

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点や防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 25
提出年月日	2021年9月1日

補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料

目次

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について
 - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
 - 1.4 管路解析モデルについて
 - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
 - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
 - 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
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について
 - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
 - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について
 - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
 - 4.3 漂流物による衝突荷重について
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
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
 - 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
 - 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
 - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
 - 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
 - 5.7 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
 - 5.8 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
 - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
 - 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
 - 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの没水影響について
- 5.19 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 5.20 軽油タンクエリアにおける浸水防護重点化範囲について
- 5.21 屋外タンク等からの溢水影響評価について
- 5.22 復水器水室出入口弁の津波に対する健全性について
- 5.23 タービン補機冷却海水系ポンプ吐出弁の津波に対する健全性について
- 5.24 津波への流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価
 - 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.2 3号機海水系ポンプの基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.3 3号機取水側海水系配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.4 2号機および3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
 - 5.24.5 2号機および3号機海水系配管・弁の津波に対する強度評価
- 5.25 第3号機海水熱交換器建屋の回転の影響について
- 5.26 大津波警報発表時等における常用系海水系の運用について
- 5.27 杭基礎防潮壁への津波流入に対する津波バウンダリの詳細について
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 6.1 防潮堤に関する補足説明
 - 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明
 - 6.3 防潮壁に関する補足説明
 - 6.4 貯留堰に関する補足説明
 - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.5.2 水密扉に関する補足説明
 - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
 - 6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明
 - 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
 - 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
 - 6.6 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明
 - 6.6.2 取水ピット水位計に関する補足説明

: 本日の説明範囲

1.2 遡上・浸水域の考え方について

(1) 遡上・浸水域の評価の考え方

基準津波の遡上・浸水域の評価（以下「数値シミュレーション」という。）に当たっては、遡上解析を実施し、遡上波の敷地への到達（回り込みによるものを含む。）の可能性を検討する必要があることから、安全側の評価となるよう、以下の条件を考慮して数値シミュレーションを実施する。

a. 地震に起因する地形変化等の影響の考慮

基準地震動 S_s に伴う地形変化及び標高変化が生じる可能性があり、遡上・浸水域に影響を及ぼす可能性があるため、基準地震動 S_s による地形変化及び標高変化の有無を数値シミュレーションの条件として考慮する。地形変化としては基準地震動 S_s による防波堤の損傷が、標高変化については液状化等に伴う地盤沈下が、遡上・浸水域に影響を及ぼす可能性があるため、数値シミュレーションの条件として考慮する。

地震による地殻変動が遡上・浸水域に影響を及ぼす可能性があるため、基準津波の波源である岩手県沖南部から茨城県沖におけるプレート間地震（基準断層モデル③）による広域的な地殻変動を数値シミュレーションの条件として考慮する。なお、平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11地震」という。）により牡鹿半島全体が約1m沈下し、その後は隆起（余効変動）が継続しているが、1mの沈下を考慮する。

b. 潮位の考慮

朔望平均満潮位・干潮位及び潮位のばらつきについては、数値シミュレーションにより求めた津波水位に加えることで考慮する。

(2) 地震に起因する変状による地形変化等の考え方について

a. 基準地震動 S_s に伴う地形変化の考え方について

基準地震動 S_s による人工構造物の形状変化については、地震による防波堤の損壊を想定し、防波堤がある場合とない場合について、数値シミュレーションを実施する。

b. 基準地震動 S_s に伴う標高変化の考え方について

基準地震動 S_s に伴う標高変化については、敷地内の盛土・旧表土を対象に、揺すり込み及び液状化に伴う沈下を仮定し、入力津波の算定に影響する、防潮堤より海側の地盤面が1m沈下した状態を考慮する。

c. 地震による地殻変動の考え方について

地震による地殻変動については、基準津波の波源である岩手県沖南部から茨城県沖におけるプレート間地震（基準断層モデル③）による広域的な地殻変動量として、0.72mの陸域の沈降を考慮した設計とする。

なお、3.11地震により牡鹿半島全体が約1m沈下し、その後は隆起（余効変動）が継続しているが、1mの沈下を考慮する。

(3) 数値シミュレーションにおける解析モデルについて

基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域の評価における数値シミュレーションモデルにつ

いては、遡上解析に影響を及ぼす斜面や護岸、取水口、放水口等の地形とその標高及び伝播経路上の人工構造物の設置状況を考慮し、遡上域の格子サイズ（敷地内：5～10m、敷地周辺：5～93m）に合わせた形状にモデル化する。

a. 敷地及び敷地周辺の地形及び標高

敷地沿岸域及び海底地形は、一般財団法人日本水路協会による海底地形デジタルデータ（2016）（3.11地震に伴う広域的な地殻変動による約1mの沈降を考慮）、平成23年5月に実施した深浅測量等による地形データを使用し、陸域では、3.11地震後に整備された国土地理院5mDEMデータ等を使用する。また、護岸、取水口、放水口等の諸元及び敷地標高については、発電所の竣工図等を使用する。

b. 伝播経路上の人工構造物

既設の人工構造物については、発電所の竣工図等で調査し、将来設置される計画がある人工構造物については、計画図等により調査した。

竣工図等による調査において確認した既設の人工構造物は、現場ウォークダウンにより竣工図等と相違ないことを確認した。また、竣工図等に反映されていない人工構造物は、数値シミュレーションに影響する変更がないことを確認した。

c. 数値シミュレーションにおける解析モデルの作成

上記bにおいて実施した調査結果を踏まえ、数値シミュレーションに影響を及ぼす人工構造物を考慮し、遡上・伝播経路の状態に応じてモデルを作成した。モデルの作成に当たっては、伝播経路上の人工構造物のうち、防波堤について考慮した。

図1.2-1に数値シミュレーションにおける解析モデルを示す。

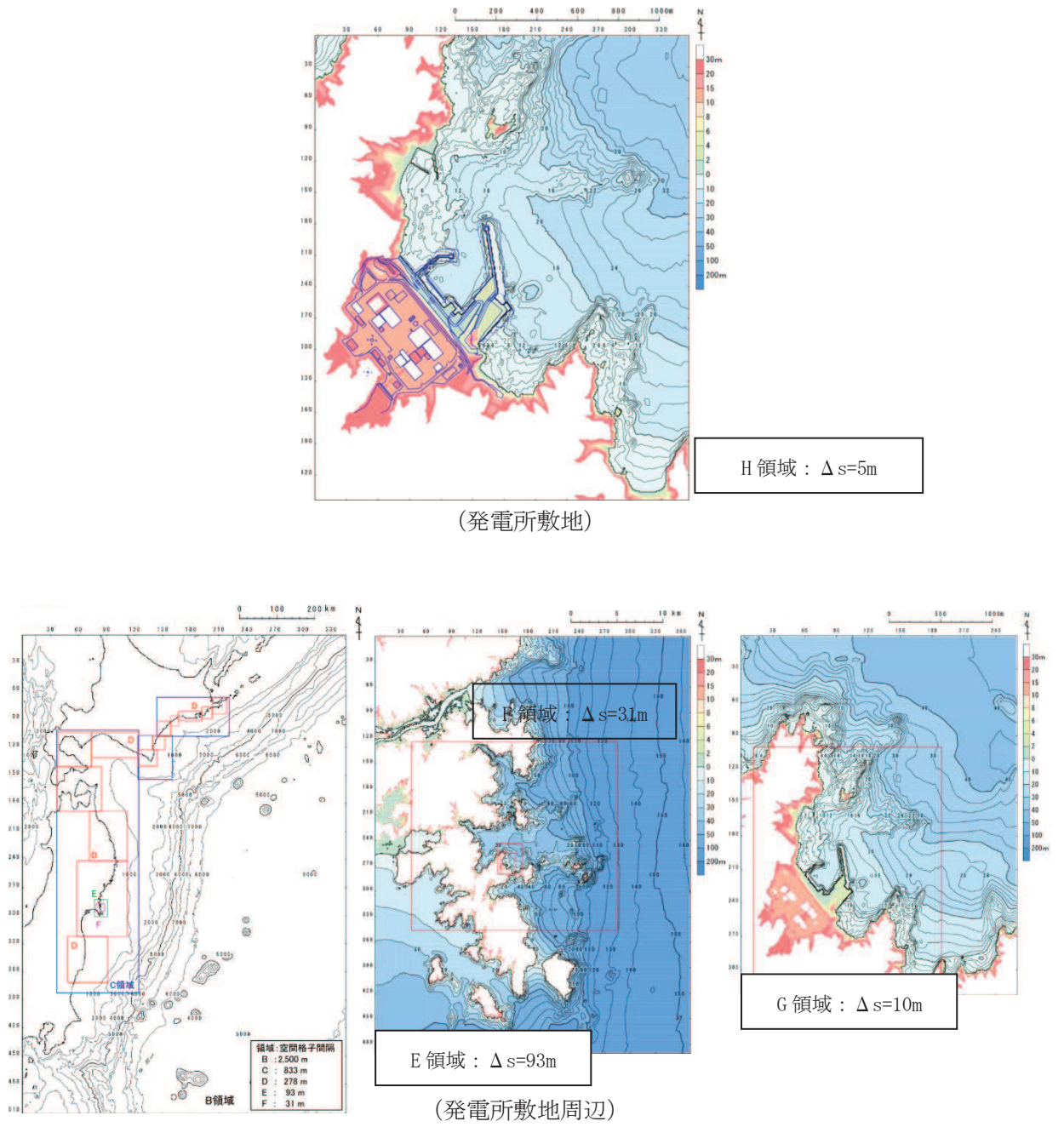


図 1.2-1 数値シミュレーションにおける解析モデル

(4) 数値シミュレーション結果

数値シミュレーションの結果として、図 1.2-2 に基準津波による最大水位上昇量分布を示す。津波は、津波防護施設の設置により津波防護対象設備（非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画が設置された敷地には遡上しない結果となった。

以下に、基準地震動 S_s に伴う地形変化及び標高変化が遡上・浸水域へ与える影響を示す。

a. 基準地震動 S_s に伴う標高変化の影響について

基準地震動 S_s に伴う標高変化の影響として、基準地震動 S_s によって地盤面を沈下させた場合とさせない場合（以下「現地形（地盤沈下なし）」及び「1m 沈下（地盤沈下あり）」という。）の影響を示す。図 1.2-2 から、全体的に有意な差はないが、現地形（地盤沈下なし）に比べ、1m 沈下（地盤沈下あり）では、防潮堤前面での最大水位上昇量が僅かに大きくなることが確認された。

b. 基準地震動 S_s に地形変化の影響について

基準地震動 S_s に伴う地形変化の影響として、防波堤がある場合とない場合（以下「防波堤あり」及び「防波堤なし」という。）の影響を示す。図 1.2-3 から、防波堤の有無により最大水位上昇量分布に僅かな変化が認められ、上昇側水位へ影響を与えることが確認された。なお、防波堤ありでは、防波堤による渦状の流れが生じ、この流れにより局所的に津波水位が大きくなる範囲が生じる。一方、防波堤なしでは、津波水位が一様に上昇し、局所的に津波水位が大きくなる範囲が生じないため、防波堤ありと比較して津波水位が低い。

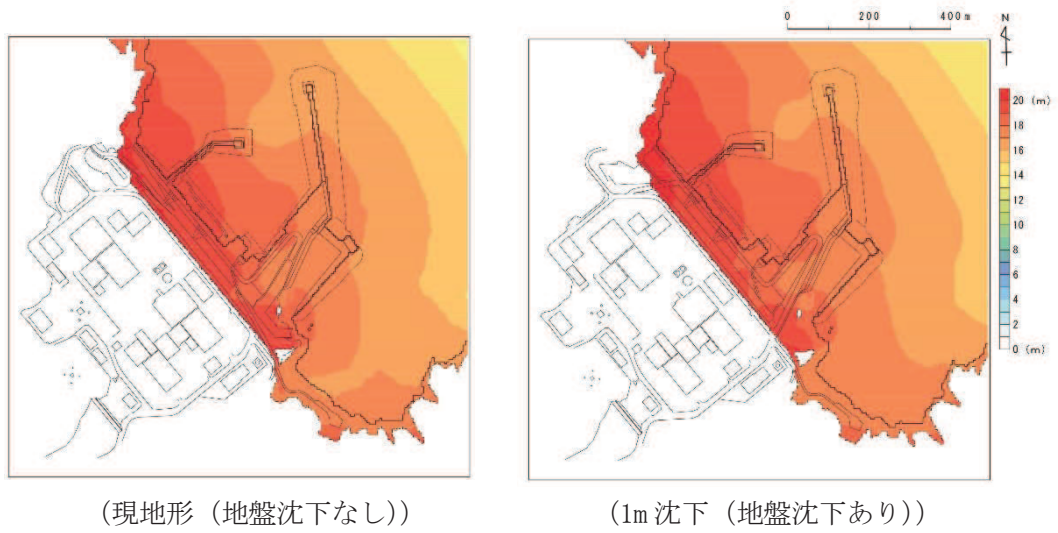


図 1.2-2 地盤沈下の有無に対する最大水位上昇量分布の比較
(基準津波 (水位上昇側), 防波堤あり)

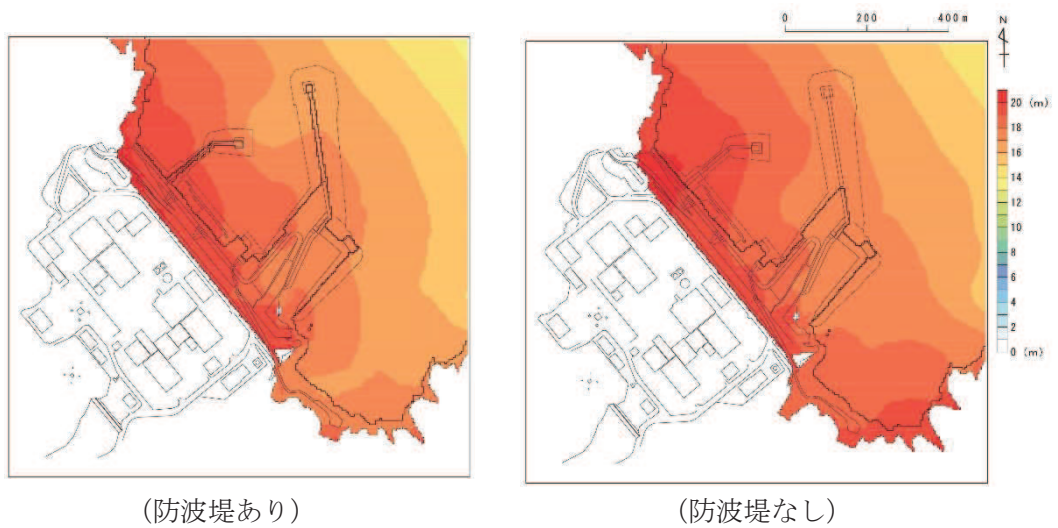


図 1.2-3 防波堤の有無に対する最大水位上昇量分布の比較
(基準津波 (水位上昇側), 現地形 (地盤沈下なし))

(参考1) 敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について

1. 検討方針

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイドに基づき、地震に起因する変状による地形、河川流路の変化に対して、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。

護岸付近の地盤及び敷地は、揺すり込み及び液状化に伴う地盤の沈下が想定されることから、図1に示す範囲の沈下量を算定し、基準津波による敷地周辺の遡上及び浸水域の評価への影響を確認する。

揺すり込みに伴う沈下として、不飽和地盤の揺すり込みによる沈下量を算定する。液状化に伴う沈下量は、飽和地盤（飽和盛土及び飽和旧表土）における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下と基準地震動 S_s に対する残留変形量（沈下量）に分けて算定する。

不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下については、Ishihara ほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係を用いて地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う排水沈下量を算定する。

残留変形量（沈下量）については、二次元有効応力解析（解析コード「FLIP Ver7.3.0_2」）により沈下量を算定する。

液状化の評価対象として取り扱う盛土、旧表土の有効応力解析に用いる液状化パラメータは、液状化試験結果に基づいて、地盤のばらつき等を考慮し保守的に下限値となるように設定した。

盛土、旧表土の液状化試験結果から設定した、解析上の液状化強度曲線を図2に示す。

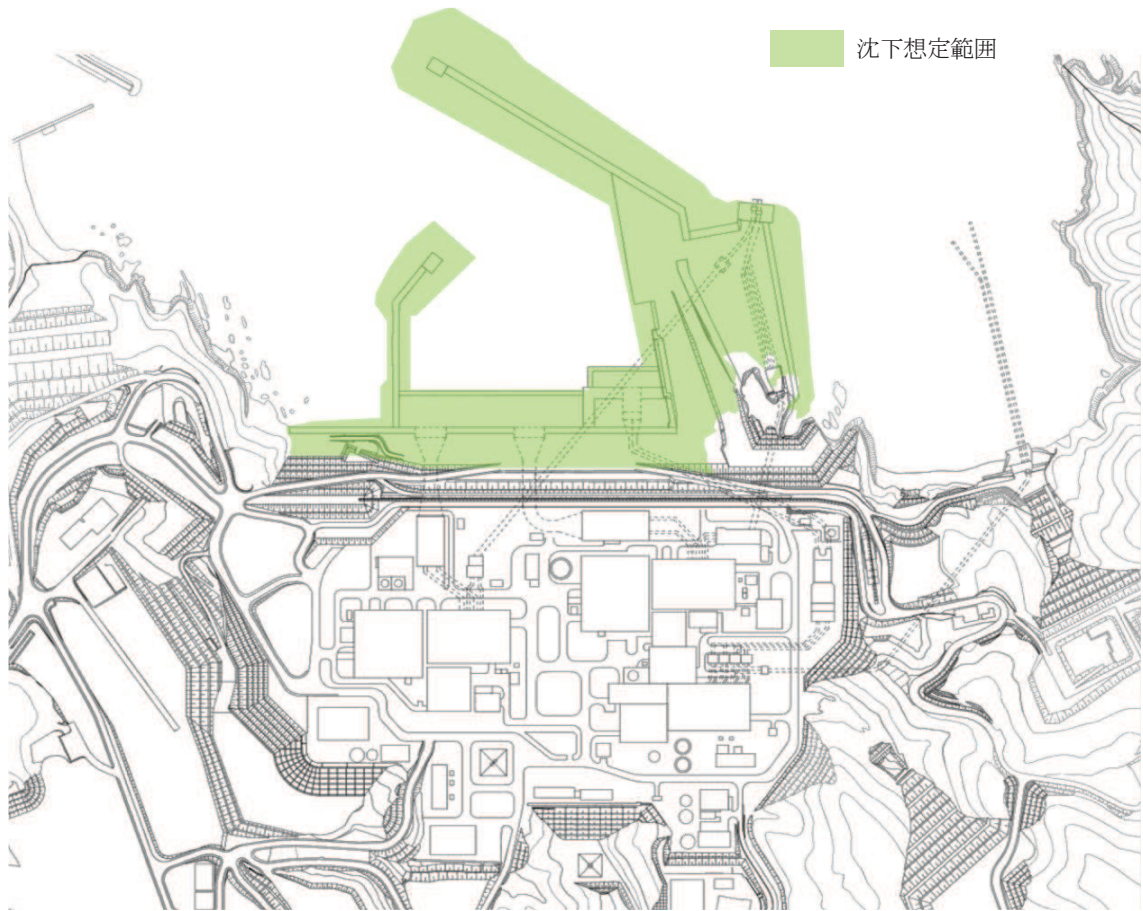


図1 沈下量検討範囲

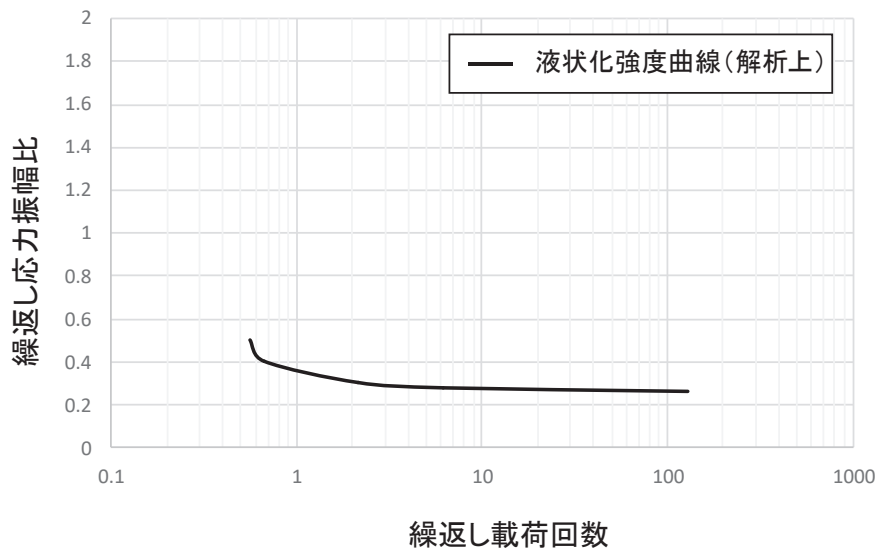
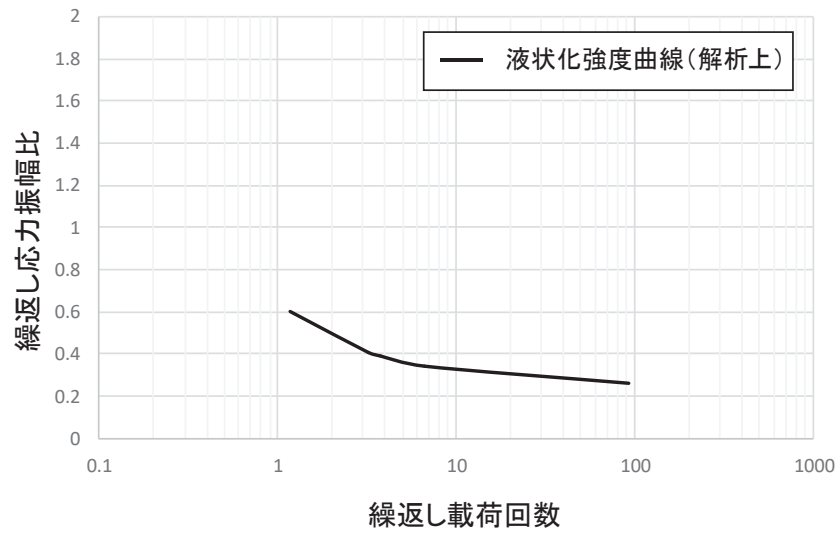


図2 液状化強度曲線（上：盛土，下：旧表土）

2. 検討内容

(1) 沈下量算定断面

護岸付近の不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量は、護岸付近の防潮堤を縦断・直交する地質断面図に基づき算定した。平面図及び地質断面図を図3及び図4に示す。なお、防潮堤の沈下対策・安定性向上対策として、改良地盤及び置換コンクリートを追加設置しているが、防潮堤より海側の広範囲の沈下量を保守的に算定する観点から、対策実施前の地質断面図により評価した。

沈下量を算出する断面は、岩盤が深い位置にあり（盛土・旧表土が厚く堆積）、かつ沈下率が大きい旧表土が厚く分布する断面（②-②'断面）を抽出した。

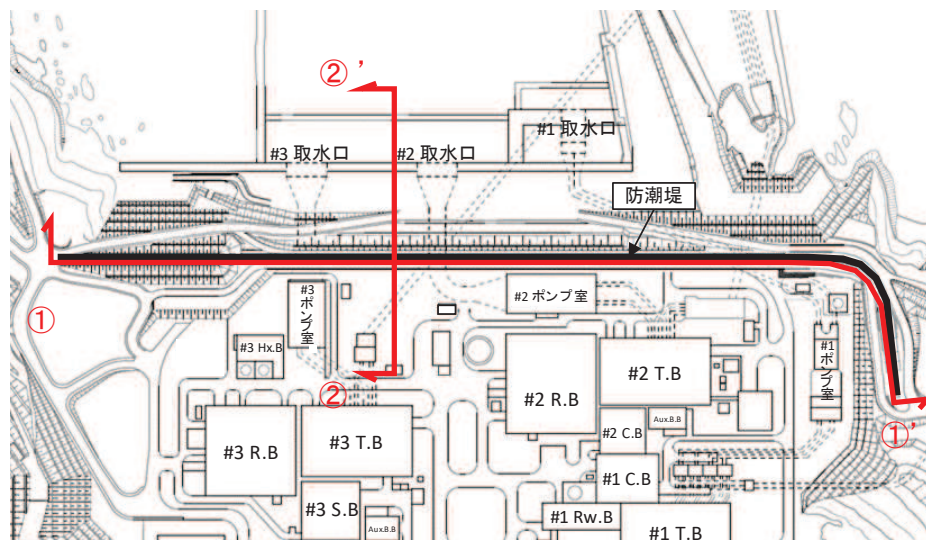


図3 平面図

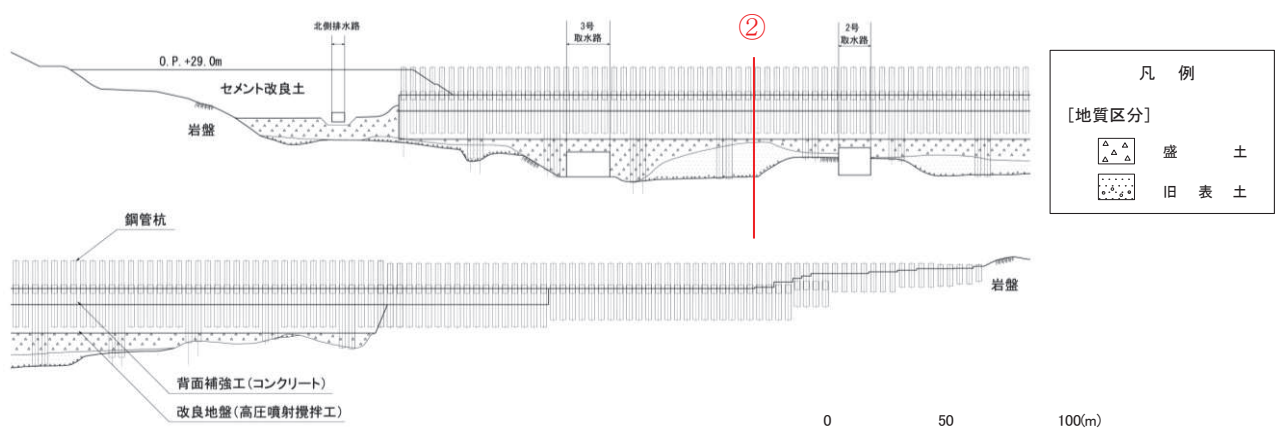


図4(1) 地質断面図(①-①'断面)

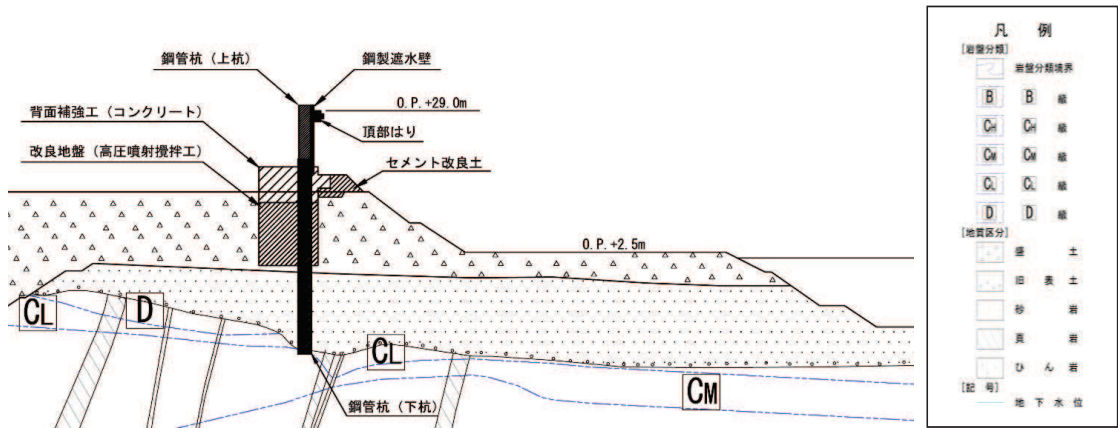


図4(2) 地質断面図(②-②' 断面)

(2) 有効応力解析による残留沈下量

防潮堤前面の残留沈下量を二次元有効応力解析により算定した。解析モデルを図5に示す。地盤については地質区分に基づき平面ひずみ要素でモデル化し、鋼管杭ははり要素でモデル化した。

防潮堤の下方は改良地盤及び置換コンクリートにより地下水を遮断する形になるため、防潮堤より海側の敷地には地下水位低下設備の影響は及ばず、入力津波の算定に考慮する敷地の沈下の影響検討に用いる地下水位は朔望平均満潮位O.P. +1.43mとし、地下水位低下設備の効果を考慮しない設計とする。入力地震動は、盛土・旧表土の過剰間隙水圧上昇に伴う剛性低下の影響を考慮し、基準地震動S_sのうち継続時間が最も長く、剛性低下に伴う残留変形が大きくなると考えられるS_s-D1を代表波として採用し、一次元波動論によって解析モデル下端位置で評価した波形を用いた。

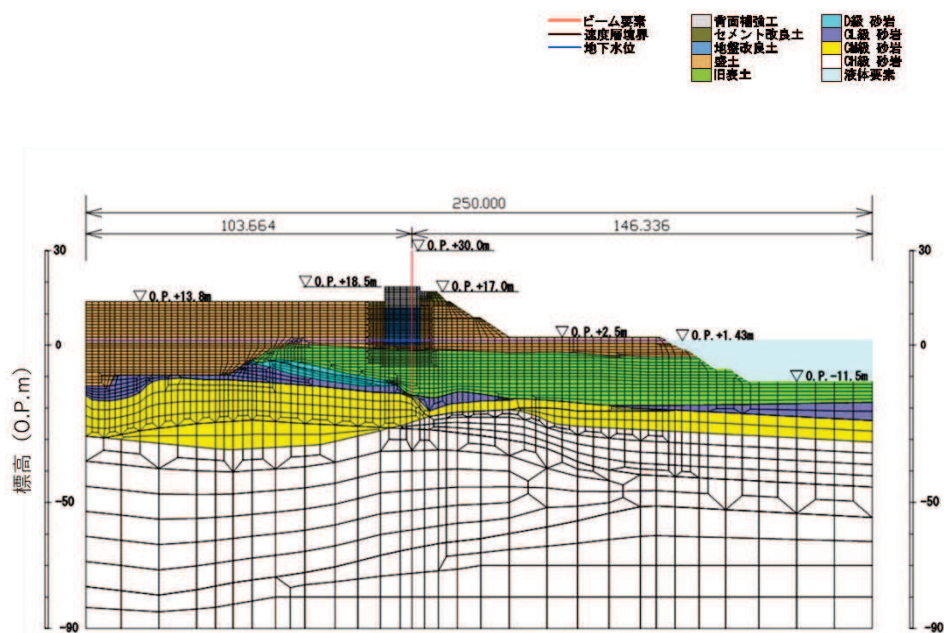


図5 解析モデル図

(3) 不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下

不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量の算定は、有効応力解析を実施した地点で行った。

沈下率は、Ishiharaほか(1992)の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ(沈下率)の関係から設定した。排水沈下量の算定フローを図6に示す。

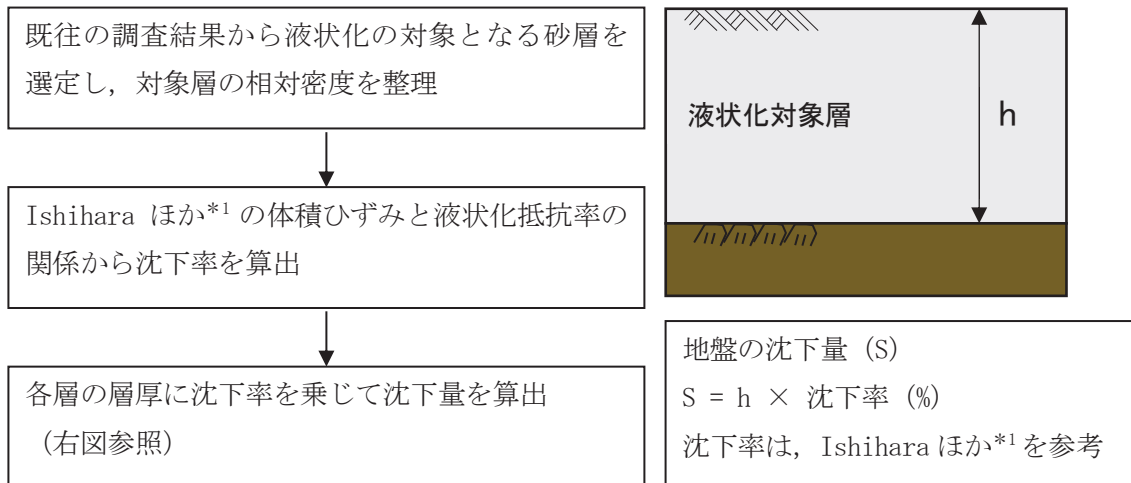


図6 飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量の算定フロー

なお、不飽和地盤の揺すり込み沈下量は、飽和地盤が完全に液状化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定し算定する。

これは海野ほか*2による、繰返しせん断による体積収縮量は応力履歴に依存せず、せん断ひずみ履歴により決定され、同一のせん断ひずみ履歴を与えると不飽和地盤と飽和地盤の体積収縮量は等しくなることが示されているという知見を援用したものである。

過剰間隙水圧消散及び揺すり込みによる沈下量算定の対象層として、盛土・旧表土を選定した。各層の沈下率は、図7に示すIshiharaほか*1の地盤の相対密度に応じた体積ひずみと液状化抵抗率の関係から算出した。

盛土・旧表土の相対密度の調査位置及び調査結果を図8、9及び表1に示す。調査結果から沈下率の算出に用いる盛土・旧表土の相対密度は保守的に90%、60%とした。

体積ひずみと液状化抵抗率の関係において、体積ひずみが最大となっている領域の飽和土は、完全に液状化した後の再圧密によって、粒子が再配列され間隙が最も小さくなった状態を示しており、地震時のせん断ひずみ履歴による体積圧縮の最大値を示していると考えられる。飽和地盤の沈下率は、液状化判定によらずこの完全に液状化した状態を想定し、盛土は1.4%、旧表土は2.8%とした。

なお、体積ひずみと液状化抵抗率の関係から算出した沈下率は、東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下実績(最大沈下率推定1.28%)を包含している。

*1: Kenji Ishihara and Mitsutoshi Yoshimine (1992) : Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes , Soils and Foundations Vol. 32

*2: 海野寿康, 風間基樹, 渦岡良介, 仙頭紀明 (2006) : 同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係, 土木学会論文集C, Vol. 62

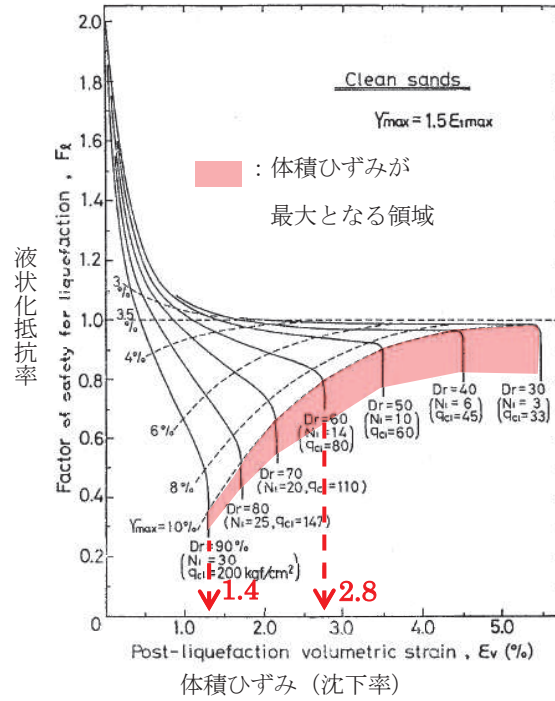


図7 体積ひずみと液状化抵抗率の関係 (Ishiharaほか(1992)に加筆)

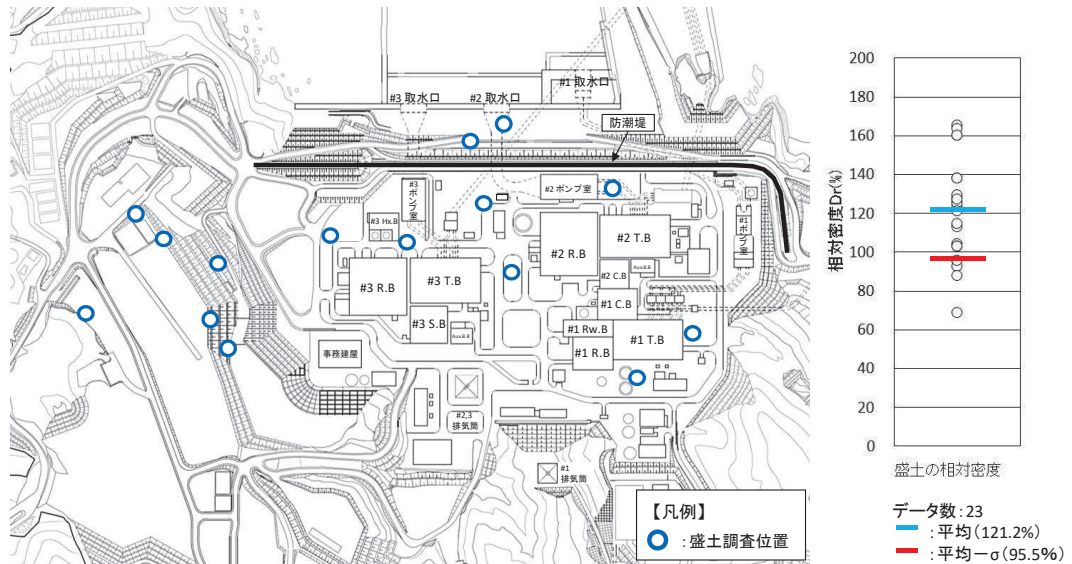


図8 盛土の相対密度調査位置図及び調査結果

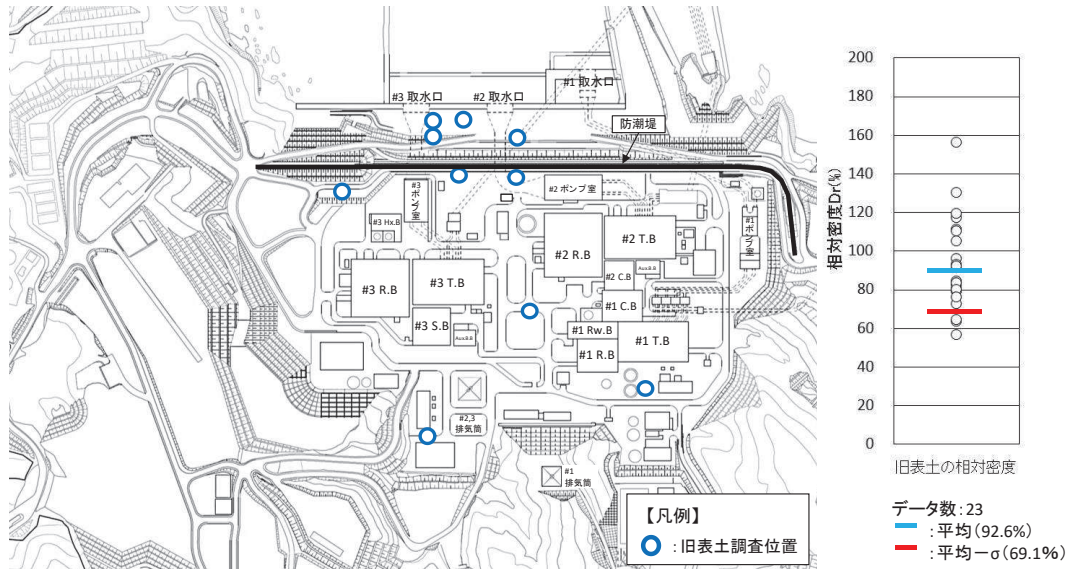


図9 旧表土の相対密度調査位置図及び調査結果

表1 盛土及び旧表土の相対密度の調査結果

地層	相対密度 (%)	
	平均値	平均値 - σ
盛土	121.2	95.5
旧表土	92.6	69.1

3. 検討結果

(1) 有効応力解析による残留沈下量

解析結果を図10に示す。護岸の海側への変位に伴い、局所的に1m程度の変位が生じているものの、おおむね1m以下の沈下量であり、側方流動による沈下への影響は小さい（平均沈下量0.07m）。

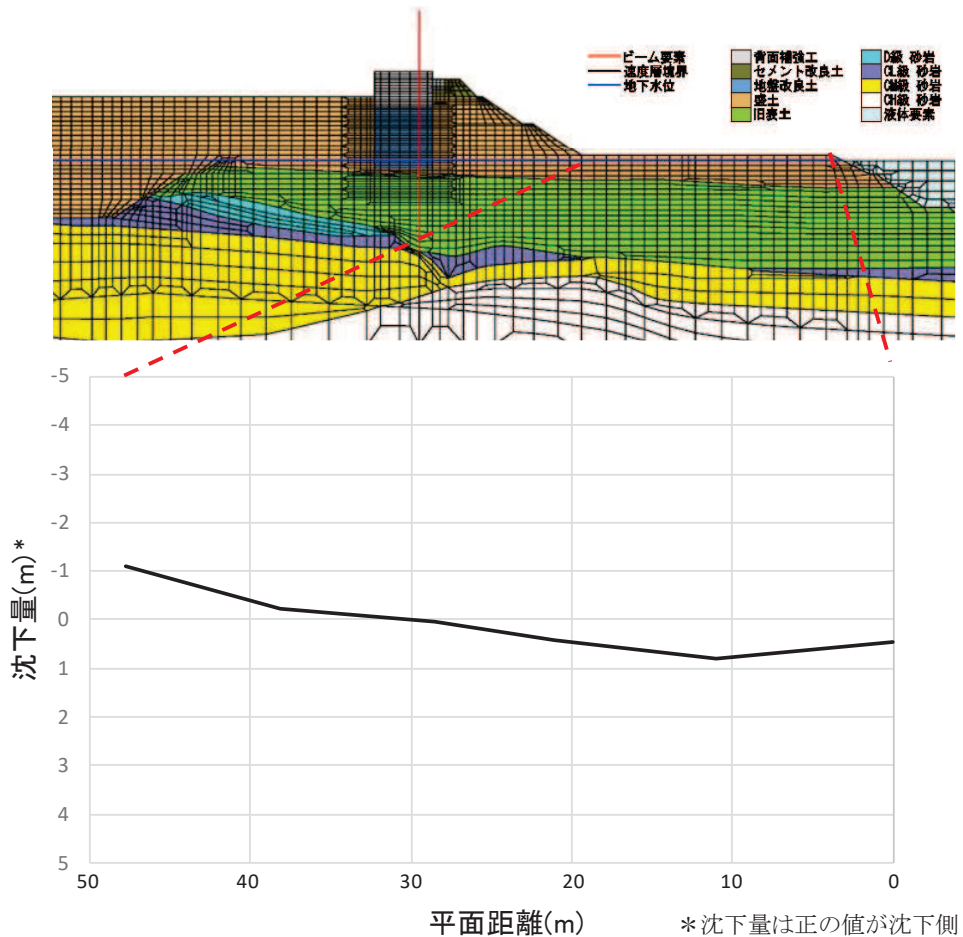


図10 解析結果

(2) 不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下

各層の層厚と沈下率から算出した沈下量の分布を図11に示す。平均沈下量は0.51m、最大沈下量は0.52mとなった。

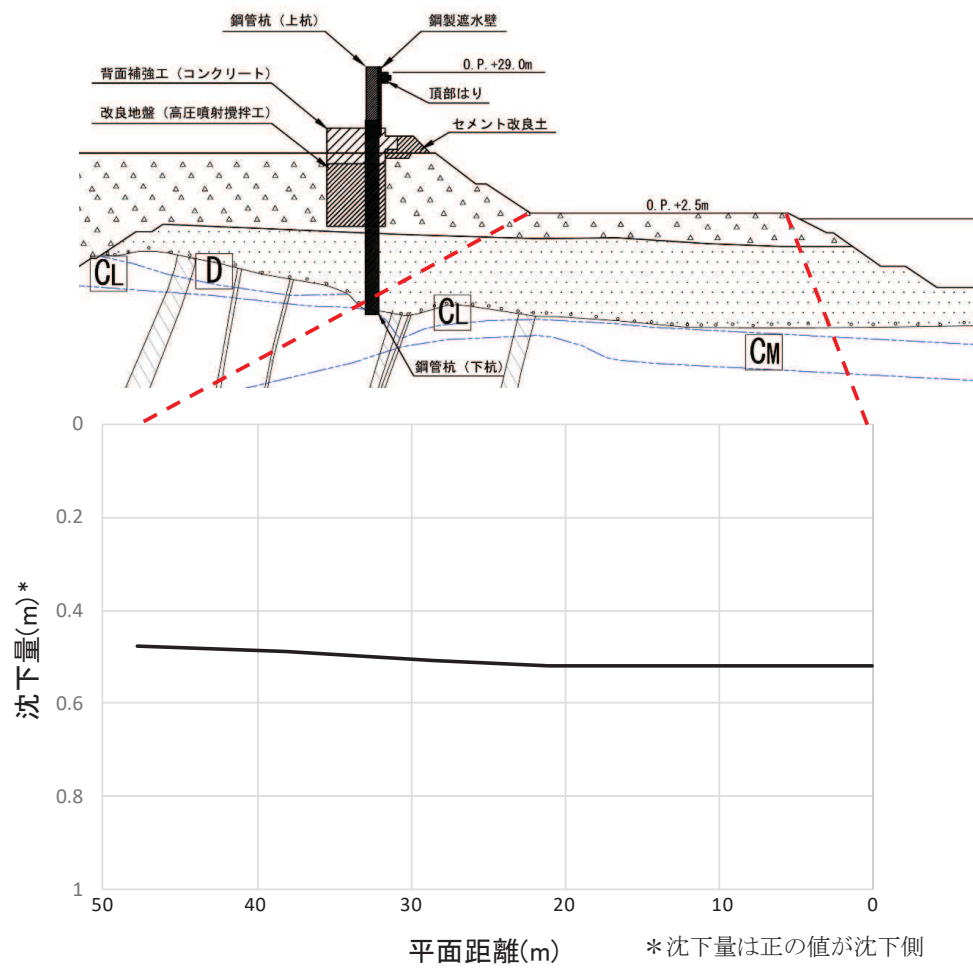


図 11 護岸付近の不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量(②-②' 断面)

(3) 敷地の地表面沈下量算定

基準地震動 S_s による残留沈下量に、揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量を加えた地表面沈下量を図 12 に示す。護岸付近の一部で局所的に 1m を超える沈下が生じているものの、地表面沈下量はおおむね 1m 以内である（平均沈下量 0.57m）ことから、津波遡上解析における敷地前面の沈下量について、すべての範囲を 1m に設定し津波評価の地形モデルとして反映する。

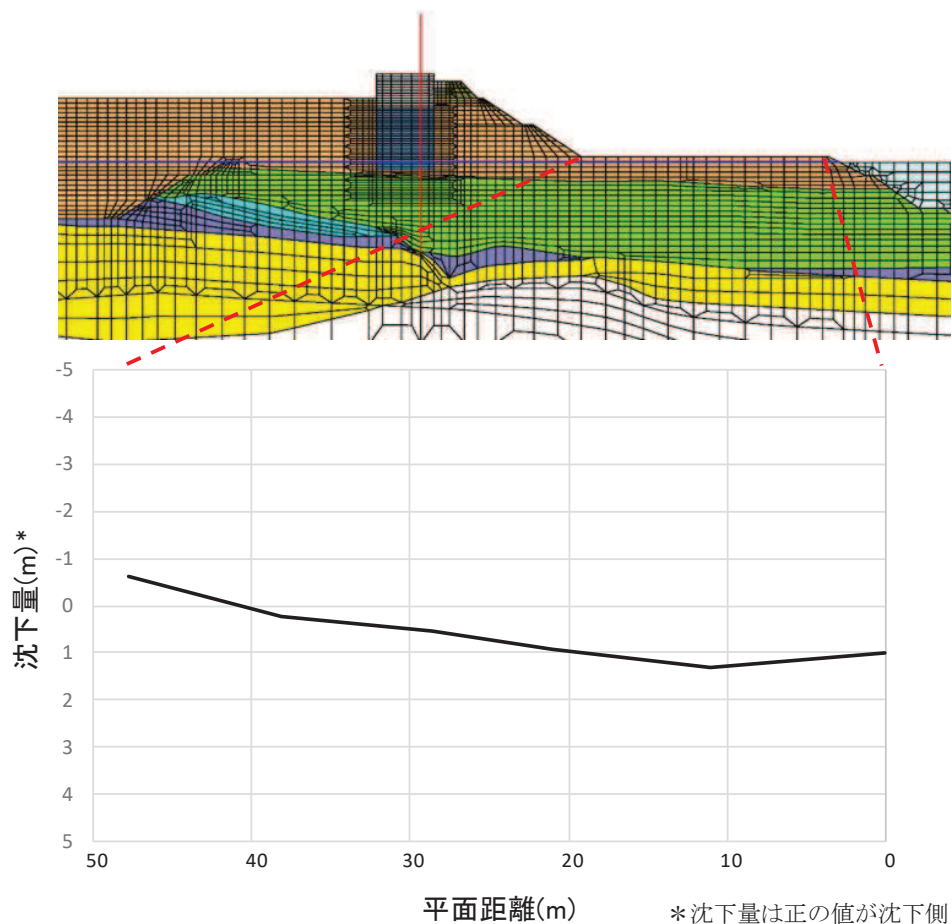


図 12 地表面沈下量

(参考 2) 3.11 地震に伴う地殻変動の影響について

1. 3.11 地震前後の地盤変位量

3.11 地震前後における地盤変動を把握するため、構内の水準点（3 点）を対象に水準測量を実施した。測量を実施した水準点の位置を図 1 に、測量結果による構内水準点標高の経年変化を表 1 に示す。

敷地内の地盤変位量は、構内 3 箇所の水準点においてほぼ同値であり、不等沈下の影響はなく、一様に変位している。

地震後の平成 23 年 11 月の測量では地震前（平成 23 年 2 月）に比べて約 1m 沈降していたが、平成 29 年 4 月の測量では平成 23 年 11 月の測量に比べ約 30cm 隆起*している。

*：2021 年 3 月時点での隆起量は約 70cm であることを確認しているが、下降側の水位変動に対する安全性評価を実施する際には、今後も余効変動が継続することを想定し、3.11 地震による広域的な地殻変動の解消により約 1m 隆起した場合の影響も考慮していることから、下降側の水位変動に対する安全性評価への影響はない。

2. 津波防護設計における地殻変動量の考慮

津波防護設計においては、約 1m の沈降が発生していることを考慮した設計とし、敷地高さや施設高さ等に沈降量を考慮することとする。

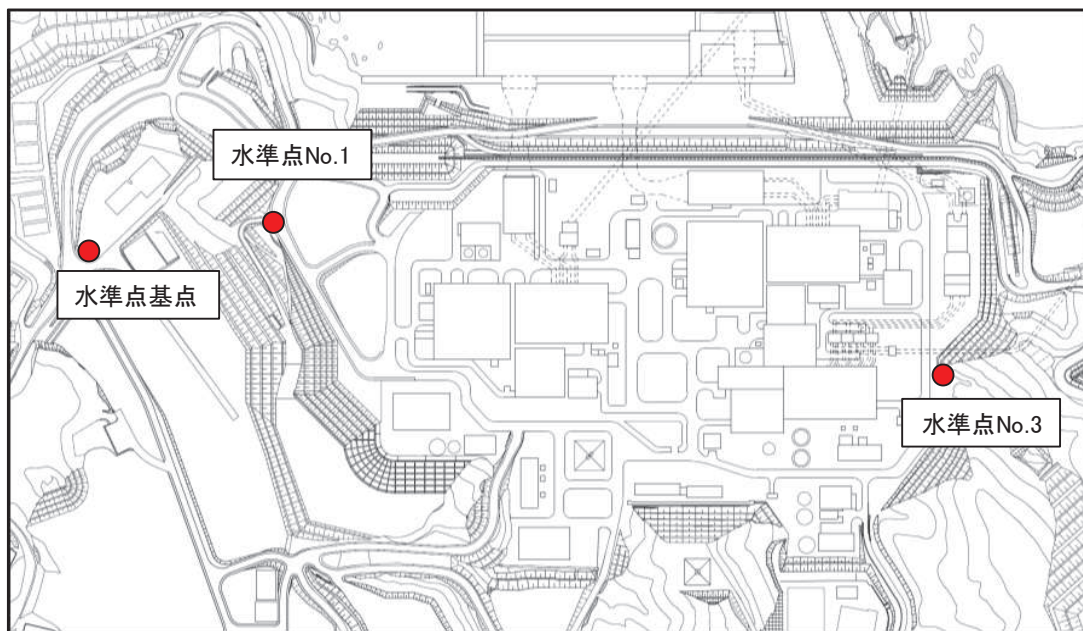


図1 水準測量実施位置図

表1 構内水準点標高の経年変化

測点	地震前(A) 平成 23 年 2 月	地震後(B) 平成 23 年 11 月	地震後(C) 平成 29 年 4 月	地盤変位量 (B)-(A)	地盤変位量 (C)-(A)
水準点 基点	O. P. +58. 226m (T. P. +57. 486m)	O. P. +57. 264m (T. P. +56. 524m)	O. P. +57. 572m (T. P. +56. 832m)	-0. 962m	0. 308m
水準点 No. 1	O. P. +27. 223m (T. P. +26. 483m)	O. P. +26. 252m (T. P. +25. 512m)	O. P. +26. 559m (T. P. +25. 819m)	-0. 971m	0. 307m
水準点 No. 3	O. P. +16. 088m (T. P. +15. 348m)	O. P. +15. 115m (T. P. +14. 375m)	O. P. +15. 424m (T. P. +14. 684m)	-0. 973m	0. 309m

1.5 入力津波の不確かさの考慮について

(1) 考慮の程度の妥当性についての検討の方針

津波防護施設及び浸水防止設備の設計においては、入力津波高さが有する数値計算上の不確かさを考慮する。

入力津波高さが有する数値計算上の不確かさについては、各施設・設備の設置位置で算定された津波高さを安全側に評価することで考慮している。

ここでは、考慮の妥当性について、数値計算上の不確かさの要因である、「敷地の地形及び敷地周辺の人工構造物等のパラメータによる影響」（遡上解析におけるパラメータによる影響及び管路解析におけるパラメータによる影響）（以下、「パラメータによる影響」という。）、また、「詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の影響」及び「敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響」（以下、「その他の影響」という。）を考慮した数値計算上の不確かさについてパラメータスタディを実施し、入力津波への影響評価結果を比較することで確認する。

(2) 検討の対象

検討の対象設備を表 1.5-1 に示す。

表 1.5-1 検討の対象設備

津波対策設備		設備分類	対象
発電所敷地全体	防潮堤（鋼管式鉛直壁） 防潮堤（盛土堤防）	津波防護 施設	○
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号機海水熱交換器建屋 第3号機放水立坑	防潮壁（第2号機海水ポンプ室） 防潮壁（第2号機放水立坑） 防潮壁（第3号機海水ポンプ室） 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋） 防潮壁（第3号機放水立坑）		○
発電所敷地全体	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2号機海水ポンプ室	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側） 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）	浸水防止 設備	○
	浸水防止蓋		○
	逆止弁付ファンネル		○
第2号機放水立坑	貫通部止水処置		○
	補機冷却海水系放水路逆流防止設備		○
第3号機海水ポンプ室	貫通部止水処置		○
	浸水防止蓋		○
第3号機海水熱交換器建屋	貫通部止水処置		○
	水密扉		○
	逆止弁付ファンネル		●
第3号機補機冷却海水系 放水ピット	浸水防止蓋	○	
	貫通部止水処置	○	

(3) 入力津波高さが有する数値計算上の不確かさについて

a. 入力津波高さに影響を与え得る要因

(a) 朔望平均潮位

水位上昇側に対しては朔望平均満潮位 O.P. +1.43m, 水位下降側に対しては朔望平均干潮位 O.P. -0.14m を考慮し, 基準津波の水位を算出している。

(b) 潮位のばらつき

水位上昇側の潮位のばらつき+0.16m については, 遡上解析により求めた上昇側の津波水位に加えることで考慮している。

水位下降側の潮位のばらつき-0.10m については, 遡上解析により求めた下降側の津波水位に加えることで考慮している。

(c) 入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動

入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動として, 水位上昇側に対しては, 東北地方太平洋沖型の地震 (基準断層モデル③) で生じる 0.72m の沈降を考慮する。

水位下降側に対しては, 安全側の評価となるよう, 東北地方太平洋沖型の地震 (基準断層モデル②) で生じる 0.77m の沈降を考慮していない。

(d) パラメータによる影響

入力津波高さが有する敷地の地形及び敷地周辺の人工構造物等のパラメータによる影響として, 以下のものを考慮する。

<①遡上解析におけるパラメータによる影響>

- ・基準地震動 S_s に伴う防波堤の損傷の有無による影響
- ・基準地震動 S_s に伴う標高変化 (地盤沈下) の有無による影響

<②管路解析におけるパラメータによる影響>

- ・貝付着の有無による影響
- ・スクリーンによる損失の有無による影響

(e) その他の影響

その他の影響として, 女川原子力発電所固有の以下の不確かさを考慮する。

<①敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響>

- ・2011年東北地方太平洋沖地震に伴い被災した地域では防波堤・防潮堤の建設工事や住宅の高台移転等を目的とした造成工事が進められていることを踏まえ, 復旧・改修工事に伴う地形改変の有無による影響を考慮する。敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響を考慮した入力津波評価の詳細は, 「(参考) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び復旧・改修工事に伴う地形改変の影響を考慮した入力津波評価について」に示す。

<②詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の影響>

- ・ 詳細設計に伴う防潮壁の平面線形の変更，第2号機及び第3号機海水ポンプ室の躯体補強（増厚）（以下，「詳細設計を反映した防潮壁平面線形等」という。）の有無による影響を考慮する。詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更を考慮した入力津波評価の詳細は，「(参考) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び復旧・改修工事に伴う地形変更の影響を考慮した入力津波評価について」に示す。

b. 入力津波高さが有するパラメータによる影響の考慮の程度

「a. 入力津波高さに影響を与え得る要因」を踏まえ，入力津波の算定フローを図 1.5-1 に示す。

発電所敷地全体及び取水口位置の入力津波高さは，基準津波に対して，遡上解析上考慮する(d)パラメータによる影響(①)，(e)その他の影響(①)を考慮した解析結果(最大水位上昇量・最大水位下降量)に，(a)朔望平均潮位，(b)潮位のばらつき及び(c)入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動量を考慮する。また，海水ポンプ室及び放水立坑位置等の入力津波については，上記(d)①，(e)①，(a)及び(b)に加えて(d)パラメータによる影響(②)，(e)その他の影響(②)を考慮する。

各施設・設備の設置位置における入力津波高さに対するパラメータによる影響の考慮の程度を表 1.5-2 に示す。

なお，表 1.5-1 に示す検討対象設備について，高潮ハザードによる再現期間 100 年に対する期待値 O.P. +1.95m と，入力津波で考慮した朔望平均満潮位 O.P. +1.43m と潮位のばらつき 0.16m の合計との差である 0.36m (参照する裕度) を踏まえ，入力津波水位に 0.5m の余裕を考慮した津波水位に対して設計の裕度を確認する。

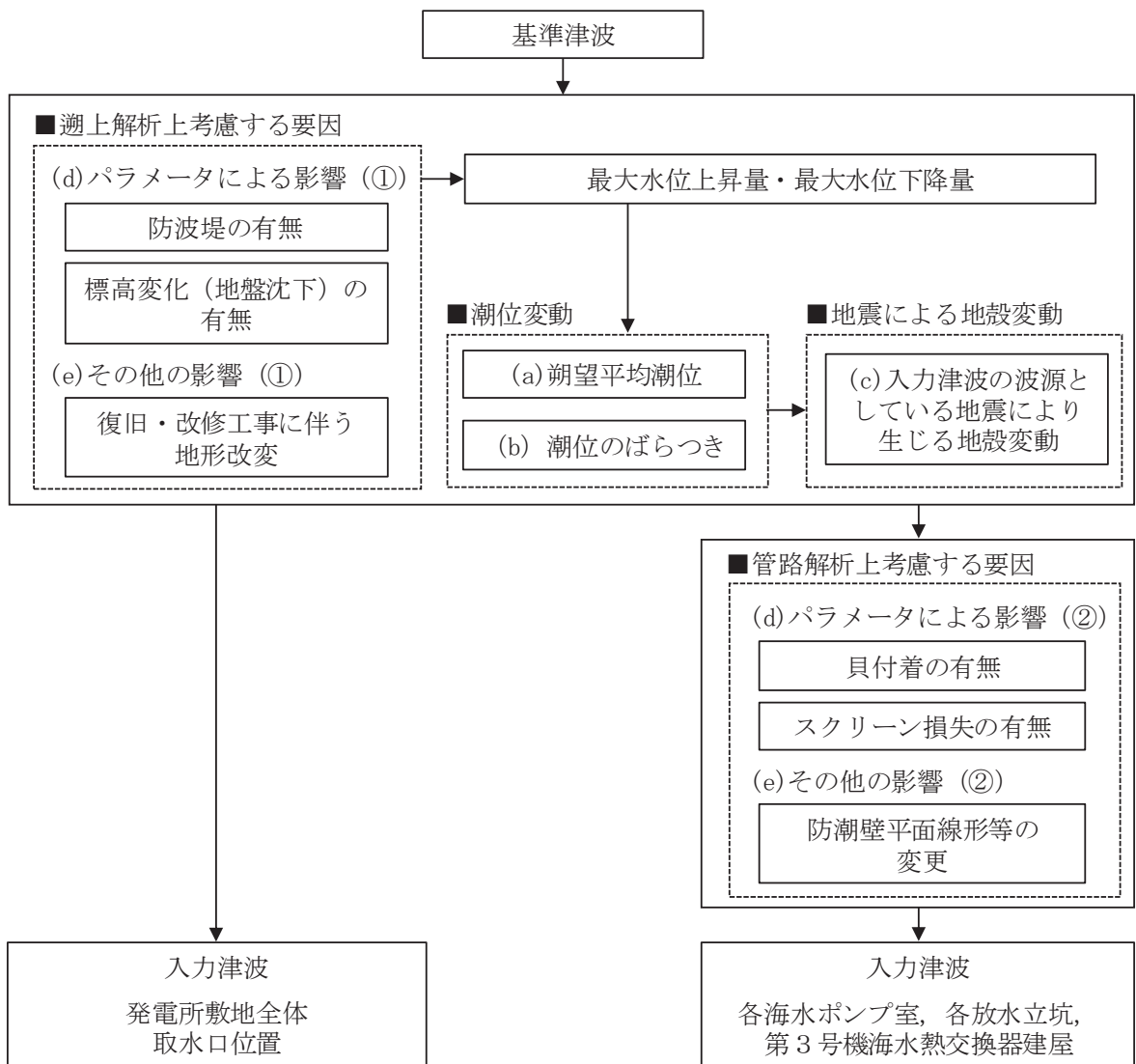


図 1.5-1 入力津波高さの算定フロー

表 1.5-2 (1) 各施設・設備の設置位置における入力津波高さに対する
パラメータによる影響の考慮の程度

設置位置	津波対策設備	設備分類	入力津波高さ (水位上昇側)	パラメータによる影響の 考慮の程度	パラメータによる 影響で考慮した 条件
発電所 敷地全体	・防潮堤 ・取放水路 流路縮小工	津波防護 施設		+0.45m	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の有無 ・標高変化（地盤沈下）の有無
	・屋外排水路 逆流防止設 備	浸水防止 設備			
第2号機 海水ポンプ 室	防潮壁	津波防護 施設		+0.87m	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の有無 ・標高変化（地盤沈下）の有無 ・貝付着の有無 ・スクリーン損失の有無
	・浸水防止蓋 ・逆止弁付 ファンネル ・貫通部止水 処置	浸水防止 設備			
第2号機 放水立坑	防潮壁	津波防護 施設		+0.26m	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の有無 ・標高変化（地盤沈下）の有無
	・逆流防止 設備 ・貫通部止水 処置	浸水防止 設備			

※1：朔望平均満潮位，入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動を考慮した津波高さ

※2：敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

※3：防潮壁平面線形等の変更前後及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

※4：遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき+0.16mを加えることで考慮

表 1.5-2 (2) 各施設・設備の設置位置における入力津波高さに対する
パラメータによる影響の考慮の程度

設置位置	津波対策設備	設備分類	入力津波高さ (水位上昇側)	パラメータ による影響の 考慮の程度	パラメータによる 影響で考慮した 条件
第3号機 海水ポン プ室	防潮壁	津波防護 施設		+0. 69m	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の有無 ・標高変化（地盤沈下）の有無 ・貝付着の有無 ・スクリーン損失の有無
	・浸水防止蓋 ・貫通部止水 処置	浸水防止 設備			
第3号機 海水熱交 換器建屋	防潮壁	津波防護 施設		+0. 72m	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の有無 ・標高変化（地盤沈下）の有無 ・貝付着の有無 ・スクリーン損失の有無
	・水密扉 ・逆止弁付 ファンネル ・浸水防止蓋	浸水防止 設備			
第3号機 放水立坑	防潮壁	津波防護 施設		+0. 27m	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の有無 ・標高変化（地盤沈下）の有無 ・スクリーン損失の有無
	・浸水防止蓋※4 ・貫通部止水 処置※4	浸水防止 設備			

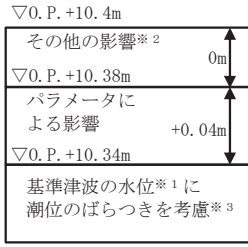
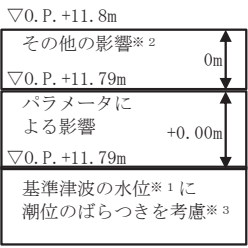
※1：朔望平均満潮位，入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動を考慮した津波高さ

※2：防潮壁平面線形等の変更前後及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

※3：遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき+0.16mを加えることで考慮。

※4：第3号機補機冷却海水系放水ピットに設置

表 1.5-2 (3) 各施設・設備の設置位置における入力津波高さに対する
パラメータによる影響の考慮の程度

経路からの津波評価	入力津波高さ (水位上昇側)	パラメータ による影響の 考慮の程度	パラメータによる 影響で考慮した 条件
第1号機海水ポンプ室位置	 <p>▽0.P. +10.4m その他の影響※2 ▽0.P. +10.38m パラメータによる影響 +0.04m ▽0.P. +10.34m 基準津波の水位※1に潮位のばらつきを考慮※3</p>	+0.04m	<ul style="list-style-type: none"> 防波堤の有無 標高変化（地盤沈下）の有無 貝付着の有無 スクリーン損失の有無
第1号機放水立坑位置	 <p>▽0.P. +11.8m その他の影響※2 ▽0.P. +11.79m パラメータによる影響 +0.00m ▽0.P. +11.79m 基準津波の水位※1に潮位のばらつきを考慮※3</p>	+0.00m	<ul style="list-style-type: none"> 防波堤の有無 標高変化（地盤沈下）の有無 スクリーン損失の有無

※1：朔望平均満潮位，入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動を考慮した津波高さ

※2：敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

※3：遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき+0.16mを加えることで考慮

表 1.5-2 (4) 各施設・設備の設置位置における入力津波高さに対する
パラメータによる影響の考慮の程度

非常用海水ポンプの取水性評価	入力津波高さ (水位下降側)	パラメータ による影響の 考慮の程度	パラメータによる 影響で考慮した 条件
取水口位置	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>基準津波の水位※¹ ▽0. P. -10. 52m</p> <p>パラメータに よる影響 -0. 97m</p> <p>潮位のばらつき -0. 10m</p> <p>その他の影響※² -0. 14m</p> <p>▽0. P. -11. 73m</p> <p>▽0. P. -11. 8m</p> </div>	-0. 97m	<ul style="list-style-type: none"> ・ 防波堤の有無 ・ 標高変化（地盤沈下）の有無
第2号機海水ポンプ室位置	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>基準津波の水位※¹に 潮位のばらつきを考慮※⁴</p> <p>▽0. P. -6. 18m</p> <p>パラメータに よる影響 -0. 16m</p> <p>その他の影響※³ -0. 03m</p> <p>▽0. P. -6. 37m</p> <p>▽0. P. -6. 4m</p> </div>	-0. 16m	<ul style="list-style-type: none"> ・ 防波堤の有無 ・ 標高変化（地盤沈下）の有無 ・ 貝付着の有無 ・ スクリーン損失の有無

※1：朔望平均干潮位を考慮した津波高さ

※2：敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

※3：防潮壁平面線形等の変更前後及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

※4：遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき-0.10mを加えることで考慮

c. パラメータによる影響が入力津波高さに与える影響

(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響

イ. 基準地震動 S_s に伴う防波堤の損傷の有無による影響

基準地震動 S_s による人工構造物の形状変化として（詳細は、「1.2 遡上・浸水域の考え方について」に記載）、地震による防波堤の損壊を想定し、防波堤がある場合とない場合（以下、「防波堤あり」及び「防波堤なし」という。）を考慮する。なお、パラメータによる影響の考慮の程度に関する検討に当たっては、現地形状を考慮し、遡上の影響については、「防波堤あり、現地形（地盤沈下なし）」を基本ケースとした。

発電所敷地全体（防潮堤）への遡上の影響について、水位上昇側（防潮堤前面）及び水位下降側（第2号機取水口前面）の遡上解析結果一覧を表 1.5-3 に示す。評価の結果、水位上昇側については、防波堤なしの場合に比べ、防波堤ありの場合の方が津波高さは高くなる傾向にある。また、水位下降側については、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合の方が津波高さは低くなる傾向にある。

ロ. 基準地震動 S_s に伴う標高変化（地盤沈下）の影響

基準地震動 S_s に伴う地形標高変化（地盤沈下）として（詳細は、「1.2 遡上・浸水域の考え方について」に記載）、揺すり込み及び液状化に伴う沈下を仮定し、入力津波の算定に影響する防潮堤より海側の地盤面が沈下しない場合と 1m 沈下する場合（以下、「現地形」及び「1m 沈下」という。）を考慮する。なお、パラメータによる影響の考慮の程度に関する検討に当たっては、現地形状を考慮し、遡上の影響については、「現地形、防波堤あり」を基本ケースとした。

発電所敷地全体（防潮堤）への遡上の影響について、水位上昇側（防潮堤前面）及び水位下降側（第2号機取水口前面）の遡上解析結果一覧を表 1.5-3 に示す。評価の結果、水位上昇側については、現地形の場合に比べ、1m 沈下の場合の方が津波高さは高くなる傾向にある。また、水位下降側については、1m 沈下の場合に比べ、現地形の場合の方が津波高さは低くなる傾向にある。

「イ. 基準地震動 S_s に伴う防波堤の損傷の有無による影響」及び「ロ. 基準地震動 S_s に伴う標高変化（地盤沈下）の影響」に示した影響評価結果から、基本ケースの水位と評価点毎の最高水位又は最低水位の差異を遡上解析におけるパラメータによる影響として考慮することとし、水位上昇側（防潮堤前面）については+0.45m、水位下降側（第2号機取水口前面）については-0.97m とした。

表 1.5-3 (1) 遡上解析結果一覧 (水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	水位 (O.P.m)
発電所 敷地全体	あり*	現地形*	+21.58*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	+23.89*
		1m沈下	+22.03				+24.34
	なし	現地形	+20.64				+22.95
		1m沈下	+21.19				+23.50

* : 基本ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-3 (2) 遡上解析結果一覧 (水位下降側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 下降量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	水位 (O.P.m)
第2号機 取水口前面	あり*	現地形*	-10.38*	朔望平均 干潮位 -0.14	-0.10	沈降を 考慮しない	-10.62*
		1m沈下	-10.36				-10.60
	なし	現地形	-11.35				-11.59
		1m沈下	-11.32				-11.56

* : 基本ケース

: 解析ケースの最低水位

(b) 管路解析におけるパラメータによる影響

イ. 防波堤の有無による影響

パラメータによる影響の考慮の程度に関する検討に当たっては、原地形状態を考慮し、「現地形、防波堤あり、貝付着あり、スクリーン損失あり」を基本ケースとした。

水位上昇側（各取放水設備）及び水位下降側（第2号機海水ポンプ室）の管路解析の結果一覧を表1.5-4に示す。評価の結果、水位上昇側については各取放水設備で傾向が異なり、第2・3号機海水ポンプ室及び第2・3号放水立坑については、防波堤なしの場合に比べ、防波堤ありの場合の方が津波高さは高くなる傾向にあり、第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑については、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合の方が津波高さは高くなる傾向にある。また、水位下降側については、防波堤なしの場合に比べ、防波堤ありの場合の方が津波高さは低くなる傾向にある。

ロ. 地形標高変化（地盤沈下）の影響

パラメータによる影響の考慮の程度に関する検討に当たっては、原地形状態を考慮し、「現地形、防波堤あり、貝付着あり、スクリーン損失あり」を基本ケースとした。

水位上昇側（各取放水設備）及び水位下降側（第2号機海水ポンプ室）の管路解析の結果一覧を表1.5-4に示す。評価の結果、水位上昇側については、各取放水設備で傾向が異なり、第2・3号機海水ポンプ室及び第2・3号機放水立坑については、現地形の場合に比べ、1m沈下の場合の方が津波高さは高くなる傾向にあり、第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑については、1m沈下の場合に比べ、現地形の場合の方が津波高さは高くなる傾向にある。また、水位下降側については、両者に有意な差は認められない。

ハ. 貝付着の有無による影響

定期点検等で清掃を実施する各取水路を対象に、貝付着がある場合とない場合（以下、「貝付着あり」及び「貝付着なし」という。）を考慮する。なお、パラメータによる影響の考慮の程度に関する検討に当たっては、原地形状態を考慮し、「防波堤あり、現地形（地盤沈下なし）、スクリーン損失あり」を基本ケースとした。

水位上昇側（各取水設備）及び水位下降側（第2号機海水ポンプ室）の管路解析の結果一覧を表1.5-4に示す。評価の結果、水位上昇側については、貝付着ありの場合に比べ、貝付着なしの場合の方が津波高さは高くなる傾向にある。また、水位下降側についても、貝付着ありの場合に比べ、貝付着なしの場合の方が津波高さは低くなる傾向にある。

ニ. スクリーン損失の有無による影響

取水口及び海水ポンプ室に設置しているスクリーンが管路解析に係る第1・2・3号機海水ポンプ室及び第1・3号機放水立坑を対象に、スクリーンがある場合とない場合（以下、「スクリーン損失あり」及び「スクリーン損失なし」という。）を考慮する。なお、パラメータによる影響の考慮の程度に関する検討に当たっては、原地形状態を考

慮し、「防波堤あり，現地形（地盤沈下なし），貝付着あり」を基本ケースとした。

水位上昇側（検討対象設備）及び水位下降側（第2号機海水ポンプ室）の管路解析の結果一覧を表1.5-4に示す。評価の結果，水位上昇側について，第2・3号機海水ポンプ室は，スクリーン損失ありの場合に比べ，スクリーン損失なしの場合の方が津波高さは高くなる傾向にあり，第1号機海水ポンプ室及び第1・3号機放水立坑については，両者に差は認められない。また，水位下降側については，スクリーン損失の有無で水位の傾向は異なるが，その差は非常に小さく，有意な差は認められない。

「イ.防波堤の有無による影響」，「ロ.地形標高変化（地盤沈下）の影響」，「ハ.貝付着の有無による影響」及び「ニ.スクリーン損失の有無による影響」に示した影響評価結果から，基本ケースの水位と評価点毎の最高水位及び最低水位の差異を管路解析におけるパラメータによる影響として考慮することとし，水位上昇側について，第2号機海水ポンプ室は+0.87m，第2号機放水立坑は+0.26m，第3号機海水ポンプ室は+0.69m，第3号機熱交換器建屋は+0.72m，第3号機放水立坑は+0.27m，第1号機海水ポンプ室は+0.04m，第1号放水立坑は影響なしとした。また，水位下降側について，第2号機海水ポンプ室は-0.16mとした。

表 1.5-4 (1) 管路解析結果一覧 (第 2 号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	水位 (O.P.m)	
第 2 号機 海水ポンプ室	あり*	現地形*	+19.14*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	あり*	+17.19*	
								なし	+17.24	
	あり*	なし	なし	なし	なし	なし	なし	あり	+17.54	
								なし	+17.60	
	あり*	あり	なし	あり	あり	なし	あり	あり	+17.31	
								なし	+17.35	
	なし	あり	1m沈下	+19.15	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	あり	+17.65
									なし	+17.71
	なし	なし	現地形	+18.91	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	あり	+17.63
									なし	+17.68
	なし	なし	なし	+18.81	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	あり	+17.98
									なし	+18.03
なし	なし	1m沈下	+18.81	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	あり	+17.67	
								なし	+17.71	
なし	なし	なし	+18.81	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	あり	+18.01	
								なし	+18.06	

* : 基本ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-4 (2) 管路解析結果一覧 (第2号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着※1	スクリーン 損失※2	水位 (O.P. m)
第2号機 放水立坑	あり*	現地形*	+17.07*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	-	+17.09*
		1m沈下	+17.21						+17.17
	なし	現地形	+17.18						+17.32
		1m沈下	+17.34						+17.35

※1 : 1系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜水点検できない構造となっており, 清掃は行わない。また, 清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると, 津波溢水に対する容量が大きくなり, 水位低減に寄与することから, 「貝付着あり」を基本条件とする。

※2 : 第2号機補機放水路は, 基準津波時に逆流防止設備により遮断されるため, 補機冷却系海水ポンプ流量が水位に与える影響はない。

* : 基本ケース

■ : 解析ケース毎の最高水位

表 1.5-4 (3) 管路解析結果一覧 (第3号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	水位 (O.P. m)				
第3号機 海水ポンプ室	あり*	現地形*	+19.35*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	あり*	+18.26*				
								なし	+18.32				
		なし	あり				なし	あり	なし	あり	あり	あり	+18.48
												なし	+18.55
	あり	なし	あり	あり	なし	あり	あり	あり	+18.36				
								なし	+18.42				
	なし	あり	なし	あり	なし	あり	なし	あり	+18.59				
								なし	+18.66				
	あり	なし	あり	あり	なし	あり	あり	あり	+18.65				
								なし	+18.71				
	なし	あり	なし	あり	なし	あり	なし	あり	+18.87				
								なし	+18.93				
あり	あり	なし	あり	あり	あり	あり	あり	+18.67					
							なし	+18.73					
なし	あり	なし	あり	なし	あり	あり	あり	+18.89					
							なし	+18.95					

