

## 1. 入力津波の評価

### 1.1 潮位観測記録の考え方について

#### 1.1.1 潮位のばらつきに関する評価

##### (1) 潮位観測記録の検討

基準津波の策定において使用した朔望平均潮位は、(財)日本気象協会が発行した「茨城港日立港区」の潮位表(2004年～2009年)に基づいている。表 1.1-1 に基準津波の策定で使用した朔望平均潮位を示す。

表 1.1-1 基準津波の策定で使用した朔望平均潮位

	基準津波の策定で使用した朔望平均潮位
朔望平均満潮位	T.P. +0.61m
朔望平均干潮位	T.P. -0.81m

設定した潮位のばらつき等を把握するために、基準津波の策定で使用した朔望平均潮位のもとになっている観測地点「茨城港日立港区」の潮位観測記録(国土交通省関東地方整備局鹿島港湾・空港整備局より受領)を用いて、評価を実施した。

観測地点「茨城港日立港区」は、東海第二発電所から北方に約4.5km離れており、発電所との間に潮位に影響を及ぼす地形、人工構造物等はなく、発電所と同様に鹿島灘に面した海に設置されている。図 1.1-1 に観測地点の位置を示す。

評価の結果、潮位観測期間(2006年1月～2010年12月)における朔望平均潮位の標準偏差は、満潮位において0.14m、干潮位において0.16mとなった。図 1.1-2 に各月の朔望平均潮位の推移、表 1.1-2 に潮位観測記録に基づく朔望平均潮位に関するデータ分析結果を示す。

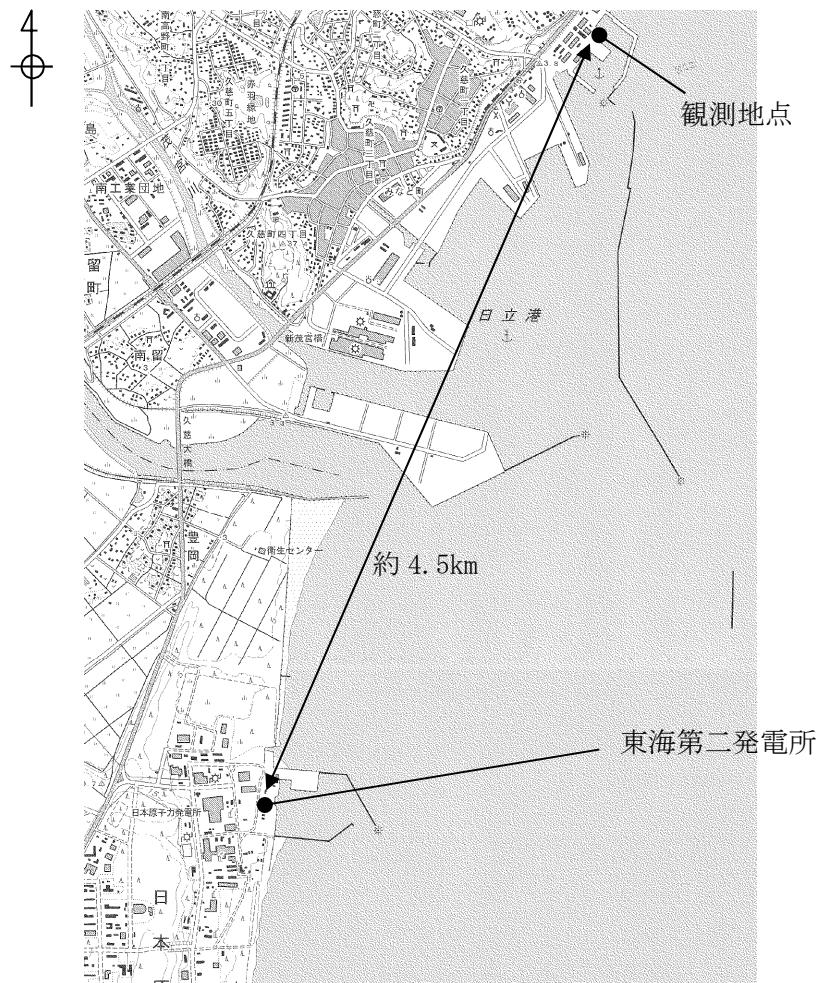


図1.1-1 観測地点の位置

## 満潮位

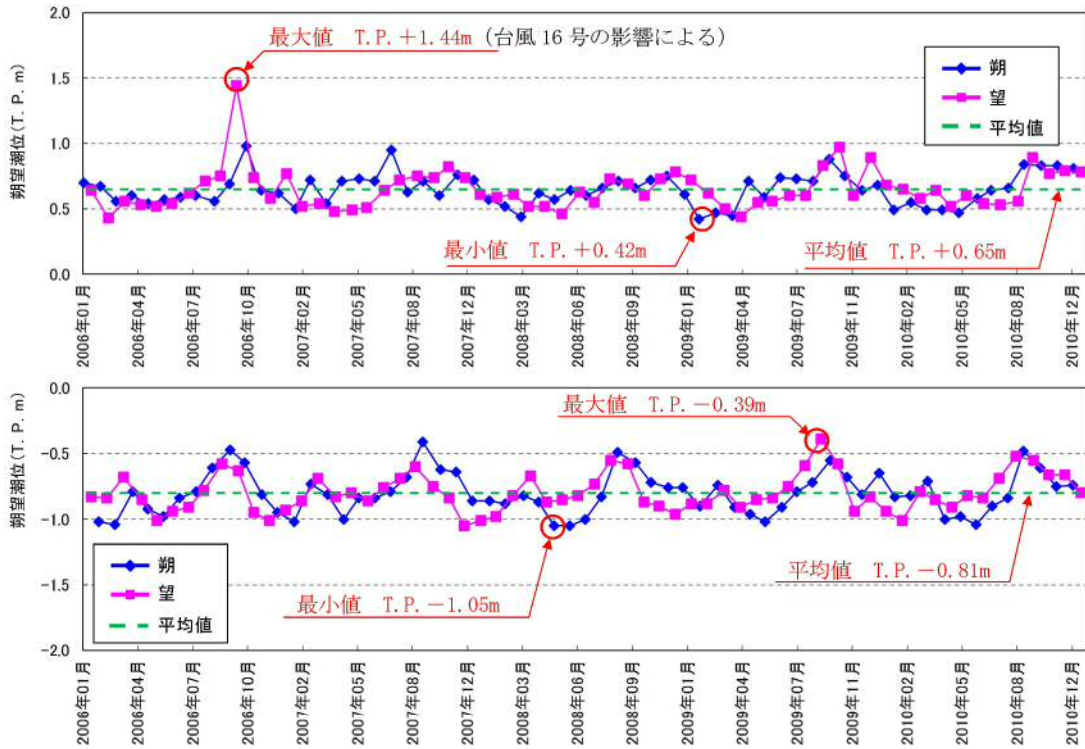


図1.1-2 各月の朔望平均潮位の推移

表1.1-2 潮位観測記録に基づく朔望平均潮位に関するデータ分析

	満潮位※	干潮位※
最大値	T. P. +1.44m	T. P. -0.39m
平均値	T. P. +0.65m	T. P. -0.81m
最小値	T. P. +0.42m	T. P. -1.05m
標準偏差	0.14m	0.16m

※ 潮位観測期間は2006年1月～2010年12月

(2) 潮位のばらつきの考慮について

朔望平均潮位について、基準津波の策定で使用した朔望平均潮位と潮位観測記録を比較したところ、基準津波の策定で使用した朔望平均潮位に比べ、潮位観測記録の方が満潮位で0.04m高く、干潮位では差がないことが分かった。この潮位差自体は有意なものではないが、保守的な設定になるよう潮位の差分を基準津波の策定で使用した朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位に考慮することとした。表 1.1-3 に基準津波の策定で使用した朔望平均潮位と潮位観測記録の朔望平均潮位の比較を示す。

以上より、入力津波の設定に当たっては、朔望平均潮位の標準偏差及び基準津波の策定で使用した朔望平均潮位と潮位観測記録の朔望平均潮位との差分について考慮して、安全側に設定する。

水位上昇側については、基準津波の策定で使用した朔望平均満潮位 T.P. +0.61m に対して、潮位観測記録との差分+0.04m 及び満潮位の標準偏差 0.14m の合計である+0.18m を水位変動の評価における上昇側潮位のばらつきとして考慮する。

水位下降側については、基準津波の策定で使用した朔望平均干潮位 T.P. -0.81m に対して、観測記録との差分はないため-0.16m を水位変動の評価における下降側潮位のばらつきとして考慮する。

図 1.1-3 に潮位のばらつきに対する考慮方法を示す。

表1.1-3 朔望平均潮位の比較

朔望平均潮位	基準津波の策定で使 用した潮位 ①	潮位観測記録 に基づく潮位※ ②	差 ③ (②-①)
満潮位	T. P. +0.61m	T. P. +0.65m	+0.04m
干潮位	T. P. -0.81m	T. P. -0.81m	0.00m

※ 潮位観測期間は2006年1月～2010年12月

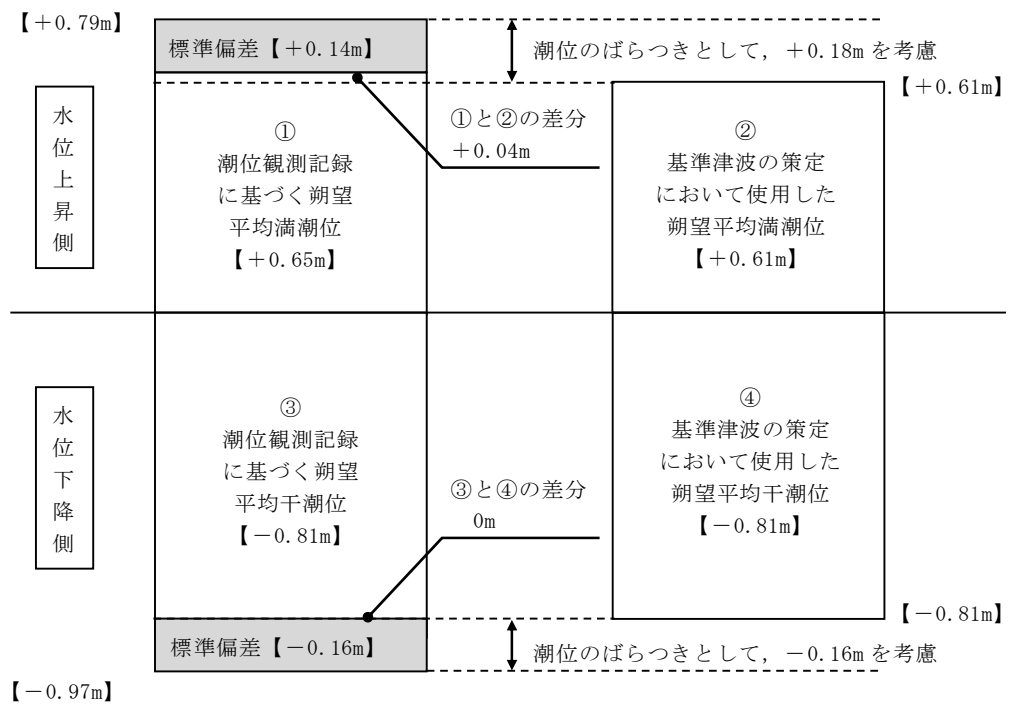


図1.1-3 潮位のばらつきに対する考慮方法

### 1.1.2 観測期間の妥当性の検討について

基準津波の策定で使用した潮位は、茨城港日立港区における 2004 年～2009 年の潮位データであるが、観測期間の妥当性を確認するため、10 ヶ年の朔望潮位データについて分析を行い、影響の有無を確認した。

茨城港日立港区における 2006 年 1 月～2010 年 12 月の 5 ヶ年の朔望潮位データに対して、2001 年 1 月～2010 年 12 月の 10 ヶ年の朔望潮位データの分析を行った。朔望潮位に関する分析結果を表 1.1-4 に示す。

表 1.1-4 から 5 ヶ年及び 10 ヶ年の朔望満潮位、朔望干潮位及びそれらの標準偏差について、いずれも同程度であることを確認した。また、図 1.1-4 に 10 ヶ年（2001 年 1 月～2010 年 12 月）の潮位変化を示す。

表 1.1-4 朔望潮位に関する分析結果

	朔望満潮位 (m)		朔望干潮位 (m)	
	5 ヲ年	10 ヲ年	5 ヲ年	10 ヲ年
平均値	T.P. +0.65	T.P. +0.64	T.P. -0.81	T.P. -0.80
標準偏差	0.14	0.13	0.16	0.15

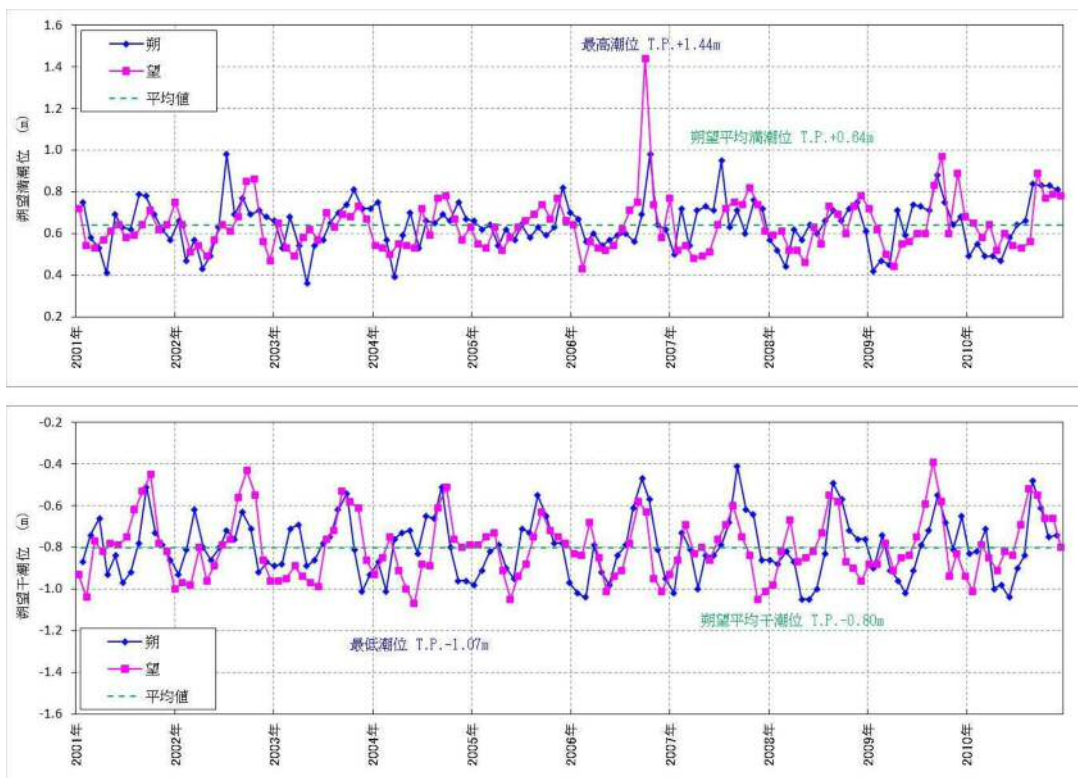


図 1.1-4 10 ヲ年 (2001 年 1 月～2010 年 12 月) の潮位変化  
(上：朔望満潮位，下：朔望干潮位)

### 1.1.3 茨城港日立港区の潮位データの扱いについて

基準津波の策定で使用した潮位は、茨城港日立港区における 2004 年～2009 年の潮位データである。2011 年以降の潮位データについては公表されていない。

そのため、発電所の近接観測地点であり、観測が継続している銚子漁港と小名浜の各地点の 2006 年 1 月～2010 年 12 月、2012 年 1 月～2016 年 12 月における朔望平均満干潮位、年平均潮位、年最高潮位及び最高潮位及び至近約 40 年（1971 年～2010 年）及び至近約 45 年（1971 年～2016 年（2011 年を除く））における最高潮位の超過発生確率を用いて、2011 年以降の日立港区の潮位の傾向を推定した。観測地点位置図を図 1.1-5 に、各地点の朔望平均満干潮位を表 1.1-5 に、各地点の年平均潮位の推移を図 1.1-6 に、各地点の年最高潮位の推移を図 1.1-7、各地点の最高潮位の超過発生確率の推移を図 1.1-8 に示す。

表 1.1-5 から、銚子漁港と小名浜の朔望平均満干潮位について、2006 年～2010 年と 2012 年～2016 年の値を比較したところ、2006 年～2010 年に対し 2012 年～2016 年の方が、朔望平均満干潮位の差が小さくなる傾向を示している。よって、2011 年以降の茨城港日立港区の朔望平均満干潮位についても同様の傾向となることが想定される。また、図 1.1-6 及び図 1.1-7 から、2006 年～2010 年における日立港区、銚子漁港及び小名浜の年平均潮位及び年最高潮位を比較したところ、日立港区は銚子漁港及び小名浜と概ね同様の傾向を示している。

さらに、図 1.1-8 から、至近約 40 年（1971 年～2010 年）における日立港区、銚子漁港及び小名浜の最高潮位の超過発生確率を比較しても、日立港区の曲線は銚子漁港及び小名浜と概ね同様の傾向を示している。また、2011 年以降のデータを含む至近約 45 年（1971 年～2016 年（2011 年を除く））と 2011 年以前のデータである至近 40 年（1971 年～2010 年）における銚子漁港と小名浜の最高潮位の超過発生確率を比較すると、曲線は概ね同様の傾向を示すとともに、2011 年以前のデータによる超過発生確率に比べて、2011 年以降のデータを含んだ超過発生確率に有意な差はない。

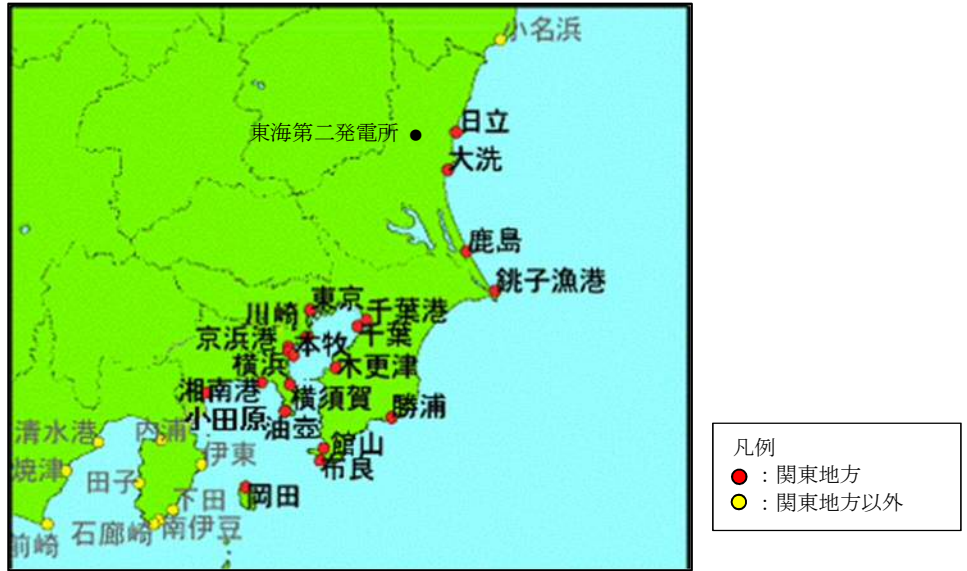
以上のことから、2011 年以降の日立港区の潮位は 2010 年以前の潮位と同様の傾向で推移し、また顕著な高潮は生じていないことが推測される。

次に、日立港区と東海第二発電所の月平均潮位を比較した。日立港区と東海第二発電所の潮位変動量の比較を図 1.1-9 に示す。なお、東海第二発電所潮位データについては、検潮小屋のフロア高さを基準高さに用いているため、日立港区（2007 年 1 月）の潮位値を基準値としている。日立港区と東海第二発電所の潮位データがともに得られている 2007 年から 2009 年の月平均潮位を比較したところ、日立港区と東海第二発電所は概ね同様の傾向を示している。したがって、日立港区の潮位には東海第二発電所における潮位変動の情報が反映されていることが推察される。

以上のことから、2010 年以前の茨城港日立港区の潮位データを基準津波の策定で使用することは妥当と判断した。

なお、昨今、度々大型の台風が日本列島を縦断していることから、過去の年最高潮位を上回っていないか確認した。結果の結果、至近の年最高潮位は過去の最高潮位を上回っていないことを確認した。「(参考 1) 至近の潮位観測記録（年最高潮位）の確認結果について」に確認結果を示す。





※大洗、鹿島の実測潮位については示されていない。  
 気象庁（2017）に加筆

図 1.1-5 観測地点位置図

表 1.1-5 各地点の朔望平均満干潮位

		銚子漁港		小名浜		日立港区
		2006～2010年	2012～2016年	2006～2010年	2012～2016年	2006～2010年
朔望満潮位	平均	0.65	0.62	0.54	0.49	0.65
	標準偏差	0.13	0.11	0.13	0.11	0.14
朔望干潮位	平均	-0.88	-0.82	-0.92	-0.88	-0.80
	標準偏差	0.14	0.13	0.15	0.13	0.15

単位：T.P. m

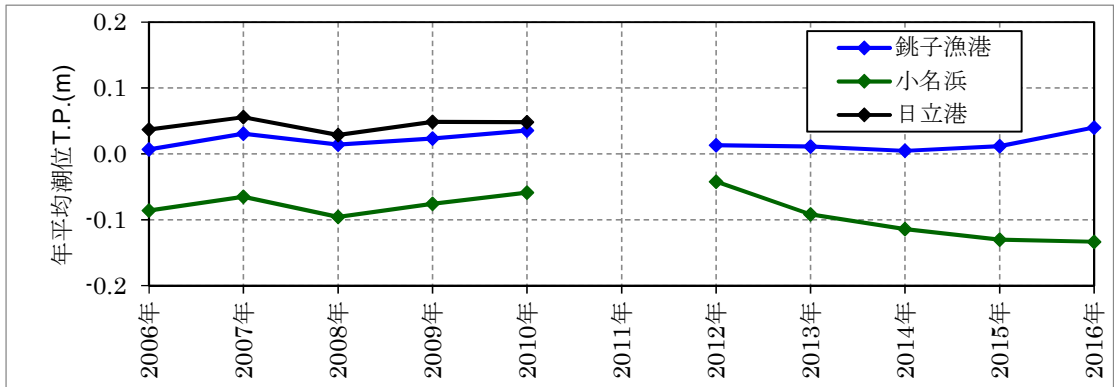


図 1.1-6 各地点の年平均潮位の推移

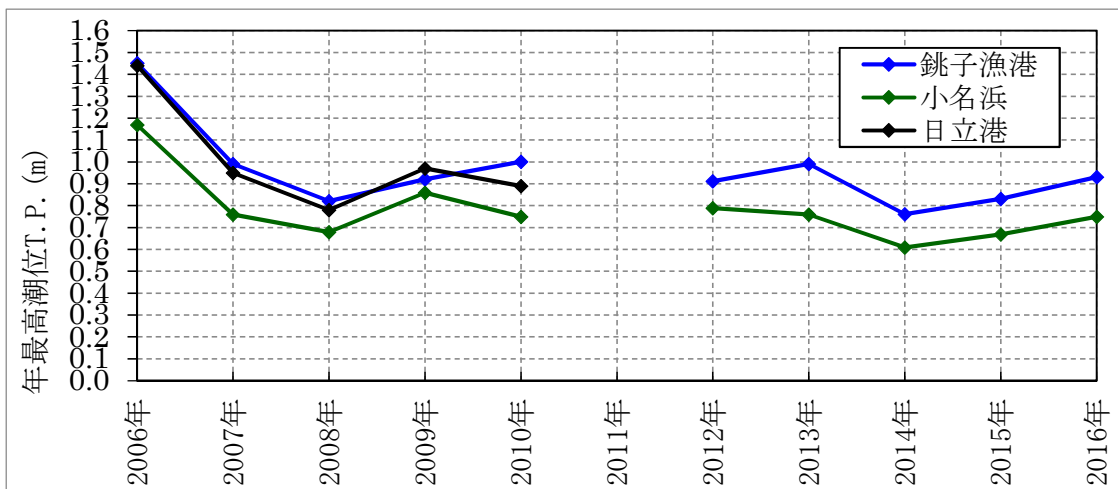
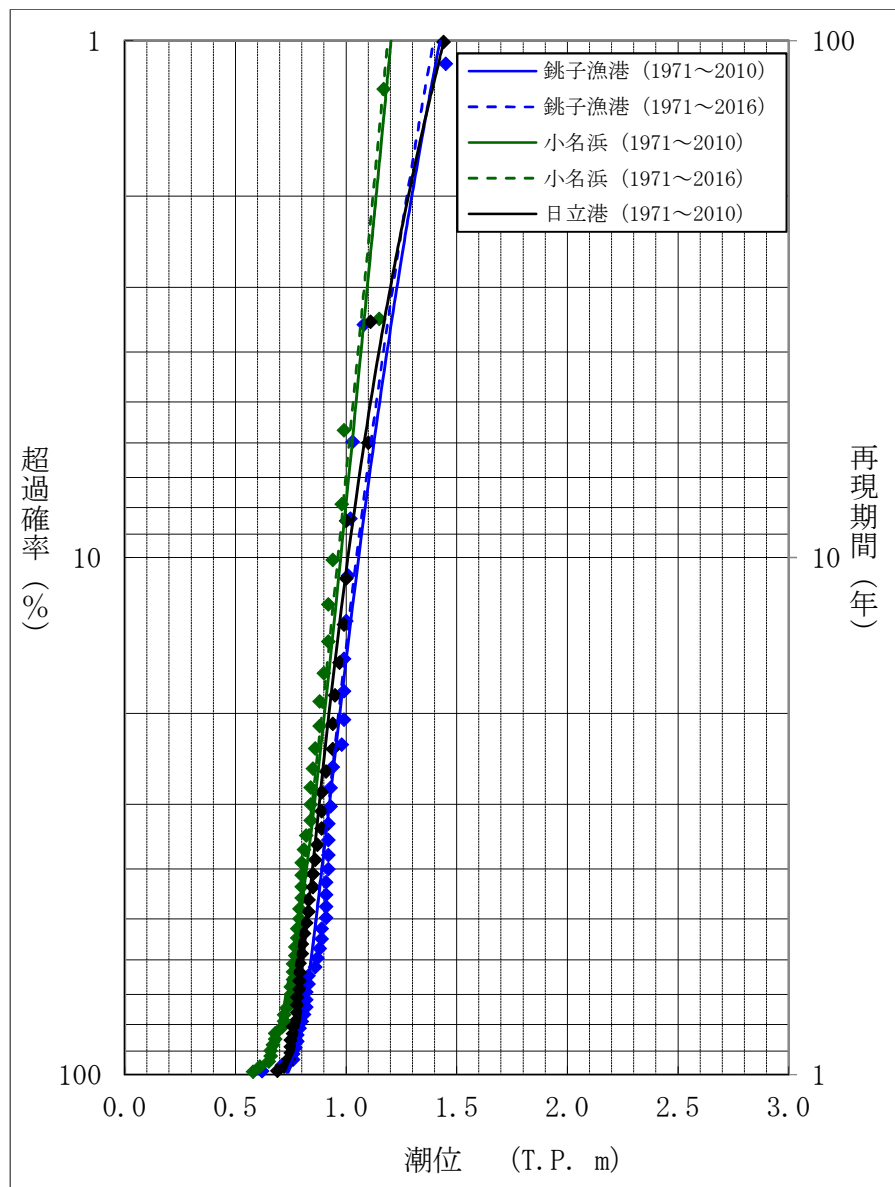
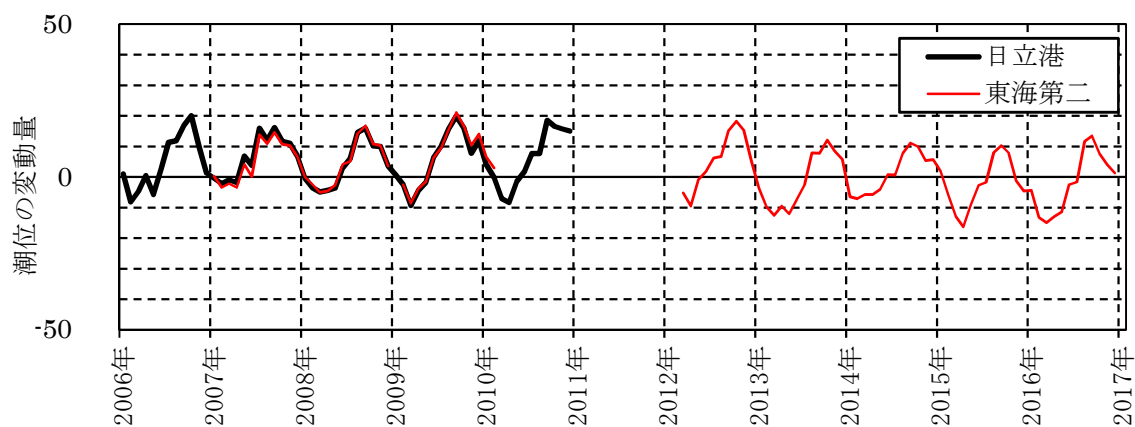


図 1.1-7 各地点の年最高潮位の推移



※2011年のデータを除く

図 1.1-8 各地点の超過発生確率



※東海第二発電所の潮位データは、検潮小屋のフロア高さを基準高さに用いているため、日立港区（2007年1月）の潮位値を基準値としている。  
 また、2009年1月、2010年3月から2012年2月の潮位データは欠測。

図 1.1-9 日立港区と東海第二発電所における月平均潮位の変動量の比較

(参考) 至近の潮位観測記録(年最高潮位)の確認結果について

基準津波の策定において使用した潮位データは、(財)日本気象協会が発行した「茨城港日立港区」の潮位表(2004年~2009年)に基づいているが、2011年以降の潮位データについては公表されていない。このため、許可段階においては、観測が継続している発電所の近接観測地点である銚子漁港と小名浜の観測データを用いて2016年12月までの潮位データを用いて、2010年以前の「茨城港日立港区」の潮位データを基準津波の策定に用いることの妥当性を説明している。

最近、度々大型の台風が日本列島を縦断していることから、過去の年最高潮位を上回っていないか確認するために、許可で示した銚子漁港と小名浜における2016年12月までの潮位データを2018年8月まで更新し確認した。

確認の結果、至近の年最高潮位は過去の最高潮位を上回っていないことを確認した(図1、図2)。

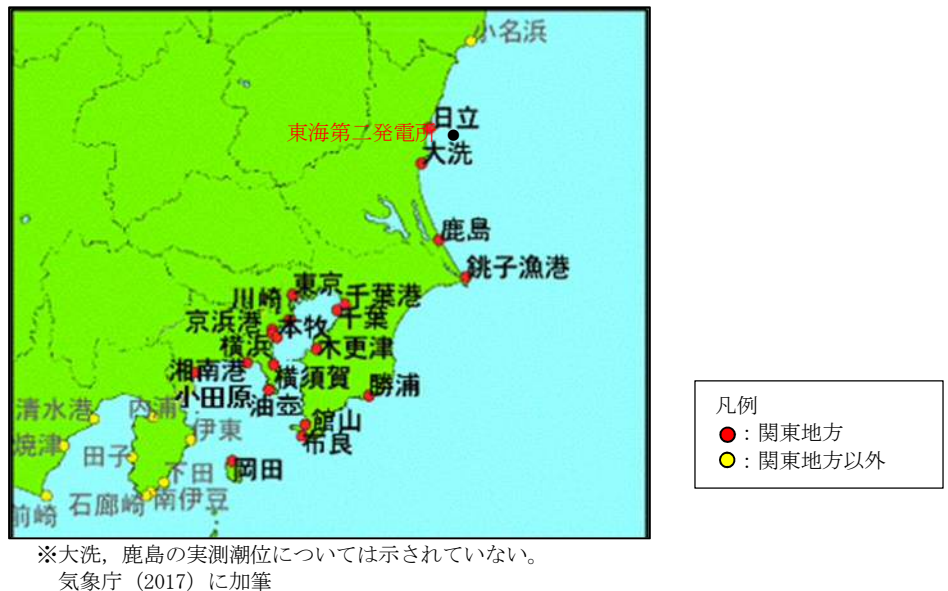


図1 観測地点位置図

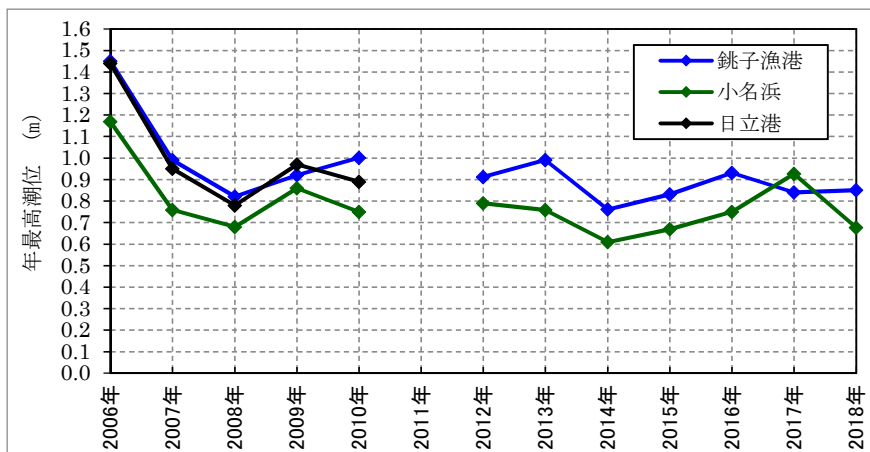


図2 各地点の年最高潮位の推移

## 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

#### a. 基準津波

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 $S_s$ による地盤変状の有無を数値シミュレーションの条件として考慮する。また、基準地震動 $S_s$ による人工構造物の形状変化として、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤の形状変化の有無が遡上・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。なお、取水構造物（取水路及び取水ピット）、放水路（防潮堤廻り）、SA用海水ピット取水塔、海水引込み管、SA用海水ピット、緊急用海水取水管及び緊急用海水ポンプピットについては、岩盤により支持されていることから、基準地震動 $S_s$ に伴う形状変化は考慮しない。

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茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による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。

#### (b) 初期潮位への考慮

数値シミュレーションの初期潮位として、朔望平均満潮位並びに上記(a)に示す茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動を考慮する。なお、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。

#### b. 敷地に遡上する津波

敷地に遡上する津波は、確率論的リスク評価において全炉心損傷頻度に対して津波のリスクが有意となる津波である。このため、数値シミュレーションにおいて初期潮位として設定する条件のみを考慮して数値シミュレーションを実施し、防潮堤前面においてT.P.+24mとなるように設定する。

また、敷地に遡上する津波については、防潮堤の内側にも津波が遡上し、浸水域となることから、防潮堤の内側の人工構造物については、以下に示すように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るが、数値シミュレーションの初期潮位として設定する条件ではなく、基準地震動 $S_s$ による地盤変状の有

無に関わらず、敷地に遡上する津波を確率論的リスク評価において全炉心損傷頻度に対して津波のリスクが有意となる津波として防潮堤前面において T.P. +24m と設定するため、防潮堤の外側の敷地について基準地震動  $S_s$  による地盤変状が生じない条件のみで数値シミュレーションを実施する。なお、防潮堤の内側についても、防潮堤の外側と同様に基準地震動  $S_s$  による地盤変状が生じない条件のみで数値シミュレーションを実施する。

基準地震動  $S_s$  による人工構造物の形状変化として、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤の形状変化の有無が遡上・浸水域に影響を及ぼす可能性があるが、数値シミュレーションの初期潮位として設定する条件ではなく、防波堤の形状変化の有無に関わらず、敷地に遡上する津波を確率論的リスク評価において全炉心損傷頻度に対して津波のリスクが有意となる津波として防潮堤前面において T.P. +24m と設定するため、防波堤が地震により損壊することを前提に数値シミュレーションを実施する。なお、取水構造物（取水路及び取水ピット）、放水路（防潮堤廻り）、SA用海水ピット取水塔、海水引込み管、SA用海水ピット、緊急用海水取水管及び緊急用海水ポンプピットについては、基準津波における数値シミュレーションと同様に基準地震動  $S_s$  に伴う形状変化は考慮しない。

なお、地震以外の要因による人工構造物の形状変化として、防潮堤内側の東海発電所の人工構造物を考慮する。東海発電所は廃止措置中であり建屋等の人工構造物が段階的に撤去される予定であるため、防潮堤内側の人工構造物については、東海発電所の人工構造物がある場合とない場合の状況が考えられる。このため、防潮堤内側の遡上・浸水域への影響を確認するため、東海発電所の人工構造物の有無を考慮する。

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り、数値シミュレーションにおいて初期潮位として設定しているため、敷地に遡上する津波の波源である茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による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。

(b) 初期潮位への考慮

数値シミュレーションの初期潮位として設定する朔望平均満潮位並びに上記(a)に示す茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動を考慮する。なお、潮位のばらつきについては、数値シミュレーションの初期潮位として設定する条件ではなく、潮位のばらつきの考慮の有無に関わらず、敷地に遡上する津波を確率論的リスク評価において全炉心損傷頻度に対して津波のリスクが有意となる津波として防潮堤前面において T.P. +24m と設定するため、考慮しない。

(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. 基準津波

(a) 基準地震動  $S_s$  に伴う地形変化及び標高変化の考え方について

基準地震動  $S_s$  に伴う地形変化及び標高変化については、敷地内のすべての砂層及び礫層に対して強制的に液状化を仮定し、地盤面を大きく沈下させた条件として、敷地北側が 1.0m の沈下、敷地東側が 1.5m の沈下、敷地南側及び西側が 0.5m の沈下した状態を考慮する。「(参考 1) 敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」に詳細を示す。

(b) 基準地震動  $S_s$  に伴う人工構造物の形状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、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の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。

(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茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動量及び広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量を以下のとおり考慮する。

茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動量については、0.31m の陸域の沈降を想定する。

2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動については、地震により沈降が生じたが、その後、地殻の沈降は回復傾向となっている。この状況を考慮して、広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量として、0.2m の沈降を想定する。「(参考 2) 広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量について」に広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量の詳細を示す。

b. 敷地に遡上する津波

(a) 基準地震動  $S_s$  に伴う地形変化及び標高変化の考え方について

敷地に遡上する津波においては、基準地震動  $S_s$  に伴う地形変化及び標高変化は考慮しないため、基準地震動  $S_s$  に伴う地盤変状は設定しない。

(b) 基準地震動  $S_s$  に伴う人工構造物の形状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、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤がない場合について、数値シミュレーションを実施する。

(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、敷地に遡上する津波の波源である茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動量及び広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量を以下のとおり考慮する。

茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動量については、0.46m の陸域の沈降を想定する。

2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動については、地震により沈降が生じた



が、その後、地殻の沈降は回復傾向となっている。この状況を考慮して、広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量として、0.2mの沈降を想定する。「(参考2) 広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量について」に広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量の詳細を示す。

(3) 数値シミュレーションにおける解析モデルについて

a. 基準津波

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道路、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:5~80m)に合わせた形状にモデル化する。数値シミュレーションにおける解析モデルの詳細については、「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」に示す。

(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、海域では一般財団法人日本水路協会(2002, 2006)、深淺測量等による地形データ(2007)等を使用し、陸域では、茨城県による津波解析用地形データ(2007)等を使用する。また、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、社員による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。

伝播経路上の人工構造物の調査の詳細については、「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。

(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上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、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤のほか、防潮堤の外側に設置している海水電解装置建屋及び燃料輸送本部について考慮した。

なお、敷地内については、貯留堰の存在及び放水路ゲートの閉止を考慮してモデル化する。敷地外については、久慈川及び新川からの回り込みの有無を適切に評価するため、敷地北側、西側及び南側並びに久慈川流域及び新川流域の標高を考慮してモデル化する。

図1.2-1に数値シミュレーションにおける解析モデル図を示す。

b. 敷地に遡上する津波

敷地に遡上する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、基準津波の数値シミュレーションモデルと同じものを用いて解析を実施する。

(a) 敷地及び敷地周辺の地形及び標高

基準津波と同じ。

(b) 伝播経路上の人工構造物

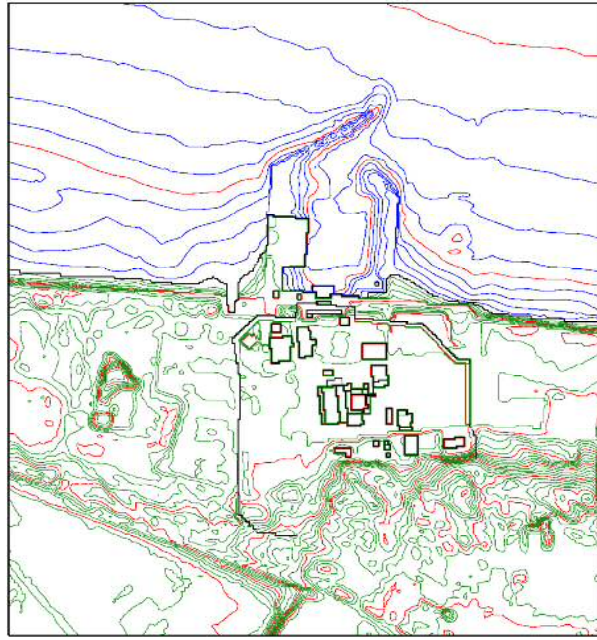
基準津波と同じ。

ただし、防潮堤内側の東海発電所の人工構造物については、廃止措置に伴い建屋等が撤去される予定であるが、防潮堤内側の遡上・浸水域への影響を確認するため、東海発電所の人工構造物の有無を数値シミュレーションモデルに反映して解析を実施する。

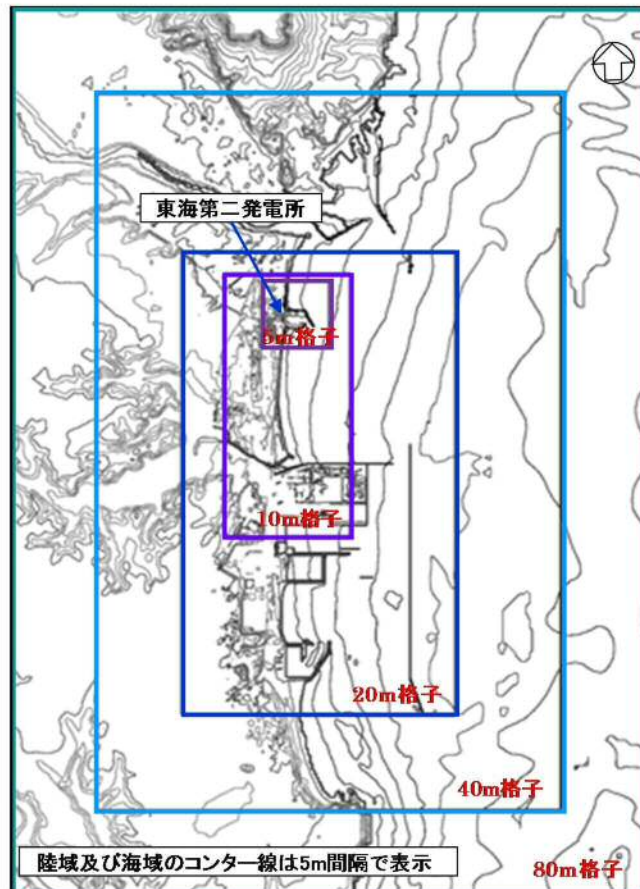
(c) 数値シミュレーションにおける解析モデルの作成

基準津波と同様に、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上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、防潮堤の外側に設置している海水電解装置建屋及び燃料輸送本部について考慮した。伝播経路上の人工構造物のうち、防潮堤の内側については、原子炉建屋、タービン建屋等の人工構造物を数値シミュレーションモデルに反映し、東海発電所の人工構造物については、ある場合とない場合を数値シミュレーションのモデルに反映して解析を実施する。また、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤については、防波堤が地震により損壊することを前提としているため、防波堤がない状態を数値シミュレーションモデルに反映して解析を実施する。

なお、敷地内については、貯留堰の存在及び放水路ゲートの閉止を考慮してモデル化する。敷地外については、久慈川及び新川からの回り込みの有無を適切に評価するため、敷地北側、西側及び南側並びに久慈川流域及び新川流域の標高を考慮してモデル化する。



(発電所敷地内)



(発電所敷地周辺)

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

##### a. 基準津波

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、敷地の大部分に遡上するが、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。また、津波は久慈川及び新川流域に沿って遡上するが、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への流入はなく河川からの回り込みによる遡上・浸水域への影響はない。

以下に、基準地震動  $S_3$  に伴う地形変化及び標高変化及び基準地震動  $S_3$  による人工構造物の形状変化が遡上・浸水域へ与える影響を示す。

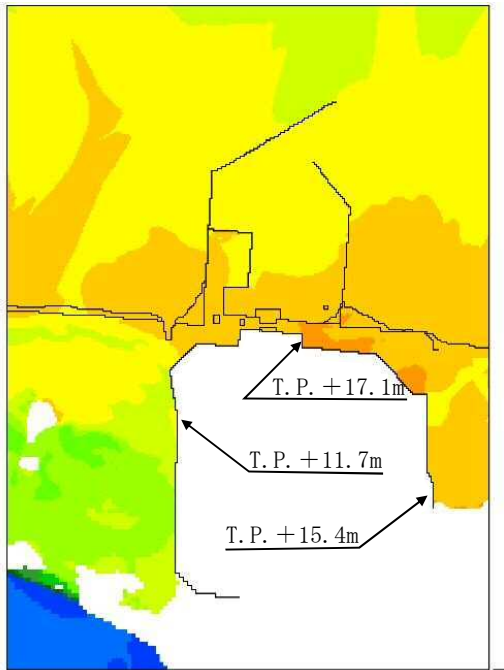
##### (a) 基準地震動 $S_3$ に伴う地形変化及び標高変化の影響について

基準地震動  $S_3$  に伴う地形変化及び標高変化の影響として、基準地震動  $S_3$  によって地盤面を大きく沈下させた場合とさせない場合（以下「地盤変状あり」と及び「地盤変状なし」という。）の影響を示す。図 1.2-2 から、地盤変状なしの場合に比べて、地盤変状ありの場合において、敷地北西部でわずかに遡上・浸水域が広がっているものの、全体的には大きな差はない結果となっている。また、敷地側面北側及び敷地前面東側の最大水位上昇量は、地盤変状ありの場合より地盤変状なしの場合の方が大きくなる傾向となっている。敷地側面南側の最大水位上昇量においては、地盤変状なしの場合より地盤変状ありの場合の方が大きくなる傾向となっている。

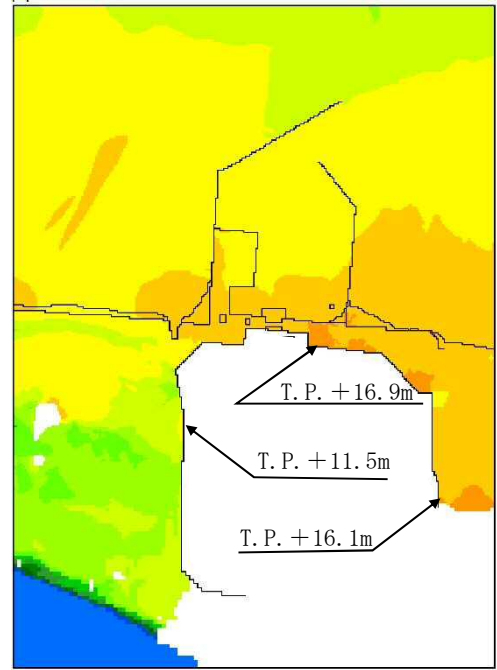
##### (b) 基準地震動 $S_3$ に伴う人工構造物の形状変化の影響について

基準地震動  $S_3$  に伴う人工構造物の形状変化の影響として、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤がある場合とない場合（以下「防波堤あり」と及び「防波堤なし」という。）の影響を示す。図 1.2-2 から、防波堤ありと防波堤なしの場合において、遡上・浸水域のほとんど差がない結果となっている。また、地盤変状ありの場合の敷地前面東側の水位の最大値が防波堤なしより防波堤ありの方が大きくなっているが、全体的な分布の傾向として、防波堤ありの場合より防波堤なしの方が最大水位上昇量が大きくなる傾向となっている。

