

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-60 改 11
提出年月日	平成 30 年 2 月 27 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 2 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改0	H30.2.5	<ul style="list-style-type: none"> ・新規制定 ・「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を新規作成し、追加
改1	H30.2.7	<ul style="list-style-type: none"> ・「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を新規作成し、追加
改2	H30.2.8	<ul style="list-style-type: none"> ・改0の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改3	H30.2.9	<ul style="list-style-type: none"> ・改1に、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を新規作成し、追加（「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」は、変更なし）
改4	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> ・改3の内、「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を改定（「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」は、変更なし）
改5	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> ・「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」及び「5.17 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」を新規作成し、追加
改6	H30.2.15	<ul style="list-style-type: none"> ・「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」を新規作成し、追加
改7	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> ・改6に、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について」を新規作成し、追加（「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」は、変更なし）
改8	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> ・「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」及び「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を新規作成し、追加
改9	H30.2.22	<ul style="list-style-type: none"> ・改8の「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を改定（「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」は、変更なし）
改10	H30.2.23	<ul style="list-style-type: none"> ・改2の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改11	H30.2.27	<ul style="list-style-type: none"> ・「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」及び「5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を新規作成し、追加

下線は、今回提出資料を示す。

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[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
 - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について
 - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 4 H30. 2. 13]
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 海水ポンプの波力に対する強度評価について
 - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
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[改 11 H30. 2. 27]
 - 4.2 漂流物による影響確認について
 - 4.3 漂流物衝突力について
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[改 7 H30. 2. 19]
 - 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 強度計算に用いた規格・基準について
 - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 11 H30. 2. 27]
 - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
 - 5.6 浸水量評価について
 - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 7 H30. 2. 19]
 - 5.8 浸水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
 - 5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について[改 9 H30. 2. 22]
 - 5.10 浸水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[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について
 - 5.12 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
 - 5.13 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について
 - 5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について[改 9 H30. 2. 22]
 - 5.15 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について
 - 5.16 地殻変動後の基準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
 - 5.17 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[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 7 H30. 2. 19]

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.1 鋼製防護壁に関する補足説明

6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明

6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明

6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 10 H30. 2. 23]

6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明

6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明

6.2.2 フラップゲートに関する補足説明

6.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する補足説明

6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明

6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明

6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明

6.5 防潮扉に関する補足説明

6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明

6.6 放水路ゲートに関する補足説明

6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明

6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明

6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明

6.8 貯留堰に関する補足説明

6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明

6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明

6.9 浸水防護設備に関する補足説明

6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁の設計に関する補足説明

6.9.2 逆止弁の漏えい試験について

6.9.3 逆止弁を構成する各部材の評価について

6.9.4 津波荷重（突き上げ）の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について

6.10 津波監視設備に関する補足説明

6.10.1 津波監視カメラの設計に関する補足説明

6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明

6.10.3 加振試験の条件について

6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について

6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明

6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明

6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

4.1 設計に用いる遡上波の流速について

津波防護施設への漂流物荷重は、構造物に対する法線方向の漂流流速に依存するため、防潮堤及び貯留堰について法線方向の流速を整理した。

文献^{※1}によれば、津波による漂流物の漂流流速は、津波の表面流速（津波流速）よりも小さいとされている（図 4.1-1）。また、文献^{※2, 3}によれば、漂流物の衝突直前の漂流流速 v (m/s) と水の表面流速 U (m/s) の比率 α について、漂流流速 v は表面流速（津波流速） U に対して 0~60 % に低下するとされている。文献^{※3} で述べられている表面流速に対する漂流流速 v の比率 α の確率分布を図 4-1-2 に示す。図 4.1-2 の通り、 $\alpha = v/U = 0.1$ （10 % 程度）において相対頻度が最も高いことを示している。

遡上波の流速は、基準津波による平面 2 次元津波シミュレーション結果の値を用いる。

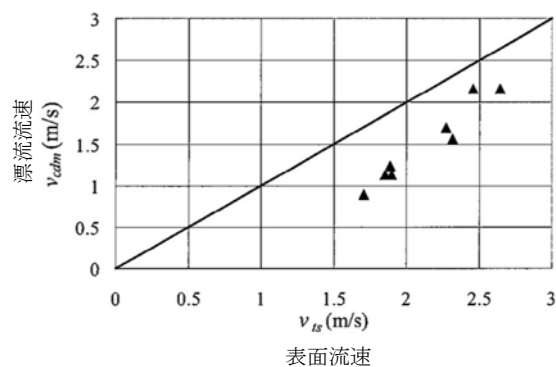
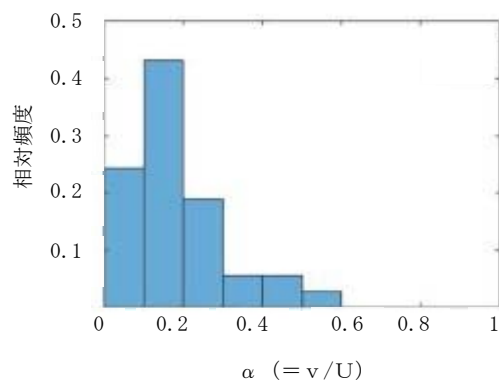


図 4.1-1 表面流速と漂流流速の関係



甲斐田ほか (2016) より
(比重 0.6)

図 4.1-2 表面流速に対する漂流流速の比率 α ($= v/U$) の確率分布

※1：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第 54 巻（2007）（有川ら）

※2：原子力発電所における津波漂流物の影響評価技術－現状調査とその適用に関する考察－研究報告：o16010，電力中央研究所報告（2017）

※3：陸上遡上津波中の漂流物挙動に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学）（2016）（甲斐田ら）

4.1.1 防潮堤

平面2次元津波シミュレーション結果に基づく基準津波時における防潮堤法線方向の最大流速を図4.1-3に示す。

防潮堤法線方向の最大流速は6.91 m/sとなる。防潮堤近傍の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を図4.1-4に示す。

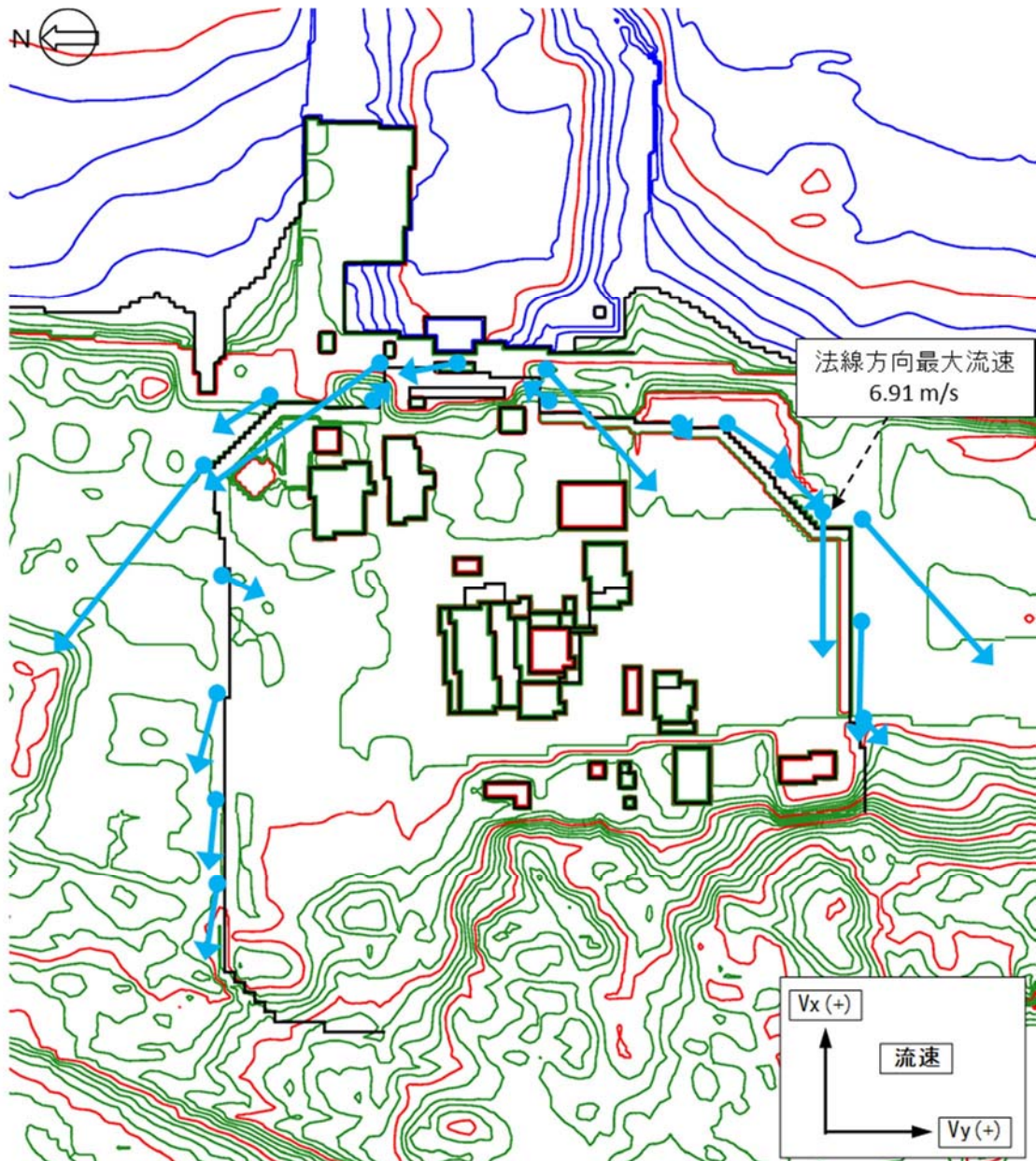


図 4.1-3 防潮堤近傍の流速

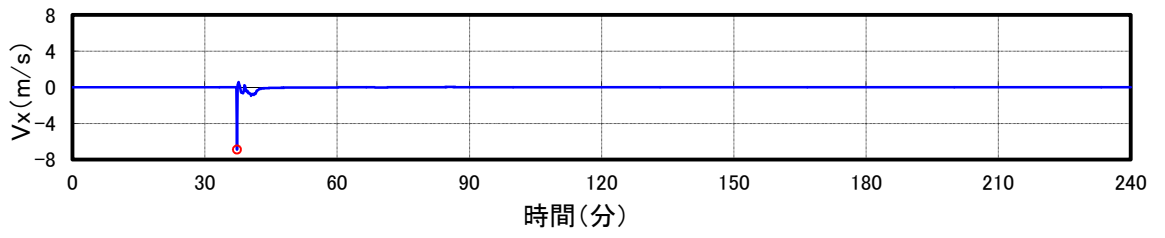


図 4.1-4 (1) 防潮堤の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴

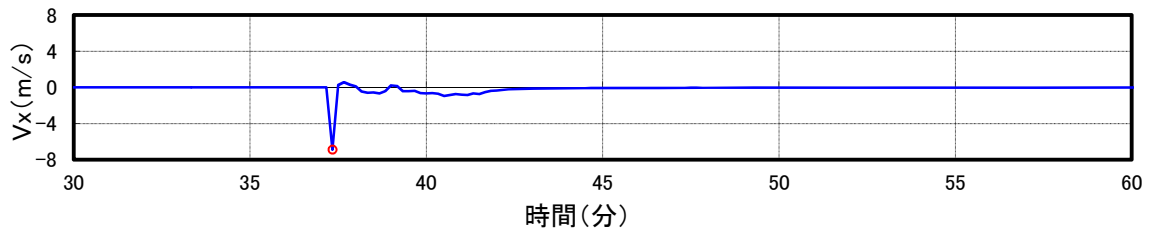


図 4.1-4 (2) 防潮堤の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴 (拡大図)

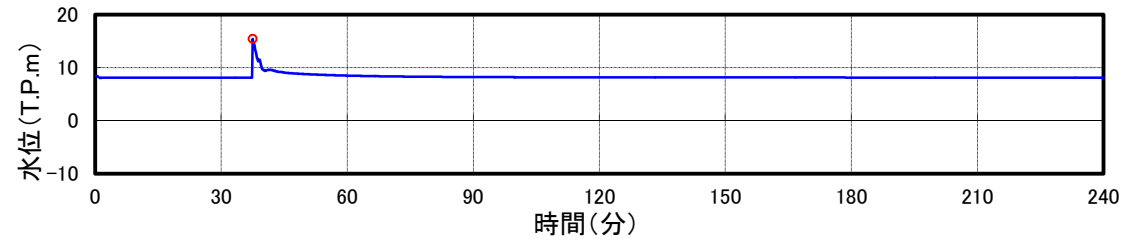


図 4.1-4 (3) 防潮堤の法線方向最大流速発生地点の波高時刻歴

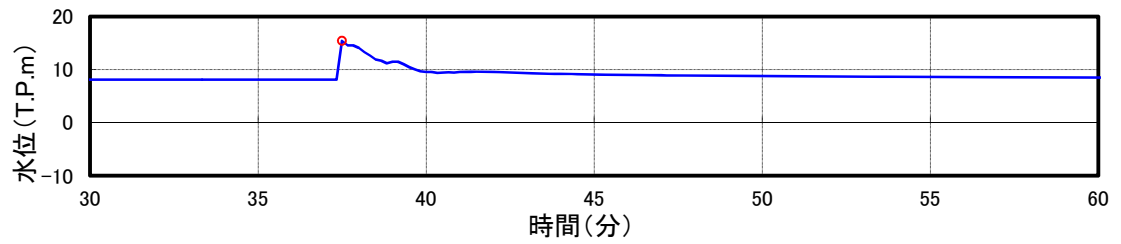


図 4.1-4 (4) 防潮堤の法線方向最大流速発生地点の波高時刻歴 (拡大図)

4.1.2 貯留堰

平面2次元津波シミュレーション結果に基づく貯留堰法線方向の最大流速を図4.1-5に示す。

貯留堰法線方向の最大流速は3.86 m/sとなる。貯留堰近傍の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を図4.1-6に示す。

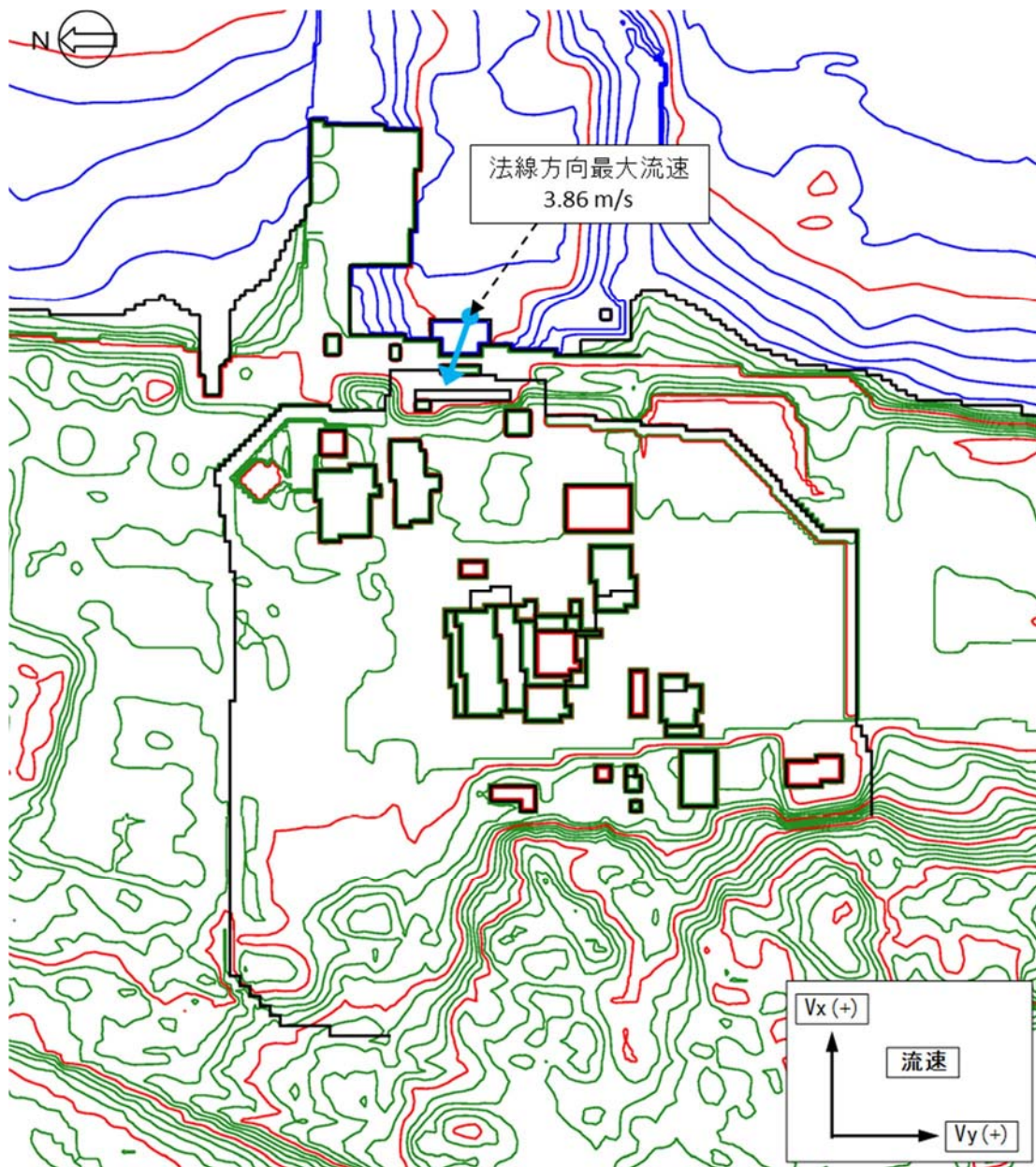


図 4.1-5 貯留堰近傍の流速

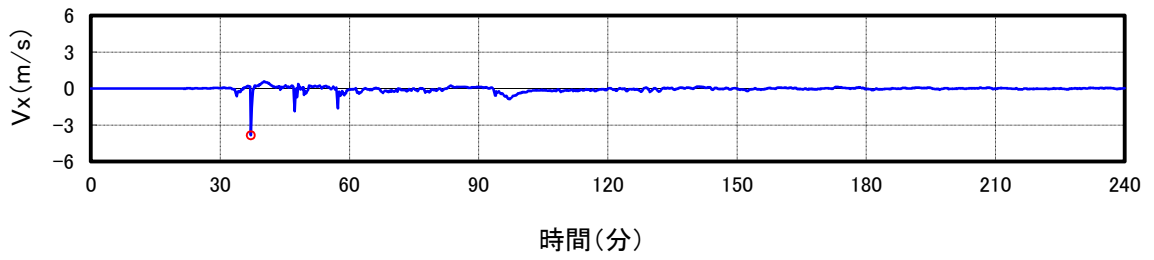


図 4.1-8 (1) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴

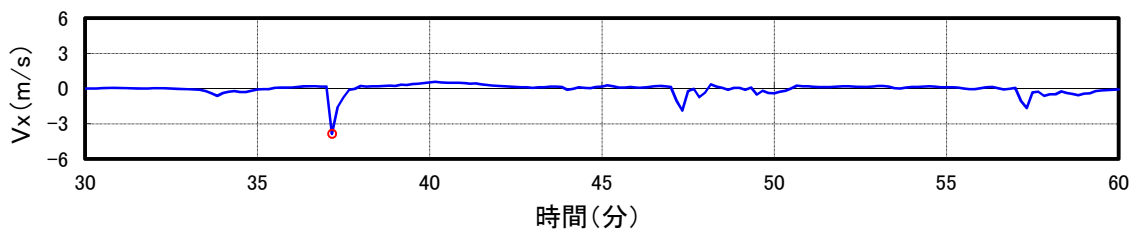


図 4.1-8 (2) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴 (拡大図)

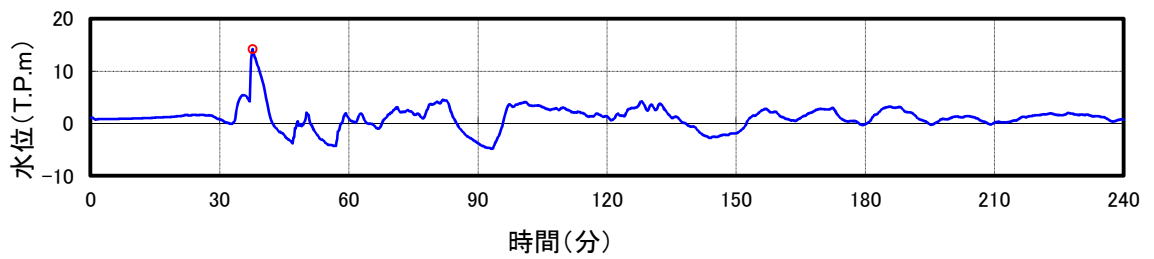


図 4.1-8 (3) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点の波高時刻歴

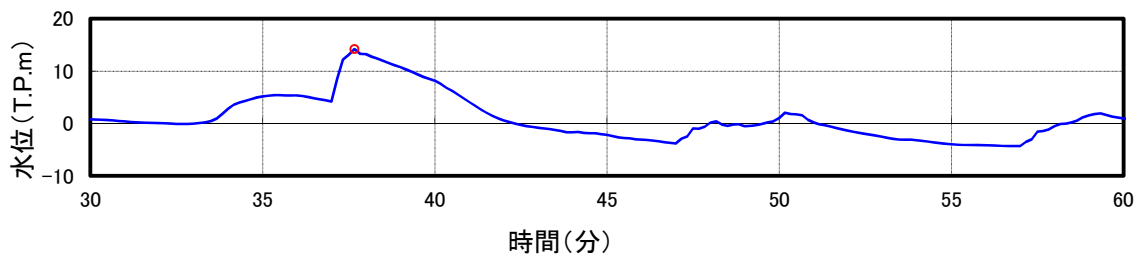


図 4.1-6 (4) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点の波高時刻歴 (拡大図)

5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について

津波防護施設等の津波波圧は、陸上構造物に対しては朝倉ら(2000)他^{*1,2}で示される算定式を、海中構造物に対しては「防波堤の耐津波設計ガイドライン」^{*3}で示される算定式を参考にして求める。

算定式を適用するにあたっては、東海第二発電所における遡上津波の特徴を把握する必要があることから基準津波を対象とした水理模型実験を実施し、更にその検証のための断面2次元津波シミュレーション解析を行った。断面2次元津波シミュレーション解析では、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響や津波遡上高さ等が異なる津波が防潮堤に与える影響についても検討した。

各構造物の適用算定式を表1に示す。

表1 各構造物の適用算定式

構造物名	津波波圧の算定に用いた規格・基準類
防潮堤（鋼製防護壁，鉄筋コンクリート防潮壁，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	*1：朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会 *2：港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成25年10月）
防潮扉	
構内排水路逆流防止設備	
貯留堰	*3：防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成27年12月一部改訂）