* : 基本ケース

□ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-4 (4) 管路解析結果一覧 (第3号機海水熱交換器建屋, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水路前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	水位 (O.P. m)							
第3号機 海水熱交換器 建屋	あり*	現地形*	+19.35*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	あり*	+18.21*							
								なし	+18.27							
		なし	あり				なし	+19.36	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	あり	+18.46			
												なし	+18.53			
			なし				あり				あり	+19.55	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	+18.31
							なし				なし				あり	+18.37
	なし	なし	1m沈下	+19.34	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	あり	+18.57							
								あり	+18.64							
	なし	なし	現地形	+19.55	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	あり	+18.60							
								あり	+18.66							
	なし	なし	1m沈下	+19.34	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	あり	+18.85							
								なし	+18.91							
なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	あり	+18.62								
							あり	+18.68								
なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	あり	+18.87								
							なし	+18.93								

* : 基本ケース

□ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-4 (5) 管路解析結果一覧 (第3号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着※	スクリーン 損失	水位 (O.P.m)				
第3号機 放水立坑	あり*	現地形*	+17.07*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	あり*	+17.17*				
		1m沈下	+17.21					なし	+17.17				
	なし	現地形	+17.18				あり	あり	+17.28				
		1m沈下	+17.34					あり	+17.40				

※ : 1系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜水点検できない構造となっており, 清掃は行わない。また, 清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると, 津波溢水に対する容量が大きくなり, 水位低減に寄与することから, 「貝付着あり」を基本条件とする。

* : 基本ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-4 (6) 管路解析結果一覧 (第 1 号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	水位 (O.P.m)			
第 1 号機 海水ポンプ室	あり*	現地形*	+18.41*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	あり*	+10.34*			
								なし	+10.34			
		なし	あり				なし	あり	なし	あり	あり	+10.38
											なし	+10.38
	なし	あり	1m沈下	+18.35			あり	あり	+10.34			
								なし	+10.34			
		なし	現地形				+18.39			あり	あり	+10.38
											なし	+10.30
	なし	なし	1m沈下	+18.47			あり	あり	+10.34			
								なし	+10.31			
		なし	なし				なし	なし	なし	なし	あり	+10.31
											なし	+10.34

* : 基本ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-4 (7) 管路解析結果一覧 (第 1 号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着*	スクリーン 損失	水位 (O.P. m)			
第 1 号機 放水立坑	あり*	現地形*	+16.39*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	あり*	+11.79*			
		1m沈下	+16.70					なし	+11.79			
	なし	現地形	+17.71				あり	あり	+11.76			
		1m沈下	+17.60					あり	+11.61			
	なし	なし	なし				なし	あり	なし	あり	あり	+11.61
												あり
								なし	+11.58			

※ : 1 系統のみであるとともに水深が深いこと等から放水点検できない構造となっており, 清掃は行わない。また, 清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると, 津波溢水に対する容量が大きくなり, 水位低減に寄与することから, 「貝付着あり」を基本条件とする。

* : 基本ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-4 (8) 管路解析結果一覧 (第2号機海水ポンプ室, 水位下降側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 下降量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	水位 (O.P.m)
第2号機 海水ポンプ室	あり*	現地形*	-10.30*				あり*	あり*	-6.18*
								なし	-6.18
	あり*	なし						あり	-6.33
								なし	-6.33
	あり*	1m沈下		-10.32				あり	-6.18
								なし	-6.19
	なし							あり	-6.33
								なし	-6.34
	なし				朔望平均 干潮位 -0.14	-0.10	沈降を 考慮しない	あり	-6.16
								なし	-6.15
	なし		現地形	-11.33				あり	-6.32
								なし	-6.34
	なし		1m沈下	-11.28				あり	-6.16
								なし	-6.17
	なし							あり	-6.32
								なし	-6.34

* : 基本ケース

: 解析ケースの最高水位

(c) その他の影響による影響

イ. 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響

2011年東北地方太平洋沖地震に伴い被災した敷地周辺地域で進められている復旧・改修工事に伴う地形改変として、地形改変がある場合とない場合（以下、「地形改変あり」及び「地形改変なし」という。）を考慮する。復旧・改修工事に伴う地形改変の影響の程度に関する検討に当たっては、遡上解析及び管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケースの条件を基本ケースとした。なお、管路解析については、防潮壁の平面線形等の変更を考慮した。

水位上昇側（第2・3号機海水ポンプ室、第2・3号機放水立坑）及び水位下降側（第2号機海水ポンプ室）の管路解析の結果一覧を表1.5-5に示す。評価の結果、水位上昇側について、地形改変ありの場合に比べ、地形改変なしの場合の方が津波高さは高くなる傾向にある。水位下降側については、地形改変なしの場合に比べ、地形改変ありの場合の方が津波高さは低くなる傾向にある。

ロ. 防潮壁平面線形等の変更の影響

防潮壁の詳細設計を反映した平面線形等が関係する第2・3号機海水ポンプ室及び第2・3号機放水立坑を対象に、変更がある場合とない場合（以下、「平面線形等の変更あり」及び「平面線形等の変更なし」という。）を考慮する。防潮壁平面線形等の変更による影響の程度に関する検討に当たっては、管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケースの条件を基本ケースとした。

水位上昇側（第2・3号機海水ポンプ室、第2・3号機放水立坑）及び水位下降側（第2号機海水ポンプ室）の管路解析の結果一覧を表1.5-6に示す。評価の結果、水位上昇側について、平面線形等の変更ありの場合に比べ、平面線形等の変更なしの場合の方が津波高さは高くなる。水位下降側については、平面線形等の変更なしの場合に比べ、平面線形等の変更ありの場合の方が津波高さは低くなる傾向にある。

「イ. 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響」及び「ロ. 防潮壁平面線形等の変更の影響」に示した影響評価結果から、基本ケースの水位と評価点毎の最高水位又は最低水位の差異をその他の影響として考慮することとし、水位上昇側については、いずれの設備も水位が低くなることから考慮しないこととし、水位下降側については、第2号機海水ポンプ室の水位が低くなることから -0.03m の影響を考慮することとした。敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変及び防潮壁の詳細設計に伴う防潮壁平面線形等の変更の考慮前後の津波高さ一覧を表1.5-7に示す。

表 1.5-5 (1) 遡上解析結果一覧 (水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	湖望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	水位 (O.P.m)
発電所 敷地全体	あり*	現地形	なし	+21.58	湖望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	+23.89
			あり	+21.43				+23.74
			なし*	+22.03*				+24.34*
	あり	+21.85	+24.16					
	なし	現地形	なし	+20.64				+22.95
			あり	+20.61				+22.92
			なし	+21.19				+23.50
			1m沈下	あり				+20.92

* : 遡上解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (2) 遡上解析結果一覧 (水位下降側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	取水口前面 最大水位 下降量 (m)	朔望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	地震により生 じる地殻変動 (m)	水位 (O. P. m)
第2号機 取水口前面	あり	現地形	なし	-10.38	朔望平均 干潮位 -0.14	-0.10	沈降を 考慮しない	-10.62
			あり	-10.50				-10.74
		なし	-10.36	-10.60				
		あり	-10.53	-10.77				
	なし*	現地形*	なし*	-11.35*				-11.59*
			あり	-11.49				-11.73
		1m沈下	なし	-11.32				-11.56
			あり	-11.45				-11.69

* : 遡上解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (3) 管路解析結果一覧 (第2号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P. m)
第2号機 海水ポンプ室	あり	現地形	なし	+19.14	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	あり	+17.52
			あり	+19.09				あり	+17.52		
		1m沈下	なし	+19.15				なし	なし	あり	+17.63
			あり	+19.10				なし	なし	あり	+17.63
	なし*	現地形	なし	+18.91				なし	なし	あり	+17.94
			あり	+18.91				なし	なし	あり	+17.95
		1m沈下*	なし	+18.81*				なし*	なし*	あり*	+17.98*
			あり	+18.81				なし*	なし*	あり*	+17.98

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (4) 管路解析結果一覧 (第2号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着※1	スクリーン 損失※2	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)			
第2号機 放水立坑	あり	現地形	なし	+17.07	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	—	あり	+16.33			
			あり	+17.00							+16.33			
		なし	+17.21	+16.39										
		あり	+17.18	+16.39										
	なし*	現地形	なし	なし				+17.18	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	—	あり	+16.50
				あり				+17.15						+16.50
			なし*	+17.34*				+16.52*						
			あり	+17.28				+16.52						

※1 : 1系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜水点検できない構造となっており, 清掃は行わない。また, 清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると, 津波溢水に対する容量が大きくなり, 水位低減に寄与することから, 「貝付着あり」を基本条件とする。

※2 : 第2号機補機放水路は, 基準津波時に逆流防止設備により遮断されるため, 補機冷却系海水ポンプ流量が水位に与える影響はない。

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (5) 管路解析結果一覧 (第3号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)
第3号機 海水ポンプ室	あり	現地形	なし	+19.35*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	あり	+18.45
			あり	+19.28				あり	+18.40		
		1m沈下	なし	+19.36				なし	なし	あり	+18.56
			あり	+19.28				あり	+18.51		
		なし*	現地形	なし				+19.55	なし	なし	+18.83
				あり				+19.48	あり	+18.78	
	1m沈下*		なし	+19.34	なし*	なし*	あり*	+18.85*			
			あり	+19.26	なし*	なし*	あり*	+18.80			

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (6) 管路解析結果一覧 (第3号機海水熱交換器建屋, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	湖望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)	
第3号機 海水熱交換器 建屋	あり	現地形	なし	+19.35*	湖望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	あり	+18.43	
			あり	+19.28							+18.38	
		なし	+19.36	+18.54								
		あり	+19.28	+18.49								
	なし*	現地形	なし	+19.55				なし	なし	あり	+18.81	
			あり	+19.48							+18.76	
		なし	+19.34	+18.83*								
		あり	+19.26	+18.78								

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (7) 管路解析結果一覧 (第3号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着*	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)	
第3号機 放水立坑	あり	現地形	なし	+17.07	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	なし	あり	+16.41	+16.41
			あり	+17.00							+16.50	+16.50
		なし	+17.21	+16.50							+16.50	
		あり	+17.18	+16.59							+16.59	
	なし*	現地形	なし	+17.18	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	なし	あり	+16.59	+16.59
			あり	+17.15							+16.62*	+16.62*
		なし*	+17.34*	+16.62*							+16.62*	
		あり	+17.28	+16.62*							+16.62*	

※ : 1系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜水点検できない構造となっており, 清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると, 津波溢水に対する容量が大きくなり, 水位低減に寄与ことから, 「貝付着あり」を基本条件とする。

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (8) 管路解析結果一覧 (第1号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 満潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更*	水位 (O.P.m)
第1号機 海水ポンプ室	あり*	現地形	なし	+18.41	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	—	+10.38
			あり	+18.37				なし	なし	—	+10.37
			なし*	+18.35*				なし*	なし*	—	+10.38*
		あり	+18.35	あり				あり	—	+10.37	
		なし	+18.39	なし				なし	—	+10.34	
		あり	+18.42	あり				あり	—	+10.32	
	なし	1m沈下*	なし	+18.47	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	—	+10.34
			あり	+18.43				あり	あり	—	+10.33

※ : 該当設備なし。

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (9) 管路解析結果一覧 (第 1 号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着※1	スクリーン 損失	防波壁 平面線形等 の変更※2	水位 (O.P. m)	
											基本	解析
第 1 号機 放水立坑	あり*	現地形*	なし*	+16.39*	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり*	なし*	—	基本	+11.79
			あり	+16.40							解析	+11.77
		なし	+16.70	基本							+11.76	
		あり	+16.71	解析							+11.74	
	なし	現地形	なし	+17.71	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	なし	—	基本	+11.61
			あり	+17.74							解析	+11.58
		なし	+17.60	基本							+11.58	
		あり	+17.63	解析							+11.56	

※1 : 1 系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜水点検できない構造となっており、清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると、津波溢水に対する容量が大きくなり、水位低減に寄与することから、「貝付着あり」を基本条件とする。

※2 : 該当設備なし。

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-5 (10) 管路解析結果一覧 (第2号機海水ポンプ室, 水位下降側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	取水口前面 最大水位 下降量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝附着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)
第2号機 海水ポンプ室	あり*	現地形*	なし*	-10.30*	朔望平均 干潮位 -0.14	-0.10	沈降を 考慮しない	なし*	なし*	あり*	-6.36*
			あり	-10.46							-6.37
		なし	-10.32	-6.36							
	なし	1m沈下	あり	-10.46				なし	あり	-6.37	
			なし	-11.33						-6.34	
			あり	-11.47						-6.35	
	なし	1m沈下	なし	-11.28				なし	あり	-6.34	
			あり	-11.38						-6.35	

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-6 (1) 管路解析結果一覧 (第2号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)	
第2号機 海水ポンプ室	あり	現地形	+19.14	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	なし	+17.60	
		1m沈下	+19.15						あり	+17.52	
	なし*	現地形	+18.91	なし*	なし*	なし*	なし*	なし*	なし	+17.71	
		1m沈下*	+18.81*						あり	+17.63	
										なし*	+18.06*
										あり	+17.98

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-6 (2) 管路解析結果一覧 (第2号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着 ^{*1}	スクリーン 損失 ^{*2}	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P. m)				
第2号機 放水立坑	あり	現地形	+17.07	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	—	なし	+17.09				
		1m沈下	+17.21							あり	+16.33			
	なし*	現地形	+17.18				あり*	—	なし	あり	—	あり	+17.17	
		1m沈下*	+17.34*										なし*	+17.32
													あり	+16.50
													あり	+17.35*
									あり	+16.52				

※1 : 1系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜水点検できない構造となっており, 清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると, 津波溢水に対する容量が大きくなり, 水位低減に寄与することから, 「貝付着あり」を基本条件とする。

※2 : 第2号機補機放水路は, 基準津波時に逆流防止設備により遮断されるため, 補機冷却系海水ポンプ流量が水位に与える影響はない。

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-6 (3) 管路解析結果一覧 (第3号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面形状等 の変更	水位 (O.P. m)	
第3号機 海水ポンプ室	あり	現地形	+19.35	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	なし	+18.55	
		1m沈下	+19.36						あり	+18.45	
	なし*	現地形	+19.55				なし*	なし*	なし	あり	+18.66
		1m沈下*	+19.34*						あり	+18.83	

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-6 (4) 管路解析結果一覧 (第3号機海水熱交換器建屋, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)	
第3号機 海水熱交換器 建屋	あり	現地形	+19.35	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	なし	なし	なし	+18.53	
		1m沈下	+19.36						あり	+18.43	
	なし*	現地形	+19.55	なし*	なし*	なし*	なし*	なし*	なし	+18.64	
		1m沈下*	+19.34*						あり	+18.54	

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-6 (5) 管路解析結果一覧 (第3号機放水立坑, 水位上昇側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	放水口前面 最大水位 上昇量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着*	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P.m)	
第3号機 放水立坑	あり	現地形	+17.07	朔望平均 満潮位 +1.43	+0.16	沈降を考慮 +0.72	あり	なし	なし	+17.17	
		1m沈下	+17.21							+16.41	
		現地形	+17.18							+17.28	
		1m沈下*	+17.34*							+16.50	
	なし*	なし*	なし*	なし*	なし*	なし*	あり	なし*	なし	あり	+17.40
											+16.59
											+17.44*
											+16.62

※ : 1系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜点検できない構造となっており, 清掃は行わない。また, 清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると, 津波溢水に対する容量が大きくなり, 水位低減に寄与することから, 「貝付着あり」を基本条件とする。

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

■ : 解析ケースの最高水位

表 1.5-6 (6) 管路解析結果一覧 (第2号機海水ポンプ室, 水位下降側)

設定位置	防波堤	標高変化 (地盤沈下)	取水口前面 最大水位 下降量 (m)	朔望平均 潮位 (m)	潮位の ばらつき (m)	地震により 生じる地殻 変動 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	水位 (O.P. m)				
第2号機 海水ポンプ室	あり*	現地形	-10.30	朔望平均 干潮位 -0.14	-0.10	沈降を 考慮しない	なし	なし	なし	-6.33				
		1m沈下*	-10.32*							-6.36				
	なし	現地形	-11.33				なし	なし	なし	なし	なし	あり	-6.34*	
		1m沈下	-11.28										-6.36	
	なし	なし	なし				なし	なし	なし	なし	なし	なし	あり	-6.34
														-6.34
	なし	なし	なし				なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	-6.34
														-6.34

* : 管路解析のパラメータによる影響を考慮した最大ケース

: 解析ケースの最高水位

表 1.5-7 (1) 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変及び防潮壁の詳細設計に伴う
防潮壁平面線形等の変更の考慮前後の津波高さ一覧 (水位上昇側)

設定位置		変更前 (考慮前) (O.P.)	変更後 (考慮後) (O.P.)	その他の影響
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)		+24.34m	+24.16m	0m (-0.18m)
防潮堤 (盛土堤防)		+24.34m	+24.16m	0m (-0.18m)
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)		+18.06m	+17.98m	0m (-0.08m)
防潮壁 (第2号機放水立坑)		+17.35m	+16.52m	0m (-0.83m)
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)		+18.95m	+18.80m	0m (-0.15m)
防潮壁 (第3号機熱交換器建屋)		+18.93m	+18.78m	0m (-0.15m)
防潮壁 (第3号機放水立坑)		+17.44m	+16.62m	0m (-0.82m)
取放水路流路縮小工 (第1号機取水路)		+24.34m	+24.16m	0m (-0.18m)
取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)		+24.34m	+24.16m	0m (-0.18m)
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)		+24.34m	+24.16m	0m (-0.18m)
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)		+24.34m	+24.16m	0m (-0.18m)
第2号機 海水ポンプ室	浸水防止蓋	+18.06m	+17.98m	0m (-0.08m)
	逆止弁付ファンネル			
	貫通部止水処置			
第2号機 放水立坑	逆流防止設備	+17.35m	+16.52m	0m (-0.83m)
	貫通部止水処置			
第3号機 海水ポンプ室	浸水防止蓋	+18.95m	+18.80m	0m (-0.15m)
	貫通部止水処置			
第3号機海水熱 交換器建屋	水密扉	+18.93m	+18.78m	0m (-0.15m)
	逆止弁付ファンネル			
	浸水防止蓋			
第3号機補機 冷却海水系 放水ピット	浸水防止蓋	+17.44m	+16.62m	0m (-0.82m)
	貫通部止水処置			
第1号機海水ポンプ室		+10.38m	+10.37m	0m (-0.01m)
第1号機放水立坑		+11.79m	+11.77m	0m (-0.02m)

表 1.5-7 (2) 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変及び防潮壁の詳細設計に伴う
防潮壁平面線形等の変更の考慮前後の津波高さ一覧（水位下降側）

設定位置	変更前（考慮前） (O.P.)	変更後（考慮後） (O.P.)	その他の影響
第2号機取水口前面	-11.59m	-11.73m	-0.14m
第2号機海水ポンプ室	-6.34m	-6.37m	-0.03m

(d) パラメータによる影響が入力津波高さに与える影響のまとめ

「(a)遡上解析におけるパラメータによる影響」、「(b)管路解析におけるパラメータによる影響」及び「(c)その他の影響による影響」の結果を踏まえ設定した各施設・設備の設置位置における入力津波高さ一覧を表 1.5-8 に示す。

表 1.5-8 (1) 各施設・設備の設置位置における入力津波高さ一覧

区分	設定位置	入力津波高さ	入力津波高さが有する数値計算上の不確かさ						管路解析上考慮する要因				
			パラメータによる影響		その他の影響	潮位変動		地震による地殻変動	パラメータによる影響		その他の影響		
			防波堤	標高変化(地盤沈下)		復旧・改修工事に伴う地形改変	朔望平均潮位		潮位のばらつき	貝付着		スクリン損失	
水位 上 側	防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	0.P. +24.4m	あり	1m沈下	なし				—	—	—		
	防潮堤 (盛土堤防)	0.P. +24.4m	あり	1m沈下	なし				—	—	—		
	防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	0.P. +18.1m	なし	1m沈下	なし				なし	なし	なし		
	防潮壁 (第2号機放水立坑)	0.P. +17.4m	なし	1m沈下	なし				あり	なし	なし		
	防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	0.P. +19.0m	なし	1m沈下	なし				なし	なし	なし		
	防潮壁 (第3号機海水熱交換器建屋)	0.P. +19.0m	なし	1m沈下	なし				なし	なし	なし		
	防潮壁 (第3号機放水立坑)	0.P. +17.5m	なし	1m沈下	なし				あり	なし	なし		
	取放水路流路縮小工 (第1号機取水路)	0.P. +24.4m	あり	1m沈下	なし					—	—	—	
	取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)	0.P. +24.4m	あり	1m沈下	なし					—	—	—	
	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)	0.P. +24.4m	あり	1m沈下	なし					—	—	—	
	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	0.P. +24.4m	あり	1m沈下	なし					—	—	—	
	第2号機海水ポンプ室	浸水防止蓋											
		逆止弁付ファンネル	0.P. +18.1m	なし	1m沈下	なし					なし	なし	なし
	第2号機放水立坑	貫通部止水処置											
補機冷却海水系放水路逆流防止設備													
	貫通部止水処置	0.P. +17.4m	なし	1m沈下	なし					なし	なし	なし	

表 1.5-8 (2)

各施設・設備の設置位置における入力津波高さ一覧

区分	設定位置	入力津波高さ	入力津波高さが有する数値計算上の不確かさ									
			遡上解析上考慮する要因			管路解析上考慮する要因						
			パラメータによる影響	その他の影響	潮位変動	地震による地殻変動	パラメータによる影響	その他の影響				
水位 上昇 側	第3号機海水ポンプ室	浸水防止蓋	なし	1m沈下	なし	潮位のばらつき	沈降を考慮 +0.72m	貝付着	スクリン 損失	なし	防潮壁 平面線形 等の変更	
		貫通部止水処置						なし	なし			なし
	第3号機海水熱交換器 建屋	水密扉	0.P. +19.0m	なし	1m沈下	なし	潮望平均 満潮位 +1.43m	なし	なし	なし	なし	なし
		浸水防止蓋	0.P. +17.5m	なし	1m沈下	なし	なし	なし	なし	あり	なし	なし
	貫通部止水処置*	0.P. +10.4m	あり	1m沈下	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
	水位 下降 側	第1号機海水ポンプ室	0.P. +11.8m	あり	なし	なし	潮望平 干潮位 -0.14m	沈降を 考慮 しない	あり	なし	なし	なし
		第2号機取水口前面	0.P. -1.8m	なし	なし	なし	あり	なし	なし	なし	なし	なし
第2号機海水ポンプ室												

*：第3号機補機冷却海水系放水ピットに設置

(参考1) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び復旧・改修工事に伴う地形改変の影響を考慮した入力津波評価について

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。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は、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としている。また、耐津波設計に関する入力条件等の現場確認プロセスについては、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・再評価を実施するとしている。現場確認プロセスの詳細を「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」に示す。

遡上解析に関する敷地モデルについて、敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変を含めて、基本設計段階で作成したモデルに変更はないものの、耐津波設計に関する入力条件等については、詳細設計に伴い基本設計段階から各防潮壁の平面線形を変更したとともに、第2号機及び第3号機海水ポンプ室の躯体補強（増厚）により躯体形状を変更したことから、あらためて入力津波評価を実施した。

なお、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津波のパラメータである入力津波高さ及び流速の設定に当たっては、詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更前後及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変前後の数値を比較し、安全側に評価する。

2. 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更

(1) 防潮壁

詳細設計に伴い基本設計段階から各防潮壁の平面線形を変更した。詳細設計を反映した防潮壁の平面配置（変更前後）を図 2-1 に、防潮壁面積（変更前後）を表 2-1 に示す。

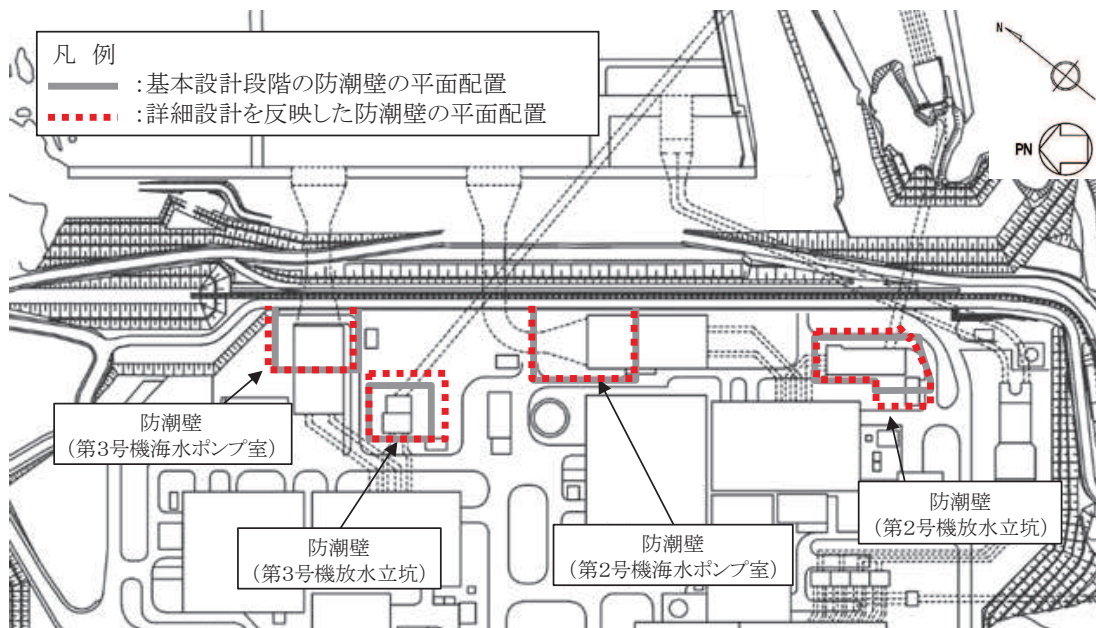


図 2-1 詳細設計を反映した防潮壁の平面配置（変更前後）

表 2-1 詳細設計を反映した防潮壁面積（変更前後）

防潮壁	変更前 (基本設計段階)	変更後 (詳細設計段階)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	2750m ²	2870m ²
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	1870m ²	2650m ²
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	1960m ²	2030m ²
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	1300m ²	1820m ²

(2) 第2号機及び第3号機海水ポンプ室

詳細設計に伴う躯体補強（増厚）により基本設計段階から躯体形状を変更した。第2号機海水ポンプ室の躯体形状（変更後）を図2-2に、第3号機海水ポンプ室の躯体形状（変更後）を図2-3に示す。また、詳細設計を反映した非常用取水設備の貯留量（変更前後）を表2-2に示す。

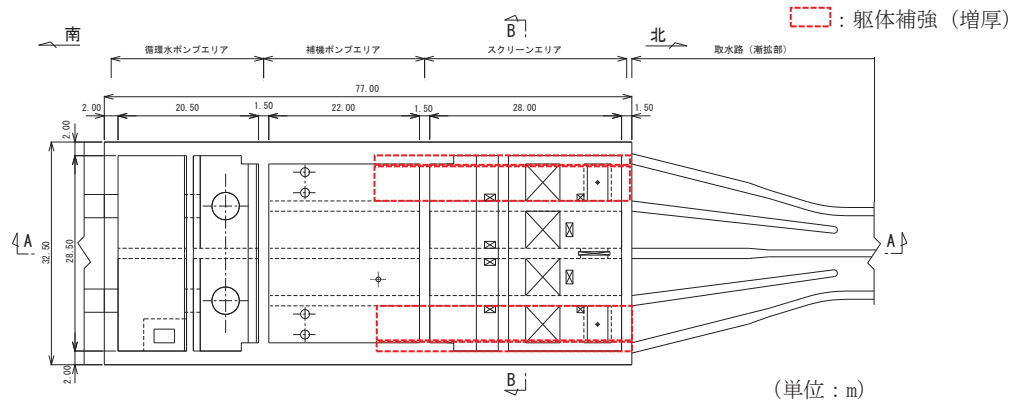


図 2-2(1) 第2号機海水ポンプ室平面図

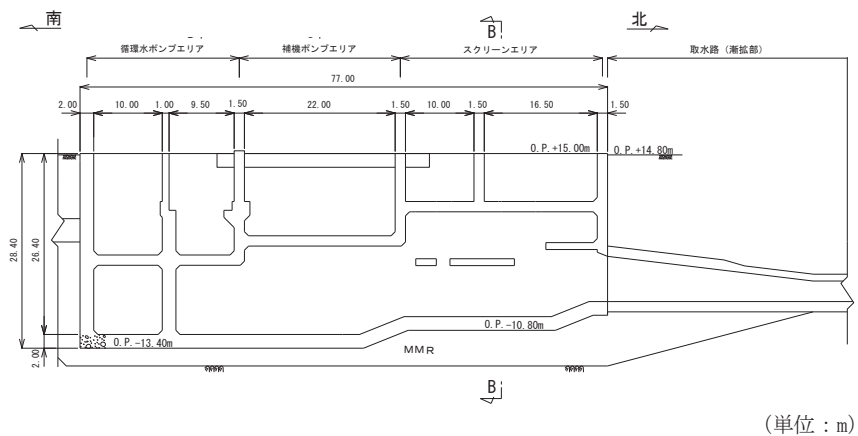


図 2-2(2) 第2号機海水ポンプ室縦断図（A-A）

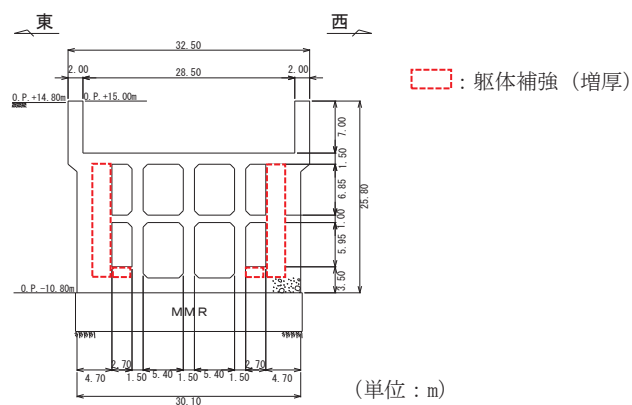


図 2-2(3) 第2号機海水ポンプ室断断図（B-B）

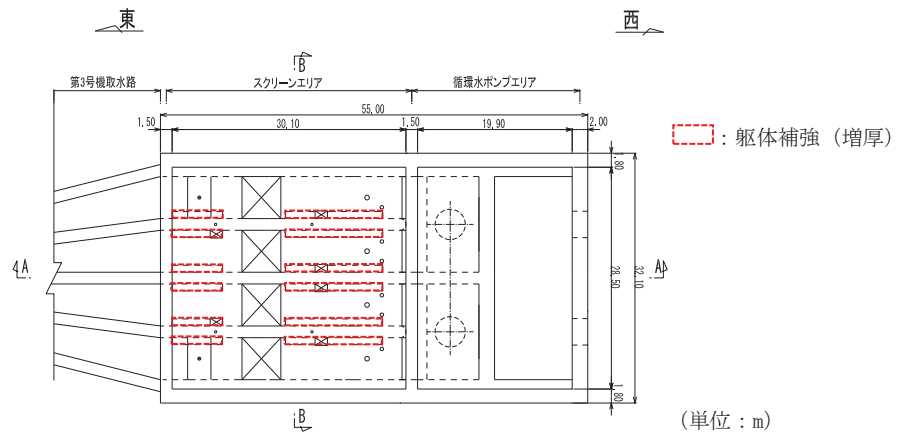


図 2-3(1) 第 3 号機海水ポンプ室平面図

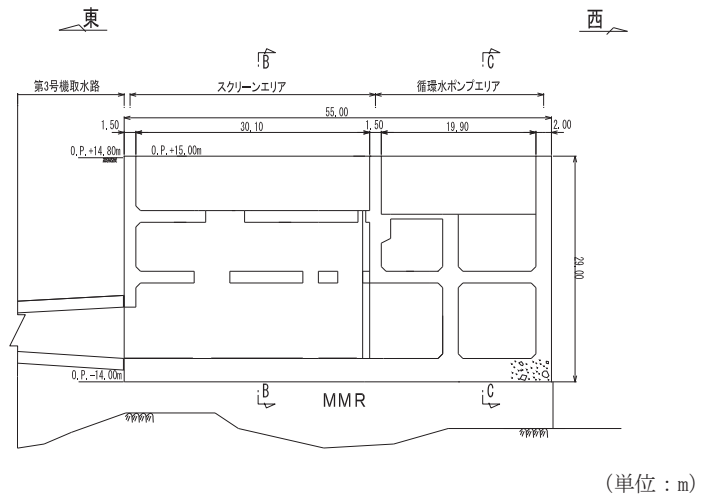


図 2-3(2) 第 3 号機海水ポンプ室縦断図 (A-A)

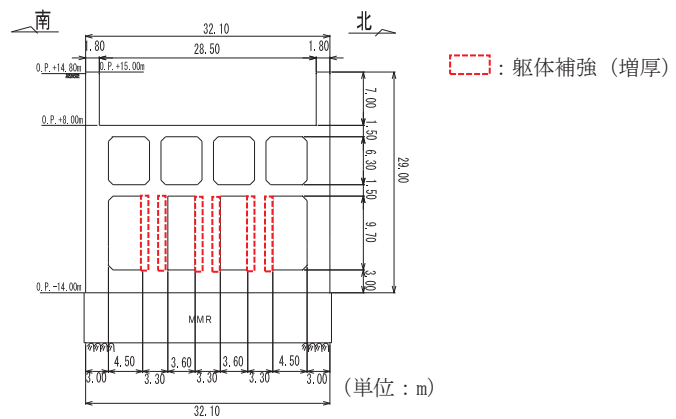


図 2-3(3) 第 3 号機海水ポンプ室断断図 (B-B)

表 2-2 詳細設計を反映した第 2 号機海水ポンプ室の貯留量（変更前後）

貯留量	変更前 (基本設計)	変更後 (詳細設計)
非常用取水設備*1	5100m ²	4300m ² *2

*1：貯留堰，取水口，取水路及び海水ポンプ室で確保する水量の合計値を示す。

*2：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。

3. 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変

2011 年東北地方太平洋沖地震に伴い被災した地域では，防波堤・防潮堤の建設や住宅の高台移転等を目的とした造成による復旧・改修工事が計画されており，発電所の位置する宮城県では，ほぼ全ての計画箇所です工事が進められている。宮城県における防潮堤の建設計画を図 3-1 に示す。

宮城県における防潮堤災害復旧・復興の進捗状況

宮城県では、復旧・復興事業を実施するほぼ全ての箇所で着手済み、約6割の213箇所で完成済み。



海岸堤防(防潮堤)の復旧・復興状況について (R2年2月末)

区分	事業者	復旧・復興計画		工事着手済		工事着手率(%)		完了	
		箇所数	延長km	箇所数	延長km	箇所	延長	箇所数	延長km
農地海岸	国・県	98	26.2	98	26.2	100%	100%	89	25.6
漁港海岸	国・県・市・町	145	83.3	143	82.1	99%	99%	45	21.7
建設海岸	国・県	66	62.0	66	62.0	100%	100%	47	50.2
港湾海岸	県	37	54.3	37	54.3	100%	100%	16	10.8
治山	国・県	23	13.5	23	13.5	100%	100%	16	9.8
合計		369	239.3	367	238.1	99%	99%	213	118.1

・表中の工事着手済、工事着手率及び完了の黒字アンダーラインは、前回(R1.11月末)時点からの変更になります。

凡例



環境・景観等に配慮した防潮堤の整備(中島海岸)

気仙沼市本吉町に位置する中島海岸は、東日本大震災により発生した津波等の影響により、防潮堤等の施設が大きな被害を受けました。施設の復旧に当たっては、比較的頻度の高い(数十年から百数十年に一度)津波に対する高さ(T.P+14.7m)で防潮堤の整備を行い、平成30年5月に防潮堤部分が完成しました。

中島海岸では、現在、環境や景観等に配慮するため、専門家から樹種の選定や植栽方法についてご意見をいただきながら、防潮堤の緑化整備を進めています。

中島海岸(緑化整備に関する検討会)

図 3-1 海岸線における防潮堤建設計画(令和2年2月末)(宮城県(2020))

4. 入力津波評価

4.1 入力津波高さ

(1) 水位上昇側

詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の津波高さの比較から、安全側に評価した入力津波高さを表 4-1 に示す。

表 4-1 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の津波高さ及び入力津波高さ（水位上昇側）

設備名称		変更前（考慮前） (O.P.)	変更後（考慮後） (O.P.)	入力津波高さ (O.P.)	設計津波水位 (O.P.)
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)		+24.34m	+24.16m	+24.4m	+24.9m
防潮堤 (盛土堤防)		+24.34m	+24.16m	+24.4m	+24.9m
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)		+18.06m	+17.98m	+18.1m	+18.6m
防潮壁 (第2号機放水立坑)		+17.35m	+16.52m	+17.4m	+17.9m
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)		+18.95m	+18.80m	+19.0m	+19.5m
防潮壁 (第3号機熱交換器建屋)		+18.93m	+18.78m	+19.0m	+19.5m
防潮壁 (第3号機放水立坑)		+17.44m	+16.62m	+17.5m	+18.0m
取放水路流路縮小工 (第1号機取水路)		+24.34m	+24.16m	+24.4m	+24.9m
取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)		+24.34m	+24.16m	+24.4m	+24.9m
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)		+24.34m	+24.16m	+24.4m	+24.9m
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)		+24.34m	+24.16m	+24.4m	+24.9m
第2号機 海水ポンプ室	浸水防止蓋	+18.06m	+17.98m	+18.1m	+18.6m
	逆止弁付ファンネル				
	貫通部止水処置				
第2号機 放水立坑	逆流防止設備	+17.35m	+16.52m	+17.4m	+17.9m
	貫通部止水処置				
第3号機 海水ポンプ室	浸水防止蓋	+18.95m	+18.80m	+19.0m	+19.5m
	貫通部止水処置				
第3号機海水熱 交換器建屋	水密扉	+18.93m	+18.78m	+19.0m	+19.5m
	逆止弁付ファンネル				
	浸水防止蓋				
第3号機補機冷 却海水系 放水ピット	浸水防止蓋	+17.44m	+16.62m	+17.5m	+18.0m
	貫通部止水処置				
第1号機海水ポンプ室		+10.38m	+10.37m	+10.4m	—
第1号機放水立坑		+11.79m	+11.77m	+11.8m	—

(2) 水位下降側

a. 入力津波高さ

詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の津波高さの比較から、安全側に評価した入力津波高さを表 4-2 に示す。

表 4-2 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の津波高さ及び入力津波高さ（水位下降側）

設定位置	変更前 (考慮前) (O.P.)	変更後 (考慮後) (O.P.)	入力津波高さ (O.P.)	設計津波水位 (O.P.)
第2号機取水口前面	-11.59m	-11.73m	-11.8m	—
第2号機海水ポンプ室	-6.34m	-6.37m	-6.4m	—
貯留堰 (No.1), (No.2), (No.3), (No.4), (No.5), (No.6)	-6.3m ^{*1} -5.3m ^{*2}	-6.3m ^{*1} -5.3m ^{*2}	-6.3m ^{*1} -5.3m ^{*2}	—

*1：朝倉式を適用する場合に用いる水位であり、津波が貯留堰を越流する直前の津波高さである。潮位変動として「朔望平均干潮位」(O.P. -0.14m) 及び「潮位のぼらつき」(-0.10m) を考慮している。

*2：静水圧差を適用する場合に用いる水位であり、津波による貯留堰の内外の水位差が最大となる津波高さである。潮位変動として「朔望平均干潮位」(O.P. -0.14m) 及び「潮位のぼらつき」(-0.10m) を考慮している。

b. 貯留堰の天端高さを下回る時間

敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変前後の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形及び貯留堰の天端高さを下回る時間を図4-1に示す。

復旧・改修工事に伴う地形改変前後で、第2号機取水口前面における水位時刻歴波形及び貯留堰の天端高さを下回る時間に有意な差はなく、貯留堰の天端高さを下回る時間は約4分間である。

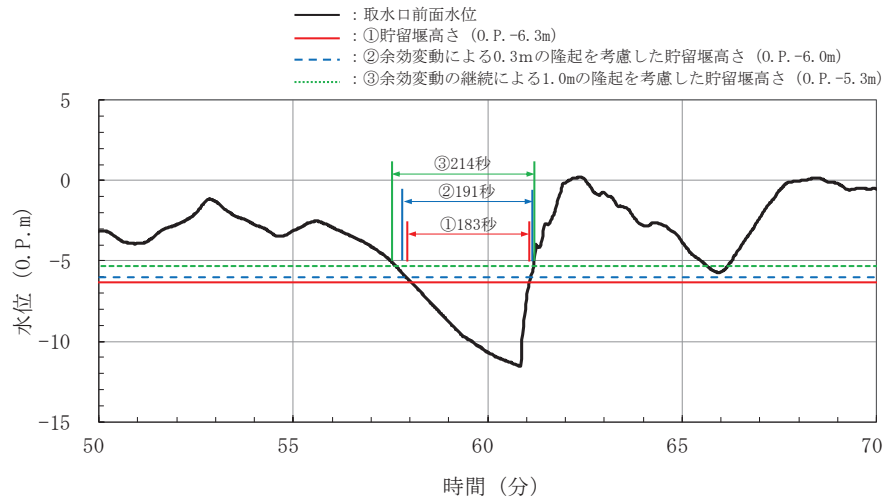


図4-1(1) 第2号機取水口前面における水位時刻歴波形及び貯留堰天端高さを下回る時間
(復旧・改修工事に伴う地形改変前)

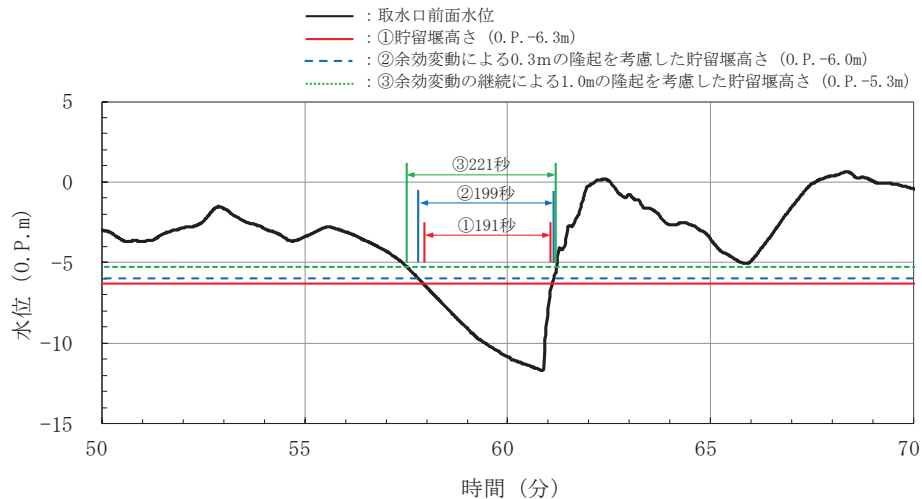


図4-1(2) 第2号機取水口前面における水位時刻歴波形及び貯留堰天端高さを下回る時間
(復旧・改修工事に伴う地形改変後)

c. 第2号機海水ポンプ室の水位時刻歴波形

詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更前後の第2号機海水ポンプ室の水位時刻歴波形を図4-2に示す。

同時刻歴波形に有意な差はなく、防潮壁平面線形等の変更が水位時刻歴波形に及ぼす影響はないことを確認した。

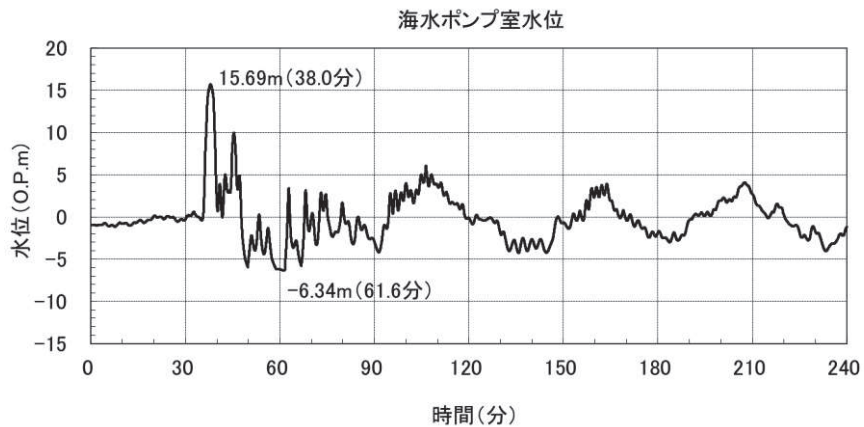


図4-2(1) 第2号機海水ポンプ室の時刻歴波形
(防潮壁平面線形等の変更前)

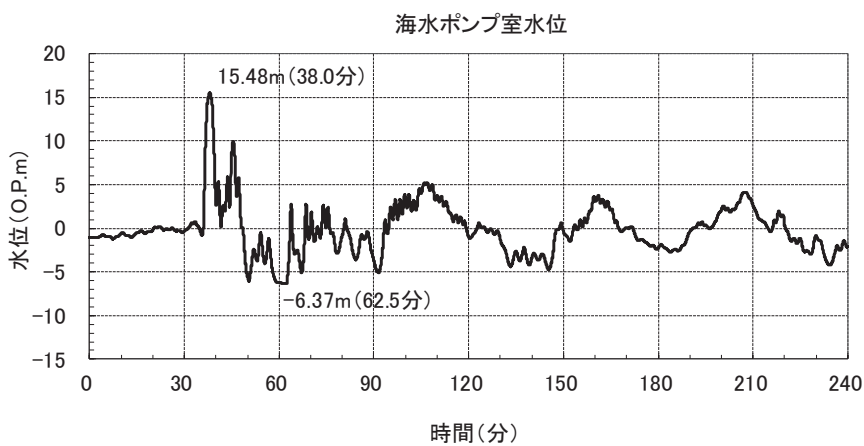


図4-2(2) 第2号機海水ポンプ室の時刻歴波形
(防潮壁平面線形等の変更後)

4.2 流速

(1) 遡上波による入力津波

敷地前面域での最大流速について、図 4-3 の復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の基準津波における最大流速ベクトル分布（全時刻）のとおり、第一波（地震発生から約 46 分後まで）については復旧・改修工事に伴う地形改変の影響はほとんどなく、第二波以降（地震発生から約 46 分以降）については最大流速が 12.95m/s から 12.53m/s と小さくなる。また、海中に設置されている貯留堰で考慮する第二波（地震発生から約 46 分以降）の最大流速についても、復旧・改修工事に伴う地形改変の影響はほとんどない。なお、敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変が発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流況に与える影響については、「(参考 2) 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変が発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流況に与える影響」に示す。

復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大流速の比較から、安全側に評価した設計に用いる流速を表 4-3 に示す。

表 4-3(1) 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大流速及び設計に用いる流速（第一波（地震発生から約 46 分後まで））

設備名称	考慮前	考慮後	設計に用いる流速
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	12.79m/s	12.81m/s	13.0m/s
防潮堤 (盛土堤防)			
貯留堰			
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)			

4-3(2) 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大流速及び設計に用いる流速（第二波以降（地震発生から約 46 分以降））

設備名称	考慮前	考慮後	設計に用いる流速
貯留堰	1.81m/s	1.88m/s	2.0m/s

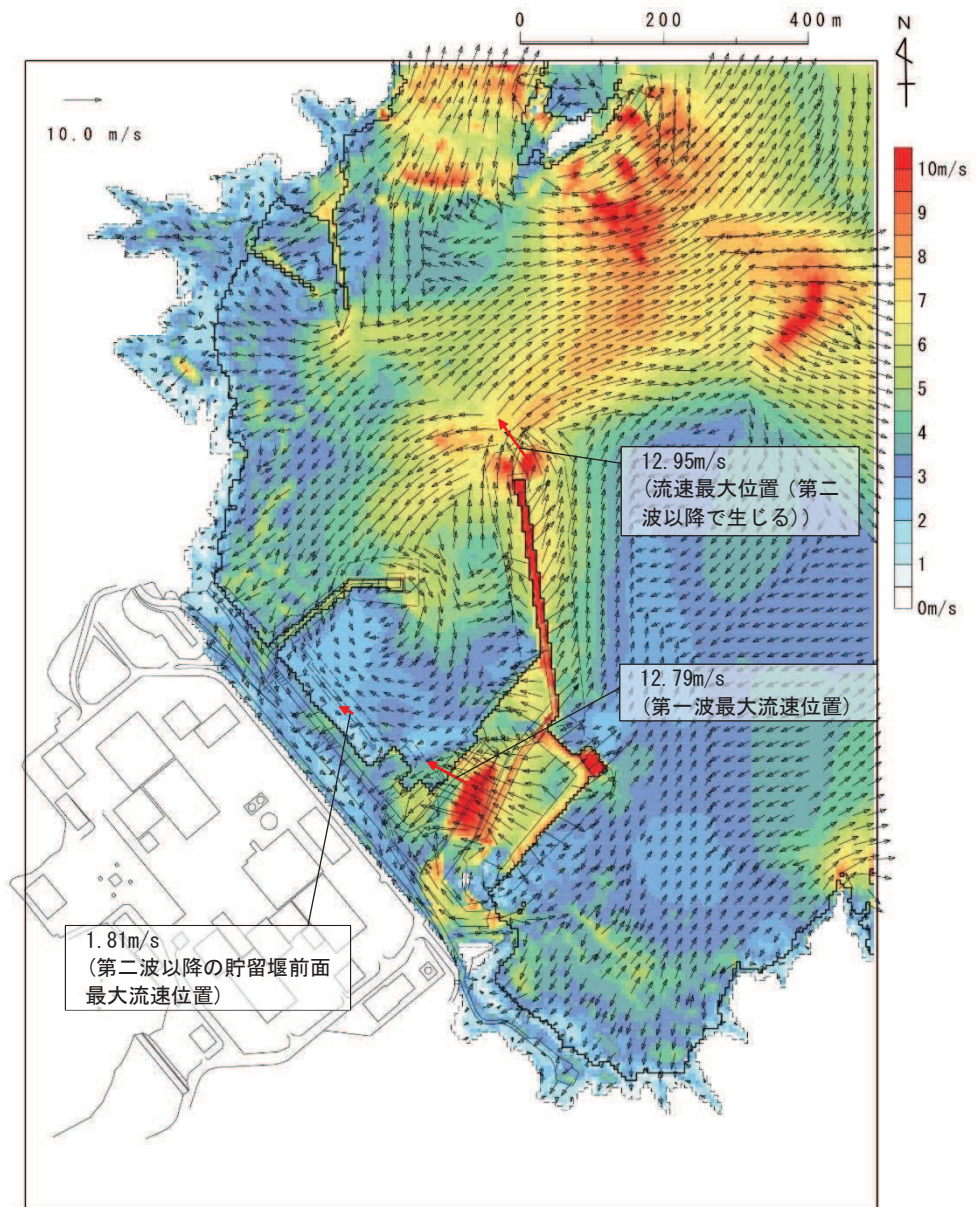


図 4-3(1) 敷地周辺の復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前の基準津波の最大流速分布図
 (防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

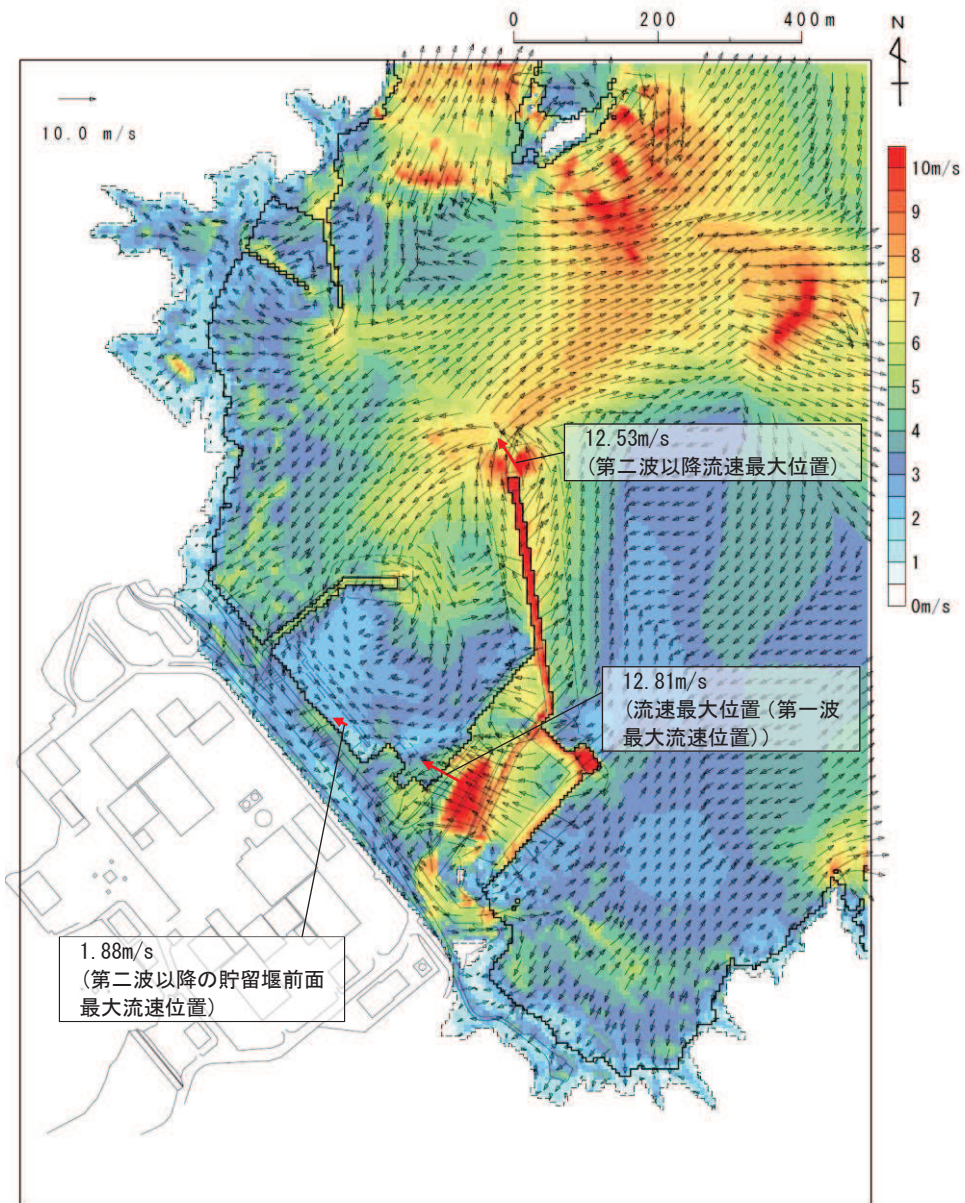


図 4-3(2) 敷地周辺の復旧・改修工事に伴う地形改変考慮後の基準津波の最大流速分布図
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，地震発生から約 46 分後まで)

(2) 経路からの津波による入力津波

a. 津波防護施設（取放水路流路縮小工）

第1号機取水路及び放水路に設置する流路縮小工の設計で考慮する流路縮小工前面、貫通部及び背面における最大水平流速について、詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の比較を表4-4に示す。比較ケースは、復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前の流速最大ケースとした（詳細は、「1.4 入力津波の不確かさの考慮について」に示す。）。

表 4-4(1) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大水平流速
(取放水路流路縮小工（第1号機取水路）、水位上昇側)

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更*1	最大水平流速 (m/s) *2		
							前面	貫通部	背面
なし	現地形 (沈下なし)	なし	+18.39	なし	なし	—	1.19	13.01	2.69
		あり	+18.42				1.09	11.92	2.37

*1：該当設備なし。

*2：朔望平均満潮位 (O.P. +1.43m)、潮位のぼらつき (+0.16m) 及び地震により生じる沈下量 (0.72m) を考慮して管路解析を実施。

表 4-4(2) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大水平流速
(取放水路流路縮小工（第1号機放水路）、水位上昇側（前面、貫通部）)

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更*1	最大水平流速 (m/s) *2		
							前面	貫通部	背面
なし	現地形 (沈下なし)	なし	+17.71	あり	なし	—	0.15	11.49	0.92
		あり	+17.74				0.15	11.44	2.29

*1：該当設備なし。

*2：朔望平均満潮位 (O.P. +1.43m)、潮位のぼらつき (+0.16m) 及び地震により生じる沈下量 (0.72m) を考慮して管路解析を実施。

表 4-4(3) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大水平流速
(取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路), 水位上昇側 (背面))

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更*1	最大水平流速 (m/s) *2		
							前面	貫通部	背面
あり	1m沈下	なし	+16.70	あり	なし	—	0.14	10.72	6.46
		あり	+16.71				0.14	10.89	6.47

*1: 該当設備なし。

*2: 朔望平均満潮位 (O.P. +1.43m), 潮位のばらつき (+0.16m) 及び地震により生じる沈下量 (0.72m) を考慮して管路解析を実施。

b. 浸水防止設備 (逆止弁付ファンネル, 浸水防止蓋)

第 2 号機及び第 3 号機海水熱交換器建屋に設置する逆止弁付ファンネル, 第 3 号機海水熱交換器建屋及び第 3 号機補機冷却海水系放水ピットに設置する浸水防止蓋の設計で考慮する各取放水設備位置の最大鉛直流速について, 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の比較を表 4-5 に示す。比較ケースは, 復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前の流速最大ケースとした (詳細は, 「1.4 入力津波の不確かさの考慮について」に示す。)

表 4-5(1) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大鉛直流速 (第 2 号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	最大鉛直 流速* (m/s)
なし	1m沈下	なし	+18.81	なし	なし	なし	0.86
		あり	+18.81			あり	0.88

*: 朔望平均満潮位 (O.P. +1.43m), 潮位のばらつき (+0.16m) 及び地震により生じる沈下量 (0.72m) を考慮して管路解析を実施。

表 4-5(2) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大鉛直流速 (第 3 号機海水ポンプ室, 水位上昇側)

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	最大鉛直 流速* (m/s)
なし	1m沈下	なし	+19.34	なし	なし	なし	0.72
		あり	+19.26			あり	0.81

*: 朔望平均満潮位 (O.P. +1.43m), 潮位のばらつき (+0.16m) 及び地震により生じる沈下量 (0.72m) を考慮して管路解析を実施。

表 4-5(3) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大鉛直流速（第 3 号機海水熱交換器建屋，水位上昇側）

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	最大鉛直 流速* (m/s)
なし	1m沈下	なし	+19.34	なし	なし	なし	0.72
		あり	+19.26			あり	0.81

*：朔望平均満潮位（O.P.+1.43m），潮位のばらつき（+0.16m）及び地震により生じる沈下量（0.72m）を考慮して管路解析を実施。

表 4-5(4) 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大鉛直流速（第 3 号機補機冷却海水系放水ピット，水位上昇側）

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	最大鉛直 流速* (m/s)
あり	1m沈下	なし	+17.21	あり	なし	なし	0.64
		あり	+17.18			あり	0.66

*：朔望平均満潮位（O.P.+1.43m），潮位のばらつき（+0.16m）及び地震により生じる沈下量（0.72m）を考慮して管路解析を実施。

c. 津波監視設備（取水ピット水位計）

第 2 号機海水ポンプ室に設置する取水ピット水位計の設計で考慮する最大鉛直流速について、詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の比較を表 4-6 に示す。比較ケースは、復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前の流速最大ケースとした（詳細は、「1.4 入力津波の不確かさの考慮について」に示す。）。

表 4-6 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の最大鉛直流速（第 2 号機海水ポンプ室，水位上昇側）

防波堤	標高変化 (地盤沈下)	復旧・改修 工事に伴う 地形改変	敷地前面 最大水位 上昇量 (m)	貝付着	スクリーン 損失	防潮壁 平面線形等 の変更	最大鉛直 流速* (m/s)
なし	1m沈下	なし	+18.81	なし	なし	なし	0.86
		あり	+18.81			あり	0.88

*：朔望平均満潮位（O.P.+1.43m），潮位のばらつき（+0.16m）及び地震により生じる沈下量（0.72m）を考慮して管路解析を実施。

d. 設計に用いる流速

詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の最大流速の比較から、安全側に評価した設計に用いる流速を表 4-7 に示す。

表 4-7 詳細設計を反映した防潮壁平面線形等の変更及び敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の考慮前後の最大流速及び設計に用いる流速

設備名称		考慮前 (m/s)	考慮後 (m/s)	設計に用いる 流速 (m/s)
取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1) , (No. 2)	前面	1. 19	1. 09	10. 0
	貫通部	13. 01	11. 92	20. 0
	背面	2. 69	2. 37	10. 0
取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路)	前面	0. 15	0. 15	10. 0
	貫通部	11. 49	11. 44	20. 0
	背面	6. 46	6. 47	10. 0
第 2 号機 海水ポンプ室	浸水防止蓋	0. 86	0. 88	1. 0
	逆止弁付ファンネル			
第 3 号機 海水熱交換器建屋	浸水防止蓋	0. 72	0. 81	1. 0
	逆止弁付ファンネル			
第 3 号機補機冷却海 水系放水ピット	浸水防止蓋	0. 64	0. 66	1. 0
	貫通部止水処置			

(参考2) 敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変が発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流況に与える影響

1. 基準津波（水位上昇側）

復旧・改修工事に伴う地形改変考慮後の発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向及び流速を図 1-1 及び図 1-2 に示す。

1.1 女川湾全体の流況に与える影響

復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後で、発電所に到達する第 1 波の時間（地震発生約 36 分後）及び発電所で最高水位となる時間（地震発生約 42 分後）は変わらず、それらの時刻による流向・流速に大きな違いは見られない。なお、湾奥については、海域に設置される女川湾の防波堤の影響により、その周辺の流況に違いが見られる。発電所敷地前面第 1 波到達時（地震発生約 36 分後）の流況の比較を図 1-3 に、発電所敷地前面最高水位発生時（地震発生約 42 分後）の流況の比較を図 1-4 に示す。

1.2 発電所前面海域の流況に与える影響

復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後で、発電所で最高水位となる時間（地震発生約 42 分後）は変わらず、その時刻の前後における発電所前面海域での流向・流速にも大きな違いは見られない。発電所敷地前面最高水位発生時（地震発生約 42 分後）付近の流況の比較を図 1.5 に示す。

2. 基準津波（水位下降側）

復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後の発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向及び流速を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

2.1 女川湾全体の流況に与える影響

復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後で、発電所の港湾内が引き波に転ずる時間（地震発生約 48 分後）は変わらず、それ以降（例えば、地震発生約 51 分後）の津波襲来時と逆方向の沖合に向かう流れが卓越する状況にも大きな違いは見られない。なお、湾奥については、海域に設置される女川湾の防波堤の影響により、その周辺の流況に違いが見られる。発電所港湾内が引き波に転ずる地震発生約 48 分後以降の流況の比較を図 2-3 に示す。

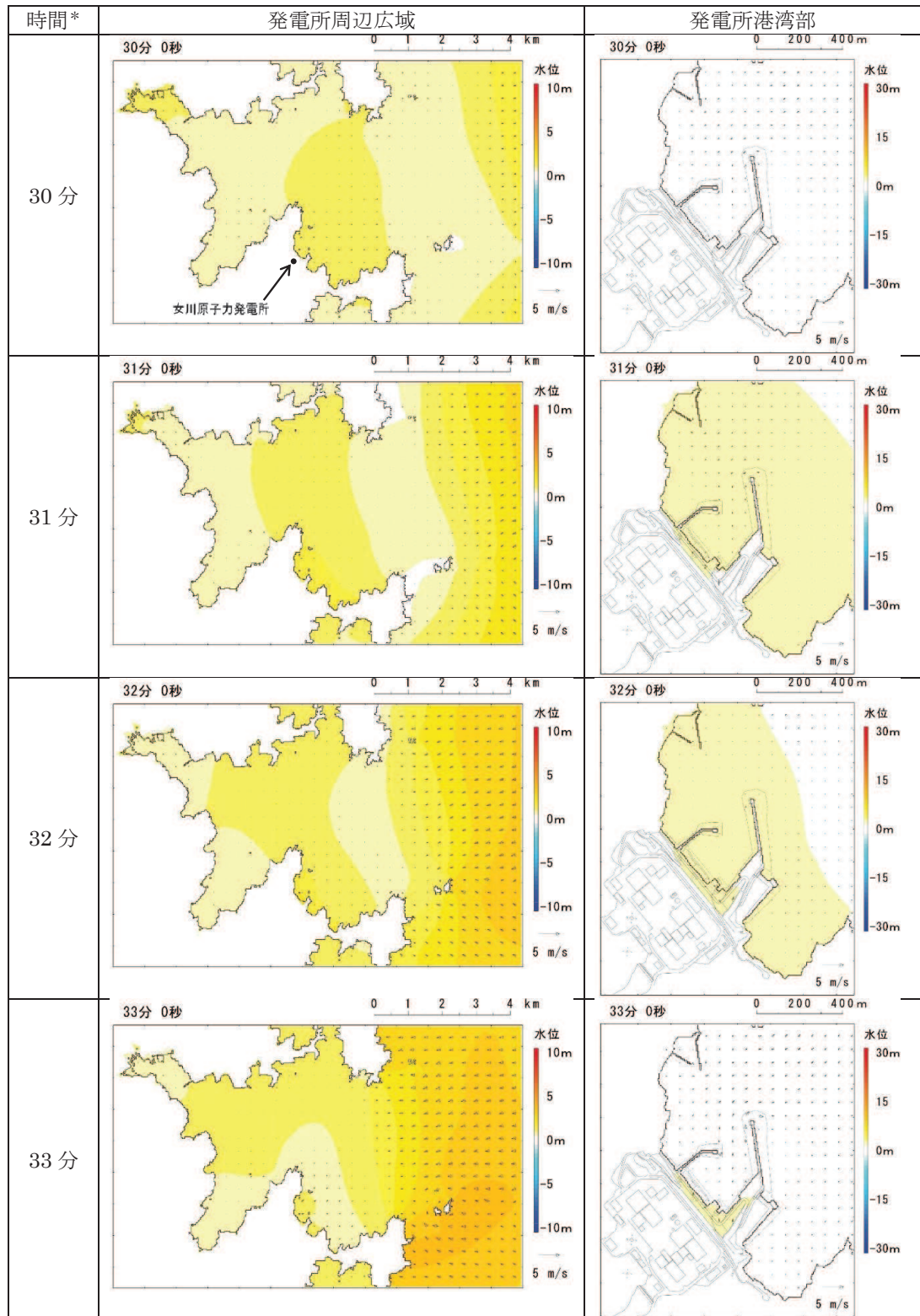
2.2 発電所前面海域の流況に与える影響

復旧・改修工事に伴う地形改変考慮前後で、女川湾の湾奥から発電所に向かう流れが確認される地震発生 50 分後から 54 分後の発電所前面海域での流向・流速に大きな違いは見られない。発電所敷地前面最高水位発生時（地震発生約 42 分後）付近の流況の比較を図 2.4 に示す。

3. まとめ

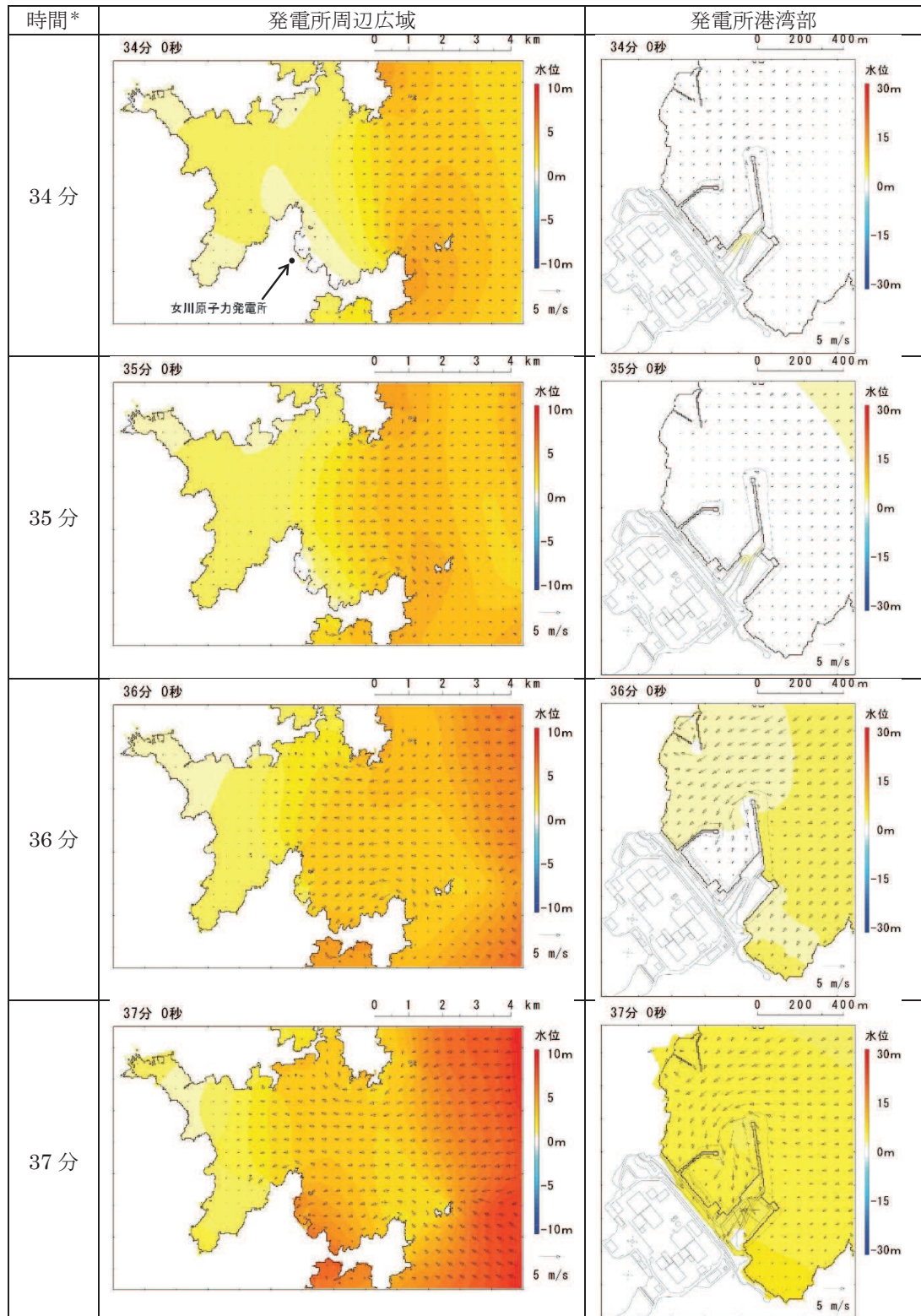
女川湾全体について、敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変のうち海域に設置される女川湾内の防波堤の近傍においては、その影響が生じているものの、局所的であり、女川湾全体としての影響は小さい。

発電所前面海域については、水位上昇側・下降側ともに、地形改変の影響が流況（流向・流速）に与える影響はほとんどない。



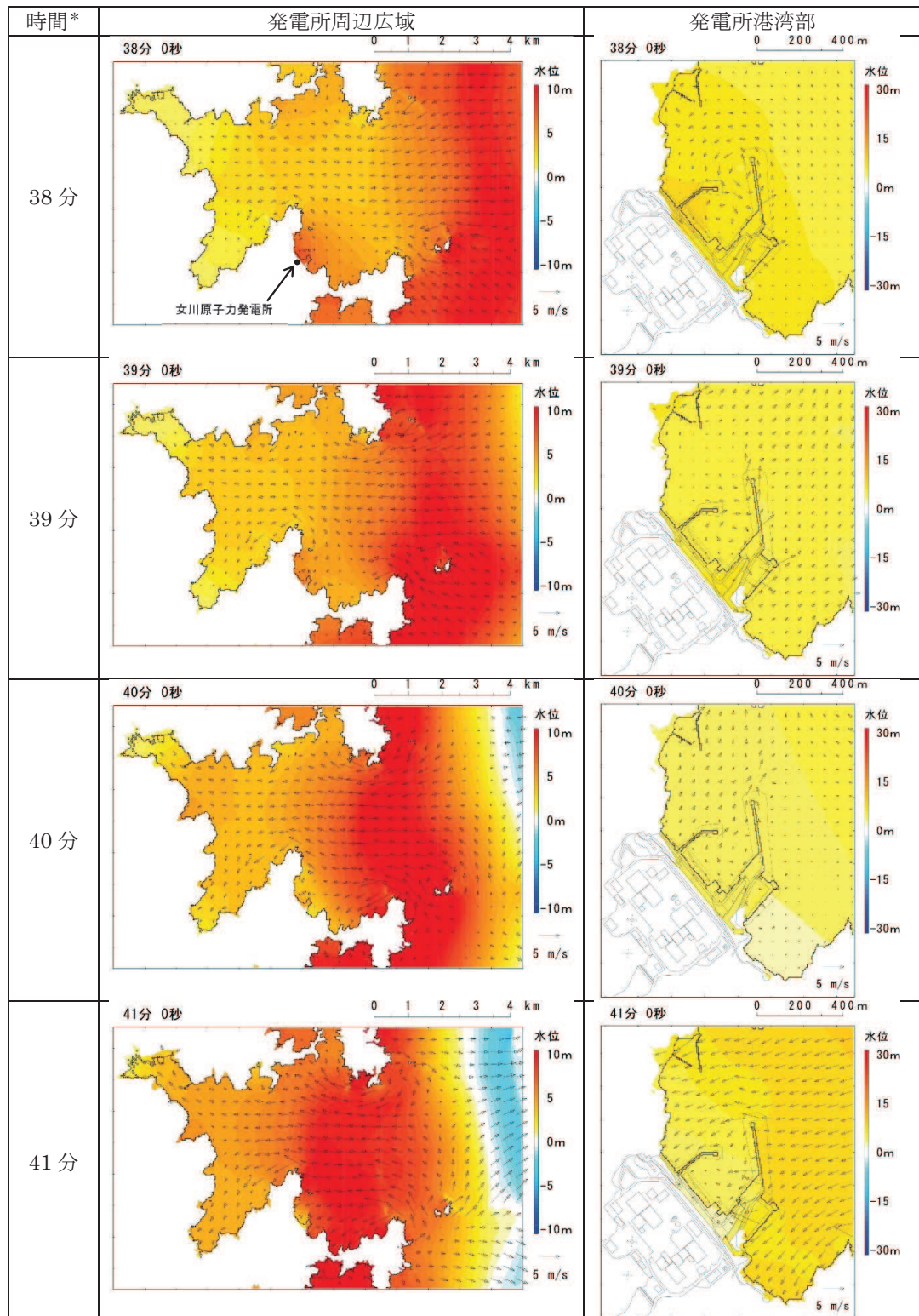
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-1(1) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波 (水位上昇側))



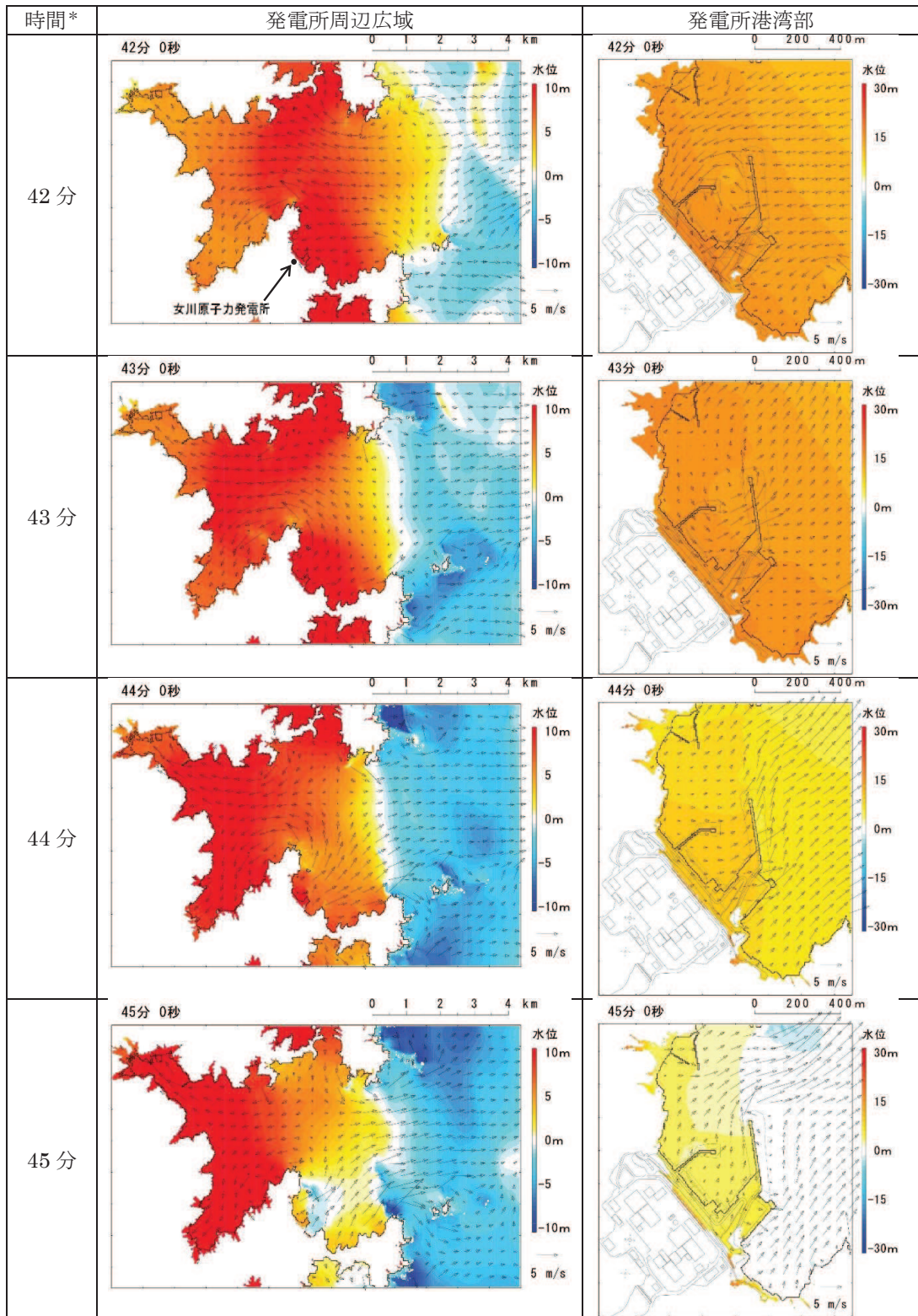
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-1(2) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波(水位上昇側))



