

- 2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.1 防波壁に関する補足説明
 - 2.1.9 防波壁の設計・管理に関する補足説明

目次

1. 防波壁の各部位の性能目標と許容限界	1
1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	1
1.2 防波壁（逆T擁壁）	8
1.3 防波壁（波返重力擁壁）	14
2. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	21
2.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	21
2.2 防波壁（逆T擁壁）	24
2.3 防波壁（波返重力擁壁）	27
3. 止水性に係る検討結果	30
4. 防波壁周辺の屋外施設による波及的影響について	32
4.1 2号機放水路及び3号機放水路	33
4.2 1号機取水管	36
4.3 屋外排水路	38
5. 防波壁の保守管理について	41

1. 防波壁の各部位の性能目標と許容限界

1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

新規制基準への適合性において、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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表 1.1-1 に示す。

表 1.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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（鋼管杭）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（多重鋼管杭式擁壁）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図 1.1-1 及び表 1.1-2 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（多重鋼管杭式擁壁）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。

埋戻土部と鋼管杭間を充填するグラウト材は難透水性の地盤ではあるが、地震により施設護岸が損傷し、杭間に直接津波波圧が作用した場合には、止水性を担保することが困難であることから、津波の地盤中からの回り込みに対し、防波壁の背後に地盤改良（改良地盤⑤）を実施する。

漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、防波壁の局所的な損傷を防止することを目的とし、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の一部として漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

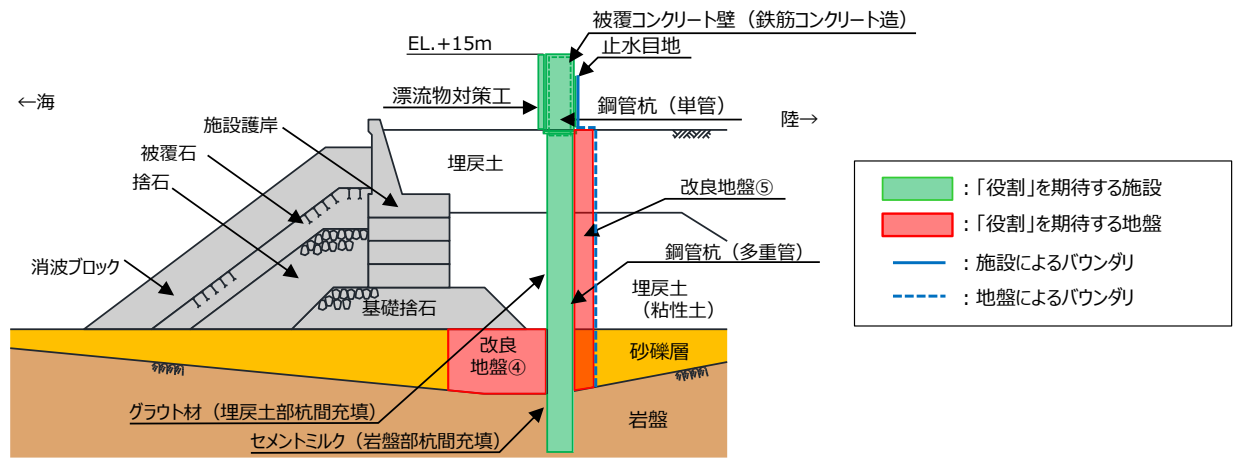
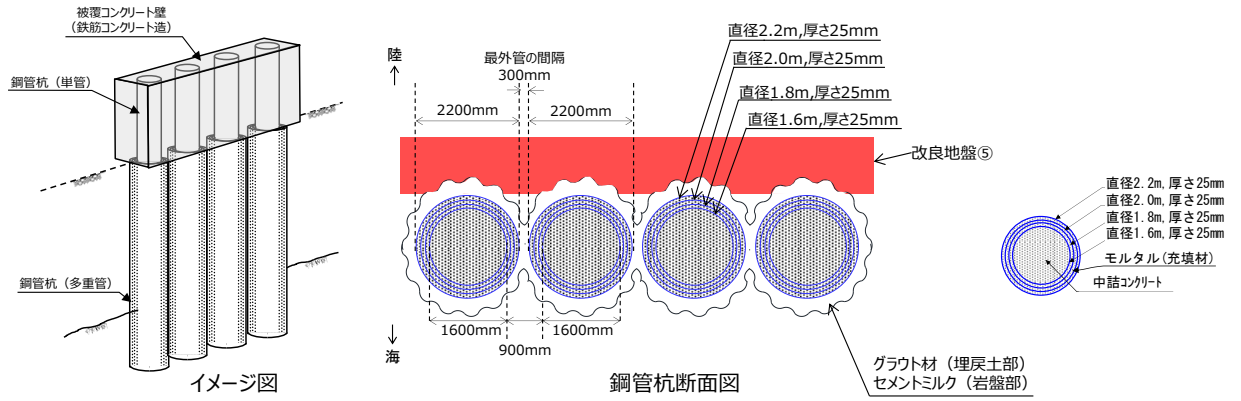


図 1.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の役割を期待する範囲

表 1.1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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	・被覆コンクリート壁を支持する。	・被覆コンクリート壁を支持する。
	被覆コンクリート壁	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・被覆コンクリート壁間の変形に追従する。	・被覆コンクリート壁間変形に追従し、遮水性を保持する。
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない(防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の局所的な損傷を防止する。
地盤	改良地盤④	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑤	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑦	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	岩盤*	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。
	埋戻土, 埋戻土(粘性土), 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・防波壁(多重鋼管杭式擁壁)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, 捨石, 被覆石	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	グラウト材(埋戻土部 と鋼管杭間に充填)	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが、役割に期待しない。

注記*：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。(「2.1.1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明 参考資料 3 セメントミルクの評価方針」参照)

各部位の「施設」と「地盤」を区分するに当たり、改良地盤④及び改良地盤⑤の具体的な役割を表 1.1-3 のとおり整理した。

側方地盤としての鋼管杭の変形抑制を主な役割（表 1.1-3 中「○」と記載）とする改良地盤④及び難透水性の保持を役割とする改良地盤⑤については、「地盤」と区別する。

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を「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・改良地盤④の役割である耐震性については、鋼管杭の変形を抑制することから「○」とした。
- ・改良地盤④及び改良地盤⑤の役割である耐津波性については、地盤中からの回り込みによる流入を防止することから「○」とした。なお、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを浸透流解析により確認することとし、詳細は「3. 止水性に係わる検討結果」に示す。

表 1.1-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の改良地盤の具体的な役割

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

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	（鋼管杭の変形抑制）耐震性 （遮水性・難透水性）耐津波性		
改良地盤④	・鋼管杭の海側に改良地盤を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持することで、遮水性を有する被覆コンクリート壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	-	-	○	○	鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の側方地盤に要求される役割と同等であること、難透水性の保持の役割をもつことから『地盤』と区分する。
改良地盤⑤	・役割に期待しない。	・難透水性を保持することで、遮水性を有する被覆コンクリート壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	-	-	-	○	難透水性の保持の役割をもつことから『地盤』と区分する。

以上を踏まえ、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を表 1.1-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.1-5 に示す。岩盤は「鋼管杭の支持」の役割を有していることから、杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認も実施する。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、影響の程度を検討する。

表 1.1-4 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性、難透水性)
施設	鋼管杭	—	—	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	被覆コンクリート壁			構造部材の健全性を保持するために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して被覆コンクリート壁間から優位な漏えいを生じないために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			被覆コンクリート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。	被覆コンクリート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・遮水性能を保持すること。
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）			—	—
地盤	改良地盤④	—	—	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと。（内部安定を保持）	地盤中からの回り込みによる流入を防止（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）
	改良地盤⑤	—	—	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止（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*	鋼管杭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。	—	—

注記*：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。（「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明 参考資料3 セメントミルクの評価方針」参照）

表 1.1-5 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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 (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	曲げ・せん断 (降伏モーメント(曲げ)及び短期許容せん断力(せん断))	
	被覆コンクリート壁			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)
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)
地盤	改良地盤④	-	-	すべり安全率*3 (1.2以上)	
	改良地盤⑤			-	すべり安全率*3 (1.2以上)
	岩盤*4			支持力*5 (極限支持力度)	すべり安全率(基礎地盤)*2 (1.5以上)

注記*1：設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に流入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。
 *4：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。
 *5：杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認も実施する。

1.2 防波壁（逆T擁壁）

新規制基準への適合性において、防波壁（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表 1.2-1 に示す。

表 1.2-1 防波壁（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。

防波壁（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図 1.2-1 及び表 1.2-2 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（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（逆T擁壁）の鋼管杭については、杭先端の岩盤根入れが 0.5m 程度であることを踏まえ、改良地盤が逆T擁壁を支持するものとし、鋼管杭の役割に期待せず、解析モデルに取り込まない。なお、鋼管杭を取り込まない解析モデルとは別に、鋼管杭を考慮した解析モデルによる解析も実施し、鋼管杭が逆T擁壁に悪影響を与えない設計とする。その際には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とする。

また、グラウンドアンカ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。

漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し、防波壁の局所的な損傷を防止する、又はグラウンドアンカに漂流物が直接衝突しないことを目的とし、防波壁（逆T擁壁）の一部として漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）及び漂流物対策工（鋼材）を設置する。

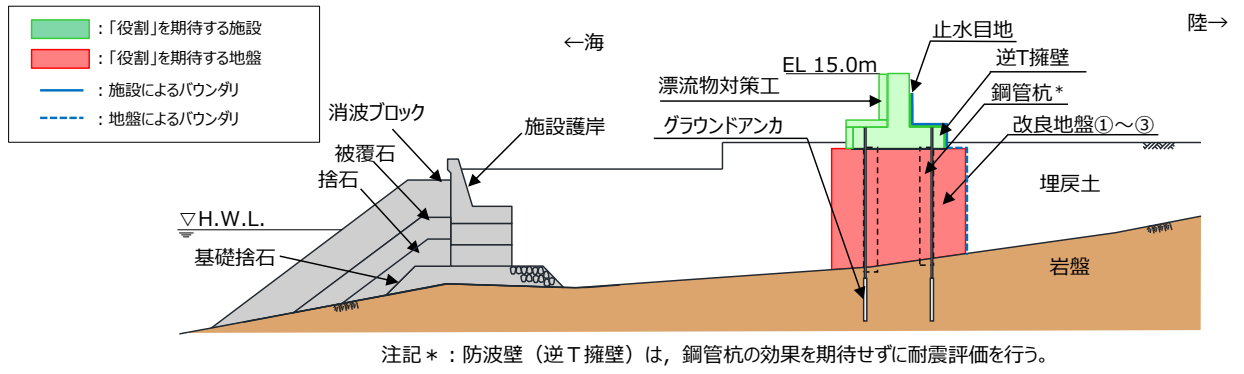


図 1.2-1 防波壁（逆T擁壁）の役割を期待する範囲

表 1.2-2 防波壁（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	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	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	・役割に期待しない（防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁（逆 T 擁壁）への影響を考慮する）。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁（逆 T 擁壁）に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁（逆 T 擁壁）の局所的な損傷を防止する。
	漂流物対策工（鋼材）	・役割に期待しない（防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁への影響を考慮する）。	・漂流物をグラウンドアンカに衝突させない。
地盤	改良地盤①～③*	・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。 ・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	・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	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。
	被覆石，捨石		
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

各部位の「施設」と「地盤」を区分するに当たり、改良地盤①～③の具体的な役割を表 1.2-3 のとおり整理した。

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。

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。

- ・改良地盤①～③の役割である鉛直支持については、逆T擁壁を鉛直支持することから「○」とした。
- ・改良地盤①～③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ことから「○」とした。
- ・改良地盤①～③の役割である耐津波性については、地盤中からの回り込みによる流入を防止することから「○」とした。なお、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを浸透流解析により確認することとし、詳細は「3. 止水性に係わる検討結果」に示す。

表 1.2-3 防波壁（逆T擁壁）の改良地盤の具体的な役割

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

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 (遮水性・難透水性)	
改良地盤 ①～③*	・逆T擁壁下方の埋戻土を地盤改良することで、逆T擁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。	・逆T擁壁下方の埋戻土を地盤改良することで、逆T擁壁を鉛直支持する。 ・難透水性を保持することで、遮水性を有する逆T擁壁、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。	○	○	-	○	逆T擁壁の鉛直支持が主な目的であり、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。

注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

以上を踏まえ、防波壁（逆T擁壁）における各部位の役割に対する性能目標を表 1.2-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.2-5 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、影響の程度を検討する。

表 1.2-4 防波壁（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	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
施設	逆 T 擁壁	—	—	構造部材の健全性を保持するために、逆 T 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。	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 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	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			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。
	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）			防波壁（逆 T 擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して防波壁（逆 T 擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと。
	漂流物対策工（鋼材）			防波壁（逆 T 擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重をグラウンドアンカに伝達させないために、鋼材が破断しないこと。
地盤	改良地盤 ①～③*	逆 T 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流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤①～③がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤	—	—	—	—

注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 1.2-5 防波壁（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 (第5条)
施設	逆T擁壁	-	-	曲げ・せん断・支圧*4 (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			引張 (設計アンカー力以下)	
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)
	漂流物対策工(鋼材)			曲げ・せん断・引張 (短期許容応力度以下)	
	改良地盤①～③*2			支持力	すべり安全率(基礎地盤)*3
地盤	岩盤	(極限支持力度)	(1.5以上)	-	-

注記*1：設備及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、津波の滞水時間中に流入しないことを確認する。

*2：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

*3：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。

*4：グラウンドアンカの受圧板からの反力及び隣接する躯体からの荷重による逆T擁壁の照査を併せて実施する。

*5：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。

1.3 防波壁（波返重力擁壁）

新規制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表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 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図 1.3-1 及び表 1.3-2 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。

漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達し，防波壁の局所的な損傷を防止することを目的とし，防波壁（波返重力擁壁）の一部として漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

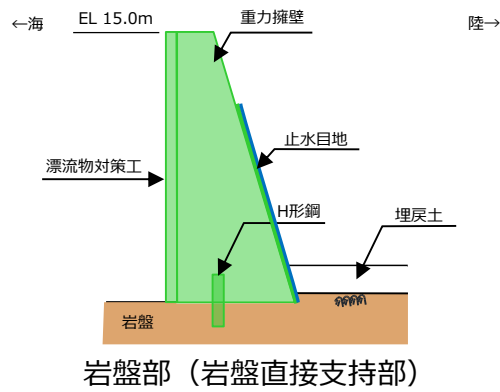
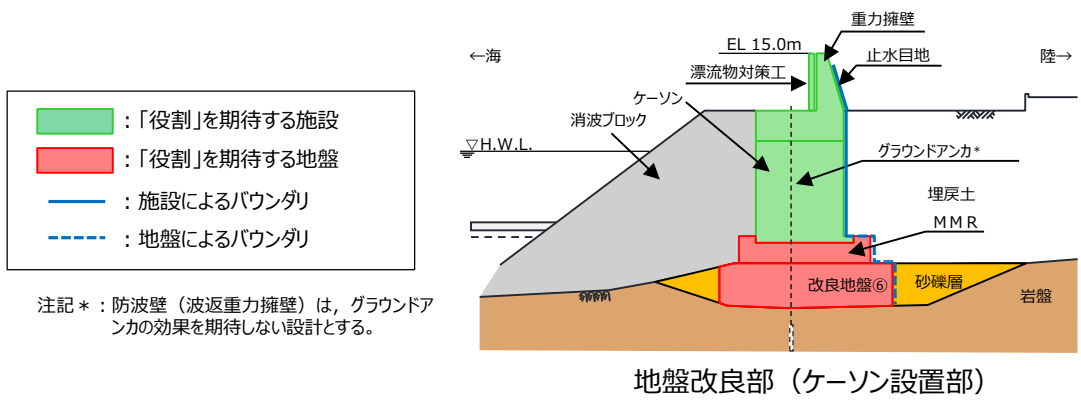


図 1.3-1 防波壁（波返重力擁壁）の役割を期待する範囲

表 1.3-2(1) 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	・ 止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・ 止水目地及び漂流物対策工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。	
	ケーソン	・ 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。	
	放水路 ケーソン	頂版 底版 側壁	・ 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。
		隔壁	・ 重力擁壁を支持する。	・ 重力擁壁を支持する。
	H形鋼	・ 重力擁壁を支持する。	・ 重力擁壁を支持する。	
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	・ 役割に期待しない（防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁（波返重力擁壁）への影響を考慮する）。	・ 漂流物衝突荷重を分散して防波壁（波返重力擁壁）に伝達する。 ・ 漂流物衝突荷重による防波壁（波返重力擁壁）の局所的な損傷を防止する。		
地盤	MMR	・ ケー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。	・ ケー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⑥	・ ケー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。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 難透水性を保持する。	
	岩盤	・ ケー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。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。	

表 1.3-2(2) 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
地盤	埋戻土, 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⑥の具体的な役割を表 1.3-3 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（表 1.3-3 中「○」と記載）とするMMR及び改良地盤⑥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⑥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ことから「○」とした。
- ・MMR及び改良地盤⑥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ことから「○」とした。
- ・MMR及び改良地盤⑥の役割である耐津波性については，地盤中からの回り込みによる流入を防止することから「○」とした。なお，津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを浸透流解析により確認することとし，詳細は「3. 止水性に係わる検討結果」に示す。

表 1.3-3 防波壁（波返重力擁壁）のMMR及び改良地盤の具体的な役割

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

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 (遮水性・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。	<ul style="list-style-type: none"> ・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、ケーソン、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。 	○	○	-	○	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。
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。	<ul style="list-style-type: none"> ・ケーソン及び重力擁壁の下方の砂礫層を地盤改良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、ケーソン、止水目地の下部地盤中からの回り込みによる流入を防止する。 	○	○	-	○	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。

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表 1.3-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.3-5 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、影響の程度を検討する。

表 1.3-4(1) 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	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)	
施設	重力擁壁		-	-	構造部材の健全性を保持するために、重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。	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、重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	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・遮水性能を保持すること。
	ケーソン				構造部材の健全性を保持するために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。	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、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
	放水路ケーソン	頂版 底版 側壁			構造部材の健全性を保持するために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。	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、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
		隔壁			構造強度を有すること。	構造強度を有すること。
	H形鋼				構造部材の健全性を保持するために、H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。

表 1.3-4(2) 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	すべり 安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
施設	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	—	—	防波壁（波返重力擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して、防波壁（波返重力擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと。
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流入を防止（難透水性を保持）するため、MMR及び改良地盤⑥が破壊しないこと。（内的安定を保持）
	改良地盤⑥				
	岩盤				