5.4.1 津波荷重の算定式

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

(1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

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

水理実験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとしている。

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

構造設計用の進行方向の津波波圧は，図 1-1 に示す概念に基づき，次式により算定する。

$$q_z = \rho g (a h - z)$$

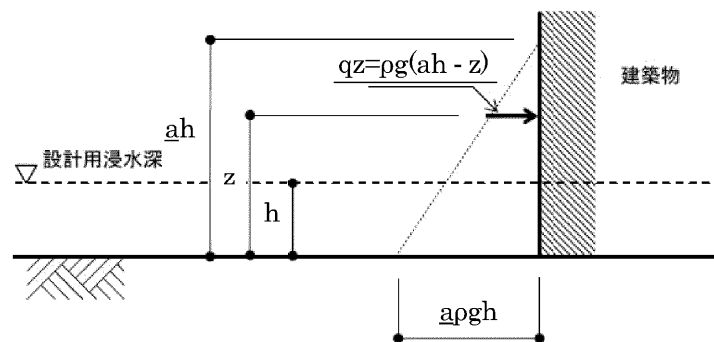
q_z ：構造設計用の進行方向の津波波圧（ kN/m^2 ）

h ：設計用浸水深（ m ）

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

a ：水深係数

ρg ：海水の単位体積重量（ kN/m^3 ）



「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた

津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）」より

図 1-1 津波波圧算定の概念

- c. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

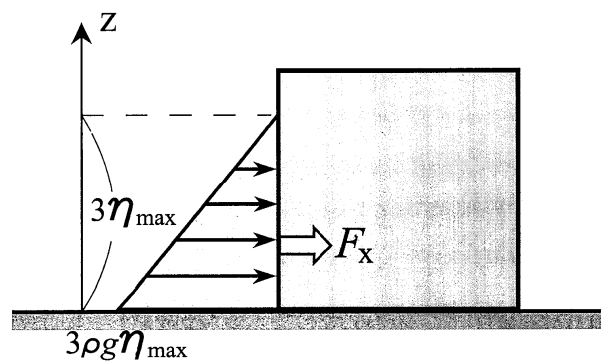
文献 a. に基づく。ただし，津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や，海岸等から 500 m 以上離れている場合において，水深係数は 3 以下にできるとしている。

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

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

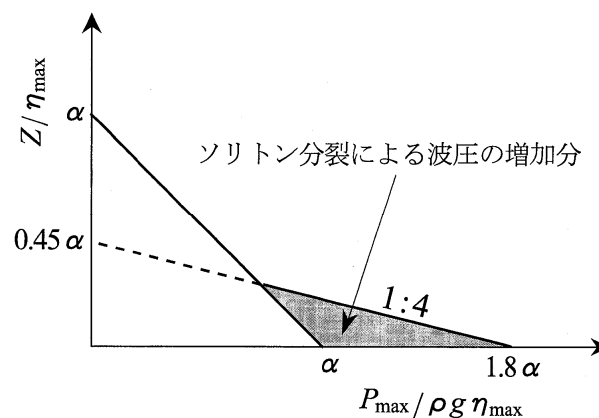
その結果，非分裂波の場合「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会」によれば，フルード数が4以下において構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（浸水深（陸上構造物が無い状態での遡上水深）に相当する静水压分布の倍率） α は最大で3程度以下であることが示されている。

非分裂波における津波最大波圧分布を図1-2に，分裂波における無次元最大波圧分布を図1-3に示す。ソリトン分裂波の場合は図1-3に示されるように，構造物底面標高における非分裂波の α に対し， 1.8α となるとしている。ただし，図1-2及び図1-3に示される波圧分布は同時刻においては発生していない。



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

図1-2 非分裂波における津波最大波圧分布

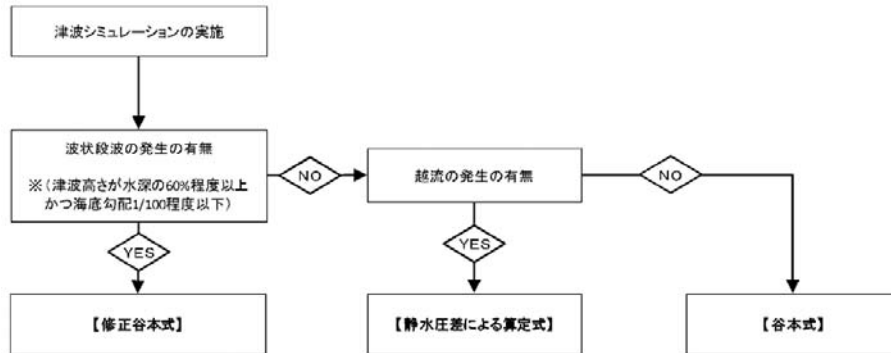


「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会」より

図1-3 分裂波における無次元最大波圧分布

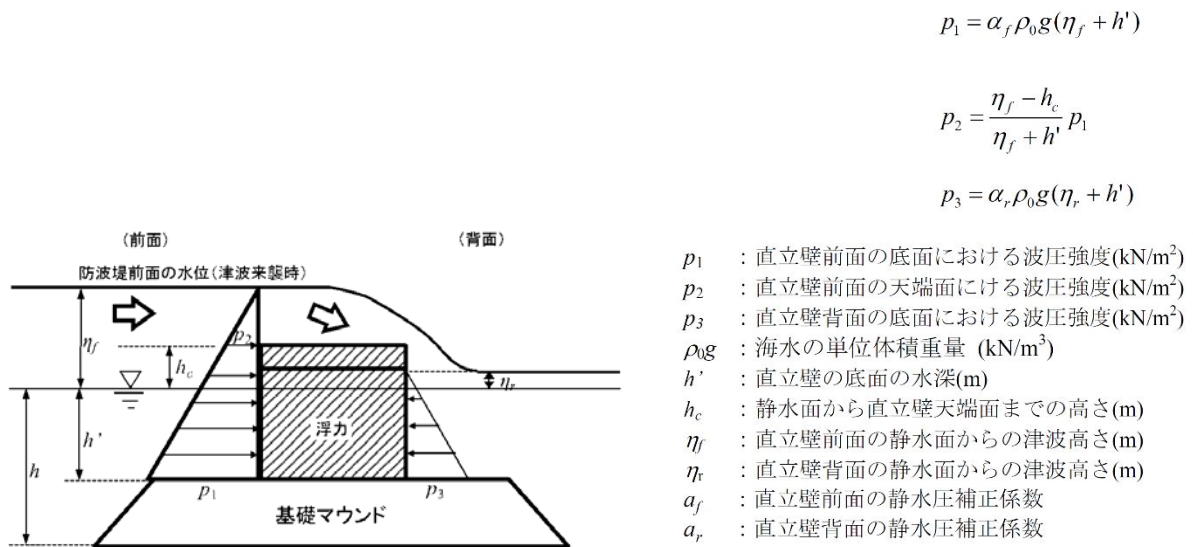
e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として、ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を、ソリトン分裂波が発生せず津波が防波堤を越流する場合には静水圧差による算定式を、ソリトン分裂波が発生せず越流しない場合は谷本式を用いることとしている。防波堤に対する津波荷重算定手順を図 1-4 に、越流する場合の静水圧差による算定式を図 1-5 に示す。



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 1-4 防波堤に対する津波荷重算定手順



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 1-5 越流する場合の静水圧差による算定式

5.4.2 陸上構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

(1) 分裂波発生に関する検討

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

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

東海第二発電所前面の海底地形は約1/200勾配で遠浅であり、入射津波高さと水深の関係についても入射津波高さが水深の30%以上であることから、両方の条件に合致する。そこで、沖合におけるソリトン分裂波及び碎波の発生の有無や陸上へ遡上する過程での減衰の状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無を定量的に確認するため、東海第二発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を測定した。海底地形断面位置図及び海底地形断面図を図2-1、津波高さと水深の関係を表2-1に示す。

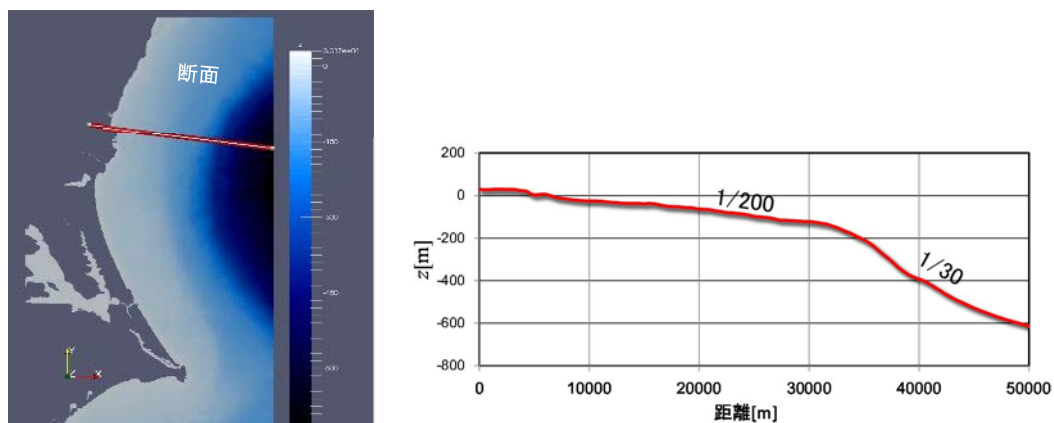


図2-1 海底地形断面位置図及び海底地形断面図

表2-1 津波高さと水深の関係

地点	(1) 水深	(2) 入射津波高さ*	(2) / (1)
東海第二発電所前面	7.5 m	4.7 m	62 %

* 津波数値解析による津波高さを1/2を入射津波高さとして定義（防潮堤の耐津波ガイドライン）

(2) 水理模型実験

a. 目的

基準津波の策定に用いた波源は、2011年東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大することや、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えたものである。

水理模型実験は、ソリトン分裂波が生じない沖合5.0 kmにおける津波波形を入力し、ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び陸上へ遡上する過程での減衰状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無並びにフルード数の把握を目的に実施した。

b. 検討断面

東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様な地形となっていることから、本実験では、津波水位が最大となる地点を基に、津波の伝播特性を踏まえ、等深線図に直交する断面を選定した。検討断面位置図を図2-2に示す。

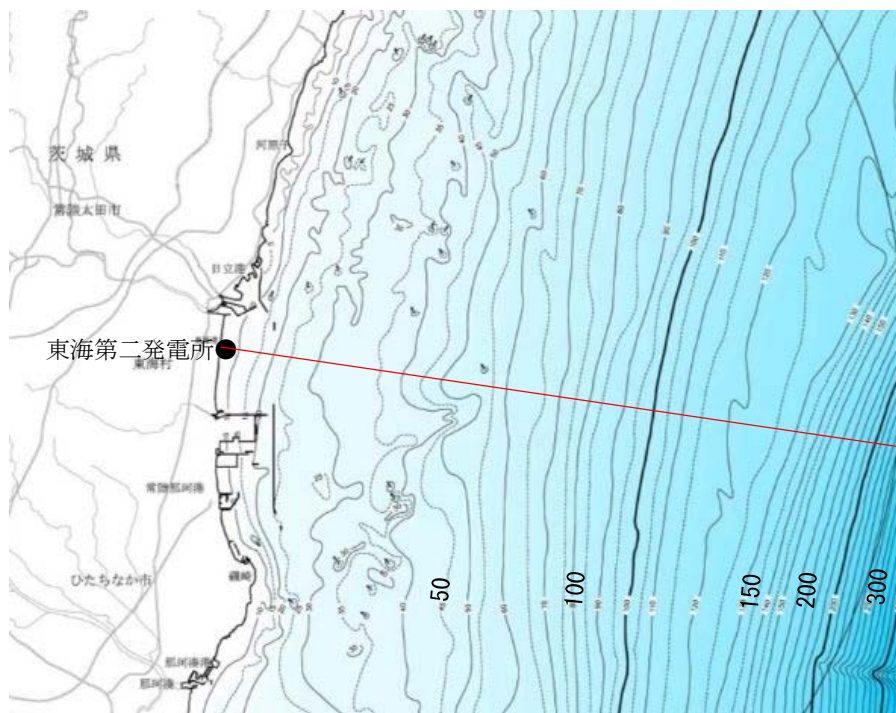
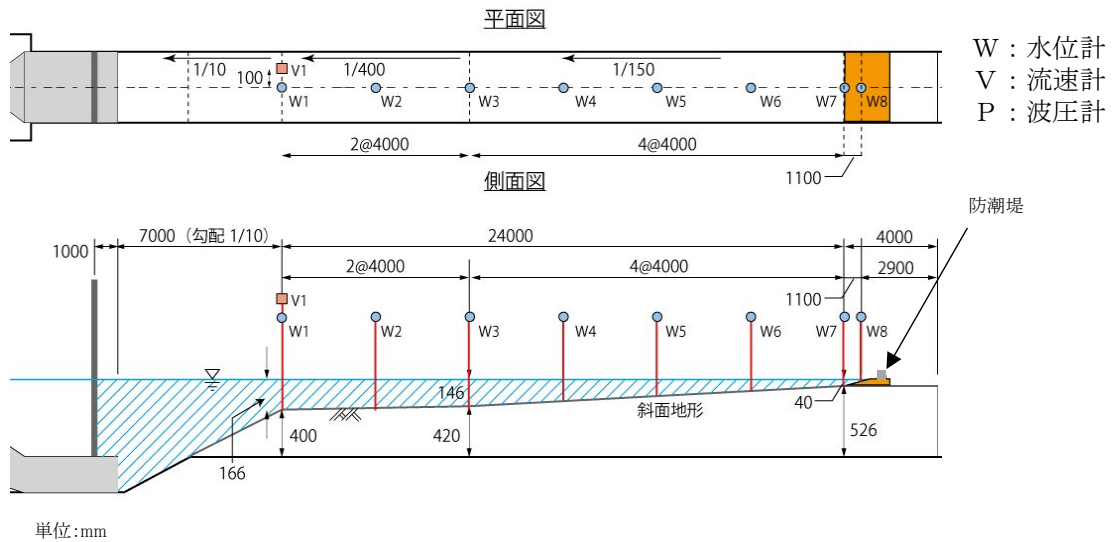