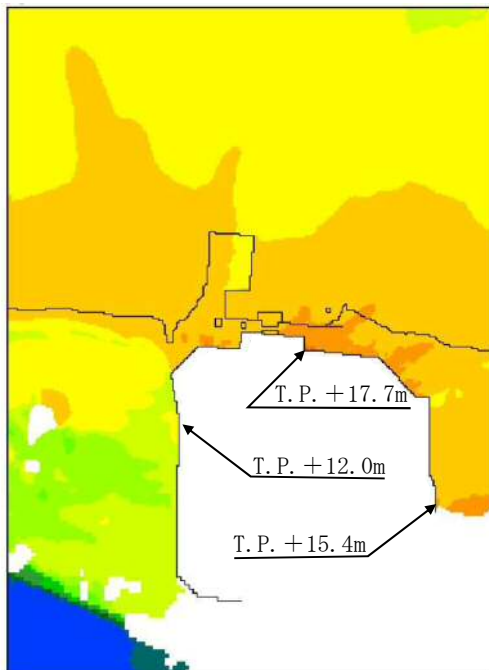
なお、敷地内の防波堤については、基準地震動  $S_3$  が作用した時の沈下の状況を考慮し、敷地内の防波堤の高さが 1m 低い状態を想定して、防潮堤前面の津波高さへの影響を確認した。防潮堤前面における津波水位は、防波堤がない場合における津波水位を上回らない結果となった。防波堤の沈下については「(参考 3) 地震による防波堤への影響評価について」、敷地内の防波堤の高さが 1m 低い状態での津波高さへの影響については「(参考 4) 防波堤の高さが 1m 低い状態での津波高さへの影響について」に詳細を示す。



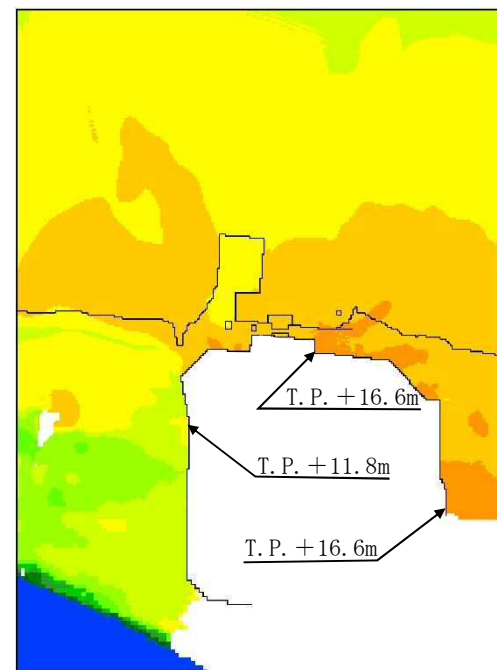
〔 防波堤あり  
地盤変状なし 〕



〔 防波堤あり  
地盤変状あり 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状なし 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状あり 〕

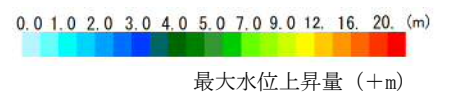


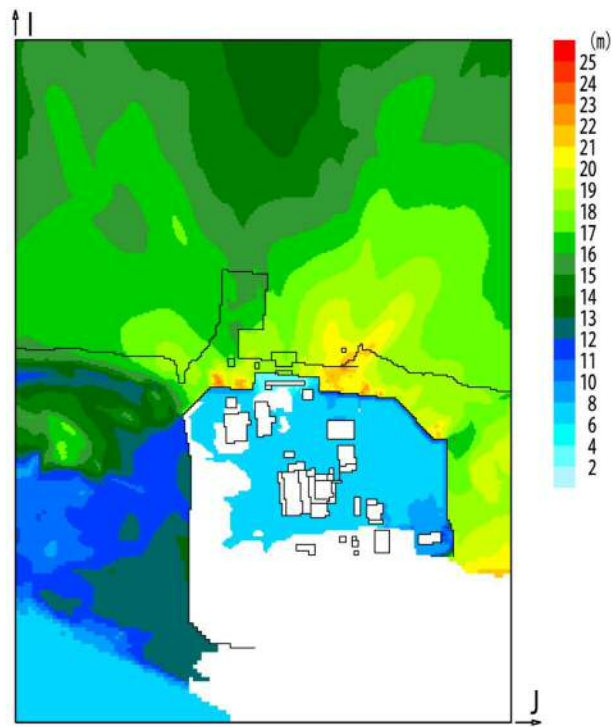
図 1.2-2 基準津波による遡上解析結果（最大水位上昇量分布）

b. 敷地に遡上する津波

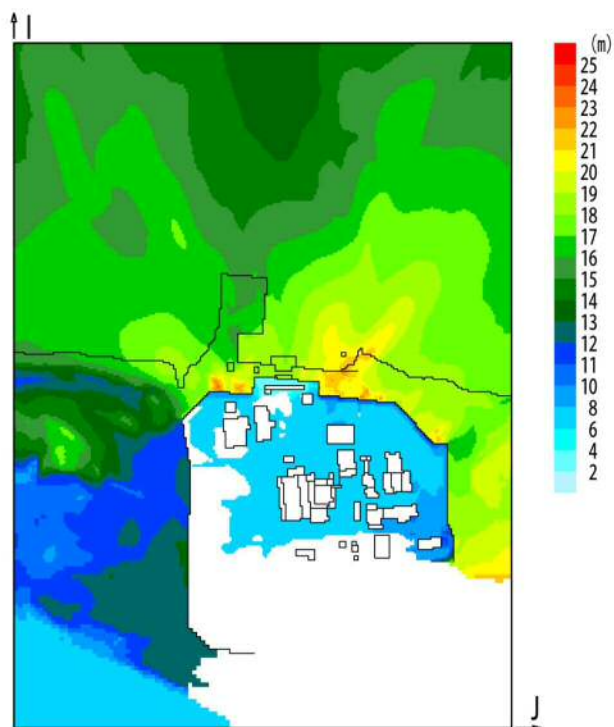
数値シミュレーションの結果として、図 1.2-3 に最大水位上昇量分布を示す。

津波は、防潮堤を超え、T.P. +8m 以下の敷地の大部分に遡上し、原子炉建屋、タービン建屋、排気筒等の周辺が浸水した。T.P. +11m 以上の敷地については、津波が到達しなかった。また、津波は久慈川及び新川流域に沿って遡上するが、敷地西側からの防潮堤内側への流入はなく河川からの回り込みによる遡上・浸水域への影響はない。

東海発電所の人工構造物の有無による影響については、東海発電所の人工構造物ある場合よりもない場合の方が、わずかに最大水位上昇量が大きくなる傾向となったが、敷地に遡上する津波に対する津波防護対象設備を内包する建屋及び区画である原子炉建屋、常設代替高圧電源装置用カルバート、常設低圧代替注水系格納槽、格納容器圧力逃がし装置格納槽、緊急用海水ポンプピット及び排気筒周辺の水位への影響はない。



〔 東海発電所の  
人工構造物なし 〕



〔 東海発電所の  
人工構造物あり 〕

図 1.2-3 敷地に遡上する津波による遡上解析結果（最大水位上昇量分布）

(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。

防潮堤外側の地盤においては、地震に起因する変状による地形の変化を確認するために、有効応力解析に基づき沈下量を算定し、基準津波による敷地周辺の遡上及び浸水域の評価（以下「数値シミュレーション」という。）への影響を確認する。

沈下量の検討では、地下水位を地表面に設定した有効応力解析モデルを用いて地震による残留沈下量を求め、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。有効応力解析には、有効応力解析コード「FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) Ver. 7.3.0\_2」を用いる。検討範囲を図1に示す。

本検討においては、液状化検討対象層である全ての砂層、礫層に対し豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定し、地盤面を大きく沈下させる条件にて評価する。

豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される淡黄色の天然の珪砂であり、敷地には存在しないものであるが、丸みのある粒から成り、粒度が揃い、ほぼ均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化検討対象層を強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価に適用する。豊浦標準砂の液状化強度試験データに基づき $-1\sigma$ を考慮したFLIPによる液状化強度特性（強制的な液状化の仮定に用いる液状化強度特性）を図2及び図3に示す。また、図2に示した敷地内の各土質の液状化強度特性は、試験結果に基づき $-1\sigma$ を考慮した液状化強度特性（原地盤に基づく液状化強度特性）である。なお、 $\sigma$ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化強度特性は、原地盤の液状化強度特性の全てを包含しており、極めて液状化しやすい液状化特性を有していることから、豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析は、強制的に液状化させることを仮定した影響評価となる。



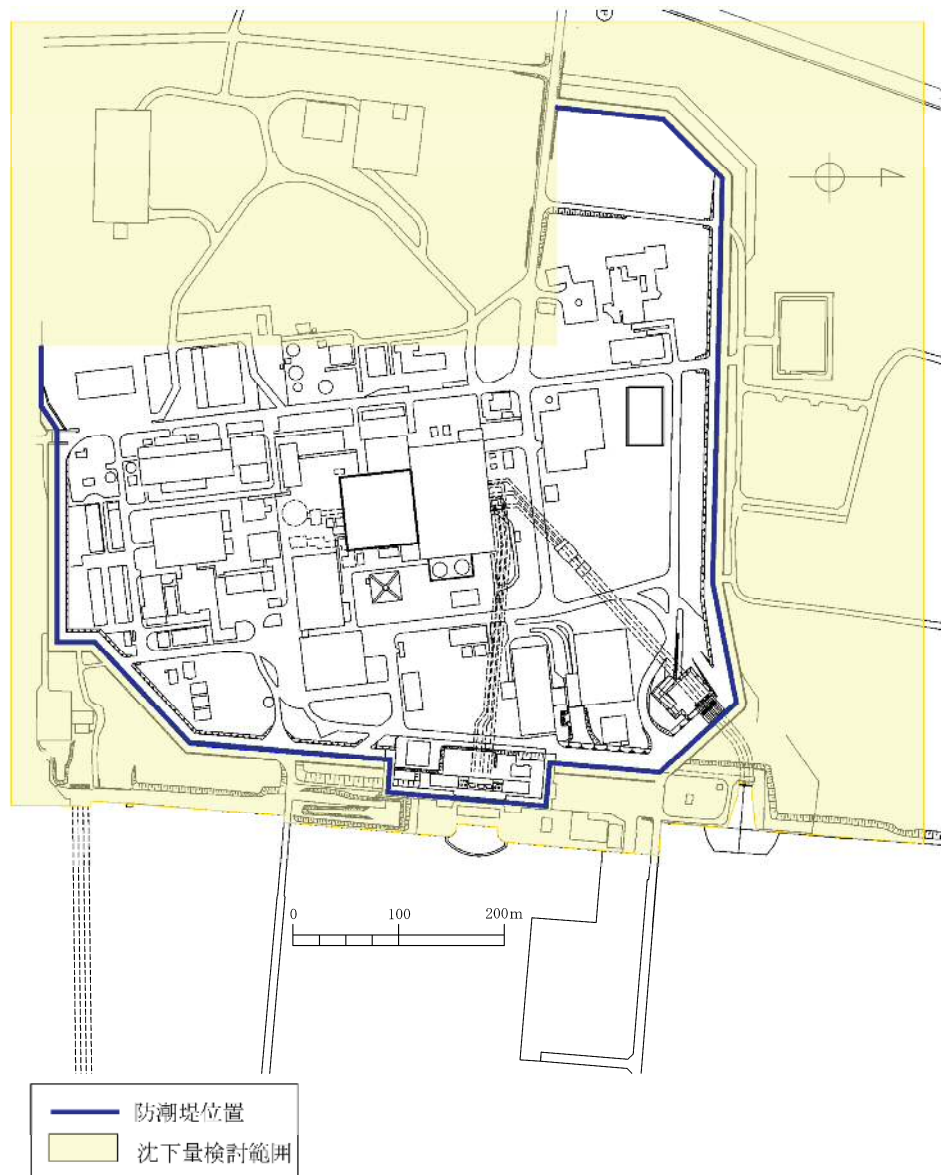
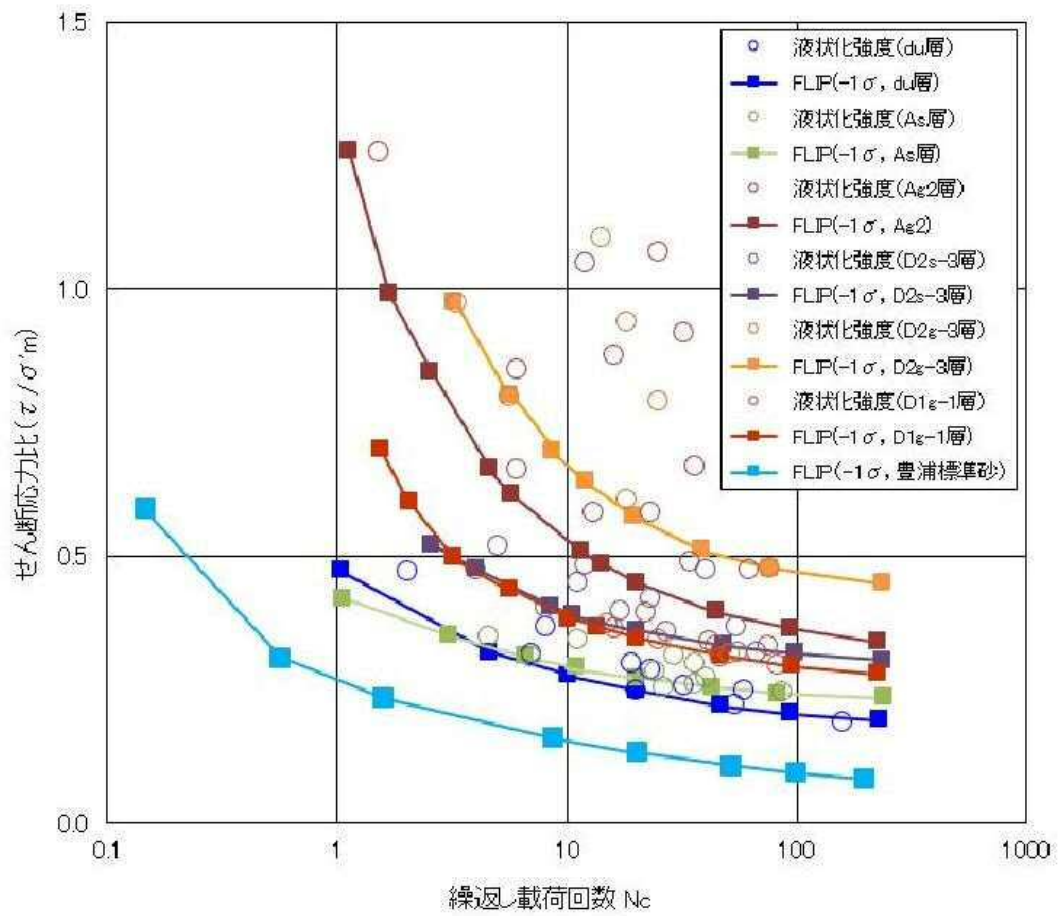


図1 沈下量検討範囲



凡例中の  $\sigma$  は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

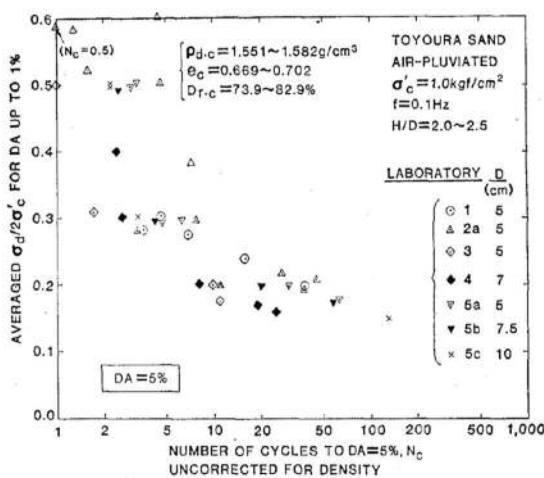
図2 東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含するFLIPの液状化強度特性 (-1 $\sigma$ , 豊浦標準砂)

■ 豊浦標準砂<sup>\*1</sup>に基づく液状化強度特性の仮定

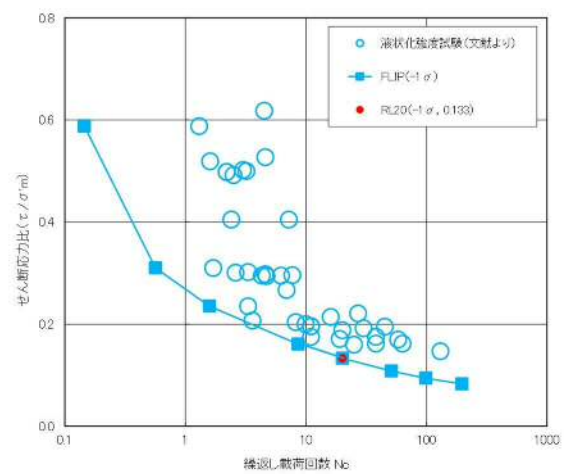
文献<sup>\*2</sup>から引用した相対密度 73.9～82.9 %の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含する FLIP の液状化特性を設定する。

注記 \* 1 : 豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり、敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は、淡黄色の丸みのある粒から成り、粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

\* 2 : CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM [Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986)]



豊浦標準砂の液状化強度試験データ  
(文献<sup>\*2</sup>からの引用)



FLIP による液状化強度特性  
(-1σ, 豊浦標準砂)

凡例中のσは、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力σ'ma [kN/m <sup>2</sup> ]	基準初期 せん断剛性Gma [kN/m <sup>2</sup> ]	最大履歴減衰率 hmax	φ <sub>p</sub> [度]	S <sub>1</sub>	W <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>
豊浦 標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

図 3 豊浦標準砂の液状化強度試験データ及び FLIP による  
豊浦標準砂の液状化強度特性 (-1σ)

## 2. 検討内容

### (1) 有効応力解析による残留沈下量

防潮堤前面の地盤の沈下量を二次元有効応力解析により算定した。解析モデルは構造物を線形梁要素，地盤をマルチスプリング要素でモデル化した。解析において，地下水位は保守的に地表面に設定し，地震動は基準地震動  $S_s - D1$  を用いた。また，全ての液状化検討対象層に対して，豊浦標準砂の液状化強度特性 ( $-1\sigma$ ) により強制的な液状化を仮定した。

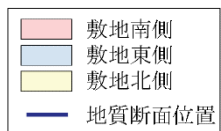
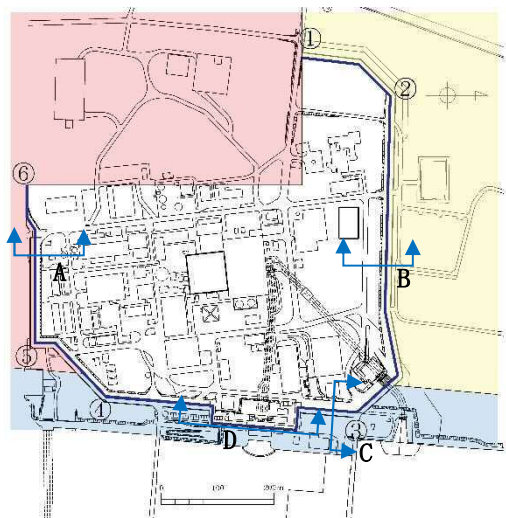
検討断面は，敷地南側の第四紀層が薄い範囲の代表地点としてA断面，敷地北側の第四紀層が厚く堆積した範囲の代表として過圧密粘土層 (Ac層) が最も薄い地点のB断面，敷地東側の海岸より約100 m以内の範囲の地点としてC断面及びD断面を選定した。平面図，地質断面図及び解析断面位置を図4に示し，A～D断面の解析モデルを図5に示す。

有効応力解析による残留沈下量の検討結果を表1に示す。

有効応力解析による地表面の残留沈下量の最大は，敷地南側では0.049 m，敷地北側では0.021 m，敷地東側では0.210 mとなった。

表1 有効応力解析による残留沈下量

	敷地南側 (A断面)	敷地北側 (B断面)	敷地東側 (C, D断面)
最大残留沈下量 (m)	0.049	0.021	0.210



地質構成表

地質時代	地質区分	記号	岩相
第四紀 新世	砂丘層	du	砂
		Ag2	砂礫
		Ac	粘土
第四紀 沖積層		As	砂
		Ac1	砂礫
第四紀 更新世		D2c-3	シルト
		D2s-3	砂
	段丘堆積層	D2g-3	砂礫
		D2c-2	シルト
		D2g-2	砂礫
新第三紀 鮮新世		D1g-1	砂礫
	久米層	Km	砂質泥岩

液状化検討対象層  
(豊浦標準砂と仮定)

1.2-16

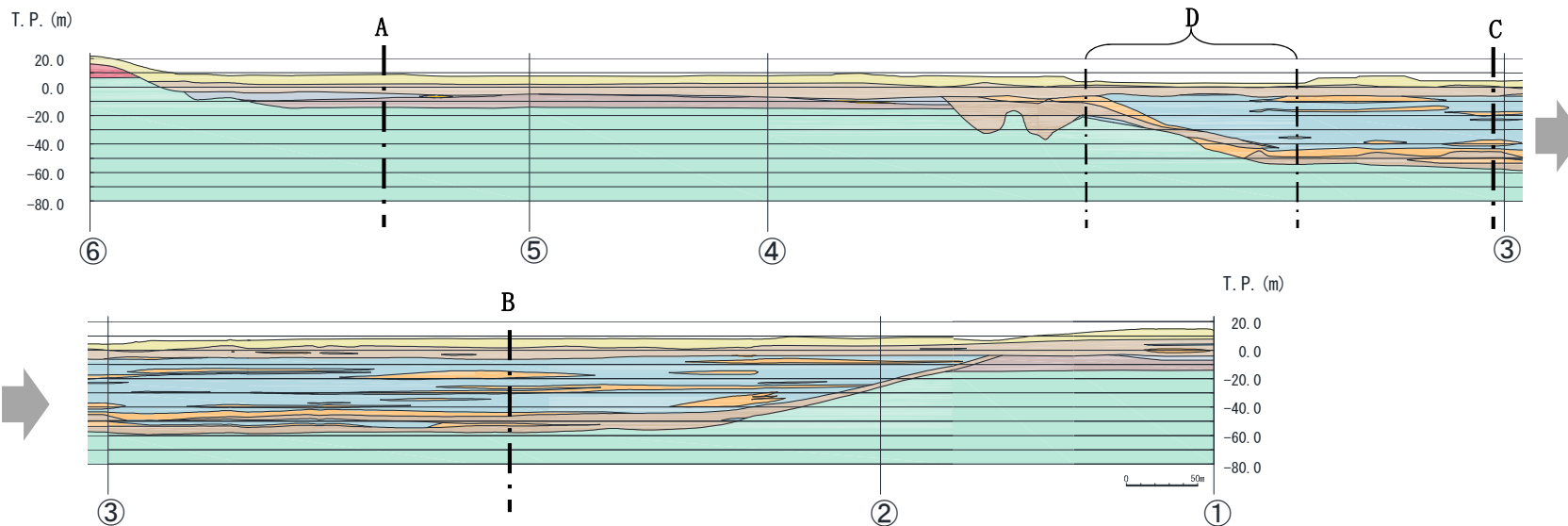


図4 平面図，地質断面図及び解析断面位置

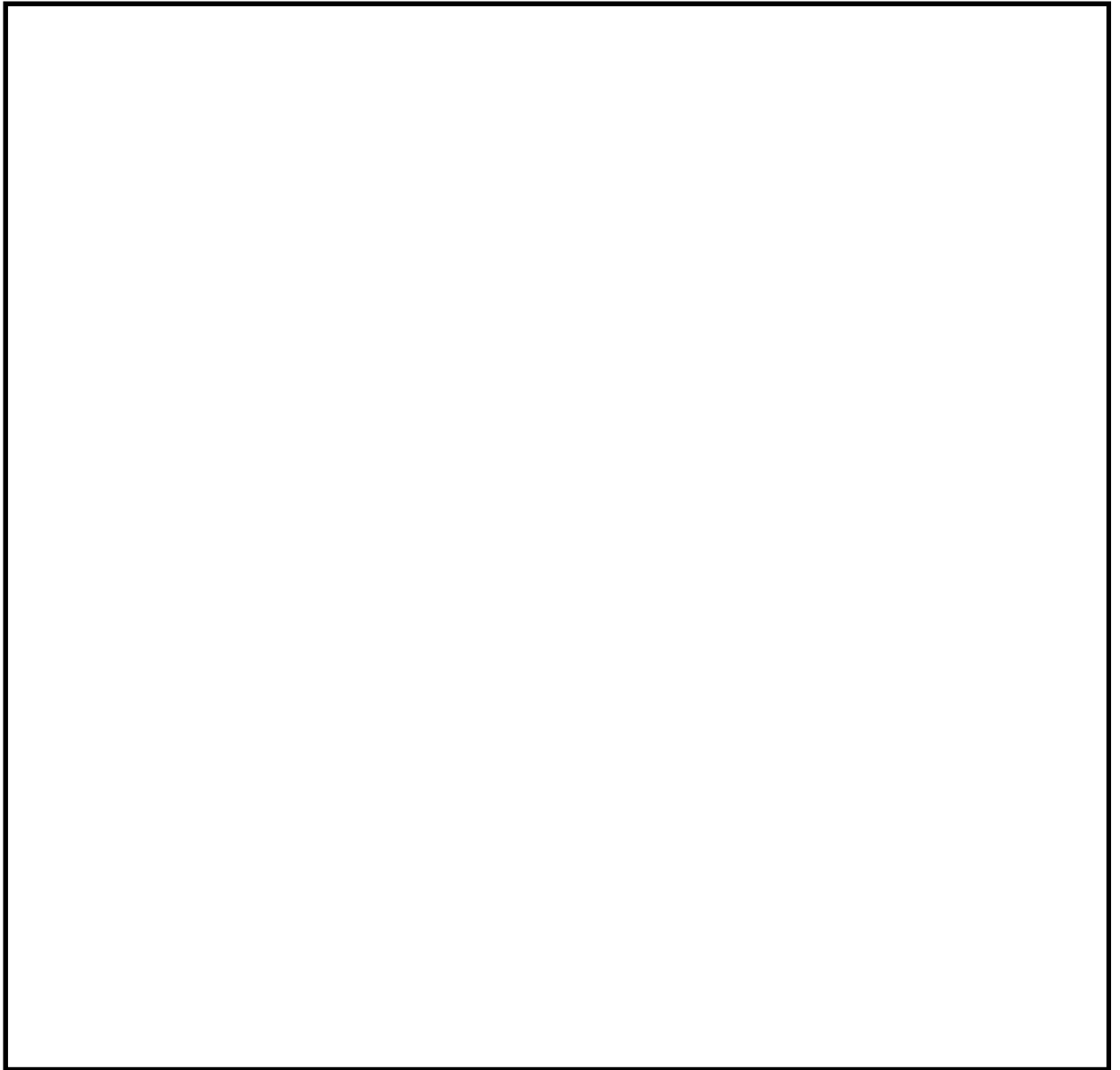


図5 解析モデル図

(2) 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

排水沈下量の算定は、有効応力解析を実施した地点で行った。

排水沈下率は、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。排水沈下量の計算に用いる豊浦標準砂の相対密度は、豊浦標準砂の液状化強度試験に用いられた供試体の相対密度が73.9 %～82.9 %であったことから、沈下量の算定上保守的に70 %とし、沈下率の設定においても解析結果の最大せん断ひずみによらず、安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを図6に、相対密度より設定した沈下率を図7に示す。

排水沈下量の検討結果を表2に示す。

敷地南側の排水沈下量は最大0.362 m、敷地北側の排水沈下量は最大0.715 m、敷地東側の排水沈下量は最大0.708 mとなった。

表2 排水沈下量

	敷地南側	敷地北側	敷地東側
最大排水沈下量 (m)	0.362	0.715	0.708

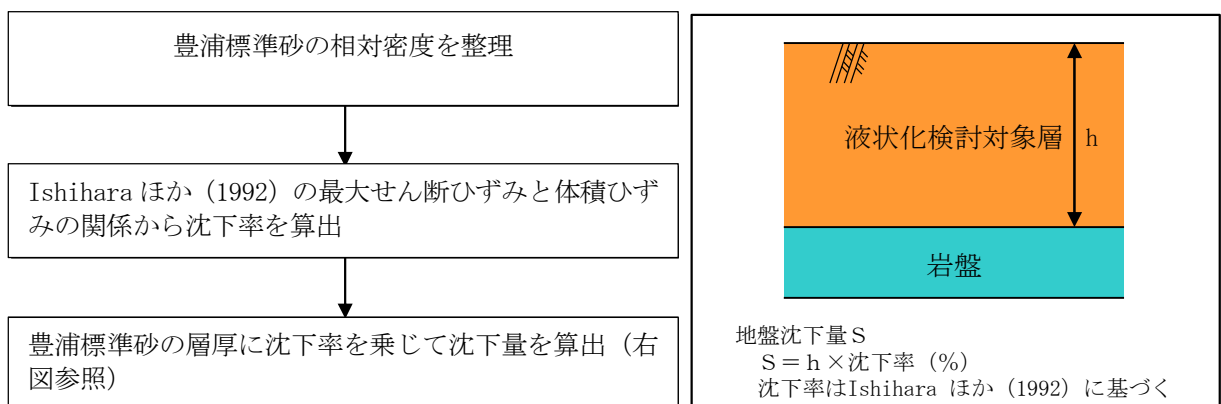


図6 排水沈下量の算定フロー

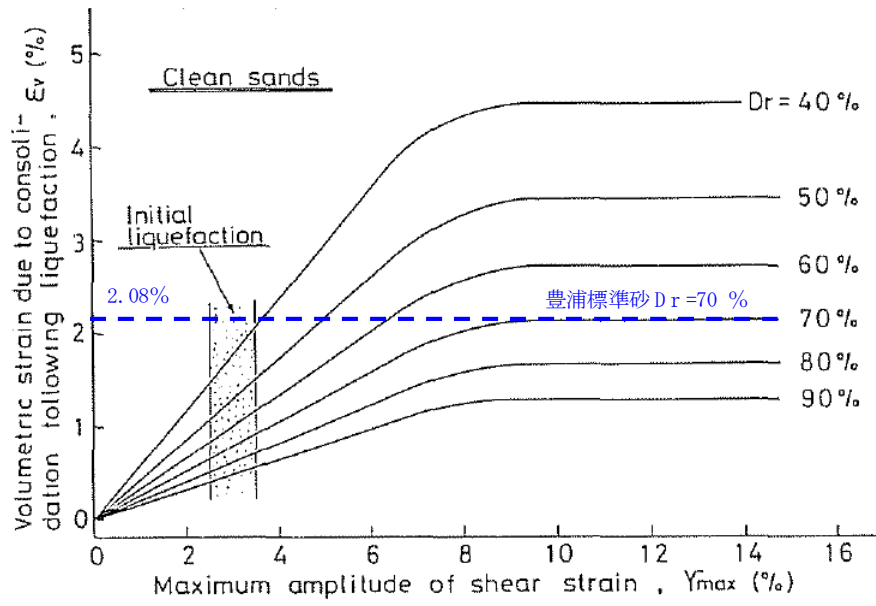


図7 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した豊浦標準砂の沈下率



### 3. 検討結果

有効応力解析から算定した残留沈下量及び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）の関係から算定した排水沈下量の合計を表3に示す。

敷地南側では合計沈下量が0.411 mとなったことから、数値シミュレーションにおいて想定する津波遡上経路の沈下量（以下「想定沈下量」という。）は保守的に0.5 mとする。敷地北側では合計沈下量が0.736 mとなったことから、想定沈下量は保守的に1.0 mとする。敷地東側では合計沈下量が0.918 mとなったことから、想定沈下量を1.5 mとする。

以上の検討結果に基づき、数値シミュレーションで考慮する地震に起因する変状による地形の変化は、図8に示すとおり設定する。

表3 有効応力解析から算定した残留沈下量及び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）の関係から算定した排水沈下量

	敷地南側	敷地北側	敷地東側
	最大沈下量 (m)	最大沈下量 (m)	最大沈下量 (m)
有効応力解析から算定した残留沈下量	0.049	0.021	0.210
Ishihara ほか（1992）から算定した排水沈下量	0.362	0.715	0.708
合計	0.411	0.736	0.918
数値シミュレーションにおいて想定する津波遡上経路の沈下量	0.5	1.0	1.5

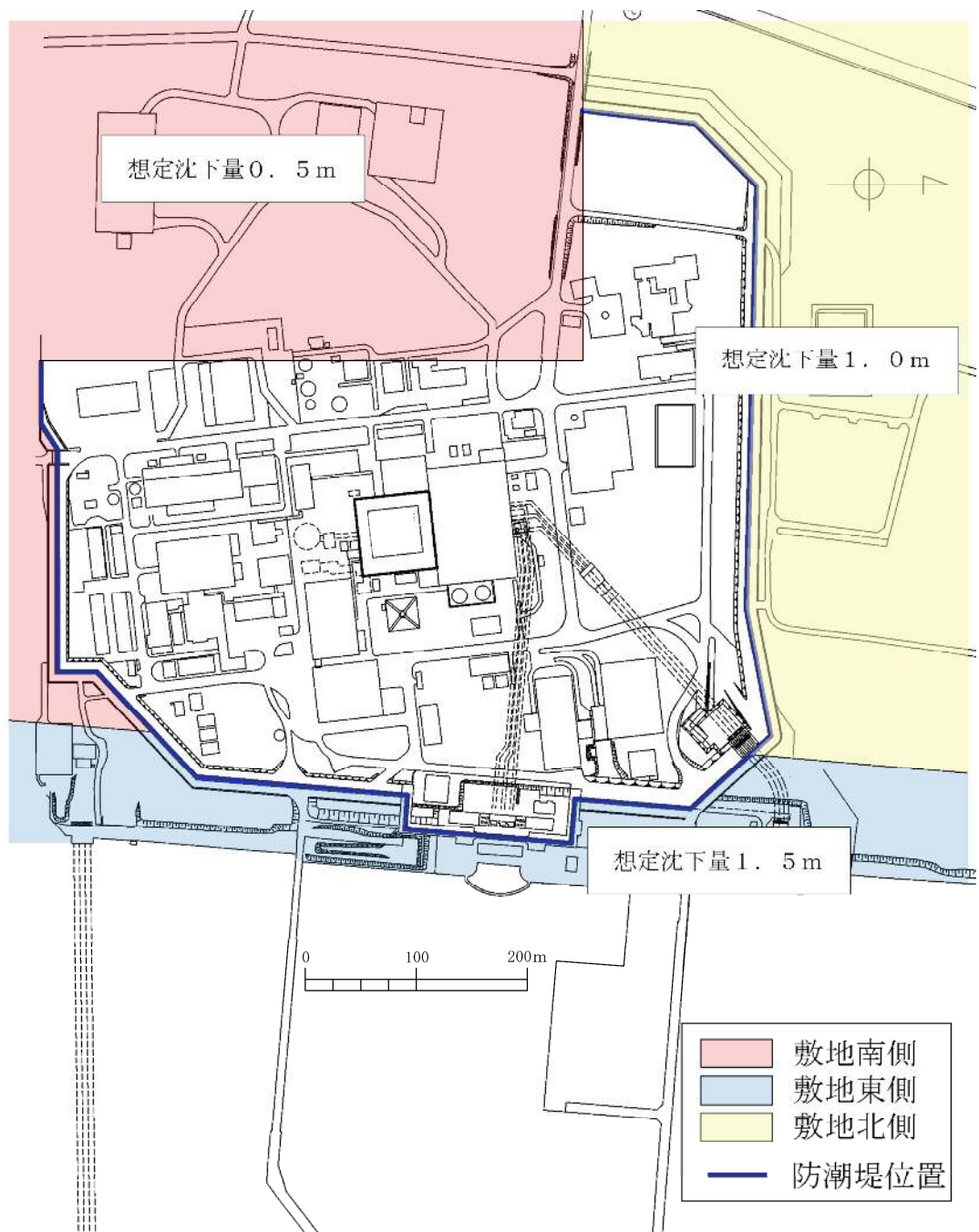


図8 想定沈下量評価結果

(参考 2) 広域的な余効変動を含む 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量について

広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量については、以下に示すとおり0.2mの沈降と設定する。

2011年東北地方太平洋沖地震後に、発電所敷地内にある基準点を対象にGPS測量し、地震前と比較した結果、敷地全体が約0.2m沈降していた。さらに、国土地理院（2017）による2011年東北地方太平洋沖地震（2011年3月）から6年後（2017年6月）までの地殻変動を参照すると、2011年東北地方太平洋沖地震前後では約0.3m程度沈降している。その後、2011年東北地方太平洋沖地震に伴い生じた地殻の沈降は回復傾向にあり、2017年時点において発電所周辺（日立）で約0.2m程度の沈降となっている。これらを考慮し、余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量として沈降量0.2mとする。表1に東海第二発電所周辺の電子基準点の高さ変動量、図1に2011年東北地方太平洋沖地震前から6年後までの地殻変動量分布、図2に2010年1月～2017年6月における電子基準点（日立）の高さ変動を示す。

なお、耐津波設計の評価に用いる入力津波の設定に当たっては、水位上昇側及び下降側それぞれに対して地殻変動量を安全側に考慮するため、上昇側の水位変動に対しては、余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動（0.2mの沈降）を考慮する。下降側の水位変動に対しては、2011年東北地方太平洋沖地震の地殻変動量が回復傾向にあることを踏まえ、安全側の評価となるように余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（0.2mの沈降）は考慮しない。

表1 東海第二発電所周辺の電子基準点の高さ変動量

観測局名	所在地	高さの変動量 [cm]								
		本震前後 (※1)	本震翌日から 1年後までの累積 (※2)	本震1年後から 2年後までの累積 (※2)	本震2年後から 3年後までの累積 (※2)	本震3年後から 4年後までの累積 (※2)	本震4年後から 5年後までの累積 (※2)	本震5年後から 6年後までの累積 (※2)	本震翌日から 6年間の累積 (※3)	本震前から 6年間の累積 (※4)
日立	茨城県日立市金沢町	-31	4	2	2	1	1	2	12	-19

国土地理院（2017）

(※1) 2011年3月10日と2011年3月12日の比較

(※2) 「本震翌日、1、2、3、4年後から1、2、3、4、5年後までの累積」は、2011年、2012年、2013年、2014年、2015年3月と2012年、2013年、2014年、2015年、2016年3月をそれぞれ比較したもの、「本震5年後から6年後までの累積」は2016年2月と2017年2月を比較したもの

(※3) 2011年3月12日と2017年2月の比較

(※4) 2011年2月と2017年2月の比較

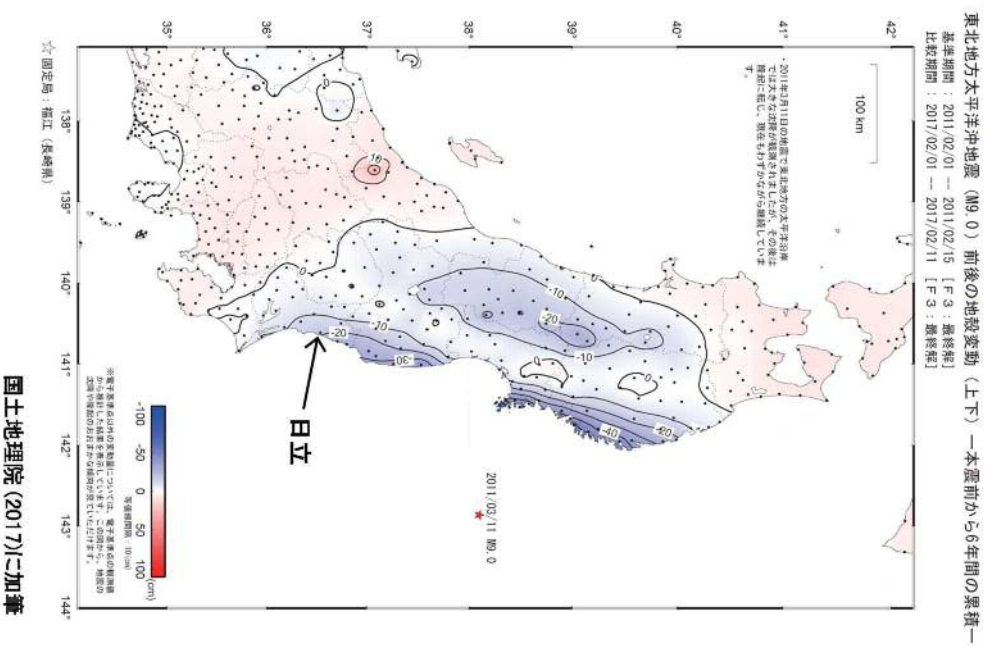


図 1 2011 年東北地方太平洋沖地震前から 6 年後までの地殻変動量分布

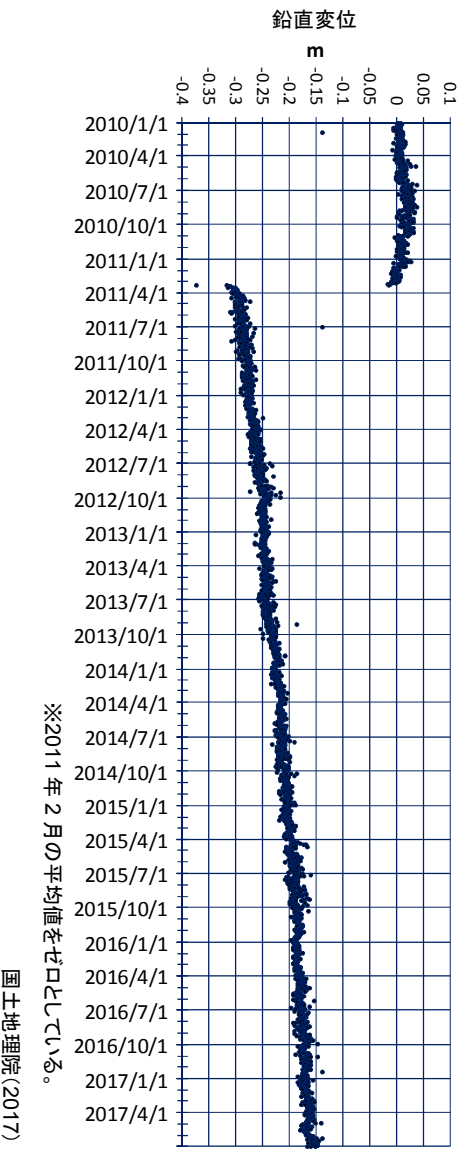


図 2 2010 年 1 月～2017 年 6 月における電子基準点 (日立) の鉛直変動

(参考 3) 地震による防波堤への影響評価について

### 1. 防波堤の施設概要

東海第二発電所の防波堤は、傾斜堤、ケーソン堤及び物揚岸壁からなる。傾斜堤は捨石や消波ブロック類からなり、上端には上部工を設置し道路として使用している。ケーソン堤は傾斜堤の先端部に 2 函ずつ設置されている。また、物揚岸壁は北側の防波堤にあり、港内側は控え杭式鋼管矢板の岸壁からなる。平面図及び構造断面図を図 1～図 8 に、東海港深淺図を図 9 に示す。

評価を行う断面は、構造形式の異なる傾斜堤、ケーソン堤の 2 断面を選定した。傾斜堤の評価位置は、水深が深い北防波堤先端付近とし、また、大型船舶の緊急離岸のための航路も考慮し、航路幅が最も狭隘となる断面①-①を選定した。ケーソン堤の評価断面は、同様に緊急離岸航路を考慮し南防波堤ケーソン堤断面②-②とした。

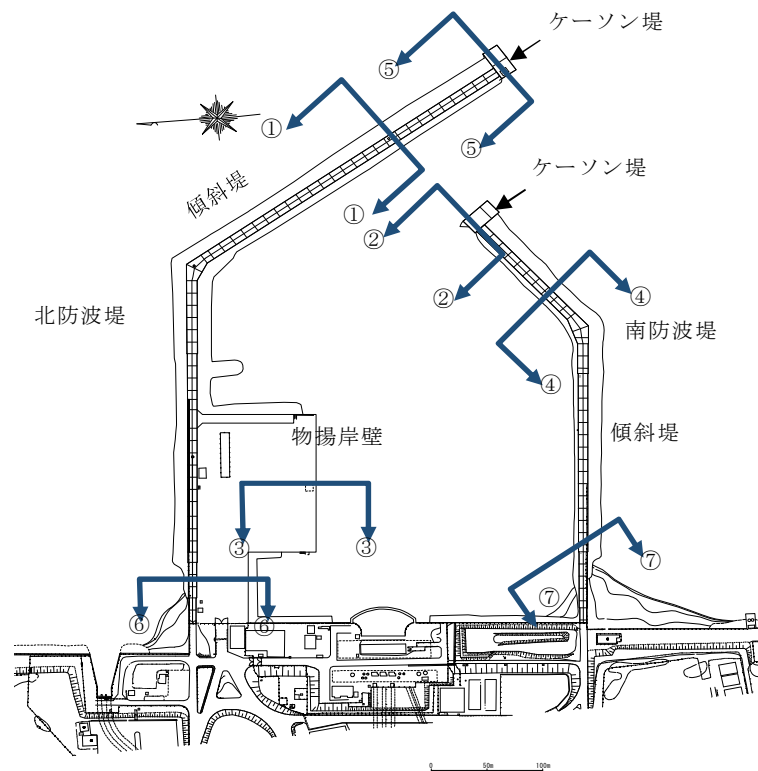


図 1 港湾施設平面図

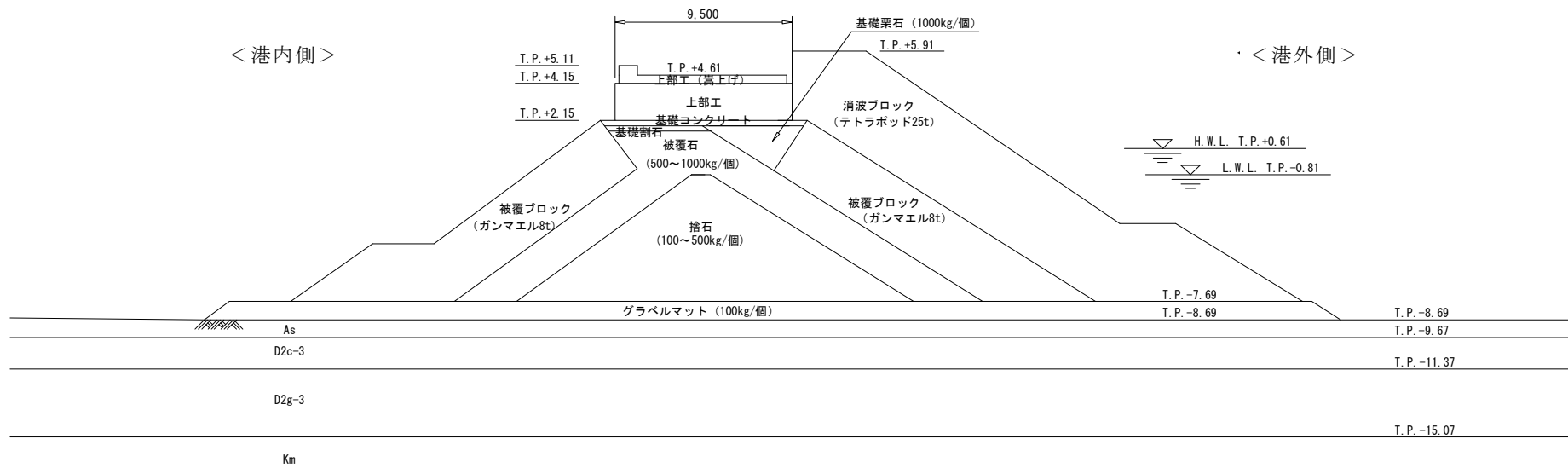


図2 北側防波堤傾斜堤断面 (①-①)