表 1.3-5 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)		
	放水路ケーソン			頂版, 底版, 側壁	曲げ・せん断 (短期許容応力度, 材料強度以下)	
				隔壁	曲げ・せん断又はひずみ (短期許容応力度, 材料強度又は許容ひずみ以下)	
	H形鋼			せん断 (短期許容応力度以下)		
	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)			引張・せん断 (短期許容応力度以下)	押抜せん断 (短期許容応力度以下)	
	MMR			支持力	すべり安全率（基礎地盤）*2	—
改良地盤⑥	(極限支持力度, 支圧強度)	(1.5以上)	—	(1.2以上)		
岩盤				—		

注記*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滞水時間中に流入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。

2. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

2.1 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、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。結果を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1(1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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埋戻土-改良地盤間、埋戻土-岩盤間、改良地盤-岩盤間に曲げモーメントが集中し、曲げ破壊することで、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に発生する応力が許容限界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埋戻土-改良地盤間、改良地盤-岩盤間に相対変形が生じ、せん断力が鋼管杭に作用し、鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、単管と多重管の境界部で鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、杭頭連結部に応力が集中することで、杭頭連結部が破損し、被覆コンクリート壁が損傷するか、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"> 杭頭連結材の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁と干渉する取水路横断面において、鋼管杭のピッチが広いことから、地震又は津波荷重に対する十分な抵抗力が確保できず、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 取水路横断面では、側方の多重鋼管杭を南北方向に2列配置し、杭頭連結材を設置する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波荷重により、杭前面の岩盤が破壊し、水平支持力を喪失することで、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に施設護岸による荷重により鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 施設護岸を適切にモデル化した2次元動的FEM解析（有効応力）により、鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に施設護岸が損傷し、仮に施設護岸がないものとした場合に、鋼管杭が露出した状態で津波が来襲し、鋼管杭間から津波が遡上する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 仮に施設護岸がないものとした場合に、鋼管杭間の止水性をより確実なものとするため、鋼管杭背面を地盤改良する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に施設護岸が損傷し、施設護岸が鋼管杭の変形抑制に寄与せず鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 施設護岸を適切にモデル化した2次元動的FEM解析（有効応力）により、鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 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。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 法線方向の地震荷重に伴う隣接するブロックからの荷重により、曲げ・せん断破壊し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重については法線方向についても考慮し、被覆コンクリート壁や止水目地の変形を許容限界以下にとどめて遮水性を確保するために、鋼管杭の変形がおおむね弾性範囲であることを確認する。 	○
<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、漂流物として被覆コンクリート壁に衝突することで鋼管杭が損傷し、被覆コンクリート壁を支持できなくなり、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。 	—	

注記*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（—）。

表 2.1-1(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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
被覆コンクリート壁	<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"> 鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異による被覆コンクリート壁の法線方向のねじれを考慮し、被覆コンクリート壁の発生応力度が、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。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物荷重により、被覆コンクリート壁が損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 漂流物荷重による被覆コンクリート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被覆コンクリート壁に衝突するため被覆コンクリート壁が損傷し、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。 	—

注記*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（—）。

表 2.1-1(3) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重により鉄筋コンクリート版がせん断破壊し、津波荷重が被覆コンクリート壁に直接作用することで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート版に発生する応力が許容限界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、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鉄筋コンクリート版を支持できなくなり、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。 	○

注記*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（—）。

表 2.1-1(4) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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）	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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、隅部及び屈曲部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。 長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐候性試験を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—

注記*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（—）。

表 2.1-1(5) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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④	<ul style="list-style-type: none"> 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、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、被覆コンクリート壁を支持できなくなることで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の変形を抑制するため、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。 地盤中からの回り込みによる流入を防止（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、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 			
改良地盤⑤	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 地盤中からの回り込みによる流入を防止（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、津波の滞水時間中に敷地に流入しないことを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 			

注記*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（-）。

表 2.1-1(6) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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	<ul style="list-style-type: none"> 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、杭が被覆コンクリート壁を支持できなくなることで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> すべり安全率が許容値以上であることを確認する。（設置変更許可段階で確認済） 杭先端部の最大軸力が地盤の極限支持力度以下であることを確認する。 鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持するため、杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平抵抗力の確認を実施する。 	- ○ ○
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、鋼管杭周辺岩盤がせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、被覆コンクリート壁を支持できなくなることで、被覆コンクリート壁の遮水性を喪失する。 			

注記*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（-）。

2.2 防波壁（逆T擁壁）

防波壁（逆T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。結果を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1(1) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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	・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	・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。	○
	・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		○
	・グラウンドアンカ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		○
	・津波時の漂流物荷重により、逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	・被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 ・漂流物荷重による逆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。	○
	・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。	—	・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。	—
	・地震又は津波荷重により、逆T擁壁が転倒若しくは滑動により透水性を喪失する。	①, ②	・逆T擁壁の転倒及び滑りの有無を確認する。	○
	・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	・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。	—
	・隣接する躯体同士からの荷重により、逆T擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	①	・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。	○

注記*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（—）。

表 2.2-1(2) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	・津波荷重により鉄筋コンクリート版がせん断破壊し、津波荷重が逆T擁壁に直接作用することで、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	②	・鉄筋コンクリート版に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
	・地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鉄筋コンクリート版を支持できなくなり、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	・アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
漂流物対策工（鋼材）	・津波荷重により鋼材が破断し、津波荷重がグラウンドアンカに直接作用することで、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	②	・鋼材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
	・地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鋼材を支持できなくなり、逆T擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	・アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○

注記*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（—）。

表 2.2-1(3) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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)	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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、隅角部及び屈曲部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。 長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐候性試験を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—
グラウンドアンカ	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時に、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。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカの発生アンカー力が設計アンカー力以下であることを確認する。 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。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時に、定着部の地盤が破壊することによりグラウンドアンカ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。 	①, ②		
	<ul style="list-style-type: none"> 地震又は津波時に、定着治具が破壊することにより、グラウンドアンカ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。 	①, ②		

注記*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（－）。

表 2.2-1(4) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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①～③	<ul style="list-style-type: none"> 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擁壁を支持できなくなることで、逆T擁壁の遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 地盤中からの回り込みによる流入を防止（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、津波の滞水時間中に敷地に流入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、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。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 			
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 			

注記*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（－）。

表 2.2-1(5) 防波壁（逆T擁壁）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に改良地盤底面のすべりが生じ、逆T擁壁の変形量が大きくなり、逆T擁壁の遮水性を喪失する。 	①	<ul style="list-style-type: none"> すべり安全率が許容値以上であることを確認する。 (設置変更許可段階で確認済) 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時に改良地盤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。 	①	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。 	○

注記*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（－）。

2.3 防波壁（波返重力擁壁）

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。結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 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

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。	○
	津波時の漂流物荷重により、重力擁壁が損傷し、遮水性を喪失する。	②	被覆コンクリート壁の海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 漂流物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、重力擁壁が滑動又は転倒し、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。	①, ②	ケーソンと重力擁壁の境界において、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やジベル筋の打設を行い、一体構造としている。一体性については、ケーソンと重力擁壁の境界部の転倒・滑動・接地圧について確認する。	○
	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。	①, ②	既設部分と新設部分との付着強度、鉄筋の引抜における破壊形態並びに境界部に起因した部材の破壊及び境界部の破壊状況を確認し、既設と新設コンクリートとの一体性について確認する。	○
	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。	—

注記*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（—）。

表 2.3-1(2) 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

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
漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	津波荷重により鉄筋コンクリート版がせん断破壊し、津波荷重が重力擁壁に直接作用することで、重力擁壁の遮水性を喪失する。	②	鉄筋コンクリート版に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○
	地震又は津波荷重により、アンカーボルトが引張破壊又はせん断破壊することで、鉄筋コンクリート版を支持できなくなり、重力擁壁の遮水性を喪失する。	①, ②	アンカーボルトに発生する応力が許容限界以下であることを確認する。	○

注記*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（—）。

表 2.3-1(3) 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

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)	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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、隅角部及び屈曲部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。 長期的な経年劣化に対して有意な性能低下が生じないことを確認するため、耐侯性試験を実施する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	—

注記*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（－）。

表 2.3-1(4) 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

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	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、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	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物荷重により、ケーソンが損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> ケーソンの海側に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置し、津波荷重による押抜きせん断応力に対する健全性を確認する。 漂流物荷重による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。 	○
放水路ケーソン	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、ケーソンの頂版、側壁又は底版が曲げ及びせん断破壊し、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 放水路ケーソンの頂版、側壁及び底版の発生応力度が、許容応力度以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、ケーソンの隔壁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、遮水性を喪失する。 	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> 放水路ケーソンの隔壁の発生応力度又はひずみが、許容応力度又は許容ひずみ以下であることを確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の漂流物荷重により、放水路ケーソンが損傷し、遮水性を喪失する。 	②	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物荷重による放水路ケーソンの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。 	○
H形鋼	<ul style="list-style-type: none"> 地震時又は津波時に、H形鋼のせん断破壊破壊により、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	<ul style="list-style-type: none"> H形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。 	○

注記*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（－）。

表 2.3-1(5) 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

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こと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。 • 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流入しないことを確認する。	○
	• 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		○
	• 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	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の接地圧が支圧強度以下であることを確認する。	○

注記*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（－）。

表 2.3-1(6) 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

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⑥	• 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流入を防止（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、津波の滞水時間中に敷地に流入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。	○
	• 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	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。	○

注記*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（－）。

表 2.3-1(7) 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

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	• 地震時に防波壁（波返重力擁壁）底面のすべりが生じ、重力擁壁の変形量が大きくなり、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。 （設置変更許可段階で確認済）	○
	• 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、鉛直支持機能を喪失する。	①	• 防波壁直下又はケーソン直下の地盤の接地圧が極限支持力度以下であることを確認する。	○

注記*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（－）。

3. 止水性に係る検討結果

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津波を遮断（遮水性）し、改良地盤等により地盤中からの回り込みによる流入を防止（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流入防止（難透水性の保持）について、図3-1のとおり、2次元浸透流解析により確認する。2次元浸透流解析においては、敷地への浸水経路が短く、地盤における改良地盤の割合が最も支配的となる防波壁（逆T擁壁）を対象とし、以下のとおり保守的な条件により2次元浸透流解析を実施する。

[検討条件]

- ・津波水位：保守的な水位として防波壁高さ（EL 15.0m）の津波を考慮
- ・解析手法：2次元浸透流解析（非定常解析）
- ・計算時間：津波の継続時間として計算時間を保守的に30分とする。
（基準津波1の敷地前面における周期は約4分）
- ・初期水位：EL 0.14m（港湾基準に準拠した残留水位）
- ・透水係数：透水係数は表3-1のとおり、改良地盤については、周辺の埋戻土と同一の透水係数を設定する。

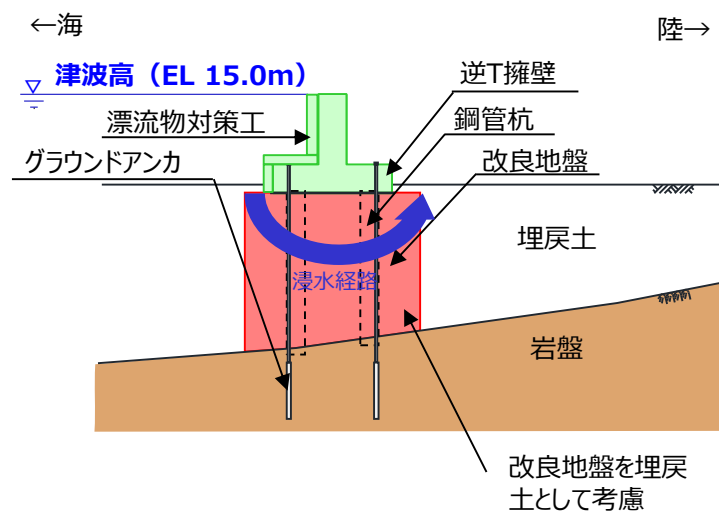


図3-1 解析条件の概要

表 3-1 透水係数

地盤材料	透水係数(m/s)	摘要
岩盤	1×10^{-5}	C _L 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

防波壁（逆T擁壁）の2次元浸透流解析の結果を図3-2に示す。津波来襲より30分経過後においても、防波壁より敷地側への流入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に流入するおそれはない。

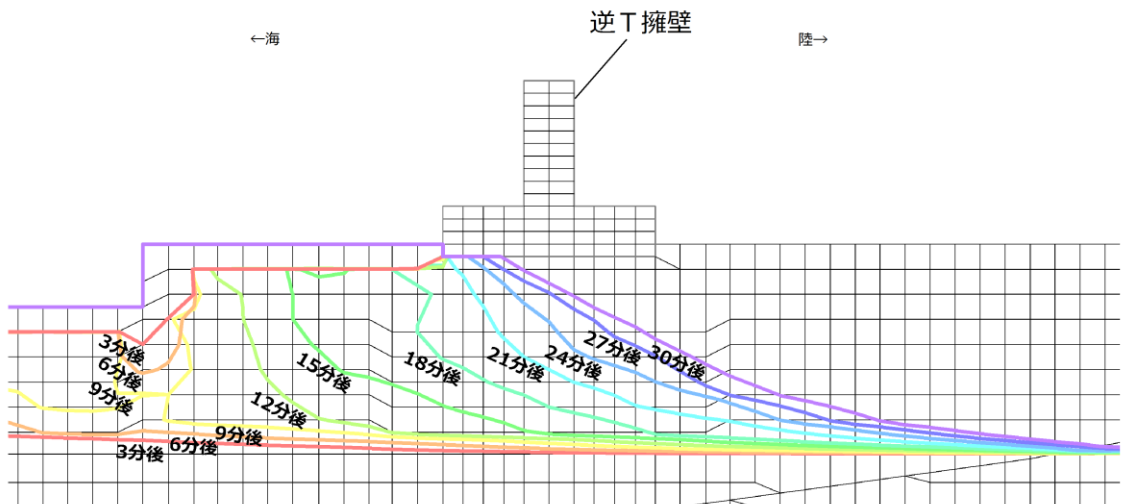


図 3-2 2次元浸透流解析結果

4. 防波壁周辺の屋外施設による波及的影響について

「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」において、防波壁に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設を表4-1のとおり整理している。表4-1に示す波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設のうち、3号機放水路、2号機放水路及び1号機取水管について、防波壁への波及的影響を確認する。

また、防波壁（波返重力擁壁）のうち重力擁壁の基部コンクリートを構内排水路が貫通している箇所について、防波壁（波返重力擁壁）への波及的影響を確認する。

表4-1 防波壁に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設

下位クラス施設	影響を受ける防波壁構造形式	地震に対する評価結果	備考
サイトバンカ建物 (増築部含む)	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	基準地震動 S_s に対する構造健全性評価により、サイトバンカ建物が上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。	VI-2-11-2-1-4「サイトバンカ建物の耐震性についての計算書」 VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書」参照
防波壁（東端部） 周辺斜面	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	斜面高さ、勾配等から2号機南側切取斜面の安定性評価に代表させる。	補足-023-3「下位クラス施設の波及的影響の検討について 添付資料3」参照
2号機放水路	防波壁 (波返重力擁壁)	2号機放水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
3号機放水路	防波壁 (波返重力擁壁)	3号機放水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
3号機取水路	防波壁 (波返重力擁壁)	C_H 級及び C_M 級の硬質な岩盤内に設置されたトンネルであり、構造物上面から防波壁下端までの離隔が十分確保されていることから、損傷等による防波壁への影響はない。	補足-023-3「下位クラス施設の波及的影響の検討について 添付資料13」参照
1号機取水管	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	1号機取水管の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で説明
施設護岸	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	施設護岸の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」参照
屋外排水路	防波壁 (波返重力擁壁)	屋外排水路の損傷を想定し、防波壁の有する機能を保持するように設計する。	本資料で評価

4.1 2号機放水路及び3号機放水路

(1) 概要

2号機放水路及び3号機放水路は、放水接合槽、放水路ケーソン及び放水路により構成されており、放水路ケーソンにおいて防波壁（波返重力擁壁）を横断している。2号機放水路接合槽及び3号機放水接合槽は防波壁（波返重力擁壁）に隣接して設置されている。2号機放水路及び3号機放水路の平面図及び縦断図を図4-1、図4-2及び図4-3に示す。

2号機放水路及び3号機放水路は防波壁（波返重力擁壁）の周辺に位置する下位クラス施設であることから、防波壁（波返重力擁壁）への地震時の波及的影響を検討する。

波及的影響の検討対象については、「1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定」で、「2号機放水路ケーソンは周囲がMMRで埋め戻されており、開口部の面積が3号機放水路ケーソンに比べて狭いことから、評価対象断面に選定せず、3号機放水路ケーソン（放水路貫通部（③-③断面））を評価対象断面に選定する。」としていることから、放水路による波及的影響の検討は3号機放水路に代表させて検討する。

