	北美濃地震	7.0	5.2	0.1 日		
5	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0.011 日		
6	1968/4/ 1	日向灘地震	7.5	6.3	0.3 日		
7	1968/5/16	十勝沖地震	7.9	7.5	0.4 日		
8	1969/8/12	北海道東方沖の地震	7.8	6.3	0.3 日		
9	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	0.003 日		
10	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	0.26 日		
11	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	0.05 日		
12	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0.025 日		
13	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0.008 日		
14	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6 ^{*2}	0.02 日		
15	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0.1 日		

*1 : 24 時間以内であるが半日以内か不明

*2 : 気象庁による最新の震源情報を参照

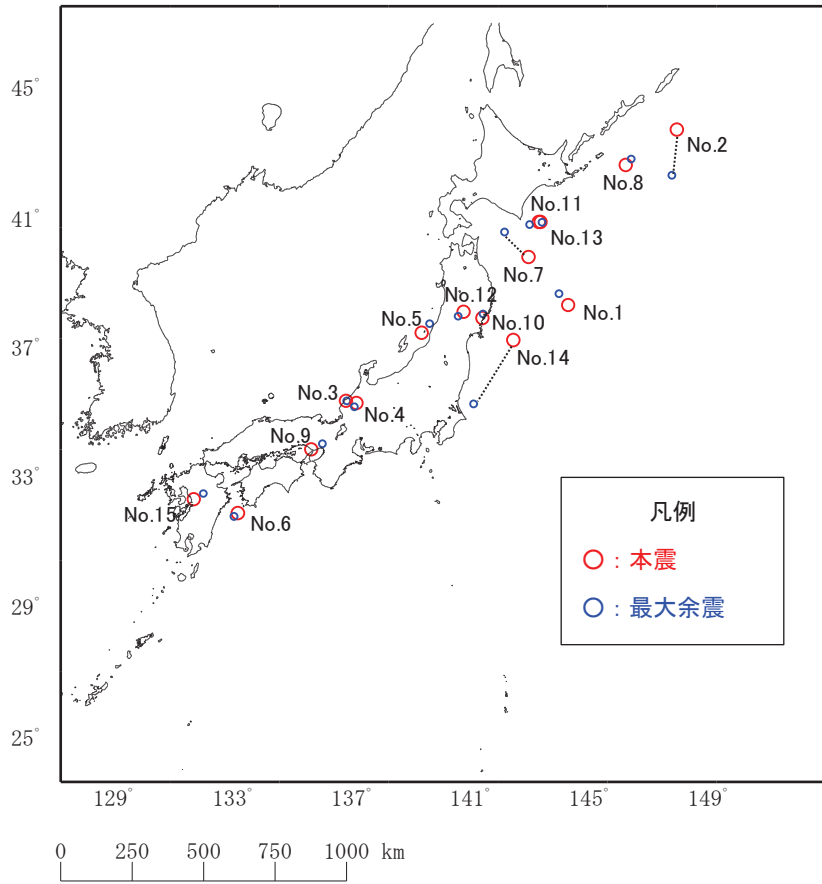


図 5-6 余震の規模の評価に用いた地震の震央分布

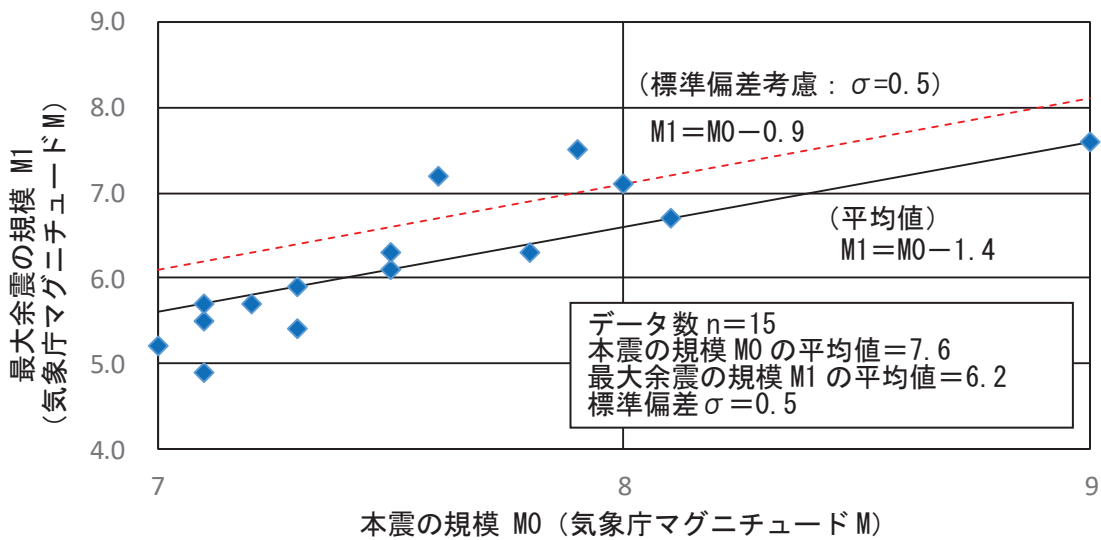


図 5-7 本震と最大余震の関係 ($M7.0$ 以上)

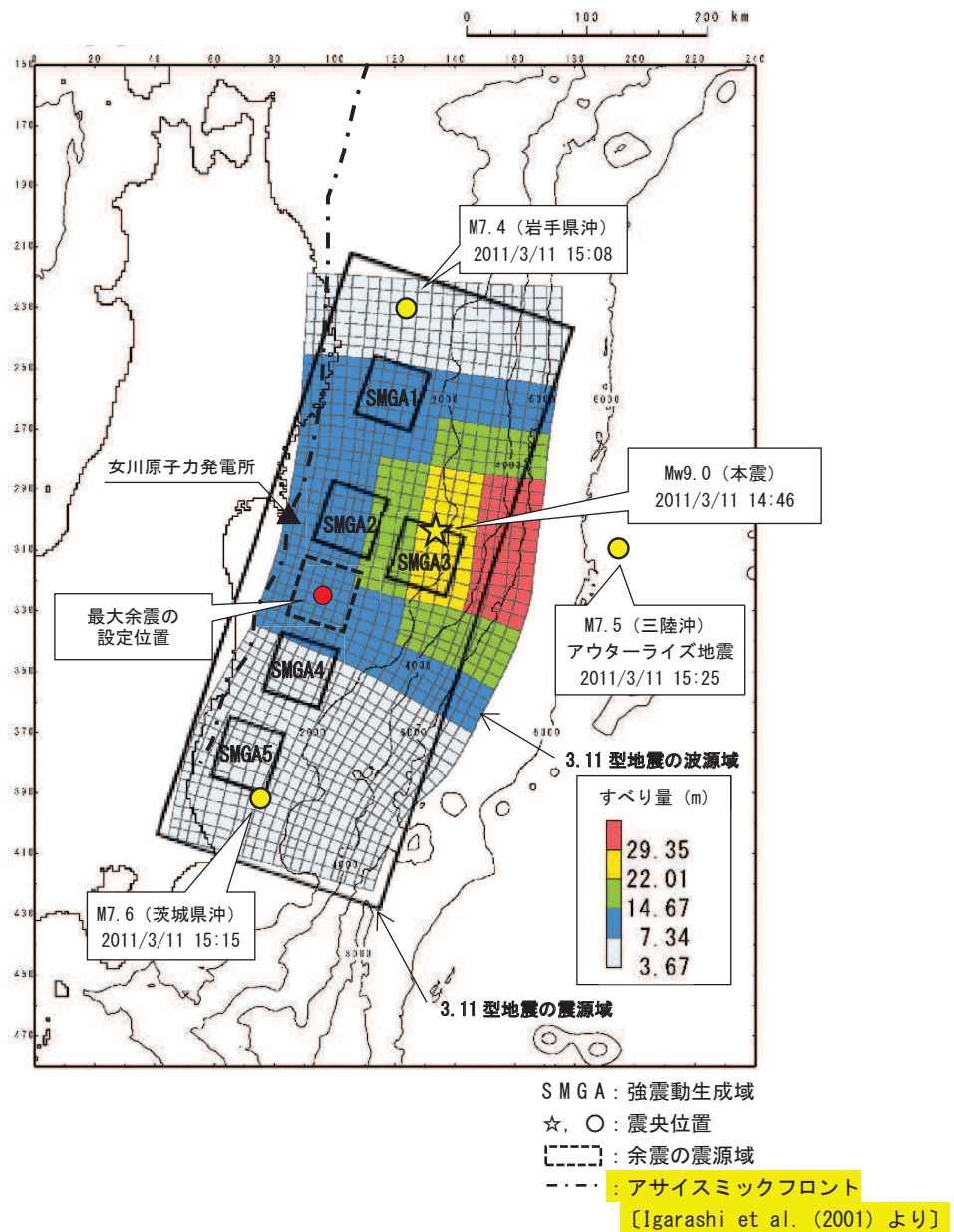


図 5-8 3.11 型地震の波源域と震源域及び余震の発生位置

表 5-2 設定した余震の震源諸元

項目	設定値
本震の規模 (Mw)	9.0
余震の規模 (M)	8.1
等価震源距離 [Xeq] (km)	99

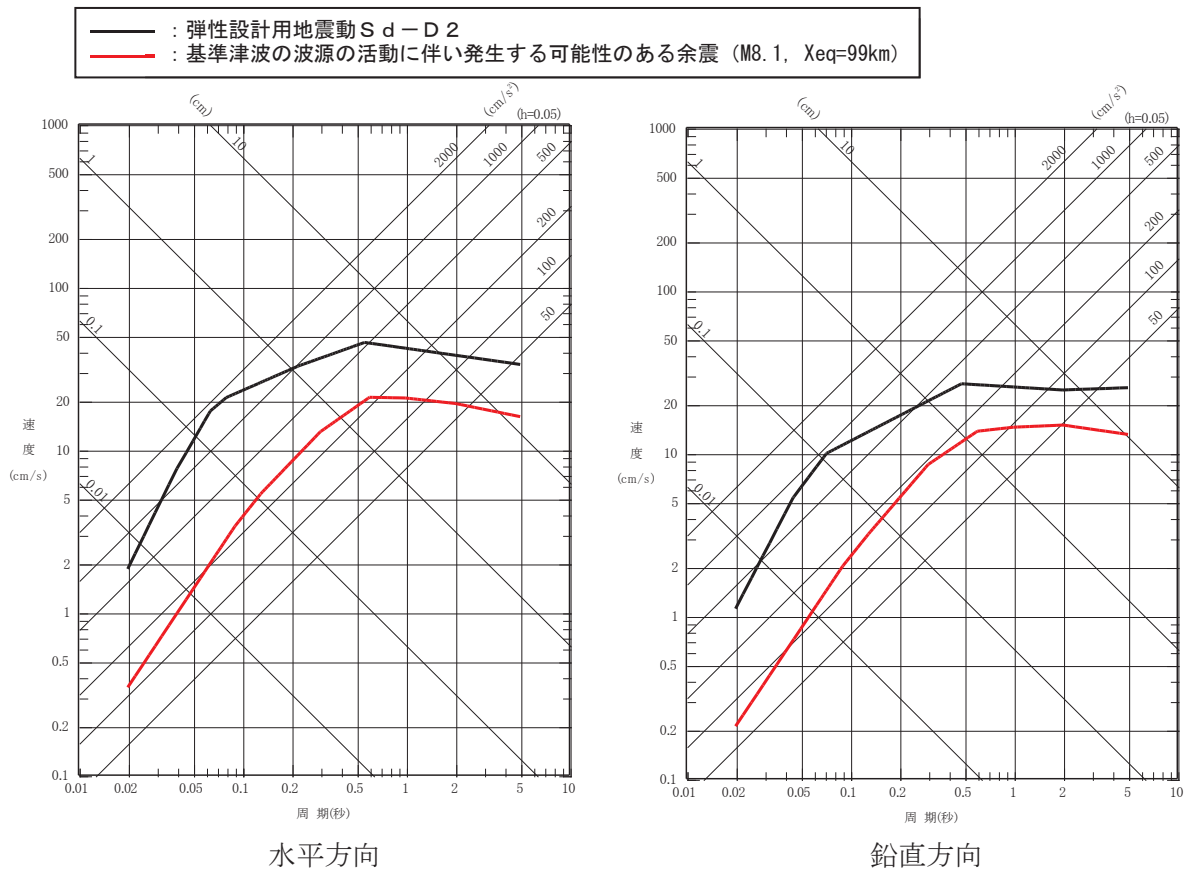


図 5-9 設定した余震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

(7) 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震として考慮する震源を評価する。

評価に際しては、「(3) 検討方針」のとおり、基準津波と同じ地震発生様式である 3.11 地震の事例を参考に地震の規模、発生位置を検討する。図 5-3 に示された 3.11 地震の発生による誘発地震のうち、本震発生からもっとも早く発生した誘発地震は 3 月 12 日長野県北部の地震 (M6.7) であり、本震発生から 13 時間後である。

一方、女川原子力発電所の基準津波の到達時間は図 5-5 に示すとおり、地震発生から約 42 分後である。

このことから、基準津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。

しかしながら、規模の小さな誘発地震は 3.11 地震発生直後から発生していることを踏まえ、基準地震動の評価において検討用地震の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

(8) 誘発地震による地震動評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ図 5-10 及び表 5-3 に示す。地震動評価は Noda et al. (2002) により行う。その際、基準地震動策定における内陸地殻内地震の評価と同様、保守的に内陸地殻内地震の補正係数(低減係数)は考慮しない。

なお、地震動評価の諸元は設置変更許可申請内容に基づき設定しているが、念のため、規模の小さな短い活断層の地震規模を入倉(2007)等に基づき M7.0 に仮定した場合の影響検討(敷地に最も近い f-13 断層で代表)も併せて示す。

評価結果を図 5-11 に示す。同図より、評価結果は弾性設計用地震動 S_d-D2 を下回る事が確認される。

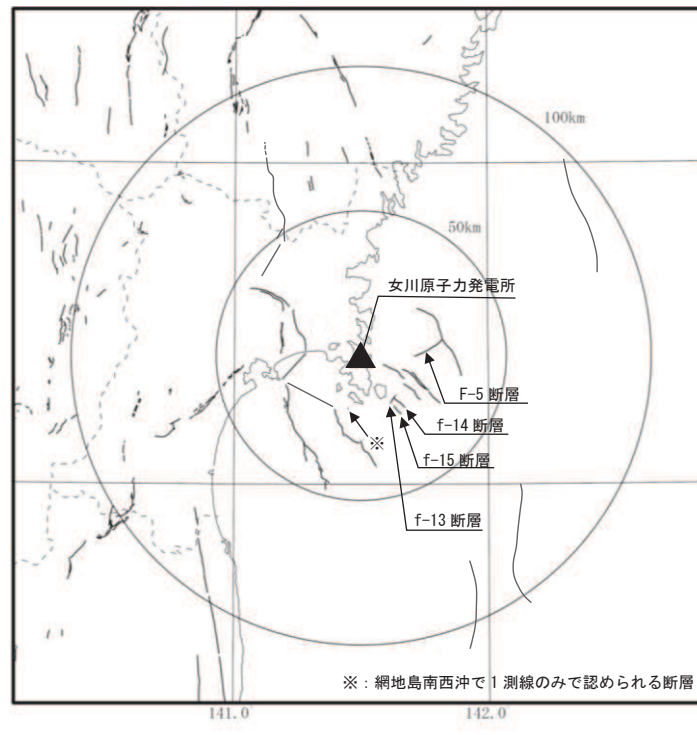


図 5-10 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

表 5-3 設定した誘発地震の諸元

断層名	規模(M)	等価震源距離 (km)
f-13 断層	6.7	17
f-14 断層	6.7	23
f-15 断層	6.7	24
F-5 断層	6.7	23
網地島南西沖で 1 測線のみで認められる断層	6.7	27

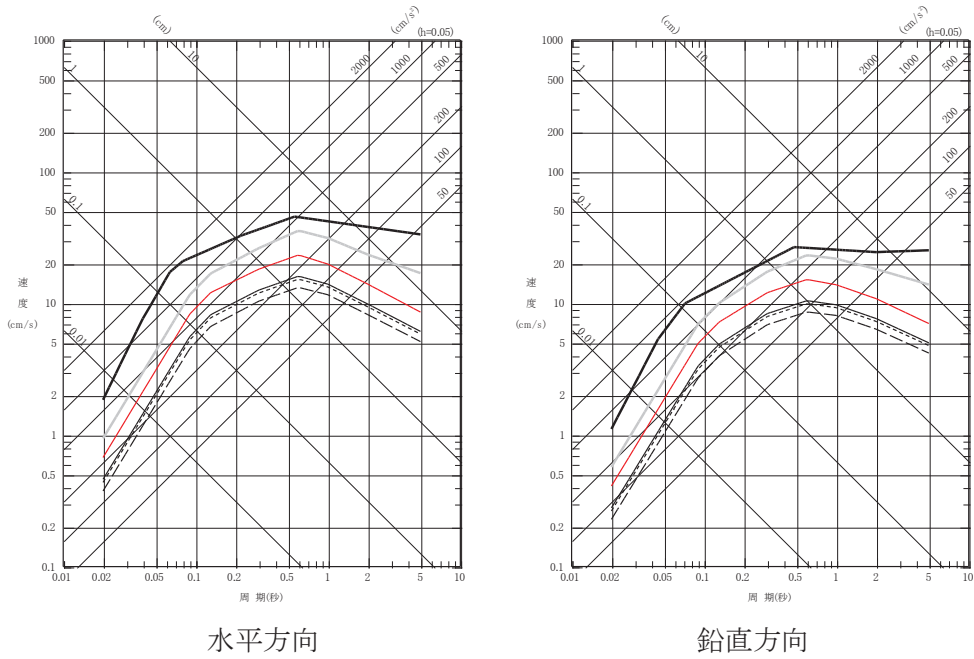


図 5-11 規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

(9) 余震荷重の設定

以上の検討結果から、弾性設計用地震動 S d - D 2 を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

5.1.2 基準地震動 S s と津波

基準地震動 S s として選定している震源は図 5-12 に示す 3.11 型地震及び 2011 年 4 月 7 日宮城県沖型地震（以下、「4.7 型地震」という。）である。これらの震源については、地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると、両者の組合せを考慮する必要はないと考えられる。以下、「(1) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が同一の場合」と「(2) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細を検討した結果を示す。

(1) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が同一の場合

3.11 型地震、4.7 型地震に伴う地震動及び津波の水位変動量が敷地に到達する時間は図 5-13 に示すとおりである。

3.11 型地震は、地震動が敷地に到達するのは地震発生後 2 分以内であるのに対し、同時帯における津波の水位変動量は概ね 0m である。そのため、両者が同時に敷地に到達することはないことから、基準地震動 S s による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

また、4.7 型地震に伴う津波については、地震の発生機構（沈み込んだ海洋プレート内地震、Mw7.4、断層上縁深さ：約 50km～56km）から水位変動量が十分小さく、女川原子力発電所に与える影響はほとんどないと考えられることから、地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

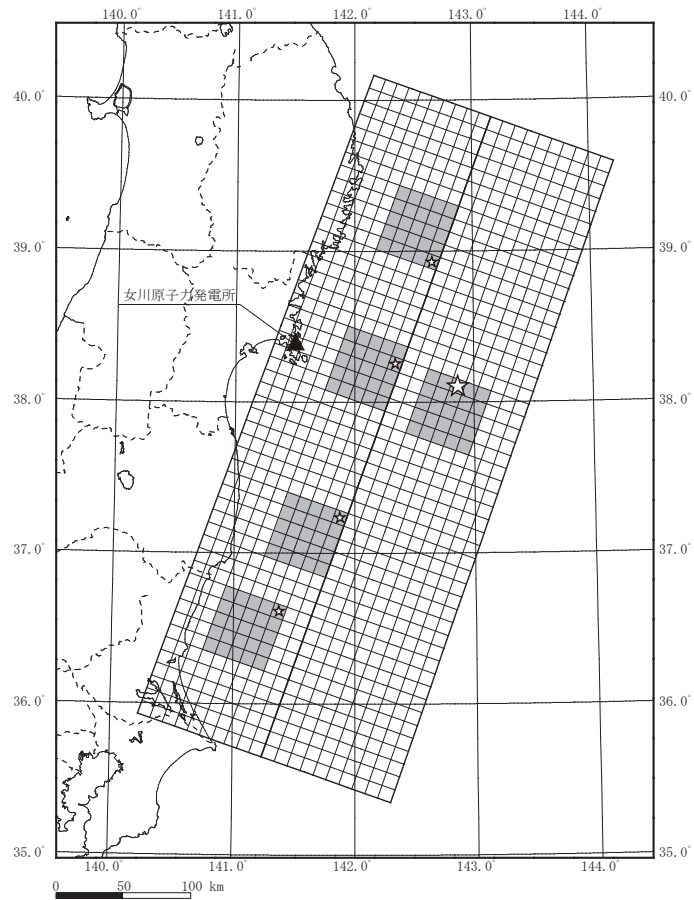
(2) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が異なる場合

基準津波以外の津波で、女川原子力発電所の津波高さに与える影響が大きい津波として、津波地震と海洋プレート内地震（アウターライズ地震）がある（図 5-14）。

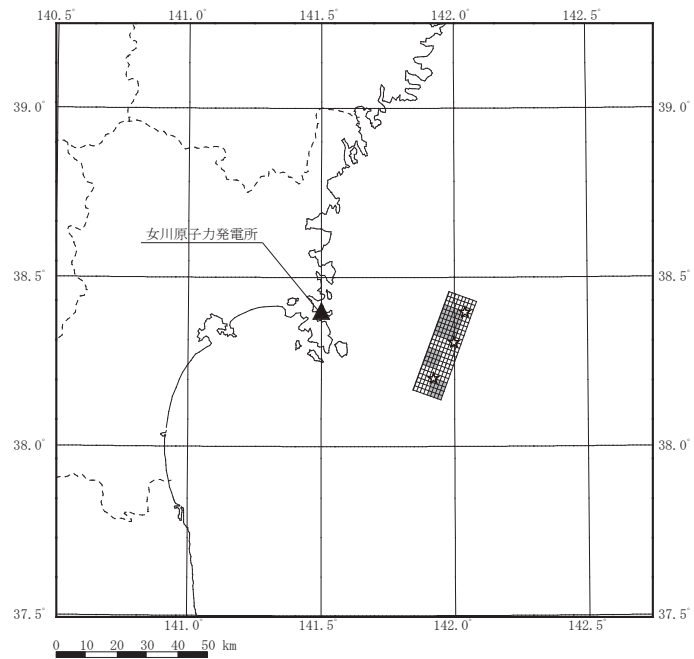
津波地震の波源は 3.11 型地震に含まれるため、基準地震動 S s による地震動が敷地に到達する 2 分以内に、津波が敷地に到達することはない。

また、海洋プレート内地震（アウターライズ地震）の津波波源位置は、3.11 型地震よりも沖合（日本海溝の東側）に位置することから、仮に 3.11 型地震等の発生に伴い同地震が誘発された場合でも、基準地震動 S s による地震動が敷地に到達する 2 分以内に、津波が敷地に到達することはない。

以上により、基準地震動 S s による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

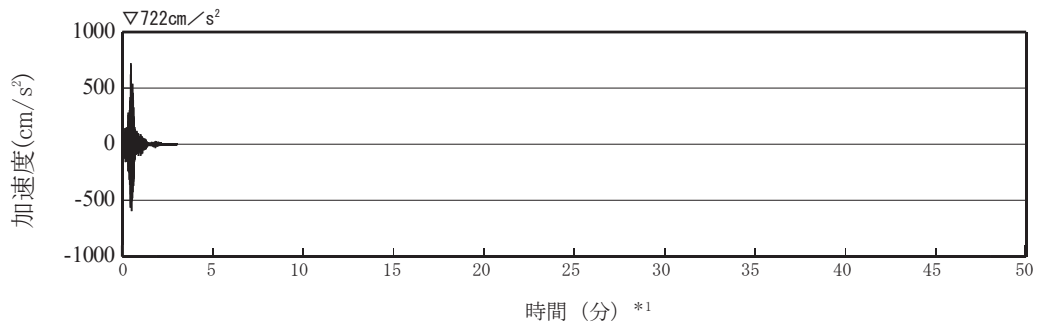


2011年東北地方太平洋沖型地震（基本ケース）

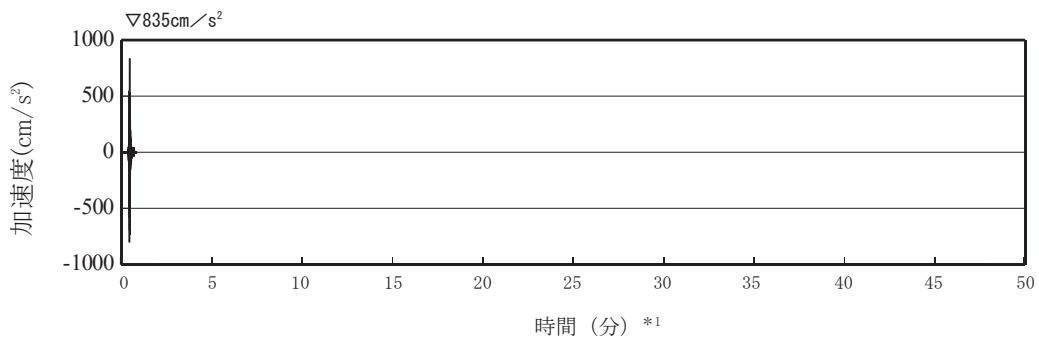


2011年4月7日宮城県沖型地震（基本ケース）

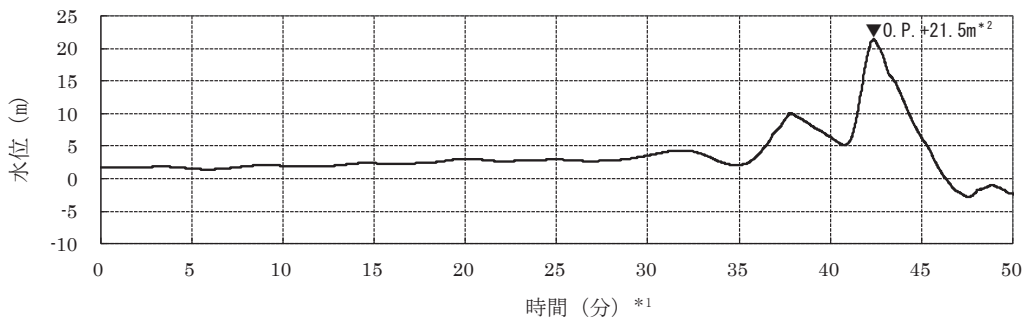
図 5-12 基準地震動の震源分布



2011年東北地方太平洋沖型地震による地震動（基準地震動S_s-F2，水平方向）



2011年4月7日宮城県沖型地震による地震動（基準地震動S_s-F3，水平方向）



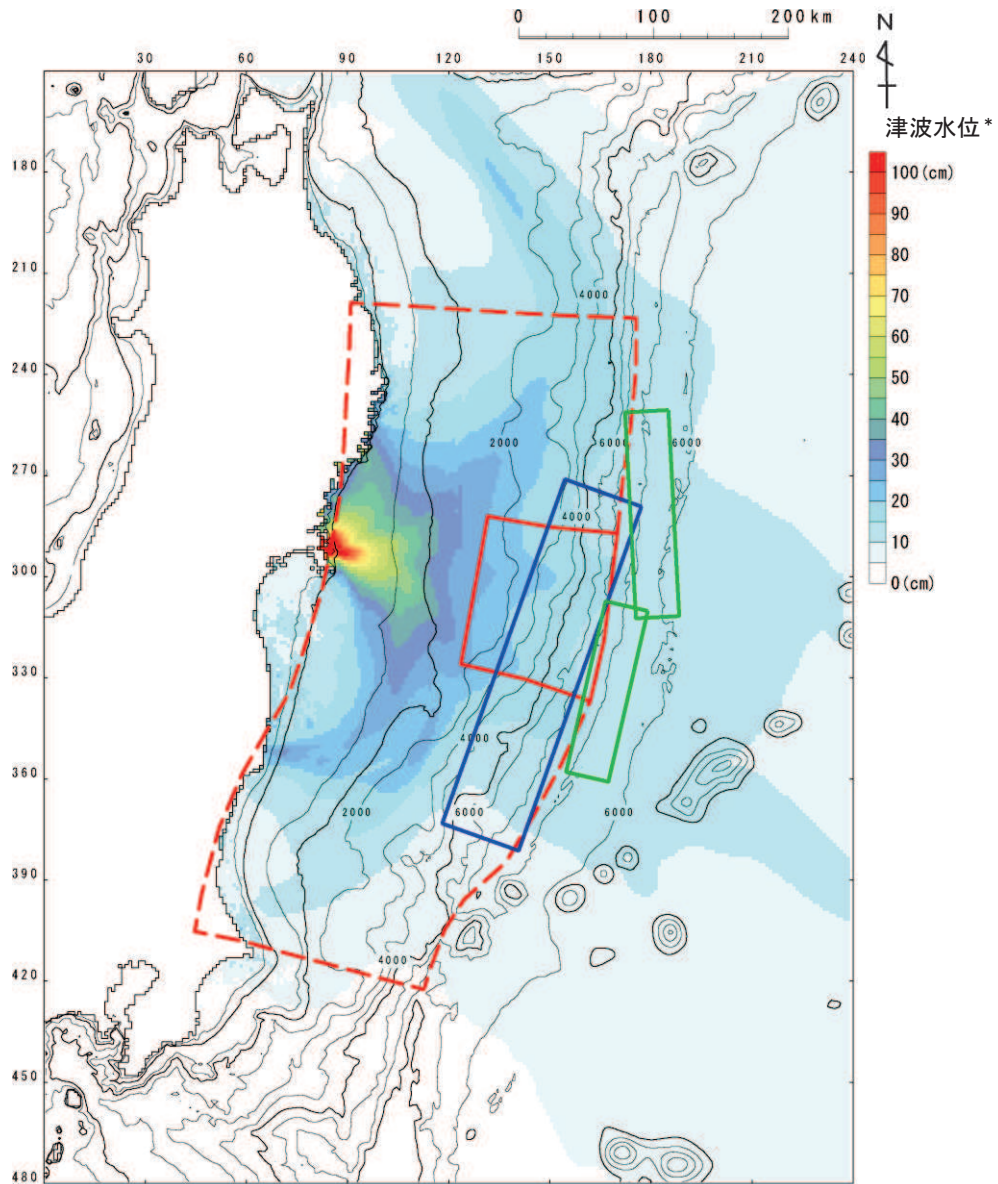
2011年東北地方太平洋沖型地震による津波（2号炉取水口前面における水位時刻歴波形）

*1：時間0秒は地震の発生時刻を示す。

*2：朔望平均満潮位（O.P.+1.43m）+潮位のばらつき（+0.16m）+地震による地殻変動量を考慮。

図 5-13 地震動と津波の敷地への到達時間の比較

- : 2011年東北地方太平洋沖型地震
- : 津波地震
- : 海洋プレート内地震（アウターライズ地震）



* : 発電所を津波波源（半径 2 km の円を設定し、一律 10 m の初期水位を考慮）として仮定した場合の数値シミュレーションによる津波の伝播特性。

図 5-14 発電所の津波高さを与える影響が大きい津波の波源位置

[参考文献]

- 防災科学技術研究所：地震の基礎知識とその観測，
<https://www.hinet.bosai.go.jp/about_earthquake/>
- 日本地震工学会（2014）：東日本大震災合同調査報告，共通編1，地震・地震動
- 東京大学地震研究所：地震・火山情報，2011年3月 東北地方太平洋沖地震，
<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/TOPICS_OLD/outreach/eqvolc/201103_tohoku/>
- S.Noda, K.Yashiro, K.Takahashi, M.Takemura, S.Ohno, M.Tohdo and T.Watanabe (2002) :
RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop
on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis. Oct. 16-
18, Istanbul.
- 地震調査研究推進本部(2016)：大地震後の地震活動の見通しに関する情報のあり方
- 入倉 孝次郎 (2012)：海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築，第40回地盤震動
シンポジウム
- Igarashi, T., Matsuzawa, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2001) : Spatial distribution
of focal mechanisms for interplate and intraplate earthquakes associated with the
subducting Pacific plate beneath the northeastern Japan arc : A triple-planed deep
seismic zone. J. Geophys. Res., 106, 2177-2191.
- 入倉 孝次郎 (2007)：原子力発電所の耐震設計のための基準地震動，日本地震工学会第5号

余震の規模の設定のための本震と余震の規模の関係について

本震と最大余震の規模の差については、本震の規模に依存しないことが知られている〔古本(2005)〕。例えば宇津(1957)では、日本で発生した地震について、本震、最大余震の規模の差と本震の規模の関係を図1のとおり示し、両者の関係は低いことを指摘している。

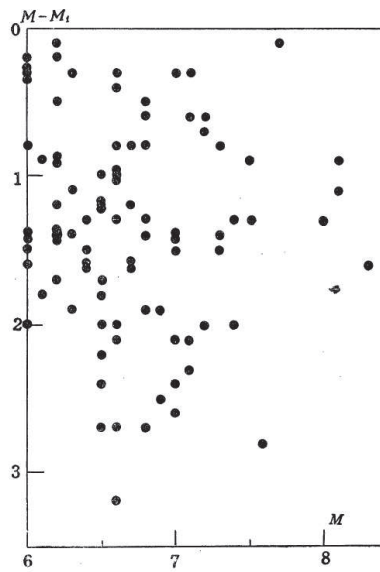
したがって、本震の規模を M_0 、最大余震の規模を M_1 、両者の差を D_1 とすれば、 D_1 は本震の規模に依存しない定数になることから、最大余震の規模 M_1 は下記の1次式で表現できる。

$$M_1 = M_0 - D_1$$

最大余震の規模 M_1 の評価式は、上式を当てはめた回帰分析により D_1 を求めることで得られる(図2)。このように、最大余震の規模 M_1 の評価式は、地震学的知見を踏まえた上で定式化した。

ここからは、データの少ない気象庁マグニチュード $M_8.0$ 以上の地震も含めて1次式で回帰することの妥当性について、海外の巨大地震データで補って検討した。検討に用いた地震は、図2のデータのうち本震及び最大余震のモーメントマグニチュード M_w が得られている地震と、海外の巨大地震のうち本震発生と最大余震の発生間隔が概ね12時間以内の地震である。これら地震の諸元を表1に、また、本震の規模と最大余震の規模の関係を図3に示す。同図から、本震の規模が $M_8.0$ 以上の地震についても、最大余震の規模は概ね1次式で表現できる関係にあることがわかる。

以上のことから、最大余震の規模の評価に際して、地震学的知見に基づいて1次式を用いることが妥当であることを確認した。さらに、最大余震の規模は、標準偏差を考慮することで保守的な設定となるよう配慮している。その上で、余震荷重としては最大余震の応答スペクトルを上回る弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を考慮している。



横軸：本震の規模
縦軸：本震，最大余震の規模の差

Fig. 3. Relation between magnitude of main-shock M and magnitude of the largest after-shock M_1

図1 本震，最大余震の規模の差と本震の規模の関係 [宇津（1957）に一部加筆]

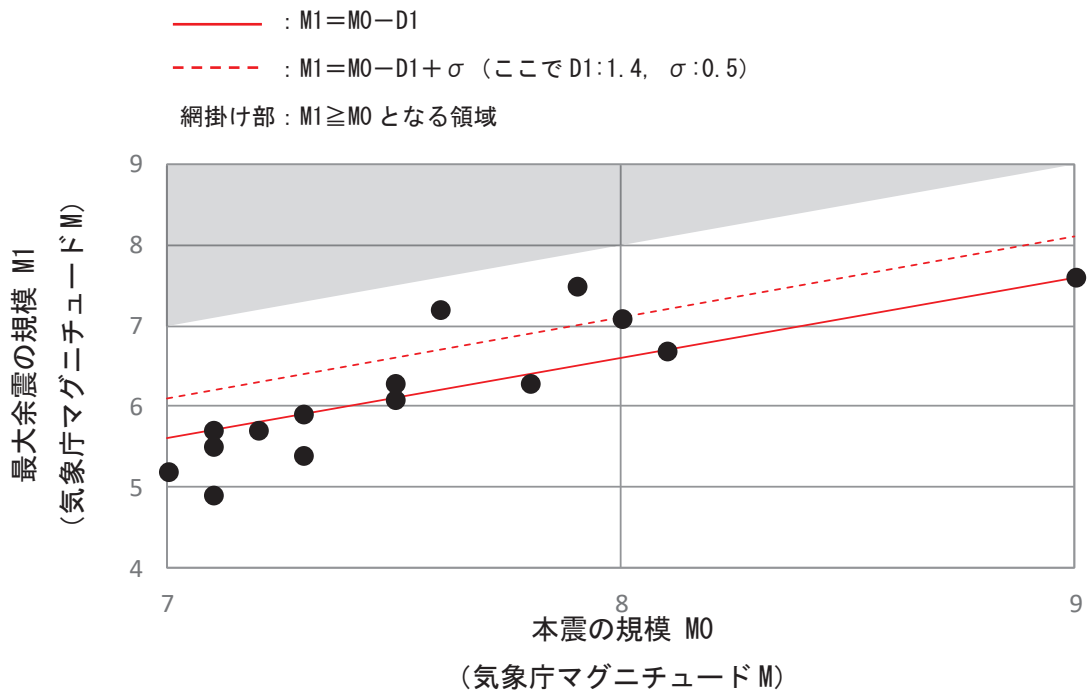
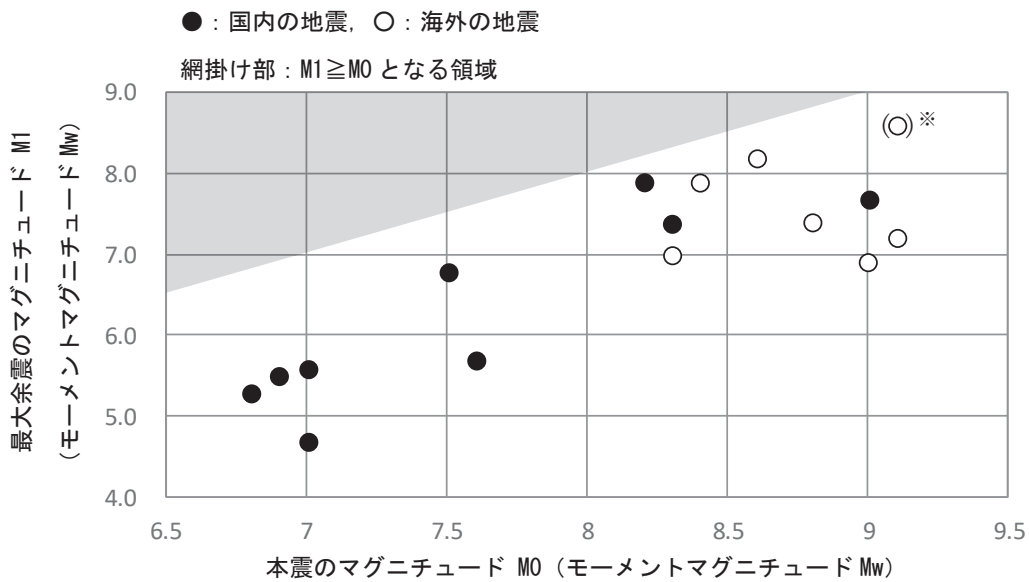


図2 本検討における本震の規模と最大余震の規模の関係

表 1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No.	発生日	震源	本震	最大余震	
			規模 M0 (モーメントマグニ チュード Mw)	規模 M1 (モーメントマグニ チュード Mw)	本震との 時間間隔
1	1952/11/ 4	off the east coast of the Kamchatka Peninsula, Russia	9.0	6.9	0.2 日
2	1964/ 6/16	新潟地震	7.6	5.7	0.0 日
3	1968/ 4/ 1	日向灘地震	7.5	6.8	0.3 日
4	1968/ 5/16	十勝沖地震	8.2	7.9	0.4 日
5	2003/ 5/26	宮城県沖	7.0	4.7	0.3 日
6	2003/ 9/26	十勝沖地震	8.3	7.4	0.0 日
7	2004/12/26	off the west coast of northern Sumatra	9.1	7.2	0.1 日
8	2007/ 9/12	southern Sumatra, Indonesia	8.4	7.9	0.5 日
9	2008/ 6/14	岩手・宮城内陸地震	6.9	5.5	0.0 日
10	2008/ 9/11	十勝沖	6.8	5.3	0.0 日
11	2010/ 2/27	offshore Bio-Bio, Chile	8.8	7.4	0.1 日
12	2011/ 3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.7	0.0 日
13	2012/ 4/11	off the west coast of northern Sumatra	8.6	8.2	0.1 日
14	2015/ 9/16	48km W of Illapel, Chile	8.3	7.0	0.0 日
15	2016/ 4/16	熊本地震	7.0	5.6	0.1 日

検討に用いる地震は、図 2 のデータのうち、本震及び最大余震の Mw が得られている地震と、海外の巨大地震のうち、本震発生と最大余震の発生間隔が概ね 12 時間以内の地震である。Mw は、気象庁、アメリカ地質調査所、防災科学技術研究所が公表している値を参照している。



※ : 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の震源域付近では 2005 年に Mw8.6, 2007 年に Mw8.4, 2012 年に Mw8.6 の地震が発生しているが、Mw9 クラスの巨大地震の影響は長期間にわたると予想されることから、これらの地震も余震として扱うことが考えられる。また、Mw9 クラスの地震に対するデータは少ないことから、本震発生からの経過時間の制約 (12 時間以内) を外し、最も規模の大きい Mw8.6 の地震 (表 1 の No. 13) を 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の最大余震とした場合を参考で示した。

図 3 国内外の本震の規模と最大余震の規模の関係

〔参考文献〕

- 古本 宗充 (2005) : 本震と最大余震のマグニチュード差と地殻熱流量, 地震第2輯, 第58巻, 3号, pp. 221-224
- 宇津 徳治 (1957) : 地震のマグニチュードと余震の起こりかた, 地震第2輯, 第10巻, 1号, pp. 35-45

余震の発生位置について

「5.1.1(5)余震の震源位置の設定」において、2011年東北地方太平洋沖地震（以下、「3.11地震」という。）の地震発生後12時間以内に発生した気象庁マグニチュードM7.0以上の余震は、震源域（波源域）^{※1}の縁辺部付近及び強震動生成域（SMGA）の周辺で発生していることを確認し、余震の発生位置を、2011年東北地方太平洋沖型地震（以下、「3.11型地震」という。）の敷地前面に位置する強震動生成域（SMGA2）とその南側に位置するSMGA4の中間（M8.1の余震の震源域の拡がりを考慮）に設定したが、3.11地震以外の知見について整理した。

3.11地震以外の事例として、世界で発生したM9クラスの地震として、2004年スマトラ島沖地震（Mw9.1）、2010年チリ中部沿岸の地震（Mw8.8）、及び、至近の日本において3.11地震に次ぐ規模の地震として十勝沖地震（1968年、2003年）を確認した。

上記地震の本震と余震の位置関係を図1～4に示す。

これらの地震においても本震震源域の縁辺部付近及びアスペリティ（すべり量の大きい箇所、モーメント解放量の大きい箇所）と異なる位置で最大余震が発生している。

また、参考に強震動評価の観点から、1968年十勝沖地震及び2003年十勝沖地震について、地震調査研究推進本部が特性化震源モデルを検討しているので、アスペリティ（強震動生成域）と余震位置との対応関係について示すが、図3、4のモーメント解放量やすべり量分布と図5、6のアスペリティ位置は概ね対応している。

また、アスペリティ・モデルにおける本震・余震の関係性について、文献では以下のように説明されている。

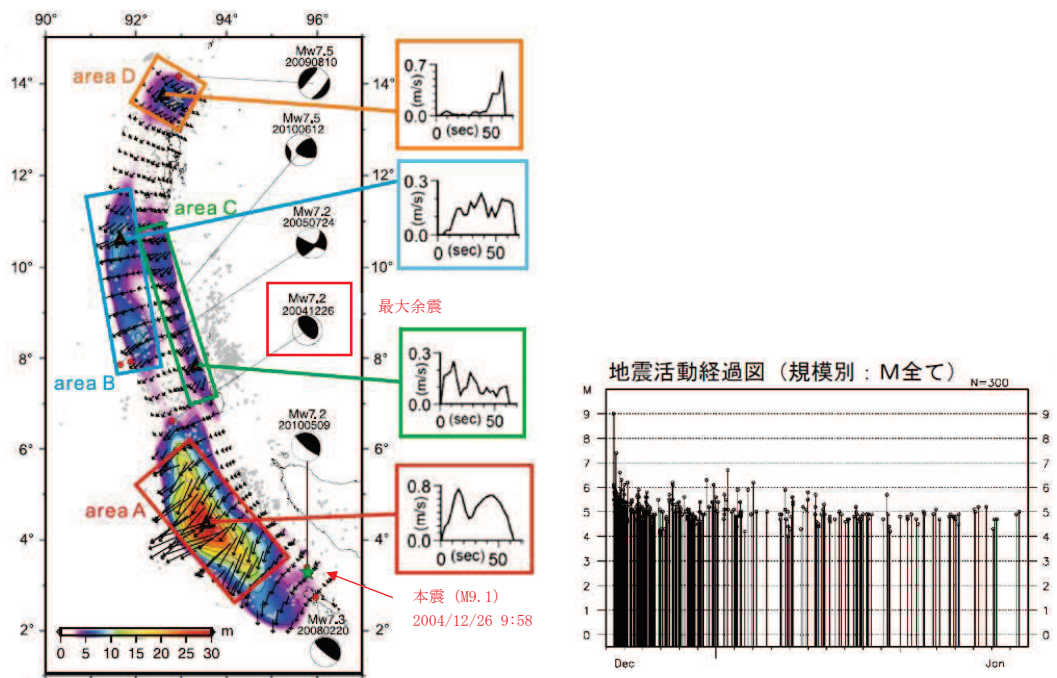
Yamanaka et al. (2004)^{※2}によれば、東北地方のプレートの沈み込み帯で発生したM7～8クラスの地震の分析結果から、余震が本震のアスペリティの周辺部で発生しているとしている。

松澤（2009）^{※3}によれば、アスペリティ・モデルの考え方の整理のなかで、大アスペリティで地震が生じると、余効すべりによりその周囲の小さなアスペリティが破壊することが示されている。

以上の知見も踏まえ、余震位置を強震動生成域（SMGA）の周囲に設定することとした。

※1：地震調査研究推進本部 [地震・津波の知識－用語集－（津波の）波源域]

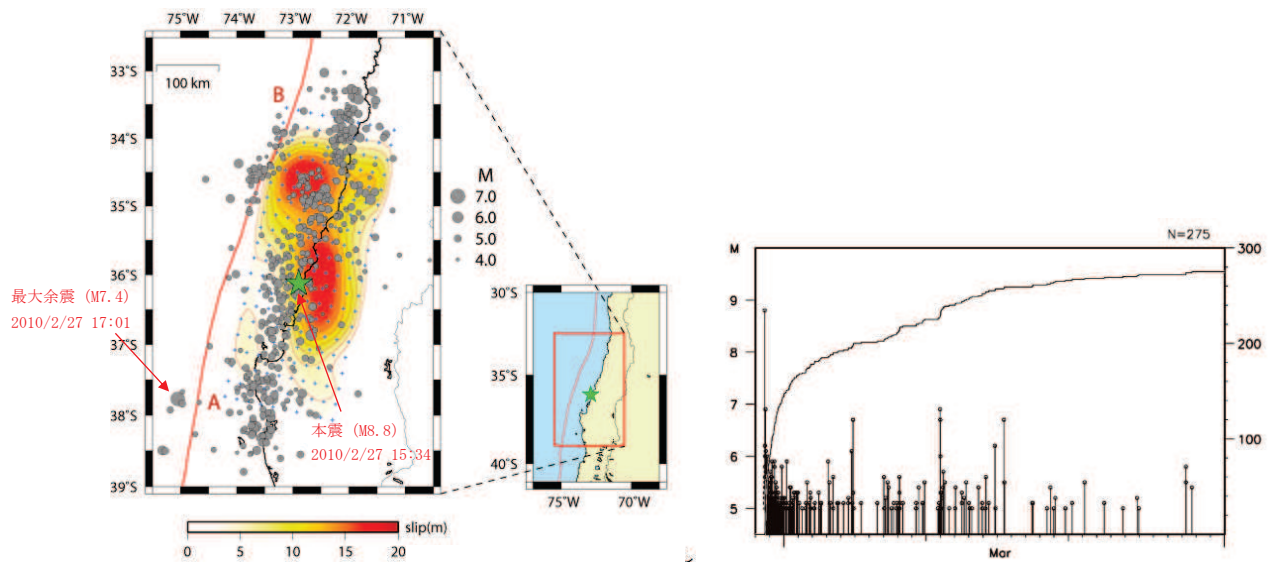
(https://www.jishin.go.jp/resource/terms/tm_source_area_of_tsunami/)によれば、「波源域は震源域と概ね一致するか、または広くなることが多い。」とされている。



左図:断層面のコンターは「すべり量分布」を示している。

震源インバージョン結果(すべり量分布) [Yoshimoto and Yamanaka(2014)に一部加筆] 及び余震の発生状況の時間的分布 (気象庁)

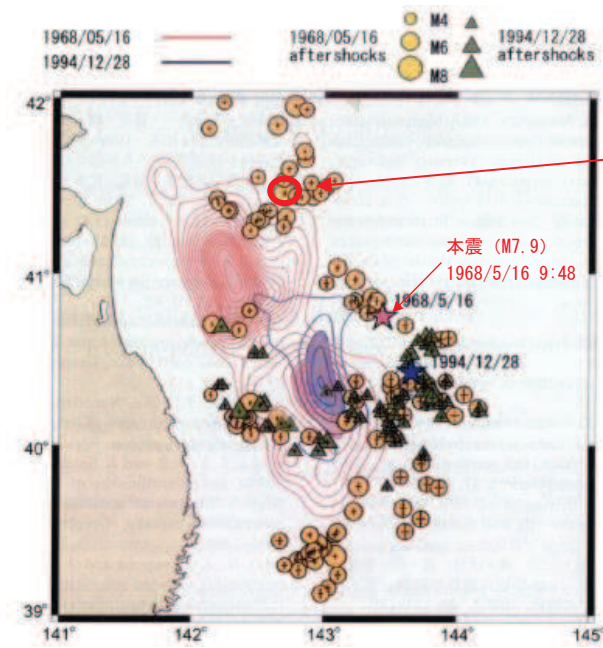
図1 2004年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の本震と余震の位置関係



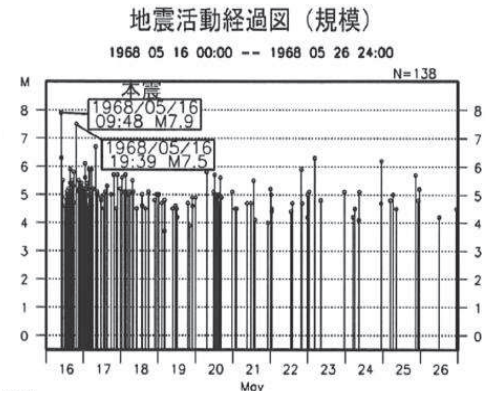
左図:断層面のコンターは「すべり量分布」を示している。

すべり量分布図及び余震の発生状況の時間的分布 (気象庁に一部加筆)

図2 2010年チリ中部沿岸の地震 (Mw8.8) の本震と余震の位置関係



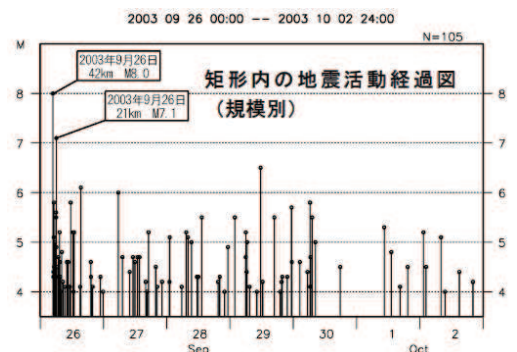
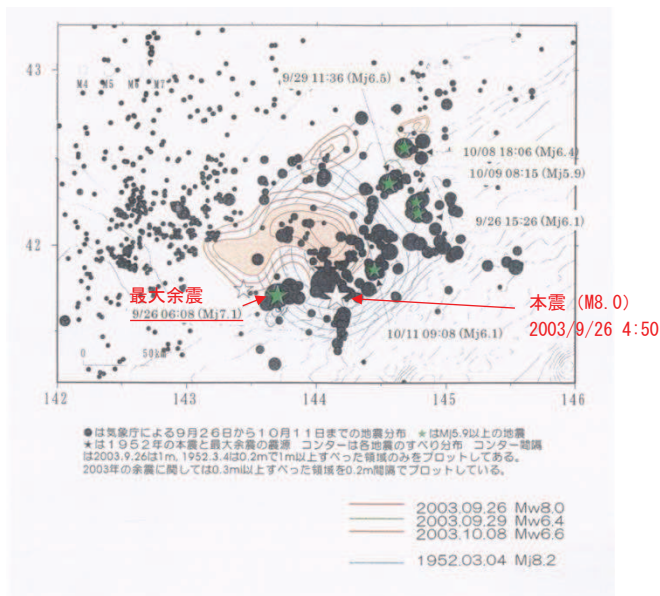
最大余震 (M7.5)
1968/5/16/19:39



左図:断層面のコンターは「モーメント解放量分布」を示している。

モーメント解放量分布と余震分布 (1994年三陸はるか沖地震のモーメント解放量分布と余震分布) [永井ほか(2001)に一部加筆] 及び余震の発生状況の時間的分布 (気象庁)

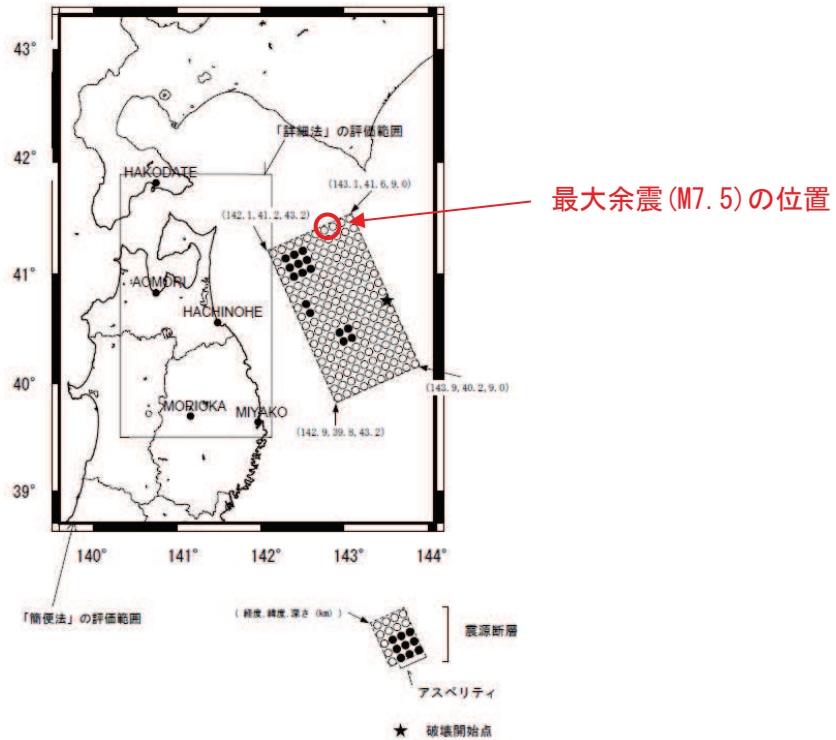
図3 1968年十勝沖地震の本震と余震の位置関係



左図:断層面のコンターは「すべり量分布」を示している。

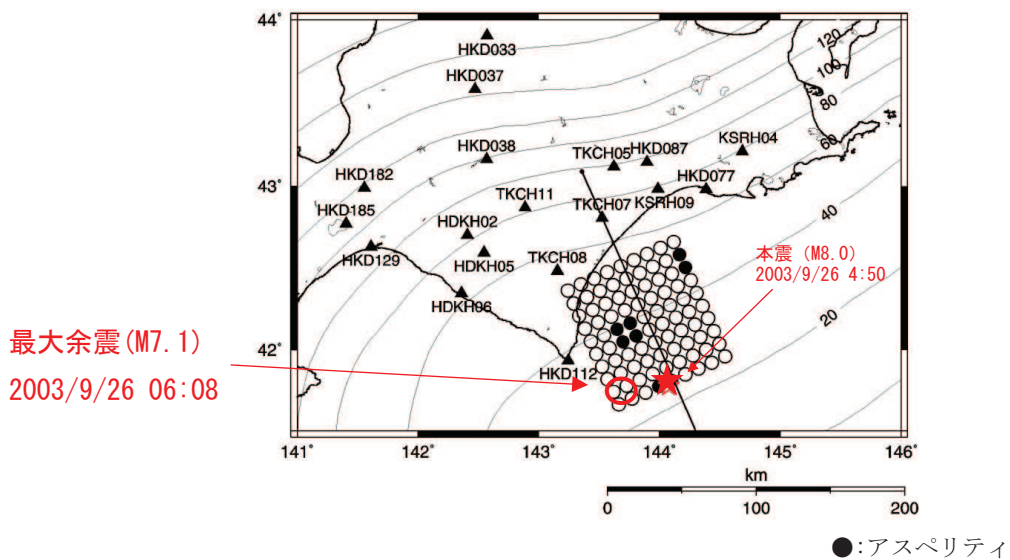
すべり量分布図 [地震予知連絡会(2003)に一部加筆] 及び余震の発生状況の時間的分布 (気象庁)

図4 2003年十勝沖地震の本震と余震の位置関係及び余震の発生状況の時間的分布



想定する震源断層のパラメータの設定にあたっては、最新の活動である1968年十勝沖地震における断層パラメータ等の既往の解析結果を参照している。

図5 三陸沖北部の地震で想定した震源モデルと評価範囲〔地震研究推進本部(2004a)に一部加筆〕



2003年十勝沖地震の強震動評価にあたり、想定する震源断層パラメータを、2003年十勝沖地震の震源特性に関する既往の研究成果に基づいて設定している。

図6 2003年十勝沖地震の観測記録を利用した強震動予測手法の検証〔地震研究推進本部(2004b)に一部加筆〕

※2 : Yoshiko Yamanaka and Masayuki Kikuchi (2004) : Asperity map along the subduction zone in northeastern Japan inferred from regional seismic data, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 109

Yamanaka et al. (2004)では、アスペリティの特徴的な挙動を調べるために、東北地方沖の過去70年間の大規模なプレート間地震の震源過程を調べ、1930年以降に発生した8つの地震について、アスペリティマップを作成した(図7)。また、そのなかで、余震は一般的にアスペリティ周辺で発生していると(図8, 9), 本震と余震のこのような関係は複数の研究で指摘されている、としている。

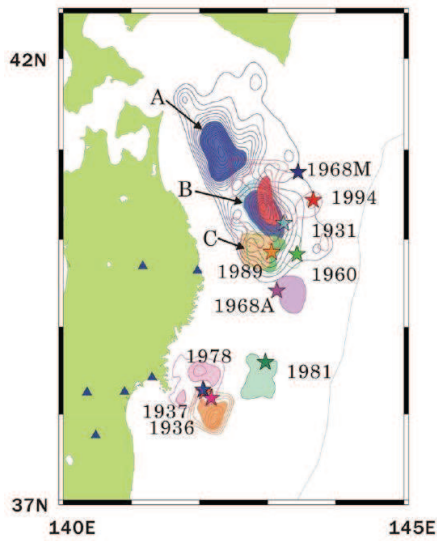


図7 日本の北東部の沈み込み帯に沿ったアスペリティマップ

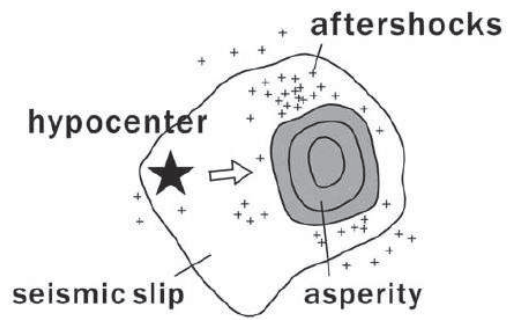


図8 震源, アスペリティ, 地震すべり領域及び余震分布の関係

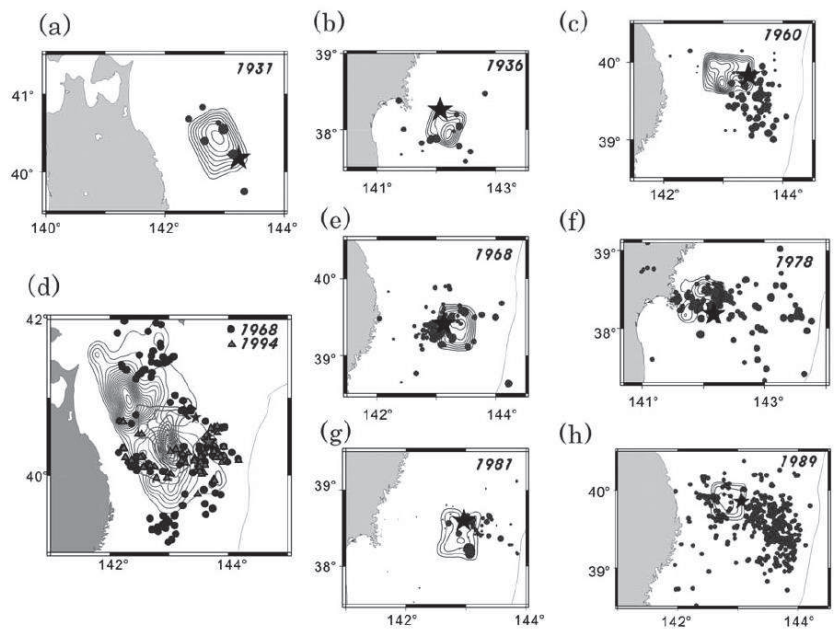


図9 アスペリティ(等高線)と余震発生位置との関係

※3：松澤 暢（2009）：プレート境界地震とアスペリティ・モデル，地震，第2輯，第61巻，347-355

松澤（2009）では，プレート境界地震は，基本的にアスペリティ・モデルによって説明できることが明らかになってきていることから，アスペリティ・モデルの生い立ちを整理し，プレート境界地震発生予測の展望について紹介している。

アスペリティの永続性について，1968年十勝沖地震と1994年三陸はるか沖地震との関係，釜石沖のM5程度の繰り返し地震等を例にし，プレート境界で，地震性すべりを起こす領域と起こせない領域が明確に分かれて存在している場所が確実に存在していることを明らかになったとしており，その概念を図10のとおり示している。

また，論文中で「プレート境界には大小さまざまなアスペリティが存在しており，アスペリティ以外は基本的にゆっくりとすべっているという新たなプレート境界のイメージが作り上げられた。大アスペリティで地震が生じると，周囲の速度強化域で余効すべりが生じ，その余効すべり域に囲まれた小さなアスペリティが破壊する。これによって余震域の拡大や群発的な活動が生じると考えられる。」としている。

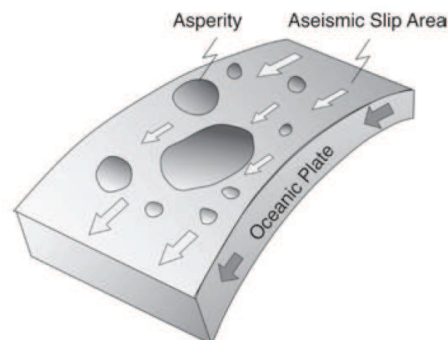


図10 プレート境界沈み込み帯の略図〔松澤（2009）〕

[参考文献]

- Masahiro Yoshimoto and Yoshiko Yamanaka (2014) : Teleseismic inversion of the 2004 Sumatra-Andaman earthquake rupture process using complete Green's functions, Earth Planets and Space, 66.
- 気象庁 : 気象庁情報カタログ,
<<https://www.data.jma.go.jp/add/suishin/catalogue/quake.html>>
- 永井理子・菊地正幸・山中佳子 (2001) : 三陸沖における再来大地震の震源過程の比較研究—1968年十勝沖地震と1994年三陸はるか沖地震の比較—, 地震 2, 54, 267—280
- 地震予知連絡会 (2003) : 第154回地震予知連絡会
- 地震研究推進本部 (2004a) : 三陸沖北部の地震を想定した強震動評価について
- 地震研究推進本部 (2004b) : 2003年十勝沖地震の観測記録を利用した強震動予測手法の検証について
- Yoshiko Yamanaka and Masayuki Kikuchi (2004) : Asperity map along the subduction zone in northeastern Japan inferred from regional seismic data, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 109
- 松澤 暢 (2009) : プレート境界地震とアスペリティ・モデル, 地震, 第2輯, 第61巻, 347-355

余震の設定位置についての補足検討

余震の設定位置は、3.11型地震に基づく基準津波に伴い発生する余震として、3.11地震の地震発生後12時間以内に発生した気象庁マグニチュードM7.0以上の余震の中で最も敷地に近い位置で発生した岩手県沖の地震の震源(M7.4, $X_{eq}=195\text{km}$)等に比較し保守的な設定である(図1)。

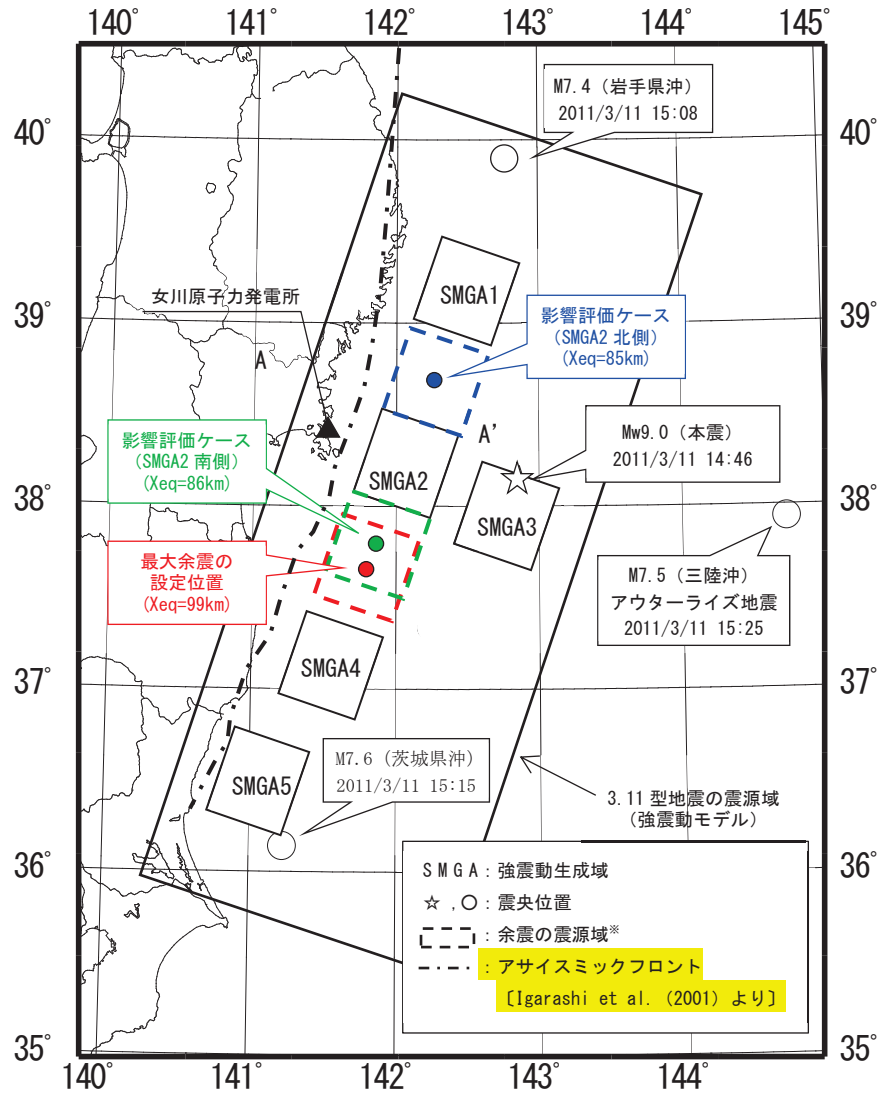
この設定位置は、3.11地震、過去の大規模地震の事例を参考に余震が本震のアスペリティの周辺部で発生していること、及び余震の地震規模を本震の強震動生成域と同等となるM8.1に設定したことによる震源域の拡がり、並びに太平洋プレート沈み込み帯の地震発生の特徴とされるアサイスマミックフロント*の位置を踏まえ3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間に設定した(等価震源距離 $X_{eq}=99\text{km}$)。

また、仮にSMGA2とその北側のSMGA1の中間に配置しても等価震源距離は $X_{eq}=99\text{km}$ となる。なお、SMGA2の西側となる敷地寄りに余震を設定するとした場合は、震源域の大きさからアサイスマミックフロント*を大きく超え、プレート間地震が発生しない深い位置に断層面を設定することとなり非科学的な想定となる。

念のための影響評価として、本震と共に破壊される位置と考えられるが、余震の設定位置をより敷地に近付けたケースとして、SMGA2の北側及び南側に接した位置($X_{eq}=85\text{km}$, 86km)に仮定した場合について確認した。

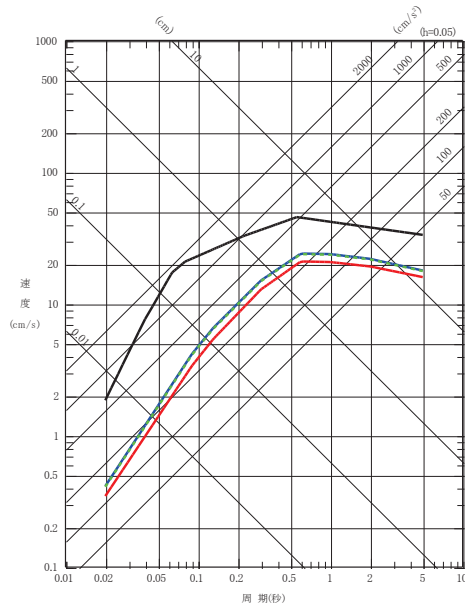
評価結果を図3に示す。評価結果は、弾性設計用地震動 S_d-D2 を下回る。

※ アサイスマミックフロント：東北日本弧の場合、ほぼ太平洋側の海岸線付近にアサイスマミックフロントと呼ばれる地震活動の境界線がある。これは、深さ40km~60kmの地震の震央をプロットすると現れるもので、この線より陸側(深い側)では、最上部マントルが高温で軟らかいためにプレート間地震が起こらないとされている。

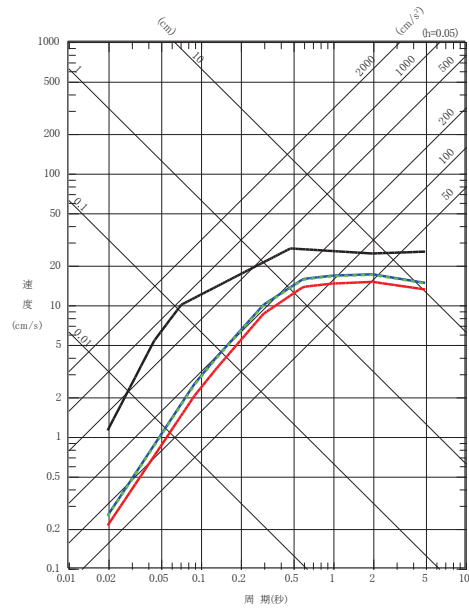


※: 3.11 型地震の SMGA 1 つの地震規模は M8.1, 面積は 2500km² (50km×50km)。余震の規模 M8.1 から, 余震の震源域の面積は 2500km² とした。

図 1 余震の設定位置



水平方向



鉛直方向

図3 設定した余震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

〔参考文献〕

- Igarashi, T., Matsuzawa, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2001) : Spatial distribution of focal mechanisms for interplate and intraplate earthquakes associated with the subducting Pacific plate beneath the northeastern Japan arc : A triple-planed deep seismic zone. J. Geophys. Res., 106, 2177-2191.

