

東海第二発電所 審査資料	
資料番号	PD-2-10 改 22
提出年月日	平成 29 年 10 月 13 日

# 東海第二発電所

## 津波による損傷の防止

平成 29 年 10 月

日本原子力発電株式会社

本資料のうち、 は商業機密又は核物質防護上の観点から公開できません。



## 目 次

### 第 1 部

1. 基本方針
  - 1.1 要求事項の整理
  - 1.2 追加要求事項に対する適合性
    - (1) 位置，構造及び設備
    - (2) 安全設計方針
    - (3) 適合性説明
  - 1.3 気象等
  - 1.4 設備等
  - 1.5 手順等

### 第 2 部

- I. はじめに
- II. 耐津波設計方針
  1. 基本事項
    - 1.1 設計基準対象施設の津波防護対象の選定
    - 1.2 敷地及び敷地周辺における地形及び施設の配置等
    - 1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域
    - 1.4 入力津波の設定
    - 1.5 水位変動・地殻変動の評価
    - 1.6 設計または評価に用いる入力津波
  2. 設計基準対象施設の津波防護方針
    - 2.1 敷地の特性に応じた津波防護の基本方針
    - 2.2 敷地への浸水防止（外郭防護 1）
      - (1) 遡上波の地上部からの到達，流入防止
      - (2) 取水路，放水路等の経路からの津波の流入防止
    - 2.3 漏水による重要な安全機能への影響防止（外郭防護 2）
    - 2.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）
      - (1) 浸水防護重点化範囲の設定
      - (2) 浸水防護重点化範囲における浸水対策
    - 2.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止
      - (1) 非常用海水冷却系の取水性
      - (2) 津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認
    - 2.6 津波監視設備



- 3. 施設・設備の設計方針
- 3.1 津波防護施設の設計
- 3.2 浸水防止設備の設計
- 3.3 津波監視設備
- 3.4 施設・設備の設計・評価に係る検討事項



## 添 付 資 料

- 1 設計基準対象施設の津波防護対象設備とその配置について
- 2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
- 3 津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて
- 4 敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について
- 5 管路解析のモデルについて
- 6 管路解析のパラメータスタディについて
- 7 港湾内の局所的な海面の励起について
- 8 入力津波に用いる潮位条件について
- 9 津波防護対策の設備の位置付けについて
- 10 常用海水ポンプ停止の運用手順について
- 11 残留熱除去系海水ポンプの水理実験結果について
- 12 貯留堰設置位置及び天端高さの決定の考え方について
- 13 基準津波に伴う砂移動評価
- 14 非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性について
- 15 漂流物の移動量算出の考え方
- 16 津波漂流物の調査要領について
- 17 津波の流況を踏まえた漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性評価について
- 18 燃料等輸送船の係留索の耐力について
- 19 燃料等輸送船の喫水と津波高さの関係について
- 20 地震後の防波堤の津波による影響評価について
- 21 鋼製防護壁の設計方針について
- 22 鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について
- 23 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計方針について
- 24 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について
- 25 防潮扉の設計と運用について
- 26 耐津波設計において考慮する荷重の組合せについて
- 27 防潮堤及び貯留堰における津波荷重の設定方針について
- 28 耐津波設計における余震荷重と津波荷重の組合せについて
- 29 各種基準類における衝突荷重の算定式及び衝突荷重について
- 30 放水路ゲートの設計と運用について
- 31 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について
- 32 貯留堰の構造及び仕様について
- 33 貫通部止水対策箇所について
- 34 隣接する日立港及び常陸那珂港区の防波堤の延長計画の有無につ



いて

3 5 防波堤の有無による敷地南側の津波高さについて

3 6 防潮堤設置に伴う隣接する周辺の原子炉施設への影響について

3 7 設計基準対象施設の安全重要度分類クラス 3 の設備の津波防護につ  
いて

3 8 審査ガイドとの整合性（耐津波設計方針）



鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針及び  
構造成立性評価結果について



## 目次

1. 防潮堤の要求機能と性能目標について
  - (1) 防潮堤に要求される機能
  - (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤高さの設定方針
  - (3) 設計方針
    - 1) 構造概要
    - 2) 上部工の構造概要
    - 3) 設計手順
    - 4) 設計荷重
    - 5) 鋼管杭及び鋼管杭基礎の設計方針
    - 6) 上部工の設計方針
    - 7) 止水ジョイント部の設計方針
    - 8) 防潮壁間の相互の支圧力に関する設計方針
    - 9) 地盤高さの嵩上げ（改良体）の設計方針
    - 10) 表層地盤改良及びシートパイルの設定方針
    - 11) 防潮壁の地山寄り付き部における設定方針
    - 12) 防潮壁底部の地盤根入れ長の設定方針
    - 13) 構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針
    - 14) 海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針
    - 15) 東海発電所の取水路・放水路と防潮壁の交差部の設定方針
    - 16) 構造物評価における地下水位の設定方針



## 2. 施工実績（本設杭構造）

## 3. 構造成立性評価結果

（1）代表断面の選定

（2）代表地震波の選定

（3）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）

（4）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部））

（5）岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動

（6）津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元フレーム解析）

（7）上部工の成立性検討結果（二次元梁バネモデル解析）

（8）上部工の成立性検討結果（静的三次元 FEM 解析）

（9）地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果

（10）止水ジョイント部の成立性検討結果

（参考資料）

敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合の防潮堤への影響評価について



(参考資料)

敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合の  
防潮堤への影響評価について

1. 目的

防潮堤は岩着杭形式の構造であり，杭間距離が小さいこと及び防潮堤周りの表層地盤に地盤改良を行うことから，防潮堤内の地下水位が上昇する可能性がある。

したがって，防潮堤内の地下水位上昇が地盤や防潮堤の杭や表層改良体に及ぼす影響の有無について評価した。



## 2. 敷地内の地下水位観測データ

過去の地下水位観測データを第1表、観測最高地下水位コンター図を第1図に示す。

第1表 過去の地下水位観測データ（その1）

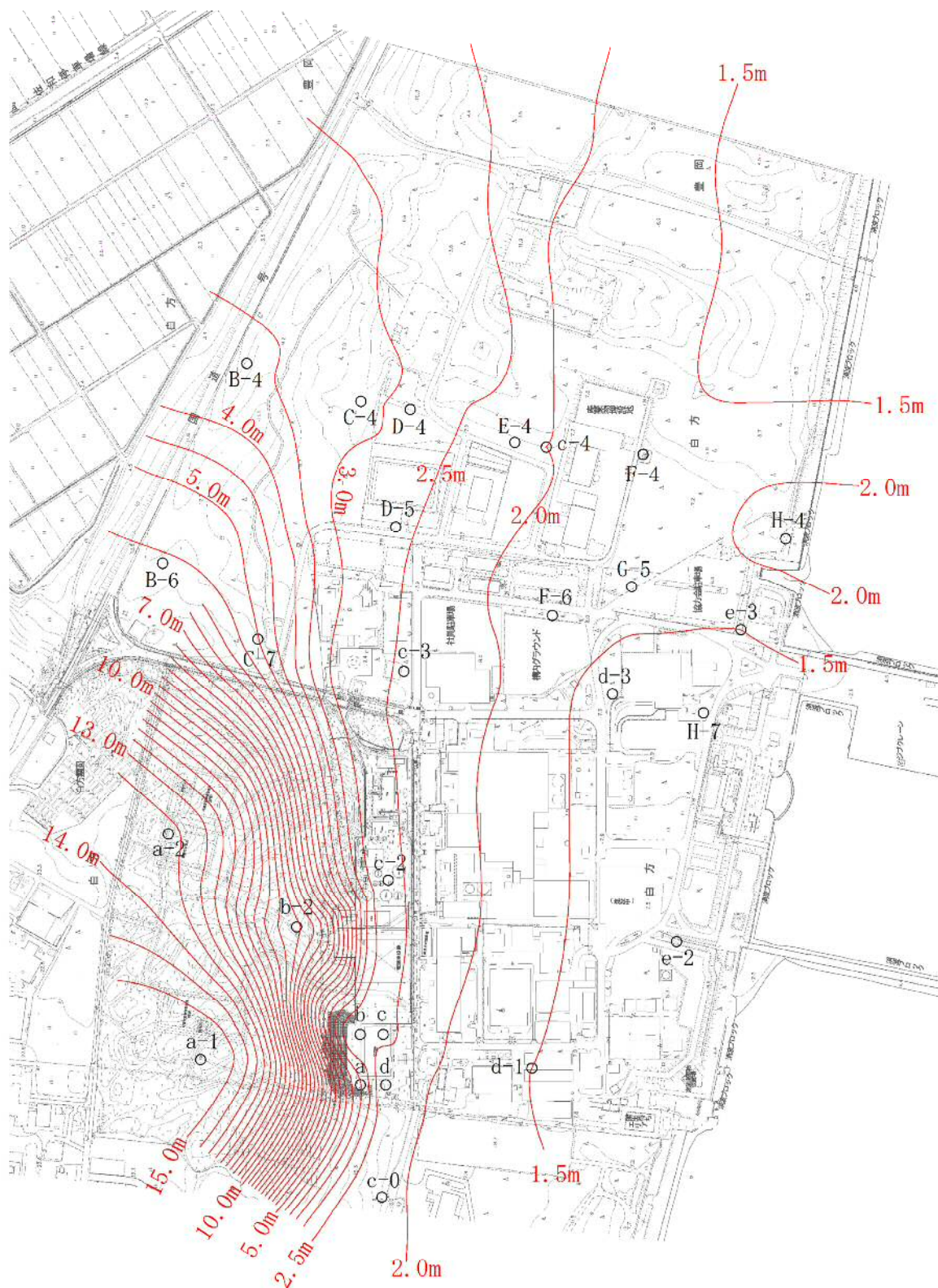
観測孔名	計測期間	最高水位 (T. P. + m)	最高水位 計測時期
a	1995～1999	3.49	1998年10月8日
b	1995～1999	2.52	1998年9月25日
c	1995～1999	2.53	1998年9月22日
d	1995～1999	2.28	1998年9月22日
a-1	1995～1999, 2004～2009	15.42	2006年8月7日
a-2	2004～2009	13.60	2006年7月28日
b-2	2004～2009	9.06	2006年7月30日
c-0	1995～1999, 2004～2009	2.05	1998年9月19日
c-2	1995～1999, 2004～2017	2.58	2012年7月7日
c-3	2004～2017	2.49	2012年7月7日
c-4	2004～2017	2.00	2012年6月25日
d-1	1995～1999, 2004～2009	1.50	1998年9月18日
d-3	2004～2017	1.44	2013年10月27日
d-6	2004～2017	1.58	2013年10月28日
e-2	2004～2017	1.38	2006年10月8日
e-3	2004～2017	1.50	2013年10月16日
e-5	2004～2017	1.30	2013年10月21日
e-6	2004～2017	1.26	2013年10月21日



第 1 表 過去の地下水位観測データ（その 2）

観測孔名	計測期間	最高水位 (T.P. + m)	最高水位 計測時期
B-1	2005～2017	2.90	2006 年 7 月 30 日
B-2	2005～2017	3.09	2006 年 7 月 30 日
B-4	2005～2017	3.56	2006 年 7 月 31 日
B-6	2005～2017	5.51	2006 年 8 月 17 日
C-4	2005～2017	3.17	2012 年 6 月 27 日
C-7	2005～2017	4.99	2006 年 8 月 18 日
D-0	2006～2017	2.37	2012 年 6 月 22 日
D-3	2005～2017	2.88	2006 年 10 月 7 日
D-4	2006～2017	2.76	2012 年 6 月 25 日
D-5	2006～2017	2.54	2012 年 7 月 16 日
E-4	2006～2017	2.26	2012 年 6 月 25 日
F-2	2005～2015	1.74	2013 年 10 月 30 日
F-4	2005～2017	1.55	2013 年 10 月 27 日
F-6	2005～2017	1.77	2012 年 6 月 24 日
G-5	2005～2017	1.53	2013 年 10 月 27 日
H-4	2006～2017	2.13	2013 年 10 月 16 日
H-7	2005～2017	1.33	2013 年 10 月 27 日