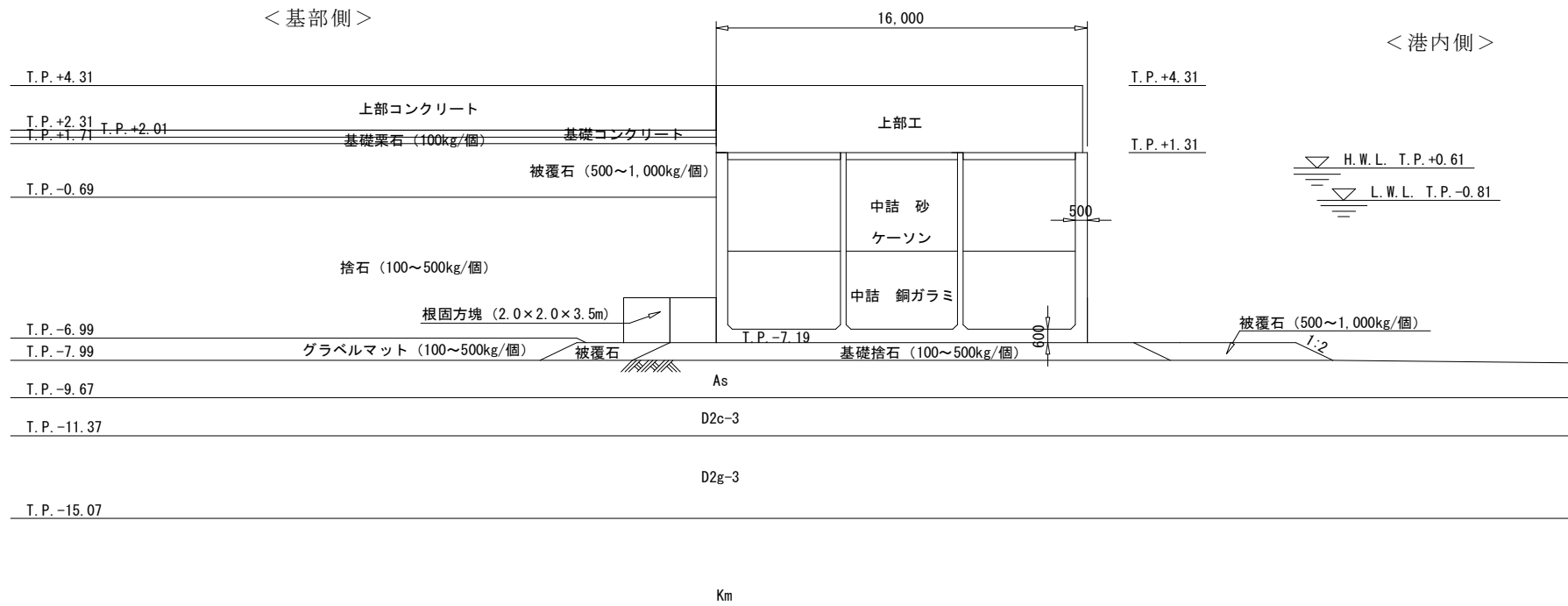


図3 南側防波堤ケーソン堤断面 (2-2)

< 港内側 >

< 港外側 >

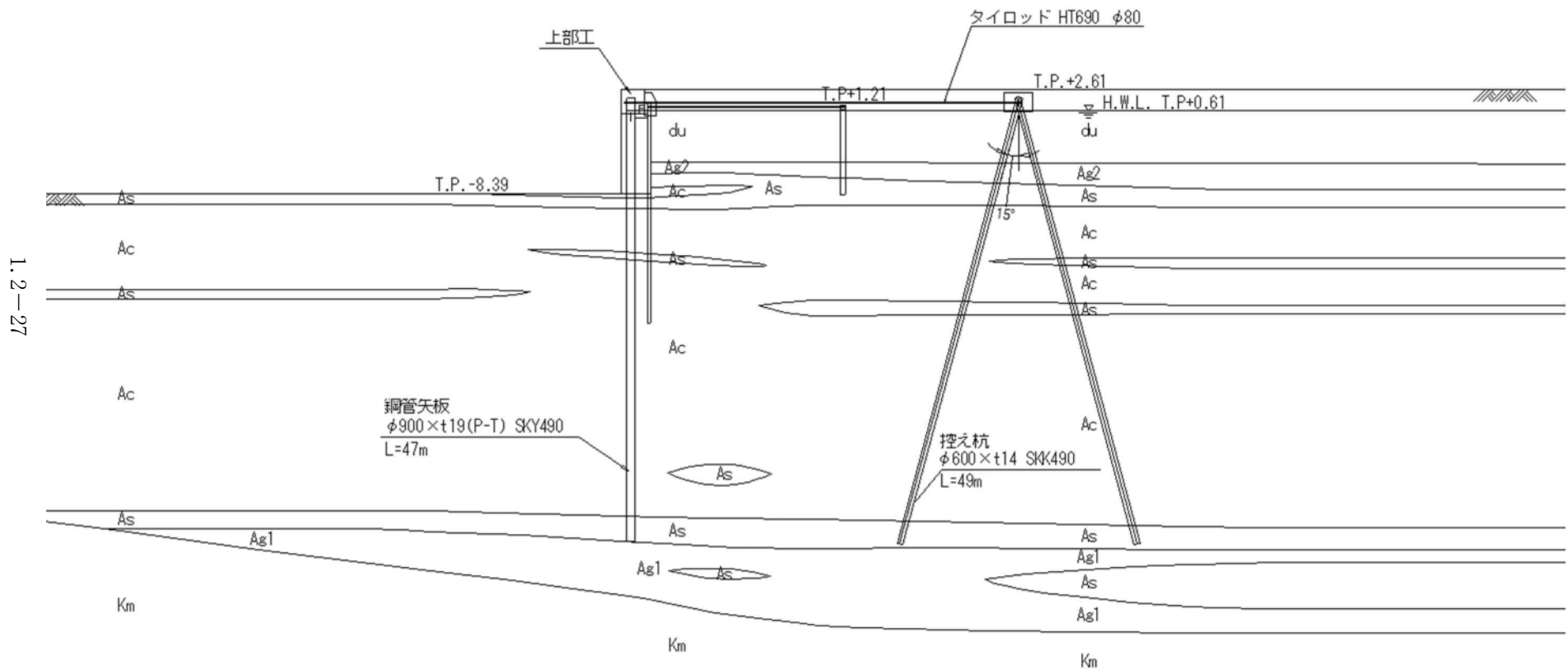


図 4 物揚岸壁断面 (③-③)

1.2-27



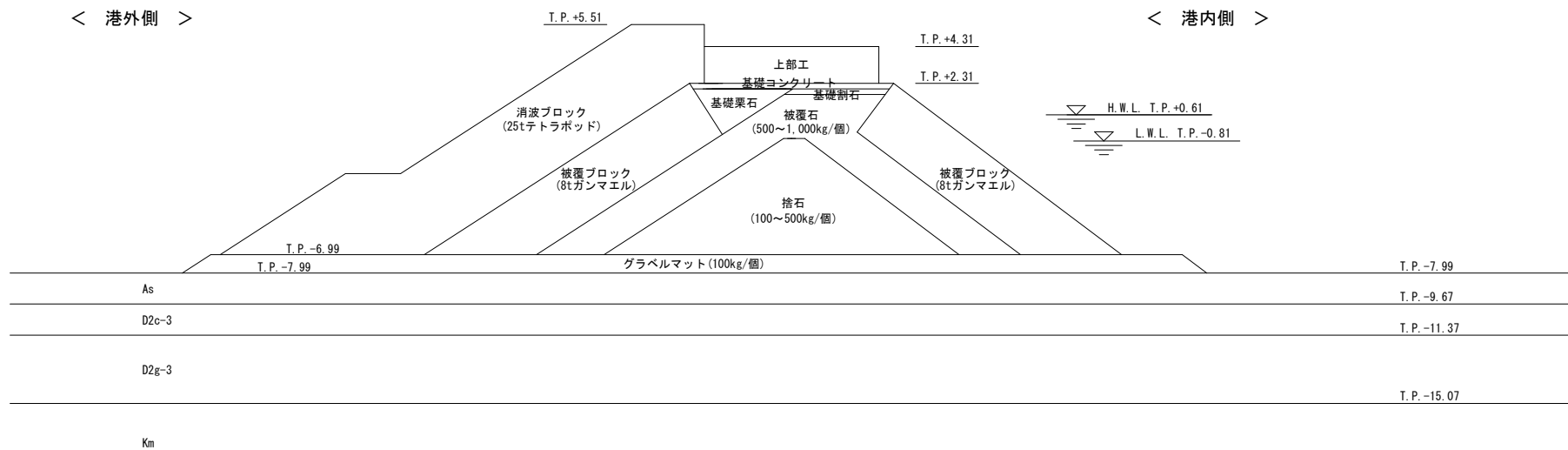


図 5 南側防波堤傾斜堤断面 (④-④)

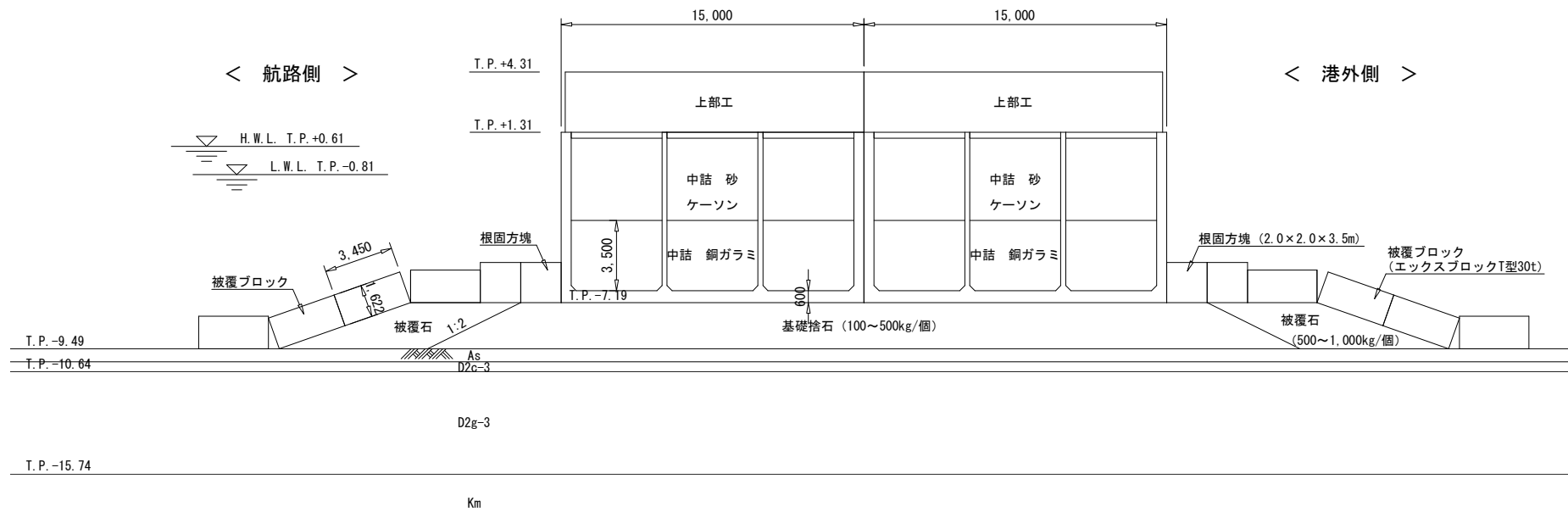


図6 北側防波堤ケーソン堤断面 (⑤-⑤)

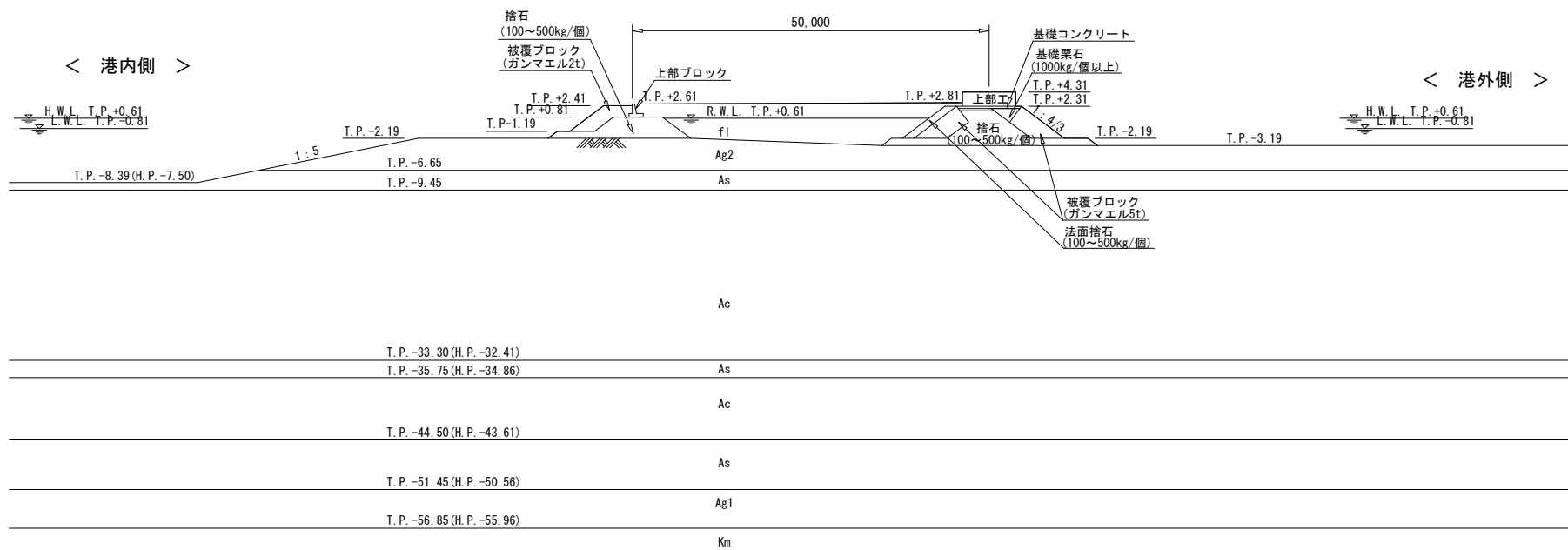
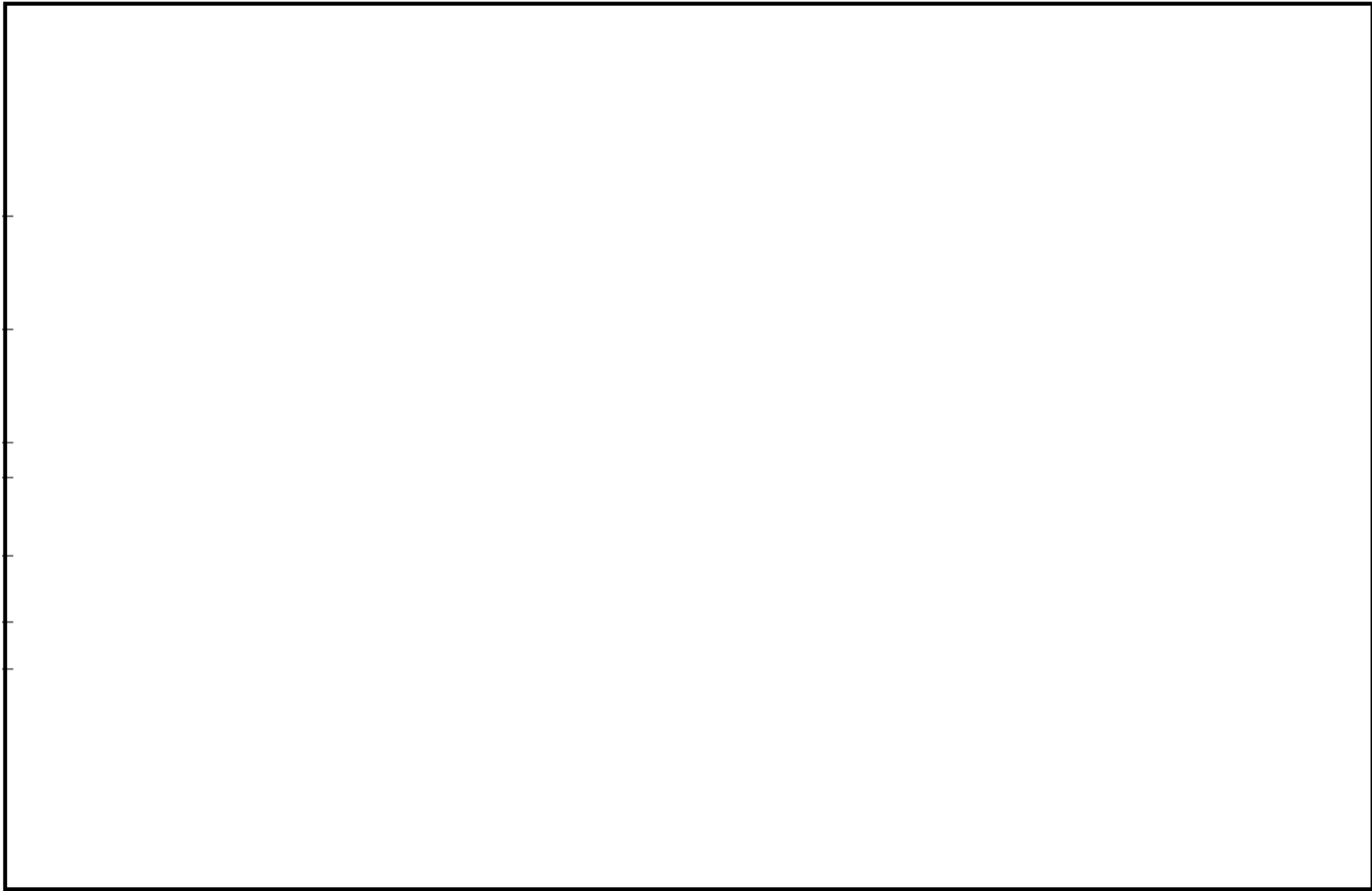


図7 物揚岸壁進入路断面 (⑥-⑥)



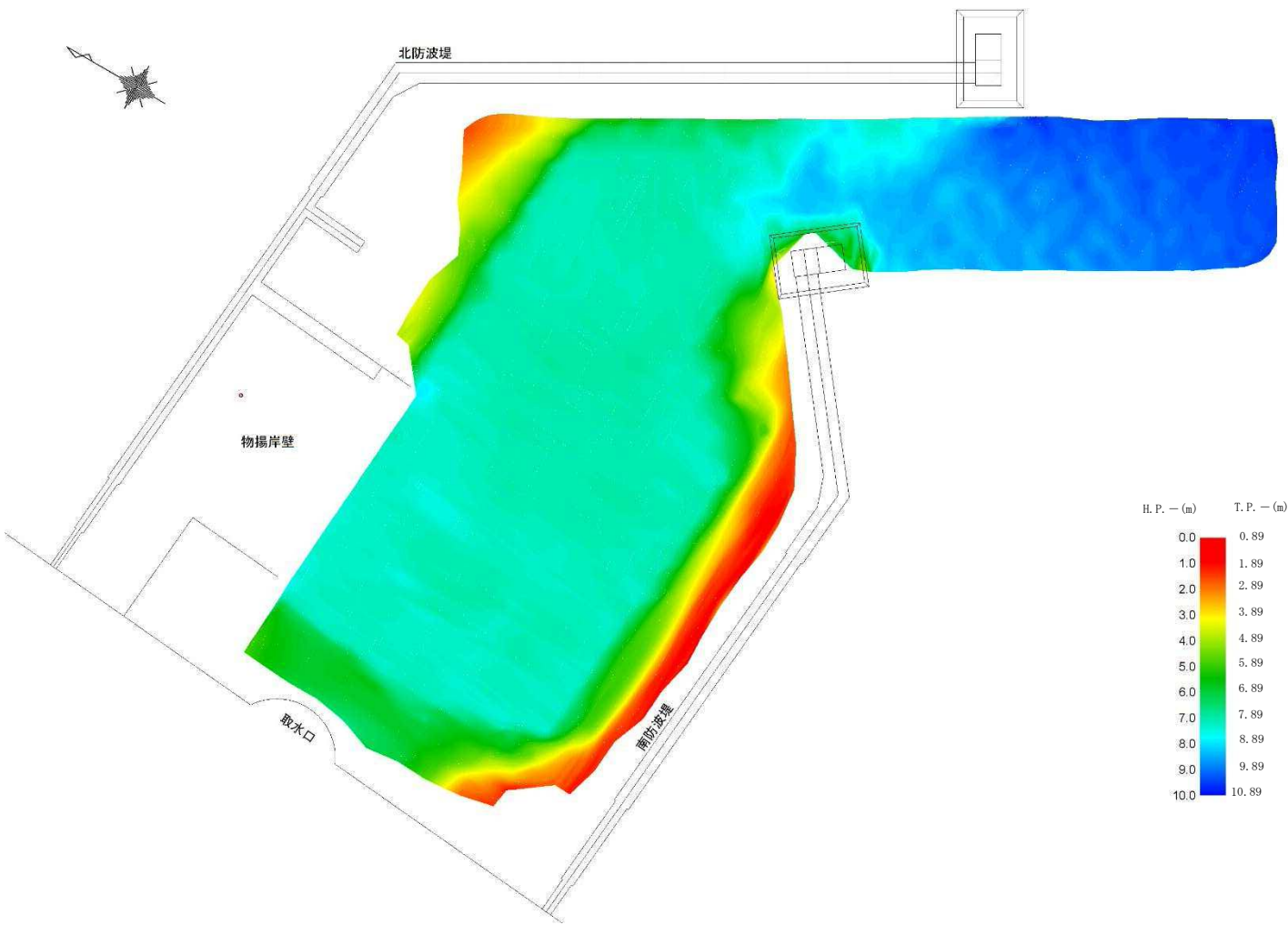


图 9 东海港深浅图 (2016 年 12 月 12 日测量)

## 2. 地震時評価

### 2.1 有効応力解析による評価

#### (1) 解析方法

防波堤の基礎地盤には、液状化検討対象層が分布しているため、地震後の状態を確認する上で、二次元有効応力解析（FLIP Ver. 7.3.0\_2）を用いた地震応答解析を行う。

##### 1) 構造部材

ケーソン及び上部工は、剛体として挙動するため線形弾性体としてモデル化する。

傾斜堤を構成する捨石、被覆石等の石材はマルチスプリング要素でモデル化し、傾斜堤の基礎部ではない消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

##### 2) 地盤

地盤の動的変形特性には、Hardin-Drnevich モデルを適用したマルチスプリング要素により、割線せん断剛性比と履歴減衰率のせん断ひずみ依存性を考慮する。

##### 3) 減衰定数

減衰特性は、数値計算の安定のための Rayleigh 減衰と、地盤の履歴減衰を考慮する。

#### (2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下の通り設定する。

##### 1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

###### a. 常時荷重

常時荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

物揚岸壁については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会、平成 19 年 7 月）」に準じて、上載荷重（15 kN/m<sup>2</sup>）を考慮する。

###### b. 地震荷重

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  による地震力を考慮する。

##### 2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 1 に示す。

表 1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	a + b

(3) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 10 に示す。

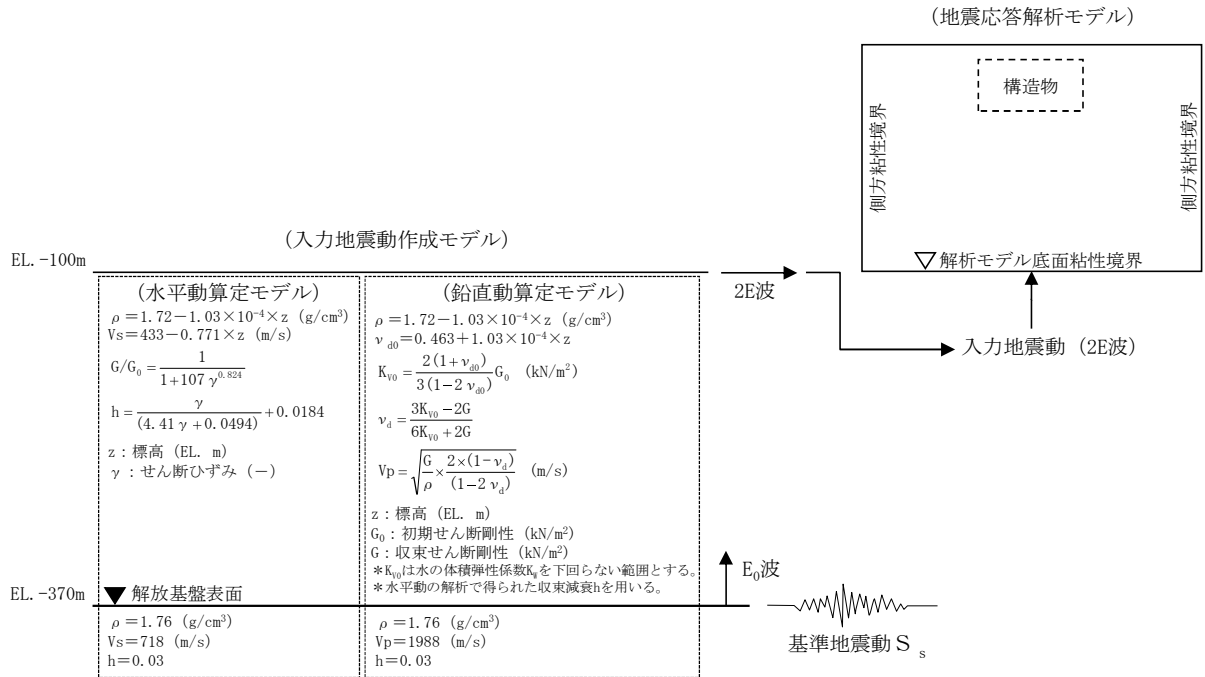


図 10 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル

地震応答解析モデルを図 11 に示す。

1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離が十分長くなるよう広く設定する。

2) 境界条件

解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。

3) 構造物のモデル化

構造物のコンクリート部材は線形平面要素でモデル化する。また、傾斜堤の石材はマルチスプリング要素、消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

4) 地盤のモデル化

地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

5) ジョイント要素

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより、構造物と地盤の剥離及びすべりを考慮する。

6) 水位条件

海面の水位は、基準津波時の水位評価に用いた朔望平均干潮位 L. W. L. T. P.  $-0.81$  m とする。



底面粘性境界

図 11 地震応答解析モデル（傾斜堤，ケーソン堤断面）



(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を表 2 に、材料の物性値を表 3 に示す。

表 2 使用材料

材料	部位	諸元
コンクリート	上部工	設計基準強度 24.0 N/mm <sup>2</sup>
	基礎	設計基準強度 18.0 N/mm <sup>2</sup>
	ケーソン (気中)	設計基準強度 24.0 N/mm <sup>2</sup>
	ケーソン (海中)	設計基準強度 24.0 N/mm <sup>2</sup>

表 3 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	上部工	24.0	25	0.2
	基礎	22.6	22	0.2
	ケーソン (気中)	21.8	25	0.2
	ケーソン (海中)	21.8	25	0.2
	根固方塊	22.6	22	0.2

2) 地盤の物性値

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

3) ジョイント要素

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることを基本とし、境界部での剥離及びすべりを考慮する。ジョイント要素の特性は法線方向、接線方向に分けて設定する。D 2 g—3 線方向では、構造物と地盤の境界部のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。静止摩擦力  $\tau_f$  は Mohr-Coulomb 式により規定する。

4) 荷重の入力方法

a. 常時荷重

常時荷重である自重は、鉄筋コンクリート等の単位体積重量を踏まえ、構造物の断面の大きさに応じて算定する。

b. 地震荷重

地震荷重は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_0$  を、一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いて算定する。

(6) 評価結果

現状のケーソン堤，傾斜堤に対する評価結果を示す。

1) ケーソン堤

ケーソン堤は基準地震動  $S_s$  後に多少傾斜し，水平残留変位量は約 30 cm，鉛直残留変位量は約 26 cm である。

したがって，基準地震動  $S_s$  後，津波襲来前のケーソン堤の状態としては，ほぼ当初の位置，高さを確保しているものと判断される。残留変位図を図 12，過剰間隙水圧比分布図を図 13 に示す。

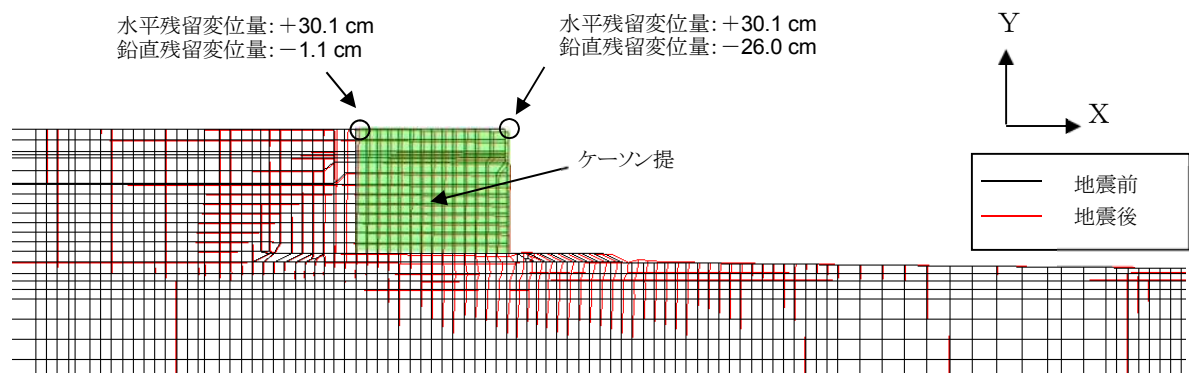


図 12 残留変位図 (ケーソン堤)

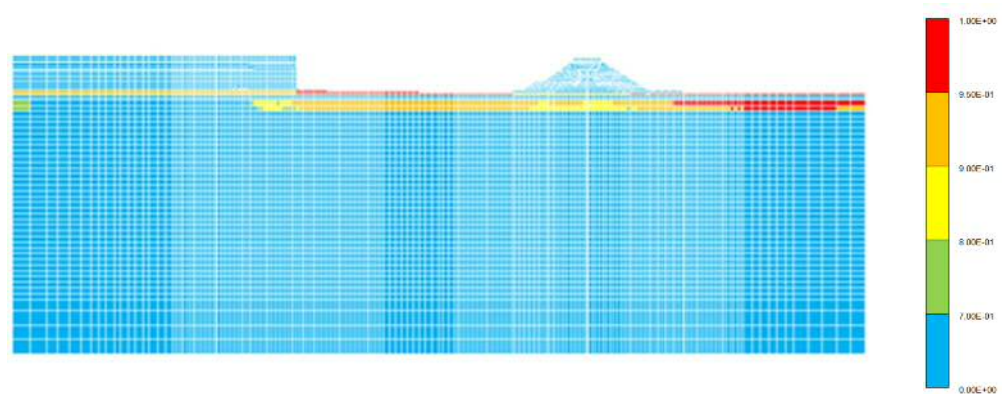


図 13 過剰間隙水圧比分布図

2) 傾斜堤

傾斜堤の基準地震動  $S_s$  による水平残留変位量は約 43 cm, 鉛直残留変位量は堤外側で約 97 cm である。

したがって, 基準地震動  $S_s$  後, 津波襲来前の傾斜堤の状態としては, ほぼ当初の位置に存在するものの, 傾斜堤天端高さとしては約 1 m 低い状態にあると判断される。残留変位図を図 14, 過剰間隙水圧比分布図を図 15 に示す。

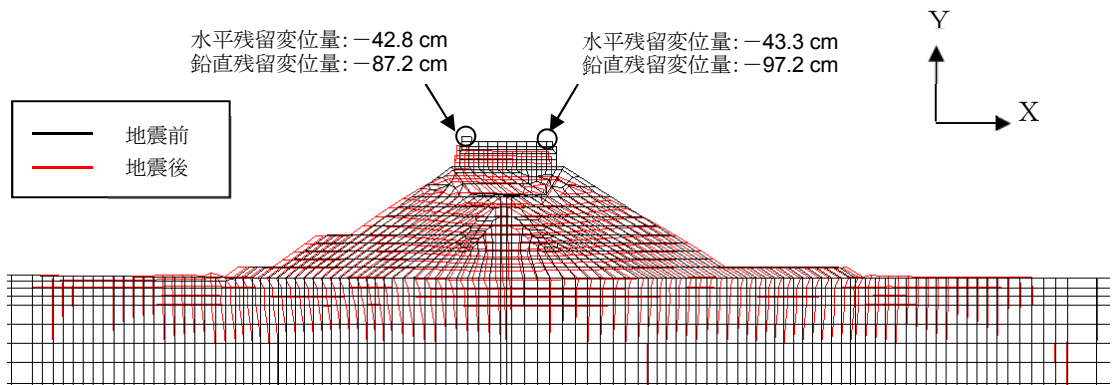


図 14 残留変位図 (傾斜堤)

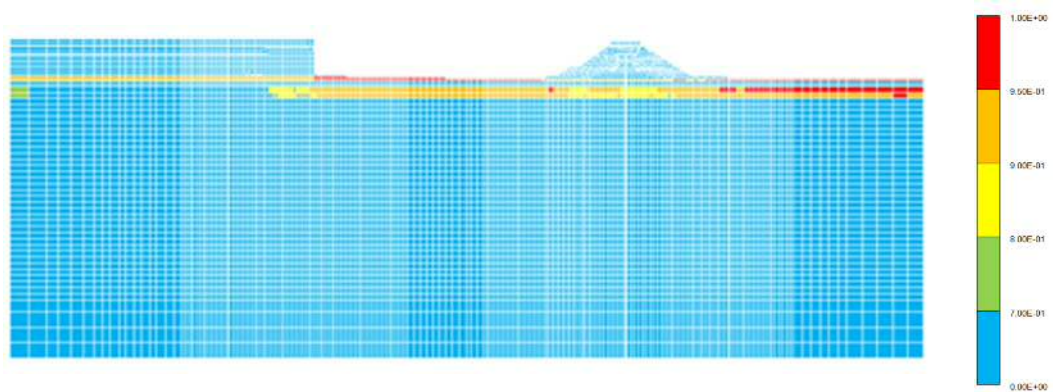


図 15 過剰間隙水圧比分布図

## 2.2 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

地震時評価として、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）の算定を実施した。排水沈下量の算定は、有効応力解析を実施した地点で行った。排水沈下量の検討結果を表5に示す。

排水沈下量の算定に用いる排水沈下率は、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。排水沈下量の計算に用いる沈下率は、解析結果の最大せん断ひずみによらず、安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを図16に、相対密度より設定した沈下率を図17に示す。

ケーソン堤の排水沈下量は最大 0.085 m、傾斜堤の排水沈下量は最大 0.070 m となった。

表4 排水沈下量

	ケーソン堤	傾斜堤
最大排水沈下量(m)	0.085	0.070

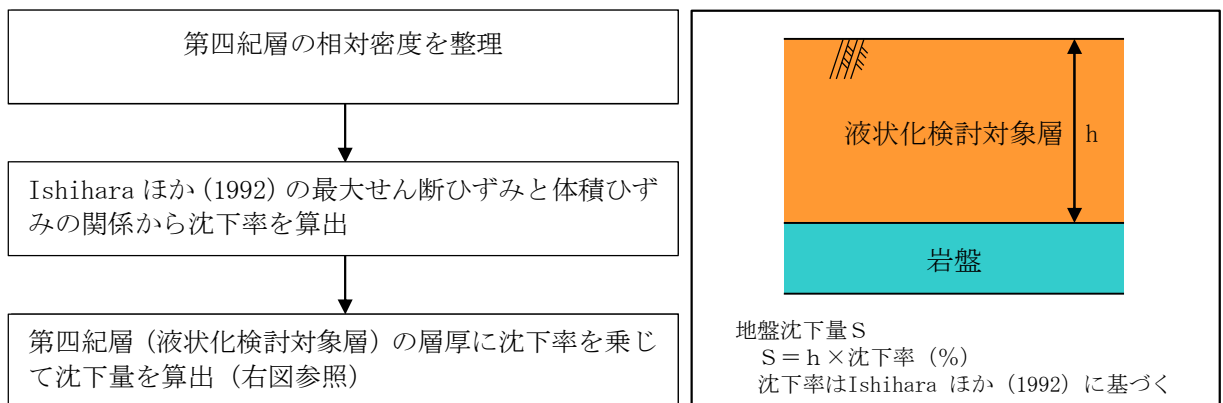


図16 排水沈下量の算定フロー

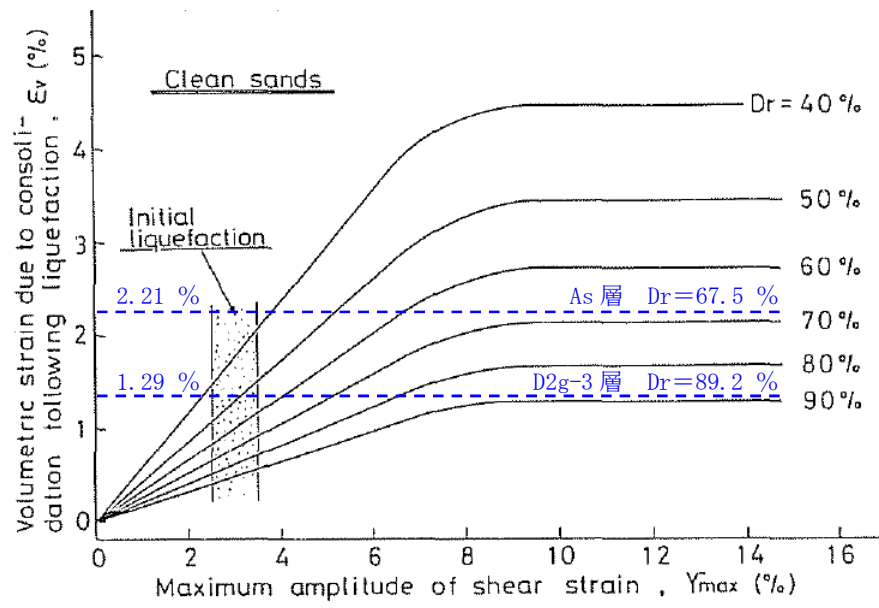


図17 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した第四紀層 (As層及びD2g-3層) の沈下率

### 2.3 地震時沈下量の整理

地震時に発生する最大の沈下量として、有効応力解析から算定した残留沈下量及び 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) の関係から算定した排水沈下量の合計を表 6 に示す。

ケーソン堤及び傾斜堤における沈下量の合計は、それぞれ 0.345 m 及び 1.042 m となり、防波堤が 1 m 程度沈下する結果が得られた。

津波シミュレーションでは、防波堤の沈下が及ぼす影響を確認することを目的とし、防波堤がある場合と無い場合のケースに加え、防波堤が沈下した場合のケースを実施する。本検討結果を踏まえ、その津波シミュレーションにおいて考慮する防波堤の沈下量は 1 m とする。

表6 有効応力解析から算定した残留沈下量及び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) の関係から算定した排水沈下量

	ケーソン堤 最大沈下量 (m)	傾斜堤 最大沈下量 (m)
有効応力解析から算定した残留沈下量	0.260	0.972
Ishihara ほか (1992) から算定した排水沈下量	0.085	0.070
合計	0.345	1.042
津波シミュレーションにおいて考慮する防波堤の沈下量	1 m	

(参考 4) 防波堤の高さが 1m 低い状態での津波高さへの影響について

防潮堤前面における入力津波の設定に当たり、防波堤の有無による影響に加えて、その中間状態として防波堤が地震により状態変化した場合の影響評価を実施した。防波堤の沈下量評価結果を踏まえ、防波堤の高さを1m沈下させた場合を想定して数値シミュレーションを実施した。地震による防波堤の状態変化を考慮した防潮堤前面における上昇側水位への影響評価結果を図1に示す。防潮堤前面における水位を評価した結果、防波堤がない場合における評価値を上回らないことを確認した。

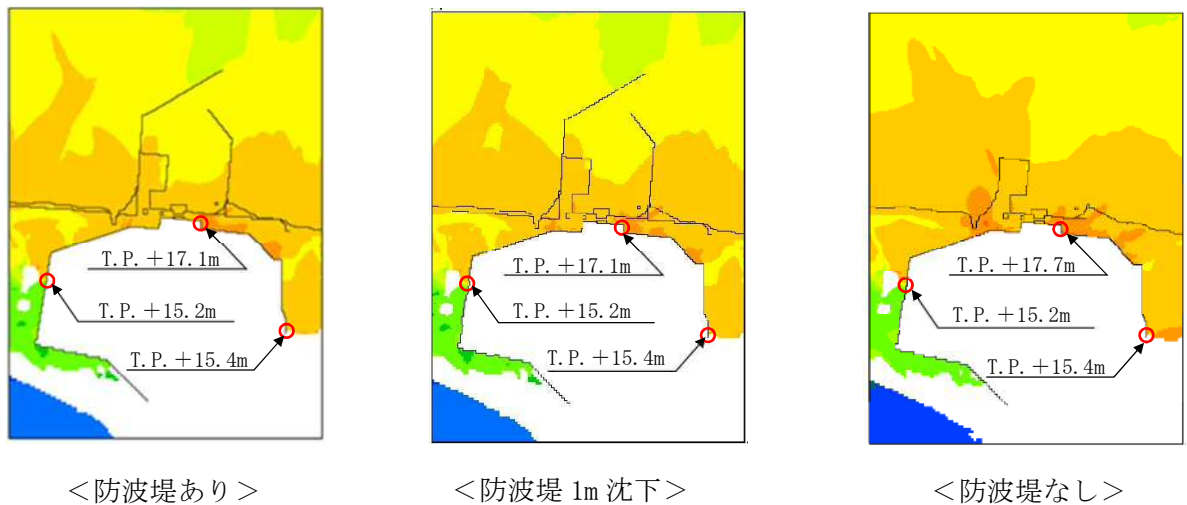


図1 防波堤の 1m 沈下を考慮した場合の評価結果



(参考5) 数値シミュレーションにおいて考慮する条件の一覧

		水位変動		地殻変動		地盤変状	人工構造物の形状変化	
		朔望平均潮位	潮位のばらつき	茨城県沖から房総沖に想定するプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動量	広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による潮位変動	基準地震動S <sub>0</sub> による地盤変状	敷地内並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤の形状変化	東海発電所の人工構造物の形状変化
基準津波	上昇側	朔望平均満潮位 T.P. +0.61m を考慮する。	0.18m を考慮する。	0.31m の沈降を考慮する。	0.2m の沈降を考慮する。	地盤沈下の有無を考慮する。	防波堤の有無を考慮する。	考慮しない。 <sup>*1</sup>
	下降側	朔望平均干潮位 T.P. -0.81m を考慮する。	0.16m を考慮する。	考慮しない。	考慮しない。 <sup>*2</sup>	地盤沈下の有無を考慮する。	防波堤の有無を考慮する。	考慮しない。 <sup>*1</sup>
敷地に遡上する津波	上昇側	朔望平均満潮位 T.P. +0.61m を考慮する。	考慮しない。	0.46m の沈降を考慮する。	0.2m の沈降を考慮する。	考慮しない。 (地盤沈下なし。)	考慮しない。 (防波堤なし。)	人工構造物の有無を考慮する。

\*1 防潮堤内側の人工構造物となるため、数値シミュレーションへの影響はない。

\*2 数値シミュレーションの初期条件として0.2mの沈降を考慮して解析を実施し、数値シミュレーションの結果に-0.2mを差し引いて沈降の影響を除いている。

### 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について

図 1.3-1 に基準津波（上昇側）による敷地周辺の最大水位上昇量分布，図 1.3-2 に港湾内の時刻歴波形の地点別比較を示す。

図 1.3-1 に示すとおり，港湾の内外において，最大水位上昇量傾向に大きな差異はなく，文献<sup>(1)</sup>より求めた港湾の固有周期(4分程度)と基準津波の周期(30分程度)が大きく異なることから，港湾内の局所的な海面の励起は生じていないと推測される。

図 1.3-2 は，津波の伝播経路を考え，①港口→②泊地中央，②泊地中央→④港奥北，②泊地中央→③取水口前面，②泊地中央→⑤港奥南の水位の時刻歴波形をそれぞれ重ね合わせて示している。

図 1.3-2 から，40分付近の第1ピークは，第 1.3-1 図の最大水位上昇量分布からも分かるように，敷地に津波が遡上し，港湾外からの越流も含まれているため，②泊地中央よりも③取水口前面・④港奥北・⑤港奥南で大きくなっている。

第1ピーク以降において，①港口→②泊地中央の波形はあまり変わらないのに対し，②泊地中央→④港奥北・⑤港奥南では上昇側のピーク値が伝播先の奥側で大きくなっている傾向が確認できる。上昇が著しいのは100分付近の第3ピークで②泊地中央のピーク値に対して④港奥北で0.6m程度，⑤港奥南で0.7m程度の増幅となっている。これら時間帯の直前の引き波が最も大きいピークであることから，大きな引き波の後に押し寄せる押し波によって増幅傾向が増大していると推察される。一方，第2，第4の上昇側ピークについては増幅があまり大きくない。

以上のことから，津波による港湾内の局所的な海面の固有振動による励起は生じていないと考えられる。

※文献<sup>(1)</sup>水理公式集—昭和60年版—，土木学会，p.563-564，1985

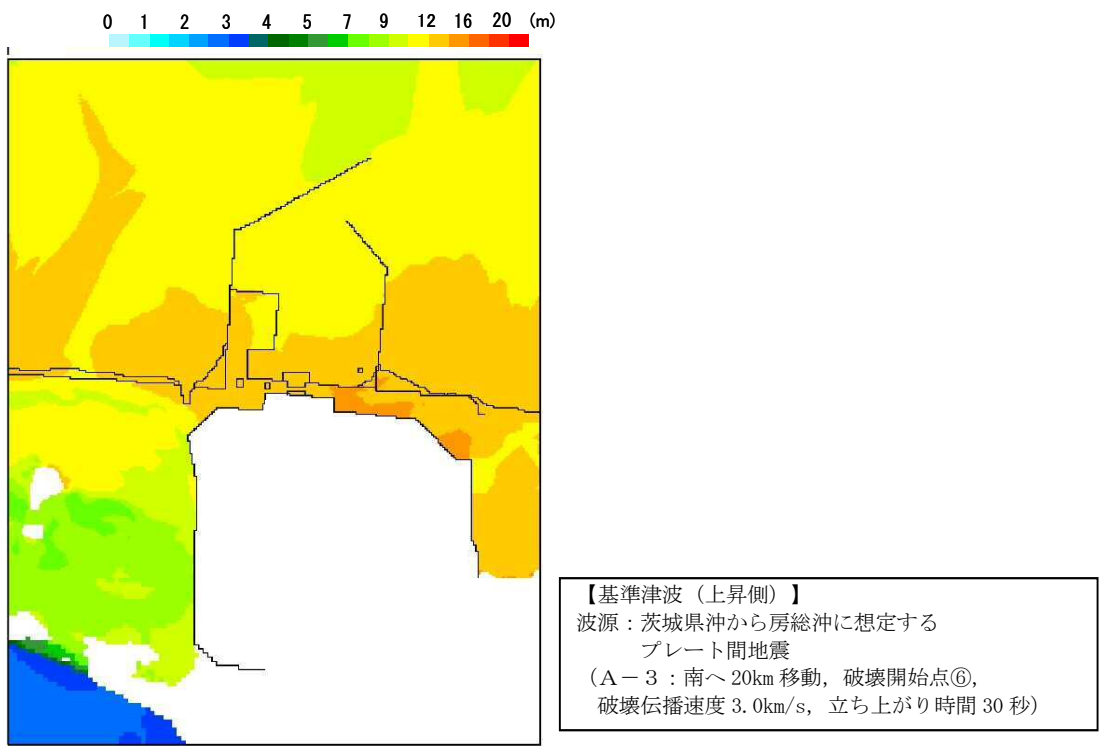
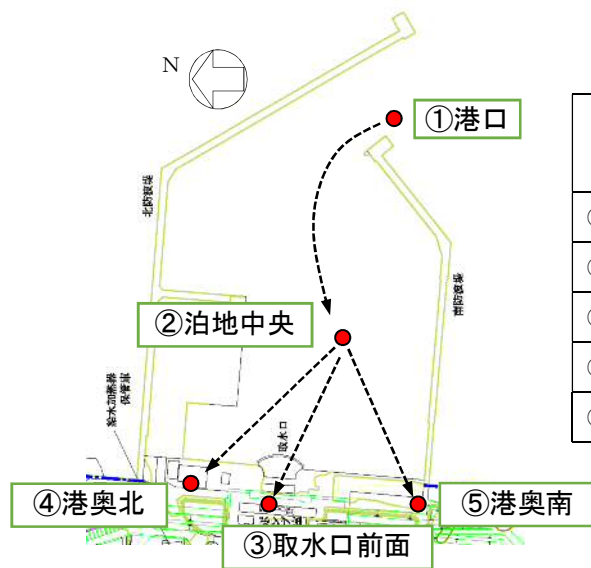