海洋プレート内地震についての補足検討

3.11 型地震に基づく基準津波の余震の設定は、3.11 地震の地震発生後 12 時間以内に発生した M7.0 以上の余震の発生状況を踏まえ、敷地に近い位置にプレート間地震を設定し評価した。

3.11 地震の上記余震は 3 地震が発生しているが、これらの地震タイプは、プレート間地震(岩手県沖, 茨城県沖)のほかに、海洋プレート内地震に分類されるアウターライズ地震(三陸沖)が発生している。

ここでは、3.11 型地震(プレート間地震)の余震の設定は、同タイプのプレート間地震を想定することが基本と考えられるが、保守的に海洋プレート内地震の余震についても影響確認を行う。

(1) 3.11 地震の地震発生後 12 時間以内に発生した M7.0 以上の余震の発生状況を踏まえた検討

3.11 地震の余震として、三陸沖で M7.5 の沈み込む海洋プレート内地震(アウターライズ地震)が発生していることから、その影響評価を行う。

3.11 型地震 (M9.0) より想定される余震の規模は、5.1.1(4)に示したとおり、本震と最大余震の規模の平均値の差に標準偏差を取り入れた $D1=0.9$ を踏まえ、 $M0(9.0)-D1(0.9)=M1(8.1)$ から M8.1 を設定する。

震源位置は、三陸沖の余震位置(等価震源距離 $X_{eq}=292\text{km}$)及び設置変更許可申請で検討を行ったアウターライズ地震の位置 ($X_{eq}=253\text{km}$) に想定する (図 1)。

(2) 上記(1)以外の補足検討

3.11 地震の海洋プレート内地震の余震としては、沈み込む海洋プレート内地震 (アウターライズ地震) の発生のみで、沈み込んだ海洋プレート内地震で M7.0 以上の地震は発生していないが、沈み込んだ海洋プレート内地震についても、保守的に影響評価を行う。

a. 規模の大きな地震

設置変更許可申請で検討を行った M8 クラスの沈み込んだ海洋プレート内地震は、沖合のやや浅い地震として、東北地方最大規模の地震である 2011 年 7 月 10 日三陸沖の地震 (M7.3) の位置で検討していることから、その震源位置 ($X_{eq}=187\text{km}$) に、上記(1)と同じ M8.1 の余震を保守的に想定する (図 1)。

b. 規模の小さな地震

3.11 地震の地震発生後 12 時間以内に発生した M6.0 以上の余震の発生状況をみると、敷地前面海域(宮城県沖)では発生しておらず、また、やや深い位置での沈み込んだ海洋プレート内地震の評価として、震源深さ 40km 以深*を目安として確認したところ、茨城県沖で発生したプレート間地震 (最大余震, M7.6) を除くと、岩手県沖及び福島県沖で最大 M6.2 の余震が発生している (図 2)。

影響評価を行ううえでの余震の規模は、3.11 地震の震源深さ 40km 以深の余震の最大 M6.2 に保守性を踏まえ、M7.0 を想定する (図 1)。

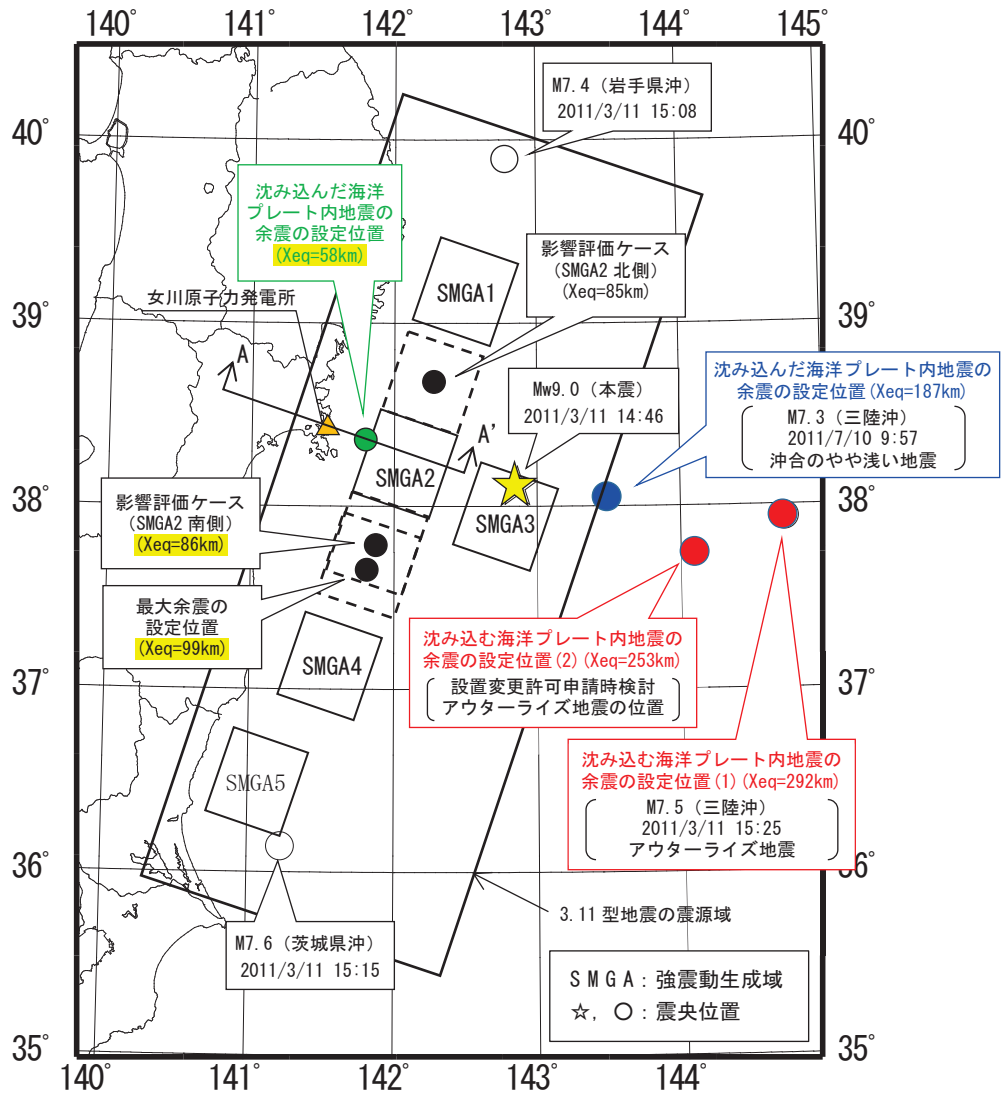
震源位置も、保守的観点から敷地周辺の海洋プレートの沈み込み形状を考慮した敷地から最短となる海洋地殻内の位置 ($X_{eq}=58\text{km}$) に設定する。

※ : Igarashi et al. (2001) によると、深さ 40km から 70km ではプレート間地震 (LT) と海洋プレート内地震 (DC) の両タイプの地震が発生するとしており、深さ 40 km を目安とした場合、両タイプの地震を抽出することになる (図 3)。なお、3.11 地震の最大余震の茨城県沖地震 (M7.6) は深さ 43km でプレート間地震となっている。

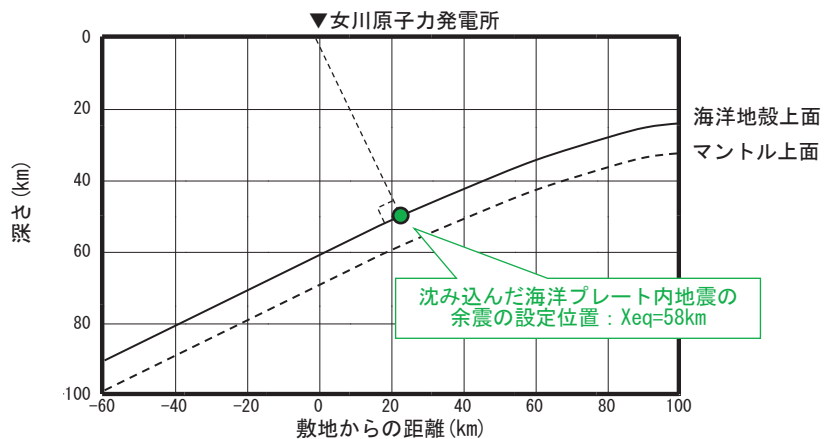
(3) 地震動評価

5.1.1 (6)と同様に、Noda et al. (2002)に地震動評価を行うが、設置変更許可申請で検討を行ったとおり、海洋プレート内地震については、短周期が励起される特徴を踏まえ、敷地で得られた観測記録に基づく補正係数を採用する。

海洋プレート内地震の余震の評価結果を図 4 に示す。同図より評価結果は、弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を下回る。



海洋プレート内地震の余震の設定位置 (平面図)



沈み込んだ海洋プレート内地震の余震の設定位置 (A-A' 断面図)

図1 余震の設定位置

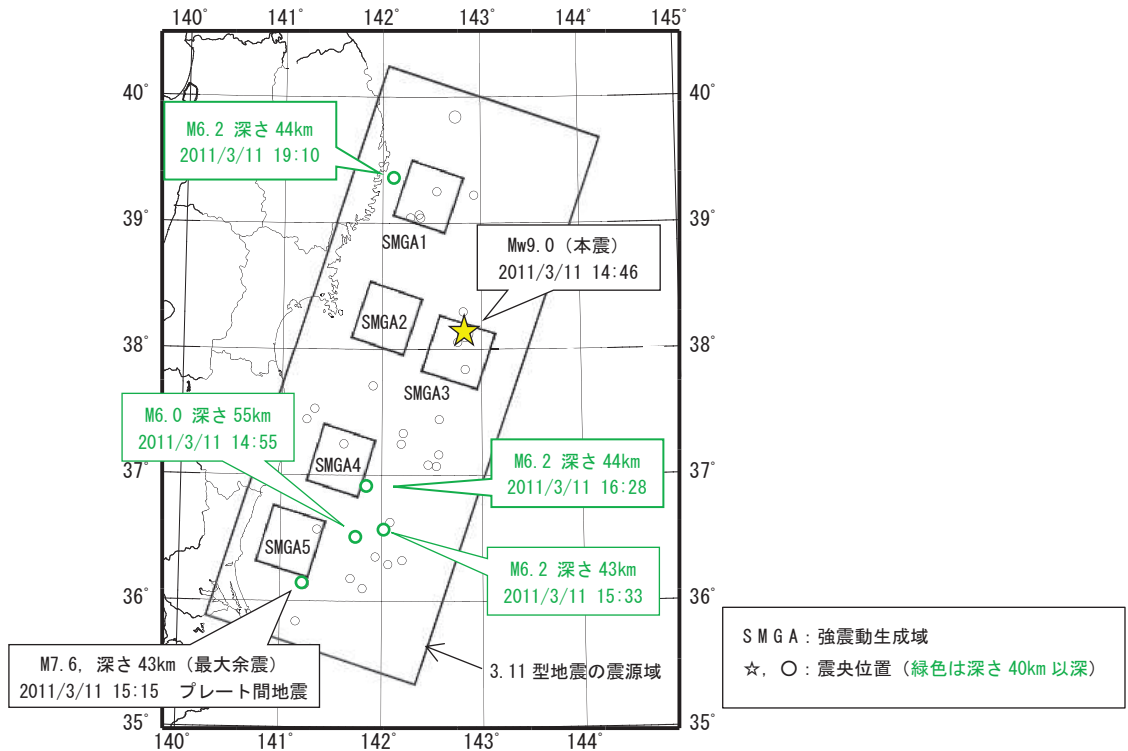


図2 3.11地震の地震発生後12時間以内の余震分布 (M6.0以上)

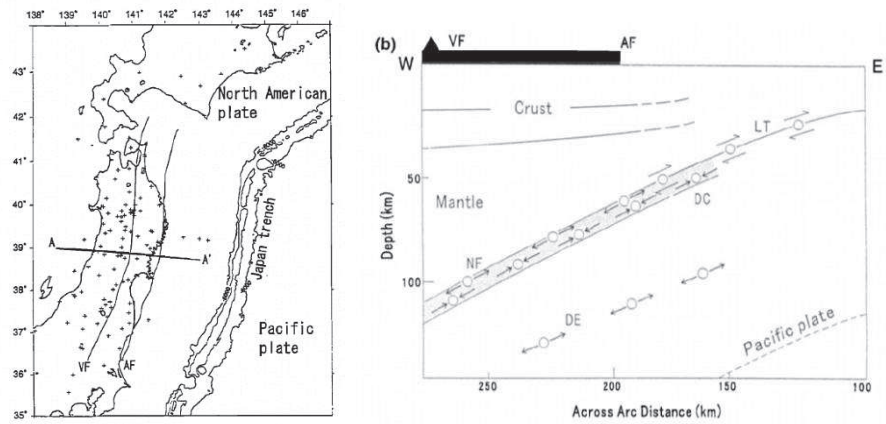
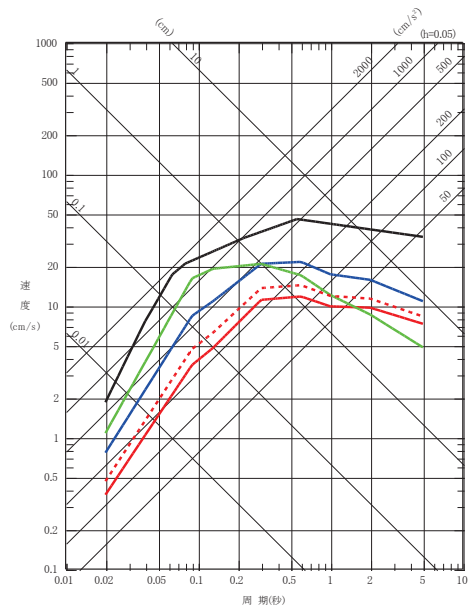
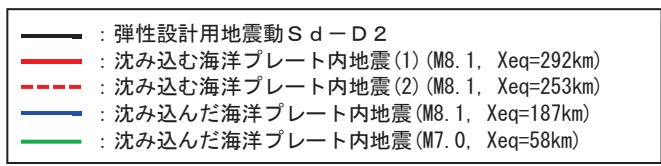
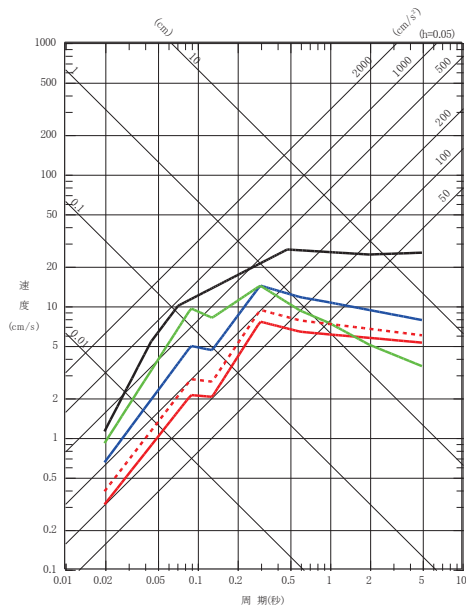


図3 Igarashi et al. (2001)によるプレートの沈み込みと地震の発生様式
 (図中 AF : アサシミックフロント, LT : プレート間地震,
 DC : 海洋プレート内地震 [ダウンディップ・コンプレッション型])



水平方向



鉛直方向

図4 海洋プレート内地震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

[参考文献]

- Igarashi, T., Matsuzawa, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2001) : Spatial distribution of focal mechanisms for interplate and intraplate earthquakes associated with the subducting Pacific plate beneath the northeastern Japan arc : A triple-planed deep seismic zone. J. Geophys. Res., 106, 2177-2191.
- S.Noda, K.Yashiro, K.Takahashi, M.Takemura, S.Ohno, M.Tohdo and T.Watanabe (2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis. Oct. 16-18, Istanbul.

5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて

5.2.1 はじめに

耐津波設計を行うに当たって現場確認を要するプロセスとして、遡上解析に必要となる敷地モデルの作成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つがある。現場確認を含めたこれらのプロセスをそれぞれ以下に示す。

5.2.2 遡上解析に関する敷地モデルの作成に関する現場確認プロセスについて

(1) 基準要求

設置許可基準規則第五条（津波による損傷の防止）において，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している。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を規定している。

当該基準要求を満足するに当たっては，「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を要求しており，具体的には，敷地及び敷地周辺の地形とその標高，伝播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) 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 5.2-1 に示すフローに従って敷地モデルを作成した。次の a. ～ d. にプロセスの具体的内容を示す。

a. 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。

b. 津波伝播経路上の人工構造物の調査

敷地において伝播経路上に存在する人工構造物として抽出すべき対象物をあらかじめ「津波伝播経路上の人工構造物」として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構造物である。その他の津波伝播経路上の人工構造物については，構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構造物については，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構造物のうち，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。

海底地形及び陸域の地形については，日本水路協会の最新の地形データ及び国土地理院発行の地形図からデータを抽出した。発電所敷地内の地形及び構造物のデータに

については、建設時の工事竣工図からデータを抽出した。

なお、東北地方太平洋沖地震前のデータを用いる際には地震による沈下を考慮して標高を設定した。

(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構造物については、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対象物となる人工構造物について、遡上解析に影響する変更がないことを確認した。

発電所敷地における構造物、地盤などの変位及び変形については、発電所における定期保守業務で特定地点の計測、深淺測量の結果を反映した。

c. 敷地モデルの作成

上記(b)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。

d. 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、必要に応じ上記 a. 及び b. に戻り再度モデルを構築する。

(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、品質記録として管理する。

(4) 今後の対応

今後、改造工事等により、津波伝播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、その変更が基準津波に対する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する。

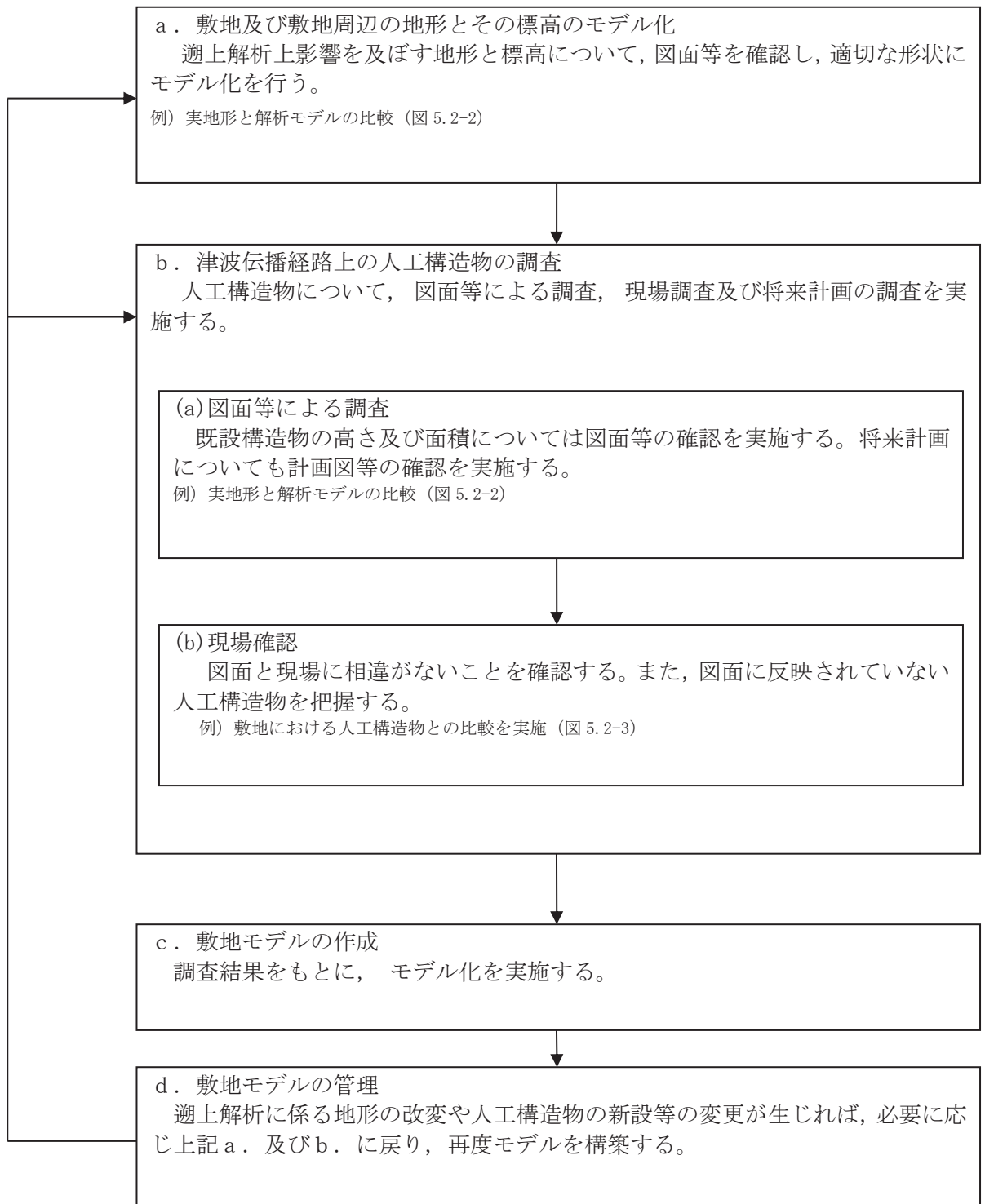
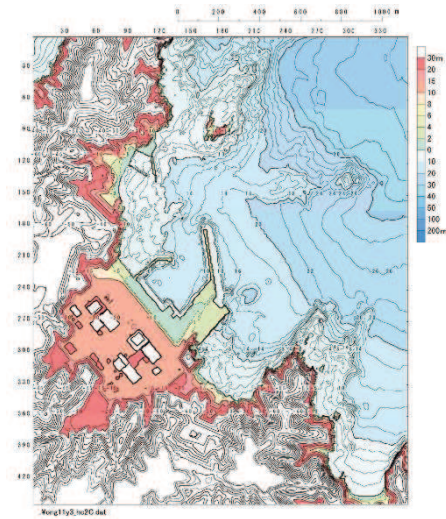
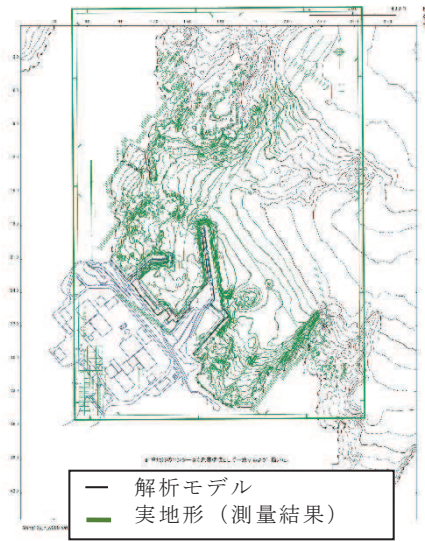


図 5.2-1 敷地モデルの作成・管理プロセスフロー図

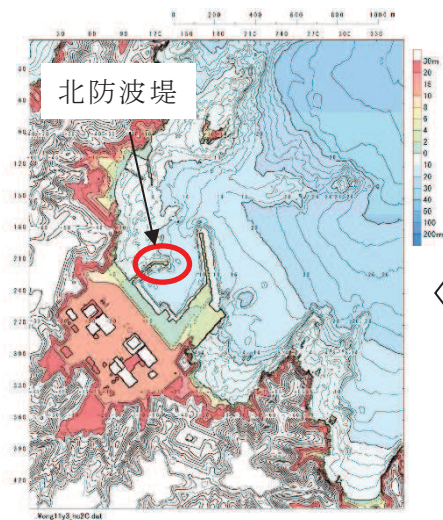


(a) 解析モデル

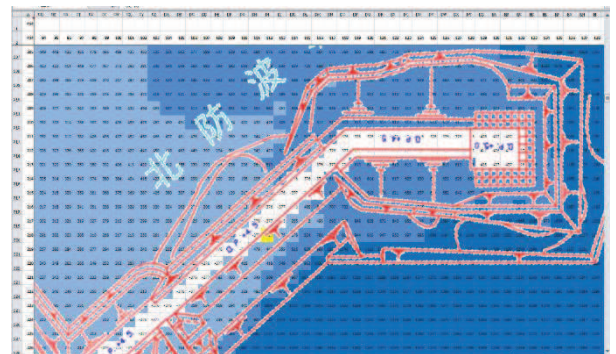


(b) 実地形と解析モデルの比較

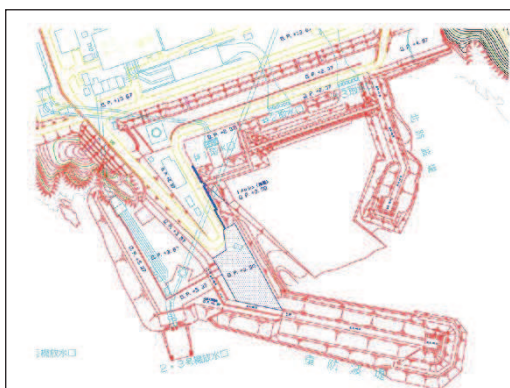
図5.2-2 解析モデルの確認例



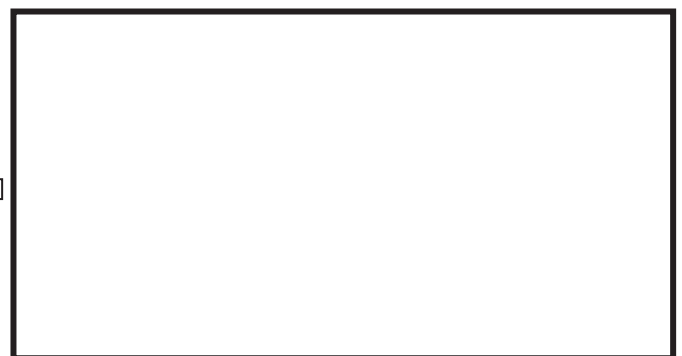
(a) 解析モデル



(b) 構造物と解析モデルの比較



(c) 平面図



(d) 現場確認

図5.2-3 調査による確認例

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2.3 耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

(1) 基準要求

設置許可基準規則第五条（津波による損傷の防止）において、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している。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検討を行うことを規定している。

また、設置許可基準規則第四十条（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、解釈は同解釈の別記3に準じるとしている。

(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5.2-4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a.～c.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。

a. 入力条件等の設定プロセスについて

耐津波設計において必要となる入力条件等は、下記(a)及び(b)のとおり設定し、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。

a) 津波防護対象設備について

設置許可基準規則第五条及び第四十条において、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を要求している。このため、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。

b) 外郭防護 1（敷地への浸水防止）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、又は、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。このため、各施設・設備が設置されている敷地高さを調査し、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されていること又は津波防護施設及び浸水防止設備により流入を防止されていることを確認する。

また、浸水対策が必要となる箇所については、現場状況を確認する。

c) 外郭防護 1（取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止）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を要求している。このため、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。

また、浸水対策が必要となる箇所については、現場状況を確認する。

d) 外郭防護 2（漏水による重要な安全機能への影響防止）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）を特定することを要求している。このため、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も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。

e) 内郭防護（重要な安全機能を有する施設の隔離）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を要求している。このため、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。

f) 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押し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を要求している。このため、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。

b. 耐津波設計の成立性の確認

上記 a. で実施した調査結果を踏まえ、基準津波に対する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。

c. 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 a. に戻り、再評価する。

(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、品質記録として管理する。

(4) 今後の対応

今後、改造工事等により、基準津波に対する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設定・再評価を実施する。

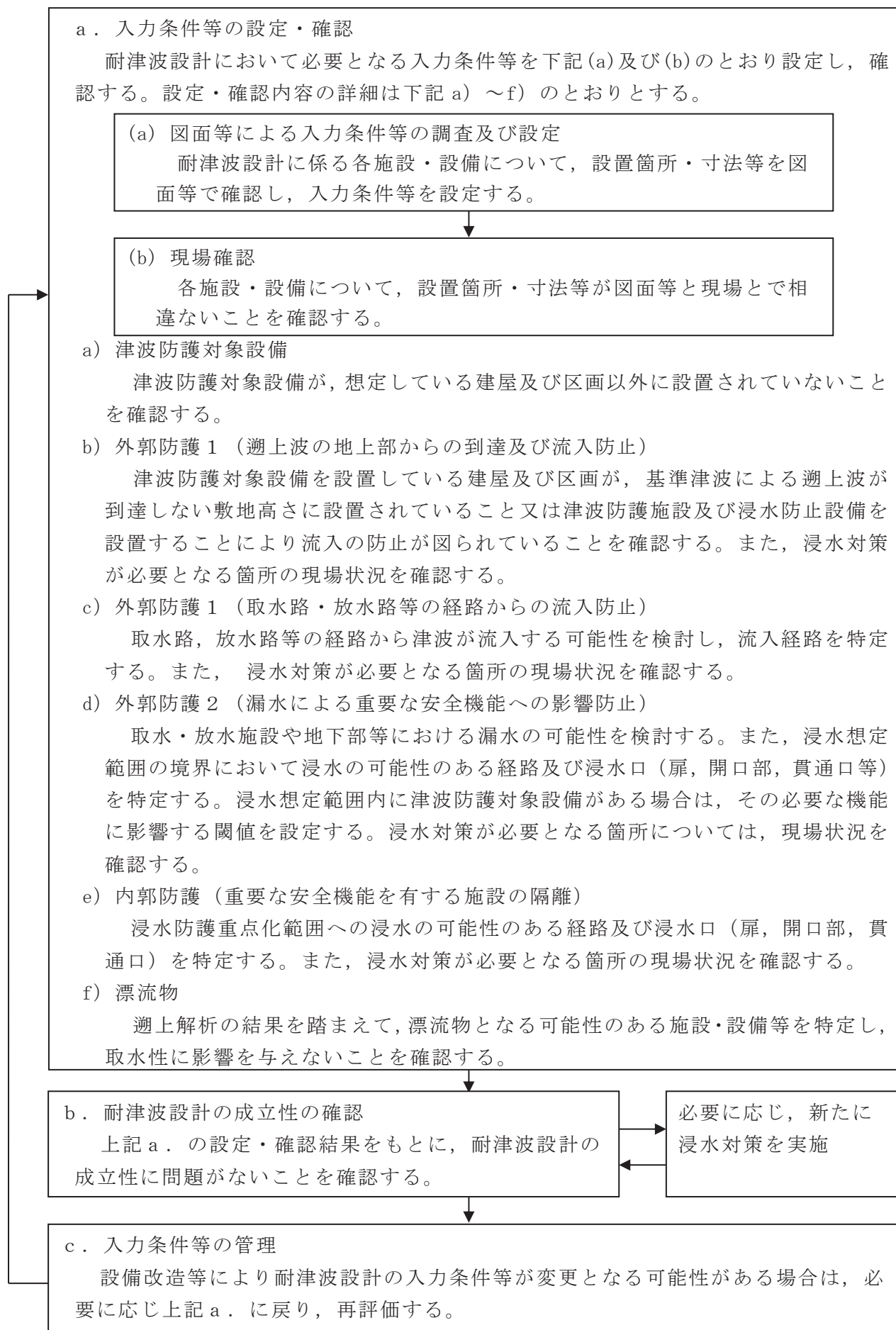


図 5.2-4 入力条件等の設定プロセスフロー図

5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故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、また地震により安全機能が損なわれるおそれがないことを目的として、技術基準規則に適合する設計とする。図 5.3-1 に浸水防護に関する施設の設計方針に係る図書構成を、表 5.3-1 に耐津波設計における各施設の基本設計方針、要求機能、機能設計、構造強度設計及び許容限界を示す。

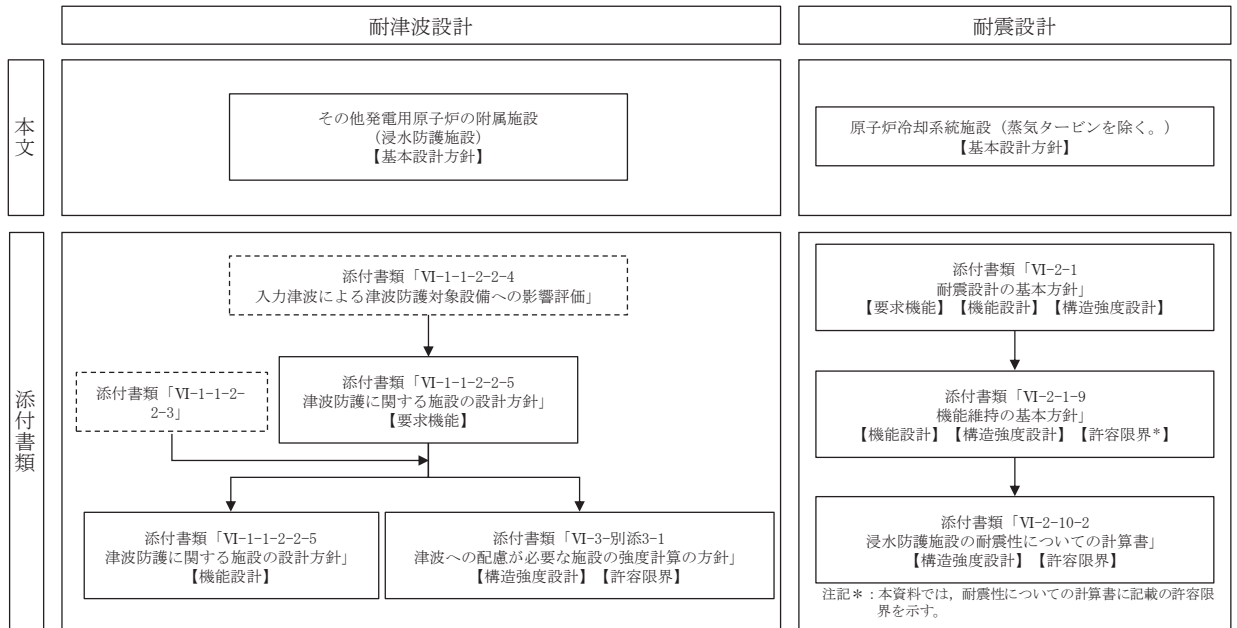


図 5.3-1 津波防護に関する施設の設計方針に係る図書構成

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(2) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

資料	その他発電用原子炉の付属設備施設 (浸水防護施設)		資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針		資料VI-3-1-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針		構造強度設計		
	施設名	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード 心力等の状態
		津波防護施設は、津波の襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤 (盛土堤防) は、地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持される盛土構造とす。すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、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。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	①入力津波による浸水高さ (防潮堤前面：0.P.+29.0m) とし、防潮堤 (鋼管式軟地を壁) と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持される盛土構造とす。すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、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。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する岩盤とす。すべり安定性を確保するために、盛土地盤に支持する岩盤及び改良地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤 (岩盤、改良地盤)	支持機能を喪失する状態	設計に用いる許容限界
		津波防護施設は、津波の襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤 (盛土堤防) は、地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持される盛土構造とす。すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、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。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	①入力津波による浸水高さ (防潮堤前面：0.P.+29.0m) とし、防潮堤 (鋼管式軟地を壁) と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性を保持する設計とする。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性を保持する設計とする。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	セメント改良土	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
		津波防護施設は、津波の襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤 (盛土堤防) は、地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持される盛土構造とす。すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、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。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	①入力津波による浸水高さ (防潮堤前面：0.P.+29.0m) とし、防潮堤 (鋼管式軟地を壁) と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性を保持する設計とする。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性を保持する設計とする。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	置換コンクリート	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
		津波防護施設は、津波の襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤 (盛土堤防) は、地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持される盛土構造とす。すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、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。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	①入力津波による浸水高さ (防潮堤前面：0.P.+29.0m) とし、防潮堤 (鋼管式軟地を壁) と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性を保持する設計とする。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した湖上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性を保持する設計とする。②防潮堤 (盛土堤防) は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	改良地盤	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 5.3-1(3) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

資料	その他発電用原子炉の付属設備 (浸水防護施設)	資料VI-1-1-2-5 津波防護に関する施設の設計方針			資料VI-3-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針			設計に用いる許容限界	
		要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位		機能損傷モード 応力等の状態 限界状態
施設名	防潮壁	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製止水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、津波後の津波の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材に有意な変形を生じない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	基礎地盤	支持力を喪失する状態	【無限支持力とする。】	
施設名	防潮壁 (第1号機放水立坑の鋼製止水壁(鋼板))	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製止水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、津波後の津波の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材に有意な変形を生じない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	鋼板	曲げせん断	【道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)】に基づき、短期許容応力度とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
施設名	津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを超える高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講ずる設計とする。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製止水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、津波後の津波の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材に有意な変形を生じない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【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とする。】	
施設名	【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性について適切な許容限界を設定する。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製止水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、津波後の津波の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材に有意な変形を生じない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	フーチング	曲げせん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	【道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)】、「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」及び「コンクリート標準示方書「構造性能調査編」(2002年制定)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
施設名	防潮壁 (第2号機放水立坑の鋼製止水壁(鋼板))	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場において、津波防護対策設備が、要求されないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製止水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、津波後の津波の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	地震後の繰返し荷重を想定した津波からの津波の浸水に伴う津波の浸水に余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材に有意な変形を生じない設計とする。また、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材に有意な変形を生じない設計とする。	鋼管杭	曲げせん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	【道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)】に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(5) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

資料	資料VI-1-1-2-5 津波防護に関する施設の設計方針		資料VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針					
	基本設計方針 (前頁に記載)	機能設計		構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
		性能目標 (前頁に記載)	機能設計方針 (前頁に記載)			性能目標 (前頁に記載)	境界状態	
防波壁 第3号機 機放 放水ポンプ 基の 第2号機 うち 鋼製 放水壁 (鋼桁) 第3号機 放水ポンプ室 (その他)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とすること。鋼矢板が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月）」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
				地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とすること。鋼管杭が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）：同解説（平成24年3月）」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
				地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とすること。場所打ち杭が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	場所打ち杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）：同解説（平成24年3月）」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 5.3-1(7) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

資料	その他発電用原子炉の付属設備 (浸水防護施設)	資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針		資料VI-3-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針	
		要求機能	機能設計	性能目標	機能設計方針
施設名	基本設計方針	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求されないよう、津波による浸水及び洪水を防止することが要求される。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	設計に用いる許容限界
防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）	【1.4.1】設計方針 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求されないよう、津波による浸水及び洪水を防止する設計とする。	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求されないよう、津波による浸水及び洪水を防止することが要求される。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	「鋼構造設計規程—許容応力度設計法—」（（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
	【1.4.1(1)】津波防護施設 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び洪水を防止する設計とする。	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求されないよう、津波による浸水及び洪水を防止することが要求される。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	「鋼構造設計規程—許容応力度設計法—」（（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
	【1.4.2】荷重の組合せ及び許容限界 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求されないよう、津波による浸水及び洪水を防止することが要求される。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立上と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。また、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水を行い、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	「鋼構造設計規程—許容応力度設計法—」（（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(8) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針		資料VI-3-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針		構造強度設計			設計に用いる許容限界
		要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード の状況	
施設名	基本設計方針	津波防護施設は、繰返し の襲来を想定した入 力津波に対し、余震、 漂流物の衝突、風及び 積雪を考慮した場合に おいても、津波防護対 象設備が、要求される 機能が損なわれないよう、津波による 浸水及び洪水を防止す ることが要求される。	取放水路流路縮小工 は、地震後の繰返し の襲来を想定した経路か らの津波の浸水に伴う 漂流物の衝突、風及び 積雪による荷重に対し、 第1号機取水路内及び 第1号機取水路から第1号機 取水路までの津波の流 入を抑制し、第1号機 取水路及び第1号機放 水路から敷地への津波 の流入を防止すること を機能設計上の性能目 標とする。	取放水路流路縮小工 は、地震後の繰返し の襲来を想定した経路か らの津波の浸水に伴う 漂流物の衝突、風及び 積雪による荷重に対し、 第1号機取水路内及び 第1号機取水路から第1号機 取水路までの津波の流 入を抑制し、第1号機 取水路及び第1号機放 水路から敷地への津波 の流入を防止すること を機能設計上の性能目 標とする。	地震後の繰返しの襲来 を想定した経路からの 津波の浸水に伴う津波 荷重及び余震、漂流物 の衝突、風及び積雪に よる荷重に対し、 第1号機取水路内及び 第1号機取水路から第1号機 取水路までの津波の流 入を抑制し、第1号機 取水路及び第1号機放 水路から敷地への津波 の流入を防止すること を機能設計上の性能目 標とする。	基礎地盤	支持力 支持機能を喪 失する状態	【極限支持力とする。】	
取放水路流路縮小工(第1号機)	【1.4.1設計方針】 津波防護施設について は、「1.2 入力津波 の設計」で規定してい る繰返しの襲来を想定 した入力津波に対し て、津波防護対象設備 の要求される機能を損 なわれないよう、津波 による浸水及び洪水を 防止することを満足す る設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波 の流入による浸水及び 洪水を防止する設計と する。	【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち取 放水路流路縮小工につ いては、第1号機の取 水路及び放水路からの 津波の流入を抑制し、 入力津波に対し浸水 を防止できる設計とす る。	【1.4.2 荷重の組合せ及び 許容限界】 津波防護施設の設計に 当たっては、津波によ る荷重及び津波以外の 荷重を適切に設定し、 それらの組合せを考慮 する。 また、想定される荷重 に対する部材の健全性 や構造安定性について 適切な許容限界を設定 する。	「土地改良事業計画設計基準 設計〔ダム〕 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省、平成 15年4月）」に基づき、おおむね弾性状態にとど まるように、せん断破綻、滑動及び曲げに対する 必要閉塞長とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定す る。】	せん断、 滑動、 曲げ	部材が弾性状態 にとどまらず 塑性状態に入る 状態		

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(9) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針				資料VI-3-3-1-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針			
		要求機能	機能設計	性能目標	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等の状態	機能損傷モード 限界状態
施設名	基本設計方針	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏れを防止することが要求される。	貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対して、取水に必要な高さ及び原子炉冷却に必要な貯留量を考慮した天端高さ0.P-6.30mとし、取水口底盤に設置する設計とする。	貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対して、取水口底盤に設置する設計とする。地震後、鉄筋コンクリート製の堰で構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材は浮き上がるおそれのない設計とし、ずれる又は海水ポンプ室と合わせて海水を貯留する設計とする。貯留堰は取水口と一体構造とし、すれる又は浮き上がるおそれのない設計とする。意図的な変形に起因する止水性を保持する設計とする。また、湧水が生じることが発生しない設計とし、止水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対して、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず、塑性域に入ること	設計に用いる許容限界
		【1.4.1設計方針】津波防護施設については、1.2 入力津波の設計で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち貯留堰については、津波による水位低下に対して、非常用海水ポンプの取水可能水位を保持し、かつ、冷却に必要な海水を確保する設計とする。	【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。				

5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について

津波防護施設等の津波波圧は、陸上構造物に対しては朝倉ら(2000)他^{*1,2}で示される算定式を、海中構造物に対しては朝倉ら(2000)^{*1}及び「防波堤の耐津波設計ガイドライン」^{*3}で示される算定式を、取放水路流路縮小工に対しては「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年版」^{*4}及び水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成29年版((社)水門鉄管協会)^{*5}で示される算定式を参考にして求める。

各施設の配置図を図5.4-1に示す。また、各施設に用いる津波波圧の適用算定式選定フローを図5.4-2に、選定結果を表5.4-1に示す。

算定式を適用するにあたっては、発電所における遡上津波の特徴を把握する必要があることから、基準津波を対象とした数値流体解析(断面二次元津波シミュレーション解析)及び水理模型実験を行った。検討にあたって、津波波圧評価における不確かさとして、敷地法面の形状変化の影響、基準津波(水位上昇側)と異なる特性の津波の影響、周期の異なる津波の影響、波高の異なる津波の影響を考慮した。

*1: 朝倉ら(2000): 護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第47巻, 土木学会

*2: 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン(平成25年10月)

*3: 防波堤の耐津波設計ガイドライン(平成27年12月一部改訂)

*4: 港湾の施設の技術上の基準・同解説2007年版(日本港湾協会)

*5: 水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成29年版((社)水門鉄管協会)

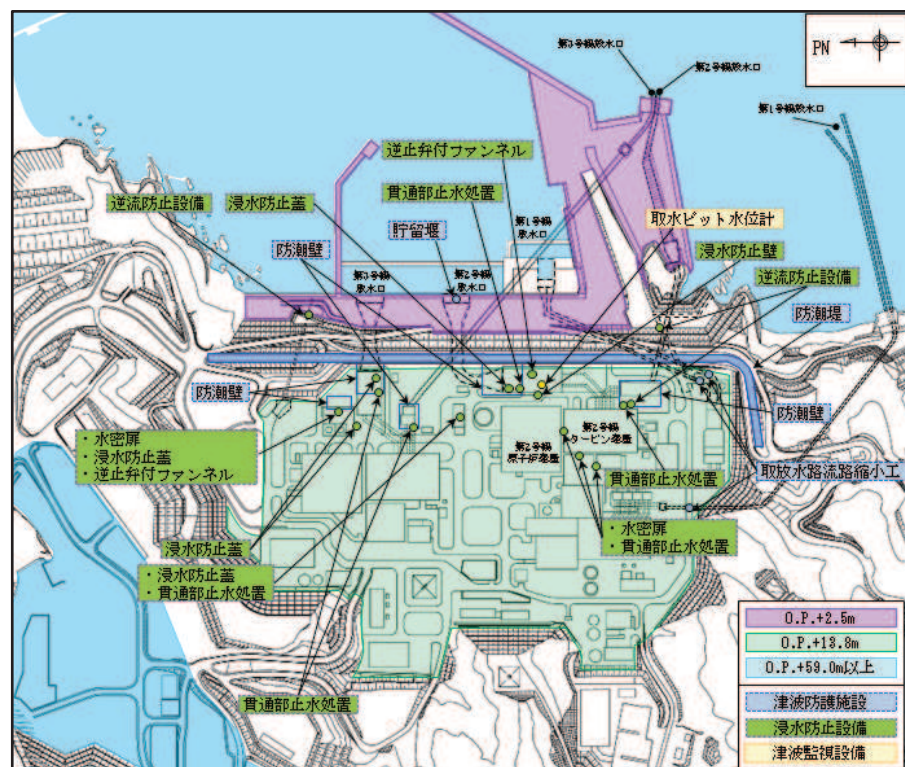


図 5.4-1 評価対象施設の配置図

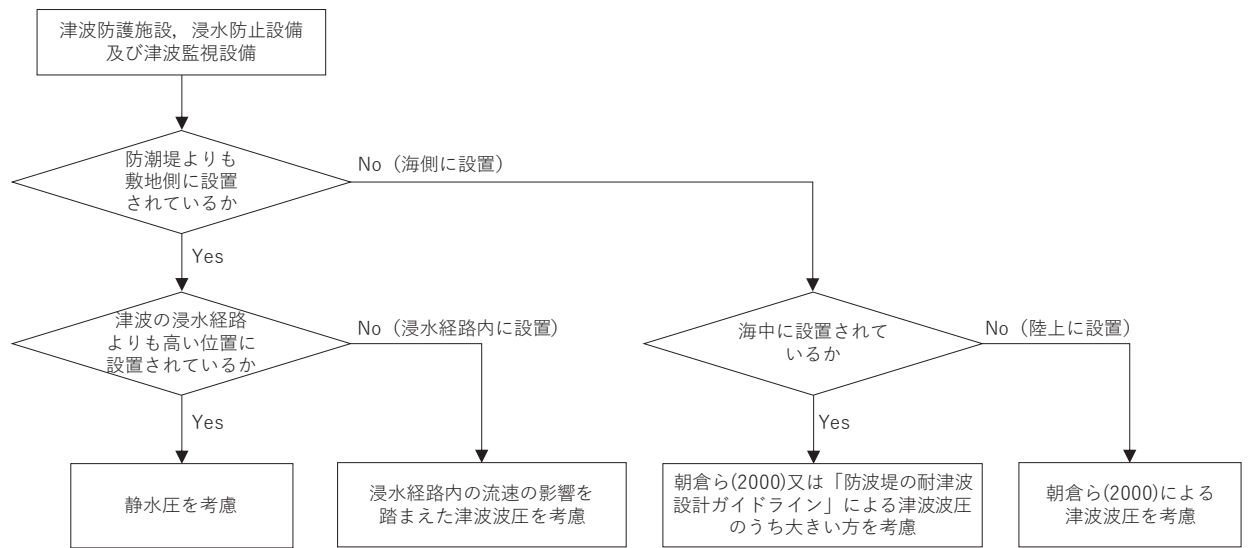


図 5.4-2 津波波圧の適用算定式選定フロー

表 5.4-1 津波波圧の適用算定式の選定結果

施設名称		設置位置	設置箇所 (設置高さ)	適用算定式
津波 防護 施設	防潮堤	海側	陸上	朝倉ら(2000)
	防潮壁	敷地側	経路より上方	静水圧
	取放水路流路縮小工	敷地側	経路内	「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版」及び水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成 29 年版((社)水門鉄管協会)
	貯留堰	海側	海中	朝倉ら(2000)又は「防波堤の耐津波設計ガイドライン」
浸水 防止 設備	屋外排水路逆流防止設備	海側	陸上	朝倉ら(2000)
	補機冷却海水系放水路 逆流防止設備	敷地側	経路より上方	静水圧
	水密扉	敷地側	経路より上方	静水圧
	浸水防止蓋	敷地側	経路より上方	静水圧*
	浸水防止壁	敷地側	経路より上方	静水圧
	逆止弁付きファンネル	敷地側	経路より上方	静水圧*
	貫通部止水処置	敷地側	経路より上方	静水圧
津波 監視 設備	取水ピット水位計	敷地側	経路より上方	静水圧*

*：鉛直上向き方向に津波が作用する施設については、突き上げ津波荷重を考慮する。

5.4.1 津波荷重の算定式

津波防護施設等の津波荷重の算定式は、朝倉ら（2000）の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 25 年 10 月）」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」等を参考に設定する。以下に，参考にした文献の津波波圧算定式の考え方と津波防護施設等への適用を示す。

(1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

- a. NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成 28 年 12 月）

持続波圧を対象として防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため，水理試験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとされている。

- b. 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，図 5.4.1-1 に示す概念に基づき，次式により算定する。

$$q_z = \rho g (ah - z)$$

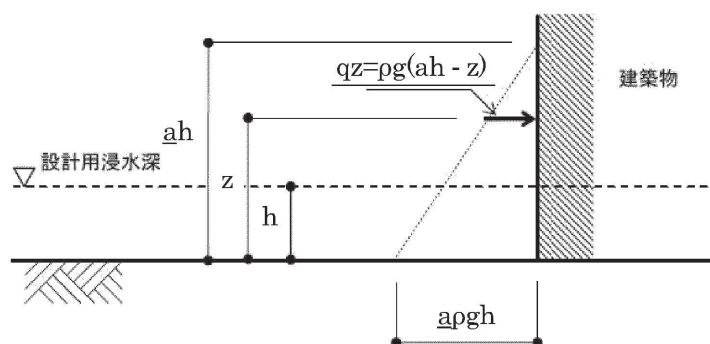
q_z : 構造設計用の進行方向の津波波圧 (kN/m²)

ρg : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 設計用浸水深 (m)

z : 当該部分の地盤面からの高さ ($0 \leq z \leq ah$) (m)

a : 水深係数 (3 とする)



「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）」より

図 5.4.1-1 津波波圧算定図

c. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

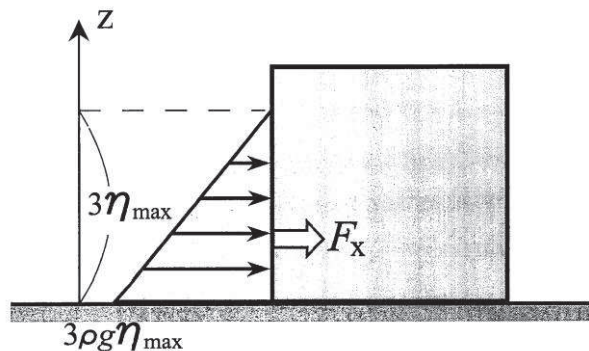
文献 b. に基づく。ただし、津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や、海岸等から 500m 以上離れている場合において、水深係数は 3 以下にできるとしている。

d. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，pp. 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圧について実験水路を用いて検討している。

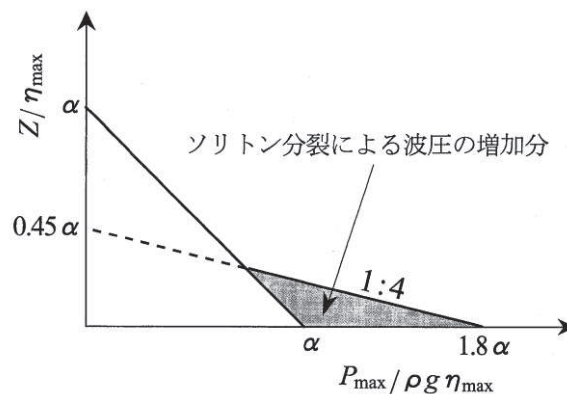
その結果，非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率） α は最大で 3.0 となることが示されている。

非分裂波における津波最大波圧分布を図 5.4.1-2 に，分裂波における無次元最大波圧分布を図 5.4.1-3 に示す。ソリトン分裂波の場合は図 5.4.1-3 に示されるように，構造物前面に働く津波波圧は，構造物底面近傍で非分裂波の α を 1.8 倍した値となるとしている。



「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会」より

図 5.4.1-2 非分裂波における津波最大波圧分布

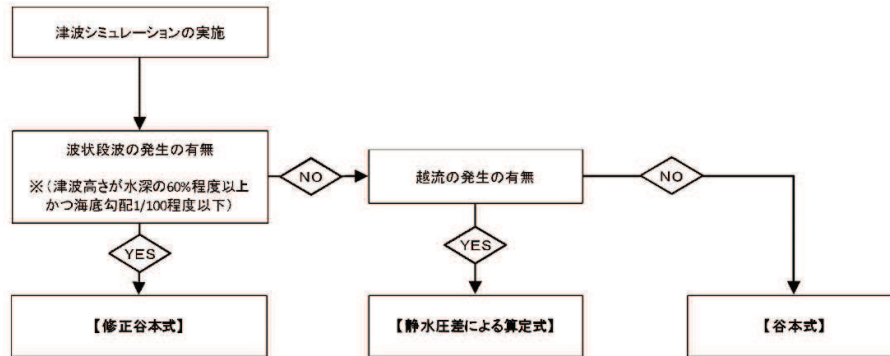


「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会」より

図 5.4.1-3 分裂波における無次元最大波圧分布

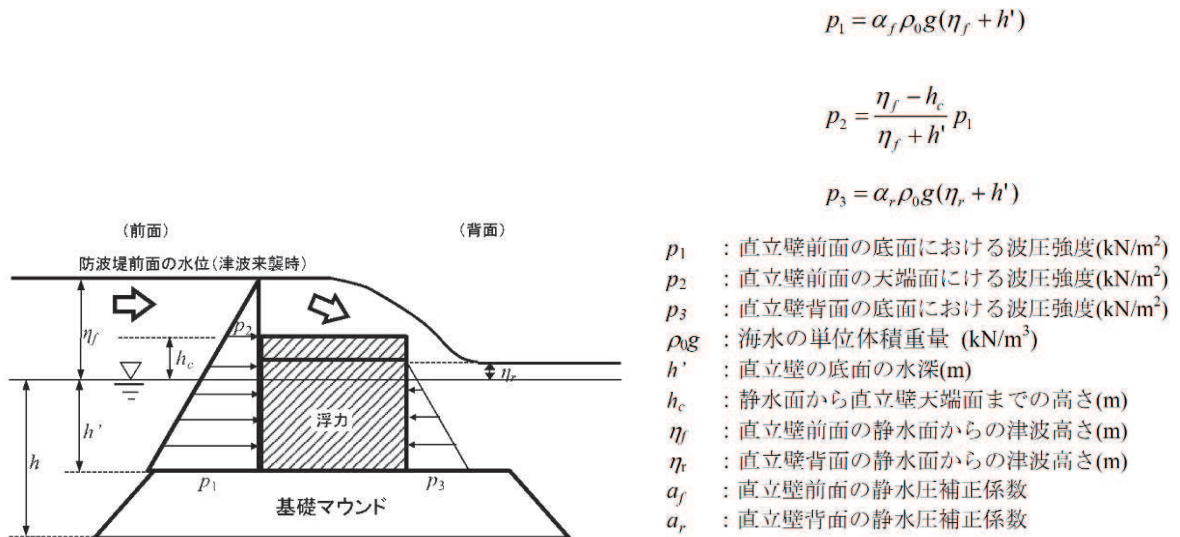
e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として、ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を、ソリトン分裂波が発生せず津波が防波堤を越流する場合は静水圧差による算定式を、ソリトン分裂波が発生せず越流しない場合は谷本式を用いることとしている。防波堤に対する津波荷重算定手順を図 5.4.1-4 に、越流する場合の静水圧差による算定式を図 5.4.1-5 に示す。



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 5.4.1-4 防波堤に対する津波荷重算定手順



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 5.4.1-5 越流する場合の静水圧差による算定式

f. 港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版（日本港湾協会）

水中又は水面付近の部材及び施設の流れによる力は、流れの方向に作用する抗力と流れに直角の方向に作用する揚力として分けられ、抗力は次式により算定する。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2$$

F_D : 物体に作用する流れの方向の抗力 (kN)

C_D : 抗力係数

ρ_0 : 水の密度 (t/m³)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m²)

U : 流速 (m/s)

g. 水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）平成 29 年版（（社）水門鉄管協会）

水圧鉄管の管軸方向の推力のうち、管内水の摩擦による推力は次式により算定する。

$$P = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} L$$

P : 管内水の摩擦による推力 (kN)

f : 管内水の摩擦抵抗係数 (kN/m³)

L : 管の長さ (m), Q : 管内流量 (m³/s), D : 管の直径 (m)

5.4.2 陸上構造物（防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備）に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

5.4.2.1 分裂波発生に関する概略検討

沖合から伝播してくる津波が、サイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定に当たっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合、ソリトン分裂波が発生するとされている。

- ① おおむね入射津波高さが水深の30%以上（津波数値解析等による津波高さが水深の60%以上）
- ② 海底勾配が1/100以下程度の遠浅

女川原子力発電所では防潮堤前面に盛土法面があることから、入射津波高さを精緻に評価することは難しいが、一般的には入射津波高さは水深の50%程度であり、津波が盛土法面により堰上げされる効果も考えると入射津波高さと水深の関係は少なくとも30%以上となる。

また、女川原子力発電所前面の海底地形を図5.4.2.1-1及び図5.4.2.1-2に示す。前面の沖合地形の概要は、沖合2km付近まで急峻な勾配で、その後沖合6km付近までは緩やかな地形が続き、その後、再び急峻な勾配が続いている。沖合10km付近までの平均勾配はおおよそ1/100となっている。

よって、①及び②の条件に合致し、ソリトン分裂波が発生する可能性があることから、ソリトン分裂波の発生有無と防潮堤が受ける津波波圧への影響を定量的に確認するため、女川原子力発電所のサイト特性を考慮した数値流体解析及び水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を詳細検討する。なお、屋外排水路逆流防止設備については、防潮堤の海側に面して設置することから、防潮堤と同様の津波波圧が作用するものとする。

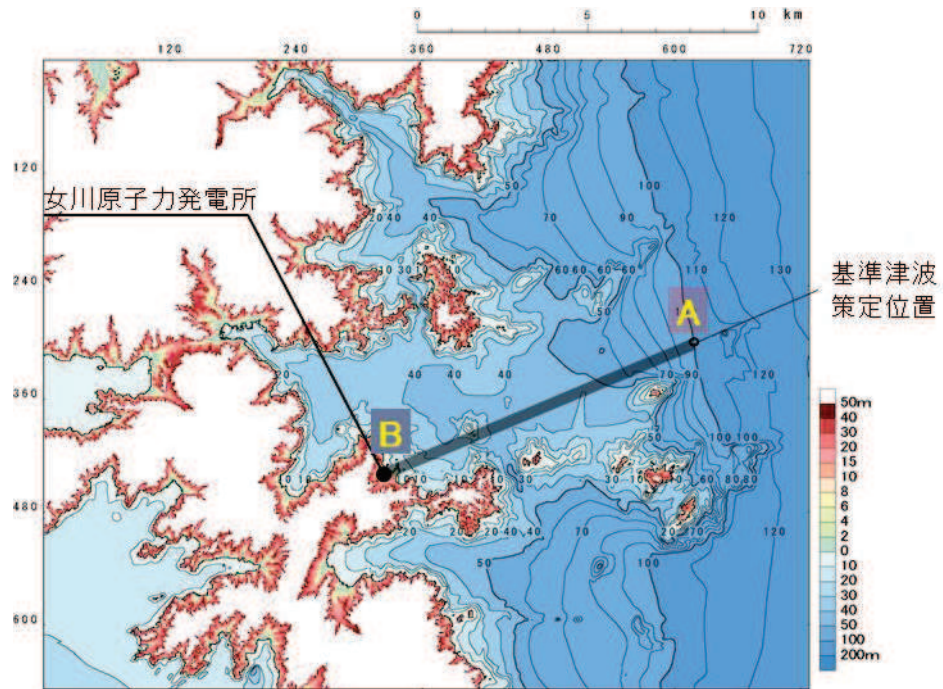


図5.4.2.1-1 女川原子力発電所 周辺海底地形図

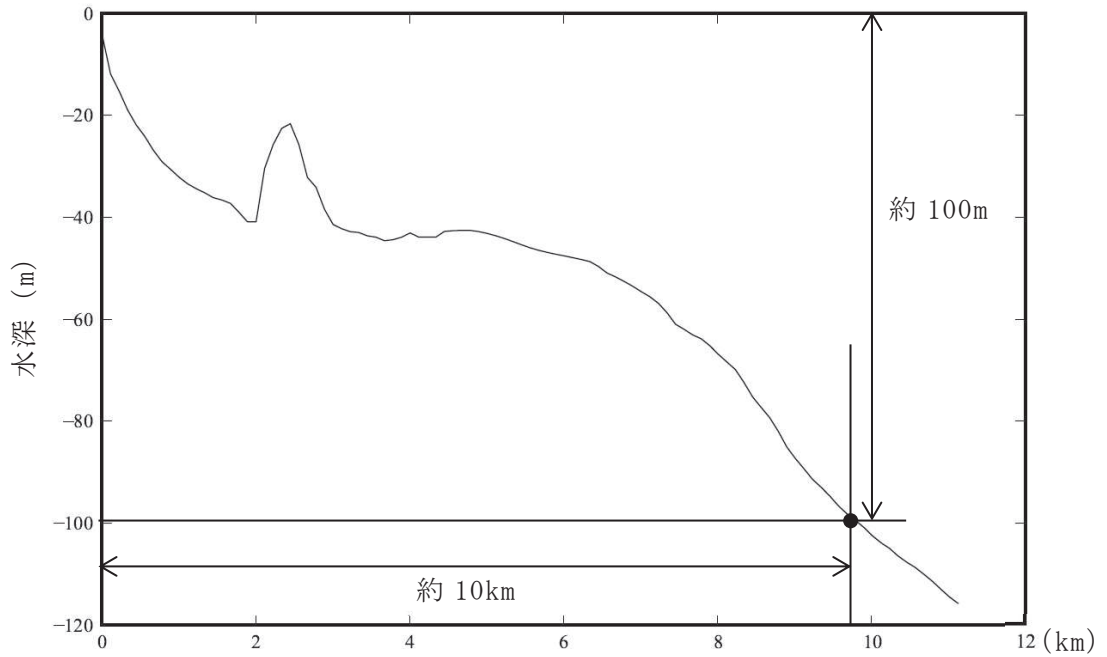


図 5.4.2.1-2 海底地形図 (A-B 縦断)

出展：中央防災会議の津波伝播解析のための公表地形データを元に図化

5.4.2.2 防潮堤が受ける波圧分布等の詳細検討

(1) 検討の概要

a. 目的

基準津波の策定に用いた波源については、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大したり、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えた波源である。

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧については、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の状況やサイト特性（地形、構造、津波等）を反映した検討（数値流体解析、水理模型実験）を行い、既往の津波波圧算定式との比較結果も踏まえて保守的に設定する。

b. 検討方法

津波波圧の検討は数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）と水理模型実験（平面水槽実験）により行う。数値流体解析と水理模型実験の比較を表5.4.2.2-1に示す。

水理模型実験は流体の挙動を直接確認でき、サイト特性や津波特性に応じた評価が可能となる。ただし、基準津波などの固有の不規則波形を正確に再現した実験は困難であるため、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析により基準津波による水位・流速・津波波圧の時刻歴波形等を確認し、水理模型実験の結果と併せて比較・考察を行うことでソリトン分裂波の発生有無や津波波圧の作用状況等に関して信頼性の高い評価が可能となる。

表5.4.2.2-1 数値流体解析と水理模型実験の比較

検討方法	長所	短所
数値流体解析	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 理論式に基づく流体の挙動を確認可能 ✓ 分裂波の発生有無を確認可能 ✓ 任意の不規則波形の入力が可能 ✓ 任意の地形や構造物のモデル化が可能 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 評価値の信頼性（再現性）に関して、流体の実挙動と比較・考察することが望ましい
水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 流体の実挙動を直接確認可能 ✓ 分裂波の発生有無を確認可能 ✓ 地形や構造物の特性、津波特性に応じた評価が可能 ✓ 測定値の信頼性（再現性）が高い 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 複雑な不規則波形の再現は困難 ✓ 地形や構造物の複雑なモデル化は困難

c. 検討項目

数値流体解析及び水理模型実験による検討項目を表 5.4.2.2-2 に示す。数値流体解析では基準津波を対象とし、水理模型実験では津波の波形特性（周期、波高）を変化させた複数の模擬津波を対象とし、それぞれ検討を行う。

表5.4.2.2-2 検討項目

検討項目	確認内容
津波波圧の確認	✓ 非線形分散波理論に基づいた解析と、実流体を対象とした実験により、サイト特性を踏まえた津波波圧を確認する。
ソリトン分裂の有無	✓ 防潮堤近傍でソリトン分裂が発生する場合には、構造物底面近傍の水深係数が大きくなることから、非分裂波かソリトン分裂波かを確認する。
水深係数の整理	✓ 朝倉式では水深係数として 3 が使用されているが、平成 28 年 12 月 NRA 技術報告において水深係数 3 の適用範囲をフルード数が 1 以下としていることを踏まえ、防潮堤前面位置でのフルード数を確認する。
	✓ 防潮堤に作用する波圧分布を無次元化し、水深係数として整理することで、朝倉式の水深係数 3 と比較する。

d. 検討概要

検討概要を図 5.4.2.2-3 に示す。最初に基準津波や東北地方太平洋沖地震による津波の特性に関して、周辺地形等の影響も踏まえて確認し、津波の第 1 波が後続波と比較して極端に大きくなること、数値流体解析及び水理模型実験による検討では津波の第 1 波を評価対象とすることを示す。次に数値流体解析による検討結果に関して、基準津波に伴うソリトン分裂の有無や津波波圧の発生状況等（おおむね静水圧の波圧分布）を示す。次に水理模型実験による検討結果について、模擬津波（波形特性の不確かさを考慮）に伴うソリトン分裂の有無や津波波圧の発生状況等（波圧分布は静水圧型）を示す。次に数値流体解析及び水理模型実験の検討結果を既往の津波波圧算定式と比較し、水深係数として整理した結果が朝倉式に含まれることを示す。最後に設計で考慮する津波波圧の設定方法に関して、保守性を確保する観点から朝倉式を参照することを示す。

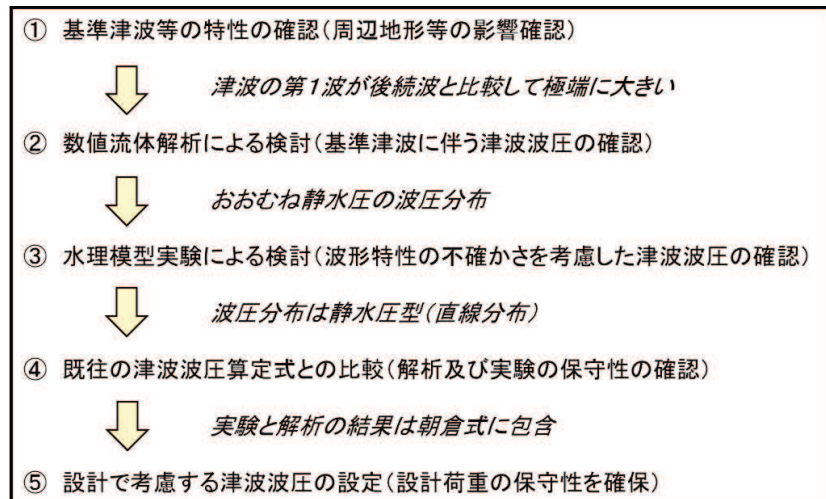


図 5.4.2.2-3 検討概要

(2) 基準津波・東北地方太平洋沖地震による津波の特性の確認

女川原子力発電所の基準津波はプレート間地震（東北地方太平洋沖型の地震）による津波であり，策定位置は沖合約 10km となっている。基準津波の第 1 波は複数の波の重なり合いによる二段型波形となっており，第 1 波全体としての半周期は約 10～20 分，二段型波形のうちの個別波部分の半周期は約 5 分となっている。数値流体解析及び水理模型実験により津波波圧の検討を行うにあたり，基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の特性の確認を行った。

a. 第 1 波と後続波の関係

基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の第 1 波は二段型波形が特徴となっている。また，津波は指向性を有していることから，一般に震源付近の津波水位が高く，第 1 波が支配的となる（図 5.4.2.2-4 及び図 5.4.2.2-5）。

女川原子力発電所は，湾や入り江形状を呈する地形が多数存在するリアス式海岸の南部に位置し，後続波（周辺地形からの反射波）の重なり合い等による津波水位の増幅が見られる可能性があることから，基準津波（水位上昇側），基準津波（水位下降側）を対象とした平面二次元津波シミュレーション解析により，第 2 号機取水口前面における水位時刻歴波形の確認を行った結果，各津波ともに後続波は減衰傾向を示しており，第 1 波の水位が後続波と比較して極端に大きくなることを確認した（図 5.4.2.2-6～図 5.4.2.2-8）。

また，東北地方太平洋沖地震において，震源から離れた八戸港では，周辺地形からの反射波の影響が含まれた第 2 波で最高水位を生じているが，その津波水位は約 4.6m と小さいことを確認した（図 5.4.2.2-9）。

なお、女川原子力発電所の基準津波の検討において、震源位置（大すべり域）を移動させた場合の津波水位に与える影響についても検討しており、発電所に正対する位置に震源（大すべり域）がある場合、最も津波水位が高く、発電所から離れるにつれてその影響は小さくなることを確認している（図 5.4.2.2-10 及び図 5.4.2.2-11）。

以上の結果から、震源から離れた位置では後続波で最高水位を生じる可能性があるが、女川の基準津波は発電所に正対する位置に震源を設定することで第1波で最高水位を生じることになり、後続波が減衰傾向を示すことと併せて、第1波の影響が支配的となることを確認した。

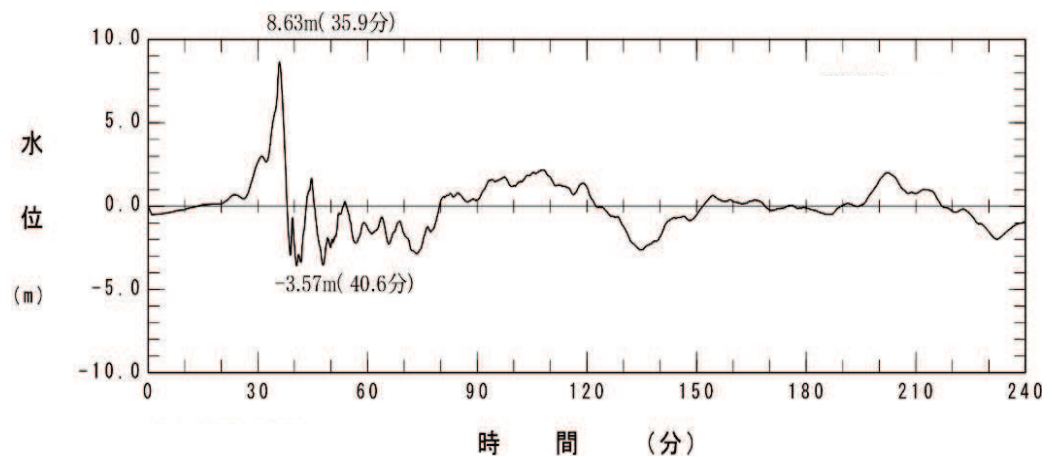
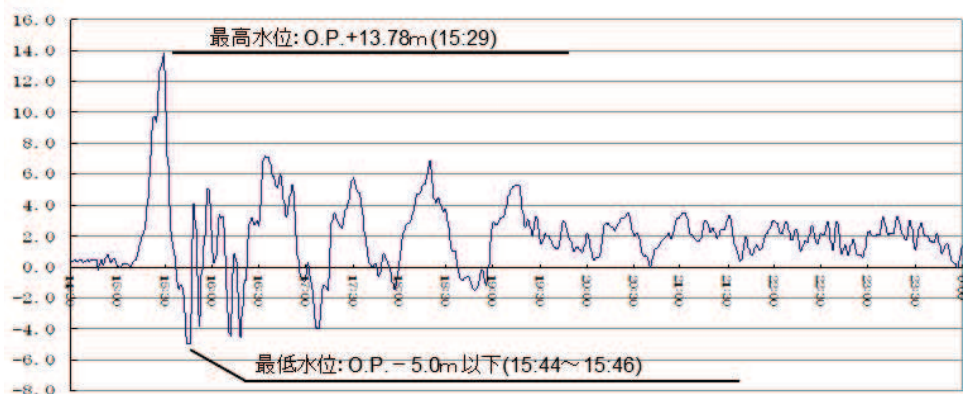
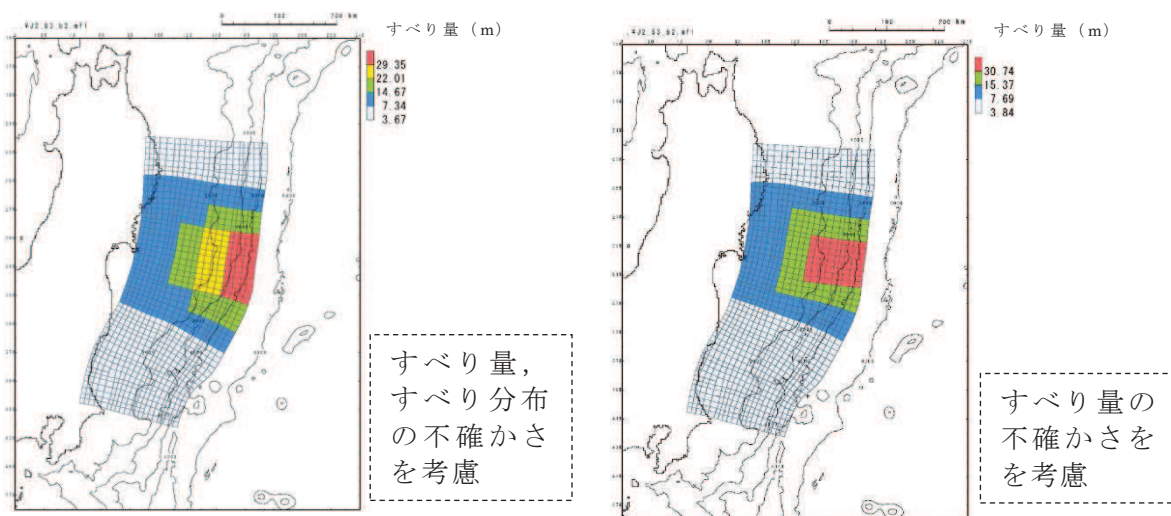


図 5.4.2.2-4 基準津波の時刻歴波形（水位上昇側）



観測記録: 3月11日14:30~24:00(地盤変動量考慮前)(東北電力(2011)より)

図 5.4.2.2-5 東北地方太平洋沖地震の観測波形（港湾内潮位計）



水位上昇側

水位下降側

図5.4.2.2-6 基準津波（東北地方太平洋沖型の地震）

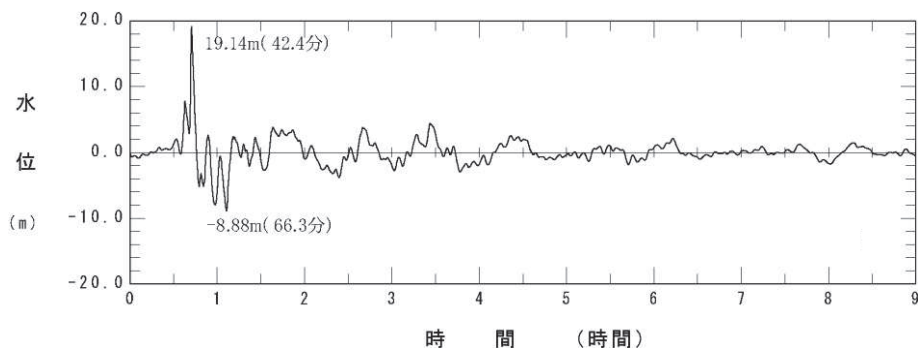


図 5.4.2.2-7 基準津波（水位上昇側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

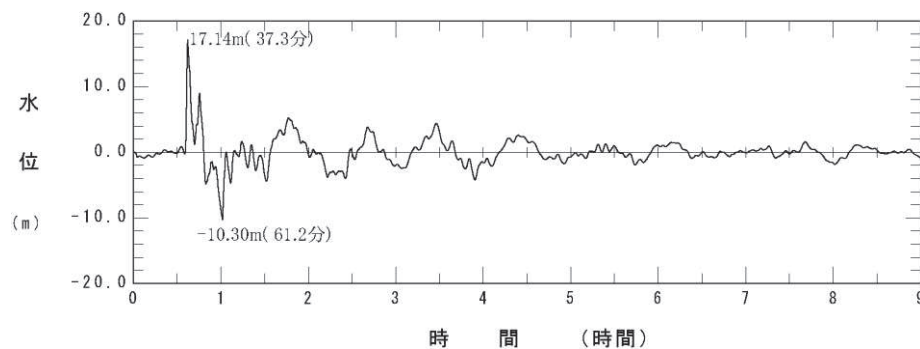


図 5.4.2.2-8 基準津波（水位下降側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

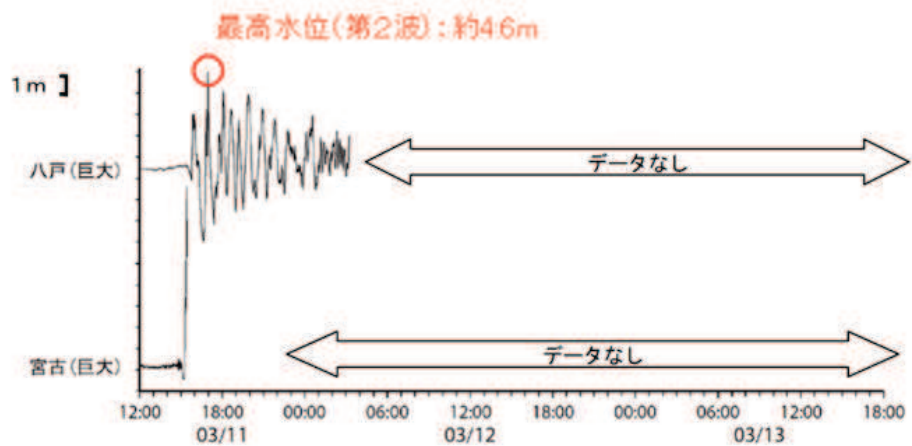


図 5.4.2.2-9 東北地方太平洋沖地震における八戸港の津波観測記録
(気象庁(2011)を一部加筆)

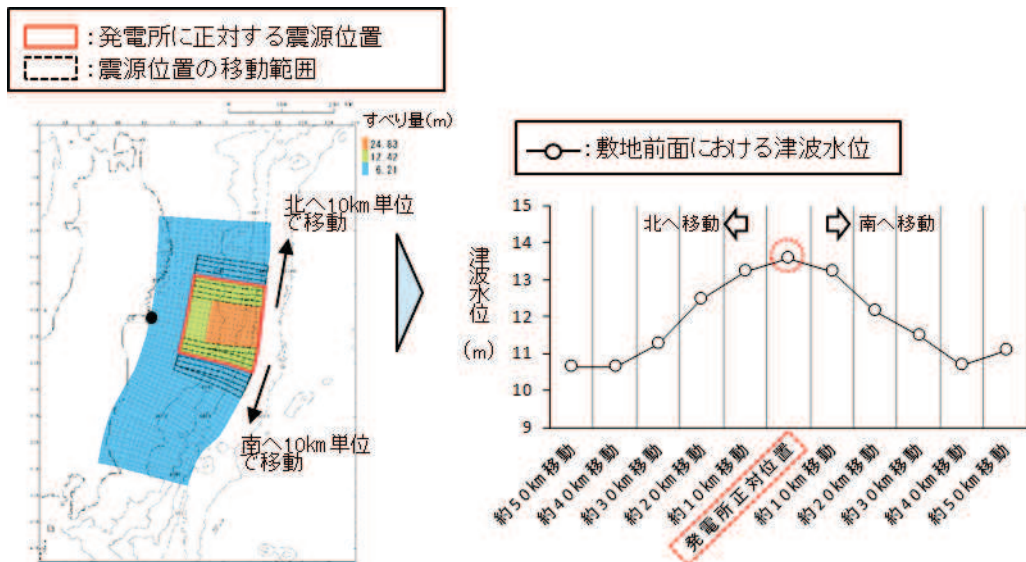


図 5.4.2.2-10 宮城県沖の破壊特性を考慮した特性化モデル
(東北地方太平洋沖型の地震)