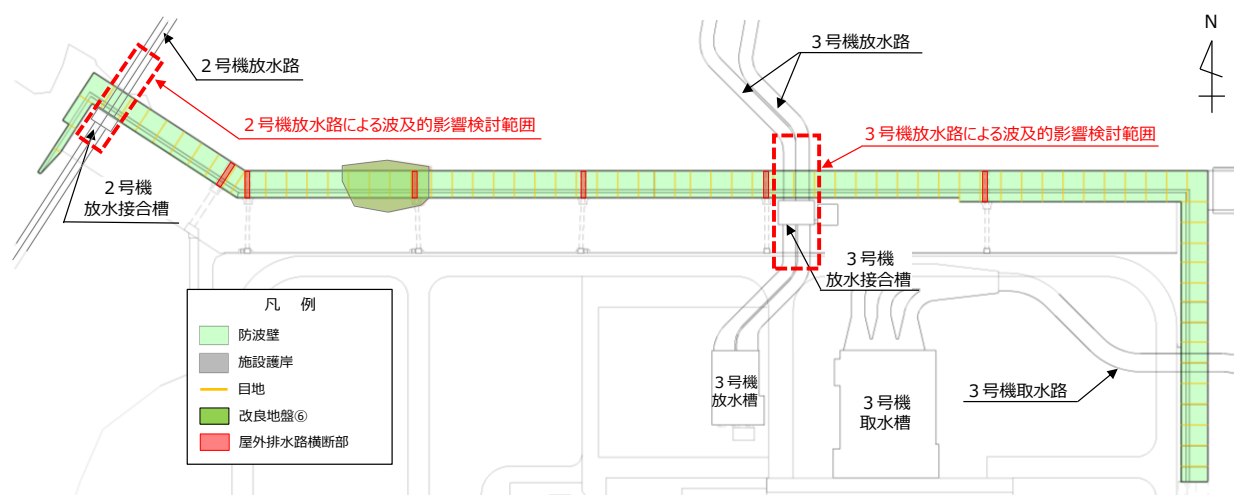


図4-1 2号機放水路及び3号機放水路の平面図

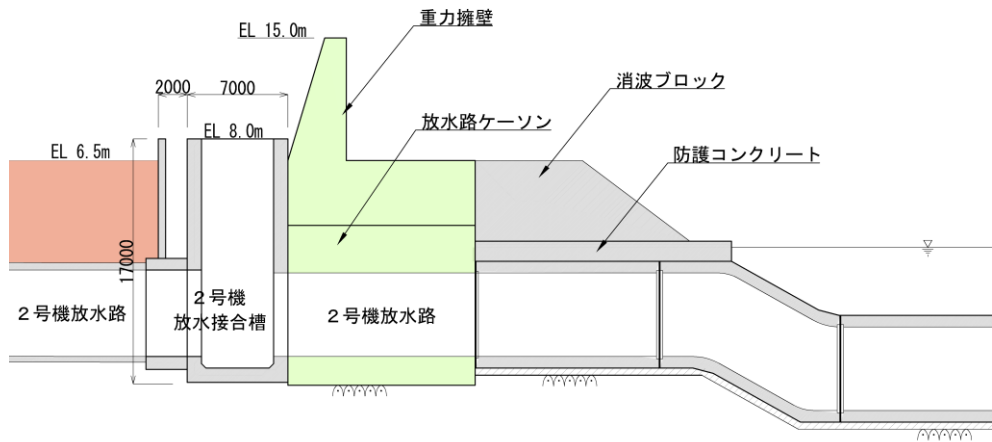


図 4-2 2号機放水路の縦断図

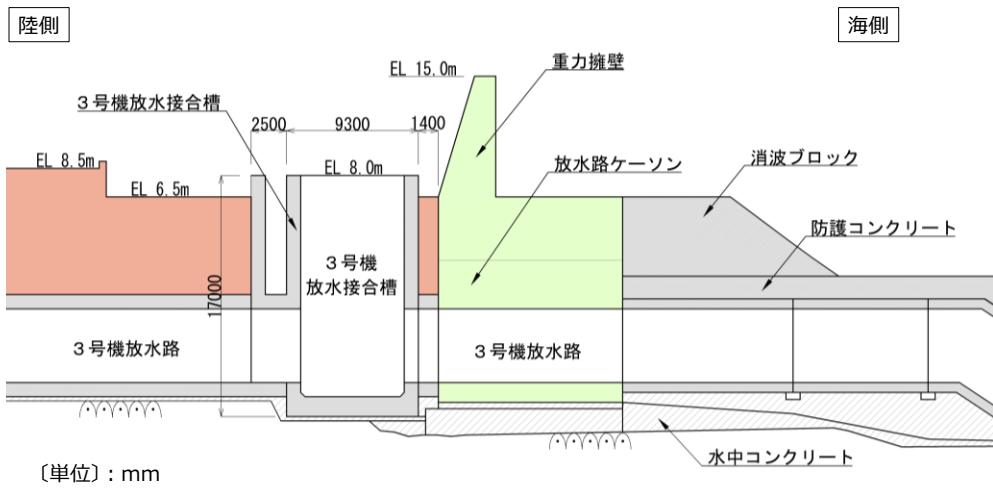


図 4-3 3号機放水路の縦断図

(2) 波及的影響検討

3号機放水接合槽は防波壁（波返重力擁壁）の陸側に隣接して設置されており、波及的影響を及ぼすおそれがあるため、3号機放水接合槽の地震による損傷を考慮し、3号機放水接合槽を埋戻土に置き換え、埋戻土による土圧を作用させた場合の耐震計算により影響を確認する。また、3号機放水路は防波壁の海側に隣接して設置されており、波及的影響を及ぼすおそれがあるため、地震による損傷を考慮し、3号機放水路をモデルに反映しない場合の耐震計算により影響を確認する。

図4-4に防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析モデル（放水路貫通部（③-③断面））を示す。「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示すとおり、3号機放水接合槽及び3号機放水路の損傷を考慮した耐震計算を実施し、防波壁（波返重力擁壁）が耐震性を有していることを確認している。

以上より、3号機放水路が防波壁（波返重力擁壁）に対して波及的影響を及ぼすおそれはないことから、2号機放水路及び3号機放水路による防波壁（波返重力擁壁）への波及的影響を及ぼすおそれはないことを確認した。

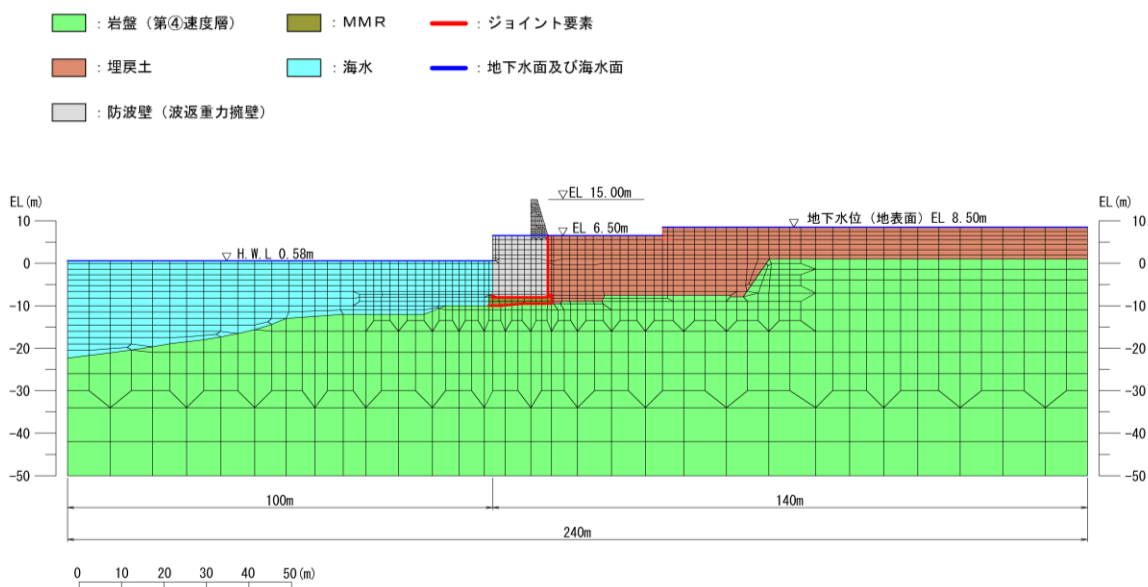


図4-4 防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析モデル

4.2 1号機取水管

(1) 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち1号機取水管が横断する位置については、鋼管杭を標準的な設置間隔よりも大きな間隔で設置することで、図4-5及び図4-6に示すとおり、1号機取水管を横断する構造としている。

一方で、1号機取水管は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の周辺に位置する下位クラス施設であることから、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）への波及的影響を検討する。

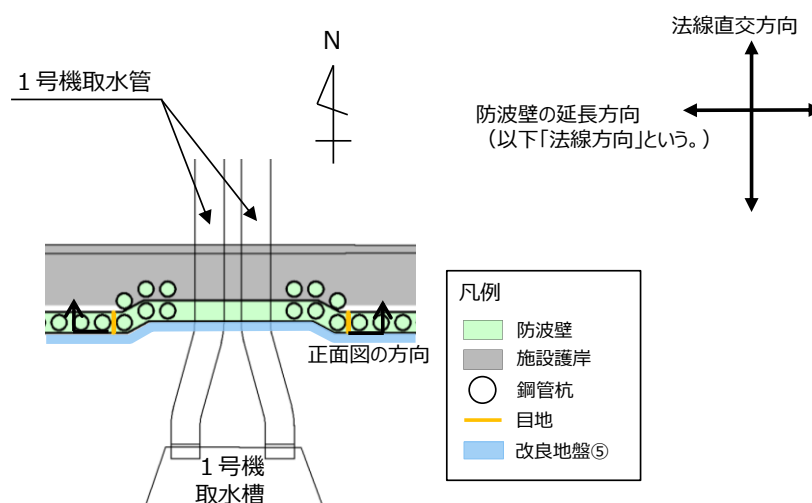


図4-5 1号機取水管横断部の平面図

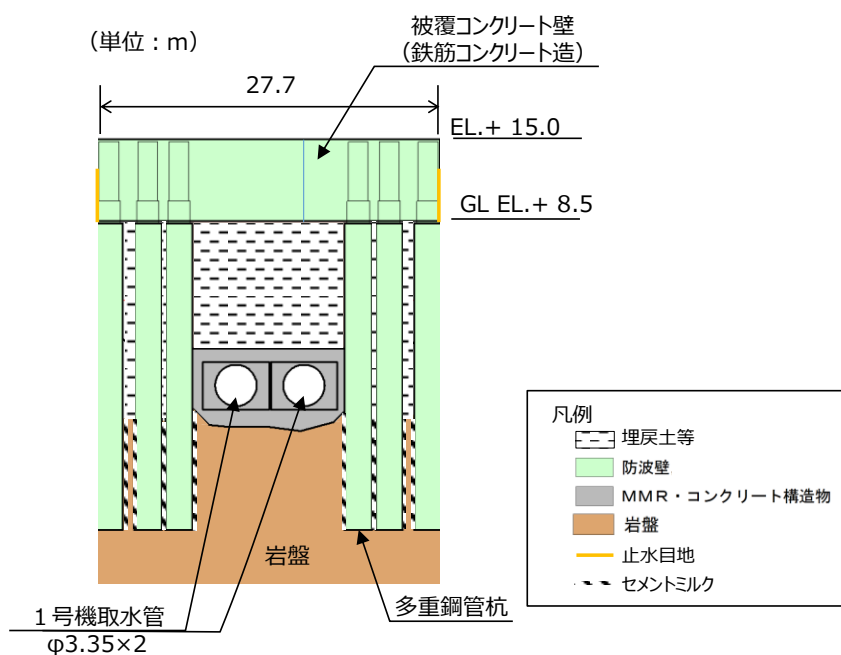


図4-6 1号機取水管横断部の正面図

(2) 波及的影響の検討

1号機取水管と防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の位置関係から、1号機取水管が防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に影響を及ぼす可能性があるのは、地震に伴う防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の法線方向の変位が考えられる。

一方で、1号機取水管は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）付近において岩盤上においてコンクリートで巻き立てられており、法線方向にはほとんど変位が発生せず、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に直接影響を与えないと考えられる。

また、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」のうち「4.2 地震応答解析」に示すとおり、法線方向断面である⑦-⑦断面における防波壁天端の最大水平変位量は11mmであり、法線方向の変位量は十分に小さいことから、同様に1号機取水管は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に直接影響を与えないと考えられる。

以上のことから、1号機取水管は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）へ波及的影響を及ぼすおそれはない。

4.3 屋外排水路

(1) 概要

防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路は、図4-7に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）の基部コンクリート部を横断して設置していることから、防波壁（波返重力擁壁）への影響を検討する。

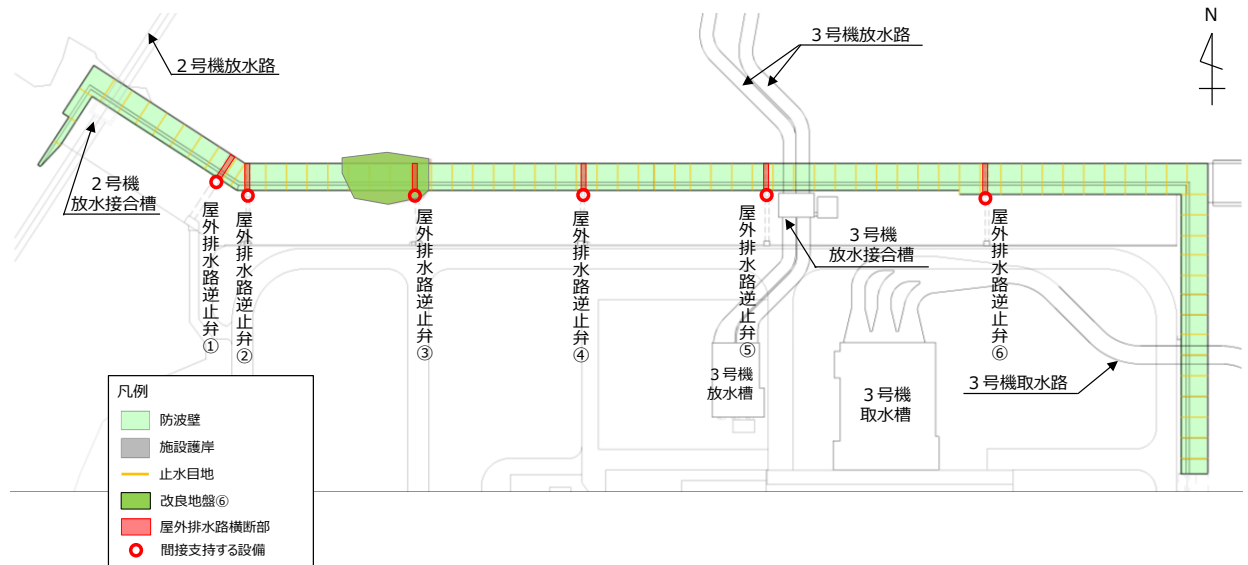


図 4-7 防波壁（波返重力擁壁）と屋外排水路の位置図

(2) 防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路の影響評価

防波壁（波返重力擁壁）における屋外排水路は、ケーソン上部の重力擁壁を貫通しており、開口部（構内排水路）を有するコンクリートへの影響について確認する。

「2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」では3号機放水路による開口部を有する放水路ケーソンの耐震性について説明している。屋外排水路については、重力擁壁に対する屋外排水路による開口率の関係が最も大きい屋外排水路逆止弁①と接続する排水路（内径：）に代表する。それぞれのコンクリートに対して開口部による開口率を比較したものを表4-2に示す。図4-8に放水路ケーソン（3号機放水路）と重力擁壁（屋外排水路逆止弁①と接続する排水路）の平面位置図及び断面図を示す。放水路ケーソンにおける開口率は、屋外排水路逆止弁①と接続する排水路と比較して大きく、放水路ケーソンの耐震性を確認していることから、屋外排水路による開口が防波壁（波返重力擁壁）へ影響を及ぼすおそれはない。

表4-2 断面欠損率の比較

項目	全体 奥行延長 (m)	開口横断 奥行延長 (m)	開口率 (%)
放水路ケーソン (3号放水路)	17.0		
重力擁壁 (屋外排水路逆止弁① と接続する排水路)	10.0		

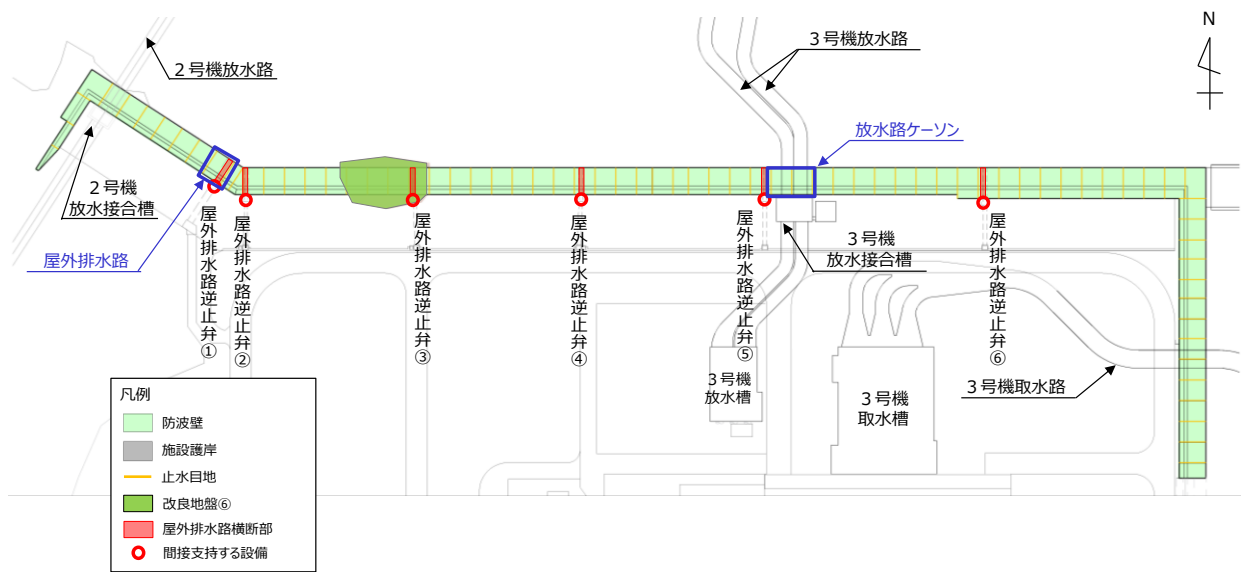


図 4-8(1) 屋外排水路逆止弁①と接続する屋外排水路と放水路ケーソンの平面位置図



図 4-8(2) 屋外排水路逆止弁①と接続する屋外排水路と放水路ケーソンの断面図

5. 防波壁の保守管理について

防波壁については、津波防護施設としての機能を維持していくため、定期的な点検又は各種試験等により、部材の劣化及び変状等を把握する。また、防波壁に設置する止水目地においては、防波壁近傍に暴露試験体を設置し、暴露試験体による引張試験により、防波壁に設置する止水目地の残存引張強度を把握する。

防波壁の機能に影響を及ぼす部材の劣化及び変状等が確認される場合は、詳細調査を実施し、適切な補修等を講じる。

防波壁の点検内容及び点検頻度を表 5-1 に示す。なお、詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及びQMS文書に示す。

表 5-1 防波壁の点検内容及び点検頻度

構造物	点検部材	点検内容	点検頻度
防波壁 (全般)	コンクリート	目視点検によるコンクリートの亀裂,劣化, 相対変位の状態等の確認	1回/年
	止水目地	目視点検による止水目地及び暴露試験体の劣化, 変状等の確認	1回/年
		暴露試験体の引張試験による引張強度の確認	1回/3年* ¹ (竣工後20年以降)
	防波壁	測量による防波壁の変形や沈下等の確認	1回/年
防波壁 (逆T擁壁)	グラウンドアンカ	アンカー頭部の目視点検による変位, 変形, 腐食等の確認	1回/年
		全数の5%を対象として, 残存引張力の確認* ²	1回/3年* ²

注記*1: 「2.1.7 止水目地の補足説明」において、耐候性試験により、耐用年数38年(平均気温30℃において、初期伸び率の残存率50%を確保)であることを踏まえ、安全側に竣工後20年以降に引張強度試験を実施する。

*2: 「グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説((社)地盤工学会, 2012年)」に準拠