図 1.3-1 基準津波（上昇側）による敷地周辺における最大水位上昇量分布



各地点のピーク水位 (T.P. +m)

地点	第1	第2	第3	第4
	ピーク	ピーク	ピーク	ピーク
① 港口	11.54	4.56	4.28	3.34
② 泊地中央	12.15	4.79	4.36	3.55
③ 取水口前面	14.08	4.86	4.72	3.78
④ 港奥北	14.70	4.90	4.95	3.81
⑤ 港奥南	15.69	4.87	5.10	3.85

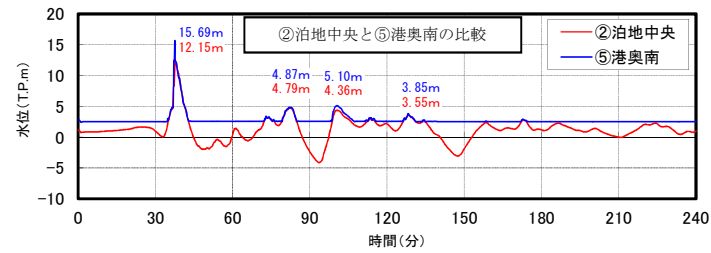
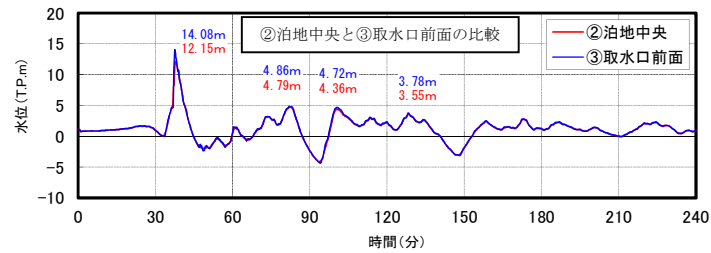
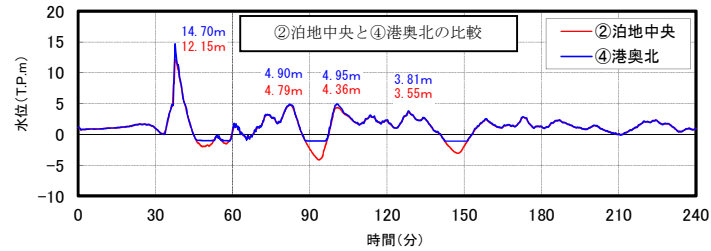
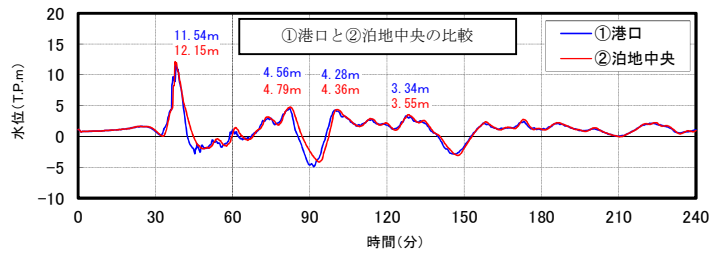


図 1.3-2 港湾内における時刻歴波形の地点別比較

(参考) ②泊地中央→⑤港奥南の水位のピークに関する考察

②泊地中央→④港奥北, ②泊地中央→③取水口前面, ②泊地中央→⑤港奥南の水位の時刻歴波形をそれぞれ重ね合わせたものを比較した結果, ④港奥北及び③取水口前面に比べ, ⑤港奥南で第一ピーク時の水位が高くなっている。この現象が発生した原因について以下の通り考察した。

図 1.3-3 の結果, ⑤港奥南の第一ピーク時において波形に段差が生じており, その後ピークが突出している傾向を示している。これは, 第 1.3-4 図から, 港外南側からの入射波が港内を經由する入射波に比べて早く防潮堤に衝突し, 防潮堤から反射した港外南側の入射波と港内を經由する入射波が衝突したことで水位が増幅したと考えられる。また, ⑤港奥南では水深が浅いことから, 局所的に水位が高くなったことも要因として挙げられる。

以上のことから, ④港奥北及び③取水口前面に比べ, ⑤港奥南で第一ピーク時の水位が大きくなっていると推定される。

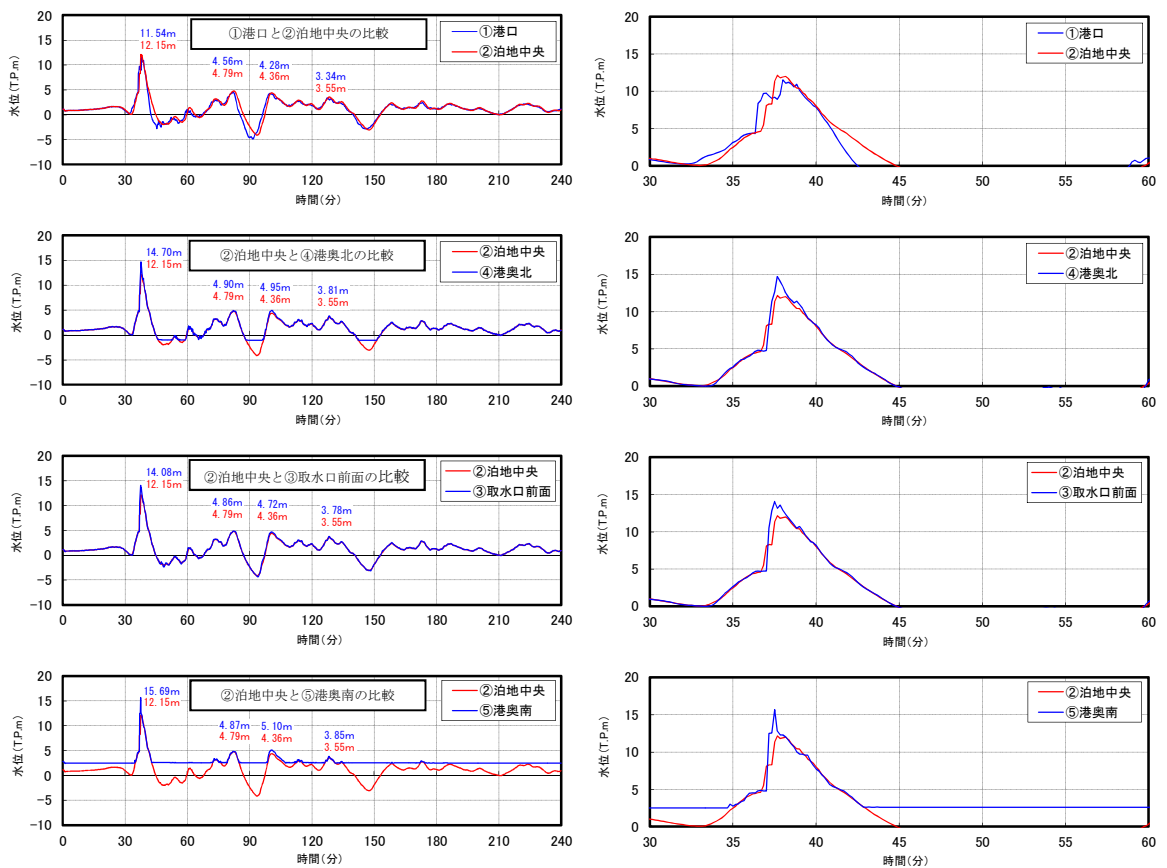
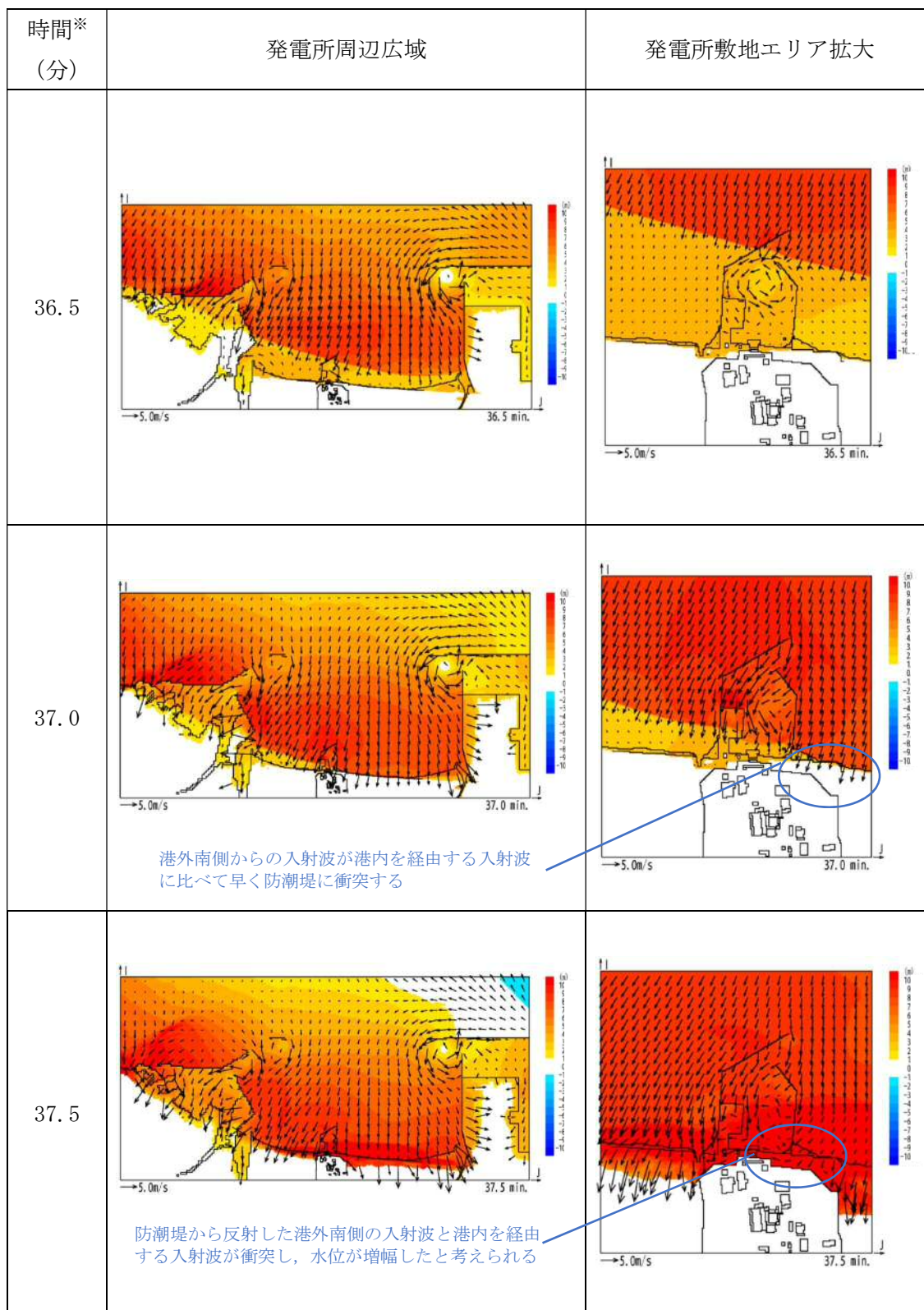
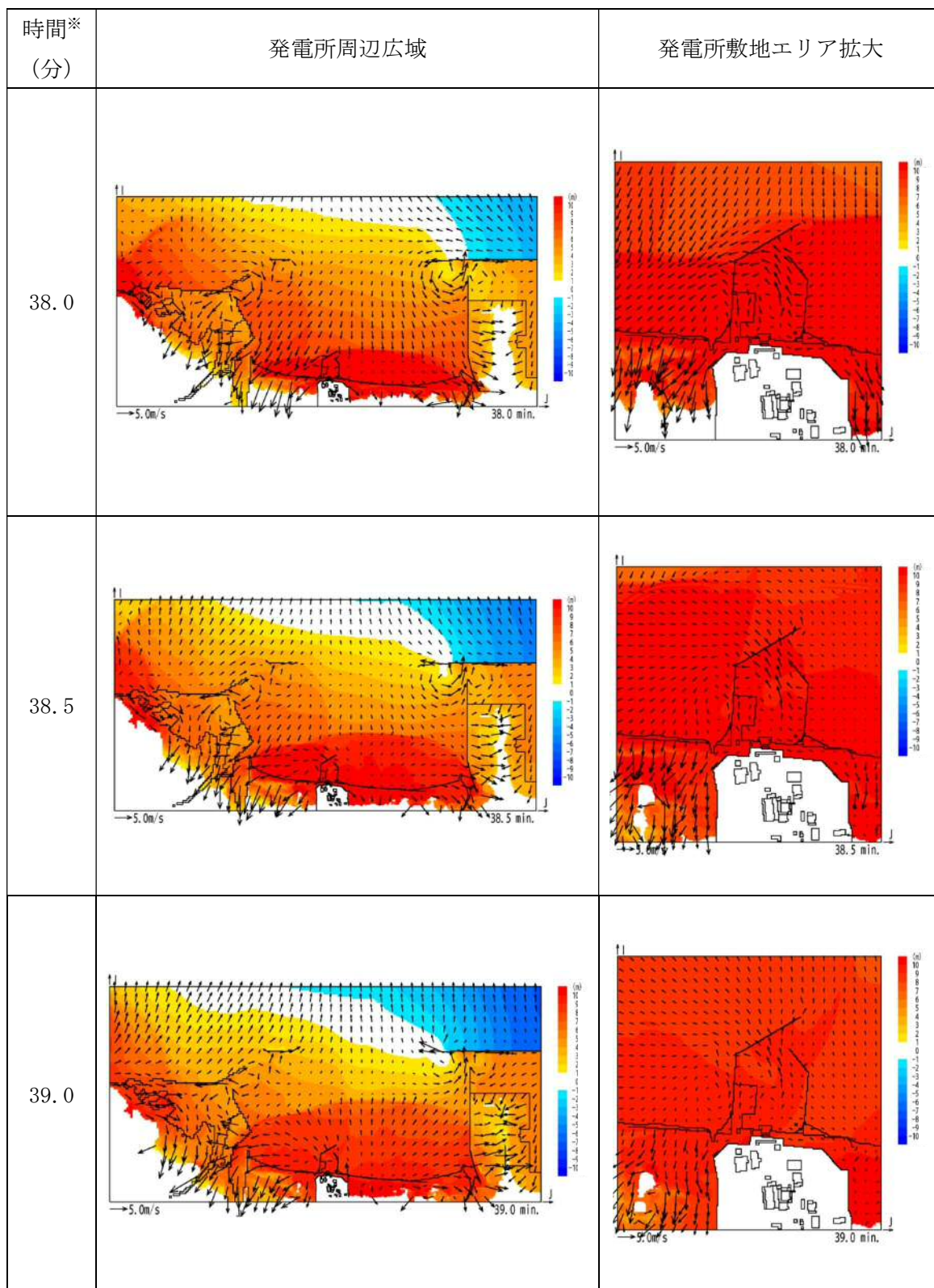


図 1.3-3 港湾内における時刻歴波形の地点別比較 (30分～60分を拡大)



※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1.3-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (1/2)



※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 1.3-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (2/2)

#### 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

津波に伴う水位変動の評価は、非線形長波理論に基づき、差分スキームとしてスタaggered格子、リーブ・フロッグ法を採用した平面二次元モデルによる津波シミュレーションプログラムを採用している。

津波シミュレーションに用いる解析モデルについては、基準津波で使用した解析モデルを用いており、敷地周辺（計算格子間隔80m～5m）の領域は陸上遡上境界条件、それ以外の領域は完全反射条件としている。

津波シミュレーションの概略及び詳細の計算条件及び計算格子を表1.4-1と図1.4-1、図1.4-2に示す。地形のモデル化にあたっては、陸上地形は、茨城県による津波解析用地形データ（平成19年3月）及び敷地の観測データを用い、海底地形は、(財)日本水路協会 海岸情報研究センター発行の海底地形デジタルデータ、最新のマルチビーム測深で得られた高精度・高密度のデータ等を用いた（表1.4-2）。

また、重要な安全機能を有する施設の設置された敷地（T.P. +8m）に基準津波による遡上波を到達、流入させないため、津波防護施設として設置する防潮堤をモデルに反映するとともに、防潮堤前面を津波水位（上昇側）の出力位置とした。取水路内の水位変動に伴う非常用海水ポンプの取水性を評価することから、取水口前面を津波水位（下降側）の出力位置とした。津波シミュレーションによる津波水位評価点の位置を図1.4-3に示す。



表1.4-1 津波シミュレーションの概略及び詳細計算手法

項目	条件		備考
解析領域	北海道から千葉県総付近までの太平洋 (南北約1,300km, 東西約800km)		
メッシュ構成	沖合4,320m→2,160m→720m→沿岸域240m→発電所周辺80m →40m→20m→10m→5m		長谷川他 (1987)
基礎方程式	非線形長波理論		後藤・小川 (1982) の方法
計算スキーム	スタaggerド格子, リープ・フロッグ法		後藤・小川 (1982) の方法
初期変動量	Mansinha and Smylie (1971) の方法		
境界条件	沖合：後藤・小川 (1982) の自由透過の条件 陸域：敷地周辺 (計算格子間隔80m~5m) の領域は小谷他 (1998) の陸上遡上境界条件 それ以外は完全反射条件		
越流条件	防波堤：本間公式 (1940) 護岸：相田公式 (1977)		
海底摩擦係数	マンニングの粗度係数 ( $n=0.03m^{-1/3}s$ )		
水平渦動粘性係数	考慮していない ( $K_h=0$ )		
計算時間間隔	$\Delta t=0.05$ 秒		C. F. L. 条件を満たすように設定
計算時間	津波発生後240分間		十分な計算時間となるように設定
潮位条件*	概略パラメータスタディ	T. P. +0.22m	茨城港常陸那珂港区 (茨城港日立港区) の潮位表 (平成16年~平成21年) を用いて設定
	詳細パラメータスタディ	T. P. +0.81m (上昇側)	
		T. P. -0.61m (下降側)	

※2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量を考慮

表1.4-2 地形データ

項目	データ
陸上地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波解析用地形データ：茨城県 (2007)</li> <li>敷地平面図：日本原子力発電 (株) (2007)</li> </ul>
海底地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>JTOP030：(財) 日本水路協会 (2006)</li> <li>沿岸の海の基本図デジタルデータ：(財) 日本水路協会 (2002)</li> <li>津波解析用地形データ：茨城県 (2007)</li> <li>東海水深図：日本原子力発電 (株) (2007)</li> </ul>

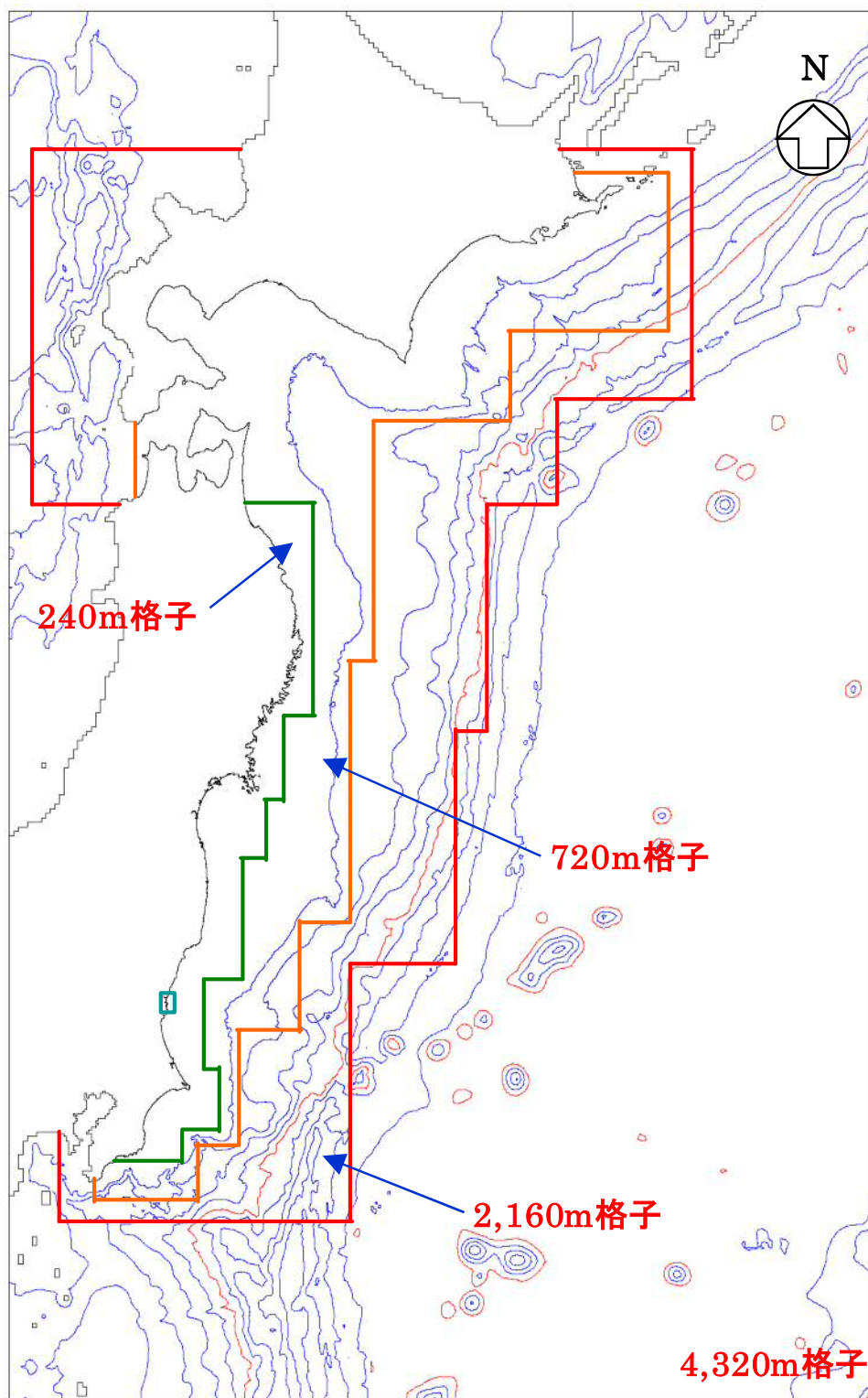


図1.4-1 計算格子（沖合～沿岸域）

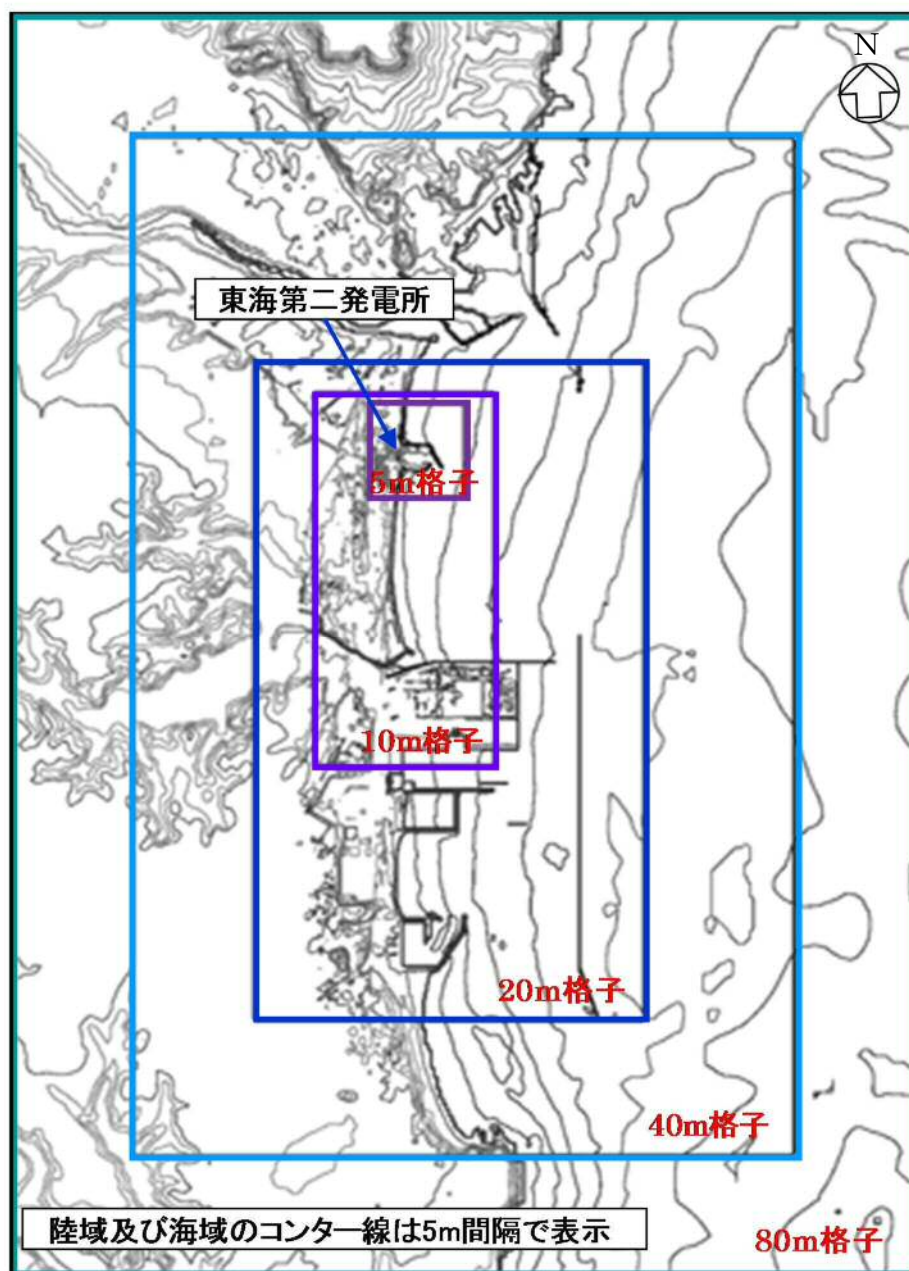


図1.4-2 計算格子（発電所周辺）

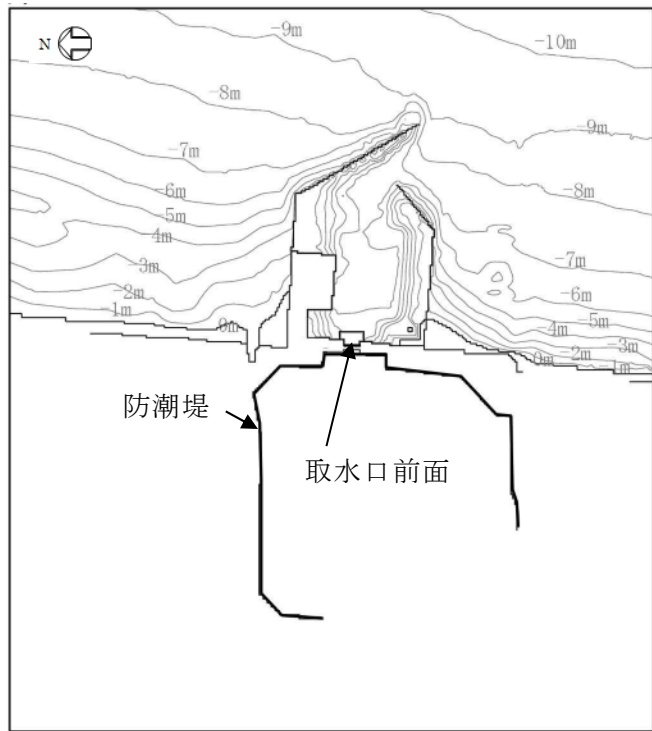


图1.4-3 出力位置

## 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について

### 1.5.1 基準津波

#### (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、浸水防止設備及び津波監視設備の設計においては、入力津波高さに影響を与え得る条件についてパラメータスタディを実施し、入力津波高さが有するパラメータによる影響を考慮する。入力津波高さが有するパラメータによる影響については、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。

入力津波高さに影響を与え得る要因のうち、パラメータスタディの実施対象である「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）」の入力津波高さに対する考慮の程度の妥当性については、各評価点における基本ケースによる水位と最も水位が高くなったケースによる水位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	備考
防潮堤及び防潮扉		津波防護 施設	○	
放水路ゲート			○	
構内排水路逆流防止設備			○	
取水路	取水路点検用開口部浸水 防止蓋	浸水防止 設備	○	
海水ポンプ室	海水ポンプグランドドレ ン排出口逆止弁		○	
循環水ポンプ室	取水ピット空気抜き配管 逆止弁		○	
放水路	放水路ゲート点検用開口 部浸水防止蓋		○	
S A用海水ピット	S A用海水ピット開口部 浸水防止蓋		○	
緊急用海水ポンプ室	緊急用海水ポンプピット 点検用開口部浸水防止蓋		○	
	緊急用海水ポンプグランド ドレン排出口逆止弁		○	
	緊急用海水ポンプ室床ド レン排出口逆止弁		○	
防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置			○	
取水ピット水位計		津波監視 設備	○	
潮位計			○	

(3) 入力津波高さが有するパラメータによる影響について

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 T.P. +0.61m, 水位下降側に対しては朔望平均干潮位 T.P. -0.81m をそれぞれ初期潮位として考慮し, 基準津波の水位を算出している。

(b) 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動

水位上昇側に対しては, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降(余効変動含む。)を考慮して基準津波の水位を算出している。

水位下降側に対しても同様に, 遡上解析の初期潮位として一律に, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降(余効変動含む。)を考慮している。水位下降側の入力津波の設定に当たっては安全側の評価となるよう, 初期潮位に考慮していた2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量については考慮せず, パラメータによる影響を考慮して設定した設定水位から除外して入力津波高さを設定する。

(c) 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動

入力津波の波源モデルに想定され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, 茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震に想定される広域的な地殻変動量である0.31mの沈降を考慮して基準津波の水位を算出している。

水位下降側に対しては, 安全側の評価となるよう, 茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震に想定される広域的な地殻変動量である0.31mの沈降を考慮していない。

(d) 潮位のばらつき

水位上昇側の潮位のばらつき+0.18m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-0.16m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。

(e) 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

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。

<遡上解析におけるパラメータによる影響>

- ・基準地震動 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化の影響
- ・基準地震動 $S_s$ に伴う人工構造物の形状変化の影響

<管路解析におけるパラメータによる影響>

- ・スクリーンによる損失の有無による影響
- ・貝付着の有無による影響
- ・海水ポンプの運転状態による影響

管路解析におけるパラメータによる影響については、上記のパラメータのうち影響を与え得るパラメータを管路毎に設定し、影響を考慮する。

(f) その他の影響

その他の影響として、以下のものを考慮する。

<防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分>

- ・防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分を入力津波高さに考慮する。具体的には、防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。

<下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）の除外>

- ・下降側水位の遡上解析における初期潮位として、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降を考慮していた。取水ピットにおける下降側水位の入力津波高さの設定に当たっては、安全側の評価となるように、パラメータによる影響を考慮して設定した設定水位から、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降分の値を考慮せず除外して入力津波高さを設定する。

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

潮位のばらつき、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及びその他の影響を考慮した各施設・設備の設置位置における入力津波高さの算定式は以下の式で表される。

$$\text{入力津波高さ} = \text{①} + \text{②} + \text{③} + \text{④}$$

① 基準津波

- ・朔望平均潮位
- ・2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動
- ・入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動

② 潮位のばらつき

③ 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

④ その他の影響

表 1.5-2 に各施設・設備の設置位置における流入、遡上に伴う入力津波高さ、潮位のばらつき、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及びその他の影響の考え方を示す。

また、「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。）の入力津波高さに対する考慮の程度について表 1.5-2 に示す。

さらに、各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響



及びその他の影響の一覧を表 1.5-3 に示す。

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用い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について (1/6)

津波対策設備 (津波防護施設)	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
防潮堤及び防潮扉	<p>敷地側面北側</p>	+0.3m
	<p>敷地前面東側</p>	+0.6m
	<p>敷地側面南側</p>	+1.2m
放水路ゲート		+3.81m

注記 \*1：朔望平均満潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ  
 \*2：潮位のばらつき+0.18mを考慮して設定した入力津波高さ  
 \*3：防潮堤設置ルート変更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+0.18mを加えることで考慮している。

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用い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について (2/6)

津波対策設備 (津波防護施設)	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
構内排水路逆流防止設備	<p>敷地側面北側</p>	+0.3m
	<p>敷地前面東側</p>	+0.6m

- 注記 \*1：朔望平均満潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ  
 \*2：潮位のばらつき+0.18mを考慮して設定した津波高さ  
 \*3：防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用い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について (3/6)

津波対策設備 (浸水防止設備)		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
取水路	取水路点検用開口部 浸水防止蓋		+3.16m
海水ポンプ室	海水ポンプグランドドレン 排出口逆止弁		
循環水ポンプ室	取水ピット空気抜き 配管逆止弁		
放水路	放水路ゲート点検用開口部 浸水防止蓋		+3.81m
S A用海水ピット	S A用海水ピット開口部 浸水防止蓋		+2.91m
緊急用海水ポンプ室	緊急用海水ポンプピット 点検用開口部浸水防止蓋		+3.17m
	緊急用海水ポンプ グランドドレン排出口逆止弁		
	緊急用海水ポンプ室床ドレン 排出口逆止弁		

- 注記 \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ  
\*2: 遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき+0.18mを加えることで考慮している。  
\*3: 防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用い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について (4/6)

津波対策設備 (浸水防止設備)	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
防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置	<p>基準津波の水位*1</p> <p>パラメータによる影響 +0.3m</p> <p>潮位のぼらつき +0.18m</p> <p>▽ T.P. +12.2m*2</p> <p>その他の影響*3 +3.2m</p> <p>▽ T.P. +15.4m</p> <p>敷地側面北側</p>	+0.3m
	<p>基準津波の水位*1</p> <p>パラメータによる影響 +0.6m</p> <p>潮位のぼらつき +0.18m</p> <p>▽ T.P. +17.9m*2</p> <p>その他の影響*3 0m</p> <p>▽ T.P. +17.9m</p> <p>敷地前面東側</p>	+0.6m

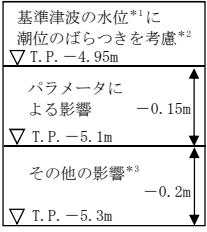
注記 \*1：朔望平均満潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ  
\*2：潮位のぼらつき+0.18mを考慮して設定した津波高さ  
\*3：防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用い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について (5/6)

津波対策設備 (津波監視設備)	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
取水ピット水位計	<p>▽ T.P. +19.2m その他の影響*3 0m ▽ T.P. +19.2m パラメータによる影響 +3.16m ▽ T.P. +16.04m 基準津波の水位*1に 潮位のばらつきを考慮*2</p>	+3.16m
潮位計	<p>▽ T.P. +17.9m その他の影響*3 0m ▽ T.P. +17.9m*4 潮位のばらつき +0.18m ▽ T.P. +17.7m パラメータによる影響 +0.6m ▽ T.P. +17.1m 基準津波の水位*1</p> <p>敷地前面東側</p>	+0.6m

- 注記 \*1：朔望平均満潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ
- \*2：遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき+0.18mを加えることで考慮している。
- \*3：防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分
- \*4：潮位のばらつき+0.18mを考慮して設定した津波高さ

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用い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について (6/6)

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
取水ピット位置		-0.15m

注記 \*1：朔望平均干潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ

\*2：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している。

\*3：初期潮位に考慮していた「2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量」について，安全側の評価となるように地殻変動量(沈降)分の値を考慮せず除外する。

表 1.5-3 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響及びその他の影響の一覧

区分	設定位置	入力津波高さ	その他の影響		設定水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位
			その他の影響の考慮の程度	考慮した事項		パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件	
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. +15.4m <sup>*1</sup>	+3.2m	防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分 <sup>*4</sup>	T.P. +12.0m (T.P. +12.2m) <sup>*1</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. +17.9m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +17.7m (T.P. +17.9m) <sup>*1</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. +16.8m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +16.6m (T.P. +16.8m) <sup>*1</sup>	+1.2m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +15.4m
	取水ピット	T.P. +19.2m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +19.2m <sup>*1</sup>	+3.16m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +16.04m
	放水路ゲート設置箇所	T.P. +27.4m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +27.4m <sup>*1</sup>	+3.81m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +23.59m
	S A用海水ピット	T.P. +8.9m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +8.9m <sup>*1</sup>	+2.91m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +5.99m
	緊急用海水ポンプピット	T.P. +9.3m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +9.3m <sup>*1</sup>	+3.17m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +6.13m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地前面東側）の入力津波高さを使用している。）	T.P. +17.9m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +17.7m (T.P. +17.9m) <sup>*1</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地側面北側）の入力津波高さを使用している。）	T.P. +15.4m <sup>*1</sup>	+3.2m	防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分 <sup>*4</sup>	T.P. +12.0m (T.P. +12.2m) <sup>*1</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
下降側水位	取水ピット <sup>*2</sup>	T.P. -5.3m <sup>*3</sup>	-0.2m	下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）の除外 <sup>*3</sup>	T.P. -5.1m <sup>*2</sup>	-0.15m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. -4.95m

\*1 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m, 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*2 朔望平均干潮位T.P. -0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。

\*3 下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように、初期潮位に考慮していた2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを考慮せず除外する。

\*4 防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。



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 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化の影響

「1.2 遡上・浸水域の考え方について」に示したとおり、基準地震動 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化として、地盤面を大きく沈下させた条件である敷地北側における1.0mの沈下、敷地東側における1.5mの沈下、敷地南側及び西側における0.5mの沈下状態を考慮する。基準地震動 $S_s$ によって地盤面を大きく沈下させた場合とさせない場合（以下「地盤変状あり」と及び「地盤変状なし」という。）の防潮堤前面における遡上解析結果（上昇側最高水位）一覧を表1.5-4に、防潮堤前面における上昇側水位の評価結果を図1.5-1にそれぞれ示す。なお、表1.5-4及び図1.5-1は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる解析結果又は評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース1の条件である「地盤変状なし、防波堤あり」を基本ケースとした。

評価の結果、地盤変状なしの場合に比べ、地盤変状ありの場合において、敷地北西部でわずかに遡上・浸水域が広がっているものの、全体的には大きな差異はない結果であった。また、敷地側面北側及び敷地前面東側の水位は、地盤変状ありの場合に比べ、地盤変状なしの場合の方が高くなる傾向となっている。敷地側面南側の水位については、地盤変状なしの場合に比べ、地盤変状ありの場合の方が高くなる傾向となっている。

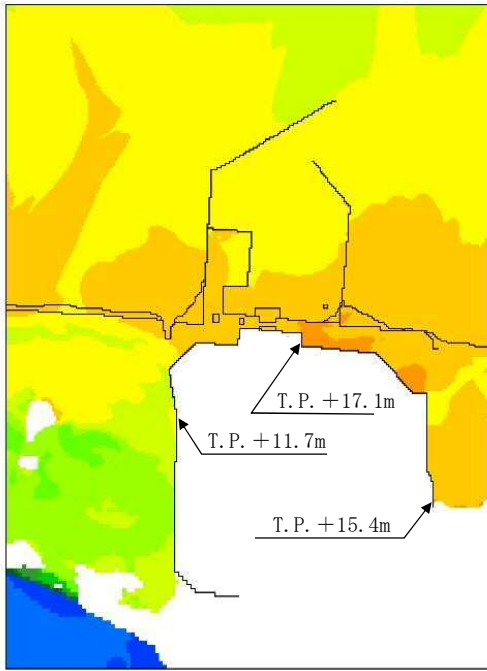
なお、津波の流入経路を有する敷地前面東側における水位を確認した結果、地盤変状ありの場合に比べ、地盤変状なしの場合において水位が高くなる傾向であったことから、取水路、放水路、SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件としては地盤変状なしの場合とした。

表 1.5-4 防潮堤前面における遡上解析結果（上昇側最高水位）一覧

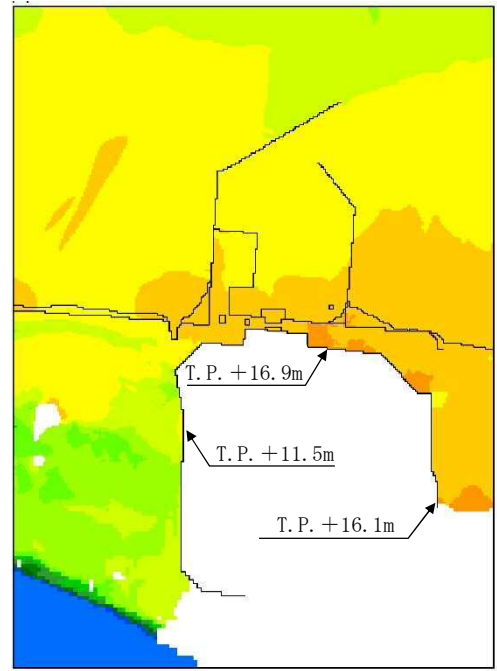
解析 ケース	パラメータ		防潮堤前面水位 (T. P. m)		
	地盤変状	防波堤	敷地側面北側	敷地前面東側	敷地側面南側
1*	なし	あり	+11.7	+17.1	+15.4
2	なし	なし	+12.0	+17.7	+15.4
3	あり	あり	+11.5	+16.9	+16.1
4	あり	なし	+11.8	+16.6	+16.6

\* : パラメータによる影響の考慮における基本ケース

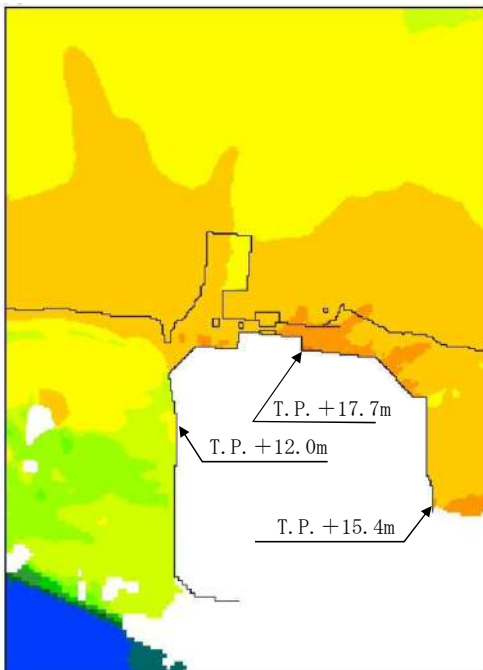
: 評価点毎の最高水位



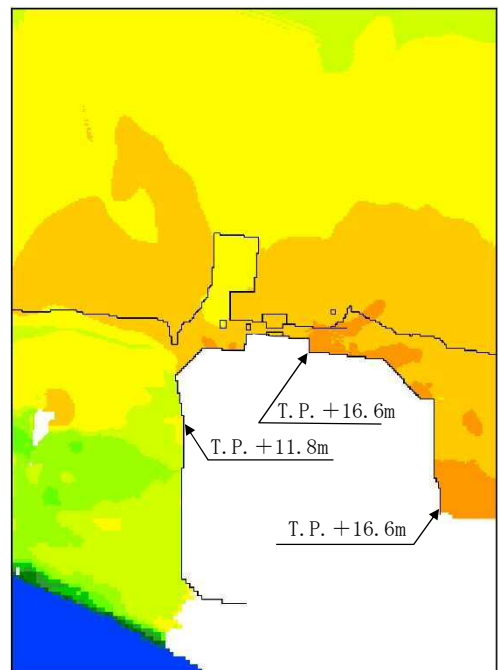
〔 防波堤あり  
地盤変状なし 〕



〔 防波堤あり  
地盤変状あり 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状なし 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状あり 〕



図 1.5-1 防潮堤前面における上昇側水位の評価結果

ロ. 基準地震動  $S_s$  に伴う人工構造物の形状変化の影響

「1.2 遡上・浸水域の考え方について」に示したとおり、基準地震動  $S_s$  による人工構造物の形状変化として、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の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。防波堤あり及び防波堤なしの条件による防潮堤前面における遡上解析結果（上昇側最高水位）一覧を表 1.5-4 に、防潮堤前面における水位の評価結果を図 1.5-1 にそれぞれ示す。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「地盤変状なし、防波堤あり」を基本ケースとした。

評価の結果、防波堤ありの場合及び防波堤なしの場合において、遡上・浸水域については大きな差異はない結果であった。また、地盤変状ありの場合の敷地前面東側の水位の最高値が防波堤なしの場合に比べ、防波堤ありの場合の方が大きくなっているが、全体的な分布の傾向として、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合において水位が高くなる傾向となっている。

「イ. 基準地震動  $S_s$  に伴う地形変化及び標高変化の影響」及び「ロ. 基準地震動  $S_s$  に伴う人工構造物の形状変化の影響」に示した影響評価結果から、基本ケースの水位（敷地側面北側：T.P. +11.7m, 敷地前面東側：T.P. +17.1m, 敷地側面南側：T.P. +15.4m）と評価点毎の最高水位（敷地側面北側：T.P. +12.0m, 敷地前面東側：T.P. +17.7m, 敷地側面南側：T.P. +16.6m）と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、敷地側面北側におけるパラメータによる影響を+0.3m, 敷地前面東側におけるパラメータによる影響を+0.6m, 敷地側面南側におけるパラメータによる影響を+1.2m とした。防潮堤前面の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の詳細を表 1.5-5 に示す。

表 1.5-5 防潮堤前面の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮

区分	設定位置	設定水位	潮位のばらつき	評価点毎の最高水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位	初期潮位に考慮		
					パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件		入力津波モデルに想定される地震により生じる地殻変動	2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動	朔望平均潮位
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. +12.2m <sup>*3</sup>	考慮する。 （+0.18m）	T.P. +12.0m <sup>*2</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m <sup>*1</sup>	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.31m）	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.2m）	考慮する。 （朔望平均満潮位 T.P. +0.61m）
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. +17.9m <sup>*3</sup>	考慮する。 （+0.18m）	T.P. +17.7m <sup>*2</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m <sup>*1</sup>	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.31m）	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.2m）	考慮する。 （朔望平均満潮位 T.P. +0.61m）
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. +16.8m <sup>*3</sup>	考慮する。 （+0.18m）	T.P. +16.6m <sup>*2</sup>	+1.2m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +15.4m <sup>*1</sup>	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.31m）	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.2m）	考慮する。 （朔望平均満潮位 T.P. +0.61m）

\*1 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m, 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.31mを考慮している。