図 5.4.2.2-11 震源位置と津波水位の関係

b. 周辺地形の影響

女川原子力発電所の敷地周辺は複雑に入り組んだ湾構造になっているため、敷地に到達する津波は周辺地形からの回り込みの影響もある。この影響を確認するため、基準津波の第1波の敷地への到達に関して、平面二次元津波シミュレーション解析と、後述する断面二次元津波シミュレーション解析（非線形分散波理論を考慮）の波形比較を行った。

基準津波策定位置において、平面二次元津波シミュレーション解析の出力波形を断面二次元津波シミュレーション解析に入力して検討した結果、敷地近傍（港口部、第2号機取水口前面）での両者の第1波の出力波形はおおむね一致した（図 5.4.2.2-12）。

断面二次元津波シミュレーション解析においては周辺地形からの回り込みの影響を考慮していないため、出力波形の一致は平面二次元津波シミュレーション解析においても、第1波到達における周辺地形の影響がほとんどないことを示しており、基準津波の第1波は周辺地形の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達することを確認した。

また、断面二次元津波シミュレーション解析では周辺地形からの回り込みの影響を考慮できないこと、解析境界からの反射波の影響が平面二次元津波シミュレーション解析と断面二次元津波シミュレーション解析で異なることから、津波の第1波を評価対象（後続波は評価対象外）とし、非線形分散波理論に基づいた断面二次元津波シミュレーション解析により、分裂波の発生有無及び分裂波の影響も考慮した津波波圧の評価が可能となる。

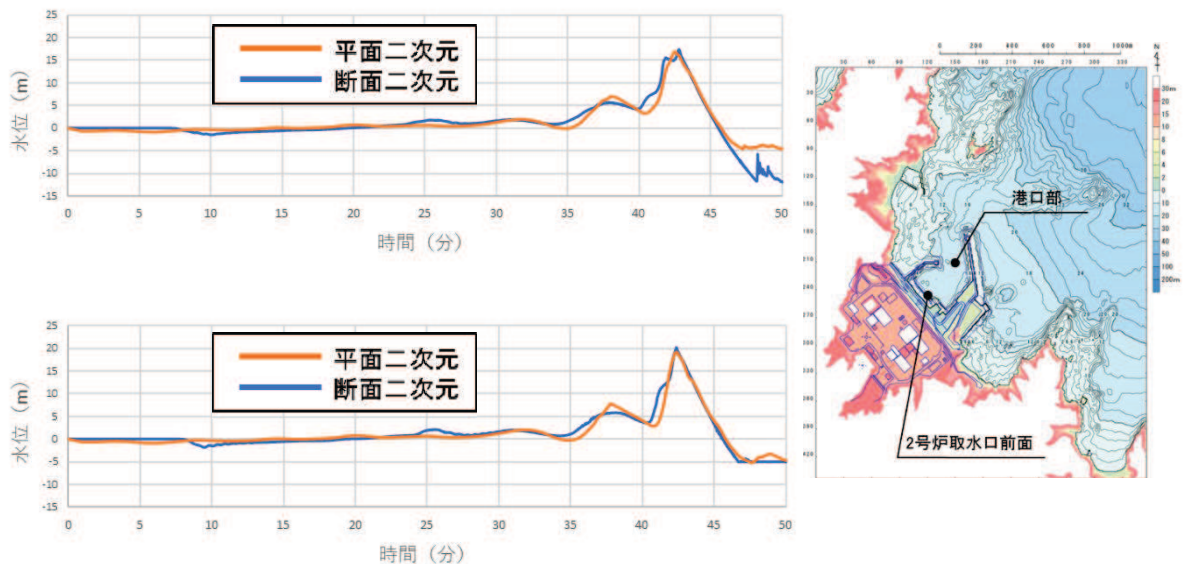


図 5.4.2.2-12 水位時刻歴波形の比較（上段：港口部，下段：第2号機取水口前面）

c. まとめ

女川原子力発電所の基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の特性を確認した結果、第1波の影響が支配的となる（第1波の水位は後続波と比較して極端に大きい）こと、第1波は周辺地形の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達することを確認した。

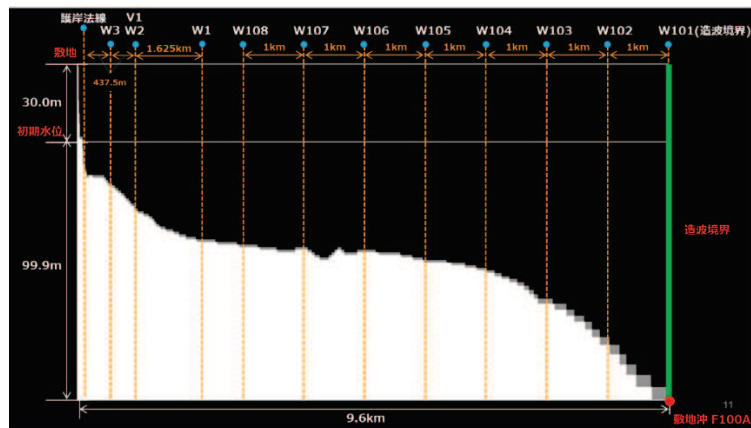
以上を踏まえて、津波の第1波を検討対象として津波防護施設に作用する津波波圧の検討を行うこととし、数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）による検討と併せて、波形特性（周期，波高）の不確かさも考慮した水理模型実験による検討を補完的に行う。

(3) 数値流体解析による検討

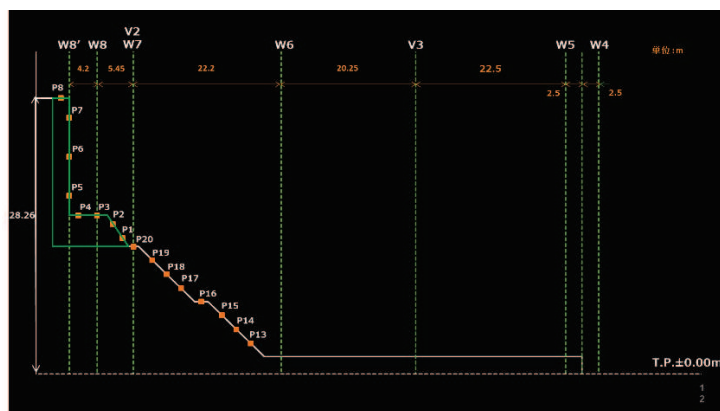
a. 解析条件

女川の地形特性等（海底勾配，2段敷地，鋼管式鉛直壁）を再現したうえで，基準津波を対象とした数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）により，津波の水位・流速・波圧等の確認を行った。数値流体解析は，非線形分散波理論に基づいた解析手法であり，ソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/3D (Ver. 1.5) を用いた。解析コードの概要については，補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム（解析コード）の概要に係る補足説明資料」に示す。

解析領域は後述する水理模型実験と同じ区間をモデル化し，入射波は平面二次元津波シミュレーション解析による基準津波（東北地方太平洋沖型の地震（水位上昇側））の出力波形（第1波）とし，基準津波策定位置に入力した。解析モデルを図 5.4.2.2-13 に示す。



(基準津波策定位置～敷地)



(0. P. +2.5m～防潮堤)

図 5.4.2.2-13 解析モデル

b. 通過波解析

構造物がない状態での津波状況把握を目的に、防潮堤がないモデルで通過波解析を行い、水位・流速・フルード数の確認を行った。波形を図 5.4.2.2-14 に示す。

防潮堤の近傍において津波の第1波の水位波形は滑らかになっており、ソリトン分裂は発生しておらず、水位が緩やかに上昇するような水位変動型の津波が発生した。また、防潮堤前面位置でのフルード数は 0.38 で 1.0 を下回った。津波の水平流速の小ささ（周期の長さ）や2段敷地の盛土法面の影響等によって津波が減勢し、防潮堤前面位置では常流 ($Fr < 1.0$) となった可能性が考えられる。

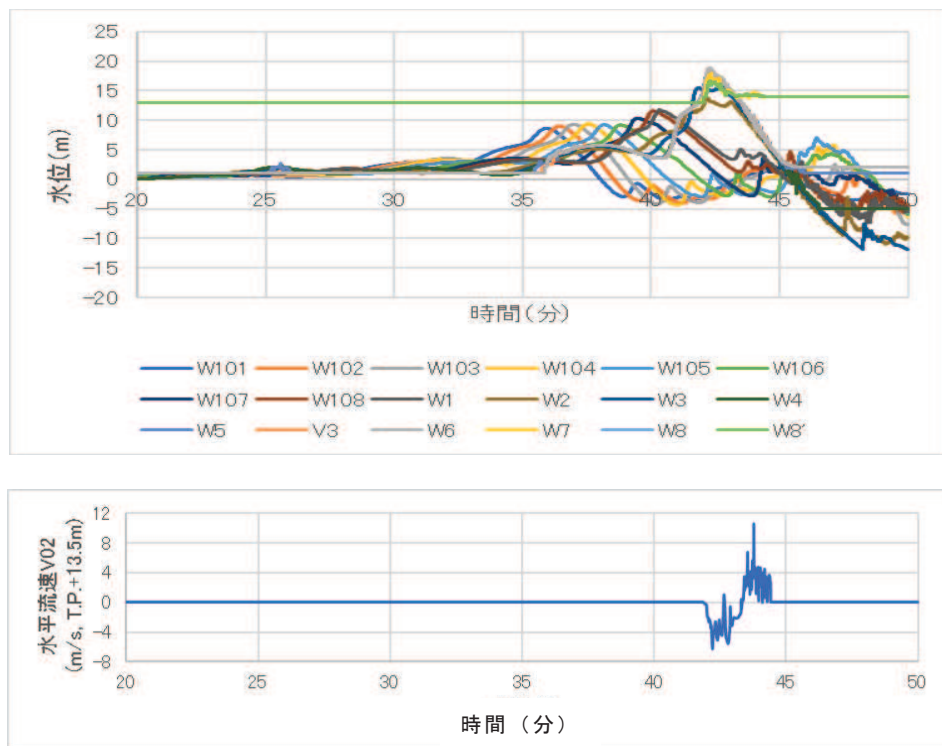


図 5.4.2.2-14 水位・流速の時系列波形（通過波解析）

c. 津波荷重解析

構造物がある状態での津波状況把握を目的に、防潮堤ありモデルで津波荷重解析を行い、防潮堤に作用する波圧の確認を行った。防潮堤前面位置における波圧の時系列波形を図 5.4.2.2-15 に示す。津波の第1波の波圧波形は滑らかになっており、津波の衝撃圧は発生しておらず、持続圧が主体となった。通過波解析の結果も踏まえると、防潮堤前面位置では津波が常流化しており、潮汐的挙動による水位変動型の津波が作用したものと考えられる。

防潮堤に作用する最大波圧分布を図 5.4.2.2-16 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の壁部と下部の盛土法面も含めて波圧分布はおおむね連続しており、静水圧型の分布形状（直線分布）となった。

これは、防潮堤前面の盛土の存在で減勢・滑らかな遡上での防潮堤への作用となったことと合わせ、既往研究で水深係数がフルード数の関数となるとの知見を考え合わせると、通過波解析でフルード数が小さく常流作用であることも考慮し、盛土・防潮堤前面波圧とも、おおむね、堰上げ前面水位による静水圧分布となったと考えられる。

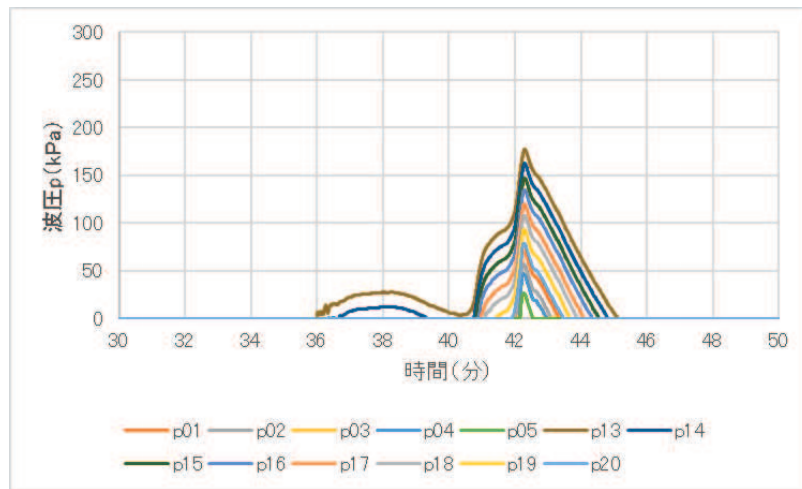


図5.4.2.2-15 波圧の時系列波形

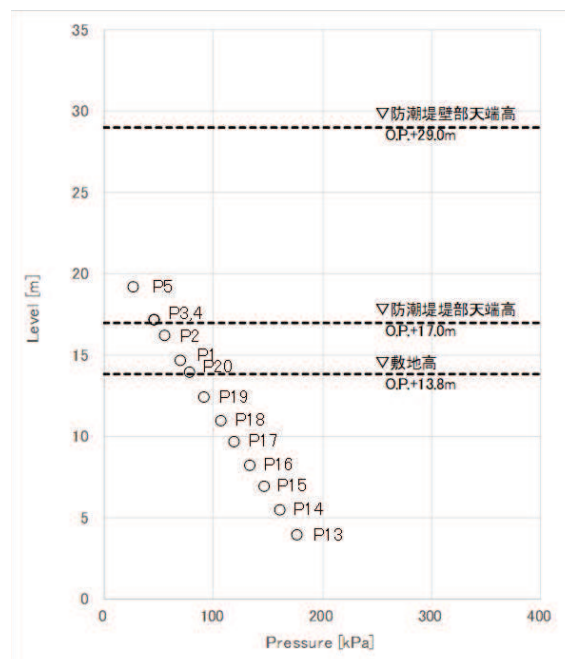


図 5.4.2.2-16 最大波圧分布

d. まとめ

女川原子力発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧について、鋼管式鉛直壁を模擬した数値流体解析により、基準津波の特性や津波波圧等を確認した。

検討の結果、防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず、防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。また、基準津波の作用により、津波の衝撃圧は発生せず、持続圧が作用した。また、防潮堤に作用する波圧分布はいずれも直線型となり、おおむね静水圧程度となった。

(4) 水理模型実験による検討

a. 実験条件

水理模型実験の条件設定フローを図 5.4.2.2-17 に示す。発電所の地形特性、構造物（防潮堤）特性、津波特性（基準津波、東北地方太平洋沖地震による津波）の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、保守的な結果が得られる条件を設定した。

津波波圧に影響するサイト特性の整理と水理模型実験条件への反映結果を表 5.4.2.2-3 に示す。地形特性、構造物特性及び津波特性の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、保守的になるよう実験条件を設定するとともに、津波の波形特性としての周期（継続時間）及び波高の不確かさを考慮した。

津波の波形特性（周期、波高）の不確かさが津波波圧等に与える影響を確認するため、津波の周期を2種類、波高を6種類で変化させた計12種類の津波波形（1波形あたり3回）による水理模型実験を行った（表 5.4.2.2-4）。なお、二段型津波の波形信号は、半周期20分のガウス分布に半周期5分の同じ津波高さのガウス分布を重ね合わせた（図 5.4.2.2-18）。

実験装置は、長さ60m×幅20m（内幅18m）×高さ15mの平面水槽を用い、実験縮尺（幾何縮尺）は1/125とした。また、目標最大水位O.P.+37.5mとなる高水位の津波を増波するため、増波装置の能力や水槽内の貯留可能水量を考慮し、沖合部に津波水位を高くするための収斂壁（幅18mより4mに絞る）を設置し、下流側に幅4m水路、陸上模型（護岸・盛土・敷地）及び防潮堤模型を構築した。実験装置及び実験模型の概要を図 5.4.2.2-19、図 5.4.2.2-20 及び写真 5.4.2.2-1 に示す。

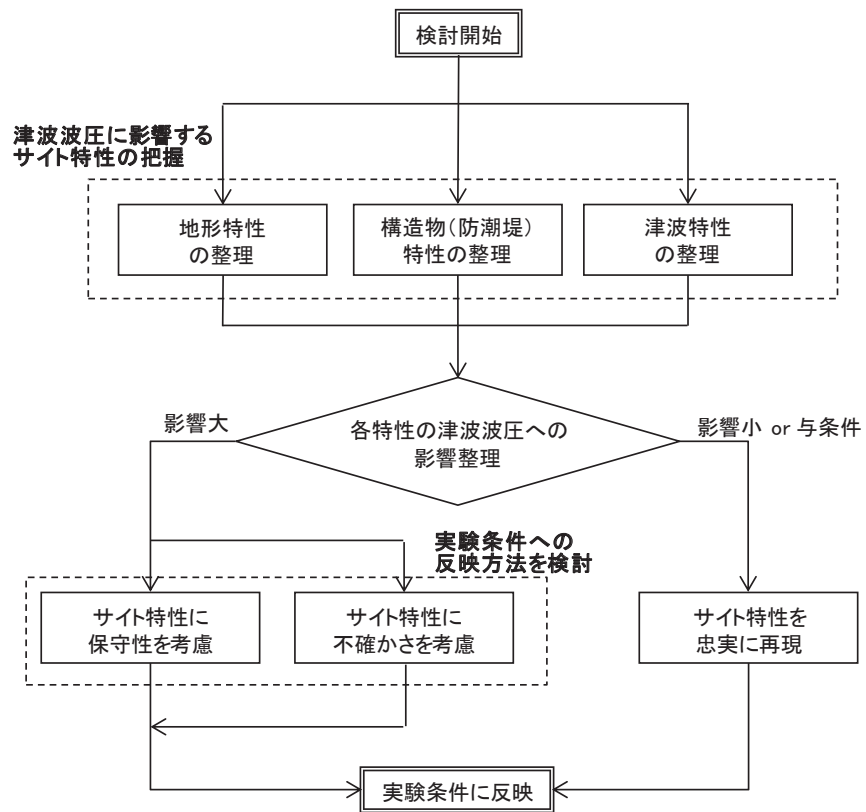


図 5.4.2.2-17 水理模型実験の条件設定フロー

表5.4.2.2-3 津波波圧に影響するサイト特性の整理と水理模型実験条件への反映結果

分類	項目	サイト特性	津波波圧への影響	実験条件への反映結果
地形	海底勾配	1/100 (平均勾配)	・海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅で、かつ津波高さが水深の 30%以上であると、ソリトン分裂波が発生する可能性がある	<u>サイト特性を再現 (与条件) *</u> * : 津波高さの違いがソリトン分裂波の有無に影響するため、津波高さの項目で反映
	防波堤	防波堤あり	・防波堤の有無は防潮堤に対する津波の流向に影響する (防潮堤に対して沿波になるか否か)	<u>保守性を考慮 (防波堤なしでモデル化)</u> ・防波堤なしの場合に津波は直接防潮堤に作用すること、基準津波の最高水位が防波堤よりも十分高く波長も長いことから、津波波圧への影響検討として防波堤なしが保守的と考えられる* * : 女川の水位評価としては防波堤ありの方が保守的となるが、実験では水位条件ごとの波圧計測を目的とするので防波堤なしでの条件設定は妥当
	前面地形 (防潮堤海側)	2 段敷地	・防潮堤海側の敷地法面は、防潮堤に作用する津波波圧を減勢する効果をきたす可能性がある	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
構造物 (防潮堤)	設置位置	法面上部 (法肩)	・汀線から離れるほど津波が減勢し、津波波圧は小さくなる	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
	防潮堤高さ	0. P. +29m	・影響なし	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
	形状	鋼管式鉛直壁 (一般部、岩盤部)と盛土堤防の併用	・鋼管式鉛直壁(直立構造)と比較して、盛土堤防は津波遡上に伴う減勢効果があり、津波波圧が小さくなる可能性がある ・構造物設置高さ(海側地形の標高)が高い方が構造物に作用する津波の水深が小さくなる(津波波圧は小さくなる)	<u>保守性を考慮(鋼管式鉛直壁(一般部)でモデル化)</u> ・鋼管式鉛直壁は盛土堤防よりも津波遡上に伴う減勢効果は小さいと考えられる ・鋼管式鉛直壁の岩盤部は一般部よりも海側地形の標高が高く、津波波圧は小さい
津波 (基準津波、東北地方太平洋沖地震による津波)	波形	二段型波形	・津波の周期は、防潮堤に作用する津波の波長、流速の大小に影響する	<u>不確かさを考慮(半周期 5 分、20 分の 2 ケース)</u> ・基準津波の第 1 波の半周期が約 10~20 分、二段型波形のうちの個別波部分の半周期が約 5 分であることを考慮して設定
	津波高さ	0. P. +24. 4m (入力津波高さ)	・津波高さが高い方が、流速も含めた津波のエネルギーが大きくなり、津波波圧は大きくなる	<u>不確かさを考慮 (0. P. +17. 0m~0. P. +37. 5m の 6 ケース)</u> ・鋼管式鉛直壁(一般部)の直立壁部分に作用する規模の津波高さとして越波の可能性まで考慮して設定

表 5.4.2.2-4 入射津波条件 (目標波形)

波条件	波形	目標津波条件 (現地換算)			目標津波条件 (1/125実験換算)		
		半周期	津波 水位 【O.P.】	越流 水深	半周期	津波 水位 【DL】	越流 水深
WAVE 001	単峰型	5分	+17.0m	非越流	26.8秒	0.136m	非越流
WAVE 002			+25.0m	非越流		0.200m	非越流
WAVE 003			+36.0m	7.0m		0.288m	0.056m
WAVE 004			+32.5m	3.5m		0.260m	0.028m
WAVE 005			+35.0m	6.0m		0.280m	0.048m
WAVE 006			+37.5m	8.5m		0.300m	0.068m
WAVE 101	二段型	20分	+17.0m	非越流	107.3秒	0.136m	非越流
WAVE 102			+25.0m	非越流		0.200m	非越流
WAVE 103			+36.0m	7.0m		0.288m	0.056m
WAVE 104			+32.5m	3.5m		0.260m	0.028m
WAVE 105			+35.0m	6.0m		0.280m	0.048m
WAVE 106			+37.5m	8.5m		0.300m	0.068m

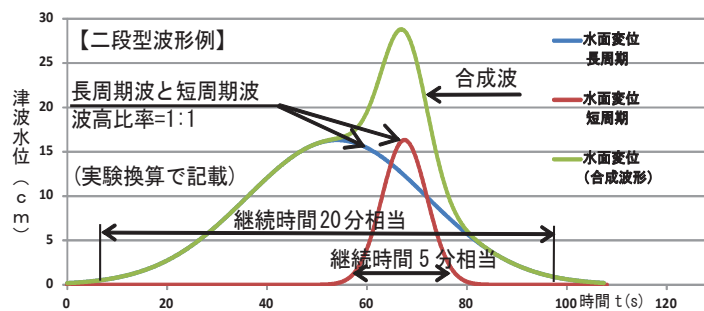


図5.4.2.2-18 波形の概要

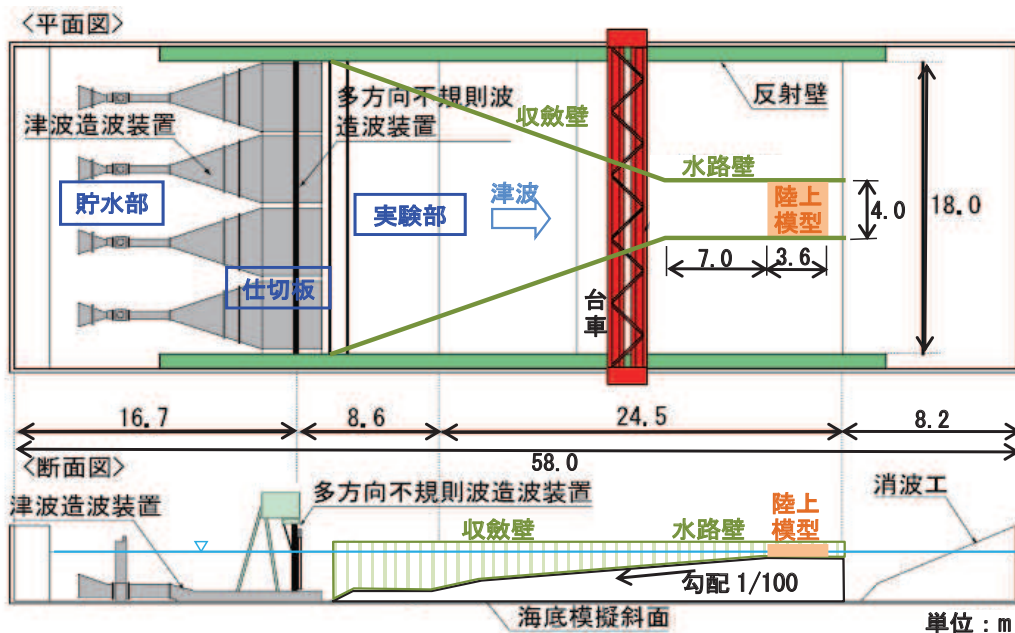
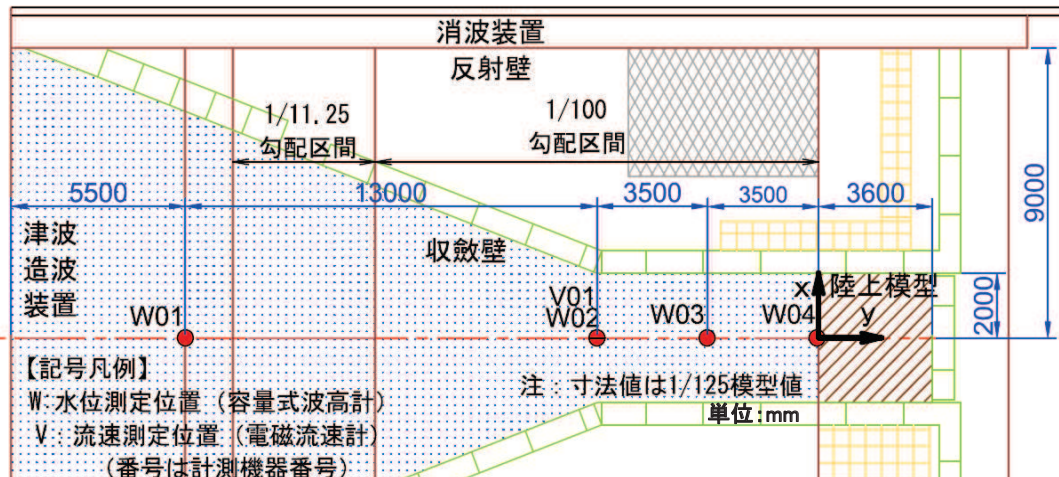
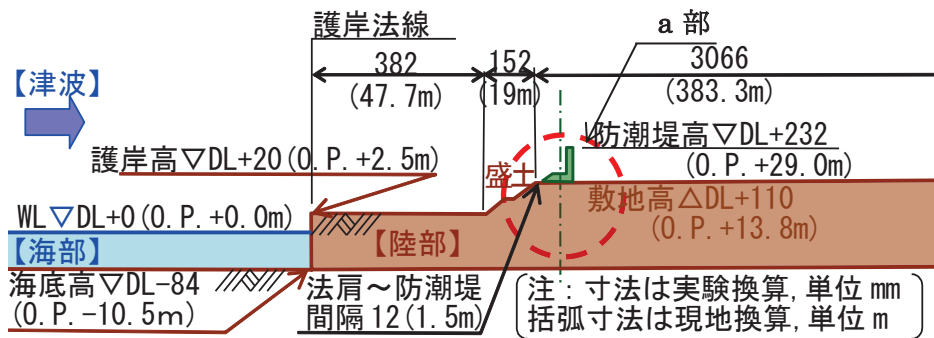


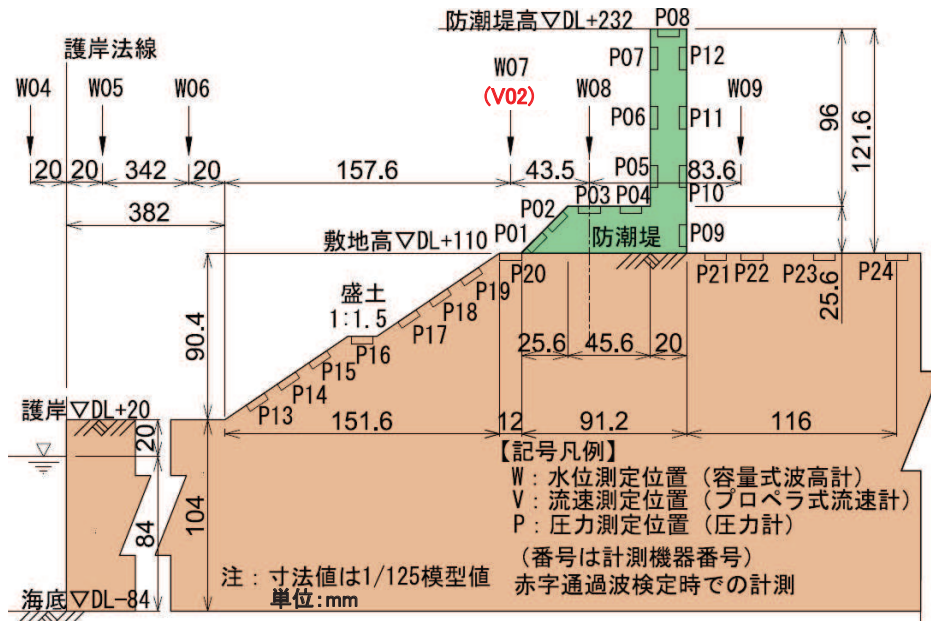
図5.4.2.2-19 実験装置概要図



(海部)



(陸部)

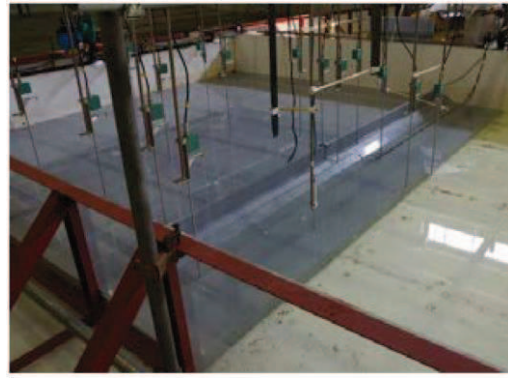


(陸部詳細 (a部拡大))

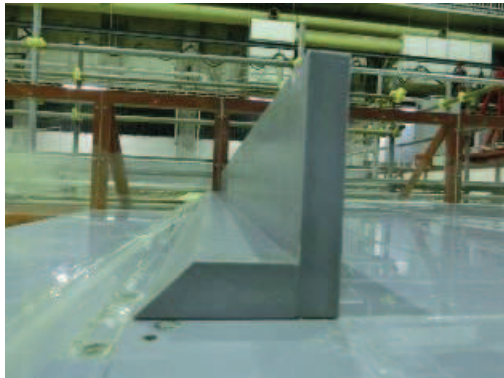
図5.4.2.2-20 実験模型概要図



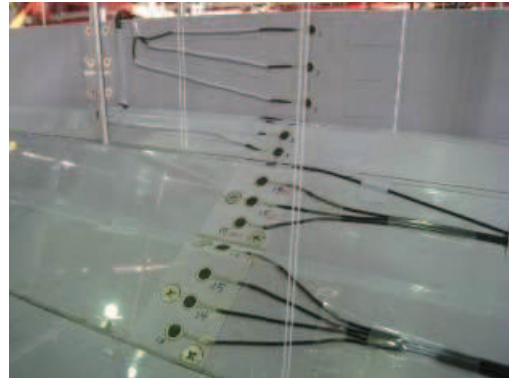
収斂壁



陸上模型・防潮堤模型



防潮堤模型断面



波圧計設置(盛土・防潮堤前面)

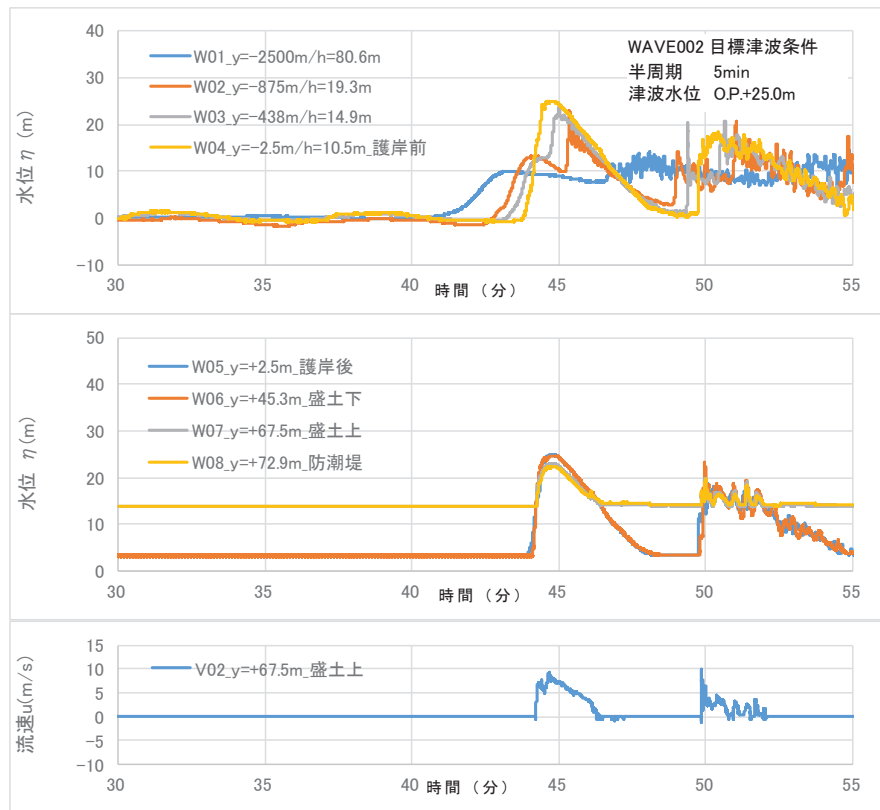
写真5.4.2.2-1 実験装置

b. 通過波実験

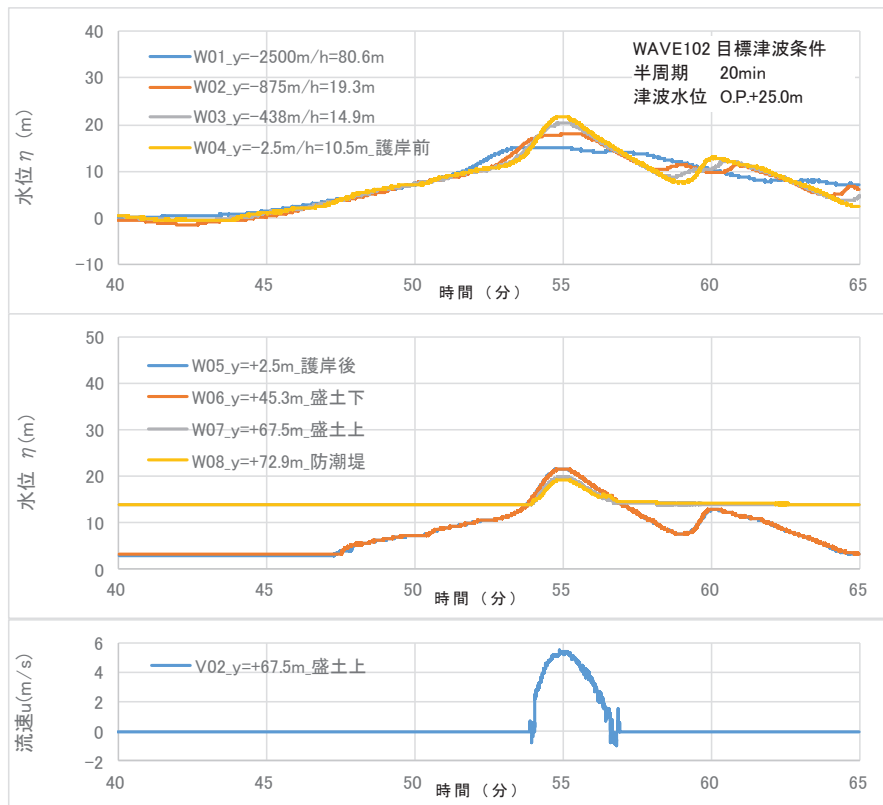
構造物がない状態での津波状況把握を目的に、防潮堤がないモデルで通過波実験を行い、水位・流速・フルード数の確認を行った。波形の一例を図5.4.2.2-21に示す。

防潮堤の近傍において津波の第1波の水位波形は滑らかになっており、ソリトン分裂は発生しておらず、水位が緩やかに上昇するような水位変動型の津波が発生した。なお、単峰型津波の沖合部(WAVE002:W01~W03)で後続波の水位波形に乱れが確認でき、平面水槽実験による収斂壁による水流の漸縮・水位上昇や側壁からの反射の影響が含まれているものと考えられるが、主たる確認対象である陸上模型位置(W04~W08)の第1波は安定した波形となっている。

各ケースでの通過波実験(防潮堤なし)における津波の水理諸量を表5.4.2.2-5に示す。また、防潮堤前面位置でのフルード数は単峰型で0.8程度、二段型で0.6程度となり、最大でも0.843で1.0を下回った。津波の水平流速の小ささ(周期の長さ)や2段敷地の盛土法面の影響等によって津波が減勢し、防潮堤前面位置では常流($Fr < 1.0$)となった可能性が考えられる。



(単峰型：半周期 5 分)



(二段型：半周期 20 分)

図 5.4.2.2-21 水位・流速の時系列波形 (通過波実験：目標津波水位 O.P.+25.0m)

表 5.4.2.2-5 浸水深最大時の水理諸量（通過波実験：W07（V02）位置）

波条件	波形	目標水位* 【O.P.】	最大水位 【O.P.】	浸水深	流速	フルード数
WAVE001	単包型 半周期 5分	+17.0m	+17.0m	3.2m	4.7m/s	0.839
WAVE002		+25.0m	+23.0m	9.2m	8.0m/s	0.843
WAVE003		+36.0m	+30.8m	17.0m	7.9m/s	0.612
WAVE004		+32.5m	+26.2m	12.4m	9.1m/s	0.826
WAVE005		+35.0m	+28.3m	14.5m	9.3m/s	0.780
WAVE006		+37.5m	+30.2m	16.4m	9.2m/s	0.726
WAVE101	二段型 半周期 20分	+17.0m	+14.6m	0.8m	0.2m/s	0.071
WAVE102		+25.0m	+19.8m	6.0m	5.4m/s	0.704
WAVE103		+36.0m	+25.8m	12.0m	8.0m/s	0.738
WAVE104		+32.5m	+25.9m	12.1m	4.9m/s	0.450
WAVE105		+35.0m	+28.2m	14.4m	7.4m/s	0.623
WAVE106		+37.5m	+30.0m	16.2m	7.6m/s	0.603

*：津波荷重実験（防潮堤あり）の目標水位

c. 津波荷重実験

構造物がある状態での津波状況把握を目的に、防潮堤ありモデルで津波荷重実験を行い、防潮堤に作用する波圧の確認を行った。

実験状況を写真 5.4.2.2-2 に示す。防潮堤前面位置における波圧の時系列波形の一例を図 5.4.2.2-22 に示す。単峰型、二段型ともに津波の第1波の波圧波形は滑らかになっており、衝撃圧は発生しておらず、持続圧が主体となった。通過波実験の結果も踏まえると、防潮堤前面位置では津波が常流化しており、潮汐的挙動による水位変動型の津波が作用したものと考えられる。

防潮堤に作用する最大波圧分布を図 5.4.2.2-23 に示す。防潮堤壁部（鋼管式鉛直壁）と下部の盛土法面の境界付近に若干の段差が見られるものの、波圧分布としてはおおむね連続しており、静水圧型の分布形状（直線分布）となった。

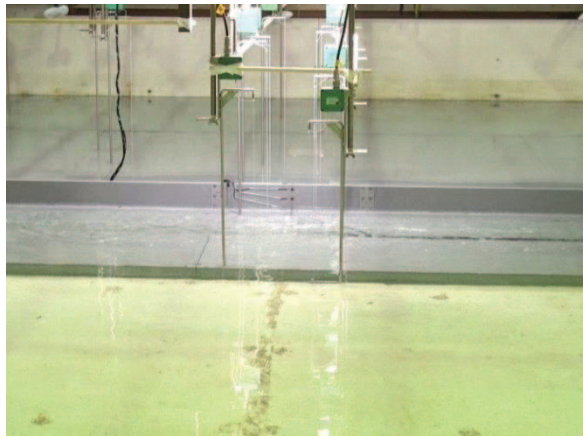
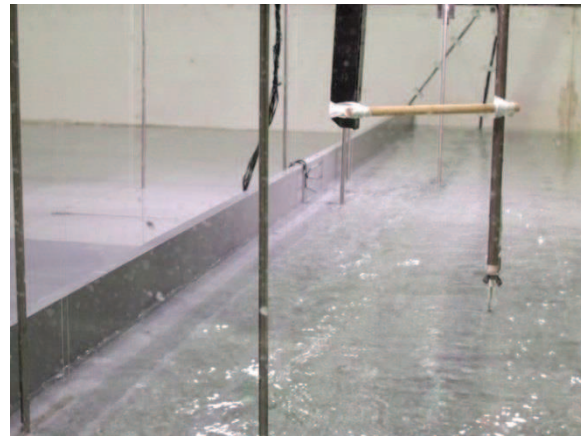
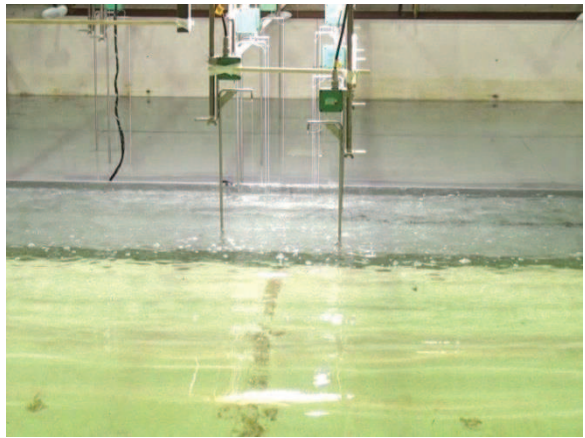

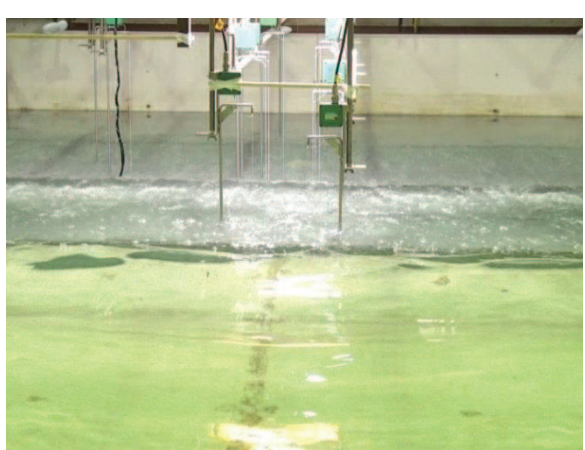
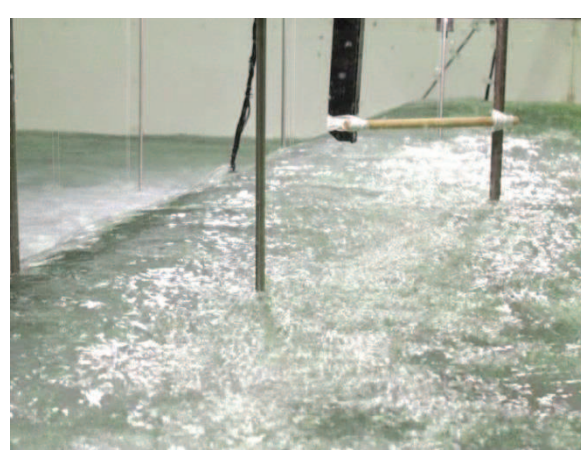
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE001：O.P.+17.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE001：O.P.+17.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE002：O.P.+25.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE002：O.P.+25.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE003：O.P.+36.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE003：O.P.+36.0m，半周期5分，単峰型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(1) 実験状況（津波荷重実験）

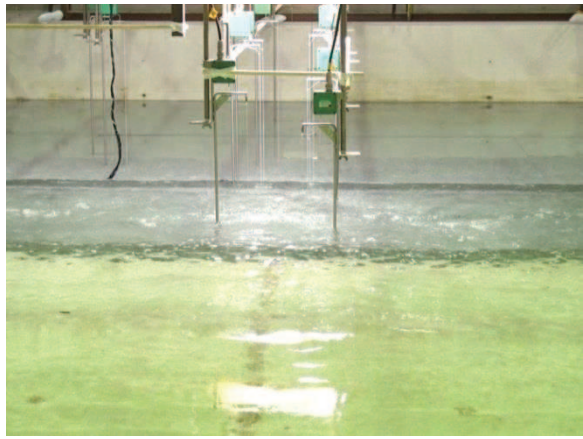
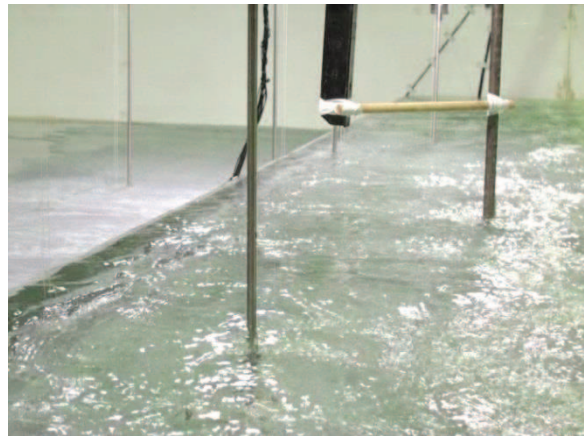
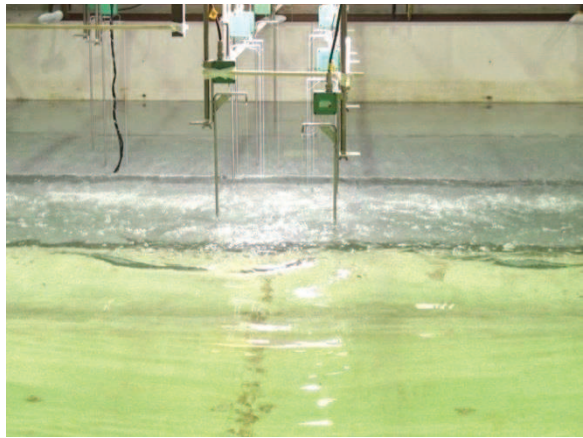
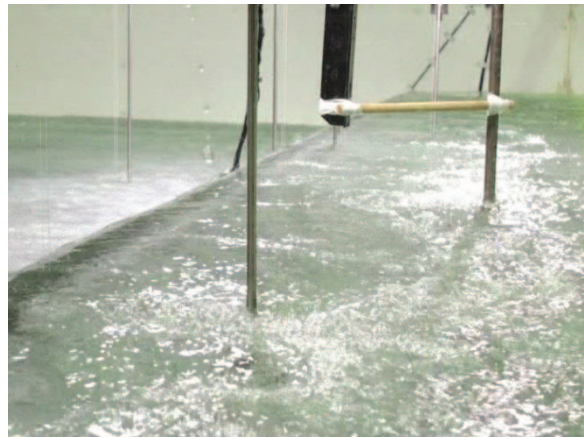
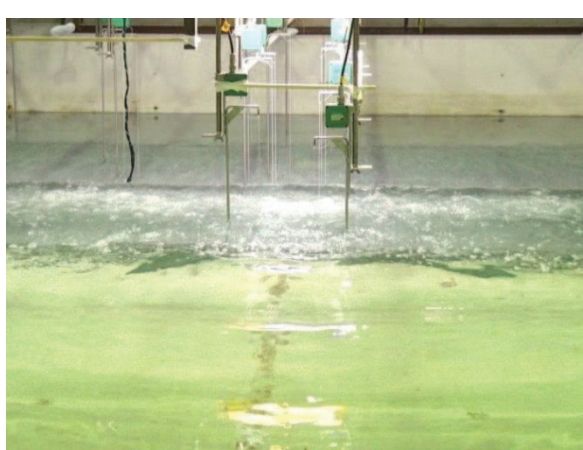

<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE006：O.P.+37.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE006：O.P.+37.5m，半周期5分，単峰型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(2) 実験状況（津波荷重実験）

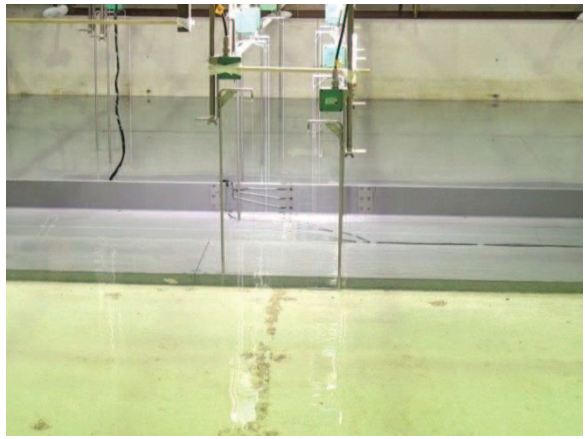
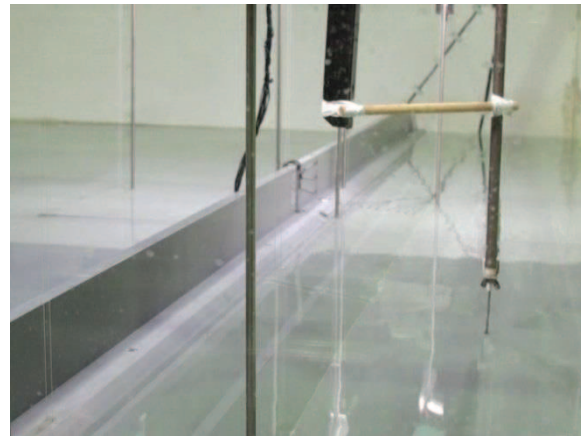
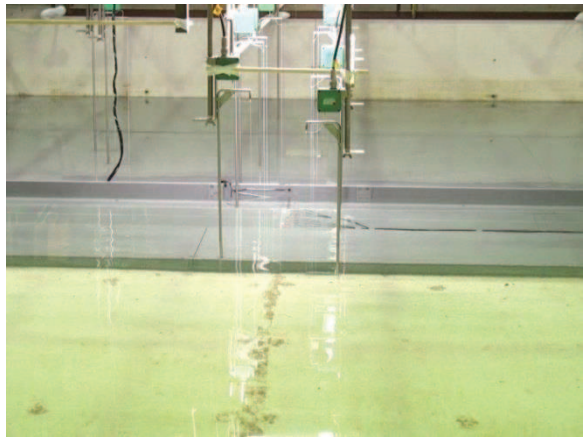
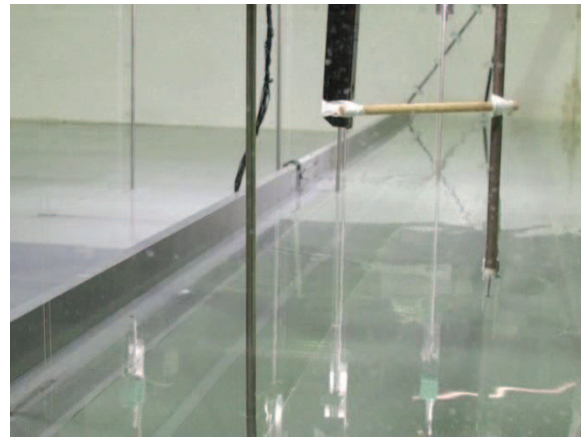
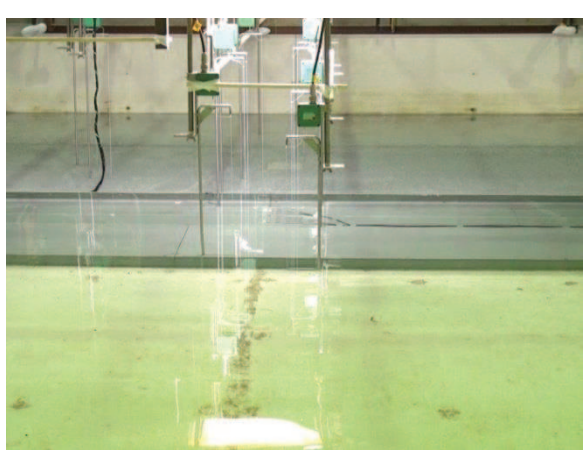
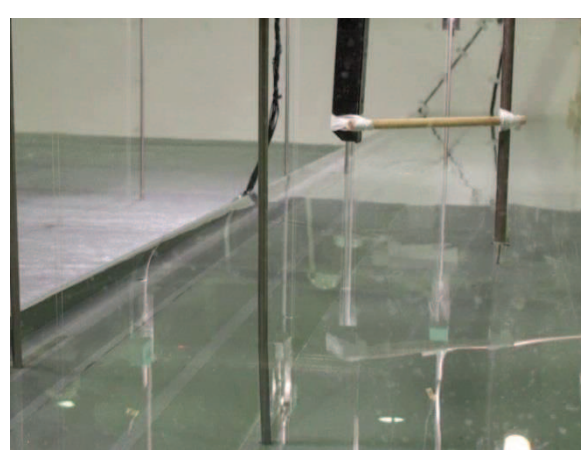
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE103：O.P. +36.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE103：O.P. +36.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(3) 実験状況（津波荷重実験）

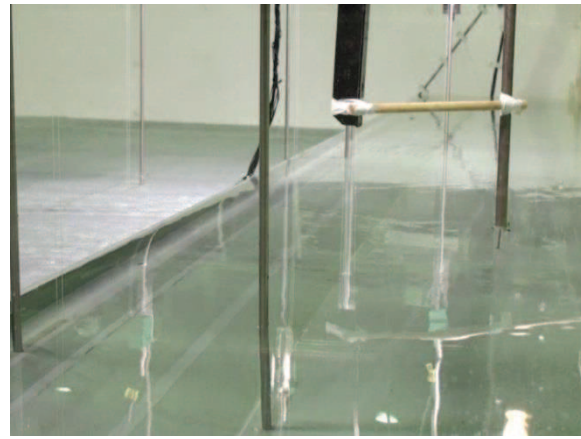
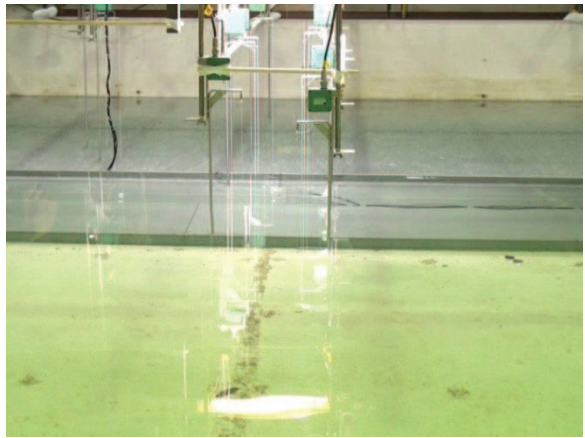
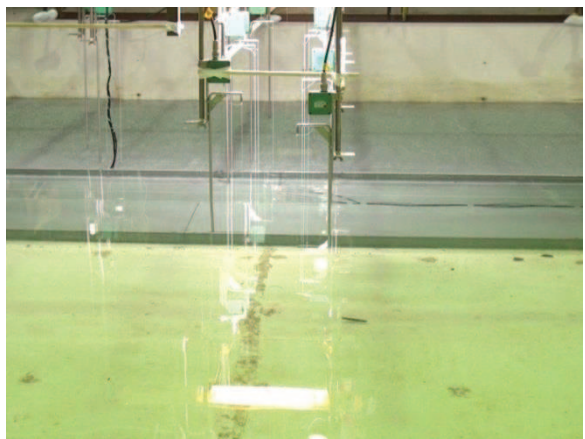
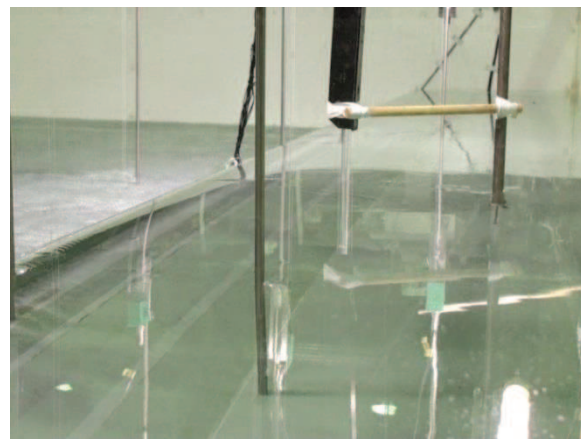
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE106：O.P. +37.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE106：O.P. +37.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(4) 実験状況 (津波荷重実験)

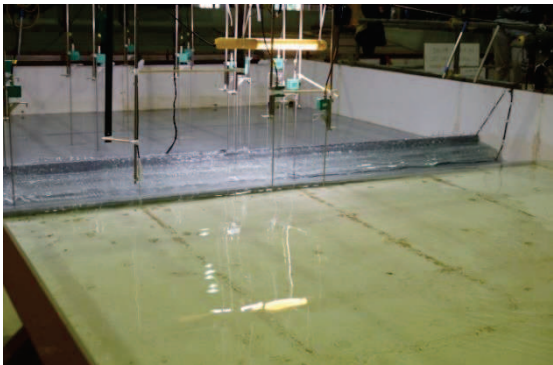
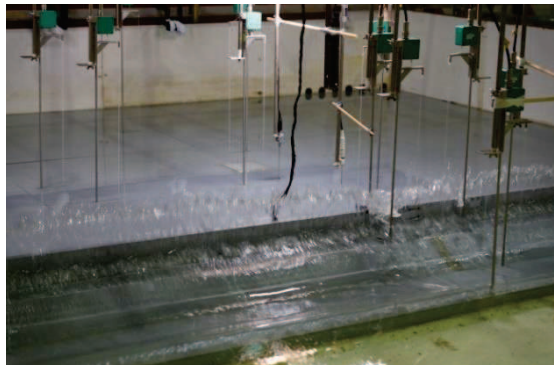
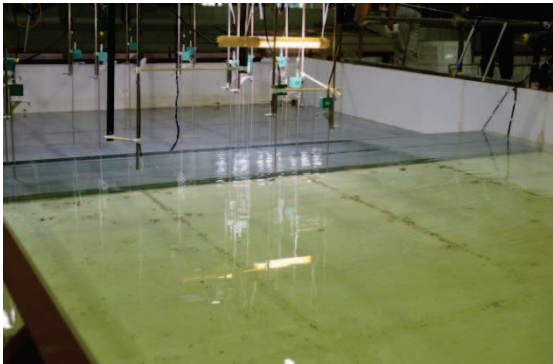
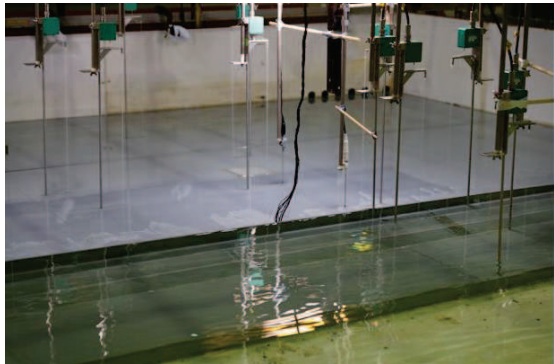
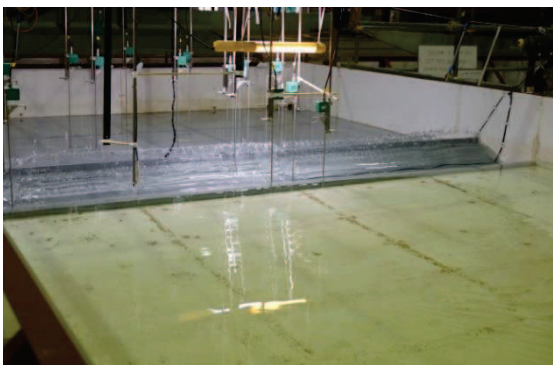
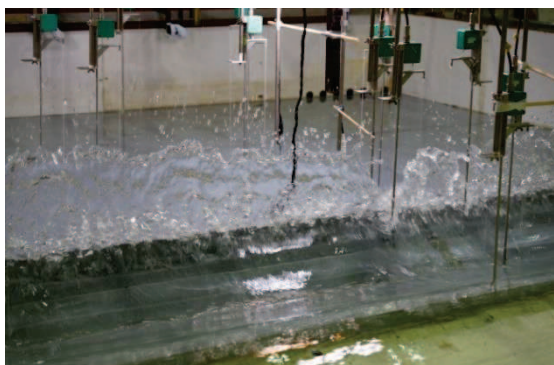
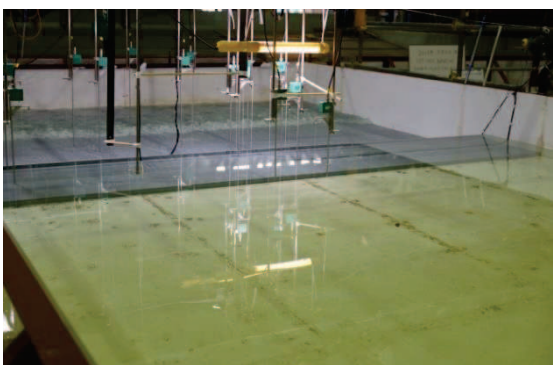
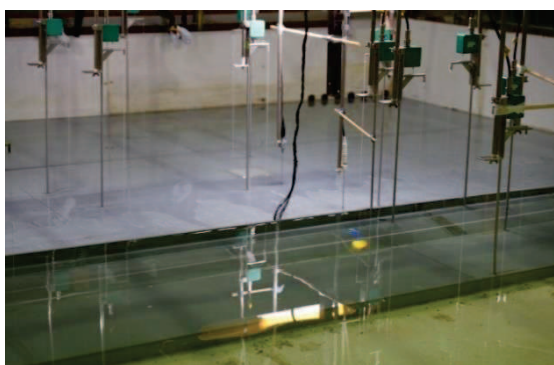
<p style="text-align: center;">全景</p> <p>WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p>	<p style="text-align: center;">近景</p> <p>WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p>
	
<p style="text-align: center;">全景</p> <p>WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p style="text-align: center;">近景</p> <p>WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p style="text-align: center;">全景</p> <p>WAVE005 : O. P. +35.0m, 半周期 5 分, 单峰型</p>	<p style="text-align: center;">近景</p> <p>WAVE005 : O. P. +35.0m, 半周期 5 分, 单峰型</p>
	
<p style="text-align: center;">全景</p> <p>WAVE105 : O. P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p style="text-align: center;">近景</p> <p>WAVE105 : O. P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	

写真5.4.2.2-2(5) 実験状況 (津波荷重実験)

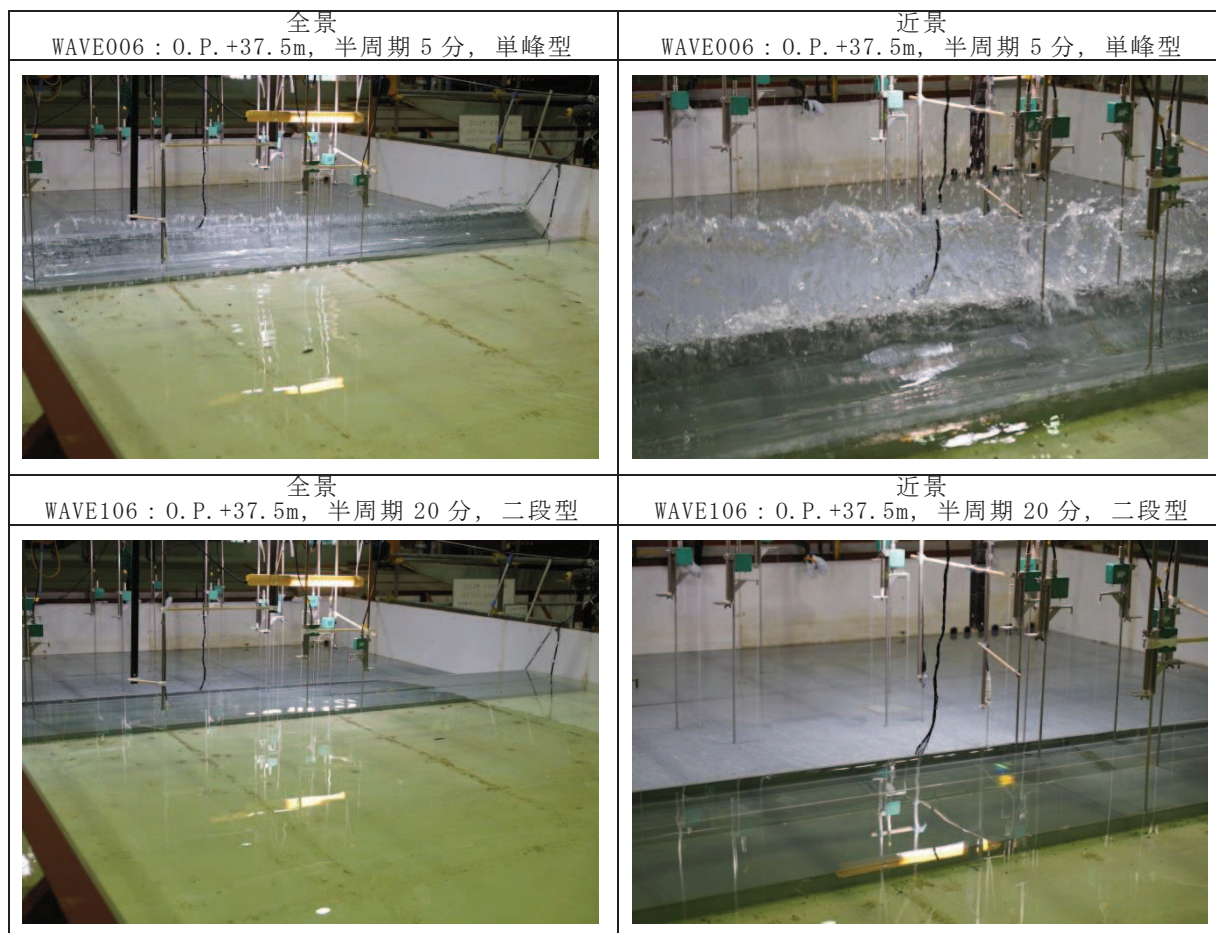
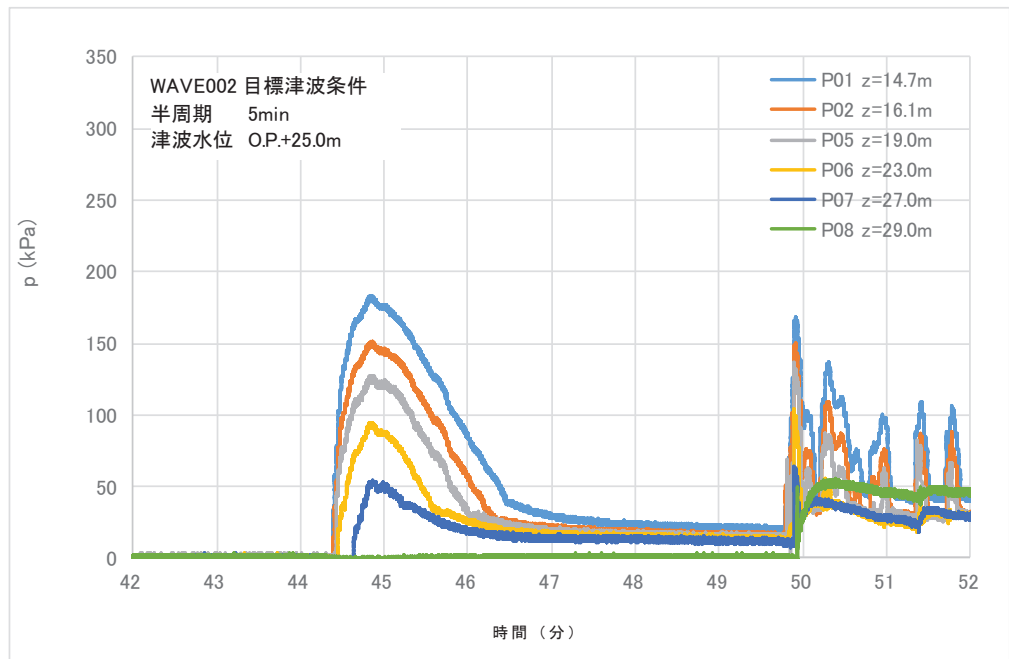
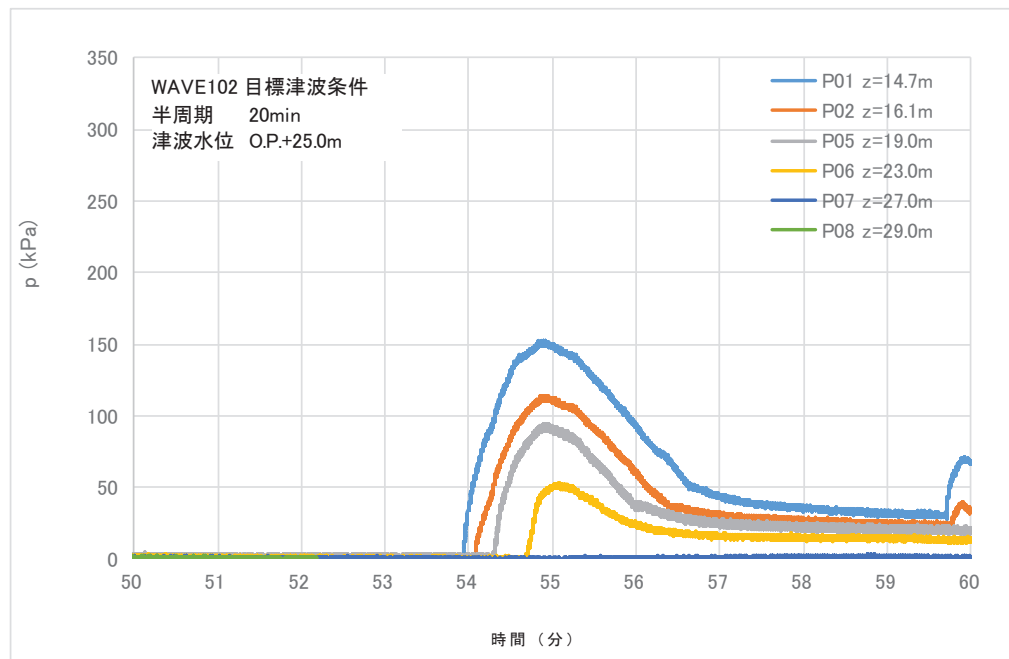


写真5.4.2.2-2(6) 実験状況 (津波荷重実験)

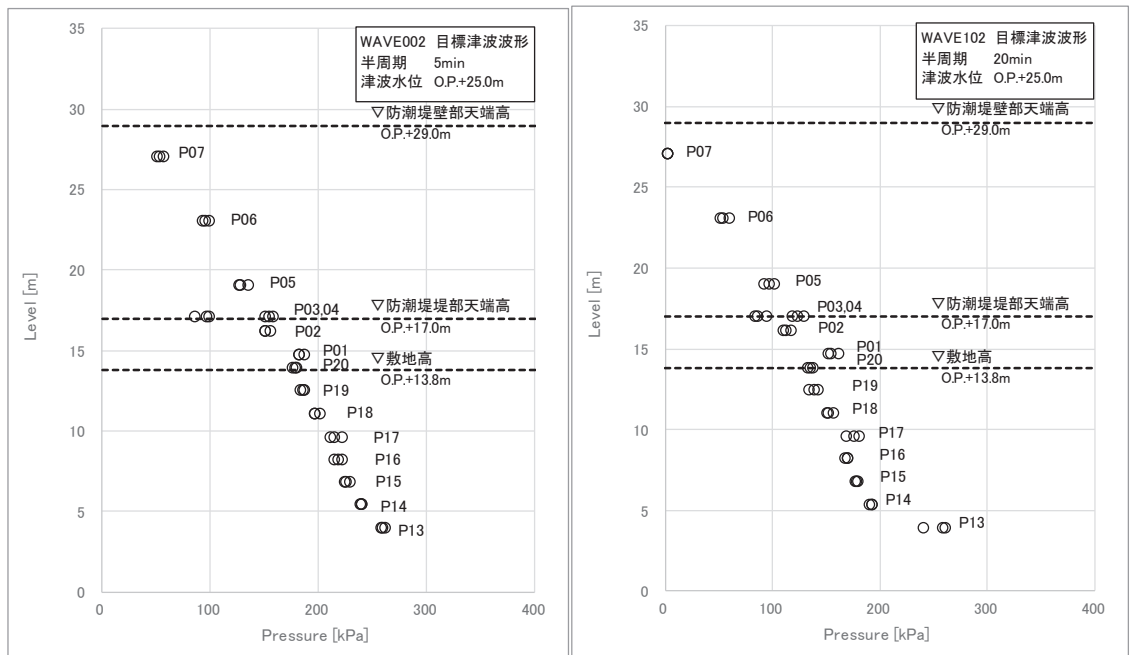


(単峰型：半周期 5 分)

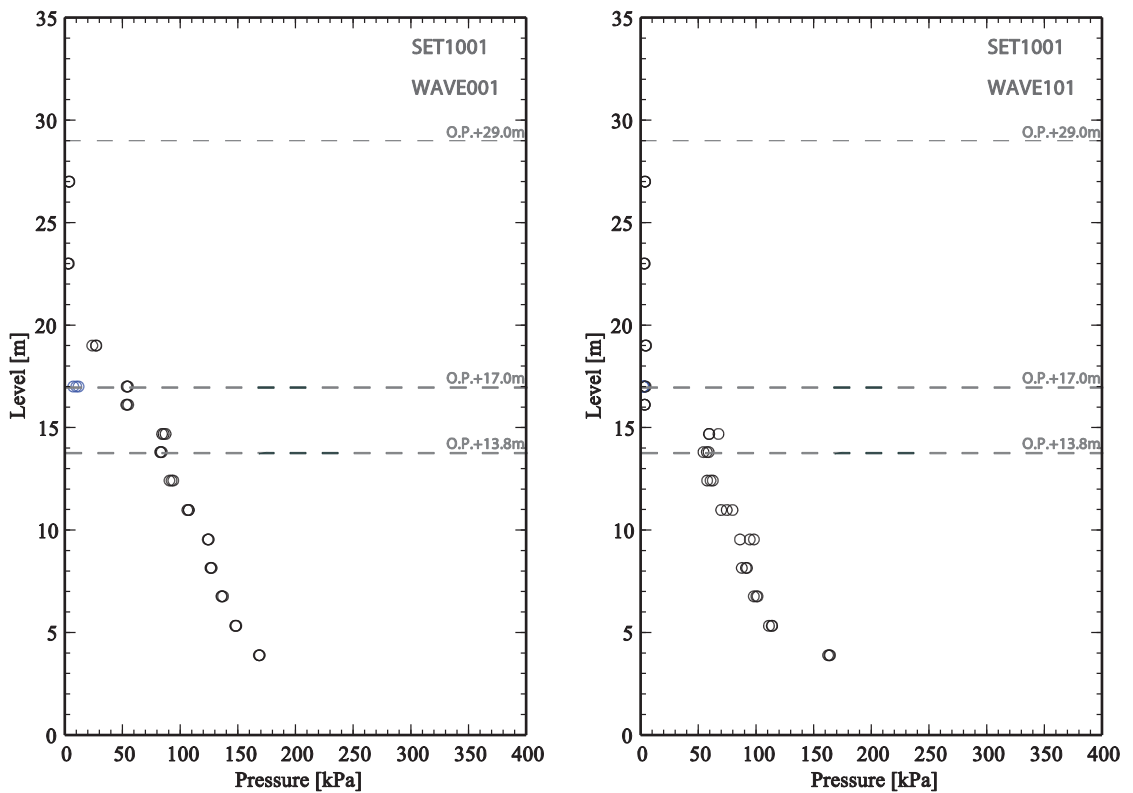


(二段型：半周期 20 分)

図5.4.2.2-22 波圧の時系列波形 (津波荷重実験：目標津波水位 O.P.+25.0m)