第 1 図 観測最高地下水位コンター図



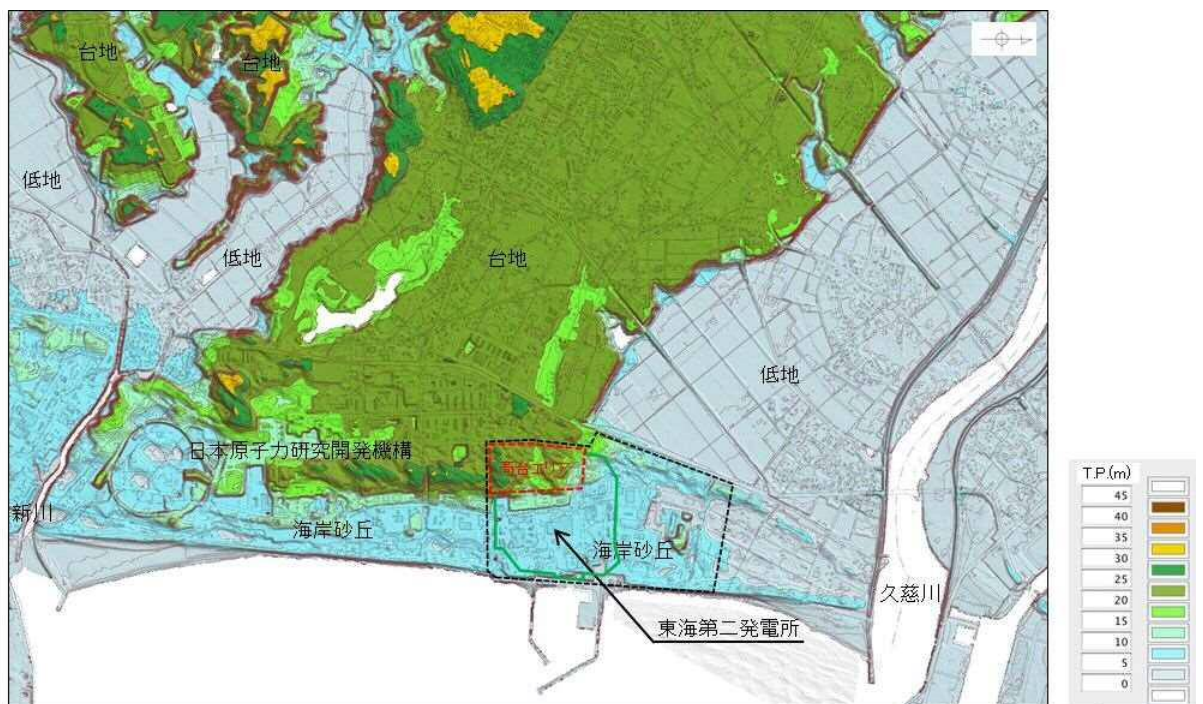
### 3. 防潮堤を考慮した地下水位の設定

防潮堤の設置により地下水位が上昇する可能性を考慮し、地下水位の設定について以下の検討を行った。

#### (1) 敷地近傍陸域の地形

第2図に敷地近傍陸域の地形図を示す。

敷地近傍陸域の地形は、台地、低地及び海岸砂丘からなる。敷地の南西方の高台エリアは台地東方部に位置し、海岸砂丘との境界に当たる。高台エリアの北方には海岸砂丘と低地の境界が分布しており、その西方には台地と低地（T.P.+5m以下）の境界が分布している。このような地形的状況から、高台エリアへの流入地下水は、高台エリアから西方に続く台地より流入しているものと考えられる。なお、高台エリアの西端の標高とその西方の台地の標高に大きな差はない。



第2図 敷地近傍陸域の地形図



## (2)防潮堤に囲われた範囲の地下水位の検討

防潮堤の設置に伴い地下水位の上昇の可能性を踏まえ，施設設計の保守性を考慮し，防潮堤に囲われた第 3 図に示す範囲については，地下水位を地表面に設定することを基本とする。



第 3 図 地下水位設定



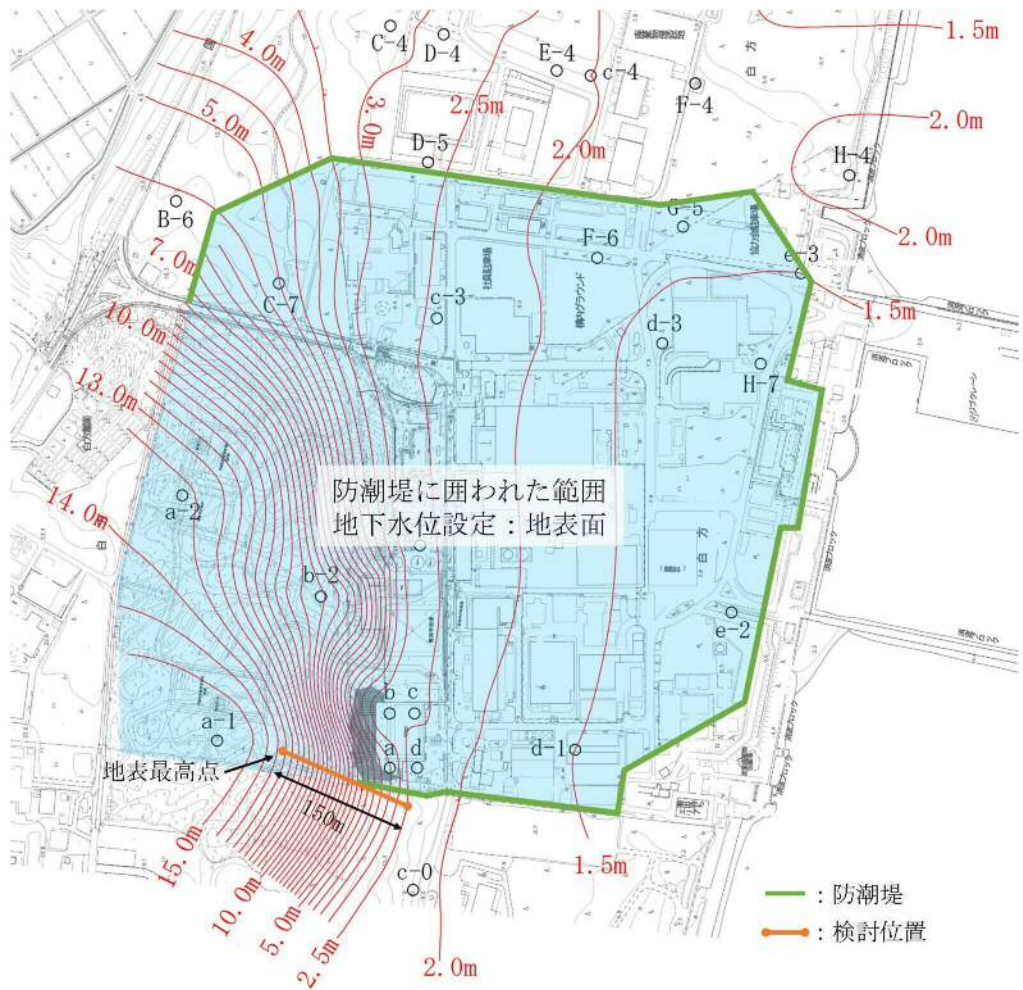
### (3) 地下水位の上昇によるその他の影響

防潮堤で囲われた範囲について地下水位の上昇を考慮した際の、周辺の領域の地下水の流速の変化及びそれに伴う影響（地盤中の砂の流出）の有無について検討する。地盤への影響の検討は、設定した地下水位から想定される地下水の流速と、現地の土質材料から想定される多粒子限界流速を比較することにより行う。

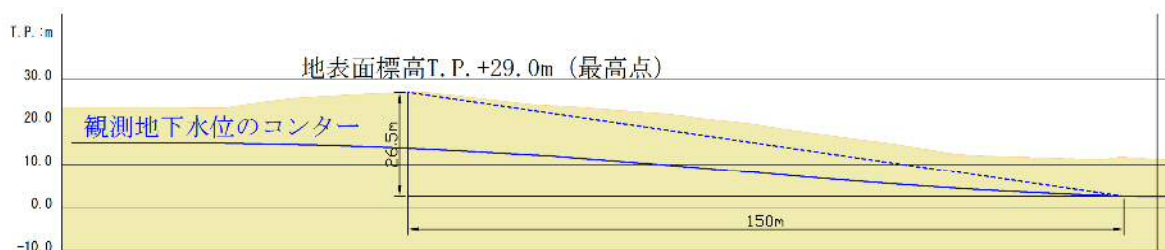
検討は、地下水位の高低差が大きくなる敷地南側の境界部を対象とした。敷地南側の防潮堤で境される敷地南側の高台については、T.P.+18m までは防潮堤が設置されるため、防潮堤を境に北側、南側で水位差が発生することになるが、防潮堤の南西終端部より以西は地下水位を区分けする構造物がないことから、北側（敷地側）の地下水位上昇により相対的に地下水位が低くなる南側に地下水位が流れることが想定される。この流れについて、設計で考慮する条件（地下水位を地表面とする）における防潮堤の外側の地下水の流れについて検討を行う。

第 4 図に検討位置を、第 5 図に検討イメージ図を、第 2 表に各地層の透水係数を示す。





第 4 図 検討位置図



第 5 図 検討イメージ図

防潮堤に囲われた範囲の地下水位は地表面に設定していることから、地下水位の最高点として地表の最も高い位置  $h_1$  (T.P. +29m) を、また、下流側は既往の観測記録のコンターに地下水位が摺りつくと仮定し、保守的に地下水位がなだらかになる手前の点  $h_2$



(地下水位 T. P. +2.5m) を選定し，両者の水位差と水平距離及び透水係数から，地盤中に流れる地下水の流速をダルシー則で求めた。なお，透水係数は当該箇所分布する地層で最も大きい透水係数である du 層の透水係数を採用した。

