

6. 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の設計方針

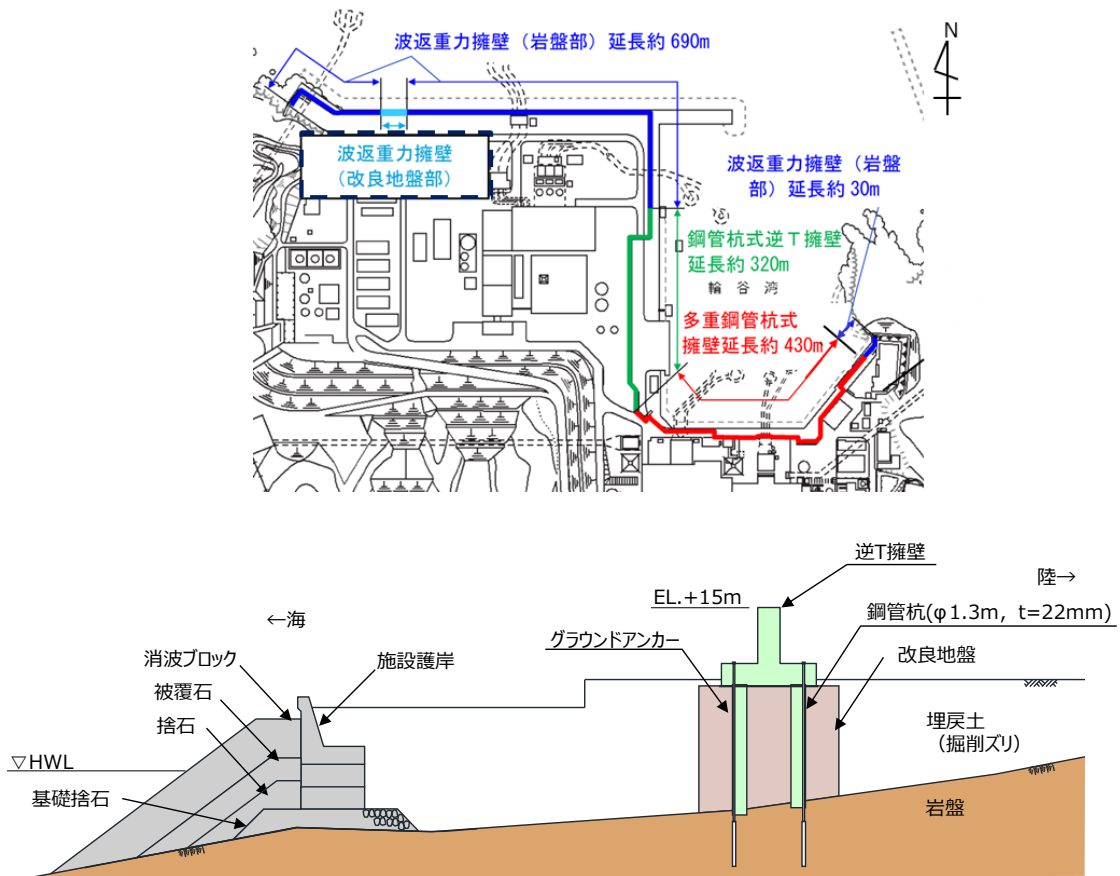
6.1 構造概要

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、3号炉東側に配置し、鋼管杭を岩盤に打設した

逆T擁壁は、鋼管杭8本程度（横断方向に2列、縦断方向に4列）を1ブロックの標準とした壁体を連続して設置した（杭頭部の構造については6.5 (1), (3)参照）。このブロック間の境界には、止水性を保持するための止水目地（8.1参照）を設置する。

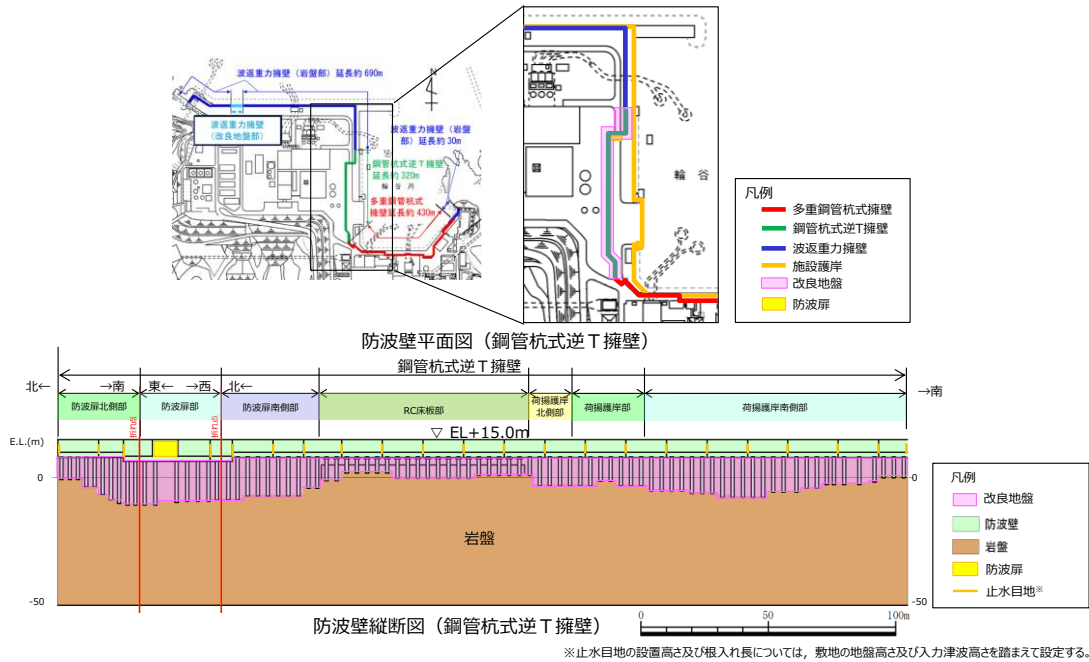
逆T擁壁上に、標準的な1ブロックにおいて海側では8本、陸側では4本を基本にグラウンドアンカーを設置している。

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の構造概要を第6-1図に示す。

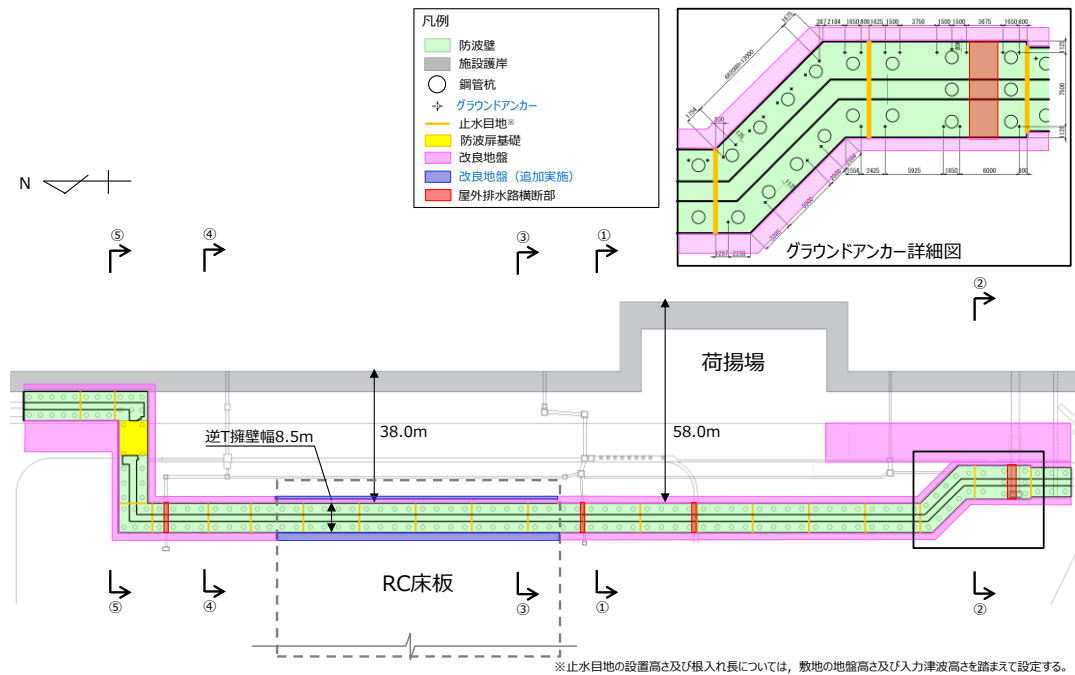


第6-1図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）断面図

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）については、3号炉東側全線にわたり鋼管杭を約4m間隔で配置し、逆T擁壁の支持及び止水性の保持の観点から杭間の埋戻土（掘削ズリ）に対して地盤改良を実施した。防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の縦断面図を第6-2図に、平面図（止水目地位置含む）を第6-3図に示す。



第6-2図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）縦断面図



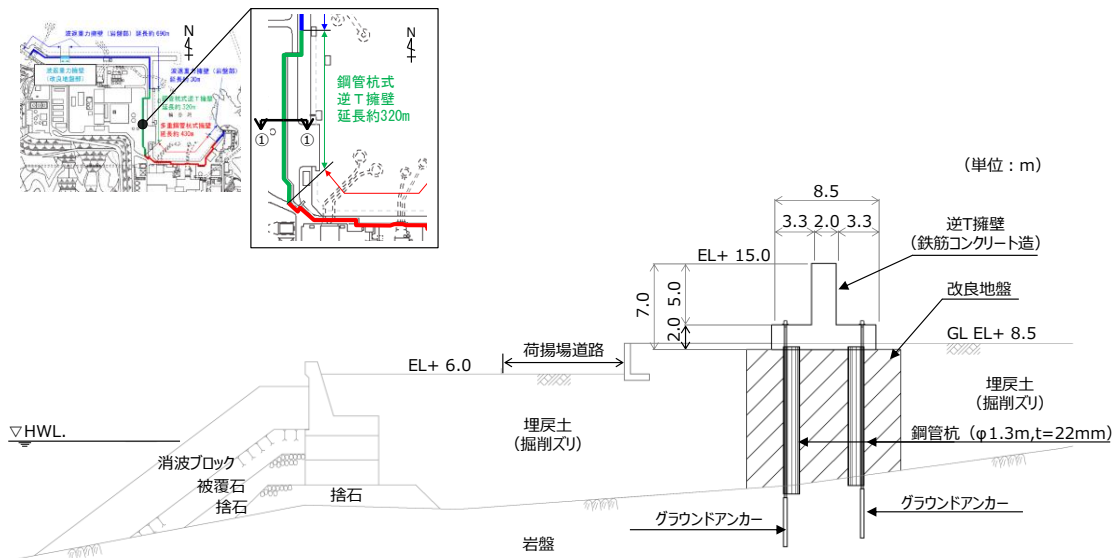
第6-3図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）平面図

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、荷揚護岸北側部、荷揚護岸南側部、RC床版部、防波扉南側部及び防波扉北側部で構成される。特徴は以下のとおり。

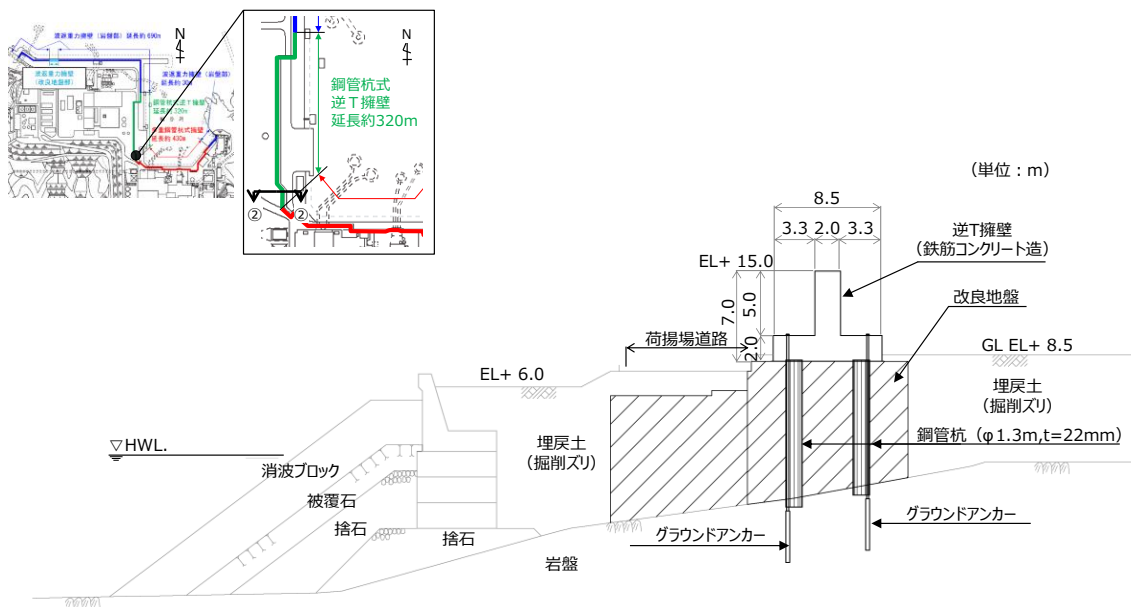
- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）荷揚護岸北側部（①－①断面）については、施設護岸の西側（陸側）に防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）が配置される構造となっている。
- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）荷揚護岸南側部（②－②断面）については、施設護岸の西側（陸側）に防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）が配置される構造となっている。
- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）RC床版部（③－③断面）については、施設護岸の西側（陸側）に防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）が配置される構造となっている。3号炉建設時において、地盤改良を実施し、その上部にRC床版を設置している。当該区間は岩盤が浅く、鋼管杭が短いことから、地震時及び津波時の鋼管杭の変形量が小さいため津波による地盤中からの回り込みを防止することを目的として、鋼管杭の海側に幅の狭い地盤改良を実施していたが、他の断面同様、逆T擁壁下部全幅にわたり、埋戻土（掘削ズリ）の地盤改良を追加実施する。
- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）防波扉南側部（④－④断面）については、施設護岸の西側（陸側）に防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）が配置される構造となっている。
- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）防波扉北側部（⑤－⑤断面）については、施設護岸の西側（陸側）に防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）が配置される構造となっている。

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の荷揚護岸北側部の構造を第6-4(1)図に、荷揚護岸南側部の構造を第6-4(2)図に、RC床版部の構造を第6-4(3)図に、防波扉南側部の構造を第6-4(4)図に、防波扉北側部の構造を第6-4(5)図に示す。また、防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）を構成する各部位の仕様を第6-1表及び第6-5図に、評価対象部位及び構造上のバウンダリを第6-2表及び第6-6図に示す。

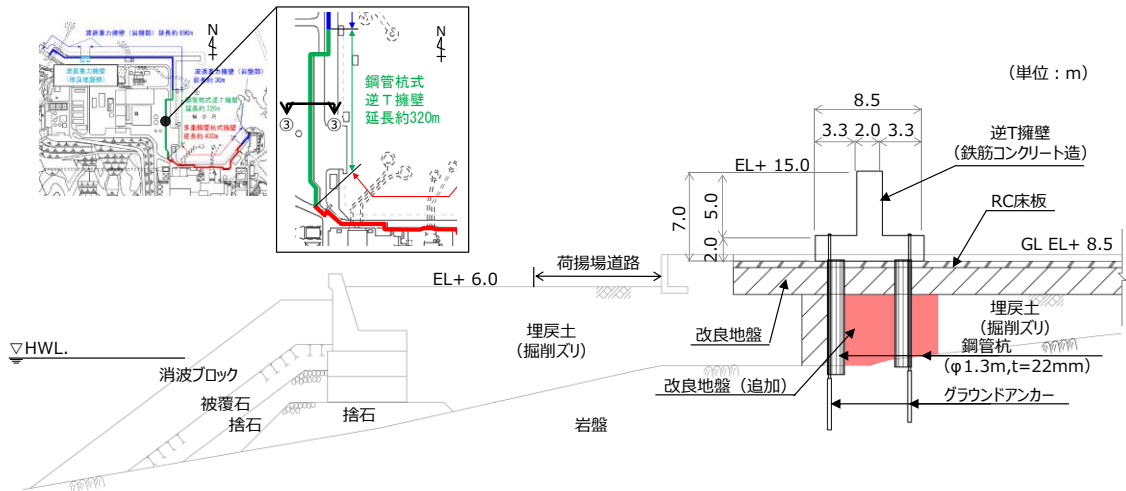
防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は逆T擁壁及び止水目地を構造上のバウンダリとする。また、地中部の改良地盤についても構造上のバウンダリとする。



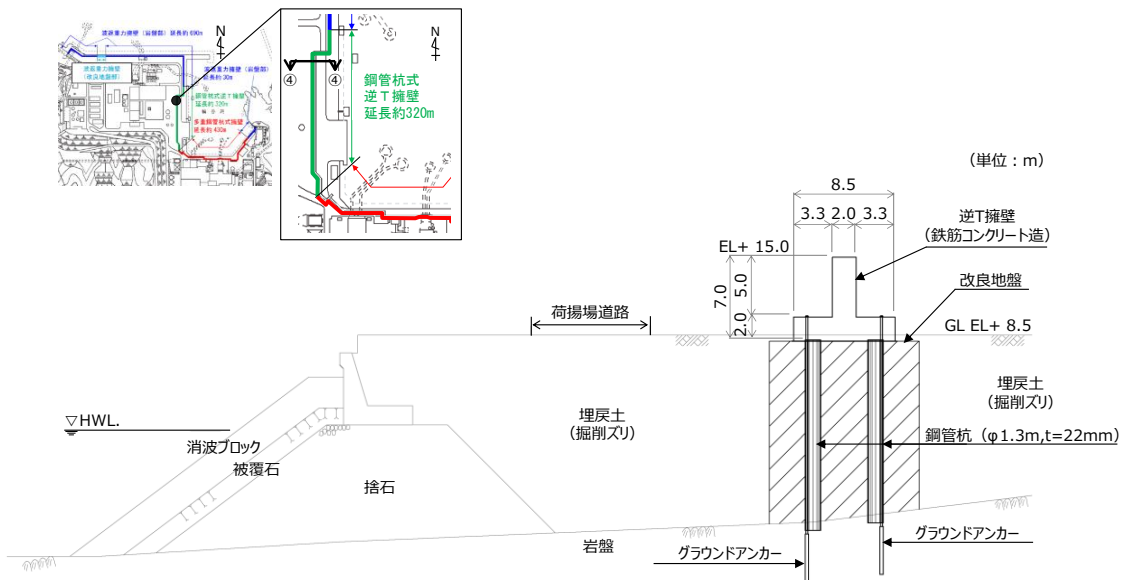
第 6-4(1) 図 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）荷揚護岸北側部
 (①-①断面) 断面図



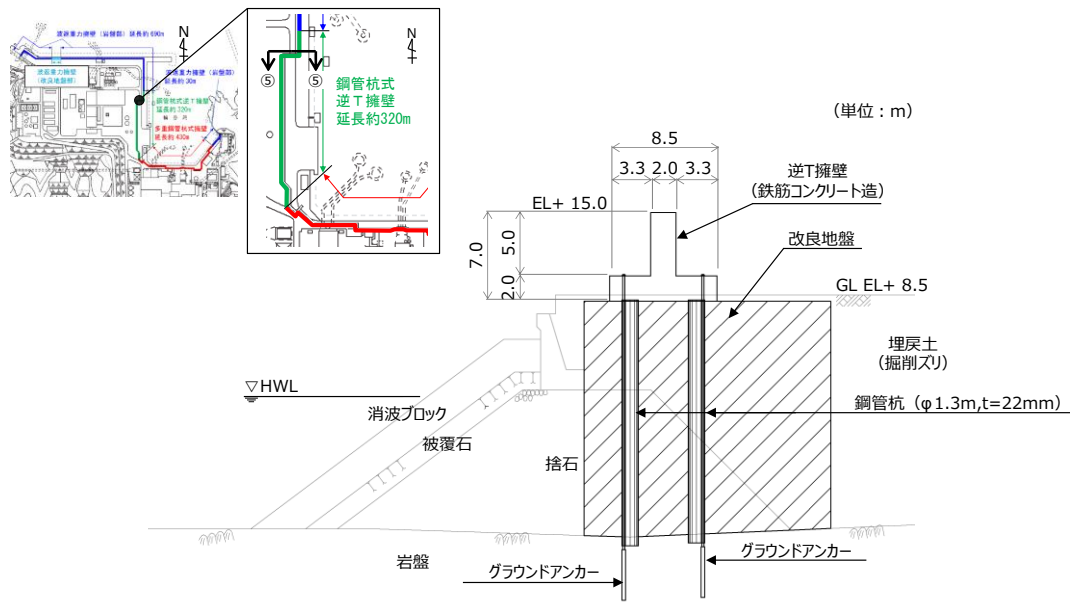
第 6-4(2) 図 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）荷揚護岸南側部
 (②-②断面) 断面図



第 6-4(3) 図 防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁) RC 床版部 (③-③断面) 断面図



第 6-4(4) 図 防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁) 防波扉南側部 (④-④断面) 断面図

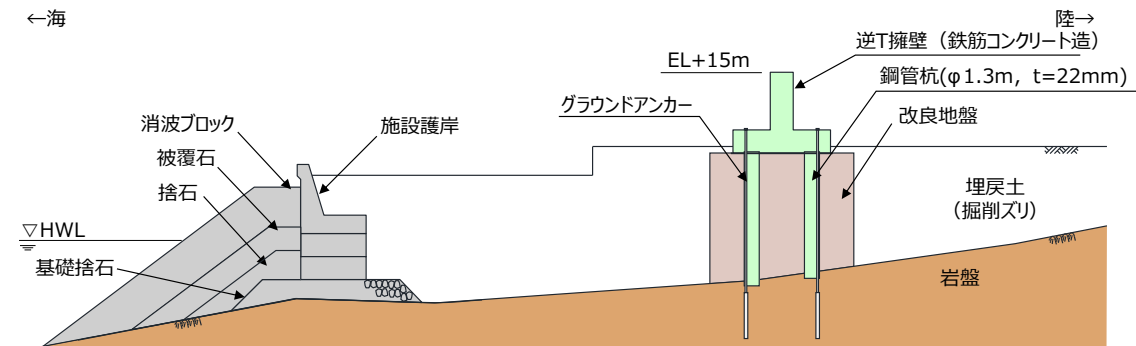


第 6-4(5) 図 防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁) 防波扉北側部 (⑤-⑤断面) 断面図

第 6-1 表 防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁) の各部位の仕様

部位	仕様
【施設】	
鋼管杭	φ1300mm, t=22mm, SKK490
逆T擁壁	コンクリート : $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 鉄筋 : SD345
止水目地	ゴムジョイント, シートジョイント : クロロプレンゴム
グラウンドアンカー	永久アンカー※ (PC鋼より線)
【地盤】	
改良地盤	薬液注入工法 (セメント系固化材, 特殊スラグ系固化材), 表層改良工法 (セメント系固化材)

※永久アンカーとは、アンカーによって安定を図る永久構造物あるいは斜面などに用いるもので、腐食の恐れがある使用材料に対しては確実な防食・防錆を行ったものをいう。(グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 (平成24年5月) より抜粋)

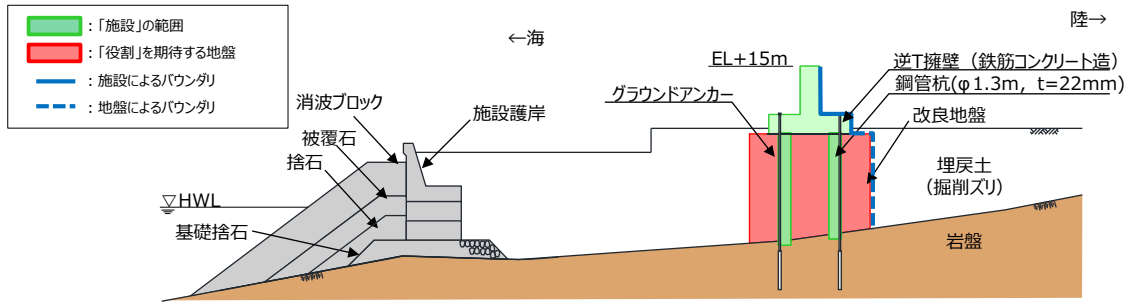


第 6-5 図 防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁) 構造概要図

第 6-2 表 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の評価対象部位の役割

評価対象部位	役割	備考
鋼管杭	役割に期待しない（解析モデルに取り込み、改良地盤との相互作用を考慮する）	
逆 T 擁壁	止水目地を支持、遮水性の保持	
止水目地	逆 T 擁壁間の遮水性の保持	
グラウンドアンカー	逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒の抑止	
改良地盤※	逆 T 擁壁の支持、難透水性の保持	薬液注入工法、表層改良工法
岩盤	逆 T 擁壁を支持、基礎地盤のすべり安定性に寄与	基礎地盤
埋戻土（掘削スリ）、施設護岸、被覆石、捨石、基礎捨石、消波ブロック	役割に期待しない	

※ RC床板については、保守的に改良地盤として扱う。



第 6-6 図 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）（荷揚護岸北側部）における構造上のバウンダリ

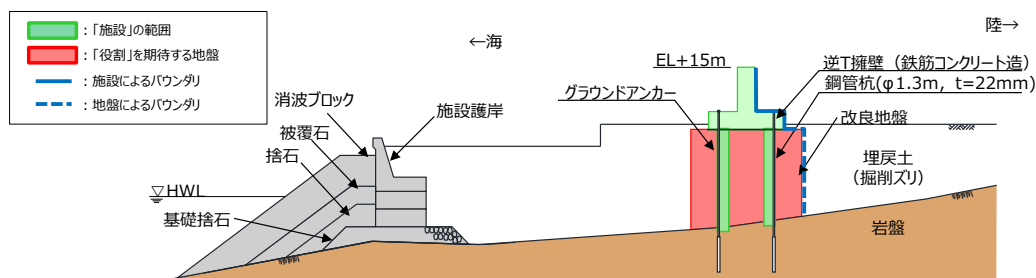
6.2 規制における要求機能

6.2.1 設置許可基準規則に対する確認事項

新規性基準への適合性において、防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第6-3表に示す。以下の条文を確認することにより、防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の各条文への適合性を確認する。

第6-3表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）における検討要旨

規則	検討要旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none"> 施設を支持する地盤を対象とし、すべり、支持力、傾斜等に対する安定性を確認する。
第4条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで、施設の耐震安全性を確認する。
第5条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで、機能を保持できることを確認する。 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。



第6-7図 鋼管杭式逆T擁壁の「施設」・「地盤」の範囲

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第6-4表及び第6-8図に示す。なお、以下では、津波を遮断する役割を『遮水性』、材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし、これらを総称して『止水性』と整理する。

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の周辺地盤及び施設護岸については、設置状況に応じて解析モデルに取り込むが、防波壁の前面に位置している施設護岸については、その損傷による防波壁への影響が大きいと考えられるため、それが損傷した場合の防波壁の耐震性への影響を確認する。

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、改良地盤が逆T擁壁を支持しているが、鋼管杭は改良地盤との相互作用を考慮するため、解析にあたっては鋼管杭を解析モデルに取り込む。なお、詳細設計段階においては、鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。

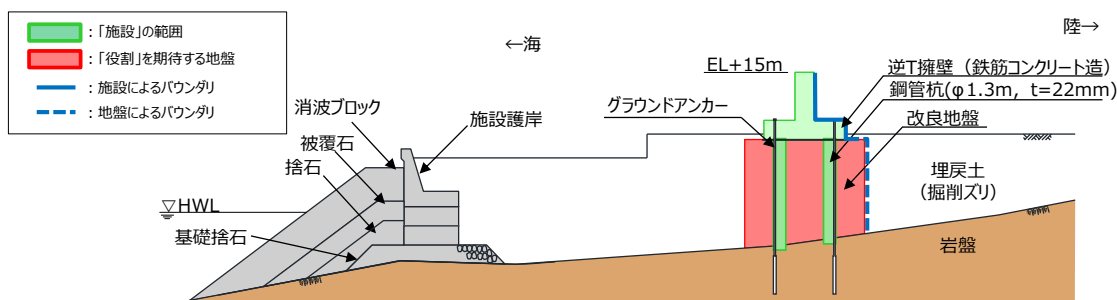
鋼管杭については、地震時及び津波時において杭先端の岩盤根入れが0.5m

程度であることを踏まえ、岩盤からのせん断抵抗を考慮しない設計とする。また、グラウンドアンカーのアンカー力により、逆T擁壁を改良地盤に、改良地盤を岩盤に押し付ける構造としているため、逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止の役割に期待する設計とする。

第6-4 表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鋼管杭	・役割に期待しない。（解析モデルに取り込み、改良地盤との相互作用を考慮する）	・役割に期待しない。（解析モデルに取り込み、改良地盤との相互作用を考慮する）
	逆T擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・逆T擁壁間の変形に追従する。	・逆T擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。
	グラウンドアンカー	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑制する。	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑制する。
地盤	改良地盤※	・逆T擁壁を支持する。	・逆T擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。
	埋戻土（掘削スリ）	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する）。	・防波壁より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸、基礎捨石、被覆石、捨石	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への波的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

※ RC床板については、保守的に改良地盤として扱う。



第6-8 図 役割を期待する範囲（地震時・津波時）

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）において、第6-4表に示す役割を有する改良地盤等について、第6-5表のとおり具体的な役割を整理し、「施設」と「地盤」に区分する。

逆T擁壁の支持を主な役割とする改良地盤について、『地盤』と区別する。

第 6-5 表 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の各部位の具体的な役割

部位	各部位の具体的な役割						『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	耐震性	耐津波性 (遮水性・難透水性)	
改良地盤※	・逆T擁壁を支持する。	・逆T擁壁を支持する。 ・難透水性を保持することで、遮水性を有する逆T擁壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	—	—	○	○	逆T擁壁の支持が主な目的であり、地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割を持つことから『地盤』と区分する。

凡 例
 ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
 (該当する部位を施設と区分する)
 ○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
 —：設計上考慮しない項目

※ RC床板については、保守的に改良地盤として扱う。

以上を踏まえ、防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を第 6-6 表に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第 6-7 表に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、埋戻土、砂礫層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また、液状化に伴う海側の埋戻土、砂礫層の変状により護岸形状が変化し、荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから、詳細設計段階において影響の程度を検討する（詳細は 9.3 を参照）。

なお、施設及び岩盤の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法を今後検討していく。

第6-6表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	耐震性 (第4条)	耐津波性 (透水性, 難透水性) (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	逆T擁壁への悪影響を与えないために, 鋼管杭が概ね弾性状態に留まること。	逆T擁壁への悪影響を与えないために, 鋼管杭が概ね弾性状態に留まること。
	逆T擁壁			構造部材の健全性を保持するために, 逆T擁壁が概ね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために, 逆T擁壁が概ね弾性状態に留まること。
	止水目地			逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために, 止水目地の変形性能を保持すること。	逆T擁壁から有意な漏えいを生じないために, 止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	グラウンドアンカー			逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。	逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。
地盤	改良地盤※	施設を鉛直支持するため, 十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため, 十分なすべり安全性を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	岩盤			-	-

※ RC床板については, 保守的に改良地盤として扱う。

第6-7表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）各部位の照査項目と許容限界
(上段: 照査項目, 下段: 許容限界)

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	耐震性 (第4条)	耐津波性※1 (透水性, 難透水性) (第5条)
施設	鋼管杭※2	-	-	曲げ・せん断 (降伏モーメント (曲げ) 及びせん断応力度 (せん断))	
	逆T擁壁			曲げ・せん断※5 (短期許容応力度以下)	
	止水目地			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	グラウンドアンカー			引張 (設計アンカー力以下)	
地盤	改良地盤※3	支持力	すべり安全率 (基礎地盤) ※4	-	すべり安全率※6 (1.2以上)
	岩盤	(極限支持力度)	(1.5以上)	-	-

※1 設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により, 改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の耐水時間中に浸水しないことを確認する。

※2 鋼管杭の杭頭の水平変位量については, 地盤改良を実施することにより変形を抑制していることから, 許容限界は設定しない。

※3 RC床板については, 保守的に改良地盤として扱う。

※4 第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており, 「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。

※5 グラウンドアンカーの受圧板からの反力による逆T擁壁 (フーチング) の照査を併せて実施する。グラウンドアンカーについては「6.4.2 設計方針の概要 (4) グラウンドアンカー」参照。

※6 第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており, 「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。

6.2.2 要求機能と設計評価方針

第6-8表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

注：前回提出資料からの修正箇所を下線で示す。

施設名	要求機能		機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界											
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード												
防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）	<p>[基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド]</p> <p>5.1津波防護施設設計 津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び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、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できる設計すること。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。 ①荷重組合せ a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時+津波、常時+津波+地震(余震) ②荷重の設定 a)津波による荷重(波圧、衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。 b)余震による荷重として、サイト特性(余震の震源、ハザード)が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。 c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③許容限界 a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力(終局耐力時の変形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修に、ある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。) [基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド] 6.3津波防護施設、浸水防止設備等津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること</p>	<p>・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p> <p>・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、基準地震動Ssに対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</p>	<p>・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さ(浸水高さEL+11.9mに余裕を考慮した天端高さEL+15.0m)の設定により、敷地前面に設置する設計とする。 ②防波壁の上部構造は、鋼管杭の上部に設置する鉄筋コンクリート製逆T擁壁及び止水目地により止水性を保持する設計とする。 ③防波壁は鉄筋コンクリート製逆T擁壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ④鉄筋コンクリート製逆T擁壁間は、波圧による変形に追随する、止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。 ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、基準地震動Ssに対し、 ⑤鋼製及びコンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性を保持する設計とする。 ⑥防波壁は鉄筋コンクリート製逆T擁壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ⑦鉄筋コンクリート製逆T擁壁間は、地震による変形に追随する、止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。</p>	<p>・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さ(浸水高さEL+11.9mに余裕を考慮した天端高さEL+15.0m)の設定により、敷地前面に設置する設計とする。 ②防波壁の上部構造は、鋼管杭の上部に設置する鉄筋コンクリート製逆T擁壁及び止水目地により止水性を保持する設計とする。 ③防波壁は鉄筋コンクリート製逆T擁壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ④鉄筋コンクリート製逆T擁壁間は、波圧による変形に追随する、止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。 ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、基準地震動Ssに対し、 ⑤鋼製及びコンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性を保持する設計とする。 ⑥防波壁は鉄筋コンクリート製逆T擁壁及び止水目地による止水性を保持する設計とする。 ⑦鉄筋コンクリート製逆T擁壁間は、地震による変形に追随する、止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。</p>	<p>・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼管杭及び鉄筋コンクリート製逆T擁壁で構成し、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し、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、鉄筋コンクリート製逆T擁壁間は、ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し、有意な漏えいを生じ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。</p>	<p>基準地震動Ssによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、概ね弾性状態に留まることを確認する。</p>	鋼管杭	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」を踏まえた降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）とする。											
											<p>基準地震動Ssによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリート製逆T擁壁が、概ね弾性状態に留まることを確認する。</p>	逆T擁壁	曲げ・せん断※1	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書、構造性能照査編、2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。						
																<p>基準地震動Ssによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、逆T式鉄筋コンクリート擁壁間から有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、逆T式鉄筋コンクリート擁壁間に設置するゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、ゴムジョイント及びシートジョイントが止水性能を保持するための鋼製部材は、概ね弾性状態に留まることを確認する。</p>	止水目地	止水目地	変形・水圧	有意な漏えいに至る変形・水圧	メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。
																		止水目地の鋼製部材	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。
																<p>基準地震動Ssによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材であるグラウンドアンカーが、概ね弾性状態に留まることを確認する。</p>	グラウンドアンカー	引張	設計アンカー力を喪失し、逆T擁壁が滑動・転倒する	「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）」を踏まえた設計アンカー力以下とする。	
																			<p>基準地震動Ssによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する設置圧が許容値以下に留まることを確認する。</p>	支持力	鉛直支持機能を喪失する状態
																<p>基準地震動Ssによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押し込み力が許容値以下に留まることを確認する。</p>	地盤	すべり安全率	すべり破壊し、難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。	
																			岩盤	支持力	鉛直支持機能を喪失する状態

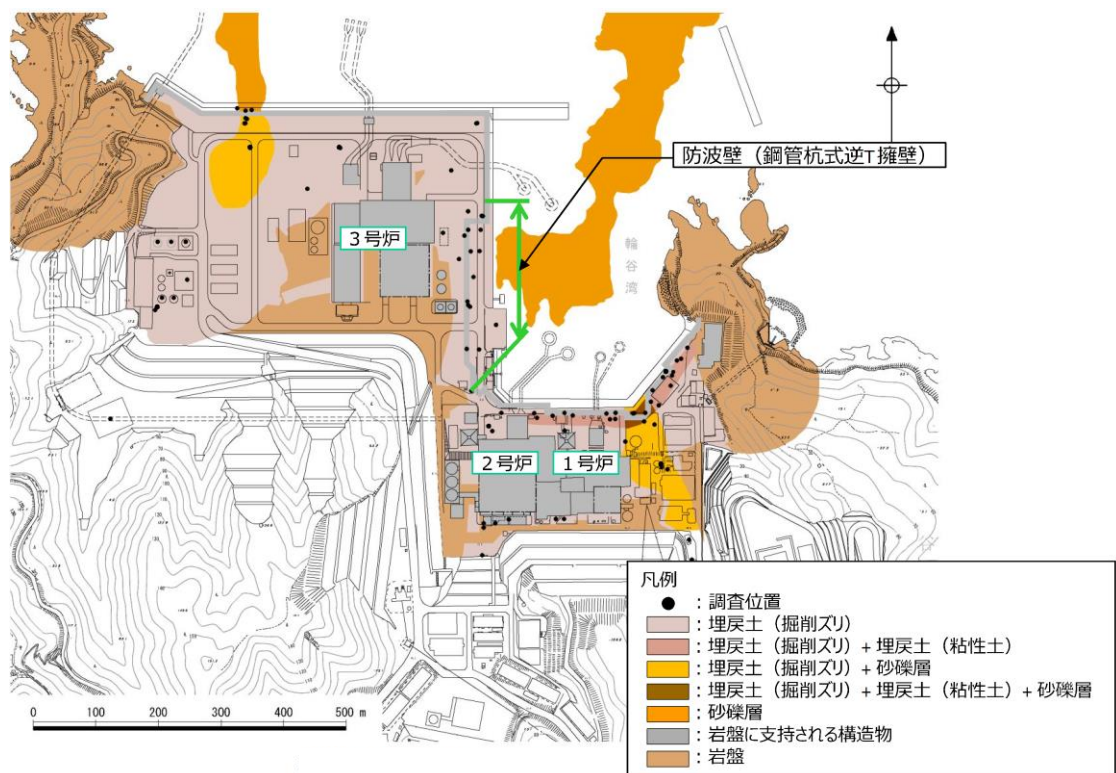
※1 グラウンドアンカーの受圧板からの反力による逆T擁壁（フーチング）の照査を併せて実施する。グラウンドアンカーは、試験施工により設計アンカー力を確保していることを確認し、定期点検により初期アンカー力以上のアンカー力が作用していることを確認する。

なお、グラウンドアンカーの仕様は「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」等に基づき設定する。

※2 RC床板については、保守的に改良地盤として扱う。

6.3 周辺地質

防波壁周辺の被覆層の分布状況及び地山の岩盤の分布状況を第6-9図に示す。

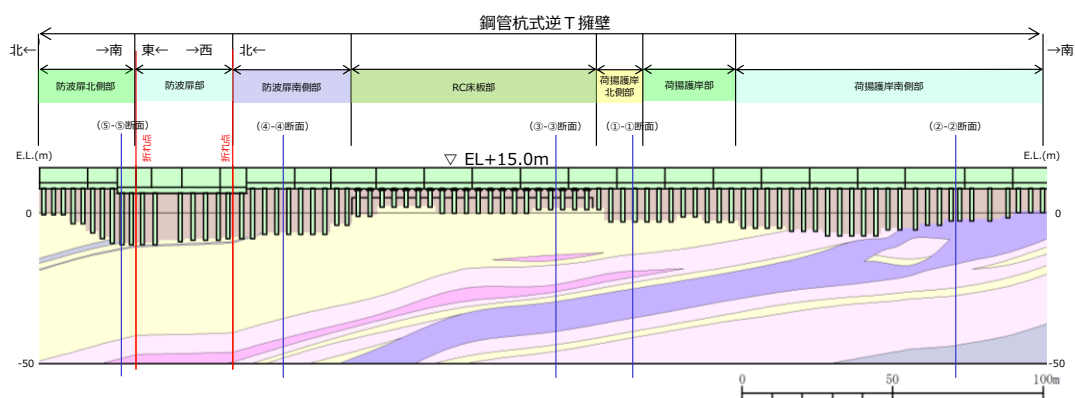
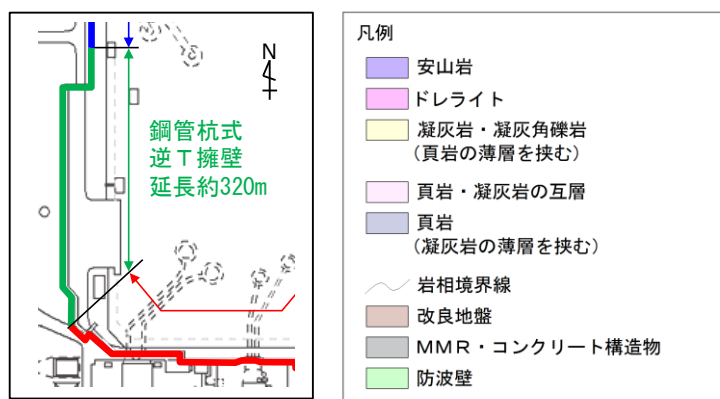


第6-9図 敷地の被覆層 平面図

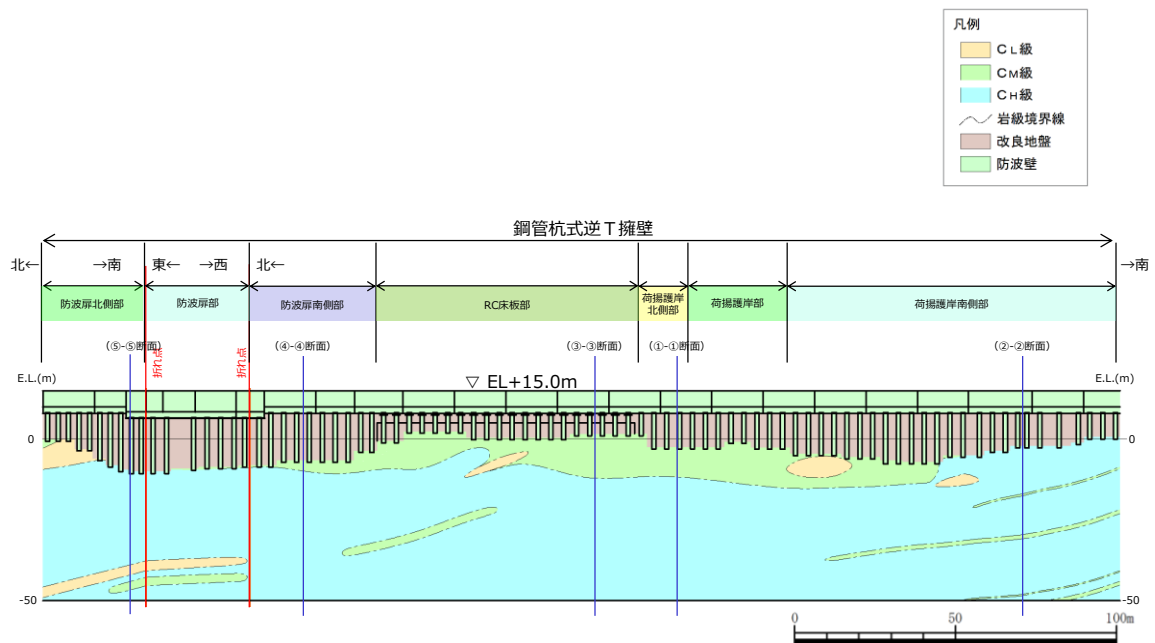
防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の地質縦断図を第 6-10 図 に、岩級縦断図を第 6-11 図 に、地質断面図を 第 6-12～15 図 に示す。防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、杭を介して主に C_M 級及び C_H 級岩盤に支持されており、縦断方向に応じた地質変化部は存在しない。

各断面の特徴は以下のとおり。

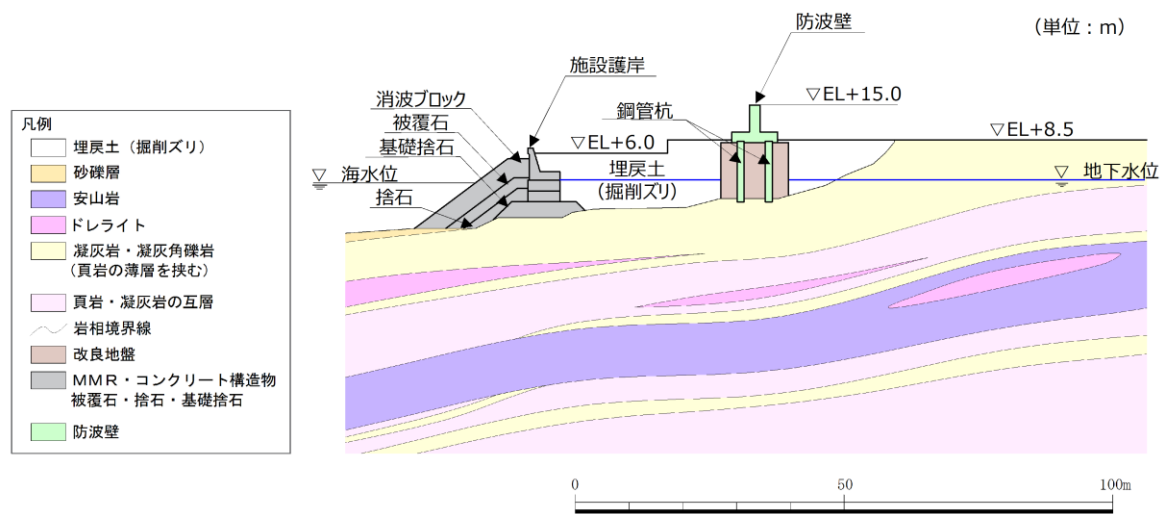
- ・①-①断面は、鋼管杭を岩盤に打設している。また、周辺の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。
- ・③-③断面は、鋼管杭を岩盤に打設している。また、周辺の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。
- ・④-④断面は、鋼管杭を岩盤に打設している。また、周辺の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。
- ・⑤-⑤断面は、鋼管杭を岩盤に打設している。また、周辺の埋戻土（掘削ズリ）を地盤改良している。



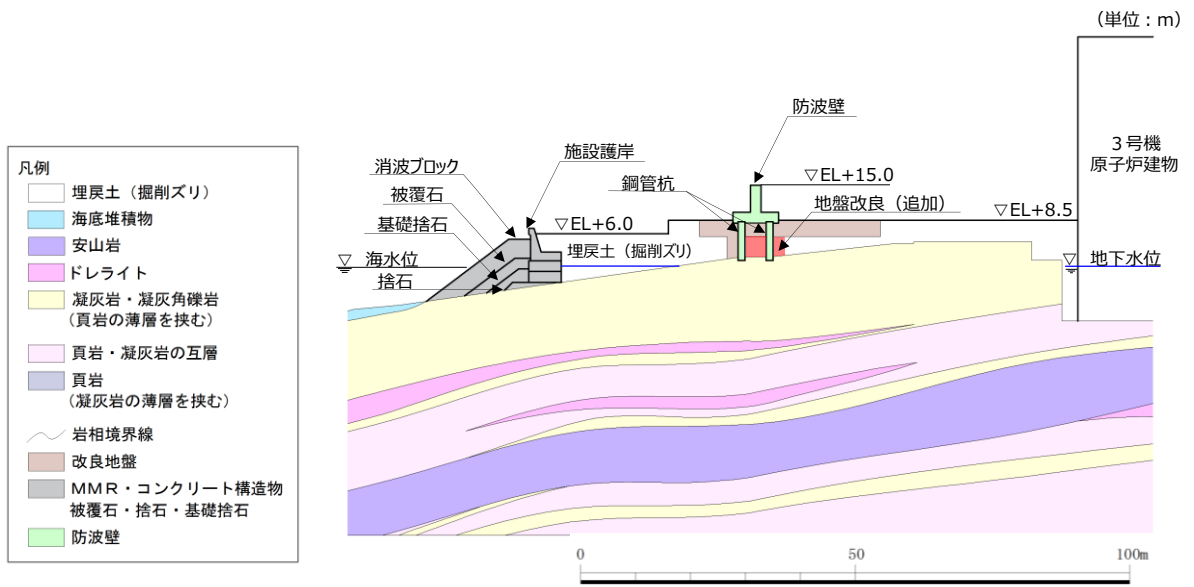
第 6-10 図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の地質縦断図



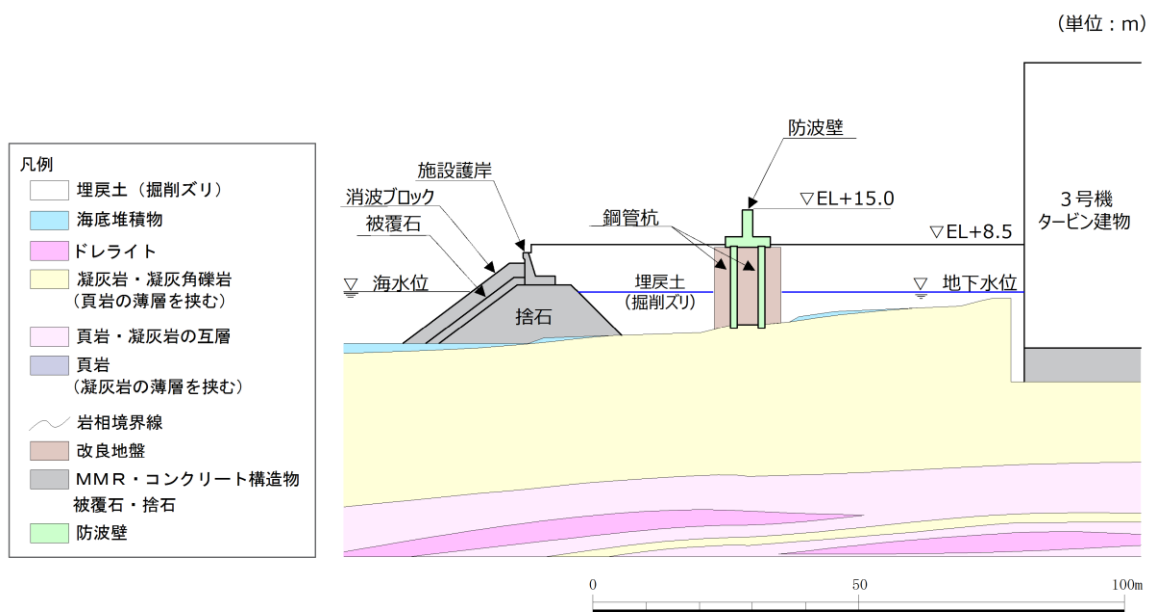
第6-11 図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の岩級縦断面図



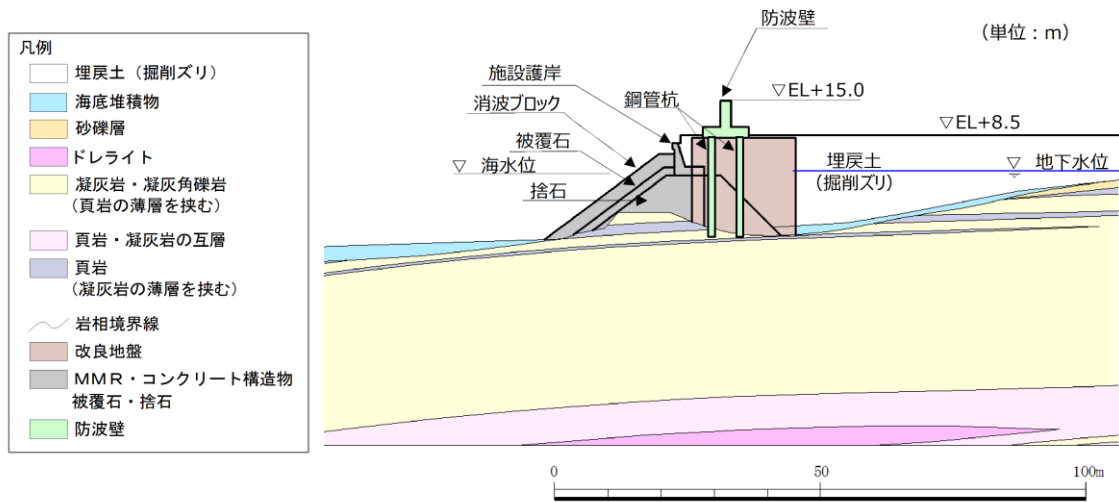
第6-12 図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の地質断面図 (1-1)



第6-13 図 防波壁 (鋼管杭式逆T擁壁) の地質断面図 (③-③)



第6-14 図 防波壁 (鋼管杭式逆T擁壁) の地質断面図 (④-④)



第6-15 図 防波壁 (鋼管杭式逆T擁壁) の地質断面図 (⑤-⑤)

6.4 設計方針

6.4.1 設計フロー

防波壁 (鋼管杭式逆T擁壁) の設計フローのうち解析の流れを第6-16 図に示す。

6.4.2 設計方針の概要

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の部位ごとの設計方針を第6-9表に示す。

第6-9表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の部位ごとの設計方針

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ・せん断	(曲げ) 降伏モーメント (せん断) せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)
	津波時	2次元静的FEM解析			
逆T擁壁	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書、構造性能照査編 2002年制定
	津波時	2次元静的FEM解析			
止水目地	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	変形・水圧	メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	
	津波時	2次元静的FEM解析			
止水目地の 鋼製部材	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ・せん断	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。	
	津波時	波圧算定式により算定			
グラウンド アンカー	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	引張	設計アンカー力	「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 (平成24年5月)」
	津波時	静的解析			
岩盤	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	支持力	極限支持力	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)
	津波時	2次元静的FEM解析			
改良地盤※	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率 支持力	すべり安全率1.2以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時	2次元静的FEM解析			

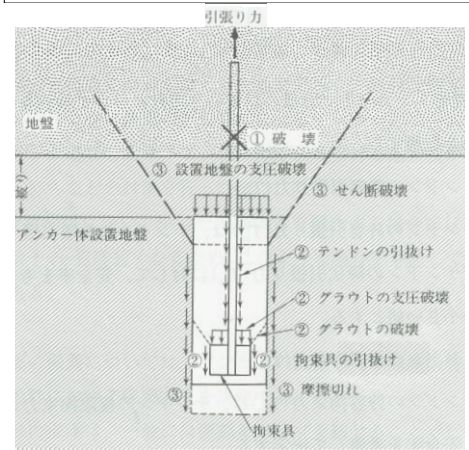
グラウンドアンカーは、逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。逆T擁壁及び改良地盤が滑動・転倒しないように、必要なグラウンドアンカーを設置する。

グラウンドアンカーの仕様は、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）」に準拠したPC鋼より線を用いる。なお、グラウンドアンカーの設計アンカー力は、地震及び津波により発生する転倒力に対して十分な耐力を確保するよう設定する。

グラウンドアンカーの設計アンカー力の保持を確認するため、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）」に準拠した試験施工（品質保証試験）を行い、①テンドンの破壊、②テンドンがアンカー体から引き抜けることによる破壊、③アンカー体が地盤から引き抜けることによる破壊が生じておらず、設計アンカー力以上を確保していることを確認する（第6-17図参照）。

なお、グラウンドアンカーは永久アンカーで、構造物の供用期間中はその機能を果たす必要があるため、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に準じた定期点検を実施し、必要に応じて再緊張等の適切な対策を講じる（第6-18図参照）。

- 【凡例】
- ① テンドンの破壊
 - ② テンドンがアンカー体から引き抜けることによる破壊
 - ③ アンカー体が地盤から引き抜けることによる破壊



第 6-17 図 ある種のアンカー形式の破壊概念例
「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」より抜粋



第 6-18 図 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）定期点検状況（リフトオフ試験）

(a) 地震時の検討（2次元動的FEM解析（有効応力解析））

地震時の検討は，2次元動的FEM解析（有効応力解析）にて行う。以下に，解析の概要を示す。

i. 解析の目的

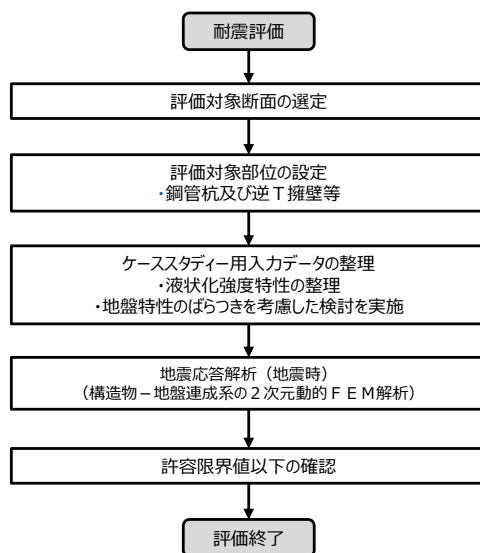
- ・ 鋼管杭，逆T擁壁，埋戻土，基礎捨石，改良地盤，施設護岸，岩盤等を含めた全体の動的挙動評価
- ・ 地盤特性及び液状化を考慮した影響評価

ii. 結果の利用

- ・ 鋼管杭及び逆T擁壁等の照査
- ・ 止水目地の変形量
- ・ 地震時応答（変形量を含む）

iii. 解析条件

- ・ 地盤物性のばらつきを考慮する



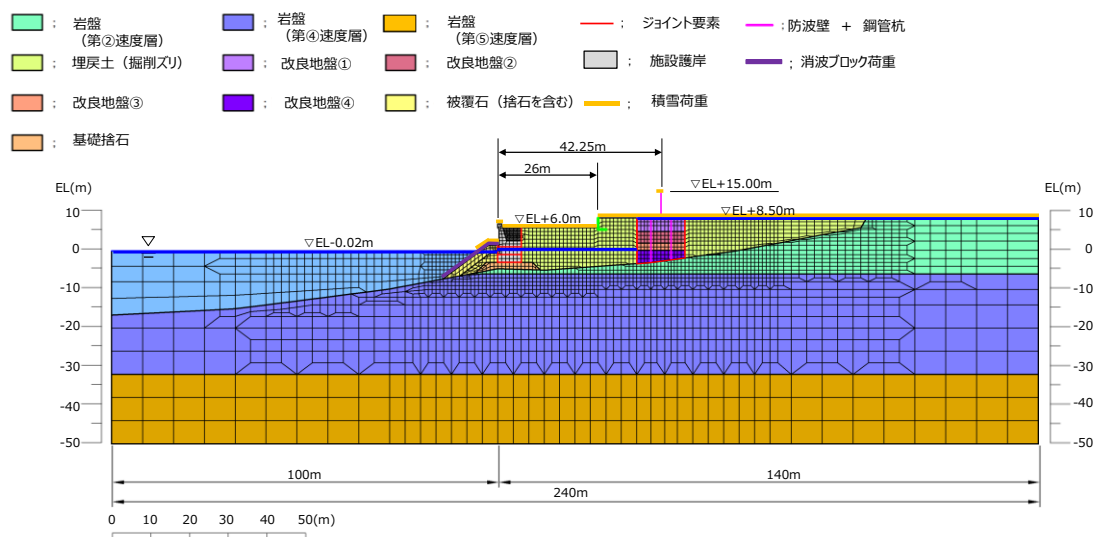
第 6-19 図 設計フロー

第 6-10 表 代表断面選定の考え方

着目点	概要	代表断面の選定
地質分布	構造的特徴，周辺の地質分布及び隣接構造物を考慮して，代表断面を選定する。	詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を選定する。

モデル化方針について、以下に示す。

- ・防波壁及び鋼管杭は線形はり要素でモデル化する。なお、鋼管杭先端については、岩盤からのせん断抵抗に期待しないモデル化とする。
- ・岩盤及び施設護岸は線形平面要素でモデル化する。
- ・埋戻土（掘削ズリ）、改良地盤、被覆石及び基礎捨石はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重で考慮する。
- ・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータを設定する。
- ・海水は流体要素でモデル化する。
- ・防波壁と周辺地盤、鋼管杭先端と岩盤など、要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は、ジョイント要素でモデル化する。
- ・グラウンドアンカーについては、実態に合ったモデル化を実施し、詳細設計段階において説明する。



第 6-20 図 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の解析モデル

(b) 津波時の検討（2次元静的FEM解析）

津波時の検討は，2次元静的FEM解析にて行う。以下に，解析の概要を示す。

i. 解析の目的

- ・鋼管杭，逆T擁壁等の挙動評価（津波時）

ii. 結果の利用

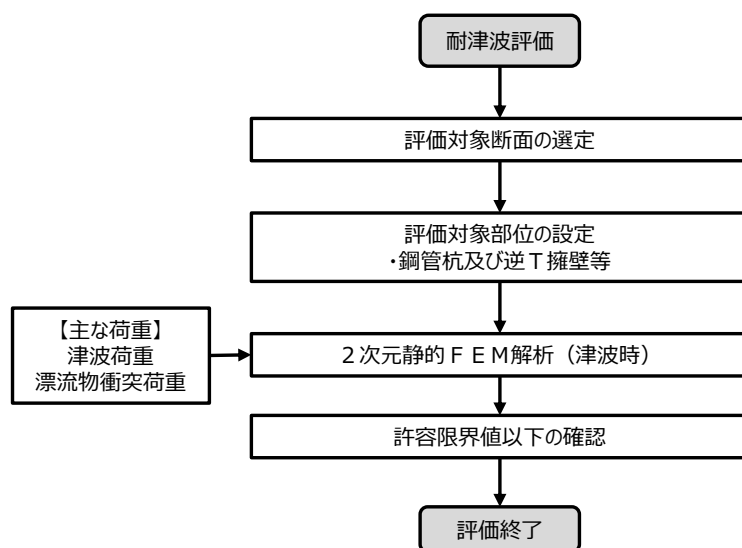
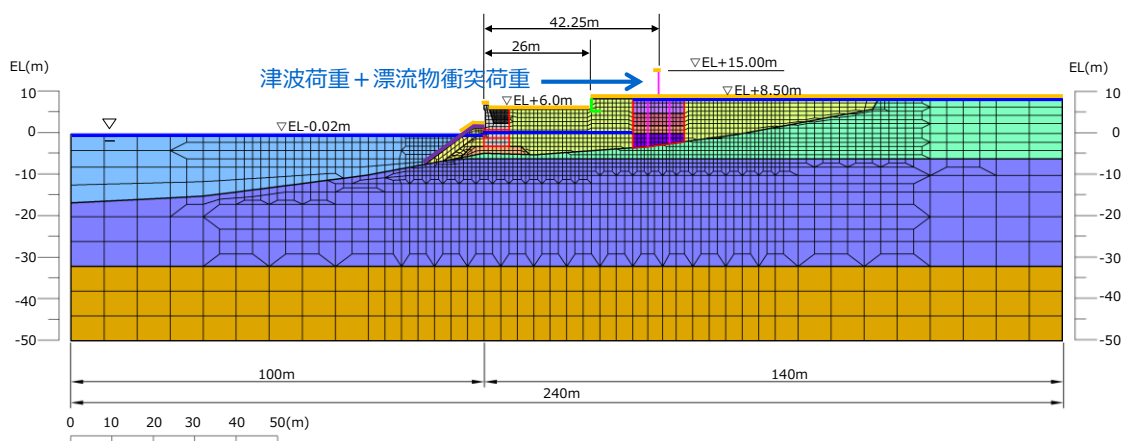
- ・鋼管杭，逆T擁壁等の照査
- ・止水目地の変形量

iii. モデル化方針

- ・地震時と同じモデルを用いる。

IV. 解析条件

- ・解析用物性値（静的物性）を用いる。



第 6-21 図 解析の概要

6.4.3 荷重と発生断面力の概要

(a) 津波時

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第6-22図に示す。

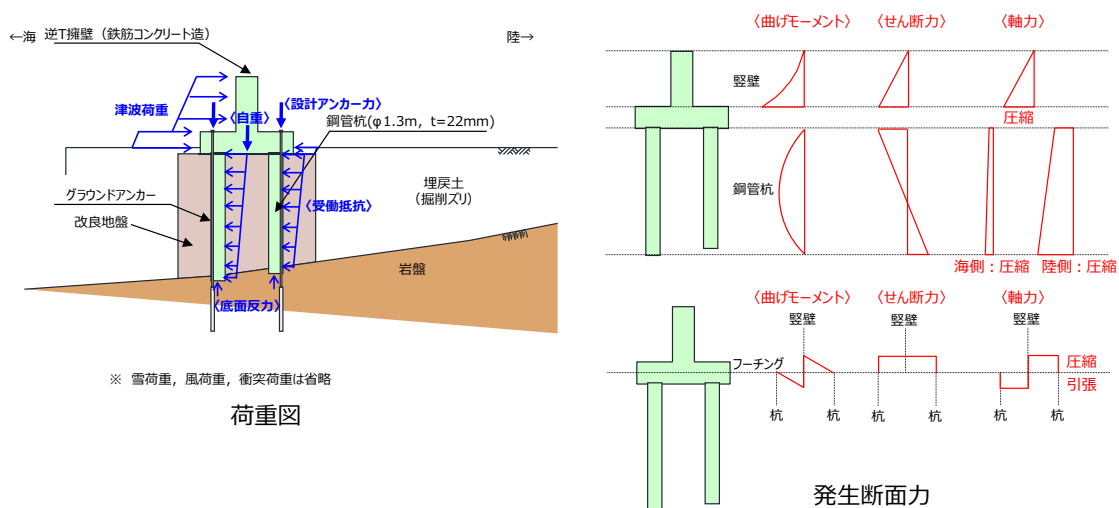
【荷重伝達メカニズム】

逆T擁壁に作用する津波荷重は、**縦壁・フーチング**を介して改良地盤・岩盤に伝わる。

グラウンドアンカーの設計アンカー力により、逆T擁壁を改良地盤に、改良地盤を岩盤に押し付ける力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

逆T擁壁の発生断面力は縦壁とフーチングとの接合部に集中する。また、鋼管杭とフーチングの接合部がヒンジ構造であるため、鋼管杭の曲げモーメントは鋼管杭中央付近、せん断力は鋼管杭上端側で卓越する。



第6-22図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力イメージ図

(b) 地震時

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力断面力（応力状態）のイメージ図を第6-23図に示す。

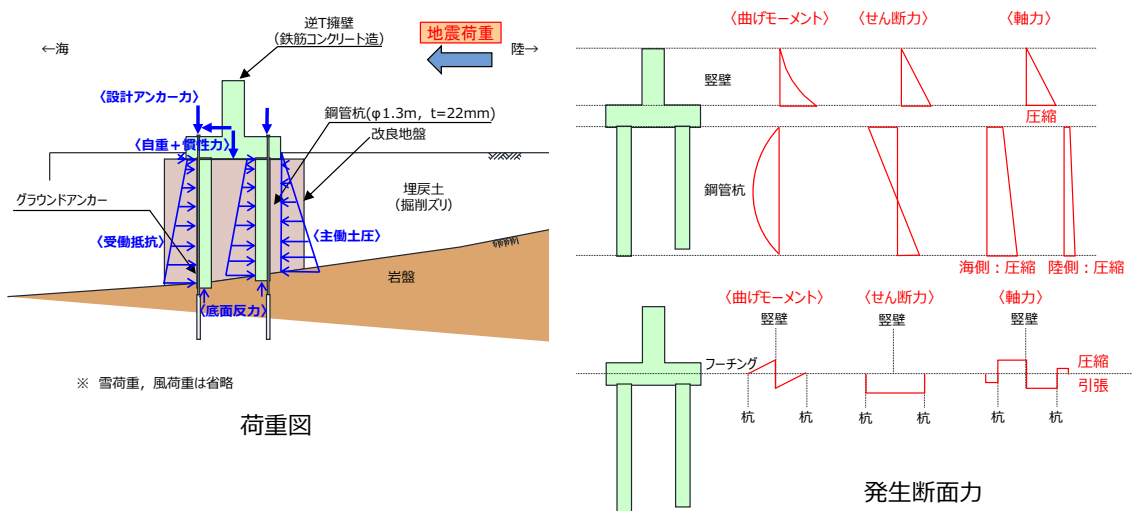
【荷重伝達メカニズム】

逆T擁壁及び鋼管杭に作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は、堅壁・フーチングを介して改良地盤・岩盤に伝わる。

グラウンドアンカーの設計アンカー力により、逆T擁壁を改良地盤に、改良地盤を岩盤に押し付ける力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

逆T擁壁の断面力は堅壁とフーチングとの接合部に集中する。また、鋼管杭とフーチングの接合部がヒンジ構造であるため、鋼管杭の曲げモーメントは鋼管杭中央付近、せん断力は鋼管杭上端側で卓越する。



第6-23図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第6-24図に示す。

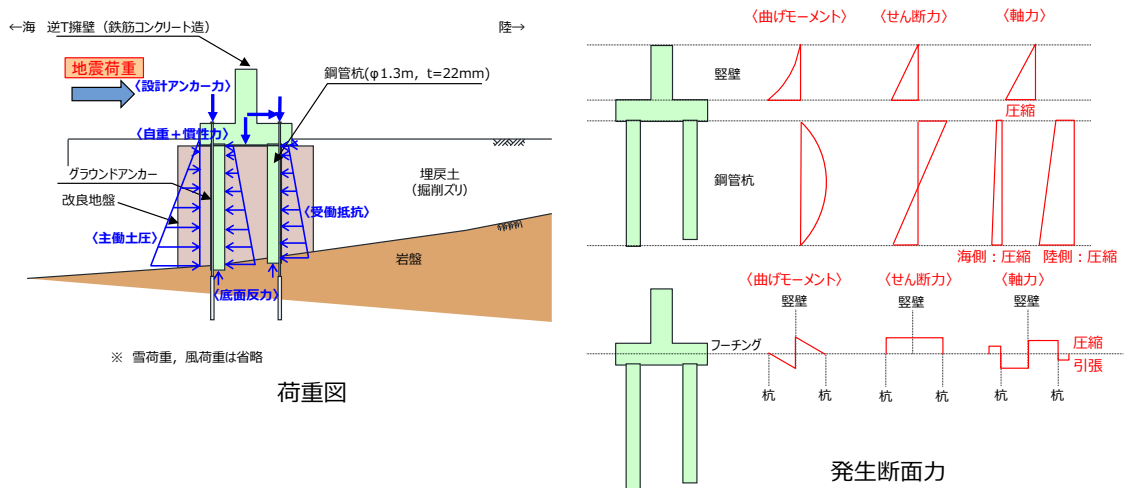
【荷重伝達メカニズム】

逆T擁壁及び鋼管杭に作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は、豎壁・フーチングを介して改良地盤・岩盤に伝わる。反力として受働抵抗が働く。

グラウンドアンカーの設計アンカー力により、逆T擁壁を改良地盤に、改良地盤を岩盤に押し付ける力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

逆T擁壁の断面力は豎壁とフーチングとの接合部に集中する。また、鋼管杭とフーチングの接合部がヒンジ構造であるため、鋼管杭の曲げモーメントは鋼管杭中央付近、せん断力は鋼管杭上端側で卓越する。



第6-24図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

6.4.4 損傷モードと弱部

各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮について整理した。また、これに合わせて、防波壁の構造上の弱部を抽出した。結果を第6-11表に示す。

第6-11(1)表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、逆T擁壁に悪影響を与える。 地震又は津波荷重により逆T擁壁-改良地盤間に相対変形が生じ、せん断力が鋼管杭に作用して鋼管杭が損傷することで、逆T擁壁に悪影響を与える。 鋼管杭下端部において岩盤からのせん断抵抗を受けられないことで、逆T擁壁が滑動または転倒し、逆T擁壁に悪影響を与える。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 地震後や津波後の再使用性、津波時の影響（繰返しの津波）を考慮して、逆T擁壁に悪影響を与えないために、鋼管杭の変形が概ね弾性範囲であることを確認する。 鋼管杭先端は根入れ深さが0.5m程度であることから、岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計とする。 グラウンドアンカーにより逆T擁壁の滑動・転倒を抑止する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 汀線方向の地震荷重により、曲げ・せん断破壊し、逆T擁壁に悪影響を与える。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重については汀線方向についても考慮し、逆T擁壁に悪影響を与えないために、鋼管杭が概ね弾性範囲であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 隣接するブロックからの荷重により、鋼管杭が損傷し、逆T擁壁に悪影響を与える。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重については汀線方向についても考慮し、隣接ブロックの影響を確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重により、鋼管杭の下部が転倒するようなモードが発生し、逆T擁壁に悪影響を与える。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭が転倒しないことを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震により杭頭部に曲げモーメントが集中し、曲げ破壊することで、逆T擁壁に悪影響を与える。【損傷モードと弱部（2）】 	①	<ul style="list-style-type: none"> 曲げモーメントが大きい設計荷重状態ではヒンジ結合として挙動すると考えているため、模型実験により杭頭部の力学的特性について確認するとともに、杭頭部に曲げモーメントが発生する剛結合による影響検討もを行い、両ケースについて防波壁に損傷が発生しないことを確認する。（6.5（1）参照） 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に施設護岸の一部が損傷し、津波により運ばれて逆T擁壁に衝突することで鋼管杭が損傷し、逆T擁壁に悪影響を与える。 地震時に施設護岸の一部が損傷し、受働抵抗が低下することにより鋼管杭が損傷し、逆T擁壁に悪影響を与える。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 数値シミュレーションにより、護岸際は流速が小さいことを確認しているため、護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。 防波壁前面の施設護岸をモデル化しないケースにおいて、防波壁の構造成立性を確認する。 	—

※1 ①地震時、②津波時
 ※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

第6-11（2）表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
逆T擁壁	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 逆T擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、杭頭接合部に応力が集中することで、杭頭接合部が破損し、逆T擁壁が損傷するか、位置を保持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重により鋼管杭接続部に押抜きせん断応力が働き、押抜きせん断破壊が生じることで逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部（2）】 	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカーの受圧板からの反力により逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。 	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物衝突荷重により、逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物衝突荷重による逆T擁壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 竜巻の風荷重や飛来物荷重により、被覆コンクリート壁が損傷する、あるいは止水目地を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 万一、竜巻及びその伴生事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、逆T擁壁が転倒もしくは滑動により透水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 逆T擁壁の転倒及び滑りの有無を確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し、津波により運ばれて逆T擁壁に衝突することで逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 数値シミュレーションにより、護岸際は流速が小さいことを確認しているため、護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。 	—

※1 ①地震時、②津波時
 ※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

第 6-11 (3)表 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース ^{※1}	設計・施工上の配慮	照査 ^{※2}
止水目地 (支持部含む)	・地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により、目地の許容変形量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。	①, ②	・メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 ・異種構造形式の境界部、防波壁周辺の隣接構造物、改良地盤の有無を考慮して選定した断面について止水目地の相対変形量を算定し、許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	○
	・津波時の漂流物が衝突することにより、目地が損傷し遮水性を喪失する。	②	・止水目地は、津波漂流物の衝突による損傷を防止するため、防波壁の陸側に設置する。	—
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水目地が損傷し、遮水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	—
グラウンドアンカー	・テンドン、グラウトが破損することによりグラウンドアンカーのアンカー力が不足し、逆 T 擁壁が転倒する。 【損傷モードと弱部 (2)】	—	・試験施工（品質保証試験）により設計アンカー力以上を確保していることを確認する。 ・定期点検により設計アンカー力以上のアンカー力が作用していることを確認する。	—
	・定着部の地盤が破壊することによりグラウンドアンカーのアンカー力が不足し、逆 T 擁壁が転倒する。 【損傷モードと弱部 (2)】	—		
	・定着治具が破壊することにより、グラウンドアンカーのアンカー力が不足し、逆 T 擁壁が転倒・滑動することにより遮水性を喪失する。 【損傷モードと弱部 (2)】	—		

※1 ①地震時, ②津波時

※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

第 6-11 (4)表 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース ^{※1}	設計・施工上の配慮	照査 ^{※2}
改良地盤	・地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、逆 T 擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	・地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 ・施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。 ・逆 T 擁壁からの接地圧が改良地盤の極限支持力以下であることを確認する。	○
	・地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。【損傷モードと弱部 (2)】			
	・地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。			
	・地震時又は津波時に逆 T 擁壁に伝わる荷重により改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。			

※1 ①地震時, ②津波時

※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

第 6-11 (5)表 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
岩盤	・地震時に鋼管杭下端底面のすべりが生じ、杭の変形量が大きくなり、鋼製逆 T 擁壁の遮水性を喪失する。	①	・すべり安全率が許容値以上であることを確認する。(3条で確認)	○
	・地震時に鋼管杭に伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。【損傷モードと弱部 (2)】	①	・杭先端部の最大軸力が地盤の極限支持力以下であることを確認する。(6.5 (2) 参照)	○

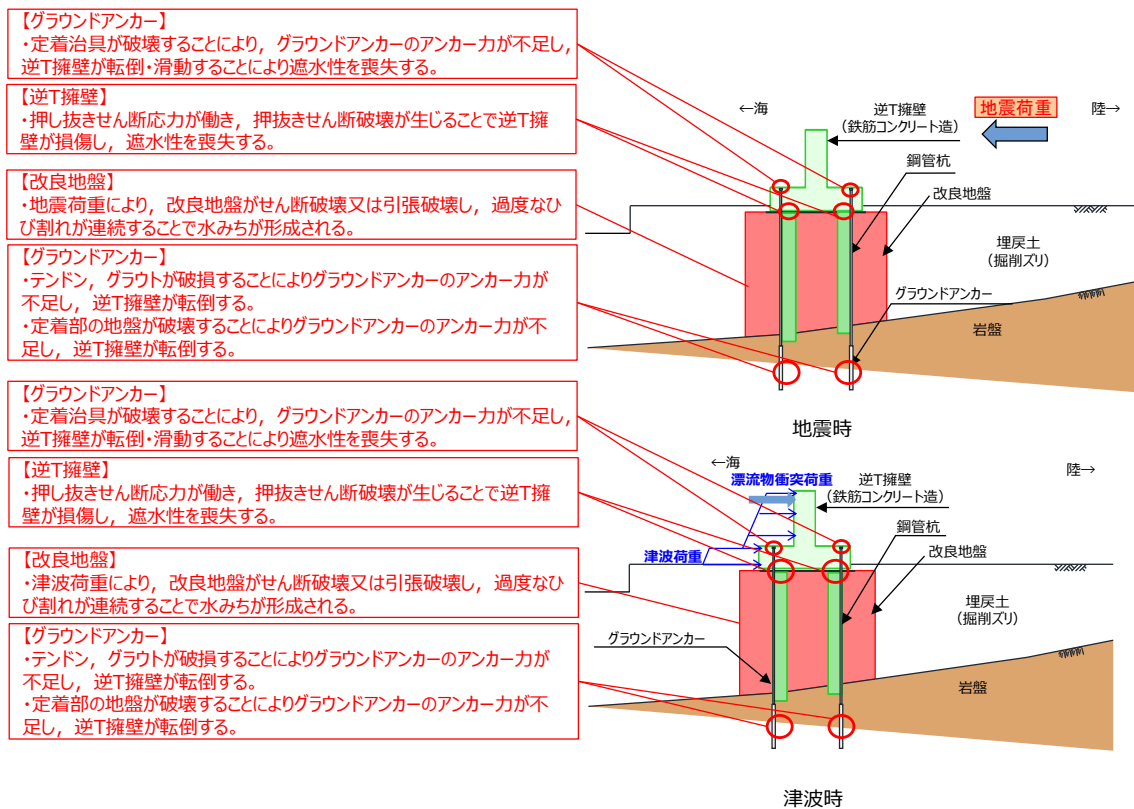
※ 1 ①地震時, ②津波時

※ 2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(-)。

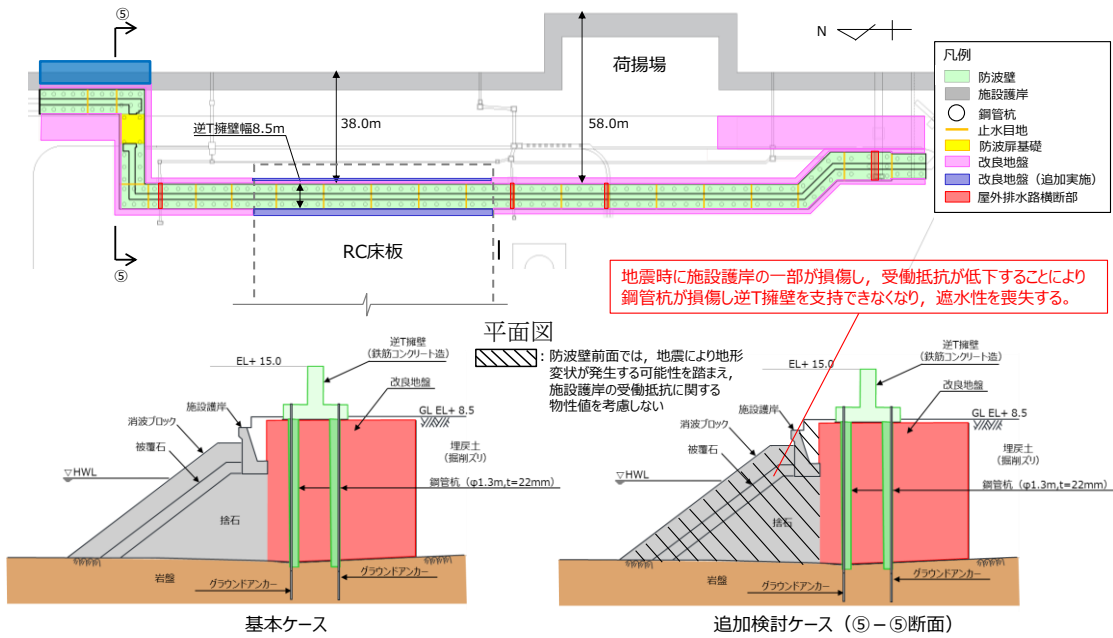
鋼管杭及び逆 T 擁壁について、地震時及び津波時に局所的に応力が集中し、構造上の弱部となる箇所を第 6-25 図に示す。

防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）のうち、前面の施設護岸の一部が地震により損傷し、受働抵抗が低下することにより構造上の弱部となる防波壁北側部の平面図及び断面図を第 6-26 図に示す。

施設護岸が地震により損傷することによる防波壁への影響（耐震性）の検討は、防波壁前面の施設護岸及び埋戻土が無いと仮定した場合の解析を実施することにより行う。



第 6-25 図 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）弱部①概要図



第 6-26 図 防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁) 弱部②概要図

6.4.5 耐震評価候補断面の整理方針

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）について、間接支持する設備、構造的特徴、周辺状況及び地震力特性等の観点を踏まえた耐震評価候補断面の整理方針を第6-12表に示す。

詳細設計段階において、地震応答解析により耐震評価を行ううえで、上記の観点を考慮して断面を整理し、構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。また、止水目地の機能維持の観点からも、異種構造物形式の境界部、防波壁周辺の隣接構造物、改良地盤の有無を考慮したうえで、防波壁の施工ブロック間の相対変形が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

第6-12表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（鋼管杭式逆T擁壁））（1/3）

観点		防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）	
		荷揚護岸北側部（①-①断面）	荷揚護岸南側部（②-②断面）
要求機能		津波防護施設	
①間接支持する設備		・なし	
②構造的 特徴	形式	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭8本を1ブロックとした壁体を連続して設置した。	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭6本又は8本を1ブロックとした壁体を連続して設置した。
	寸法	・逆T擁壁：幅8.5m，高さ7.0m ・鋼管杭：φ1.3m	・逆T擁壁：幅8.5m，高さ7.0m ・鋼管杭：φ1.3m
③周辺 状況	周辺地質	・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC _M 級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削スリ）及び改良地盤が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：10.3m	・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC _H 級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削スリ）及び改良地盤が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：10.0m
	地下水位※	・解析結果等を踏まえて整理する。	
	隣接 構造物	横断方向 ・なし	縦断方向 ・なし
④地震力特性		・観点③での整理のとおり、周辺地質の差はないため、観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性		・間接支持する設備なし。	

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

第 6-12 表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁））（2/3）

観点		防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）	
		RC床板部（③-③断面）	防波扉南側部（④-④断面）
要求機能		津波防護施設	
①間接支持する設備		・なし	
②構造的 特徴	形式	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭8本を1ブロックとした壁体を連続して設置した。	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭6本又は8本を1ブロックとした壁体を連続して設置した。
	寸法	・逆 T 擁壁：幅8.5m，高さ7.0m ・鋼管杭：φ1.3m	・逆 T 擁壁：幅8.5m，高さ7.0m ・鋼管杭：φ1.3m
③周辺状況	周辺地質	・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC _M 級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削スリ）及び改良地盤が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：6.3m	・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC _M 級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削スリ）及び改良地盤が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：14.5m
	地下水位※	・解析結果等を踏まえて整理する。	
	隣接構造物	横断方向	・なし
縦断方向		・なし	
④地震力特性		・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性		・間接支持する設備なし。	

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

第 6-12 表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁））（3/3）

観点		防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）	
		防波扉北側部（⑤-⑤断面）	
要求機能		津波防護施設	
①間接支持する設備		・なし	
②構造的 特徴	形式	・線状構造物 ・鉄筋コンクリート構造物 ・鋼管杭6本又は10本を1ブロックとした壁体を連続して設置した。	
	寸法	・逆 T 擁壁：幅8.5m，高さ8.5m ・鋼管杭：φ1.3m	
③周辺状況	周辺地質	・鋼管杭を根入れ0.5m程度で主にC _M 級岩盤に対して打設している。 ・周辺地質は埋戻土（掘削スリ）及び改良地盤が分布している。 ・捨石部の一部については，地盤改良を実施している。 ・地表面から岩盤までの深さ：16.5m	
	地下水位※	・解析結果等を踏まえて整理する。	
	隣接構造物	横断方向	・東側に施設護岸が隣接する。
縦断方向		・異種構造形式（波返重力擁壁）が隣接する。	
④地震力特性		・観点③での整理のとおり，周辺地質の差はないため，観点④での断面選定は不要である。	
⑤床応答特性		・間接支持する設備なし。	

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

6.5 個別論点

(1) 設計の経緯

防波壁のうち鋼管杭式逆T擁壁について、設置の経緯を第6-27図のとおり整理した。

	当初設計時（杭頭を剛結とした場合）	現在（杭頭をヒンジ結合とした場合）
鋼管杭の 曲げ モーメント 図	<p>※ グラウンドアンカーの効果も期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。</p>	<p>※ グラウンドアンカーの効果も期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。</p>
設計の 考え方	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の杭頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメントが降伏モーメントを超え、杭が降伏する結果となった。 	<ul style="list-style-type: none"> 当初設計時の杭の設計で杭頭部における曲げモーメントを減少させ、概ね弾性範囲内となるよう杭頭部の結合方式にヒンジ結合を採用した。 杭頭部の結合方式をヒンジ結合とすることに伴い、鋼管杭の変形を抑制し、構造成立性を確保するため鋼管杭周辺において薬液注入工法による地盤改良を実施した。 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の杭頭部については、地震により杭頭部に曲げモーメントが作用するが、作用する曲げモーメントが小さい状態では杭頭部は剛として挙動し、曲げモーメントが増加すると杭頭部補強鉄筋周辺のコンクリートにクラックが発生し、ヒンジ状態に移行する。したがって、杭頭部の設計の考え方としては、曲げモーメントが大きい設計荷重状態ではヒンジ結合として挙動すると考えているため、模型実験により杭頭部の力学的特性について確認するとともに、杭頭部に曲げモーメントが発生する剛結合による影響検討もを行い、両ケースについて防波壁に損傷が発生しないことを確認し詳細設計段階において説明する。

第6-27 図 防波壁（鋼管式逆T擁壁）の設計の経緯

(2) 逆T擁壁の支持機構

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の鋼管杭については、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成24年3月）」に示される杭の支持層への根入れ深さを確保できていないことから、岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計とする。なお、鋼管杭の先端部が岩盤からせん断抵抗を受けた場合の悪影響の有無について評価を実施する。

上記を踏まえ、鋼管杭周辺の改良地盤については、「逆T擁壁を支持する」役割を追加し、グラウンドアンカーについては、「逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する」役割に期待する施設の一部として要求性能に応じた設計を行う。鋼管杭・グラウンドアンカーの設計等概要を第6-28図に示す。

	岩盤からのせん断抵抗に期待する設計 (令和2年6月30日 審査会合時点)	岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計 (今回見直し)
鋼管杭・グラウンドアンカーの設計		
設計の考え方	<ul style="list-style-type: none"> ・岩盤からのせん断抵抗及び鉛直支持力に期待する設計とし、杭先端をピン結合でモデル化。 ・グラウンドアンカーを設計に考慮しない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計とするため、解析モデルにおいて、杭先端をピン結合からジョイント要素に見直す。 ・改良地盤は逆T擁壁を支持する役割に期待する設計とする。 ・グラウンドアンカーは逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒の抑止の役割に期待する設計とする。

第6-28 図 鋼管杭・グラウンドアンカーの設計等概要

(参考) 岩盤支持力の確認

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、十分な支持地盤（堅硬な岩盤）に鋼管杭を設置し、支持力評価においては、先端支持力のみを期待している。鋼管杭の支持岩盤確認については、地盤調査の頻度による誤差を考慮し、事前ボーリング調査に加え、施工時のクローラードリルによる岩盤深さ確認等を入念に実施した。また、そのうえで、鋼管杭を設置する際には、先端部の岩盤を採取して目視確認することで鋼管杭全周の岩盤支持をより確実なものとした。なお、支持岩盤の支持力については、2号炉原子炉設置許可申請時で実施した平板載荷試験結果に基づき十分な支持力を有していると判断していたが、以下、示方書及び設計標準などによると、杭支持機構について以下の記載がされているため、支持岩盤の更なる支持力確認として、現地試験を実施した。

「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成24年3月）」によると、杭基礎の多様な支持層（N値が20程度以上の粘性土層やN値が30程度以上の砂層、砂れき層等）に対する根入れ深さの一般的な考え方が記載されている。

- ・杭基礎はその支持機構において杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭と摩擦杭とに大別される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭とすることが望ましい。（中略）支持杭においては、杭の支持層への根入れ深さは一般に杭径程度以上確保するのがよい。
- ・地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには、地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し、杭長はある程度余裕を見込み、0.5m刻み程度で決定するのがよい。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

一般産業施設での設計事例について、「鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物（平成24年1月）」によると、鉄道の高架橋などにおける杭の根入れ深さについて、以下の記載がされている。

- ・支持層が硬質粘性土または軟岩の場合の最小根入れ深さは、施工試験および載荷試験結果等に基づき別途適切に設定するのがよいが、一般的に公称径の1/2程度としてよい。

$$q_{tk} = 5.1 c \leq 9000$$

$$q_{tk} = 51 N \leq 9000$$

ここに、 q_{tk} ：杭の基準先端支持力度（ kN/m^2 ）

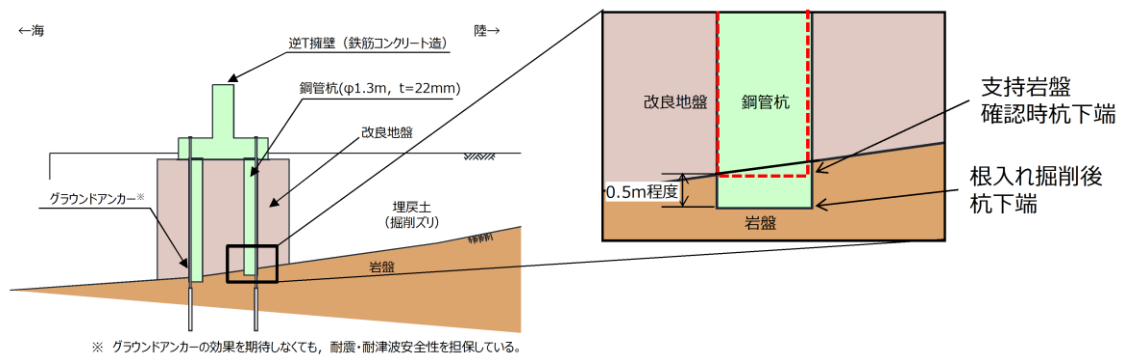
（場所打ち杭工法，硬質粘性土または軟岩（参考式））

N ：杭先端の N 値（ N 値50以上では換算 N 値としてよい）

杭先端から下方 $3D$ の区間の N 値 D ：杭の設計径

c ：地盤材料試験（一軸圧縮試験等）により求めた粘着力度（ kN/m^2 ）

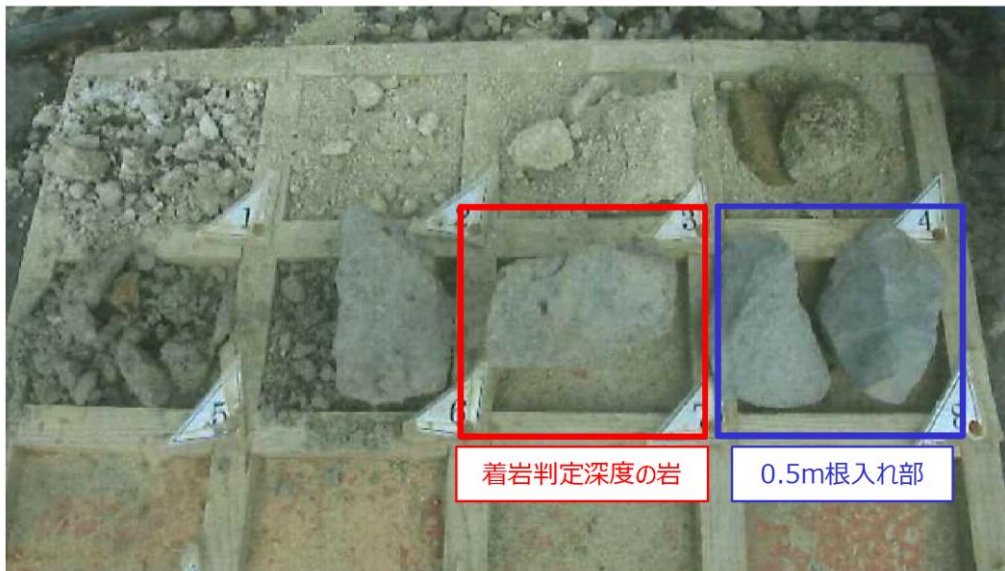
支持岩盤の支持力については、2号炉原子炉設置許可申請時の平板載荷試験結果に基づき十分な支持力を有していると判断しているが、支持岩盤の支持力を直接確認することを目的に現地試験を実施する。



第6-29 図 鋼管杭根入れ状況イメージ図

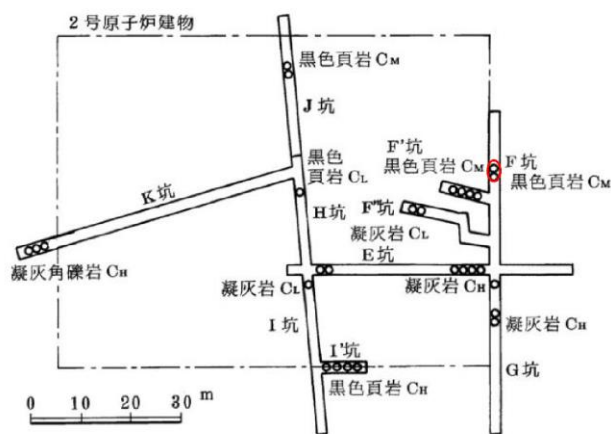
防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の鋼管杭は着岩判定後、支持岩盤の不陸を考慮し、施工上の配慮として0.5m程度（0.5d）の岩盤根入れ深さを確保した。以下に鋼管杭設置に係る施工手順を示す。

- ①支持岩盤の深さは、既往のボーリング調査及び既往ボーリング調査を踏まえて推定した岩盤線の変化点におけるクローラードリルによる調査から確認した。
- ②全旋回掘削機により掘削を行い、着岩予定深度の手前から約1m掘削を進める度に、掘削先端部の掘削土を採取した。また、施工時は全旋回掘削機の回転トルク値を確認し、支持岩盤の深度付近でのトルク値上昇を判断材料とした。
- ③着岩手前では、採取した掘削土に埋戻土（掘削ズリ）が含まれるが、既往の調査から想定される着岩深度に達し、且つ、新鮮な堅岩が採取されることを目視確認することで、鋼管杭の全周が着岩したと判定した。なお、目視確認は、ボーリングデータを参考に、着岩深度で採取した岩塊が浸食等による丸みを帯びておらず、鋭利であることなどを確認し、新鮮な堅岩であると判断した。（第6-30図参照）
- ④着岩判定後、支持岩盤の不陸を考慮し、鋼管杭全周を確実に岩盤支持させるため、更に0.5m程度（0.5d）掘削して掘削完了し、鋼管杭を設置した。



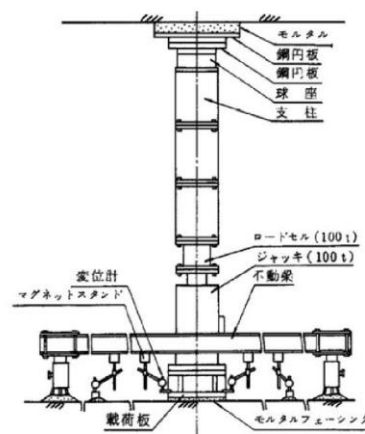
第6-30図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）支持岩盤目視確認例

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の鋼管杭の支持岩盤は主に C_M 級～ C_H 級岩盤であり，2号炉原子炉設置許可申請で実施した試掘坑での平板載荷試験結果に基づき，支持力照査には C_M 級岩盤の極限支持力を用いることとしている。平板載荷試験の概要を第6-31図に，平板載荷試験結果を第6-32図に示す。



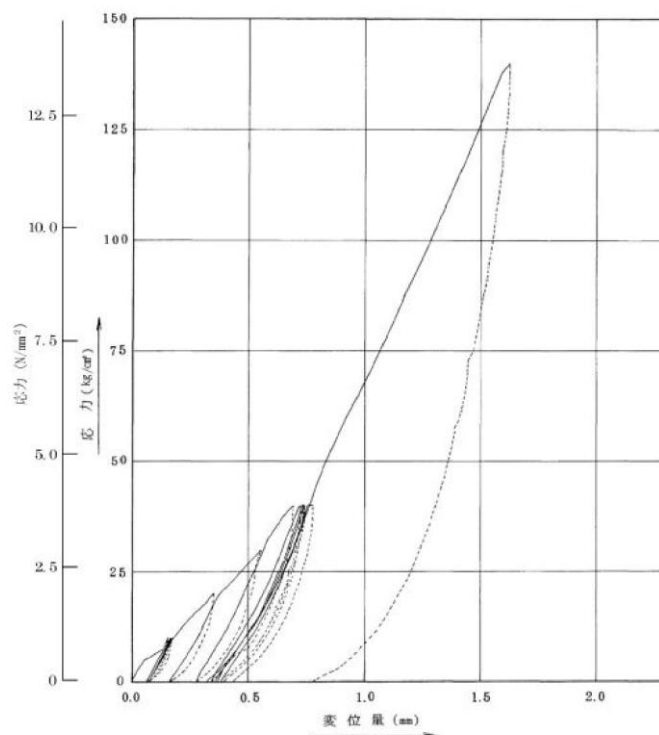
●：試験位置

平板載荷試験位置図(2号試掘坑平面図)



平板載荷試験装置

第6-31図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）平板載荷試験概要



第6-32図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）平板載荷試験結果

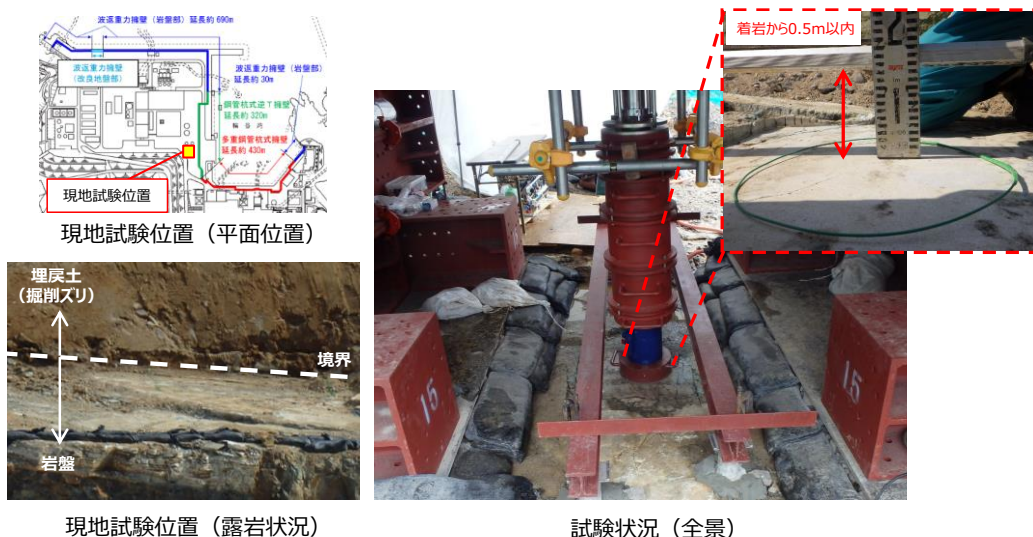
防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の鋼管杭は岩盤を支持層としていることから、更なる支持力の確認として、島根原子力発電所で現地試験を実施して支持岩盤の支持力を評価することとした。

現地試験方法について、防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の鋼管杭の支持力評価に当たっては、周面摩擦力による抵抗に期待しない設計としていることから、先端支持力を直接計測できる「平板載荷試験」を選定した。

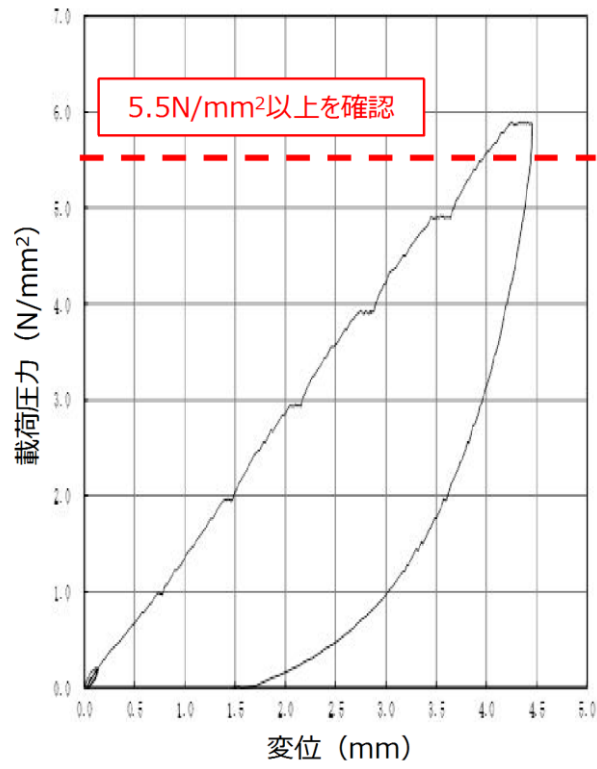
平板載荷試験について、防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の支持岩盤と同種の岩盤が出現するまで掘削し、実際の鋼管杭の根入れ深さと同様に、着岩から0.5m以内の深度で試験を実施した。なお、試験は地盤工学会の「JGS 1521：地盤の平板載荷試験方法」に基づいた方法とし、試験用荷重は地震時と津波時を包絡した鋼管杭（Φ1,300mm, t=22mm）1本あたりの杭先端の設計支持力度に余裕を考慮した荷重とした（単位面積当たりの載荷条件 5.5N/mm²）。

平板載荷試験の結果、最大荷重作用時において弾性挙動が確認された。以上より、支持岩盤については、極限支持力度が地震時及び津波時の設計支持力度以上であり、十分な強度を有している。

平板載荷試験の概要を第6-33図に、平板載荷試験結果を第6-34図に示す。



第6-33図 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）平板載荷試験概要



第 6-34 図 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）平板載荷試験結果

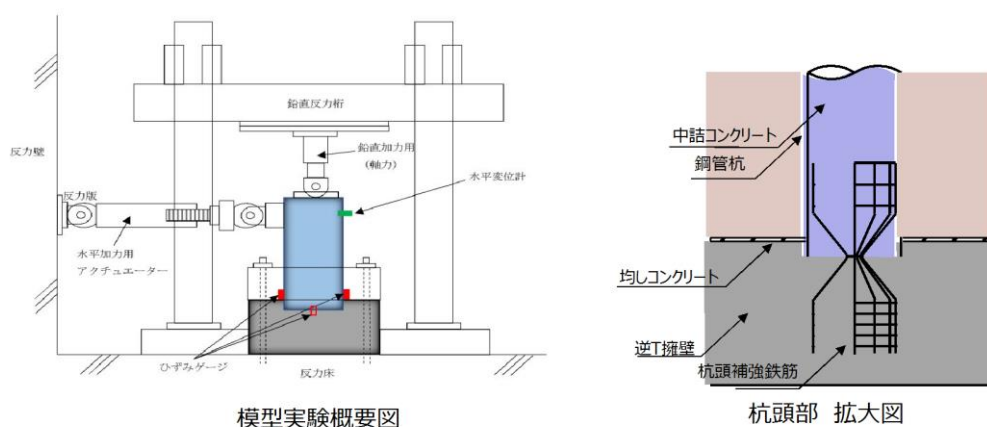
(3) 杭頭部の力学特性確認実験

「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成29年11月）」によると、杭とフーチングとの接合部について、以下の記載がされている。

・原則として剛結としているが、剛結としない場合には、接合方法の力学特性等を実験等により検証したうえで、個別にモデル化等について検討する必要がある。

上記を踏まえ、ヒンジ結合として設計・施工した防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の杭頭部について、模型実験により地震荷重もしくは津波荷重が作用した際の杭頭部の力学挙動が剛からヒンジへ移行することを確認する。

模型実験はスケール効果による影響を小さくする観点から出来るだけ実機に近いサイズでの実験となるよう、1/2の模型縮尺とする。模型実験の概要図を第6-35図に示す。

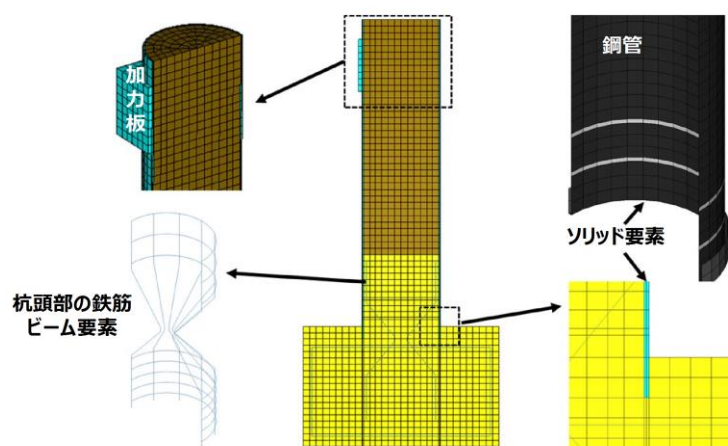


第6-35図 模型実験概要図

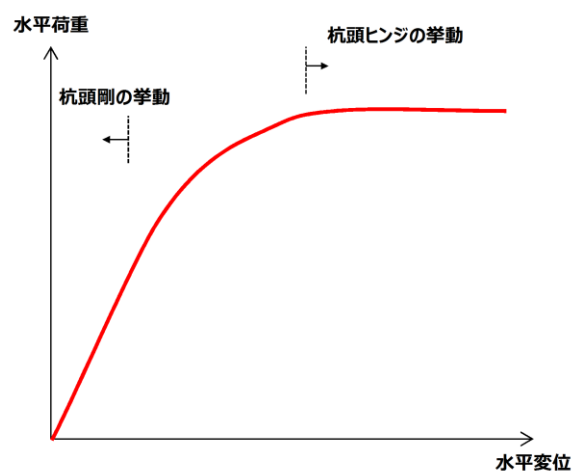
詳細設計段階においては、以下の検討により、杭頭部の力学的挙動の確認を行う。

- ・ 模型実験から得られる荷重－変位曲線を踏まえ、耐震・耐津波設計における荷重範囲における杭頭部の挙動が、杭頭剛と杭頭ヒンジの中間的な挙動であることを確認する。
- ・ 実験結果の妥当性を確認するため、実験模型をモデル化した3次元静的FEM解析により、実験結果の再現解析を実施する。
- ・ 数値解析により、杭頭部を剛とした場合とヒンジ状態とした場合の耐震性及び耐津波性に係る評価結果を示すとともに、底盤が概ね弾性状態であることを確認する。

3次元静的FEM解析モデル概要図を第6-36図に、実験結果に基づく荷重-変位曲線を第6-37図に示す。



第6-36図 3次元静的FEM解析モデル概要図 (イメージ)

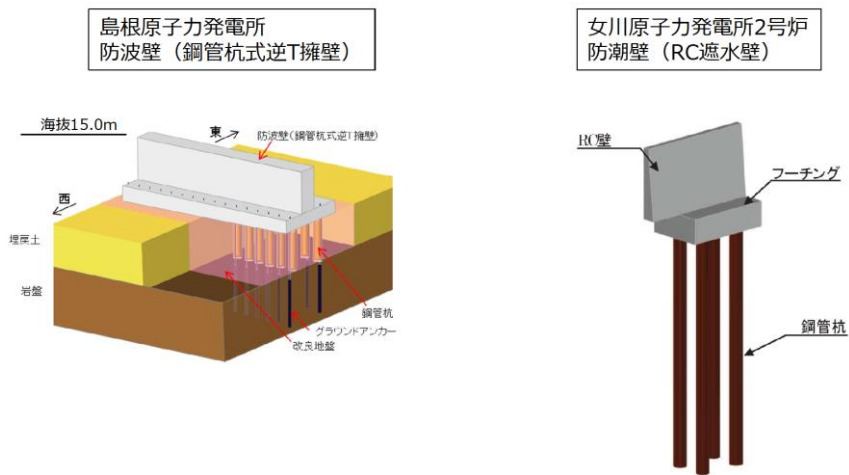


第6-37図 実験結果に基づく荷重-変位曲線 (イメージ)

(4) 構造等に関する先行炉との比較

防波壁のうち鋼管杭式逆T擁壁については、横断方向に鋼管杭を2列配置した構造であることから、類似する先行炉津波防護施設として、女川原子力発電所2号炉における防潮壁（RC遮水壁）を選定する。それぞれの構造イメージを第6-38図に示す。

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は港湾基準の外郭施設（護岸）に準拠し設計を行う。島根原子力発電所の防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の構造及び設計条件等に関する特徴を示すとともに、女川原子力発電所2号炉の防潮壁（RC遮水壁）と比較を行い、類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を、相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を、それぞれ第6-13表のとおり整理した。



参考：東北電力株式会社 女川原子力発電所2号炉 平成30年10月23日審査会合 資料1-2-2

第6-38図 構造イメージ（島根原子力発電所 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び女川原子力発電所2号炉 防潮壁（RC遮水壁））

第6-13表 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の構造等に関する先行炉との比較

項目	島根原子力発電所 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁） の構造等	先行炉の構造等※	島根原子力発電所と先行炉との比較		先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性	先行炉実績との相違点を 踏まえた設計への 反映事項	
		東北電力(株) 女川原子力発電所2号炉 防潮壁（RC遮水壁）	類似点	相違点			
防波壁の構造	下部工の構造	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭部は、ヒンジ結合として設計 鋼管杭の許容限界： （曲げ）降伏モーメント （せん断）せん断応力度 	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭部は、剛結合として設計 鋼管杭の許容限界： （曲げ）降伏強度以下 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の許容限界を降伏強度に基づき設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭部をヒンジ結合として設計している。 鋼管杭の根入れ長が異なる。 	<ul style="list-style-type: none"> 許容限界については、降伏強度に基づく考え方となっており、先行炉の設計方針が適用可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭を剛結とした場合についても成立性を確認する。 今後、模型実験により杭頭部の力学挙動を確認する。 鋼管杭先端における岩盤からのせん断抵抗に期待しない設計とする。
	上部工の構造	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート製の逆T擁壁を地上部に設置する。 逆T擁壁（鉄筋コンクリート）の許容限界：短期許容応力度 グラウンドアンカーを設置している 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート製の遮水壁を地上部に設置する。 遮水壁の許容限界： （曲げ）降伏耐力以下 （せん断）せん断耐力以下 グラウンドアンカーを設置していない 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に支持された鉄筋コンクリート壁を地上部に設置する。 	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカーの役割に期待している。 	<ul style="list-style-type: none"> 同様の構造である。先行炉の上部工の設計方針が適用可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカーのアンカー力により改良地盤と岩盤に有意な変形を生じないために設計アンカー力を確保する。
止水対策	止水目地	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地材として、相対変形量に応じ、ゴムジョイント若しくはシートジョイントを採用する。 設置箇所：防波壁の陸側に設置する。 止水目地の許容限界： メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地材として、相対変形量に応じ、シートジョイントを採用する。 設置箇所：防潮堤の堤内側と堤外側に設置する。 止水目地の許容限界： 許容変形量，許容引張強度 	<ul style="list-style-type: none"> 同等の仕様の止水目地を採用している。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地は、防波壁の陸側に設置する。 	<ul style="list-style-type: none"> 同様の止水目地材の採用であることから、先行炉の止水目地の設計方針が適用可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地取り換え時に一時的に遮水性が確保できなくなることが懸念されるが、耐用年数が30年であり、経年劣化による取り換えは不要と考えられる。万一取り換えの必要が生じた場合については、津波襲来までの時間で取り換えを行うよう、今後運用面の手順を整備する。
液状化影響に関する設計への反映	<ul style="list-style-type: none"> 液状化検討対象層（埋戻土（掘削ズリ、砂礫層））に対して、液状化試験結果及び有効応力解析（FLIP）の簡易設定法に基づき液状化強度特性を設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 液状化検討対象層に対して、液状化試験結果を踏まえ、保守的な液状化強度特性を設定する。 	-	<ul style="list-style-type: none"> 液状化強度特性の設定において、有効応力解析（FLIP）の簡易設定法を採用している。 	-	<ul style="list-style-type: none"> 簡易設定法による液状化強度比が、液状化強度試験に基づく液状化強度特性より保守的となっていることを確認している。 	