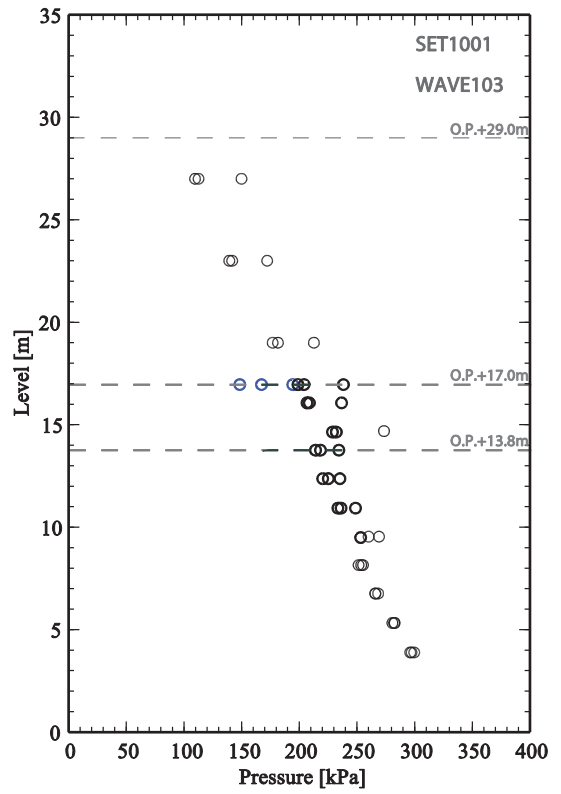
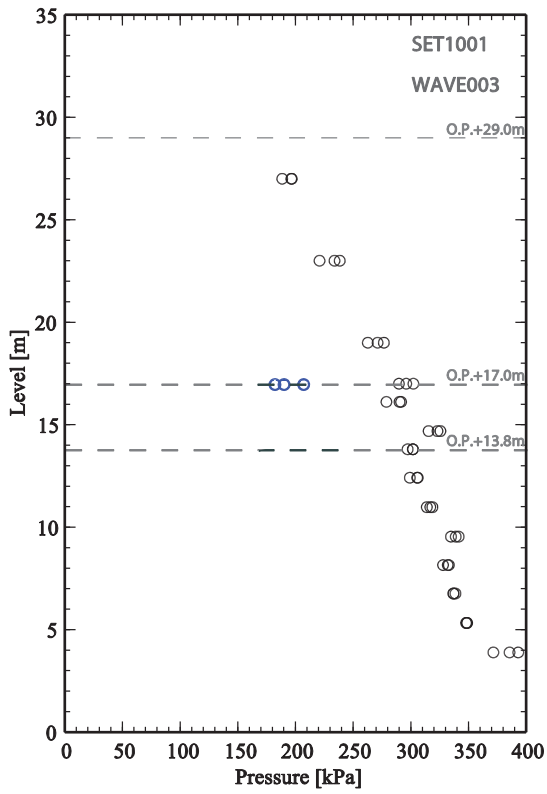


(目標津波水位O. P. +25.0m)

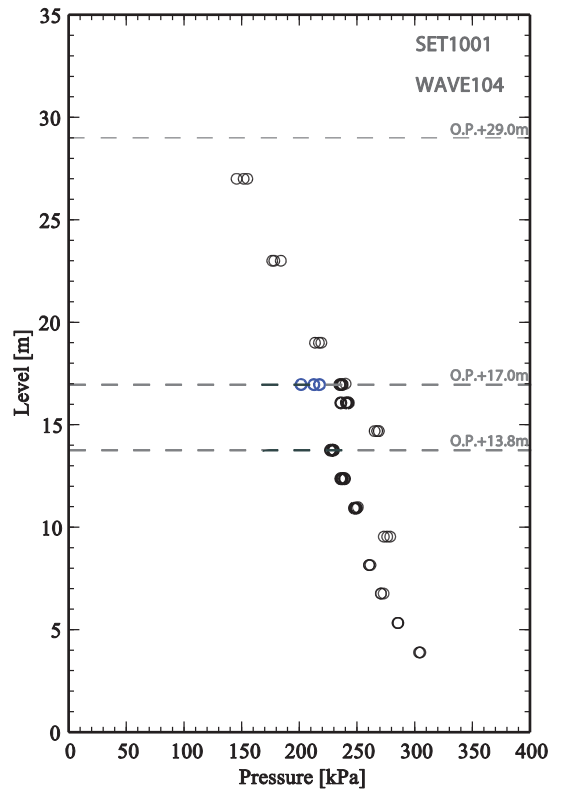
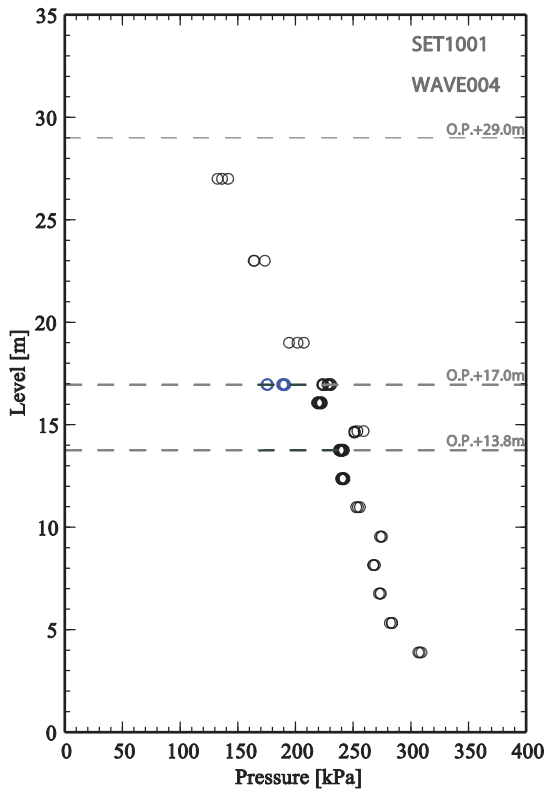


(目標津波水位O. P. +17.0m)

図5.4.2.2-23(1) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)

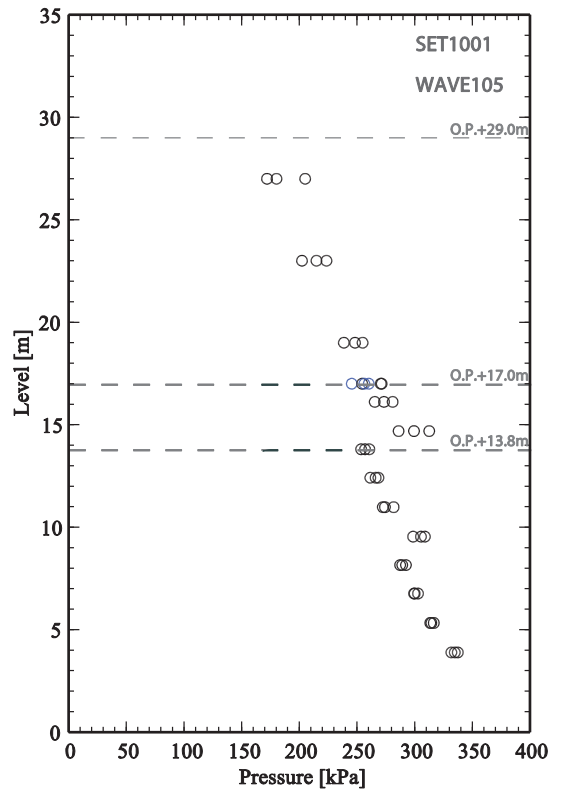
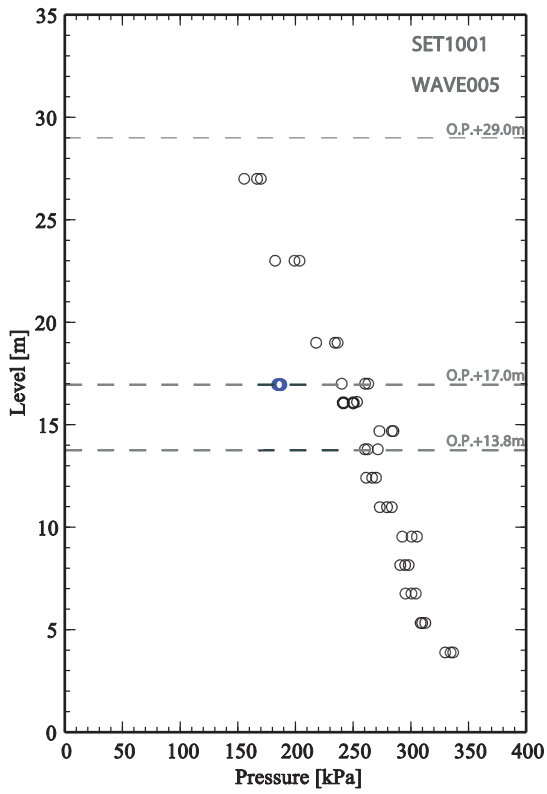


(目標津波水位O. P. +36.0m)

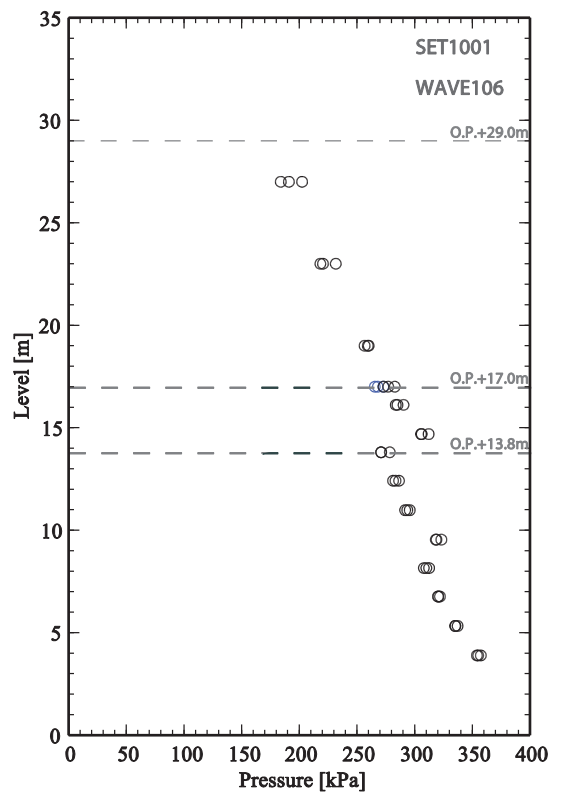
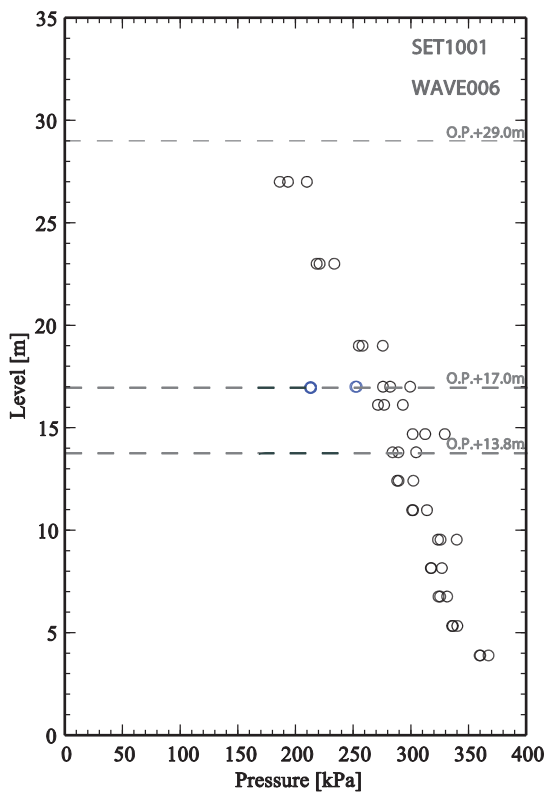


(目標津波水位O. P. +32.5m)

図5.4.2.2-23(2) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)



(目標津波水位0. P. +35. 0m)



(目標津波水位0. P. +37. 5m)

図5. 4. 2. 2-23(3) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)

d. まとめ

女川原子力発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧について、鋼管式鉛直壁を模擬した水理模型実験により、不確かさとして津波の波形特性（周期，波高）の違いが津波波圧等に与える影響を確認した。

検討の結果，防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず，防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。また，津波の波形特性（周期，波高）の違いに関わらず，津波の衝撃圧は発生せず，持続圧が作用した。また，防潮堤に作用する波圧分布はいずれも直線型となった。

(5) 津波波圧評価に影響を与える不確かさの考慮方法

女川原子力発電所の防潮堤に作用する津波波圧について，数値流体解析及び水理模型実験による検討を行っているが，津波波圧評価に影響を与える項目を網羅的に抽出・整理（表 5.4.2.2-3）した上で，影響の大きい項目に対して不確かさを考慮した検討を行っている。津波波圧に影響する不確かさの考慮方法を表 5.4.2.2-6 に示す。

津波波圧の検討においては，水理模型実験で周期と波高の不確かさを考慮しているが，数値流体解析で考慮する不確かさの検討結果を以下に示す。

なお，横軸を海底勾配，縦軸を波形勾配としたソリトン分裂の発生条件の結果整理図を図 5.4.2.2-24 に示す。縦軸の波形勾配は，波高の波長に対する比であり，波形勾配を D と表記すると，次式*で表される。

$$D = \frac{H}{L} \quad (-) \quad (5.4.2.2.1)$$

$$T = \frac{L}{c} \quad (s) \quad (5.4.2.2.2)$$

$$c = \sqrt{g h} \quad (m) \quad (5.4.2.2.3)$$

注記 *：「水理公式集（平成 11 年版），土木学会」より
ここで，

H (m)：波高，L (m)：波長，g (m/s²)：重力加速度，h (m)：水深，T (s)：周期である。

したがって，式 (5.4.2.2.1) ～ (5.4.2.2.3) より，

$$D = \frac{H}{\sqrt{g h \cdot T}} \quad (-)$$

と，波形勾配は表されることから，図 5.4.2.2-24 から波高を一定としたとき，周期が短いほど波形勾配は大きくなりソリトン分裂波は発生しやすいこ

とが分かり、防潮堤位置で越波の可能性まで考慮した津波遡上高さを与え、かつソリトン分裂波が発生しやすい短周期までの不確かさを考慮したケースで、防潮堤に対する津波波圧の評価を行うことは、適切であることを確認した。

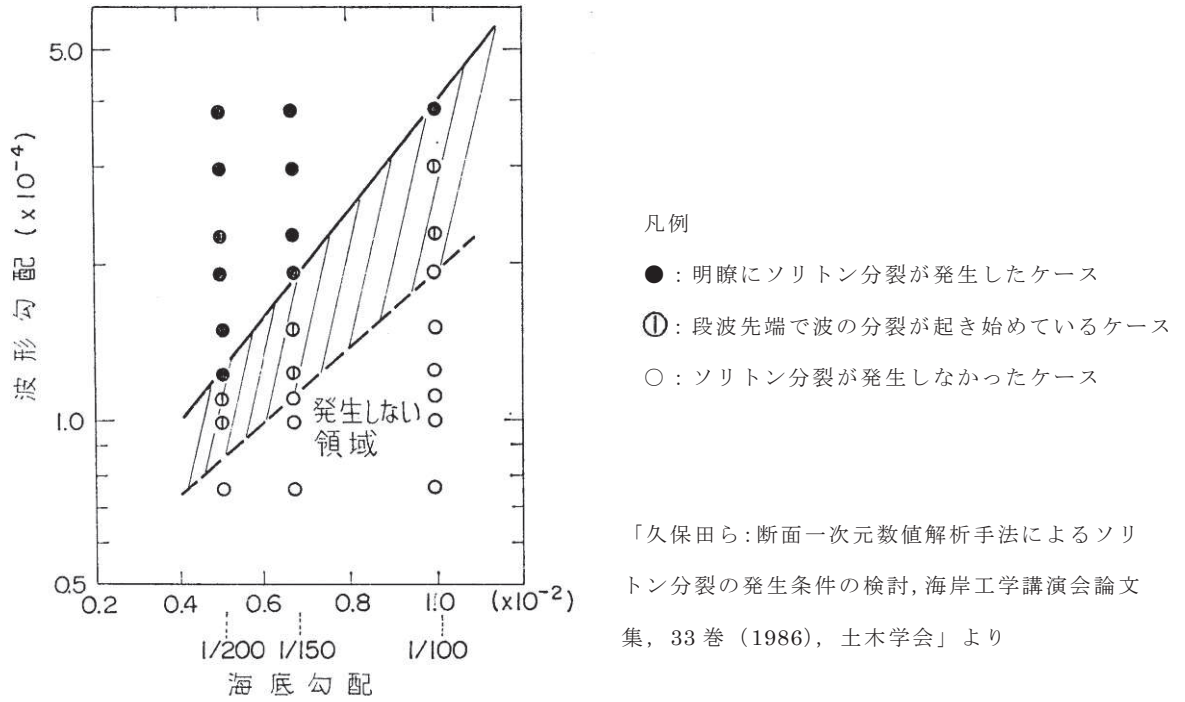


図 5.4.2.2-24 ソリトン分裂の発生条件の結果整理図

表 5.4.2.2-6 津波波圧評価に影響する不確かさの考慮方法

分類	項目	サイト特性	不確かさの考慮方法	
			水理模型実験（表 2-3 の要約）	数値流体解析
地形	海底勾配	1/100 (平均勾配)	— (与条件)	— (与条件)
	防波堤	防波堤あり	— 【防波堤なしで代表】	— 【防波堤なしで代表】
	前面地形 (防潮堤海側)	2 段敷地	— (与条件)	<u>敷地法面が津波波圧の減勢効果を有するかを確認するため、法面の形状変化を仮定した感度解析を実施</u>
構造物 (防潮堤)	設置位置	法面上部 (法肩)	— (与条件)	— (与条件)
	高さ	0. P. +29m	— (与条件)	— (与条件)
	形状	鋼管式鉛直壁 (一般部, 岩盤部) と盛土堤防の併用	— 【鋼管式鉛直壁 (一般部) で代表】	— 【鋼管式鉛直壁 (一般部) で代表】
津波 (基準津波, 東北地方太平洋沖地震による津波)	波形	二段型波形	<u>周期の不確かさを考慮 (模擬津波)</u> (半周期約 20 分と約 5 分の 2 ケース)	<u>基準津波 (水位上昇側) と波形特性の異なる津波として、基準津波 (水位下降側) の補足検討を実施</u>
	津波高さ	0. P. +24. 4m (入力津波高さ)	<u>津波高さの不確かさを考慮 (模擬津波)</u> (0. P. +17. 0m ~ 0. P. +37. 5m までの 6 ケース)	

a. 敷地法面の形状を変化させた検討

防潮堤海側の盛土法面は、地震による液状化等による変状の可能性があること、津波波圧を減勢させる効果がある可能性があることを踏まえ、基準津波（水位上昇側）を対象に、法面形状を変化させた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）を実施した。防潮堤の構造概要及び検討ケースを図 5.4.2.2-25 及び図 5.4.2.2-26 に示す。

ケース 1 は法面の形状変更を考慮しない基本ケース、ケース 2 は法面の盛土・旧表土部分を仮想的に考慮しないケース、ケース 3 は置換コンクリート及びセメント改良土を含めた法面全体を仮想的に考慮しないケース（直立構造の防潮堤への津波作用を仮想したケース）としているが、各ケースの最大波圧分布は同程度となっており、法面形状の違いによる有意な差異は確認されなかった（図 5.4.2.2-27）。

このことから、防潮堤海側の盛土法面による津波波圧の減勢効果はほと

んどないと考えられる。本要因について、図 5.4.2.2-28 に示すように基準津波（水位上昇側）の第1波は波の重なり合いによる二段型波形が特徴であり、半周期が約 10~20 分と長いため、法面形状に関係なく、防潮堤（敷地法面）に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなった影響によるものと考えられる。

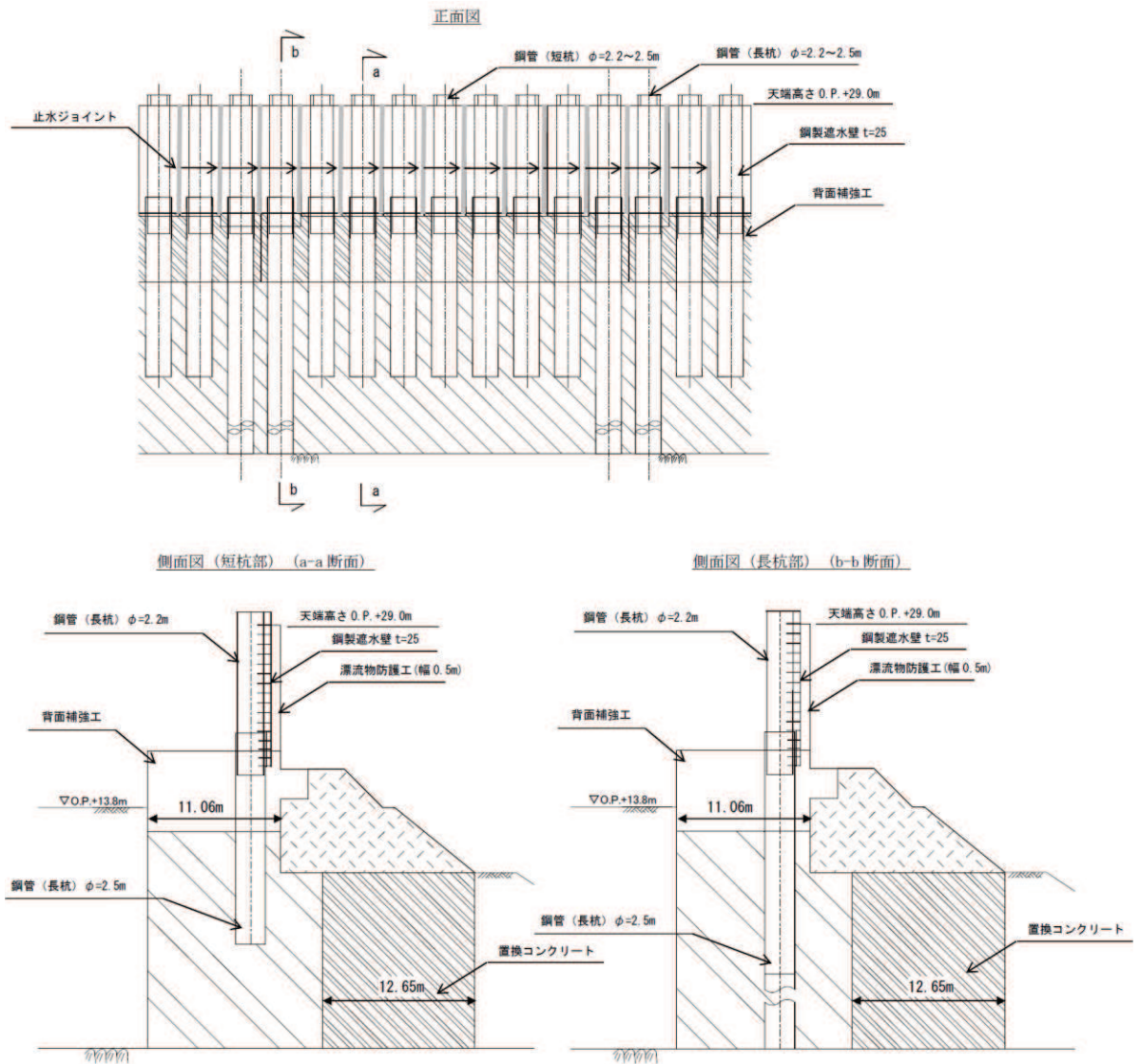
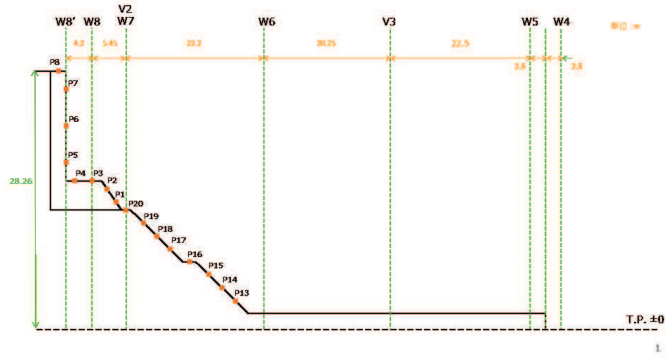
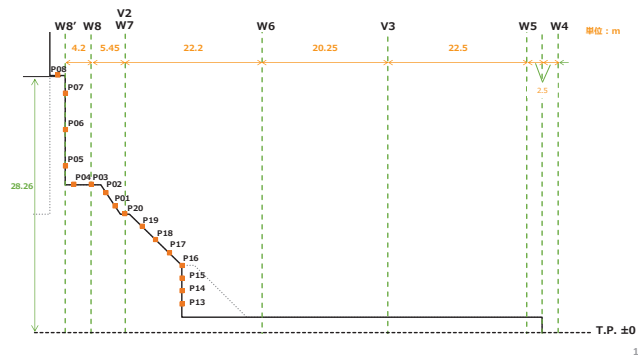


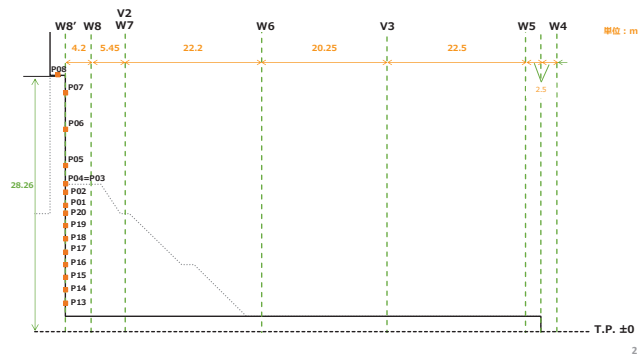
図5.4.2.2-25 防潮堤の構造概要：鋼管式鉛直壁（一般部）



(ケース 1 : 海側法面あり)

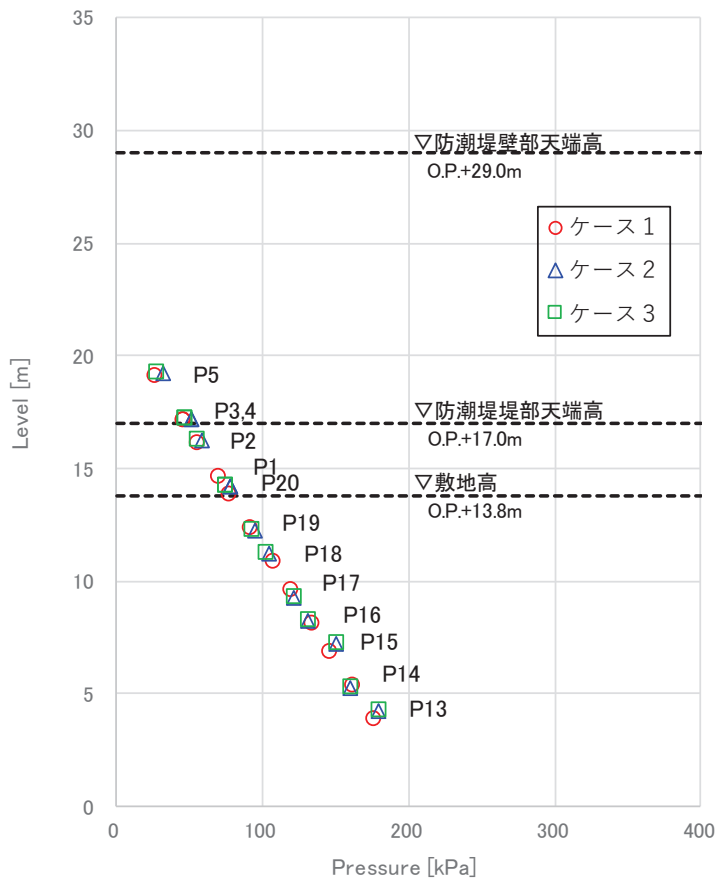


(ケース 2 : 海側盛土なし)



(ケース 3 : 海側法面なし)

図5.4.2.2-26 敷地法面の形状を変化させた検討ケース



(最大波圧分布)

図5.4.2.2-27 敷地法面の形状を変化させた検討結果

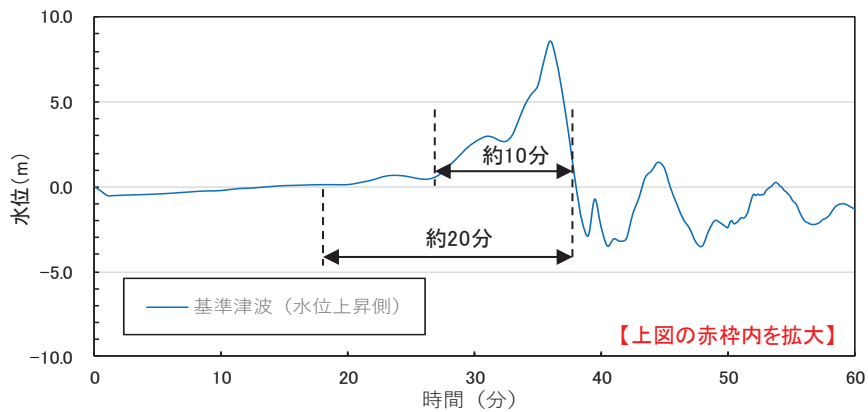
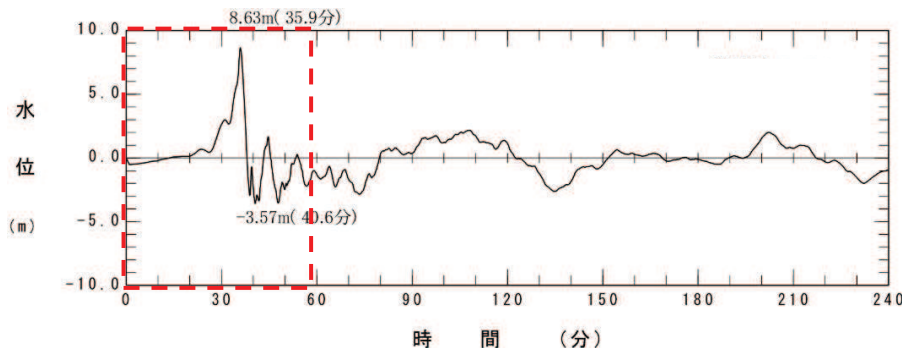


図5.4.2.2-28 基準津波 (水位上昇側) の時刻歴波形

b. 基準津波（水位下降側）の検討

基準津波（水位上昇側）と波形特性が異なる津波の影響を確認するため、基準津波（水位下降側）を対象に非線形分散波理論に基づいた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）を実施し、解析結果の比較を行った。基準津波（水位下降側）の波形は、基準津波（上昇側）と同様に第1波が二段型波形となっているが、基準津波（水位上昇側）とは異なり一段目の波形が二段目の波形よりも高くなる特徴がある。

基準津波（水位下降側）は、基準津波（水位上昇側）と比較して津波高さが低いため、津波波圧は小さくなることを確認した（図 5.4.2.2-29）。また、基準津波（水位上昇側）と同様に、津波波圧は静水圧型の分布形状となることを確認した。さらに、基準津波（水位上昇側）と同様に、基準津波（水位下降側）もソリトン分裂は発生しないことを確認した（図 5.4.2.2-30）。

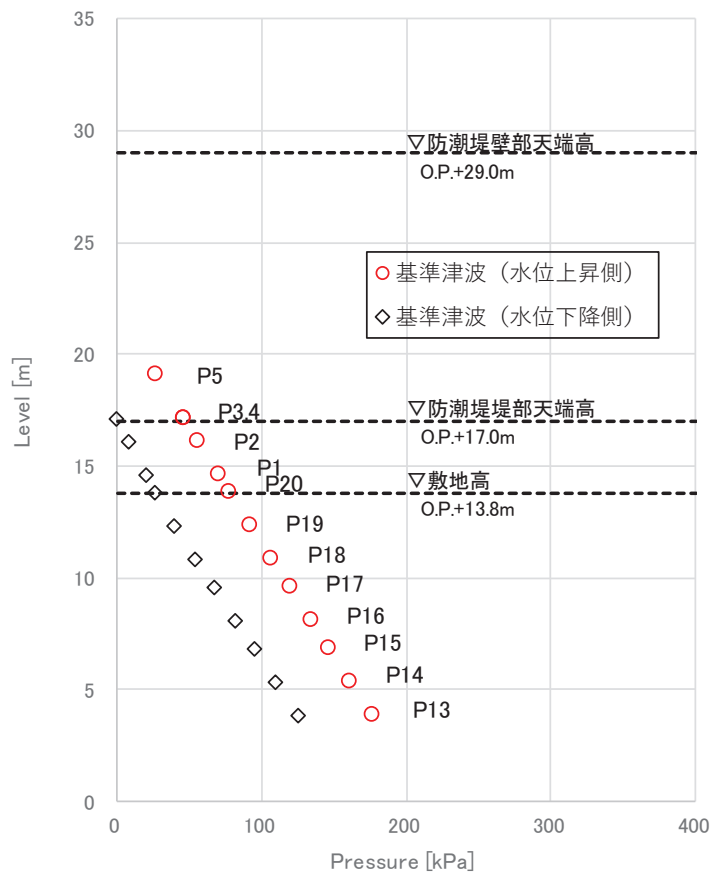
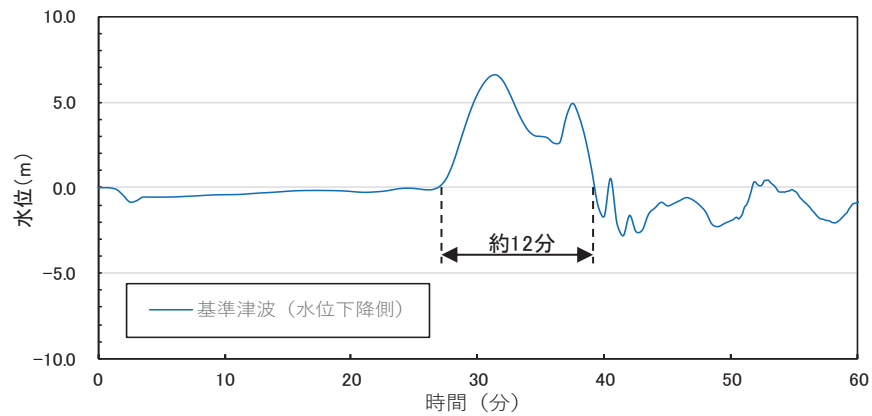
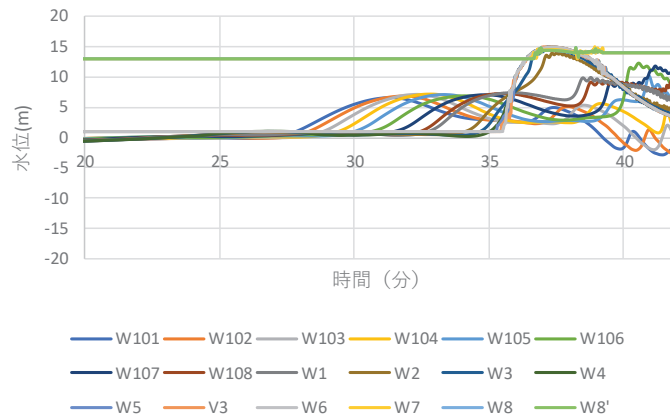


図5.4.2.2-29 最大波圧分布



(水位時刻歴波形：基準津波策定位置)



(水位時刻歴波形：数値流体解析)

図5.4.2.2-30 基準津波 (水位下降側) の検討結果

以上の検討結果を踏まえ、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析(断面二次元津波シミュレーション解析)及び水理模型実験から得られた津波波圧を既往の津波波圧算定式と比較した上で、保守的に評価結果を包含するような設計用津波波圧を設定する。

(6) 既往の津波波圧算定式との比較

数値流体解析及び水理模型実験による津波波圧の検討結果について、既往の津波波圧算定式と比較するため、数値流体解析及び水理模型実験の各ケースでの津波荷重実験(防潮堤あり)における波圧分布を無次元化し、水深係数としての比較を行った。水深係数の整理にあたっては、通過波浸水深を最大浸水深の1/2と仮定し、通過波浸水深を基準に無次元化する。数値流体解析の無次元化結果を図5.4.2.2-31に、水理模型実験の無次元化結果(水深係数)を図5.4.2.2-32及び表5.4.2.2-7に示す。また、数値流体解析及び水理模型実験による無次元化結果を既往の津波波圧算定式と比較した結果を

図 5.4.2.2-33 に示す。

水深係数 α は無次元波圧分布を一次関数とした場合の切片であり、静水圧に対する倍数を示す（通過波浸水深による静水圧は水深係数 1.0、最大浸水深による静水圧は水深係数 2.0）。

数値流体解析（基準津波：水位上昇側）による水深係数は 2.19（ケース 1：海側法面あり）となり、おおむね最大浸水深による静水圧程度となった。また、水深係数をフルード数の関数として整理した榊山（2012）、池谷ら（2013）ともおおむね整合する結果となった。

水理模型実験（波形特性の不確かさを考慮した模擬津波）による水深係数は平均で 2.12～2.39、最大でも 2.34～2.85 となった。実験結果のばらつきはあるが、数値流体解析の結果より実験値が大きくなる傾向があり、実験結果の平均値で比較した場合、津波の波形特性としての周期や波高の不確かさ考慮による水深係数の有意な差異は確認されなかった（波形特性の違いによる影響よりも実験結果のばらつきの影響が大きくなった）。また、実験結果はいずれも朝倉式の水深係数 3.0 を下回った。

数値流体解析及び水理模型実験で計測した防潮堤に作用する最大津波波圧は、朝倉式①（非分裂波の場合）及び朝倉式②（ソリトン分裂波の場合）による算定値よりも小さい値となり、朝倉式②のような構造物底面近傍の水深係数が大きくなる波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった（朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した）。

以上の結果より、女川防潮堤に作用する津波波圧について、ソリトン分裂波及び砕波の有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

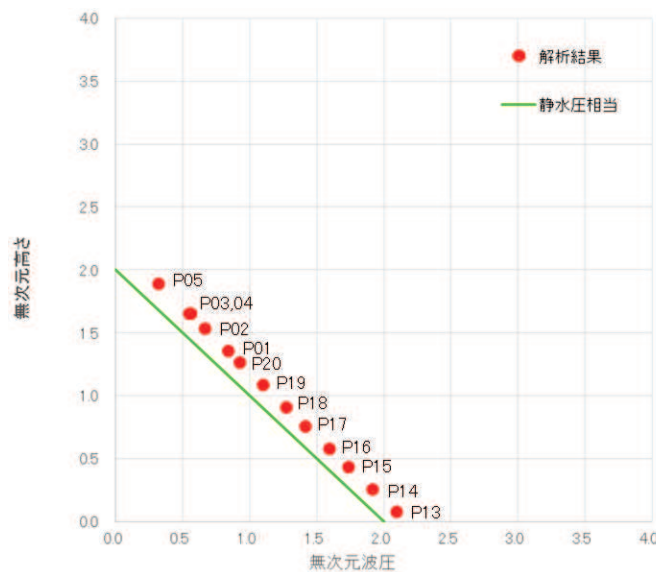
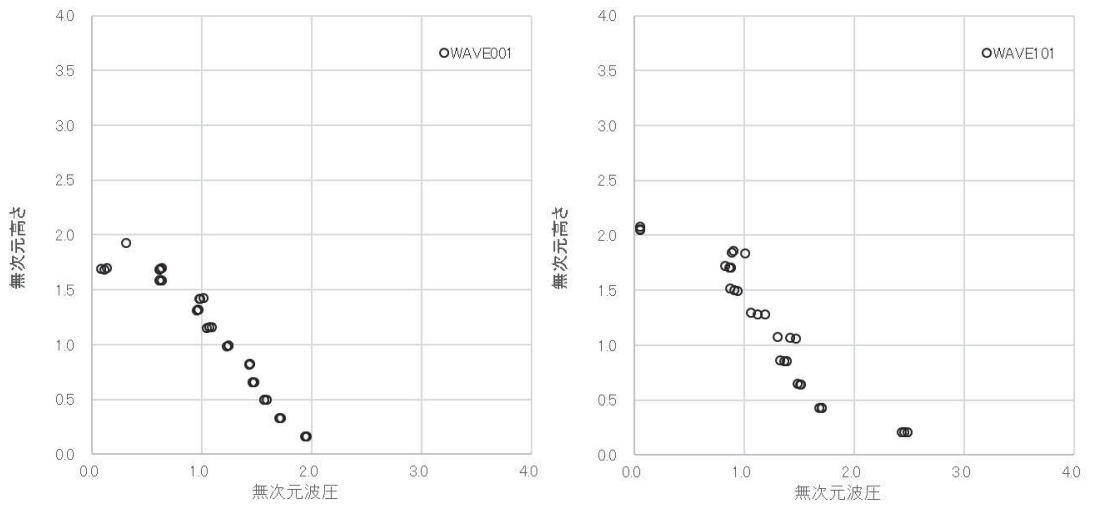
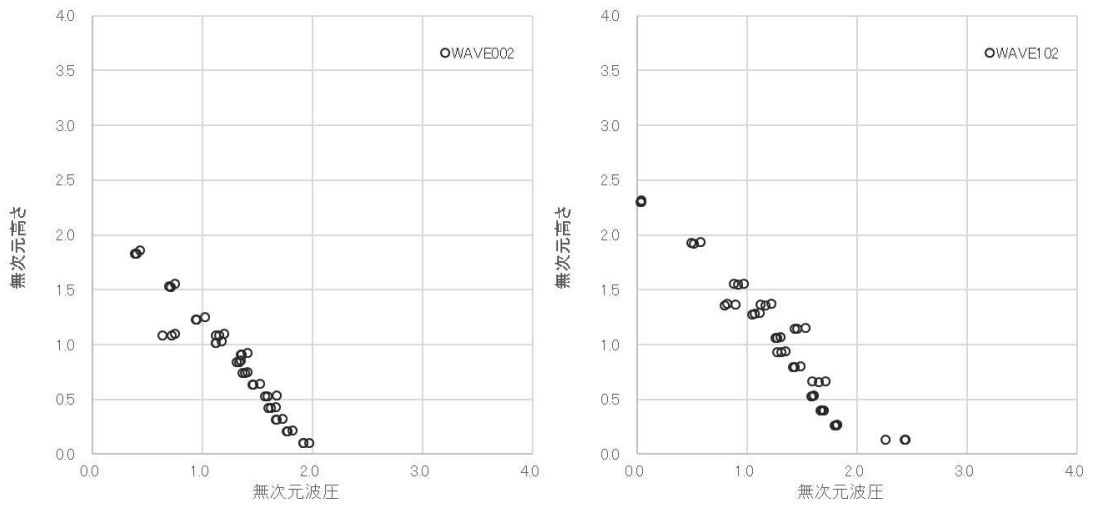


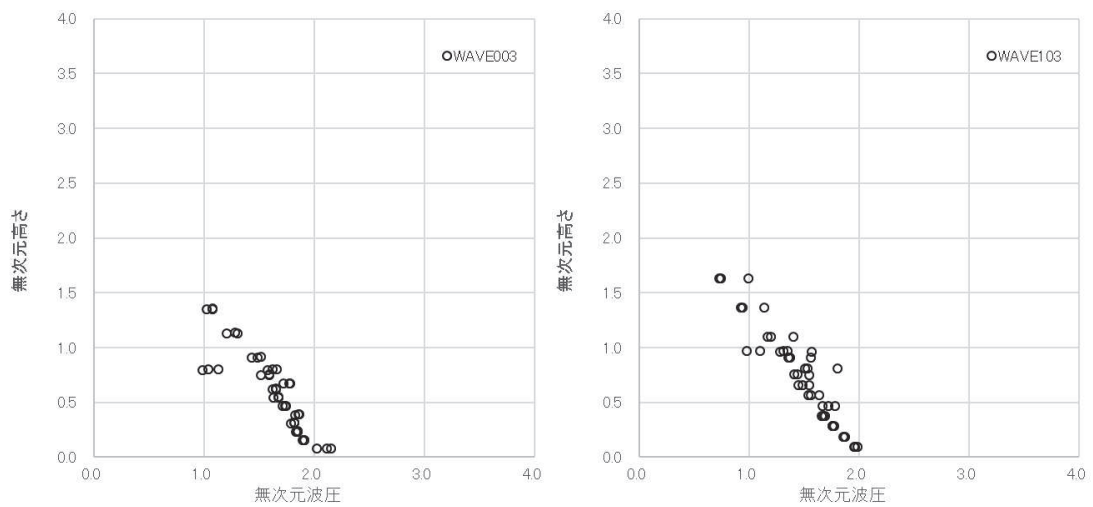
図 5.4.2.2-31 無次元波圧分布（数値流体解析：水深係数 $\alpha=2.19$ ）



(目標津波水位0.P. +17.0m)

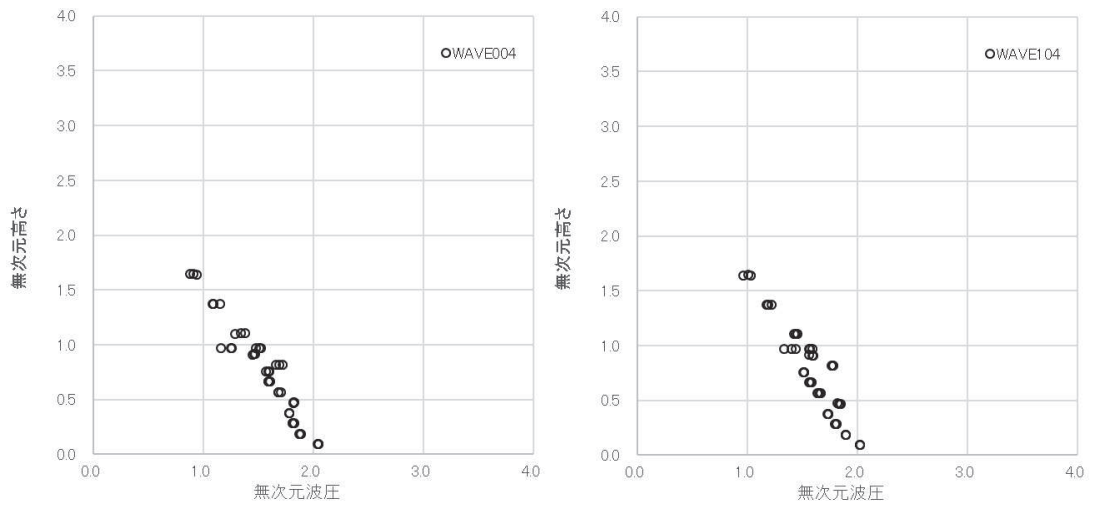


(目標津波水位0.P. +25.0m)

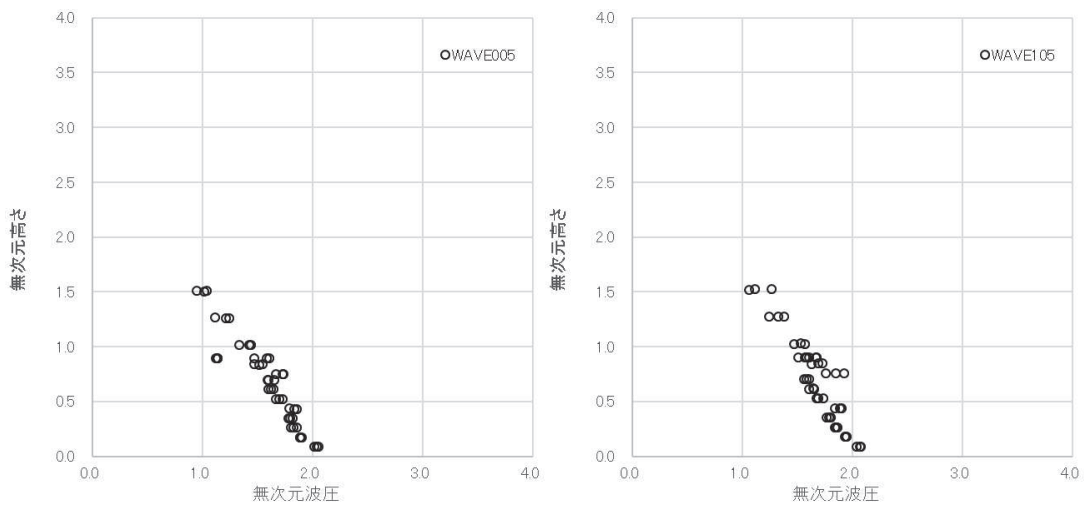


(目標津波水位0.P. +36.0m)

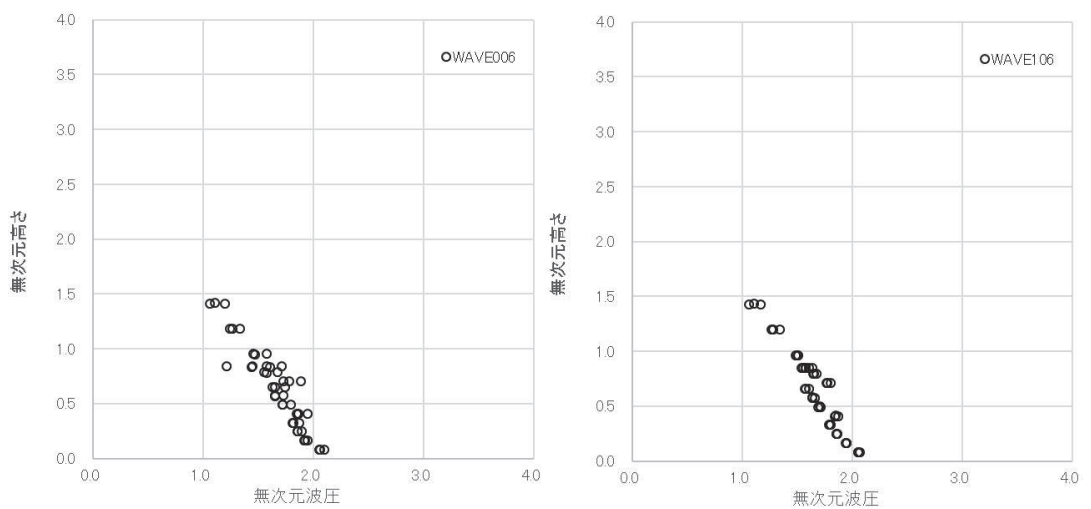
図5.4.2.2-32(1) 最大波圧分布 (水理模型実験) (左図: 単峰型, 右図: 二段型)



(目標津波水位0. P. +32.5m)



(目標津波水位0. P. +35.0m)



(目標津波水位0. P. +37.5m)

図5.4.2.2-32(2) 最大波圧分布 (水理模型実験) (左図: 単峰型, 右図: 二段型)

表 5.4.2.2-7 水深係数一覧（水理模型実験）

波条件	波形	水深係数 α		
		最大値	平均値	標準偏差
WAVE001	単峰型 半周期 5分	2.44	2.18	0.15
WAVE002		2.34	2.12	0.13
WAVE003		2.46	2.24	0.16
WAVE004		2.57	2.31	0.16
WAVE005		2.54	2.27	0.16
WAVE006		2.62	2.31	0.16
WAVE101	二段型 半周期 20分	2.85	2.39	0.23
WAVE102		2.68	2.33	0.17
WAVE103		2.62	2.22	0.17
WAVE104		2.67	2.34	0.20
WAVE105		2.78	2.37	0.20
WAVE106		2.60	2.31	0.16
(全体)		2.85	2.28	0.18

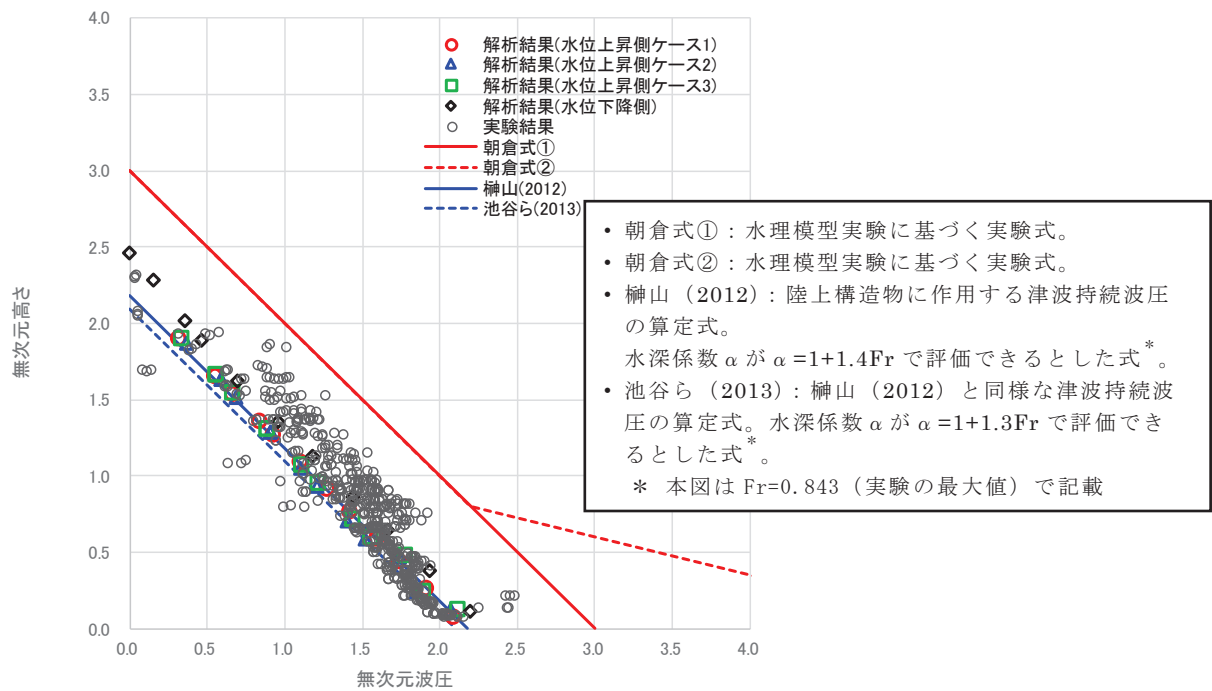


図 5.4.2.2-33 既往の津波波圧算定式との比較（無次元最大津波波圧分布）

5.4.2.3 防潮堤に対する津波波圧算定式適用に対する考え方

(1) 津波波圧の確認結果と考察

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧に関して、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）及び水理模型実験により検討を行った。確認結果の概要及び考察を表 5.4.2.3-1～表 5.4.2.3-3 に示す。

基準津波の発生に伴い、女川防潮堤には水位上昇型の津波が作用し、波圧分布としてはおおむね静水圧程度となることを確認した。また、津波波圧評価における不確かさとして、敷地法面の形状変化の影響、基準津波（水位上昇側）と異なる特性の津波の影響、周期の異なる津波の影響、波高の異なる津波の影響を考慮して検討した結果、いずれのケースにおいても分裂波や衝撃圧が発生せず、津波波圧への影響が小さいことを確認した。

女川原子力発電所の基準津波の第 1 波は、周辺地形からの回り込みや反射の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達し、波の重なり合いによる二段型波形が特徴（図 5.4.2.2-28）となっている。基準津波を対象とした数値流体解析結果の考察として、二段型波形全体としての津波の半周期は約 10～20 分と長いことに起因し、水面全体が緩やかに上昇するような津波が作用し、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったことが要因と考えられる（図 5.4.2.2-14～図 5.4.2.2-16）。

また、模擬津波を対象とした水理模型実験結果の考察として、二段型津波（半周期 20 分）と単峰型津波（半周期 5 分）の結果を比較（表 5.4.2.3-2）すると、実験結果のばらつきはあるが、周期（波長）の短い単峰型津波の方が流速及びフルード数が大きくなる傾向が確認できる。一般的には流速が大きくなると津波波圧への影響が大きくなるが、女川サイトの特徴として防潮堤を高台上に設置していることから、防潮堤に作用する津波としては浸水深（水位）の大きい条件となるため、浸水深の大きさによってフルード数の上昇が抑えられ、流速の大きい単峰型津波を含めた全てのケースでフルード数が 1 以下の穏やかな流れ（常流）となり、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったと考えられる。

また、津波水位の大きさを比較した場合、水位条件の大小によって流速及びフルード数が大きく変動するような傾向は確認されない。上記と同様、全てのケースでフルード数が 1 以下の穏やかな流れ（常流）となったことに起因して、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波がおおむね静水圧と小さくなったと考えられる。

また、沖合から防潮堤前面の間における津波の水面勾配について整理を行

い、既往の文献で提言されている砕波発生限界 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ に対して、最大でも 15.3° と十分小さいことから、砕波が発生しないと判断した。砕波の発生有無に関する検討について、参考資料 1 に示す。

以上の結果を踏まえ、ソリトン分裂波（波状段波波圧）及び砕波（砕波段波波圧）による津波波圧への有意な影響がないこと、フルード数が 1 以下となること、津波波圧の水深係数が 3 以下となることから、波形特性の不確かさを考慮しても防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に包含されることを確認した。なお、盛土堤防を模擬したモデルでの解析は行っていないが、鋼管式鉛直壁よりも津波遡上に伴う減勢効果が大きくなることから、盛土堤防においても水深係数は 3 以下となると考えられる。

表 5.4.2.3-1 津波波圧の確認結果

確認方法	確認結果
数値流体解析	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 女川防潮堤(鋼管式鉛直壁)を模擬した数値流体解析により、基準津波の特性や津波波圧等を確認した。 ✓ 防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず、防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。 ✓ 基準津波の作用により、津波の衝撃圧は発生せず、持続圧が作用した。また、防潮堤に作用する波圧分布は単直線型となり、おおむね静水圧となった。 ✓ 護岸からの通過波浸水深を基準に無次元化した場合の水深係数は3以下となった。なお、盛土堤防を模擬したモデルでの解析は行っていないが、鋼管式鉛直壁よりも津波遡上に伴う減勢効果が大きくなることから、盛土堤防においても水深係数は3以下となると考えられる。 ✓ 防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に含まれることを確認した。
水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 女川防潮堤(鋼管式鉛直壁)を模擬した水理模型実験により、津波の波形特性(周期、波高)の違いが津波波圧等に与える影響を確認した。 ✓ 防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず、防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。 ✓ 津波の波形特性(周期、波高)の違いに関わらず、津波の衝撃圧は発生せず、持続圧が作用した。また、防潮堤に作用する波圧分布はいずれも単直線型となった。 ✓ 護岸からの通過波浸水深を基準に無次元化した場合の水深係数は3以下となった。なお、盛土堤防を模擬したモデルでの実験は行っていないが、鋼管式鉛直壁よりも津波遡上に伴う減勢効果が大きくなることから、盛土堤防においても水深係数は3以下となると考えられる。 ✓ 防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に含まれることを確認した。

表 5.4.2.3-2 水理模型実験による流速・フルード数の整理

波条件	目標津波水位 【O. P.】	二段型津波 (半周期 20 分)		単峰型津波 (半周期 5 分)	
		流速	フルード数 $Fr=v/\sqrt{g \cdot h}$	流速	フルード数 $Fr=v/\sqrt{g \cdot h}$
WAVE001, WAVE101	+17.0m	0.2m/s	0.071	4.7m/s	0.839
WAVE002, WAVE102	+25.0m	5.4m/s	0.704	8.0m/s	0.843
WAVE004, WAVE104	+32.5m	4.9m/s	0.450	9.1m/s	0.826
WAVE005, WAVE105	+35.0m	7.4m/s	0.623	9.3m/s	0.780
WAVE003, WAVE103	+36.0m	8.0m/s	0.738	7.9m/s	0.612
WAVE006, WAVE106	+37.5m	7.6m/s	0.603	9.2m/s	0.726

表 5.4.2.3-3 津波波圧確認結果の全体概要と考察

検討ケース	不確かさ 考慮の目的	検討方法	確認結果				考察
			分裂波の 発生	衝撃圧の 発生	波圧分布の 形状	津波波圧の 水深係数	
基準津波 (水位上昇側)	— 【基本ケース】	数値流体解析	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	2.19	津波の半周期が約 10～20 分と長いので、水面全体が緩やかに上昇するような津波が作用し、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったものと考えられる。
基準津波 (水位上昇側)	敷地法面の形状 変化の影響確認 (液状化等による 変状の可能性を 考慮)	数値流体解析	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	ケース 1 : 2.19 ケース 2 : 2.17 ケース 3 : 2.20	津波の半周期が約 10～20 分と長いので、水面全体が緩やかに上昇するような津波が作用し、直立構造とした場合でも分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったことで、法面形状の変化の影響がほとんど現れなかったものと考えられる。
基準津波 (水位上昇側)	基本ケースと異なる 特性の津波の 影響確認	数値流体解析	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	2.34	津波の半周期が約 12 分と長いので、水面全体が緩やかに上昇するような津波が作用し、基本ケースと異なり二段型波形の一段目の波形が二段目よりも高い津波とした場合でも分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなり、波形特性の変化の影響がほとんど現れなかったものと考えられる。
模擬津波 (半周期： 5分, 20分)	周期の異なる津波の 影響確認 (基準津波の第 1 波の 周期特性を考慮)	水理模型実験	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	5分 : 2.12～2.31 20分 : 2.22～2.39 (実験結果の 平均値で整理)	周期の短い単峰型津波の方が流速及びフルード数が大きくなる傾向が確認されたが、高台上の防潮堤に作用する津波としては水位の大きい条件となるため、いずれの実験結果でもフルード数が 1 以下の穏やかな流れ(常流)となり、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったものと考えられる。 また、波形等の条件の違いや実験結果のばらつきの影響も含まれているが、水深係数が数値流体解析の結果 (2.17～2.34) と同程度となったことを踏まえると、検討の信頼性が高いと考えられる。
模擬津波 (津波高さ： 0.P.+17.0m～ 0.P.+37.5m)	波高の異なる津波の 影響確認 (防潮堤越波の 可能性まで網羅的 に考慮)	水理模型実験	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	17.0m : 2.18～2.39 25.0m : 2.12～2.33 32.5m : 2.31～2.34 35.0m : 2.27～2.37 36.0m : 2.22～2.24 37.5m : 2.31～2.31 (実験結果の 平均値で整理)	0.P.+17.0m ケースではばらつきが大きいですが、全体としては水位条件の大小によって流速及びフルード数が大きく変動するような傾向は確認されない。いずれの実験結果でもフルード数が 1 以下の穏やかな流れ(常流)となり、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波がおおむね静水圧と小さくなったものと考えられる。 また、波形等の条件の違いや実験結果のばらつきの影響も含まれているが、水深係数が数値流体解析の結果 (2.17～2.34) と同程度となったことを踏まえると、検討の信頼性が高いと考えられる。

(2) 防潮堤の設計で考慮する津波波圧の設定

基準津波を対象とした津波波圧の確認結果及び不確かさを考慮した検討結果を踏まえ、保守的な設計を行う観点から、図 5.4.2.3-1 のとおり朝倉式①を参照して防潮堤の設計波圧として設定する。なお、朝倉式は津波の通過波の浸水深に応じて波圧を算定する式であり、通過波の浸水深を入力津波水深（最大浸水深）の 1/2 と仮定して津波波圧を算定する。

朝倉式適用にあたっての設計用浸水深の考え方（通過波の浸水深を入力津波水深の 1/2 と仮定していることの保守性）について、参考資料 2 に示す。また、海水に浮遊砂が混入して海水密度が上昇した場合の津波波圧への影響について、参考資料 3 に示す。

なお、屋外排水路逆流防止設備については、防潮堤の海側に設置する陸上構造物となることから、防潮堤と同様の考え方により津波波圧を算定する。

$$p = \rho \cdot g \cdot (\alpha \cdot \eta - z)$$

ここで、

p : 津波波圧 (kN/m²) *

ρ : 海水の密度 (= 1.03 t/m³)

g : 重力加速度 (= 9.80665 m/s²)

α : 水深係数 (= 3)

η : 浸水深 (通過波の浸水深 = 入力津波水深の 1/2) (m)

z : 陸上地面を基準とした上向の正の座標 (m)

注記 * : kN = t · m/s² であり、kN/m² = t/m³ · m/s² · m となる。

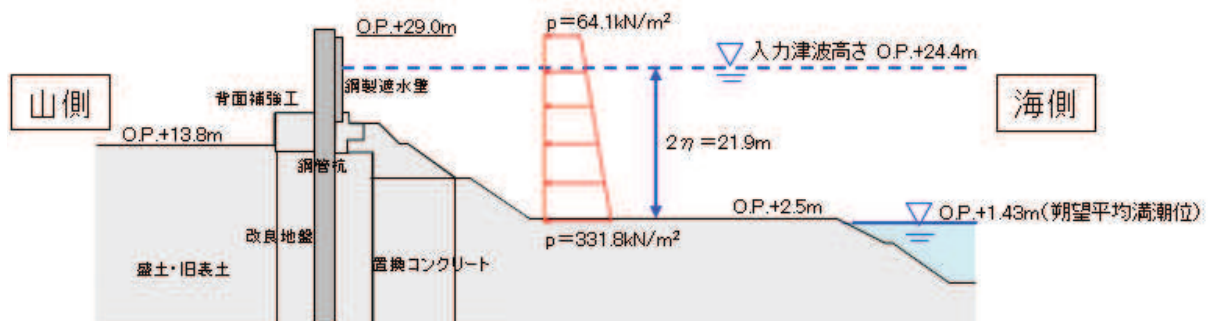


図5.4.2.3-1 津波波圧設定の考え方（防潮堤（鋼管式鉛直式）の断面図）

5.4.3 貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

(1) はじめに

貯留堰の構造図を図 5.4.3-1 に示す。

貯留堰は、取水口底盤に設置するコンクリート製の海中構造物であり、引き波時に貯留堰（天端高さ O.P. -6.3m）において海水を貯留する。このため、貯留堰に津波波力が作用するのは、引き波により貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成 27 年 12 月一部改訂）によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については、若干越流している状態に静水圧差による算定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の方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方を採用する必要があるとしている。このため、貯留堰における津波波力としては、越流直前の波力及び越流時の静水圧差のうち保守的なものを適用することとする。

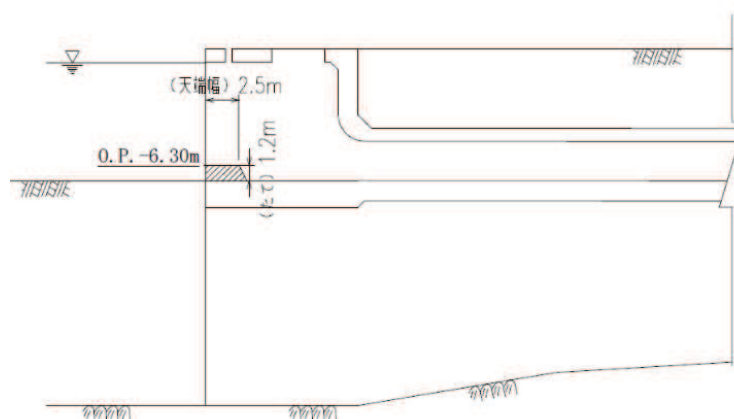


図 5.4.3-1 貯留堰構造図

(2) 越流直前の津波波力の設定方針

貯留堰前面における引き波水位の時刻歴変形を図 5.4.3-2 に示す。貯留堰前面の海域（港湾内）を含めた断面のイメージ図を図 5.4.3-3 に示す。

下降側基準津波の引き波時において、貯留堰前面の O.P. -7.5m の海底面は露出するものの、それよりも港湾側の海底面 (O.P. -11.5m) の水位は若干残るため、この海底面も露出することを仮定し、その後の押し波を遡上波と考えて津波波力を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波圧が保守的になるように貯留堰前面の海底面 (O.P. -7.5 m) よりも港湾側の海底面 (O.P. -11.5m) まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし、貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端高さ (O.P. -6.3 m) までを想定する。

津波波圧は、「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」の考え方に従って、津波高さの3倍の高さまで静水压荷重を考慮する。津波波圧の作用イメージ図を図 5.4.3-4 に示す。

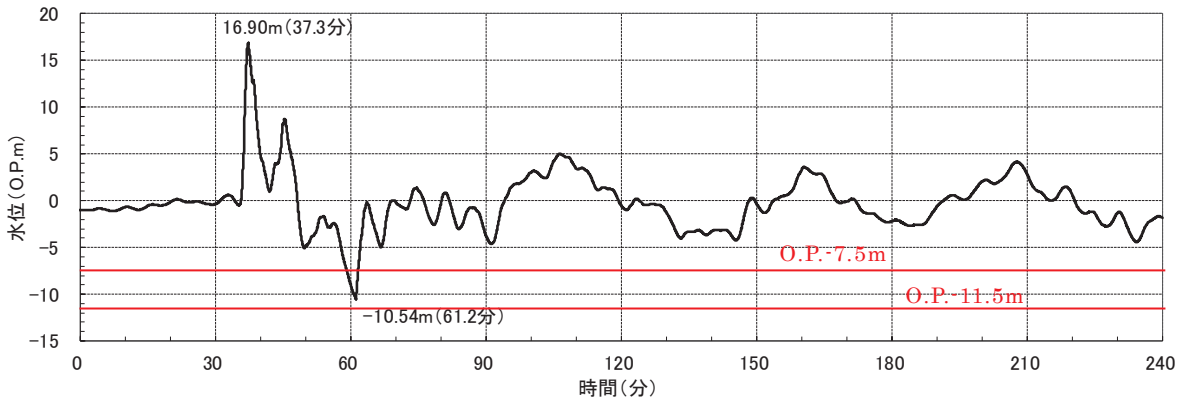


図 5.4.3-2 貯留堰前面における基準津波（下降側）の水位時刻歴波形

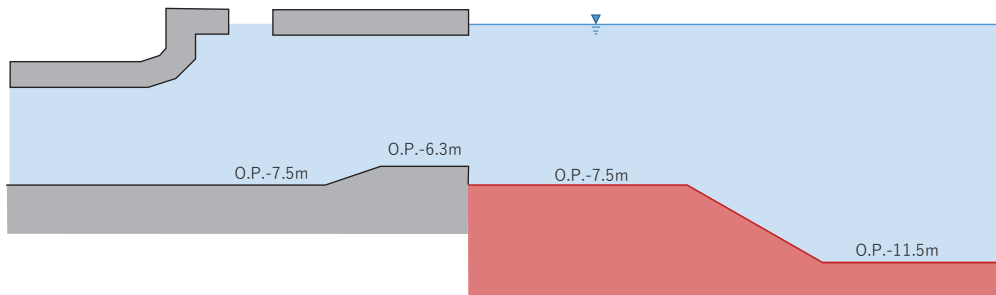


図 5.4.3-3 貯留堰前面の海域（港湾内）を含めた断面のイメージ図

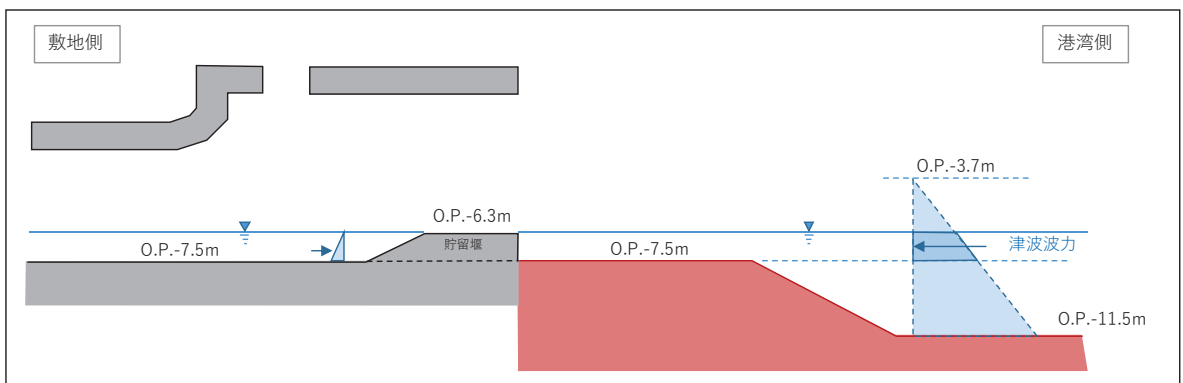


図 5.4.3-4 津波波圧の作用イメージ図（越流直前）

(3) 越流時の津波波力の設定方針

図 5.4.3-5 に貯留堰の内外水位差が最大となる箇所の津波水位の時刻歴波形を示す。

引き波後に襲来する津波が貯留堰を越流する際に最大 0.99m の水位差が発生する。このため、津波高さとしては貯留堰天端高さ (O.P. -6.3m) から 1m の高さの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局)」(平成 27 年 12 月一部改訂) による静水圧差による算定式を参考に設定する。津波波力の作用イメージ図を図 5.4.3-6 に示す。

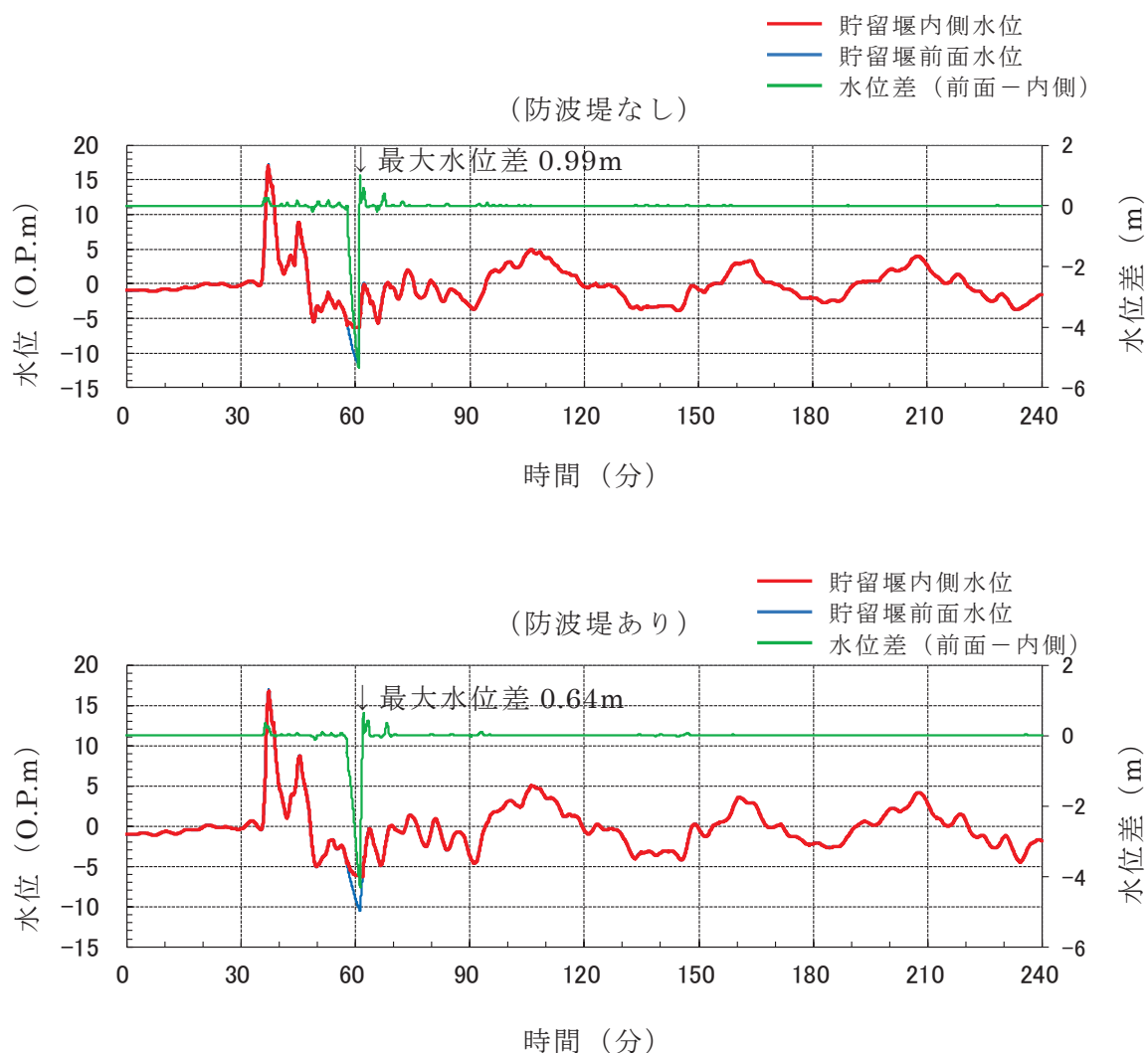


図 5.4.3-5 貯留堰前面と内側の津波水位及び水位差時刻歴水位波形

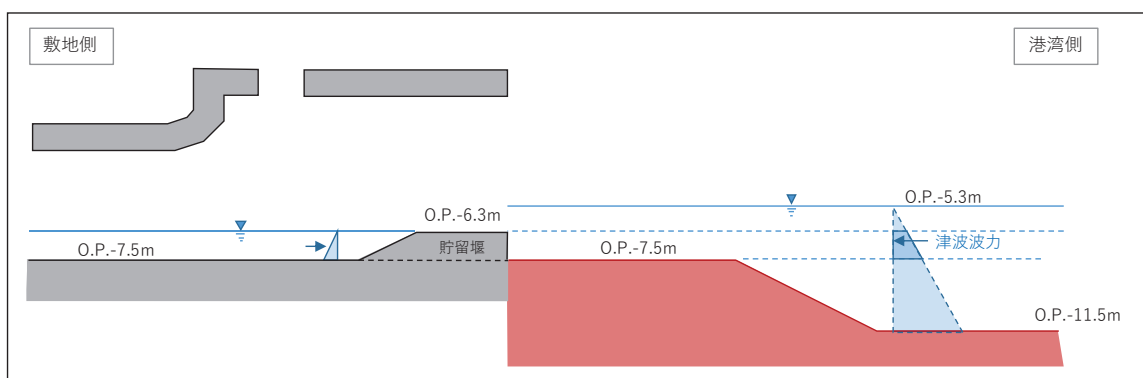


図 5.4.3-6 津波波圧の作用イメージ図（越流時）

(4) まとめ

海中構造物である貯留堰における津波波力について、越流直前の波力及び越流時の静水圧差について検討した。この結果、越流直前の津波波力の方が越流時の静水圧差を上回る結果となった。このため、貯留堰における津波波力として、保守的に越流直前の津波波力を考慮することとする。