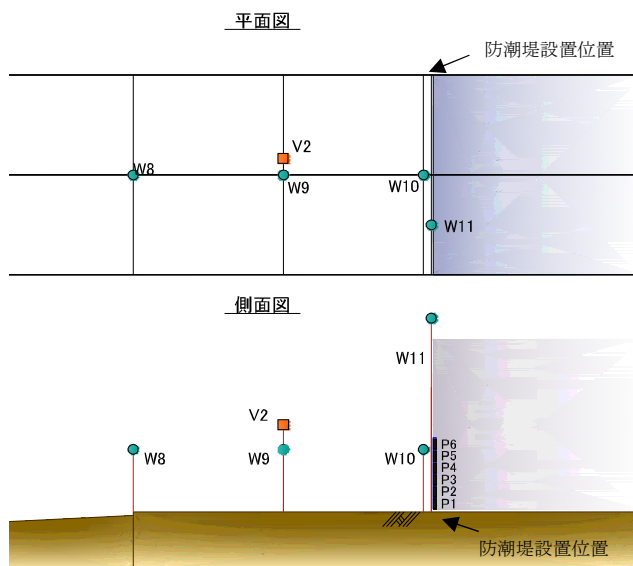
図 2-2 検討断面位置図

c. 実験条件

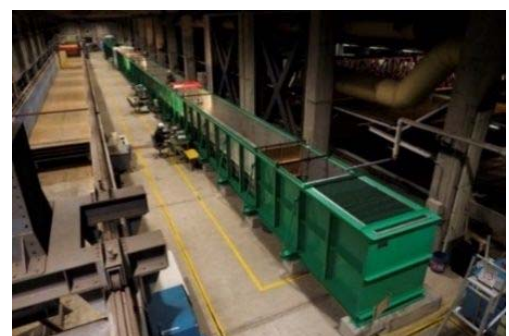
断面2次元実験施設の水路は、長さ60 m×幅1.2 m（貯水部は1.8 m）×高さ1.5 mとし、沖合5 kmから陸側の範囲を再現するために実験縮尺（幾何縮尺）は $\lambda = 1/200$ とした。実験の概要を図2-3に示す。



(a) 計測位置図



(b) 防潮堤位置拡大図



(c) 実験施設写真

図2-3 実験の概要

d. 入射津波の造波

水理模型実験における再現範囲の最沖地点はソリトン分裂波が発生しない沖合 5.0 km の位置とし、基準津波の波源モデルを用いた数値解析から求めた同地点における津波波形を入力した。また、この津波波形を防潮堤位置で平面 2 次元津波シミュレーション解析結果と同様の高さになるよう振幅を調整した。沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図を図 2-4 に示す。

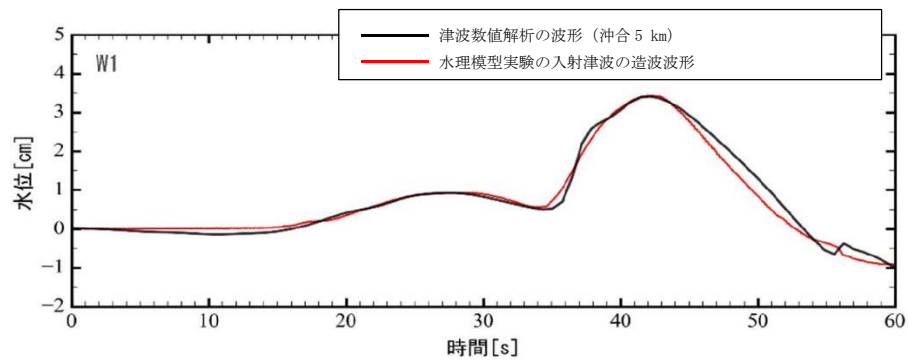


図 2-4 沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図

e. 水理模型実験の結果

(a) 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認

平面 2 次元津波シミュレーション解析に即した津波波形を造波し、水理模型実験を行った。水理模型実験における時刻歴図を図 2-5 に示す。その結果、目視観察と波高計による計測により、沖合約 220 m 地点 (W7) においてソリトン分裂波が生じることを確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。また、防潮堤前面位置 (W10) で碎波は生じず、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

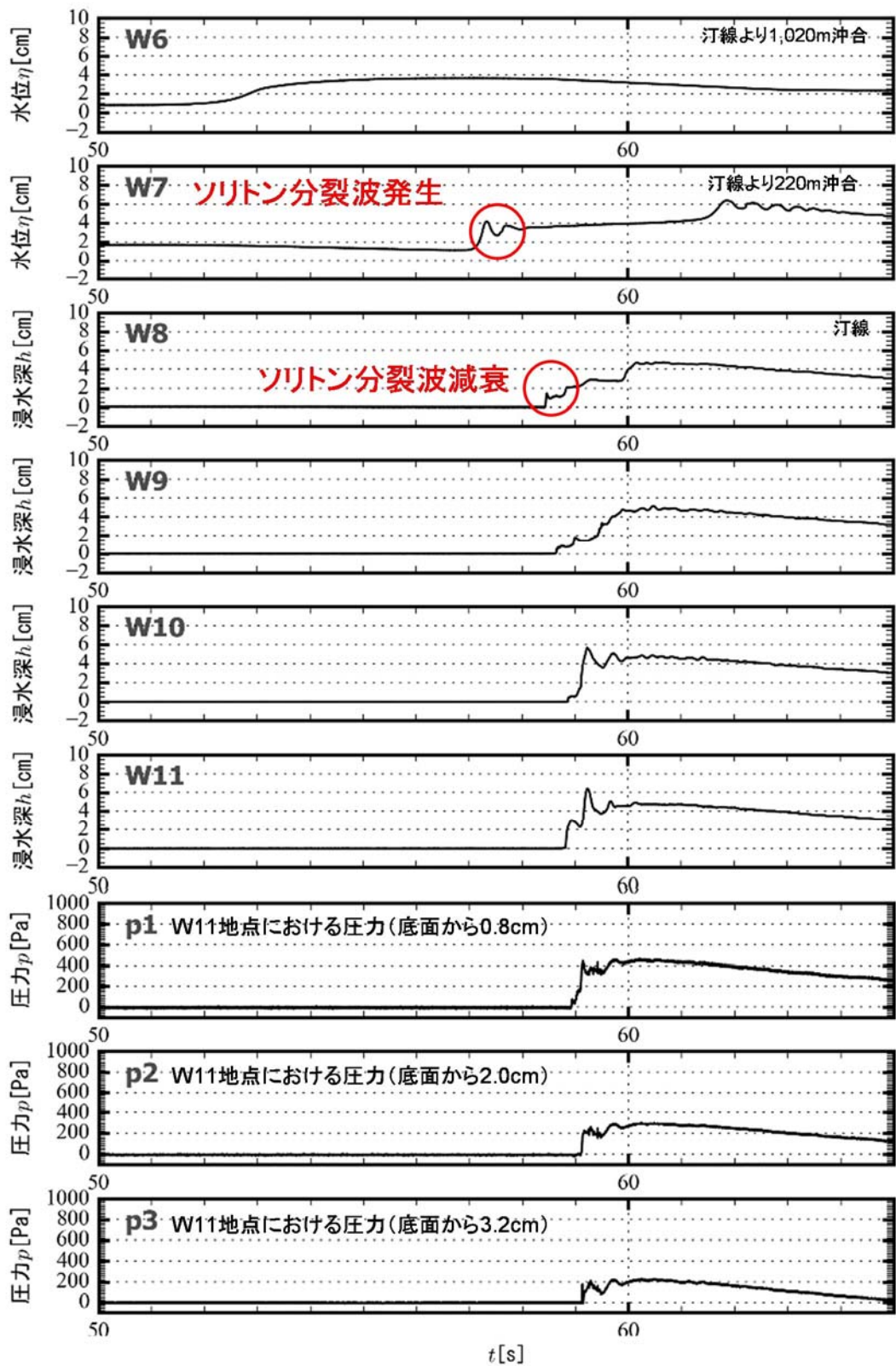


図 2-5 水理模型実験における時刻歴図

(b) フルード数

防潮堤がないモデルで防潮堤位置の最大浸水深を計測し、同時刻における流速からフルード数を算定した。

その結果、通過波のフルード数は平均で 0.8 (< 1.0) であったことから、水深係数 3 で津波波圧分布を評価し、防潮堤の設計に適用できることを確認した。通過波検定結果表を表 2-2 に、持続波領域における最大浸水深、流速及びフルード数の時系列図を図 2-6 に示す。

表 2-2 通過波検定結果表

	フルード数 (最大浸水深時)
1 回目	0.9
2 回目	0.9
3 回目	0.6
4 回目	0.8
5 回目	0.7
6 回目	0.9
平均値	0.8

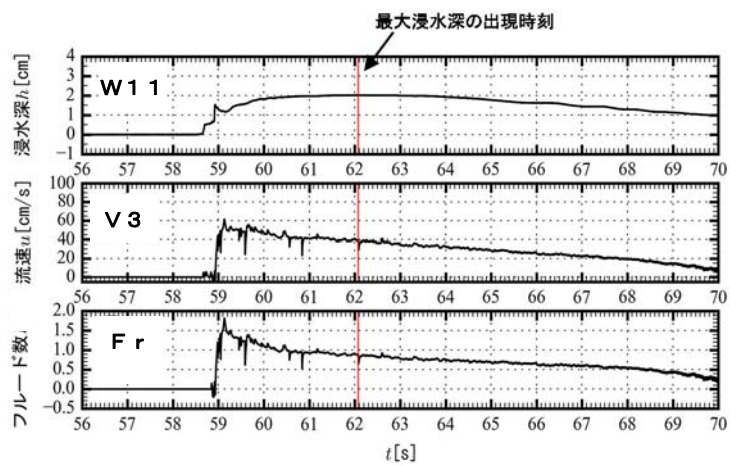


図 2-6 持続波領域における最大浸水深、流速及びフルード数の時系列図

(c) 防潮堤壁面におけるソリトン分裂波の最大津波波圧

防潮堤壁面における津波波圧計測結果を通過波の最大浸水深で除して無次元化した結果を以下に示す。

東海第二発電所前面海域の地形を模擬した水理模型実験で計測した防潮堤壁面の最大津波波圧は、朝倉式①及び朝倉式②による算定値よりも小さい値となり、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった(朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した。)。水理模型実験において、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。既往の津波波圧算定式との比較を図2-7に示す。