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \text{T. P.} + 29\text{m} - \text{T. P.} + 2.5\text{m} = 26.5\text{m}$$

$$\Delta L = 150\text{m}$$

$$k = 3.23 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

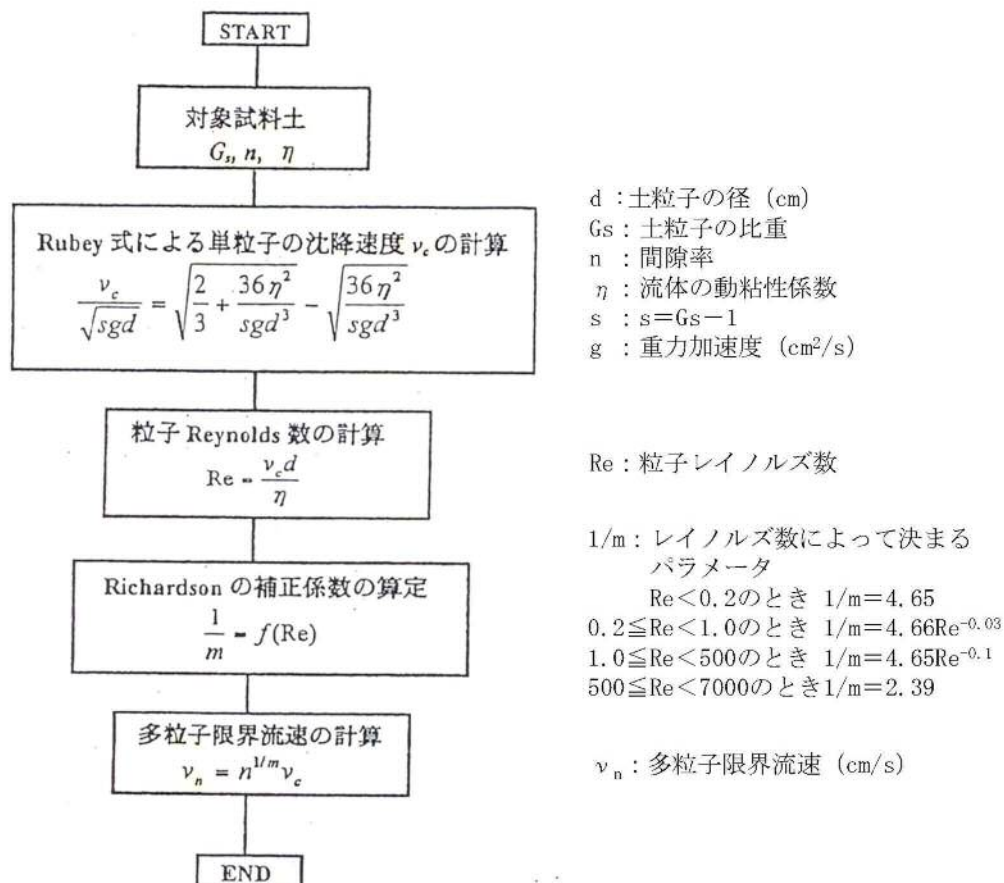
$$\begin{aligned} v &= k \times i = 3.23 \times 10^{-2} [\text{cm/s}] \times 26.5\text{m} / 150\text{m} \\ &= 5.71 \times 10^{-3} [\text{cm/s}] \end{aligned}$$

第 2 表 各地層の透水係数

地層	透水係数	備考
du 層	$3.23 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$	採用
D2g-3 層	$1.87 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$	
D2s-3 層(細砂)	$6.31 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$	
D2s-3 層(粗砂)	$3.16 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$	

一方，多粒子限界流速<sup>※1</sup>により，du 層の平均粒径 D50 及び 20% 粒径 D20 に対する限界流速を求めた。多粒子限界流速の算定フローを第 6 図に，計算に用いたパラメータを第 3 表に示す。





第 6 図 多粒子限界流速の算定フロー

第 3 表 多粒子限界流速の算出に用いた計算パラメータ (du 層)

項目		設定値
$G_s$	土粒子の比重	2.71
$n$	間隙率	42.86%
$\eta$	流体の動粘性係数 (地下水温 15~20℃ を想定し設定)	0.011cm <sup>2</sup> /s
$s$	$G_s - 1$	1.71
$d$	土粒子径 (平均粒径 D50 検討時)	0.0384 cm
	土粒子径 (20%粒径 D20 検討時)	0.01 cm



du 層の平均粒径 D50 に対する多粒子限界流速は  $2.99 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$  ,  
20% 粒径に対する多粒子限界流速は  $1.63 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$  であり, 前述  
の地盤中に流れる地下水の流速  $5.71 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$  は多粒子限界流速  
を下回っていることから, 粒子の移動は発生せず, これらの地下  
水の流れが地盤に影響を及ぼすものではないことを確認した。

#### 4. 結論

多粒子限界流速式を用いて, 地下水位の上昇に伴う流速の変化  
を算定し, これらの流速の原地盤への影響の有無を検討した結果,  
土粒子の移動が発生しない程度の遅い流速であり, 地下水位の流  
れが地盤に影響を及ぼすものではないことを確認した。

※1: 浸透破壊における粒子群を考慮した限界流速 (1997, 杉井, 宇  
野, 山田ら, 地下水技術 Vol.39, No.8, pp28~35)



防潮堤及び貯留堰における津波荷重の設定方針について



## 目次

### 1．津波荷重の算定式

#### （１）津波波圧算定式に関する文献の記載

### 2．東海第二発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波 圧の把握について

#### （１）分裂波発生に関する検討

#### （２）水理模型実験

#### （３）水理模型実験結果の検証（再現性検討）

#### （４）まとめ

### 3．津波波圧算定式適用に対する考え方

#### （１）防潮堤及び防潮扉

#### （２）貯留堰



## 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を示す。

### （1）津波波圧算定式に関する文献の記載

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

構造設計用の進行方向の津波波圧は、次式により算定する。

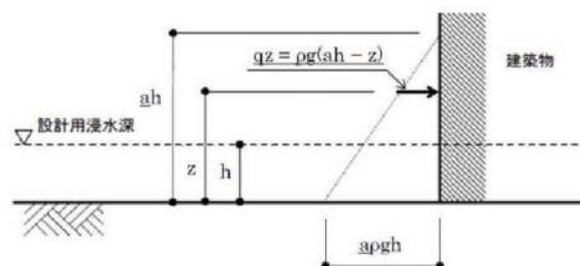
構造設計用の進行方向の津波波圧  $q_z = \rho g (a h - z)$ （第 1 図）

$h$ ：設計用浸水深

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

$a$ ：水深係数

$\rho g$ ：海水の単位体積重量



第 1 図 津波波圧算定図

- b. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

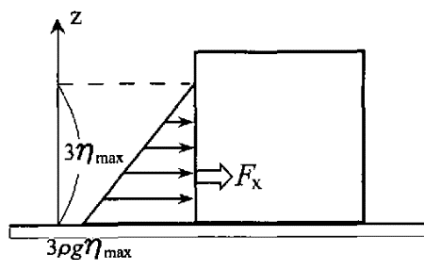
文献 a. に基づく。ただし，津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や，海岸等から 500m 以上離れている場合において，水深係数は 3 以下にできるとしている。



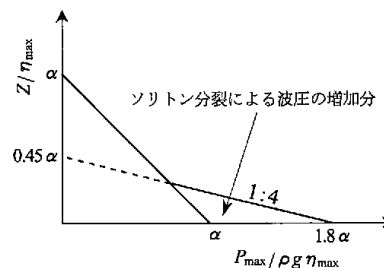
c. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，911-915

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

その結果，非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水压分布の倍率） $\alpha$  は最大で 3.0 となるとしている。一方，ソリトン分裂波の場合は，構造物前面に働く津波波圧は，構造物底面近傍で非分裂波の  $\alpha$  を 1.8 倍した値となるとしている（第 2 図及び第 3 図）。



第 2 図 非分裂波の場合の津波水平波圧



第 3 図 分裂波の無次元最大波圧分布

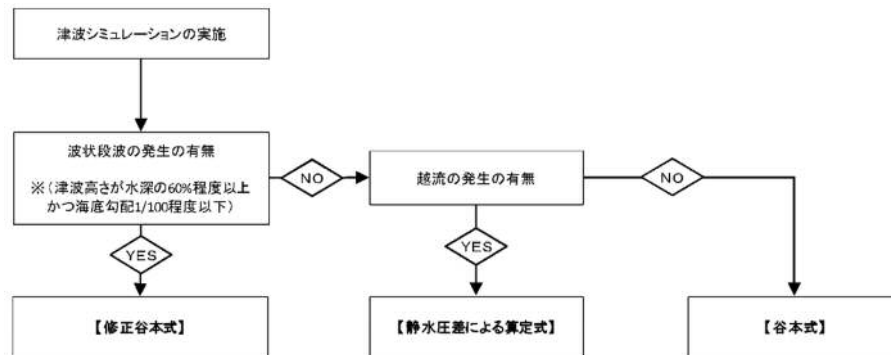
d. NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成 28 年 12 月）

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

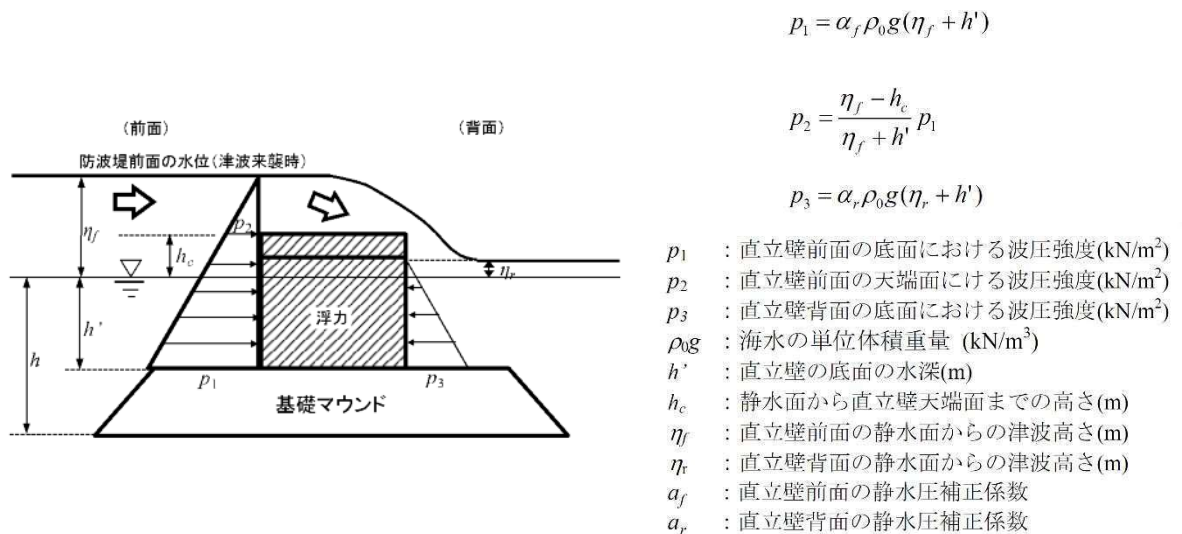


e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

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，そうでない場合において津波が防波堤を越流する場合には静水压差による算定式を，越流しない場合は谷本式を用いることとしている。（第 4 図～第 5 図）



第 4 図 防波堤に対する津波荷重算定手順



第 5 図 静水压差による算定式（越流する場合）



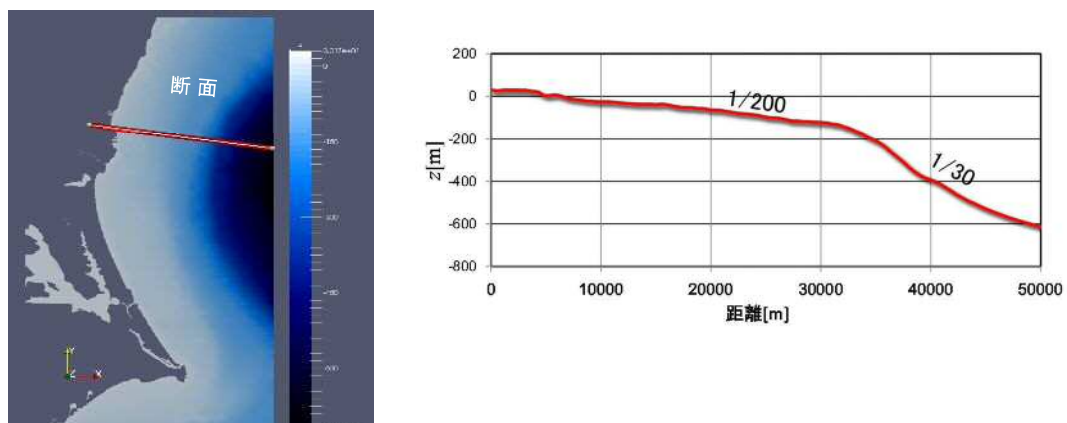
## 2. 東海第二発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧の把握について