5.4.4 取放水路流路縮小工に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

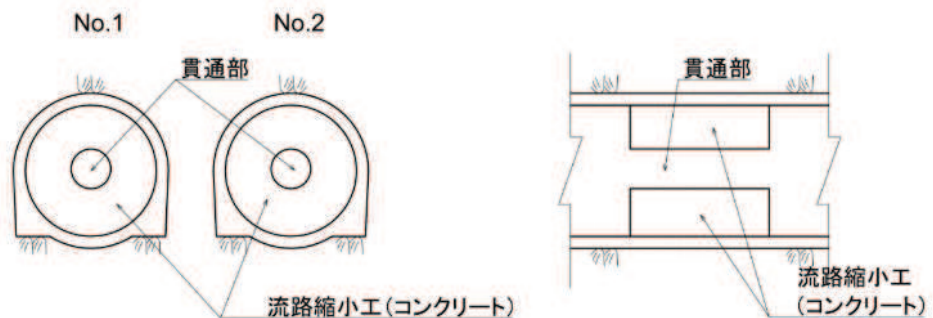
(1) はじめに

取放水路流路縮小工の構造図を図 5.4.4-1 に示す。

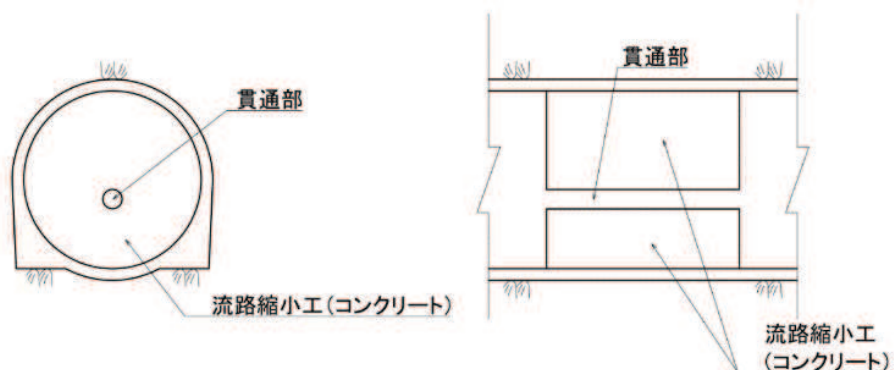
取放水路流路縮小工は、第 1 号機取水路及び第 1 号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造物であり、常時は構造物に部分的に水圧が作用し、津波時には構造物全面に水圧が作用する。

取放水路流路縮小工は栈橋などの杭式構造物の杭やパイプライン、あるいはマウンド被覆材などと同様に水中又は水面付近の環境にあると考えられ、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版（日本港湾協会）」によると、水中又は水面付近の部材及び施設の流れによる力は、流れの方向に作用する抗力と流れに直角の方向に作用する揚力として分け、それぞれに対して荷重算定式が設定されている。

また、取放水路流路縮小工の貫通部には、水圧鉄管と同様に管内水の摩擦による推力が発生すると考えられ、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）平成 29 年版（(社)水門鉄管協会）」に、管内水の摩擦による推力の算定式が設定されている。



(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路))



(取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路))

図 5.4.4-1 取放水路流路縮小工の構造図

(2) 取放水路流路縮小工に対する津波波圧の設定方針

取放水路流路縮小工に対する津波波圧は、図 5.4.4-2 に示すとおり、静水圧 (P1)、流水圧 (P2)、推力 (P3) を考慮する。

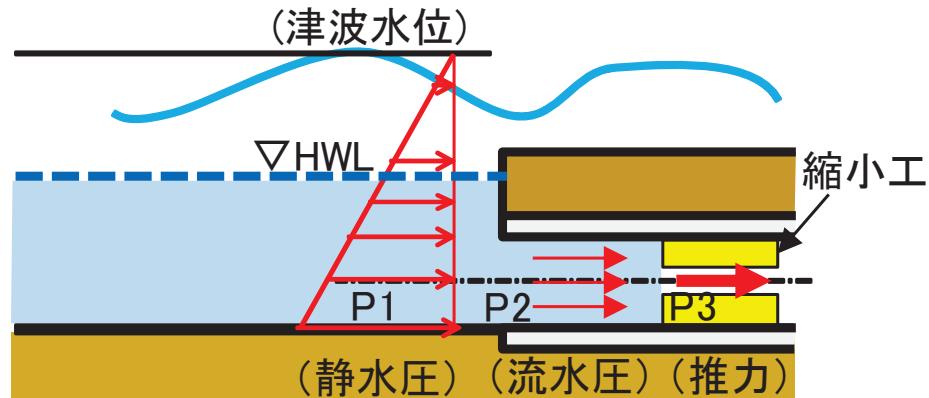


図 5.4.4-2 津波時の荷重作用イメージ

流水圧 (流路縮小工全面に作用する流体力 : P2) は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版 (日本港湾協会)」を参照し、次式により設定する。なお、流路縮小工には貫通部があるが、流水圧の算定にあたっては、保守的に開口が無いものとみなし、流路縮小工全体に荷重が作用する (平板と同様に水流が背面に抜けない) ものとして、抗力係数は最大値の 2.01 を考慮する。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2$$

F_D : 物体に作用する流れの方向の抗力 (kN)

C_D : 抗力係数 (保守的に最大値 2.01 とする)

ρ_0 : 水の密度 (海水 1.03t/m³)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m²)

U : 流速 (m/s)

推力 (貫通部の流水の摩擦により生じる推力 : P3) は、「水門鉄管技術基準 (水圧鉄管・鉄鋼構造物編) 平成 29 年版 ((社) 水門鉄管協会)」を参照し、次式により設定する。なお、流路縮小工はコンクリート製であることから、流水の摩擦抵抗係数については、「水理公式集 [2018 年版] ((公社) 土木学会)」を参照し、 $f = 8g n^2 / (D/4)^{1/3}$ (tf/m³) にコンクリートの粗度係数 ($n=0.015$) を考慮して設定する。

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力の保守性について、参考資料 4 に示す。

$$P = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} L$$

P : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (kN/m³)

L : 貫通部長さ (m), Q : 貫通部流量 (m³/s), D : 貫通部直径 (m)

砕波の発生有無に関する検討について

1. 概要

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧に関して、数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）及び水理模型実験による検討を行った結果、ソリトン分裂波による津波波圧への有意な影響がないこと、フルード数が1以下となること、津波波圧の水深係数が3以下となることから、波形特性の不確かさを考慮しても防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に包含されることを確認した。

ここでは、数値流体解析により得られた水位の空間分布及び最大水面勾配を確認し、砕波の発生有無について確認を行う。なお、水理模型実験については、水位の抽出位置が水位計設置位置に限定され、連続的な水面形状、水面勾配を評価することができないことを踏まえ、基準津波を対象に実施した数値流体解析の結果にて代表して水面勾配の確認を行う。

2. 判断基準

「松山ら（2005）*1」は、砕波限界の水面勾配を30度から40度としているため、今回の数値計算においても水面勾配30°を砕波の発生有無を判断基準とする。

*1：松山昌史・池野正明・榊山勉・柳沢賢・藤井直樹：大陸棚上におけるソリトン分裂した津波の砕波に関する無ひずみ模型実験，海岸工学論文集 第52巻，pp.241-245，2005

3. 検討結果

女川原子力発電所の基準津波の特性や周辺地形の影響確認結果を踏まえて、津波の第1波を検討対象としていることから、第1波の到達時刻に着目して、数値流体解析における沖合から防潮堤前面までの水位の空間分布と最大水面勾配を確認した。検討対象とする津波は、津波波圧に着目した検討であることを踏まえ、基準津波（水位上昇側）とし、敷地法面の形状を変化させた3ケース（図5.4.2.2-26）にて確認を行った。

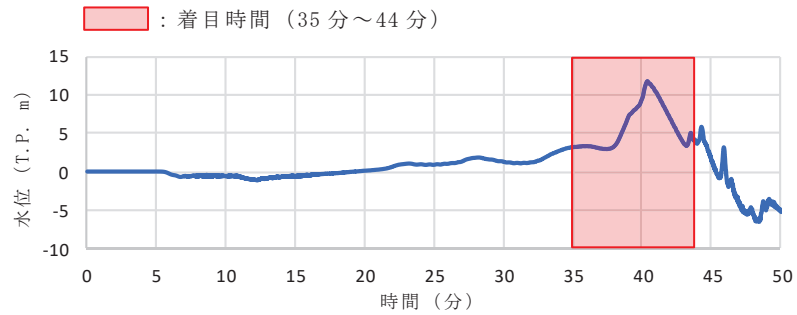
着目した各ケースにおける最大水面勾配を表1-1に、沖合及び敷地前面の水位時刻歴波形を図1-1に、水位の空間分布と最大水面勾配を図1-2～図1-4に示す。

着目時刻35分～44分における沖合から防潮堤前面の間での津波の水面勾配について、今回判断基準とした水面勾配30°に対して、最大でも15.3°と小さいことから、砕波が発生しないと判断した。

表 1-1 最大水面勾配の確認結果

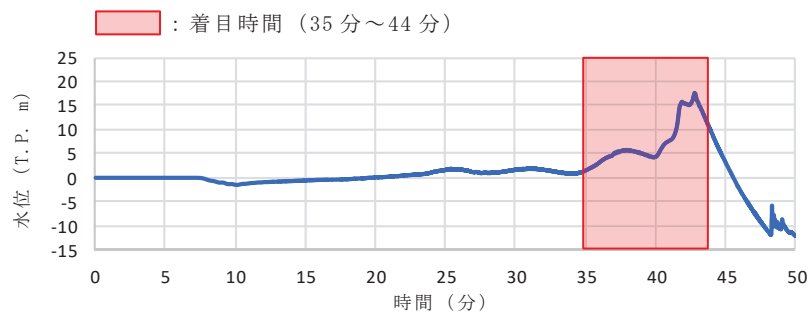
津波	敷地法面の形状	最大水面勾配*
基準津波 (水位上昇側)	海側法面あり：基本地形 (図 5.4.2.2-26 のケース 1)	15.3°
	海側盛土なし (図 5.4.2.2-26 のケース 2)	10.6°
	海側法面なし (図 5.4.2.2-26 のケース 3)	10.6°

*：計算格子（格子サイズ：1.00m～8.85m）毎に水面勾配を算定し，各ケースの最大水面勾配を抽出。



沖合（防潮堤から約 2 km 地点）

(図 5.4.2.2-13 W 1 地点)



敷地前面（防潮堤から約 0.5 km 地点）

(図 5.4.2.2-13 W 3 地点)

図 1-1 沖合及び敷地前面の水位時刻歴波形
(基準津波 (水位上昇側))

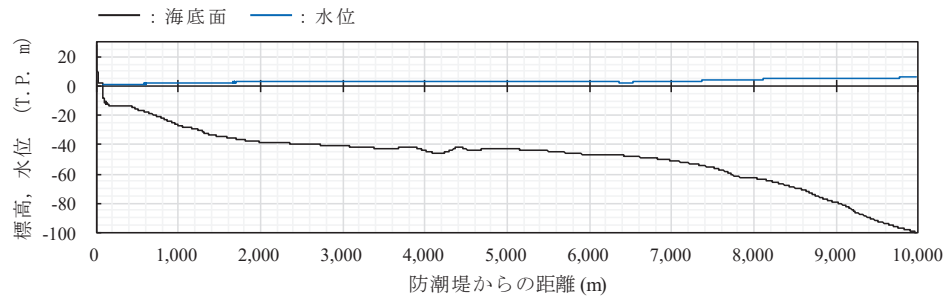


図 1-2-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，35 分）

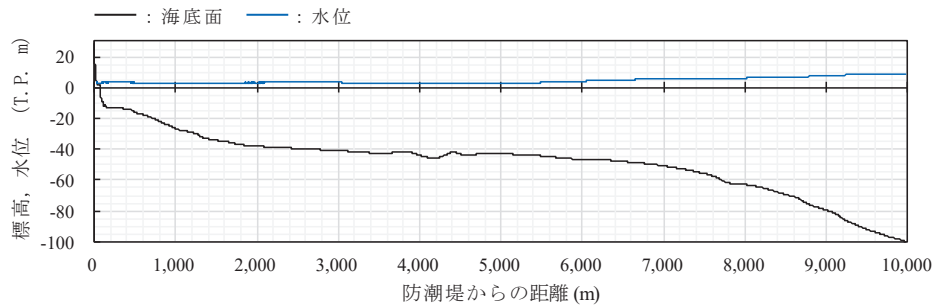


図 1-2-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，36 分）

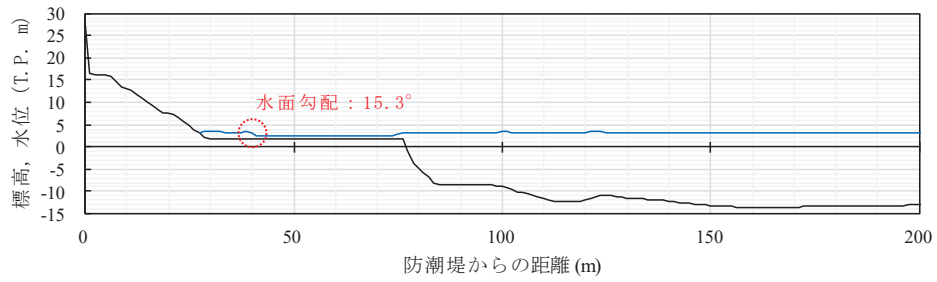


図 1-2-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，36 分 [0-200m 拡大]）

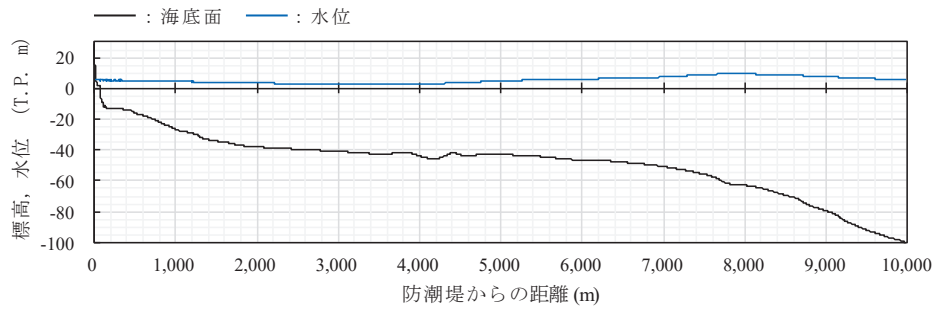


図 1-2-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，37分）

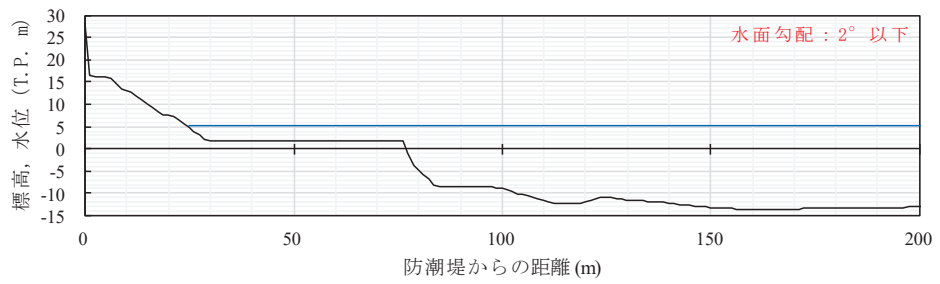


図 1-2-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，37分 [0-200m 拡大]）

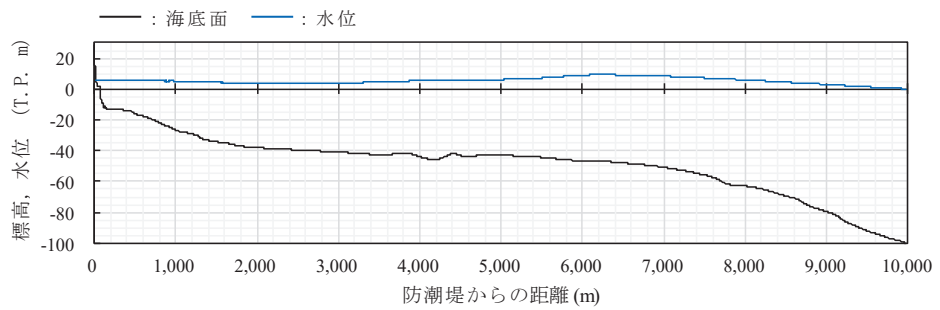


図 1-2-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，38分）

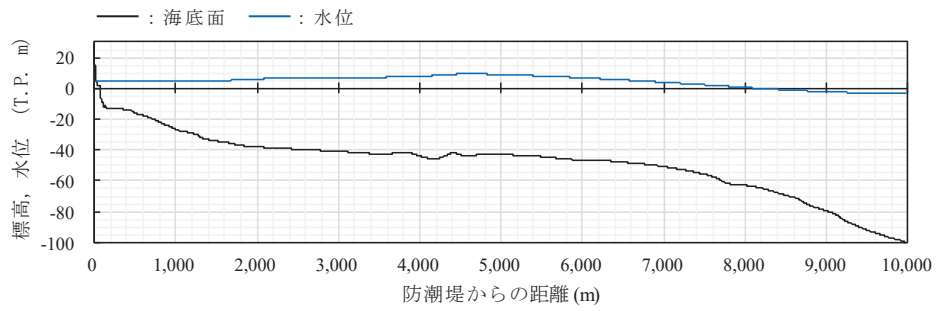


図 1-2-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，39 分）

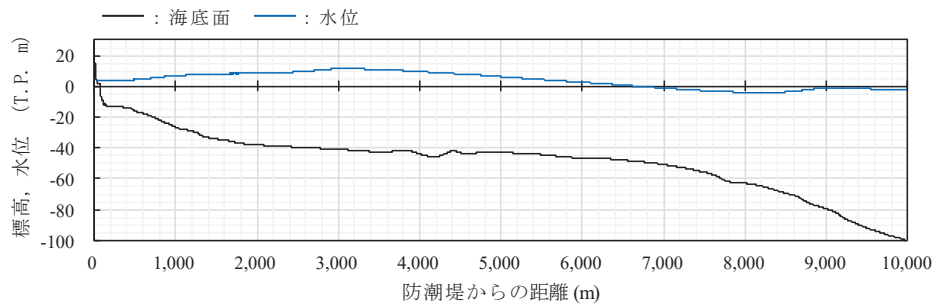


図 1-2-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，40 分）

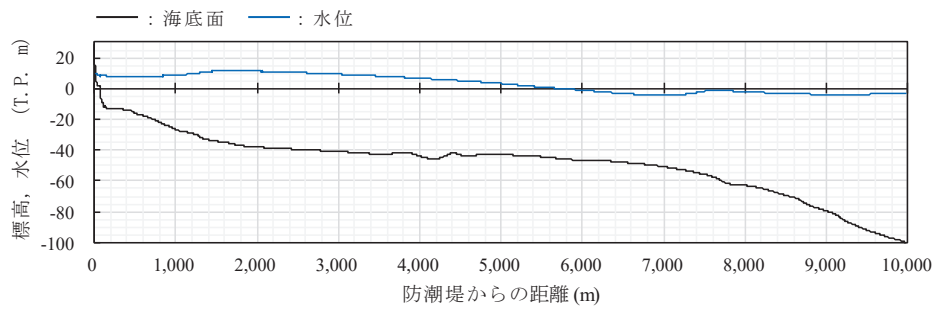


図 1-2-7(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，41 分）

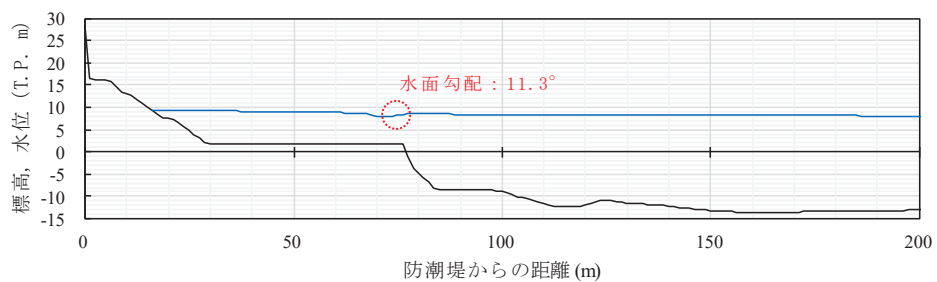


図 1-2-7(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，41 分 [0-200m 拡大]）

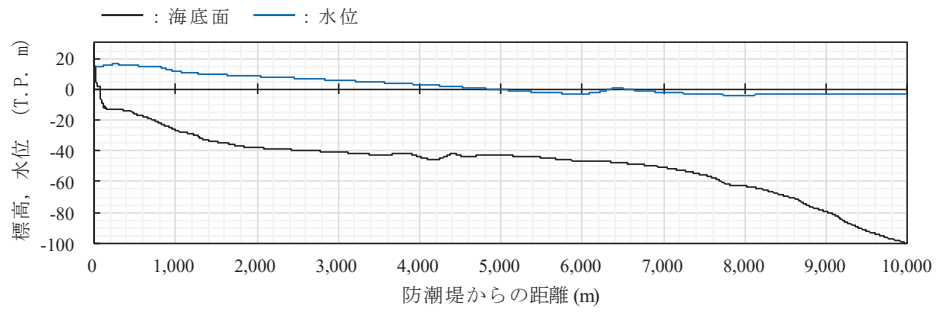


図 1-2-8(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，42分）

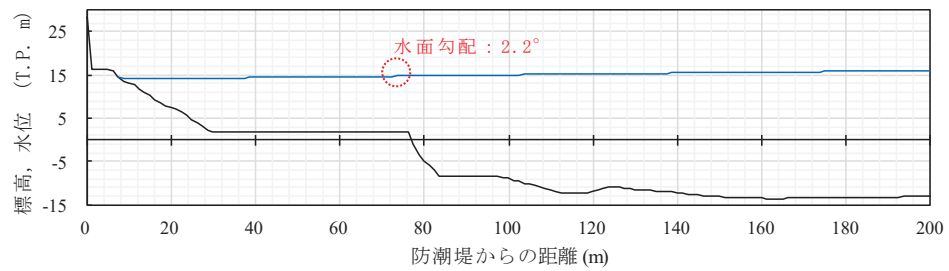


図 1-2-8(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，42分 [0-200m 拡大]）

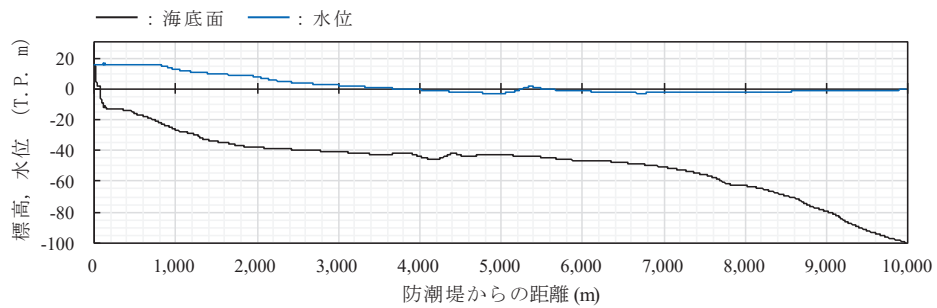


図 1-2-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，43分）

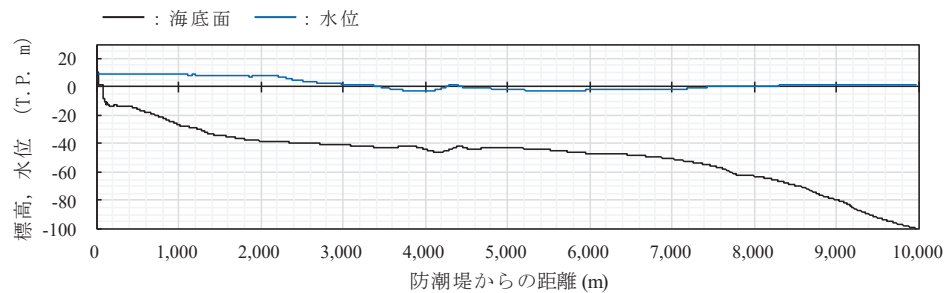


図 1-2-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，44分）

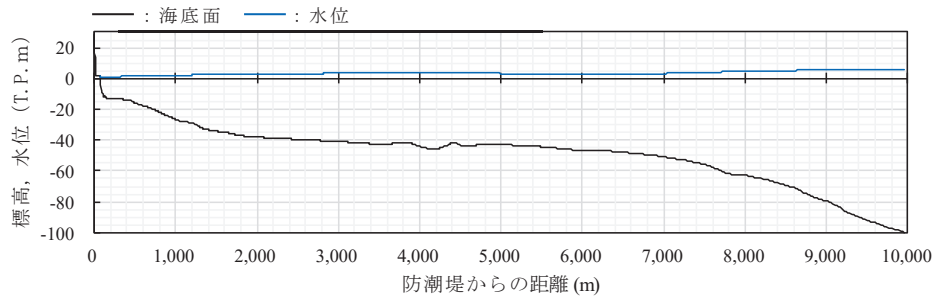


図 1-3-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，35 分）

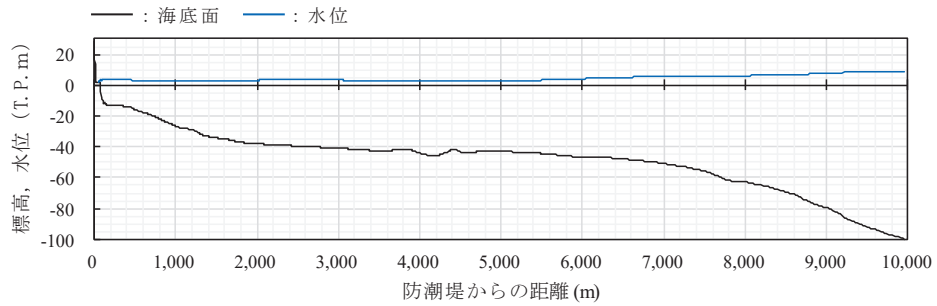


図 1-3-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，36 分）

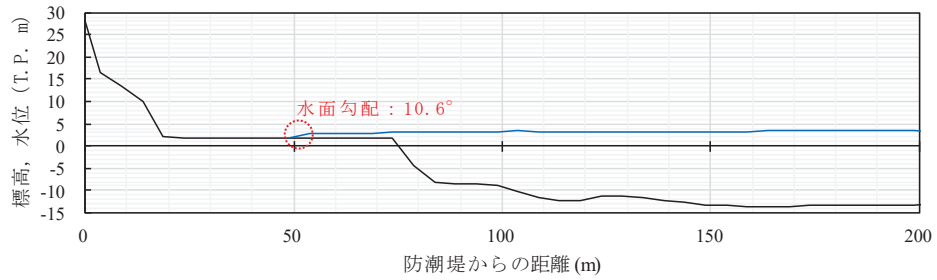


図 1-3-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，36 分 [0-200m 拡大]）

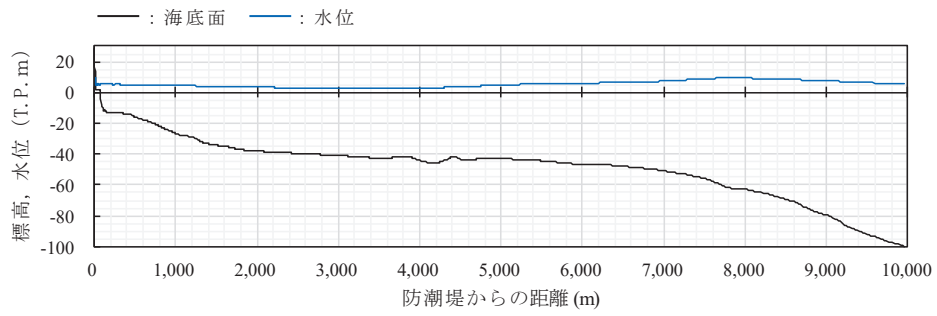


図 1-3-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，37分）

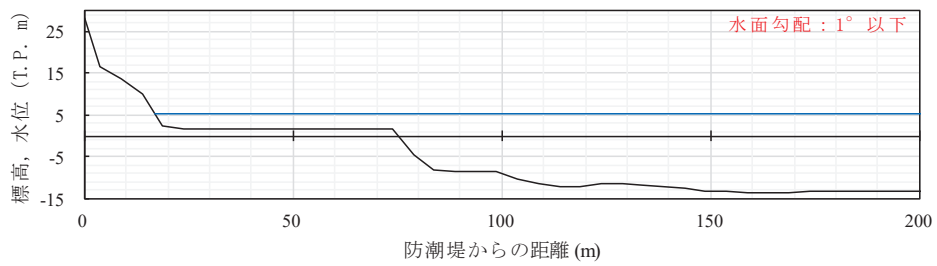


図 1-3-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，37分 [0-200m 拡大]）

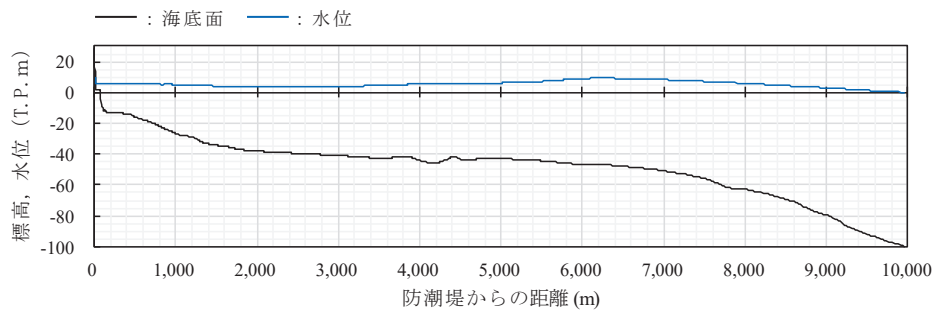


図 1-3-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，38分）

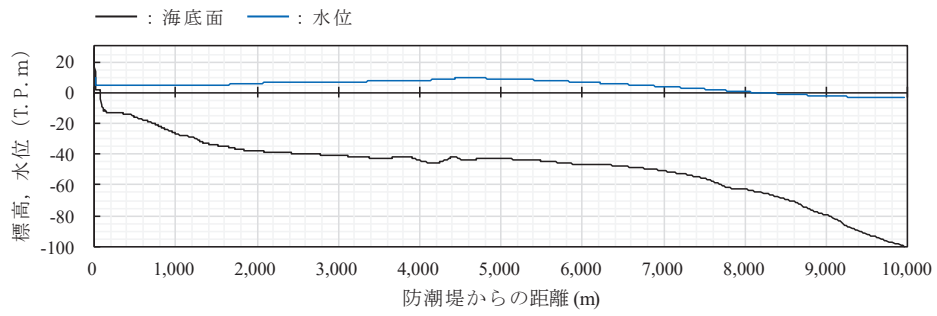


図 1-3-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，39 分）

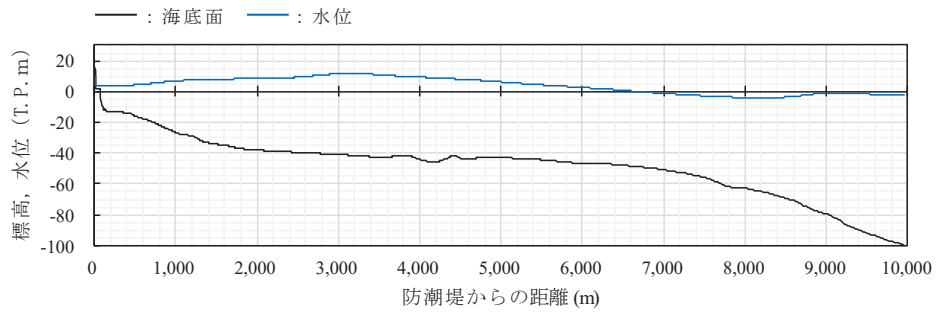


図 1-3-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，40 分）

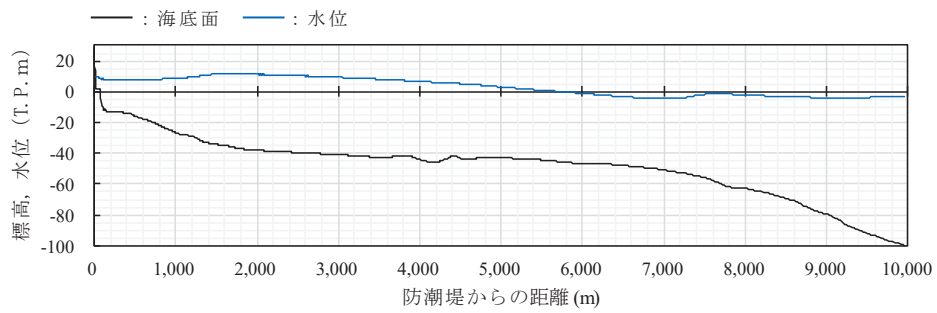


図 1-3-7 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，41 分）

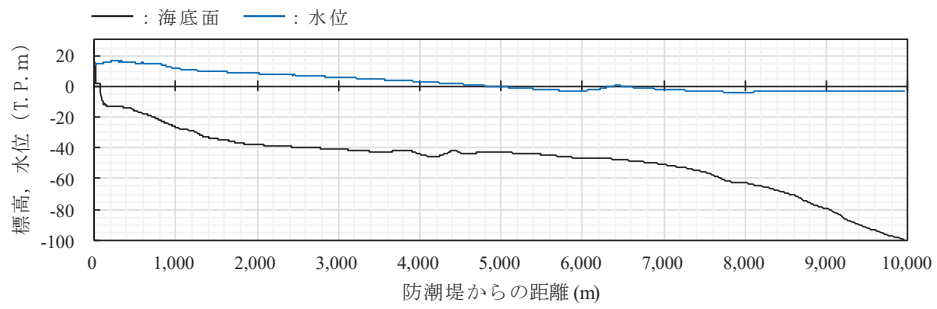


図 1-3-8(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，42分）

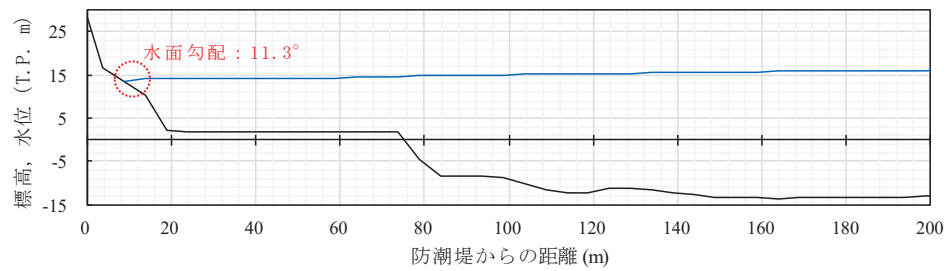


図 1-3-8(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，42分 [0-200m 拡大]）

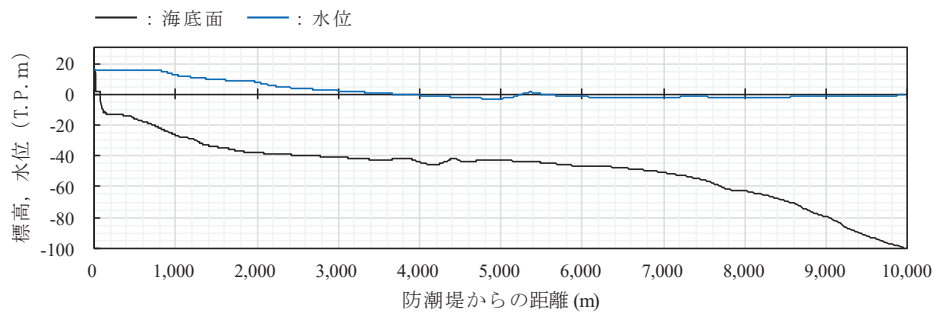


図 1-3-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，43分）

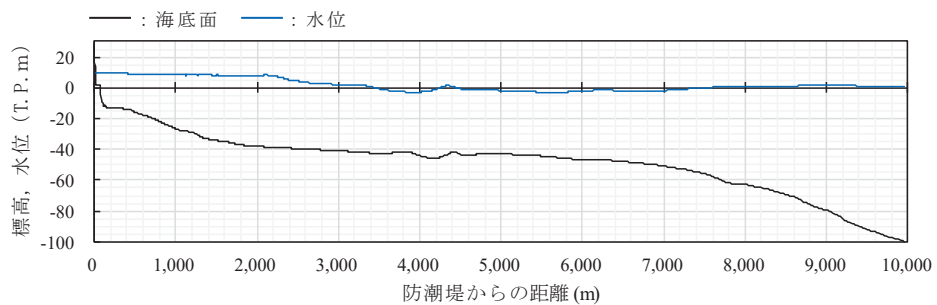


図 1-3-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，44分）

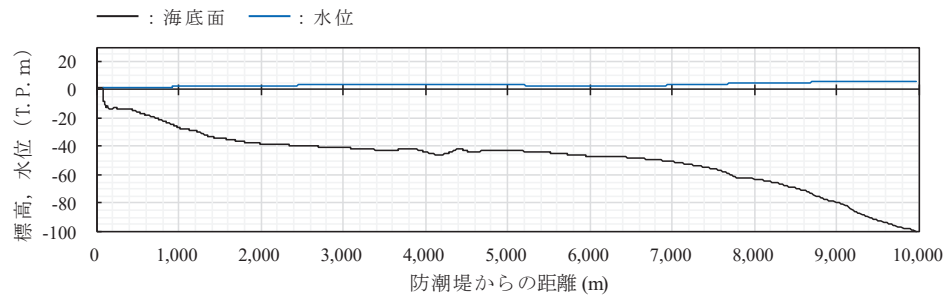


図 1-4-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，35 分）

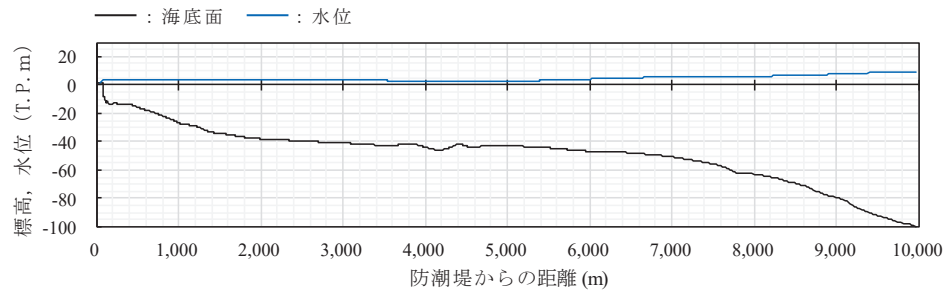


図 1-4-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，36 分）

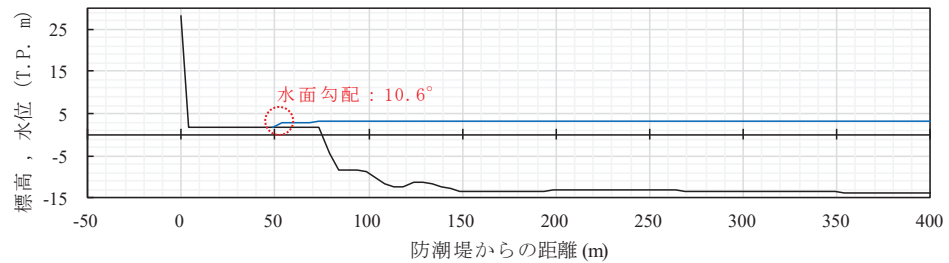


図 1-4-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，36 分 [0-200m 拡大]）

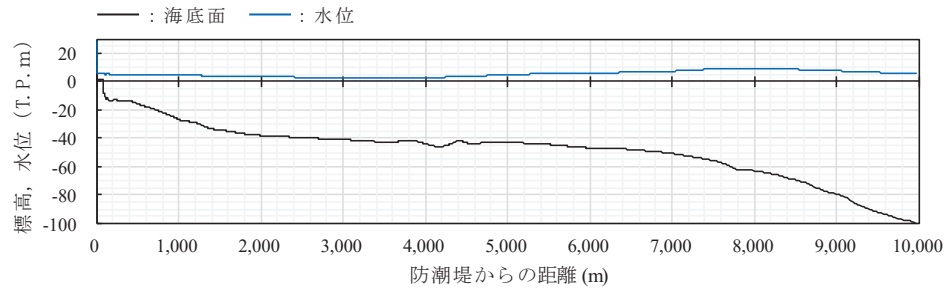


図 1-4-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，37 分）

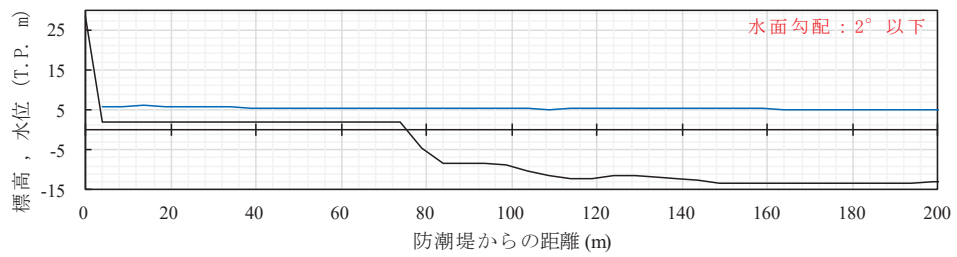


図 1-4-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，37 分 [0-200m 拡大]）

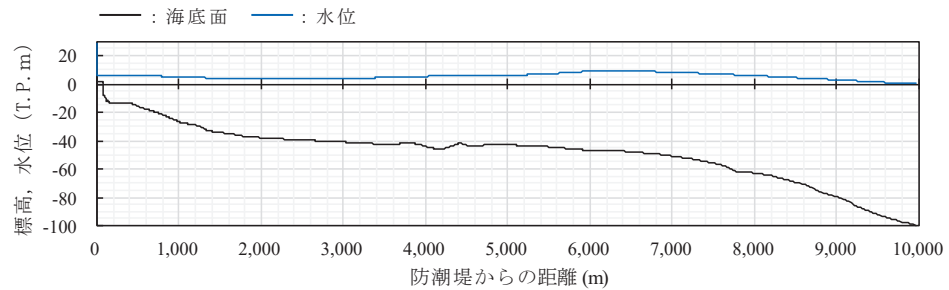


図 1-4-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，38 分）

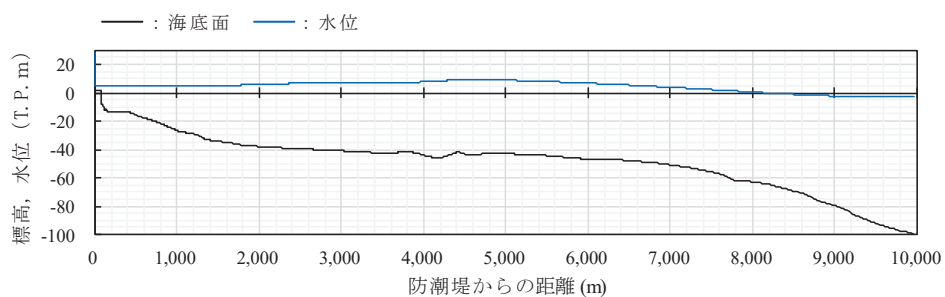


図 1-4-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，39 分）

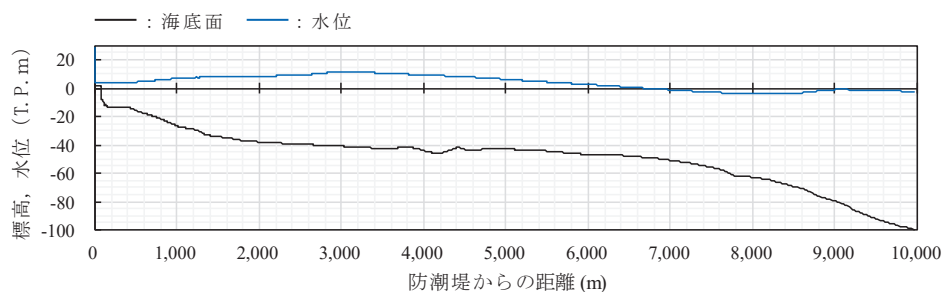


図 1-4-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，40 分）

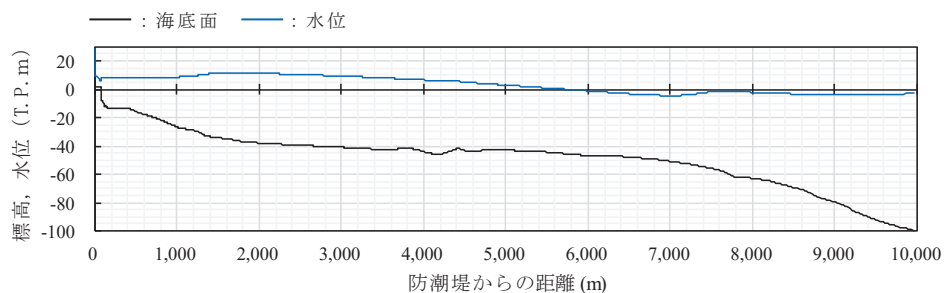


図 1-4-7(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，41 分）

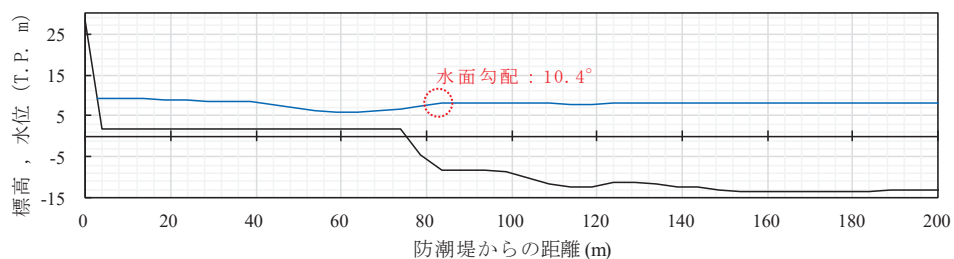


図 1-4-7(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，41 分 [0-200m 拡大]）

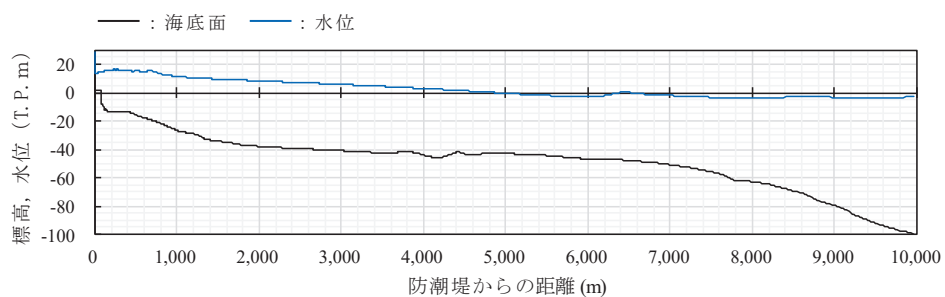


図 1-4-8 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，42 分）

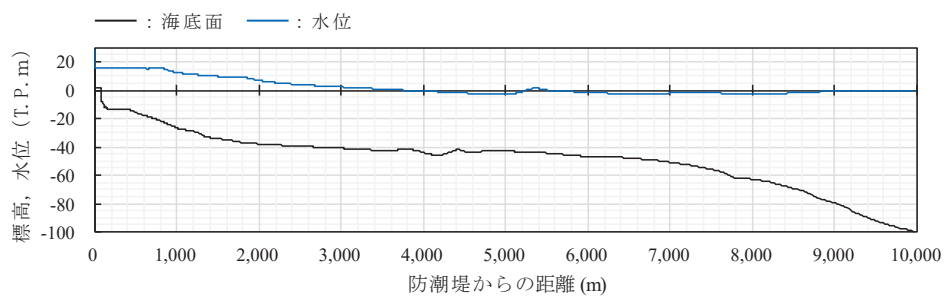


図 1-4-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，43 分）

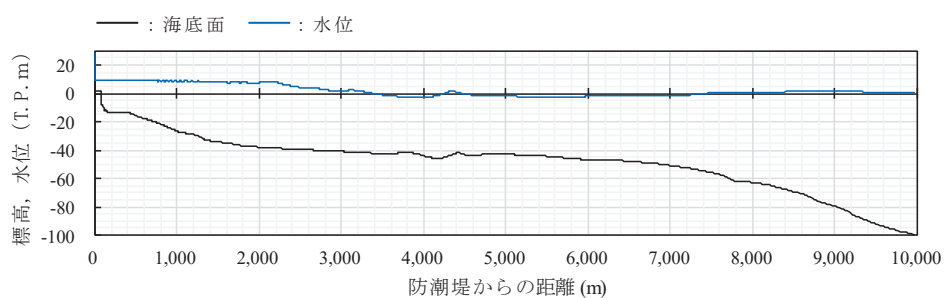


図 1-4-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，44 分）

朝倉式適用にあたっての設計用浸水深の考え方について

1. 概要

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧は、通過波の浸水深に応じて波圧を算定する朝倉式を参照している。しかし、防潮堤を考慮しない形状を用いた通過波解析を実施しても、防潮堤海側にある敷地法面の影響により津波の堰上げが発生するため、通過波の浸水深を正確に確認することが難しい。そのため、設計用浸水深を入力津波水深（最大浸水深）の 1/2 と仮定している（図 5.4.2.3-1）。

ここでは、設計用浸水深を入力津波水深（最大浸水深）の 1/2 と仮定して津波波圧を設定することの妥当性（保守性）確認を目的に、防潮堤及び敷地海側法面を考慮しない形状を用いた数値流体解析を実施し、それにより得られる浸水深（通過波相当の浸水深）と、入力津波水深（最大浸水深）の 1/2 水深との比較を行った。

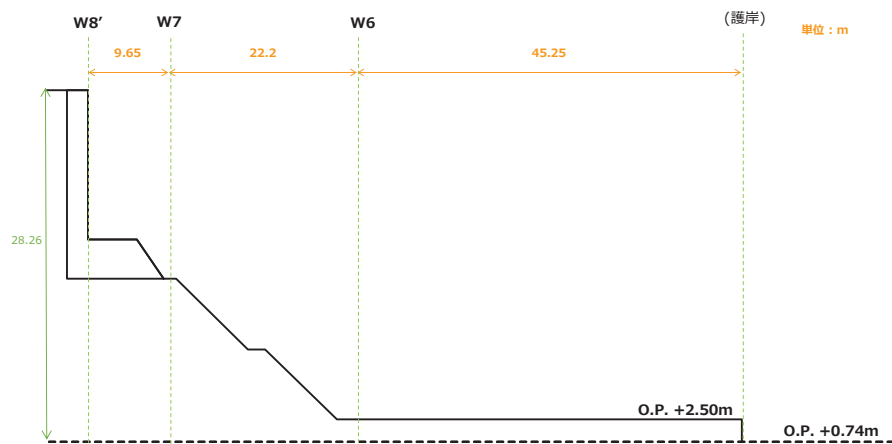
2. 検討結果

基準津波（水位上昇側）を対象に、防潮堤及び敷地海側法面を考慮しない形状を用いた数値流体解析を実施した。検討に用いた敷地形状、水位及び時刻歴波形の比較地点を図 2-1 に示す。

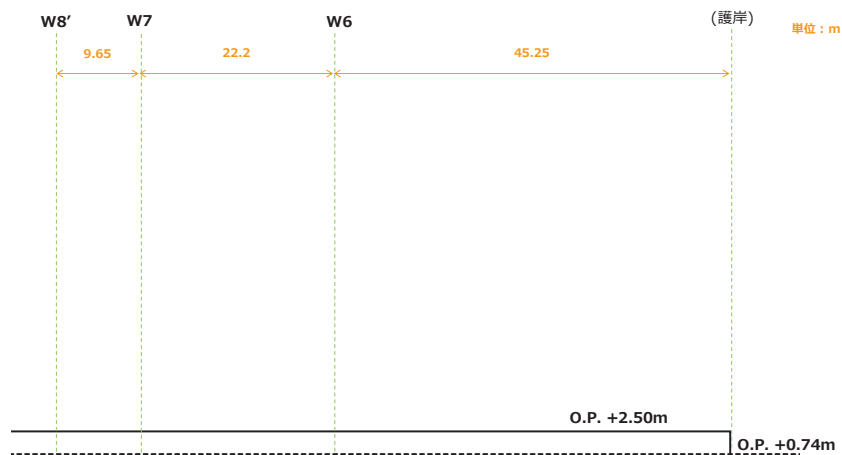
防潮堤及び敷地海側法面あり形状による最大浸水深の 1/2 水深と防潮堤及び敷地海側法面なし形状による最大浸水深（通過波相当の浸水深）の比較を表 2-1 に、各形状の時刻歴波形の比較を図 2-2 に示す。

検討の結果、防潮堤及び敷地海側法面あり形状による最大浸水深の 1/2 水深は、防潮堤及び敷地海側法面なし形状による最大浸水深（通過波相当の浸水深）を上回ることを確認した。

以上から、設計用浸水深を、通過波相当の浸水深よりも大きくなる入力津波水深（最大浸水深）の 1/2 と仮定することは、津波波圧算定において保守的な設定となっていることを確認した。



(ケース 1 : 防潮堤及び敷地海側法面あり)



(ケース 2 : 防潮堤及び敷地海側法面なし)

図 2-1 敷地形状，水位及び時刻歴波形の比較地点

表 2-1 最大浸水深の比較

地点	ケース 1 : 防潮堤及び 敷地海側法面あり		ケース 2 : 防潮堤及び 敷地海側法面なし
	最大浸水深 (m) (解析値)	最大浸水深 の 1/2 水深 (m)	最大浸水深 (m) (通過波相当の浸水深)
W 6	19.34	9.67	7.37
W 7	19.29	9.65	7.09
W 8'	19.35	9.68	7.06

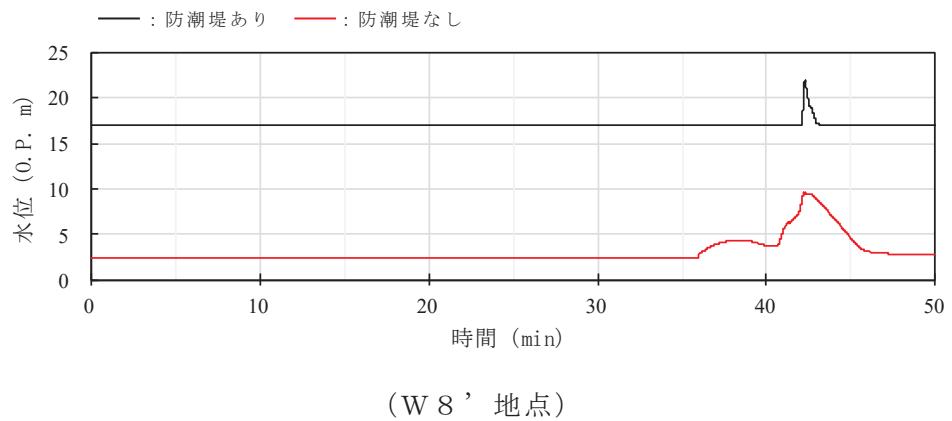
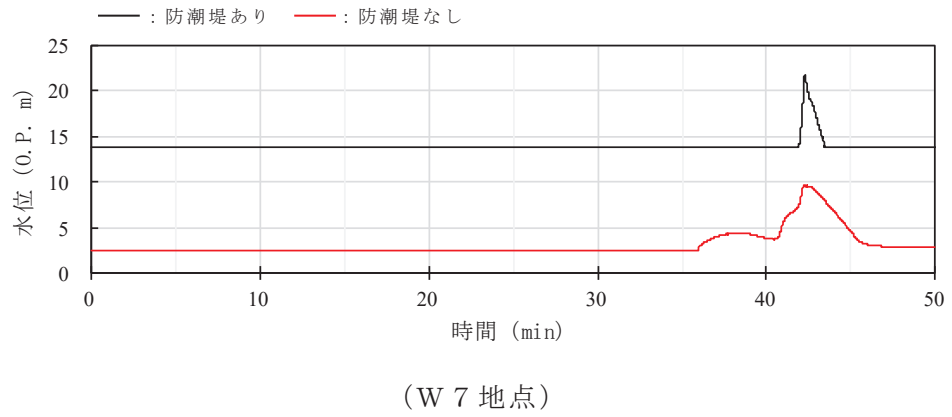
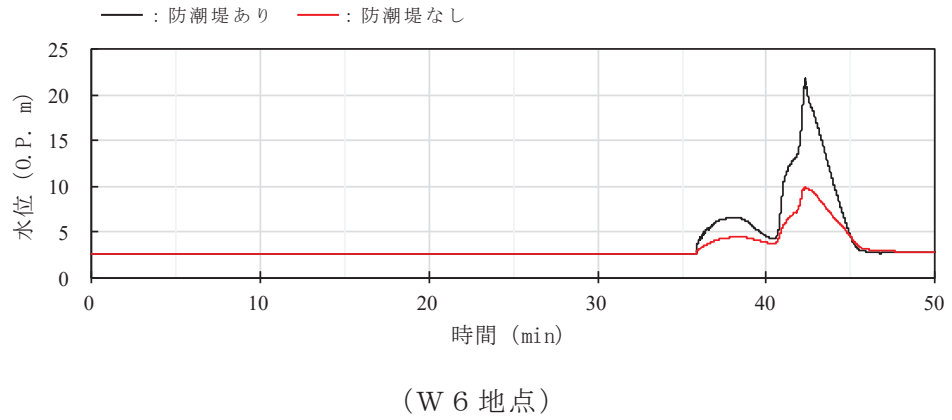


図 2-2 時刻歴波形の比較

海水に浮遊砂が混入した場合の津波波圧への影響について

1. 概要

耐津波設計として、施設・設備の設計においては海水密度として $1.03\text{t}/\text{m}^3$ を用いているが、敷地前面海域の海岸線付近は岩礁域になっており、沿岸部は岩、礫及び砂が堆積していることを踏まえ、津波が敷地前面の海底土砂を巻き上げて襲来する可能性を考慮し、保守的に浮遊砂体積濃度が上限値(1%)のときの、浮遊砂が混じった海水の密度による津波波圧への影響について確認する。

2. 浮遊砂濃度を考慮した場合の海水密度の算定

浮遊砂体積濃度の上限値は、設置変更許可申請書 審査資料「第 5 条：津波による損傷の防止 別添 1：女川原子力発電所 2 号炉耐津波設計方針について」及び「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 3.1 砂移動による影響確認について」と同様に、高橋ほか(1999)において示される浮遊砂体積濃度の上限値 1%とした。

設置変更許可申請書 審査資料添付資料六まとめ資料「資料 1-5-2 女川原子力発電所における津波評価について 9. 基準津波による安全性評価」では、論文整理に基づく浮遊砂体積濃度上限値に関する評価を実施している。高橋ほか(1999)の検証事例を表 3-1 に示す。検証結果から、浮遊砂体積濃度の上限値 5%は過大評価であり、浮遊砂体積濃度の上限値は 1%が妥当な設定値であると考え、砂移動評価を行っている。

また、FEMA(2012)の静水圧等の算定にあたっては、浮遊砂体積濃度を 5%と仮定した時の海水密度として、 $1.1\text{g}/\text{cm}^3$ を計算事例に用いているが、女川原子力発電所の浮遊砂体積濃度とは異なる仮定の下での設定となっている。

ここでは、津波が海底土砂を巻き上げて襲来する際の浮遊砂体積濃度の上限値は、設置変更許可申請書にて妥当な設定値として評価を実施した 1%と仮定し、海水密度を算定した場合の影響について確認する。表 3-2 に海水密度の算定結果を示す。浮遊砂が混じった海水の密度は $1.05\text{g}/\text{cm}^3$ である。

表 3-1 高橋ほか (1999) の検証事例

検証箇所 (検証津波)	文献	計算使用 砂粒径	計算格子 間隔	浮遊砂濃度 上限値	浮遊砂濃度上限値に関する評価
気仙沼湾 (1960年チリ津波)	玉田ほか (2009)	0.001~ 1mm	25m, 5m	1%, 5%	・計算格子間隔5mの場合、浮遊砂濃度上限値5%は実績値より浸食深を過大に評価
八戸港 (1960年チリ津波)	藤田ほか (2010)	0.26mm	10.3m	1%, 2%, 5%	・浮遊砂濃度上限値5%は過大に評価 ・浮遊砂濃度上限値1%, 2%の場合の再現性が良好
宮古湾 (3.11地震津波)	近藤ほか (2012)	0.08mm	10m	1%	・土砂移動の全体的な傾向は良く一致 ・防波堤堤頭部の最大洗掘深や断面地形も定量的に概ね良く一致
気仙沼湾 (3.11地震津波)	森下・ 高橋(2014)	0.3mm	10m	1% 可変*	・砂移動評価に影響を及ぼす因子として、無次元掃流力、流砂量式係数、飽和浮遊砂濃度の3つを抽出 ・上記3つの因子を同時に変えたモデルにより、再現性が向上する可能性を示唆 ・飽和浮遊砂濃度については、摩擦速度の関数とすることで再現性の向上に繋がることを示唆

* : 試行的に $C_{sat} = \alpha \times \sqrt{U^2 + V^2}$ と規定 (C_{sat} : 飽和浮遊砂濃度, U, V : 断面平均流速(m/s), $\alpha = 0.01$)

表 3-2 海水密度の算定結果

	密度 (g/cm ³)
海水	1.03
砂	2.716
海水 + 砂 1%	1.05

3. 津波波圧への影響検討

(1) 海水密度 1.05g/cm³ を考慮した場合の数値流体解析による検討

基準津波 (水位上昇側) を対象に数値流体解析を実施し、海水密度 1.05g/cm³ を考慮した場合の津波波圧の確認を行った。海水密度の上昇を考慮した場合の最大波圧分布を図 3-1 に、海水密度の上昇を考慮した場合の水深係数確認結果を表 3-3 に示す。

海水密度 1.05g/cm³ とした場合の最大波圧分布は、海水密度 1.03g/cm³ の最大波圧分布と有意な差は無く、水深係数として整理した場合の増分も 1%以下となっている。

以上から、女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧の水深係数 3 に対して十分な余裕があるため、海水に浮遊砂が混入した場合の影響を考慮しても、津波波圧の設定方法として保守的であることを確認した。

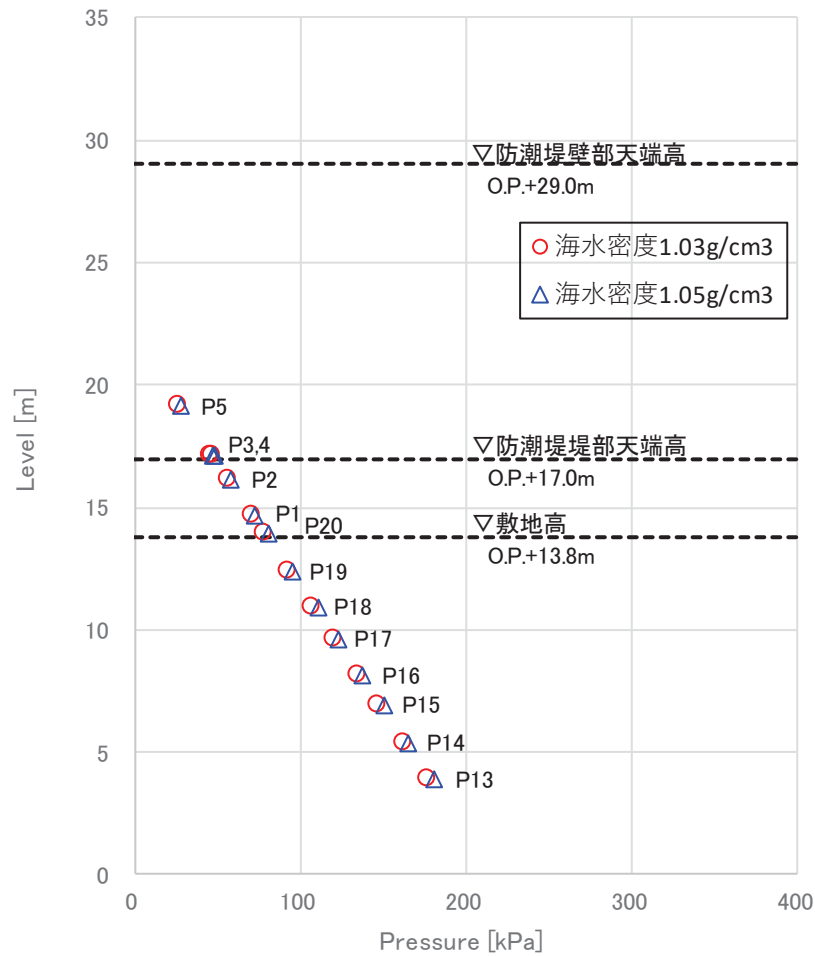


図 3-1 海水密度の上昇を考慮した場合の最大波圧分布

表 3-3 海水密度の上昇を考慮した場合の水深係数確認結果

検討ケース (検討方法)	水深係数 (海水密度 1.03g/cm ³)	水深係数 (海水密度 1.05g/cm ³)
基準津波 (水位上昇側) (数値流体解析)	2.19	2.20

(2) 海水密度 1.03g/cm³ を考慮した検討結果に対する余裕の考察

海水密度 1.03g/cm³ を考慮して数値流体解析及び水理模型実験を行い、水深係数として整理した結果は、「表 5.4.2.2-7 水深係数一覧 (水理模型実験)」及び「図 5.4.2.2-33 既往の津波波圧算定式との比較 (無次元最大津波波圧分布)」に示している。

津波の波形特性の不確かさを考慮して検討した水理模型実験による水深係数は、数値流体解析による水深係数よりも大きくなる結果が得られており、実験の平均値で整理した場合の水深係数が 2.28、実験の最大値を考慮した場合の水深係数が 2.85 となってい

る。また、いずれのケースにおいても、設計で考慮する津波波圧の水深係数3（朝倉式を適用）に対して15%以上の余裕がある。

朝倉式においては、海水密度と津波波圧は比例関係で定義されているため、海水密度が 1.03g/cm^3 から 1.05g/cm^3 に上昇しても津波波圧の増分は2%程度となる。また、保守的に海水密度が 1.03g/cm^3 から 1.1g/cm^3 に上昇することを仮定しても津波波圧の増分は7%程度となる。したがって、水深係数に15%以上の余裕を考慮して設定している津波波圧の設定方法は、海水に浮遊砂が混入した場合の影響を考慮しても、保守的であることを確認した。

4. まとめ

以上より、津波による海底土砂の巻き上げに伴う浮遊砂濃度の影響を考慮した場合においても、女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧の設定方法には十分な余裕があり、保守的であることを確認した。

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力の保守性について

1. 概要

取放水路流路縮小工の設計に用いる津波波圧のうち流水圧（流路縮小工全面に作用する流体力）及び推力（貫通部の流水の摩擦により生じる推力）の算定に用いる流速は、貝付着の有無の不確かさを考慮した管路解析により得られる最大流速に余裕を考慮して設定している。各取放水路流路縮小工貫通部の最大流速及び設計に用いる流速の関係を表 4-1 に示す。

推力の算定に用いる粗度係数について、流路縮小工貫通部は局所的であるとともに、水路一般部に比べ流速も大きく、貝の付着が生じにくい状況にあることを踏まえ、コンクリートの粗度係数 ($n=0.015 \text{ (m}^{-1/3}\text{s)}$) を用いている。

ここでは、上記流速及び粗度係数を用いて設計用の推力を算定することが保守的であるかを、取放水路流路縮小工貫通部に貝が付着した場合との比較から確認する。

表 4-1 各取放水路流路縮小工貫通部の最大流速及び設計に用いる流速の関係

取放水路流路縮小工	貫通部の最大流速*1	設計に用いる流速*2
第1号機取水路	13.03 (m/s)	20.0 (m/s)
第1号機放水路	11.49 (m/s)	20.0 (m/s)

*1：詳細は、「補足-140-1 1.4 管路解析モデルについて（参考3）津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設計に用いる流速について」に示す。

*2：詳細は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針 表 4.1-1」に示す。

2. 貝付着の有無（粗度係数，径深の違い）が流速に及ぼす影響について

管水路の平均流速は，次式に示すマニング式（水理公式集 [2018 年版]（土木学会））から，粗度係数，径深及び動水勾配より算定され，粗度係数が大きいほど，また，径深が小さいほど流速は遅くなる。

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）を例に，貝付着の有無による粗度係数及び径深の比較を表 4-2 に示す。これから，貝が付着することにより，粗度係数が大きくなり，かつ径深が小さくなることから，貝付着なしの場合よりも流速が小さくなり，貝付着なしの流速が保守的設定となっていることを確認した。

（マニング式）

$$v = 1 / n * R^{2/3} * I^{1/2}$$

ここで， v ：貫通部内流速（m/s）

n ：粗度係数（ $m^{-1/3}s$ ）

R ：径深 = $(D/4)$ （m）

D ：貫通部内径（m）

I ：動水勾配

表 4-2 貝付着の有無による粗度係数，径深の比較
（取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路））

	貝付着なし	貝付着あり	備考
粗度係数	0.015 ($m^{-1/3}s$)	0.018 ($m^{-1/3}s$)	
貫通部内径	1.0 (m)	0.8 (m)	貝の付着代：10 cm
径深	0.25 (m)	0.20 (m)	D/4

3. 設計に用いる推力の保守性について

(1) 推力の算定について

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力は、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）平成 29 年版（（社）水門鉄管協会）」を参照し、次式により算定する。また、同式に用いる流水の摩擦抵抗係数については、「水理公式集 [2018 年版]（土木学会）」を参照する。

（推力の算定式）

$$P = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} L$$

ここで、P：流水の摩擦による推力（kN）

L：貫通部長さ＝取水路 3.5（m），放水路 5.0（m）

f：流水の摩擦抵抗係数＝ $8 g n^2 / (D/4)^{1/3}$ （tf/m³）

g：重力加速度＝9.80665（m/s²）

n：粗度係数（m^{-1/3}s）

D：貫通部内径（m）

Q：流量＝v × A（m³/s）

v：貫通部内流速（m/s）

A：貫通部内断面積（m²）

(2) 設計に用いる推力の保守性について

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力は、貝付着なしの条件で得られる最大流速に余裕を考慮した流速（表 4-1）及びコンクリートの粗度係数（n=0.015（m^{-1/3}s））を用いて算定する。

上記により算定する推力が保守的であるかを確認するため、貝付着ありの粗度係数（n=0.018（m^{-1/3}s））を用いた場合の推力を算定し、比較する。なお、流速については、安全側に貝付着なしの条件で得られる流速を用いる（表 4-1）。

貝付着ありの場合の推力と設計に用いる推力の比較を表 4-3 に示す。これから、設計に用いる推力は粗度係数の不確かさを考慮しても保守的設定となっていることを確認した。

表 4-3 (1) 貝付着ありの場合と設計に用いる推力の比較

(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路))

	貝付着あり*	設計値	(参考) 貝付着なし
粗度係数	0.018 ($m^{-1/3}s$)	0.015 ($m^{-1/3}s$)	0.015 ($m^{-1/3}s$)
貫通部内径	0.8 (m)	1.0 (m)	1.0 (m)
流速	13.03 (m/s)	20.0 (m/s)	13.03 (m/s)
推力	8.2 (kN)	16.0 (kN)	6.6 (kN)

* : 貝の付着代 10 cm

表 4-3 (2) 貝付着ありの場合と設計に用いる推力の比較

(取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路))

	貝付着あり*	設計値	(参考) 貝付着なし
粗度係数	0.018 ($m^{-1/3}s$)	0.015 ($m^{-1/3}s$)	0.015 ($m^{-1/3}s$)
貫通部内径	0.3 (m)	0.5 (m)	0.5 (m)
流速	11.49 (m/s)	20.0 (m/s)	11.49 (m/s)
推力	4.7 (kN)	14.4 (kN)	4.6 (kN)

* : 貝の付着代 10 cm

5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価

5.5.1 概要

非常用取水設備内に貯留される水量（以下「貯留量」という。）に対して、スロッシングによる溢水量が貯留量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留量（4300m³）から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が入力津波による引き波の継続時間（海水面が貯留堰天端高さ（O.P. -6.3m）を下回る時間約 4 分）に対して十分に余裕があることを確認する（検討項目 1）。また、非常用海水ポンプ*位置での水位の時刻歴を確認し、非常用海水ポンプの取水可能水位を下回っていないことを確認する（検討項目 2）。

解析範囲について、非常用取水設備は取水口から海水ポンプ室に至る全長約 240m の RC 構造物であり、取水口から約 90m の地点で 90° の曲がりをもつことから、スロッシングの挙動は曲がり部前後で異なるものと考えられる。また、スロッシングによる貯留水の水位変動は水路長が長いほど小さくなることを踏まえ、安全側の評価の観点から、検討項目 1（貯留量が確保されることの確認）の解析範囲は取水口から曲がり部までの区間のうち取水口側の延長約 40m 範囲とし、検討項目 2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）の解析範囲は曲がり部から海水ポンプ室までの区間のうち海水ポンプ室側の延長約 60m 範囲とする。なお、解析範囲を実形状よりも短く設定することにより、安全側の評価になることの確認結果の詳細は、「(参考 1) 解析範囲の妥当性について」に示す。

非常用取水設備の平面図及び断面図を図 5.5-1 に、各検討項目の解析範囲を図 5.5-2 に示す。また、引き波の継続時間約 4 分の考え方を図 5.5-3 に示す。

*：原子炉補機冷却系海水ポンプ：4 台，高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：1 台
非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量を図 5.5-4 に示す。貯留量（4300m³）の詳細は、「1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について」に示す。