※ 先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

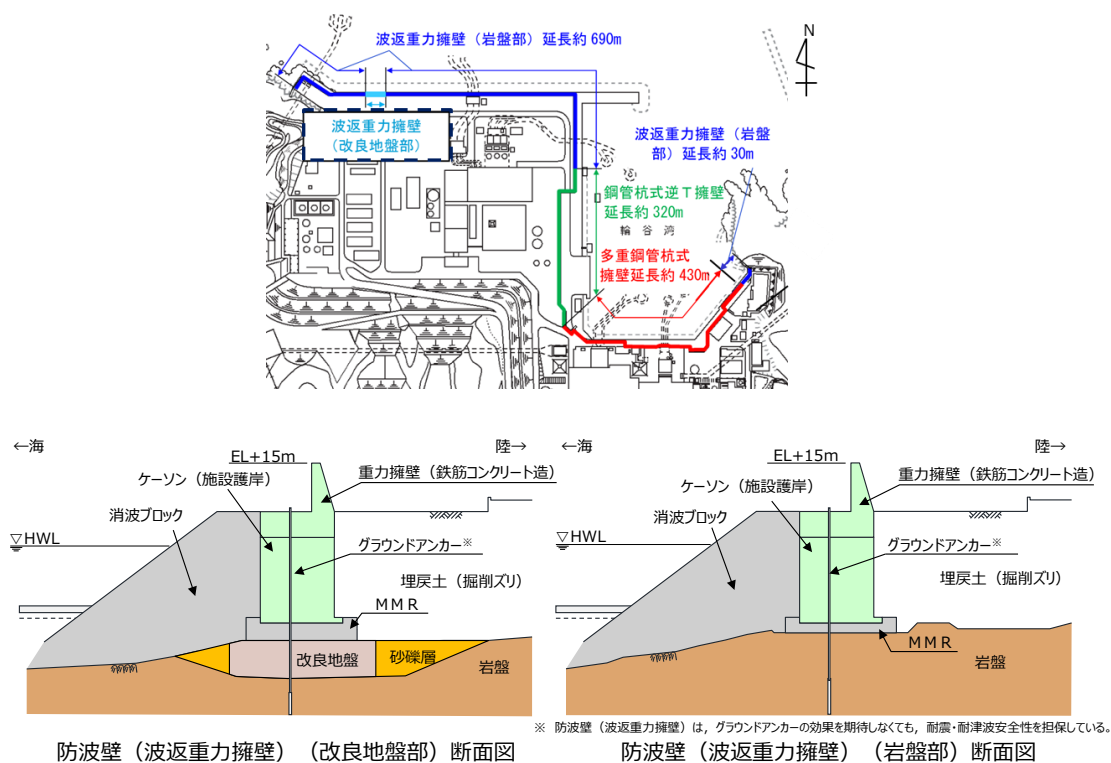
7. 防波壁（波返重力擁壁） の設計方針

7.1 構造概要

防波壁（波返重力擁壁）は、3号炉北側及び防波壁両端部に配置した。3号炉北側についてはケーソン及びMMR（マンメイドロック）を介して岩盤上に設置し、防波壁両端部については堅硬な地山に直接設置した。（ケーソンの構造については7.5（1）参照）。なお、砂礫層が分布する箇所については、地盤改良を実施した。重力擁壁は、約10mを1ブロックとした壁体を連続して設置する。このブロック間の境界には、止水性を保持するための止水目地（8.1参照）を設置する。

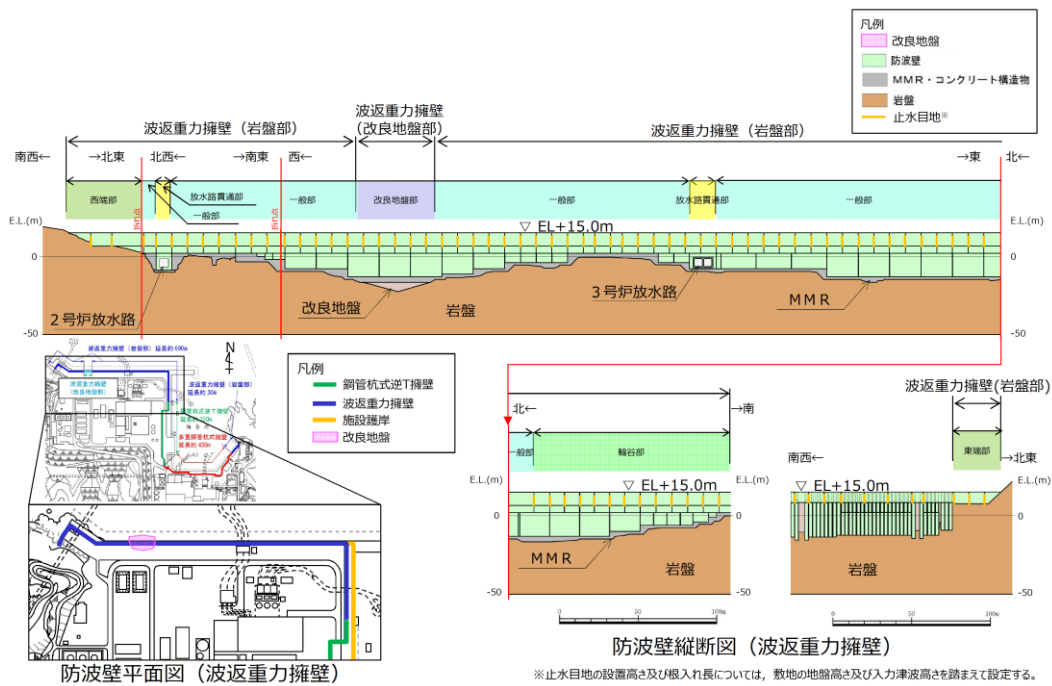
なお、グラウンドアンカー（永久アンカー）を設置しているが、アンカーの効果을期待しなくても、耐震・耐津波性を担保している。

防波壁（波返重力擁壁）の構造概要を第7-1図に示す。

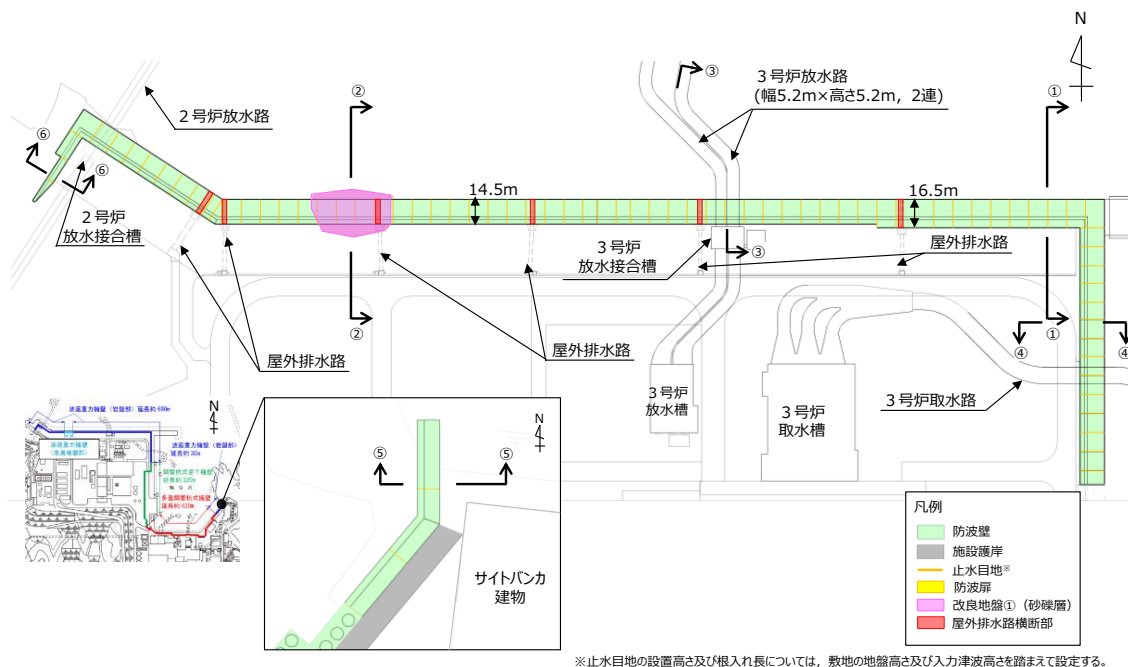


第7-1図 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図

防波壁（波返重力擁壁）については、3号炉北側の概ね全線にわたり岩盤に支持されているが、一部に砂礫層が介在する箇所に対して地盤改良を実施した。また、2、3号炉放水路がケーソンを貫通する箇所がある。防波壁（波返重力擁壁）の縦断図を第7-2図に、平面図（止水目地位置含む）を第7-3図に示す。防波壁放水路横断部（③-③断面）には3号炉放水路（放水接合槽を含む）また、東端部（⑤-⑤断面）東側にはサイトバンカ建物がそれぞれ隣接している。



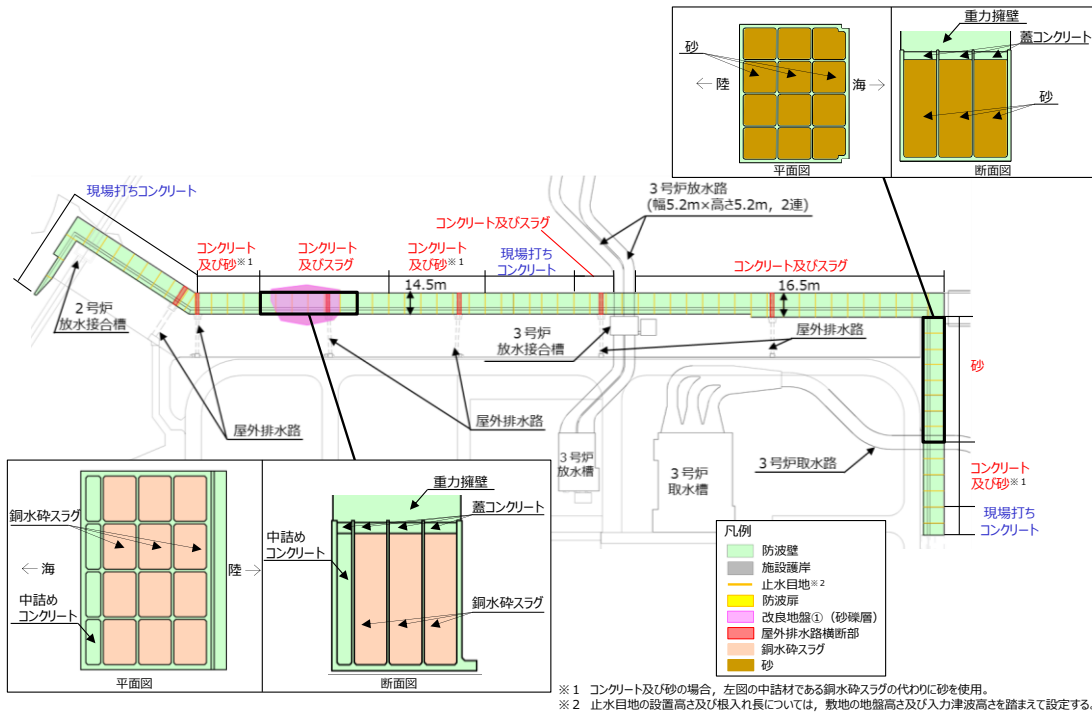
第7-2 図 防波壁 (波返重力擁壁) の縦断面図



第7-3 図 防波壁 (波返重力擁壁) の平面図

防波壁（波返重力擁壁）のケーソン中詰材の施工状況を第7-4 図に示す。中詰材の種類は、ケーソンの安定性確保の観点から以下の3種類を選定している。

なお、一部の区間においては、現場打ちコンクリートとしており、ケーソンを使用しない構造としている。

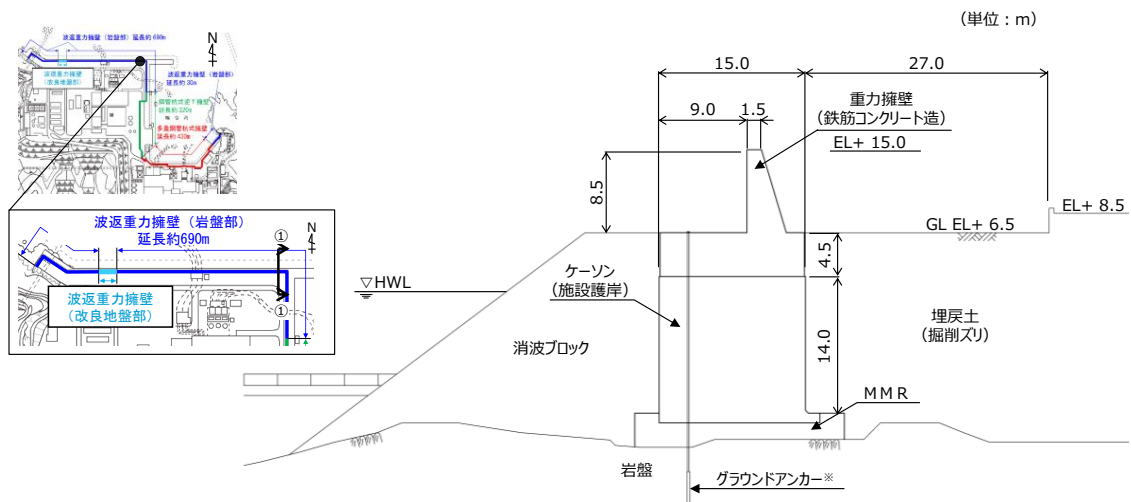


第7-4 図 防波壁（波返重力擁壁）におけるケーソン中詰材の施工状況

防波壁（波返重力擁壁）は、一般部、改良地盤部、放水路貫通部、輪谷部、東端部及び西端部で構成される。特徴は以下のとおり。

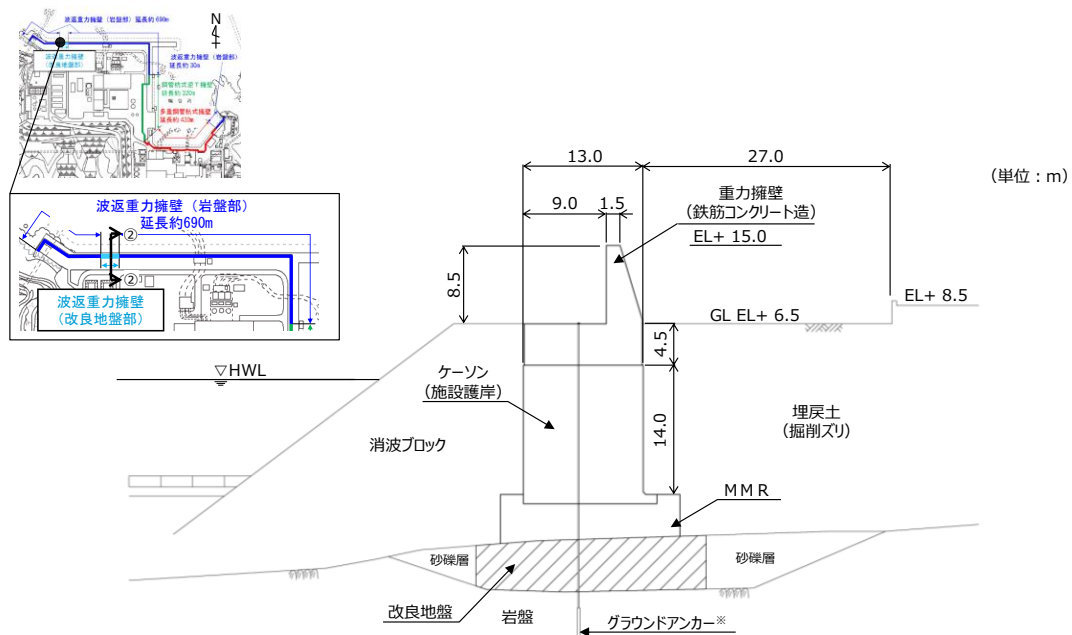
- ・防波壁（波返重力擁壁）一般部（①－①断面）については、MMRを介して岩盤に直接設置されたケーソン上に重力擁壁を設置した。
- ・防波壁（波返重力擁壁）改良地盤部（②－②断面）については、ケーソン下部に砂礫層を介在していたことから、高圧噴射攪拌工法による地盤改良を実施した。
- ・防波壁（波返重力擁壁）放水路貫通部（③－③断面）については、3号炉放水路（幅5.2m×高さ5.2m、2連）が貫通するケーソン上に重力擁壁を設置した。3号炉放水路貫通部の放水路（ケーソン）は重力擁壁を間接支持する構造物とする。
- ・防波壁（波返重力擁壁）輪谷部（④－④断面）については、防波壁（波返重力式擁壁）の東側に位置し、輪谷湾に面しており、防波壁の海側に消波ブロックを設置していない断面である。
- ・防波壁（波返重力擁壁）東端部（⑤－⑤断面）については、地震及び津波による沈下やずれを生じさせないため、岩盤を露出させ、H鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で打設し、重力擁壁を堅硬な地山に直接設置する設計とした。また、前面及び背面をコンクリートで被覆した。
- ・防波壁（波返重力擁壁）西端部（⑥－⑥断面）については、地震及び津波による沈下やずれを生じさせないため、岩盤を露出させ、H鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で打設し、重力擁壁を堅硬な地山に直接設置する設計とした。また、前面及び背面をコンクリートで被覆した。

防波壁（波返重力擁壁）一般部の構造を第7-5(1)図に、改良地盤部の構造を第7-5(2)図に、放水路貫通部の構造を第7-5(3)図に、輪谷部の構造を第7-5(4)図に、東端部の構造を第7-5(5)図に、西端部の構造を第7-5(6)図に示す。また、東端部の状況写真を第7-6(1)図に、西端部の状況写真を第7-6(2)図に示す。



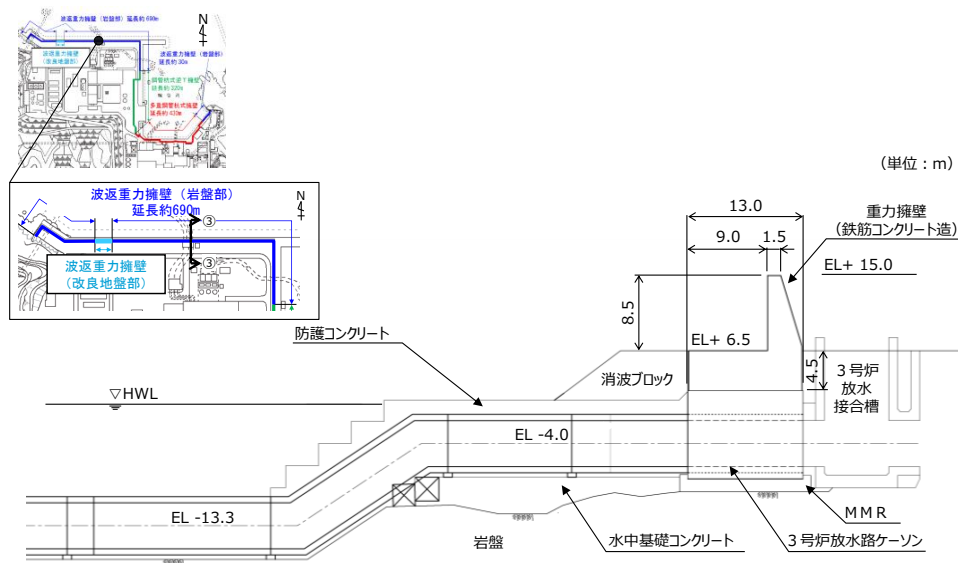
※ 防波壁 (波返重力擁壁) は、グラウンドアンカーの効果を期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。

第 7-5(1) 図 防波壁 (波返重力擁壁) 一般部 (①-①) 断面図

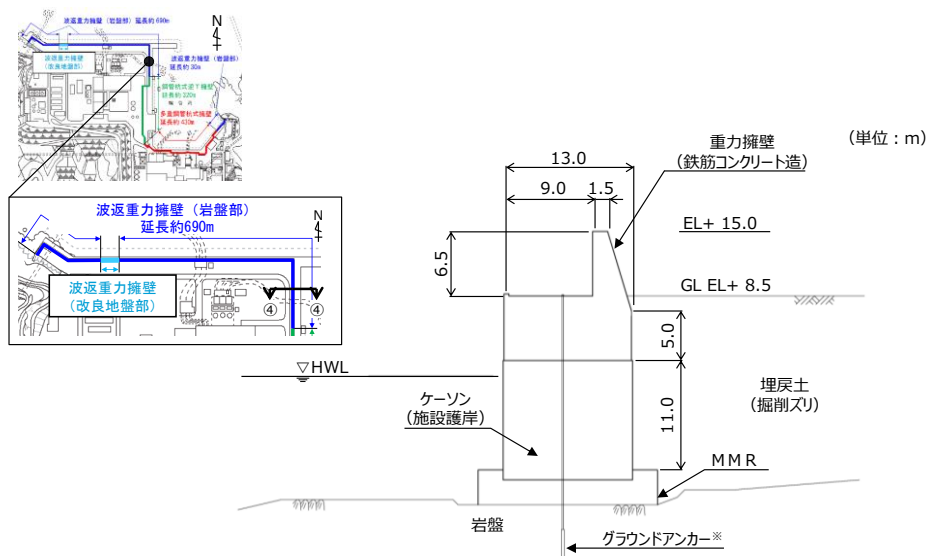


※ 防波壁 (波返重力擁壁) は、グラウンドアンカーの効果を期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。

第 7-5(2) 図 防波壁 (波返重力擁壁) 改良地盤部 (②-②) 断面図

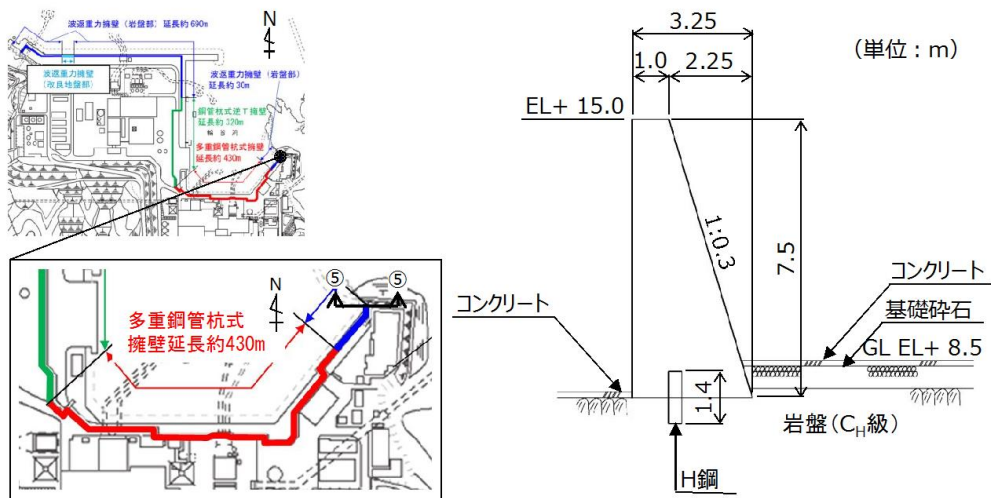


第7-5(3) 図 防波壁 (波返重力擁壁) 放水路貫通部 (③-③) 断面図

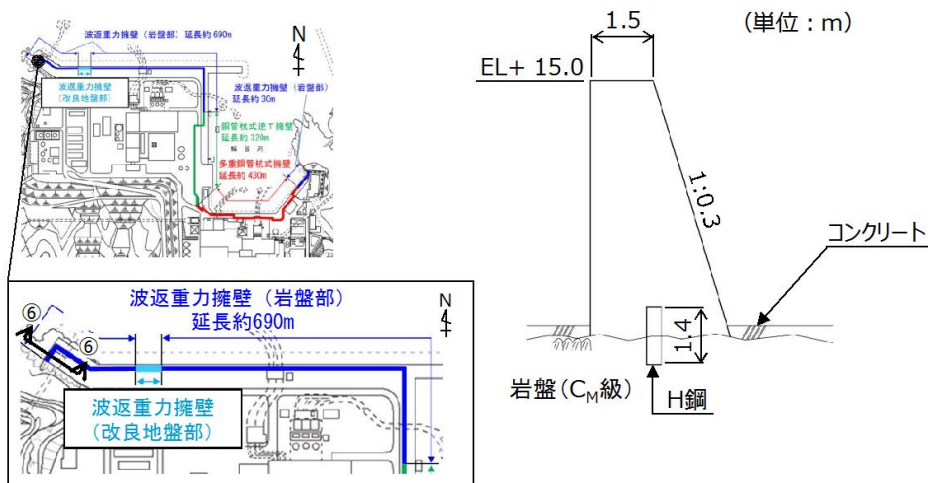


※ 防波壁 (波返重力擁壁) は、グラウンドアンカーの効果も期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。

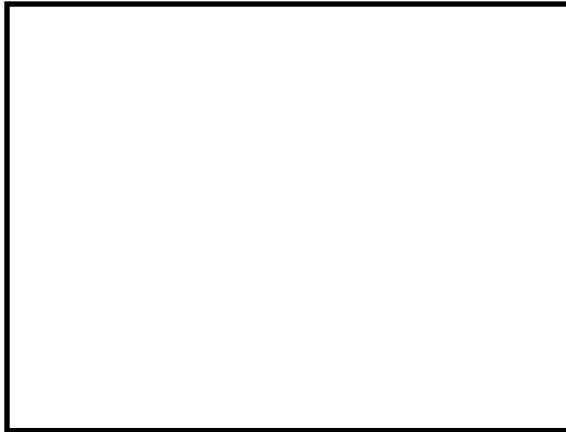
第7-5(4) 図 防波壁 (波返重力擁壁) 輪谷部 (④-④) 断面図



第 7-5(5) 図 防波壁（波返重力擁壁）東端部（⑤－⑤）断面図



第 7-5(6) 図 防波壁（波返重力擁壁）西端部（⑥－⑥）断面図



防波壁東端部 外観写真



防波壁東端部 岩盤露出状況

第 7-6(1) 図 東端部の状況写真



防波壁西端部 状況写真



防波壁西端部 岩盤露出状況

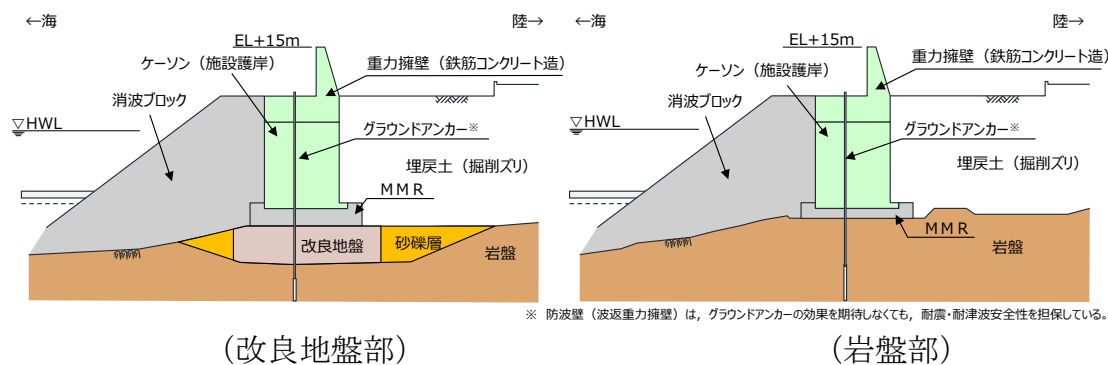
第 7-6(2) 図 西端部の状況写真

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

防波壁（波返重力擁壁）を構成する各部位の仕様及び断面図を第 7-1 表と第 7-7 図に示す。

第 7-1 表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の仕様

部位	仕様
【施設】	
重力擁壁	コンクリート： $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 鉄筋：SD345
止水目地	ゴムジョイント，シートジョイント：クロプロンゴム
ケーソン	プレキャストコンクリート
H鋼	H-350×350×12×19，SM490
【地盤】	
MMR	ケーソン架台に打設した基礎コンクリート， $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$
改良地盤	高圧噴射攪拌工法（セメント系固化材）



(改良地盤部) (岩盤部)
第 7-7 図 防波壁（波返重力擁壁）断面図

防波壁（波返重力擁壁）は重力擁壁，止水目地，ケーソン，MMR及び地盤改良を構造上のバウンダリとする。防波壁（波返重力擁壁）を構成する評価対象部位の役割を第 7-2 表に示す。

第 7-2 表 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象部位の役割

評価対象部位	役割	備考
重力擁壁	止水目地を支持，遮水性の保持	
止水目地	重力擁壁間の遮水性の保持	
ケーソン	重力擁壁を支持，遮水性の保持	
H鋼	重力擁壁の滑動を抑制	東端部，西端部に設置
MMR	ケーソン及び重力擁壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与，難透水性の保持	基礎地盤， 24N/mm^2
改良地盤	ケーソン及び重力擁壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与，難透水性の保持	基礎地盤（ケーソン下面と岩盤上面の間に，砂礫層が介在している区間のみ），高圧噴射攪拌工法
岩盤	ケーソン及び重力擁壁を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与	基礎地盤
埋戻土（掘削スリ），砂礫層，消波ブロック	役割に期待しない	

7.2 規制における要求機能

7.2.1 設置許可基準規則に対する確認事項

新規性基準への適合性において、防波壁（波返重力擁壁）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第7-3表に示す。

以下の条文を確認することにより、防波壁（波返重力擁壁）の各条文への適合性を確認する。

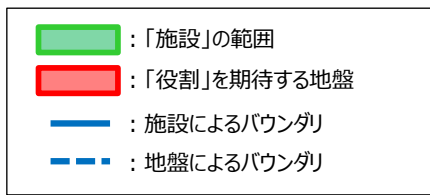
第7-3表 防波壁（波返重力擁壁）における検討要旨

規則	検討要旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	• 施設（重力擁壁、ケーソン）を支持する地盤を対象とし、すべり、支持力、傾斜等に対する安定性を確認する。
第4条 (地震による損傷の防止)	• 施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮したうえで、施設の耐震安全性を確認する。
第5条 (津波による損傷の防止)	• 地震（本震及び余震）による影響を考慮したうえで、機能を保持できることを確認する。 • 液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。

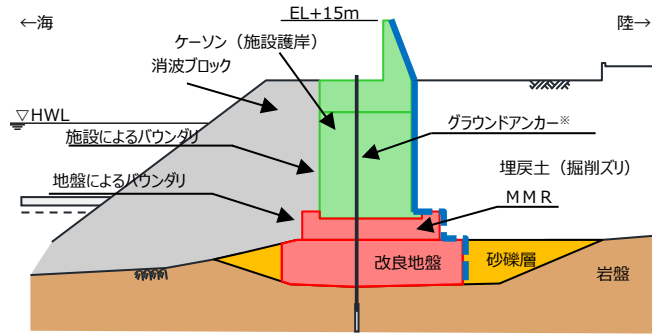
防波壁（波返重力擁壁）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第7-8図及び第7-4表に示す。なお、以下では、津波を遮断する役割を『遮水性』、材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし、これらを総称して『止水性』と整理する。

漂流物衝突荷重の影響により、防波壁の各部位の照査の結果、性能目標を維持できない場合は、防波壁（津波防護施設）の一部として漂流物対策工を追加設置する。なお、当該施設の設計方針については、「指摘6 漂流物衝突荷重の設定方針」において説明する。

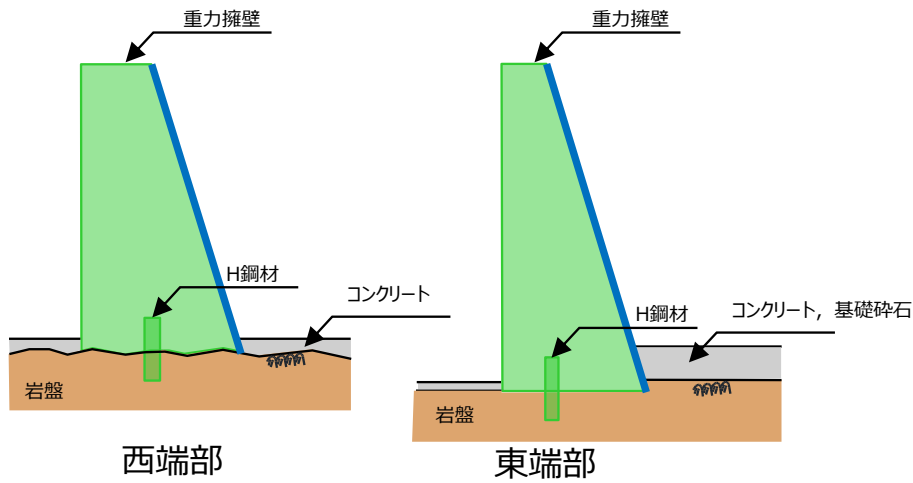
地震時及び津波時にケーソンに作用する荷重を踏まえ、ケーソンの各部材に期待する役割を整理すると、ケーソンは常に海に接しており、重力擁壁を支持していることから、地震時及び津波時の役割は同じとなる。



※ グラウンドアンカーの効果を期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。



地盤改良部



第7-8 図 防波壁（波返重力擁壁）の役割を期待する範囲

第7-4 表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	重力擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・重力擁壁間の変形に追従する。	・重力擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。
	ケソン	・重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。	・重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。
	H鋼	・重力擁壁の滑動を抑制する。	・重力擁壁の滑動を抑制する。
地盤	MMR	・ケソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	改良地盤	・ケソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケソン及び重力擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・ケソン及び重力擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケソン及び重力擁壁を支持する。
	埋戻土（掘削スリ）、砂礫層	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する）。	・津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、MMR及び改良地盤の具体的な役割を第7-5表のとおり整理した。

施設の支持及び難透水性の保持を主な役割（第7-5表中「○」と記載）とするMMR及び改良地盤について、『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・MMR及び改良地盤の役割である鉛直支持については、ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- ・MMR及び改良地盤の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・MMR及び改良地盤の役割である止水性については、地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

第7-5表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の具体的な役割

部位	具体的な役割						『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安全率	耐震性	耐津波性 （難透水性・難透水性）	
MMR	ケーソン及び重力擁壁の下方にMMRを設置することで、防波壁を鉛直支持するとともに、基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁の下方にMMRを設置することで防波壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで、遮水性を有する重力擁壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	○	○	-	○	施設の鉛直支持が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であることから、『地盤』と区分する。
改良地盤	ケーソン、重力擁壁及びMMRの下方の砂礫層を地盤改良（沈下防止）することで防波壁を鉛直支持するとともに、基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ケーソン及び重力擁壁の下方の砂礫層を地盤改良（沈下防止）することで防波壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで、遮水性を有する重力擁壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。	○	○	-	○	施設の鉛直支持が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割を持つことから、『地盤』と区分する。

凡例
 ○：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
 （該当する部位を施設と区分する）
 ○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
 -：設計上考慮しない項目

以上を踏まえ、防波壁（波返重力擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を第7-6表に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第7-7表に示す。

防波壁（波返重力擁壁）については、重力擁壁等に対する地震時応答値の抽出、及び止水目地の変形量を算出するため、2次元動的FEM解析（有効応力）による地震応答解析を実施する。また、重力擁壁及びケーソンの性能照査のため、3次元静的FEM解析を実施する。

ケーソン重量算定の考え方については「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月）（以下、「港湾基準」）」に準拠する。ケーソン重量の算定にあたっては、中詰材（銅水砕スラグ*又は砂）を考慮することにより適

切に設定する。中詰材で使用する銅水砕スラグは、砂状で粒子密度が砂よりも大きい材料であり、解析で考慮する重量については、工事記録や土質試験により得られた結果を用いることにより適切に評価する。

港湾基準によると、護岸施設の地震応答解析において、ケーソン全体に対してコンクリートの解析用物性値（ヤング率等）を設定している。島根2号炉ケーソンについても港湾基準に準じて評価する方針としていたが、中詰材の剛性を期待せずに、ケーソンの躯体のコンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する方針に見直し、地震応答解析を実施する。

ケーソンの底版、隔壁及びフーチングについては、それぞれに期待する役割を踏まえ、曲げについては限界層間変形角又は圧縮縁コンクリート限界ひずみ、せん断についてはせん断耐力を許容限界とする方針としていた。しかしながら、ケーソン内部に格子状に複数配置される隔壁等は、地震時及び津波時に前壁、後壁及び側壁からの荷重伝達により一体的に挙動することから、ケーソン全体が津波防護施設としての要求性能を担保するため、前壁、後壁、側壁に加え、隔壁、底版、及びフーチングについても、性能目標を「概ね弾性状態に留まること」とし、それに応じた照査を実施する方針に見直す。（詳細は、7.4.2 (1) 及び (2) 参照）なお、ケーソンの各部材の照査の結果、性能目標を維持できない場合は、性能目標を維持できるよう中詰材改良等の対策を講じる。

なお、施設及び岩盤の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法を今後検討していく。

※銅の精錬過程で発生するスラグを水で細かく砕いた砂状の物質で一般の砂に比べ密度が大きい。

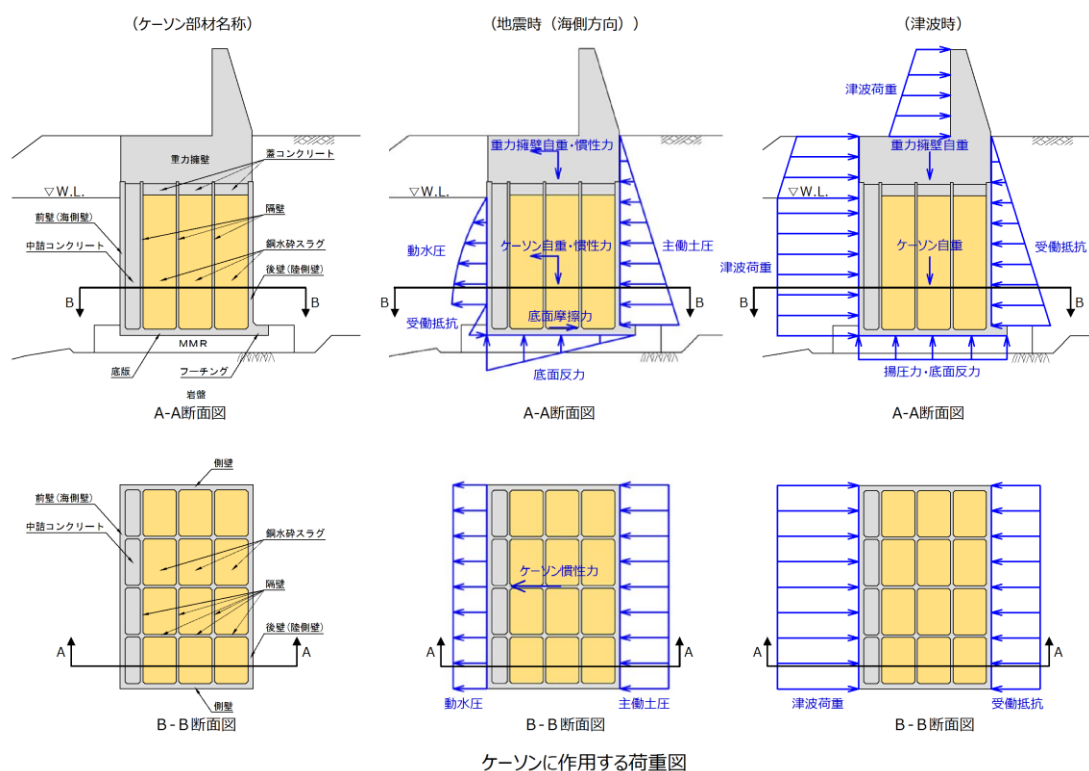
第7-6表 防波壁（波返重力擁壁）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	耐震性 (第4条)	耐津波性 (透水性、難透水性) (第5条)
施設	重力擁壁	-	-	構造部材の健全性を保持するために、重力擁壁が概ね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために、重力擁壁が概ね弾性状態に留まること。
	止水目地			重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性を保持すること。
	ケーソン			構造部材の健全性を保持するために、ケーソンが概ね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持し、有意な漏えいを生じないために、ケーソンが概ね弾性状態に留まること。
	H鋼			構造部材の健全性を保持するために、H鋼が概ね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために、H鋼が概ね弾性状態に留まること。
地盤	MMR	・ケーソン及び重力擁壁を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、MMR及び改良地盤が破壊しないこと。（内的安定を保持）
	改良地盤				
	岩盤				

第7-7表 防波壁（波返重力擁壁）各部位の照査項目と許容限界
(上段：照査項目，下段：許容限界)

部位		照査項目と許容限界				
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	耐震性 (第4条)	耐津波性 ^{※1} (透水性、難透水性) (第5条)	
施設	重力擁壁	-	-	曲げ・せん断 (短期許容応力度以下)		
	止水目地			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)	
	ケーソン			曲げ・せん断 (短期許容応力度以下)		
	H鋼			せん断 (せん断応力度以下)		
地盤	MMR	支持力	すべり安全率（基礎地盤） ^{※2}	-	すべり安全率 ^{※3}	
	改良地盤	(極限支持力度)			(1.5以上)	(1.2以上)
	岩盤					-

※1 設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、MMR及び改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の耐水時間中に浸水しないことを確認する。
 ※2 第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価結果に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
 ※3 第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。



第 7-9 図 ケーソンに作用する荷重

第 7-8 表 ケーソン部材に期待する役割

名称	地震時及び津波時の役割
・前壁 ・後壁 ・側壁	・重力擁壁を支持する ・遮水性を保持する
・底板	・前壁，後壁，側壁，隔壁を支持する
・隔壁	・重力擁壁を支持する ・前壁，後壁，側壁，底板の変形を抑制する
・フーチング	・滑動，転倒に対して安定性を確保する

7.2.2 要求機能と設計評価方針

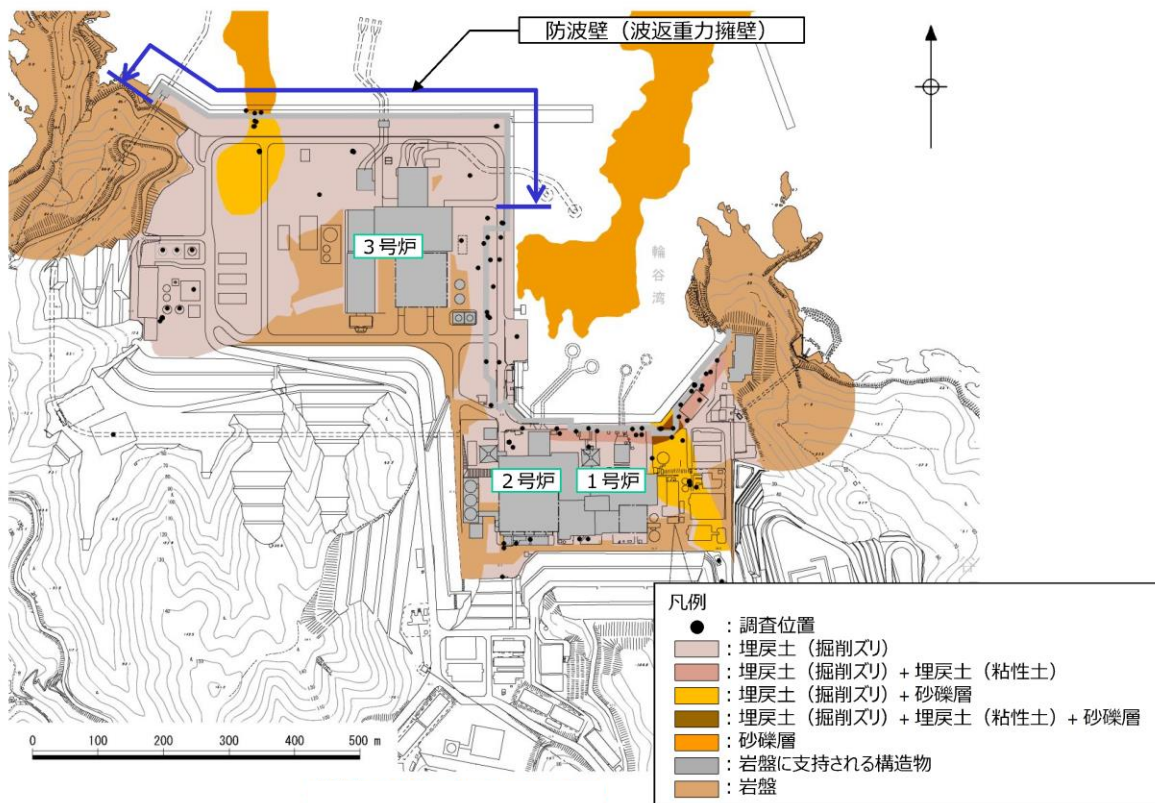
第7-9表 防波壁（波返重力擁壁）に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界		
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等の状態		損傷モード	
防波壁 (波返重力擁壁)	<p>〔基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド〕 5.1津波防護施設設計 津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分に保持できる設計がなされることの見直しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。 確認内容を以下に例示する。 ①荷重組合せ a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時+津波、常時+津波+地震(余震) ②荷重の設定 a)津波による荷重(波圧、衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。 b)余震による荷重として、サイト特性(余震の震源、ハザード)が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。 c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③許容限界 a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の变形能力(終局耐力時の变形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修に、ある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。) 〔基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド〕 6.3津波防護施設、浸水防止設備等 津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての变形能力(終局耐力時の变形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること</p>	<p>・防波壁（波返重力擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。 ・防波壁（波返重力擁壁）は、基準地震動 S s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力(終局耐力時の变形)に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</p>	<p>・防波壁（波返重力擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置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する。 ・防波壁（波返重力擁壁）は、基準地震動 S s に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・防波壁（波返重力擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防波壁高さ（浸水高さEL+11.9mに余裕を考慮した天端高さEL+15.0m）の設定により、敷地前面に設置する設計とする。 ②防波壁の上部構造は、施設護岸ケーソン上部に設置する重力擁壁及び止水目地により止水性を保持する設計とする。 ③重力擁壁間は、波圧による変形に追随する、止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。 ④コンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ⑤重力擁壁間は、地震による変形に追随する、止水性を確認したゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。</p>	<p>・防波壁（波返重力擁壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、重力擁壁及びケーソンで構成し、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し、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とともに、重力擁壁間は、ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し、有意な漏えいを生じ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。 ・防波壁（波返重力擁壁）は、基準地震動 S s による地震時荷重に対し、重力擁壁及びケーソンで構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とともに、重力擁壁間は、ゴムジョイント及びシートジョイントによる止水目地を設置し、有意な漏えいを生じ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。</p>	<p>基準地震動 S s による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である重力擁壁、ケーソン（止水性能を有する部材）及びH鋼が、概ね弾性状態に留まることを確認する。</p>	重力擁壁	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書、構造性能照査編、2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。	
							止水目地	変形・水圧	有意な漏えいに至る変形・水圧	メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	
							止水目地の鋼製部材	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。	
							ケーソン	曲げ・せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書、構造性能照査編、2002年制定」を踏まえた短期許容応力度とする。	
							H鋼	せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」を踏まえたせん断応力度とする。	
							地盤	MMR・改良地盤	支持力	鉛直支持性能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。
									すべり安全率	すべり破壊し、難透水性を喪失する状態	「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用してすべり安全率1.2以上とする。
									支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力度とする。

7.3 周辺地質

防波壁周辺の被覆層の分布状況及び地山の岩盤の分布状況を第7-10図に示す。

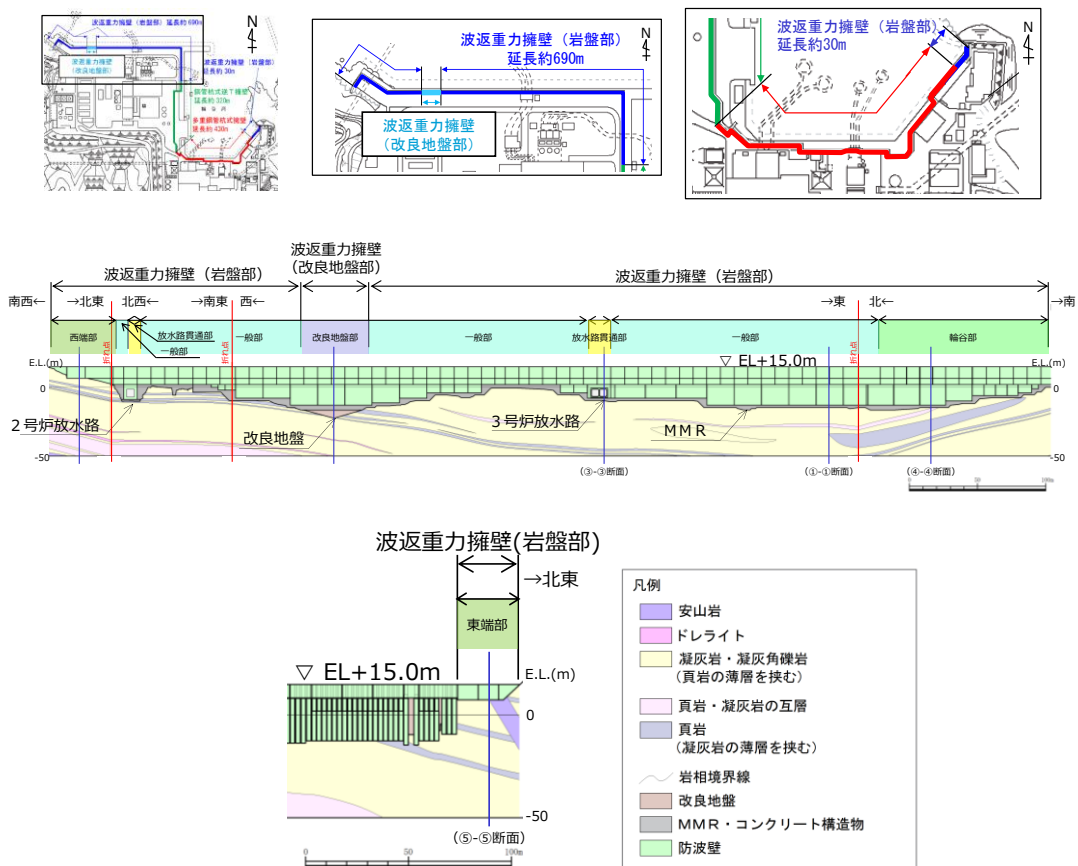


第7-10 図 敷地の被覆層 平面図

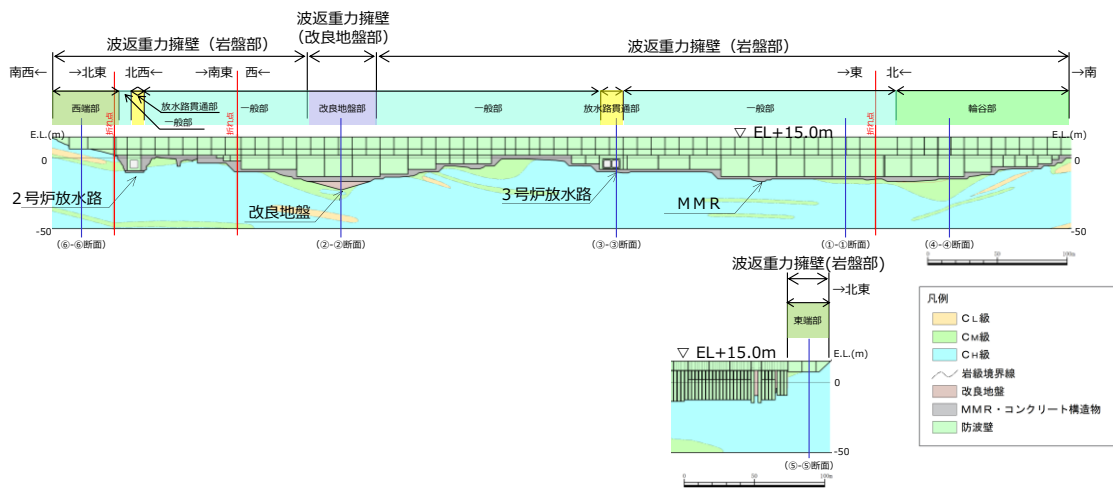
防波壁（波返重力擁壁）地質縦断図を第 7-11 図 に、岩級縦断図を第 7-12 図 に、地質断面図を 第 7-13 図～第 7-18 図に示す。防波壁（波返重力擁壁）は、直接又はケーソンを介して主に C_M 級及び C_H 級岩盤に支持されており、縦断方向に応じた地質変化部は存在しない。

各断面の特徴は以下のとおり。

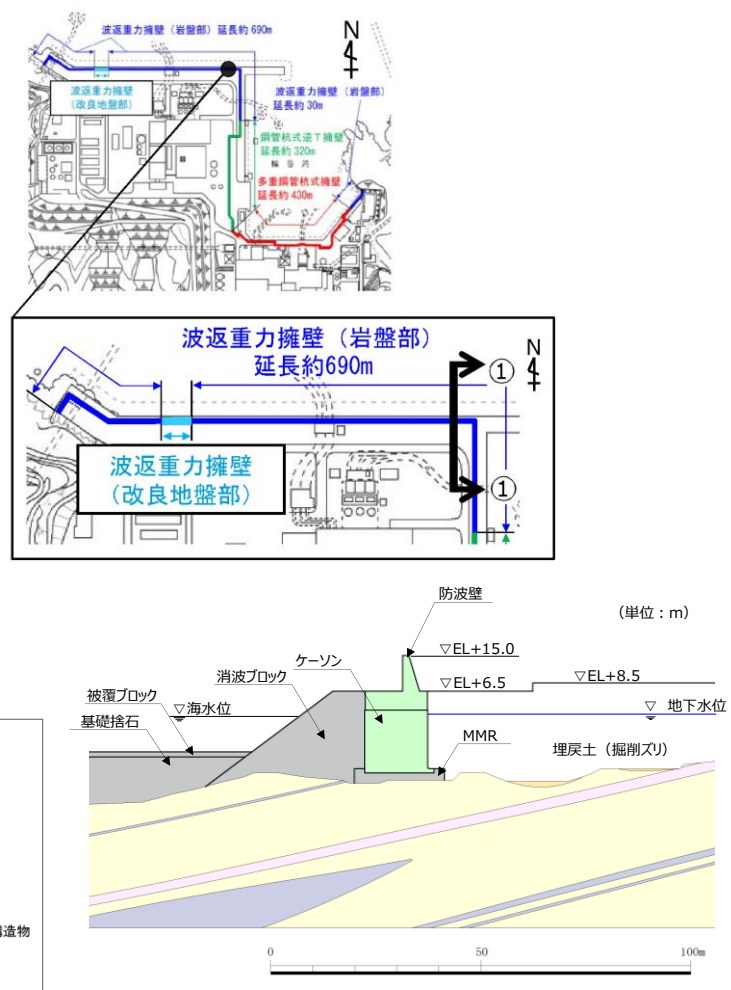
- ①－①断面は、岩盤上にケーソンを介して重力擁壁を設置した。また、背面の周辺地盤には埋戻土（掘削ズリ）が分布している。
- ②－②断面は、岩盤上の砂礫層を高圧噴射攪拌工法により地盤改良し、その上部にケーソンを介して重力擁壁を設置した。また、背面の周辺地盤には埋戻土（掘削ズリ）が分布している。
- ③－③断面は、防波壁下部のケーソンを 3 号炉放水路が貫通している。
- ④－④断面は、岩盤上にケーソンを介して重力擁壁を設置した。また、背面の周辺地盤には埋戻土（掘削ズリ）が分布している。
- ⑤－⑤断面は、岩盤上に直接、重力擁壁を設置した。
- ⑥－⑥断面は、岩盤上に直接、重力擁壁を設置した。



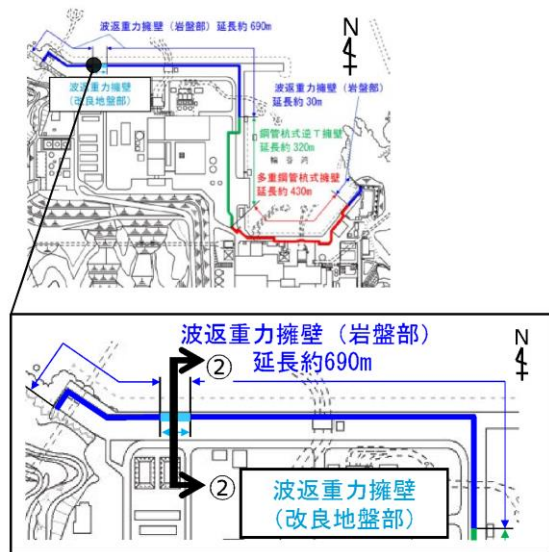
第 7-11 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質縦断図



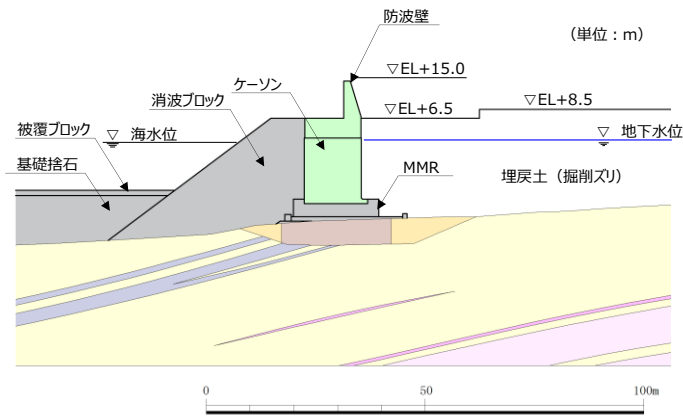
第7-12 図 防波壁（波返重力擁壁）の岩級縦断面図



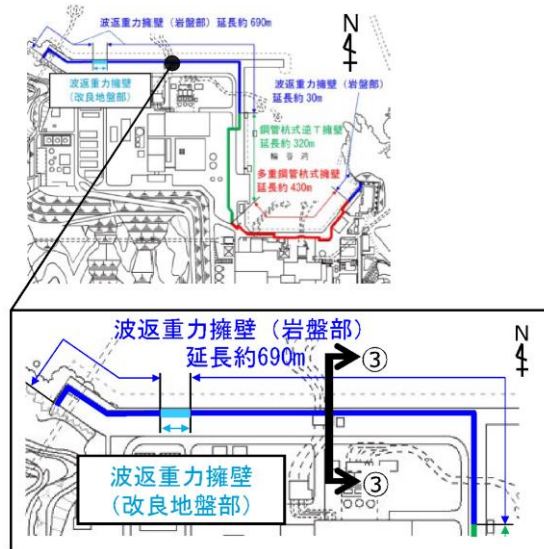
第7-13 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（①－①）



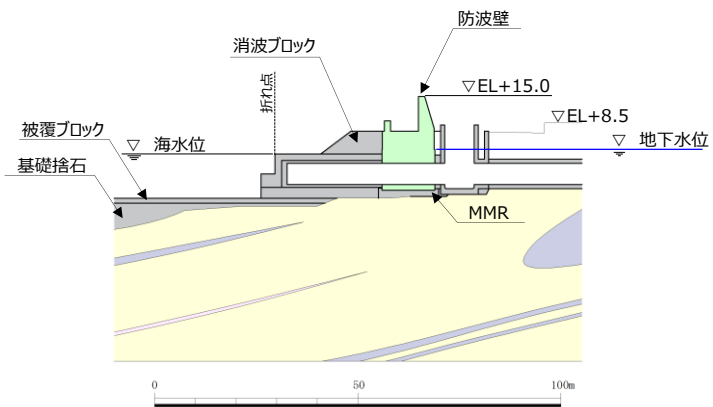
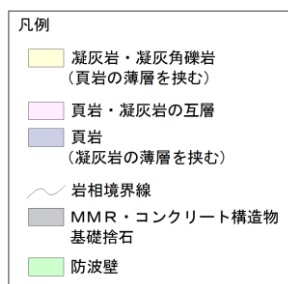
- 凡例
- 埋戻土 (掘削ズリ)
 - 砂礫層
 - ドレライト
 - 凝灰岩・凝灰角礫岩 (頁岩の薄層を挟む)
 - 頁岩・凝灰岩の互層
 - 頁岩 (凝灰岩の薄層を挟む)
 - 岩相境界線
 - 改良地盤
 - MMR・コンクリート構造物
 - 基礎捨石
 - 防波壁



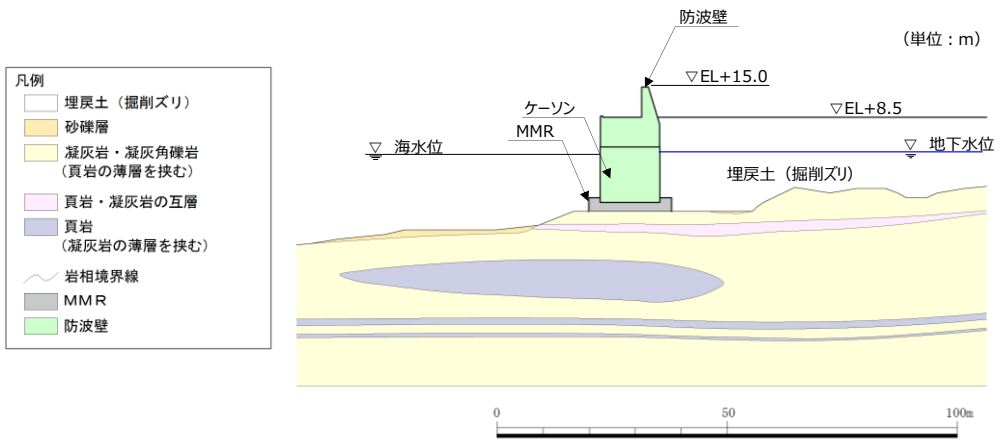
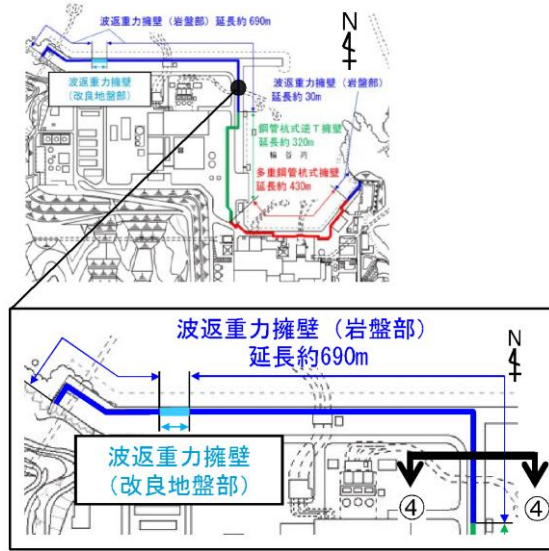
第 7-14 図 防波壁 (波返重力擁壁) の地質断面図 (②-②)



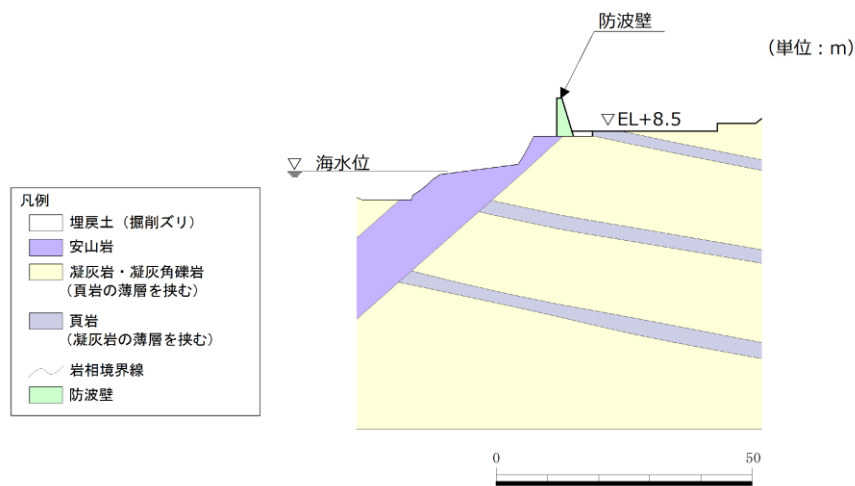
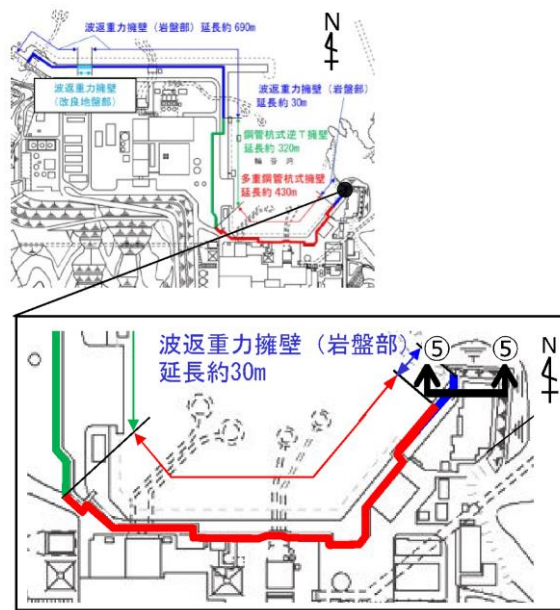
(単位：m)



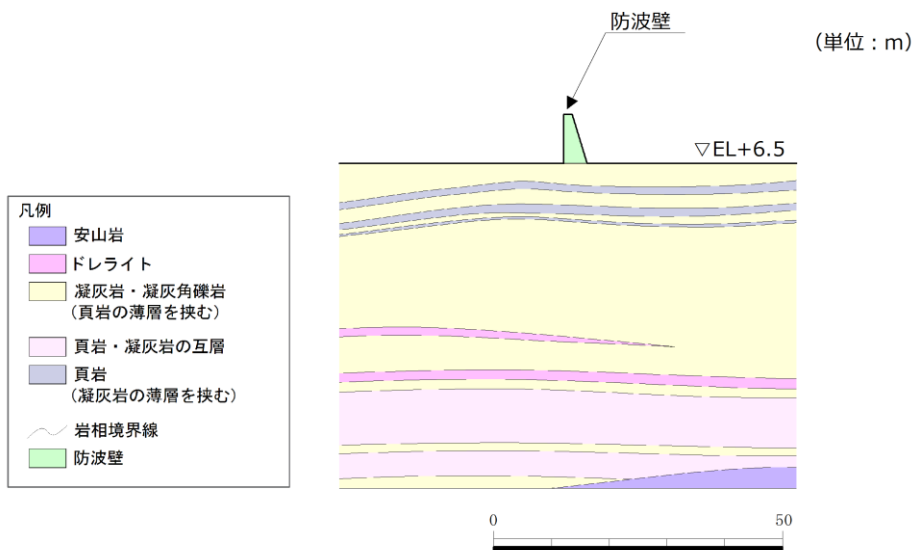
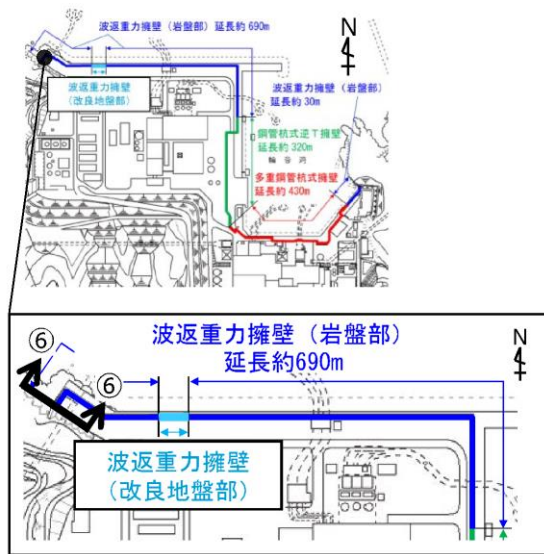
第7-15 図 防波壁（波返重力擁壁）の地質断面図（③-③）



第 7-16 図 防波壁 (波返重力擁壁) の地質断面図 (④-④)



第 7-17 図 防波壁 (波返重力擁壁) の地質断面図 (⑤-⑤)

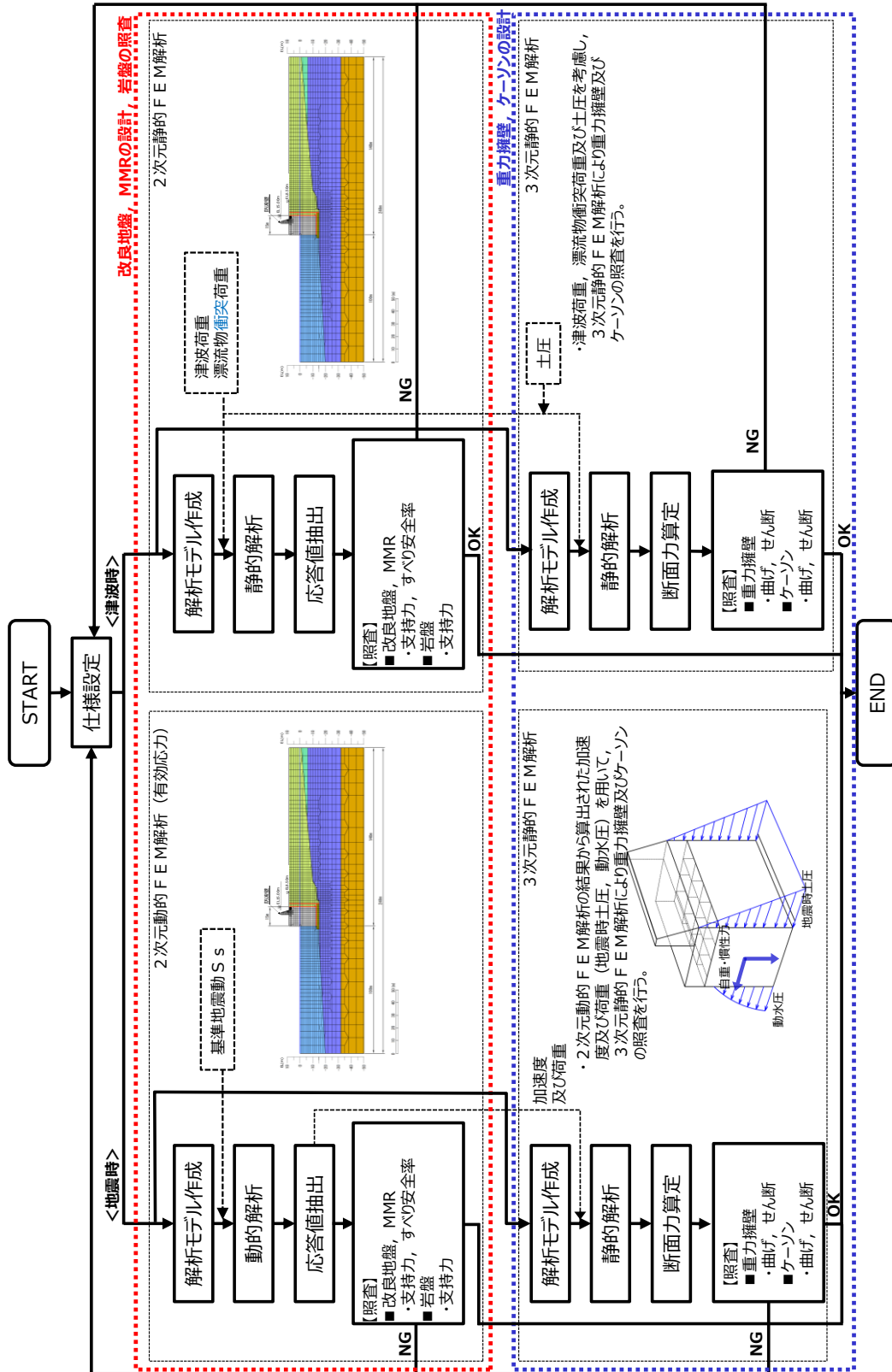


第 7-18 図 防波壁 (波返重力擁壁) の地質断面図 (⑥-⑥)

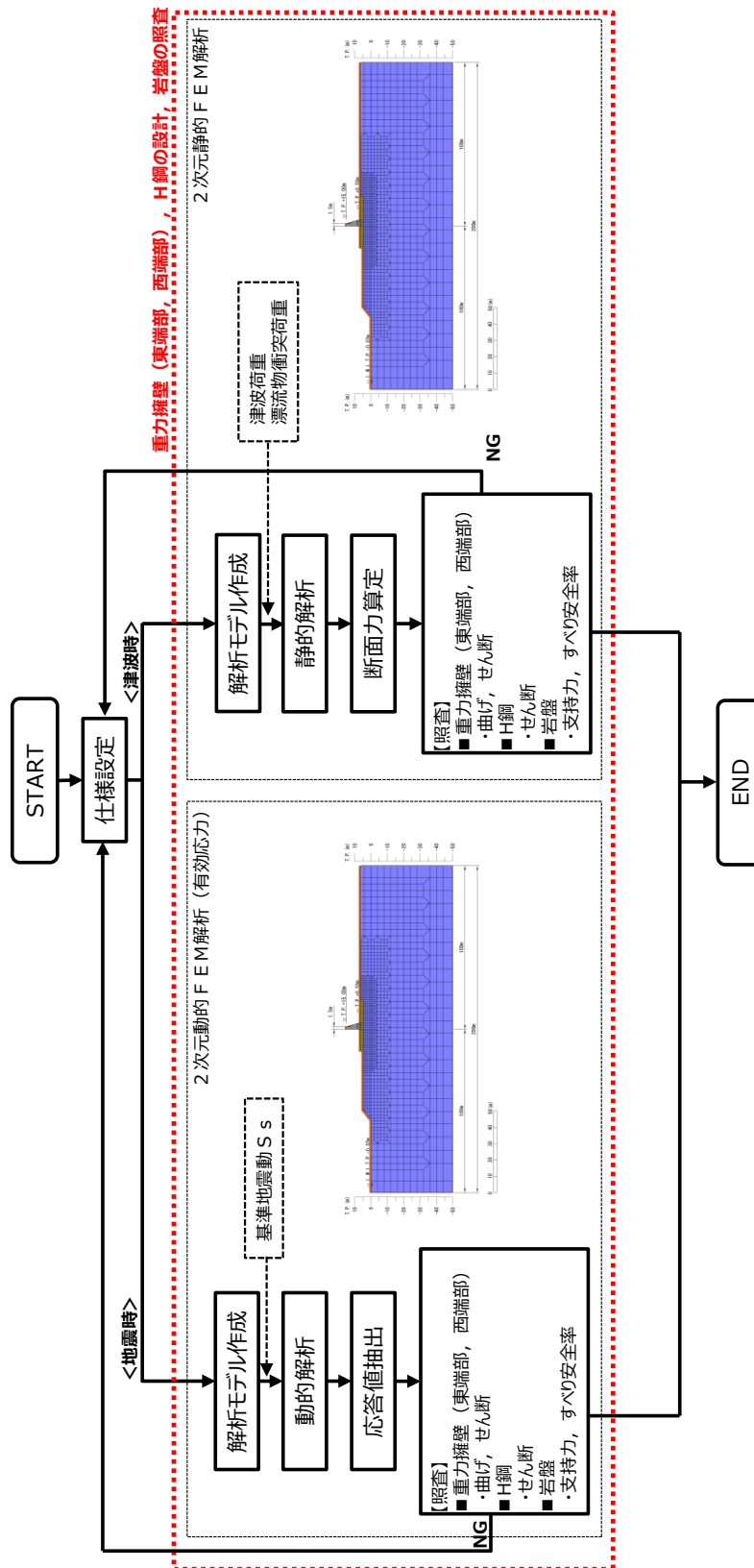
7.4 設計方針

7.4.1 設計フロー

防波壁（波返重力擁壁）を構成するケーソンは，複数の隔壁を有しており，その影響を考慮する必要があることから，重力擁壁を含めた3次元モデルにより，耐震評価を行う。防波壁（波返重力擁壁）の解析の流れを第7-19図（1）に示し，防波壁（波返重力擁壁）東端部及び西端部の解析の流れを第7-19図（2）に示す。



第 7-19 図 (1) 防波壁 (波返重力擁壁) の解析概要



重力擁壁 (東端部, 西端部), H鋼の設計, 岩盤の照査

第 7-19 図 (2) 防波壁 (波返重力擁壁) 東端部及び西端部の解析概要

7.4.2 設計方針の概要

(1) 部位ごとの設計方針

防波壁（波返重力擁壁）の部位ごとの設計方針を第 7-10 表に示す。重力擁壁，ケーソン及びH鋼の設計方針概要については，以下に示す。

【重力擁壁の設計方針概要】

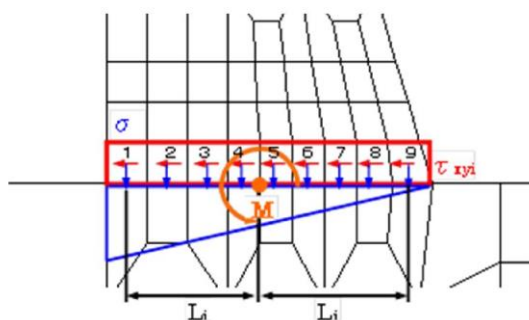
重力擁壁は，ケーソンを含めてモデル化した 3次元静的 FEM解析により，地震時及び津波時の照査を行う。なお，東端部及び西端部は，地震時は 2次元動的 FEM解析により，津波時は 2次元静的 FEM解析により照査を行う。

2次元動的 FEM解析において平面要素でモデル化する重力擁壁は，重力擁壁付根各要素での発生応力（垂直応力 σ_y ，せん断応力 τ_{xy} ）を基に，重力擁壁付根中心位置における，軸力 N ，曲げモーメント M ，せん断力 Q を算定する。

本照査方法は，JEAG4601-1987 における p. 381「基礎マット等の厚いコンクリートの断面評価法」に準じたものである。モデル図を第 7-20 図に示す。

$$\begin{aligned} \text{軸力} & N = \sum (\sigma_{yi} \times l_i) \\ \text{曲げモーメント} & M = \sum (\sigma_{yi} \times l_i \times L_i) \\ \text{せん断力} & Q = \sum (\tau_{xyi} \times l_i) \end{aligned}$$

ここに， σ_{yi} ：防波壁付根要素の垂直応力 (kN/m²)
 τ_{xyi} ：防波壁付根要素のせん断応力 (kN/m²)
 l_i ：防波壁付根各要素の要素幅 (m)
 L_i ：防波壁付根中心からのアーム長 (m)



第 7-20 図 2次元動的 FEM解析モデル図

【ケーソンの設計方針概要】

ケーソンの各部位に対しては，重力擁壁を含めてモデル化した 3次元静的 FEM解析により，地震時及び津波時の照査を行う。

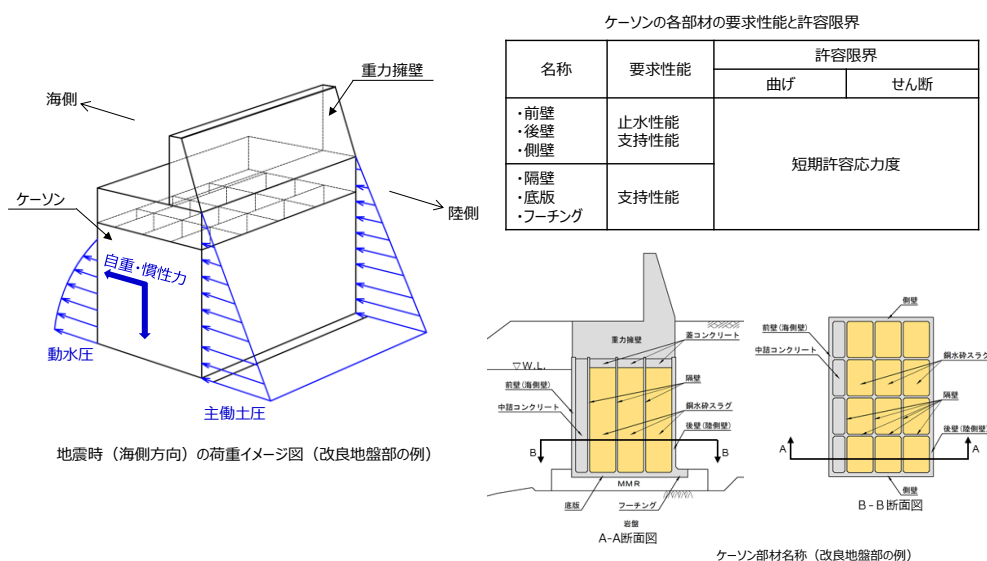
【H鋼の設計方針概要】

重力擁壁の転倒に伴う H鋼の引抜きについては，岩盤の支持力照査を踏まえて評価する。

第7-10 表 防波壁（波返重力擁壁）の部位ごとの設計方針

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
重力擁壁	地震時	3次元静的 F E M解析 又は2次元動的 F E M解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002年制定
	津波時	3次元静的 F E M解析 又は2次元静的 F E M解析			
ケーソン	地震時	3次元静的 F E M解析	曲げ・せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編， 2002年制定
	津波時				
H鋼	地震時	2次元動的 F E M解析 (有効応力解析)	せん断	せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)
	津波時	2次元静的 F E M解析			
止水目地	地震時	2次元動的 F E M解析 (有効応力解析)	変形・水圧	メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	
	津波時	静的解析			
止水目地の 鋼製部材	地震時	2次元動的 F E M解析 (有効応力解析)	曲げ・せん断		「建築基準法施行令2006年6月」を踏まえた許容応力度とする。
	津波時	波圧算定式により算定			
岩盤	地震時	2次元動的 F E M解析 (有効応力解析)	支持力	極限支持力	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)
	津波時	2次元静的 F E M解析			
改良地盤 及び MMR	地震時	2次元動的 F E M解析 (有効応力解析)	支持力	極限支持力	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)
			すべり安全率	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時	2次元静的 F E M解析	支持力	極限支持力	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)
			すべり安全率	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

ケーソンの底版，隔壁及びフーチングについては，それぞれに期待する地震時及び津波時の役割を踏まえ，曲げについては限界層間変形角又は圧縮縁コンクリート限界ひずみ，せん断についてはせん断耐力を許容限界とする方針としていたが，津波時に遮水性の役割に期待する前壁，後壁及び側壁と構造的に一体化していることを踏まえ，許容限界を短期許容応力度に見直す。



第7-21 図 防波壁（波返重力擁壁）ケーソンの部材評価概念

(2) 地震時の検討（2次元動的有限要素解析（有効応力解析））

地震時の検討は，2次元動的有限要素解析（有効応力解析）にて行う。
以下に，解析の概要を示す。

i. 解析の目的

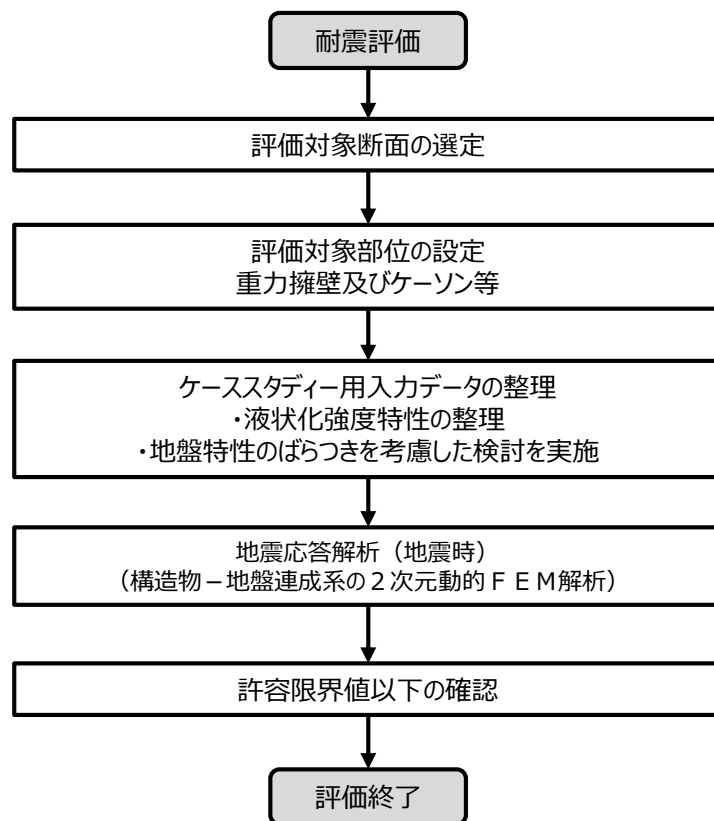
- ・重力擁壁，ケーソン，埋戻土，基礎捨石，砂礫層，改良地盤，施設護岸，岩盤等を含めた全体の動的挙動評価
- ・地盤特性及び液状化を考慮した影響評価

ii. 結果の利用

- ・重力擁壁及びケーソン等の照査
- ・止水目地の変形量
- ・地震時応答（変形量を含む）

iii. 解析条件

- ・地盤物性のばらつきを考慮する



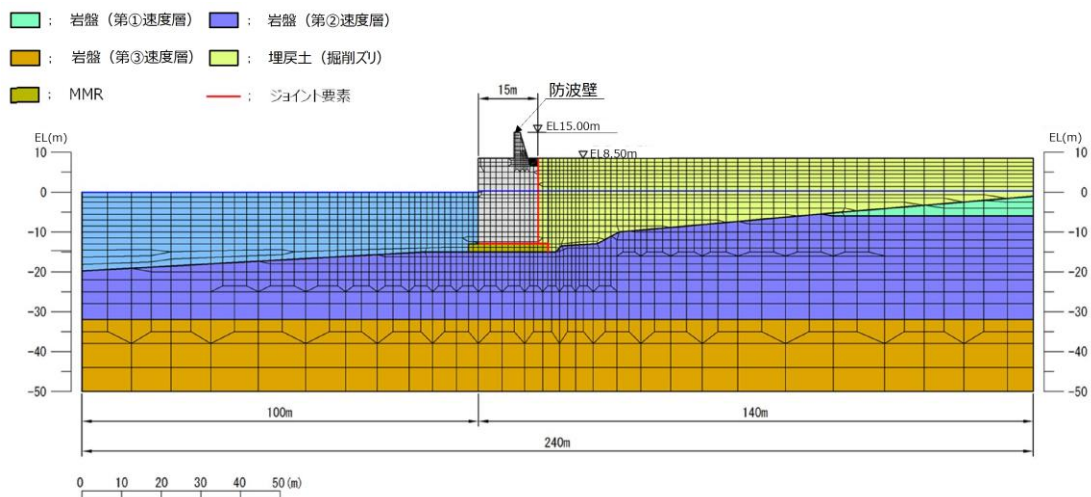
第 7-22 図 設計フロー

第7-11 表 代表断面選定の考え方

着目点	概要	代表断面の選定
地質分布	構造的特徴，周辺の地質分布及び隣接構造物を考慮して，代表断面を選定する。	詳細設計段階において，地震応答解析により耐震評価を行ううえで，構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を選定する。

【モデル化方針（波返重力擁壁）】

波返重力擁壁は施設護岸と一体化した構造のため線形平面要素でモデル化する。岩盤及びMMRは線形平面要素でモデル化する。埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重で考慮する。なお，ケーソン前面の基礎捨石天端以深に存在する消波ブロック（一般部①-①断面他）は，基礎捨石天端以深の範囲をモデル化する。液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータを設定する。海水は流体要素でモデル化する。防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。



第7-23 図 防波壁（波返重力擁壁）の解析モデル

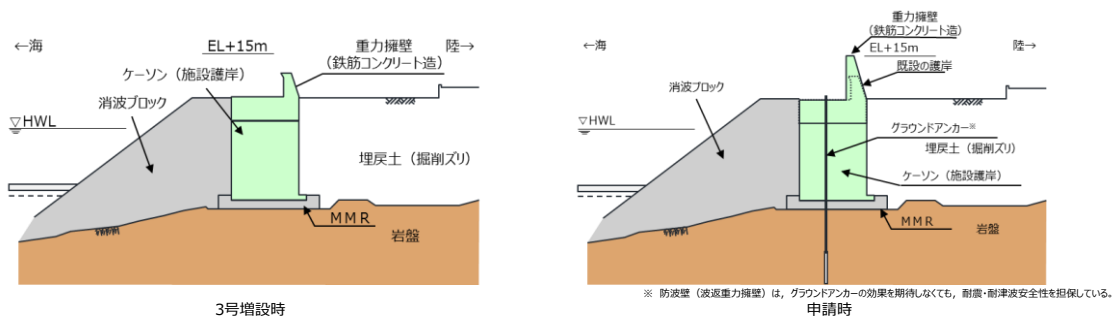
(3) ケーソン設計方針

(a) 既設の護岸の構造変更に係る主な経緯

防波壁（波返重力擁壁）の構造変更に係る主な経緯を第7-12表に、断面図を第7-24図に示す。防波壁（波返重力擁壁）のうち既設の護岸は、3号炉増設時に建設されている。その後、平成23年3月の東北地方太平洋沖地震を踏まえ、重力擁壁の嵩上げを実施し、港湾の施設の技術基準適合性確認を受けている。

第7-12表 構造変更に係る主な経緯

主な経緯	概要	重力擁壁天端高	準拠基準
①3号炉増設時 (H16.2 公有水面埋立免許受領)	埋立地の外郭施設であるため、波浪時（変動波浪：100年確率波）及び地震時（レベル1地震動：設計震度0.14）の外力に対して十分な耐波性、耐震性を有する構造として設計。	EL+11m	海岸保全施設築造基準解説、河川砂防技術基準（案）同解説、港湾基準（平成11年4月）等
②港湾の施設の技術基準適合性確認 (H23.11 確認証受領)	平成23年3月の東北地方太平洋沖地震を踏まえた安全対策として、津波による敷地内への浸水を防止するため、既設ケーソン式護岸の嵩上げを実施し、港湾の施設の技術基準適合性確認証を受領した。当該確認においては、レベル1地震動、基準地震動 S s（600Gal）及び津波高さ（敷地浸水高さ）EL+15mにより評価。	EL+15m	港湾基準
③新規制基準適合性審査 (H25.12)	基準地震動 S s 及び入力津波を設計外力とした場合でも、構造成立性を確認。	EL+15m	港湾基準、防波堤の耐津波設計ガイドライン(2013)、RC示方書等



第7-24図 防波壁（波返重力擁壁）断面図

(b) 新規制基準における要求機能及び性能照査

新規制基準において、津波防護施設は、基準地震動 S_s 並びに入力津波に対し、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力に対し、十分な構造強度を有するとともに、浸水及び漏水を防止することが要求性能とされている。

防波壁（波返重力擁壁）は津波防護施設であることから、その構成部位であるケーソンの照査に当たっては、要求機能及び性能目標を新規制基準に従い設定する。

ケーソンは港湾基準によると、供用時における照査部位として底版、フーチング、前壁、後壁及び側壁が選定されるが、新規制基準においては津波防護施設に区分されるため、性能目標が地震、津波後の再使用性を考慮し、「概ね弾性状態に留まること」となることから、港湾基準における照査部位に隔壁を加えることとする。ケーソンの照査項目及び許容限界を第 7-13 表に示す。

第 7-13 表 ケーソンの照査項目及び許容限界

施設名	新規制基準	ケーソンの設計方針	(参考) 港湾の施設の技術上の基準・同解説	
	津波防護施設	津波防護施設	津波対策施設	
要求性能	<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力に対し、十分な構造強度を有した構造であること。 入力津波に対して、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止すること。 	<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力に対し、十分な構造強度を有した構造であること。 入力津波に対して、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止すること。 	<p>使用性</p> <ul style="list-style-type: none"> 施工時及び供用時に当該施設が置かれる諸条件に照らし、自重、土圧、水圧、変動波浪、水の流れ、レベル一地震動、漂流物の衝突等の作用による損傷等が、当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。(永続状態及び変動状態) 	<p>修復性</p> <ul style="list-style-type: none"> 津波、レベル二地震動等の作用による損傷等が、軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。(偶発状態)
性能目標	<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s 並びに入力津波により発生する応力が、既往研究等において試験・解析等により妥当性が確認された許容値を超えていないこと。 	<ul style="list-style-type: none"> 概ね弾性状態に留まること。 	<ul style="list-style-type: none"> 永続状態及び変動状態に対して健全性を損なう危険性が限界値以下であること。 	<ul style="list-style-type: none"> 偶発状態に対して作用による損傷の程度が限界値以下であること。
供用時における照査部位	施設の安定性を確保するために健全性を求める部材	<ul style="list-style-type: none"> 底版、フーチング 前壁、後壁及び側壁 隔壁 	<ul style="list-style-type: none"> 底版、フーチング 前壁、後壁及び側壁 	施設の安定性を確保するために健全性を求める部材
供用時における照査項目(許容限界)	規定なし	<ul style="list-style-type: none"> 曲げ破壊(短期許容応力度) せん断破壊(短期許容応力度) 	<ul style="list-style-type: none"> 断面破壊(設計断面耐力) 使用性(曲げひび割れ幅の制限値) 抜け出し(設計降伏応力度) 	規定なし

7.4.3 荷重と発生断面力の概要

(1) 津波時

防波壁（波返重力擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第7-25図に示す。

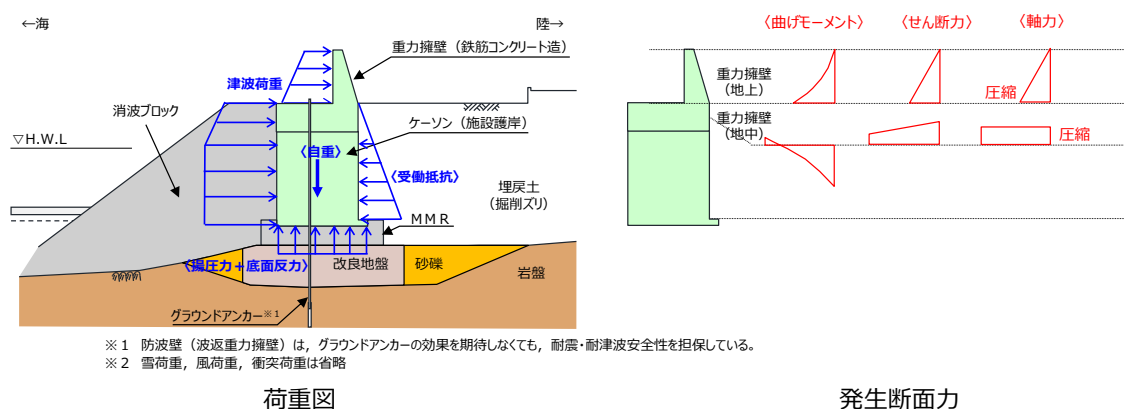
【荷重伝達メカニズム】

津波荷重に対して海側に位置する消波ブロックは考慮せず，津波荷重はケーソンに直接作用させる。

重力擁壁及びケーソンに作用する津波荷重は，重力擁壁・ケーソンを介して背後の埋戻土及び底面に伝わり，反力として受働抵抗が働く。

【発生断面力（応力状態）】

重力擁壁には受働抵抗が作用しないため，重力擁壁の発生断面力は重力擁壁付け根に集中する。



第7-25図 防波壁（波返重力擁壁）の津波時の荷重図と発生断面力イメージ図

(2) 地震時

防波壁（波返重力擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第7-26 図に示す。

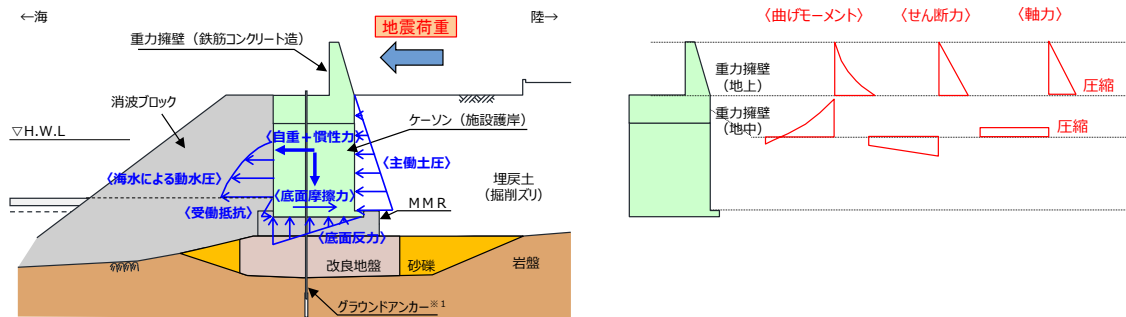
【荷重伝達メカニズム】

地震力に対して海側に位置する消波ブロックは、受働抵抗として期待しない。

重力擁壁及びケーソンに作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は、重力擁壁・ケーソンを介して前面の捨石およびケーソンの底面に伝わり、反力として受働抵抗及び底面摩擦が働く。

【発生断面力（応力状態）】

重力擁壁には受働抵抗が作用しないため、重力擁壁の発生断面力は重力擁壁付け根に集中する。



※1 防波壁（波返重力擁壁）は、グラウンドアンカーの効果も期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。
 ※2 雪荷重、風荷重は省略

荷重図

発生断面力

第7-26 図 防波壁（波返重力擁壁）の地震時（海側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

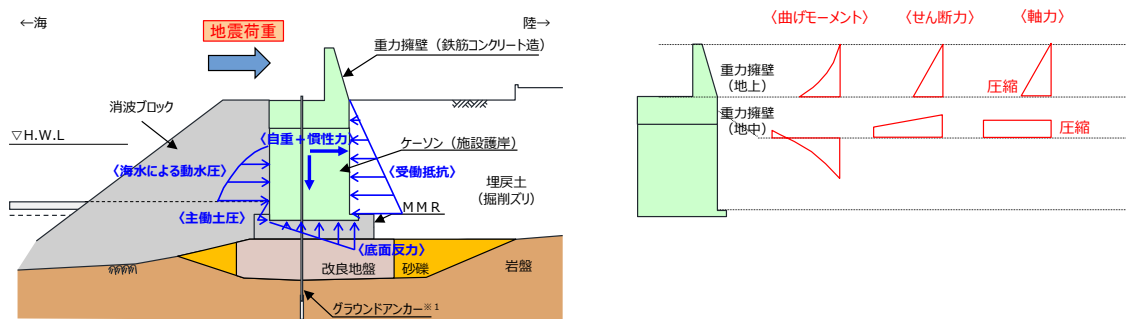
防波壁（波返重力擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力（応力状態）のイメージ図を第 7-27 図に示す。

【荷重伝達メカニズム】

重力擁壁及びケーソンに作用する地震力（慣性力及び主働土圧）は、重力擁壁・ケーソンを介して背後の埋戻土および底面に伝わり、反力として受働抵抗及びケーソンの底面反力が働く。

【発生断面力（応力状態）】

重力擁壁には受働抵抗が作用しないため、重力擁壁の発生断面力は重力擁壁付け根に集中する。



※ 1 防波壁（波返重力擁壁）は、グラウンドアンカーの効果も期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。
 ※ 2 雪荷重、風荷重は省略

荷重図

発生断面力

第 7-27 図 防波壁（波返重力擁壁）の地震時（陸側方向）の荷重図と発生断面力イメージ図

7.4.4 損傷モードと弱部

(1) 要求機能を喪失する事象の抽出

防波壁について、設計の保守性の観点から、以下に示すように津波高さに対する裕度及び想定を超える事象に対する配慮をしている。

i. 津波高さに対する裕度

- 入力津波高さ EL. +11.9m に対し EL. +15.0m の高さの防波壁を設置しており、十分な裕度を有する設計
- 防波壁天端高さにまで津波が遡上したとしても、防波壁の健全性が維持できる構造上の裕度を確保

防波壁（波返重力擁壁）について、各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮について整理した。また、これに合わせて、防波壁の構造上の弱部を抽出した。結果を第7-14表に示す。

第7-14(1)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
重力擁壁	• 地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。	①, ②	• 重力擁壁の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 津波時の漂流物衝突荷重により、重力擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	• 漂流物衝突荷重による重力擁壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。	○
	• 竜巻の風荷重や飛来物荷重により、重力擁壁が損傷する、あるいは止水目地を支持できなくなり、遮水性を喪失する。	—	• 万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。	—
	• 地震荷重により、重力擁壁が滑動し、ケーソンと重力擁壁の境界に水みちが形成されることで、遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部 (2)】	①, ②	• ケーソンと重力擁壁の境界は、蓋コンクリート天端をケーソン天端から20cm下げ打設することで、一体構造としている。ケーソンと重力擁壁の境界部であるケーソン張出部の健全性を確認し、遮水性を確保することを確認する。(7.5 (3) 参照)	○
	• 地震又は津波荷重により、重力擁壁の既設コンクリートと新設コンクリートの取合い部が損傷し、遮水性を喪失する。【損傷モードと弱部 (3)】	①, ②	• 既設コンクリートの表面は目荒らしを実施し、必要な付着強度を確保している。また、嵩上げた重力擁壁は、海側及び陸側に新たに鉛直鉄筋を主筋として配置し、この鉄筋を施設護岸に定着させ、一体化させた構造としている。(7.5 (2) 参照)	○
	• 地震時又は津波時に施設護岸の一部が崩壊し、津波により運ばれて重力擁壁に衝突することで重力擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	• 数値シミュレーションにより、護岸際は流速が小さいことを確認しているため、護岸構成部材は津波により漂流物とならないと判断する。	—

※1 ①地震時, ②津波時

※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

第 7-14 (2)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
止水目地 (支持部含む)	・地震又は津波時により発生した施工ブロック間の相対変形により、目地の許容変形量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。	①, ②	・メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。 ・異種構造形式の境界部、防波壁周辺の隣接構造物、改良地盤の有無を考慮して選定した断面について止水目地の相対変形量を算定し、許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	○
	・津波時の漂流物が衝突することにより、目地が損傷し遮水性を喪失する。	②	・止水目地は、津波漂流物の衝突による損傷を防止するため、防波壁の陸側に設置する。	—
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水目地が損傷し、遮水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—

※1 ①地震時, ②津波時
 ※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

第 7-14 (3)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
ケーソン	・地震時又は津波時に、ケーソンが曲げ及びせん断破壊し、重力擁壁を支持できなくなることで、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	・ケーソンの発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。	○
	・地震時又は津波時に、放水路貫通部のケーソンが曲げ及びせん断破壊し、重力擁壁を支持できなくなることで、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②		○
	・地震又は津波荷重により、ケーソンが曲げ及びせん断破壊し、遮水性を喪失する。	①, ②	・ケーソン（前壁、後壁、側壁）の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。	○
	・地震又は津波荷重により、ケーソンが滑動及び転倒することで、重力擁壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。	①, ②	・ケーソンの滑動及び転倒の有無を確認する。	○
H鋼	・地震時又は津波時に、H鋼のせん断破壊又は周辺岩盤のすべり破壊により、重力擁壁を支持できなくなることで重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	・H鋼の発生応力度がせん断応力度以下であることを確認する。	○

※1 ①地震時, ②津波時
 ※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

第 7-14 (4)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
MMR	• 地震又は津波荷重によりMMRがすべり破壊し、ケーソン及び重力擁壁を支持できなくなるにより遮水性を喪失する。	①, ②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。 (3条で確認)	○
	• 地震又は津波荷重により、MMRがせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。	②	• 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。	○
	• 地震又は津波時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重によりMMRが破壊し、ケーソンを支持できなくなる。	①, ②	• 防波壁直下またはケーソン直下の地盤の鉛直圧縮応力が極限支持力以下であることを確認する。	○

※ 1 : ①地震時, ②津波時

※ 2 : 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(-)。

第 7-14 (5)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
改良地盤	• 地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。	①, ②	• 地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。 • 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。	○
	• 地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。			
	• 地震又は津波荷重により改良地盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防波壁の高さを維持できなくなり、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。 (3条で確認)	○
	• 地震時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重により改良地盤が破壊し、ケーソンを支持できなくなる。	①	• 防波壁直下またはケーソン直下の地盤の鉛直圧縮応力が極限支持力以下であることを確認する。	○

※ 1 ①地震時, ②津波時

※ 2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(-)。

第 7-14 (6)表 防波壁（波返重力擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照査※2
岩盤	• 地震又は津波荷重により岩盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防波壁の高さを維持できなくなり、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	• すべり安全率が許容値以上であることを確認する。 (3条で確認)	○
	• 地震時に重力擁壁及びケーソンに伝わる荷重により岩盤が破壊し、重力擁壁又はケーソンを支持できなくなる。	①	• 防波壁直下またはケーソン直下の地盤の鉛直圧縮応力が極限支持力以下であることを確認する。	○

※ 1 ①地震時, ②津波時

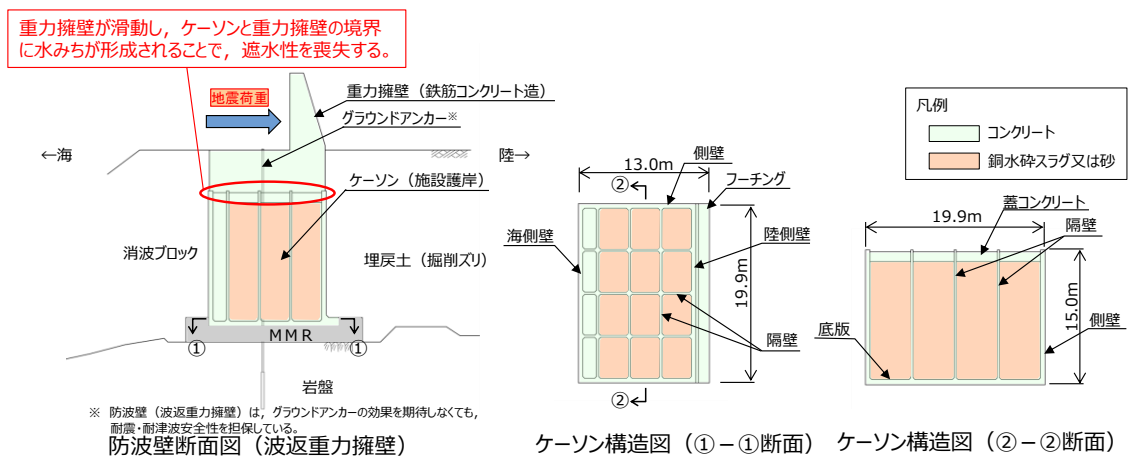
※ 2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(-)。

(2) 共通 (地震時)

ケーソンの構造及び地震時に局所的に応力が集中し、構造上の弱部となる箇所を第 7-28 図に示す。ケーソンは鉄筋コンクリート製であり、隔壁で仕切られたケーソン内は、中詰材 (コンクリート、銅水砕スラグ又は砂) で充填されており、中詰材の流出を防止するため、中詰材の上部に蓋コンクリートを打設している。中詰材は銅水砕スラグ又は砂を使用しており、これらの飽和単位体積重量は、 22.6kN/m^3 、 20.0kN/m^3 である。

ケーソンと重力擁壁の境界は、蓋コンクリート天端をケーソン天端から 20cm 下げて打設することで、一体構造としている。また、保守的にケーソンと重力擁壁の境界部のケーソン張出部の健全性を確認し、遮水性を確保することを確認した (詳細は 7.5 (1) 参照)。

蓋コンクリート打設前の中詰材の充填状況を第 7-29 図に示す。



第 7-28 図 防波壁 (波返重力擁壁) 弱部①概要図



中詰材 (銅水砕スラグ) 充填状況
(蓋コンクリート打設前)

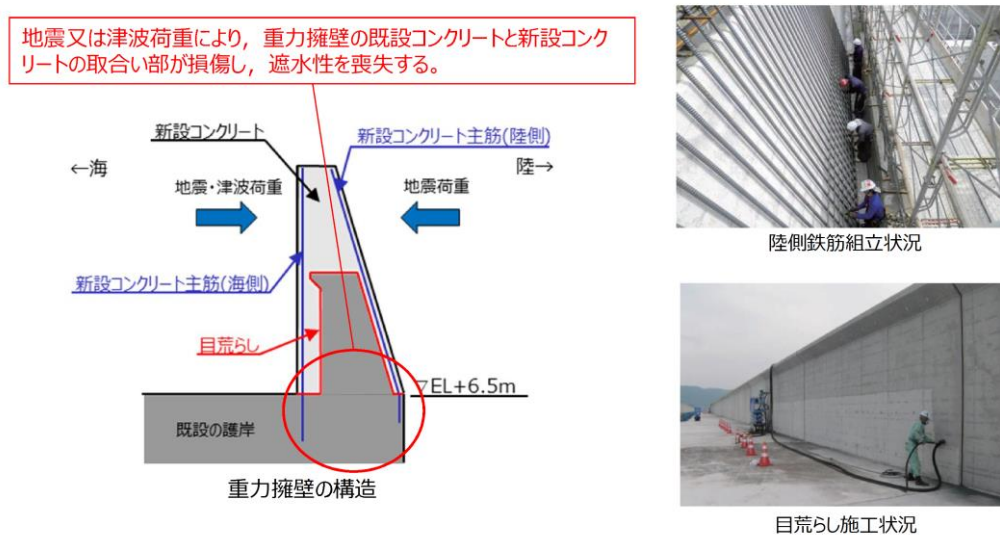
第 7-29 図 防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン中詰材充填状況

(3) 共通（地震時，津波時）

重力擁壁の構造及び構造上の弱部となる箇所を第 7-30 図に示す。重力擁壁は，津波による敷地内への浸水を防止するため，既設の護岸を嵩上げた構造としている。

新設コンクリートは，既設の護岸の重力擁壁表面に目荒らしを行い，既設コンクリートを巻き込むように打設し，新設コンクリートに配置する鉄筋を既設の護岸に定着することにより，既設コンクリートと新設コンクリートの一体化を図っている。

したがって，設置許可段階においては，新設コンクリート主筋の既設の護岸への定着長と新設コンクリートの付着強度について確認する。（詳細は 7.5 (1) 参照）。



第 7-30 図 防波壁（波返重力擁壁）弱部②概要図

7.4.5 耐震評価候補断面の整理方針

防波壁（波返重力擁壁）について、間接支持する設備、構造的特徴、周辺状況及び地震力特性等の観点を踏まえた耐震評価候補断面の整理方針を第7-15表に示す。

詳細設計段階において、地震応答解析により耐震評価を行ううえで、上記の観点を考慮して断面を整理し、構造物の応答が耐震評価上最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。また、止水目地の機能維持の観点からも、異種構造物形式の境界部、防波壁周辺の隣接構造物、改良地盤の有無を考慮したうえで、防波壁の施工ブロック間の相対変形が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

第7-15表 耐震評価候補断面の整理（防波壁（波返重力擁壁））

観点		防波壁（波返重力擁壁）		
		一般部（①-①断面）	改良地盤部（②-②断面）	放水路貫通部（③-③断面）
要求機能		津波防護施設		
①間接支持する設備		なし		
②構造的特徴	形式	・線状構造物 ・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。	・線状構造物 ・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。	・線状構造物 ・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。
	寸法	・幅1.50m ・高さ8.50m（地上部のみ）	・幅1.50m ・高さ8.50m（地上部のみ）	・幅1.50m ・高さ8.50m（地上部のみ）
③周辺状況	周辺地質	・ケーソンを介して主にCM級岩盤に支持される。 ・周辺地質は、埋戻土（掘削スリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：21.2m	・高圧噴射攪拌工法により地盤改良を実施している改良地盤部が存在する。 ・ケーソンを介して主にCM級岩盤または改良地盤に支持される。 ・周辺地質は、埋戻土（掘削スリ）及び砂礫層が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：29.0m	・ケーソンを介して主にCH級岩盤に支持される。 ・周辺地質は、埋戻土（掘削スリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：16.3m
	地下水位*	・解析結果等を踏まえて整理する。		
	隣接構造物	横断方向	なし	なし
縦断方向		なし	なし	なし
④地震力特性		・観点③での整理のとおり、周辺地質の差はないため、観点④での断面選定は不要である。		
⑤床応答特性		・間接支持する設備なし。		

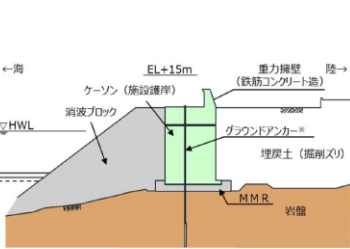
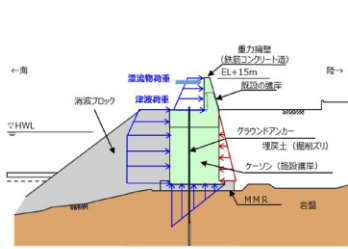
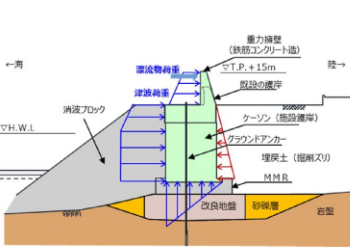
観点		防波壁（波返重力擁壁）		
		輪合部（④-④断面）	東端部（⑤-⑤断面）	西端部（⑥-⑥断面）
要求機能		津波防護施設		
①間接支持する設備		なし		
②構造的特徴	形式	・線状構造物 ・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。 ・下端部にH鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で設置している。	・線状構造物 ・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。 ・下端部にH鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で設置している。	・線状構造物 ・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置している。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。 ・下端部にH鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で設置している。
	寸法	・幅1.50m ・高さ6.50m（地上部のみ）	・幅1.00m ・高さ7.50m	・幅1.50m ・高さ8.50m
③周辺状況	周辺地質	・ケーソンを介して主にCM級岩盤に支持される。 ・周辺地質は、埋戻土（掘削スリ）が分布している。 ・地表面から岩盤までの深さ：23.2m	・主にCH級岩盤に直接支持される。 ・地表面から岩盤までの深さ：0.0m	・CM級岩盤に直接支持される。 ・地表面から岩盤までの深さ：0.0m
	地下水位*	・解析結果等を踏まえて整理する。		
	隣接構造物	横断方向	なし	・東側に岩盤上に直接基礎形式で設置されたサイトバンク建物が隣接する。
縦断方向		・異種構造形式（鋼管杭式逆T擁壁）が隣接する。	・異種構造形式（多重鋼管杭式擁壁）が隣接する。	なし
④地震力特性		・観点③での整理のとおり、周辺地質の差はないため、観点④での断面選定は不要である。		
⑤床応答特性		・間接支持する設備なし。		

