

資料 1 - 2

泊発電所 3 号炉審査資料	
資料番号	DB05 r. 3. 18
提出年月日	令和5年5月22日

泊発電所 3 号炉

設置許可基準規則等への適合状況について
(設計基準対象施設等)

第5条 津波による損傷の防止

令和5年5月
北海道電力株式会社

泊発電所 3 号炉
耐津波設計方針について

1. 3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域

(1) 敷地周辺の遡上・浸水域の評価

【規制基準における要求事項等】

遡上・浸水域の評価に当たっては、次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討すること。

- ・敷地及び敷地周辺の地形とその標高
- ・敷地沿岸域の海底地形
- ・津波の敷地への浸入角度
- ・敷地及び敷地周辺の河川，水路の存在
- ・陸上の遡上・伝播の効果
- ・伝播経路上の人工構造物

【検討方針】

基準津波による次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討する。

- ・敷地及び敷地周辺の地形とその標高
- ・敷地沿岸域の海底地形
- ・津波の敷地への浸入角度
- ・敷地及び敷地周辺の河川，水路の存在
- ・陸上の遡上・伝播の効果
- ・伝播経路上の人工構造物

【検討結果】

上記の検討方針に基づき、遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討した。評価に用いた数値計算モデルの詳細は添付資料2、検討結果の詳細は添付資料3に示す。

a. 遡上解析の手法，データ及び条件

上記の検討方針について、遡上解析の手法，データ及び条件を以下のとおりとした。

- ・基準津波による遡上解析に当たっては、基準津波の評価において妥当性を確認した数値シミュレーションプログラムを用いて、地殻変動を地形に反映して津波数値シミュレーションを実施する。なお、潮位は数値シミュレーションにより得られた水位変動量に考慮する。
- ・計算格子間隔については、土木学会（2016）を参考に、敷地に近づくにしたがって最大5 km から最小5 m まで徐々に細かい格子サイズを用い、津波の挙動が精度よく計算できるよう適切に設定する。なお、敷地近傍及び敷地については、海底・海岸地形，敷地の構造物等の規模や形状を考慮し、格子サイズ5 m でモデル化する。

- ・地形のモデル化に当たっては、海域では一般財団法人 日本水路協会(2006) (岩内港周辺については、海上保安庁による海図により補正)、深淺測量等による地形データを使用し、陸域では国土地理院数値地図 50m メッシュ (標高) 及び北海道開発局 1m DEM データを使用する。また、取・放水路等の諸元、敷地標高については、発電所の竣工図を用いる。
- ・敷地北側に茶津川、敷地東側に堀株川があるが、茶津川については、標高約 50m 以上の尾根で隔られており、敷地への遡上波に影響することはない。また、堀株川は、敷地東側約 1 km 地点にあり、敷地から十分離れていること、敷地とは標高約 100m の山 (丘陵) で隔てられていることから、敷地への遡上波に影響することはない。
- ・モデル化の対象とする構造物は、耐震性や耐津波性を有する恒設の人工構造物及び津波の遡上経路に影響する恒設の人工構造物とする。

なお、遡上経路に影響し得る、あるいは津波伝播経路上の人工構造物である防波堤は、耐震性が確認された構造物ではないが、その存在が遡上解析に与える影響が必ずしも明確ではないことから、ここではモデル化の対象とし、損傷等が遡上経路に及ぼす影響を次項「(2) 地震・津波による地形等の変化に係る評価」で検討する。人工構造物についても、規模や形状を考慮し、格子サイズ 5m でモデル化する。

b. 敷地周辺の遡上・浸水域の把握

敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たっては、以下のとおりとした。

- ・敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たっては、敷地前面・側面及び敷地周辺の津波の浸入角度及び速度並びにそれらの経時変化を把握する。
- ・敷地周辺の浸水域の寄せ波・引き波の津波の遡上・流下方向及びそれらの速度について留意し、敷地の地形、標高の局所的な変化等による遡上波の敷地への回り込みを考慮する。

遡上解析により得られた基準津波による最大水位上昇量分布及び最大浸水深分布を図 1.3-1 及び図 1.3-2 に示す。

これより、発電所敷地周辺及び敷地のうち、敷地前面の護岸付近については津波が遡上し浸水する可能性があるが、敷地は、防潮堤及び地山斜面により取り囲まれていることから、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画が設置された敷地に津波が遡上する可能性はないことを確認した。

なお、河川・流路等の変化による遡上波の敷地への回り込みについては、敷地周辺の河川のうち茶津川は、標高約 50m 以上の尾根で隔られており、T.P. 10m の発電所敷地内へ流入する水路はないことから、回り込みの可能性はない。

また、堀株川は、敷地東側約 1 km 地点にあり、敷地から十分離れていること、

敷地とは標高約 100m の山（丘陵）で隔てられており，T.P. 10m の発電所敷地内へ流入する水路はないことから，回り込みの可能性はない。

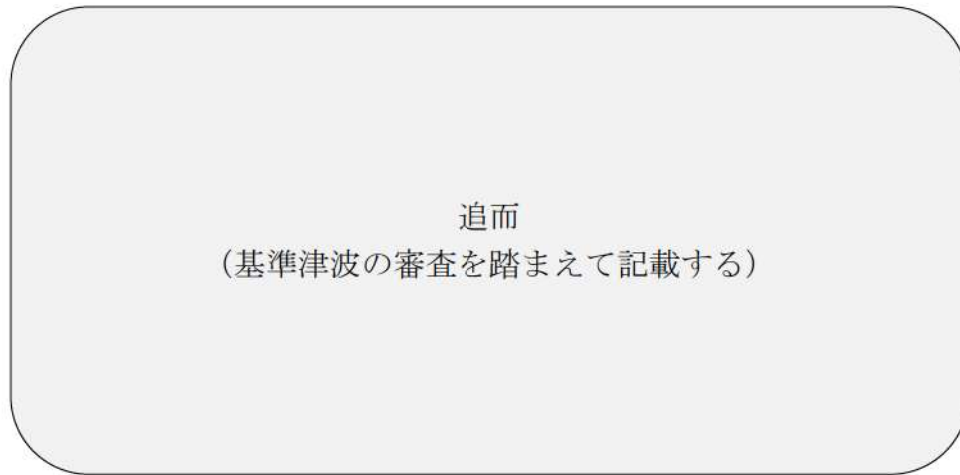


図 1.3-1 基準津波（水位上昇側）による遡上波の最大水位上昇量分布

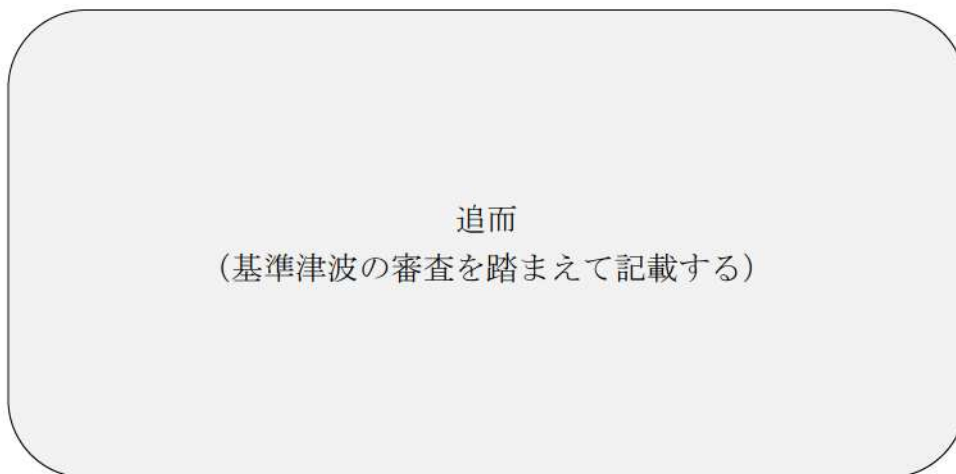


図 1.3-2 基準津波（水位上昇側）による遡上波の最大浸水深分布

(2) 地震・津波による地形等の変化に係る評価

【規制基準における要求事項等】

次に示す可能性が考えられる場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討すること。

- ・地震に起因する変状による地形，河川流路の変化
- ・繰り返し来襲する津波による洗掘・堆積による地形，河川流路の変化

【検討方針】

次に示す可能性があるかについて検討し，可能性がある場合は，敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。

- ・地震に起因する変状による地形，河川流路の変化
- ・繰り返し来襲する津波による洗掘・堆積による地形，河川流路の変化

【検討結果】

地震による地形等の変化については，遡上経路へ影響を及ぼす可能性のある地盤変状及び構造物損傷として，以下を考慮した津波遡上解析を実施し，遡上経路に及ぼす影響を検討した。検討の具体的な内容は添付資料3に示す。

- ・敷地の沈下について，基準地震動 S_s による沈下を想定し，保守的に設定した沈下量を反映した地形
- ・基準地震動 S_s に対する健全性が確認された防潮堤両端部の地山以外の地山について，斜面崩壊後の土砂の堆積形状を反映した地形
- ・基準地震動 S_s による健全性が確認された構造物ではない防波堤について，それらの損傷を想定し，防波堤の有無の組合せを考慮した地形

図 1.3-3 に 3 号炉取水口の時刻歴波形，図 1.3-4 に敷地の水位及び流向流速分布を示す。前項で示した津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地への遡上はなく，以上の地形変化については敷地の遡上経路に影響を及ぼすものではないことを確認した。

なお，入力津波の設定における地形の変化の考慮については，「1.4 入力津波の設定」に示す。

基準津波の敷地内の遡上域を確認し，洗掘の可能性のある区域を対象に，洗掘防止のため，アスファルト又はコンクリートで地表面を舗装することから洗掘は生じない。また，防潮堤両端部の地山については，基準津波に対する健全性を確認する。これらのことから，津波による地形の変化については考慮しない。

なお，河川流路の変化を考慮した検討については，茶津川は，標高約 50m 以上の尾根で隔られており，T.P. 10m の発電所敷地内へ流入する水路はないことから，検討を実施しない。

また，堀株川は，敷地東側約 1 km 地点にあり，敷地から十分離れていること，

敷地とは標高約 100m の山（丘陵）で隔てられており，T. P. 10m の発電所敷地内へ流入する水路はないことから，検討を実施しない。

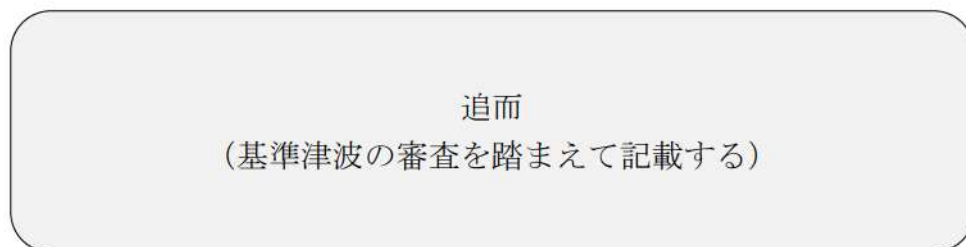


図 1.3-3 3号炉取水口の時刻歴波形
(基準津波 (水位上昇側))



図 1.3-4 敷地の水位及び流向流速分布

1. 4 入力津波の設定

【規制基準における要求事項等】

基準津波は、波源域から沿岸域までの海底地形等を考慮した、津波伝播及び遡上解析により時刻歴波形として設定していること。

入力津波は、基準津波の波源から各施設・設備等の設置位置において算定される時刻歴波形として設定していること。

基準津波及び入力津波の設定に当たっては、津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起を適切に評価し考慮すること。

【検討方針】

基準津波については、「泊発電所3号炉 津波評価について」（参考資料1）において説明する。

入力津波は、基準津波の波源から各施設・設備等の設置位置において算定される時刻歴波形として設定する。具体的な入力津波の設定に当たっては、以下のとおりとする。

- (1) 入力津波は、海水面の基準レベルからの水位変動量を表示することとし、潮位変動量等については、入力津波を設計又は評価に用いる場合に考慮する。
- (2) 入力津波が各施設・設備の設計・評価に用いるものであることを念頭に、津波の高さ、津波の速度、衝撃力等、着目する荷重因子を選定した上で、各施設・設備の構造・機能損傷モードに対応する効果を評価する。
- (3) 施設が海岸線の方向において広がりをもっている場合は、複数の位置において荷重因子の値の大小関係を比較し、施設に最も大きな影響を与える波形を入力津波とする。

基準津波及び入力津波の設定に当たっては、津波による港湾内の局所的な海面の固有振動の励起を適切に評価し考慮する。

【検討結果】

(1) 入力津波設定の考え方

基準津波は、地震による津波、陸上の斜面崩壊（陸上地すべり）等の地震以外の要因による津波の検討及びこれらの組合せの検討結果より、施設に最も大きな影響を及ぼすおそれのある津波として表1.4-1に示す津波を設定している（津波水位の評価位置を図1.4-1^{*1}に示す）。

※1「第1051回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料1-1 泊発電所3号炉 基準津波に関するコメント回答（日本海東縁部に想定される地震に伴う津波）P.154」より引用。3号炉取水口（下降側）に関する評価項目については、今後変更となる可能性がある。

表 1.4-1 泊発電所の基準津波とその位置づけ

策定目的	地形モデル	基準津波名称	最大水位上昇量・下降量 (m) 貯留堰を下回る時間 (秒)
施設や敷地への影響を評価 (水位上昇)	追而	基準津波 (水位上昇側)	防潮堤前面
		基準津波 (水位下降側)	取水口
原子炉補機冷却海水ポンプの取水性を評価 (水位下降)			1, 2号炉 3号炉
			放水口
			追而 (基準津波の審査を踏まえて記載する)
			追而

水位変動量に関する評価項目

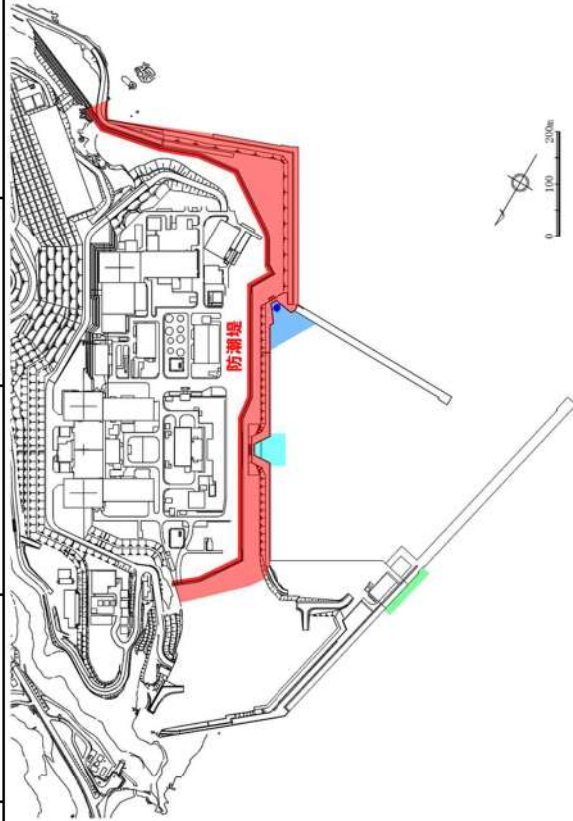
凡例	評価項目	評価目的
■	防潮堤前面 (上昇側) ※1	・地上部から津波が流入する可能性の高い波源の選定
■	3号炉取水口 (上昇側) ※1	・経路から津波が流入する可能性の高い波源の選定 ※3
■	1, 2号炉取水口 (上昇側) ※1	※3: 経路内の水位応答と、3号炉取水口、1, 2号炉取水口及び放水口の水位の傾向は同様であると考えられることから、3号炉取水口、1, 2号炉取水口及び放水口を評価項目として設定する。
■	放水口 (上昇側) ※1	・3号炉原子炉補機冷却海水ポンプの取水可能水位を下回る可能性の高い波源の選定
■	3号炉取水口 (下降側) ※2	

貯留堰を下回る時間に関する評価項目

凡例	評価項目	評価目的
●	3号炉取水口 (下降側) ※2	・3号炉原子炉補機冷却海水ポンプの取水可能水位を下回る可能性の高い波源の選定
	「貯留堰を下回る継続時間」	
	「バルスを考慮しない時間」	

※1: 設置許可基準規則 第5条 (津波による損傷の防止) 別記3 「Sクラスに属する施設 (津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を除く、下記第三号において同じ。) の設置された敷地において、基準津波による遡上波を地上部から到達又は流入させないこと。また、取水路及び排水路等の経路から流入させないこと。J-に基づき設定。

※2: 設置許可基準規則 第5条 (津波による損傷の防止) 別記3 「水位変動に伴う取水可能性低下による重要な安全機能への影響を防止すること。そのため、非常用海水冷却系については、基準津波による水位の低下に対して海水ポンプが機能保持でき、かつ冷却に必要な海水が確保できる設計であること。J-に基づき設定。



評価項目の位置図 ※4

※4: 津波防護施設ほかの構造は現時点での構造であり、今後変更となる可能性がある。

図 1.4-1 津波水位の評価位置

入力津波は、以上の基準津波を踏まえ、津波の地上部からの到達・流入、取水路・放水路等の経路からの流入及び原子炉補機冷却海水ポンプの取水性に関する設計・評価を行うことを目的に、主として取水口、取水ピットスクリーン室、放水口、3号炉放水ピット及び3号炉一次系放水ピットに着目して設定した。具体的には取水口及び放水口位置については基準津波の波源から発電所敷地までの津波伝播・遡上解析を行い、海水面の基準レベルからの水位変動量として設定した。なお、解析には、基準津波の評価において妥当性を確認した数値シミュレーションプログラムを用いた（添付資料2）。

また、取水ピットスクリーン室、3号炉放水ピット及び3号炉一次系放水ピットについては、取水口及び放水口位置における津波条件に基づき、水路部について水理特性を考慮した管路解析を行い、各位置における水位変動量として設定した。なお、原子炉補機冷却海水ポンプの取水性を確保するため、貯留堰を設置するとともに、気象庁から発信される大津波警報を元に循環水ポンプを停止する運用を定める。このため、入力津波の評価は貯留堰の存在を考慮に入れるとともに、循環水ポンプの停止を前提として実施する。

設定する入力津波と、その設定位置を表 1.4-2 及び図 1.4-2 に示す。

表 1.4-2 (1) 設定する入力津波

設計・評価項目	設計・評価方針	設定すべき主たる入力津波		
		因子 (評価荷重)	設定位置	
敷地への浸水防止(外郭防護1)				
遡上波の敷地への地上部からの到達・流入防止	基準津波による遡上波を地上部から敷地に到達又は流入させないことを確認する。基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には、津波防護施設及び浸水防止設備を設置する。	防潮堤前面 最高水位	防潮堤前面	
取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止	取水路、放水路等の経路から、津波が流入する可能性のある経路を検討した上で、流入の可能性のある経路(扉、開口部、貫通部等)を特定し、特定した経路に対して、浸水防止対策を施すことにより津波の流入を防止する。	水路内 最高水位	取水路	3号炉取水ピットスクリーン室
				1, 2号炉取水ピットスクリーン室
			放水路	3号炉放水ピット
				3号炉一次系放水ピット
漏水による重要な安全機能への影響防止(外郭防護2)				
安全機能への影響確認	浸水想定範囲が存在する場合、その周辺に重要な安全機能を有する施設等がある場合は防水区画化し、必要に応じて防水区画内への浸水量評価を実施し安全機能への影響がないことを確認する。	水路内 最高水位	取水路	3号炉取水ピットポンプ室
水位変動に伴う取水低下による重要な安全機能への影響防止				
基準津波による水位の低下に対する海水ポンプの機能保持、海水確保	基準津波による水位低下に対して、原子炉補機冷却海水ポンプによる冷却に必要な海水が確保できる設計であることを確認する。	取水口 最低水位 ^{※1}	3号炉取水口	
		水路内 最低水位 ^{※2}	取水路	3号炉取水ピットポンプ室
砂の移動・堆積に対する通水性確保	基準津波による水位変動に伴う海底の砂移動・堆積に対して取水口及び取水路の通水性が確保できる設計であることを確認する。 基準津波による水位変動に伴う海底の砂移動・堆積に対して原子炉補機冷却海水ポンプの取水性が確保できる設計であることを確認する。	砂堆積高さ	3号炉取水口, 3号炉取水ピットポンプ室	
混入した浮遊砂に対する海水ポンプの機能保持	浮遊砂に対して原子炉補機冷却海水ポンプが軸受固着、摩擦等により機能喪失しないことを確認する。	砂濃度	3号炉取水ピットポンプ室	
漂流物に対する通水性確保	発電所に漂流する可能性がある施設・設備に対して、3号炉取水口に到達し閉塞させないことを確認する。	流況 (流向・流速)	敷地前面	
津波監視	津波監視設備として設置する取水ピット水位計及び潮位計の測定範囲が基準津波の水位変動の範囲内であることを確認する。	水路内 最高水位	取水路	3号炉取水ピットスクリーン室

※1: 取水口最低水位と併せて貯留堰天端高さ(T.P. -4.0m)を下回る時間も確認する。

※2: 水路内最低水位は参考扱いとする。

表 1.4-2 (2) 設定する入力津波

設計・評価項目		設計・評価方針	設定すべき主たる入力津波	
			因子 (評価荷重)	設定位置
施設・設備の設計・評価の方針及び条件				
津波防護施設 の設計	防潮堤	考慮すべき荷重の組合せに対して津波防護機能が維持できる設計とする。	津波荷重(最高水位)	防潮堤設置位置
	防水壁		漂流物衝突力(流速)	敷地前面
	流路縮小工		津波荷重(最高水位)	防水壁設置位置
	貯留堰		津波荷重(最高水位)	流路縮小工設置位置
			漂流物衝突力(流速)	貯留堰設置位置
浸水防止設備 の設計	逆流防止設備	考慮すべき荷重の組合せに対して浸水防止機能が維持できる設計とする。	津波荷重(最高水位)	逆流防止設備設置位置
	浸水防止蓋		津波荷重(最高水位)	浸水防止蓋設置位置
	ドレンライン逆止弁		津波荷重(最高水位)	ドレンライン逆止弁設置位置
	水密扉		津波荷重(最高水位)	水密扉設置位置
	貫通部止水処置		津波荷重(最高水位)	貫通部止水処置設置位置
	海水戻りライン逆止弁		津波荷重(最高水位)	海水戻りライン逆止弁設置位置※
	貫通部止水蓋		津波荷重(最高水位)	貫通部止水蓋設置位置
津波監視設備 の設計	取水ピット水位計	津波の影響（波力、漂流物の衝突等）に対して、影響を受けにくい位置への設置、影響の防止策・緩和策を検討し、入力津波に対して津波監視機能が十分に保持できるように設計する。	津波荷重（流速）	取水ピットスクリーン室
	潮位計			

※ 1号及び2号炉の放水口位置での入力津波により管路解析を実施し、放水ピット位置での水位を算出し、当該値を逆止弁にかかる津波荷重として評価する（放水ピットから逆止弁位置までの圧損については見込まないことで保守的な評価とする）。

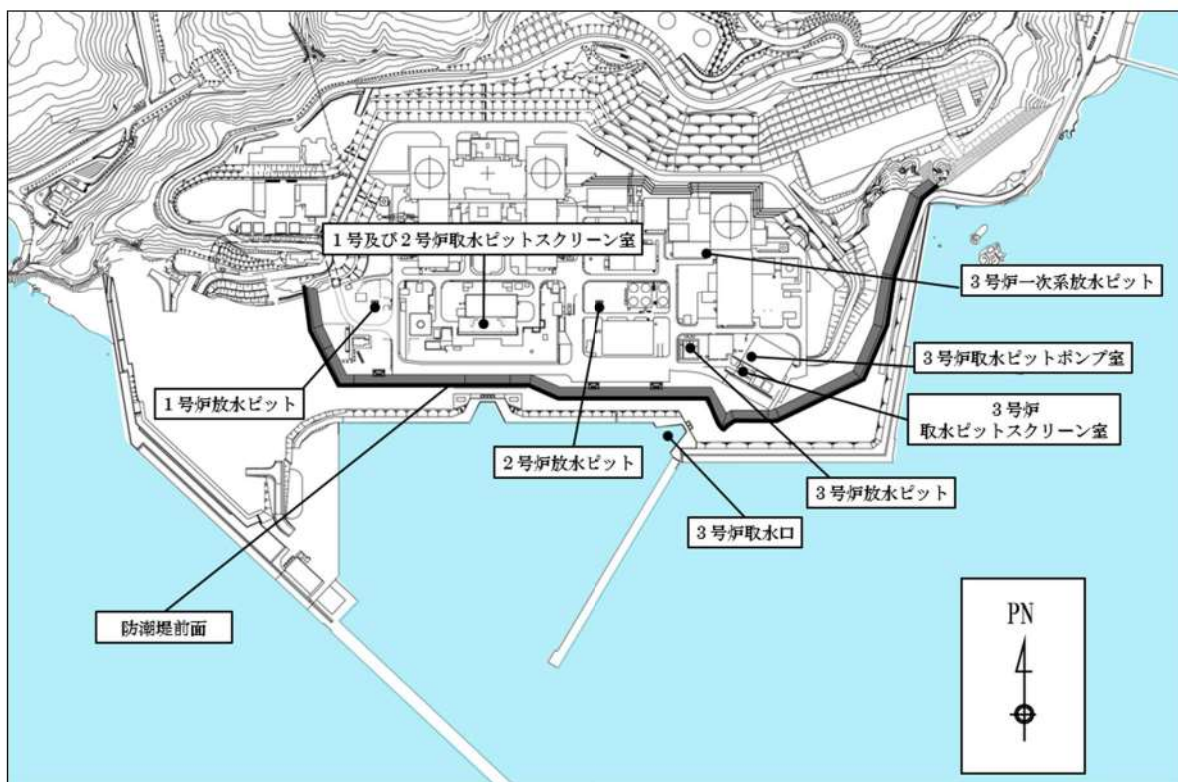


図 1.4-2 入力津波設定位置

入力津波を設計又は評価に用いるに当たっては、入力津波に影響を与え得る要因を考慮した。すなわち、入力津波が各施設・設備の設計・評価に用いるものであることを踏まえ、津波の高さ、津波の速度、衝撃力等、各施設・設備の設計・評価において着目すべき荷重因子を選定した上で、算出される数値の切上げ等の処理も含め、各施設・設備の構造・機能損傷モードに対応する効果を安全側に評価するように、各影響要因を取り扱った。

入力津波に対する影響要因としては、津波伝播・遡上解析に関わるものとして次の項目が挙げられる。

- ・潮位変動
- ・地震による地殻変動
- ・地震による地形変化
- ・津波による地形変化

また、管路解析に関わるものとしては、管路状態を考慮する。

これらの各要因の詳細及び具体的な取り扱いについては次項「(2) 入力津波に対する影響要因の取り扱い」において示す。

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

以上の考え方に基づき設定した設計又は評価に用いる入力津波を「1. 6 設計又は評価に用いる入力津波」において示す。

(2) 入力津波に対する影響要因の取り扱い

入力津波に影響を与える可能性がある要因の取り扱いとしては、各施設・設備の設計・評価において着目すべき荷重因子ごとに、その効果が保守的となるケースを想定することを原則とする。

この原則に基づく各要因の具体的な取り扱いを入力津波の種類ごと（津波高さ、津波高さ以外）に以下に示す。また、影響要因のうち「潮位変動」、「地震による地殻変動」については、規制基準の要求事項等とともに詳細を「1. 5 水位変動・地殻変動の考慮」に示す。

a. 津波高さ

(a) 潮位変動

入力津波の設定に**当たり**津波高さが保守的となるケース^{*}を想定する。潮位変動の取り扱いに関わる詳細は「1. 5 水位変動・地殻変動の考慮」に示す。

※水位上昇側の設計・評価に用いる場合は朔望平均満潮位及び上昇側の潮位のばらつき、水位下降側の設計・評価に用いる場合は朔望平均干潮位及び下降側の潮位のばらつきを考慮する。

(b) 地震による地殻変動

入力津波の設定に**当たり**津波高さが保守的となるケース^{*}を想定する。地震による地殻変動の取り扱いに関わる詳細は「1. 5 水位変動・地殻変動の考慮」に示す。

※水位上昇側の設計・評価に用いる場合は沈降、水位下降側の設計・評価においては隆起を考慮する。

(c) 地震による地形変化

地震による地形変化としては、前節「1. 3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域」の「(2) 地震・津波による地形等の変化に係る評価」で示したとおり、次の事象が考えられる。

- ・敷地の沈下
- ・斜面崩壊
- ・防波堤等の損傷

入力津波の設定に当たっては、これらの事象について、遡上域の地震による地形変化として、保守的な地形条件も含めて想定し得る複数の条件（地盤の沈下量や施設の損傷状態）に対して、遡上解析を実施することにより津波高さに与える影響を確認する。その上で保守的な津波高さ

を与える条件を入力津波の評価条件として選定するとともに、その津波高さを入力津波高さとする。

(d) 津波による地形変化

津波による地形変化としては、前節「1. 3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域」の「(2) 地震・津波による地形等の変化に係る検討」で示したとおり、津波による地形変化が生じないように対策工を実施するため、入力津波を設定する際の影響要因として考慮しない。

(e) 管路状態

管路内における津波の挙動に関わる管路状態としては以下の項目が挙げられる。

- ・貝付着状態
- ・スクリーン圧損状態

入力津波の設定に当たり、これらをパラメータとした管路解析を行い、得られた結果のうち最も保守的な水位（最高水位，最低水位）を入力津波高さとする。管路解析の詳細を添付資料5に示す。

b. 津波高さ以外

(a) 潮位変動

津波高さ以外の、流況（流向・流速）や砂堆積高さ等の津波条件（荷重因子）には有意な影響を与えないと考えられるため、入力津波の設定にあたり、標準条件^{*}を設定する。

※水位上昇側の評価のために策定した上昇側基準津波では満潮位側，下降側の評価のために策定した下降側基準津波では干潮位側を考慮し，潮位のばらつきは考慮しない。

(b) 地震による地殻変動

津波高さ以外の、流況（流向・流速）や砂堆積高さ等の津波条件（荷重因子）には有意な影響を与えないと考えられるため、入力津波の設定にあたり、標準条件^{*}を設定する。

※各基準津波の原因となる地震に伴う地殻変動

(c) 地震による地形変化

地震による地形変化としては、上述のとおり、次の事象が考えられる。

- ・敷地の沈下
- ・斜面崩壊
- ・防波堤等の損傷

入力津波の設定に当たっては、これらの事象について、遡上域の地震による地形変化として、保守的な地形条件も含めて想定し得る複数の条件（地震による地盤の沈下や施設の損傷状態）に対して遡上解析を実施することにより、着目すべき各々の津波条件（荷重因子）に与える影響を確認する。その上で保守的な結果を与える条件を入力津波の評価条件として選定するとともに、その結果を入力津波とする。

(d) 津波による地形変化

津波による地形変化としては、前節「1.3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域」の「(2) 地震・津波による地形等の変化に係る検討」で示したとおり、津波による地形変化が生じないよう対策工を実施するため、入力津波を設定する際の影響要因として考慮しない。

1. 5 水位変動・地殻変動の考慮

【規制基準における要求事項等】

入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位（注）を考慮して安全側の評価を実施すること。

（注）：朔（新月）及び望（満月）の日から5日以内に観測された、各月の最高満潮面及び最低干潮面を1年以上にわたって平均した高さの水位をそれぞれ、朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位という。

潮汐以外の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮すること。地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、地殻変動による敷地の隆起又は沈降及び強震動に伴う敷地地盤の沈下を考慮して安全側の評価を実施すること。

【検討方針】

入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施する。潮汐以外の要因による潮位変動として、高潮について適切に評価を行う。また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合は、地殻変動による敷地の隆起又は沈降及び強震動に伴う敷地地盤の沈下を考慮して評価を実施する。

なお、具体的には以下のとおり実施する。

- ・朔望平均潮位については、敷地周辺の港湾における潮位観測記録に基づき評価を実施する。
- ・上昇側の水位変動に対しては、朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを考慮した上昇側評価水位を設定し、下降側の水位変動に対しては、朔望平均干潮位及び潮位のばらつきを考慮した下降側評価水位を設定する。
- ・潮汐以外の要因による潮位変動について、潮位観測記録に基づき、観測期間等に留意の上、高潮発生状況（程度、台風等の高潮要因）について把握する。また、高潮の発生履歴を考慮して、高潮の可能性とその程度（ハザード）について検討し、津波ハザード評価結果を踏まえた上で、独立事象としての津波と高潮による重畳頻度を検討した上で、考慮の要否、津波と高潮の重畳を考慮する場合の高潮の再現期間を設定する。
- ・耐津波設計においては施設への影響を確認するため、上昇側の水位変動に対して設計、評価を行う際には、沈降量を考慮して上昇側水位を設定する。また、下降側の水位変動に対して設計、評価を行う際は、隆起量を考慮して下降側水位を設定する。

【検討結果】

(1) 朔望平均潮位

施設への影響を確認するため、上昇側の水位変動に対しては、朔望平均満潮位を考慮し上昇側水位を設定し、下降側の水位変動に対しては、朔望平均干潮位を考慮し下降側水位を設定する。入力津波の評価で考慮する水位変動を表 1.5-1 に示す。

なお、数値シミュレーションにおける初期潮位は、発電所周辺海域の平均的な潮位を使用することとし、岩内港の潮位観測記録（1961年～1962年）の平均潮位 T.P. 0.21m^{*}とする。

※国土交通省からの聞き取り値である。

表 1.5-1 考慮すべき水位変動

朔望平均満潮位	T. P. 0.26m
朔望平均干潮位	T. P. -0.14m

潮位は、国土交通省による敷地南約 6 km に位置する岩内港の潮位観測記録を使用している（1961年9月～1962年8月）。

泊発電所と岩内港の位置関係を図 1.5-1 に示す。



図 1.5-1 観測地点岩内港の位置

(2) 潮位のばらつき

「(1) 朔望平均潮位」で設定した潮位のばらつき等を把握するために、岩内港の潮位観測記録を用いて評価を実施した。

長期的な潮位変化を把握するために、1965年～2018年における年間平均潮位の推移を整理した結果を図1.5-2に示す。平均潮位の変化について線形近似を実施し潮位の変化量を算定した結果、データの分析を行った48年間(1971年～2018年)で0.06mであり、有意な変化は見られない。また、2019年以降の最新データを追加した1965年～2021年における年間平均潮位の推移も同様の傾向であることを確認した。^{※1}

※1 整理結果は添付資料6に示す。

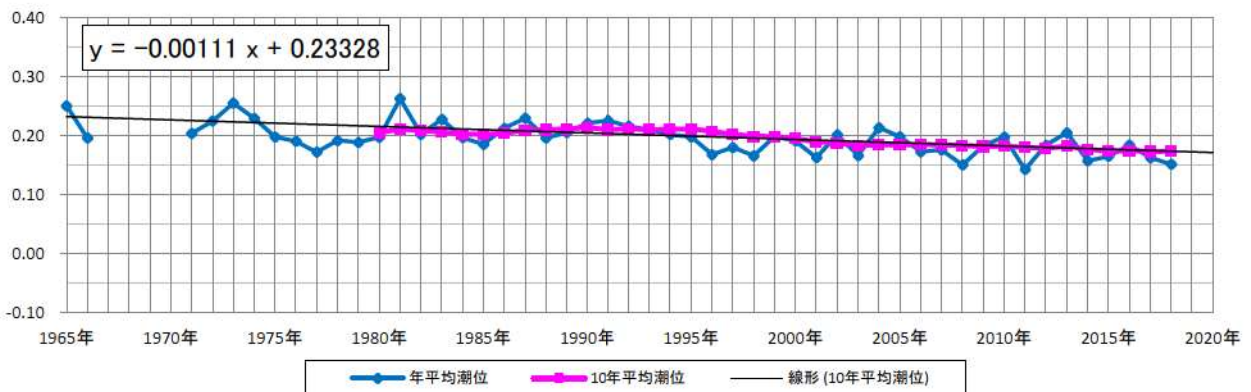


図 1.5-2 年平均潮位の推移 (1965年～2018年)

潮位のばらつきの程度を把握するために、観測記録開始時約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)^{※2}の朔望平均潮位に関するデータ分析の結果を表1.5-2及び図1.5-3に示す。標準偏差は満潮位で0.14m、干潮位で0.13mとなった。入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位(1961年9月～1962年8月)と観測記録開始時約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均潮位の比較を表1.5-3に示す。両者を比較した結果、朔望平均満潮位の差は0.00m、朔望平均干潮位の差は0.06mであり、有意な差は見られない。また、最新データを踏まえた至近5ヵ年(2014年1月～2018年12月、2017年1月～2021年12月)の潮位分析結果においても同様の傾向であることを確認した。^{※3}

※2 1967年1月～1971年2月におけるデータが受領できなかったことから、1971年3月以降のまとまった期間のデータとした。

※3 整理結果は添付資料6に示す。

表 1.5-2 観測記録開始時約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）
における朔望平均潮位

	満潮位	干潮位
最大値	T. P. 0.66m	T. P. 0.16m
平均値	T. P. 0.26m	T. P. -0.20m
最小値	T. P. 0.04m	T. P. -0.48m
標準偏差	0.14m	0.13m

表 1.5-3 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と
観測記録開始時約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位の比較

	入力津波の評価で考慮する 朔望平均潮位（1961年9 月～1962年8月）(A)	観測記録開始時約5ヵ 年（1971年3月～1975 年12月）の朔望平均 潮位 (B)	(B) - (A)
朔望平均 満潮位	T. P. 0.26m	T. P. 0.26m	0.00m
朔望平均 干潮位	T. P. -0.14m	T. P. -0.20m	0.06m

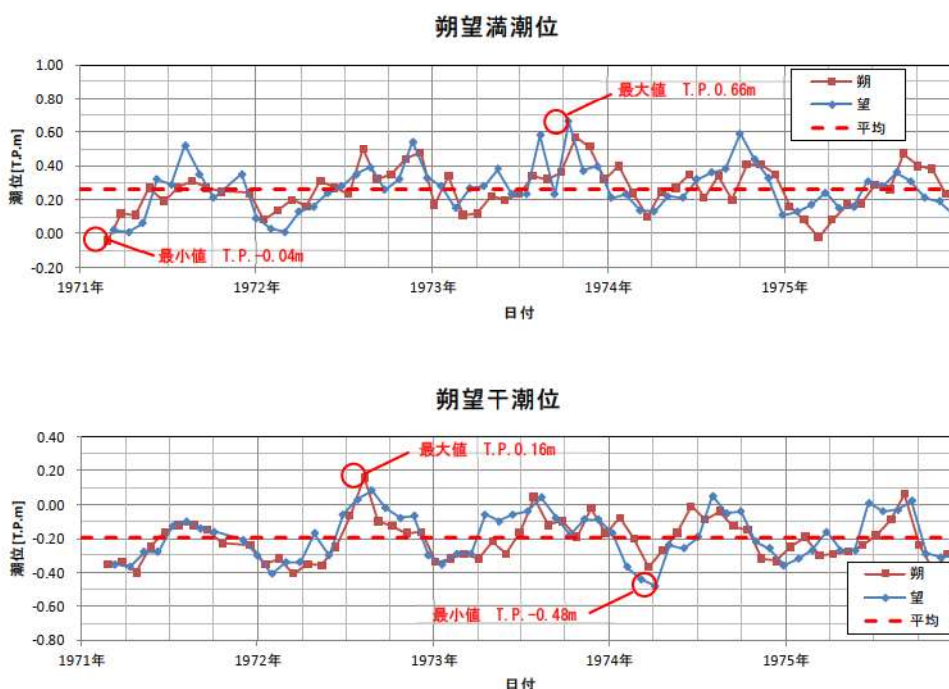


図 1.5-3 観測記録開始時約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）の
各月の朔望潮位の推移

泊発電所と岩内港の潮位観測記録の比較のため、過去1年間（2018年）における泊発電所と岩内港の日最高潮位・日最低潮位を整理した（図1.5-4，図1.5-5）。泊発電所と岩内港では日最高潮位で年間平均0.01m，下降側で日最低潮位で0.01mの潮位差であり，日最高潮位・日最低潮位ともに有意な差はない（添付資料6）。

数値シミュレーションにおける初期潮位は，岩内港の潮位観測記録（1961年9月～1962年8月）を使用しているが，図1.5-2に示すとおり，1965年～2018年における年間平均潮位の変化量は，データの分析を行った48年間（1971年～2018年）で0.06mであり，有意な変化は見られないこと，入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と至近5ヵ年（2014年1月～2018年12月，2017年1月～2021年12月）及び観測記録開始時約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位を比較した結果，朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位に有意な差は見られないことから，初期潮位として妥当である。

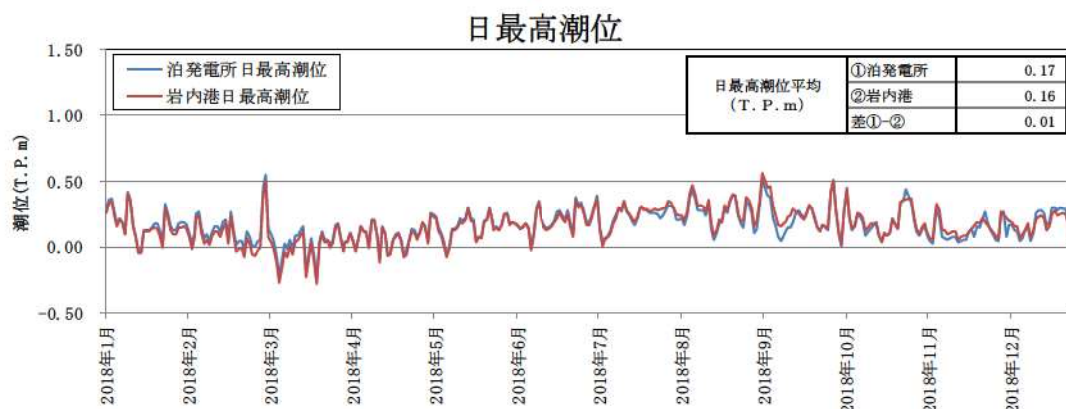


図 1.5-4 泊発電所と岩内港の日最高潮位の比較

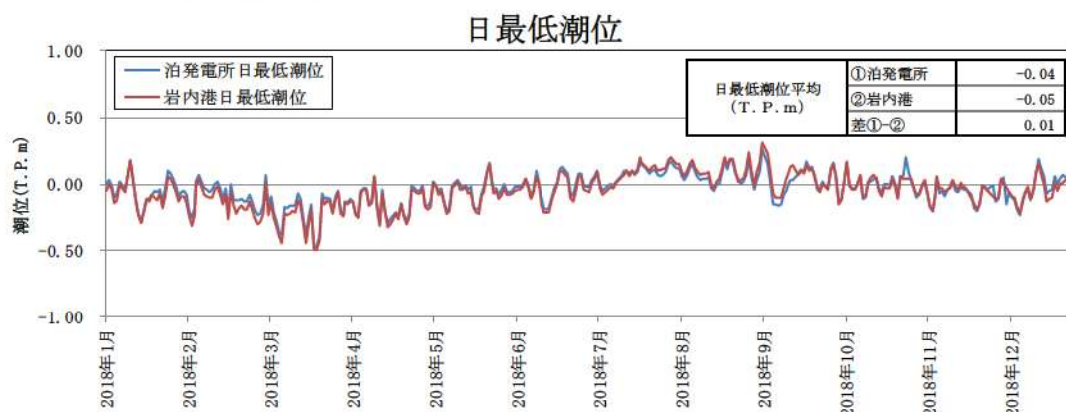


図 1.5-5 泊発電所と岩内港の日最低潮位の比較

(3) 高潮の評価

岩内港（国土交通省所管）における過去48年（1971年～2018年）の年最高潮位を表1.5-4に示す。表から算出した岩内港における最高潮位の超過確率を図1.5-6に示す。再現期間と期待値は、2年：T.P.0.63m、5年：T.P.0.73m、10年：T.P.0.80m、20年：T.P.0.87m、50年：T.P.0.96m、

100年：T.P.1.03mとなる。また、2019年以降の最新データを追加した過去51年（1971年～2021年）の最高潮位の期待値^{*}は、過去48年（1971年～2018年）の最高潮位の期待値を下回るため、後段の評価では過去48年（1971年～2018年）の期待値を用いる。

※ 整理結果は添付資料6に示す。

表 1.5-4 岩内港における年最高潮位（1971年～2018年）

年	最高潮位 発生日	年最高潮位 (T.P.m)	(参考) 年最高潮位上位10位
1971	10月12日	0.570	
1972	9月18日	0.640	
1973	10月15日	0.660	
1974	10月4日	0.590	
1975	9月8日	0.470	
1976	9月15日	0.510	
1977	7月11日	0.360	
1978	8月4日	0.505	
1979	3月31日	0.575	
1980	11月1日	0.515	
1981	11月4日	0.565	
1982	8月29日	0.485	
1983	11月25日	0.640	
1984	8月23日	0.770	5
1985	10月8日	0.670	
1986	9月22日	0.750	9
1987	9月1日	1.000	1
1988	12月15日	0.640	
1989	8月28日	0.700	
1990	8月23日	0.790	4
1991	7月26日	0.620	
1992	10月31日	0.710	
1993	1月29日	0.630	
1994	10月13日	0.810	3
1995	11月9日	0.760	7
1996	6月19日	0.580	
1997	8月5日	0.650	
1998	11月9日	0.730	
1999	10月3日	0.710	
2000	9月2日	0.750	9
2001	8月23日	0.660	
2002	10月23日	0.700	
2003	12月26日	0.770	5
2004	9月8日	0.960	2
2005	9月8日	0.610	
2006	9月20日	0.760	7
2007	9月8日	0.650	
2008	11月30日	0.458	
2009	8月21日	0.598	
2010	12月4日	0.628	
2011	7月4日	0.488	
2012	9月18日	0.538	
2013	8月18日	0.578	
2014	8月11日	0.708	
2015	10月2日	0.658	
2016	8月31日	0.658	
2017	9月19日	0.558	
2018	9月6日	0.568	

(参考) 年最高潮位上位 10 位と発生要因

順位	最高潮位 (T.P.m)	発生年月日	発生要因
1	1.000	1987年9月1日	台風12号
2	0.960	2004年9月8日	台風18号
3	0.810	1994年10月13日	台風29号
4	0.790	1990年8月23日	台風14号
5	0.770	1984年8月23日	台風10号
6	0.770	2003年12月26日	低気圧
7	0.760	1995年11月9日	低気圧
8	0.760	2006年9月20日	台風13号
9	0.750	1986年9月22日	台風16号
10	0.750	2000年9月2日	台風12号

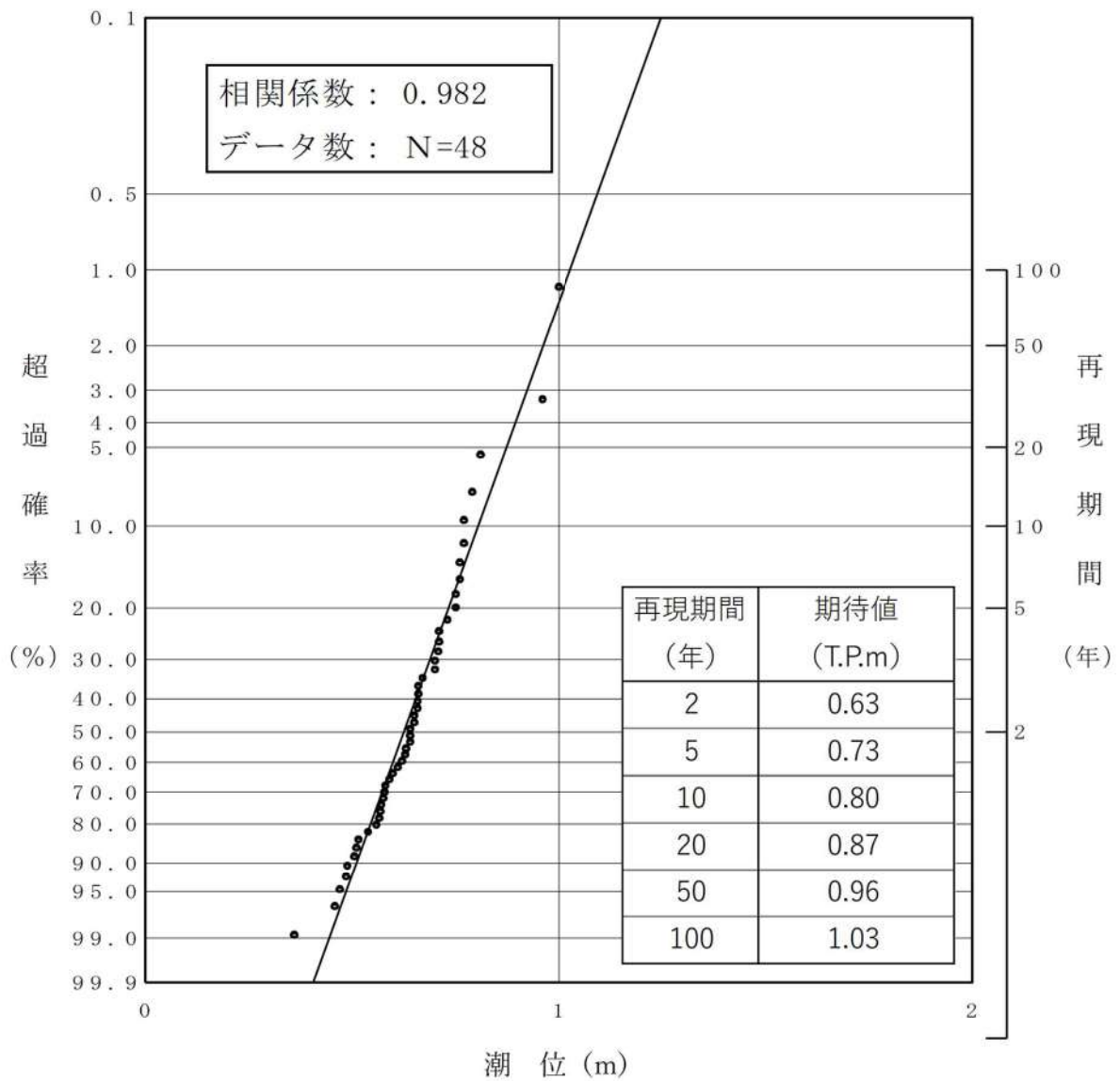


図 1.5-6 岩内港における最高潮位の超過確率

(4) 潮位のばらつき及び高潮の考慮について

潮位のばらつきの考慮については、「(2) 潮位のばらつき」で示すとおり入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位(1961年9月～1962年8月)及び観測記録開始時約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均潮位を比較したところ、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観測記録開始時約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均潮位のばらつきを考慮することとする(図 1.5-7)。なお、入力津波に用いる潮位条件の詳細については添付資料6に示す。

- ・ 水位上昇側については、「(2) 潮位のばらつき」で求めた岩内港の観測記録開始時約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均満潮位 T.P. 0.26m に標準偏差 0.14m を加えると、T.P. 0.40m となるため、入力津波の評価で考慮する朔望平均満潮位 T.P. 0.26m との差分 0.14m を評価のばらつきとして考慮する。
- ・ 水位下降側については、「(2) 潮位のばらつき」で求めた岩内港の観測記録開始時約5ヵ年(1971年3月～1975年12月)の朔望平均干潮位 T.P. -0.20m から標準偏差 0.13m を差し引くと、T.P. -0.33m となり、入力津波の評価で考慮する朔望平均干潮位 T.P. -0.14m との差分 0.19m を評価のばらつきとして考慮する。

基準津波による敷地前面における水位の年超過確率は**～**程度であり、独立事象としての津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの高潮ハザードについては、プラント運転期間を超える100年を再現期間とした場合の高潮ハザード期待値は T.P. 1.03m となった。本数値は、入力津波で考慮した朔望平均満潮位 T.P. 0.26m に潮位のばらつきとして 0.14m 分を考慮した水位である T.P. 0.40m よりも 0.63m 高い値である(図 1.5-8)。この 0.63m は、外郭防護の裕度評価において参照する(以下、「参照する裕度」という。)

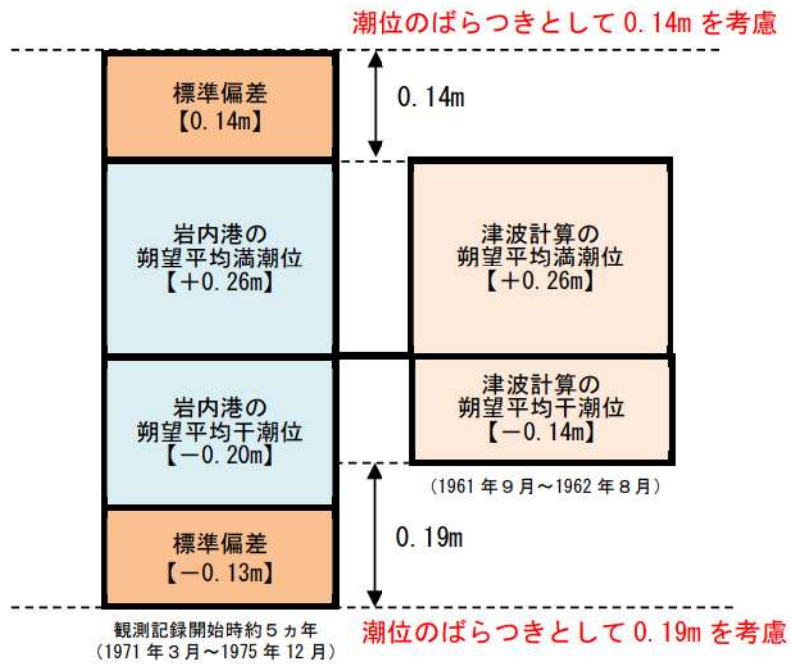


図 1.5-7 潮位のばらつき考慮の考え方

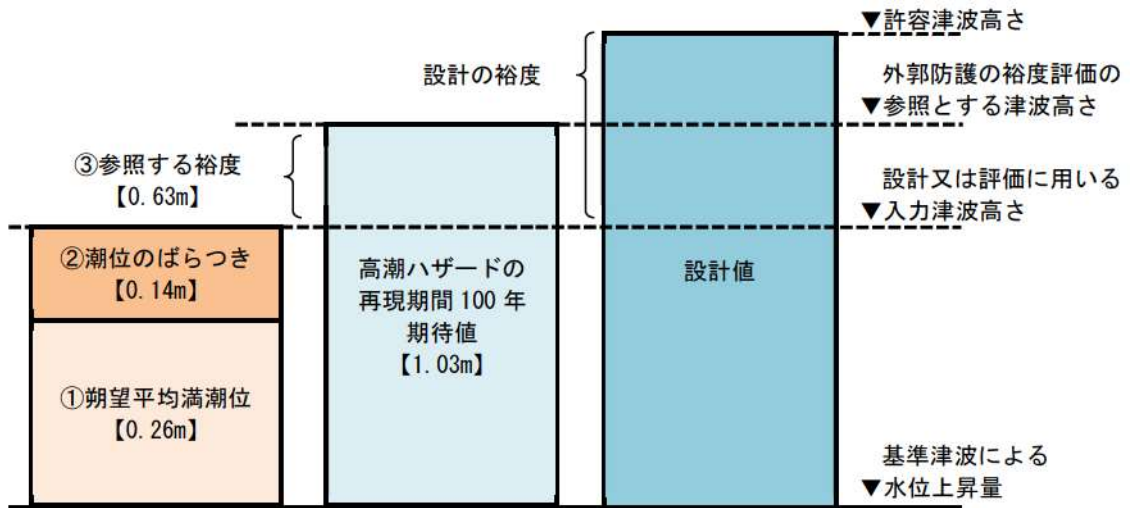


図 1.5-8 潮位等の考慮方法の概念図

(5) 地殻変動

地震による地殻変動について、津波波源となる地震による影響を考慮するとともに、津波が起きる前に基準地震動 S_s の震源となる敷地周辺の活断層から想定される地震が発生した場合を想定した検討も行う。

津波波源としている地震による地殻変動量としては、日本海東縁部が挙げられ、断層変位に伴う地殻変動量を表 1.5-**, 波源を図 1.5-**に示す。

津波が起きる前に、基準地震動 S_s の震源となる敷地周辺の活断層の変位による地殻変動が発生することを想定する。断層変位に伴う地殻変動量を表 1.5-**, 波源を図 1.5-**に示す。

地殻変動量の算出に当たっては、図 1.5-**に示すパラメータを用い、Mansinha and Smylie (1987) の方法を用いた。算出方法の詳細については添付資料 2 に示す。

耐津波設計においては施設への影響を確認するため、上昇側の水位変動に対して設計、評価を行う際には、沈降量を考慮して上昇側水位を設定する。また、下降側の水位変動に対して設計、評価を行う際は、隆起量を考慮して下降側水位を設定する。

評価に用いる地殻変動量分布図を図 1.5-**に示す。

入力津波の設定において考慮する地殻変動量を表 1.5-**, 図 1.5-**に示す。

検討用地震の震源において 1993 年北海道南西沖地震が発生しているが、文献¹によれば、北海道南西部の水平方向の余効変動は数 cm 程度と小さく、また、上下方向の余効変動は、小樽に対して内陸部のニセコ及び内浦湾沿岸の長万部において 11 年間で約 10 cm の隆起、発電所南方で、より北海道南西沖地震の震源に近い日本海沿岸の瀬棚付近では約 4 cm の隆起と小さいことや、水平方向の変位速度は時間とともに小さくなっているとされていることから、仮に地震が発生したとしても余効変動が津波に対する安全性評価に影響を及ぼすことは無い。

表 1.5-** 津波波源となる断層変位に伴う地殻変動量

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

図 1.5-** 津波波源となる断層の断層モデル図

表 1.5-** 基準地震動 Ss の震源となる敷地周辺の活断層の変位に伴う地殻変動量

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

図 1.5-** 基準地震動 Ss の震源となる敷地周辺の活断層の断層モデル図

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

図 1.5-** 地殻変動量分布図

表 1.5-** 設計・評価に考慮する地殻変動量

<p>追而 (基準津波の審査を踏まえて記載する)</p>

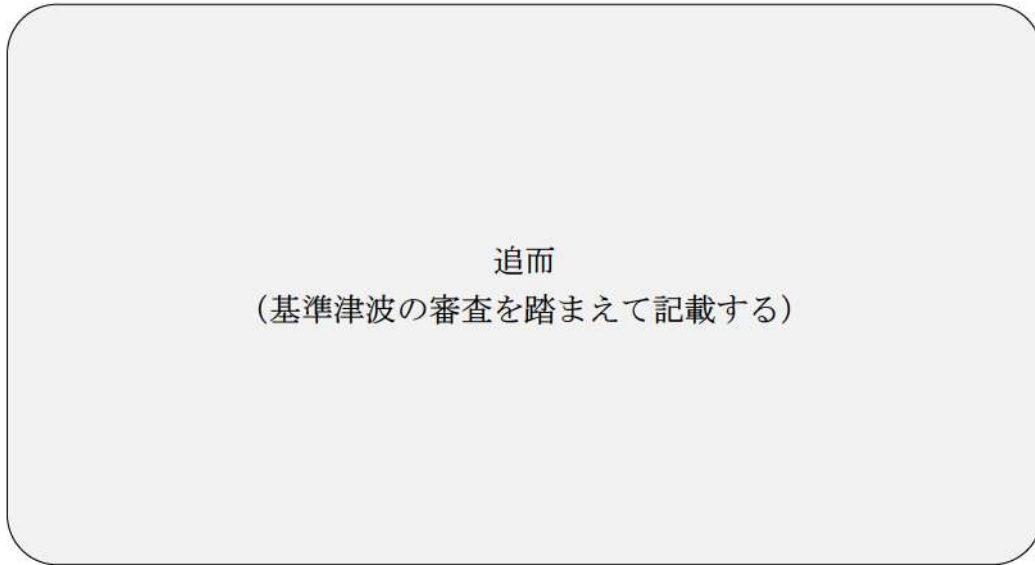


図 1.5-** (1) 設計・評価に考慮する地殻変動量 (水位上昇側)

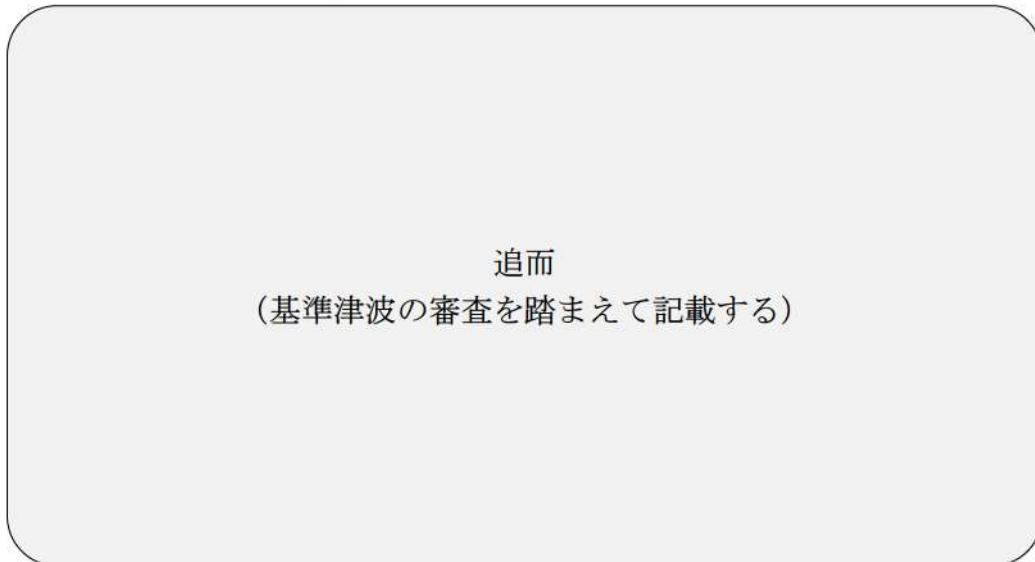


図 1.5-** (2) 設計・評価に考慮する地殻変動量 (水位下降側)

【参考文献】

- 1) 西村卓也・THATCHER Wayne (2005) : 北海道南西沖地震の余効変動の再検討(その2), 2005 年地球惑星科学関連学会合同大会予稿集(CD-ROM), 2005 巻, D007-005.