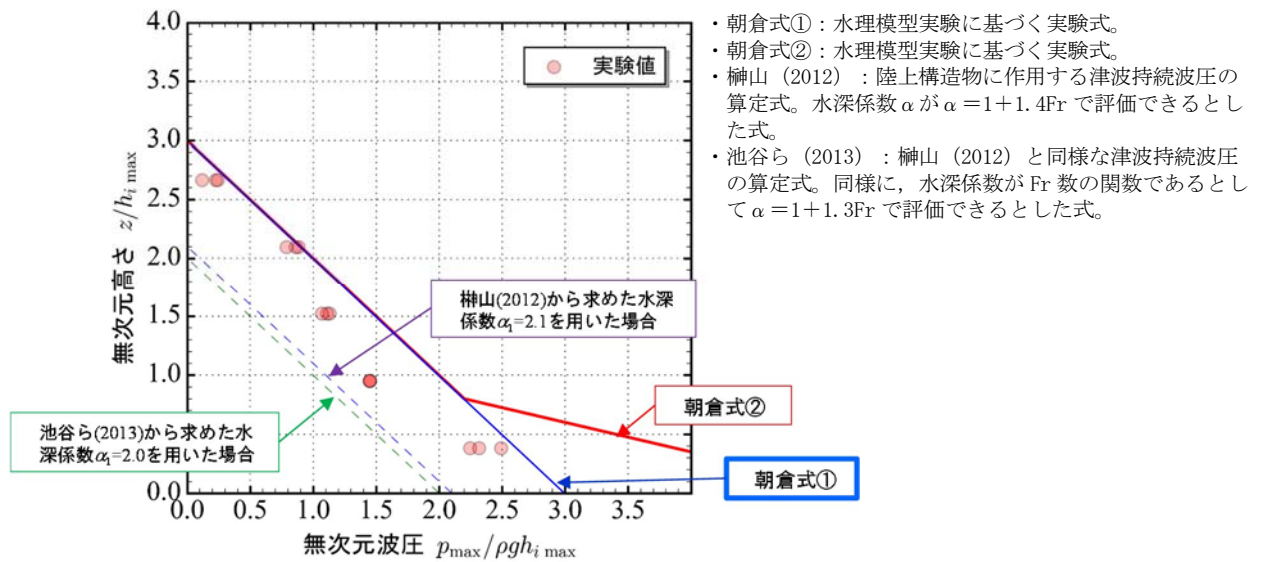


図2-7 既往の津波波圧算定式との比較
(無次元最大津波波圧分布図)

(3) 水理模型実験結果の検証（再現性検討）

水理模型実験結果について、断面2次元津波シミュレーション解析を実施し、防潮堤位置での津波波圧算定式が朝倉式①で妥当であることを検証した。断面2次元津波シミュレーション解析は、分散波理論に基づいた解析手法でありソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/2D (Ver. 5.1) を用いた。

a. 水理模型実験結果の再現性

水理模型実験でモデル化した区間と同じ区間を解析領域としてモデル化した。解析モデル図を図2-8に示す。また、入射波は水理模型実験の入力波形に合わせて作成した。

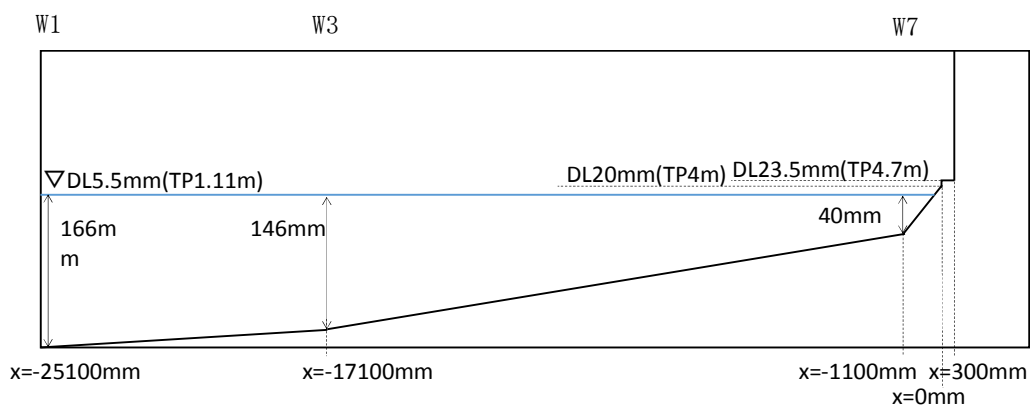


図2-8 解析モデル図

断面2次元津波シミュレーション解析結果を図2-9に示す。水理模型実験結果と同様、沖合約220 m地点（W7）においてソリトン分裂波を確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。また、防潮堤位置（W10）で砕波は生じず、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった。

断面2次元津波シミュレーション解析においても、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

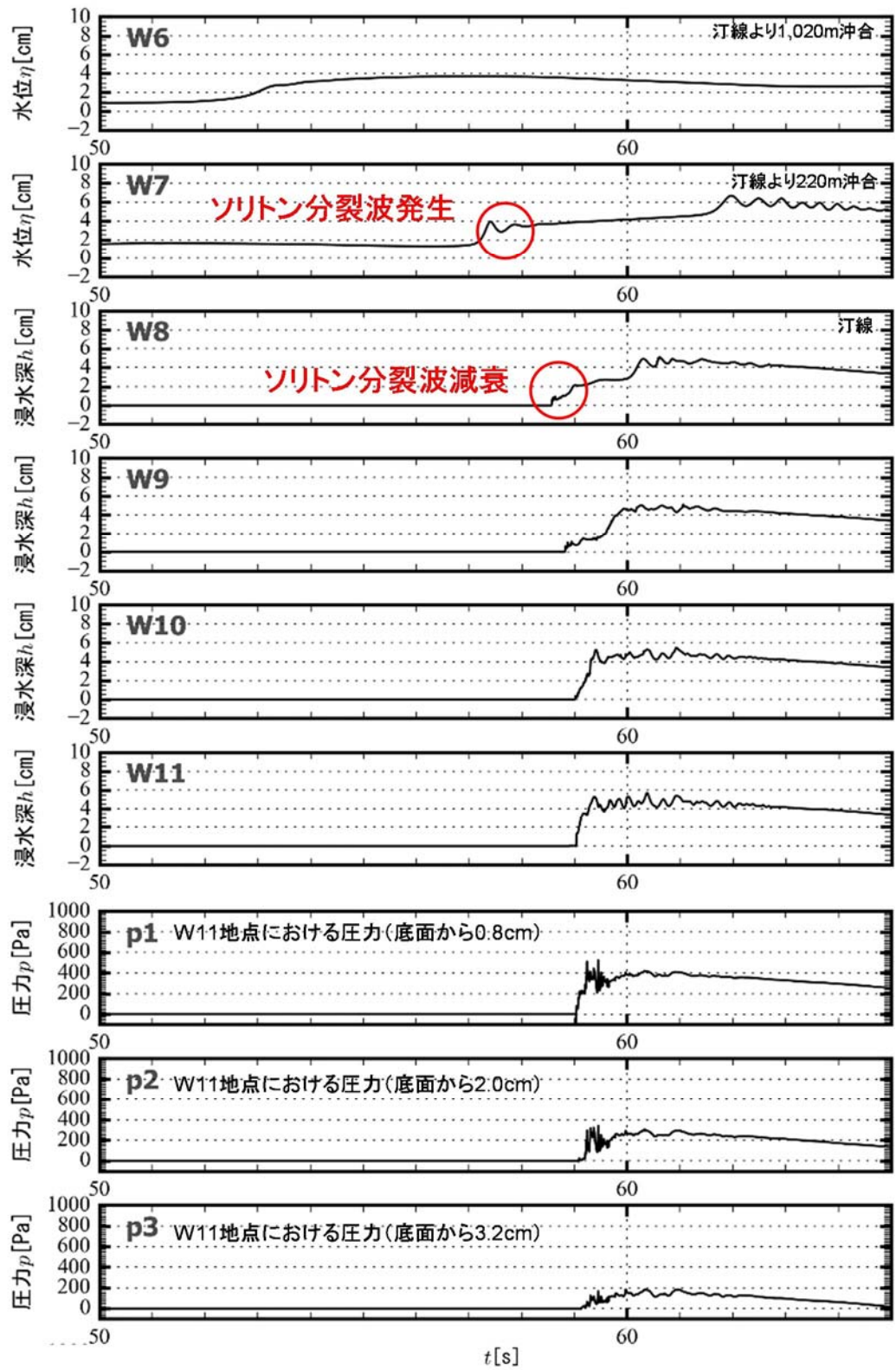


図 2-9 (1) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果 (時刻歴図)

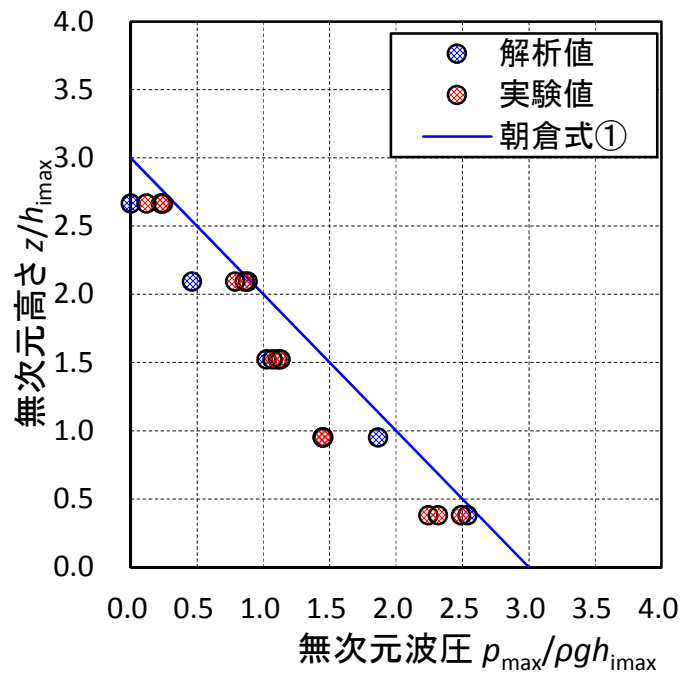


図 2-9 (2) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果 (最大波圧分布図)

b. 防潮堤と海岸線との離隔距離の違いが津波波圧に与える影響検討

防潮堤の設置位置は、海岸線から最も近いところで約 30 m であり、水理模型実験では海岸線と防潮堤の離隔距離が約 60 m 地点の断面（津波水位が最も高くなる地点）をモデル化した。

海岸線と防潮堤の離隔距離を 30 m, 45 m, 60 m, 75 m と変化させた場合のソリトン分裂波の影響について検討した。なお、入力波形は基準津波を用いて実施した。

その結果、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響は認められず、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。海岸線からの離隔距離別の防潮堤壁面における最大波圧分布図を図 2-10 に示す。