2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明

2.2.1 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

2.2.2 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）の強度計算書に関する補足説明

2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明

2.2.4 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の強度計算書に関する補足説明

2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

2.2.6 防波壁通路防波扉（3号機東側）の強度計算書に関する補足説明

（参考資料1）防波扉（1号機北側，2号機北側）の構造変更（小型化）について

（参考資料2）防波扉（荷揚場南）の受枠（RC支柱）の波及的影響について

（参考資料3）防波扉（荷揚場南）における杭頭部の耐震評価について

（参考資料4）漂流物対策工の支承部の構造について

（参考資料5）水密試験について

（参考資料6）漂流物対策工設置による隣接構造物への影響について

（参考資料7）防波扉（荷揚場南）の開時の評価について

（参考資料8）防波扉（3号機東側）の開時の評価について

2.2.3 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	16
2.4	適用規格・基準等	21
3.	固有値解析	23
3.1	固有振動数の算出方法	23
3.1.1	解析モデルの設定	23
3.2	固有振動数の算出条件等	24
3.2.1	記号の説明	24
3.2.2	固有振動数の算出方法	24
3.2.3	固有振動数の計算条件	25
3.3	固有振動数の算出結果	25
4.	耐震評価	26
4.1	記号の定義	26
4.2	評価対象断面	35
4.3	解析方法	47
4.3.1	地震応答解析手法	47
4.3.2	施設	48
4.3.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	48
4.3.4	減衰係数	48
4.3.5	解析ケース	49
4.4	荷重及び荷重の組合せ	50
4.4.1	耐震評価上考慮する状態	50
4.4.2	荷重	50
4.4.3	荷重の組合せ	51
4.5	入力地震動	52

4.6	解析モデル及び諸元	65
4.6.1	解析モデル	65
4.6.2	使用材料及び材料の物性値	81
4.6.3	地盤の物性値	82
4.6.4	地下水位	84
4.7	評価対象部位	85
4.7.1	施設・地盤の健全性評価	85
4.7.2	基礎地盤の支持性能評価	85
4.8	許容限界	86
4.8.1	防波扉	86
4.8.2	漂流物対策工	90
4.9	評価方法	94
4.9.1	防波扉	94
4.9.2	漂流物対策工	108
5.	評価条件	128
6.	耐震評価結果	134
6.1	地震応答解析結果	134
6.1.1	過剰間隙水圧比分布	135
6.1.2	最大せん断ひずみ分布	136
6.2	防波扉	137
6.3	漂流物対策工	155

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波扉（荷揚場南）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（荷揚場南）の位置図を図 2.1-1 に示す。

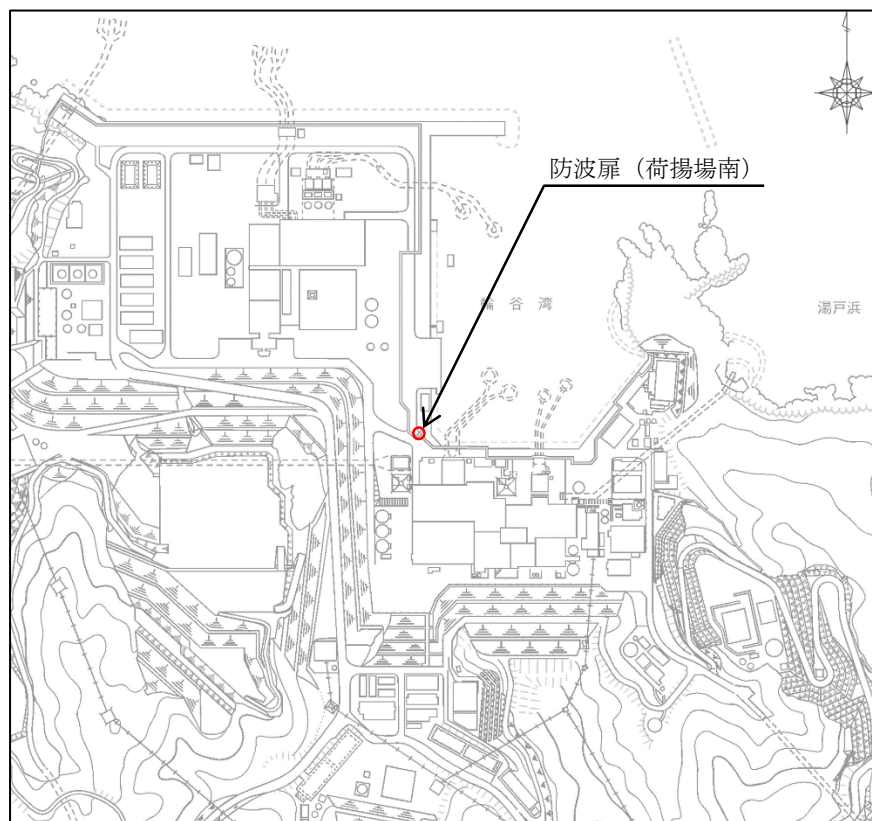


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）位置図

2.2 構造概要

防波扉（荷揚場南）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、防波扉（荷揚場南）の一部として漂流物対策工を設置し、漂流物対策工により防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた津波高さ（EL 12.6m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは、鋼管杭により岩盤に支持される構造とし、防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブとの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）を設置し、止水性を確保する。

防波扉（荷揚場南）の構造概要図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に示す。

防波扉の構造図を図 2.2-3 及び図 2.2-4 に、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-5 に、水密ゴムの概念図を図 2.2-6 に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工（鋼製扉体）は、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の4種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（RC支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、鋼製扉体と戸当り（RC支柱）間には支圧板を設けている。

漂流物対策工の構造図を図 2.2-7 及び図 2.2-8 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-9 に示す。

また、漂流物対策工の支承部の構造及び荷重の伝達経路については参考資料 4 に、漂流物対策工設置による隣接構造物への影響については参考資料 6 に示す。

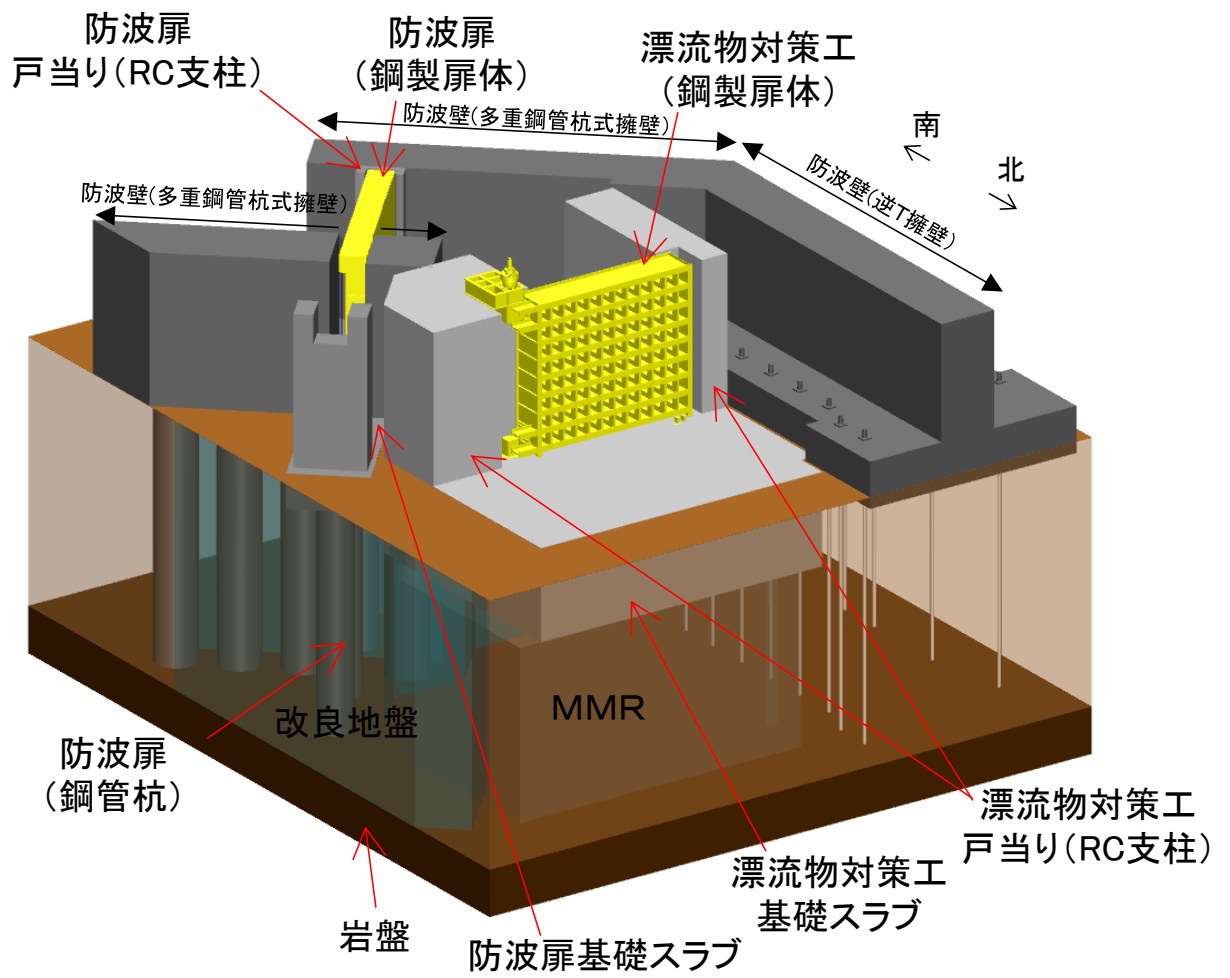


図 2.2-1(1) 防波扉（荷揚場南）の構造概要図

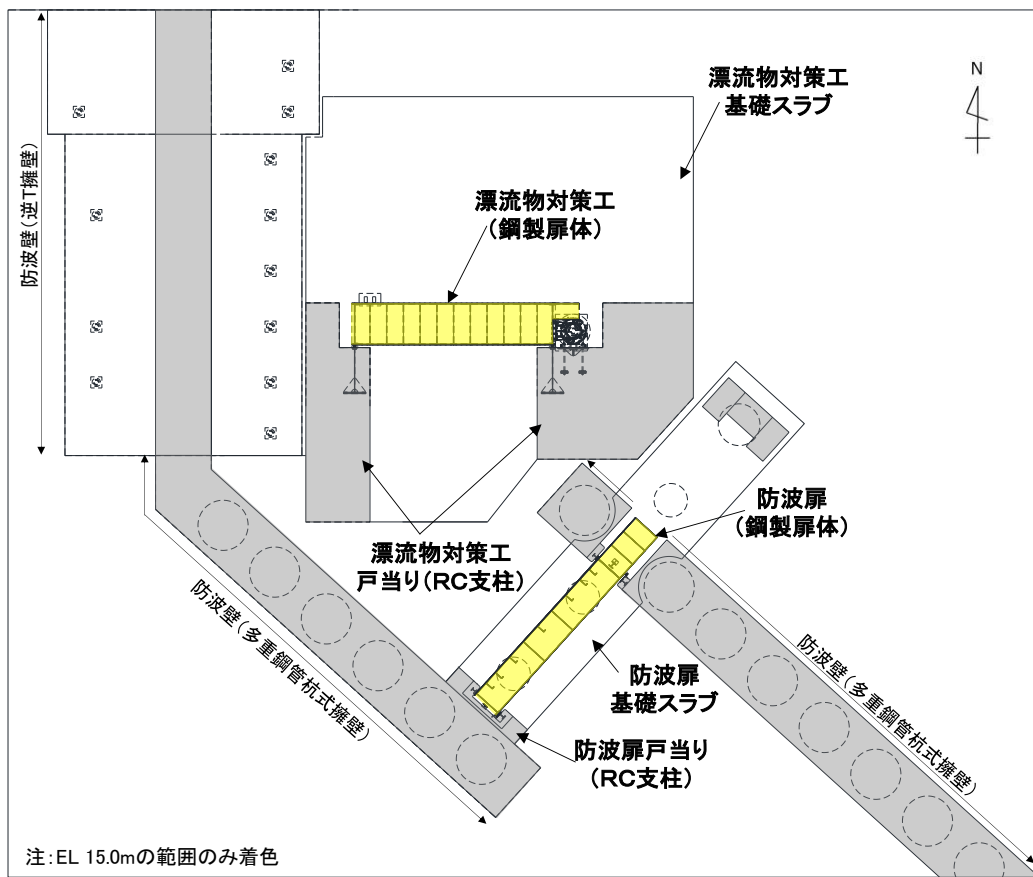


図 2.2-1(2) 防波扉（荷揚場南）の構造概要図（平面図）

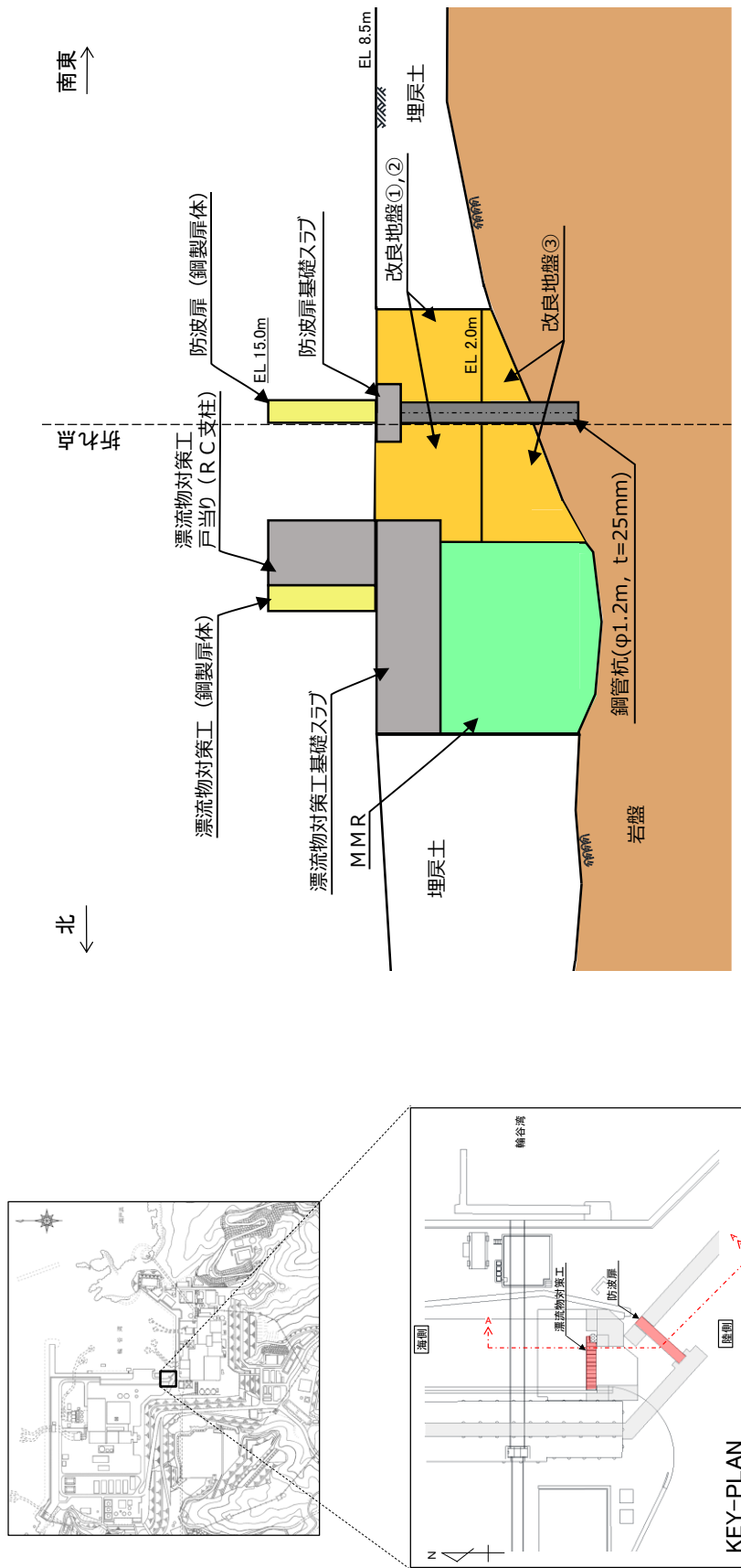


図 2.2-2-2 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (断面図)

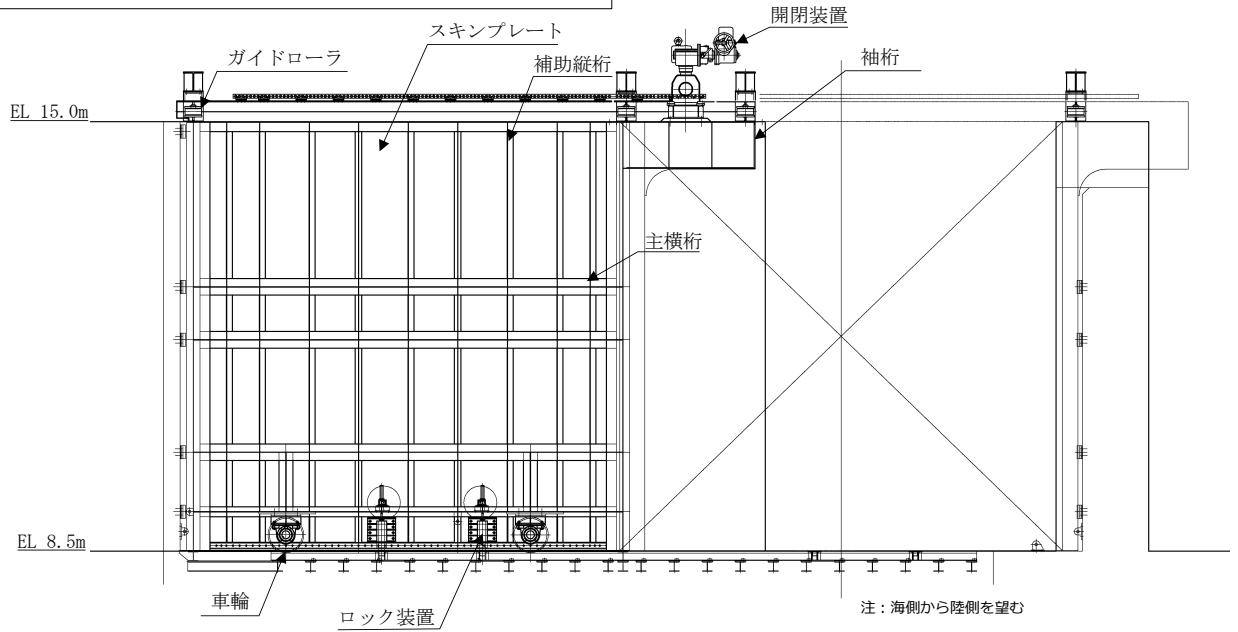
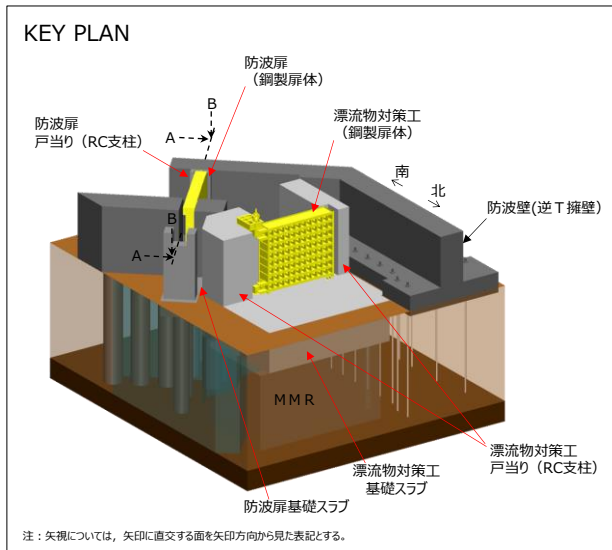