\*2 \*1に加えてパラメータによる影響を考慮している。

\*3 \*2に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

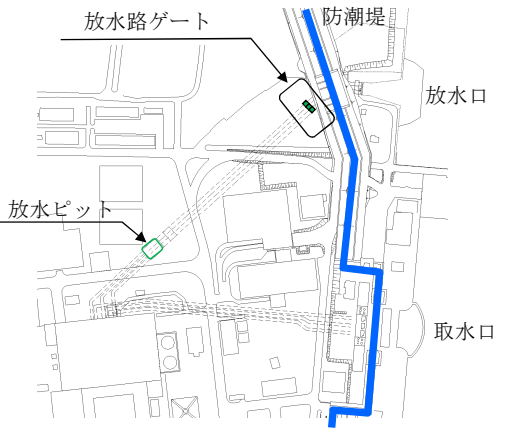
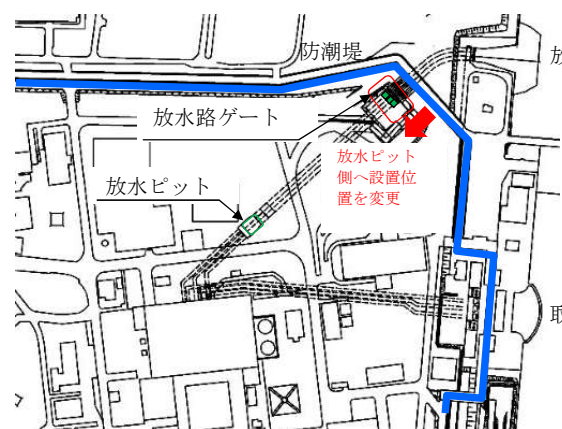
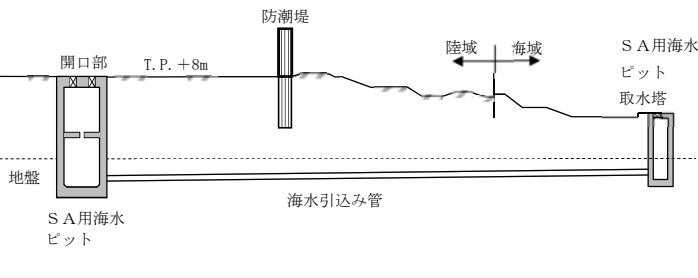
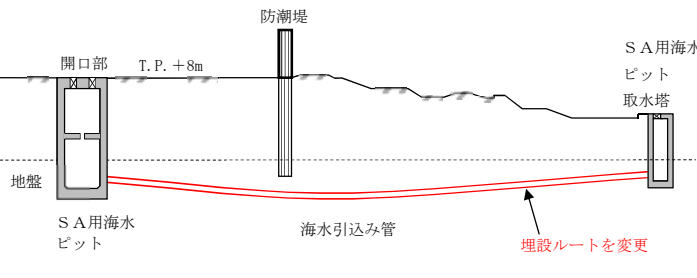
(b) 防潮堤設置ルート変更に伴う各管路解析のパラメータによる影響評価結果の取扱い

防潮堤設置ルート変更前のモデルによるパラメータによる影響評価結果を適用可能な管路解析と、防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによりパラメータによる影響を評価する必要がある管路解析を以下のとおり整理した。

取水路の管路解析結果については防潮堤設置ルート変更前のモデルによりパラメータによる影響を評価した。その理由としては、取水路管路解析の入力波である取水口前面における水位に差異がなく、取水路及び取水ピットの構造に変更を伴わず、防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果に影響が無いためである。防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響評価の詳細については「(c)イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響」に示す。

放水路、S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットにおける管路解析については防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによりパラメータによる影響を評価した。その理由としては、防潮堤設置ルート変更に伴い放水路ゲートの設置位置及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の岩着支持杭との干渉に伴いS A用海水ピット取水塔からS A用海水ピットへ接続する海水引込み管の埋設ルートに変更が生じたためである。防潮堤設置ルート変更に伴う放水路ゲート及び海水引込み管の設置位置等の変更事項を表 1.5-6 に示す。

表 1.5-6 防潮堤設置ルート変更に伴う放水路ゲート及び海水引込み管の設置位置等の変更事項

施設・設備	既往の設置位置等	防潮堤設置ルート変更に伴う設置位置等	設置位置等の変更事項
放水路ゲート			<p>敷地北側防潮堤設置ルートの変更に伴う放水路ゲート設置位置の変更</p>
海水引込み管			<p>鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の岩着支持杭との干渉回避に伴う海水引込み管の埋設ルートの変更</p>

上記を踏まえ、防潮堤設置ルート変更に伴う各管路解析のパラメータによる影響評価結果の取扱いを表 1.5-7 に示す。

表 1.5-7 防潮堤設置ルート変更に伴う各管路解析のパラメータによる影響評価結果の取扱い

防潮堤設置ルート変更前のモデルによるパラメータによる影響評価結果を適用可能な管路解析	防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによりパラメータによる影響を評価する必要がある管路解析
○取水路の管路解析	○放水路の管路解析 ○S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析



(c) 管路解析におけるパラメータによる影響

イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響

取水路及び取水ピットの構造を図 1.5-2 に示す。取水路から取水ピットに至る経路においては、「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」にて考慮した防波堤の有無をはじめ、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。取水路の管路解析条件を表 1.5-8 に示す。取水路の管路解析にて考慮する条件による影響評価結果のうち上昇側最高水位一覧を表 1.5-9 に示す。

また、パラメータによる影響を確認するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 2 の条件である「防波堤あり、スクリーンによる損失あり、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転あり（常用 0 台、非常用 5 台）」を基本ケースとした。

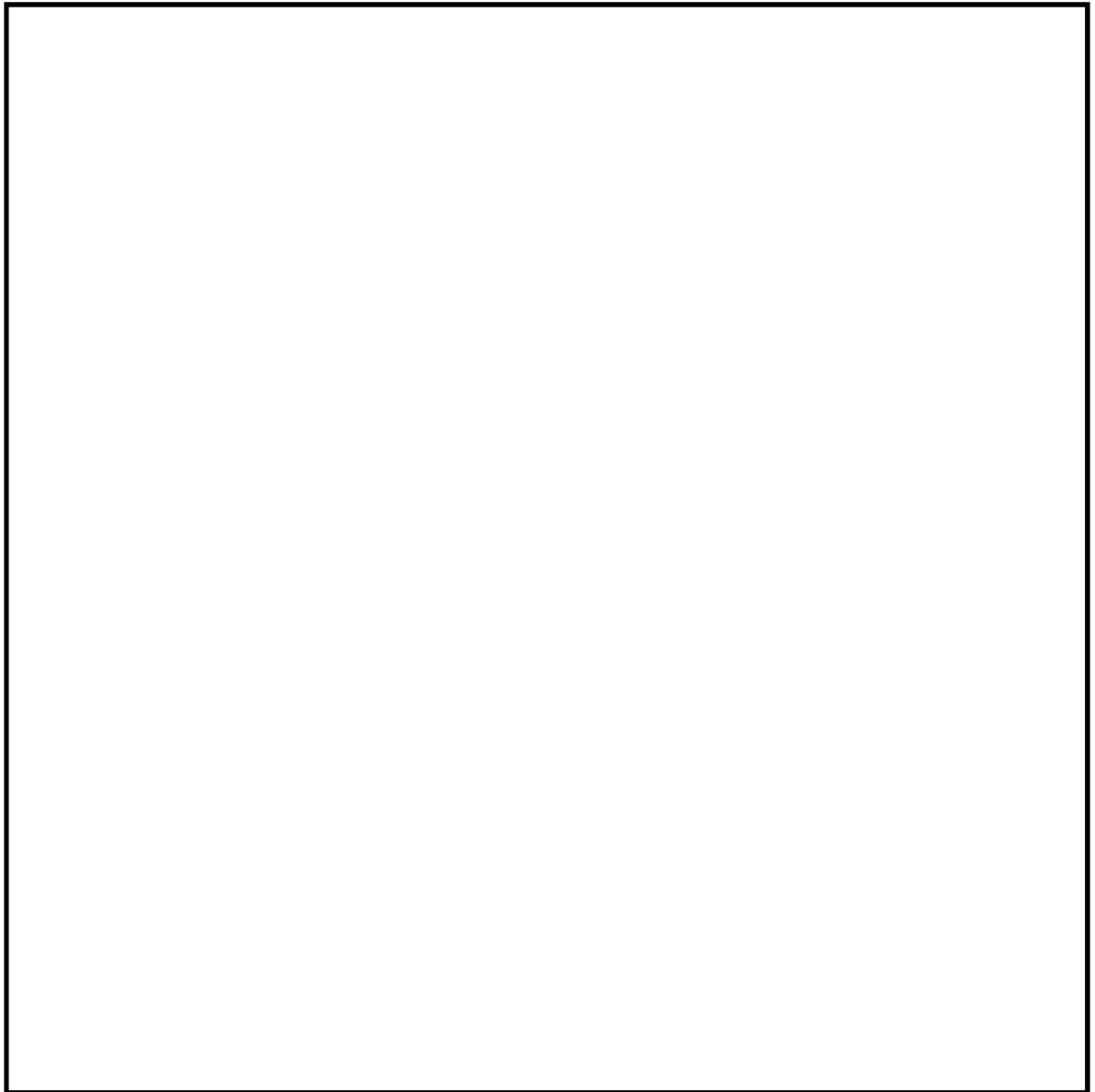


図 1.5-2 取水路及び取水ピットの構造

表1.5-8 取水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	取水口～取水路～取水ピット(非常用海水ポンプ, 常用海水ポンプ)
計算時間間隔 Δt	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	<p>○流量あり ケース1：計 4320.8(m<sup>3</sup>/hr)                      循環水ポンプ：74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      残留熱除去系海水系ポンプ：885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台                      非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      高圧炉心スプレイスディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台                      補機冷却系海水系ポンプ：2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      (津波襲来時の状態として、常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定。(原子炉トリップ+ (所内電源喪失又は原子炉水位低下) の状態) )</p> <p>○流量あり ケース2：計 9996.8(m<sup>3</sup>/hr)                      循環水ポンプ：74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      残留熱除去系海水系ポンプ：885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台                      非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      高圧炉心スプレイスディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台                      補機冷却系海水系ポンプ：2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      (ケース1の状態から、燃料プール冷却等のため ASW ポンプを追加起動した状態を想定)</p> <p>○流量あり ケース3：計 2549.4(m<sup>3</sup>/hr)                      循環水ポンプ：74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      残留熱除去系海水系ポンプ：885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      高圧炉心スプレイスディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台                      補機冷却系海水系ポンプ：2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      (津波襲来時の状態として、常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定)</p> <p>○流量なし：計 0(m<sup>3</sup>/hr)</p>
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s n=0.015(貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cmを考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995)：火力・原子力発電所土木構造物の設計—補強改訂版—, 千秋信一(1967)：発電水力演習, 土木学会(1999)：水理公式集 [平成 11 年版] による
入射条件	防波堤ありケース 上昇側, 下降側 / 防波堤なしケース 上昇側, 下降側
地盤変動条件	上昇側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき(σ = +0.18m) 下降側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) 潮位のばらつき(σ = -0.16m)
潮位条件	上昇側：朔望平均満潮位(T.P. +0.61m) 下降側：朔望平均干潮位(T.P. -0.81m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

a)運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

b)連続式 
$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

a)運動方程式 
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

b)連続式 
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに, t : 時間 Q : 流量 v : 流速 x : 管底に沿った座標  
 A : 流水断面積 H : 圧力水頭+位置水頭 (管路の場合)  
 位置水頭 (開水路の場合)  
 z : 管底高 g : 重力加速度  
 n : マンニングの粗度係数 R : 径深  
 Δx : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに、  $A_p$  : 水槽の平面積 (水位の関数となる)       $H_p$  : 水槽水位  
 $Q_s$  : 水槽へ流入する流量の総和                       $t$  : 時間

(イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの方が水位が高くなった。

(ロ) スクリーンによる損失の有無による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、スクリーンによる損失ありの場合に比べ、スクリーンによる損失なしの方が水位が高くなった。

(ハ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、貝付着がある場合とない場合においてその差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ニ) 海水ポンプの運転状態による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び貝付着の有無によらず、海水ポンプの運転状態の違いによる差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

以上に示した影響評価結果から、上昇側最高水位である T.P. +19.19m (解析ケース 21) をもとに、取水ピットにおける上昇側の入力津波を T.P. +19.2m とする。基本ケースの水位である T.P. +16.04m と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 T.P. +19.2m との差異を取水路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、取水路管路解析におけるパラメータによる影響を +3.16m とした。

表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（1/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最高水位 (T. P. m)
	防波堤	スクリー ン損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)	
1	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	+15.79	+15.79	+15.95	+16.04	+15.95	+16.04
2*	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	+15.79	+15.79	+15.95	+16.04	+15.95	+16.04
3	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	+15.79	+15.79	+15.94	+16.04	+15.94	+16.04
4	あり	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	+15.79	+15.79	+15.94	+16.04	+15.94	+16.04
5	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	+16.91	+16.91	+16.74	+16.56	+16.74	+16.91
6	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	+16.91	+16.91	+16.74	+16.57	+16.74	+16.91
7	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	+16.91	+16.91	+16.74	+16.57	+16.74	+16.91
8	あり	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	+16.90	+16.90	+16.73	+16.57	+16.73	+16.90

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：解析ケース毎の最高水位

表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（2/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最高水位 (T. P. m)
	防波堤	スクリー ン損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)	
9	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	+16.09
10	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	+16.09
11	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	+16.09
12	あり	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	+15.67	+15.67	+15.96	+16.09	+15.96	+16.09
13	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	+17.10	+17.10	+16.56	+16.46	+16.56	+17.10
14	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	+17.09	+17.09	+16.56	+16.46	+16.56	+17.09
15	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	+17.09	+17.09	+16.56	+16.46	+16.56	+17.09
16	あり	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	+17.09	+17.09	+16.56	+16.47	+16.56	+17.09

■ : 解析ケース毎の最高水位

表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（3/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最高水位 (T. P. m)
	防波堤	スクリー ン損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)	
17	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39	+16.61
18	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39	+16.61
19	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39	+16.61
20	なし	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	+16.60	+16.60	+16.38	+16.55	+16.38	+16.60
21	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	+19.19	+19.19	+18.35	+17.87	+18.35	+19.19
22	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	+19.18	+19.18	+18.35	+17.87	+18.35	+19.18
23	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	+19.18	+19.18	+18.35	+17.87	+18.35	+19.18
24	なし	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	+19.18	+19.18	+18.35	+17.87	+18.35	+19.18

■：解析ケース毎の最高水位

■：上昇側最高水位



表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（4/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最高水位 (T. P. m)
	防波堤	スクリー ン損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)	
25	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	+16.67	+16.67	+16.40	+16.49	+16.40	+16.67
26	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	+16.66	+16.66	+16.39	+16.49	+16.39	+16.66
27	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	+16.66	+16.66	+16.39	+16.49	+16.39	+16.66
28	なし	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	+16.65	+16.65	+16.39	+16.49	+16.39	+16.65
29	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	+19.17	+19.17	+18.38	+17.88	+18.38	+19.17
30	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	+19.17	+19.17	+18.38	+17.88	+18.38	+19.17
31	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	+19.17	+19.16	+18.38	+17.88	+18.38	+19.17
32	なし	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	+19.16	+19.16	+18.38	+17.88	+18.38	+19.16

■：解析ケース毎の最高水位

なお、防潮堤設置ルート変更の前後において、取水路管路解析の入力波である取水口前面における水位に差異がなく、取水路及び取水ピットの構造に変更を伴わず、防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響が無かったため、表 1.5-9 には防潮堤設置ルート変更前の管路解析結果を示している。なお、影響評価としては、防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析において最も高い水位となった解析条件（防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着あり、海水ポンプの運転なし）と同様の条件にて防潮堤設置ルートを変更したモデルにより管路解析を実施し、影響のないことを確認した。防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響評価結果を以下に示す。

防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（上昇側）は図 1.5-3 に示すとおりである。取水口前面の上昇側最高水位は T.P. +14.7m であった。

防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果（上昇側）を図 1.5-4 に示す。図 1.5-4 に示すとおり、遡上解析の評価結果から、取水口前面の上昇側最高水位は T.P. +14.7m であった。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる評価結果と比べて有意な差異はなく、同等の評価結果であった。

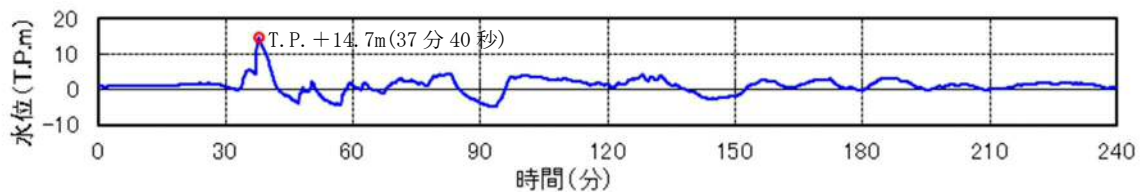


図 1.5-3 防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（上昇側）（防波堤なし）

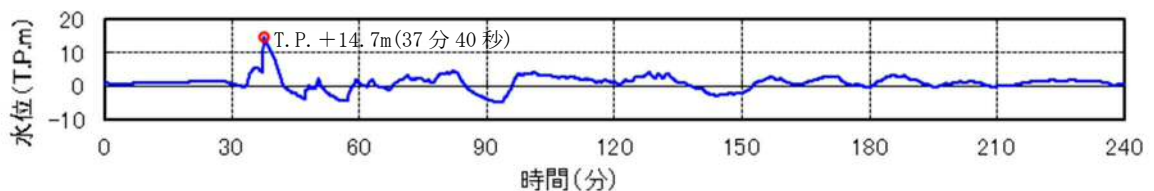


図 1.5-4 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（上昇側）（防波堤なし）

さらに、管路解析による取水ピットにおける評価結果（上昇側）への影響確認を実施した。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水ピットにおける管路解析の評価結果（上昇側）は図 1.5-5 に示すとおりである。取水ピットにおける上昇側最高水位は T.P. +19.19m であった。

防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を図 1.5-6 に示す。図 1.5-6 に示すとおり、管路解析の評価結果から、取水ピットの上昇側最高水位は T.P. +19.19m であった。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる評価結果と比べて有意な差異はなく、同等の評価結果であった。

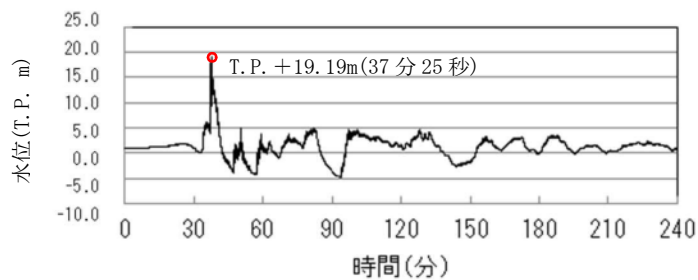


図 1.5-5 防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水ピットにおける  
管路解析の評価結果（上昇側）

（防波堤なし，スクリーンによる損失なし，貝付着あり，海水ポンプの運転なし）

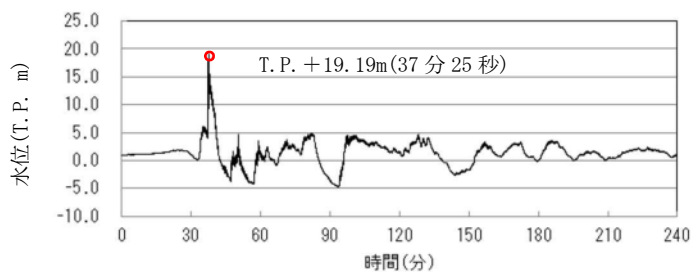


図 1.5-6 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる取水ピットにおける  
管路解析の評価結果（上昇側）

（防波堤なし，スクリーンによる損失なし，貝付着あり，海水ポンプの運転なし）

また、取水ピットにおける上昇側水位の入力津波については、防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる管路解析結果（防波堤なし，スクリーンによる損失なし，貝付着あり，海水ポンプの運転なしの解析条件）をもとに設定した。

ロ. 取水路の管路解析（下降側水位）にて考慮する条件による影響

取水路及び取水ピットの構造を図 1.5-2 に示す。取水路から取水ピットに至る経路においては、「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」にて考慮した防波堤の有無をはじめ、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。取水路の管路解析条件を表 1.5-8 に示す。取水路の管路解析にて考慮する条件による影響評価結果のうち下降側最低水位一覧を表 1.5-10 に示す。

また、パラメータによる影響を確認するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 2 の条件である「防波堤あり、スクリーンによる損失あり、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転あり（常用 0 台、非常用 5 台）」を基本ケースとした。

(イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合の方が水位が低くなる傾向にあるが、その差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ロ) スクリーンによる損失の有無による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、防波堤の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、スクリーンによる損失ありの場合に比べ、スクリーンによる損失なしの場合の方が低くなる傾向にあるが、その差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ハ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、貝付着がある場合とない場合においてその差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ニ) 海水ポンプの運転状態による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び貝付着の有無によらず、海水ポンプの運転状態の違いによる差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

以上に示した影響評価結果から、下降側最低水位である T.P. -5.04m（解析ケース 31 及び解析ケース 32）をもとに、取水ピットにおける下降側の設定水位を T.P. -5.1m とする。基本ケースの水位である T.P. -4.95m と下降側最低水位をもとに設定した入力津波 T.P. -5.1m との差異を取水路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、取水路管路解析におけるパラメータによる影響を -0.15m とした。

表 1.5-10 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（1/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最低水位* <sup>1</sup> (T. P. m)
	防波堤	スクリーン 損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水 ポンプ (南側)	循環水 ポンプ (中央)	循環水 ポンプ (北側)	
1	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94
2* <sup>2</sup>	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	-4.95	-4.95	-4.94	-4.94	-4.94	-4.95
3	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
4	あり	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96
5	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	-4.97	-4.97	-4.98	-4.98	-4.98	-4.97
6	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	-4.97	-4.97	-4.98	-4.98	-4.98	-4.97
7	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	-4.97	-4.97	-4.98	-4.98	-4.98	-4.97
8	あり	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	-4.97	-4.97	-4.99	-4.98	-4.99	-4.97

\*1：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

\*2：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：解析ケース毎の最低水位

表 1.5-10 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（2/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最低水位* (T. P. m)
	防波堤	スクリーン 損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水 ポンプ (南側)	循環水 ポンプ (中央)	循環水 ポンプ (北側)	
9	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94
10	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
11	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
12	あり	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96
13	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.96	-4.95	-4.95
14	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.96	-4.95	-4.95
15	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.96	-4.95	-4.95
16	あり	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.96	-4.95	-4.95

\*：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

■：解析ケース毎の最低水位

表 1.5-10 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（3/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最低水位* (T. P. m)
	防波堤	スクリーン 損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水 ポンプ (南側)	循環水 ポンプ (中央)	循環水 ポンプ (北側)	
17	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
18	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.96	-4.95	-4.95
19	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96
20	なし	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	-4.97	-4.97	-4.97	-4.98	-4.97	-4.97
21	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	-5.02	-5.02	-5.02	-5.05	-5.02	-5.02
22	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	-5.03	-5.03	-5.03	-5.05	-5.03	-5.03
23	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	-5.03	-5.03	-5.03	-5.05	-5.03	-5.03
24	なし	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	-5.03	-5.03	-5.03	-5.06	-5.03	-5.03

\*：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

■：解析ケース毎の最低水位

表 1.5-10 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（4/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					解析ケース毎 の最低水位* (T. P. m)
	防波堤	スクリーン 損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水 ポンプ (南側)	循環水 ポンプ (中央)	循環水 ポンプ (北側)	
25	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
26	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	-4.96	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.96
27	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96
28	なし	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	-4.97	-4.97	-4.97	-4.98	-4.97	-4.97
29	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	-5.03	-5.03	-5.02	-5.05	-5.02	-5.03
30	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	-5.03	-5.03	-5.02	-5.06	-5.02	-5.03
31	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	-5.04	-5.04	-5.02	-5.06	-5.02	-5.04
32	なし	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	-5.04	-5.04	-5.03	-5.07	-5.03	-5.04

\*：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

■：解析ケース毎の最低水位

■：下降側最低水位



なお、防潮堤設置ルート変更の前後において、取水路管路解析の入力波である取水口前面における水位に差異がなく、取水路及び取水ピットの構造に変更を伴わず、防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響確が無かったため、表 1.5-10 には防潮堤設置ルート変更前の管路解析結果を示している。なお、影響評価としては、防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析において最も低い水位となった解析条件（防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着なし、海水ポンプの運転あり（常用：2 台，非常用：7 台））と同様の条件にて防潮堤設置ルートを変更したモデルにより管路解析を実施し、影響のないことを確認した。防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響確認結果を以下に示す。

防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（下降側）は図 1.5-7 に示すとおりである。取水口前面の下降側最低水位は T.P. -4.9m であった。

防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果（下降側）を図 1.5-8 に示す。図 1.5-8 に示すとおり、遡上解析の評価結果から、取水口前面の下降側最低水位は T.P. -4.9m であった。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる評価結果と比べて有意な差異はなく、同等の評価結果であった。

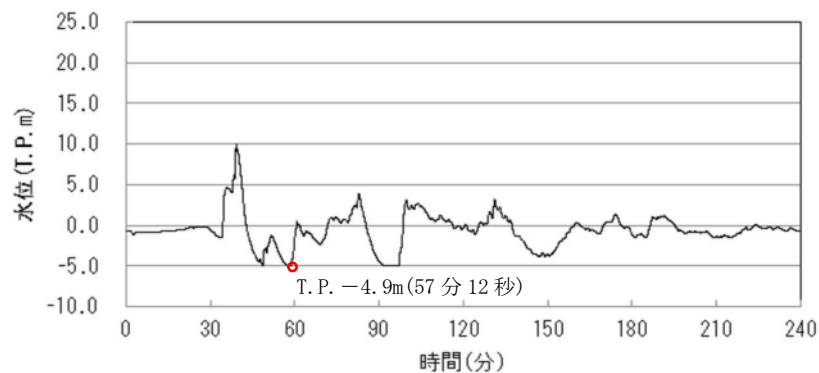


図 1.5-7 防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（下降側）（防波堤なし）

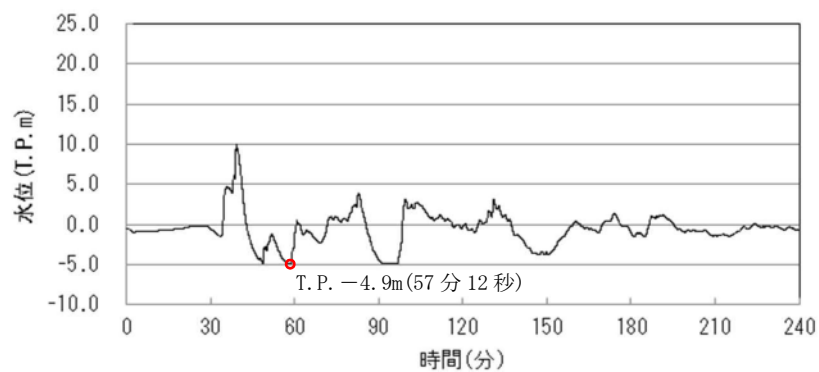


図 1.5-8 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（下降側）（防波堤なし）

さらに、管路解析による取水ピットにおける評価結果（下降側）への影響確認を実施した。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水ピットにおける管路解析の評価結果（下降側）は図 1.5-9 に示すとおりである。取水ピットにおける下降側最低水位は T. P. -5.04m であった。

防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を図 1.5-10 に示す。図 1.5-10 に示すとおり、管路解析の評価結果から、取水ピットの下降側最低水位は T. P. -5.04m であった。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる評価結果と比べて有意な差異はなく、同等の評価結果であった。

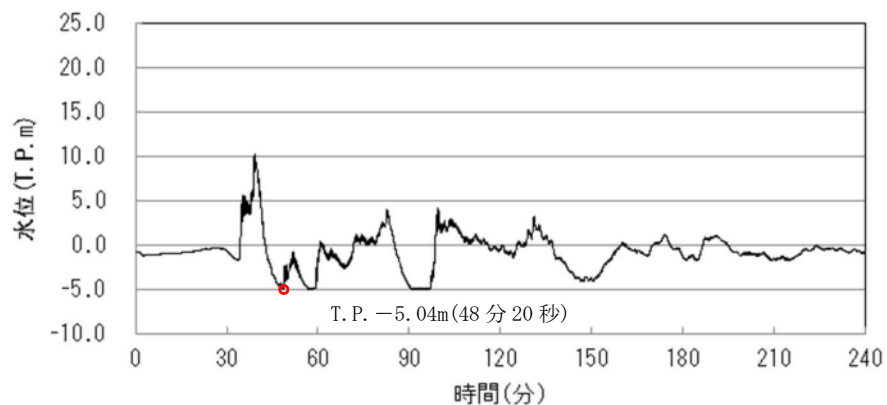


図 1.5-9 防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水ピットにおける  
管路解析の評価結果（下降側）

(防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着なし、  
海水ポンプの運転あり（常用：2台、非常用：7台））

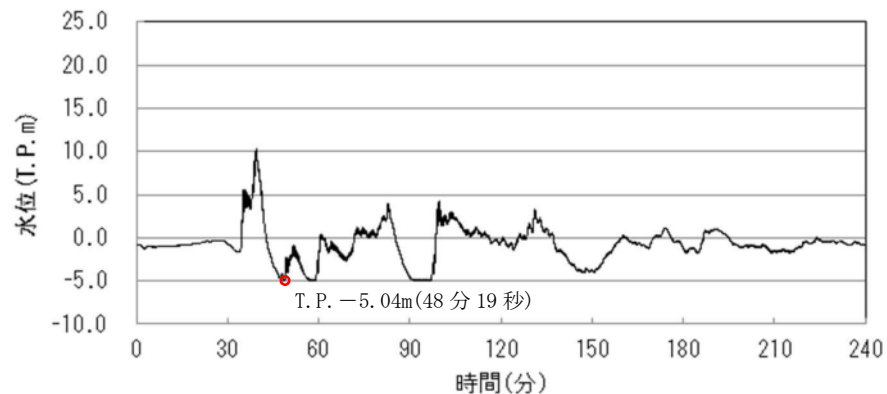


図 1.5-10 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる取水ピットにおける  
管路解析の評価結果（下降側）

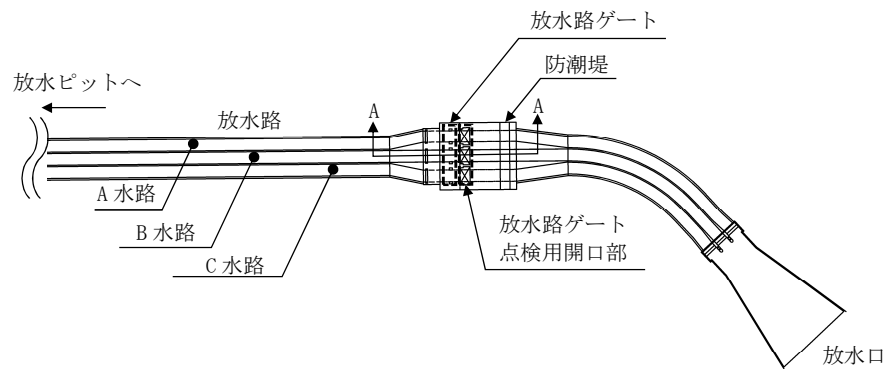
(防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着なし、  
海水ポンプの運転あり（常用：2台、非常用：7台））

また、取水ピットにおける下降側水位の入力津波については、防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる管路解析結果（防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着なし、海水ポンプの運転あり（常用：2台、非常用：7台））をもとに設定した。

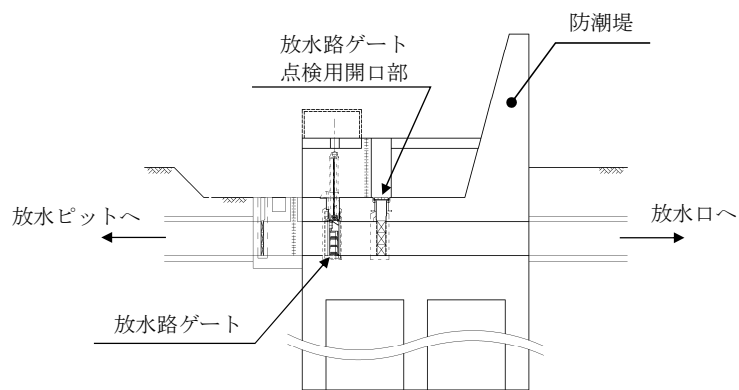
ハ. 放水路の管路解析にて考慮する条件による影響

放水路の構造を図 1.5-11 に示す。放水路から放水路ゲート設置箇所に至る経路においては、「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」にて考慮した防波堤の有無をはじめ、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。放水路の管路解析条件を表 1.5-11 に示す。放水路の管路解析にて考慮する条件による影響評価結果を表 1.5-12 に示す。なお、表 1.5-12 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 13 の条件である「防波堤あり、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転あり（常用 0 台、非常用 5 台）、C 水路放水」を基本ケースとした。



(平面図)



(A-A 断面)

図 1.5-11 放水路の構造

表 1.5-11 放水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	ゲート部～放水路～放水口(非常用海水ポンプ)
計算時間間隔 Δt	0.001 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	<p>○流量あり ケース 1 B 水路, C 水路: 計 4320.8(m<sup>3</sup>/hr)</p> <p>循環水ポンプ: 74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>残留熱除去系海水系ポンプ: 885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台</p> <p>非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台</p> <p>補機冷却系海水系ポンプ: 2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>(津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定。(原子炉トリップ+(所内電源喪失又は原子炉水位低下)の状態))</p> <p>○流量あり ケース 2 B 水路, C 水路: 計 9996.8(m<sup>3</sup>/hr)</p> <p>循環水ポンプ: 74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>残留熱除去系海水系ポンプ: 885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台</p> <p>非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台</p> <p>補機冷却系海水系ポンプ: 2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>(ケース 1 の状態から, 燃料プール冷却等のため ASW ポンプを追加起動した状態を想定)</p> <p>○流量あり ケース 3 B 水路, C 水路: 計 2549.4(m<sup>3</sup>/hr)</p> <p>循環水ポンプ: 74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>残留熱除去系海水系ポンプ: 885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台</p> <p>補機冷却系海水系ポンプ: 2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>(津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定)</p> <p>○流量なし: 計 0(m<sup>3</sup>/hr)</p>
摩擦損失係数	マニング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cm を考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995): 火力・原子力発電所土木構造物の設計-補強改訂版-, 千秋信一(1967): 発電水力演習, 土木学会(1999): 水理公式集 [平成 11 年版] による
入射条件	防波堤ありケース 上昇側 / 防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき(σ = +0.18m)
潮位条件	朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに, t : 時間 Q : 流量 v : 流速 x : 管底に沿った座標  
A : 流水断面積 H : 圧力水頭+位置水頭(管路の場合)  
位置水頭(開水路の場合)

z : 管底高 g : 重力加速度  
n : マニングの粗度係数 R : 径深  
Δx : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに,  $A_p$ : 水槽の平面積 (水位の関数となる)       $H_p$ : 水槽水位  
 $Q_s$ : 水槽へ流入する流量の総和                       $t$ : 時間

(イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、防波堤なしの場合に比べ、防波堤ありの場合の方が水位が高くなる傾向にあった。

(ロ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、B 水路では貝付着なしの場合に比べ、貝付着ありの場合における水位が高くなる傾向にあった。

また、A 水路及び C 水路では、防波堤がある場合においては貝付着がある場合の水位が高くなり、防波堤がない場合においては貝付着がない場合の水位が高くなる傾向にあった。

(ハ) 海水ポンプの運転状態による影響

① ポンプの運転台数による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着の有無及び放水する水路によらず、防波堤がない場合に比べ、防波堤がある場合において、海水ポンプの運転台数が増えるにつれて水位が高くなる傾向にあった。

また、防波堤がない場合における海水ポンプの運転状態による影響を比較した結果、その差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

② 放水する水路による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着の有無及び海水ポンプの運転台数によらず、防波堤がある場合においては放水する水路における水位が高くなる傾向にあった。

また、防波堤がない場合における放水する水路による影響を比較した結果、常用海水ポンプ 2 台及び非常用海水ポンプ 7 台運転を想定した解析ケースを除き、放水する水路によらず C 水路における水位が高くなる傾向にあった。常用海水ポンプ 2 台及び非常用海水ポンプ 7 台運転を想定した解析ケースでは、それぞれ放水する水路における水位が高くなる傾向にあった。

以上に示した影響評価結果から、上昇側最高水位である T.P. +27.30m (解析ケース 7) をもとに、放水路ゲート設置箇所における上昇側の入力津波を T.P. +27.4m とする。基本ケースの水位である T.P. +23.59m と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 T.P. +27.4m との差異を放水路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、放水路管路解析におけるパラメータによる影響を +3.81m とした。

表 1.5-12 放水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（1/2）

解析 ケース	パラメータ				放水路ゲート設置箇所水位(T. P. m)			解析ケース毎の最高 水位 (T. P. m)
	防波堤	貝付着	海水ポンプの運転状態		A水路 (北側)	B水路 (東側)	C水路 (南側)	
			ポンプ運転台数	放水する水路				
1	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	—	+23.56	+22.72	+22.15	+23.56
2	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	—	+19.32	+19.29	+17.71	+19.32
3	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	B水路	+23.56	+25.42	+22.15	+25.42
4	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	B水路	+19.32	+19.24	+17.71	+19.32
5	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	C水路	+23.56	+22.72	+24.67	+24.67
6	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	C水路	+19.32	+19.29	+18.56	+19.32
7	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	B水路	+23.56	+27.30	+22.15	+27.30
8	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	B水路	+19.32	+20.98	+17.71	+20.98
9	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	C水路	+23.56	+22.72	+26.80	+26.80
10	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	C水路	+19.32	+19.29	+20.66	+20.66
11	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	B水路	+23.56	+24.35	+22.15	+24.35
12	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	B水路	+19.32	+19.31	+17.71	+19.32
13*	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	C水路	+23.56	+22.72	+23.59	+23.59
14	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	C水路	+19.32	+19.29	+17.82	+19.32

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：解析ケース毎の最高水位

■：上昇側最高水位



表 1.5-12 放水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（2/2）

解析 ケース	パラメータ				放水路ゲート設置箇所水位(T. P. m)			解析ケース毎の最高 水位 (T. P. m)
	防波堤	貝付着	海水ポンプの運転状態		A水路 (北側)	B水路 (東側)	C水路 (南側)	
			ポンプ運転台数	放水する水路				
15	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	—	+21.68	+21.15	+20.99	+21.68
16	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	—	+19.51	+17.97	+19.43	+19.51
17	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	B水路	+21.68	+23.37	+20.99	+23.37
18	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	B水路	+19.51	+17.85	+19.43	+19.51
19	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	C水路	+21.68	+21.15	+22.67	+22.67
20	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	C水路	+19.51	+17.97	+19.94	+19.94
21	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	B水路	+21.68	+25.63	+20.99	+25.63
22	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	B水路	+19.51	+19.28	+19.43	+19.51
23	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	C水路	+21.68	+21.15	+24.87	+24.87
24	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	C水路	+19.51	+17.97	+19.96	+19.96
25	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	B水路	+21.68	+22.36	+20.99	+22.36
26	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	B水路	+19.51	+17.97	+19.43	+19.51
27	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	C水路	+21.68	+21.15	+21.87	+21.87
28	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	C水路	+19.51	+17.97	+19.77	+19.77

■ : 解析ケース毎の最高水位

## ニ. SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響

SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造を図 1.5-12 に示す。SA用海水ピット取水塔から緊急用海水ポンプピットに至る経路においては、「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」にて考慮した防波堤の有無をはじめ、貝付着の有無による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件を表 1.5-13 に示す。SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響評価結果を表 1.5-14 に示す。なお、表 1.5-14 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「防波堤あり、貝付着あり」を基本ケースとした。

### (イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-14 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着の有無によらず、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合の方が水位が高くなった。

### (ロ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-14 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無によらず、貝付着ありの場合に比べ、貝付着なしの場合の方が水位が高くなった。

以上に示した影響評価結果から、SA用海水ピットについては上昇側最高水位である T.P. +8.80m (解析ケース 4) をもとに、上昇側の入力津波を T.P. +8.9m とする。緊急用海水ポンプピットについては上昇側最高水位である T.P. +9.21m (解析ケース 4) をもとに、上昇側の入力津波を T.P. +9.3m とする。基本ケースの水位 (SA用海水ピット : T.P. +5.99m, 緊急用海水ポンプピット : T.P. +6.13m) と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 (SA用海水ピット : T.P. +8.9m, 緊急用海水ポンプピット : T.P. +9.3m) との差異を SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの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、SA用海水ピットでは+2.91m、緊急用海水ポンプピットでは+3.17mをそれぞれパラメータによる影響とした。

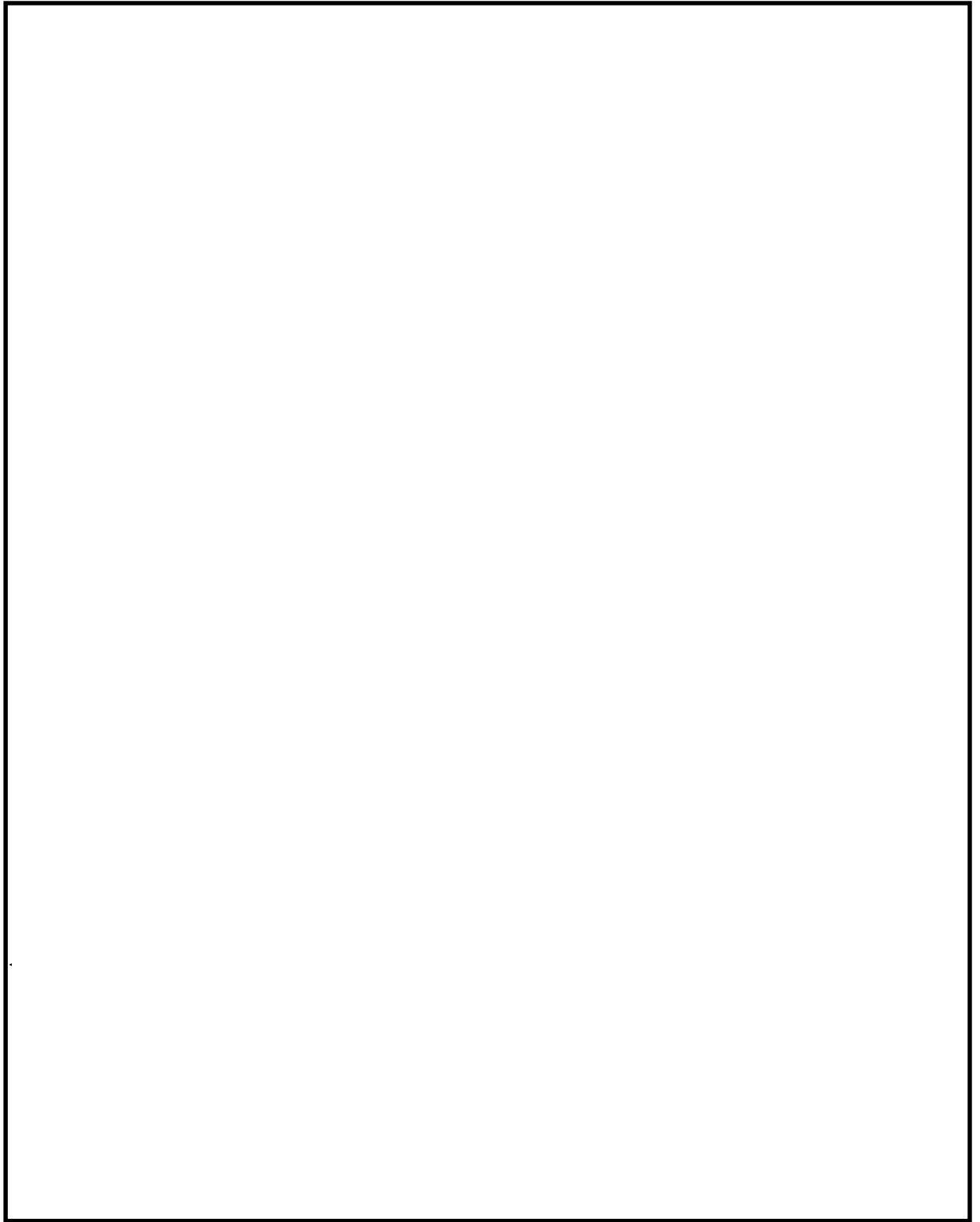


図 1.5-12 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造

表 1.5-13 SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	SA用海水ピット取水塔～SA用海水ピット～緊急用海水ポンプピット
計算時間間隔 $\Delta t$	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	○流量なし：計 0(m <sup>3</sup> /hr)
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 $n=0.020$ (貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s $n=0.015$ (貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cm を考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995)：火力・原子力発電所土木構造物の設計 —補強改訂版—, 千秋信一(1967)：発電水力演習, 土木学会(1999)：水理公式集 [平成 11 年版] による
入射条件	防波堤ありケース 上昇側 / 防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	上昇側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき ( $\sigma = +0.18m$ )
潮位条件	上昇側：朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに、 $t$  : 時間  $Q$  : 流量  $v$  : 流速  $x$  : 管底に沿った座標  
 $A$  : 流水断面積  $H$  : 圧力水頭+位置水頭 (管路の場合)  
 位置水頭 (開水路の場合)  
 $z$  : 管底高  $g$  : 重力加速度  
 $n$  : マンニングの粗度係数  $R$  : 径深  
 $\Delta x$  : 管路の流れ方向の長さ  $f$  : 局所損失係数

<水槽および立坑部>


$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに、 $A_p$  : 水槽の平面積 (水位の関数となる)  $H_p$  : 水槽水位  
 $Q_s$  : 水槽へ流入する流量の総和  $t$  : 時間

表 1.5-14 SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析結果（上昇側最高水位）一覧

解析 ケース	パラメータ		各ピットの水位 (T. P. m)		解析ケース毎の最高水位 (T. P. m)
	防波堤	貝付着	SA用海水ピット	緊急用海水 ポンプピット	
1*	あり	あり	+5.99	+6.13	SA用海水ピット : +8.80 緊急用海水ポンプピット : +9.21
2	なし	あり	+6.37	+6.45	
3	あり	なし	+8.31	+8.71	
4	なし	なし	+8.80	+9.21	

\* : パラメータによる影響の考慮における基本ケース

 : 上昇側最高水位

「イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響」, 「ロ. 取水路の管路解析（下降側水位）にて考慮する条件による影響」, 「ハ. 放水路の管路解析にて考慮する条件による影響」及び「ニ. SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響」に示した影響評価結果をもとに, 各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の程度を整理した。各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の詳細を表 1.5-15 に示す。

表 1.5-15 各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮

区分	設定位置	設定水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位	遡上解析により求めた津波水位に加えることで考慮	初期潮位に考慮			
			パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件			潮位のばらつき	入力津波モデルに想定される地震により生じる地殻変動	2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動	朔望平均潮位
上昇側水位	取水ピット	T.P. +19.2m <sup>*2</sup>	+3.16m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +16.04m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	放水路ゲート設置箇所	T.P. +27.4m <sup>*2</sup>	+3.81m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +23.59m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	SA用海水ピット	T.P. +8.9m <sup>*2</sup>	+2.91m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +5.99m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	緊急用海水ポンプピット	T.P. +9.3m <sup>*2</sup>	+3.17m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +6.13m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
下降側水位	取水ピット	T.P. -5.1m <sup>*4</sup>	-0.15m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. -4.95m <sup>*3</sup>	考慮する。 (-0.16m)	考慮しない。	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均干潮位 T.P. -0.81m)	

注記 \*1: 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m, 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降)0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*2: \*1に加えてパラメータによる影響を考慮している。

\*3: 朔望平均干潮位 T.P. -0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。

\*4: \*3に加えてパラメータによる影響を考慮している。

(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」及び「(b) 管路解析におけるパラメータによる影響」の検討結果を踏まえ、取水ピットにおける下降側水位を除き、防潮堤設置ルート変更を反映したモデルにおけるパラメータによる影響評価結果により設定した設定水位一覧を表 1.5-16 に示す。また、防潮堤前面における最高水位を示す時刻歴波形を図 1.5-13 に、各経路からの津波の時刻歴波形を図 1.5-14 にそれぞれ示す。



表 1.5-16 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルにおける数値シミュレーション結果により設定した設定水位一覧表