### (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当たっては，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合，ソリトン分裂波が発生するとされている。

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

東海第二発電所前面の海底地形は約1/200と遠浅であり，入射波津波高さと水深の関係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（第6図及び表1）。このため，ソリトン分裂波が津波波圧に与える影響を定量的に把握するため，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，防潮堤前面の津波波圧を測定した。



第6図 海底地形断面位置図及び海底地形断面図



第 1 表 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	7.5m	4.7m	62%

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



## (2) 水理模型実験

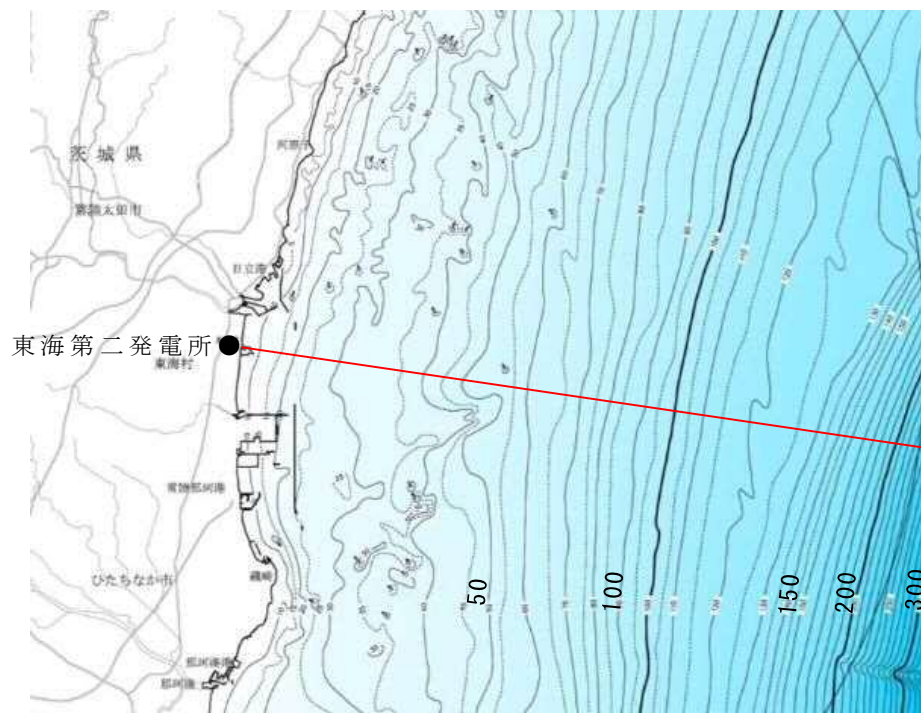
### 1) 目的

基準津波の策定に用いた波源については、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したり、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えた波源である。

水理模型実験においては、ソリトン分裂波が生じない沖合 5.0km における津波波形を入力し、ソリトン分裂波の発生の有無、フルード数の把握、防潮堤位置での津波波圧を把握することを目的に実施した。

### 2) 検討断面

東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様の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（第 7 図）。

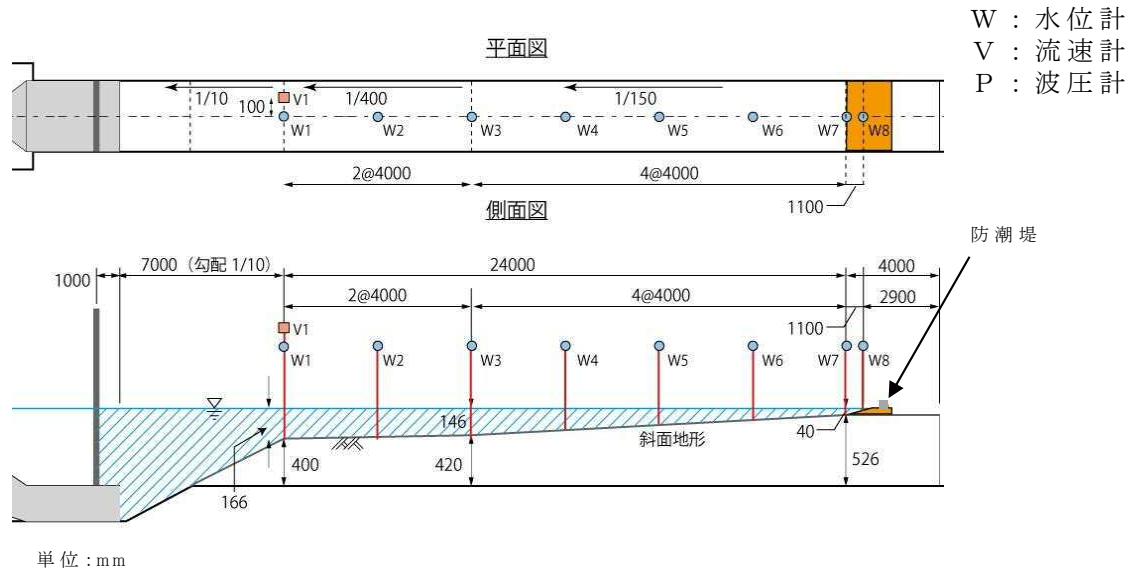


第 7 図 検討断面位置図

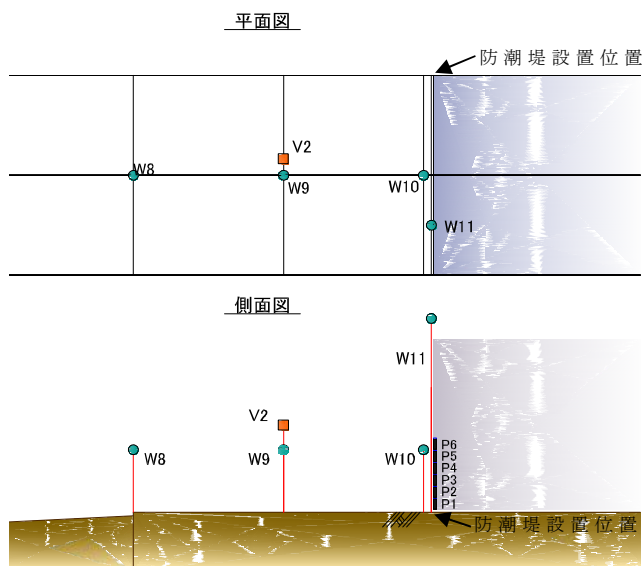


### 3) 実験条件

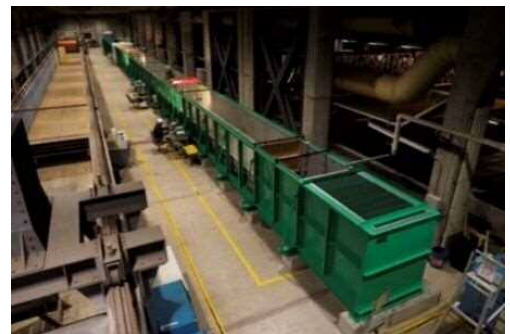
断面二次元実験施設の水路は、長さ 60m×幅 1.2m（貯水部は 1.8m）×高さ 1.5m とし、沖合 5km から陸側の範囲を再現するために、実験縮尺（幾何縮尺）は  $\lambda = 1/200$  とした（第 8 図）。



第 8 図 (1) 計測位置図



第 8 図 (2) 防潮堤位置拡大図

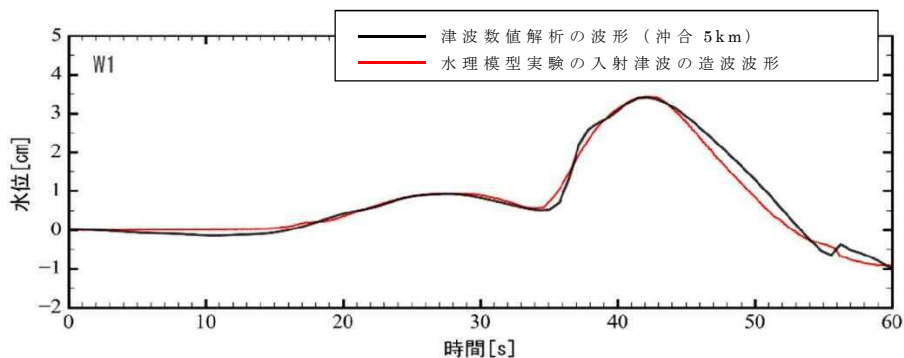


第 8 図 (3) 実験施設写真



#### 4) 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 5.0km 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二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（第 9 図）。



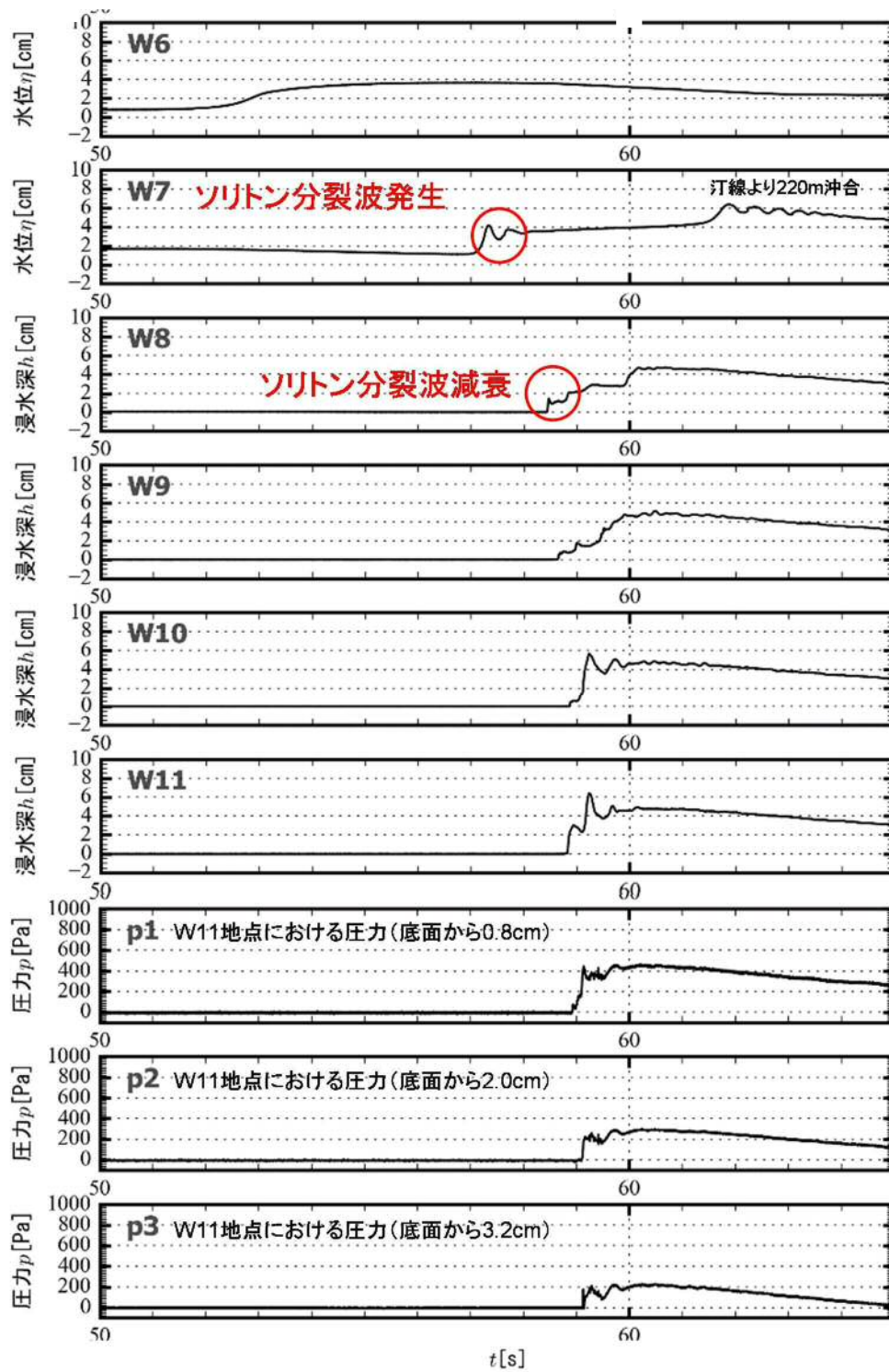
第 9 図 入射津波の造波波形図（沖合 5km 地点）

#### 5) 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

平面二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第 10 図に示す。その結果、目視観察と波高計による計測により、沖合約 220m 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、防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。