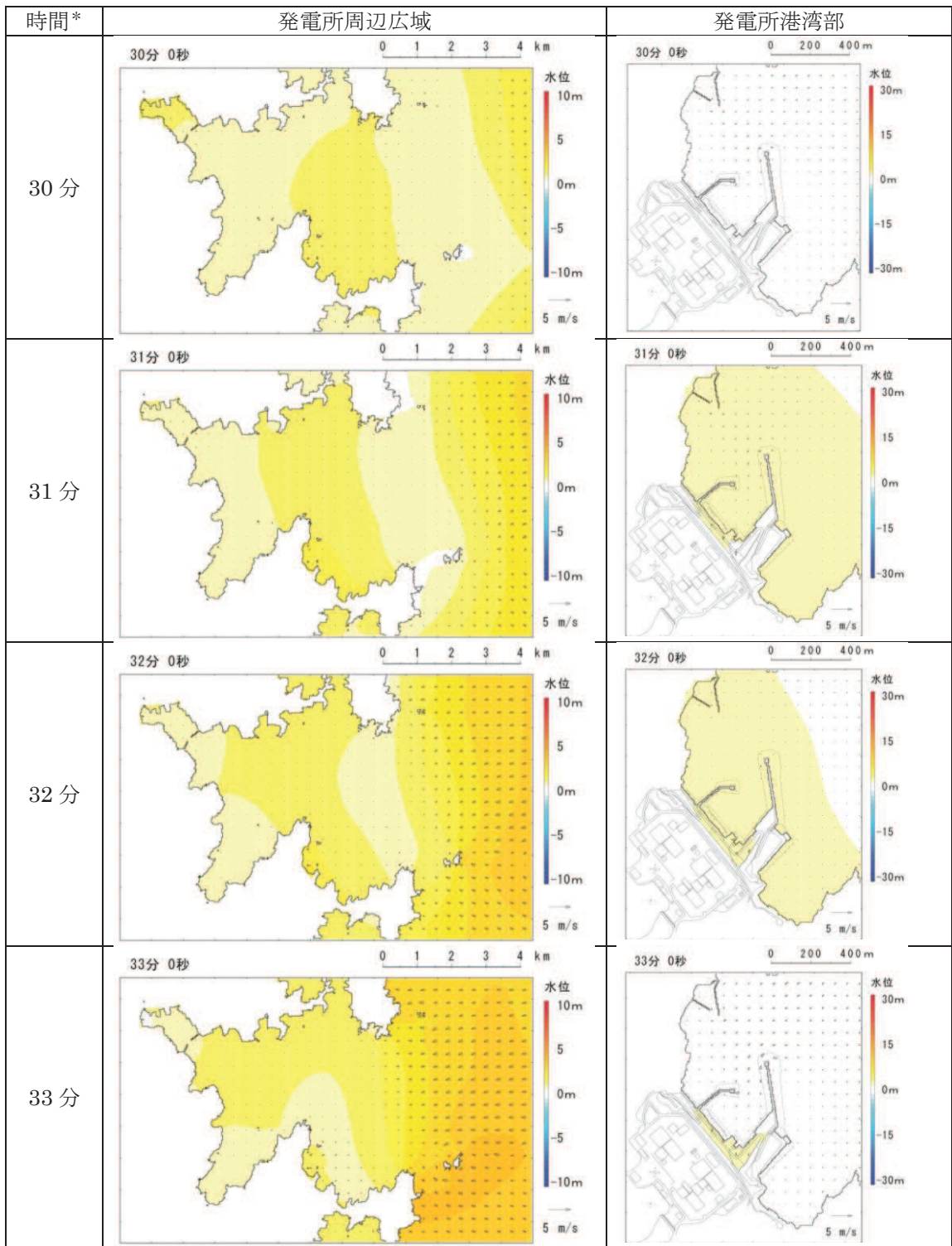
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-1(3) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波(水位上昇側))



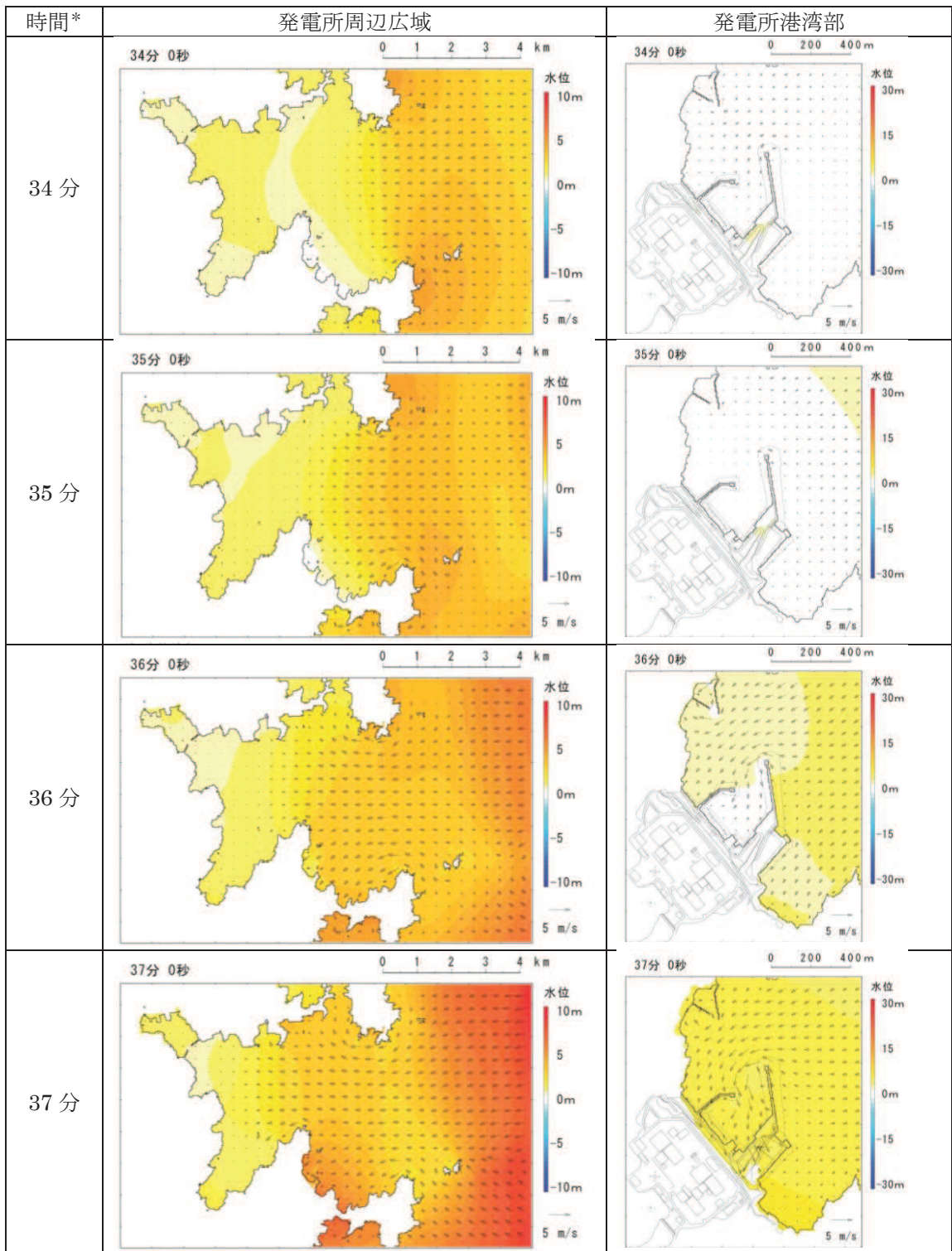
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-1(4) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波 (水位上昇側))



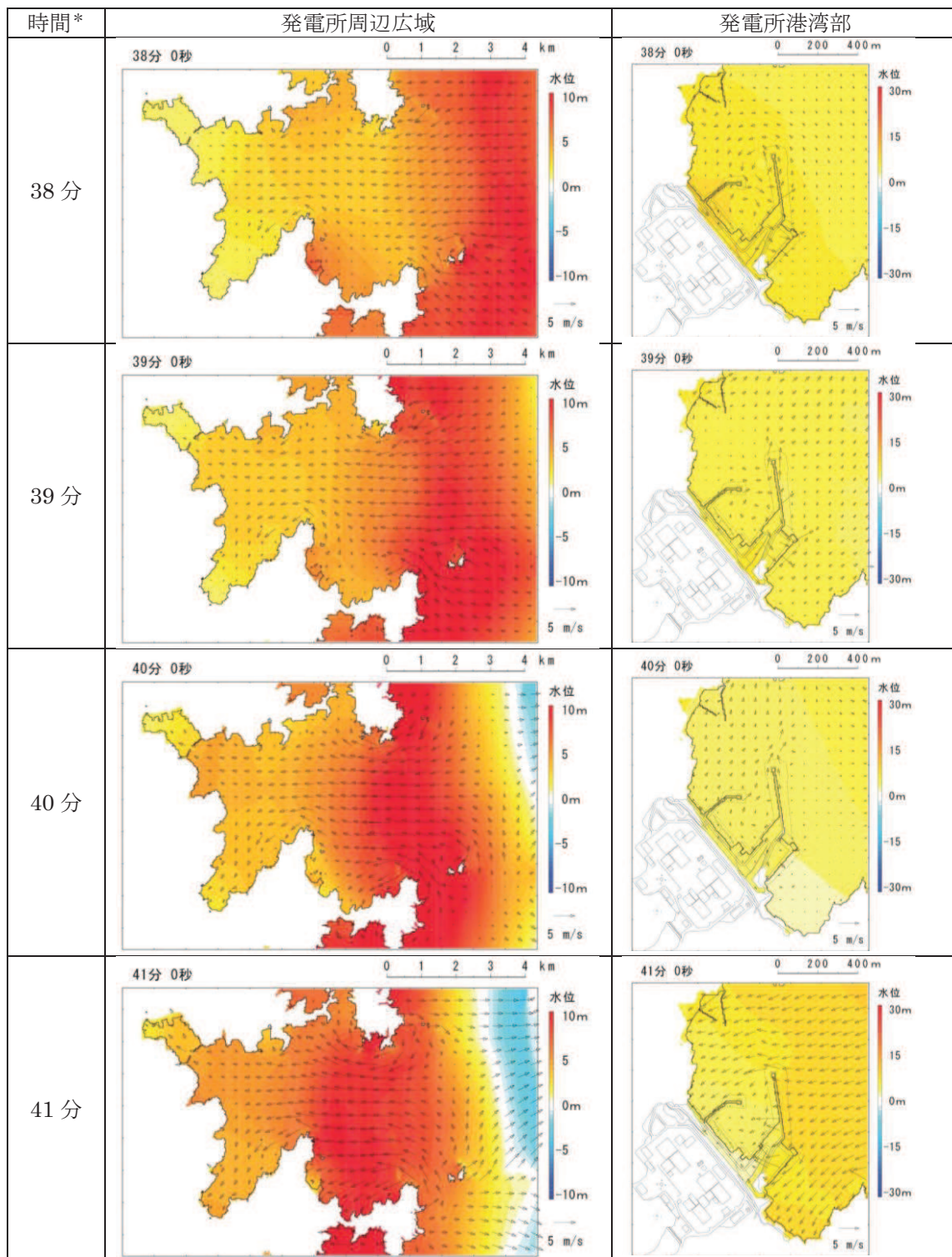
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-2(1) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後、基準津波（水位上昇側）)



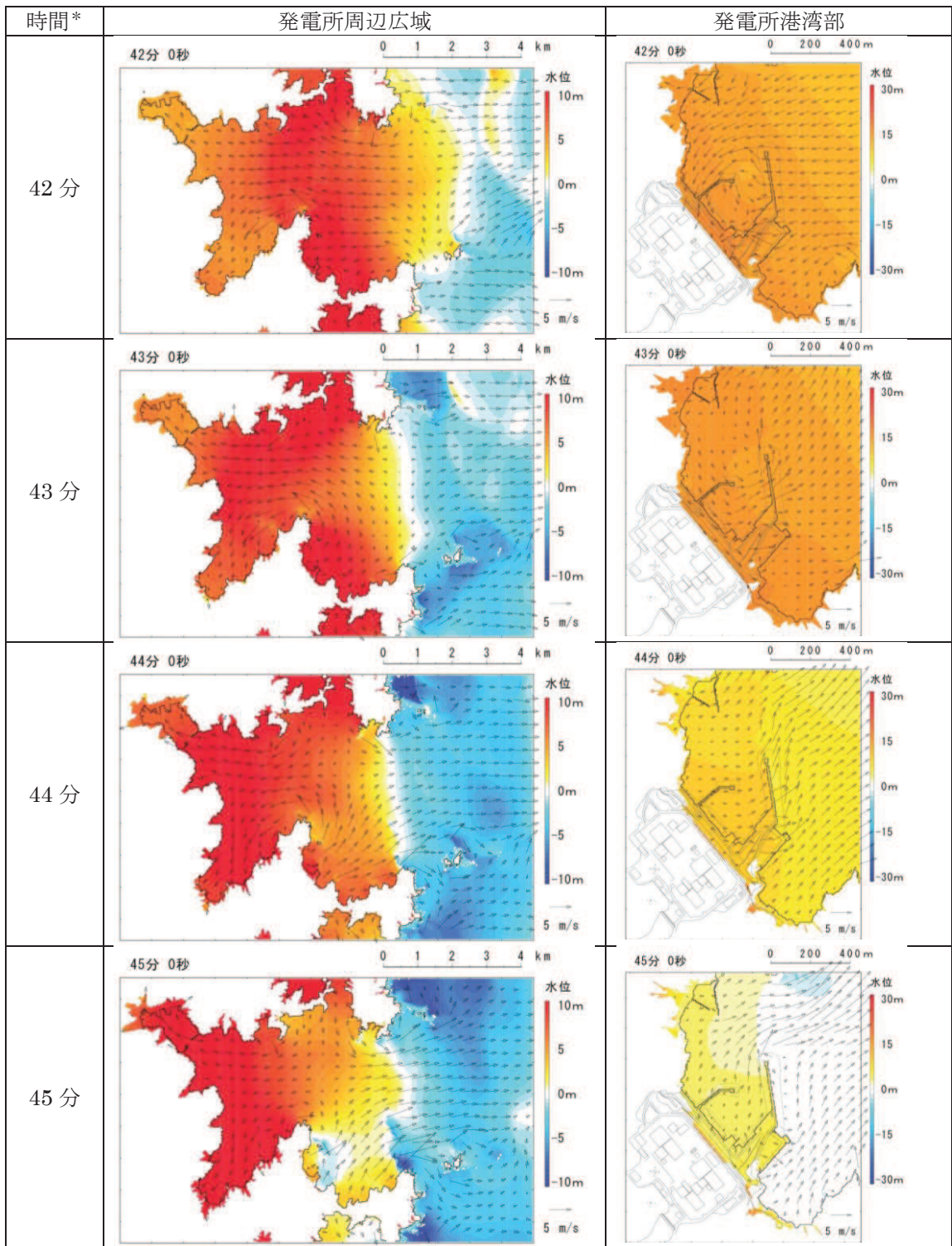
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-2(2) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後, 基準津波 (水位上昇側))



* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-2(3) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後, 基準津波 (水位上昇側))



* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1-2(4) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後, 基準津波 (水位上昇側))

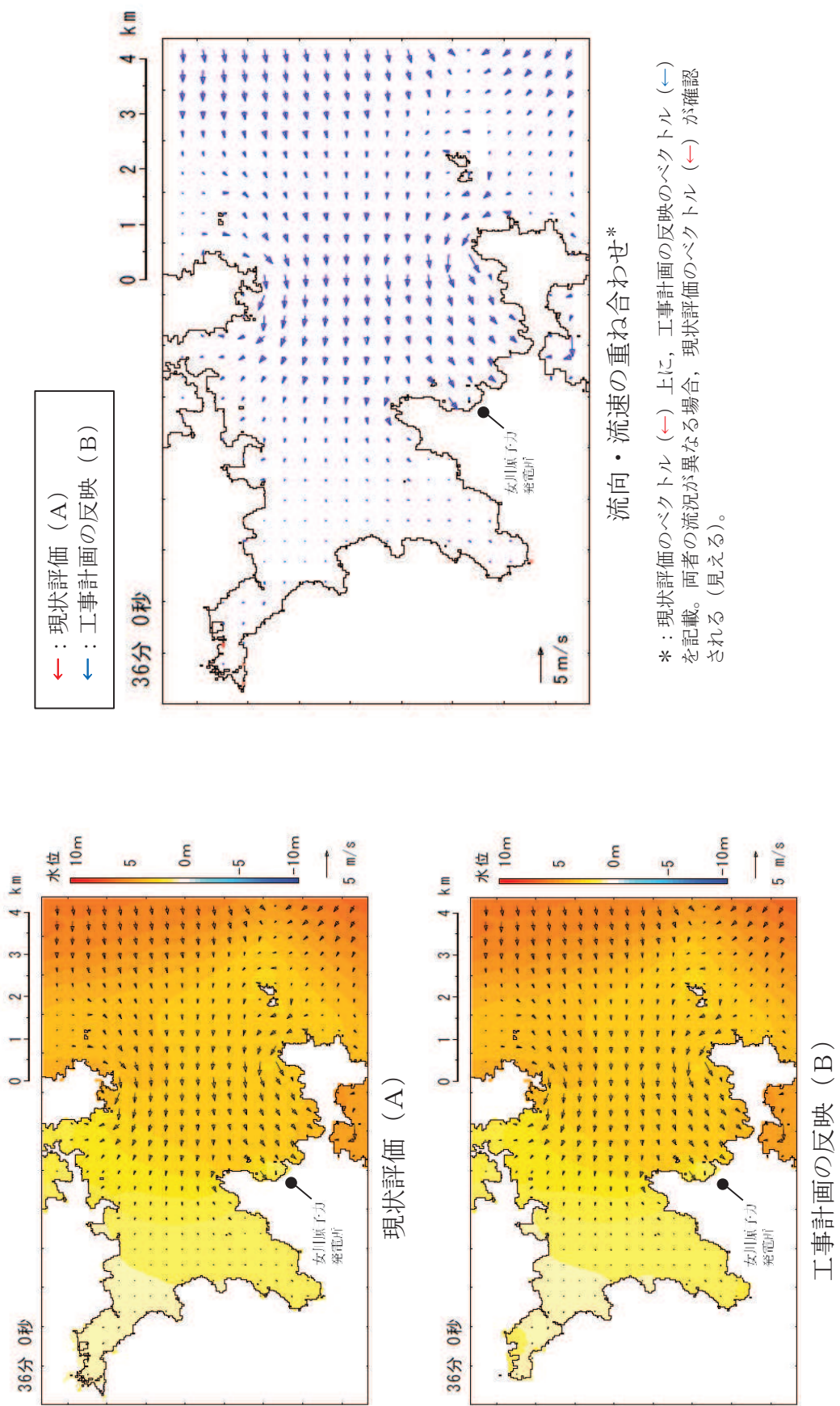


図 1-3 発電所敷地前面最高水位発生時（地震発生約 36 分後）付近の流況比較

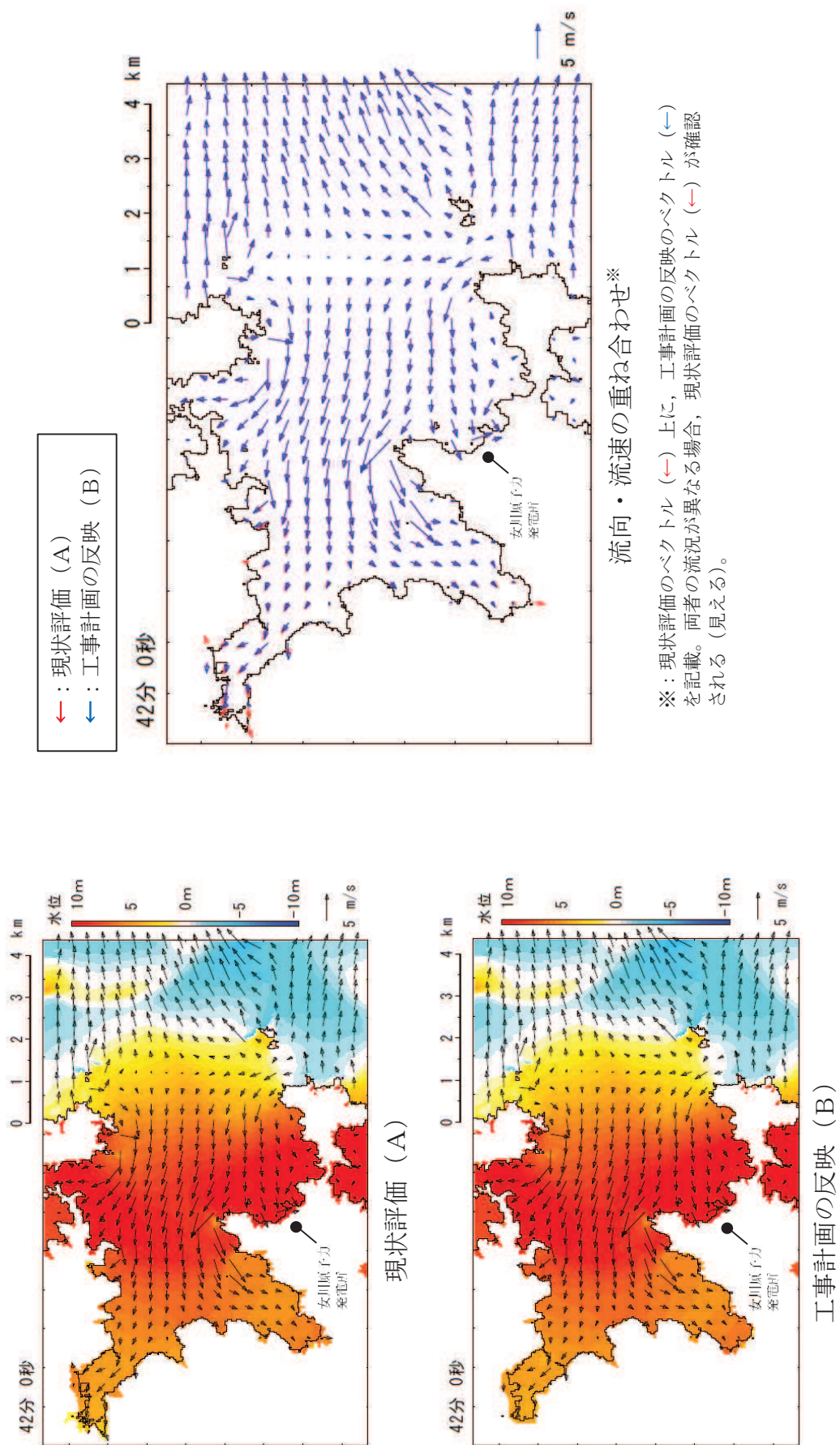
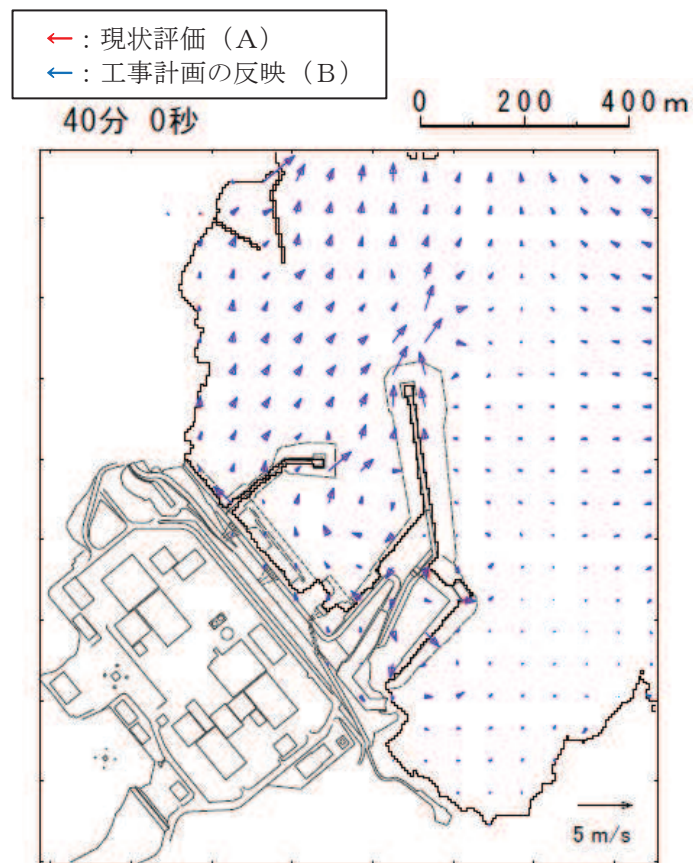
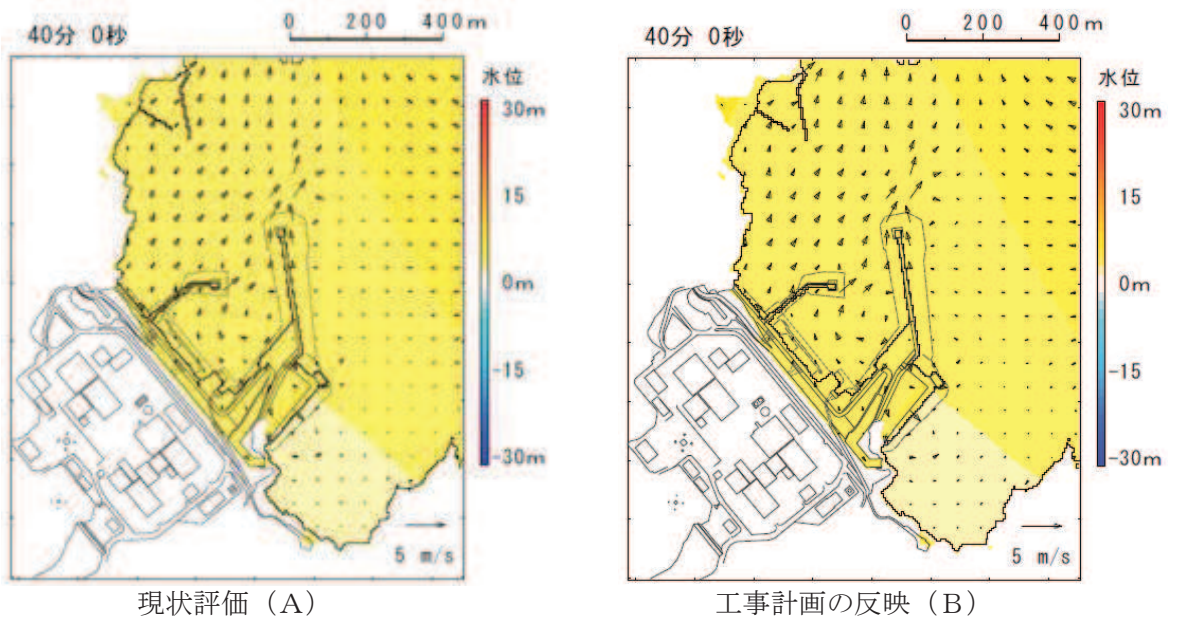
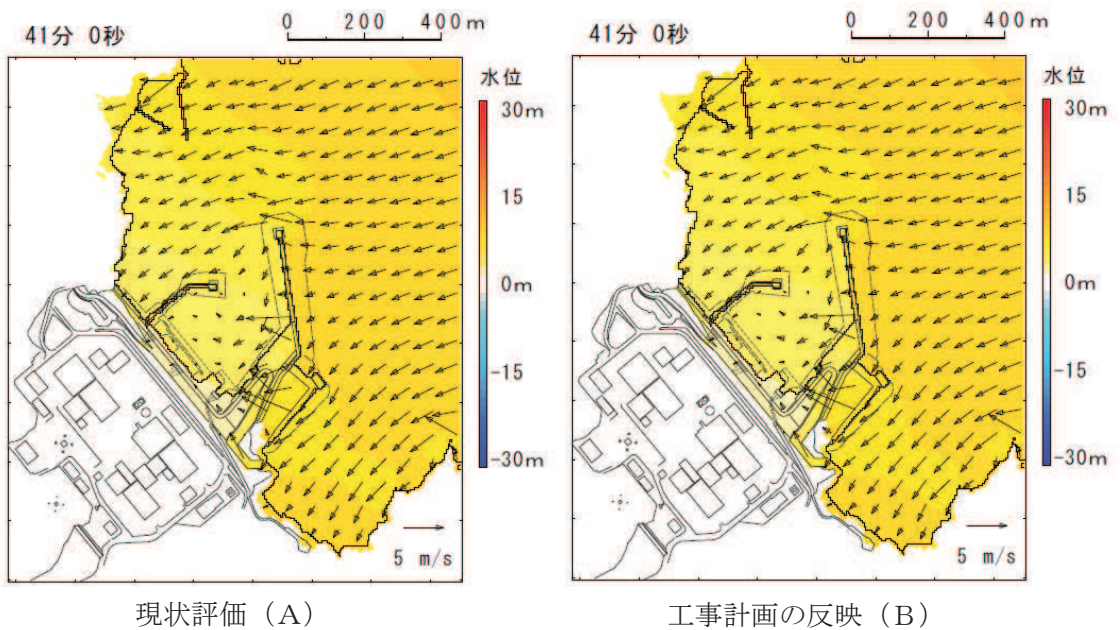


図 1-4 発電所敷地前面最高水位発生時（地震発生約 42 分後）付近の流況比較

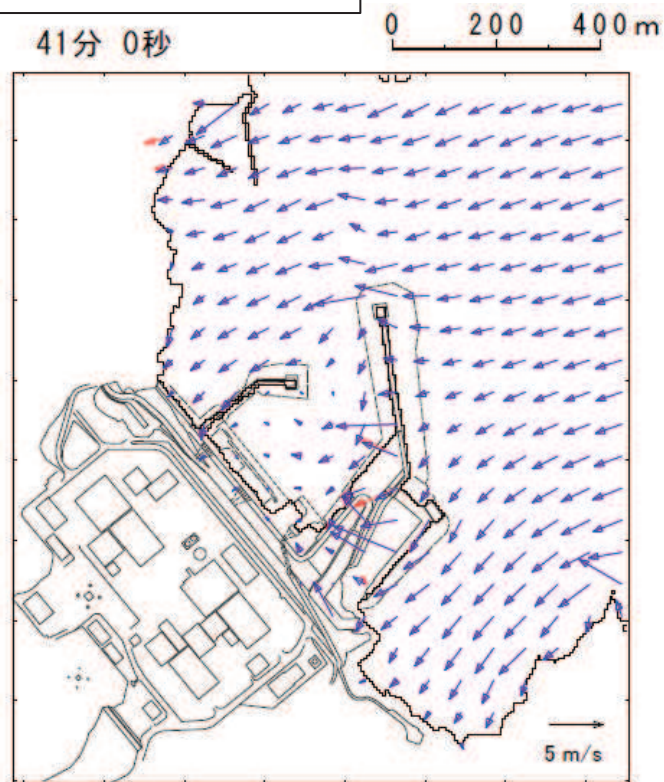


* : 現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 1-5(1) 発電所敷地前面最高水位発生時 (地震発生約 40 分後) 付近の流況比較



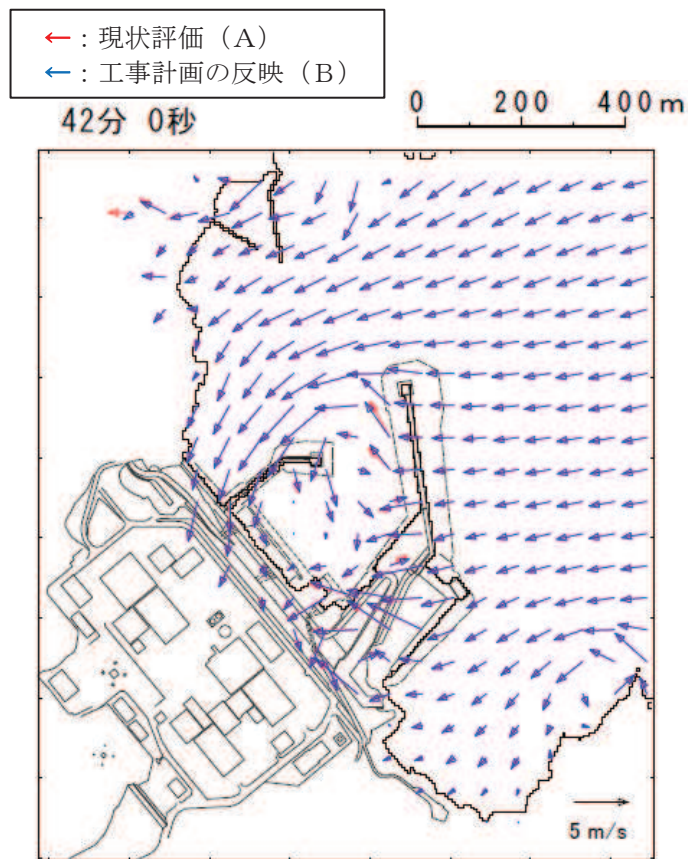
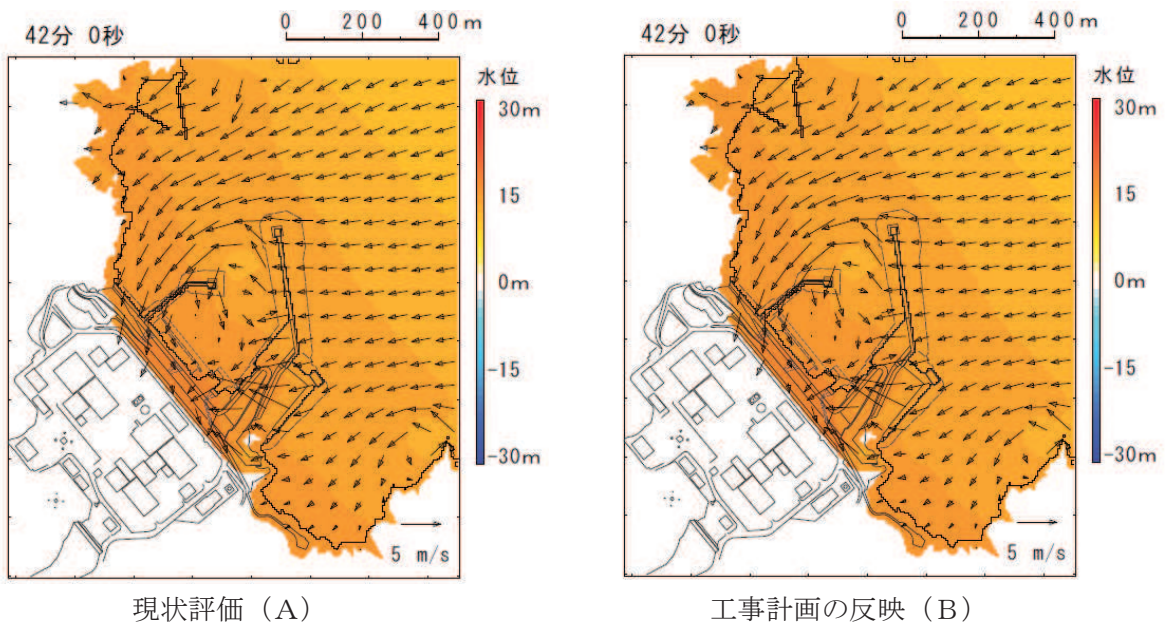
← : 現状評価 (A)
 ← : 工事計画の反映 (B)



流向・流速の重ね合わせ*

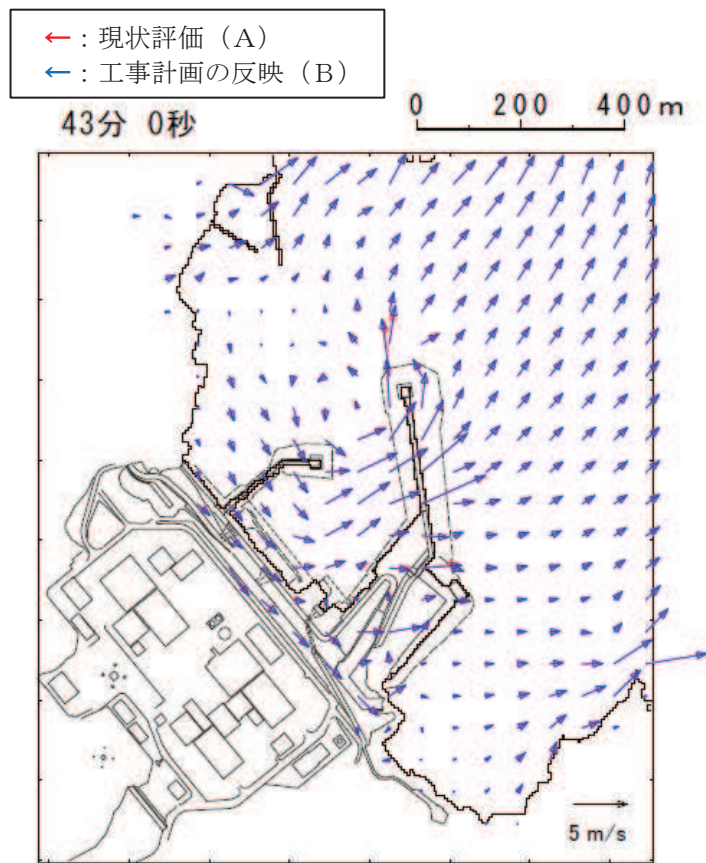
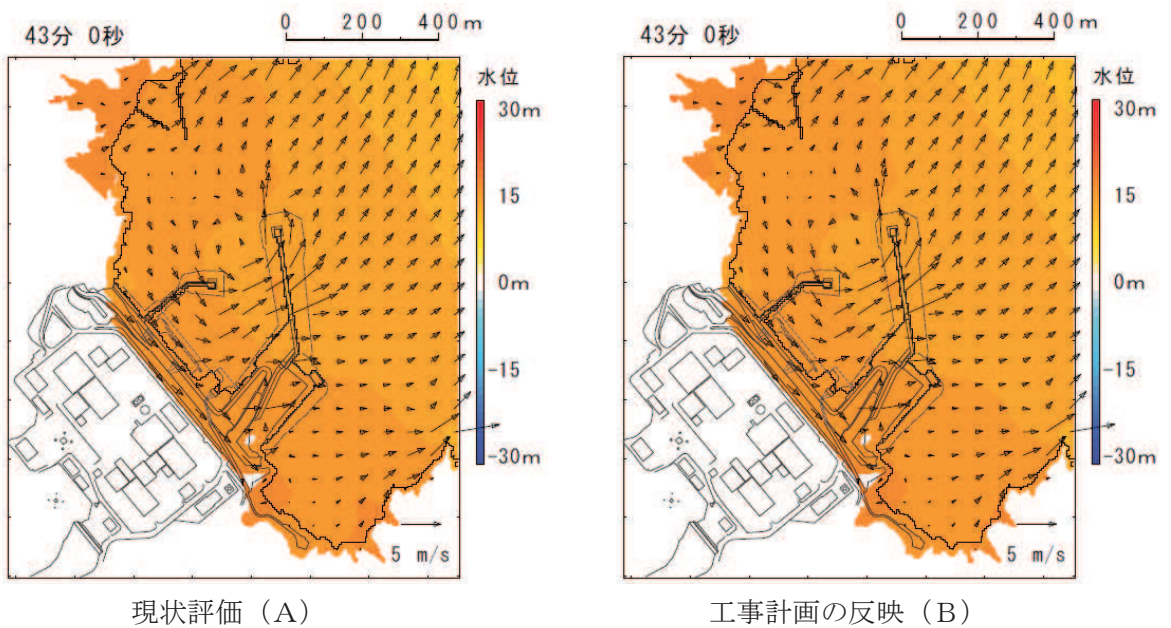
※ : 現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。
 両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 1-5(2) 発電所敷地前面最高水位発生時 (地震発生約 41 分後) 付近の流況比較



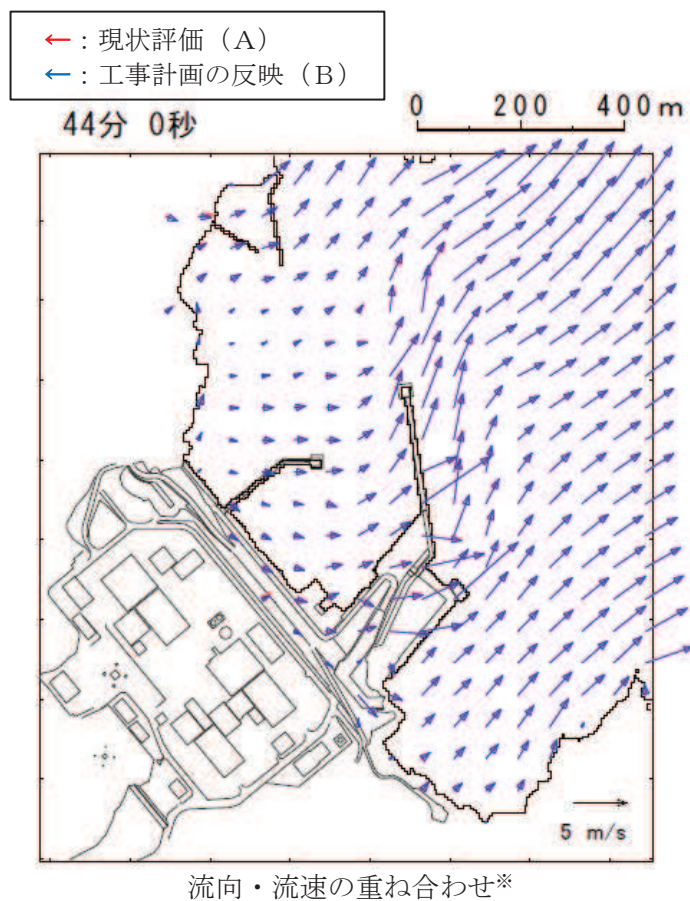
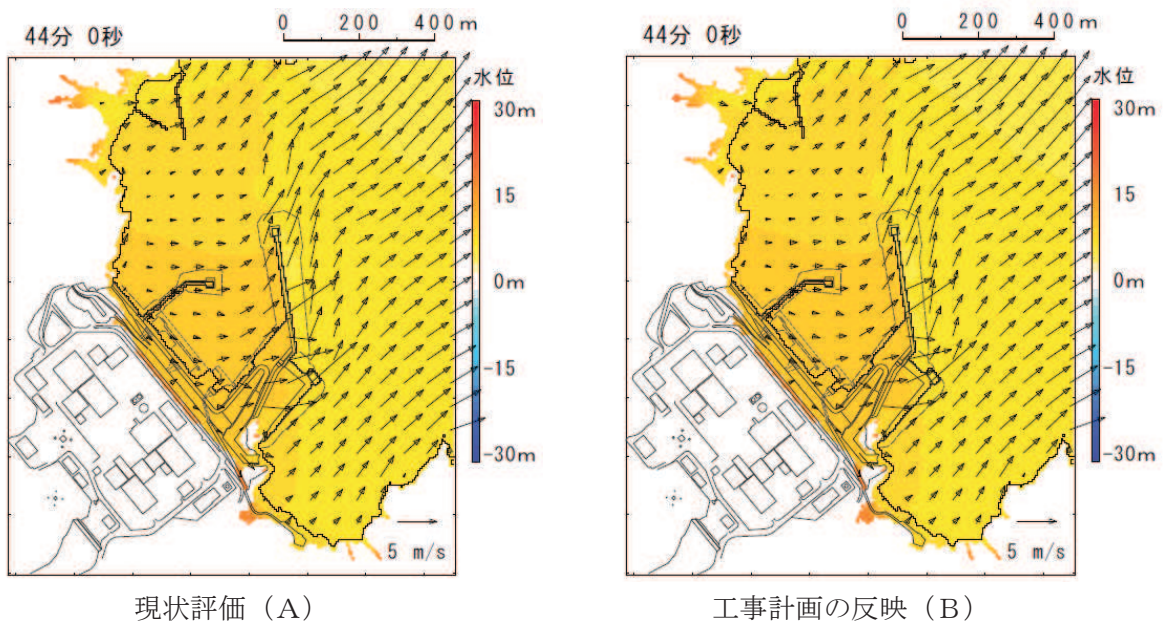
※：現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 1-5 (3) 発電所敷地前面最高水位発生時 (地震発生約 42 分後) 付近の流況比較



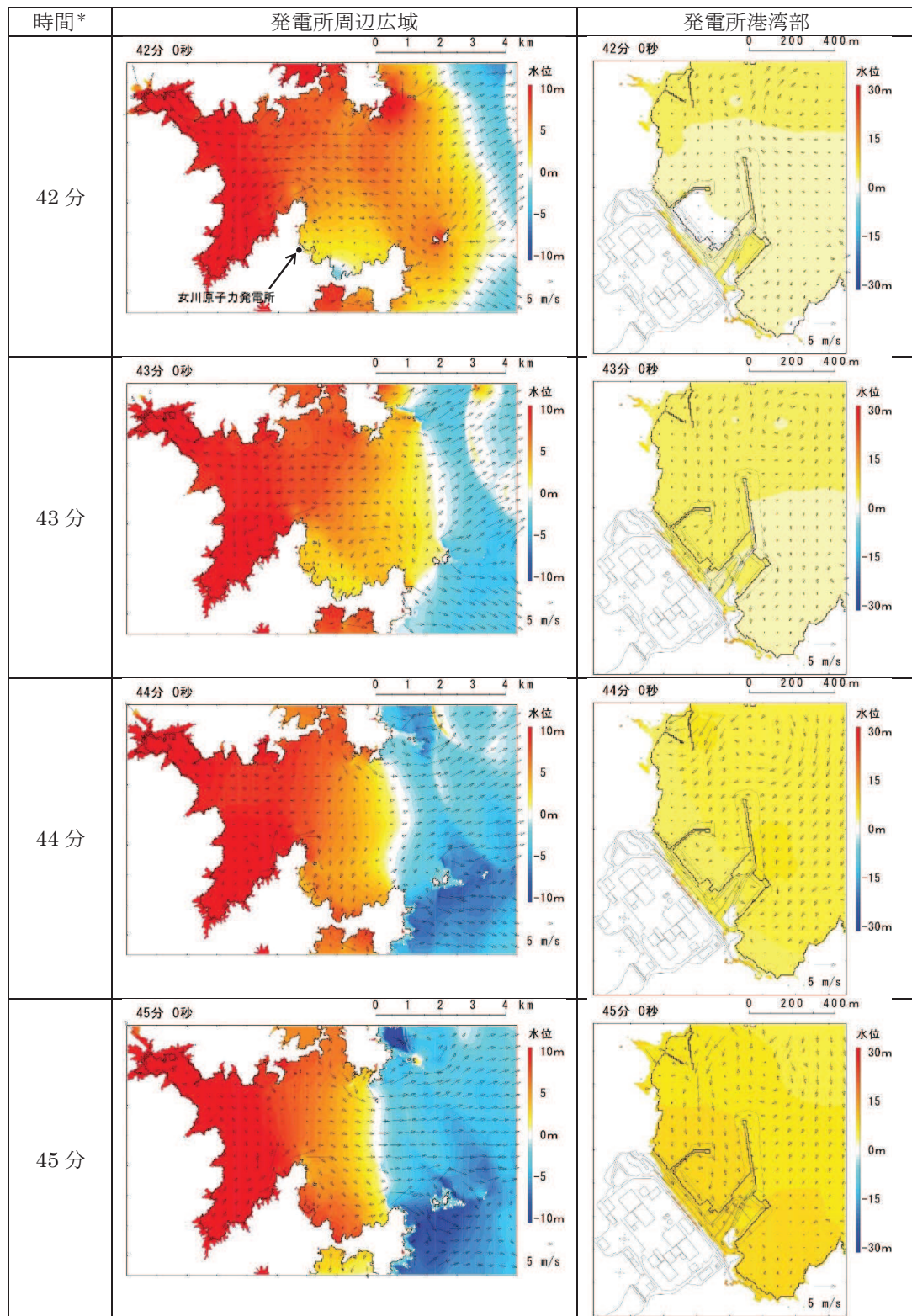
※：現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。
両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 1-5(4) 発電所敷地前面最高水位発生時 (地震発生約 43 分後) 付近の流況比較



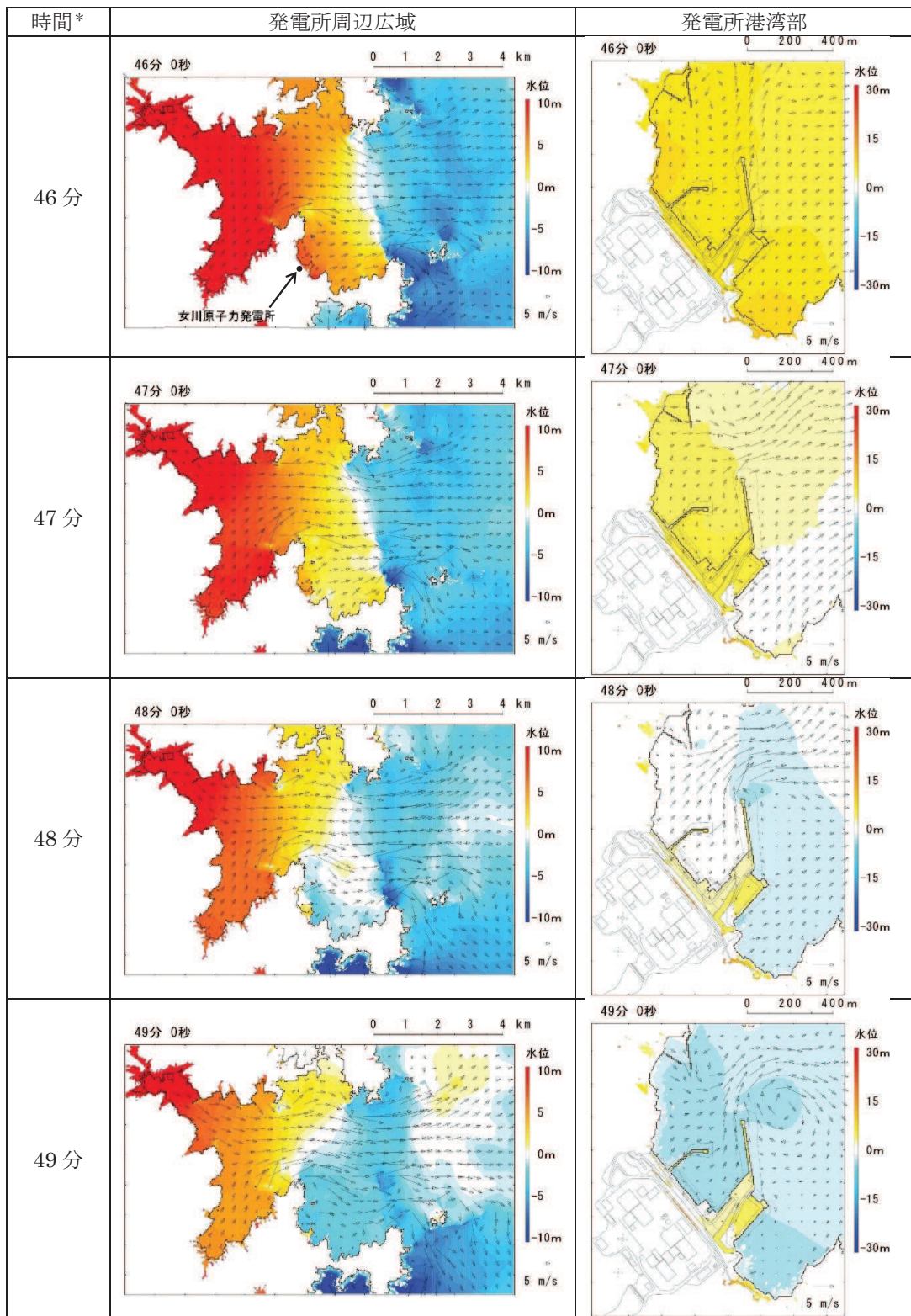
※：現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 1-5 (5) 発電所敷地前面最高水位発生時 (地震発生約 44 分後) 付近の流況比較



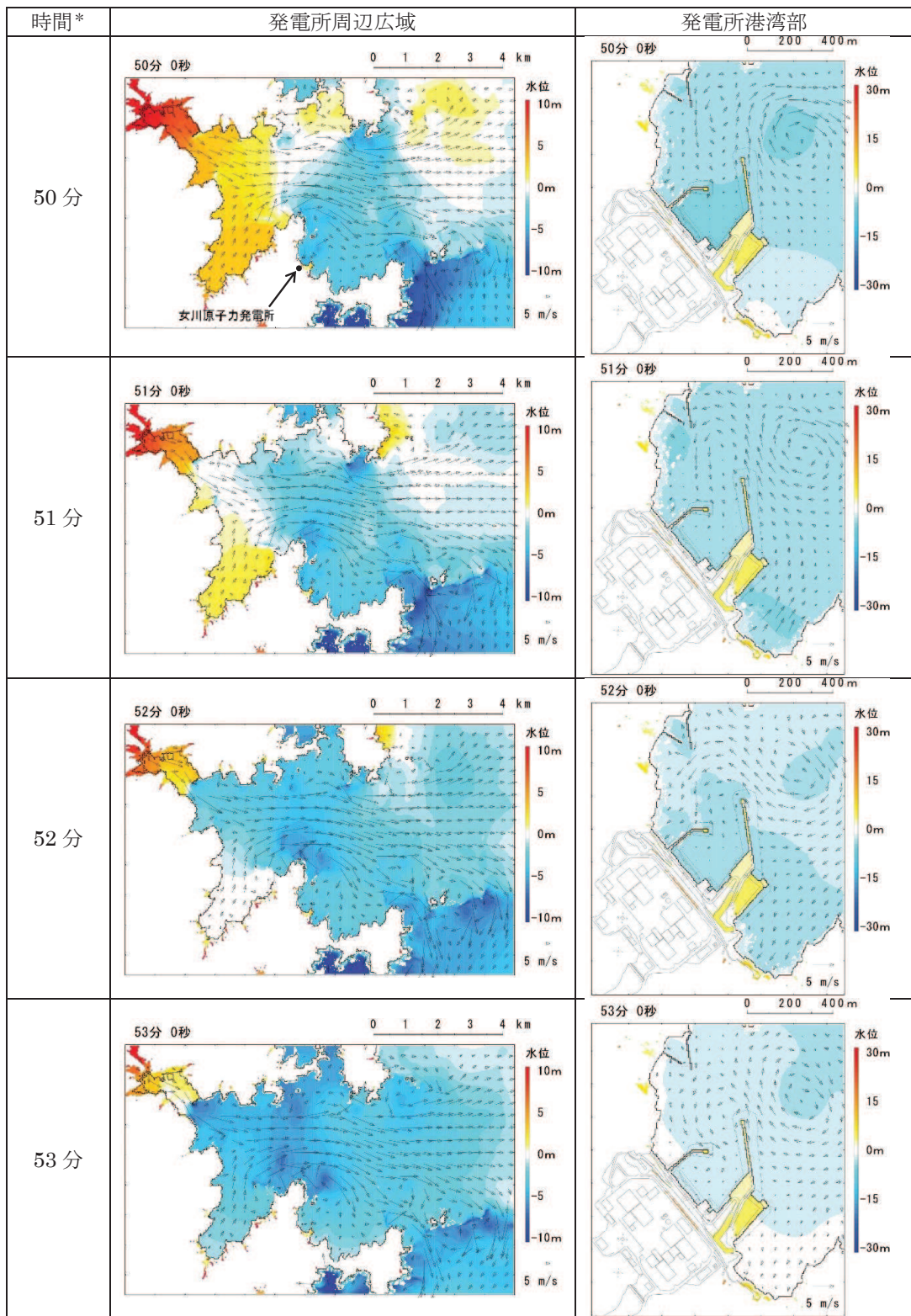
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-1(1) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波 (水位下降側))



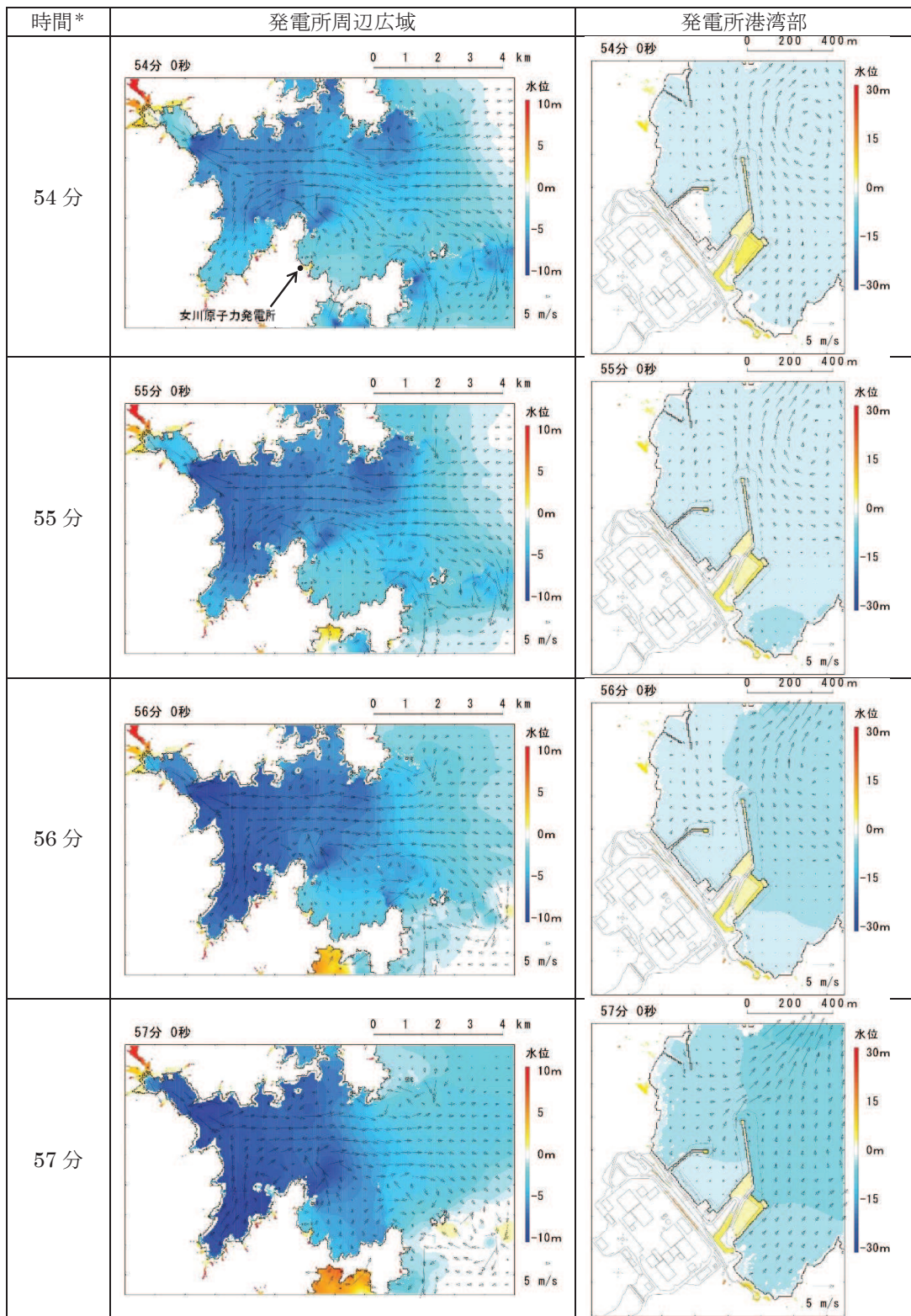
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-1(2) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波(水位下降側))



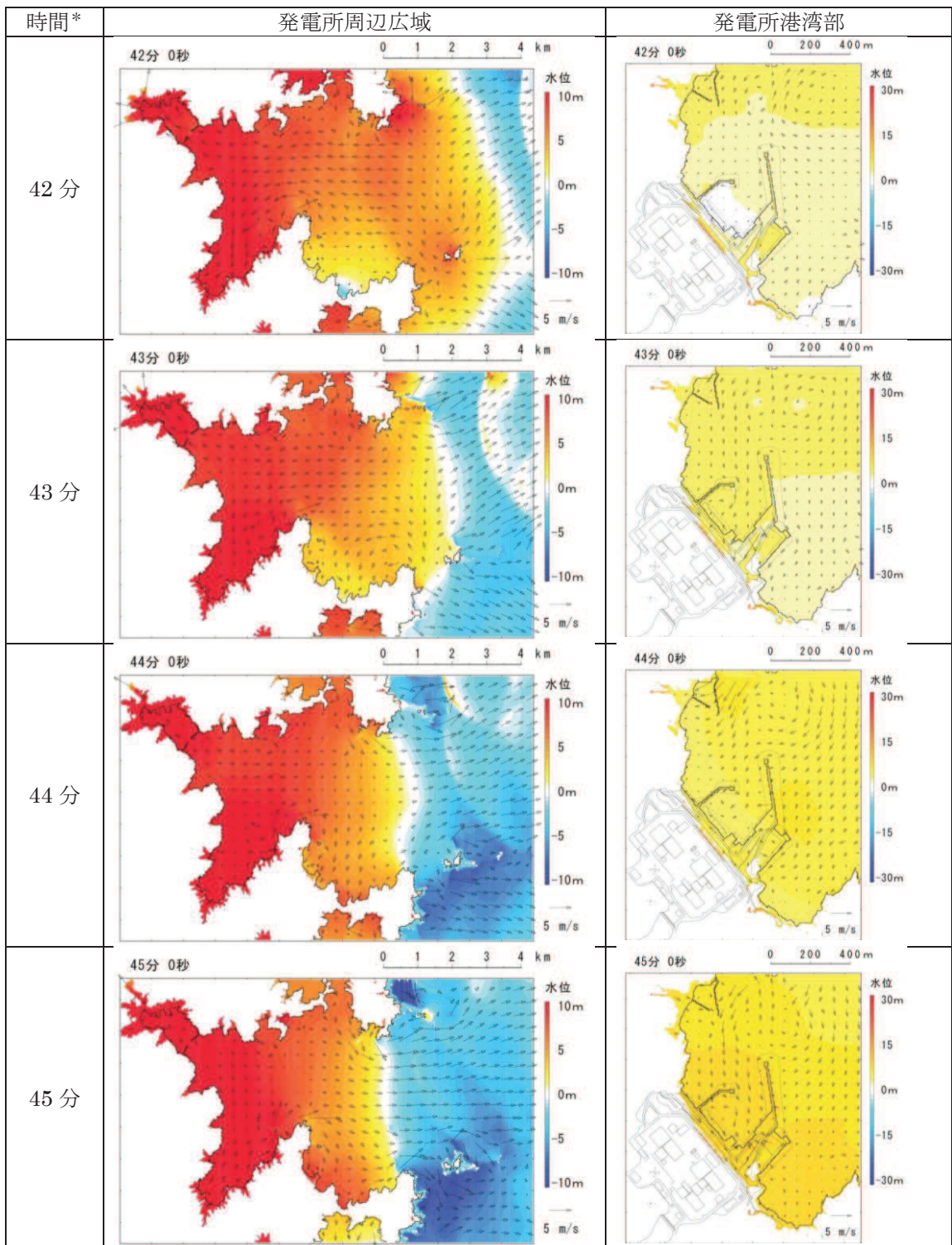
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-1(3) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波(水位下降側))



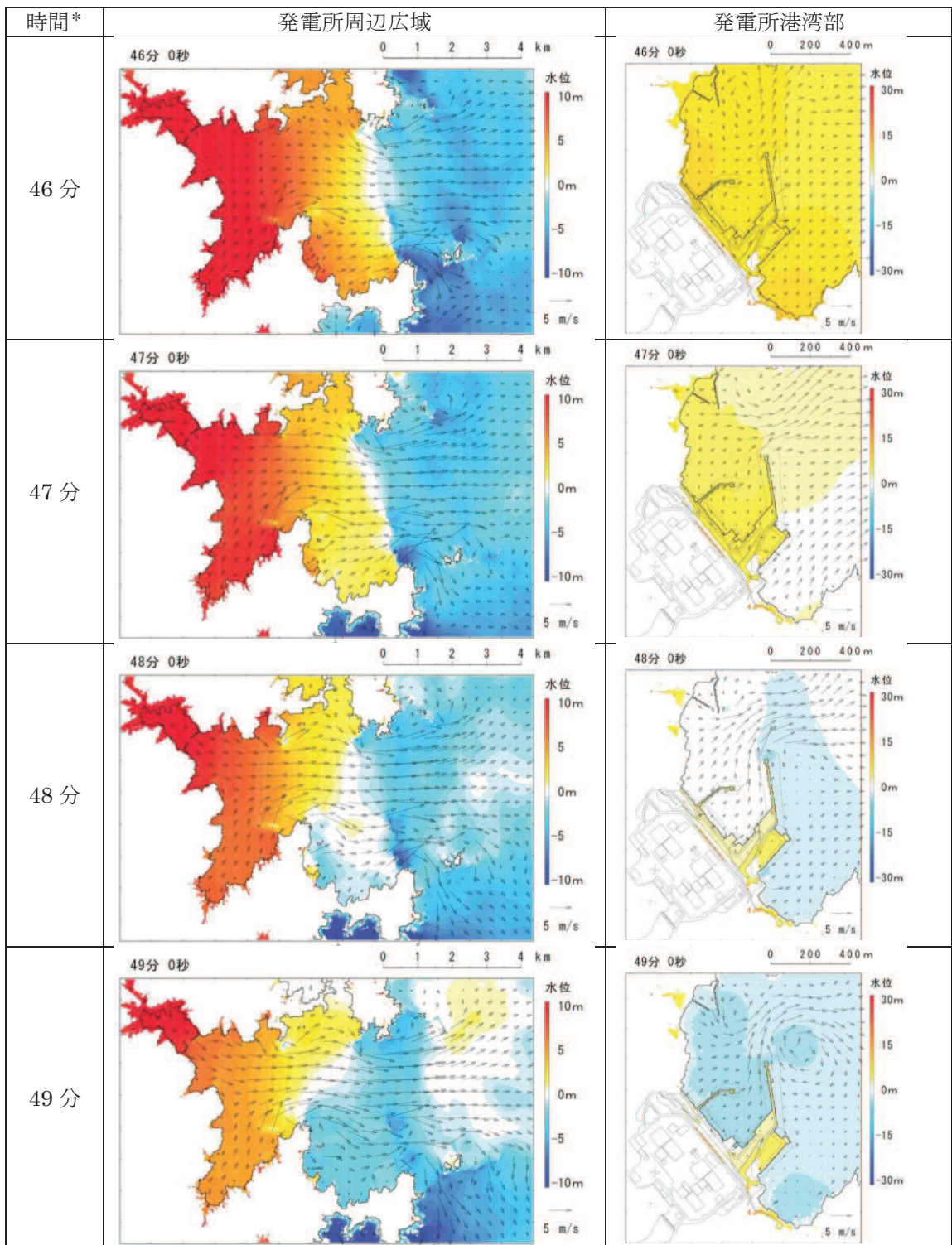
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-1(4) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮前, 基準津波(水位下降側))



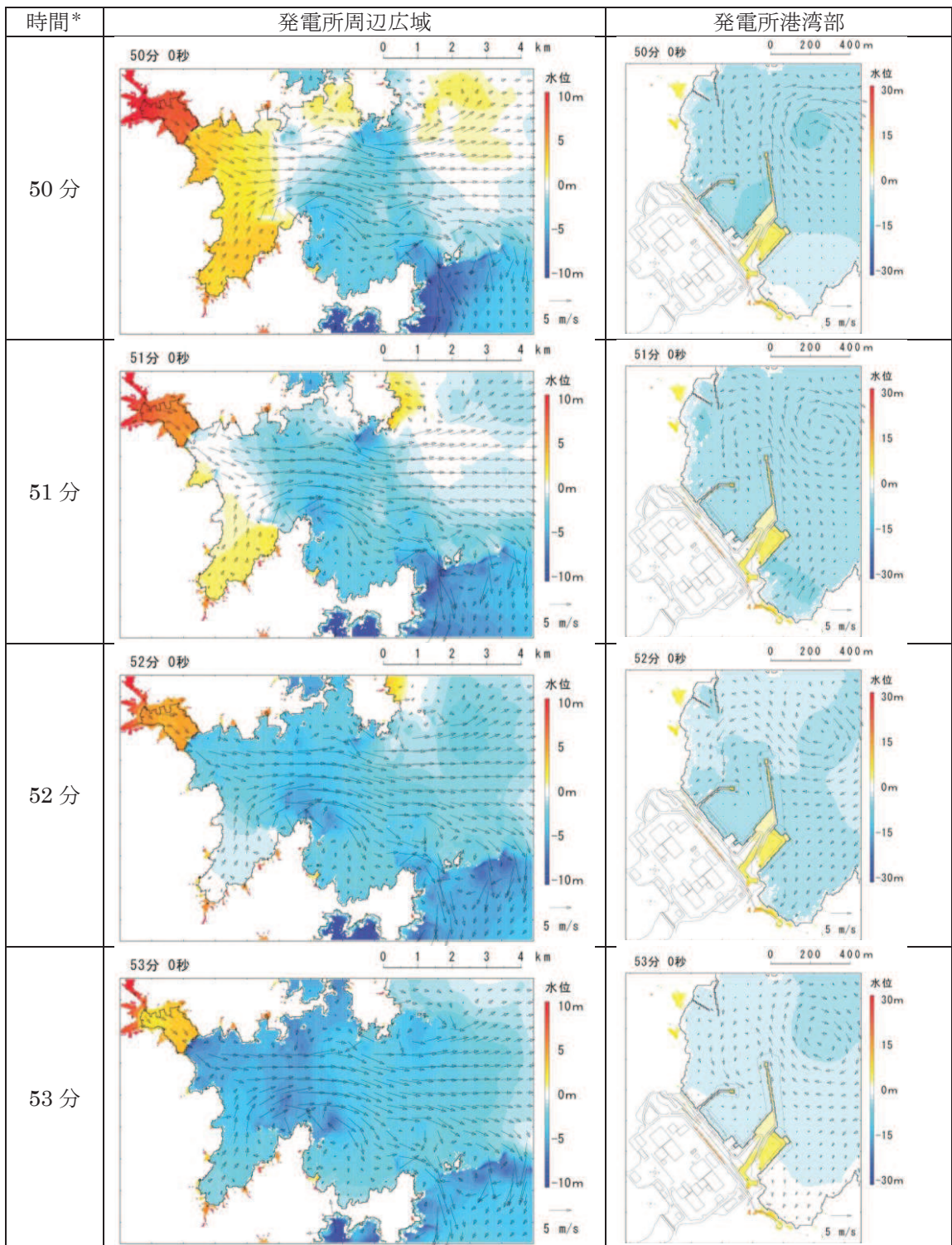
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-2(1) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後, 基準津波 (水位下降側))



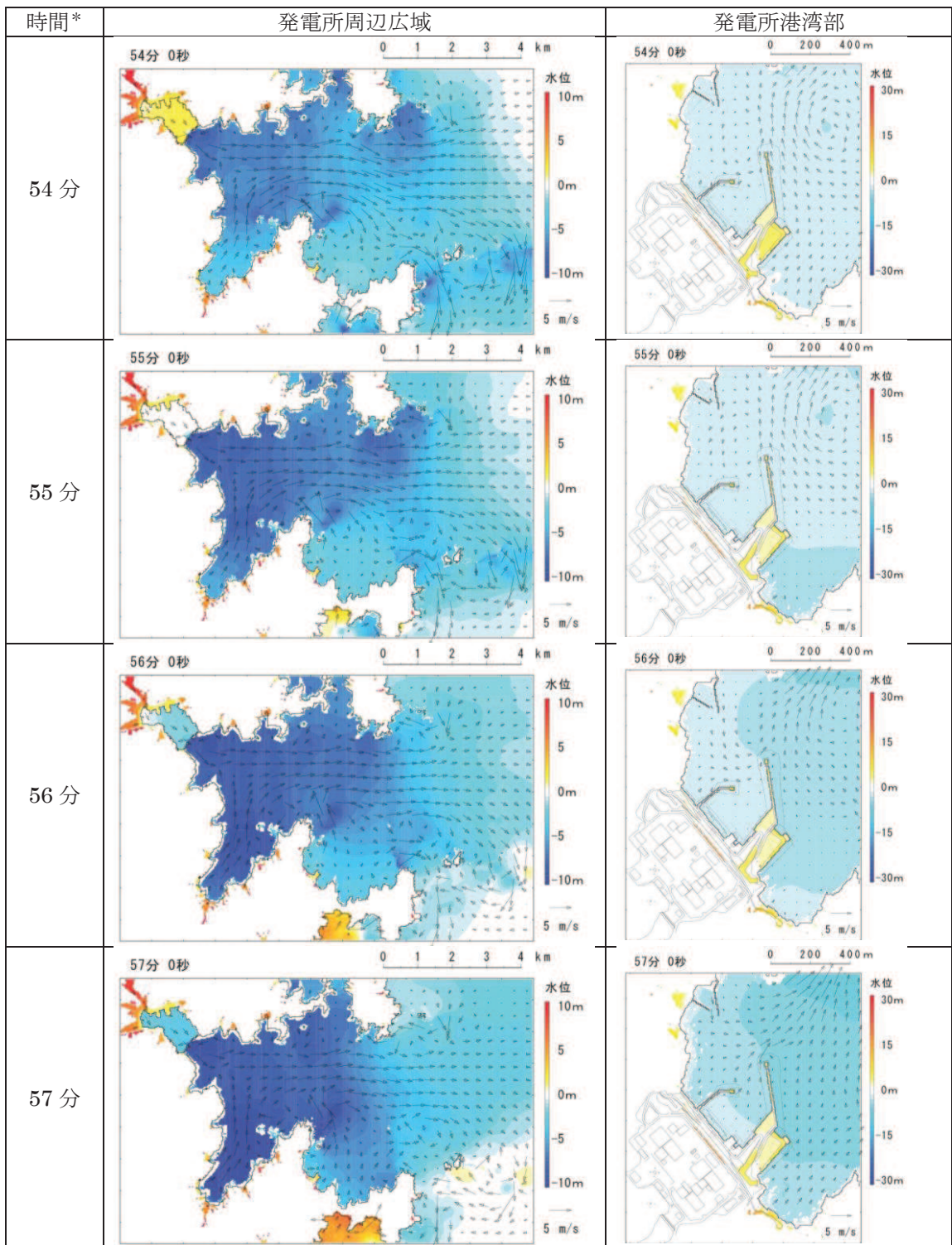
* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-2(2) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後、基準津波（水位下降側）)



* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-2(3) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後, 基準津波 (水位下降側))



* 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 2-2(4) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(地形改変考慮後、基準津波（水位下降側）)

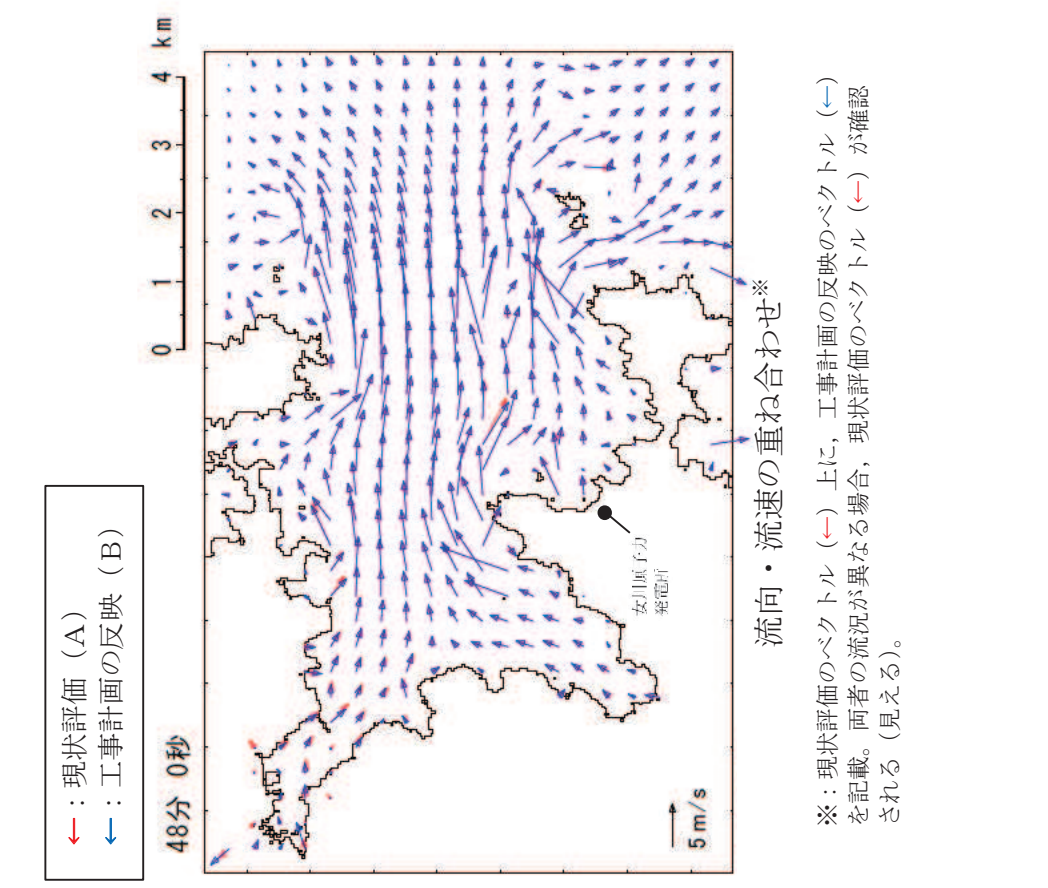


図 2-3 発電所港湾内が引き波に転ずる地震発生約 48 分後以降の流況比較 (地震発生 48 分後)