1. 6 設計又は評価に用いる入力津波

1. 2から1. 5に記した事項を考慮して、設計又は評価に用いる入力津波高さを表 1.6-1 及び表 1.6-2 に、入力津波の設定位置を図 1.6-1 に、各設定位置における入力津波の時刻歴波形を図 1.6-2 に示す。

設計又は評価に用いる入力津波は、入力津波高さに対する影響要因（地震による地形変化、潮位変動、地震による地殻変動及び管路状態）を保守的に考慮した解析結果であり、津波防護施設の荷重設定等で参照する。

防潮堤前面津波水位については、1. 3に示す遡上解析により得られた防潮堤前面津波水位に、朔望平均満潮位 (T.P. 0.26m)、潮位のばらつき (0.14m) 及び地殻変動量 (**m) を考慮している。

また、1号及び2号炉取水ピットスクリーン室、3号炉取水ピットスクリーン室、3号炉放水ピット及び3号炉一次系放水ピット水位については、遡上解析により得られた各取水口及び放水口位置における時刻歴波形を用いた管路解析により算出し、上昇側については、朔望平均満潮位 (T.P. 0.26m)、潮位のばらつき (0.14m) 及び地殻変動量 (**m) を、下降側については、朔望平均干潮位 (T.P. -0.14m)、潮位のばらつき (0.19m) 及び地殻変動量 (**m) を考慮している。主な入力津波の評価条件の一覧を表 1.6-3 に示す。

表 1.6-1 入力津波高さ一覧表 (水位上昇側)

評価位置	①地震による地形変化		②潮位変動		③地震による地殻変動	④管路状態		設計又は評価に用いる入力津波						
	潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	潮望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)		貝付着	スクリーン損失							
防潮堤前面最高水位	追而 (入力津波の解析結果を踏まえて記載する)													
水路内 最高水位									1号及び 2号炉	3号炉	3号炉	3号炉	3号炉	3号炉
取水ピット スクリーン室														
放水ピット 一次系														
放水ピット														

表 1.6-2 入力津波高さ一覧表 (水位下降側)

評価位置	①地震による地形変化		②潮位変動		③地震による地殻変動	④管路状態		設計又は評価に用いる入力津波
	潮位 (m)	潮位のばらつき (m)	潮望平均潮位 (m)	潮位のばらつき (m)		貝付着	スクリーン損失	
3号炉取水口前面最低水位	追而 (入力津波の解析結果を踏まえて記載する)							
水路内 最低水位								

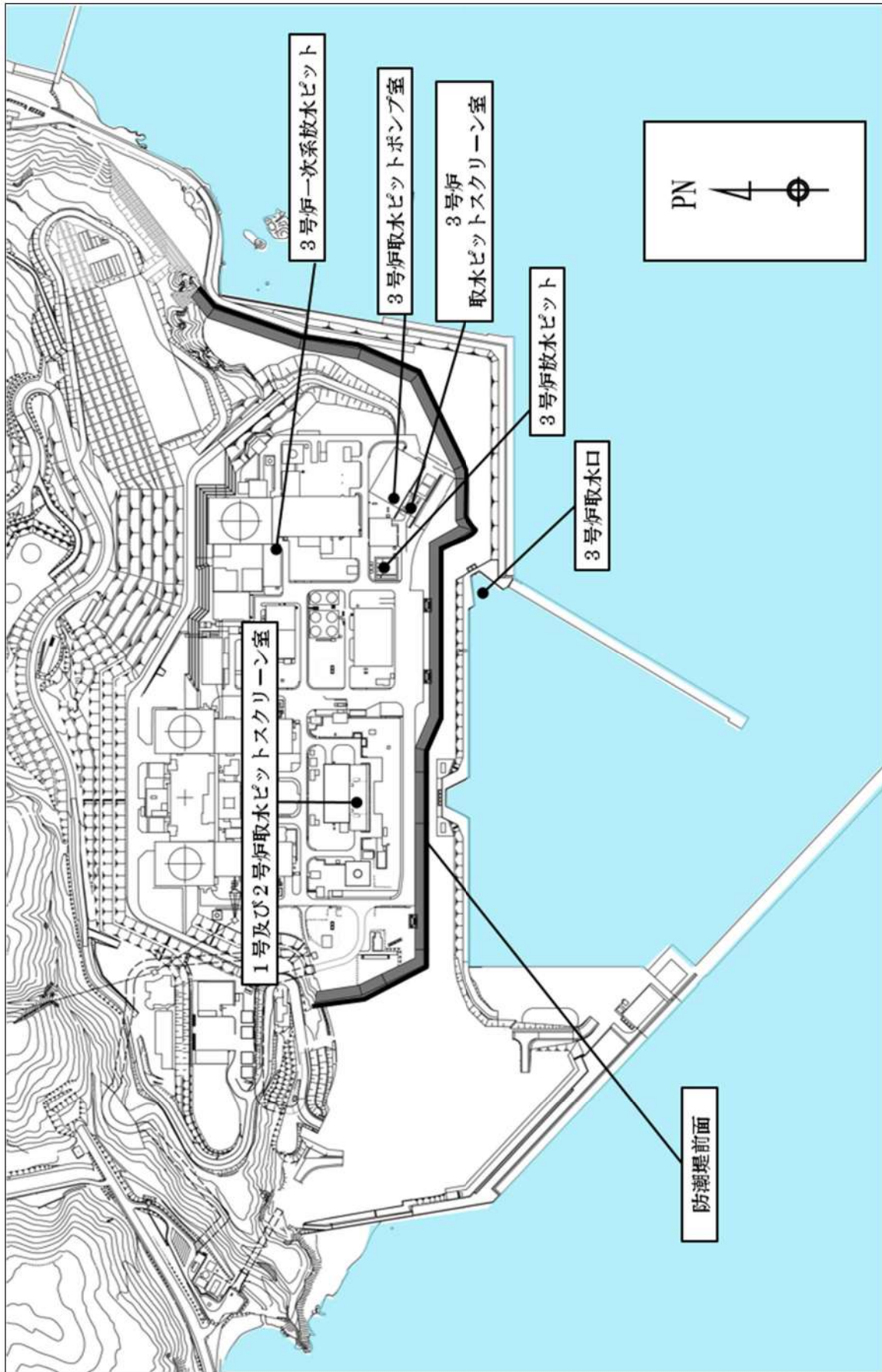


図 1.6-1 入力津波の設定位置

追而
(入力津波の解析結果を踏まえて記載する)

図 1.6-2 入力津波の時刻歴波形

表 1.6-3 入力津波の評価条件（津波高さに係る影響要因）

<p>追而 (入力津波の解析結果を踏まえて記載する)</p>

4. 4 施設・設備等の設計・評価に係る検討事項

(1) 津波防護施設, 浸水防止設備等の設計における検討事項

【規制基準における要求事項等】

津波防護施設, 浸水防止設備の設計及び漂流物に係る措置に当たっては, 次に示す方針(津波荷重の設定, 余震荷重の考慮, 津波の繰り返し作用の考慮)を満足すること。

- ・各施設・設備等の機能損傷モードに対応した荷重(浸水高, 波力・波圧, 洗掘力, 浮力等)について, 入力津波から十分な余裕を考慮して設定すること。
- ・サイトの地学的背景を踏まえ, 余震の発生の可能性を検討すること。
- ・余震発生の可能性に応じて, 余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること。
- ・入力津波の時刻歴波形に基づき, 津波の繰り返しの来襲による作用が津波防護機能, 浸水防止機能へ及ぼす影響について検討すること。

【検討方針】

津波防護施設, 浸水防止設備の設計及び漂流物に係る措置に当たり, 津波荷重の設定, 余震荷重の考慮, 津波の繰り返し作用の考慮に関して次に示す方針を満足していることを確認する。

- ・各施設・設備等の機能損傷モードに対応した荷重(浸水高, 波力・波圧, 洗掘力, 浮力等)について, 入力津波から十分な余裕を考慮して設定している。
- ・サイトの地学的背景を踏まえ, 余震の発生の可能性を検討する。
- ・余震発生の可能性に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮する。
- ・入力津波の時刻歴波形に基づき, 津波の繰り返しの来襲による作用が津波防護機能, 浸水防止機能へ及ぼす影響について検討する。

【検討結果】

津波荷重の設定, 余震荷重の考慮及び津波の繰り返し作用の考慮のそれぞれについては, 以下のとおりである。

a. 津波荷重の設定

津波荷重の設定について, 以下の不確かさを考慮する。

- ・入力津波が有する数値計算上の不確かさ
- ・各施設・設備等の機能損傷モードに対応した荷重の算定過程に介在する不確かさ

b. 余震荷重の考慮

泊発電所3号炉の耐津波設計では、津波の波源の活動に伴い発生する余震による荷重を考慮する。

具体的には、泊発電所周辺の地学的背景を踏まえ、弾性設計用地震動 Sd1 を耐津波設計で考慮する余震による地震動として適用し、これによる荷重を設計に用いる。適用に当たっての考え方を添付資料 24 に示す。

各施設、設備の設計に当たっては、その個々について津波による荷重と余震による荷重の重畳の可能性、重畳の状況を検討し、それに基づき入力津波による荷重と余震による荷重とを適切に組み合わせる。各施設、設備の設計における具体的な荷重の組合せについては、本章の 4. 1～4. 3 節に示したとおりである。

c. 津波の繰り返し作用の考慮

津波の繰り返し作用の考慮については、漏水、二次的影響（砂移動）による累積的な作用又は経時的な変化が考えられる場合は、時刻歴波形に基づいた、安全性を有する検討をしている。具体的には、以下のとおりである。

- ・循環水系機器・配管損傷による津波浸水量について、入力津波の時刻歴波形に基づき、津波の繰り返しの来襲を考慮している。
- ・基準津波に伴う取水口付近の砂の移動・堆積については、基準津波に伴う砂移動の数値シミュレーションにおいて、津波の繰り返しの来襲を考慮している。

追而

(入力津波の解析結果を踏まえて記載する)

(2) 漂流物による波及的影響の検討

【規制基準における要求事項等】

津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物、設置物等が破損又は損壊した後に漂流する可能性について検討すること。

上記の検討の結果、漂流物の可能性がある場合には、防潮堤等の津波防護施設、浸水防止設備に波及的影響を及ぼさないよう、漂流防止措置又は津波防護施設・設備への影響防止措置を施すこと。

【検討方針】

津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物、設置物等が破損又は損壊した後に漂流する可能性について検討する。

上記の検討の結果、漂流物の衝突荷重を設定し、防潮堤等の津波防護施

設・浸水防止設備に波及的影響を及ぼさないことを確認する。

【検討結果】

追而

(入力津波の解析結果を踏まえて記載する)

漂流物が貯留堰に衝突する場合は、津波防護施設である貯留堰に波及的影響を及ぼすおそれがあることから、貯留堰に漂流物を衝突させない対策として、貯留堰の前面に衝突防止工を影響防止装置として設置する。

影響防止装置は津波波力及び漂流物による衝突荷重に対して、衝突防止機能を損なうおそれのないよう、構造強度を有することを確認する。

また、基準地震動 S_s に対して、衝突防止機能を損なうおそれのないよう、構造強度を有することを確認する。

津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについて

津波シミュレーションに用いる数値計算モデルについては、平面二次元モデルを用いており、基礎方程式は沖合では線形長波、沿岸部では非線形長波（浅水理論）に基づいている。計算条件及び基礎方程式を表 1 及び図 1 に示す。なお、解析には基準津波の評価において妥当性を確認した数値シミュレーションプログラムを用いた。

計算領域については、対馬海峡付近から間宮海峡付近に至る日本海全域を対象とした東西方向約 1,200km、南北方向約 1,500km を設定した。

計算格子間隔については、土木学会（2016）を参考に、敷地に近づくにしたがって、最大 5 km から最小 5 m まで徐々に細かい格子サイズを用い、津波の挙動が精度よく計算できるよう適切に設定した。敷地近傍及び敷地については、海底・海岸地形、敷地の構造物等の規模や形状を考慮し、格子サイズを 5 m でモデル化している。なお、文献^{1),2)}によると「最小計算格子間隔は 10m 程度より小さくすることを目安とする」との記載があることから、格子サイズ 5 m は妥当である。

地形のモデル化にあたっては、海域では一般財団法人 日本水路協会（2006）（岩内港周辺については、海上保安庁による海図により補正）、深淺測量等による地形データを使用し、陸域では、国土地理院数値地図 50m メッシュ（標高）及び北海道開発局 1 mDEM データを使用する。また、取・放水路等の諸元及び敷地標高については、発電所の竣工図を用いる。

数値シミュレーションに用いた計算領域とその水深及び計算格子分割を図 2 に、評価項目を図 3 に示す。

津波伝播計算の初期条件となる海底面の鉛直変位については、Mansinha and Smylie（1971）の方法によって計算した。

津波数値シミュレーションのフロー及び地殻変動量の考慮について図 4 に示す。図 4 に示すとおり、地殻変動も地形に反映して数値シミュレーションを実施している。なお、朔望平均満・干潮位、潮位のばらつきは数値シミュレーションにより得られた水位変動量に考慮する。

上記を用いた数値シミュレーション手法及び数値解析プログラムについては、土木学会（2016）に基づき、既往津波である 1993 年北海道南西沖地震津波の再現性を確認し、津波の痕跡高と数値シミュレーションによる津波高との比から求める幾何平均 K 及び幾何標準偏差 κ が、再現性の指標である $0.95 < K < 1.05$ 、 $\kappa < 1.45$ を満足していることから妥当なものと判断した（図 5）。

表 1 計算条件

	A 領域	B 領域	C 領域	D 領域	E 領域	F 領域	G 領域	H 領域
空間格子間隔	5 km	2.5 km	833 m (2500/3)	278 m (2500/9)	93 m (2500/27)	31 m (2500/81)	10m (2500/243)	5m (2500/486)
計算時間間隔	0.1 秒							
基礎方程式	線形長波	非線形長波（浅水理論）※1						
沖側境界条件	自由透過	外側の格子領域と水位・流量を接続						
陸側境界条件	完全反射				小谷ほか（1998）の遡上境界条件			
初期海面変動	波源モデルを用いて Mansinha and Smylie(1971)の方法により計算される鉛直変位を海面上に与える							
海底摩擦	考慮 しない	マンニングの粗度係数 $n = 0.03\text{m}^{-1/3}/\text{s}$ （土木学会（2016）より）						
水平渦動粘性	考慮 しない	係数 $K_h = 1.0 \times 10^5 \text{ cm}^2/\text{s}$ （土木学会（2016）より）						
計算潮位	平均潮位（T. P. 0. 21m）							
計算再現時間	地震発生後 3 時間							

※1 土木学会（2016）では、水深 200m 以浅の海域を目安に非線形長波式を適用するとしている。これを十分に満足するよう B 領域以下（水深 3000m 以浅）で非線形長波式（浅水理論）を適用した。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} - K_h \left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) + \gamma_b^2 \frac{M \sqrt{M^2 + N^2}}{D^2} = 0$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} - K_h \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) + \gamma_b^2 \frac{N \sqrt{M^2 + N^2}}{D^2} = 0$$

t : 時間

x, y : 平面座標

η : 静水面から鉛直上方にとつた水位変動量

M : x 方向の線流量

N : y 方向の線流量

h : 静水深

D : 全水深 ($D = h + \eta$)

g : 重力加速度

K_h : 水平渦動粘性係数

γ_b^2 : 摩擦係数 ($= gn^2 / D^{1/3}$)

n : マニングの粗度係数

図1 基礎方程式

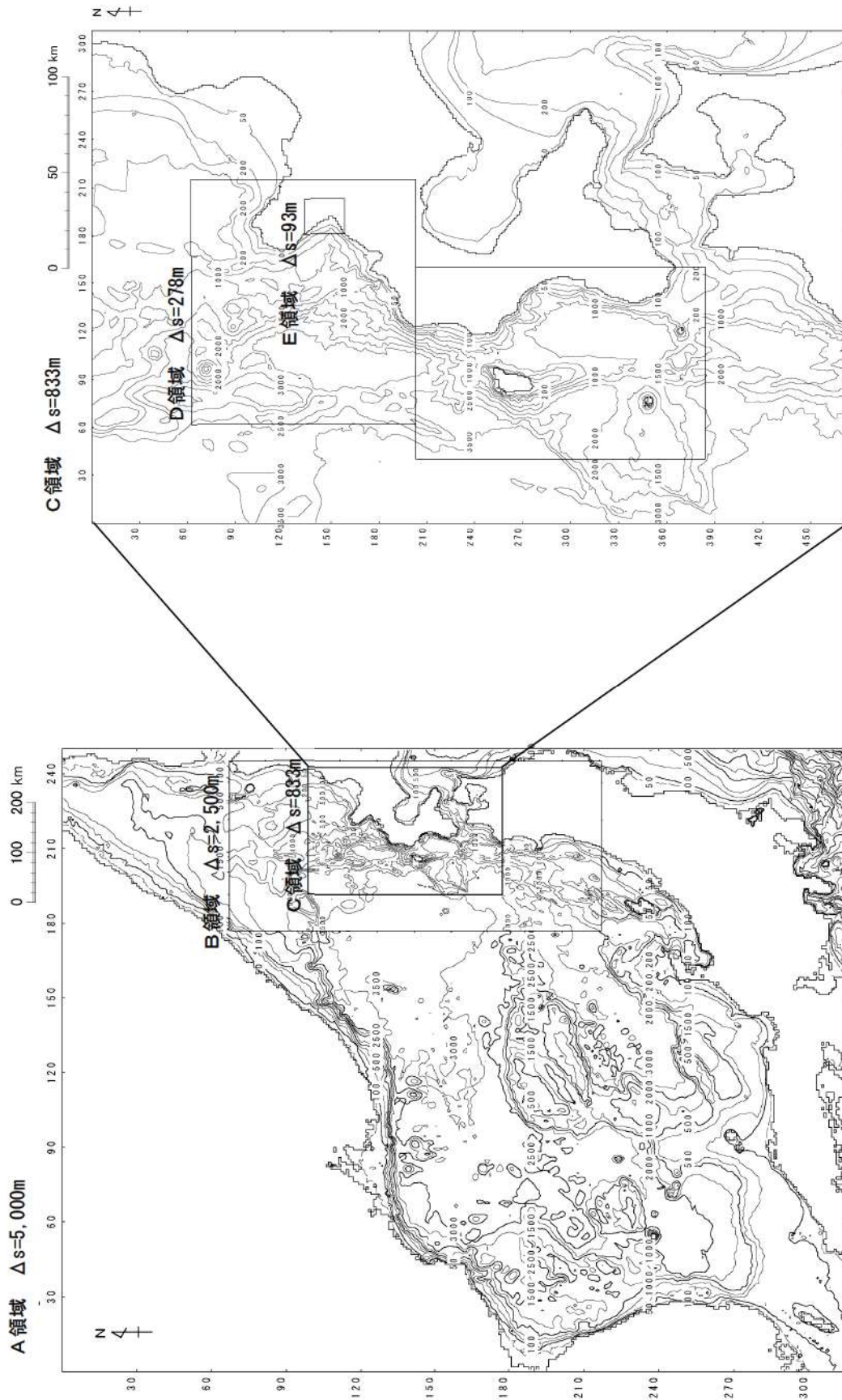


図2 水深と計算格子分割図(1/2)

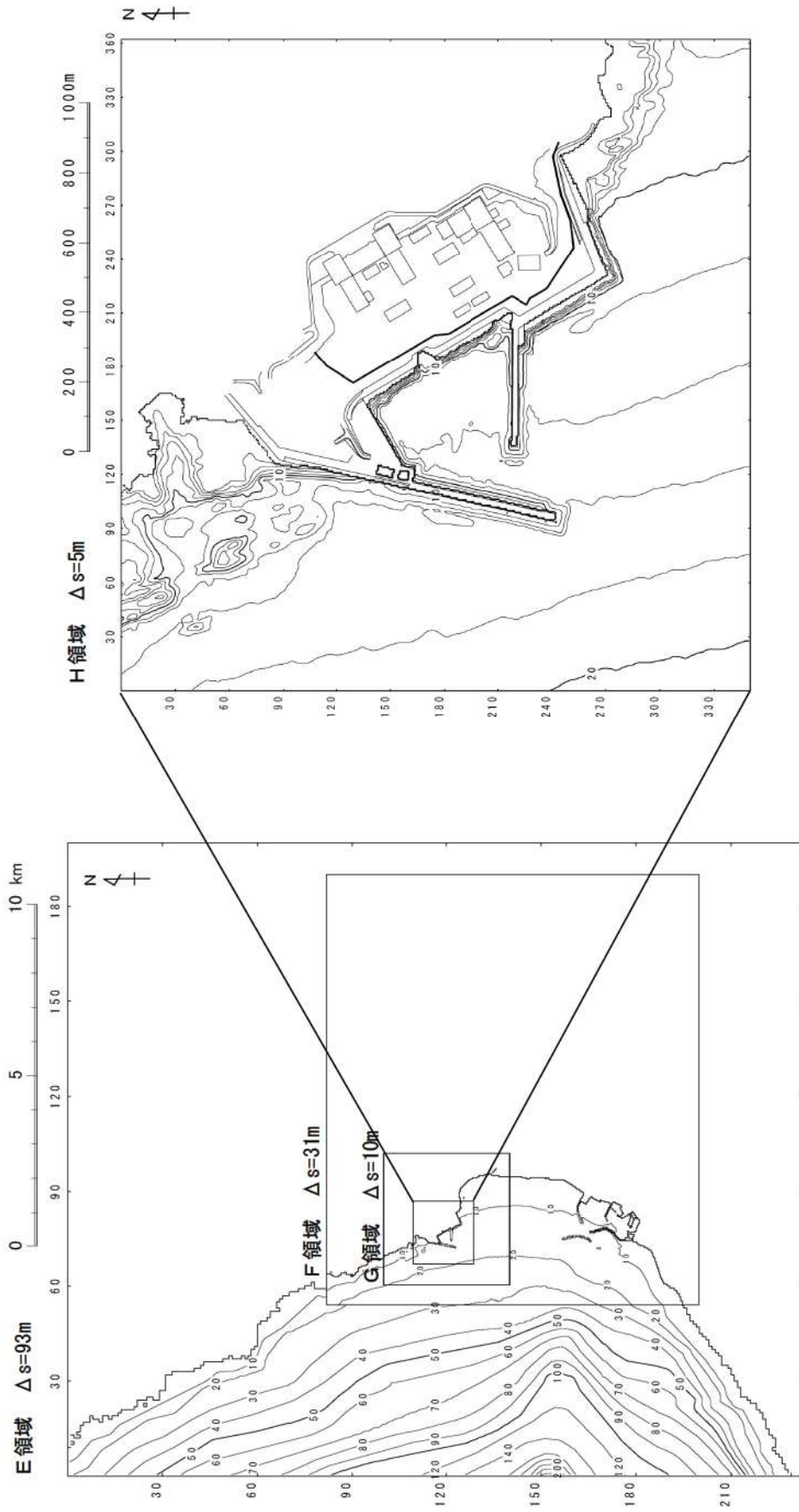







図2 水深と計算格子分割図(2/2)

水位変動量に関する評価項目

凡例	評価項目	評価目的
	防潮堤前面(上昇側) ^{※1}	・地上部から津波が流入する可能性の高い波源の選定
	3号炉取水口(上昇側) ^{※1}	・経路から津波が流入する可能性の高い波源の選定 ^{※3}
	1, 2号炉取水口(上昇側) ^{※1}	※3:経路内の水位成谷と、3号炉取水口、1, 2号炉取水口及び放水口の水位の傾向は同様であると考えられることから、3号炉取水口、1, 2号炉取水口及び放水口を評価項目として設定する。
	放水口(上昇側) ^{※1}	
	3号炉取水口(下降側) ^{※2}	・3号炉原子炉補機冷却海水ポンプの取水可能水位を下回る可能性の高い波源の選定

貯留堰を下回る時間に関する評価項目

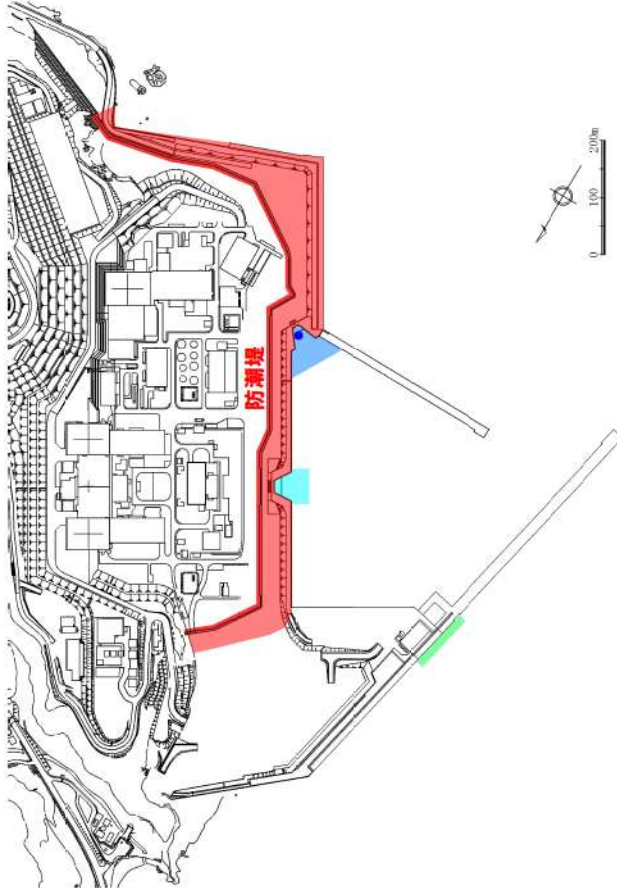
凡例	評価項目	評価目的
	3号炉取水口(下降側) ^{※2}	・3号炉原子炉補機冷却海水ポンプの取水可能水位を下回る可能性の高い波源の選定
	「貯留堰を下回る継続時間」 「バルスを考慮しない時間」	

※1:設置許可基準規則 第5条(津波による損傷防止) 別記3「Sクラスに属する施設(津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を除く、下記第三号において同じ。)の設置された敷地において、基準津波による遡上波を地上部から到達又は流入させないこと。また、取水路及び排水路等の経路から流入させないこと。」に基づき設定。

※2:設置許可基準規則 第5条(津波による損傷の防止) 別記3「水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響を防止すること。そのため、非常用海水冷却系については、基準津波による水位の低下に対して海水ポンプが機能保持でき、かつ冷却に必要な海水が確保できる設計であること。」に基づき設定。

図3 評価項目[※]

※3号炉取水口(下降側)に関する評価項目については、今後変更となる可能性がある。



※4
評価項目の位置図

※4:津波防護施設ほかの構造は現時点での構造であり、今後変更となる可能性がある。

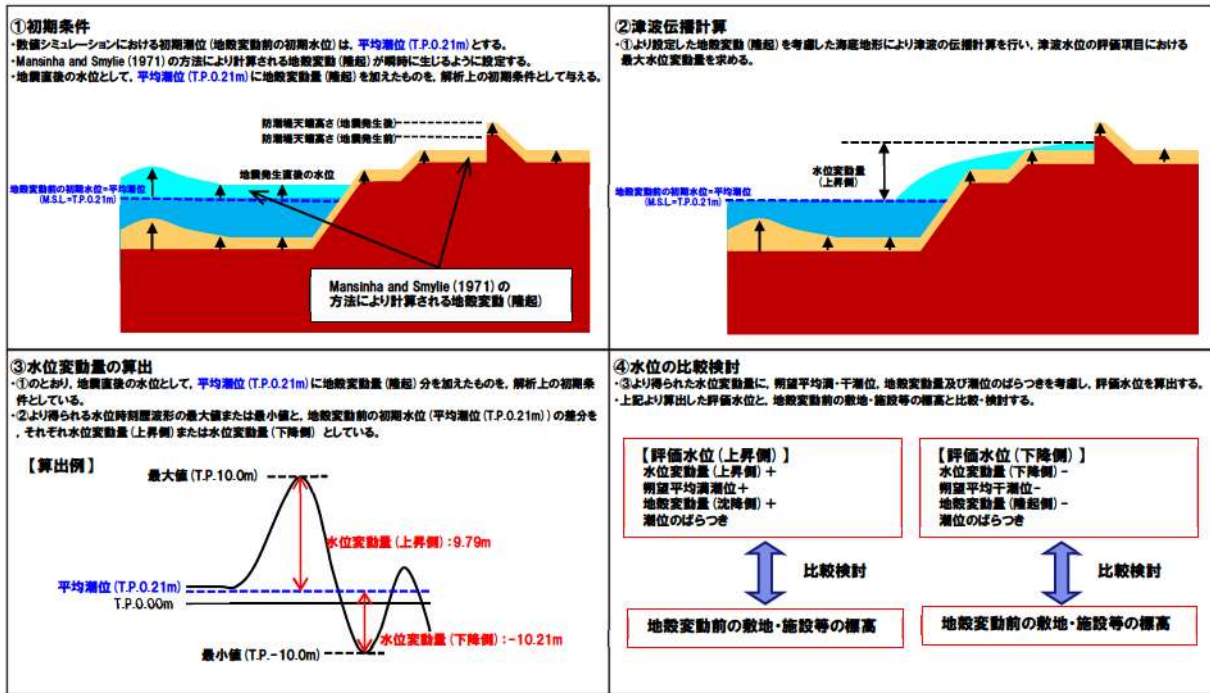


図4(1) 地殻変動量(隆起)の概念図

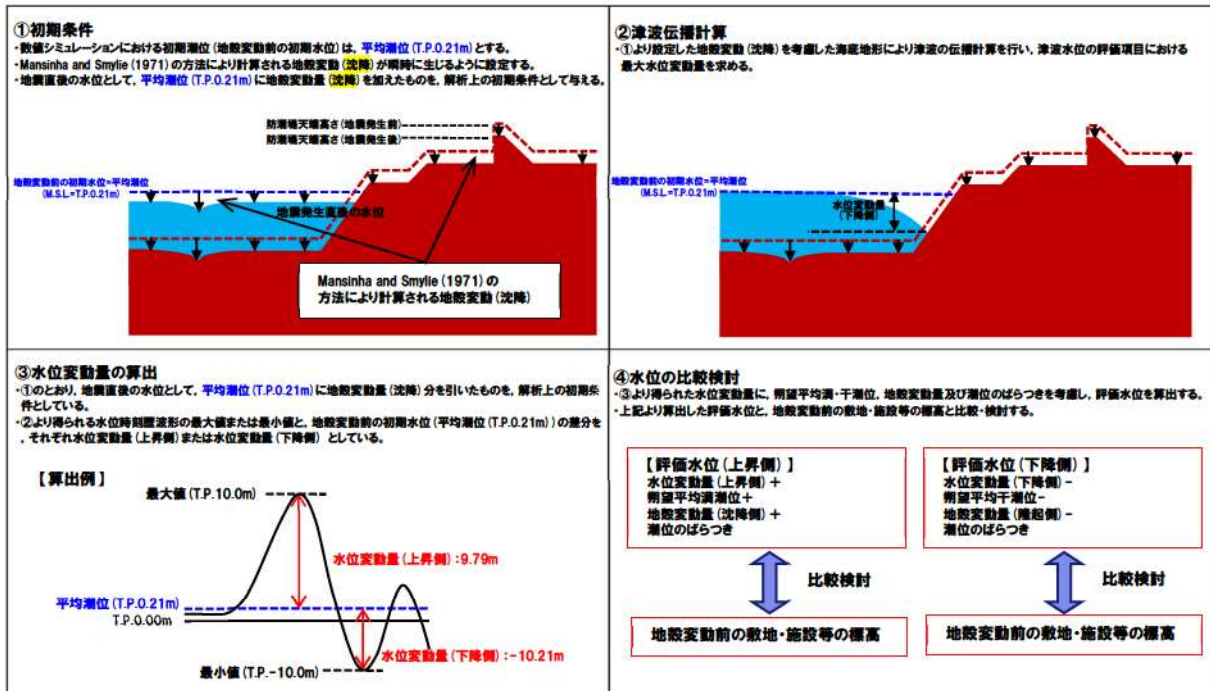
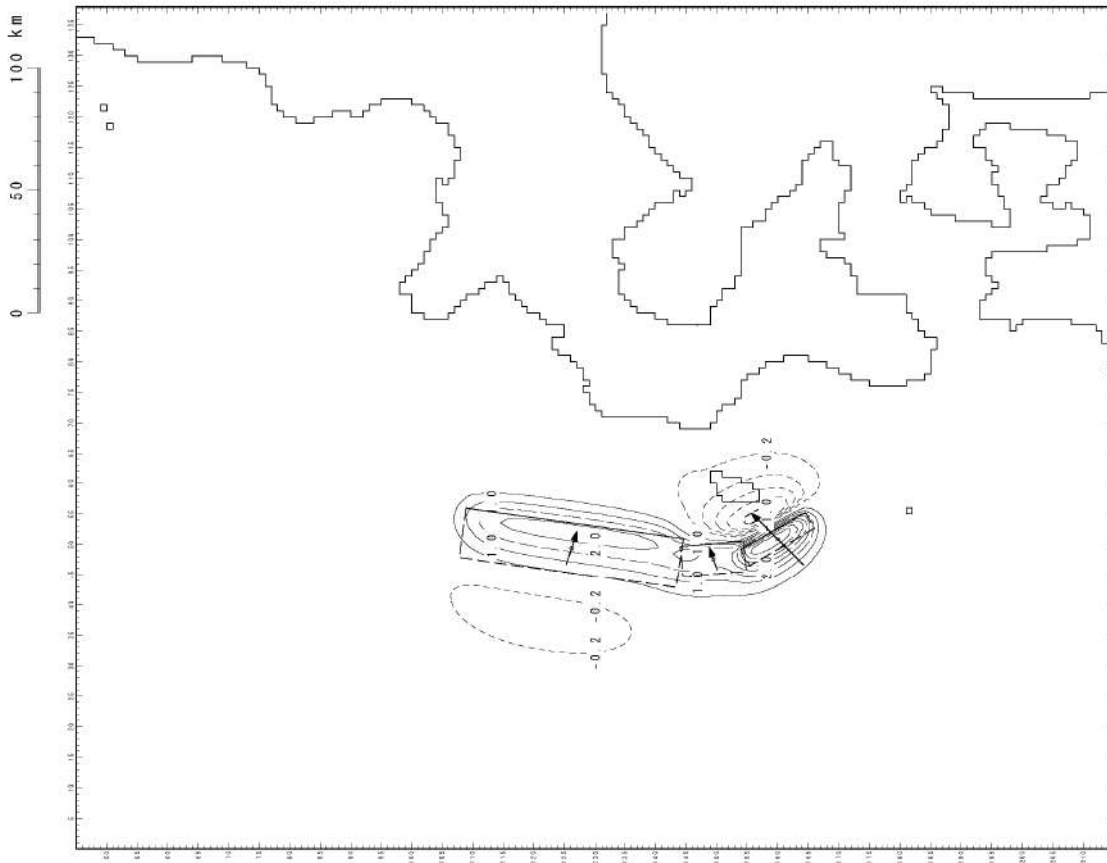


図4(2) 地殻変動量(沈降)の概念図



波源モデルの諸元

	断層長さ L (km)	断層幅 W (km)	すべり量 D (m)	傾斜角 δ ($^{\circ}$)	走向 Θ ($^{\circ}$)	すべり角 λ ($^{\circ}$)	上縁深さ d (km)
北側	90	25	5.71	35	188	80	10
中央	26	25	4.00	60	175	105	5
南側	30.5	15	12.00	60	150	105	5

図5(1) 既往地震の断層モデル及び津波の再現性 (1993年北海道南西沖地震津波) (1/2)

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

図5(2) 既往地震の断層モデル及び津波の再現性 (1993年北海道南西沖地震津波) (2/2)

【参考】Mansinha and Smylie (1971) の方法

地震発生地盤が等方で均質な弾性体であると仮定して地震断層運動に伴う周辺地盤の変位分布を計算する Mansinha and Smylie (1971) の方法について以下に示す。

Strike slip (すべり量: D_s) による x_3 方向の変位量 U_{3s} を, Dip slip (すべり量: D_d) によるそれを U_{3d} として, 任意の点 (x_1, x_2, x_3) における変位は次式の定積分で与えられる。ここで定積分の範囲は断層面 $\{(\xi_1, \xi) | -L \leq \xi_1 \leq L, h_1 \leq \xi \leq h_2\}$ である。

$$12\pi \frac{U_{3s}}{D_s} = \left[\cos \delta \left\{ \ln(R+r_3-\xi) + (1+3\tan^2 \delta) \ln(Q+q_3+\xi) - 3\tan \delta \sec \delta \cdot \ln(Q+x_3+\xi_3) \right\} \right. \\ \left. + \frac{2r_2 \sin \delta}{R} + 2 \sin \delta \frac{(q_2+x_2 \sin \delta)}{Q} - \frac{2r_2^2 \cos \delta}{R(R+r_3-\xi)} \right. \\ \left. + \frac{4q_2 x_3 \sin^2 \delta - 2(q_2+x_2 \sin \delta)(x_3+q_3 \sin \delta)}{Q(Q+q_3+\xi)} + 4q_2 x_3 \sin \delta \frac{\{(x_3+\xi_3)-q_3 \cos \delta\}}{Q^3} \right. \\ \left. - 4q_2^2 q_3 x_3 \cos \delta \sin \delta \frac{2Q+q_3+\xi}{Q^3(Q+q_3+\xi)^2} \right] \Bigg\|$$

$$12\pi \frac{U_{3d}}{D_d} = \left[\sin \delta \left[(x_2 - \xi_2) \left\{ \frac{2(x_2 - \xi_2)}{R(R+x_1 - \xi_1)} + \frac{4(x_3 - \xi_3)}{Q(Q+x_1 - \xi_1)} - 4\xi_3 x_3 (x_3 + \xi_3) \left\{ \frac{2Q+x_1 - \xi_1}{Q^3(Q+x_1 - \xi_1)^2} \right\} \right\} \right. \right. \\ \left. - 6 \tan^{-1} \left\{ \frac{(x_1 - \xi_1)(r_2 - \xi_2)}{(h+x_3 - \xi_3)(Q+h)} \right\} + 3 \tan^{-1} \left\{ \frac{(x_1 - \xi_1)(r_3 - \xi)}{r_2 R} \right\} - 6 \tan^{-1} \left\{ \frac{(x_1 - \xi_1)(q_3 + \xi)}{q_2 Q} \right\} \right] \\ \left. + \cos \xi \left[\ln(R+x_1 - \xi_1) - \ln(Q+x_1 - \xi_1) - \frac{2(x_3 - \xi_3)^2}{R(R+x_1 - \xi_1)} - \frac{4\{(x_3 + \xi_3)^2 - \xi_3 x_3\}}{Q(Q+x_1 - \xi_1)} \right. \right. \\ \left. - 4\xi_3 x_3 (x_3 + \xi_3)^2 \left\{ \frac{2Q+x_1 - \xi_1}{Q^3(Q+x_1 - \xi_1)^2} \right\} \right] \\ \left. + 6x_3 \left[\cos \delta \sin \delta \left\{ \frac{2(q_3 + \xi)}{Q(Q+x_1 - \xi_1)} + \frac{x_1 - \xi_1}{Q(Q+q_3 + \xi)} \right\} - q_2 \frac{(\sin^2 \delta - \cos^2 \delta)}{Q(Q+x_1 - \xi_1)} \right] \right] \Bigg\|$$

ここに, x_3 方向の変位を u_3 とすると次の関係がある。

$$u_3 = U_{3s} + U_{3d}$$

直交座標系 (x_1, x_2, x_3) として、**図6**のように断層面を延長し海底面と交わる直線（走向）に x_1 軸，断層面の長軸方向中央を通り x_1 軸と交わる点を原点（ O ）とし，水平面内に x_2 軸，鉛直下方に x_3 軸を取る。また，原点 O と断層面の中央を通る直線に ξ 軸を取り， ξ 軸上の点を座標系 (x_1, x_2, x_3) で表したものを (ξ_1, ξ_2, ξ_3) とする（ ξ 軸は x_2, x_3 平面内にある）。 ξ 軸と ξ_2 軸とのなす角を δ とする。また，すべりの方向と断層のなす角を λ ，すべりの大きさを D とする。

ここで，次のように変数を定めている。

$$R = \sqrt{(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2 + (x_3 - \xi_3)^2}$$

$$Q = \sqrt{(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2 + (x_3 + \xi_3)^2}$$

$$r_2 = x_2 \sin \delta - x_3 \cos \delta$$

$$r_3 = x_2 \cos \delta + x_3 \sin \delta$$

$$q_2 = x_2 \sin \delta + x_3 \cos \delta$$

$$q_3 = -x_2 \cos \delta + x_3 \sin \delta$$

$$h = \sqrt{q_2^2 + (q_3 + \xi)^2}$$

$$D_s = D \cdot \cos \lambda$$

$$D_d = D \cdot \sin \lambda$$

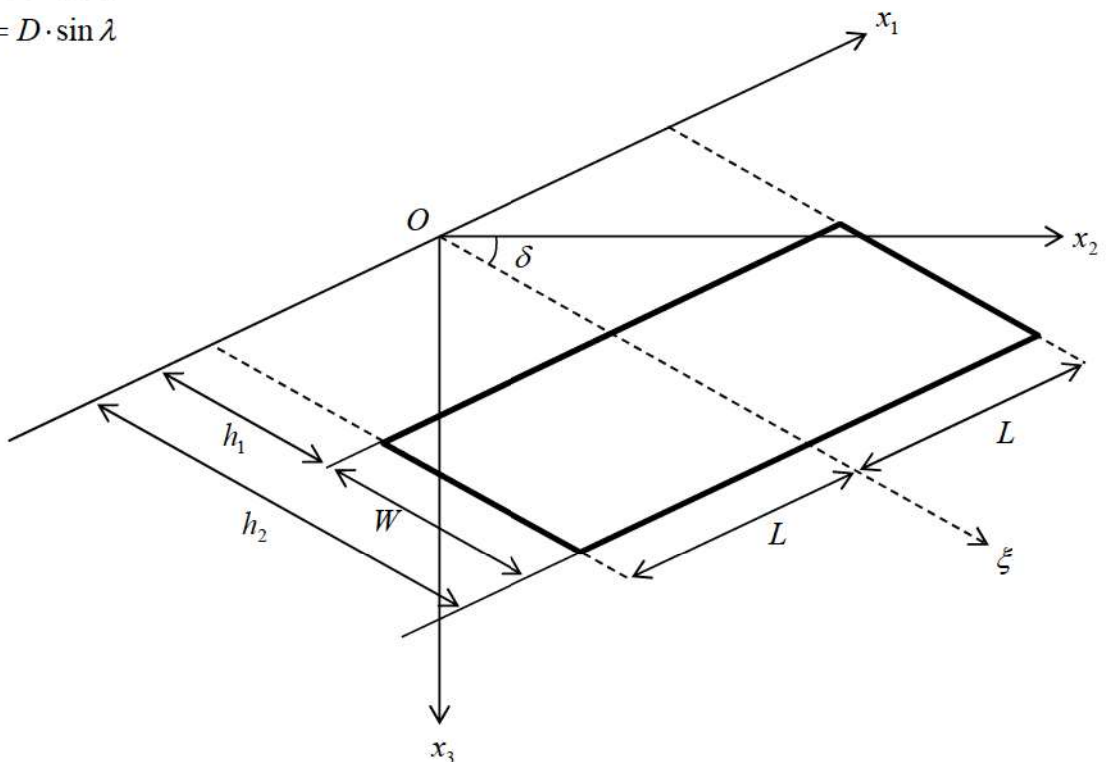
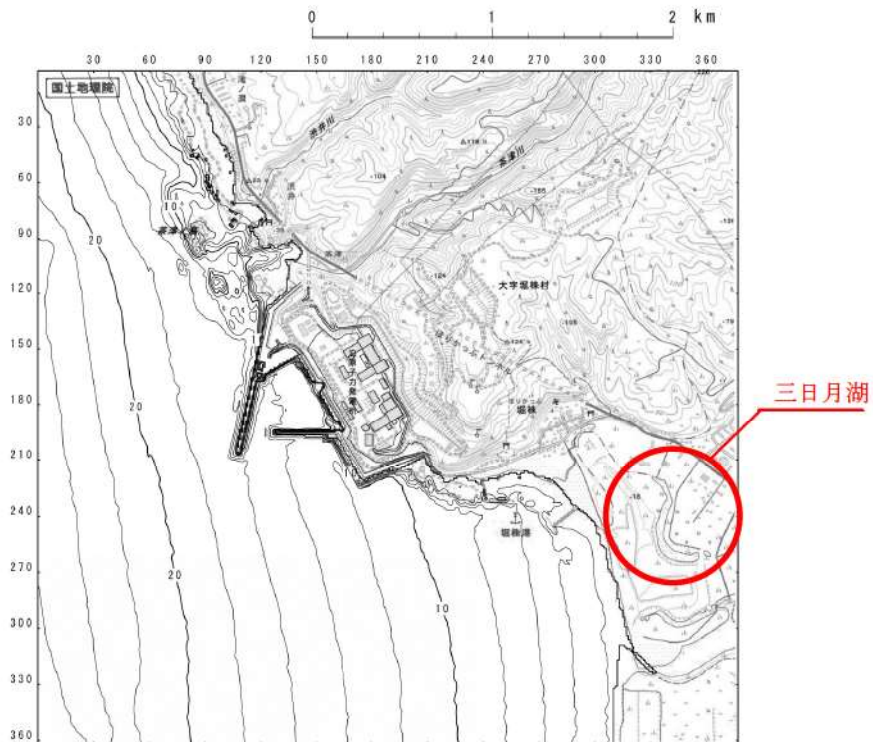


図6 断層モデルの座標系

三日月湖のモデル化について

敷地南側の堀株港近傍には三日月湖が存在している。これは堀株港付近に位置していた堀株川の河口が現在の位置となり、河道が切断されたことにより形成されたと考えられ、敷地周辺の河川や水路と接続されていない。

なお、数値シミュレーションにおける当該地形は、国土地理院数値地図 50m メッシュ（標高）を用い、適切にモデル化している。



参考図 1 周辺地形図

既存防潮堤， 保守事務所及び訓練棟を撤去した跡地の地形について

既存防潮堤， 保守事務所及び訓練棟は， 地震により損傷した場合の波及的影響を定量的に評価することが困難と判断に至ったことから撤去する。

数値シミュレーションにおける地形のモデル化に**当たり**， 既存防潮堤等の撤去後の跡地のモデル化を， 参考図2のとおり設定した。

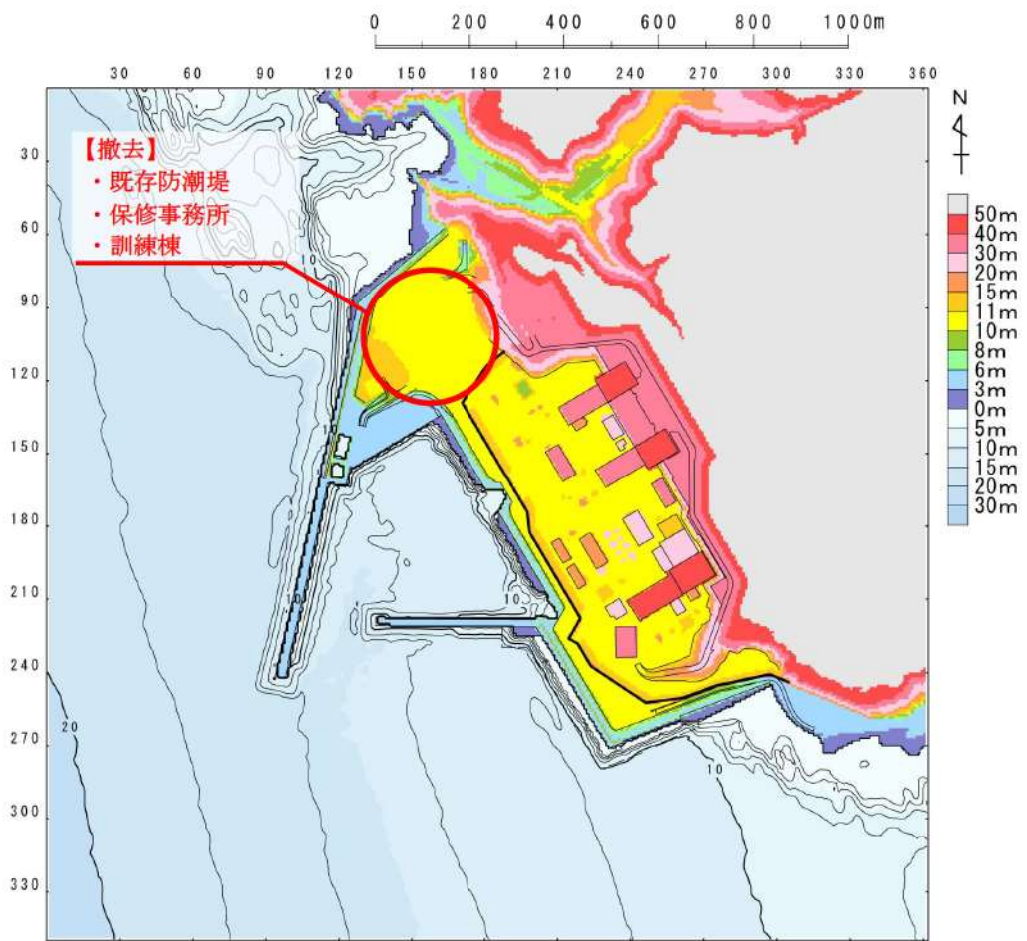
また， 当該エリアには， 茶津第二トンネル（断面積約 45m^2 × 延長約 110m）があり， 発電所構外と接続されている。

数値シミュレーションで使用する地形モデルには， 茶津第二トンネルは反映していないものの， トンネルからの流入による津波の遡上量は， 護岸部からの直接の遡上量と比較して小さいことから， 防潮堤前面における津波水位への影響は小さいと考えられる。

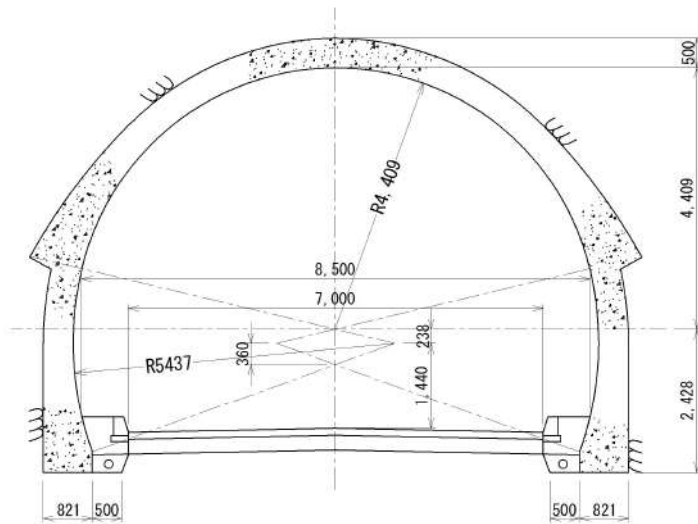
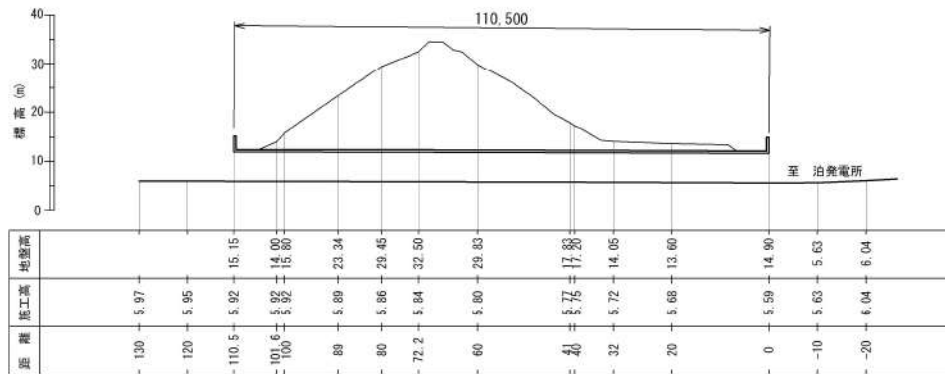
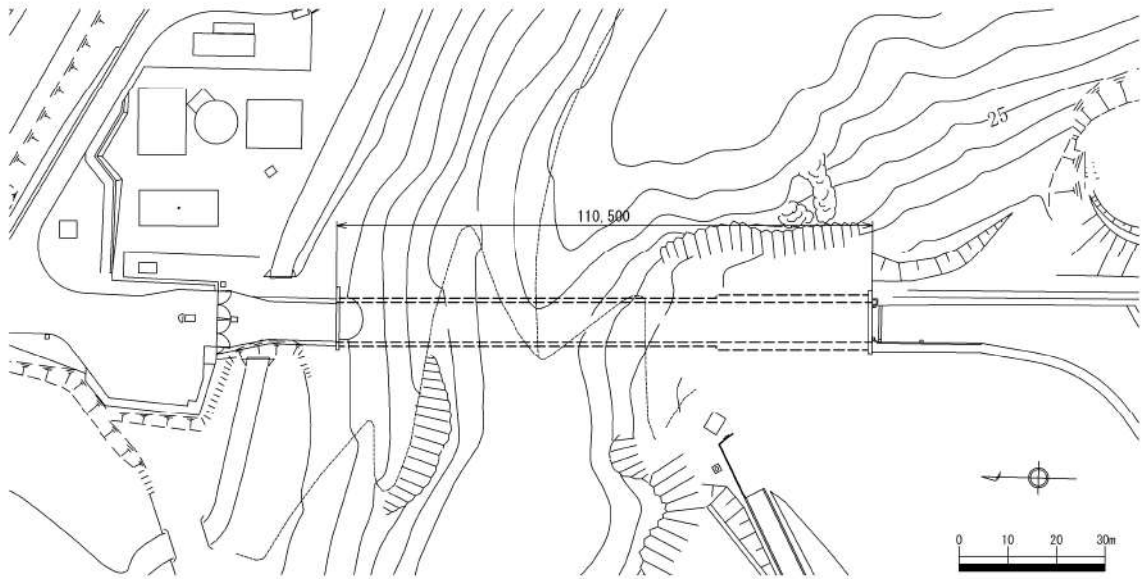
数値シミュレーションで使用している地形モデルを参考図3に示す。



参考図2 既存防潮堤等の撤去後の地形



参考図3 地形モデル図



参考図4 茶津第二トンネルの平面図及び縦断面図，標準断面図

【参考文献】

- 1) 独立行政法人原子力安全基盤機構 (2014) : 確率論的手法に基づく基準津波算定手引き, pp. 84
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局海岸室ほか (2012) : 津波浸水想定の設定の手引き, pp. 31
- 3) 公益社団法人土木学会原子力土木委員会津波評価部小委員会 (2016) : 原子力発電所の津波評価技術 2016
- 4) 財団法人日本水路協会 (2006) : 海底地形デジタルデータ M7000 シリーズ
- 5) Mansinha, L. and D.E.Smylie (1971) : The displacement fields of inclined faults, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 61, No. 5, pp. 1433-1440

基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域について

基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域の評価には基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(3.2章)に基づき実施した。基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(3.2章)のうち、敷地・浸水域の評価に係る関連ページを表1及び表2に示す。

表1 敷地周辺の遡上・浸水域の評価の関連ページ

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(抜粋)	関連ページ
3.2 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域 3.2.1 敷地周辺の遡上・浸水域の評価 【規制基準における要求事項等】 遡上・浸水域の評価に当たっては、次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討すること。 <ul style="list-style-type: none"> ・敷地及び敷地周辺の地形とその標高 ・敷地沿岸域の海底地形 ・津波の敷地への浸入角度 ・敷地及び敷地周辺の河川、水路の存在 ・陸上の遡上・伝播の効果 ・伝播経路上の人工構造物 	添付 3-4
【確認内容】 (1) 上記の考慮事項に関して、遡上解析(砂移動の評価を含む。)の手法、データ及び条件を確認する。確認のポイントは以下のとおり。 ① 敷地及び敷地周辺の地形とその標高について、遡上解析上、影響を及ぼすものが考慮されているか。遡上域のメッシュサイズを踏まえ適切な形状にモデル化されているか。	添付 3-4 ～添付 3-19
② 敷地沿岸域の海底地形の根拠が明示され、その根拠が信頼性を有するものか。	添付 3-20 ～添付 3-23
③ 敷地及び敷地周辺に河川、水路が存在する場合には、当該河川、水路による遡上を考慮する上で、遡上域のメッシュサイズが十分か、また、適切な形状にモデル化されているか。	添付 3-24 ～添付 3-29
④ 陸上の遡上・伝播の効果について、遡上、伝播経路の状態に応じた解析モデル、解析条件が適切に設定されているか。	添付 3-30 ～添付 3-32

<p>⑤ 伝播経路上の人工構造物について、遡上解析上、影響を及ぼすものが考慮されているか。遡上域のメッシュサイズを踏まえ適切な形状にモデル化されているか。</p>	<p>添付 3-33 ～添付 3-43</p>
<p>(2) 敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たっての考慮事項に対する確認のポイントは以下のとおり。</p> <p>① 敷地前面・側面及び敷地周辺の津波の浸入角度及び速度並びにそれらの経時変化が把握されているか。また、敷地周辺の浸水域の寄せ波・引き波の津波の遡上・流下方向及びそれらの速度について留意されているか。</p>	<p>添付 3-44 ～添付 3-45</p>
<p>② 敷地前面又は津波浸入方向に正対した面における敷地及び津波防護施設について、その標高の分布と施設前面の津波の遡上高さの分布を比較し、遡上波が敷地に地上部から到達・流入する可能性が考えられるか。</p>	<p>添付 3-46 ～添付 3-48</p>
<p>③ 敷地及び敷地周辺の地形、標高の局所的な変化並びに河川、水路等の津波の遡上・流下方向に与える影響により、遡上波の敷地への回り込みの可能性が考えられるか。</p>	<p>添付 3-49 ～添付 3-52</p>

表2 地震・津波による地形等の変化に係る評価の関連ページ

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド（抜粋）	関連ページ
<p>3.2.2 地震・津波による地形等の変化に係る評価</p> <p>【規制基準における要求事項等】</p> <p>次に示す可能性が考えられる場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討すること。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地震に起因する変状による地形、河川流路の変化 ・繰り返し来襲する津波による洗掘・堆積により地形、河川流路の変化 	添付 3-53
<p>【確認内容】</p> <p>(1) (3.2.1) の遡上解析結果を踏まえ、遡上及び流下経路上の地盤並びにその周辺の地盤について、地震による液状化、流動化（以下「地震による地盤変状」という。）若しくはすべり又は津波による地形変化若しくは標高変化が考えられる場合は、遡上波の敷地への到達（回り込みによるものを含む。）の可能性について確認する。なお、敷地の周辺斜面が、遡上波の敷地への到達に対して障壁となっている場合は、当該斜面の地震時及び津波時の健全性について、重要施設の周辺斜面と同等の信頼性を有する評価を実施する等、特段の留意が必要である。</p>	添付 3-53 ～添付 3-107
<p>(2) 敷地周辺の遡上経路上に河川、水路が存在し、地震による河川、水路の堤防等の崩壊、周辺斜面の崩落に起因して流路の変化が考えられる場合は、遡上波の敷地への到達の可能性について確認する。</p>	添付 3-108
<p>(3) 遡上波の敷地への到達の可能性に係る検討に当たっては、地形変化、標高変化、河川流路の変化について、基準地震動 S_s による被害想定を基に遡上解析の初期条件として設定していることを確認する。</p>	添付 3-108
<p>(4) 地震による地盤変状、斜面崩落等の評価については、適用する手法、データ及び条件並びに評価結果を確認する。</p>	添付 3-109

1. 敷地周辺の遡上・浸水域の評価

【規制基準における要求事項等】

遡上・浸水域の評価に当たっては、次に示す事項を考慮した遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討した。

- ・ 敷地及び敷地周辺の地形とその標高
- ・ 敷地沿岸域の海底地形
- ・ 津波の敷地への浸入角度
- ・ 敷地及び敷地周辺の河川、水路の存在
- ・ 陸上の遡上・伝播の効果
- ・ 伝播経路上の人工構造物

(1) 遡上解析（砂移動の評価を含む）の手法、データ及び条件

a. 敷地及び敷地周辺の地形とその標高

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド（2021）の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

敷地及び敷地周辺の地形とその標高について、遡上解析上、影響を及ぼすものが考慮されているか。遡上域のメッシュサイズを踏まえ適切な形状にモデル化されているか。

図1に示すフローに基づき、敷地及び敷地周辺の遡上解析上影響を及ぼす地形とその標高を整理した上で、地形モデルを作成した。

【ステップ1】：敷地及び敷地周辺の特徴的な地形とその標高の整理
国土地理院ウェブサイト「地理院地図」により敷地及び敷地周辺の特徴的な地形とその標高を整理



【ステップ2】：地形とその標高の遡上解析への影響評価
ステップ1で整理した地形について、津波の敷地への到達経路を考慮し、敷地周辺の特徴的な地形とその標高について遡上解析への影響を評価し、モデル化の考え方を検討



【ステップ3】：地形モデル作成
ステップ2のモデル化の考え方の検討結果を踏まえて、地形モデルを作成

図1 敷地及び敷地周辺の地形とその標高についての検討フロー

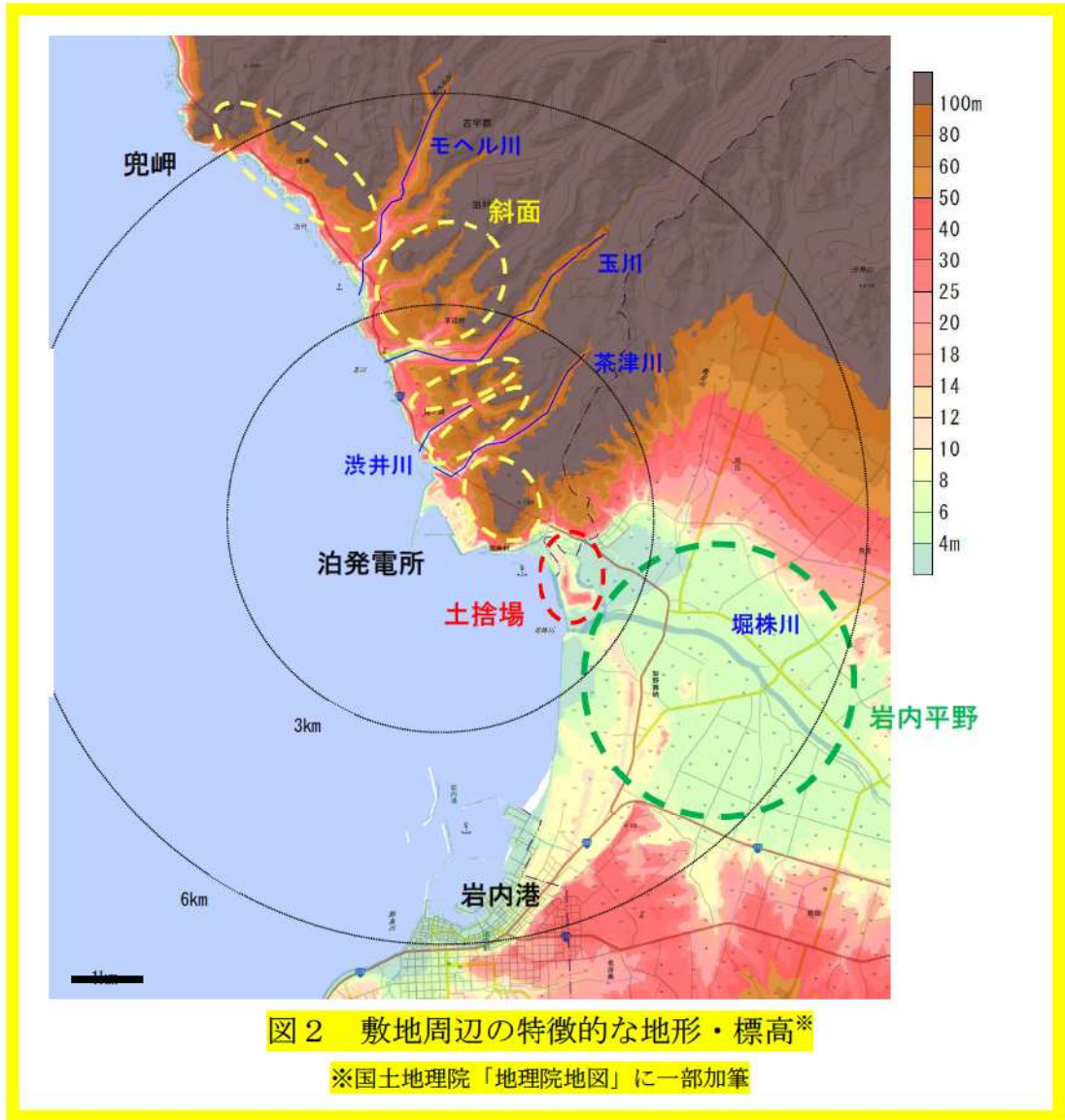
(a) 敷地及び敷地周辺の特徴的な地形と標高の整理（ステップ1）

泊発電所に到達する津波は、敷地方向に直接進行して到達する場合と、敷地周辺地形による反射波が到達する場合が考えられる。図2に示すように、敷地北側の周辺の海岸線から突き出た地形である兜岬より敷地側は海岸線が敷地から見て北北西方向に傾いており、北側に到達した津波が反射し、敷地へ到達する可能性がある。敷地南側は岩内港までの海岸線は湾形状で、湾からの反射波が敷地に到達する可能性がある。そのような海岸線の特徴を考慮して、「敷地周辺」を敷地北側の兜岬から敷地南側の岩内港まで（敷地から6 km 以内）として、特徴的な地形と標高を整理した。整理結果は表5の「ステップ1：整理結果」に示すとおりである。

敷地の陸側背後から北側の海岸付近では急峻な斜面となっており、斜面の上部の標高はT.P. 100m 以上である。斜面には複数の河川が認められ、その周辺の沢地形で斜面が区切られている。

敷地南側には岩内平野が広がっており、平野内には堀株川が存在する。平野の北側に土捨場（最大で標高T.P. 30m）がある。

発電所の主要な施設を設置する敷地レベルはT.P. 10m 以上である。



(b) 遡上解析への影響（ステップ2）

図3に示す津波の敷地への到達経路を考慮し、ステップ1で整理した特徴的な地形とその標高について遡上解析への影響を評価した上で、モデル化の考え方を検討した。整理結果は表5の「ステップ2：遡上解析への影響評価」に示すとおりである。

○斜面

発電所背後の斜面は、防潮堤両端部と接続されており、津波の陸上部からの到達の障壁になっていることから、斜面形状・標高が、遡上解析による遡上波の敷地への到達・流入可能性評価に影響を与える。そのため、局所的な地形変化も含めてモデル化する。

敷地北側の斜面は、敷地北側に到達した津波が当該斜面で反射するため、北側から反射して敷地に向かう津波に影響を与え、津波防護施設（防潮堤）や敷地外部からのアクセスルートトンネル前面の津波最高水位に影響を与える。そのため、津波の斜面による反射が解析上考慮できるようにモデル化する。

○沢地形

茶津川周辺の沢には茶津入構トンネルの入口があり、茶津入構トンネル前面の最高水位に直接影響を与える。そのため、局所的な地形変化も含めてモデル化する。

敷地北側の沢は、敷地北側に到達した津波が、沢地形を遡上するため、北側から反射して敷地に向かう津波に影響を与え、津波防護施設（防潮堤）や敷地外部からのアクセスルートトンネル前面の津波最高水位に影響を与える。そのため、津波の沢地形への遡上解析が解析上考慮できるようにモデル化する。

○岩内平野（堀株川が存在）

敷地南側に到達した津波が、平野に浸水するため、南側から反射して敷地に向かう津波に影響を与え、津波防護施設（防潮堤）や敷地外部からのアクセスルートトンネル前面の津波最高水位に影響を与える。そのため、津波の平野部への浸水が解析上考慮できるようにモデル化する。