第 10 図 水理模型実験における時刻歴図



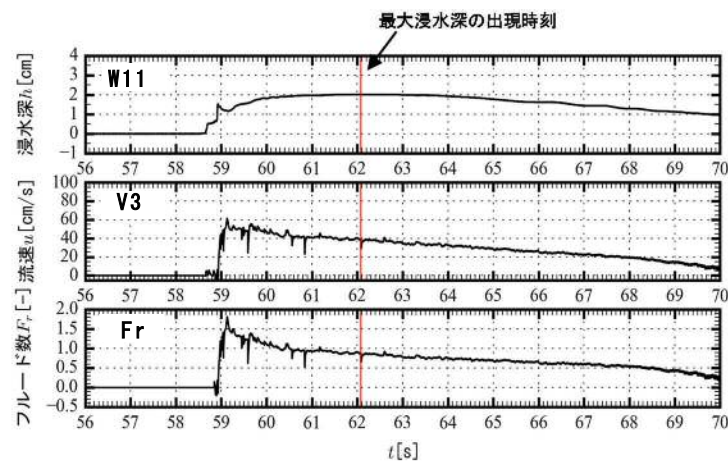
b. フルード数

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（第 2 表及び第 11 図）。

第 2 表 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



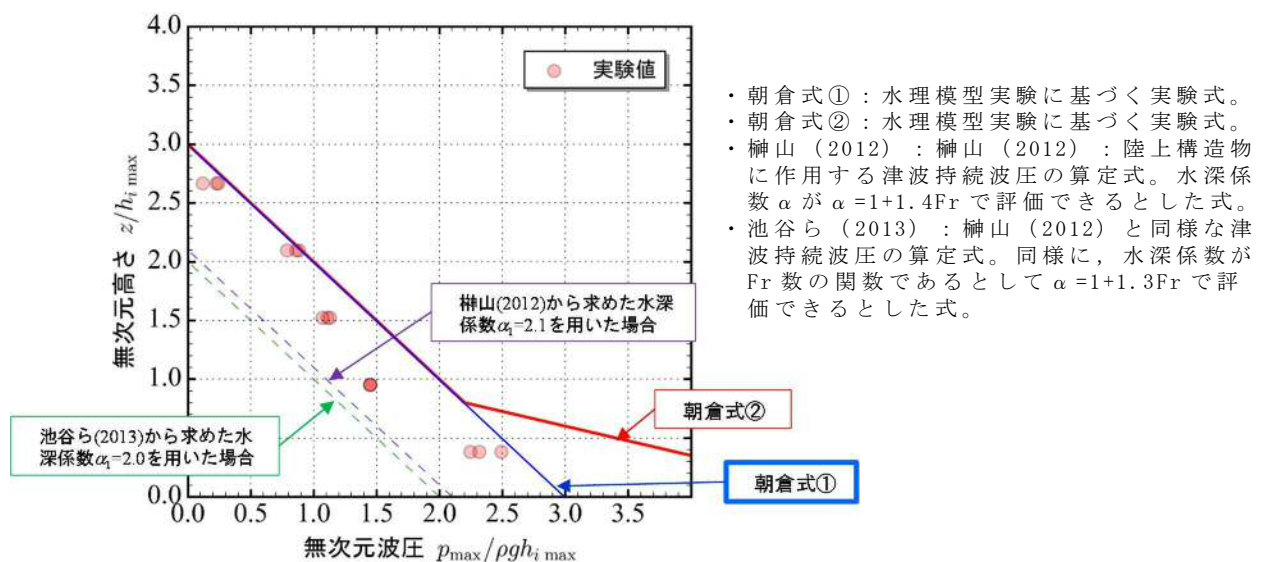
第 11 図 持続波領域における最大浸水深・流速・フルード数の時系列図



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）（第 12 図）。



第 12 図 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）

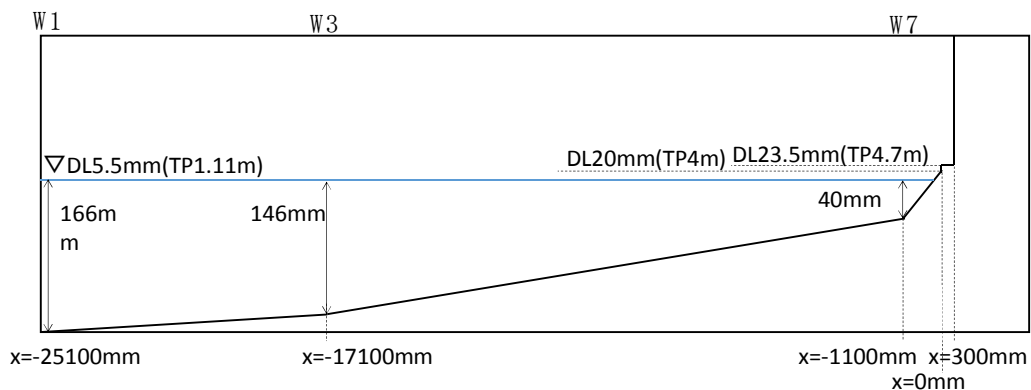


### (3) 水理模型実験結果の検証（再現性検討）

水理模型実験結果について、断面二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。断面二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。

### 1) 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（第 13 図）。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。



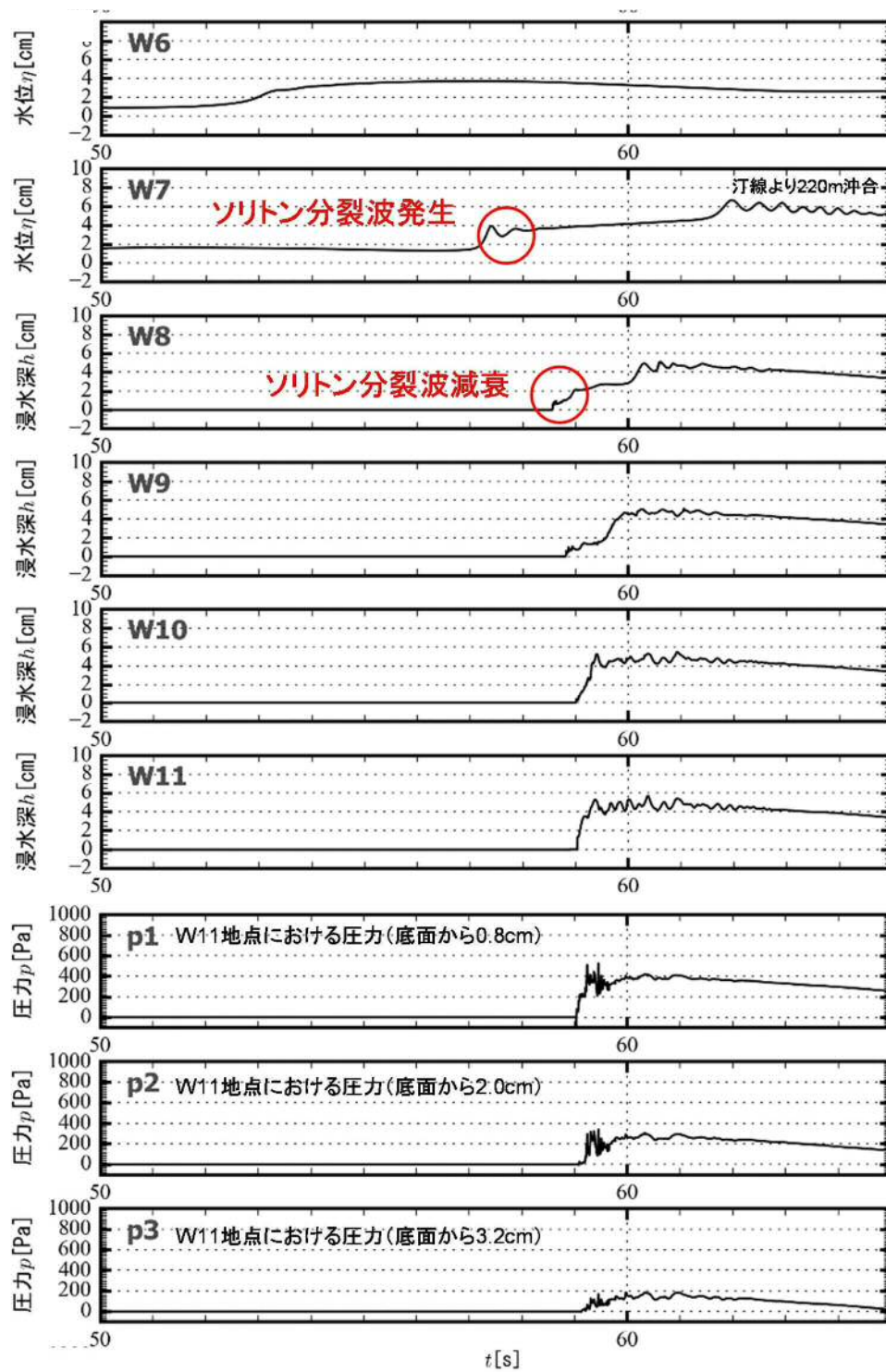
第 13 図 解析モデル図

断面二次元津波シミュレーション解析の結果を第 14 図(1)～(2)に示す。水理模型実験結果と同様、沖合約 220m 地点 (W7) においてソリトン分裂波が確認された。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。



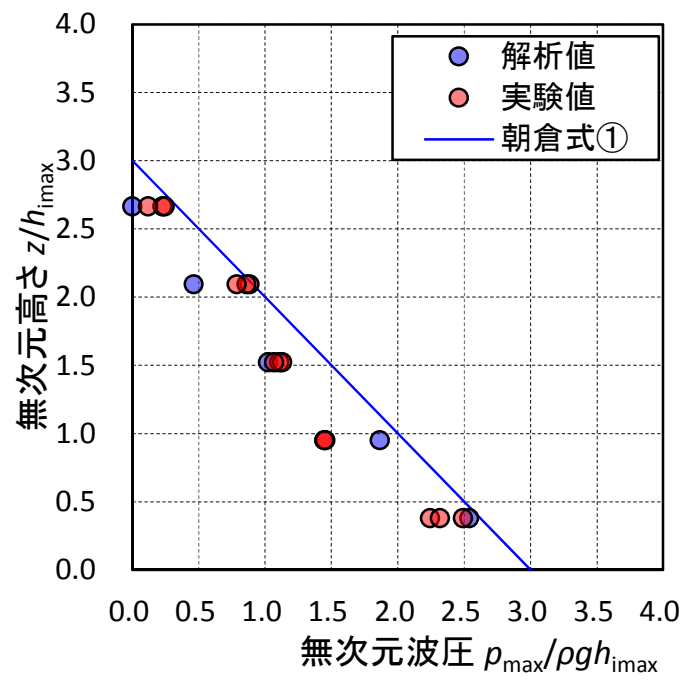
防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり，朝倉式①による波圧分布を下回るとともに，朝倉式②のような波圧分布は認められず，朝倉式①と整合する結果となった。