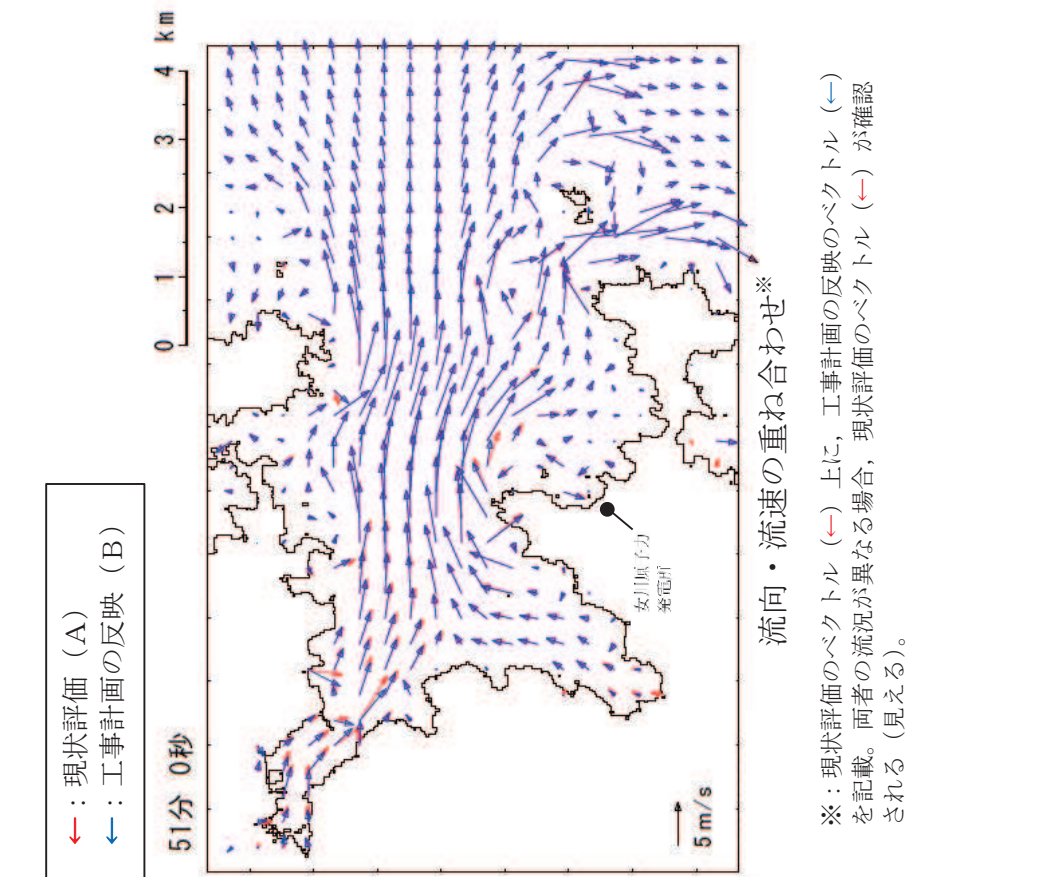
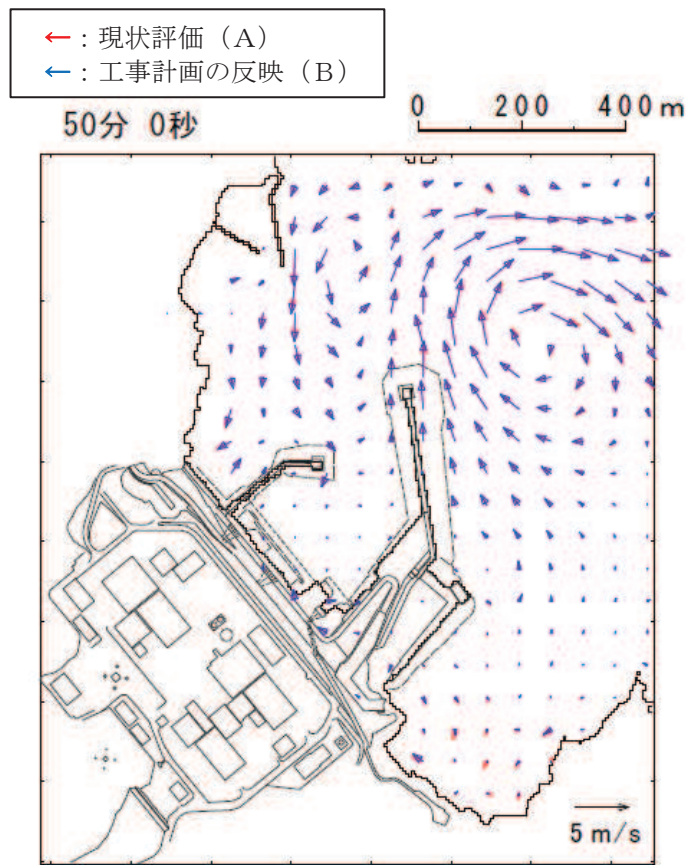
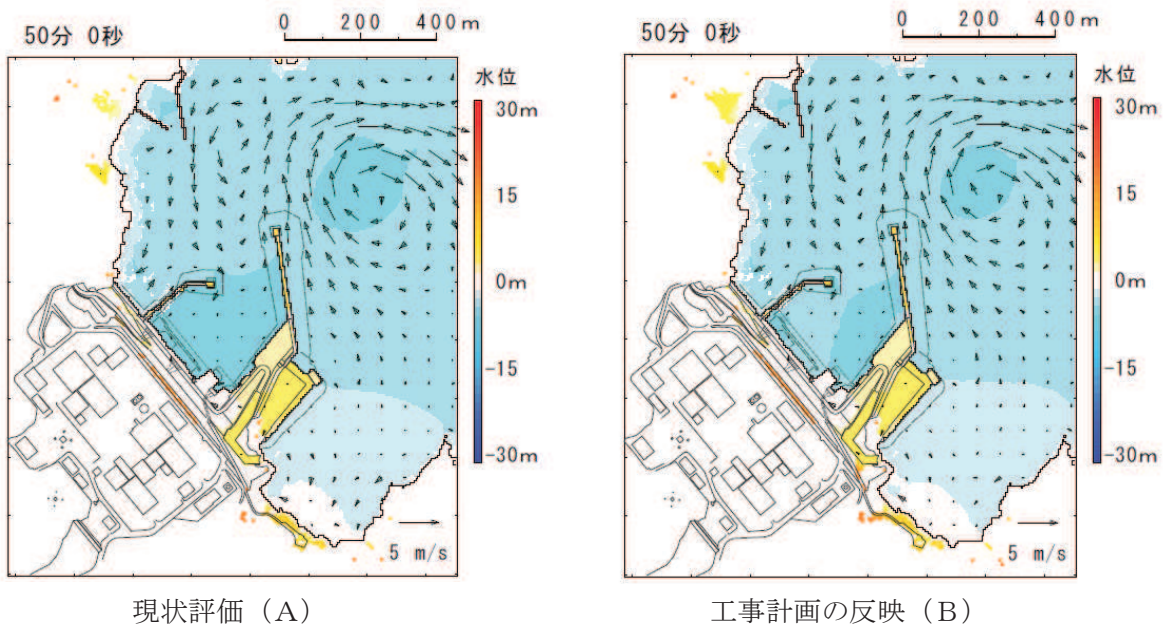
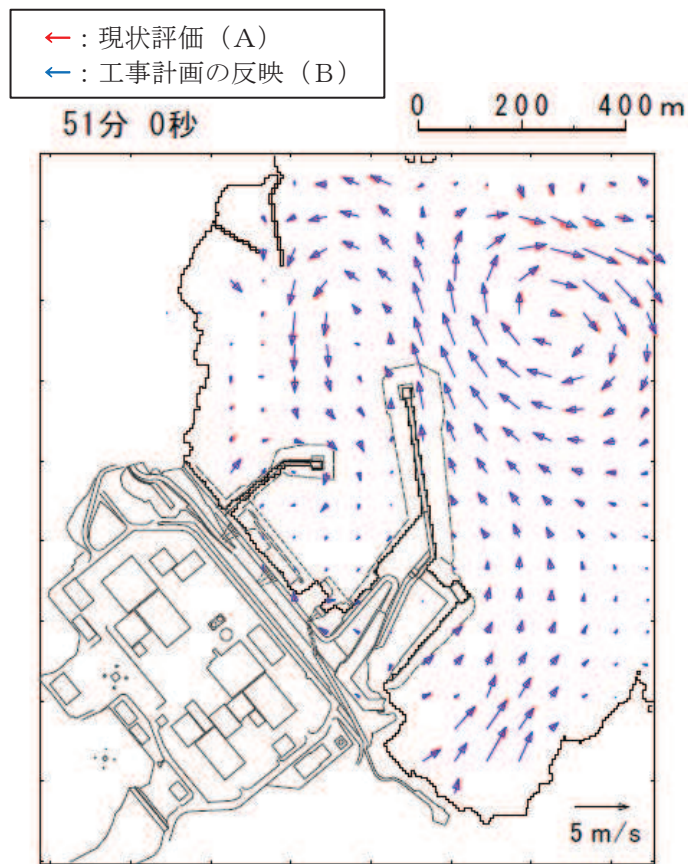
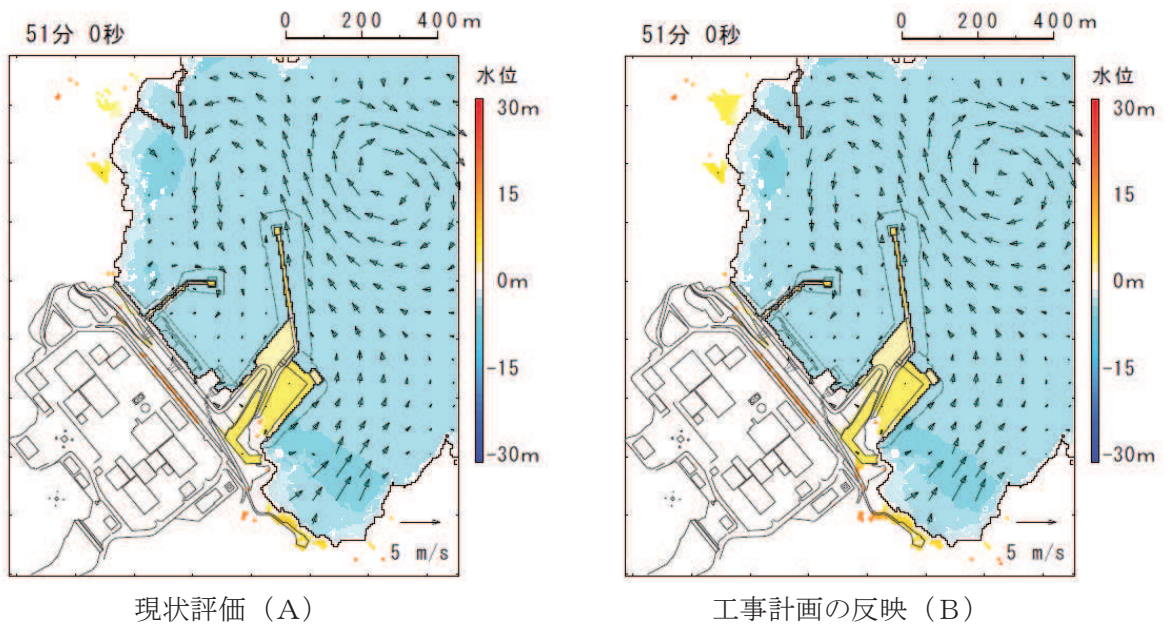


図 2-4 発電所港湾内が引き波に転ずる地震発生約 48 分後以降の流況比較 (地震発生 51 分後)



※：現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。
両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

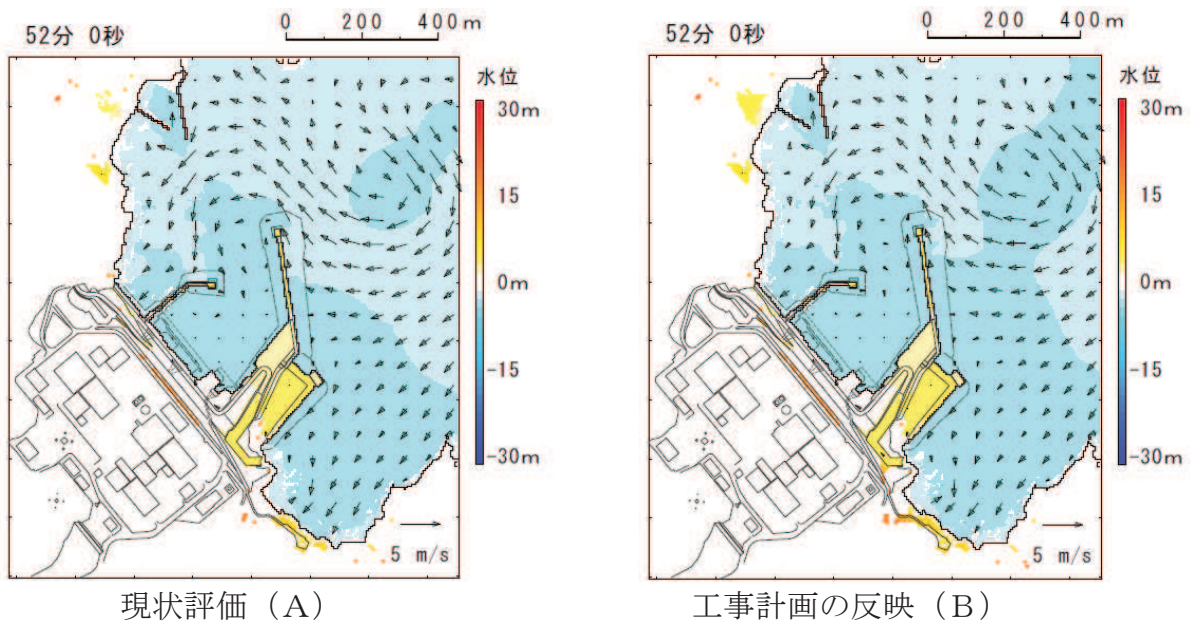
図 2-5(1) 女川湾湾奥から発電所に向かう流れが確認される地震発生約 50 分後以降の流況比較
(地震発生 50 分後)



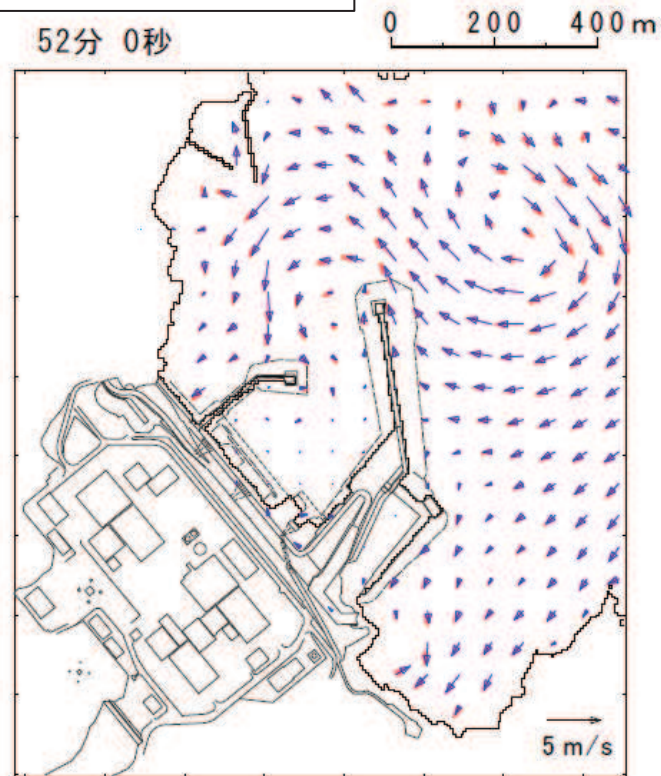
流向・流速の重ね合わせ※

※：現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 2-5(2) 女川湾湾奥から発電所に向かう流れが確認される地震発生約 50 分後以降の流況比較 (地震発生 51 分後)

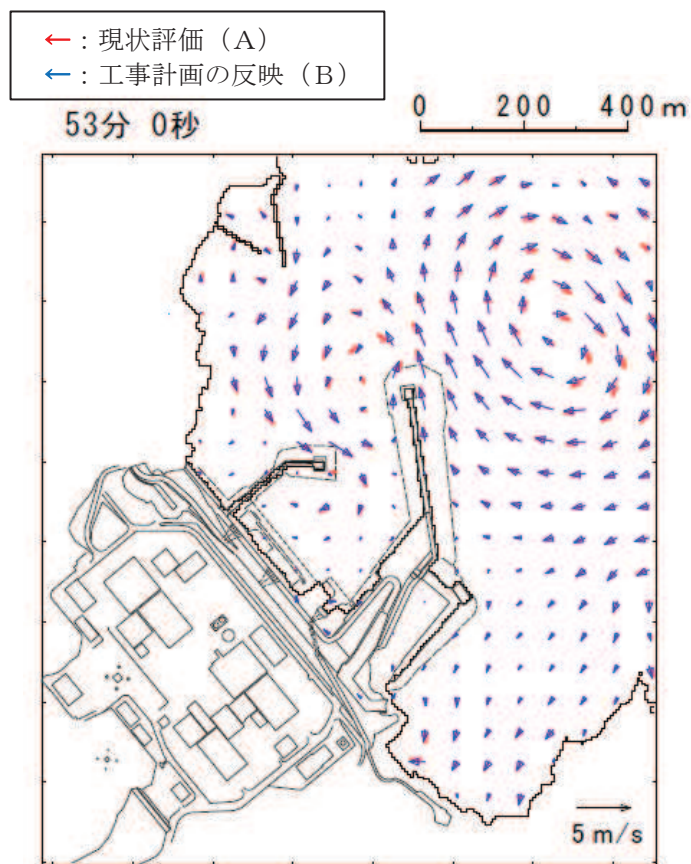
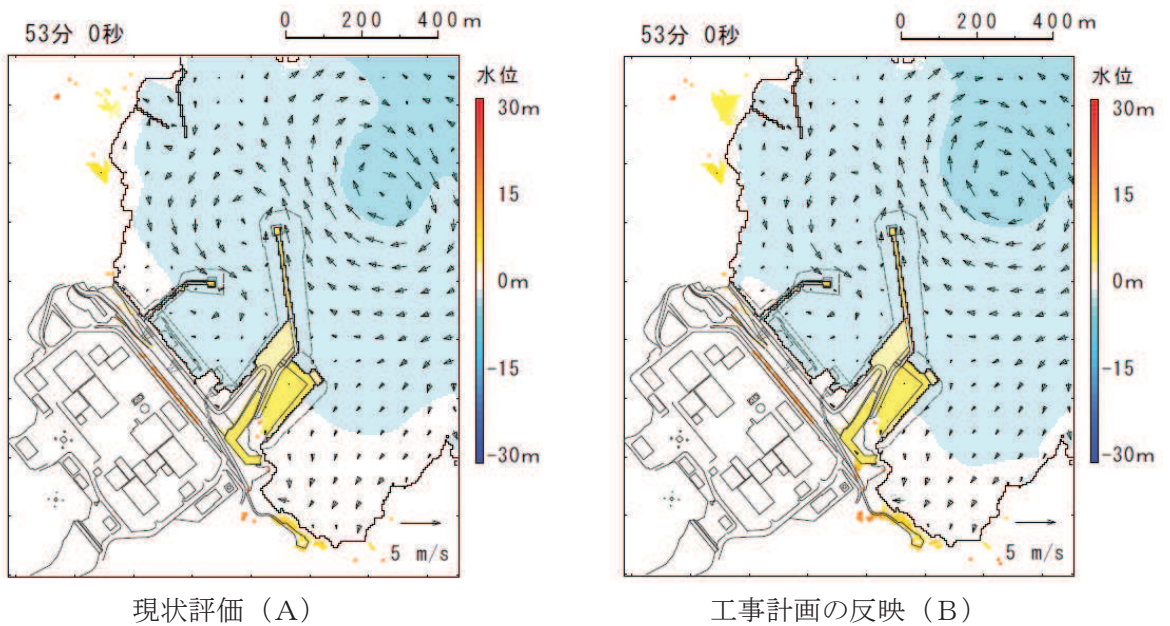


← : 現状評価 (A)
 ← : 工事計画の反映 (B)



※ : 現状評価のベクトル (←) 上に, 工事計画の反映のベクトル (←) を記載。
 両者の流況が異なる場合, 現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

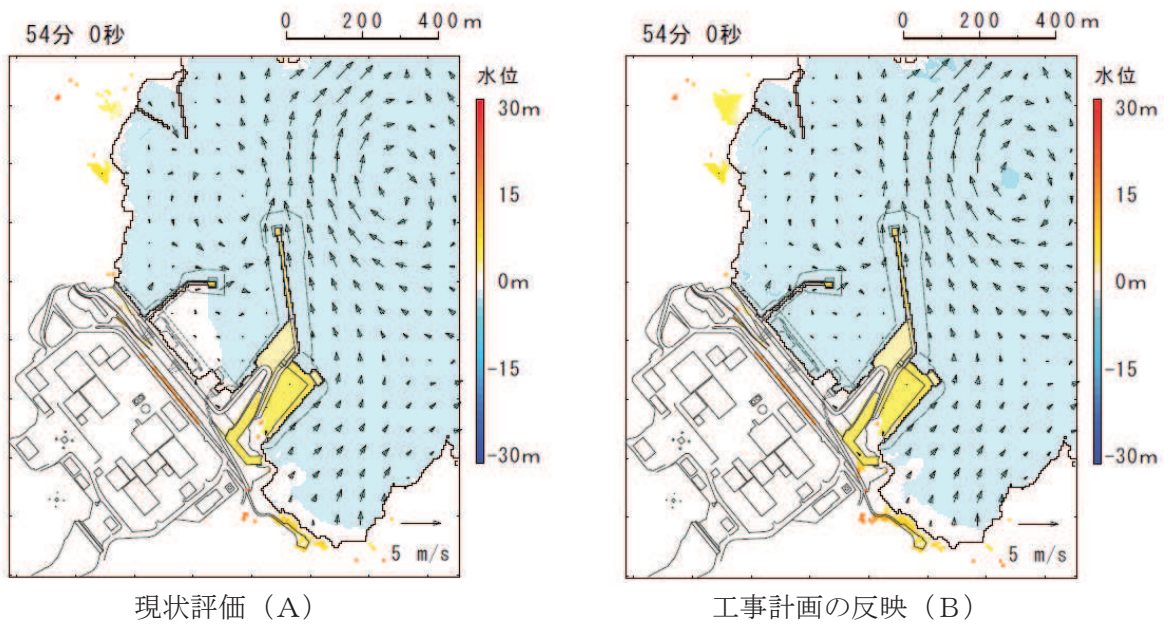
図 2-5(3) 女川湾湾奥から発電所に向かう流れが確認される地震発生約 50 分後以降の流況比較
 (地震発生 52 分後)



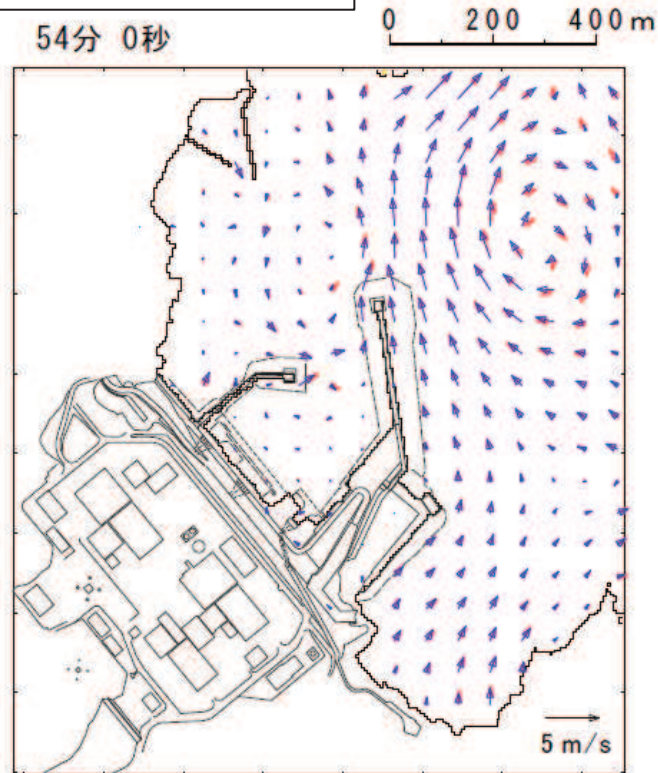
流向・流速の重ね合わせ※

※：現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 2-5(4) 女川湾湾奥から発電所に向かう流れが確認される地震発生約 50 分後以降の流況比較 (地震発生 53 分後)



← : 現状評価 (A)
 ← : 工事計画の反映 (B)



※ : 現状評価のベクトル (←) 上に、工事計画の反映のベクトル (←) を記載。
 両者の流況が異なる場合、現状評価のベクトル (←) が確認される (見える)。

図 2-5(5) 女川湾湾奥から発電所に向かう流れが確認される地震発生約 50 分後以降の流況比較
 (地震発生 54 分後)

(参考3) 取放水路流路縮小工の貫通部径について

1. はじめに

取放水路流路縮小工は、第1号機取水路及び放水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機取水路及び第1号機放水路に設置する。取放水路流路縮小工の設置位置を図1-1に示す。

取放水路流路縮小工は、貫通部を設けたコンクリートにより流路を縮小する構造とし、第1号機取水路及び放水路からの津波の流入を抑制し、第1号機取水路及び放水路から敷地への津波の流入を防止する設計とする。また、第1号機の取水路内及び放水路内に設置するため、第1号機の廃止措置期間中に性能を維持すべき施設（以下「性能維持施設」という。）である原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプの維持が必要であることを踏まえ、通常時及び外部電源喪失時（以下「非常時」という。）における原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ運転時の取水機能及び放水機能への影響がない設計とする。取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の構造概要を図1-2に、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の構造概要を図1-3に示す。

本書では、津波防護機能及び第1号機の取水機能及び放水機能を維持するための貫通部径について、第1号機取水路及び放水路の水理特性を考慮した管路解析による検討結果を示す。なお、検討に用いた管路解析モデルの詳細は、「1.4 管路解析モデルについて」に示す。

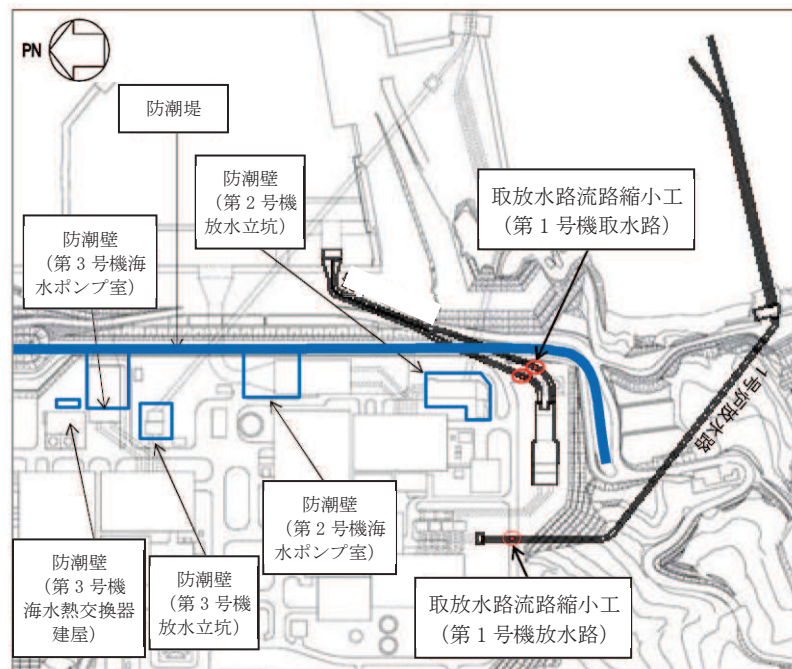


図 1-1 取放水路流路縮小工の設置位置（全体平面図）

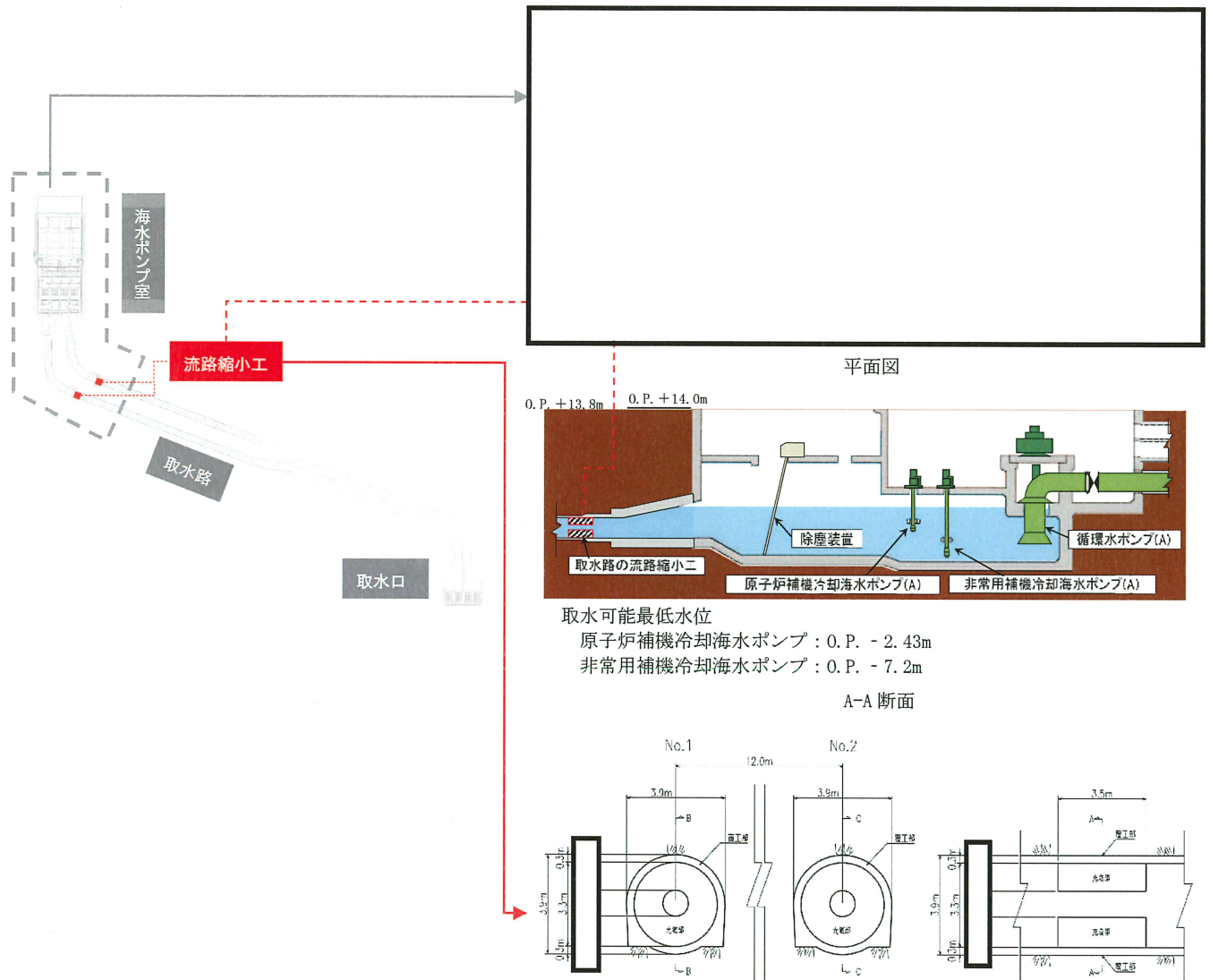


図 1-2 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）構造概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

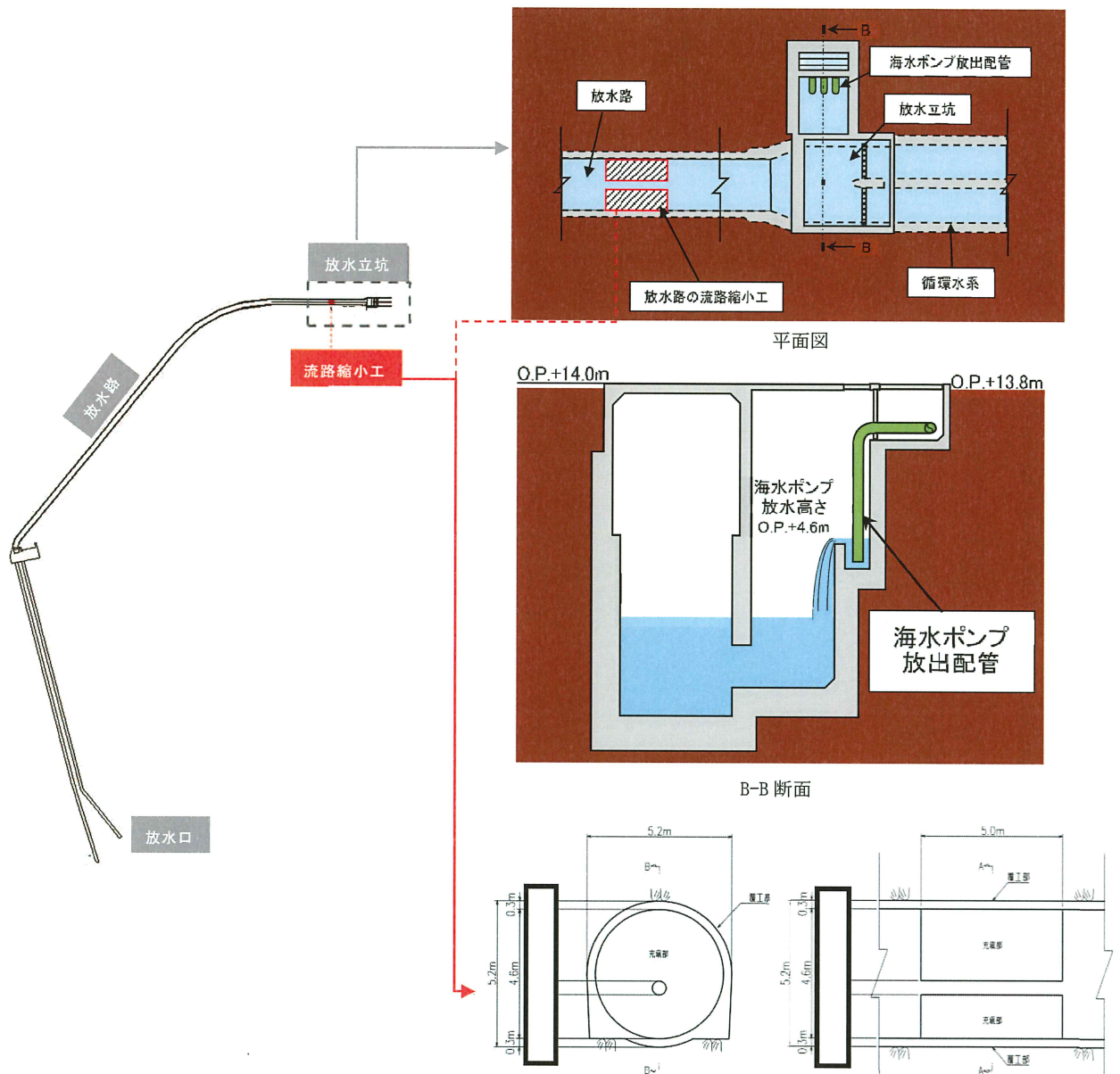


図 1-3 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）構造概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2. 津波防護機能に対する貫通部径の評価

2.1 設計方針

第2号機の津波防護施設であ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）の貫通部径は、第1号機取水路及び放水路から敷地への津波の流入を防止する設計とし、外郭浸水防護設備として津波の流入を防止する設計確認値（上限値）を設定する。

2.2 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）

第1号機海水ポンプ室での入力津波高さが、第1号機海水ポンプ室の天端高さを上回らない貫通部径として、設計確認値（上限値）を□m、公称値については□mとする。

入力津波高さの検討にあたって考慮した不確かさの詳細は、本文「1.5(3) 入力津波高さが有する数値計算上の不確かさについて」に示す。また、海水ポンプの運転条件について、第1号機の性能維持施設である原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプが検討の対象になるが（詳細は「3.2 評価対象とする海水系について」に示す）、本検討では保守的に第1号機運転段階に必要であった海水ポンプ（通常時、原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B））の最大台数運転を考慮する。

評価結果を表2-1に示す。

表2-1 津波防護機能に対する貫通部径の評価結果
(取放水路流路縮小工（第1号機取水路）)

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第1号機海水 ポンプ室での 津波高さ (m)	第1号機海水 ポンプ室の 天端高さ (m)
	0.53 ^{*1}		0. P. +10.38 ^{*2}	0. P. +14.0 ^{*3}
	0.53 ^{*1}		0. P. +13.81 ^{*2}	

注記

*1：原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B）運転時の流量（960 m³/h×2台）

*2：入力津波高さは、津波高さが最大となる「防波堤あり」、「1m沈下（地盤沈下あり）」、「貝付着なし」、「スクリーン損失なし」、「地形改変なし」の条件として設定している。また、潮位変動として「朔望平均満潮位」（0. P. +1.43m）及び「潮位のばらつき」（0.16m）、地殻変動として「東北地方太平洋沖型の地震（基準断層モデル③）」で生じる地殻変動（0.72mの沈降）を考慮している。

*3：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）

第1号機放水立坑での入力津波高さが、第1号機放水立坑の天端高さを上回らない貫通部径として、設計確認値（上限値）を□m、公称値については□mとする。

入力津波高さの検討にあたって考慮した不確かさの詳細は、本文「1.5(3) 入力津波高さが有する数値計算上の不確かさについて」に示す。また、海水ポンプの運転条件について、第1号機の性能維持施設である原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプが検討の対象になるが（詳細は、「3.2 評価対象とする海水系について」に示す）、本検討では保守的に第1号機運転段階に必要であった海水ポンプ（通常時、原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B））の最大台数運転を考慮する。

評価結果を表 2-2 に示す。

表 2-2 津波防護機能に対する貫通部径の評価結果
（取放水路流路縮小工（第1号機放水路））

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第1号機 放水立坑での 津波高さ (m)	第1号機 放水立坑の 天端高さ (m)
	0.53* ¹		O. P. +11.79* ²	O. P. +14.0* ³
	0.53* ¹		O. P. +13.03* ²	

注記

- * 1 : 原子炉補機冷却海水ポンプ（A）（B）運転時の流量（960 m³/h×2台）
- * 2 : 入力津波高さは、津波高さが最大となる「防波堤あり」、「現地形（地盤沈下なし）」、「貝付着あり」、「スクリーン損失なし」、「地形改変なし」の条件として設定している。また、潮位変動として「朔望平均満潮位」（O. P. +1.43m）及び「潮位のぼらつき」（0.16m）、地殻変動として「東北地方太平洋沖型の地震（基準断層モデル③）」で生じる地殻変動（0.72mの沈降）を考慮している。
- * 3 : 東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3. 第1号機の性能維持施設への影響を踏まえた貫通部径の評価

3.1 設計方針

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）の貫通部径は、第1号機の性能維持施設である原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプの維持が必要であることを踏まえ、通常時及び非常時における第1号機の原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ運転時の取水機能、放水機能への影響がない設計とし、取水機能、放水機能を確保するための設計確認値（下限値）を設定する。

3.2 評価対象とする第1号機の性能維持施設について

本検討で対象とする第1号機の性能維持施設である原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプを表3-1に示す。

表 3-1(1) 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ（A系）

	ポンプ名称	維持台数	流量 (m ³ /h)	用途
通常時	原子炉補機冷却海水ポンプ(A)	1	960	使用済燃料プールの冷却
非常時	原子炉補機冷却海水ポンプ(A)	1	960	
	非常用補機冷却海水ポンプ(A)	1	390	非常用ディーゼル発電機(A)の補機冷却

表 3-1(2) 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ（B系）

	ポンプ名称	維持台数	流量 (m ³ /h)	用途
通常時	原子炉補機冷却海水ポンプ(B)	1	960	使用済燃料プールの冷却
非常時	原子炉補機冷却海水ポンプ(B)	1	960	
	非常用補機冷却海水ポンプ(B)	1	450*	非常用ディーゼル発電機(B)の補機冷却

注記*：女川1号機は非常用補機冷却海水ポンプを4台設置している（図1-2）。

(A系((A), (C)) : 390 m³/h, B系((B), (D)) : 450 m³/h)

3.3 取水機能に対する評価（取放水路流路縮小工（第1号機取水路））

第1号機海水ポンプ室の水位が、第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ取水可能水位を下回らない貫通部径並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ取水可能最低水位を下回らない貫通部径として、設計確認値（下限値）を□m、公称値については□mとする。

原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ（A系）に対する通常時、非常時の評価結果を表3-2に、原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ（B系）に対する非常時*の評価結果を表3-3に示す。

注記*：原子炉補機冷却海水ポンプについては、A系とB系の流量が同一であることから、B系については、非常時の評価結果を示す。

表3-2(1) 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ（A系）の評価結果
（通常時）

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第1号機 取水口の 水位 (m)	第1号機海水 ポンプ室の 水位 (m)	第1号機補機冷却 海水ポンプ取水可 能最低水位 (m)
	0.27* ¹		0. P. -0.14* ²	0. P. -0.50	0. P. -2.43* ³ (原子炉補機冷却 海水ポンプ)
	0.27* ¹		0. P. -0.14* ²	0. P. -0.15	

注記*1：原子炉補機冷却海水ポンプ（A）運転時の流量（960 m³/h×1台）

*2：朔望平均干潮位。

*3：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した値。

表3-2(2) 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ（A系）の評価結果
（非常時）

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第1号機 取水口の 水位 (m)	第1号機海水 ポンプ室の 水位 (m)	第1号機補機冷却 海水ポンプ取水可 能最低水位 (m)
	0.38* ¹		0. P. -0.14* ²	0. P. -0.78	0. P. -2.43* ³ (原子炉補機冷却海 水ポンプ) 0. P. -7.2* ³ (非常用補機冷却海 水ポンプ)
	0.38* ¹		0. P. -0.14* ²	0. P. -0.15	

注記*1：原子炉補機冷却海水ポンプ（A）運転時の流量（960 m³/h×1台）＋非常用補機冷却海水ポンプ（A）運転時の流量（390 m³/h×1台）

*2：朔望平均干潮位。

*3：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-3 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ (B 系) の評価結果
(非常時)

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第 1 号機 取水口の 水位 (m)	第 1 号機海水 ポンプ室の 水位 (m)	第 1 号機補機冷却 海水ポンプ取水可 能最低水位 (m)
	0.40 ^{*1}		0. P. -0.14 ^{*2}	0. P. -0.84	0. P. -2.43 ^{*3} (原子炉補機冷却海 水ポンプ)
	0.40 ^{*1}		0. P. -0.14 ^{*2}	0. P. -0.15	0. P. -7.2 ^{*3} (非常用補機冷却海 水ポンプ)

注記*1：原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (960 m³/h×1 台) + 非常用補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (450 m³/h×1 台)

*2：朔望平均干潮位。

*3：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

3.4 放水機能に対する評価 (取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路))

第 1 号機原子補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ運転時に、第 1 号機放水立坑の水位が、第 1 号機補機冷却海水ポンプの放水高さを上回らない貫通部径として、設計確認値 (下限値) を m, 公称値については m とする。

原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ (A 系) に対する通常時, 非常時の評価結果を表 3-4 に, 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ (B 系) に対する非常時* の評価結果を表 3-5 に示す。

注記*：原子炉補機冷却海水ポンプについては、A 系と B 系の流量が同一であることから、B 系については、非常時の評価結果を示す。

表 3-4(1) 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ (A 系) の評価結果
(通常時)

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第 1 号機 放水口の 水位 (m)	第 1 号機 放水立坑の 水位 (m)	第 1 号機補機冷却 海水ポンプの放水 高さ (m)
	0.27 ^{*1}		0. P. +1.43 ^{*2}	0. P. +1.89	0. P. +4.6 ^{*3}
	0.27 ^{*1}		0. P. +1.43 ^{*2}	0. P. +1.61	

注記*1：原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (960 m³/h×1 台)

*2：朔望平均満潮位。

*3：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-4(2) 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ (A 系) の評価結果
(非常時)

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第 1 号機 放水口の 水位 (m)	第 1 号機 放水立坑の 水位 (m)	第 1 号機補機冷却 海水ポンプの放水 高さ (m)
	0.38 ^{*1}		0. P. +1.43 ^{*2}	0. P. +2.30	0. P. +4.6 ^{*3}
	0.38 ^{*1}		0. P. +1.43 ^{*2}	0. P. +1.77	

注記*1：原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (960 m³/h×1 台) + 非常用補機冷却海水ポンプ (A) 運転時の流量 (390 m³/h×1 台)

*2：朔望平均満潮位。

*3：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

表 3-5 原子炉補機冷却海水ポンプ並びに非常用補機冷却海水ポンプ (B 系) の評価結果
(非常時)

貫通部径 (m)	流量 (m/s)	流路面積 (m ²)	第 1 号機 放水口の 水位 (m)	第 1 号機 放水立坑の 水位 (m)	第 1 号機補機冷却 海水ポンプの放水 高さ (m)
	0.40 ^{*1}		0. P. +1.43 ^{*2}	0. P. +2.39	0. P. +4.6 ^{*3}
	0.40 ^{*1}		0. P. +1.43 ^{*2}	0. P. +1.81	

注記*1：原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (960 m³/h×1 台) + 非常用補機冷却海水ポンプ (B) 運転時の流量 (450 m³/h×1 台)

*2：朔望平均満潮位。

*3：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を考慮した値。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

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。

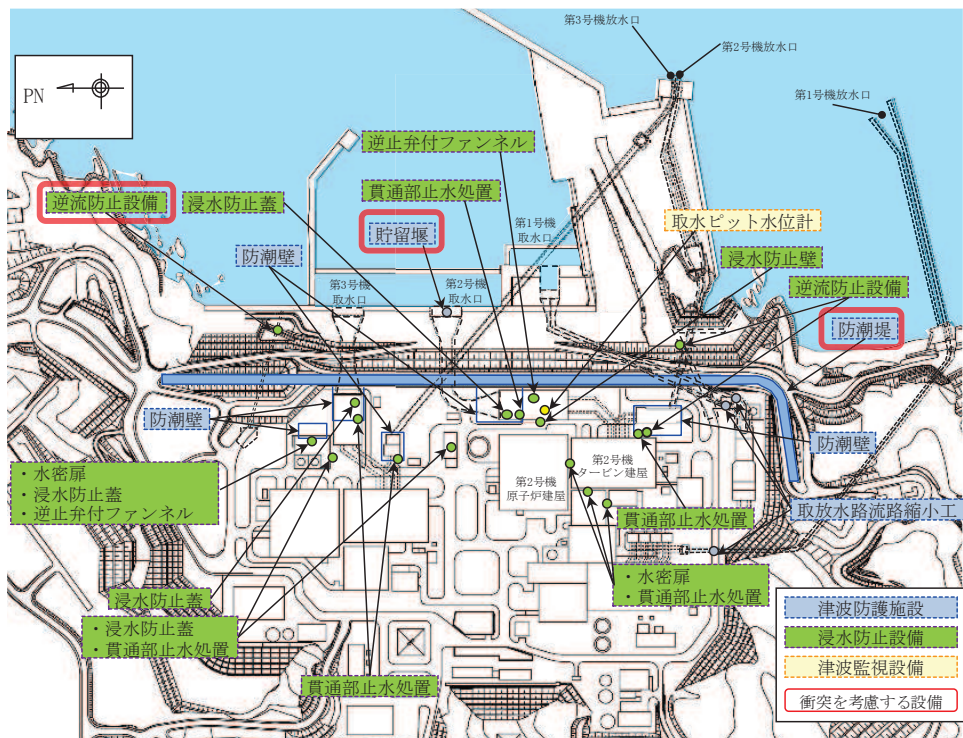


図 4.3-1 漂流物による衝突荷重を考慮する津波防護施設

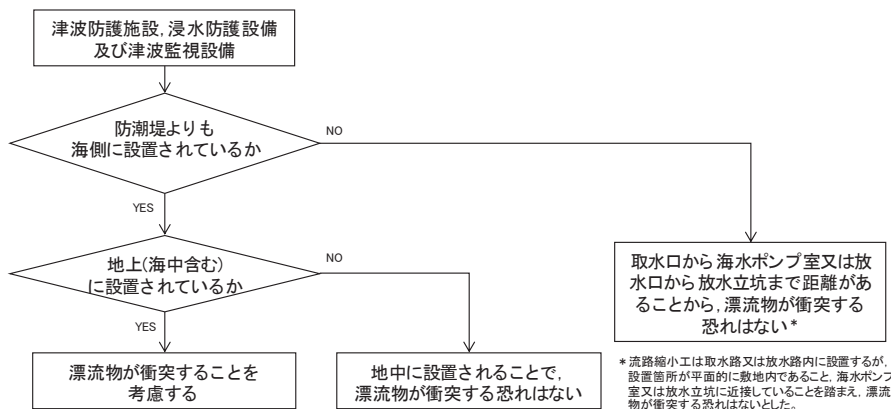


図 4.3-2 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の選定フロー

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。

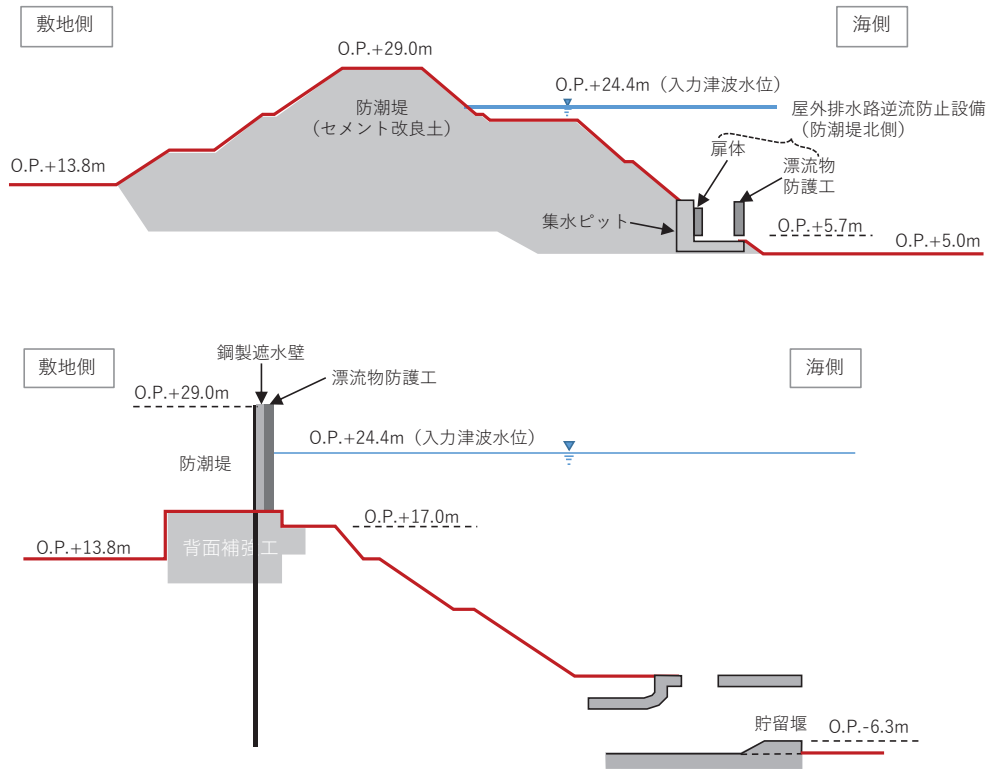


図 4.3-3 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の設置概念図

4.3.2 津波に関するサイト特性

① 発電所周辺地形の把握

発電所は、東北地方太平洋側のリアス海岸の南端部に位置する牡鹿半島の女川湾南側の小規模な湾奥に立地している。

また、発電所は女川湾の湾口部に位置し、発電所よりも西側の湾の奥側には複数の漁港や女川町等の市街地が形成されている。

発電所周辺地形を図 4.3-4 に示す。

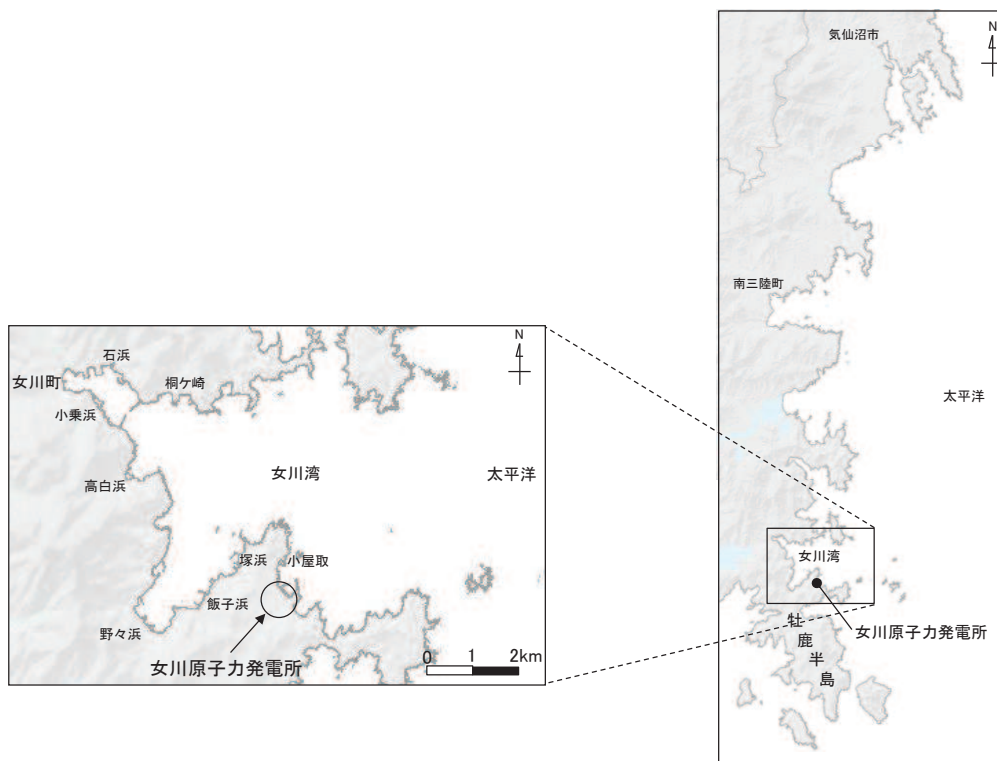


図 4.3-4 発電所周辺地形

② 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握

発電所を含む女川湾内の津波の特徴については、「4.2.1 ②基準津波の流速及び流向の把握」に示すとおりである。

これらの特徴から漂流物の衝突の観点で、特筆すべき内容を、女川湾における特徴及び発電所近傍における特徴に分けて整理した。

【女川湾内における特徴】

女川湾の中央付近の水位、流速の絶対値及び流向から、津波第一波の水位及び流速が支配的で、東西方向の流れが卓越している特徴がある（図 4.3-5）。また、第二波以降の水位及び流速は小さいが、東西方向の流れは繰り返されている。

- ✓ 水位時刻歴波形から、基準津波第一波の水位が支配的であり、第二波以降の水位は第一波に比べて低い。

- ✓ 流速の絶対値の時刻歴波形から、基準津波第一波の流速が支配的であり、第二波以降の流速は第一波に比べて遅い。
- ✓ 流向(流速)の時刻歴から、基準津波第一波の東西方向の流れが卓越しており、第二波以降の流速は遅いものの、東西方向の流れを繰り返している。

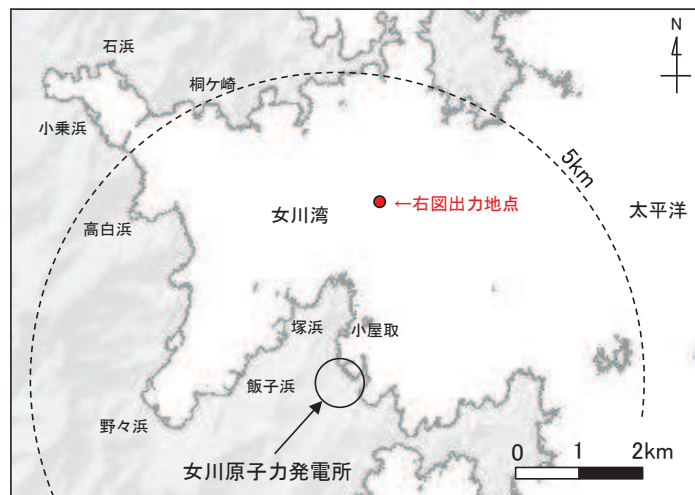
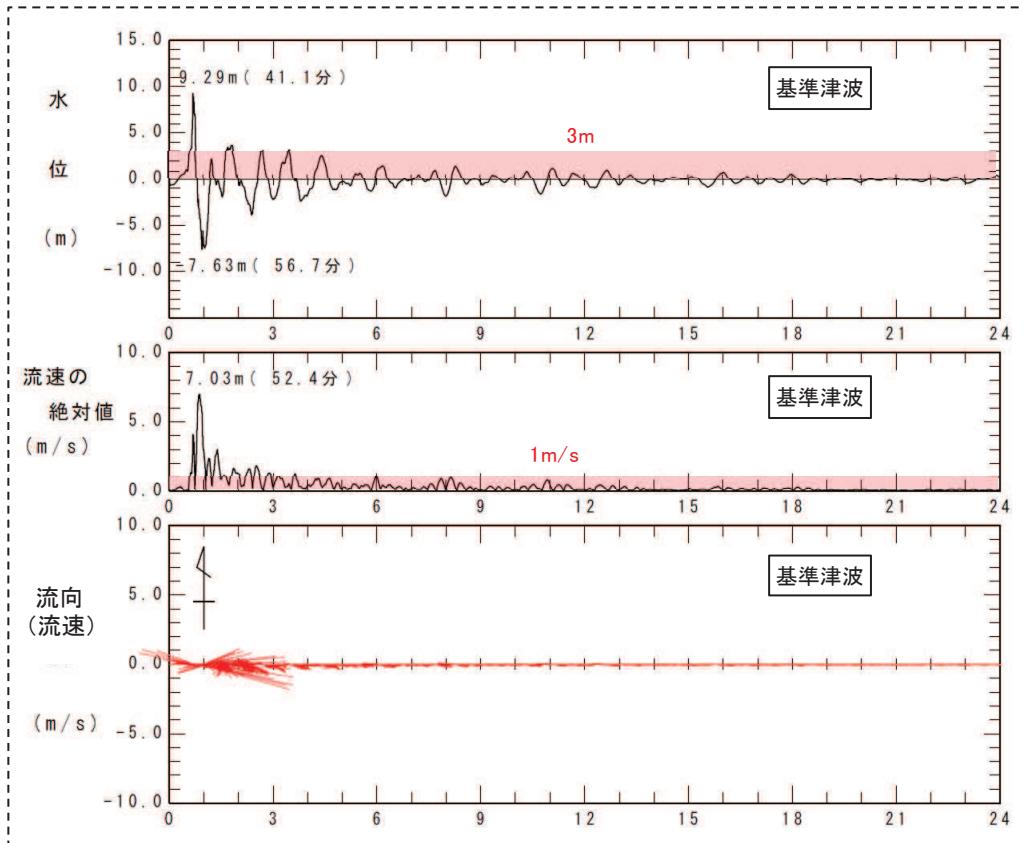


図 4.3-5 女川湾中央付近の水位，流速の絶対値及び流向（流速）

【発電所近傍における特徴】

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4.3-6及び図4.3-7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4.3-8、図4.3-9及び図4.3-10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4.3-10）。

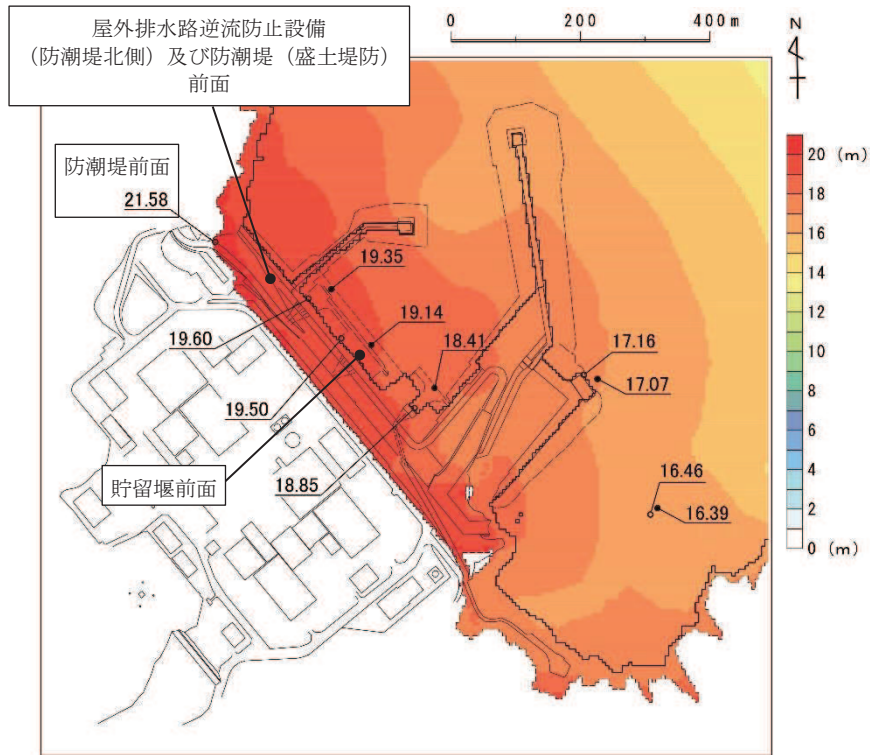


図 4.3-6 基準津波による最大水位上昇量分布
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，全時刻)

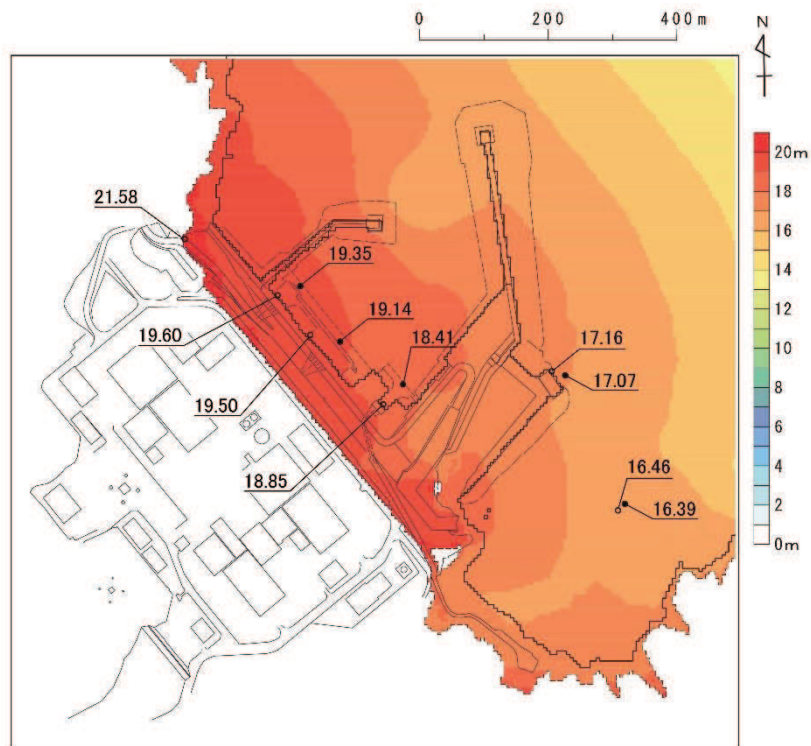


図 4.3-7 基準津波による最大水位上昇量分布
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，第一波（地震発生から約 46 分後）)

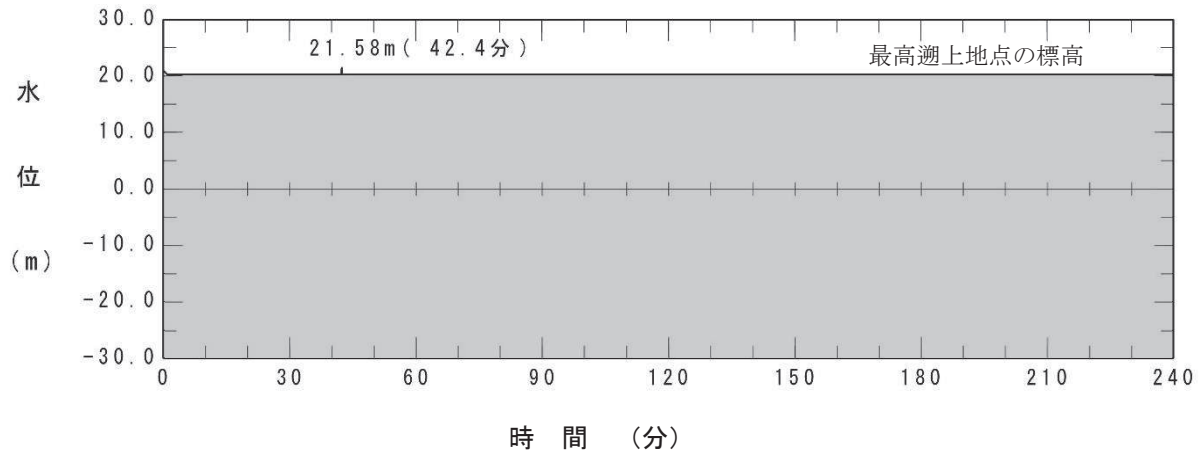


図 4.3-8 防潮堤前面の水位時刻歴
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

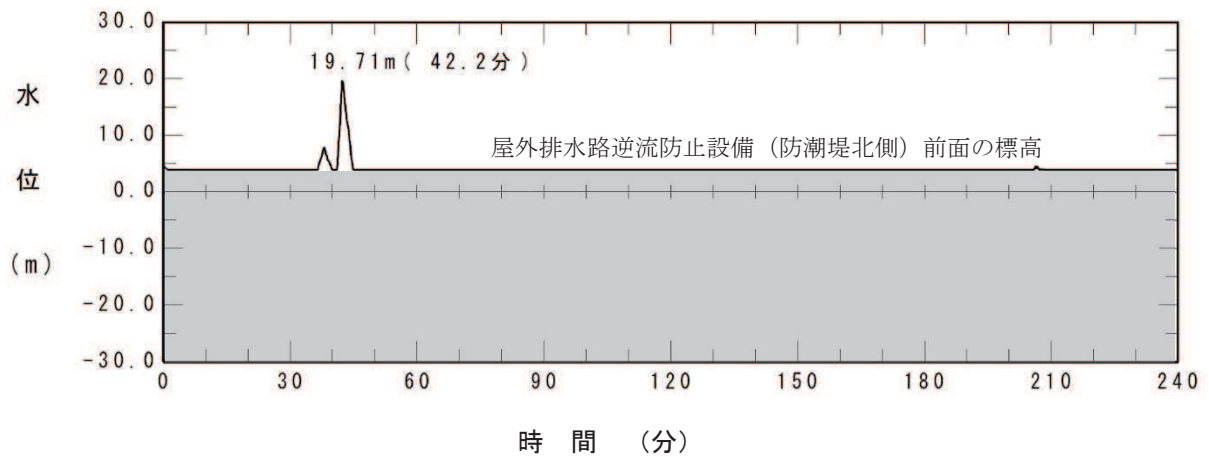


図 4.3-9 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

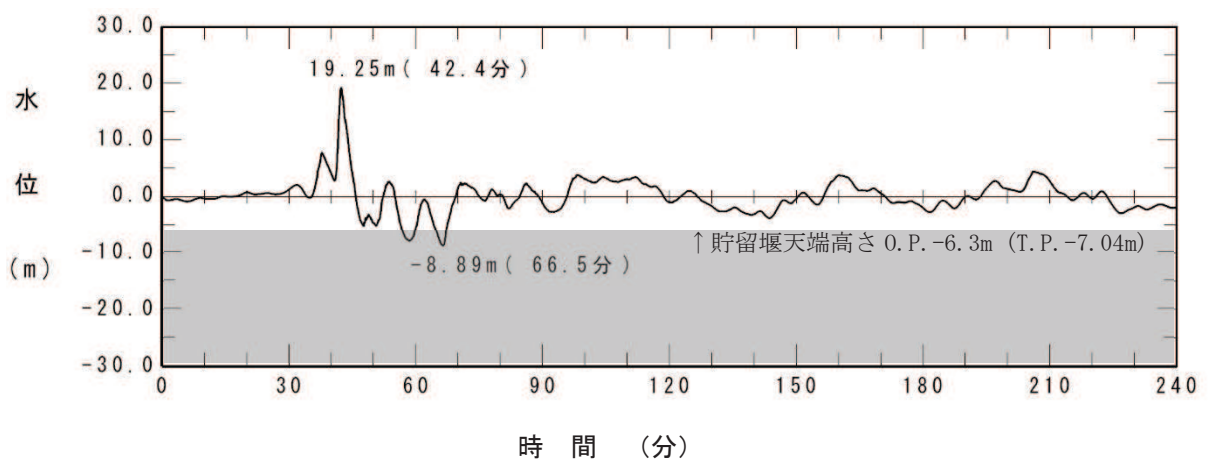


図 4.3-10 貯留堰 (取水口) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

次に、敷地前面域での流速の特徴について把握する。

図 4.3-11 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 4.3-12 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 4.3-13 に示す。この時刻歴データから、最大流速は、第一波来襲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 4.3-12 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 4.3-14 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 4.3-15 及び図 4.3-16）。

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来襲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 4.3-17）。

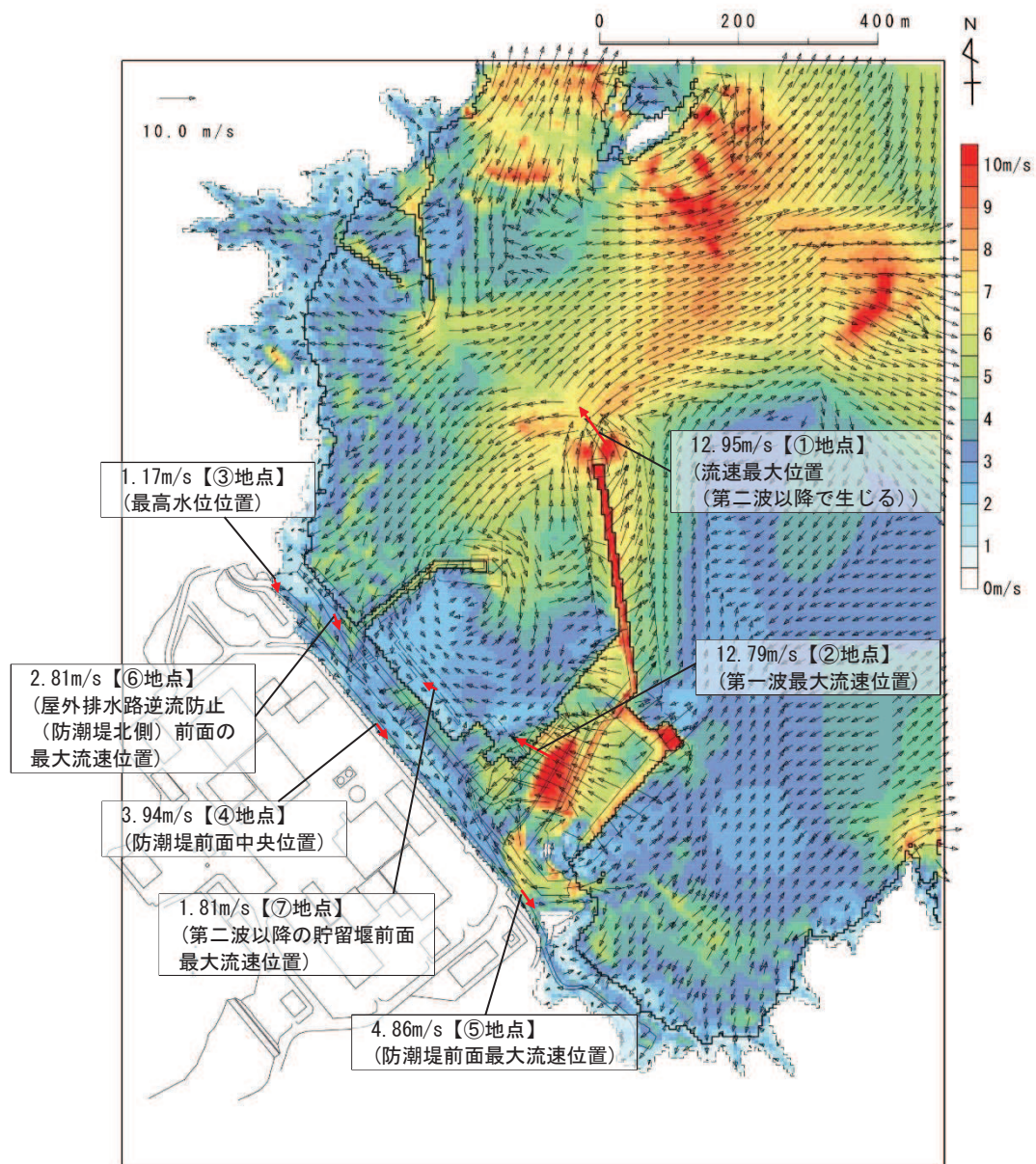


図 4.3-11(1) 基準津波における最大流速分布図
(防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

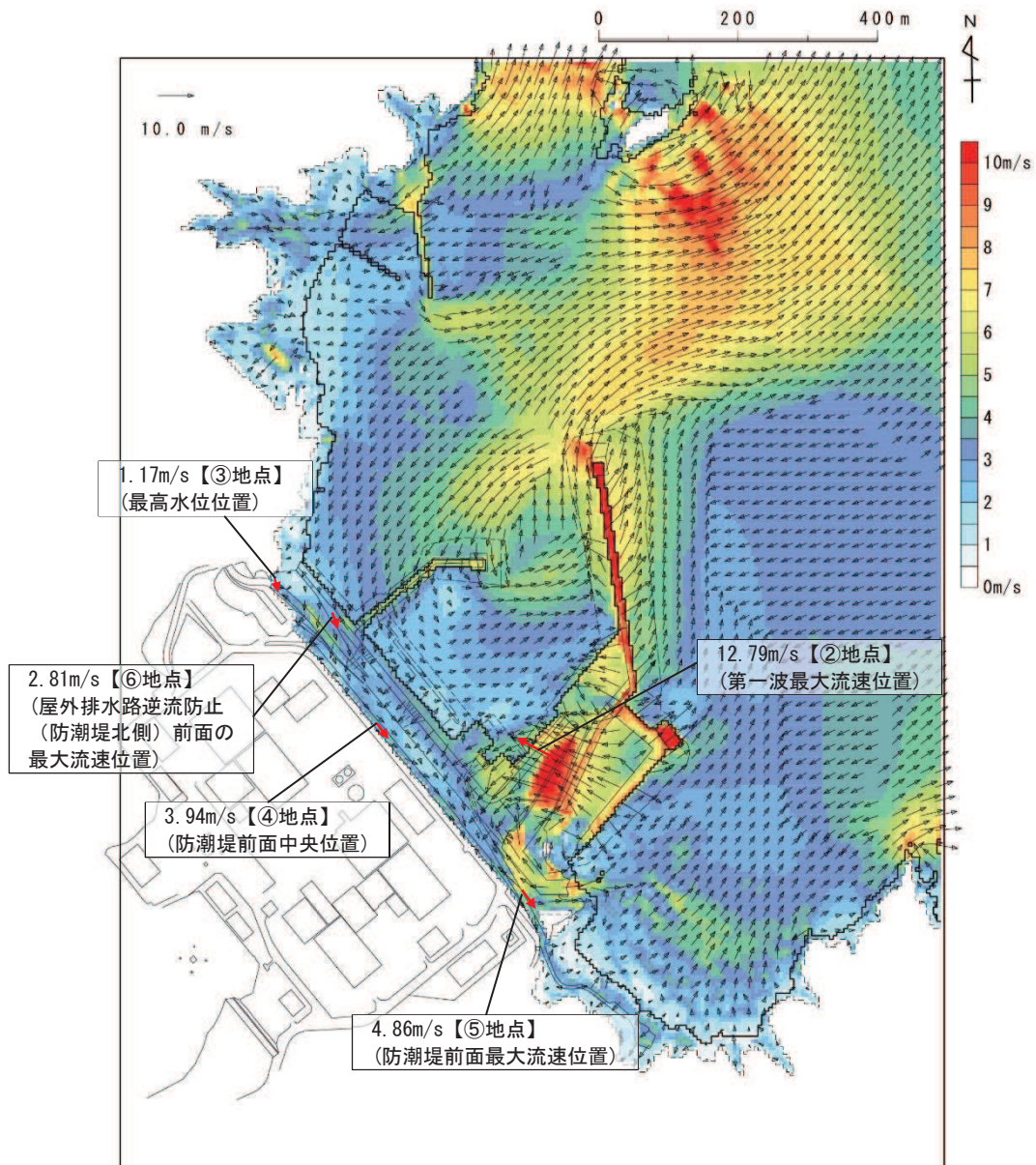


図 4.3-11(2) 基準津波における最大流速分布図
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，地震発生から約 46 分後まで)