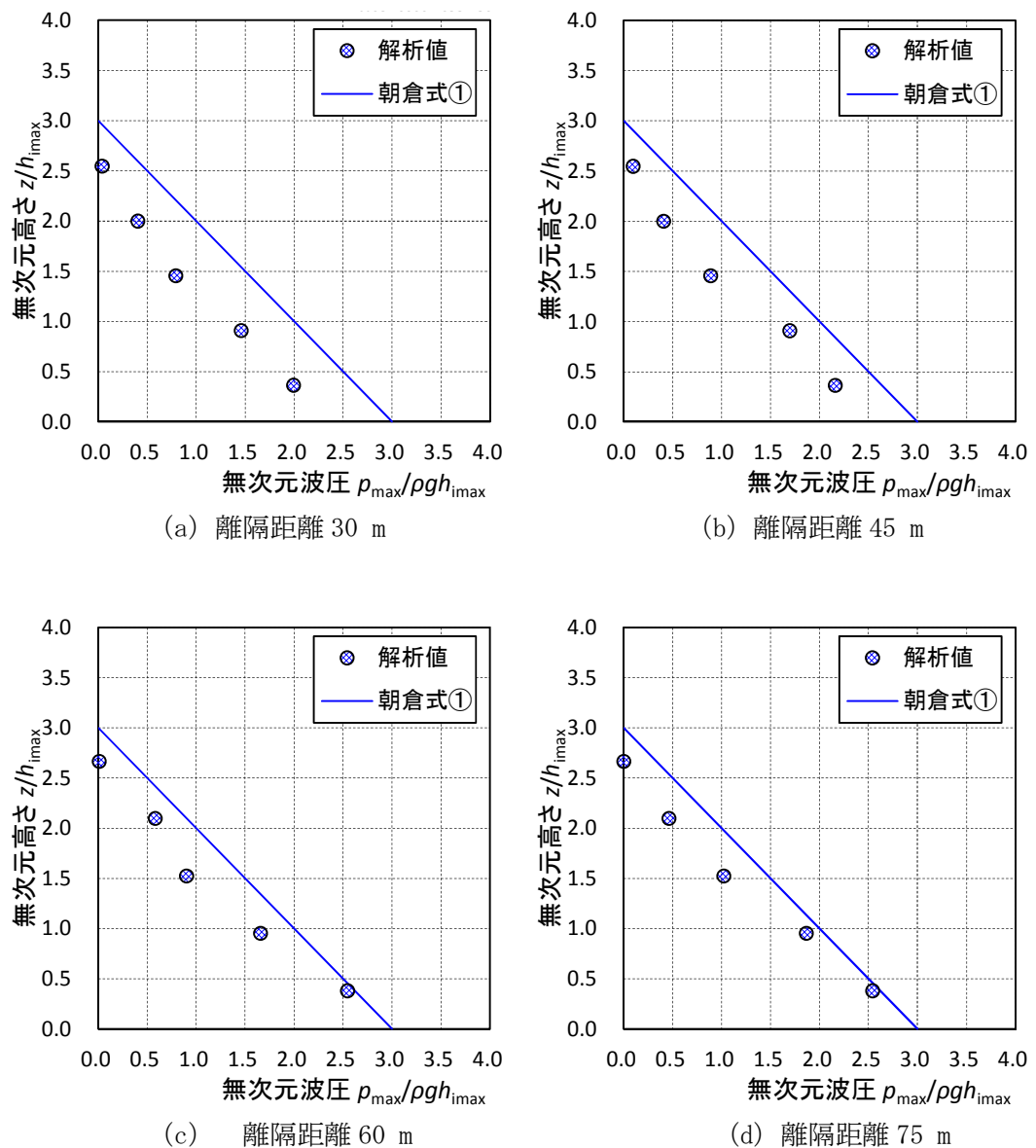


図 2-10 防潮堤壁面における最大波圧分布図

c. 津波遡上高さが異なる津波が防潮堤に与える影響について

基準津波の決定にあたっては、津波シミュレーション解析において、断層の破壊開始点位置や破壊伝播速度等をパラメータスタディした中で、防潮堤位置での津波遡上高さが最も高くなる波を抽出している。

防潮堤位置での津波遡上高さが大きい沖合 5 km 地点における上位 10 波の沖合波形を用いて、防潮堤壁面の津波波圧を確認した。

防潮堤位置における遡上高さ上位 10 波の特性について表 2-3 に、水位上昇時間の定義図を図 2-11 に、破壊開始点位置図を図 2-12 に示す。

表 2-3 防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波の特性

ケース ^{*1}	津波遡上高さ (T.P. (m))	水位上昇時間 [min]	破壊伝播速度 ^{*2} [km/s]	破壊 開始点	立ち上り時間 ^{*3} [s]
1	17.2	1.5	3.0	⑥	30.0
2	17.0	1.5	2.5	⑥	30.0
3	16.8	1.5	3.0	⑥	60.0
4	16.2	1.7	2.0	⑥	30.0
5	16.1	1.5	3.0	④	30.0
6	15.9	1.7	3.0	③	30.0
7	15.8	1.7	3.0	⑤	30.0
8	15.6	1.7	2.5	④	30.0
9	15.5	1.8	1.5	⑥	30.0
10	15.5	1.7	3.0	①	30.0

*1 「津波波源選定モデル」の数値計算におけるケース名

*2 破壊伝播速度：破壊開始点から断層破壊が進行する速度

*3 立ち上り時間：断層のある点において破壊開始から終了するまでの時間

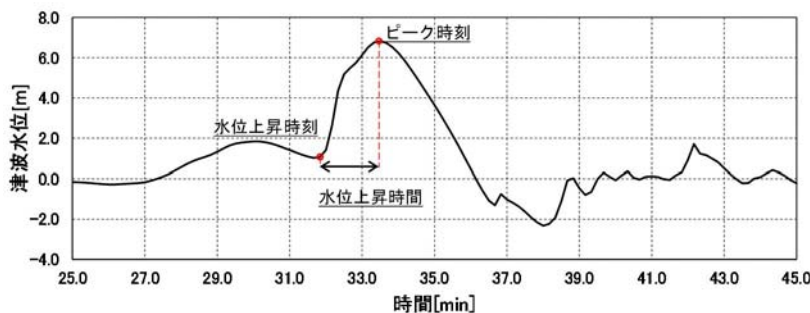


図 2-11 水位上昇時間の定義図

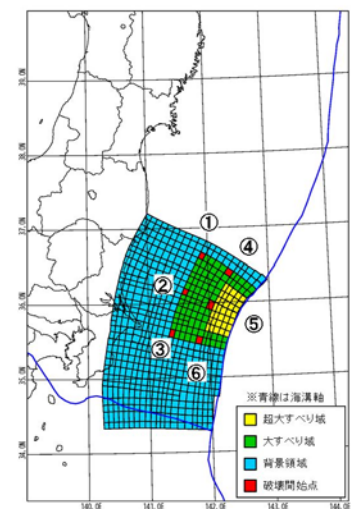


図 2-12 破壊開始点位置図

断面2次元津波シミュレーション解析における最大波圧分布図を図2-13に示す。いずれのケースにおいても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰しており、防潮堤壁面における最大波圧分布は、朝倉式①による波圧分布を下回る結果となった。

津波は、周期が短いほど分裂波（段波）が発生しやすくなるとともに、分裂波が成長しやすくなるとされている。上位10波において最も周期が短いものはケース1（基準津波）であることから、基準津波が最もソリトン分裂波の影響を受けると考えられるが、いずれのケースにおいても、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

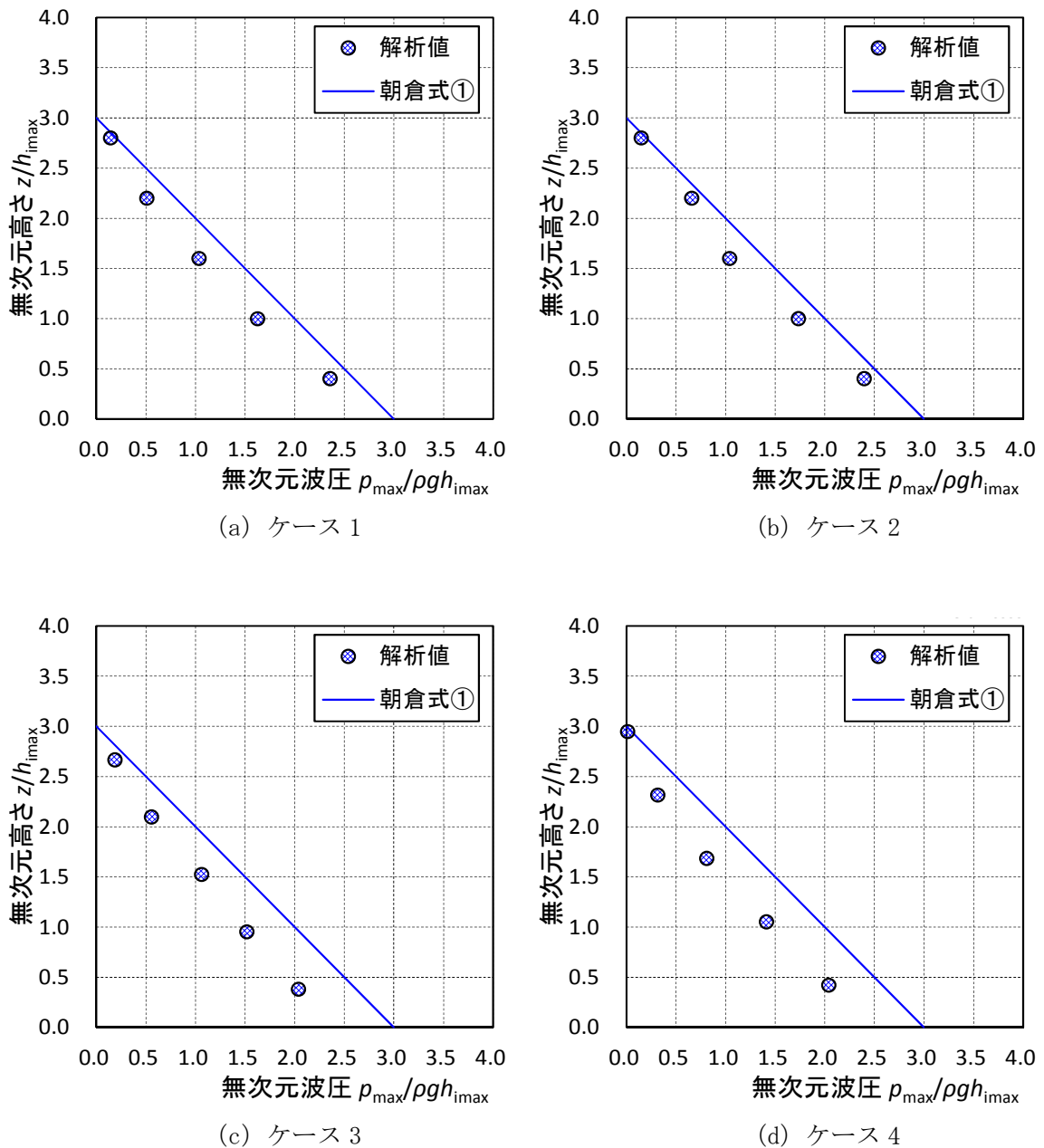
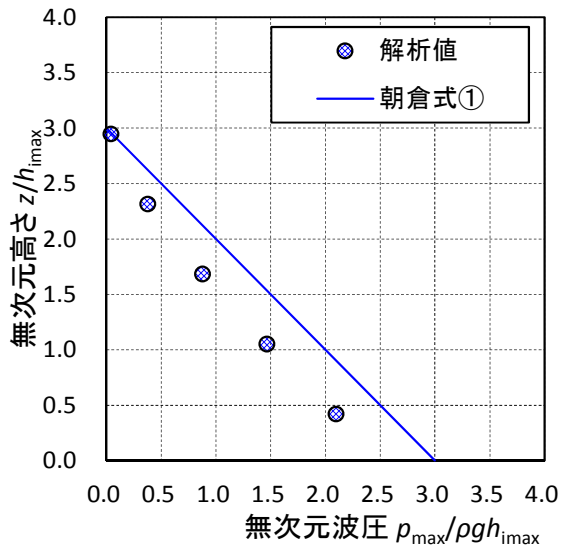
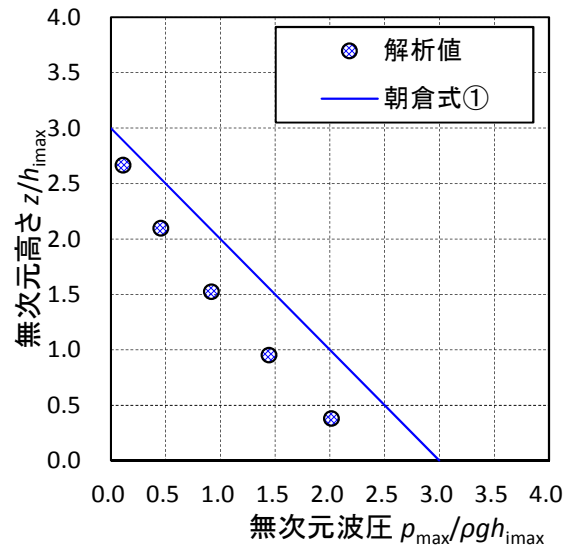