図 2.2-3(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

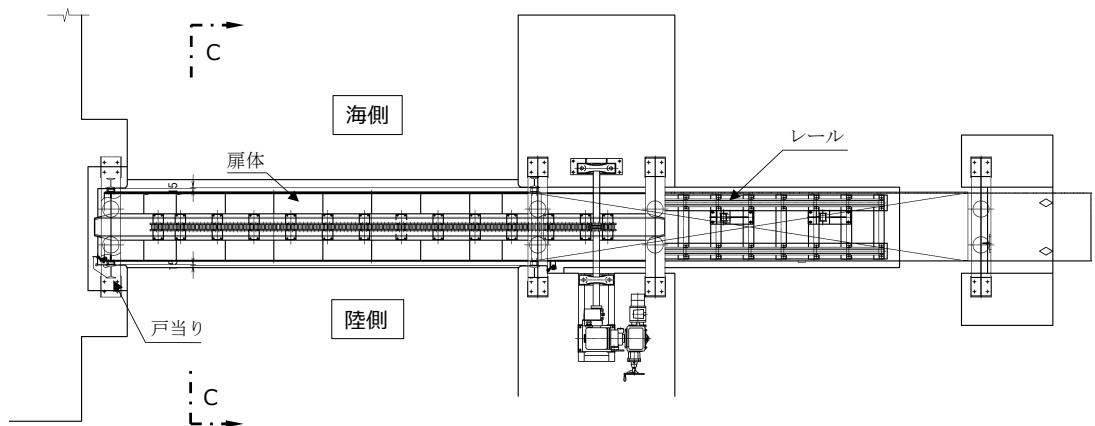
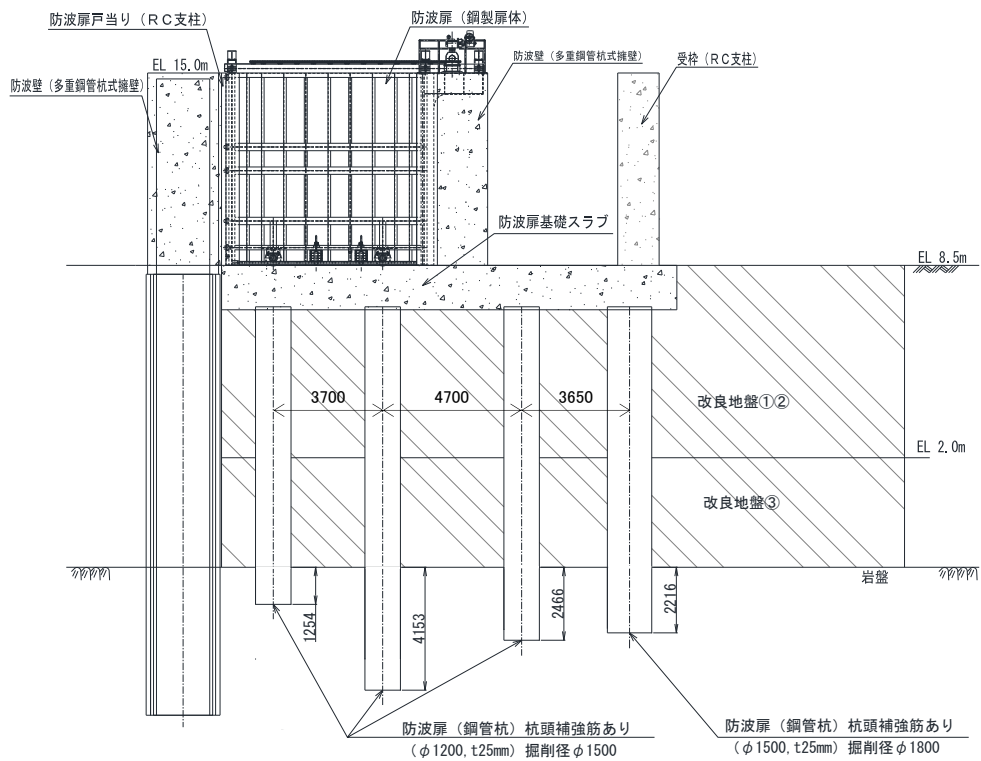
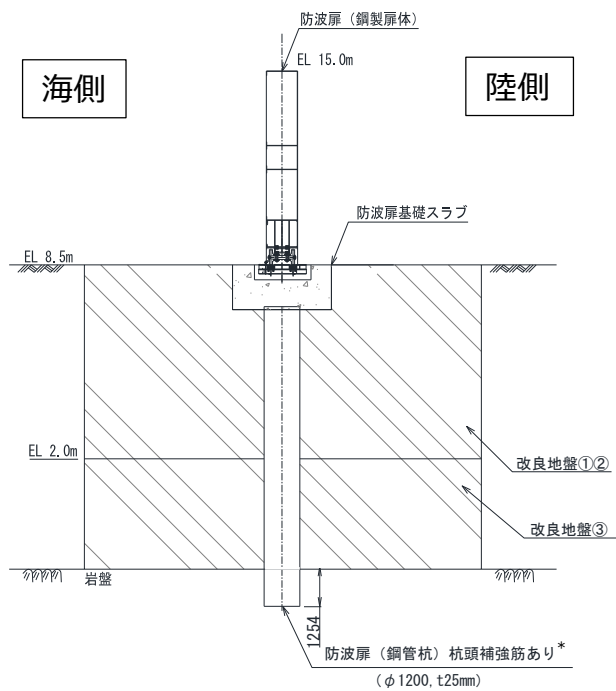


図 2.2-3(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)



注：海側から陸側を望む

図 2.2-4(1) 防波扉の構造図 (基礎正面図, A-A断面)



注記*：杭頭部の耐震評価については、参考資料3に示す。

図 2.2-4(2) 防波扉の構造図 (基礎断面図, C-C断面)

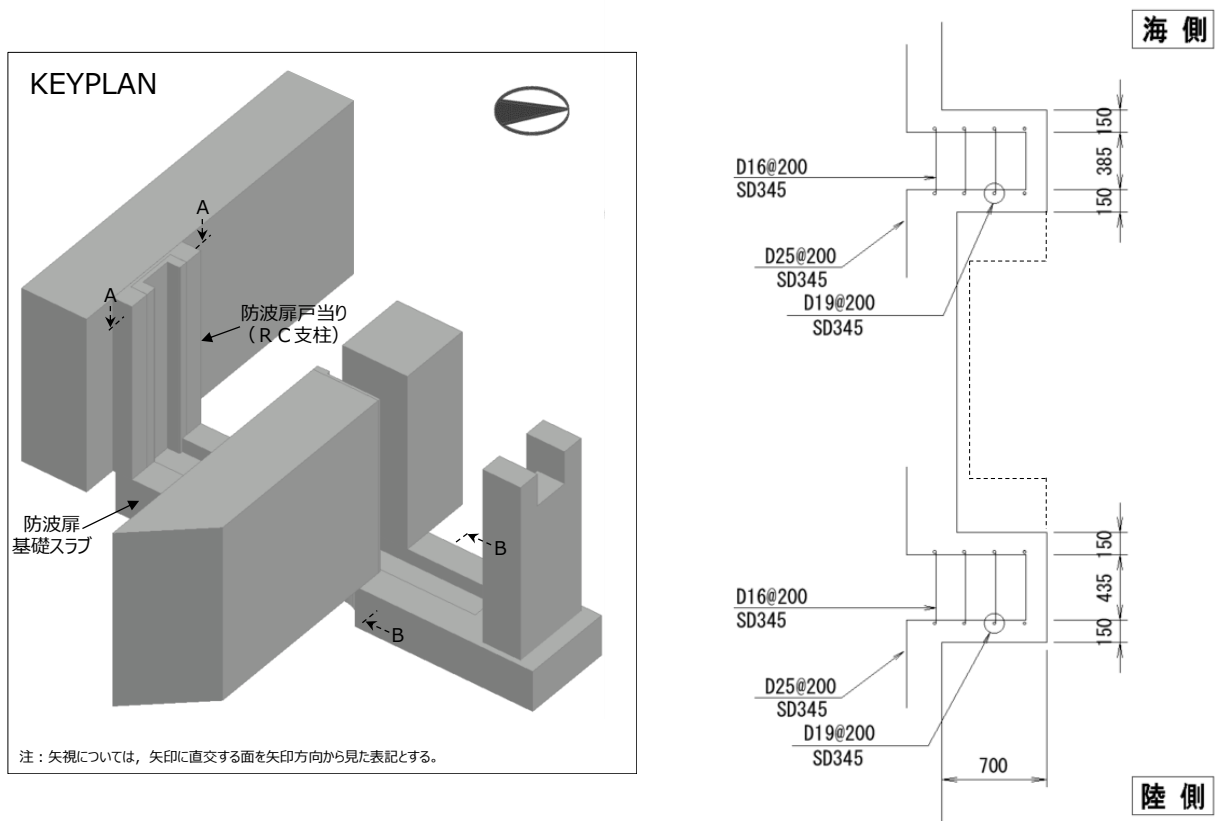


図 2.2-5(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A 断面)

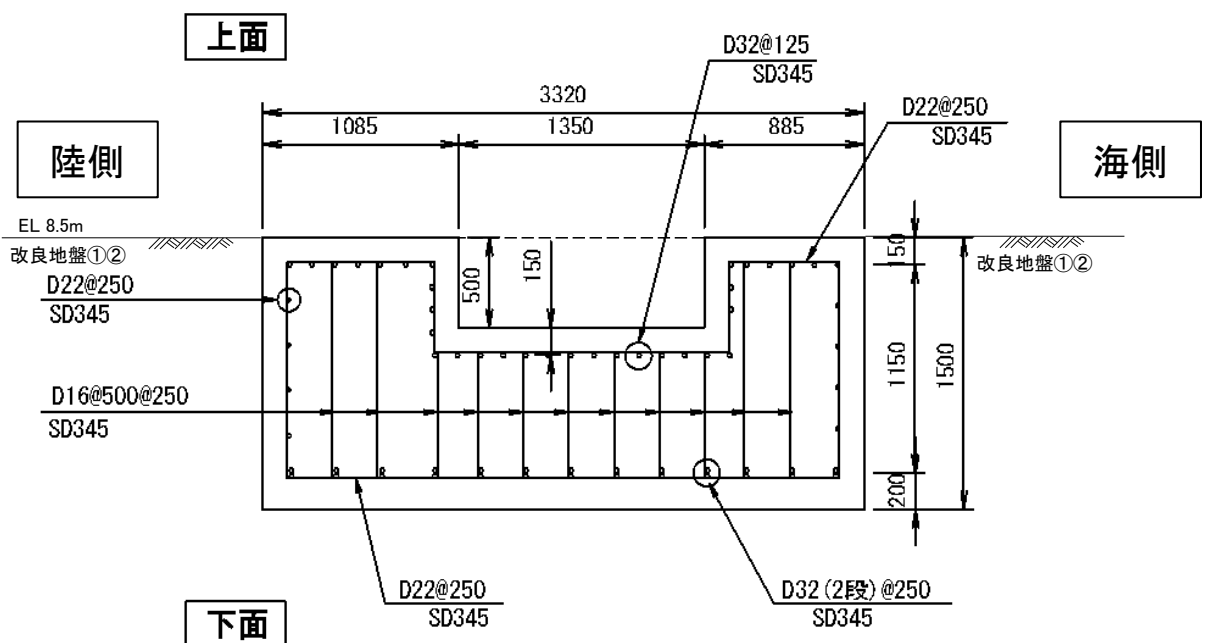


図 2.2-5(2) 防波扉基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

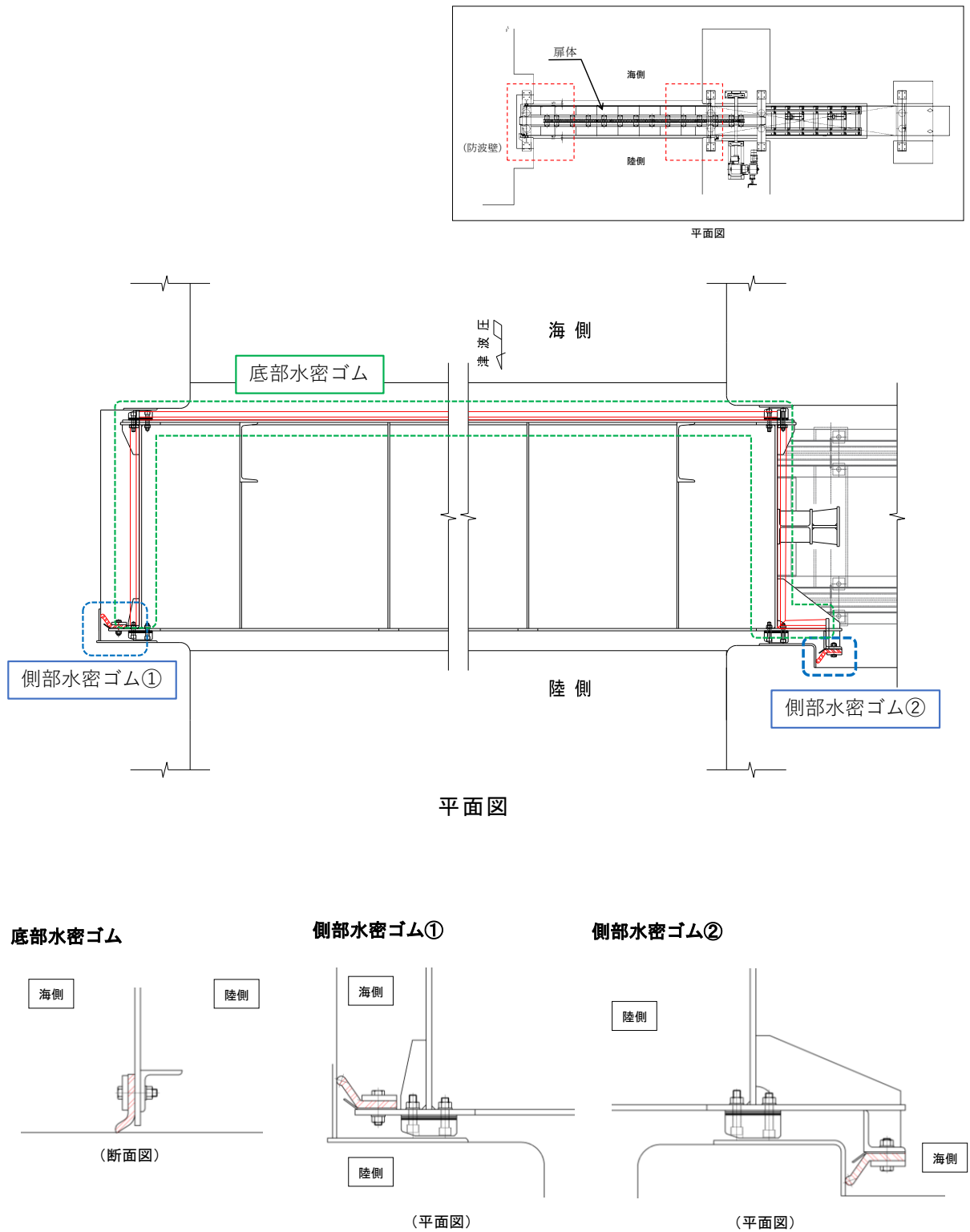


図 2.2-6 防波扉の水密ゴム概念図

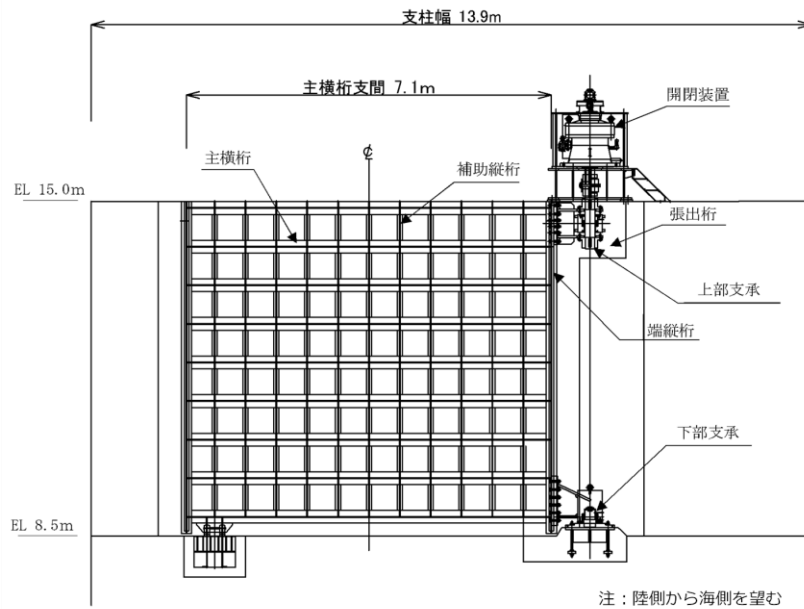
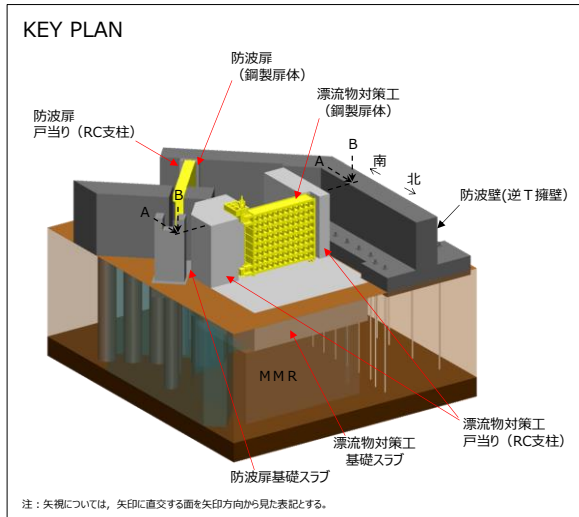