○土捨場

敷地南側に到達した津波の岩内平野の浸水挙動（局所的な反射等）に影響を及ぼすことから、南側から反射して敷地に向かう津波に影響を与え、津波防護施設（防潮堤）や敷地外部からのアクセスルートトンネル前面の津波最高水位

に影響を与える。そのため、津波の平野への浸水挙動が解析上考慮できるようにモデル化する。

○防潮堤前面の敷地地盤（以下、「敷地地盤」という。）

防潮堤及びアクセスルートトンネル前面の地盤であるため防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面の津波水位に影響を与える。そのため、敷地の形状・標高を正確にモデル化する。



図3 (1) 津波の敷地への到達経路※

※国土地理院「地理院地図」に一部加筆

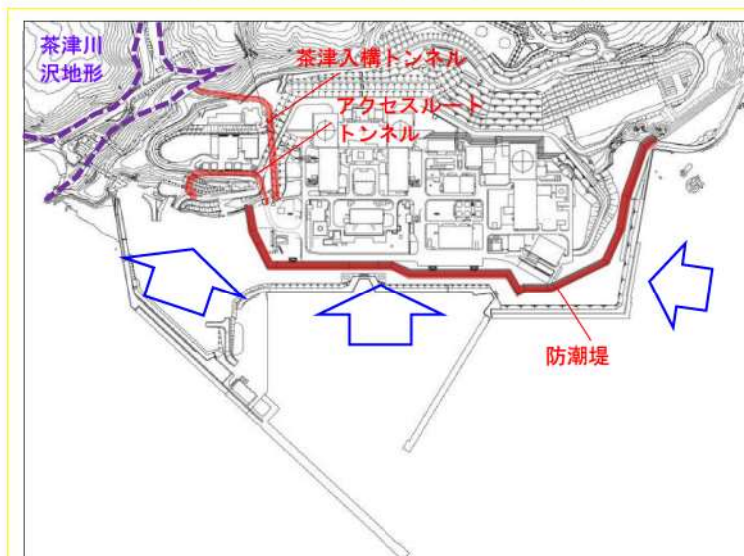


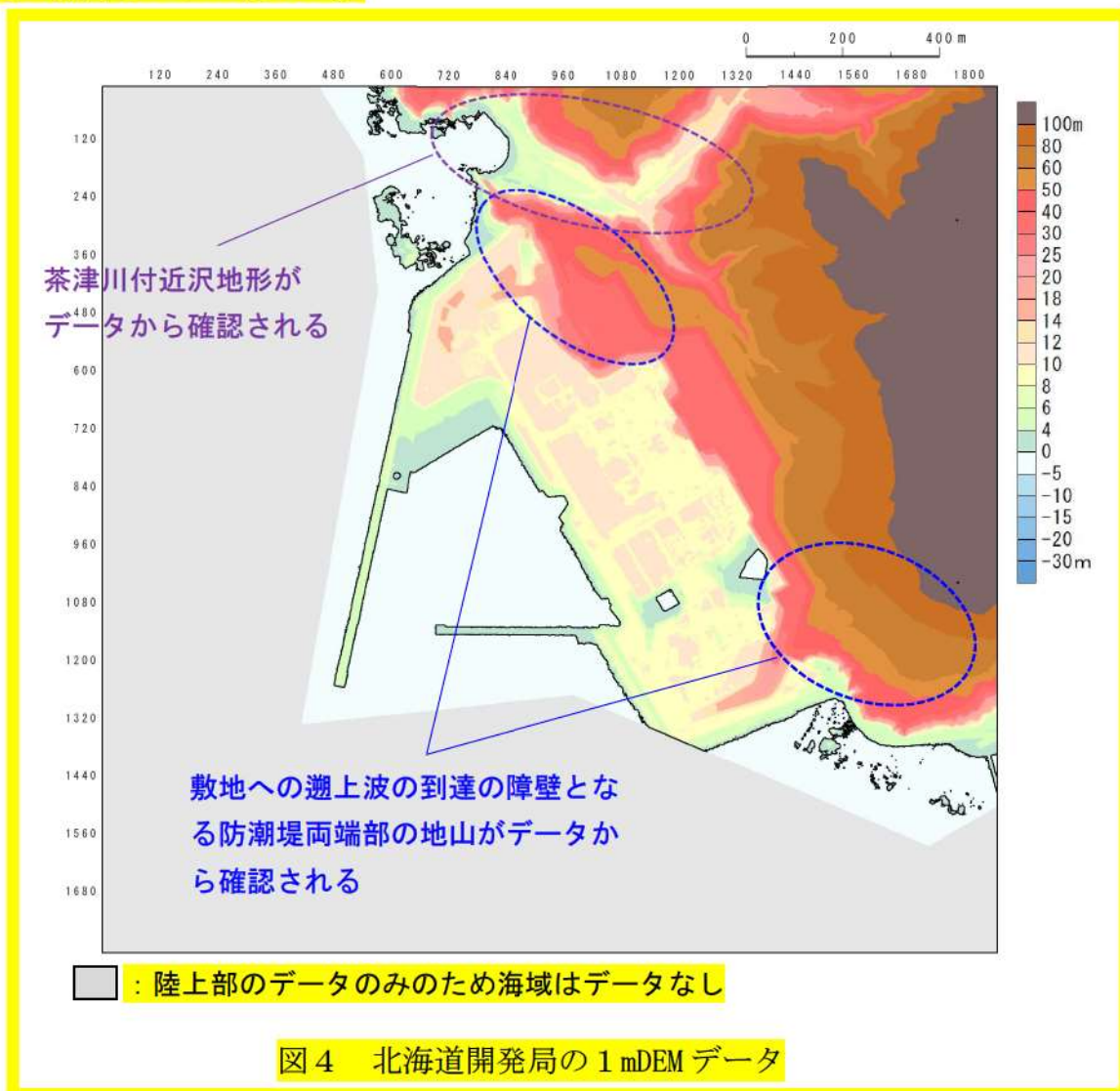
図3 (2) 津波の敷地への到達経路

(c) 地形・標高のモデル化 (ステップ3)

表5の「ステップ3：地形モデルの作成 (地形データの選定)」に示すとおり、地形モデルの作成にあたっては、斜面、沢地形、岩内平野のうち、遡上解析への影響が大きい「発電所背後の斜面」、「沢地形 (茶津川周辺)」については、図4に示す北海道開発局の1mDEMデータ (レーザープロファイラ測量) を用いて局所的な地形変化も含めて地形を再現した。

それ以外の斜面、沢地形、岩内平野は図5に示す国土地理院の数値地図50mメッシュ (標高) を用いて、地形をモデル化した。

土捨場は国土地理院の数値地図50mメッシュ (標高) に形状が含まれていないこと、局所的な津波の反射等を考慮できるように、図6に示す最新図面に基づき形状をモデル化した。敷地地盤は1mDEMでは人工的な地形の局所的な変化が十分に考慮できない可能性があるため、図7に示す敷地平面図に基づき敷地の標高をモデル化した。



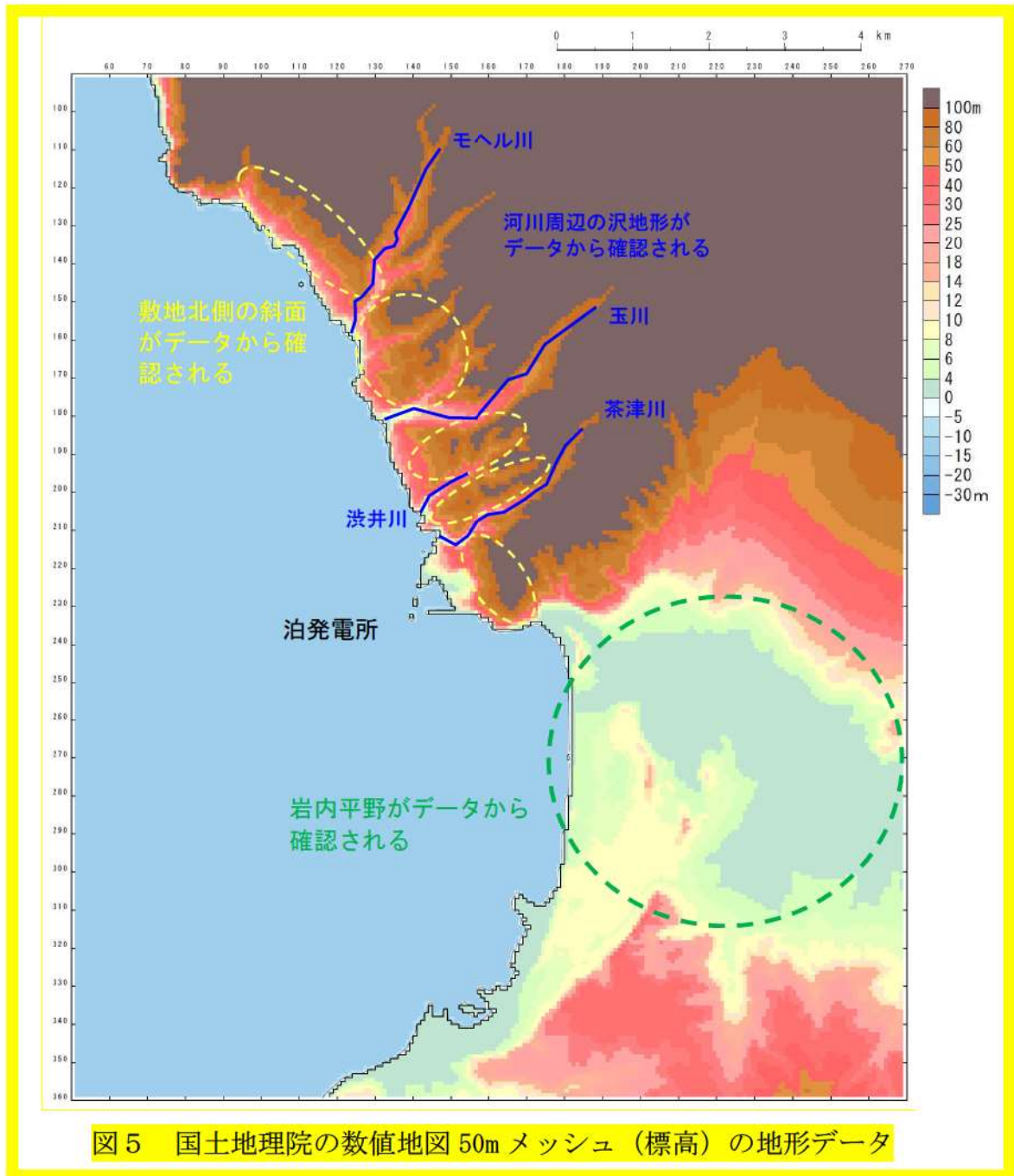


図5 国土地理院の数値地図 50mメッシュ (標高) の地形データ

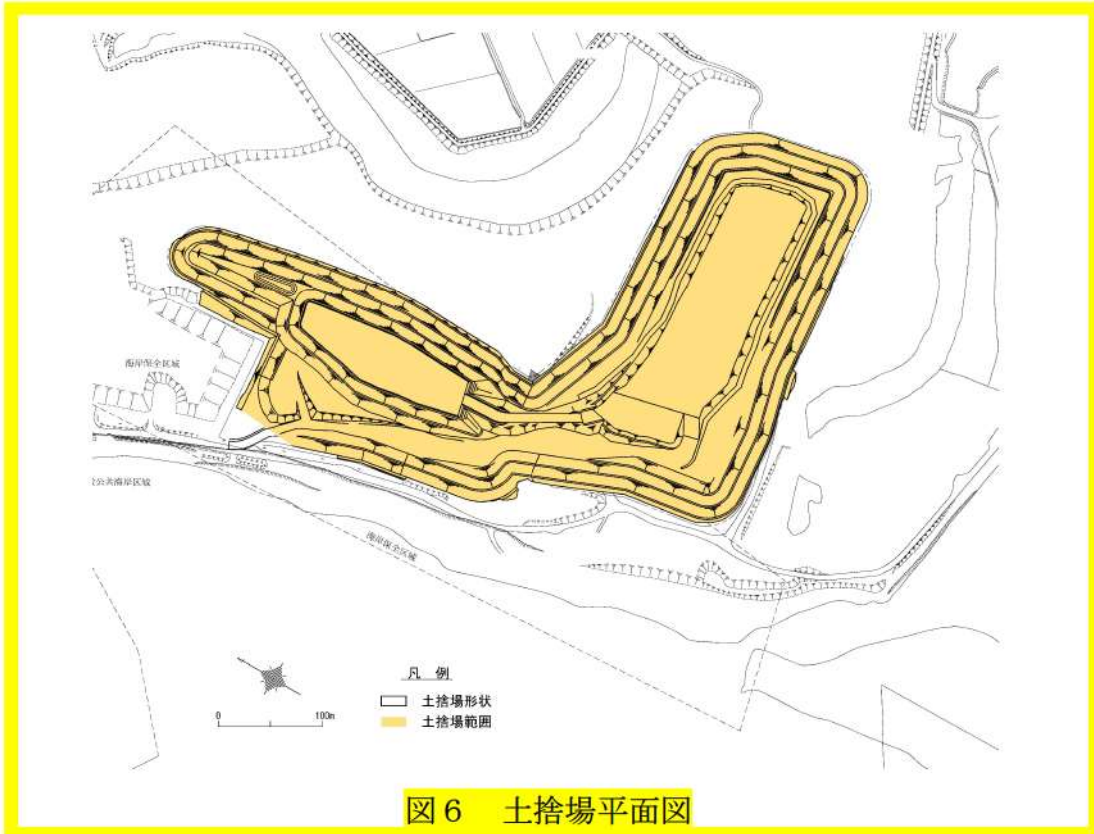


图6 土捨場平面图

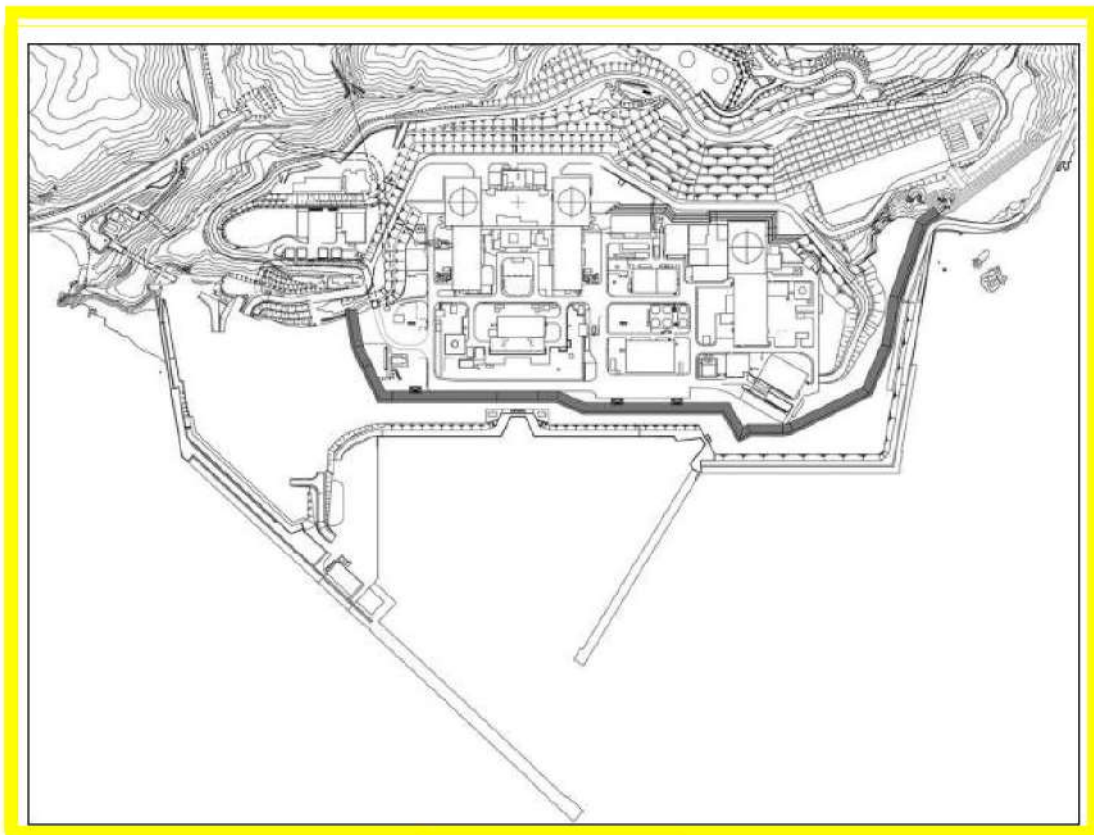


图7 敷地平面图

5条-別添1-添付3-12

地形モデルの格子サイズは表5の「ステップ3：地形モデルの作成（計算格子サイズ）」に示すとおりである。図8に示すとおり国土地理院の数値地図50mメッシュ（標高）を用いて作成した地形は基とした地形データの解像度相当である10～93m格子でモデル化している。土捨場については、図9に示すとおり、土捨場形状が再現できるように10m格子でモデル化している。

敷地周辺の計算格子サイズについて、土木学会（2016）によれば図10に示すとおり「10m程度まで徐々に小さくすることを目安とする」とされている。

遡上解析への影響が大きい「発電所背後の斜面」、「沢地形（茶津川周辺）」、「敷地地盤」は、局所的な地形変化を再現するため、また、敷地施設の形状を再現するため、図11に示すとおり、土木学会（2016）の目安よりも細かい5m格子でモデル化した。

また、陸域の計算格子サイズについて、土木学会（2016）には図12に示す斜面勾配・周期・計算格子サイズの関係式が示されており、表3の1993年北海道南西沖地震津波の検潮所で記録された周期8分をこの関係式に当てはめると、表4に示すとおり5m格子の場合は1/300程度、10m格子の場合は1/150程度の斜面勾配まで満足する結果となる。

一方、津波の陸上部からの到達の障壁となっている発電所背後の斜面の勾配は、図13に示すとおり、概ね勾配1/5よりも急であり、斜面を遡上する津波遡上高の評価上、十分に細かい格子サイズが設定されている。

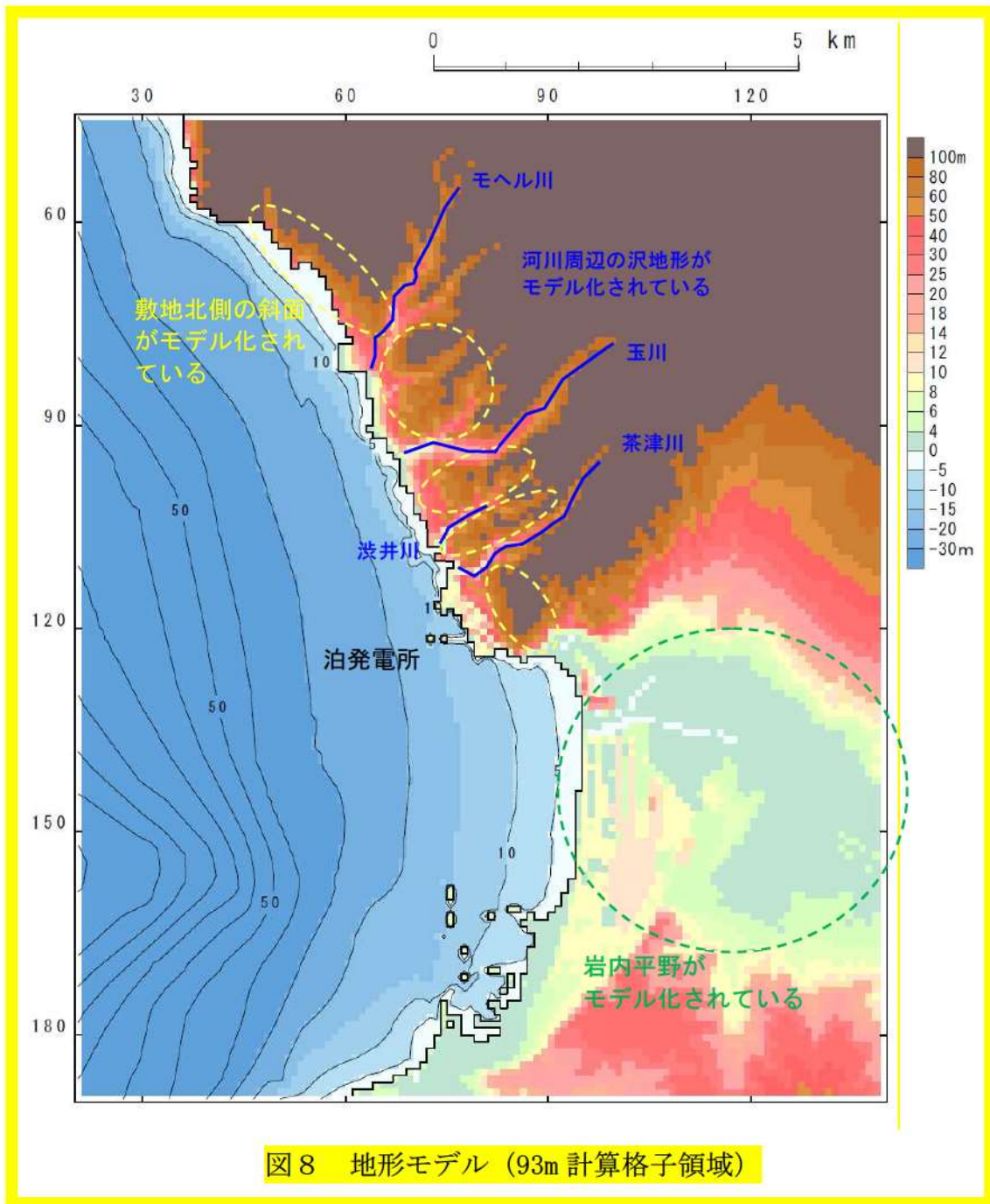


図8 地形モデル (93m 計算格子領域)

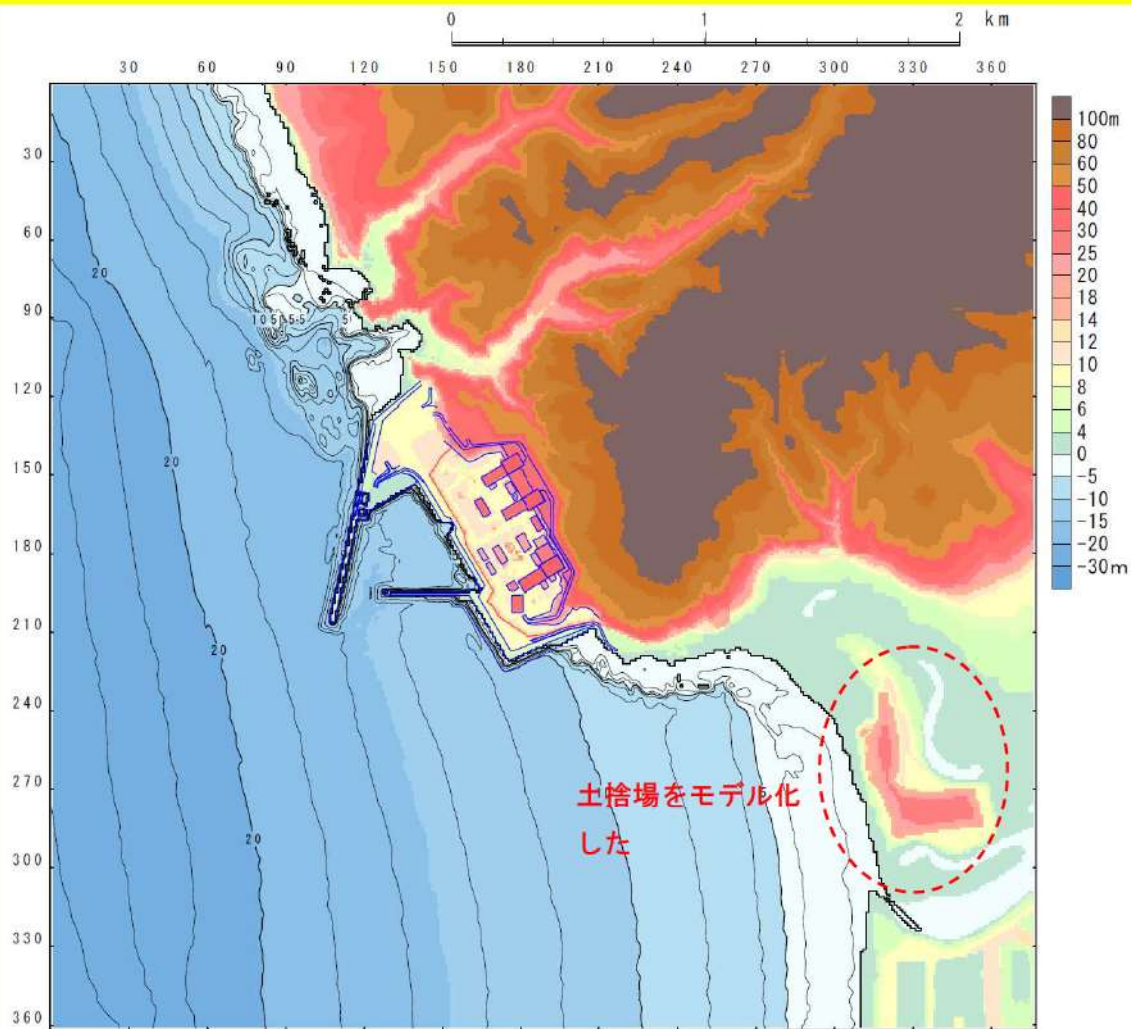


図9 地形モデル (10m 計算格子領域)

3) 評価地点周辺の海域

評価地点周辺の海域においては、津波の空間波形、海底勾配、海底・海岸地形、防波堤等の構造物の規模・形状等に着眼して計算格子間隔を設定する。

海岸地形が複雑ではなく、構造物の影響がほとんどない条件下において、水深 50m 以浅から汀線までについて計算格子間隔を 100m 程度から 10m 程度まで徐々に小さくすることを目安とする。

港湾等が存在する場合については、その港口部付近では港口幅の 1/5 程度以下の計算格子間隔を用いれば港内水位を精度良く計算できていることがわかっている（付属編 4.4.2 参照）。また、評価地点付近がV字状の湾になっている場合については、湾内平均波長 L_v と湾奥行き l の比 L_v/l に応じて計算格子間隔を設定する必要がある。この場合、 $L_v/l < 6$ では湾奥部で津波あるいは誘発されたセイシュの 1 波長の 1/100 以下の計算格子間隔が必要となる場合もある（付属編 4.4.2 参照）。

図10 評価地点周辺の空間格子サイズの目安 土木学会（2016）に一部加筆

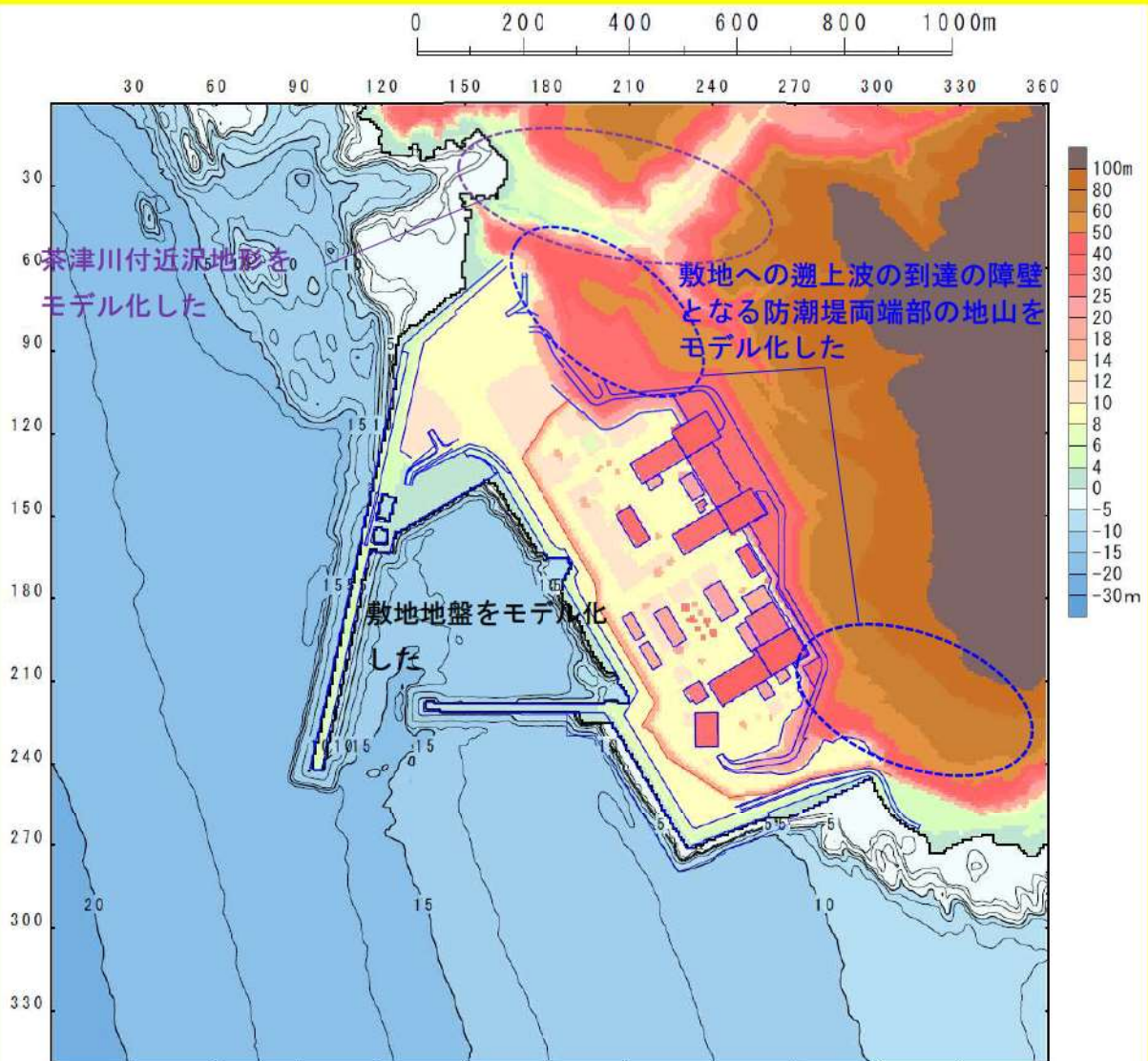


図 11 地形モデル（5m 計算格子領域）

4) 陸域

地形が複雑でない条件下における陸域においては、斜面勾配 α 、周期 T 、重力加速度 g を用いた次式によって、計算格子間隔 (Δx) を設定してもよい（付属編 4.4.2 参照）。

$$\frac{\Delta x}{\alpha g T^2} \leq 7 \times 10^{-4} \quad (\text{マンニングの粗度係数 } n=0.03\text{m}^{-1/3}\text{s の場合})$$

$$\frac{\Delta x}{\alpha g T^2} \leq 4 \times 10^{-4} \quad (\text{摩擦項を考慮しない場合, Goto and Shuto, 1983})$$

図 12 陸域の空間格子サイズの目安 土木学会（2016）に一部加筆

表3 検潮記録による1993年北海道南西沖地震津波の諸元

検潮所	初動			最大波（最大全振幅）			備考
	振幅 (cm)	周期 (分)	到達時間 (h m)	全振幅 (cm)	高さ (cm)	経過時間 (h m)	
稚内	+16	10	1 36	74	42	4 16	
留萌港	+43	31	0 58	130	80	3 31	
石狩湾新港	+12	12	0 58	70	28	3 32	
小樽港	+18	30	0 46	44	25	2 27	
忍路	+42	8	0 40	78	49	0 50	
岩内港	-5	20	0 16	(242)	143	0 56	
江差港	-34	8	0 11	(350)	>175	0 51	
吉岡	+44	8	0 30	122	80	1 25	
函館	+10	50	1 02	65	36	5 52	

※到達時間及び経過時間は、地震発生からの経過時間

羽鳥 (1994) より作成

表4 斜面勾配と周期と遡上計算に必要な格子サイズ (単位:m)

斜面勾配 α 周期 T (分)	1/5	1/10	1/20	1/30	1/50	1/100	1/150	1/300
3	44.5	22.2	11.1	7.4	4.4	2.2	1.5	0.7
5	123.6	61.8	30.9	20.6	12.4	6.2	4.1	2.1
8	316.4	158.2	79.1	52.7	31.6	15.8	10.5	5.3
10	494.4	247.2	123.6	82.4	49.4	24.7	16.5	8.2

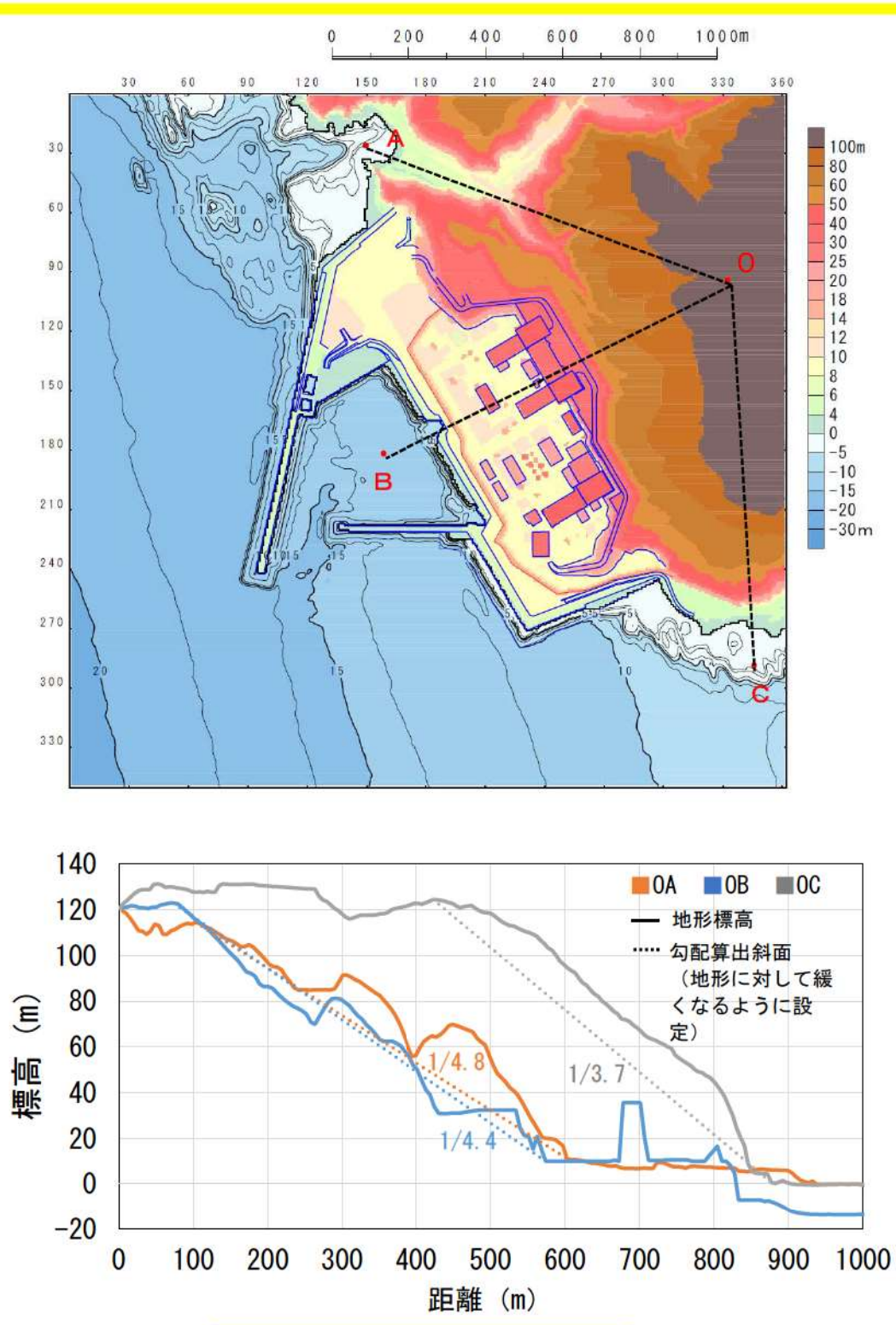


図 13 発電所背後斜面の斜面勾配

表5 敷地及び敷地周辺の地形とその標高についての検討結果

ステップ1：整理結果		ステップ2：週上解析への影響評価		ステップ3：地形モデルの作成	
		週上解析への影響		モデルの妥当性	
斜面	兜崎からモヘル川	敷地北側に到達した津波が当該斜面で反射するため、北側から反射して敷地に向かう津波に影響を与える。津波防護施設(防潮堤)や敷地外部からのアークセスルート前面の津波最高水位に影響を与える。	津波の斜面による反射が解析上考慮できるようモデル化する。	国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)を用いて斜面を再現	当該斜面の地形・標高が確認できる国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)データを用いて、地形データのメッシュサイズ相当の格子サイズでモデル化することで、津波の斜面による反射を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
	モヘル川から玉川				
	玉川から洪井川				
	洪井川から茶津川	防潮堤前部の斜面で、津波の陸上部からの到達の障壁になっており、斜面形状・標高が、週上解析による週上波の敷地への到達・流入可能性評価に影響を与える。	週上解析への影響が大きく、局所的な地形変化も含めてモデル化する。	北海道開発局の1mDEMデータ(レーザプロファイラ測)を用いて局所的な地形変化も含めて斜面形状を再現	詳細な解像度の1mDEMデータを用いて、土木学会(2016)による敷地周辺の最小格子間隔の目安(10m程度)よりも細かい5~10m格子でモデル化することで、斜面近傍の局所的な地形変化による水位変動・流速を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
沢地形	モヘル川周辺	敷地北側に到達した津波が、沢地形を週上するため、北側から反射して敷地に向かう津波に影響を与える。津波防護施設(防潮堤)や敷地外部からのアークセスルート前面の津波最高水位に影響を与える。	津波の沢地形への影響が解析上考慮できるようモデル化する。	国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)を用いて沢地形を再現	当該沢地形・標高が確認できる国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)データを用いて、地形データのメッシュサイズ相当の格子サイズでモデル化することで、津波の沢地形への週上を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
	玉川周辺				
	洪井川周辺				
岩内平野 (現株川が存在)	茶津川周辺	茶津入構トンネルが位置する沢地形であり、茶津入構トンネル前面の最高水位に直接的に影響を与える。	週上解析への影響が大きく、局所的な地形変化も含めてモデル化する。	北海道開発局の1mDEMデータ(レーザプロファイラ測)を用いて局所的な地形変化も含めて斜面形状を再現	詳細な解像度の1mDEMデータを用いて、土木学会(2016)による敷地周辺の最小格子間隔の目安(10m程度)よりも細かい5~10m格子でモデル化することで、沢地形の局所的な地形変化による水位変動・流速を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
	岩内平野	敷地南側に到達した津波が、平野に浸水するため、南側から反射して敷地に向かう津波に影響を与える。津波防護施設(防潮堤)や敷地外部からのアークセスルート前面の津波最高水位に影響を与える。	津波の平野への浸水が解析上考慮できるようモデル化する。	国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)を用いて平野を再現	当該平野の地形・標高が確認できる国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)データを用いて、地形データのメッシュサイズ相当の格子サイズでモデル化することで、平野への浸水を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
土捨場	敷地南側に到達した津波の岩内平野の浸水挙動(局所的な反射等)に影響を及ぼすことから、南側から反射して敷地に向かう津波に影響を与える。津波防護施設(防潮堤)や敷地外部からのアークセスルート前面の津波最高水位に影響を与える。	局所的な津波の反射等を考慮できないように、モデル作成時の最新図面に基づき土捨場形状を再現	土捨場形状を再現できる10m格子	土捨場の詳細な形状・標高が確認できるモデル作成時の最新図面を用いて、土木学会(2016)による敷地周辺の最小格子間隔の目安(10m程度)相当の格子サイズでモデル化することで、平野への浸水挙動を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。	土捨場の詳細な形状・標高が確認できる国土地理院数値地図50mメッシュ(標高)データを用いて、地形データのメッシュサイズ相当の格子サイズでモデル化することで、平野への浸水挙動を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
	敷地地盤	防潮堤及びアークセスルート前面の地盤であるため防潮堤前面及びアークセスルート前面の津波水位に影響を与える。	週上解析への影響が大きく、敷地の形状・標高を正確にモデル化する。	敷地平面図に基づき敷地の標高を再現	敷地の詳細な形状・標高が確認できる竣工図や防潮堤計画図を用いて、土木学会(2016)による敷地周辺の最小格子間隔の目安(10m程度)よりも細かい5~10m格子でモデル化することで、詳細な敷地地盤及び施設の形状による局所的な水位変動・流速を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。

※添付資料2において、数値シミュレーション手法(地形モデルを含む)及び数値解析プログラムについて、土木学会(2016)に基づき、既往津波である1993年北海道西南沖地震津波の再現性を確認し、津波の痕跡高と数値シミュレーションによる津波高との比較を求める幾何平均K及び幾何標準偏差σが、再現性の指標である0.98<K<1.05、σ<1.45を満足していることから妥当なものと判断している。

b. 敷地沿岸域の海底地形

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド
敷地沿岸域の海底地形の根拠が明示され、その根拠が信頼性を有するものか。

敷地沿岸域の海底地形は表6に示すように、図14の土木学会(2016)に記載されている日本水路協会の海底地形デジタルデータ(図15)及び海図(図16)、深浅測量データ(図17)である。M7000シリーズ等によりモデル化した地形モデルを用いることにより、添付資料2に記載している津波の痕跡高と数値シミュレーションによる津波高との比から求める幾何平均 K 及び幾何標準偏差 κ が、再現性の指標である $0.95 < K < 1.05$, $\kappa < 1.45$ を満足しており、計算遡上高が既往津波(1993年北海道南西沖地震津波)における痕跡高を再現できるため、信頼性の高いデータであることを確認している。

また、M7000シリーズは汀線際や浅海域の精度が低いと考えられたため、岩内港内は海上保安庁による海図により補正し、敷地周辺の海底地形は自社による深浅測量により取得し、地形モデルに反映している。

表6 地形モデルの基とした日本周辺海域及び泊発電所周辺海域の地形データ

モデル化範囲	地形データ	データの概要
日本周辺海域	日本水路協会の海底地形デジタルデータ M7000 シリーズ	<ul style="list-style-type: none">海図等の水深データに基づき作成された等深線データ等深線間隔は沿岸部では1~10m(海域により異なる), 沖合 100mデータの範囲は海岸線から 120km 前後
岩内港周辺	海上保安庁による海図	<ul style="list-style-type: none">H15年までの海上保安庁による測量結果縮尺 1/7,500
泊発電所周辺海域	深浅測量データ(北海道電力)	ナローマルチビーム測量により敷地周辺浅海域を面的に計測したもの

3.2 津波の伝播経路に関する調査

津波評価に係る波源から評価地点周辺（陸域遡上を考慮する）までの伝播経路および地形的特徴の把握のため、海域および陸域の地形調査を実施する。海域の地形に関する既存の資料としては、日本周辺海域の地形データとして、

- ・日本水路協会：JTOP030
- ・日本水路協会：海底地形デジタルデータ（M7000, M5000 シリーズ）
- ・日本水路協会：海底地形地質調査報告
- ・海上保安庁：沿岸の海の基本図
- ・海上保安庁：大陸棚の海の基本図
- ・海上保安庁：各種海図
- ・海上保安庁：J-EGG500
- ・産業技術総合研究所：各種海洋地質図

等を活用することができるほか、評価地点周辺においては、

- ・海岸管理者：深淺測量データ
- ・港湾管理者：港湾平面図
- ・漁港管理者：漁港平面図
- ・河川管理者：河川縦横断測量成果

等も参考になると考えられる。このほか、解析領域が非常に広域となる場合には、

図 14 日本周辺海域の地形データ（土木学会（2016）に一部加筆）



図 15 海底地形デジタルデータ (日本水路協会 (2006))

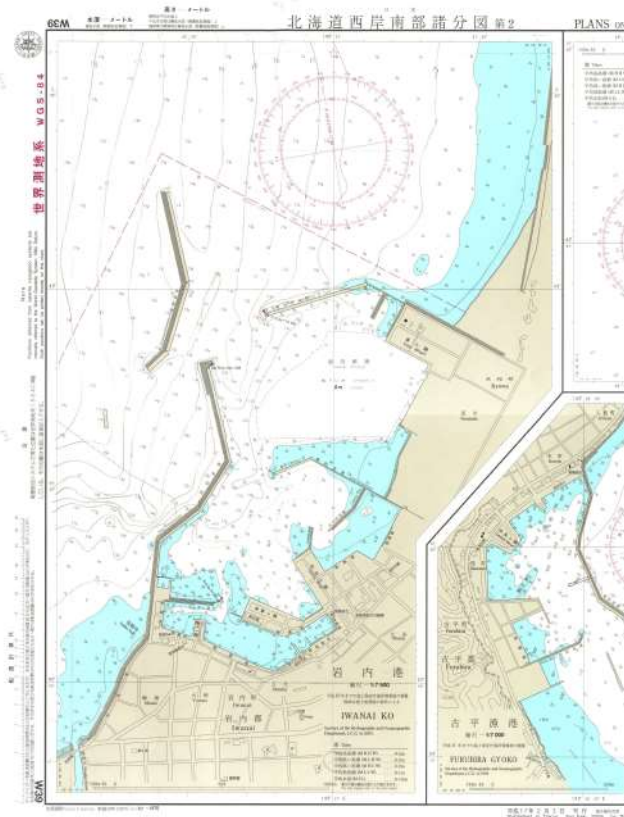
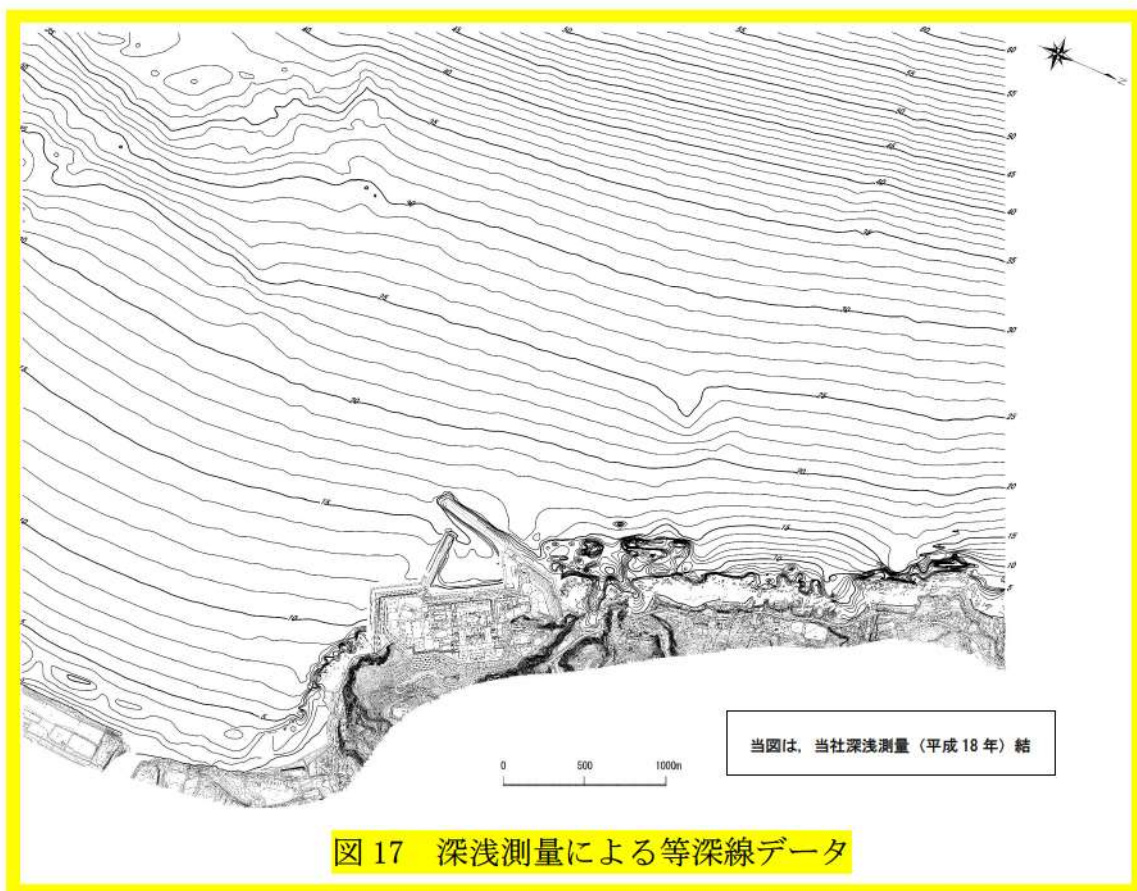


図 16 海図 (海上保安庁 (2005))



c. 敷地及び敷地周辺の河川・水路の存在

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

敷地及び敷地周辺に河川、水路が存在する場合には、当該河川、水路による遡上を考慮する上で、遡上域のメッシュサイズが十分か、また、適切な形状にモデル化されているか。

敷地及び敷地周辺の河川・水路のモデル化については、図18に示す検討フローに基づき河川・水路を経由した敷地への到達可能性を検討した上で、地形モデルに河川をモデル化した。

【ステップ1】：敷地周辺の河川・水路の整理

国土地理院ウェブサイト「地理院地図」により敷地周辺の河川・水路を整理



【ステップ2】：遡上波の河川・水路を経由した敷地への到達可能性

敷地とステップ1で整理した河川・水路を隔てる山(丘陵)等の有無やそれらを遡上した津波の敷地への到達の可能性を評価



【ステップ3】：河川・水路のモデル化

ステップ2の評価結果を考慮した上で河川・水路をモデル化

図18 敷地及び敷地周辺の河川・水路の存在についての検討フロー

(a) 敷地周辺の河川・水路の整理 (ステップ1)

海岸線の特徴を考慮して、「敷地周辺」を敷地北側の兜岬から敷地南側の岩内港まで(敷地から6 km以内)として、敷地周辺の河川・水路を図19に示すとおり抽出した。

敷地に直接流入する河川・水路はない。

敷地北側には茶津川、渋井川、玉川(支川に小沢川)、モヘル川(支川に前ノ小川、盤の小沢川)等の複数の河川が認められ、敷地南側には堀株川(支川に発足川等の複数の河川がある)があり、また、水田があるため複数の水路があるものの、敷地に直接流入する河川・水路はない。

敷地南側の岩内平野には複数の湖沼が存在するが、それら湖沼は旧河道が切断されたことにより形成されたと考えられ、河川や水路と接続されていない。

整理結果は表7の「ステップ1: 敷地周辺の河川・水路の整理」に示すとおりである。





図 19 (2) 敷地周辺の河川・水路抽出範囲※

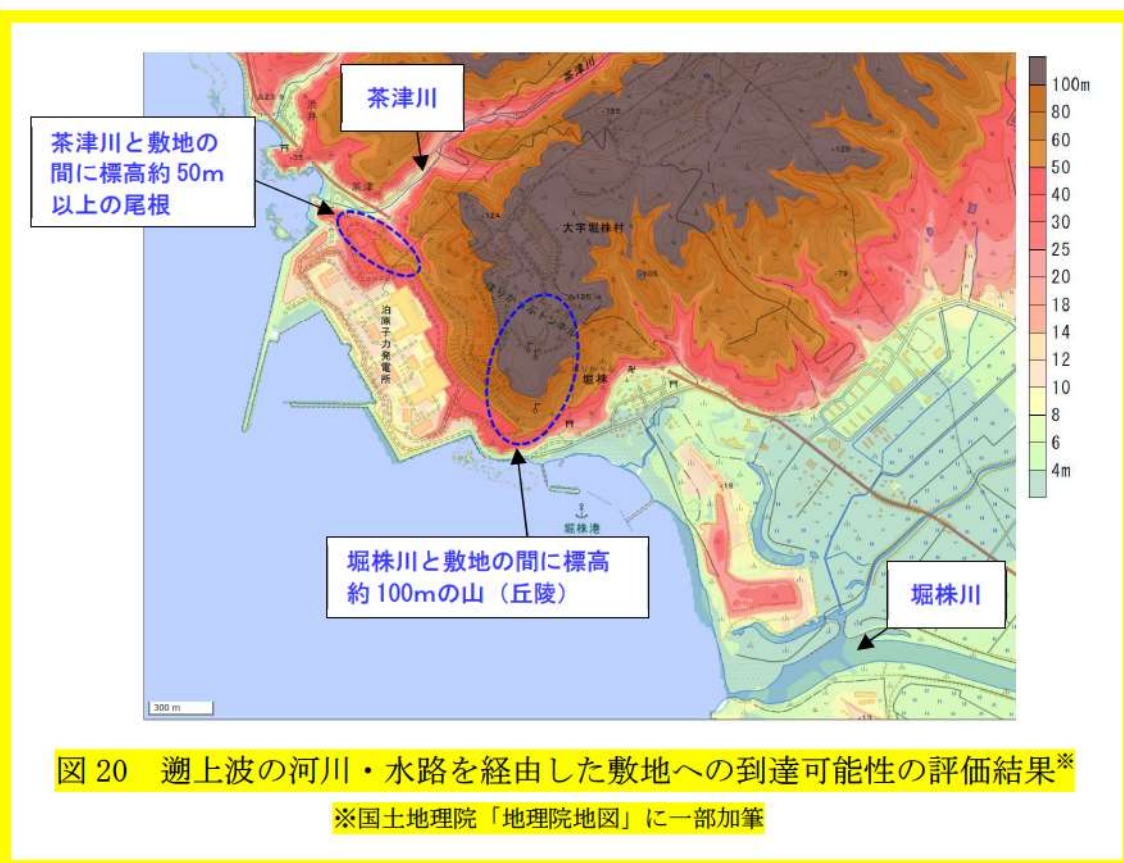
※国土地理院「地理院地図」に一部加筆

(b) 遡上波の河川・水路を經由した敷地への到達可能性 (ステップ2)

図20に示すとおり、敷地標高及び周辺地形と標高の関係を整理し、遡上の過程で敷地と河川・水路を隔てる地形を乗り越えて敷地へ津波が到達する可能性を検討した。検討結果は表7の「ステップ2：河川・水路を經由した敷地への到達可能性」に示すとおりである。

敷地北側で最も敷地に近い茶津川と敷地 (T.P. 10.0m) とは標高約 50m 以上の尾根で隔てられているため、茶津川を經由した津波の敷地への到達はない。その他の敷地北側に存在する河川を遡上した津波が敷地に到達するには茶津川を經由する必要があるため、茶津川からの津波到達がないため、該当河川からの津波の到達はない。

敷地南側の岩内平野と敷地 (T.P. 10.0m) とは標高約 100m 以上の山 (丘陵) で隔てられており、岩内平野に存在する堀株川 (支流含む) と湖沼を經由した津波の敷地への到達はない。



(c) 河川・水路のモデル化 (ステップ3)

ステップ2の結果より、敷地へ流入する河川・水路はなく、また、それらを津波が遡上し敷地へ到達する可能性はないものの、図21に示すように当該河川・水路がある範囲の計算格子サイズで地理院地図やモデル化に用いた地形データに基づき河道や河川周辺の沢地形をモデル化した。

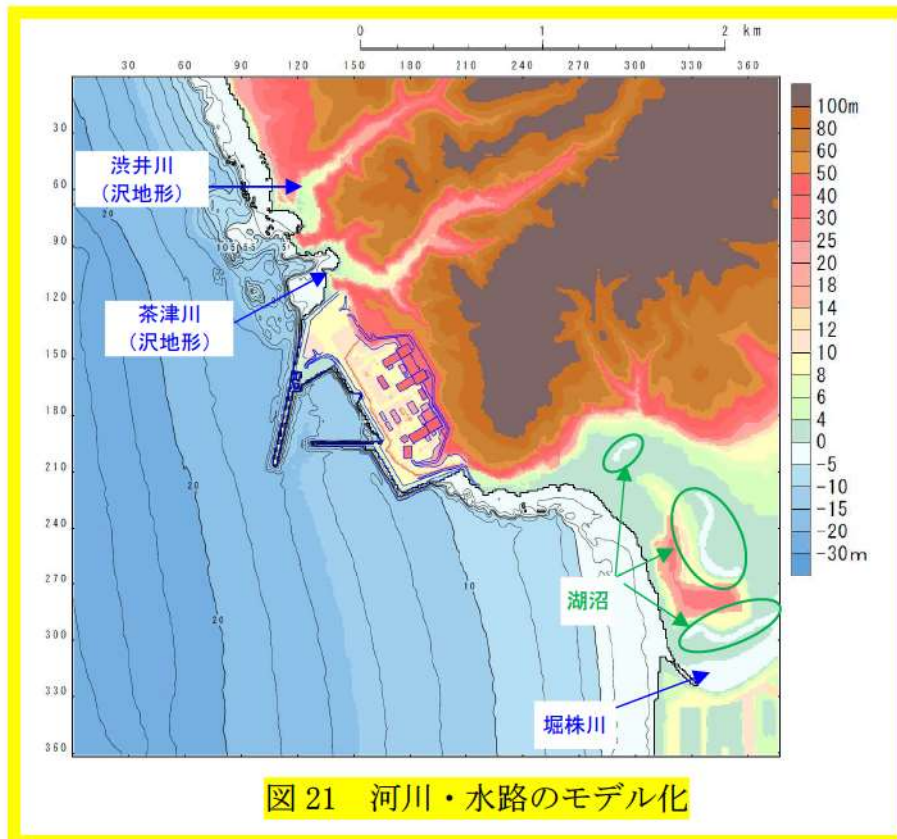


表 7 敷地周辺の河川・水路についての検討結果

ステップ1 敷地周辺の河川・水路の整理		ステップ2 遡上波の河川・水路を経由した敷地への到達可能性	ステップ3 河川・水路のモデル化
敷地 北側	茶津川	敷地北側で敷地に最も近い河川であり、敷地(T.P.10.0m)と標高約50m以上の尾根で隔てられているため、茶津川を経由した津波の敷地への到達はない。	当該河川・水路を経由した津波の敷地への到達はないもの、当該河川・水路が存在する範囲の計算格子サイズで地理院地図やモデル化に用いた地形データに基づき河道や河川周辺の沢地形をモデル化している。
	渋井川	当該河川を遡上して敷地に到達する際、茶津川を経由する必要があり、茶津川からの到達がないため、該当河川からの津波の到達はない。	
	玉川(支流に小沢川)		
	モヘル川 (支流に前ノ小川、盤の小沢川) その他の小河川・水路		
敷地 南側	堀株川(支流に大工川、発足川、十棒川、その他の河川・水路)	敷地(T.P.10.0m)と標高約100m以上の山(丘陵)で隔てられており、堀株川を経由した津波の敷地への到達はない。	
湖沼		敷地(T.P.10.0m)と標高約100m以上の山(丘陵)で隔てられており、湖沼を経由した津波の敷地への到達はない。	

d. 陸上の遡上・伝播の効果

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

陸上の遡上・伝播の効果について、遡上、伝播経路の状態に応じた解析モデル、解析条件が適切に設定されているか。

陸上の遡上・伝播の効果を遡上解析で評価するために、土木学会(2016)に基づき、表8に示すとおり遡上境界条件及び粗度係数を設定している。

なお、土木学会(2016)には表9に示すように遡上域の土地利用状況に応じた粗度係数の設定事例も示されているが、発電所は海域に近く、遡上波が海域から敷地に到達するまでに遡上域の粗度の状況は変化しないと考えられるため、 $0.03\text{m}^{-1/3}/\text{s}$ とした。

表8 計算条件

	A 領域	B 領域	C 領域	D 領域	E 領域	F 領域	G 領域	H 領域
空間格子間隔	5 km	2.5 km	833 m (2500/3)	278 m (2500/9)	93 m (2500/27)	31 m (2500/81)	10m (2500/243)	5m (2500/486)
計算時間間隔	0.1 秒							
基礎方程式	線形長波	非線形長波（浅水理論）※ ¹						
沖側境界条件	自由透過	外側の格子領域と水位・流量を接続						
陸側境界条件	完全反射				小谷ほか（1998）の遡上境界条件			
初期海面変動	波源モデルを用いて Mansinha and Smylie（1971）の方法により計算される鉛直変位を海面上に与える							
海底摩擦	考慮 しない	マニングの粗度係数 $n = 0.03\text{m}^{-1/3}/\text{s}$ （土木学会（2016）より）						
水平渦動粘性	考慮 しない	係数 $K_n = 1.0 \times 10^5 \text{ cm}^2/\text{s}$ （土木学会（2016）より）						
計算潮位	平均潮位（T.P. 0.21m）							
計算再現時間	地震発生後 3 時間							

※¹ 土木学会（2016）では、水深 200m 以浅の海域を目安に非線形長波式を適用するとしている。これを十分に満足するよう B 領域以下（水深 3000m 以浅）で非線形長波式（浅水理論）を適用した。

表9 摩擦項に与える係数（土木学会，2016 に一部加筆）

係数の名称	文献で示されている値	原子力発電所の設計津波 水位評価でよく用いられる値
マニングの 粗度係数 n ($m^{-1/3}s$)	岩崎・真野(1979)：海域 0.03 後藤・佐藤(1993)：海域 0.025 小谷ほか(1998)：遡上域 (次のとおり) 高密度居住区 0.08 中密度居住区 0.06 低密度居住区 0.04 森林域 0.03 田畑域 0.02	海域 0.025, 0.03 遡上域 0.025, 0.03 評価地点周辺の遡上域：地形状況に 合わせて設定
摩擦係数 k_b	田中(1985)：深海域 0.0026 浅海域 0.005～0.01 遡上域 0.01～0.5	深海域（15m 以深目安）0.0026 浅海域（15m 以浅目安）0.00637 遡上域 0.01

e. 伝播経路上の人工構造物

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

伝播経路上の人工構造物について、遡上解析上、影響を及ぼすものが考慮されているか。遡上域のメッシュサイズを踏まえ適切な形状にモデル化されているか。

敷地及び敷地周辺の津波伝播経路上の人工構造物については、図 22 に示す検討フローに基づき検討した上で、地形モデルに人工構造物の反映を行った。

【ステップ 1】：敷地及び敷地周辺の伝播経路上の人工構造物の整理

国土地理院ウェブサイト「地理院地図」及び空中写真により敷地及び敷地周辺の人工構造物を整理



【ステップ 2】：人工構造物の遡上解析への影響評価

ステップ 1 で整理した人工構造物に対して、遡上解析への影響（敷地へ進行する津波の流れを遮り、方向を変える等）を評価



【ステップ 3】：人工構造物のモデル化

ステップ 2 の評価結果を考慮した上で地形モデルに人工構造物を反映

図 22 敷地及び敷地周辺の人工構造物についての検討フロー

(a) 敷地及び敷地周辺の伝播経路上の人工構造物の整理 (ステップ1)

図23に示すとおり、海岸線の特徴を考慮して、「敷地周辺」を敷地北側の兜岬から敷地南側の岩内港まで(敷地から6km以内)として、人工構造物を抽出した。人工構造物の抽出方法は図24に、整理結果は表10の「ステップ1: 敷地周辺の人工構造物の整理」に示すとおりである。

敷地北側では、海岸線付近に離岸堤、突堤、護岸、モヘル川及び玉川の河口付近に護岸があり、泊漁港の港湾施設、泊村漁協泊村栽培漁業センターの港湾施設、茶津漁港の港湾施設が確認された。