※ 地下水位は解析等による地下水位に係る検討結果を踏まえて詳細設計段階で設定する。

7.5 個別論点

(1) 設置の経緯

防波壁（波返重力擁壁）における重力擁壁の設置の経緯を以下に示す。

3号造成時	申請時	改良地盤の追加
		
<p>・防波壁（波返重力擁壁）を設置する範囲には、3号機増設に伴い設置した岩着したケーン式構造で安定性の高い護岸（T.P.+10m）が既に設置されている。</p> <p>・既設の護岸は、日本海の冬季波浪に耐えうる頑健性の高い構造としていた。</p>	<p>・平成23年3月の東北地方太平洋沖地震を踏まえた安全対策として、津波による敷地内への浸水を防止するため既設の護岸を嵩上げ（T.P.+15m）した。</p> <p>・左記に示した既設の護岸の特徴を踏まえ、既設の護岸を流用した構造型式とすることが、施工上、構造上適切と判断した。</p> <p>・波返重力擁壁は既設の護岸の波返壁を巻き込む構造とすることから、相互の付着力が必要となるため、防波壁の施工前に、既存の護岸の波返壁表面に目荒らしを実施した。また、波返重力擁壁の主筋を既設の護岸に挿し込むことにより既設の護岸との一体化を図った。</p>	<p>・一部、砂礫層が介在する箇所に対して高圧噴射攪拌工法により地盤改良を実施した。</p>
<p>天端高さ ▽T.P.+10m</p>	<p>天端高さ ▽T.P.+15m</p>	<p>天端高さ ▽T.P.+15m</p>

第7-31図 防波壁（波返重力擁壁）の設置の経緯

(2) ケーソン構造成立性検討

防波壁（波返重力擁壁）ケーソンの構造成立性を確認するため、3次元静的FEM解析による検討を実施する。検討にあたっては、地震時のケーソン背後の地震時土圧及び慣性力によるケーソンへの影響が大きいことから、地震時による検討を実施する。

ケーソンの評価について、2次元動的FEM解析によりケーソン全体を評価する方針から、2次元動的FEM解析から荷重等を抽出し、3次元静的FEM解析によりケーソンの各部材を評価する方針に見直した。

また、ケーソンの剛性について、港湾基準に基づきケーソン全体に対してコンクリートの剛性を設定する方針から、中詰材の剛性を期待しない方針に見直した。

上記の方針の見直しに伴い、地震時荷重を直接負担する部材等で構造成立性が見込めないことから、対策工として中詰材の一部を改良したのものとして構造成立性を検討する。

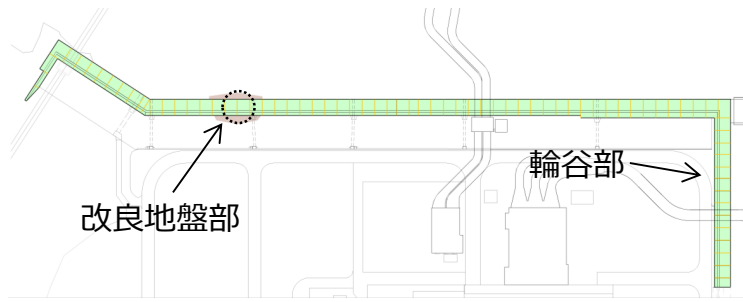
【検討断面及び検討用地震動】

検討断面は、他の断面と比較してケーソン高さが高く、ケーソンの構造が異なる改良地盤部断面及び輪谷部断面を選定する。

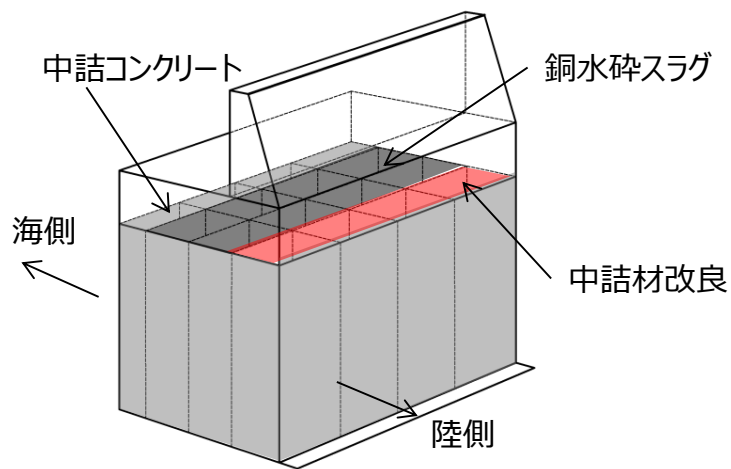
地震荷重は基準地震動S_s-Dとする。

【解析条件】

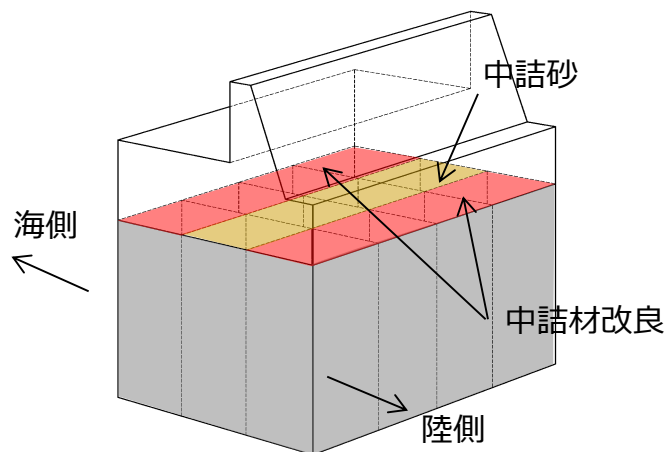
- ・ 2次元動的FEM解析（有効応力解析）を実施し、ケーソンの頂底板間の相対変形量が最大となる時刻における加速度及び荷重（地震時土圧、動水圧）を抽出し、3次元静的FEMモデルに作用させる。
- ・ 2次元動的FEM解析では、ケーソンの躯体のコンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する。
- ・ 3次元静的FEM解析では、2次元動的FEM解析と同様に、中詰材の剛性を期待せず、重量のみ考慮する。
- ・ 3次元静的FEM結果を踏まえ、構造部材のうち、前壁、後壁、側壁、隔壁、底板及びフーチングを対象に、短期許容応力度による照査を実施する。



検討位置図



ケーン (改良地盤部) 構造概念図



ケーン (輪谷部) 構造概念図

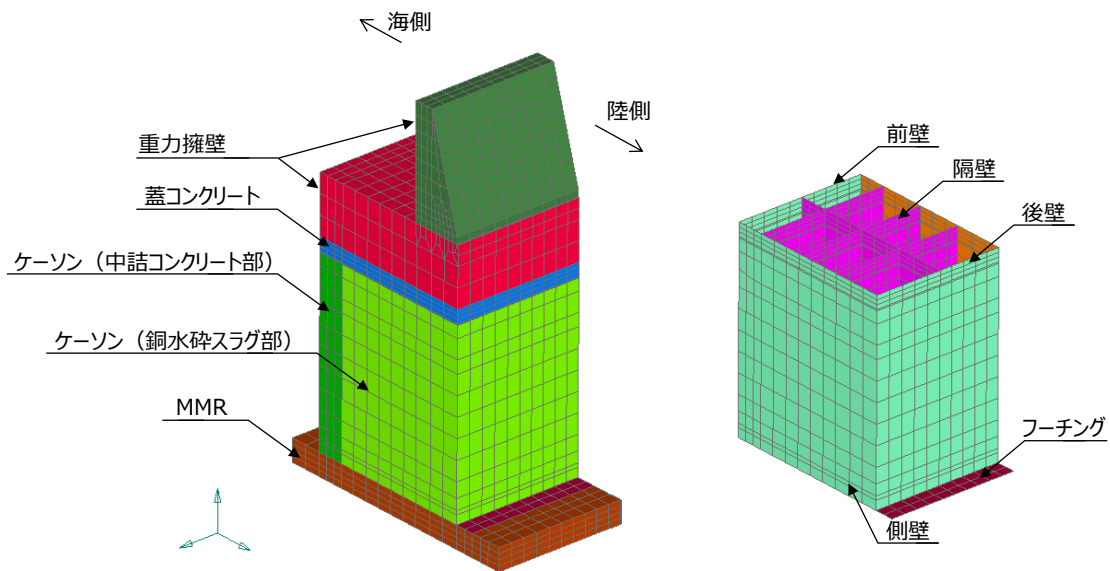
第 7-32 図 3次元静的FEM解析による検討概要図

ケーソンは長辺方向及び短辺方向に配置された隔壁を有することから、各部材の照査は3次元モデルによる静的FEM解析により行う。3次元静的FEM解析の解析モデルを第7-33図に示す。

【モデル化方針】

ケーソンについては、シェル要素でモデル化し、重力擁壁、蓋コンクリート、中詰材（中詰コンクリート、銅水砕スラグ及び砂）及びMMRについては、ソリッド要素でモデル化する。なお、中詰材の一部を改良したものととして構造成立性を検討する。

ケーソンの奥行方向を半分にした3次元モデルとする。なお、詳細設計段階においては、ケーソン1函分をモデル化して解析を実施する。



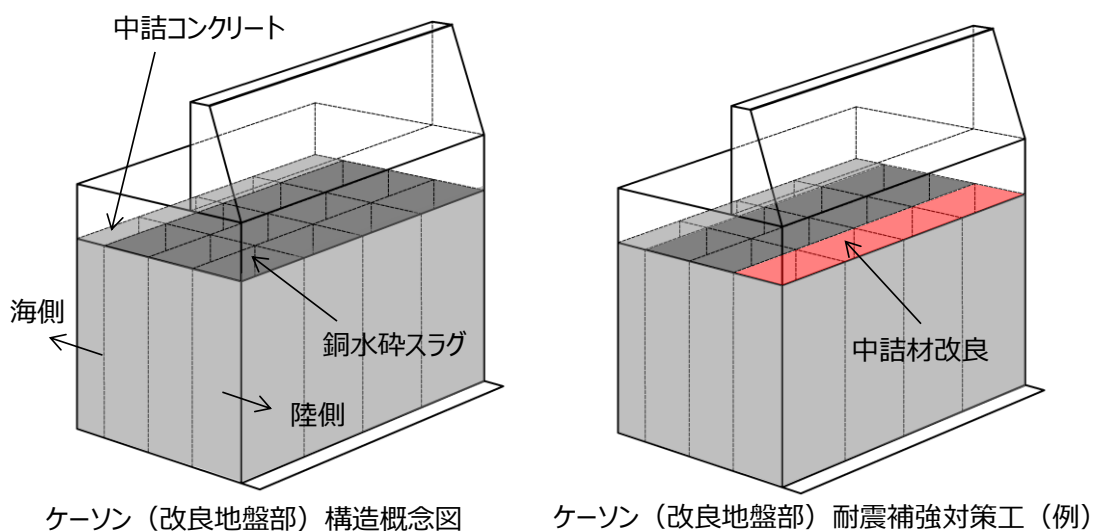
第7-33 図 3次元静的FEM解析の解析モデル(改良地盤部例)

【中詰材の改良範囲及び仕様】

ケーソンの中詰材の一部を改良（固化処理等）することで，基準地震動 S_s -D に対し，改良地盤部及び輪谷部のケーソンにおける各構造部材において構造成立性が確保されることを確認する。

詳細設計段階において，他の断面も適切に検討したうえで，地震時及び津波時の荷重の不確かさ及び物性値のばらつきを考慮しても，ケーソンの各構造部材が津波防護施設としての性能を保持させる設計とし，中詰材の改良範囲及び仕様を決定する。

中詰材の改良範囲として，地震時，津波時荷重等が直接作用するケーソン前壁及び後壁の背面の中詰材を改良することを基本とし，ケーソンの照査結果を踏まえ，必要に応じて改良範囲の追加を検討する。また，中詰材改良の仕様として，ケーソンの照査結果を踏まえ，中詰材及びケーソン隔壁内に実施する中詰材改良の解析用物性値（剛性）を設定し，解析用物性値（剛性）の妥当性を試験等により確認する。



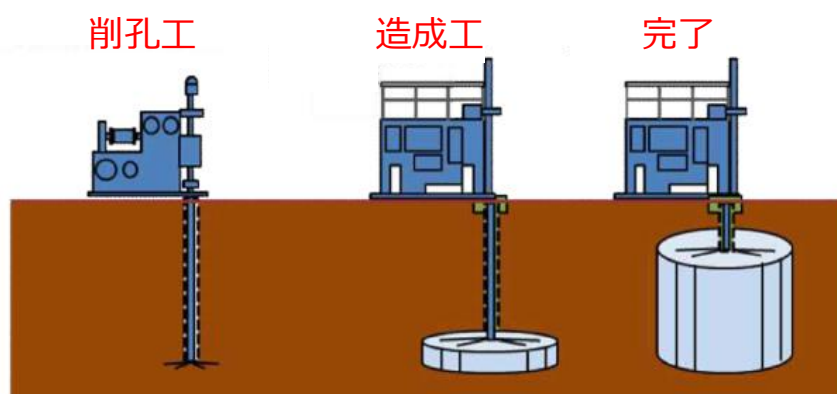
第 7-34 図 ケーソン(改良地盤部)構造概念及び耐震補強対策工(例)

【中詰材改良の施工成立性】

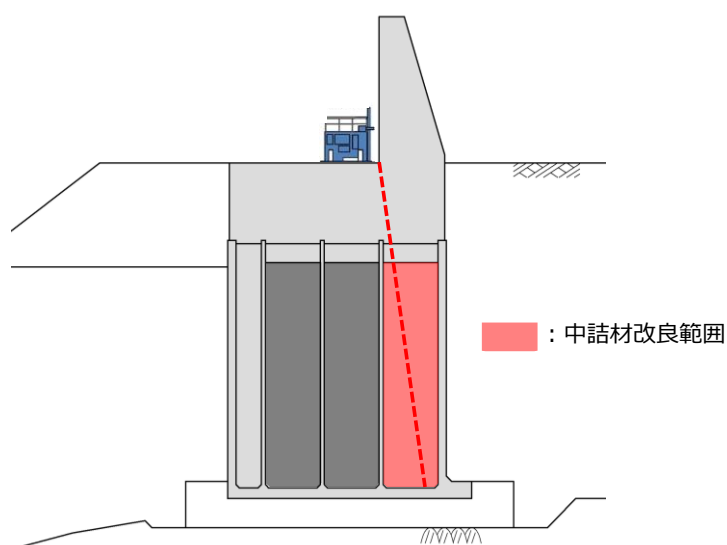
中詰材改良の工法の例として、ケーソン内の中詰材に固化材を噴射しながら混合・攪拌する高圧噴射攪拌工法が挙げられる。

波返重力擁壁直下のケーソン内の中詰材改良にあたっては、ケーソン躯体に影響がないよう第7-35(1)図のように斜め方向に施工することで中詰材の改良は可能と判断する。なお、ケーソン内の中詰材を改良した施工実績があり、施工状況を第7-35(2)図に示す。

試験施工等により中詰材改良に要求される解析用物性値（剛性）が確保できることを確認する。また、中詰材改良の施工後確認試験（PS 検層等）により、品質管理を行う。



高圧噴射攪拌工法の施工イメージ



第7-35(1)図 ケーソン中詰材改良の施工イメージ

クローラドリル



施工状況（削孔工）

地盤改良機



施工状況（造成工）

第 7-35(2) 図 ケーソン中詰材改良の施工状況

(3) 重力擁壁の既設と新設の一体性検討

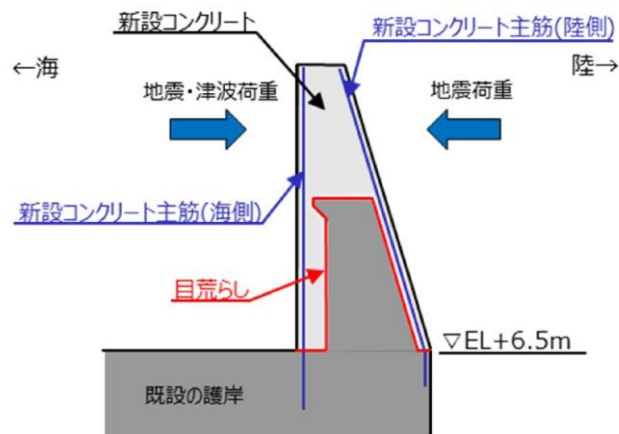
(a) 重力擁壁の構造について

重力擁壁は、津波による敷地内への浸水を防止するため、既設の護岸を嵩上げした構造としている。

新設コンクリートは、既設の護岸の重力擁壁表面に目荒らしを行い、既設コンクリートを巻き込むように打設し、新設コンクリートに配置する鉄筋を既設の護岸に定着することにより、既設コンクリートと新設コンクリートの一体化を図っている。

したがって、設置許可段階においては、新設コンクリート主筋の既設の護岸への定着長と新設コンクリートの付着強度について確認する。

新設コンクリート主筋定着部の定着長と付着強度確認試験結果について次頁に示す。重力擁壁の構造図を第7-36図に、施工状況を第7-37図に示す。



第7-36図 重力擁壁の構造図



第7-37図 施工状況写真

(b) 主筋定着部の定着長について

新設コンクリートの主筋は、「コンクリート標準示方書」に示される引張鉄筋の基本定着長に基づき定着長を算定し、既設の護岸に定着させている。

コンクリート標準示方書に示される引張鉄筋の基本定着長の算定式

$$l_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4f_{bod}} \phi$$

ここで、
 ϕ : 主鉄筋の直径
 f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度
 f_{bod} : コンクリートの設計付着強度
 α : 係数

(c) 付着強度確認試験結果について

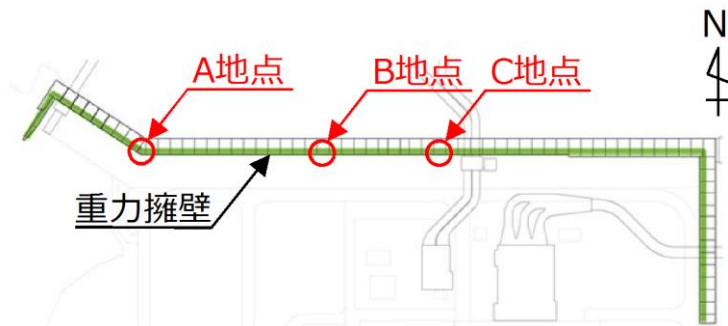
新設コンクリートの付着力を高め、既設と新設の一体化を確実なものとするため、既設コンクリート表面の目荒らしを実施している。

目荒らしについては、目標とする付着強度を「表面保護工法 設計施工指針(案) [工種別マニュアル編] 土木学会 断面修復工マニュアル p221」を参考に設定し、同指針(案)で示されている 1.0N/mm^2 に裕度を加えた 1.5N/mm^2 を管理基準とした。

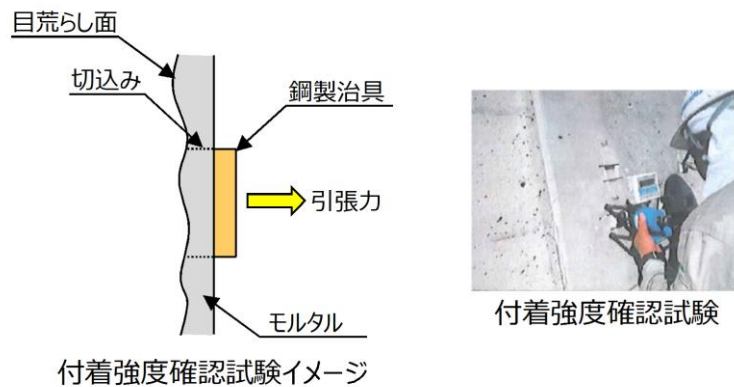
付着強度については、事前に付着強度確認試験を実施し、目荒らし後の付着強度が 1.5N/mm^2 以上であることを確認した。付着強度確認試験の試験手順を第 7-38 図に、試験場所を第 7-39 図に、試験イメージ図及び試験状況写真を第 7-40 図に、試験結果を第 7-16 表に示す。



第 7-38 図 試験手順



第 7-39 図 付着強度確認場所



第 7-40 図 試験イメージ図及び試験状況写真

第 7-16 表 付着強度確認試験結果

単位 : N/mm²

供試体 NO	試験場所		
	A地点	B地点	C地点
1	1.71	1.78	1.76
2	1.61	1.66	1.72
3	1.72	1.88	1.66
4	1.74	1.63	1.84
5	1.60	1.99	1.58

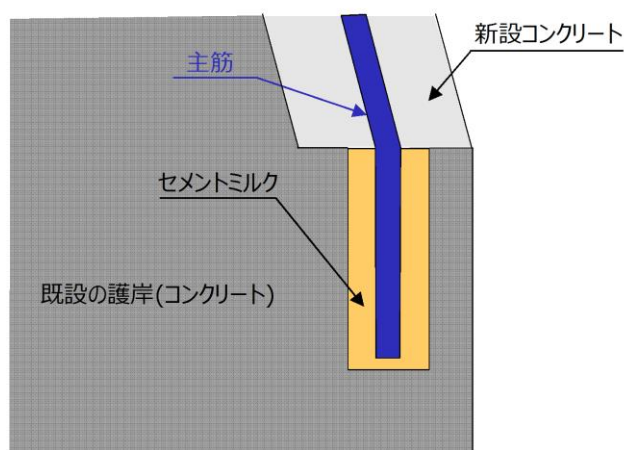
(d) 主筋定着部の評価方法について

主筋定着部の施工は、コアドリル又はパーカッションドリルを使用して既設の護岸のコンクリートを削孔し、主筋建込後、周囲にセメントミルクを注入する手順としている。定着部の構造を第 7-41 図に示す。

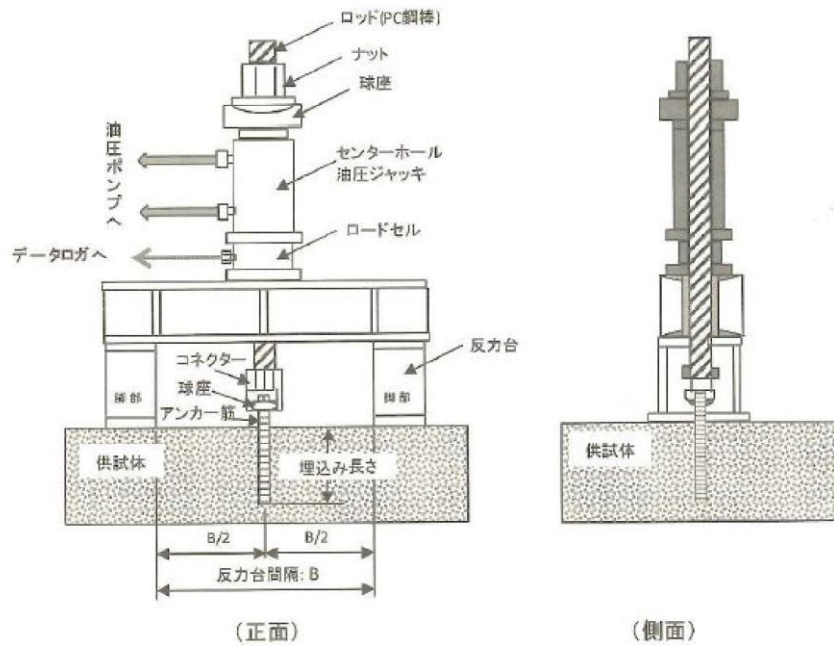
「各種合成構造設計指針・同解説 日本建築学会」においては、上記の

施工手順で施工されたアンカーボルトは、「その他のアンカーボルト」のうち、「型抜きアンカー」に該当すると判断できる。型抜きアンカーの許容耐力については、「実験等により確認し、使用条件および施工条件を考慮し、本指針に準じて適切な安全率を見込んだ許容耐力をきめる」とあることから、詳細設計段階において、島根2号炉の重力擁壁の施工条件を考慮した模型実験を行い、コーン状破壊や付着破壊について確認し、適切な許容耐力による評価を実施する。なお、試験実施に当たっては、第7-42図及び第7-43図に示す、(一社)日本建築あと施工アンカー協会が定めた試験方法を参考とする。

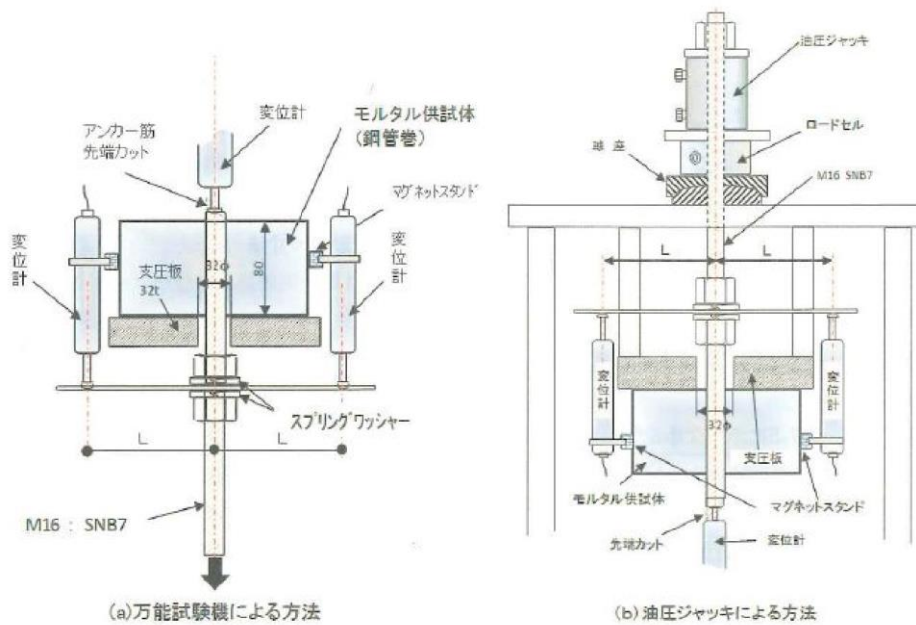
しかしながら、津波荷重や地震荷重により新設コンクリートの主筋定着部に作用する力が、実験で確認した許容耐力以上となる場合は、新設コンクリート部分の増設等の対策工を実施することにより、重力擁壁の損傷を防止する。詳細設計段階において、新設コンクリートと既設コンクリートの照査をそれぞれ行い、一体性について影響が生じる場合は、対策工を実施することにより、重力擁壁の損傷を防止する。対策工の構造例を第7-44図に示す。



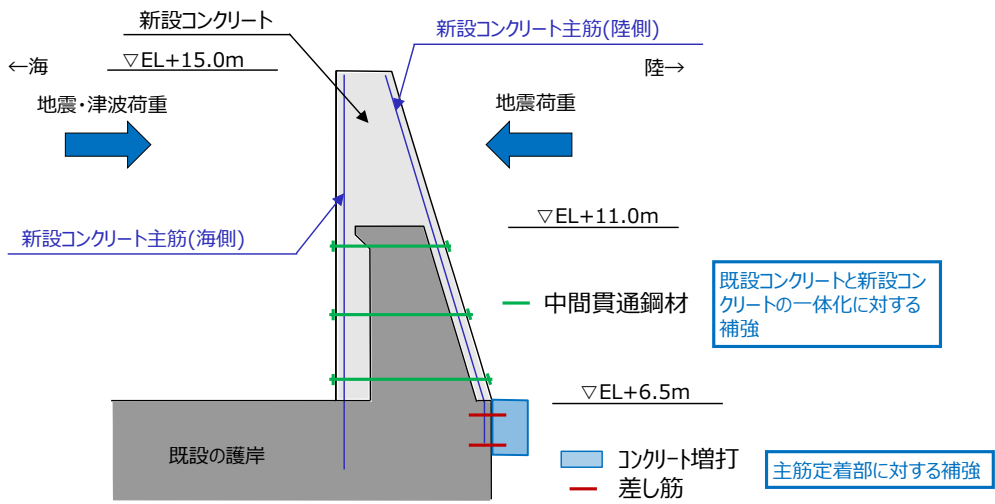
第7-41図 定着部の構造（陸側主筋）



第7-42 図 あと施工アンカー標準試験法（引張試験）の一例



第7-43 図 接着系アンカーのセット試験法の一例（接着系アンカー周囲を拘束した引張試験（付着強度試験））



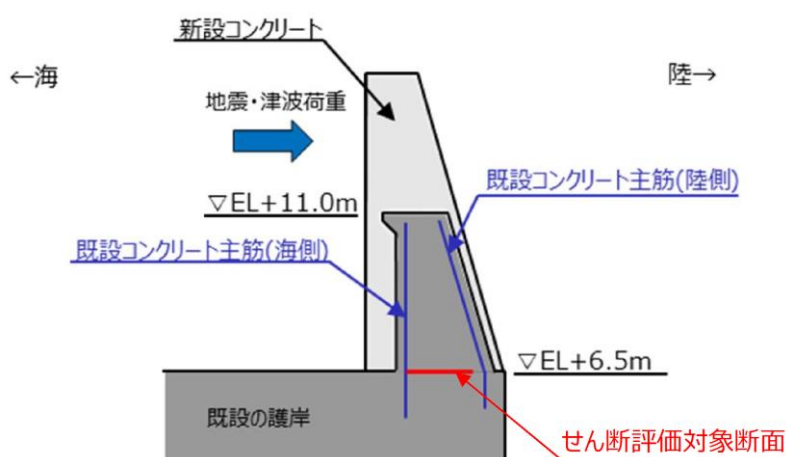
第 7-44 図 対策工の構造例

(参考) 重力擁壁のせん断破壊に対する評価

嵩上げた重力擁壁は、既設と新設が一体化しているものとして耐震や耐津波の評価を行う方針であるが、仮に新設コンクリート部分には期待せず、既設コンクリート部分のみを対象とした場合のせん断破壊による評価を実施した。重力擁壁は、地震時に土圧が作用しないので、検討ケースは津波時とした。評価のイメージを第 7-45 図に示す。

第 7-17 表に示す結果より、津波荷重により発生するせん断力に対して既設コンクリート部分のみで所定の安全率が確保できることから、構造成立性に影響はないことを確認した。

なお、地震時の評価結果については別途解析を行い、詳細設計段階で示す。



第 7-45 図 海側からの荷重に対するせん断破壊に対する評価イメージ

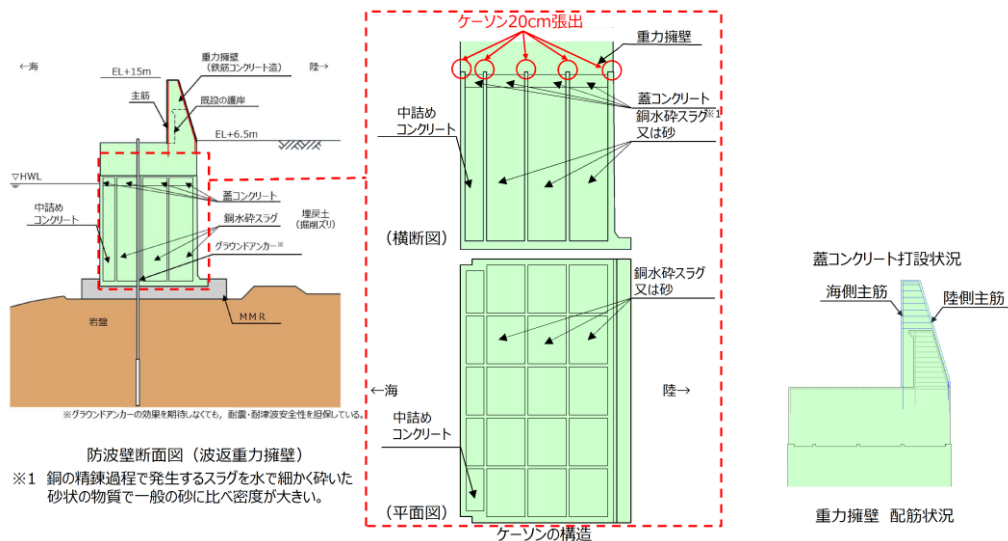
第 7-17 表 津波時における既設コンクリートでのせん断破壊に対する評価結果

確認項目	許容せん断応力度 (N/mm ²)	発生せん断応力度 (N/mm ²)	最小安全率 (許容せん断応力度/発生せん断応力度)	判定 (> 1.0)
せん断	0.9	0.30	3.00	OK

(4) ケーソンと重力擁壁間の一体挙動

波返重力擁壁のうちケーソンの構造について、第7-46図に示す。岩盤上に鋼製架台を設置し、ケーソンを据え付けた後、鋼製架台内に水中コンクリートを打設することにより、MMR（マンメイドロック）を構築している。

ケーソン内はコンクリート、銅水砕スラグ又は砂により中詰めし、その上部に蓋コンクリート及び重力擁壁を打設している。中詰め材の種類は、ケーソンの安定性確保の観点から選定している。なお、西側端部については、現場打ちコンクリートにより防波壁を施工している。ケーソンと重力擁壁の境界は、蓋コンクリート天端をケーソン天端から20cm下げて打設とすることで、一体構造としている。ケーソンの施工状況について、第7-47図に示す。



第7-46 図 防波壁（波返重力擁壁） ケーソンの構造



蓋コンクリート打設状況

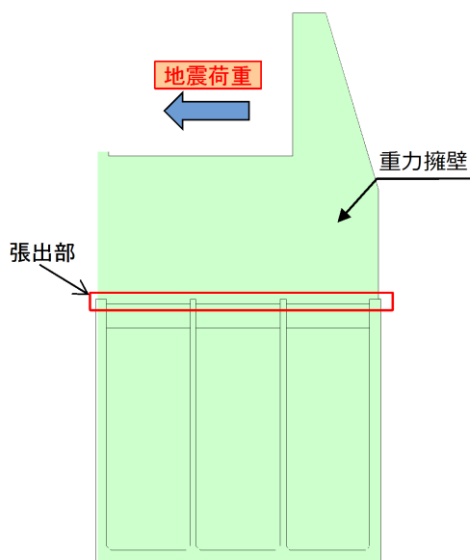
第7-47 図 防波壁（波返重力擁壁） ケーソンの施工状況

ケーソンと重力擁壁を一体構造として扱うことについて、境界部が仮に平坦とした場合の相対変形量により確認していたが、今回、地震時及び津波時におけるケーソン上端の張出部の健全性を評価することで確認する。ただし、津波時及び地震時（海側から陸側への荷重作用）は、防波壁（波返重力擁壁）の背後に地盤があることから、検討に当たっては、地震時（陸側から海側への荷重作用）における張出部の健全性を確認する。

ケーソンと重力擁壁の境界部における、2次元動的FEM解析（有効応力解析）から算定される重力擁壁の基準地震動 S_s-D による荷重をケーソンの張出部に作用させ、張出部が損傷しないことを確認する。なお、ケーソンと重力擁壁の境界部は港湾基準に示されるコンクリート同士の静止摩擦係数 $\mu=0.5$ として設定する。

検討の結果、張出部のせん断について、コンクリートのせん断耐力のみで照査した場合でも、せん断耐力を下回ることから、ケーソンと重力擁壁は一体挙動し、境界部における遮水性が確保されることを確認した。

断面図を第7-48図に、照査結果を第7-18表に示す。



第7-48図 防波壁（波返重力擁壁）輪谷部断面図

第7-18表 照査結果

	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	安全率
張出部	813	896	1.1

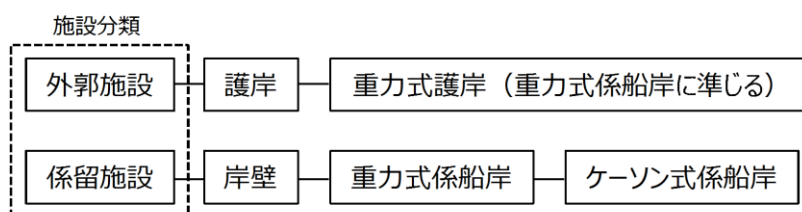
(5) 港湾基準による整理

【参考1】 既設の護岸の設計概要 (3号炉増設時)

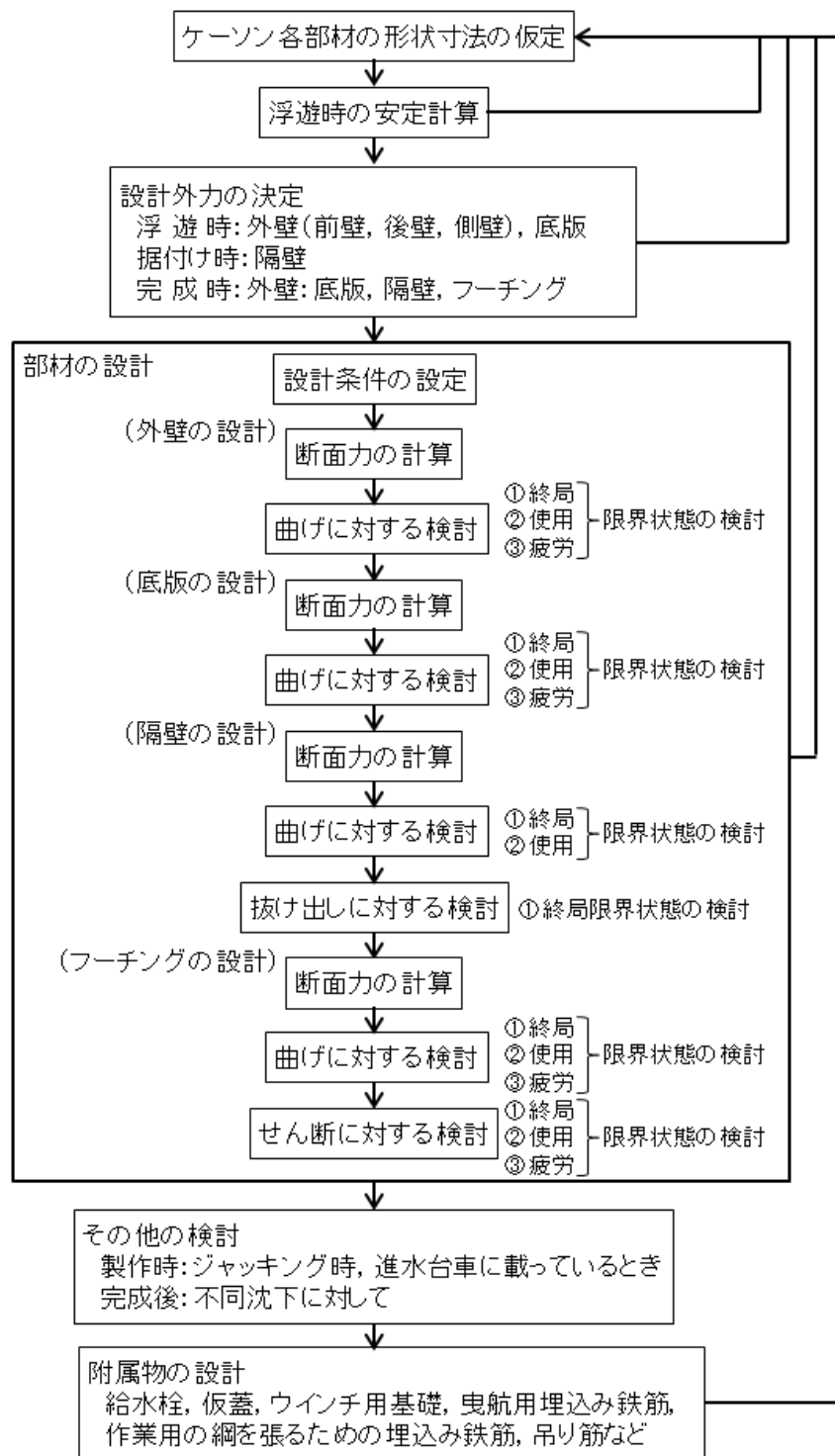
既設の護岸は、JEAG4601-1987では「その他土木構造物(港湾施設)」に分類されており、耐震設計において参考とする基準、指針等として、「港湾基準(昭和55年度版)」が示されている。3号増設時の港湾基準の最新版は平成11年度版であり、既設の護岸はこれに基づいて耐震設計を実施した。

港湾基準(平成11年4月)では、「護岸の構造は、仮土留めを除き、重力式係船岸、矢板式係船岸、鋼矢板セル式係船岸等の構造形式と類似しているので、設計に当たっては、係留施設の関連部分を参照することができる」としている。護岸の安定計算は係留施設の「重力式係船岸」を参照し、プレキャストコンクリート部材であるケーソンについては、港湾基準(H11)に従い照査した。第7-49図に、港湾基準に基づき作成した港湾施設における施設分類を示す。第7-50図に、港湾基準(平成11年4月)に基づくケーソンの設計順序を示す。

設計状態としては、供用時のレベル1地震動及び変動波浪の変動状態に加え、施工中の浮遊時及び冬季波浪時等の厳しい状態を考慮した設計を行っている。



第7-49図 港湾施設における施設分類
(港湾基準(平成11年4月)に基づき作成)



第 7-50 図 ケーソンの設計順序 (港湾基準 (平成 11 年 4 月) に基づき作成)

【参考2】 港湾基準上のケーソンの要求性能

港湾基準で示されたケーソンの各部位に関する性能規定及び設計状態に関する設定を第7-19表～第7-22表に示す。ここでは、供用時（完成時）の検討対象部材である底版及びフーチングと側壁について示す。第7-24表に護岸の作用の組合せと荷重係数の一覧表を示す。本表は港湾基準に記載されている「岸壁」の作用の組合せと荷重係数の一覧表を引用したものである。供用時（完成時）の検討対象部材は、底版及び側壁と示されている。

表で示される使用性とは、使用上の不都合を生じずに施設等を使用できる性能のことであり、作用に対して想定される施設の構造的な応答においては、損傷の可能性が十分に低いこと、又はわずかな修復により速やかに所要の機能が発揮できる程度の損傷に留まることである。なお、基準省令では、使用性の規定を、原則として「作用による損傷等が、当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと」と表記している。

第7-19表 ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態（主たる作用が自重の永続状態）に関する設定

要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	永続	自重	水圧，地盤反力， 載荷重，土圧	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
				底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
				底版及びフーチングの隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度

第7-20表 ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態（主たる作用が変動波浪の変動状態）に関する設定

要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	変動	変動波浪 ^{※1}	自重，水圧，地盤反力， 載荷重，土圧	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
				底版の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度
				底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値（使用限界状態）
				底版及びフーチングの疲労破壊	設計疲労強度（疲労限界状態）
		波浪の繰返し作用 ^{※3}			

※1 ここでの波浪は、この告示第八条第一項第一号に定めている波浪のうち、当該施設の構造的安定性の性能照査に用いたものとする。
 ※2 ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間にそれ以上の波高の波が来襲する回数が10°程度のものであることを標準とする。
 ※3 ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間に生じる波浪の波高と周期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

第7-21表 ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態（主たる作用が浮遊時の水圧及びレベル1地震動の変動状態）に関する設定

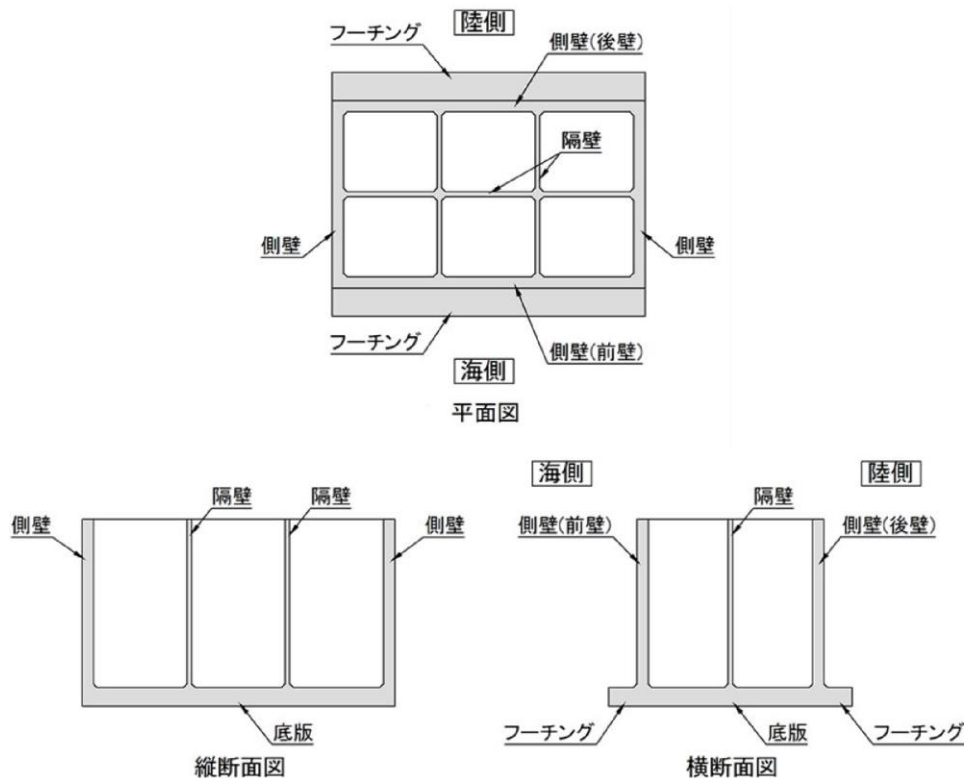
要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	変動	L1地震動	自重，水圧， 地盤反力	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力（終局限界状態）
				底版の隔壁からの抜け出し（鉄筋の降伏）	設計降伏応力度

第 7-22 表 ケーソンの側壁に関する性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定

要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	永続	内部土圧	内部水圧	側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値 (使用限界状態)
				側壁の隔壁からの抜け出し(鉄筋の降伏)	設計降伏応力度
	変動	変動波浪※1	内部水圧, 内部土圧	側壁の断面破壊※2	設計断面耐力(終局限界状態)
		変動波浪※3		側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値 (使用限界状態)
		波浪の繰返し作用※4		側壁の疲労破壊※2	設計疲労強度(疲労限界状態)
		L1地震動		側壁の断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)

※1 ここでの波浪は、この告示第八条第一項第一号に定めている波浪のうち、当該施設の構造の安定性の性能照査に用いたものとする。
 ※2 波浪の影響を受ける側壁の場合に限る。
 ※3 ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間にそれ以上の波高の波が来襲する回数が10回程度のものであることを標準とする。
 ※4 ここでの波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間に生じる波浪の波高と周期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

一般的な形状のケーソン各部の名称を第 7-51 図に示し、構成部材と役割等について第 7-23 表のとおり整理する。



第 7-51 図 ケーソン各部の名称（港湾基準 図-参 1.2.1 を加筆・修正）

第 7-23 表 ケーソン構成部材の役割, 照査要否, 及び照査方法

構成部材	供用時の主な役割	港湾基準		新規制基準	
		供用時の照査要否	照査項目(許容限界)	供用時の照査要否	照査項目(許容限界)
・前壁 ・後壁 ・側壁	・重力擁壁を支持する ・遮水性を保持する	要	断面破壊(設計断面耐力)使用性 (曲げひび割れ幅の制限値) 抜け出し(設計降伏応力度)	要	曲げ破壊, せん断破壊 (短期許容応力度)
・底板	・前壁, 後壁, 側壁, 隔壁を支持する	要	-	要	曲げ破壊, せん断破壊 (曲げ: 限界層間変形角又は 圧縮縁コンクリート限界ひずみ, せん断: せん断耐力)
・隔壁	・重力擁壁を支持する ・前壁, 後壁, 側壁, 底板の変形を抑制する	否		要	
・フーチング	・滑動, 転倒に対して安定性を確保する	要	断面破壊(設計断面耐力)使用性 (曲げひび割れ幅の制限値) 抜け出し(設計降伏応力度)	要	

【参考 3】 港湾基準上の防波壁の位置付け及び要求性能

港湾基準において, 津波対策施設の要求性能は, 使用性に加えて, 津波, レベル 2 地震動等の作用による損傷等が, 軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと(修復性)が追加される。第 7-52 図に, 港湾基準における津波対策施設の要求性能を示す。

津波対策施設を構成する部材については, 主たる作用が津波又はレベル 2 地震動である偶発状態に対して, 作用による損傷の程度が限界値以下であることとされている。

【港湾の施設の技術上の基準を定める省令 第七条 第二項 第二号】 津波から当該施設の背後地を防護する必要がある施設を構成する部材の要求性能にあつては, 津波, レベル 2 地震動等の作用による損傷等が, 軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。									
【港湾の施設の技術上の基準の細目を定める告示 第二十二号 第一項 第二号】 津波から背後地を防護する必要がある施設を構成する部材にあつては, 主たる作用が津波又はレベル 2 地震動である偶発状態に対して, 作用による損傷の程度が限界値以下であること。									
津波対策施設の構造部材に共通する性能規定及び設計状態(偶発状態に限る)に関する設定									
省令 条 項 号	告示 条 項 号	要求性能	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標			
			状態	主たる作用			従たる作用		
7 2 2	22 1 2	修復性	偶発	津波(L2地震動)	-	損傷	-		

港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年)より引用

第 7-52 図 港湾基準における津波対策施設の要求性能

【参考4】 既設の護岸の性能照査検討ケース

港湾基準（平成11年4月）に準じて設計した3号増設時のケーソン設計における検討ケースの例を第7-24表に示す。なお、港湾基準で「側壁」と記載されている部材は、港湾基準（平成11年4月）では「外壁」として表記されている。

第7-24表 ケーソン性能照査における検討ケース（標準部①（地盤改良部）ケーソンの例）

		終局限界状態				使用限界状態				疲労限界状態			
		底板	外壁	隔壁	フチガ	底板	外壁	隔壁	フチガ	底板	外壁	隔壁	フチガ
製作時		○			○								
進水時 浮遊時		○	○		○	○	○		○				
注水時				○				○					
中詰コンクリート打設前				○				○					
据付後	施工時	波の山※1	○	○		○							
		波の谷※2	○	○		○							
	完成時	波の山※1	○	○		○	○	○		○	○	○	○
		波の谷※2	○	○		○	○	○		○	○	○	○
		地震時	○	○		○							

※1 波浪に関する変動状態における波の山作用時であり、作用の方向は外部からの作用である。
 ※2 波浪に関する変動状態における波の谷作用時であり、作用の方向は内部からの作用である。

【参考5】 ケーソンの設計における設計状態

護岸の作用の組合せと荷重係数の一覧表を第7-25表に示す。本表は港湾基準に記載されている「岸壁」の作用の組合せと荷重係数の一覧表を引用したものである。

供用時（完成時）の検討対象部材は、底版及び側壁と示されている。

第7-25表 作用の組合せと荷重係数（港湾基準 p.498表-1.2.1より引用）

・護岸（岸壁）

状態	設計状態	自重	静水圧	内部水圧	内部土圧	底版反力	上載荷重	動水圧	地震動作用時の底版反力	施工時荷重		備考	
										据付時	静水時		
供用時	自重に関する永続状態	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)					底版（上載荷重は底版反力分）	
	内部土圧に関する永続状態			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)							側壁	
	レベル1地震動に関する変動状態	1.0 (-)	1.0 (-)				1.0 (-)		1.0 (-)				底版（上載荷重は地震動作用時）
				1.0 (-)	1.0 (-)			1.0 (-)					側壁
施工時	浮遊時の水圧に関する変動状態	0.9 (0.5)									1.1 (0.5)	底版（浮遊時）	
											1.1 (0.5)	側壁（浮遊時）	
	据付時の水圧に関する変動状態									1.1 (0.5)		隔壁（据付時）	

・下段の（ ）内は、使用限界状態検討時の荷重を示している。
 ・なお、偶発状態においては、荷重係数を1.0としてよい。

【参考6】 最新の港湾基準（平成30年5月）における照査方法の採用

港湾基準の最新版は平成30年度版であり、護岸や重力式係船岸に係る平成19年度版からの改訂内容は、生産性の向上の推進に向けた規定の拡充として、「荷重抵抗係数アプローチによる部分係数法の導入」と防災・減災対策の強化に係る規定の拡充として、「防波堤における津波作用時の波力式の改訂」である。

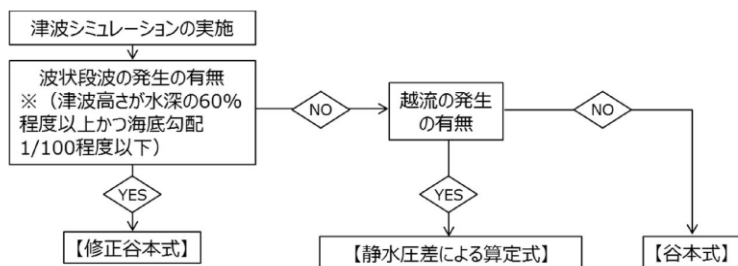
「荷重抵抗係数アプローチによる部分係数の導入」では、設計の効率化を図るため、従来の部分係数法（個々のパラメータに部分係数を乗じる方法）から、作用の項及び抵抗の項に集約した部分係数を乗じる方法を導入している。また、「防波堤における津波作用時の波力式の改訂」では、平成23年3月の東北地方太平洋沖地震を踏まえて、津波波圧算定に関する記載が追加されている。ケーソン各部位の照査においては、これらの改訂内容を反映した照査を行うものとする。

港湾基準（平成19年7月）では津波の波力として、海中の防波堤等の直立壁に作用する津波波圧算定式である谷本式が示されていたが、港湾基準（平成30年5月）では、海中の直立壁に作用する津波波力については、東北地方太平洋沖地震後に作成された「防波堤の耐津波設計ガイドライン※1」に基づき、波状段波や越流の発生の有無を考慮した津波波力の算定手順が示されている。また、陸上の直立壁に作用する津波波力については、「津波を考慮した胸壁の設計の考え方（暫定版）※2」に従って、越流の発生の有無を考慮した波力算定式が示されている。

島根2号炉における津波波圧は、港湾基準（平成30年5月）に基づき算定することを基本とするが、3次元津波シミュレーション解析等の方法により、ソリトン分裂や砕波の影響を確認し、適切な津波波圧算定式により津波波力を算定することとする。防波堤に対する津波波力算定手順を第7-53図に示す。

※1 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，2015

※2 水産庁漁港漁場整備部防災漁村課・国土交通省港湾局海岸・防災課：津波を考慮した胸壁の設計の考え方，2015

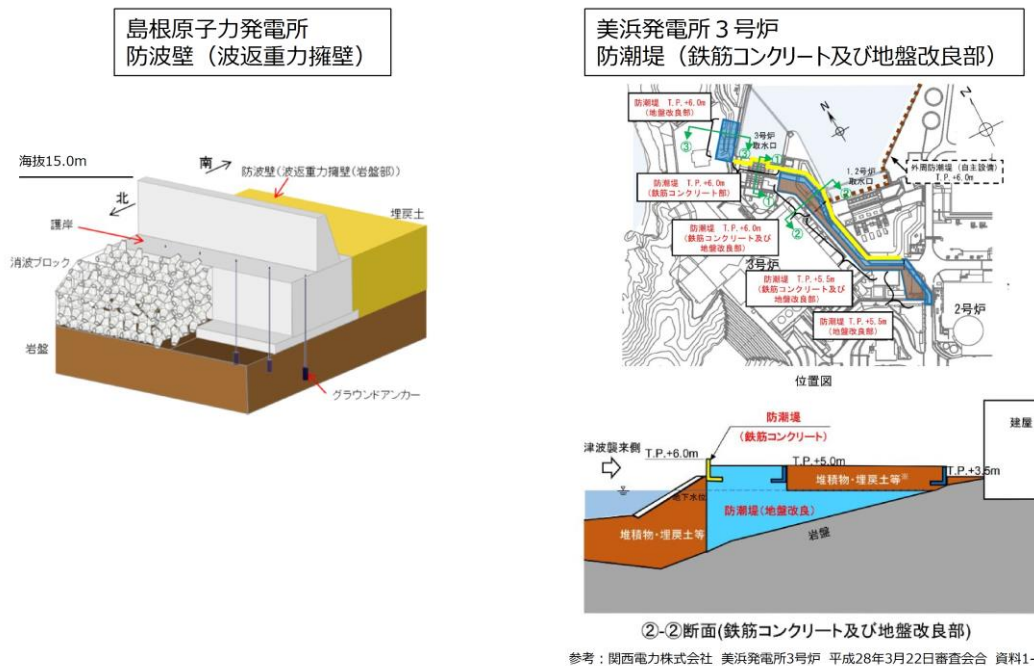


第7-53図 防波堤に対する津波波力算定手順
(港湾基準（平成30年5月）より抜粋)

(6) 構造等に関する先行炉との比較

防波壁のうち波返重力擁壁については、岩盤上にMMR及びケーソンを介して鉄筋コンクリート壁を設置する構造であることから、類似する先行炉津波防護施設として、美浜発電所における防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）を選定する。それぞれの構造イメージを第7-54図に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は港湾基準の外郭施設（護岸）に準拠し設計を行う。島根原子力発電所の防波壁（波返重力擁壁）の構造及び設計条件等に関する特徴を示すとともに、美浜発電所3号炉の防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部）と比較を行い、類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を、相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を、それぞれ第7-26表のとおり整理した。



第7-54図 構造イメージ（島根原子力発電所 防波壁（波返重力擁壁）及び美浜発電所 防潮堤（鉄筋コンクリート及び地盤改良部））

第7-26 表 防波壁（波返重力擁壁）の構造等に関する先行炉との比較

項目	島根原子力発電所 防波壁（波返重力擁壁）	先行炉の構造*	島根原子力発電所と先行炉との比較		先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性	先行炉実績との相違点を 踏まえた設計への 反映事項	
		関西電力(株) 美浜発電所3号炉 防潮堤 (鉄筋コンクリート及び地盤改良部)	類似点	相違点			
防波壁の構造	下部工の構造	・下部工（ケーソン）は、岩盤若しくは改良地盤に支持させる。なお、上部工（重力擁壁）を直接岩盤若しくはMMRに支持させる箇所がある。	・下部工（改良地盤）は、岩盤に支持させる。	・下部工（コンクリート構造物若しくは改良体）を岩盤に支持させる設計とする。	・下部工（ケーソン）は、鉄筋コンクリート製であり、複数の隔壁を有する構造である。	・同様の支持形態であることから、岩盤の支持機能の照査においては先行炉の下部工の設計方針が適用可能である。	・下部工（ケーソン）の構造を踏まえ、3次元モデルにより各部位の照査を行う。
	上部工の構造	・鉄筋コンクリート製の重力擁壁を地上部に設置する。 ・重力擁壁（鉄筋コンクリート）の許容限界：短期許容応力度	・鉄筋コンクリート製の防潮堤を地上部に設置する。 ・防潮堤の許容限界：短期許容応力度	・コンクリート構造物若しくは改良体に支持された鉄筋コンクリート壁を地上部に設置する。 ・許容限界は、短期許容応力度とする。	—	・同様の構造及び許容限界の設定である。先行炉の上部工の設計方針が適用可能である。	—
止水対策	止水目地	・止水目地材として、相対変形量に応じ、ゴムジョイント若しくはシートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防波壁の陸側に設置する。 ・止水目地の許容限界： メーカー規格及び今後必要に応じて実施する性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下とする。	・止水目地材として、相対変形量に応じ、シートジョイントを採用する。 ・設置箇所：防潮堤の堤内側と堤外側に設置する。 ・止水目地の許容限界： 許容変形量、許容引張強度	・同等の仕様の止水目地を採用している。	・止水目地は、防波壁の陸側に設置する。	・同様の止水目地材の採用であることから、先行炉の止水目地の設計方針が適用可能である。	・止水目地取り換え時に一時的に遮水性が確保できなくなることが懸念されるが、耐用年数が30年であり、経年劣化による取り換えは不要と考えられる。万一取り換えの必要が生じた場合については、津波襲来までの時間で取り換えを行うよう、今後運用面の手順を整備する。
液状化影響に関する設計への反映		・液状化検討対象層（埋戻土（掘削ズリ、砂礫層））に対して、液状化試験結果及び有効応力解析（FLIP）の簡易設定法に基づき液状化強度特性を設定する。	・液状化検討対象層に対して、液状化試験結果を踏まえ、保守的な液状化強度特性を設定する。	—	・液状化強度特性の設定において、有効応力解析（FLIP）の簡易設定法を採用している。	—	・簡易設定法による液状化強度比が、液状化強度試験に基づく液状化強度特性より保守的となっていることを確認している。 ・別途、「地盤の液状化強度特性」の審査において説明する。

8. その他の構造概要

8.1 止水目地

8.1.1 構造概要

防波壁の施工ブロック間の目地部からの津波の流入を防止するため、止水目地を設置する。なお、防波壁の縦断方向に地形の急変部はないことから、隣合う施工ブロック同士の地震時の変形量及び位相は概ね一致するが、保守的に位相が逆になったことを考慮して、最大相対変形量を2倍して算出（絶対値和に保守性を考慮）し、それに応じて決定した仕様を、同一構造型式内のすべての止水目地に採用する。

止水目地は、隣接する防波壁の施工ブロック間の地震時の相対変形に応じ、ゴムジョイント又はシートジョイントを採用する。また、遡上する津波波圧に対する耐津波性を有し、入力津波高さを踏まえた設計とする。

ゴムジョイント及びシートジョイントは止水性を保持させるため、鋼製部材（押え板、アンカーボルト）で固定する。止水目地の許容変形量、許容水圧及び耐久性は、メーカー規格及び基準を参考に定める。また、施工ブロック間の地震時の相対変形及び津波波圧に対して、メーカー規格及び基準と比較し、上回る場合は性能試験を実施し、許容限界を再設定する。止水目地は、津波漂流物の衝突による損傷を防止するため、防波壁の陸側に設置する。

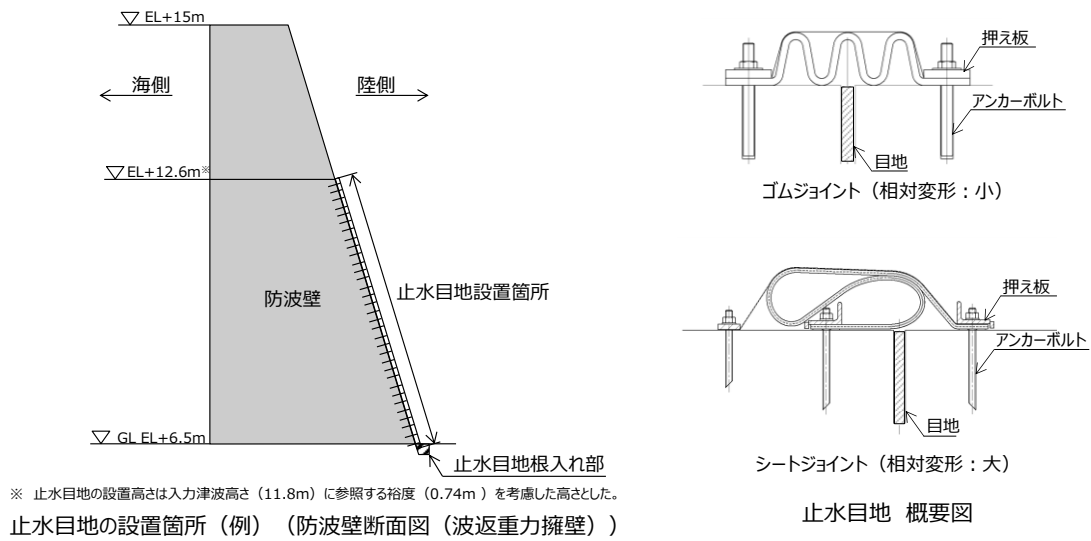
防波壁（波返壁重力式擁壁）を例に止水目地の設置箇所、及びを第8-1 図に示す。

各構造形式の防波壁において、最も相対変形が大きくなる断面は以下のとおり。

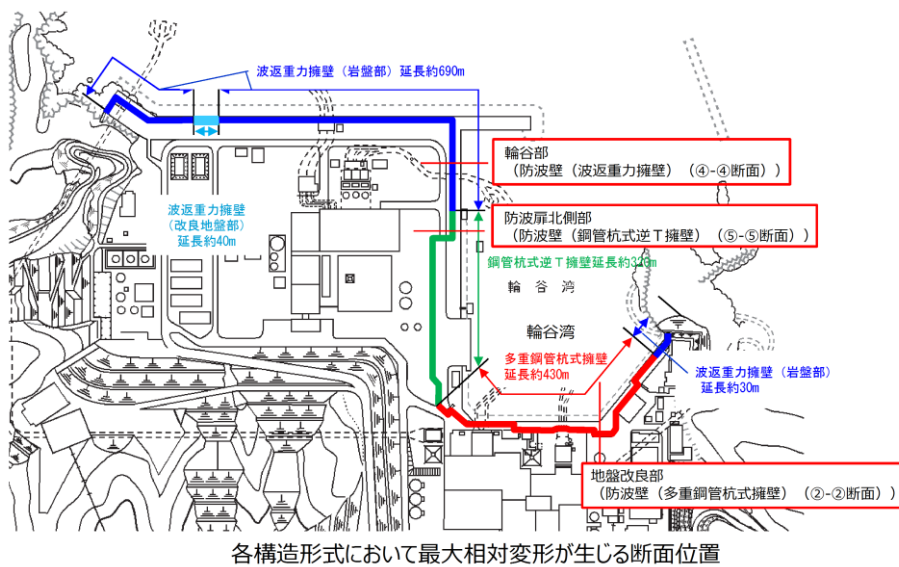
- ・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）：岩盤が最も深部に位置し、かつ基礎捨石の下側に改良地盤及び砂礫層が存在する「②-②断面」
- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）：岩盤が最も深部に位置する「⑤ - ⑤断面」
- ・防波壁（波返重力擁壁）：輪谷湾に面し、岩盤が最も深部に位置する「④-④断面」

なお、詳細設計段階において決定する地下水位に基づき、地震時及び津波時の解析を実施し、最も相対変形が大きくなる断面位置と最終変形量を確定する。

各構造形式において最大相対変形が生じる断面位置を第8-2 図に示す。



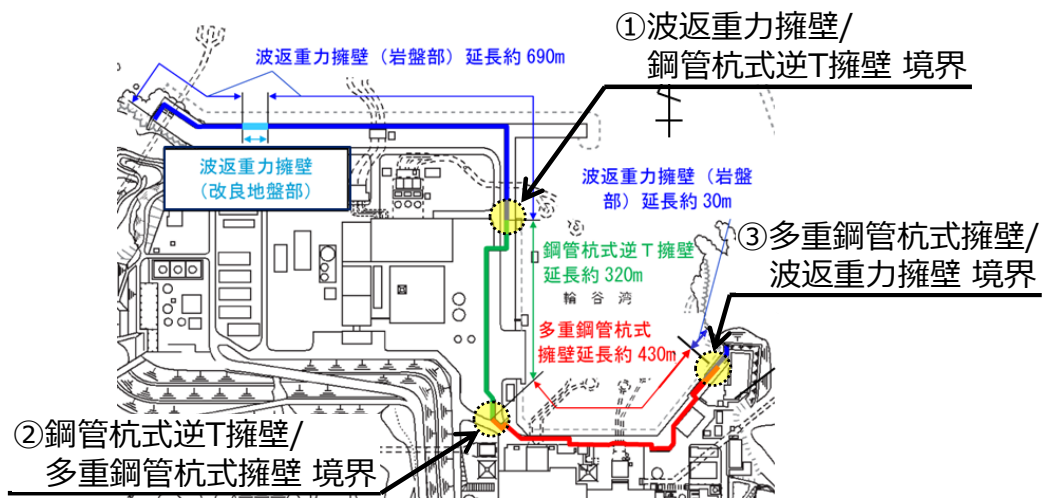
第 8-1 図 防波壁の止水目地の設置箇所及び概要図



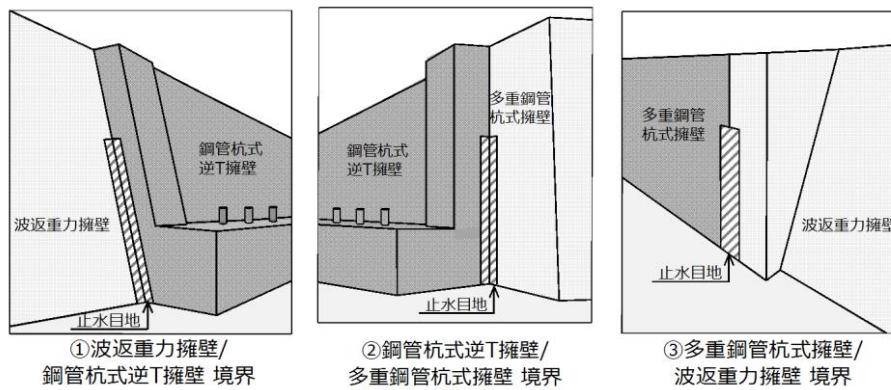
第 8-2 図 各構造形式において最大相対変形が生じる断面位置

防波壁には異種構造型式の境界部が 3 箇所存在するため、構造を擦り付けることで離隔が生じないように設置した。目地からの津波の流入を防止するため、境界に止水目地を設置する。異種構造形式間の止水目地は、隣合う構造形式のそれぞれの最大変形量に位相差を考慮して最大相対変形量を算出し、それに応じて決定した仕様を採用する。

防波壁構造形式の境界位置図を第 8-3 図に、境界部の止水目地の形状を第 8-4 図に示す。



第 8-3 図 防波壁の構造形式の境界位置図



第 8-4 図 防波壁構造形式境界部の止水目地形状

8.1.2 設計方針の概要

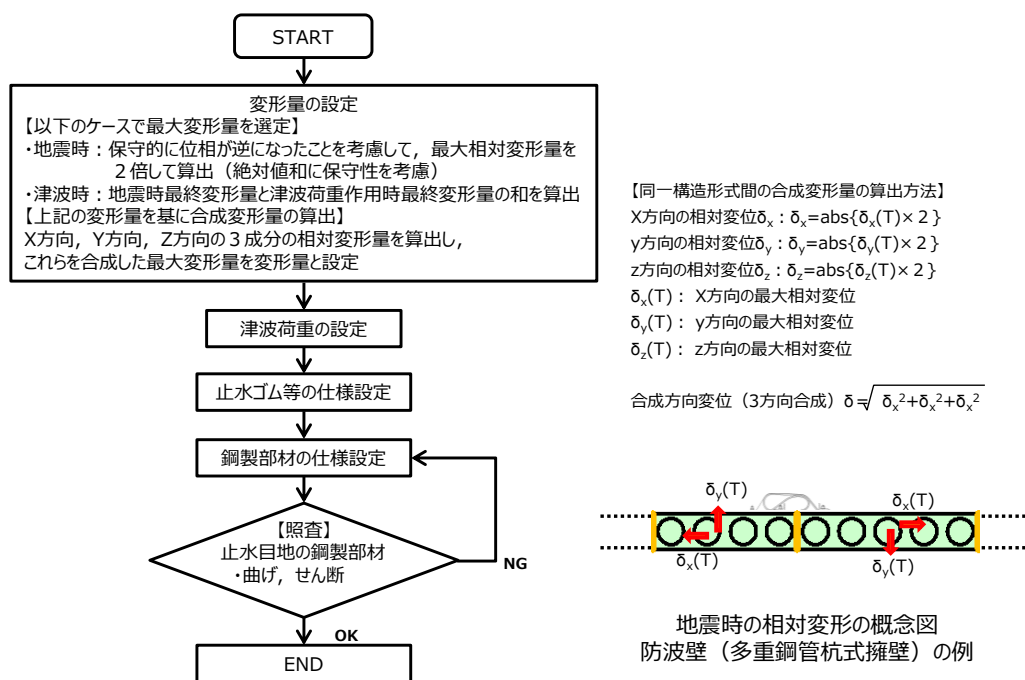
(a) 止水目地

止水ジョイントの設計フロー及び地震時の相対変形の概念図を第 8-5 図に示す。

止水目地の構造成立性評価については、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析及び津波荷重を用いた静的フレーム解析により算出された変形量と、入力津波を用いて津波波圧算定式より算出した津波荷重に対して止水ゴム等の止水性が維持できる仕様であることを確認する。

止水ゴム等の仕様設定は、性能試験（耐圧試験・引張変形試験）により津波荷重に耐え、止水機能を維持できる変形量となるよう設定するとともに、構造物間に生じる相対変形に対し追従可能な材料を選定する。

止水目地の鋼製部材に発生する応力が許容応力度以下であることを確認する。



第 8-5 図 設計フロー及び地震時の相対変形の概念図

8.1.3 損傷モード

第8-1表 境界部の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮
及び構造上の弱部の抽出

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース ^{※1}	設計・施工上の配慮	照査 ^{※2}
波返重力擁壁と鋼管杭式逆T擁壁の境界部	・地震又は津波荷重により逆T擁壁と重力擁壁の間に相対変形が生じ、水みちとなり、波返重力擁壁と鋼管杭式逆T擁壁の境界部での遮水性を喪失する。	①, ②	・異種構造型式の境界部では構造をすりつけたうえ、止水目地を設置することで、遮水性に配慮する。 ・メーカー規格及び性能試験に基づく許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。	○
鋼管杭式逆T擁壁と多重鋼管杭式擁壁の境界部	・地震又は津波荷重により逆T擁壁と被覆コンクリート壁の間に相対変形が生じ、水みちとなり、鋼管杭式逆T擁壁と多重鋼管杭式擁壁の境界部での遮水性を喪失する。			○
多重鋼管杭式擁壁と波返重力擁壁の境界部	・地震又は津波荷重により被覆コンクリート壁と重力擁壁の間に相対変形が生じ、水みちとなり、多重鋼管杭式擁壁と波返重力擁壁の境界部での遮水性を喪失する。			○
波返重力擁壁 西端・東端部	・地震により地山が崩壊して、高さが維持できなくなり、波返重力擁壁と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。	①	・地山斜面が崩壊しないことを確認する。	○
	・津波により地山が洗掘され、高さが維持できなくなり、波返重力擁壁と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。	②	・硬固な岩盤であるため、洗掘されない。	—

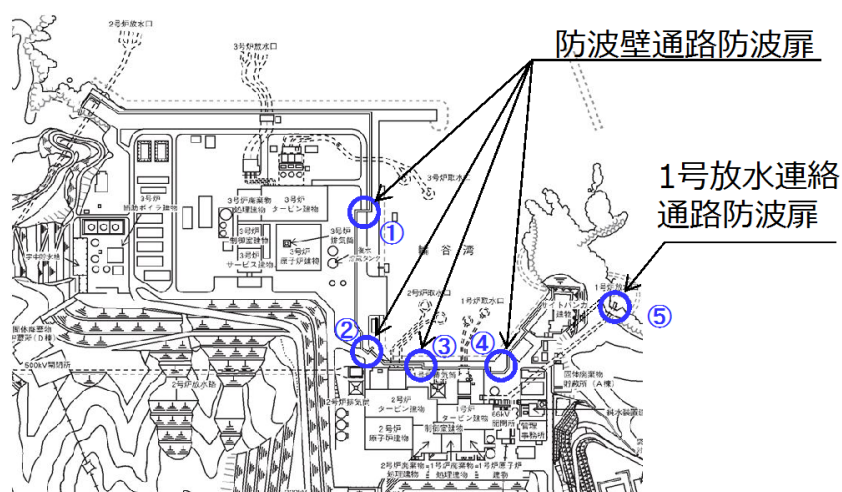
※1 ①地震時, ②津波時

※2 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

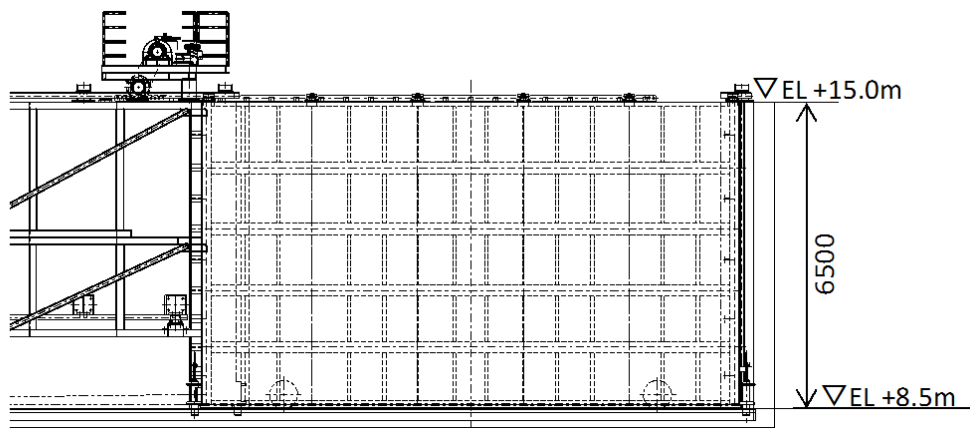
8.2 防波壁通路防波扉

防波壁通路防波扉は、3号炉東側に1箇所、1、2号炉北側に3箇所、1号放水連絡通路に1箇所の計5箇所に設置しており、鋼製の主桁、補助縦桁及びスキムプレート等により構成される。防波壁通路防波扉は津波荷重や地震荷重等に対して浸水防止機能を十分に保持設計とした。3号炉東側の防波扉(①)及び1、2号炉北側の防波扉(②～④)は下部及び側部に設置した水密ゴムにより遮水性を確保している。防波扉下部に設置した水密ゴムは津波による水圧により扉に押し付けられる構造としている(防波扉断面図 詳細図参照)。なお、防波壁通路防波扉(1、2号炉北側)については、開状態において扉を支持する受枠構造物が設置されている。この受枠構造物は、上位クラス施設の防波壁に近接していることから、波及的影響を評価するものとする。

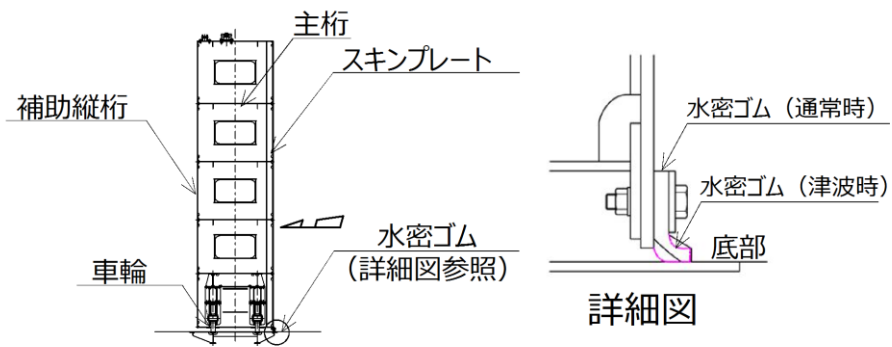
防波扉の位置図を第8-6図に、構造及び設置状況を第8-7図～第8-18図に、防波扉を構成する評価対象部位の役割及び施設の範囲を第8-2表及び第8-19図に示す。



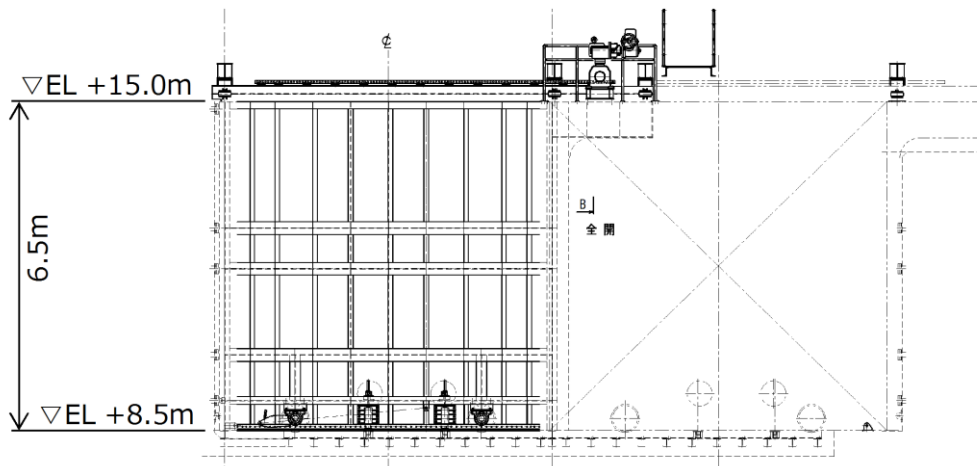
第8-6 図 防波壁通路防波扉の位置図



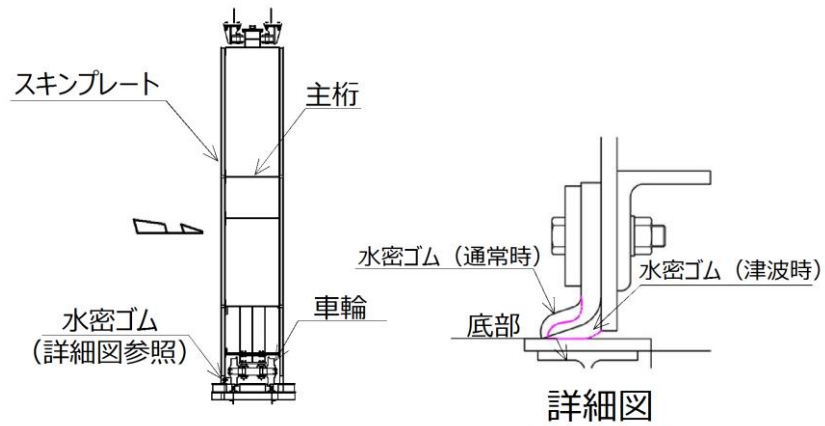
第 8-8 図 防波壁通路防波扉（3号炉東側）① 正面図



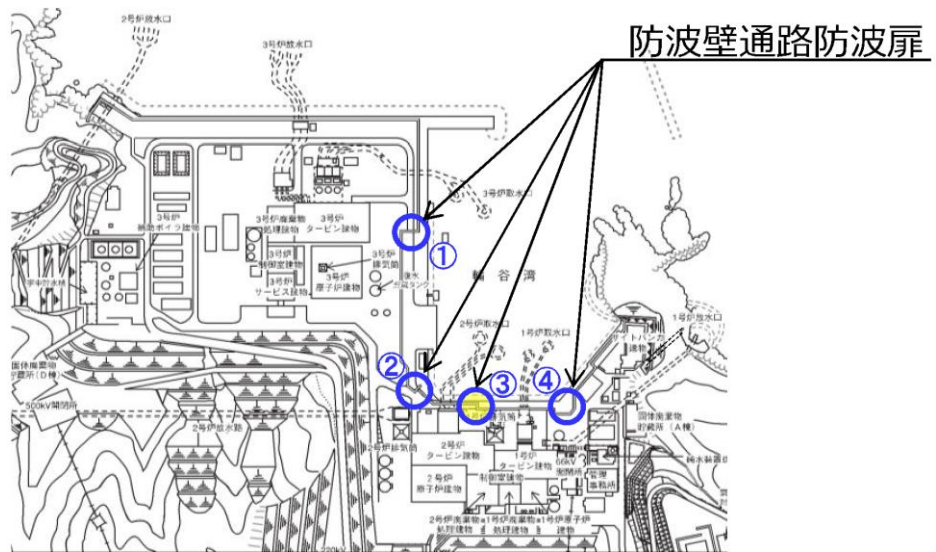
第 8-9 図 防波壁通路防波扉（3号炉東側）① 断面図



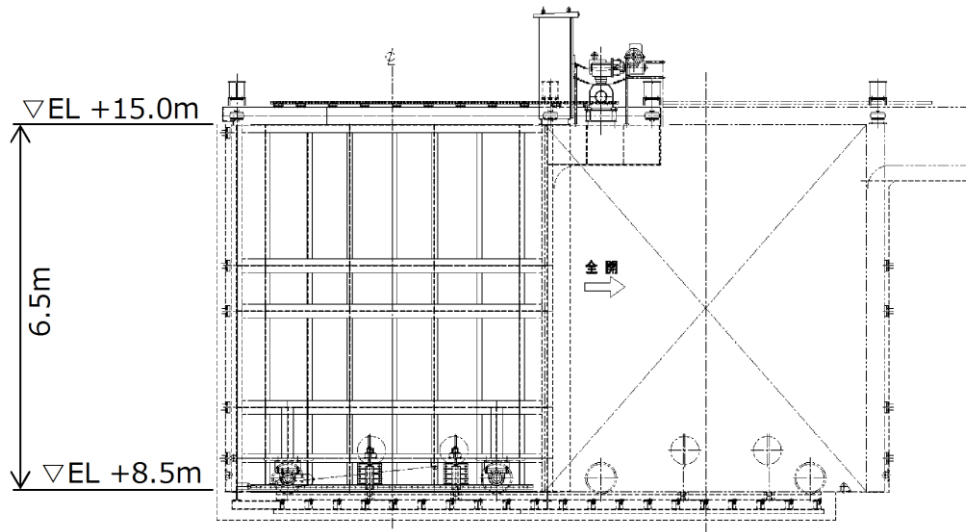
第 8-11 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）② 正面図



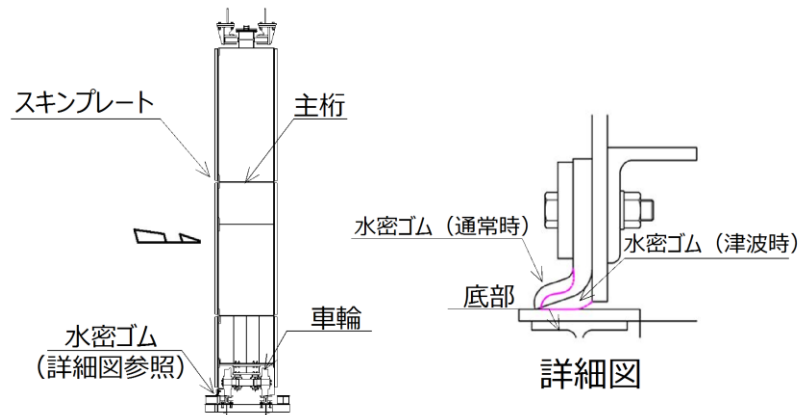
第 8-12 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）② 断面図



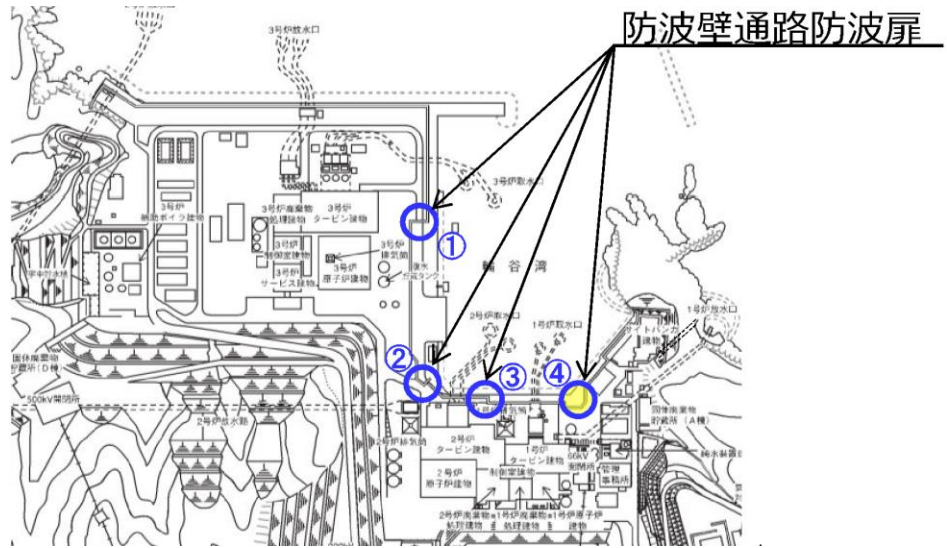
第 8-13 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）③ 設置状況



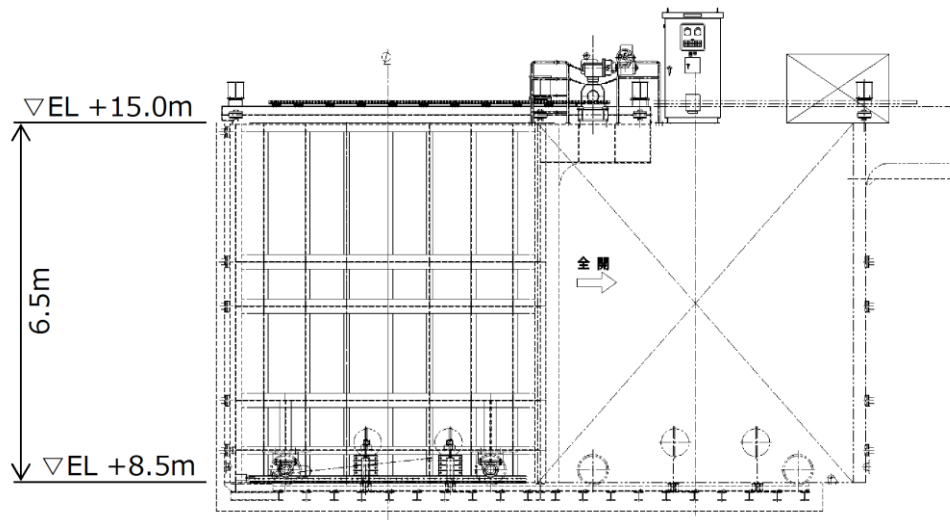
第 8-14 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）③ 正面図



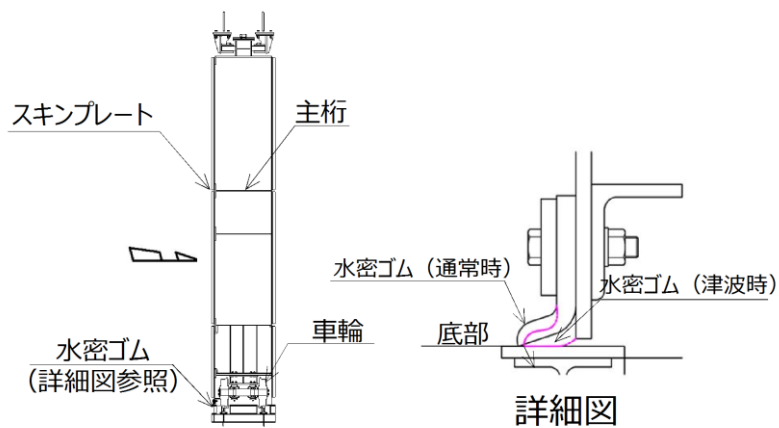
第 8-15 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）③ 断面図



第 8-16 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）④ 設置状況



第 8-17 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）④ 正面図



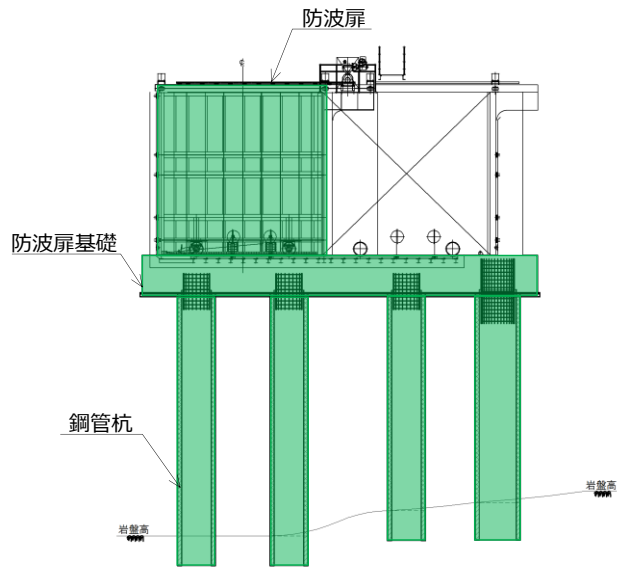
第 8-18 図 防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）④ 断面図

第 8-2 表 防波壁通路防波扉の各部位の役割

評価対象部位	役割	備考
防波扉	遮水性の保持	
防波扉基礎	防波扉を支持	
鋼管杭	防波扉を支持	
水密ゴム	遮水性の保持	

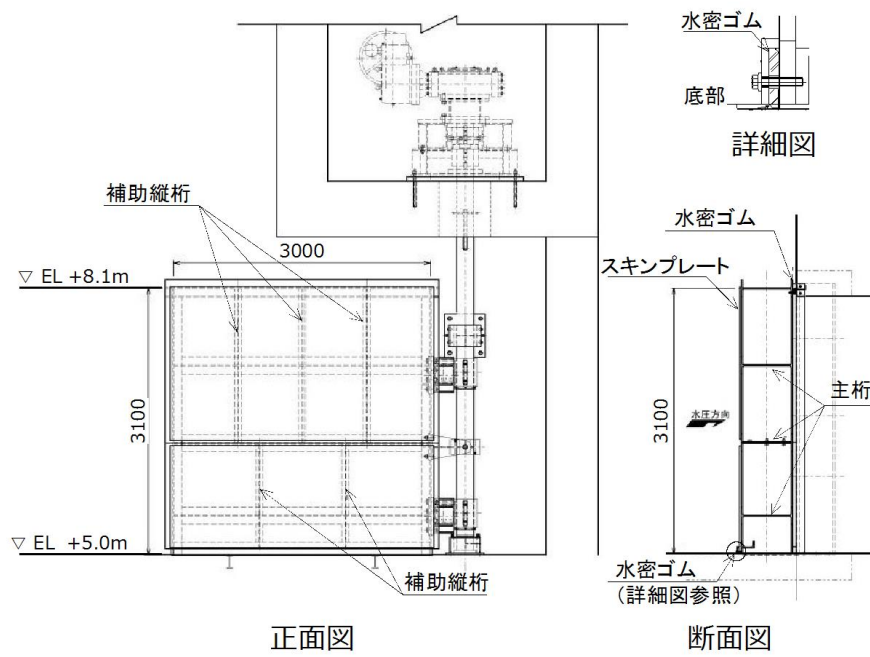
【地盤】

改良地盤	鋼管杭の変形を抑制，難透水性の保持	
岩盤	鋼管杭を支持，基礎地盤のすべり安定性に寄与	



②防波壁通路防波扉（1，2号炉北側）
正面図

第 8-19 図 防波壁通路防波扉「施設」の範囲

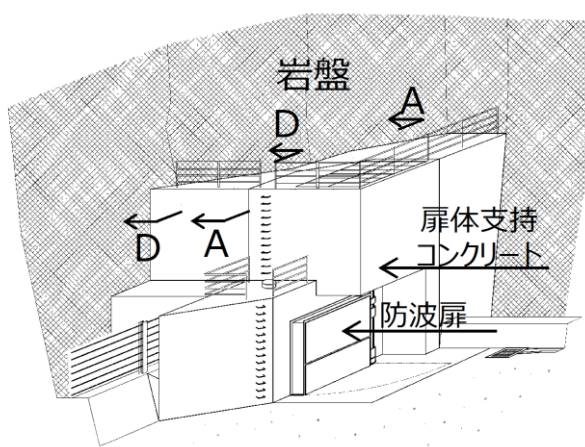


第 8-21 図 防波壁通路防波扉（1号放水連絡通路） 正面図・断面図

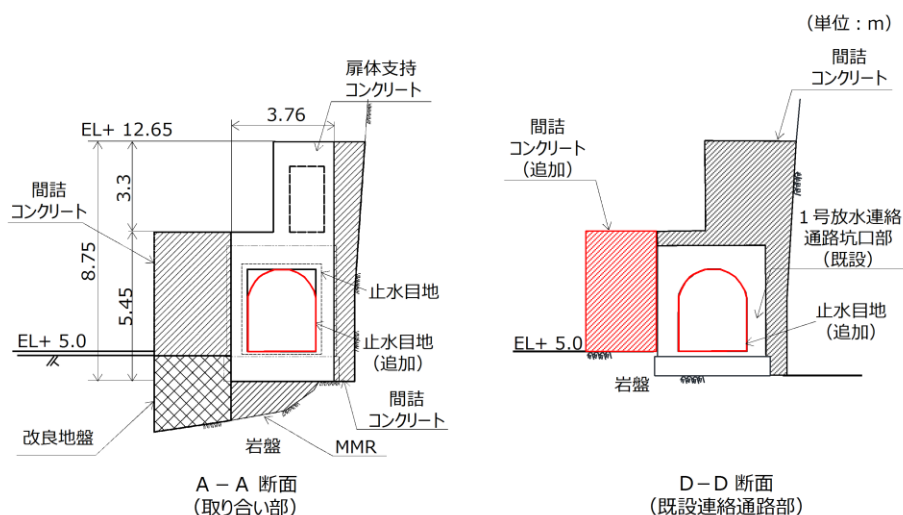
1号放水連絡通路坑口部（既設）については、一部区間において既設コンクリートが設置されていないため、コンクリートにより補強する。

1号放水連絡通路坑口部（既設）及び既設連絡津路取り合い部については、追加で実施するコンクリートにより耐震・耐津波性を有する構造とするが、念のため変形・遮水性能を保持する止水目地を追加で設置する。

1号放水連絡通路防波扉の鳥瞰図を第8-24図に、断面図を第8-25図に、構造部位とその役割及び施設の範囲を第8-3表及び第8-26図に、評価対象部位の仕様を第8-4表に示す。



第8-24図 1号放水連絡通路防波扉の鳥瞰図（2）



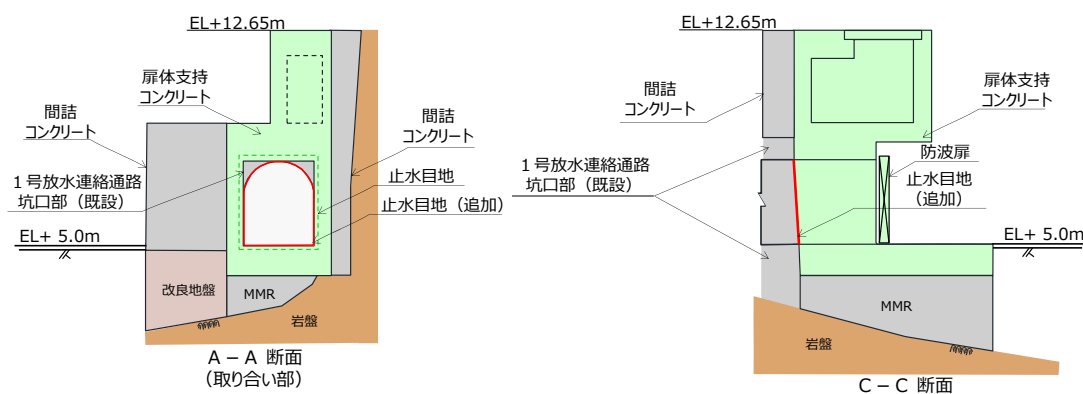
第8-25図 1号放水連絡通路防波扉の断面図（2）

第 8-3 表 1 号放水連絡通路防波扉の各部位の役割

評価対象部位	役割	備考
防波扉	遮水性の保持	
扉体支持コンクリート	防波扉（開閉機構含む）の支持，止水目地の支持，遮水性の保持	
止水目地（追加）	1号炉放水連絡通路間の止水機能の保持	

【地盤】

MMR	防波扉及び扉体支持コンクリートを支持	基礎地盤
間詰コンクリート	扉体支持コンクリートの変形を抑制	
改良地盤	間詰コンクリートを支持	周辺地盤 表層改良工法
岩盤	防波扉及び扉体支持コンクリートを支持	基礎地盤



第 8-26 図 1 号放水連絡通路防波扉「施設」の範囲

第 8-4 表 1 号放水連絡通路防波扉の各部位の仕様

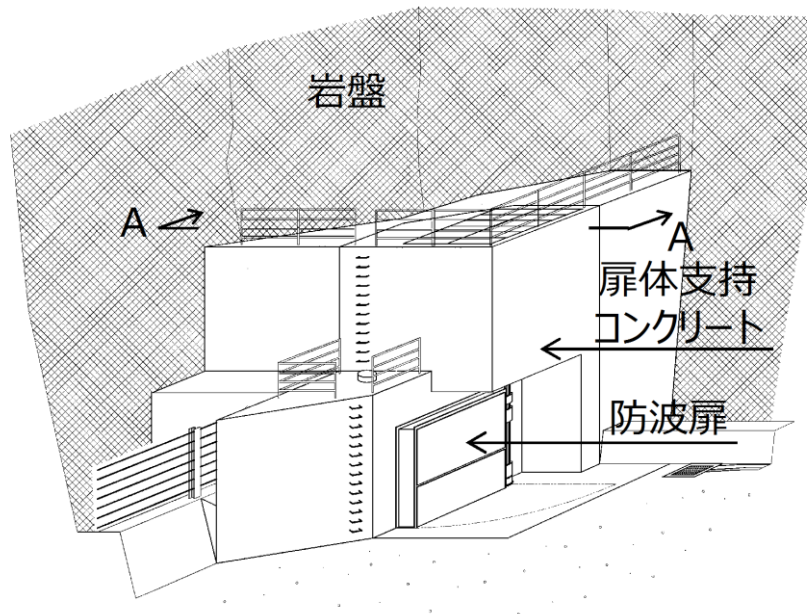
評価対象部位	仕様
扉体支持 コンクリート	コンクリート：24N/mm ² 鉄筋：SD345
止水目地	ゴム止水材
MMR・ 間詰コンクリート	コンクリート：18N/mm ²
改良地盤	表層改良工法

8.3.2 1号放水連絡通路（既設）坑口部 クラックの成因・対処方法

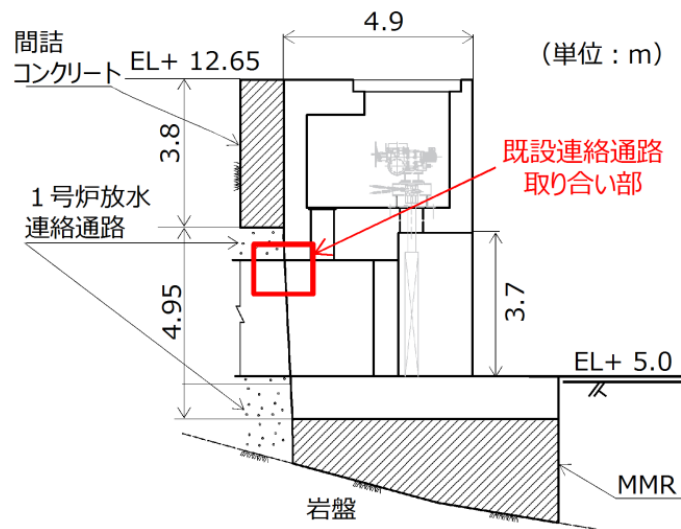
1号炉建設時に設置した1号炉放水連絡通路（既設）の坑口部に経年劣化によるクラックが認められる。

1号炉放水連絡通路（既設）の坑口部については、塩化物イオン量試験の結果より、扉体支持コンクリートが設置される以前は露出されていたことから、飛来塩分の影響を受けたことによる塩害に起因する鉄筋腐食によるクラックと判断する。

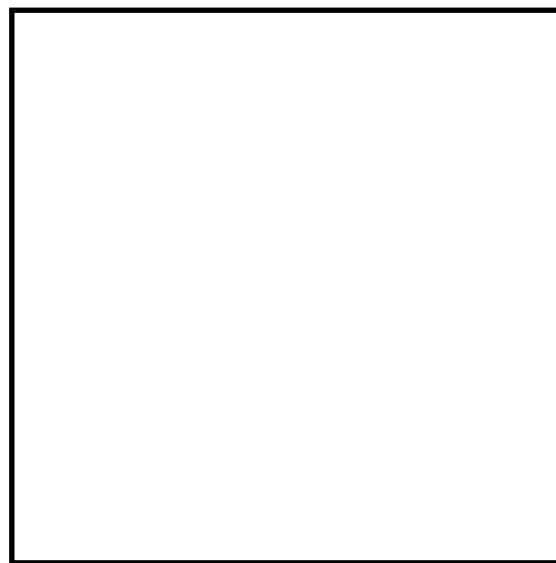
1号炉放水連絡通路（既設）の坑口部において変状が確認された範囲を対象に修繕（断面修復）を実施する。1号放水連絡通路防波扉の鳥瞰図を第8-27図に、断面図を第8-28図に、既設連絡通路取り合い部状況写真を第8-29図に示す。



第8-27図 1号放水連絡通路防波扉 鳥瞰図



第 8-28 図 1 号放水連絡通路防波扉 A-A 断面図



第 8-29 図 既設連絡通路取り合い部状況写真

1 号放水連絡通路（既設）坑口部のクラックの発生要因について検討する。

1 号放水連絡通路（既設）坑口部前面には防波扉設置を目的とした扉体支持コンクリートを、坑口部上部には間詰めコンクリートを追加で設置していることから、新設部位による既設コンクリートへの影響（要因①及び②）が挙げられる。

また、1 号放水連絡通路防波扉設置以前は、1 号炉放水連絡通路（既設）の坑口部が長期間にわたり露出されていたことを踏まえ、飛来塩分に起因する塩害の影響（要因③）が挙げられる。

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

クラックの発生要因について整理した結果を第 8-5 表に示す。

第 8-5 表 1 号放水連絡通路（既設）坑口部クラックの発生要因

	変状要因	内容
要因①	新設コンクリート部の膨張・収縮	既設部の前面に設置した新設コンクリートの膨張・収縮が生じたため
要因②	新設間詰コンクリートの荷重影響	既設部の上部に設置した新設間詰コンクリートに対する耐力が無かったため
要因③	鉄筋腐食	飛来塩分に起因する塩害や中性化により鉄筋が腐食・膨張したため

クラックの発生要因の検討結果を以下に示す。

《要因① 新設コンクリート部の膨張・収縮》

新設扉体支持コンクリートと既設部の間には止水目地（既設）が設置されており、止水目地（既設）は健全であることが確認できたことから、新設部のコンクリートの膨張・収縮による変位が既設部に与える影響が小さいため、クラック発生要因ではないと判断した。

《要因② 新設間詰コンクリートの荷重影響》

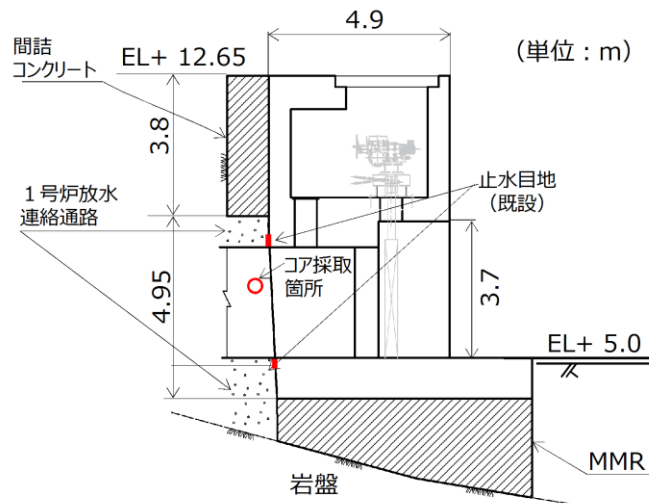
1 号放水連絡通路（既設）上部に打設した間詰めコンクリートの影響によりクラックが発生する場合には、トンネルのアーチ天端部に縦軸方向のクラックが発生すると想定されるが、アーチ天端部にクラックは確認されずトンネル坑口に沿ったクラックのみが発生しているため、間詰めコンクリートの追加打設に起因するクラックではないと判断した。

《要因③ 鉄筋腐食》

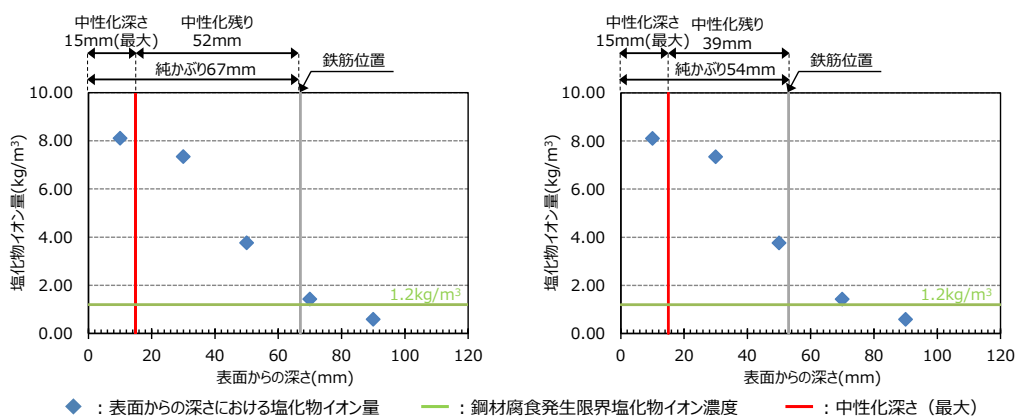
外観調査結果から、鉄筋腐食に起因する剥離・剥落が発生していることを確認したため、中性化試験及び塩化物イオン量試験を実施した。

- ・中性化試験：クラック発生箇所において鉄筋が確認できる深さまでコンクリートをはつり、はつり箇所の表面にフェノールフタレイン溶液を噴霧することにより中性化深さを確認した。
- ・塩化物イオン量試験：クラック発生箇所における塩分浸透状況を確認するため、クラック発生箇所の近傍において採取したコアをスライスし各スライス片の塩化物イオン量を測定した。

中性化試験及び塩化物イオン量試験の結果を以下に示す。中性化試験の結果、「独立行政法人土木研究所 非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル（平成 15 年 10 月）」に示される塩害環境下における中性化による評価基準である中性化残り 25 mm 以上を有していることを確認した。一方で、鉄筋位置における塩化物イオン量は、「コンクリート標準示方書、維持管理編、2007 年制定」に示される鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度 1.2kg/m³を上回っていることを確認した。



第 8-30 図 1 号放水連絡通路（既設）坑口部 止水目地（既設）設置箇所及びコア採取箇所



第 8-31 図 中性化試験及び塩化物イオン量試験の結果
(左図：縦筋，右図：横筋)

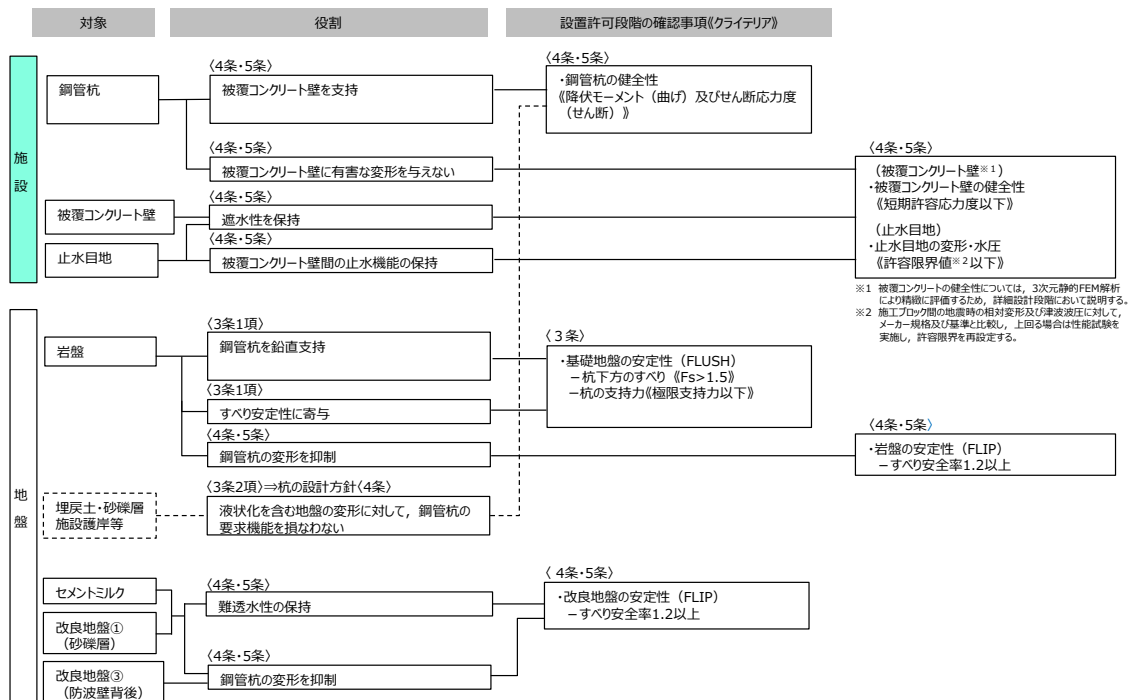
以上より，1号炉放水連絡通路（既設）の坑口部に発生したクラックは，坑口部が1号炉放水連絡通路防波扉設置まで長期間にわたり露出されていたことに伴う，飛来塩分に起因する塩害により発生したクラックと判断した。

9. 設置許可段階における確認項目及び構造成立性評価

9.1 設置許可段階における確認項目

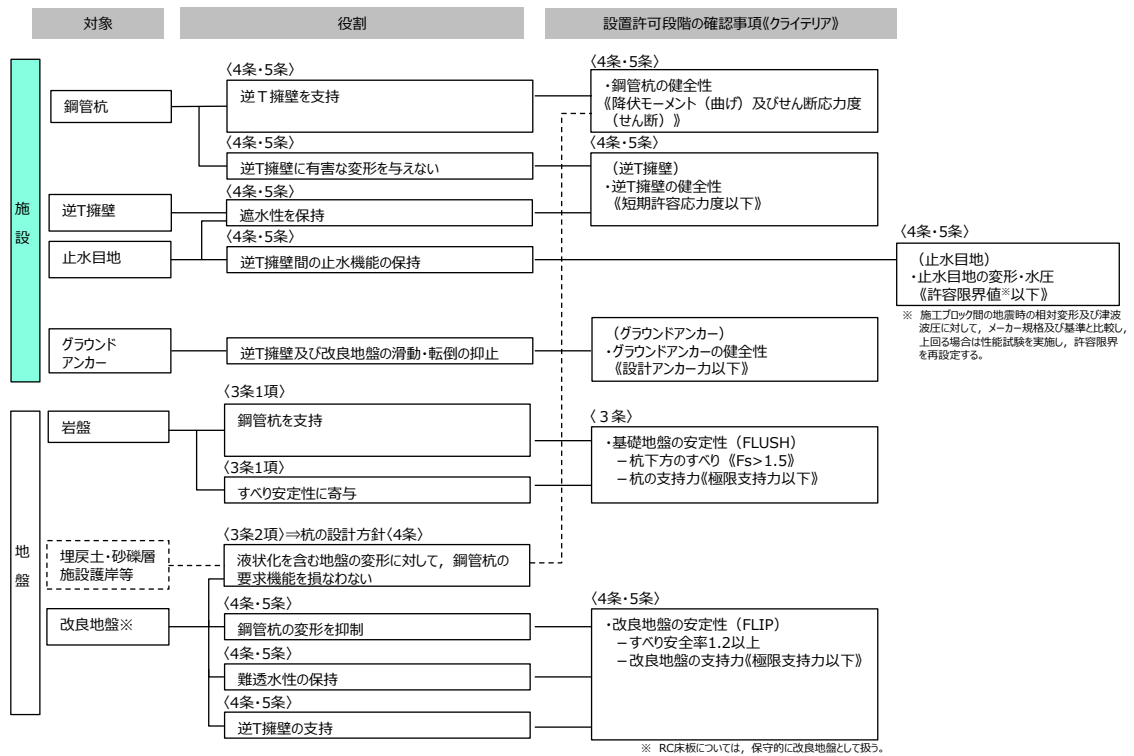
9.1.1 設置許可段階における確認項目（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における設置許可段階の確認項目を第9-1図に示す。