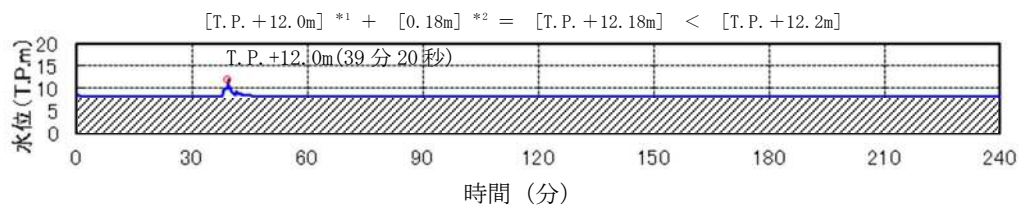
区分	設定位置	設定水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位
			パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件	
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. +12.0m <sup>*1</sup> (T.P. +12.2m) <sup>*2</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. +16.6m <sup>*1</sup> (T.P. +16.8m) <sup>*2</sup>	+1.2m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +15.4m
	取水ピット	(T.P. +19.2m) <sup>*3</sup>	+3.16m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +16.04m
	放水路ゲート設置箇所	(T.P. +27.4m) <sup>*3</sup>	+3.81m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +23.59m
	S A用海水ピット	(T.P. +8.9m) <sup>*3</sup>	+2.91m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +5.99m
	緊急用海水ポンプピット	(T.P. +9.3m) <sup>*3</sup>	+3.17m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +6.13m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地前面東側）の入力津波高さを使用している。）	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地側面北側）の入力津波高さを使用している。）	T.P. +12.0m <sup>*1</sup> (T.P. +12.2m) <sup>*2</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
下降側水位	取水ピット	T.P. -5.1m <sup>*4</sup>	-0.15m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. -4.95m

注記 \*1：朔望平均満潮位T.P. +0.61m，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.31mを考慮している。

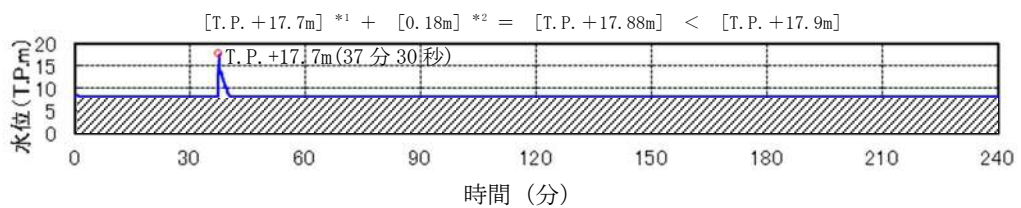
\*2：\*1に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*3：朔望平均満潮位T.P. +0.61m，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m，入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

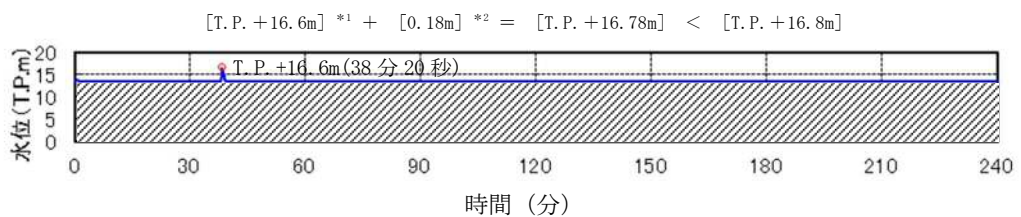
\*4：朔望平均干潮位T.P. -0.81m，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。



(防潮堤前面評価点 敷地側面北側)



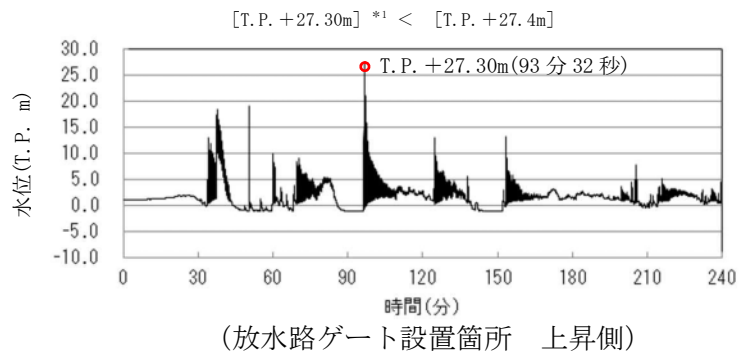
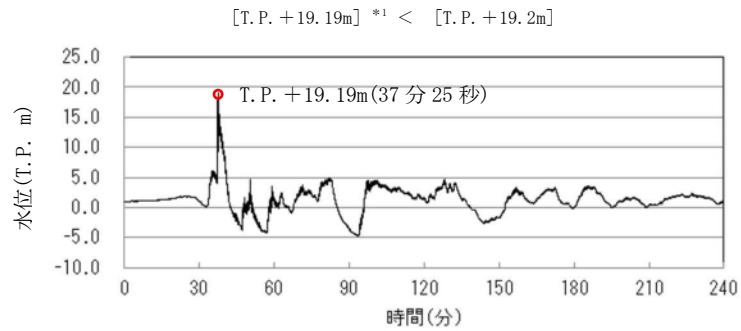
(防潮堤前面評価点 敷地前面東側)



(防潮堤前面評価点 敷地側面南側)

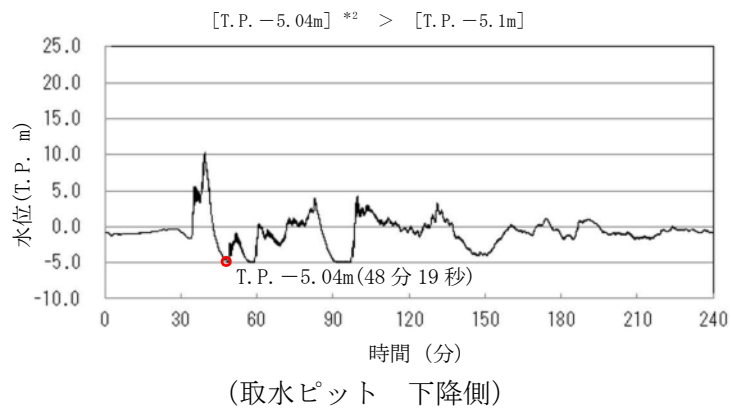
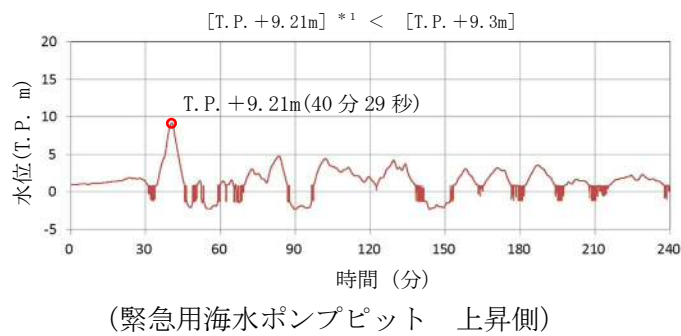
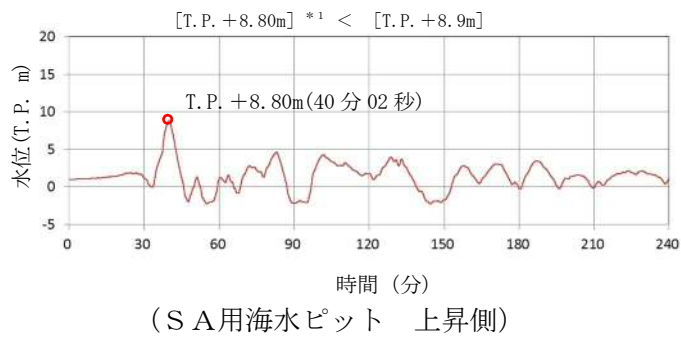
注記 \*1: 朔望平均満潮位 T.P. + 0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動 (沈降) 0.31m を考慮している。  
\*2: 潮位のばらつきを示す。

図 1.5-13 防潮堤前面における最高水位を示す時刻歴波形



注記 \*1 : 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m, 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動 (沈降) 0.31m 及び潮位のばらつき +0.18m を考慮している。

図 1.5-14 各経路からの津波の時刻歴波形 (1/2)



- 注記 \*1: 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m, 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動 (沈降) 0.31m 及び潮位のばらつき +0.18m を考慮している。
- \*2: 朔望平均干潮位 -0.81m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び潮位のばらつき -0.16m を考慮している。

図 1.5-14 各経路からの津波の時刻歴波形 (2/2)

(e) その他の影響

その他の影響として、防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分及び下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）の差し引きを考慮する。以下に詳細を示す。

イ．防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分を入力津波高さに考慮する。具体的には、防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。防潮堤設置ルート変更前後における設定水位一覧及びその他の影響を考慮した入力津波一覧表を表 1.5-17 に示す。表 1.5-17 に示した水位から、防潮堤前面（敷地側面北側）におけるその他の影響を+3.2mとした。

また、防潮堤設置ルート変更前後における放水路ゲート設置箇所の設定水位を比較したところ、防潮堤設置ルート変更前における設定水位が T.P. +19.1m であり、防潮堤設置ルート変更後における設定水位が T.P. +27.4m であった。防潮堤の設置ルート変更前後における放水路ゲート設置箇所の水位差は、管路応答の周期特性の違いによるものであると考えられる。放水路の管路解析結果に関する考察を（参考 1）に示す。

表 1.5-17 防潮堤設置ルート変更前後における設定水位一覧及び  
その他の影響を考慮した入力津波一覧

区分	設定位置	入力津波高さ	設定水位		その他の影響*4
			防潮堤設置ルート変更前	防潮堤設置ルート変更後	
上昇水位	防潮堤前面 (敷地側面北側)	T.P. +15.2m*1 (T.P. +15.4m)*2	T.P. +15.2m*1 (T.P. +15.4m)*2	T.P. +12.0m*1 (T.P. +12.2m)*2	+3.2m
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	T.P. +17.7m*1 (T.P. +17.9m)*2	T.P. +17.7m*1 (T.P. +17.9m)*2	T.P. +17.7m*1 (T.P. +17.9m)*2	0m
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	T.P. +16.6m*1 (T.P. +16.8m)*2	T.P. +16.6m*1 (T.P. +16.8m)*2	T.P. +16.6m*1 (T.P. +16.8m)*2	0m
	取水ピット	(T.P. +19.2m)*3	(T.P. +19.2m)*3	(T.P. +19.2m)*3	0m
	放水路ゲート 設置箇所	(T.P. +27.4m)*3	(T.P. +19.1m)*3	(T.P. +27.4m)*3	0m
	S A用海水ピット	(T.P. +8.9m)*3	(T.P. +8.9m)*3	(T.P. +8.9m)*3	0m
	緊急用海水ポンプ ピット	(T.P. +9.3m)*3	(T.P. +9.3m)*3	(T.P. +9.3m)*3	0m
	構内排水路 逆流防止設備 (防潮堤前面(敷地前面東側)の入力津波高さを使用している。)	T.P. +17.7m*1 (T.P. +17.9m)*2	T.P. +17.7m*1 (T.P. +17.9m)*2	T.P. +17.7m*1 (T.P. +17.9m)*2	0m
	構内排水路 逆流防止設備 (防潮堤前面(敷地側面北側)の入力津波高さを使用している。)	T.P. +15.2m*1 (T.P. +15.4m)*2	T.P. +15.2m*1 (T.P. +15.4m)*2	T.P. +12.0m*1 (T.P. +12.2m)*2	+3.2m

注記 \*1: 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降)0.31mを考慮している。

\*2: \*1に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*3: 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m, 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降)0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*4: 防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された入力津波高さを比較し, より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。

ロ. 下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）の除外

下降側水位の遡上解析における初期潮位として、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降を考慮していた。取水ピットにおける下降側水位の入力津波高さの設定に当たっては、安全側の評価となるように、パラメータによる影響を考慮して設定した設定水位から、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降分の値を考慮せず除外して入力津波高さを設定する。取水ピットにおける下降側入力津波の設定に考慮するその他の影響を表1.5-18に示す。表1.5-18に示した水位から、取水ピットにおける下降側入力津波の設定に考慮するその他の影響を-0.2mとした。

表 1.5-18 取水ピットにおける下降側入力津波の設定に考慮するその他の影響

区分	設定位置	入力津波高さ	設定水位	その他の影響*3
下降側水位	取水ピット	T. P. -5.3m*2	T. P. -5.1m*1	-0.2m

- \*1 朔望平均干潮位T. P. -0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。
- \*2 下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように、\*1から2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを除外したものである。
- \*3 下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように、初期潮位に考慮していた2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを考慮せず除外する。

(f) 入力津波高さに対するパラメータによる影響のまとめ

「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」, 「(c) 管路解析におけるパラメータによる影響」及び「(e) その他の影響」の検討結果を踏まえ設定した各施設・設備の設置位置における設計又は評価に用いる入力津波高さ一覧を表 1.5-19 に示す。

表 1.5-19 各施設・設備の設置位置における設計又は評価に用いる入力津波高さ一覧表

区分	設定位置	入力津波高さ
上昇側水位	防潮堤前面 (敷地側面北側)	T. P. +15.2m <sup>*1</sup> (T. P. +15.4m) <sup>*2</sup>
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	T. P. +17.7m <sup>*1</sup> (T. P. +17.9m) <sup>*2</sup>
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	T. P. +16.6m <sup>*1</sup> (T. P. +16.8m) <sup>*2</sup>
	取水ピット	(T. P. +19.2m) <sup>*3</sup>
	放水路ゲート設置箇所	(T. P. +27.4m) <sup>*3</sup>
	SA用海水ピット	(T. P. +8.9m) <sup>*3</sup>
	緊急用海水ポンプピット	(T. P. +9.3m) <sup>*3</sup>
	構内排水路逆流防止設備 (防潮堤前面 (敷地前面東側) の入力津波高さを使用している。)	T. P. +17.7m <sup>*1</sup> (T. P. +17.9m) <sup>*2</sup>
	構内排水路逆流防止設備 (防潮堤前面 (敷地側面北側) の入力津波高さを使用している。)	T. P. +15.2m <sup>*1</sup> (T. P. +15.4m) <sup>*2</sup>
下降側水位	取水ピット	T. P. -5.1m <sup>*4</sup> (T. P. -5.3m) <sup>*5</sup>

注記 \*1: 朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31mを考慮している。

\*2: \*1に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*3: 朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m, 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動 (沈降) 0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*4: 朔望平均干潮位T. P. -0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。

\*5: 下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように, \*4から2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2mを除外したものである。



### 1.5.2 敷地に遡上する津波

#### (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、浸水防止設備及び津波監視設備の設計においては、入力津波高さに影響を与え得る条件についてパラメータスタディを実施し、入力津波高さが有するパラメータによる影響を考慮する。入力津波高さが有するパラメータによる影響については、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。

入力津波高さに影響を与え得る要因のうち、パラメータスタディの実施対象である「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）」の入力津波高さに対する考慮の程度の妥当性については、各評価点における基本ケースによる水位と最も水位が高くなったケースによる水位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 1.5-20 に示す。

表 1.5-20 検討の対象設備

津波対策設備	設備分類	対象	備考
防潮堤及び防潮扉	津波防護 施設	○	
放水路ゲート		○	
構内排水路逆流防止設備		○	
原子炉建屋外壁		○	
原子炉建屋原子炉棟水密扉		○	検討対象である外郭防護（津波防護施設）として整理
原子炉建屋附属棟北側水密扉 1		○	検討対象である外郭防護（津波防護施設）として整理
原子炉建屋附属棟北側水密扉 2		○	検討対象である外郭防護（津波防護施設）として整理
原子炉建屋附属棟東側水密扉		○	検討対象である外郭防護（津波防護施設）として整理
原子炉建屋附属棟南側水密扉		○	検討対象である外郭防護（津波防護施設）として整理
原子炉建屋附属棟西側水密扉		○	検討対象である外郭防護（津波防護施設）として整理
取水路点検用開口部浸水防止蓋	浸水防止 設備	○	
海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁		○	
取水ピット空気抜き配管逆止弁		○	
放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋		○	
S A用海水ピット開口部浸水防止蓋		○	
緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋		○	
緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁		○	
緊急用海水ポンプ室床 dren 排出口逆止弁		○	
緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋		○	
緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋		○	
格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ		○	
常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ		○	
常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ		○	
常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉		○	
防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置		○	
原子炉建屋境界貫通部（1階外壁）止水処置		○	
常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）止水処置		○	
取水ピット水位計		津波監視 設備	○
潮位計	○		

(3) 入力津波高さが有するパラメータによる影響について

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朔望平均満潮位 T.P. +0.61m を初期潮位として考慮し、敷地に遡上する津波の水位を算出している。

(b) 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動

水位上昇側に対して 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である 0.2m の沈降（余効変動含む。）を考慮して敷地に遡上する津波の水位を算出している。

(c) 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動

入力津波の波源モデルに想定され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茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震に想定される広域的な地殻変動量である 0.46m の沈降を考慮して敷地に遡上する津波の水位を算出している。

(d) 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

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。

<遡上解析におけるパラメータによる影響>

- ・東海発電所の人工構造物の有無による影響

<管路解析におけるパラメータによる影響>

- ・スクリーンによる損失の有無による影響
- ・貝付着の有無による影響

管路解析におけるパラメータによる影響については、上記のパラメータのうち影響を与え得るパラメータを管路毎に設定し、影響を考慮する。

(e) その他の影響

その他の影響として、以下のものを考慮する。

<防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位（T.P. +24.0m）との差分>

- ・防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位（T.P. +24.0m）との差分を考慮する。  
具体的には、敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた防潮堤前面における最高水位に対し、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計として考慮する防潮堤前面水位 T.P. +24.0m との差分を加え、防潮堤前面（敷地側面北側、敷地前面東側及び敷地側面南側）における入力津波高さを T.P. +24.0m とする。

<敷地内の各評価位置における浸水深に対し数値計算上の不確かさを考慮した差分>

- ・敷地内の各評価位置における遡上解析結果による浸水深に対して、数値計算上の不確かさによる差分を考慮する。具体的には、敷地に遡上する津波による遡上解析か

ら得られた敷地内の各評価位置における浸水深に対し、評価範囲における浸水深の不確かさを考慮し、敷地内の各評価位置における入力津波高さを設定する。

<防潮堤設置ルート変更前後における管路解析結果の差分>

- ・防潮堤設置ルート変更前後における管路解析結果の差分を入力津波高さに考慮する。具体的には、防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。なお、敷地内の各評価位置における遡上解析結果については、設置許可段階において防潮堤設置ルート変更を反映したモデルにより入力津波高さを設定していることから、敷地内の各評価位置における遡上解析結果については防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果の差分を考慮しない。また、防潮堤前面の評価位置についても、入力津波高さを一律 T.P. +24.0m と設定することから、防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果の差分を考慮しない。

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

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及びその他の影響を考慮した各施設・設備の設置位置における入力津波高さの算定式は以下の式で表される。

入力津波高さ = ① + ② + ③

① 敷地に遡上する津波

- ・朔望平均潮位
- ・2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動
- ・入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動

② 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

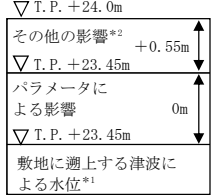
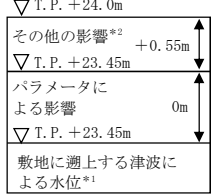
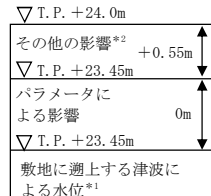
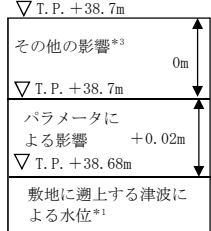
③ その他の影響

表 1.5-21 に各施設・設備の設置位置における流入、遡上に伴う入力津波高さと、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及びその他の影響の考え方を示す。

また、「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。）の入力津波高さに対する考慮の程度について表 1.5-21 に示す。

さらに、各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響及びその他の影響の一覧を表 1.5-22 に示す。

表 1.5-21 各施設・設備の設計・評価に用い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について (1/7)

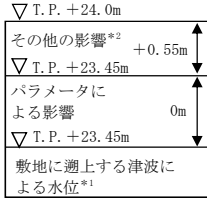
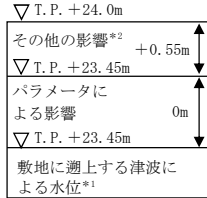
津波対策設備 (津波防護施設)	入力津波高さ (水位上昇側)	パラメータによる影響の考慮の程度
防潮堤及び防潮扉	 <p style="text-align: center;">敷地側面北側</p>	0m
	 <p style="text-align: center;">敷地前面東側</p>	0m
	 <p style="text-align: center;">敷地側面南側</p>	0m
放水路ゲート		+0.02m

注記 \*1：朔望平均満潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ又は浸水深

\*2：防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位（T.P. +24.0m）との差分

\*3：防潮堤設置ルート変更前後における管路解析結果の差分

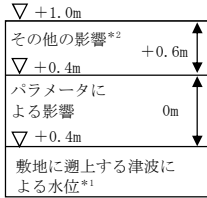
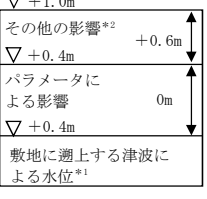
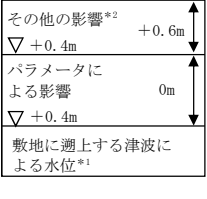
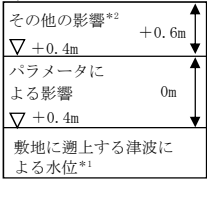
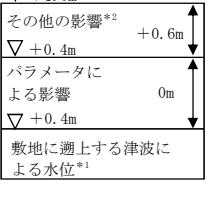
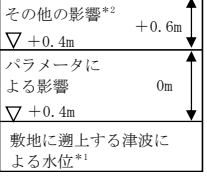
表 1.5-21 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響の考慮の程度について (2/7)

津波対策設備 (津波防護施設)	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
構内排水路逆流防止設備	 <p style="text-align: center;">敷地側面北側</p>	0m
	 <p style="text-align: center;">敷地前面東側</p>	0m

注記 \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ又は浸水深

\*2: 防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位 (T.P. +24.0m) との差分

表 1.5-21 各施設・設備の設計・評価に用い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について (3/7)

津波対策設備 (津波防護施設)	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
原子炉建屋外壁	 <p>▽ +1.0m その他の影響*2 +0.6m ▽ +0.4m パラメータによる影響 0m ▽ +0.4m 敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
原子炉建屋原子炉棟水密扉	 <p>▽ +1.0m その他の影響*2 +0.6m ▽ +0.4m パラメータによる影響 0m ▽ +0.4m 敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
原子炉建屋附属棟北側水密扉 1	 <p>▽ +1.0m その他の影響*2 +0.6m ▽ +0.4m パラメータによる影響 0m ▽ +0.4m 敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
原子炉建屋附属棟北側水密扉 2	 <p>▽ +1.0m その他の影響*2 +0.6m ▽ +0.4m パラメータによる影響 0m ▽ +0.4m 敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
原子炉建屋附属棟東側水密扉	 <p>▽ +1.0m その他の影響*2 +0.6m ▽ +0.4m パラメータによる影響 0m ▽ +0.4m 敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
原子炉建屋附属棟南側水密扉	 <p>▽ +1.0m その他の影響*2 +0.6m ▽ +0.4m パラメータによる影響 0m ▽ +0.4m 敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m

注記 \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ又は浸水深

\*2: 敷地内の各評価位置における浸水深に対し数値計算上の不確かさを考慮した差分

表 1.5-21 各施設・設備の設計・評価に用い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について (4/7)

津波対策設備 (浸水防止設備)		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
原子炉建屋付属棟西側水密扉			0m
取水路	取水路点検用開口部浸水防止蓋		+3.33m
海水ポンプ室	海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁		
循環水ポンプ室	取水ピット空気抜き配管逆止弁		
放水路	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋		+0.02m
S A用海水ピット	S A用海水ピット開口部浸水防止蓋		+3.23m

注記 \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ又は浸水深

\*2: 敷地内の各評価位置における浸水深に対し数値計算上の不確かさを考慮した差分

\*3: 防潮堤設置ルート変更前後における管路解析結果の差分



表 1.5-21 各施設・設備の設計・評価に用い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について (5/7)

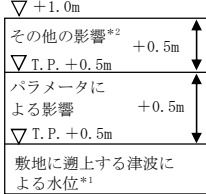
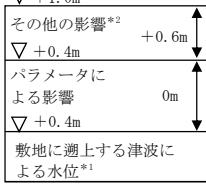

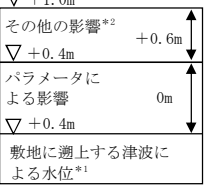
津波対策設備 (浸水防止設備)		入力津波高さ (水位上昇側)	パラメータによる影響の考慮の程度
緊急用海水ポンプ室	緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	<p>▽ T.P. +10.9m            その他の影響*3 0.1m            ▽ T.P. +10.8m            パラメータによる影響 +3.63m            ▽ T.P. +7.17m            敷地に遡上する津波による水位*1</p>	+3.63m
	緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁		
	緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁		
緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋		<p>▽ +1.0m            その他の影響*2 +0.8m            ▽ T.P. +0.2m            パラメータによる影響 0m            ▽ T.P. +0.2m            敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋		<p>▽ +1.0m            その他の影響*2 +0.8m            ▽ T.P. +0.2m            パラメータによる影響 0m            ▽ T.P. +0.2m            敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ		<p>▽ +1.0m            その他の影響*2 +0.5m            ▽ T.P. +0.5m            パラメータによる影響 +0.5m            ▽ T.P. +0.5m            敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m
常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ		<p>▽ +1.0m            その他の影響*2 +0.5m            ▽ T.P. +0.5m            パラメータによる影響 +0.5m            ▽ T.P. +0.5m            敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m

注記 \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ又は浸水深

\*2: 敷地内の各評価位置における浸水深に対し数値計算上の不確かさを考慮した差分

\*3: 防潮堤設置ルート変更前後における管路解析結果の差分

表 1.5-21 各施設・設備の設計・評価に用い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について (6/7)

津波対策設備 (浸水防止設備)	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
常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ		0m
常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉		0m
防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置	 <p style="text-align: center;">敷地側面北側</p>	0m
	 <p style="text-align: center;">敷地前面東側</p>	0m
原子炉建屋境界貫通部 (1階外壁) 止水処置		0m
常設代替高圧電源装置用カルバート (立坑部) 止水処置		0m

注記 \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ又は浸水深

\*2: 敷地内の各評価位置における浸水深に対し数値計算上の不確かさを考慮した差分

\*3: 防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位 (T.P. +24.0m) との差分

表 1.5-21 各施設・設備の設計・評価に用い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について (7/7)

津波対策設備 (津波監視設備)	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
取水ピット水位計	<p>▽ T.P. +25.5m          その他の影響 0m          ▽ T.P. +25.5m          パラメータによる影響 +3.33m          ▽ T.P. +22.17m          敷地に遡上する津波による水位*1</p>	+3.33m
潮位計	<p>▽ T.P. +24.0m          その他の影響*2 +0.55m          ▽ T.P. +23.45m          パラメータによる影響 0m          ▽ T.P. +23.45m          敷地に遡上する津波による水位*1</p>	0m

注記\*1：朔望平均満潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ又は浸水深

\*2：防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位 (T.P. +24.0m) との差分

表 1.5-22 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さ又は浸水深に対するパラメータによる影響及びその他の影響の一覧

区分	設定位置	入力津波高さ又は 浸水深	その他の影響		設定水位又は 浸水深	パラメータによる影響		基本ケースの水位 又は浸水深
			その他の影響 の考慮の程度	考慮した事項		パラメータによる 影響の考慮の程度	考慮した条件	
上昇側水位	原子炉建屋南側	1.0m <sup>*1</sup>	0.6m	敷地内の各評価位置における浸水深 に対し数値計算上の不確かさを考慮 した差分 <sup>*2</sup>	0.4m <sup>*1</sup>	0m <sup>*5</sup>	東一人工構造物の有無	0.4m <sup>*1</sup>
	排気筒東側	1.0m <sup>*1</sup>	0.8m		0.2m <sup>*1</sup>	0m <sup>*5</sup>	東一人工構造物の有無	0.2m <sup>*1</sup>
	常設低圧代替注水系の代替淡水貯 槽上部	1.0m <sup>*1</sup>	0.5m		0.5m <sup>*1</sup>	0m <sup>*5</sup>	東一人工構造物の有無	0.5m <sup>*1</sup>
	緊急用海水ポンプピット上部	1.0m <sup>*1</sup>	0.8m		0.2m <sup>*1</sup>	0m <sup>*5</sup>	東一人工構造物の有無	0.2m <sup>*1</sup>
	S A用海水ピット上部	1.0m <sup>*1</sup>	0. m		0.5m <sup>*1</sup>	0m <sup>*5</sup>	東一人工構造物の有無	0.5m <sup>*1</sup>
	防潮堤前面（敷地側面北側）	T. P. +24.0m <sup>*1*6</sup>	+0.55m	防潮堤前面における遡上解析結果と 想定水位（T. P. +24.0m）との差分 <sup>*3</sup>	T. P. +23.45m <sup>*1*6</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1*6</sup>
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T. P. +24.0m <sup>*1</sup>	+0.55m		T. P. +23.45m <sup>*1</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1</sup>
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T. P. +24.0m <sup>*1*6</sup>	+0.55m		T. P. +23.45m <sup>*1*6</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1*6</sup>
	取水ピット	T. P. +25.5m <sup>*1*4</sup>	0m	防潮堤設置ルート変更前後における 管路解析結果の差分 <sup>*4</sup>	T. P. +25.5m <sup>*1</sup>	+3.33m	・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無	T. P. +22.17m <sup>*1*4</sup>
	放水路ゲート設置箇所	T. P. +38.7m <sup>*1*4</sup>	0		T. P. +38.7m <sup>*1</sup>	+0.2m	・貝付着の有無	T. P. +38.68m <sup>*1*4</sup>
	S A用海水ピット	T. P. +10.9m <sup>*1*4</sup>	+0.5m		T. P. +10.4m <sup>*1</sup>	+3.23m	・貝付着の有無	T. P. +7.17m <sup>*1*4</sup>
	緊急用海水ポンプピット	T. P. +10.9m <sup>*1*4</sup>	+0.1m		T. P. +10.8m <sup>*1</sup>	+3.63m	・貝付着の有無	T. P. +7.17m <sup>*1*4</sup>
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地前面東側）の入 力津波高さを使用している。）	T. P. +24.0m <sup>*1</sup>	+0.55m	防潮堤前面における遡上解析結果と 想定水位（T. P. +24.0m）との差分 <sup>*3</sup>	T. P. +23.45m <sup>*1</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1</sup>
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地側面北側）の入 力津波高さを使用している。）	T. P. +24.0m <sup>*1*6</sup>	+0.55m		T. P. +23.45m <sup>*1*6</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1*6</sup>

注記 \*1：朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.46mを考慮している。

\*2：敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた敷地内の各評価位置における浸水深に対し、評価範囲における浸水深の不確かさを考慮する。

\*3：敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた防潮堤前面（敷地側面北側、敷地前面東側及び敷地側面南側）における水位に対し、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計として考慮する防潮堤前面水位 T. P. +24.0m との差分を加え、防潮堤前面（敷地側面北側、敷地前面東側及び敷地側面南側）における入力津波高さを T. P. +24.0m とする。

\*4：防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。

\*5：影響評価の結果、東一人工構造物なしの条件において水位が高くなる傾向であったことから、東一人工構造物なしの条件における遡上解析結果をもとに浸水深を設定しているため、パラメータによる影響を考慮しない。

\*6：防潮堤前面においては敷地前面東側にて最高水位となっており、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計では防潮堤前面の水位を一律 T. P. +24.0m と想定することから、敷地側面北側及び敷地側面南側における入力津波高さについては敷地前面東側における水位をもとに設定した。

c. 防潮堤前面の評価結果

敷地に遡上する津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果（防波堤なし，地盤変状なし）を図 1.5-15 に示す。図 1.5-15 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。なお，敷地に遡上する津波に対する耐津波設計においては，防潮堤前面の水位を一律 T.P. +24.0m と想定することから，防波堤の有無による影響及び地盤変状の有無による影響は考慮しない。このため，後段に示す遡上解析による敷地内浸水深の評価結果及び管路解析結果については地盤変状なし，防波堤なしの条件にて評価を実施した。

図 1.5-15 に示す評価結果から，防潮堤前面における評価結果（上昇側最高水位）は敷地前面東側における T.P. +23.45m であった。敷地に遡上する津波に対する耐津波設計では防潮堤前面の水位を一律 T.P. +24.0m と想定することから，敷地側面北側及び敷地側面南側における入力津波高さについては敷地前面東側における評価結果をもとに設定した。また，敷地に遡上する津波に対する耐津波設計においては，防潮堤前面の水位を一律 T.P. +24.0m と想定することから，防潮堤設置ルート変更による影響は考慮しない。

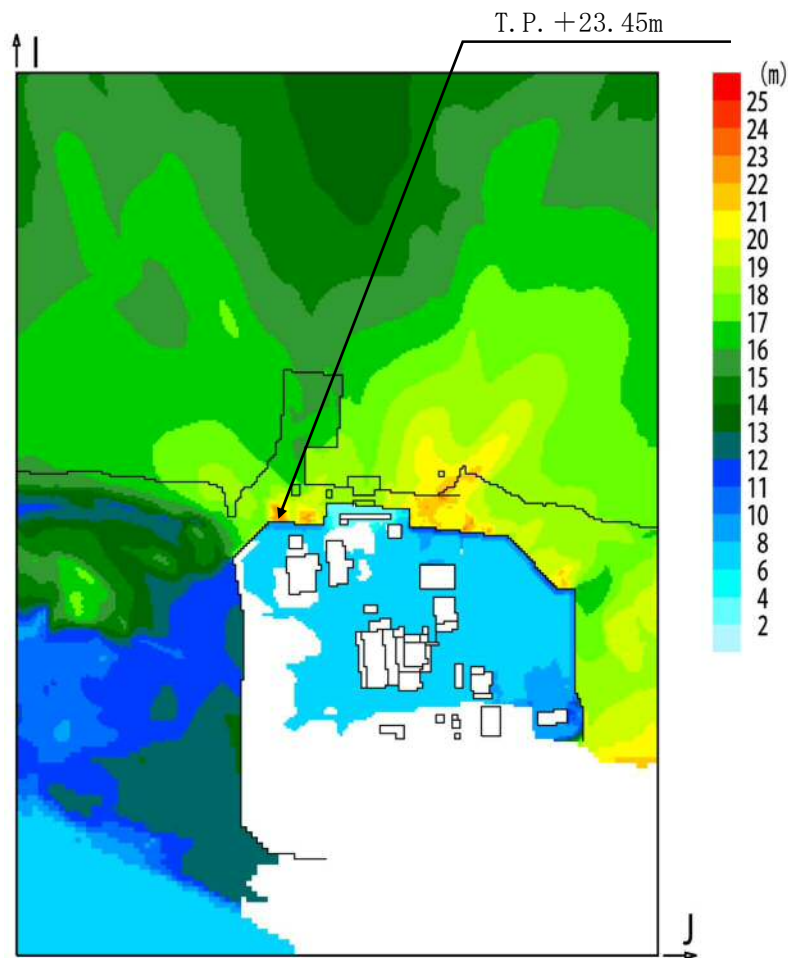


図 1.5-15 防潮堤前面における上昇側水位の評価結果（防波堤なし，地盤変状なし）

d. 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. 敷地内評価点

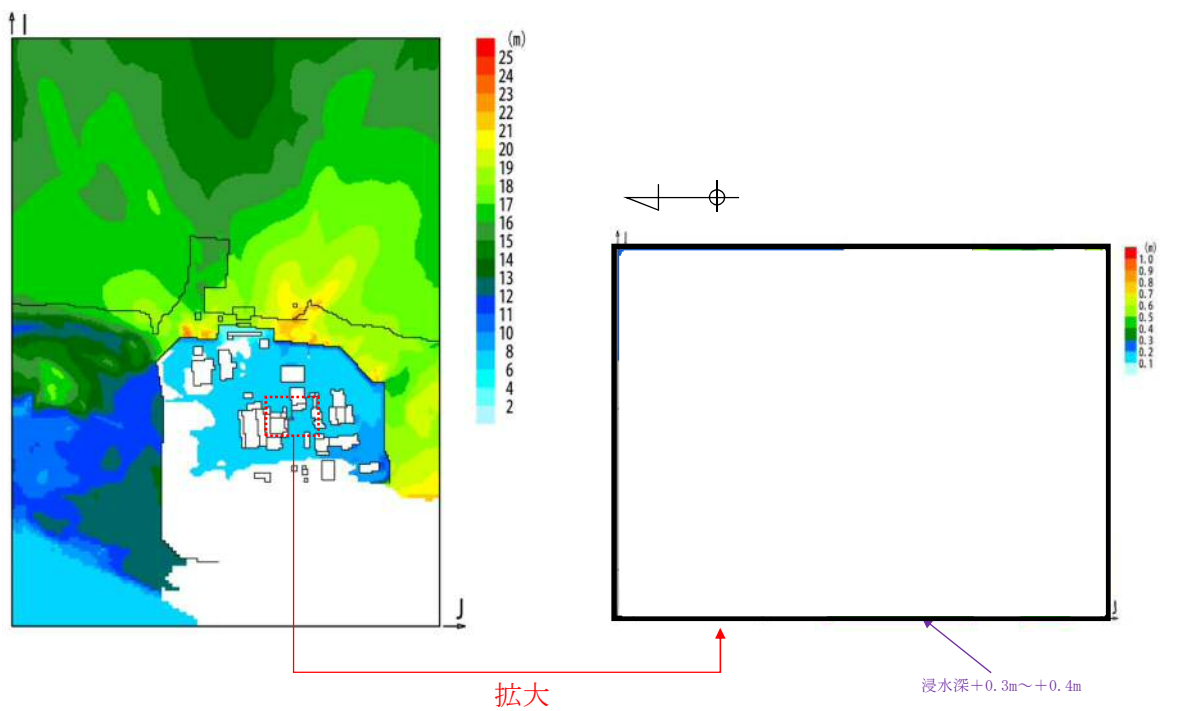
(イ) 東海発電所の人工構造物の有無による影響

「1.2 遡上・浸水域の考え方について」に示したとおり、東海発電所の人工構造物の有無による影響として、東海発電所の人工構造物がある場合とない場合（以下「東一人工構造物あり」及び「東一人工構造物なし」という。）について影響評価を実施した。敷地内における水位分布の評価結果を図 1.5-16 に示す。

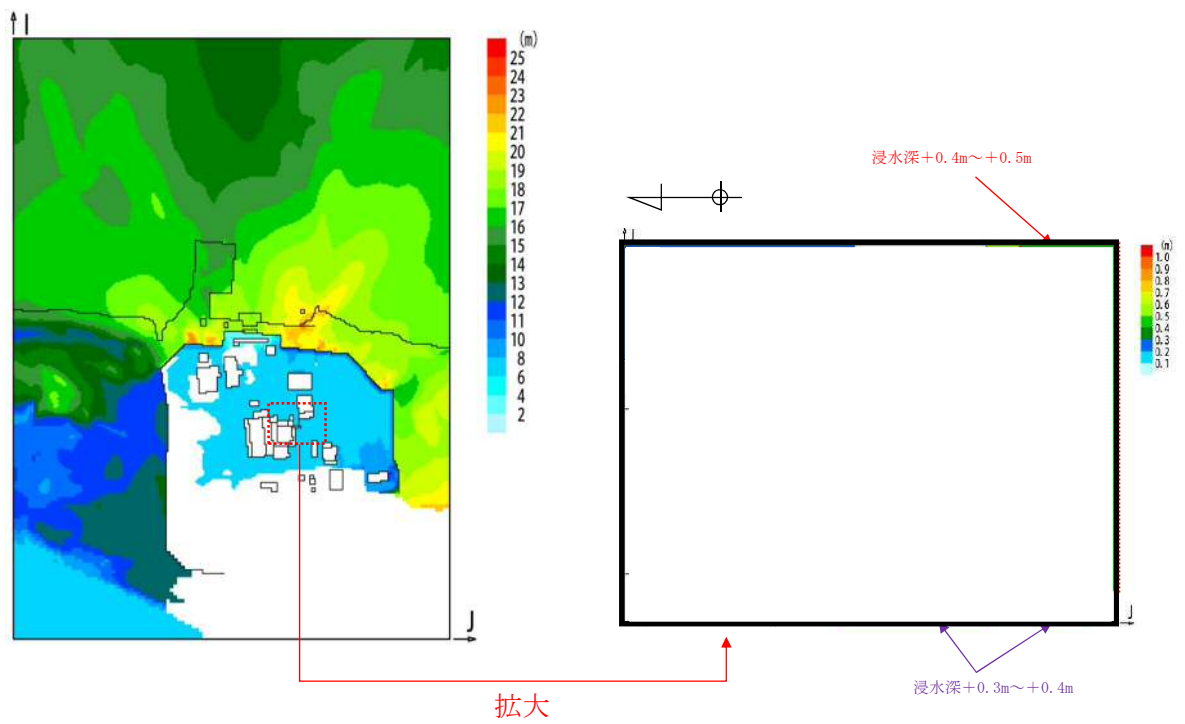
東一人工構造物による浸水深への影響が考えられる原子炉建屋南側について、コンタースケールを比較すると、東一人工構造物ありの場合における評価結果では大部分が+0.3m～+0.4mの浸水深であることに對し、東一人工構造物なしの場合における評価結果では大部分が+0.4m～+0.5mの浸水深であり、一部に+0.5m～+0.6mの浸水深となるエリアが確認されたことから、東一人工構造物ありの場合に比べ、東一人工構造物なしの場合の方が浸水深が大きくなる傾向となっている。

上記に示した影響評価結果から、敷地に遡上する津波による敷地内評価点（原子炉建屋南側、排気筒東側、常設低圧代替注水系の代替淡水貯槽上部、緊急用海水ポンプピット上部及びS A用海水ピット上部）における入力津波については、東一人工構造物なしのモデルによる評価結果をもとに設定する。東一人工構造物なしのモデルによる遡上解析結果一覧を表 1.5-23 に示す。なお、表 1.5-23 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。遡上解析の結果から、原子炉建屋南側における浸水深は+0.4m、排気筒東側における浸水深は+0.2m、常設低圧代替注水系の代替淡水貯槽上部における浸水深は+0.5m、緊急用海水ポンプピット上部における浸水深は+0.2m、S A用海水ピット上部における浸水深は+0.5mであった。

東一人工構造物なしの条件において水位が高くなる傾向であったことから、東一人工構造物なしの条件における遡上解析結果をもとに浸水深を設定しているため、敷地内評価点における入力津波の設定に当たってはパラメータによる影響を考慮しない。



(東一人工構造物あり)



(東一人工構造物なし)

図 1.5-16 敷地内評価点における浸水深の評価結果 (防波堤なし, 地盤変状なし)

表 1.5-23 敷地内評価点における浸水深の評価結果（防波堤なし，地盤変状なし，東一人工構造物なし）

水位 (T. P. m)				
原子炉建屋南側	排気筒東側	常設低圧代替注水系の 代替淡水貯槽上部	緊急用海水 ポンプピット上部	S A用海水 ピット上部
0.4	0.2	0.5	0.2	0.5



(b) 管路解析におけるパラメータによる影響

イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響

取水路及び取水ピットの構造を図 1.5-17 に示す。取水路から取水ピットに至る経路においては、スクリーンによる損失の有無及び貝付着の有無による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。取水路の管路解析条件を表 1.5-23 に示す。取水路の管路解析にて考慮する条件による影響評価結果のうち上昇側最高水位一覧を表 1.5-24 に示す。なお、表 1.5-24 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を確認するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「スクリーンによる損失あり、貝付着あり」を基本ケースとした。

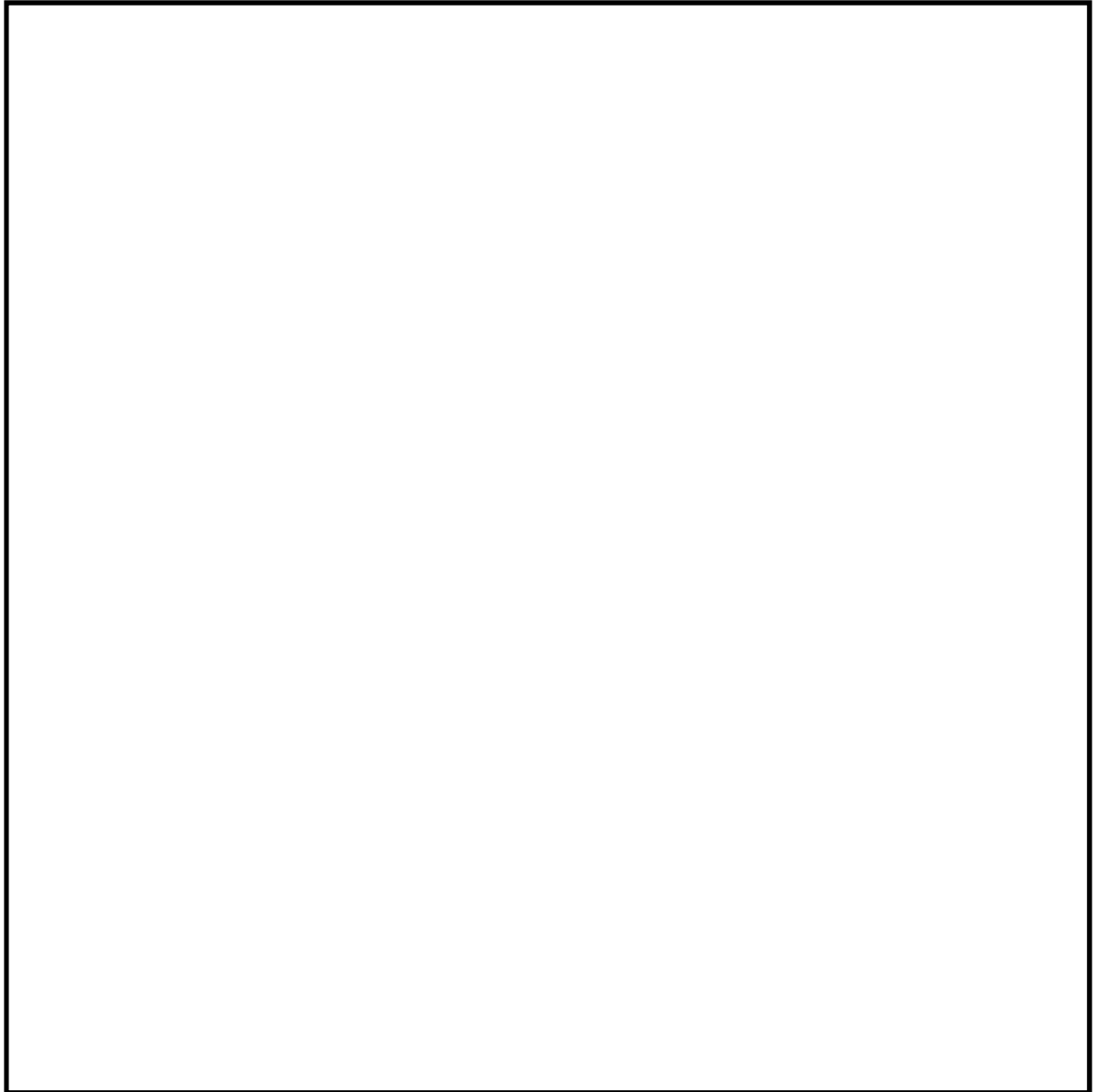


図 1.5-17 取水路及び取水ピットの構造

表1.5-24 取水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	取水口～取水路～取水ピット(非常用海水ポンプ, 常用海水ポンプ)
計算時間間隔 Δt	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	○流量なし: 計 0(m <sup>3</sup> /hr)
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s n=0.015(貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cm を考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995): 火力・原子力発電所土木構造物の設計-補強改訂版-, 千秋信一(1967): 発電水力演習, 土木学会(1999): 水理公式集 [平成 11 年版] による
入射条件	防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	上昇側: +3.11 地震の地殻変動量(0.2m沈下を考慮) +24m 津波の地殻変動量
潮位条件	上昇側: 朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに, t : 時間 Q : 流量 v : 流速 x : 管底に沿った座標  
A : 流水断面積 H : 圧力水頭+位置水頭 (管路の場合)  
位置水頭 (開水路の場合)

z : 管底高 g : 重力加速度  
n : マニングの粗度係数 R : 径深  
Δx : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに, A<sub>p</sub>: 水槽の平面積 (水位の関数となる) H<sub>p</sub>: 水槽水位  
Q<sub>s</sub>: 水槽へ流入する流量の総和 t: 時間