敷地南側では、堀株港の港湾施設、岩内港の港湾施設があり、岩内平野の海岸線及び堀株川河口付近に護岸がある。

発電所専用港には、防波堤及び護岸がある。

海上設置物については、図25に示すとおり、発電所周辺では、さけ定置漁業やほたての養殖漁業が営まれており、養殖施設等の海上設定物が認められる。

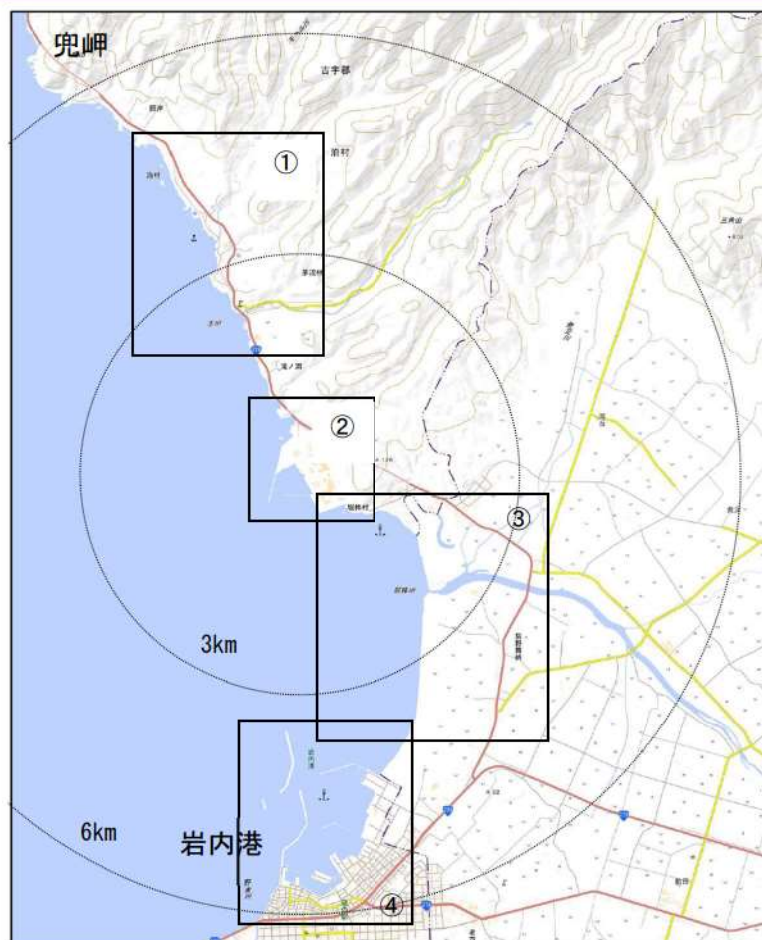


図23(1) 人工構造物の抽出範囲(全体図) ※

※国土地理院「地理院地図」に一部加筆



図 23 (2) 人工構造物の抽出範囲 (範囲①) ※

※国土地理院「地理院地図」に一部加筆



図 23 (3) 人工構造物の抽出範囲 (範囲②) *

※国土地理院「地理院地図」に一部加筆



図 23 (4) 人工構造物の抽出範囲 (範囲③) ※

※国土地理院「地理院地図」に一部加筆



図 23 (5) 人工構造物の抽出範囲 (範囲④) ※

※国土地理院「地理院地図」に一部加筆

人工構造物の抽出方法（国土地理院ウェブサイト）

国土地理院ウェブサイトにより、海岸付近で「防波堤等」、「水制」の地図記号が記載されている箇所を確認し、さらに空中写真により構造物を確認し、人工構造物を抽出した。



防波堤等：

防波堤、突堤、埠頭や河川の護岸（コンクリート製）等の地図記号。長さ 25 メートル以上、幅 7.5 メートル未満のものが表示



水制：

海岸や河川の水の勢いを弱め海岸や川岸が削られることを防いだり、流れの方向を整えるために水中に設ける工作物。幅 20 メートル未満のものは 1 列、幅 20 メートル以上のものは複数列で表示



標準地図



空中写真

図 24 人工構造物の抽出方法

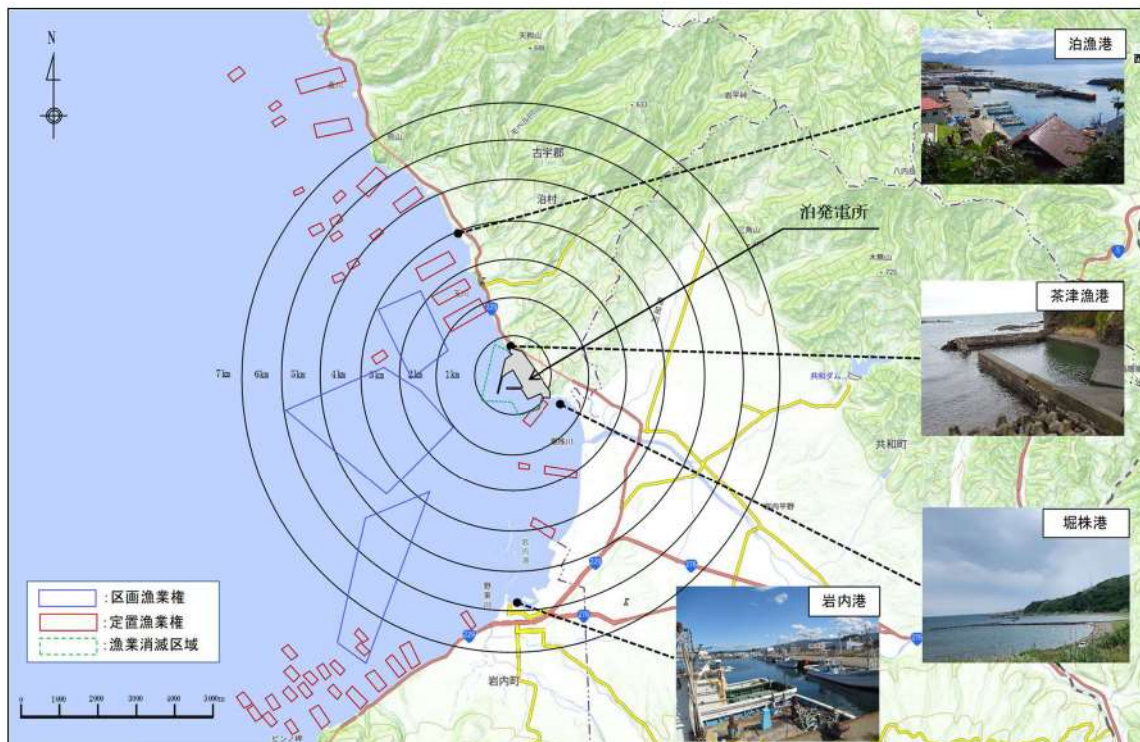


図 25 敷地周辺の海上設置物の抽出

(b) 人工構造物の遡上解析への影響評価 (ステップ2)

土木学会 (2016) によれば、津波の伝播過程や遡上過程に存在する建物等の構造物や海岸堤防及び防波堤等の二次元構造物は、津波の挙動に影響を与え、特に二次元構造物は津波の流れを遮り、方向を変える等、比較的影響が大きいとされている。津波の流れを遮り、方向を変える等の影響が生じた場合には、敷地前面の最高水位が変化するため、「津波の流れを遮り、方向を変える等の影響」に着目して、ステップ1で整理した人工構造物の遡上解析への影響を評価した。

評価結果は、表10の「ステップ2：遡上解析への影響評価」に示すとおりである。

専用港の防波堤・護岸は、恒設の人工構造物であり、直接的に敷地へ進行する津波の流れを遮り、方向を変えることから、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が大きい。ただし、基準地震動や基準津波に対する耐震性、耐津波性が確認された構造物ではないことから、津波時の防波堤・護岸の損傷状態に不確定性がある。

泊漁港、泊村漁協泊村栽培漁業センター、茶津漁港、堀株港、岩内港の防波堤・護岸は、直接的に敷地へ進行する津波の流れを遮り、方向を変える可能性は低いことから、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が小さい。

離岸堤、突堤 (透過性) は、恒設の人工構造物であるが、透過性を有するため、津波の挙動を変化させる効果は小さいと考えられる。

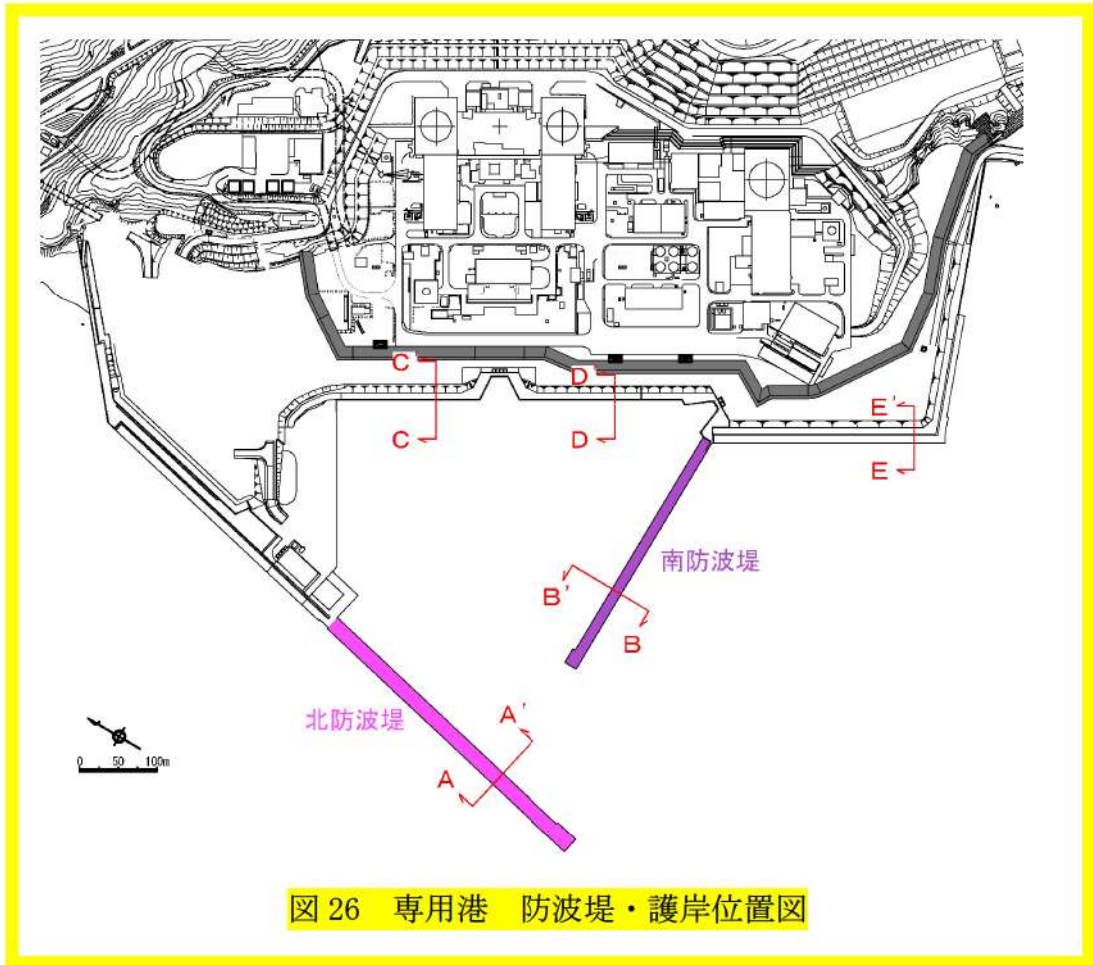
定置網、養殖施設等の海上設置物は、恒設の人工構造物ではないと考えられるとともに、透過性を有するため、津波の挙動を変化させる効果は小さいと考えられる。

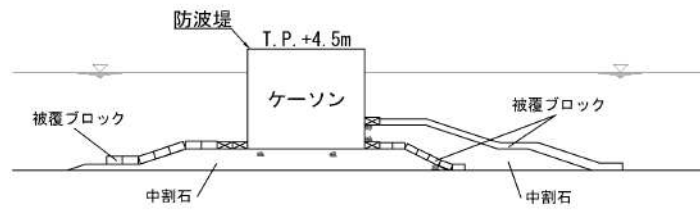
(c) 人工構造物のモデル化 (ステップ3)

ステップ2の遡上解析への影響を考慮し、人工構造物のモデル化方法を検討した。検討結果は、表10の「ステップ3：人工構造物のモデル化」に示すとおりである。

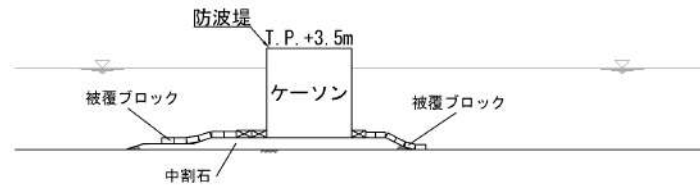
影響が大きい専用港の防波堤・護岸については図26及び図27の専用港の防波堤・護岸位置図及び防波堤・護岸断面図に基づきモデル化し、図28に示すとおり位置・天端高が適切にモデル化されていることを確認した。

影響が小さいその他のモデル化すべき構造物については、計算格子サイズに応じて地理院地図、地形データに基づき形状をモデル化した。

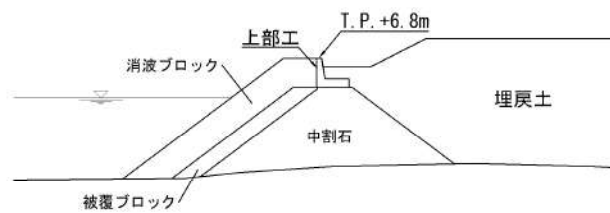




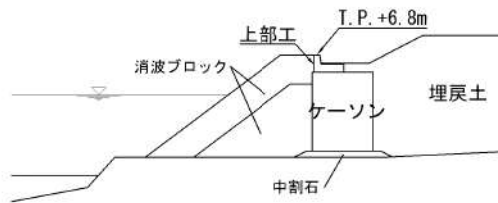
A-A' 断面 (北防波堤)



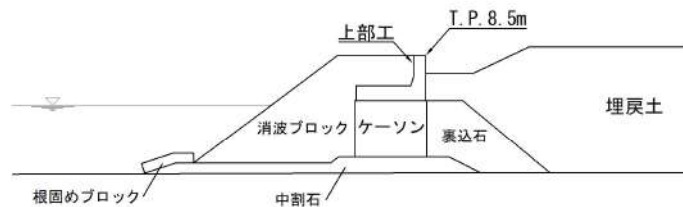
B-B' 断面 (南防波堤)



C-C' 断面 (護岸)



D-D' 断面 (護岸)



E-E' 断面 (護岸)

図 27 防波堤・護岸断面図

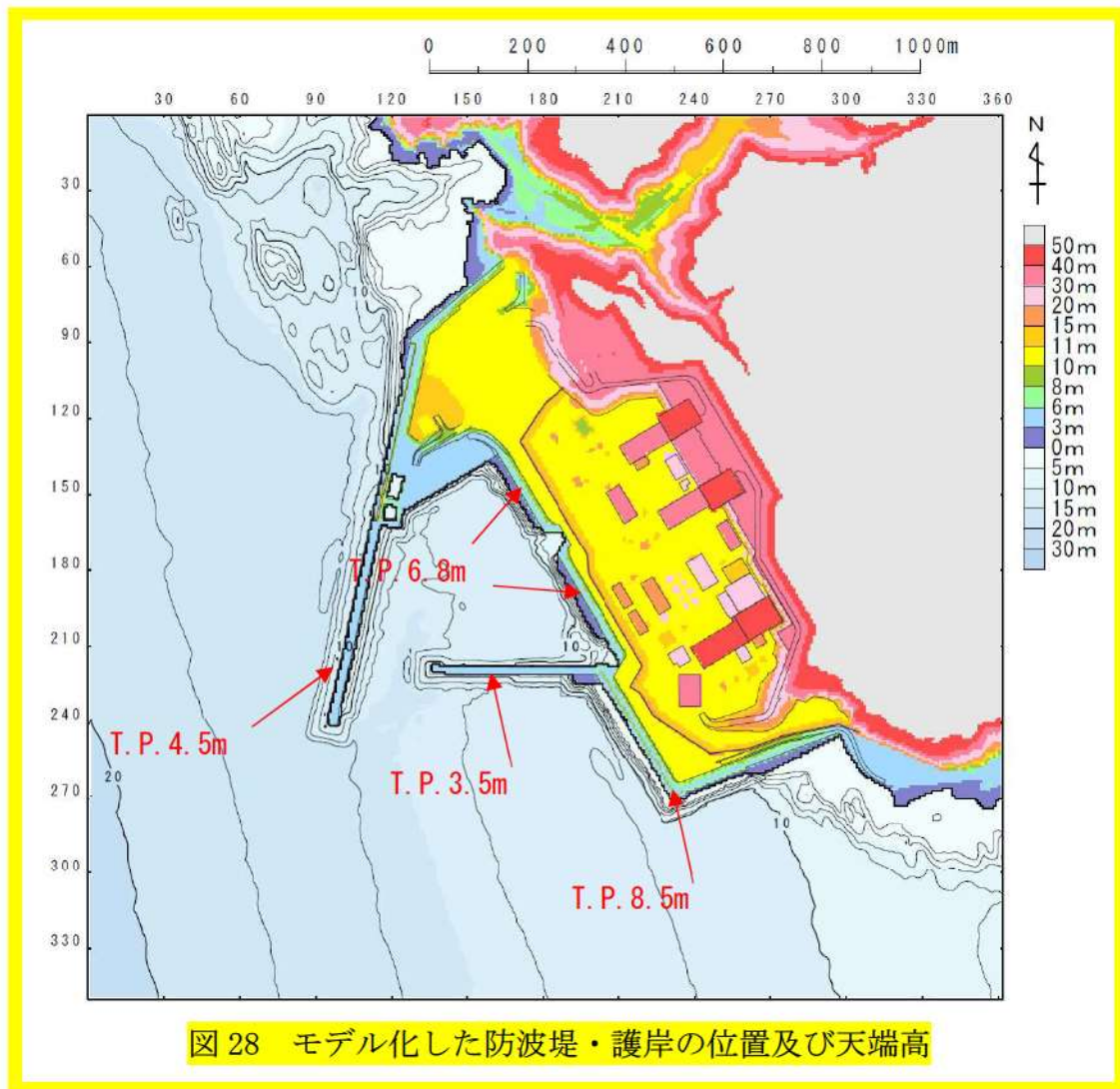


図 28 モデル化した防波堤・護岸の位置及び天端高

表 10 敷地及び敷地周辺の津波伝播経路上の人工構造物についての検討結果

ステップ1： 敷地周辺の人工構造物の整理		ステップ2： 越上解析への影響評価		ステップ3：人工構造物のモデル化	
		人工構造物のモデル化	計算格子サイズ	モデルの妥当性	
敷地	専用港	恒設の人工構造物であり、直接的に敷地へ進行する津波の流れを遮り、方向を変えることから、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が大きい。しかしながら、基準地震動や基準津波に対する耐震性、耐津波性が確認された構造物ではないことから、津波時の防波堤の損傷状態に不確定性がある。	恒設であり、敷地前面の影響が大きいことから、港湾の竣工図面に基づきモデル化	5m 格子	防波堤の詳細な形状・天端高が確認できる港湾の竣工図面を用いて、土木学会(2016)による敷地周辺の最小格子間隔の目安(10m程度)よりも細かい5m格子のモデル化を行うことで、敷地の津波水位に影響を及ぼす可能性のある防波堤近傍の局所的な水位変動・流速を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
	防波堤	恒設の人工構造物であり、直接的に敷地へ進行する津波の流れを遮り、方向を変える可能性は低いことから、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が小さい。	計算格子サイズに応じて地理院地図、地形データに基づき形状をモデル化	10～93m 格子	敷地前面の津波の最高水位に与える影響が小さいものの、各格子サイズに応じて地理院地図、地形データに基づきモデル化し、津波の防波堤による影響を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
護岸	専用港	恒設の人工構造物であり、敷地へ進行する津波の流れを遮り、方向を変えることから、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が大きい。しかしながら、基準地震動や基準津波に対する耐震性、耐津波性が確認された構造物ではないことから、津波時の護岸の損傷状態に不確定性がある。	恒設であり、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が大きいことから、港湾の竣工図面に基づきモデル化	5m 格子	護岸の詳細な形状・天端高が確認できる港湾の竣工図面を用いて、土木学会(2016)による敷地周辺の最小格子間隔の目安(10m程度)よりも細かい5m格子のモデル化を行うことで、敷地の津波水位に影響を及ぼす可能性のある防波堤近傍の局所的な水位変動・流速を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
	泊漁港、泊村漁協泊村栽培漁業センター、茶津漁港、堀株港、岩内港、堀株港、岩内港、玉川河口付近、堀株川河口付近、海岸沿い	恒設の人工構造物であり、直接的に敷地へ進行する津波の流れを遮り、方向を変える可能性は低いことから、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が小さい。	計算格子サイズに応じて地理院地図、地形データに基づき形状をモデル化	10～93m 格子	敷地前面の津波の最高水位に与える影響が小さいものの、各格子サイズに応じて地理院地図、地形データに基づきモデル化し、津波の護岸による影響を解析上考慮できるため、モデル化は妥当である。
その他	離岸堤、突堤(透過性)	恒設の人工構造物であるが、透過性を有するため、津波の挙動を変化させる効果は小さい。	モデル化しない	—	—
海上設置物	定置網、養殖施設等(透過性)	恒設の人工構造物ではないと考えられるとともに、透過性を有するため、津波の挙動を変化させる効果は小さい。	モデル化しない	—	—

※添付資料2において、数値シミュレーション手法(地形モデルを含む)及び数値解析プログラムについては、土木学会(2016)に基づき、既往津波である1998年北海道南西沖地震津波の再現性を確認し、津波の痕跡高と数値シミュレーションによる津波高との比較から求める幾何平均K及び幾何標準偏差κが、再現性の指標である $0.95 < K < 1.05$ 、 $\kappa < 1.45$ を満足していることから妥当なものと判断している。

(2) 敷地周辺の遡上・浸水域の把握に当たっての考慮事項

a. 津波の浸入角度及び速度並びにそれらの経時変化

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

敷地前面・側面及び敷地周辺の津波の浸入角度及び速度並びにそれらの経時変化が把握されているか。また、敷地周辺の浸水域の寄せ波・引き波の津波の遡上・流下方向及びそれらの速度について留意されているか。

敷地前面・側面及び敷地周辺の津波の浸入角度及び速度並びにそれらの経時変化、浸水域の寄せ波・引き波の経時変化については、遡上解析結果として図29に示す水位・流速ベクトルのスナップショットにより把握している。

なお、基準津波は審査中であるため、今後変更となる可能性がある。

● : 追而

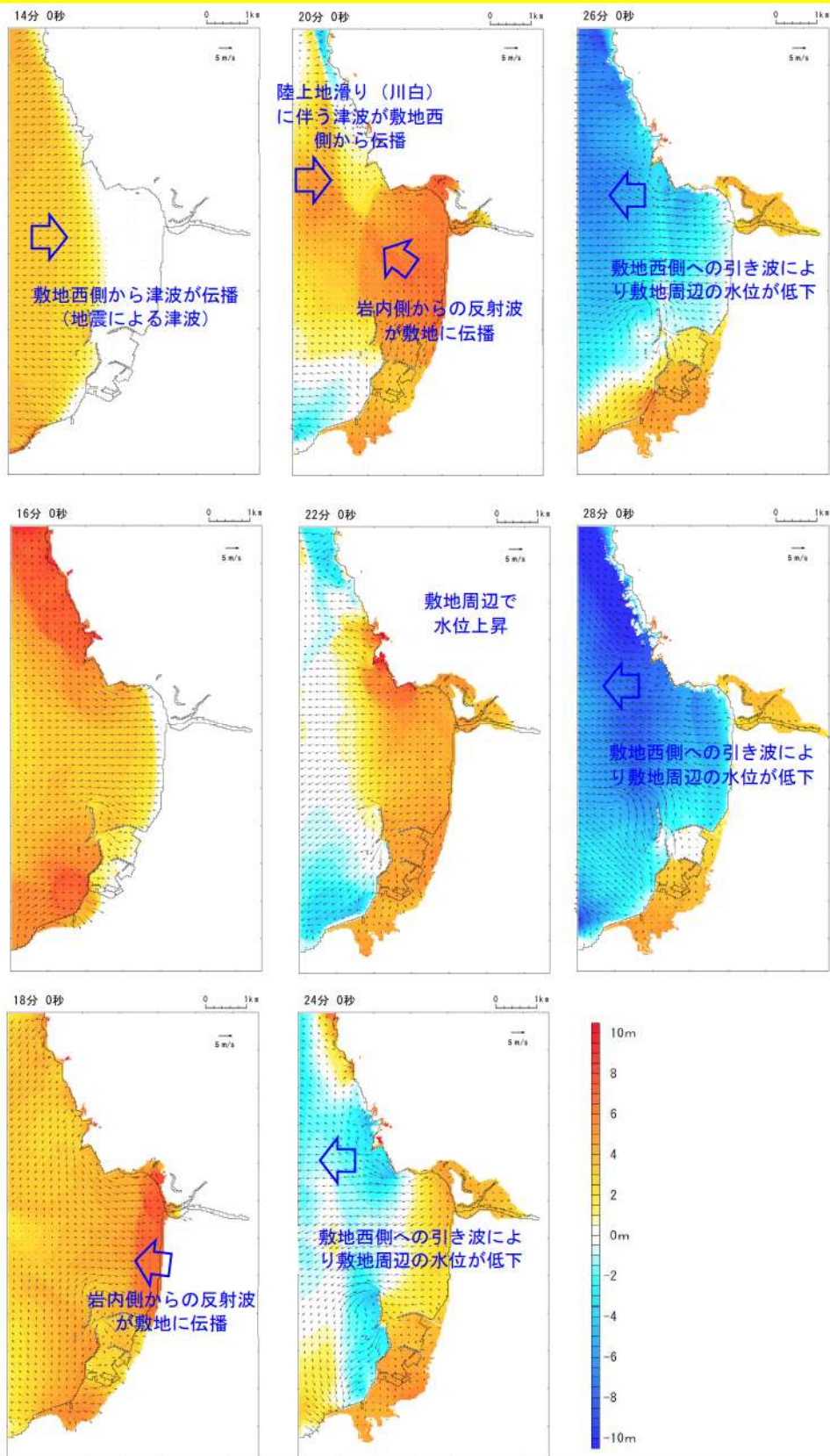


図 29 水位・流速分布の経時変化(スナップショット)(基準津波●)

b. 遡上波の敷地前面からの敷地への到達可能性

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

敷地前面又は津波浸入方向に正対した面における敷地及び津波防護施設について、その標高の分布と施設前面の津波の遡上高さの分布を比較し、遡上波が敷地に地上部から到達・流入する可能性が考えられるか。

敷地前面又は津波浸入方向に正対した面としては、防潮堤及び防潮堤外部からのアクセスルートトンネル入口がある防潮堤北側端部の地山斜面がある。

図30に示すとおり、遡上解析により最大水位上昇量分布から、防潮堤内への津波の流入はないことを確認した。また、図31に示すとおり、防潮堤沿いの最大水位縦断図等により、防潮堤を乗り越えて防潮堤内に流入する津波がないことを確認した。

アクセスルートトンネルについては、トンネル前面等の最大水位上昇量分布により、防潮堤外から防潮堤内への津波の流入はないことを確認した。なお、今後の基準津波の変更に伴い、流入の可能性がある場合は、管路解析等によりトンネルから防潮堤内への流入を評価する予定である。

● : 追而

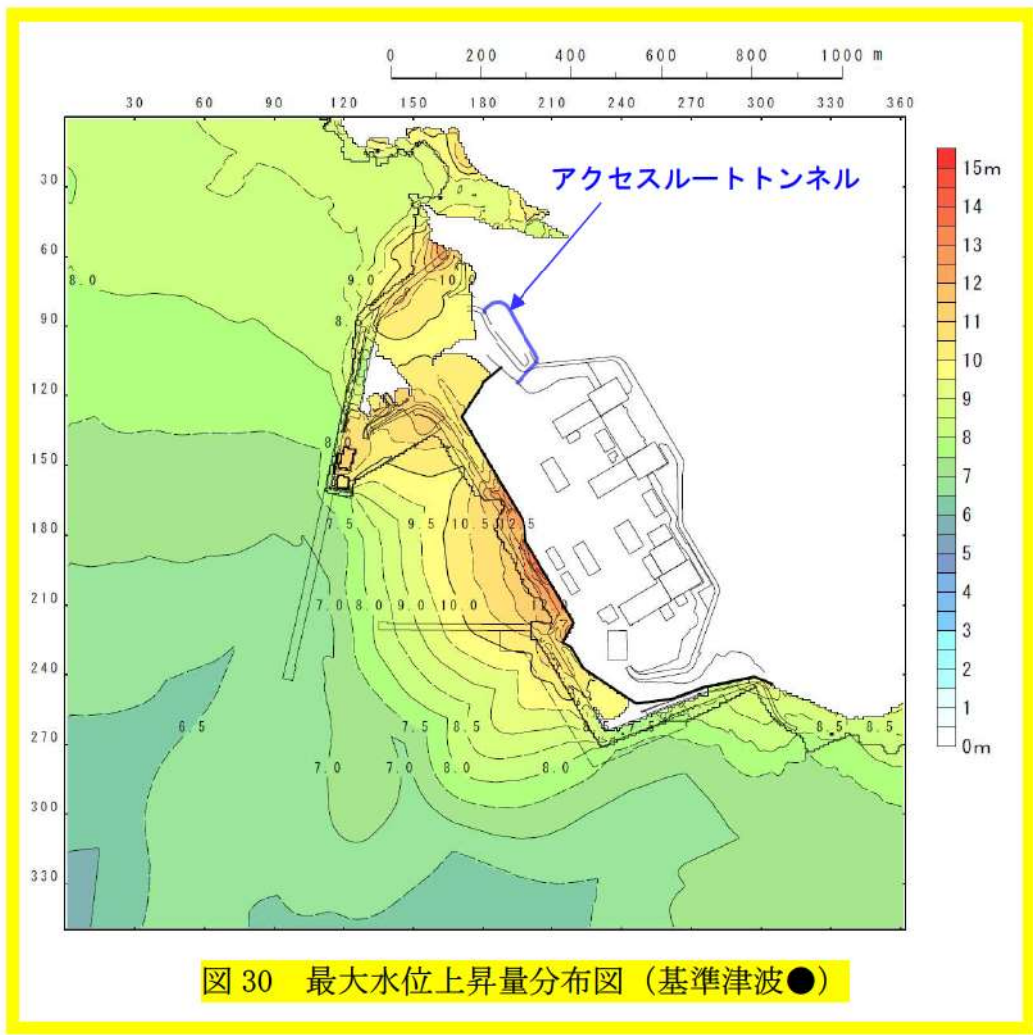
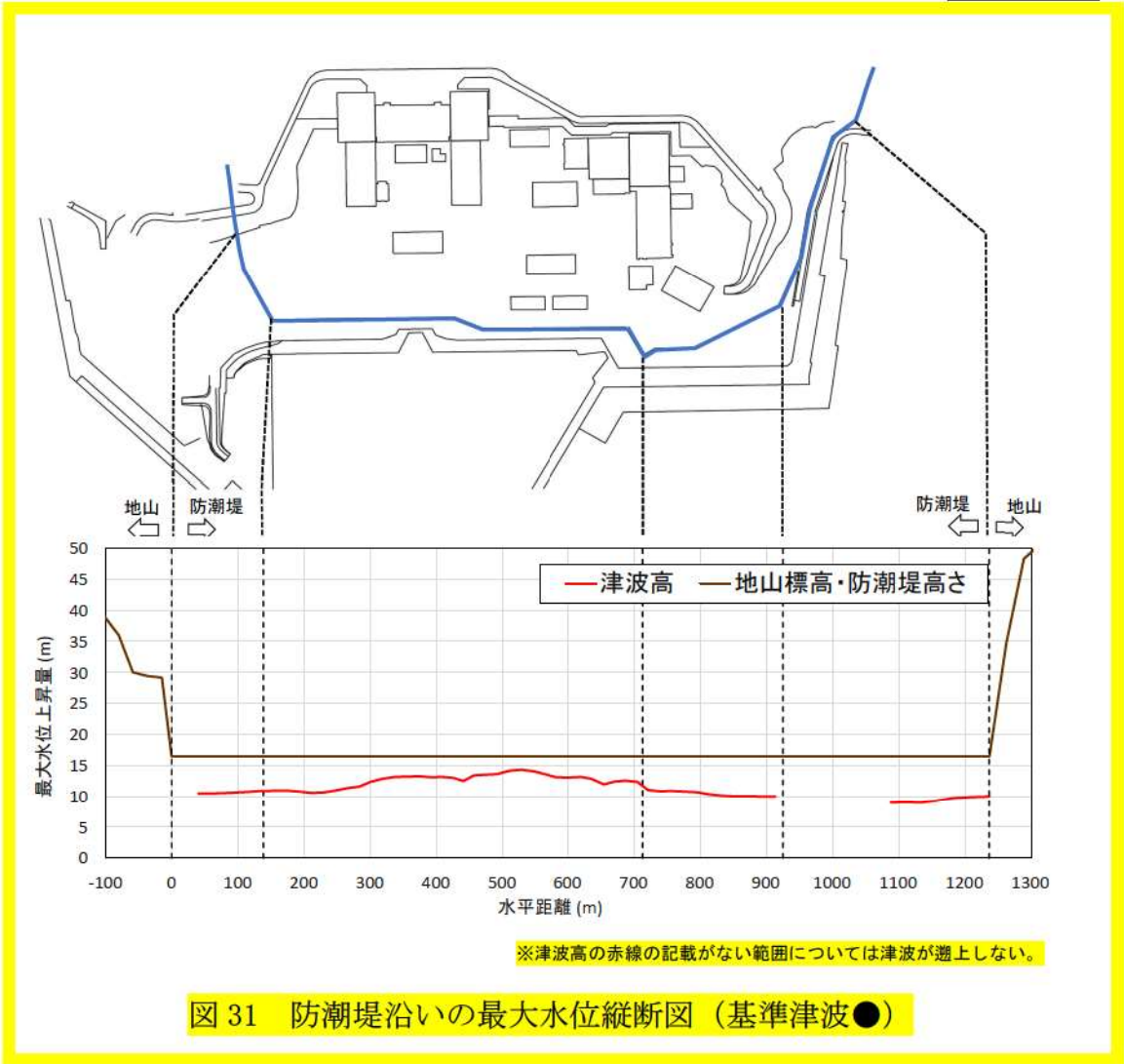


図 30 最大水位上昇量分布図 (基準津波●)

● : 追而



c. 遡上波の敷地周辺地形等からの敷地への回り込みの可能性

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

敷地及び敷地周辺の地形、標高の局所的な変化並びに河川、水路等の津波の遡上・流下方向に与える影響により、遡上波の敷地への回り込みの可能性が考えられるか。

図32の最大水位上昇量分布に示すとおり、遡上解析に影響を及ぼす地形・標高・人工構造物をモデル化した地形を初期条件とした遡上解析結果から、敷地及び敷地周辺の地形、標高の局所的な変化並びに河川、水路等の津波の遡上・流下方向に与える影響により、遡上波の敷地への回り込みがないことを確認した。

茶津入構トンネルについては、トンネル前面等の最大水位上昇量分布により、防潮堤外から防潮堤内への津波の流入はないことを確認した。なお、今後の基準津波の変更に伴い、流入の可能性がある場合は、管路解析等によりトンネルから防潮堤内への流入を評価する予定である。

河川からの回り込みについては、図33に示すとおり、敷地周辺の茶津川は敷地と標高約50m以上の尾根、堀株川(支川の大工川及び発足川含む)は敷地と標高約100mの山(丘陵)で隔てられているため、それらを経由した津波の敷地への回り込みはない。

なお、外部と敷地へのアクセスルートとして、図34に示すとおり敷地北側に茶津第二トンネル(断面積約45m²×延長約110m、図35)があり、発電所構外と接続されている。数値シミュレーションで使用する地形モデルには、茶津第二トンネルは反映していないものの、トンネルからの流入による津波の遡上量は、護岸部からの直接の遡上量と比較して小さいことから、防潮堤前面における津波水位への影響は小さいと考えられる。

● : 追而

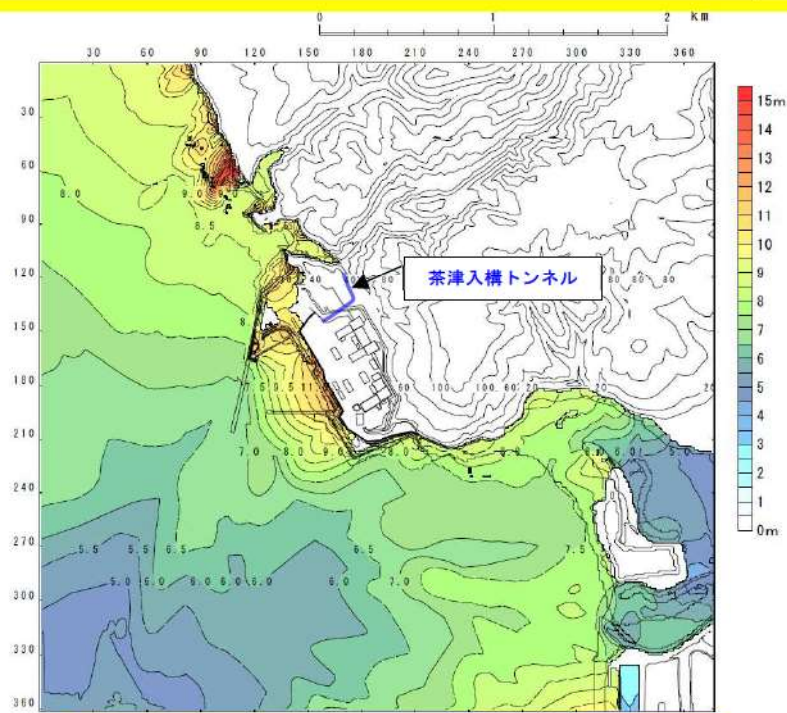


図 32 最大水位上昇量分布図 (基準津波●)

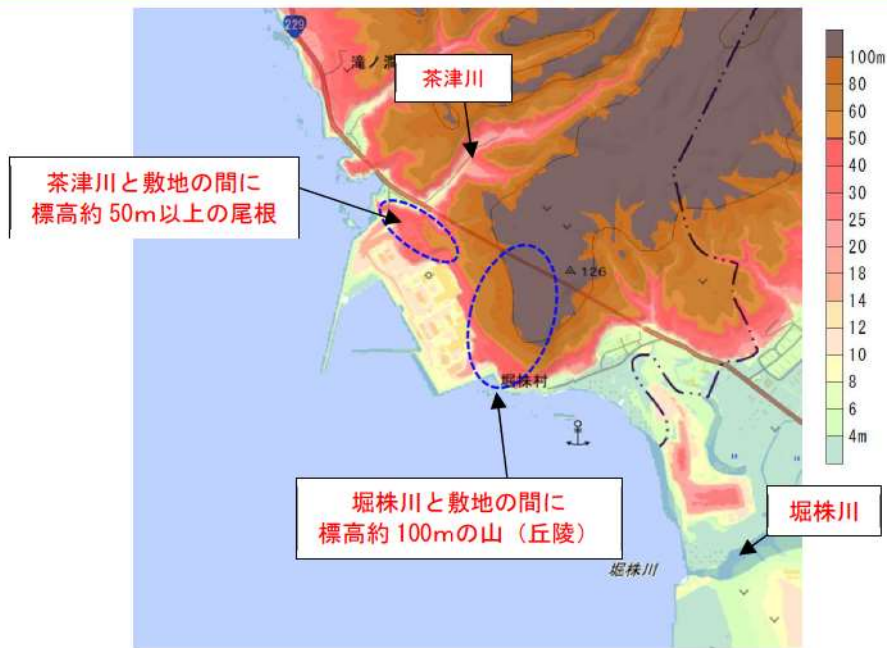


図 33 敷地周辺の地形と標高と河川※

※国土地理院「地理院地図」に一部加筆

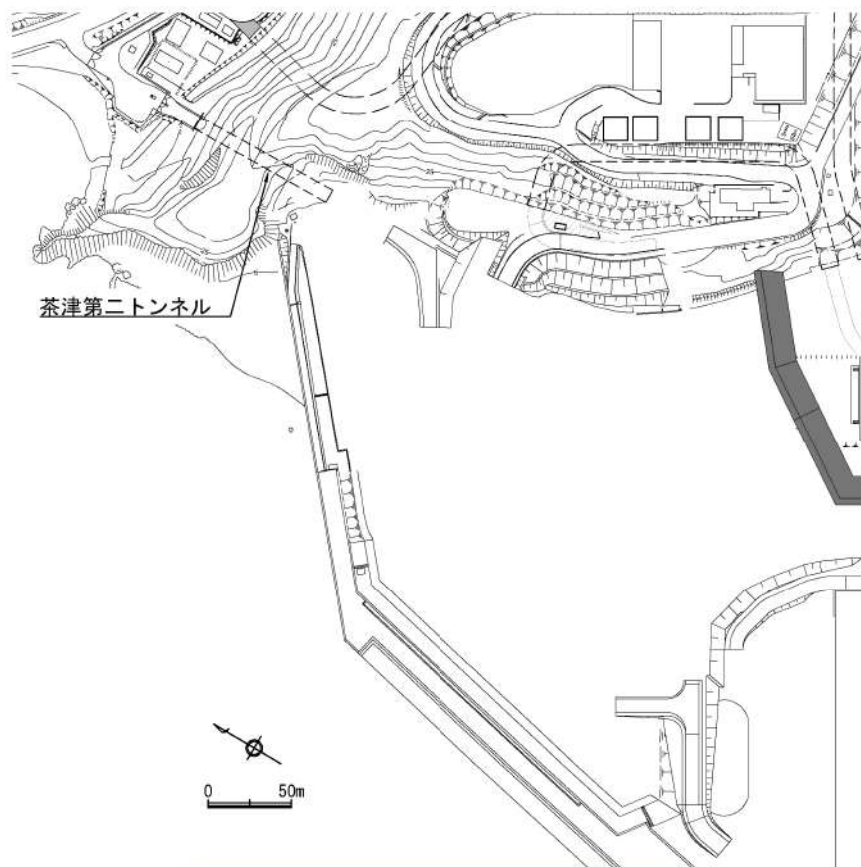


図 34 茶津第二トンネルの位置図

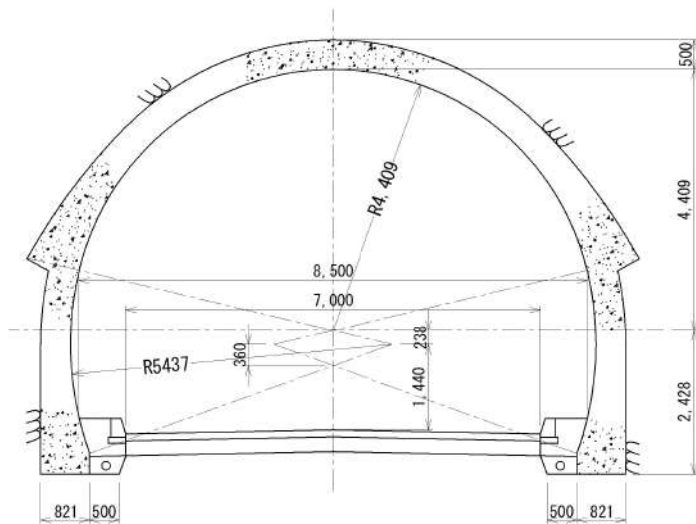
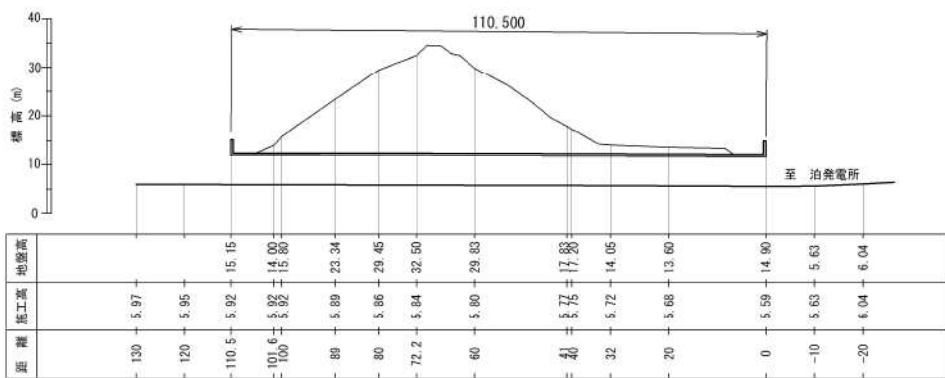
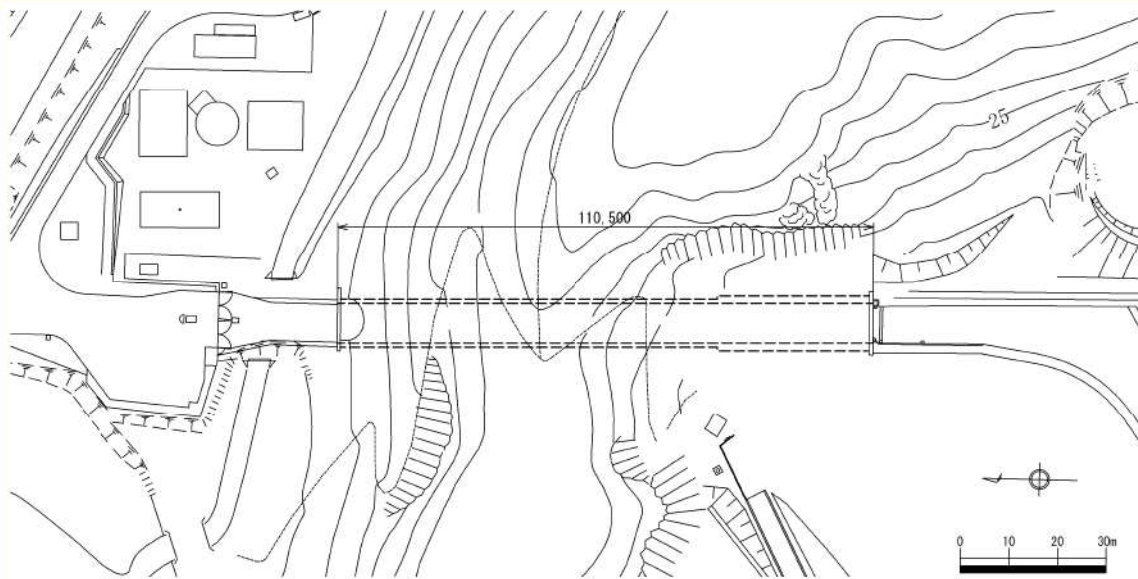


図 35 茶津第二トンネルの平面図及び縦断面図，標準断面図

2. 地震・津波による地形等の変化に係る評価

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイドの要求事項に基づき、以下の検討方針に従い、津波遡上経路に及ぼす影響について検討した。

【規制基準における要求事項等】

次に示す可能性があるかについて検討し、可能性がある場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。

- ・ 地震に起因する変状による地形，河川流路の変化
- ・ 繰り返し来襲する津波による洗掘・堆積による地形，河川流路の変化

入力津波は、基準津波の波源から各施設・設備等の設置位置において算定される時刻歴波形として設定する。具体的な入力津波の設定に当たっては、以下のとおりとする。

- ・ 入力津波が各施設・設備の設計・評価に用いるものであることを念頭に、津波の高さ，津波の速度，衝撃力等，着目する荷重因子を選定した上で、各施設・設備の構造・機能損傷モードに対応する効果を安全側に評価する。

(1) 地震による地盤変状若しくはすべり又は津波による地形変化・標高変化の想定及び遡上波の敷地への到達可能性について

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

遡上解析結果を踏まえ、遡上及び流下経路上の地盤並びにその周辺の地盤について、地震による液状化、流動化（以下「地震による地盤変状」という。）若しくはすべり又は津波による地形変化若しくは標高変化が考えられる場合は、遡上波の敷地への到達（回り込みによるものを含む。）の可能性について確認する。なお、敷地の周辺斜面が、遡上波の敷地への到達に対して障壁となっている場合は、当該斜面の地震時及び津波時の健全性について、重要施設の周辺斜面と同等の信頼性を有する評価を実施する等、特段の留意が必要である。

敷地への遡上及び流下経路上の地盤等について、図 36 に示す検討フローに基づき、地震・津波による地形、標高変化を考慮した津波評価を実施し、敷地への遡上経路に及ぼす影響及び入力津波の設定において考慮すべき地形変化について検討する。検討対象と影響要因として検討する地形変化の項目を表 11 に示す。

- ・ 基準地震動 S_s による地盤変状や基準津波による洗堀を想定して入力津波への影響の有無を検討し、入力津波の設定に影響を与える場合には、影響要因として設定する。
- ・ 基準地震動 S_s 及び基準津波による斜面崩壊の有無等を検討し、崩壊が想定される場合には入力津波を設定する際の影響要因として設定する。
- ・ 基準地震動 S_s 及び基準津波による損傷が想定される防波堤・護岸について、入力津波への影響の有無を検討し、入力津波の設定に影響を与える場合には、影響要因として設定する。

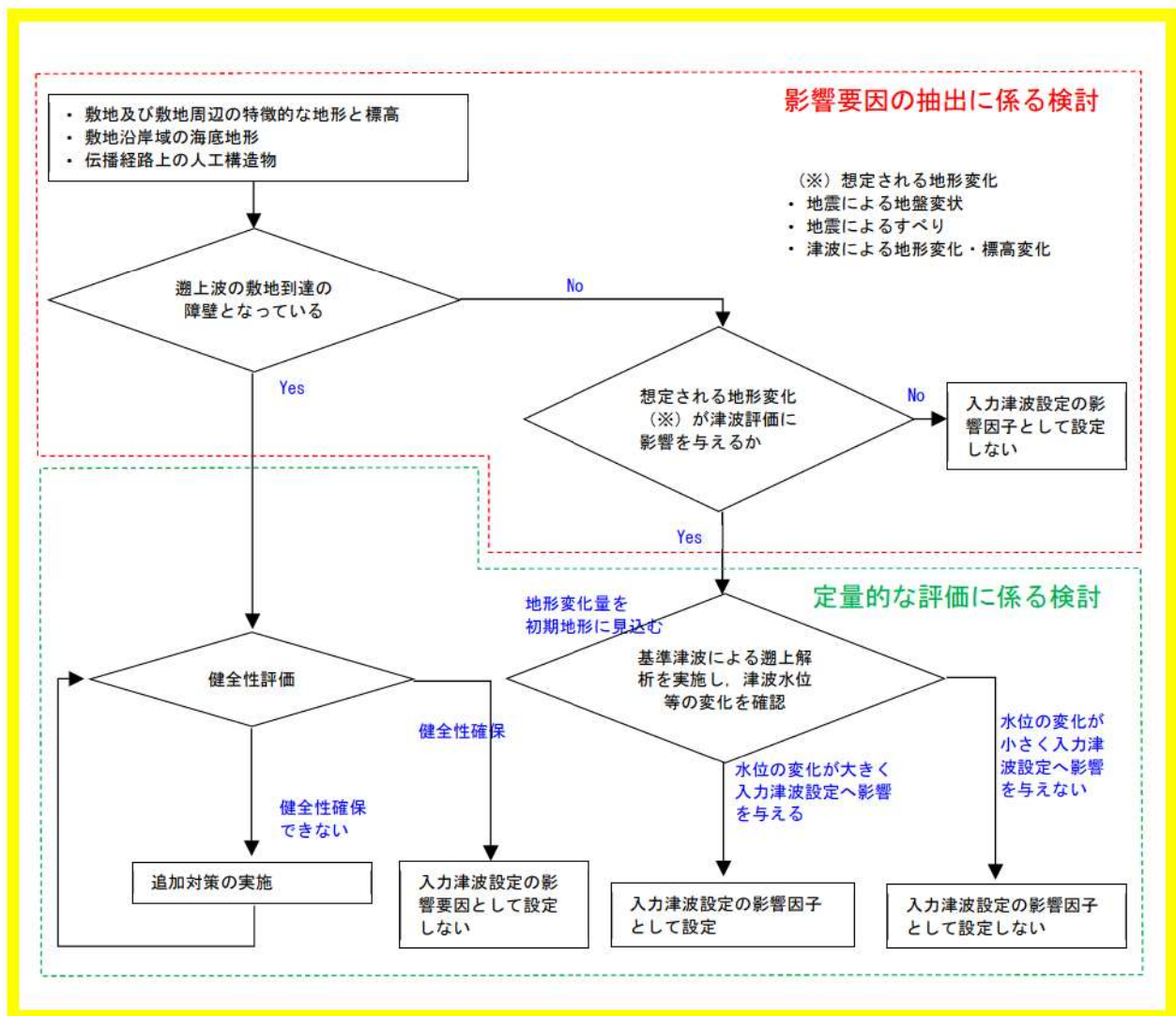


図 36 地震及び津波による地形変化・標高変化の検討フロー

表 11 検討対象と影響要因として検討する地形変状の項目

検討対象	影響要因として検討する地形変状の項目
敷地及び敷地周辺の特徴的な地形と標高	敷地地盤（陸域）の地震による地盤変状及び津波による洗堀
	地山斜面（茶津側・堀株側）の地震及び津波による崩壊・浸食
	地滑り地形（堀株・発電所背後）の地震による崩壊
	土捨場の地形改変 ^{※1} ・地震による崩壊
敷地沿岸域の海底地形	専用港内の地盤変状 ^{※2}
人工構造物	専用港防波堤・護岸の地震及び津波による損傷

※1：土捨場の地形改変は入力津波への影響が不明であるため、地形改変を反映した地形での遡上解析によって影響を検討する。

※2：海域の地盤変状（沈下）は津波水位を低くする可能性があり、考慮しない方が保守的と考えられるものの、地震による地盤変状が入力津波の設定に与える影響について検討する。

a. 敷地の地盤変状に関する検討

基準地震動 S_s や基準津波による洗堀による地盤変状として、陸域及び海域の沈下を想定し、入力津波への影響の有無を検討し、入力津波を設定する際の影響要因として設定する。

(a) 対象とする地形・構造物

表 5 及び表 10 にて整理した地形モデルに反映した敷地周辺の地形・構造物のうち、表 12 に示すように入力津波評価への影響を評価した上で、地震による地盤変状を考慮する地形を抽出した。

表 12 敷地周辺地盤の入力津波評価への影響

地形モデルに反映した敷地周辺の地形・構造物	入力津波評価への影響	地形変化の想定
敷地地盤	防潮堤前面の地盤であるため、防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面の津波水位に影響を与える可能性がある。	地震による地盤変状 津波による洗堀 ^{※1}
防波堤・護岸	防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面へ進行する津波の流れを遮り、方向を変えることから、敷地前面の津波の最高水位に与える影響が大きい。	地震・津波による損傷
敷地前面海底地盤	敷地前面の地盤であるため、防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面の津波水位に影響を与える可能性があるが、沈下等で水深が深くなると津波水位は低下する可能性が高いものの、専用港内は取水口前面の海底地盤であるため、沈下により取水性に影響を与える可能性がある。	地震による地盤変状 (防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面の津波水位への影響は海底面の沈下を考慮しない方が保守的と考えられるものの、取水性に関して入力津波評価への影響が否定できないため、検討を行う)

※1：津波による洗堀はアスファルト又はコンクリートで地表面を舗装することから影響因子として設定しない。
(参考資料 3 参照)

(b) 敷地地盤の地形変化について

イ. 沈下量設定方法について

敷地は、揺すり込み及び液状化に伴う地盤の沈下が想定されることから、沈下量を算定して地形モデルに反映する沈下量を設定する。

揺すり込みに伴う沈下量の算定は、不飽和地盤の揺すり込みによる沈下量を算定する。液状化に伴う沈下量の算定は、飽和地盤（飽和埋戻土、飽和砂）における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下と、基準地震動 S_s に対する残留変形量（沈下量）に分けて算定する。なお、「別添 1 1. 3 (1) b. 敷地周辺の遡上・浸水域の把握」において把握した基準津波の遡上域のうち、敷地の地盤について沈下量の設定を行うこととする。

ロ. 沈下量算定断面について

敷地における平面図及び各断面における地質断面図を図 37～43 に示す。

地震による沈下量は、地下水位以深の飽和地盤である埋戻土及び砂層の側方流動による残留変形量及び過剰間隙水圧消散による沈下量、地下水位以浅の埋戻土の揺すり込み沈下量の合計で算定する。

沈下量が大きくなると想定される敷地については、図 38 に示す防潮堤沿線(A-A' 断面) から砂層が分布するエリアや専用港岸壁周辺エリアを選定することとし、護岸仕様、埋戻土及び砂層の厚さ、岩盤傾斜に着目して B-B' 断面～F-F' 断面を抽出した。

表 13 より、埋戻土及び砂層がより厚く岩盤が急傾斜である断面は B-B' 断面であることから、B-B' 断面を代表断面として選定して算定した沈下量を敷地に一様に適用し、遡上解析を実施することとする。

表 13 沈下量を適用する代表断面設定

断面	護岸仕様		埋戻土厚さ	護岸直下の砂層厚さ	岩盤傾斜	評価
	形式	基礎				
B-B'	ケトン	砂層	全体：約 22m 程度 地下水位以深 ：約 12m 程度	55m 程度	山側は急傾斜で 護岸直下より海 側は緩やか	防潮堤海側の砂層が 最も厚く岩盤が急傾 斜である：◎*
C-C'	捨石 傾斜	岩盤	全体：約 20m 程度 地下水位以深 ：約 10m 程度	無し	ほぼ平坦	護岸は岩着し砂層は 防潮堤から護岸の間 に存在しない：△*
D-D'	捨石 傾斜	砂層	全体：約 25m 程度 地下水位以深 ：約 15m 程度	20m 程度	緩やか	B-B' 断面よりも砂層 は薄く岩盤は緩やか (平坦・逆傾斜) で、埋戻土厚さに大 きな差はない (E-E' 断面は小さい)：○*
E-E'	ケトン	砂層	全体：約 14m 程度 地下水位以深 ：約 10m 程度	25m 程度	ほぼ平坦	
F-F'	ケトン	砂層	全体：約 25m 程度 地下水位以深 ：約 15m 程度	25m 程度	谷形状で 海側に逆傾斜	

※沈下量の大きさ ◎：大，○：中，△：小

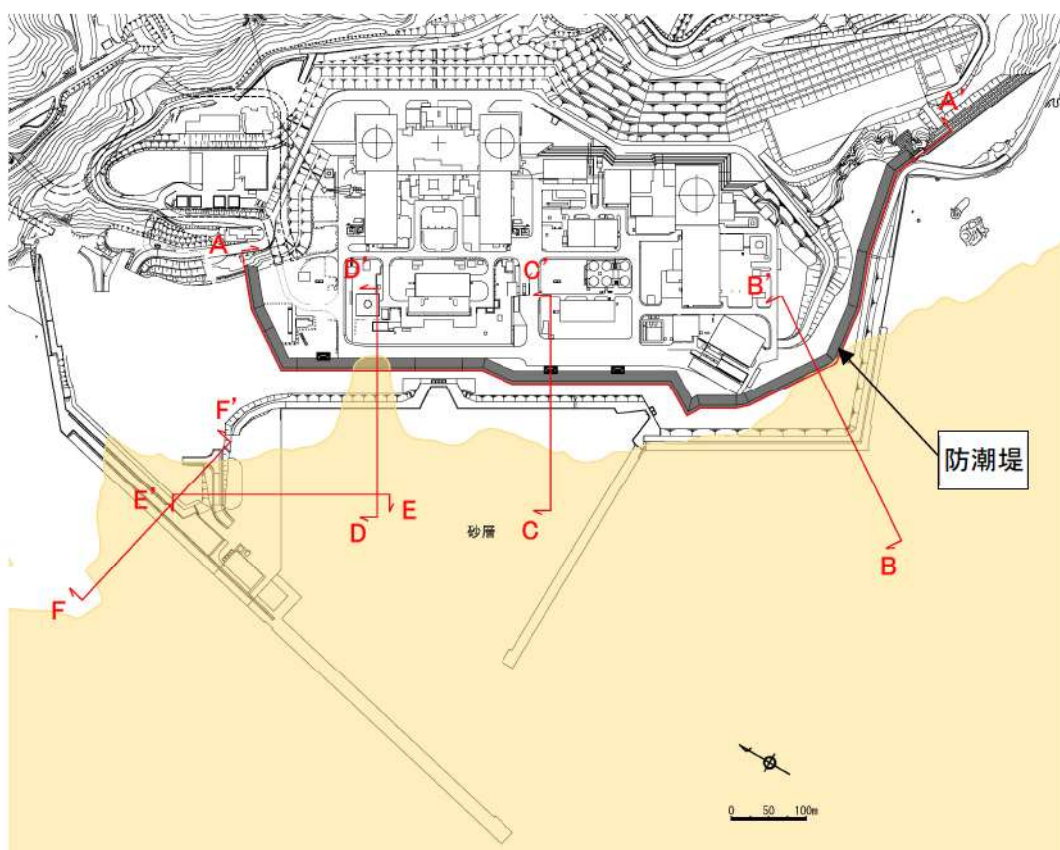


図 37 敷地平面図

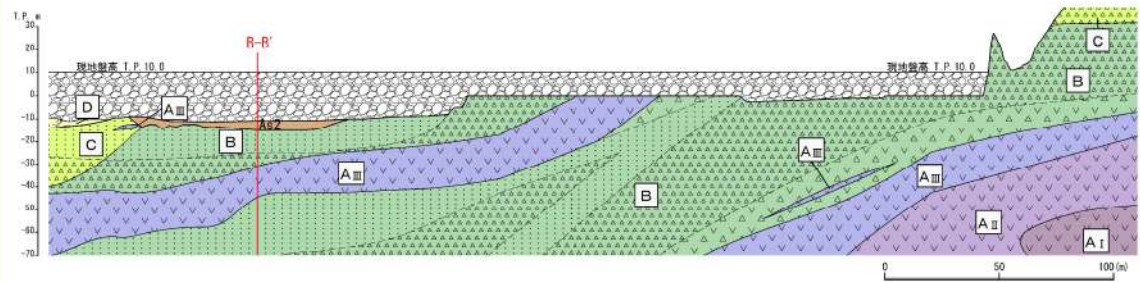
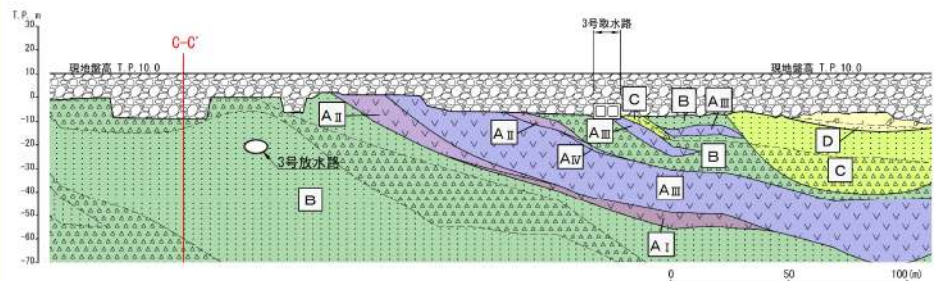
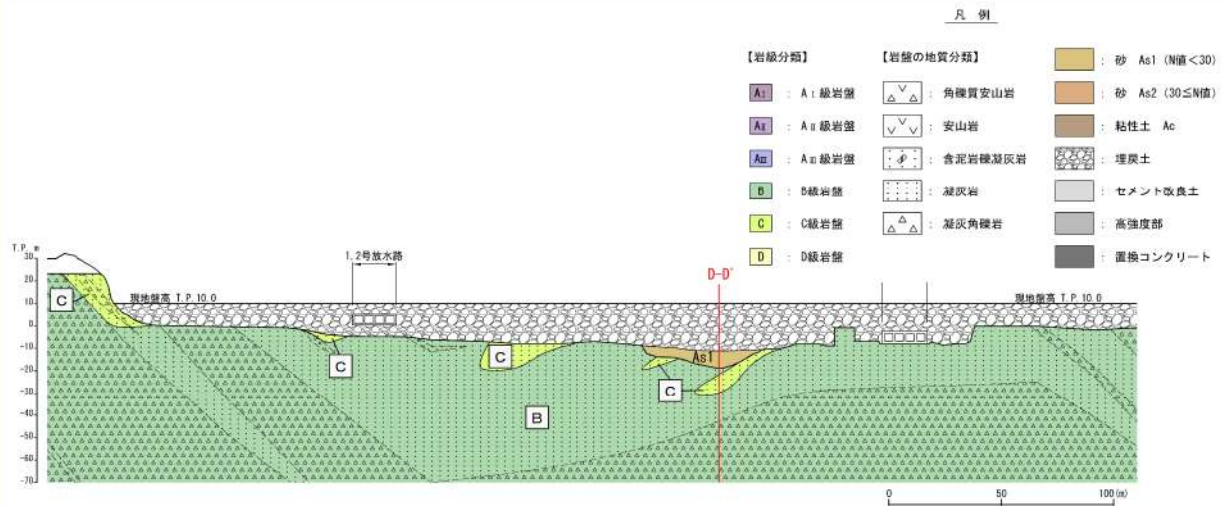