図 2.2-7(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

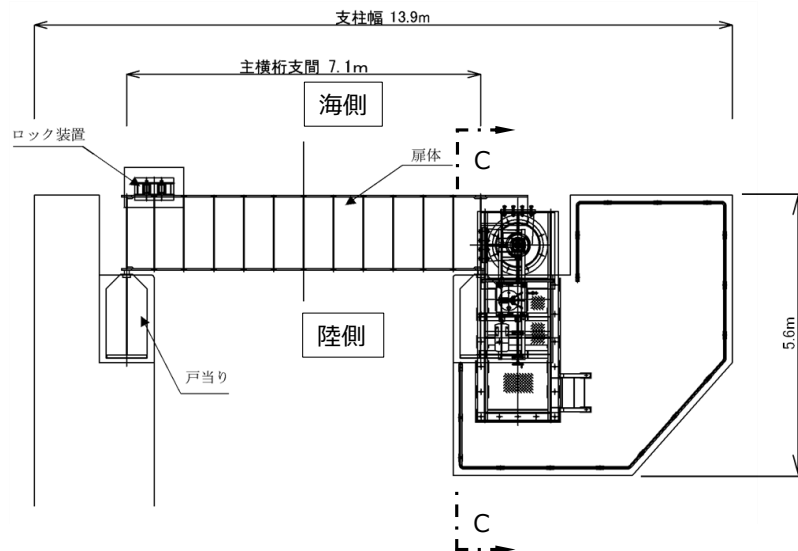


図 2.2-7(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

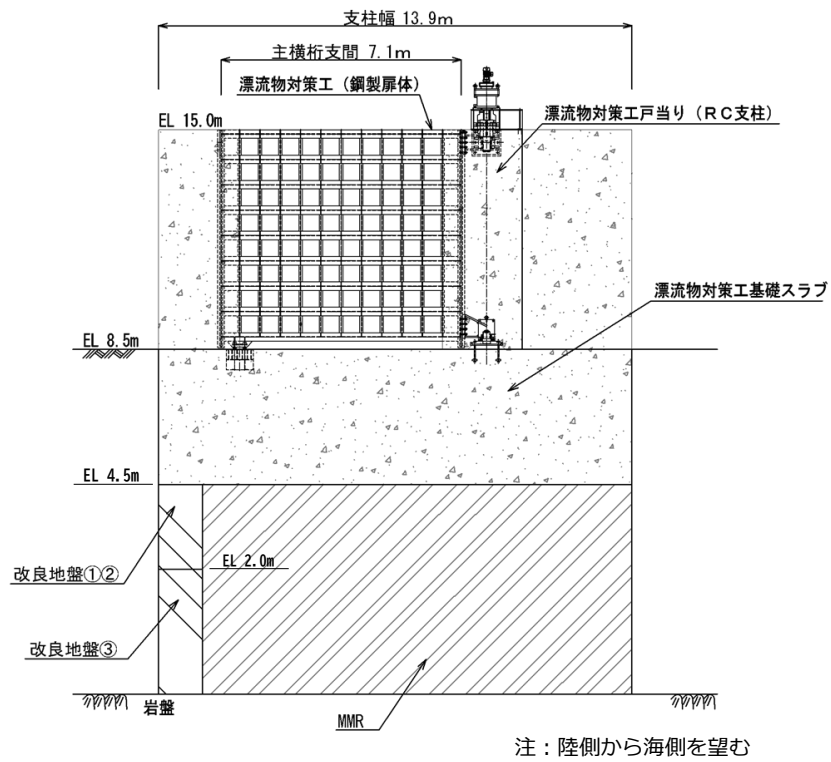


図 2.2-8(1) 漂流物対策工の構造図(基礎正面図, A-A断面)

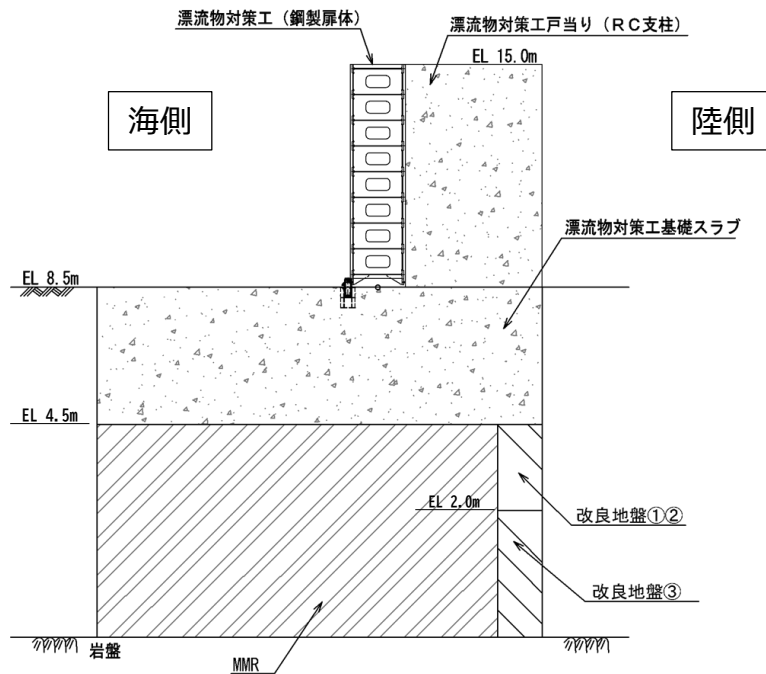


図 2.2-8(2) 漂流物対策工の構造図(基礎断面図, C-C断面)

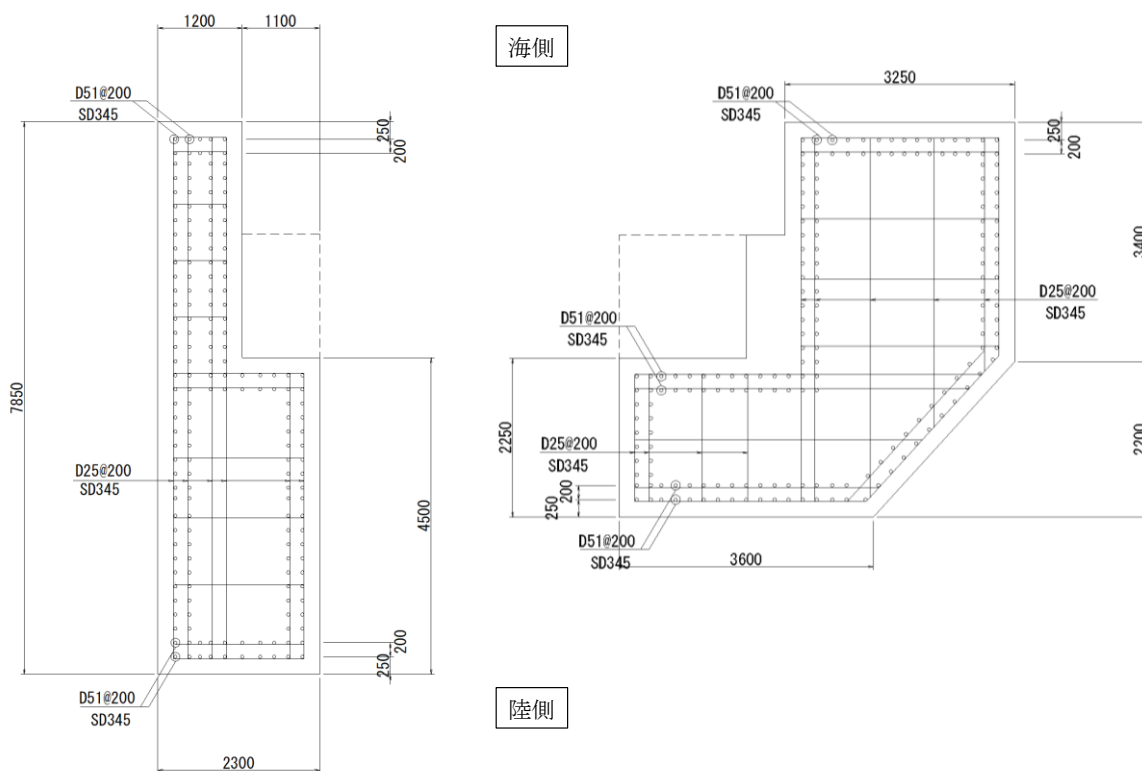
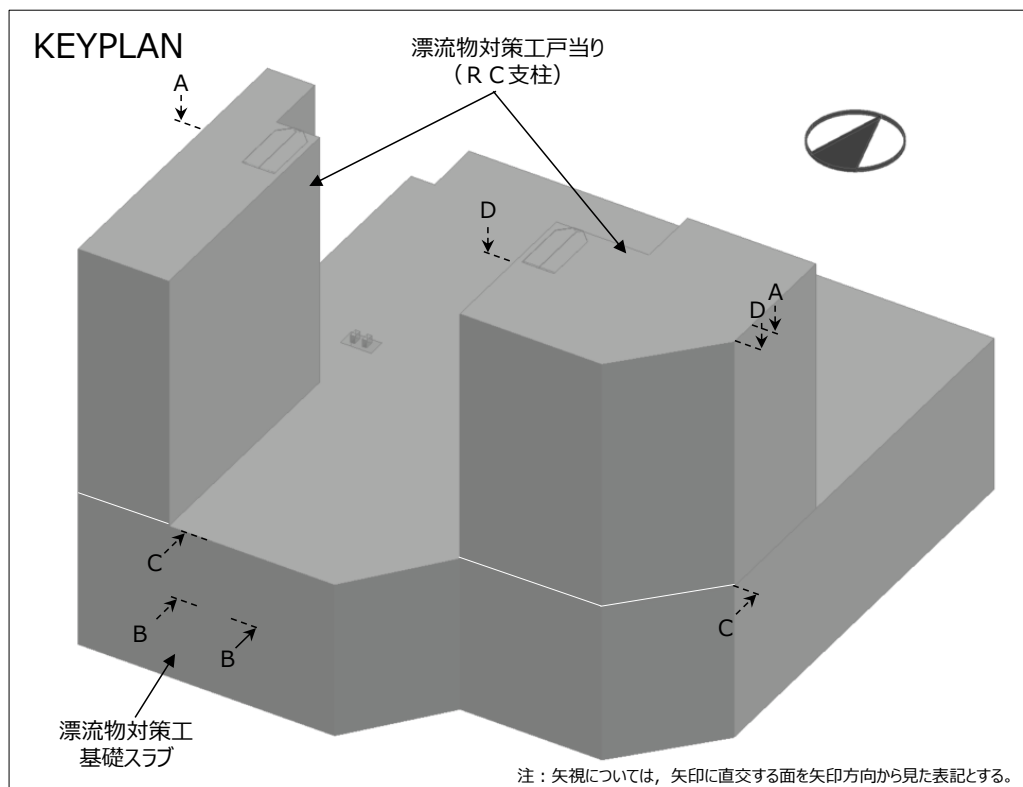


図 2.2-9(1) 漂流物対策工戸当り (R C支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

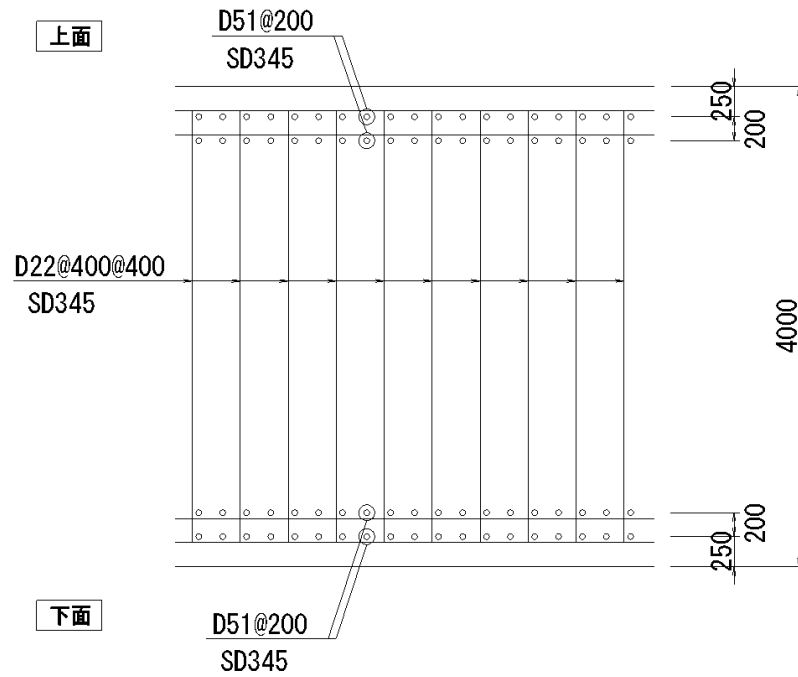


図 2.2-9(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B断面)

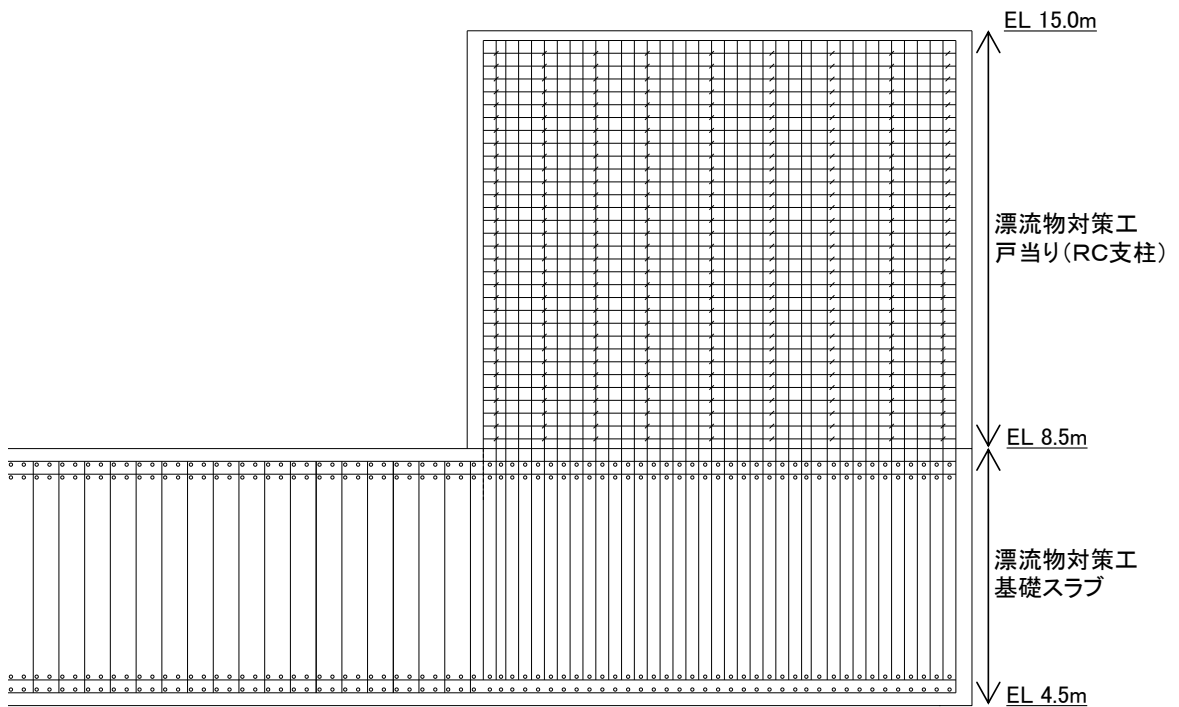
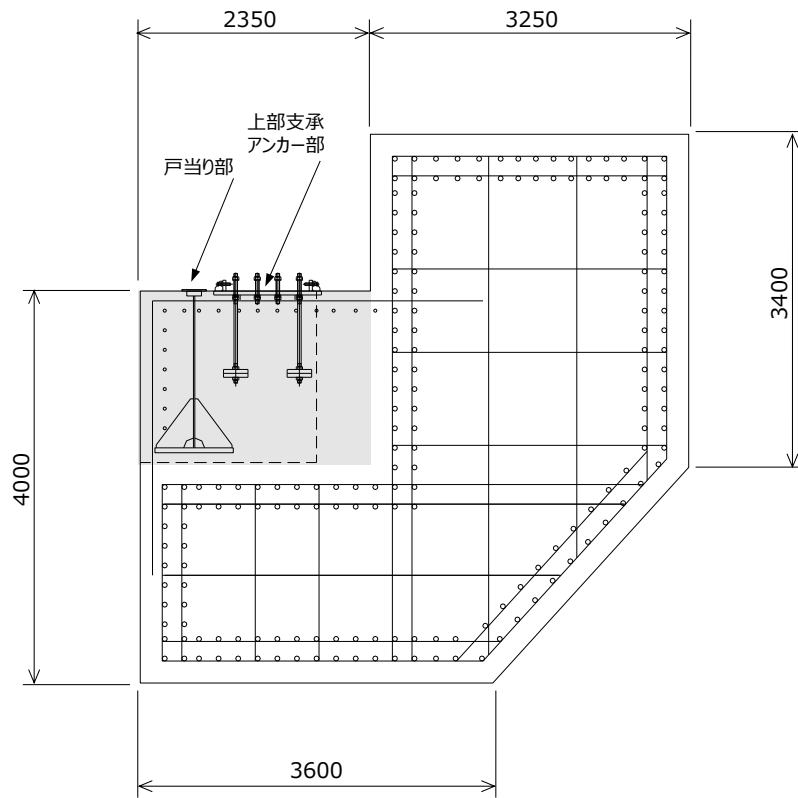


図 2.2-9(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C断面)



注：なお、戸当り部及び上部支承アンカー部には、ひび割れ補強鉄筋を配置する。
ひび割れ補強鉄筋は構造部材として期待していない。

図 2.2-9(4) 漂流物対策工戸当り (RC 支柱) のアンカー部付近における概略配筋図 (D-D 断面)

2.3 評価方針

防波扉（荷揚場南）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とし、防波扉（荷揚場南）の評価対象部位として漂流物対策工の評価を行う。

防波扉（荷揚場南）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

防波扉（荷揚場南）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-3 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。なお、防波扉及び漂流物対策工は、閉状態を対象に耐震評価を行う。また、防波扉及び漂流物対策工は、手動による開閉操作により、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ことを確認していることから（「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.6 荷揚場作業に係る車両・資機材の漂流物評価」参照）、開閉装置の動的機能維持評価は実施しない。なお、防波扉及び漂流物対策工の開時の評価については、参考資料 7 に示す。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力、すべり安全率）が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防波扉（荷揚場南）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防波扉（荷揚場南）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	防波扉 （鋼製扉体）	—	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉戸当り （RC支柱）	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。
	防波扉 （鋼管杭）	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを支持する。
	漂流物対策工 （鋼製扉体）	—	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 戸当り （RC支柱）	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の変形を抑制する。 ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の変形を抑制する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 ・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉及び漂流物対策工への相互作用を考慮する）。