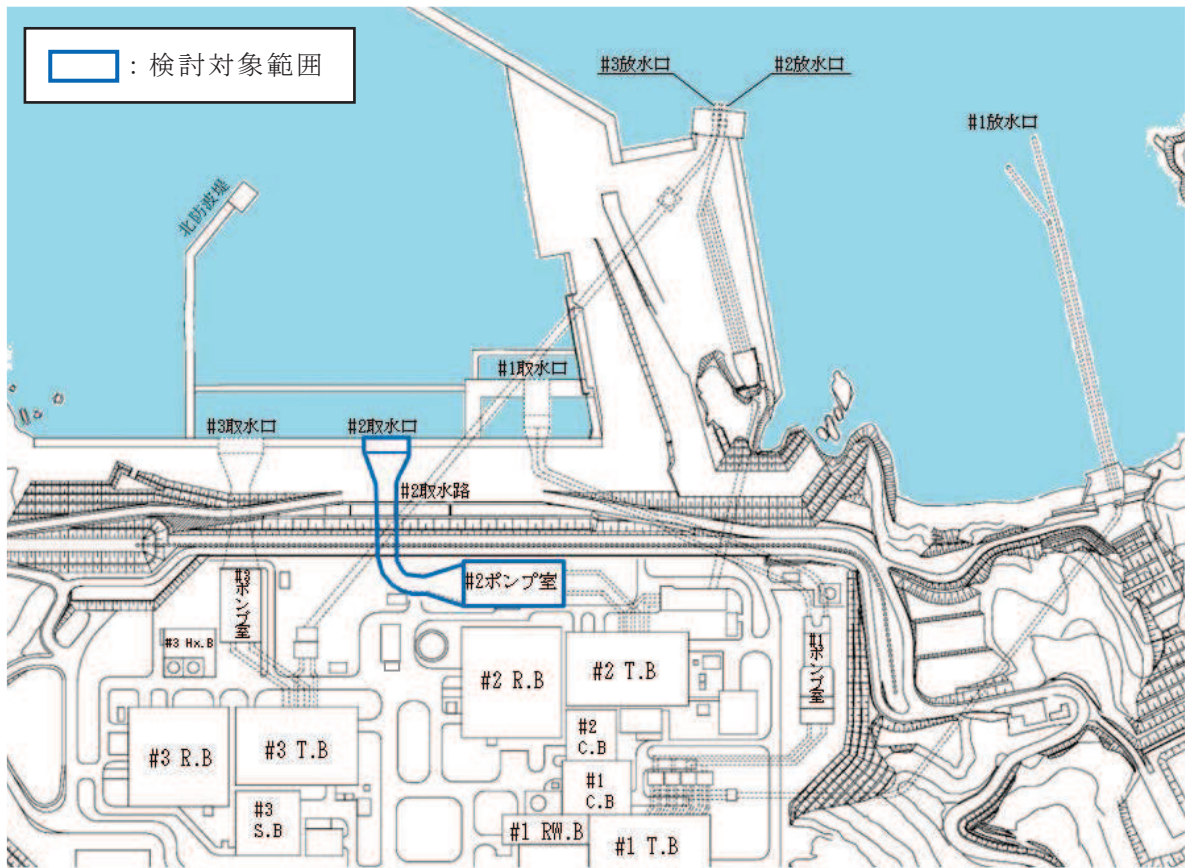


図 5.5-1 (1) 非常用取水設備 (平面図)



図 5.5-1 (2) 非常用取水設備 (断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

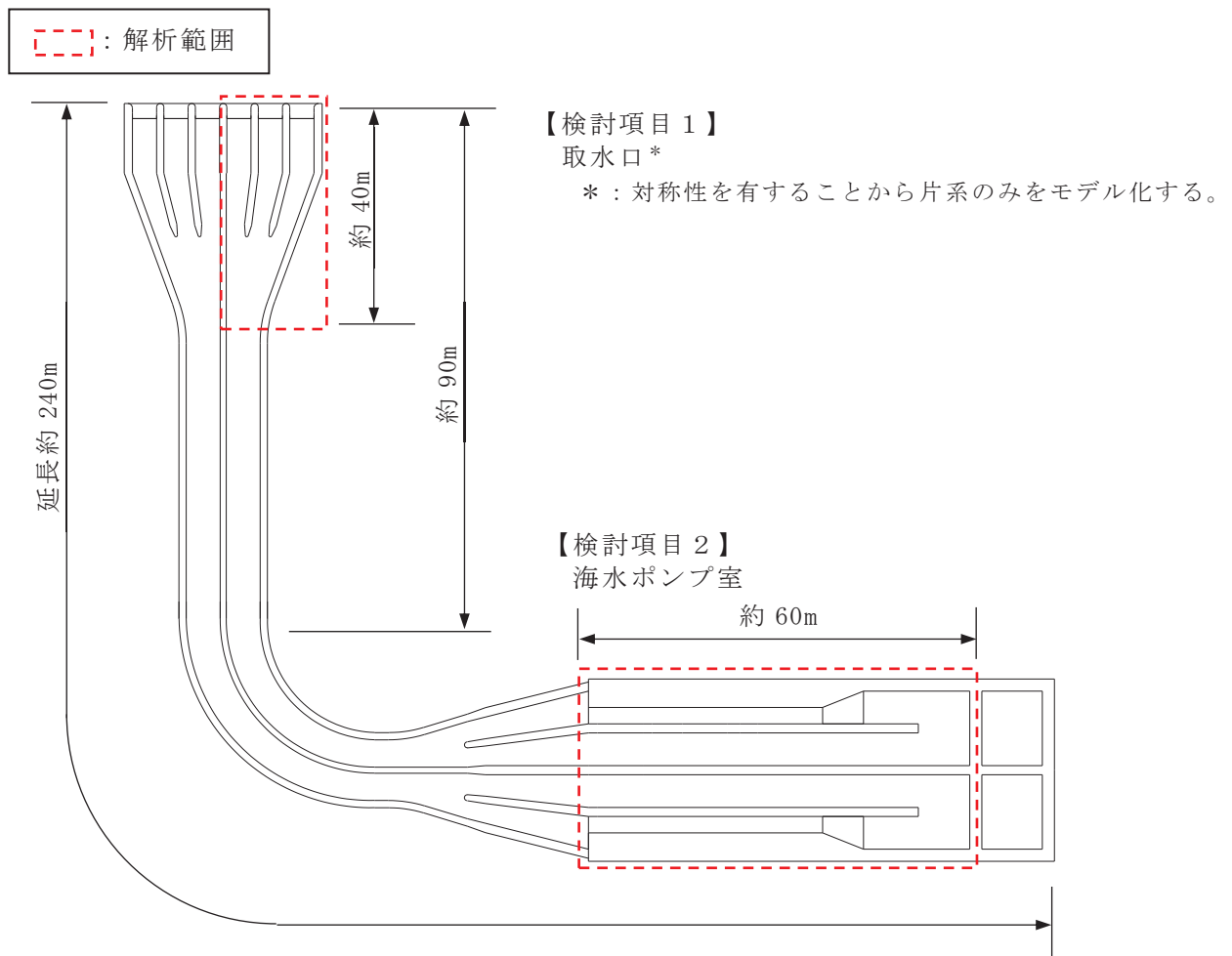


図 5.5-2 各検討項目の解析範囲

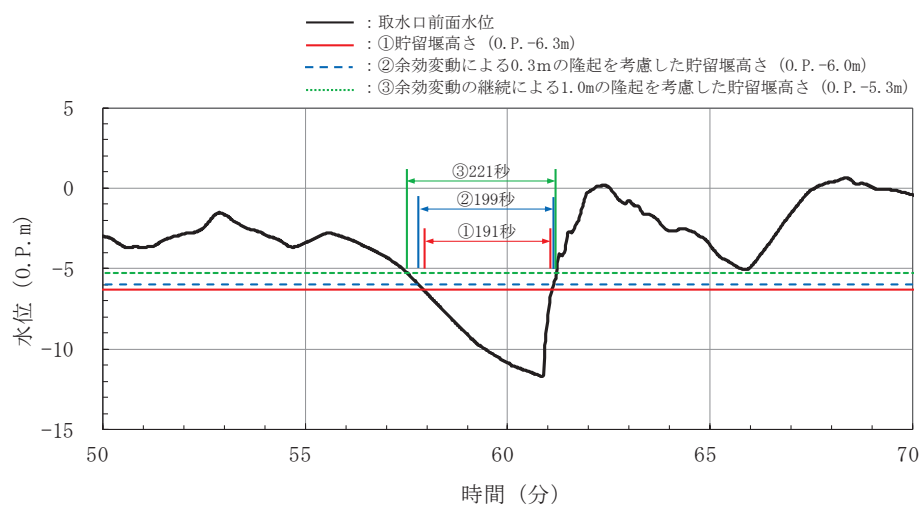
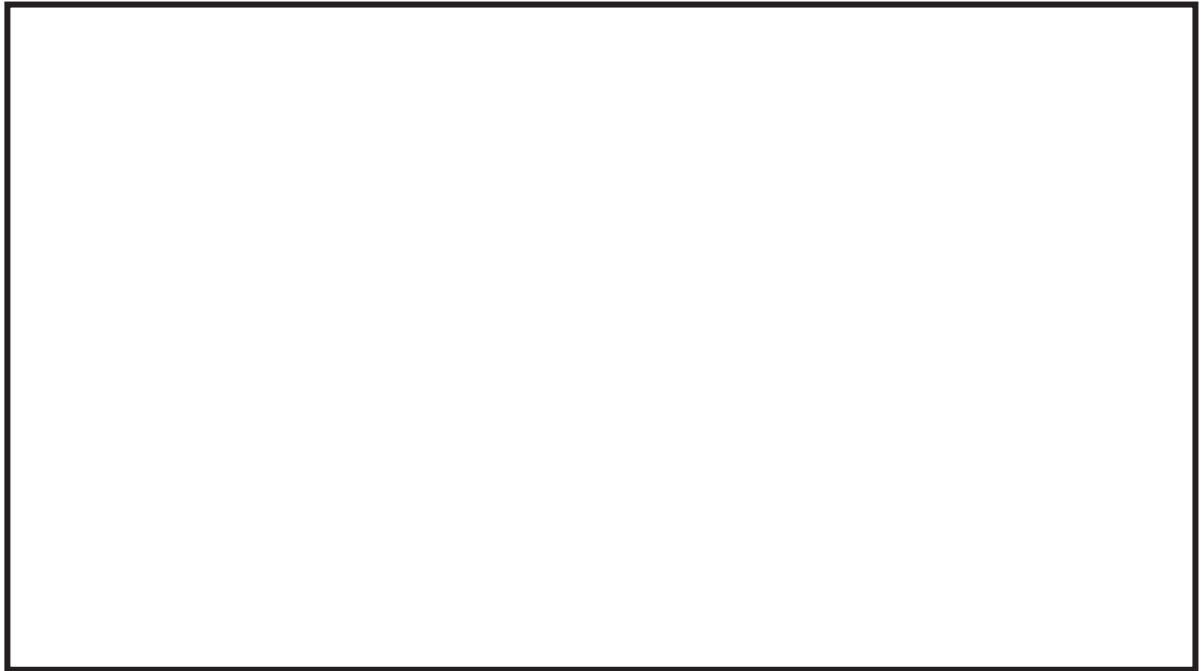


図 5.5-3 引き波の継続時間約 4 分の考え方



非常用海水ポンプ	台数	取水量 (m ³ /h)	
		1台あたり	合計
原子炉補機冷却海水ポンプ	4	1900	7600
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	1	250	250
合計			7850

図 5.5-4 非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.5.2 検討方針

(1) 検討項目1（貯留量が確保されることの確認）

入力津波による引き波により、海水面が貯留堰天端高さ（O.P. -6.3m）を下回る時間（約4分）において、余震（Sd-D2）を考慮したスロッシング解析により溢水量を算出し、貯留量（4300m³）から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が入力津波による引き波の継続時間（約4分）に対して十分に余裕があることを確認する。

溢水量の算定においては、スロッシングによる溢水量を保守的に算出するため、スロッシング解析時間は引き波により貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る継続時間（約4分）よりも長い5分間（300秒間）とする。

(2) 検討項目2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の水位時刻歴波形を算出し、余震継続時間内における非常用海水ポンプ位置の水位が取水可能水位（O.P. -8.95m）を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目1と同様に5分間とする。

スロッシング検討フローを図5.5-5に示す。

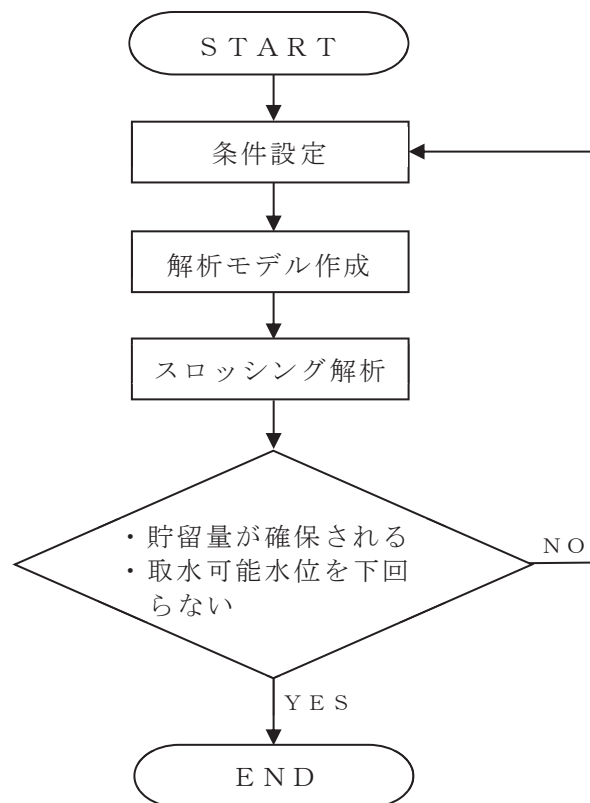


図 5.5-5 スロッシング検討フロー

5.5.3 入力地震動

(1) 地震動の引き戻し及び引き上げ手法

入力地震動は、「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

スロッシング解析に用いる入力地震動は解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を基に、検討対象構造物の地盤条件を適切に考慮したうえで、1次元波動論によりスロッシング解析モデル底面位置（構造物底版上面）で評価したものをを用いる。入力地震動の概念図を図 5.5-6 に示す。

解放基盤表面から地震応答解析モデル底面位置までの地震動の引き戻し及び引き上げ解析は、1次元地震応答解析（ArkQuake Ver 3.10.01）により行うものとする。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

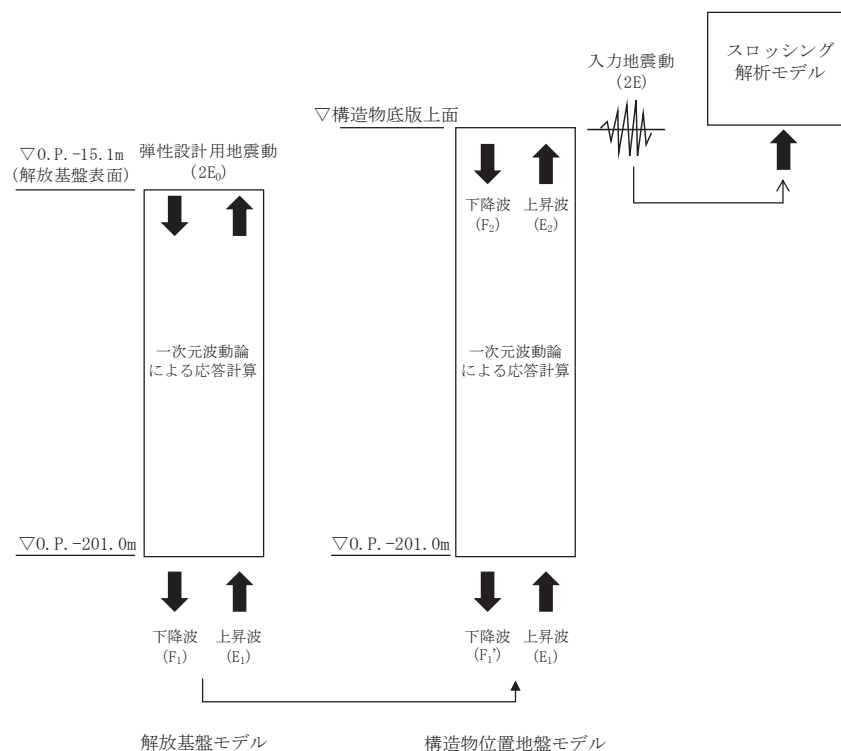


図 5.5-6 入力地震動の概念図

(2) 地震動の引き上げ位置

地震動の引き上げ位置について、検討項目 1（貯留量が確保されることの確認）については、取水口の解析モデルの下端（0. P. -7.5m），検討項目 2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）については、海水ポンプ室の解析モデルの下端（0. P. -12.4m）まで引き上げた地震動を使用する。地震動の引き上げに用いる地層構成の選定に用いた地質断面図を図 5.5-7 に、地震応答解析モデル図を図 5.5-8 に示す。

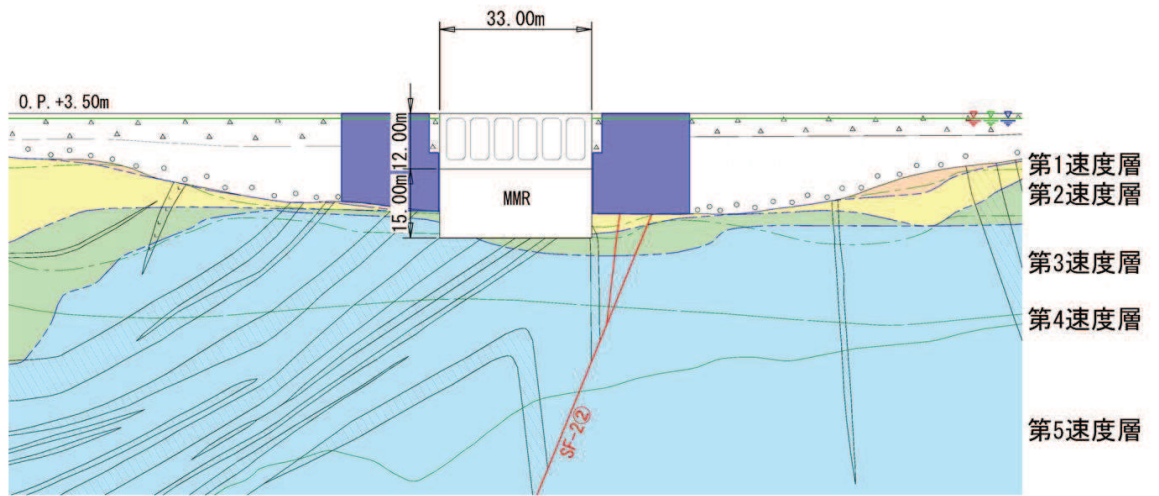


図 5.5-7(1) 地質断面図 (取水口)

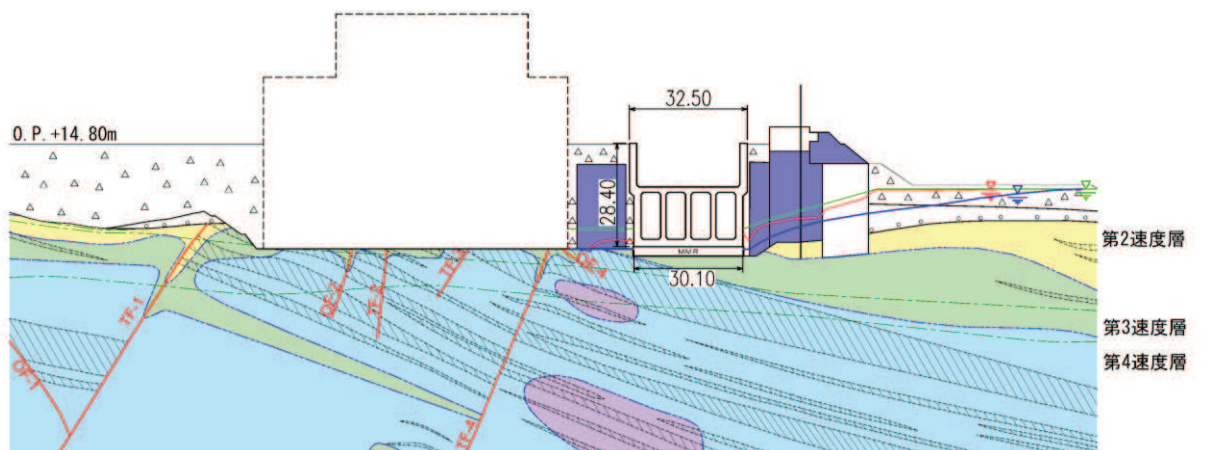


図 5.5-7(2) 地質断面図 (海水ポンプ室)

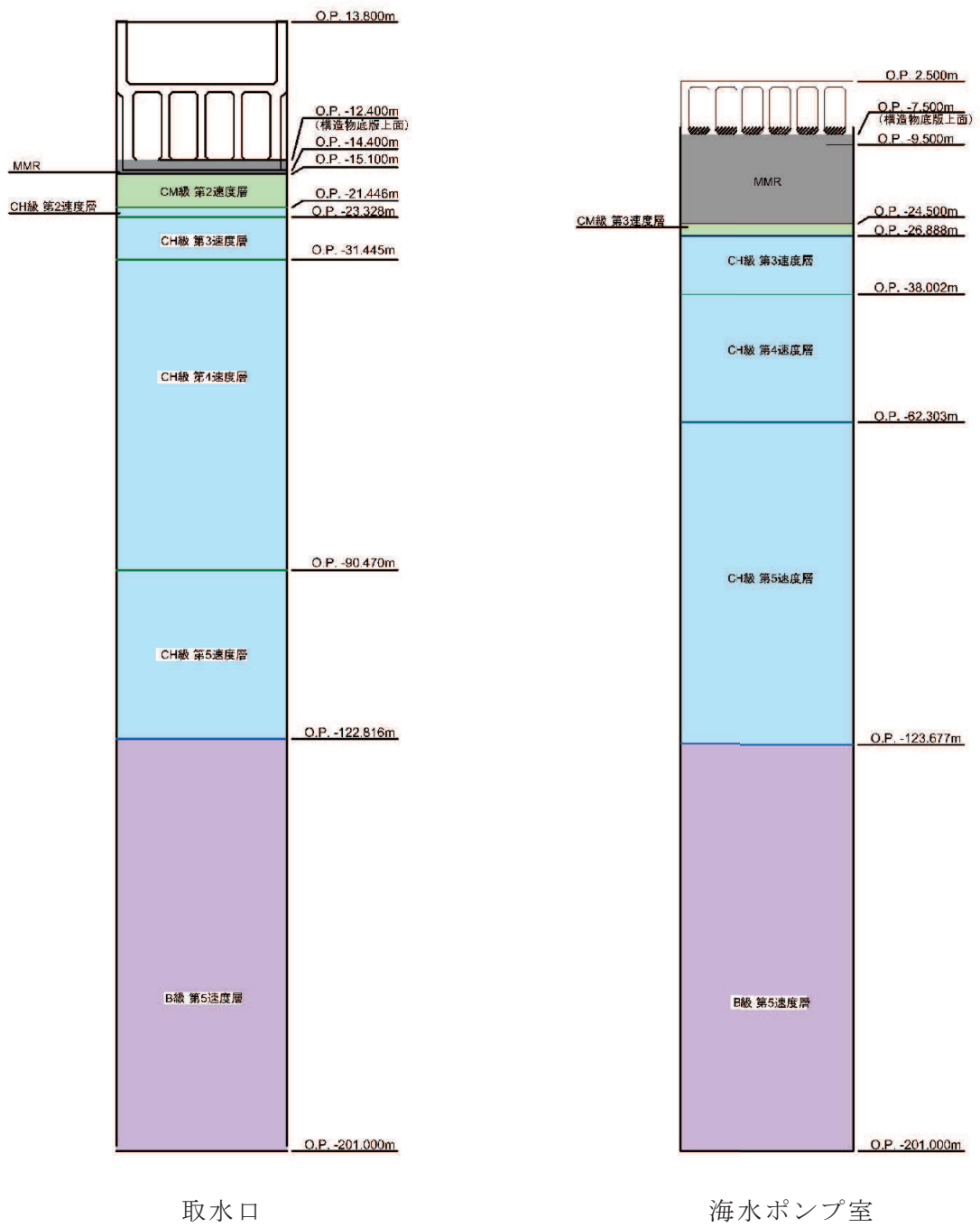


図 5.5-8 地震応答解析モデル図

(3) 地盤物性値

地盤の物性値は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

(4) 地震動の選定

a. 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、S d - D 2 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルと比例する*。このため、スロッシング解析モデル下端（取水口：O.P. -7.5m, 海水ポンプ室：O.P. -12.4m）における速度応答スペクトルを比較し、貯留水面の固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

*：容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）

b. 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.5-1 に示す 3 ケースとする。

ばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

表 5.5-1 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

解析ケース	地盤物性
	C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G _d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ
ケース③	平均値 - 1 σ

c. 貯留水面の1次固有周期の算出

取水口及び海水ポンプ室の形状，加振方向を考慮して，貯留水面の1次固有周期を算出する。算出には以下の式*を用いる。検討に用いた各ケースの形状の考え方を図5.5-9に，1次固有周期算定結果を表5.5-2に示す。

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\omega^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{g}{l} \cdot \tanh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{h}{l}\right)$$

ここに，

T_s ：1次固有周期 (s)

ω ：1次固有円振動数 (1/s)

g ：重力加速度 (m/s²)

l ：各設備の幅の半分 (m)

h ：水深 (m)

* 容器構造設計指針・同解説 (日本建築学会)

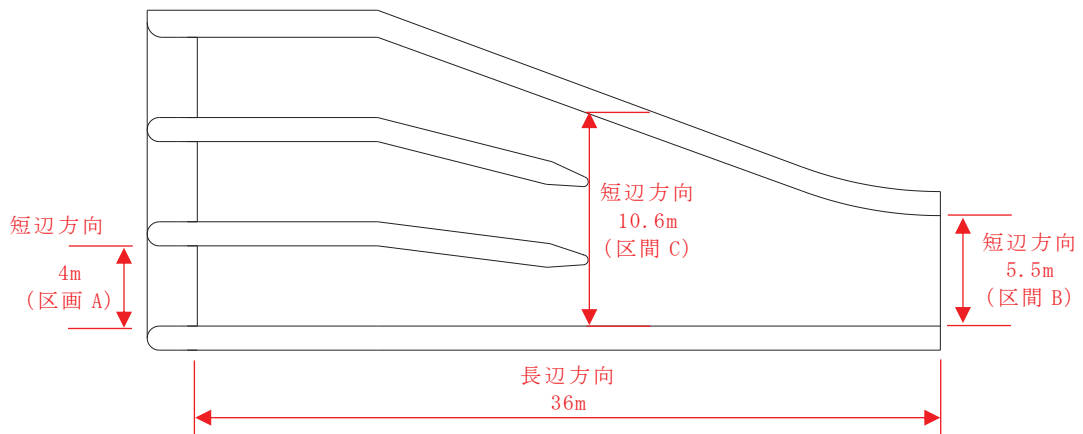


図 5.5-9 (1) 1次固有周期の算出にあたっての取水口形状の考え方

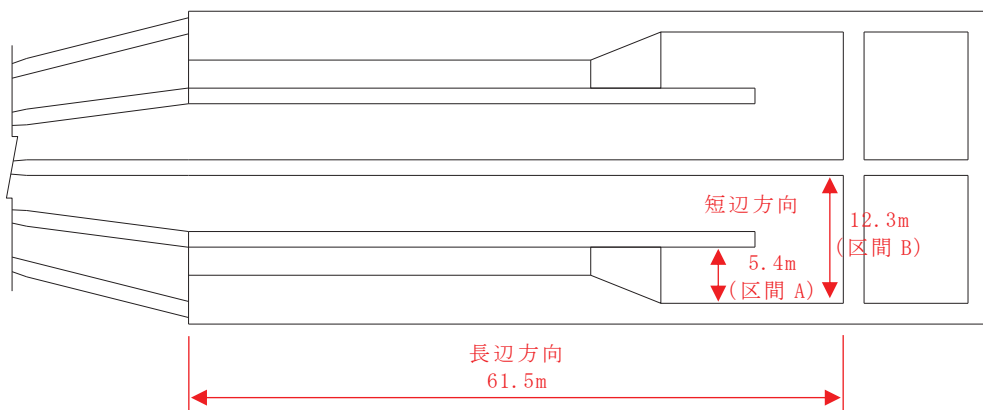


図 5.5-9 (2) 1次固有周期の算出にあたっての海水ポンプ室形状の考え方

表 5.5-2 (1) 取水口の 1 次固有周期算定結果

項目	記号	単位	長辺方向	短辺方向		
				区間A	区間B	区間C
設備の幅	2l	m	36	4	5.5	10.6
設備の幅の半分	l	m	18	2	2.75	5.3
貯留堰天端	—	O. P. (m)	-6.3	-6.3	-6.3	-6.3
底盤	—	O. P. (m)	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5
水深	h	m	1.2	1.2	1.2	1.2
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665	9.80665	9.80665
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s ²	0.0905	5.7308	3.3715	1.0048
固有円振動数	ω	1/s	0.301	2.394	1.836	1.002
固有周期	Ts	s	20.89	2.62	3.42	6.27

表 5.5-2 (2) 海水ポンプ室の 1 次固有周期算定結果

項目	記号	単位	長辺方向	短辺方向	
				区間A	区間B
設備の幅	2l	m	61.5	5.4	12.3
設備の幅の半分	l	m	30.75	2.7	6.15
貯留堰天端	—	O. P. (m)	-6.3	-6.3	-6.3
底盤	—	O. P. (m)	-12.4	-12.4	-12.4
水深	h	m	6.1	6.1	6.1
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665	9.80665
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s ²	0.1532	5.7338	2.3114
固有円振動数	ω	1/s	0.391	2.395	1.520
固有周期	Ts	s	16.05	2.62	4.13

d. 地震動の選定

取水口及び海水ポンプ室の解析モデル下端における速度応答スペクトル(水平方向)を図 5.5-10 に示す。

取水口、海水ポンプ室ともに、1次固有周期帯における地盤物性のばらつきによる有意な差はないことから、標準物性を用いたケース①の地震動をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

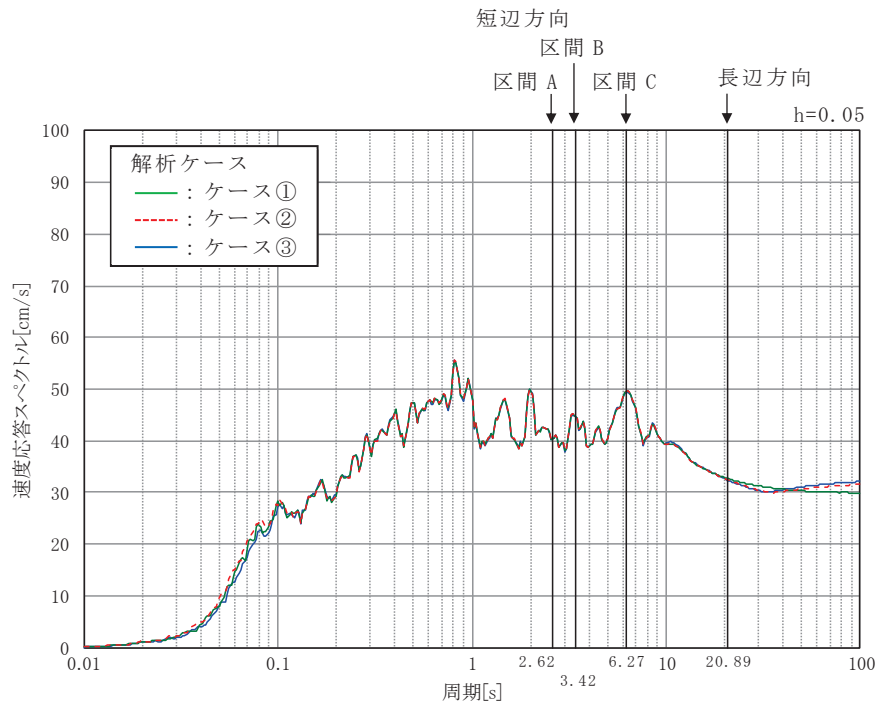


図 5.5-10 (1) 取水口の水速度応答スペクトル (水平方向)

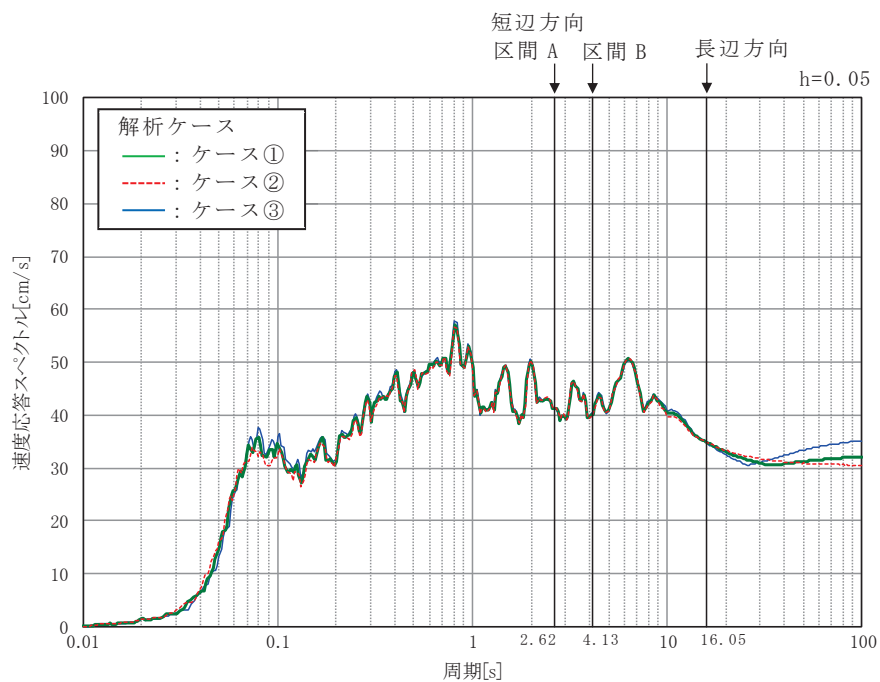
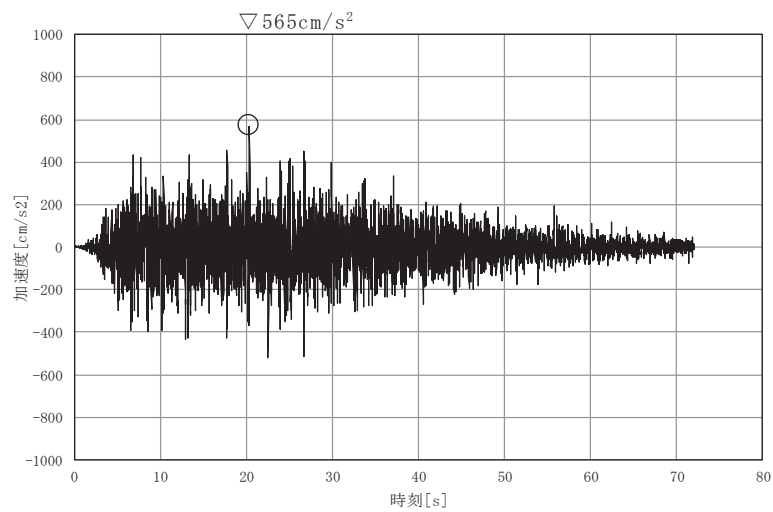


図 5.5-10 (2) 海水ポンプ室の水速度応答スペクトル (水平方向)

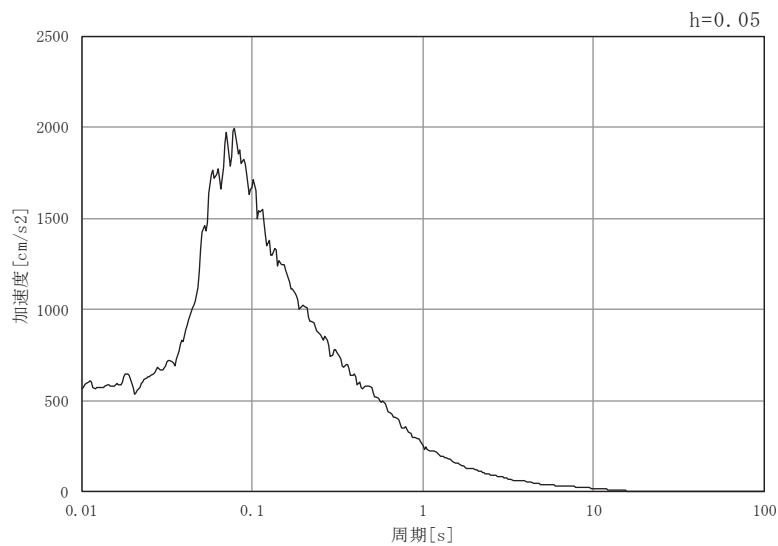
e. 入力地震動

取水口及び海水ポンプ室の解析モデル下端における S d - D 2 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.5-11 に示す。

S d - D 2 の水平成分は方向性を持たないため、取水口及び海水ポンプ室のそれぞれに対して縦断方向に加振した場合と横断方向に加振した場合の 2 ケースに対してスロッシング解析を実施する。

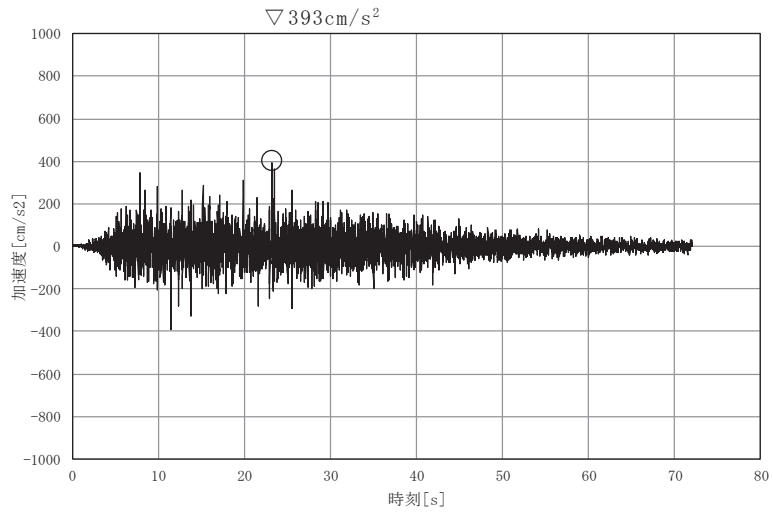


(a) 加速度時刻歴波形

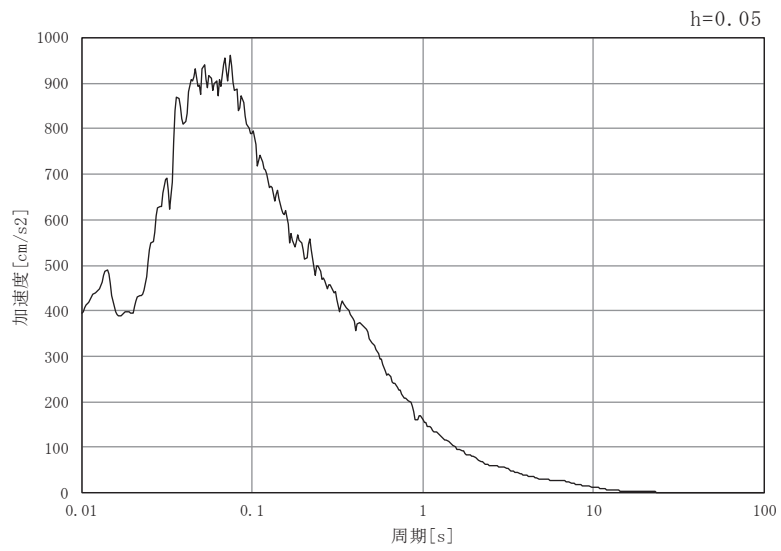


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (1) 取水口における入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）

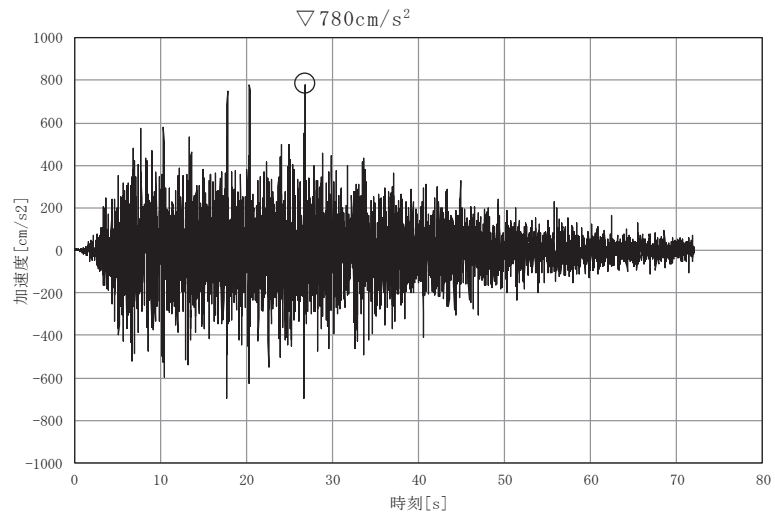


(a) 加速度時刻歴波形

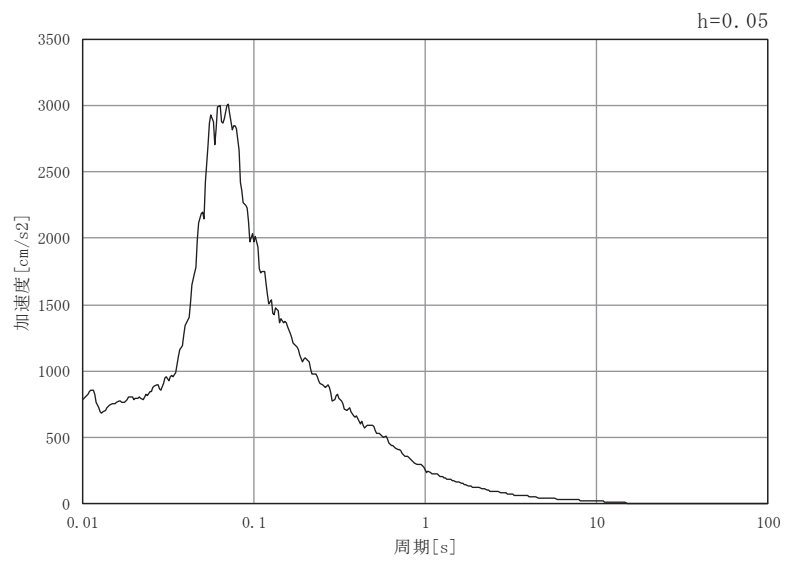


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (2) 取水口における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)

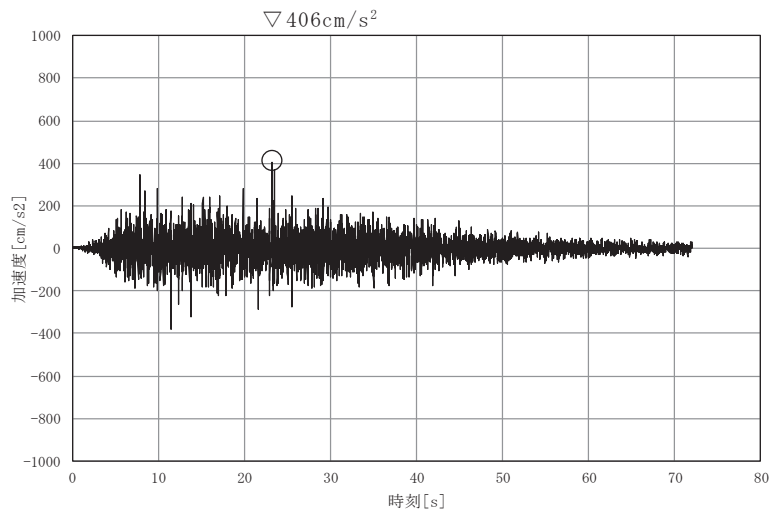


(a) 加速度時刻歴波形

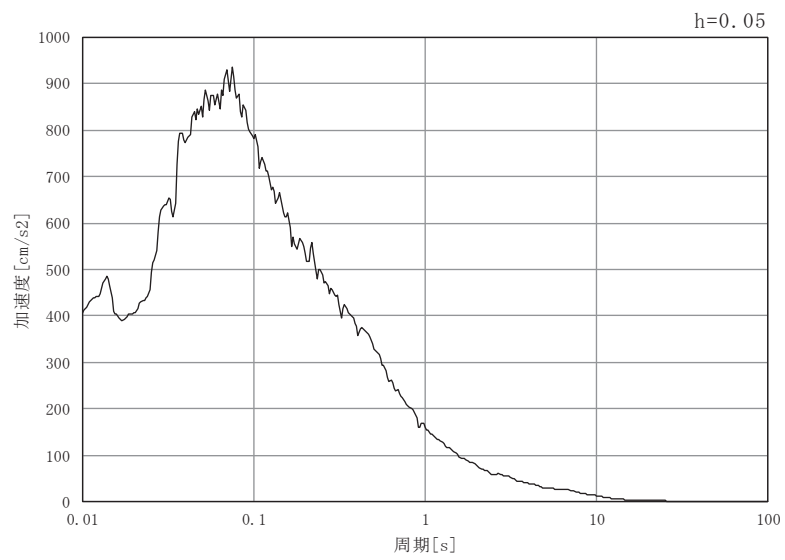


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (3) 海水ポンプ室における入力地震動の加速度時刻歴波形
及び加速度応答スペクトル (水平方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (4) 海水ポンプ室における入力地震動の加速度時刻歴波形
及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)

5.5.4 検討条件の整理

(1) 初期水位

検討項目1（貯留量が確保されていることの確認）については、貯水位が高い場合に溢水量が大きくなるため、初期水位は、貯留堰天端高である O.P. -6.3m とする。

検討項目2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）については、貯水位が低い場合に厳しい条件となるため、貯留堰天端高である O.P. -6.3m に加え、入力津波による引き波が継続する間も非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位低下量も考慮する。考慮する非常用海水ポンプによる取水時間は、入力津波による引き波の継続時間約4分を保守的に考慮した5分間とし、初期水位を O.P. -6.6m とする。

非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位を以下に示す。また、解析に用いる初期水位を表 5.5-3 に示す。

- ・非常用海水ポンプが取水する水量

$$\text{原子炉補機冷却海水ポンプ} : 1900\text{m}^3/\text{h} \times (5 \text{分} \div 60 \text{分}) \times 4 \text{台} = 634\text{m}^3$$

$$\text{高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ} : 250\text{m}^3/\text{h} \times (5 \text{分} \div 60 \text{分}) \times 1 \text{台} = 21\text{m}^3$$

- ・5分間の水位低下量

$$= (\text{非常用海水ポンプの取水量}) / \text{貯水面積}$$

$$= (634\text{m}^3 + 21\text{m}^3) / 3154\text{m}^2$$

$$= 0.208\text{m}$$

- ・5分間各海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

$$= \text{貯留堰天端高} - 5 \text{分間の水位低下量}$$

$$= \text{O.P. -6.3m} - 0.208\text{m}$$

$$= \text{O.P. -6.508m} \rightarrow \underline{\text{O.P. -6.6m}}$$

表 5.5-3 初期水位

対象検討項目	初期水位	備考
検討項目1（貯留量が確保されることの確認）	O.P. -6.3 m	貯留堰天端高
検討項目2（取水可能水位を下回らないことの確認）	O.P. -6.6 m	5分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

(2) 貯水量

検討に用いる貯水量と非常用海水ポンプの運転継続可能時間の関係を表 5.5-4 に示す。

表 5.5-4 貯水量と運転継続可能時間

貯水量	4300 m ³
運転継続可能時間*	20 分

*：運転継続可能時間の算定

常用海水ポンプのうちタービン補機冷却海水ポンプについて、同ポンプの取水可能水位は O.P. -2.98m であり、貯留堰高さ (O.P. -6.3m) よりも高いため、同ポンプの取水が貯水量に与える影響はない。

同じく常用海水ポンプである循環水ポンプについて、気象庁から発信される大津波警報や、海水ポンプ室水位低下警報をもとに運転員が手動で停止する手順となっているとともに、手動停止前に所定の設定値 (O.P. -5.95m) まで海水ポンプ室水位が低下した場合は、自動でポンプが停止するインターロック (S s 機能維持) となっている。したがって、貯留堰高さを下回る引き波が発生した場合は、手動停止操作又はトリップインターロック (S s 機能維持) 動作により貯留堰高さ (O.P. -6.3m) 到達前にポンプは停止しているが、遊転時間分 (トリップからポンプ停止までの時間：30 秒)、循環水ポンプ 2 台が定格流量で取水するものと仮定した上で、非常用海水ポンプの運転継続可能時間を算定した。

(a) 取水槽内に貯留される水量：4300m³・・・①

貯留堰高さ O.P. -6.3m から非常用海水ポンプの取水可能水位 O.P. -8.95m までの空間容量

(b) 循環水ポンプが停止するまでに取水する水量：1662 m³・・・②

$$99720\text{m}^3/\text{h} \times 30 \text{ 秒} \div (60 \text{ 分} \times 60 \text{ 秒}) \times 2 \text{ 台} = 1662\text{m}^3$$

(c) 原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの取水に使用可能な水量：2638m³・・・③

$$\text{①} - \text{②} = 4300\text{m}^3 - 1662\text{m}^3 = 2638\text{m}^3$$

(d) 非常用海水ポンプの取水容量：7850m³/h (a+b)・・・④

a. 原子炉補機冷却海水ポンプ：1900m³/h × 4 台 = 7600m³/h

b. 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：250m³/h × 1 台 = 250m³/h

(e) 非常用海水ポンプ運転可能時間：約 20 分

$$\text{③} \div \text{④} = 2638\text{m}^3 \div 7850\text{m}^3/\text{h} = 0.336\text{h} \Rightarrow 20.1 \text{ 分}$$

5.5.5 解析条件

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

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

検討項目 1 及び検討項目 2 に共通する解析条件、検討項目 1 及び検討項目 2 の解析条件を各々表 5.5-5 に示す。

表 5.5-5 (1) 解析条件 (共通)

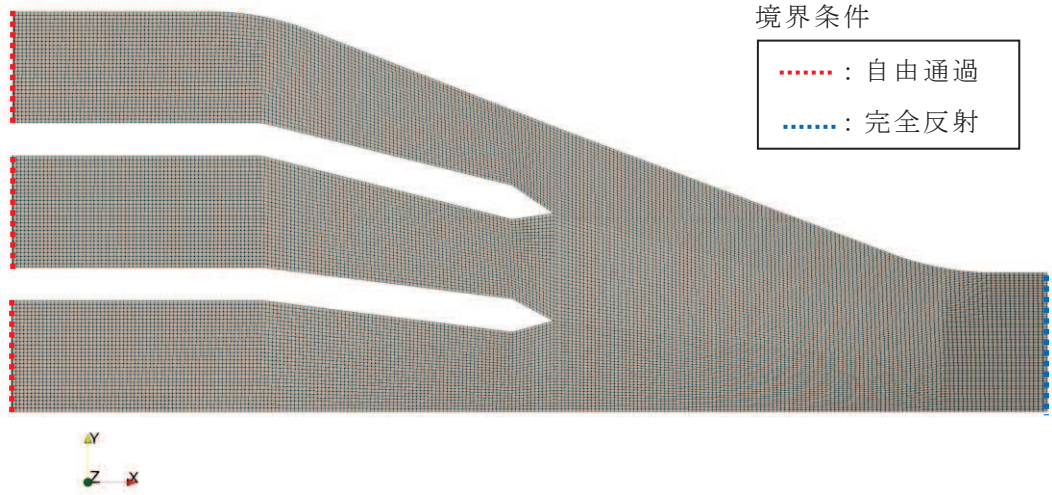
項目	内容
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> OpenFOAM (Version6) オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> 5 分間 (300 秒間) (引き波継続時間約 4 分を保守的に考慮) 地震動による加振 (余震継続時間 72.03 秒) 終了後も解析を継続する。
その他	<ul style="list-style-type: none"> 海水密度: 1.03g/cm^3

表 5.5-5 (2) 解析条件 (検討項目 1)

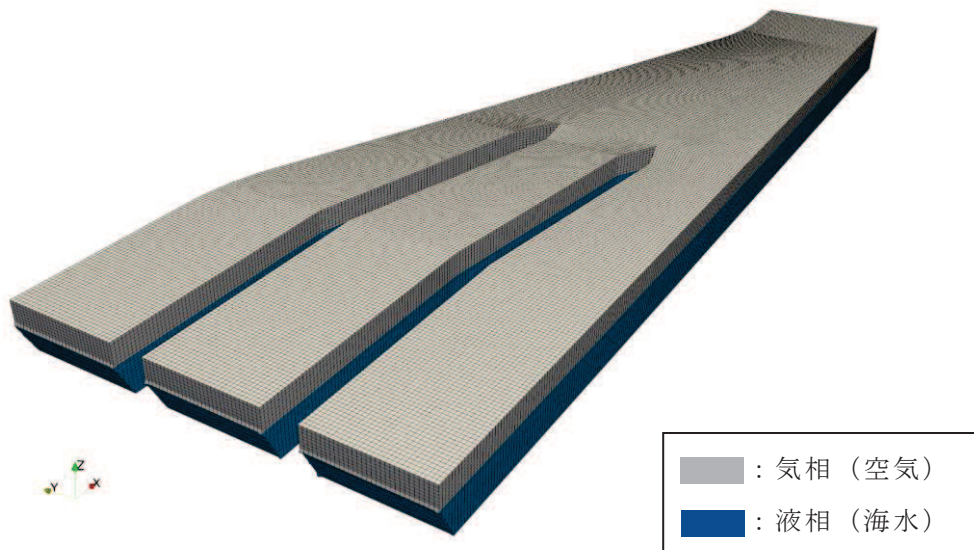
項目	内容
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 取水口から曲がり部までの区間 (延長約 90m) のうち取水口側の延長約 40m 範囲 (図 5.5-12 (1))。 取水口は対称性を有することから、2 系統のうち 1 系統のみをモデル化する (図 5.5-12 (1))。 格子サイズ: 水平 14cm×鉛直 10cm
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 海側のモデル境界: 貯留堰からの溢水量を算定するため自由通過させる (図 5.5-12 (1))。 海水ポンプ室側のモデル境界: スロッシングによる溢水量を安全側に評価するため完全反射条件とする (図 5.5-12 (1))。 底面及び壁面の摩擦: 溢水量を安全側の評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> O.P. -6.3m (貯留堰天端高)
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> 海側のモデル境界面 (貯留堰外側) を通過する 1 系統分の海水の体積を時間積分し、2 倍する (図 5.5-12 (2))。
その他	<ul style="list-style-type: none"> 貯留水の水面が貯留堰天端を上回る様子を参考として確認するために、貯留堰端部から 0.5m 離れた位置の水路中央部に水位抽出点を設ける (図 5.5-12 (3))。

←海側

海水ポンプ室側→



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

図 5.5-12 (1) 取水口の解析モデル

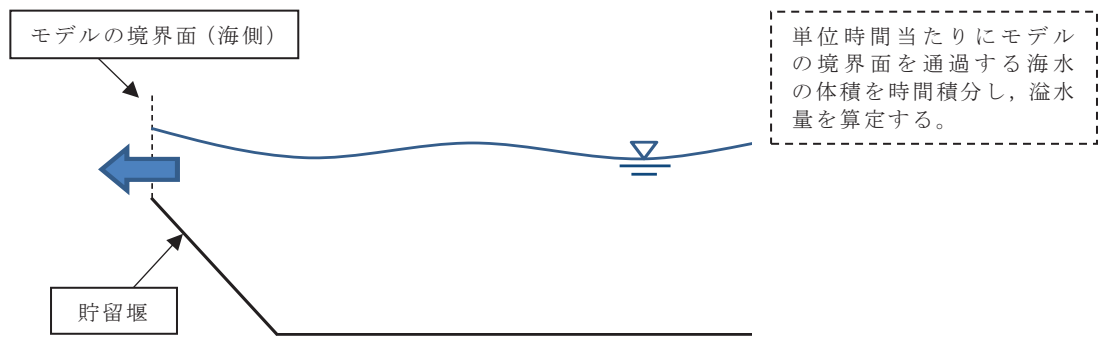


図 5.5-12 (2) 溢水量の算定方法

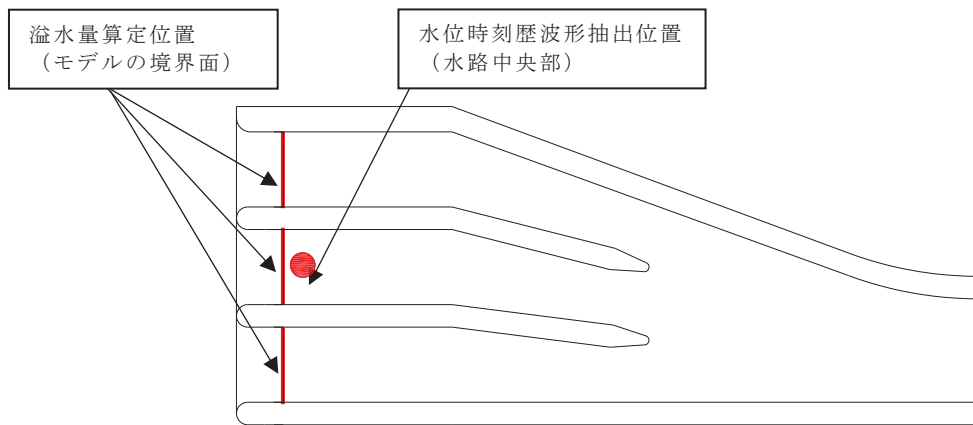
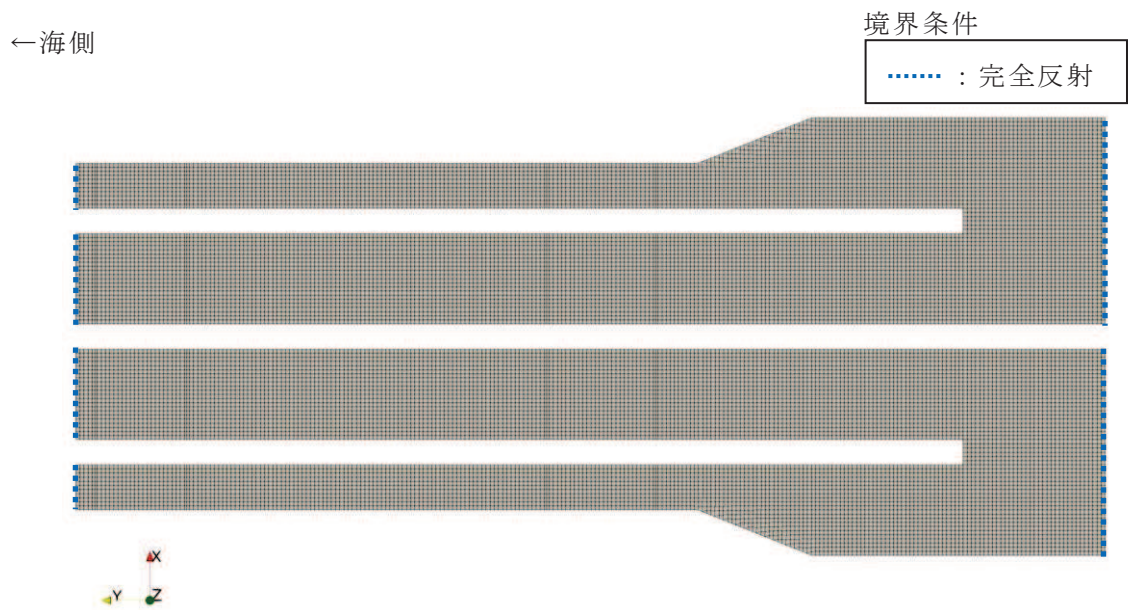


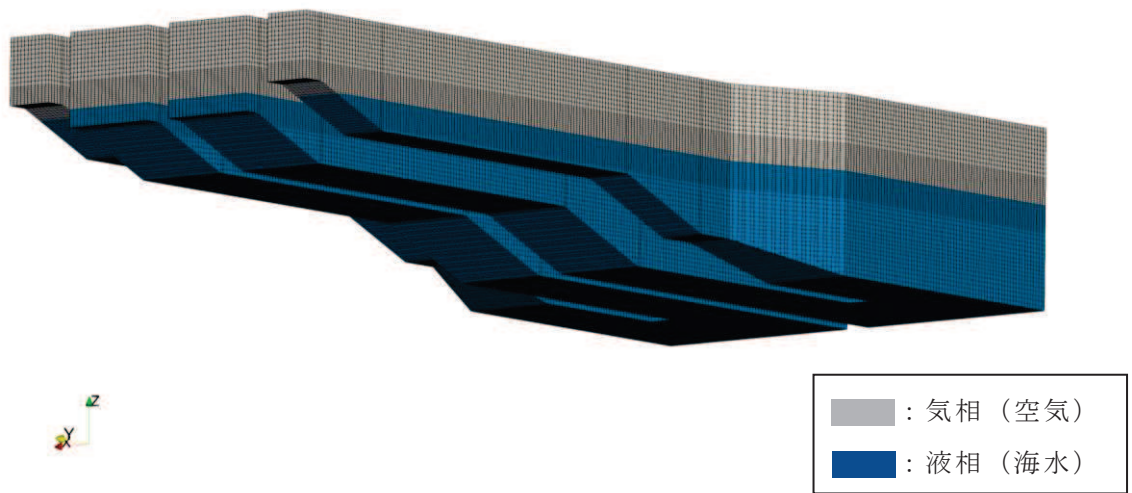
図 5.5-12 (3) 水位時刻歴波形抽出位置

表 5.5-5 (2) 解析条件 (検討項目 2)

項目	内容
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室 (延長約 60m 範囲) (図 5.5-13 (1))。 格子サイズ: 水平 25cm×鉛直 25cm を基本とし, 水面付近は水平 25cm×鉛直 10cm とする。
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> モデル境界 (両側): スロッシングによる貯留水の水面変化を安全側に評価するため完全反射条件とする (図 5.5-13 (1))。 底面及び壁面の摩擦: 溢水量を安全側の評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> 0. P. -6.6m (5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位)
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> 原子炉補機冷却海水ポンプ位置 (A~D) 及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置とする (図 5.5-13 (2))。



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

図 5.5-13 (1) 海水ポンプ室の解析モデル

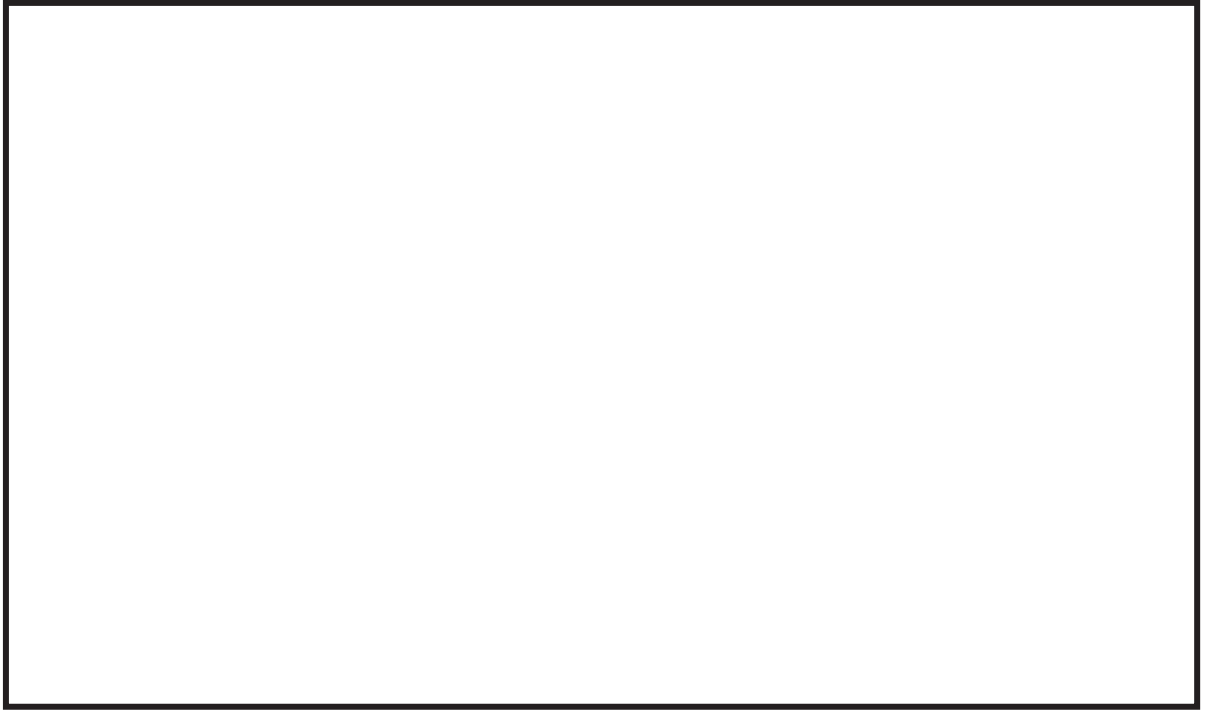


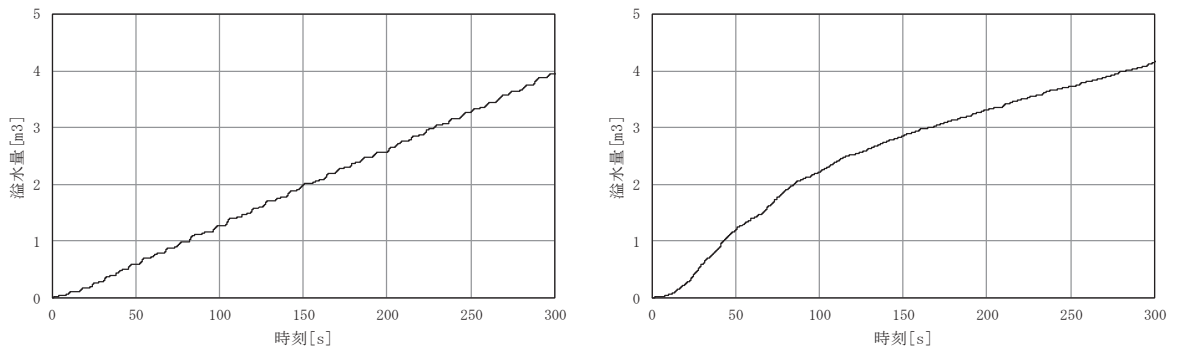
図 5.5-13 (2) 海水ポンプ室の水位時刻歴波形抽出位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.5.6 解析結果

(1) 検討項目 1 (貯水量が確保されることの確認, 初期水位: O.P. -6.3m)

スロッシングによる 5 分間の溢水量の時間変化及び溢水量をそれぞれ図 5.5-14 及び表 5.5-6 に, 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴を図 5.5-15 に示す。また, スロッシング時のスナップショットを「(参考 2) スロッシング時のスナップショット」に示す。



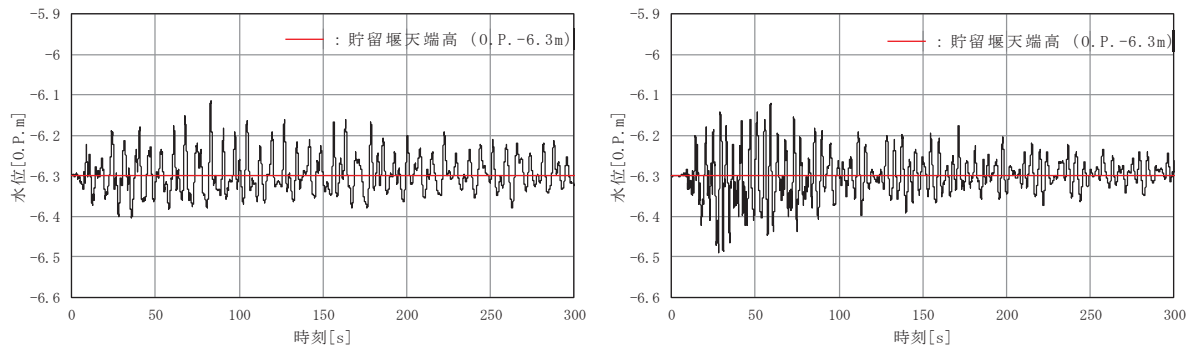
(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-14 溢水量の時間変化

表 5.5-6 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(a) 水路縦断方向に加振	4.0 m ³
(b) 水路横断方向に加振	4.2 m ³



(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-15 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置の水位時刻歴

(2) 検討項目 2 (非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認, 初期水位 : O. P. -6.6m)

原子炉補機冷却海水ポンプ位置 (A~D) 及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における水位時刻歴を図 5.5-16 に, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.5-7 に示す。また, スロッシング時のスナッフショットを「(参考 2) スロッシング時のスナッフショット」に示す。

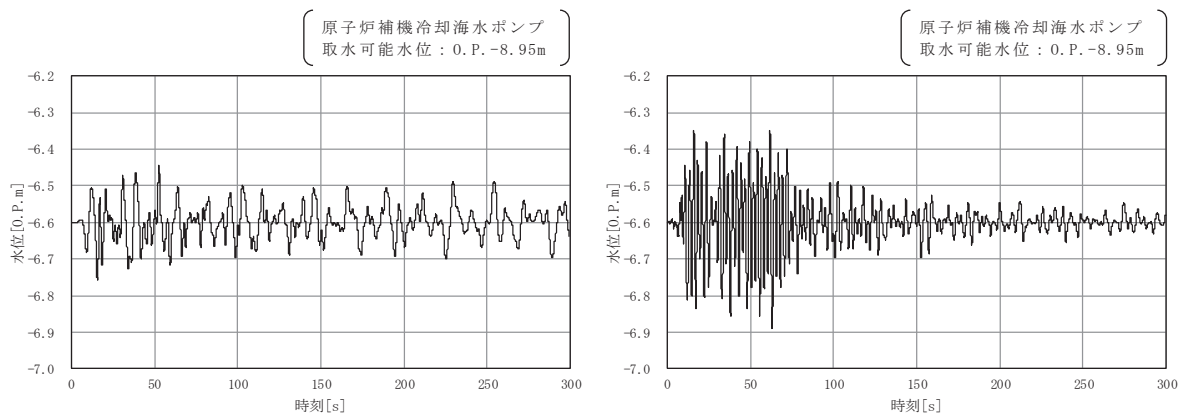


図 5.5-16 (1) 原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴

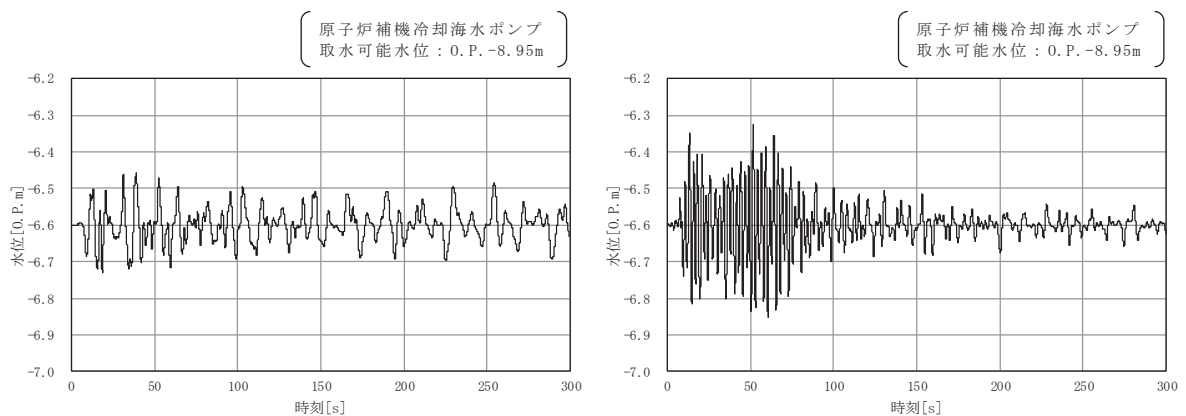
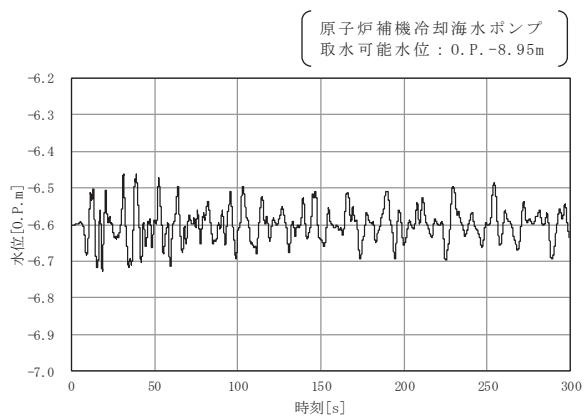
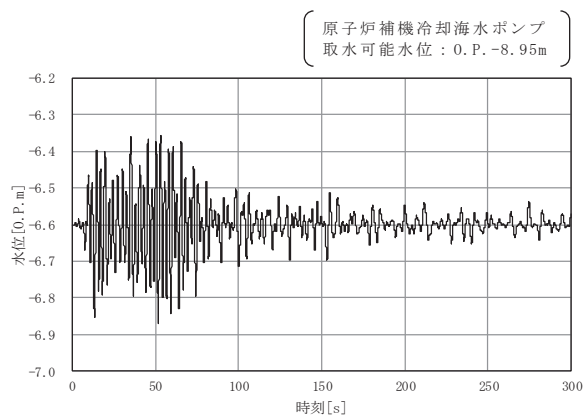


図 5.5-16 (2) 原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 位置における水位時刻歴

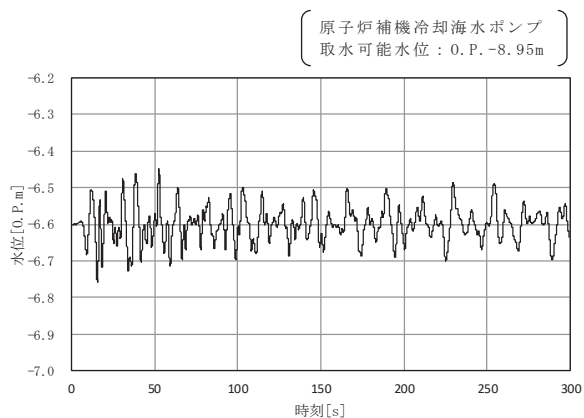


(a) 水路縦断方向に加振

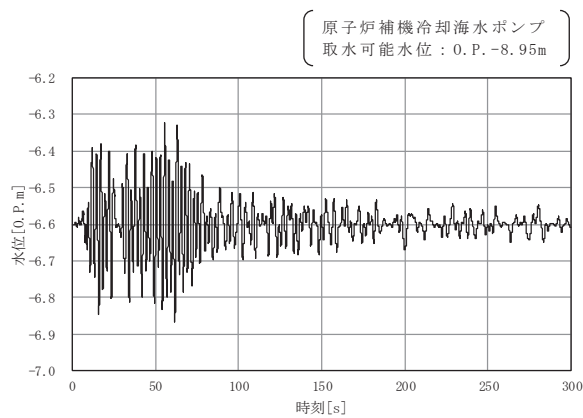


(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-16 (3) 原子炉補機冷却海水ポンプ (C) 位置における水位時刻歴

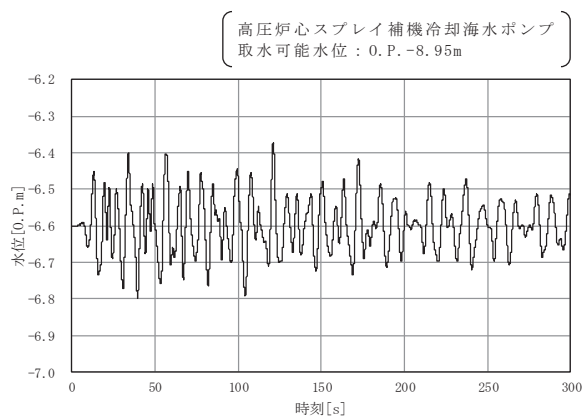


(a) 水路縦断方向に加振

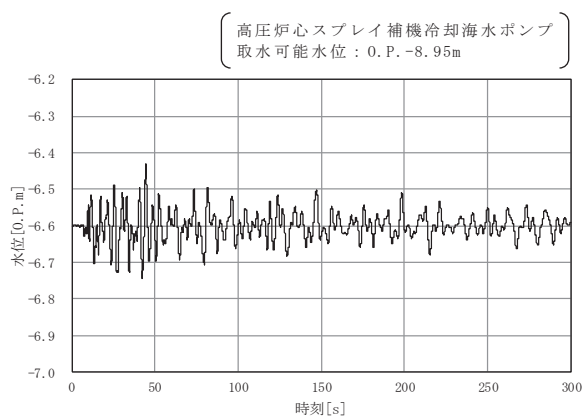


(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-16 (4) 原子炉補機冷却海水ポンプ (D) 位置における水位時刻歴



(a) 水路縦断方向に加振



(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-16 (5) 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における
スロッシング時の水位時刻歴

表 5.5-7 (1) 原子炉補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	原子炉補機冷却海水ポンプ			
	(A)	(B)	(C)	(D)
(a) 水路縦断方向に 加振	O. P. -6. 76m	O. P. -6. 73m	O. P. -6. 73m	O. P. -6. 76m
(b) 水路横断方向に 加振	<u>O. P. -6. 89m</u>	O. P. -6. 86m	O. P. -6. 88m	O. P. -6. 87m

表 5.5-7 (2) 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ
(a) 水路縦断方向に 加振	<u>O. P. -6. 80m</u>
(b) 水路横断方向に 加振	O. P. -6. 75m

5.5.7 検討結果のまとめ

(1) 貯水量の確保について（溢水量の評価）

スロッシングによる5分間の溢水量は 5m^3 であり、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約20分となる。よって、スロッシングによる溢水を考慮しても、入力津波の引き波により貯留堰天端高さ（O.P. -6.3m）を下回る時間の約4分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

$$\cdot \text{スロッシングによる5分間の溢水量} = 4.2\text{m}^3 \Rightarrow \underline{5\text{m}^3}$$

・溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間

$$\begin{aligned} &= (\text{有効容量} - \text{循環水ポンプの取水量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (4300\text{m}^3 - 1662\text{m}^3 - 5\text{m}^3) \div 7850\text{m}^3/\text{h} \\ &= 0.335\text{h} \Rightarrow \underline{20.1\text{分}} \end{aligned}$$

(2) 非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認について

原子炉補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位はO.P. -6.9m、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位はO.P. -6.8mである。よって、スロッシングによる貯水面の揺動を考慮した場合においても、貯留水位が非常用海水ポンプの取水可能水位（O.P. -8.95m）を下回らないことを確認した。

$$\cdot \text{原子炉補機冷却海水ポンプの最低水位} = \text{O.P. -6.89m} \Rightarrow \underline{\text{O.P. -6.9m}}$$

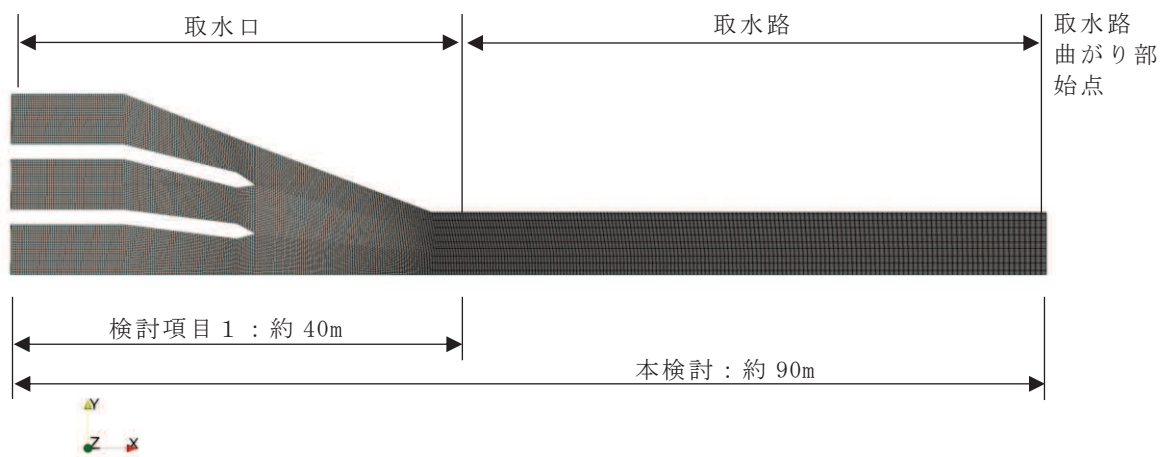
$$\cdot \text{高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの最低水位} = \text{O.P. -6.80m} \Rightarrow \underline{\text{O.P. -6.8m}}$$

(参考1) 解析範囲の妥当性について

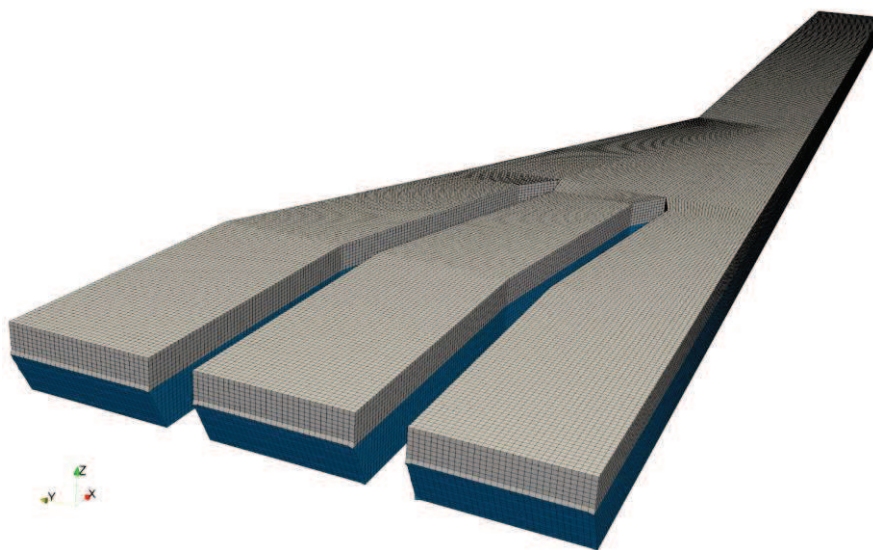
1. 概要

検討項目1（貯留量が確保されることの確認）及び検討項目2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）の解析範囲の妥当性を確認するため、取水口を対象に、水路長の違いがスロッシング時の溢水量及び水位変動量に及ぼす影響を確認した。具体的には、取水口のモデル化範囲を取水路曲がり部始点まで延長したスロッシング解析により溢水量及び水位変動量を算定し、検討項目1の解析結果と比較した。

本検討に用いる解析モデルを図1に示す。なお、入力地震動、初期水位及び解析条件は検討項目1の検討と同一とした。



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

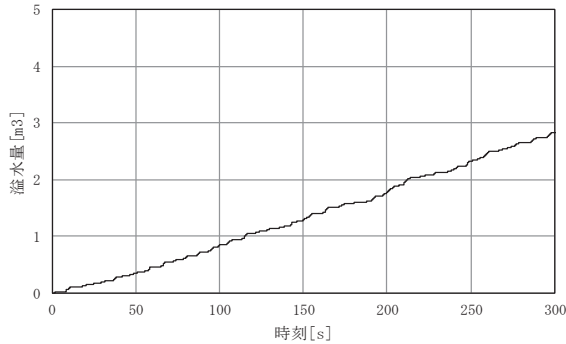
図1 本検討の解析モデル（取水口～取水路）

2. 解析結果

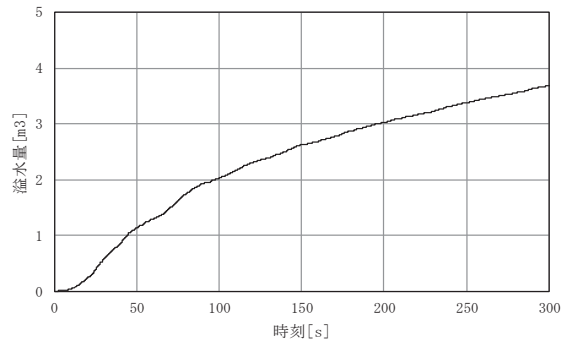
(1) 溢水量

スロッシングによる5分間の溢水量の時間変化及び溢水量について、検討項目1の比較も含めてそれぞれ図2、表1に示す。

本検討と検討項目1の比較から、水路長を長くすると溢水量は低減することを確認した。

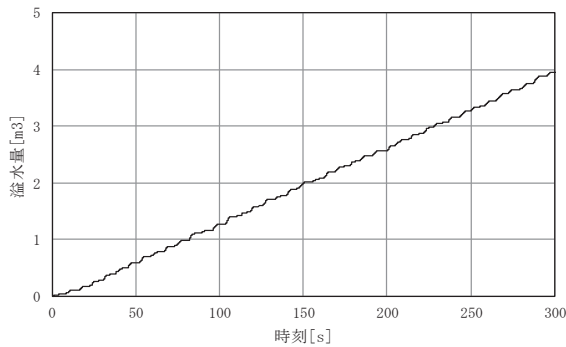


(a) 水路縦断方向に加振

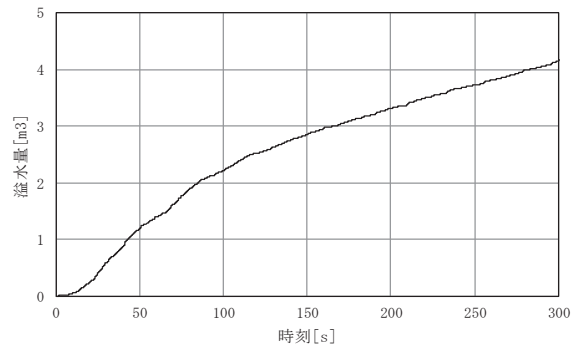


(b) 水路横断方向に加振

図2(1) 溢水量の時間変化 (本検討：取水口～取水路)



(a) 水路縦断方向に加振



(b) 水路横断方向に加振

図2(2) 溢水量の時間変化 (検討項目1：取水口) (図5.5-14再掲)

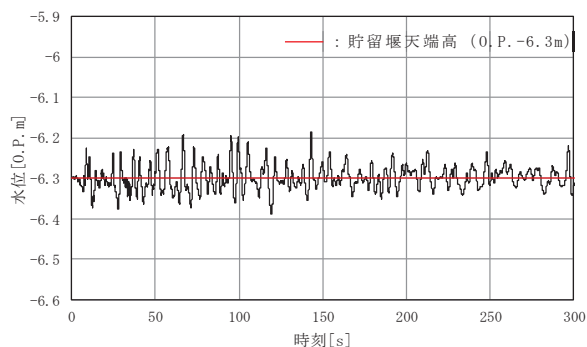
表1 スロッシングによる5分間の溢水量

加振方向	溢水量		
	本検討 (A) (取水口～取水路)	検討項目1 (B) (取水口)	差 (B) - (A)
縦断方向	2.9 m ³	4.0 m ³	1.1 m ³
横断方向	3.7 m ³	4.2 m ³	0.5 m ³

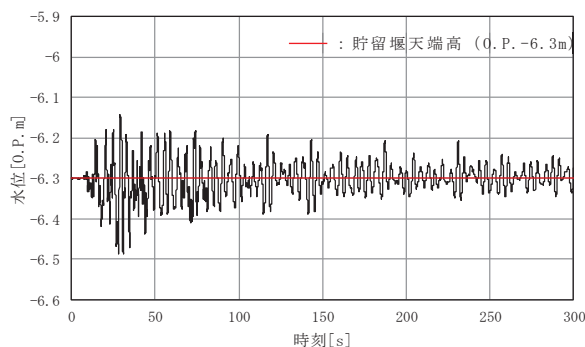
(2) 水位変動量（水位変動幅）

貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴及び初期水位（O.P. -6.3m）からの水位変動幅について、検討項目 1 の比較も含めてそれぞれ図 3，表 2 に示す。

本検討と検討項目 1 の比較から、水路長を長くすると基準水位からの水位変動幅は低減することを確認した。

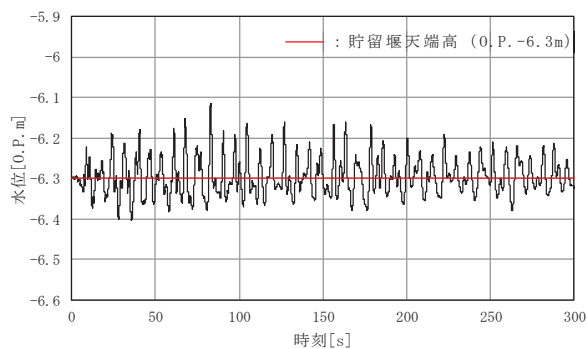


(a) 水路縦断方向に加振

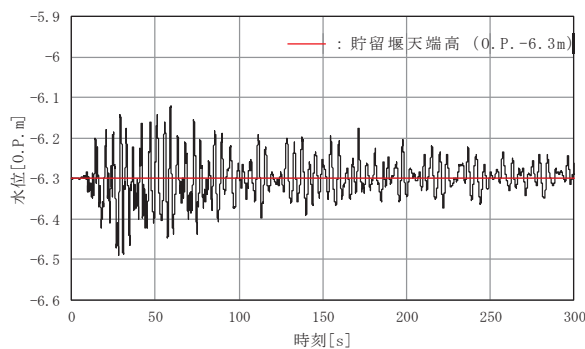


(b) 水路横断方向に加振

図 3 (1) 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴
(本検討：取水口～取水路)



(a) 水路縦断方向に加振



(b) 水路横断方向に加振

図 3 (2) 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴
(検討項目 1：取水口) (図 5.5-15 再掲)

表 2 初期水位 (O.P. -6.3m) からの水位変動幅

加振方向		初期水位 (O.P. -6.3m) からの水位変動幅		
		本検討 (A) (取水口～取水路)	検討項目 1 (B) (取水口)	差 (B) - (A)
縦断方向	上昇側	0.12m	0.19m	0.07m
	下降側	0.09m	0.11m	0.02m
横断方向	上昇側	0.16m	0.18m	0.02m
	下降側	0.19m	0.19m	±0.00m

3. まとめ

検討項目 1 (貯留量が確保されることの確認) 及び検討項目 2 (非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認) の解析範囲の妥当性を確認するため、取水口を対象に、水路長の違いがスロッシング時の溢水量及び水位変動量に及ぼす影響を確認した。具体的には、取水口のモデル化範囲を取水路曲がり部始点まで延長したスロッシング解析により溢水量及び水位変動量を算定し、検討項目 1 の解析結果と比較した。

検討の結果、水路長を長くすると溢水量及び水位変動量ともに低減することから、検討項目 1、検討項目 2 の解析範囲は妥当であることを確認した。

(参考2) スロッシング時のスナップショット

1. 検討項目1 (貯留量が確保されることの確認)

(1) 水路縦断方向に加振

縦断方向への貯水面の一連の動き(様子)が分かる範囲として解析開始1秒~20秒のスナップショットを示す。図1.1-1にスナップショットの作成範囲(貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴), 図1.1-2にスナップショットを示す。

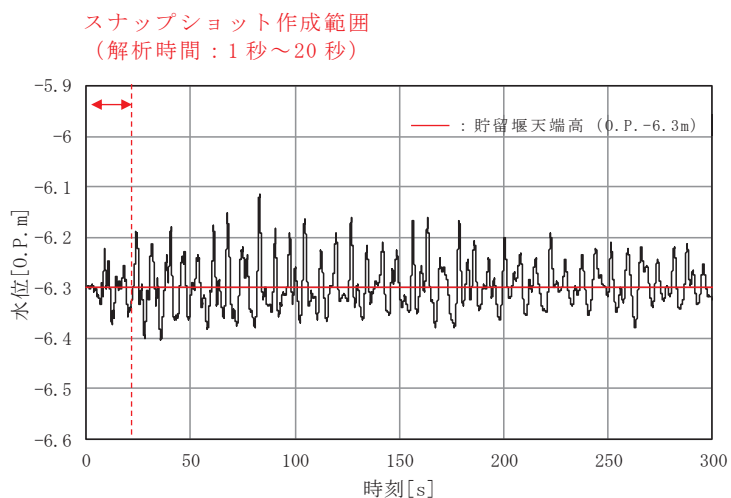


図 1.1-1 スナップショットの作成範囲

(貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴,
水路縦断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

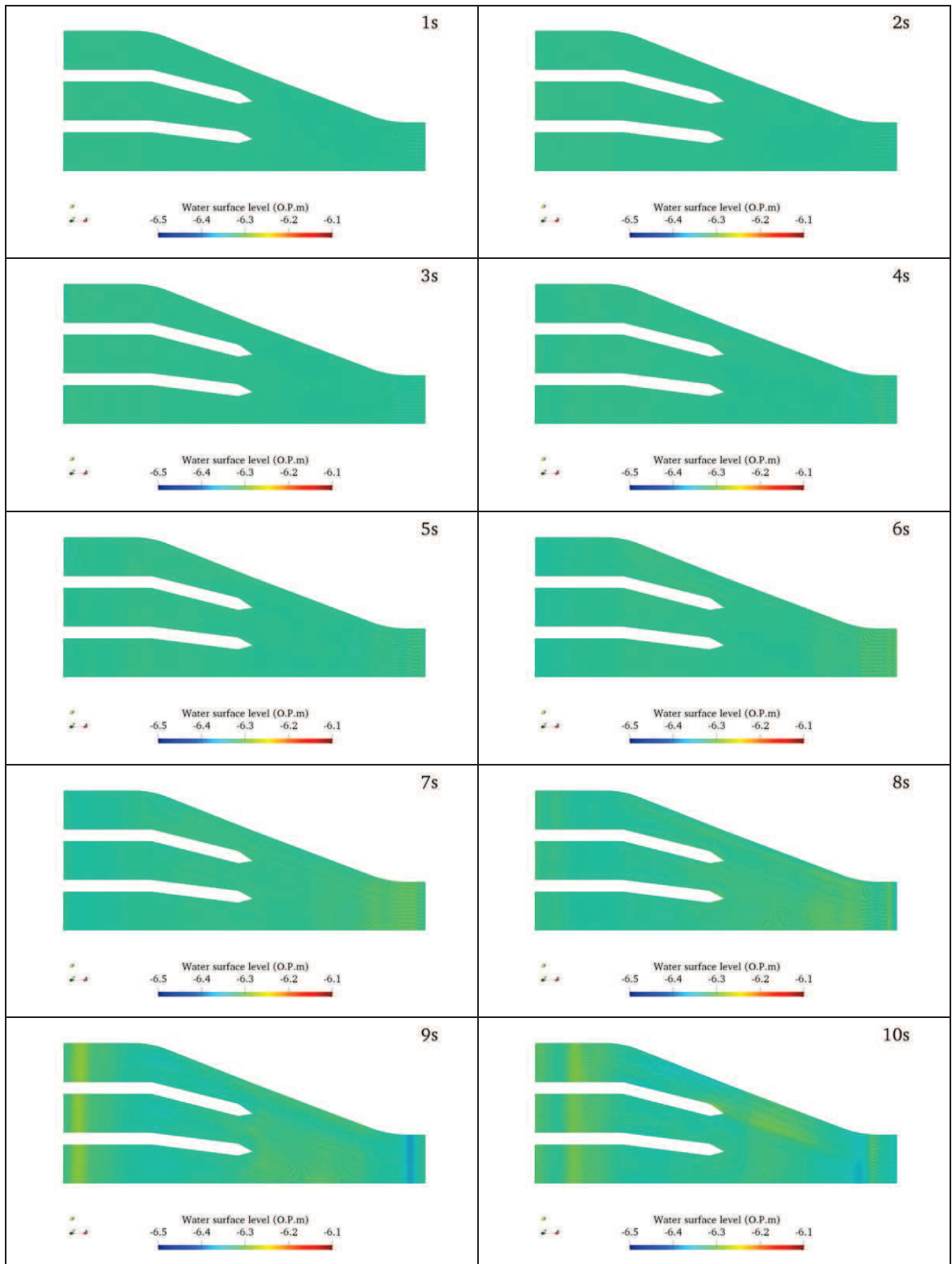


図 1.1-2 (1) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 1 秒～10 秒)

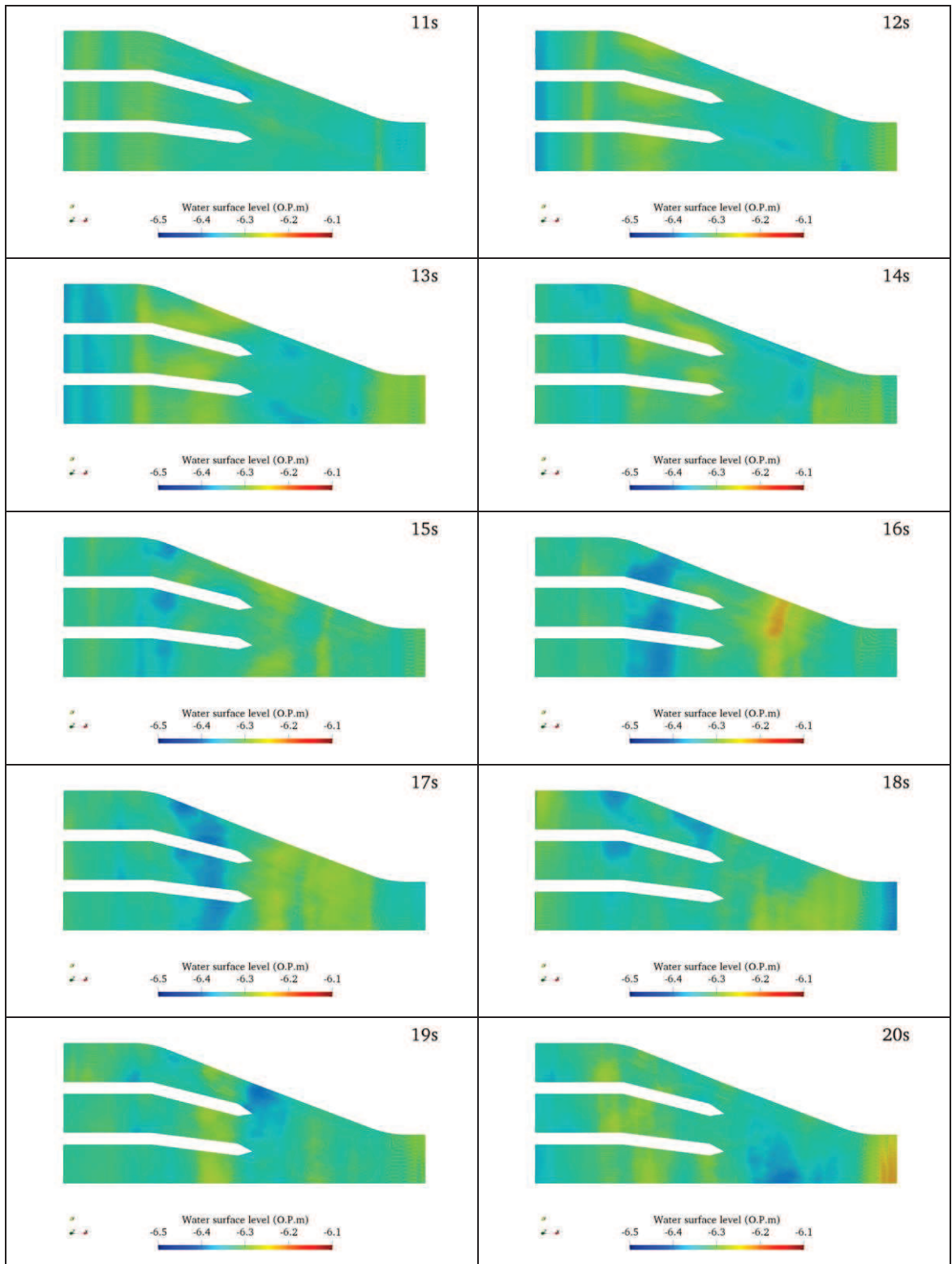


図 1.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 11 秒~20 秒)

(2) 水路横断方向に加振

横断方向への貯水面の一連の動き（様子）が分かる範囲として解析開始 1 秒～20 秒のスナップショットを示す。図 1.2-1 にスナップショットの作成範囲（貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴），図 1.2-2 にスナップショットを示す。

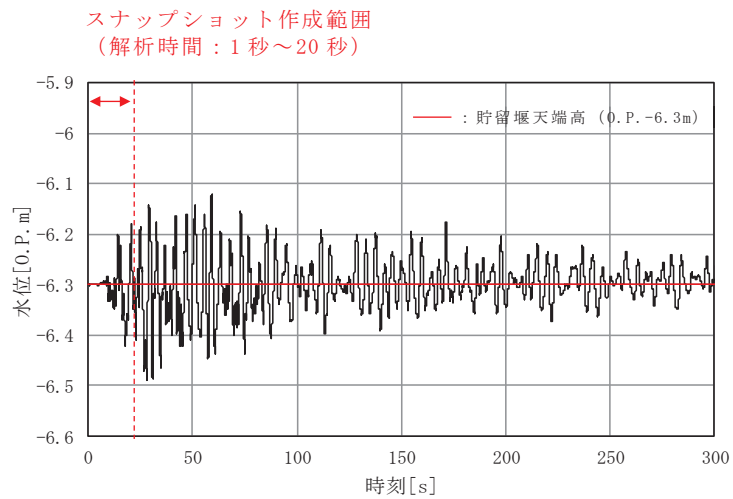


図 1.2-1 スナップショットの作成範囲
(貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴，
水路横断方向に加振，解析時間：0 秒～300 秒)

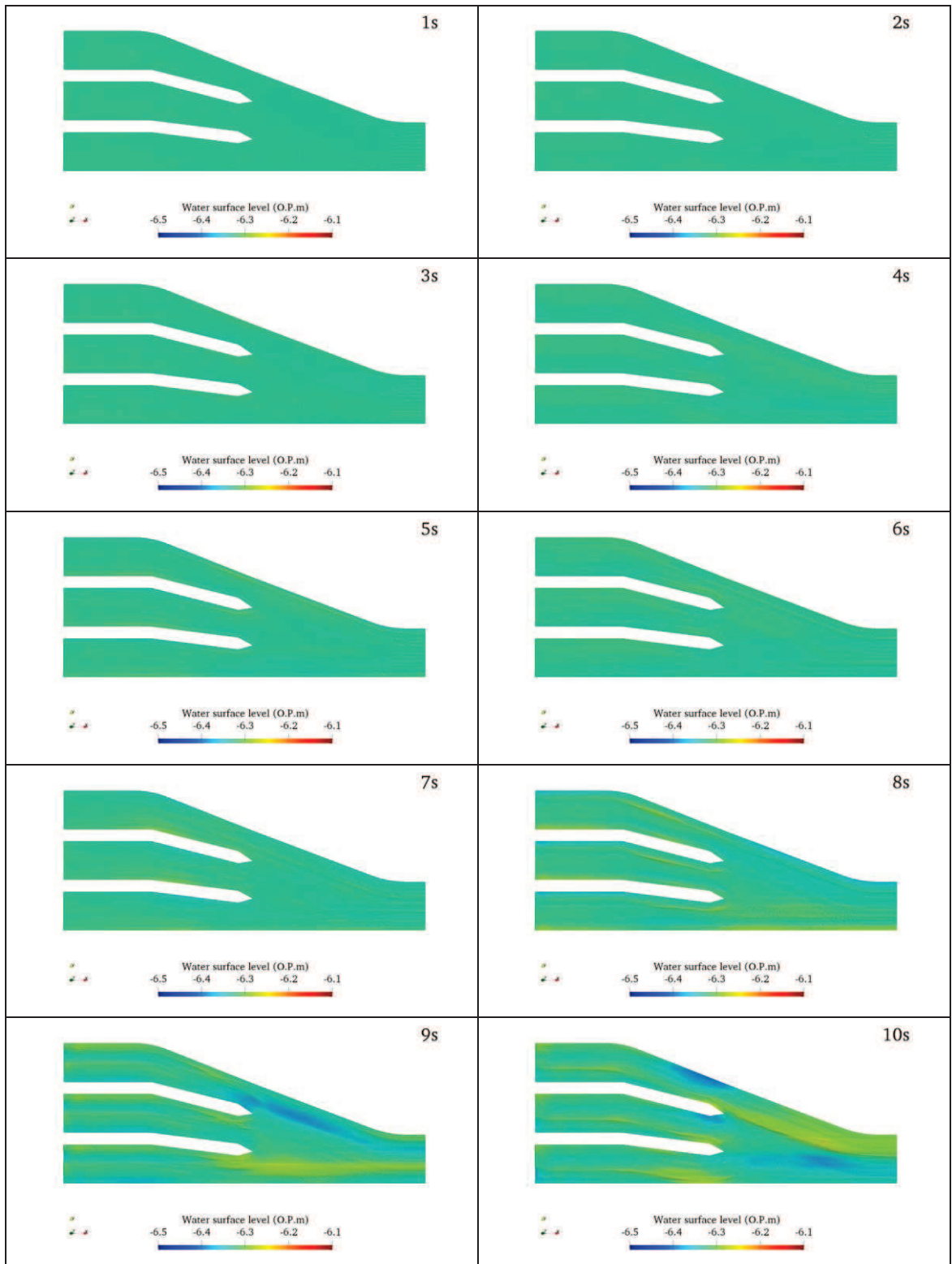


図 1.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~10 秒)

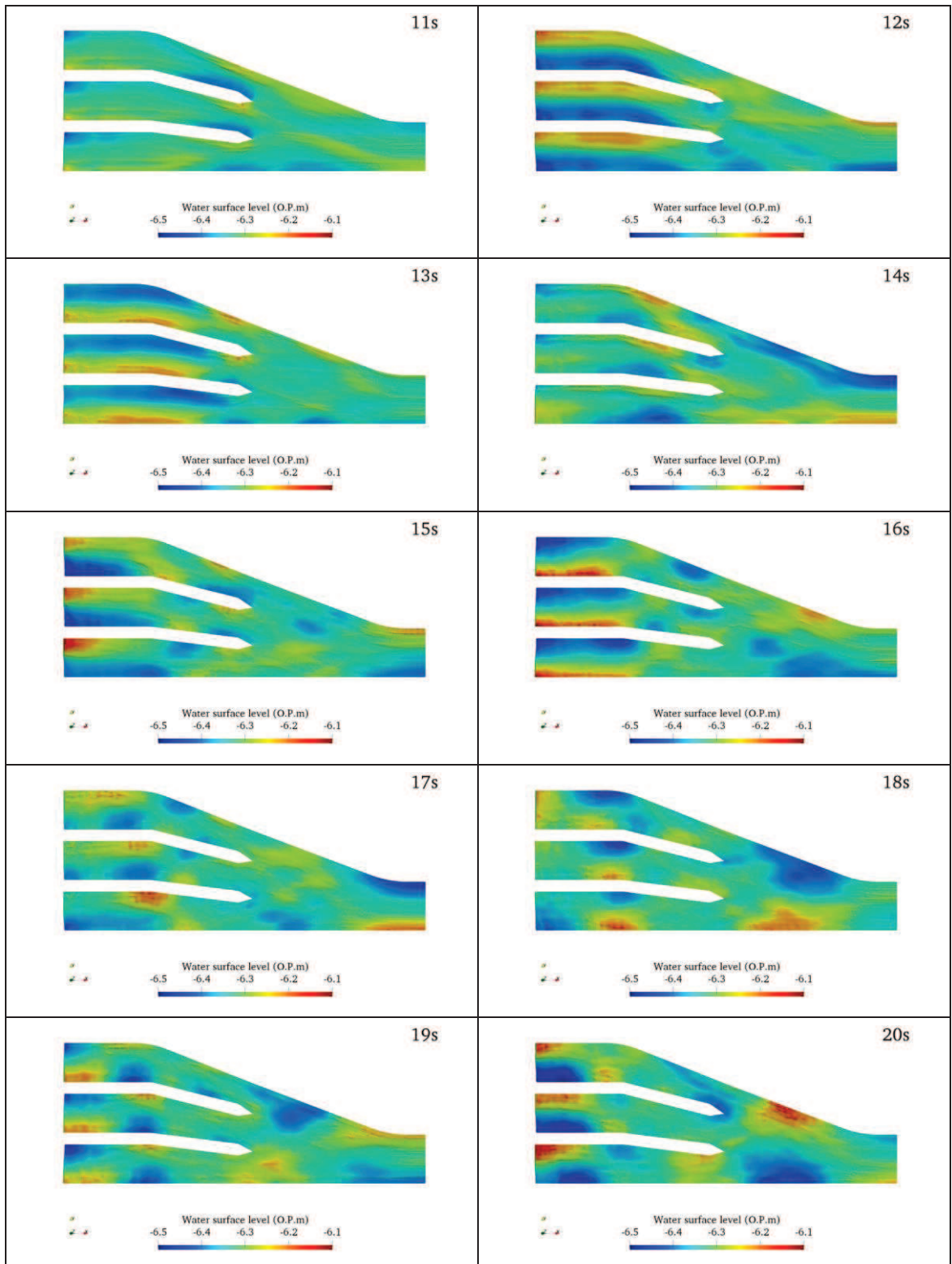


図 1.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 11 秒~20 秒)

2. 検討項目 2 (非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認)

(1) 水路縦断方向に加振

縦断方向への貯水面の一連の動き(様子)が分かる範囲として解析開始 1 秒~25 秒のスナップショットを示す。図 2.1-1 にスナップショットの作成範囲(原子炉補機冷却海水ポンプ(A)位置におけるスロッシング時の水位時刻歴), 図 2.1-2 にスナップショットを示す。

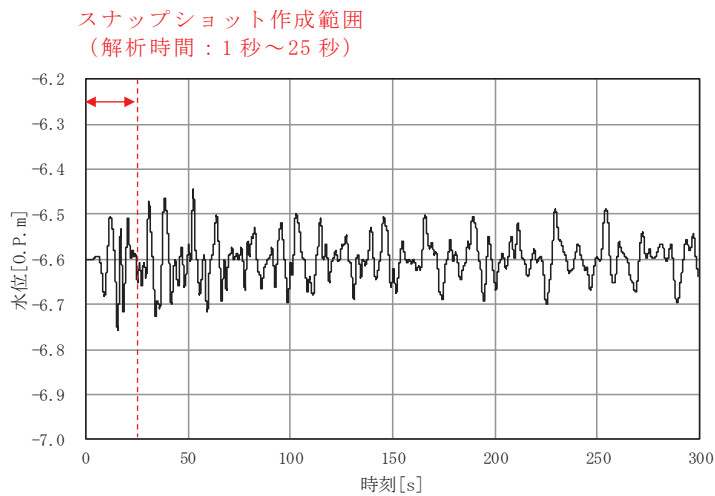


図 2.1-1 スナップショットの作成範囲
(原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴,
水路縦断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

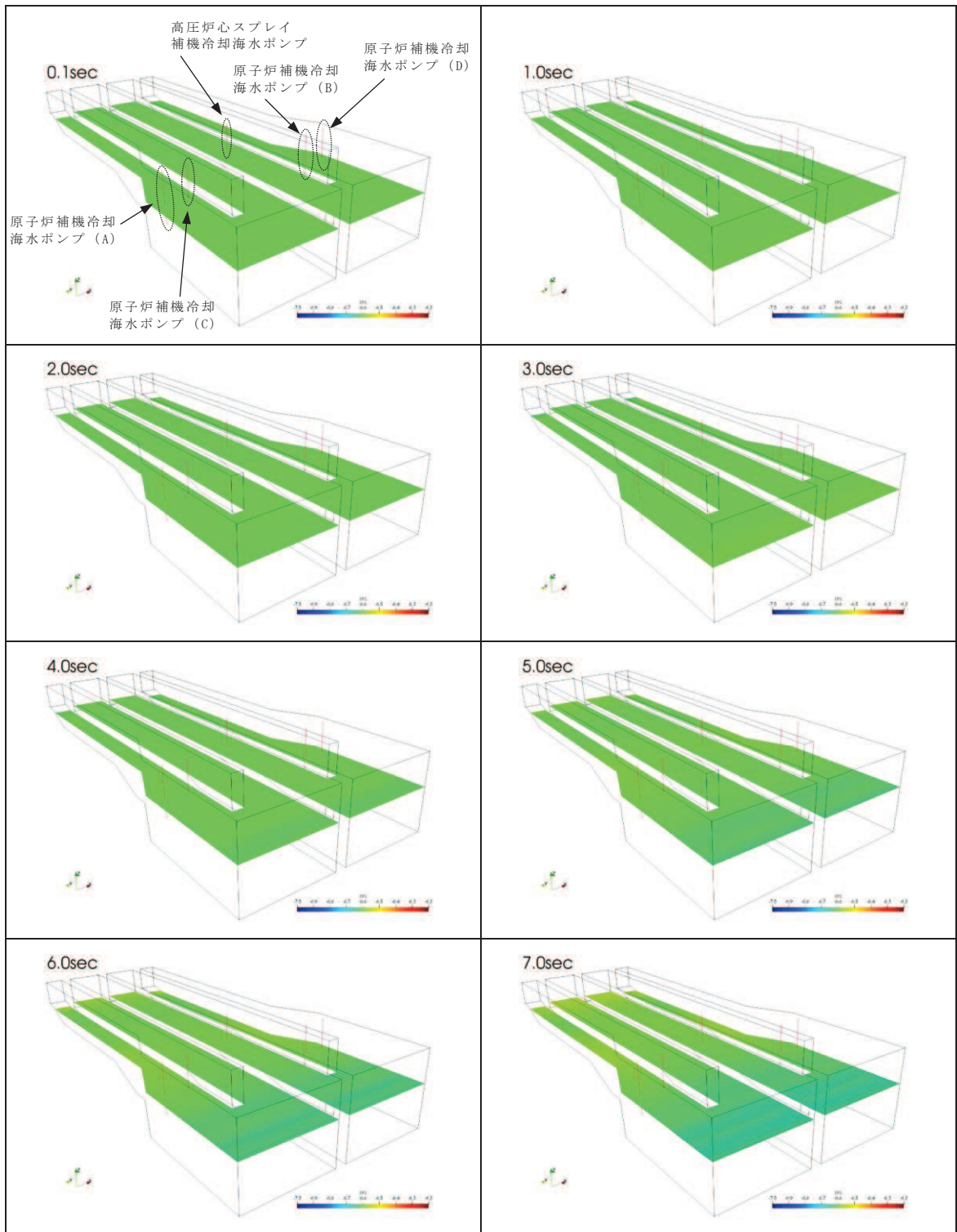


図 2.1-2 (1) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

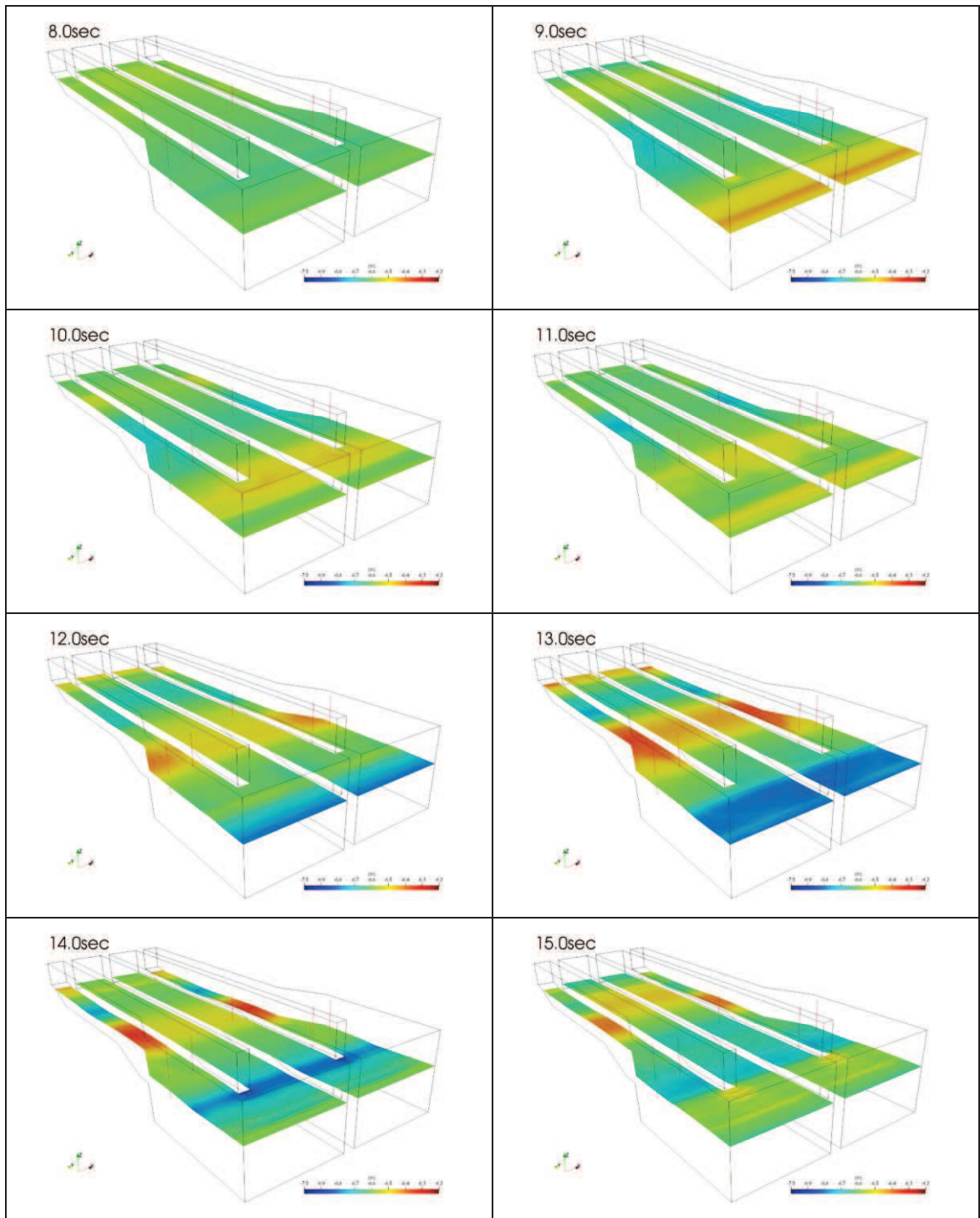


図 2.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 8 秒～15 秒)

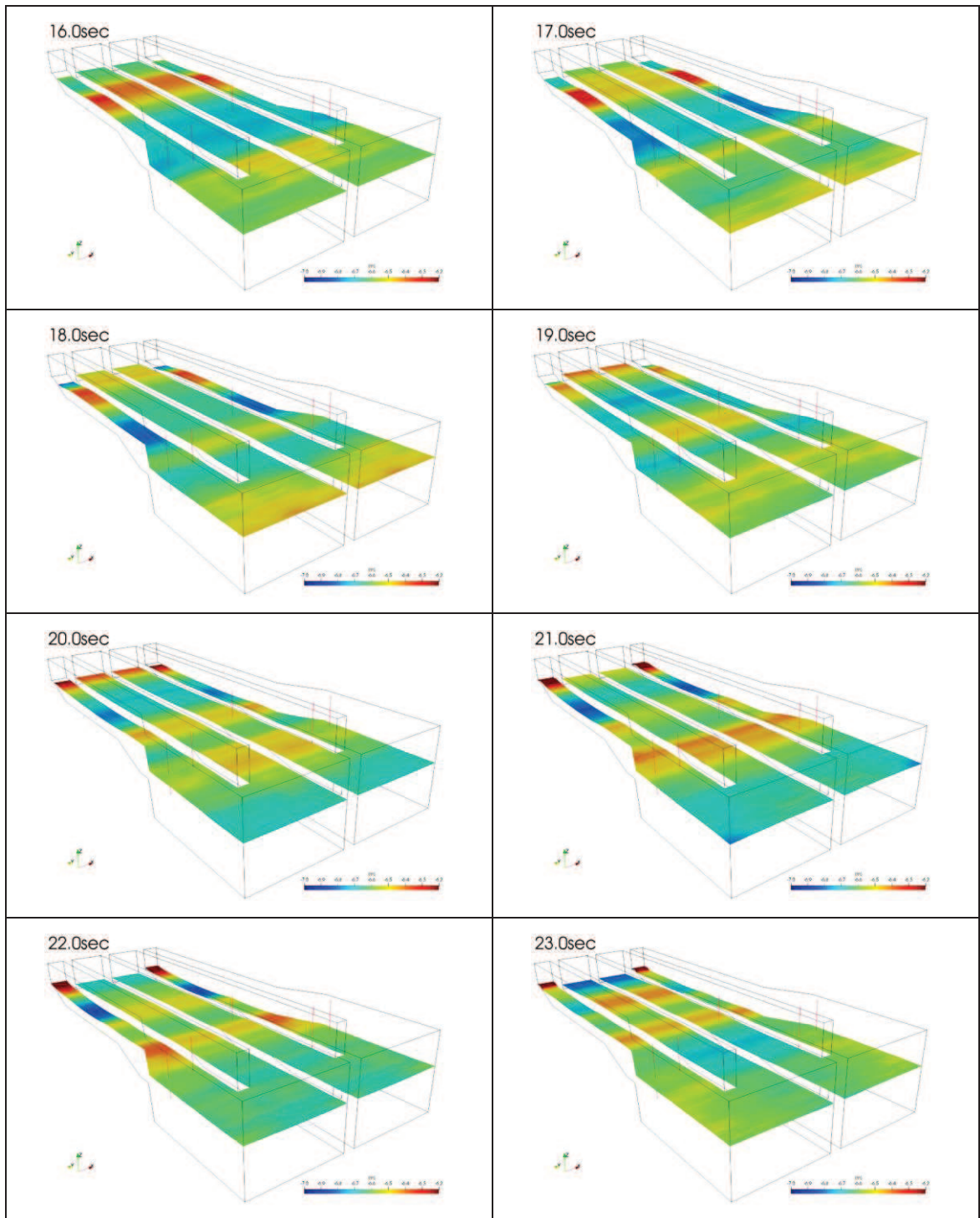


図 2.1-2 (3) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 16 秒~23 秒)

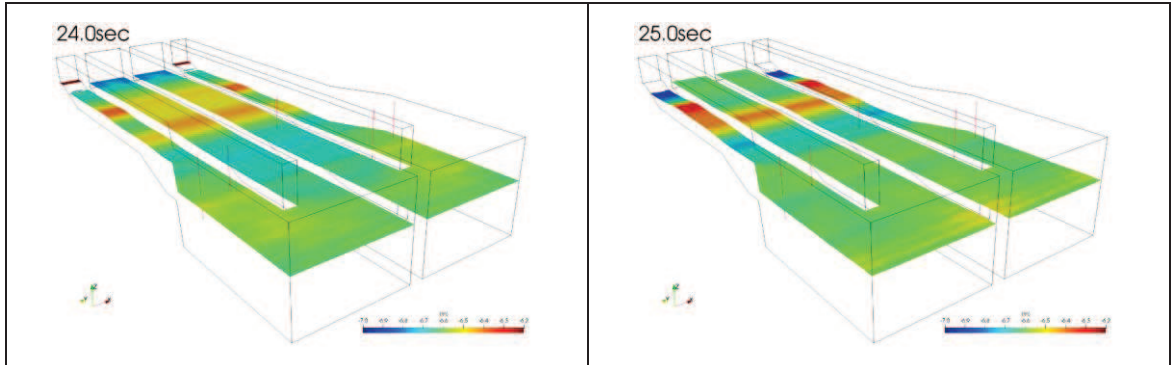


図 2.1-2 (4) スナップショット（水路縦断方向に加振，解析時間 24 秒～25 秒）

(2) 水路横断方向に加振

横断方向への貯水面の一連の動き（様子）が分かる範囲として解析開始 1 秒～20 秒のスナップショットを示す。図 2.2-1 にスナップショットの作成範囲（原子炉補機冷却海水ポンプ（A）位置におけるスロッシング時の水位時刻歴），図 2.2-2 にスナップショットを示す。

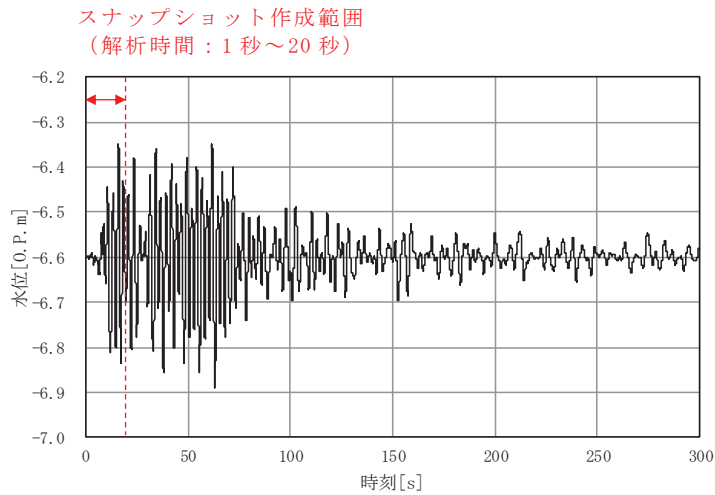


図 2.2-1 スナップショットの作成範囲
(原子炉補機冷却海水ポンプ（A）位置における水位時刻歴，
水路横断方向に加振，解析時間：0 秒～300 秒)

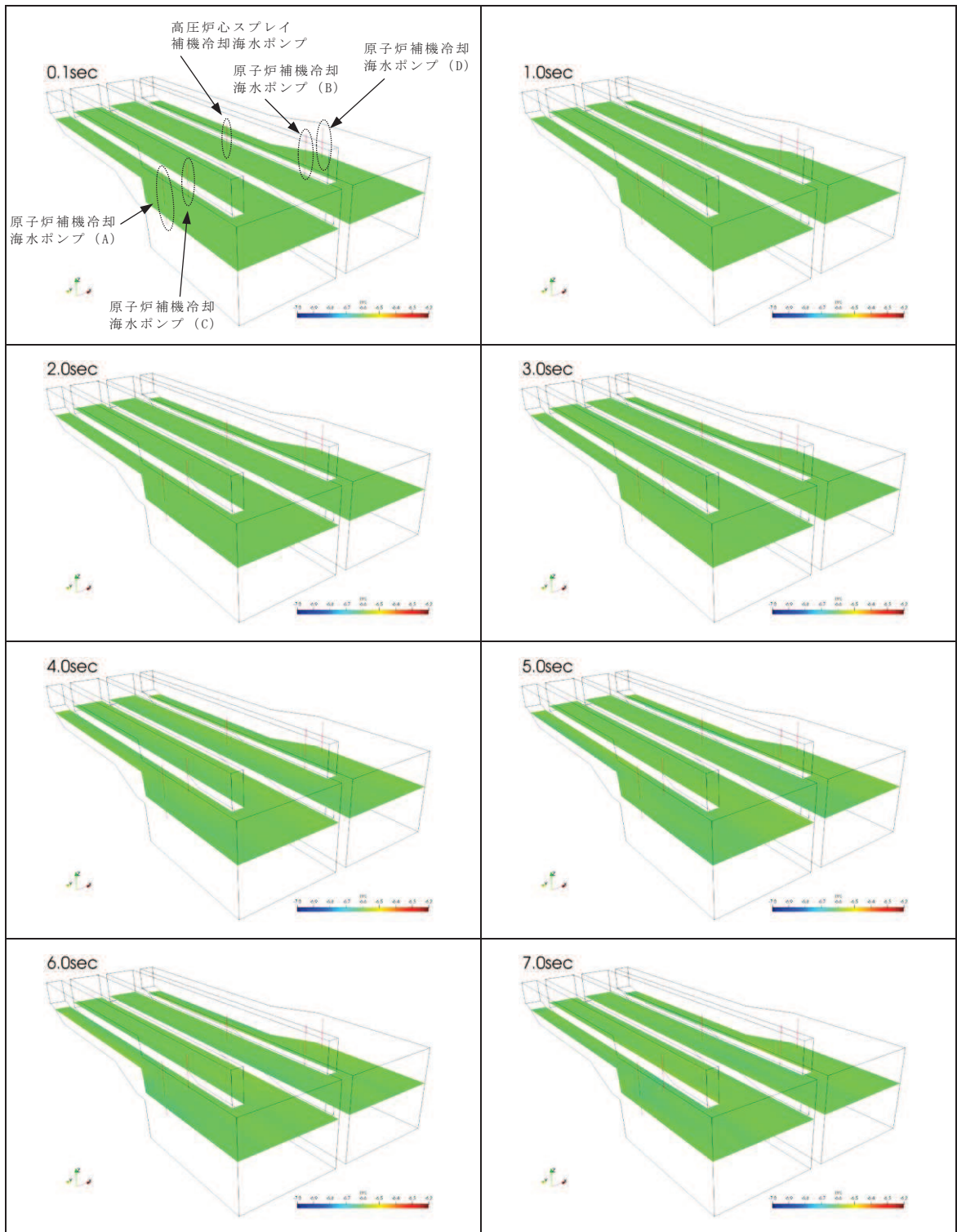


図 2.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

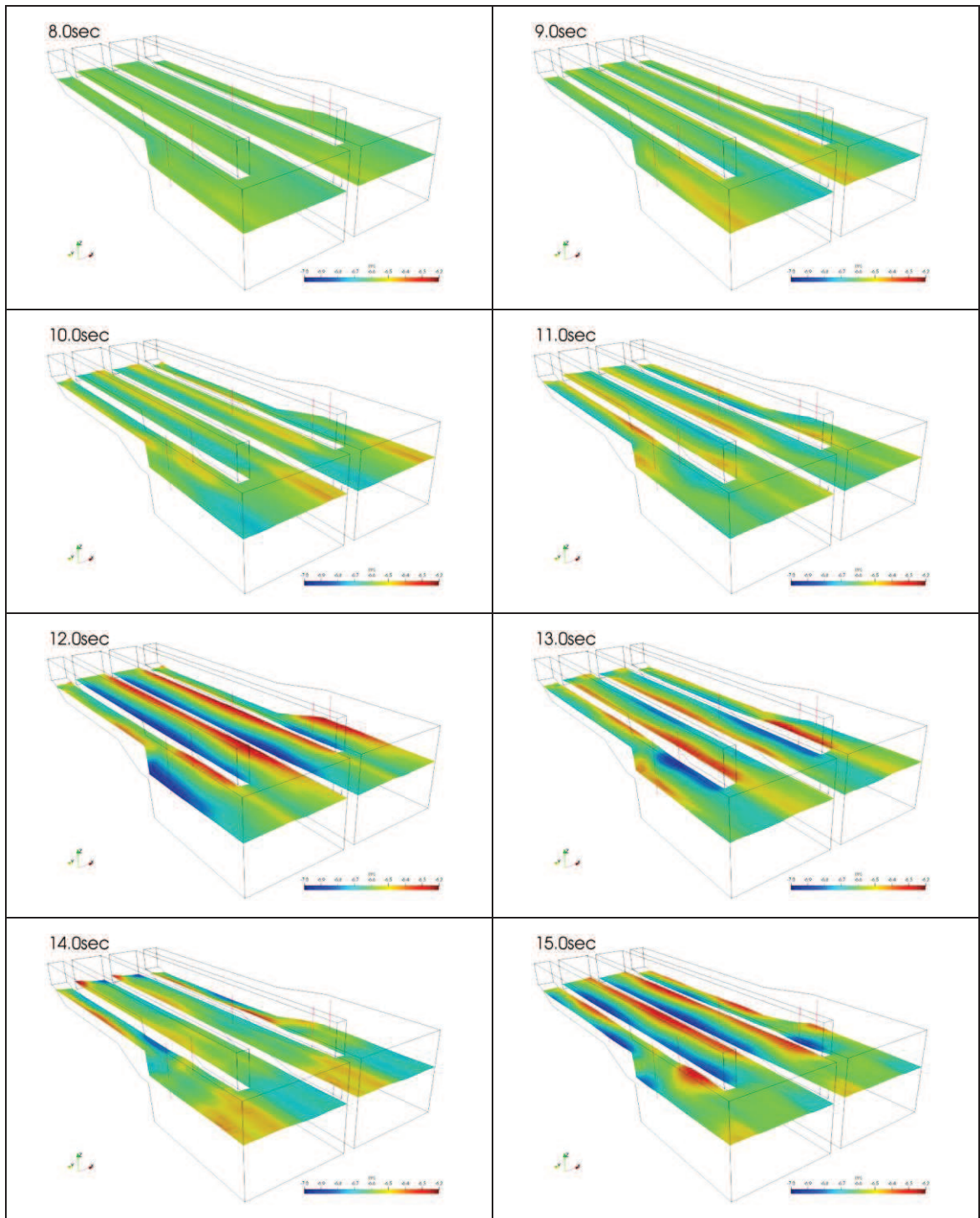


図 2.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 8 秒～15 秒)

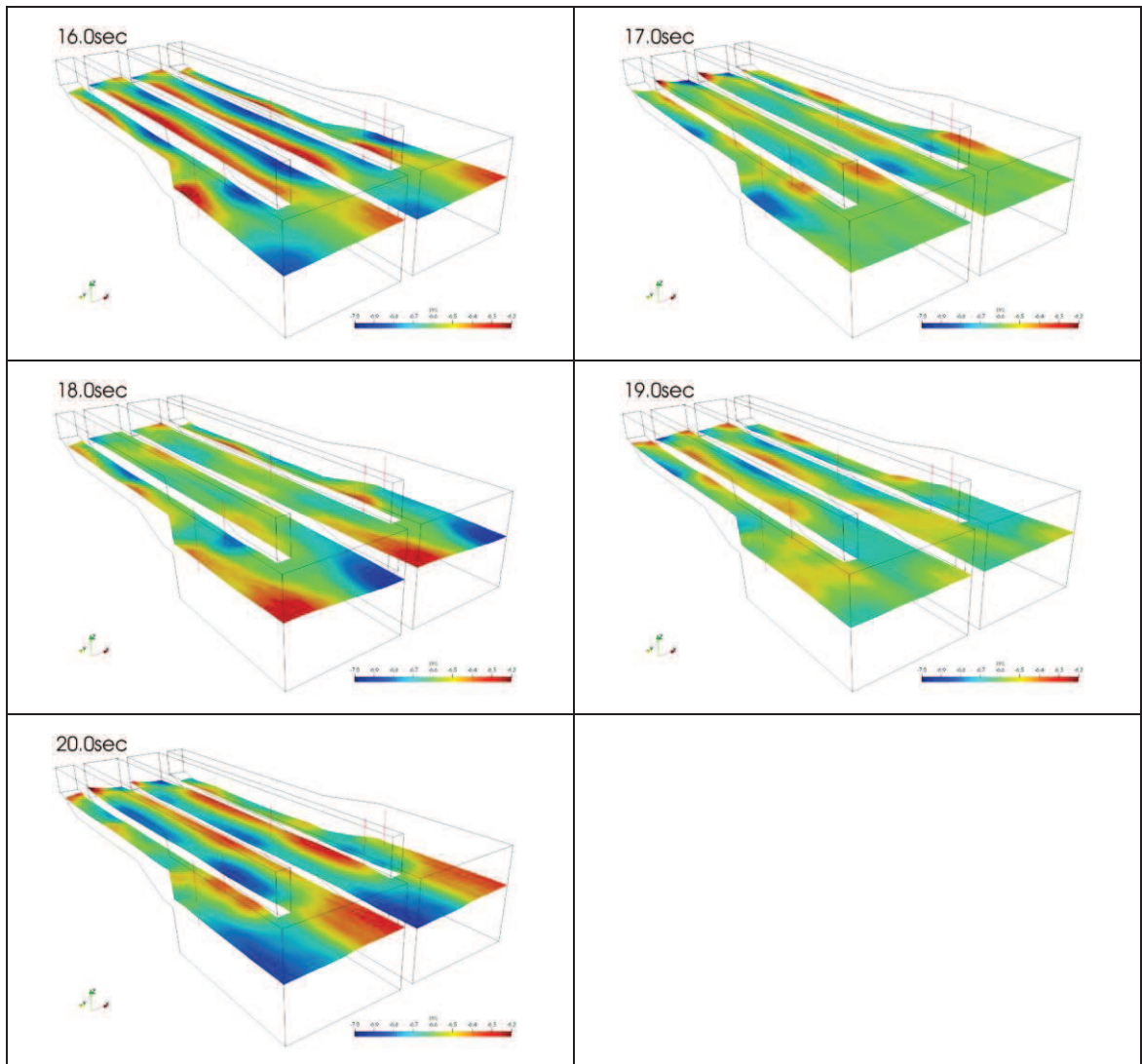


図 2.2-2 (3) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 16 秒~20 秒)

(参考3) 水平2方向同時加振による影響評価

1. 概要

「5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価」では、水平成分に方向を持たない余震（弾性設計用地震動Sd-D2）を入力地震動として、取水口及び海水ポンプ室のそれぞれのモデルに対して、横断方向に加振した場合と縦断方向に加振した場合の2ケースのスロッシング解析を実施し、貯留堰からの溢水量が非常用海水ポンプの運転可能時間に及ぼす影響（検討項目1）及び各非常用海水ポンプの取水可能水位に対するスロッシングによる最低水位を評価した（検討項目2）。

ここでは、横断方向と縦断方向の同時加振した場合の溢水量及び各非常用海水ポンプ位置での最低水位を評価する。なお、2方向同時加振による溢水量及び各非常用海水ポンプ位置の最低水位は、保守的に、横断方向と縦断方向の評価値の足し合わせにより算定する。

2. 検討結果

2.1 検討項目 1

貯留量 (4300m³) から水平 2 方向同時加振による溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が、入力津波による引き波の継続時間 (約 4 分) に対して十分に余裕があることを確認する。

2 方向同時加振による 5 分間の溢水量は 9m³ であり (表 2-1)、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 20 分となる。よって、2 方向同時加振による溢水を考慮しても、入力津波の引き波により貯留堰天端高さ (O.P. - 6.3m) を下回る時間の約 4 分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

表 2-1 2 方向同時加振による 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(A) 水路縦断方向に加振	4.0 m ³
(B) 水路横断方向に加振	4.2 m ³
2 方向同時方向に加振 (A+B)	8.2 m ³

・スロッシングによる 5 分間の溢水量 = 8.2m³ ⇒ 9m³

・溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間

$$= (\text{有効容量} - \text{循環水ポンプの取水量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量}$$

$$= (4300\text{m}^3 - 1662\text{m}^3 - 9\text{m}^3) \div 7850\text{m}^3/\text{h}$$

$$= 0.334\text{h} \Rightarrow \underline{20.0 \text{分}}$$

2.2 検討項目 2

水平 2 方向同時加振による非常用海水ポンプ位置での最低水位が，非常用海水ポンプの取水可能水位（O.P. -8.95m）を下回らないことを確認する。

2 方向同時加振による原子炉補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は O.P. -7.1m（表 2-2），高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は O.P. -7.0m である（表 2-3）。よって，スロッシングによる貯水面の揺動を考慮した場合においても，貯留水位が非常用海水ポンプの取水可能水位（O.P. -8.95m）を下回らないことを確認した。

表 2-2 2 方向同時加振による原子炉補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	項目	原子炉補機冷却海水ポンプ				取水可能水位
		(A)	(B)	(C)	(D)	
(A)横断方向	最低水位 (O.P.)	-6.76m	-6.73m	-6.73m	-6.76m	
	変動幅*	-0.16m	-0.13m	-0.13m	-0.16m	
(B)縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.89m	-6.86m	-6.88m	-6.87m	
	変動幅*	-0.29m	-0.26m	-0.28m	-0.27m	
2 方向同時加振 (A+B)	最低水位 (O.P.)	<u>-7.05m</u>	-6.99m	-7.01m	-7.03m	-8.95m
	変動幅*	-0.45m	-0.39m	-0.41m	-0.43m	

*：初期水位（O.P. -6.6m）からの変動幅

・原子炉補機冷却海水ポンプの最低水位 = O.P. -7.05m ⇒ O.P. -7.1m

表 2-3 2 方向同時加振による高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	項目	高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	取水可能水位
(A)横断方向	最低水位 (O.P.)	-6.75m	
	変動幅*	-0.15m	
(B)縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.80m	
	変動幅*	-0.20m	
2 方向同時加振 (A+B)	最低水位 (O.P.)	<u>-6.95m</u>	-8.95m
	変動幅*	-0.35m	

*：初期水位（O.P. -6.6m）からの変動幅

・高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの最低水位 = O.P. -6.95m ⇒ O.P. -7.0m

(参考4) 弾性設計用地震動 S d - D 2 の周期特性を踏まえたスロッシング評価

1. 弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻波形について

スロッシング評価に用いた地震動(余震)は弾性設計用地震動 S d - D 2 であり, その時刻歴波形は, 応答スペクトルに基づき評価した基準地震動 S s - D 2 に係数 0.58 を乗じて設定している。基準地震動 S s - D 2 の設計用応答スペクトル及び弾性設計用地震動 S d - D 2 の応答スペクトルを図 1-1 に示す。

基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形は, 「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2008 (日本電気協会)」に基づき, 設計用応答スペクトルに適合する一様乱数の位相特性を持つ正弦波の重ね合わせによって作成した。また, 時刻歴波形の作成にあたっては, 周期 5 秒の値を周期 10 秒まで延長した周期 0.02 秒~周期 10 秒の応答スペクトルを設定している。基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形の作成において設定した応答スペクトルを図 1-2 に示す。

以上から, 基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形に係数 0.58 を乗じた弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻歴波形の周期 5 秒~周期 10 秒の速度成分は, 周期 5 秒の速度成分相当の大きさを有している。弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻歴波形の応答スペクトルを図 1-3 に示す。

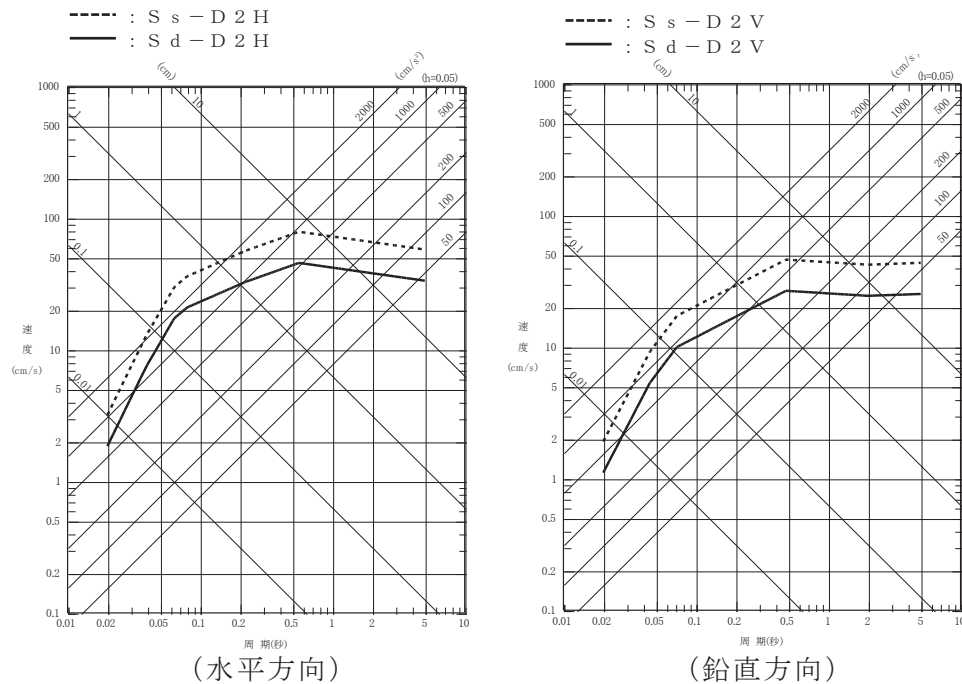


図 1-1 基準地震動 S s - D 2 の設計用応答スペクトル及び弾性設計用地震動 S d - D 2 の応答スペクトル

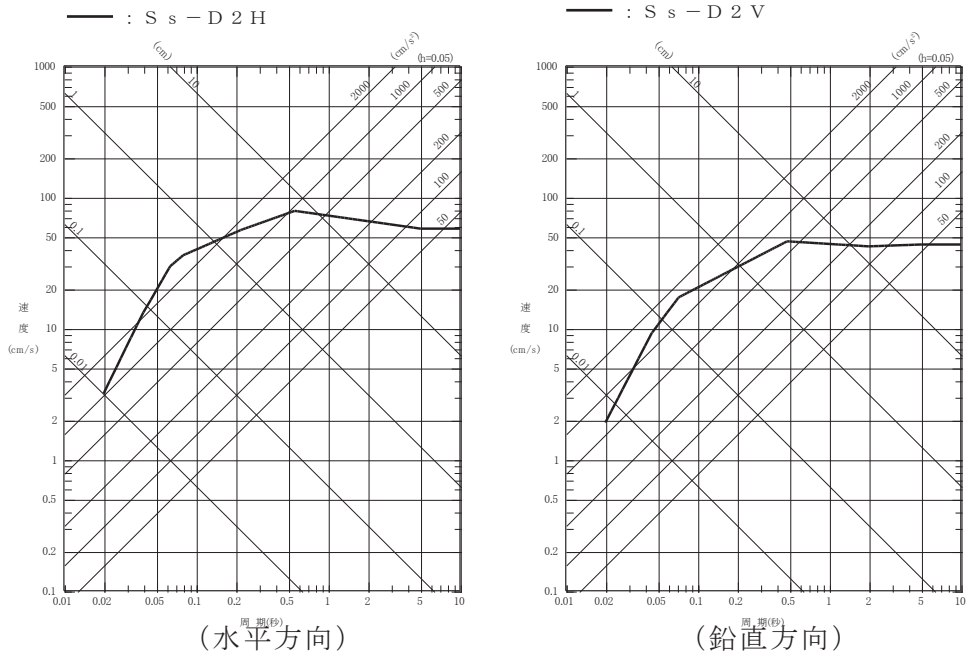


図 1-2 基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形の作成において設定した応答スペクトル

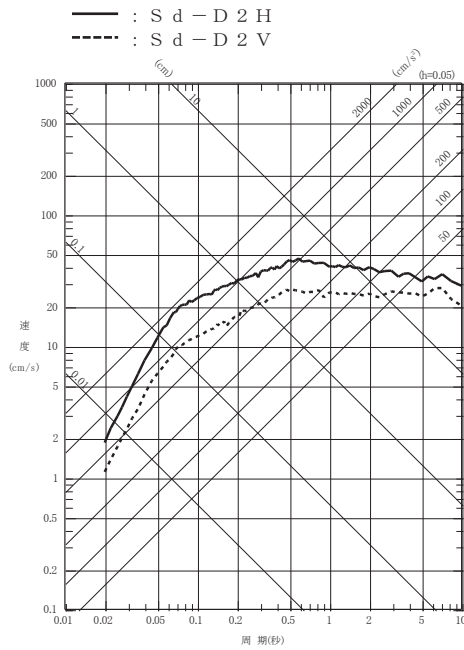


図 1-3 弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻歴波形の応答スペクトル
(周期 0.02 秒～周期 10 秒)

2. 弾性設計用地震動 S d - D 2 の周期特性を踏まえたスロッシング評価について

取水口及び海水ポンプ室の解析範囲における 1 次固有周期について、短辺方向は 2.62 秒～6.27 秒であり（本文：表 5.5-2 (1)）、弾性設計用地震動 S d - D 2 が有する周期帯（0.02 秒～10 秒）の範囲内にある。一方、長辺方向の 1 次固有周期は 16.05 秒～20.89 秒であり（本文：表 5.5-2 (2)）、弾性設計用地震動 S d - D 2 が有する周期帯の範囲外であることを踏まえ、本検討では、スロッシングによる貯留堰からの溢水量及び各非常用海水ポンプ位置での水位変動量を実形状よりも安全側に評価するため、実形状よりも短い範囲を解析範囲に設定している。実形状と解析範囲の関係を図 2-1 に示す。

検討の結果、長辺方向の溢水量及び最低水位は、各許容値に対して十分な余裕を有している。各評価値と許容値の関係を表 2-1、表 2-2 に示す。

このような配慮により、弾性設計用地震動 S d - D 2 の周期特性を踏まえた安全側の評価になっているものと考えられる。

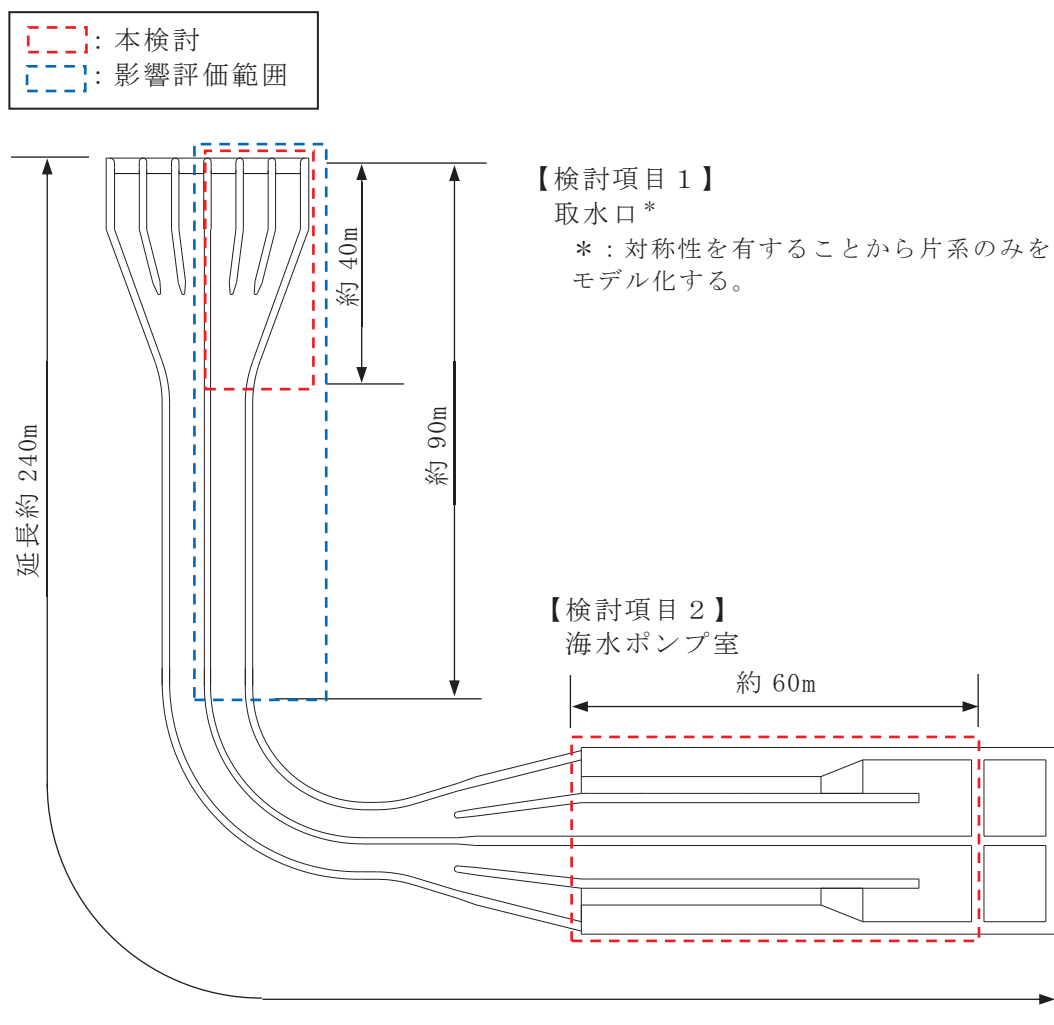


図 2-1 各検討項目の解析範囲

（本文：図 5.5-2 一部加筆）

表 2-1 評価値と許容値の関係
(スロッシングによる 5 分間の溢水量)

加振方向	5 分間の溢水量		有効貯水量※
	本検討 (水路長：約 40m)	影響評価 (水路長：約 90m)	
縦断方向	4.0m ³	2.9m ³	1,983m ³

※：貯水量 (4,300m³) - 循環水ポンプの 5 分間の取水量 (1,662m³) - 非常用海水ポンプの 5 分間の取水量 (654.5m³) = 1,983.5m³

表 2-2 (1) 評価値と許容値の関係
(原子炉補機冷却海水ポンプ位置の最低水位)

加振方向	項目	原子炉補機冷却海水ポンプ				取水可能水位
		(A)	(B)	(C)	(D)	
縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.89m	-6.86m	-6.88m	-6.87m	-8.95m
	初期水位* ¹ からの変動幅* ²	0.29m	0.26m	0.28m	0.27m	

*1：初期水位 = O.P. -6.6m

*2：水路長が長くなると変動幅は小さくなる。詳細は、「(参考 1) 解析範囲の妥当性について」に記載。

表 2-2 (2) 評価値と許容値の関係
(高圧炉心スプレー補機冷却海水ポンプ位置の最低水位)

加振方向	項目	高圧炉心スプレー補機冷却 海水ポンプ	取水可能水位
縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.80m	-8.95m
	初期水位* ¹ からの変動幅* ²	0.20m	

*1：初期水位 = O.P. -6.6m

*2：水路長が長くなると変動幅は小さくなる。詳細は、「(参考 1) 解析範囲の妥当性について」に記載。

5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて

5.6.1 概要

本資料は，津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せの考え方について説明するものである。

津波防護施設の強度計算に用いる荷重の組合せは，施設の配置，構造計画に基づく形状及び評価対象部位を踏まえて，常時作用する荷重，津波の形態に応じた荷重及びその他自然現象による荷重に分けて適切に組み合わせることとしている。

そのため，津波の形態に応じた荷重の組合せとして，遡上津波荷重，突き上げ津波荷重又は浸水津波荷重（以下「津波荷重」という。）と余震荷重の組合せを考慮する場合と，漂流物の影響を受ける位置に設置している施設については，津波荷重と漂流物による衝突荷重の組合せを考慮する場合について強度計算を行うこととしているが，津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについても考慮する。

5.6.2 津波荷重と余震荷重の組合せについて

津波荷重と余震荷重の組合せについては，安全側の評価を行う観点から，津波による最大荷重（最大波高時における波力）と余震による最大荷重の組合せを考慮する。

なお，津波による最大荷重の継続時間及び余震による最大荷重の継続時間はそれぞれ短時間であり，同時に作用する可能性は小さいことから，十分な余裕を考慮した設定となっている。

5.6.3 津波荷重と衝突荷重の組合せについて

津波荷重と衝突荷重の組合せについては，実際に施設に作用する荷重としては，津波による最大荷重と漂流物の衝突による最大荷重が同時に作用する可能性は小さいものの，保守的な評価を行う観点から，津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における衝突荷重）の組合せを考慮する。なお，漂流物の衝突荷重の評価においては，敷地前面域の最大流速を安全側に切り上げて 13.0m/s を漂流速度として設定する。