図 38 A-A' 断面

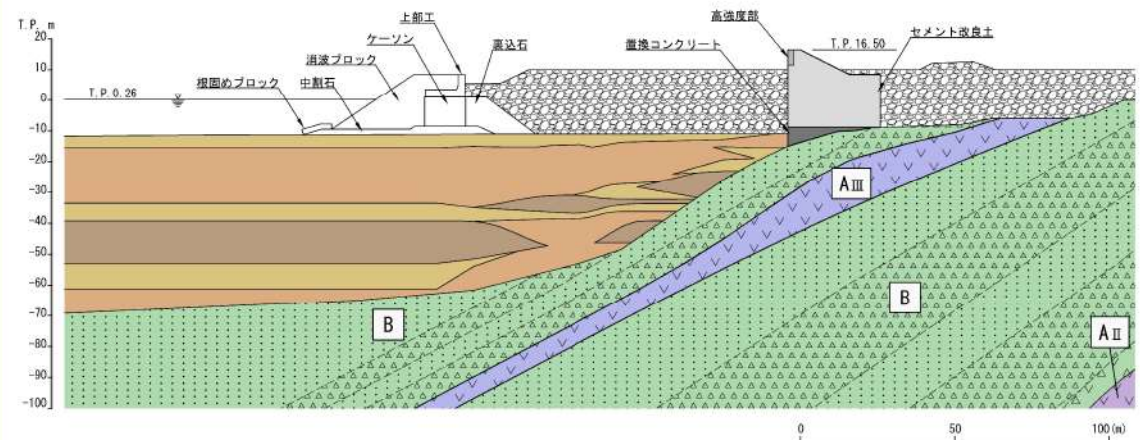


図 39 B-B' 断面

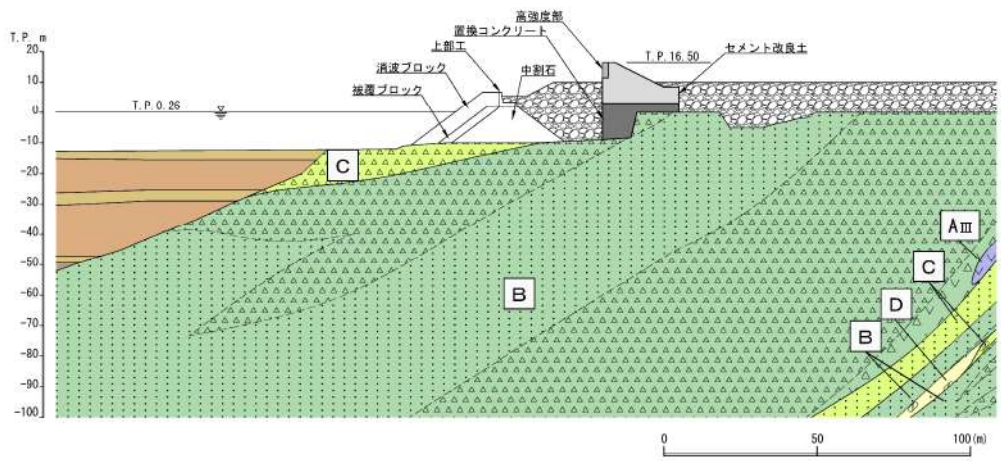


図 40 C-C' 断面

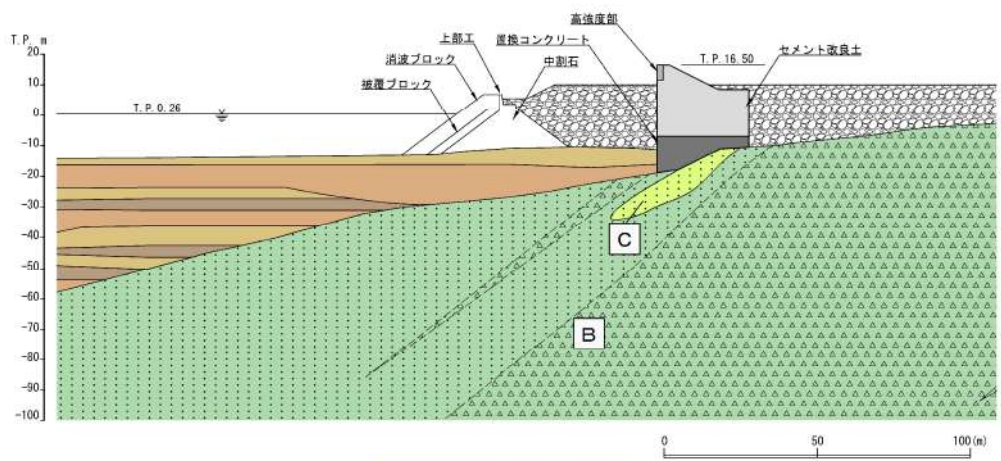


図 41 D-D' 断面

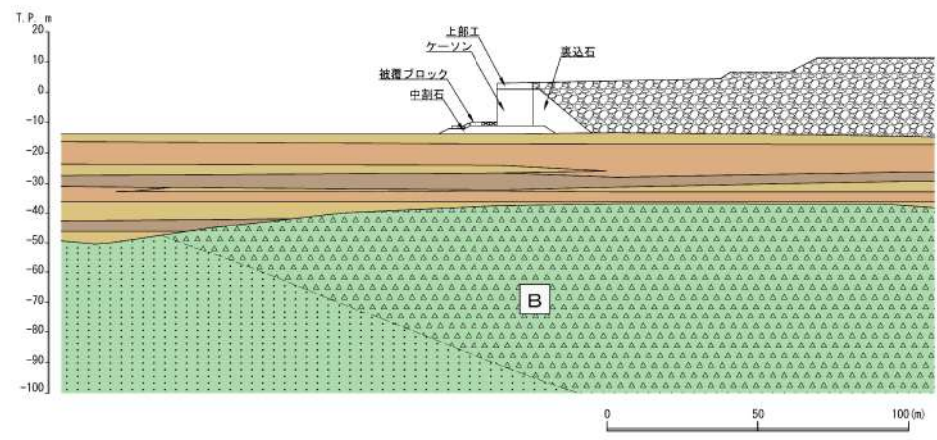
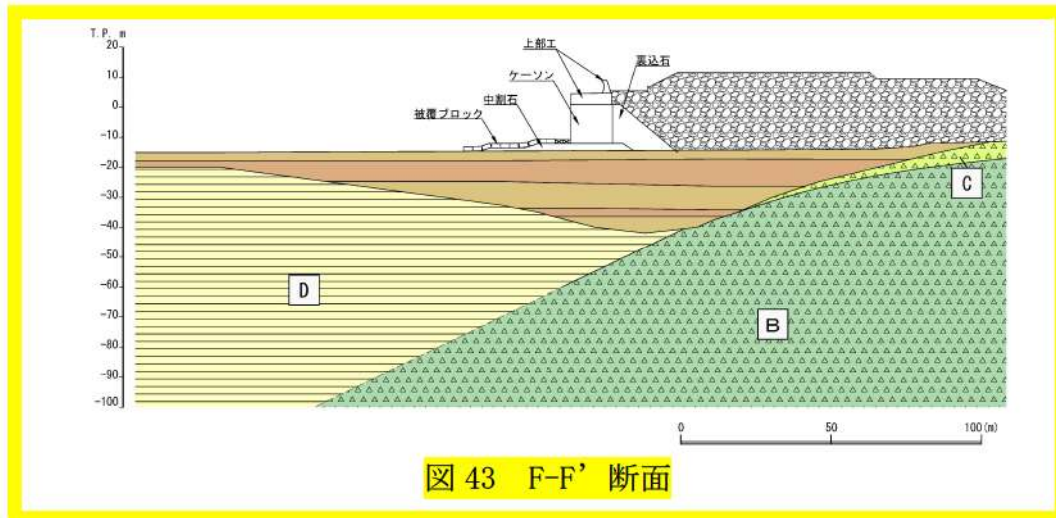


図 42 E-E' 断面



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

(イ) 検討概要

敷地の地盤は、岩盤（神恵内層）、埋戻土、砂層等から構成されている。飽和地盤（飽和埋戻土、飽和砂）の沈下量は、図 44 に示す算定フローに従って、地質断面図により算定した。

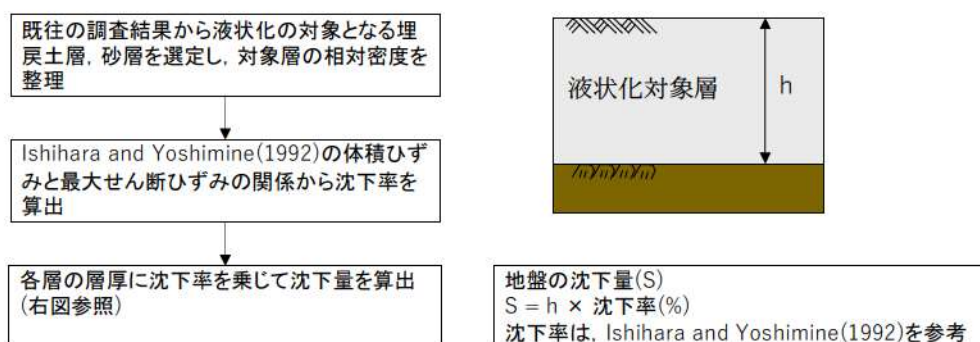


図 44 飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量の算定フロー

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

これは海野ほか（2006）による、繰返しせん断による体積収縮量は応力履歴に依存せず、せん断ひずみ履歴により決定され、同一のせん断ひずみ履歴を与えると不飽和地盤と飽和地盤の体積収縮量は等しくなることが示されているという知見を援用したものである。

(ロ) 評価対象層の選定及び相対密度の設定

過剰間隙水圧消散及び揺すり込みによる沈下量算定の対象層として、埋戻土及び砂層を選定した。各層の沈下率は、図 45 に示す Ishihara and Yoshimine (1992) の地盤の相対密度に応じた体積ひずみと最大せん断ひずみの関係から算出する。

埋戻土の相対密度の調査位置及び調査結果を図 46 及び図 47 並びに表 14 に示す。調査結果に基づき沈下率の算出に用いる 1, 2 号埋戻土及び 3 号埋戻土の相対密度は保守的に 80%とする。

砂層の相対密度の調査位置及び調査結果を図 48 及び図 49 並びに表 14 に示す。調査結果に基づき沈下率の算出に用いる As1 層の相対密度は保守的に 40%とし、As2 層の相対密度は保守的に 50%とする。

体積ひずみと最大せん断ひずみの関係において、体積ひずみが最大と

なっている領域の飽和土は、完全に液状化した後の再圧密によって、粒子が再配列され間隙が最も小さくなった状態を示しており、地震時のせん断ひずみ履歴による体積圧縮の最大値を示していると考えられる。飽和地盤の沈下率は、液状化判定によらずこの完全に液状化した状態を想定し、1, 2号埋戻土、3号埋戻土は1.7%，As1層は4.5%，As2層は3.5%とする。

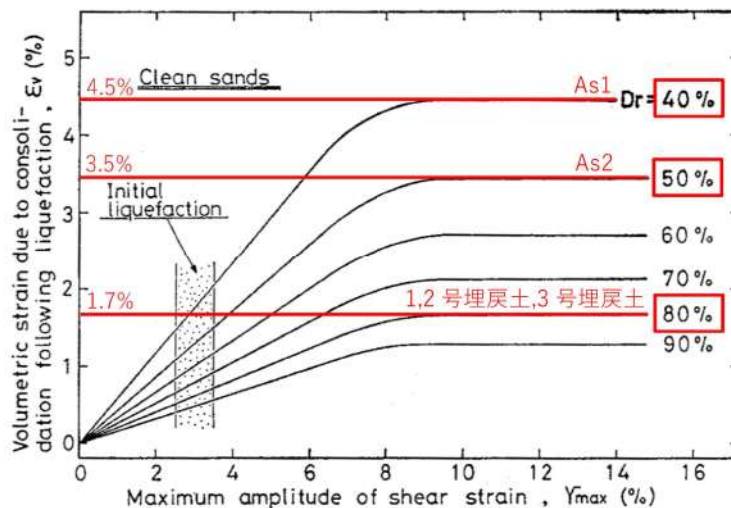


図 45 体積ひずみと最大せん断ひずみの関係 (Ishihara and Yoshimine (1992) に一部加筆)

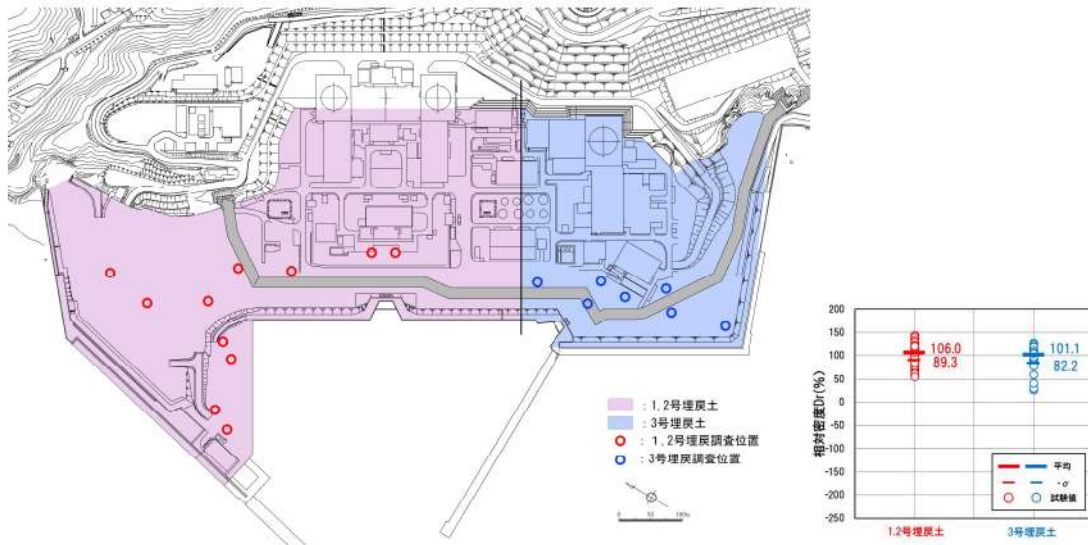


図 46 埋戻土の相対密度調査位置図及び調査結果

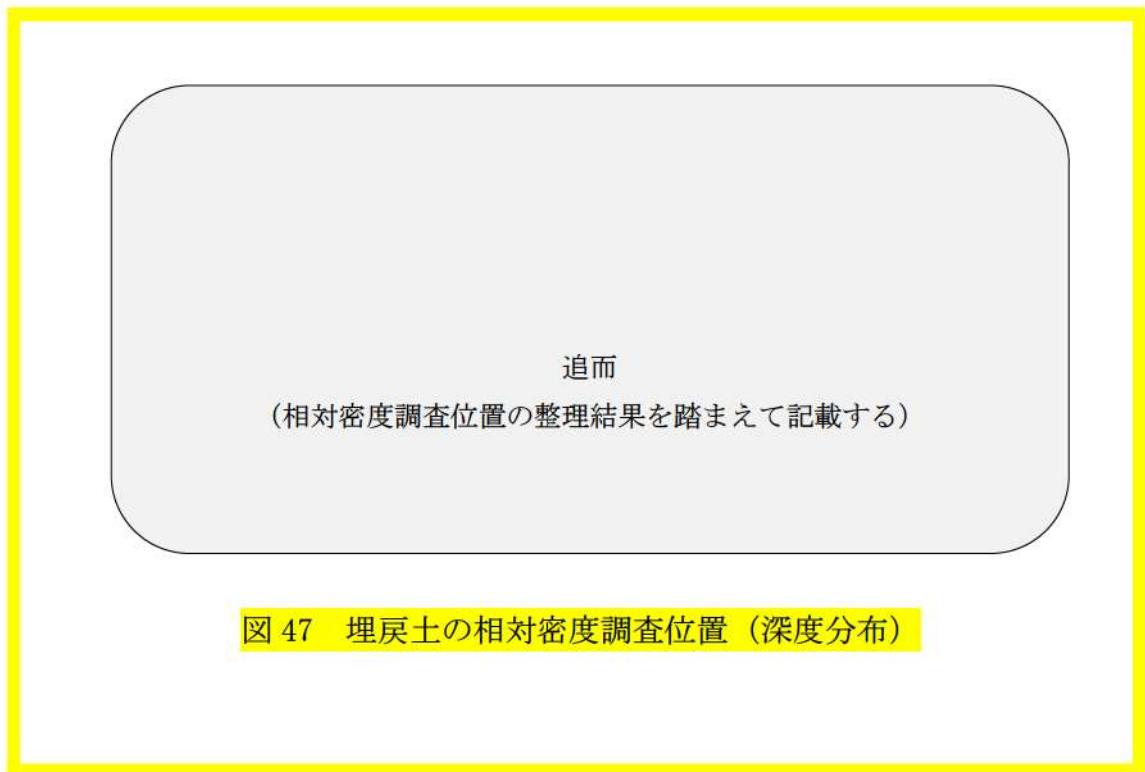


図 47 埋戻土の相対密度調査位置 (深度分布)

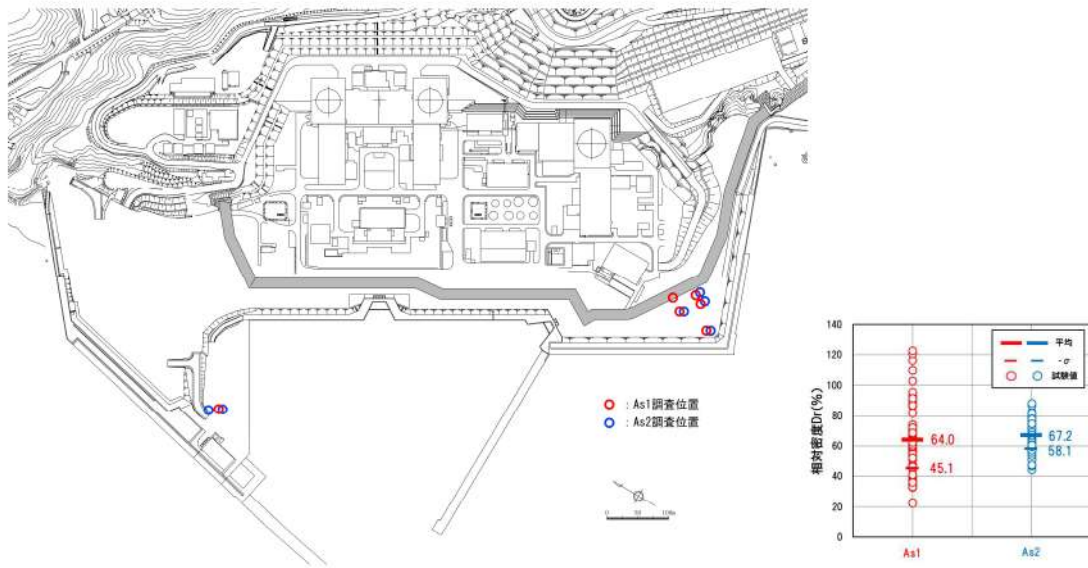


図 48 砂層の相対密度調査位置図及び調査結果

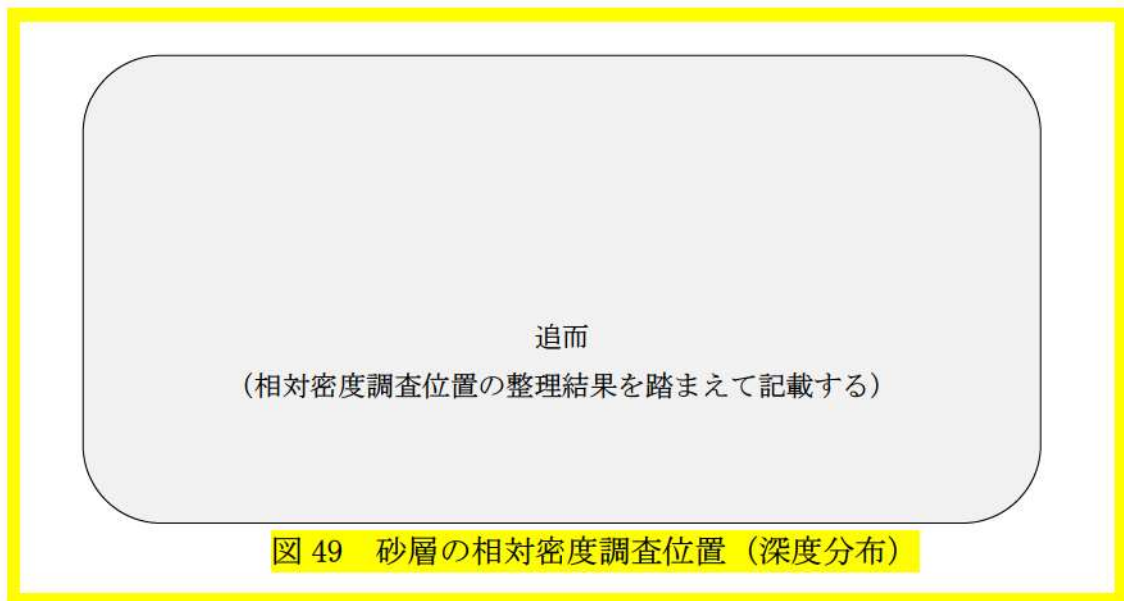


表 14 埋戻土及び砂層の相対密度の調査結果

地層	相対密度 (%)	
	平均値	平均値 - σ
1, 2 号埋戻土	106.0	89.3
3 号埋戻土	101.1	82.2
As1 層	64.0	45.1
As2 層	67.2	58.1

(ハ) 地盤の沈下量

不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量を算定する断面は、B-B' 断面を選定した (図 37 及び図 39)。

各層の層厚と沈下率から算出した沈下量の分布を図 50 に示す。

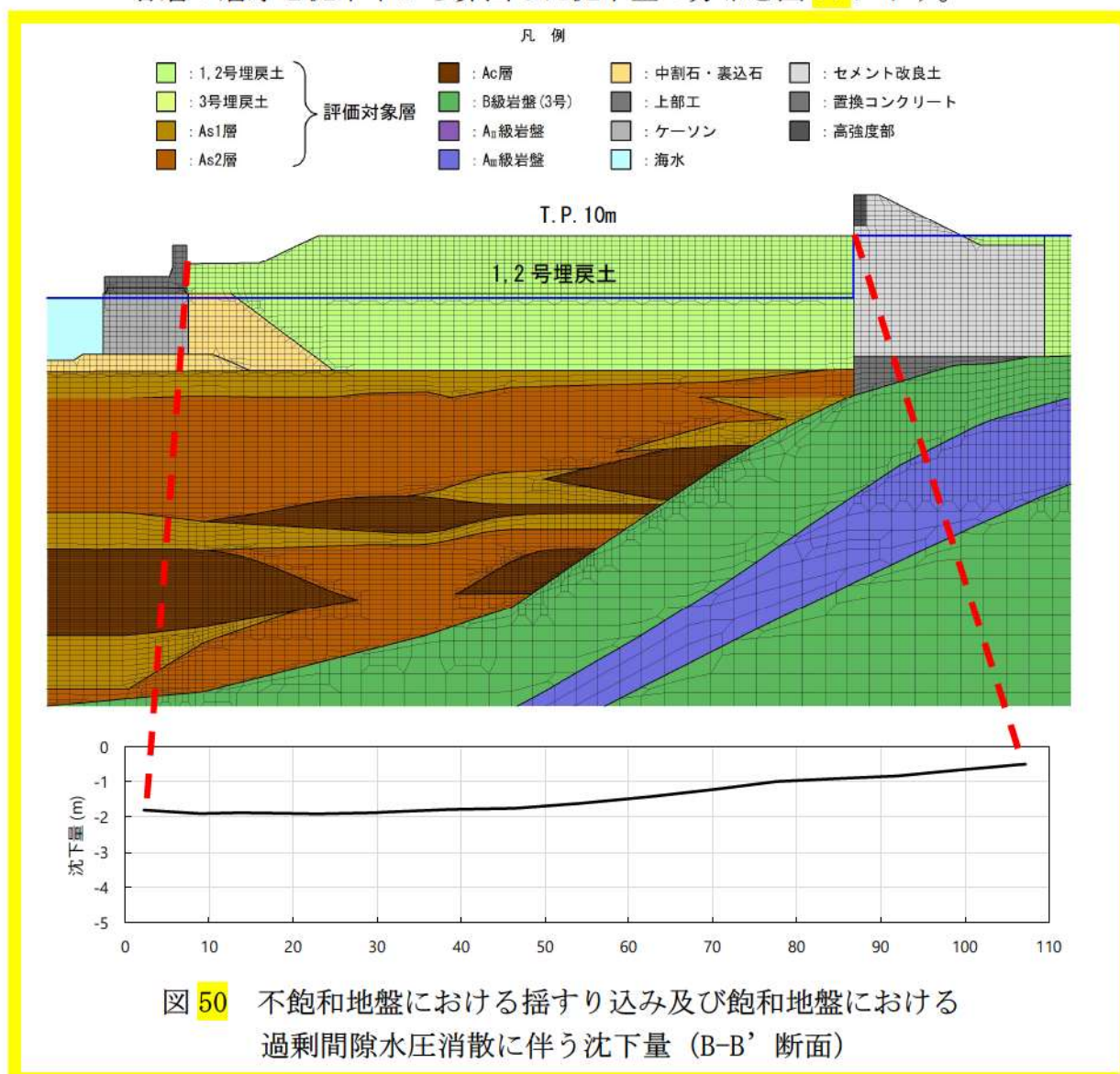


図 50 不飽和地盤における揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量 (B-B' 断面)

二. 基準地震動 S_s に対する残留変形量（沈下量）

（イ）評価方針

地盤については、基準地震動 S_s 時の地盤の液状化による側方流動に伴う沈下が想定されることから、二次元有効応力解析（解析コード「FLIP Ver7.2.3_4」）により沈下量を算定する。評価を実施する解析断面は、a. (b) ロに示すとおり、B-B' 断面を選定した（図 37 及び図 39）。

（ロ）解析条件

解析モデル図を図 51 に示す。

地盤は、地質区分に基づき平面ひずみ要素でモデル化し、防潮堤（高強度部・セメント改良土・置換コンクリート）も同様に平面ひずみ要素でモデル化した。

防潮堤により地下水を遮断する形になるため、防潮堤より海側の敷地には山側の地下水の影響が及ばないことから、防潮堤より海側の地下水位は朔望平均満潮位 T. P. 0. 26m とする。

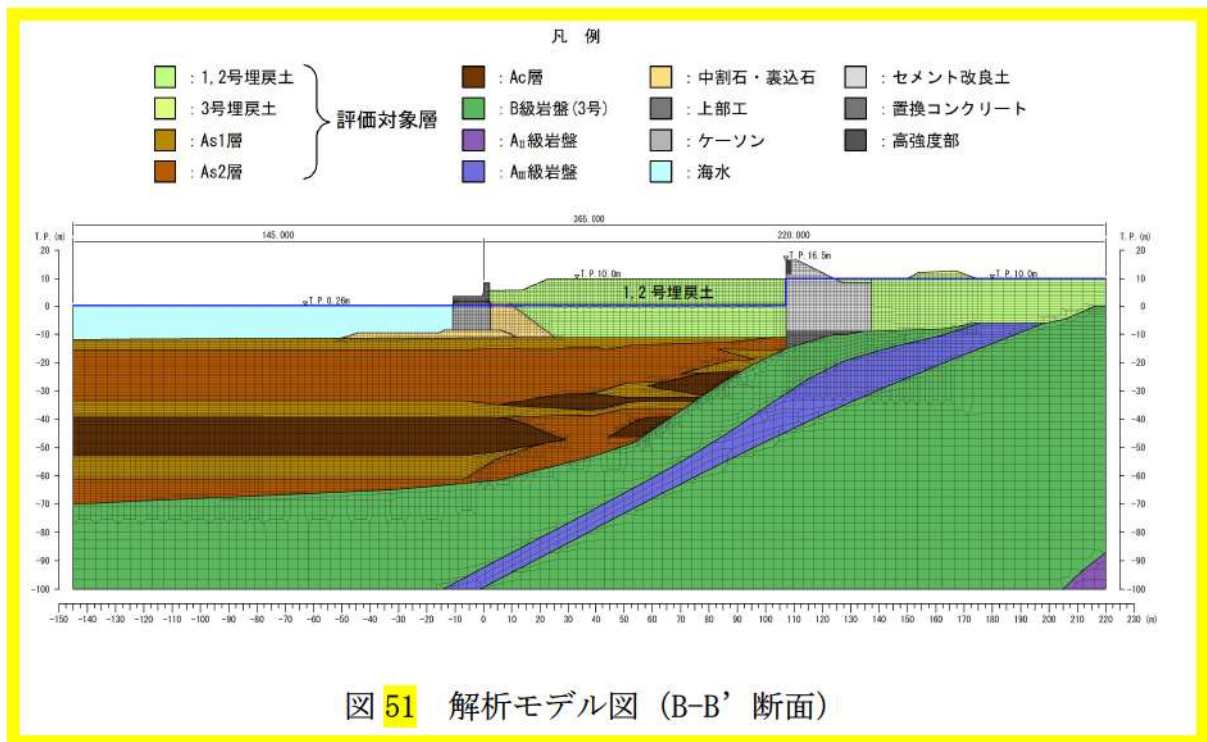
入力地震動は、基準地震動 S_s のうち、繰返し応力及び繰返し回数に着目し、水平加速度が大きく継続時間が長い地震動が液状化評価において最も厳しいと考えられることから、基準地震動 S_{s1} を選定し、基準地震動 S_{s1} を、一次元波動論によって解析モデル下端位置で評価した波形を用いた。

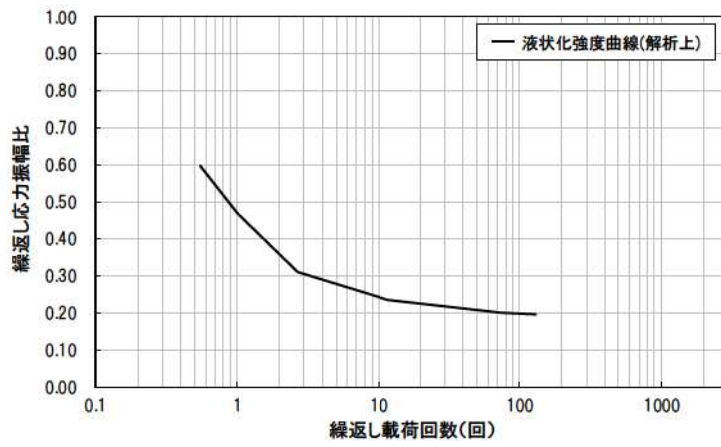
地盤の物性値は、「泊発電所 3 号炉設置許可基準規則等への適合状況について（設計基準対象施設等）第 4 条：地震による損傷の防止 別紙-9 地盤の液状化の評価方針について」の検討方針に基づき設定した。

液状化の評価対象として取り扱う埋戻土、砂層の有効応力解析に用いる液状化パラメータは、液状化試験結果（繰返し非排水三軸試験結果）に基づき、保守的に設定した。

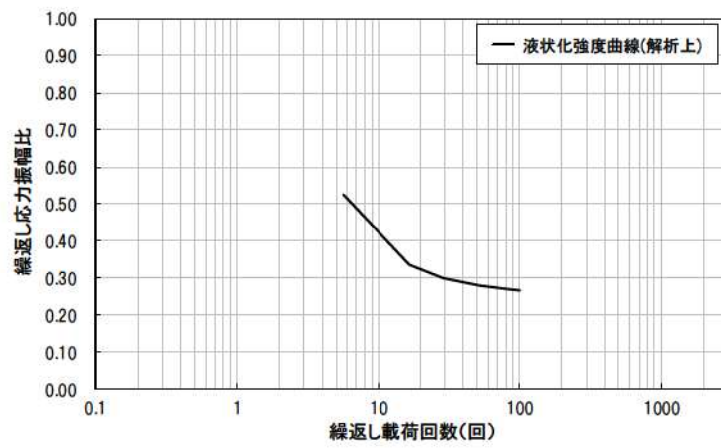
埋戻土及び砂層の液状化試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を図 52 に示す。

なお、図 51 に示す B-B' 断面は 3 号埋戻土エリアであるが、1, 2 号埋戻土は、3 号埋戻土と比較してせん断強度が小さく地震時の受働抵抗が小さく沈下が発生しやすいと考えられることから、1, 2 号埋戻土の物性値及び液状化パラメータを採用し、保守的な条件を設定している。



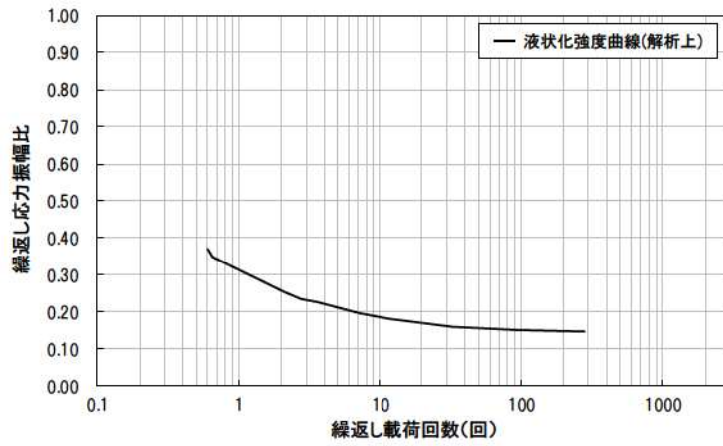


(1, 2号埋戻土)

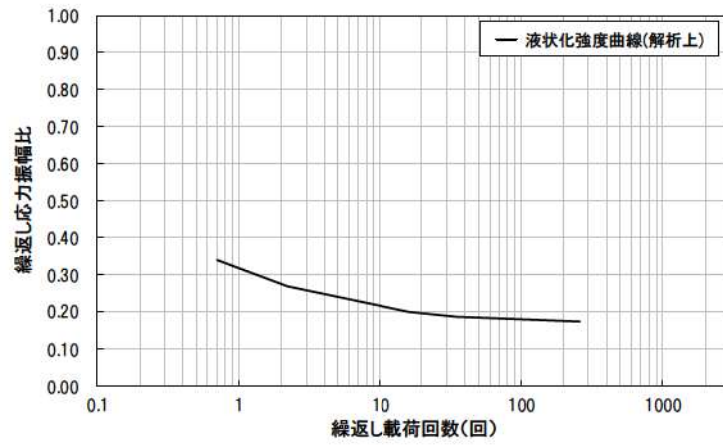


(3号埋戻土)

図 52 (1) 液状化強度曲線 (1/2)



(As1 層)



(As2 層)

図 52 (2) 液状化強度曲線 (2/2)

(六) 評価結果

残留沈下量（変形量）を図 53 に示す。

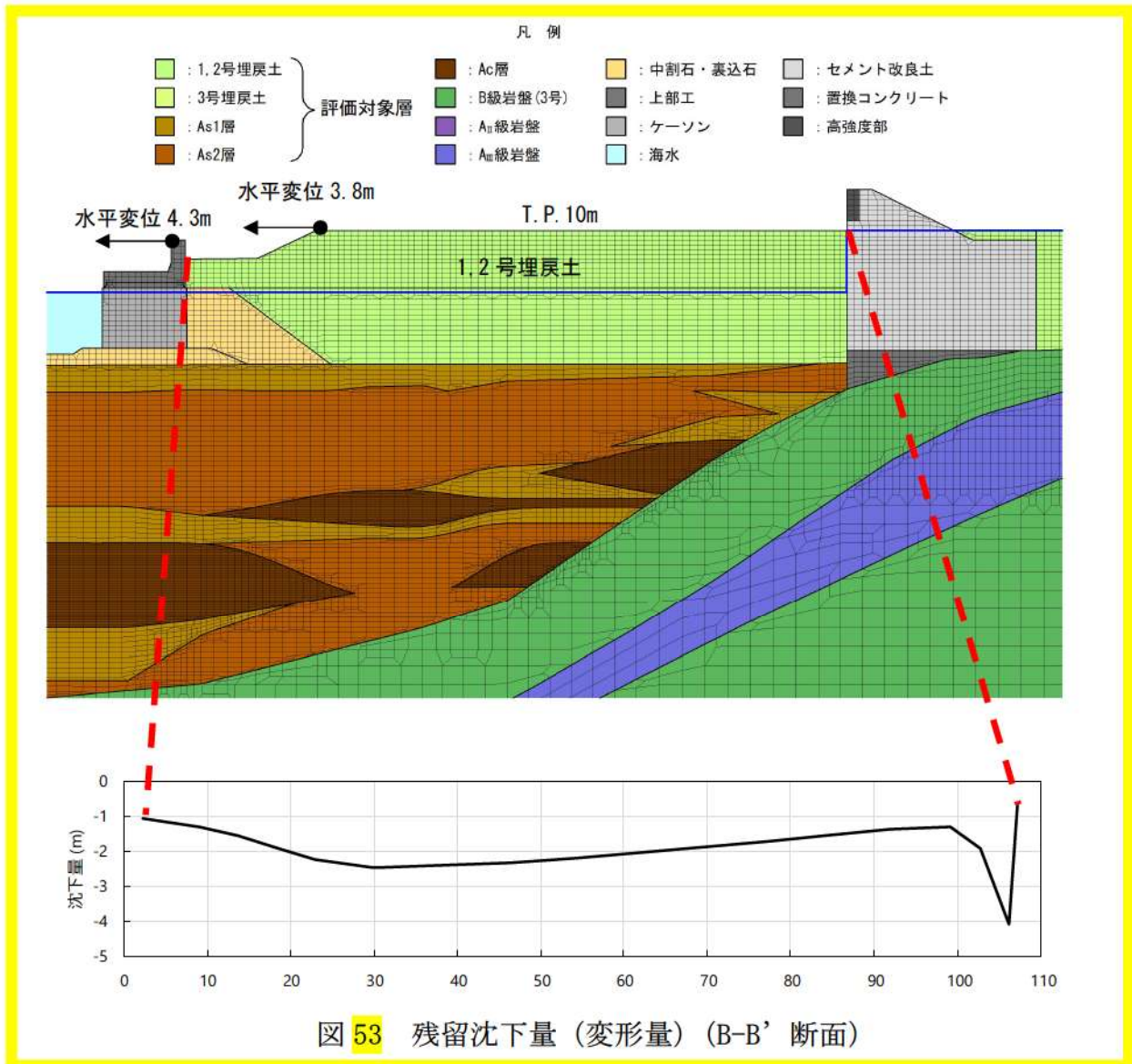


図 53 残留沈下量（変形量）(B-B' 断面)

ホ. 津波評価における沈下量の設定

基準地震動 S_s による残留沈下量に、揺すり込み及び飽和地盤における過剰間隙水圧消散に伴う沈下量を加えた地表面沈下量を図 54 に示す。

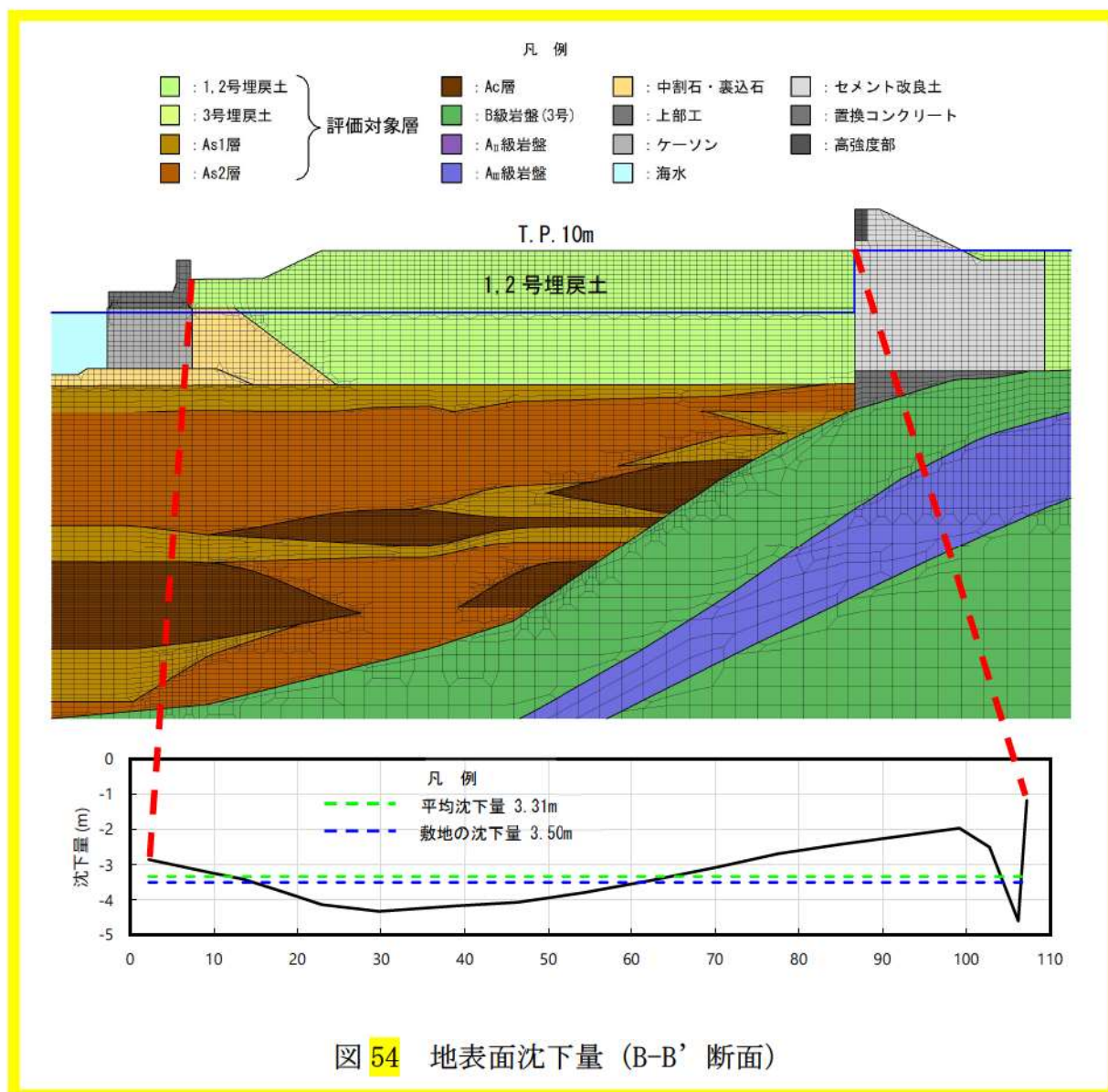
敷地 T.P. 10m 盤の法肩付近と防潮堤前面の一部で局所的に 3.5m を超える沈下が生じているものの、地表面沈下量は概ね 3.5m 以内である（平均沈下量 3.31m）。

また、側方流動等による水平変位は 4m 程度であり、敷地周辺の計算格子間隔 5m よりも小さく、津波の波長に対して十分に小さいことから遡上解析結果

に与える影響は軽微であると考えられる。

上記より，遡上解析における敷地の沈下量について，3.5m に設定し津波評価の地形モデルとして反映する。

沈下を考慮する範囲を図 55 に，地盤変状（陸域）による沈下量を反映した地形モデルを図 56 に示す。



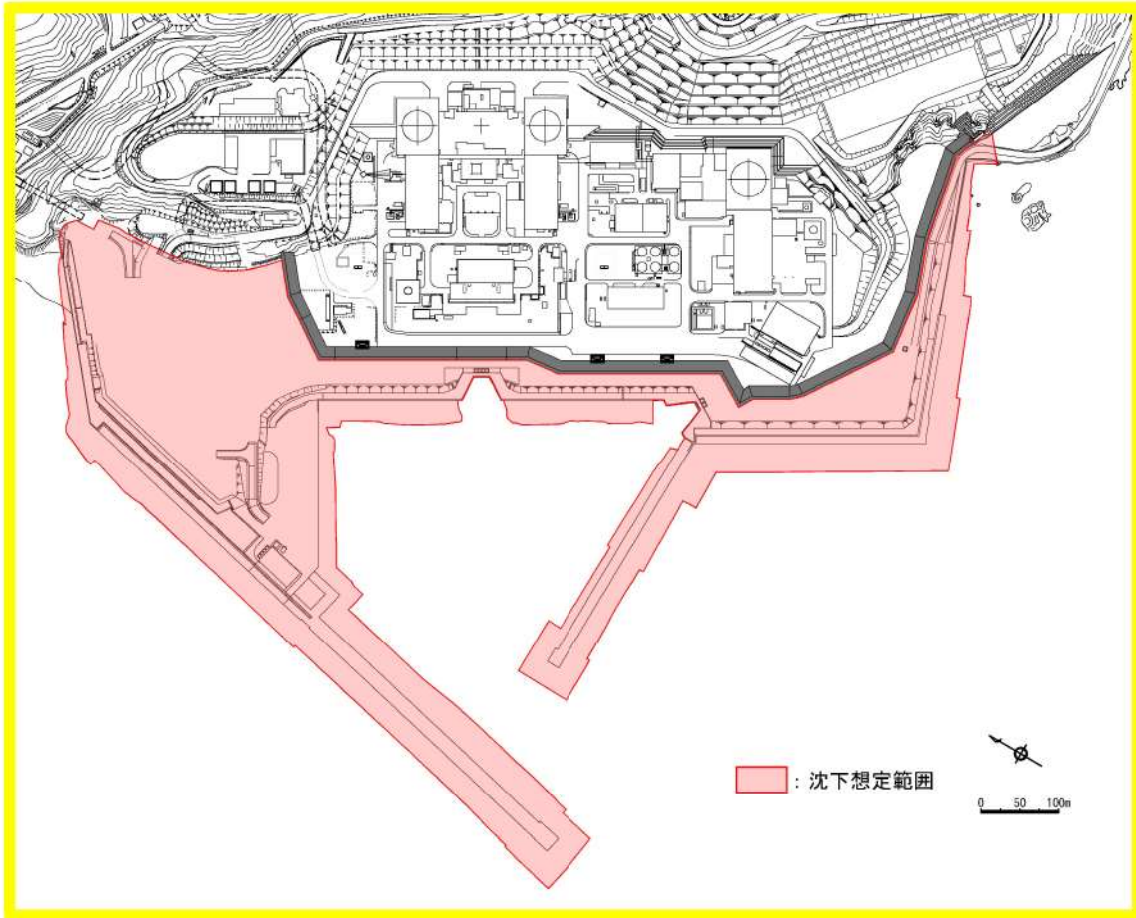


図 55 敷地（陸域）の地盤変状として沈下を考慮する範囲

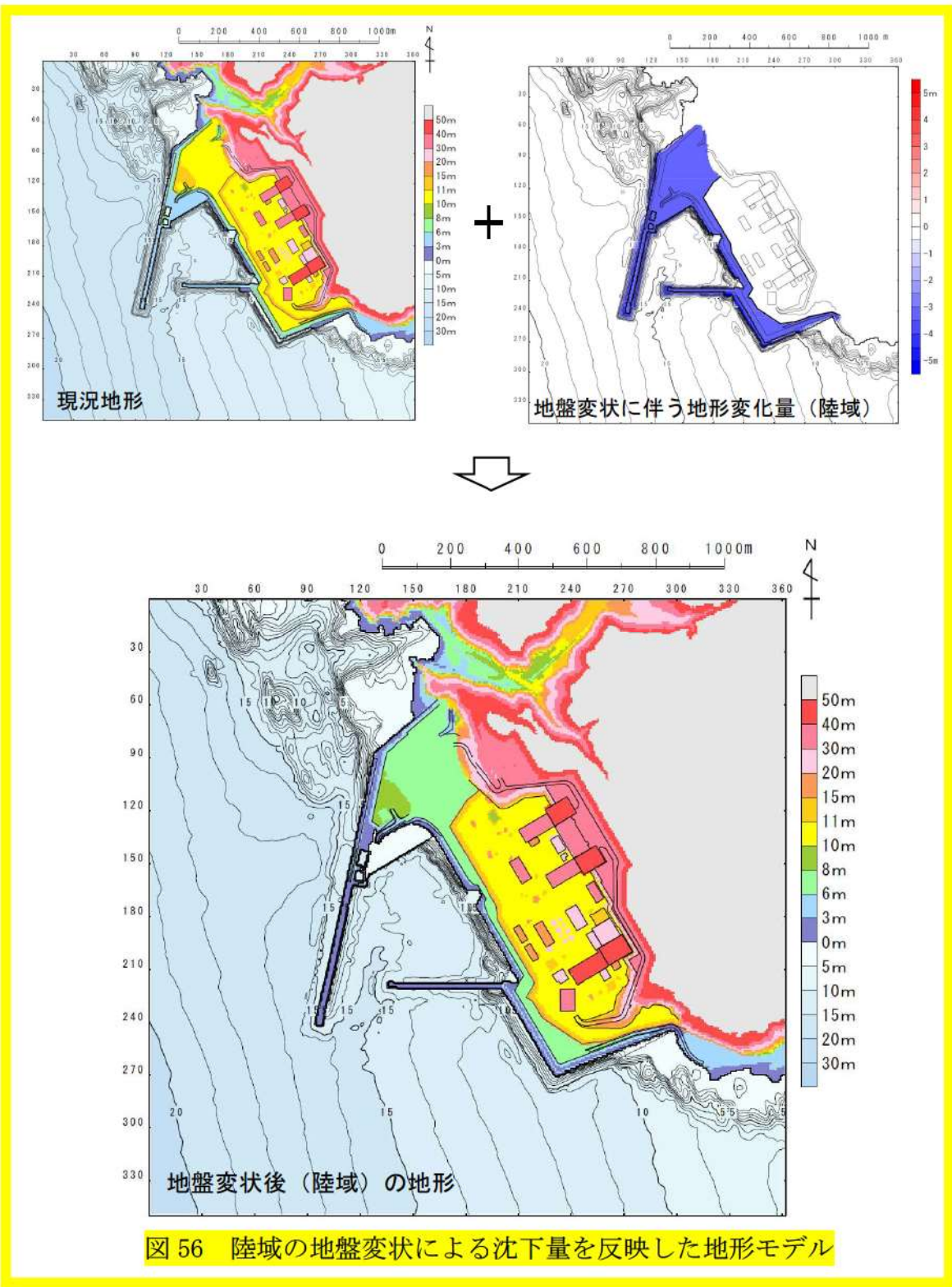


図 56 陸域の地盤変状による沈下量を反映した地形モデル

● : 追而

へ. 敷地地盤の地形変化を考慮した遡上解析

イ. ~ホ. を踏まえ、沈下量を保守的に●mと設定し、遡上解析を実施した。基準津波●のケースを対象に沈下を考慮しない基本ケース及び●m沈下させたケースを比較し、その差異を表 15 に示す。また、最大水位上昇量分布を図 57 に示す。

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

表 15 基本ケースと敷地（陸域）の地盤変状を考慮したケースの水位比較

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

図 57 敷地（陸域）の地盤変状の有無による最大水位上昇量分布の比較

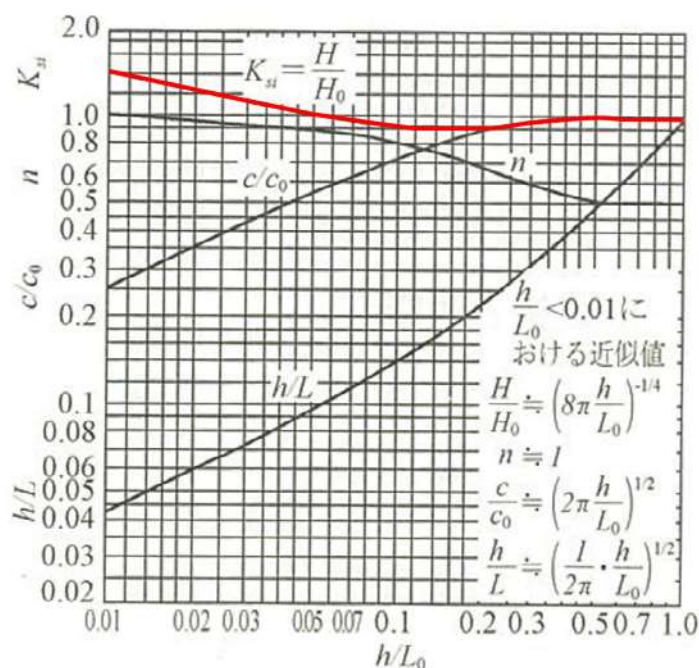
(c) 敷地前面海底地盤の地形変化について

イ. 海域における液状化の発生について

海底地盤の地震時における液状化の発生について、「ガスパイプライン安全基準検討会報告」では、海底敷設のガスパイプラインの設計において考慮する荷重条件として、地震時の液状化に伴う地盤変状が挙げられており、海底地盤において液状化の発生が考慮されている構造物もあることから、入力津波の設定に当たって海域の地盤変状による影響について検討する。

ロ. 海域における地盤変状の影響について

一般的に、図 58 に示すように浅海域においては水深が深くなれば、水位が低くなることから、通常の検討においては海域の液状化による海底面の沈下は考慮しない方が保守的となる。



- K_{si} : 浅水係数
- H : 波高
- H₀ : 沖波高
- h : 水深
- L₀ : 沖波波長

図 58 微小振幅波理論による波長，波速，浅水係数の算定図表
(土木学会 (2018) に一部加筆)

防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面の津波水位への影響は、海域の液状化による海底面の沈下を考慮しない方が保守的と考えられるものの、専用港内は取水口前面の海底地盤であるため、海底面の沈下により取水性に影響を与える可能性がある。

泊発電所周辺の海底地形は、敷地前面の港湾内から沖合にかけて沖積層及び洪積層の堆積層が分布しているため、液状化による海域の地盤変状が泊発電所周辺における津波水位に影響を及ぼし、入力津波評価へ影響を与える可能性が否定できないことから、海域の地盤変状による入力津波の設定に与える影響について評価する。

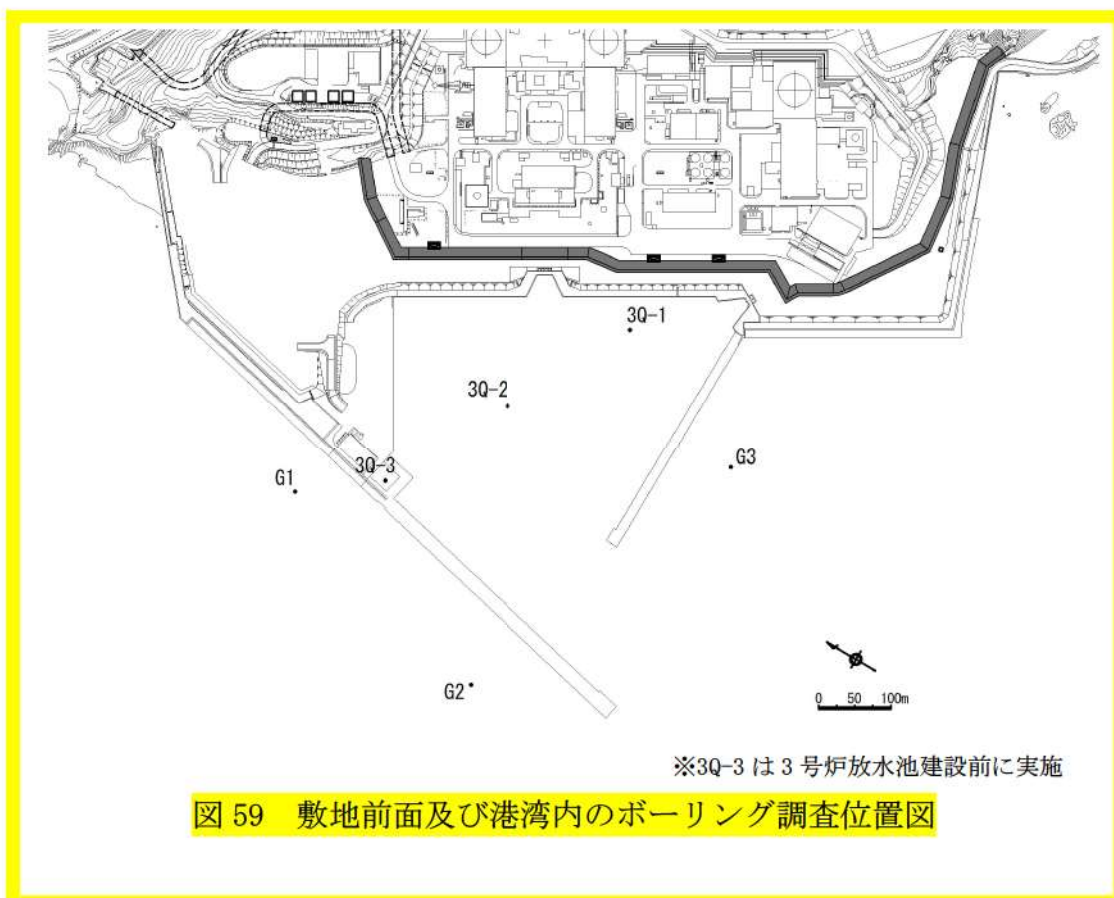
ハ. 海域の地盤変状の設定条件（範囲，沈下量）について

(イ) 地盤変状範囲の設定

敷地前面海域及び港湾内のボーリング調査の結果より，海域の地盤変状範囲を設定する。敷地前面海域及び港湾内のボーリング調査位置図を図 59 に，柱状図を図 60 に示す。

柱状図より，敷地前面海域（G1～G3）及び港湾内（3Q-1～3）の液状化層は 3.4m～39.5m である。

なお，液状化層は粘性土層を除く堆積層（砂，砂礫，安山岩礫）とする。



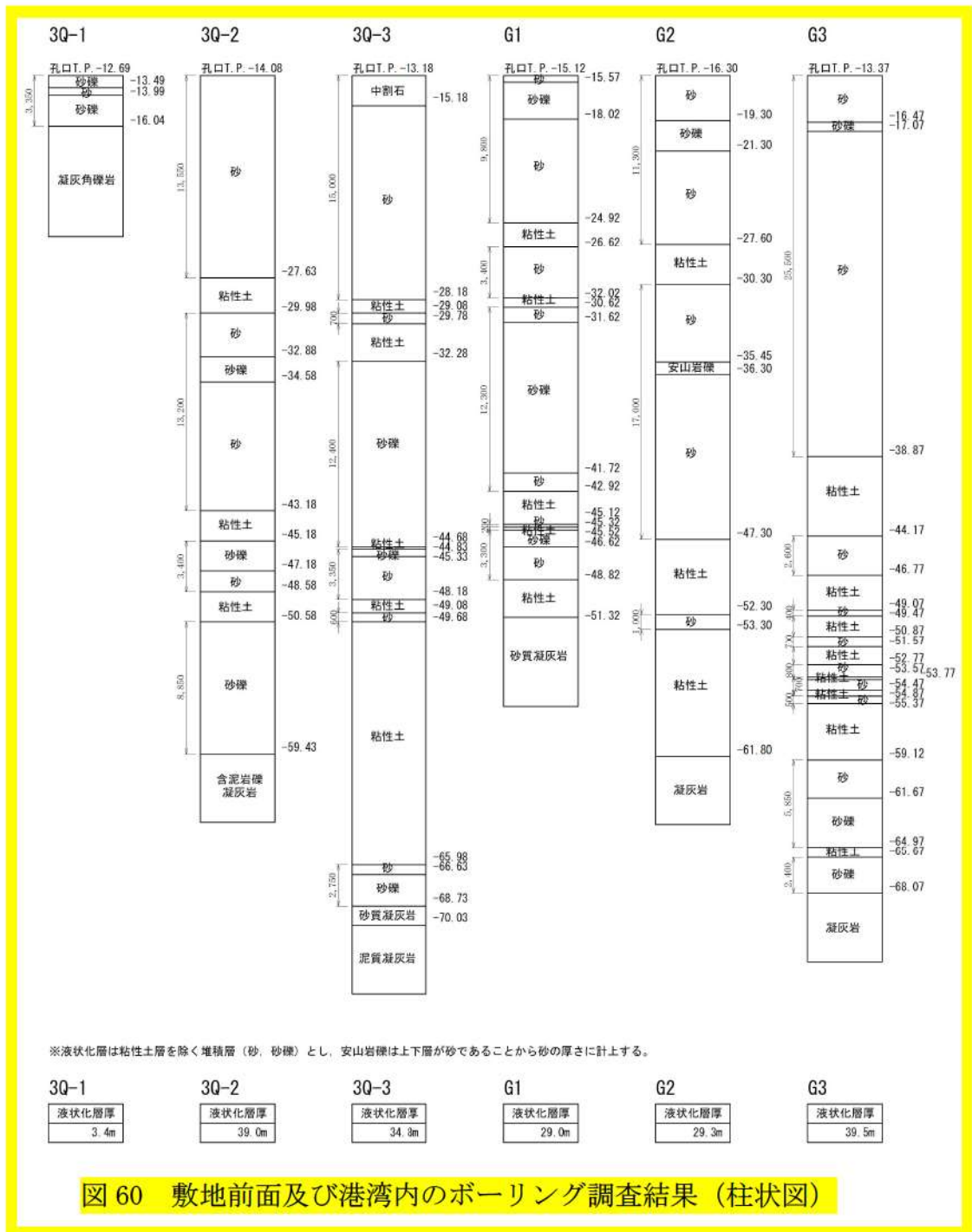
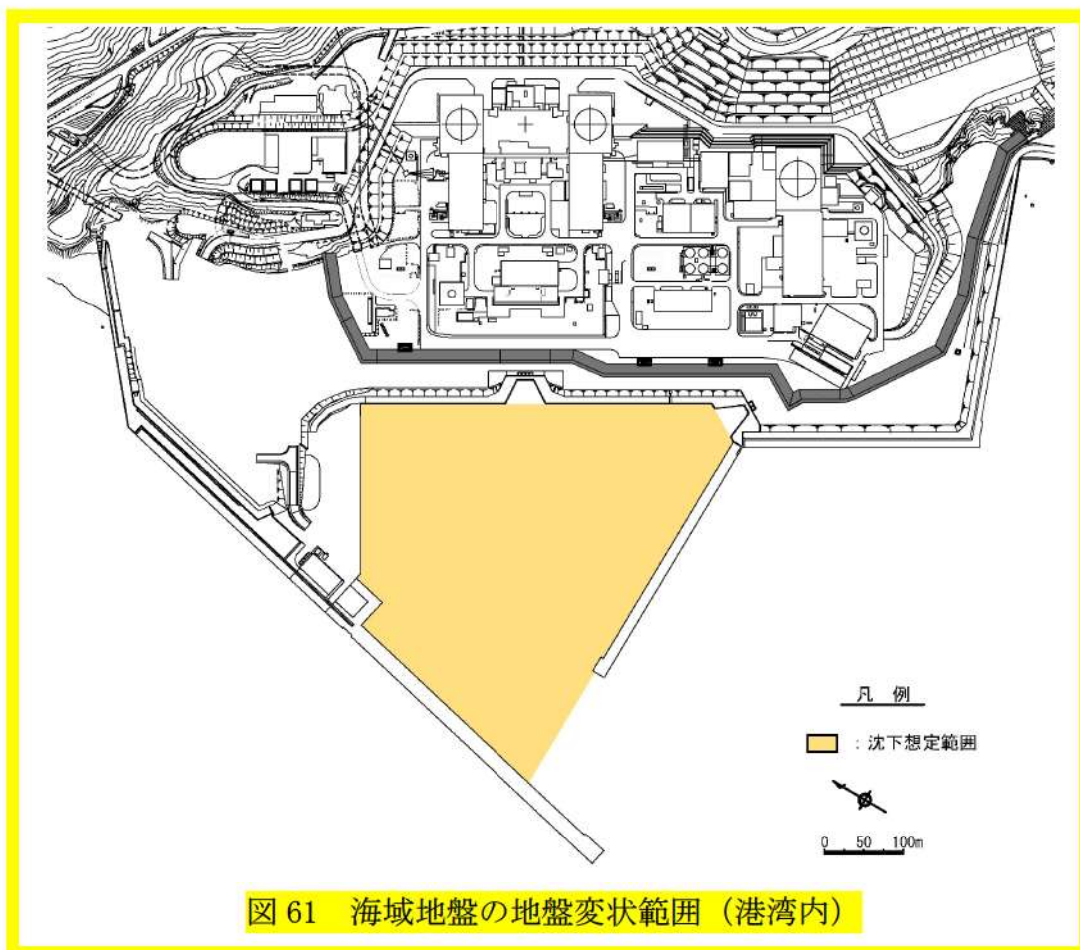


図 59 及び図 60 より、敷地前面海域と専用港湾内の海底地盤の沈下によって、1, 2 号取水口及び 3 号取水口前面の海底地盤が沈下して、取水性に影響を与える可能性があることから、地盤変状範囲は図 61 に示すように港湾内に限定して設定した。



(ロ) 地盤変状による沈下量の設定

遡上解析を実施する上での初期条件として、海域の地盤変状を反映するにあたり、図 60 のボーリング調査の結果に基づき海域の沈下量を設定する。海域の過剰間隙水圧消散による沈下量算定の対象層として、海底の堆積層である砂層と砂礫層を選定する。

各層の沈下率は、図 45 で示す Ishihara&Yoshimine (1992) の地盤の相対密度に応じた体積ひずみと最大せん断ひずみの関係から算出する。

砂層と砂礫層の相対密度は、陸域の調査結果より、両者ともに As2 層よりも小さい As1 層の相対密度の 40%とし、保守的に設定する。

体積ひずみと最大せん断ひずみの関係において、体積ひずみが最大となっている領域の飽和土は、完全に液状化した後の再圧密によって、粒子が再配列され間隙が最も小さくなった状態を示しており、地震時のせん断ひずみ履歴による体積圧縮の最大値を示していると考えられる。

海底の飽和地盤である砂層及び砂礫層の沈下率は、液状化判定によらずこの完全に液状化した状態を想定し、両者ともに陸域で算出した As1 層の 4.5%とし、保守的に設定する。

沈下率を乗じる砂層と砂礫層の層厚は、図 60 のボーリング調査の結果より G3 の層厚 39.5m \approx 40m を採用し、図 61 の海域地盤の地盤変状範囲の層厚を一律 40m と設定して、沈下量を保守的に算出する。