表 2.3-2 防波扉（荷揚場南）の各部位の性能目標

部位	性能目標	鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性、難透水性)
施設	防波扉 (鋼製扉体)				防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。
	防波扉戸当り (RC支柱)	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉(鋼製扉体)の支持機能を喪失して防波扉(鋼製扉体)との間から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。
	防波扉基礎 スラブ				
	防波扉 (鋼管杭)				構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 (鋼製扉体)			-	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り(RC支柱)	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむ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、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
地盤	漂流物対策工 基礎スラブ				
	改良地盤	漂流物対策工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、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を維持)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	鋼管杭及び漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-
	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	-	-	-

表 2.3-3 防波扉（荷揚場南）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界		
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主横桁，補助縦桁，端縦桁，車輪，レール，ロック装置，支圧板，戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉（鋼管杭）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）	
			漂流物対策工（鋼製扉体）	主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁，支承部，支承アンカー，ロック装置，戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			漂流物対策工戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			漂流物対策工基礎スラブ	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率1.2以上	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*		
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主横桁，補助縦桁，端縦桁，車輪，レール，ロック装置，支圧板，戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
			防波扉（鋼管杭）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）	
			改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率1.2以上	
		基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*	

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

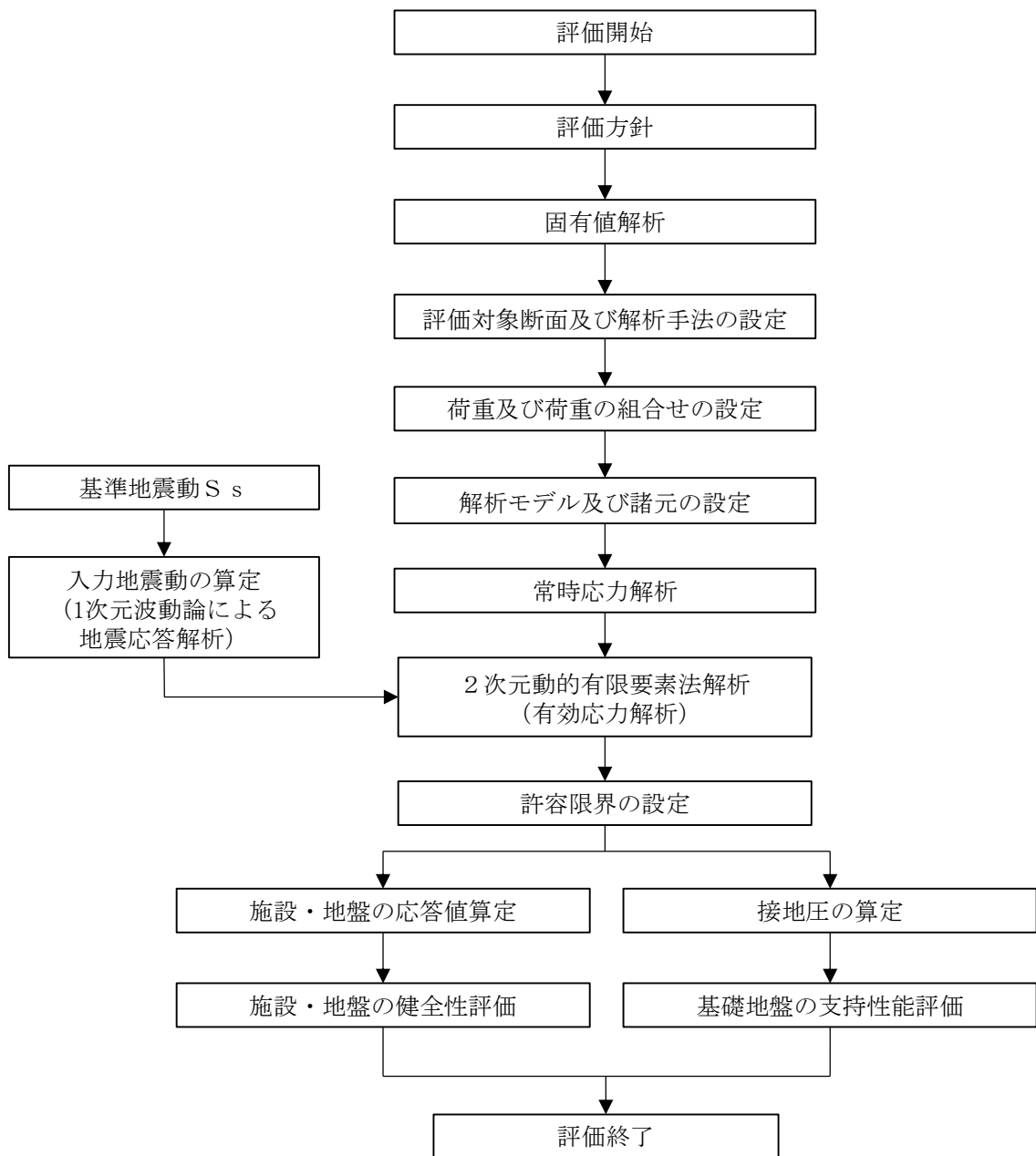


図 2.3-1 防波壁（荷揚場南）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年)
- ・松江市建築基準法施行細則 (2005 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号)
- ・日本機械学会 機械工学便覧
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術基準協会, 2016 年)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 2002 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 2007 年)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (2013 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成 19 年 3 月)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定) 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	—
荷重及び荷重の組合せ		コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定) 松江市建築基準法施行細則(2005年3月31日松江市規則第234号)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
固有値解析		日本機械学会 機械工学便覧	固有振動数の算定式
許容限界	鋼製扉体	ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年）	曲げ軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	曲げ軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	鋼管杭	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は，発生モーメント又は発生応力度が，降伏モーメント又は許容せん断応力度以下であることを確認
	MMR	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
	改良地盤 ①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号） 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	すべり安全率が1.2以上であることを確認 支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
	基礎地盤	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
地震応答解析		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版） 港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）	ジョイント要素の物性値の設定

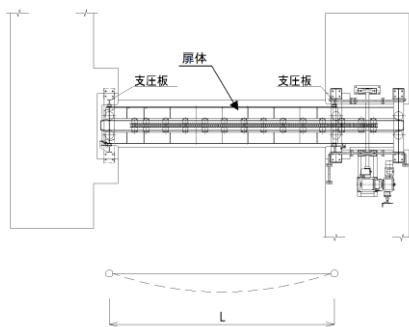
3. 固有値解析

3.1 固有振動数の算出方法

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の構造に応じて解析モデルを設定し、1次固有振動数を算出する。

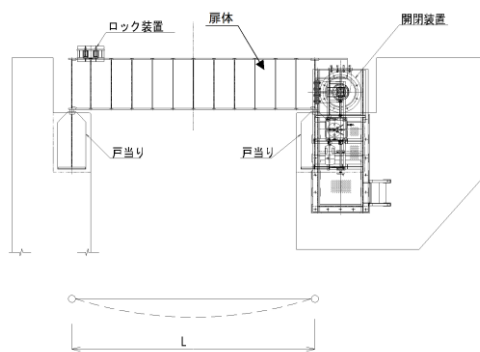
3.1.1 解析モデルの設定

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は、左右端のRC支柱及びロック装置により扉体を支持する構造であることから、両端ヒンジ梁として計算する。解析モデル図を図3.1.1-1に示す。



平面図及び固有値解析モデル

図 3.1.1-1(1) 防波扉（鋼製扉体）の固有値解析モデル図



平面図及び固有値解析モデル

図 3.1.1-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

3.2 固有振動数の算出条件等

3.2.1 記号の説明

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数算出に用いる記号を表 3.2.1-1 に示す。

表 3.2.1-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	m	スパン長
λ	—	支持条件によって定まる係数
γ	kN/m ³	単位体積重量
A	m ²	断面積
E	kN/m ²	縦弾性係数
I	m ⁴	断面二次モーメント
g	m/s ²	重力加速度

3.2.2 固有振動数の算出方法

1次固有振動数 f を「日本機械学会 機械工学便覧」に基づき以下の式より計算する。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{EIg}{\gamma A}}$$

3.2.3 固有振動数の計算条件

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出条件を表 3.2.3-1 に示す。

表 3.2.3-1 固有振動数の算出条件

記号	定義	数値		単位
		防波扉 (鋼製扉体)	漂流物対策工 (鋼製扉体)	
L	スパン長	6.7	7.3	m
λ	支持条件によって 定まる係数	3.14	3.14	—
γ	単位体積重量	77	77	kN/m ³
A	断面積	0.165	0.0418	m ²
E	縦弾性係数	2.00×10^8	2.00×10^8	kN/m ²
I	断面二次モーメント	0.0238	0.0140	m ⁴
g	重力加速度	9.81	9.81	m/s ²

3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出結果を表 3.3-1 に示す。防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数は 20Hz 以上であり，剛構造として扱う。

表 3.3-1 固有振動数の算出結果

部位	固有振動数 (Hz)
防波扉（鋼製扉体）	67.2
漂流物対策工（鋼製扉体）	86.1

4. 耐震評価

4.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 4.1-1 及び表 4.1-2 に示す。

表 4.1-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (1/4)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	kN・m	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	正面水密幅
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ_c	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
補助縦桁	ℓ	m	主横桁間隔
	m	m	補助縦桁間隔
	P	kN/m ²	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	M	kN・m	曲げモーメント
	S	kN	せん断力
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_d	mm ²	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度

表 4.1-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (2/4)

部材	記号	単位	定義
車輪	F	kN	鉛直荷重 (扉体自重+積雪荷重+地震時慣性力)
	F_v	kN	鉛直方向地震時慣性力
	R_1	kN	海側車輪荷重
	R_2	kN	陸側車輪荷重
	L	m	レール支間
	L_1	m	扉体重心から海側車輪までの距離
	L_2	m	扉体重心から陸側車輪までの距離
	P_r	N	車輪荷重
	E_1	N/mm ²	車輪の弾性係数
	E_2	N/mm ²	レールの弾性係数
	B_0	mm	車輪有効踏面幅
	R	mm	車輪半径
	C	mm	接触幅の 1/2
	p	N/mm ²	ヘルツの接触応力度
	p_a	N/mm ²	許容接触応力度
車輪軸	M	kN・m	曲げモーメント
	L_3	m	張出長さ
	Z	mm ³	軸の断面係数
	S	kN	せん断力
	A_1	mm ²	軸の断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
車輪 軸受	R_a	kN	軸受け荷重
	c_{cr}	kN	基本静定格荷重

表 4.1-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (3/4)

部材	記号	単位	定義
レール	M_5	kN・m	レールの曲げモーメント
	R_1	kN	車輪 1 輪に作用する最大荷重
	L_M	m	レール基礎材間隔
	S_5	kN	レールのせん断力
	Z_1	mm ³	引張側断面係数
	Z_2	mm ³	圧縮側断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	b_p	mm	腹板の受圧幅
	C	mm	接触幅の 1/2
	t_w	mm	腹板の厚さ
	t_f	mm	レール踏面板の厚さ
	σ_c	N/mm ²	曲げ圧縮応力度
	σ_t	N/mm ²	曲げ引張応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ引張応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
σ_{ba}	N/mm ²	許容支圧応力度	
ロック装置	P_2	kN	ロックピン反力
	F_h	kN	地震時慣性力
	n	本	ロックピン数
	L_7	m	片持ち梁長さ
	M	kN・m	曲げモーメント
	Z	mm ³	断面係数
	S	kN	せん断力
	A	mm ²	ロックピンのせん断面積
	b	mm	ロックピン受圧幅
	h	mm	ロックピン受圧長さ
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_b	N/mm ²	支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
σ_{ba}	N/mm ²	許容支圧応力度	

表 4.1-1(4) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (4/4)

部材	記号	単位	定義
支圧板	P_1	kN	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L_2	mm	扉体高さ
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
戸当り	P_1	kN	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	L_2	mm	扉体高さ
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	ℓ_1	mm	戸当り深さ
	ℓ_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	$\Sigma \ell$	mm	せん断抵抗長さ (= $\ell_1 + 2\ell_2$)
	σ_f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

表 4.1-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (1/5)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	扉体幅
	M_1'	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_1'	kN	せん断力
	L'	m	張出長さ
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度	
張出桁	M_2	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_2	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L_2	m	張出長さ
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度	
補助縦桁	M_3	$\text{kN} \cdot \text{m}$	曲げモーメント
	S_3	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	ℓ	m	主横桁の間隔
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度	

表 4.1-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (2/5)

部材	記号	単位	定義
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_q	mm ²	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度
上部 支承軸	M_4	kN・m	支承軸の曲げモーメント
	R_{H1}	kN	上部支承水平作用荷重
	L_4	m	支承軸支持間隔
	S_4	kN	支承軸のせん断力
	Z_4	mm ³	支承軸の断面係数
	A_4	mm ²	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
下部 支承軸	M_5	kN・m	支承軸の曲げモーメント
	R_{H3}	kN	下部支承水平作用荷重
	L_5	m	支承軸片持ち梁長さ
	S_5	kN	支承軸のせん断力
	Z_5	mm ³	支承軸の断面係数
	A_5	mm ²	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
下部 支承軸受	R_v	kN	下部支承鉛直作用荷重
	R	mm	軸受（壺金）の球面の半径
	E	N/mm ²	軸受（壺金）の弾性係数
	p	N/mm ²	軸受（壺金）の支圧応力度
	p_a	N/mm ²	許容接触応力度
支承軸受	R_2	kN	軸受け荷重
	C_{cr}	kN	基本静定格荷重

表 4.1-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (3/5)

部材	記号	単位	定義
浮上防止金物	M_6	kN・m	浮上防止金物の曲げモーメント
	R_v	kN	下部支承鉛直上向き作用荷重
	L_6	m	浮上防止金物片持ち梁長さ
	S_6	kN	浮上防止金物のせん断力
	Z_6	mm ³	浮上防止金物の断面係数
	A_6	mm ²	浮上防止金物の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
	F	kN	固定ボルトの軸力
	a, b	mm	支持点からの距離(
	A_7	mm ²	固定ボルトの有効断面積
	σ_t	N/mm ²	固定ボルトの軸方向引張応力度
σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度	
上部支承 アンカー	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H1}	kN	上部支承水平作用荷重
	ℓ	mm	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離
	m	mm	アンカーボルトの間隔
	n	本	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
	τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度

表 4.1-2(4) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (4/5)

部材	記号	単位	定義
下部支承 アンカー	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H3}	kN	下部支承水平作用荷重
	L_5	mm	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離
	$2y$	mm	アンカーボルトの間隔
	n	—	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	
ロック 装置	M	kN・m	曲げモーメント
	R_r	kN	ロック反力
	a	m	ロックビームの片持ち梁長さ
	n	本	ロックビーム数
	Z	mm ³	ロックビームの断面係数
	S	kN	ロックビームのせん断力
	A	mm ²	ロックビームのせん断面積
	σ	N/mm ²	ロックビーム曲げ応力度
	τ	N/mm ²	ロックビームせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度

表 4.1-2(5) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (5/5)

部材	記号	単位	定義
戸当り	W	kN/m	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L_1	mm	扉体幅
	L_2	mm	主横桁の荷重分担長さ
	t_w	mm	腹板の厚さ
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	ℓ_1	mm	戸当り深さ
	ℓ_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	$\Sigma \ell$	mm	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ_f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
	σ_{ba}	N/mm ²	腹板の許容支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

4.2 評価対象断面

(1) 断面位置

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は、防波扉（荷揚場南）の構造上の以下の特徴を踏まえると、扉体軸方向の方が強軸方向となるため、弱軸方向となる防波扉及び漂流物対策工の扉体軸直交方向に加振した場合の影響を評価する。

- ・防波扉及び漂流物対策工の扉体部については、断面係数が相対的に大きい扉体軸方向が強軸方向となる。
- ・防波扉の扉体軸方向は、隣接する防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強軸方向となる。（図 2.2-1(2) 参照）
- ・漂流物対策工直下のMMRは、東西（扉体軸方向）の両側が改良地盤である。（図 4.2-3 参照）

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図を図 4.2-1 に、縦断面図を図 4.2-2 に示す。

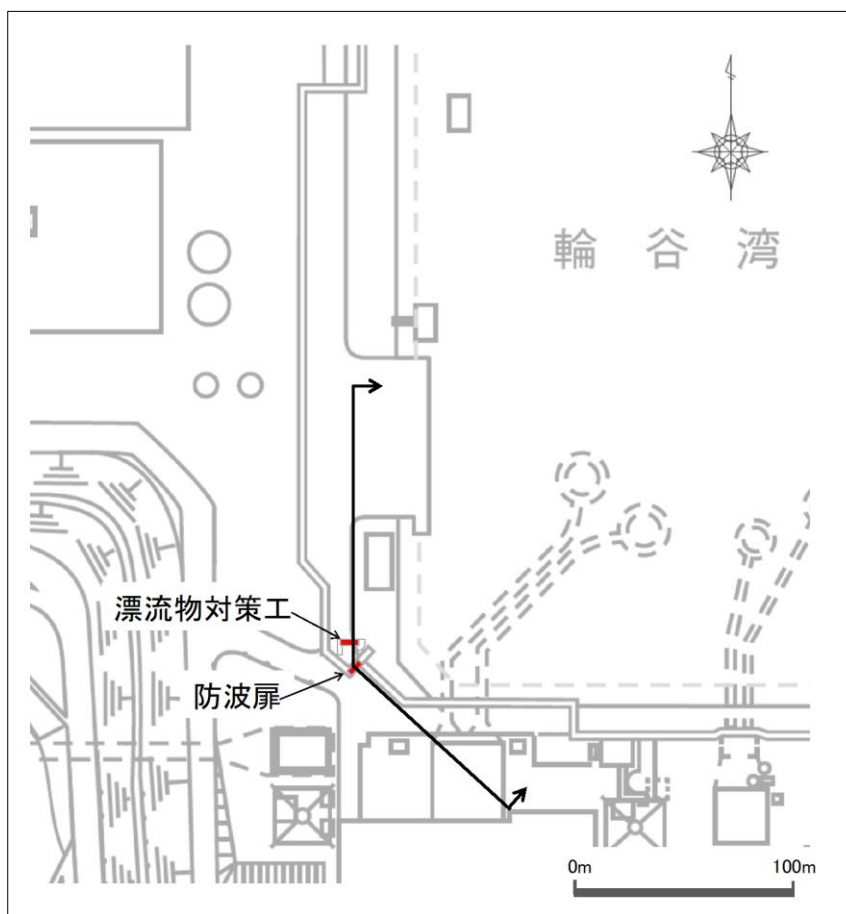


図 4.2-1 防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図



図 4.2-3 漂流物対策工の扉体軸方向断面図

(2) 評価対象断面

a. 評価対象断面位置及び作成の観点

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は、防波扉と漂流物対策工の2つの構造物に対して扉体軸直交方向となるように設定する。防波扉と漂流物対策工の扉体軸の方向が異なるため、防波扉の前面で折れ曲がる形状となっている。評価対象断面位置を図4.2-4に示す。