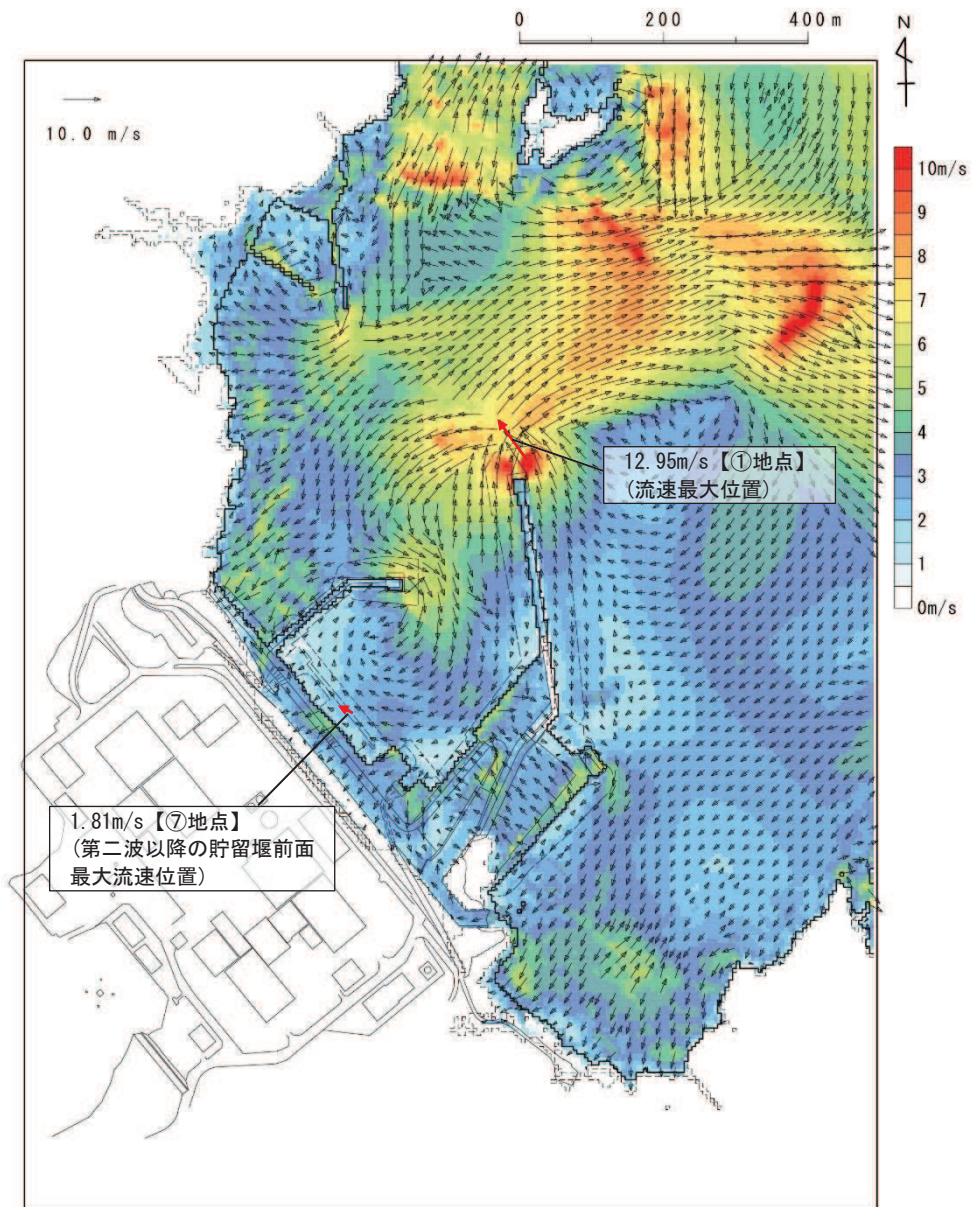


図 4.3-11 (3) 基準津波における最大流速分布図
 (防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 約 46 分以降)

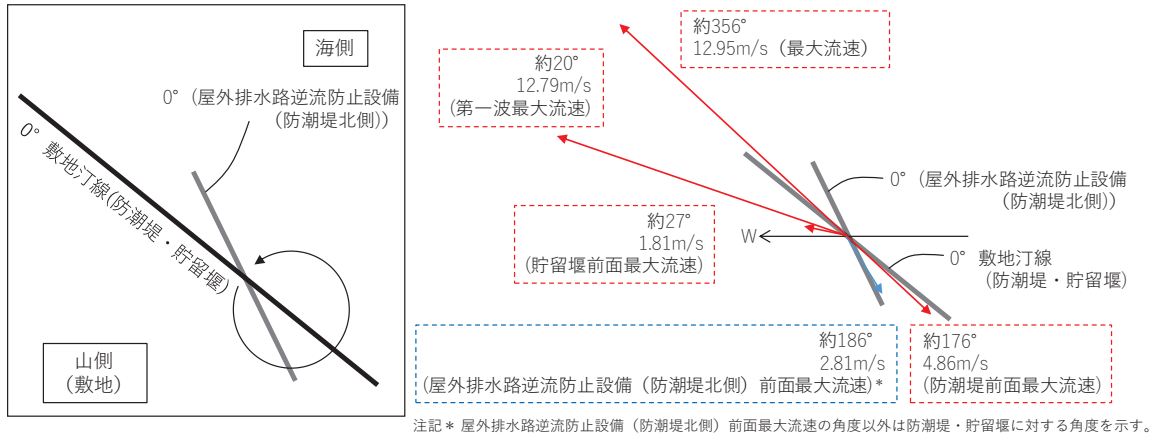


図 4.3-12 防潮堤・屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)・貯留堰に対する流向の角度

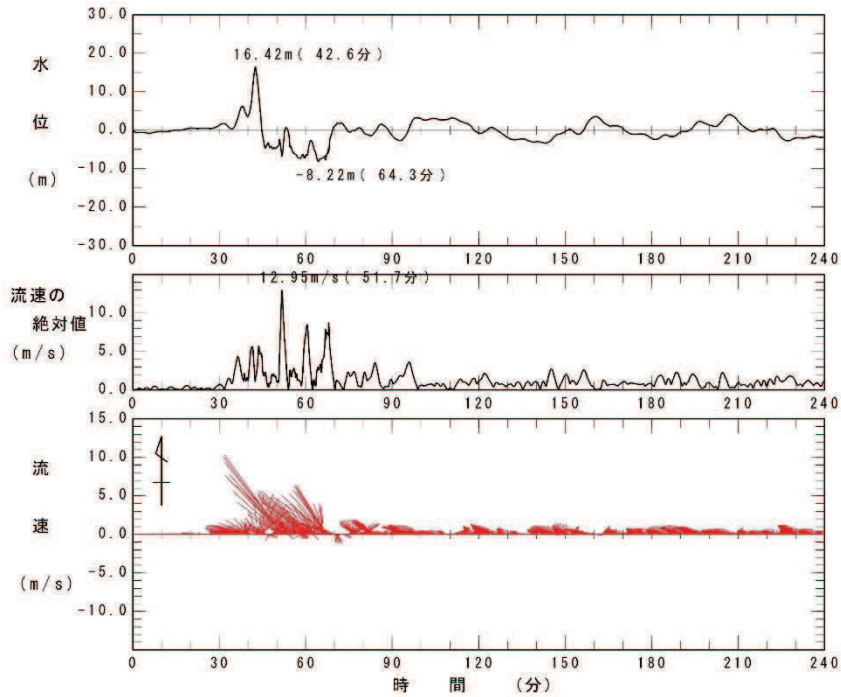


図 4.3-13 全時刻での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ
 (①地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

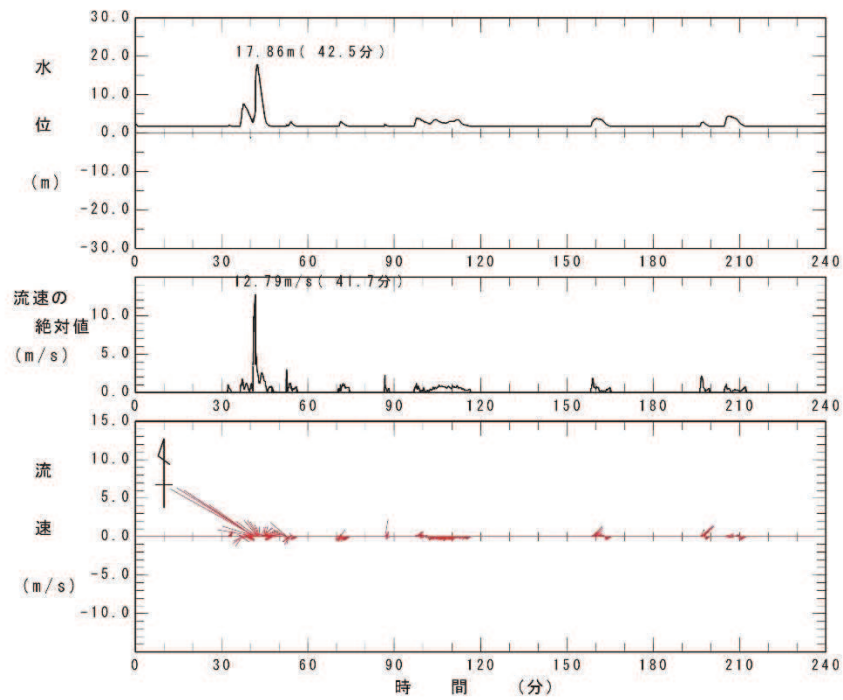


図 4.3-14 第一波での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ
 (②地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

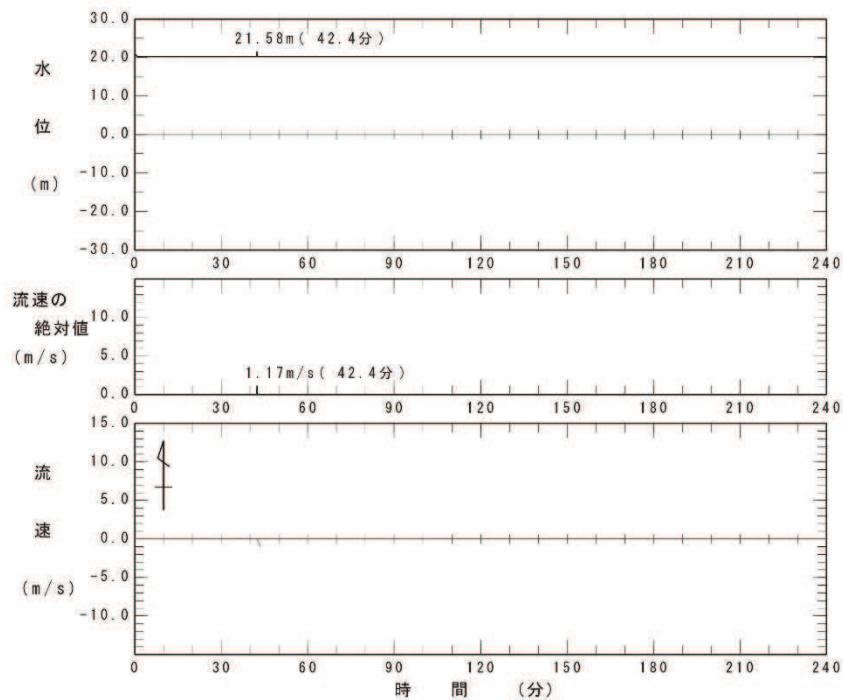


図 4.3-15(1) 防潮堤前面 (最高水位) 位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (③地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

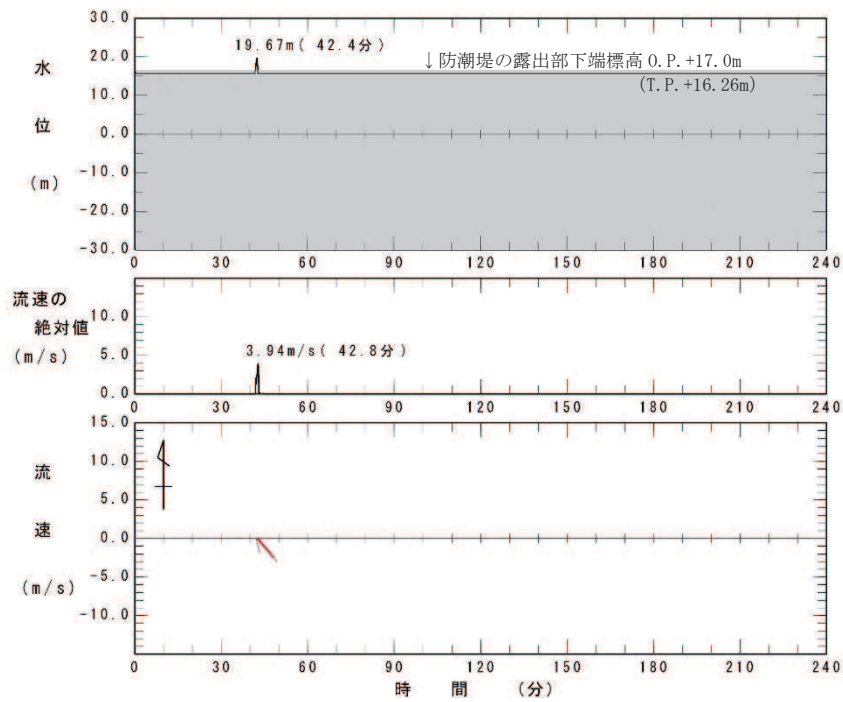


図 4.3-15(2) 防潮堤前面（中央位置）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (④地点，防波堤あり，基準地震動S_sによる地盤沈下なし，全時刻)

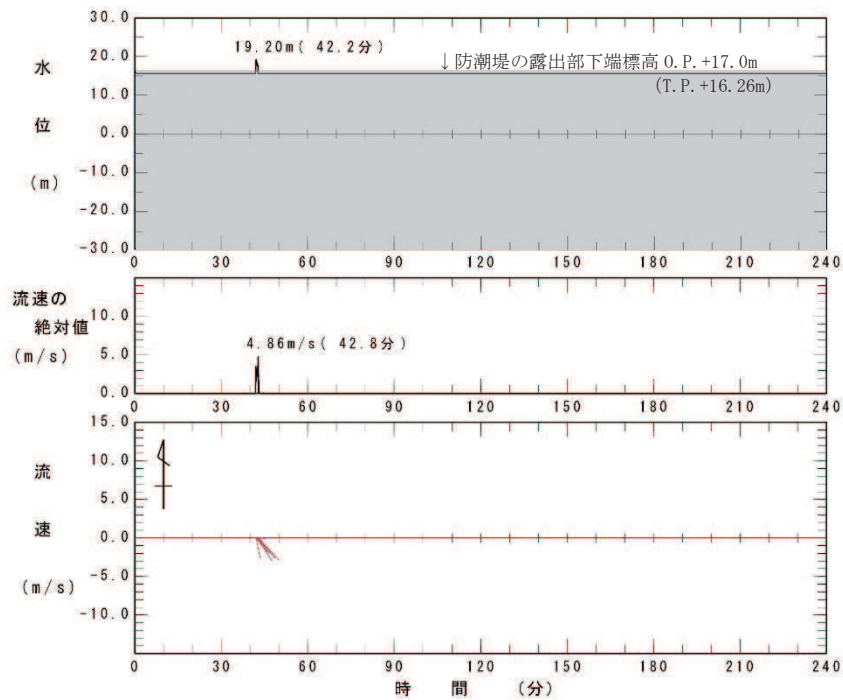


図 4.3-15(3) 防潮堤前面（最大流速）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (⑤地点，防波堤あり，基準地震動S_sによる地盤沈下なし，全時刻)

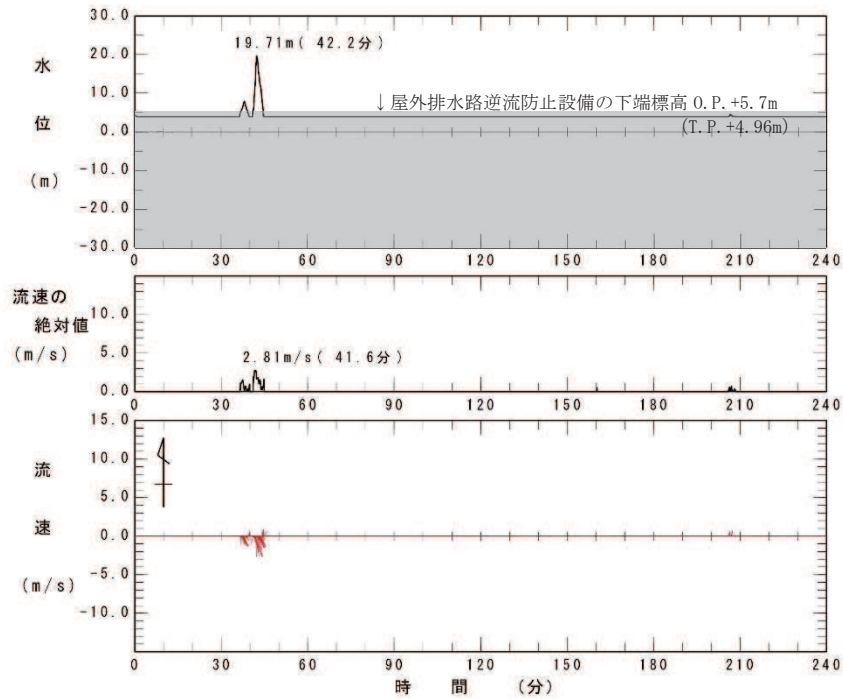


図 4.3-16 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面位置*での
流速とベクトルの時刻歴データ

(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

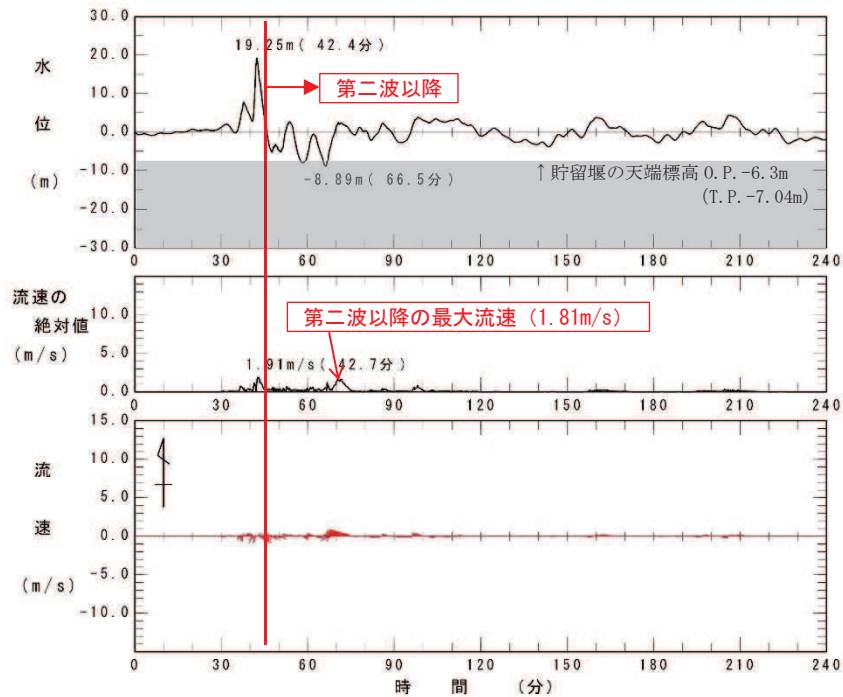


図 4.3-17 貯留堰前面位置での流速とベクトルの時刻歴データ

(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* ¹ (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* ² (排水トン数：約57t)	浮遊
		陸域	がれき	—	浮遊
			車両	—	浮遊
		コンテナ・ユニットハウス	約30t	浮遊	
		タンク	22t以下* ³ (約200k1)	浮遊	

注記 *1：小屋取漁港の漁船は、隻数が18隻で、いずれもFRP製であり、総トン数は0.7～4.7tである。
 *2：小屋取地区以外の漁船は、約400隻であり、その9割以上が総トン数5t未満である。また、総トン数10～19tの漁船は5隻（塚浜：2隻、飯子浜：1隻、寺間：2隻）のみで、各漁港前面の区画漁業権範囲内で養殖を行っているか、女川湾よりも太平洋側で漁を行っている。
 *3：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来襲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 4.3-18）。

「直近陸域」は図 4.3-18 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 4.3-19）。

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 4.3-20 に基準津波の第一波来襲時（地震発生から 40～43 分後）の流向・流速を、図 4.3-21 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来襲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。

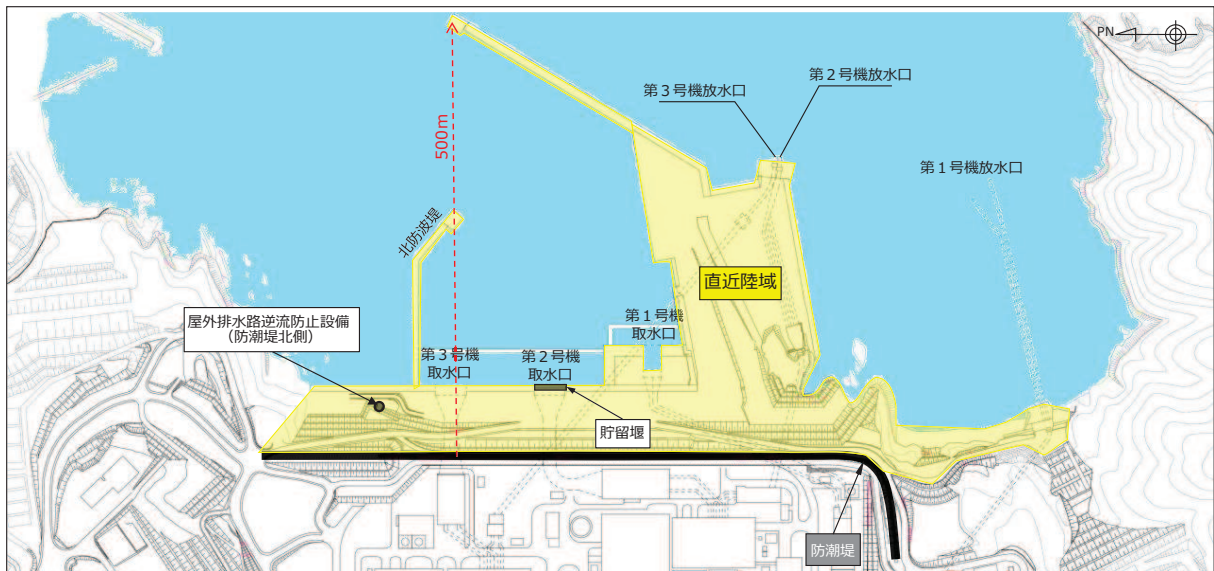


図 4.3-18 「直近陸域」の区分

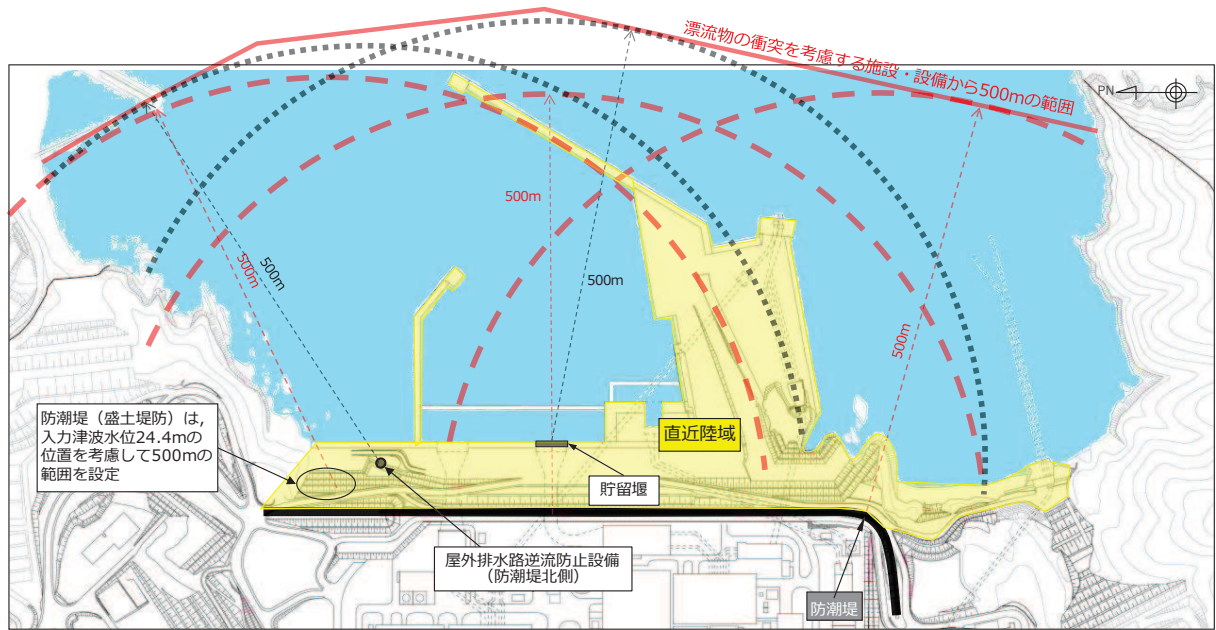


図 4.3-19(1) 「直近海域」の区分
 (防潮堤, 貯留堰及び屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) から 500m の隔離)

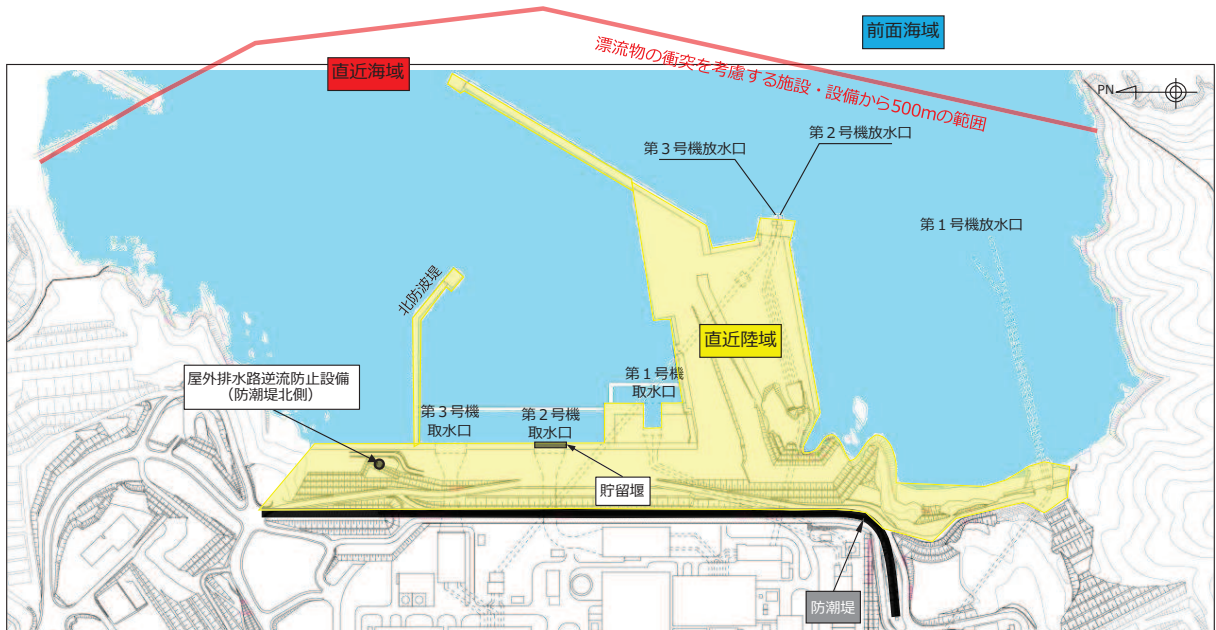


図 4.3-19(2) 「直近海域」の区分

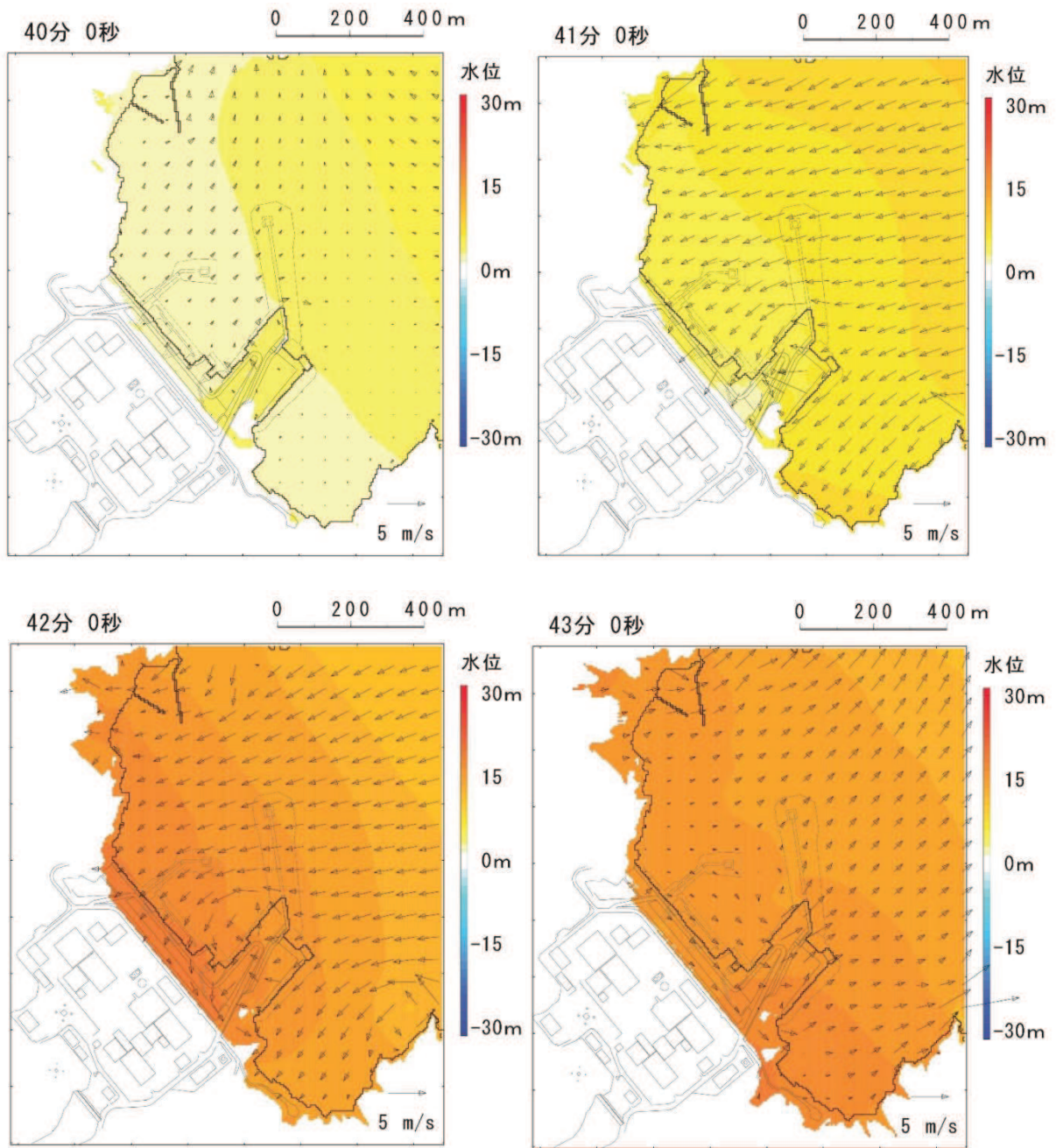


図 4.3-20 基準津波の第一波来襲時（地震発生から 40～43 分後）の流向・流速

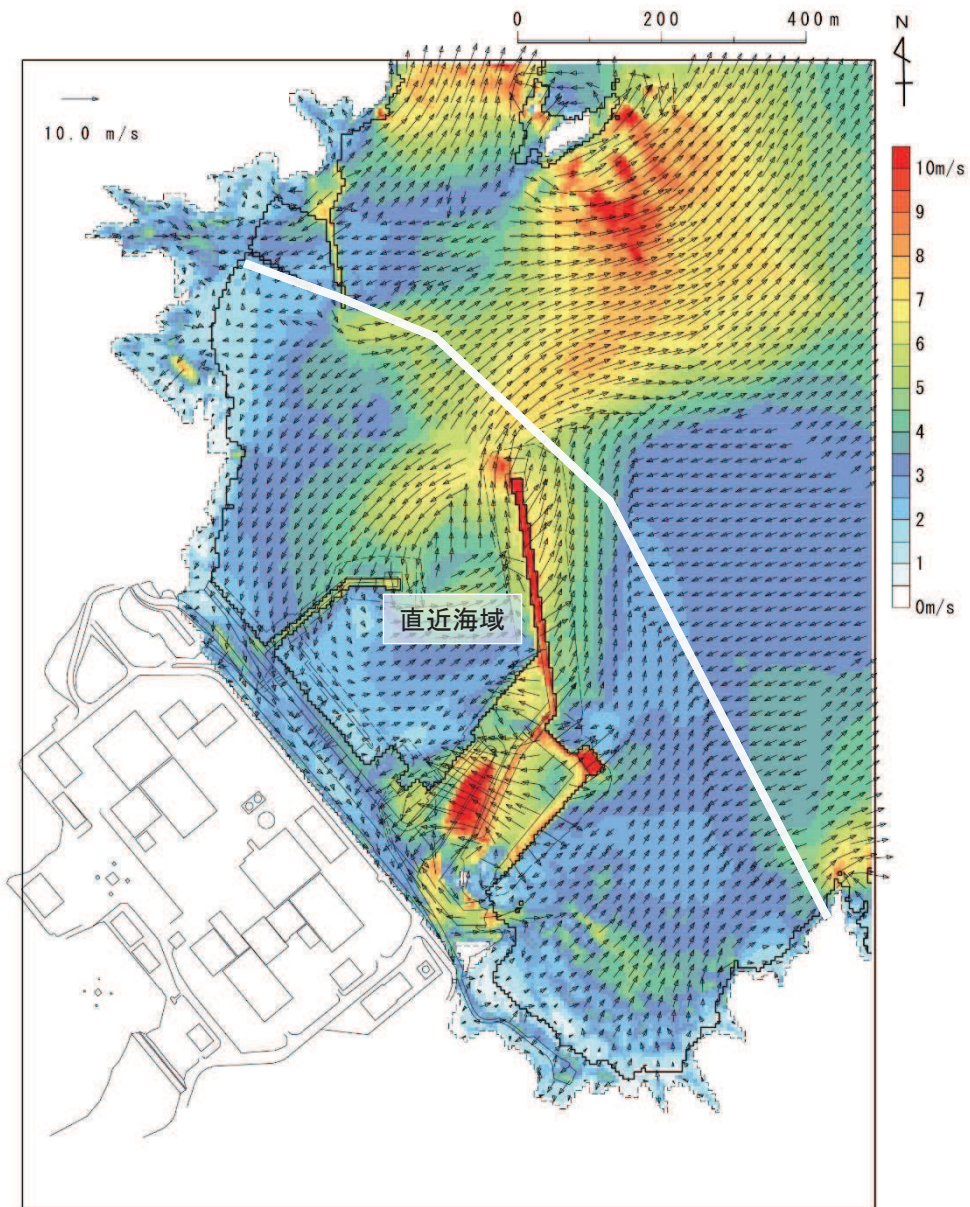


図 4.3-21 基準津波における最大流速分布図と「直近海域」の関係
(地震発生から約 46 分後まで)

a. 直近陸域

「直近陸域」は、図 4.3-18 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」となるが、各地区（漁港含む）は該当しない。そのため、「直近海域」に該当する漂流物は、漁をしている漁船又は航行・退避中の漁船が考えられる。

また、図 4.3-22 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。

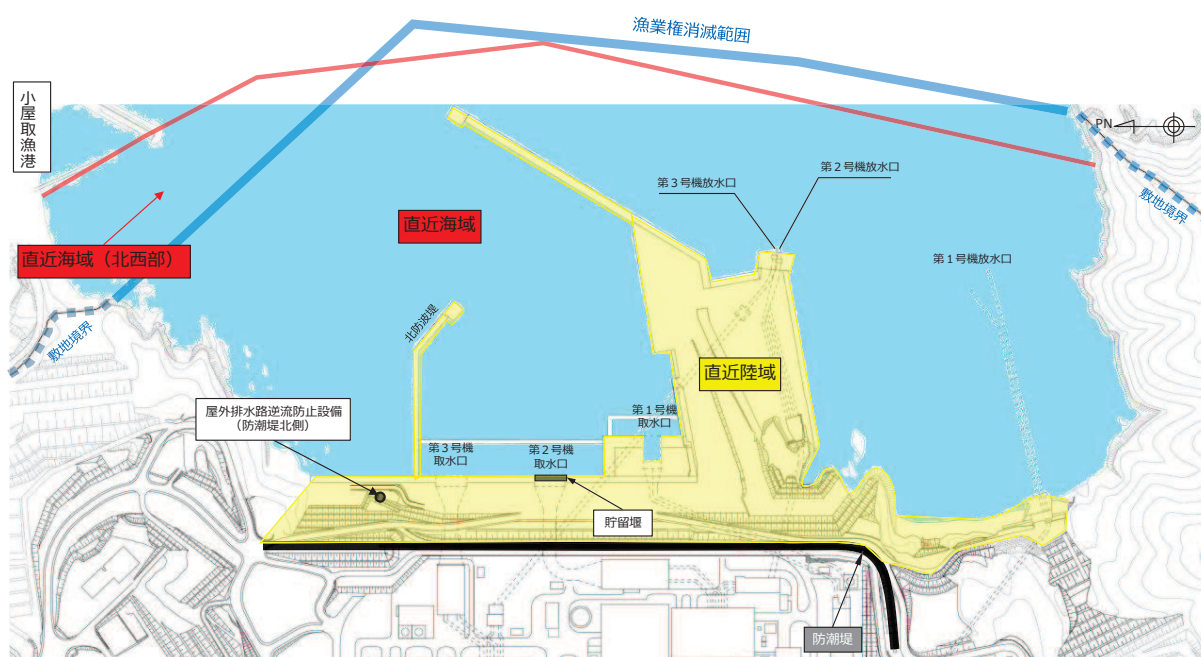


図 4.3-22 「直近海域」と漁業権消滅区域の関係

【漁を行っている漁船】

- ✓ 「直近海域」の大部分は漁業権消滅区域として設定されていることから、この範囲では漁が行われていない。
- ✓ 一方、「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、小屋取漁港の小型漁船（FRP）が漁をしていることが想定される。ただし、図 4.3-23 に示すように、「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で、小屋取漁港の小型漁船（FRP）以外が「直近海域（北西部）」で漁をしている可能性はない。

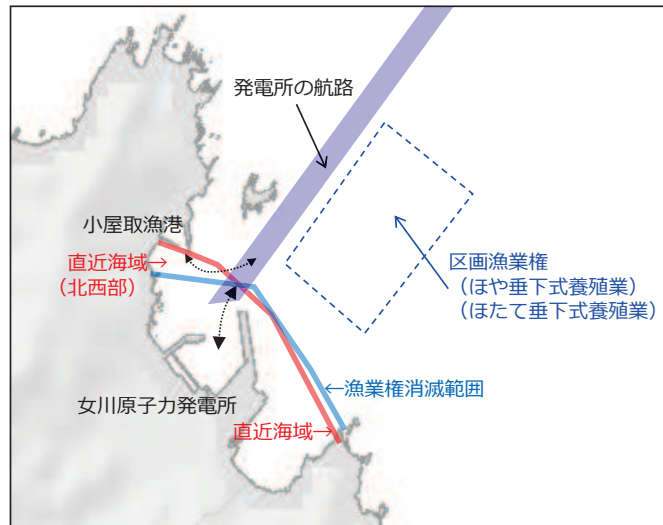


図 4.3-23 発電所前面の航路

【航行中の漁船】

- ✓ 「直近海域」は小屋取漁港の航路となっていることから、小屋取漁港の小型漁船 (FRP) は区画漁業権範囲内及び沖合へ移動する際に「直近海域」を航行することが想定される。
- ✓ 一方、発電所は小規模な湾の奥に立地していること、「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、小屋取漁港以外の漁船が「直近海域」を航行することはない (図 4.3-24)。

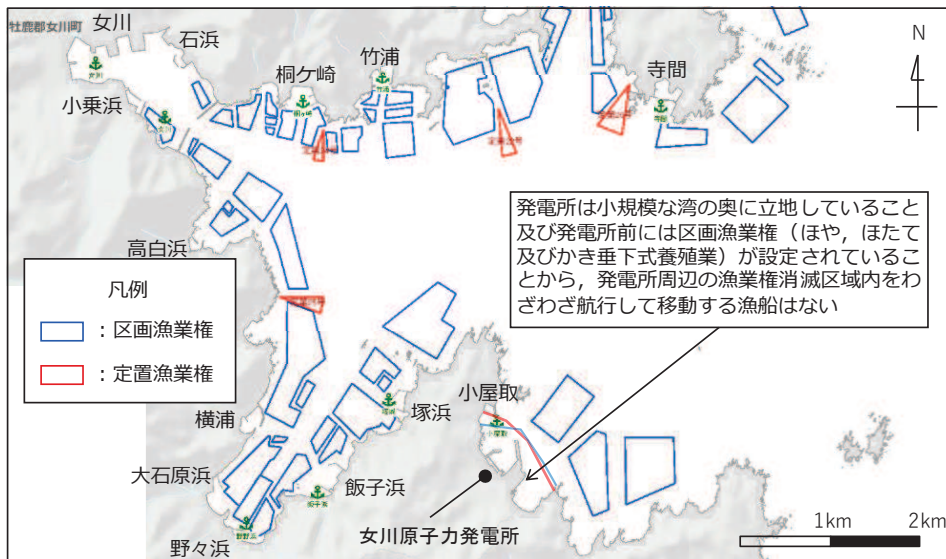


図 4.3-24 漁業権消滅区域を航行する可能性の検討

【退避中の漁船】

- ✓ 「直近海域」は小屋取漁港の港口であることから、津波来襲時に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る（図 4.3-25）。
- ✓ また、「直近海域（北西部）」で漁を行っている漁船（小屋取漁港の小型漁船（FRP））についても沖へ退避する際に「直近海域」を航行する可能性がある（図 4.3-25）。
- ✓ 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、津波来襲時に「直近海域」内を航行して退避することは時間的なロスとなるため、「直近海域」を航行せずに図 4.3-26 のとおり最短のルートで沖へ退避する。

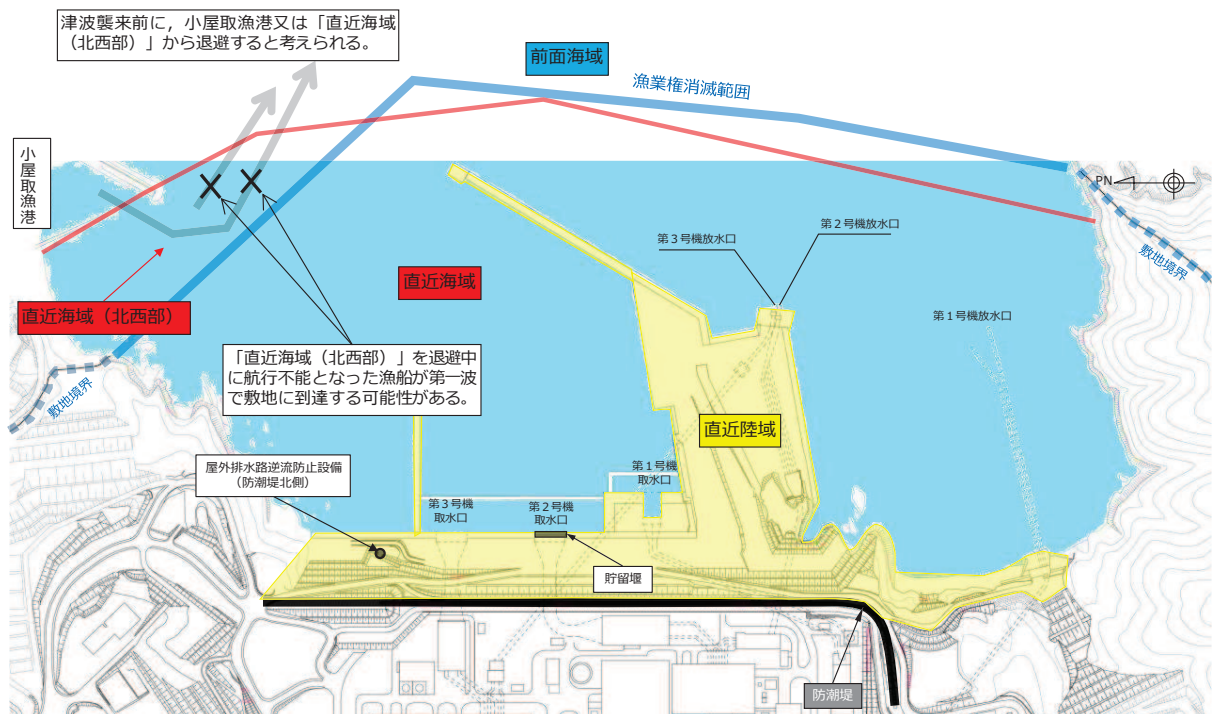


図 4.3-25 小屋取漁港及び「直近海域」から退避する場合の考え方

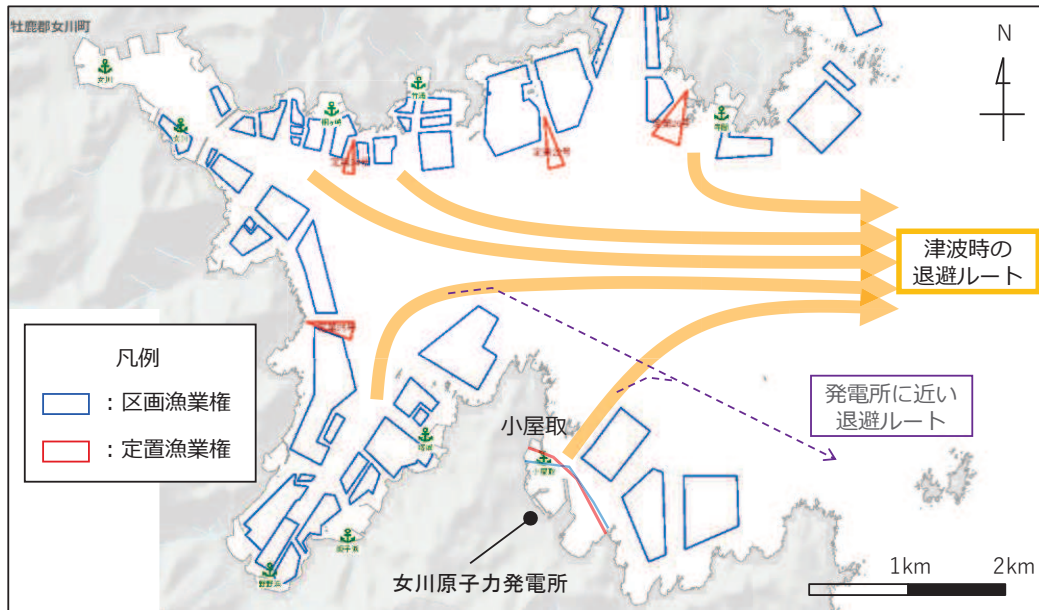


図 4.3-26 津波時における各漁港から沖へ向かう退避ルート

以上の検討から、「直近海域」には小屋取漁港の小型漁船（FRP）のみが整理されることから、これらの漁船が航行・退避中に航行不能となることを想定し、「直近海域」からの漂流物として選定する。

「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）」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（詳細を参考2に示す）。

c. 前面海域

「4.3.2 ② 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握」から、女川湾を含む「前面海域」の特徴としては以下のことが挙げられる（図 4.3-27）。

- ✓ 津波は太平洋側から来襲して、女川湾内を東から西に向かって流れ、その後も東西方向の流れが繰り返す。
- ✓ 発電所は女川湾の湾口部に位置していることから、発電所に津波第一波が到達した時刻では発電所よりも西側には到達していない。
- ✓ 各地区（漁港含む）に津波第一波が到達した後は陸側の奥に津波が浸入している。

以上のような特徴から、小屋取地区の海域以外の漂流物に関しては、各地区の陸側奥へ漂流するか、女川湾を東西方向に漂流すると考えられ、津波第一波では発電所に到達せず、第二波以降も到達して衝突する可能性は非常に低い。

ただし、2011年東北地方太平洋沖地震による津波の実績から時間をかけてゆっくりと発電所に到達する漂流物もあったことから、念のため、これらの漂流物については「前面海域」からの漂流物として選定する。

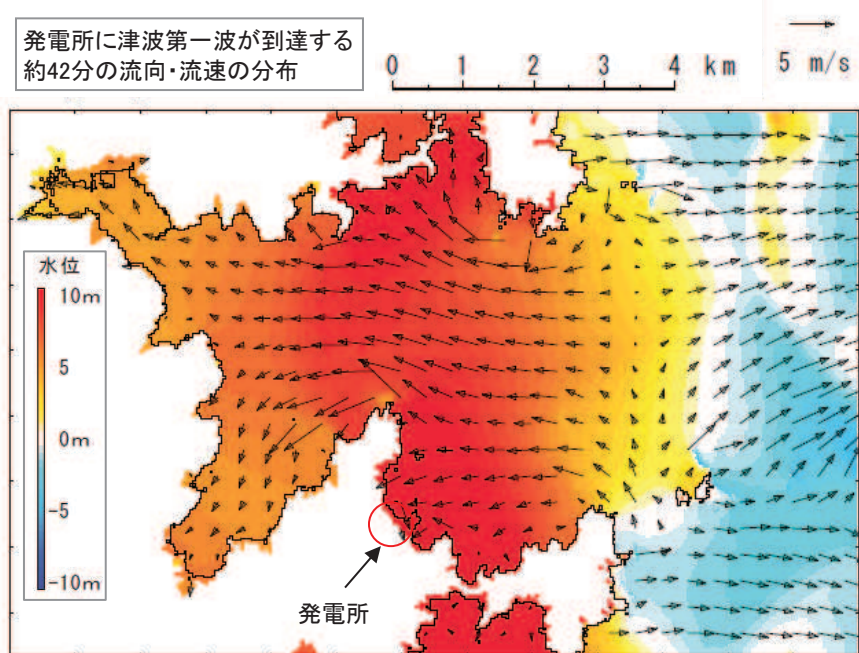


図 4.3-27 女川湾全体の流向・流速（地震発生後約 42 分）

衝突する可能性のある漂流物を「直近陸域」、「直近海域」及び「前面海域」に区分した上で、代表漂流物を選定した結果を表 4.3-3 に示す。

表4.3-3 衝突する可能性のある漂流物の初期配置及び代表漂流物

範囲	漂流物	重量等	到達形態
敷地内	角落し	約7t	滑動
	第3号機モニタリング架台	— *1	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	— *2	浮遊
	巡視点検用車両	2.15t	浮遊
	ゴムボート	1t未満	浮遊
	小型漁船(FRP)	総トン数5t (排水トン数:15t)	浮遊
	がれき	— *2	浮遊
小屋取地区	がれき	— *3	浮遊
	車両	— *2	浮遊
	がれき	— *2	浮遊
敷地外	漁船(FRP)	総トン数19t (排水トン数:57t)	浮遊
	がれき	— *2	浮遊
	車両	— *3	浮遊
	コンテナ・ユニットハウス	約30t	浮遊
	タンク	22t以下(約200kl)	浮遊

「直近陸域」(滑動)からの漂流物に選定する。最も重量のある車両系重機(41.2t)を代表漂流物とする。

「直近陸域」(浮遊)からの漂流物に選定する。最も重量のある巡視点検用車両(2.15t)を代表漂流物とする。

「直近海域」からの漂流物に選定する。最も重量のある小型漁船(FRP, 排水トン数15t)を代表漂流物とする。

「前面海域」からの漂流物に選定する。最も重量のある漁船(FRP, 排水トン数57t)を代表漂流物とする。

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。

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 4.3-28 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 4.3-20 及び図 4.3-21 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 4.3-16 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。

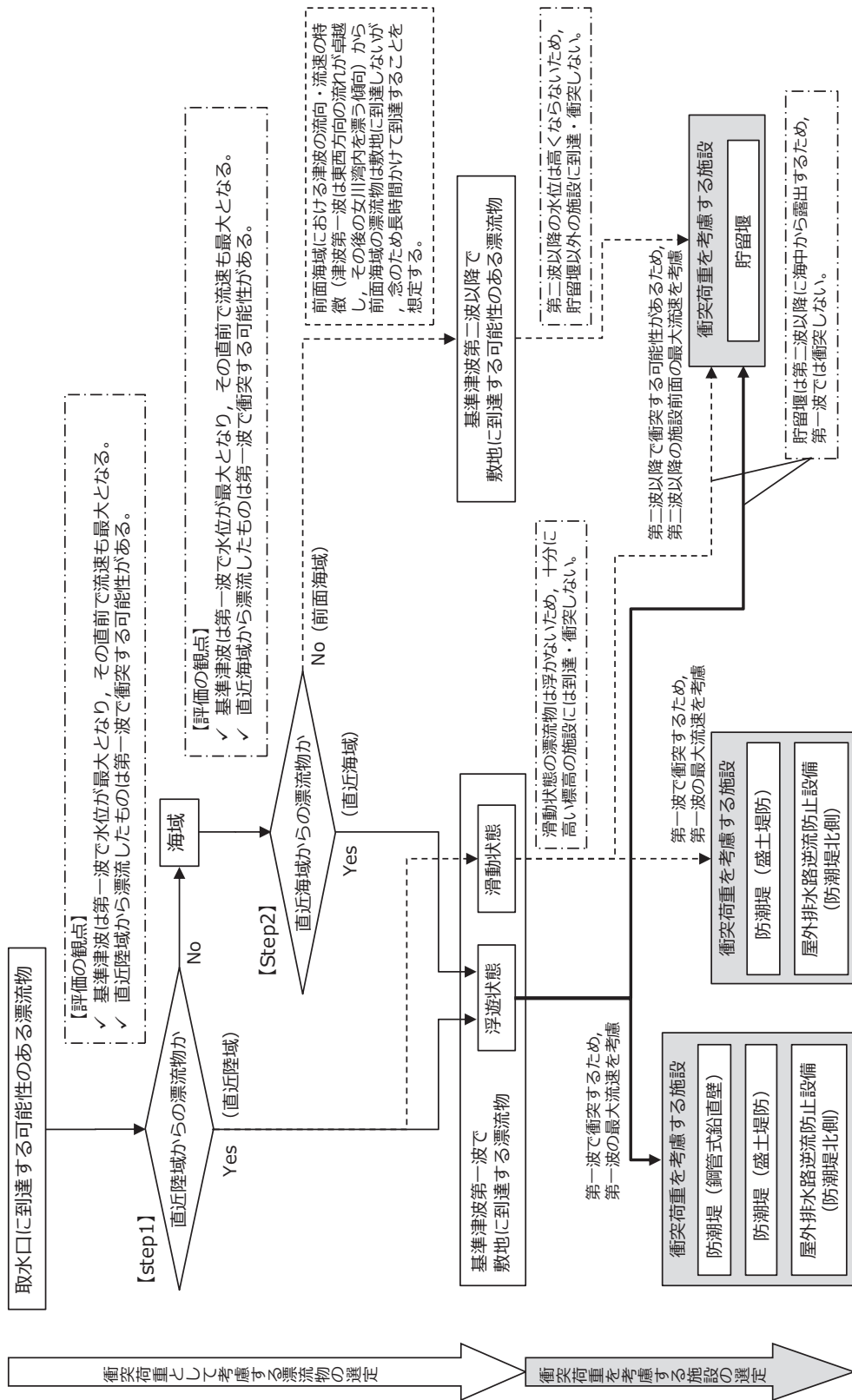


図 4.3-28 衝突荷重として考慮する漂流物の選定フロー

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	角落し	滑動		×*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	主にO.P. +2.5m ～O.P. +4.0m	×*1	○*2	○*3	○*4
	PC板 (カーテウンウォール)	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	敷地内	角落し	約7t	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	— ^{*1}	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		車両系重機・燃料等輸送車	2.7～41.2t	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		PC板（カーテンウォール）	約8t	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		キュービクル類	約5t	滑動	直近陸域	第一波で到達	
		がれき	— ^{*2}	浮遊	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	
		ゴムボート	1t未満	浮遊	直近海域	第一波で到達	
		小漁船（FRP）	総トン数：5t ^{*6} （排水トン数：15t）	浮遊	直近海域	第一波で到達	
		がれき	— ^{*2}	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
敷地外	小屋取地区	がれき	— ^{*2}	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	— ^{*2}	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		車両	— ^{*3}	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		がれき	— ^{*2}	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		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	
	小屋取地区以外（女川等）	がれき	— ^{*2}	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		車両	— ^{*3}	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	約30t	浮遊	前面海域	第二波以降で到達	
		タンク	22t以下 ^{*5} （約200kL）	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	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	—*2	○	○	○
巡視点検用車両	2.15t	浮遊	直近陸域	○	○	○	○
小型漁船 (FRP)	総トン数：5t (排水トン数：15t*1)	浮遊	直近海域	○	○	○	○
漁船 (FRP)	総トン数：約19t (排水トン数：57t*1)	浮遊	前面海域	—*3	—*3	—*3	○

注記 *1：以降，漁船の重量は排水トン数で示す

*2：滑動状態の漂流物は浮かないため，防潮堤（鋼管式鉛直壁）には衝突しない。

*3：第二波以降の水位は高くないため，貯留堰以外の施設に到達・衝突しない。

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。 $F_m / (\gamma D^2 L) = 1.6 C_{MA} \{v_{A0} / (gD)^{0.5}\}^{1.2} (\sigma_y / \gamma L)^{0.4}$ 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_{A0} : 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な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な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。 $F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \left(\frac{WV_x}{gdt} \right), \quad V_x = C_x = 2\sqrt{g\eta_m}$ 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, η_m : 最大漕上水位, dt : 衝突時間, ρ_w : 水の密度, V_x : コンテナの漂流速度, C_x : 津波の漕上流速	「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, 漕上流速: 1.0m/s 以下, 材質: アクリル 被衝突体の直近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> $F = \gamma_p \chi^{\frac{2}{3}} \left(\frac{m}{4} \tilde{m} \right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, \chi = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi k_1 + k_2}, k = \frac{(1-v^2)}{\pi E}, \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ <p>F : 衝突力 a : 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, k : 衝突体の剛性, γ_p : 塑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 4.3-17）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 (詳細を参考 3 に示す)。

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 4.3-29 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。

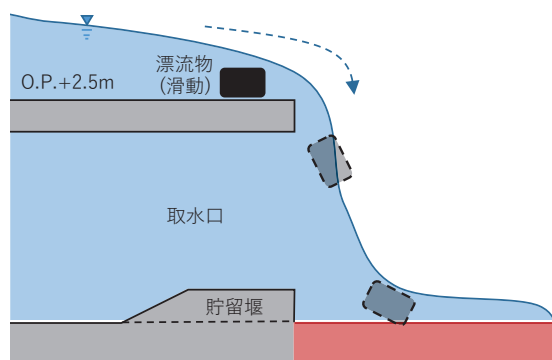


図 4.3-29 取水口付近の敷地陸域から滑動して発電所港湾内に落下する概念図

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 e. 船舶の衝突形態の整理」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

衝突する速度が大きくなれば衝突荷重としても大きくなる。また、基準津波は第一波の水位及び流速が支配的であるため、第一波で衝突する場合と第二波以降で衝突する場合に分けて以下の設計上の配慮を行う。

第一波で衝突する可能性のある漂流物の流速については、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（12.79m/s）の数値を切り上げ、13.0m/sとする。なお、「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、第一波で漂流物の衝突を考慮する防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面での最大流速は、約 4.9m/s 及び約 2.9m/s であり、13.0m/s は、その約 2.6 倍及び約 4.4 倍に相当する値である。

また、第二波以降の漂流物が衝突する際の流速については、寄せ波と引き波を繰り返していることから、被衝突物である貯留堰直前の最大流速（1.81m/s）の数値を切り上げ、2.0m/s とする。ただし、貯留堰については、第二波以降に海中から露出するため、2.0m/s の流速を適用することとなるが、直近陸域及び直近海域からの漂流物は、第一波で敷地に到達していることを踏まえ、これらの漂流物に対しては 13.0m/s を適用することとする。なお、「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、第二波以降で漂流物の衝突を考慮する貯留堰前面での最大流速は、約 1.9m/s であり、2.0m/s は約 1.05 倍、13.0m/s は約 6.8 倍に相当する値である。

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漂流物による衝突荷重算定条件を表 4.3-9 に示す。

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。漂流物の衝突荷重算定フローを図 4.3-30 に示す。

また、「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「FEMA（2012）^{*1}」では、付加質量係数及び有効軸剛性が必要となる。このうち、付加質量係数 C は車両及び船舶ともに保守的に最大値の $C = 1$ を適用する。一方、有効軸剛性については、以下のとおり車両と船舶を別々に設定した。

なお、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（詳細を参考 3 に示す）。

表4.3-9 衝突荷重として考慮する漂流物による衝突荷重算定条件

衝突する可能性のある漂流物	重量等	到達形態	流速 (衝突速度)	初期配置 区分	適用式	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 ^{*1}	41.2t	滑動	13m/s	直近陸域	ASCE (2016)	— ^{*2}	○	○	○ ^{*3}
巡視点検用車両	2.15t	浮遊	13m/s	直近陸域	FEMA (2012)	○	○	○	○ ^{*3}
小型漁船 (FRP)	総トン数：5t (排水トン数：15t ^{*4})	浮遊	13m/s	直近海域	FEMA (2012)	○	○	○	○ ^{*3}
漁船 (FRP)	総トン数：約19t (排水トン数：57t ^{*4})	浮遊	2m/s ^{*5}	前面海域	道路橋示方書	— ^{*6}	— ^{*6}	— ^{*6}	○

注記 *1：滑動状態で衝突を考慮する車両系重機 (41.2t) は、「ASCE (2016)」を参考に、衝突荷重を算定する (詳細を参考3に示す)。

*2：滑動状態の漂流物は浮かからないため、防潮堤 (鋼管式鉛直壁) には衝突しない。

*3：貯留堰は第二波以降に海中から露出するため、第二波以降に衝突するが、初期配置が「直近陸域」及び「直近海域」の漂流物は第一波で敷地に到達していることを踏まえ、流速13m/sを適用する。

*4：「漁港・漁場の施設設計参考図書 (水産庁, 2015年)」より、総トン数の3倍の重量として考慮する。

*5：発電所周辺の最大流速13m/sとした場合の影響についても確認する。

*6：第二波以降の水位は高くないため、貯留堰以外の施設に到達・衝突しない。

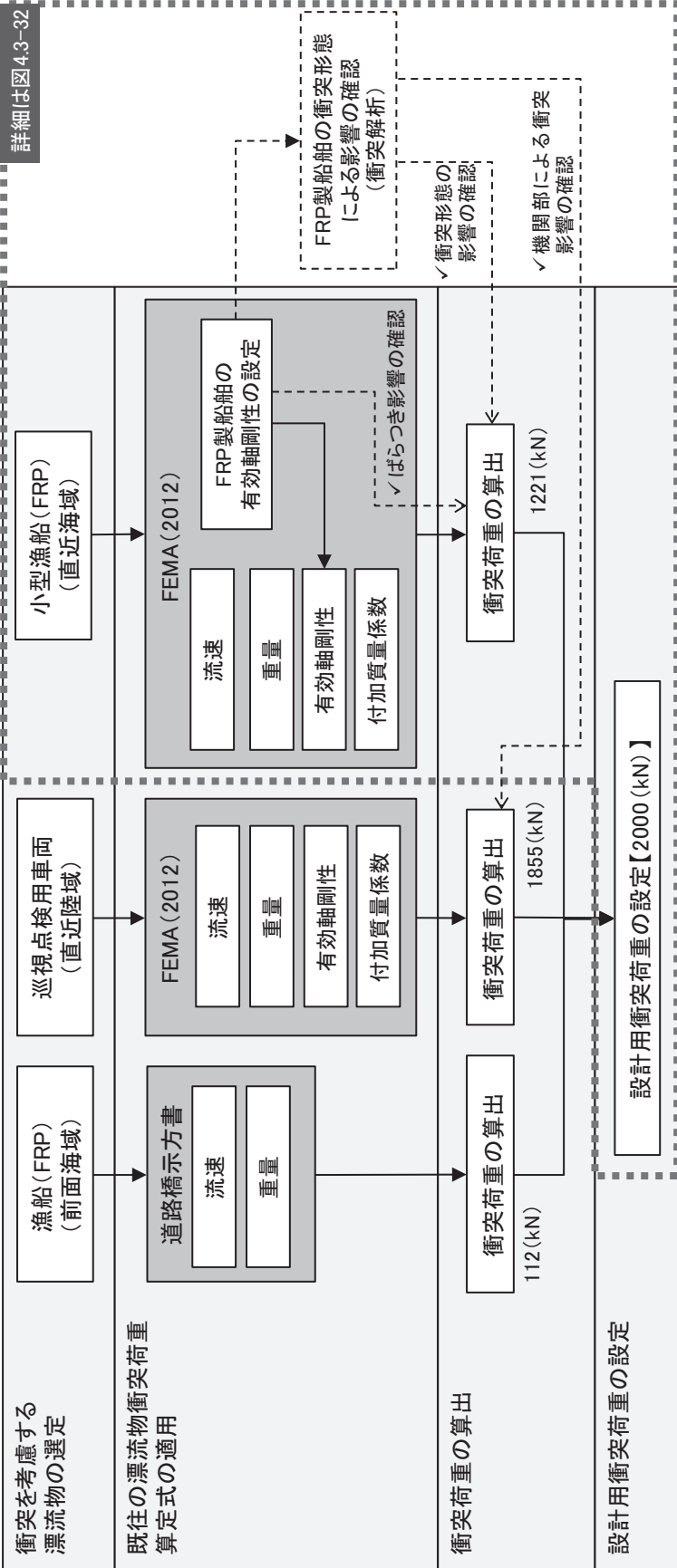


図4.3-30 衝突荷重として考慮する漂流物による衝突荷重算定フロー

① 車両

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。

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 5.1~8.4m/s とされており、評価に用いる衝突速度 13m/s はこの適用可能な範囲を超えている。適用範囲を超えた速度に軸剛性を用いていることに検討を行った。図 4.3-31 に示すように、同じ軸剛性を適用範囲を超えた衝突速度でも用いることで、実際よりも被衝突物に与えるエネルギーが大きくなることから、エネルギーとしては保守的な評価となる。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 を採用することとした。

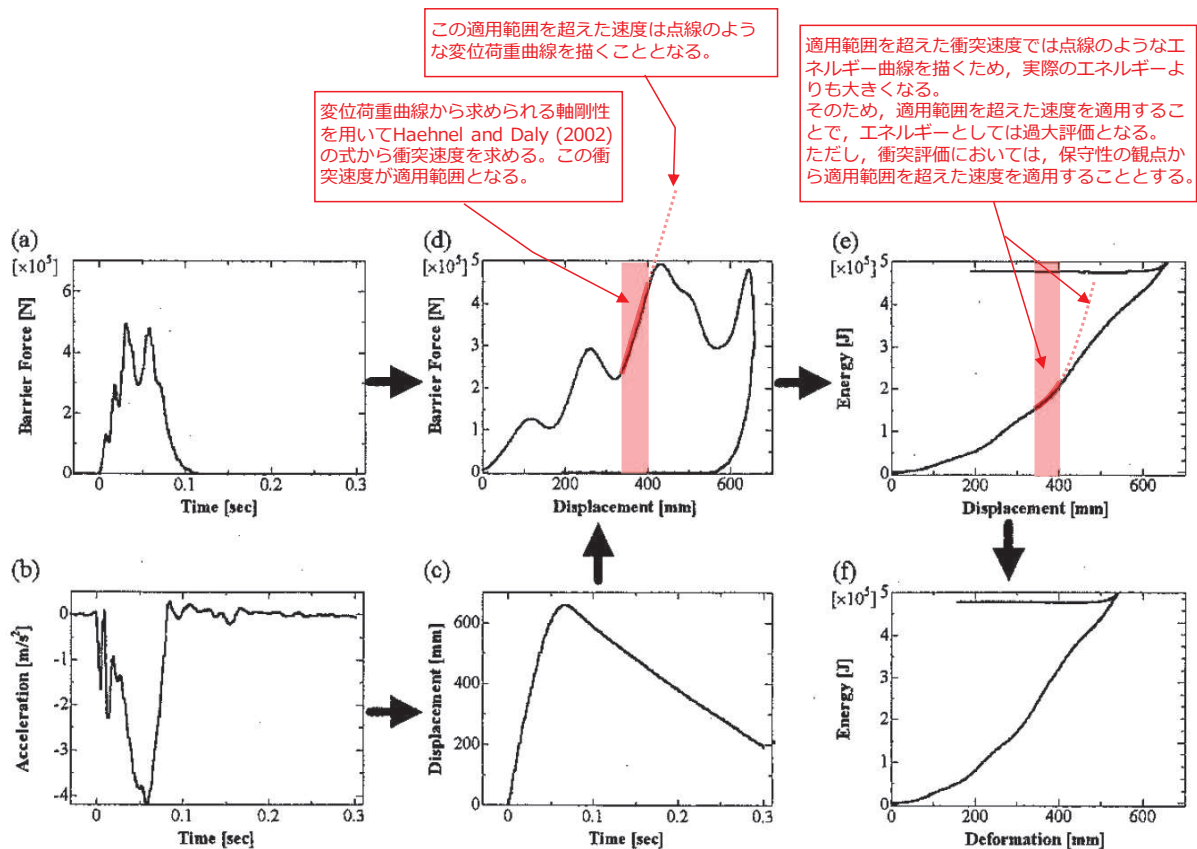


Fig.2 Calculation Process for Energy Absorption Characteristic

(エネルギー吸収特性の計算プロセス)

図 4.3-31 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（総トン数 5t）

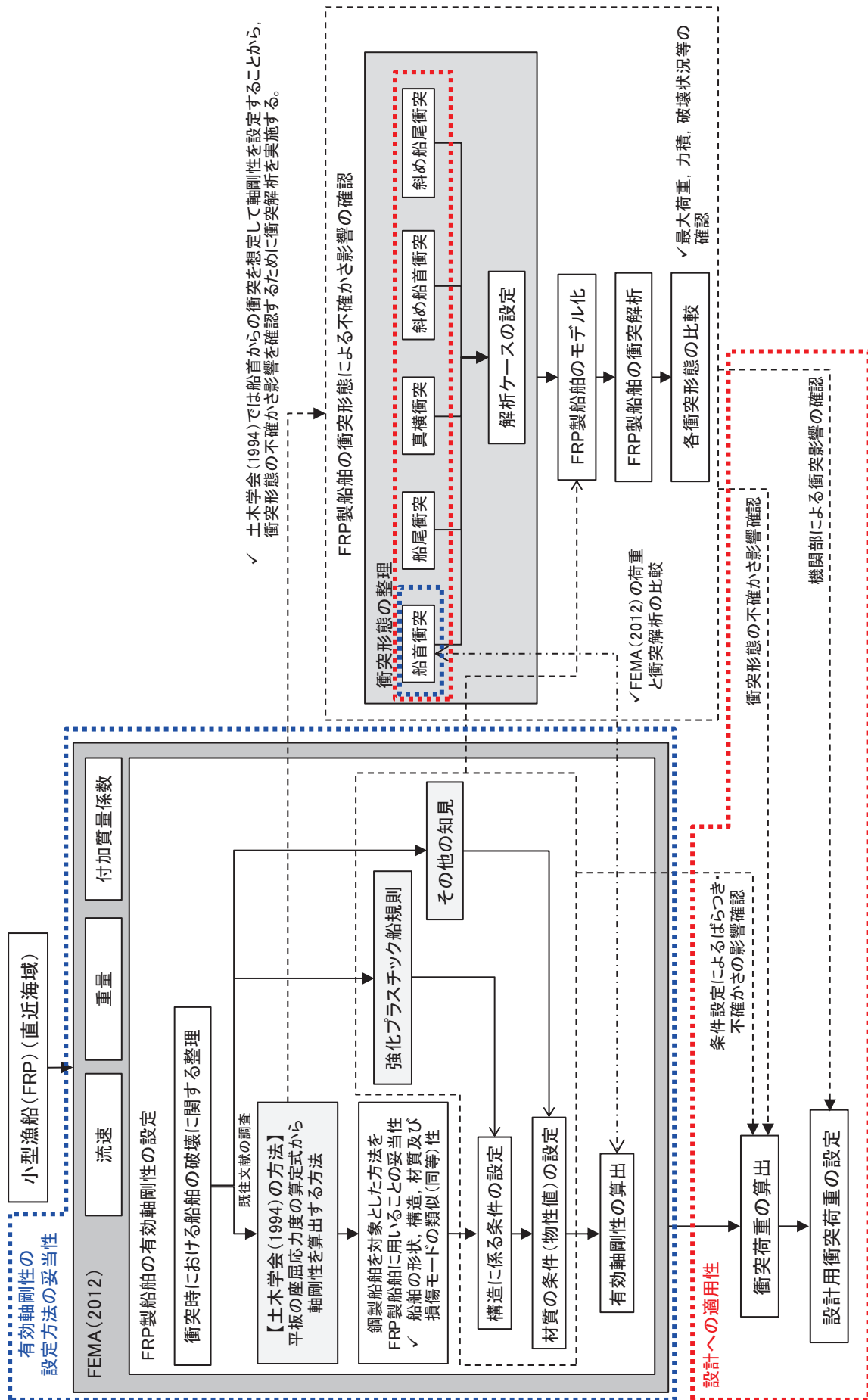
船舶の軸剛性としては、「甲斐田・木原（2017）」が既往の文献を整理し、総トン数 400～4000t の鋼製の大型船舶の有効軸剛性が示されている。一方、評価対象としている船舶は小屋取漁港の漁船で、最大の総トン数は約 5t であることから、大型船舶から小型船舶へ外挿する方法が考えられるが、小屋取漁港の小型漁船はいずれも FRP 製の船舶であるため、材質の違いにより外挿する方法は適用が困難であると考ええる。

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。

軸剛性の算出にあたっては、「FEMA（2012）*1」で示されている鋼製コンテナの軸剛性が短軸方向よりも長軸方向（船首方向に相当）の剛性が大きいこと、「甲斐田・木原（2017）」で示されている鋼製船舶の軸剛性が船首方向であることから、船首方向の軸剛性とする。ただし、鋼製と FRP 製の材質の違いやコンテナと船舶の構造の違いを踏まえ、船首以外の衝突形態による影響（不確かさ）について、衝突解析により確認する。

なお、後述のとおり、小型漁船（FRP）の軸剛性については、鋼製船舶を対象とした「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）の座屈強度を FRP 材料に置き換えて算出するため、FRP 製船舶と鋼製船舶の類似（同等）性及び用いる知見の適用性（軸剛性の設定方法の妥当性）を示した上で、軸剛性の算出における各パラメータのばらつきを考慮し、設計への適用性（軸剛性の設定の保守性）を確認することとする。

小型漁船（FRP）の衝突荷重算出の詳細フローを図 4.3-32 に示す。



✓ 土木学会 (1994) では船首からの衝突を想定して軸剛性を設定することから、衝突形態の不確かさ影響を確認するために衝突解析を実施する。

図4.3-32 小型漁船 (FRP) の衝突荷重算出の詳細フロー

a. 衝突時における船舶の破壊に関する整理

剛性及び強度が大きい浸水防護施設（防潮堤、**屋外排水路**逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰）に対して、小型漁船（FRP）の座屈強度は小さいと考えられることから、「土木学会（1994）」で示されている破壊進展と同様に、FRP製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 4.3-33 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おり、以下のような破壊進展となる。

- ✓ 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。
- ✓ 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。

以上を踏まえ、FRP製船舶の圧壊荷重を求めた上で、軸剛性を算出することとする。

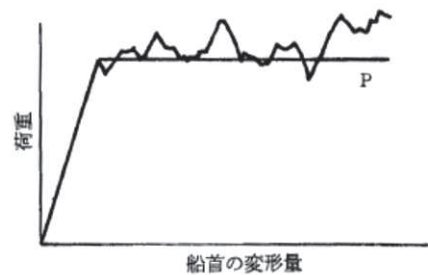


図 4.3-33(1) 荷重と船首の変形量（「土木学会（1994）」）

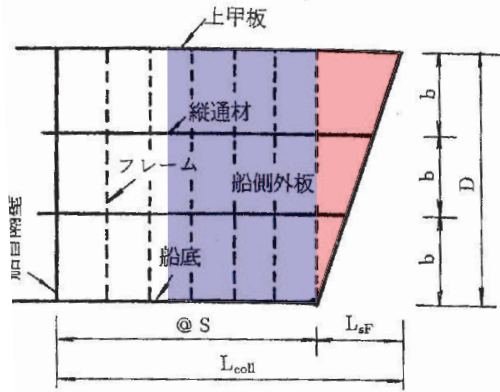


図 3.3 船首部の標準型

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。

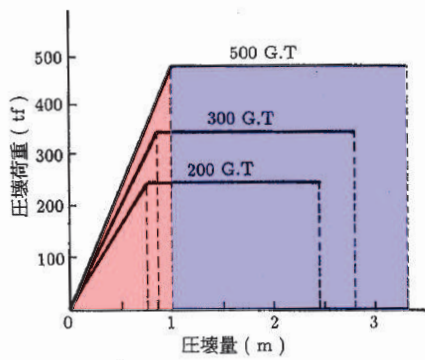


図 3.6 圧壊荷重と圧縮量

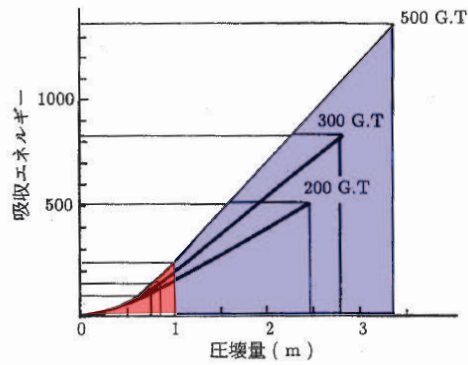


図 3.7 船側強度の算定

図 4.3-33(2) 荷重と船首の変形量 (「土木学会 (1994)」に一部加筆)

b. 土木学会（1994）の方法

「土木学会（1994）」では、船舶の圧壊荷重（船首強度） P_c について、図 4.3-34 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 を乗じることで求められるとしている。「土木学会（1994）」で検討対象として いる船舶は、大型の鋼製船舶ではあるが、座屈強度 σ_c の算定式は一般的な平板 の座屈応力度の算定式であることから、ヤング率とポアソン比で適切に考慮す ることで、鋼製以外の船舶にも適用可能である。

また、「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 破壊した際に圧壊荷重 P_c に達し、その後圧壊荷重 P_c が一定値として作用するこ ととなる（図 4.3-35 参照）。そのため、圧壊荷重 P_c を船首傾斜部の長さ L_{sf} で除 した値が船舶の軸剛性 k_c となる（大型の鋼製船舶を対象に、「甲斐田・木原（2017）」 で示されている軸剛性と土木学会（1994）により算出した軸剛性の比較を参考 4 に示す）。

ここで算出される軸剛性は、船首傾斜部のみに適用され、圧壊荷重に達した 後は衝突荷重は一定値となることが想定されるが、本評価では一定となる圧壊 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。

なお、「基礎からわかる FRP（強化プラスチック協会編，2016）」によれば、「圧 縮荷重が作用する場合には、圧縮強度を基準に構造設計するのではなく、座屈 強度を基準に構造設計する必要がある。」とされていることから、FRP 製船舶の 圧壊荷重に座屈強度を用いることは妥当である。

以上を踏まえ、「土木学会（1994）」に示された圧壊荷重の算出方法を用いて、 軸剛性を算出する。

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

$$P_c = 2Dt(\cos\theta)\sigma_c$$

$$k_c = \frac{P_c}{L_{sf}}$$

σ_c	: 座屈強度 (tf/m ²)	P_c	: 圧壊荷重 (船首強度) (tf)
k_c	: 軸剛性 (tf/m)	E	: ヤング率 (tf/m ²)
ν	: ポアソン比	a	: 横肋骨心距 (mm)
k	: 座屈係数 (($b/a + a/b$) ²)	b	: 縦肋骨心距 (mm)
t	: 船側外板厚 (mm)	D	: 船の深さ (m)
L_{sf}	: 船首傾斜部の長さ (m)	2θ	: 船首角度 (°) (35° ~ 70°)