第 14 図(1) 断面二次元津波シミュレーション解析における時刻歴図





第 14 図 (2) 断面二次元津波シミュレーション解析結果図  
(最大波圧分布図)



## 2) 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

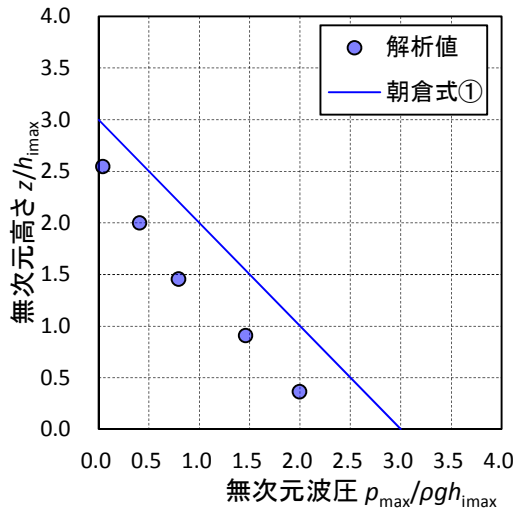
防潮堤の設置位置は、海岸線から最も近いところで約 30m であり、水理模型実験では海岸線と防潮堤の離隔距離が約 60m 地点の断面（津波水位が最も高くなる地点）をモデル化した。

海岸線と防潮堤の離隔距離を 30m, 45m, 60m, 75m 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を行った。なお、入力波形は基準津波を用いて実施した。

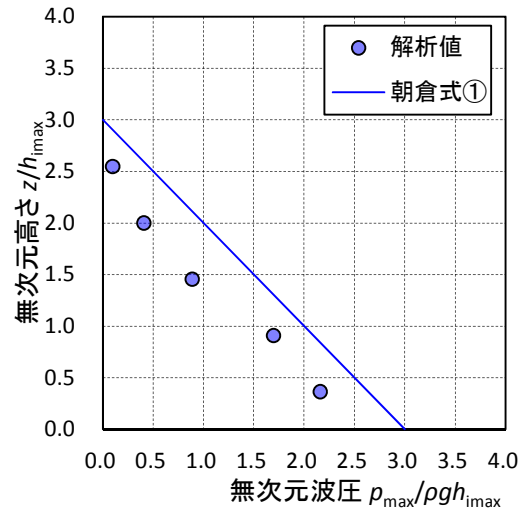
その結果、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響は認められず、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。海岸線からの離隔距離別の防潮堤位置の津波波圧分布を第 15 図に示す。



(離隔距離 30m)

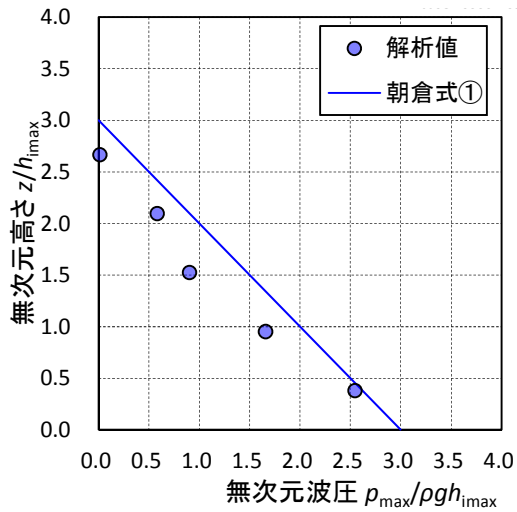


(離隔距離 45m)

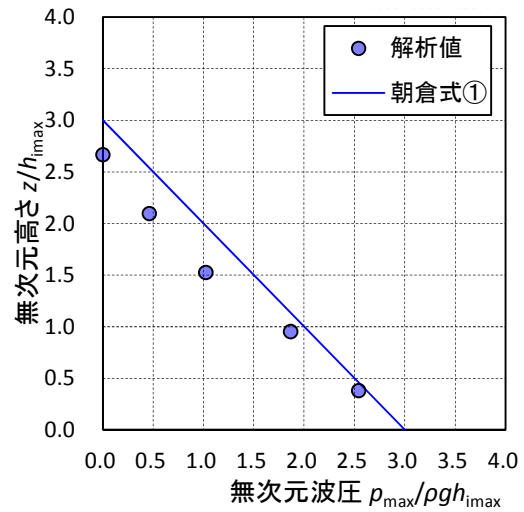


第 15 図 (1) 防潮堤壁面の最大波圧分布図

(離隔距離 60m)



(離隔距離 75m)



第 15 図 (2) 防潮堤壁面の最大波圧分布図



### 3) 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

基準津波の決定に当たっては、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。

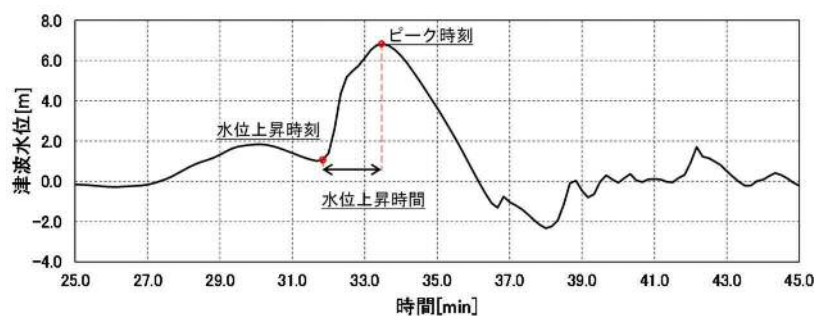
防潮堤位置での津波遡上高さが大きい上位 10 波の沖合波形（沖合 5km 地点）を用いて、防潮堤壁面の津波波圧を確認した。

防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波の特性について第 3 表に、水位上昇時間の定義図を第 16 図に、破壊開始点位置図を第 17 図に示す。

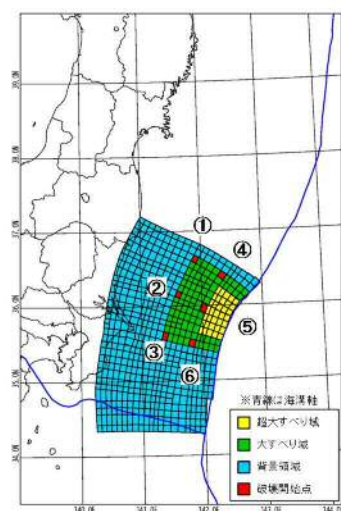
第 3 表 防潮堤位置の最大水位上昇量の上位 10 波

ケース	津波遡上高さ (T.P. (m))	水位上昇時間 [min]	破壊伝播速度 [km/s]	破壊 開始点	立ち上り時間 [s]
1 (基準津波)	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

※破壊伝播速度：破壊開始点から断層破壊が進行する速度  
※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



第 16 図 水位上昇時間の定義図



第 17 図 破壊開始点位置図

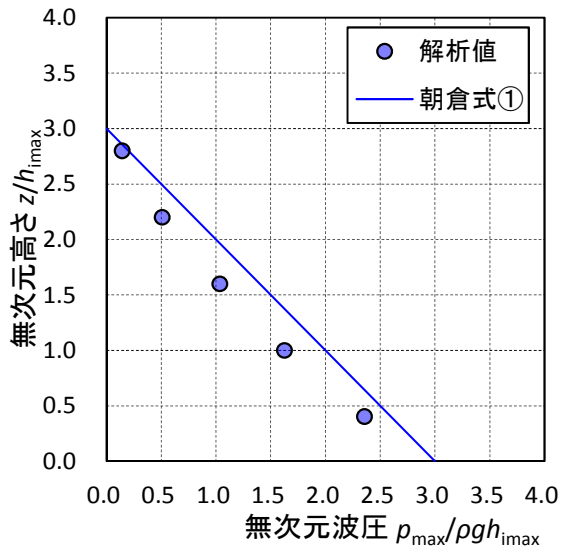


断面二次元津波シミュレーション解析の結果を第 18 図に示す。  
いずれのケースにおいても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰しており、防潮堤壁面における最大波圧分布は、朝倉式①による波圧分布を下回る結果となった。

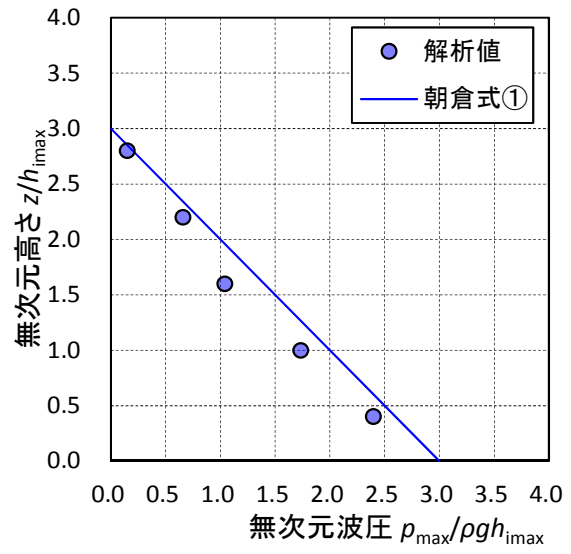
津波は、周期が短いほど分裂波（段波）が発生しやすくなるとともに、分裂波が成長し易くなるとされている。上位 10 波において最も周期が短いものはケース 1（基準津波）であることから、基準津波が最もソリトン分裂波の影響を受けると考えられるが、いずれのケースにおいても、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。



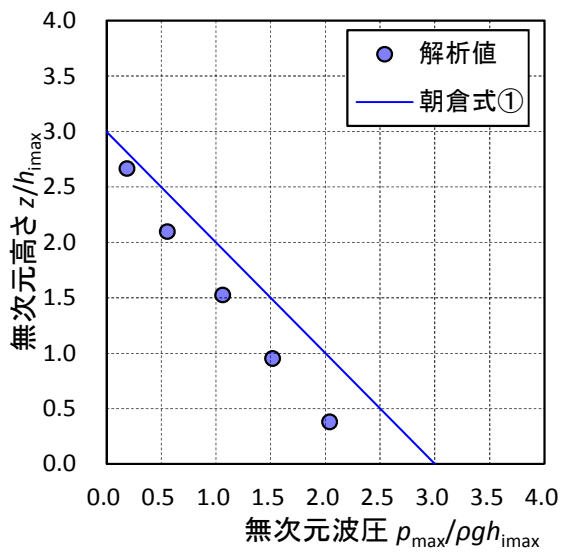
( ケース 1 )



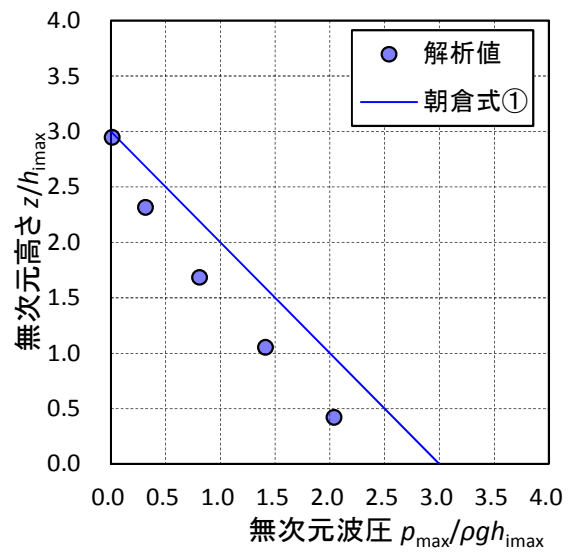
( ケース 2 )