第9-1図 設置許可段階における確認項目 [防波壁（多重鋼管杭式擁壁）]

9.1.2 設置許可段階における確認項目（防波壁（鋼管杭式逆T擁壁））
 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）における設置許可段階の確認項目を第9-2図に示す。



第9-2図 設置許可段階における確認項目 [防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）]

9.1.3 設置許可段階における確認項目（防波壁（波返重力擁壁））

防波壁（波返重力擁壁）における設置許可段階の確認項目を第9-3図に示す。

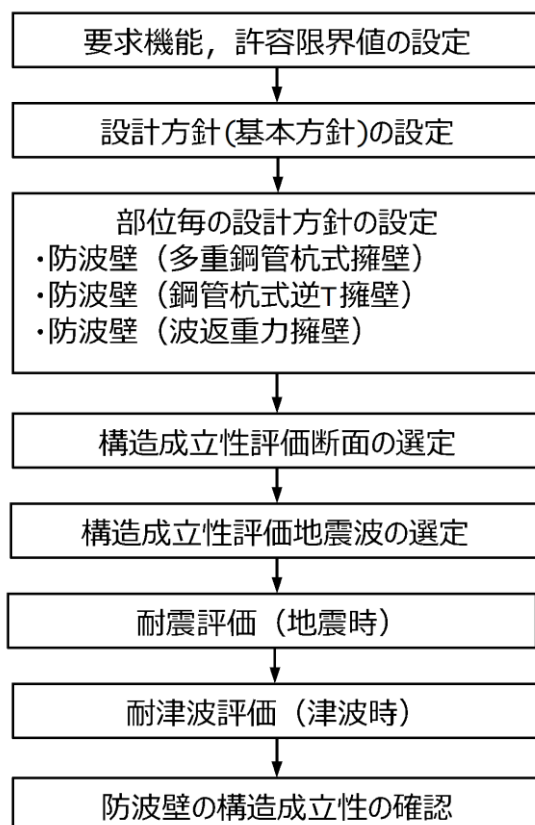


第9-3 図 設置許可段階における確認項目 [防波壁（波返重力擁壁）]

9.2 構造成立性評価の方針

防波壁の構造成立性を確認するため、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」等に基づき、基準地震動 S_s 及び基準津波による荷重等に対して、防波壁の施設としての構造部材が十分な余裕があること、補強により対策可能であること等を確認する。

なお、詳細設計段階に万一余裕が確保できなくなった場合には、追加の余裕向上対策(地盤改良範囲の拡大等)の実施により対応する。



第9-4 図 防波壁の構造成立性評価フロー

9.3 設置許可段階での提示内容

設置許可段階において提示する内容のうち、対象断面について整理したものを第9-1表、解析手法について整理したものを第9-2表、解析条件について整理したものを第9-3表に示す。

第9-1表 設置許可段階において提示する内容【対象断面】

		設置許可段階(設計方針と構造成立性評価)	本資料の説明範囲
対象断面	構造成立性 (4条・5条)	<p>[防波壁(多重鋼管杭式擁壁)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 支持岩盤が深く、鋼管杭の長さが最大となり、また、砂礫層、埋戻土(掘削スリ)埋戻土(粘性土)及び改良地盤が分布しており、当該構造区間における応答が相対的に大きいと考えられる断面(1断面)を構造成立性評価断面として選定。 <p>[防波壁(鋼管杭式逆T擁壁)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 支持岩盤深さ、鋼管杭の長さ、及び地盤改良範囲が全区間の中で平均的な断面(1断面)を構造成立性評価断面として選定。 <p>[防波壁(波返重力擁壁)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 支持岩盤が深く、擁壁高さが高くなり、砂礫層、埋戻土(掘削スリ)、改良地盤が分布しており、当該構造区間における応答が相対的に大きいと考えられる断面(2断面)を構造成立性評価断面として選定。 	○
	地盤安定性 (3条)	<p>[防波壁(多重鋼管杭式擁壁)・ 防波壁(鋼管杭式逆T擁壁)・ 防波壁(波返重力擁壁)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 照査項目であるすべり安全率が、地質状況等から最も小さくなると考えられる断面を代表断面(各1断面)として選定。 	— (基礎地盤の安定性評価にて説明予定)

第9-2表 設置許可段階において提示する内容【解析手法】

		設置許可段階(設計方針と構造成立性評価)	本資料の説明範囲
対象地震波	構造成立性 (4条・5条)	<ul style="list-style-type: none"> 構造物への影響が大きい地震波(1波)を構造成立性評価地震波として選定。 	○
	地盤安定性 (3条)	<ul style="list-style-type: none"> 全基準地震動5波 	— (基礎地盤の安定性評価にて説明予定)
解析方法		<p>[防波壁(多重鋼管杭式擁壁)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 「e.(a)防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の設計手順」を基本とし、「2.(1)構造成立性評価の基本方針」に示すフローにより、構造成立性を確認する。 <p>[防波壁(鋼管杭式逆T擁壁)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 「e.(b)防波壁(鋼管杭式逆T擁壁)の設計手順」を基本とし、「2.(1)構造成立性評価の基本方針」に示すフローにより、構造成立性を確認する。 <p>[防波壁(波返重力擁壁)]</p> <ul style="list-style-type: none"> 「e.(c)防波壁(波返重力擁壁)の設計手順」を基本とし、「2.(1)構造成立性評価の基本方針」に示すフローにより、構造成立性を確認する。 	○

第9-3表 設置許可段階において提示する内容【解析条件】

	設置許可段階(設計方針と構造成立性評価)		本資料の説明範囲
地下水位	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	<ul style="list-style-type: none"> ・防波壁から陸側：EL+0.30m ・施設護岸から防波壁まで：EL+0.14m ・施設護岸から海側：EL-0.02m 	○
	防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）	<ul style="list-style-type: none"> ・防波壁から陸側：地表面 ・施設護岸から防波壁まで：EL+0.14m ・施設護岸から海側：EL-0.02m 	○
	防波壁（波返重力擁壁）	<ul style="list-style-type: none"> ・防波壁から陸側：地表面 ・防波壁から海側：EL-0.02m 	○
液状化 (液状化 強度特性)	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化検討対象層（埋戻土（掘削ズリ，砂礫層））に対して，液状化試験結果及び有効応力解析（FLIP）の簡易設定法により設定する。なお，簡易設定法より設定された液状化強度特性は，液状化試験結果下限値の液状化強度特性よりも保守的であることを確認する。 		-
地盤物性のばらつき	<p>各断面で解析用物性値（基本物性）に基づいた評価を行い，構造成立性が確保できる見通しであることを確認する。</p> <p>[防波壁（多重鋼管杭式擁壁）] （剛性）解析用物性値 （強度）解析用物性値</p> <p>[防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）] （剛性）解析用物性値 （強度）解析用物性値</p> <p>[防波壁（波返重力擁壁）] （剛性）解析用物性値 （強度）解析用物性値</p>		○

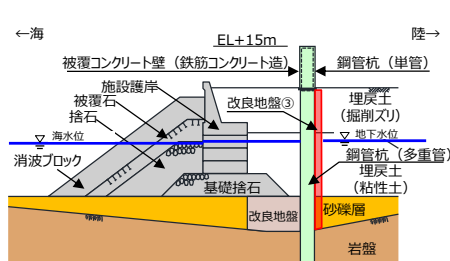
9.4 地下水位の設定方針

地下水位については、護岸前面は EL. -0.02m とする。施設護岸より陸側の地下水位設定は港湾基準に準拠して残留水位とする。なお、3号炉エリアの防波壁より陸側については、保守的に地表面とする。

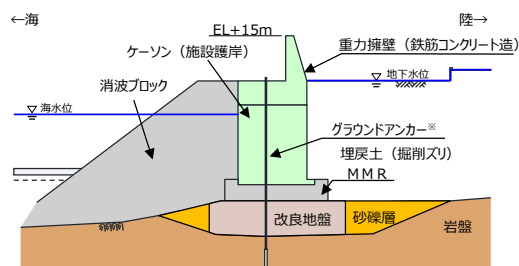
地下水位の設定方針を第9-4表及び第9-5図に示す。

第9-4表 地下水位の設定方針（設置許可段階）

構造型式	水位
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁から陸側：EL+0.30m 施設護岸から防波壁まで：EL+0.14m 施設護岸から海側：EL-0.02m
防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁から陸側：地表面 施設護岸から防波壁まで：EL+0.14m 施設護岸から海側：EL-0.02m
防波壁（波返重力擁壁）	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁から陸側：地表面 防波壁から海側：EL-0.02m

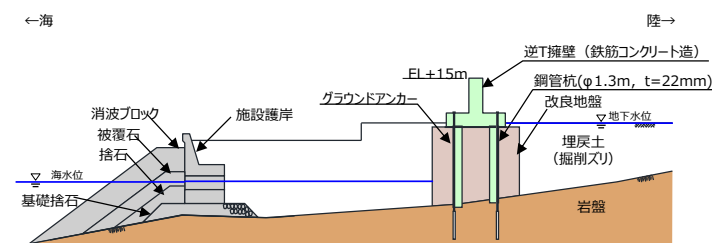


防波壁（多重鋼管杭式擁壁）



防波壁（波返重力擁壁）

※ 防波壁（波返重力擁壁）は、グラウンドアンカーの効果を期待しなくても、耐震・耐津波安全性を担保している。



防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）

第9-5図 地下水位設定の概要

9.5 解析用物性値

9.5.1 解析用物性値 (地盤)

第9-5表 解析用物性値 (地盤) (1/2)

材料種別		物理特性			強度特性			変形特性		
		飽和, 湿润 ysat, yt (kN/m ³)	水中 y' (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角 φ _f (°)	せん断強度 T _{∞1,2} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G _{※1,3,4} (kN/m ²)	ポアソン比 ν	最大 減衰定数 η _{max}	
地盤	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	気中	—	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}	0.33	0.24	
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°			76570(σ' _m /98) ^{0.5}
	防波壁 (鋼管杭式並T擁壁)	気中	—	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°			76570(σ' _m /98) ^{0.5}
	防波壁 (波返重力擁壁)	気中	—	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°			76570(σ' _m /98) ^{0.5}
	埋戻土 (掘削ZU) (輪合部)	気中	—	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°			76570(σ' _m /98) ^{0.5}
	埋戻土 (掘削ZU) (地盤改良部)	気中	—	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°			76570(σ' _m /98) ^{0.5}
	埋戻土 (掘削ZU) (地盤改良部)	気中	—	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°			76570(σ' _m /98) ^{0.5}

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
 ※2 せん断強度式はτ_r=σ'_m sinφ_r + C cos φ_r
 ※3 せん断弾性係数の式はG_{max}=G_{max}(σ'_m/σ'_{mmax})^{mG}。ここにG_{max}は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数, σ'_{mmax}は基準平均有効拘束圧, mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
 ※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については、粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し、粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。

第9-6表 解析用物性値 (地盤) (2/2)

材料種別	物理特性		強度特性				変形特性		
	単位体積重量		せん断抵抗角 ϕ_f (°)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断強度 $T_{\sigma}^{*1,2}$ (kN/m ²)	せん断弾性係数 $G_{\sigma}^{*1,3,4}$ (kN/m ²)	ポアソン比 v	最大減衰定数 h_{max}	
	飽和, 湿潤 $\gamma_{sat, wt}$ (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)							
地盤	埋戻土 (粘性土) ※5 (施設護岸~鋼管杭間)	空中	16.7	0	$\sigma'_m \sin 30.00^\circ$	$12750(\sigma'_m/112.3)^{0.5}$	0.33	0.20	
		水中	16.7	0	$\sigma'_m \sin 30.00^\circ$	$12750(\sigma'_m/141.8)^{0.5}$			
	埋戻土 (粘性土) ※5 (鋼管杭背面)	空中	16.7	0	$\sigma'_m \sin 30.00^\circ$	$12750(\sigma'_m/111.3)^{0.5}$			
		水中	16.7	0	$\sigma'_m \sin 30.00^\circ$	$12750(\sigma'_m/140.2)^{0.5}$			
	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	砂礫層 (施設護岸~鋼管杭間)	20.7	0	$\sigma'_m \sin 38.81^\circ$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
		砂礫層 (鋼管杭背面)	20.7	0	$\sigma'_m \sin 38.81^\circ$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	防波壁 (鋼管杭式並列擁壁)	改良地盤① (砂礫層)	20.7	1677	$1677 \cos 38.00^\circ + \sigma'_m \sin 38.00^\circ$	$751900(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
		被覆石 (捨石を含む) (水中)	18.0	0	$\sigma'_m \sin 35.00^\circ$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
	防波壁 (波返重力擁壁)	基礎捨石・被覆石 (捨石を含む) (水中)	20.0	0	$\sigma'_m \sin 35.00^\circ$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
		改良地盤① (水中)	20.7	628	$628 \cos 38.00^\circ + \sigma'_m \sin 38.00^\circ$	$404600(\sigma'_m/98)^{0.5}$			
改良地盤② (水中)		20.7	490	$490 \cos 40.54^\circ + \sigma'_m \sin 40.54^\circ$	$327900(\sigma'_m/98)^{0.5}$				
改良地盤③ (水中)		20.7	1140	$1140 \cos 40.54^\circ + \sigma'_m \sin 40.54^\circ$	$742900(\sigma'_m/98)^{0.5}$				
防波壁 (波返重力擁壁)	改良地盤④ (水中)	20.7	1253	$1253 \cos 38.71^\circ + \sigma'_m \sin 38.71^\circ$	$777300(\sigma'_m/98)^{0.5}$				
	砂礫層	20.7	0	$\sigma'_m \sin 38.81^\circ$	$63390(\sigma'_m/98)^{0.5}$				
	改良地盤	20.7	500	500	$93980(\sigma'_m/98)^{0.5}$				
	基礎捨石 (水中)	20.0	0	$\sigma'_m \sin 35.00^\circ$	$180000(\sigma'_m/98)^{0.5}$				

※1 σ'_m は各要素における平均有効拘束圧
 ※2 せん断強度式は $\tau_f = \sigma'_m \sin \phi_f + C \cos \phi_f$
 ※3 せん断弾性係数の式は $G = G_{ms} (\sigma'_m / \sigma'_{ms})^{mg}$ 。ここに G_{ms} は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数, σ'_{ms} は基準平均有効拘束圧, mG は拘束圧依存性のパラメータ (標準値=0.5)。
 ※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については、粘性土以外の土については一律 98 kN/m^2 (標準値) とする。
 ※5 粘性土は在来地盤の粘性土ではないため、正規圧密粘土と仮定してモジュール化し、『設計事例集 第2編 第1章 p.1-63』に準拠した強度特性 ($\phi_f = 30^\circ, C = 0$) を設定する。

9.5.2 解析用物性値 (構造物)

第9-7表 解析用物性値 (構造物)

材料種別	物理特性			強度特性				変形特性		
	単位体積重量		水中 γ' (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ_f ($^\circ$)	せん断強度 T_f (kN/m^2)	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	最大 減衰定数 h_{\max}	
	飽和, 湿潤 $\gamma_{\text{sat}}, \gamma_t$ (kN/m^3)	水中 γ' (kN/m^3)								
防波壁 (波返重力擁壁)	重力擁壁 (上部)	24.0	-	-	-	-	2.500×10^7	0.20	-	
	重力擁壁 (下部)	22.6	-	-	-	-	2.200×10^7			
	ケーソン (地盤改良部)	気中	22.9	-	-	-	-			2.198×10^6
		水中	22.9	12.8	-	-	-			2.198×10^6
	ケーソン (輪谷部)	気中	20.9	-	-	-	-			2.309×10^6
		水中	20.9	10.8	-	-	-			2.309×10^6
	MMR	24.0	13.9	-	-	-	2.500×10^7			
	消波ブロック (空隙率=50%)	11.3	6.3	-	-	-	1.100×10^7			
	施設護岸 (ハラスベト)	24.0	-	-	-	-	2.330×10^7			
	施設護岸 (上部コンクリート)	22.6	-	-	-	-	2.040×10^7			
共通 防波壁(側管杭式・逆T 擁壁, 多重鋼管杭式 擁壁, 擁壁)	施設護岸 (セラーブロック (コンクリート詰))	気中	23.0	-	-	-	2.330×10^7			
		水中	23.0	12.9	-	-	2.330×10^7			
	施設護岸 (セラーブロック (裏石詰))	22.0	11.9	-	-	-	2.330×10^7			

9.5.3 解析用物性値の準拠基準

第9-8表 解析用物性値の準拠基準

解析用物性値		準拠基準
物理特性	単位体積重量	
飽和, 湿潤 Ysat, Yt (kN/m ³)	水中 Y' (kN/m ³)	<ul style="list-style-type: none"> 埋戻土 (掘削スリ), 砂礫層, 改良地盤 (多重鋼管杭式擁壁, 鋼管杭式逆工擁壁) : 現地調査結果により設定 埋戻土 (粘性土), 石材 (基礎捨石, 被覆石, 入工リーフ), 砂礫層 (波返重力擁壁), 改良地盤 (波返重力擁壁) : 『港湾基準』に準拠し設定 構造物 : 『港湾基準, p.415』および『コンクリート標準示方書 (土木学会, 2002), p.29』に準拠し設定
粘着力 C (kN/m ²)		
せん断抵抗角 Φ _f (°)	せん断強度 T _f (kN/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> 『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章, p.1-69』に準拠し, 埋戻土 (掘削スリ, 粘性土) : 0 (kN/m²), 石材 (基礎捨石, 被覆石, 入工リーフ) : 20 (kN/m²) 『浸透固化処理工法技術マニュアル, p.26』に準拠し, 改良地盤 (多重鋼管杭式擁壁, 鋼管杭式逆工擁壁) : $qu / (2 \times \tan (45^\circ + \phi / 2))$ 『シールドラフト工法 技術資料 (第23版), p.21』に準拠し, 改良地盤 (波返重力擁壁) : 500kN/m²
せん断弾性係数 G (kN/m ²)	ポアソン比 ν	<ul style="list-style-type: none"> 埋戻土 (掘削スリ) : 液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM (Ver.3.0.1) により算定 石材 (基礎捨石, 被覆石, 入工リーフ) : 『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章, p.1-65』に準拠し設定 35° 改良地盤 (多重鋼管杭式擁壁, 鋼管杭式逆工擁壁) : 原地盤 (埋戻土 (掘削スリ)) 相当の値を設定 改良地盤 (波返重力擁壁) : 攪拌系の改良である高圧噴射攪拌工法による改良のため, 安全側である 0° に設定 埋戻土 (粘性土) : 『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章, p.1-65』に準拠し設定 30°
最大減衰定数 H _{max}		<ul style="list-style-type: none"> 『FLIP取扱説明書, p.8-1』に示された定義式 ($\tau = \sigma_m \sin \phi_f + C \cos \phi_f$) に基づき設定 液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM (Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数 G_m を算出し, 『FLIP取扱説明書, p.8-2』に示された定義式に基づき設定 地盤 : 『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章, p.1-61』に準拠し設定 0.33 構造物 : 『コンクリート標準示方書 (土木学会, 2002), p.29』に準拠し設定 0.20 国土技術政策総合研究所HP公開の『一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル, p.14,19』に準拠し設定 埋戻土 (掘削スリ), 石材 (基礎捨石, 被覆石, 入工リーフ) : 0.24, 埋戻土 (粘性土) : 0.20

9.5.4 解析用物性値（石材）の設定方針

石材（基礎捨石、被覆石）の強度特性は、港湾基準より粘着力 $C=20$ (kN/m²)、せん断抵抗角 $\Phi f=35$ (°) が標準の値とされているが、港湾基準の引用文献の検討内容を整理するとともに、地震時の動的挙動への適用性についても文献の内容を検討し、強度特性の信頼性について検証する。

また、港湾基準に標準値として示される捨石の強度特性 $C=20$ (kN/m²)、 $\Phi f=35$ (°) について、島根原子力発電所の護岸に使用した石材（基礎捨石・被覆石）への適用性について確認する。港湾基準では、第9-6 図に示す通り石材の強度特性の設定方法が記載されている。

(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 $c_D=20$ kN/m²、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 $c_D=20$ kN/m² 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碎によって 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 $c_D=20$ kN/m²、 $\phi_D=35^\circ$ 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 30 MN/m² 以上の石材である。母岩の強度が 30 MN/m² 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 $c_D=20$ kN/m²、 $\phi_D=30^\circ$ となる⁷⁾。

第9-6 図 港湾基準における石材の強度特性の設定方法
(港湾基準より引用・加筆)

9.5.5 解析用物性値（石材）の設定根拠

港湾基準の引用文献である「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法（1987.6）（文献①）」では、捨石マウンド上に重力式構造物が設けられる場合における捨石の力学的特性の検討を目的とした実験が行われている。

ここで、文献①では、直轄港湾工事に用いられる基礎捨石に対して質量～粒径換算を行い、それらと同程度の強度・比重を有する「碎石（ $D_{max}=25\text{mm} \sim 200\text{mm}$ ：砂岩と花崗岩の2種類）」を対象に、試験条件として均等係数 U_c 、拘束圧及び締固め程度を変化させた供試体を準備し、直径60cm・高さ120cmの供試体では中型三軸圧縮試験、直径120cm・高さ240cmの供試体では大型三軸圧縮試験をそれぞれ実施して捨石の力学特性を検討している。文献①の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を第9-7図に示す。

上述の試験結果より、「捨石の強度定数は粘着力 $C=2$ (tf/m²)、せん断抵抗角 $\Phi=35$ (°) を標準とする」とされている。

なお、島根原子力発電所の基礎捨石は $D_{max}=200\text{mm} \sim 250\text{mm}$ であり、文献①と同等の大きさである。

表-5 実験ケース

岩種	試験機	D_{max} (cm)	料試名	U_c	拘束圧 σ_3 (kgf/cm ²)		
					粗締	中締	密締
花崗岩	中型	25.4	A1	1.2	2,4		
			A2	2.8	2,4		
			A3	5.0	2,4		
		63.5	B1	1.2	2,4	1	1,2,4
			B2	2.8		1,2,4	1,2,4
	大型	100	C1	1.2	2		
			C2	2.8	2		
			D1	1.2	2,4,8	1,2,4,8	
		150	D2	2.8	2		
			D3	5.0	2		
	200	E1	1.2	2			
		E0	2.0			4	
		E2	2.8		4	1,2,4	
		E3	5.0	2			
硬質砂岩	中型	25.4	F1	1.3	2,4,8	0.5,1,2,4,8,14	2,4,8
		63.5	G1	1.3			2,4,8
	大型	150	H1	1.2			2,4,8

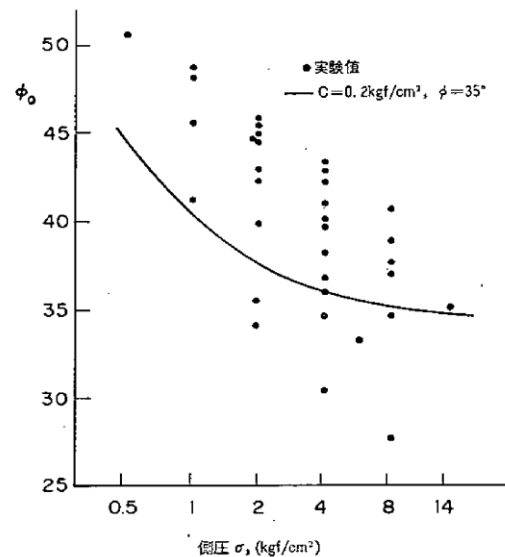


図-49 見掛けの粘着力を考慮した場合の ϕ_0 と σ_3 の関係

文献①の三軸圧縮実験ケース

文献①の三軸圧縮実験結果

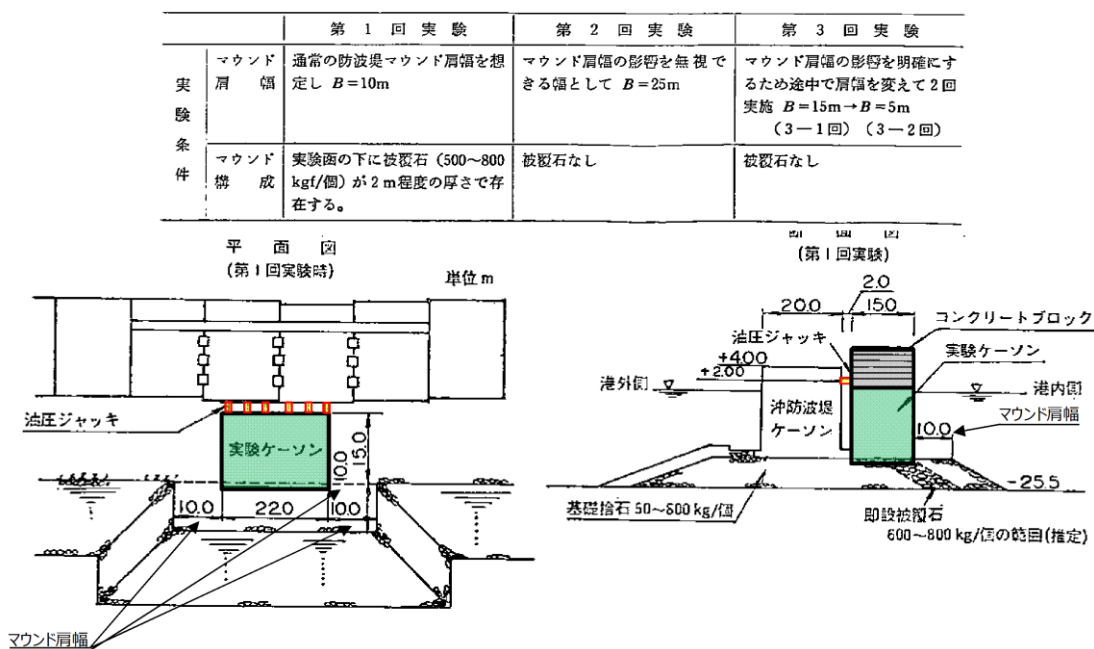
各図表は、文献①「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法（1987.6）」より引用

第9-7図 文献①の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

文献①は、捨石マウンドにおける支持力の新しい計算方法の提案を目的に、捨石マウンド上の重力式構造物の安定性（静的）に関して現地実験（小名浜港：基礎捨石 50kg～800kg/個、被覆石 600kg～800kg/個（推定））が行われている。

現地実験は、マウンド肩幅を 10m から 25m, 15m, 5m に変更した 4 ケースで行われており、実験ケーソン（幅 22m×奥行 15m）に油圧ジャッキで水平力を与えてマウンド及び基礎地盤に偏心傾斜荷重を加えることで、実験ケーソンの回転角や水平変位が計測されている。

現地実験から得られた最大水平力を用いた円形すべり計算結果によると、「捨石の三軸試験による強度定数 $C=2$ (tf/m²), $\Phi=35$ (°) を用いたビショップ法の結果が実験結果と良く一致する」とされている。小名浜港の現地試験の概要図を第 9-8 図に示す。



小名浜港現地試験概要図
 (文献①「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法 (1987.6)」より引用)

第 9-8 図 小名浜港現地試験概要図

引用文献「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性 (1991. 3) (文献②)」では、「品質が劣ると考えられてきた石材の強度特性を明らかにする」ことを目的として、文献①で用いた比較的良質な花崗岩等よりも性質が劣る石灰岩及び軟質な砂岩等について、一軸圧縮強度に着目した分類で大型三軸圧縮試験（供試体寸法：直径 30 cm，高さ 60 cm）が行われている。（一軸圧縮強度との相関関係を得るため、幅広い範囲の一軸圧縮強度を持つ特殊モルタルも使用）

大型三軸圧縮試験の結果、「母岩の一軸圧縮強度が 300 (kgf/cm²) 以上であれば、文献①で報告された捨石の標準値である C=2 (tf/m²)，Φ=35 (°) をほぼ満足する」とされている。文献②の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を第 9-9 図に示す。なお、島根原子力発電所の石材（基礎捨石・被覆石）の一軸圧縮強度は 30 (N/mm²) を有している。

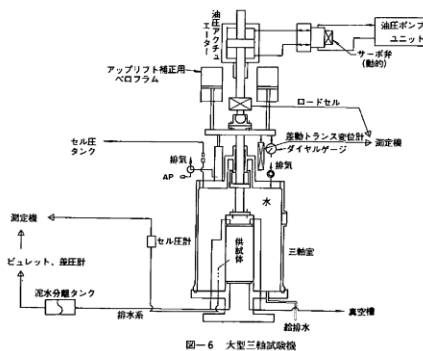
表-3 砕石母岩の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 D _s	絶対比重 D _a	吸水率 Q (%)	一軸圧縮強度 σ _c (kgf/cm ²)
石炭岩	石炭岩 I	2.696	2.689	0.284	700以上
	石炭岩 II	2.617	2.588	1.129	600
	石炭岩 III	2.698	2.679	0.717	700以上
花崗岩	花崗岩 I	2.653	2.612	1.59	800以上
	花崗岩 II	2.593	2.567	1.03	1,130
砂岩	砂岩 I	2.338	2.117	10.5	155
	砂岩 II	2.363	2.173	8.75	99
	砂岩 III	2.367	2.160	9.58	180

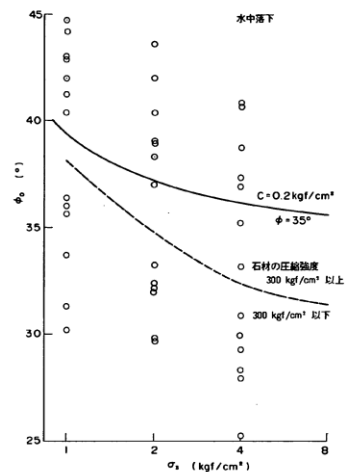
表-4 特殊モルタル試料の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 D _s	絶対比重 D _a	吸水率 Q (%)	一軸圧縮強度 σ _c (kgf/cm ²)
特殊モルタル	モルタル40	1.710	1.160	47.38	43.2
	モルタル70	1.721	1.225	40.58	70.5
	モルタル100	1.810	1.336	35.46	106
	モルタル300	2.226	2.013	10.63	320
	モルタル700	2.372	2.205	7.52	665

文献②の三軸圧縮実験ケース



大型三軸圧縮試験機



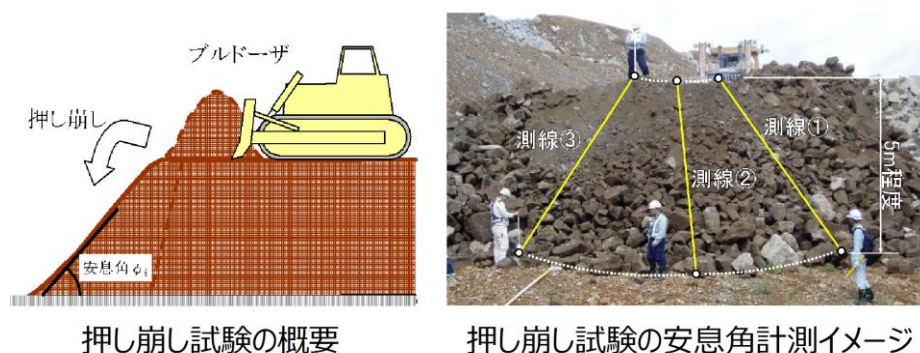
文献②の三軸圧縮実験結果

図表は文献②「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性 (1991.3)」より引用

第 9-9 図 文献②の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

独立行政法人土木研究所では、ロックフィルダムの主要築堤材料として使用されるロック材料のせん断強度の評価について、原位置における表層すべり試験（切り崩し試験及び押し崩し試験）を実施し、原粒度条件下でのロック材料のせん断強度の評価を論文「拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価（山口ほか）」で示している。

ロック材料を100t級大型ブルドーザで静かに谷に押し崩す「押し崩し試験」を実施して、安息角を計測しているが、「得られた平均38.5（°）の結果は、大型三軸圧縮（CD）試験により求められた内部摩擦角41.0（°）とほぼ同等の値である」とされている。押し崩し試験の概要を第9-10図に、原位置表層すべり試験結果を第9-9表に示す。



第9-10図 押し崩し試験の概要

第9-9表 原位置表層すべり試験結果(押し崩し試験による安息角)

試験回数	現地計測結果(°)				
	測線①	測線②	測線③	各平均	平均
1回目	37.3	39.3	40.8	39.1	38.5
2回目	35.8	40.8	36.8	37.8	

図表は全て「ダム工学 Vol.18 No3(2008) P166-181 論文 拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価 山口ほか」より引用

島根原子力発電所にて、押し崩し試験を模擬した安息角の現地試験を実施した。現地試験には基礎捨石と同様の石材（凝灰岩主体：Dmax=200～250mm程度）を用いて、40t ダンプにて平坦な場所でダンプアップすることで試料塊を作り、ダンプが逃げる方向以外の3辺を測線として試料塊の角度計測を行った。試験は3回行い、合計9測線から得られた平均値は38.5（°）であり、文献①のせん断抵抗角 $\Phi=35$ （°）と同等な結果となった。試験の概要を第9-11 図に、試験結果を第9-10 表に示す。

上記の結果より、島根原子力発電所の石材はDmax=200mm～250mmであり、一軸圧縮強度は30（N/mm²）を有することから、港湾基準に示されるC=20（kN/m²）、 $\Phi f=35$ （°）を適用できると判断した。



第9-11 図 試験の概要

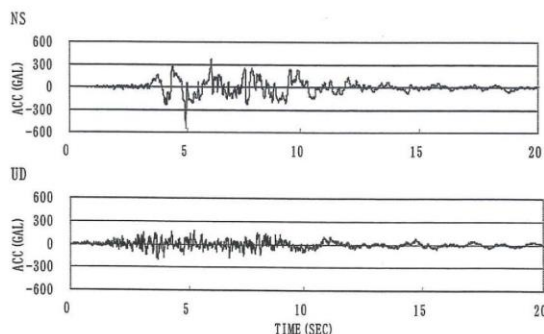
第9-10 表 安息角試験 試験値一覧表

試験	測線	角度	平均角度
1回目	①	35.2	38.5
	②	36.8	
	③	46.3	
2回目	①	29.8	
	②	37.8	
	③	35.3	
3回目	①	44.4	
	②	36.3	
	③	44.8	

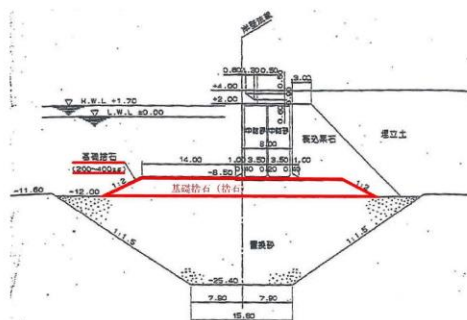
9.5.6 解析用物性値（石材）の動的評価への適用性

文献①及び文献②については、捨石マウンド上の港湾施設に対する静的な安定性評価に関する内容であるので、ここでは島根での適用性を目的として、地震時（動的）の検討で用いられている捨石の物性値について、文献調査を行った。捨石の動的挙動に関して検討している文献「捨石のモデル化に関する検討報告書（FLIP 研究会 企画委員会捨石作業部会，平成 13 年 5 月）」（以下「捨石のモデル化に関する検討報告書」という）によると、捨石の強度定数に、文献①で提案されていた標準的な値である、粘着力 $C=20$ (kN/m^2)，せん断抵抗角 $\Phi=35$ ($^\circ$) が用いられた事例検証が行われている。

事例検証は 1995 年兵庫県南部地震における六甲アイランド RF3 岸壁及び神戸港第 7 防波堤の被災事例と，1993 年釧路沖地震における釧路港北埠頭の被災事例を対象に行われており，「解析による残留変位量は観測値と適合性が良い」とされている。事例検証①六甲アイランド RF3 岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を第 9-12 図に，検討結果を第 9-10 表に示す。事例検証事例検証② 神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面を第 9-13 図に，検討結果を第 9-11 表に示す。事例検証事例検証③ 釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を第 9-14 図に，検討結果を第 9-12 表に示す。なお，各図表は「捨石のモデル化に関する検討報告書」から引用している。



検討用地震動_ポートアイランド鉛直アレー地震観測網のGL-32mに設置の加速度計による1995兵庫県南部地震の際の観測記録



検討対象断面(六甲アイランドRF3岸壁)

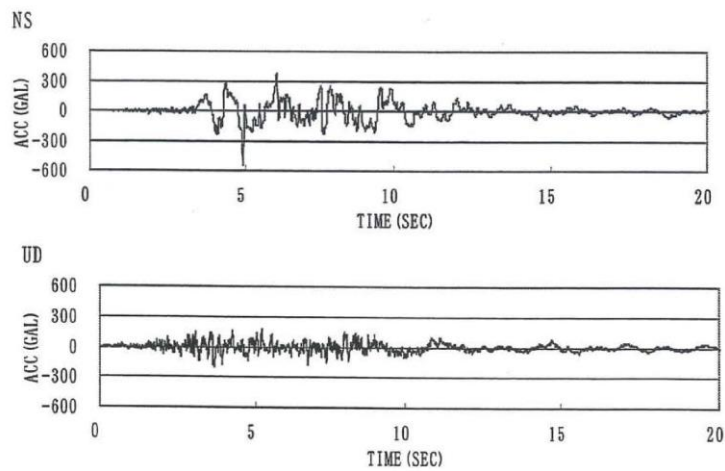
第 9-12 図 事例検証①六甲アイランド RF3 岸壁の検討用地震動及び検討対象断面

第 9-10 表 事例検証①六甲アイランド RF3 岸壁の検討結果

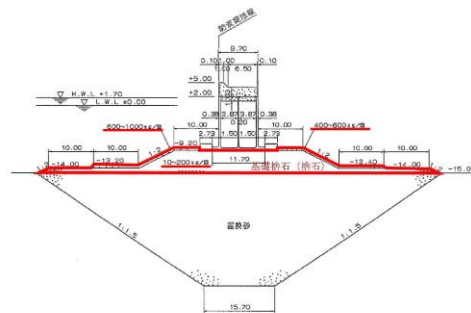
事例検証① 六甲アイランドRF3岸壁※捨石は主に200kg～400kg/個程度

検討ケース	せん断強度特性		残留変位量			備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	傾斜 (°)	
CASE3	0	40	6.10	2.11	10.6	従来方法
CASE4	20	35	4.33	2.00	4.69	提案方法
観測値			4.1～4.6	1.7～2.0	4.1～5.1	

※結果は捨石強度特性のみ異なるCASE3（従来方法）とCASE4(提案方法)のみ抜粋している。



検討用地震動_ポートアイランド鉛直アレー地震観測網のGL-32mに設置の加速度計による1995兵庫県南部地震の際の観測記録
各図表は「捨石のモデル化に関する検討報告書」から引用



検討対象断面 (神戸港第七防波堤)

第 9-13 図 事例検証②神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面

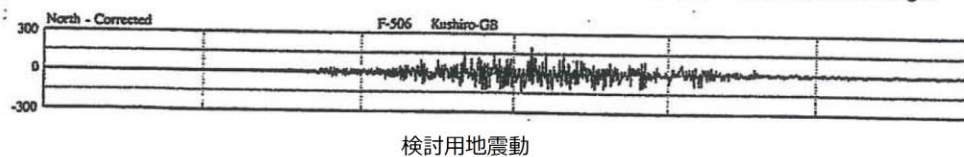
第 9-11 表 事例検証②神戸港第七防波堤の検討結果

事例検証② 神戸港第七防波堤※捨石は主に10kg～200kg/個程度

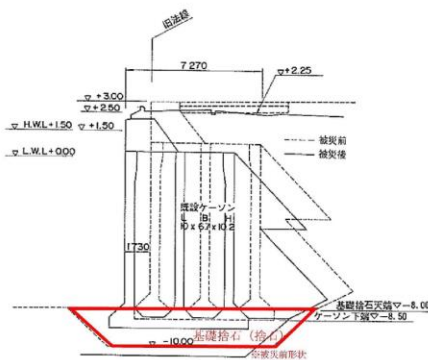
検討ケース※	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	
CASE2	0	40	0.04	4.39	従来方法
CASE4	20	35	0.00	2.26	提案方法
観測値			—	1.4～2.6	

※結果は捨石強度特性のみが異なるCASE 2 (従来方法) とCASE4(提案方法)のみ抜粋している。

① 地震波：釧路沖地震観測波、基盤 NS 成分 (F-506 Kushiro-GB)、最大加速度 204.4gal



検討用地震動



検討対象断面 (釧路港北埠頭岸壁)

各図表は「捨石のモデル化に関する検討報告書」から引用

第 9-14 図 事例検証③釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面

第 9-12 表 事例検証③釧路港北埠頭岸壁の検討結果

事例検証③ 釧路港北埠頭岸壁

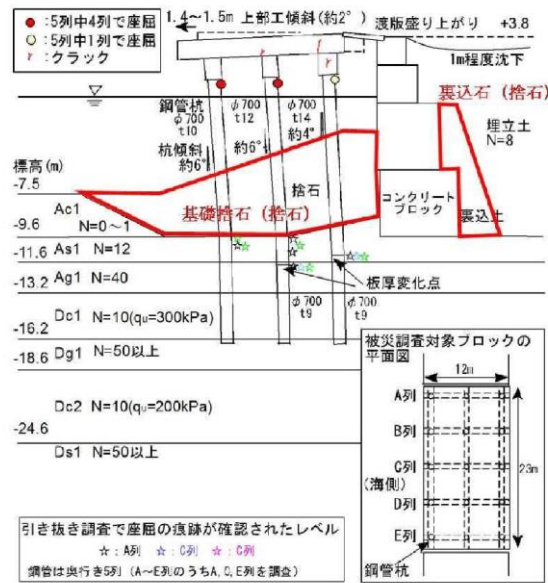
検討ケース※	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	
CASE1	0	40	0.89	0.21	従来方法
CASE3	20	35	1.28	0.22	提案方法
観測値			0.8~1.6	0.2~0.5	

※結果は捨石強度特性の設定の違いに着目し、CASE1 (従来方法) とCASE3(提案方法)のみ抜粋している。

「捨石のモデル化に関する検討報告書」で検討した事例は、いずれも重力式岸壁あるいはケーソン式防波堤であることから、鋼管杭を使用した構造物を対象とした被災事例の再現解析における捨石の解析用物性値の設定状況について以下に示す。解析用物性値の設定状況については、1995年兵庫県南部地震における神戸港T栈橋及び2011年東北地方太平洋沖地震における小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁、相馬港2号埠頭-12m岸壁について再現解析を実施している文献について確認した。

【被災事例の再現解析① 神戸港 T 棧橋】

1995 年兵庫県南部地震による神戸港 T 棧橋の被災事例を対象とした再現解析が行われているが、捨石の解析用物性値として、粘着力 $C=20$ (kN/m²)、せん断抵抗角 $\Phi=35$ (°) が設定されており、鋼管杭の座屈位置という被災事例を再現できたとされている。解析断面図を第 9-15 図に、解析用物性値を第 9-13 表に示す。



断面図 (神戸港 T 棧橋)

「二次元有効応力解析による直杭式横棧橋の被災事例の再現計算 (2009)」から引用

第 9-15 図 断面図 (神戸港 T 棧橋)

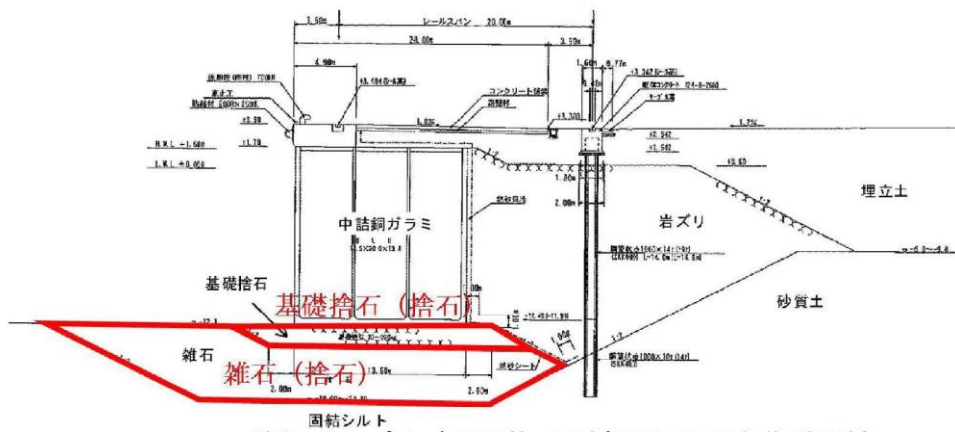
第 9-13 表 FLIP における解析用物性値 (神戸港 T 棧橋)

土層名	湿潤密度	間隙率	変形特性					
			初期せん断剛性	基準化拘束圧	拘束圧依存係数	内部摩擦角	粘着力	履歴減衰上限値
			G_{ma} (kPa)	σ'_{ma} (kPa)	m	ϕ_f (°)	c (kPa)	h_{max}
As1	1.8	0.45	111900	98.0	0.5	40.7	0	0.24
Ag1	2.0	0.45	226500	98.0	0.5	44.4	0	0.24
Dc1	1.9	0.44	51000	43.4	0.0	0.0	150	0.20
埋立土	1.8	0.45	65840	98.0	0.5	38.9	0	0.24
捨石	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
裏込土	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
Ac1	1.5	0.67	3750	5.0	0.5	25.0	0	0.20
Dc2	1.7	0.55	34000	86.4	0.0	0.0	100	0.20
Dg1	2.0	0.45	228200	98.0	0.5	44.5	0	0.24

「二次元有効応力解析による直杭式横棧橋の被災事例の再現計算 (2009)」から引用

【被災事例の再現解析② 小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁】

2011年東北地方太平洋沖地震による小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁の被災を対象とした再現解析が行われているが、捨石の解析用物性値として、粘着力 $C=20$ (kN/m²)、せん断抵抗角 $\Phi=35$ (°) が設定されており、岸壁背後の沈下等の被災結果に調和的な変形を再現可能であるとされている。なお、当該岸壁の基礎捨石は 30~200 kg/個とされている。解析断面図を第9-16 図に、解析用物性値を第9-14 表に示す。



断面図 (小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁)

「2011年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁 (-12m) の再現解析 (2014)」から引用

第9-16 図 断面図 (小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁)

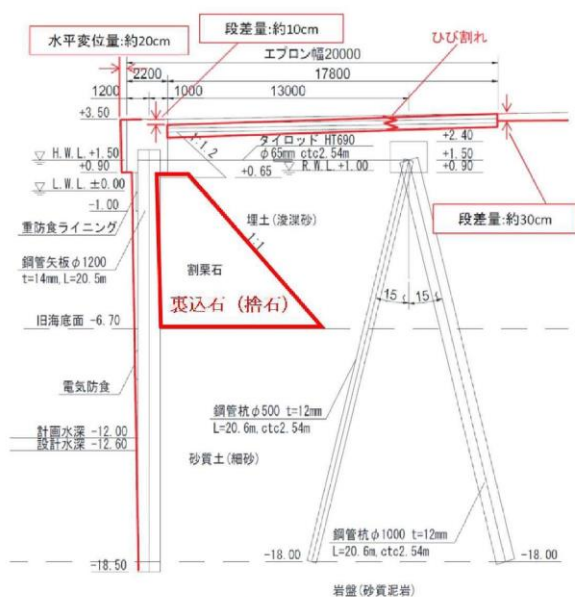
第9-14 表 FLIP における解析用物性値 (小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁)

地層名	N65	ρ_t (t/m ³)	ρ_{sat} (t/m ³)	σ'_{ma} (kN/m ²)	G_{ma} (kN/m ²)	ν	K_{ma} (kN/m ²)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	n	h_{max}
埋立土	8.3	1.8	2.0	98	75400	0.33	196600	-	39	0.45	0.24
岩ズリ	10.4	1.8	2.0	98	86600	0.33	225800	-	39	0.45	0.24
砂質土	22.2	-	2.0	98	140600	0.33	366700	-	41	0.45	0.24
固結シルト (風化部)	-	-	1.8	171.88	10200	0.33	26600	30	-	0.55	0.20
基礎捨石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24
雑石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24

「2011年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁 (-12m) の再現解析 (2014)」から引用

【被災事例の再現解析③ 相馬港 2号埠頭-12m 岸壁】

2011年東北地方太平洋沖地震による相馬港2号埠頭-12m岸壁の被災を対象とした再現解析が行われているが、捨石の解析用物性値として、粘着力 $C=20$ (kN/m^2)、せん断抵抗角 $\Phi=35$ ($^\circ$) が設定されており、被災状況や背後地盤の沈下や段差について再現できたとされている。断面図を第9-17図に、解析用物性値を第9-15表に示す。



断面図 (相馬港2号埠頭-12m岸壁)

「相馬港2号埠頭-12m岸壁を対象とした事例解析 (2012年度)」から引用

第9-17図 断面図 (相馬港 2号埠頭-12m 岸壁)

第9-15表 FLIPにおける解析用物性値 (相馬港 2号埠頭-12m 岸壁)

記号	土質	ρ (t/m^3)	σ_{ma}' (kN/m^2)	V_s (m/s)	G_{ma} (kN/m^2)	m_G	K_{ma} (kN/m^2)	m_K	c (kN/m^2)	ϕ_f	h_{max}	n	E (kN/m^2)
B	埋土 (浚渫砂)	1.80	98	162	75246	0.5	196230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	
		2.00											
As	砂質土 (細砂)	2.00	98	269	125095	0.5	326228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	
R	岩盤 (砂質泥岩)	1.73											1392000
	裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.00	35.00	0.24	0.45	

「相馬港2号埠頭-12m岸壁を対象とした事例解析 (2012年度)」から引用

9.5.7 解析用物性値（石材）の設定方針 まとめ

(1) 文献調査結果

文献①及び②から、「母岩の一軸圧縮強度が 300 (kgf/cm²) 以上であれば、文献①で報告されている捨石の標準値である $C=2$ (tf/m²)、 $\Phi=35$ (°) をほぼ満足する」とされている。

独立行政法人土木研究所で実施された押し崩し試験による安息角と大型三軸圧縮 (CD) 試験による内部摩擦角がほぼ同等の値となるとされていることを踏まえ、島根原子力発電所では押し崩し試験を模擬した安息角の現地試験を実施し、安息角の平均値は 38.5 度となることを確認した。

石材の動的挙動について、「捨石のモデル化に関する検討報告書」において、1995 年兵庫県南部地震及び 1993 年釧路沖地震といった複数の地震動に対する被災事例を対象に、事例検証が行われており、捨石の解析用物性値 $C=20$ (kN/m²)、 $\Phi f=35$ (°) と設定した場合、解析結果はそれぞれの観測値と適合性が良いとされている。また、鋼管杭を使用した構造物を対象とした解析事例においても、捨石の解析用物性値 $C=20$ (kN/m²)、 $\Phi f=35$ (°) と設定して被災事例を再現できたとされている。

以上より、捨石の標準値とされている $C=20$ (kN/m²)、 $\Phi f=35$ (°) は信頼性がある値であると判断した。

(2) 島根原子力発電所への適用性

岩石試験結果参照より、島根原子力発電所で使用されている石材（基礎捨石・被覆石）の一軸圧縮強度は 30 (N/mm²) を有している。

島根原子力発電所の施設護岸の工事で使用した基礎捨石は、30kg 以上/個程度 (200mm～250mm) であり、「捨石のモデル化に関する検討報告書」で事例検証が行われている捨石の質量（六甲アイランド RF3 岸壁の捨石は主に 200kg～400kg/個程度、神戸港第七防波堤の捨石は主に 10kg～200kg/個程度）の範囲内となっている。

以上のことから、島根の石材（基礎捨石・被覆石）においても港湾基準に示される $C=20$ (kN/m²)、 $\Phi f=35$ (°) を適用できると判断した。

(3) 設置許可段階における構造成立性評価

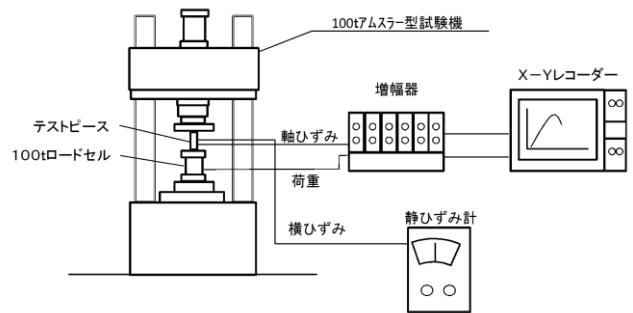
島根の石材の解析用物性値は上述のとおり考えているが、設置許可段階においては、保守的に $C=0$ (kN/m²)、 $\Phi f=35$ (°) と設定した場合の構造成立性評価について確認する。

(参考) 岩石試験結果

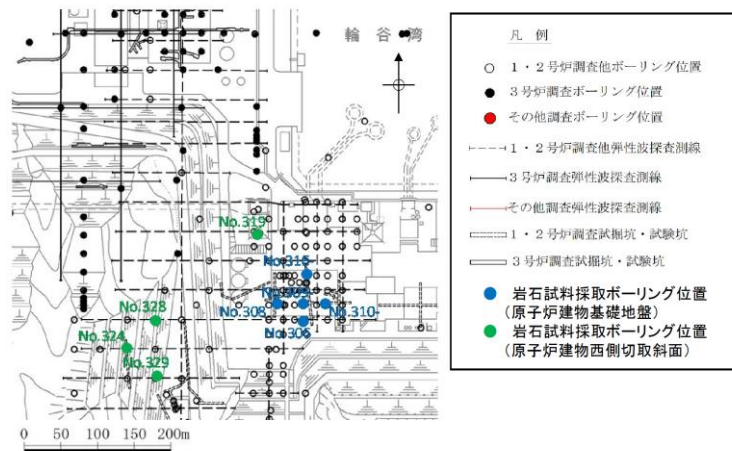
島根原子力発電所の石材（基礎捨石・被覆石）は主に発電所敷地内の凝灰岩を使用しており、これについて実施した岩石試験の概要を示す。

ボーリングコアから採取した試料を用いて一軸圧縮試験を実施した結果、 $30\text{N}/\text{mm}^2$ を上回る結果となった。一軸圧縮試験概要を第9-18図、岩石試料採取位置図を第9-19図、凝灰岩ボーリングコア写真の例を第9-20図に示す。

供試体サイズ		直径：50mm 高さ：100mm
最大能力		980kN(100t)
原子炉建物 基礎地盤	試料採取ボーリング	306,308,309,310,316
	試験個数	18個
	一軸圧縮強度	$82.57\text{N}/\text{mm}^2$
原子炉建物 西側切取斜面	試料採取ボーリング	324,319,328,329
	試験個数	10個
	一軸圧縮強度	$122.98\text{N}/\text{mm}^2$



第9-18図 一軸圧縮試験概要



第9-19図 岩石試料採取位置図



凝灰岩ボーリングコア写真の例
(No.B-2(2006), G.L.-87.41~88.12, -88.48~-90.00m)

第9-20図 凝灰岩ボーリングコア写真の例

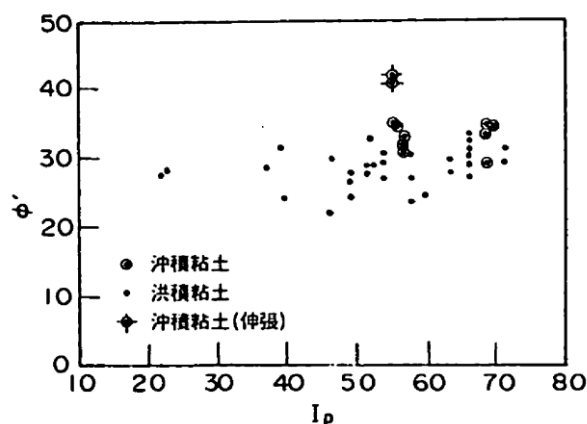
9.5.8 解析用物性値（粘性土）の設定根拠

島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）は、護岸建設時に、背面の止水性を担保するために施工しており、攪乱されていることから、正規圧密状態である。また、土の液性限界・塑性限界試験（JIS A 1205）結果より、塑性指数は $I_p=27.3$ となり、塑性図における「粘土」に位置する。

粘性土の強度特性の設定の考え方としては、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめの作成について（FLIP 研究会 14 年間の検討成果まとめ WG）」（以下「FLIP 研究会報告」という）があり、FLIP 研究会報告によると、「三軸試験による自然粘性土地盤の強度設定法に関する研究（土田，1990）」の正規圧密粘土の塑性指数－内部摩擦角（排水条件）の関係から、粘性土は $C=0(kN/m^2)$ 、 $\Phi_f=30(^{\circ})$ と設定している。

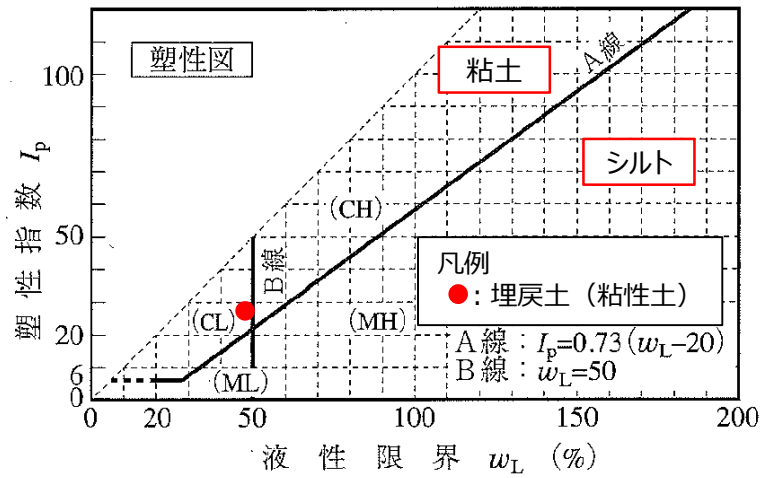
土田（1990）の「正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係」によると、塑性指数によらず、 $\Phi=30(^{\circ})$ 一定の結果が得られていることから、島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）の強度特性については、 $C=0(kN/m^2)$ 、 $\Phi_f=30(^{\circ})$ と設定できると判断した。

正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係を第 9-21 図に、塑性図による粘性土の分類を第 9-22 図に、埋戻土（粘性土）の液性限界・塑性限界試験結果を第 9-16 表に示す。



「三軸試験による自然粘性土地盤の強度設定法に関する研究（土田，1990）」より引用

第 9-21 図 正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係



※ 地盤工学会, H22: 土質試験 基本と手引き に加筆

第9-22 図 塑性図による粘性土の分類

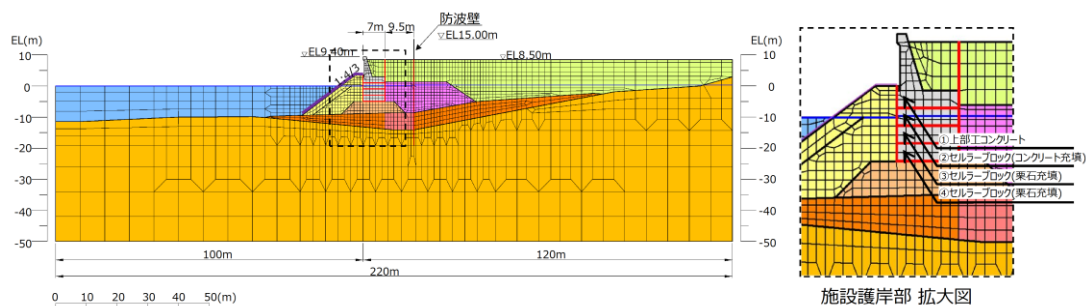
第9-16 表 埋戻土 (粘性土) の液性限界・塑性限界試験結果

	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
埋戻土 (粘性土) (平均値, 試験数: 22)	48.5	21.2	27.3

9.5.9 解析用物性値（セルラーブロック）の設定根拠

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に近接する施設護岸を構成する上部工コンクリート及びセルラーブロックのモデル化にあたっては、要素間の滑り・剥離を考慮するため、ジョイント要素でモデル化している。また、セルラーブロックの中詰材の剛性は考慮しない。解析モデル図を第9-23 図に示す。

せん断抵抗角は港湾基準に準拠し、第9-17 表に示す摩擦係数の考え方を踏まえ設定した。港湾基準より引用した静止摩擦係数の値を第9-24 図に示す。なお、上部工コンクリート及びセルラーブロックは完全に分離した構造物同士であることから、粘着力は考慮しない。



第9-23 図 解析モデル図

第9-17 表 ジョイント要素に考慮した摩擦係数の根拠

ジョイント要素	ジョイント要素に考慮した摩擦係数の根拠
①上部工コンクリート・ ②セルラーブロック（コンクリート充填）境界	・境界面の上下はそれぞれコンクリートであるため、港湾基準より「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数0.5と設定する。
②セルラーブロック（コンクリート充填）・ ③セルラーブロック（栗石充填）境界	・セルラーブロック（栗石充填）設置後に上段のセルラーブロックのコンクリートを打設したことから、境界面の上下はそれぞれコンクリートであるため、「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数0.5と設定する。
③セルラーブロック（栗石充填）・ ④セルラーブロック（栗石充填）境界	・境界面はセルラーブロック同士と栗石同士で構成されている。港湾基準よりセルラーブロック同士は「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数0.5、栗石同士は「捨石と捨石」の静止摩擦係数0.8であるため、これらを平均した0.6（0.65の少数第2位を切り捨て）と設定する。
④セルラーブロック（栗石充填）・ 基礎捨石境界	・セルラーブロック（栗石充填）と基礎捨石境界の摩擦係数は、港湾基準に示される「底版のないセルラーブロックの性能照査に用いる摩擦係数の特性値」から0.7と設定する。（島根原子力発電所における施設護岸への適用性については次頁参照）

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)～0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

第9-24 図 静止摩擦係数の値（港湾基準より引用）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に近接する施設護岸を構成するセルラーブロックのうち、最下部の④セルラーブロック（栗石充填）と基礎捨石の境界のジョイント要素については、港湾基準に準拠し摩擦係数 0.7 と設定した。施設護岸部の解析モデル拡大図を第 9-25 図に、セルラーブロック断面図（例）を第 9-26 図に示す。

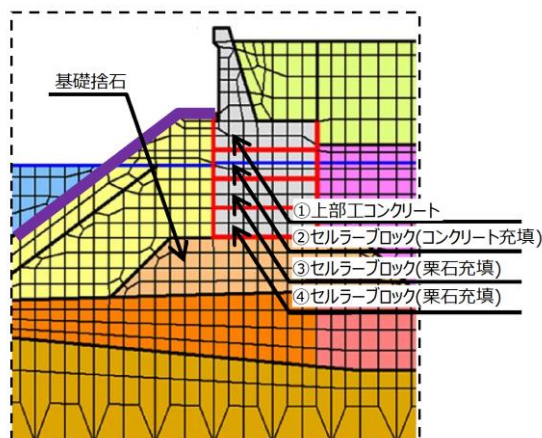
港湾基準では、底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート底版の受ける反力については 0.6、中詰石底部の受ける反力については 0.8 を用いて計算すべきであるが、便宜上 0.7 としてもよい、とされている。港湾基準より引用した静止摩擦係数の値を第 9-27 図に示す。

島根原子力発電所の施設護岸へ用いたセルラーブロックの鉄筋コンクリート部と中詰部の面積比を考慮して摩擦係数の平均値を算定した結果、0.71 となることから、港湾基準に示される摩擦係数 0.7 と設定することは妥当と判断する。

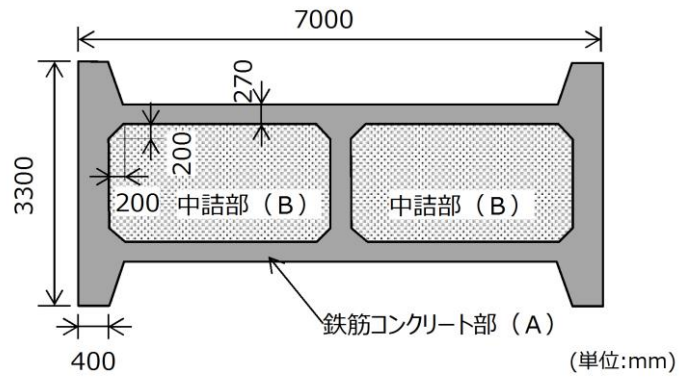
【摩擦係数算定の考え方】

$$S_{\text{鉄筋コンクリート}} : S_{\text{中詰材}} = A : B$$

$$\text{摩擦係数の平均値} = (0.6 \times A + 0.8 \times B) / (A + B)$$



第 9-25 図 施設護岸部 解析モデル拡大図



第9-26 図 セルラーブロック平面図 (例)

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

第9-27 図 静止摩擦係数の値 (港湾基準より引用)

(参考資料)

引用文献の根拠資料

【5.4.2(b)防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の鋼管杭の根入れ深さに関する引用文献】

12.4 杭の許容支持力

(2)1) 極限支持力を支持力推定式によって算定する場合には、適切な地盤調査結果に基づき、式（解 12.4.1）を用いてよい。なお、類似の地盤での載荷試験記録等を参考にして、支持力を推定することが望ましい。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \dots\dots\dots \text{（解 12.4.1）}$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

A : 杭先端面積 (m²)

q_d : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

U : 杭の周長 (m)

第1図 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 日本道路協会（平成14年3月）より引用・加筆

【6.5 (2) 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の構造概要のうち鋼管杭の根入れ深さに関する引用文献】

9.4 支持層の選定と根入れ深さ

(1) 直接基礎はその支持機構から考えて、側面摩擦によって鉛直荷重を分担支持することがほとんど期待できないため、良質な支持層に直接支持させることとしている。したがって、直接基礎の支持層としては、砂層及び砂れき層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が、それぞれ必要とされる。このため、一般には沖積世の新しい表層には支持させない。特に、耐震設計編 8 章の規定により判定を行い、耐震設計上ごく軟弱な土層又は液状化が生じる土層が存在する場合は、その層の下に支持層を求める必要がある。

また、均等係数の小さい均質な砂を支持層とする直接基礎の場合、土留めや仮締切材の施工・撤去等の際にパイプロハンマ工法を用いウォータージェットを併用することにより、過剰間隙水圧が上昇して支持層の強度が低下し、基礎の傾斜等が生じるおそれがある。このような条件では、特に注意して支持層の状態を把握するとともに、施工中も十分配慮できるよう設計図等に留意事項を明記するのがよい。

ケーソン基礎は一般に底面寸法が大きいため、杭基礎の場合に比較して、基礎周面の抵抗よりも底面支持による割合が大きい。したがって、支持力を有利に、また、確実に発揮させるために良質な支持層に到達させることは杭基礎の場合よりもなお一層必要とされる。ケーソン基礎の根入れ深さを決めるには種々の条件を考慮しなければならないが、一般に良質な支持層に十分貫入させることが必要である。これは硬質な層と軟弱な層との境界面には緩んだ層がありがちなこと、良質な支持層中に少しでも多く貫入させることにより先端支持力の信頼性が増すこと等による。

深礎基礎の場合は、斜面上に設置され基礎前面地盤が有限であるため、岩盤中に設置するような場合でも過度に水平抵抗に依存することは望ましくない。このため、良質な支持層を選定し確実に支持させることが重要である。

(2) 杭基礎は前述のようにその支持機構において杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭と摩擦杭とに大別される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭とすることが望ましい。しかし、良質な支持層が深い等の条件によっては、摩擦杭を採用することが合理的となることもある。したがって、上部構造の形式や機能、荷重規模、施工性、経済性等を総合的に検討した上で、支持杭と摩擦杭を適切に使い分けるようにするのがよい。

支持杭においては、杭の支持層への根入れ深さは一般に杭径程度以上確保するのがよい。このとき、地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには、地盤調査の傾度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し、杭長はある程度の余裕を見込み、0.5m 刻み程度で決定するのがよい。

摩擦杭を採用する場合には、長期的な鉛直変位について十分な検討を行い、周面摩擦力により所要の支持力が得られるように根入れ深さを確保する必要がある。

なお、地盤沈下の進行している埋立地盤等では、負の周面摩擦力の影響を受けるので、12.4.3 の規定によりその影響を検討する必要がある。

第 2(1) 図 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 日本道路協会（平成 24 年 3 月）より引用・加筆

12.4 杭の許容支持力

(3) 杭の極限支持力は、杭先端における支持力と杭周面の摩擦力の和として推定することが一般的である。これまでに得られた載荷試験結果を分析した結果から、工法別の杭先端の支持力及び杭周面の摩擦力の標準的な推定式を以下に示す。なお、これらの標準的な推定式は、打込み杭工法を除き杭先端を良質な支持層に杭径程度以上根入れした条件の載荷試験を基に、支持層内の杭先端から杭径程度上方（鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径）までの杭周面及び底面の地盤抵抗を杭先端の極限支持力度として、これより上方の杭周面の地盤抵抗を杭周面摩擦力度として評価して得られたものである。また、ここでの試験は、12.11に規定された構造細目や18章及び19章の施工に関する規定を満たすものを対象としている。例えば摩擦杭の場合には良質な支持層に根入れされていないため杭先端の支持力推定式を適用できないなど、設計の際にはこうした前提を踏まえる必要がある。

岩盤に対する杭の支持力評価に関しては、これまでのところ載荷試験結果は十分に得られておらず、施工法に応じた支持力特性も明らかにされていないため標準的な推定式を示すに至っていない。このため、岩盤に対する支持力評価を行う場合には、鉛直載荷試験を実施して評価を行うのがよい。

第2(2) 図 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 日本道路協会（平成24年3月）より引用・加筆

は、支持層が硬質粘性土または軟岩の場合の十分な載荷試験データベースが蓄積されていないことから、従来の「平成9年版 基礎標準」を参考に設定したためであり、この参考式は付属資料22に示すような統計的検討に基づいた所定の推定精度が確保されたものではないことに留意する必要がある。

解説表 15.2.2.3-1により算定される杭の基準先端支持力度 q_{tk} には、杭底面の地盤抵抗だけでなく最小根入れ深さ D_{t0} 部分の杭周囲の地盤抵抗が含まれている。したがって、設計図面には最小根入れ深さ D_{t0} を明記するとともに、施工時に所定の最小根入れ深さ D_{t0} を確保したことを確認する必要がある。なお、 D_{t0} は必要最小限の長さであり、これ以上深く根入れした分については周面抵抗を期待してもよいが、支持層への根入れ長を長く設計すると施工性が低下し、場合によっては施工不可能となる場合もあるので注意を要する。また、強固な支持層における打込み杭工法で、所定の最小根入れ深さ D_{t0} を確保することが施工上困難となった場合には、過度の打込みにより杭体の損傷が生じる可能性があるため、別途鉛直支持力が確保できることを確認した上で、所定の最小根入れ深さを下回ってもよい。このほか、支持層が硬質

解説表 15.2.2.3-1 杭の基準先端支持力度 q_{tk}

杭工法	基準先端支持力度 q_{tk} (kN/m ²)			先端の N 値の算出方法
	砂質土	砂礫	硬質粘性土または軟岩 (参考式)	
先端閉塞杭	$210N \leq 10000$	$210N \leq 15000$	$6.3c \leq 20000$ ($70N \leq 20000$)	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
打込み杭工法 先端開放鋼管杭	$D \leq 0.8\text{ m}$	$(\ell/D) \leq 5$ の範囲 $35(\ell/D)N \leq 8000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $175N \leq 8000$	$(\ell/D) \leq 5$ の範囲 $35(\ell/D)N \leq 12000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $175N \leq 12000$	杭先端付近の N 値
	$D > 0.8\text{ m}$	$(\ell/D) \leq 5$ の範囲 $(28/D)(\ell/D)N \leq 8000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $(140/D)N \leq 8000$	$(\ell/D) \leq 5$ の範囲 $(28/D)(\ell/D)N \leq 12000$ $(\ell/D) > 5$ の範囲 $(140/D)N \leq 12000$	
中掘り根固め杭工法	$150N \leq 10000$	$150N \leq 12000$	—	既製杭先端から上方 $1D$ 、下方 $3D$ の区間の最小 N 値
プレボーリング根固め杭工法	$150N \leq 10000$	$150N \leq 12000$	—	既製杭先端から上方 $1D$ 、下方 $3D$ の区間の最小 N 値
鋼管ソイルセメント杭工法	$150N \leq 10000$	$150N \leq 12000$	—	鋼管先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
回転杭工法	$150N \leq 10000$	$150N \leq 10000$	—	杭先端から上方 $1D$ 、下方 $3D$ の区間の最小 N 値
場所打ち杭工法	$60N \leq 3500$	$60N \leq 7500$	$5.1c \leq 9000$ ($51N \leq 9000$)	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
先端強化型場所打ち杭工法	$110N \leq 5500$	$110N \leq 8000$	—	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値
深礎工法	$60N \leq 3500$	$60N \leq 7500$	$5.1c \leq 9000$ ($51N \leq 9000$)	杭先端から下方 $3D$ の区間の最小 N 値

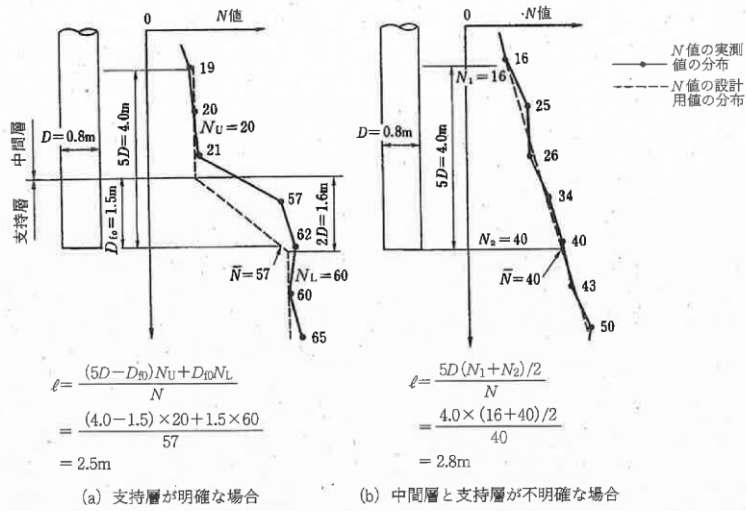
N : 杭先端の N 値 (N 値 50 以上では換算 N 値としてよい) ℓ : 支持層への換算根入れ深さ (解説図 15.2.2.3-1 参照)

c : 地盤材料試験 (一軸圧縮試験等) により求めた粘着力度 (kN/m²) D : 杭の設計径 (解説表 15.1.3-2 参照)

*1 別途「15.4.4 不完全支持の杭基礎」の検討を実施する場合には区間内の平均 N 値としてよい。

*2 掘削時の先端の緩みの影響が小さいと判断できる場合は先端強化型場所打ち杭を準用してよい。

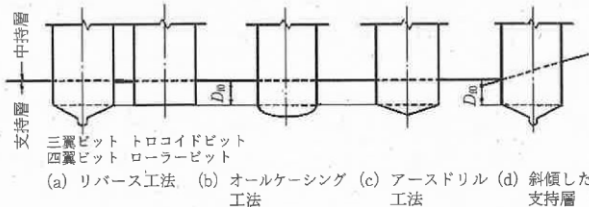
第3(1) 図 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物 国土交通省鉄道局 (平成24年1月版) より引用・加筆



解説図 15.2.2.3-1 打込み杭工法による先端開放鋼管杭の支持層への換算根入れ深さ l

解説表 15.2.2.3-2 杭工法別の支持層への最小根入れ深さ D_{10}

杭工法	最小根入れ深さ D_{10}	備考
打込み杭工法	先端閉塞杭	既製杭外径の2倍 先端のシューは根入れ深さには含まない
	先端開放鋼管杭	既製杭外径
中掘り根固め杭工法	既製杭外径	支持層上面から既製杭先端までを根入れ深さとする 根固め部は所定の外径、長さ、強度を確保するものとする
プレボーリング根固め杭工法	既製杭外径	支持層上面から既製杭先端までを根入れ深さとする 根固め部は所定の外径、長さ、強度を確保するものとする
鋼管ソイルセメント杭工法	ソイルセメント体の公称径	支持層上面から鋼管杭先端までを根入れ深さとする 根固め部は所定の長さ、強度を確保するものとする
回転杭工法	鋼管杭外径	—
場所打ち杭工法	公称径	解説図 15.2.2.3-2
深礎工法	公称径 1/2	—



解説図 15.2.2.3-2 場所打ち杭の支持層の最小根入れ深さ D_{10} の考え方

粘性土または軟岩の場合の最小根入れ深さは、施工試験および載荷試験結果等に基づき別途適切に設定するのがよいが、一般には解説表 15.2.2.3-2 に示す値の 1/2 程度としてよい。

第 3(2) 図 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 日本道路協会 (平成 14 年 3 月) より引用・加筆

【6.5 (3) 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の構造概要のうち杭頭部の力学特性確認実験に関する引用文献】

10.8.7 杭とフーチングの接合部

- (1) 杭とフーチングの接合部は、杭が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 杭基礎を 10.6.1(2)1) に従ってモデル化する場合には、杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。
- (3) 1) から 3) に従う場合には、(1) 及び (2) を満足するとみなしてよい。
 - 1) フーチングの厚さについて、7.7.2(2) を満足する。
 - 2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とすることを標準とする。
 - 3) 杭とフーチングの接合部は、鉄筋により十分に結合する。

(2) 杭とフーチングとの接合部は、原則として剛結とすることが規定されている。杭頭部を剛結として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であり、また、不静定次数が大きい耐震上の安全性が高いとみなし得る。

なお、10.6 に規定される杭反力等の計算モデルにおいても杭とフーチングの接合部を剛結と仮定することを標準としている。このため、剛結としない場合には、接合方法の力学特性等を実験等により検証したうえで、個別にモデル化等について検討する必要がある。

第 4 図 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 日本道路協会（平成 29 年 11 月）より引用・加筆

【7.5 (3) 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要のうち（d）主筋定着部の評価方法に関する引用文献】

4.6 その他のアンカーボルトの設計

その他のアンカーボルトあるいはアンカー工法として、次のものが挙げられる。これらについては、その耐力を実験等により確認し、使用条件および施工条件を考慮し、本指針に準じて適切な安全率を見込んだ許容耐力をきめる。

(1) 型抜きアンカー
 (2) 特殊アンカーボルト

アンカーボルトの設計に際しては、アンカーボルトおよびそれが定着されるコンクリート部の終局時の破壊モードとアンカーボルトに作用する荷重の種類と大きさに留意しなければならない。このうち、特にコンクリート部の破壊モードをしっかりとらえ、それらの耐力評価式を実験等により確認する必要がある。なお、耐力を評価するための基本は、静的加力方法による引張耐力およびせん断耐力である。

(1) 型抜きアンカー

図4.41に示すように、コンクリート中にボルト寸法よりかなり大きめの穴をあらかじめ開けておき、あとで、この穴の中にアンカーボルトを設置し、コンクリートまたはモルタルなどを充填して定着する工法である。箱状の型枠を設置してコンクリートを打設していたことから箱抜き工法とも通称されており、型枠材として紙製・木製・塩ビ製あるいは、鋼製などがある。この工法は、きわめて簡便な方法であるが、後から充填するモルタルあるいはコンクリートと既設コンクリートとの接合面での肌別れが生ずることがあるので、重要度の高い定着部に用いる場合には、十分に接合できるように多くのくふうが必要とされる。

型抜きアンカーに使用するアンカーボルトは、本指針で対象とした、頭付きアンカーボルト、鉄筋アンカーボルト、基礎ボルトおよび、その他これらと同等もしくはそれ以上の力学的特性を有するものとする。

型抜きアンカーの支持耐力の評価にあたっては、既設コンクリートと後打ちモルタルあるいは後打ちコンクリートとの付着強度を良く知っておく必要がある。実験によると、型枠材および表面処理方法により、付着強度は、図4.42のように数N/mm²から9N/mm²度まで差異があることが報告されている²³⁾²⁴⁾。この付着強度が十分であれば、図4.43(a)に示すようなモルタル部分に発生したひび割れが既存躯体に達してコーン状破壊に至るが、付着強度が十分でないと、図4.43(b)のような破壊を示すことが実験で確認されている。

第5(1) 図 各種合成構造設計指針・同解説 日本建築学会（2010改定）より引用・加筆

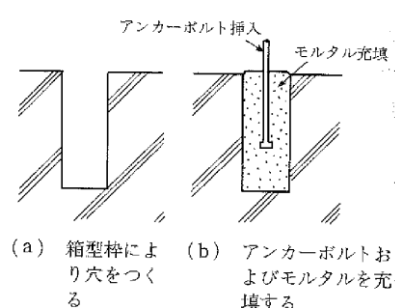


図4.41 型抜きアンカー工法

第5(2) 図 各種合成構造設計指針・同解説 日本建築学会（2010改定）より引用・加筆

【9.5.4 解析用物性値の設定方針のうち解析用物性値（石材）の設定方針に関する引用文献】

(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、碎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。

標準値は碎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、これは碎石のせん断抵抗角 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 は各種の碎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碎によって 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⁾。

第6 図 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会（平成19年7月）より引用・加筆

【9.5.4 解析用物性値の設定方針のうち解析用物性値（セルラーブロック）の設定根拠に関する引用文献】

9 摩擦係数

- (1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができる。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。
- (2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。
- (3) 表-9.1に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

表-9.1 静止摩擦係数の特性値

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

- 注1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて0.7程度まで低減させることができる。
- 注2) セルラーブロックの性能照査における摩擦係数は、第4編第5章2.2 重力式係船岸を参照することができる。

- (4) 滑動抵抗や摩擦抵抗に関しては、文献1)~5)を参考にすることができる。また、擁壁底面と基礎地盤の摩擦係数については、道路土工-擁壁工指針⁹⁾を参考にすることができる。
- (5) 摩擦増大マットの摩擦係数
一般に、摩擦増大マットの使用に当たっては、使用する材料の耐久性、施設の重要度、海象条件及び経済性等を十分考慮して、材料を選定するとともに、摩擦係数に関する実験結果を十分検討すべきである。なお、港湾の施設の性能照査に当たって、摩擦増大マットとして、瀝青材料、ゴム材料等を使用する場合には、表-9.1に示す通り、摩擦係数を0.75としてもよい。寒冷地においては、別途検討することが望ましい。また、施設毎の設計条件、構造条件等を踏まえて実験を行うなど、個別に検証される場合においては、この限りではない⁷⁸⁾。ただし、係留施設に摩擦増大マットを用いる場合には、第4編第5章2.2.3(2)永続状態、レベル1地震動に関する変動状態における壁体の滑動に対する検討の②を参照のこと。
- (6) 場所打ちコンクリートの摩擦係数
表-9.1の静止摩擦係数の値のうちコンクリートに係るものについては、プレキャストコンクリートか場所打ちコンクリートかによってその値が変化すると考えられる。場所打ちコンクリートの摩擦係数は、材料の特性及び自然状況等を勘案して適切に設定する必要がある。
- (7) 岩盤とプレバックドコンクリートの滑動抵抗
海底の岩盤にプレバックドコンクリートを打込んで係留施設や外郭施設とする工法が用いられることがある。このようなマッシュな施設の滑動に対する抵抗力は、岩盤とプレバックドコンクリートの付着力、両者の間の摩擦抵抗、岩盤の凹凸による岩盤及びプレバックドコンクリートのせん断抵抗等複雑な機構により構成されている。一方、施設の滑動抵抗力は、施工地点の基岩の材質、それを覆っている底質、注入モルタルの品質、施工の入念さの程度、施工時の海象条件によって左右される。既設の施設の実績等を勘案し、種々の観点から考察を加えた結果⁹⁾、便宜的に摩擦により滑動に抵抗するものと考え、岩盤とプレバックドコンクリートの摩擦係数は表-9.1の値を用いてもよい。プレバックドコンクリート以外の水中コンクリートについてもほぼ同様と考えることができる。

第7図 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会（平成19年7月）より引用・加筆

ロ) 主たる作用が変動波浪の変動状態

ケーソンの底版及びフーチングの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に対応する指標等のうち、主たる作用が変動波浪の変動状態に関するものは、別表-5のとおりである。

別表-5 ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態
(主たる作用が変動波浪の変動状態)に関する設定

省令 条;項;号	告示 条;項;号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標
			主たる作用	従たる作用		
7.1.1	23.1.1	変動 使用性	変動波浪 ^{*1)}	自重、水圧、地震反力、載付重、土圧	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)
					底版の隔壁からの抜け出し(鉄筋の降伏)	設計降伏応力度
					底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値(使用限界状態)
			波浪の繰り返し作用 ^{*2)}		底版及びフーチングの疲労破壊	設計疲労強度(疲労限界状態)

*1)ここでの波浪は、この告示第八條第一項第一号に定めている波浪のうち、当該施設の構造の安定性の性能照査に用いたものとする。
*2)ここでの波浪は、この告示第八條第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間にそれ以上の波高の波が来襲する回数が10⁴回程度のものであることを標準とする。
*3)ここでの波浪は、この告示第八條第一項第二号に定めている波浪のうち、設計供用期間に生じる波浪の波高と周期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

ニ) 主たる作用が浮遊時の水圧及びレベルー地震動の変動状態

ケーソンの底版及びフーチングの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に対応する指標等のうち、主たる作用が浮遊時の水圧及びレベルー地震動の変動状態に関するものは、別表-6のとおりである。

別表-6 ケーソンの底版及びフーチングに関する性能規定及び設計状態
(主たる作用が浮遊時の水圧及びレベルー地震動の変動状態)に関する設定

省令 条;項;号	告示 条;項;号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標
			主たる作用	従たる作用		
7.1.1	23.1.1	変動 使用性	浮遊時の水圧	自重	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)
					底版及びフーチングの断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値(使用限界状態)
			L1地震動	自重、水圧、地震反力	底版及びフーチングの断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)
					底版の隔壁からの抜け出し(鉄筋の降伏)	設計降伏応力度

第8(2) 図 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会(平成19年7月)より引用・加筆

②側壁（使用性）

イ) ケーソンの側壁の性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は、別表-7のとおりである。

別表-7 ケーソンの側壁に関する性能規定及び設計状態
(偶発状態を除く)に関する設定

省令 条：項：号	告示 条：項：号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標					
			主たる作用	従たる作用							
7	1	-	23	1	2	使用性	水圧	内部土圧	内部水圧	側壁の断面の使用性	曲げ圧縮応力度の制限値(使用限界状態)
										側壁の隔壁からの抜け出し(鉄筋の隆伏)	設計降伏応力度
							変動	変動波浪 ^{*1)}	内部水圧、内部土圧	側壁の断面破壊 ^{*2)}	設計断面耐力(終局限界状態)
										側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値(使用限界状態)
							波浪の繰り返し作用 ^{*4)}	側壁の疲労破壊 ^{*3)}	設計疲労強度(疲労限界状態)		
								側壁の断面の使用性	設計疲労強度(終局限界状態)		
浮遊時の水圧	側壁の断面の使用性	曲げひび割れ幅の制限値(使用限界状態)									

*1) 此での波浪は、この告示第八条第一項第一号に定めている波浪のうち、当該施設の構造の安定性の性能照査に用いたものとする。
*2) 波浪の影響を受ける側壁の場合に限る。
*3) 此での波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計使用期間にそれ以上の波高の波が突襲する回数が10⁴回程度のものであることを標準とする。
*4) 此での波浪は、この告示第八条第一項第二号に定めている波浪のうち、設計使用期間に生じる波浪の波高と間期に関する出現回数に応じた適切なものを設定する必要がある。

③隔壁（使用性）

イ) ケーソンの隔壁の性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は、別表-8のとおりである。

別表-8 ケーソンの隔壁に関する性能規定及び設計状態
(偶発状態を除く)に関する設定

省令 条：項：号	告示 条：項：号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標			
			主たる作用	従たる作用					
7	1	-	23	1	3	使用性	船付時の水圧	隔壁の断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)
									隔壁の断面の使用性

④浮遊させる必要があるケーソン（使用性）

イ) 浮遊させる必要があるケーソンの性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は、別表-9のとおりである。

別表-9 浮遊させる必要があるケーソンの性能規定及び設計状態
(偶発状態を除く)に関する設定

省令 条：項：号	告示 条：項：号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標				
			主たる作用	従たる作用						
7	1	-	23	1	4	使用性	水圧	自重	浮体の転覆	転覆に関する限界値

第8(3) 図 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会（平成19年7月）より引用・加筆

第2章 技術基準対象施設に共通する事項

1 構造物の部材

【省令】(技術基準対象施設を構成する部材の要求性能)

第七条 技術基準対象施設を構成する部材の要求性能は、施工時及び供用時に当該施設が置かれる諸条件に照らし、自重、土圧、水圧、変動波浪、水の流れ、レベルII地震動、漂流物の衝突等の作用による損傷等が、当該施設の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。

2 前項に規定するもののほか、当該施設の被災に伴い、人命、財産又は社会経済活動に重大な影響を及ぼすおそれのある施設を構成する部材の要求性能にあつては、次の各号に定めるものとする。

一 津波、偶発波浪、レベルII地震動等の作用による損傷等が、当該施設の機能が損なわれた場合であっても、当該施設の構造の安定に重大な影響を及ぼさないこと。ただし、当該施設が置かれる自然状況、社会状況等により、更に性能を向上させる必要がある施設を構成する部材の要求性能にあつては、当該作用による損傷等が、軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。

二 津波から当該施設の背後地を防護する必要がある施設を構成する部材の要求性能にあつては、津波、レベルII地震動等の作用による損傷等が、軽微な修復による当該施設の機能の回復に影響を及ぼさないこと。

3 第一項に規定するもののほか、耐震強化施設を構成する部材の要求性能にあつては、レベルII地震動等の作用による損傷等が、軽微な修復によるレベルII地震動の作用後に当該施設に必要とされる機能の回復に影響を及ぼさないこととする。ただし、当該施設が置かれる自然状況、社会状況等により、更に耐震性を必要とする施設を構成する部材の要求性能にあつては、レベルII地震動の作用後に当該施設に必要とされる機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。

4 前三項に規定するもののほか、技術基準対象施設を構成する部材の要求性能に関し必要な事項は、告示で定める。

【告示】(技術基準対象施設を構成する部材)

第二十一条 技術基準対象施設を構成する部材の要求性能に関し省令第七条第四項の告示で定める事項は、次条から第二十八条までに定めるとおりとする。

第二十二条 技術基準対象施設を構成する部材に共通する性能規定は、次の各号に定めるものとする。

一 当該施設の被災に伴い人命、財産又は社会経済活動に重大な影響を及ぼすおそれのある施設を構成する部材にあつては、主たる作用が津波、偶発波浪又はレベルII地震動である偶発状態に対して、要求性能に応じて、作用による損傷の程度が限界値以下であること。

二 津波から背後地を防護する必要がある施設を構成する部材にあつては、主たる作用が津波又はレベルII地震動である偶発状態に対して、作用による損傷の程度が限界値以下であること。

2 前項に規定するもののほか、耐震強化施設を構成する部材の性能規定にあつては、主たる作用がレベルII地震動である偶発状態に対して、要求性能に応じて、作用による損傷の程度が限界値以下であることとする。

3 洗掘及び吸出しによる部材の健全性への影響が施設の安定性を損なうおそれがある場合にあつては、適切な措置を講ずるものとする。

【解説】

(1) 技術基準対象施設の安定性を確保する為に健全性を求める部材(以下、「構造部材」という。)の性能規定のうち、構造形式によらず、全ての構造部材に共通するものを定める。

① 偶発対応施設の構造部材

イ 偶発対応施設の構造部材(安全性・修復性)

偶発対応施設の構造部材に共通する性能規定及び設計状態(偶発状態に限る)に関する設定は、別表-1のとおりである。

別表-1 偶発対応施設の構造部材に共通する性能規定及び設計状態
(偶発状態に限る)に関する設定

省令 条;項;号	告示 条;項;号	要求性能 状態	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標
			主たる作用	従たる作用		
7;2;1	22;1;1	安全性・修復性 偶発	L2地震動 (津波) (偶発波浪)	—	損傷	—

()は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

第9図 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会(平成19年7月)より引用・加筆

1. 2. 3 作用

(1) 性能照査において考慮する作用の組合せ及び荷重係数は、施設ごとに適切に設定することが望ましい。

(2) 作用の組合せ及び荷重係数は以下のとおり設定することができる。

- ① 性能照査において考慮する作用の組合せ及び各作用の特性値に乘じる荷重係数の標準的な値を表-1.2.1に示す。ここで、フーチングは、底版と同じ扱いとしてよい。表中の上段の値は、終局限界状態検討時の荷重係数を示しており、[]内の数値は、その作用を小さく考えた方が影響が大きくなる場合に用いる荷重係数である。なお、これらの値の大部分は、信頼性解析によって外的安定との関係等を考慮して設定されたものである⁹⁷⁾。下段の()内は、使用限界状態検討時の荷重係数を示している。なお、偶発状態においては、荷重係数を1.0としてよい。

また、近年、捨石マウンドの均し精度を緩和させて防波堤等の建設コスト削減を図ることが検討されているが、捨石マウンドの均し精度を緩和させた場合、ケーソン底版に通常の均し精度±5cmの場合以上に大きな反力が作用することとなり、表-1.2.1に示した値を用いることはできない。捨石マウンドの均し精度を±30cmの範囲まで緩和させた場合の係数については、文献 8)9)を参考にすることができる。

表-1.2.1 作用の組合せと荷重係数

(a) 防波堤

状態	設計状態	自重	静水圧	内部土圧	底版反力	内部水圧	揚圧力	底版反力変動分	内部水圧変動分	波力	動水圧	隔壁間静水圧差	備考	
供用時	自重に関する永続状態	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)								底版	
	内部土圧に関する永続状態			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							側壁	
	波浪に関する変動状態	1.1 [0.9] (1.0)	1.1 [0.9] (1.0)		1.1 [0.9] (1.0)			1.2 [0.8] (1.0)	1.2 [0.8] (1.0)					底版
					0.9 (1.0)						1.2 (1.0)			側壁
	レベル1地震動に関する変動状態				1.1 (1.0)	1.1 (1.0)					1.2 (1.0)			側壁
施工時	浮遊時の水圧に関する変動状態	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)										底版	
			1.1 (0.5)										側壁	
	掘付時の水圧に関する変動状態											1.1 (0.5)	隔壁	

(b) 岸壁

状態	設計状態	自重	静水圧	内部水圧	内部土圧	底版反力	上載荷重	動水圧	地震動作用時の底版反力	施工時荷重		備考
										掘付時	静水時	
供用時	自重に関する永続状態	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)					底版(上載荷重は底版反力分)
	内部土圧に関する永続状態			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)							側壁
	レベル1地震動に関する変動状態	1.0 (-)	1.0 (-)					1.0 (-)	1.0 (-)			
				1.0 (-)	1.0 (-)			1.0 (-)				側壁
施工時	浮遊時の水圧に関する変動状態	0.9 (0.5)									1.1 (0.5)	底版(浮遊時)
										1.1 (0.5)	側壁(浮遊時)	
	掘付時の水圧に関する変動状態									1.1 (0.5)		隔壁(掘付時)

第10図 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会(平成19年7月)より引用・加筆

6.7 津波波力

6.7.1 海中の直立壁に作用する津波波力

(1) 一般

海中にある防波堤等の直立壁に作用する津波の波圧の算定には、谷本式が従来使われることが多かったが、東日本大震災後に作成された「防波堤の耐津波設計ガイドライン」¹⁵⁴⁾では波状段波や越流の発生の有無を考慮し、図-6.7.1に示す算定手順に従って防波堤の津波波力を算定する。

津波は、まず段波状態かそうでないかに分類でき、波長の長い津波先端部が短周期の複数の波に分裂（ソリトン分裂）しながら段波形状になった波状段波については、衝撃段波波力が極めて大きな値となる場合がある。そのため、波状段波が発生しない場合には谷本式を用い、波状段波が発生する場合には津波波力が大きくなるため、これに対応した修正谷本式を用いる。

海底勾配が非常に緩やかであると波状段波となり、また、波高水深比（津波高さ／水深）が小さい場合や海底勾配が比較的急な場合には、段波にはならない。ソリトン分裂の発生条件は、おおむね入射津波高さが水深の30%以上（シミュレーション等による津波の重複波の高さが水深の60%以上）で、かつ海底勾配が1/100以下程度の遠浅である場合と考える。

波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生する場合には、ケーソン前面と背面に作用する静水圧差を補正した算定式を適用する。越流する場合は、数値シミュレーションによって求めた津波高が防波堤天端を超える場合である。なお、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態に谷本式を適用した方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して高い方を採用する。

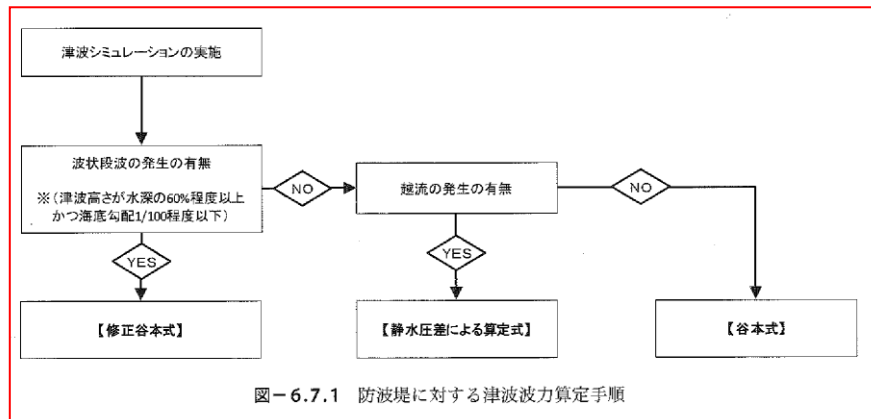


図-6.7.1 防波堤に対する津波波力算定手順

防波堤に作用する津波波力を求めるための津波高さの算定は、防波堤を設置した条件で行う数値シミュレーション結果を用いることを原則とする。谷本式、修正谷本式に用いる入射津波の静水面上の高さ a_1 は、数値シミュレーション等による津波高さ（基準水面からの高さ）の1/2を入射津波高さとして定義し、波力算定にはこれを用いる。ここで、基準面とは津波が作用する面において津波高を算定するための基準となる水位である。一般に、津波高さという場合には、浸水等の影響を考慮するための水位（反射波の影響を含む）である。したがって、これらの津波高さについても、原則としてその1/2の値を入射津波高さ a_1 とする。こうした津波高さは一般にT.P.上の水位で表されていることが多いので、設計潮位（通常はH.W.L.）上の高さに換算してから1/2にする必要がある。

第11 図 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会（平成19年7月）より引用・加筆

10. 防波壁の構造成立性評価結果

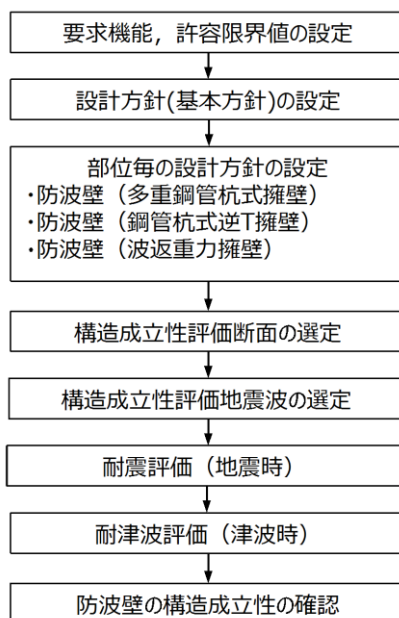
10.1 構造成立性評価の基本方針

防波壁の構造成立性を確認するため、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」等に基づき、基準地震動 S_s 及び基準津波による荷重等に対して、防波壁の施設としての構造部材が十分な余裕があること、補強により対策可能であること等を確認する。

防波壁の構造成立性評価の流れを第10-1-1図に示す。

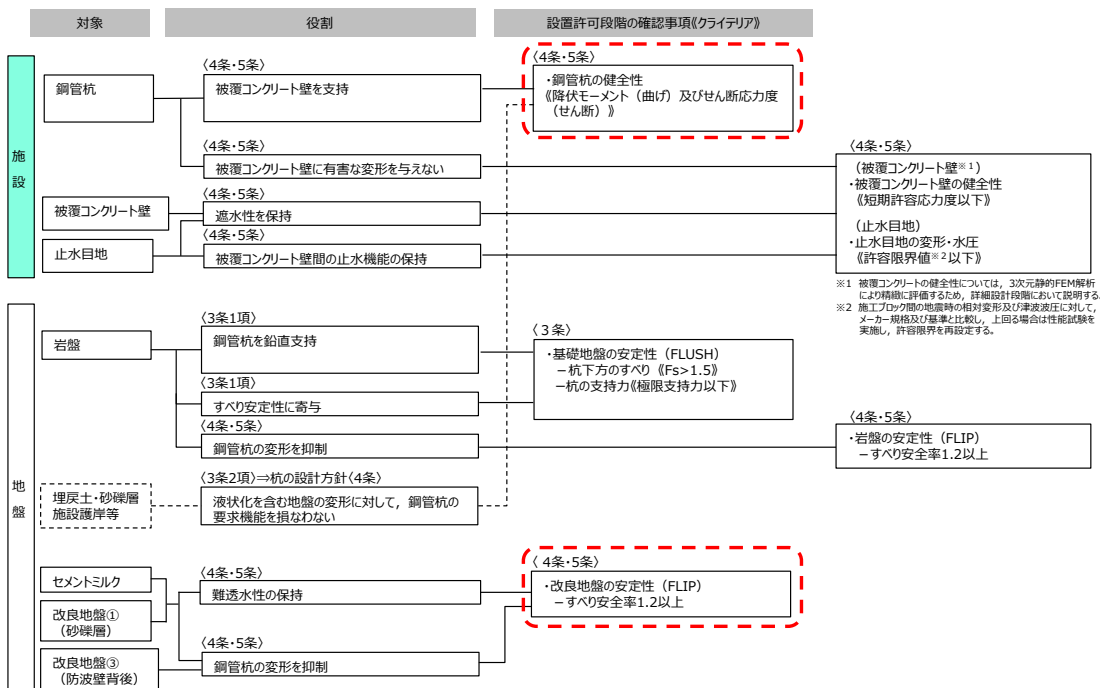
なお、詳細設計段階で万一余裕が確保できなくなった場合には、追加の余裕向上対策(改良地盤範囲の拡大等)の実施により対応する。

設置許可段階における構造型式毎の確認項目を第10-1-2図～第10-1-4図に示す。



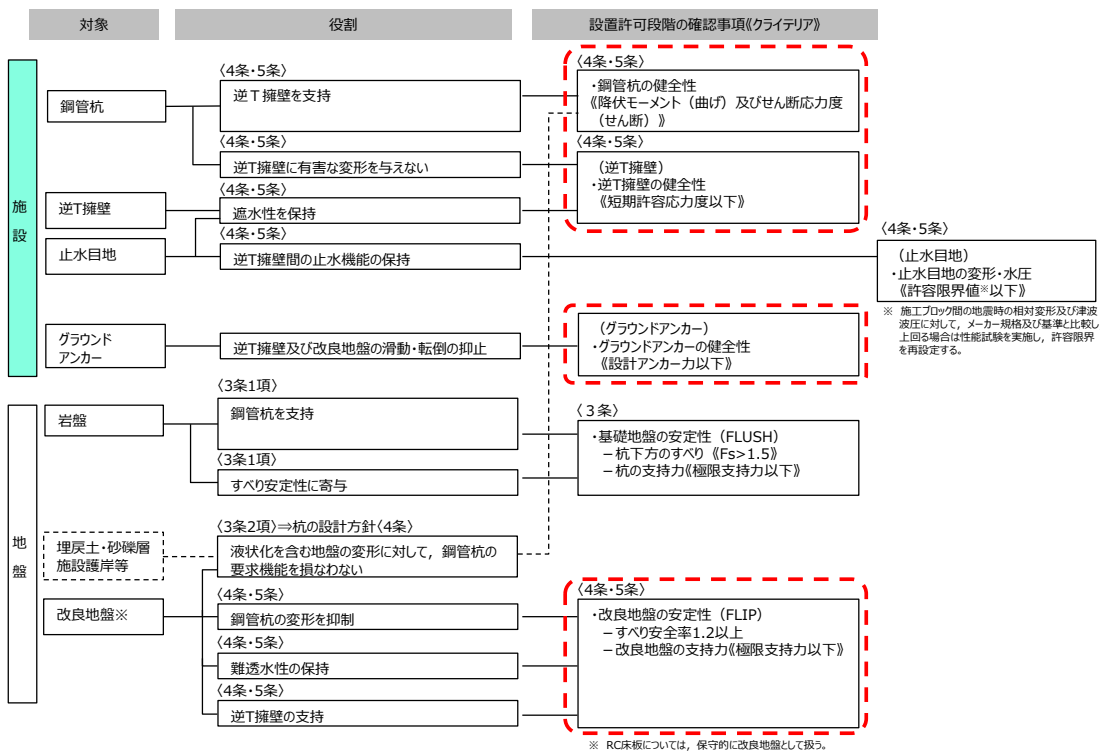
第10-1-1図 防波壁の構造成立性評価の流れ

(4条・5条) : 本資料における確認項目(4・5条)



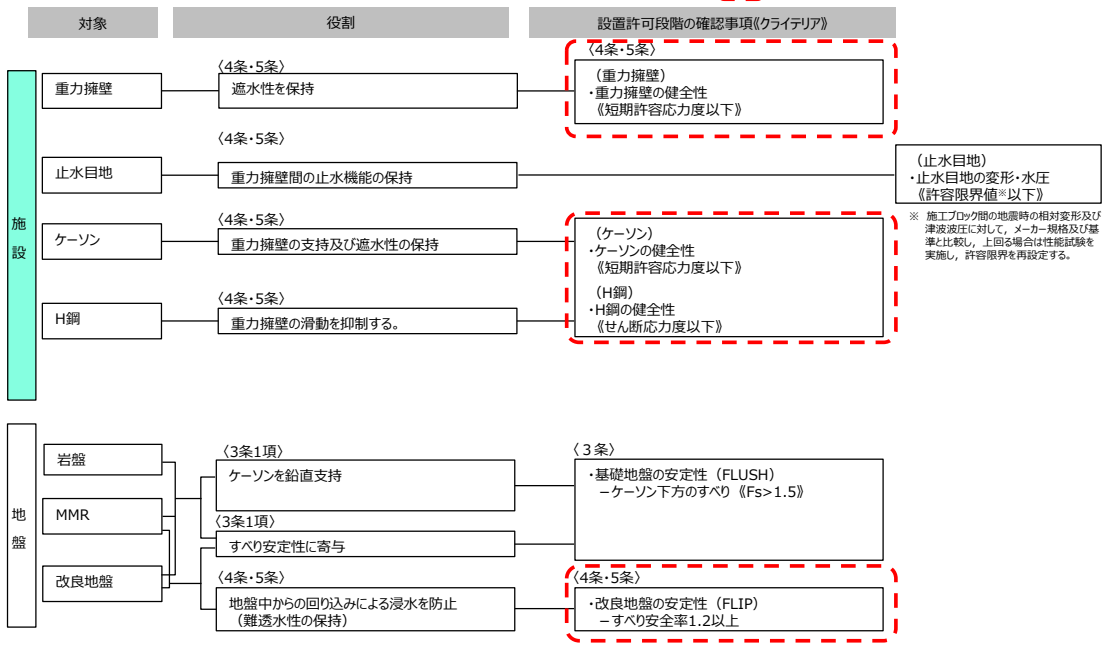
第 10-1-2 図 設置許可段階における防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の確認項目

(4条・5条) : 本資料における確認項目(4・5条)



第 10-1-3 図 設置許可段階における防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の確認項目

：本資料における確認項目(4・5条)



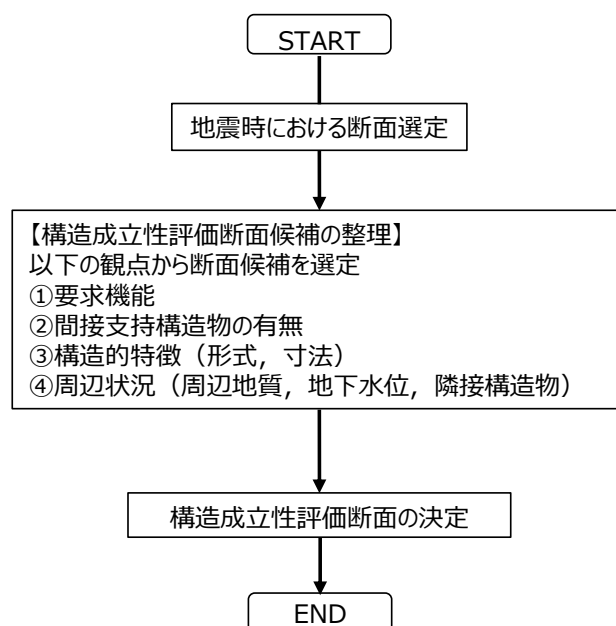
第 10-1-4 図 設置許可段階における防波壁（波返重力擁壁）の確認項目

10.2 構造成立性評価断面の選定

10.2.1 構造成立性評価断面フロー

防波壁は敷地前面に広範囲にわたり設置することから、構造的特徴や周辺地質状況等を踏まえて、第10-2-1 図のフローに基づき構造成立性における評価断面を選定する。

なお、詳細設計段階では、必要に応じて構造成立性評価において選定した地点以外の断面も選定して評価を行う。



第10-2-1 図 構造成立性評価断面選定フロー

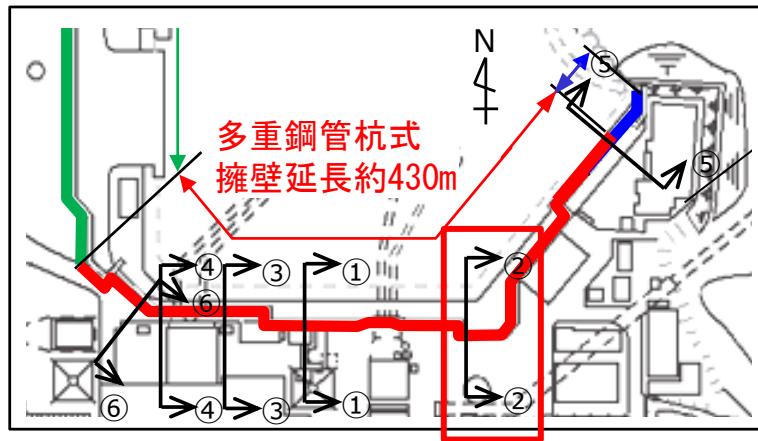
a. 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）について、①要求機能、②間接支持する設備、③構造的特徴（上部工及び下部工）、④周辺状況（周辺地質）の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した結果を第10-2-1 表に示す。また、評価断面候補地点の平面図及び断面図を第10-2-2 図及び第10-2-3 図に、候補地点の概要を第10-2-2 表に示す。

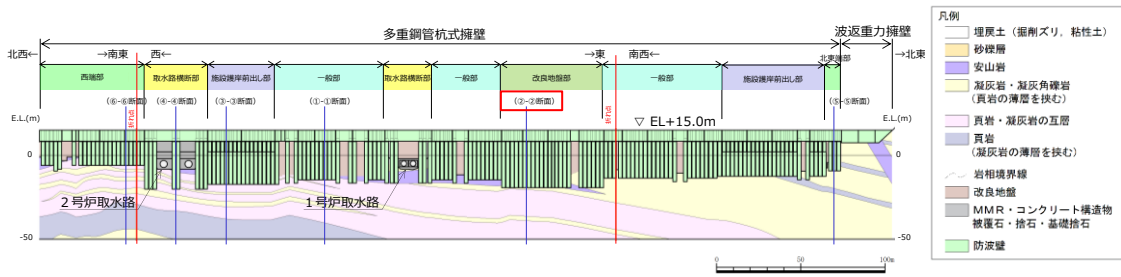
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、③構造的特徴（下部工）及び④周辺状況（周辺地質）によって構造成立性評価断面を選定することとする。設置許可段階における構造成立性評価の断面は、「岩盤が最も深部に位置し、かつ基礎捨石の下側に改良地盤及び砂礫層が存在する②-②断面」を選定する。

第 10-2-1 表 構造成立性評価断面候補の整理 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁))

		防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	要求機能及び観点による整理
①要求機能		津波防護施設	・要求機能による断面選定は不要である。
②間接支持する設備		・なし	・間接支持する設備による断面選定は不要である。
③構造的特徴	上部工	構造概要	・同一の断面となっており、構造的特徴による断面選定は不要である。
		寸法	
	下部工	構造概要	・位置に応じて杭長が異なるため、候補断面の選定が必要である。
		寸法	
④周辺状況 (周辺地質)		・主に C _M 級岩盤または C _H 級岩盤に鋼管杭を打設 ・周辺地質は、埋戻土 (掘削スリ)・埋戻土 (粘性土) 及び砂礫層が分布し、一部基礎砕石の下側を地盤改良	・位置に応じて岩盤深さ、改良地盤の有無等、周辺状況が異なるため、候補断面の選定が必要である。



第 10-2-2 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁))



第 10-2-3 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図
(防波壁 (多重鋼管杭式擁壁))