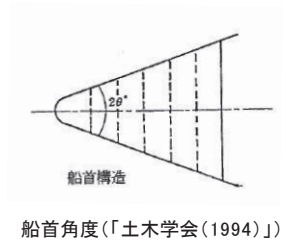
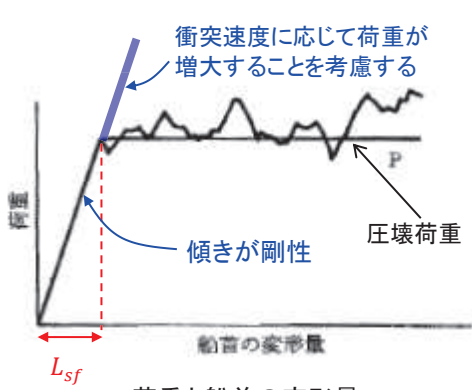
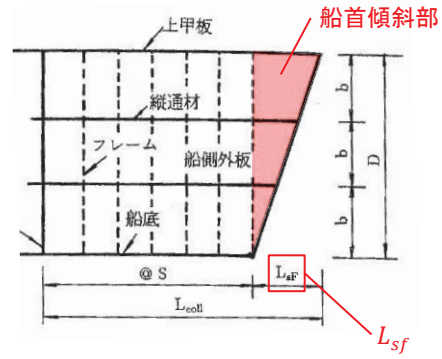


図 4.3-34 土木学会（1994）を用いた軸剛性の算定方法



荷重と船首の変形量
 (「土木学会(1994)」に一部加筆)



船首部の標準型
 (「土木学会(1994)」に一部加筆)

図 4.3-35 土木学会 (1994) を用いた軸剛性の考え方

c. 鋼製船舶を対象とした方法を FRP 製船舶に用いることの妥当性

「土木学会 (1994)」で示されている座屈強度 σ_c の算定式は一般的な平板の座屈応力度の算定式であるため、ヤング率とポアソン比で適切に考慮することで、FRP 製船舶に適用することが可能であると考えられるが、「土木学会 (1994)」で検討対象としている船舶が鋼製船舶であることを踏まえ、FRP 製船舶と鋼製船舶の形状、構造、材質及び損傷モードに関する類似 (同等) 性について検討を行った。

(a) 船舶の形状に関する類似 (同等) 性

「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))」(以下「海技研報告 (平成 15 年)」という。)に、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 製の船舶の図面が示されている (図 4. 3-36)。

これらの図面から、FRP 漁船とアルミ合金漁船の寸法、外形及び断面はほぼ同じであることが確認できる。なお、評価対象である小屋取漁港の小型漁船もほたての養殖を営んでいることから、これらの図面で示されている FRP 漁船と概ね同様の形状である。

以上から、FRP 製船舶と鋼製船舶の形状は類似性を有する。

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

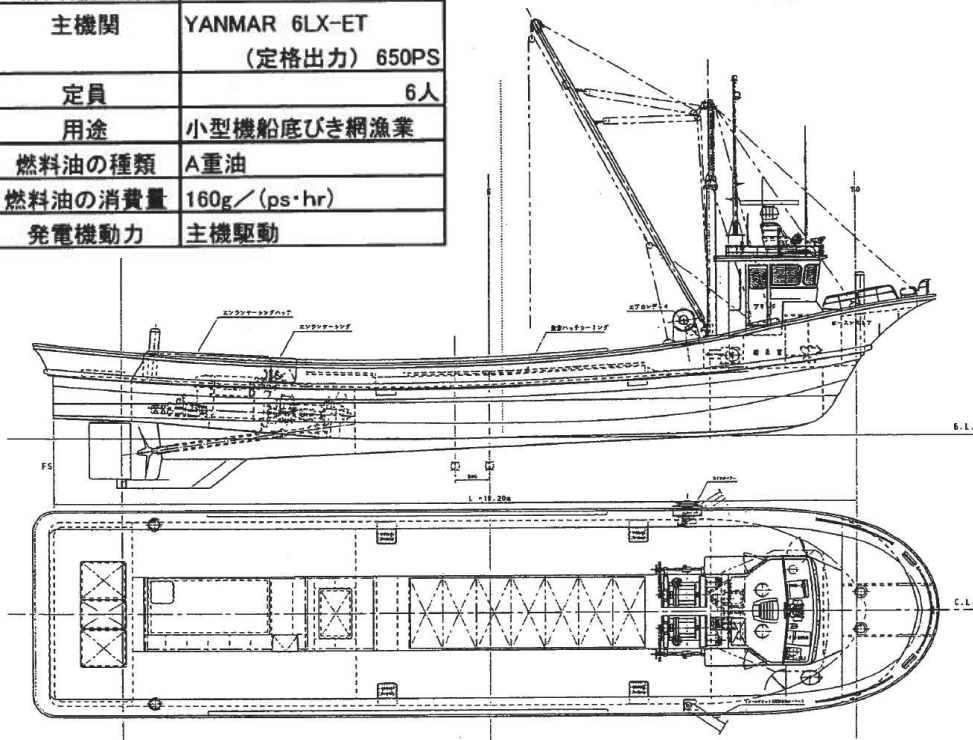


図-2.1 アルミ合金漁船の一般配置図

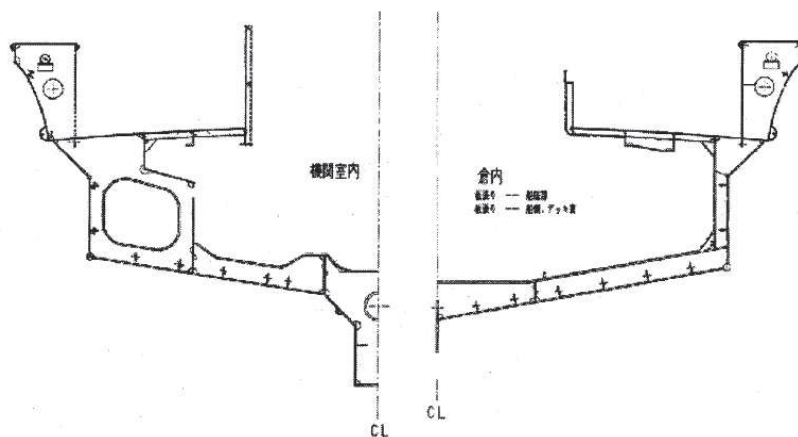


図-2.2 アルミ合金漁船の中央断面図

図 4.3-36(1) アルミ合金漁船 (「海技研報告 (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

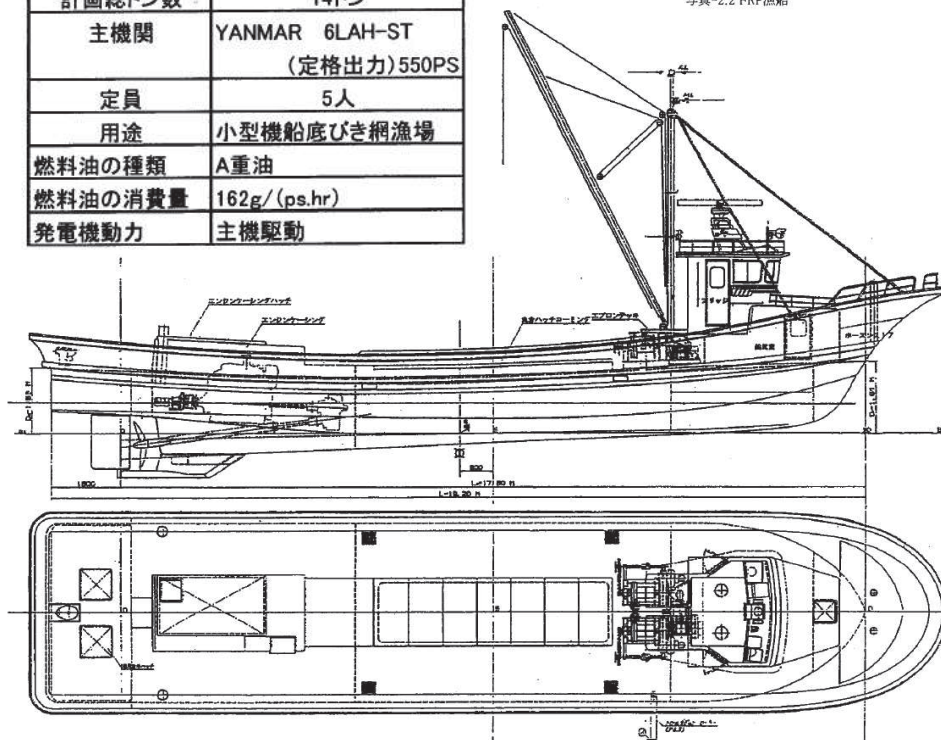


図-2.4 FRP漁船の一般配置図

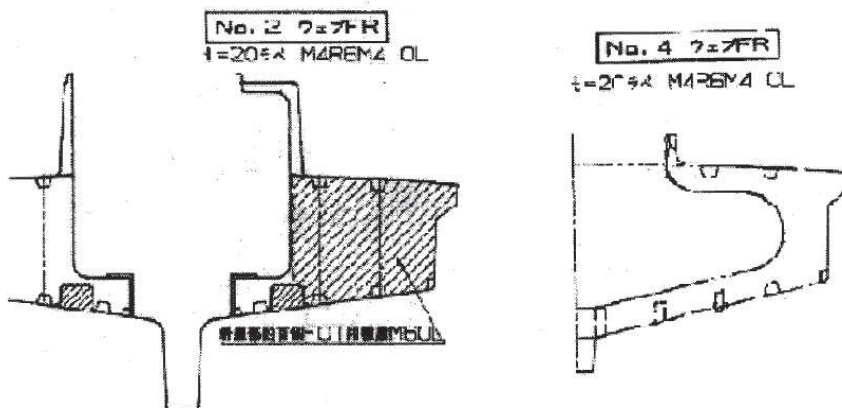


図-2.5 FRP漁船の横断面図

図 4. 3-36(2) FRP 漁船 (「海技研報告 (平成 15 年)」)

(b) 船舶の構造に関する類似（同等）性

座屈強度を算出する際に必要となる船側外板厚等について、FRP 製船舶と鋼製船舶の算出方法を比較し、両者に類似性があることを確認した（表 4.3-10）。

- ✓ 「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」によれば，中央部の船側外板厚は $15S\sqrt{(d+0.026L)}$ （ S ：肋骨の心距， d ：計画最大満載喫水， L ：船の長さ）とされている。この算定式に関しては，「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978）」では，「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，FRP 製船舶の船側外板厚算定式は，鋼製船舶を基本にしていることから，両者は類似性を有する。
- ✓ また，縦強度，甲板，肋骨，船底等の主要構造について，「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）」の鋼製船舶を基に「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」で規定されていることから，FRP 製船舶と鋼製船舶の構造は類似性を有する。

(c) 船舶の材質の力学特性の類似（同等）性

「土木学会（1994）」で検討対象としている船舶が鋼製船舶であることを踏まえ，それぞれの材料である鋼材と FRP 材の材質の力学特性について整理を行い，両者に類似性があることを確認した（表 4.3-10）。

- ✓ 船舶に用いられる FRP（Fiber Reinforced Plastics；繊維強化プラスチック）の主材料は，ガラス繊維基材と樹脂液（液状不飽和ポリエステル樹脂）である（「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」を参考）。
- ✓ 「FRP 成形入門講座（日本プラスチック加工技術協会）」では，FRP の材料力学的特性の記載があり，「FRP 材料はガラス繊維，マトリックスの種類，組成，形体によってその特性が広範囲に変化する。例えば，無方向性のランダムイドガラスマットを用いると，ほぼ等方性材料として扱うことができる。」とされている。また，船舶にはあらゆる方向からの波が外力として作用することから，異方性材料とならないようガラス繊維基材を組み合わせて成形される。
- ✓ 「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 は微視的には不均質材料であるが，巨視的には等方性または直

交異方性の力学特性を持つ均質材料として取り扱うことができる。このような場合には、等方性または直交異方性の座屈理論をそのまま利用できる。」としている（図 4.3-37）。上記と同様、船舶にはあらゆる方向からの波が外力として作用することから、異方性材料とならないようガラス繊維基材を組み合わせるため、等方性の力学特性を持つ鋼材と FRP は類似した力学特性を有する。

- ✓ 「FRP 成形入門講座（日本プラスチック加工技術協会）」によれば、「FRP 材料は金属材料と異なり、はっきりとした降伏点を示さず、破壊寸前まではほぼ弾性変形を示し、その応力-ひずみ曲線は図のようになり、弾性吸収エネルギーが非常に大きいことが特徴で、外力の吸収が金属材料に比較して大きいため、FRP 材料で作られた構造物は与えられるショックが小さい。」ことが示されている（図 4.3-38）。「基礎からわかる FRP（強化プラスチック協会編，2016）」及び「土木構造用 FRP 部材の設計基礎データ（土木学会，2014）」でも同様の特性を有することが記載されている。これらのことから、FRP は破壊寸前までは鋼材の降伏強度以内と同様に弾性変形するという点で類似している。

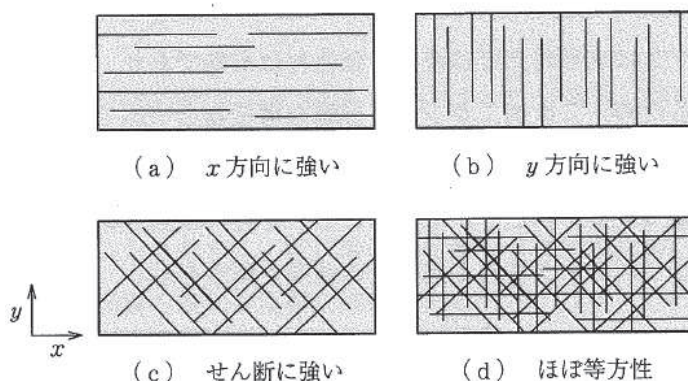


図 4.3-37 FRP の材料異方性（「基礎からわかる FRP（強化プラスチック協会編，2016）」）

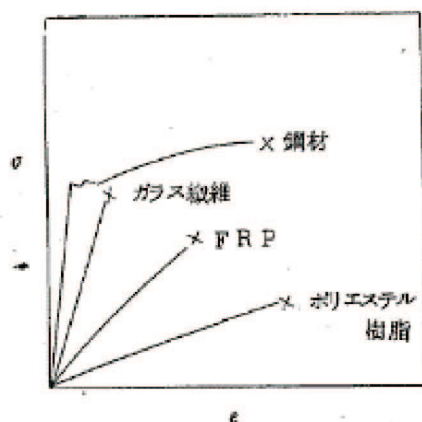


図 4.3-38 FRP の応力-ひずみ関係（「FRP 成形入門講座（日本プラスチック加工技術協会）」）

(d) 船舶の損傷モードの類似（同等）性

「土木学会（1994）」で検討対象としている船舶が鋼製船舶であることを踏まえ、それぞれの材料である鋼材と FRP 材の損傷モードについて整理を行い、両者に類似性があることを確認した（表 4.3-10）。

- ✓ 「FRP 構造設計便覧（強化プラスチック協会，1994）」によれば、「FRP 構造は薄肉シェルのことが多いが、もし外圧が作用して面内に発生する圧縮応力が大きくなると、構造は不安定となり、いわゆる座屈現象をおこして大変形を生じ、破損する恐れがあり、座屈限界応力が問題となる。また構造物の固有振動数が、外力からの加振振動数に近い場合には、いわゆる共振現象をおこし、機能を阻害したり、過大振幅になって材料が疲労破壊する恐れがあり、固有振動数が問題となる。」とされており、主に座屈と共振による損傷モードが考えられるが、評価対象事象は衝突であるため、座屈による損傷モードが想定される。これは、鋼製の圧縮材と同様の損傷モードである。
- ✓ 評価対象している小型船舶の構造は半円筒形のような構造をしているが、甲板は船舶の全体の構造強度には寄与しておらず、船底と船側が主に竜骨と隔壁で構造が区切られており、さらに縦断及び横断方向に肋骨が配置されている。そのため、FRP 製船舶と鋼製船舶は、それぞれ構成している部位の材質は異なるものの、どちらも主として薄板を組み合わせた構造である。
- ✓ また、船舶は 13m/s という高速度で被衝突体に衝突するため、非常に大きな力が一方向（圧縮方向）に作用するため、FRP 製船舶も鋼製船舶も薄板構造であり、圧縮系の座屈を引き起こしやすいという点で類似性を有する。
- ✓ なお、FRP 材は、局所的にトランスバースクラックや層間はく離等の損傷モードが考えられるが、衝突速度が 13m/s と高速度で、船舶の重量が 15t であるため、このような局所かつ初期的な損傷モードは支配的とはならない。また、上述のとおり、船舶に一方向から極端に大きな力が作用するため、せん断座屈やねじれ座屈のような事象も生じず、圧縮座屈が支配的となる。

表 4.3-10 FRP 製船舶と鋼製船舶の類似（同等）性に関する整理

項目	引用文献	確認内容	類似（同等）性
全体形状	「海技研報告（平成 15 年）」	文献に示されている FRP 漁船とアルミ合金漁船の寸法、外形及び断面がほぼ同じであることを確認した。	○
船側 外板厚	「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」 「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会誌，1978）」	FRP 製船舶と鋼製船舶に作用する外力が同じであり，FRP 製船舶の船側外板厚算定式が鋼製船舶を基にしていることを確認した。	○
その他の 主要構造	「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」 「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会誌，1978）」 「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）」 「小型鋼船構造規則（詳細不明）」	FRP 製船舶の縦強度，甲板，肋骨，船底等の主要構造が鋼製船舶の構造を参考にしたたり，同様の考えを採用していることを確認した。	○
材質の力学 特性	「基礎からわかる FRP（強化プラスチック協会編，2016）」 「強化プラスチック船規則（日本海事協会，2018）」 「FRP 成形入門講座（日本プラスチック加工技術協会）」	FRP 製船舶の材料である FRP は等方性又は直交異方性の力学特性を持ち，鋼製船舶の材料である鋼材と同様に均質材料であることを確認した。また，FRP は破壊直前まで鋼材（降伏強度以内）と同様に弾性変形することを確認した。	○
損傷モード	「FRP 構造設計便覧（強化プラスチック協会，1994）」	FRP 製船舶と鋼製船舶は，どちらも薄板を組み合わせた構造であるため，圧縮方向の力が作用した場合に座屈しやすいことを確認した。	○

(e) 鋼製船舶を対象とした方法を FRP 製船舶に用いることの妥当性

(a)～(d)の検討より、FRP 製船舶と鋼製船舶は形状、構造、材質に関して類似（同等）性を有することから、FRP 製船舶の圧壊荷重算出にあたり「土木学会（1994）」の方法を用いることは妥当であると判断した。

d. FRP 製船舶の構造及び材質に係る条件の設定

(a) 妥当性確認ケース

FRP 製船舶の座屈強度を算出する際に必要となる船舶の構造条件、材料物性（ヤング率及びポアソン比）については、用いる文献の適用性を確認した上で、それぞれ表 4.3-11 及び表 4.3-12 のとおりとする。

これら表 4.3-11 及び表 4.3-12 に示した条件を「軸剛性の設定にあたり妥当性を確認したケース」とし、軸剛性を算出すると、 0.47×10^5 (N/m) となり、この軸剛性を用いて FEMA (2012) から衝突荷重を算出すると、635 (kN) となる（表 4.3-13）。

表4.3-11 船舶の構造に関する引用文献の適用性及び設定値

項目	引用文献	適用性	評価	引用文献の値	採用値
船舶の長さ L	「漁港・漁場の施設設計参考図書(水産庁, 2015年)」の総トン数5tの諸元(船の長さ)	本図書は、「漁港・漁場整備法」に基づき「漁港・漁場の施設設計」において参考となる技術的な知見を記載したものである。」とされており、全漁業種類の漁船の平均値が示されていることから、適用可能と判断した。	○	11.0(m)	11.0(m)
船の深さ*1 D	「漁港・漁場の施設設計参考図書(水産庁, 2015年)」の総トン数5tの最大喫水	本図書は、「漁港・漁場整備法」に基づき「漁港・漁場の施設設計」において参考となる技術的な知見を記載したものである。」とされており、全漁業種類の漁船の平均値が示されているが、最大喫水と船の深さは異なることから、適用不可と判断した。	×	1.8(m)	1.22(m)
船側外板厚 t	「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))」から案分	本図書は、実際に漁業で使用されていた総トン数約14tのFRP製漁船の形状が示されていることから、総トン数5tに案分することで適用可能と判断した。	○	1.22(m) * 2	
横肋骨心距 a	「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」の前後部の外板の厚さ	本規則は、法定検査と同等(本規則に従った船級検査に合格することで、法定検査を省略することが可能)であり、船舶の長さが35m未満のFRP製船舶に適用される規則であることから適用可能と判断した。	○	5.89(mm)	5.89(mm)
縦肋骨心距 b	「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」の肋骨心距	本規則は、法定検査と同等(本規則に従った船級検査に合格することで、法定検査を省略することが可能)であり、船舶の長さが35m未満のFRP製船舶に適用される規則であることから適用可能と判断した。	○	500(mm)	500(mm)
船首角度 2θ	「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」の肋骨心距	本規則は、法定検査と同等(本規則に従った船級検査に合格することで、法定検査を省略することが可能)であり、船舶の長さが35m未満のFRP製船舶に適用される規則であることから適用可能と判断した。	○	500(mm)	500(mm)
船首傾斜部の長さ L _{sf}	「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))」から案分	本図書は、実際に漁業で使用されていた総トン数約14tのFRP製漁船の形状が示されていることから、総トン数5tに案分することで適用可能と判断した。	○	70° * 2	70°
			○	1.52(m) * 2	1.52(m)

注記*1: 「強化プラスチック船規則(日本海事協会, 2018年)」によれば、「船の深さ(D)とは、船の長さの中央で測った船底外板の下面、又は船体中心線と船底外板下面の延長線との交点から船側における上甲板の上面までの垂直距離をいい、単位はメートル(m)とする。」とされている。

*2: 算出方法を図4.3.39に示す。

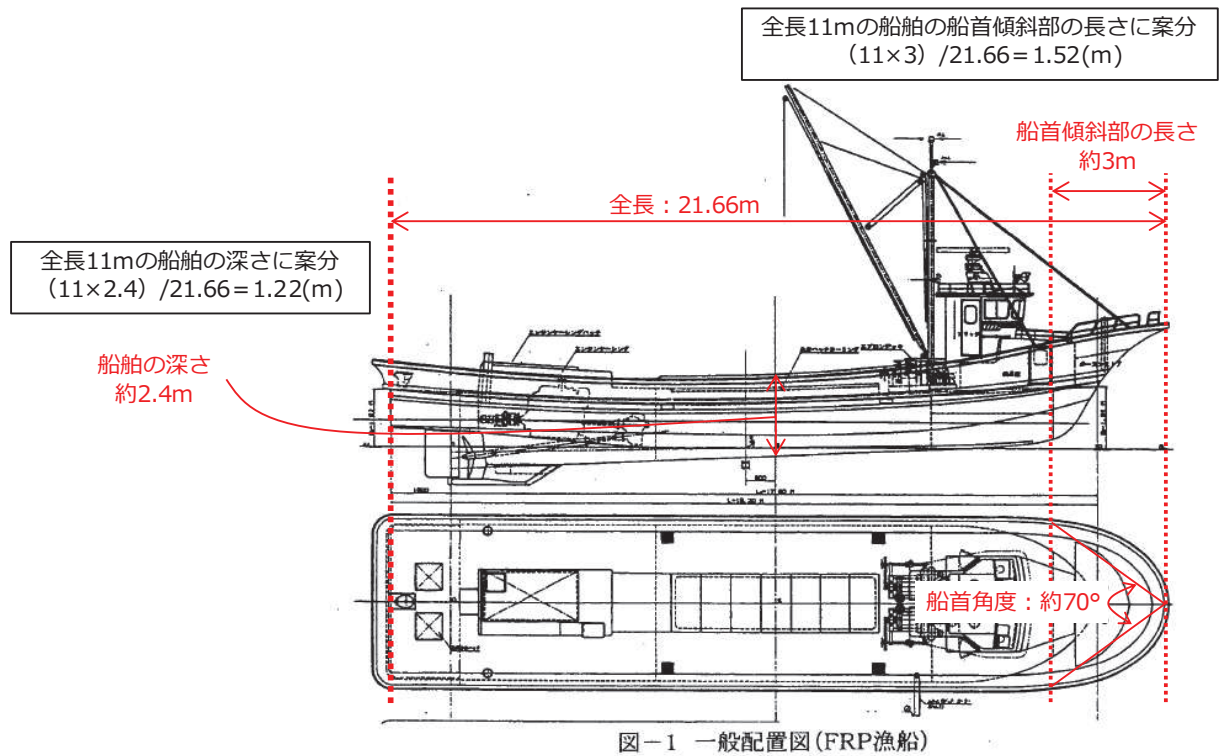


図 4.3-39 FRP 漁船の深さ，船首傾斜部の長さ及び船首角度
 (「海技研報告 (平成 15 年)」に一部加筆)

表 4.3-12 船舶の材料物性（ヤング率及びポアソン比）に関する引用文献の適用性及び設定値

項目	引用文献	適用性	評価	引用文献の値*1	採用値*2
ヤング率 (曲げ弾性率)	「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	本規則は、「長さが35m未満の普通の形状のFRP船(油タンカーを除く。)で、普通の主要寸法比を有するものに適用する。」とされており、平均的な曲げ弾性係数を示しているが、最低値を規定している可能性があるため、適用不可と判断した。	×	$6.86 \times 10^3(\text{N}/\text{mm}^2)$ 【 $0.7 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】	
	「強化プラスチック船規則検査要領(日本海事協会, 2018年)」の曲げ弾性係数の判定基準	上記規則に対する検査要領であり、船体材料(ガラス繊維基材)の判定基準を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	$11.78 \times 10^3(\text{N}/\text{mm}^2)$ 【 $1.2 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】	
	「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成形法*3の曲げ弾性率	本図書は、「漁港・漁場整備法」に基づき「漁港・漁場の施設の設計において参考となる技術的な知見を記載したものである。」とされており、漁船の成形法であるハンドレイアウト成形法による曲げ弾性率を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	$9 \sim 12(\text{GPa})$ 【 $1.08 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】	1.2×10^6 (tf/m^2)
	「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)」	本文献は、船体構造が詳細に示されているが、FRP船舶については紹介されている程度であり、示されているヤング率も典型的な値として紹介されているのみで、値の根拠が示されていないことから、適用不可と判断した。	×	$10.7(\text{kN}/\text{mm}^2)$ 【 $1.09 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】	
	「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	本文献は、非金属材料の物性値を幅広く掲載しており、漁船の成形法であるハンドレイアウト成形法による曲げ弾性率を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	$1050 \sim 1140(\text{kgf}/\text{mm}^2)$ 【 $1.10 \times 10^6(\text{tf}/\text{m}^2)$ 】	
ポアソン比	「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)」	FRP材料の巨視的材料係数としてポアソン比が示されているが、I型断面の梁構造の値であり、船舶とは使用目的が異なるため、適用不可と判断した。	×	0.1, 0.29, 0.308, 0.32	
	「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)	本文献は、非金属材料の物性値を幅広く掲載しており、漁船の成形法であるハンドレイアウト成形法によるポアソン比を示したものであることから、適用可能と判断した。	○	<u>0.336</u> (0.320~0.358)	0.336

注記*1: 文献に記載されている値が範囲を示している場合は平均値とし、【】内に示す。また、各項目で適用性ありと評価されたものの最大値を下線で示す。

*2: 各項目で適用性ありと評価された中から最大値を採用する。

*3: FRPの成形法の1つで漁船に用いられる成形法としてはスプレレイアウト成形法である。他の漁船の成形法は7~9 (GPa)であり、ハンドレイアウト成形法の方が高い。

表 4.3-13 各条件の妥当性を確認したケースでの軸剛性

項目		軸剛性の設定にあたり 妥当性を確認したケース
船舶構造	船舶の長さ L	11.0 (m)
	船の深さ D	1.22 (m)
	船側外板厚 t	5.89 (mm)
	横肋骨心距 a	500 (mm)
	縦肋骨心距 b	500 (mm)
	船首角度 2θ	70 (°)
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	1.52 (m)
材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	1.2×10^6 (tf/m ²)
	ポアソン比 ν	0.336
圧壊荷重 P_c		71.3 (kN)
有効軸剛性 k_c		0.47×10^5 (N/m)
衝突荷重 (FEMA (2012))		635 (kN)

(b) 保守性確認ケース

「(a) 妥当性確認ケース」で示した軸剛性は、軸剛性の設定に当たり各条件（構造及び材料物性）の妥当性は確認しているものの、設計へ適用するためには保守性を考慮する必要がある。そのため、以下の方針で保守性の考慮について整理した。

材料物性であるヤング率及びポアソン比について、妥当性を確認したケースにおいては適用性を確認した文献に示されている値又は範囲で示されている場合は平均値を用いたが、これらの物性は不確かさ及びばらつきがある条件であるため、それぞれ文献で確認した値の最大値（範囲を示している場合も最大値）を採用することで、保守性を考慮する（表 4.3-14）。

「土木学会（1994）」では、船首角度以外の条件は船舶の長さ L の関数として記載されている。そのため、妥当性を確認したケースの船舶の長さ 11m とした場合の軸剛性を算出する。さらに、船舶の長さをより長くした場合の検討も行い、軸剛性の保守性を考慮する。

上記方針に従い保守性を考慮した軸剛性算出の各条件を表 4.3-15 に示す。

その結果、保守性確認ケース 1 では 1.56×10^5 (N/m)、保守性確認ケース 2 では 1.74×10^5 (N/m) となり、保守性確認ケース 2 の方が大きく、「(a) 妥当性確認ケース」の軸剛性 (0.47×10^5 (N/m)) よりも 3 倍以上の値であることから、保守性確認ケース 2 の軸剛性 (1.74×10^5 (N/m)) を採用する。

表 4.3-14 材料物性（ヤング率及びポアソン比）の妥当性確認と保守性確認ケースでの比較

項目	引用文献	引用文献の値①	妥当性確認 ①の平均値	保守性確認 ①の最大値
ヤング率 (曲げ弾性率)	「強化プラスチック船規則検査要領（日本海事協会，2018年）」の曲げ弾性係数の判定基準	11.78×10 ³ (N/mm ²) 【1.2×10 ⁶ (tf/m ²)】	$\frac{1.2 \times 10^6 (tf/m^2)^{*1}}{11.78 \times 10^3 (N/mm^2)}$	1.2×10 ⁶ (tf/m ²)
	「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	9～12 (GPa) 【0.91×10 ⁶ ～1.22×10 ⁶ (tf/m ²)】	$\frac{1.08 \times 10^6 (tf/m^2)}{9 \sim 12 (GPa)}$	$\frac{1.22 \times 10^6 (tf/m^2)^{*2}}{9 \sim 12 (GPa)}$
ポアソン比	「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	1050～1140 (kgf/mm ²) 【1.05×10 ⁶ ～1.14×10 ⁶ (tf/m ²)】	$\frac{1.10 \times 10^6 (tf/m^2)}{1050 \sim 1140 (kgf/mm^2)}$	1.14×10 ⁶ (tf/m ²)
	「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）	0.336 (0.320～0.358)	$\frac{0.336^{*1}}{0.320 \sim 0.358}$	$\frac{0.358^{*2}}{0.320 \sim 0.358}$

材料物性

注記*1：妥当性確認の際に採用した物性値を示す。

*2：保守性確認の際に採用した物性値を示す。

表 4.3-15 船舶の構造及び材料物性（ヤング率及びポアソン比）に関する保守性を確認したケースの軸剛性

項目	設定・算出方法	保守性確認ケース1	保守性確認ケース2	
船舶構造	船舶の長さ L	「漁港・漁場の施設的设计参考図書(水産庁, 2015年)」の総トン数5tの諸元(船の長さ)に加えて、その長さを超える場合も考慮	「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5tに最も近い船の長さ: 12.8(m)*	
	船の深さ D	「土木学会(1994)」より $0.08 \times L$ にて算出	$0.08 \times 12.8 = 1.02$ (m)	
	船側外板厚 t	「土木学会(1994)」より $0.82\sqrt{L} + 2.5$ にて算出 「土木学会(1994)」の中で示されている計算例(参考5)では船側外板厚は \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	$0.82 \times 12.8^{0.5} + 2.5 = 5.434$ (mm)	
	横肋骨心距 a	「土木学会(1994)」より $450 + 2L$ にて算出	$450 + 2 \times 12.8 = 475.6$ (mm)	
	縦肋骨心距 b	「土木学会(1994)」より $550 + 2L$ にて算出	$550 + 2 \times 12.8 = 575.6$ (mm)	
	船首角度 2θ	「土木学会(1994)」より $2\theta = 35 \sim 70^\circ$ とされていることを踏まえ、保守的になるよう 35° を採用		
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	「土木学会(1994)」より $0.25 \times D$ にて算出	$0.25 \times (0.08 \times 11) = 0.22$ (m)	
	材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	以下の3つの文献で示されている値の最大 ・「強化プラスチック船規則検査要領(日本海事協会, 2018年)」の曲げ弾性係数の判定基準 ・「漁港・漁場の施設的设计参考図書(水産庁, 2015年)」のハンドレイアウト成形法の曲げ弾性率 ・「非金属材料タータブロック 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	1.22×10^6 (tf/m ²)
		ポアソン比 ν	「非金属材料タータブロック 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)で示されている値の最大	0.358
			圧壊荷重 P_c	34.3 (kN)
		有効軸剛性 k_c	1.74 × 10 ⁵ (N/m)	
		衝突荷重 (FEMA(2012))	1156 (kN)	
			1221 (kN)	

注記*：総トン数5tの船舶に12.8mの長さを用いることの保守性については参考6に示す。

e. 船舶の衝突形態の整理

小型漁船 (FRP) は、本質的に浮く構造で、車両に比べて長軸と短軸が明瞭であるものの、船舶の中でも比較的小型であるため、回転の影響を受けやすく、漂流物となって来襲する際には複雑な挙動となることが想定される。

衝突形態に関する文献調査結果を以下に示す。

- ✓ 「土木学会 (1994)」によれば、実験の結果から、漂流船の衝突は図 4.3-40 のような衝突形態が想定されるとしており、「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。
- ✓ また、「津波漂流物対策施設設計ガイドライン (平成 26 年 3 月)」及び「漁港・漁場の施設の設計参考図書 (水産庁, 2015 年)」では、「土木学会 (1994)」と同じ衝突形態の図 (図 4.3-40 と同じ) を示しており、③は船の回転によりエネルギーが消費されるため、①の半分の衝突エネルギーであるとし、②は①又は③と同じ衝突エネルギーであるとしている。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示されており、特に衝突角度 20 度を越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。

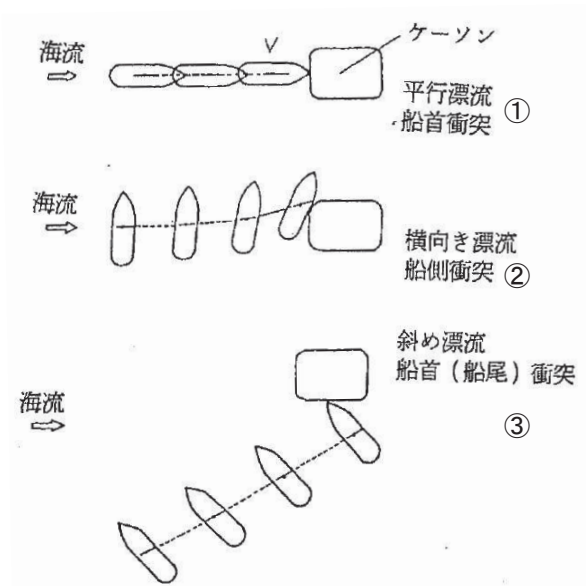


図 4.3-40 漂流による衝突形態 (「土木学会 (1994)」に一部加筆)

「土木学会 (1994)」で示している衝突形態の被衝突物は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、津波来襲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、来襲した津波は跳ね返され、その反射波の影響により漂流速度は低減する。この漂流速度の低減影響が大きい衝突形態は、反射波を受ける面積が大きくなる船側衝突（船体の真横からの衝突）である。

以上を踏まえ、評価対象施設に対して様々な形態で衝突することを想定し、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 4.3-16 のとおり整理した。

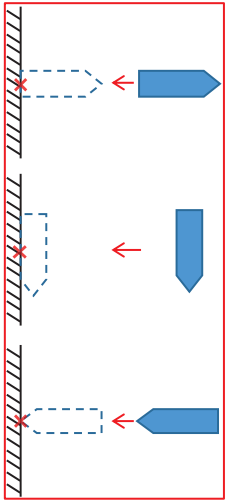
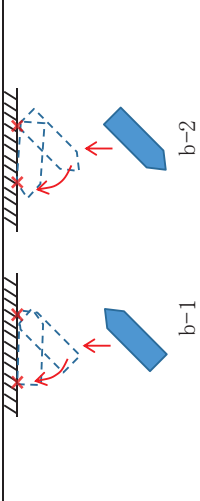
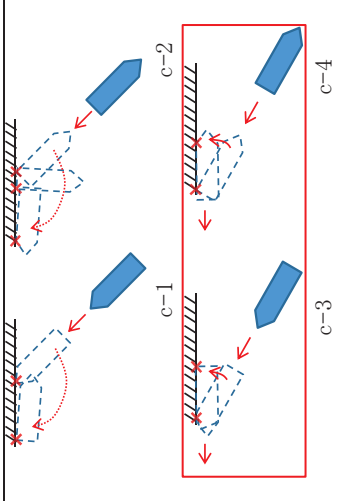
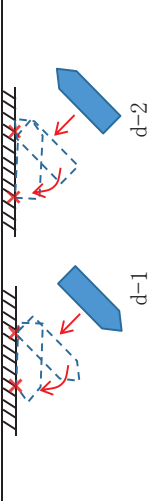
衝突パターンと衝突形態の整理の結果、衝突パターン a では 1 箇所衝突が生じるが、衝突パターン b~d に関しては 2 箇所以上で衝突が生じて荷重が分散されるため、評価対象施設に衝突荷重が集中荷重として作用するよう衝突パターン a に包含される事象と考えられる。Ikeno et al (2016) では木材（丸太）の気中衝突実験を行っており、縦衝突に対して斜め衝突にした場合に衝突力は小さくなることが示されており、特に衝突角度 20 度を超えた場合には最大で半分程度の衝突力になることが示されている。

また、真横（a-2）からの衝突は上述のように津波の反射波の影響により衝突速度は遅くなり、荷重としては小さくなると考えられる。

ただし、衝突速度は減速しないことを仮定し、各施設へ衝突した際の荷重総量の観点で、衝突形態の影響（不確かさ）を確認するため、船首（a-1）、船尾（a-3）の 3 ケースに加えて、真横（a-2）、斜め船首（c-3）及び斜め船尾（c-4）を加えた 5 ケースの衝突解析を実施する。

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 4.3-16 船舶の衝突パターンと衝突形態の特徴 (衝突パターンの赤字は衝突解析を実施するものを示す)

衝突パターン	津波の来襲方向	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来襲。</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>貯留堰についても, 防潮堤(鋼管式鉛直壁)と同様に, a-2 で衝突する場合に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来襲。</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来襲。</p>	<p>津波の来襲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来襲。</p>	<p>津波の来襲方向と同じ方向(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>

f. FRP 製船舶の衝突解析

(a) 検討方法

FRP 製船舶を対象に、船首からの衝突、船尾からの衝突、船舶真横からの衝突、斜め船首からの衝突及び斜め船尾からの衝突について、衝突解析を実施し、衝突形態の影響について確認する。

解析コードは「LS-DYNA Ver. 971 R6.0.0」を用いる。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。

(b) モデル化の方針

漂流物である FRP 製の船舶は、「海技研報告（平成 15 年）」で示される総トン数 14t の FRP 船を基に、総トン数 5t の FRP 船の大きさに案分し、図 4.3-41 のようにシェル要素でモデル化した（モデル化の詳細は参考 7 に示す）。

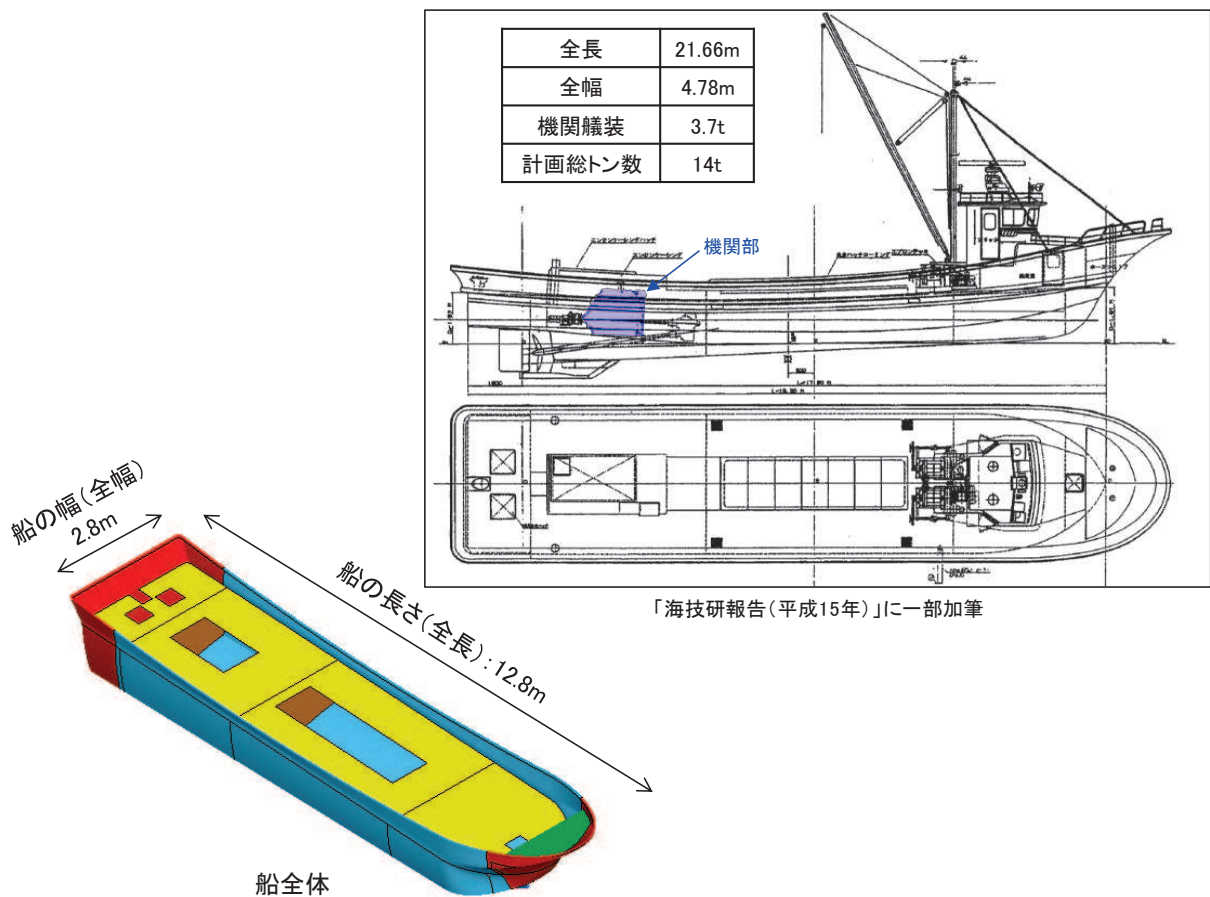


図 4.3-41 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル

(c) 材料定数

FRP 製船舶に使用する材料定数は、表 4.3-17 のとおり設定する。

表 4.3-17 FRP 製船舶に使用する材料定数

ヤング率 (MPa)	強度 (MPa)	ポアソン比
12000* ¹	200* ²	0.4* ³

注記 *1: 表 4.3-15 から設定

*2: 「漁港・漁場の施設の設計参考図書 (水産庁, 2015 年)」より設定

*3: 表 4.3-15 から保守的に設定

(d) 材料特性 (FRP の応力-ひずみ関係)

図 4.3-38 で示した「FRP 成形入門講座 (日本プラスチック加工技術協会)」の応力-ひずみ曲線と同様に、解析に用いる FRP の応力-ひずみ関係を図 4.3-42 に設定した。FRP は鋼材と異なりねばり強さがいないため、応力が強度に達した後 (降伏以降) ではシェル要素を削除する設定とした。

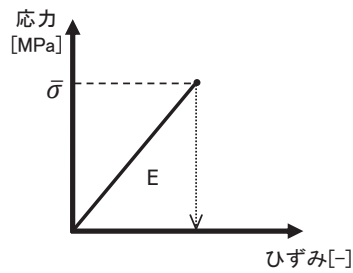
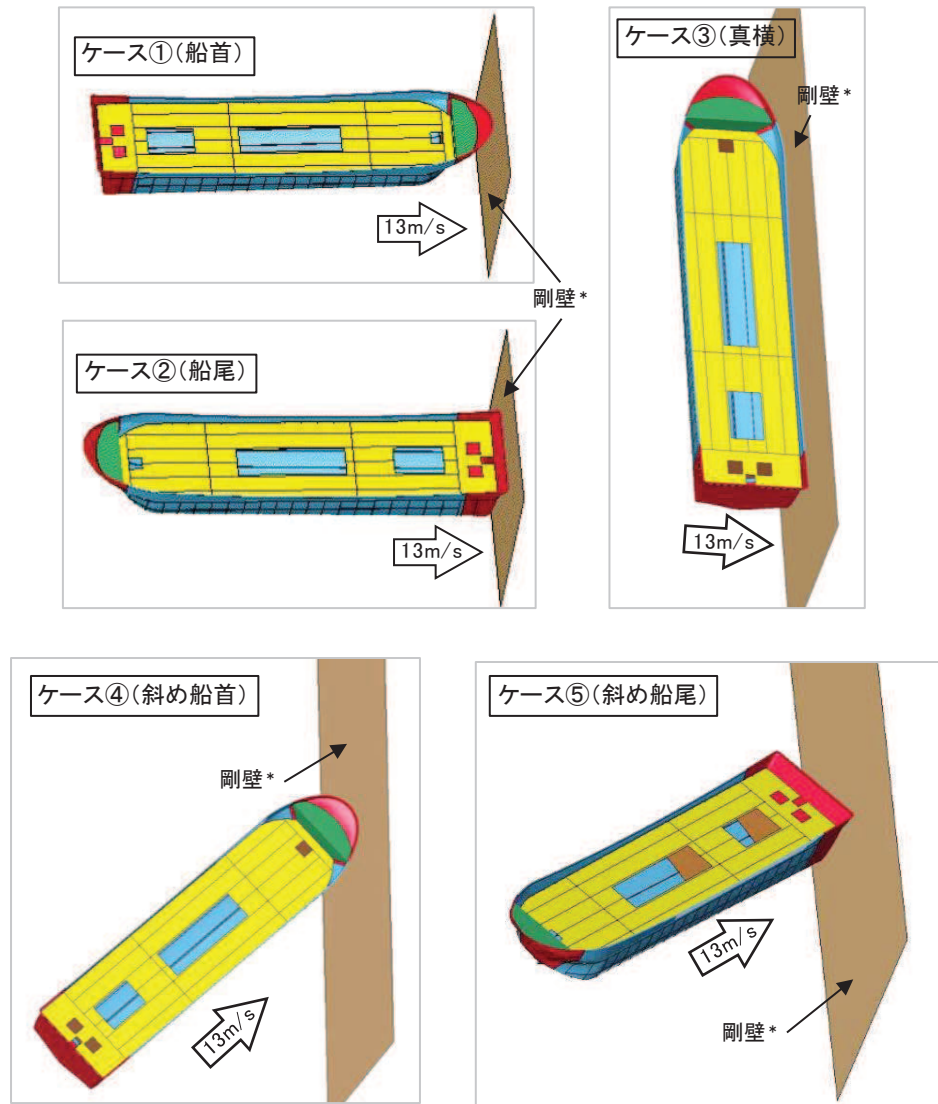


図 4.3-42 FRP の応力-ひずみ関係

(e) 解析ケース

解析ケースは図 4.3-43 のとおりで、いずれのケースも衝突速度（絶対値）は 13m/s とする。なお、ケース①～⑤と表 4.3-16 で示した衝突パターンとの関係を表 4.3-18 に示す。



注記* : 剛壁は変形・移動しない条件とし、ヤング率200GPa、ポアソン比0.3の鋼製の塊としている。

図 4.3-43 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

表 4.3-18 FRP 製船舶に使用する材料定数

衝突方向	船首	船尾	真横	斜め船首	斜め船尾	備考
解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	図 4.3-43 参照
衝突パターン	a-1	a-3	a-2	c-3	c-4	表 4.3-16 参照

(f) 解析結果

【ケース①（船首）及びケース②（船尾）】

図 4.3-44 にケース①（船首）及びケース②（船尾）の荷重時刻歴を示す。この図から、どちらの荷重も 500kN 程度（瞬間最大で約 670kN）であり、有意な差はなく、同等の衝突荷重が作用することを確認した（解析結果の詳細は参考 8 に示す）。

ケース①（船首）の最大荷重は約 600 (kN) であり、「d. (a) 妥当性確認ケース」で示した妥当性を考慮したケースの衝突荷重 635 (kN) とおおむね同程度となることを確認した。なお、FRP 以外の船舶として鋼製船舶を対象に、土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定し FEMA（2012）から算出した衝突荷重と、衝突解析（LS-DYNA）から得られる最大衝突荷重（「崔ほか（2016）」）についても比較した結果、おおむね同等の荷重となることを確認（参考 9）した。

力積については、ケース①（船首）が約 214 (kN・s)、ケース②（船尾）が約 211 (kN・s) であり、力積からも同等であることを確認した。

なお、船首及び船尾からの衝突荷重及び力積が同等となったことについては、検討対象の漂流物が 15t と非常に重いこと、衝突速度が 13m/s と速いことから、衝突エネルギーが大きく、船首及び船尾のどちらから衝突したとしても、船体部分まで破壊が生じていることがその要因である。

ケース②（船尾）では、衝突後 1.0 秒後の状況から、機関部まで船体が破壊していることを確認した。

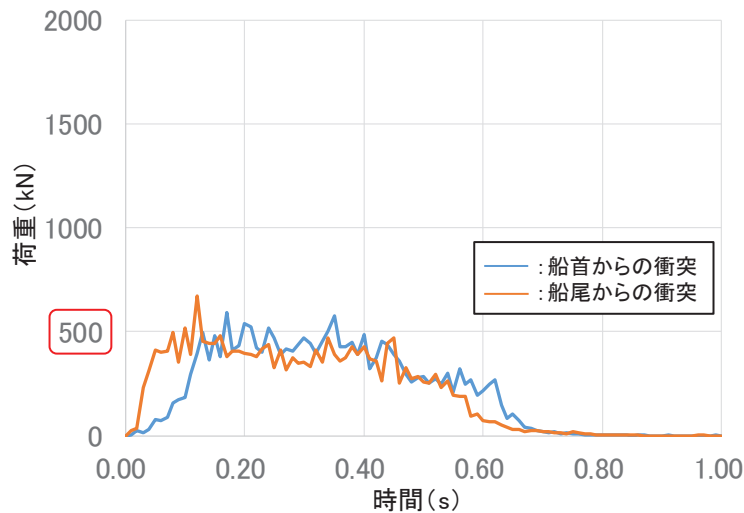


図 4.3-44 ケース①（船首）及びケース②（船尾）の荷重時刻歴

【ケース③（真横）】

ケース③（真横）では、船舶の長さ（12.8m）全体で剛壁に荷重が作用しており、おおよそ船舶の長さの分布荷重となっていることを確認した（解析結果の詳細は参考8に示す）。一方、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭1本が受け持つ幅は4mであることから、真横から衝突する場合には鋼管杭3本以上で衝突荷重を分担することになる。

そのため、鋼管杭1本が受け持つ荷重を確認する必要があることから、図4.3-45に示すように剛壁を1mの幅で分割し、鋼管杭1本が受け持つ荷重について整理した。なお、鋼管杭が受け持つ荷重については、図4.3-45のように2パターンの取り方を考え、それぞれ確認した。

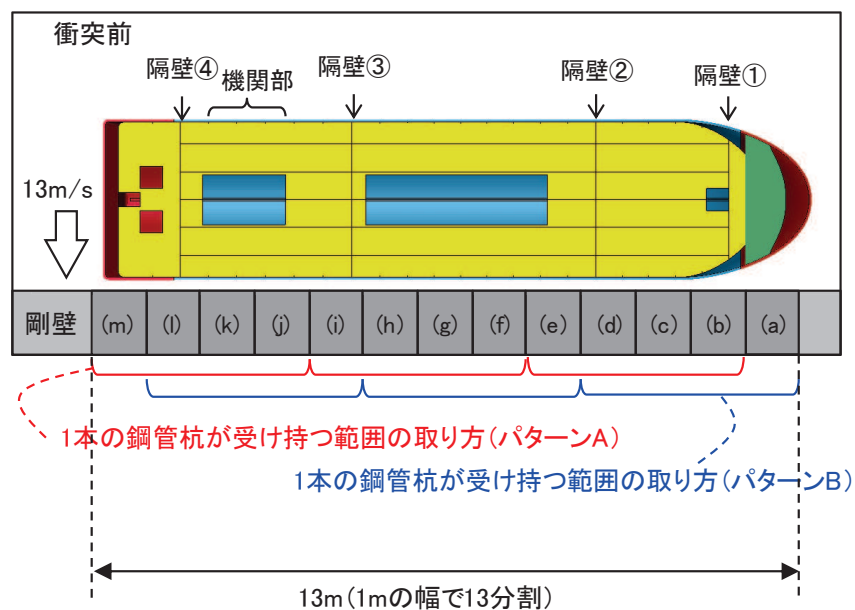


図 4.3-45 真横衝突における剛壁の分割パターン

図4.3-46にケース③（真横）の荷重時刻歴を示す。この図から、衝突荷重はパターンAとパターンBともに、船体側面が衝突する0.03秒前後で瞬間的に650～1100(kN)の衝突荷重が作用しているが、この荷重は他の衝突形態で生じる荷重に比べて極めて作用時間が短い現象である。また、荷重作用時間も0.2秒程度であり、他の衝突形態に比べて半分以下である。

また、力積については、パターンAでは約82(kN・s)が最大で、パターンBでは約76(kN・s)が最大であるが、ケース①（船首）又はケース②（船尾）の力積に比べて小さく、半分以下となっていることを確認した。なお、パターンAとパターンBともに、最大荷重となる範囲と力積が最大となる範囲は異なり、力積が最大となる約82kN・sの最大荷重は約900kNである。

ケース③（真横）では、衝突後1.0秒後の状況から、機関部まで船体が破壊していることを確認した。

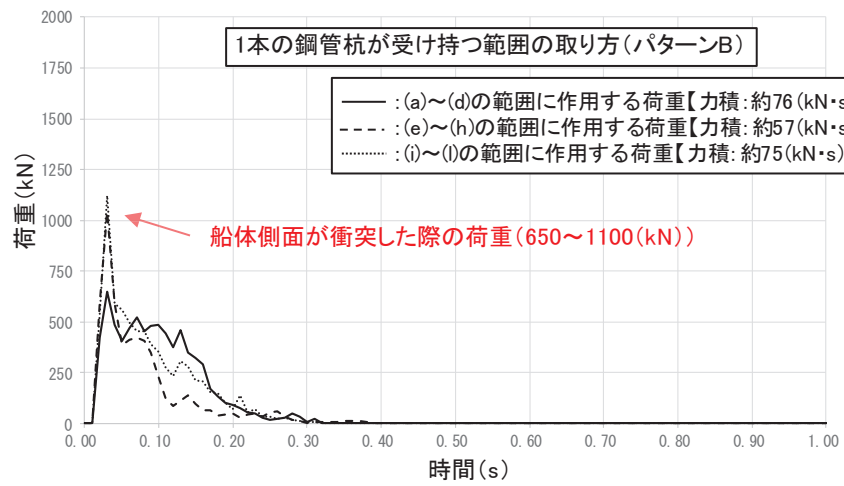
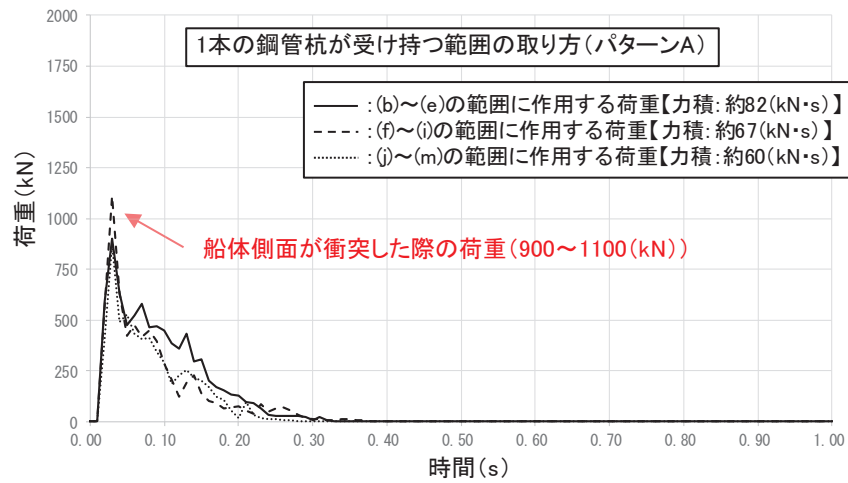


図 4.3-46 ケース③ (真横) の荷重時刻歴 (上: パターン A, 下: パターン B)

【ケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）】

図 4.3-47 にケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）の荷重時刻歴を示す。この図から、どちらの衝突形態も初期段階（衝突から約 0.6 秒後まで）では 350kN 程度（瞬間最大で約 380kN）であり、有意な差はなく、同等の衝突荷重が作用することを確認した（解析結果の詳細は参考 8 に示す）。

ケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）のどちらも衝突後 0.9 秒付近で衝突荷重が大きくなる特徴があり、最大で約 550kN（斜め船首衝突）となっている。これは、どちらの衝突形態においても斜めから衝突した後、船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。

また、力積については、ケース④（斜め船首）が約 166 (kN・s)、ケース⑤（斜め船尾）が約 164 (kN・s) であり、力積からも同等であることが分かった。これらの力積は、ケース③（真横）のほぼ倍の値であるが、ケース①（船首）又はケース②（船尾）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

ケース⑤（斜め船尾）では、衝突後 1.0 秒後の状況から、機関部まで船体が破壊していることを確認した。

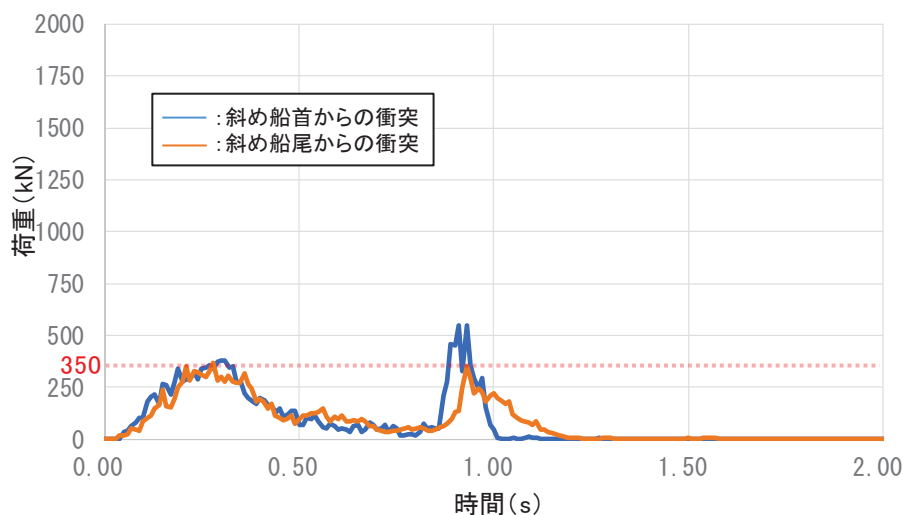


図 4.3-47 ケース④（斜め船首）及びケース⑤（斜め船尾）の荷重時刻歴

【衝突解析を用いた衝突形態のまとめ】

ケース①～ケース⑤の力積，瞬間最大荷重及び衝突荷重の作用時間を表 4.3-19 に示す。また，ケース①～ケース⑤の衝突荷重の時刻歴を 図 4.3-48 に示す。

図 4.3-48 の荷重の時刻歴から，衝突時間が非常に短い特徴があるものの，瞬間最大荷重は真横からの衝突形態（ケース③シリーズ）で大きくなる傾向があり，ケース③'（真横）の約 1100 (kN) が最大である。なお，衝突解析は気中衝突を模擬しているため，付加質量の影響を考慮する必要があるが，「4.3.6 ③漂流物による衝突荷重と津波荷重との重畳」で示したとおり，衝突荷重と津波による荷重（最大波高時における波力）は重畳させる方針であり，付加質量の影響は津波による荷重に含まれるため，衝突解析の結果では考慮しないこととする。

以上のことから，衝突形態の影響確認として実施した衝突解析の結果，最大衝突荷重は約 1100 (kN) であり，この荷重は，瞬間的な最大荷重を静的な荷重として考慮することの保守性，分布荷重を集中荷重として考慮することの保守性及び衝突直前の反射波による減速を考慮しないことの保守性を有している。

なお，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」より防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の固有周期は 0.1 (s) 程度であり，衝突荷重の作用時間に対して短い (τ/T が 1 以上となる) ため，本衝突事象は力積での評価が適用できないと判断した（参考 8）。

注記*：「武田・河西（2011）：同一力積衝撃応答スペクトルによる衝撃応答算定法の提案，土木学会，構造工学論文集，Vol.57A」，「上田・小島（1982）：衝撃的荷重を受ける RC および PC ばりの変形と強度，港湾技研資料，No.430，運輸省港湾技術研究所」

表 4.3-19 FRP 製船舶の衝突解析の結果（まとめ）

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大荷重 (kN)	瞬間最大荷重の 発生時刻 (s)	衝突荷重の 作用時間 (s)
①	船首	約 214	約 600	約 0.17	約 0.7
②	船尾	約 211	約 670	約 0.12	約 0.6
③	真横*	約 82	約 900	約 0.03	約 0.2
③'	真横*	約 67	約 1100	約 0.03	約 0.2
③''	真横*	約 60	約 870	約 0.03	約 0.2
④	斜め船首	約 166	約 550	約 0.31	約 1.0
⑤	斜め船尾	約 164	約 370	約 0.28	約 1.2

注記*：真横からの衝突の結果については、2種類の整理の方法があるが、瞬間最大荷重は同程度であったため、力積が大きいパターンを代表として記載した（真横からの衝突の整理方法は参考8に示す）。

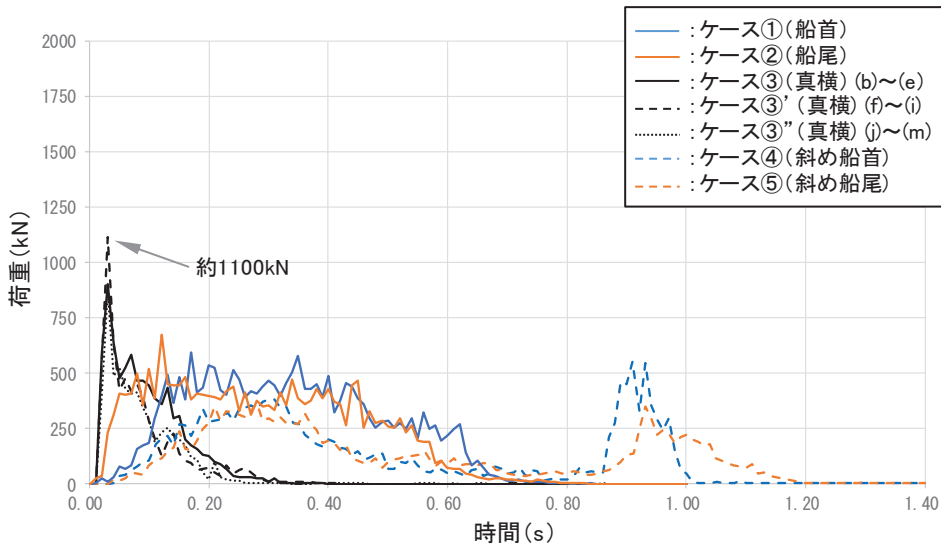


図 4.3-48 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

g. 船舶のまとめ

(a) 衝突形態による影響（不確かさ）の確認

「f. FRP 製船舶の衝突解析」のケース①（船首）の解析結果では、衝突荷重は約 600 (kN) であり、「d. (a) 妥当性確認ケース」の衝突荷重 635 (kN)（土木学会（1994）による軸剛性を用いて FEMA（2012）から算出）とおおむね同程度となることを確認した。なお、衝突解析のモデル化にあたり、板厚を切り上げて整数にする等の処理（参考 7）を行っているため、FEMA（2012）から算出した際の条件と多少の差が生じているものの、同じ条件とした場合においても、おおむね同程度であることを確認している（参考 10）。

また、船首方向以外の衝突形態の影響（不確かさ）について「f. FRP 製船舶の衝突解析」のケース②～⑤の解析により確認した結果、最大で約 1100 (kN) であり、「d. (b) 保守性確認ケース」の衝突荷重 1221 (kN)（土木学会（1994）による軸剛性を用いて FEMA（2012）から算出）よりも小さいことを確認した。このことから、衝突形態の不確かさ影響よりも、FRP の材料物性及び船舶構造の不確かさによる影響の方が衝突荷重に及ぼす影響は大きくなるため、FRP の材料物性及び船舶構造の不確かさを考慮することとする。

以上のことから、船舶（総トン数 5t）の衝突荷重は、「d. (b) 保守性確認ケース」で示した 1221 (kN)（土木学会（1994）による軸剛性を用いて FEMA（2012）から算出）を採用する。

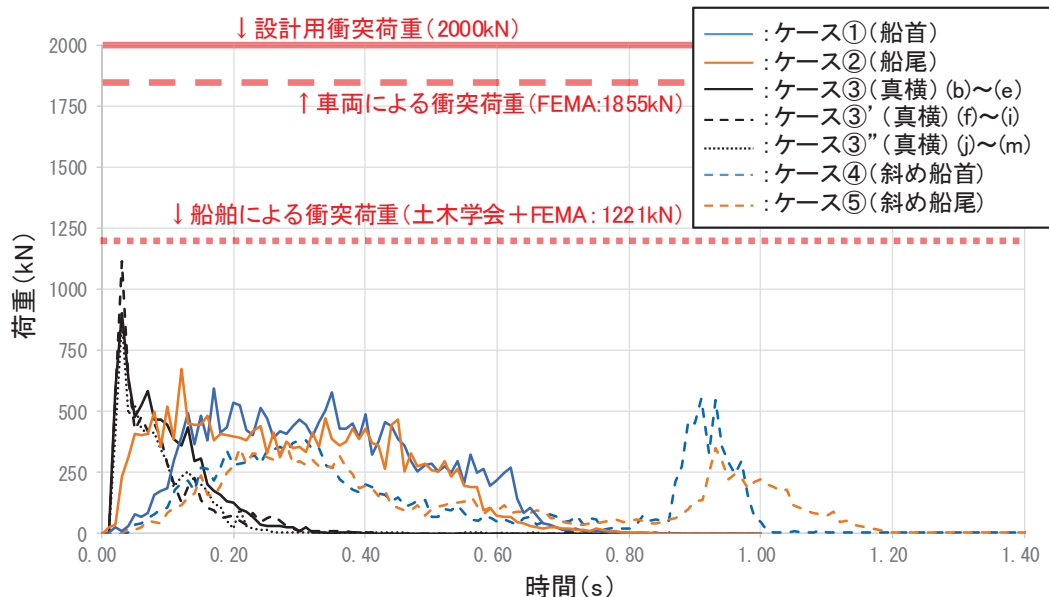


図 4.3-48 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

(b) 機関部の衝突影響の確認

「f. FRP 製船舶の衝突解析」のケース②（船尾）、ケース③（真横）及びケース⑤（斜め船尾）では、船体の破壊が進展して機関部（エンジン等）まで衝突している可能性があるが、機関部はモデル化していないため、機関部の

衝突影響について検討した。

船舶の解析モデルの元としている「海技研報告」の船舶（総トン数 14t）の機関艙装は 3.7t であることから、評価対象である総トン数 5t に案分すると 1.33t となる。この 1.33t の機関部がすべて剛性の高い鋼材で構成されていると仮定すると、機関部の衝突は保守的に車両の衝突に置き換えることが可能である（参考 1 1）。

車両の衝突荷重に関しては、「① 車両」に示すとおり、2.15t の車両を FEMA により評価（1855kN）しており、FRP 製船舶の機関部の質量 1.33t はこの車両質量（2.15t）以下であること、図 4.3-49 より機関部の衝突速度は 13m/s よりも低いことから、FRP 製船舶の機関部の衝突荷重は車両の衝突荷重よりも小さい。

以上のことから、ケース②（船尾）、ケース③（真横）及びケース⑤（斜め船尾）では、機関部まで衝突している可能性があるものの、その衝突影響は、車両の衝突荷重（1855kN）に包含される。

なお、参考として、図 4.3-32 の衝突荷重算出の詳細フローに、各検討で得られた荷重を記載したものを図 4.3-51 に示す。

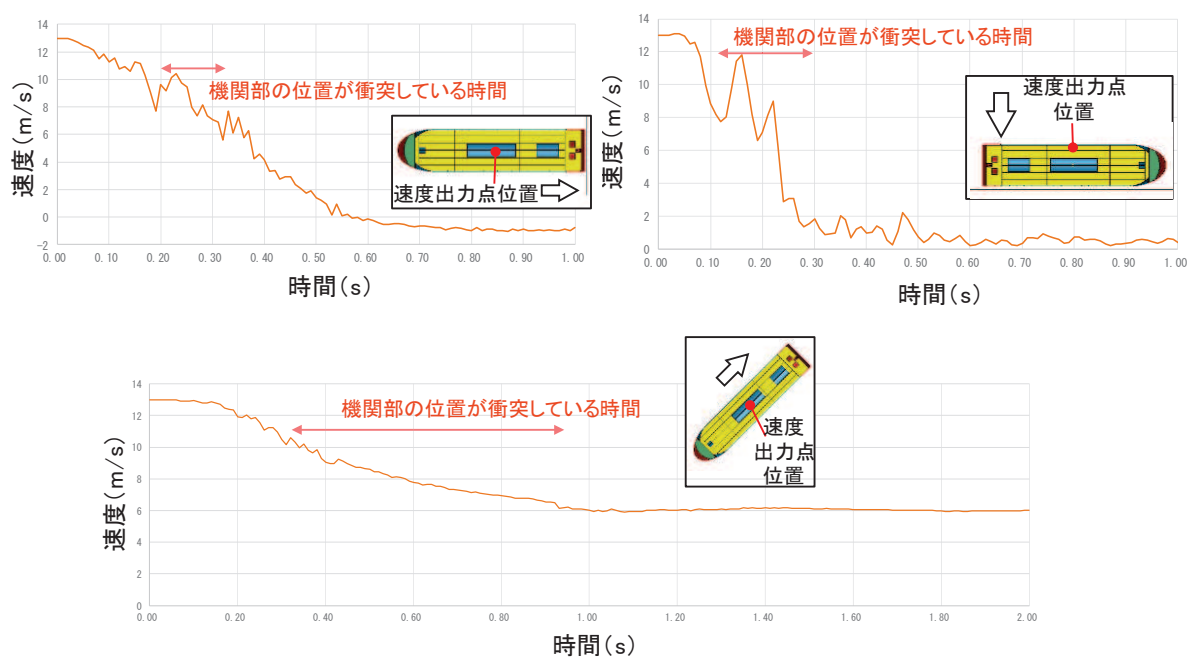


図 4.3-50 機関部の位置が衝突している時間

(左上：ケース②（船尾），右上：ケース③（真横），下：ケース⑤（斜め船尾）)

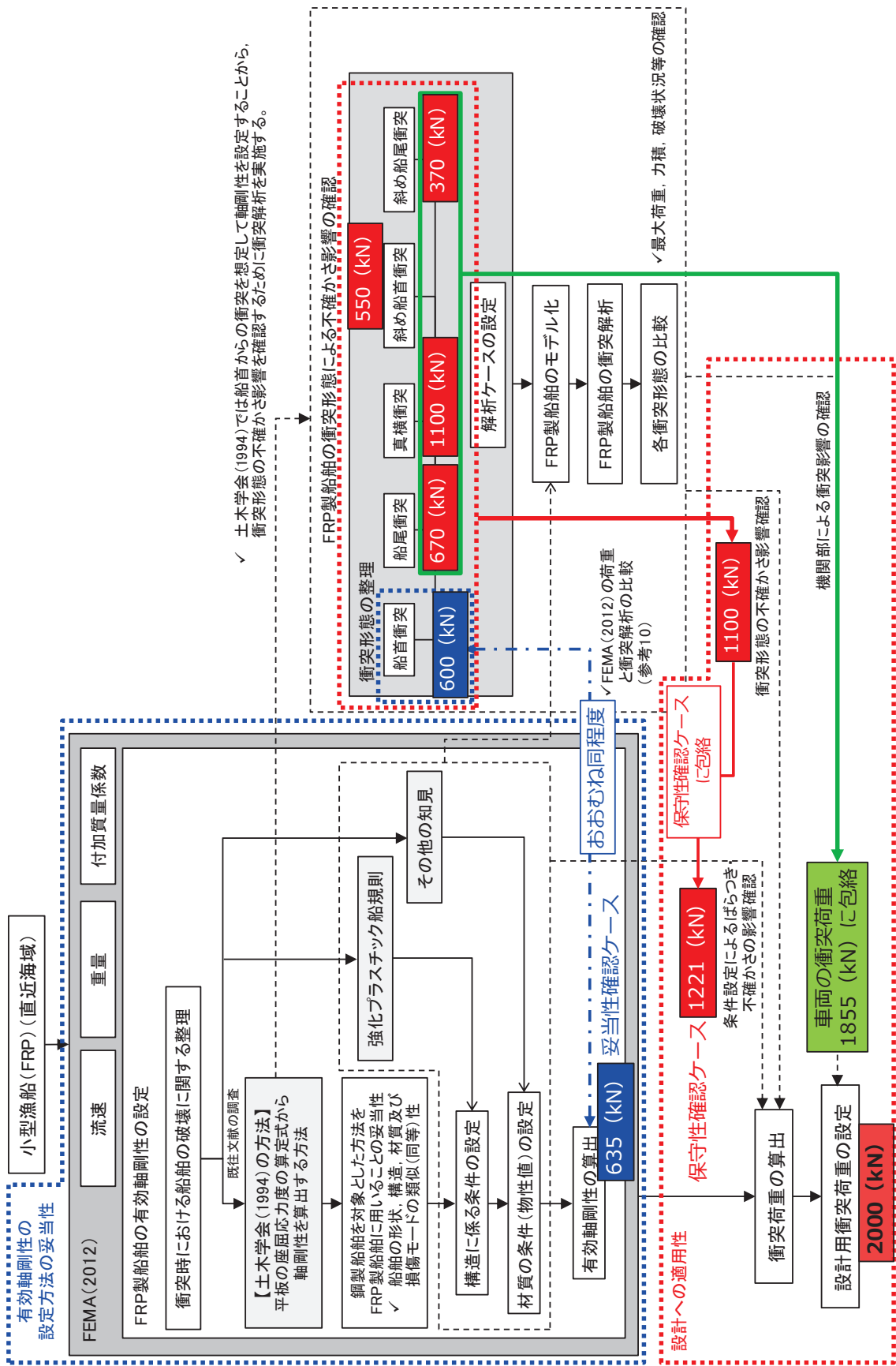


図4.3-51 各検討で得られた荷重の関係

③ まとめ

「① 車両」及び「② 船舶」を踏まえ、表 4.3-20 に各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巡視点検用車両の 1855kN であった。

そのため、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。

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4.3-20 各漂流物による衝突荷重一覧

衝突する可能性のある漂流物	重量等	到達形態	流速 (衝突速度)	初期配置 区分	適用式	有効軸剛性 (N/m)	衝突荷重 (kN) *1			
							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	13m/s	直近陸域	ASCE (2016)	—	624 ^{*2} 【3.20】	624 ^{*2} 【3.20】	624 ^{*2} 【3.20】	624 ^{*2} 【3.20】
巡視点検用車両	2.15t	浮遊	13m/s	直近陸域	FEMA (2012)	2.80 × 10 ⁶	1855 【1.07】	1855 【1.07】	1855 【1.07】	1855 【1.07】
					【参考】*3 ASCE (2016) (FEMA (2019))	2.80 × 10 ⁶	1261*3 【1.58】	1261*3 【1.58】	1261*3 【1.58】	1261*3 【1.58】
小型漁船 (FRP)	総トン数：5t (排水トン数：15t)	浮遊	13m/s	直近海域	FEMA (2012)	1.81 × 10 ⁵	1221 【1.63】	1221 【1.63】	1221 【1.63】	1221 【1.63】
漁船 (FRP)	総トン数：約19t (排水トン数：57t)	浮遊	2m/s*4	前面海域	道路橋示方書	—	—	—	—	112*4 【17.8】
設計用衝突荷重							2000	2000	2000	2000