(イ) スクリーンによる損失の有無による影響

表 1.5-25 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着の有無によらず、スクリーンによる損失ありの場合に比べ、スクリーンによる損失なしの場合の方が水位が高くなった。

(ロ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-25 に示す上昇側最高水位の評価結果から、スクリーンによる損失の有無によらず、貝付着がある場合とない場合においてその差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

以上に示した影響評価結果から、上昇側最高水位である T.P. +25.48m (解析ケース 4) をもとに、取水ピットにおける上昇側の入力津波を T.P. +25.5m とする。基本ケースの水位である T.P. +22.17m と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 T.P. +25.5m との差異を取水路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、取水路管路解析におけるパラメータによる影響を+3.33m とした。

表 1.5-25 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)					解析ケース毎 の最高水位 (T.P.m)
	ポンプ	防波堤	スクリー ン損失	貝付着	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)	
1*	なし	なし	あり	あり	+22.17	+22.17	+21.07	+21.48	+21.07	+22.17
2	なし	なし	なし	あり	+24.93	+24.93	+22.45	+22.22	+22.45	+24.93
3	なし	なし	あり	なし	+22.29	+22.29	+21.09	+21.40	+21.09	+22.29
4	なし	なし	なし	なし	+25.48	+25.48	+22.75	+22.46	+22.75	+25.48

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

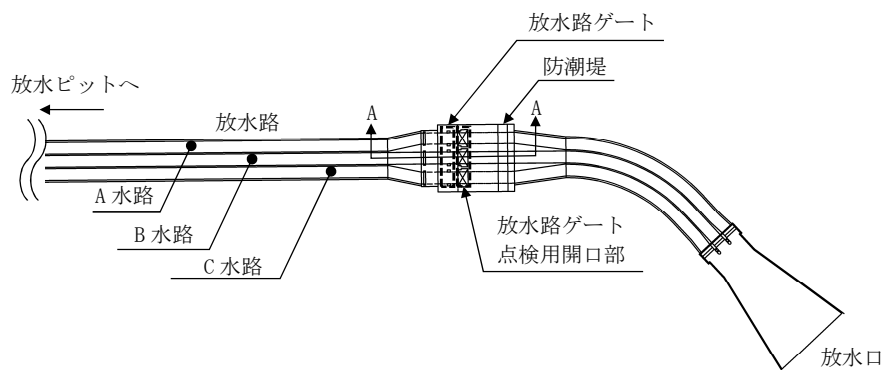
■：解析ケース毎の最高水位

■：上昇側最高水位

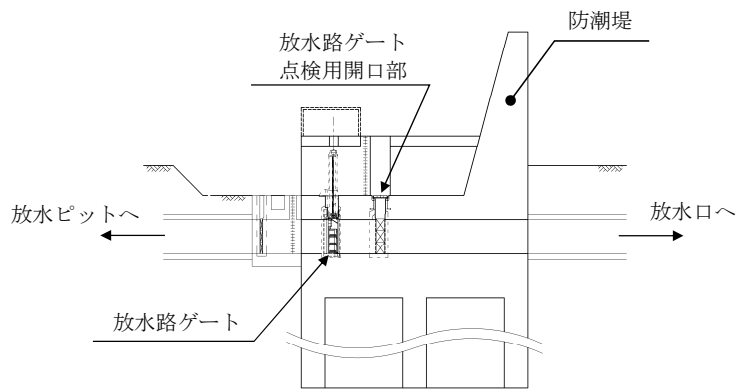
ロ. 放水路の管路解析にて考慮する条件による影響

放水路の構造を図 1.5-18 に示す。放水路から放水路ゲート設置箇所に至る経路においては、貝付着の有無による影響を受けることから、これを管路解析の条件として考慮する。放水路の管路解析条件を表 1.5-26 に示す。放水路の管路解析にて考慮する条件による影響評価結果を表 1.5-27 に示す。なお、表 1.5-27 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「貝付着あり」を基本ケースとした。



(平面図)



(A-A 断面)

図 1.5-18 放水路の構造

表 1.5-26 放水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	ゲート部～放水路～放水口(非常用海水ポンプ)
計算時間間隔 $\Delta t$	0.001 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	○流量なし：計 $0(\text{m}^3/\text{hr})$
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 $n=0.020(\text{貝代あり})\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cm を考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995)：火力・原子力発電所土木構造物の設計－補強改訂版－, 千秋信一(1967)：発電水力演習, 土木学会(1999)：水理公式集 [平成 11 年版] による
入射条件	防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	+3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) +24m 津波の地殻変動量
潮位条件	朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

$$\text{a) 運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$\text{b) 連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

$$\text{a) 運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$\text{b) 連続式} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに,  $t$  : 時間  $Q$  : 流量  $v$  : 流速  $x$  : 管底に沿った座標  
 $A$  : 流水断面積  $H$  : 圧力水頭+位置水頭(管路の場合)  
 位置水頭(開水路の場合)  
 $z$  : 管底高  $g$  : 重力加速度  
 $n$  : マニングの粗度係数  $R$  : 径深  
 $\Delta x$  : 管路の流れ方向の長さ  $f$  : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

$$A_P \frac{dH_P}{dt} = Q_S$$

ここに,  $A_P$ : 水槽の平面積(水位の関数となる)  $H_P$ : 水槽水位  
 $Q_S$ : 水槽へ流入する流量の総和  $t$ : 時間

(イ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-27 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着なしの場合に比べ、貝付着ありの場合における水位が高くなる傾向にあった。

以上に示した影響評価結果から、上昇側最高水位である T.P. +38.68m (解析ケース 1) をもとに、放水路ゲート設置箇所における上昇側の入力津波を T.P. +38.7m とする。基本ケースの水位である T.P. +38.68m と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 T.P. +38.7m との差異を放水路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、放水路管路解析におけるパラメータによる影響を +0.02m とした。



表 1.5-27 放水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧

解析 ケース	パラメータ	放水路ゲート設置箇所水位(T.P.m)			解析ケース毎の最高 水位 (T.P.m)
	貝付着	A水路 (北側)	B水路 (東側)	C水路 (南側)	
1*	あり	+38.68	+37.66	+36.59	+38.68
2	なし	+36.36	+35.40	+35.62	+36.36

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：解析ケース毎の最高水位

■：上昇側最高水位

ハ. S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響

S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造を図 1.5-19 に示す。S A用海水ピット取水塔から緊急用海水ポンプピットに至る経路においては、貝付着の有無による影響を受けることから、これを管路解析の条件として考慮する。S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件を表 1.5-28 に示す。S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響評価結果を表 1.5-29 に示す。なお、表 1.5-29 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「貝付着あり」を基本ケースとした。

(イ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-29 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着ありの場合に比べ、貝付着なしの場合の方が水位が高くなった。

以上に示した影響評価結果から、S A用海水ピットについては上昇側最高水位である T.P. +10.33m (解析ケース 2) をもとに、上昇側の入力津波を T.P. +10.4m とする。緊急用海水ポンプピットについては上昇側最高水位である T.P. +10.73m (解析ケース 2) をもとに、上昇側の入力津波を T.P. +10.8m とする。基本ケースの水位 (S A用海水ピット: T.P. +7.17m, 緊急用海水ポンプピット: T.P. +7.17m) と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 (S A用海水ピット: T.P. +10.4m, 緊急用海水ポンプピット: T.P. +10.8m) との差異を S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの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、S A用海水ピットでは+3.23m, 緊急用海水ポンプピットでは+3.63m をそれぞれパラメータによる影響とした。

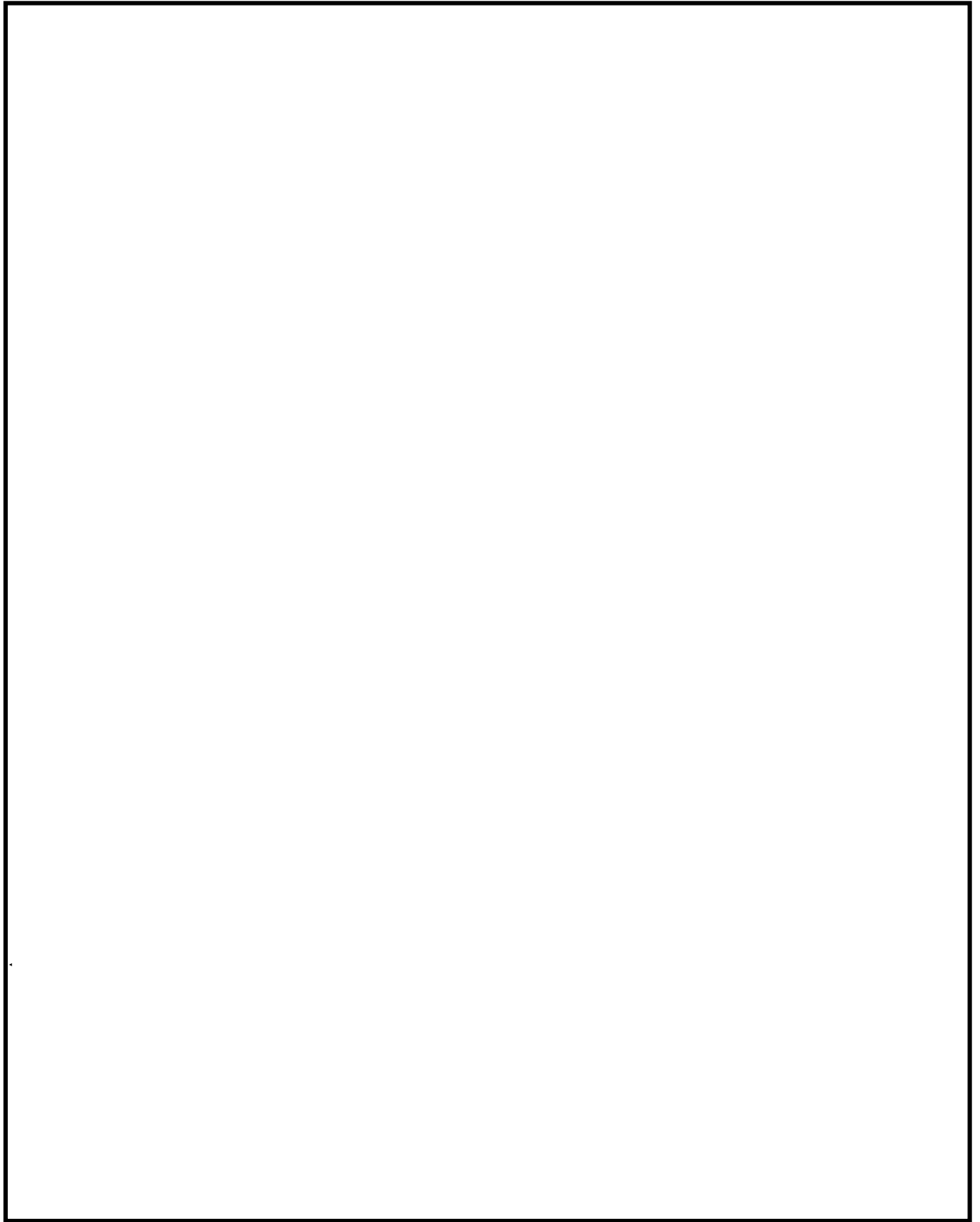


図 1.5-19 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造

表 1.5-28 SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	SA用海水ピット取水塔～SA用海水ピット～緊急用海水ポンプピット
計算時間間隔 Δt	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	○流量なし：計 0(m <sup>3</sup> /hr)
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s n=0.015(貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし， 貝代あり 10cmを考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995)：火力・原子力発電所土木構造物の設計 —補強改訂版—， 千秋信一(1967)：発電水力演習， 土木学会(1999)：水理公式集[平成 11 年版]による
入射条件	防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	+3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) +24m 津波の地殻変動量
潮位条件	朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

$$a) \text{運動方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに、 t : 時間 Q : 流量 v : 流速 x : 管底に沿った座標  
 A : 流水断面積 H : 圧力水頭+位置水頭(管路の場合)  
 位置水頭(開水路の場合)  
 z : 管底高 g : 重力加速度  
 n : マンニングの粗度係数 R : 径深  
 Δx : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

ここに、 A<sub>p</sub>: 水槽の平面積(水位の関数となる)

H<sub>p</sub>: 水槽水位


Q<sub>s</sub>: 水槽へ流入する流量の総和

t: 時間

表 1.5-29 SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析結果（上昇側最高水位）一覧

解析 ケース	パラメータ	取水ピット水位 (T. P. m)		解析ケース毎の最高水位 (T. P. m)
	貝付着	SA用海水ピット	緊急用海水ポンプピット	
1*	あり	+7.17	+7.17	SA用海水ピット：+10.33
2	なし	+10.33	+10.73	緊急用海水ポンプピット：+10.73

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

：上昇側最高水位

「イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響」、「ロ. 放水路の管路解析にて考慮する条件による影響」及び「ハ. SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響」に示した影響評価結果をもとに、各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の程度を整理した。各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の詳細を表 1.5-30 に示す。

表 1.5-30 各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮

区分	設定位置	設定水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位	遡上解析により求めた津波水位に加えることで考慮	初期潮位に考慮			
			パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件			潮位のばらつき	入力津波モデルに想定される地震により生じる地殻変動	2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動	朔望平均潮位
上昇側水位	取水ピット	T.P. +25.5m <sup>*2</sup>	+3.33m	・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無	T.P. +22.17m <sup>*1</sup>	考慮しない。	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.46m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	放水路ゲート設置箇所	T.P. +38.7m <sup>*2</sup>	+0.02m	・貝付着の有無	T.P. +38.68m <sup>*1</sup>	考慮しない。	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.46m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	SA用海水ピット	T.P. +10.4m <sup>*2</sup>	+3.23m	・貝付着の有無	T.P. +7.17m <sup>*1</sup>	考慮しない。	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.46m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	緊急用海水ポンプピット	T.P. +10.8m <sup>*2</sup>	+3.63m	・貝付着の有無	T.P. +7.17m <sup>*1</sup>	考慮しない。	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.46m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	

\*1 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降)0.46mを考慮している。

\*2 \*1に加えてパラメータによる影響を考慮している。

(b) 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

「c. 防潮堤前面の評価結果」及び「d. パラメータによる影響が入力津波高さに与える影響」の検討結果を踏まえ設定した設定水位又は浸水深一覧を表 1.5-31 に示す。また、防潮堤前面における最高水位を示す時刻歴波形を図 1.5-20 に、敷地内評価点における浸水深を示す時刻歴波形を図 1.5-21 に、各経路からの津波の時刻歴波形を図 1.5-22 にそれぞれ示す。



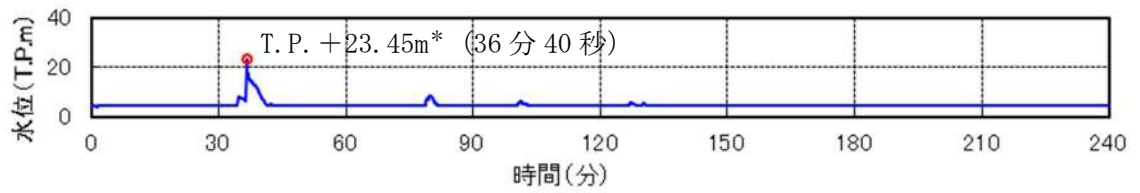
表 1.5-31 パラメータによる影響評価結果により設定した設定水位又は浸水深一覧表

区分	設定位置	設定水位又は浸水深	パラメータによる影響		基本ケースの水位又は浸水深
			パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件	
上昇側水位	原子炉建屋南側	+0.4m <sup>*1</sup>	0m <sup>*2</sup>	・東一人工構造物の有無	+0.4m <sup>*1</sup>
	排気筒東側	+0.2m <sup>*1</sup>	0m <sup>*2</sup>	・東一人工構造物の有無	+0.2m <sup>*1</sup>
	常設低圧代替注水系の代替淡水貯槽上部	+0.5m <sup>*1</sup>	0m <sup>*2</sup>	・東一人工構造物の有無	+0.5m <sup>*1</sup>
	緊急用海水ポンプピット上部	+0.2m <sup>*1</sup>	0m <sup>*2</sup>	・東一人工構造物の有無	+0.2m <sup>*1</sup>
	S A用海水ピット上部	+0.5m <sup>*1</sup>	0m <sup>*2</sup>	・東一人工構造物の有無	+0.5m <sup>*1</sup>
	防潮堤前面（敷地側面北側）	T. P. +23.45m <sup>*1*3</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1*3</sup>
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T. P. +23.45m <sup>*1</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1</sup>
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T. P. +23.45m <sup>*1*3</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1*3</sup>
	取水ピット	T. P. +25.5m <sup>*1</sup>	+3.33m	・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無	T. P. +22.17m <sup>*1</sup>
	放水路ゲート設置箇所	T. P. +38.7m <sup>*1</sup>	+0.2m	・貝付着の有無	T. P. +38.68m <sup>*1</sup>
	S A用海水ピット	T. P. +10.4m <sup>*1</sup>	+3.23m	・貝付着の有無	T. P. +7.17m <sup>*1</sup>
	緊急用海水ポンプピット	T. P. +10.8m <sup>*1</sup>	+3.63m	・貝付着の有無	T. P. +7.17m <sup>*1</sup>
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地前面東側）の入力津波高さを使用している。）	T. P. +23.45m <sup>*1</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1</sup>
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地側面北側）の入力津波高さを使用している。）	T. P. +23.45m <sup>*1*3</sup>	0m	—	T. P. +23.45m <sup>*1*3</sup>

\*1 朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.46mを考慮している。

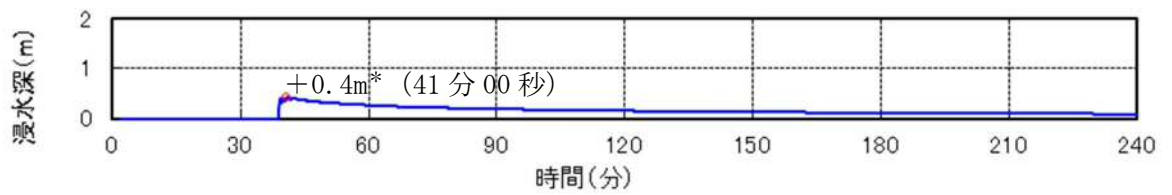
\*2 影響評価の結果、東一人工構造物なしの条件において水位が高くなる傾向であったことから、東一人工構造物なしの条件における遡上解析結果をもとに浸水深を設定しているため、パラメータによる影響を考慮しない。

\*3 防潮堤前面においては敷地前面東側にて最高水位となっており、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計では防潮堤前面の水位を一律 T. P. +24.0m と想定することから、敷地側面北側及び敷地側面南側における入力津波高さについては敷地前面東側における水位をもとに設定した。

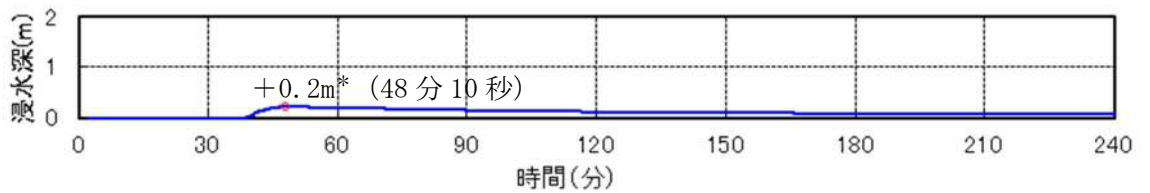


(防潮提前面 敷地前面東側)

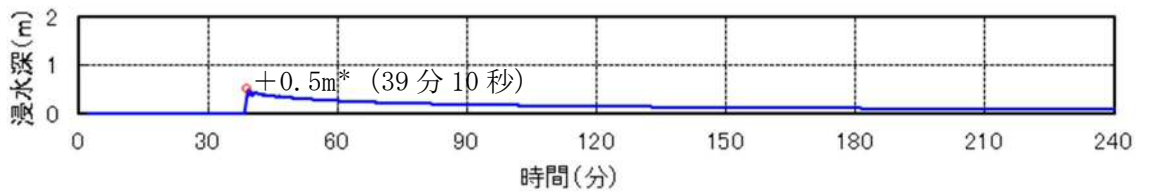
図 1.5-20 防潮提前面における最高水位を示す時刻歴波形



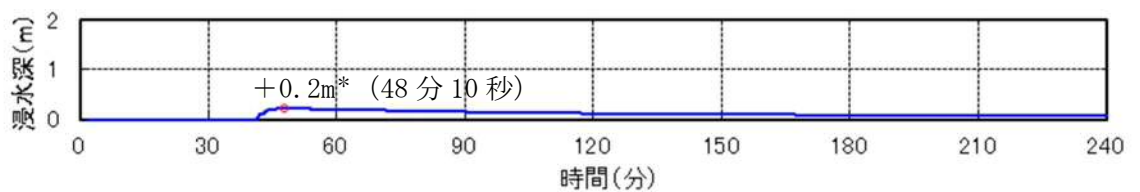
(原子炉建屋南側)



(排気筒東側)



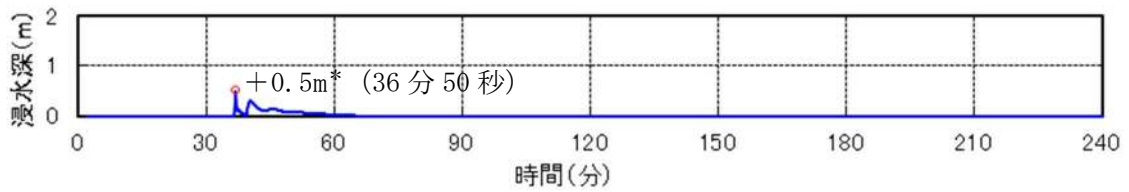
(常設低圧代替注水系の代替淡水貯槽上部)



(緊急用海水ポンプピット上部)

注記 \* : 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動 (沈降) 0.46m を考慮している。

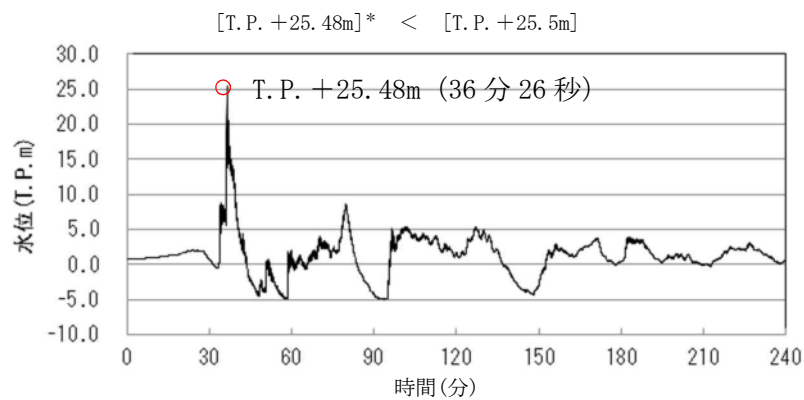
図 1.5-21 敷地内評価点における浸水深を示す時刻歴波形 (1/2)



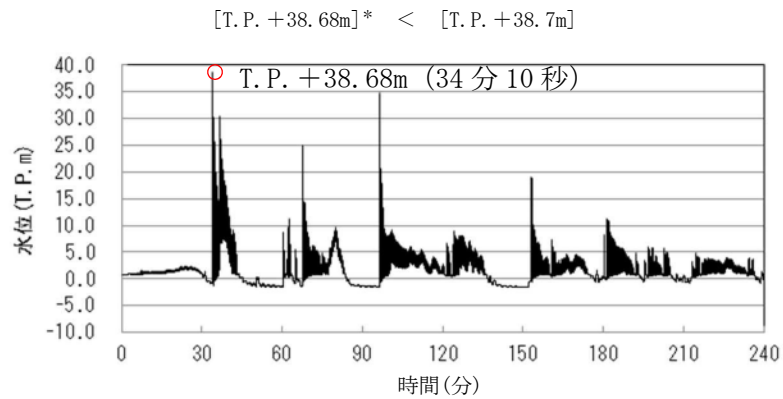
(S A用海水ピット上部)

注記 \* : 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降)0.46mを考慮している。

図 1.5-21 敷地内評価点における浸水深を示す時刻歴波形 (2/2)



(取水ピット)

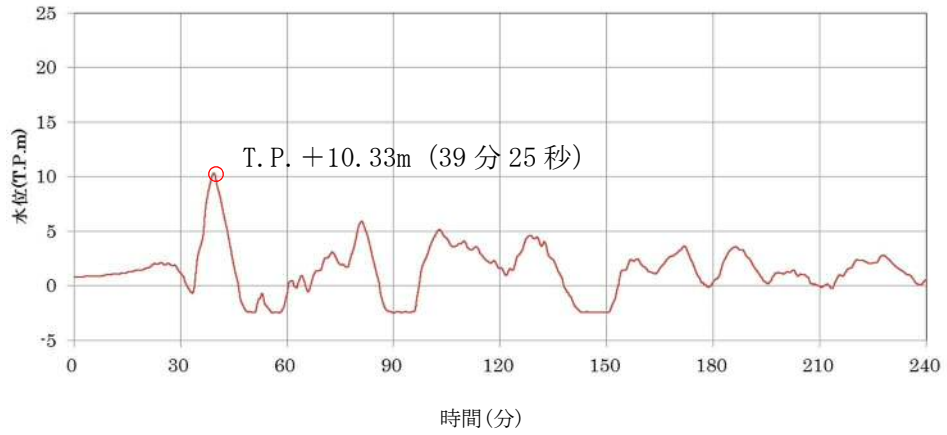


(放水路ゲート設置箇所)

注記 \* : 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降)0.46mを考慮している。

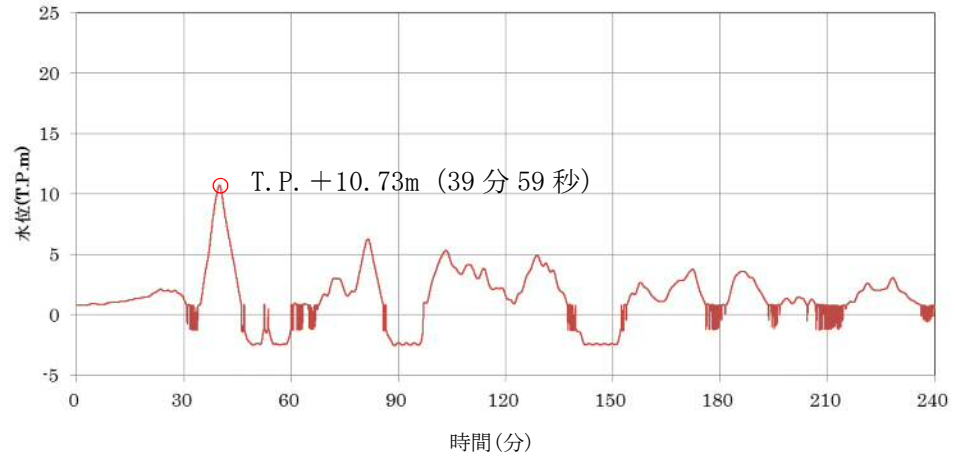
図 1.5-22 各経路からの津波の時刻歴波形 (1/2)

[T. P. +10.33m]\* < [T. P. +10.4m]



(S A用海水ピット)

[T. P. +10.73m]\* < [T. P. +10.8m]



(緊急用海水ポンプピット)

注記 \* : 朔望平均満潮位 T. P. +0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動 (沈降) 0.46m を考慮している。

図 1.5-22 各経路からの津波の時刻歴波形 (2/2)

(c) その他の影響

その他の影響として、防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位 (T.P. +24.0m) との差分及び敷地内の各評価位置における遡上解析結果による浸水深に対する裕度を考慮する。以下に詳細を示す。

イ. 防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位 (T.P. +24.0m) との差分

敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた防潮堤前面における遡上解析結果と想定水位 (T.P. +24.0m) との差分を考慮する。具体的には、敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた防潮堤前面における最高水位に対し、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計として考慮する防潮堤前面水位 T.P. +24.0m との差分を加え、防潮堤前面 (敷地側面北側, 敷地前面東側及び敷地側面南側) における入力津波高さを T.P. +24.0m とする。その他の影響を考慮した防潮堤前面における入力津波高さ一覧表を表 1.5-32 に示す。表 1.5-32 に示したとおり、防潮堤前面 (敷地側面北側), 防潮堤前面 (敷地前面東側) 及び防潮堤前面 (敷地側面南側) におけるその他の影響を +0.55m とした。

表 1.5-32 その他の影響を考慮した防潮堤前面における入力津波高さ一覧表

区分	設定位置	入力津波高さ	防潮堤前面における 遡上解析結果による水位	その他の影響*2
上 昇 側 水 位	防潮堤前面 (敷地側面北側)	T. P. +24.0m*1*3	T. P. +23.45m*1*3	+0.55m
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	T. P. +24.0m*1	T. P. +23.45m*1	+0.55m
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	T. P. +24.0m*1*3	T. P. +23.45m*1*3	+0.55m
	構内排水路逆流防止 設備 (防潮堤前面(敷地前 面東側)の入力津波高 さを使用している。)	T. P. +24.0m*1	T. P. +23.45m*1	+0.55m
	構内排水路逆流防止 設備 (防潮堤前面(敷地側 面北側)の入力津波高 さを使用している。)	T. P. +24.0m*1*3	T. P. +23.45m*1*3	+0.55m

注記 \*1: 朔望平均満潮位 T. P. +0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降) 0.2m 及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降) 0.46m を考慮している。

\*2: 敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた防潮堤前面における最高水位に対し、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計として考慮する防潮堤前面水位 T. P. +24.0m との差分を加え、防潮堤前面(敷地側面北側、敷地前面東側及び敷地側面南側)における入力津波高さを T. P. +24.0m とする。

\*3: 防潮堤前面においては敷地前面東側にて最高水位となっており、敷地に遡上する津波に対する耐津波設計では防潮堤前面の水位を一律 T. P. +24.0m と想定することから、敷地側面北側及び敷地側面南側における入力津波高さについては敷地前面東側における水位をもとに設定した。

ロ. 敷地内の各評価位置における浸水深に対し数値計算上の不確かさを考慮した差分

敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた敷地内の各評価位置における浸水深に対し、評価範囲における浸水深の不確かさを考慮し、敷地内の各評価位置における入力津波高さを設定する。敷地内の各設定位置における入力津波高さの設定に考慮するその他の影響を表1.5-33に示す。表1.5-33に示したとおり、原子炉建屋南側におけるその他の影響を+0.6m、排気筒東側におけるその他の影響を+0.8m、常設低圧代替注水系の代替淡水貯槽上部におけるその他の影響を+0.5m、緊急用海水ポンプピット上部におけるその他の影響を+0.8m、S A用海水ピット上部におけるその他の影響を+0.5mとした。

表 1.5-33 敷地内の各設定位置における入力津波高さの設定に考慮するその他の影響

区分	設定位置	入力津波高さ	遡上解析結果から得られた各設定位置における浸水深	その他の影響*2
上 昇 側 水 位	原子炉建屋南側	+1.0m*1	+0.4m*1	+0.6m
	排気筒東側	+1.0m*1	+0.2m*1	+0.8m
	常設低圧代替注水系の代替淡水貯槽上部	+1.0m*1	+0.5m*1	+0.5m
	緊急用海水ポンプピット上部	+1.0m*1	+0.2m*1	+0.8m
	S A用海水ピット上部	+1.0m*1	+0.5m*1	+0.5m

注記 \*1：朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.46mを考慮している。

\*2：敷地に遡上する津波による遡上解析から得られた敷地内の各評価位置における浸水深に対し、評価範囲における浸水深の不確かさを考慮する。

#### ハ. 防潮堤設置ルート変更前後における管路解析結果の差分

防潮堤設置ルート変更前後における管路解析結果の差分を入力津波高さに考慮する。具体的には、防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。なお、敷地内の各評価位置における遡上解析結果については、設置許可段階において防潮堤設置ルート変更を反映したモデルにより入力津波高さを設定していることから、敷地内の各評価位置における遡上解析結果については防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果の差分を考慮しない。また、防潮堤前面の評価位置についても、入力津波高さを一律 T.P. +24.0m と設定することから、防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果の差分を考慮しない。

防潮堤設置ルート変更前後における設定水位一覧及びその他の影響を考慮した入力津波一覧表を表 1.5-34 に示す。表 1.5-33 に示した水位から、SA用海水ピットにおけるその他の影響を+0.5m、緊急用海水ポンプピットにおけるその他の影響を+0.1mとした。



表 1.5-34 防潮堤設置ルート変更前後における設定水位一覧及び  
その他の影響を考慮した入力津波一覧

区分	設定位置	入力津波高さ	設定水位		その他の影響*2
			防潮堤設置ルート変更前	防潮堤設置ルート変更後	
上 昇 側 水 位	原子炉建屋南側	+1.0m	—*3	+1.0m	0m
	排気筒東側	+1.0m	—*3	+1.0m	0m
	常設低圧代替注水系の 代替淡水貯槽上部	+1.0m	—*3	+1.0m	0m
	緊急用海水ポンプピット上部	+1.0m	—*3	+1.0m	0m
	S A用海水ピット上部	+1.0m	—*3	+1.0m	0m
	防潮堤前面 (敷地側面北側)	T. P. +24.0m	—*4	T. P. +24.0m	0m*4
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	T. P. +24.0m	—*4	T. P. +24.0m	0m*4
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	T. P. +24.0m	—*4	T. P. +24.0m	0m*4
	取水ピット	T. P. +25.5m	T. P. +24.8m	T. P. +25.5m	0m
	放水路ゲート 設置箇所	T. P. +38.7m	T. P. +32.0m	T. P. +38.7m	0m
	S A用海水ピット	T. P. +10.9m	T. P. +10.9m	T. P. +10.4m	+0.5m
	緊急用海水ポンプピット	T. P. +10.9m	T. P. +10.9m	T. P. +10.8m	+0.1m
	構内排水路逆流防止設備 (防潮堤前面(敷地前面東側)の 入力津波高さを使用している。)	T. P. +24.0m	—*4	T. P. +24.0m	0m
	構内排水路逆流防止設備 (防潮堤前面(敷地側面北側)の 入力津波高さを使用している。)	T. P. +24.0m	—*4	T. P. +24.0m	0m

注記 \*1: 朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動(沈降)0.46mを考慮している。

\*2: 防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し, より水位が高いモデルによる解析結果をもとに入力津波高さを設定する。

\*3: 敷地内の各評価位置における遡上解析結果については, 設置許可段階において防潮堤設置ルート変更を反映したモデルにより入力津波高さを設定していることから, 敷地内の各評価位置における遡上解析結果については防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果の差分を考慮しない。

\*4: 敷地に遡上する津波に対する耐津波設計においては, 防潮堤前面の水位を一律T. P. +24.0mと想定することから, 防潮堤前面における入力津波高さの設定に当たっては防潮堤設置ルート変更による影響を考慮しない。

(d) 入力津波高さに対するパラメータによる影響のまとめ

「(a) 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」の検討結果を踏まえ設定した各施設・設備の設置位置における設計又は評価に用いる入力津波高さ一覧を表 1.5-35 に示す。

表 1.5-35 各施設・設備の設置位置における設計又は評価に用いる入力津波高さ一覧表

設定位置	入力津波高さ*1
原子炉建屋南側	+1.0m
排気筒東側	
常設低圧代替注水系の 代替淡水貯槽上部	
緊急用海水ポンプピット上部	
S A用海水ピット上部	
防潮堤前面（敷地側面北側）	T. P. +24.0m
防潮堤前面（敷地前面東側）	
防潮堤前面（敷地側面南側）	
取水ピット	T. P. +25.5m
放水路ゲート設置箇所	T. P. +38.7m
S A用海水ピット	T. P. +10.9m
緊急用海水ポンプピット	T. P. +10.9m
構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地前面東側）の入力津波高さを 使用している。）	T. P. +24.0m
構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地側面北側）の入力津波高さを 使用している。）	T. P. +24.0m

注記 \*1：朔望平均満潮位+0.61m，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動（沈降）0.46mを考慮した値である。

(参考 1) 放水路の管路解析結果に関する考察について

## 1. はじめに

防潮堤設置ルート変更に伴い、放水路ゲート設置位置等も変更となったことによる放水路ゲート設置箇所への水位への影響を確認した結果、変更前は T.P. +19.1m に対し、変更後では T.P. +27.3m と変更前に比べ、変更後の最高水位が約 8m 高くなった。防潮堤設置ルート変更前後における放水路ゲートの設置位置等の比較を第 1 表に示す。

この結果について以下のとおり考察した。

## 2. 考察

防潮堤の設置ルート変更前後の放水路ゲート設置箇所の水位時刻歴波形を比較したところ、最初のピークである 37 分付近においては水位に有意な差が認められないが、96 分付近のピークにおいては変更前に比べて変更後の水位が高くなる傾向を示した。また、放水口前面についても同様に比較したところ、変更前後どちらも 37 分付近のピークが最大水位となり有意な差は認められなかった。この結果を踏まえ、変更前後において 96 分付近のピークに水位差が生じた要因について考察を行った。防潮堤の設置ルート変更前後における放水口前面の水位時刻歴波形を第 1 図、防潮堤の設置ルート変更前後における放水路ゲート設置箇所の水位時刻歴波形を第 2 図に示す。

変更前後において 96 分付近のピークに水位差が出た要因について考察するにあたり、管路応答の周期特性の違いに着目した検討を実施した。

まず、以下の計算式によって求められる放水路の固有周期を確認した。その結果、変更前は 7.1 秒、変更後は 9.2 秒となった。防潮堤の設置ルート変更前後における放水路の固有周期を第 2 表に示す。

$$T=2\pi\sqrt{AL/ga} \quad (\text{土木学会 (2016) P105})$$

T : 固有周期 [秒], A : 池の底面積 [m<sup>2</sup>], a : 管路断面積[m<sup>2</sup>], L : 管路長[m],  
g : 重力加速度 [m/s<sup>2</sup>], π : 円周率

次に、放水路ゲート設置箇所及び放水口前面の水位時刻歴波形に対し、スペクトル解析を実施した。なお、スペクトル解析は変更前後での水位差が最も大きい 96 分付近のピークにおける周期に着目し、95 分～105 分を対象に実施した。また、着目する周期の範囲は、上記計算式で求めた固有周期を包絡する 0 秒～16 秒とした。

解析の結果、放水路ゲート設置箇所のパワースペクトルの卓越周期は変更前で 7 秒付近、変更後は 9 秒～12 秒となった。この結果は、上記計算式で求めた固有周期と概ね整合している。また、変更前に比べ、変更後の方がパワースペクトルのピークが大きくなる傾向を示している。

また、放水口前面のパワースペクトルについては、変更前後で差異はほとんど認められず、7 秒付近に比べ、9 秒～12 秒の方が、パワースペクトルが大きくなる傾向を示している。

このことから、防潮堤の設置ルート変更前後において 96 分付近のピークに水位差が生じた要因としては、放水ゲート設置箇所及び放水口前面ともにパワースペクトルが、変更前の 7 秒付近に比べ、変更後の 9 秒～12 秒の方が卓越したことによって、水位の増幅に差が生じたことが考えられる。防潮堤の設置ルート変更前後における放水路ゲート設置箇所の水位時刻歴波形のパワースペクトルを第 3 図、防潮堤の設置ルート変更前後の放水口前面の水位時刻歴波形のパワースペクトルを第 4 図に示す。

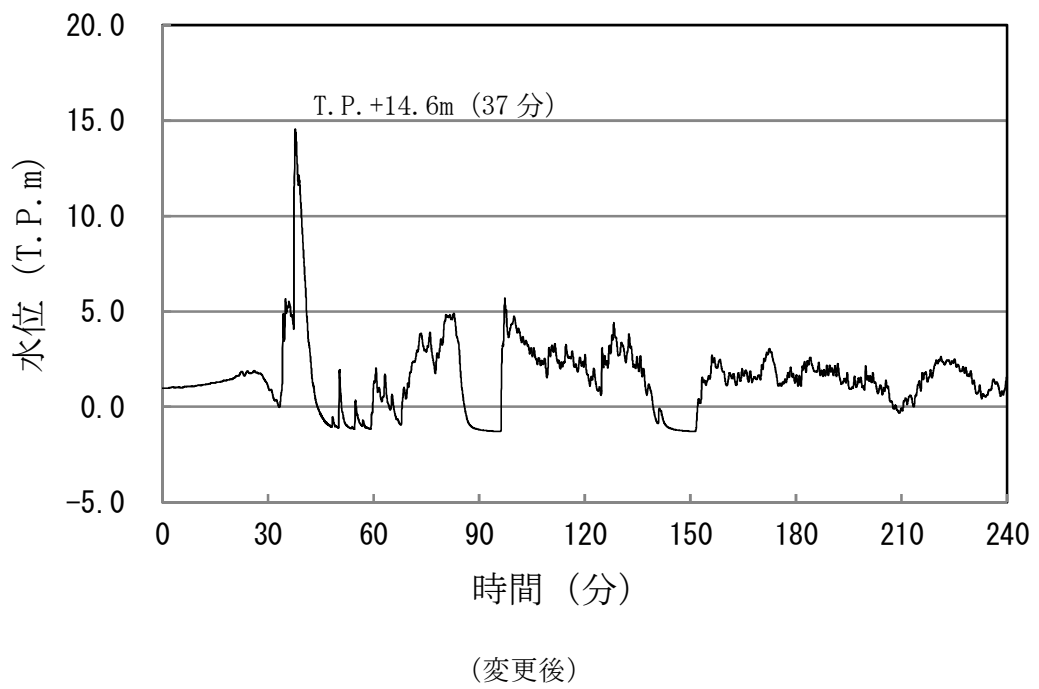
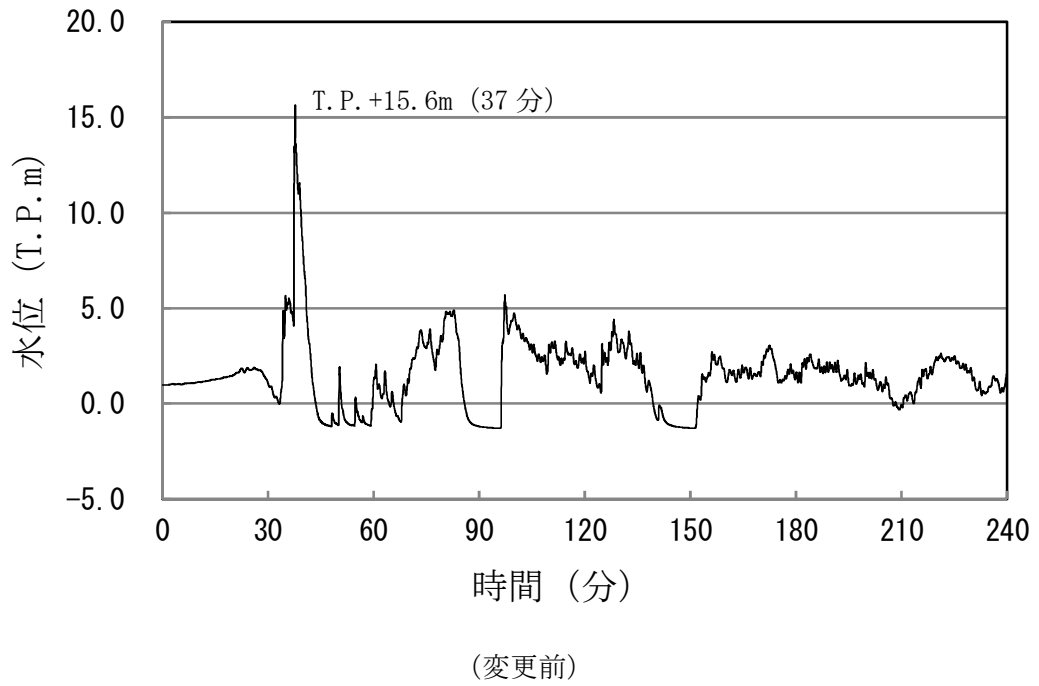
以上のことから，防潮堤の設置ルート変更に伴う放水路ゲート設置箇所の水位差は，管路応答の周期特性の違いによるものであると考えられる。

第1表 防潮堤設置ルート変更前後における放水路ゲートの設置位置等の比較

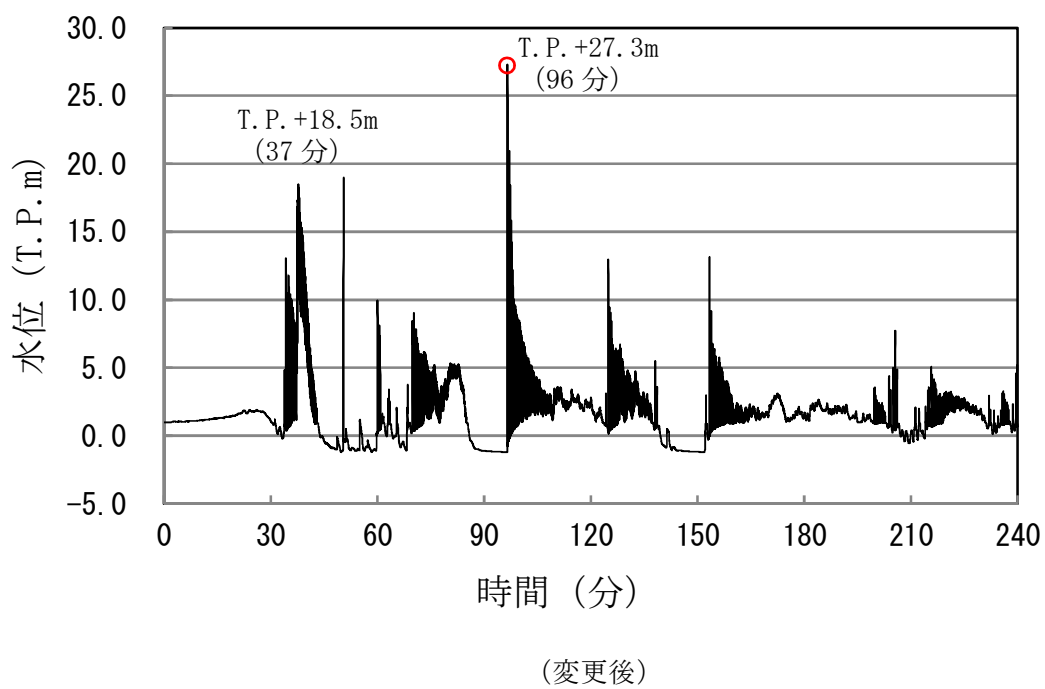
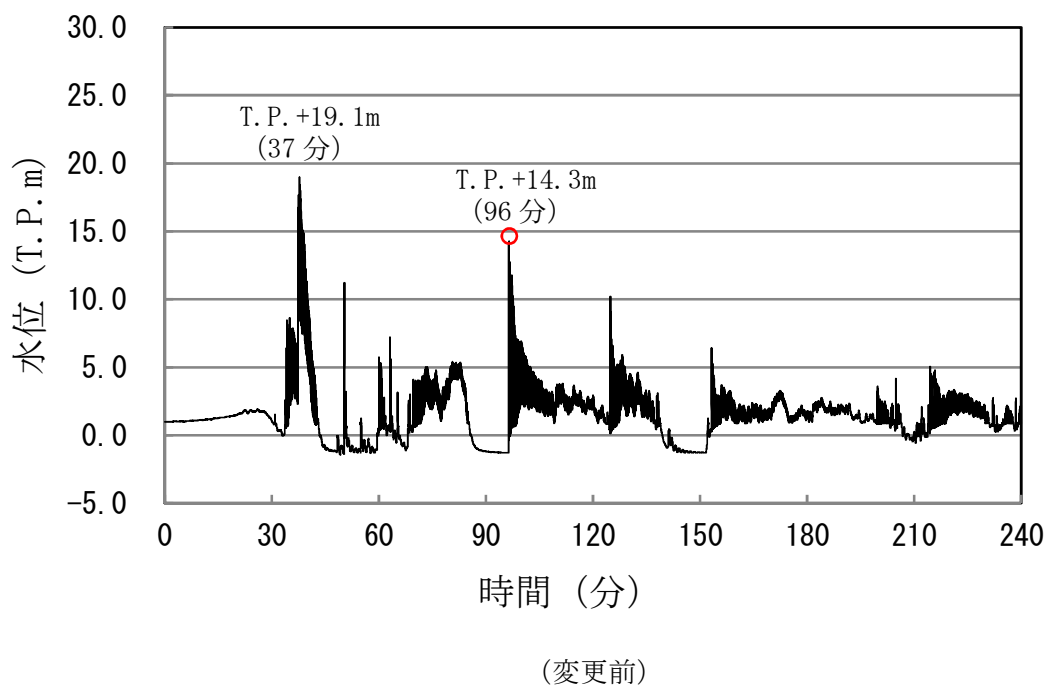
	既往の設置位置等 (変更前)	防潮堤の設置ルート変更に伴う設置位置等 (防潮堤の設置ルート変更後)																
平面図																		
モデル図	<p>注) 順流: 放水路ゲート→放水口 逆流: 放水口→放水路ゲート</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>管路長</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>水路 A</td> <td>55.21m</td> </tr> <tr> <td>水路 B</td> <td>53.26m</td> </tr> <tr> <td>水路 C</td> <td>51.46m</td> </tr> </tbody> </table>		管路長	水路 A	55.21m	水路 B	53.26m	水路 C	51.46m	<p>注) 順流: 放水路ゲート→放水口 逆流: 放水口→放水路ゲート ※: 折返し内は逆流の場合</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>管路長</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>水路 A</td> <td>91.76m</td> </tr> <tr> <td>水路 B</td> <td>88.50m</td> </tr> <tr> <td>水路 C</td> <td>85.29m</td> </tr> </tbody> </table>		管路長	水路 A	91.76m	水路 B	88.50m	水路 C	85.29m
	管路長																	
水路 A	55.21m																	
水路 B	53.26m																	
水路 C	51.46m																	
	管路長																	
水路 A	91.76m																	
水路 B	88.50m																	
水路 C	85.29m																	