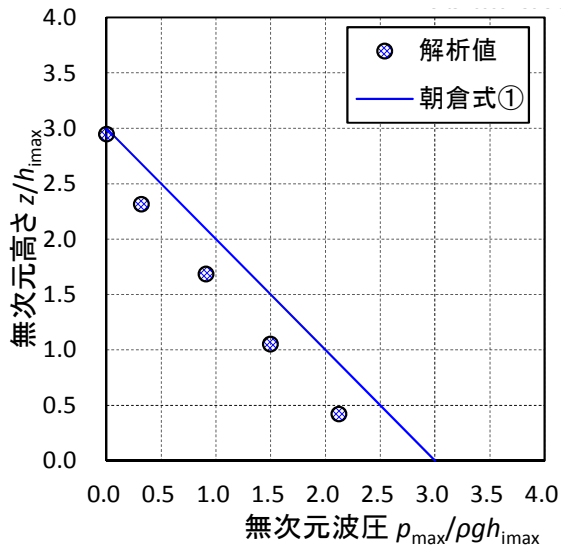
図2-13 (1) 最大波圧分布図



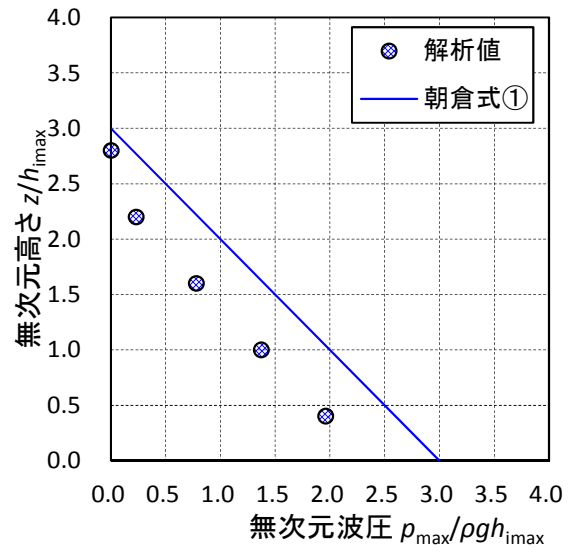
(e) ケース 5



(f) ケース 6

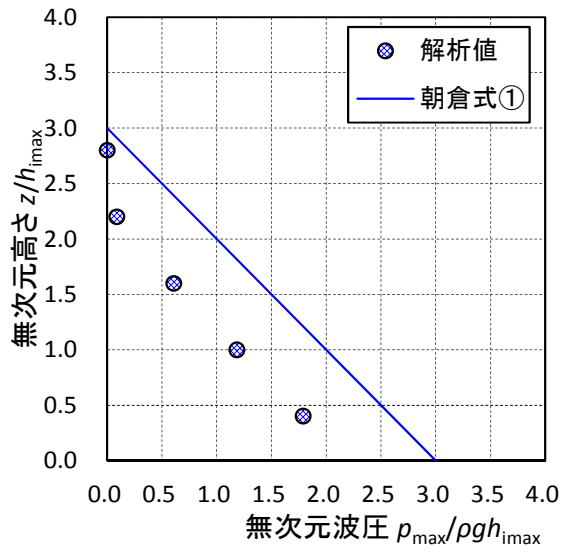


(g) ケース 7

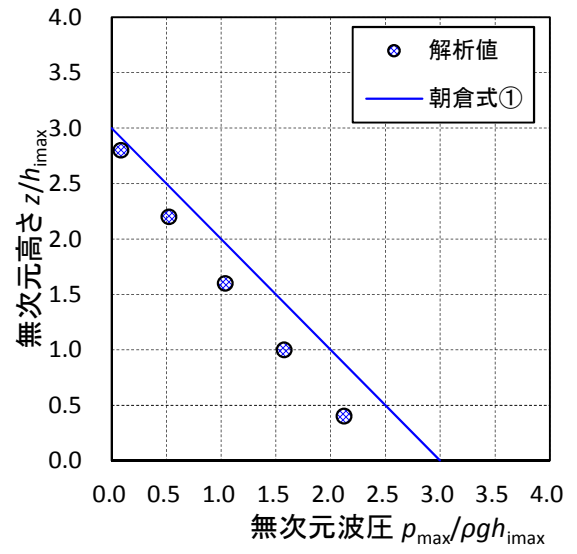


(h) ケース 8

図 2-13 (2) 最大波圧分布図



(i) ケース 9



(j) ケース 10

図 2-13 (3) 最大波圧分布図

(4) 適用算定式

水理模型実験結果から、東海第二発電所の敷地前面においては、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰し、防潮堤前面位置で砕波も生じないことを確認した。また、伝播する津波による防潮堤壁面の津波波圧は、持続波による津波波圧式（朝倉式①，朝倉式②）から求められる津波波圧よりも小さく、朝倉式①での再現性が最もよいことを確認した。また、フルード数は1.0を下回ることを確認した。ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

数値波動水路 CADMAS-SURF/2D を用いた水理模型実験の結果検証においても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰し、防潮堤前面位置で砕波も生じないことを確認した。防潮堤壁面における津波波圧は、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式①と整合する結果となった。ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤と海岸線との離隔距離を変えたケースにおいても同様に、防潮堤壁面の津波波圧は朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

これら水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面2次元津波シミュレーション解析結果のいずれにおいても、防潮堤壁面での最大波圧は朝倉式①による波圧を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合し、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤壁面における最大波圧分布を図2-14に示す。

以上のことから、陸上構造物に対する設計用津波波圧の算定においては、朝倉式①により算定することとする。

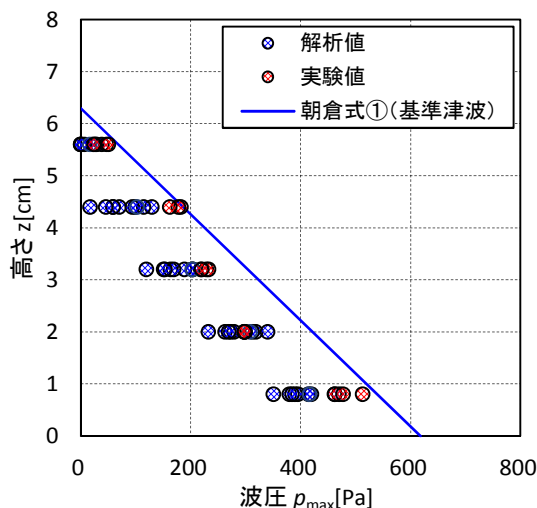


図 2-14 防潮堤壁面における最大波圧分布

(5) η (設計浸水深) の検討

朝倉式①に用いる η (設計浸水深) については、水理模型実験結果、断面2次元津波シミュレーション解析結果及び平面2次元津波シミュレーション解析結果から求めたものと、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の $1/2$ 倍としたものの両者に対し、最大波圧分布を比較した。図2-15及び図2-16に津波荷重の作用イメージ図を、図2-17に最大波圧分布の比較を示す。ただし、図2-17に示される最大波圧分布は同時刻においては発生していない。

比較の結果、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の $1/2$ 倍を η (設計浸水深) として用いる場合の方が最大波圧分布は大きく算定されることが確認された。

以上のことから、朝倉式①に用いる η (設計浸水深) としては、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の $1/2$ 倍を用いるものとする。

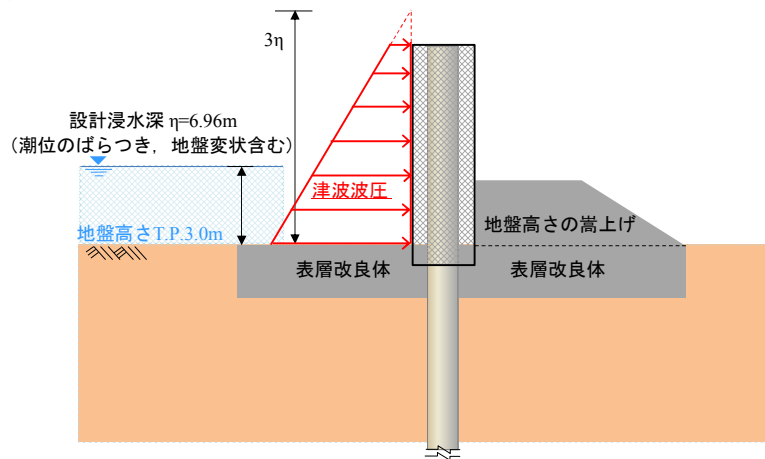


図2-15 津波荷重の作用イメージ図

(η (設計浸水深) を平面2次元津波シミュレーション解析結果とした場合)

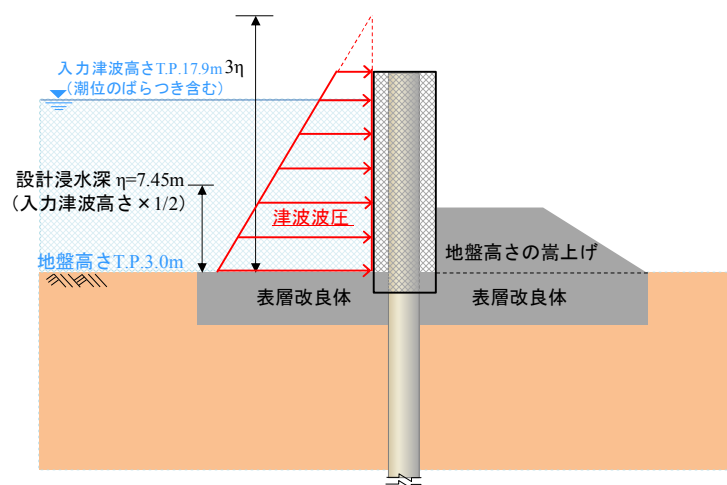


図1-16 津波荷重の作用イメージ図

(η (設計浸水深) を各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の $1/2$ 倍とした場合)

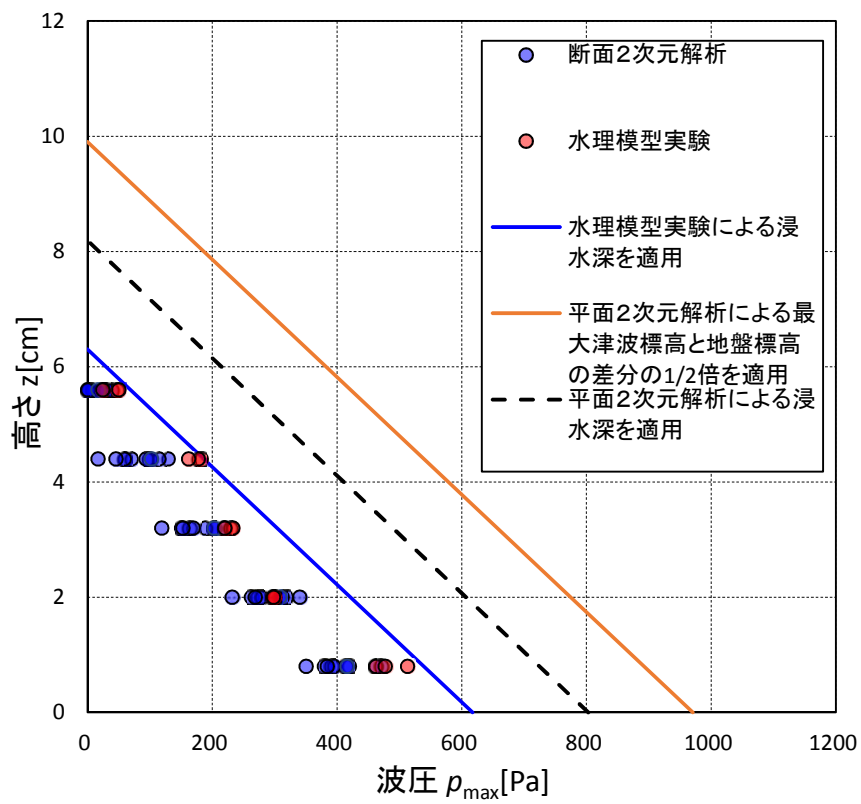


図 2-17 最大波圧分布の比較

(6) まとめ

陸上構造物に対する津波波圧の算定式において用いる η (設計浸水深) は、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の $1/2$ 倍を η (設計浸水深) とする。表 2-4 に陸上構造物の基準津波に対する最大津波波圧算定結果を示す。