5.6.4 津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて

津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについては，それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが，安全側の評価を行う観点から，これらの組合せを考慮する。ただし，それぞれの最大荷重の継続時間は短時間であり，同時に作用する可能性は非常に小さいことから，最大荷重どうしの組合せは考慮しない。

5.6.2 で示すように，津波荷重と余震荷重の組合せにおいては，最大荷重が同時に作用する可能性は小さいことから，津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し，津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお，津波により浸水している状態においては，5.6.3 で示すように，最大流速による漂流物の衝突荷重は作用する可能性が小さいと考えられるが，十分な余裕を有した設定とするために，これを考慮する。

表 5.6-1 に荷重の組合せの考え方を示す。津波防護施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）に作用する荷重の組合せによる水平力のイメージ図を，図 5.6-1～図 5.6-3 に示す。なお，荷重の比較に当たっては，線形構造であり，海側から作用する津波荷重及び漂流物荷重に対して構造上厳しくなることを踏まえ，防潮堤（鋼管式鉛直壁）を対象とする。

表 5.6-1 荷重の組合せの考え方

組合せ	津波荷重	余震荷重	漂流物荷重	備考
津波荷重 + 漂流物荷重	波力 (最大波高)	—	漂流物荷重 (最大流速)	最大荷重の組合せ (図 5.6-1)
津波荷重 + 余震荷重	波力 (最大波高)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重どうしの組合せ (図 5.6-2)
津波荷重 + 余震荷重 + 漂流物荷重	静水圧 (最大浸水深さ)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	漂流物荷重 (最大流速)	津波により浸水している状態での余震を想定 (図 5.6-3)

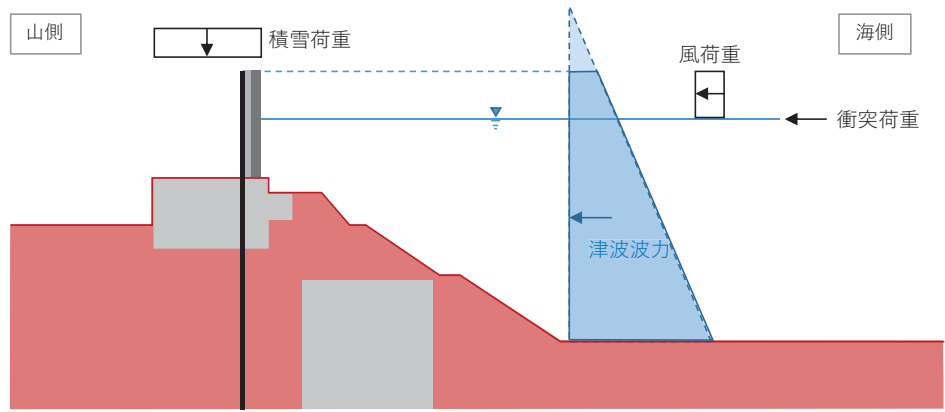


図 5.6-1 津波荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

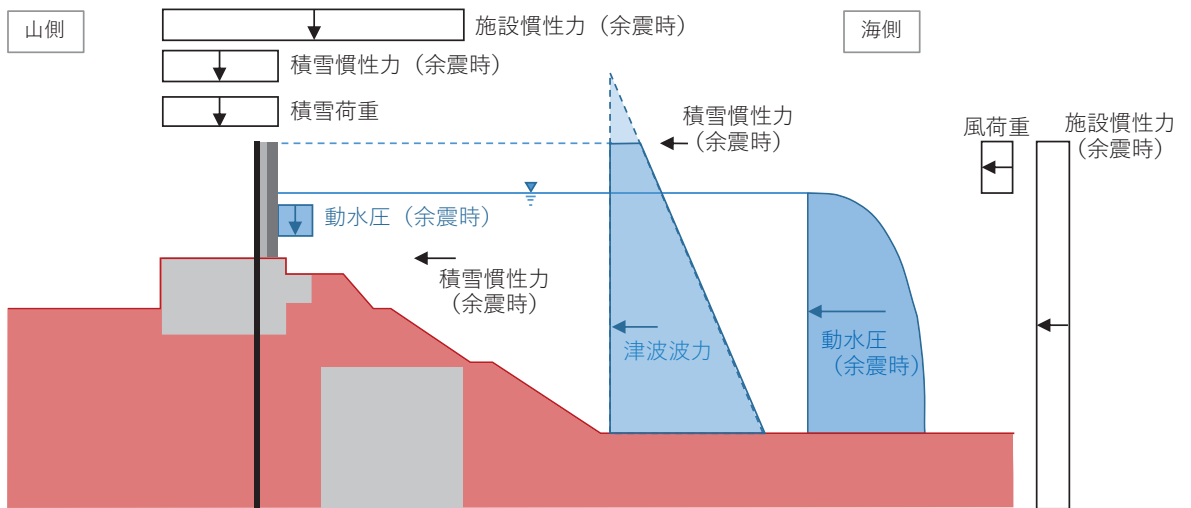


図 5.6-2 津波荷重+余震荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

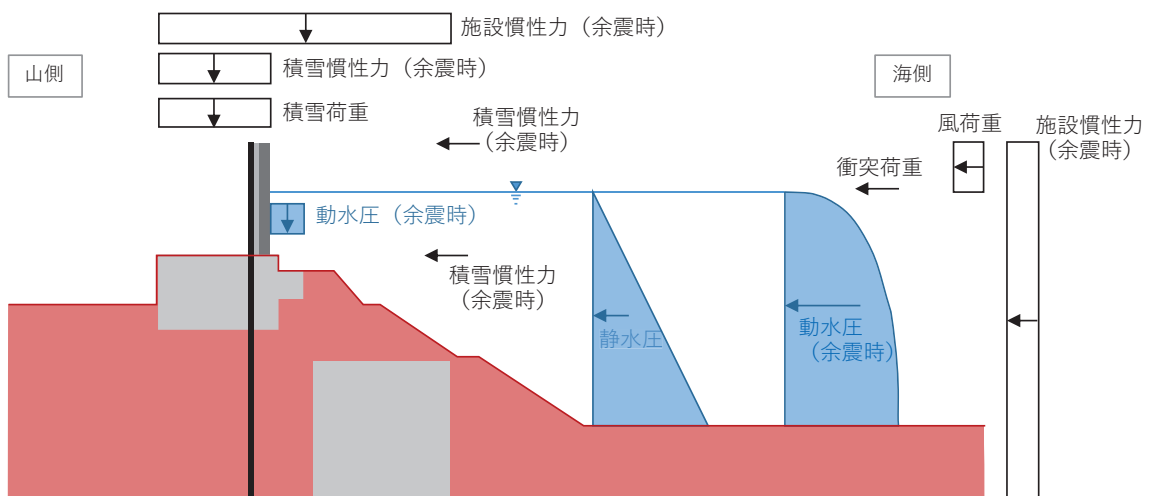


図 5.6-3 津波荷重+余震荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について

5.7.1 衝突荷重

漂流物荷重は，「4.3 漂流物荷重について」において，浸水防護施設の機能に対する影響評価により選定された漂流物として車両（2.15t）を想定し，「FEMA（2012）＊」（FEMA：Federal Emergency Management Agency）の算定式に基づき，表 5.7-1 に示す各施設の設置位置における津波の流速を用いて算出する。

$$F_i = 1.3u_{max}\sqrt{km_d(1+c)}$$

F_i : 衝突力

c : 付加質量係数

u_{max} : 漂流物を運ぶ流体の最大流速

m_d : 漂流物の質量

k : 漂流物の有効軸剛性

注記 * : FEMA（2012）：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 5.7-1 浸水防護施設の設計に用いる津波のパラメータ

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (O.P. (m))	流速 (m/s)
浸水防護施設	防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	+24.4	13.0 ^{*1}
	防潮堤 (盛土堤防)	+24.4	13.0 ^{*1}
	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	+24.4	13.0 ^{*1}
	貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6)	-6.3 ^{*2} -5.3 ^{*3}	13.0 ^{*1}

注記 *1: 「4.3 漂流物荷重について」に示されるように、津波シミュレーションから算定した防潮堤近傍における基準津波の流速として、安全側に敷地前面域の最大流速を設定

*2: 重畳時において、衝突荷重を考慮しない場合の津波高さ

*3: 重畳時において、衝突荷重を考慮する場合の津波高さ

5.7.2 風荷重

(1) 建築基準法に基づく設定

風荷重を考慮する浸水防護施設のうち、防潮堤、防潮壁及び津波監視カメラについては、次に示すとおり、建築基準法に基づき風荷重を算出する。

風荷重は、添付資料「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、「建設省告示第1454号（平成12年5月31日）」に定められた石巻市及び女川町（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）の設計基準風速 30 m/s を使用する。その他の入力値（係数）については、「建設省告示第1454号（平成12年5月31日）」及び「建築物荷重指針・同解説（2004）（（社）日本建築学会）」に基づき設定する。表 5.7-2 に防潮堤の風荷重設定における入力値を、表 5.7-3 に防潮壁の風荷重設定における入力値を、表 5.7-4 に津波監視カメラの風荷重設定における入力値を示す。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

P_k : 風荷重 (kN)

C_f : 風力係数

$$C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

C_{pe} : 外圧係数

C_{pi} : 内圧係数

A_k : 受風面積 (m²)

q : 速度圧 (kN/m²)

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

V_0 : 設計基準風速 (m/s)

E : 速度圧の高さ方向の分布を表わす係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

G_f : ガスト影響係数

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表わす係数

$$E_r = 1.7 \times (Z_b / Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \times (H / Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以上の場合})$$

H : 建築物の高さ

α : 地表面粗度区分による係数

Z_b : 地表面粗度区分による係数

Z_G : 地表面粗度区分による係数

表 5.7-2 防潮堤の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 V_0 (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 G_f	1.0	津波と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする。	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	26.5	防潮堤海側地表面（O.P. +2.5m）からの防潮堤天端（O.P. +29.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 α	0.15	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 II における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_b	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 II における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_G	350	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分 II における地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 E_r	1.16	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	1.34	計算値	—
速度圧 q (kN/m ²)	0.720	計算値	—
風力係数 C_f	1.2	表 A6.15 に示される風力係数（図 5.7-1 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

表 5.7-3(1) 防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機放水立坑）の
風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 V_0 (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 G_f	1.0	津波と風荷重の継続時間がともに短く，同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする。	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	5.2	地表面（O.P. +13.8m）からの防潮壁（O.P. +19.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 α	0.20	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_b	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_G	450	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 E_r	0.70	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	0.49	計算値	—
速度圧 q (kN/m ²)	0.263	計算値	—
風力係数 C_f	1.2	表 A6.15 に示される風力係数（図 5.7-1 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

表 5.7-3(2) 防潮壁（第3号機海水ポンプ室）の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 V_0 (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 G_f	1.0	津波と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする。	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	6.2	地表面（O.P. +13.8m）からの防潮壁（O.P. +20.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 α	0.20	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_b	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_G	450	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 E_r	0.73	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	0.53	計算値	—
速度圧 q (kN/m ²)	0.282	計算値	—
風力係数 C_f	1.2	表 A6.15 に示される風力係数（図 5.7-1 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

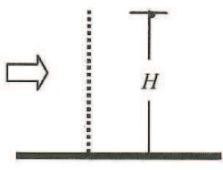
表 5.7-3(3) 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 V_0 (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 G_f	2.5	第一第3項に示す表の地表面粗度区分Ⅲ、Hが10以下の場合におけるガスト影響係数	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	6.2	地表面（O.P.+13.8m）からの防潮壁（O.P.+20.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 α	0.20	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_b	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_G	450	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 E_r	0.72	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	1.30	計算値	—
速度圧 q (kN/m ²)	0.702	計算値	—
外圧係数 C_{pe}	0.8	第三第1項の表1に示す風上壁面の係数	建設省告示第 1454 号
内圧係数 C_{pi}	-0.4	第三第1項の表5に示す風下開放型建築物の係数	建設省告示第 1454 号
風力係数 C_f	1.2	計算値	—

表 A6.15 地上に建つフェンスの風力係数 C_D

充実率 φ	C_D
0	1.2
0.2	1.5
0.6	1.7
≥ 0.9	1.2

(平板フェンスも含む)



注) 風荷重を算出する際に用いる面積は外郭面積に充実率 φ を乗じたものとする。充実率 φ の定義は表 A6.14 に同じとし、表に掲げる充実率 φ の数値の中間値については、直線補間した値とする。

なお、フェンスの風荷重を算定する際の基準高さ H は、フェンスの頂部高さとする。

図 5.7-1 建築物荷重指針・同解説（2004）の表 A6.15 に示される風力係数

表 5.7-4 津波監視カメラの風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 V_0 (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 G_f	2.029	第一第 3 項に示す表の地表面粗度区分Ⅱ，H が 10 を超え 40 未満の場合におけるガスト影響係数	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	35.7	地表面（O. P. +13.8m）から津波・構内監視カメラ（カメラ本体）までの高さ	—
地表面の粗度区分による係数 α	0.15	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_b	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 Z_G	350	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 E_f	1.21	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	2.96	計算値	—
速度圧 q (kN/m ²)	1.596	計算値	—
外圧係数 C_{pe}	—	—	—
内圧係数 C_{pi}	—	—	—
風力係数 C_f	0.7, 0.8, 1.2, 1.6, 2.1, 2.4	表 A6.16 に示される風力係数（図 5.7-2 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

(5) 部材の風力係数 C

部材の風力係数は、表 A6.16 により定める。

表 A6.16 部材の風力係数 C

C_X	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y
1.2	0 2.1 0	0 2.4 0	0 2.1 0
	45 1.6 1.6	45 1.6 0.7	30 2.1 -0.2
		90 0 0.8	60 0.7 1.1
$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y
0 1.2 0	0 1.1 0	0 2.0 0	0 1.9 2.2
45 0.8 0.8	45 0.8 0.7	45 1.8 0.1	45 2.3 2.3
90 0.6 0.5	90 0.9 0.5	90 0 0.1	90 2.2 1.9
135 -1.7 0.6	135 -2.3 0.6		135 -1.9 -0.6
180 -2.3 0	180 -2.5 0		180 -2.0 0.3
			225 -1.4 -1.4

$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y
0 2.0 1.1	0 2.1 0	0 2.6 0
45 2.3 1.1	45 2.1 0.6	45 2.0 0.8
90 1.8 0.8	90 ± 0.6 0.7	90 ± 0.6 0.8
135 -1.7 0		135 -1.6 0.6
180 -2.0 0.1		180 -2.0 0
225 -1.5 -0.6		
270 0.6 -0.8		
315 1.2 -0.2		

注) 風荷重を算定する際に用いる面積は風向によらず、 bl (b : 部材幅, l : 部材長) とする。

ネット

充実率 φ	C_X
0	2
0.2	2
0.6	2.7
≥ 0.9	2

(平板の場合も含む)

注) ネットの風荷重を算定する際に用いる面積は $bl\varphi$ とする (l : ネットの長さ)。充実率 φ の定義は表 A6.14 に同じとし、表に掲げる充実率 φ の数値の中間値については、直線補間した値とする。

図 5.7-2 建築物荷重指針・同解説 (2004) の表 A6.16 に示される風力係数

5.7.3 積雪荷重

積雪荷重は、添付資料「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。なお、津波による荷重と積雪荷重については、積雪荷重の継続時間が長い場合組み合わせを考慮し、施設の形状、配置により適切に組み合わせる。組み合わせる積雪荷重としては、女川原子力発電所は多雪区域ではないため、建築基準法には他の荷重との組合せは定められていない。ただし、発電用原子炉施設の重要性を鑑み、建築基準法の多雪区域における地震荷重と積雪荷重の組合せの考え方を適用することから、係数 0.35 を考慮する。

また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し、表 5.7-5 のとおり積雪荷重を算定する。

$$P_s/A_s = 0.35 \times W_s \times d_s$$

P_s : 積雪荷重 (N)

W_s : 積雪の単位荷重 (N/cm/m²)

d_s : 設計基準積雪量 (cm)

A_s : 水平投影面積 (m²)

表 5.7-5 積雪荷重の入力値

積雪荷重 W_s (N/cm/m ²)	設計基準積雪量 d_s (cm)	単位面積当たりの積雪荷重 P_s/A_s (N/m ²)
20	43	301

5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について

5.8.1 各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況

防潮堤，防潮壁，取放水路流路縮小工及び貯留堰の強度計算における津波時及び重畳時に考慮する荷重については，その施設の設置位置や形状等により設定している。表 5.8-1 に各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況を示す。表 5.8-1 では，各施設の解析手法に従い，静的解析，2次元静的有限要素法解析及び2次元動的有限要素法解析における荷重作用状況を示しているが，詳細については各施設の強度計算書に示す。

表 5.8-1 (1) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (1/8)

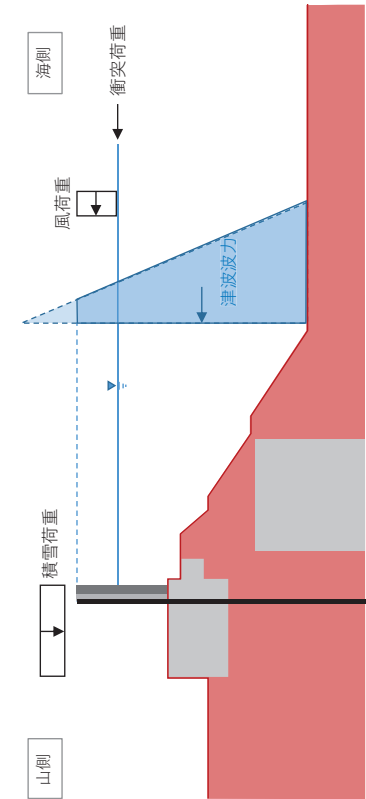
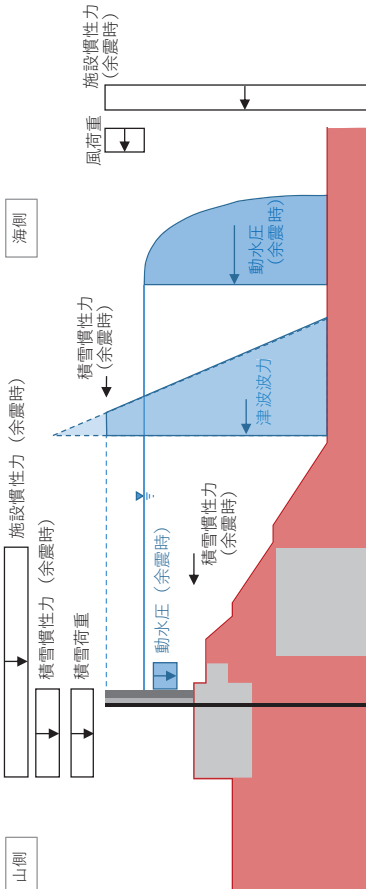
施設名	津波時	重畳時								
<p>防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部</p>										
		<table border="1" data-bbox="1082 683 1305 1518"> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>0. P. +29.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力津波高さ</td> <td>0. P. +24.4 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ (地盤沈下考慮)</td> <td>0. P. +0.5 m*</td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>11.95 m</td> </tr> </table> <p data-bbox="1316 1115 1348 1518">* : 2.0m の地盤沈下を考慮している。</p>	防潮堤高さ	0. P. +29.0 m	入力津波高さ	0. P. +24.4 m	地盤高さ (地盤沈下考慮)	0. P. +0.5 m*	設計用浸水深	11.95 m
防潮堤高さ	0. P. +29.0 m									
入力津波高さ	0. P. +24.4 m									
地盤高さ (地盤沈下考慮)	0. P. +0.5 m*									
設計用浸水深	11.95 m									

表 5.8-1 (2) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (2/8)

施設名	津波時	重畳時
防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部		
	防潮堤高さ	0. P. +29.0 m
	入力津波高さ	0. P. +24.4 m
	地盤高さ 設計用浸水深	0. P. +0.0 m* 12.2 m
* : 岩盤部のため、地盤沈下は生じない。		

表 5.8-1 (3) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (3/8)

施設名	津波時	重畳時							
防潮堤 (盛土堤防)									
	<table border="1"> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>0. P. +29.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力津波高さ</td> <td>0. P. +24.4 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>0. P. +3.0 m*</td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>10.7 m</td> </tr> </table> <p>* : 2.0m の地盤沈下を考慮している。</p>		防潮堤高さ	0. P. +29.0 m	入力津波高さ	0. P. +24.4 m	地盤高さ	0. P. +3.0 m*	設計用浸水深
防潮堤高さ	0. P. +29.0 m								
入力津波高さ	0. P. +24.4 m								
地盤高さ	0. P. +3.0 m*								
設計用浸水深	10.7 m								

表 5.8-1 (4) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (4/8)

施設名	津波時	重畳時
防潮壁 (第3号機放水立坑)		
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	第2号機海水ポンプ室	第3号機海水ポンプ室
防潮壁 (第2号機放水立坑)	第2号機放水立坑	第3号機放水立坑
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	第2号機海水ポンプ室	第3号機海水ポンプ室
入力津波高さ	0. P. +19.0 m	0. P. +20.0 m
入力津波高さ	0. P. +18.1 m	0. P. +19.0 m
地盤高さ	0. P. +13.4 m ^{*1} (0. P. +13.8 m) ^{*2}	0. P. +13.4 m ^{*1}
設計用浸水深	4.7 m (4.3 m) ^{*2}	5.6 m
設計用浸水深	4.0 m (3.6 m) ^{*2}	4.1 m

*1 : 0.4m の地盤沈下を考慮している。

*2 : カッコ内は岩盤部及び地盤改良部における地盤高さ及び設計用浸水深を示す。

表 5.8-1 (5) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (5/8)

施設名	津波時	重畳時								
防潮壁 (第3号機海水熱交換器建屋)										
	<table border="1"> <tr> <td data-bbox="1121 1099 1177 1518">防潮壁高さ</td> <td data-bbox="1121 685 1177 1099">O.P. + 20.0 m</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1177 1099 1233 1518">入力津波高さ</td> <td data-bbox="1177 685 1233 1099">O.P. + 19.0 m</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1233 1099 1289 1518">基準高さ</td> <td data-bbox="1233 685 1289 1099">O.P. + 14.0 m</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1289 1099 1345 1518">設計用浸水深</td> <td data-bbox="1289 685 1345 1099">5.0 m</td> </tr> </table>	防潮壁高さ	O.P. + 20.0 m	入力津波高さ	O.P. + 19.0 m	基準高さ	O.P. + 14.0 m	設計用浸水深	5.0 m	
防潮壁高さ	O.P. + 20.0 m									
入力津波高さ	O.P. + 19.0 m									
基準高さ	O.P. + 14.0 m									
設計用浸水深	5.0 m									

表 5.8-1 (6) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (6/8)

施設名	津波時	重畳時
取放水路流路縮小工 (第1号機取水路) 取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)		
	第1号機取水路 O.P. -2.55 m O.P. -5.75 m O.P. +24.4 m	第1号機放水路 O.P. -1.49 m O.P. -6.09 m O.P. +24.4 m
取放水路流路縮小工高さ 入力津波高さ	上端 O.P. -1.49 m	下端 O.P. -6.09 m

表 5.8-1 (7) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (7/8)

施設名	津波時									
	重畳時 1									
		<table border="1"> <tr> <td>貯留堰高さ</td> <td>0. P. -6.3 m</td> </tr> <tr> <td>入力津波高さ</td> <td>0. P. -6.3 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>0. P. -11.5 m</td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>2.6 m</td> </tr> </table>	貯留堰高さ	0. P. -6.3 m	入力津波高さ	0. P. -6.3 m	地盤高さ	0. P. -11.5 m	設計用浸水深	2.6 m
貯留堰高さ	0. P. -6.3 m									
入力津波高さ	0. P. -6.3 m									
地盤高さ	0. P. -11.5 m									
設計用浸水深	2.6 m									

表 5.8-1 (8) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (8/8)

施設名	貯留堰									
施設名	重畳時 2	<table border="1" data-bbox="726 660 933 1534"> <tr> <td>貯留堰高さ</td> <td>0.P. -6.3 m</td> </tr> <tr> <td>入力津波高さ</td> <td>0.P. -5.3 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>0.P. -11.5 m</td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>6.2 m</td> </tr> </table>	貯留堰高さ	0.P. -6.3 m	入力津波高さ	0.P. -5.3 m	地盤高さ	0.P. -11.5 m	設計用浸水深	6.2 m
貯留堰高さ	0.P. -6.3 m									
入力津波高さ	0.P. -5.3 m									
地盤高さ	0.P. -11.5 m									
設計用浸水深	6.2 m									

5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について

(1) 基本方針

津波防護施設の耐震及び耐津波設計における部材の許容限界については「耐震設計に係る工認審査ガイド」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」（以下、「審査ガイド」）に示されている規格及び基準に基づき設定することを基本とする。直接適用できない場合にはその他の規格、基準類の適用性を検討し、適切に設定する（詳細は「5.13強度計算に用いた規格・基準の適用性について」に示す）。

(2) 適用する規格、基準類

津波防護施設の各部材における許容限界について表 5.9-1(1)～(7)に示す。以下に材料毎の適用する規格、基準類を示す。

a. 鉄筋

鉄筋の許容限界については審査ガイドに示されている「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき設定することを基本とする。

防潮壁のフーチング等に使用している SD490 については「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」により設定する。

b. コンクリート

コンクリートの許容限界については審査ガイドに示されている「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき設定することを基本とする。

防潮堤の背面補強工及び置換コンクリートに使用しているせん断強度については「コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)」により設定する。また、設計基準強度 50N/mm^2 のコンクリート防潮壁 (フーチング) の許容応力度については「道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会, 平成 21 年度版)」により設定する。

c. 鋼材

鋼材の許容限界については審査ガイドに示されている「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」及び「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 - ((社) 日本建築学会, 2005 年)」に基づき設定することを基本とする。

防潮堤鋼製遮水壁や防潮壁鋼桁等の上部構造の鋼材については「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」により設定する。防潮壁鋼製扉 (ヒンジ) の鋼材については「水門鉄管技術基準水門扉編 (水門鉄管協会, 平成 31 年 3 月)」により設定する。

表 5.9-1 (1) 各部位の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格、基準類
(防潮堤(鋼管式鉛直壁))

部材	規格	許容限界				適用する規格・基準類
		地震時, 津波時, 津波+余震時		短期許容 応力度 (N/mm ²)	割増し 係数*1	
		種別	許容 応力度 (N/mm ²)			
RC遮水壁 (鉄筋)	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
		曲げ せん断	14 0.55	1.5 1.5	21 0.82	
RC遮水壁 (コンクリート)	設計基準強度 f'ck=40N/mm ²	曲げ	185	1.5	277	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
		せん断	105	1.5	157	
		曲げ	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	217	
鋼管杭 (鋼材*2)	SM570	曲げ	210	1.5	315	・道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月) ・道路橋示方書 (I 共通編・II鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月) *3
		せん断	120	1.5	180	
		曲げ	255	1.5	382	
鋼製遮水壁・漂流物防 護工 (鋼材)	SM490Y	曲げ	145	1.5	217	・道路橋示方書 (I 共通編・II鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	210	1.5	315	
		せん断	120	1.5	180	
注記		種別	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	217	

*1: 短期許容応力度は, 地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して, 割増し係数を乗じた値であることが, それぞれの規格・基準類に示されている。

*2: 鋼材形状等に応じた許容応力度の低減 (局部座屈等) を考慮する場合は, 個別の計算書にて反映

*3: 地上部は上部構造として取扱うこととし, 鋼橋編を適用する。

表 5.9-1 (2) 各部位のせん断強度，引張強度及び降伏強度に適用する規格，基準類

(防潮堤 (鋼管式鉛直壁，盛土堤防))

部材	規格	せん断強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	適用する規格・基準類
コンクリート (背面補強工)	設計基準強度 $f'_{ck}=30N/mm^2$	6.00	2.22	—	<ul style="list-style-type: none"> せん断強度：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013年制定) 引張強度：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度 $f'_{ck}=30N/mm^2$	6.00	2.22	—	<ul style="list-style-type: none"> せん断強度：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013年制定) 引張強度：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)

表 5.9-1 (3) 各部分材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格、基準類
 (防潮壁 (第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑, 第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑))

部材	規格	許容限界				適用する規格・基準類
		地震時, 津波時, 津波+余震時		短期許容 応力度 (N/mm ²)		
		種別	許容 応力度 (N/mm ²)			
フーチング (鉄筋)	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定) ・道路橋示方書 (I共通編・IV下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成24年3月)
	SD490	引張	290	1.5	435	
RC支柱 (鉄筋)	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定) ・道路橋示方書 (I共通編・IV下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成24年3月)
	SD490	引張	290	1.5	435	
フーチング (コンクリート)	設計基準強度 f _c k=50N/mm ²	曲げ	16	1.5	24	・道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会, 平成21年度版)
RC支柱 (コンクリート)	設計基準強度 f _c k=30N/mm ²	曲げ	11	1.5	16.5	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
鋼板 (鋼材**2)	SM570	曲げ	255	1.5	382	・道路橋示方書 (I共通編・II鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	145	1.5	382	
鋼製支柱 (鋼材**2)	SM490	曲げ	185	1.5	277	・道路橋示方書 (I共通編・II鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	105	1.5	277	
		曲げ	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	382	
鋼桁 (鋼材**2)	SM490Y	曲げ	210	1.5	315	・道路橋示方書 (I共通編・II鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	120	1.5	315	
		曲げ	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	382	
鋼製扉 (鋼材**2) (扉体)	SM570	曲げ	255	1.5	382	・道路橋示方書 (I共通編・II鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	145	1.5	382	
鋼製扉 (鋼材**2) (ヒンジ)	SM490 (t < 40)	せん断	91	1.5	136	・水門鉄管技術基準 水門扉編 (水門鉄管協会, 平成31年3月)
		引張	158	1.5	237	
		せん断	85	1.5	127	
		引張	148	1.5	222	

注記 *1: 短期許容応力度は, 地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して, 割増し係数を乗じた値であることが, それぞれの規格・基準類に示されている。

*2: 鋼材形状等に応じた許容応力度の低減 (局部座屈等) を考慮する場合は, 個別の計算書にて反映

表 5.9-1 (4) 各部材のせん断強度，引張強度及び降伏強度に適用する規格，基準類

(防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室，第 2 号機放水立坑，第 3 号機海水ポンプ室，第 3 号機放水立坑))

部材	規格	せん断強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	適用する規格・基準類
鋼管杭 (鋼材)	SKK490	160	—	315	・ 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・ 同解説 (日本道路協会，平成14年3月)
鋼管杭 (鋼材)	SM570	260	—	450	・ 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・ 同解説 (日本道路協会，平成14年3月)

表 5.9-1 (5) 各部材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格，基準類
(防潮壁 (第 3 号機海水熱交換器建屋))

部材	規格	許容限界			適用する規格・基準類	
		地震時，津波時，津波＋余震時				
		短期許容応力度				
	許容応力度 (N/mm ²)	割増し 係数*1	短期許容 応力度 (N/mm ²)			
鋼材	SS400	せん断	90.4	1.5	135	・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－ ((社) 日本建築学会，2005年) ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－ ((社) 日本建築学会，2005年) ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－ ((社) 日本建築学会，2005年)
		曲げ	156	1.5	235	
鋼材	SM400	せん断	90.4	1.5	135	
		曲げ	156	1.5	235	
鋼材	SM490	せん断	125	1.5	187	
		曲げ	216	1.5	325	

注記 *1：短期許容応力度は，地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して，割り増し係数を乗じた値であることが，それぞれの規格・基準類に示されている。

表 5.9-1 (6) 各部分材のせん断強度，引張強度及び降伏強度に適用する規格，基準類

(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路，第 1 号機放水路))

部材	規格	せん断強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	適用する規格・基準類
コンクリート (充填部)	設計基準強度 f'ck=50N/mm ²	10.00	1.847	—	・せん断強度：コンクリート標準示方書「ダムコンクリート編」(土木学会，2013年制定) ・引張強度：コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)
コンクリート (覆工部)	設計基準強度 f'ck=20.5N/mm ²	4.10	1.019	—	・せん断強度：コンクリート標準示方書「ダムコンクリート編」(土木学会，2013年制定) ・引張強度：コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)

表 5.9-1 (7) 各部分材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格，基準類 (貯留堰)

部材	規格	許容限界				適用する規格・基準類
		地震時，津波時，津波＋余震時				
		種別	許容 応力度 (N/mm ²)	割増し 係数*1	短期許容 応力度 (N/mm ²)	
鉄筋	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)
コンクリート	設計基準強度 f'ck=20.5N/mm ²	せん断	0.42	1.5	0.63	・コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)
		曲げ	7.8	1.5	11.7	

注記 *1：短期許容応力度は，地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して，割り増し係数を乗じた値であることが，それぞれの規格・基準類に示されている。

5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について

5.10.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は、各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。

本資料においては、各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで、評価対象断面の妥当性について説明する。

(1) 評価対象断面の選定の考え方

津波防護施設の評価対象断面の選定については、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す屋外重要土木構造物の考え方に加え、津波による波圧等の観点も踏まえて、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

(2) 評価対象断面の選定結果

表 5.10.1-1 に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

表 5. 10. 1-1(1) 各構造物の断面選定結果一覧

構造物		選定断面	選定理由 (概要)	
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	一般部	I-①断面 (断面①)	1次元地震応答解析結果により、背面補強工及び置換コンクリートの最大せん断応力が区間の中で最も大きいため。	
		I-②断面 (断面②)	1次元地震応答解析結果により、鋼管杭の加速度が区間の中で最も大きいため。	
		I-③断面 (断面③)	1次元地震応答解析結果により、鋼管杭の地中部の水平変位が区間の中で最も大きいため。	
		II-①断面 (断面④)	鋼管式鉛直壁（一般部）に盛土堤防の構造が重なる境界部であるため。	
	岩盤部	I-①断面 (断面⑤)	同じ断面の構造、おおむね一定の地質状況の区間の中で、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される断面を選定。	
		II-①断面 (断面⑥)	区間の中で鋼管杭の突出長が最も大きく津波荷重が最も大きくなるとともに、1次元地震応答解析結果により鋼管杭の加速度が最も大きいため。	
		III区間 (断面⑦)	5本の鋼管杭とRC遮水壁が一体となった構造であり、一体構造としての評価を実施するため。	
防潮堤 (盛土堤防)		I-①断面 (断面⑧)	1次元地震応答解析結果により、盛土堤防と置換コンクリートの最大せん断応力が区間の中で最も大きいため。	
防潮壁	(第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、第3号機放水立坑)	鋼製遮水壁 (鋼板)	I-1断面	津波水位が最も高い区間の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			I-2断面	津波水位が最も高く、盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で、1次元地震応答解析結果により、鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			II-3断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で、1次元地震応答解析結果により、鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			III-2断面	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されている区間の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			III-3断面	全区間の中で、同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きいため。
			III-5断面	岩盤が地表面に露頭している区間の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			IV-2断面	逆流防止設備を間接支持する断面の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。

表 5. 10. 1-1(2) 各構造物の断面選定結果一覧

構造物		選定断面		選定理由 (概要)
防潮壁	(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑, 第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)	鋼製遮水壁(鋼桁)	鋼桁1	構造諸元及び周辺地質状況等が異なるため, すべての構造を評価対象とする。
			鋼桁2	
			鋼桁3	
			鋼桁4	
			鋼桁5	
			鋼桁6	
		鋼製扉	鋼製扉2	上部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 上部工の加速度が最も大きいため。
			鋼製扉3	下部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
取放水路 流路縮小工	第1号機取水路	縦断方向の地質に有意な差がないことから, 躯体中心位置の横断, 縦断方向を評価対象断面とする。		
	第1号機放水路			
貯留堰*				同一構造で近接しており, 地質状況に有意な差が無いことから, NS方向(汀線方向)に並ぶ6個の貯留堰の中央位置のEW方向断面(津波作用方向)を評価対象断面とする。

* : 耐震評価については, 取水口と一体構造であり, 取水口の断面が延長方向で異なり, 加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物(箱形構造物)となることから, 貯留堰を含めた取水口の三次元モデルを用いて耐震評価を行う。耐震評価における解析手法選定及び断面選定の考え方については, 「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の平面配置図及び縦断面図を図 5.10.2-1 及び図 5.10.2-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、総延長は約 680m、天端高さは O.P.+29.0m であり、設置される地質状況により、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（以下「鋼管式鉛直壁（一般部）」という。）と防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（以下「鋼管式鉛直壁（岩盤部）」という。）に区分されることから、それぞれの構造形式毎に評価対象断面を選定する。

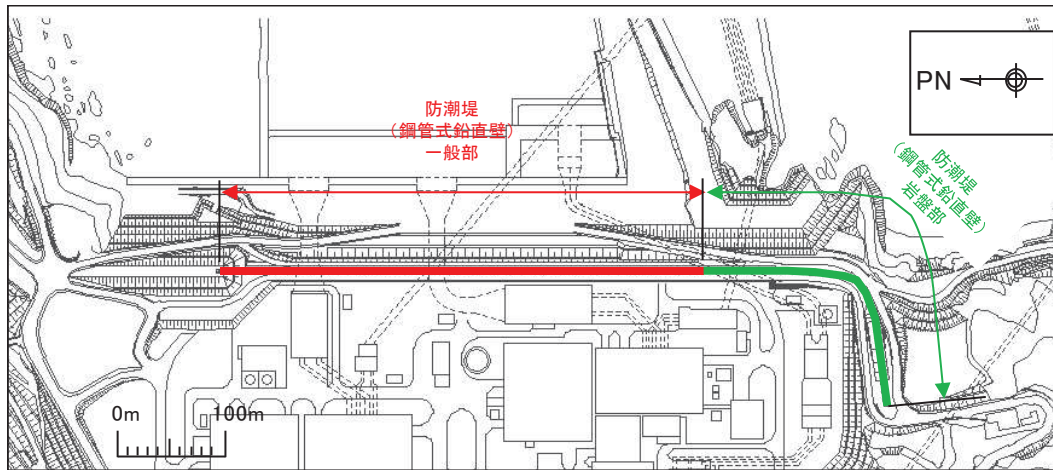
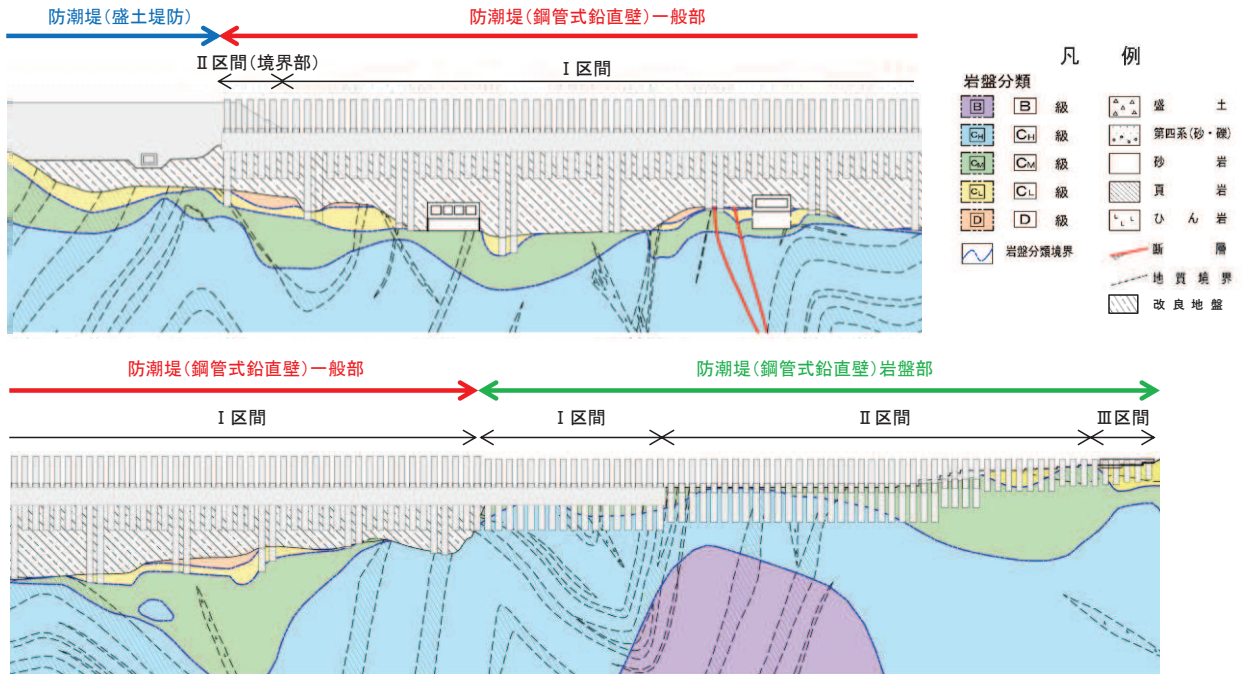


図 5.10.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の平面配置図



* : 鋼管杭下方の C₁ 級岩盤部は MMR により置換

図 5.10.2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断面図

(1) 鋼管式鉛直壁（一般部）

鋼管式鉛直壁（一般部）の平面配置図を図 5.10.2-3 に、正面図及び断面図を図 5.10.2-4 及び図 5.10.2-5 に示す。

鋼管式鉛直壁（一般部）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を対象とし、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、5.10.1(1)の考え方にに基づき、必要に応じて耐震・耐津波評価を行う上で厳しくなる断面を追加する。

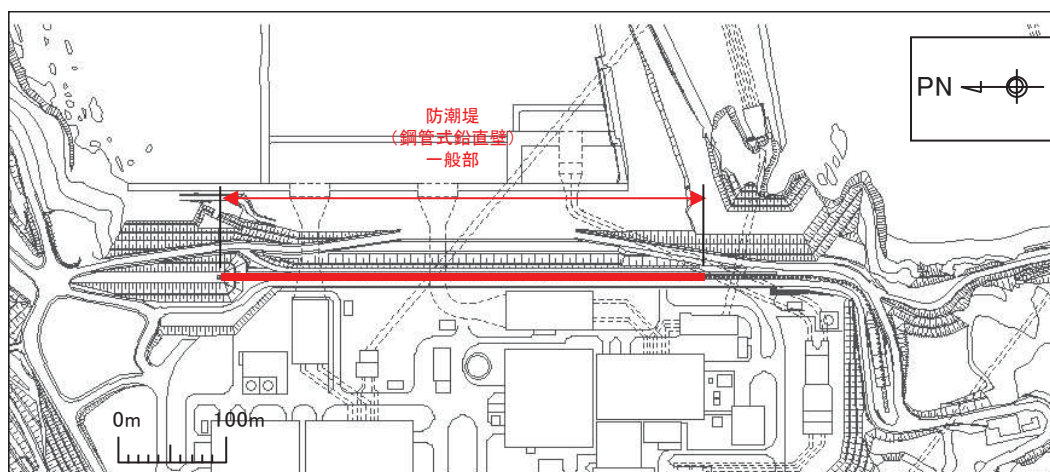


図 5.10.2-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の平面配置図

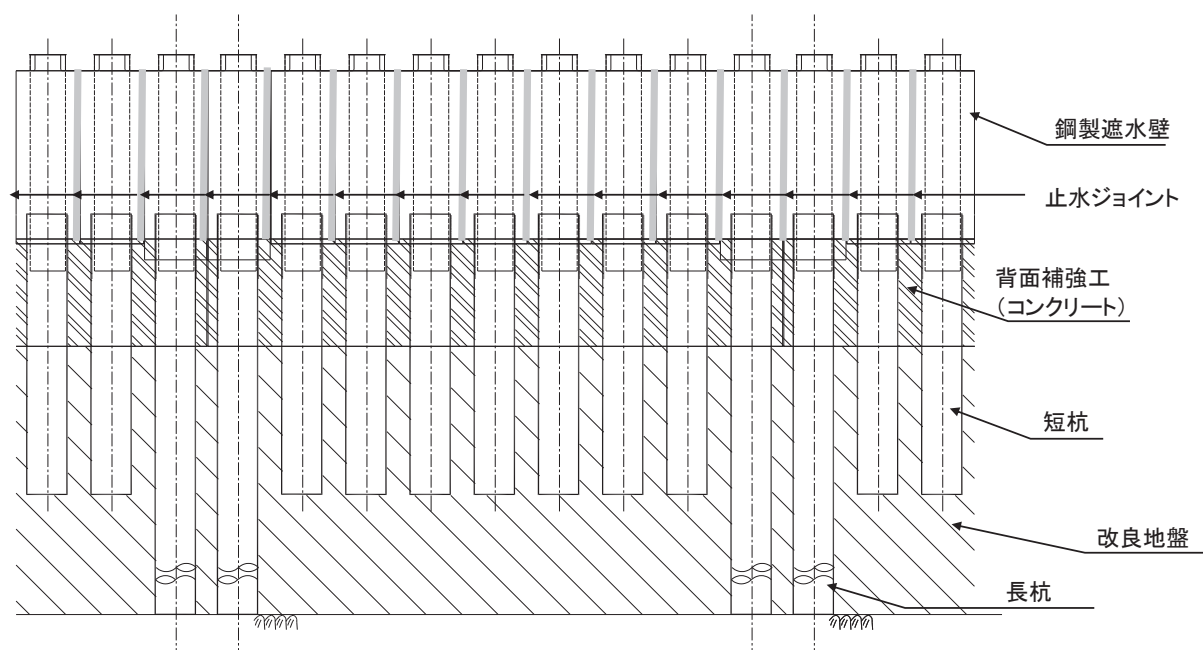


図 5.10.2-4 鋼管式鉛直壁（一般部） 正面図

a. 評価候補断面の選定方針

鋼管式鉛直壁（一般部）の区間の特徴を表 5.10.2-1 に示す。

鋼管式鉛直壁（一般部）は、構造的特徴により大きく 2 区間に分類される。鋼管式鉛直壁（一般部）の大部分を占め、鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工、置換コンクリート、漂流物防護工及び止水ジョイントからなる区間を I 区間、盛土堤防との境界部であり、盛土堤防と構造が重なる区間を II 区間とする。

(a) I 区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さは O.P. +29.0m で一定である。
- ・ 鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工、置換コンクリート、漂流物防護工及び止水ジョイントからなる構造物であり、鋼管杭は長杭*と短杭*で構成される（図 5.10.2-2, 図 5.10.2-4）。
- ・ 縦断方向（延長方向）において、各断面での部材幅及び材質の変化は無いが、置換コンクリート厚さが異なる線状構造物である。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは、O.P. +24.4m で一定である。

*：「長杭」，「短杭」は、鋼管式鉛直壁（一般部）を構成する 2 種類の長さの鋼管杭に対して設計図書の中で付けた名称。

[周辺状況]

- ・ 横断方向に施設の前面と背面で地盤の標高が異なる斜面形状を有し、鋼管杭は長杭が C_M 級以上の岩盤、短杭が改良地盤に、鋼製遮水壁、止水ジョイント及び漂流物防護工は鋼管杭を介して C_M 級以上の岩盤又は改良地盤に、背面補強工は改良地盤に、置換コンクリートは C_M 級以上の岩盤に設置される（図 5.10.2-2, 図 5.10.2-5）。
- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）は長尺な構造物であるため、断面位置に応じて置換コンクリートが設置される C_M 級岩盤上面の深さ、改良地盤が設置される岩盤上面の深さが異なるとともに、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する（図 5.10.2-2, 図 5.10.2-5）。
- ・ 設計用地下水位は O.P. +1.43m で一定とする。
- ・ 隣接構造物として、第 2 号機海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室、防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）、防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）、第 1 号機取水路、第 2 号機取水路及び第 3 号機取水路が存在する。
- ・ SF-2①及び SF-2②断層と交差する。

(b) II 区間

[構造的特徴]

- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防との境界部で，I 区間に加えて盛土堤防の構造が重なっており，断面によって盛土堤防の高さが異なる。

[周辺状況]

- ・ 周辺状況はおおむね I 区間と同様であるが，隣接構造物及び断層交差部が存在しないことが I 区間と異なる。

表 5.10.2-1 区間の特徴 (鋼管式鉛直壁 (一般部))

区間	構造的特徴										周辺状況							
	天端高さ	鋼管杭				鋼製遮水壁板厚	背面補強工幅	置換コンクリート厚さ	漂流物防護工幅	厚さ	セメント改良土厚さ	間接支持構造物	入力津波高さ	周辺地質	地下水位	隣接構造物	断層	
I 区間 (一般部)	O.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	杭径	25mm	25mm	11.06m	最大約33m (幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	-	O.P. +24.4m で一定	防潮流堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、背面補強工及び鋼管杭(短杭)直下は地盤改良されている。	設計用地下水位はO.P.+1.43mで一定	第2号機海水ポンプ室, 第3号機海水ポンプ室, 防潮壁(第2号機海水ポンプ室), 防潮壁(第3号機海水ポンプ室), 第1号機取水水路, 第2号機取水水路, 第3号機取水水路	-	SF-2①, SF-2②	
				杭種	SKK490													
		下杭	φ 2.5m	杭板厚	40mm	25mm	11.06m	(幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	-	O.P. +24.4m で一定	防潮流堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、背面補強工及び鋼管杭(短杭)直下は地盤改良されている。	設計用地下水位は山側でO.P.+13.8m(地表面), 海側でO.P.+1.43mで一定	-	-	-	
				杭種	SM570													
II 区間 (境界部)	O.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	杭径	25mm	25mm	11.06m	約15m~約20m (幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	0~10.5m	-	-	-	-	-	-	
				杭種	SKK490													
		下杭	φ 2.5m	杭板厚	40mm	25mm	11.06m	(幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	-	0~10.5m	-	-	-	-	-	-
				杭種	SM570													
下杭	φ 2.5m	杭板厚	35mm	25mm	11.06m	(幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	-	0~10.5m	-	-	-	-	-	-	-	
		杭種	SKK490															

評価候補断面は、構造的特徴及び周辺状況により分類される上記の 2 区間毎に、周辺状況の観点から耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

耐津波評価上は、津波荷重を受ける鋼管杭の突出長が津波荷重の大小に影響する観点となるが、鋼管式鉛直壁（一般部）においては、入力津波が一定で、かつ鋼管杭の突出長も一定であるため、作用する津波荷重は各断面とも同一となることから、断面選定の対象外とする。

なお、断面の選定に当たっては、鋼管式鉛直壁（一般部）は複数の部位によって構成されているため、耐震評価上厳しくなる断面が、それぞれの部位において異なる可能性がある。そのため、それぞれの部位において耐震評価に影響を及ぼすことが想定される観点から評価候補断面を選定する。

評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.2-2 に示す。

表 5.10.2-2 評価候補断面の選定における指標

部位	照査項目	照査での着目点	断面選定上の観点	観点とする理由
鋼管杭	断面力 (曲げ, せん断)	加速度応答 津波荷重 変位	①岩盤上面の深さ ②[D]級+ [C]級岩盤の厚さ ③鋼管杭の突出長 ⑤盛土+旧表土の厚さ ⑥旧表土の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上面の深さによって, 岩盤から伝わる地震動に影響し, 生じる断面力に影響するため (①) * 比較的剛性の小さい[D]級+ [C]級岩盤の厚さによって, 加速度応答及び変位が異なり, 生じる断面力に影響するため (②)。 鋼管杭の突出長の違いによって, 鋼管杭に作用する津波荷重及び地震時の加速度応答が異なるが, この区間において鋼管杭の突出長は同一であるため, 断面選定の対象外とする (③)。 盛土及び旧表土が厚くなるほど, 地盤変位が大きくなり, 鋼管杭に生じる断面力に影響するため (⑤, ⑥)。
	鋼製遮水壁 (漂流物防護工含む)	断面力 (曲げ, せん断)		
背面補強工	内部安定 (すべり安全率)	せん断応力	①岩盤上面の深さ ②[D]級+ [C]級岩盤の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上面の深さの差で, 背面補強工に発生するせん断力が異なり, すべり安全率に影響を及ぼすため (①) * 比較的剛性の小さい[D]級+ [C]級岩盤の厚さによって, 加速度応答が異なり, 生じる応力に影響するため (②)。
施設	置換コンクリート	せん断応力	④ [C]級岩盤上面の深さ (置換コンクリートの形状) ⑤盛土+旧表土の厚さ ⑥旧表土の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 置換コンクリート上面レベル及び東西方向の幅は一定であるため, 置換コンクリートの底面が深いほど形状が縦長となり, 置換コンクリートに発生する曲げ応力が大きくなり, すべり安全率に影響を及ぼすため (④)。 盛土及び旧表土が厚くなるほど, 地盤変位が大きくなり, 置換コンクリートに発生する曲げ応力が大きくなることで, すべり安全率に影響を及ぼすため (⑤, ⑥)。
	止水ジョイント	変位	①岩盤上面の深さ ②[D]級+ [C]級岩盤の厚さ ③鋼管杭の突出長	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上面の深さによって, 岩盤から伝わる地震動に影響し, 生じる変位に影響するため (①) * 比較的剛性の小さい[D]級+ [C]級岩盤の厚さによって, 加速度応答が異なり, 生じる変位に影響するため (②)。 鋼管杭の突出長の違いによって, 鋼管杭に作用する津波荷重及び地震時の加速度応答が異なり変位に影響するが, この区間において鋼管杭の突出長は同一であるため, 断面選定の対象外とする (③)。 ①~③については, 鋼管杭における観点と同様である。
地盤	支持力	加速度応答 津波荷重	③鋼管杭の突出長 ④ [C]級岩盤上面の深さ (置換コンクリートの厚さ)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の突出長の違いによって, 鋼管杭に作用する津波荷重及び地震時の加速度応答が異なり支持力に影響するが, この区間において鋼管杭の突出長は同一であるため, 断面選定の対象外とする (③)。 置換コンクリートが厚いほど, 基礎地盤に生じる支持力が大きくなる (④)。 ④については, 置換コンクリートにおける観点と同様である。

* : 岩盤上面が浅い断面については, 岩盤部で代表させる。

b. 評価候補断面の選定

評価候補断面の選定結果を表 5.10.2-3 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.10.2-6 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.2-7 に示す。

(a) I 区間

I 区間は、断面位置に応じて長杭が設置される C_M 級岩盤の深さ、改良地盤が設置される岩盤上面深さが異なるとともに、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する。

評価候補断面としては、表 5.10.2-2 に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、I-①～I-③断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

[I-①断面]

(選定理由)

- ・岩盤上面が最も深く、鋼管杭、鋼製遮水壁（漂流物防護工含む）及び背面補強工にとって耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点①）。
- ・ C_M 級岩盤上面が最も深く、置換コンクリートが縦長になることから、置換コンクリートにとって耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点④）。
- ・盛土+旧表土厚さが最も厚く、防潮堤前背面の地盤変位が大きくなり、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点⑤）。
- ・設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面である。

[I-②断面]

(選定理由)

- ・比較的剛性の小さい D 級+ C_L 級岩盤が分布せず、応答が異なることで、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点②）。
- ・旧表土厚さが最も厚く、防潮堤全体に対する液状化影響が大きくなり、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点⑥）。
- ・設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面である。

[I-③断面]

(選定理由)

- ・比較的剛性の小さい D 級+ C_L 級岩盤が最も厚く、応答が異なることで、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点②）。

(b) II 区間

II 区間は鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防との境界部であり、I 区間に加えて盛土堤防の構造が重なる区間である。

縦断方向の地質状況から、II 区間での地質状況は I 区間と大きく変わらないことから、II 区間の評価候補断面選定については、II 区間の構造的特徴から選定する。

評価候補断面としては、II 区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される II-①断面を選定した。

表 5.10.2-3 評価候補断面選定結果

評価候補断面	①岩盤上面 深さ	②[D]級 + [C] 級岩盤厚さ	③鋼管杭 突出長	④[C]級岩盤上 面深さ	⑤盛土 + 旧表土 厚さ	⑥旧表土 厚さ
I-①断面*1	○：岩盤上面が最も深い	—	— (鋼管突出長は全断面で同じ)	○：[C]級岩盤上面が最も深い	○：盛土 + 旧表土が最も厚い	—
I-②断面*2	—	○：[D]級, [C]級岩盤が分布しない		—	—	○：旧表土が最も厚い
I-③断面	—	○：[D]級 + [C]級岩盤が最も厚い		—	—	—
II-①断面	<ul style="list-style-type: none"> II区間での地質状況はI区間と大きく変わらないことから、II区間の評価候補断面選定については、II区間の構造的特徴から選定する。 評価候補断面としては、II区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価に影響を及ぼすことが想定されるII-①断面を選定した。 					

*1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面

*2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

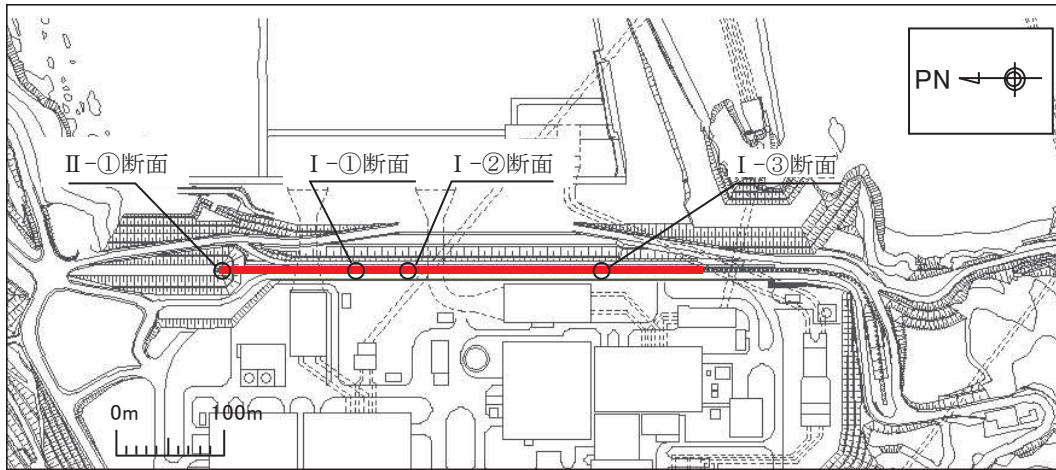
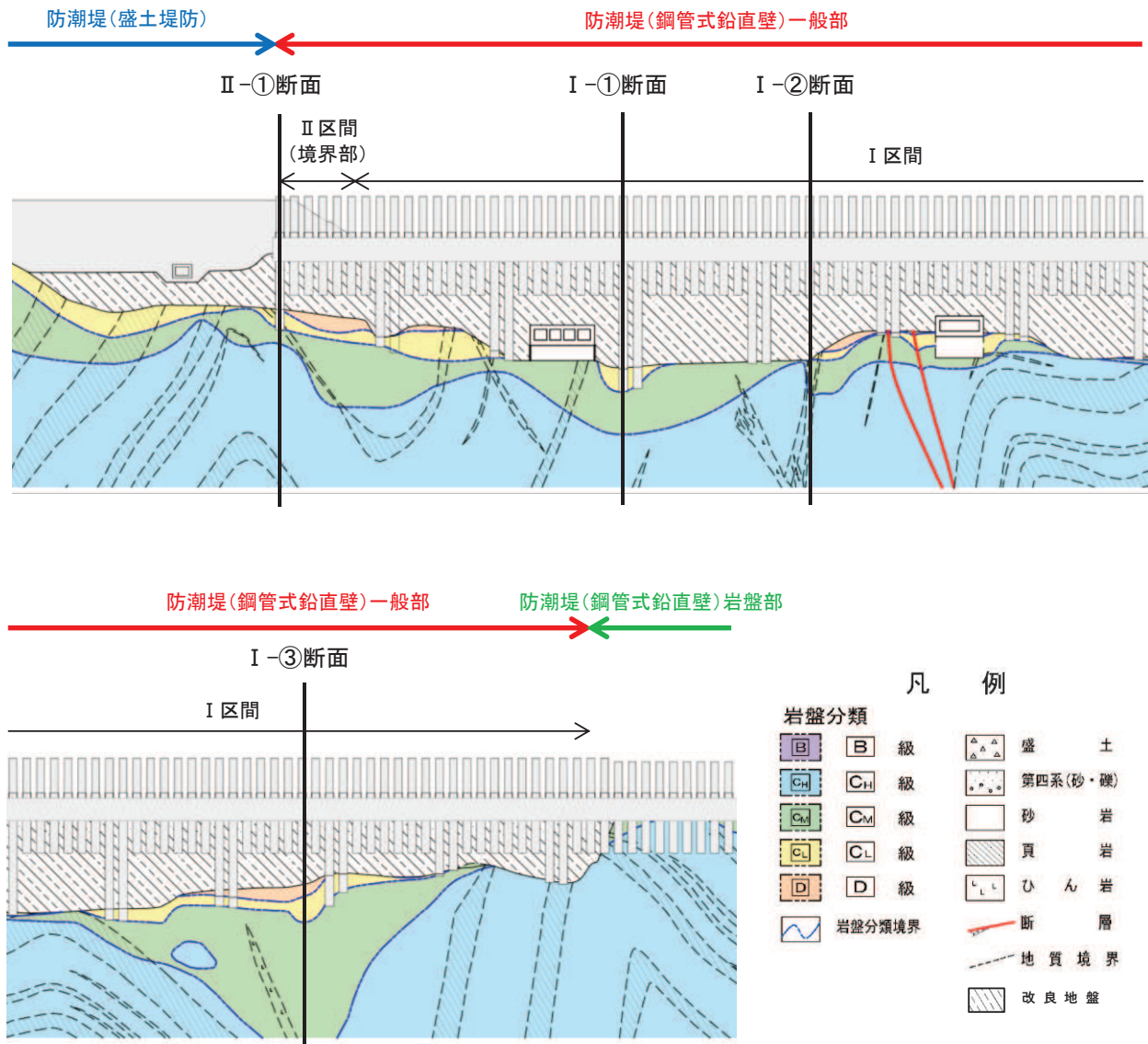


図 5.10.2-6 評価候補断面の平面配置図



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 5.10.2-7 評価候補断面の地質縦断図

c. 評価対象断面の選定

(a) 1次元地震応答解析による評価対象断面の選定方針

各評価候補断面において1次元地震応答解析を実施し、その結果に基づき評価対象断面を選定する。

また、鋼管式鉛直壁（一般部）は複数の部位からなる構造物であることから、それぞれの部位にとって耐震評価上厳しくなる断面を選定するため、各評価候補断面につき、図5.10.2-8に示す3地点で1次元地震応答解析を実施する。地点選定の理由を以下に示す。

- ・ 地点Aは、防潮堤背面の盛土・旧表土が防潮堤の耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で実施する。
- ・ 地点Bは鋼管杭、鋼製遮水壁及び背面補強工の耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で実施する。
- ・ 地点Cは置換コンクリートの耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で実施する。

上記3地点での1次元地震応答解析結果から、評価対象断面を選定するための定量的な観点を表5.10.2-4に示す。

鋼管杭及び鋼製遮水壁については、鋼管杭及び鋼製遮水壁に発生する断面力（曲げ、せん断）が照査項目であることから、杭の固有周期における加速度スペクトルに着目し評価対象断面を選定する。

背面補強工及び置換コンクリートについては、すべり安全率が照査項目であることから、各部位における最大せん断応力に着目し評価対象断面を選定する。

盛土・旧表土については、変位が大きくなることで、防潮堤の耐震評価上影響を及ぼすことが想定されることから、地表面最大水平変位に着目し評価対象断面を選定する。

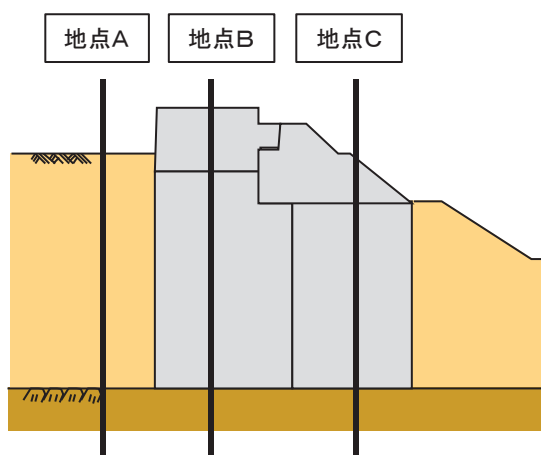


図 5.10.2-8 各評価候補断面における1次元地震応答解析実施地点

表 5. 10. 2-4 評価対象断面選定における観点

部位		照査項目	1次元地震応答解析での定量的な観点
施設	鋼管杭	断面力 (曲げ, せん断)	地点B ・杭の固有周期における加速度スペクトル ・地表面最大水平変位
	鋼製遮水壁 (漂流物防護工含む)	断面力 (曲げ, せん断)	
	背面補強工	内的安定 (すべり安全率)	地点B ・最大せん断応力
	置換コンクリート	内的安定 (すべり安全率)	地点C ・最大せん断応力
地盤	盛土・旧表土	変位 (側方地盤の変位が大きくなると、防潮堤の耐震評価に影響を及ぼすことが想定される)	地点A ・地表面最大水平変位

(b) 解析手法の選定

鋼管式鉛直壁（一般部）は、鋼管杭周辺が改良地盤により置換されているが、防潮堤の前背面に高さの違う液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布しているため、液状化の影響を受けて盛土・旧表土の剛性が小さくなると、地震時に受働側となる土の層が柔らかくなることにより、防潮堤全体の変形が大きくなって残留変位も大きくなることが考えられる。

この影響を考慮するため、鋼管式鉛直壁（一般部）の解析手法については、液状化の影響を考慮できる有効応力解析を選定する。

(c) I 区間の評価対象断面選定結果

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5. 10. 2-5 に、I 区間の評価候補断面における地点 A の最大水平変位分布を図 5. 10. 2-9、地点 B の最大せん断応力分布を図 5. 10. 2-10、地点 B の最大水平変位分布を図 5. 10. 2-11、地点 B の地表面における加速度応答スペクトルを図 5. 10. 2-12、地点 C の最大せん断応力分布を図 5. 10. 2-13 に示す。

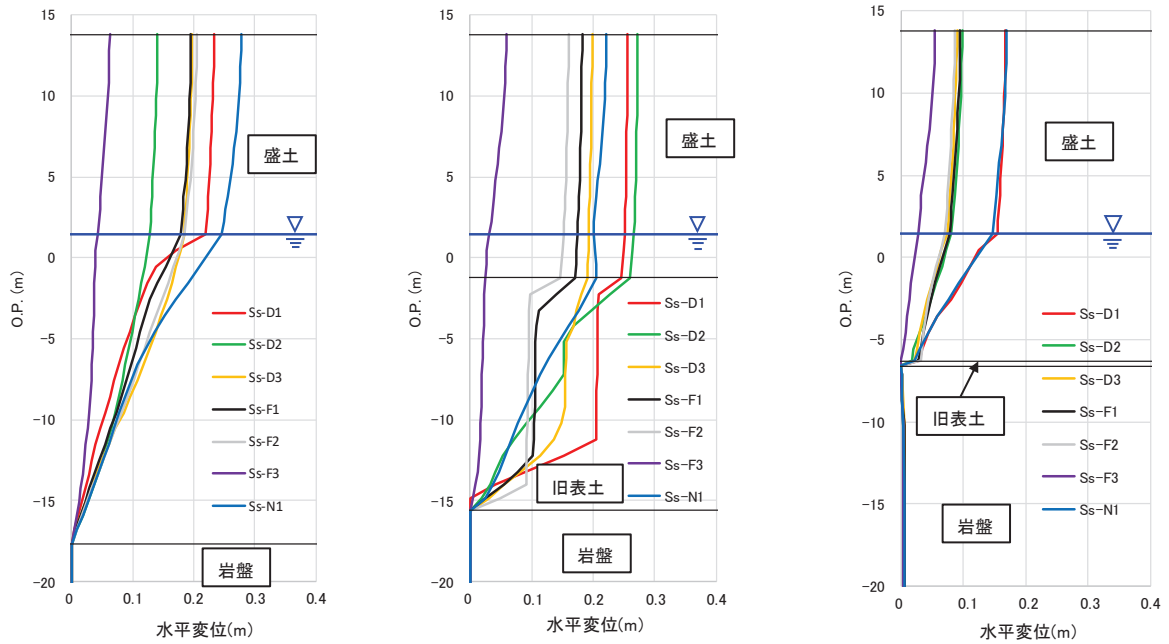
I 区間においては、表 5. 10. 2-5 に示すように、背面補強工及び置換コンクリートの最大せん断応力、盛土・旧表土の最大水平変位が最も大きいことから I-①断面（断面①）、鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が最も大きいことから I-②断面（断面②）、鋼管杭の箇所における地表面最大水平変位が最も大きいことから I-③断面（断面③）を評価対象断面に選定する。

表 5.10.2-5 I 区間の評価対象断面選定結果

評価候補断面	地点A		地点B			地点C		評価断面	選定結果
	盛土・旧表土 地表面最大水 平変位 (m)	鋼管杭・ 鋼製遮水壁 加速度 (cm/s ²)	背面補強工 最大せん断 応力 (kN/m ²)	背面補強工 (鋼管杭) 地表面最大水 平変位 (m)	置換 コンクリート 最大せん断 応力 (kN/m ²)				
I-①断面*1	0.278 (S s - N 1)	2414 (S s - D 2)	166 (S s - N 1)	0.017 (S s - N 1)	558 (S s - N 1)	○	<ul style="list-style-type: none"> 背面補強工及び置換コンクリートの最大せん断応力、盛土・旧表土の水平変位が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 【断面①】 		
I-②断面*2	0.272 (S s - D 2)	3213 (S s - D 2)	148 (S s - D 2)	0.008 (S s - D 2)	430 (S s - F 3)	○	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 【断面②】 		
I-③断面	0.169 (S s - N 1)	1071 (S s - F 3)	91 (S s - N 1)	0.097 (S s - N 1)	460 (S s - F 3)	○	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の地中部の水平変位が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 【断面③】 		

* 1 : 設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面

* 2 : 設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

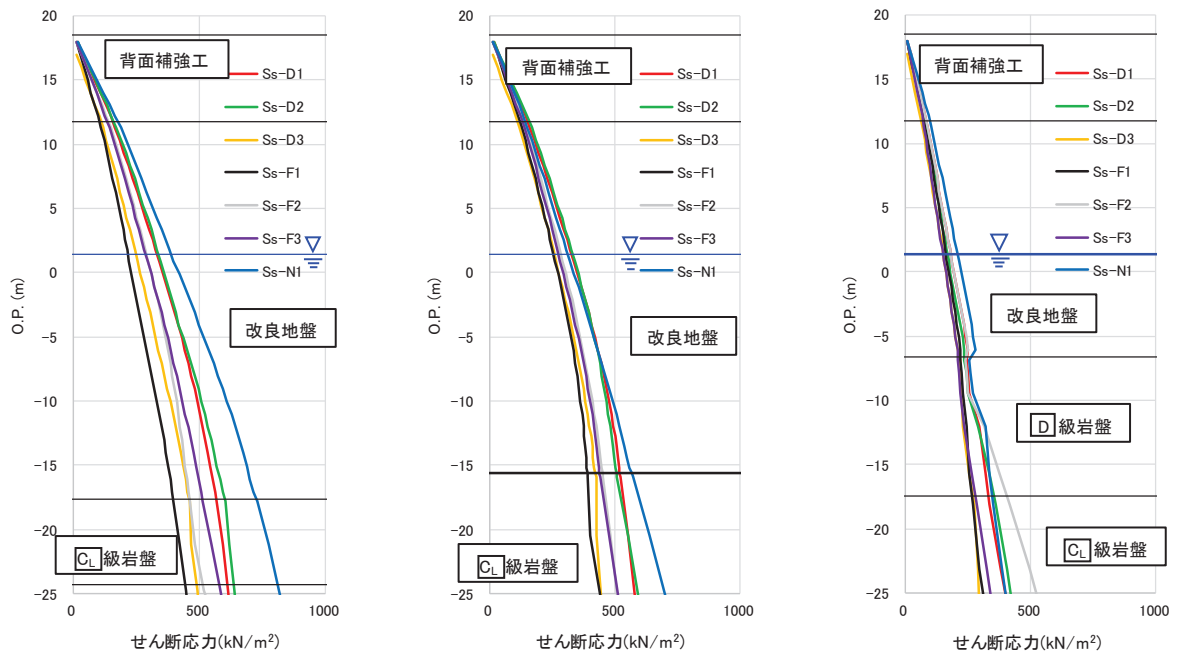


I-①断面

I-②断面

I-③断面

図 5. 10. 2-9 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Aでの最大水平変位分布

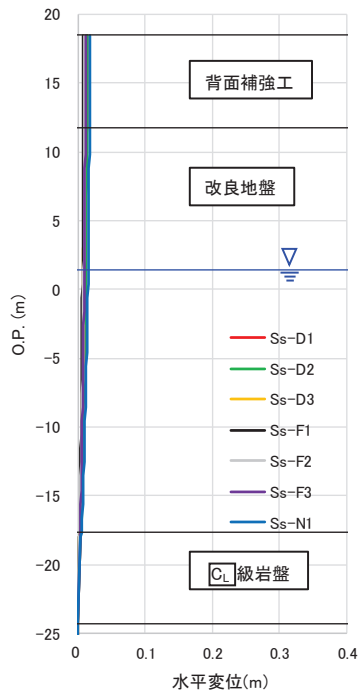


I-①断面

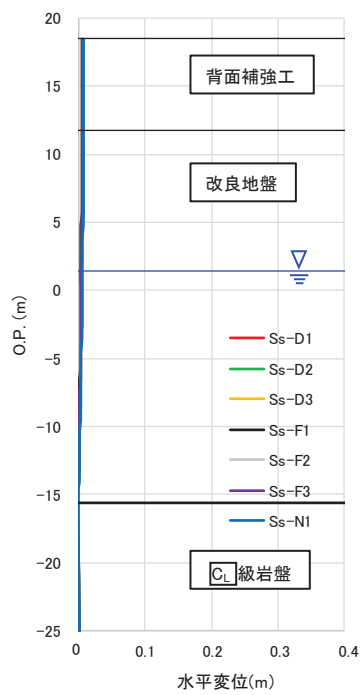
I-②断面

I-③断面

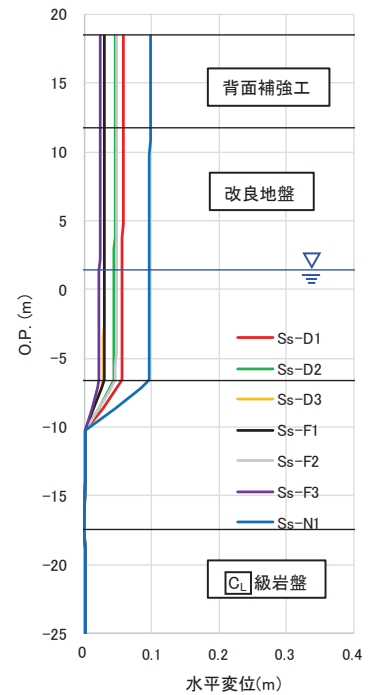
図 5. 10. 2-10 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Bでの最大せん断応力分布



I-①断面

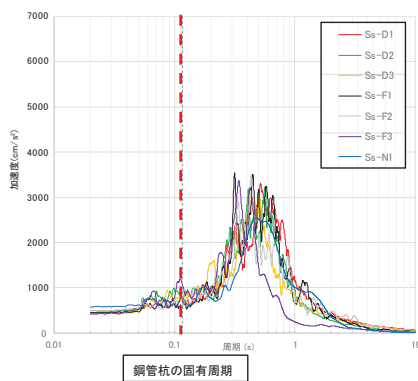


I-②断面

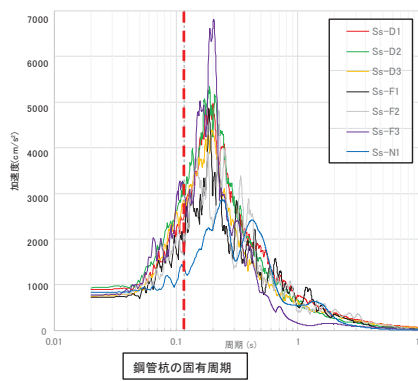


I-③断面

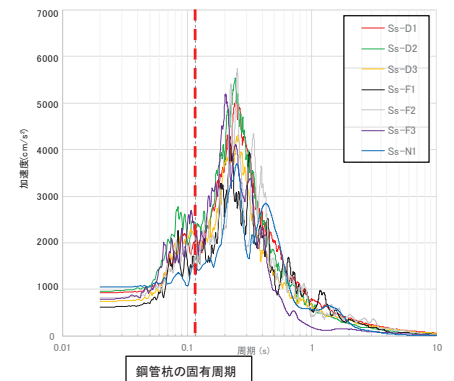
図 5.10.2-11 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Bでの最大水平変位分布



I-①断面



I-②断面



I-③断面

図 5.10.2-12 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Bでの
地表面加速度応答スペクトル