( ケース 3 )



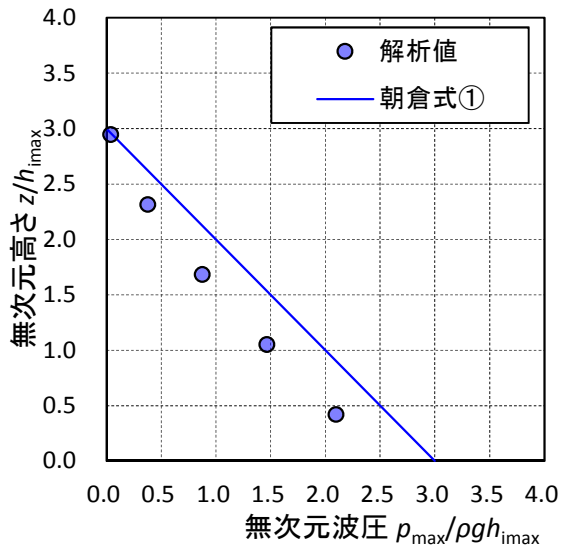
( ケース 4 )



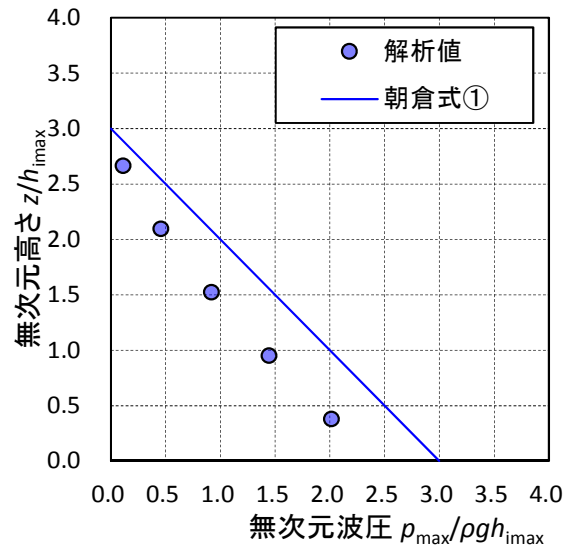
第 18 図 (1) 最大波圧分布図



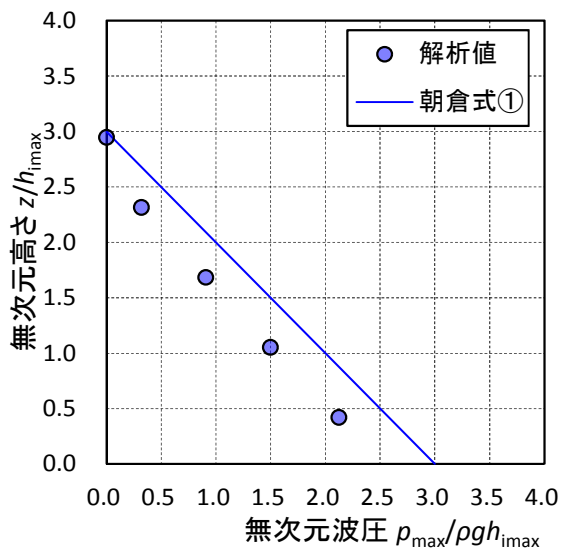
( ケース 5 )



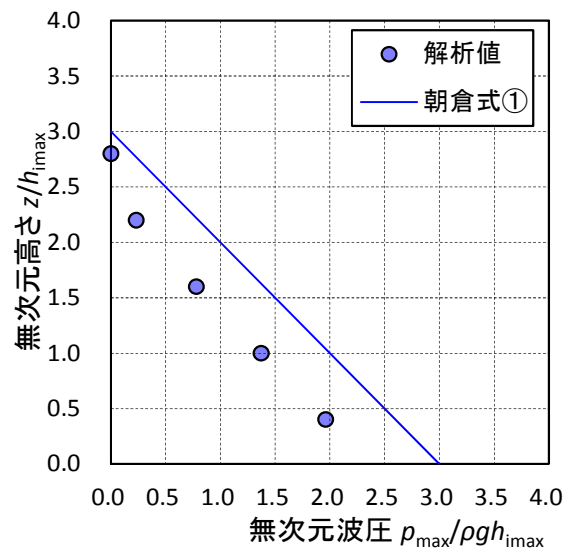
( ケース 6 )



( ケース 7 )



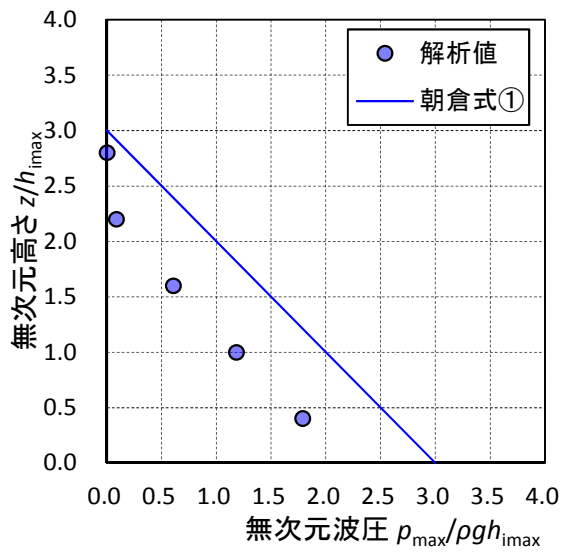
( ケース 8 )



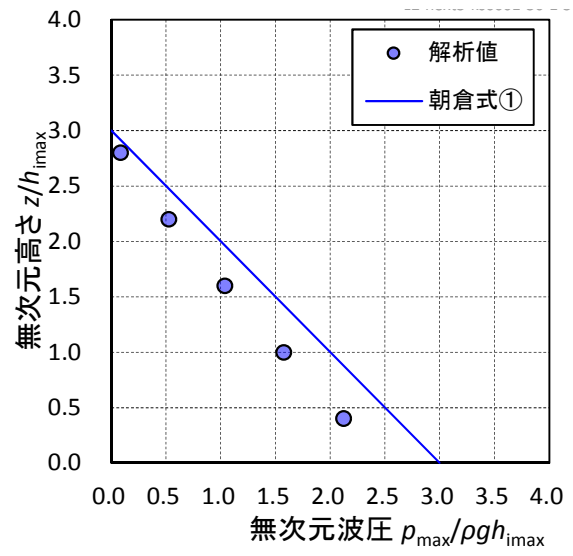
第 18 図 (2) 最大波圧分布図



( ケース 9 )



( ケース 10 )



第 18 図 (3) 最大波圧分布図



#### (4) まとめ

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ていることを確認した。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

数値波動水路 CADMAS-SURF/2D を用いた水理模型実験の検証結果においても、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。

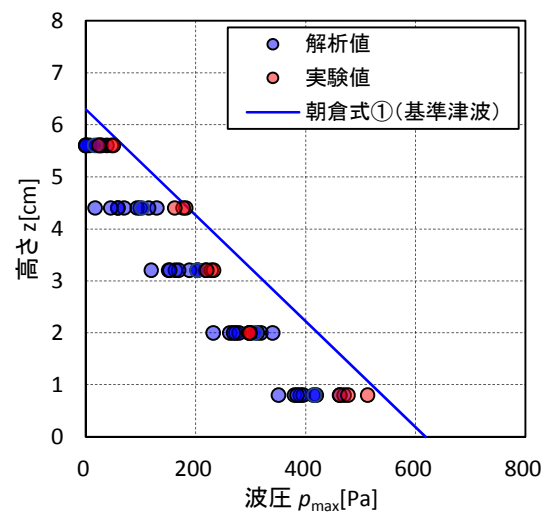
更に、防潮堤と海岸線との離隔距離を変えたケースにおいても同様に、防潮堤壁面の津波波圧は朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

これら水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面二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、単直線型の朝倉式①に包含されることが確認された。

防潮堤壁面における最大波圧分布を図 19 に示す。

以上のことから、設計用津波波圧の算定においては、朝倉式①より算定することとする。





第 19 図 最大波圧分布



### 3. 津波波圧算定式適用に対する考え方

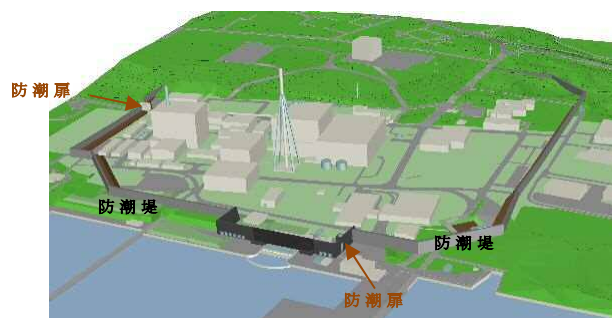
#### (1) 防潮堤及び防潮扉

防潮堤及び防潮扉位置図を第 20 図に示す。

防潮堤がないモデルで実施した水理模型実験においては，防潮堤通過位置におけるフルード数が 1.0 を下回っており，水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面二次元津波シミュレーション解析結果から，設計用津波波圧は朝倉式①に基づき算定する。

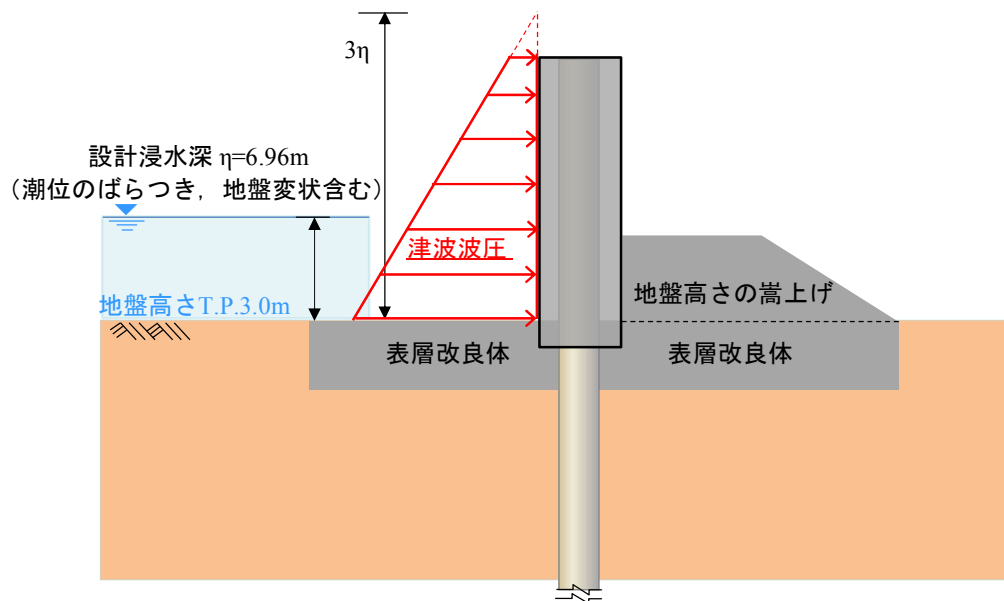
朝倉式①に用いる  $\eta$ （設計浸水深）については，水理模型実験結果，断面二次元津波シミュレーション解析結果，平面二次元津波シミュレーション解析から求められた浸水深および入力津波高さと地盤高さとの差の 1/2 を用いて朝倉式①により算出した波圧分布を比較した。第 21 図および第 22 図に津波荷重の作用イメージ図を，第 23 図に最大波圧分布の比較を示す。