表 2-4 陸上構造物の基準津波に対する津波波圧算定結果

構造物名	入力津波高さ (T.P. (m))	地盤高さ (T.P. (m))	設計浸水深 η (m)	最大津波波圧*1 p_{max} (kN/m ²)
防潮堤 (鋼製防護壁)	17.9	1.2	8.35	253.0
防潮堤 (鉄筋コンクリート防潮壁)	17.9	1.2	8.35	253.0
防潮堤 (鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア))	17.9	6.6	5.65	171.2
防潮堤 (鋼管杭 鉄筋コンクリート 防潮壁)	敷地側面南側	16.8	8.0	133.3
	敷地前面東側	17.9	4.0	210.6
	敷地側面北側	15.4	8.0	112.1
防潮扉*2	16.8	8.0	4.40	133.3
構内排水路逆流防止設備*2	17.9	0.0	8.95	271.2

注記 *1 : 津波波圧算定式は次式により算出している。

$$p_{max} = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

α : 水深係数 ($\alpha = 3$)

ρ : 海水密度 ($\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$)

g : 重力加速度 ($g = 9.80665 \text{ m/s}^2$)

である。

注記 *2 : 代表断面での最大波圧を示す。

5.4.3 海中構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

(1) 貯留堰

津波又は溢水への配慮が必要な施設のうち海中構造物として、貯留堰が挙げられる。貯留堰の鳥瞰図を図3-1に、断面図を図3-2に示す。

貯留堰は、鋼管矢板を連結した構造であり、引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部 (T.P. -4.9 m) において海水を貯留する。

このため、貯留堰に有意な津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局)」(平成27年12月一部改訂)によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して適切に設定する。

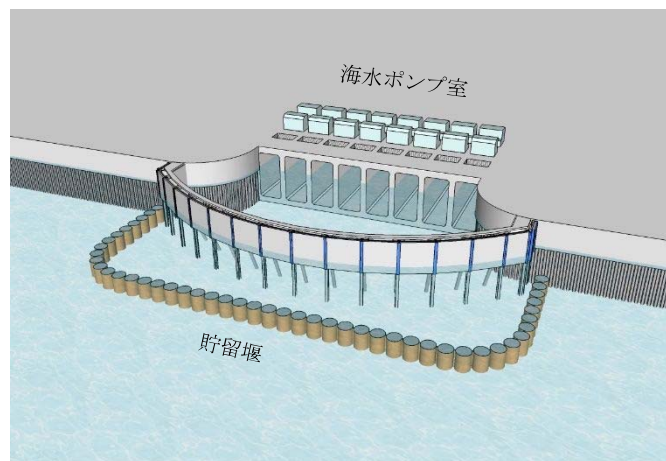


図3-1 貯留堰鳥瞰図

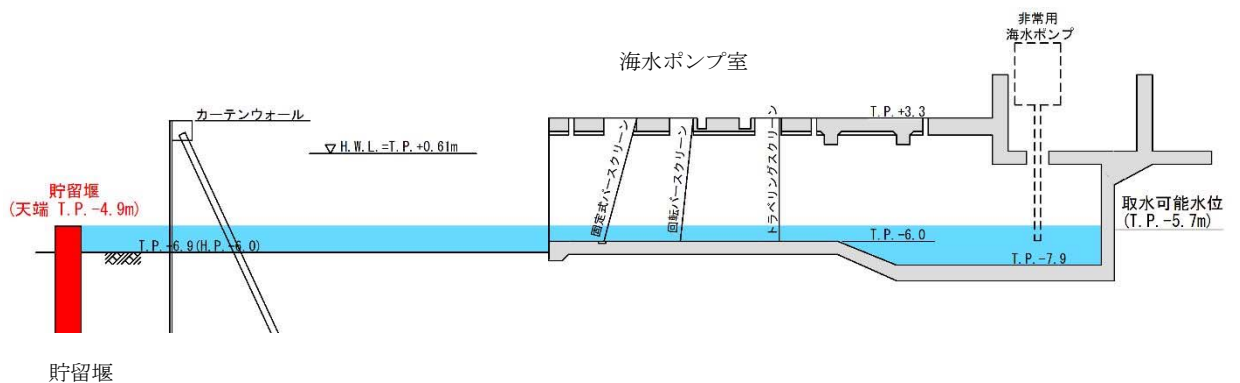


図3-2 貯留堰断面図

(2) 津波波圧算定式の検討

a. 越流直前の津波波圧の設定方針

貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図を図 3-3 に示す。

貯留堰前面の水位は若干残るものの保守的に海底面が露出したと仮定し、その後の押し波を遡上波と考え津波波圧を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波圧が保守的になるように貯留堰前面の海底面（設計用海底面標高 T.P. -7.39 m）まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし、貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端（T.P. -4.9 m）までを想定する。

津波波圧は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」の考え方に従って、津波高さの 3 倍の高さまで静水压荷重を考慮する。津波波圧の作用イメージ図を図 3-4 に示す。

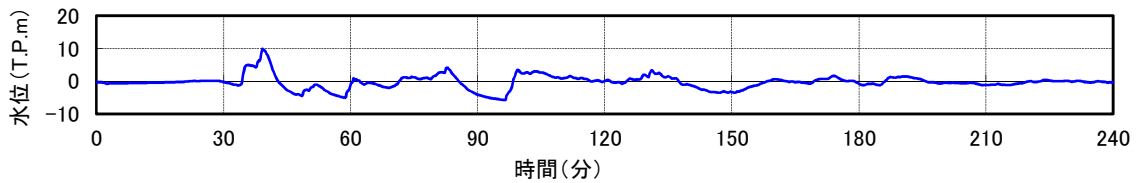


図 3-3 貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図

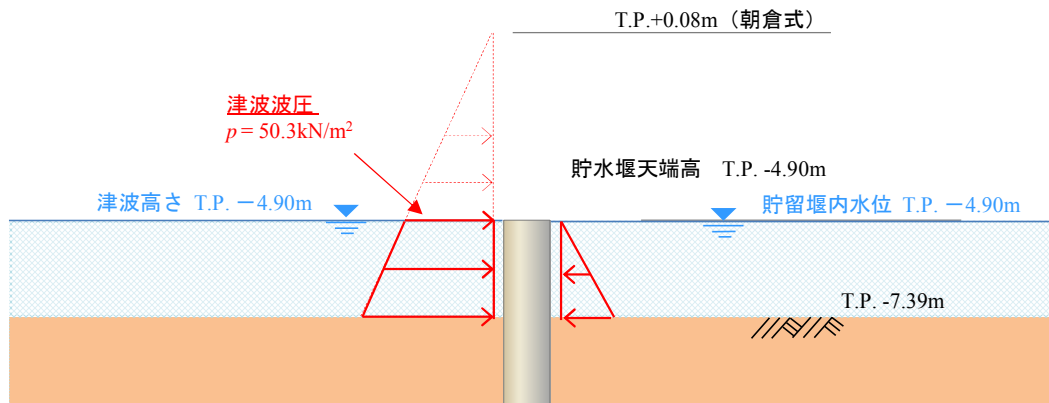


図 3-4 津波波圧の作用イメージ図

b. 越流時の津波波圧の設定方針

引き波後に到達する津波が貯留堰を越流する際、貯留堰の内外での水位差はつきにくい
が、保守的に引き波水位とその後の押し波水位の差が最も大きくなるものを選定し、津波
波圧を算定した。

津波高さとしては貯留堰天端からの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン
(国土交通省港湾局)」(平成 27 年 12 月一部改訂)による静水压差による算定式を参考に
設定する。

貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻歴水位波形図を図 3-5 に、津波波圧の作用イメ
ージ図を図 3-6 に示す。

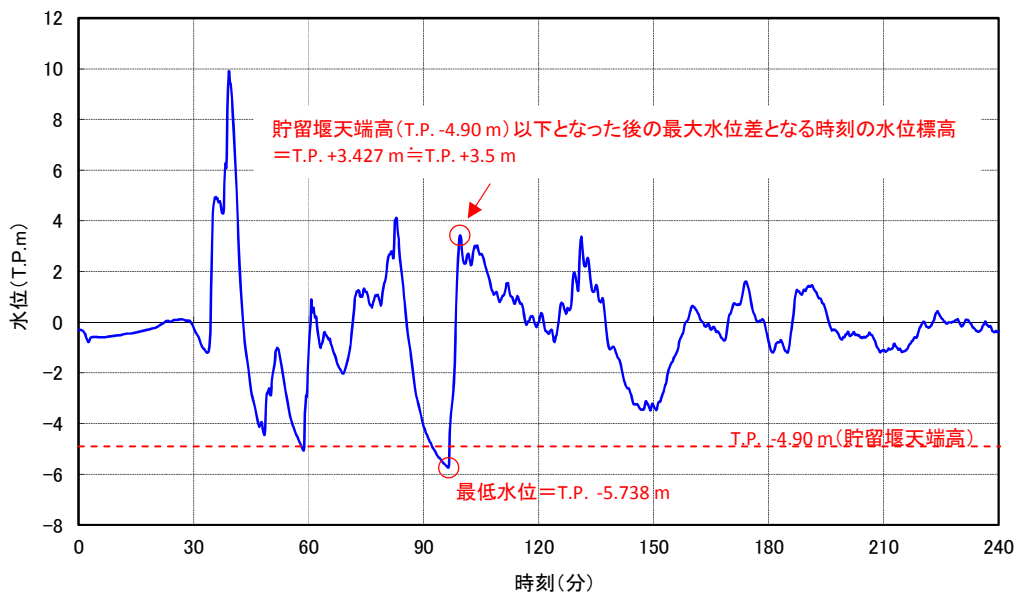


図 3-5 貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻を含む時刻歴水位波形図

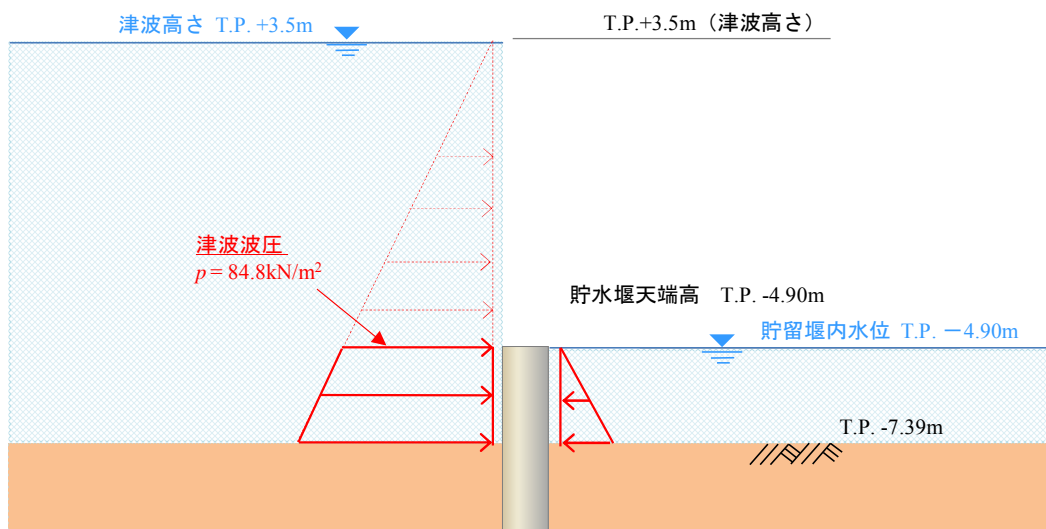


図 3-6 津波波圧の作用イメージ図

(3) まとめ

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