以上から、沈下量は 2.0m (40m \times 4.5%=1.8 \approx 2.0m) と設定する。

海域の地盤変状による沈下量を反映した地形モデルを図 62 に示す。

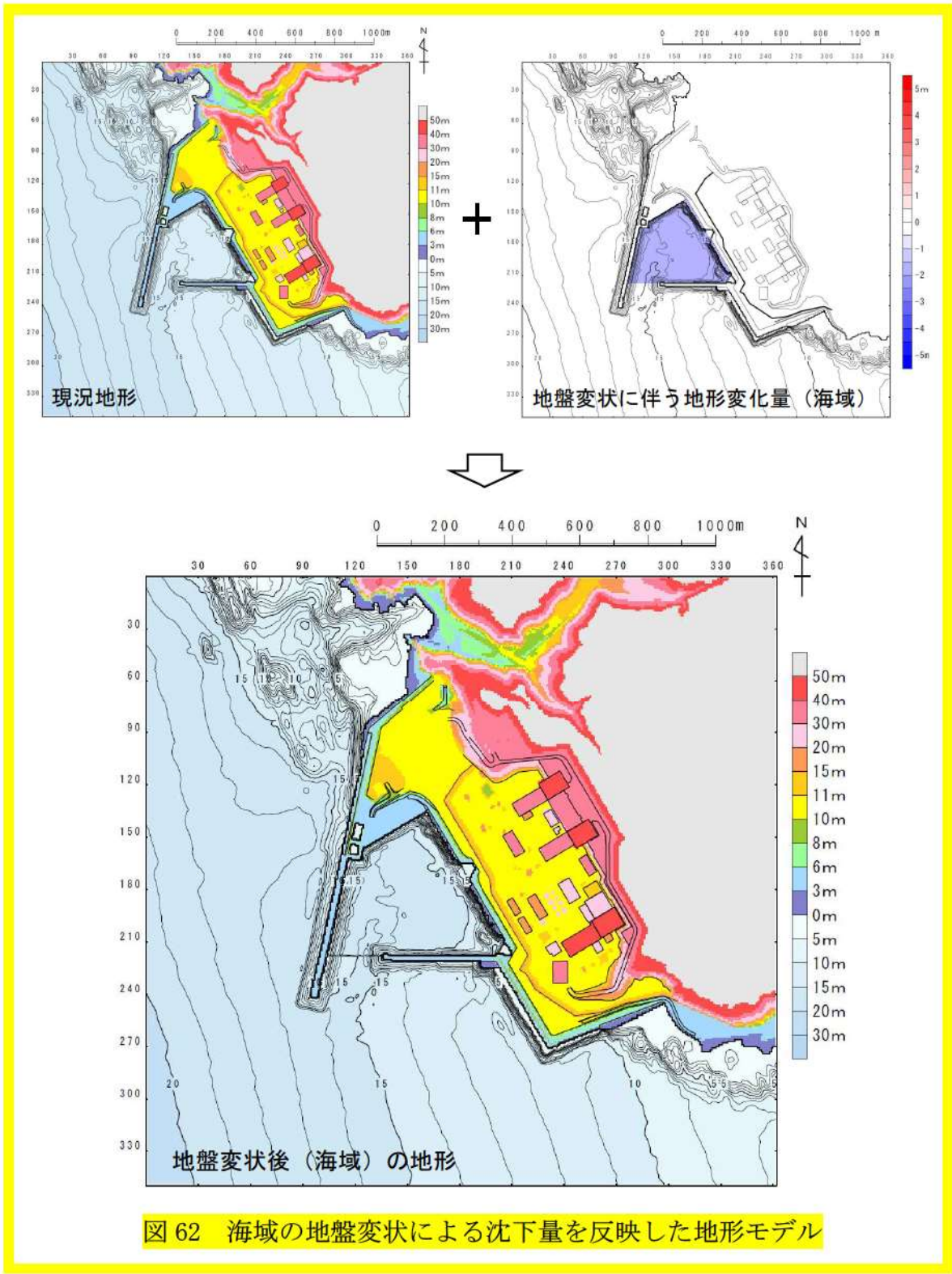


図 62 海域の地盤変状による沈下量を反映した地形モデル

● : 追而

二. 敷地前面海底地盤の地形変化を考慮した遡上解析

イ. ~ハ. を踏まえ, 沈下量を保守的に●mと設定し, 遡上解析を実施した。基準津波●のケースを対象に沈下を考慮しない基本ケース及び●m沈下させたケースを比較し, その差異を表 16 に示す。また, 最大水位上昇量分布を図 63 に示す。

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

表 16 基本ケースと敷地（海域）の地盤変状を考慮したケースの水位比較

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

図 63 敷地（海域）の地盤変状の有無による最大水位上昇量分布の比較

b. 斜面崩壊に関する検討

基準地震動 S_s 及び基準津波による斜面崩壊の有無等を検討し、崩壊が想定される場合には入力津波を設定する際の影響要因として設定する。

(a) 対象とする斜面

表 5 にて整理した地形モデルに反映した敷地周辺斜面のうち、遡上波の敷地到達の障壁となっている斜面の抽出結果を表 17 に示す。

防潮堤は、地山斜面（茶津側）及び地山斜面（堀株側）に擦り付き（図 64）、これらの地山が津波の敷地への地上部からの到達に対して障壁となっていることから、地山の耐震・耐津波設計上の位置付けを整理したうえで、基準地震動及び基準津波に対する健全性の確保について確認する。

表 17 遡上波の敷地到達の障壁となっている地山斜面
及び想定される地形変化の抽出結果

地形モデルに反映した敷地周辺の地形・標高	遡上波の敷地到達の障壁となっている斜面	想定される地形変化
兜岬からモヘル川範囲にある斜面	遡上波の敷地到達の障壁となっている斜面ではない	—
モヘル川から玉川範囲にある斜面		
玉川から渋井川範囲にある斜面		
渋井川から茶津川範囲にある斜面		
発電所背後の斜面	発電所背後の斜面のうち、防潮堤両端部の地山斜面	・地震による斜面崩壊 ・津波波力による崩壊 ・津波による浸食

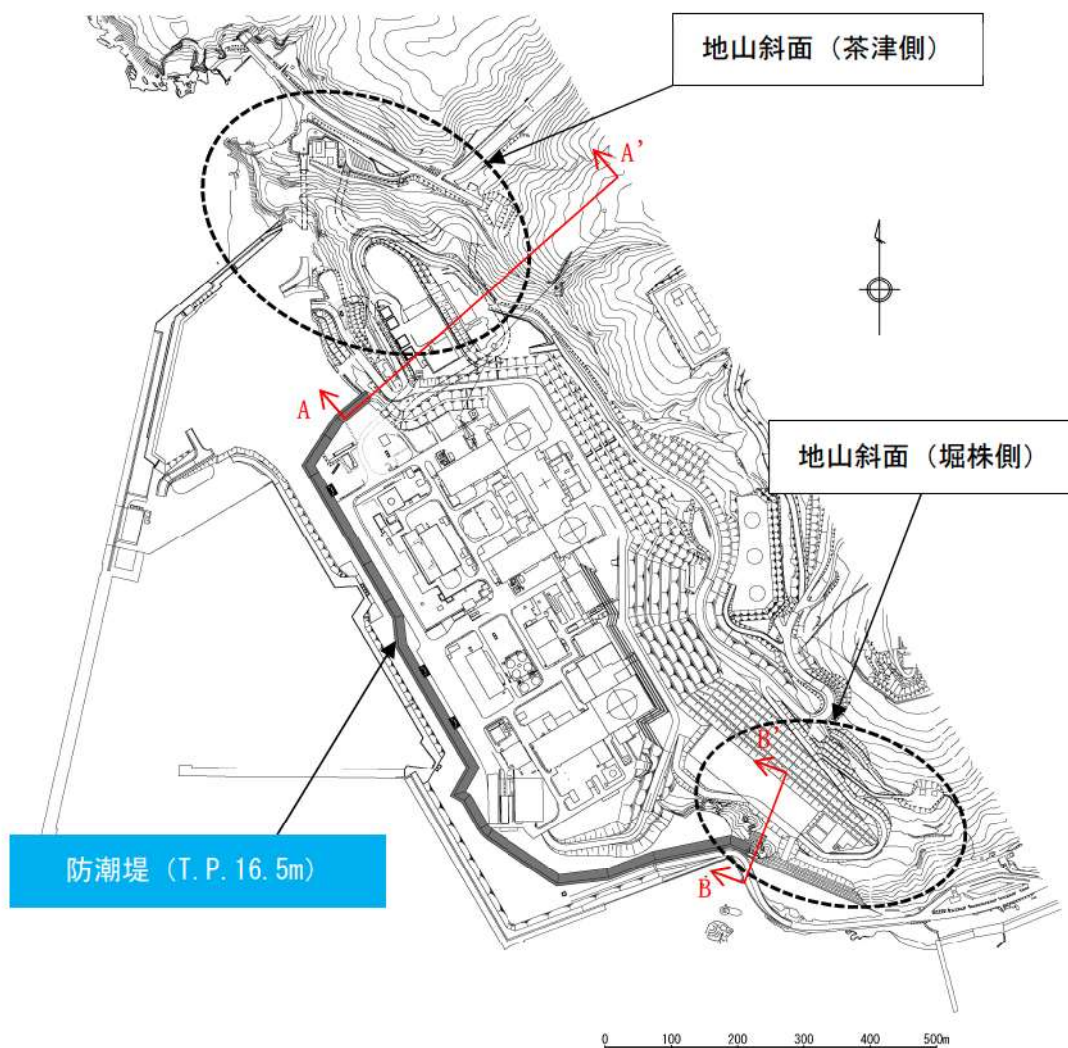


図 64 地山位置図

(b) 津波遡上高の分布を踏まえた津波防護上の地山範囲の特定

敷地は T.P. 16.5m の防潮堤に囲まれており、その両端部は地山に擦り付き、その地山は津波防護上の障壁となっている (図 64)。

津波防護上の地山範囲は、設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建物が敷地 T.P. 10.0m 盤にあることを踏まえ、基準津波●の最大水位上昇量分布に基づき検討する。最大水位上昇量分布を図 65 に示す。

設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建物が敷地 T.P. 10.0m 盤にあることを踏まえ、防潮堤 (茶津側) 及び防潮堤 (堀株側) における敷地への遡上の可能性のある水位 T.P. 10.0m 以上の最大水位上昇量分布を図 66 に示す。

なお、基準津波は審査中であり、図 65 及び図 66 に示す最大水位上昇量分布は今後変更となる可能性がある。

基準津波●の最大水位上昇量分布を踏まえ、津波防護上の地山範囲を図 67 に示すとおり特定した。

津波防護上の地山範囲における地形断面図を図 68 に示す。

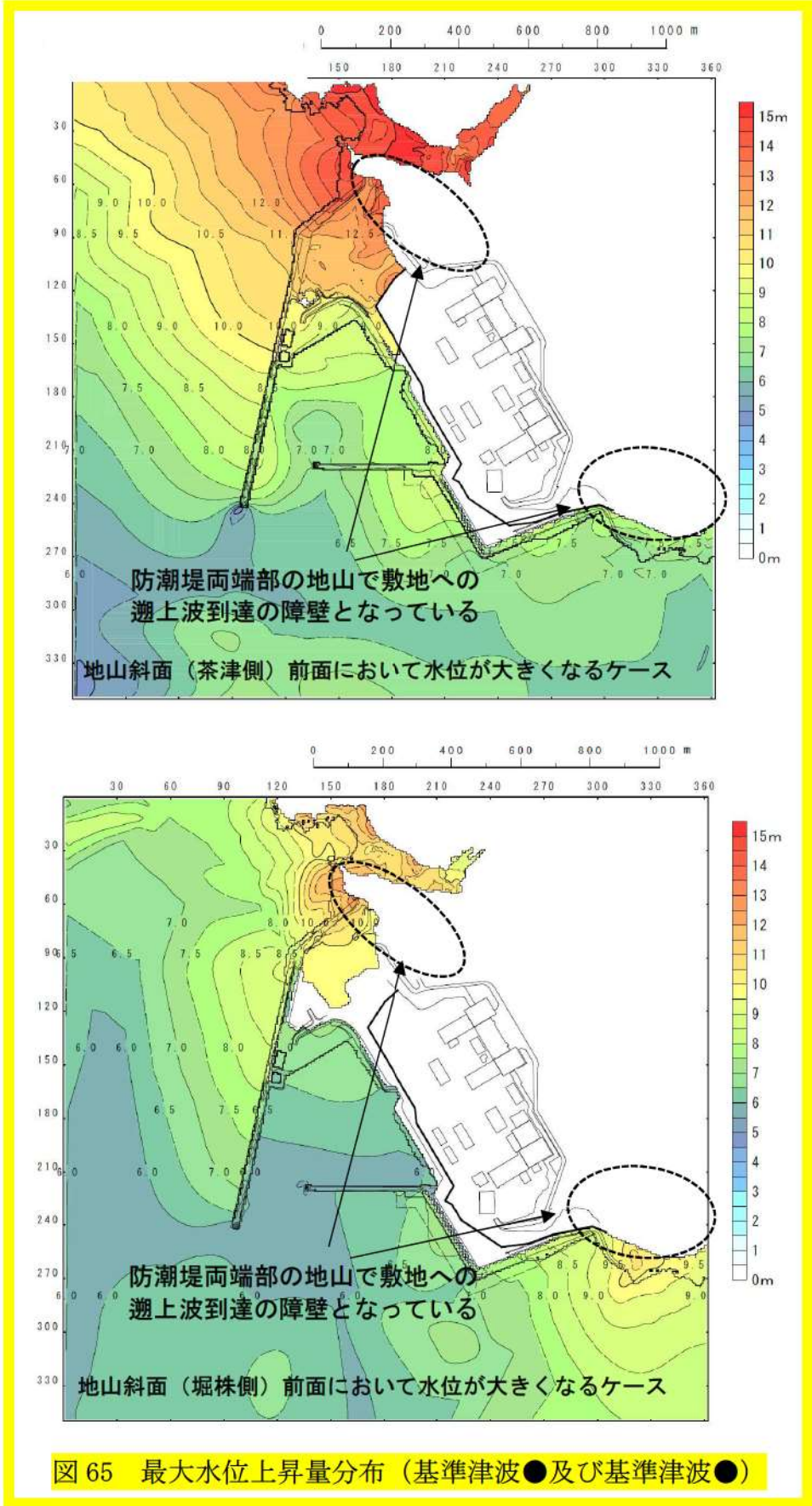
防潮堤（茶津側）の地山は、基部では段丘が分布する台地状の地形と北西に向かって伸長する尾根地形が分布し、先端に向かって標高を減じ幅も狭くなっている。基部西側の海岸に面する個所では段丘が認められ、防潮堤はその海食崖に擦り付く構造となっている。

津波防護を担保する障壁となる地山について、防潮堤基部における防潮堤法線に沿った地山が防潮堤へ与える影響が大きいと考え A-A' 断面（高さ：51m、幅：293m）を選定し、地震・津波に対する地山斜面の検討を行う。

防潮堤（堀株側）の地山は、南西方向に張り出した段丘地形が分布し、標高 50m 程度の平坦面を形成している。

津波防護を担保する障壁となる地山について、防潮堤基部における防潮堤法線に直交する地山が防潮堤へ与える影響が大きいと考え B-B' 断面（高さ：47m、幅：145m）を選定し、地震・津波に対する地山斜面の検討を行う。

● : 追而



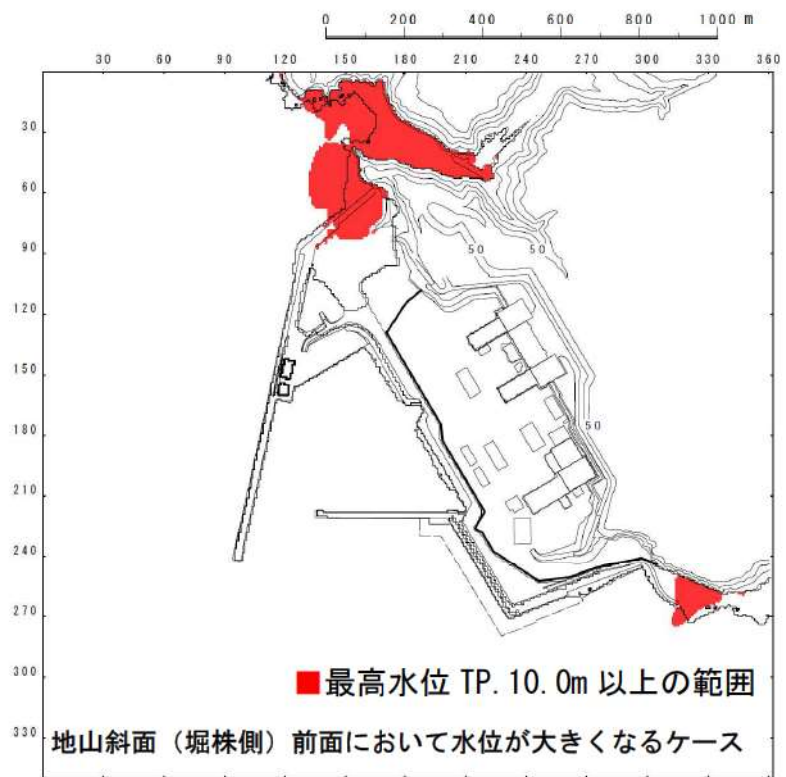
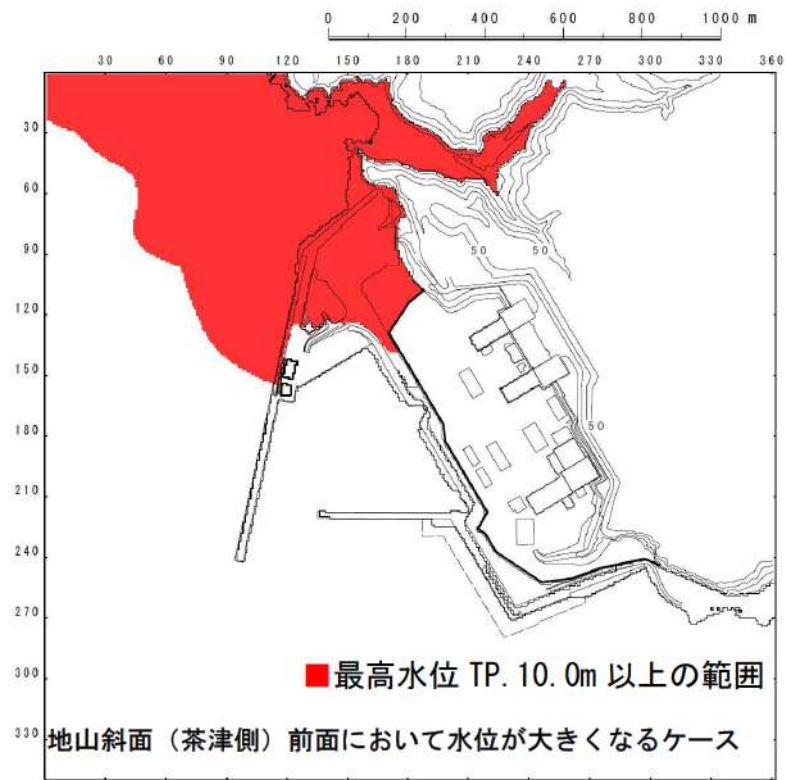


図 66 最大水位上昇量分布（基準津波●及び基準津波●）
(T.P. 10.0m 以上表示)

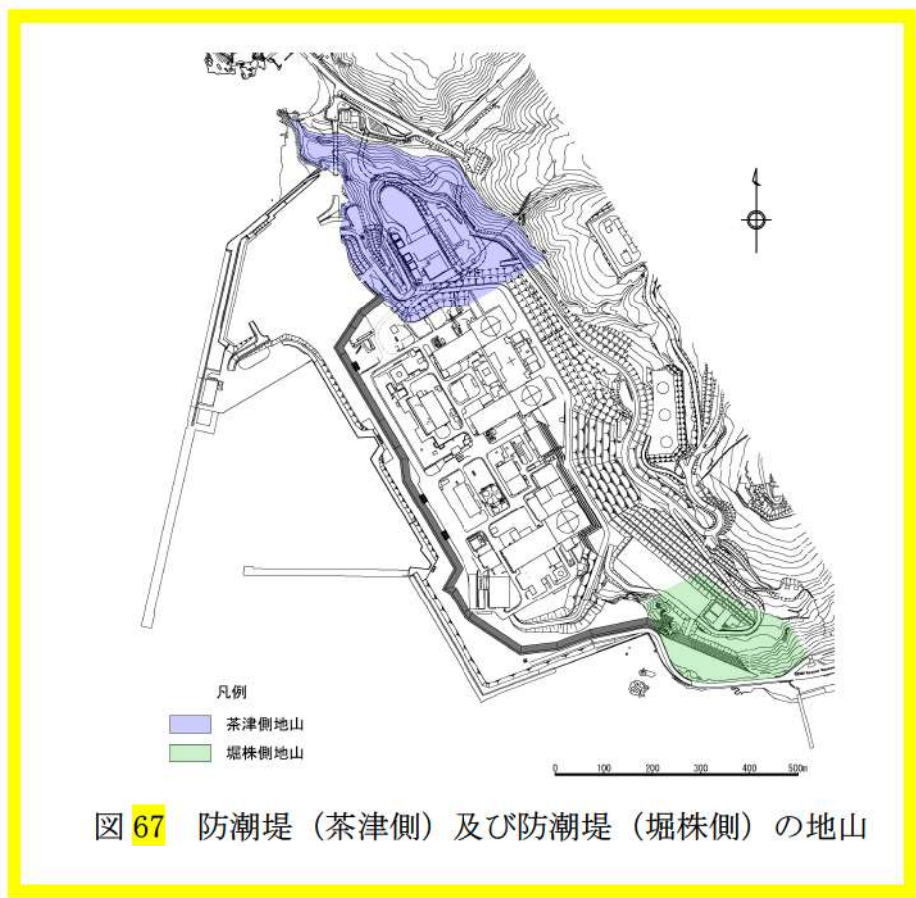
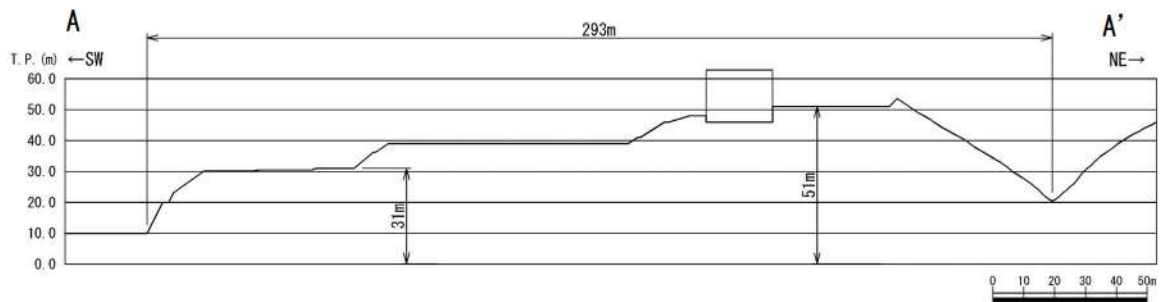


図 67 防潮堤（茶津側）及び防潮堤（堀株側）の地山



地山範囲及び断面位置図



A-A' 断面

図 68 (1) 防潮堤 (茶津側) の地形断面図

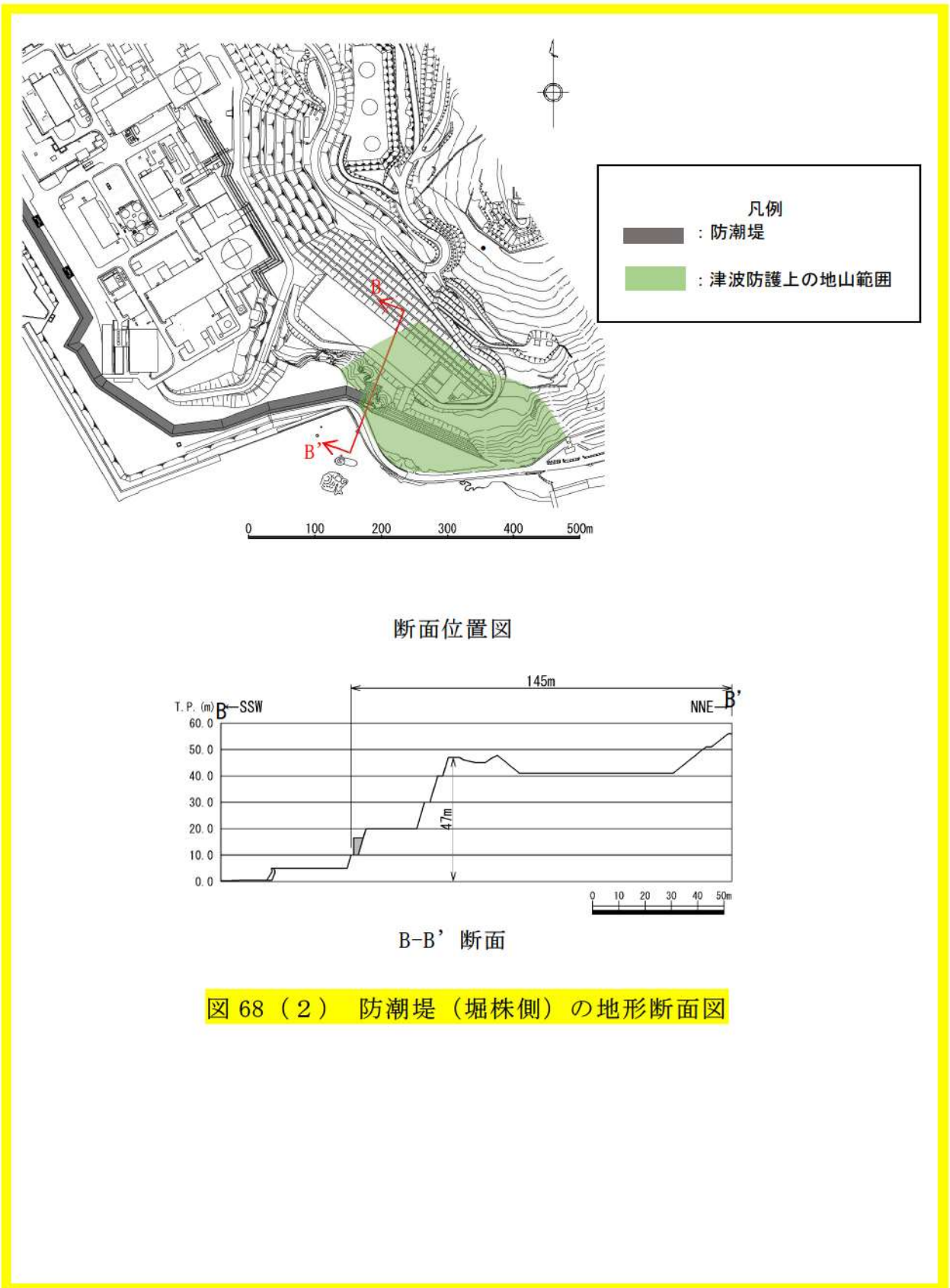


図 68 (2) 防潮堤 (堀株側) の地形断面図

(c) 地山の地質構造, 防潮堤擦り付け部の構造・仕様

津波防護上の地山の地質構造について述べるとともに, 防潮堤端部の擦り付け部の構造及び防潮堤の仕様について, 以下に示す。

イ. 敷地内の地質・地質構造

泊発電所敷地内の地質平面図を図 69 に, 地質断面図を図 70 に示す。

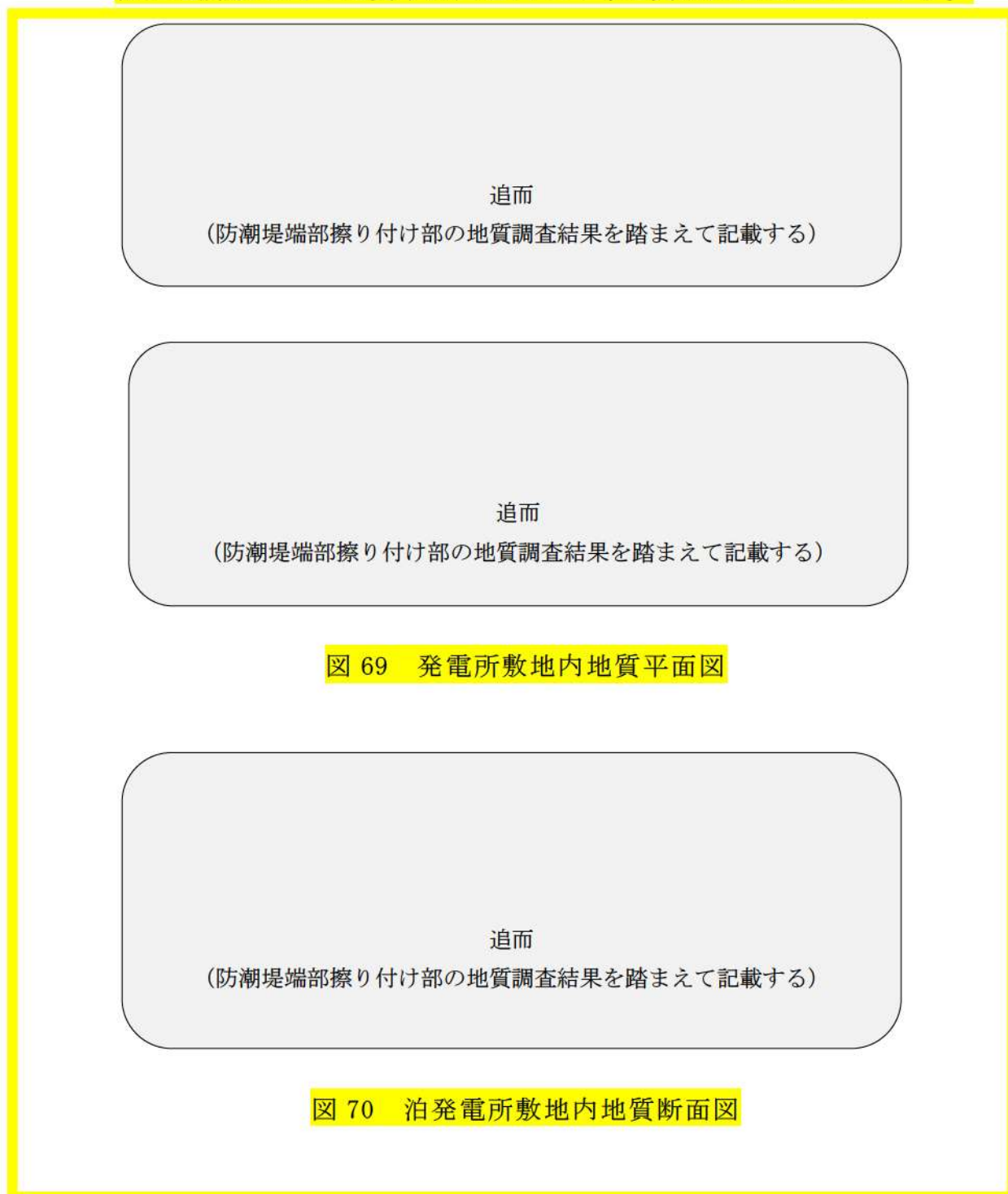


図 69 発電所敷地内地質平面図

図 70 泊発電所敷地内地質断面図

ロ. 防潮堤（茶津側）周辺の地質・地質構造

追而

（防潮堤端部擦り付け部の地質調査結果を踏まえて記載する）

ハ. 防潮堤（堀株側）周辺の地質構造

追而

（防潮堤端部擦り付け部の地質調査結果を踏まえて記載する）

ニ. 防潮堤端部の擦り付け部の構造及び防潮堤の仕様

追而

（防潮堤端部擦り付け部の地質調査結果を踏まえて記載する）

(d) 地山の耐震・耐津波設計上の位置付け

防潮堤両端部の地山について、耐震・耐津波設計上の位置付けを表 18 に整理した。これを踏まえ、以下の検討を行う。

- ・ 検討1：津波防護施設と同等の機能を有する斜面において、基準地震動 S_s による地山のすべり安定性評価を**実施し**、基準地震動に対する健全性を確保していることを説明する。
- ・ 検討2：津波防護施設と同等の機能を有する斜面において、波力による侵食・洗掘に対する抵抗性の確認及び基準津波による地山の安定性評価を**実施し**、基準津波に対する健全性を確保していることを説明する。

このほかに、当該地山については、防潮堤の支持地盤としての地山及び防潮堤の周辺斜面としての役割もあるため、耐震・耐津波設計上の位置付けを表 18 に整理した。

表 18 防潮堤両端部の地山の耐震・耐津波設計上の位置付け

設計上の役割	耐震設計上の位置付け	耐津波設計上の位置付け
①津波防護を担保する地山斜面 (5条)	・津波防護施設と同等の機能を有する地山斜面は、基準地震動による地震力に対して、要求される津波防護機能を保持できるようにする。 【検討1】	・津波防護施設と同等の機能を有する地山斜面は、波力による侵食・洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、入力津波に対する津波防護機能が保持できるようにする。 【検討2】
②防潮堤の支持地盤としての地山 (3条)	追而 (防潮堤, 周辺斜面の審査を踏まえて記載する)	
③防潮堤の周辺斜面 (4条)		

(e) 基準地震動に対する健全性確保の見通し

検討1の基準地震動に対する健全性確保として、津波防護を担保する地山の安定性評価を実施する。地山の地震による安定性評価について、基準地震動に対する健全性確保の見通しを説明する。

追而

(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

(f) 基準津波に対する健全性確保の見通し

検討2の基準津波に対する健全性確保として、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性の確認及び基準津波による地山の安定性評価を実施する。

追而

(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

c. 地滑り地形の崩壊に関する検討

基準地震動 S_s による地盤変状として、地滑り地形の崩壊を想定し、入力津波への影響の有無を検討し、入力津波を設定する際の影響要因として設定する。

(a) 対象とする地滑り

表 5 にて整理した地形モデルに反映した敷地周辺の特徴的な地形に想定される地滑り地形について、基準津波による敷地近傍の遡上範囲内で地震によるすべりに伴う地形変化が生じることが予想される場合、防潮堤前面等の津波水位が変化することで、遡上波が敷地へ到達する可能性が生じる。そのため、防潮堤両端部の地山以外に、地滑り地形の斜面崩壊による入力津波への影響の有無を検討する。

検討に当たっては、全国の地滑り地形分布状況を調査した文献として、独立行政法人防災科学技術研究所（以下、「防災科研」）が作成した地すべり地形分布図（平成 22 年、清水ほか「岩内」（2010））がある。この地すべり地形分布図では、泊発電所周辺に位置する地滑り地形が示されている（以下、「防災科研調査結果」）。

泊発電所の入力津波評価への影響を及ぼす可能性のある敷地周辺の斜面を表 19 に示す。

敷地周辺の斜面のうち、地滑り地形の崩壊により入力津波への影響を及ぼす可能性が考えられる斜面として発電所背後の斜面を対象とした。（図 71 及び図 72）。

なお、「第 6 条：外部からの衝撃による損傷の防止（外部事象の考慮について）」における地滑り地形の評価として、当社調査結果及び防災科研調査結果に関する知見等を踏まえた再評価を実施中である。入力津波への影響検討は、当社評価の斜面を対象とするが、第 6 条における審査を踏まえ、必要に応じて見直す。

表 19 敷地周辺地滑りの入力津波評価への影響

地形モデルに反映した敷地周辺の斜面	入力津波評価への影響	地形変化の想定
兜岬からモヘル川範囲にある斜面	兜岬近傍海岸線付近に地滑り地形が存在するが、敷地から遠く防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面の津波水位に与える影響は小さいと考えられる。	津波水位に与える影響は小さいと考えられるため考慮しない
モヘル川から玉川範囲にある斜面	斜面の標高の高い範囲に地滑り地形が存在するものの、海岸線から遠く、崩壊による地形変化が遡上範囲に影響しないと考えられる。	
玉川から渋井川範囲にある斜面		
渋井川から茶津川範囲にある斜面		
発電所背後の斜面	堀株及び発電所背後の地滑りが崩壊した場合、発電所近傍の基準津波による敷地近傍の遡上範囲内に地形変化が生じるため、防潮堤前面及びアクセスルートトンネル前面の津波水位が変化する可能性が高い。	地滑り地形の地震による崩壊



図 71 泊発電所周辺の地滑り地形位置図*

※ 防災科学技術研究所「地震ハザードステーション」に一部加筆 2022年10月確認

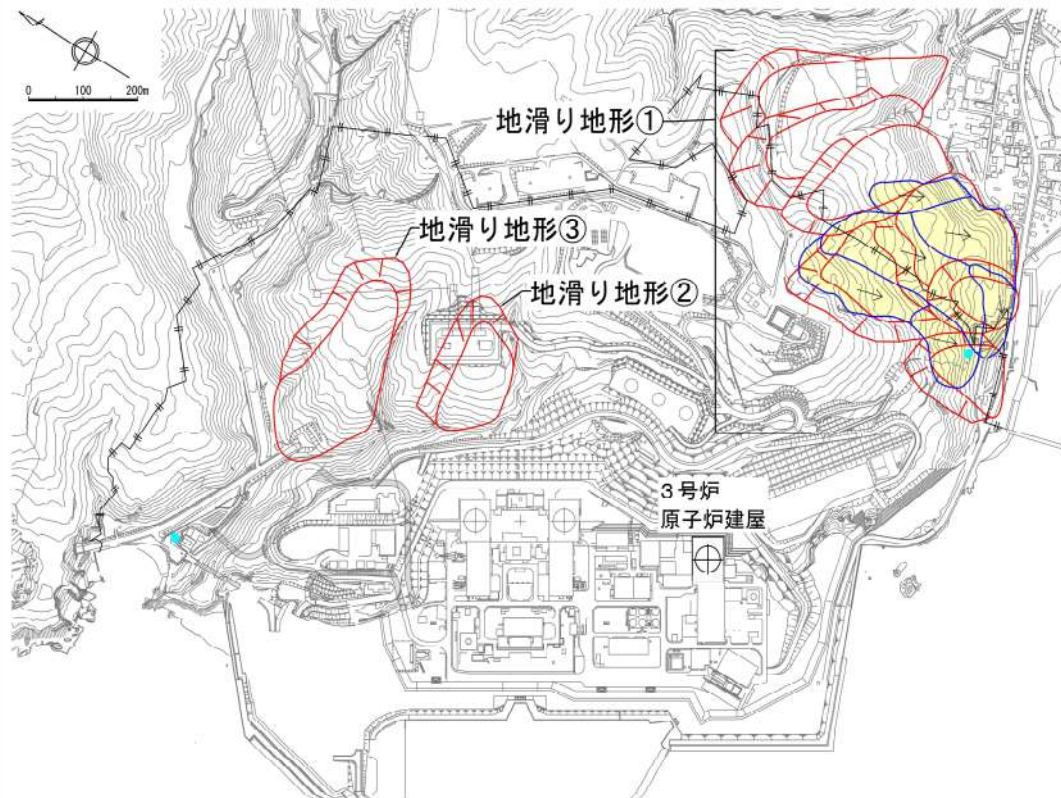
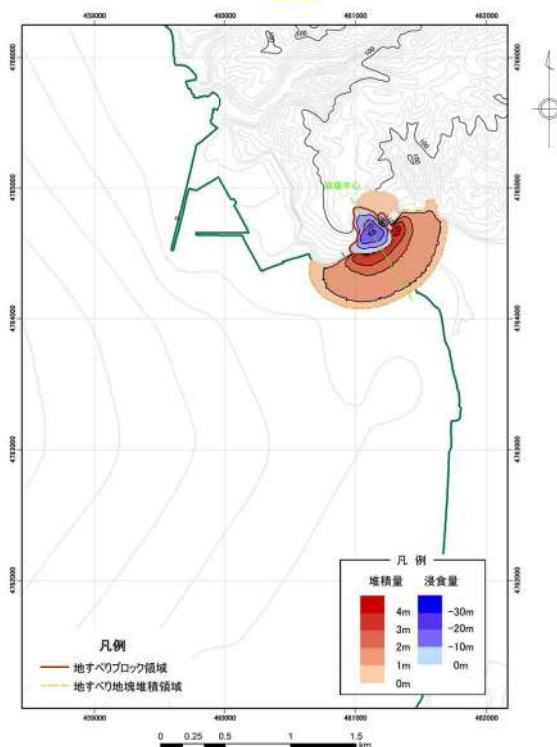


図72 泊発電所周辺に見られる地滑り地形位置図

(b) 解析条件

地滑りが崩壊した後の地形については、津波評価の陸上地滑りの検討で実施した地滑りシミュレーション (TITAN2D) の結果を用いて決定する (図73)。地滑り発生前後の地形断面図を図74に示す。



地すべり前後の地形変化量

図73 地滑りシミュレーション (TITAN2D) の結果※

※「第226回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料2 泊発電所の基準津波に関するコメント回答P.205」より引用

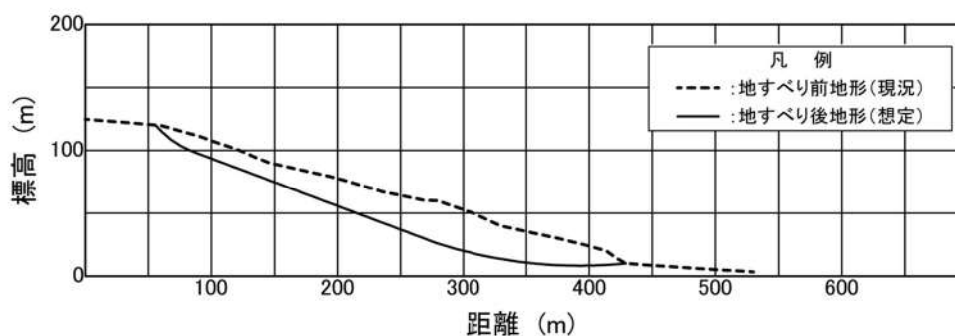


図74 地滑り地形 (掘株) の断面図※

※「第226回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料2 泊発電所の基準津波に関するコメント回答P.206」より引用

地滑りシミュレーション (TITAN2D) 結果から得られた地形変化量分布を反映した地形モデル図を図 75 に示す。

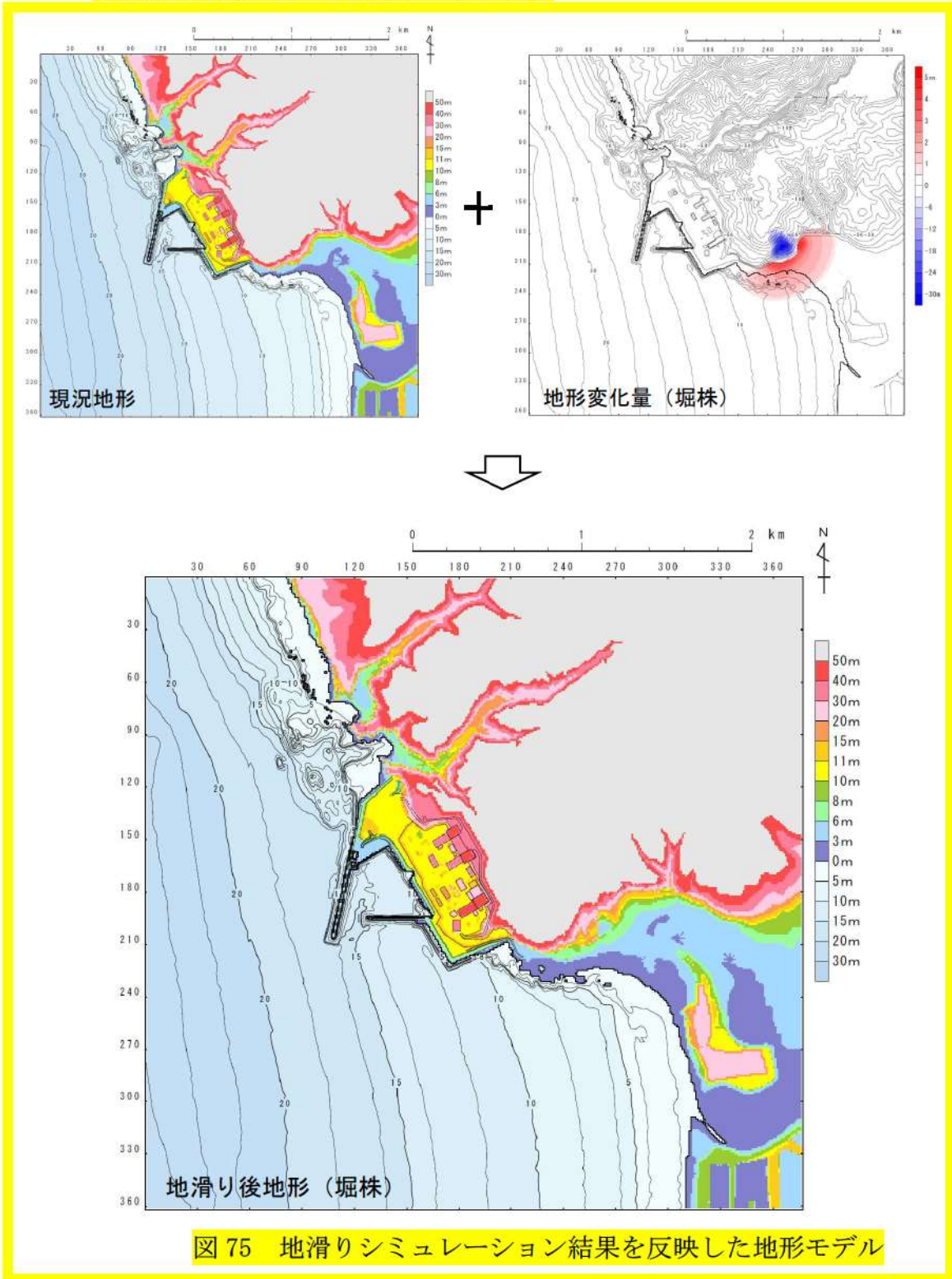


図 75 地滑りシミュレーション結果を反映した地形モデル

●：追而

(c) 地滑り地形（堀株）の斜面崩壊を考慮した遡上解析

以上を踏まえ、地滑り地形（堀株）の斜面崩壊を考慮し、遡上解析を実施した。基準津波●のケースを対象に基本ケース及び斜面崩壊させたケースを比較し、その差異を表 20 に示す。また、最大水位上昇量分布を図 76 に示す。

追而

(基準津波の審査を踏まえて記載する)

表 20 基本ケースと地滑り地形（堀株）の斜面崩壊を
考慮したケースの水位比較

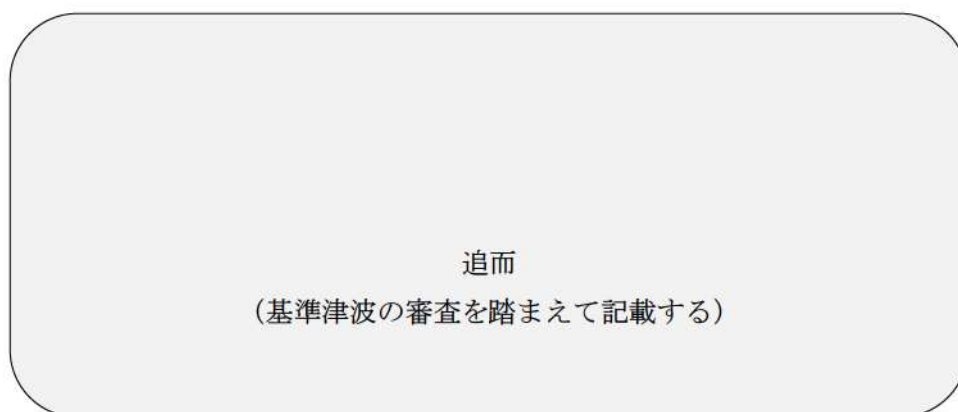
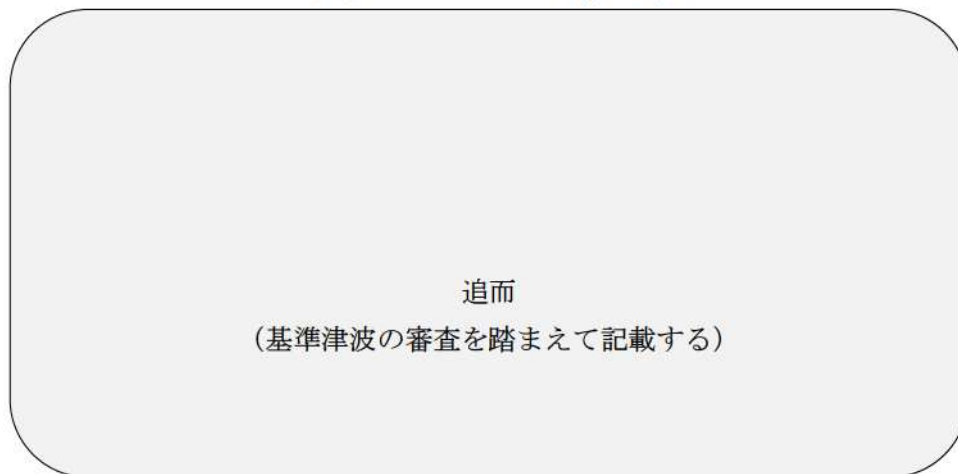


図 76 地滑り地形（堀株）の斜面崩壊の有無による
最大水位上昇量分布の比較

d. 防波堤等の損傷に関する検討

泊発電所では、北防波堤及び南防波堤を設置しており、これら防波堤は、基準地震動 S_s により損傷する可能性は否定できないことから、防波堤の損傷状態による入力津波への影響の有無を検討するため遡上解析を実施した。

また、護岸も同様に、基準地震動 S_s により損傷する可能性は否定できないことから、護岸の損傷状態による入力津波への影響の有無を検討ため遡上解析を実施した*。

基準津波●のケースを対象に基本ケース及び想定される地形変化を考慮したケースを比較し、その差異を表 21 に、最大水位上昇量分布を図 77 に示す。

※護岸の損傷は、「2. (1) a. (b) 陸域の地盤変状について」の地形変状において考慮する。

表 21 基本ケースと防波堤の損傷を考慮したケースの水位比較

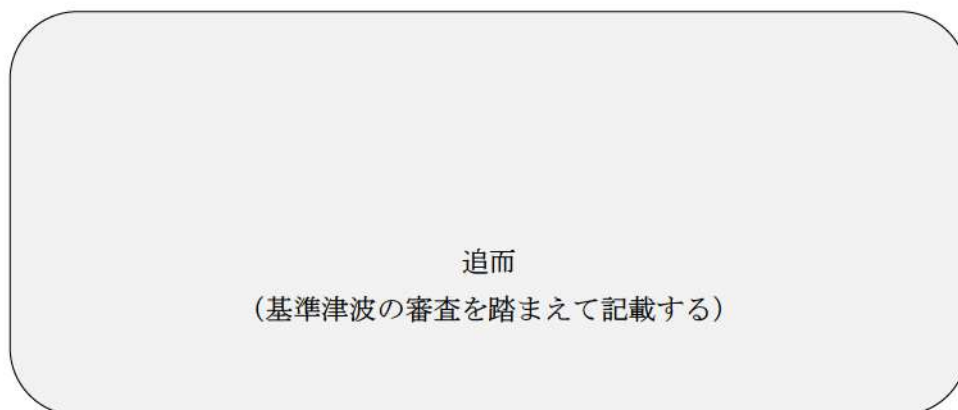
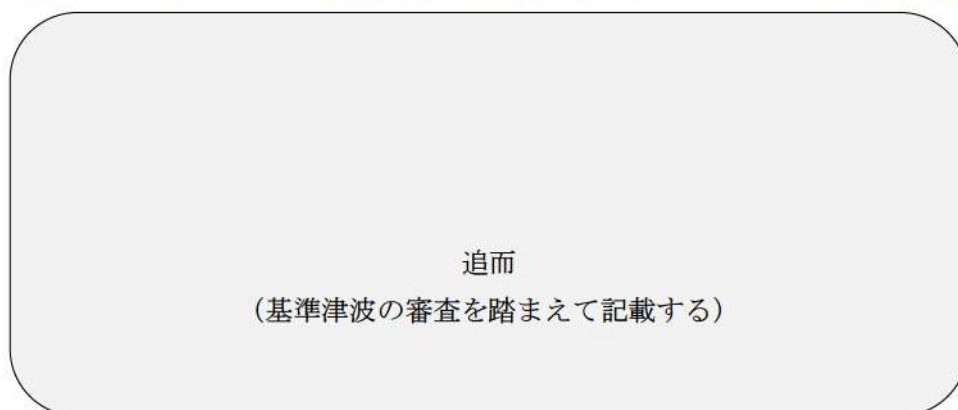


図 77 防波堤の損傷の有無による最大水上昇量分布の比較

e. 津波評価条件

地震による地形変化の影響の検討結果及びその結果を踏まえた入力津波設定における地形の条件は以下のとおりである。

追而

(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

(2) 敷地周辺の遡上経路上の河川、水路の堤防等崩壊による流路の変化
基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

敷地周辺の遡上経路上に河川、水路が存在し、地震による河川、水路の堤防等の崩壊、周辺斜面の崩落に起因して流路の変化が考えられる場合は、遡上波の敷地への到達の可能性について確認する。

敷地周辺の河川として、敷地北側の茶津川は敷地と標高約 50m 以上の尾根で隔てられており、また、敷地東側の堀株川は敷地から 1km 以上離れており、さらに、敷地と標高約 100m の山(丘陵)で隔てられているため、それらを経由した津波の敷地への回り込みはない。

なお、河川、水路と敷地との障壁となっている防潮堤両端部(茶津側及び堀株側)の地山については 2.(1) b.(a)～(e)で基準地震動・基準津波に対する安定性を確認している。

(3) 基準地震動 S_s 等による被害想定に基づく地形変化・標高変化
基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のとおりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

遡上波の敷地への到達の可能性に係る検討に当たっては、地形変化、標高変化、河川流路の変化について、基準地震動 S_s による被害想定を基に遡上解析の初期条件として設定していることを確認する。

「2.(1) a. 敷地の地盤変状に関する検討」、「2.(1) b. 斜面崩壊に関する検討」で基準地震動 S_s 等による被害想定に基づく地形変化・標高変化を想定し、その想定される地形変化・標高変化を考慮した初期地形により遡上解析を実施している。

(4) 地震等による地盤変状、斜面崩落等の評価手法、及び条件並びに評価結果
基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド(2021)の記載事項は以下のと
おりである。

◆ 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

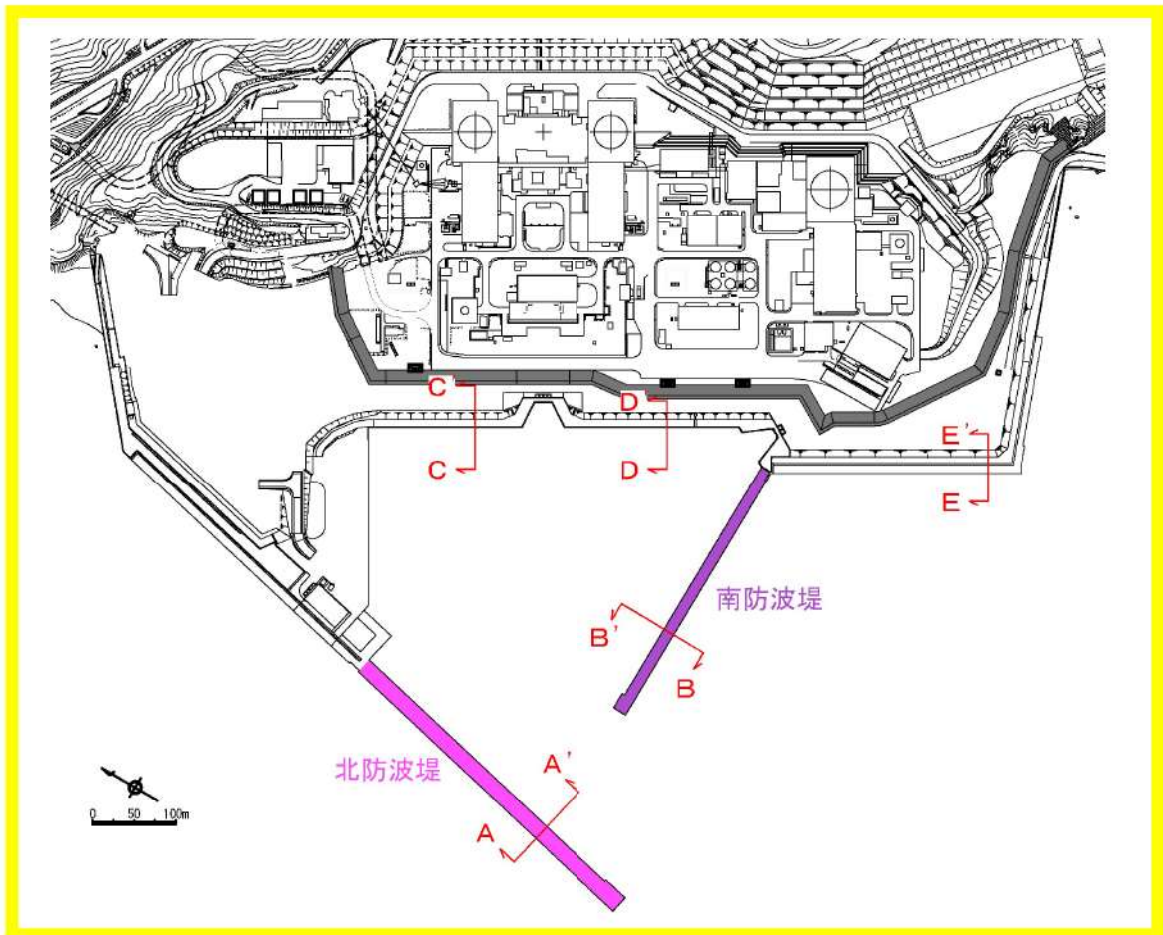
地震による地盤変状、斜面崩落等の評価については、適用する手法、データ
及び条件並びに評価結果を確認する。

「2.(1) a. 敷地の地盤変状に関する検討」、「2.(1) b. 斜面崩壊に
関する検討」で基準地震動 S_s 等による被害想定に基づく地盤変状、斜面崩落
等の評価を実施しており、その手法、データ及び条件並びに評価結果を示して
いる。

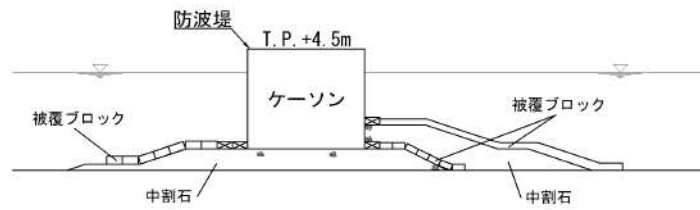
防波堤等の位置づけ

泊発電所では、北防波堤・南防波堤及び護岸を設置している(参考図1～3)。北防波堤・南防波堤は、基準地震動 S_s により損傷する可能性を否定できないことから、津波影響軽減施設とせず、自主設備とし、防波堤の状態による入力津波への影響の有無を検討する。

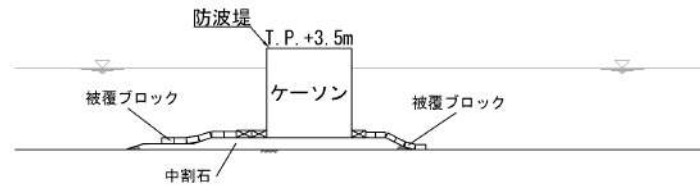
護岸は、基準地震動 S_s により損傷する可能性を否定できないことから、津波影響軽減施設とせず、自主設備とし、護岸の状態による入力津波への影響の有無を検討する。



参考図1 位置図

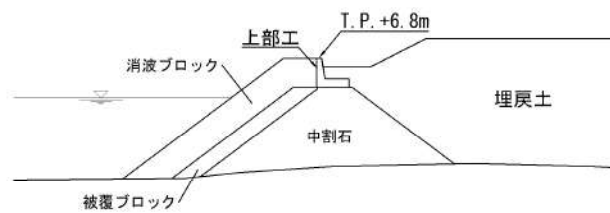


A-A' 断面

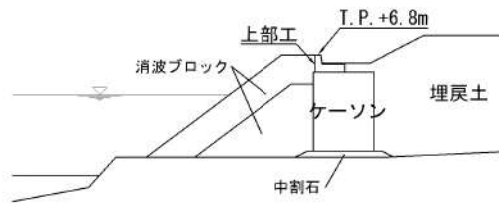


B-B' 断面

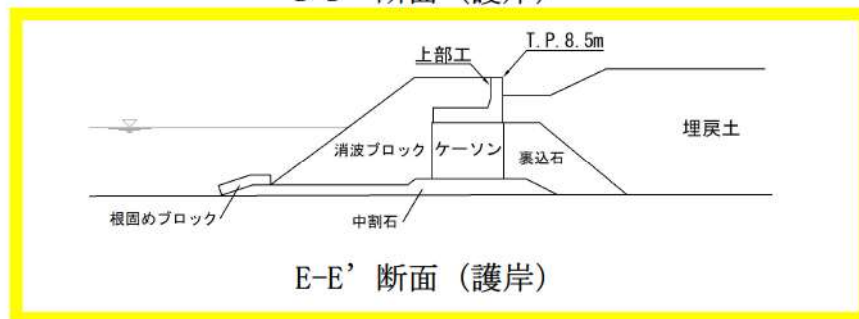
参考図 2 防波堤断面図



C-C' 断面 (護岸)



D-D' 断面 (護岸)



E-E' 断面 (護岸)

参考図 3 護岸断面図

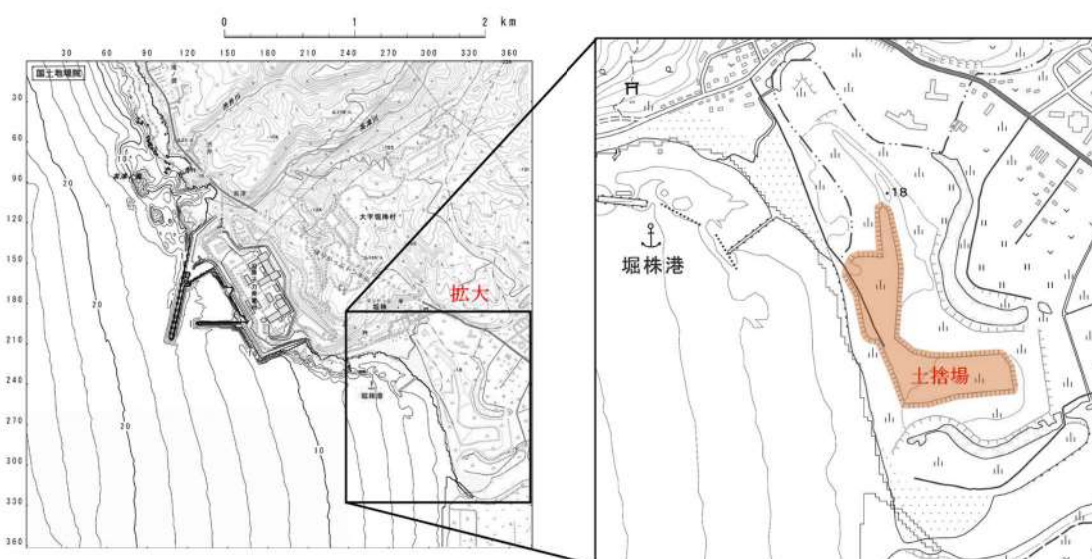
発電所周辺の地形改変による影響について

1. はじめに

表5にて整理した地形モデルに反映した敷地周辺の地形のうち、参考図4に示す土捨場について、新規規制基準施行後の設置変更許可申請時(平成25年7月)における最新図に基づきモデル化している(以下、「現状評価の地形」という。)

この土捨場は、地形改変を伴う将来計画※があり、さらに、基準地震動 S_s により斜面崩壊する可能性を否定できないことから、将来計画を反映した地形(以下、「将来計画を反映した地形」という。)及び将来計画を反映した土捨場の基準地震動 S_s による斜面崩壊を考慮した地形(以下、「斜面崩壊を考慮した地形」)を用いた遡上解析を実施し、入力津波への影響について評価する。

※将来計画の土捨場が最終形状になる時期は2023年12月頃の見込み(北海道からの聞き取り)