第 10-2-2 表 構造成立性評価断面候補地点の概要 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁))

着目点	構造的特徴	周辺状況
①-①断面	・施設護岸の背面に、鋼管杭4,5本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：18.1m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC _M 級岩盤に打設し、支持。 ・南側に北口警備所が隣接するが小規模であり防波壁変位に対する影響は軽微。
②-②断面	・施設護岸の背面に、鋼管杭6本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：22.9m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC _M 級岩盤に打設し、支持。 ・岩盤が最も深部に存在する断面。 ・基礎捨石の下側に改良地盤及び砂礫層が存在する断面。 ・北東側に管理事務所4号館が隣接するが、小規模であり防波壁変位に対する影響は軽微。
③-③断面	・施設護岸の前面に、鋼管杭8本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：20.8m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC _M 級岩盤に打設し、支持。
④-④断面	・取水管を横断するため、鋼管杭を2列配置し、16本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：16.8m ・鋼管杭を根入れ深さ7.0m程度で主にC _M 級及びC _H 級岩盤に打設し、支持。
⑤-⑤断面	・施設護岸上に鋼管杭4本を標準とした壁体を設置。	・地表面から岩盤までの深さ：12.7m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC _H 級岩盤に打設し、支持。 ・東側にサイトバンカ建物が隣接するが、岩盤上に直接基礎形式で設置されており、防波壁変位に対する影響は軽微。
⑥-⑥断面	・施設護岸の背面に、鋼管杭5本程度を標準とした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：9.5m ・鋼管杭を根入れ深さ5.0m程度で主にC _M 級及びC _H 級岩盤に打設し、支持。

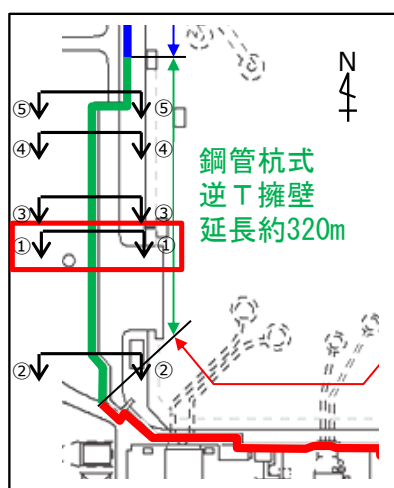
b. 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）

防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）について、①要求機能、②間接支持する設備、③構造的特徴（上部工及び下部工）、④周辺状況（周辺地質）の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した結果を第10-2-3表に示す。また、評価断面候補地点の平面図及び断面図を第10-2-4図及び第10-2-5図に、候補地点の概要を第10-2-4表に示す。

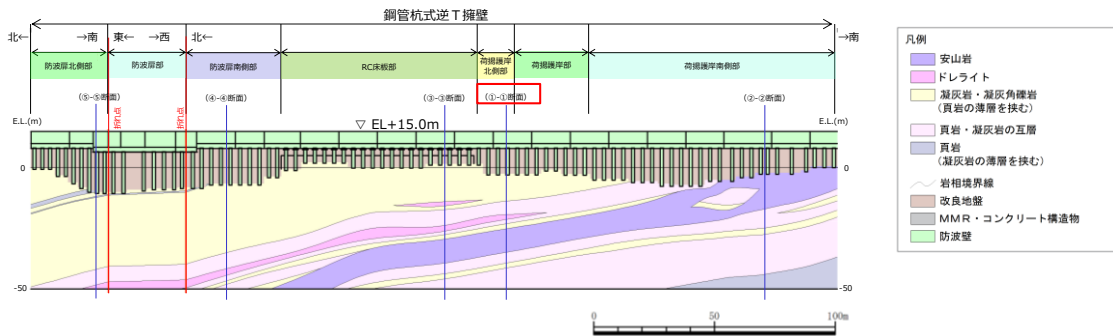
防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）は、③構造的特徴（下部工）及び④周辺状況（周辺地質）によって構造成立性評価断面を選定することとする。設置許可段階における構造成立性評価の断面は、「標準断面として①-①断面」を選定する。

第10-2-3表 構造成立性評価断面候補の整理（防波壁（鋼管杭式逆T擁壁））

		防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）	要求機能及び観点による整理
①要求機能		津波防護施設	・要求機能による断面選定は不要である。
②間接支持する設備		・なし	・間接支持する設備による断面選定は不要である。
③構造的特徴	上部工	構造概要	・同一の断面となっており、構造的特徴による断面選定は不要である。
		寸法	
	下部工	構造概要	
		寸法	
④周辺状況（周辺地質）	地質概要	・主にC _M 級岩盤またはC _H 級岩盤に鋼管杭を打設 ・周辺地質は埋戻土（掘削スリ）が分布し、防波壁周辺を地盤改良	・位置に応じて岩盤深さが異なるため、候補断面の選定が必要である。



第10-2-4図 構造成立性評価断面候補地点の平面図（防波壁（鋼管杭式逆T擁壁））



第 10-2-5 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図
(防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁))

第 10-2-4 表 構造成立性評価断面候補地点の概要
(防波壁 (鋼管杭式逆 T 擁壁))

着目点	構造的特徴	周辺状況
①-①断面	・鋼管杭8本を1ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：10.3m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にCM級岩盤に打設。
②-②断面	・鋼管杭6本又は8本を1ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：10.0m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にCH級岩盤に打設。
③-③断面	・鋼管杭8本を1ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：6.3m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にCM級岩盤に打設。 ・逆T擁壁下部に地盤改良を実施し、その上部にRC床版を設置。
④-④断面	・鋼管杭6本又は8本を1ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：14.5m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にCM級岩盤に打設。
⑤-⑤断面	・鋼管杭6本又は10本を1ブロックとした壁体を連続して設置。	・地表面から岩盤までの深さ：16.5m ・鋼管杭を根入れ深さ0.5m程度で主にCM級岩盤に打設。 ・東側には輪谷湾が近接。

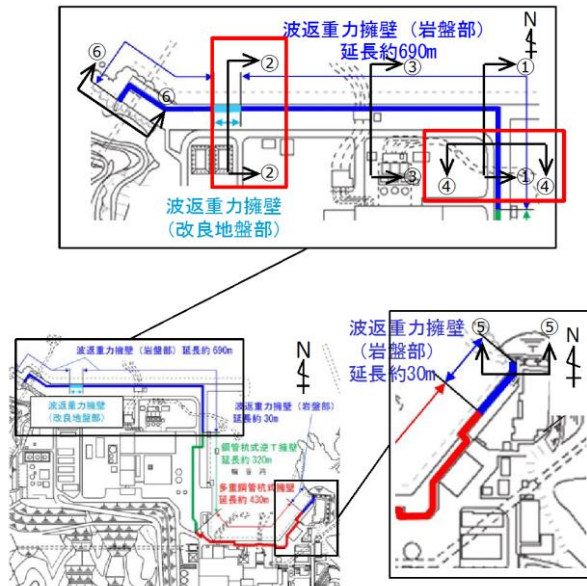
c. 防波壁 (波返重力擁壁)

防波壁 (波返重力擁壁) について、①要求機能、②間接支持する設備、③構造的特徴 (上部工及び下部工)、④周辺状況 (周辺地質) の観点にて構造成立性評価断面候補を整理した結果を第 10-2-5 表に示す。評価断面候補地点の平面図及び断面図を第 10-2-6 図及び第 10-2-7 図に、候補地点の概要を第 10-2-6 表に示す。

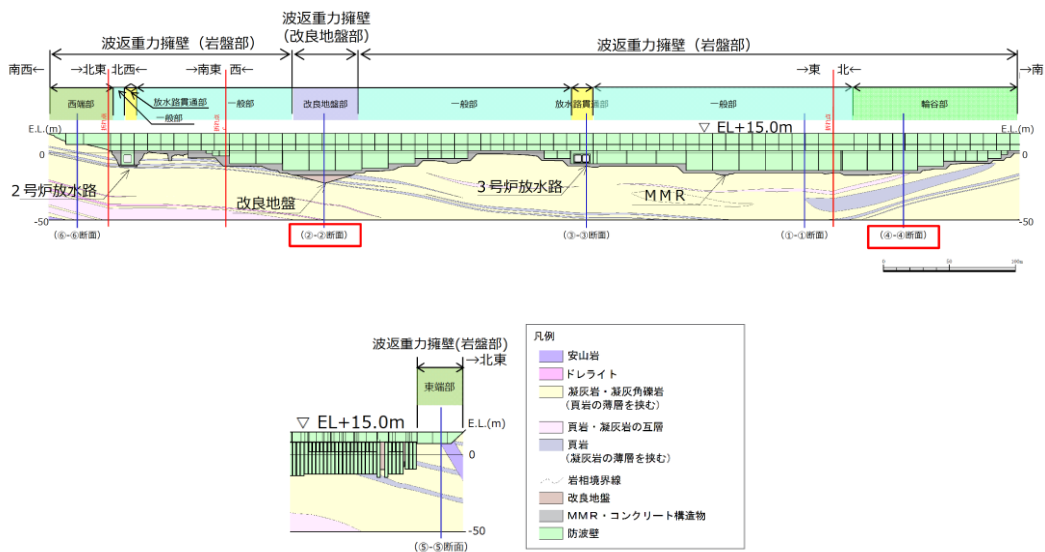
防波壁 (波返重力擁壁) は、③構造的特徴 (下部工) 及び④周辺状況 (周辺地質) によって構造成立性評価断面を選定することとする。設置許可段階における構造成立性評価の断面は、「南北方向断面で岩盤が他地点と比較し相対的に最も深部に位置し、改良地盤及び砂礫層が分布する②-②断面」、及び「東西方向断面で岩盤が最も深部に位置する④-④断面」を選定する。

第 10-2-5 表 構造成立性評価断面候補の整理 (防波壁 (波返重力擁壁))

		防波壁 (波返重力擁壁)	要求機能及び観点による整理
①要求機能		津波防護施設	・要求機能による断面選定は不要である。
②間接支持する設備		・なし	・間接支持する設備による断面選定は不要である。
③構造的特徴	上部工	構造概要	・ほぼ同一の断面となっており、構造的特徴による断面選定は不要である。
		寸法	
	下部工	構造概要	・位置に応じてケーソンの有無, 高さが異なるため, 候補断面の選定が必要である。
		寸法	
④周辺状況 (周辺地質)		地質概要	・位置に応じて岩盤深さ, 岩級区分, 改良地盤の有無等, 周辺状況が異なるため, 候補断面の選定が必要である。



第 10-2-6 図 構造成立性評価断面候補地点の平面図 (防波壁 (波返重力擁壁))



第 10-2-7 図 構造成立性評価断面候補地点の断面図（防波壁（波返重力擁壁））

第 10-2-6 表 構造成立性評価断面候補地点の概要（防波壁（波返重力擁壁））

着目点	構造的特徴	周辺状況
①-①断面	・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：21.2m ・ケーソンを介して主にC _M 級岩盤に支持される。
②-②断面	・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：29.0m ・ケーソンを介して主にC _M 級岩盤または改良地盤に支持される。 ・高圧噴射攪拌工法により地盤改良を実施している改良地盤部が存在する。 ・周辺に砂礫層が分布している。
③-③断面	・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：16.3m ・ケーソンを介して主にC _H 級岩盤に支持される。
④-④断面	・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。	・地表面から岩盤までの深さ：23.2m ・ケーソンを介して主にC _M 級岩盤に支持される。
⑤-⑤断面	・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。	・主にC _H 級岩盤に直接支持される。
⑥-⑥断面	・約10mを1ブロックとした鉄筋コンクリート造の壁体を連続で設置。 ・端部にかけて岩盤に擦り付く。	・C _M 級岩盤に直接支持される。

10.3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造成立性検討

10.3.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の解析条件

(1) 地震時

鋼管杭，被覆コンクリート壁等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価を行うとともに，地盤物性及び液状化対象層を考慮した影響を考慮するため，2次元動的FEM解析（有効応力解析）を実施する。

以下に地震時の解析条件を示す。

(a) 解析の目的

- ・鋼管杭，被覆コンクリート壁等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価。
- ・地盤物性及び液状化対象層を考慮した影響評価。

(b) モデル条件

- ・鋼管杭は線形はり要素でモデル化する。
- ・岩盤及び施設護岸は線形平面要素でモデル化する。
- ・埋戻土（掘削ズリ），埋戻土（粘性土），砂礫層，改良地盤，被覆石及び基礎捨石はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重でモデル化する。
- ・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫層は液状化パラメータを設定する。
- ・海水は流体要素でモデル化する。
- ・防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。

(c) モデル化領域

- ・鉛直方向は，下端から十分な距離を確保するためEL-50mまでモデル化する。
- ・水平方向は，海側，陸側とも十分な領域を確保するよう全幅220mでモデル化する。

(d) 地盤要素の要素高さ

- ・地盤の要素高さは，最大周波数及び地盤のせん断波速度 V_s より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

$$H_{max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{max}}$$

H_{max} ：最大要素高さ(m)

λ ：せん断波の波長(m)

V_s ：せん断波の速度(m/s)

f_{max} ：考慮する地震動の最大周波数(Hz)

m ：分割係数(=5とした)

(e) ジョイント要素

- 防波壁と周辺地盤など、施設と地盤の間の滑り・剥離を考慮する箇所は、ジョイント要素を設定する。

(f) 境界条件

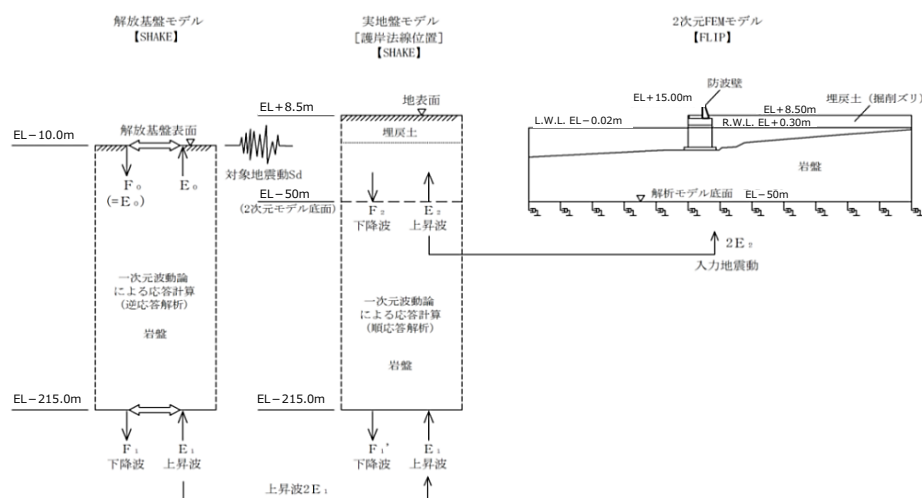
- 動的解析では、半無限地盤へのエネルギー逸散を評価するため、モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

(g) 地下水位の設定

- 構造成立性評価における地下水位の設定に当たっては、港湾基準に基づく残留水圧を考慮するため、護岸前面は EL-0.02m，護岸から防波壁までは EL+0.14m，防波壁より陸側の地下水位は EL+0.3m を設定する。
- 詳細設計段階においては、浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，設定する。

(h) 入力地震動

- 入力地震動は、第 10-3-1 図に示すとおり，解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s-D を，一次元波動論により解析モデル下端で評価し，水平方向及び鉛直方向に同時に与える。



第 10-3-1 図 入力地震動の設定方法

(i) 減衰定数

- 減衰特性は、港湾構造物設計事例集に基づき、Rayleigh 減衰による剛性比例型減衰とする。なお、地盤の非線形性を考慮するマルチスプリング要素（埋戻土（掘削ズリ），埋戻土（粘性土），砂礫層，改良地盤，被覆石及び基礎捨石）は履歴減衰も考慮する。

(j) 解析用物性値

- ・地盤及び護岸構成材の解析用物性値を第10-3-1表に示す。

第10-3-1表 解析用物性値

材料種別	物理特性		強度特性			変形特性			設定根拠
	飽和、湿潤 Ysat, wL (kN/m ³)	単位体積重量 水中 V' (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角 φ _r (°)	せん断強度 T _r ^{*1,2} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G ^{*1,3,4} (ヤング率 E) ^{*5} (kN/m ²)	ポア ソン 比 ν	最大 減衰定数 h _{max}	
地盤	埋戻土 (掘削土)	気中	0	39.35	σ' _m sin 39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}	0.24	0.24	<p>(単位体積重量)</p> <ul style="list-style-type: none"> 埋戻土 (掘削土)：砂礫層、改良地盤は現地調査結果により設定 埋戻土 (粘性土) は「港湾基準」に準拠し設定 埋戻土 (掘削土)：砂礫層は「設計事例集」に準拠し設定 改良地盤は浸透固化処理工法技術マニュアルに準拠し設定 埋戻土 (掘削土) は液化化パラメータ設定支援環境 (せん断抵抗角) 埋戻土 (粘性土)：設計事例集に準拠し設定 FLIPSM (Ver.3.0.1) により算定 埋戻土 (粘性土)：設計事例集に準拠し設定 地盤改良現地調査相当 (埋戻土 (掘削土)) の値を設定 (せん断強度) FLIP取込説明書に示された定義式に基づき設定 液化化パラメータ設定支援環境 FLIPSM (Ver.3.0.1) により算定 せん断弾性係数 G_{max} を算出し、FLIP取込説明書、p.8-2 に示された定義式に基づき設定 (ポアソン比) 「設計事例集」に準拠し設定 (最大減衰定数) 国土技術政策総合研究所HP公開の「一次元FLIP入力データ作成ソフトウェアID-MAKER 操作マニュアル」に準拠し設定
		水中	10.6	0	39.35	σ' _m sin 39.35°			
	埋戻土 (粘性土) ^{*5} (施設護岸～鋼管杭間)	気中	0	30.00	σ' _m sin 30.00°	12750(σ' _m /112.3) ^{0.5}	0.20	0.20	
		水中	6.6	0	30.00	σ' _m sin 30.00°			
	埋戻土 (粘性土) ^{*5} (鋼管杭背面)	気中	0	30.00	σ' _m sin 30.00°	12750(σ' _m /111.3) ^{0.5}	0.33	0.33	
		水中	6.6	0	30.00	σ' _m sin 30.00°			
	砂礫層 (施設護岸～鋼管杭間)	気中	0	38.81	σ' _m sin 38.81°	63390(σ' _m /98) ^{0.5}	0.24	0.24	
		水中	10.6	0	38.81	σ' _m sin 38.81°			
	改良地盤① (砂礫層)	気中	0	38.00	1677 cos 38.00° + σ' _m sin 38.00°	751900(σ' _m /98) ^{0.5}	0.24	0.24	
		水中	10.6	1677	1677 cos 38.00° + σ' _m sin 38.00°	751900(σ' _m /98) ^{0.5}			
護岸構成材	施設護岸 (ハラスネット)	気中	0	-	-	(E=2.330×10 ⁷)	0.20	-	<p>(単位体積重量)</p> <ul style="list-style-type: none"> 施設護岸は「港湾基準」及び「コンクリート標準示方書」に準拠し設定 石材 (基礎石、基礎積石) は「港湾基準」に準拠し設定 石材 (積置石、基礎積石) は「港湾基準」に示される 20(kN/m²) を保守的に 0 と設定。 (せん断抵抗角) 石材 (積置石、基礎積石) は「港湾基準」に準拠し設定 地盤と同様 (ポアソン比) 石材 (積置石、基礎積石) は「設計事例集」に準拠し設定 護岸は「コンクリート標準示方書」に準拠し設定 (最大減衰定数) 国土技術政策総合研究所HP公開の「一次元FLIP入力データ作成ソフトウェアID-MAKER 操作マニュアル」に準拠し設定
		水中	24.0	0	-	(E=2.330×10 ⁷)			
	施設護岸 (上部コンクリート)	気中	0	-	-	(E=2.040×10 ⁷)	0.20	-	
		水中	22.6	0	-	(E=2.040×10 ⁷)			
	施設護岸 (セルラーブロック コンクリート詰)	気中	0	-	-	(E=2.330×10 ⁷)	0.20	-	
		水中	23.0	0	-	(E=2.330×10 ⁷)			
	施設護岸 (セルラーブロック 梁石詰)	気中	0	-	-	(E=2.330×10 ⁷)	0.33	0.24	
		水中	22.0	0	-	(E=2.330×10 ⁷)			
	被覆石 (積石を含む)	気中	0	35.00	σ' _m sin 35.00°	180000(σ' _m /98) ^{0.5}	0.33	0.24	
		水中	18.0	0	35.00	σ' _m sin 35.00°			
基礎積石・被覆石 (積石を含む) (水中)	気中	0	35.00	σ' _m sin 35.00°	180000(σ' _m /98) ^{0.5}	0.33	0.24		
	水中	20.0	0	35.00	σ' _m sin 35.00°				

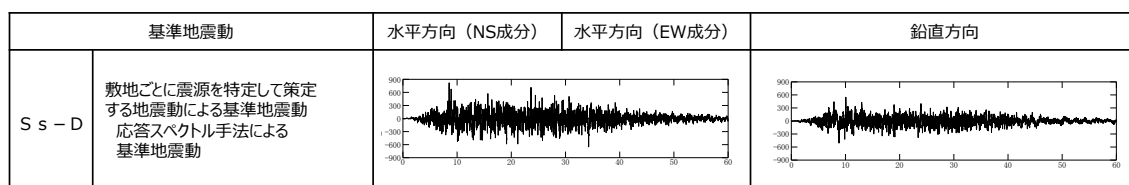
※1 σ'_m は各要素における平均有効拘束圧
 ※2 せん断強度式は T_r = σ'_m sin φ_r + C cos φ_r
 ※3 せん断弾性係数の式は G_{max} = G_{max} (σ'_m/σ'_{m0})^{mG}、ここに G_{max} は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数、σ'_{m0} は基準平均有効拘束圧、mG は拘束圧依存性のパラメータ (標準値=0.5)。
 ※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については、粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し、粘性土以外については一律 98kN/m² (標準値) とする。
 ※5 線形材料については、変形特性としてヤング率を設定する。

(k) 荷重及び荷重の組合せ

- ・地震時の2次元動的FEM解析(有効応力)に用いる荷重の組合せを第10-3-2表に示す。
- ・積雪荷重は 0.7kN/m^2 とし、解析領域表面(海水を除く)に作用させる。
- ・構造成立性においては、風荷重による影響は軽微であることから、風荷重は考慮しない。
- ・解析に用いた地震波は、第10-3-2図に示す(3)で選定したS s -Dの1波である。

第10-3-2表 荷重及び荷重の組合せ(地震時)

検討 ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 衝突 荷重	動水圧
地震時	○	○	-	○	○	○	-	-	-	○

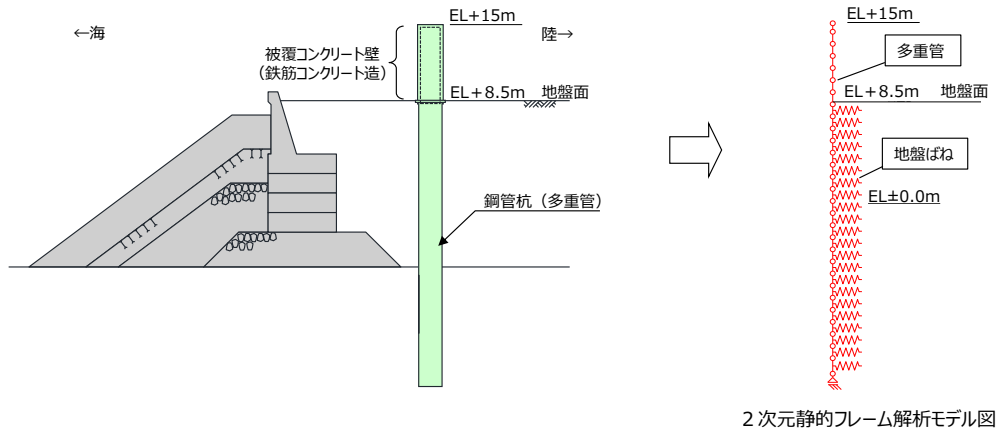


※ 表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形[縦軸:加速度(cm/s^2), 横軸:時間(s)]

第10-3-2図 解析に用いたS s

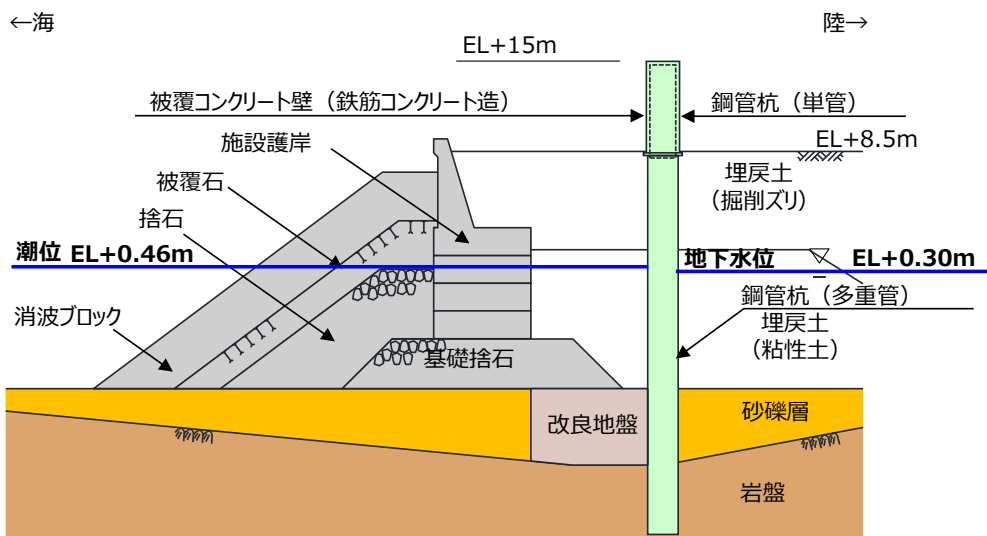
(2) 津波時

多重管構造については、2次元静的フレームでモデル化し、1本の梁として計算する。地盤は受働土圧を上限とした線形ばねでモデル化する。被覆コンクリートおよび内部の中詰コンクリートの剛性および強度は考慮しない。多重鋼管杭のモデル図を第10-3-3図に示す。



第10-3-3図 多重鋼管杭のモデル化 (津波時)

- ・津波荷重の算定潮位及び構造成立性評価における地下水位は、朔望平均満潮位 EL+0.46m とする。
- ・詳細設計段階においては、浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ、設定する。



第10-3-4図 地下水位概要図 (津波時)

津波時の2次元静的フレーム解析に用いる荷重の組合せを第10-3-3表に示す。

- 津波波圧は敷地高以上については入力津波高さの1/2を浸水深として朝倉式により算定し、敷地高以深については入力津波高さに基づき谷本式により津波波圧を設定する方針としているが、構造成立性検討にあたっては、施設護岸が損傷する可能性を考慮し、入力津波高さを高潮ハザードの裕度を参照した津波高さEL+12.6mとし、静水面との差の1/2を入射津波の静水圧上の高さ（振幅）として、谷本式により算定し、擁壁の海側から作用させる。

$$\eta^* = 3.0 \times a_1$$

η^* : 静水面上の波圧作用高さ(m)

a_1 : 入射津波の静水圧上の高さ（振幅）(m)

$$P_1 = 2.2 \times \rho g \times a_1$$

P_1 : 静水面における波圧強度(kN/m²)

ρg : 海水の単位体積重量(kN/m³)

$$P_u = P_1$$

P_u : 前面下端における揚圧力(kN/m²)

第10-3-3表 荷重及び荷重の組合せ（津波時）

検討 ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突 荷重	動水圧
津波時	○	-*	-*	○	○	-	-	○	○	-

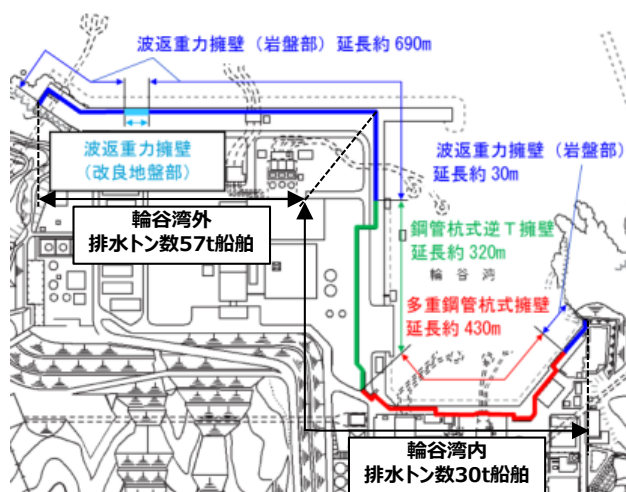
- 漂流物衝突荷重については、追加実施した発電所沿岸及び沖合での漁船の操業実績調査も踏まえた漂流物評価結果等に基づき、詳細設計段階において設定するが、構造成立性検討にあたっては、輪谷湾外及び湾内の防波壁各構造形式に対して影響を与える可能性のある最大規模の船舶を考慮し、以下のとおり設定する。
- 輪谷湾外の防波壁に対しては、沖合で操業する最大規模の排水トン数 57t 船舶、輪谷湾内の防波壁に対しては、湾内で当社が管理して作業する最大規模の排水トン数 30t 船舶が到達することを仮定し、地盤改良部 (②-②断面) において排水トン数 30t 船舶を対象漂流物と設定し、道路橋示方書式 (下式) を用いて算定する。
- 流速は 10m/s と設定する。

$$P=0.1 \times W \times v$$

P : 漂流物衝突荷重 (kN/m²)

W : 対象漂流物重 (kN)

v : 流速 (m/s)



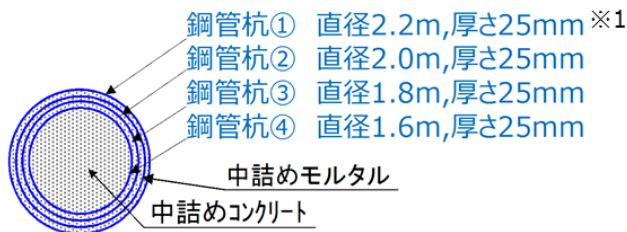
第 10-3-5 図 対象漂流物の設定

(3) 鋼管杭の評価条件

- ・鋼管杭の照査項目及び許容限界を第 10-3-4 表に示す。多重鋼管杭は，第 10-3-6 図に示すとおり，各鋼管を中詰めコンクリート及びモルタルで充填することにより，一体として挙動し，荷重を分担できる構造とした。
- ・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の 2 次元動的 F E M 解析にあたっては，多重鋼管杭は線形はり要素でモデル化し，単一の断面積及び断面二次モーメント（各管の断面二次モーメントの合計）を設定する。

第 10-3-4 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	地震時	2次元動的 F E M 解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	(曲げ) 降伏モーメント (せん断) せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成14年3月)
	津波時	2次元静的フレーム解析			



※1 最外管については，セメントミルクで周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが，保守的に厚さに腐食代 1 mm を考慮し，断面積・断面二次モーメントを算定する。ここで，腐食代は，港湾基準に示されている鋼材の腐食速度の標準値(陸側土中部，残留水位より下)を使用し，耐用年数を50年として算出した。

$$\text{断面二次モーメント } I^{※2} = I_{①} + I_{②} + I_{③} + I_{④}$$

$$\text{断面積 } A^{※2} = A_{①} + A_{②} + A_{③} + A_{④}$$

※2 添え字は鋼管杭の番号

第 10-3-6 図 多重鋼管杭の概要

- 鋼管杭については、杭に発生する降伏モーメント M_y と最大曲げモーメント M_{max} との比が 1 以上となることを確認する。また、せん断応力度 τ_y と発生せん断応力度 τ との比が 1 以上となることを確認する。

【曲げ】

$$\frac{M_y}{M_{max}} \geq 1$$

M_y : 降伏モーメント (kN・m)
 M_{max} : 最大曲げモーメント (kN・m)

【せん断】

$$\frac{\tau_y}{\tau} \geq 1$$

τ_y : せん断応力度 (N/mm²)
 τ : 発生せん断応力度 (N/mm²)

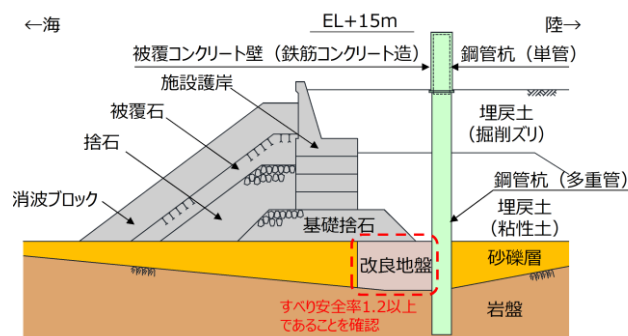
(4) 改良地盤① (砂礫層) の評価条件

- 改良地盤① (砂礫層) は、地震時について耐津波設計に係る工認審査ガイドを準用し、すべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。津波時については、津波荷重は上部工にのみ作用することから、地盤改良部への影響は地震時に比べて小さいと考えられるため、検討を省略する。
- 改良地盤① (砂礫層) の照査項目及び許容限界を第 10-3-5 表に、2次元 FEM解析での確認概要を第 10-3-7 図に示す。

第 10-3-5 表 改良地盤① (砂礫層) の照査項目、許容限界

評価部位	検討ケース※	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
改良地盤① (砂礫層)	地震時	2次元動的 FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率	すべり安全率 1.2 以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

※津波荷重は上部工にのみ作用することから、地盤改良部への影響は地震時に比べて小さいと考えられるため、検討を省略する。



第 10-3-7 図 2次元動的 FEM解析での確認概要

10.3.2 構造成立性検討結果（断面：地盤改良部）

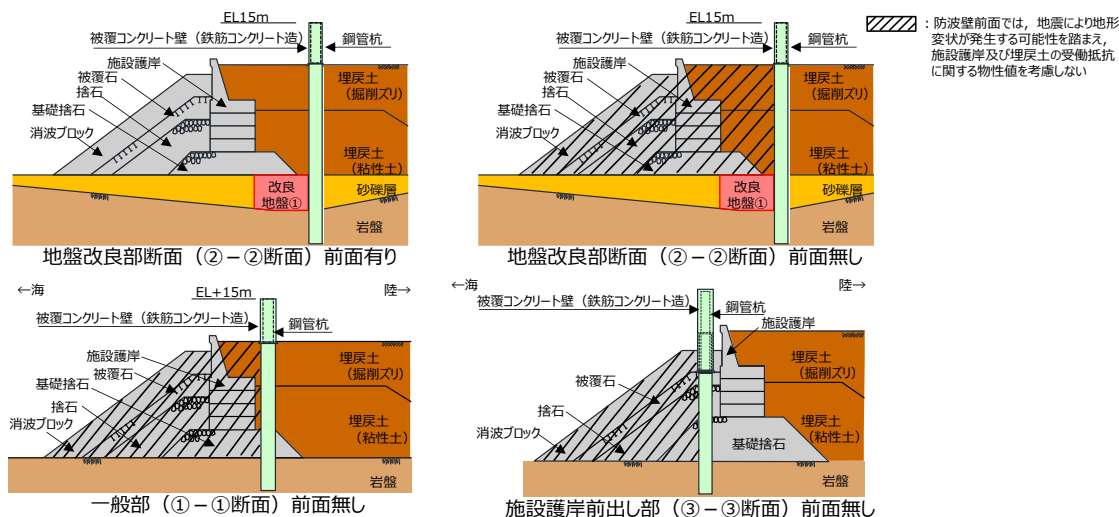
(1) 鋼管杭

(a) 地震

・鋼管杭の照査項目及び許容限界を第10-3-6表に、検討ケースを第10-3-8図に示す。また、地震時における最小安全率時刻での照査結果を第10-3-7表及び第10-3-8表に示す。なお、防波壁に近接する施設護岸の損傷を考慮し、防波壁前面の施設護岸及び埋戻土が無いと仮定した場合（前面なし）の照査結果も併せて示す。

第10-3-6表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)



第10-3-8図 検討ケース

第 10-3-7 表 降伏モーメントに対する照査結果（最小安全率時）

ケース	評価部位	最小安全率となる部位	照査項目	地震動	時刻 (s)	最大曲げモーメント M_{max} (kN・m)	降伏モーメント M_y (kN・m)	最小安全率 M_y/M_{max}	判定 (> 1.0)
地盤改良部断面 (2-2断面) 前面有り	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	S s-D	14.09	15,402	23,692	1.53	OK
地盤改良部断面 (2-2断面) 前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	S s-D	17.92	13,153	23,827	1.81	OK
【参考】一般部 (1-1断面) 前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	S s-D	17.58	22,036	27,681	1.25	OK
【参考】施設護岸前出し部 (3-3断面) 前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	曲げ	S s-D	17.60	14,407	23,582	1.63	OK

※ 地中部【4重管構造】は、照査値が最も大きくなる外側から2つ目の鋼管杭φ2000(SKK490)の数値を示す。

第 10-3-8 表 せん断応力度に対する照査結果（最小安全率時）

ケース	評価部位	最小安全率となる部位	照査項目	地震動	時刻 (s)	発生応力 τ (N/mm ²)	せん断応力度 τ_y (N/mm ²)	最小安全率 τ_y/τ	判定 (> 1.0)
地盤改良部断面 (2-2断面) 前面有り	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	S s-D	16.02	13	182	14.00	OK
地盤改良部断面 (2-2断面) 前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	S s-D	14.17	12	182	15.16	OK
【参考】一般部 (1-1断面) 前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	S s-D	17.58	24	182	7.58	OK
【参考】施設護岸前出し部 (3-3断面) 前面なし	鋼管杭	地中部※【4重管構造】	せん断	S s-D	13.74	21	182	8.66	OK

※ 地中部【4重管構造】は、照査値が最も大きくなる外側から2つ目の鋼管杭φ2000(SKK490)の数値を示す。

- ・以上の結果から、鋼管杭は基準地震動 S s に対し、厳しい損傷モード（曲げ圧縮，せん断照査の最小安全率時刻）を想定しても、構造成立性が確保されることを確認した。

(b) 津波

- ・鋼管杭の照査項目及び許容限界を第 10-3-9 表に示す。また、津波時における照査結果を第 10-3-10 表及び第 10-3-11 表に示す。

第 10-3-9 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	津波時	2次元静的フレーム解析	曲げせん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編(平成14年3月)

第 10-3-10 表 降伏モーメントに対する照査

評価部位	最小安全率となる部位	最大曲げモーメント $M_{max}(kN\cdot m)$	降伏モーメント $M_y(kN\cdot m)$	最小安全率 M_y/M_{max}	判定 (> 1.0)
鋼管杭	地上部 【1重管構造】	4,835	14,530	3.00	OK

第 10-3-11 表 せん断応力度に対する照査

評価部位	最小安全率となる部位	照査項目	発生応力 $T(N/mm^2)$	せん断応力度 $T_y(N/mm^2)$	最小安全率 T_y/T	判定 (> 1.0)
鋼管杭	地上部 【1重管構造】	せん断	11	182	16.54	OK

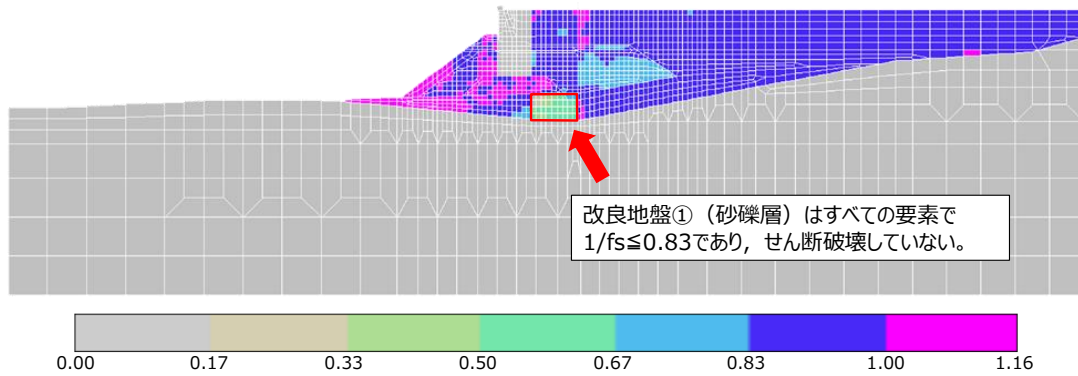
- ・以上の評価結果から、鋼管杭は基準津波に対し、構造成立性が確保されることを確認した。

(2) 改良地盤① (砂礫層)

- 改良地盤① (砂礫層) 前面有りの照査項目及び許容限界を第 10-3-12 表に示す。改良地盤① (砂礫層) の地震時における全時刻での局所安全率の逆数 ($1/f_s$) の分布を第 10-3-9 図に示す。

第 10-3-12 表 照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
改良地盤① (砂礫層)	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	すべり安全率	すべり安全率 1.2以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

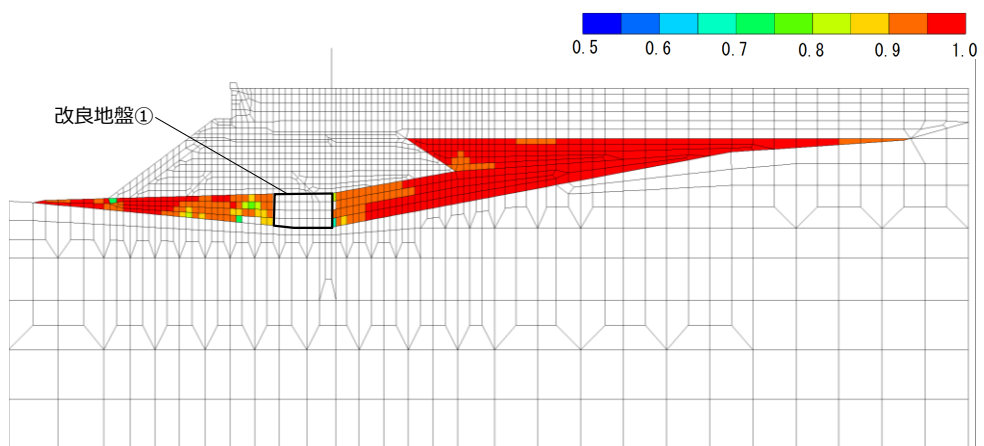


第 10-3-9 図 改良地盤① (砂礫層) 前面有りの全時刻での局所安全率の逆数の分布

- 改良地盤① (砂礫層) は, 局所安全率の逆数 $1/f_s$ がすべての要素で $1/f_s \leq 0.83$ ($f_s \geq 1.2$) であり, 破壊領域が存在しないことから, すべり安全率 1.2 以上を確保できる。

(3) 周辺地盤の液状化状況

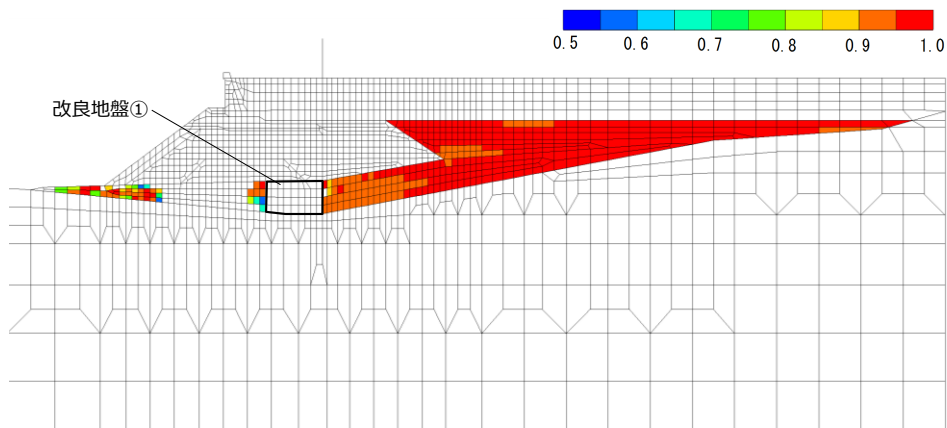
- ・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）（地盤改良部）前面有り及び無し地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を第 10-3-10 図及び第 10-3-11 図に示す。
- ・また、参考として、一般部（①-①断面）及び施設護岸前出し部（③-③断面）の防波壁前面の施設護岸及び埋戻土が無いと仮定した場合の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を第 10-3-12 図に示す。



改良地盤①（砂礫層）前面有りの過剰間隙水圧比分布図（時刻歴最大値）※

※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

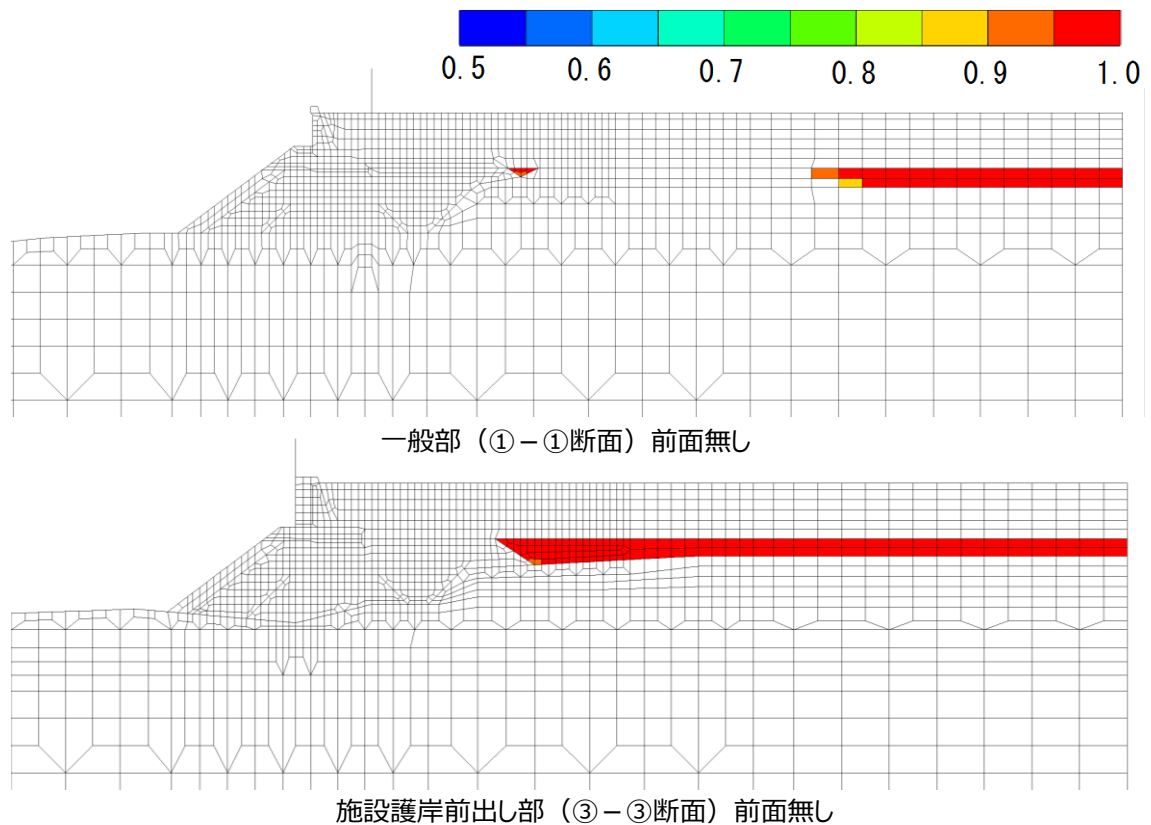
第 10-3-10 図 改良地盤①（砂礫層）前面有りの全時刻での過剰間隙水圧比の分布



改良地盤①（砂礫層）前面無しの過剰間隙水圧比分布図（時刻歴最大値）※

※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

第 10-3-11 図 改良地盤①（砂礫層）前面無しの全時刻での過剰間隙水圧比の分布



第 10-3-12 図 【参考】 全時刻での過剰間隙水圧比の分布

- ・ 防波壁周辺の地盤のうち，地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ）の一部において液状化をしていることを確認した。
- ・ 詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，地下水位を設定する。

10.4 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）の構造成立性検討

10.4.1 構造成立性評価における解析条件

(1) 地震時

(a) 解析の目的

- ・鋼管杭，逆T擁壁等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価。
- ・地盤物性及び液状化対象層を考慮した影響評価。

(b) モデル条件

- ・防波壁は線形はり要素でモデル化する。
- ・鋼管杭は線形はり要素，杭先端は岩盤からのせん断抵抗を考慮しないようにジョイント要素でモデル化する。
- ・岩盤及び施設護岸は線形平面要素でモデル化する。
- ・埋戻土（掘削ズリ），改良地盤，被覆石及び基礎捨石はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重でモデル化する。
- ・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）は液状化パラメータを設定する。
- ・海水は流体要素でモデル化する。
- ・防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。
- ・グラウンドアンカーの設計アンカー力は，本解析上ではモデル化せず，鋼管杭の照査で軸力として見込む。

(c) モデル化領域

- ・鉛直方向は，下端から十分な距離を確保するためEL-50mまでモデル化する。
- ・水平方向は，海側，陸側とも十分な領域を確保するよう全幅240mでモデル化する。

(d) 地盤要素の要素高さ

- ・地盤の要素高さは，最大周波数及び地盤のせん断波速度 V_s より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

$$H_{max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{max}}$$

H_{max} : 最大要素高さ(m)

λ : せん断波の波長(m)

V_s : せん断波の速度(m/s)

f_{max} : 考慮する地震動の最大周波数(Hz)

m : 分割係数(=5とした)

(e) ジョイント要素

- 鋼管杭の先端，防波壁と周辺地盤など，施設と地盤の間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素を設定する。

(f) 境界条件

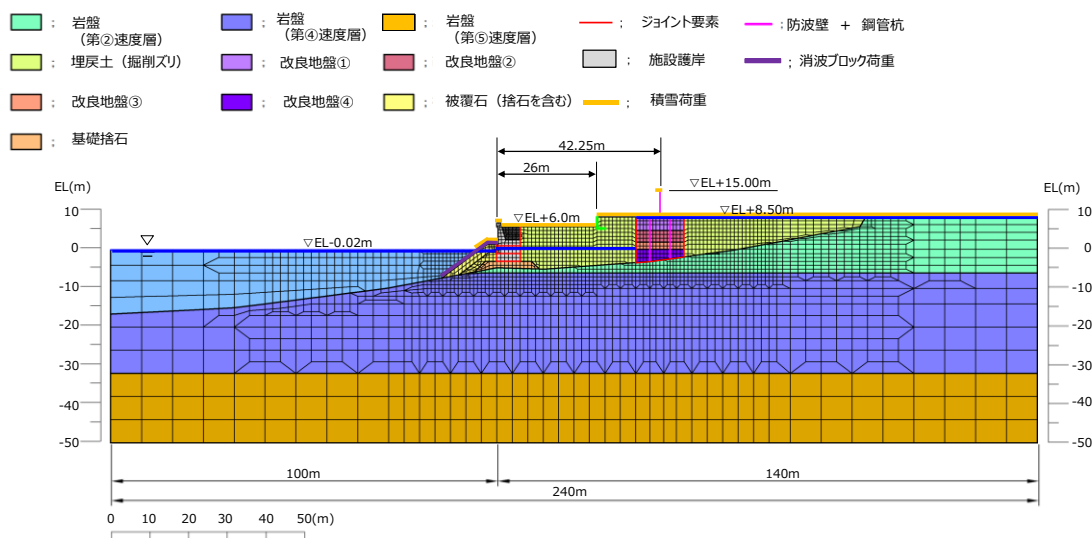
- 動的解析では，半無限地盤へのエネルギー逸散を評価するため，モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

(g) 地下水位の設定

- 構造成立性評価における地下水位の設定に当たっては，港湾基準に基づく残留水圧を考慮するため，護岸前面は EL-0.02m，護岸から防波壁まで EL+0.14m，防波壁より陸側は地表面とする。
- 詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認のうえ，設定する。

(h) 入力地震動

- 入力地震動及び減衰係数については，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と同様に設定する。



第 10-4-1 図 鋼管杭式逆 T 擁壁の解析モデル (地震時)

第 10-4-1 表 解析用物性値

材料種別	物理特性				強度特性			変形特性			設定根拠
	単位体積重量				粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角 φ _s (°)	せん断強度 T ^{2/3,2} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G ^{2/1,3,4} (ヤング率 E) ^{2/5} (kN/m ²)	ポアソン比 ν	最大 減衰定数 h _{max}	
	飽和、湿潤 γ _{sat} , γ _t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)									
地盤	埋戻土 (掘削スリ) T.P.+6.0m盤	気中	19.6	-	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}	0.33	0.24	(単位体積重量) ・埋戻土 (掘削スリ), 砂礫層, 改良地盤は現地調査結果により設定 (粘着力) ・埋戻土 (掘削スリ) は設計事例集に準拠し設定 ・改良地盤は浸透固化処理工法技術マニュアルに準拠し設定 (せん断抵抗角) ・埋戻土 (掘削スリ) は液化化(ラメータ)設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により算定 ・地盤改良は原地盤相当 (埋戻土 (掘削スリ)) の値を設定 (せん断強度) ・FLIP取扱説明書に示された定義式に基づき設定 (せん断弾性係数) ・液化化(ラメータ)設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数G _{max} を算出し, FLIP取扱説明書, p.8-2に示された定義式に基づき設定 (ポアソン比) ・設計事例集に準拠し設定 (最大減衰定数) ・国土技術政策総合研究所HP公開の「一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER」操作マニュアルに準拠し設定
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
	埋戻土 (掘削スリ) T.P.+8.5m盤	気中	19.6	-	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
	改良地盤① (水中)	20.7	10.6	628	38.00	628 cos38.00° +σ' _m sin38.00°	404600(σ' _m /98) ^{0.5}				
	改良地盤② (水中)	20.7	10.6	490	40.54	490 cos40.54° +σ' _m sin40.54°	327900(σ' _m /98) ^{0.5}				
	改良地盤③ (水中)	20.7	10.6	1140		1140 cos40.54° +σ' _m sin40.54°	742900(σ' _m /98) ^{0.5}				
改良地盤④ (水中)	20.7	10.6	1253	38.71	1253 cos38.71° +σ' _m sin38.71°	777300(σ' _m /98) ^{0.5}					
護岸 構成材	施設護岸 (パラペット)	24.0	-	-	-	-	(E=2.330×10 ⁷)	0.20	-	(単位体積重量) ・施設護岸は港湾基準J及びコンクリート標準示方書に準拠し設定 (せん断弾性係数) ・地盤と同様 (ポアソン比) ・護岸はコンクリート標準示方書に準拠し設定	
	施設護岸 (上部コンクリート)	22.6	-	-	-	-	(E=2.040×10 ⁷)				
	施設護岸 (セルラープロック) (コンクリート詰)	気中	23.0	-	-	-	-				(E=2.330×10 ⁷)
		水中	23.0	12.9	-	-	-				(E=2.330×10 ⁷)
	施設護岸 (セルラープロック) (基石詰)	22.0	11.9	-	-	-	-				(E=2.330×10 ⁷)

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
 ※2 せん断強度式はτ=σ'_v sinφ_s + C cos φ_s
 ※3 せん断弾性係数の式はG=G_{max}(σ'_m/σ'_{m0})^{mG}, ここでG_{max}は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数, σ'_{m0}は基準平均有効拘束圧, mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5).
 ※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については, 粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し, 粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする.
 ※5 線形材料については, 変形特性としてヤング率を設定する.

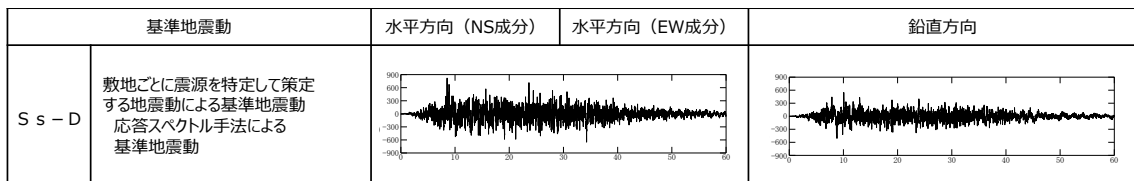
(i) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の2次元動的FEM解析(有効応力)に用いる荷重の組合せを以下に示す。

第 10-4-2 表 荷重及び荷重の組合せ (地震時)

検討 ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突 荷重	動水圧
地震時	○	○	-	○	○	○	-	-	-	○

- ・積雪荷重は0.7kN/m²とし, 解析領域表面(海水を除く)に作用させる。
- ・構造成立性においては, 風荷重による影響は軽微であることから, 風荷重は考慮しない。
- ・解析に用いた地震波は, 基準地震動S s-Dである。



※ 表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形[縦軸:加速度(cm/s²), 横軸:時間(s)]

第 10-4-2 図 解析に用いた S s

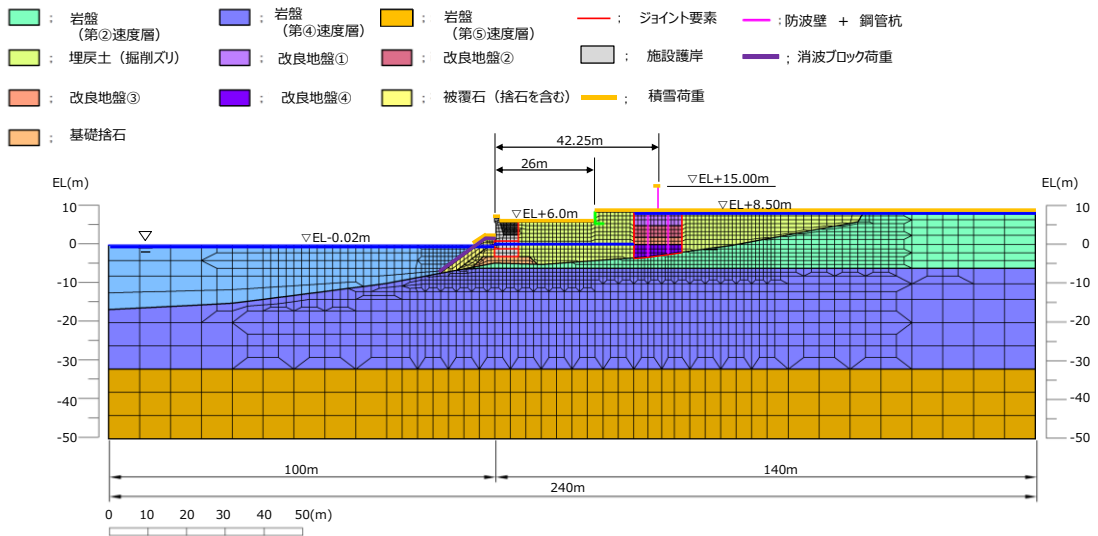
(2) 津波時

(a) 解析の目的 (2次元静的FEM解析)

- ・ 鋼管杭及び逆T擁壁の静的挙動評価 (津波時)

(b) モデル条件

- ・ 地震時と同様のモデルを用いる。



第 10-4-3 図 鋼管杭式逆 T 擁壁の解析モデル (津波時)

(c) 荷重及び荷重の組合せ

津波時の 2次元静的フレーム解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

第 10-4-3 表 荷重及び荷重の組合せ (津波時)

検討 ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突 荷重	動水圧
津波時	○	○	-*	○	○	-	-	○	○	-

※ 津波時の風荷重については、影響が軽微のため考慮しない。

- ・津波波圧は敷地高以上については入力津波高さの 1/2 を浸水深として朝倉式により算定し、敷地高以深については入力津波高さに基づき谷本式により津波波圧を設定する方針としているが、構造成立性検討にあたっては、施設護岸が損傷する可能性を考慮し、入力津波高さを高潮ハザードの裕度を参照した津波高さ EL+12.6m とし、静水面との差の 1/2 を入射津波の静水圧上の高さ（振幅）として、谷本式により算定し、擁壁の海側から作用させる。

$$\eta^* = 3.0 \times a_1$$

η^* : 静水面上の波圧作用高さ(m)

a_1 : 入射津波の静水圧上の高さ（振幅）(m)

$$P_1 = 2.2 \times \rho g \times a_1$$

P_1 : 静水面における波圧強度(kN/m²)

ρg : 海水の単位体積重量(kN/m³)

$$P_u = P_1$$

P_u : 前面下端における揚圧力(kN/m²)

漂流物衝突荷重については、追加実施した発電所沿岸及び沖合での漁船の操業実績調査も踏まえた漂流物評価結果等に基づき、詳細設計段階において設定するが、構造成立性検討にあたっては、輪谷湾外及び湾内の防波壁各構造形式に対して影響を与える可能性のある最大規模の船舶を考慮し、以下のとおり設定する。

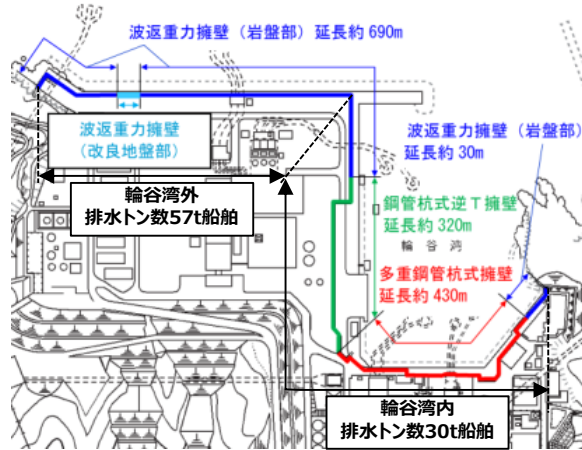
- ・輪谷湾外の防波壁に対しては、沖合で操業する最大規模の排水トン数 57t 船舶、輪谷湾内の防波壁に対しては、湾内で当社が管理して作業する最大規模の排水トン数 30t 船舶が到達することを仮定し、荷揚護岸北側部（①-①断面）において排水トン数 30t 船舶を対象漂流物と設定し、道路橋示方書（下式）を用いて算定する。
- ・流速は 10m/s と設定する。

$$P = 0.1 \times W \times v$$

P : 漂流物衝突荷重 (kN/m²)

W : 対象漂流物重 (kN)

v : 流速 (m/s)



第 10-4-4 図 対象漂流物の設定

(3) 鋼管杭の評価条件

- ・ 鋼管杭の照査項目及び許容限界を以下に示す。

第 10-4-4 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	地震時	2次元動的 FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	(曲げ) 降伏モーメント (せん断) せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)
	津波時	2次元静的FEM解析			

・ 応力度照査

鋼管杭については、杭に発生する降伏モーメント M_y と最大曲げモーメント M_{max} との比が1以上となることを確認する。また、せん断応力度 τ_y と発生せん断応力度 τ との比が1以上となることを確認する。

【曲げ】

$$\frac{M_y}{M_{max}} \geq 1$$

M_y : 降伏モーメント (kN・m)
 M_{max} : 最大曲げモーメント (kN・m)

【せん断】

$$\frac{\tau_y}{\tau} \geq 1$$

τ_y : せん断応力度 (N/mm²)
 τ : 発生せん断応力度 (N/mm²)

(4) 逆T擁壁の評価条件

- ・逆T擁壁の評価条件を以下に示す。

第10-4-5表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
逆T擁壁	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編 2002年制定
	津波時	2次元静的FEM解析			

・応力度照査

コンクリートについては，許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} と曲げ圧縮応力度 σ_c との比，および許容せん断応力度 τ_a とせん断応力度 τ との比がそれぞれ1以上となることを確認する。

鉄筋については，許容引張応力度 σ_{sa} と引張応力度 σ_s との比が1以上となることを確認する。

【コンクリート】

$$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_c} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \sigma_{ca} : \text{許容曲げ応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_c : \text{曲げ圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

$$\frac{\tau_a}{\tau} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \tau_a : \text{許容せん断応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \tau : \text{せん断応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

【鉄筋】

$$\frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \sigma_{sa} : \text{許容引張応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_s : \text{引張応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

・杭頭に対する断面照査

鋼管杭式逆T擁壁の杭頭に対する断面照査は、『杭基礎設計便覧（平成18年度改訂版）』に従い、せん断力Q及び軸力Nが作用する杭頭部での許容応力度と垂直方向と水平方向の支圧応力度（ σ_{cv} , σ_{ch} ）及び押抜きせん断応力度（ τ_v , τ_h ）との比が1以上であることを確認する。

$$\frac{\sigma_{ba}}{\sigma_{cv}} \geq 1 \quad \frac{\sigma_{ba}}{\sigma_{ch}} \geq 1$$

$$\frac{\tau_{va}}{\tau_v} \geq 1 \quad \frac{\tau_{ha}}{\tau_h} \geq 1$$

σ_{cv} : 杭頭部での垂直方向の支圧応力度 (N/mm²)

σ_{ch} : 杭頭部での水平方向の支圧応力度 (N/mm²)

σ_{ba} : 杭頭部での許容支圧応力度 (N/mm²)

τ_v : 杭頭部での垂直方向の押抜きせん断応力度 (N/mm²)

τ_h : 杭頭部での水平方向の押抜きせん断応力度 (N/mm²)

τ_{va} : 杭頭部での垂直方向の許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

τ_{ha} : 杭頭部での水平方向の許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

(5) グラウンドアンカーの評価条件

- ・グラウンドアンカーの評価条件を以下に示す。
- ・地震時及び津波時における，グラウンドアンカーの設計アンカー力を考慮した逆T擁壁の滑動・転倒照査を実施し，安全率が1以上となり，グラウンドアンカーが構造成立することを確認する。

第 10-4-6 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
グラウンドアンカー	地震時	2次元動的 FEM解析 (有効応力解析)	引張	設計アンカー力	「グラウンドアンカー設計・施工基準、 同解説（平成24年5月）」
	津波時	静的解析			

・滑動の照査

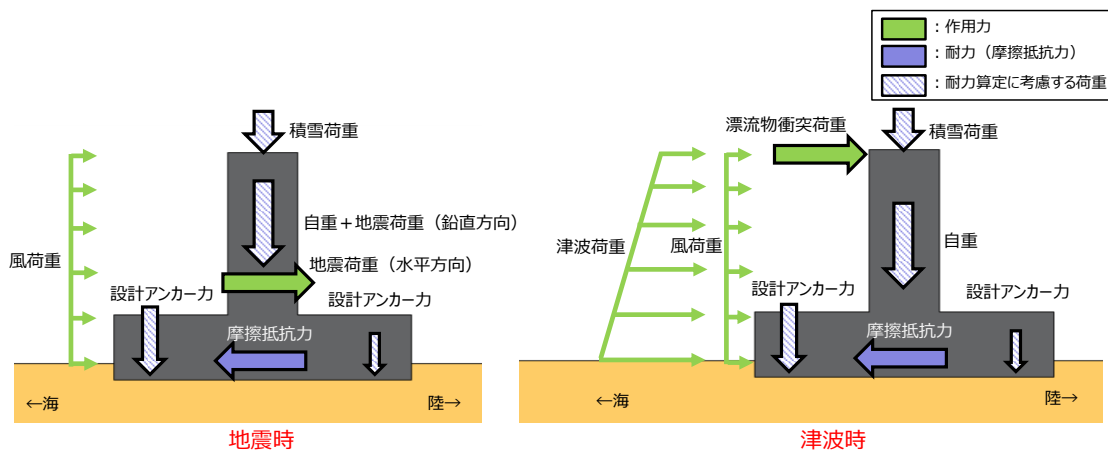
地震時及び津波時における，逆T擁壁の滑動に対する耐力（摩擦抵抗力）と逆T擁壁に発生する作用力（地震時は地震荷重等，津波時は津波荷重及び漂流物衝突荷重等の総和）の比が1以上であることを確認する。

$$\frac{\text{耐力}}{\text{作用力}} \geq 1$$

【地震時】
 耐力（摩擦抵抗力）：（耐力算定に考慮する荷重）×静止摩擦係数
 作用力：地震荷重（水平方向）+風荷重

【津波時】
 耐力（摩擦抵抗力）：（耐力算定に考慮する荷重）×静止摩擦係数
 作用力：津波荷重+漂流物衝突荷重+風荷重

滑動の照査に当たっては，鋼管杭によるせん断抵抗力は考慮しない方針とし，逆T擁壁と改良地盤の境界部の摩擦係数は，港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数 $\mu = 0.5$ を準用し，設定する。



第 10-4-5 図 滑動の照査における荷重イメージ

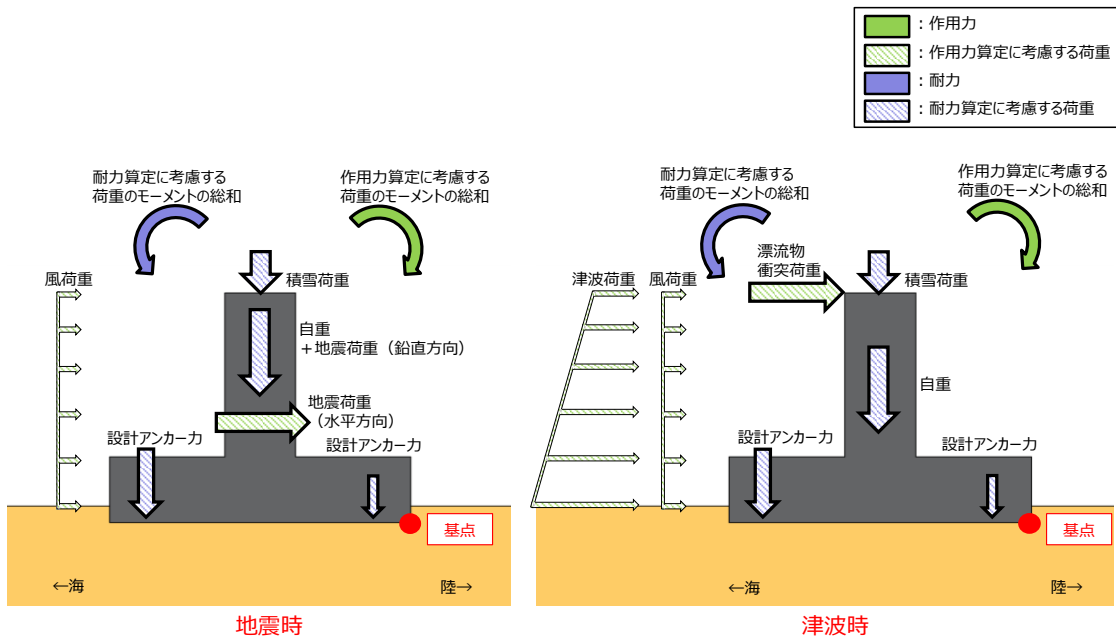
・転倒の照査

地震時及び津波時における，逆T擁壁の転倒に対する耐力（自重及び設計アンカー力等によるモーメント）と逆T擁壁に発生する作用力（地震時は地震荷重（水平方向）等によるモーメント，津波時は津波荷重及び漂流物衝突荷重等によるモーメント）の比が1以上であることを確認する。

$$\frac{\text{耐力}}{\text{作用力}} \geq 1$$

耐力 : 耐力算定に考慮する荷重のモーメントの総和
作用力 : 作用力算定に考慮する荷重のモーメントの総和

なお，転倒の照査に当たっては，鋼管杭による抵抗力は考慮しない。



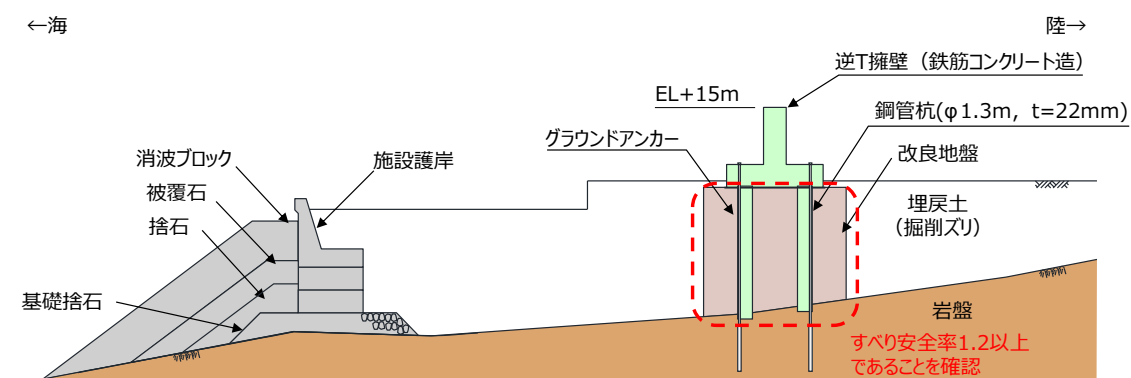
第 10-4-6 図 転倒の照査における荷重イメージ

(6) 改良地盤の評価条件

- 改良地盤の評価条件を以下に示す。

第 10-4-7 表 応力度照査

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
改良地盤	地震時	2次元動的 F E M 解析 (有効応力解析)	すべり安全率 支持力	すべり安全率1.2以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド
	津波時	2次元静的 F E M 解析			



2次元動的FEM解析での確認内容

第 10-4-7 図 2次元動的 F E M 解析での確認内容

10.4.2 構造成立性検討結果（断面：荷揚護岸北側部）

(1) 鋼管杭

(a) 地震時

- 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち，鋼管杭の地震時における最小安全率時刻での照査結果を以下に示す。

第10-4-8表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (平成14年3月)

第10-4-9表 降伏モーメントに対する照査（最小安全率時）

評価部位	地震動	時刻 (s)	最大曲げモーメント $M_{max}(kN\cdot m)$	降伏モーメント $M_y(kN\cdot m)$	最小安全率 M_y/M_{max}	判定 (>1.0)
鋼管杭	S s-D	23.93	769	7,820	10.16	OK

第10-4-10表 せん断応力度に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	地震動	時刻 (s)	発生応力 τ (N/mm^2)	せん断応力度 τ_y (N/mm^2)	最小安全率 τ_y/τ	判定 (>1.0)
鋼管杭	せん断	S s-D	23.92	5	182	36.4	OK

- 以上の結果から，鋼管杭に厳しい損傷モード（曲げ，せん断照査の最小安全率時刻）を想定しても，構造成立性が確保されることを確認した。

(b) 津波時

- 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち、鋼管杭の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-4-11 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	地震時	2次元静的FEM解析	曲げせん断	(曲げ)降伏モーメント (せん断)せん断応力度	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）

第 10-4-12 表 降伏モーメントに対する照査（最小安全率時）

評価部位	最大曲げモーメント M_{max} (kN・m)	降伏モーメント M_y (kN・m)	最小安全率 M_y/M_{max}	判定 (> 1.0)
鋼管杭	135	7,871	58.30	OK

第 10-4-13 表 せん断応力度に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	発生応力 τ (N/mm ²)	せん断応力度 τ_y (N/mm ²)	最小安全率 τ_y/τ	判定 (> 1.0)
鋼管杭	せん断	1	182	182.00	OK

- 以上の評価結果から、鋼管杭は津波時においても、構造成立性が確保されることを確認した。

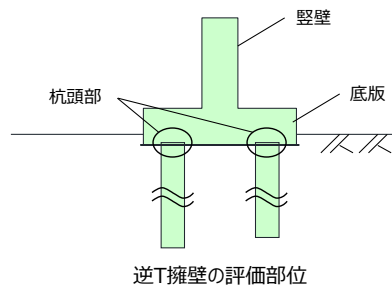
(2) 逆T擁壁

(a) 地震時

- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち、逆T擁壁の地震時における最小安全率時刻での照査結果を以下に示す。

第10-4-14表 逆T擁壁の照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
逆T擁壁	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002年制定



第10-4-8図 照査項目，許容限界

第10-4-15表 逆T擁壁の短期許容応力に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	地震動	時刻 (s)	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	最小安全率 (許容応力/発生応力)	判定 (>1.0)		
縦壁	曲げ・軸力	S s - D	9.17	曲げ圧縮応力度 σ_c	5.6	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	3.21	OK
			9.17	引張応力度 σ_s	242.3	許容引張応力度 σ_{sa}	323	1.33	OK
	せん断		23.91	せん断応力度 τ	0.32	許容せん断応力度 τ_a	0.9	2.81	OK
底板	曲げ・軸力		9.17	曲げ圧縮応力度 σ_c	5.4	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	3.33	OK
			9.17	引張応力度 σ_s	262.8	許容引張応力度 σ_{sa}	323	1.22	OK
せん断	23.91		せん断応力度 τ	0.46	許容せん断応力度 τ_a	0.9	1.95	OK	
杭頭部	押込み力に対する照査		17.76	垂直支圧応力度 σ_{cv}	2.2	許容垂直支圧応力度 σ_{ba}	14.4	6.54	OK
			17.76	押抜きせん断応力度 τ_v	0.17	許容押抜きせん断 応力度 τ_{va}	0.9	5.29	OK
	水平力に対する照査	9.20	水平支圧応力度 σ_{ch}	0.5	許容水平支圧応力度 σ_{ba}	14.4	28.80	OK	
		9.20	押抜きせん断応力度 τ_h	0.04	許容押抜きせん断 応力度 τ_{ha}	0.9	22.50	OK	

- ・逆T擁壁に厳しい損傷モード（曲げ，せん断照査の最小安全率時刻）を想定しても，構造成立性が確保されることを確認した。

(b) 津波時

- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち、逆T擁壁の津波時における照査結果を以下に示す。

第10-4-16表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
逆T擁壁	津波時	2次元静的FEM解析	曲げせん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編，2002年制定

第10-4-17表 短期許容応力に対する照査

評価部位	照査項目	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容応力 / 発生応力)	判定 (> 1.0)
壁	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	3.6	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	5.00	OK
		引張応力度 σ_s	168.6	許容引張応力度 σ_{sa}	323	1.91	OK
	せん断	せん断応力度 τ	0.23	許容せん断応力度 τ_a	0.9	3.91	OK
底板	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	3.0	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	6.00	OK
		引張応力度 σ_s	123.7	許容引張応力度 σ_{sa}	323	2.61	OK
	せん断	せん断応力度 τ	0.27	許容せん断応力度 τ_a	0.9	3.33	OK
杭頭部	押込み力に対する照査	垂直支圧応力度 σ_{cv}	2.2	許容垂直支圧応力度 σ_{ba}	14.4	6.54	OK
		押抜きせん断応力度 τ_v	0.17	許容押抜きせん断応力度 τ_{va}	0.9	5.29	OK
	水平力に対する照査	水平支圧応力度 σ_{ch}	0.1	許容水平支圧応力度 σ_{ba}	14.4	144.00	OK
		押抜きせん断応力度 τ_h	0.01	許容押抜きせん断応力度 τ_{ha}	0.9	90.00	OK

- ・以上の結果より，津波時においても，構造成立性が確保されることを確認した。

(3) グラウンドアンカー

(a) 地震時

- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち、逆T擁壁の最大変形量となる時刻における地震荷重を用いて実施した滑動・転倒照査結果を以下に示す。

第10-4-18表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
グラウンドアンカー	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	引張	設計アンカー力	「グラウンドアンカー設計・施工基準、 同解説（平成24年5月）」

第10-4-19表 滑動に対する照査

検討ケース	作用力 (kN)	耐力 (kN)	安全率 (耐力/作用力)	判定 (>1.0)
滑動	691.2	1,255.5	1.81	OK

第10-4-20表 転倒に対する照査

検討ケース	作用力 (kN・m/m)	耐力 (kN・m/m)	安全率 (耐力/作用力)	判定 (>1.0)
転倒	1,605.1	11,797.0	7.34	OK

- ・グラウンドアンカーの設計アンカー力を考慮した地震時における滑動・転倒照査の結果、安全率が1以上となりグラウンドアンカーが構造成立することを確認した。
- ・なお、詳細設計段階において裕度が確保できなくなった場合には、グラウンドアンカーを追加設置することにより滑動・転倒しないよう対応する。

(b) 津波時

- ・防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）（荷揚護岸北側部）のうち、逆T擁壁の津波時における滑動・転倒照査結果を以下に示す。

第 10-4-21 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
グラウンドアンカー	津波時	静的解析	引張	設計アンカー力	「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成24年5月）」

第 10-4-22 表 滑動に対する照査

検討ケース	作用力 (kN)	耐力 (kN)	安全率 (耐力/作用力)	判定 (> 1.0)
滑動	716.7	867.0	1.20	OK

第 10-4-23 表 転倒に対する照査

検討ケース	作用力 (kN・m/m)	耐力 (kN・m/m)	安全率 (耐力/作用力)	判定 (> 1.0)
転倒	3,326.3	8,494.3	2.55	OK

- ・グラウンドアンカーの設計アンカー力を考慮した津波時における滑動・転倒照査の結果、安全率が1以上となりグラウンドアンカーが構造成立することを確認した。
- ・なお、詳細設計段階において裕度が確保できなくなった場合には、グラウンドアンカーを追加設置することにより滑動・転倒しないよう対応する。

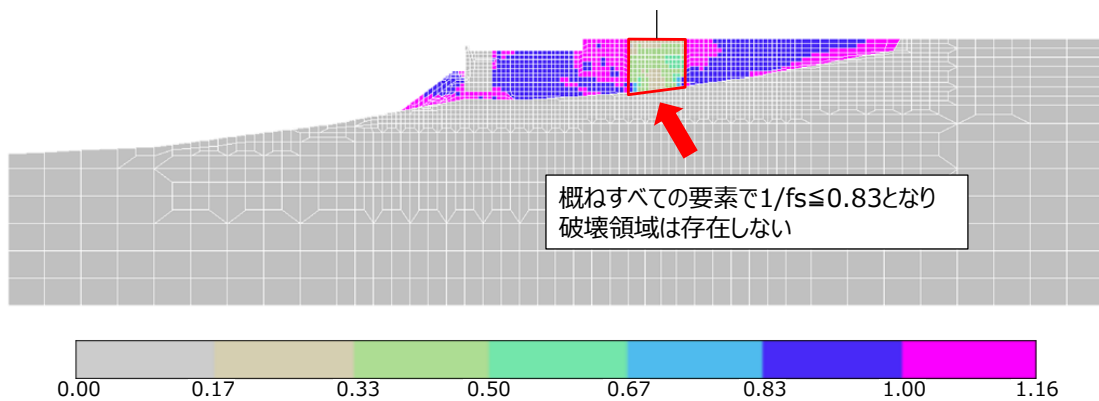
(4) 改良地盤

(a) 地震時

- 改良地盤の地震時における全時刻での局所安全率の逆数 ($1/f_s$) の分布を以下に示す。

第 10-4-24 表 照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
改良地盤	津波時	2次元静的 F E M 解析 (有効応力解析)	すべり安全率 支持力	すべり安全率 1.2 以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド



第 10-4-9 図 全時刻での局所安全率の逆数の分布

- 改良地盤は, 局所安全率の逆数 $1/f_s$ が概ね $1/f_s \leq 0.83$ ($f_s \geq 1.2$) となり, また, $0.83 \leq 1/f_s \leq 1$ ($1 \leq f_s \leq 1.2$) となる領域はわずかとなっており, 破壊領域が存在しないことを確認した。

- 改良地盤の地震時における極限支持力に対する照査結果を以下に示す。

第 10-4-25 表 極限支持力に対する照査

評価部位	接地圧 (N/mm^2)	極限支持力 (N/mm^2)	最小安全率	判定 (> 1.0)
改良地盤	0.4	1.2	3.00	OK

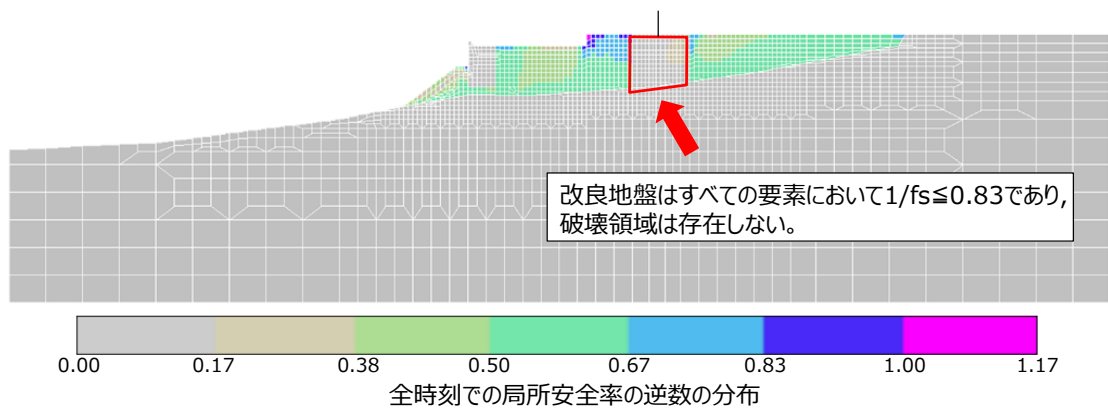
- 逆 T 擁壁の接地圧は, 改良地盤を保守的に埋戻土 (掘削ズリ) (極限支持力 $1.2 N/mm^2$) と仮定しても, 安全率が 1 以上となることを確認した。

(a) 津波時

- 改良地盤の津波時における全時刻での局所安全率の逆数($1/f_s$)の分布を以下に示す。

第 10-4-26 表 照査項目, 許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
改良地盤	津波時	2次元静的 F E M解析 (有効応力解析)	すべり安全率 支持力	すべり安全率1.2以上 極限支持力	耐津波設計に係る工認審査ガイド



第 10-4-10 図 全時刻での局所安全率の逆数の分布

- 改良地盤は, 局所安全率の逆数 $1/f_s$ がすべての要素で $1/f_s \leq 0.83$ ($f_s \geq 1.2$) であり, 破壊領域が存在しないことから, すべり安全率 1.2 以上を確保できる。

- 改良地盤の津波時における極限支持力に対する照査結果を以下に示す。

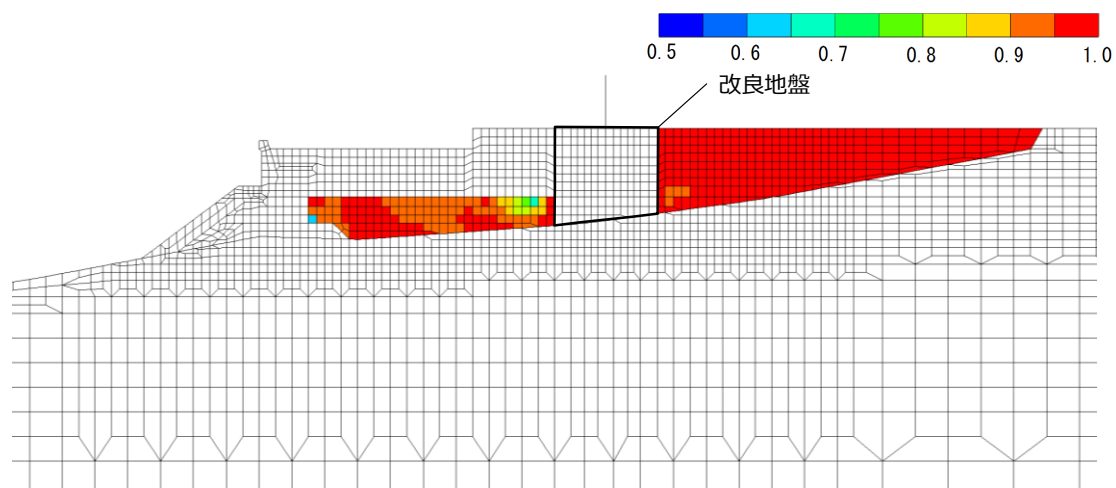
第 10-4-27 表 極限支持力に対する照査

評価部位	接地圧 (N/mm^2)	極限支持力 (N/mm^2)	最小安全率	判定 (> 1.0)
改良地盤	0.3	1.2	0.4	OK

- 逆 T 擁壁の設置圧は, 改良地盤を保守的に埋戻土 (掘削ズリ) (極限支持力 $1.2 N/mm^2$) と仮定しても, 安全率が 1 以上となることを確認した。

(5) 周辺地盤の液状化状況

- 防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）（荷揚護岸北側部）の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を以下に示す。



過剰間隙水圧比分布図（時刻歴最大値）※

※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

第 10-4-11 図 全時刻での過剰間隙水圧比の分布

- 防波壁周辺の地盤のうち、地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ）において液状化をしていることを確認した。
- 詳細設計段階においては、浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、地下水位を設定する。

10.5 防波壁（波返重力擁壁）の構造成立性

10.5.1 防波壁（波返重力擁壁）の解析条件

(1) 地震時

(a) 解析の目的（2次元FEM解析（有効応力解析））

- ・重力擁壁，ケーソン等の施設及び埋戻土，岩盤等の地盤を含めた全体の動的挙動評価。
- ・地盤物性及び液状化対象層を考慮した影響評価。

(b) モデル条件

- ・波返重力擁壁はケーソン護岸と一体化した構造のため線形平面要素でモデル化する。
- ・ケーソンは，中詰材の剛性を期待せずに，ケーソンの躯体のコンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する。
- ・岩盤及びMMRは線形平面要素でモデル化する。
- ・埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。消波ブロックは分布荷重でモデル化する。
- ・液状化評価対象層である埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫層は液状化パラメータを設定する。
- ・海水は流体要素でモデル化する。
- ・防波壁と背後地盤など，要素間の滑り・剥離を考慮する箇所は，ジョイント要素でモデル化する。

(c) モデル化領域

- ・鉛直方向は，下端から十分な距離を確保するためEL-50mまでモデル化する。
- ・水平方向は，海側，陸側とも十分な領域を確保するよう全幅240mでモデル化する。

(d) 地盤要素の要素高さ

- ・地盤の要素高さは，最大周波数及び地盤のせん断波速度 V_s より求まる最大要素高さを上回らないように設定する。

$$H_{max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{max}}$$

H_{max} : 最大要素高さ(m)
 λ : せん断波の波長(m)
 V_s : せん断波の速度(m/s)
 f_{max} : 考慮する地震動の最大周波数(Hz)
 m : 分割係数(=5とした)

(e) ジョイント要素

- 防波壁と背後地盤など、施設と地盤の間の滑り・剥離を考慮する箇所は、ジョイント要素を設定する。

(f) 境界条件

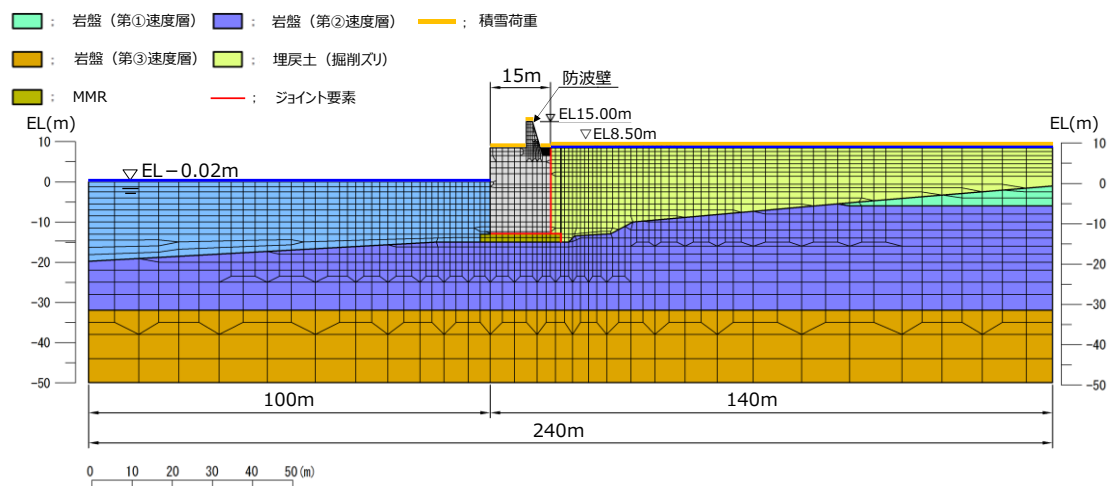
- 動的解析では、半無限地盤へのエネルギー逸散を評価するため、モデル側方及び底面に粘性境界を設ける。

(g) 入力地震動及び減衰定数

- 入力地震動及び減衰係数については、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波壁（鋼管杭式逆T擁壁）と同様に設定する。

(h) 地下水位の設定

- 構造成立性評価における地下水位の設定に当たっては、港湾基準に基づく残留水圧を考慮するため、護岸前面はEL-0.02mとし、護岸より陸側の地下水位は地表面とする。
- 詳細設計段階においては、浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、設定する。



第 10-5-1 図 波返重力擁壁（輪谷部）の解析モデル

第 10-5-1 表 解析用物性値

材料種別	物理特性		強度特性				変形特性			設定根拠	
	単位体積重量		粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角 Φ _r (°)	せん断強度 T _r ^{2/3} (kN/m ²)	せん断弾性係数 G ^{≒1,3,4} (ヤング率 E) ^{≒5} (kN/m ²)	ポアソン 比 ν	最大 減衰定数 h _{max}			
	飽和、湿潤 γ _{sat} γ _t (kN/m ³)	水中 γ' (kN/m ³)									
地盤	埋戻土 (掘削スリ) (輪谷部) T.P.+8.5m盤	気中	19.6	-	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}	0.33	0.24	(単位体積重量) ・埋戻土 (掘削スリ) は現地調査結果により設定 ・砂礫層、改良地盤は訂港準拠に準拠し設定 (粘着力) ・埋戻土 (掘削スリ)、砂礫層は設計事例集に準拠し設定 ・改良地盤はジェットグラウト工法 技術資料 (第23版), p.21 に準拠し設定 (せん断抵抗角) ・埋戻土 (掘削スリ) は液化化/ラメータ設定支援環境 FLIPSIM (Ver.3.0.1) により算定 ・掘削系の改良である高圧噴射掘削工法による改良のため、安全側である0%を設定 (せん断強度) ・FLIP取扱説明書に示された定義式に基づき設定 (せん断弾性係数) ・液化化/ラメータ設定支援環境 FLIPSIM (Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数G _m を算出し、FLIP取扱説明書、p.8-2に示された定義式に基づき設定 (ポアソン比) ・設計事例集に準拠し設定 (最大減衰定数) ・国土交通省建設総合研究所HP公開の「一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル」に準拠し設定
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
	埋戻土 (掘削スリ) (地盤改良部) T.P.+6.5m盤	気中	19.6	-	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
	埋戻土 (掘削スリ) (地盤改良部) T.P.+8.5m盤	気中	19.6	-	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
		水中	20.7	10.6	0	39.35	σ' _m sin39.35°	76570(σ' _m /98) ^{0.5}			
	砂礫層		20.7	10.6	0	38.81	σ' _m sin38.81°	63390(σ' _m /98) ^{0.5}			
	改良地盤		20.7	10.6	500	0	500	93980(σ' _m /98) ^{0.5}			
施設	基礎接石 (水中)		20.0	9.9	0	35.00	σ' _m sin35.00°	180000(σ' _m /98) ^{0.5}	0.20	-	(単位体積重量) ・構造物は訂港準拠し及びコンクリート標準示方書に準拠し設定 (せん断弾性係数) ・地盤と同様 (ポアソン比) ・構造物はコンクリート標準示方書に準拠し設定
	重力擁壁 (上部)		24.0	-	-	-	-	(E=2.500×10 ⁷)			
	重力擁壁 (下部)		22.6	-	-	-	-	(E=2.200×10 ⁷)			
	ケーソン (地盤改良部)	気中	22.9	-	-	-	-	(E=2.198×10 ⁶)			
		水中	22.9	12.8	-	-	-	(E=2.198×10 ⁶)			
	ケーソン (輪谷部)	気中	20.9	-	-	-	-	(E=2.309×10 ⁶)			
		水中	20.9	10.8	-	-	-	(E=2.309×10 ⁶)			
MMR		24.0	13.9	-	-	-	(E=2.500×10 ⁷)				
消波ブロック (空率率=50%)		11.3	6.3	-	-	-	(E=1.100×10 ⁷)				

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
 ※2 せん断強度はτ_r=σ'_m sinφ_r + C cos φ_r
 ※3 せん断弾性係数の式はG=G_{ms}(σ'_m/σ'_{ms})^{mG}。ここにG_{ms}は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数、σ'_{ms}は基準平均有効拘束圧、mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
 ※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については、粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し、粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。
 ※5 線形材料については、変形特性としてヤング率を設定する。

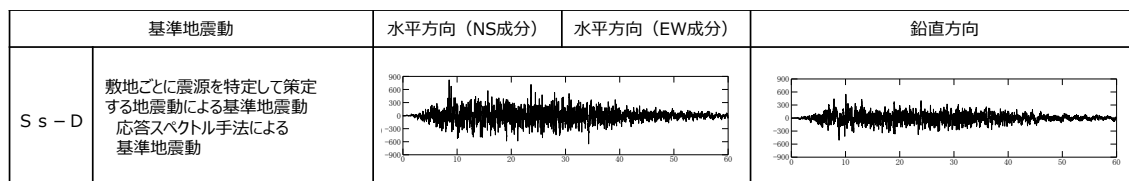
(i) 荷重及び荷重の組合せ

- 地震時の2次元動的FEM解析(有効応力)に用いる荷重の組合せを以下に示す。

第 10-5-2 表 荷重及び荷重の組合せ (地震時)

検討 ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物 衝突 荷重	動水圧
地震時	○	○	-	○	○	○	-	-	-	○

- 積雪荷重は0.7kN/m²とし、解析領域表面(海水を除く)に作用させる。
- 構造成立性においては、風荷重による影響は軽微であることから、風荷重は考慮しない。
- 解析に用いた地震波は、基準地震動S_s-Dである。



※ 表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形[縦軸:加速度(cm/s²), 横軸:時間(s)]

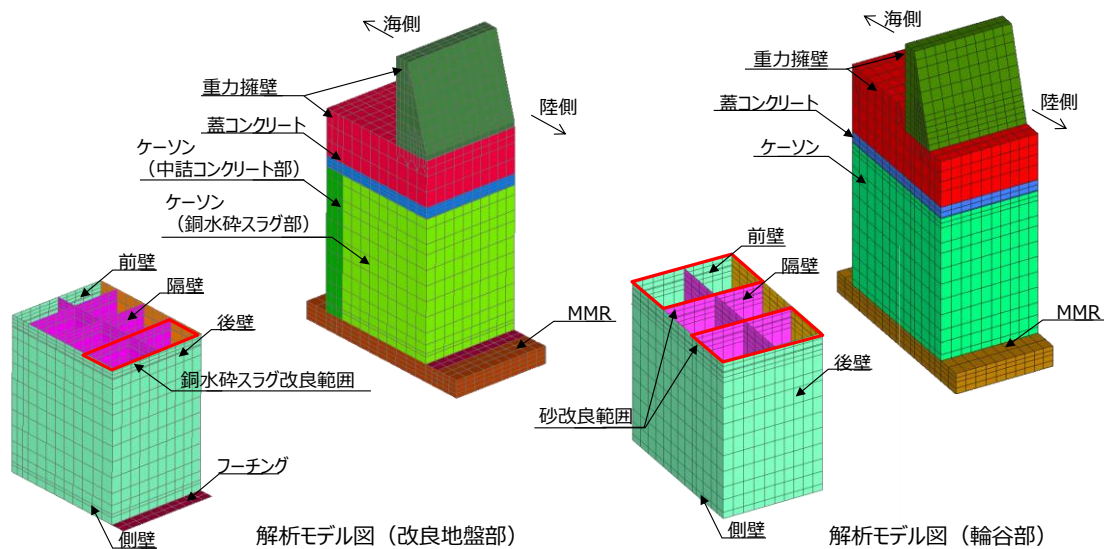
第 10-5-2 図 解析に用いた S_s

(j) 解析の目的 (3次元静的FEM解析)

- 重力擁壁及びケーソンの性能照査に使用する応答値の算出。

(k) モデル条件

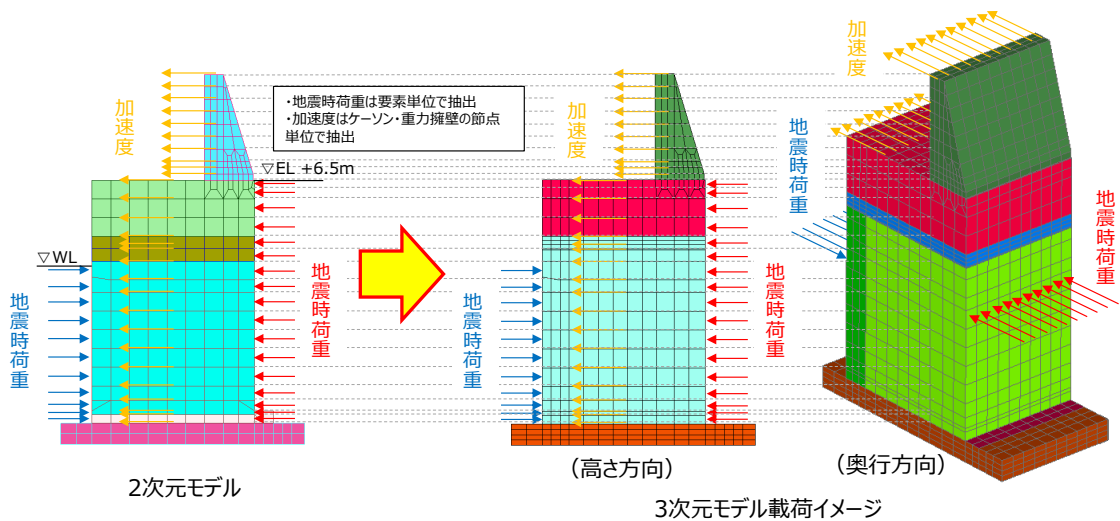
- ケーソンはシェル要素でモデル化し、重力擁壁、蓋コンクリート、中詰材 (中詰コンクリート、銅水砕スラグ及び砂) 及びMMRについては、ソリッド要素でモデル化する。なお、中詰材の一部を改良したものとして構造成立性を検討する。
- ケーソンの奥行方向を半分にした3次元モデルとする。なお、詳細設計段階においては、ケーソン1函分をモデル化して解析を実施する。



第10-5-3 図 3次元静的FEM解析の解析モデル図

(1) 荷重条件

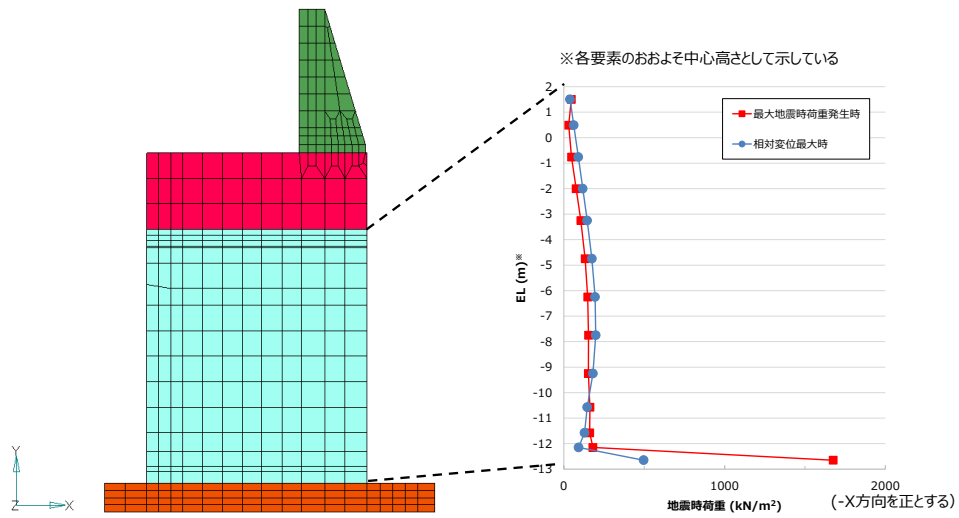
- ・ 2次元動的FEM解析（有効応力）によるケーソン頂底板間の相対変位が最大となる時刻の地震時荷重（地震時土圧，動水圧）及び加速度を抽出し，3次元モデルに載荷する。なお，地震時荷重等を抽出する2次元動的FEM解析（有効応力）では，中詰材の剛性を期待せず，ケーソンの躯体コンクリート強度と構造に応じた剛性を考慮した解析用物性値を設定する。
- ・ 3次元モデルの地震時荷重は，2次元モデルにおける抽出要素の中心高さに対応する3次元モデルの要素に載荷する。なお，3次元モデルにおいてメッシュを細分化した要素には，各々同じ地震時荷重を載荷する。
- ・ 3次元モデルの加速度は，2次元モデルにおける抽出要素の節点高さに対応する3次元モデルの節点に設定する。なお，3次元モデルにおいてメッシュを細分化した要素には，上下の要素の平均値を設定する。



第 10-5-4 図 3次元モデルにおける地震時荷重等の載荷イメージ

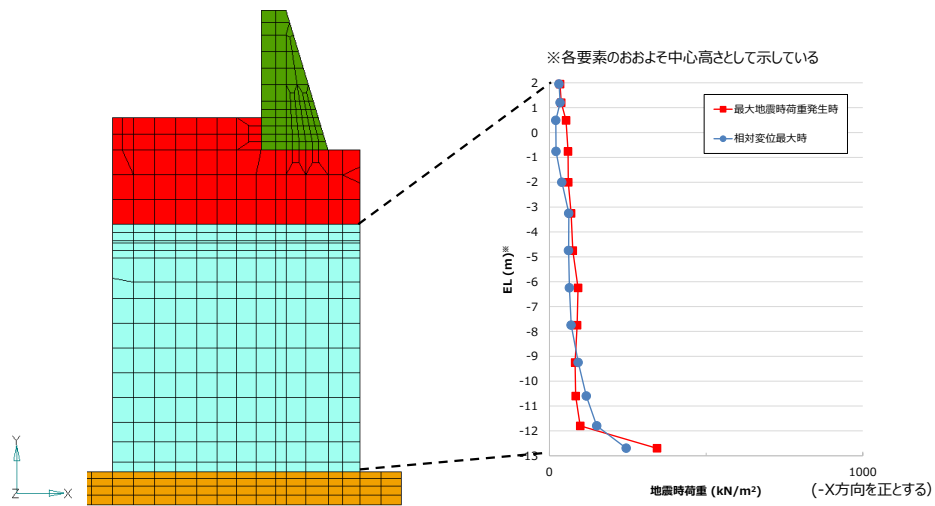
【ケーソンに載荷する地震時荷重】

- ・ 3次元静的FEM解析においてケーソンに載荷する荷重のうち，ケーソンの頂底板間の相対変形量が最大となる時刻における地震時荷重（地震時土圧，動水圧）を第 10-5-5 図に示す。また，参考として，ケーソンに載荷する地震時荷重の最大値が発生する時刻における地震時荷重分布も示す。



3次元モデルのケーソンにおける地震時荷重入力位置
(改良地盤部断面)

ケーソンに載荷する地震時荷重分布
(改良地盤部断面)



3次元モデルのケーソンにおける地震時荷重入力位置
(輪谷部断面)

ケーソンに載荷する地震時荷重分布
(輪谷部断面)

第 10-5-5 図 ケーソンに載荷する地震時荷重分布

(m) 中詰材の物性値及び境界条件

- 3次元静的FEM解析における中詰材の物性値を第10-5-3表に、境界条件を第10-5-4表に示す。なお、銅水砕スラグ及び砂については、剛性に関する物性値は期待しないが、重量は考慮する。

第10-5-3表 中詰材の物性値

	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比	境界条件
中詰コンクリート	22.6	2.2×10^7	0.20	前壁、側壁、後壁、 隔壁、底版、蓋コンクリートと 節点共有
銅水砕スラグ	22.6	1.0	0.33	
銅水砕スラグ(改良)※	22.6	9.7×10^6	0.33	
砂	20.0	1.0	0.30	
砂(改良)※	20.0	4.0×10^6	0.33	

※銅水砕スラグ(改良)及び砂(改良)の物性値は、詳細設計段階にて説明する。

第10-5-4表 境界条件

部位	境界条件	備考
前壁	拘束なし	地震時荷重を載荷
側壁(東)	対称条件	ケーソン奥行方向を半分としているため
側壁(西)	拘束なし	-
後壁	拘束なし	地震時荷重を載荷
底版	拘束なし	MMRと節点共有
MMR	固定条件	-

(2) 津波時

(a) 解析の目的

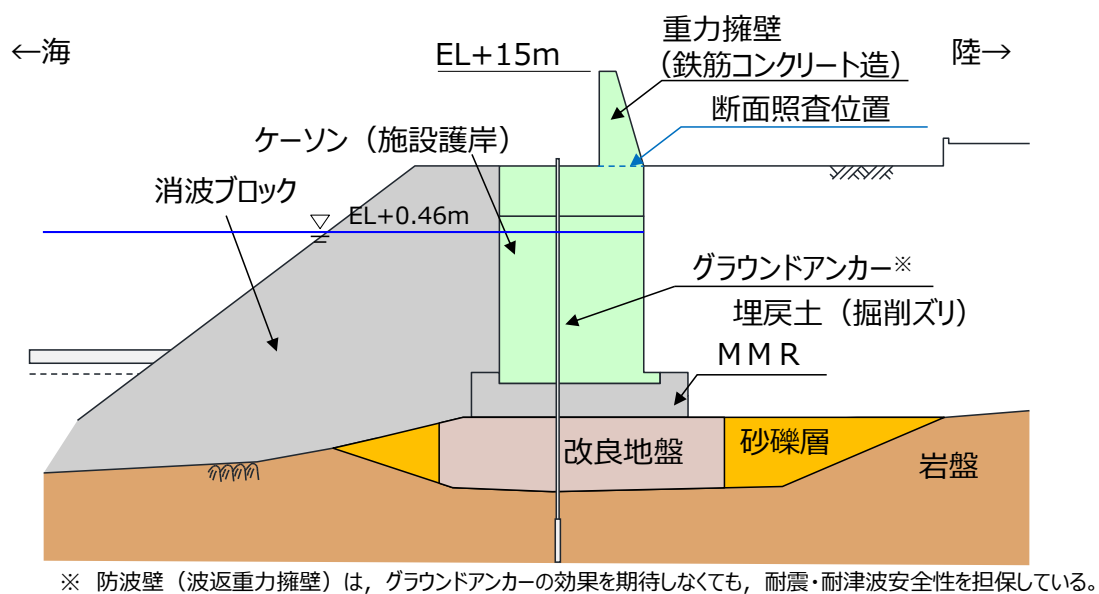
- ・防波壁の静的挙動評価（津波時）

(b) 荷重の考慮

- ・津波防波壁の部材照査は、押波の荷重作用時における波返壁の基部に発生する断面力を計算する。

(c) 潮位の設定

- ・津波荷重の算定潮位 EL+0.46m とする。
- ・詳細設計段階においては、浸透流解析の結果を踏まえ、保守性を確認の上、設定する。



第 10-5-6 図 地下水位概要図（津波時）

(d) 荷重及び荷重の組合せ

- ・津波時の静的解析に用いる荷重の組合せを以下に示す。

第 10-5-5 表 荷重及び荷重の組合せ (津波時)

検討 ケース	常時荷重					短期荷重				
	自重	積雪荷重	風荷重	土圧	水圧	地震荷重	余震荷重	津波荷重	漂流物衝突 荷重	動水圧
地震時	○	-*	-*	○	○	-	-	○	○	-

※ 津波時の積雪荷重及び風荷重については、影響が軽微のため考慮しない。

- ・津波波圧は敷地高以上については入力津波高さの 1/2 を浸水深として朝倉式により算定し、敷地高以深については入力津波高さに基づき谷本式により津波波圧を設定する方針としているが、構造成立性検討にあたっては、ケーソンの評価を実施するため、入力津波高さを高潮ハザードの裕度を参照した津波高さ EL+12.6m とし、静水面との差の 1/2 を入射津波の静水圧上の高さ (振幅) として、谷本式により算定し、擁壁の海側から作用させる。

$$\eta^* = 3.0 \times a_I$$

η^* : 静水面上の波圧作用高さ(m)

a_I : 入射津波の静水圧上の高さ (振幅) (m)

$$P_1 = 2.2 \times \rho g \times a_I$$

P_1 : 静水面における波圧強度(kN/m²)

ρg : 海水の単位体積重量(kN/m³)

$$P_u = P_1$$

P_u : 前面下端における揚圧力(kN/m²)

漂流物衝突荷重については、追加実施した発電所沿岸及び沖合での漁船の操業実績調査も踏まえた漂流物評価結果等に基づき、詳細設計段階において設定するが、構造成立性検討にあたっては、輪谷湾外及び湾内の防波壁各構造形式に対して影響を与える可能性のある最大規模の船舶を考慮し、以下のとおり設定する。

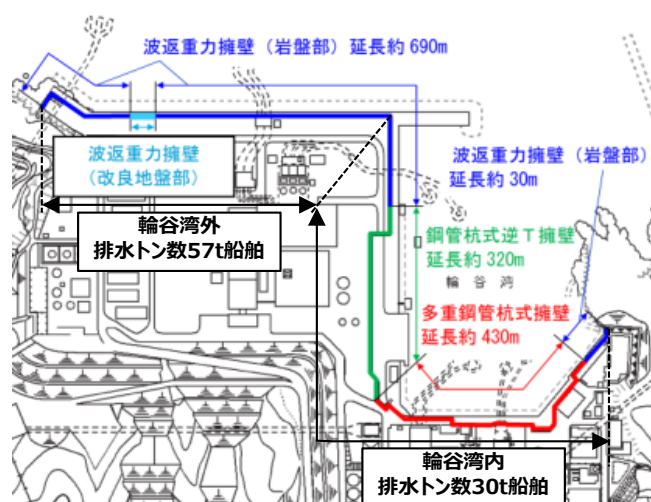
- ・ 輪谷湾外の防波壁に対しては、沖合で操業する最大規模の排水トン数 57t 船舶、輪谷湾内の防波壁に対しては、湾内で当社が管理して作業する最大規模の排水トン数 30t 船舶が到達することを仮定し、改良地盤部（②-②断面）において排水トン数 57t 船舶を、輪谷部（④-④断面）において排水トン数 30t 船舶を対象漂流物と設定し、道路橋示方書式（下式）を用いて算定する。
- ・ 流速はいずれも 10m/s と設定する。

$$P=0.1 \times W \times v$$

P：漂流物衝突荷重（kN/m²）

W：対象漂流物重（kN）

v：流速（m/s）



第 10-5-7 図 対象漂流物の設定

(3) 重力擁壁の評価条件

- 重力擁壁の照査項目及び許容限界を第 10-5-6 表に示す。

第 10-5-6 表 重力擁壁の照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
重力擁壁	地震時	2次元動的 F E M解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書, 構造性能照査編 2002年制定
	津波時	静的解析			