注記 *1：【】内は衝突荷重に対する設計用衝突荷重の割合を示す。

*2：滑動状態で衝突を考慮する車両系重機 (41.2t) は、「ASCE (2016)」を参考に、衝突荷重を算定した (詳細を参考3に示す)。

*3：参考として、FEMA (2012) よりも最新の文献であるFEMA (2019) を用いた場合の衝突荷重を算出した。

*4：発電所周辺の最大流速13m/sとしたとしても727kNであり、他の衝突荷重よりも小さく、設計用衝突荷重に包絡されることを確認した。

(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。

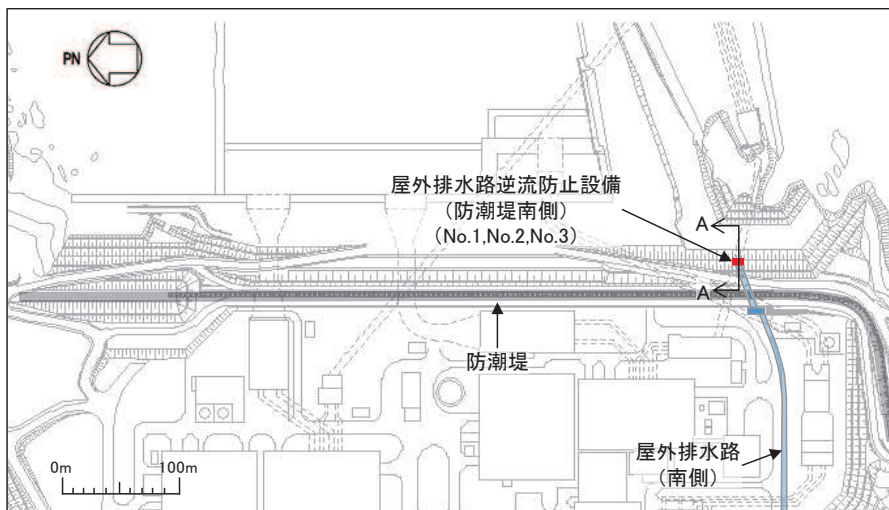


図 1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の位置図

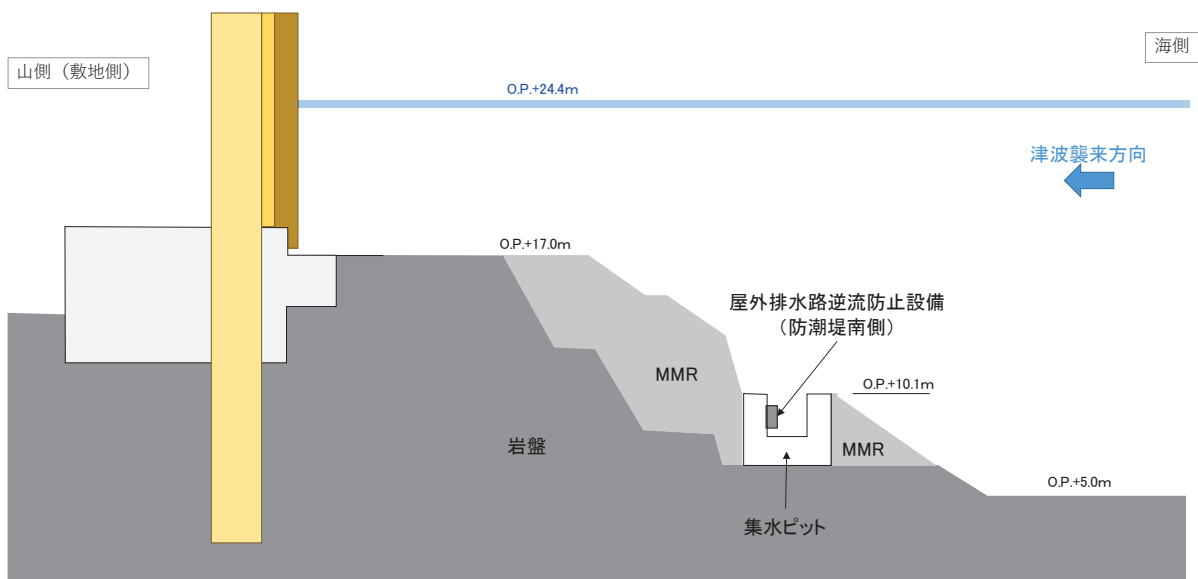


図 2 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の断面図 (A-A 断面)

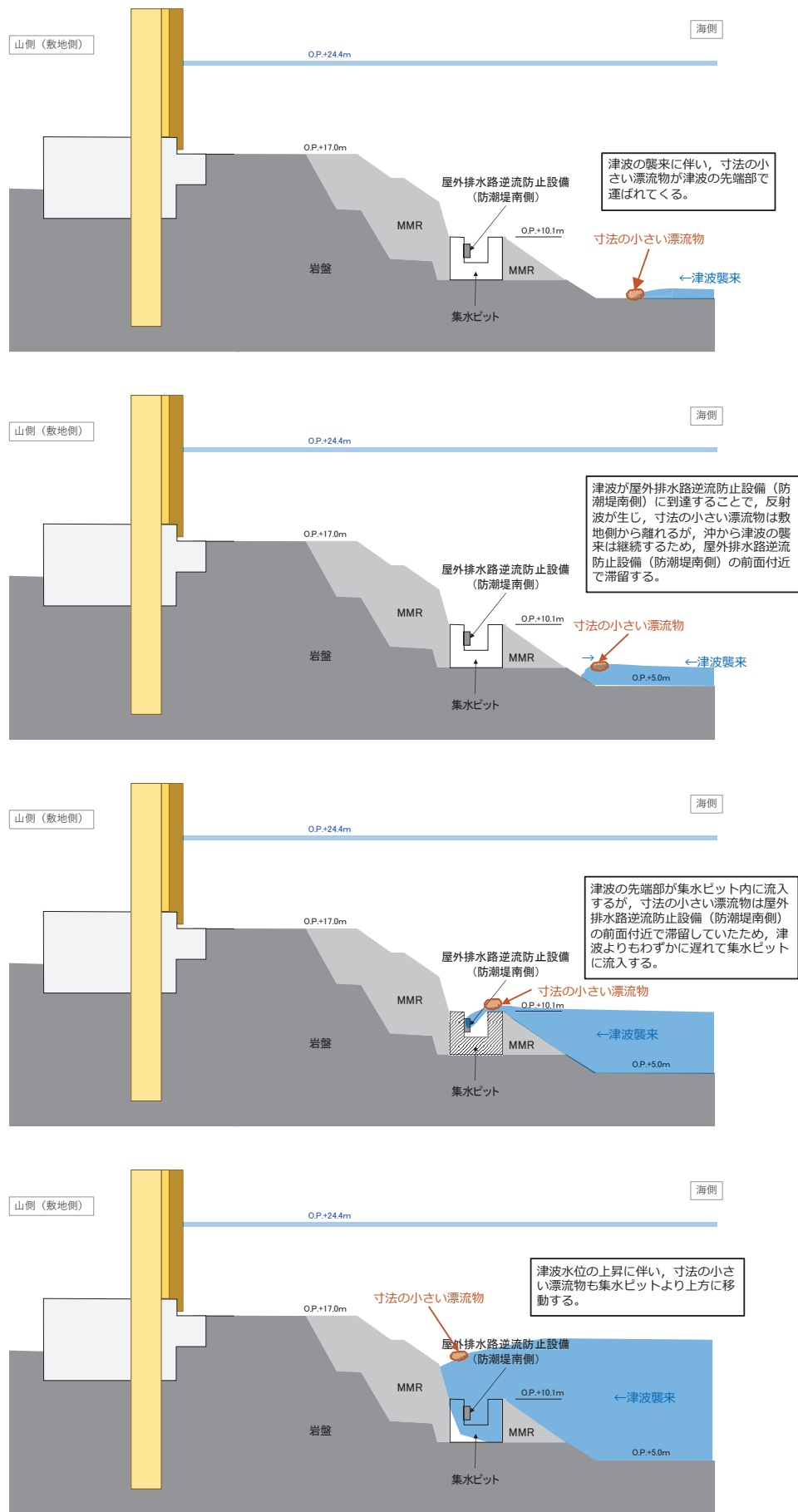


図3 寸法の小さい漂流物の衝突の可能性

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、5cm角以下の角柱が多く到達していること及び集水ピット上面の開口部の形状（図4）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。

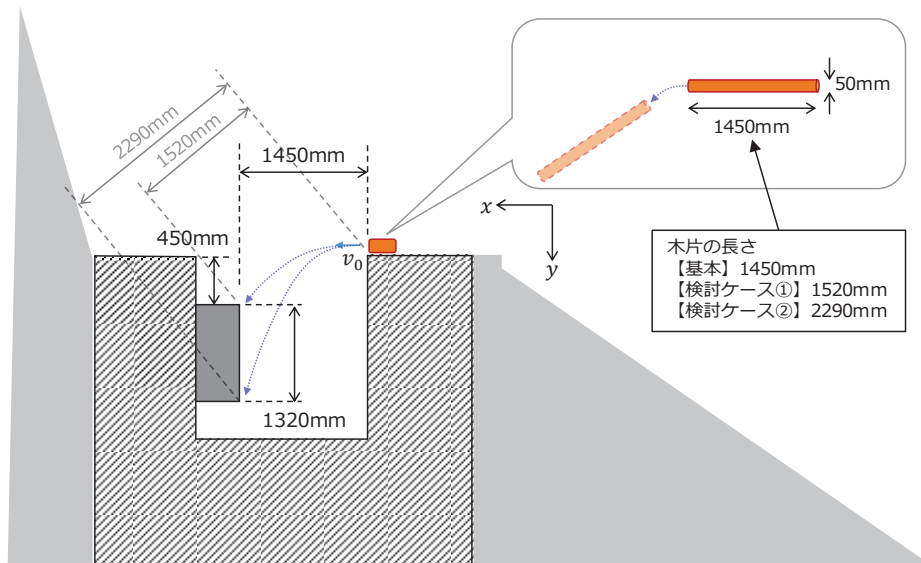
衝突荷重の結果は表1のとおりである。



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

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

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

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

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)
木片	3 ^{*1} (4.5) ^{*2}	FEMA (2012)	4.8 (2.5) ^{*2}	24 (16) ^{*2}	540 ^{*3}
		松富 (1999)	4.8 (2.5) ^{*2}	25 (15) ^{*2}	
		有川 (2010)	4.8 (2.5) ^{*2}	17 (10) ^{*2}	

注記*1：直径5cm，長さ145cmの木片に，浮遊する限界の単位体積重量1g/cm³を用いた場合，約2.85kgであり，図4のケース①（木片長さ152cm）とした場合でも約2.99kgであるため，3kgと設定した。

*2：図4のケース②（木片長さ229cm）とした場合では約4.50kgで，衝突速度は2.5m/s。

*3：重畳時（津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時）に作用する荷重310kN/m²に扉体面積（1.7424m²）を乗じて算出（荷重及び扉体面積は「6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明」の「5.6 計算条件」を参照）。

(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。

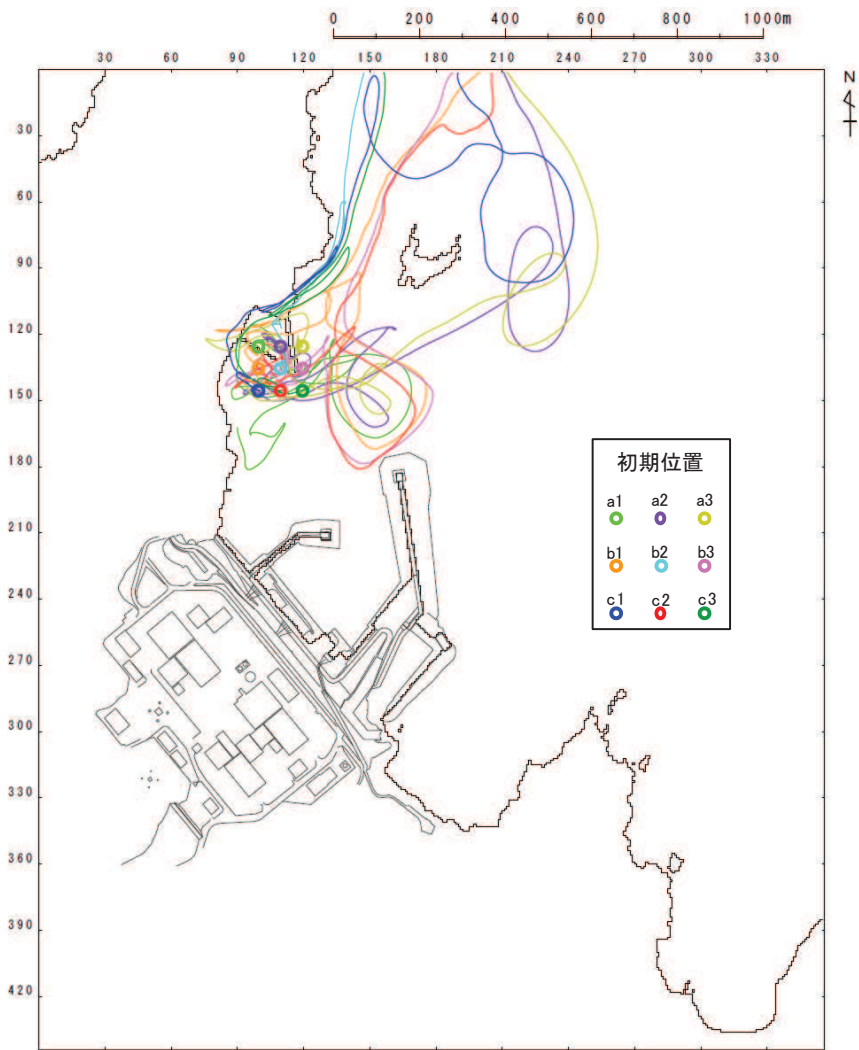
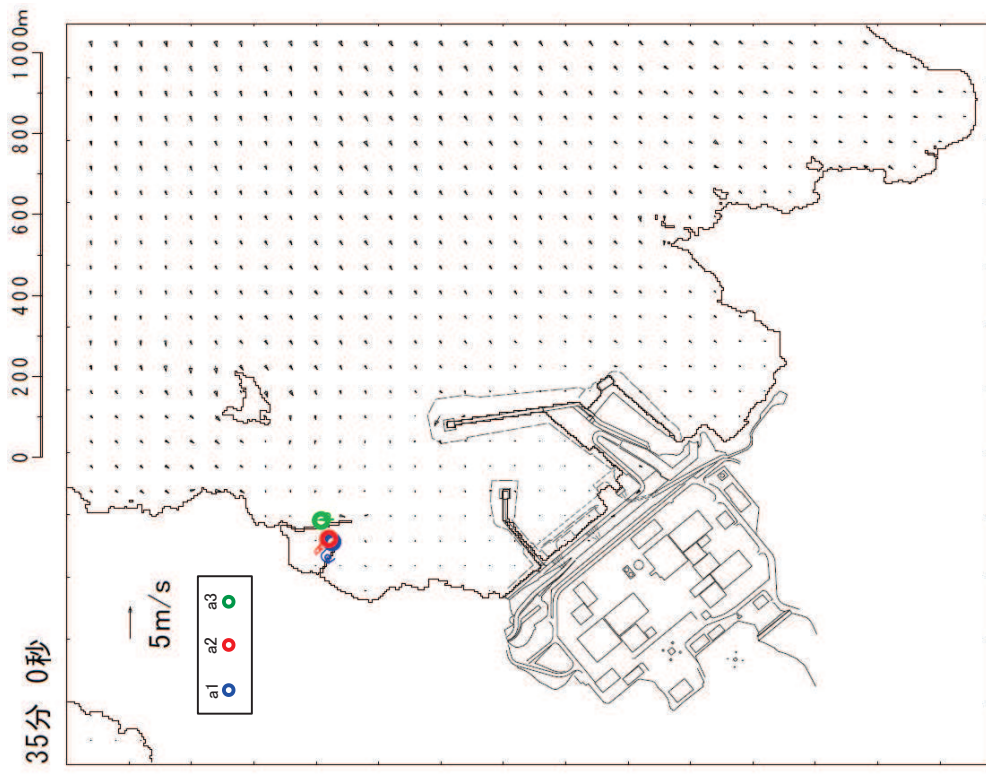
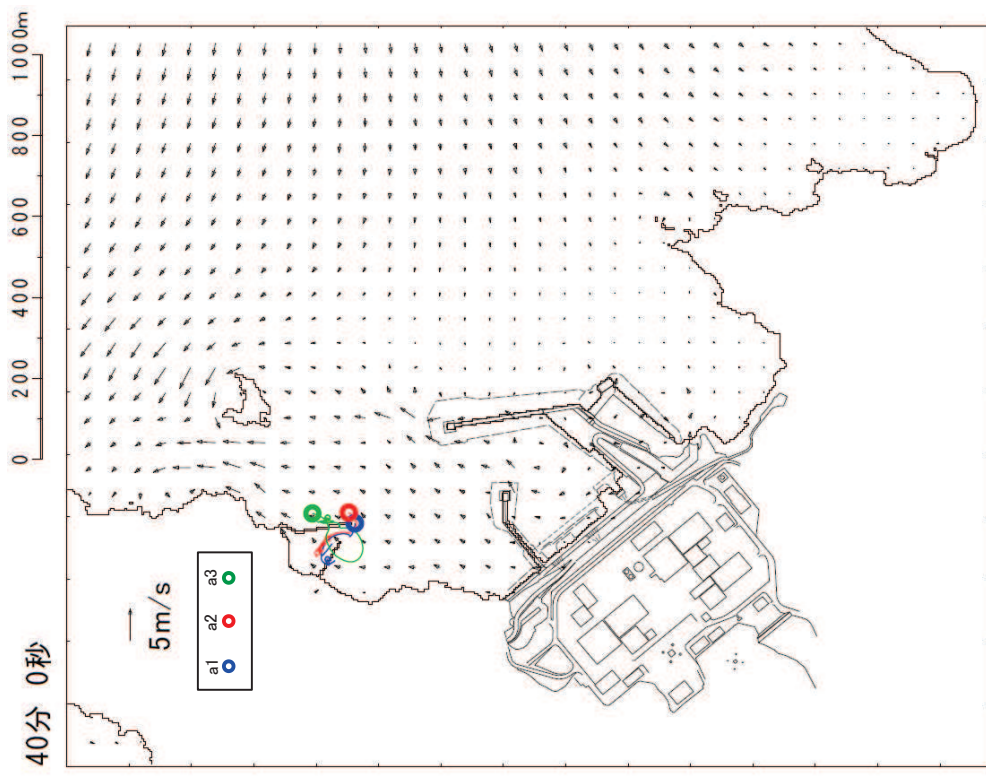
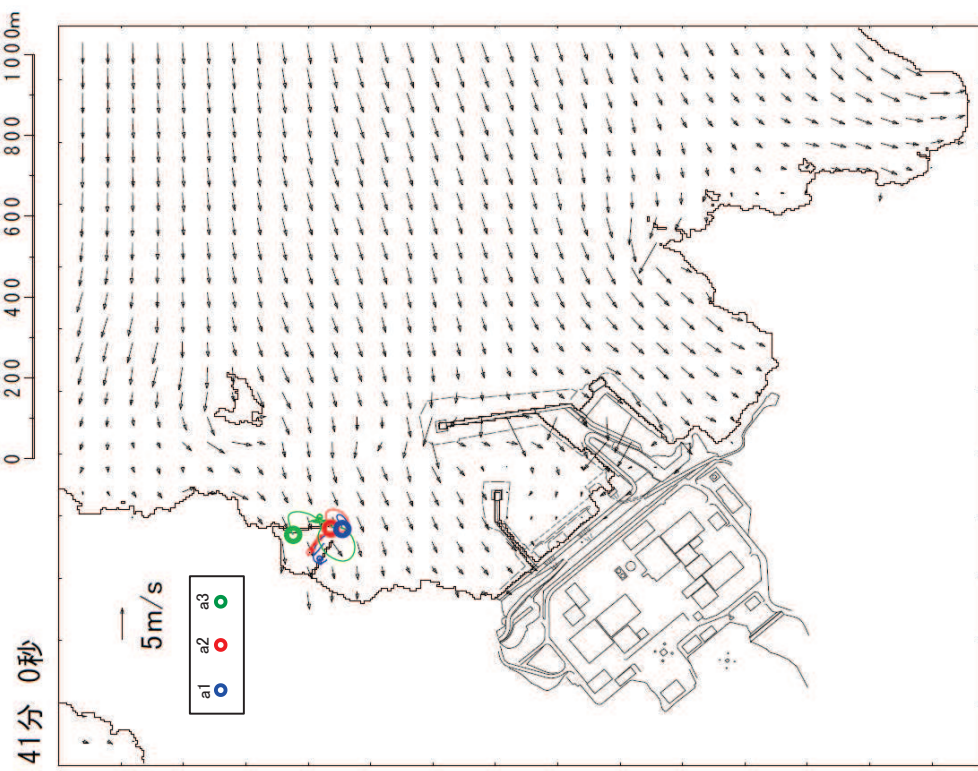


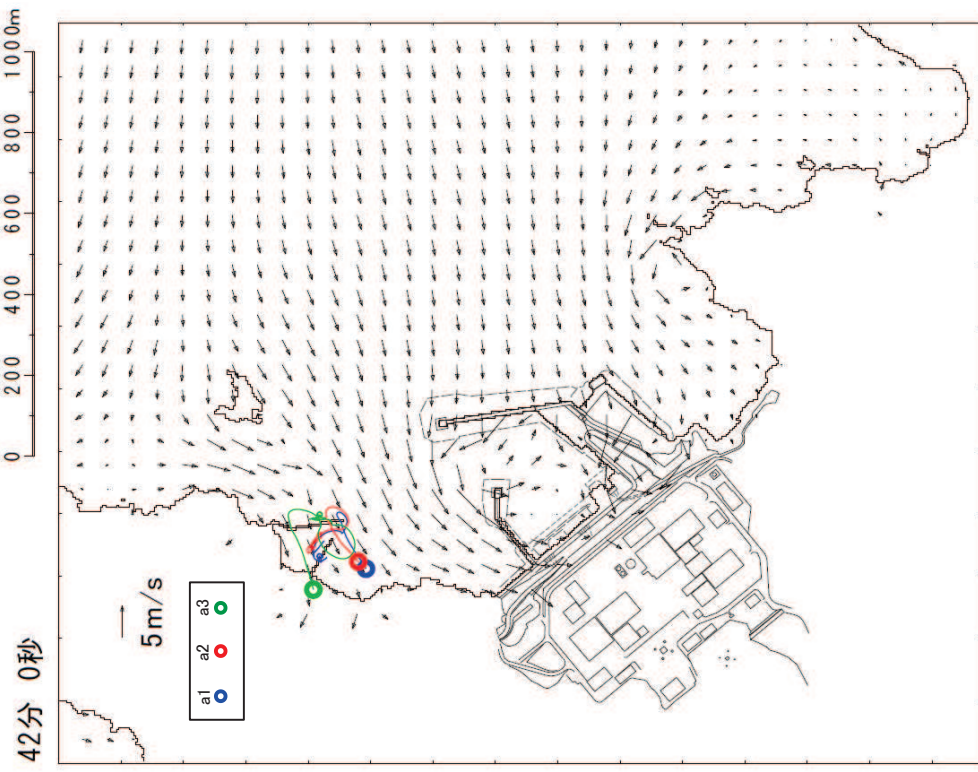
図1 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果（地震発生から70分後まで）



【a1, a2, a3】津波第一波来襲前であり，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）

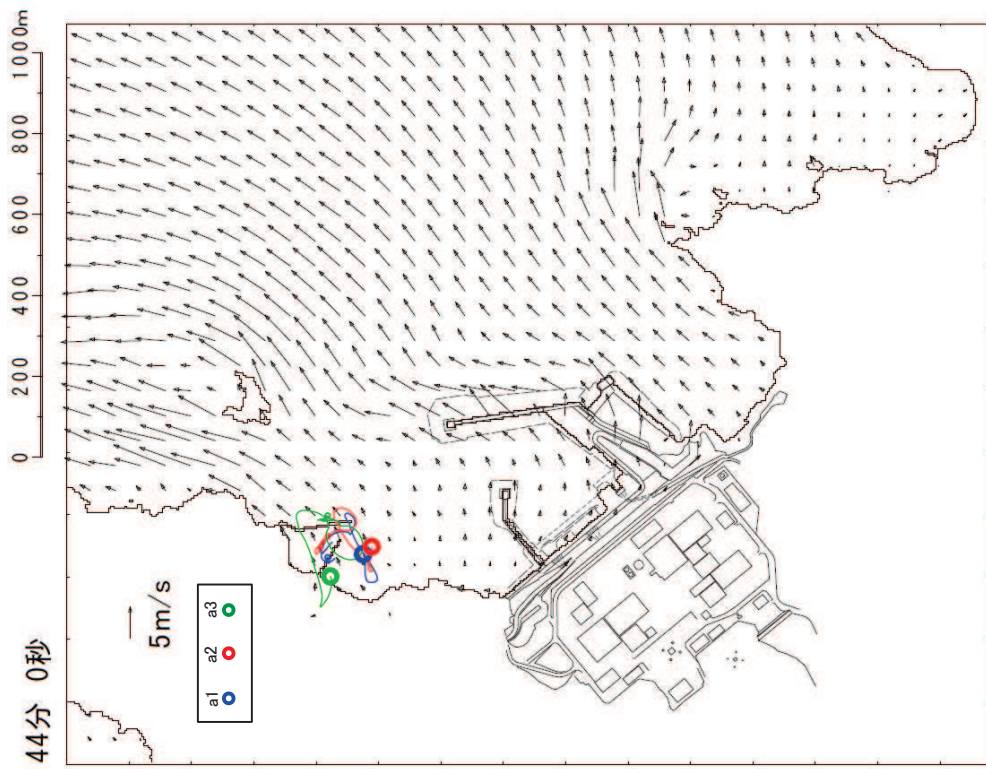
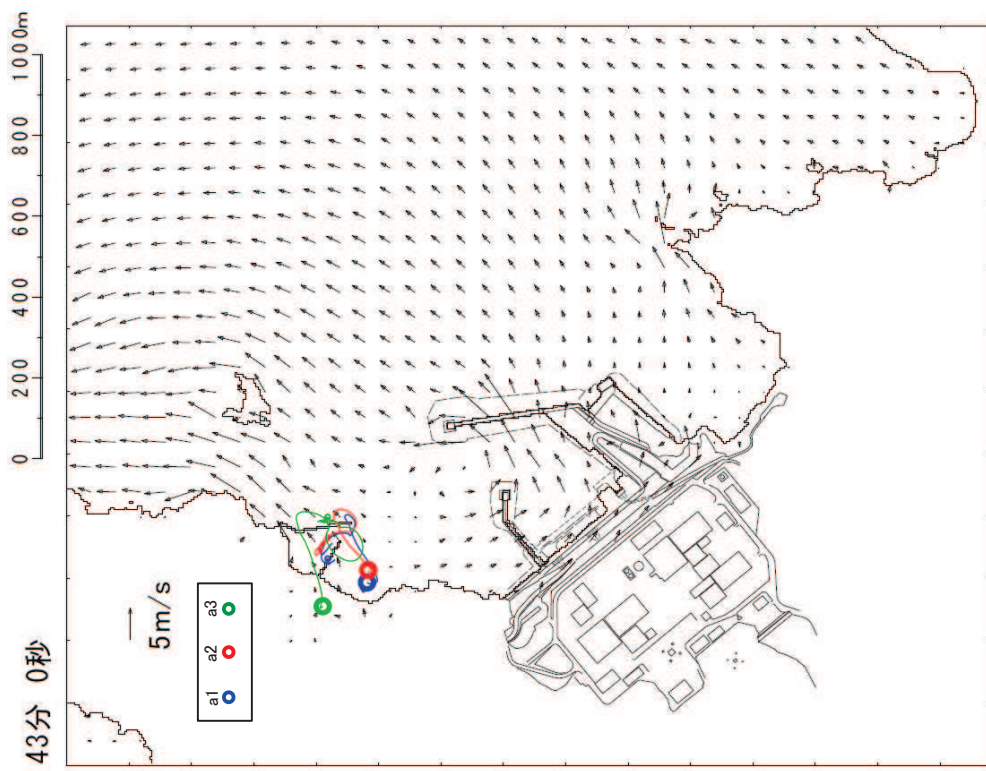


【a1, a2, a3】ほとんど移動しない



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

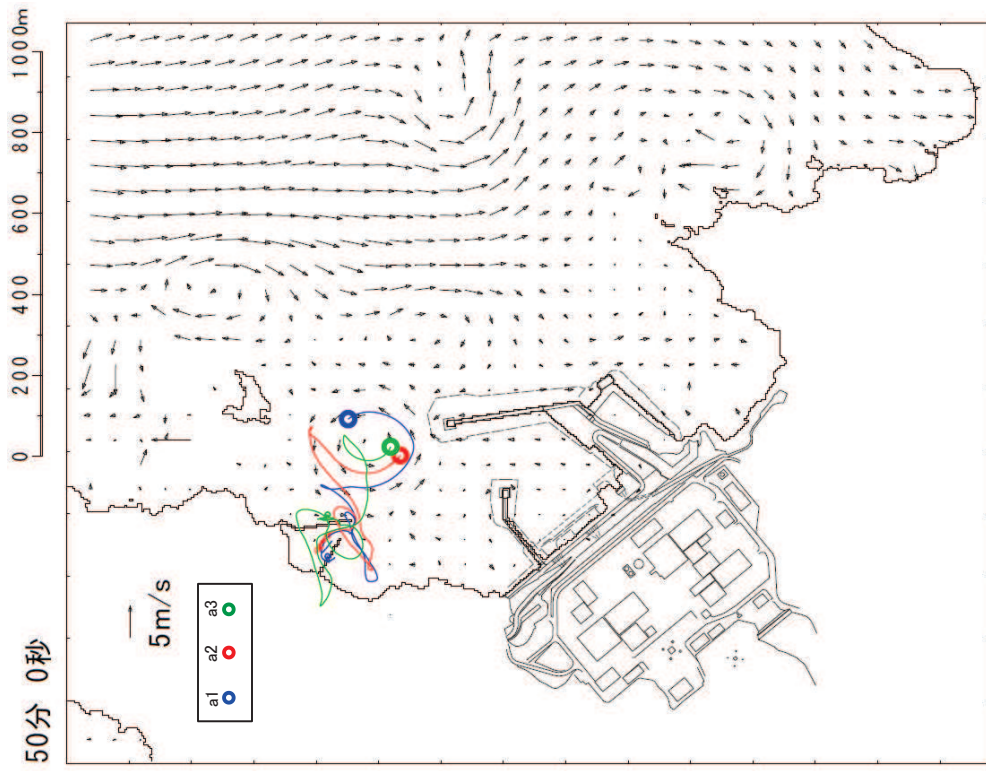
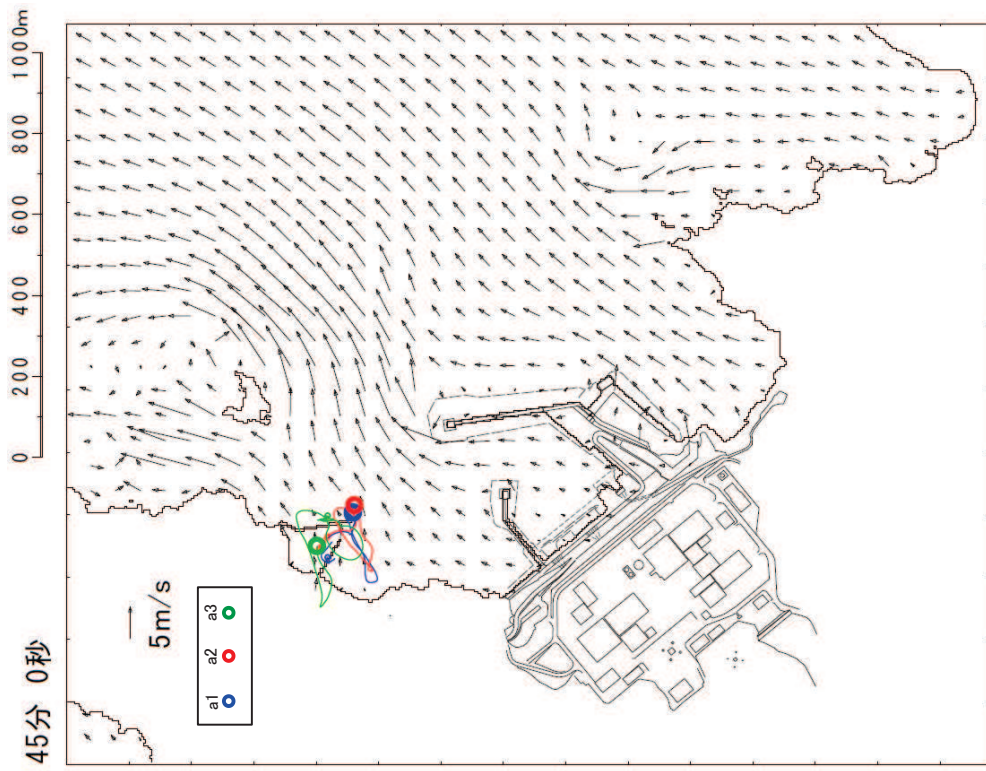
図 2 (2) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）



【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。

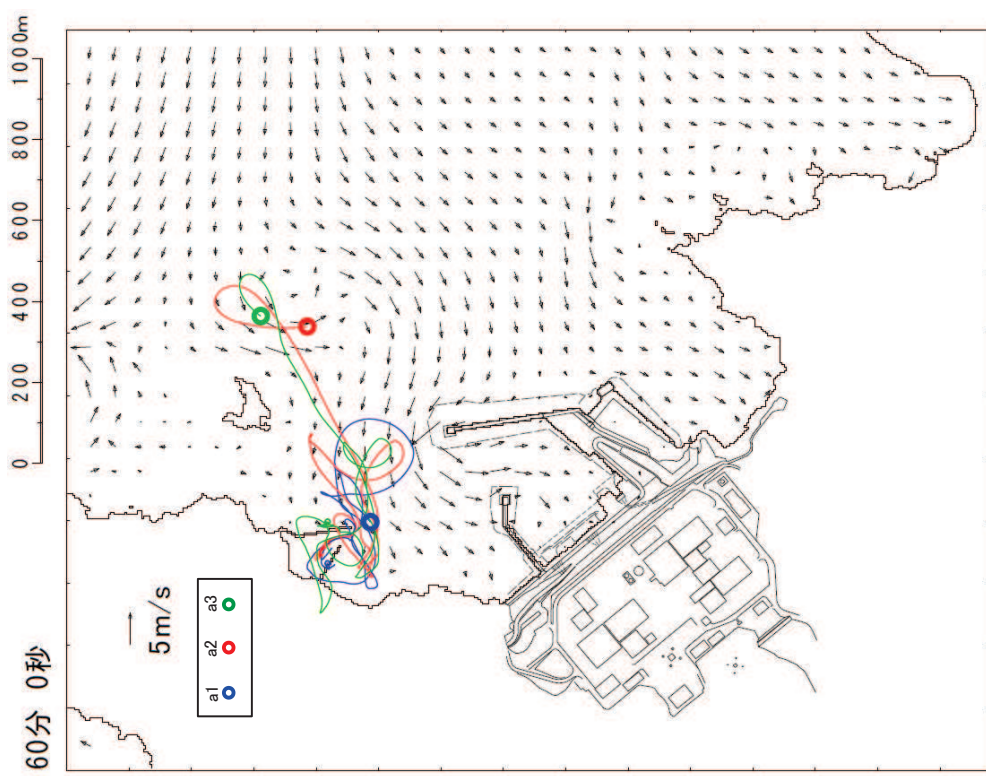
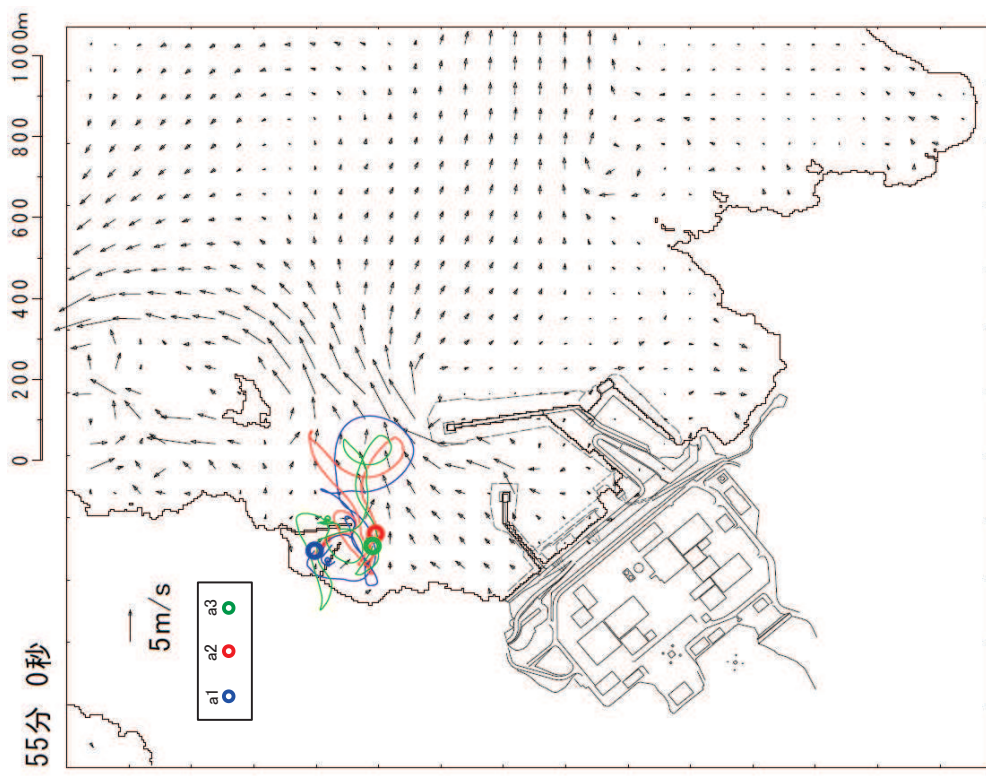
図 2 (3) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）



【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)

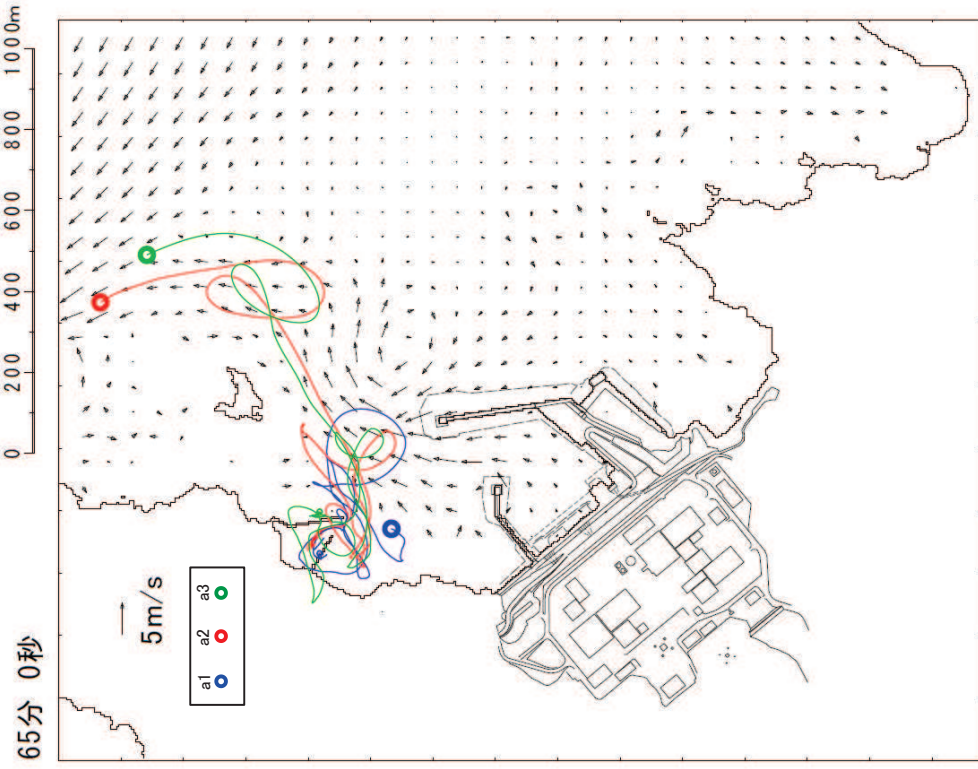
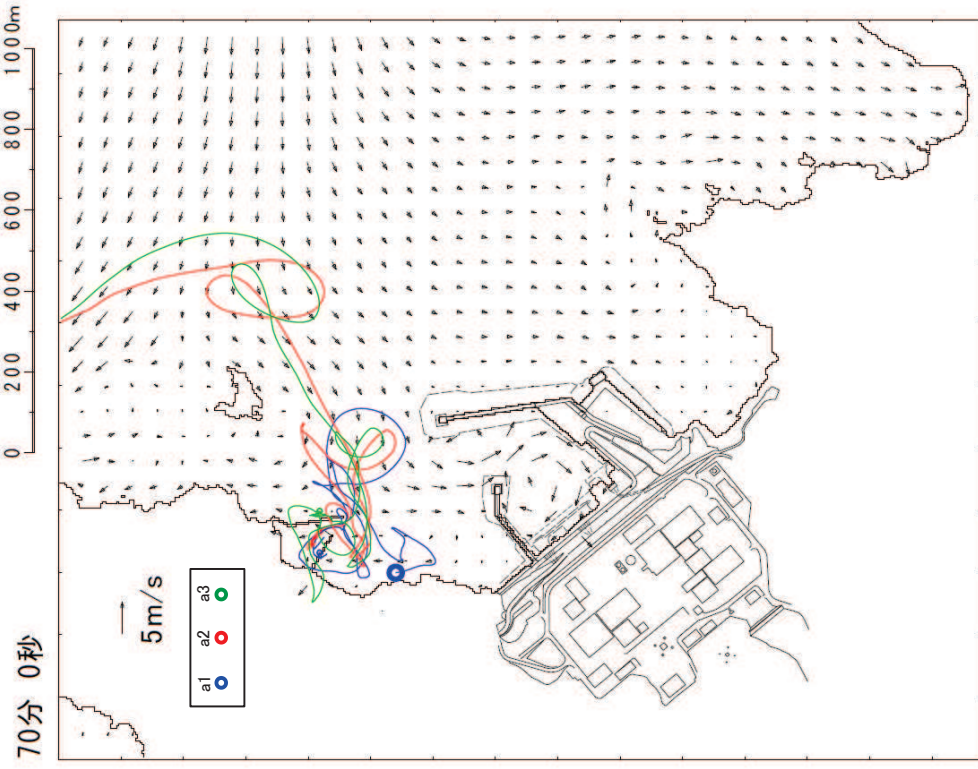


【a1, a2, a3】津波第二波以降の影響により，小屋取漁港へ移動する。

【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。

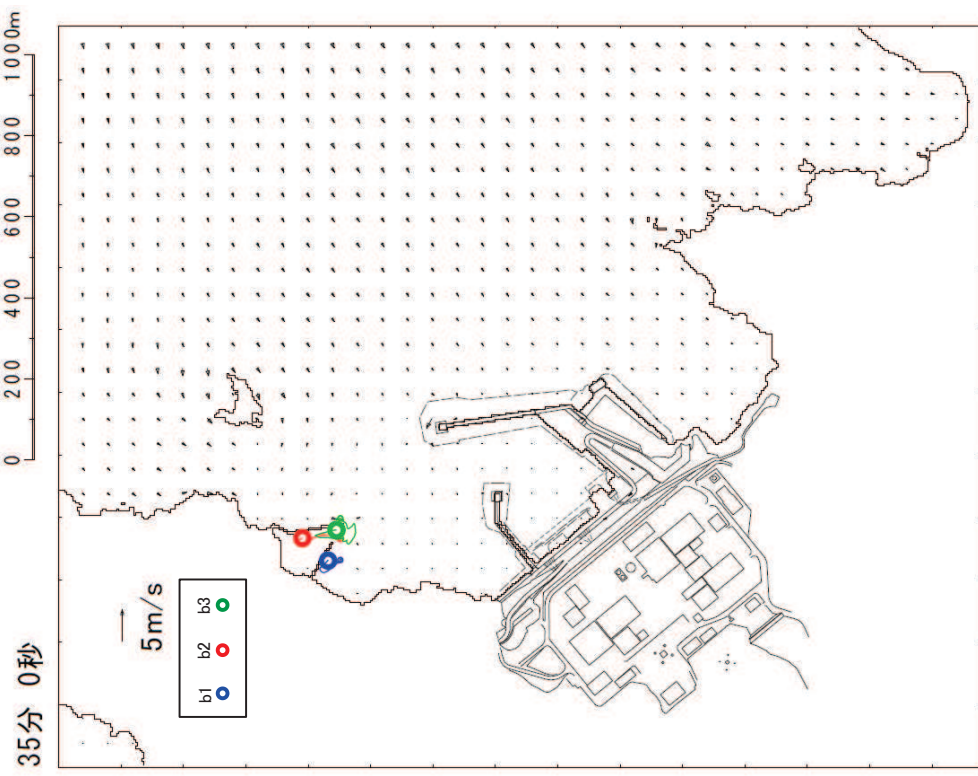
図2 (5) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（55分後及び60分後）



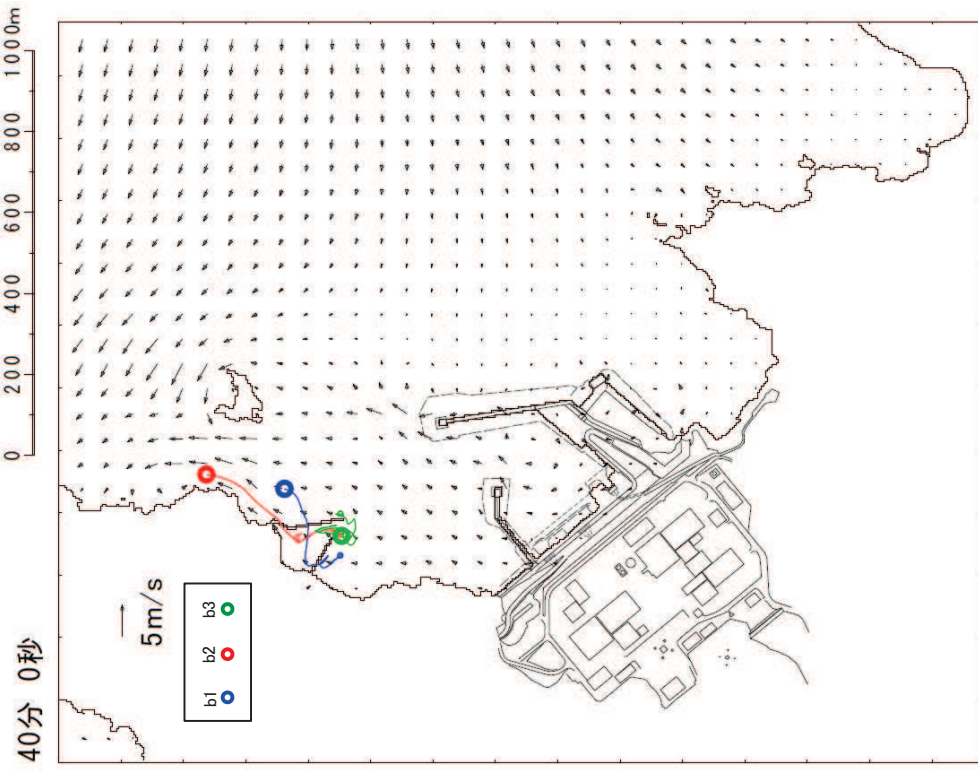
【a1】津波第二波以降の影響を受け、小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
 【a2, a3】津波第二波以降の影響を受け、大きく沖側へ移動する。

【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）



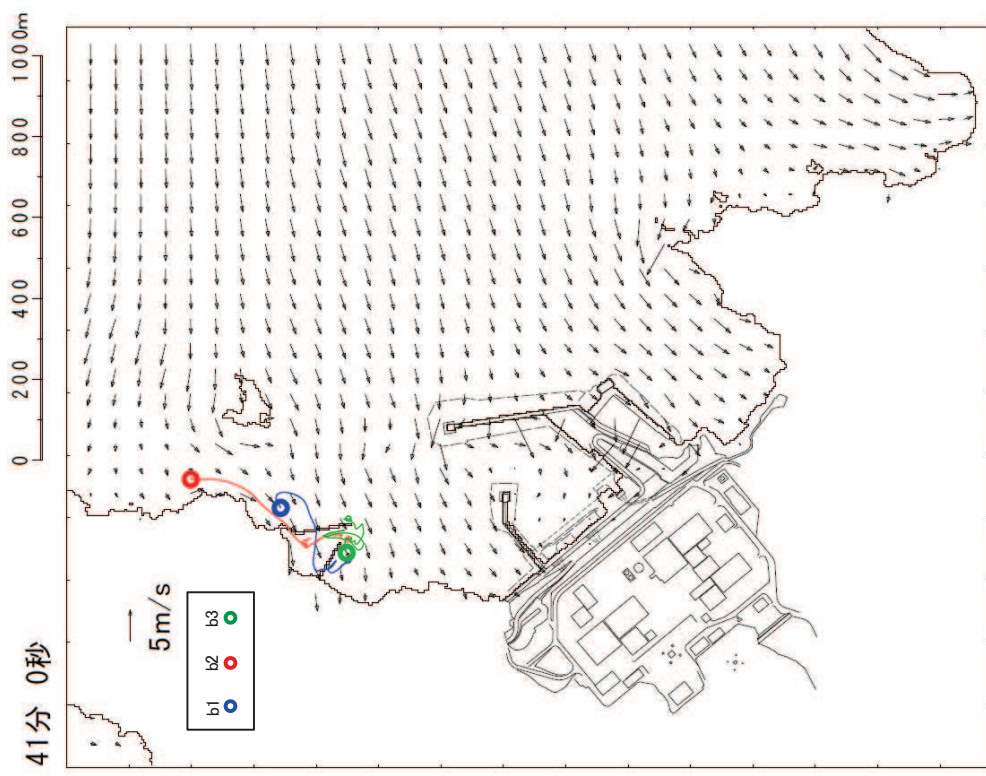
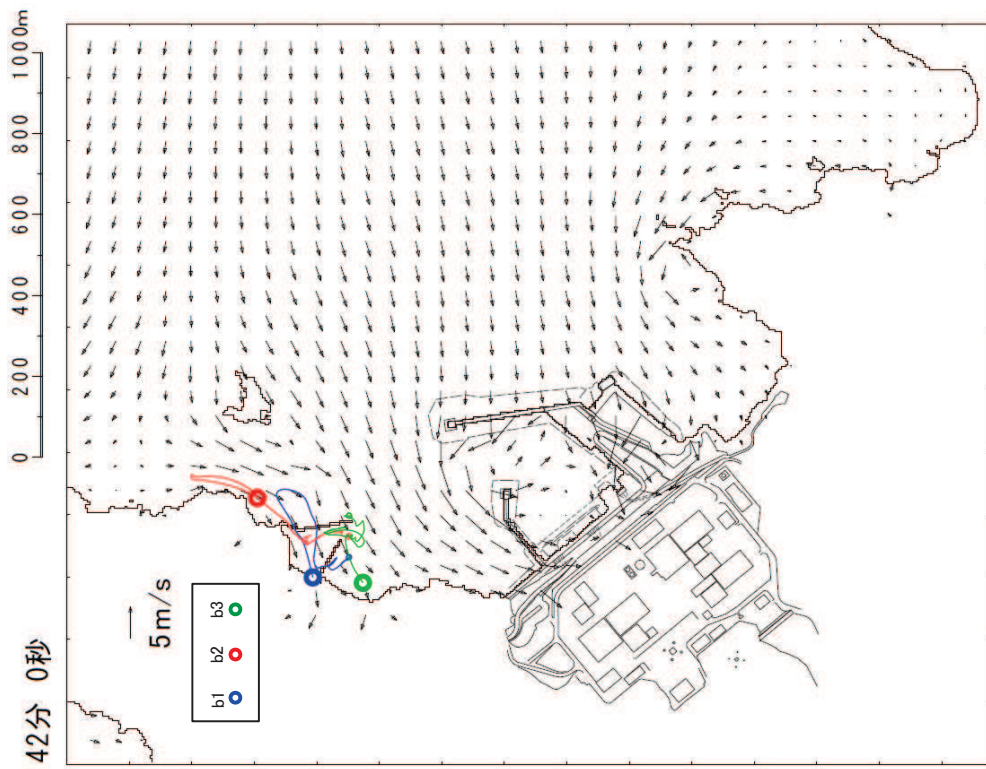
【b1, b2, b3】津波第一波来襲前であり，ほとんど移動しない。



【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。

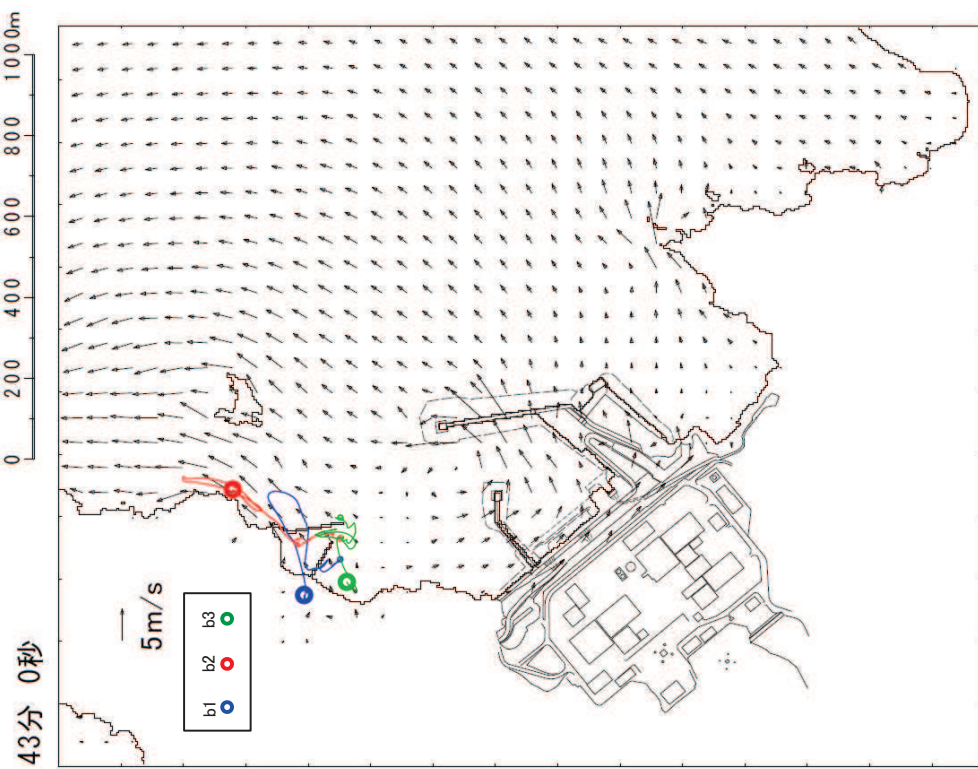
【b3】ほとんど移動しない。

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）



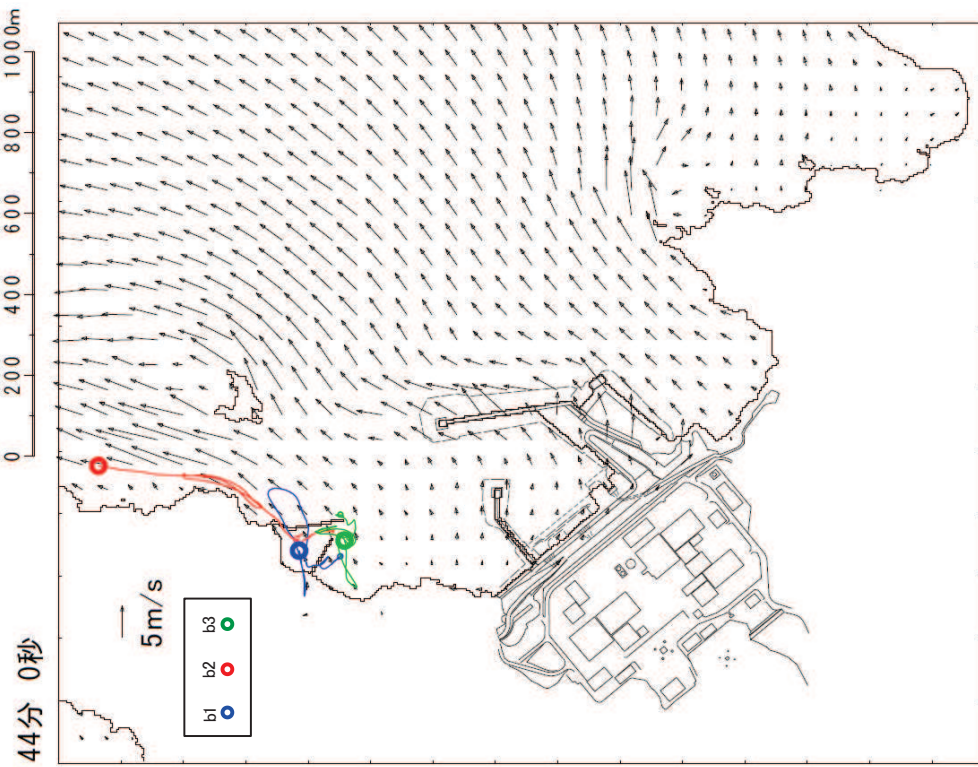
【b1, b2】津波第一波の二段階型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。
 【b3】ほとんど移動しない。

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。

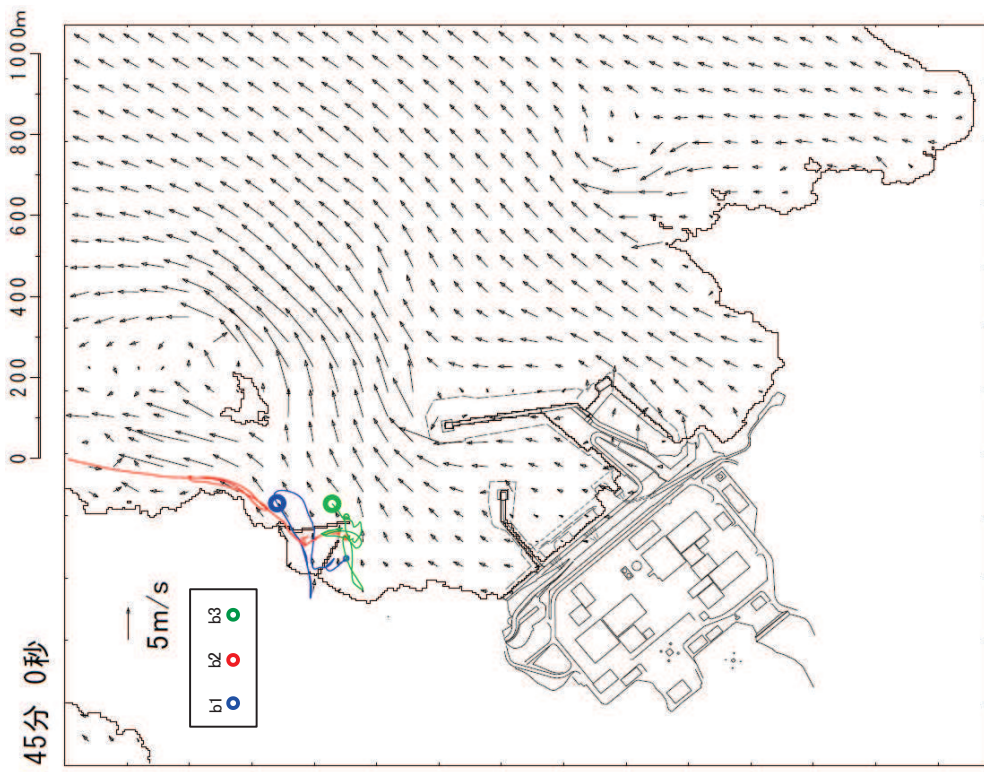
【b2, b3】ほとんど移動しない。



【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。

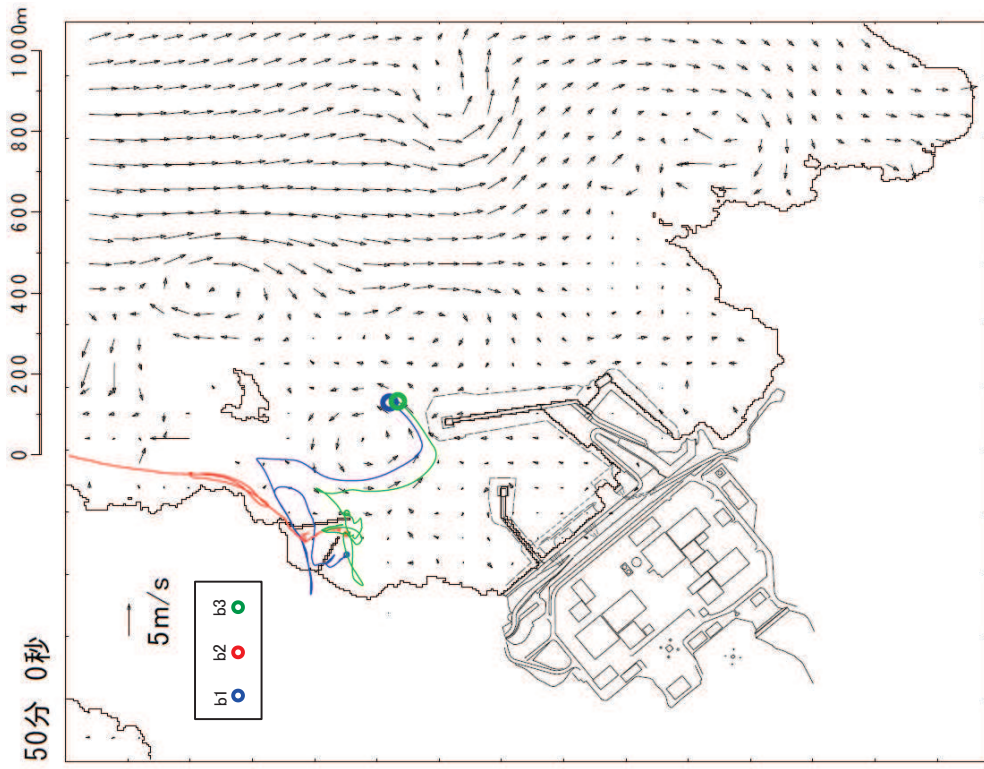
【b2, b3】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

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。

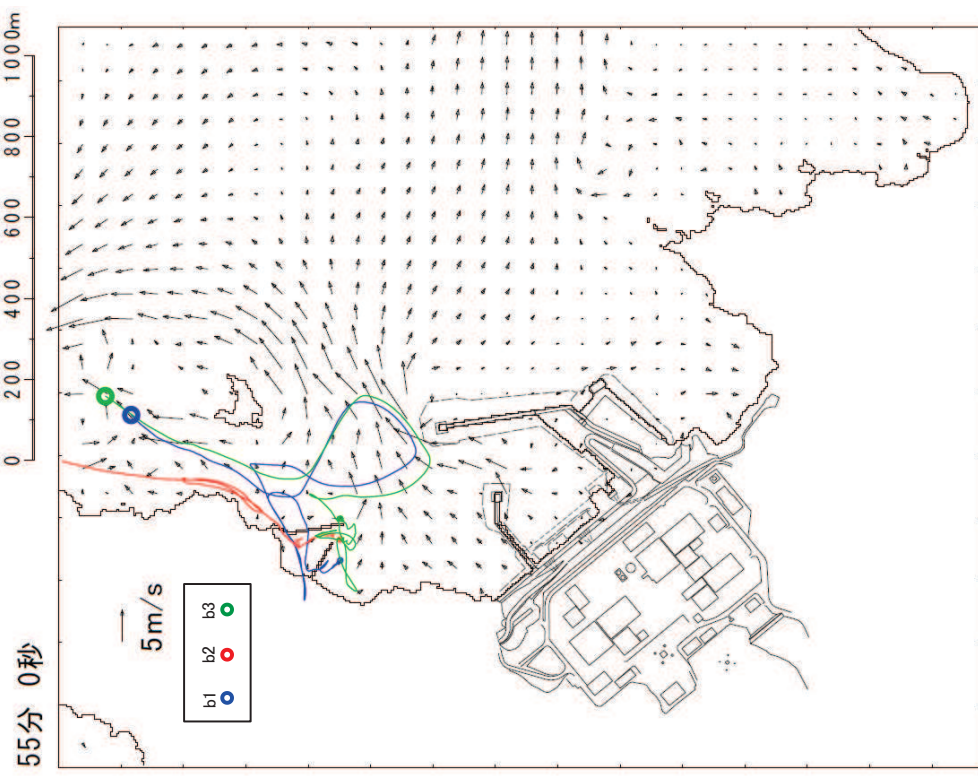
【b2, b3】引き波により北東方向へ移動する。



【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

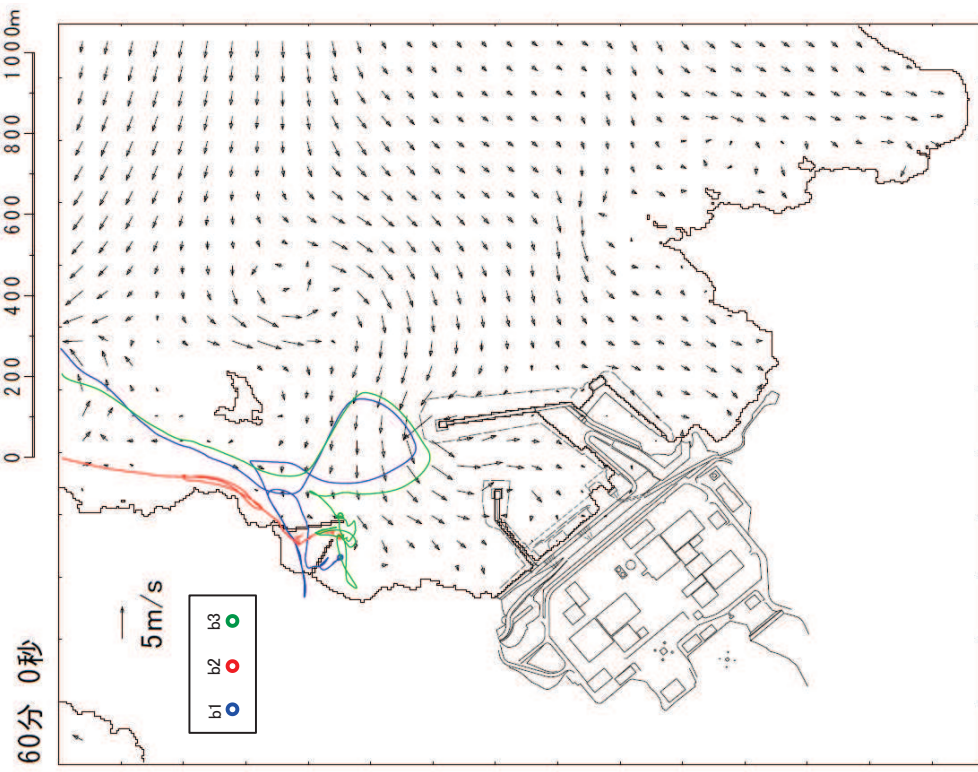
【b2, b3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。

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)



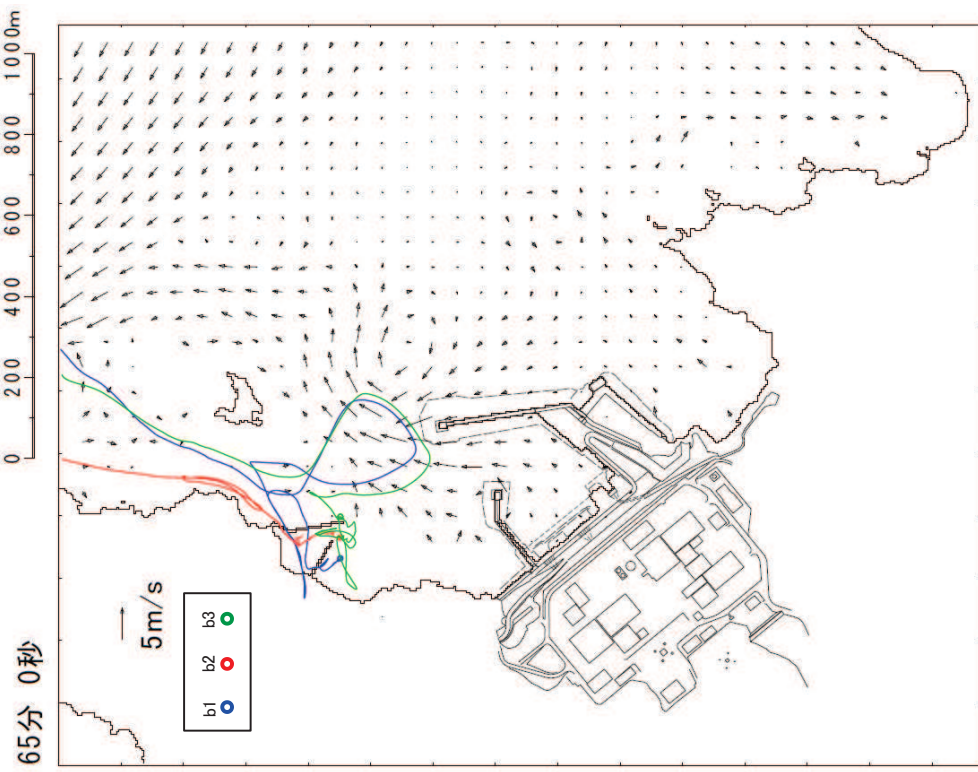
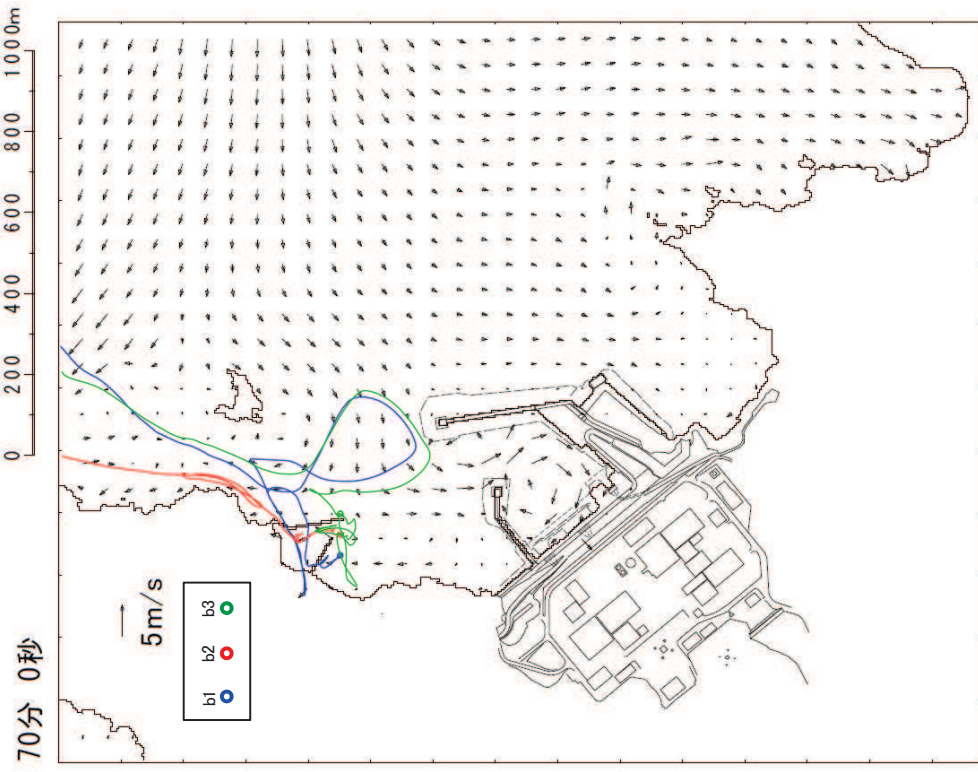
【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

【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。

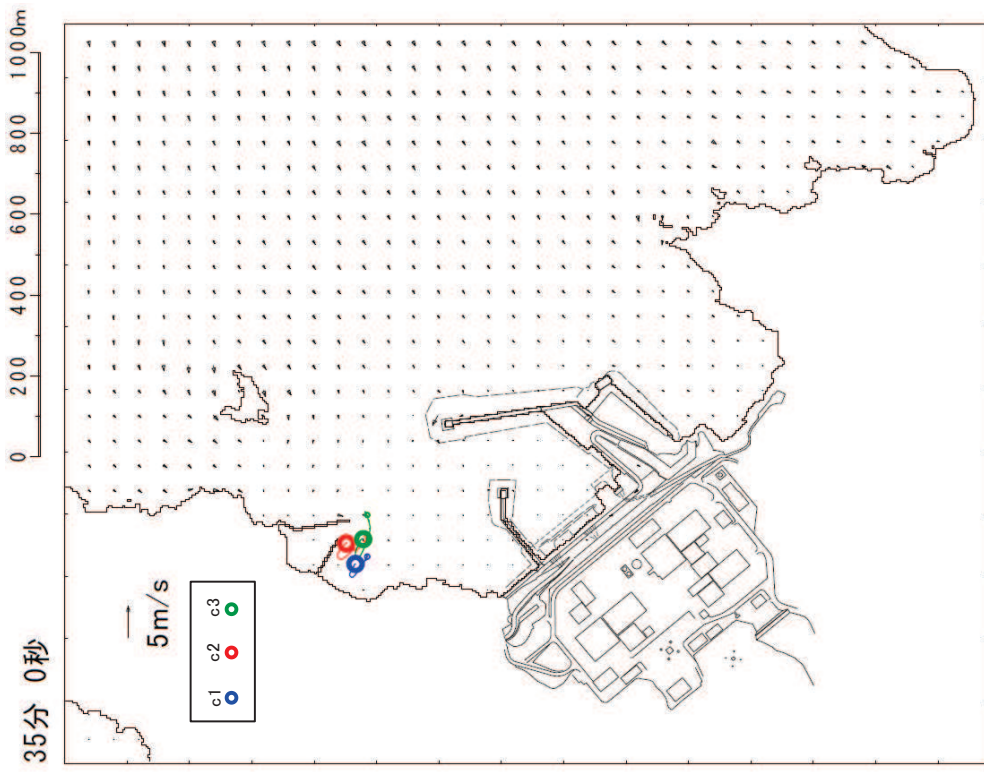
図 2 (11) 「直近海域（北西部）」内における軌跡解析結果の詳細（55 分後及び 60 分後）



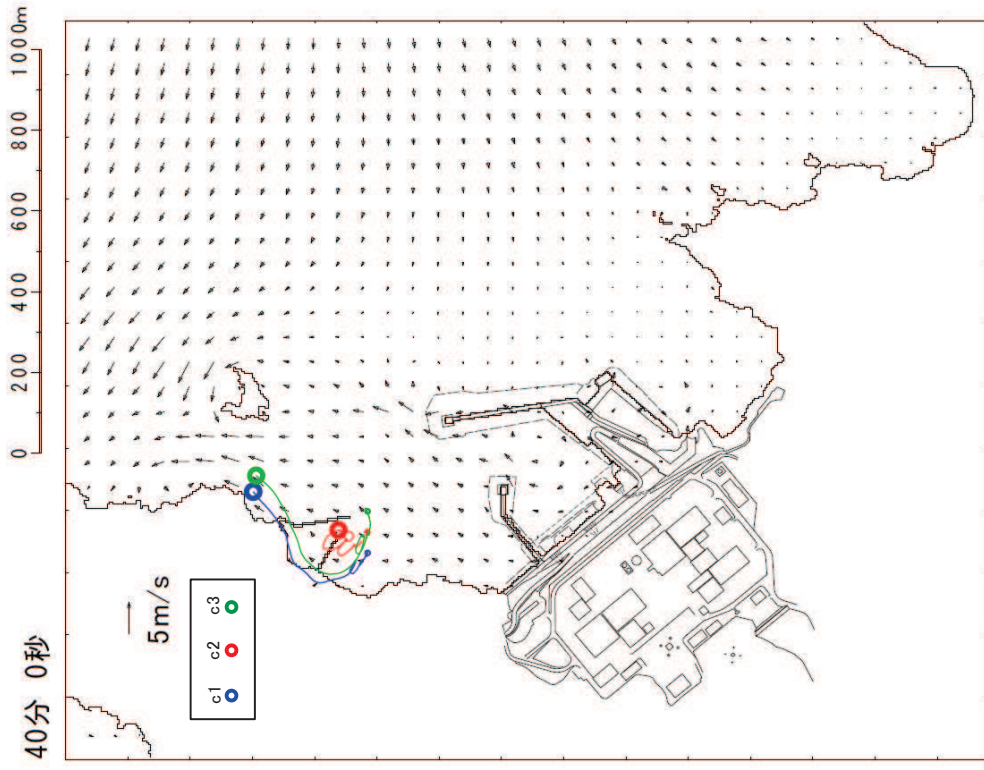
【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