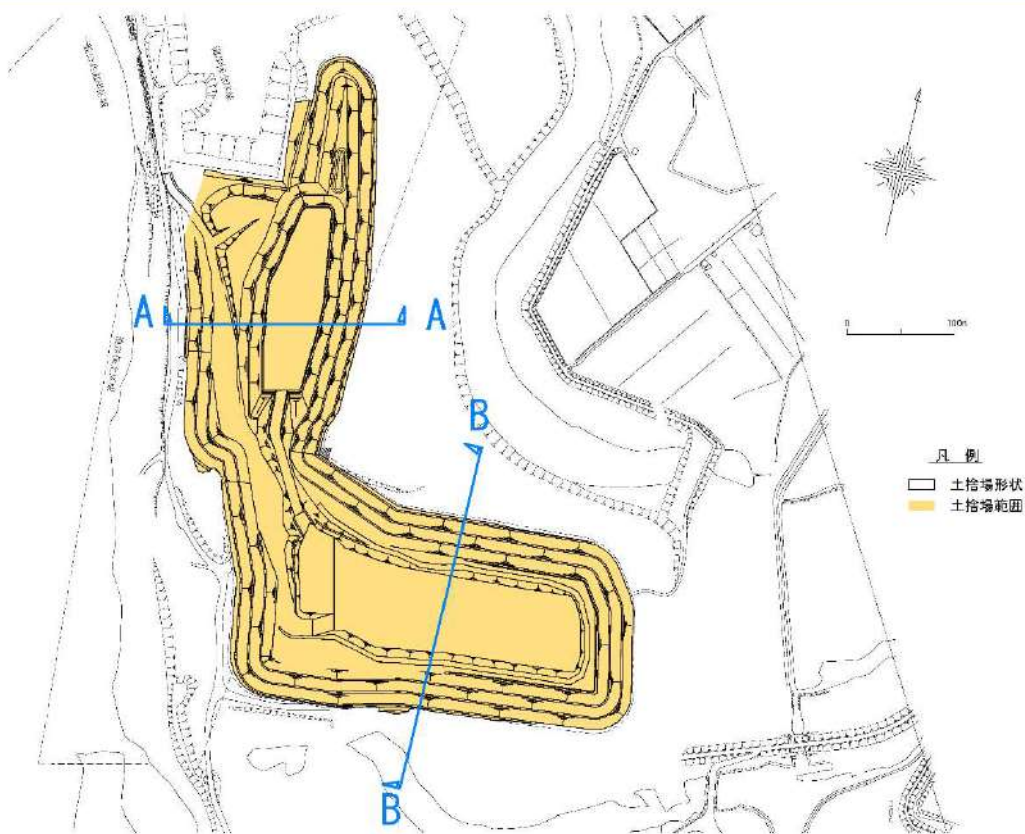


参考図4 土捨場位置図

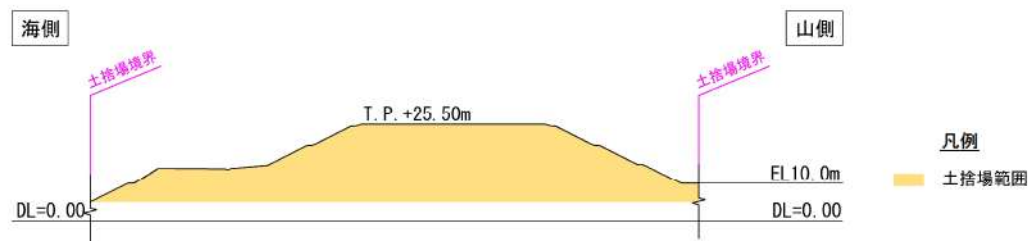
2. 将来計画を反映した地形の検討

(1) 将来計画を反映した地形データの作成

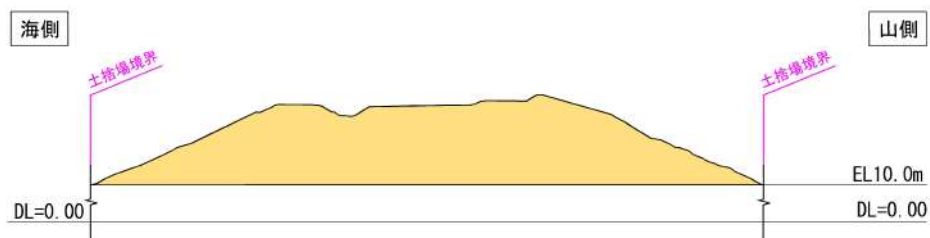
参考図5に将来計画の土捨場形状及びこの形状を反映した遡上解析地形を示す。



参考図 5 (1) 現況の土捨場形状

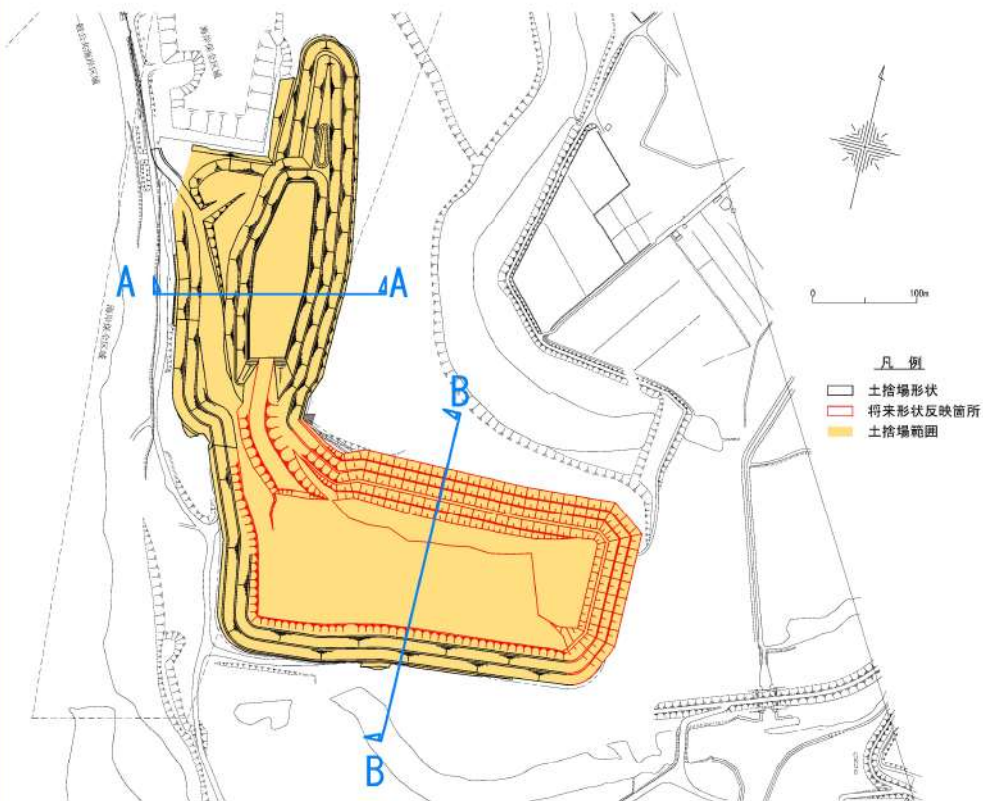


A-A 断面

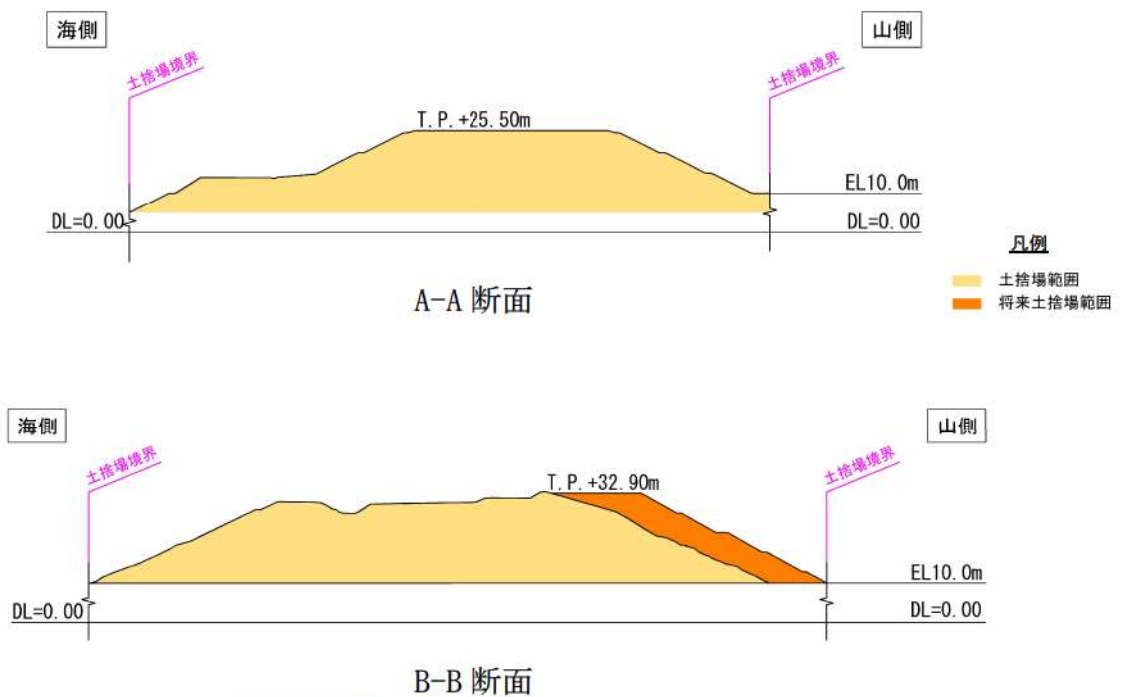


B-B 断面

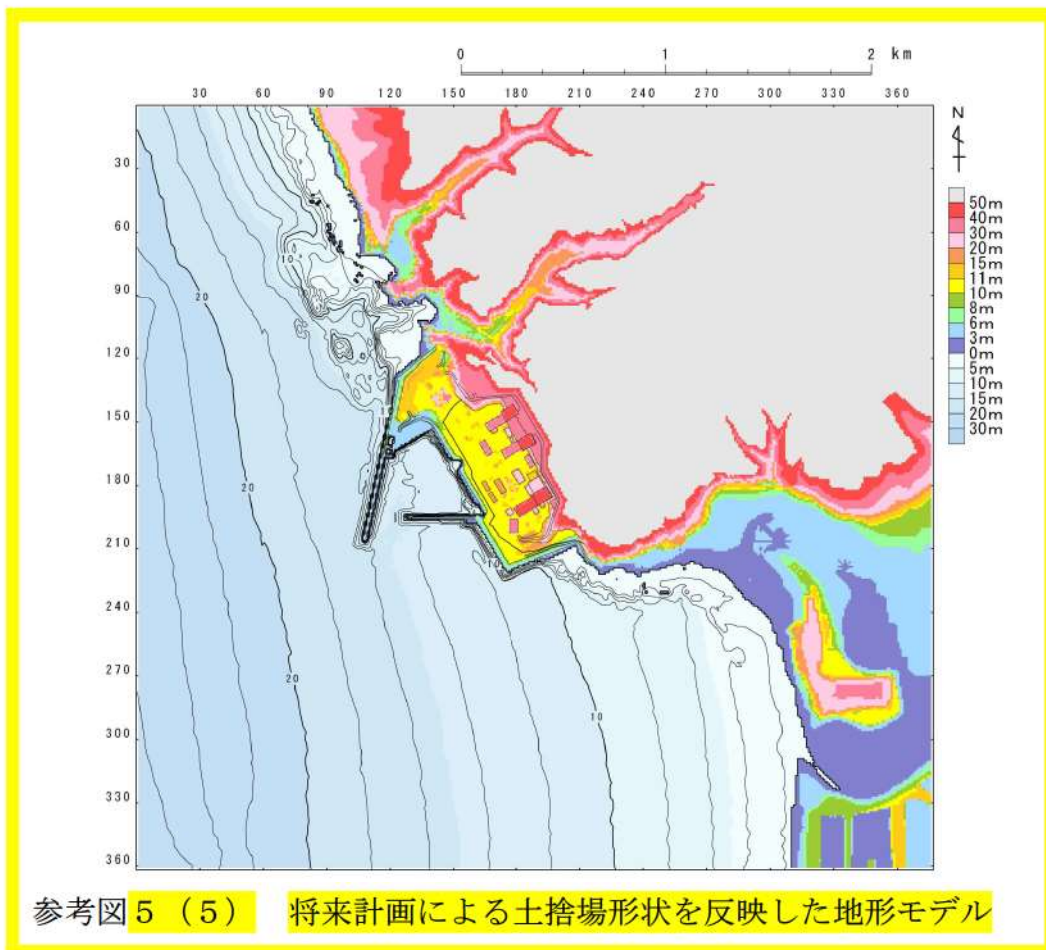
参考図 5 (2) 現況の土捨場断面図



参考図 5 (3) 将来計画による土捨場形状



参考図 5 (4) 将来計画による土捨場断面図



● : 追而

(2) 将来計画を反映した地形を考慮した遡上解析

(1) を踏まえ、将来計画を反映した地形を考慮し、遡上解析を実施する。基準津波●のケースを対象に基本ケース及び将来計画を反映したケースを比較し、その差異を参考表 1 に示す。また、最大水位上昇量分布を参考図 6 に示す。

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

参考表 1 基本ケースと将来計画を反映したケースの水位比較

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

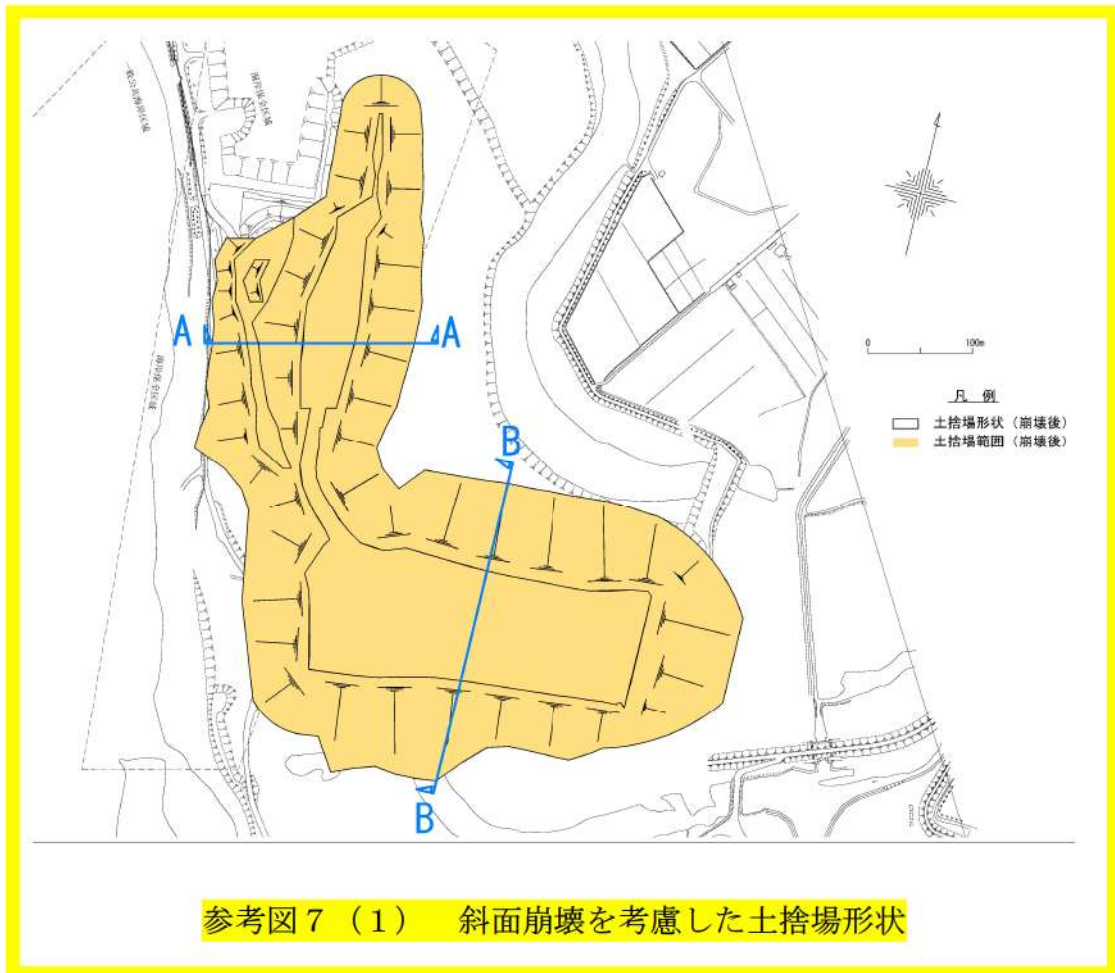
参考図 6 将来計画反映の有無による最大水位上昇量分布の比較

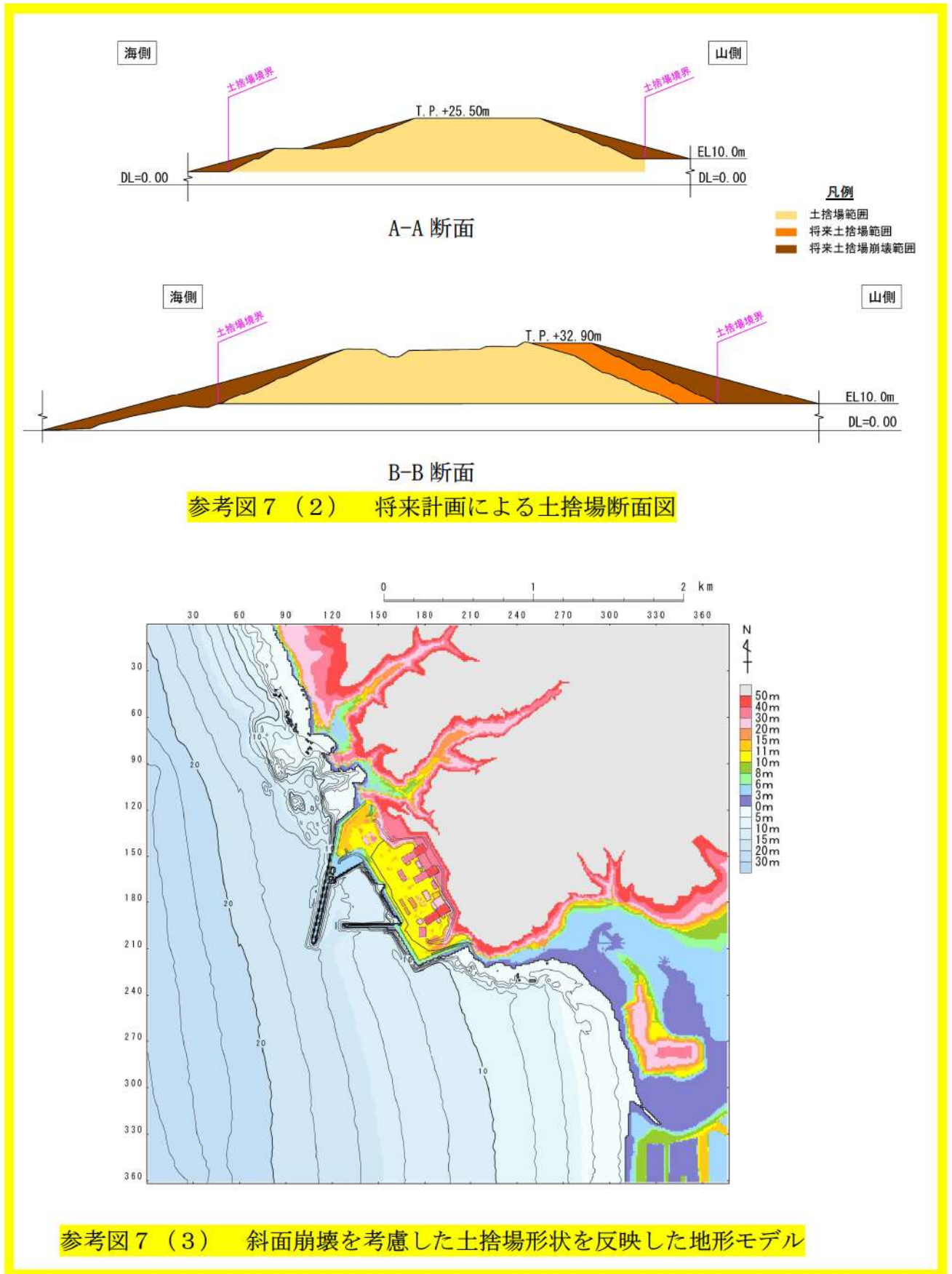
3. 斜面崩壊を考慮した地形の検討

(1) 斜面崩壊を考慮した地形データの作成

将来計画を反映した土捨場の盛土斜面は、基準地震動 S_s により斜面が崩壊する可能性を否定できないことから、斜面崩壊を考慮した地形モデルを作成した。

参考図7に斜面崩壊を考慮した土捨場形状及びこの形状を反映した遡上解析地形を示す。





● : 追而

(2) 想定される地形変化を初期地形に反映した遡上解析

(1) を踏まえ、斜面崩壊を考慮し、遡上解析を実施した。基準津波●のケースを対象に基本ケース及び斜面崩壊を考慮したケースを比較し、その差異を参考表 2 に、最大水位上昇量分布を参考図 8 に示す。

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

参考表 2 基本ケースと斜面崩壊を考慮したケースの水位比較

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

追而
(基準津波・基準地震動の審査を踏まえて記載する)

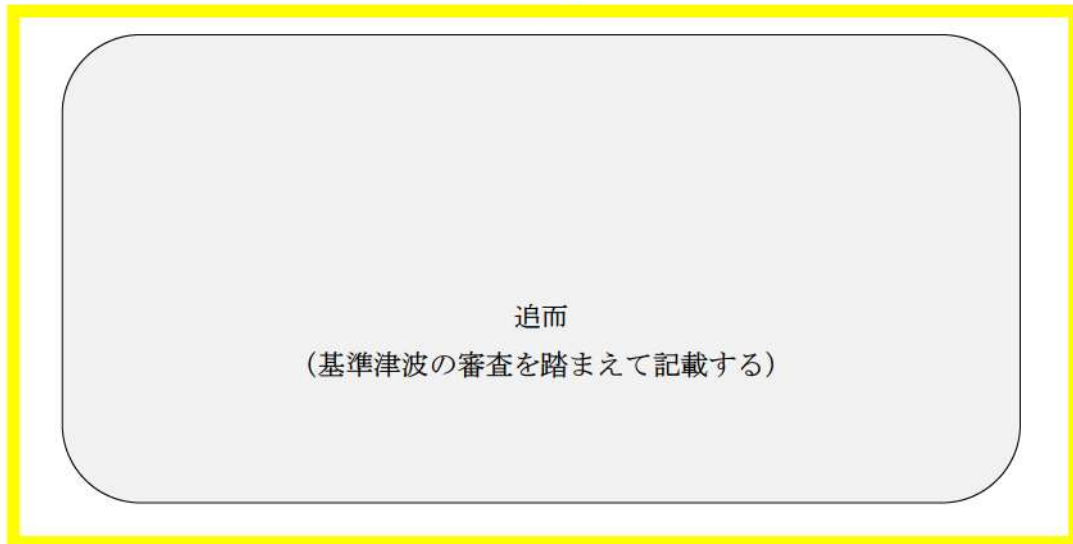
参考図 8 斜面崩壊の有無による最大水位上昇量分布の比較

●：追而

(参考資料3)

津波に対する洗掘の影響について

基準津波の敷地内の遡上域を確認し、洗掘の可能性のある敷地を対象に、アスファルト又はコンクリートで地表面を舗装することから、影響要因として設定しない。「津波防災地域づくりに係る技術検討報告書(2012)」では、アスファルト部で8m/sの流速に対して洗掘の耐性があるとされており、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説(平成30年8月)」では、海岸の侵食を増長させないためにコンクリートブロック張式表法被覆工が用いられているとあり、ブロック厚さは50cm以上とすることが多いとある。



最大流速が8m/sを越えない区域はアスファルト舗装の対策工を行い、8m/sを越える区域はコンクリート舗装の対策工を行う。

各区域において、コンクリート舗装及びアスファルト舗装の対策工を行うことから、入力津波の設定における影響要因として考慮しない。

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

参考図 9 洗堀対策範囲図

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

最大水位上昇量分布図

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

最大流速分布図

参考図 10 最大水位上昇量分布図及び最大流速分布図

追而
(基準津波の審査を踏まえて記載する)

参考図 11 流速最大地点における浸水深・流速時刻歴波形図

消波ブロック及び中割石等の解析用物性値について

既設護岸は、中割石、裏込石、被覆ブロック、消波ブロックから構成されている。中割石、裏込石の物性値は、「FLIP研究会14年間の検討結果のまとめ(事例編)(FLIP研究会)」(以降、「FLIP研究会検討結果(事例編)」とする)に基づき設定する。被覆ブロック、消波ブロックは重量のみを荷重として考慮している。

参考表3 中割石、裏込石の物性値及び適用根拠

項目	物性値	捨石のモデル化における推奨方法 (FLIP研究会検討結果(事例編))	適用範囲	出典	泊における適用根拠
せん断強度定数	$c=20$ (kN/m^2), $\phi=35$ (°)	$c=20$ (kN/m^2), $\phi=35$ (°)	一軸圧縮強度 30MN/m ² 以上	「港湾の施設の技術上の基準・同解説(公益社団法人日本港湾協会, 平成19年)」	中割石の一軸圧縮強度が30MN/m ² 以上であることを確認した
最大減衰定数	$h_{\max}=0.24$	$h_{\max}=0.2\sim0.3$	—	「FLIP研究会検討結果(事例編)」	同設定値を用いた文献調査から、実測値と解析結果の差異が小さいことから、適用性があると判断した
初期せん断剛性	$G_0=0.18\times 10^3$ (N/mm^2)	マウンド $V_s=300$ (m/s) 裏込石 $V_s=225$ (m/s)	せん断波速度 $V_s=300\text{m/s}$	「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)(沿岸開発技術研究センター, 平成9年)」	中割石のせん断波速度が $V_s=300\text{m/s}$ であることを確認した
間隙水の体積弾性係数	$K_f=2.22\times 10^4$ (kPa) ($=22.20\times 10^3$ (kN/m^2))	$K_f=2.22\times 10^4$ (kPa) 以下の小さな値	—	「FLIP研究会検討結果(事例編)」	水の体積弾性係数($K_f=2.22\times 10^9\text{kPa}$)の1%程度以下の値が推奨されており、捨石の標準的なモデルとして採用した

中割石、裏込石の「せん断強度定数」は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(公益社団法人日本港湾協会, 平成19年)」によると、母岩の一軸圧縮強さが30MN/m²以上の場合、粘着力 $C=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_r=35^\circ$ が標準値とされている。

(6) マウンド材及び基礎地盤の強度定数

① マウンド材

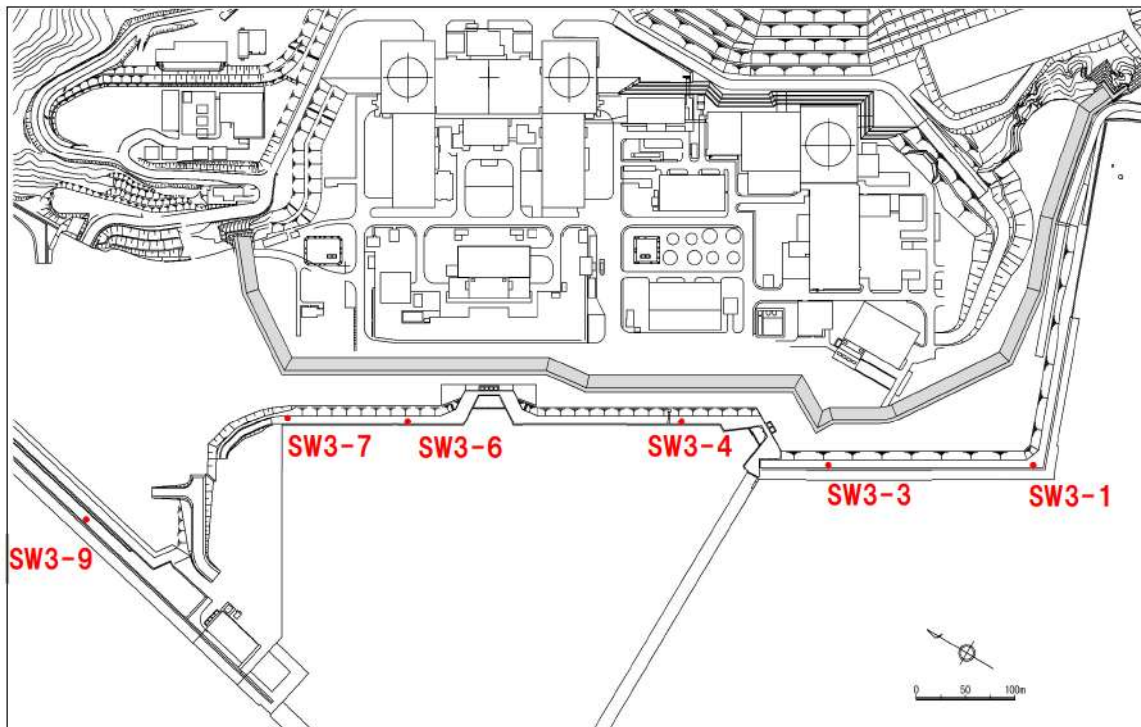
偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いてビショップ法による円弧滑り解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている⁵⁾。また、砕石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている⁶⁾。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_D=35^\circ$ の値が用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値が設定されている。

標準値は砕石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ としているが、これは砕石のせん断抵抗角 ϕ_D の拘束圧による変化を考慮するための見掛けの粘着力である。図-2.2.7 は各種の砕石に関する三軸試験結果をまとめたものであるが⁵⁾、拘束圧が大きくなるとともに粒子破砕によって ϕ_D は減少する。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=35^\circ$ とした値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによって ϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが 30MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=30^\circ$ となる⁷⁾。

「港湾の施設の技術上の基準(公益社団法人日本港湾協会、平成19年)」より引用

参考図12 中割石、裏込石への適用条件(一軸圧縮強さ)

泊発電所における中割石は、一軸圧縮強度試験の結果、一軸圧縮強度の最低値は 33.7MN/m^2 であり 30MN/m^2 以上であることから適用性があると考えられる。



参考図 13 調査位置図 (一軸圧縮強さ)

参考表 4 一軸圧縮試験結果

試料番号	一軸圧縮強度
	σ_c (MN/m ²)
SW3-1-1	78.0
SW3-1-2	90.7
SW3-3-1	123.7
SW3-3-2	178.4
SW3-3-3	163.3
SW3-4-1	151.4
SW3-4-2	184.9
SW3-4-3	204.3
SW3-4-4	183.1
SW3-6-1	205.0
SW3-6-2	227.6
SW3-6-3	270.3
SW3-6-4	109.4
SW3-6-5	93.5
SW3-6-6	174.3
SW3-7-1	130.4
SW3-7-2	79.1
SW3-9-1	33.7
SW3-9-2	136.6
SW3-9-3	187.2
SW3-9-4	55.0
最低値	33.7

中割石、裏込石の最大減衰定数は、以下のとおり設定する。

- ・ 「FLIP 研究会検討結果(事例編)」では、標準的なモデル化案では解析結果への影響が小さいことから $h_{\max}=0.2\sim0.3$ が提案されている。
- ・ また、「FLIP 研究会検討結果(事例編)」では、そのうち数である $h_{\max}=0.24$ が設定されている。
- ・ 以上のことから、 $h_{\max}=0.24$ を採用する。

中割石、裏込石の変形特性及び初期せん断剛性は、以下のとおり設定する。

- ・ 「FLIP 研究会検討結果(事例編)」では、「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)(沿岸開発技術研究センター、平成 9 年)」からせん断波速度 $V_s=300\text{m/s}$ とし、せん断波速度から求められる初期せん断剛性 $G_0=0.18 \times 10^9\text{N/mm}^2$ を標準の値としている。
- ・ 泊発電所における中割石を対象として PS 検層を行った結果、せん断波速度 V_s の平均値が 300m/s 以上あることから適用性があると考える。
- ・ 以上のことから、せん断波速度 $V_s=300\text{m/s}$ 、初期せん断剛性 $G_0=0.18 \times$

10^3N/mm^2 を採用する。

中割石、裏込石の間隙水の体積弾性係数は、以下のとおり設定する。

- ・ 地下水位又は海水位以下の中割石、裏込石以外の間隙水要素は、理科年表より一般値 ($K_f=2.22 \times 10^6\text{kPa}$) を設定している。
- ・ 捨石の間隙水の体積弾性係数は、標準的なモデル化案では非排水条件での解析を前提とする FLIP による解析における工夫として、捨石の高透水性を再現するため、一般値の 1% 程度以下の値とすることが「FLIP 研究会検討結果(事例編)」で提案されている。
- ・ 以上のことから、中割石、裏込石の間隙水の体積弾性係数は、一般値の 1% である $K_f=2.22 \times 10^4\text{kPa}$ を採用する。

以上の検討結果から推奨された物性は表 2-5-1-6 に示す。要点は、①せん断強度定数は、既往の試験結果を尊重し、 c 、 ϕ 同時指定機能を用いるものとする。②高透水性に配慮し、負圧に抵抗しない条件の $IGKSW=1$ とする。③減衰定数は影響が小さいため 0.2~0.3 の値を設定する。④初期せん断波速度は従来通り $V_s=300, 225(\text{m/sec})$ を用いる。⑤水の体積弾性係数 K_f は、比較的挙動が同等となる 1% 以下の小さい値を設定する。

「FLIP 研究会検討結果(事例編)」より引用

参考図 14 中割石、裏込石への適用条件(減衰定数、間隙水の体積弾性係数)

マウンドの捨石や裏込めのせん断波速度の測定は非常に困難であり、実測例も数少ない。本ハンドブックでは、混成防波堤における地震観測結果から得られた算定式²³⁾により、水深-10m 程度の大型岸壁における捨石および裏込め中のせん断波速度として次の値を用いる。

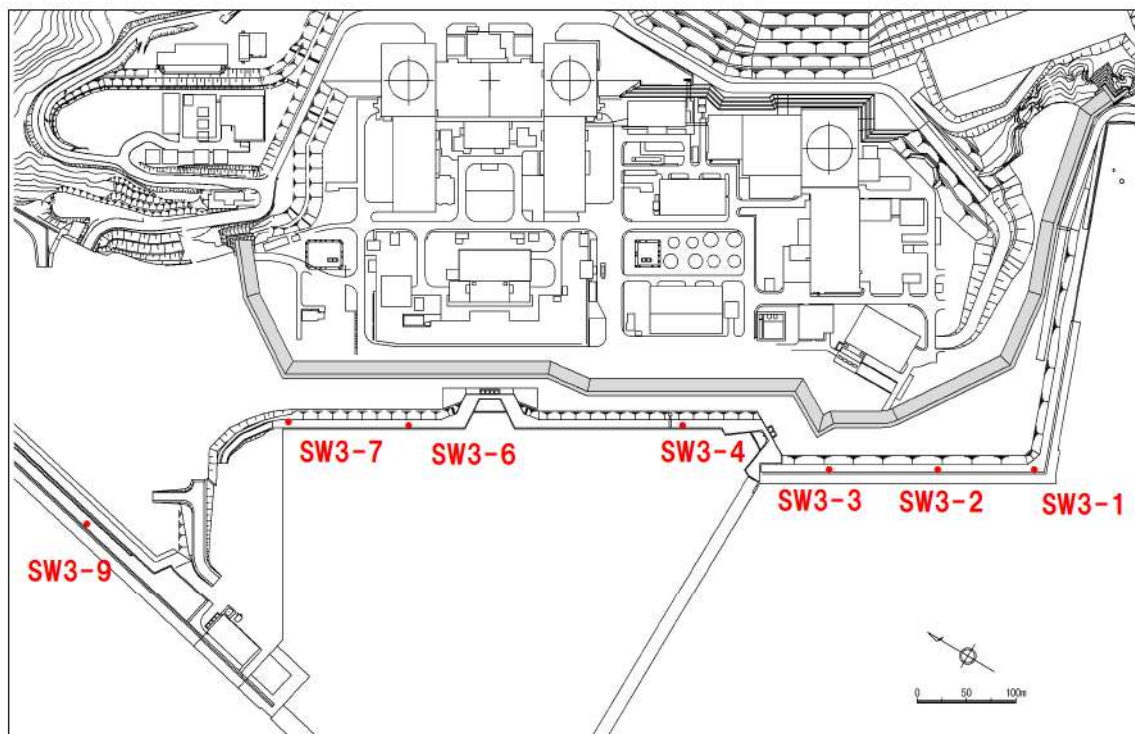
マウンド捨石のせん断波速度 ; $V_s=300\text{m/s}$

「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)(沿岸開発技術研究センター、平成9年)」より引用

参考図 15 中割石、裏込石への適用条件(せん断波速度)

泊発電所における中割石を対象とした PS 検層結果から、せん断波速度 V_s の最低値は 310m/s であり、「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)(沿岸開発技術研究センター、平成9年)」に記載のマウンド捨石のせん断波速度 (300m/s) と同等な値である。

以上のことから、せん断波速度から求められる初期せん断剛性は、泊においても適用性があると考えられる。



参考図 16 調査位置図 (PS 検層)

参考表 5 PS 検層結果

孔No.	せん断波速度 Vs (m/s)
SW3-1	310
SW3-2	320
SW3-3	380
SW3-4	380
SW3-6	390
SW3-7	440
SW3-9	430
最低値	310

【参考文献】

- 1) 原子力規制委員会 (2021) : 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド, 原子力規制委員会, 平成25年6月.
- 2) 土木学会 (2016) : 原子力発電所の津波評価技術 2016.
- 3) 羽鳥徳太郎 (1994) : 1993 北海道南西沖地震津波の規模および波源域, 地震第2輯, 第47巻, pp. 1-7.
- 4) 小谷美佐・今村文彦・首藤伸夫 (1998) : GIS を利用した津波遡上計算と被害推定法, 海岸工学論文集, 第45巻, pp. 356-360.
- 5) Mansinha, L. and Smylie, D. E. (1971) : The displacement fields of inclined faults, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, pp. 1433-1440.
- 6) Ishihara and Yoshimine (1992) : Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes , Soils and Foundations Vol. 32.
- 7) 海野寿康・風間基樹・渦岡良介・仙頭紀明 (2006) : 同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係, 土木学会論文集C, Vol. 62.
- 8) 土木学会 (2018) : 水理公式集 (2018年版), P605
- 9) 防災科学研究所 (2010) : 地すべり地形分布図 第45集「岩内」, 国立開発法人防災科学技術研究所
- 10) 国土交通省 (2012) : 津波防災地域づくりに係る技術検討報告書, 津波防災地域づくりに係る技術検討会, 平成24年1月27日.
- 11) 全国農地海岸保全協会ほか : 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 平成30年8月.
- 12) 公益社団法人日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 平成19年.
- 13) FLIP 研究会 : FLIP 研究会 14年間の検討結果のまとめ(事例編).
- 14) 沿岸開発技術研究センター : 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), 平成9年.

(web)

- 12) 地理院地図 GIS Maps : <https://maps.gsi.go.jp/>
- 13) ガスパイプライン安全基準検討会報告, 経済産業省:
https://www.meti.go.jp/policy/safety_security/industrial_safety/shingikai/700/3/700_3_index.html
- 14) 防災科学技術研究所 地震ハザードステーション:
<https://www.j-shis.bosai.go.jp/>

入力津波に用いる潮位条件について

1. はじめに

入力津波の設定に用いる潮位条件として、上昇側の水位変動については朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを考慮した上昇側評価水位、下降側の水位変動については朔望平均干潮位及び潮位のばらつきを考慮した下降側評価水位を設定した。

朔望平均潮位は、泊発電所の南方約 5km に位置している「岩内港（国土交通省所管）」の潮位観測記録（1961 年 9 月～1962 年 8 月）を用いて算定した。なお、朔望平均潮位の算出に用いた潮位記録取得期間から現在まで時間が経過していることから、至近 5 ヶ年（2014 年 1 月～2018 年 12 月、2017 年 1 月～2021 年 12 月^{※1}）及び観測記録開始時約 5 ヶ年（1971 年 3 月～1975 年 12 月）^{※2} のデータについても分析したうえで、保守的な評価となるよう観測記録開始時約 5 ヶ年（1971 年 3 月～1975 年 12 月）のデータに基づき入力津波評価に用いる潮位を設定した。入力津波の評価で考慮する潮位及びデータ分析の結果を表 1 に示す。

※1 2019 年以降の最新データを踏まえ、入力津波に用いる潮位条件の評価が適切であることを確認する。

※2 1967 年 1 月～1971 年 2 月におけるデータが受領できなかったことから、1971 年 3 月以降のまとまった期間のデータとした。

表 1 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位

	入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位 (1961 年 9 月～1962 年 8 月)	至近 5 ヶ年				観測記録開始時約 5 ヶ年 (1971 年 3 月～1975 年 12 月) の潮位分析結果		入力津波評価に用いる潮位
		「2014 年 1 月～2018 年 12 月」 の潮位分析結果		「2017 年 1 月～2021 年 12 月」 の潮位分析結果				
		朔望平均潮位	標準偏差	朔望平均潮位	標準偏差	朔望平均潮位	標準偏差	
朔望平均満潮位	T. P. 0. 26m	T. P. 0. 27m	0. 11m	T. P. 0. 28m	0. 11m	T. P. 0. 26m	0. 14m	T. P. 0. 40m
朔望平均干潮位	T. P. -0. 14m	T. P. -0. 13m	0. 12m	T. P. -0. 13m	0. 12m	T. P. -0. 20m	0. 13m	T. P. -0. 33m

2. 観測記録の抽出期間の影響について

長期的な潮位変動を把握するために、1965年～2018年における年平均潮位の推移を整理した結果を図1に示す。平均潮位の変化について線形近似を実施し、潮位の変化量を算定した結果、データの分析を行った48年間（1971年～2018年）で-6cm（-0.11cm/年）であり、緩やかな下降傾向が見られるものの、急激な変化は見られないことを確認した。

以上より、入力津波に用いる潮位条件用のデータ抽出期間に問題はない。

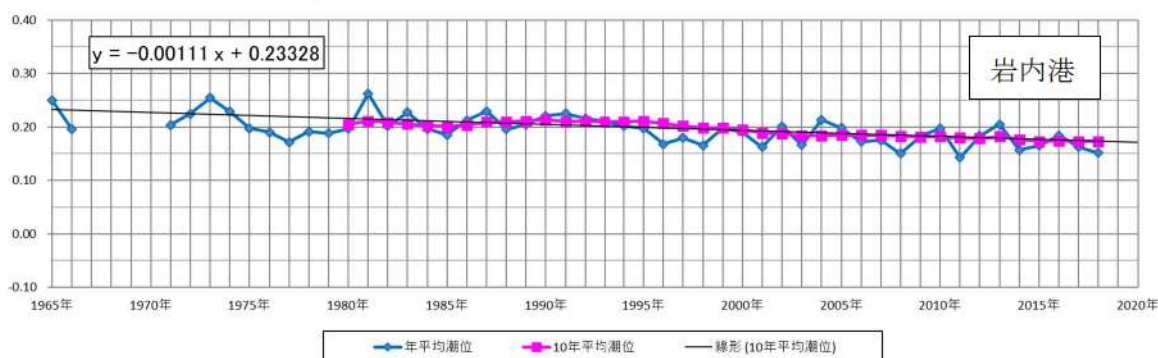


図1 年平均潮位の推移（1965年～2018年）

また、2019年以降の最新データを追加した1965年～2021年における年平均潮位の推移を整理した結果を図2に示す。平均潮位の変化について線形近似を実施し、潮位の変化量を算定した結果、データの分析を行った51年間（1971年～2021年）で-6cm（-0.11cm/年）であり、1965年～2018年における年平均潮位の推移と同様に急激な変化は見られないことを確認した。

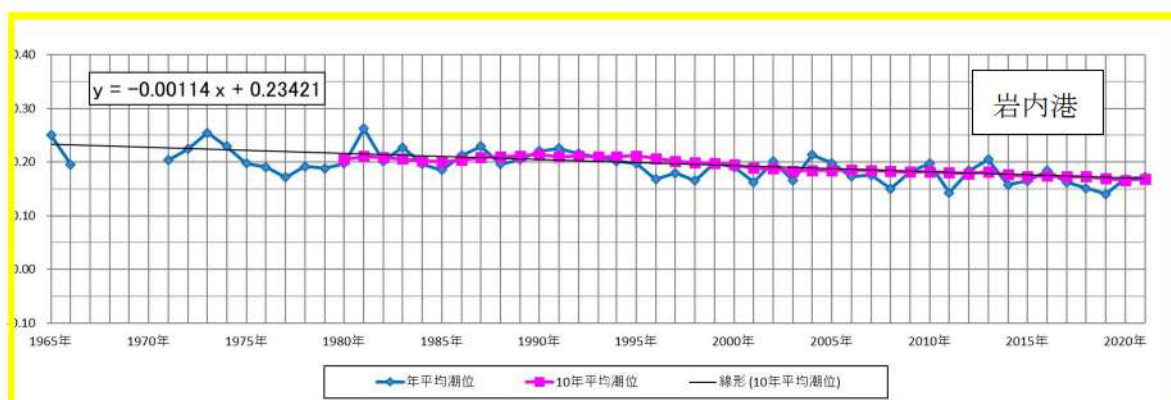


図2 年平均潮位の推移（1965年～2021年）

3. 朔望平均潮位に関するデータ分析

入力津波の設定に用いる潮位条件として考慮する潮位のばらつきを把握するために、至近5ヵ年（2014年1月～2018年12月、2017年1月～2021年12月）及び観測記録開始時約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位に関するデータを分析した。

a. 至近5カ年（2014年1月～2018年12月）

至近5カ年（2014年1月～2018年12月）の朔望平均潮位に関するデータ分析の結果を表2及び図3に示す。標準偏差は満潮位で0.11m，干潮位で0.12mとなった。入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と至近5カ年（2014年1月～2018年12月）の朔望平均潮位の比較を表3に示す。両者を比較した結果，朔望平均満潮位の差は0.01m，朔望平均干潮位の差は0.01mであり，有意な差は見られない。

表2 至近5カ年2014年1月～2018年12月における朔望平均潮位

	満潮位	干潮位
最大値	T. P. 0.71m	T. P. 0.16m
平均値	T. P. 0.27m	T. P. -0.13m
最小値	T. P. 0.03m	T. P. -0.49m
標準偏差	0.11m	0.12m

表3 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と至近5カ年（2014年1月～2018年12月）の朔望平均潮位の比較

	入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）(A)	過去5カ年（2017年1月～2021年12月）の朔望平均潮位 (B)	(B) - (A)
朔望平均満潮位	T. P. 0.26m	T. P. 0.27m	0.01m
朔望平均干潮位	T. P. -0.14m	T. P. -0.13m	0.01m



図3 至近5カ年（2014年1月～2018年12月）の各月の朔望潮位の推移

b. 至近5カ年（2017年1月～2021年12月）

至近5カ年（2017年1月～2021年12月）の朔望平均潮位に関するデータ分析の結果を表4及び図4に示す。標準偏差は満潮位で0.11m，干潮位で0.12mとなった。入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と至近5カ年（2017年1月～2021年12月）の朔望平均潮位の比較を表5に示す。両者を比較した結果，朔望平均満潮位の差は0.02m，朔望平均干潮位の差は0.01mであり，有意な差は見られない。

表4 至近5カ年2017年1月～2021年12月における朔望平均潮位

	満潮位	干潮位
最大値	T. P. 0.64m	T. P. 0.16m
平均値	T. P. 0.28m	T. P. -0.13m
最小値	T. P. 0.04m	T. P. -0.49m
標準偏差	0.11m	0.12m

表5 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と至近5カ年（2017年1月～2021年12月）の朔望平均潮位の比較

	入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）(A)	過去5カ年（2017年1月～2021年12月）の朔望平均潮位 (B)	(B) - (A)
朔望平均満潮位	T. P. 0.26m	T. P. 0.28m	0.02m
朔望平均干潮位	T. P. -0.14m	T. P. -0.13m	0.01m

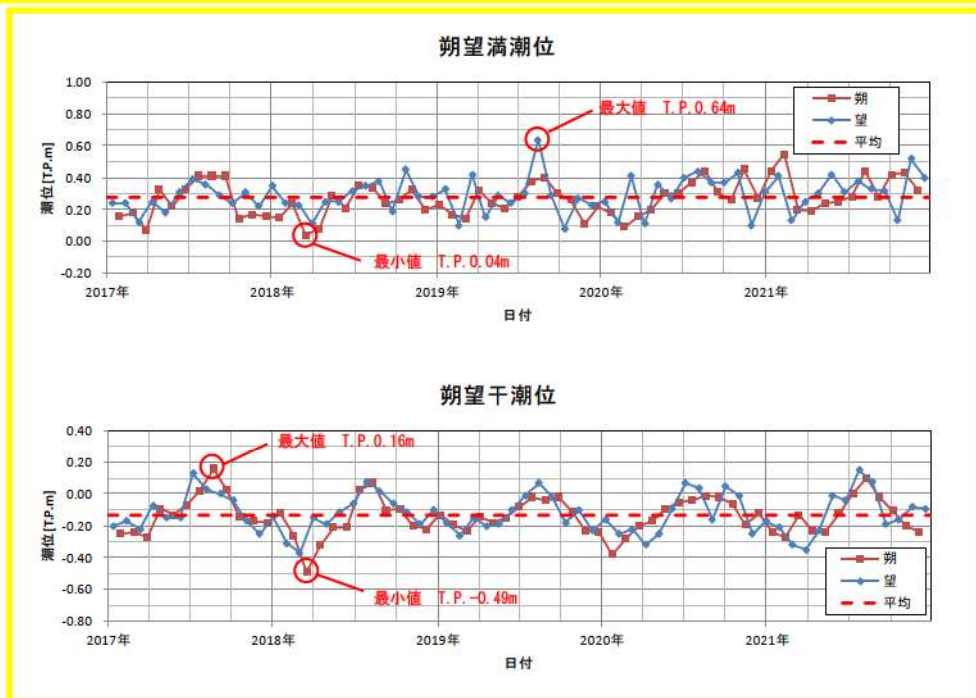


図4 至近5カ年（2017年1月～2021年12月）の各月の朔望潮位の推移

c. 観測記録開始時約5カ年（1971年3月～1975年12月）

観測記録開始時約5カ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位に関するデータ分析の結果を表6及び図5に示す。標準偏差は満潮位で0.14m、干潮位で0.13mとなった。入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と観測記録開始時約5カ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位の比較を表7に示す。両者を比較した結果、朔望平均満潮位の差は0.00m、朔望平均干潮位の差は0.06mであり、有意な差は見られない。

表6 観測記録開始時約5カ年 1971年3月～1975年12月における朔望平均潮位

	満潮位	干潮位
最大値	T. P. 0.66m	T. P. 0.16m
平均値	T. P. 0.26m	T. P. -0.20m
最小値	T. P. 0.04m	T. P. -0.48m
標準偏差	0.14m	0.13m

表7 入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）と観測記録開始時約5カ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位の比較

	入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）(A)	観測記録開始時約5カ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位 (B)	(B) - (A)
朔望平均満潮位	T. P. 0.26m	T. P. 0.26m	0.00m
朔望平均干潮位	T. P. -0.14m	T. P. -0.20m	0.06m

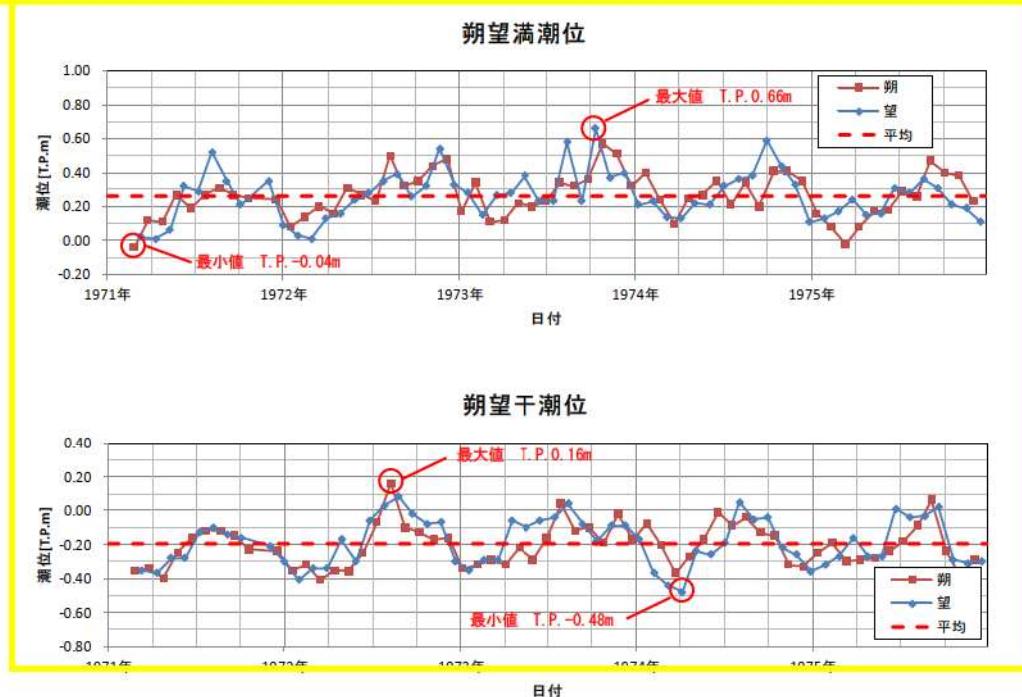


図5 観測記録開始時約5カ年（1971年3月～1975年12月）の各月の朔望潮位の推移

5条-別添1-添付6-6

4. 泊発電所と岩内港の潮位観測記録の比較について

泊発電所と岩内港の潮位観測記録を比較するために、過去1年間（2018年）における泊発電所の潮位観測記録と岩内港の潮位観測記録における日最高・最低潮位の比較を図6に示す。泊発電所と岩内港では日最高潮位で年間平均0.01m、日最低潮位で年間平均0.01mの潮位差であり、有意な差はないことを確認した。

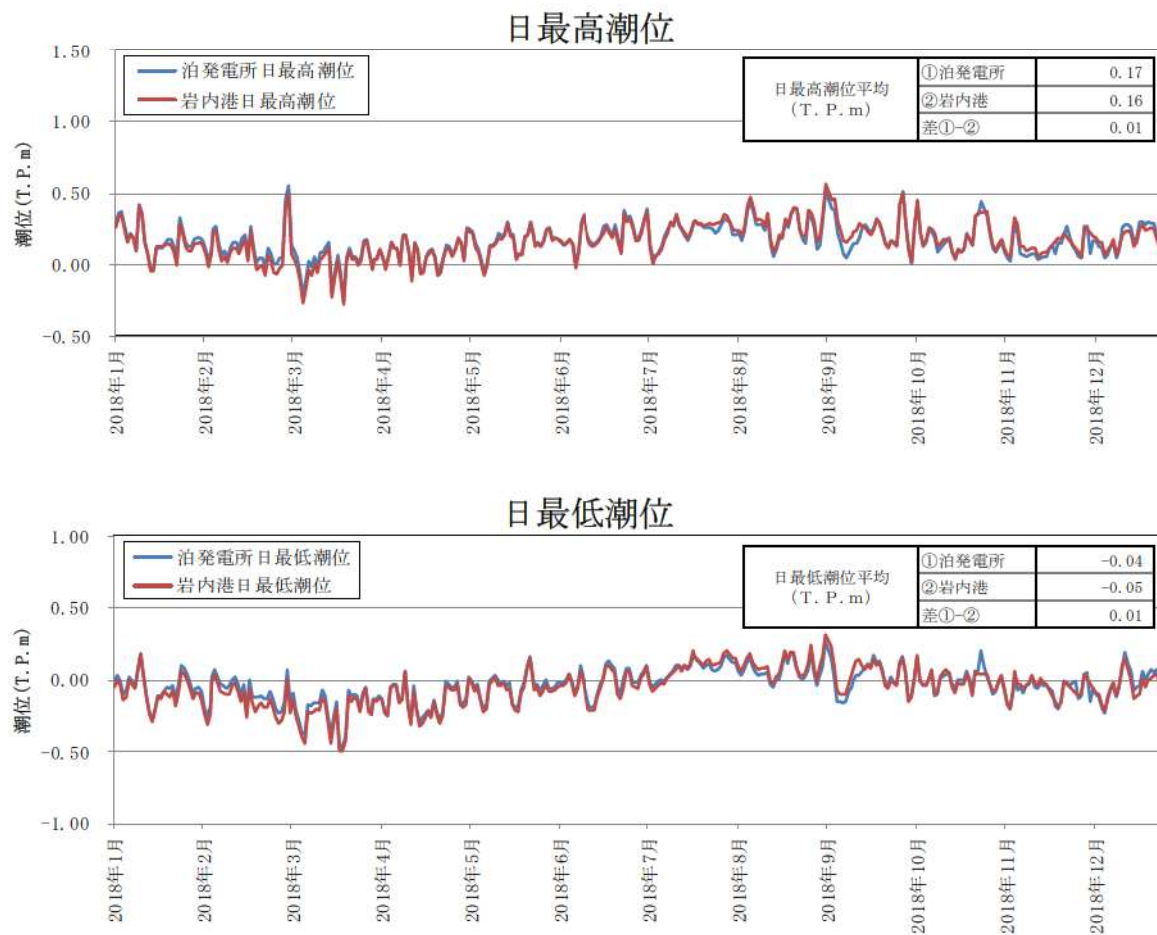


図6 泊発電所と岩内港の日最高・最低潮位の比較

5. 高潮の評価

潮汐以外の要因による潮位変動について、過去 48 年（1971 年～2018 年）及び過去 51 年（1971 年～2021 年）の潮位観測記録に基づき、高潮発生状況（程度、台風等の高潮要因）について把握する。また、高潮の発生状況を考慮して、高潮の可能性とその程度（ハザード）について検討した。

a. 過去 48 年（1971 年～2018 年）

岩内港（国土交通省所管）における過去 48 年（1971 年～2018 年）の年最高潮位を表 8 に示す。表から算出した岩内港における最高潮位の超過確率を図 7 に示す。再現期間と期待値は、2 年：T.P. 0.63m, 5 年：T.P. 0.73m, 10 年：T.P. 0.80m, 20 年：T.P. 0.87m, 50 年：T.P. 0.96m, 100 年：T.P. 1.03m となる。

表8 岩内港における年最高潮位 (1971年～2018年)

年	最高潮位 発生日	年最高潮位 (T.P.m)	(参考) 年最高潮位上位10位
1971	10月12日	0.570	
1972	9月18日	0.640	
1973	10月15日	0.660	
1974	10月4日	0.590	
1975	9月8日	0.470	
1976	9月15日	0.510	
1977	7月11日	0.360	
1978	8月4日	0.505	
1979	3月31日	0.575	
1980	11月1日	0.515	
1981	11月4日	0.565	
1982	8月29日	0.485	
1983	11月25日	0.640	
1984	8月23日	0.770	5
1985	10月8日	0.670	
1986	9月22日	0.750	9
1987	9月1日	1.000	1
1988	12月15日	0.640	
1989	8月28日	0.700	
1990	8月23日	0.790	4
1991	7月26日	0.620	
1992	10月31日	0.710	
1993	1月29日	0.630	
1994	10月13日	0.810	3
1995	11月9日	0.760	7
1996	6月19日	0.580	
1997	8月5日	0.650	
1998	11月9日	0.730	
1999	10月3日	0.710	
2000	9月2日	0.750	9
2001	8月23日	0.660	
2002	10月23日	0.700	
2003	12月26日	0.770	5
2004	9月8日	0.960	2
2005	9月8日	0.610	
2006	9月20日	0.760	7
2007	9月8日	0.650	
2008	11月30日	0.458	
2009	8月21日	0.598	
2010	12月4日	0.628	
2011	7月4日	0.488	
2012	9月18日	0.538	
2013	8月18日	0.578	
2014	8月11日	0.708	
2015	10月2日	0.658	
2016	8月31日	0.658	
2017	9月19日	0.558	
2018	9月6日	0.568	

(参考) 年最高潮位上位10位と発生要因

順位	最高潮位 (T.P.m)	発生日	発生要因
1	1.000	1987年9月1日	台風12号
2	0.960	2004年9月8日	台風18号
3	0.810	1994年10月13日	台風29号
4	0.790	1990年8月23日	台風14号
5	0.770	1984年8月23日	台風10号
6	0.770	2003年12月26日	低気圧
7	0.760	1995年11月9日	低気圧
8	0.760	2006年9月20日	台風13号
9	0.750	1986年9月22日	台風16号
10	0.750	2000年9月2日	台風12号

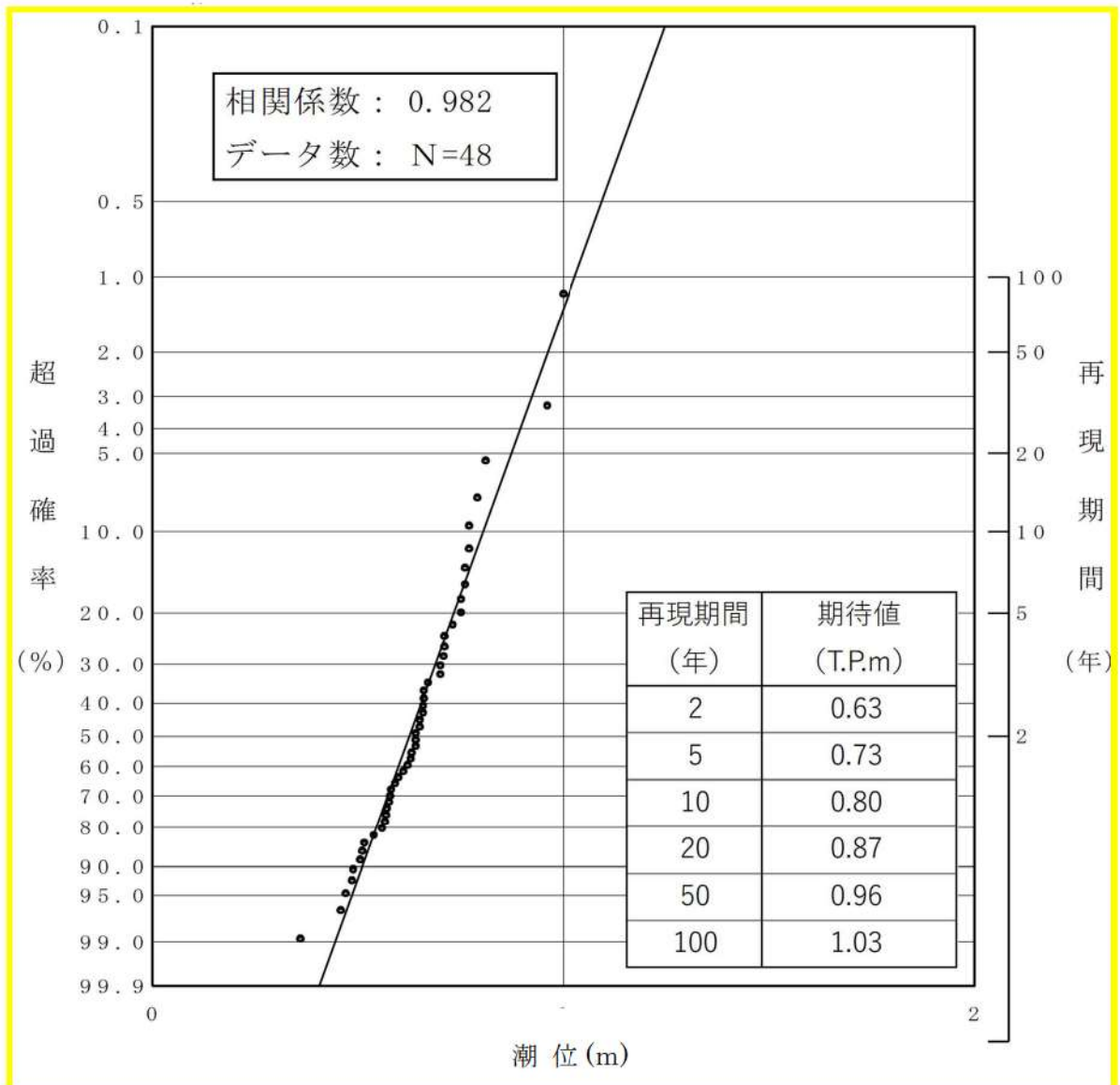


図7 岩内港における最高潮位の超過確率

b. 過去 51 年 (1971 年～2021 年)

また、2019 年以降の最新データを追加した岩内港（国土交通省所管）における過去 51 年（1971 年～2021 年）の年最高潮位を表 9 に示す。表から算出した岩内港における最高潮位の超過確率を図 8 に示す。再現期間と期待値は、2 年：T.P.0.62m, 5 年：T.P.0.73m, 10 年：T.P.0.80m, 20 年：T.P.0.87m, 50 年：T.P.0.96m, 100 年：T.P.1.02m となる。

表 9 岩内港における年最高潮位 (1971 年～2021 年)

年	最高潮位 発生日	年最高潮位 (T.P.m)	(参考) 年最高潮位上位10位
1971	10月12日	0.570	
1972	9月18日	0.640	
1973	10月15日	0.660	
1974	10月4日	0.590	
1975	9月8日	0.470	
1976	9月15日	0.510	
1977	7月11日	0.360	
1978	8月4日	0.505	
1979	3月31日	0.575	
1980	11月1日	0.515	
1981	11月4日	0.565	
1982	8月29日	0.485	
1983	11月25日	0.640	
1984	8月23日	0.770	5
1985	10月8日	0.670	
1986	9月22日	0.750	9
1987	9月1日	1.000	1
1988	12月15日	0.640	
1989	8月28日	0.700	
1990	8月23日	0.790	4
1991	7月26日	0.620	
1992	10月31日	0.710	
1993	1月29日	0.630	
1994	10月13日	0.810	3
1995	11月9日	0.760	7
1996	6月19日	0.580	
1997	8月5日	0.650	
1998	11月9日	0.730	
1999	10月3日	0.710	
2000	9月2日	0.750	9
2001	8月23日	0.660	
2002	10月23日	0.700	
2003	12月26日	0.770	5
2004	9月8日	0.960	2
2005	9月8日	0.610	
2006	9月20日	0.760	7
2007	9月8日	0.650	
2008	11月30日	0.458	
2009	8月21日	0.598	
2010	12月4日	0.628	
2011	7月4日	0.488	
2012	9月18日	0.538	
2013	8月18日	0.578	
2014	8月11日	0.708	
2015	10月2日	0.658	
2016	8月31日	0.658	
2017	9月19日	0.558	
2018	9月6日	0.568	
2019	8月17日	0.638	
2020	11月20日	0.448	
2021	2月16日	0.548	