• 応力度照査

コンクリートについては、許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} と曲げ圧縮応力度 σ_c との比、および許容せん断応力度 τ_a とせん断応力度 τ との比がそれぞれ 1 以上となることを確認する。

鉄筋については、許容引張応力度 σ_{sa} と引張応力度 σ_s との比が 1 以上となることを確認する。

【コンクリート】

$$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_c} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \sigma_{ca} : \text{許容曲げ応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_c : \text{曲げ圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

$$\frac{\tau_a}{\tau} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \tau_a : \text{許容せん断応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \tau : \text{せん断応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

【鉄筋】

$$\frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \sigma_{sa} : \text{許容引張応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_s : \text{引張応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

(4) ケーソンの評価条件

- ・ ケーソンの照査項目及び許容限界を第 10-5-7 表に示す。

第 10-5-7 表 照査項目・許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
ケーソン (各部材 に対して)	地震時	3次元静的FEM解析	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002年制定
	津波時				

・ 応力度照査

コンクリートについては、許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} と曲げ圧縮応力度 σ_c との比、および許容せん断応力度 τ_a とせん断応力度 τ との比がそれぞれ1以上となることを確認する。

鉄筋については、許容引張応力度 σ_{sa} と引張応力度 σ_s との比が1以上となることを確認する。

【コンクリート】

$$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_c} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \sigma_{ca} : \text{許容曲げ応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_c : \text{曲げ圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

$$\frac{\tau_a}{\tau} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \tau_a : \text{許容せん断応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \tau : \text{せん断応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

【鉄筋】

$$\frac{\sigma_{sa}}{\sigma_s} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \sigma_{sa} : \text{許容引張応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_s : \text{引張応力度 (N/mm}^2\text{)} \end{array}$$

10.5.2 構造成立性検討結果（地盤改良部）

(1) 重力擁壁

(a) 地震時

- ・防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）のうち、重力擁壁の地震時における最小安全率時刻での照査結果を以下に示す。

第10-5-8 表 照査項目・許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
重力擁壁	地震時	2次元動的FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002年制定

第10-5-9 表 短期許容応力度に対する照査（最小安全率時）

評価部位	照査項目	地震動	時刻 (s)	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容応力/ 発生応力)	判定 (>1.0)
重力擁壁	曲げ・ 軸力	S s-D	10.89	曲げ圧縮応力度 σ_c	2.4	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	7.50	OK
			10.89	引張応力度 σ_s	102.6	許容引張応力度 σ_{sa}	323	3.14	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.36	許容せん断応力度 τ_a	0.90	2.50	OK	

- ・以上の結果から、重力擁壁に厳しい損傷モード（曲げ，せん断照査の最小安全率時刻）を想定しても，構造成立性が確保されることを確認した。

(b) 津波時

- 防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）のうち、重力擁壁の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-10 表 照査項目・許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
重力擁壁	津波時	静的解析	曲げせん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書， 構造性能照査編， 2002年制定

第 10-5-11 表 短期許容応力度に対する照査

評価部位	照査項目	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容応力/ 発生応力)	判定 (> 1.0)
重力擁壁	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	4.2	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	4.28	OK
		引張応力度 σ_s	178.8	許容引張応力度 σ_{sa}	323	1.80	OK
	せん断	せん断応力度 τ	0.35	許容せん断応力度 τ_a	0.90	2.57	OK

- 以上の評価結果から、津波時においても、構造成立性が確保されることを確認した。

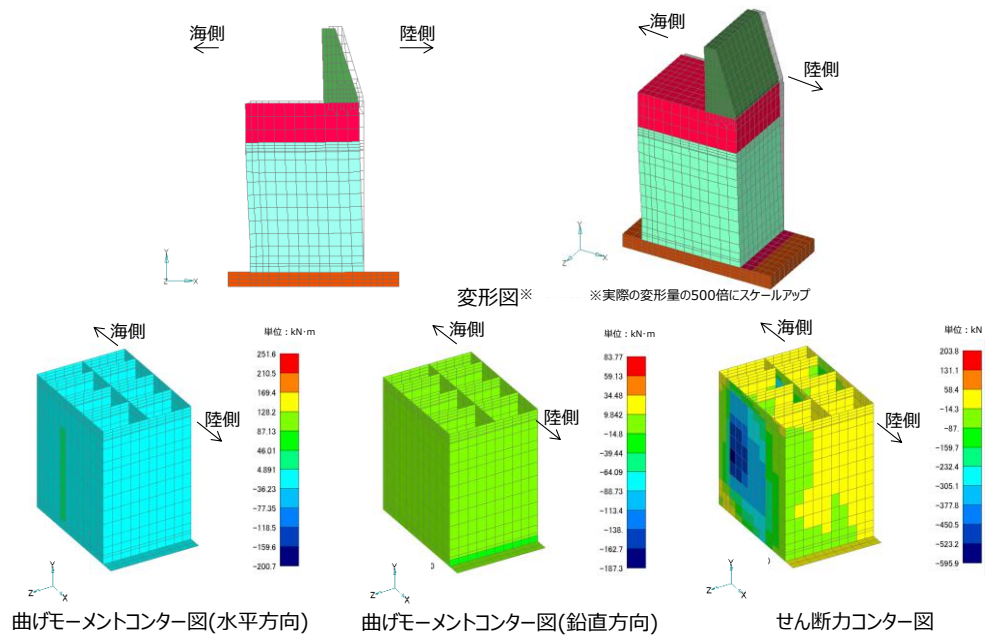
(2) ケーソン

- ・防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）のうち，ケーソンの照査項目，許容限界，評価部位，検討ケース及び解析方法を第 10-5-12 表に示す。
- ・地盤改良部のケーソンについては，詳細設計段階において実施する照査の結果を踏まえ，中詰材の改良範囲及び仕様を適切に設定して必要な剛性を確保し，ケーソンの構造部材について津波防護施設としての性能を保持させる設計とする。
- ・なお，本構造成立性資料においては，地震時の照査結果を示し，津波時の照査結果は詳細設計段階において説明する。

第 10-5-12 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
前壁	地震時	3次元静的 F E M解析	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編， 2002年制定 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， 1999年改定
	津波時				
側壁	地震時				
	津波時				
後壁	地震時				
	津波時				
隔壁	地震時				
	津波時				
底板	地震時				
	津波時				
フーチング	地震時				
	津波時				

- ・ケーソン（陸側1列目の中詰材改良による対策を考慮）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第10-5-8図に示す。



第10-5-8 図 3次元静的FEM解析結果（地盤改良部）

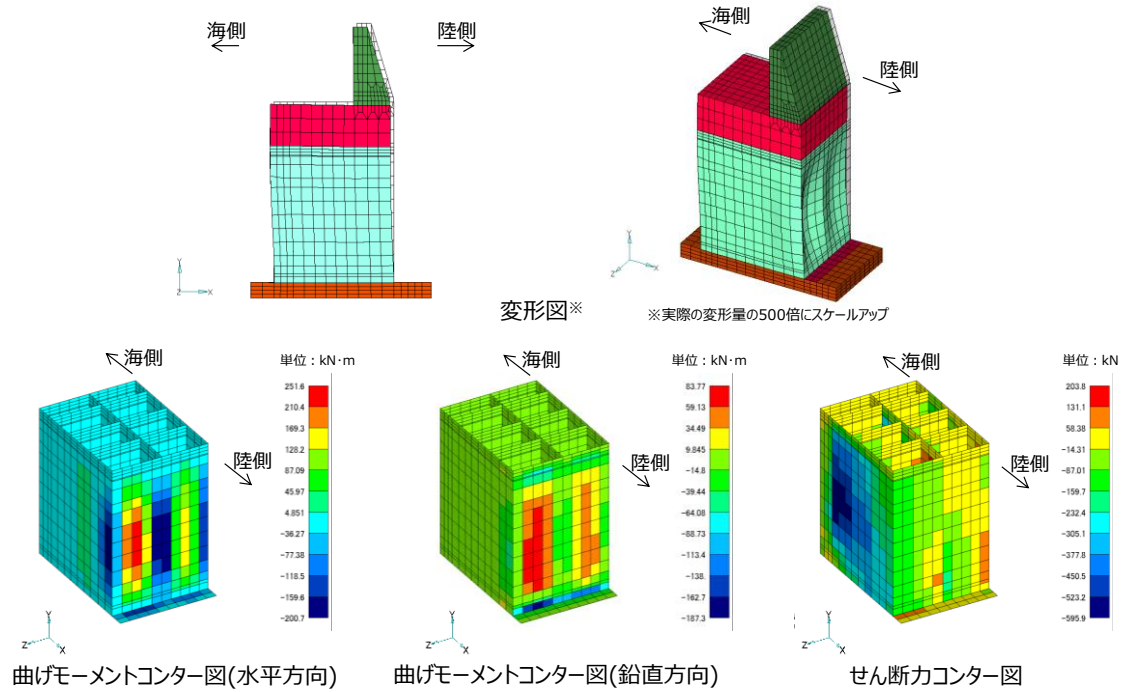
- 地震時における地盤改良部のケーソン（陸側1列目の中詰材改良による対策を考慮）の照査結果を第10-5-13表に示しており、構造成立性が確保されることを確認した。

第10-5-13表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容/発生)	判定 (> 1.0)
前壁	曲げ・軸力	S s-D	曲げ圧縮応力度 σ_c	1.10	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	12.27	OK
			引張応力度 σ_s	68.93	許容引張応力度 σ_{sa}	294	4.26	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.18	許容せん断応力度 τ_a	0.675	3.75	OK
側壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度 σ_c	0.82	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	16.46	OK
			引張応力度 σ_s	38.72	許容引張応力度 σ_{sa}	294	7.59	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.07	許容せん断応力度 τ_a	0.675	9.64	OK
			面内せん断力 N_{xy} *	270.48	許容面内せん断力 Q_a *	555	2.05	OK
後壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度 σ_c	1.75	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	7.71	OK
			引張応力度 σ_s	103.21	許容引張応力度 σ_{sa}	294	2.84	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.23	許容せん断応力度 τ_a	0.675	2.93	OK
隔壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力度 σ_c	5.18	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	2.60	OK
			引張応力度 σ_s	115.40	許容引張応力度 σ_{sa}	294	2.54	OK
	せん断	せん断応力度 τ	0.46	許容せん断応力度 τ_a	0.675	1.46	OK	
		面内せん断力 N_{xy} *	109.26	許容面内せん断力 Q_a *	277.5	2.53	OK	
底板	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	0.70	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	19.28	OK	
		引張応力度 σ_s	25.81	許容引張応力度 σ_{sa}	294	11.39	OK	
	せん断	せん断応力度 τ	0.15	許容せん断応力度 τ_a	0.675	4.50	OK	
フーチング	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	0.41	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	32.92	OK	
		引張応力度 σ_s	25.85	許容引張応力度 σ_{sa}	294	11.37	OK	
	せん断	せん断応力度 τ	0.06	許容せん断応力度 τ_a	0.675	11.25	OK	

- ・ ケーソン（中詰材改良無し）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第 10-5-9 図に示す。



第 10-5-9 図 3次元静的FEM解析結果（地盤改良部）

- ・ ケーソン（中詰材改良無し）への発生断面力に対する各構造部材の照査結果を第10-5-14表に示す。前壁、隔壁及び底版は発生応力が許容応力を下回るものの、後壁及び側壁の一部で上回ることを確認した。

第10-5-14表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容/発生)	判定 (> 1.0)
前壁	曲げ・軸力	S s -D	曲げ圧縮応力 σ_c	1.04	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	12.98	OK
			引張応力 σ_s	65.27	許容引張応力 σ_{sa}	294	4.50	OK
	せん断		せん断応力 τ	0.18	許容せん断応力 τ_a	0.675	3.75	OK
側壁			曲げ・軸力	曲げ圧縮応力 σ_c	10.60	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	1.27
	引張応力 σ_s			501.23	許容引張応力 σ_{sa}	294	0.58	NG
	せん断		せん断応力 τ	0.22	許容せん断応力 τ_a	0.675	3.06	OK
面内せん断力 N_{xy} *			297.93	許容面内せん断力 Q_a *	555	1.86	OK	
後壁			曲げ・軸力	曲げ圧縮応力 σ_c	14.50	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	0.93
	引張応力 σ_s			856.89	許容引張応力 σ_{sa}	294	0.34	NG
	せん断		せん断応力 τ	1.16	許容せん断応力 τ_a	0.675	0.58	NG
隔壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力 σ_c	5.79	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	2.33	OK
			引張応力 σ_s	120.04	許容引張応力 σ_{sa}	294	2.44	OK
	せん断	せん断応力 τ	0.59	許容せん断応力 τ_a	0.675	1.14	OK	
		面内せん断力 N_{xy} *	121.20	許容面内せん断力 Q_a *	277.5	2.28	OK	
底版	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力 σ_c	1.19	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	11.34	OK	
		引張応力 σ_s	45.47	許容引張応力 σ_{sa}	294	6.46	OK	
	せん断	せん断応力 τ	0.23	許容せん断応力 τ_a	0.675	2.93	OK	
フーチング	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力 σ_c	1.85	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	7.29	OK	
		引張応力 σ_s	115.40	許容引張応力 σ_{sa}	294	2.54	OK	
	せん断	せん断応力 τ	0.15	許容せん断応力 τ_a	0.675	4.50	OK	

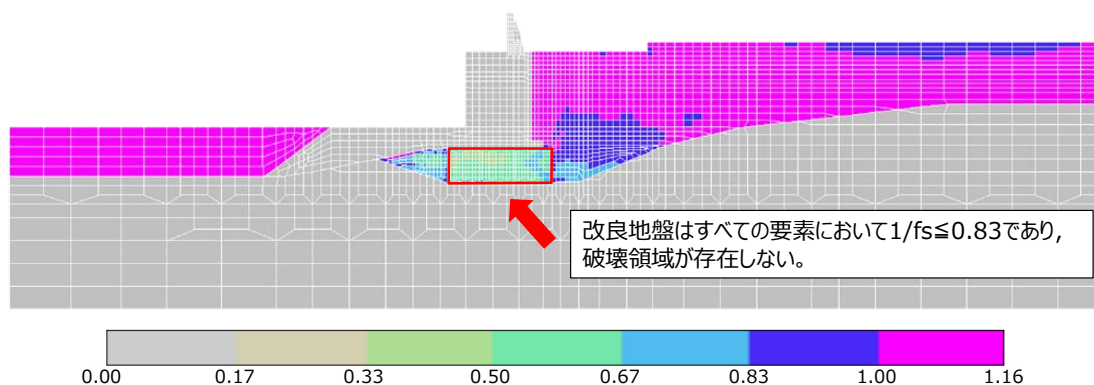
(3) 改良地盤

- 改良地盤の地震時における全時刻での局所安全率の逆数 ($1/f_s$) の分布を以下に示す。

第 10-5-15 表 照査項目，許容限界

評価部位	検討ケース*	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
改良地盤	地震時	2次元動的 F E M 解析 (有効応力解析)	すべり安全率	すべり安全率 1.2 以上	耐津波設計に係る工認審査ガイド

※ 地盤改良部への影響は地震時に比べて小さいと考えられるため、津波時の検討を省略する。

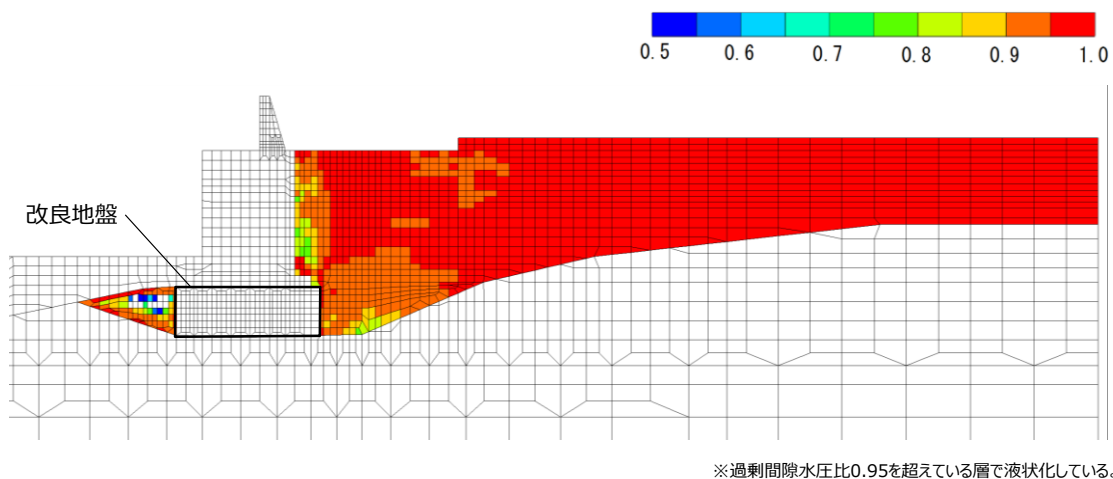


第 10-5-10 図 全時刻での局所安全率の逆数の分布

- 改良地盤は、局所安全率の逆数 $1/f_s$ がすべての要素で $1/f_s \leq 0.83$ ($f_s \geq 1.2$) であり、破壊領域が存在しないことから、すべり安全率 1.2 以上を確保できる。

(4) 周辺地盤の液状化状況

- 防波壁（波返重力擁壁）（地盤改良部）の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を以下に示す。



第 10-5-11 図 全時刻での過剰間隙水圧比分布

- 防波壁周辺の地盤のうち，地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ），砂礫層において液状化をしていることを確認した。
- 詳細設計段階においては，浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上，地下水位を設定する。

10.5.3 構造成立性検討結果（輪谷部）

(1) 重力擁壁

(a) 地震時

- ・防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）のうち，重力擁壁の地震時における最小安全率時刻での照査結果を以下に示す。

第 10-5-16 表 照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
重力擁壁	地震時	2次元動的 FEM解析 (有効応力解析)	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002年制定

第 10-5-17 表 照査結果

評価部位	照査項目	地震動	時刻 (s)	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容応力/ 発生応力)	判定 (> 1.0)
重力擁壁	曲げ・軸力	S s-D	34.30	曲げ圧縮応力度 σ_c	1.2	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	15.00	OK
			34.30	引張応力度 σ_s	42.9	許容引張応力度 σ_{sa}	323	7.52	OK
	13.23		せん断応力度 τ	0.18	許容せん断応力度 τ_a	0.90	5.00	OK	

- ・重力擁壁に厳しい損傷モード（曲げ，せん断照査の最小安全率時刻）を想定しても，構造成立性が確保されることを確認した。

(b) 津波時

- 防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）のうち、重力擁壁の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-18 表 照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
重力擁壁	津波時	静的解析	曲げせん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書， 構造性能照査編， 2002年制定

第 10-5-19 表 照査結果

評価部位	照査項目	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容応力 / 発生応力)	判定 (> 1.0)
重力擁壁	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	2.7	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	18	6.66	OK
		引張応力度 σ_s	118.6	許容引張応力度 σ_{sa}	323	2.72	OK
	せん断	せん断応力度 τ	0.23	許容せん断応力度 τ_a	0.90	3.91	OK

- 津波時においても、構造成立性が確保されることを確認した。

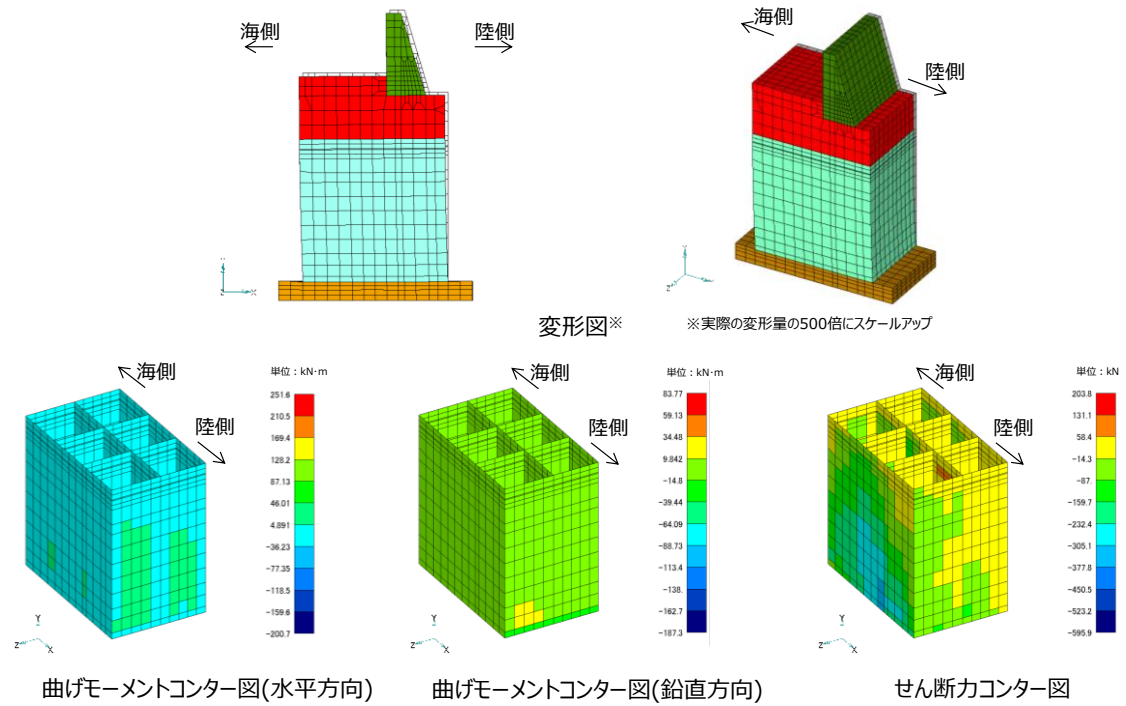
(2) ケーソン

- ・防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）のうち，ケーソンの照査項目及び許容限界を第 10-5-20 表に示す。
- ・輪谷部のケーソンについては，詳細設計段階において実施する照査の結果を踏まえ，中詰材の改良範囲及び仕様を適切に設定して必要な剛性を確保し，ケーソンの構造部材について津波防護施設としての性能を保持させる設計とする。
- ・なお，本構造成立性資料においては，地震時の照査結果を示し，津波時の照査結果は詳細設計段階において説明する。

第 10-5-20 表 照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
前壁	地震時	3次元静的 F E M解析	曲げ せん断	短期許容応力度	コンクリート標準示方書，構造性能照査編， 2002年制定 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， 1999年改定
	津波時				
側壁	地震時				
	津波時				
後壁	地震時				
	津波時				
隔壁	地震時				
	津波時				
底板	地震時				
	津波時				

- ・ ケーソン（陸側1列目及び海側1列目の中詰材改良による対策を考慮）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第10-5-12図に示す。



第10-5-12図 3次元静的FEM解析結果（輪谷部）

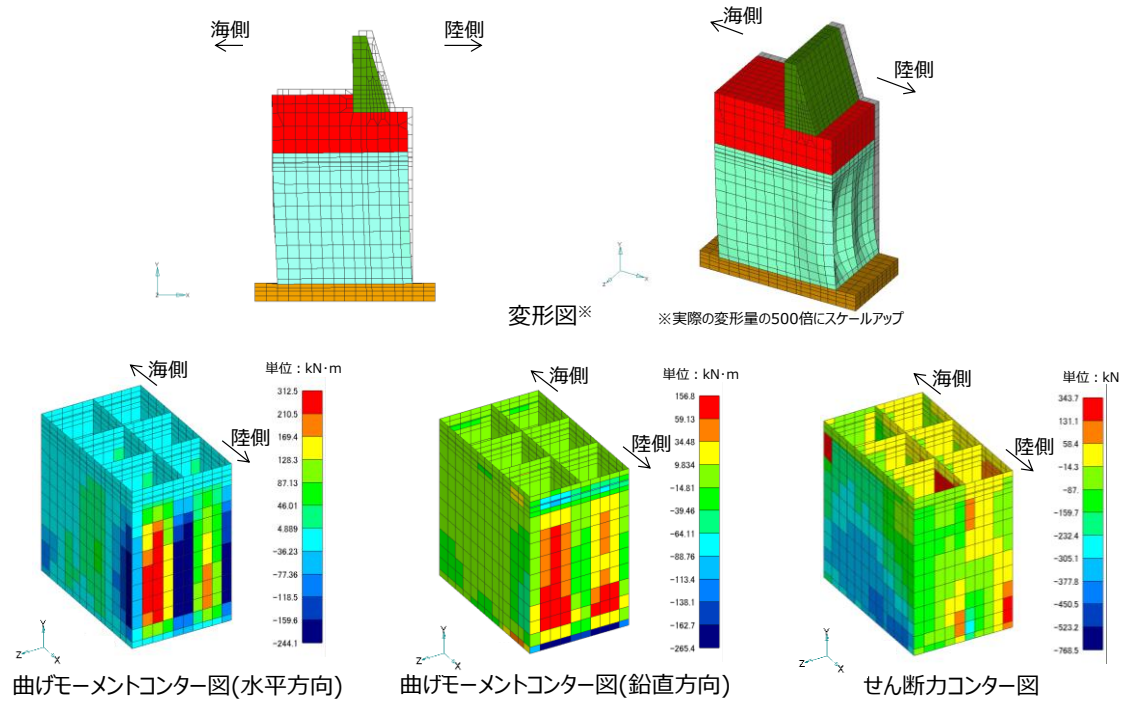
- 地震時における輪谷部のケーソン（陸側1列目及び海側1列目の中詰材改良による対策を考慮）の照査結果を第10-5-21表に示しており、構造成立性が確保されることを確認した。

第10-5-21表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容/発生)	判定 (> 1.0)
前壁	曲げ・軸力	S s -D	曲げ圧縮応力度 σ_c	1.69	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	7.98	OK
			引張応力度 σ_s	72.44	許容引張応力度 σ_{sa}	294	4.05	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.57	許容せん断応力度 τ_a	0.675	1.18	OK
曲げ圧縮応力度 σ_c			0.77	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	17.53	OK	
側壁	曲げ・軸力		引張応力度 σ_s	32.00	許容引張応力度 σ_{sa}	294	9.18	OK
			せん断応力度 τ	0.11	許容せん断応力度 τ_a	0.675	6.13	OK
	せん断		面内せん断力 N_{xy} *	160.51	許容面内せん断力 Q_a *	555	3.45	OK
後壁			曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	1.77	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	7.62
	引張応力度 σ_s			74.05	許容引張応力度 σ_{sa}	294	3.97	OK
	せん断		せん断応力度 τ	0.37	許容せん断応力度 τ_a	0.675	1.82	OK
隔壁			曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	3.04	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	4.44
	引張応力度 σ_s			36.75	許容引張応力度 σ_{sa}	294	8.00	OK
	せん断	せん断応力度 τ	0.52	許容せん断応力度 τ_a	0.675	1.29	OK	
		面内せん断力 N_{xy} *	68.43	許容面内せん断力 Q_a *	277.5	4.05	OK	
底板	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力度 σ_c	1.27	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	10.62	OK	
		引張応力度 σ_s	56.06	許容引張応力度 σ_{sa}	294	5.24	OK	
	せん断	せん断応力度 τ	0.16	許容せん断応力度 τ_a	0.675	4.21	OK	

- ・ケーソン（中詰材改良無し）の変形図及び断面力図（曲げモーメントコンター図及びせん断力コンター図）を第 10-5-13 図に示す。



第 10-5-13 図 3次元静的 F E M解析結果（輪谷部）

- ・ ケーソン（中詰材改良無し）への発生断面力に対する各構造部材の照査結果を第10-5-22表に示す。側壁及び隔壁は発生応力が許容応力を下回るものの、前壁、後壁及び底版の一部で上回ることを確認した。

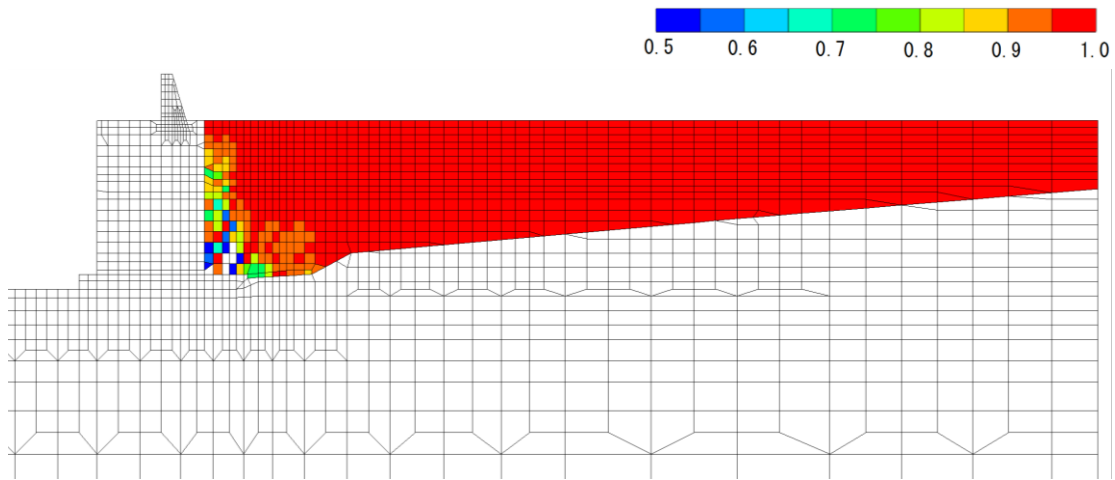
第10-5-22表 短期許容応力度に対する照査

※：単位(kN)

評価部位	照査項目	地震動	発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		最小安全率 (許容/発生)	判定 (> 1.0)
前壁	曲げ・軸力	S s -D	曲げ圧縮応力 σ_c	7.51	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	1.79	OK
			引張応力 σ_s	380.34	許容引張応力 σ_{sa}	294	0.77	NG
せん断	せん断応力 τ		2.25	許容せん断応力 τ_a	0.675	0.30	NG	
側壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力 σ_c	8.57	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	1.57	OK
			引張応力 σ_s	283.09	許容引張応力 σ_{sa}	294	1.03	OK
	せん断		せん断応力 τ	0.33	許容せん断応力 τ_a	0.675	2.04	OK
			面内せん断力 N_{xy} *	206.14	許容面内せん断力 Q_a *	555	2.69	OK
後壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力 σ_c	13.89	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	0.97	NG
			引張応力 σ_s	612.38	許容引張応力 σ_{sa}	294	0.48	NG
せん断	せん断応力 τ		1.68	許容せん断応力 τ_a	0.675	0.40	NG	
隔壁	曲げ・軸力		曲げ圧縮応力 σ_c	4.57	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	2.95	OK
			引張応力 σ_s	70.74	許容引張応力 σ_{sa}	294	4.15	OK
	せん断	せん断応力 τ	0.31	許容せん断応力 τ_a	0.675	2.17	OK	
		面内せん断力 N_{xy} *	192.13	許容面内せん断力 Q_a *	277.5	1.44	OK	
底版	曲げ・軸力	曲げ圧縮応力 σ_c	7.04	許容曲げ圧縮応力 σ_{ca}	13.5	1.91	OK	
		引張応力 σ_s	311.33	許容引張応力 σ_{sa}	294	0.94	NG	
せん断	せん断応力 τ	0.94	許容せん断応力 τ_a	0.675	0.71	NG		

(3) 周辺地盤の液状化状況

- 防波壁（波返重力擁壁）（輪谷部）の地震時における全時刻での過剰間隙水圧比の分布を以下に示す。



※過剰間隙水圧比0.95を超えている層で液状化している。

第 10-5-14 図 全時刻での過剰間隙水圧比分布

- 防波壁周辺の地盤のうち、地下水位以深の埋戻土（掘削ズリ）において液状化をしていることを確認した。
- 詳細設計段階においては、浸透流解析の結果を踏まえ保守性を確認の上、地下水位を設定する。

10.5.4 構造成立性検討結果（断面：東端部，西端部）

(1) 防波壁（波返重力擁壁）（東側端部）H鋼

- ・防波壁防波壁（波返重力擁壁）（東側端部）のうち，H鋼の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-23 表 照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
H鋼	津波時	静的解析	せん断	せん断応力度	港湾基準
	地震時				

第 10-5-24 表 照査結果

評価部位	検討ケース	照査項目	せん断力Vd (kN/m)	せん断応力度Vsd (kN/m)	最小安全率 (せん断応力度 ／ せん断力)	判定 (>1.0)
H鋼	津波時	せん断	744.71	2305.33	3.09	OK
	地震時		840.32	2305.33	2.74	OK

- ・津波時及び地震時においても，構造成立性が確保されることを確認した。

(2) 防波壁（波返重力擁壁）（西側端部）H鋼

- ・防波壁防波壁（波返重力擁壁）（西側端部）のうち，H鋼の津波時における照査結果を以下に示す。

第 10-5-25 表 照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
H鋼	津波時	静的解析	せん断	せん断応力度	港湾基準
	地震時				

第 10-5-26 表 照査項目及び許容限界

評価部位	検討ケース	照査項目	せん断力Vd (kN/m)	せん断応力度Vsd (kN/m)	最小安全率 (せん断応力度 ／ せん断力)	判定 (> 1.0)
H鋼	津波時	せん断	1101.04	2095.76	1.90	OK
	地震時		840.32	2095.76	2.49	OK

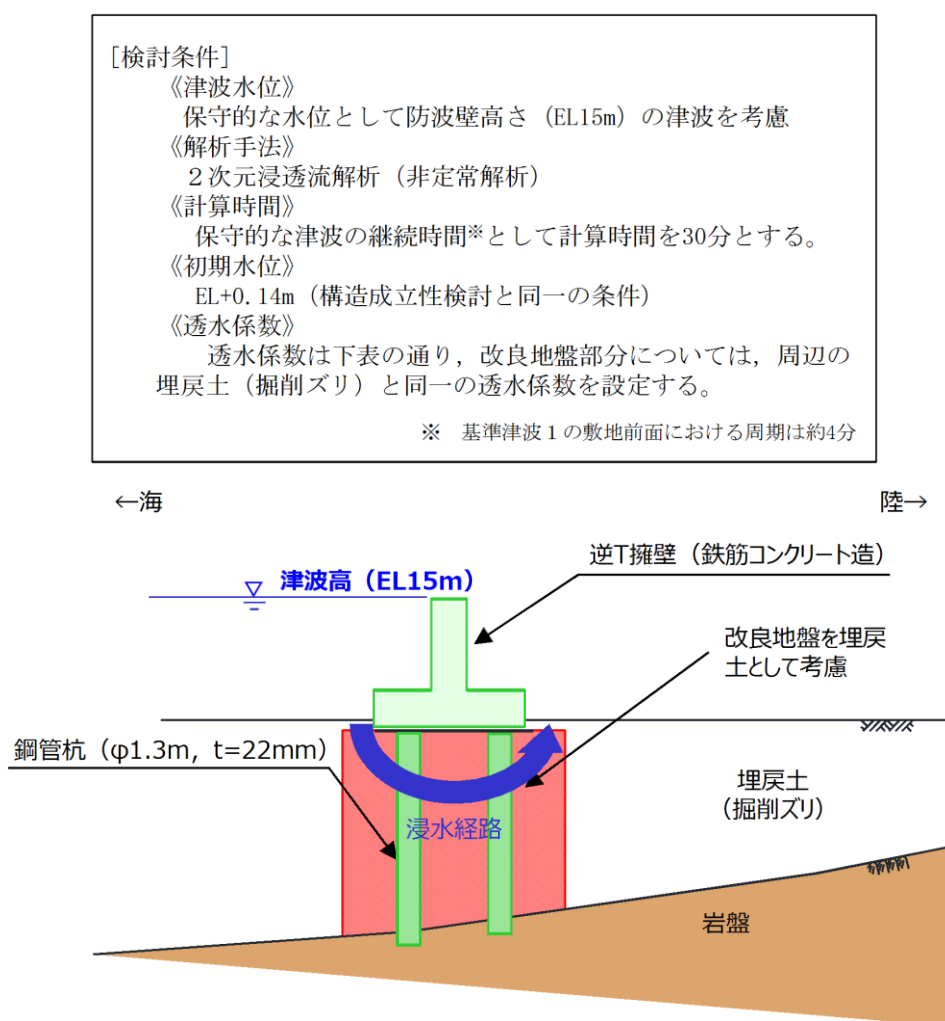
- ・津波時及び地震時においても，構造成立性が確保されることを確認した。

10.6 止水性に係る検討結果（2次元浸透流解析）

10.6.1 浸透流解析の概要

防波壁の止水性については、被覆コンクリート壁、逆T擁壁、重力擁壁、止水目地等の施設で遮水を担保し、改良地盤で地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性の保持）する。

そのうち、地盤中からの回り込みによる浸水防止（難透水性の保持）について、2次元浸透流解析により確認する。地盤における改良地盤の割合が最も支配的となる鋼管杭式逆T擁壁を対象とし、保守的な条件により解析を実施する。

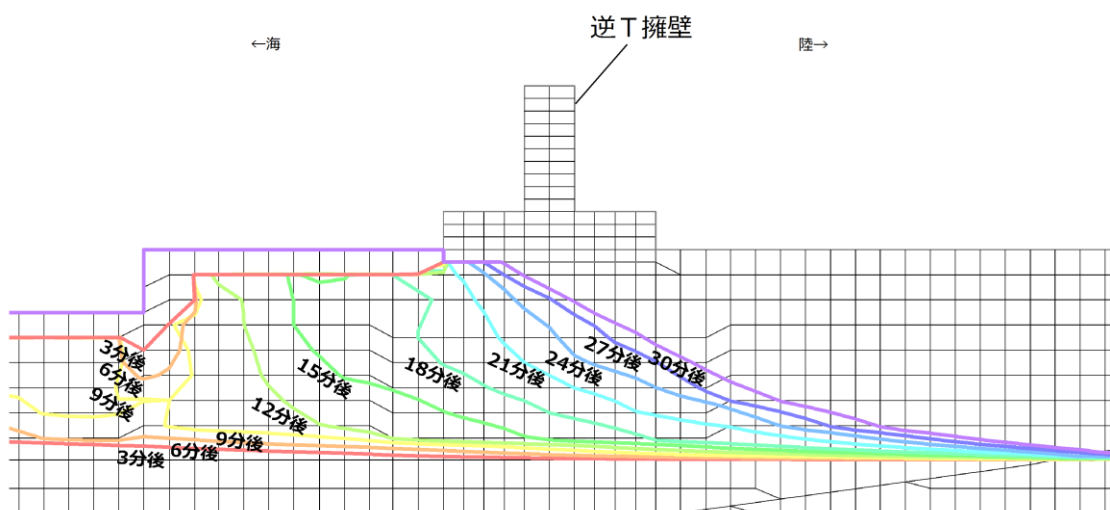


第10-6-1 図 解析条件の概要

第10-6-1 表 透水係数 (単位 : m/s)

地盤材料	透水係数(m/s)	摘要
岩盤	1×10^{-5}	CL級岩盤と仮定
コンクリート	1×10^{-11}	
埋戻土	2×10^{-3}	
改良地盤	2×10^{-3}	埋戻土と仮定

津波来襲より 30 分経過後においても、防波壁より敷地側に浸水は認められないことから、施設及び地盤を含む範囲について、保守的な条件により 2 次元浸透流解析を実施した場合においても、地盤中からの回り込みにより敷地が浸水するおそれはない。



第10-6-2 図 二次元浸透流解析結果

10.7 まとめ

- ・島根原子力発電所防波壁の設計方針に基づき、防波壁の構造成立性について確認した。
- ・設置許可段階において、基本設計の成立性を確認するため、防波壁の基本構造が設置許可基準規則の各条文（第3条^{※1}、第4条、第5条）に適合する見通しであること（構造成立性）を示すため、地震時、津波時において損傷モードを想定しても構造成立性が確保されることを確認した。
- ・また、施設及び地盤を含む範囲の2次元浸透流解析を行い、地盤中から回り込みによる浸水が防止されること（難透水性の保持）を確認した。
- ・以上の検討から、防波壁は要求性能を喪失せず、基本構造が設置許可基準規則の各条文（第4条、第5条）に適合する見通し（構造成立性）を確認した。
- ・なお、荷重等の評価条件は現時点のものであり、今後変更となった場合は設計に反映することとする^{※2}。

※1 本資料は、主に第4条、第5条への適合性についてまとめている。第3条の適合性については、基礎地盤の安定性評価の審査において説明する。

※2 詳細設計段階で万一裕度が確保できなくなった場合には、追加の裕度向上対策の実施により対応する。

防波壁及び防波扉における津波荷重の設定方針について

目 次

1. 津波荷重の算定式
 - (1) 津波波圧算定式に関する文献の記載
2. 検討方針
3. ソリトン分裂波及び砕波の発生，並びに津波波圧への影響
 - (1) 平面二次元津波シミュレーションによる検討
 - (2) 水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションの条件整理
 - (3) 水理模型実験による検討
 - (4) 断面二次元津波シミュレーションによる検討
 - (5) 三次元津波シミュレーションによる検討
4. 既往の津波波圧算定式との比較
 - (1) 検討概要
 - (2) 津波波圧検討フロー
 - (3) 朝倉式による津波波圧算定
 - (4) 津波波圧の比較 朝倉式（敷地高以上）
 - (5) 谷本式による津波波圧算定
 - (6) 津波波圧の比較 谷本式（敷地高以深）
 - (7) まとめ
5. 設計で考慮する津波波圧の設定

1. 津波荷重の算定式

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

(1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

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

構造設計用の進行方向の津波波圧は，次式により算定する。

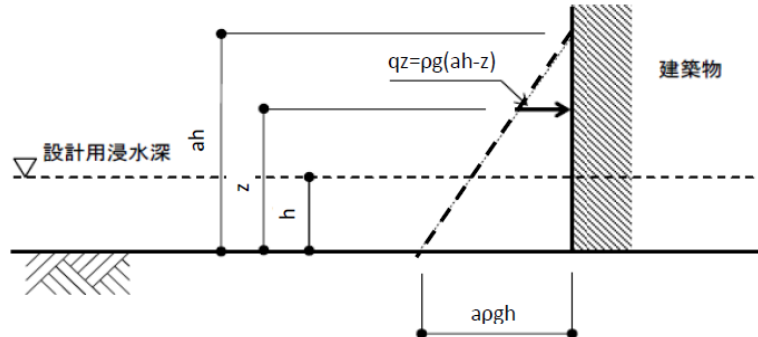
構造設計用の進行方向の津波波圧 $qz = \rho g (a h - z)$ （第 1 図）

h ：設計用浸水深

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

a ：水深係数

ρg ：海水の単位体積重量



第 1 図 津波波圧算定図

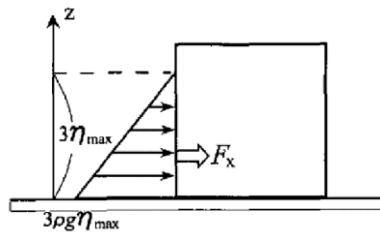
b. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

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

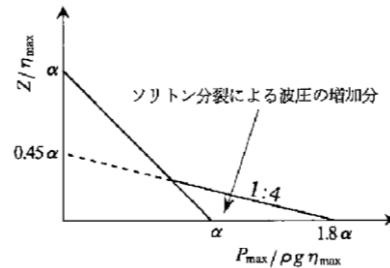
c. 朝倉ら（2000）：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，911-915

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

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



第 2 図 非分裂波の場合の
津波水平波圧



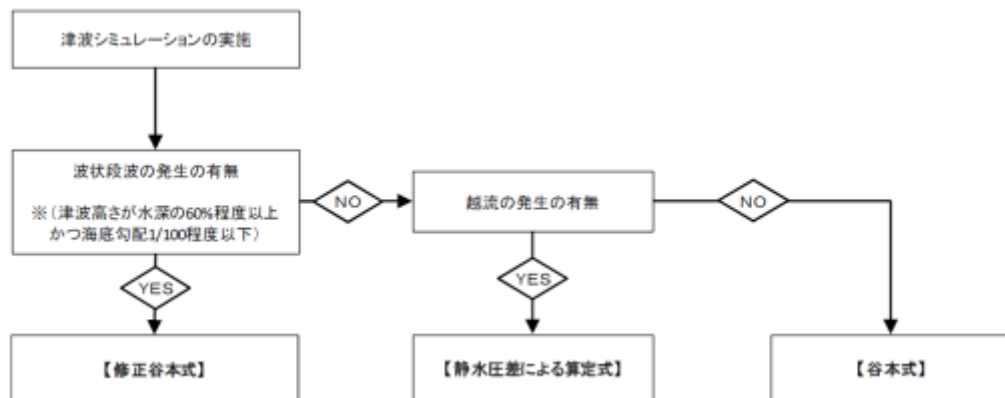
第 3 図 分裂波の無次元
最大波圧分布

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

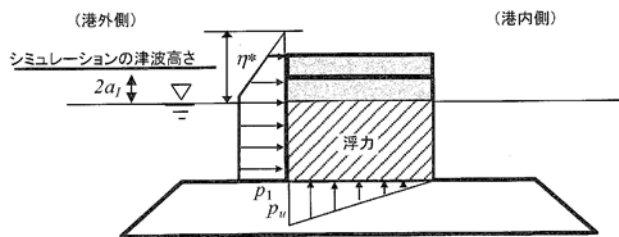
持続波圧を対象としてフルード数が 1 を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため，水理試験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとされている。

e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として，ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を，そうでない場合において津波が防波堤を越流する場合には静水圧差による算定式を，越流しない場合は谷本式を用いることとしている。（第 4 図～第 5 図）。



第 4 図 防波堤に対する津波荷重算定手順



$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = \begin{cases} 2.2\rho_0ga_I & \text{: 谷本式} \\ 3.0\rho_0ga_I & \text{: 修正谷本式} \end{cases}$$

$$p_2 = \rho_0g\eta_B$$

$$p_u = p_1$$

$$p_L = p_2$$

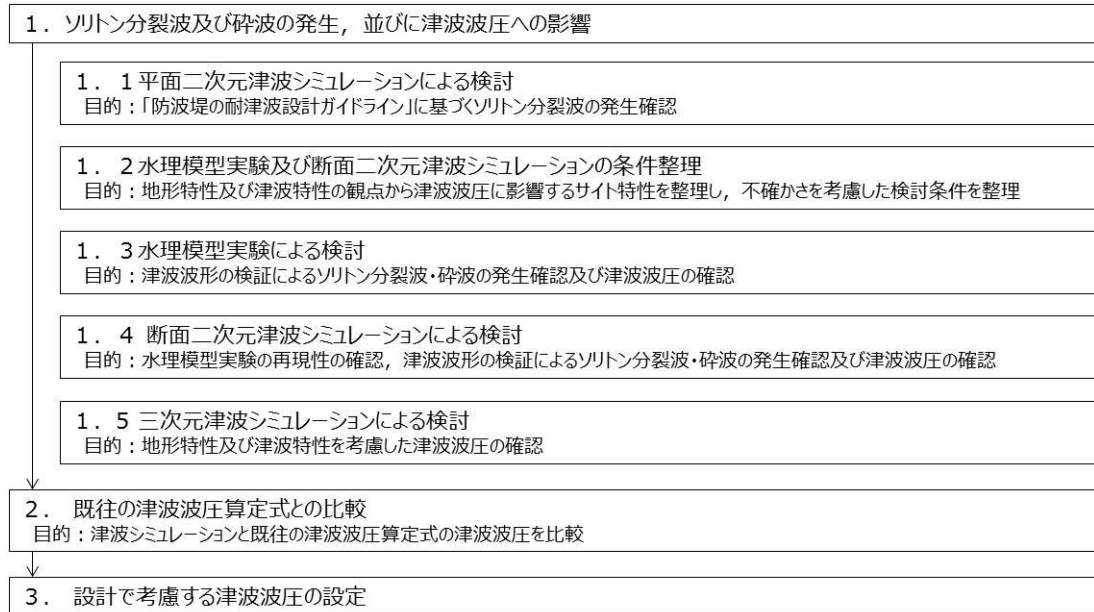
- η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)
- η_B : 直立壁背面で静水面から下がった水位 (m)
- a_I : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)
- ρ_0g : 海水の単位体積重量 (kN/m³)
- p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)
- p_u : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m²)
- p_2 : 直立壁背面における負圧 (kN/m²)
- p_L : 直立壁背面下端における揚圧力 (kN/m²)

第5図 谷本式・修正谷本式

2. 検討方針

島根原子力発電所におけるソリトン分裂・砕波の発生確認及び防波壁等*の設計で考慮する津波波圧を設定するため、科学的根拠に基づく水理模型実験及び数値シミュレーションを追加実施する。第6図に検討フローを示す。

※防波壁, 防波壁通路防波扉及び1号放水連絡通路防波扉を「防波壁等」という。



第6図 検討フロー

各検討項目及び検討内容を第1表に示す

第1表 検討項目及び検討内容

検討項目	検討内容
1. ソリトン分裂波及び砕波の発生, 並びに津波波圧への影響	
1. 1 平面二次元津波シミュレーション	平面二次元津波シミュレーション結果及び海底勾配を用いて、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき、ソリトン分裂波の発生有無を確認する。
1. 2 水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションの条件整理	水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションの追加実施に当たって、地形特性及び津波特性の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、不確かさを考慮した検討条件を設定する。
1. 3 水理模型実験	流体の挙動を直接確認でき、サイト特性に応じた評価が可能となる水理模型実験を追加実施し、水位の時刻歴波形からソリトン分裂波及び砕波の発生有無を確認するとともに、防波壁及び施設護岸位置における津波波圧を確認する。
1. 4 断面二次元津波シミュレーション	水理模型実験結果について、ソリトン分裂波及び砕波を表現可能な断面二次元津波シミュレーション(CADMAS-SURF(Ver.5.1))を追加実施し、再現性を確認するとともに、防波壁及び施設護岸位置における津波波圧を確認する。
1. 5 三次元津波シミュレーションによる検討	複雑な地形特性及び津波特性に応じた評価が可能である三次元津波シミュレーションCADMAS-SURF/3D (Ver.1.5)を追加実施し、防波壁及び施設護岸位置における津波波圧を確認する。
2. 既往の津波波圧算定式との比較	敷地高以上の構造物については、津波シミュレーション及び水理模型実験により防波壁に作用する波圧を直接算出し、陸上構造物に作用する津波波圧算定式(朝倉式)により算出した津波波圧と比較する。 敷地高以深の構造物については、津波シミュレーション及び水理模型実験により敷地高以深の構造物に作用する波圧を直接算出し、海中構造物に作用する津波波圧算定式(谷本式)により算出した津波波圧と比較する。
3. 設計で考慮する津波波圧の設定	防波壁等について保守的な設計を行う観点から、上記の検討結果を踏まえた設計用津波波圧を設定する。

津波シミュレーション及び水理模型実験の長所・短所を整理した上で、島根原子力発電所におけるソリトン分裂波及び砕波の発生確認、津波波圧の確認に係る検討内容を第2表に示す。

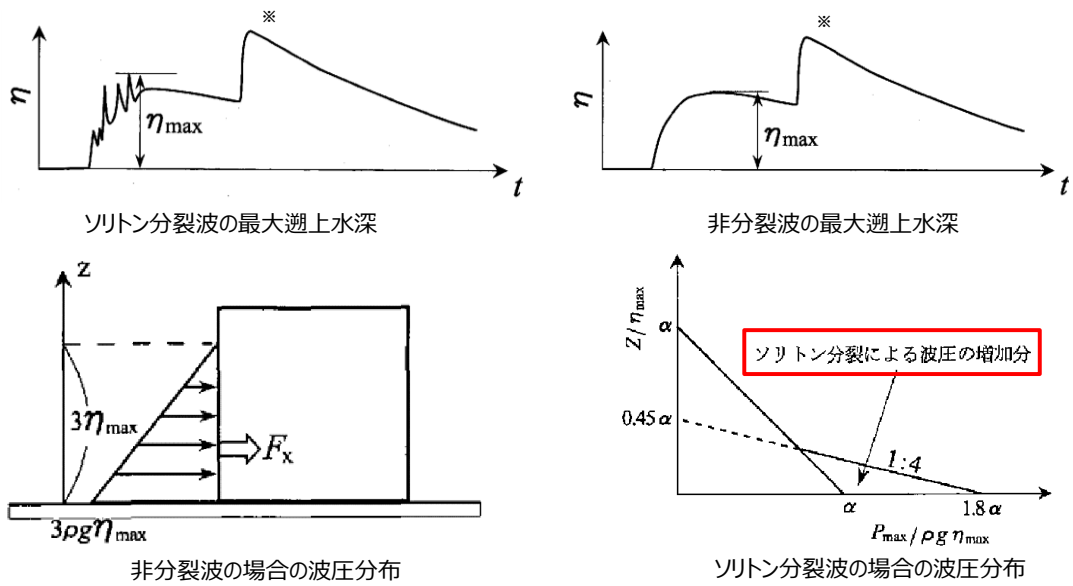
島根原子力発電所は輪谷湾を中心とした半円状の複雑な地形であることから、水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる津波波圧に対して、複雑な地形や三次元的な流況が防波壁及び施設護岸に与える影響を確認するため、三次元津波シミュレーションを実施して比較・検証を行う。

第2表 津波シミュレーション解析及び水理模型実験の長所・短所

解析手法	長所	短所	長所・短所を踏まえた検討内容
平面二次元津波シミュレーション	<ul style="list-style-type: none"> ・広範囲にわたる地形のモデル化が可能 ・複雑な不規則波形及び平面的な流況の再現が可能 ・解析時間が短い ・審査における実績がある 	<ul style="list-style-type: none"> ・ソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認が困難 ・津波波圧の直接評価が不可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・基準津波の策定（入力津波高さ・流速） ・「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づくソリトン分裂波の発生確認
水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ・ソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認が可能 ・津波波圧を直接評価可能 ・審査における実績がある 	<ul style="list-style-type: none"> ・複雑な地形や構造物のモデル化が困難 ・複雑な不規則波形の再現が困難 ・三次元的な流況の再現が不可能 ・実験に時間を要する 	<ul style="list-style-type: none"> ・科学的根拠に基づくソリトン分裂波及び砕波の発生確認 ・津波波圧の確認
断面二次元津波シミュレーション	<ul style="list-style-type: none"> ・複雑な不規則波形の再現が可能 ・ソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認が可能 ・津波波圧を直接評価可能 ・解析時間が短い ・審査における実績がある 	<ul style="list-style-type: none"> ・複雑な地形や構造物のモデル化が困難 ・三次元的な流況の再現が不可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・水理模型実験の再現性確認 ・科学的根拠に基づくソリトン分裂波及び砕波の発生確認 ・津波波圧の確認
三次元津波シミュレーション	<ul style="list-style-type: none"> ・複雑な地形や構造物のモデル化が可能 ・複雑な不規則波形及び三次元的な流況の再現が可能 ・複雑な地形及び三次元的な流況等を踏まえた津波波圧を直接評価可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・解析に時間を要する ・計算機能力を踏まえて解析範囲に限界がある ・審査における実績がない 	<ul style="list-style-type: none"> ・複雑な地形特性及び津波特性を踏まえた津波波圧の確認

ソリトン分裂波は津波の伝播過程で複数の波に分裂し、波高が増幅する現象である。また、砕波は波が浅海域を進行する際に、波高が高くなると波が砕け、波高が急激に小さくなる現象である。いずれも構造物へ衝撃的な波圧を作用させる可能性がある現象である。第7図にソリトン分裂波及び非分裂波の概要を示す。

非分裂波の場合の構造物に作用する津波波圧分布は、津波高さに依存した直線形状となる。一方、ソリトン分裂波が生じた場合は、構造物の底面近傍では非分裂波を1.8倍した波圧が作用し、水平波力は非分裂波に比べて約20%大きくなる可能性がある。



第7図 ソリトン分裂波及び非分裂波

護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，朝倉ほか(2000)より引用
 ※ η_{\max} 後の水位の上昇は反射波を示す。

3. ソリトン分裂波及び砕波の発生，並びに津波波圧への影響

(1) 平面二次元津波シミュレーションによる検討

沖合から伝播してくる津波が，サイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定に当たっては，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において，以下に示す①かつ②の条件に合致する場合，ソリトン分裂波が発生するとされている。

条件①：津波高さが水深の 60%程度以上

条件②：海底勾配 1/100 程度以下

条件①について検討した結果を第3表，第8図及び第9図に示す。地点1～3では津波高さは水深の60%以下となるが，水深が10mよりも浅い地点1'～3'では護岸の反射波の影響により津波高さが水深の60%以上となる。

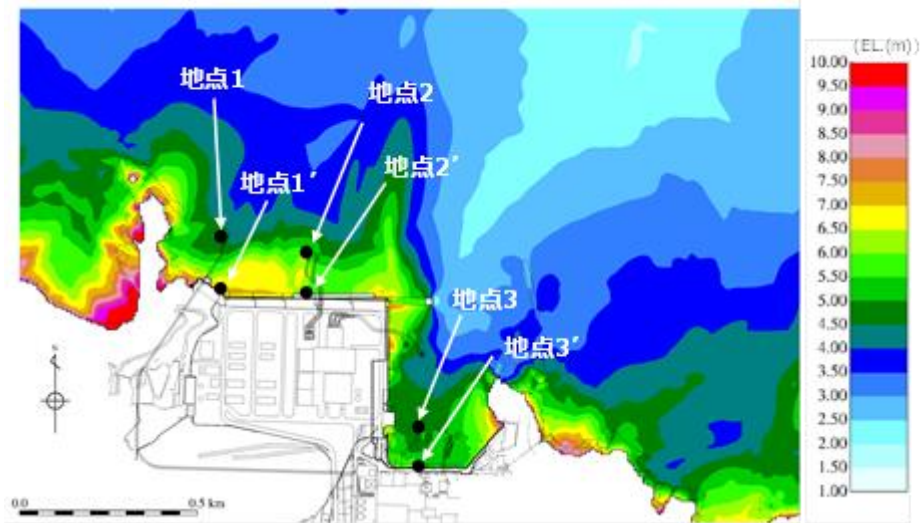
第3表 津波高さと水深の割合

地点	(1)水深	(2)津波高さ※1		(2)/(1)	
		防波堤有	防波堤無	防波堤有	防波堤無
地点1	16m	5.0m	4.0m	31.3%	25.0%
地点2	16m	6.0m	6.0m	37.5%	37.5%
地点3	17m	5.0m	7.0m	29.4%	41.2%

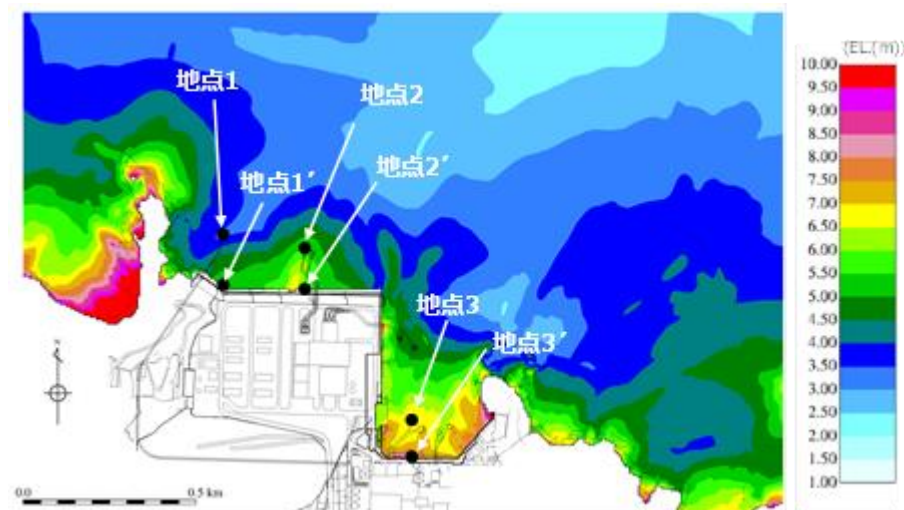
地点※2	(1)水深	(2)津波高さ※1		(2)/(1)	
		防波堤有	防波堤無	防波堤有	防波堤無
地点1'	4.0m	7.5m	6.0m	187.5%	150.0%
地点2'	6.0m	6.0m	6.0m	100.0%	100.0%
地点3'	5.0m	6.0m	8.0m	120.0%	160.0%

※1 平面二次元津波シミュレーションによる津波高さを保守的に評価した値

※2 地点1～3の南方向における護岸前面位置



第8図 基準津波による最高水位分布
(基準津波 1 : 防波堤有)



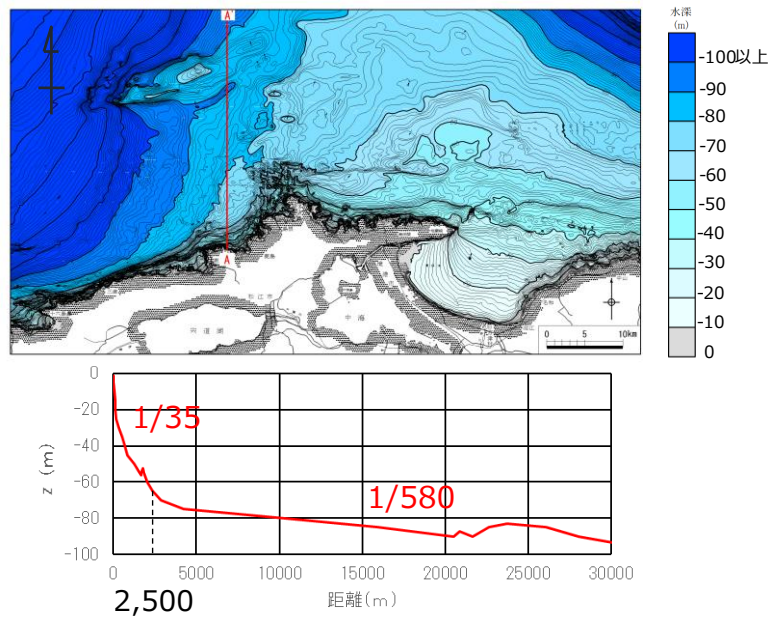
第9図 基準津波による最高水位分布
(基準津波 1 : 防波堤無)

条件②について検討した結果を第10図及び第11図に示す。

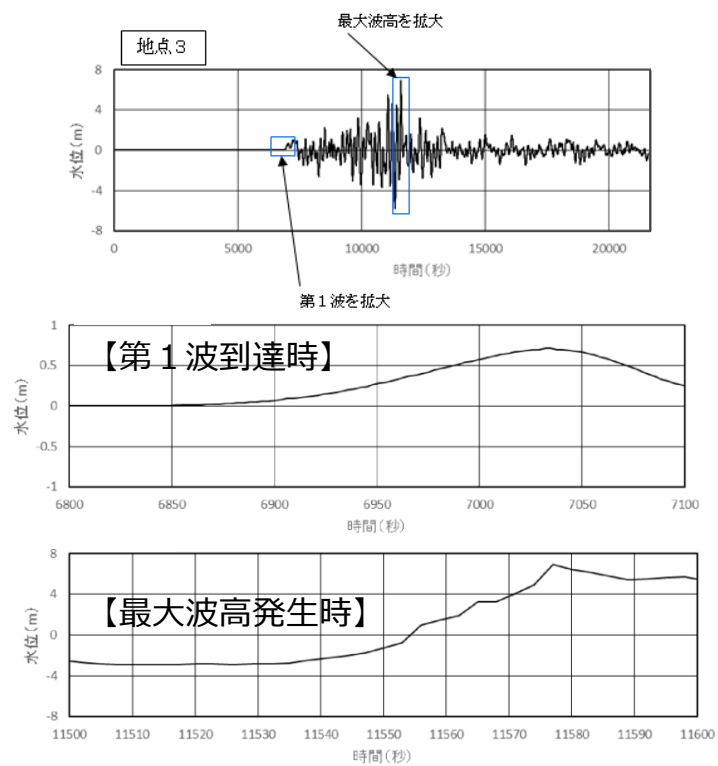
また、平面二次元津波シミュレーションの結果より、津波高さの最大値は EL. +11.13m (基準津波 1) であり、朔望平均満潮位 (EL. +0.58m) と潮位のばらつき (0.14m) を考慮した入力津波 EL. +11.9m (≒11.85m) に高潮ハザードの裕度 (0.64m) を考慮しても、防波壁の天端高さは EL. +15.0m であるため津波は越流しない。

発電所前面の海底地形として、沖合 2,500m から施設近傍までの平均勾配 (A-A 断面) が約 1/35 (>1/100) となった。

また、前項の発電所前面地点 1' ~ 3' から沖合 200m までの海底勾配は最小で約 1/20 (>1/100) となった。



第 10 図 海底地形断面図



第 11 図 津波高さの時刻歴波形図
(地点 3, 基準津波 1: 防波堤無)

「防波堤の耐津波設計ガイドライン」の条件①かつ条件②の条件に合致しないため、ソリトン分裂波が発生しないと考えられるが、砕波発生有無の確認を含めて、科学的根拠に基づいた確認を行うために、水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションを追加実施する。

(2) 水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションの条件整理

地形特性及び津波特性の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、不確かさを含めて実験条件及び解析条件を設定する。

水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションに使用する基準津波の選定に当たっては、ソリトン分裂波や砕波の発生及び津波波圧への影響要因である津波高さ及び流速を指標とした。

基準津波のうち津波波圧に対して支配的となる水位上昇側の基準津波を対象とし、各防波壁前面位置の結果について整理した。整理結果より、3号炉においては基準津波1(防波堤有)、1,2号炉においては基準津波1(防波堤無)を選定した。基準津波(水位上昇側)における津波高さ及び流速を第4表に示す。

第4表 基準津波(水位上昇側)における津波高さ及び流速

基準津波	津波波源	地形変化	津波高さ		流速		備考
		防波堤	最高水位(EL. m)	発生位置	最大流速(m/s)	発生位置	
1	日本海東縁部	有	10.7	3号北側	9.0	3号炉北側	3号炉の検討で選定
		無	11.9	1, 2号炉北側	9.8	1, 2号炉北側	1・2号炉の検討で選定
2		有	9.0	3号炉東側	5.7	1, 2号炉北側	
5		無	11.5	1, 2号炉北側	6.2	1, 2号炉北側	

基準津波1(防波堤有、防波堤無)による津波高さを防波壁全域において評価するため、水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションにおける津波高さについては、基準津波1よりも大きいケースとして、津波高さが防波壁天端高さであるEL. +15.0mとなる波圧検討用津波(15m津波)を設定した。

また、水理模型実験では、防波壁前面での浸水深及びフルード数算定を目的に、防波壁が無い状態での津波遡上状況を確認するケースも併せて実施した。津波波圧に影響する不確かさの考慮内容一覧表及び検討ケース一覧表を第5表に示す。

第5表 津波波圧に影響する不確かさの考慮内容一覧表及び検討ケース一覧表
不確かさの考慮内容一覧表（3号炉）

分類	項目	サイト特性	不確かさの考慮内容	比較する検討ケース
地形	周辺地形	防波堤の有無	防波壁周辺の地形変状の不確かさを考慮 →基準津波1(防波堤有)及び基準津波1(防波堤無)	①, ②
津波	波形	振幅 (津波高さ)	津波高さの不確かさを考慮 →基準津波1(防波堤有) 及び波圧検討用津波(1.5m津波)	①, ③
		短周期	津波周期の不確かさを考慮 →基準津波1(防波堤有) 及び基準津波1(防波堤有)の半周期	③, ⑥

検討ケース一覧表（3号炉）

検討ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地護岸	防波壁	水理模型 実験	断面二次元津波 シミュレーション
ケース①	基準津波1	基準津波1	有	有	有	○	○
ケース②			無	有	有	○	—
ケース③	有		有	有	○	○	
ケース④*	有		有	無	○	—	
ケース⑤*	有		無	無	○	—	
ケース⑥	基準津波1 の半周期	有	有	有	○	—	

※通過波計測ケース

不確かさの考慮内容一覧表（1, 2号炉）

分類	項目	サイト特性	不確かさの考慮内容	比較する検討ケース
地形	周辺地形	防波堤の有無	1, 2号炉前面に位置する防波堤は無いものとして評価 するため、地形変状の不確かさは考慮しない	—
津波	波形	振幅 (津波高さ)	津波高さの不確かさを考慮 →基準津波1(防波堤無) 及び波圧検討用津波(1.5m津波)	⑦, ⑧
		短周期	津波周期の不確かさを考慮 →基準津波1(防波堤無) 及び基準津波1(防波堤無)の半周期	⑧, ⑪

検討ケース一覧表（1, 2号炉）

検討ケース	津波高さ	波形 (周期)	防波堤	敷地護岸	防波壁	水理模型 実験	断面二次元津波 シミュレーション
ケース⑦	基準津波1	基準津波1	無	有	有	○	○
ケース⑧	波圧検討用津波 (1.5m津波)		無	有	有	○	○
ケース⑨*			無	有	無	○	—
ケース⑩*			無	無	無	○	—
ケース⑪			基準津波1 の半周期	無	有	有	○

※通過波計測ケース

【目的及び入射津波の造波】

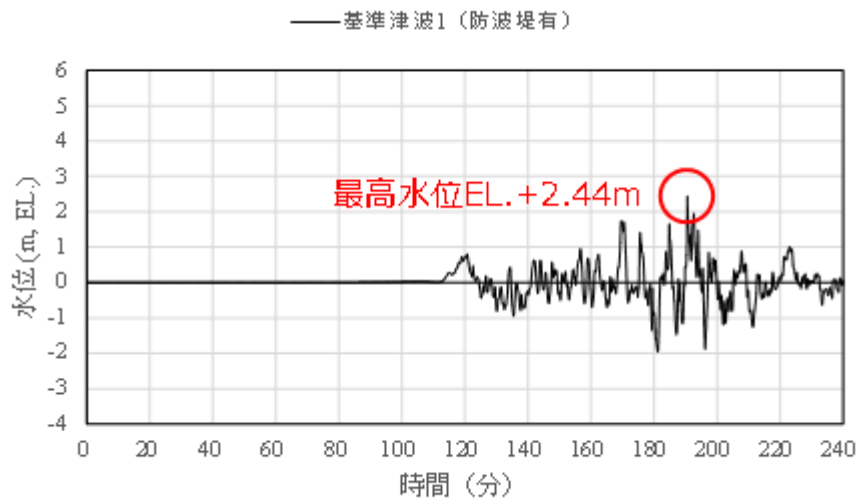
水理模型実験は、ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び防波壁が受ける津波波圧への有意な影響の有無，並びにフルード数の把握を目的に実施する。

水理模型実験における再現範囲は施設護岸から離れた沖合約 2.5km の位置とし，入力津波高さが最大となる基準津波 1 (防波堤有・無)の平面二次元津波シミュレーションから求めた同地点における津波波形 (最大押し波 1 波) を入力する。

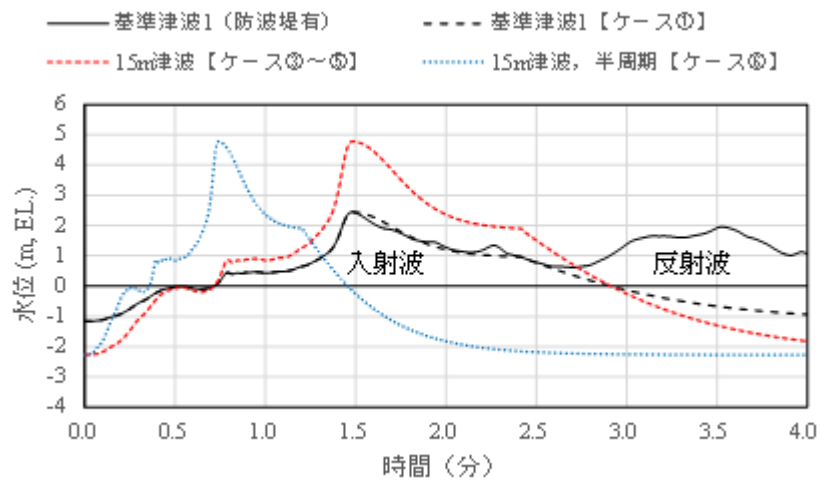
実験における入射津波は，同地点の水位と流速を用いて入射波成分と反射波成分に分離し，入射波成分を造波する。

入射津波高さについては，基準津波 1 (防波堤有・無)と，不確かさを考慮した波圧検討用津波 (1.5 m津波) を設定する。波圧検討用津波 (1.5 m津波) は，基準津波 1 (防波堤有・無)と同周期として防波壁前面における反射波を含む遡上高が EL. +15m となるよう振幅を調整する。なお，本波圧検討用津波 (1.5 m津波) は，防波壁等の設計用津波波圧として用いるものではない。

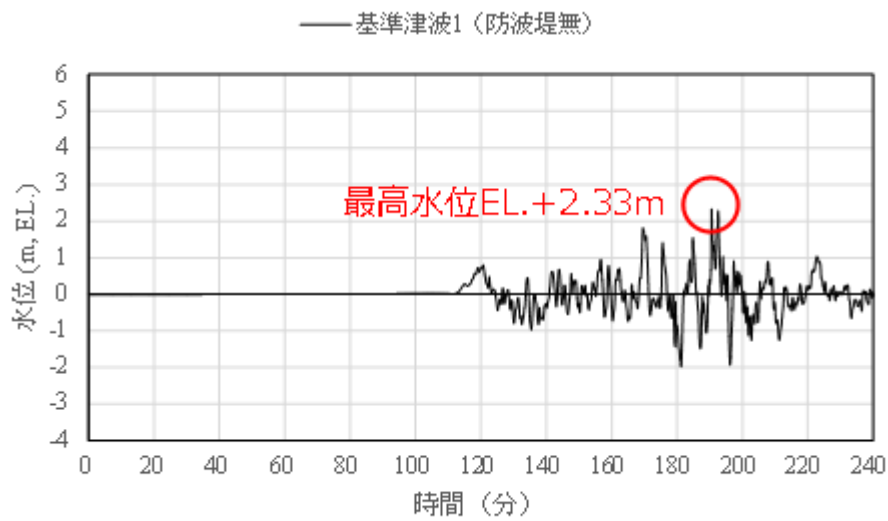
周期については，基準津波 1 (防波堤有・無)の周期と，不確かさを考慮した基準津波 1 (防波堤有・無)の半周期を設定する。入射津波の造波波形図を第 12 図及び第 13 図に示す。



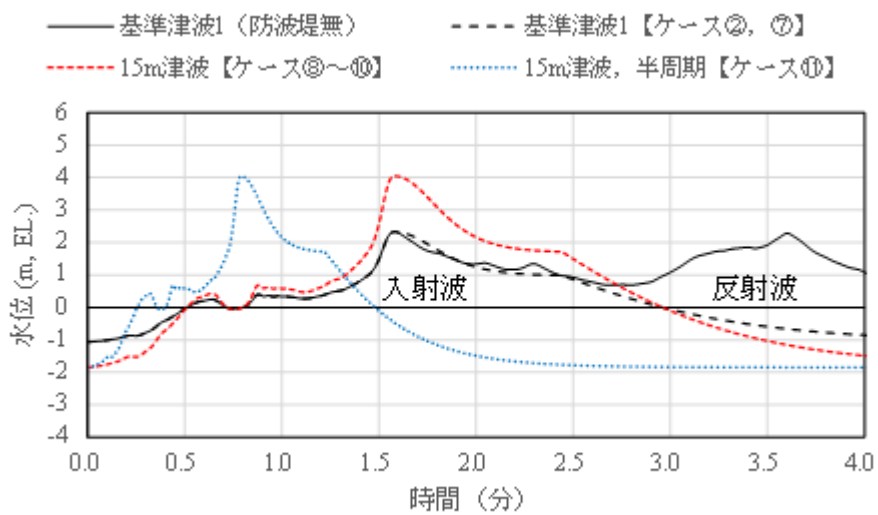
第 1 2 図 (1) 入射津波の造波波形図 (防波堤有)



第 1 2 図 (2) 入射津波の造波波形図 (防波堤有) 拡大図



第13図 (1) 入射津波の造波波形図 (防波堤無)



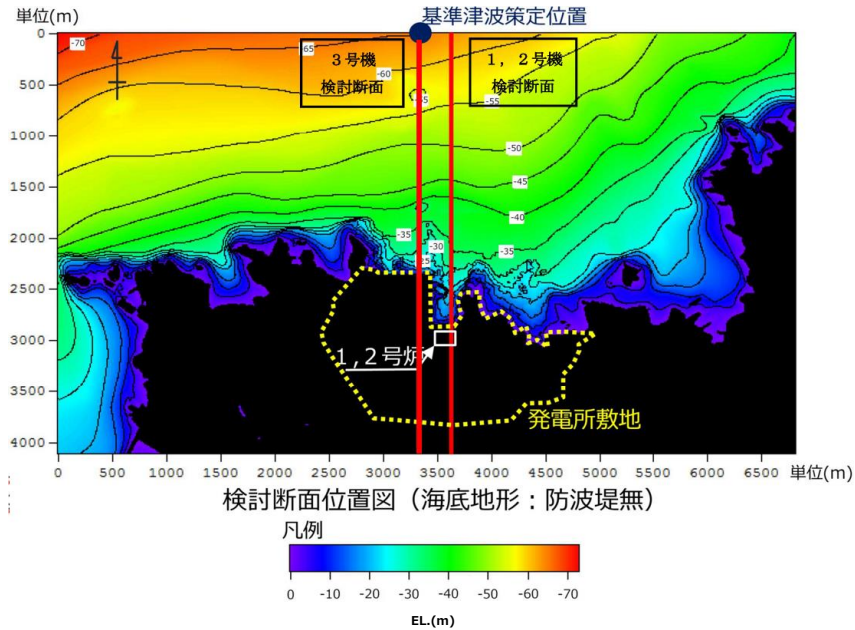
第13図 (2) 入射津波の造波波形図 (防波堤無) 拡大図

(3) 水理模型実験による検討

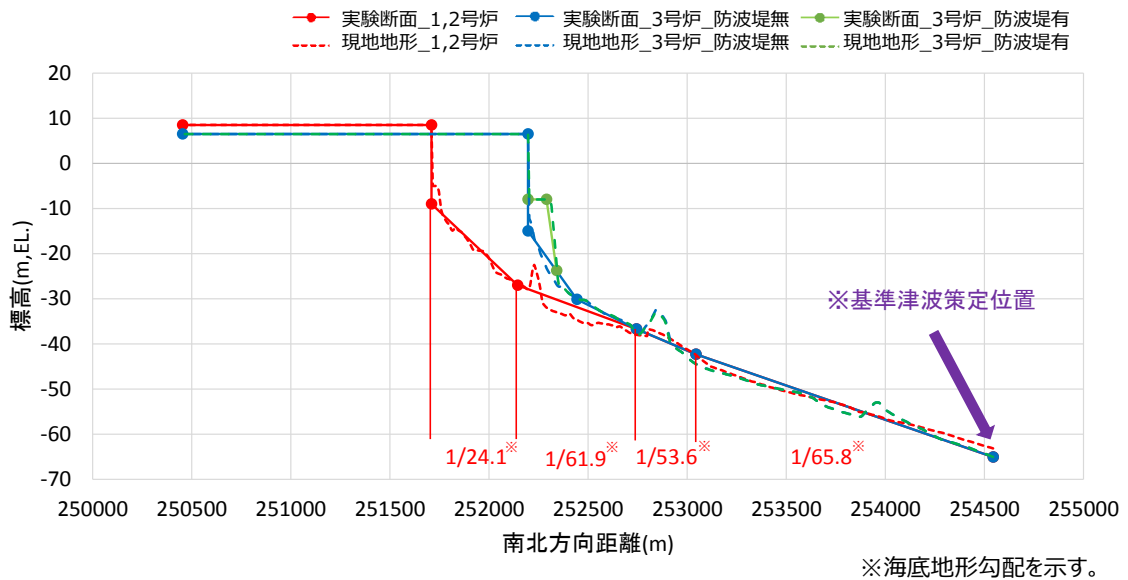
a. 検討断面

水理模型実験における検討断面位置を第14図及び第15図に示す。

島根原子力発電所前面の海底地形及び津波の伝播特性を踏まえ、本実験の検討断面は、防波壁の延長方向に直交し、海底地形を示す等水深線ともほぼ直交する南北方向とする。



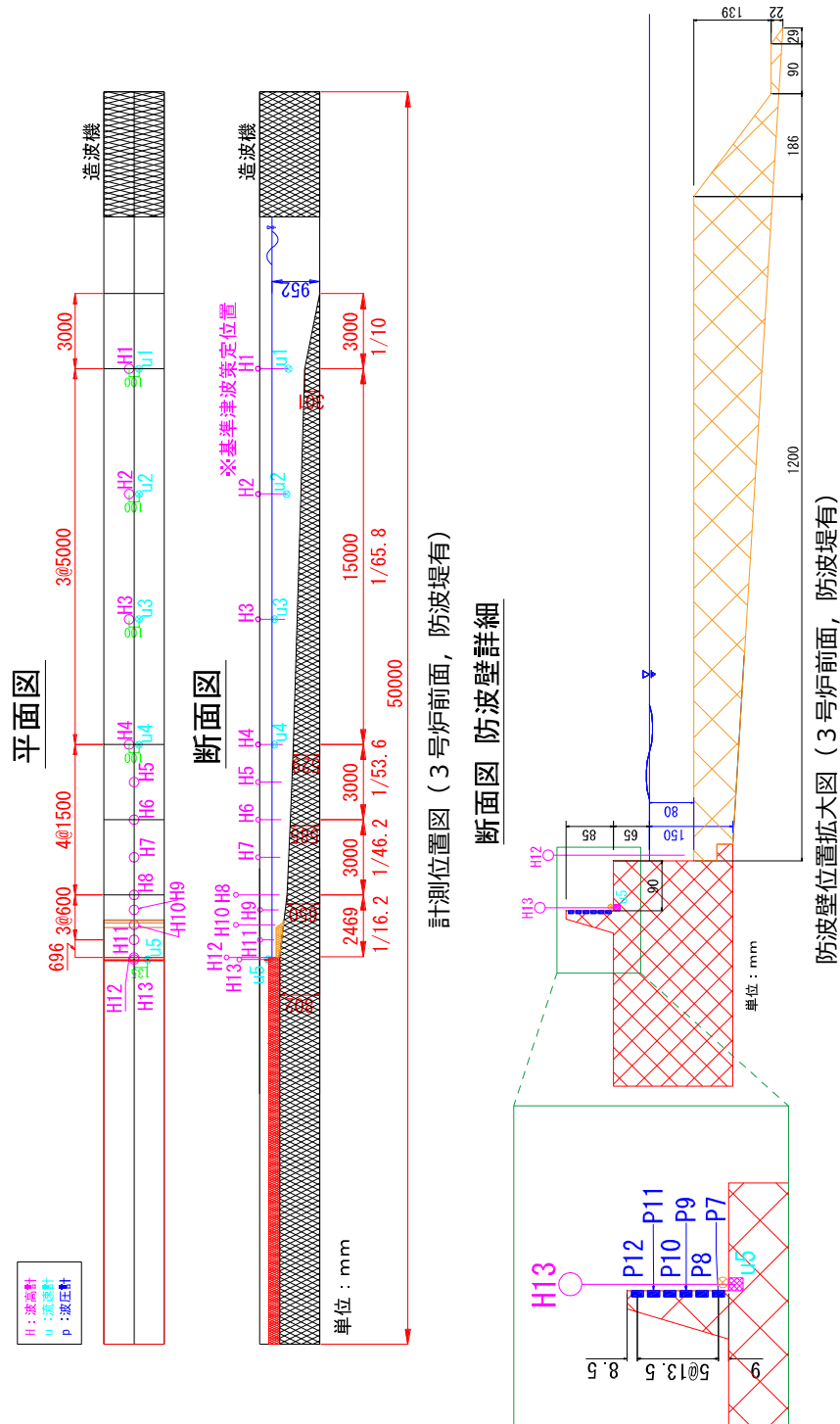
第14図 検討断面位置図 (海底地形：防波堤無)



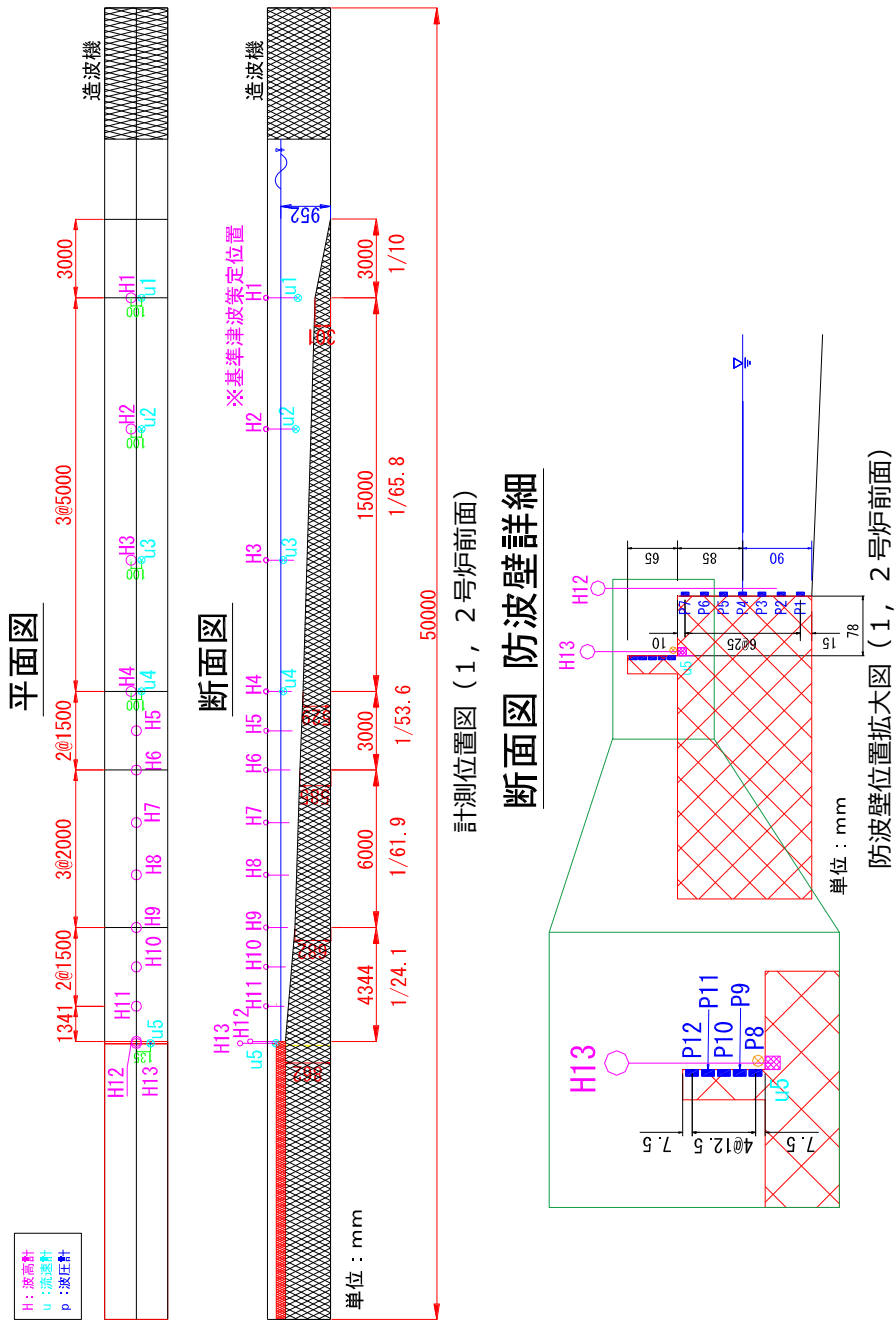
第15図 検討断面図

b. 実験条件

実験施設の水路は、長さ 50m×幅 0.6m×高さ 1.2m とし、沖合約 2.5km から陸側の範囲を再現するために、実験縮尺（幾何縮尺）は 1/100 とする。3号炉側の実験モデル図を第 16 図に、1, 2号炉側の実験モデル図を第 17 図に示す。



第 16 図 実験施設水路 (3号炉前面, 防波堤有)



第 17 图 実験施設水路 (1, 2号炉前面)

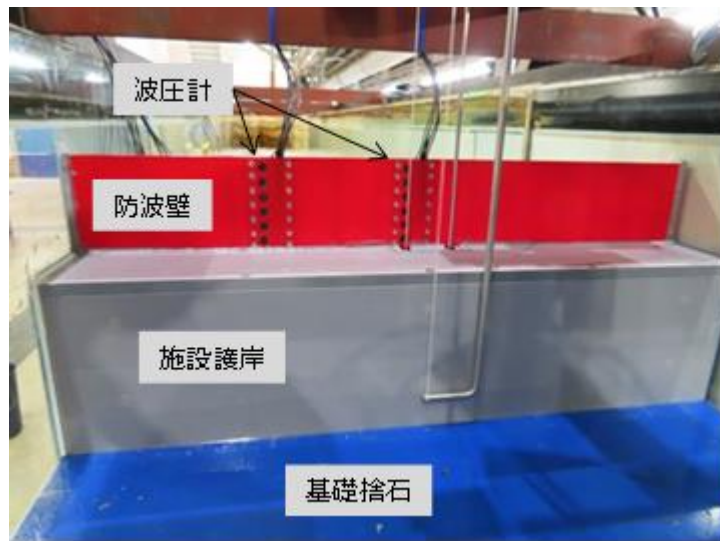
水理模型実験の実験装置例の写真を第18図及び第19図に示す。



第18図(1) 実験施設写真(3号炉)



第18図(2) 実験施設写真(1, 2号炉)

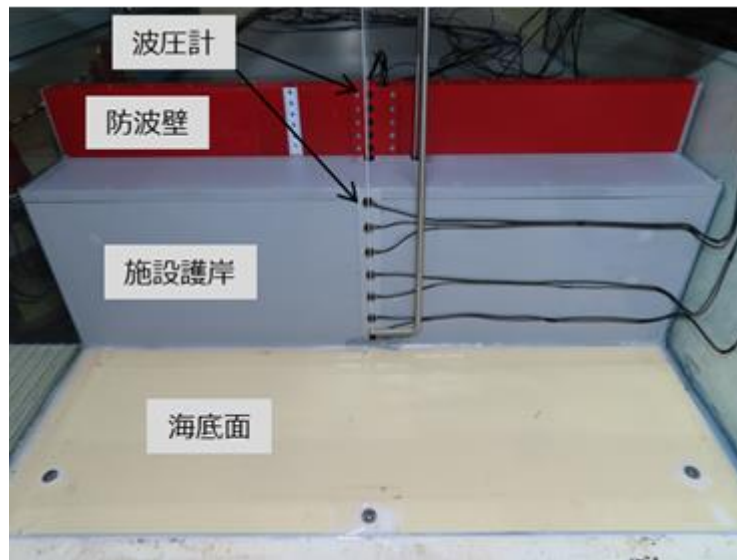


正面より

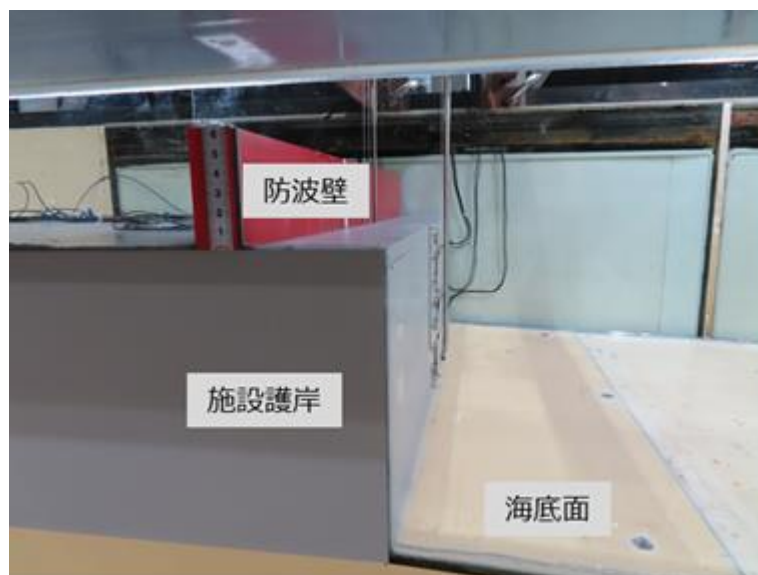


側面より

第19図(1) 実験模型(3号炉)



正面より



側面より

第19図(2) 実験模型(1,2号炉)

c. 水理模型実験の結果

(a) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース①】

発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。また、水理模型実験（H10 地点）と同等な水深における平面二次元津波シミュレーション（地点1）の時刻歴波形を比較した結果、同等の津波を再現できていることを確認した。

防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

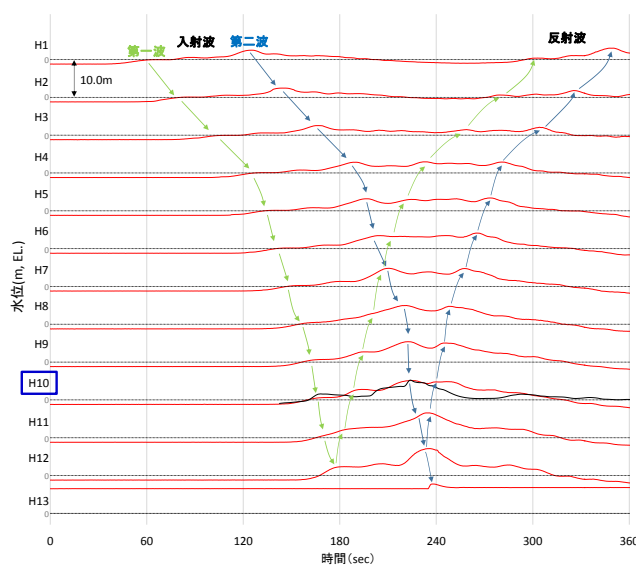
また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について、緩やかに上昇していることを確認した。実験条件を第6表に、時刻歴波形を第20図に示す。

第6表 実験条件（ケース①）

検討ケース	津波	波形(周期)	防波堤	敷地護岸	防波壁
ケース①	基準津波 1	基準津波 1	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	有		有	有	
ケース④*	有		有	無	
ケース⑤*	有		無	無	
ケース⑥	基準津波 1の半周期		有	有	有

※通過波計測ケース

— : 水理模型実験結果
 — : 平面二次元津波シミュレーション解析結果（地点1）



第20図 水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース①）

(b) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース②】

発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した (H1~H12 地点)。

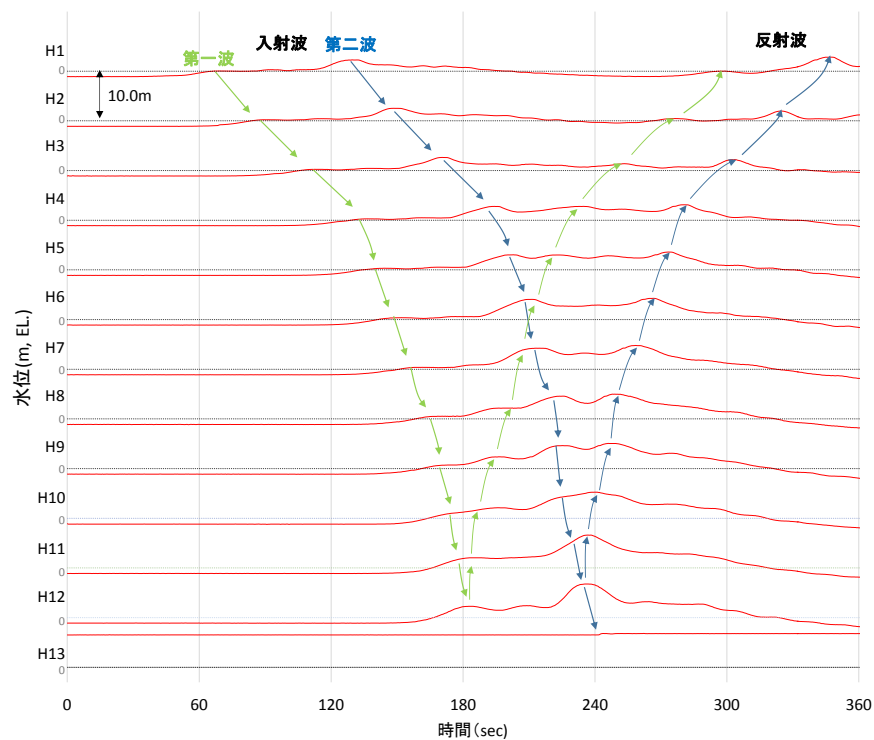
防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について、緩やかに上昇していることを確認した。実験条件を第7表に、時刻歴波形を第21図に示す。

第7表 実験条件 (ケース②)

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース①	基準津波 1		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧 検討用津波 (1.5m津波)	基準津波 1	有	有	有
ケース④*			有	有	無
ケース⑤*			有	無	無
ケース⑥			基準津波 1 の半周期	有	有

※通過波計測ケース



第21図 水理模型実験における水位の時刻歴波形 (ケース②)

(c) ソリトン分裂波及び碎波の確認【ケース③】

発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び碎波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した (H1~H12 地点)。

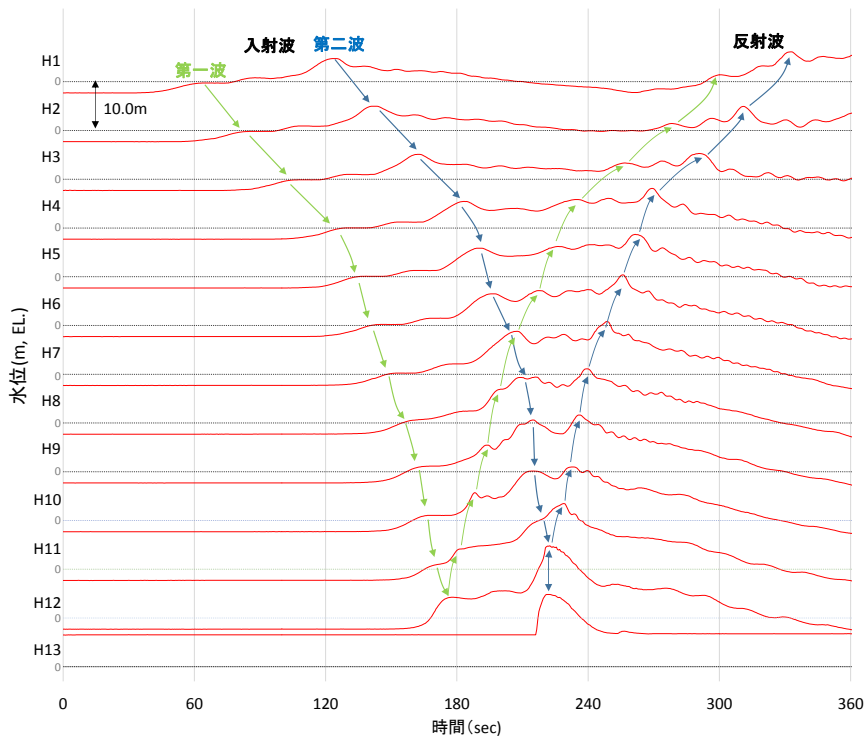
防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び碎波は発生しないことを確認した。

また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから、波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第 8 表に、時刻歴波形を第 2 2 図に示す。

第 8 表 実験条件 (ケース③)

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース①	基準津波 1		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③		基準津波 1	有	有	有
ケース④※	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥			有	有	有

※通過波計測ケース



第 2 2 図 水理模型実験における水位の時刻歴波形 (ケース③)

(d) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース④】

防波壁が無い状態での津波遡上状況の把握を目的に、通過波実験を行い、水位・フルード数の確認を行った。

発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した (H1~H12 地点)。

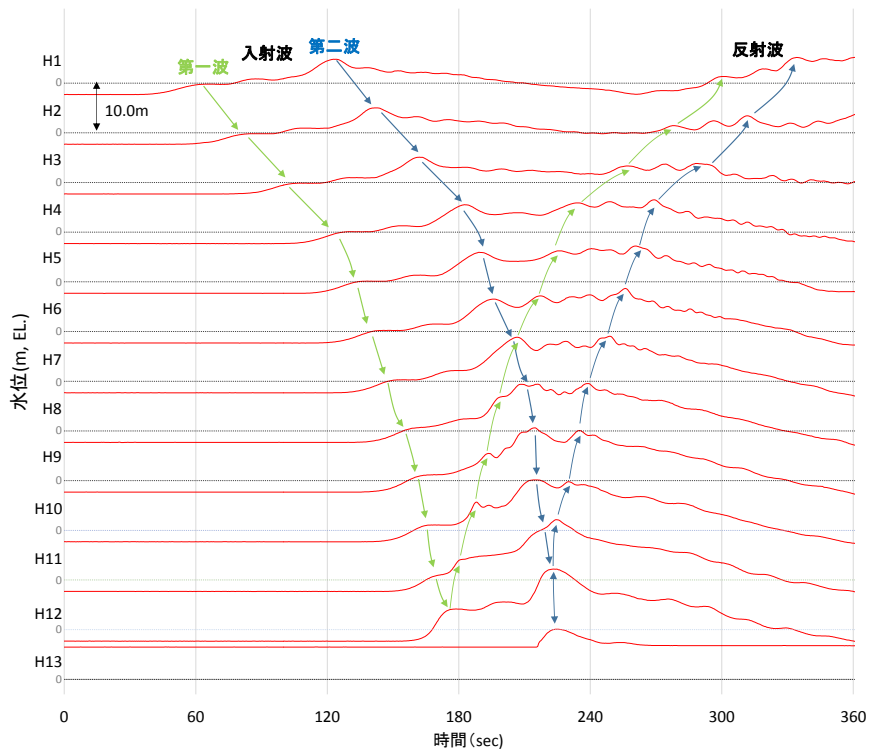
防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認した。実験条件を第 9 表に、時刻歴波形を第 2 3 図に示す。

第 9 表 実験条件 (ケース④)

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース①	基準津波 1	基準津波 1	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③			有	有	有
ケース④*	波圧		有	有	無
ケース⑤*	検討用津波 (1.5m津波)		有	無	無
ケース⑥	基準津波 1 の半周期		有	有	有

※通過波計測ケース



第 2 3 図 水理模型実験における水位の時刻歴波形 (ケース④)

防波壁位置における浸水深及び同時刻におけるフルード数の時刻歴波形を確認した。その結果、越流開始直後の浸水深が浅い時間帯においてはフルード数が大きいですが、最大浸水深と同時刻におけるフルード数は1以上となることを確認した。最大浸水深及び同時刻におけるフルード数を第10表及び第24図に示す。

朝倉らの研究[※]によると、津波波圧算定で使用する水深係数（水平波圧指標）について、以下のとおり記載されている。

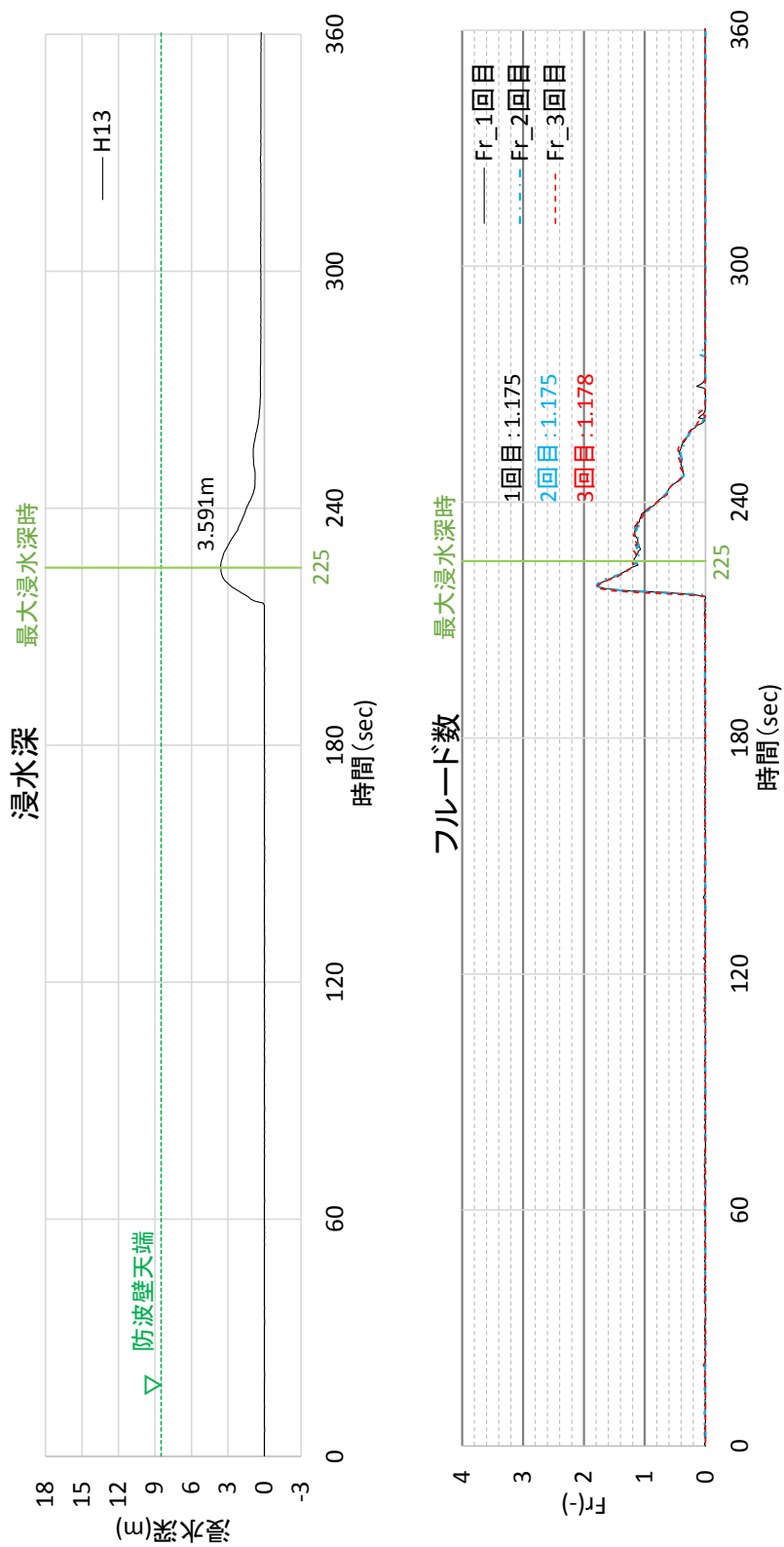
- ・非分裂波の場合、フルード数が1.5以上では陸上構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率）は最大で3.0となる。

今回、最大浸水深と同時刻におけるフルード数は1以上であることから、津波波圧算定で使用する水深係数を3.0とする。

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

第10表 最大浸水深と同時刻におけるフルード数

	フルード数 (最大浸水深時)
1回目	1.175
2回目	1.175
3回目	1.178



第24図 最大浸水深及び同時刻におけるフルード数（進行波成分）の時刻歴波形

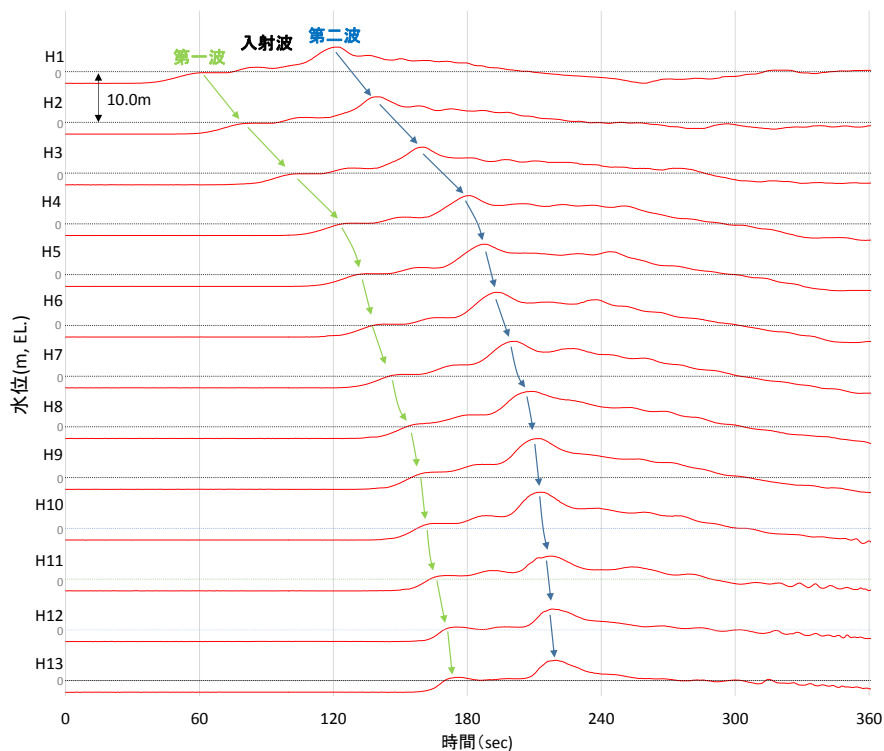
(e) ソリトン分裂波及び碎波の確認【ケース⑤】

反射波の影響を受けない状態でのソリトン分裂波及び碎波の発生有無の確認のため、敷地護岸及び防波壁無による通過波実験を行い、発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び碎波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。実験条件を第 11 表に、時刻歴波形を第 25 図に示す。

第 11 表 実験条件（ケース⑤）

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース①	基準津波 1		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③			有	有	有
ケース④*	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		有	有	無
ケース⑤*			有	無	無
ケース⑥		基準津波 1 の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース



第 25 図 水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑤）

(f) ソリトン分裂波及び碎波の確認【ケース⑥】

不確かさケースとして、極端に周期を短くした場合の検討（基準津波1の半周期）を実施した。

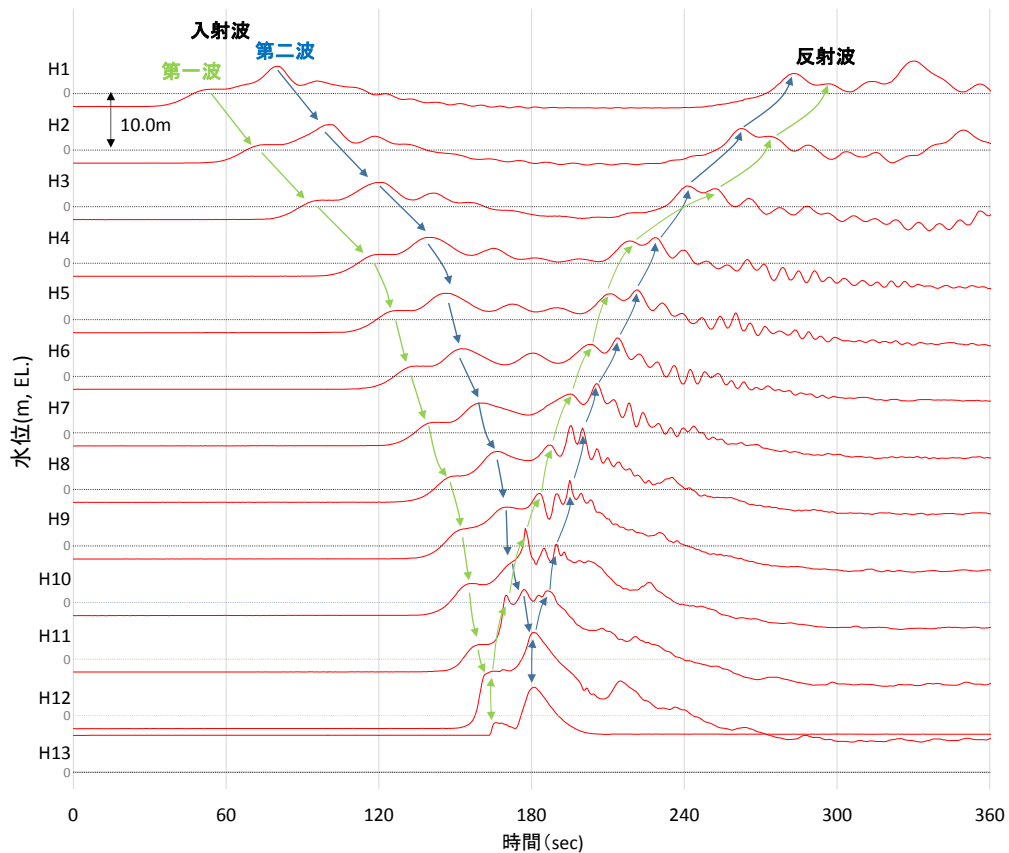
発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12）。

また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから、波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第12表に、時刻歴波形を第26図に示す。

第12表 実験条件（ケース⑥）

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース①	基準津波1	基準津波1	有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③			有	有	有
ケース④*	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		有	有	無
ケース⑤*			有	無	無
ケース⑥			基準津波1 の半周期	有	有