比較の結果，朝倉式①に用いる  $\eta$ （設計浸水深）については，入力津波高さと地盤高さとの差の 1/2 を用いるものとする。



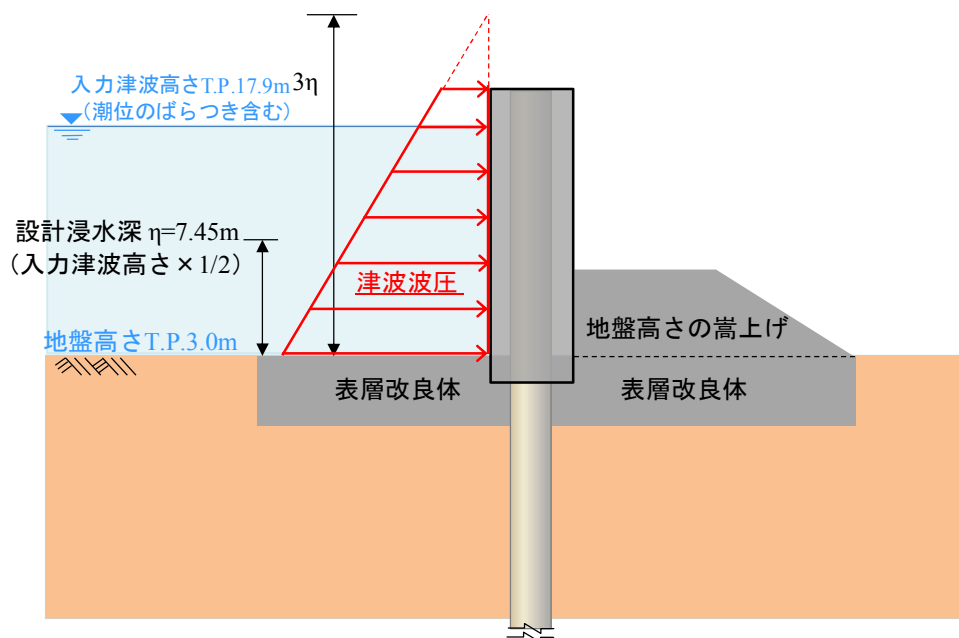
第 20 図 防潮堤及び防潮扉位置図





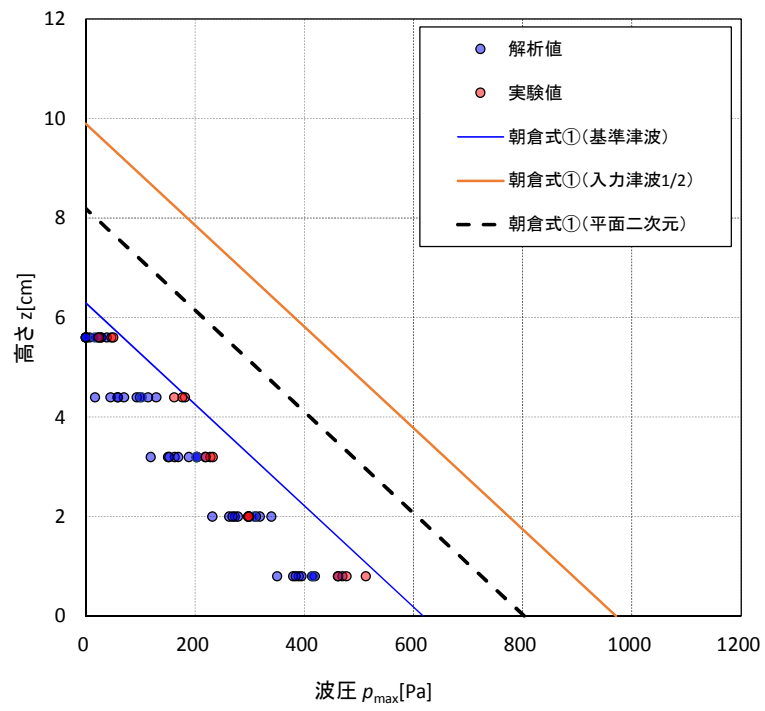
第 21 図 津波荷重の作用イメージ

(平面二次元津波シミュレーション解析結果)



第 22 図 津波荷重の作用イメージ図 (入力津波  $\times 1/2$ )





第 23 図 最大波圧分布の比較



## (2) 貯留堰

### 1) 貯留堰に適用する津波波圧算定式

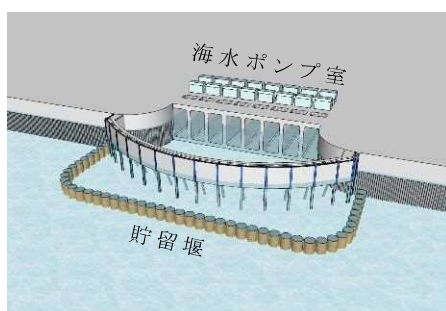
貯留堰の鳥瞰図を第 24 図に，断面図を第 25 図に示す。

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. -4.9m）において海水を貯留する。

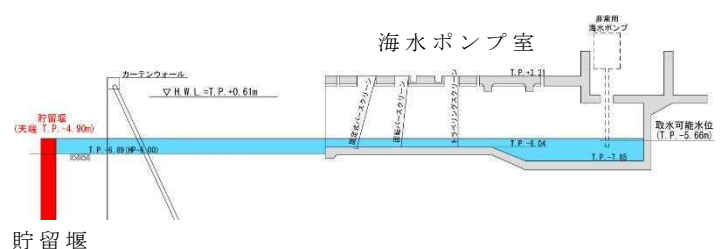
このため，貯留堰に有意な津波波力が作用するのは，引き波により海水貯留堰が海面から露出し，その後，押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「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，両者を比較して高い方を採用する必要があるとしている。

このため，貯留堰における津波波力としては，越流直前の波力及び越流時の静水圧差のうち保守的なものを適用することとする。



第 24 図 貯留堰鳥瞰図



第 25 図 貯留堰断面図



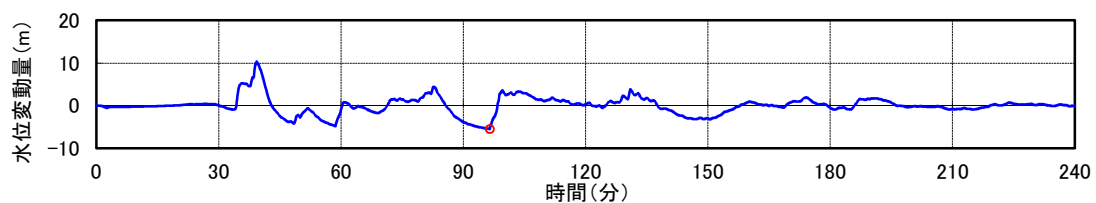
## 2) 越流直前の津波波力の設定方針

引き波時における貯留堰前面の時刻歴水位を第 26 図に示す。

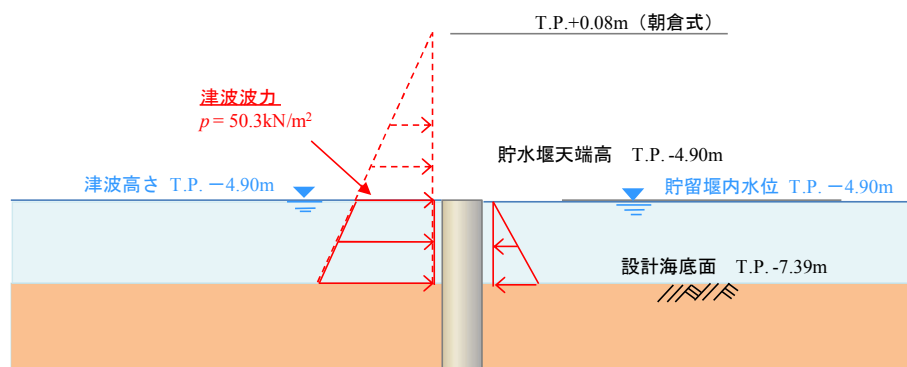
貯留堰前面の水位は若干残るものの保守的に海底面が露出したと仮定し、その後の押し波を遡上波と考え津波波力を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波力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. -7.39m）まで水位が低下した後に襲来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. -4.9m）までを想定する。

津波波力は、「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 倍の高さまで静水圧荷重を考慮する。津波波力の作用イメージを第 27 図に示す。



第 26 図 貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図



第 27 図 津波波力の作用イメージ図

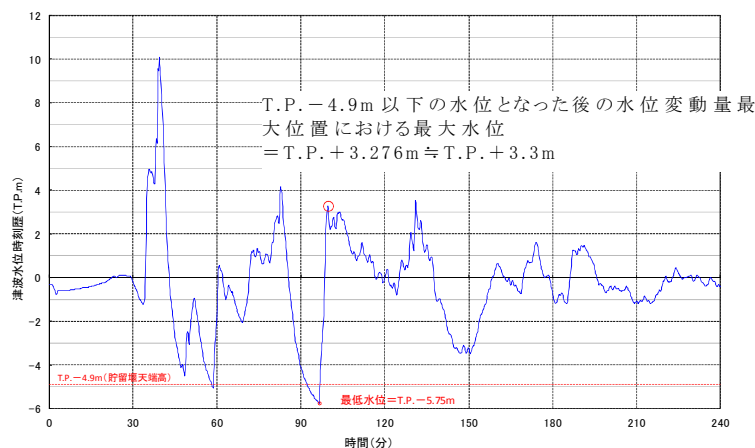


### 3) 越流時の津波波力の設定方針

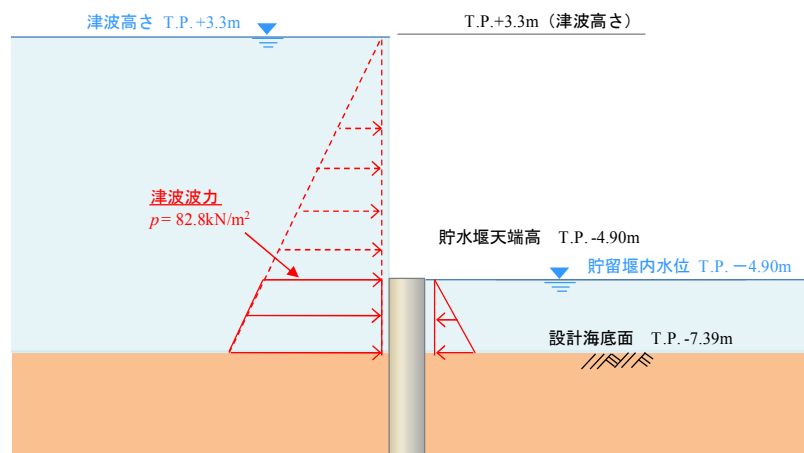
引き波後に襲来する津波が貯留堰を越流する際、貯留堰の内外での水位差はつきにくいですが、保守的に引き波水位とその後の押し波水位の差が最も大きくなるものを選定し、津波波力を算定した。

津波高さとしては貯留堰天端 T.P. -4.9m から T.P. +3.3m 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。

貯留堰位置における水位差が最大となる箇所の時刻歴水位波形を第 28 図に、津波波力の作用イメージを第 29 図に示す。



第 28 図 貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻歴水位波形図



第 29 図 津波波力の作用イメージ図



#### 4) まとめ

貯留堰における津波波力について、越流直前の波力およ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波力を上回る結果となった。このため、貯留堰における津波波力として、保守的に越流時の静水圧差を考慮することとする。