第2表 防潮堤の設置ルート変更前後における放水路の固有周期 (水路B)

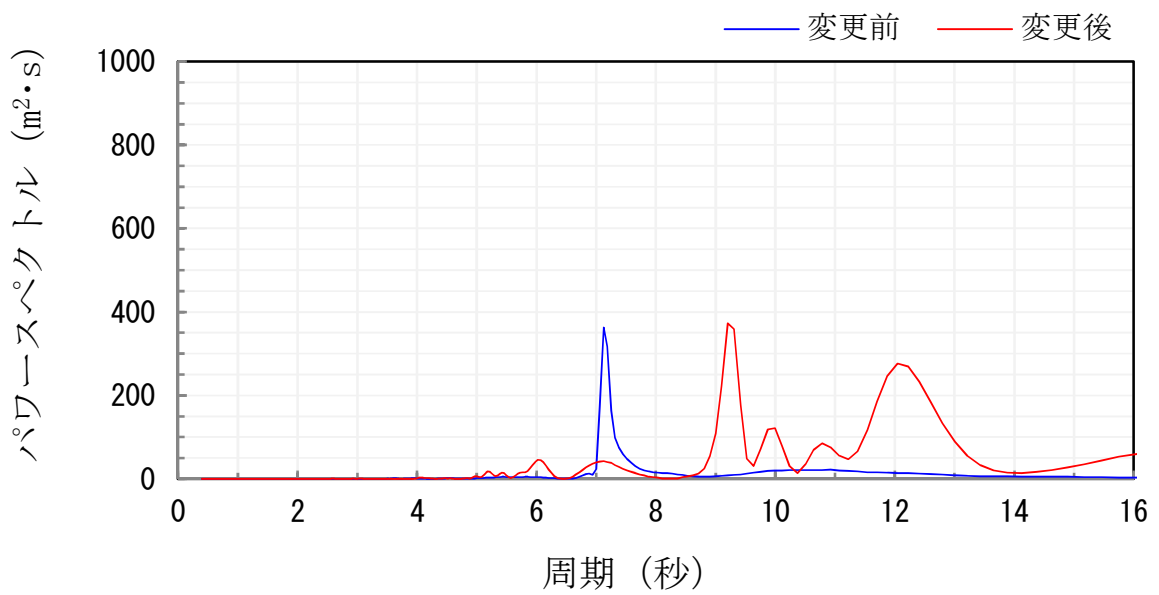
	変更前	変更後
管路長 L [m]	53.26	88.50
池の底面積 A [m <sup>2</sup> ]	2.54	2.54
管路断面積 a [m <sup>2</sup> ]	10.77	10.77
固有周期 T [秒]	7.1	9.2



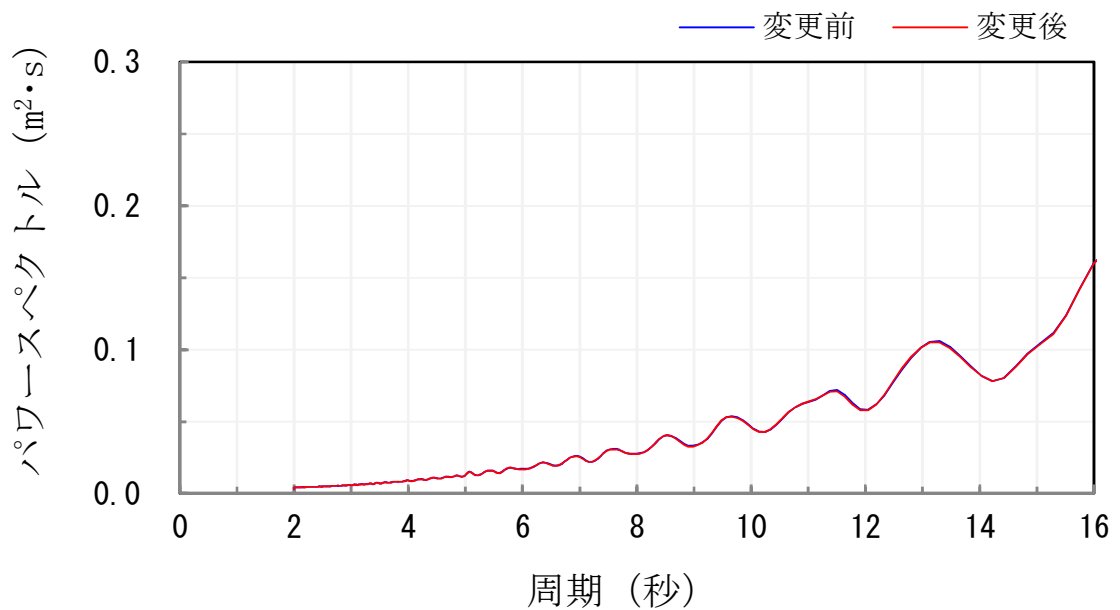
第1図 防潮堤の設置ルート変更前後における放水口前面の水位時刻歴波形



第2図 防潮堤の設置ルート変更前後における放水路ゲート設置箇所の水時刻歴波形



第3図 防潮堤の設置ルート変更前後における放水路ゲート設置箇所の水時刻歴波形のパワースペクトル (95分~105分)



第4図 防潮堤の設置ルート変更前後の放水口前面の水時刻歴波形のパワースペクトル (95分~105分)



## 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

### 1.6.1 はじめに

東海第二発電所の緊急用海水系は，SA用海水ピット取水塔からSA用海水ピットを経て，緊急用海水ポンプピットに至る。図1-1に緊急用海水系の平面図及び断面図，図1-2に緊急用海水系の管路解析モデルを示す。

本解析では外海，SA用海水ピット取水塔，SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットを池でモデル化し，管路モデルや節点で結んでいる。損失水頭のうち管路内の摩擦は各管路モデルで，それ以外の損失は各節点で表現するようにモデル化した。表1-1～表1-3及び図1-3～図1-5に解析に用いた各損失を示す。なお，解析には解析コード「SURGE」を使用した。

### 1.6.2 SA用海水ピットの構造に関わる管路解析モデルへの影響検討

第1-1図に示すとおり，海側からの管路はSA用海水ピット位置で直交方向に角度を変え，また緊急用海水ポンプピットには漸移的に角度を変えながら接続している。解析においては，SA用海水ピットの形状についてモデル化するとともにSA用海水ピットに海水が流入することに伴い発生する渦や流向変化等による損失水頭についても考慮し，SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピット位置の水位への影響を確認することとし，解析方針を以下に示す。

### 1.6.3 解析方針

海水の流入に伴い発生する渦や流向変化等による損失を考慮した解析については、以下のとおりとした。

① 渦や流向変化等に伴う影響については，管路の「曲り」または「屈折」によ

る損失水頭として設定する。

② 解析モデルの形状自体は現行モデルから変更せず，S A用海水ピットの上流側と下流側の節点（図 1-2 の節点 4 及び節点 6）に設定している損失水頭（流出もしくは流入）に，曲りまたは屈折の損失相当の損失水頭（※：補足）を上乗せする。

③ さらに感度分析として，上乗せする損失水頭を 2.0 倍した場合と 0.5 倍した場合を追加で実施する。よって，実施ケースは，以下の 6 ケースとする。

曲りによる損失を追加の場合：損失水頭 1.0，2.0，0.5 倍の 3 ケース

屈折による損失を追加の場合：損失水頭 1.0，2.0，0.5 倍の 3 ケース

計 6 ケース

ここで，「順流・貝代なし」の条件における S A海水ピット内に「曲り」及び「屈折」損失（それぞれ係数 1.0 倍の場合）を考慮した損失計算書を第 1-4 表及び第 1-5 表に示す。

#### 【(※)：補足】

- 1) 「曲り」損失に用いる曲率半径を S A用海水ピットの半径 (=5m) と仮定する。
- 2) S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット間と S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット間では流量が異なるため，損失水頭算定には，S A用海水ピット上下流 2 箇所それぞれの流量から算定した損失水頭の 1/2 を設定した。

#### 1.6.4 解析結果

緊急用海水系の管路解析の解析ケース及び解析結果を表 1-6, 図 1-6 及び図 1-7 図に示す。

表 1-6 及び図 1-6 に示すとおり, S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットについて「曲り」または「屈折」による損失を追加したモデルの最高水位は, 現行モデルの最高水位に比べて低くなっており, 「曲り」または「屈折」による損失水頭の倍率を大きくするほど最高水位は低くなる傾向が認められる。なお, 評価上は最高水位のみでよいが, 損失水頭の変化が水位変動へ及ぼす影響を確認するために最低水位についても評価した。その結果, 「曲り」または「屈折」による損失を追加したモデルの最低水位は, 現行モデルの最低水位に比べて高くなっており, 「曲り」または「屈折」による損失水頭の倍率を大きくするほど最低水位は高くなる傾向が認められる。これらは, 損失水頭の抵抗を大きくすると水位の変動が抑えられることを示している。

さらに, 図 1-7 に示すとおり, 「曲り」または「屈折」による損失の影響による水位の増幅傾向は認められない。

以上のことから, S A用海水ピットに海水が流入することに伴い発生する渦や流向変化等による損失水頭について考慮する必要はない。



図 1-1(1) 緊急用海水系の平面図

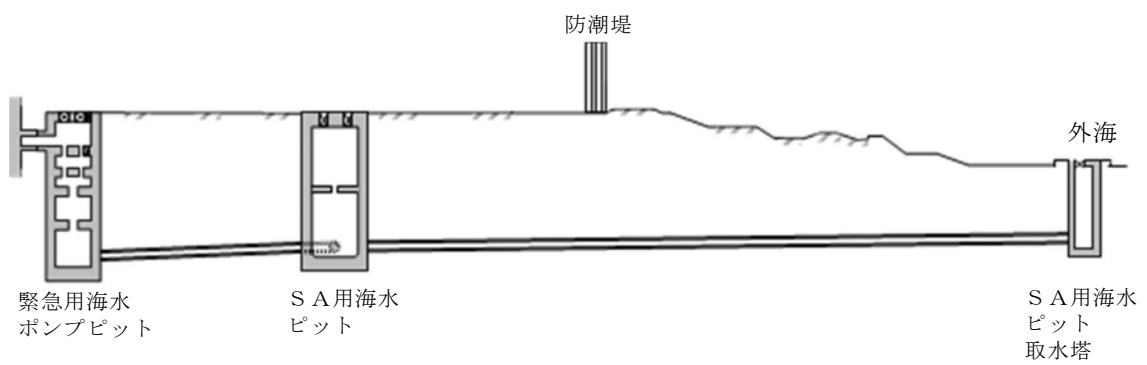
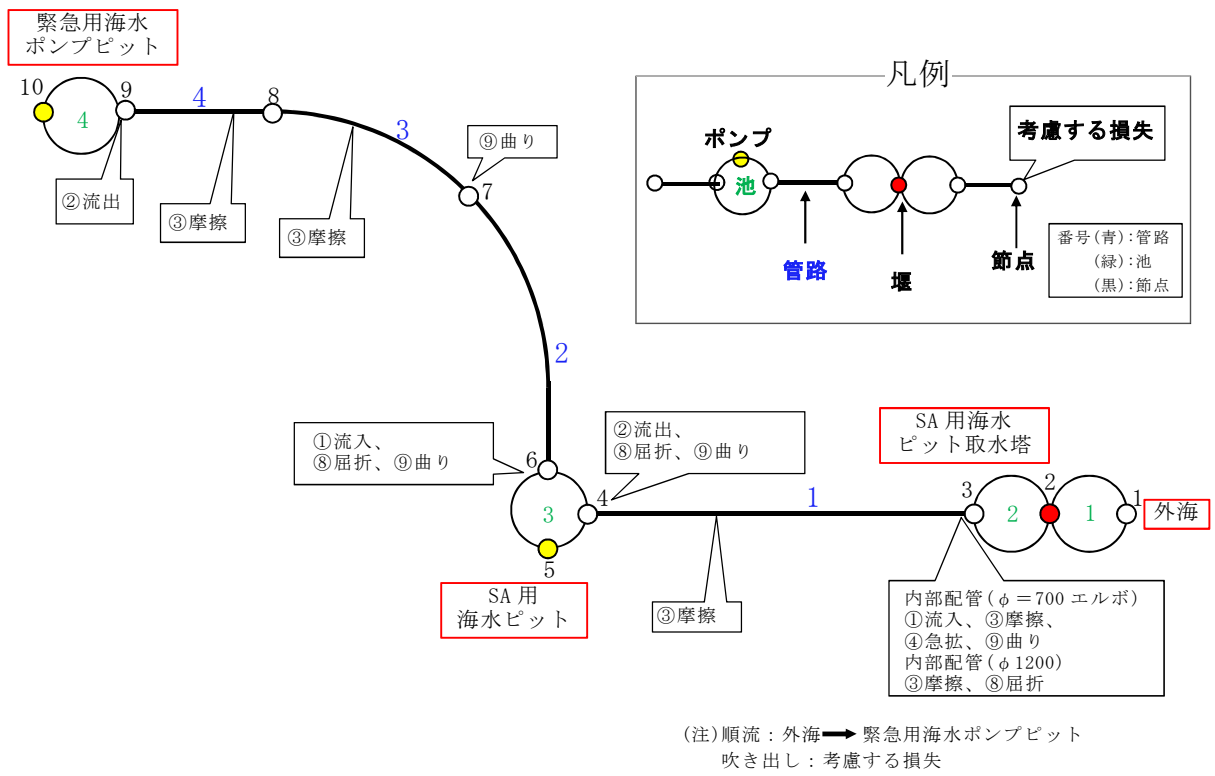


図 1-1(2) 緊急用海水系の断面図

(S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット)



管路長さ一覧

管路 No.	管路長さ	管路 No.	管路長さ
1	157.557m	2	76.904m
3	58.111m	4	35.908m

図 1-2 緊急用海水系の管路解析モデル

表 1-1 損失水頭算定公式

	公式	係数	根拠
①流入損失	$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$	$h_e$ : 流入による損失水頭 (m) [図 1-3 角端] $f_e$ : 流入損失係数 (0.03) $V$ : 管内流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 374-375
②流出損失	$h_o = f_o \frac{V^2}{2g}$	$h_o$ : 流出による損失水頭 (m) $V$ : 管内流速 (m/s) $f_o$ : 流出損失係数 (1.0)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 375
③摩擦損失	$h_f = n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	$V$ : 平均流速 (m/s) $L$ : 水路の長さ (m) $R$ : 水路の径深 (m) $n$ : 粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ ) [表 1-2]	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 788, p. 829
④急拡損失	$h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	$f_{se}$ : 急拡損失係数 $A_1$ : 急拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 急拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 829
⑤急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{sc}$ : 急縮損失係数 (管路断面積による値 [表 1-3]) $V_2$ : 急縮後の平均流速 (m/s)	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 829-830
⑥漸拡損失	$h_{ge} = f_{ge} \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$	$f_{ge}$ : 漸拡損失係数 (管路断面積による値 [図 1-4]) $V_1$ : 漸拡前の平均流速 (m/s) $A_1$ : 漸拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 漸拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 830
⑦漸縮損失	$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{gc}$ : 漸縮損失係数 (管路断面積による値 [図 1-5]) $V_2$ : 漸縮後の平均流速 (m/s)	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 830-831
⑧屈折損失	$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	$h_{be}$ : 合流前後の本管動水位 (m) $V$ : 管内平均流速 (m/s) $f_{be}$ : 屈折損失係数 $\theta$ : 屈折角	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376-377
⑨曲り損失	$h_b = f_{b1} f_{b2} \frac{V^2}{2g}$	$f_{b1}$ : 曲りの曲率半径 $\rho$ と管径 $D$ と の比より決まる損失係数 $f_{b2}$ : 任意の曲り中心角 $\theta$ , 中心角 90° の場合の損失比 $V$ : 管内平均流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376

※引用文献を以下に示す。

- ・ 土木学会 (1999) : 土木学会水理公式集 (平成 11 年版)
- ・ 電力土木技術協会 (1995) : 火力原子力発電所土木構造物の設計

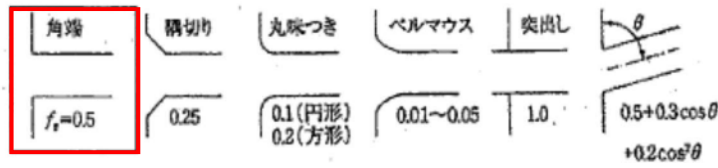


図 1-3 入口形状と損失係数  
(土木学会水理公式集(平成 11 年版) p. 375)

表 1-2 貝等の付着代と粗度係数

(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 788 より抜粋)

	貝付着なし	貝付着あり
貝付着厚	0 [cm]	10 [cm]
粗度係数	0.015 [m <sup>-1/3</sup> ・s]	0.020[m <sup>-1/3</sup> ・s]

表 1-3 急縮損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830)

D <sub>2</sub> /D <sub>1</sub>	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
f <sub>sc</sub>	0.50	0.50	0.49	0.49	0.46	0.43	0.38	0.29	0.18	0.07	0

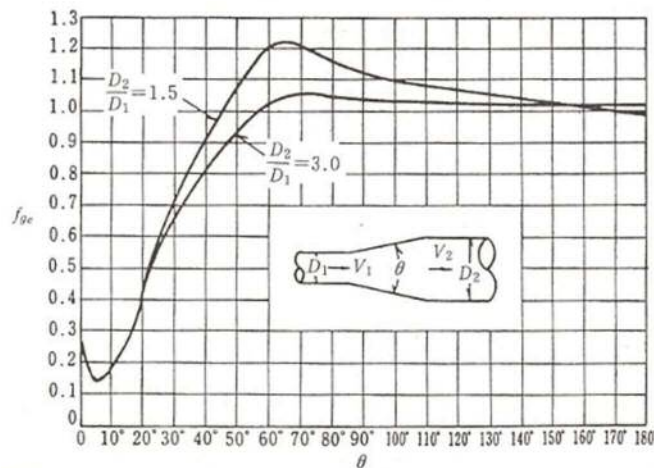


図 1-4 漸拡損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830)

D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>: 漸拡前後の管径(m), V<sub>1</sub>, V<sub>2</sub>: 漸拡前後の平均流速(m/s), θ: 漸拡部の開き  
(※本施設では矩形断面管の漸拡に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して、半径 D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub> を算出した。)

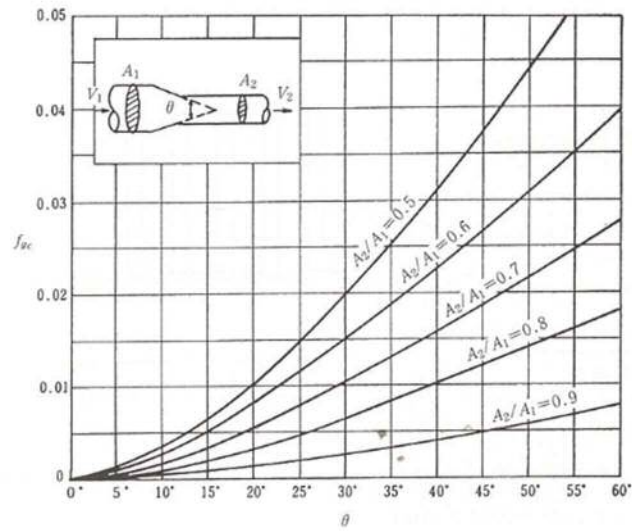


図 1-5 漸縮損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 831)

$D_1, D_2$ : 漸縮前後の管径(m),  $V_1, V_2$ : 漸縮前後の平均流速(m/s),  $\theta$ : 漸縮部の開き  
 (※本施設では矩形断面管の漸縮に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面を持つ円管を仮定して、半径  $D_1, D_2$  を算出した。)



表 1-4 損失水頭計算書（順流・貝代なし，S A用海水ピット内に曲り損失を考慮した場合）

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )	損失水頭 (m)	モデル化
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ700エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.385	0.00900	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.286	0.385	0.00500	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急拡	F	0.435	0.385	0.00800	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1(φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	1.131	0.02000	節点4
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.132	1.131	(注) 0.00100	節点4
			F <sub>b2</sub>	1.000			
	0.234	曲り	F <sub>b1</sub>	0.132	1.131	(注) 0.00010	節点6
			F <sub>b2</sub>	1.000			
		流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点6
管路2,3,4(φ1200)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	1.131	0.00030	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点9
合計						0.14740	

(注) 現行モデルからの追加分

- ・渦や流向変化等に伴う影響を管路の「曲り損失」として仮定
- ・上下流2箇所それぞれの流量から算定した「曲り損失水頭」の1/2を設定した値

表 1-5 損失水頭計算書（順流・貝代なし，SA用海水ピット内に屈折損失を考慮した場合）

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )	損失水頭 (m)	モデル化
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ700エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.385	0.00900	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.286	0.385	0.00500	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急拡	F	0.435	0.385	0.00800	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1(φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	1.131	0.02000	節点4
		屈折	F	0.986	1.131	(注) 0.01000	節点4
	0.234	屈折	F	0.986	1.131	(注) 0.00100	節点6
		流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点6
管路2,3,4(φ1200)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	1.131	0.00030	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット 合計	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点9
						0.15730	

(注) 現行モデルからの追加分

- ・渦や流向変化等に伴う影響を管路の「屈折損失」として仮定
- ・上下流2箇所それぞれの流量から算定した「屈折損失水頭」の1/2を設定した値

表 1-6 解析ケース及び水位一覧

解析ケース	損失項目	損失水頭倍率	S A用海水ピット		緊急用海水ポンプピット	
			最高水位 (T.P.m)	最低水位 (T.P.m) (参考)	最高水位 (T.P.m)	最低水位 (T.P.m) (参考)
①	追加なし (現行モデル)	—	8.89	-2.30	9.29	-2.30
②-1	曲り	0.5	8.88	-2.29	9.28	-2.30
②-2		1.0	8.87	-2.29	9.27	-2.29
②-3		2.0	8.85	-2.28	9.24	-2.29
③-1	屈折	0.5	8.82	-2.28	9.21	-2.29
③-2		1.0	8.75	-2.26	9.13	-2.28
③-3		2.0	8.62	-2.21	8.97	-2.26

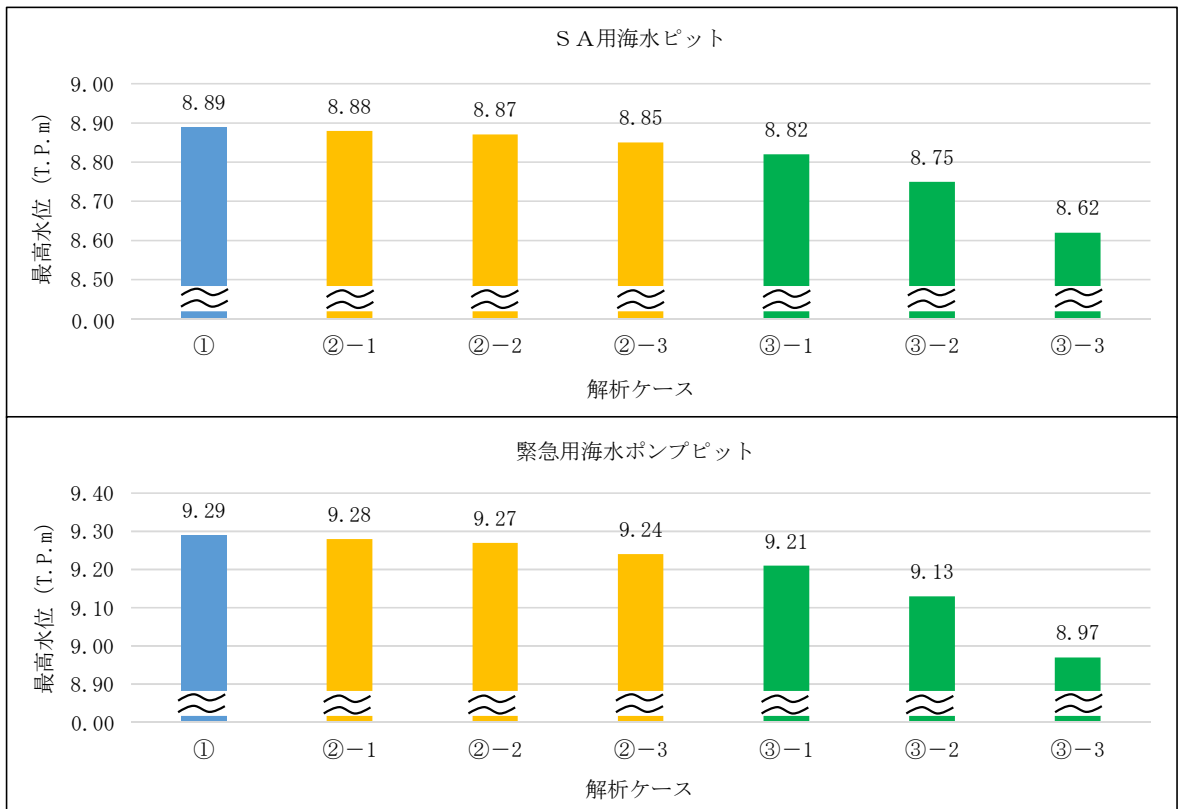


図 1-6 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの最高水位

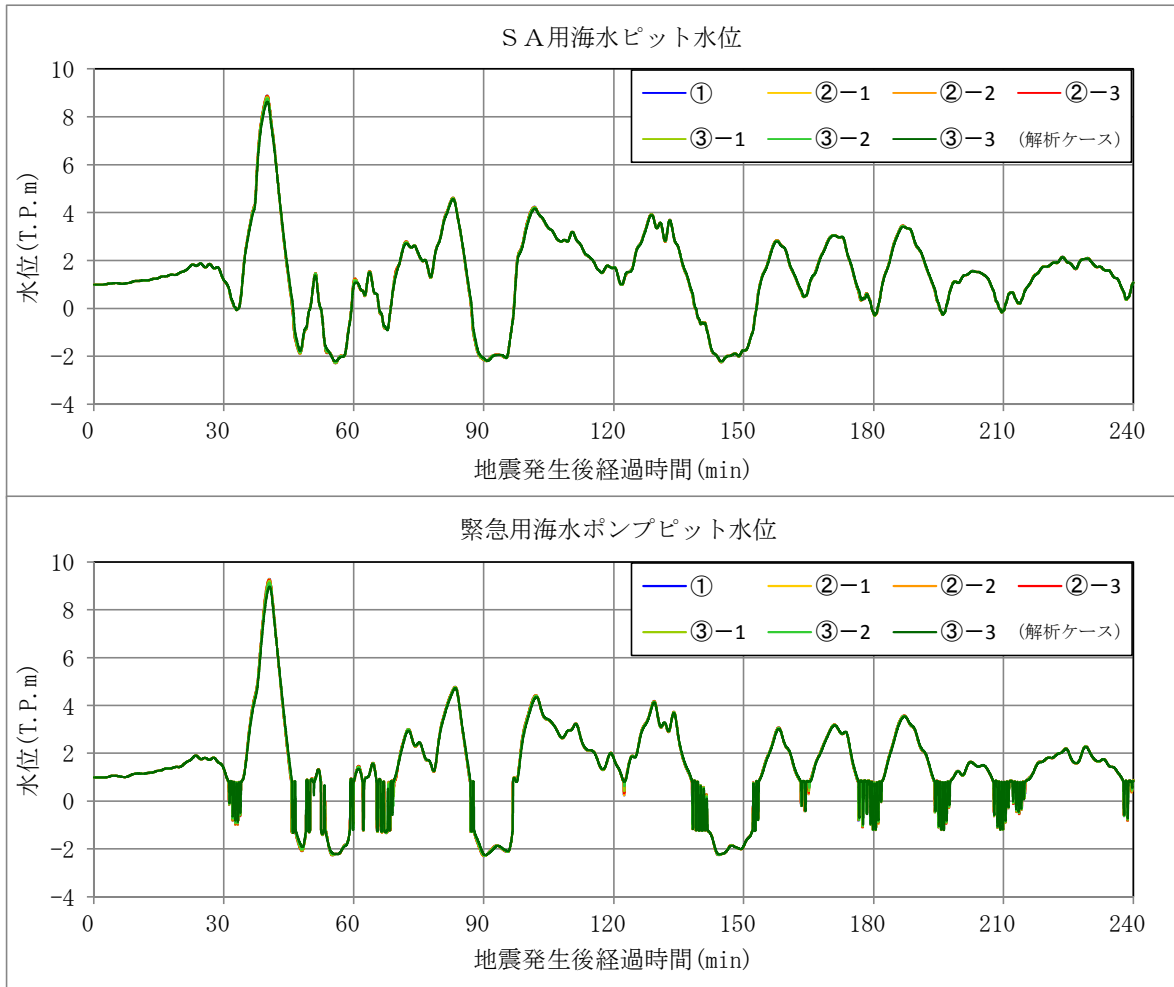


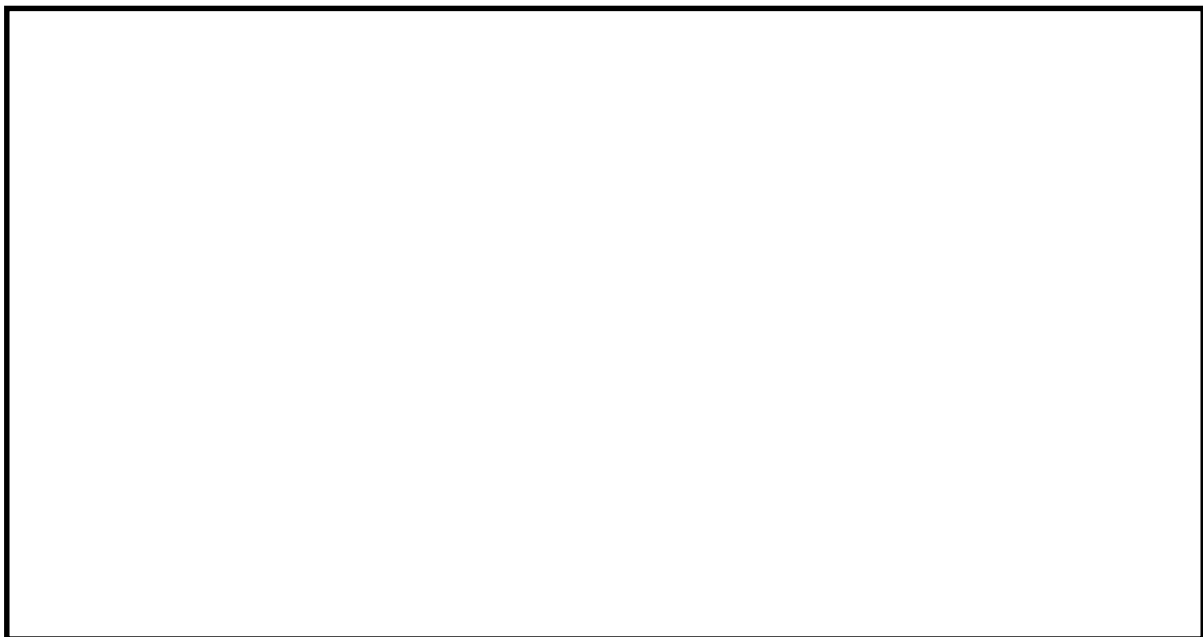
図 1-7 SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの水位の時刻歴波形

(参考：ご説明済資料(耐津波設計方針 5条 添付5))

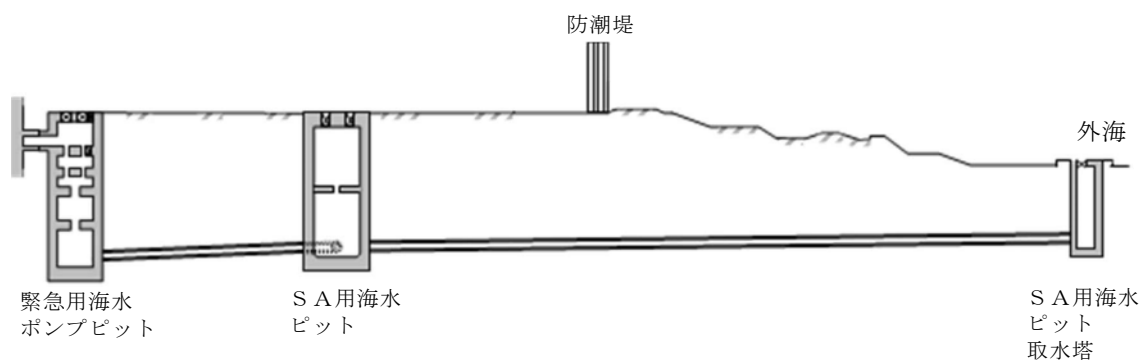
### 3. SA用海水ピット取水塔～SA用海水ピット～緊急用海水ポンプピット

東海第二発電所の緊急用海水系は、SA用海水ピット取水塔からSA用海水ピットを経て、緊急用海水ポンプピットに至る。第3-1図に緊急用海水系の平面図及び断面図、第3-2図に緊急用海水系の管路解析モデルを示す。

本解析では外海、SA用海水ピット取水塔、SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットを池でモデル化し、管路モデルや節点で結んでいる。損失水頭のうち管路内の摩擦は各管路モデルで、それ以外の損失は各節点で表現するようにモデル化した。第3-1表～第3-3表及び第3-3図～第3-5図に解析に用いた各損失を示す。第3-4表、第3-5表に計算毎の具体的な損失水頭を整理した。なお、解析には解析コード「SURGE」を使用した。

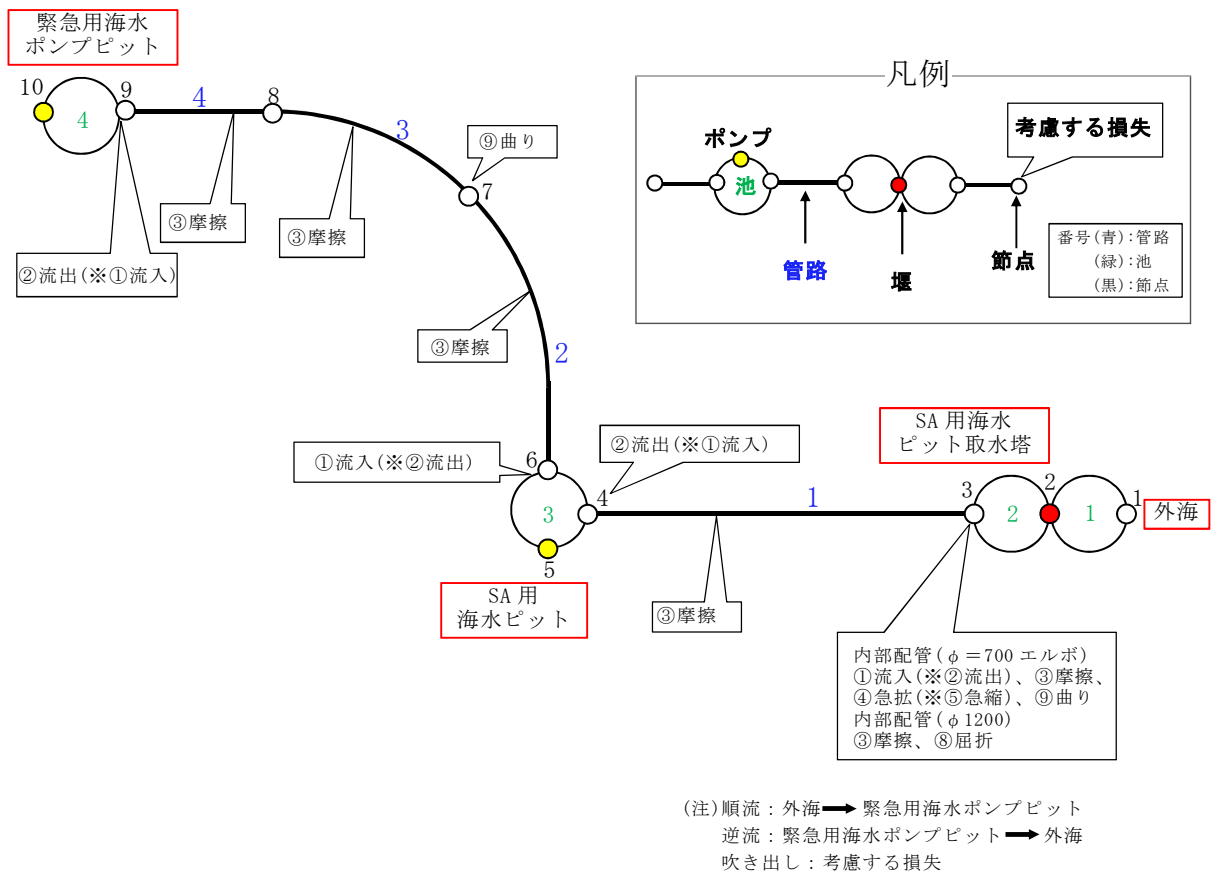


第 3-1 図(1) 緊急用海水系の平面図



第 3-1 図(2) 緊急用海水系の断面図

(S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット)



### 管路長さ一覧

管路 No.	管路長さ	管路 No.	管路長さ
1	157.557m	2	76.904m
3	58.111m	4	35.908m

第 3-2 図 緊急用海水系の管路解析モデル

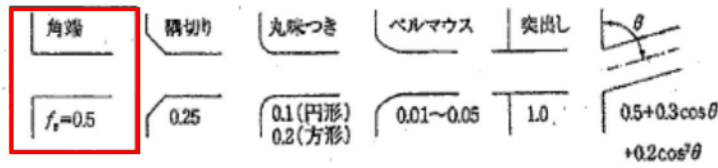
第 3-1 表 損失水頭算定公式

	公式	係数	根拠
①流入損失	$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$	$h_e$ : 流入による損失水頭 (m) [第 3-3 図 角端] $f_e$ : 流入損失係数 (0.03) $V$ : 管内流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 374-375
②流出損失	$h_o = f_o \frac{V^2}{2g}$	$h_o$ : 流出による損失水頭 (m) $V$ : 管内流速 (m/s) $f_o$ : 流出損失係数 (1.0)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 375
③摩擦損失	$h_f = n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	$V$ : 平均流速 (m/s) $L$ : 水路の長さ (m) $R$ : 水路の径深 (m) $n$ : 粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ ) [第 3-2 表]	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 788, p. 829
④急拡損失	$h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	$f_{se}$ : 急拡損失係数 $A_1$ : 急拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 急拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 829
⑤急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{sc}$ : 急縮損失係数 (管路断面積による値 [第 3-3 表]) $V_2$ : 急縮後の平均流速 (m/s)	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 829-830
⑥漸拡損失	$h_{ge} = f_{ge} \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$	$f_{ge}$ : 漸拡損失係数 (管路断面積による値 [第 3-4 図]) $V_1$ : 漸拡前の平均流速 (m/s) $A_1$ : 漸拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 漸拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 830
⑦漸縮損失	$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{gc}$ : 漸縮損失係数 (管路断面積による値 [第 3-5 図]) $V_2$ : 漸縮後の平均流速 (m/s)	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 830-831
⑧屈折損失	$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	$h_{be}$ : 合流前後の本管動水位 (m) $V$ : 管内平均流速 (m/s) $f_{be}$ : 屈折損失係数 $\theta$ : 屈折角	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376-377
⑨曲り損失	$h_b = f_{b1} f_{b2} \frac{V^2}{2g}$	$f_{b1}$ : 曲りの曲率半径 $\rho$ と管径 $D$ と の比より決まる損失係数 $f_{b2}$ : 任意の曲り中心角 $\theta$ , 中心角 90° の場合の損失比 $V$ : 管内平均流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376

※引用文献を以下に示す。

- ・ 土木学会 (1999) : 土木学会水理公式集 (平成 11 年版)
- ・ 電力土木技術協会 (1995) : 火力原子力発電所土木構造物の設計





第 3-3 図 入口形状と損失係数  
(土木学会水理公式集(平成 11 年版) p. 375)

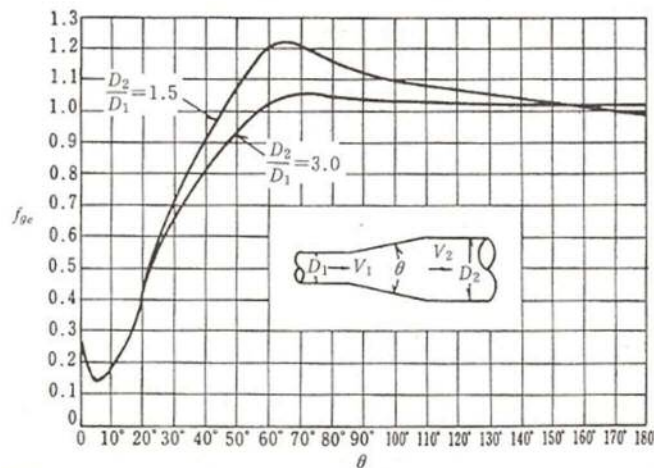
第 3-2 表 貝等の付着代と粗度係数

(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 788 より抜粋)

	貝付着なし	貝付着あり
貝付着厚	0 [cm]	10 [cm]
粗度係数	0.015 [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]	0.020 [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]

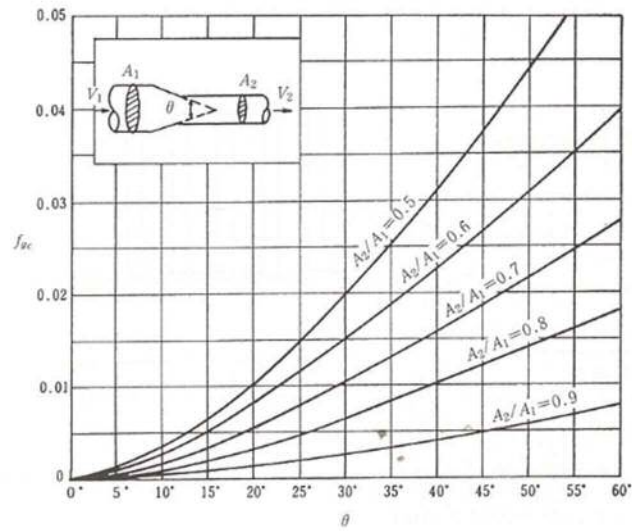
第 3-3 表 急縮損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830)

$D_2/D_1$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$f_{sc}$	0.50	0.50	0.49	0.49	0.46	0.43	0.38	0.29	0.18	0.07	0



第 3-4 図 漸拡損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830)

$D_1, D_2$ : 漸拡前後の管径(m),  $V_1, V_2$ : 漸拡前後の平均流速(m/s),  $\theta$ : 漸拡部の開き  
(※本施設では矩形断面管の漸拡に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して、半径  $D_1, D_2$  を算出した。)



第 3-5 図 漸縮損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 831)

$D_1, D_2$ : 漸縮前後の管径(m),  $V_1, V_2$ : 漸縮前後の平均流速(m/s),  $\theta$ : 漸縮部の開き  
 (※本施設では矩形断面管の漸縮に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して、半径  $D_1, D_2$  を算出した。)

第 3-4 表(1) 緊急用海水系の損失水頭表 (貝付着なし, 順流)

場所	流量 ( $m^3/s$ )	種類	係数		断面積 ( $m^2$ )	損失水頭 (m)	モデル化
SA用海水ピット取水塔 (内部配管 $\phi$ 700エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.385	0.00900	節点3
		摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	$F_{b1}$	0.286	0.385	0.00500	節点3
			$F_{b2}$	1.000			
急拡	F	0.435	0.385	0.00800	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管 $\phi$ 1200)	0.701	摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1( $\phi$ 1200)	0.701	摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	1.131	0.02000	節点4
	0.234	流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点6
管路2,3,4( $\phi$ 1200)	0.234	摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	$F_{b1}$	0.131	1.131	0.00030	節点7
			$F_{b2}$	0.931			
緊急用海水ポンプピット 合計	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点9
						0.14630	

第 3-4 表 (2) 緊急用海水系の損失水頭表 (貝付着なし, 逆流)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )	損失水頭 (m)	モデル化
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ700エルボ)	0.234	流出	F	1.000	0.385	0.01900	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.286	0.385	0.00500	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急縮	F	0.389	0.385	0.00700	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1(φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流入	F	0.500	1.131	0.01000	節点4
	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点6
管路2,3,4(φ1200)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	1.131	0.00030	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点9
合計						0.14530	

第 3-5 表(1) 緊急用海水系の損失水頭表 (貝付着あり, 順流)

場所	流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	種類	係数		断面積 ( $\text{m}^2$ )	損失水頭 (m)	モデル化
SA用海水ピット取水塔 (内部配管 $\phi 500$ エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.196	0.03600	節点3
		摩擦	粗度係数 ( $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ )	0.020	0.196	0.01000	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.125			
		曲り	$F_{b1}$	0.179	0.196	0.01300	節点3
			$F_{b2}$	1.000			
急拡	F	0.563	0.196	0.04100	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管 $\phi 1000$ )	0.701	摩擦	粗度係数 ( $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ )	0.020	0.785	0.02500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.250			
		屈折	F	0.986	0.785	0.04000	節点3
管路1( $\phi 1000$ )	0.701	摩擦	粗度係数 ( $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ )	0.020	0.785	0.31900	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.250			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	0.785	0.04100	節点4
	0.234	流入	F	0.500	0.785	0.00200	節点6
管路2,3,4( $\phi 1000$ )	0.234	摩擦	粗度係数 ( $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ )	0.020	0.785	0.03900	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.250			
		曲り	$F_{b1}$	0.131	0.785	0.00100	節点7
			$F_{b2}$	0.931			
緊急用海水ポンプピット 合計	0.234	流出	F	1.000	0.785	0.00500	節点9
						0.57200	

第 3-5 表 (2) 緊急用海水系の損失水頭表 (貝付着あり, 逆流)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )	損失水頭 (m)	モデル化
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ500エルボ)	0.234	流出	F	1.000	0.196	0.07300	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.196	0.01000	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.125			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.179	0.196	0.01300	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急縮	F	0.430	0.196	0.03100	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1000)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.02500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.250			
		屈折	F	0.986	0.785	0.04000	節点3
管路1(φ1000)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.31900	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.250			
SA用海水ピット	0.701	流入	F	0.500	0.785	0.02000	節点4
	0.234	流出	F	1.000	0.785	0.00500	節点6
管路2,3,4(φ1000)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.03900	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.250			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	0.785	0.00100	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット 合計	0.234	流入	F	0.500	0.785	0.00200	節点9
						0.57800	