※通過波計測ケース

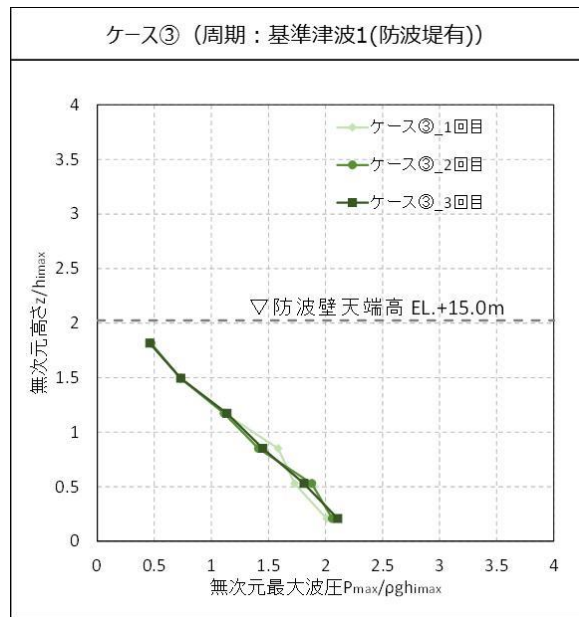


第26図 水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑥）

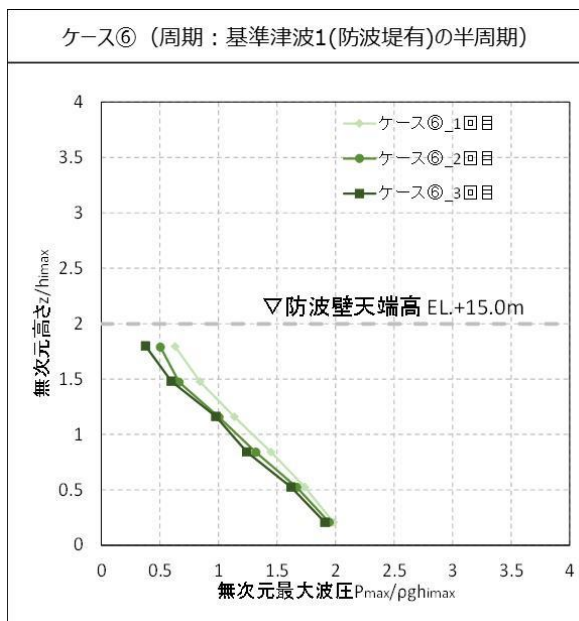
(g) 波圧の算定結果

水理模型実験において計測した防波壁に作用する波圧分布を第27図に示す。なお、第27図は横軸の波圧と縦軸の標高を津波による浸水深で無次元化を図った。

水理模型実験により算出した3号炉前面の防波壁における波圧分布は直線型となり、ソリトン分裂波や砕波発生時にみられる波圧の増加がみられないため、ソリトン分裂波や砕波による津波波圧への有意な影響はないことを確認した。



周期の不確かさ



第27図 水理模型実験により算出した波圧分布

(h) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑦】

発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。また、水理模型実験（H10 地点）と同等な水深における平面二次元津波シミュレーション（地点 3）の時刻歴波形を比較した結果、同等の津波を再現できていることを確認した。

防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

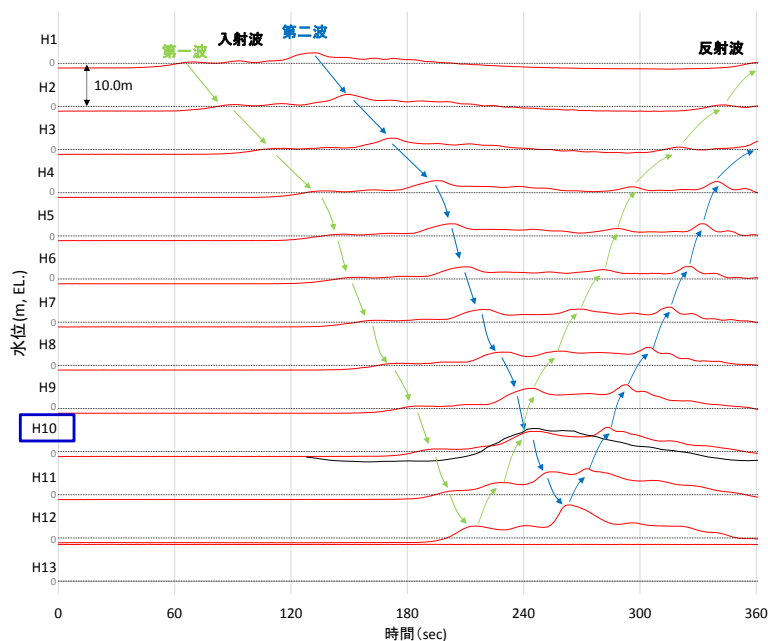
また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について、緩やかに上昇していることを確認した。実験条件を第 13 表に、時刻歴波形を第 28 図に示す。

第 13 表 実験条件（ケース⑦）

検討ケース	津波	波形(周期)	防波堤	敷地護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波 1		無	有	有
ケース⑧	波圧 検討用津波 (1.5m津波)	基準津波 1	無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波 1 の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース

— : 水理模型実験結果
— : 平面二次元津波シミュレーション解析結果（地点 3）



第 28 図 水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑦）

(i) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑧】

発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。

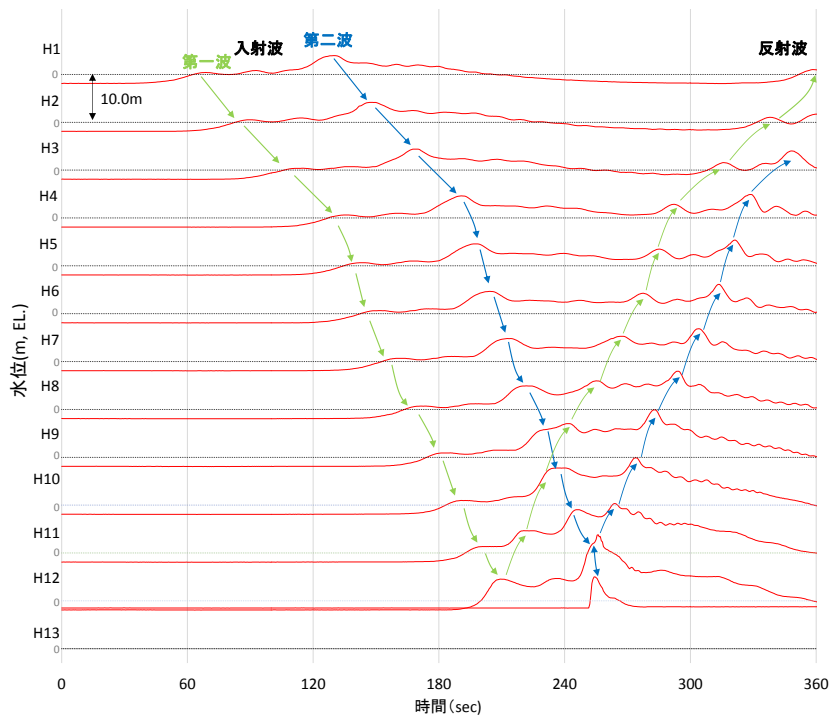
防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから、波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第 14 表に、時刻歴波形を第 29 図に示す。

第 14 表 実験条件（ケース⑧）

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波 1		無	有	有
ケース⑧		基準津波 1	無	有	有
ケース⑨※	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波 1 の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第 29 図 水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑧）

(j) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑨】

防波壁が無い状態での津波遡上状況の把握を目的に、通過波実験を行い、水位・フルード数の確認を行った。

発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した (H1～H12 地点)。

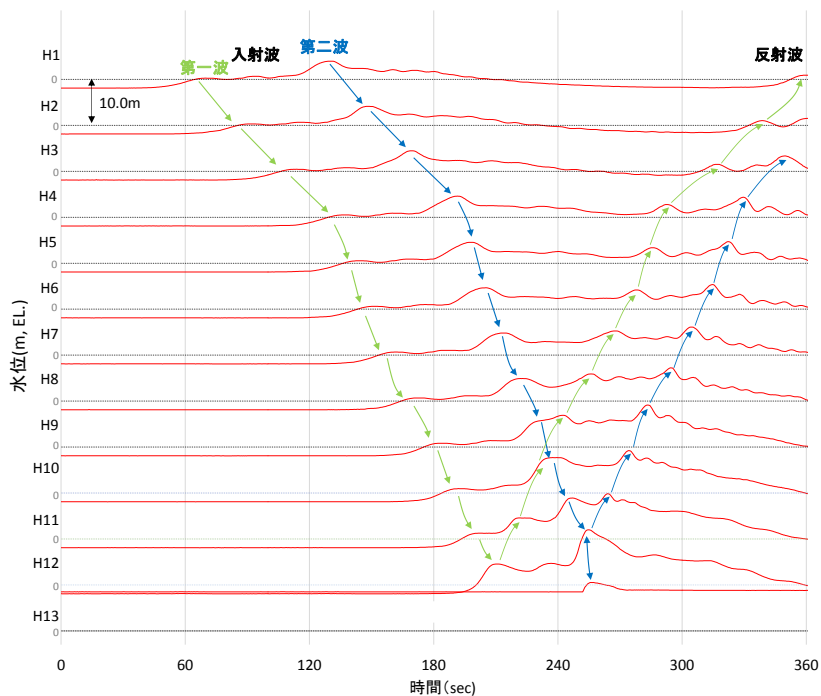
防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しないことを確認した。

また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認した。実験条件を第 15 表に、時刻歴波形を第 30 図に示す。

第 15 表 実験条件 (ケース⑨)

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波 1	基準津波 1	無	有	有
ケース⑧			無	有	有
ケース⑨*	波圧		無	有	無
ケース⑩*	検討用津波 (1.5 m 津波)		無	無	無
ケース⑪		基準津波 1 の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第 30 図 水理模型実験における水位の時刻歴波形 (ケース⑨)

防波壁位置における浸水深及び同時刻におけるフルード数の時刻歴波形を確認した。その結果、越流開始直後の浸水深が浅い時間帯においてはフルード数が大きいですが、最大浸水深と同時刻におけるフルード数は1.5以上となることを確認した。最大浸水深及び同時刻におけるフルード数を第16表及び第31図に示す。

朝倉らの研究^{*}によると、津波波圧算定で使用する水深係数（水平波圧指標）について、以下のとおり記載されている。

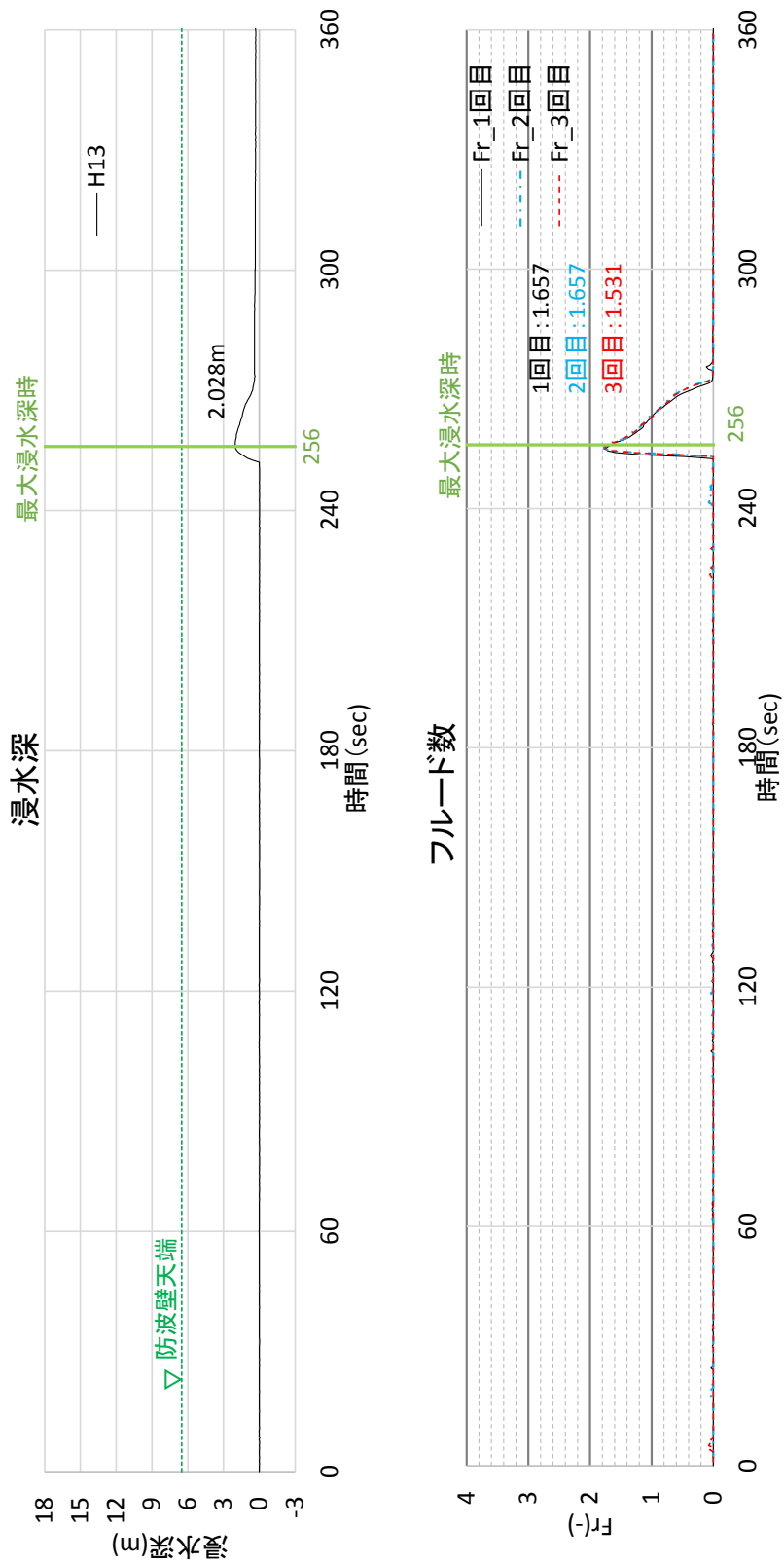
- ・非分裂波の場合、フルード数が1.5以上では陸上構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率）は最大で3.0となる。

今回、最大浸水深と同時刻におけるフルード数は1以上であることから、津波波圧算定で使用する水深係数を3.0とする。

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

第16表 最大浸水深と同時刻におけるフルード数

	フルード数 (最大浸水深時)
1回目	1.657
2回目	1.657
3回目	1.531



第3 1 図 最大浸水深及び同時刻におけるフルード数
 (進行波成分) の時刻歴波形

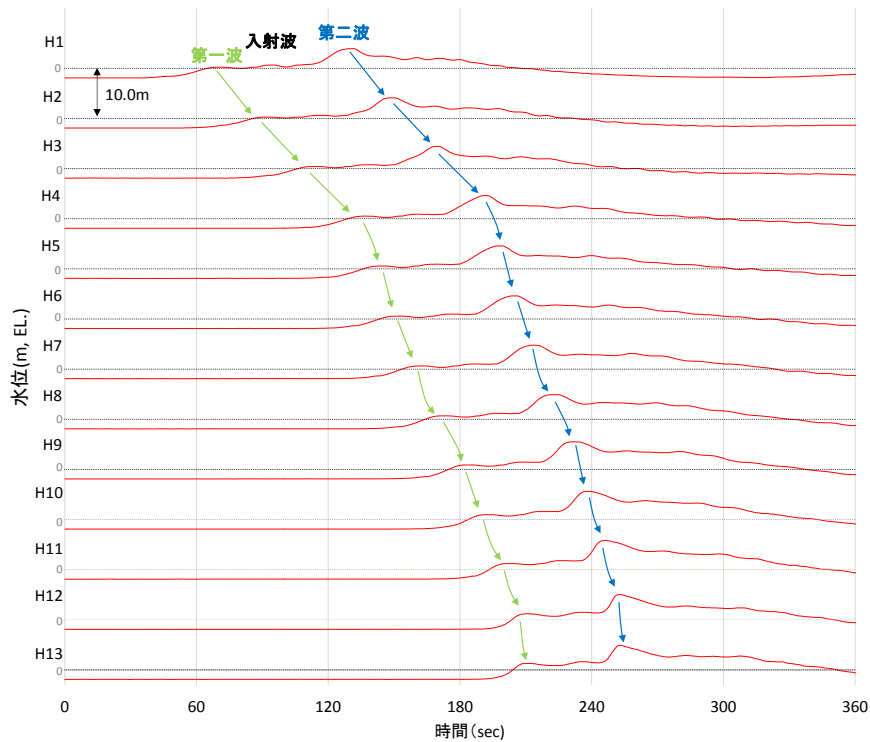
(k) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑩】

反射波の影響を受けない状態でのソリトン分裂波及び砕波の発生有無の確認のため、敷地護岸及び防波壁無による通過波実験を行い、発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12 地点）。実験条件を第 17 表に、時刻歴波形を第 32 図に示す。

第 17 表 実験条件（ケース⑩）

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波 1	基準津波 1	無	有	有
ケース⑧	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪			基準津波 1 の半周期	無	有

※通過波計測ケース



第 32 図 水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑩）

(1) ソリトン分裂波及び碎波の確認【ケース⑪】

不確かさケースとして、極端に周期を短くした場合の検討（基準津波1の半周期）を実施した。

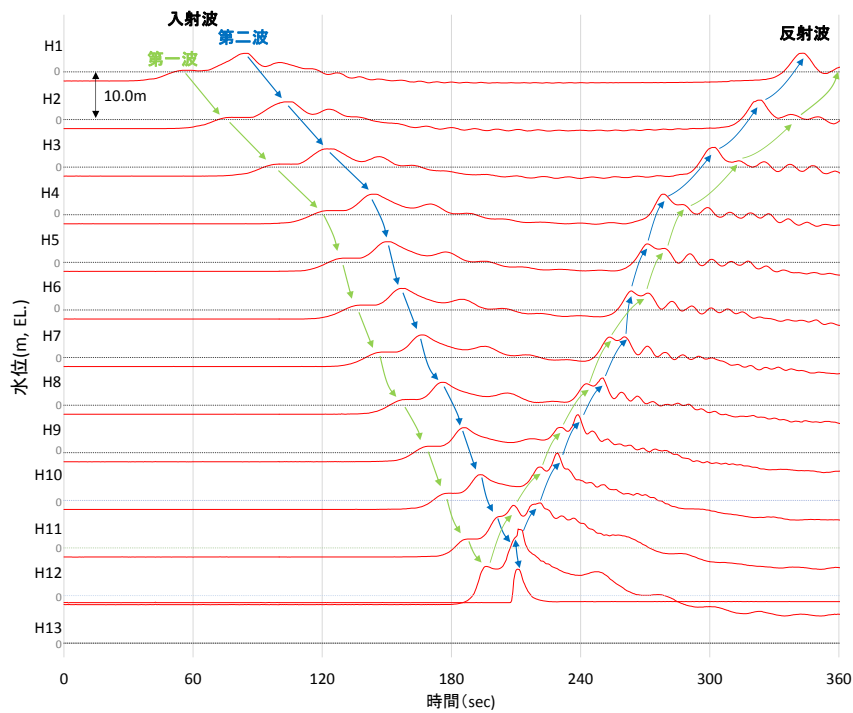
発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇していることを確認した（H1～H12）。

また、第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れを確認したことから、波圧を算定して影響を確認する。実験条件を第18表に、時刻歴波形を第33図に示す。

第18表 実験条件（ケース⑪）

検討ケース	津波	波形(周期)	防波堤	敷地護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波1	基準津波1	無	有	有
ケース⑧	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		無	有	有
ケース⑨※			無	有	無
ケース⑩※			無	無	無
ケース⑪		基準津波1の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース

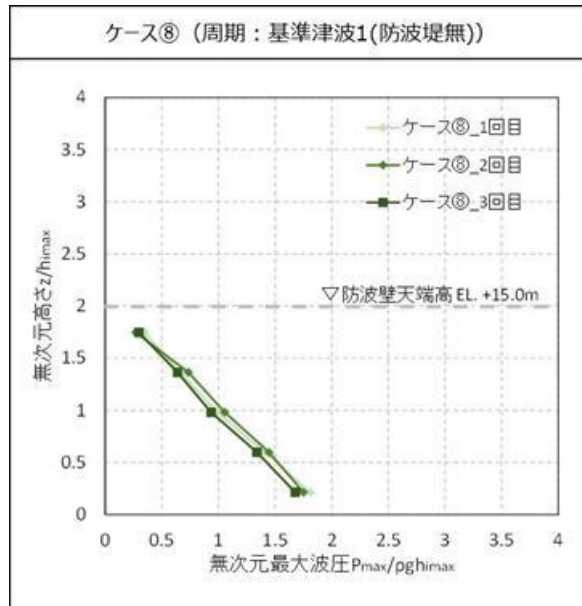


第33図 水理模型実験における水位の時刻歴波形（ケース⑪）

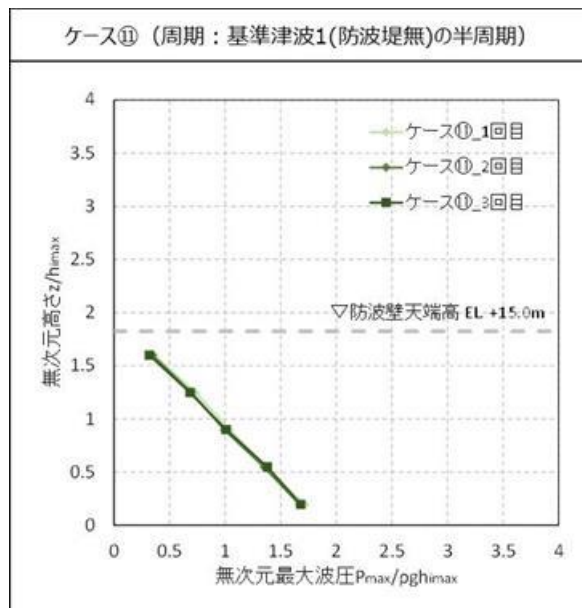
(m) 波圧の算定結果

水理模型実験において計測した防波壁に作用する波圧分布を第34図に示す。

水理模型実験により算出した1, 2号炉前面の防波壁における波圧分布は、直線型の波圧分布となりソリトン分裂波や砕波発生時にみられる波圧増加がみられないため、ソリトン分裂波や砕波による津波波圧への有意な影響はないことを確認した。



周期の不確かさ



第34図 水理模型実験により算出した波圧分布

(4) 断面二次元津波シミュレーションによる検討

水理模型実験と同じ条件（ケース①，③，⑦及び⑧）について，断面二次元津波シミュレーションを実施した。

(a) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース①】

ケース①の解析結果は，以下のとおり，水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した（H1～H13 地点）。

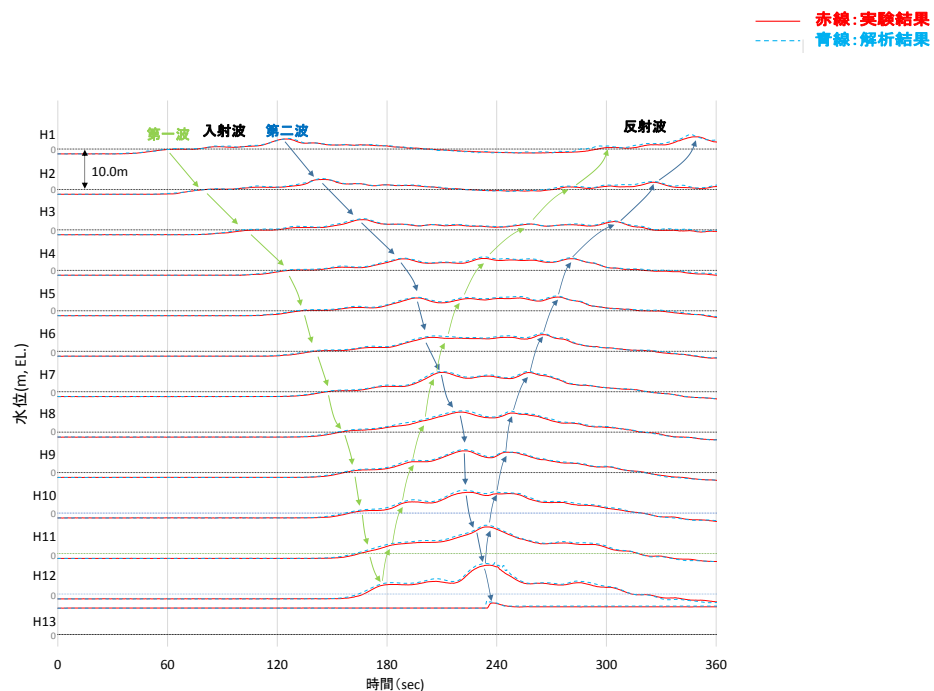
- ・発電所沖合から防波壁の近傍において，ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく，水位は緩やかに上昇している（H1～H12 地点）。
- ・防波壁前面の H13 地点においても，ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。
- ・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について，緩やかに上昇している。

解析条件を第 19 表に，時刻歴波形を第 35 図に示す。

第 19 表 解析条件（ケース①）

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース①	基準津波 1		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③	波圧 検討用津波 (1.5m津波)	基準津波 1	有	有	有
ケース④*			有	有	無
ケース⑤*			有	無	無
ケース⑥	基準津波 1 の半周期		有	有	有

※通過波計測ケース



第 35 図 断面二次元津波シミュレーションにおける水位の時刻歴波形（ケース①）

(b) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース③】

ケース③の解析結果は、以下のとおり、水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した (H1~H13 地点)。

- ・発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇している (H1~H12)。
- ・防波壁前面の H13 においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。
- ・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れが確認できる。

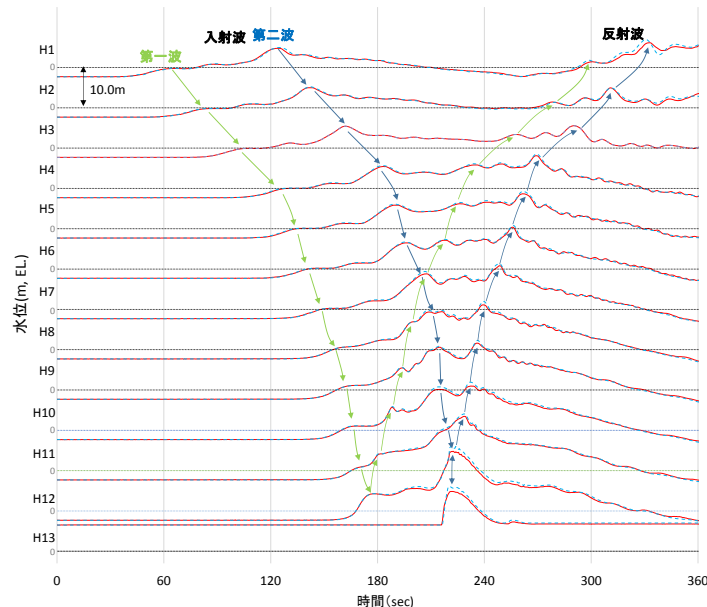
解析条件を第 20 表に、時刻歴波形を第 36 図に示す。

第 20 表 解析条件 (ケース③)

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース①	基準津波 1		有	有	有
ケース②			無	有	有
ケース③		基準津波 1	有	有	有
ケース④※	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		有	有	無
ケース⑤※			有	無	無
ケース⑥		基準津波 1 の半周期	有	有	有

※通過波計測ケース

— 赤線: 実験結果
- - - 青線: 解析結果



第 36 図 断面二次元津波シミュレーションにおける水位の時刻歴波形 (ケース③)

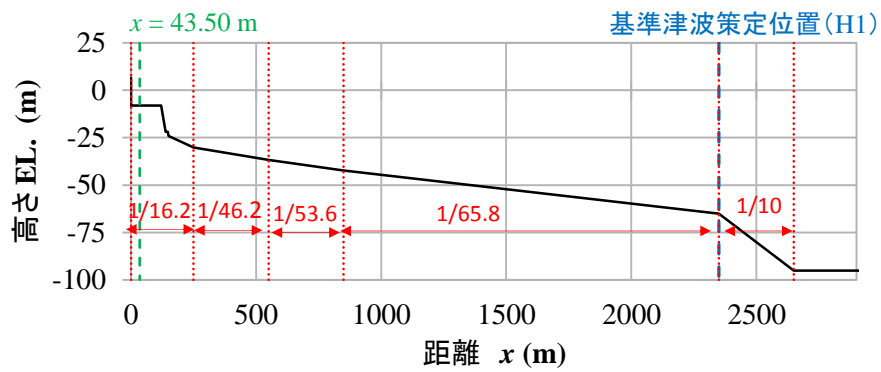
(c) 波形の水面勾配

3号炉の防波壁を対象として、ケース①(基準津波 1(防波堤有))の断面二次元津波シミュレーション結果を基に波形の水面勾配を確認する。

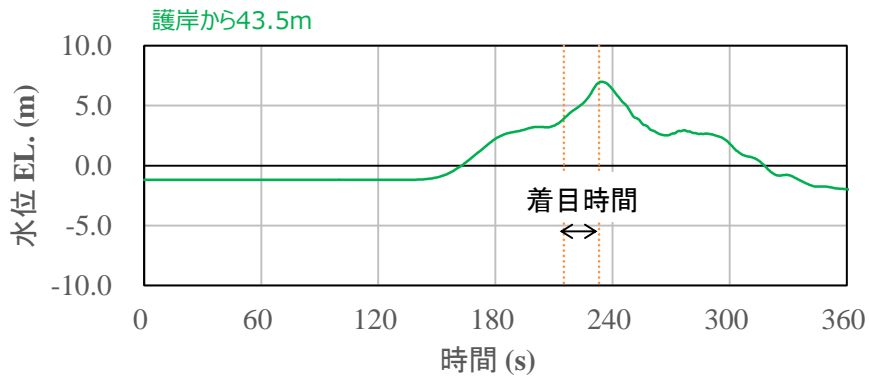
津波の水位時刻歴波形から水位上昇量が大きくなる時刻に着目し、水位分布を確認した結果、水面勾配は最大で 1.40° であり、松山ら(2005)における水面勾配の砕波限界 $30^\circ \sim 40^\circ$ に比べて十分に小さい。

基準津波の時刻歴波形や水位分布からソリトン分裂波や砕波と考えられる挙動は認められない。

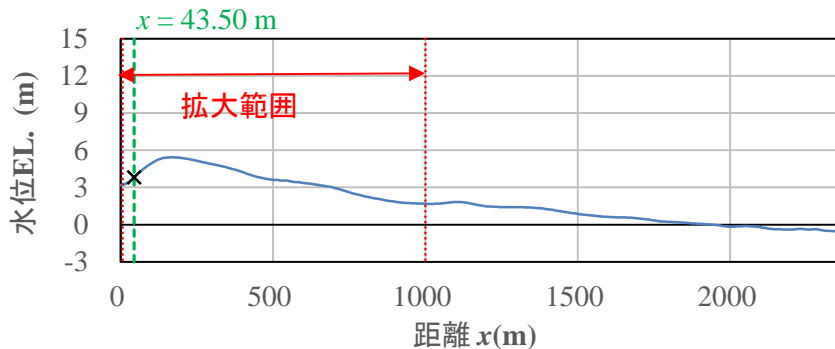
以上より、3号炉護岸前面ではソリトン分裂波及び砕波は発生しない。



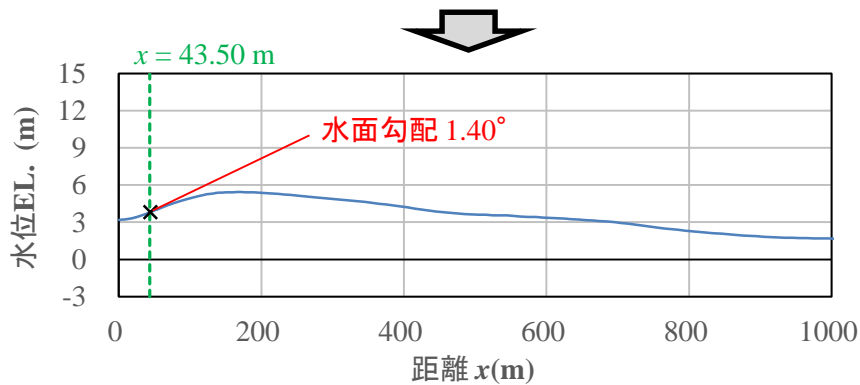
護岸法線部を原点とした海底地形



最大水面勾配が確認された時刻



最大水面勾配が確認された時刻 ($t=218.1$ s) の水位分布



水位分布の拡大図 ($t=218.1$ s)

第37図 最大水面勾配確認結果 (3号炉)

(d) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑦】

ケース⑦の解析結果は、以下のとおり、水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した (H1~H13 地点)。

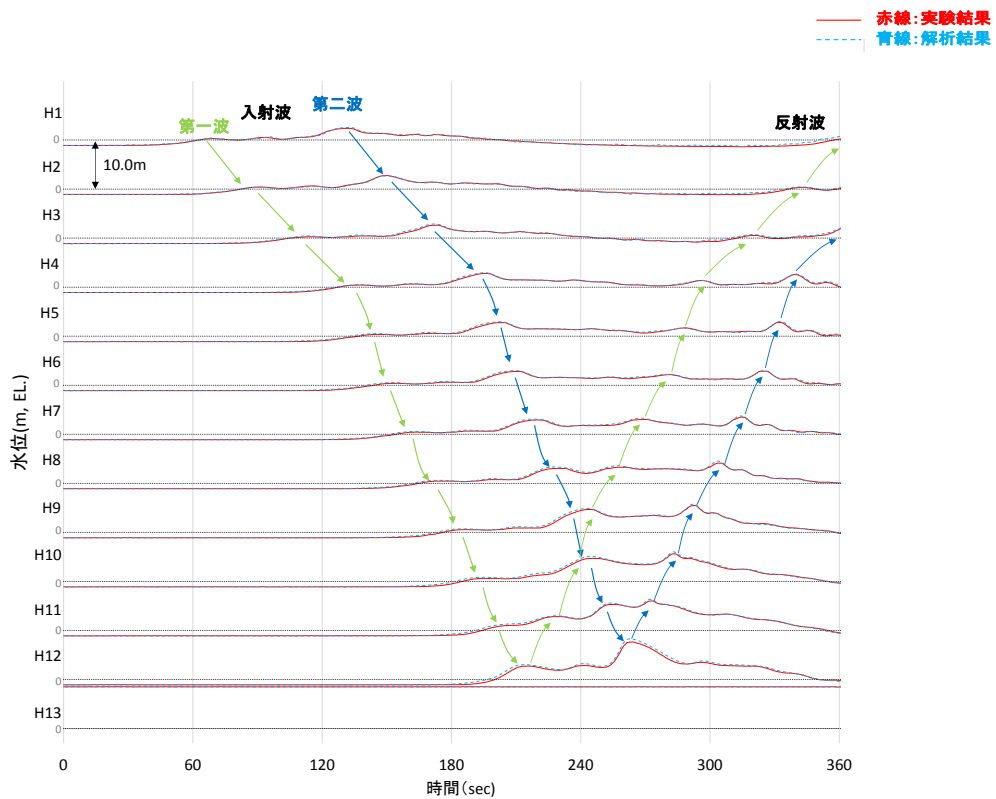
- ・発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇している (H1~H12 地点)。
- ・防波壁前面の H13 地点においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。
- ・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について、緩やかに上昇している。

解析条件を第 2 1 表に、時刻歴波形を第 3 8 図に示す。

第 2 1 表 解析条件 (ケース⑦)

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波 1		無	有	有
ケース⑧	波圧 検討用津波 (1.5m津波)	基準津波 1	無	有	有
ケース⑨*			無	有	無
ケース⑩*			無	無	無
ケース⑪		基準津波 1 の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第 3 8 図 断面二次元津波シミュレーションにおける水位の時刻歴波形 (ケース⑦)

(e) ソリトン分裂波及び砕波の確認【ケース⑧】

ケース⑧の解析結果は、以下のとおり、水理模型実験と同等の津波を再現できていることを確認した (H1~H13 地点)。

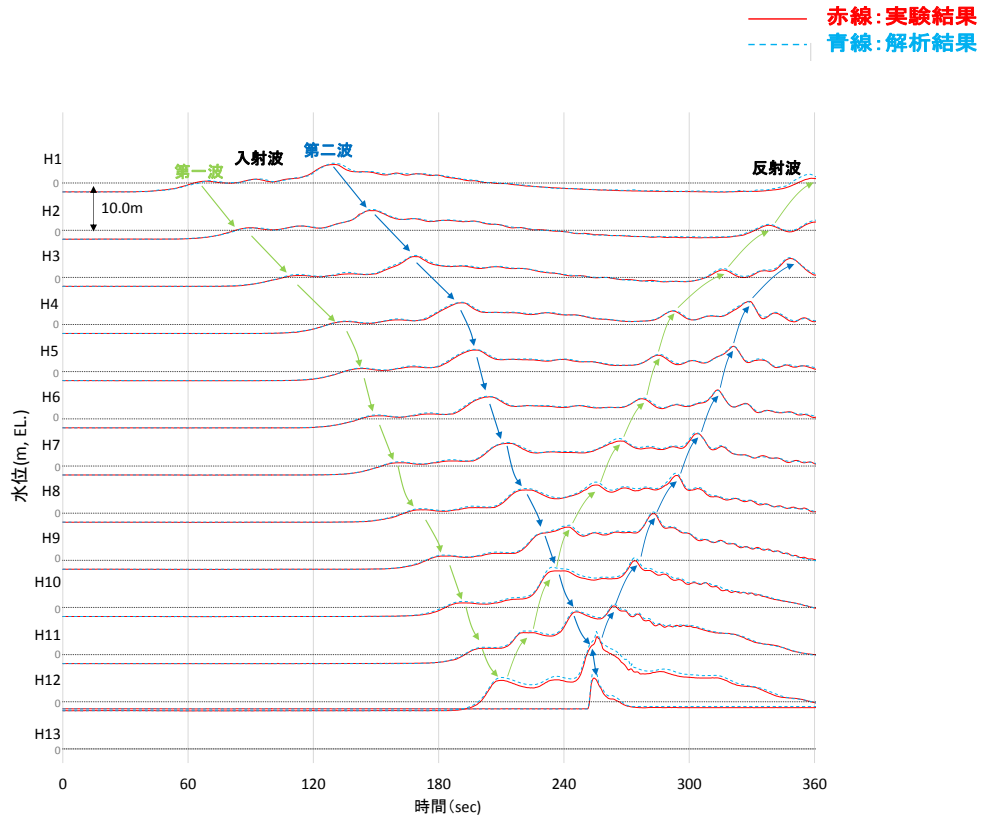
- ・発電所沖合から防波壁の近傍において、ソリトン分裂波及び砕波を示す波形がなく、水位は緩やかに上昇している (H1~H12)。
- ・防波壁前面の H13 においても、ソリトン分裂波及び砕波は発生しない。
- ・第一波の反射波と第二波の入射波がぶつかった後の波形について乱れが確認できる。

解析条件を第 2 2 表に、時刻歴波形を第 3 9 図に示す。

第 2 2 表 解析条件 (ケース⑧)

検討 ケース	津波	波形 (周期)	防波堤	敷地 護岸	防波壁
ケース⑦	基準津波 1		無	有	有
ケース⑧		基準津波 1	無	有	有
ケース⑨*	波圧 検討用津波 (1.5m津波)		無	有	無
ケース⑩*			無	無	無
ケース⑪		基準津波 1 の半周期	無	有	有

※通過波計測ケース



第 3 9 図 断面二次元津波シミュレーションにおける
水位の時刻歴波形 (ケース⑧)

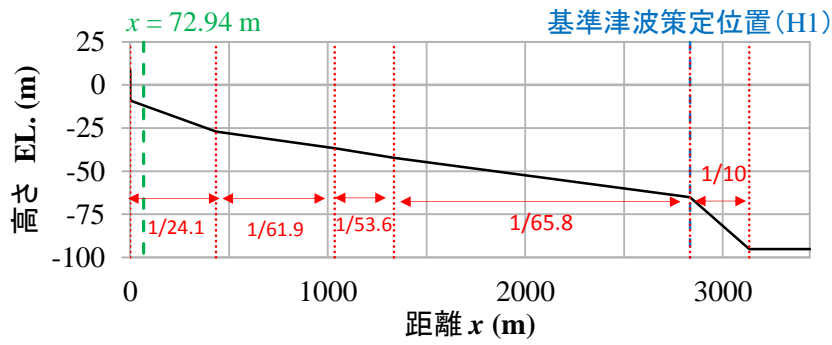
(f) 波形の水面勾配

1, 2号炉を対象として, ケース⑦(基準津波1(防波堤無))の断面二次元津波シミュレーション結果を基に波形の水面勾配を確認する。

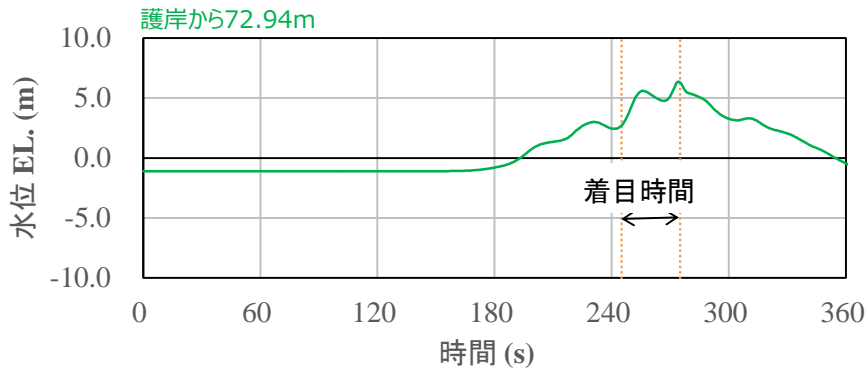
津波の水位時刻歴波形から水位上昇量が大きくなる時刻に着目し, 水位分布を確認した結果, 水面勾配は最大で 1.83° であり, 松山ら(2005)における水面勾配の砕波限界 $30^\circ \sim 40^\circ$ に比べて十分に小さい。

基準津波の時刻歴波形や水位分布からソリトン分裂波や砕波現象と考えられる挙動は認められない。

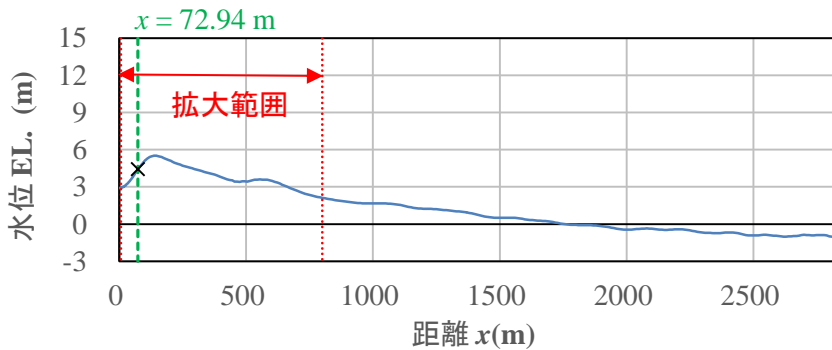
以上より, 1, 2号炉護岸前面ではソリトン分裂波及び砕波は発生しない。



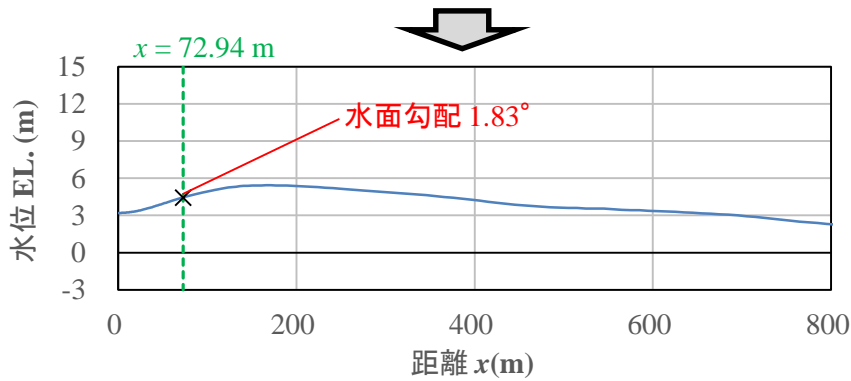
護岸法線部を原点とした海底地形



最大水面勾配が確認された時刻



最大水面勾配が確認された時刻 (t = 254.4s) の水位分布



水位分布の拡大図 (t = 254.4s)

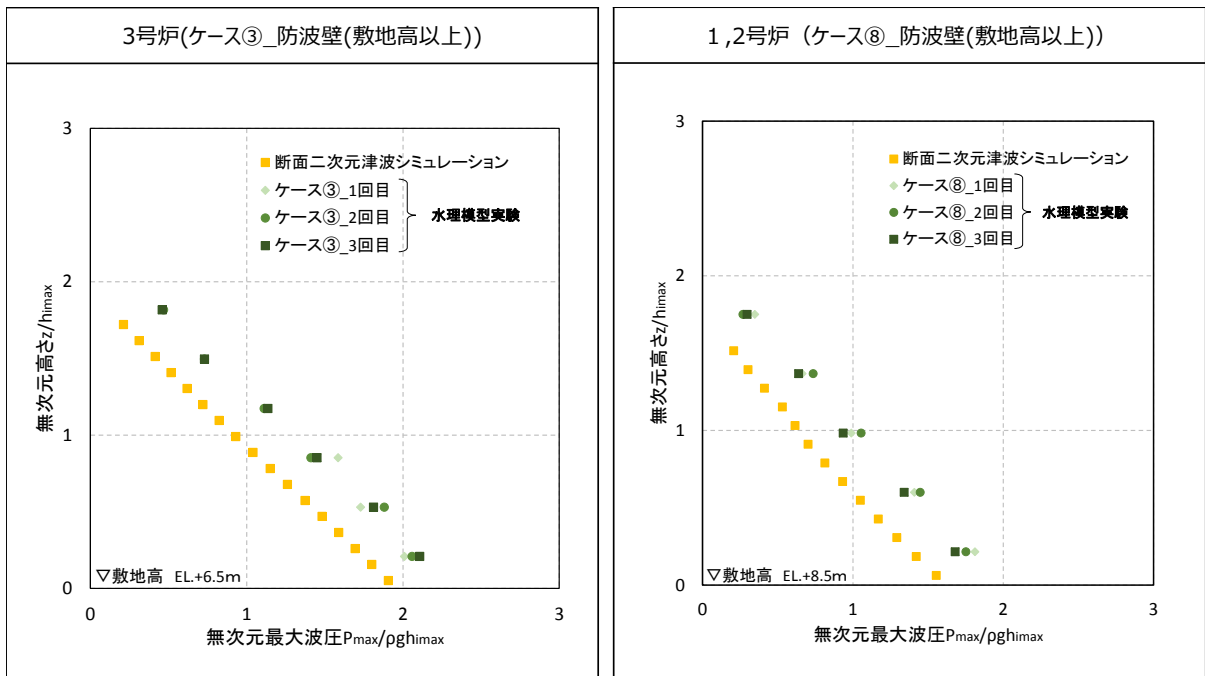
第 4 0 図 最大水面勾配確認結果 (1, 2号炉)

(g) 波圧の算定結果

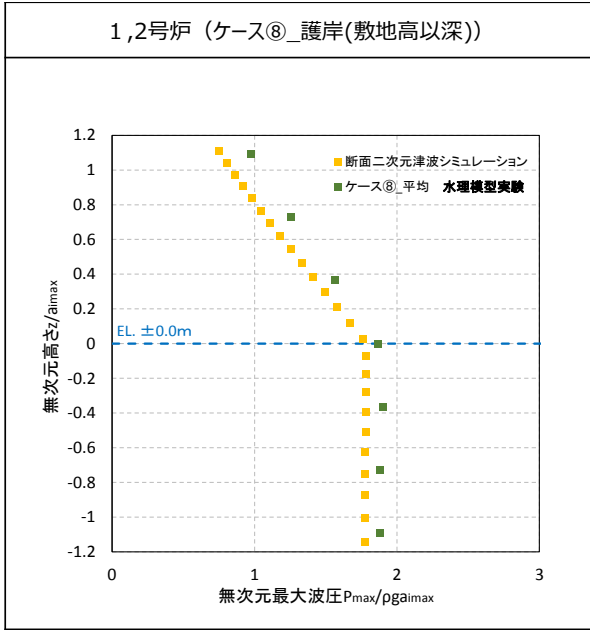
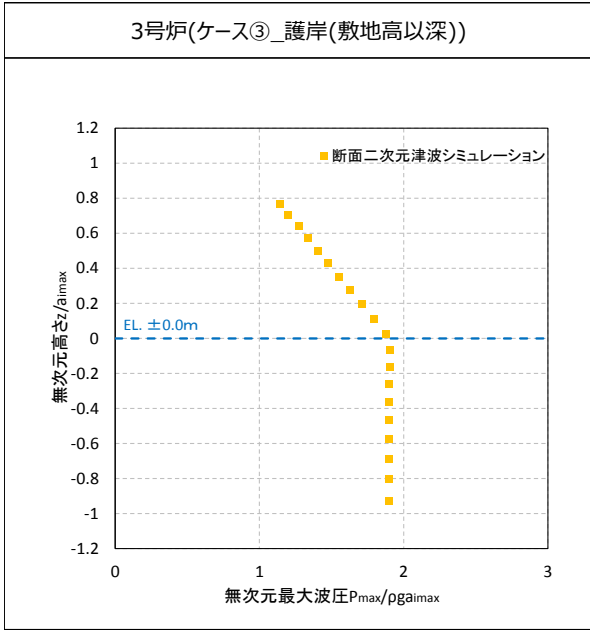
断面二次元津波シミュレーションにより算定した防波壁（敷地高以上）及び施設護岸（敷地高以深）に作用する波圧分布を第41図に示す。また、比較対象として同じ条件による水理模型実験結果（3号炉の敷地高以深を除く）による波圧分布も示す。なお、敷地高以深の図については横軸の波圧と縦軸の標高を静水面からの津波高さで無次元化を図った。

断面二次元津波シミュレーションにより算出した波圧分布は、水理模型実験と同等の波圧分布であり、再現性があることを確認した。

直線型の波圧分布となることから、ソリトン分裂波や砕波による津波波圧への有意な影響はないことを確認した。



第41図 (1) 敷地高以上における波圧分布の比較



第4 1 図 (2) 敷地高以深における波圧分布の比較

(5) 三次元津波シミュレーションによる検討

(a) 検討概要

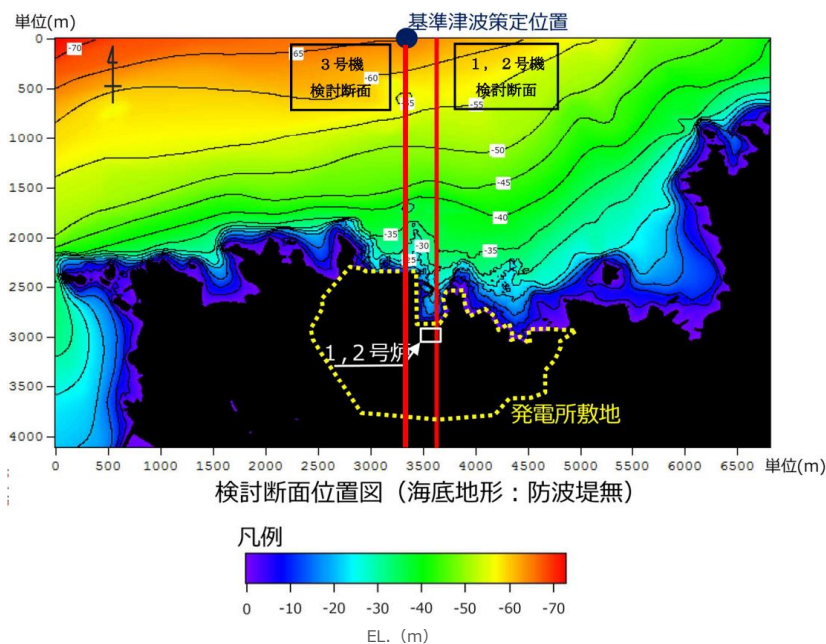
前項で行った水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションでは、島根原子力発電所の代表断面について検討した。島根原子力発電所は輪谷湾を中心とした半円状の複雑な地形であるため、水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションに対して、地形特性を踏まえた三次元的な流況による影響を評価できる三次元津波シミュレーションを用いて確認する。

入射津波については、基準津波1(防波堤有, 防波堤無)の場合、敷地への浸水が局所的であり、防波壁等への津波波圧の影響の確認ができないことから、波圧検討用津波(15m津波)を設定する。なお、波圧検討用津波(15m津波)により算定した波圧は、防波壁等の設計用津波波圧として用いるものではない。

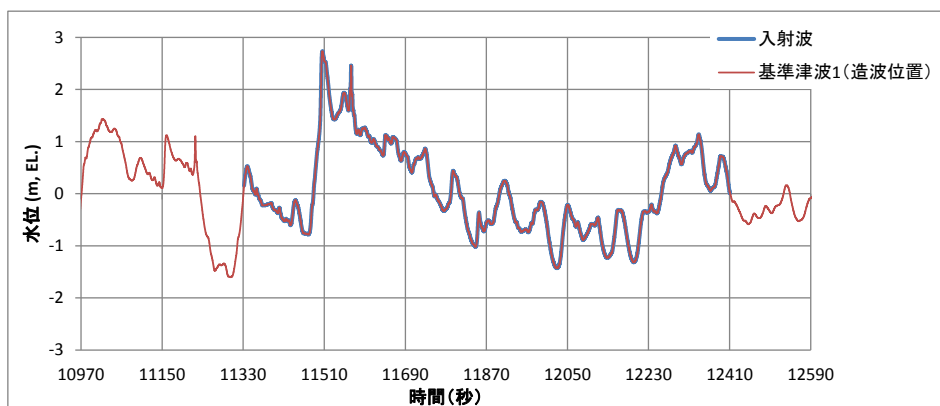
解析モデルについては、島根原子力発電所の陸海域の地形特性を再現したモデルとする。

(b) 解析条件等

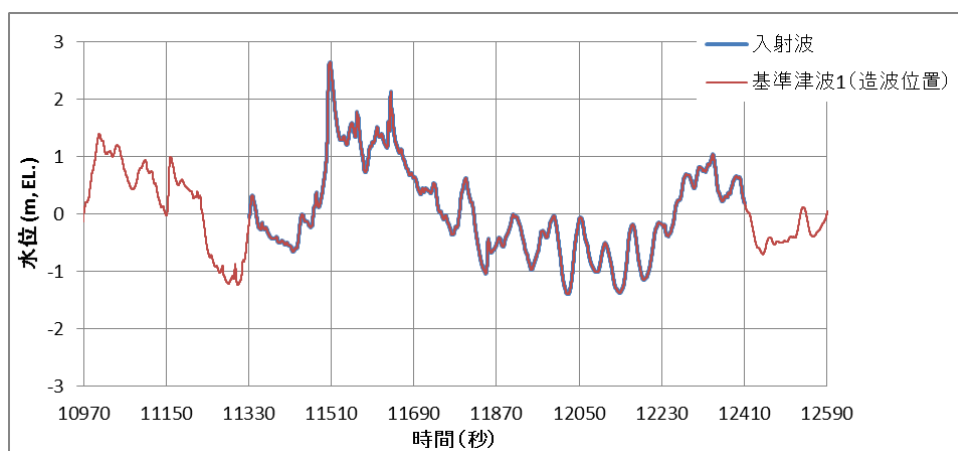
三次元津波シミュレーション概要図を第42図に示す。



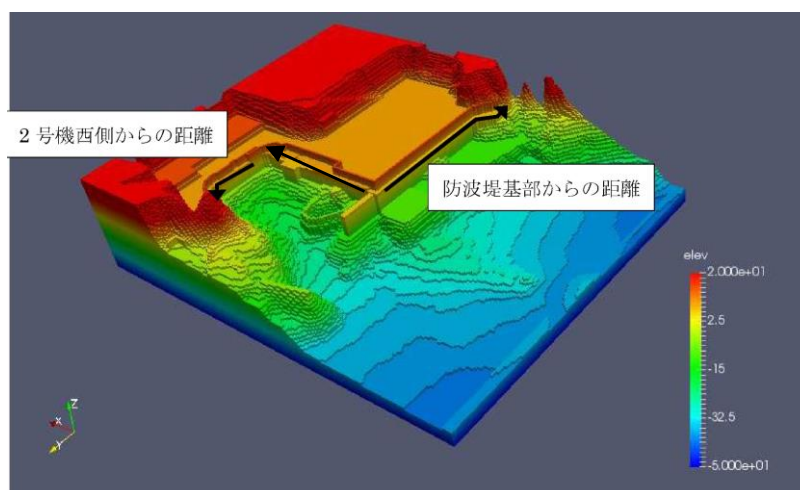
第42図(1) 発電所前面の海底地形



第4 2 図 (2) 入射津波の造波波形図 (防波堤有)



第4 2 図 (3) 入射津波の造波波形図 (防波堤無)



第4 2 図 (4) 解析モデル図 (防波堤有) の例

防波壁及び施設護岸位置での津波波圧を抽出し、ソリトン分裂波や砕波の発生を確認する。

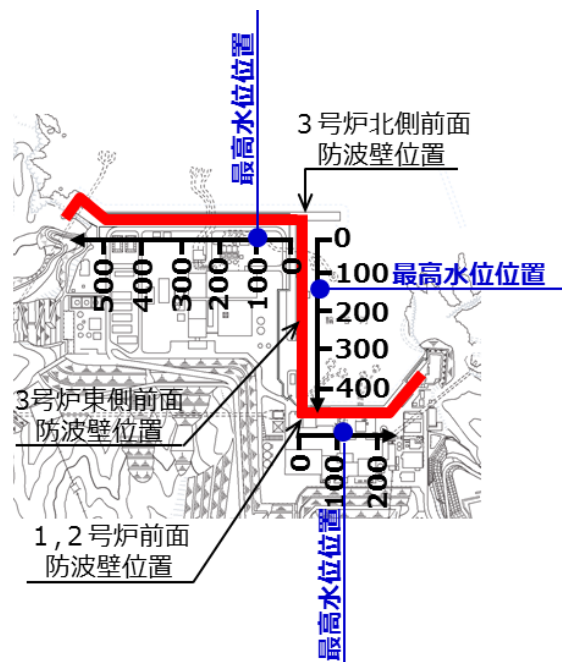
解析モデルについては、防波壁位置における津波高さ及び津波波圧を算定するため、陸海域の地形等の特性（1, 2号炉前面が入り組んだ複雑な地形）を再現して海底地形及び敷地をモデル化するとともに、防波壁等の形状及び高さを再現した地形とする。解析条件を第23表に示す。

第23表 解析条件

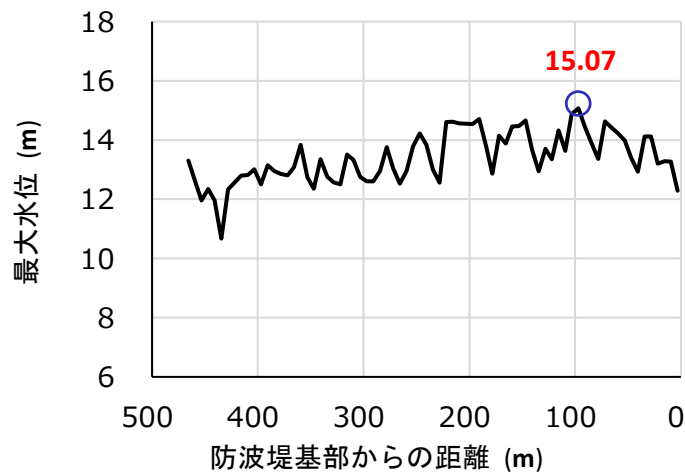
モデル化領域	南北方向：2,175m, 東西方向：1,125m
格子間隔	$\Delta x=6.25\text{m}$, $\Delta y=6.25\text{m}$, $\Delta z=1.0\sim 2.0\text{m}$
解析時間	1079秒（基準津波1の押し波最大波）

(c) 津波水位

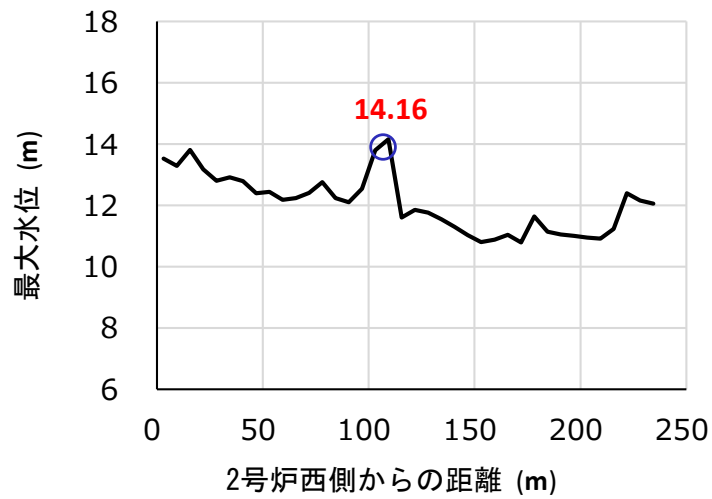
波圧検討用津波（1.5m津波）を用いた三次元津波シミュレーションにより抽出された防波壁前面における最高水位位置を第43図に、最高水位分布を第44図に示す。なお、代表として防波堤有の結果を示す。



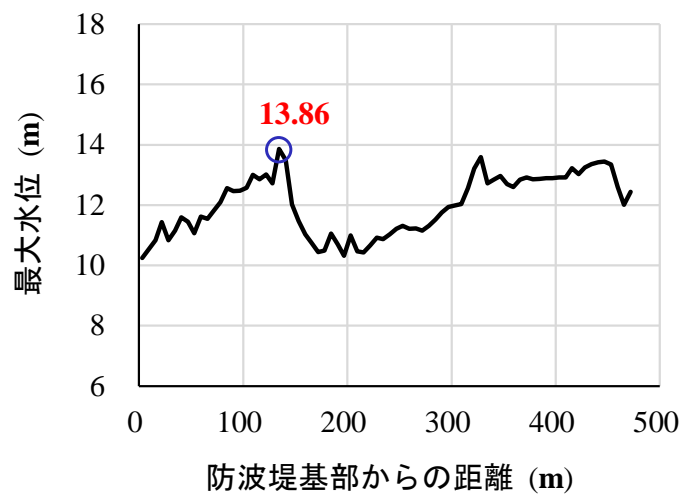
第43図 三次元津波シミュレーションにおける断面位置及び最高水位位置



第4.4図(1) 防波壁前面における最高水位分布 (3号炉北側前面)



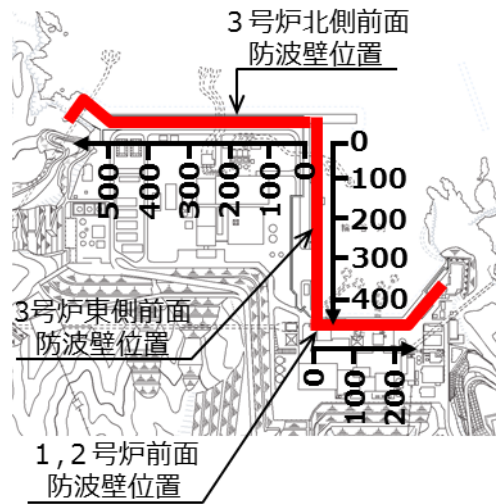
第4.4図(2) 防波壁前面における最高水位分布 (1, 2号炉前面)



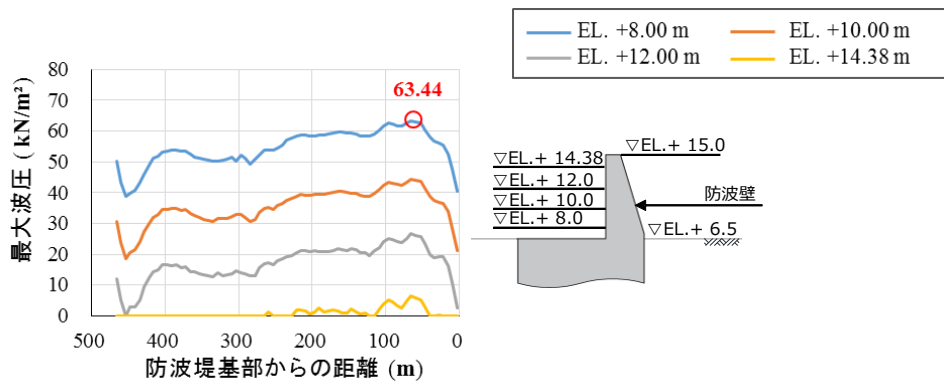
第4.4図(3) 防波壁前面における最高水位分布 (3号炉東側前面)

(d) 津波波圧

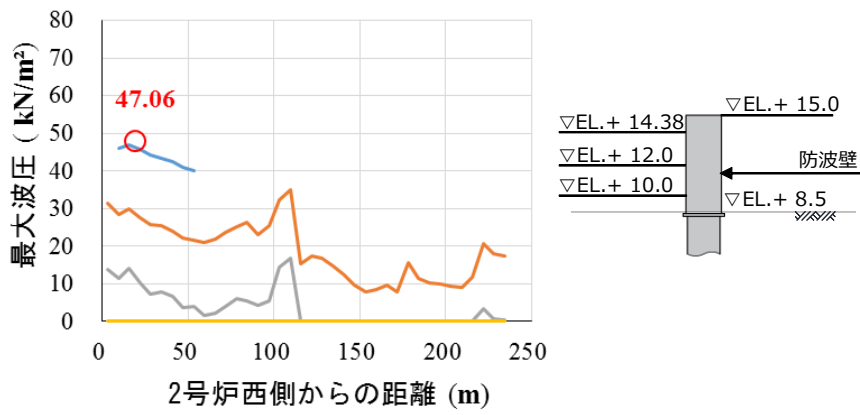
防波壁平面位置を第45図に、波圧検討用津波（1.5m津波）を用いた三次元津波シミュレーションにより直接算定された最大波圧分布を第46図に示す。



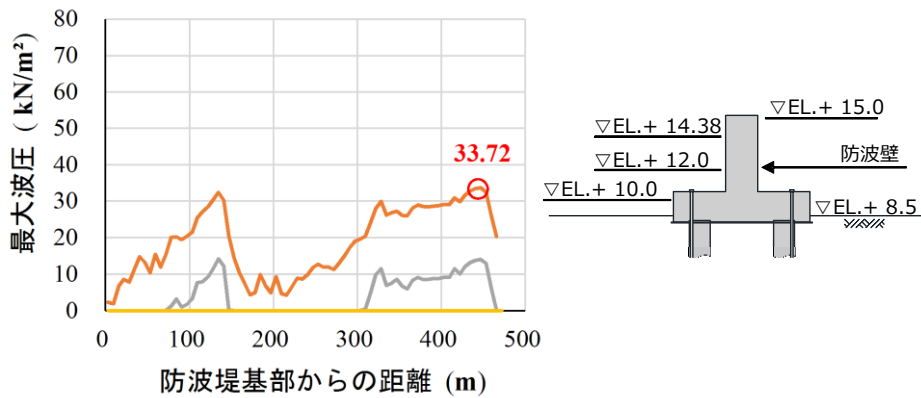
第45図 防波壁平面位置図



第46図(1) 防波壁に作用する標高別の最大波圧分布 (3号炉北側前面)



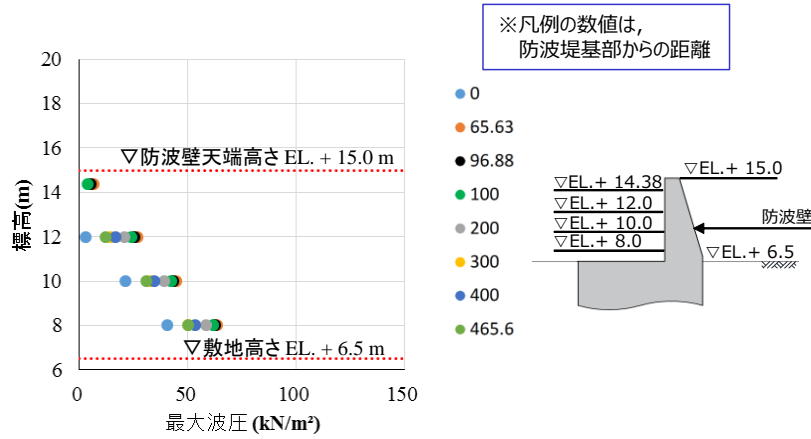
第46図(2) 防波壁に作用する標高別の最大波圧分布 (1, 2号炉前面)



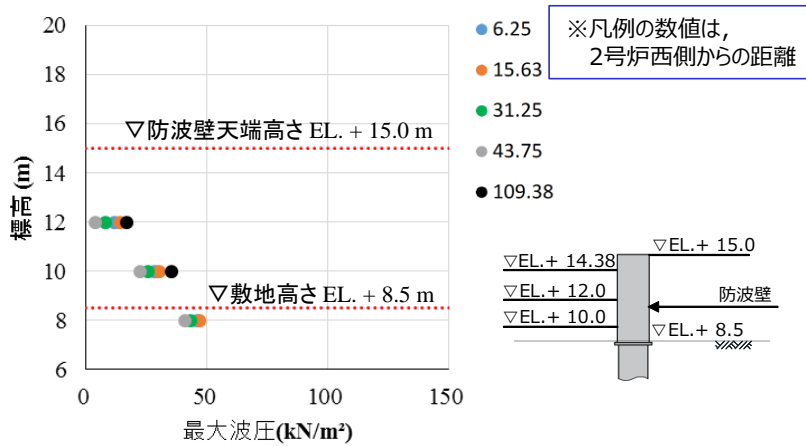
第46図(3) 防波壁に作用する標高別の最大波圧分布 (3号炉東側前面)

(e) 津波波圧 (標高毎)

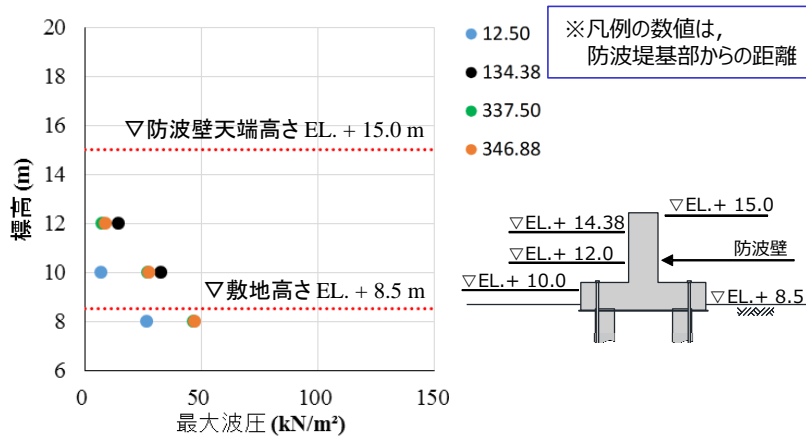
波圧検討用津波 (15 m津波) を用いた三次元津波シミュレーションにより防波壁に作用する波圧 (標高毎) を直接算定した結果を第47図に示す。



第47図 (1) 防波壁に作用する波圧分布 (3号炉北側前面)

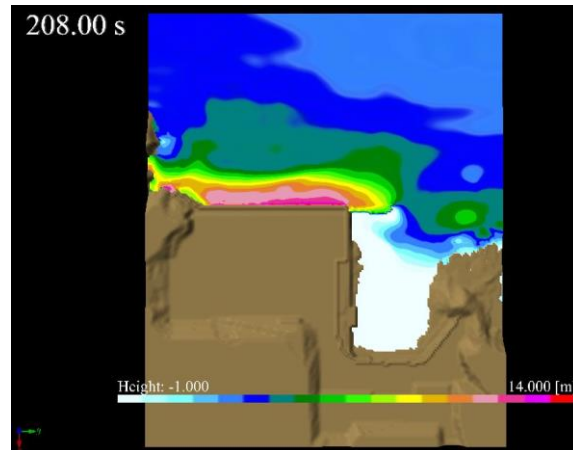


第47図 (2) 防波壁に作用する波圧分布 (1, 2号炉北側前面)

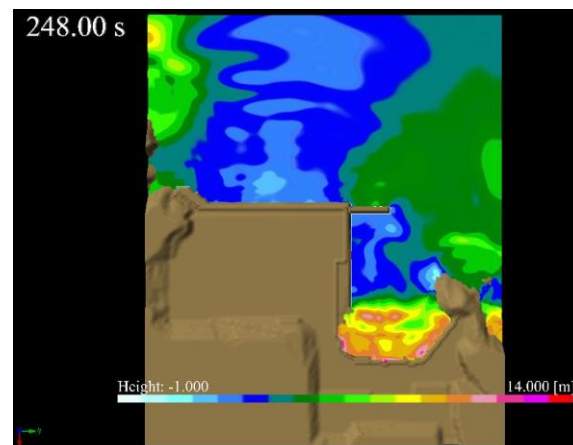


第47図 (3) 防波壁に作用する波圧分布 (3号炉東側前面)

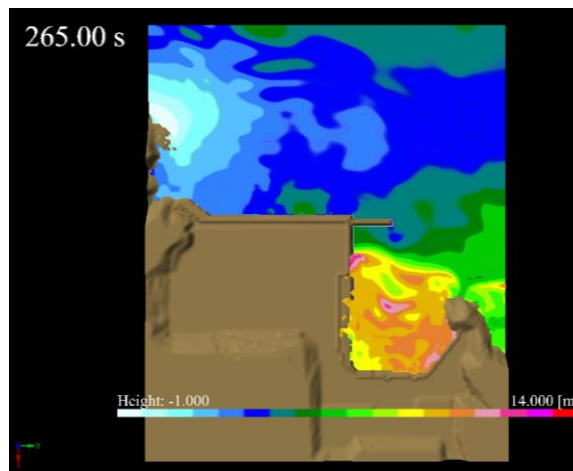
(参考) 三次元津波シミュレーションによる津波の作用状況
三次元津波シミュレーションによる最大波到達時刻の津波の作用状況を第48図に示す。



第48図 (1) 津波の作用状況 (3号炉北側前面最大波到達時刻)



第48図 (2) 津波の作用状況 (1, 2号炉前面最大波到達時刻)

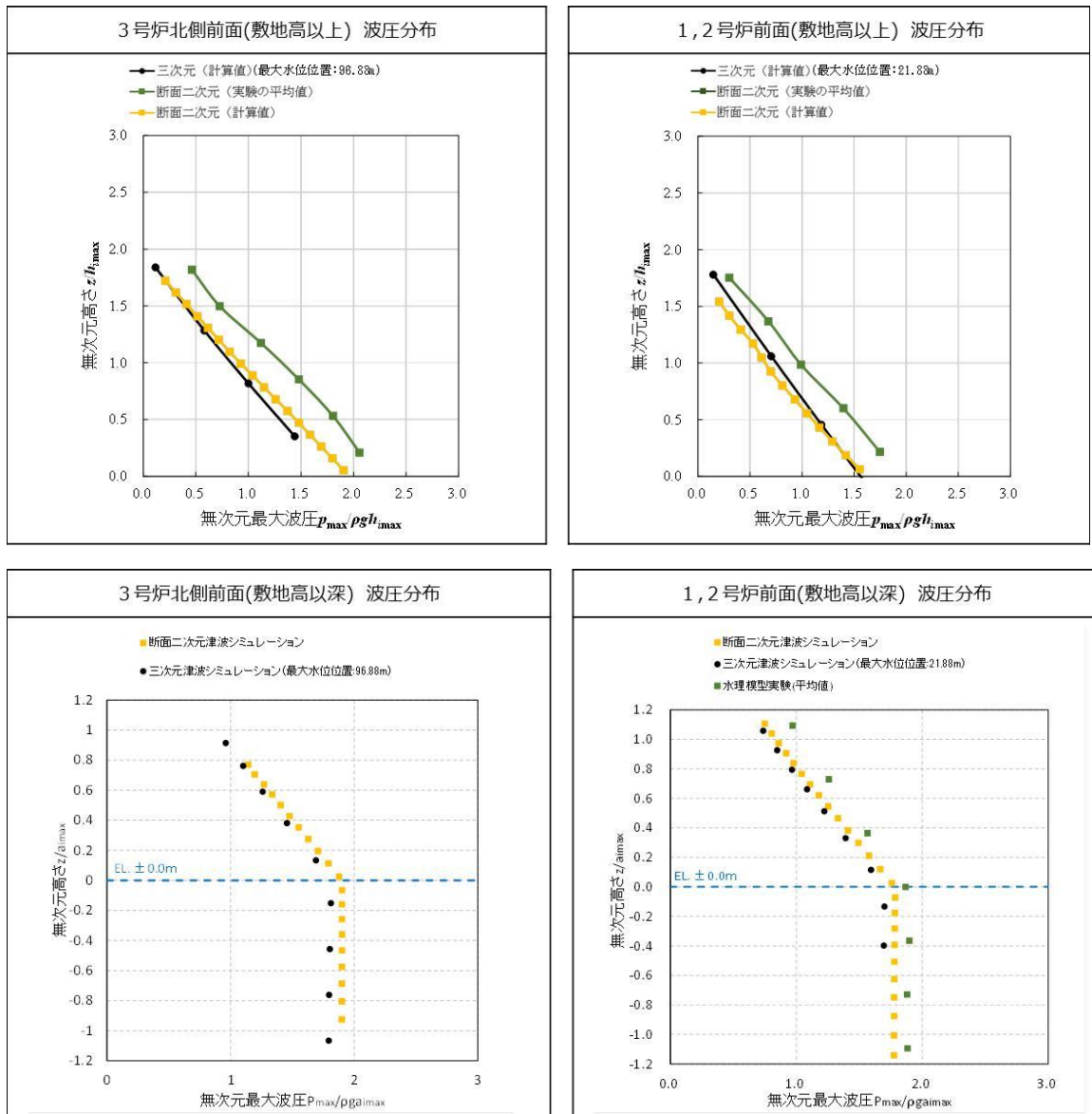


第48図 (3) 津波の作用状況 (3号炉北側前面最大波到達時刻)

(f) 津波波圧比較

3号炉北側前面及び1,2号炉前面の敷地高以上及び敷地高以深における,三次元津波シミュレーション,断面二次元津波シミュレーション及び水理模型実験(3号炉北側前面の敷地高以深を除く)により算定した波圧分布の比較結果を第49図に示す。

複雑な地形を考慮した三次元的な流況を評価できる三次元津波シミュレーションの結果を踏まえても,水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる津波波圧と同等又は包絡されることを確認した。



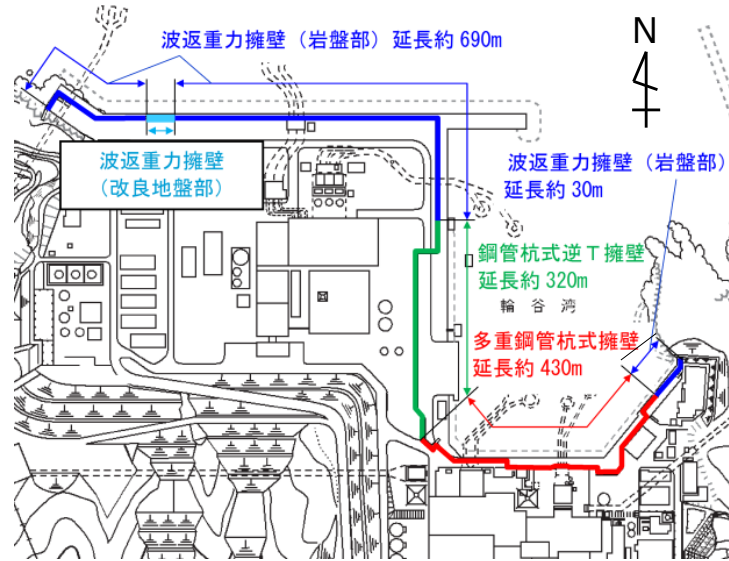
第49図 敷地高以上及び敷地高以深における波圧分布比較

4. 既往の津波波圧算定式との比較

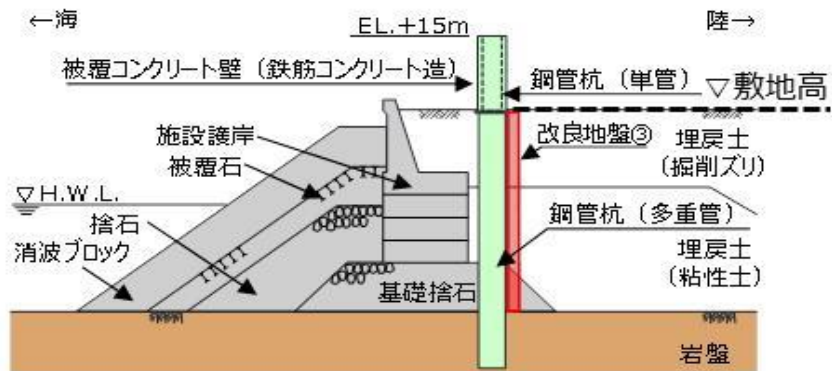
(1) 検討概要

既往の津波波圧算定式の妥当性を確認するため、水理模型実験、断面二次元及び三次元津波シミュレーションによる波圧と比較検討する。なお、津波波圧の算定に当たっては、波圧検討用津波(1.5m津波)を用いる。

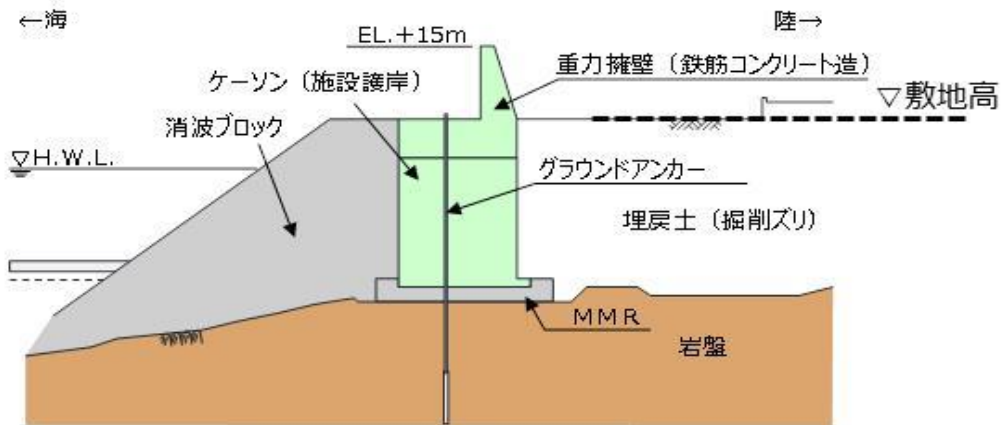
島根原子力発電所の防波壁の位置図を第50図に、断面図を第51図に示す。



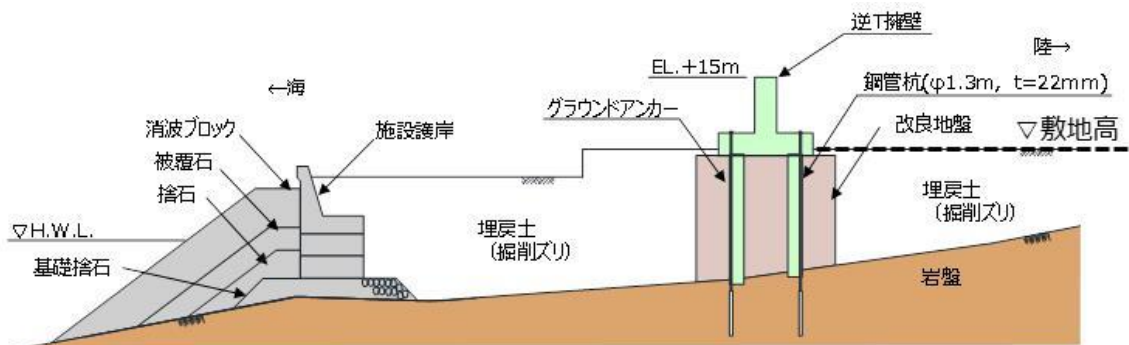
第50図 防波壁位置図



第51図(1) 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)断面図



第51図(2) 防波壁(波返重力擁壁)断面図

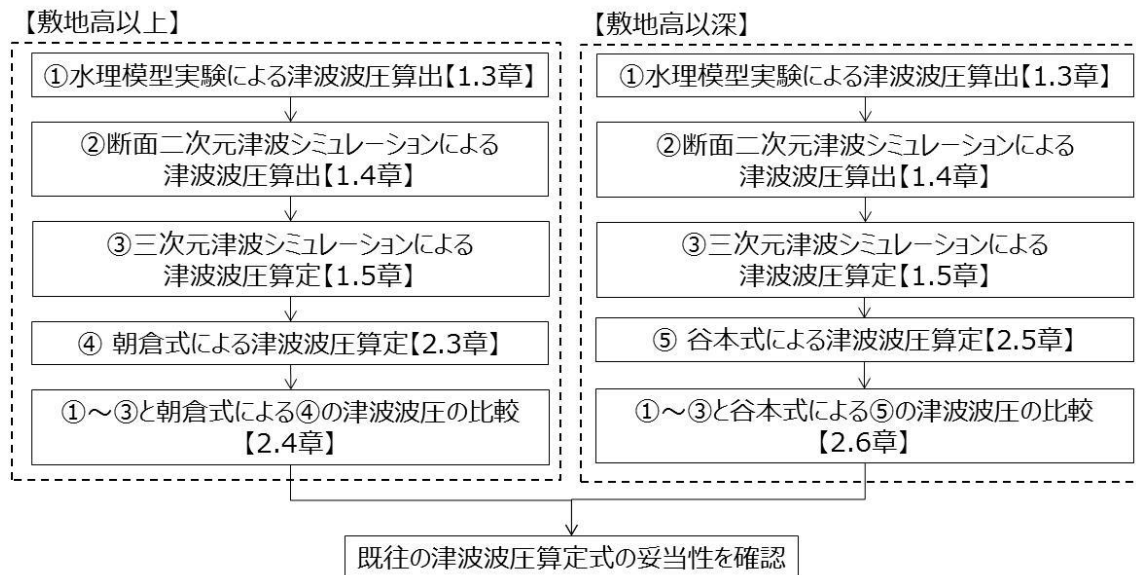


第51図(3) 防波壁(鋼管杭式逆T擁壁)断面図

(2) 津波波圧算定フロー

既往の津波波圧算定式は、第52図に示すフローにて妥当性を確認する。

水理模型実験、断面二次元及び三次元津波シミュレーションにより防波壁及び施設護岸に作用する波圧を直接算出し、朝倉式（敷地高以上）及び谷本式（敷地高以深）により算出した津波波圧と比較する。



第52図 検討フロー

(3) 朝倉式による津波波圧算定

朝倉式は、津波の通過波の浸水深に応じて波圧を算定する式であり、「通過波の浸水深」を最大浸水深（入力津波高さ－敷地標高）の1/2と保守的に仮定して*津波波圧を算定する。

朝倉式概念図を第53図に、朝倉式における津波波圧の考え方を第54図に示す。

朝倉式

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

ここに、

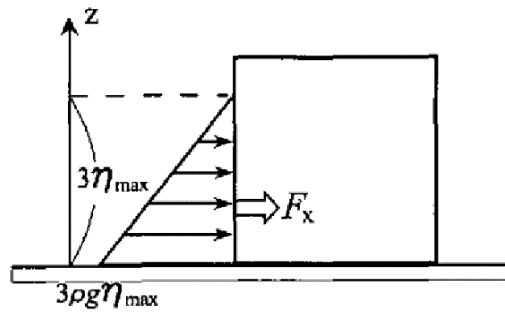
q_z : 津波波圧 (kN/m²)

η : 浸水深 (通過波の浸水深 = 最大浸水深の1/2) (m)

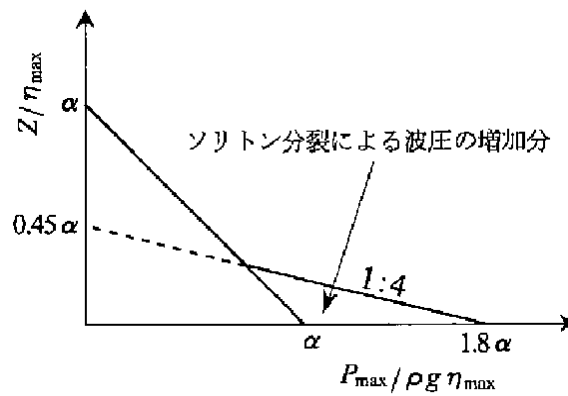
z : 当該部分の地盤面からの高さ (m) ($0 \leq z \leq a h$)

a : 水深係数 (最大: 3)

ρg : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

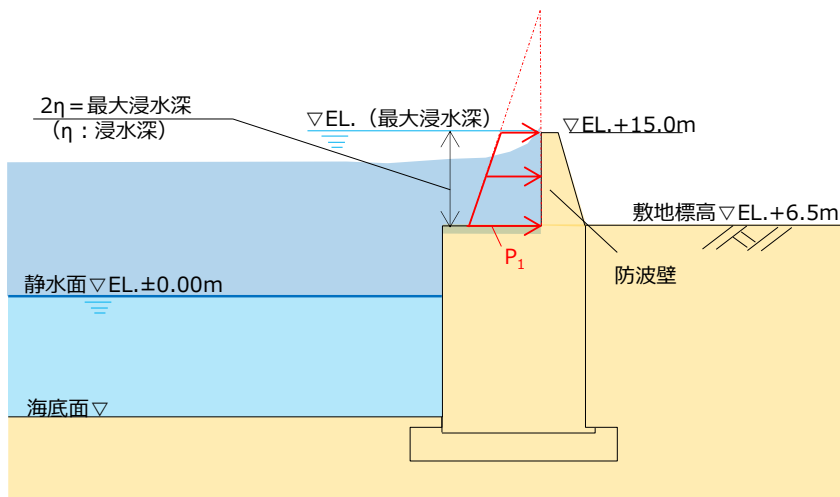


非分裂波の場合の津波水平波圧



分裂波の無次元最大波圧分布

第53図 朝倉式の概念図



第54図 朝倉式における津波波圧の考え方

※朝倉式による津波波圧算定（参考）

朝倉式で用いる「通過波の浸水深」と、入力津波高さから敷地標高を引いた「最大浸水深の1/2」について、水理模型実験から比較した結果を第24表及び第25表に示す。

・3号炉の水理模型実験

ケース③：防波壁がある場合の最大浸水深 h の1/2

ケース④：防波壁位置の通過波の浸水深

第24表 保守的な浸水深 η の水理模型実験による確認結果（3号炉）

実験 ケース	最大 浸水深 h	$h/2$	浸水深 η
ケース③	8.397m	4.199m	4.199m (最大浸水深の1/2)
ケース④	—	—	3.643m (通過波の浸水深)

・1, 2号炉の水理模型実験

ケース⑧：防波壁がある場合の最大浸水深 h の1/2

ケース⑨：防波壁位置の通過波の浸水深

第25表 保守的な浸水深 η の水理模型実験による確認結果（1, 2号炉）

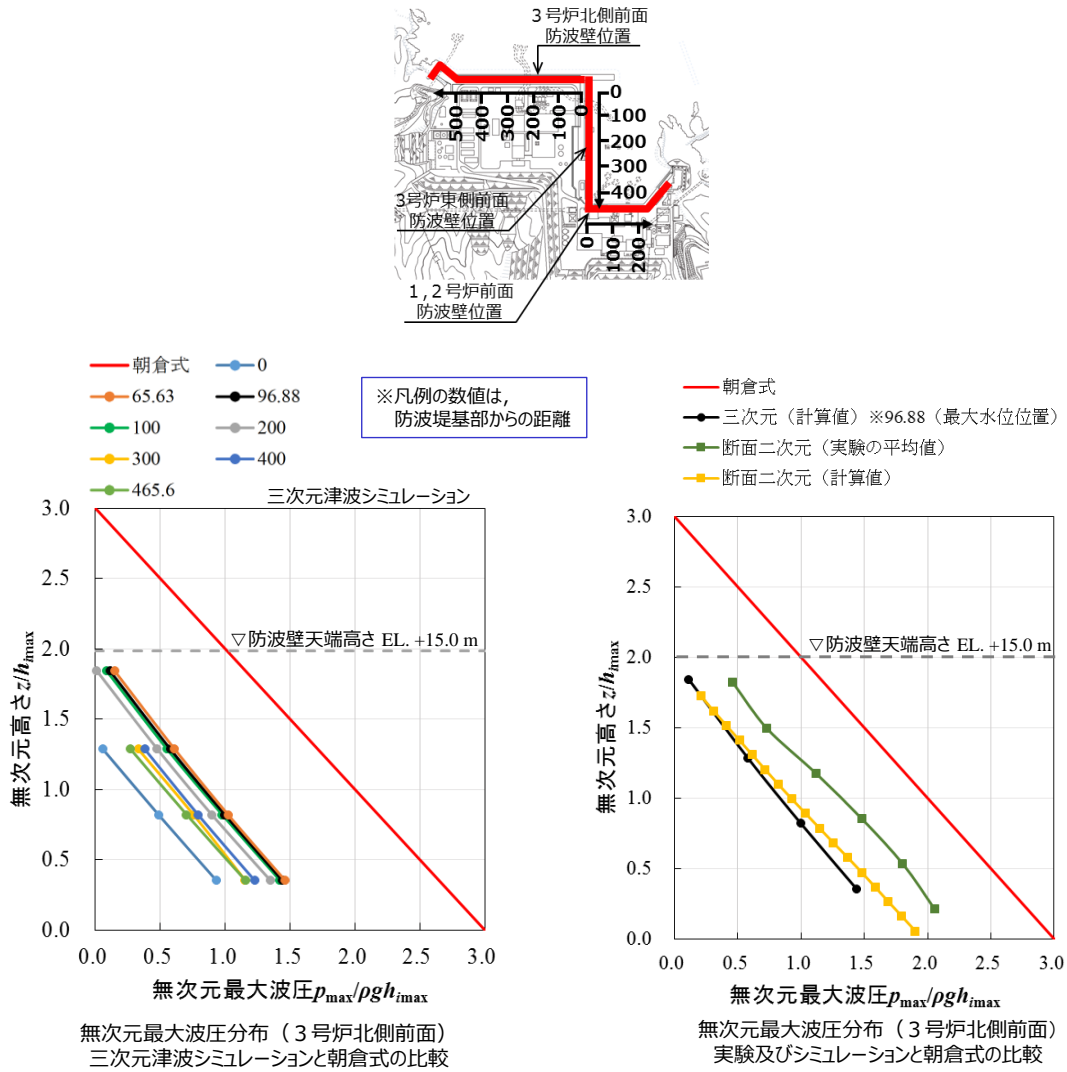
実験 ケース	最大 浸水深 h	$h/2$	浸水深 η
ケース⑧	6.511m	3.256m	3.256m (最大浸水深の1/2)
ケース⑨	—	—	2.015m (通過波の浸水深)

上記より、「最大浸水深の1/2」が「通過波の浸水深」より保守的な値となることを確認した。

(4) 津波波圧の比較 朝倉式 (敷地高以上)

3号炉北側前面の敷地高以上における、朝倉式により算定した波圧分布と水理模型実験、断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションにより算定した波圧分布の比較結果を第55図に示す。

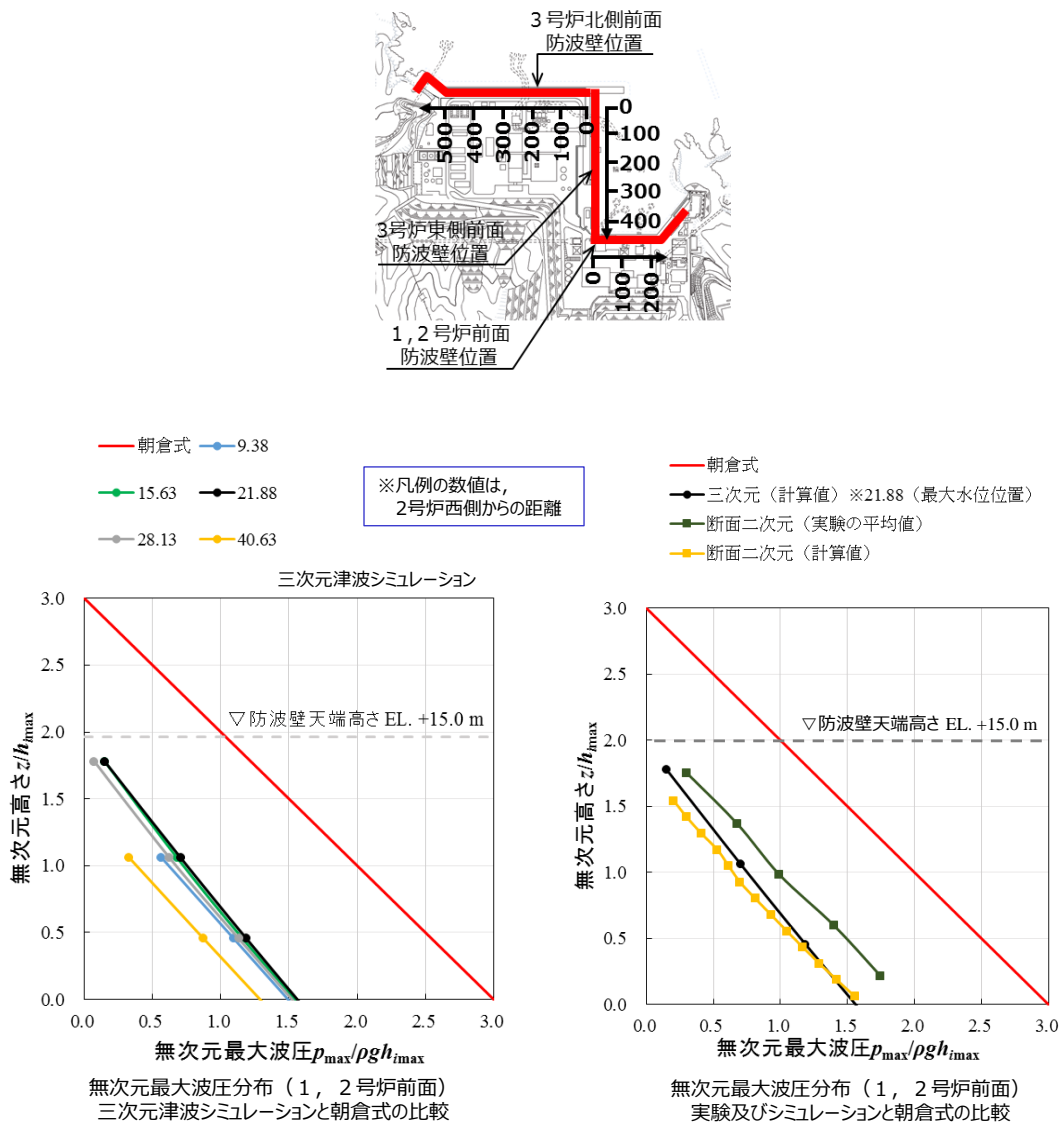
水理模型実験、断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションによる波圧分布は、朝倉式による波圧分布に包絡されることを確認した。



第55図 無次元最大波圧分布 (3号炉北側前面)

1, 2号炉前面の敷地高以上における, 朝倉式により算定した波圧分布と水理模型実験, 断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションにより算定した波圧分布の比較結果を第56図に示す。

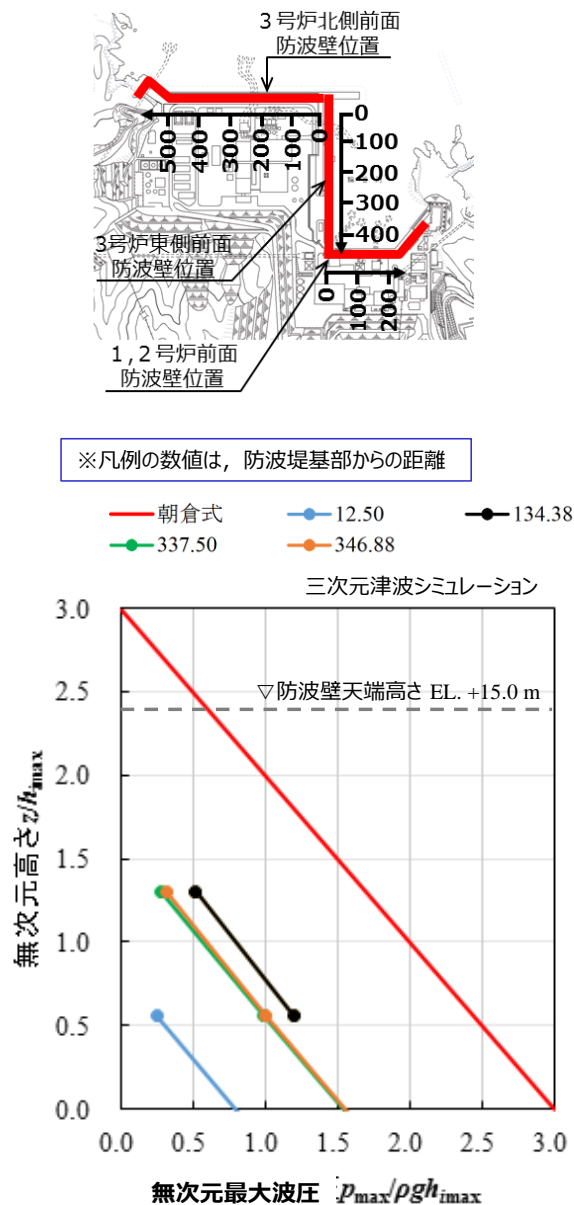
水理模型実験, 断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションによる波圧分布は, 朝倉式による波圧分布に包絡されることを確認した。



第56図 無次元最大波圧分布 (1, 2号炉前面)

3号炉東側前面の敷地高以上における，朝倉式により算定した波圧分布と三次元津波シミュレーションにより算定した波圧分布の比較結果を第57図に参考として示す。

三次元津波シミュレーションによる波圧分布は，朝倉式による波圧分布に包絡されることを確認した。



第57図 無次元最大波圧分布（3号炉東側前面）

(5) 谷本式による津波波圧算定

谷本式は、構造物前面の津波高さ（津波シミュレーション）に応じて波圧を算定する式である。谷本式を以下に示す。

なお、谷本式で使用する入射津波の静水面上の高さ（ $2a_1$ ）は、各津波シミュレーションにより抽出された護岸前面の最高水位を使用する。谷本式による波圧分布を第58図に示す。

【谷本式】

$$\eta^* = 3.0 a_1$$

$$P_1 = 2.2 \rho_0 g a_1$$

$$P_u = P_1$$

ここに、

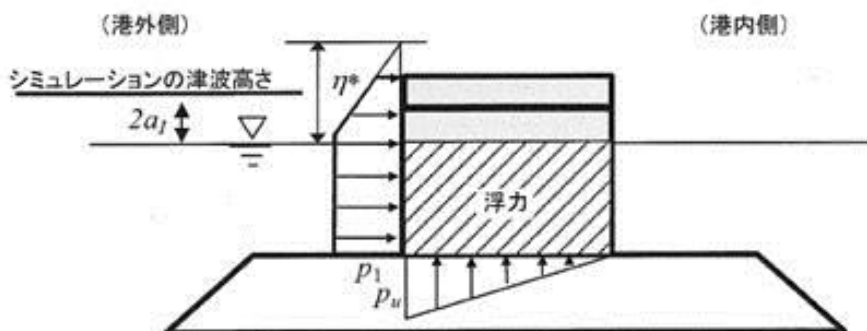
η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)

a_1 : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

$\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

P_u : 直立壁前面下端における揚圧力* (kN/m^2)

※島根原子力発電所の防波壁は、岩盤又は改良地盤により支持されており十分に止水性があるため揚圧力は考慮しない。



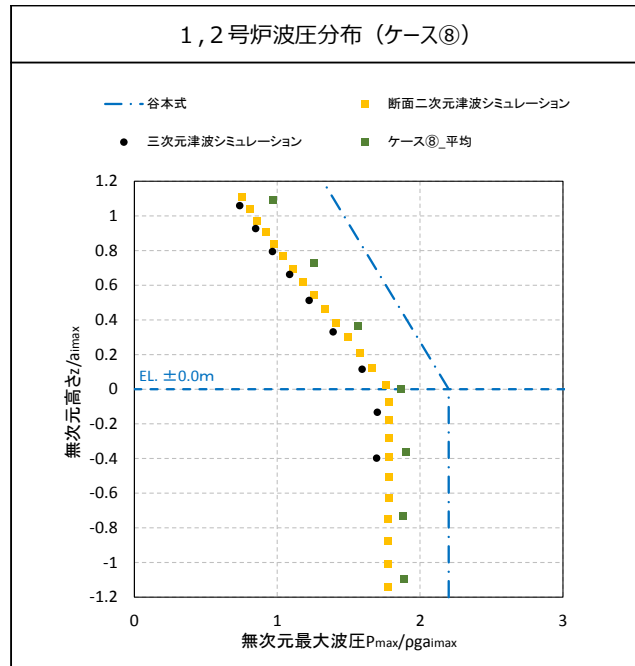
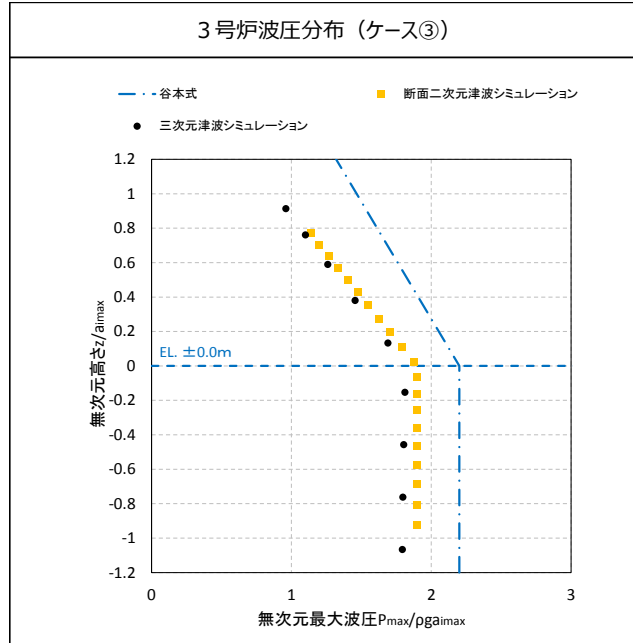
第58図 谷本式による波圧分布
(背面水位が押し波時に静水面より下がらない場合)

- ・ 島根原子力発電所の防波壁背後は敷地であるため、港湾外の波圧を算定した図を引用した。
- ・ なお、「背面水位が押し波時に静水面より下がる場合」でも港外側に作用する津波波圧は同じである。

(6) 津波波圧の比較 谷本式（敷地高以深）

敷地高以深における断面二次元津波シミュレーション，三次元津波シミュレーション，水理模型実験（1，2号炉），既往の算定式（谷本式）により算定した波圧分布を第59図に示す。

3号炉及び1，2号炉の波圧分布の比較結果より，谷本式による波圧分布が全ての波圧を包絡することを確認できたため，敷地高以深の津波波圧算定には谷本式を用いる。



第59図 断面二次元津波シミュレーション，三次元津波シミュレーション，水理模型実験（1，2号炉），既往の算定式(谷本式)により算定した波圧分布

(7) まとめ

津波は波浪に比べて周期が長いことから、その波力は水位の上昇による静水圧として評価される場合が多い。しかし、実際には流れに伴う動的な影響や作用の継続時間による影響が考えられ、精度よく波力を評価するためには、水理模型実験等を行うことが望ましいため、水理模型実験、断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションを実施した。

敷地高以上（防波壁前面）においては、敷地標高や遡上水深等により津波波圧への影響が大きいことから、朝倉式に用いる通過波の浸水深において、最大浸水深（津波高さ－敷地高さ）×1/2を用いることで、水理模型実験、断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションにより算定される波圧に対して保守性を確保している。

敷地高以深（護岸前面）においては、水理模型実験、断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションの結果、いずれもばらつきの小さい線形の波圧分布となり、これらの実験や解析手法の差異による波圧分布に有意な差異はない。また、3号炉の水理模型実験では、敷地高以深の波圧を測定できていないが、護岸前面で緩やかな水位上昇を示しており、1、2号炉の津波シミュレーション及び水理模型実験と同様な波圧分布になると考えられることから、いずれも谷本式により算定される波圧分布に包絡されると判断した。以上のことから、津波波圧を谷本式で評価することの保守性を確認した。

5. 設計で考慮する津波波圧の設定

水理模型実験の結果，科学的根拠に基づきソリトン分裂波や砕波が発生しないことを確認した。また，津波波圧については，敷地高以上の波圧分布は直線型となり，敷地高以深の波圧分布については海水位までは直線型，静水面以深では一定となり，津波波圧への有意な影響がないことを確認した。

断面二次元津波シミュレーション解析の結果，水理模型実験を再現でき，時刻歴波形，水位分布及び水面勾配からソリトン分裂波や砕波が発生しないことを確認した。また，波圧分布についても水理模型実験と同様に津波波圧への有意な影響はないことを確認した。

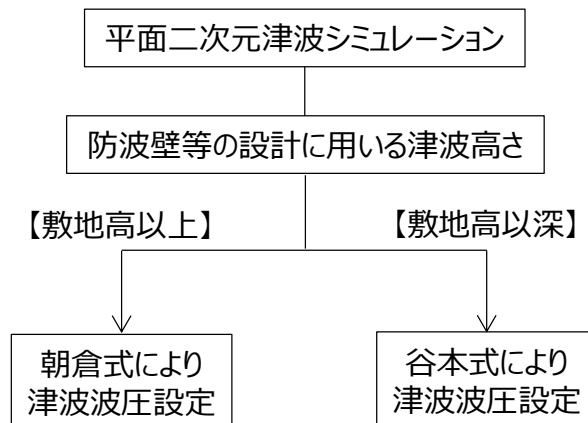
三次元津波シミュレーション解析の結果，島根原子力発電所特有の複雑な地形や三次元的な流況を踏まえても，水理模型実験及び断面二次元津波シミュレーションによる波圧分布と同等，又は包絡されることを確認した。

水理模型実験及び津波シミュレーション結果による津波波圧は，既往の津波波圧算定式による津波波圧に包絡されることを確認した。

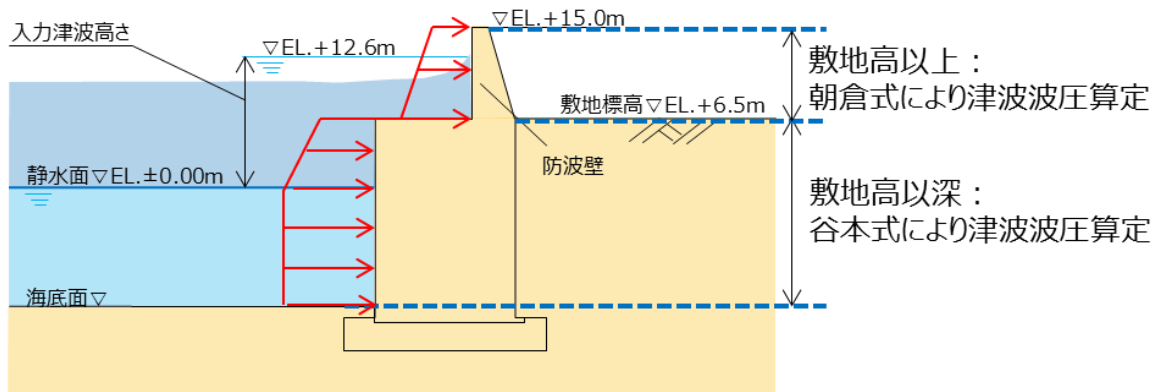
上記検討結果を踏まえ，防波壁等の設計で考慮する津波波圧を以下のとおり設定する。

- ・敷地高以上については，平面二次元津波シミュレーション解析で設定した入力津波高さに基づき，朝倉式により津波波圧を設定し，敷地高以深については，平面二次元津波シミュレーション解析で設定した入力津波高さに基づき，谷本式により津波波圧を設定する。
- ・設計用津波波圧の算定に用いる入力津波高さは，平面二次元津波シミュレーション結果より「EL. +12.6m」を用いる。

津波波圧設定フローを第60図に，波圧算定イメージ（3号炉前面）を第61図に示す。



第60図 津波波圧設定フロー



第61図 波圧算定イメージ（3号炉前面）

津波流入防止対策について

1. 概要

内郭防護においては、海域と接続する低耐震クラス（浸水防止機能を除く）の機器及び配管が地震により損傷して保有水が溢水するとともに、損傷箇所を介して津波が流入する事象を想定する。

ここでは、地震による配管損傷後に津波が襲来した場合の浸水防護重点化範囲への直接的な津波の流入に対する対策について説明する。

2. 海域と接続する配管

海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管が設置される浸水防護重点化範囲としてタービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）、取水槽循環水ポンプエリア及び取水槽海水ポンプエリアがある。

浸水防護重点化範囲であるタービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）、取水槽循環水ポンプエリア及び取水槽海水ポンプエリアに設置される海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管を表1, 図1に示す。なお、海域と接続する機器及び配管については、外郭防護1の「取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止」において耐震Sクラスの機器・配管も含め特定しており、それらの機器及び配管と同じである。

これらの機器及び配管については、地震により損傷した場合には、その後襲来する津波が、損傷箇所を介し浸水防護重点化範囲内に直接流入することから、基準地震動 S_s による地震力に対してバウンダリ機能を保持する等の設計とする。

表1 海域と接続する基準地震動 S_s による地震力に対して
 バウンダリ機能を保持する等の設計とする機器及び配管

海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管を設置する浸水防護重点化範囲	左記に設置する低耐震クラスの機器及び配管	耐震クラス※
タービン建物 (耐震Sクラスの設備を設置するエリア)	タービン補機海水系配管	Cクラス
	原子炉補機海水系配管 (放水配管)	Cクラス
	高圧炉心スプレイ補機海水系配管 (放水配管)	Cクラス
	液体廃棄物処理系配管	Cクラス
取水槽循環水ポンプエリア	循環水ポンプ及び配管	Cクラス
	タービン補機海水系配管	Cクラス
取水槽海水ポンプエリア	タービン補機海水ポンプ及び配管	Cクラス
	除じんポンプ及び配管	Cクラス