【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）



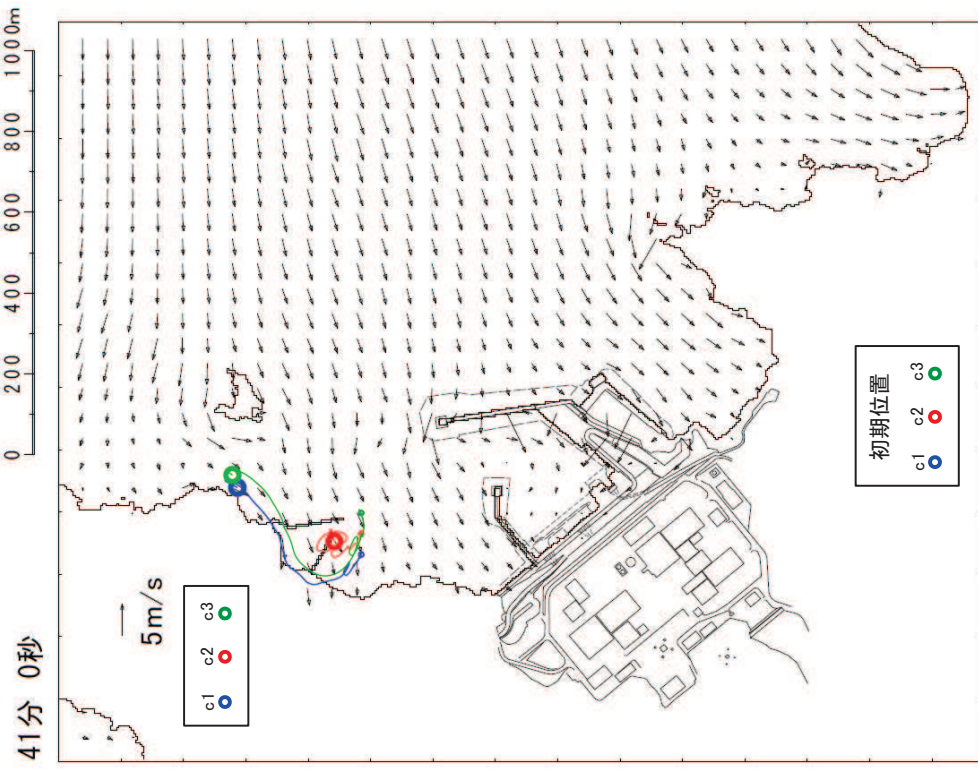
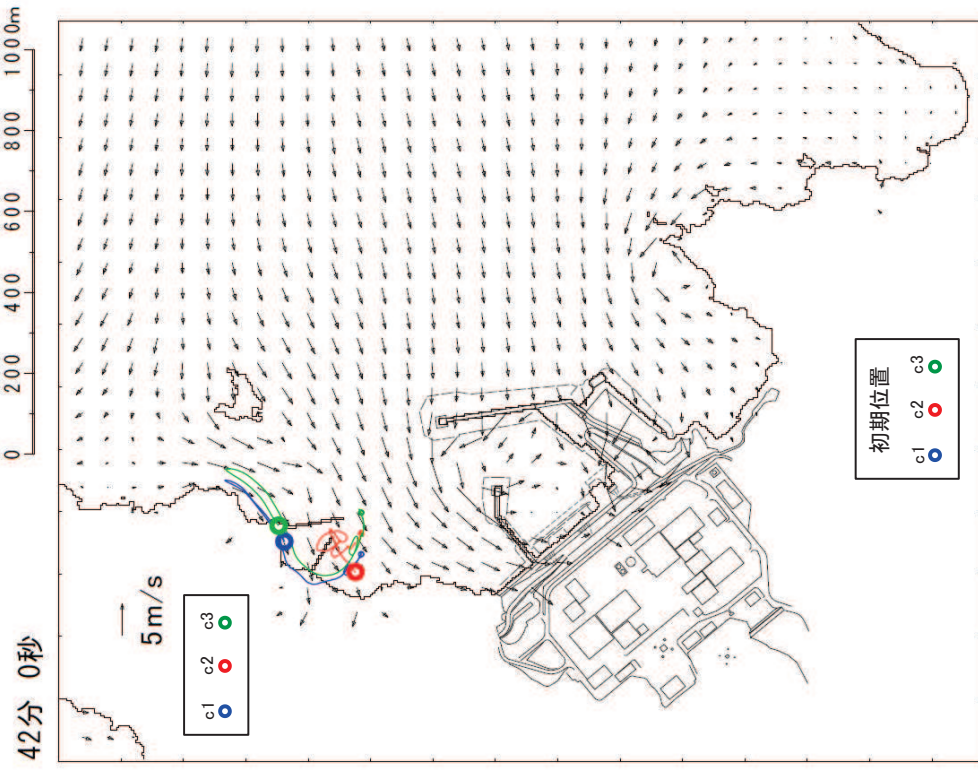
【c1, c2, c3】津波第一波来襲前であり，ほとんど移動しない。



【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）

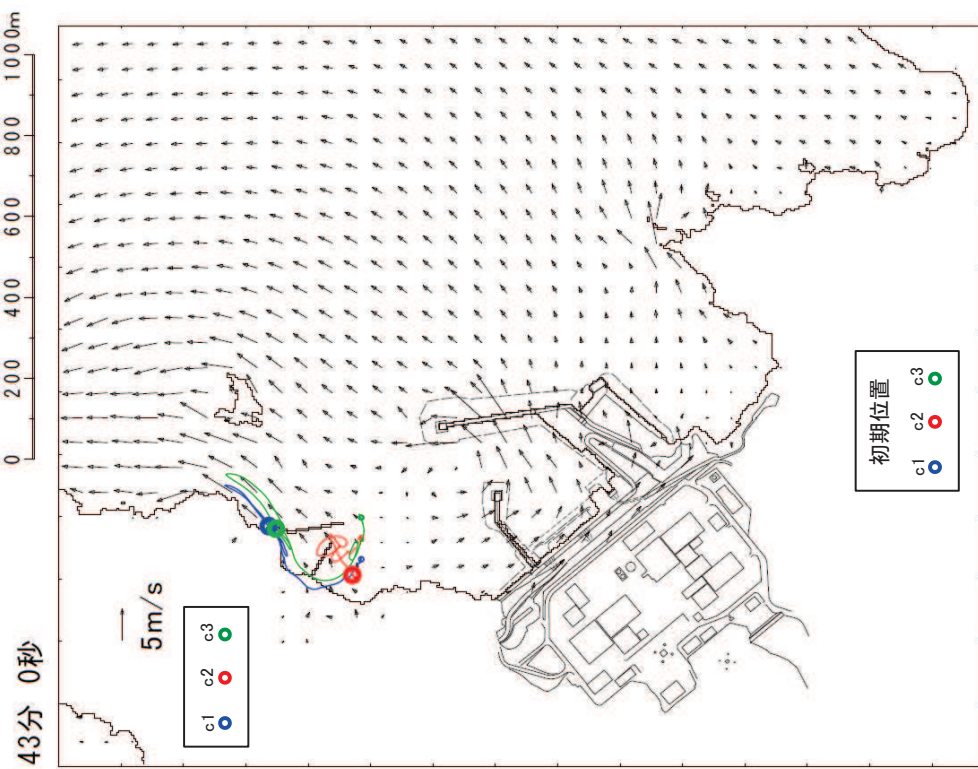


【c1, c2, c3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、小笠取漁港近傍で南西方向に移動する。

【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。

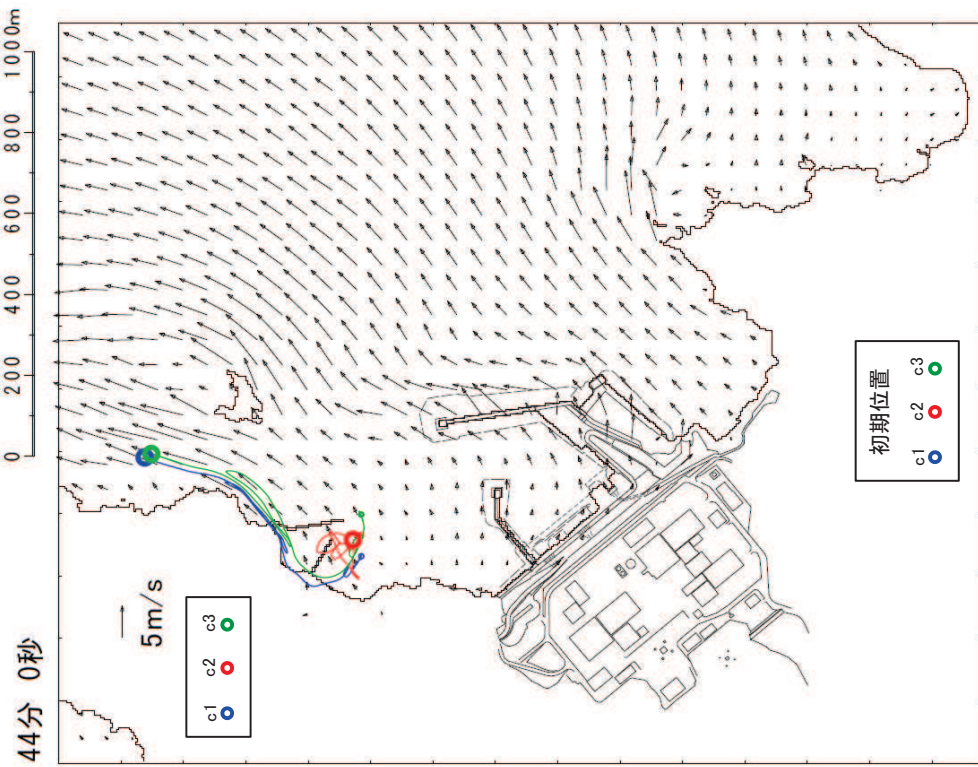
【c2】ほとんど移動しない。

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（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。

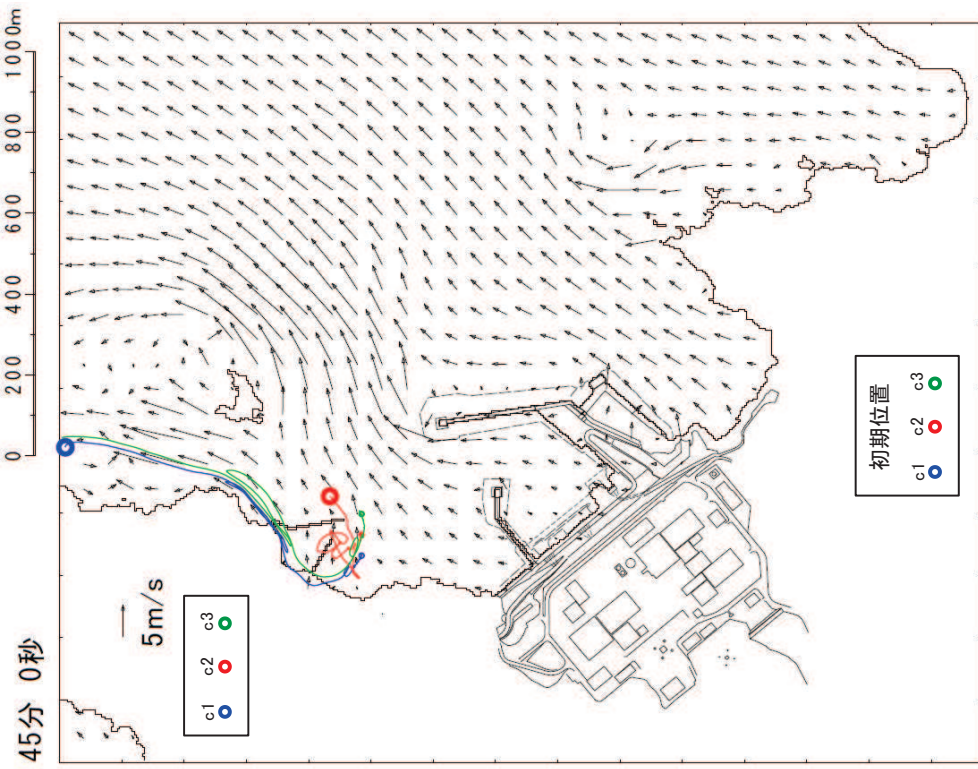
【c2】ほとんど移動しない。



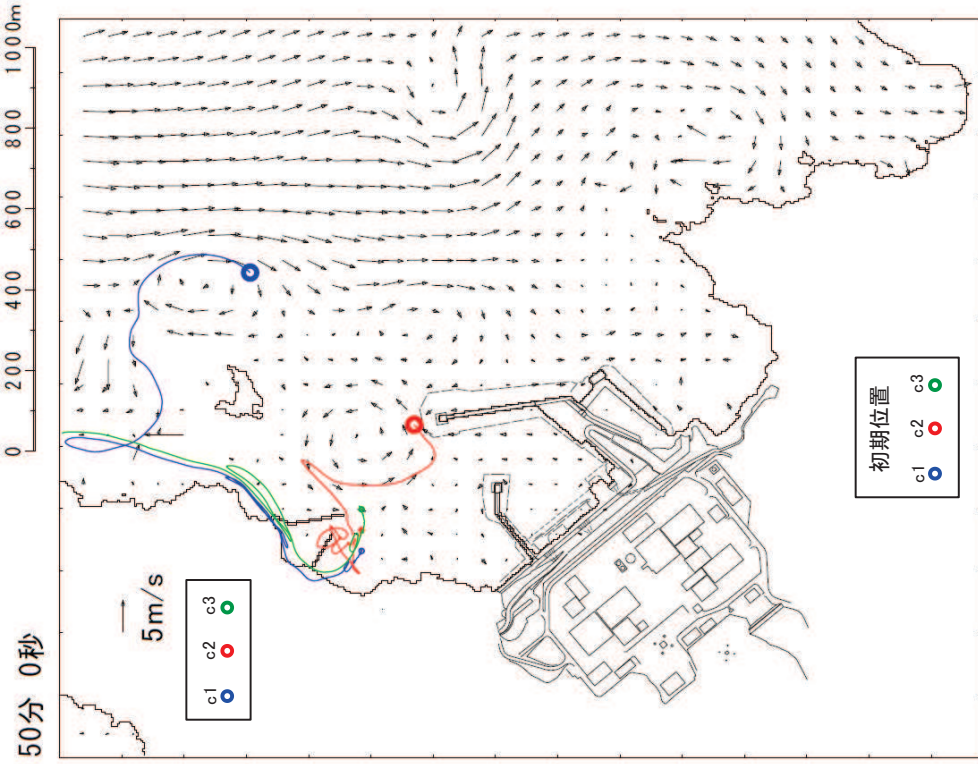
【c1, c3】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向
に移動する。

【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）

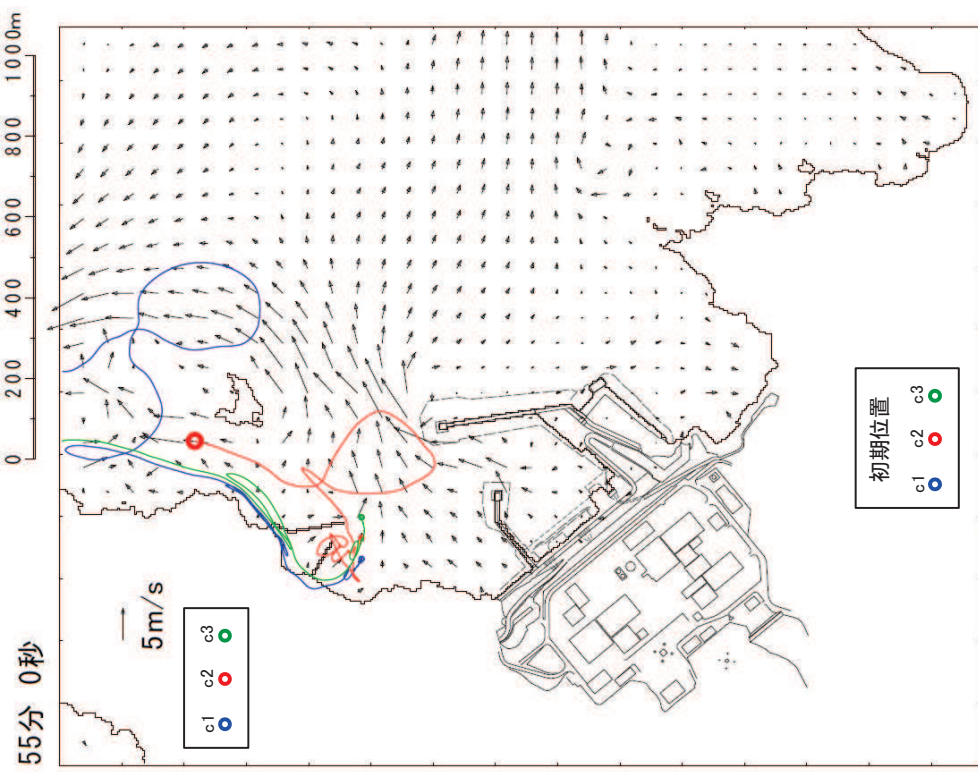


- 【c1】引き波によりさらに敷地から離れる方向に移動する。
- 【c2】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
- 【c3】引き波により表示外へ移動する。

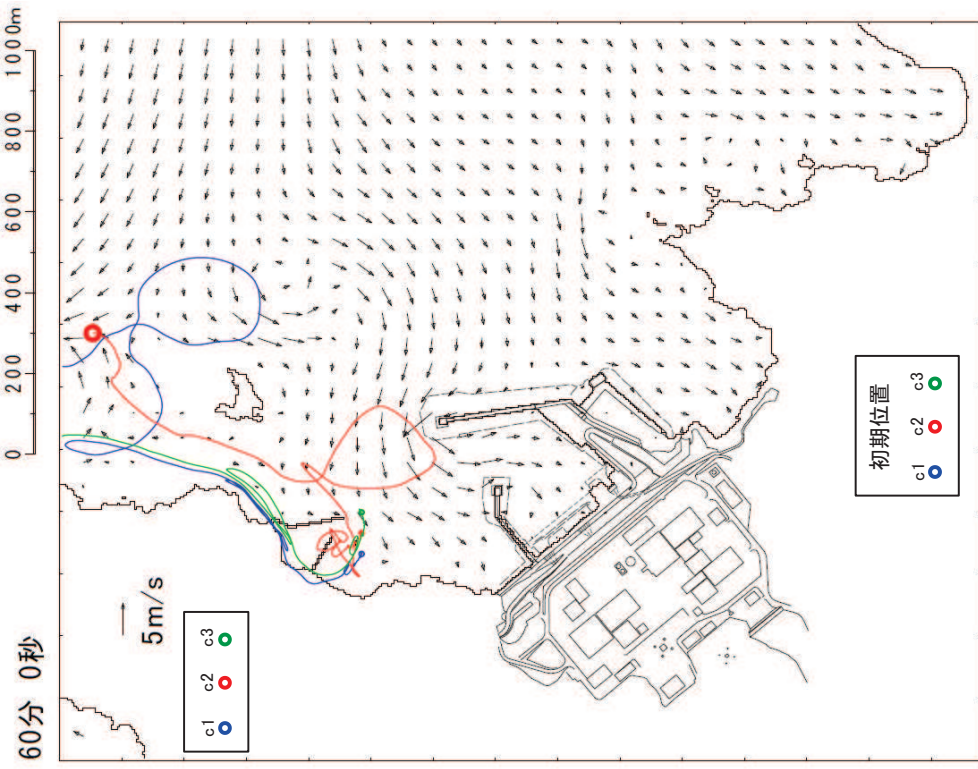


- 【c1】津波第二波以降の影響により沖側で移動する。
- 【c2】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤堤頭部付近を移動する。
- 【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

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)

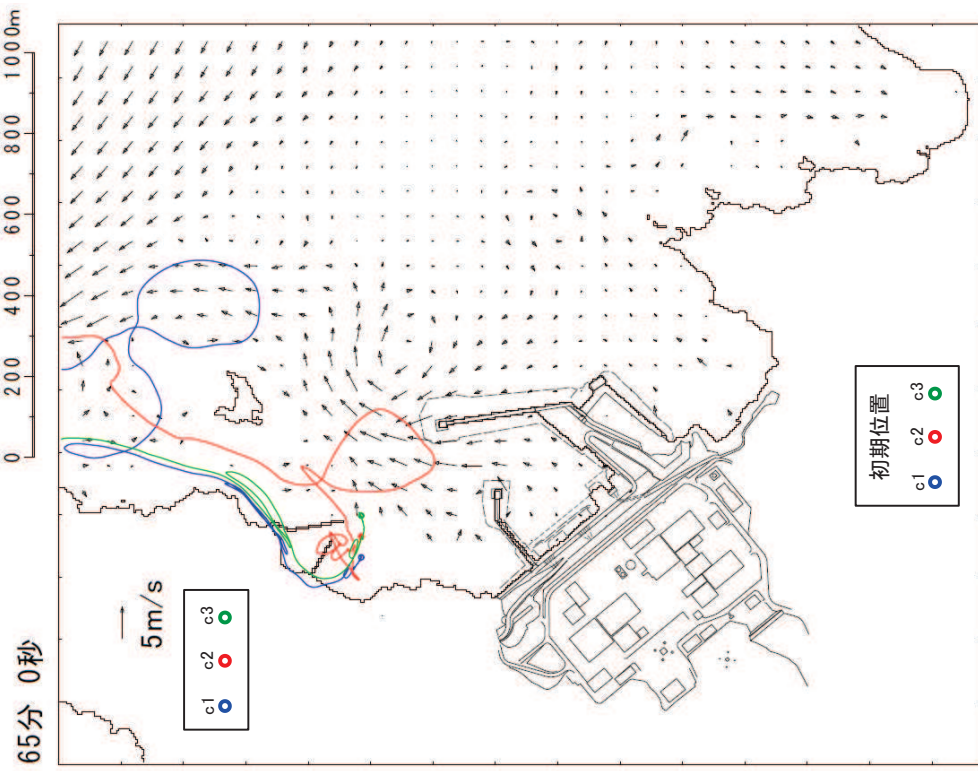
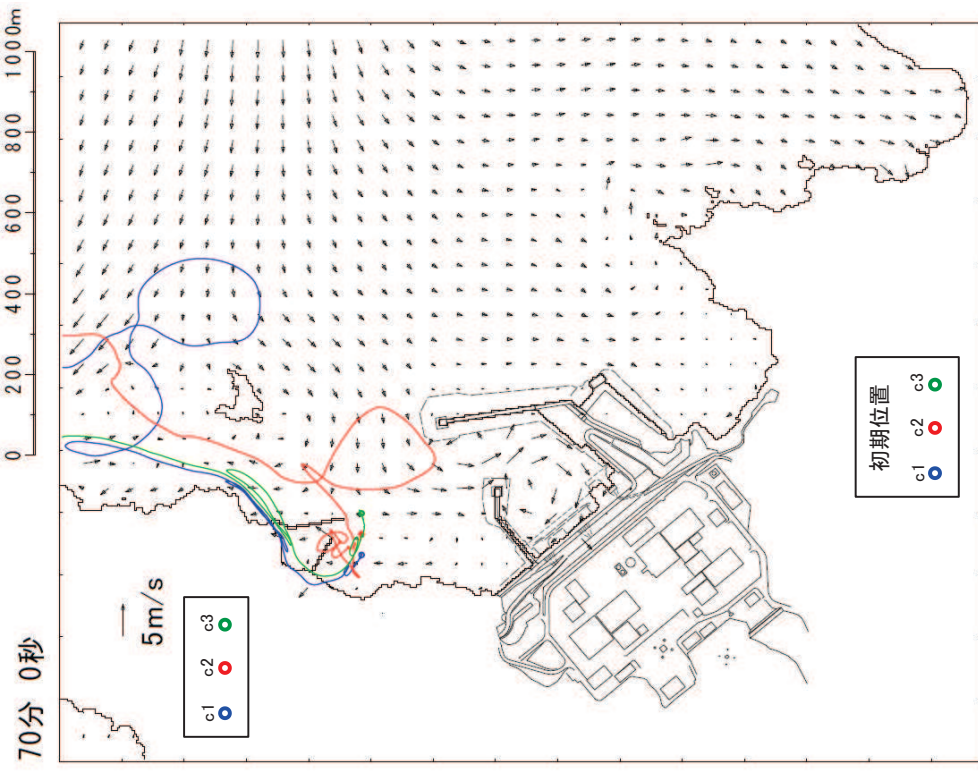


- 【c1】津波第二波以降の影響により表示外に移動する。
- 【c2】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。
- 【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。



- 【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。
 【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）

(参考3) 滑動により衝突する漂流物の衝突荷重算定

「直近陸域」からの漂流物のうち滑動して衝突する可能性のある車両系重機等は、図1のように屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)及び防潮堤(盛土堤防)に津波第一波により衝突するか、その後の引き波と寄せ波により貯留堰に衝突することが想定される。

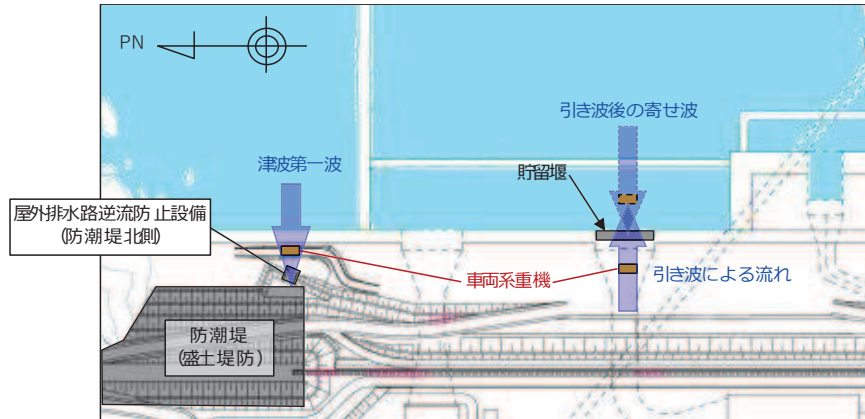


図1 滑動して衝突する可能性のある漂流物の衝突パターン

地上及び海底を滑動するものの衝突荷重算定式は、比較的少ないが、FEMA(2019)によれば、漂流物の衝突に関しては、最新のASCE(2016)に従うように記載されており、ASCE(2016)では流速4m/sの条件下で石材・コンクリート殻(2270kg)が海底を滑動する際の衝突荷重が以下のとおり示されている。

$$F_i = 36 \times I_{tsu} = 36 \times 1.25 = 45 \text{ (kN)}$$

ここで、 F_i : 設計衝突力、 I_{tsu} : 重要度係数

そのため、滑動により衝突する漂流物の衝突荷重については、ASCE(2016)で示されている衝突荷重を参考に、以下のとおり算定した。なお、重要度係数 I_{tsu} は、津波のリスク分類に応じて1.0~1.25が適用されるため、本検討においても $I_{tsu}=1.25$ とした。

車両系重機(41.2t)が地上又は海底を滑動した場合の衝突荷重を算定すると、下記のとおりとなり、FEMA(2012)より算定した巡視点検用車両(2.15t)の衝突荷重(1855kN)よりも小さくなることを確認した。

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

(流速 : 13m/s, 衝突物重量 : 41.2t)

車両の有効軸剛性は石材・コンクリート殻が塊として有する剛性に比べて小さいと想定される。したがって、車両の有効軸剛性を精緻に考慮して衝突荷重を算定すると、上記で算定したものより小さくなるものと考えられる。

なお、その他滑動状態で衝突する可能性があるものとして、角落し(約7t)やキュービ

クル類（約 8t）が挙げられるが、それらの重量は車両系重機よりも十分に小さいことを確認している。

(参考4) 既往文献の鋼製船舶の軸剛性と土木学会（1994）の方法を用いた場合の比較

「甲斐田・木原（2017）」では既往の文献（有田（1988））を整理し、総トン数400～4000tの鋼製の大型船舶の船首方向の軸剛性を示している。ここでは、これらの鋼製の大型船舶の軸剛性を土木学会（1994）の方法を用いて算出し、「甲斐田・木原（2017）」の軸剛性と比較する。

その結果を表1に示す。土木学会（1994）の方法から算出した軸剛性と「甲斐田・木原（2017）」の軸剛性とは、おおむね同じような値であることを確認した。また、土木学会（1994）の方法から算出した軸剛性の方が大きくなる傾向があることを確認した。

表 1 「甲斐田・木原 (2017)」と土木学会 (1994) の方法を用いた場合の軸剛性 (鋼製船舶) の比較

項目	500G.T.船	1000G.T.船	2000G.T.船	4000G.T.船
総トン数	500(t)	1000(t)	2000(t)	4000(t)
船舶の長さ L	50(m)	63(m)	80(m)	100(m)
船の深さ D	$0.08 \times 50 = 4.0$ (m)	$0.08 \times 63 = 5.04$ (m)	$0.08 \times 80 = 6.4$ (m)	$0.08 \times 100 = 8$ (m)
船側外板厚 t	$0.82 \times 50^{0.5} + 2.5 = 8.3$ (mm)	$0.82 \times 63^{0.5} + 2.5 = 9.009$ (mm)	$0.82 \times 80^{0.5} + 2.5 = 9.834$ (mm)	$0.82 \times 100^{0.5} + 2.5 = 10.7$ (mm)
横肋骨心距 a	$450 + 2 \times 50 = 550$ (mm)	$450 + 2 \times 63 = 576$ (mm)	$450 + 2 \times 80 = 610$ (mm)	$450 + 2 \times 100 = 650$ (mm)
縦肋骨心距 b	$550 + 2 \times 50 = 650$ (mm)	$550 + 2 \times 63 = 676$ (mm)	$550 + 2 \times 80 = 710$ (mm)	$550 + 2 \times 100 = 750$ (mm)
船首角度* 2θ	70°	70°	70°	70°
船首傾斜部の長さ L_{sf}	$0.25 \times (0.08 \times 50) = 1.0$ (m)	$0.25 \times (0.08 \times 63) = 1.26$ (m)	$0.25 \times (0.08 \times 80) = 1.6$ (m)	$0.25 \times (0.08 \times 100) = 2.0$ (m)
ヤング率 E (曲げ弾性率)	2.1×10^7 (tf/m ²)	2.1×10^7 (tf/m ²)	2.1×10^7 (tf/m ²)	2.1×10^7 (tf/m ²)
ポアソン比 ν	0.3	0.3	0.3	0.3
圧壊荷重 P_c	6785(kN)	7900(kN)	11747(kN)	17547(kN)
有効軸剛性 k_c	6.79×10^6 (N/m)	8.01×10^6 (N/m)	9.42×10^6 (N/m)	1.09×10^7 (N/m)
「甲斐田・木原(2017)」 で示されている 有効軸剛性	5.1×10^6 (N/m)	6.4×10^6 (N/m)	8.2×10^6 (N/m)	1.1×10^7 (N/m)

注記* : 船首角度は不明であったため, 土木学会 (1994) で示されている最大と最小の値を用いてそれぞれの軸剛性を算出した。

(参考5)「土木学会(1994)」で示されている計算例

「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 $= 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$
- ν : ポアソン比 $= 0.3$
- σ_y : 鋼材の降伏点応力 $2,400 \text{ kgf/cm}^2$

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

グレート	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

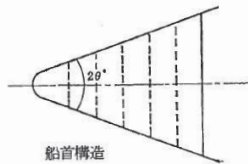


図 3.5 船首角度

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	$0.08L$	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}	$0.1L$	m
縦透材間隔	b	$3S$	mm
船首部傾斜幅	L_{sf}	$0.25D$	m
船首部先端角度	2θ	$35 \sim 70$	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 「土木学会(1994)」で示されている計算例(「土木学会(1994)」に一部加筆)

(参考6) 総トン数 5t の漁船の長さに関する保守性について

「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」では，総トン数 5t の漁船の長さは 11.0m との記載がある（図1の赤実線）。

総トン数 5t の漁船の長さを示す他の文献が確認できなかったため，「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978年）」の供試船一覧表で記載されている船舶の中から 11.0m に最も近い 12.8m の長さを，保守性を考慮する際に用いることとする（図2の赤実線）。

船舶の長さ 12.8m は「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」では，総トン数 10t の漁船の長さ（13.0m）にほぼ等しい長さ（図1の赤点線）であり，総トン数 5t の船舶に対して 12.8m の長さを採用することは保守的になっている。

船型 (G.T.)	船の長さ (L)	船の幅 (B)	喫水	
			最大 (dmax)	最小 (dmin)
1	7.0m	1.8m	1.0m	—m
2	8.0	2.2	1.2	—
3	9.0	2.4	1.4	—
4	10.0	2.6	1.6	—
5	11.0	2.8	1.8	—
10	13.0	3.5	2.0	1.9

図1 漁船の諸元（「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」に一部加筆）

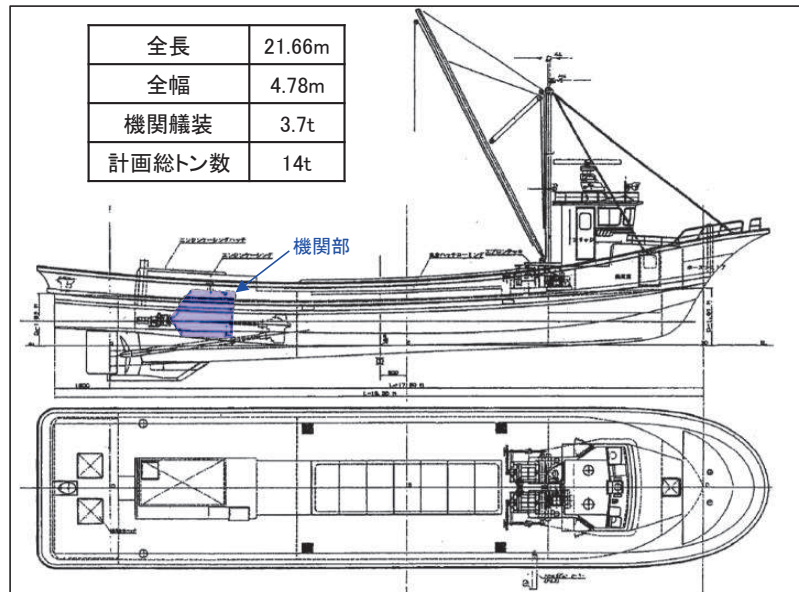
船名	L (m)	B (m)	D (m)	d (m)	C _b	V (kt)
A	23.8	4.35	2.20	1.87	0.70	10.5
B	26.0	5.60	2.30	1.96	0.71	10.5
C	16.3	3.60	1.40	1.30	0.61	10.0
D	21.5	5.10	2.10	2.05	0.66	11.0
E	26.4	5.46	2.48	2.40	0.67	11.0
F	24.4	5.43	2.34	2.02	0.69	11.0
G	26.5	5.53	2.50	2.17	0.77	11.0
H	22.2	5.23	2.14	1.87	0.64	11.0
I	17.0	3.70	1.40	1.01	0.65	11.5
J	12.8	3.30	1.01	0.52	0.55	17.5
K	24.0	5.35	2.30	2.00	0.66	10.0
L	15.4	3.90	1.55	0.74	0.63	27.0
M	20.1	5.30	2.30	1.08	0.40	24.0
N	14.5	4.03	1.45	1.08	0.53	13.5
O	13.5	3.00	1.08	0.81	0.69	11.0
P	16.0	3.95	1.57	1.30	0.70	11.0

図2 供試船一覧表

（「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978年）」に一部加筆）

(参考7) 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル化

衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデルは、「海技研報告 (平成 15 年)」で示される総トン数 14t の FRP 船を基に、総トン数 5t の FRP 船の大きさに案分し、図 1 及び図 2 のようにシエル要素でモデル化した。また、船舶の板厚及び質量の設定を表 1 に示す。



「海技研報告 (平成 15 年)」に一部加筆

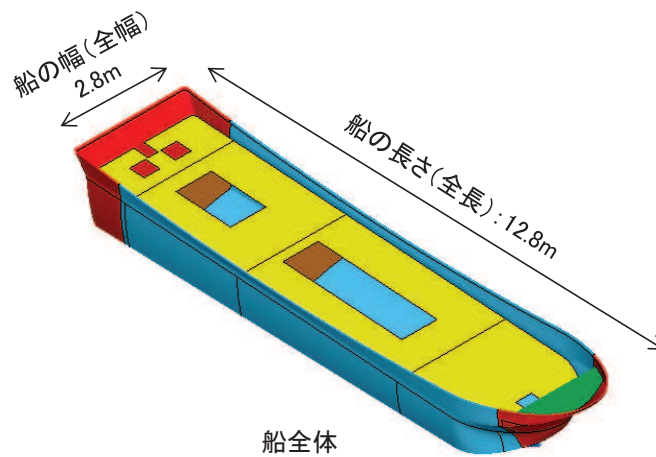


図 1 衝突解析に用いる FRP 製船舶のモデル

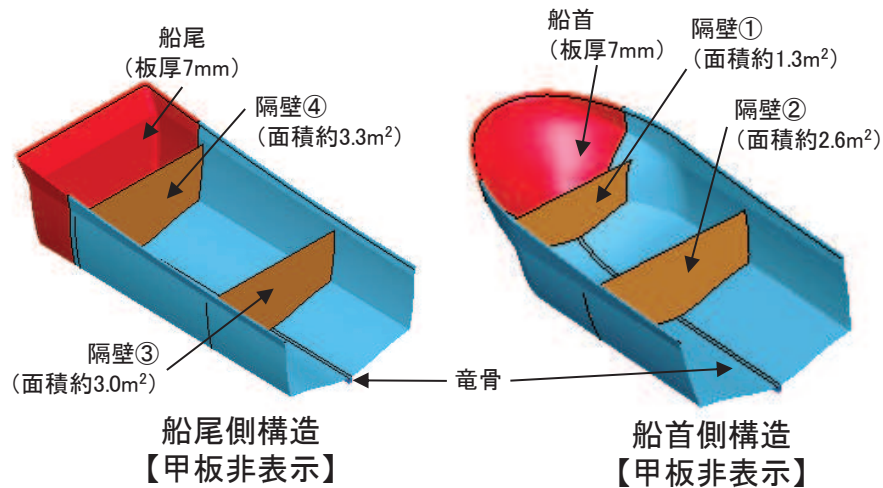
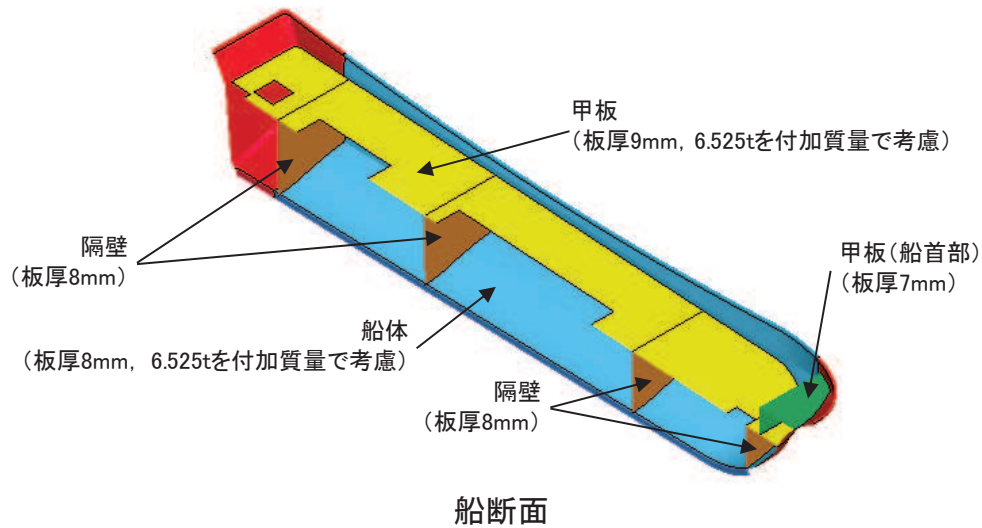


図2 衝突解析に用いるFRP製船舶のモデル詳細

表1 板厚及び質量の設定

船舶の板厚	船首の板厚は表 4.3-11 及び表 4.3-15 の条件 (5.89mm, 5.22mm, 5.434mm) を基に, 縦・横肋骨のモデル簡略化の観点から船首部の板厚を厚くすることで考慮し, 7mm とする。船尾も同様に 7mm とする。 また, 「強化プラスチック船規則 (日本海事協会, 2018 年)」では船首及び船尾について中央部の板厚の 0.85 倍とする記載があることを踏まえ, 船首及び船尾以外の船体 (隔壁を含む) の板厚は 8mm に設定する。なお, 甲板は各種艀装及び貨物が載ることを踏まえ 9mm とする。
質量	15t 【総トン数 5t×3=15】 (「漁港・漁場の施設の設計参考図書 (水産庁, 2015 年)」より, 総トン数の 3 倍の重量として考慮) 船殻 (船首, 船尾, 船体及び甲板) の質量は約 1.95t であるため, 残りの 13.05t を船体及び甲板に付加質量として考慮する。

(参考8) 衝突形態の影響確認として実施した衝突解析結果の詳細

1. 船首衝突 (ケース①)

船首から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.7 秒後には衝突速度がゼロとなる。

力積については、約 214 (kN・s) であり、後述の船尾衝突 (ケース②) の約 211 (kN・s) と同等であることが分かった。

また、衝突荷重としては、船首から破壊が生じて荷重が大きくなり、約 500kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 600kN (約 0.17 秒後) が作用しているが、これは隔壁が衝突した瞬間の荷重であり、約 460kN/m² (隔壁の面積約 1.3m²) の分布荷重が作用している状況である。

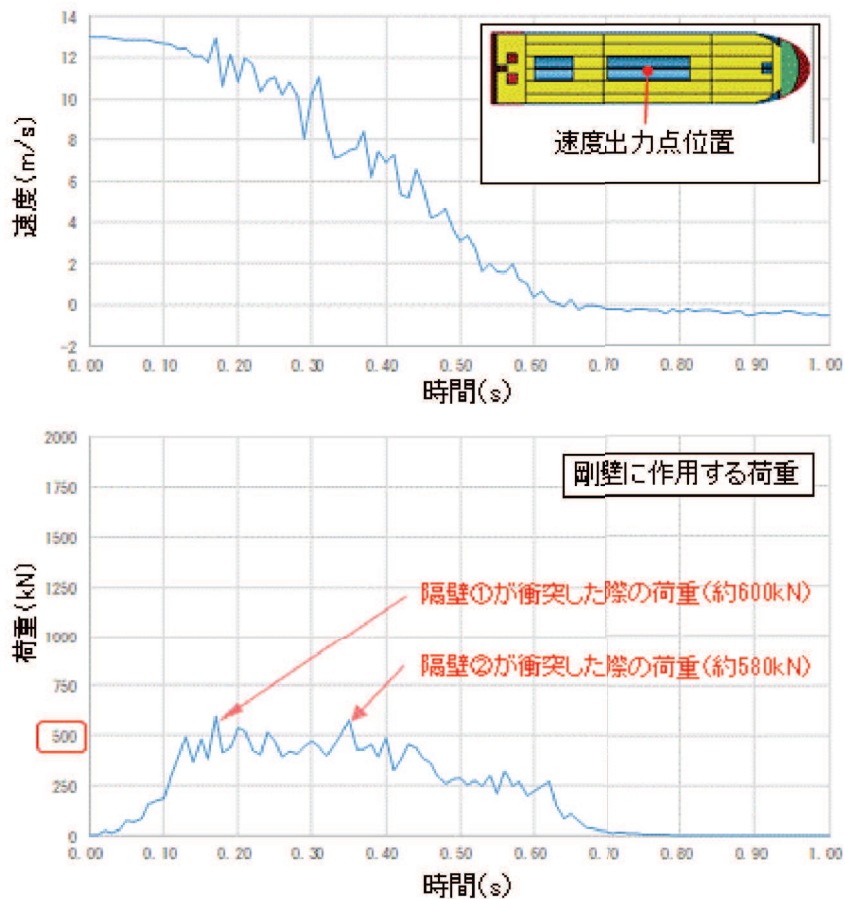


図1 船首衝突 (ケース①) の解析結果 (上段：速度時刻歴, 下段：荷重時刻歴)

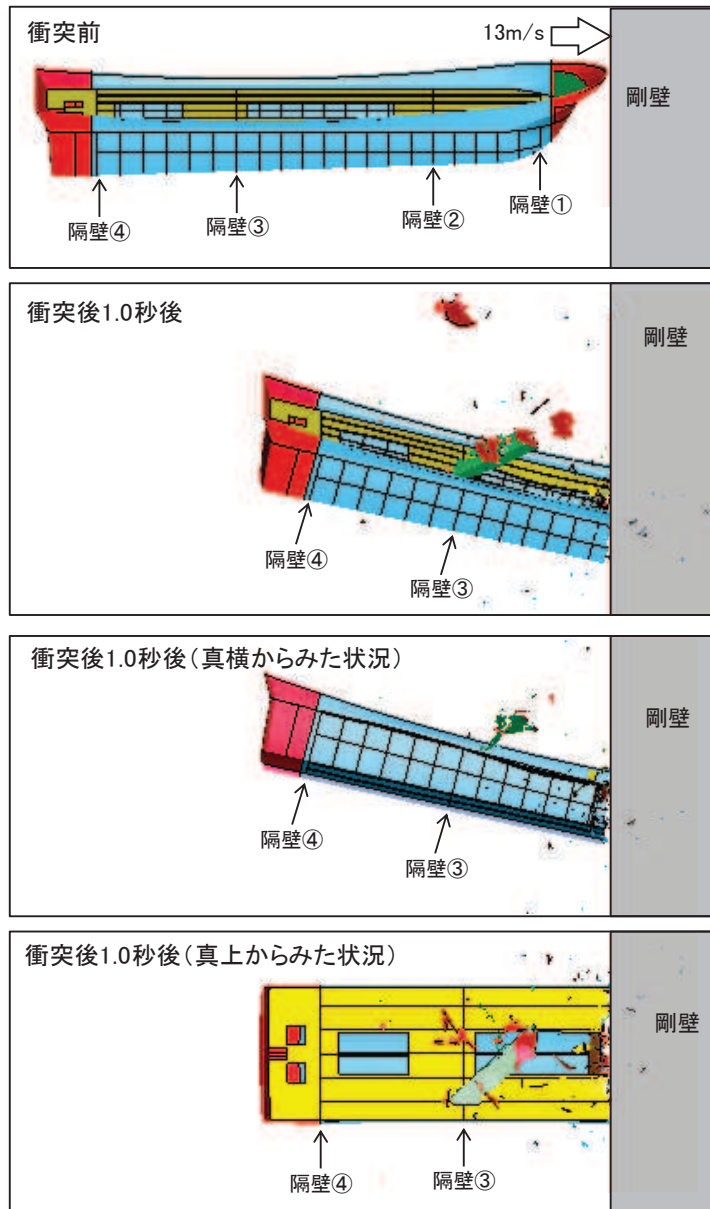


図2 船首衝突（ケース①）の解析結果（衝突状況）

2. 船尾衝突（ケース②）

船尾から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.6 秒後には衝突速度がゼロとなる。

力積については、約 211 (kN・s) であり、前述の船首衝突（ケース①）の約 214 (kN・s) と同等であることが分かった。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 500kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 670kN (約 0.12 秒後) が作用しているが、これは隔壁が衝突した瞬間の荷重であり、約 210kN/m² (隔壁の面積約 3.3m²) の分布荷重が作用している状況である。

なお、前述の船首衝突（ケース①）と衝突荷重が同等となったことについては、検討対象の漂流物が 15t と非常に重いこと、衝突速度が 13m/s と速いことから、衝突エネルギーが大きく、船首及び船尾のどちらから衝突したとしても、船体部分まで破壊が生じていることがその要因である。

なお、船尾から衝突した場合に、船体の破壊が進展して機関部（エンジン等）まで衝突する可能性があるため、機関部の衝突影響について検討した。「海技研報告」の総トン数 14t の船舶の機関艙装は 3.7t であることから、評価対象である総トン数 5t に案分して 1.33t と考え、機関部がすべて剛性の高い鋼材で構成されていると仮定すると、機関部の衝突は車両の衝突に置き換えることが可能である。車両の衝突荷重に関しては、2.15t の車両を FEMA により評価 (1855kN) しており、機関部の質量 (1.33t) はこの質量 (2.15t) 以下であること、図 4 のとおり機関部の衝突速度は 13m/s よりも低いことから、車両の衝突荷重に包絡されることを確認した。

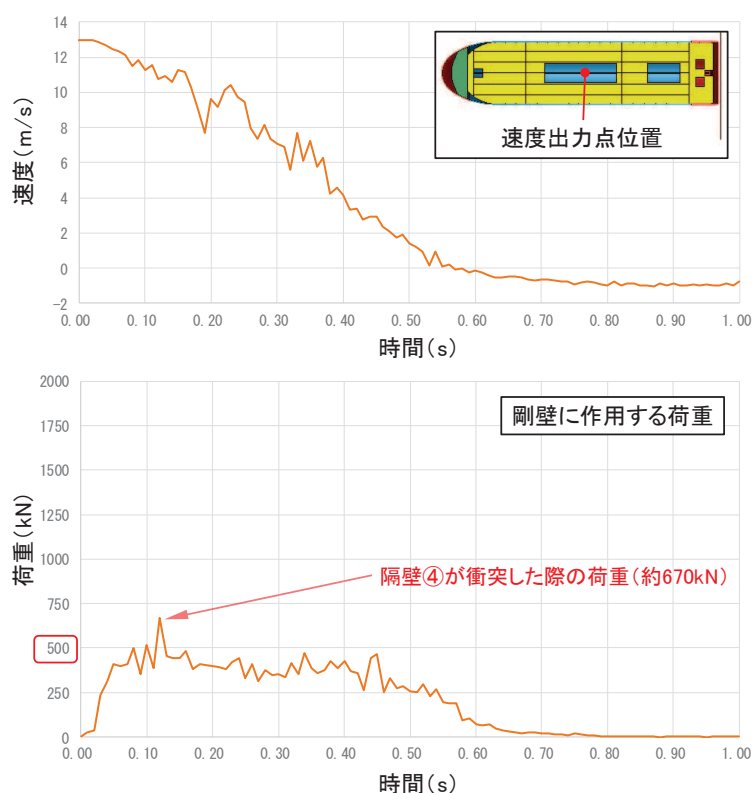


図3 船尾衝突（ケース②）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

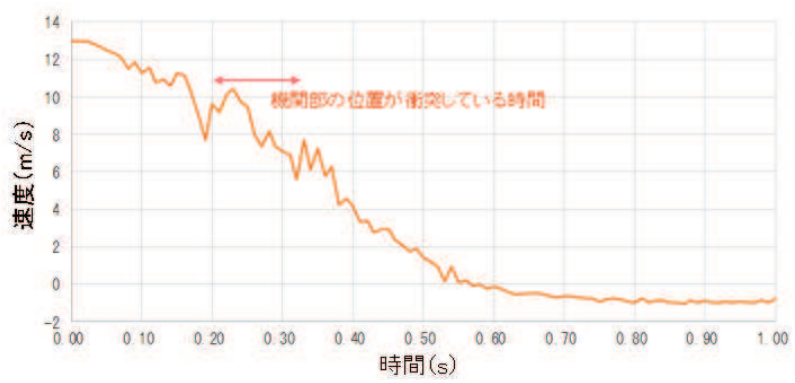
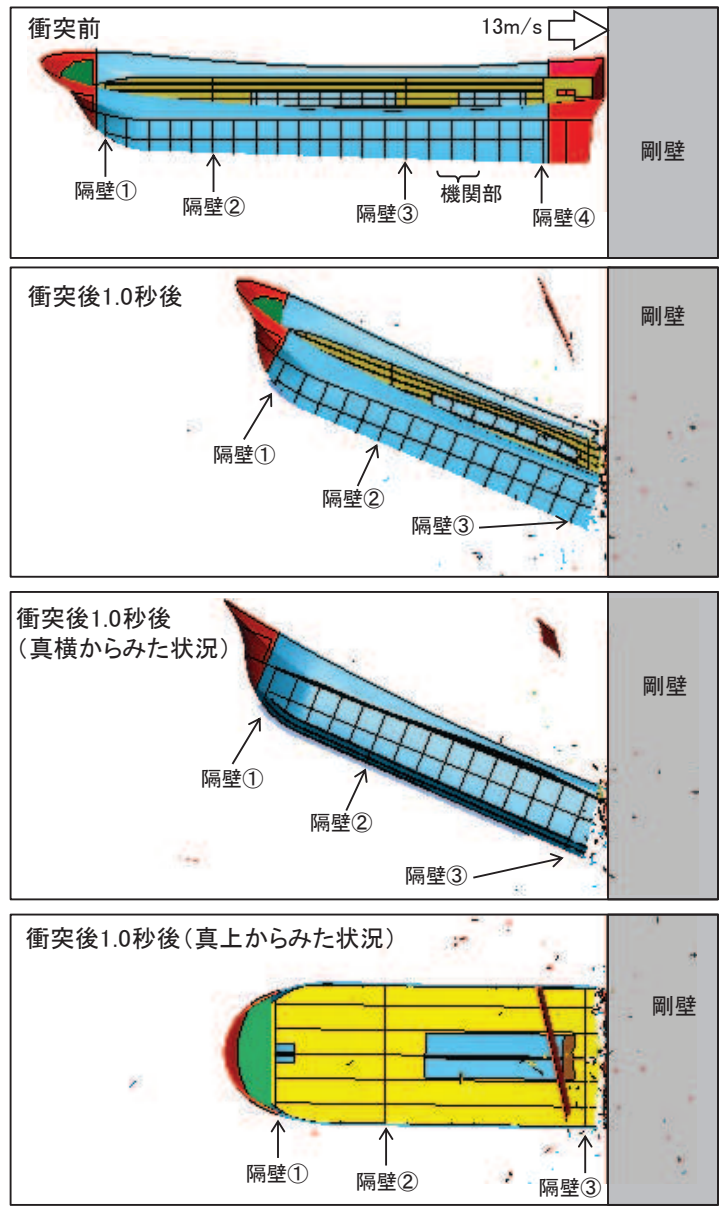


図4 船尾衝突（ケース②）の解析結果（衝突状況）

3. 真横衝突（ケース③）

真横から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.3 秒後以降では衝突速度はゼロに近づくが、回転（剛壁の水平方向を軸とする回転）の影響により衝突速度はゼロにならない。

また、真横からの衝突では、船舶の長さ (12.8m) 全体で剛壁へ作用する状況であり、おおよそ船舶の長さの分布荷重となっていることが分かった。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭 1 本が受け持つ幅は 4m であることから、真横から衝突する場合には鋼管杭 3 本以上で衝突荷重を分担することになる。そのため、鋼管杭 1 本が受け持つ荷重を確認する必要があることから、図 5 のように剛壁を 1m の幅で分割し、鋼管杭 1 本が受け持つ荷重について整理した。なお、鋼管杭が受け持つ荷重については、図 5 のように 2 パターンの取り方を考え、それぞれ確認した。

衝突荷重は、パターン A とパターン B とともに、船体側面が衝突する 0.03 秒前後で瞬間的に 650～1100 (kN) の衝突荷重が作用しているが、この荷重は他の衝突形態で生じる荷重に比べて極めて作用時間が短い現象である。また、荷重作用時間も 0.2 秒程度であり、他の衝突形態に比べて半分以下である。

また、力積については、パターン A では約 82 (kN・s) が最大で、パターン B では約 76 (kN・s) が最大であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）の力積に比べて小さく、半分以下となっていることが分かった。なお、パターン A とパターン B とともに、最大荷重となる範囲と力積が最大となる範囲は異なり、力積が最大となる約 82kN・s の最大荷重は約 900kN である。

なお、1m の幅で分割した剛壁 ((a)～(m)) にそれぞれ作用する荷重を図 8 に示す。図 8 から、(c)～(l) の範囲で約 250 (kN) 程度の荷重が作用しており、船舶の側面が衝突した際に、10m の幅の剛壁に均等に荷重が作用していることを確認した。

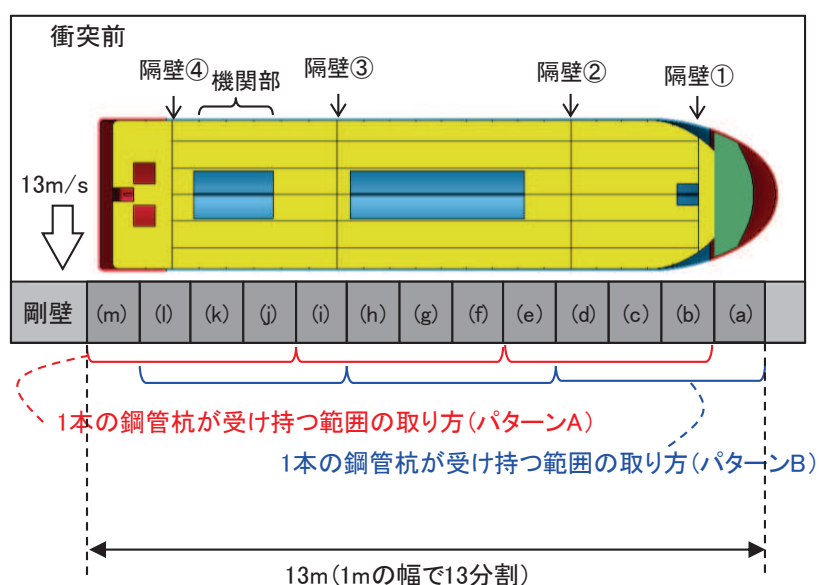


図 5 真横衝突における剛壁の分割パターン

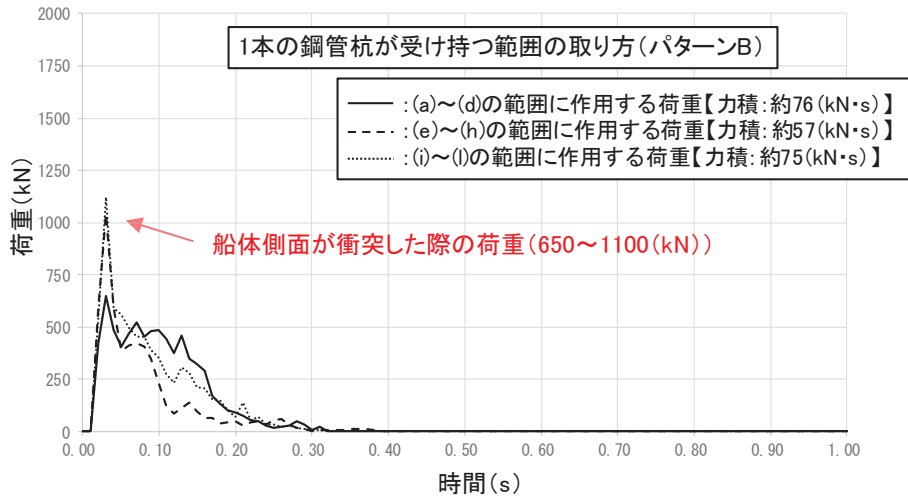
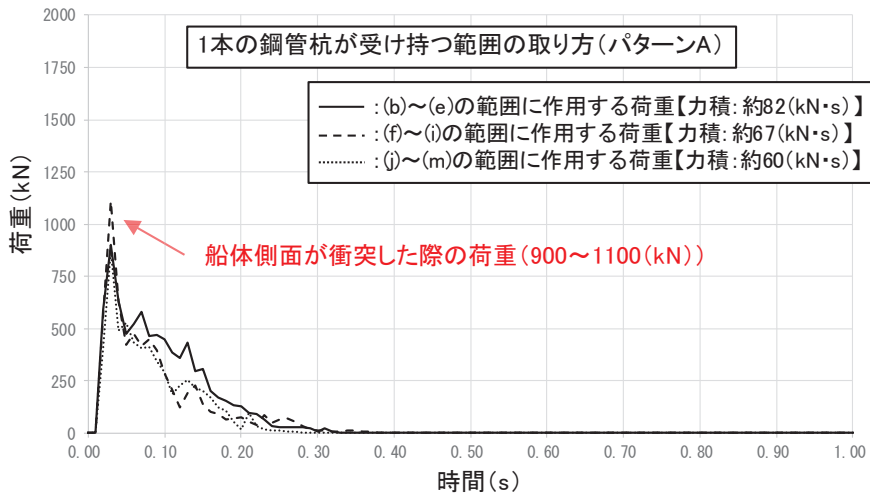
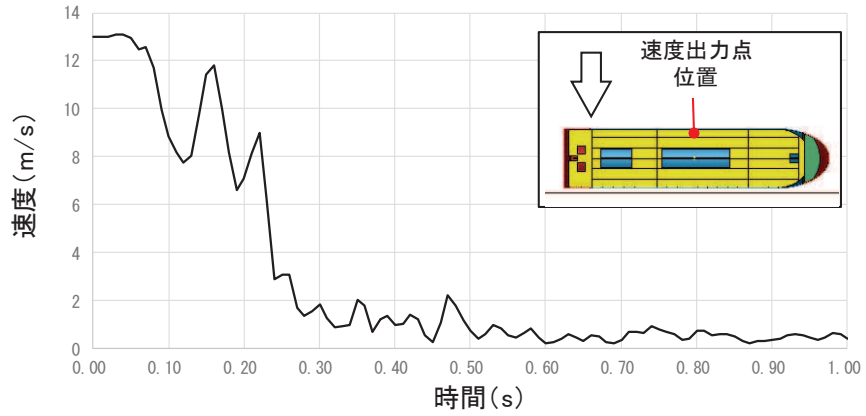


図6 真横衝突 (ケース③) の解析結果
 (上段: 速度時刻歴, 中段: パターン A の荷重時刻歴, 下段: パターン B の荷重時刻歴)

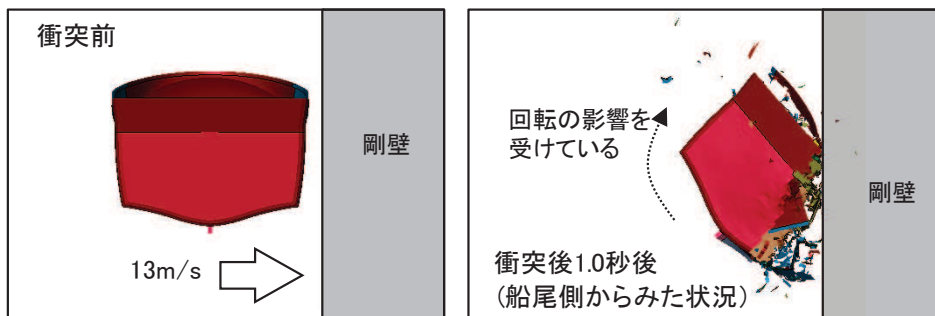
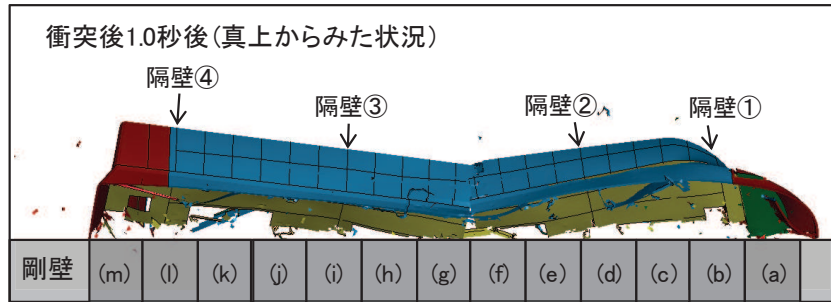
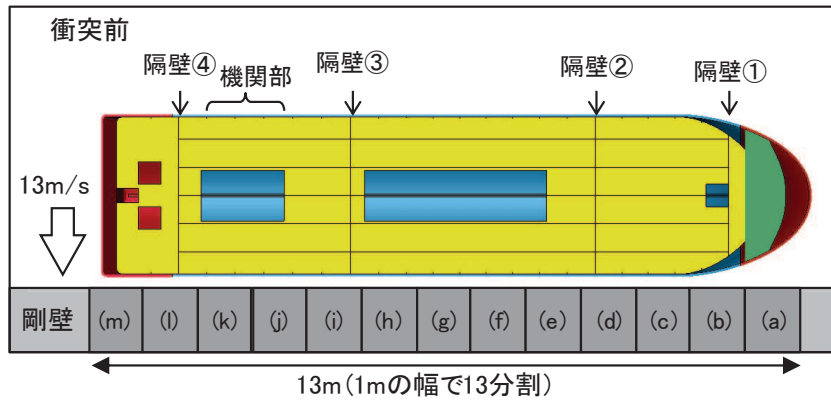


図7 真横衝突(ケース③)の解析結果(衝突状況)

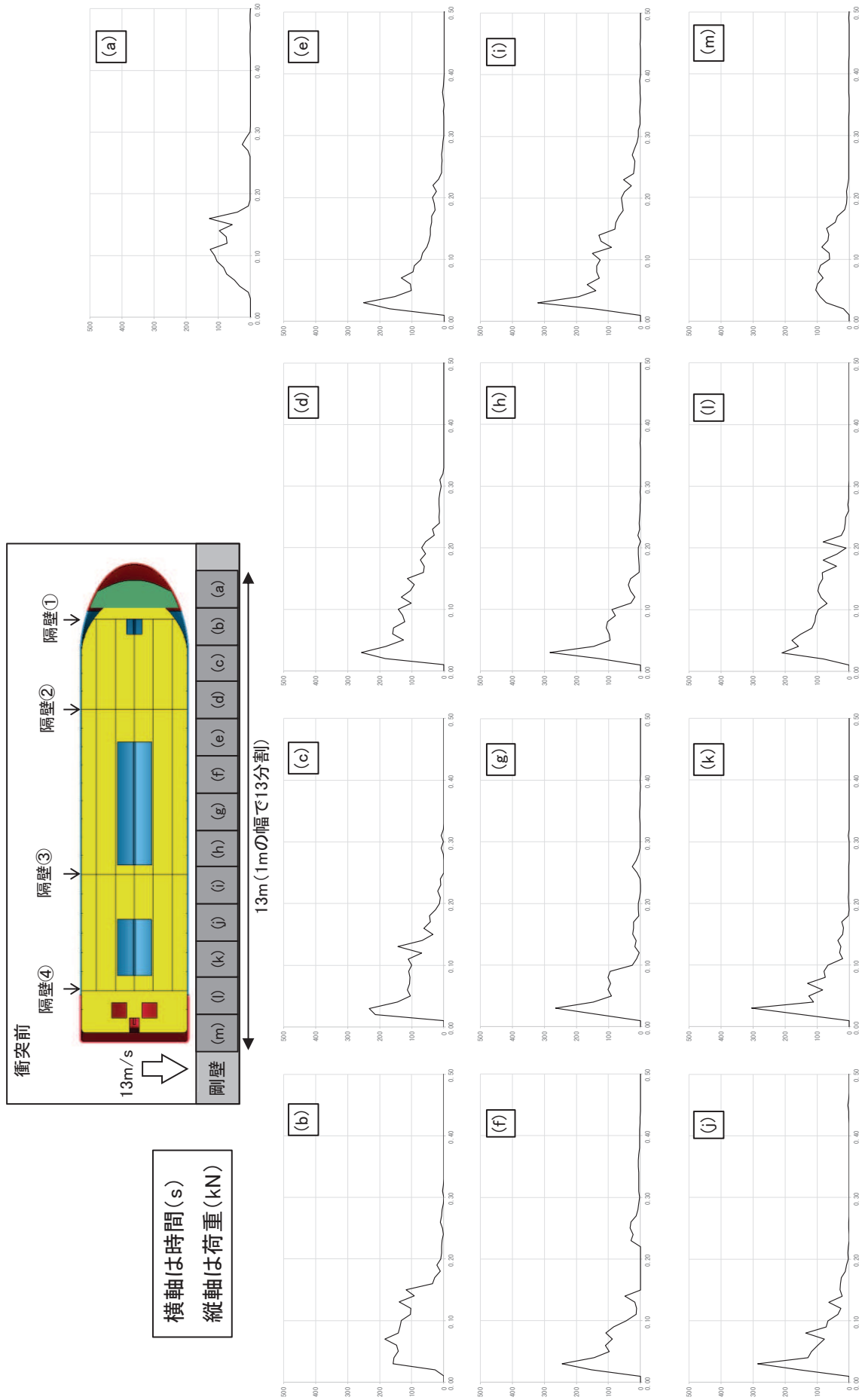


図8 真横衝突（ケース③）の解析結果（1mの幅で分割した隔壁（a）～（m））にそれぞれ作用する荷重時刻歴

4. 斜め船首衝突（ケース④）

斜め船首から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 0.9 秒後には衝突速度が約 6m/s で一定となる。これは、船舶が剛壁に衝突した後の約 0.9 秒後以降では剛壁から離れる方向に移動していることを示している。

力積については約 166 (kN・s) であり、後述の斜め船尾衝突（ケース⑤）の約 164 (kN・s) と同等であることが分かった。これらの力積は、真横衝突（ケース③）のほぼ倍の値であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 350kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 380kN（約 0.31 秒後）が作用しており、約 0.91 秒後にも瞬間的に約 550kN の荷重が作用しているが、これは斜めから衝突した後に船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。

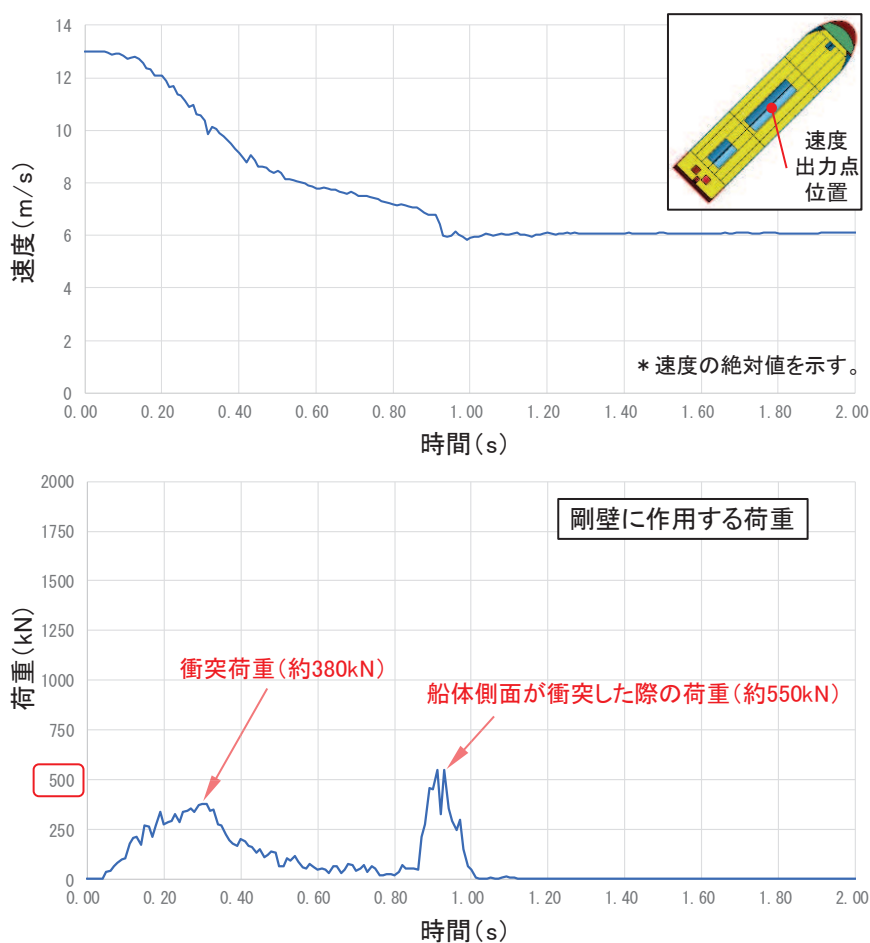


図9 斜め船首衝突（ケース④）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

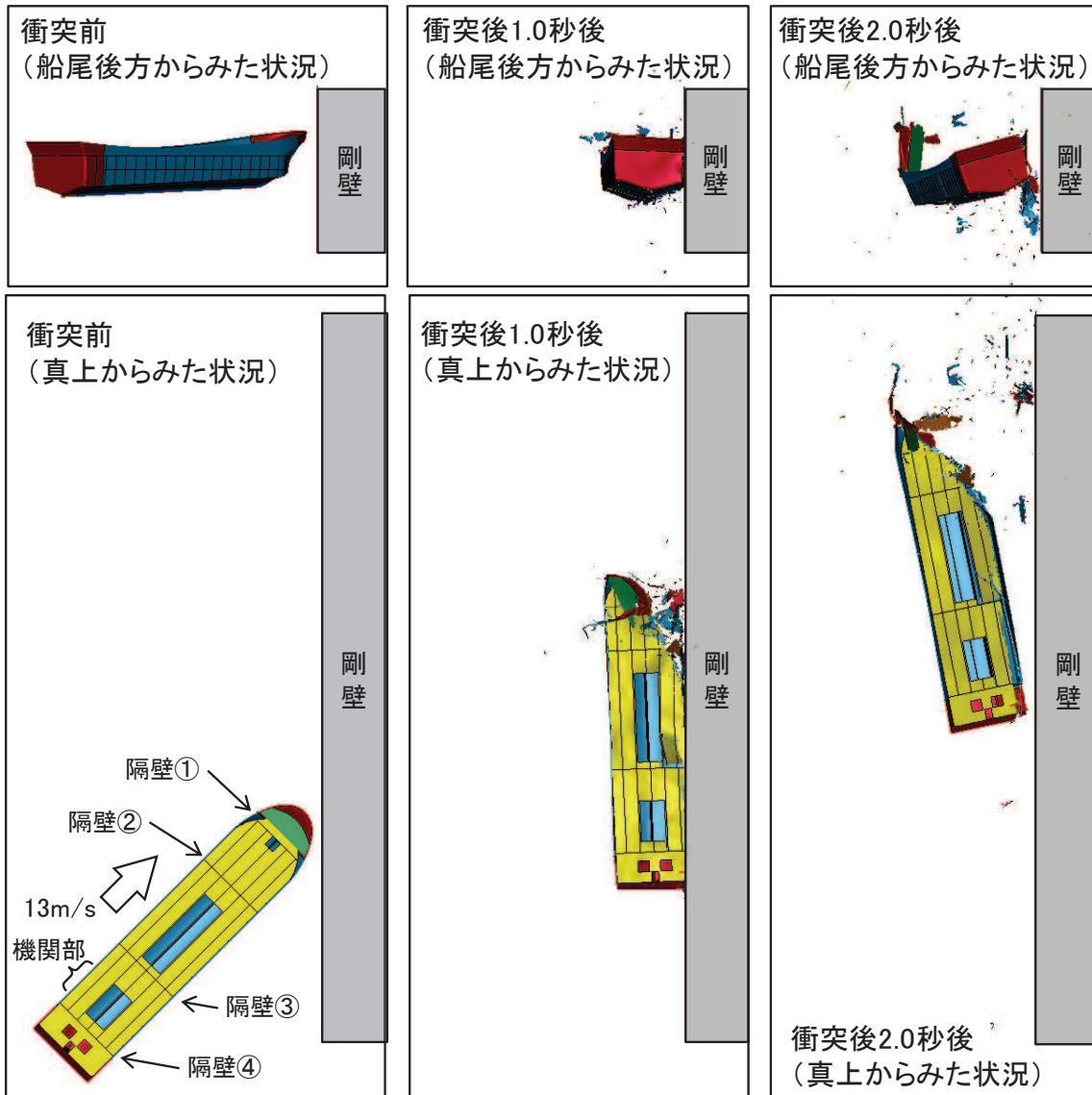


図10 斜め船首衝突(ケース④)の解析結果(衝突状況)

5. 斜め船尾衝突（ケース⑤）

斜め船尾から衝突する際は、衝突直後から衝突速度が下がり、約 1.0 秒後には衝突速度が約 6m/s で一定となる。これは、船舶が剛壁に衝突した後の約 1.0 秒後以降では剛壁から離れる方向に移動していることを示している。

力積については約 164 (kN・s) であり、前述の斜め船首衝突（ケース④）の約 166 (kN・s) と同等であることが分かった。これらの力積は、真横衝突（ケース③）のほぼ倍の値であるが、船首衝突（ケース①）又は船尾衝突（ケース②）よりも小さい値となっている（船舶が剛壁に衝突した後、剛壁から離れる方向に速度をもって移動していくため、船舶の持つエネルギーがすべて荷重に変換されなかったことによるものである）。

また、衝突荷重としては、衝突直後から荷重が大きくなり、約 350kN の衝突荷重が作用している。最大荷重としては瞬間的に約 370kN（約 0.28 秒後）が作用しており、約 0.93 秒後にも瞬間的に約 350kN の荷重が作用しているが、これは斜めから衝突した後に船体が剛壁に平行となる方向に回転し、船体側面が衝突することにより瞬間的に生じるためである。



図 1.1 斜め船尾衝突（ケース⑤）の解析結果（上段：速度時刻歴，下段：荷重時刻歴）

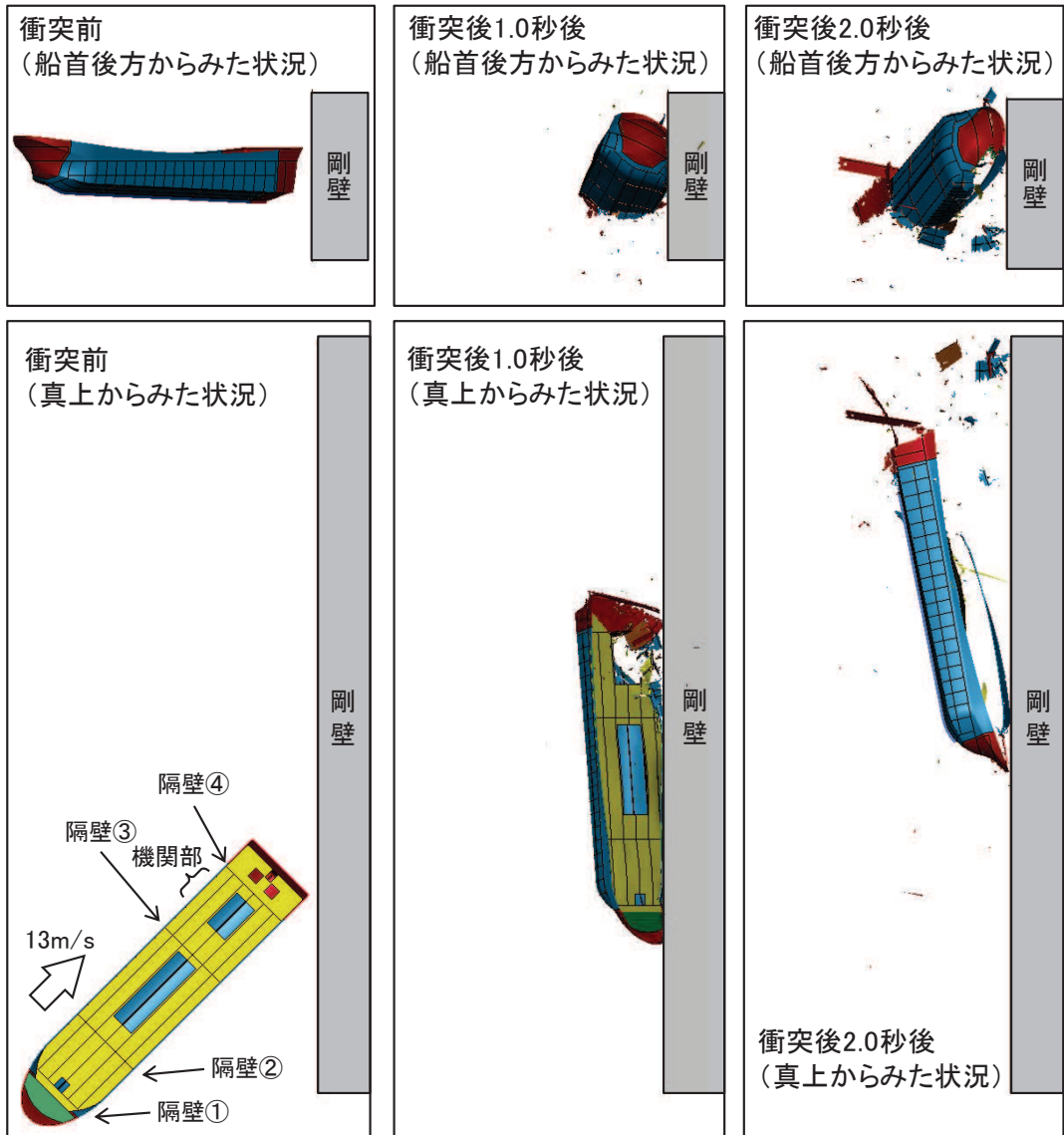


図12 斜め船尾衝突(ケース⑤)の解析結果(衝突状況)