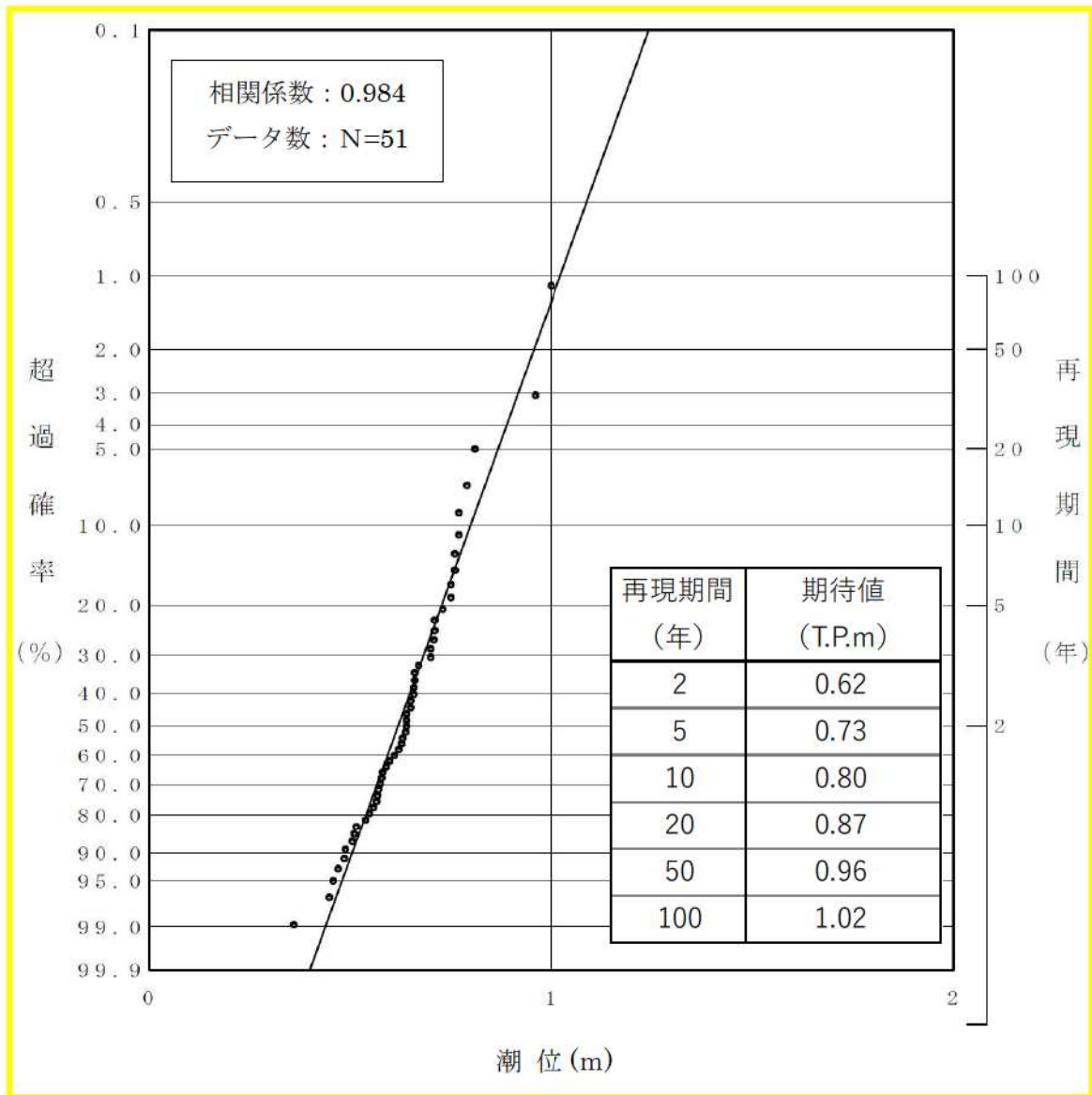


図8 岩内港における最高潮位の超過確率

6. 津波評価に考慮する潮位について

岩内港の潮位観測記録について評価を行った結果、以下のとおり考慮する。

- ・ 朔望平均潮位については、岩内港の潮位観測記録に基づき評価を実施する。なお、岩内港の潮位観測記録と泊発電所における潮位観測記録について比較検討を行い、有意な差がないことを確認した。
- ・ 潮位のばらつきについては、入力津波の評価で考慮する朔望平均潮位（1961年9月～1962年8月）、至近5ヵ年（2014年1月～2018年12月、2017年1月～2021年12月）及び観測記録開始時約5ヵ年（1971年3月～1975年12月）の朔望平均潮位を比較したところ、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観測記録開始時約5ヵ年の朔望平均潮位のばらつきを考慮することとする（図9）。
 - 水位上昇側については、岩内港の観測記録開始時約5ヵ年の朔望平均満潮位 T.P. 0.26m に標準偏差 0.14m を加えると、T.P. 0.40m となるため、入力津波の評価で考慮する朔望平均満潮位 T.P. 0.26m との差分 0.14m を、評価のばらつきとして考慮する。
 - 水位下降側については、岩内港の観測記録開始時約5ヵ年の朔望平均干潮位 T.P. -0.20m から標準偏差 0.13m を差し引くと、T.P. -0.33m となるため、入力津波の評価で考慮する朔望平均満潮位 T.P. -0.14m との差分 0.19m を、評価のばらつきとして考慮する。
- ・ 高潮ハザードについては、プラント運転期間を超える 100 年を再現期間として、過去 48 年（1971 年～2018 年）及び過去 51 年（1971 年～2021 年）の高潮ハザード期待値を比較したところ、有意な差は生じなかったが保守的な設定になるように過去 48 年（1971 年～2018 年）の T.P. 1.03m を考慮する。本数値は、入力津波で考慮した朔望平均満潮位 T.P. 0.26m に潮位のばらつきとして 0.14m 分を考慮した水位である T.P. 0.40m よりも 0.63m 高い値である（図 10）。この 0.63m は、外部防護の裕度評価において参照する。

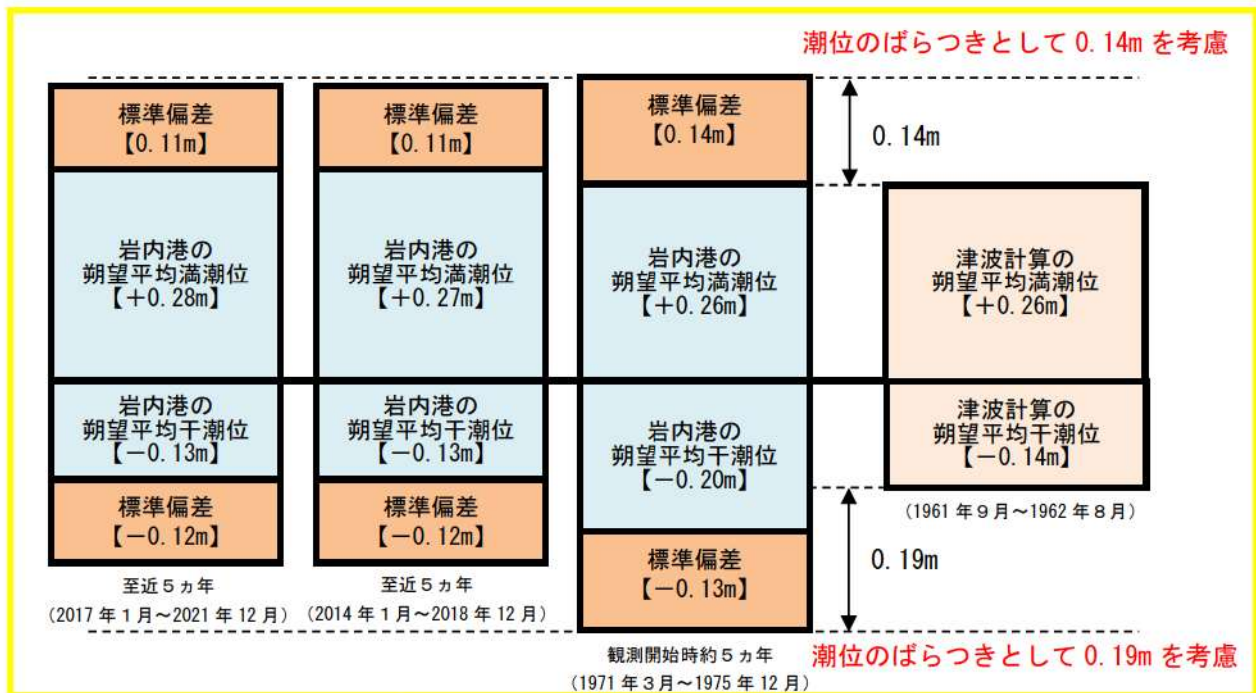


図9 潮位のばらつき考慮の考え方

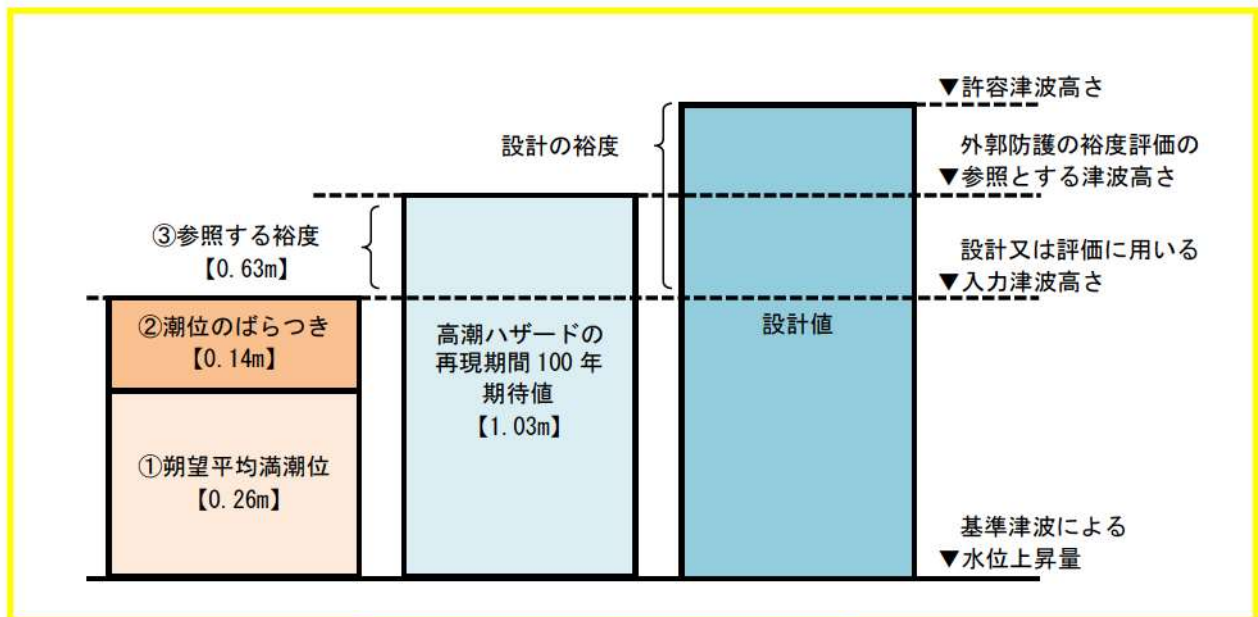


図10 潮位等の考慮方法の概念図

貯留堰の構造及び仕様について

貯留堰は津波防護施設及び非常用取水設備である。地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、引き波による取水ピットの水位低下に対して、原子炉補機冷却海水ポンプの取水に必要な高さの海水を確保し、主要な構造体の境界部への止水処理により止水性を保持することを機能設計上の性能目標として、3号炉取水口に設置する。

また、地震後の繰返しの津波の来襲を想定した津波荷重並びに余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。そのためには有意な沈下が生じないよう十分な支持性能を有する岩盤に設置するとともに、鋼管矢板間には鋼管矢板継手、また構造物の境界には止水ゴムを設置し、部材の変形や破断等で有意な漏えいを生じさせない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。

本資料では、貯留堰の構造及び仕様について示すとともに、貯留堰に求められる海水の貯留機能及び止水機能を確保するための設計方針について示す。

1. 貯留堰の構造及び仕様

貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体、護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板連続壁として鋼管同士を継手により連結した構造であり、鋼管矢板、鋼管矢板継手及び構造目地より取水口側の底版コンクリート（以下、「底版コンクリート（A）」という。）により構成される。

なお、構造目地を境界として海側の底版コンクリート（以下、「底版コンクリート（B）」という。）は貯留堰本体の構成部位には含めない。

護岸接続部は止水ゴム及び止水ゴム取付部鋼材により構成される。

漂流物が貯留堰に衝突する場合、津波防護施設である貯留堰に波及的影響を及ぼすおそれがあることから、貯留堰の前面には、貯留堰本体及び止水ゴムへの漂流物の衝突を防ぐため、影響防止装置として衝突防止工を設置する。

既設構造物である3号炉取水口は、貯留堰の間接支持構造物である。

鋼管矢板は、 $\phi 1,600$ mmの鋼管であり、全10本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、原子炉補機冷却海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、底版コンクリート（A）の天端高さ T.P. -8.0m に対して、貯留堰天端高さを T.P. -4.0m としており、4.0m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、4.0m×19.8m である。

貯留堰の全体構造を図1～図7に、貯留堰の仕様を表1に、3号炉取水口の仕様を表2に示す。

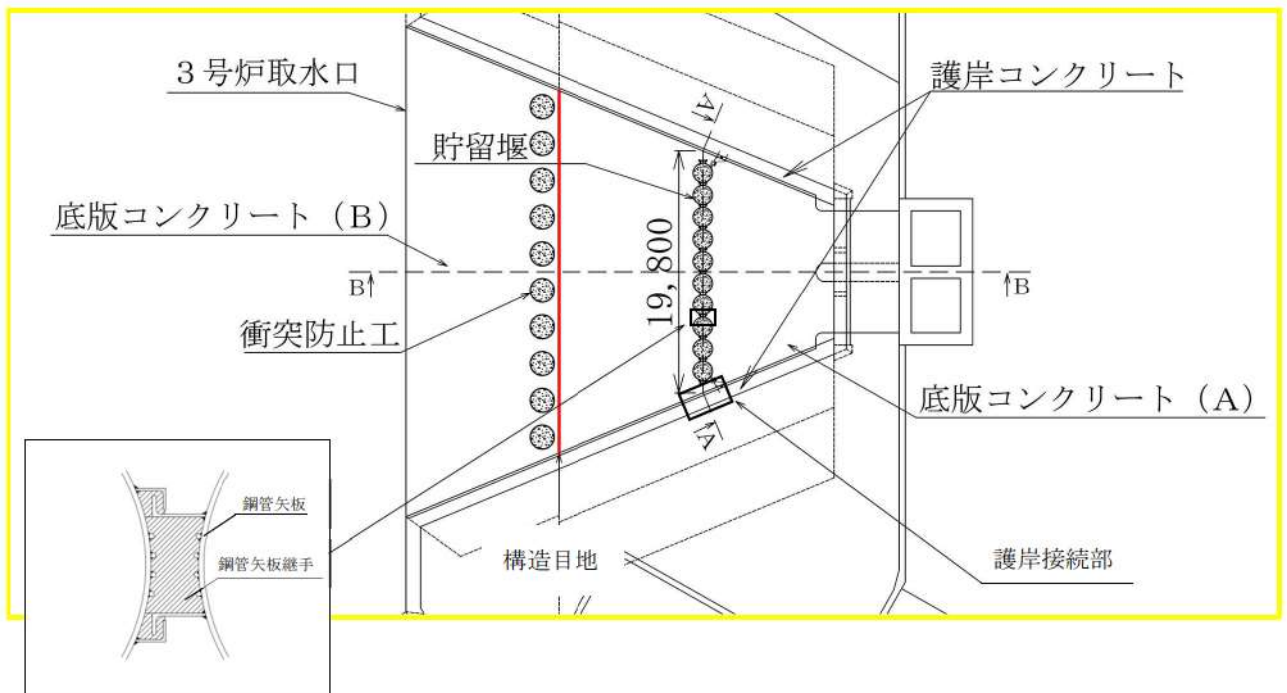


図1 貯留堰全体構造 (平面図)

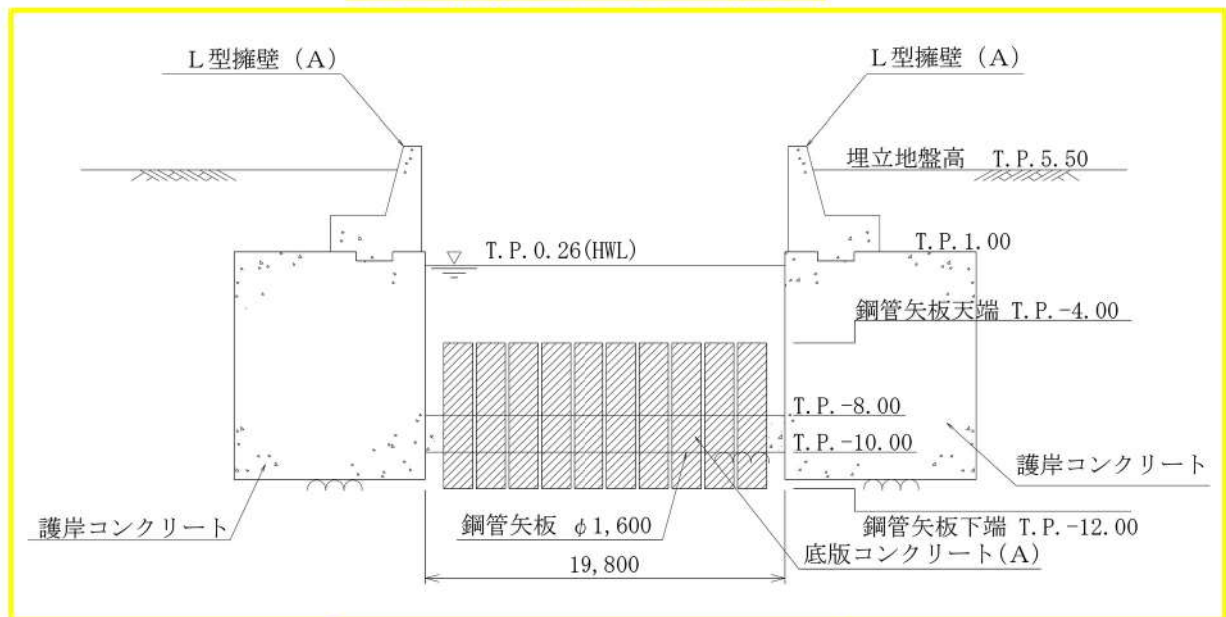


図2 貯留堰断面図 (A-A断面)

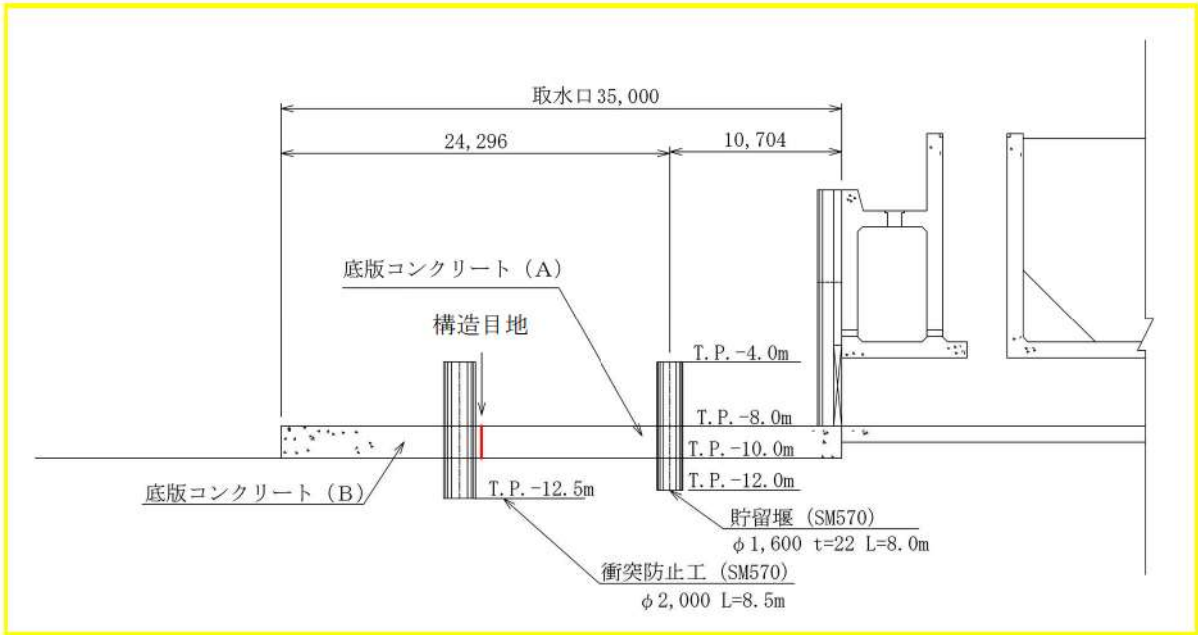


図3 貯留堰断面図 (B-B断面)

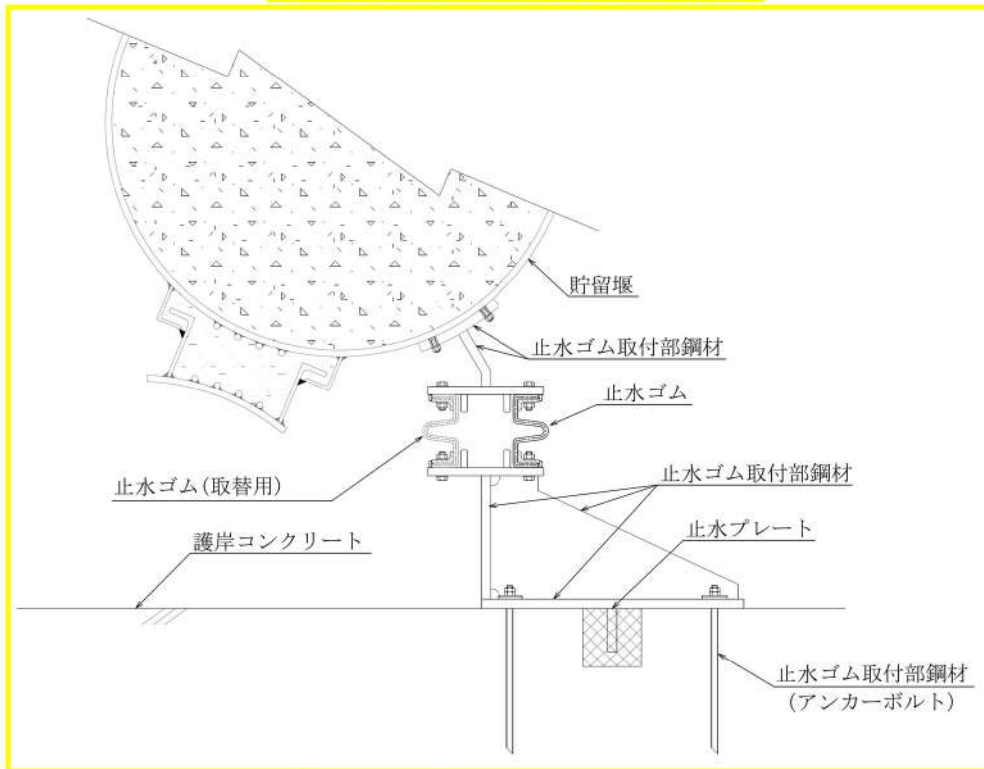


図4 護岸接続部 概略図

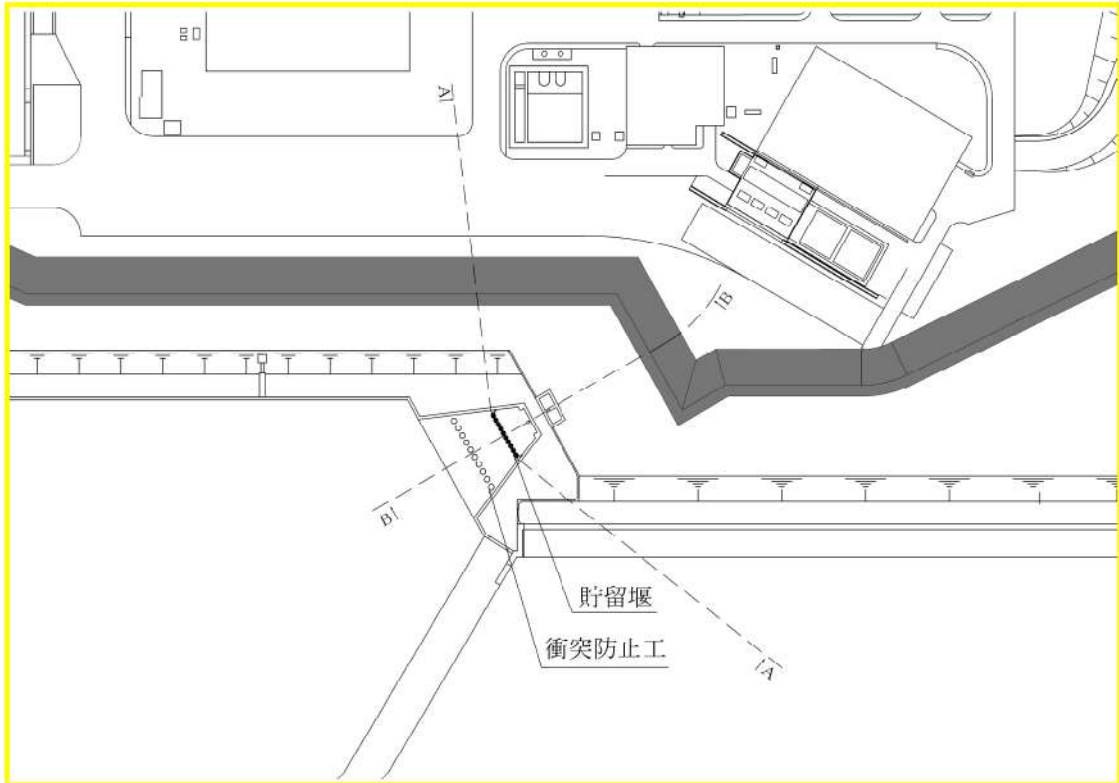


図5 断面位置図

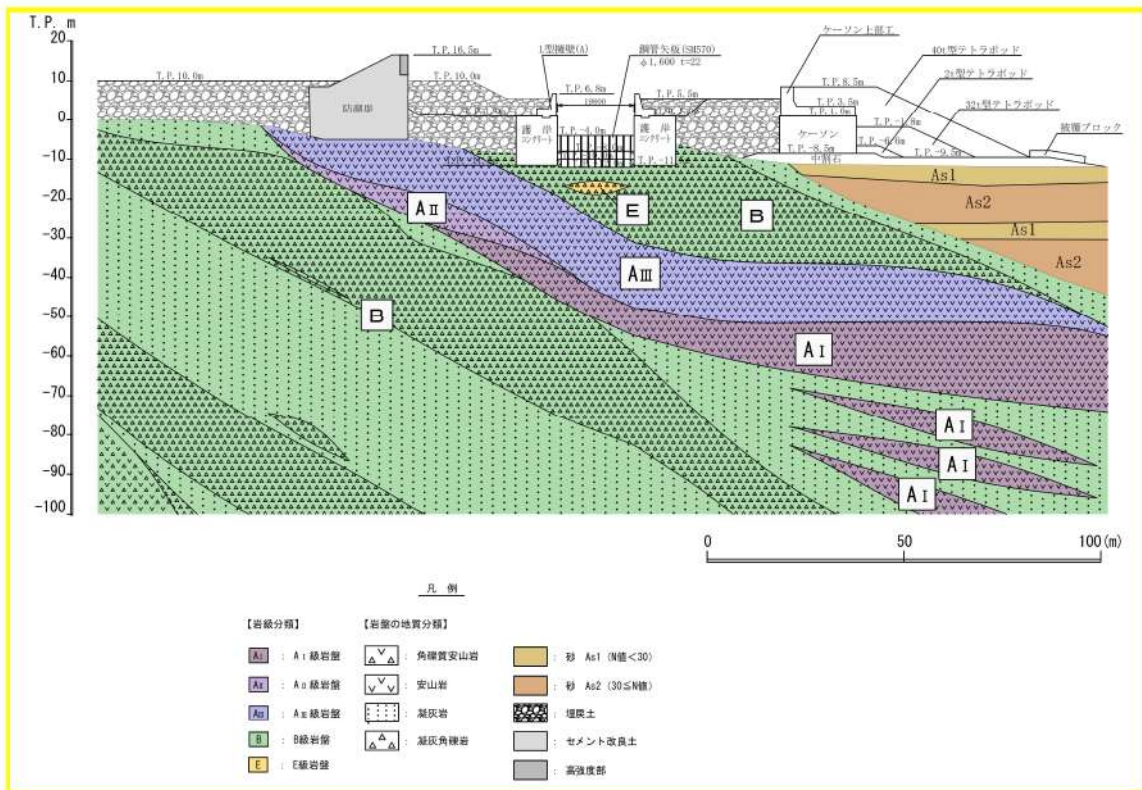


図6 地質断面図 (A-A断面)

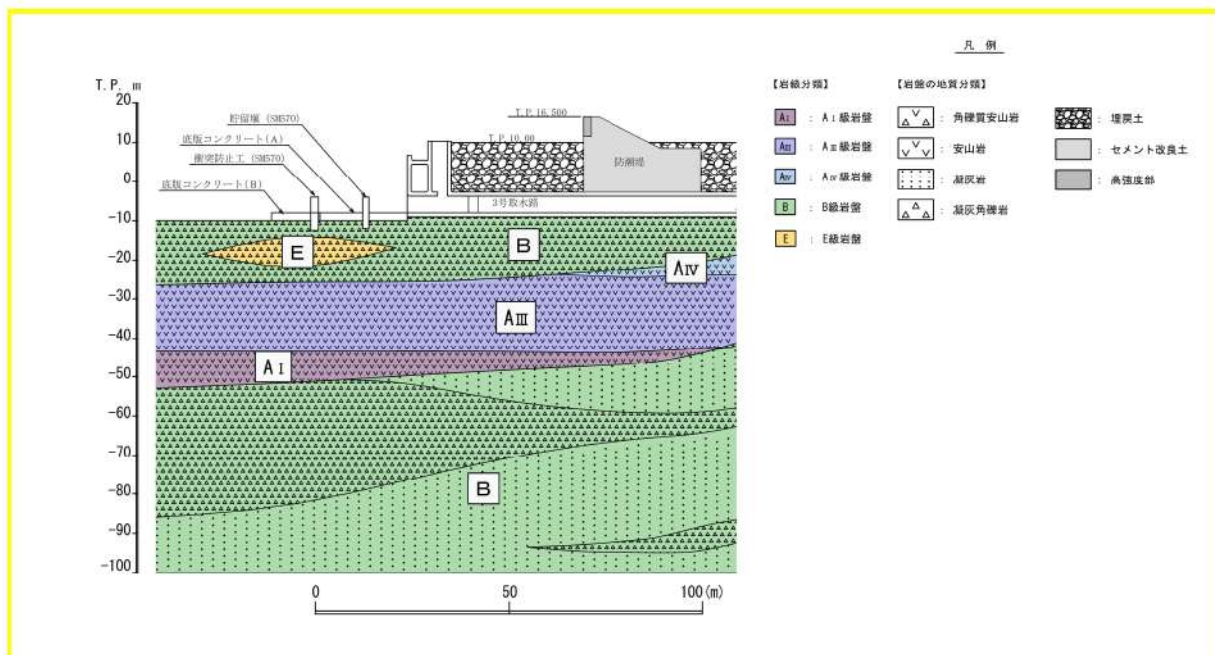


図7 地質断面図 (B-B断面)

表1 貯留堰の仕様

施設区分	構成部位		項目		仕様
貯留堰	貯留堰本体	鋼管矢板	材質		SM570
			寸法 (mm)	外径	1,600
		鋼管矢板継手	材質		SS400
			形式		高耐力継手
			寸法 (mm)	継手間隔	200
	底版コンクリート (A)		材質		無筋コンクリート
	護岸接続部	止水ジョイント	止水ゴム※		CR・補強布
			型式		G250D 特殊型
			止水ゴム 取付部鋼材※	材質	

※仕様は現在検討中であり、今後変更の可能性がある。

表2 3号炉取水口の仕様

施設区分	構成部位	項目	仕様
3号炉取水口	護岸コンクリート	材質	無筋コンクリート
		寸法	幅 10.5m, 高さ 12.5m

2. 設計方針

貯留堰は津波防護施設であるため、「4. 1 津波防護施設の設計」に記載のとおり、審査ガイドに基づき、常時荷重、地震荷重、津波荷重及び余震荷重を適切に組み合わせた条件で設計を行うとともに、漂流物の衝突及び自然現象による荷重との組合せを適切に考慮することにより、耐震・耐津波設計上の十分な裕度をもって海水の貯留機能を確保する。

(1) 評価方針

貯留堰は、前述の機能設計上及び構造強度設計上の性能目標を達成するために、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことが必要となる。このため構造部材の健全性、基礎地盤の支持性能及び構造物の変形性の観点から評価を行う。

貯留堰の構成部位とその役割を表3に、貯留堰の評価項目、その評価方法及び許容限界を表4に示す。

(2) 検討フロー

貯留堰の耐震評価の検討フローを図8に、強度評価の検討フローを図9に示す。

表3 貯留堰の構成部位とその役割

施設区分	構成部位		構成部位の役割
貯留堰	貯留堰本体	鋼管矢板	地震荷重及び津波荷重を底版コンクリート（A）及び支持地盤に伝達するとともに、各荷重に対して十分な構造強度を有することにより止水性を確保し、貯留堰としての機能を保持する。
		鋼管矢板継手	
		底版コンクリート（A）	地震荷重及び津波荷重に対して十分な構造強度を有するとともに、鋼管矢板及び鋼管矢板継手から伝達される各荷重に対して十分な構造強度を有することにより止水性を確保し、貯留堰としての機能を保持する。
	護岸接続部	止水ジョイント	止水ゴム
止水ゴム取付部鋼材			

表4 貯留堰の評価項目と許容限界

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度
		鋼管矢板継手	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度 ・「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容耐力
		底板コンクリート（A）	発生応力が許容限界以下であること及びすべり安全率が妥当な安全裕度を有していることを確認	・「コンクリート標準示方書，ダムコンクリート編 2013」及び「コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002」に基づき算出した材料強度 ・「耐津波設計に係る公認審査ガイド」を準用したすべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえ妥当な安全余裕を考慮した極限支持力
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度
		鋼管矢板継手	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度 ・「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容耐力
		底板コンクリート（A）	発生応力が許容限界以下であること及びすべり安全率が妥当な安全裕度を有していることを確認	・「コンクリート標準示方書，ダムコンクリート編 2013」及び「コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002」に基づき算出した材料強度 ・「耐津波設計に係る公認審査ガイド」を準用したすべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	・「道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）」を踏まえ妥当な安全余裕を考慮した極限支持力
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	・メーカー規格，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

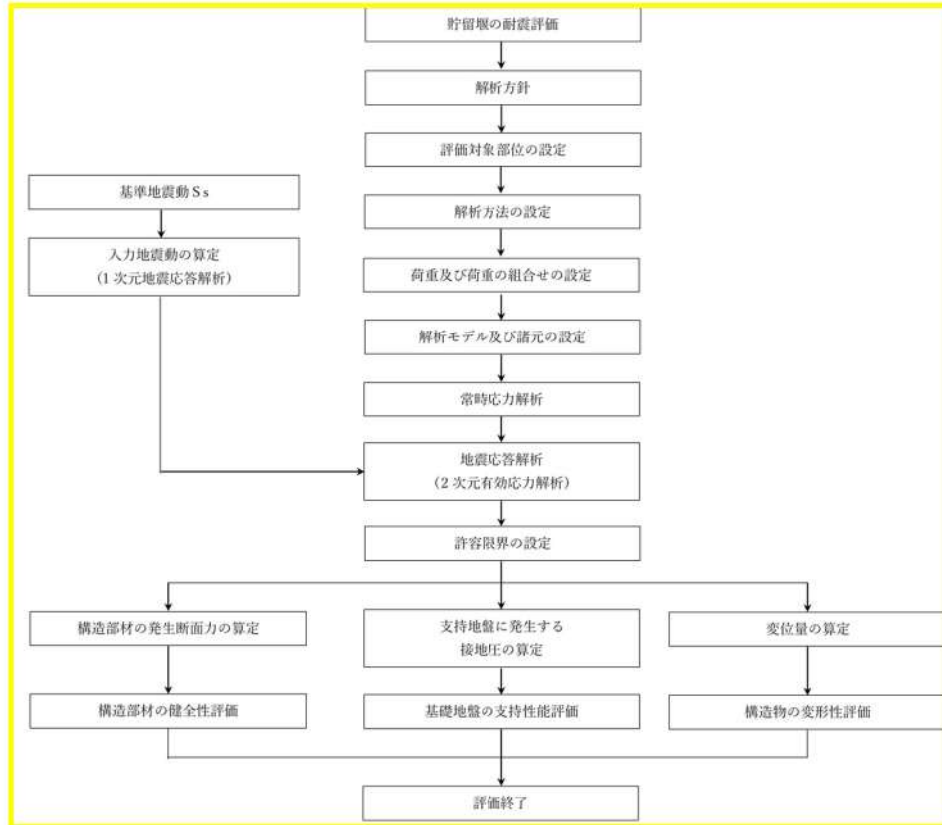


図8 貯留堰検討フロー（耐震評価）

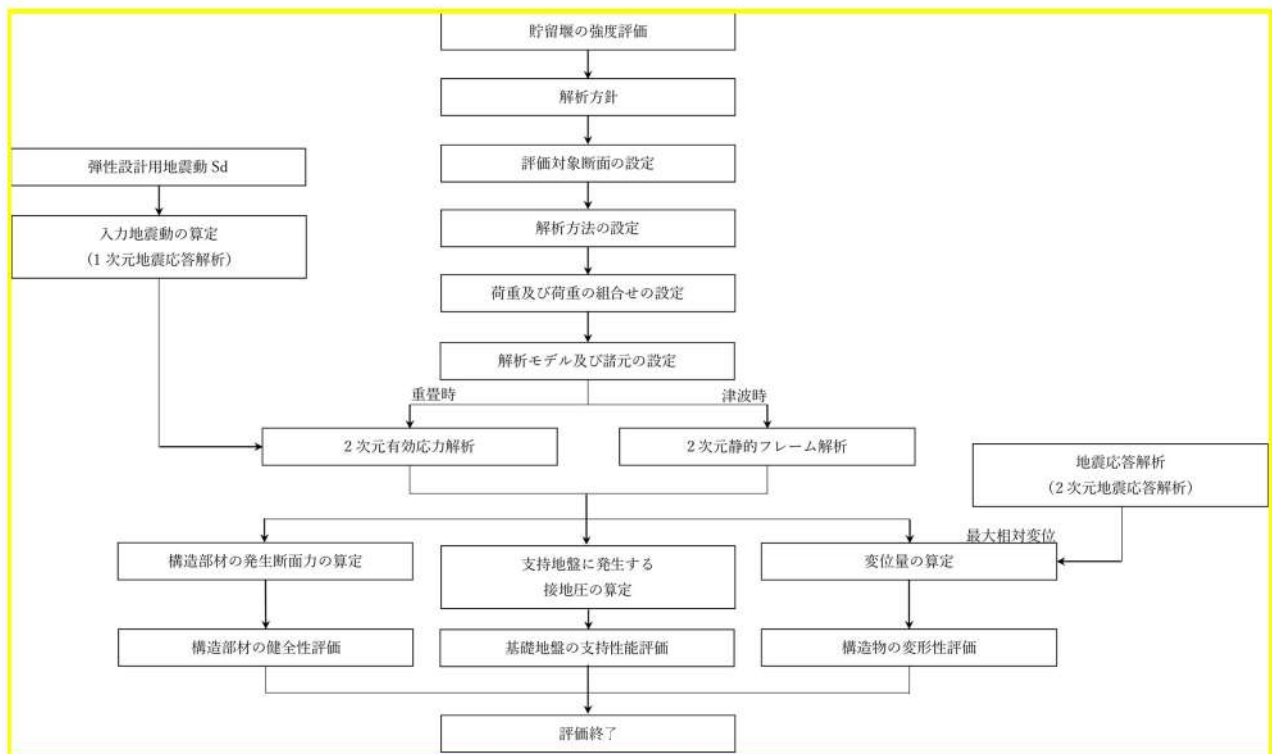


図9 貯留堰検討フロー（強度評価）

(3) 貯留堰からの漏水防止

貯留堰の海水貯留機能を確保するため、護岸接続部及び鋼管矢板継手部における漏水防止に関する設計方針を以下に示す。

なお、護岸接続部については、設計及び工事計画認可段階で、変更となる可能性がある。

a. 護岸接続部

(a) 漏水防止の考え方

護岸接続部においては、貯留堰本体と護岸コンクリートとの取合部からの漏水が想定される。このため、貯留堰本体と護岸コンクリートとの間には鋼材を介した止水ジョイントを設置する。護岸接続部は止水プレートで護岸コンクリートに根入れし、止水ゴム取付部鋼材を固定することで護岸接続部からの漏水を防止する設計とする。止水ジョイント底部の止水ゴム取付部鋼材は底版コンクリート(A)に根入れし、止水ジョイント底部の止水ゴムは取り替えが可能なように、止水ゴム取付部鋼材で底版コンクリート(A)に固定することで、漏水を防止する設計とする。

この構造により、貯留堰本体と護岸コンクリートに相対変位が生じた場合においても、止水ゴムの追従性により変位を吸収した上で、護岸接続部及び底部からの漏水を防止する。

また、貯留堰前面には衝突防止工を設置するため、漂流物の衝突による止水ジョイントの損傷は発生しない。

護岸接続部の概略構造を図10に、止水ジョイント底部の概略構造を図11に示す。

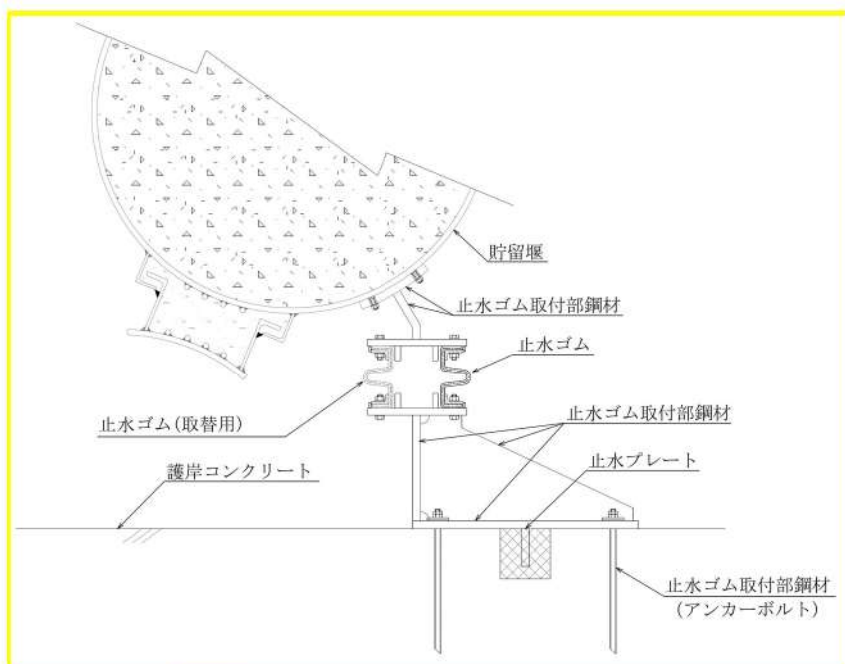
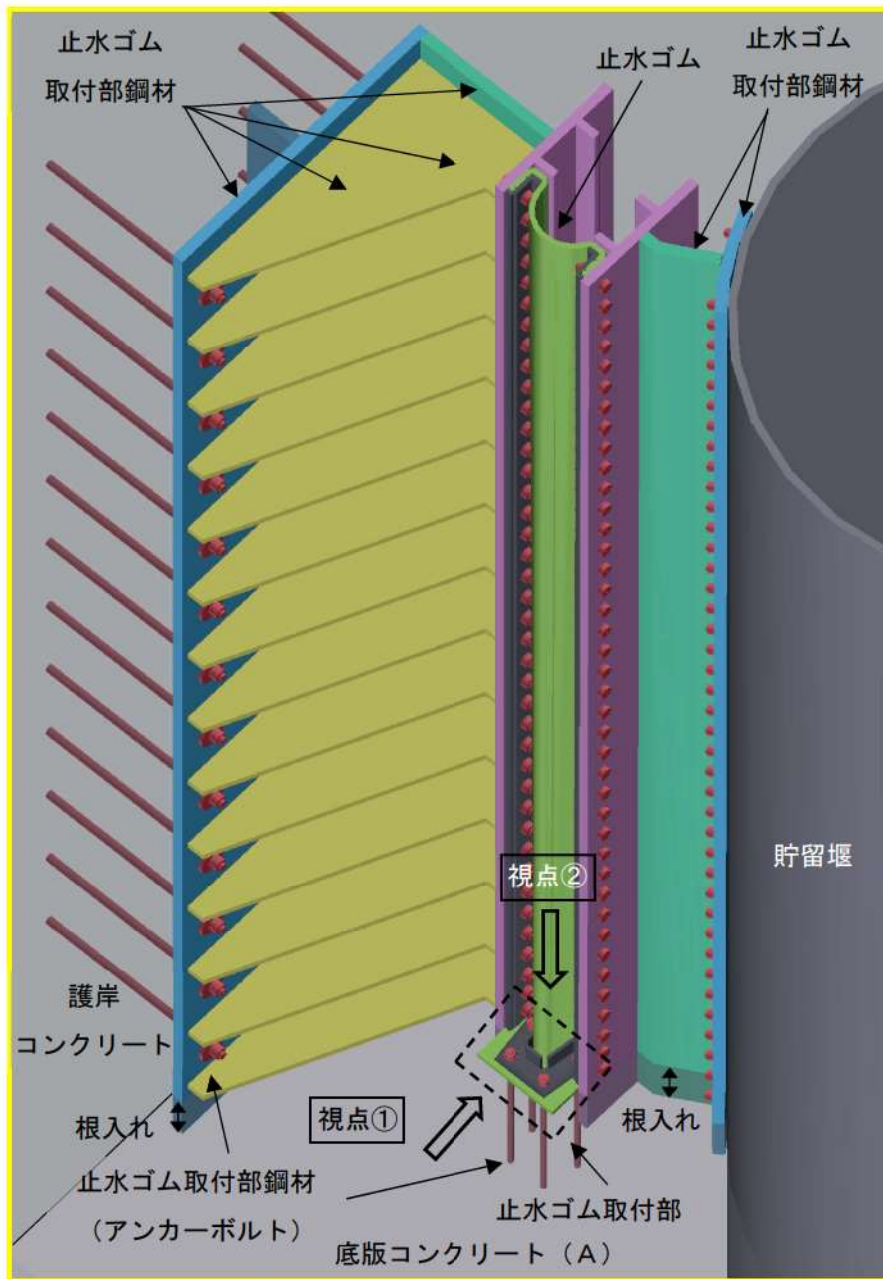
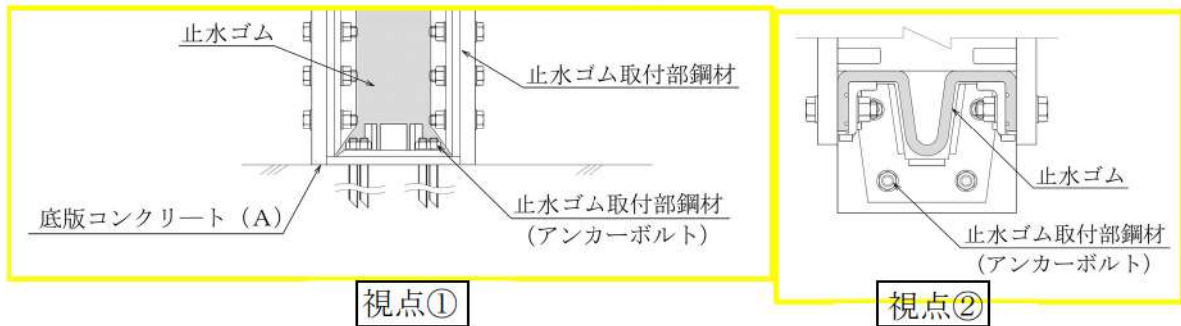


図10 護岸接続部の概略構造



(a) 全体図



(b) 止水ゴム取付部 (底部)

図 11 止水ジョイントの概略構造

(b) 変形量の考え方

護岸接続部の耐震及び耐津波設計においては、部材の健全性及び止水性能の観点から、地震時及び重畳時に、貯留堰本体と護岸コンクリートの相対変位により生じる止水ゴムの変形量について照査を行う。

止水ゴムの変形量は3方向の合成変位量として、以下のとおり算定し、その合成変形量が許容限界以下であることを確認する。

$$\Delta = \sqrt{\Delta X^2 + (\Delta Y + W)^2 + \Delta Z^2}$$

ここで、

Δ : 止水ゴムの変形量 (cm)

ΔX : X方向 (護岸法線平行方向) の変形量 (cm)

ΔY : Y方向 (護岸法線直角方向) の変形量 (cm)

ΔZ : Z方向 (鉛直方向) の変形量 (cm)

W : Y方向 (護岸法線直角方向) の初期離隔距離 (cm)

貯留堰本体と護岸コンクリートとの相対変位の考え方を図12に、止水ジョイントの変位のイメージを図13に示す。

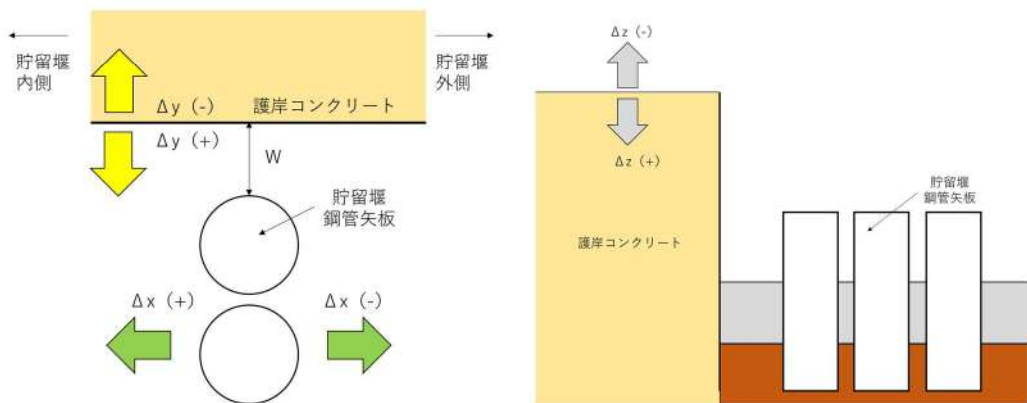
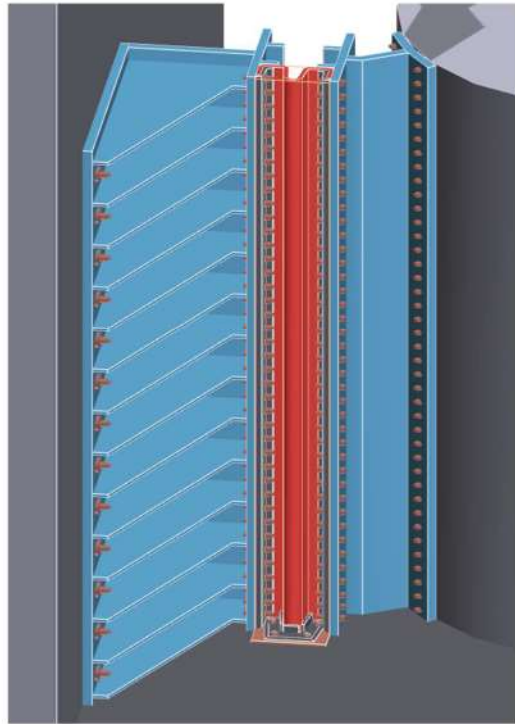
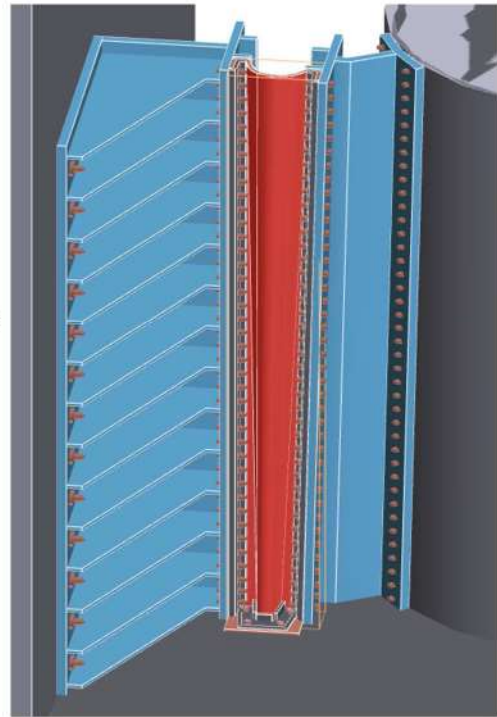
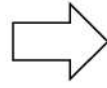


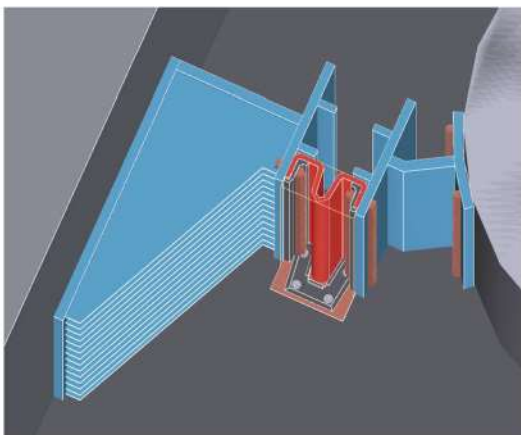
図12 貯留堰本体と護岸コンクリートとの相対変位の考え方



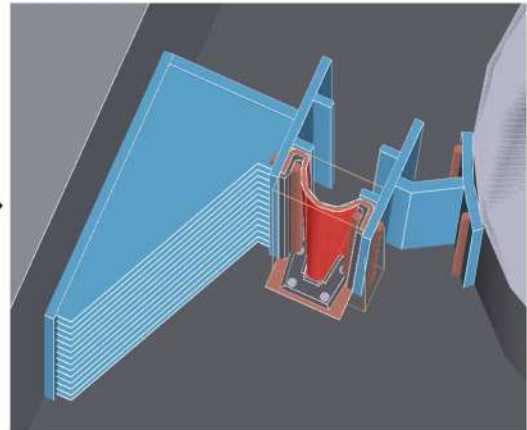
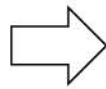
変形前（設置状態）



変形後



変形前（設置状態）



変形後

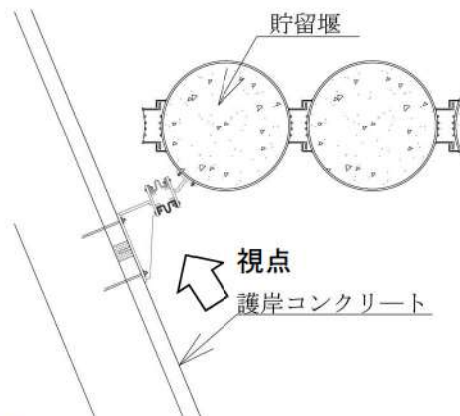


図 13 止水ジョイントの変形のイメージ

b. 鋼管矢板継手部

(a) 漏水防止の考え方

鋼管矢板間の止水性を確保するため、鋼管矢板同士は、鋼管矢板継手により連結する構造とする。鋼管矢板継手は、山形鋼を組み合わせた高耐力継手構造であり、継手空間にモルタルを充填し、岩盤まで根入れすることで止水性を確保している。鋼管矢板継手の概略構造を図14に示す。

遮水性能評価試験結果から、本構造の換算透水係数は 1.0×10^{-6} (cm/s) オーダであり、この換算透水係数を保守的に 1.0×10^{-5} (cm/s) とした上で、貯留堰において想定される漏水量を評価した結果においても、原子炉補機冷却海水ポンプの取水可能時間に相当する**分間の漏水量は**m³**であることから、止水性が損なわれないことを確認した。

※「添付資料 27 貯留堰継手部の漏水量評価について」参照

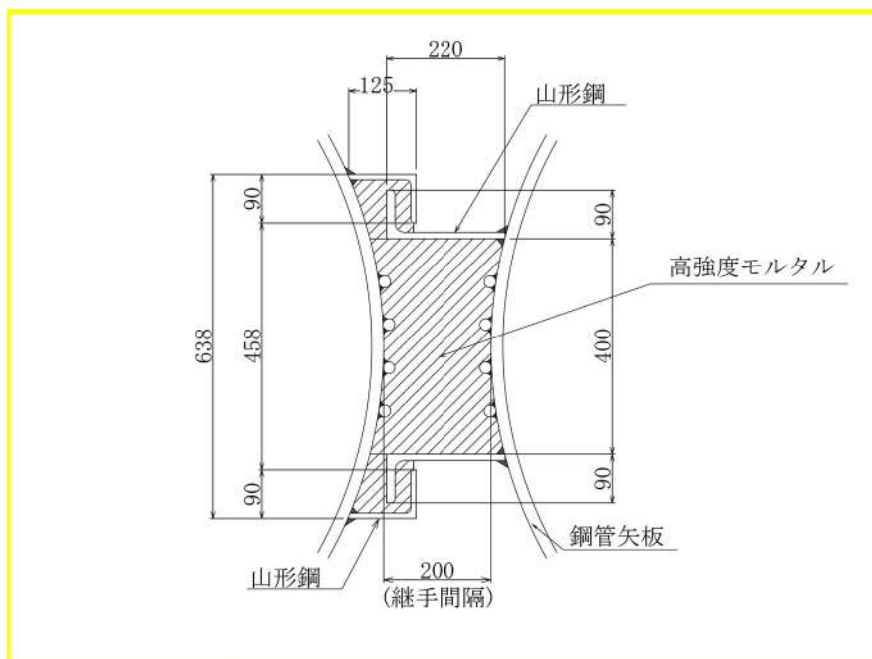


図14 鋼管矢板継手の概略構造

衝突防止工について

1. 概要

漂流物が貯留堰に衝突する場合は、津波防護施設である貯留堰に波及的影響を及ぼすおそれがあることから、貯留堰に漂流物を衝突させない対策として、貯留堰の前面に衝突防止工を影響防止装置として設置する。

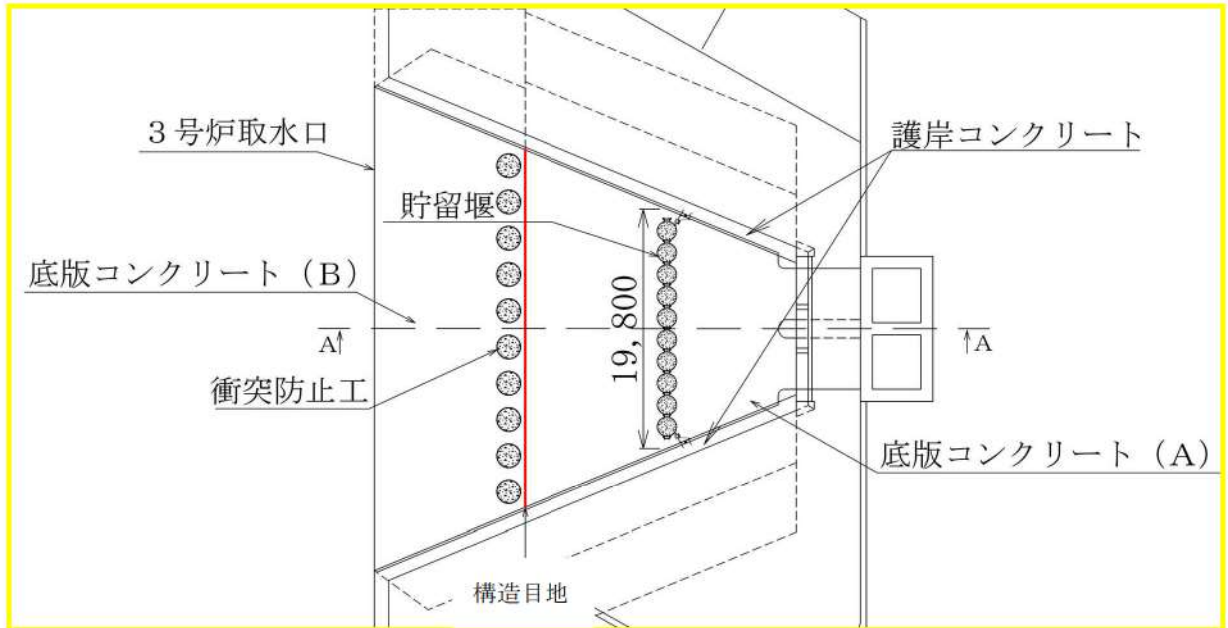


図1 貯留堰全体構造 (平面図)

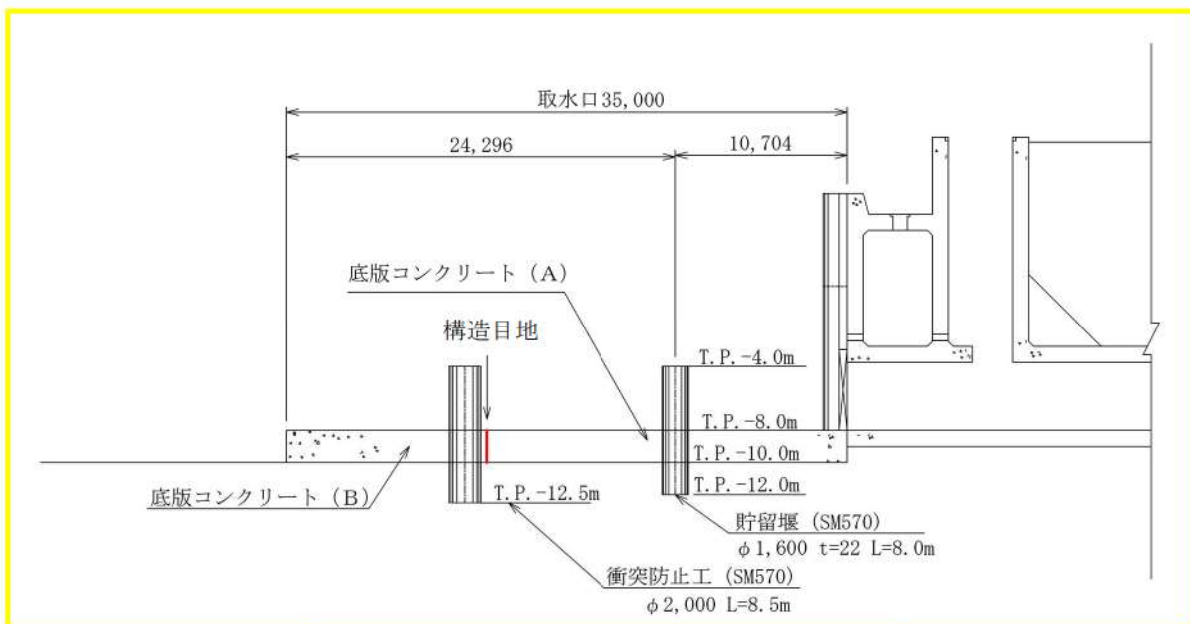


図2 衝突防止工断面図 (A-A断面)

2. 衝突防止工の構造及び仕様

衝突防止工は、φ2,000 mmの鋼管杭であり、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保する。

衝突防止工の仕様を表1に示す。

表1 衝突防止工の仕様

施設区分	構成部位		項目	仕様※
影響防止装置	衝突防止工	鋼管杭	材質	SM570

※設計及び工事計画認可段階で、仕様は変更となる可能性がある。

3. 衝突防止工の設計方針

(1) 許容限界

衝突防止機能に対する機能保持限界として、地震後、津波後の再使用性や、津波の繰り返し作用を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して十分な余裕を有するよう、構成する部材が弾性域に収まることを基本として、衝突防止機能を維持していることを確認する。

表2 衝突防止工の評価項目と許容限界

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	衝突防止機能	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえ妥当な安全余裕を考慮した極限支持力

(2) 荷重の組合せ

衝突防止工の設計においては、以下のとおり、常時荷重、地震荷重、津波荷重、漂流物衝突荷重及び余震荷重を適切に組み合わせて設計を行う。

- ①常時荷重＋地震荷重
- ②常時荷重＋津波荷重
- ③常時荷重＋津波荷重＋漂流物衝突荷重
- ④常時荷重＋津波荷重＋余震荷重

また、衝突防止工は水中に設置することから、その他自然現象の影響が及ばないため、その他自然現象による荷重との組合せは考慮しない。