※ 浸水防止機能を除く

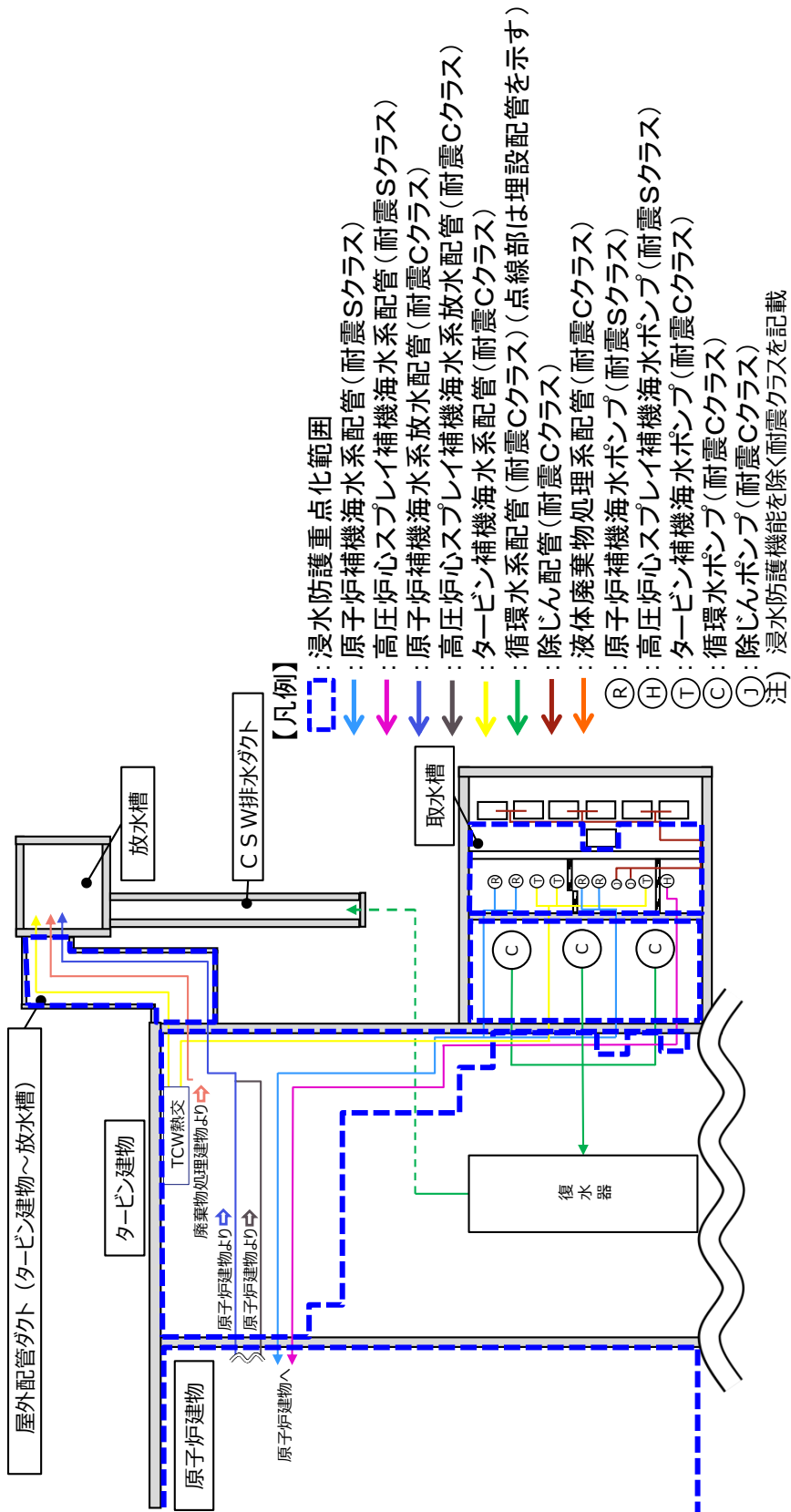


図1 浸水防護重点化範囲内に設置する低耐震クラスの機器及び配管の設置概要

3. 津波流入防止対策

循環水系は、基準地震動 S_s による地震力に対してバウンダリ機能を保持する設計とし、津波の流入を防止する。

タービン補機海水系は、インターロックによりポンプ出口弁を閉止するとともに、出口側配管の逆止弁により津波の流入を防止する（図3参照）。海域活断層に想定される地震による津波襲来に係る時系列を図4に、日本海東縁部に想定される地震による津波襲来に係る時系列を図5に示す。

また、インターロックによるポンプ出口弁の閉止については、津波襲来前に確実に閉止するため、多重化・多様化を図る。

液体廃棄物処理系については、出口側配管の逆止弁により津波の流入を防止する。

原子炉補機海水系配管（放水配管）及び高圧炉心スプレイ補機海水系配管（放水配管）については、基準地震動 S_s による地震力に対してバウンダリ機能を保持する設計とし、津波の流入を防止する。

除じん系については、基準地震動 S_s による地震力に対してバウンダリ機能を保持する設計とし、津波の流入を防止する。

この結果、浸水防護重点化範囲であるタービン建物（耐震Sクラス施設を設置するエリア）、取水槽循環水ポンプエリア、取水槽海水ポンプエリアにおいて、循環水系、原子炉補機海水系、高圧炉心スプレイ補機海水系及び除じん系の機器及び配管は地震により破損することなく、タービン補機海水系、液体廃棄物処理系については、地震により配管が損傷した後に、津波が襲来した場合でも、タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）、取水槽循環水ポンプエリア及び取水槽海水ポンプエリアに流入しない。対策及び取・放水路からの流入防止結果を表2に、対策概要図を図2に示す。

表2 海域と接続する基準地震動 S_s による地震力に対して
バウンダリ機能を保持する等の設計とする配管に対する対策

浸水防護重点化 範囲	機器・配管	対策	流入防止結果	
			取水路	放水路
タービン建物 (耐震Sクラスの 設備を設置す るエリア)	タービン補機海水 系配管	・インターロックによる 電動弁閉止 ・逆止弁閉止	○ (インターロックに よる隔離)	○ (逆止弁による 隔離)
	液体廃棄物処理系 配管	・逆止弁閉止	— (接続なし)	○ (逆止弁による 隔離)
	原子炉補機海水系 配管(放水配管)	・基準地震動 S_s による地 震力に対してバウンダリ 機能を保持	○ (バウンダリ機能を 保持)	○ (バウンダリ機能を 保持)
	高圧炉心スプレイ 補機海水系配管(放 水配管)	・基準地震動 S_s による地 震力に対してバウンダリ 機能を保持	○ (バウンダリ機能を 保持)	○ (バウンダリ機能を 保持)
取水槽循環水 ポンプエリア	循環水ポンプ及び 配管	・基準地震動 S_s による地 震力に対してバウンダリ 機能を保持	○ (バウンダリ機能を 保持)	○ (バウンダリ機能を 保持)
	タービン補機海水 系配管	・インターロックによる 電動弁閉止 ・逆止弁閉止	○ (インターロックに よる隔離)	○ (逆止弁による 隔離)
取水槽海水 ポンプエリア	タービン補機海水 ポンプ及び配管	・基準地震動 S_s による地 震力に対してバウンダリ 機能を保持 ・逆止弁閉止	○ (バウンダリ機能を 保持)	○ (逆止弁による 隔離)
	除じんポンプ及び 配管	・基準地震動 S_s による地 震力に対してバウンダリ 機能を保持	○ (バウンダリ機能を 保持)	— (接続なし)

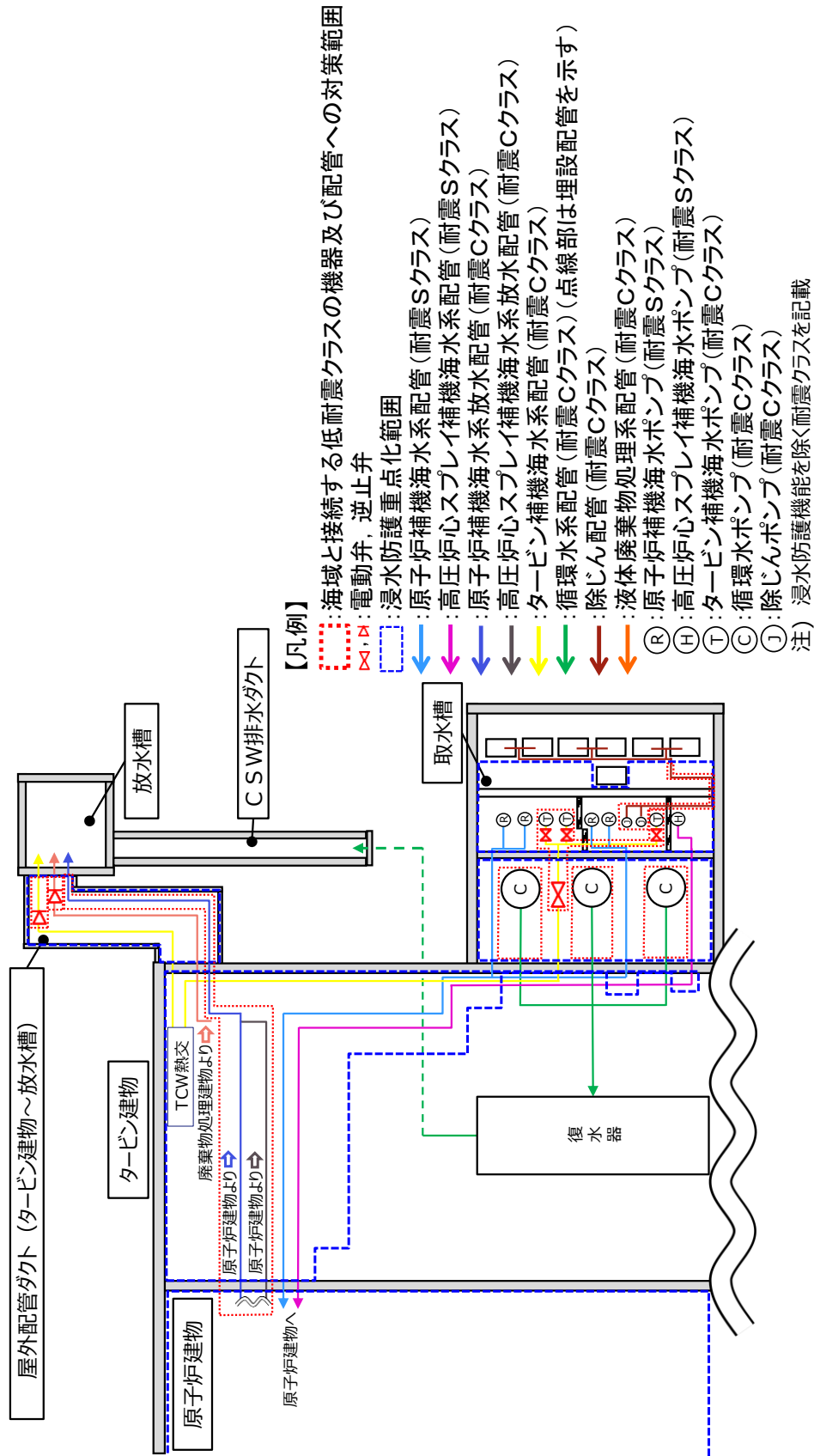


図2 浸水防護重点化範囲内に設置する海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管への対策概要図

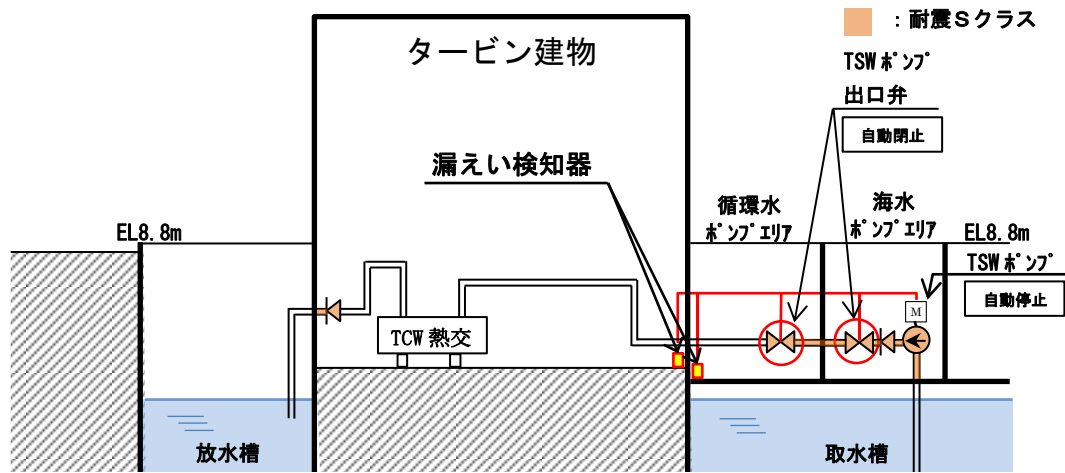


図3 タービン補機海水系 インターロック概要図

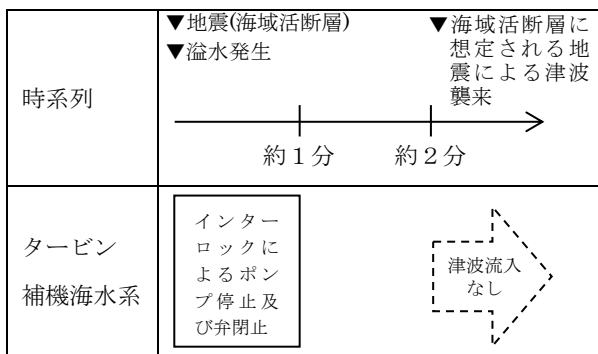


図4 海域活断層に想定される地震による津波襲来に係る時系列

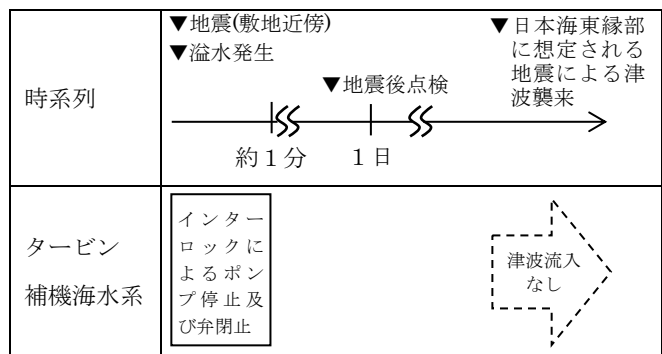


図5 日本海東縁部に想定される地震による津波襲来に係る時系列

タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Sクラスの設備に対する浸水影響について

1. 概要

耐震Sクラスの設備を内包する建物及び区画として、原子炉建物、タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）、廃棄物処理建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）、制御室建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）、取水槽海水ポンプエリア、取水槽循環水ポンプエリア及び屋外配管ダクト（ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物、タービン建物～排気筒、タービン建物～放水槽）並びに非常用ディーゼル燃料設備及び排気筒を敷設する区画があり、これらの範囲を浸水防護重点化範囲と設定している。

このうち、タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）、取水槽循環水ポンプエリアについては、海域と接続する低耐震クラスの機器及び配管であるタービン補機海水系等を設置しており、地震時には配管等の破損による保有水の溢水及び破損箇所を介した津波の流入を想定する範囲となる。

そのため、タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Sクラスの設備について、地震・津波時の浸水状況を考慮した浸水に対して、同区画に設置される津波防護対象設備の浸水による機能喪失要因の網羅的な抽出を踏まえ、浸水による影響がないことを確認する。タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Sクラスの設備を表1に、その配置を図1に示す。

なお、タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Sクラスの配管に、電動弁等の浸水により機能喪失する設備は設置していない。

表1 タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Sクラスの設備

設置区画	設備	
タービン建物 (耐震Sクラスの設備を設置するエリア)	原子炉補機海水系	配管・手動弁
		ケーブル
	高圧炉心スプレイ補機海水系	配管・手動弁
		ケーブル
	非常用ディーゼル発電機系	配管・手動弁
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機系	配管・手動弁	
	ケーブル	
非常用ガス処理系	配管・手動弁	
取水槽循環水ポンプエリア	原子炉補機海水系	配管・手動弁 (ストレーナ含む)
		ケーブル
	高圧炉心スプレイ補機海水系	配管・手動弁 (ストレーナ含む)
		ケーブル

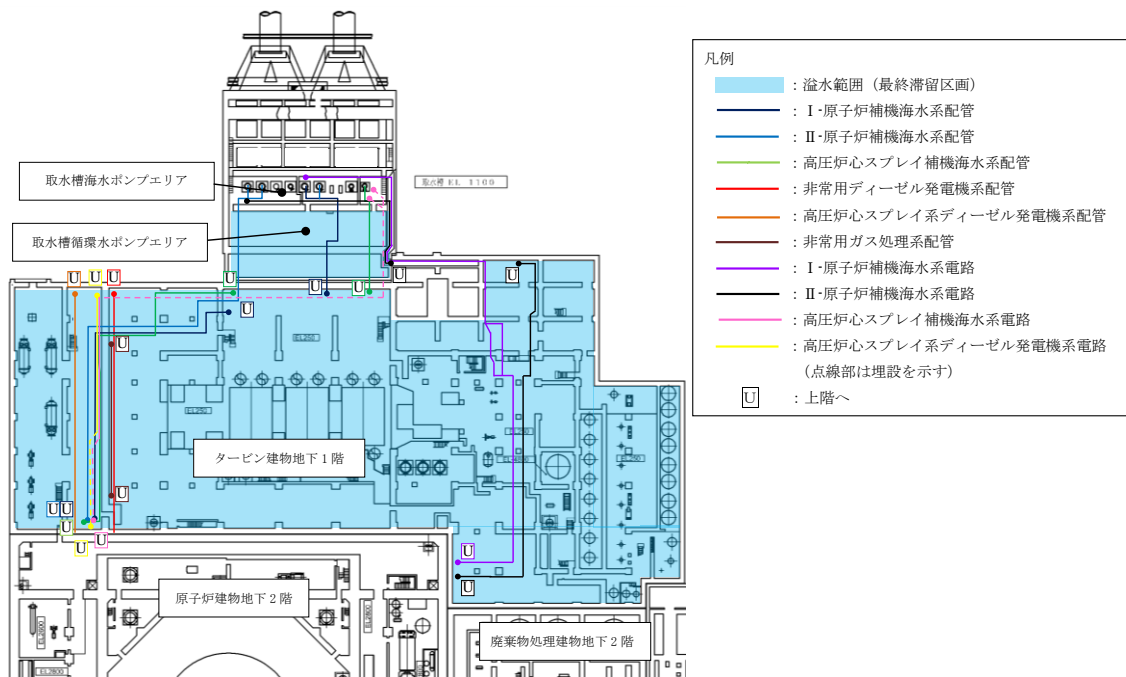


図1 タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに設置する耐震Sクラスの設備の配置

2. 耐震Sクラスの設備に対する浸水による機能喪失要因

抽出された耐震Sクラスの設備の浸水による影響有無を評価するため、機能喪失要因を抽出した。

タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアにおける地震・津波時の浸水状況を踏まえた範囲に設置する耐震Sクラスの設備に対する浸水による機能喪失要因を表2に示す。津波流入により生じる漂流物による配管等の損傷の可能性については、タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアに津波を流入させない対策(添付資料27参照)を実施することから、当該エリアに津波の流入はなく、漂流物は生じない。

表2 耐震Sクラスの設備に対する浸水による機能喪失要因

設備	設置区画	系統	機能喪失要因	
			水圧による損傷	電気接続部の没水
配管・手動弁 (ストレーナ含む)	タービン建物 (耐震Sクラスの設備を設置するエリア)	原子炉補機海水系	地震・津波時の浸水による水頭圧(外圧)により、配管の構造的損傷の可能性はある。	-
		高圧炉心スプレイ補機海水系		
		非常用ガス処理系		
		非常用ディーゼル発電機系		
	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機系			
	取水槽循環水ポンプエリア	原子炉補機海水系		
高圧炉心スプレイ補機海水系				
ケーブル	タービン建物 (耐震Sクラスの設備を設置するエリア)	原子炉補機海水系	地震・津波時の浸水による水頭圧(外圧)により、ケーブルの構造的損傷の可能性はある。	地震・津波時の浸水が電気接続部に接することで、機能喪失する可能性がある。
		高圧炉心スプレイ補機海水系		
		高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機		
	取水槽循環水ポンプエリア	原子炉補機海水系		
		高圧炉心スプレイ補機海水系		

3. 機能喪失要因に対する評価

地震・津波時の浸水状況を踏まえ、抽出された機能喪失要因に対する評価を実施した。

(1) 水圧による損傷に対する評価及びケーブルの電気接続部の没水に対する評価

タービン建物（耐震Sクラスの設備を設置するエリア）に設置される耐震Sクラスの設備の水圧による損傷に対する評価及びケーブルの電気接続部に対する評価については、「第9条 溢水による損傷の防止等 9.3 タービン建物に設置されている防護対象設備について」において説明しており、地震・津波時の浸水による水圧に対して機能喪失しないこと、また電気接続部がないことを確認している。同様に、取水槽循環水ポンプエリアに設置される耐震Sクラスの設備の水圧による損傷に対する評価については、「第9条 溢水による損傷の防止等 添付資料1 機能喪失判定の考え方と選定された溢水防護対象設備について」において説明しており、地震・津波時の浸水による水圧に対して機能喪失しないことを確認している。具体的な内容を図2、図3に示す。

(2) 配管及びケーブルの溢水影響について

a. 評価条件について

9.1 項及び 9.2 項の評価より、タービン建物における最大の溢水水位 EL5.8m に相当する水頭圧を外圧条件とした。

b. 評価結果

(a) 配管

没水時の外圧に対する健全性評価の例を表 9-14 に示す。なお、弁は配管に比べ肉厚であるため、配管の評価に含まれる。配管の製造最小厚さから外圧に対する許容圧力を算出し、没水時の外圧に対する健全性を確認した。

(b) ケーブル

ケーブルはシース（難燃性特殊耐熱ビニル）で覆った構造であり、非常時の環境条件（静水圧換算：18m 以上）を考慮した設計であるため、没水時の外圧により機能喪失しない。また、海水に対する影響については、海水による浸水試験（試験時間：200 時間）を実施し、外観及び絶縁抵抗に影響がないことを確認している。なお、没水するケーブルについては溢水により機能を喪失する接続部（端子部）がないことを確認した。

表 9-14 タービン建物に敷設される配管の外圧に対する許容圧力

系統	原子炉補機海水系配管	高圧炉心スプレイ補機海水系配管	非常用ディーゼル発電機系配管	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機系配管	非常用ガス処理系配管
外径 D_0 [mm]	711.2	267.4	60.5	60.5	406.4
板厚 t [mm]	9.5	9.3	5.5	5.5	9.5
製造上最小厚さ t_s [mm]	8.5	8.13	4.81	4.81	8.31
付録材料図表 Part7 により定まる値 B	9.7	55	110	110	34
材質	SM41C	STPT42	STPT42	STPT42	STPT42
水頭圧[MPa]	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
許容圧力 [MPa] [※]	0.15	2.22	11.6	11.6	0.92
許容圧力 > 水頭圧判定	○	○	○	○	○

※ 「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (JSME S NC1-2005/2007)

「PPC-3411 直管 (2) 外圧を受ける直管」を準用した以下の式を用い、製造上の最小厚さから許容圧力を算定した値

$$t_s = \frac{3PeD_0}{4B}$$

P_e : 許容圧力 [MPa]

t_s : 製造上の最小厚さ [mm]

D_0 : 管の外径 [mm]

B : 付録材料図表 Part7 により定まる値

9 条一別添 1-9-19

図 2 タービン建物（耐震 S クラスの設備を設置するエリア）に設置される耐震 S クラスの設備の水圧による損傷に対する評価及びケーブルの電気接続部に対する評価

2.3 溢水影響評価の対象外とする理由

(1) 「①溢水により機能を喪失しない」による対象外

溢水により機能を喪失しないとした防護対象設備について、没水時の健全性を評価した。表 2-4 に示すように、各建物の最大階高（当該床から上階床までの階高のうち最大となる値）に相当する水頭圧を外圧条件とした。

表 2-4 各建物の外圧条件

建物	水頭圧[m]	最大階高
原子炉建物	8	3 階～4 階
廃棄物処理建物	7	2 階～3 階
取水槽	10	床～防水壁天端

a. 配管及び弁

配管及び弁の没水時の外圧に対する健全性評価の例を表 2-5 に示す。

「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 JSME S NC1-2005/2007」に基づき算出した機器の外圧に対する許容圧力が溢水水位による外圧を上回るため、健全性を維持できる。なお、弁は配管に比べ肉厚であるため、配管の評価に含まれる。

表 2-5 配管の没水時の外圧による影響評価結果（代表例）

建物	原子炉建物	廃棄物処理建物	取水槽
代表配管※1	700A-RSW-7A	200A-RCW-61A	700A-RSW-2A
外径 Do[mm]	711.2	216.3	711.2
板厚 t[mm]	9.5	8.2	9.5
製造上最小厚さ ts[mm]	8.5	7.17	8.5
付録材料図 表 Part7 により定まる値 B	15.9	89.5	16.6
材質	SM41C	STPT42	SM41C
許容圧力[MPa]※2	0.15	3.95	0.15
水頭圧[MPa]	0.08	0.07	0.10
許容圧力>水頭圧判定	○	○	○

※1 評価を実施するにあたり、各建物の対象配管のうち、保守的に外径(Do)/板厚(t)が最大となる配管を代表として選定した。なお、評価では内圧は大気圧とした。

※2 「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (JSME S NC1-2005/2007) PPC-3411 直管 (2) 外圧を受ける直管」を準用した以下の式を用い、製造上最小厚さから許容圧力を算定した値

$$t_s = \frac{3P_e D_0}{4B}$$

Pe: 許容圧力 [MPa]
 ts: 製造上の最小厚さ [mm]
 Do: 管の外径 [mm]
 B: 付録材料図 表 Part7 により定まる値

9条-別添1-添付1-24

図 3 取水槽循環水ポンプエリアに設置される耐震Sクラスの設備の水圧による損傷に対する評価

荷揚場作業に係る車両・資機材の漂流物評価について

1. 概要

荷揚場では、使用済燃料輸送に係る作業や低レベル放射性廃棄物（LLW）の輸送に係る作業等を定期的実施することから、荷揚場作業中の地震または津波の発生を想定し、荷揚場作業に用いる車両・資機材が津波により漂流物となるか評価する。

2. 評価する基準津波と地震影響

島根原子力発電所において想定する基準津波のうち、海域活断層から想定される地震による津波は荷揚場に遡上しないことから、日本海東縁部に想定される地震による津波に対して評価を実施する。

評価にあたっては、日本海東縁部に想定される地震による津波については、波源が敷地から離れており地震による敷地への影響はないが、敷地近傍の震源による地震が発生した後に、独立した事象として日本海東縁部に想定される地震による津波が発生し、襲来することも想定し、荷揚場作業中に「(1) 津波が発生する場合」と「(2) 地震が発生し、その後独立事象として津波が発生する場合」を評価する。

3. 荷揚場作業に係る車両・資機材

定期的実施する荷揚場作業に係る車両・資機材を表1に示す。

表1 荷揚場作業に係る車両・資機材

作業項目	作業頻度	種類	名称	個数	質量
①使用済燃料輸送作業	2回/年 程度	車両	輸送車両	2	約32t
		資機材	使用済燃料キャスク	2	約93t
②LLW(低レベル放射性廃棄物)搬出作業	2回/年 程度	車両	輸送車両	4	約11t
		車両	フォークリフト	2	約17t
		資機材	LLW輸送容器	10*	約1t
③デリッククレーン点検作業	1回/年 程度	車両	トラック	1	約5t
		車両	ラフタークレーン	1	約39t
		車両	トレーラー	1	約21t
		資機材	発電機	1	約8t
④防舷材設置作業	大型船舶入 港の都度	車両	ラフタークレーン	2	約25t
		車両	トラック	1	約5t

※うち8個は輸送車両に積載

4. 評価内容

(1) 荷揚場作業中に津波が発生する場合

荷揚場作業中に、日本海東縁部に想定される地震による津波が発生した場合、地震発生後に発電所へ津波が到達するまでの時間は約 110 分である。この間に、荷揚場作業に用いている車両・資機材が荷揚場から防波壁内に退避可能か評価する。

各荷揚場作業において、荷揚場に仮置きする資機材とその個数及び車両等への積載時間を以下に、また退避に要する時間を表 2 に示す。各荷揚場作業における、仮置き資機材の車両等への積載時間、車両退避時間（約 10 分）、防波扉の開放・閉止時間（開放・閉止各約 10 分（電動））から求まる退避時間は、津波到達時間（地震発生後約 110 分）より短く、車両・資機材の退避は可能である。

① 使用済燃料輸送作業

荷揚場に仮置きする使用済燃料キャスクは、デリッククレーンを用い使用済燃料輸送車両に積載して退避する手順としている。

【仮置き資機材と積載時間】

使用済燃料キャスク個数：2 個

輸送車両への積載時間：15 分／個

② LLW 荷役作業

荷揚場に仮置きする LLW 輸送容器は、輸送船のクレーンを用い、輸送船に積載し退避する手順としている。

【仮置き資機材と積載時間】

LLW 輸送容器個数：2 個

輸送船への積載時間：5 分/2 個*

※：LLW 輸送容器は 2 個ずつ輸送船へ積載

③ デリッククレーン点検作業

荷揚場に仮置きする発電機は、ラフタークレーンを用いトラックに積載して退避する手順としている。

【仮置き資機材と積載時間】

発電機個数：1 個

トラックへの積載時間：10 分／個

④ 防舷材設置作業

防舷材については、「2.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止」において、漂流物として抽出し取水性へ影響を与えないことを確認している。また、作業車両については、退避する手順としている。

表2 退避に要する時間

作業項目	防波扉開	資機材の積載	車両退避	防波扉閉	合計	評価結果
①使用済燃料輸送作業	約 10 分 ^{※1}	約 30 分	約 10 分	約 10 分	約 50 分	○ (約 110 分 までに退避 可能)
②LLW (低レベル放射性廃棄物) 搬出作業		約 5 分 ^{※2}			約 20 分	
③デリッククレーン点検作業		約 10 分			約 30 分	
④防舷材設置作業		—			約 20 分	

※1 資機材の積載，車両退避と同時に防波扉の開作業を実施するため，合計には含まない。

※2 輸送船へ積載するため，合計には含まない。

(2) 荷揚場作業中に地震が発生し，その後独立事象として津波が発生する場合

敷地近傍の震源による地震が発生した後に，独立した事象として日本海東縁部に想定される地震による津波が発生することを想定する。

荷揚場作業中に，敷地近傍の震源による地震が発生した場合，荷揚場の沈下や車両の故障等が想定されるが，地震により荷揚場の沈下や車両の故障等が生じた場合においても，荷揚場の復旧や車両の牽引等により，津波襲来までに車両・資機材が荷揚場から防波壁内に退避可能か評価する。

a. 地震による影響

荷揚場作業中に地震が発生する場合の車両・資機材の退避への影響及びこれらへの対応のための退避作業について整理した結果を，表3に示す。

表3 地震による車両・資機材の退避への影響と退避作業

地震による荷揚場への影響		車両・資機材の退避への影響	退避作業	
荷揚場退避ルートへの影響	荷揚場沈降	退避ルートに段差が発生することにより車両が通行できない可能性がある。	①*	荷揚場復旧（別紙1） （段差解消）
	荷揚場常設設備の倒壊	荷揚場常設設備が転倒し、退避ルートに干渉することで、車両が通行できない可能性がある。	②*	倒壊物の撤去
資機材への影響	荷揚場常設設備の倒壊	荷揚場常設設備が倒壊し、資機材に干渉することで、車両への積込みができない可能性がある。	③*	倒壊物の干渉回避 （切断・撤去等）
	資機材の転倒	資機材が転倒する可能性がある。	④*	車両に積込み退避を実施
車両への影響	荷揚場常設設備の倒壊	荷揚場常設設備が倒壊し、車両に干渉することで、牽引できない可能性がある。	③*	倒壊物の干渉回避 （切断・撤去等）
	車両の故障	油漏れ等で自走不可になる可能性がある。	⑤*	牽引による退避を実施

※ 図1のフローの番号と整合

b. 車両・資機材の退避

地震発生後に、荷揚場からの車両・資機材を退避させる作業手順を図1に示す。また、以下の(a)～(d)に、各荷揚場各作業における車両・資機材の退避に係る具体的な作業内容及び退避時間を示す。

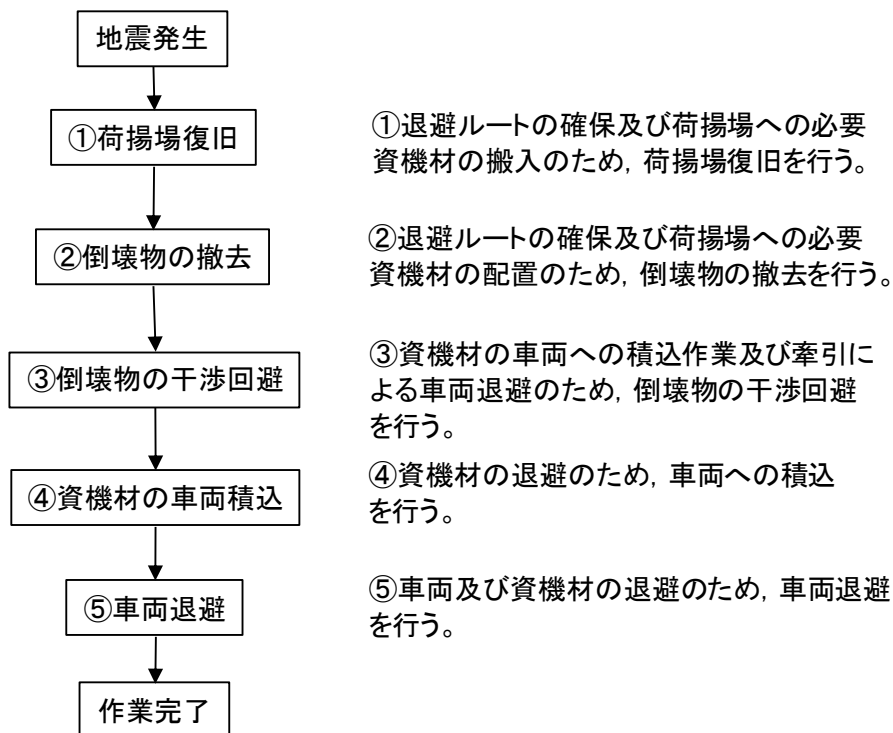


図1 荷揚場からの車両・資機材の退避作業手順

(a) 使用済燃料輸送作業

使用済燃料輸送作業中には、荷揚場に使用済燃料輸送車両、使用済燃料輸送容器がある。津波による漂流物の発生を防止するため、これらを退避させる。

使用済燃料輸送作業中に地震が発生した場合の、車両・資機材の退避への影響、退避作業及びこれに必要な資機材等について整理した結果を表4に示す。また、荷揚場作業と退避ルートの概要図を図2に、退避作業に係る時系列を図3に示す。

表4 地震による車両・資機材の退避への影響と退避作業
(使用済燃料輸送作業)

地震による荷揚場への影響		退避への影響	退避作業の内容		退避作業に必要な資機材等
荷揚場退避ルートへの影響	荷揚場沈降	段差が発生することにより車両が通行できない可能性がある。	①	・碎石を運搬し、車両通行可能な勾配になるよう段差を復旧する。	・ショベルカー ・トラック ・ホイールローダ
	荷揚場常設設備の転倒による干渉	荷揚場常設設備が転倒し、退避ルートに干渉することで、車両が通行できない可能性がある。	②	・倒壊物の撤去作業を実施する。	・ホイールローダ
資機材への影響	荷揚場常設設備の転倒による資機材への干渉	荷揚場常設設備が倒壊し、使用済燃料輸送容器に干渉することで、車両への積込を阻害する可能性がある。	③	・倒壊物の干渉回避(切断、撤去等)により、燃料輸送容器への玉掛け作業を可能とする。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・溶断器 ・トラック
	資機材の転倒	使用済燃料輸送容器が転倒する可能性がある。	④	・使用済燃料輸送車両または代替可能な運搬車両に積込み退避を実施する。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・使用済燃料輸送車両または代替可能な運搬車両
車両への影響	荷揚場常設設備の転倒による車両への干渉	荷揚場常設設備が倒壊し、使用済燃料輸送車両に干渉することで、牽引できない可能性がある。	③	・倒壊物の撤去(切断、撤去等)により、燃料輸送車両の牽引作業を可能とする。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・溶断器 ・トラック
	車両の故障	油漏れ等で自走不可になる可能性がある。	⑤	・牽引により退避を実施する。	・使用済燃料輸送車両または代替可能な牽引車両 ・牽引資機材

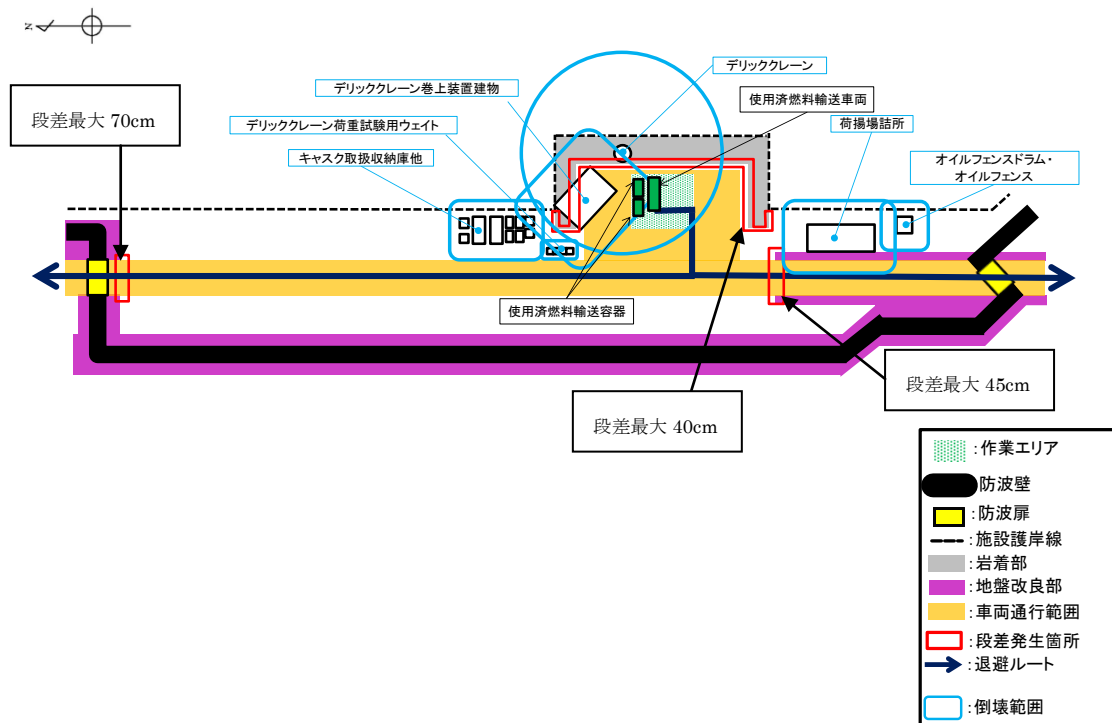


図2 使用済燃料輸送作業の荷揚場作業と退避ルートの概要図

作業内容		作業時間 (h)	経過時間			
			6h	12h	18h	24h
①	段差復旧 作業車両移動 砕石積込 砕石運搬 砕石敷設等	6	[Bar chart showing activity from 0h to 6h]			
②	倒壊物の撤去 作業車両移動 撤去作業等	6	[Bar chart showing activity from 6h to 12h]			
③	倒壊物の干渉回避 作業車両移動 撤去作業等	6	[Bar chart showing activity from 12h to 18h]			
④	資機材積込 作業車両移動 玉かけ 積込等	3	[Bar chart showing activity from 18h to 21h]			
⑤	車両・資機材退避 作業車両移動 車両接続 牽引等	3	[Bar chart showing activity from 21h to 24h]			

図3 退避作業に係る時系列（使用済燃料輸送作業）

(b) LLW 搬出作業

LLW 搬出作業中には、荷揚場に LLW 輸送車両、LLW 輸送容器がある。津波による漂流物の発生を防止するため、これらを退避させる。

LLW 搬出作業中に地震が発生した場合の、車両・資機材の退避に影響を及ぼす事象、退避作業及びこれに必要な資機材等について整理した結果を表 5 に示す。また、荷揚場作業と退避ルートの概要図を図 4 に、退避作業に係る時系列を図 5 に示す。

表 5 地震による荷揚場からの退避への影響と退避作業 (LLW 搬出作業)

地震による荷揚場への影響		退避への影響	退避作業の内容		退避作業に必要な資機材等
荷揚場退避ルートへの影響	荷揚場沈降	段差が発生することにより車両が通行できない可能性がある。	①	・碎石を運搬し、車両通行可能な勾配になるよう段差を復旧する。	・ショベルカー ・トラック ・ホイールローダ
	荷揚場常設設備の転倒による干渉	荷揚場常設設備が転倒し、退避ルートに干渉することで、車両が通行できない可能性がある。	②	・倒壊物の撤去作業を実施する。	・ホイールローダ
資機材への影響	荷揚場常設設備の転倒による資機材への干渉	荷揚場常設設備が倒壊し、LLW 輸送容器に干渉することで、車両への積込を阻害する可能性がある。	③	・荷揚場常設設備の撤去（切断、撤去等）により、LLW 輸送容器への玉かけ作業を可能とする。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・溶断器 ・トラック
	資機材の転倒	LLW 輸送容器が転倒する可能性がある。	④	・LLW 輸送車両または代替可能な運搬車両に積込み退避を実施する。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・LLW 輸送車両または代替可能な運搬車両
車両への影響	荷揚場常設設備の転倒による車両への干渉	荷揚場常設設備が倒壊し、LLW 輸送車両に干渉することで、牽引できない可能性がある。	③	・荷揚場常設設備の撤去（切断、撤去等）により、LLW 車両の牽引作業を可能とする。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・溶断器 ・トラック
	車両の故障	油漏れ等で自走不可になる可能性がある。	⑤	・牽引により退避を実施する。	・牽引車両 ・牽引資機材

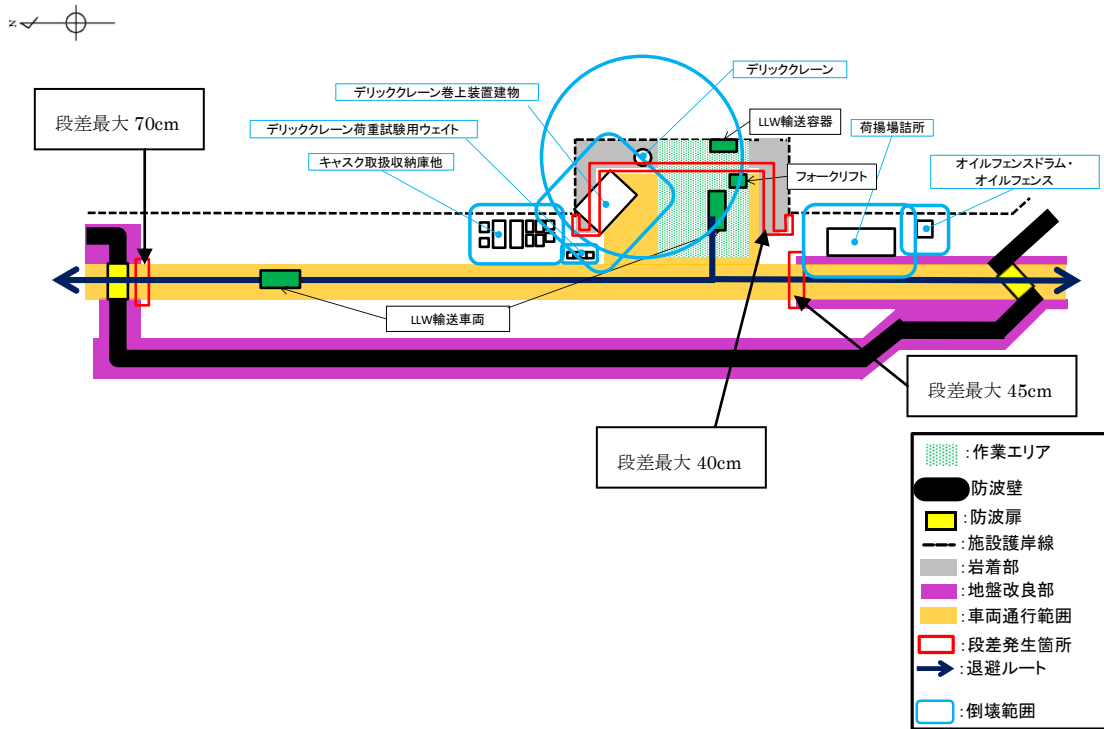


図4 LLW搬出作業の荷揚場作業と退避ルートの概要図

作業内容		作業時間 (h)	経過時間			
			6h	12h	18h	24h
①	段差復旧 作業車両移動 砕石積込 砕石運搬 砕石敷設等	6	[Bar chart showing work from 0h to 6h]			
②	倒壊物の撤去 作業車両移動 撤去作業等	6	[Bar chart showing work from 6h to 12h]			
③	倒壊物の干渉回避 作業車両移動 撤去作業等	6	[Bar chart showing work from 12h to 18h]			
④	資機材積込 作業車両移動 玉かけ 積込等	3	[Bar chart showing work from 18h to 21h]			
⑤	車両・資機材退避 作業車両移動 車両接続 牽引等	3	[Bar chart showing work from 21h to 24h]			

図5 退避作業に係る時系列 (LLW搬出作業)

(c) デリッククレーン点検作業

デリッククレーン点検作業中には、荷揚場に発電機、トラック、ラフタークレーンがある。津波による漂流物の発生を防止するため、これらを退避させる。

デリッククレーン点検作業中に地震が発生した場合の、車両・資機材の退避に影響を及ぼす事象、退避作業及びこれに必要な資機材等について整理した結果を表6に示す。また、荷揚場作業と退避ルートの概要図を図6に、退避作業に係る時系列を図7に示す。

表6 地震による荷揚場からの退避への影響と退避作業
(デリッククレーン点検作業)

地震による荷揚場への影響		退避への影響	退避作業の内容	退避作業に必要な資機材等
荷揚場退避ルートへの影響	荷揚場沈降	段差が発生することにより車両が通行できない可能性がある。	① ・碎石を運搬し、車両通行可能な勾配になるよう段差を復旧する。	・ショベルカー ・トラック ・ホイールローダ
	荷揚場常設設備の転倒による干渉	荷揚場常設設備が転倒し、退避ルートに干渉することで、車両が通行できない可能性がある。	② ・倒壊物の撤去作業を実施する。	・ホイールローダ
資機材への影響	荷揚場常設設備の転倒による資機材への干渉	荷揚場常設設備が倒壊し、発電機に干渉することで、車両への積込を阻害する可能性がある。	③ ・荷揚場常設設備の撤去(切断、撤去等)により、発電機への玉かけ作業を可能とする。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・溶断器 ・トラック
	資機材の転倒	発電機が転倒する可能性がある。	④ ・トラックに積込み退避を実施する。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・トラック
車両への影響	荷揚場常設設備の転倒による車両への干渉	荷揚場常設設備が倒壊し、トラック、ラフタークレーンに干渉することで、牽引できない可能性がある。	③ ・荷揚場常設設備の撤去(切断、撤去等)により、トラック、ラフタークレーンの牽引作業を可能とする。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・溶断器 ・トラック
	車両の故障	油漏れ等で自走不可になる可能性がある。	⑤ ・牽引により退避を実施する。	・牽引車両 ・牽引資機材

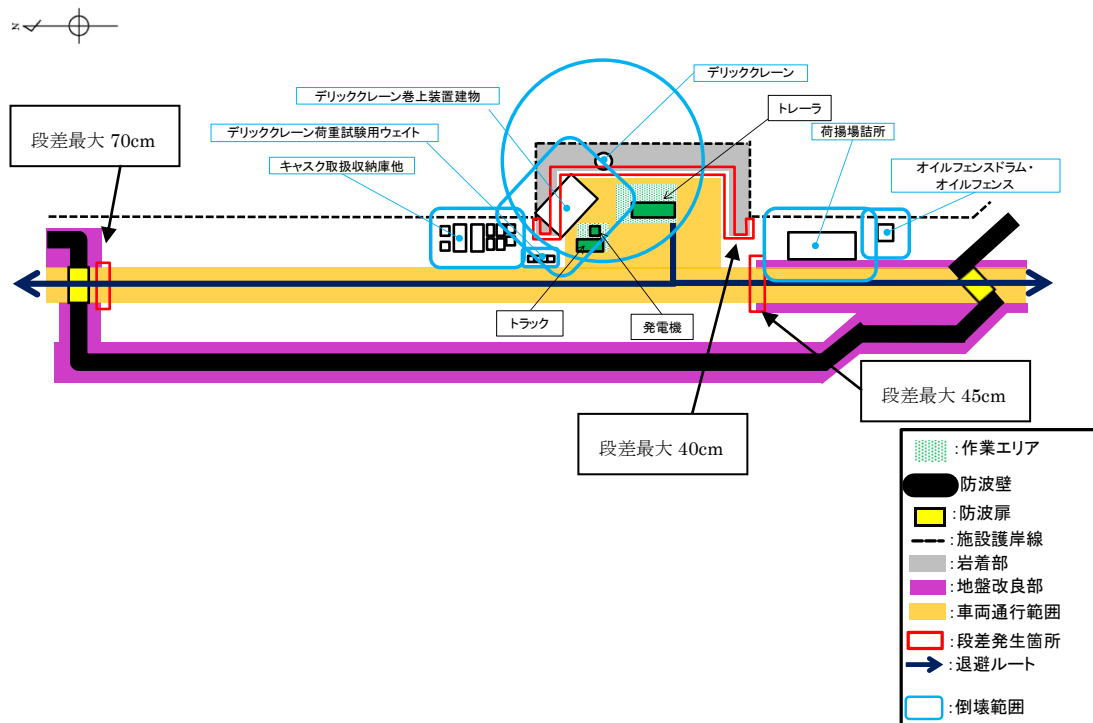


図6 デリッククレーン点検作業の荷揚場作業と退避ルートの概要図

作業内容		作業時間 (h)	経過時間					
			6h	12h	18h	24h		
①段差復旧	作業車両移動 砕石積込 砕石運搬 砕石敷設等	6	[Bar from 0h to 6h]					
②倒壊物の撤去	作業車両移動 撤去作業等	6		[Bar from 6h to 12h]				
③倒壊物の干渉回避	作業車両移動 撤去作業等	6			[Bar from 12h to 18h]			
④資機材積込	作業車両移動 玉かけ 積込等	3				[Bar from 18h to 21h]		
⑤車両・資機材退避	作業車両移動 車両接続 牽引等	3					[Bar from 21h to 24h]	

図7 退避作業に係る時系列 (デリッククレーン点検作業)

(d) 防舷材設置作業

防舷材設置作業中には、荷揚場にラフタークレーン、トラックがある。津波による漂流物の発生を防止するため、これらを退避させる。

防舷材設置作業中に地震が発生した場合の、車両・資機材の退避に影響を及ぼす事象、退避作業及びこれに必要な資機材等について整理した結果を表7に示す。また、荷揚場作業と退避ルートの概要図を図8に、退避作業に係る時系列を図9に示す。

表7 地震による荷揚場からの退避への影響と退避作業（防舷材設置作業）

地震による荷揚場への影響		退避への影響	退避作業の内容		退避作業に必要な資機材等
荷揚場退避ルートへの影響	荷揚場沈降	段差が発生することにより車両が通行できない可能性がある。	①	・碎石を運搬し、車両通行可能な勾配になるよう段差を復旧する。	・ショベルカー ・トラック ・ホイールローダ
	荷揚場常設設備の転倒による干渉	荷揚場常設設備の転倒範囲は退避ルートには到達しない。	②	・倒壊物の撤去作業を実施する。	・ホイールローダ
車両への影響	荷揚場常設設備の転倒による車両への干渉	荷揚場常設設備が倒壊し、トラック、ラフタークレーンに干渉することで、牽引できない可能性がある。	③	・荷揚場常設設備の撤去（切断、撤去等）により、トラック、ラフタークレーンの牽引作業を可能とする。	・クレーン ・玉かけ資機材 ・溶断器 ・トラック
	車両の故障	油漏れ等で自走不可になる可能性がある。	④	・牽引により退避を実施する。	・牽引車両 ・牽引資機材

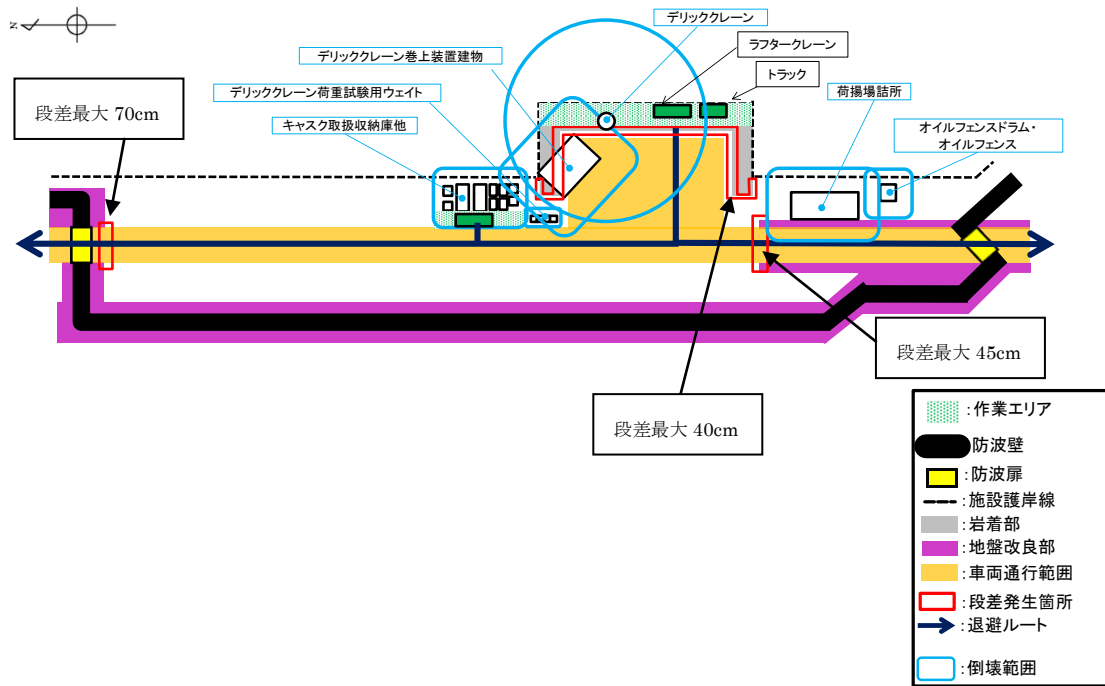


図8 防舷材設置作業の荷揚場作業と退避ルートの概要図

作業内容		作業時間 (h)	経過時間			
			6h	12h	18h	24h
①段差復旧	作業車両移動	6	[Bar from 0 to 6h]			
	碎石積込		[Bar from 0 to 6h]			
碎石運搬	[Bar from 0 to 6h]					
②倒壊物の撤去	碎石敷設等	6	[Bar from 6h to 12h]			
	作業車両移動		[Bar from 6h to 12h]			
撤去作業等	[Bar from 6h to 12h]					
③倒壊物の干渉回避	作業車両移動	6	[Bar from 12h to 18h]			
	撤去作業等		[Bar from 12h to 18h]			
撤去作業等	[Bar from 12h to 18h]					
④車両・資機材退避	作業車両移動	3	[Bar from 18h to 21h]			
	車両接続		[Bar from 18h to 21h]			
牽引等	[Bar from 18h to 21h]					

図9 退避作業に係る時系列（防舷材設置作業）

c. 地震発生後の車両・資機材の退避の実現性

各荷揚場作業において退避に要する時間は、いずれも24時間程度であり、必要資機材の手配に1週間を要すると仮定すると、荷揚場作業に係る車両・資機材は10日間程度で退避可能である。従って、荷揚場作業中に、敷地近傍の震源による地震が発生した場合、荷揚場の沈下や車両の故障等が想定されるが、独立事象である日本海東縁部に想定される地震による津波が襲来するまでの間に、荷揚場の復旧や車両の牽引等による退避が可能である。なお、更なる地震発生後の車両・資機材の退避の実現性を高める対

策として、地震による段差が生じないように荷揚場作業エリア及び退避ルートに鉄筋コンクリート床版による段差対策を講じる（図 10 参照）。

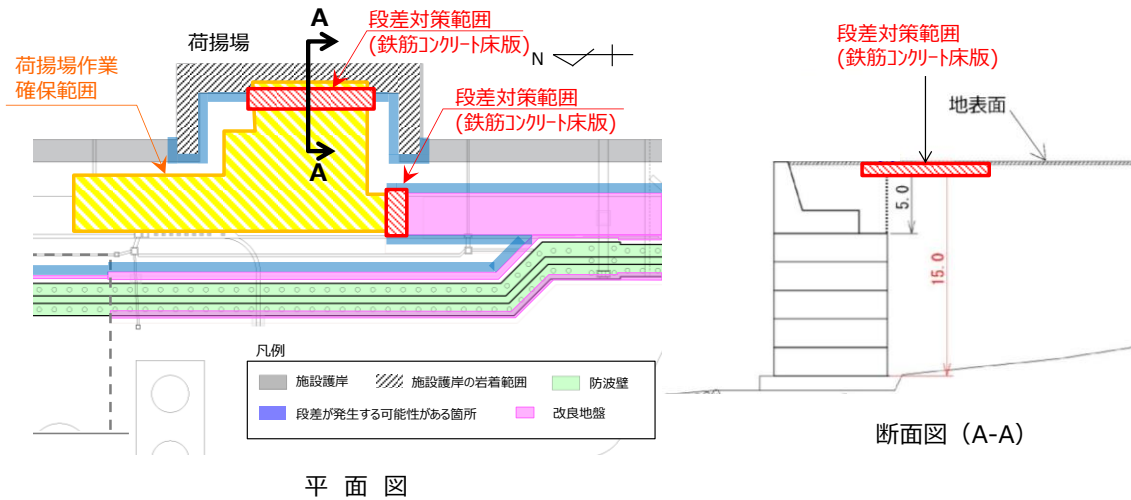


図 10 段差対策範囲

5. まとめ

荷揚場作業中に、日本海東縁部に想定される地震による津波が発生する場合は、津波が到達するまでに荷揚場作業に係る車両・資機材の退避が可能である。また、荷揚場作業中に、敷地近傍の震源による地震が発生する場合は、独立事象である日本海東縁部に想定される地震による津波が襲来するまでに、荷揚場作業に係る車両・資機材の退避が可能である。

荷揚場作業を実施する場合には、その都度、作業に必要な車両・資機材が、津波または地震が発生する場合に退避可能であるか確認することから、荷揚場作業に用いる車両・資機材が津波により漂流物となることはないと考えられる。

なお、仮にこれらの車両・資機材が漂流物となった場合においても、水面上を漂流するものは深層取水方式の取水口に到達することはないと、港湾内に沈むものは、海底面から 5.5m の高さがある取水口に到達することはないと、取水口の通水性への影響を及ぼすことはない。

地震による荷揚場への影響と復旧作業について

1. 概要

地震による荷揚場への影響として、荷揚場沈下に伴う段差が発生する。地震による段差復旧については、「「実用発電用原子炉に係る発電用原子炉設置者の重大事故の発生及び拡大の防止に必要な措置を実施するために必要な技術的能力に係る審査基準」への適合状況について」のうち「添付資料 1.0.2 可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルートについて」において試験を実施している。地震により段差が発生した場合でも同様な復旧作業が可能であり、ここでは、地震による荷揚場への影響と復旧作業について示す。

2. 地震による荷揚場への影響について

荷揚場は海側の施設護岸下部を岩着構造としており、沈下しない範囲もあるが、その西側や荷揚場道路付近は埋戻土（掘削ズリ）により敷地造成していることから、地中埋設構造物（施設護岸）及び地盤改良部との境界部に不等沈下に伴う段差が発生する可能性がある。ここで、荷揚場付近で段差が発生する可能性がある箇所を図 1 に示す。

ここで、埋戻土（掘削ズリ）の沈下量を計算した結果、荷揚場付近の沈下しない範囲との段差は北側通路付近で最大約 70cm, 南側通路付近で最大約 45cm, 荷揚場付近で最大約 40cm となる。

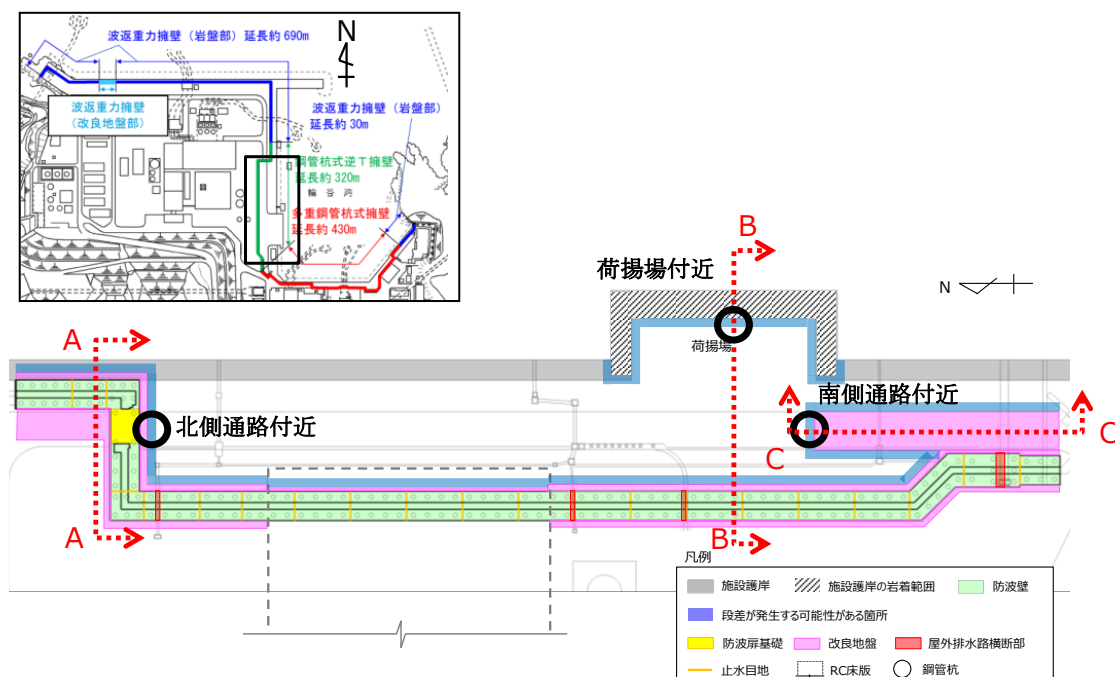


図 1 荷揚場付近の沈下により段差が発生する可能性がある箇所

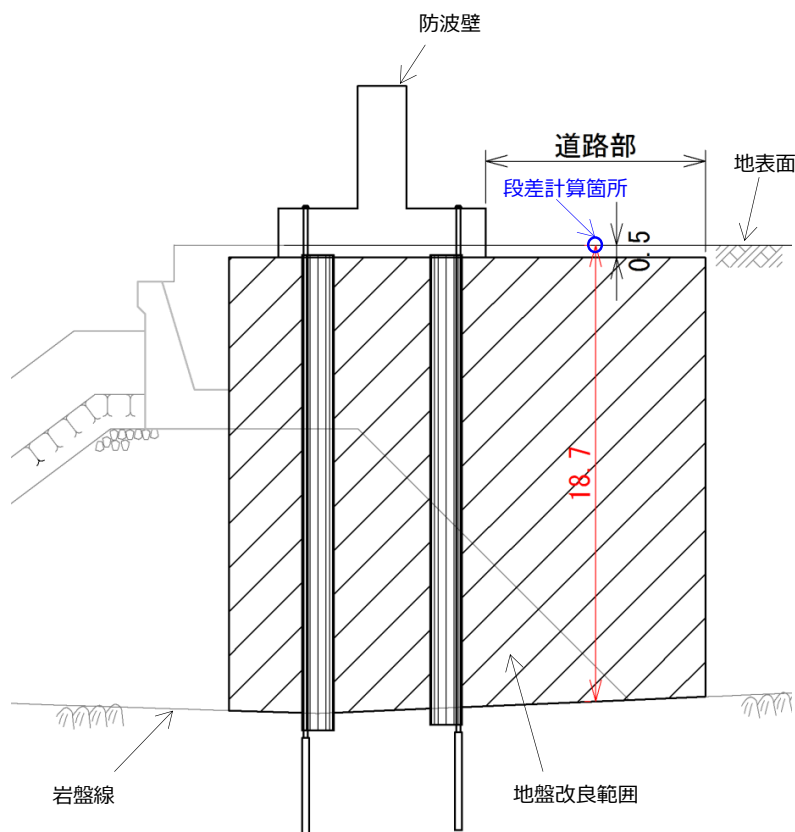
3. 段差高の計算方法について

埋戻土（掘削ズリ）の沈下量については、液状化及び揺すり込みに伴う沈下量として、保守的にばらつきを考慮した相対密度から求まる沈下率（3.5%）を用い、埋戻土（掘削ズリ）の層厚×3.5%で算出する。

段差高は、道路部における埋戻土（掘削ズリ）の層厚から地中埋設構造物（施設護岸）及び地盤改良部の層厚を引いた差に3.5%を乗じて算出する。

表1 各断面における埋戻土層厚および段差評価一覧表

箇所	境界部における埋戻土の層厚差 (m)	段差高さ (cm) =埋戻土層厚 ×3.5%	評価値 (cm)
北側通路付近	18.2	64	70
南側通路付近	11.4	40	45
荷揚場付近	10.0	35	40



地盤改良部と全層埋戻土部の境界における埋戻土部の層厚差=18.7m-0.5m

図2 北側通路付近断面図（A-A断面）

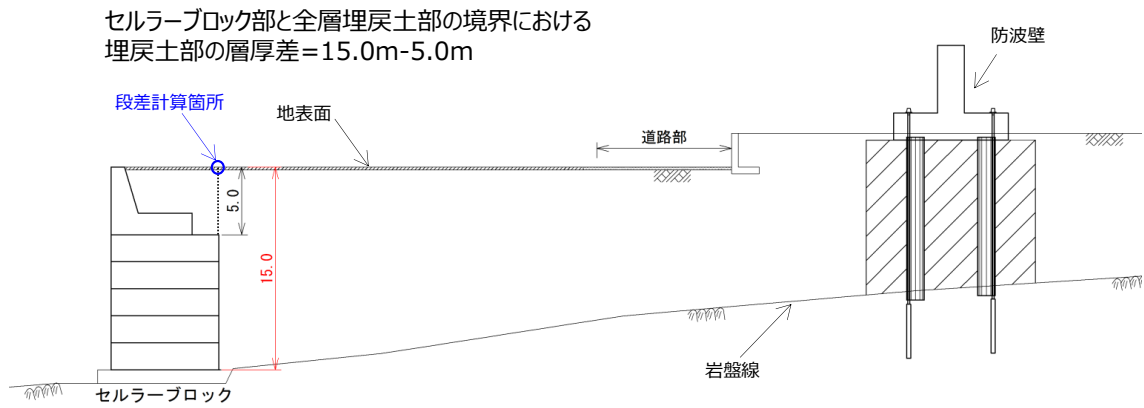


図3 南側通路付近断面図 (B-B 断面)

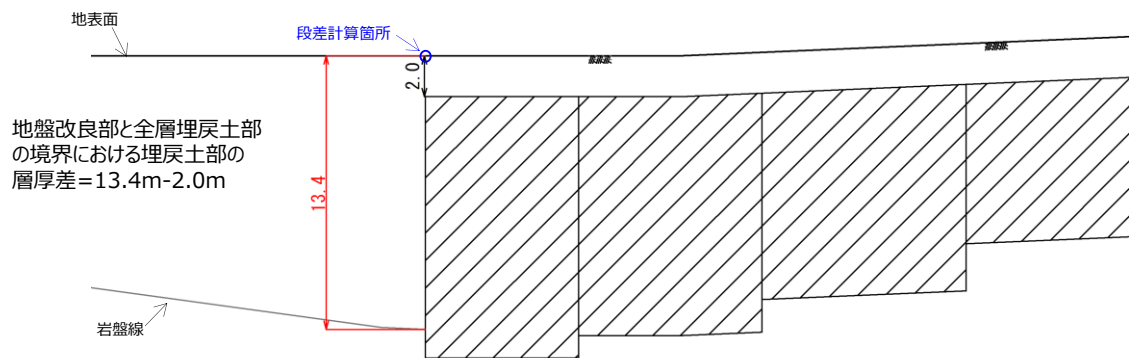


図4 荷揚場付近断面図 (C-C 断面)

4. 段差復旧作業について

地震により段差が発生した場合でも、砕石の敷設により段差復旧が可能である。

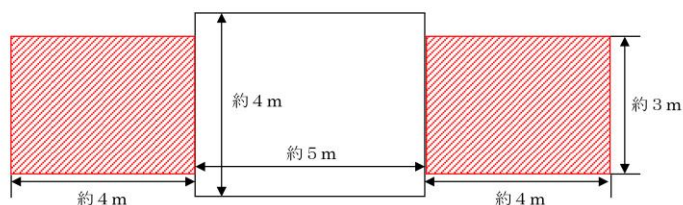
段差復旧作業について、「添付資料 1.0.2 可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルートについて」のうち「別紙(9) 構内道路補修作業の検証について」の内容を抜粋して示す。

(2) 段差復旧

a. 概要

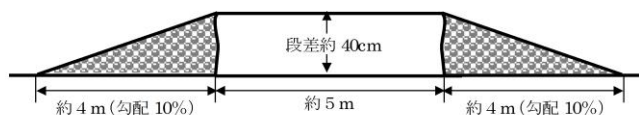
島根原子力発電所に「段差復旧」用として配備している砕石を用いてホイールローダにより、第4図、第5図、第6図のとおり、砕石を用いて、1箇所40cmの段差を復旧した際の作業時間を作業員A、B及びCそれぞれ1回計測した。

凡例：  段差解消後の路面



第4図 段差解消平面図 (概要)

凡例：  砕石



第5図 段差解消断面図 (概要)



第6図 段差復旧状況

b. 測定結果

- ・作業員A：19分44秒
- ・作業員B：19分27秒
- ・作業員C：18分33秒

【評価値】20分（上り、下り 計2箇所）

1.0.2-232

241

測定結果より、段差緩和対策を行うものの、万一、段差が発生した場合においても、約10分/箇所で作業を実施できることを確認した。

1.0.2-233
242

津波発生時の運用対応について

1. 概要

設置許可基準規則第5条「津波による損傷の防止」に基づき、敷地等への浸水防止として防波壁通路防波扉及び1号放水連絡通路防波扉（以下「防波扉」という。）の設置，襲来する津波を監視するため津波監視設備を設置している。ここでは，上記設備に係る運用に加え，大津波警報発令時の原子炉停止操作及び循環水ポンプの停止等の津波発生時のプラント操作に係る対応を示す。

2. 津波発生時の対応について

津波発生時の対応については，表1に示すとおり，気象庁が発令する「島根県 出雲・石見」区域の津波注意報，津波警報又は大津波警報及び津波の襲来状況に基づき実施することとし，以下に示す（1）～（3）に区分し，それぞれの対応について示す。また，地震・津波発生時のプラント対応フローを図1に示す。

- （1）津波注意報，津波警報又は大津波警報発令時（津波襲来前）
- （2）津波襲来時
- （3）津波襲来後

表1 気象庁から発令される津波警報・注意報の種類と津波高さの関係

種類	津波予想高さ	発令警報
大津波警報	津波高さ 10m 超	津波の高さ 10m 超
	津波高さ 5m 超～10m 以下	津波の高さ 10m
	津波高さ 3m 超～5m 以下	津波の高さ 5m
津波警報	津波高さ 1m 超～3m 以下	津波の高さ 3m
津波注意報	津波高さ 0.2m 以上～1m 以下	津波の高さ 1m

(1) 津波注意報, 津波警報又は大津波警報発令時 (津波襲来前)

地震発生後, 津波注意報, 津波警報又は大津波警報が発令された場合は, 速やかに湾岸及び取水槽廻りから待避するよう所内通信連絡設備(警報装置を含む。)により発電所内に周知し, 所員は高台 (EL11.9m 以上) に待避を行う運用としている。ただし, 漂流物発生防止に係る対応を実施する場合は, 対応実施後に退避を行う。また, 津波に関する情報(津波到達予想時刻, 津波規模, 津波監視カメラによる津波の状況等)を確認し作業安全が確認されるまでは, 湾岸及び取水槽廻りでの作業は実施しないこととしている。さらに, 大津波警報の場合は, 緊急時警戒体制を発令し, 緊急時対策要員を非常招集することにより, 速やかに重大事故等に対処できる体制を整える。

これらの他, 発令される警報の種類(津波注意報, 津波警報又は大津波警報)に応じ, 津波に対する対応を以下のとおり実施する。

a. 津波監視に係る対応

気象庁から発信される津波情報も含め, 津波に関する情報を収集するとともに, 津波監視カメラによる津波襲来状況の監視を強化する。

b. 原子炉の停止に係る対応

大津波警報が発令された場合は, 原子炉の停止操作及び冷却操作を開始する。ただし, 地震により原子炉が自動停止する場合を除く。

c. 海水ポンプの取水性に係る対応

大津波警報が発令された場合は, 原則として^{※1}, 気象庁より発表される第一波の到達予想時刻の5分前までに循環水ポンプを停止する。海水ポンプの取水性に係る循環水ポンプの停止運用の妥当性について, 別紙に示す。

※1 大津波警報が発令された場合は, 循環水ポンプ停止操作を実施するが, 海城活断層から想定される地震による津波は敷地に到達するまでの時間が短く, 循環水ポンプ停止前に襲来する可能性がある。なお, 海城活断層から想定される地震による津波に対しては, 循環水ポンプ運転時においても取水槽水位が非常用海水冷却系の海水ポンプの取水可能水位を下回らないことを確認している。

d. 防波扉の閉止操作及び漂流物発生防止に係る対応

防波扉は, 常時閉運用としており, 開放時には現場ブザー音により注意喚起されること及び中央制御室にて開閉状態が確認できる。作業等で開放する

場合においても、速やかに閉止できるよう、あらかじめ人員を確保することとしている（添付資料 39 参照）。

一方、荷揚場（防波壁外）で作業を実施している場合は、作業を中断し、原則として^{※2}、燃料等輸送船の緊急離岸及び陸側作業に係る車両等の緊急退避を実施し、防波扉の閉止操作を実施する。

※2 燃料等輸送船の緊急離岸や陸側作業に係る車両等の緊急退避については、作業完了までに津波が到達する可能性がある場合は実施しない。防波扉については、人員の安全を優先し、可能な範囲で扉の閉止操作を実施する。なお、海域活断層から想定される地震による津波は荷揚場に遡上することなく、陸側作業に係る車両等は漂流物になることはない。また、燃料等輸送船は荷揚場に係留されており漂流物となることはない。

（2）津波襲来時

a. 津波の監視に係る対応

津波監視カメラによる津波襲来状況の監視を継続するとともに、取水槽水位計による取水槽水位の監視を強化する。

b. 原子炉の停止に係る対応

取水槽水位が「取水槽水位低」（EL-2.0m）まで低下した場合は、原子炉を手動停止し、原子炉の冷却操作を開始する。

c. 海水ポンプの取水性に係る対応

取水槽水位が「取水槽水位低低」（EL-3.0m）まで低下した場合は、循環水ポンプを停止する。

d. 大型送水ポンプ車の取水性に係る対応

重大事故時に海水を取水する大型送水ポンプ車は、基準津波により想定される引き波最大水位に対しても取水可能であることを確認している。

（3）津波襲来後

津波注意報、津波警報又は大津波警報解除後、巡視点検等により取水口を設置する輪谷湾内に漂流物が確認される場合には、必要に応じて漂流物を撤去する。

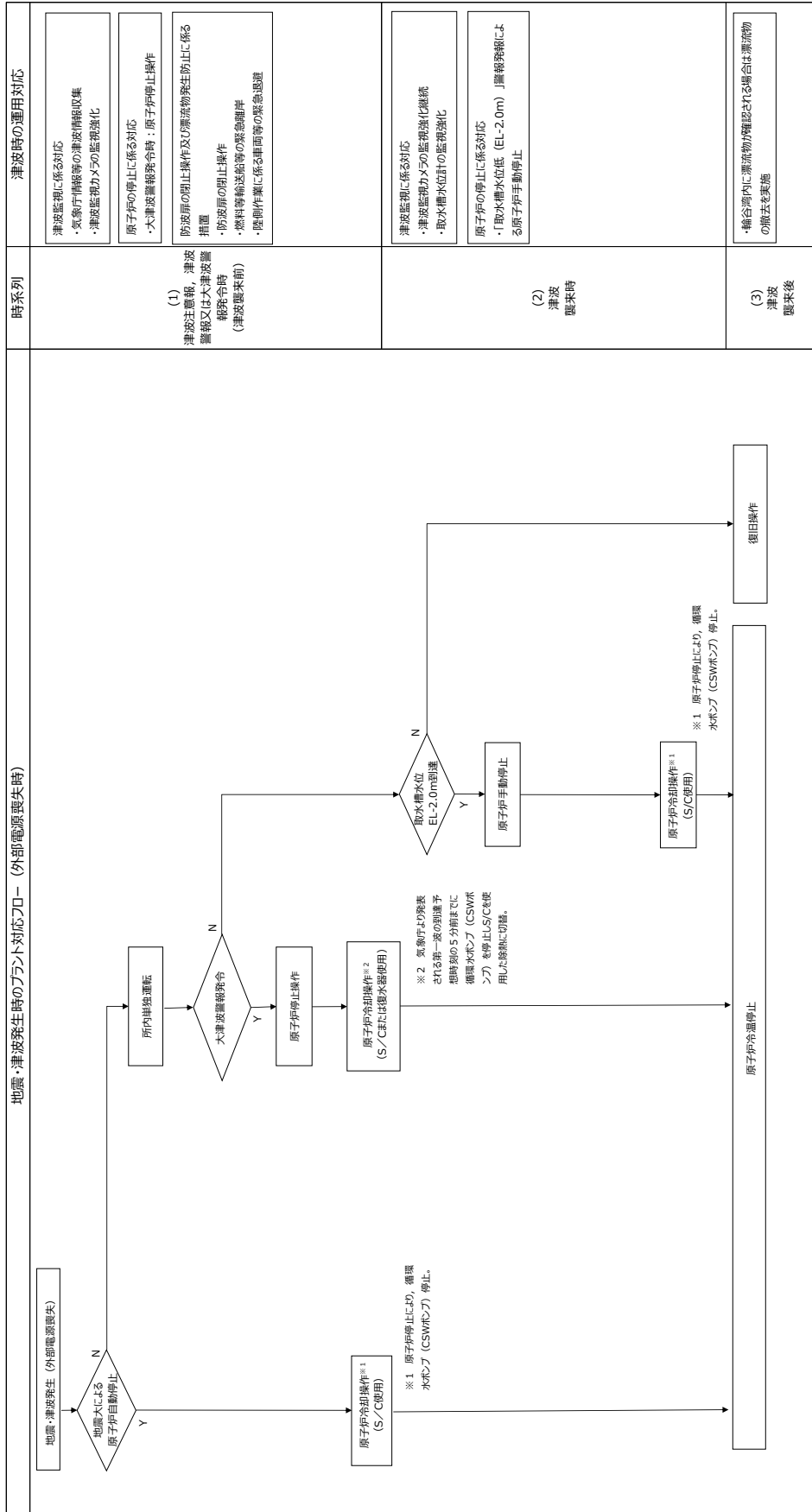


図1-2 地震・津波発生時のプラント対応フロー（外部電源喪失時）

時系列	津波時の運用対応
(1) 津波注意報、津波警報又は大津波警報発令時 (津波到来前)	<p>津波監視に係る対応</p> <ul style="list-style-type: none"> ・気象庁情報等の津波情報収集 ・津波監視カメラの監視強化 <p>原子炉の停止に係る対応</p> <ul style="list-style-type: none"> ・大津波警報発令時：原子炉停止操作 <p>防波扉の閉止操作及び漂流物発生防止に係る措置</p> <ul style="list-style-type: none"> ・防波扉の閉止操作 ・燃料等輸送船等の緊急離岸 ・陸側作業に係る車両等の緊急回避
(2) 津波到来時	<p>津波監視に係る対応</p> <ul style="list-style-type: none"> ・津波監視カメラの監視強化継続 ・取水槽水位計の監視強化 <p>原子炉の停止に係る対応</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「取水槽水位低 (EL-2.0m)」警報発報による原子炉自動停止
(3) 津波到来後	<ul style="list-style-type: none"> ・輸送湾内に漂流物が確認される場合は漂流物の除去を実施

(別紙)

海水ポンプの取水性に係る循環水ポンプの停止運用の妥当性

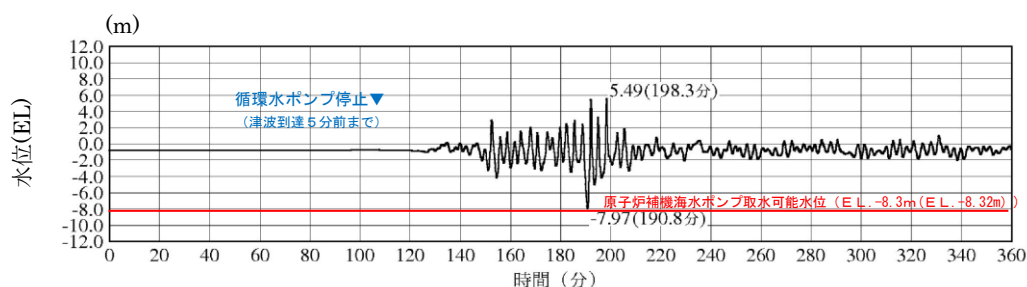
大津波警報発令に伴う循環水ポンプ停止運用は、図1に示す通り、日本海東縁部に想定される地震による津波の取水槽最低水位が海水ポンプの取水可能水位に対して余裕がないことから設計に係る運用事項として位置付けたものである。

大津波警報が発令された場合、以下を踏まえ、気象庁より発表される第一波の到達予想時刻の5分前までに循環水ポンプを停止する。原子炉の冷却方法の切替及び循環水ポンプの停止操作は表1に示す通りであり、循環水ポンプ停止を判断した時点から数分あれば循環水ポンプによる海水取水を停止することができる。

- ・原子炉の冷却方法としては、常用系である循環水系を用いた復水器による冷却と非常用系である残留熱除去系による冷却があるが、復水器による冷却が可能な場合、復水器による原子炉冷却を用いた方が、冷却方法の多様性が確保され、より原子炉冷却機能の信頼性が高い状態である。
- ・日本海東縁部に想定される地震による津波では、2号炉取水槽における水位変動は地震発生後約120分以降から始まるが、水位変動が大きくなる(4mを超える)時間はその約30分以降であり、非常用海水冷却系の海水ポンプの取水可能水位(EL-8.32m)付近まで水位が低下する時間はその約60分以降である(図1)。

表 1 原子炉冷却方法の切替及び循環水ポンプの停止操作

操 作	内 容
復水器冷却停止	<p>循環水ポンプ停止に係る準備作業として、復水器への蒸気流入を止めるために主蒸気隔離弁（8弁）の閉止操作を行うが、主蒸気隔離弁は1弁あたり3～5秒で閉止可能であり、1分程度で全弁の閉止操作ができる。</p> <p>なお、主蒸気隔離弁の閉止は、循環水ポンプ停止後とすることも可能である。</p>
残留熱除去系による冷却	<p>逃し安全弁等が動作し流入した蒸気により、サプレッション・プール水温度が上昇するため、残留熱除去系による冷却を行う。</p> <p>なお、残留熱除去系による冷却は、循環水ポンプ停止後とすることも可能である。</p>
循環水ポンプ停止	<p>循環水ポンプ停止後、約1分でポンプ出口弁が全閉し、海水取水が停止する。</p>



※最大水位下降量-7.97m-地殻変動量 0.34m⇔ E L. -8.4m (E L. -8.31m)
(入力津波 6, 防波堤無し)

図 1 日本海東縁部に想定される地震による津波の取水槽水位

地震後の荷揚場の津波による影響評価について

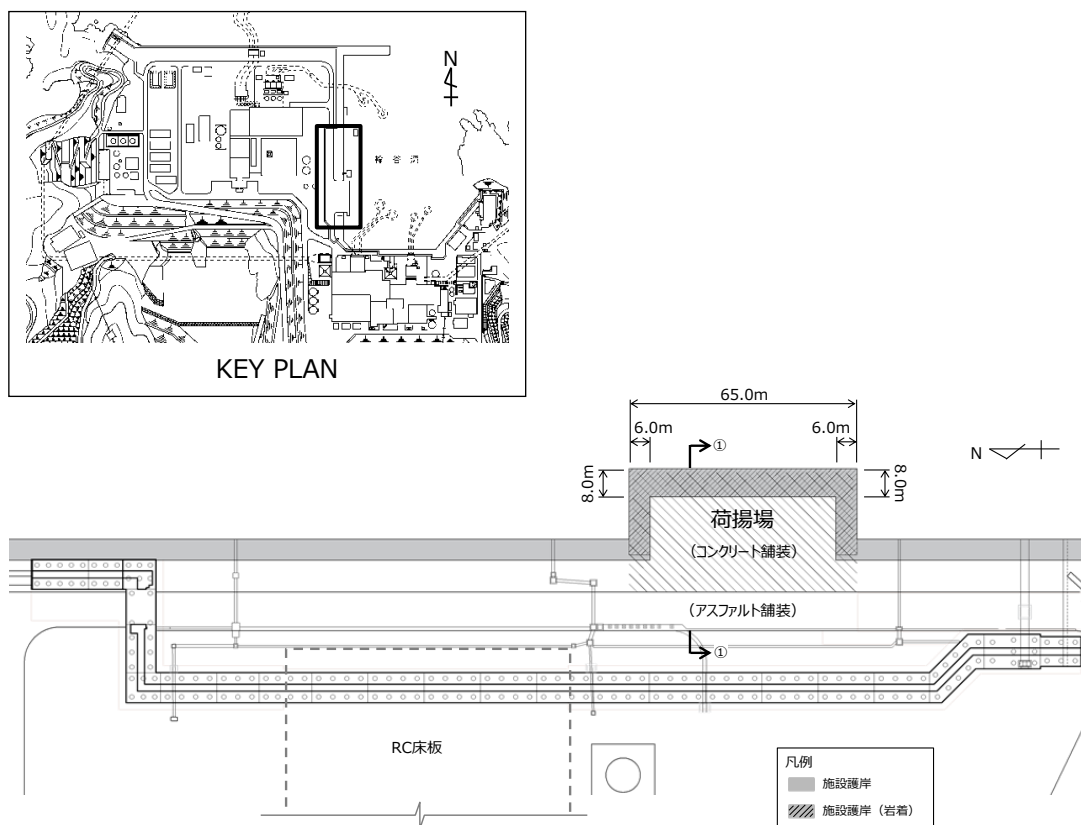
発電所の構内（港湾内）にある港湾施設として、2号炉取水口の西方に荷揚場があり、この他に、発電所港湾の境界を形成する防波堤がある。

防波堤については、耐震性を有していないことから漂流物評価としているため、本資料では地震後の荷揚場の津波による影響評価について検討する。

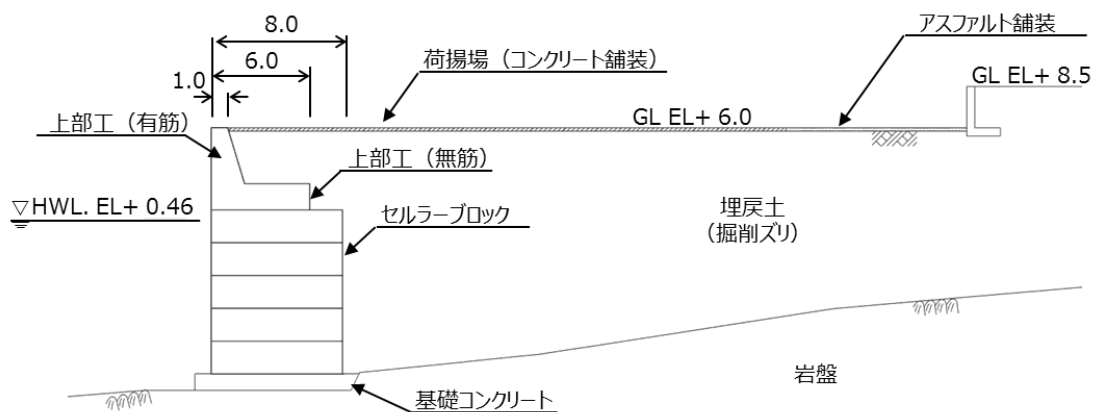
1. 荷揚場の施設概要

島根原子力発電所の荷揚場は岩盤上に設置され、背後に埋戻土（掘削ズリ）が分布している。荷揚場は、基礎コンクリート、セルラーブロック及び上部工からなる。平面図及び構造断面図を第1図～第2図に示す。

評価を行う断面は、構造が概ね一様なため、代表断面①-①とした。



第1図 荷揚場平面図



第2図 荷揚場断面 (①-①)

2. 荷揚場の漂流物化に係る検討方針

基準地震動 S_s 及び基準津波により損傷した荷揚場が漂流物化した場合、取水施設である取水口に波及的影響を及ぼすこととなる。

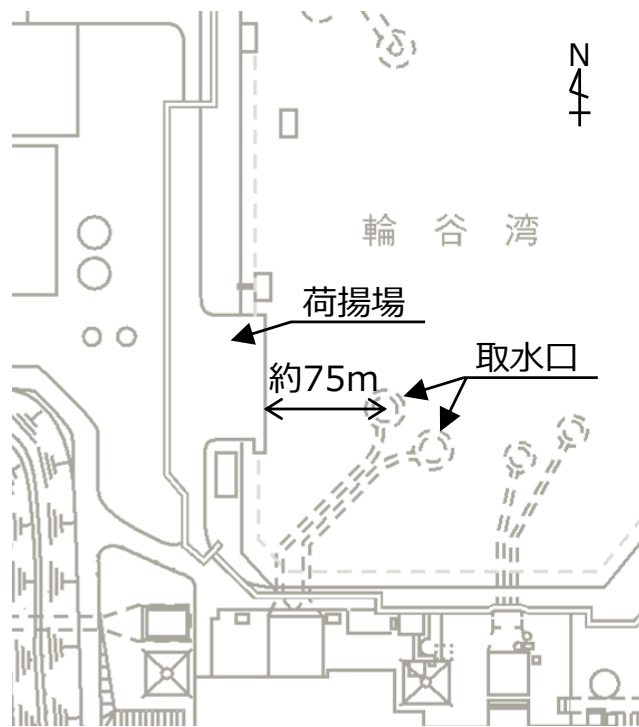
このため、荷揚場の基準地震動 S_s 及び基準津波による耐性を確認するとともに、荷揚場を構成する部材の漂流物化の可能性、取水施設への到着の有無について評価を行う。

その結果、取水施設への到達が否定できない場合、漂流物化した荷揚場の構成部材に対して、取水施設に期待される機能への影響を確認する。

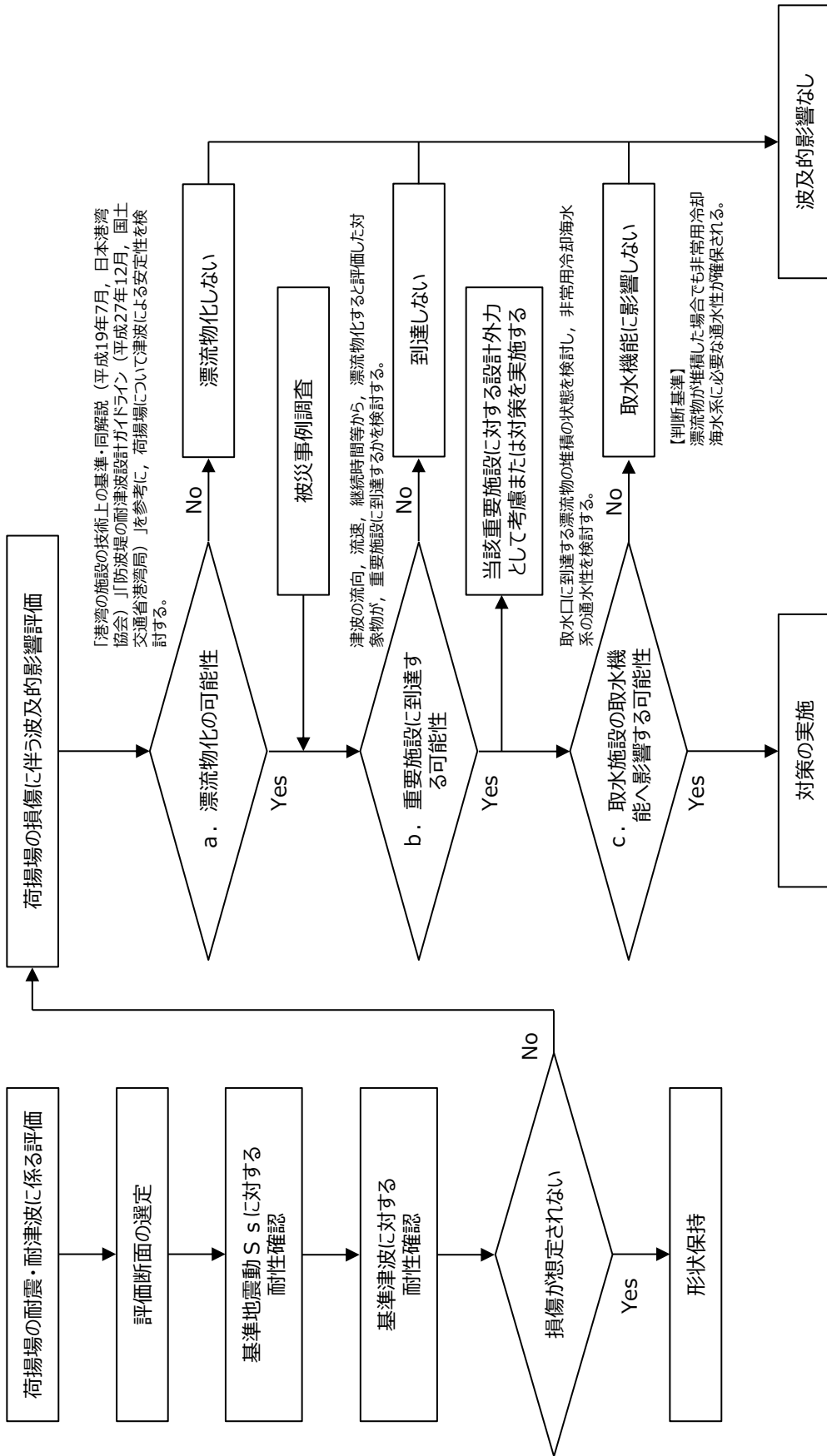
荷揚場の漂流物化に伴う波及的影響検討対象施設と想定される損傷モードについて第1表に、荷揚場の漂流物化に係る波及的影響検討対象施設図を第3図に、波及的影響検討フローを第4図に示す。

第1表 波及的影響検討対象施設と損傷モード一覧表

波及的影響検討対象施設	損傷モード
1. 取水口	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物による閉塞 ・漂流物の堆積による取水量の減少



第3図 波及の影響検討対象施設図



第4図 荷揚場の漂流物化による波及的影響検討フロー

3. 地震時評価

(1) 解析方法

荷揚場の地盤には、液状化検討対象層が分布しているため、地震後の状態を確認する上で、二次元有効応力解析（F L I P Ver. 7. 1. 9）を用いた地震応答解析を行う。

1) 構造部材

荷揚場の上部工，セルラーブロック，基礎コンクリートは線形平面要素でモデル化する。

2) 地盤

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

3) 減衰定数

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

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，以下の通り設定する。

1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

a. 常時荷重

常時荷重として，構造物及び海水の自重を考慮する。

b. 地震荷重

地震荷重として，基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

2) 荷重の組合せ

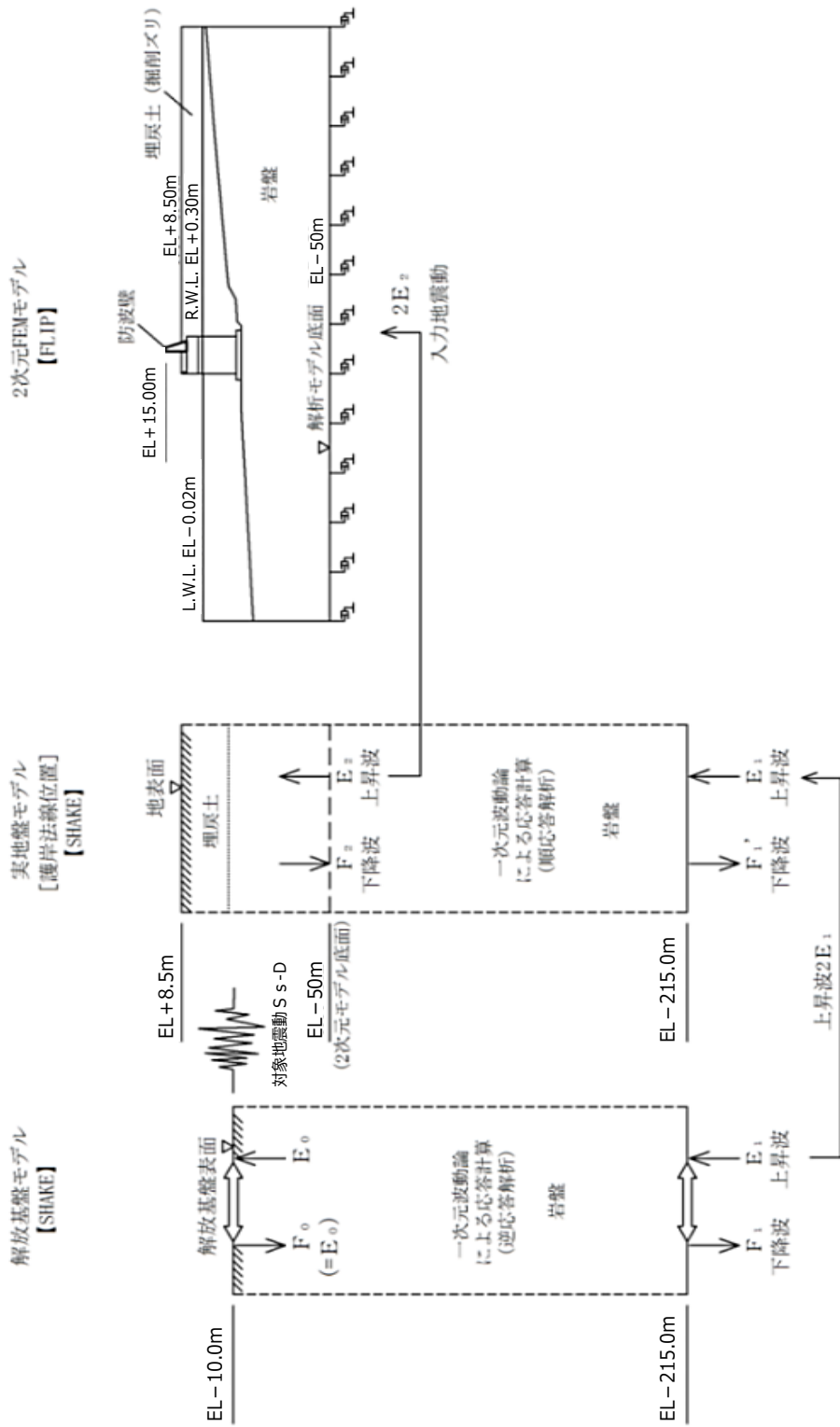
荷重の組合せを第 2 表に示す。

第 2 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	a + b

(3) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いる。入力地震動算定の概念図を第 5 図に示す。



第5図 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル

地震応答解析モデルを第6図に示す。

1) 解析領域

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

2) 境界条件

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

3) 構造物のモデル化

構造物のコンクリート部材は線形平面要素でモデル化する。

4) 地盤のモデル化

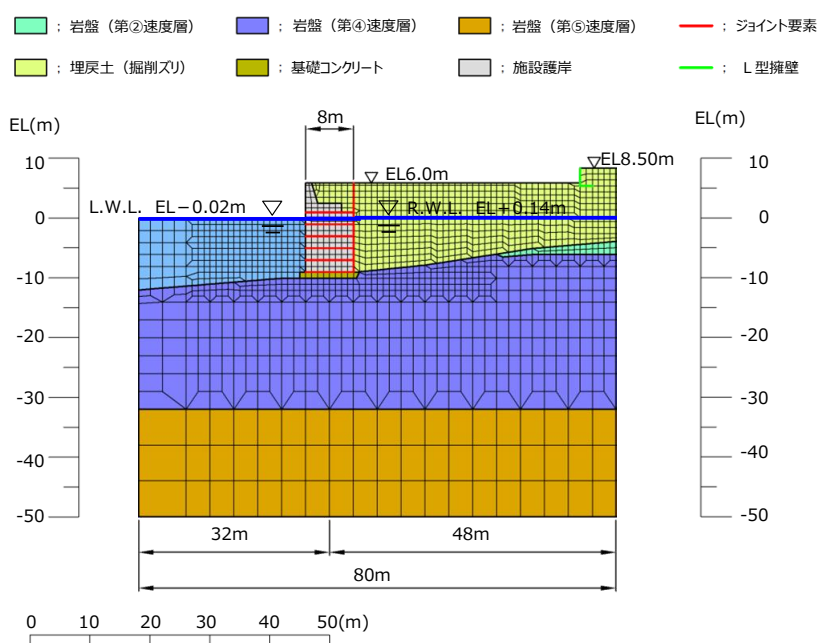
地質区分に基づき、岩盤は平面ひずみ要素、地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。

5) ジョイント要素

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

6) 水位条件

水位は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」に基づく残留水圧を考慮し、護岸より陸側の地下水位は残留水位 R. W. L. EL+0.14m とし、護岸前面は朔望平均干潮位 L. W. L. EL-0.02m とする。



第6図 地震応答解析モデル（荷揚場断面）

(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を第3表に、材料の物性値を第4表に示す。

第3表 使用材料

材料	部位		諸元
コンクリート	上部工（有筋）		設計基準強度 20.6N/mm ²
	上部工（無筋）		設計基準強度 14.7N/mm ²
	セルラーブロック	気中	設計基準強度 20.6N/mm ²
		水中	設計基準強度 20.6N/mm ²
	基礎コンクリート		設計基準強度 14.7N/mm ²

第4表 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)		ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
		飽和, 湿潤	水中		
コンクリート	上部工（有筋）	24.0	—	23.3	0.2
	上部工（無筋）	22.6	—	20.4	0.2
	セルラーブロック (コンクリート詰)	23.0	12.9	23.3	0.2
	セルラーブロック (栗石詰)	22.0	11.9	23.3	0.2
	基礎コンクリート	22.6	12.5	20.4	0.2

2) 地盤の物性値

解析に用いる地盤の物性値と液状化パラメータを第5表に示す。地盤の物性値は、「島根原子力発電所2号炉設計基準対象施設について第4条：地震による損傷の防止 別紙-11 液状化影響の検討方針について」の検討方針に基づき設定する。液状化の評価対象として取り扱う埋戻土（掘削ズリ）及び砂礫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（繰返し非排水せん断試験結果）に基づき、地盤のばらつき等を考慮し、保守的に簡易設定法により設定した。設定した液状化強度曲線を第7図に示す。

3) ジョイント要素

構造物と地盤及び構造物と構造物の境界部にジョイント要素を設けることを基本とし、境界部での剥離・すべりを考慮する。ジョイント要素の特性は法線方向、接線方向に分けて設定する。法線方向では、引張応力が生じた場合、剛性及び応力をゼロとして剥離を考慮する。接線方向では、構造物と地盤の境界部のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。静止摩擦力 τ_f は Mohr-Coulomb 式により規定する。

4) 荷重の入力方法

a. 常時荷重

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

b. 地震荷重

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

(6) 評価結果

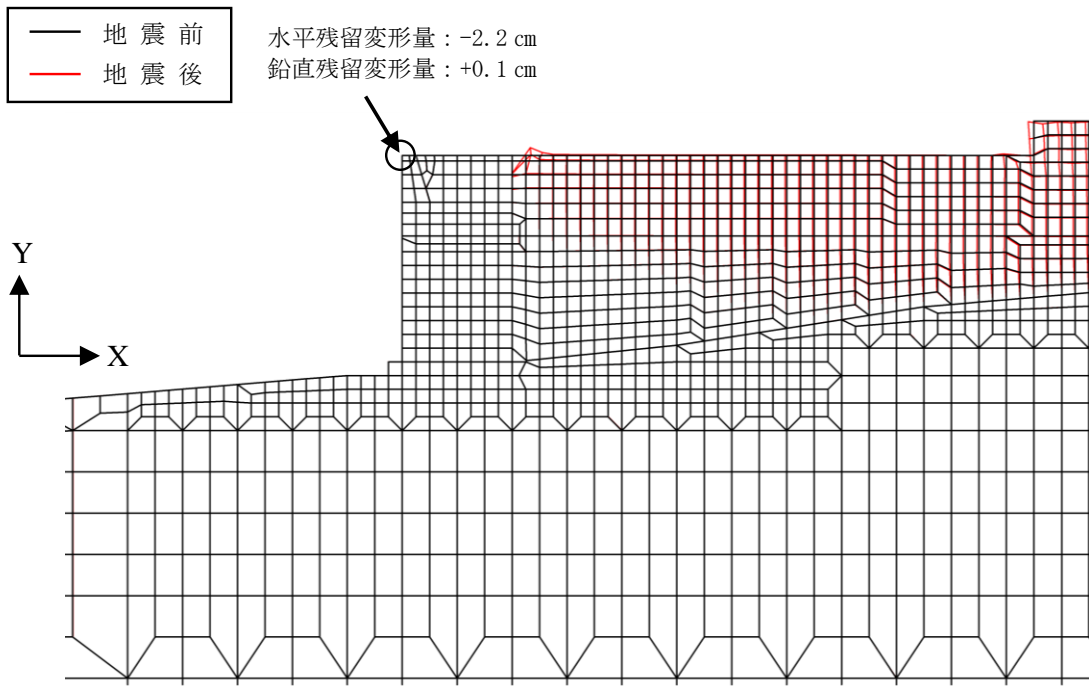
現状の荷揚場に対する評価結果を示す。

a. 最終変形量

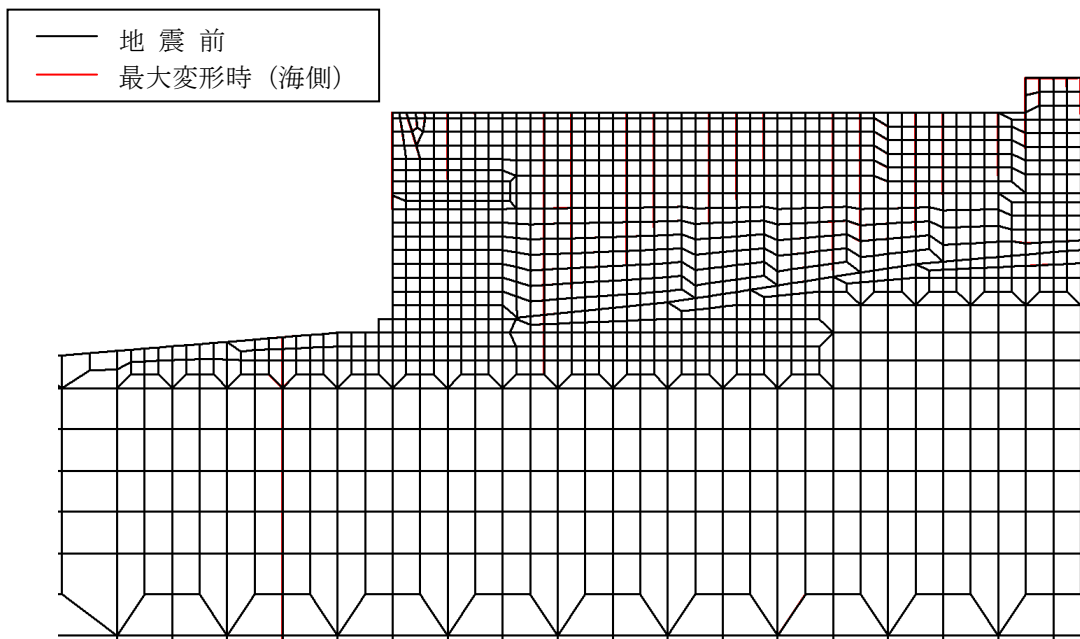
荷揚場は、基準地震動 S_s によりほとんど変形せず、水平残留変形量は約 2.2cm、鉛直残留変形量は約 0.1cm である。

なお、地震時におけるセルラーブロックの海側及び陸側の最大変形量を確認したところ、いずれも変形量は軽微であり、また、当該時刻における埋戻土中間のジョイント要素に有意な剥離等は生じておらず、ジョイント要素が荷揚護岸の地震時挙動に悪影響を及ぼしていないことを確認した。

最終変形量図を第 8 図に、地震時におけるセルラーブロックの海側及び陸側の最大変形量図を第 9 図及び第 10 図に、過剰間隙水圧比分布図を第 11 図に示す。

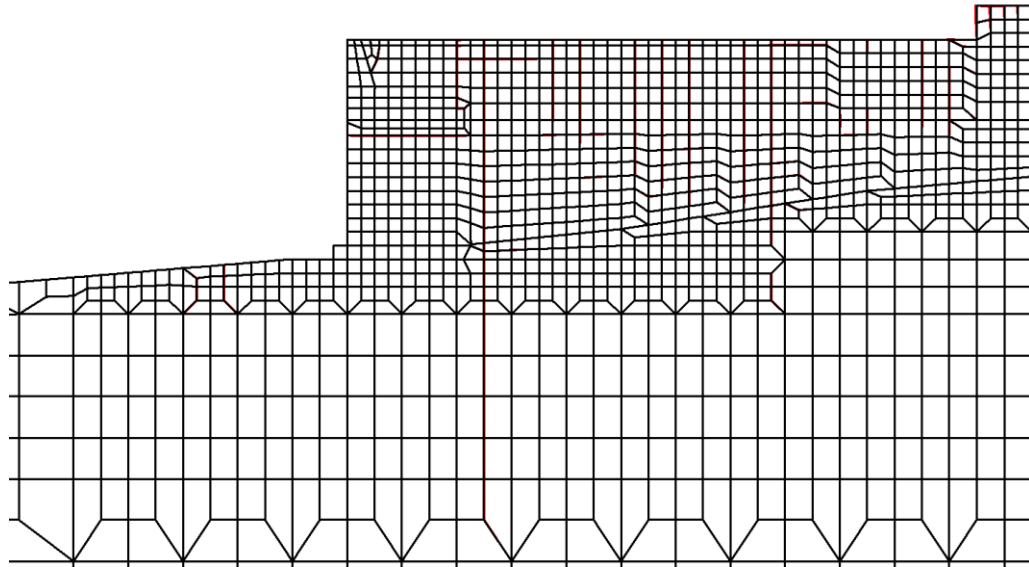


第 8 図 最終变形量図

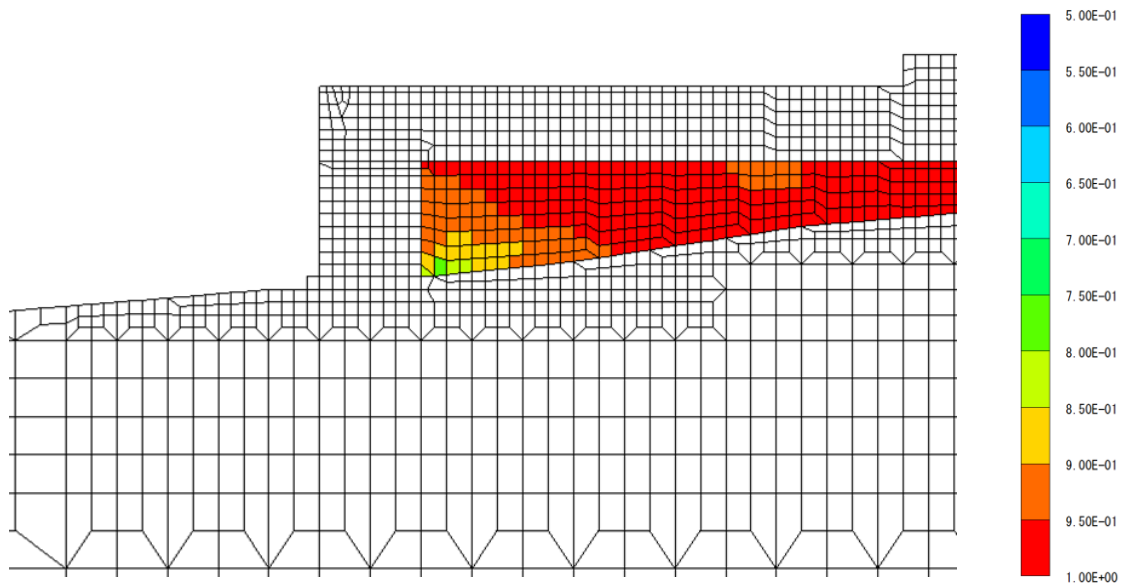


第 9 図 最大变形量図 (最大变形時 (海側))

— 地震前
 — 最大変形時（陸側）



第 10 図 最大変形量図（最大変形時（陸側））



第 11 図 過剰間隙水圧比分布図

b. 評価結果

荷揚場を構成する荷揚護岸の最終変形量の許容限界については、荷揚護岸自体が漂流物化せず、また、燃料等輸送船の漂流防止装置である係船柱等の支持性能を保持する観点から、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」に基づき、1mを許容限界値とする。

荷揚場は、基準地震動 S_s による地震応答解析から得られる最終変形量が許容限界値を超えないことを確認した。

(7) 基準地震動 S_s による荷揚場への影響評価のまとめ

基準地震動 S_s が荷揚場に及ぼす影響としては、主に荷揚場の沈下であるが、地震後の最終変形量が許容限界を満足していることから、基準地震動 S_s による大型船舶の緊急離岸への影響はないものと判断される。

4. 津波時評価

入力津波が荷揚場に及ぼす影響としては、荷揚場の漂流物化が考えられる。

荷揚場は、前述のとおり、基準地震動 S_s 後でも、ほぼ当初の位置及び高さ確保しており、荷揚場背後地はコンクリート舗装等の洗掘防止対策工を実施することから、荷揚場構造部材並びに背後地の土砂の漂流物化はないものとする。

5. 地震後の荷揚場の津波による影響評価のまとめ

以上のことから、荷揚場は基準地震動 S_s 並びに入力津波に対する耐性を有しており、荷揚場の損傷が想定されないことから、取水施設である取水口に波及的影響を及ぼす可能性は低いものと判断する。