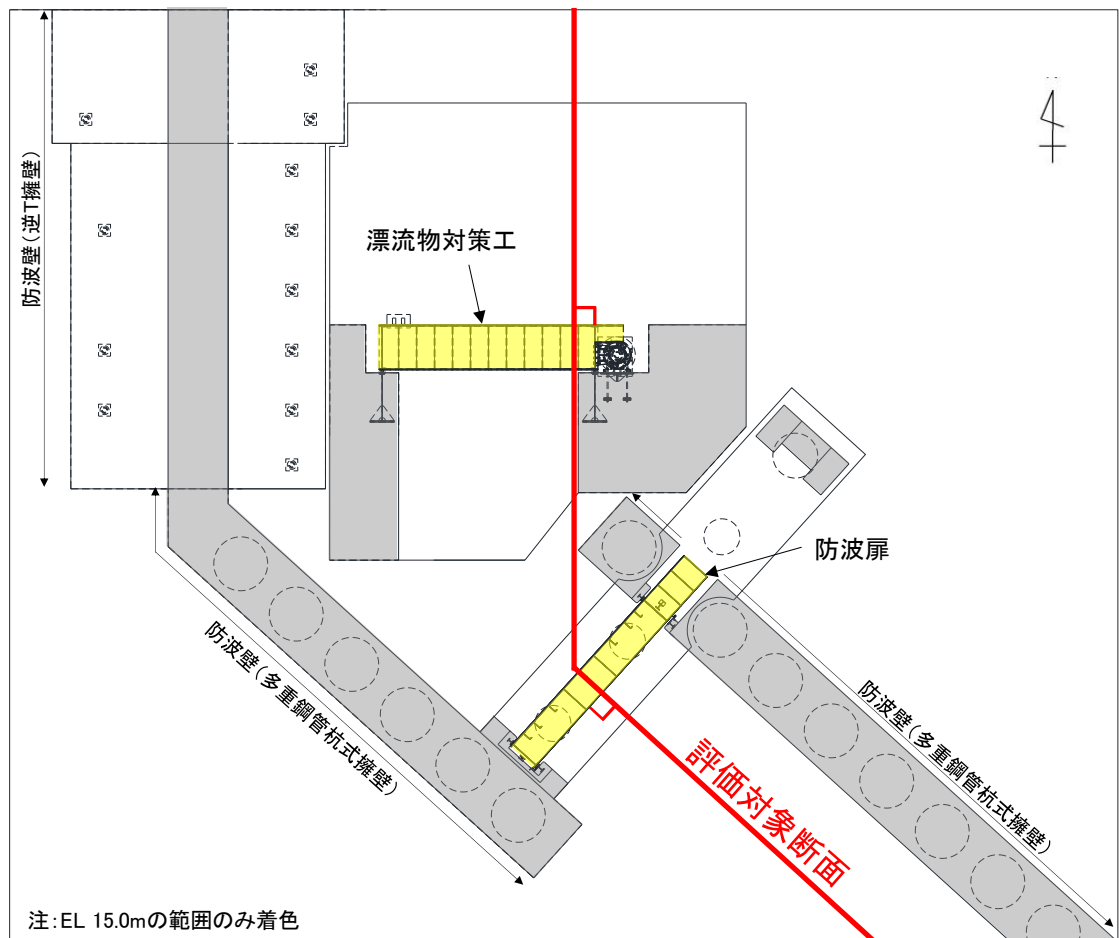


図4.2-4 評価対象断面位置図（拡大図）

断面が折れ曲がることによる耐震評価への影響を確認するため、防波扉及び漂流物対策工それぞれに直交する線を延長した場合の断面を設定し、折れ点を基点として北側及び南側に分けて評価対象断面を検討した。検討断面の一覧を表4.2-1に、断面位置図を図4.2-5に示す。

なお、評価対象断面の検討に当たっては、以下の観点に基づき各断面の状況を整理した。

- ・改良地盤の幅については、防波扉直交方向と漂流物対策工直交方向で縦断方向に幅が異なり、改良地盤の幅が狭いほど地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、検討上の観点とする。
- ・岩盤上面の傾斜については、防波扉直交方向と漂流物対策工直交方向で施設直下の傾斜の差異が大きく、傾斜が大きいほど基礎地盤のすべり安定性評価が厳しくなると考えられるため、検討上の観点とする。
- ・防波扉（荷揚場南）周辺の埋戻土については、液状化により傾斜方向（海側）に流動化し、防波扉（荷揚場南）の地震応答に影響すると考えられるため、検討上の観点とする。

表 4.2-1 検討断面一覧表

名称	内容
断面①	漂流物対策工に直交する断面（北側）
断面②	漂流物対策工に直交する断面の延長（南側）
断面③	防波扉に直交する断面の延長（北側）
断面④	防波扉に直交する断面（南側）

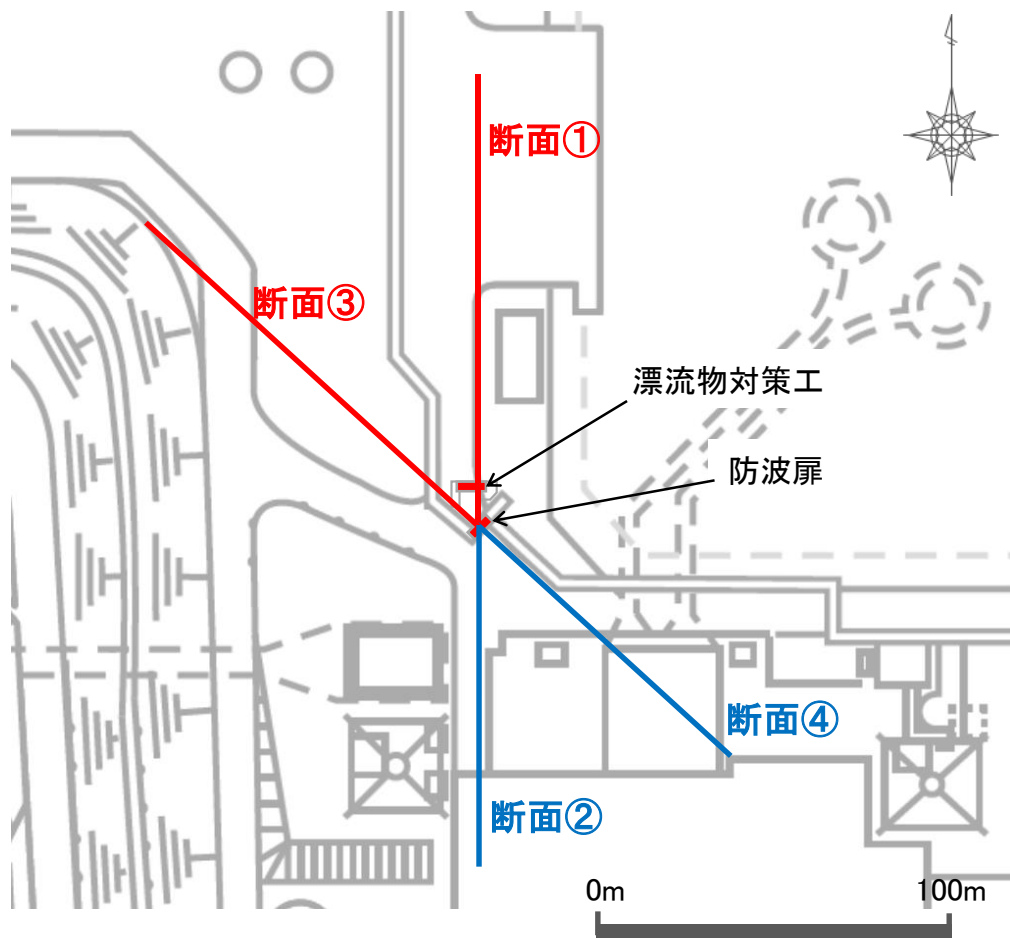


図 4.2-5 検討断面位置図

b. 北側における断面位置の検討

折れ点より北側の断面位置の検討について、地質状況を平面図で比較した結果を図 4.2-6 に、地質状況を断面図で比較した結果を図 4.2-7 に、評価対象断面の検討結果を表 4.2-2 に示す。

これらの結果より、断面①の方が、改良地盤の幅が狭いこと、埋戻土の幅が広いこと及び岩盤上面の傾斜が大きいことから、耐震評価上厳しい断面であると評価した。

表 4.2-2 評価対象断面（北側）の検討結果

検討断面	検討における観点			該当する観点	選定理由
	I. 液状化への影響		II. 安定性への影響		
	改良地盤の幅	埋戻土の幅	岩盤上面の傾斜		
<p>評価対象断面に選定</p> <p>① (対策工直交断面)</p>	比較的狭い	比較的広い	一部、急勾配 (北に傾斜)	I, II	<ul style="list-style-type: none"> 平面図により改良地盤と埋戻土の分布範囲を比較すると、断面位置①の方が断面位置③に比較し、改良地盤の幅が狭く、埋戻土の幅が広いことから液状化影響を受けやすい断面である。 断面図により岩盤上面の地形の傾斜を比較すると、断面位置①の方が断面位置③に比較し、急勾配であることから安定性への影響を受けやすい断面である。 以上のことから、防波扉より北側の断面位置は、断面①を採用する。
③	比較的広い	比較的狭い	勾配は緩やか (やや南傾斜)		

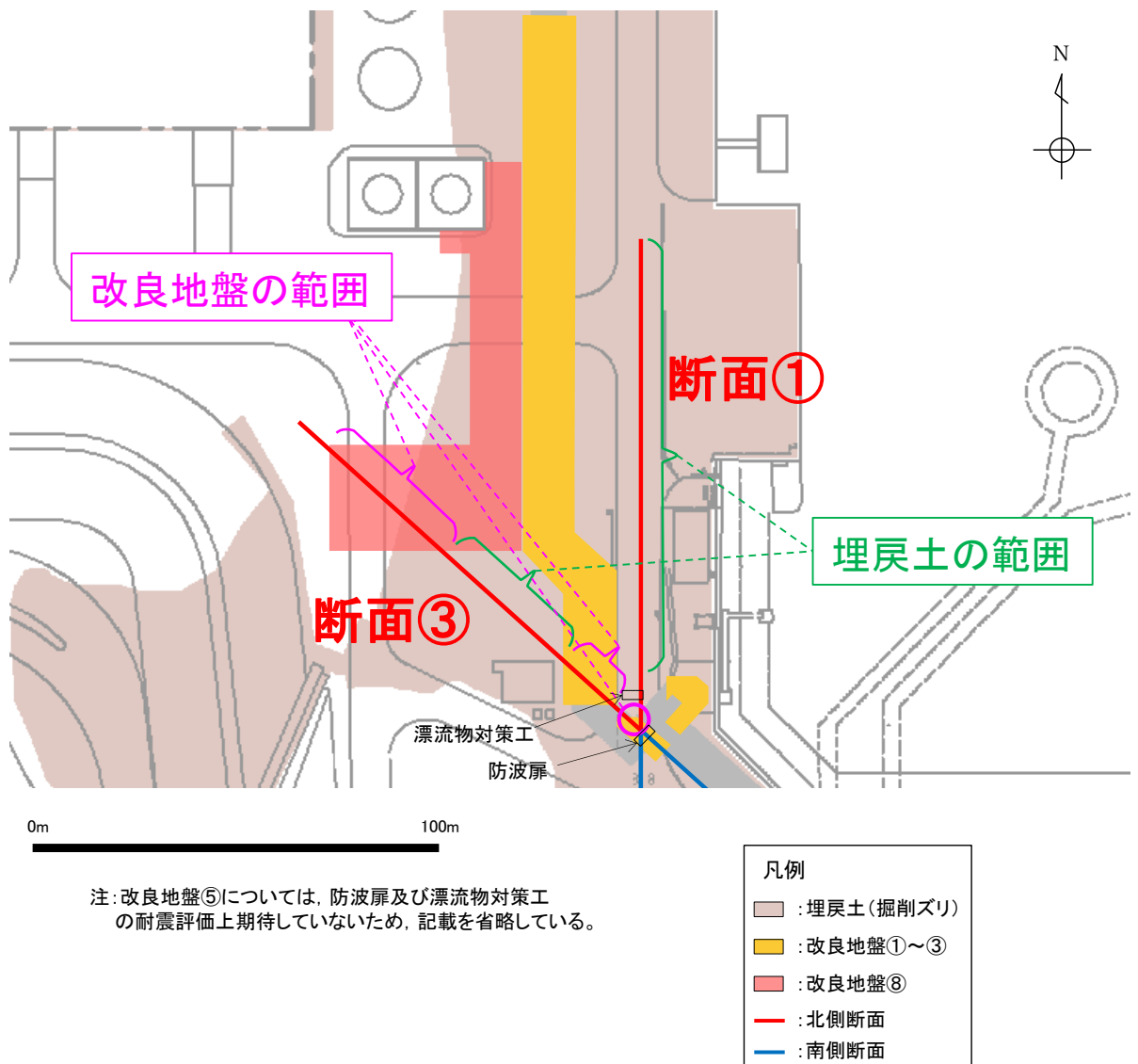


図 4.2-6 評価対象断面（北側）付近における地質状況（平面図）の比較

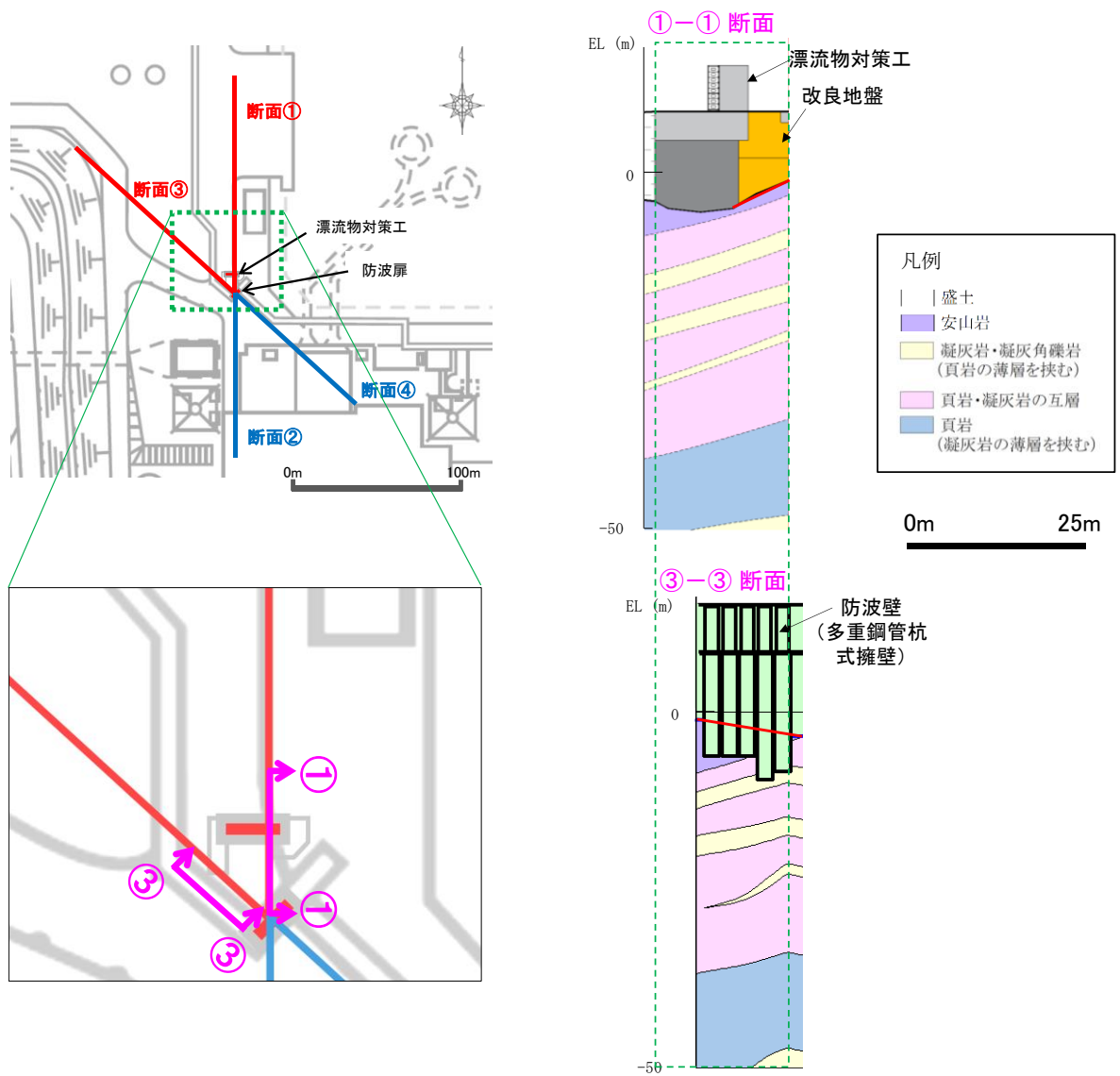


図 4.2-7 評価対象断面（北側）付近における地質状況（断面図）の比較

c. 南側における断面位置の検討

折れ点より南側の断面位置の検討について、地質状況を平面図で比較した結果を図 4.2-8 に、断面図で比較した結果を図 4.2-9 に、評価対象断面の検討結果を表 4.2-3 に示す。

これらの結果より、断面②及び④については液状化への影響、安定性への影響に大きな差異はない。したがって、防波扉直交断面である断面④の方が、耐震評価上厳しい断面であると評価した。

表 4.2-3 評価対象断面（南側）の検討結果

検討断面	検討における観点			該当する観点	選定理由
	Ⅰ. 液状化への影響		Ⅱ. 安定性への影響		
	改良地盤の幅	埋戻土の幅	岩盤上面の傾斜		
②	防波扉付近に分布	防波扉付近を除き埋戻土が分布	北に傾斜	差異はない。	<ul style="list-style-type: none"> ・平面図により改良地盤と埋戻土の分布範囲を比較すると、断面位置②、④ともに改良地盤及び埋戻土の幅は同程度であることから液状化影響に差異は認められない。 ・断面図により岩盤上面の傾斜を比較すると、断面位置②、④ともに岩盤上面の地形の傾斜は同程度であることから安定性への影響に差異は認められない。 ・以上のことから、防波扉より南側の断面位置は、液状化、安定性への影響に差異はない。したがって、防波扉直交断面である断面④を採用する。
④ (防波扉直交断面)	防波扉付近に分布	防波扉付近を除き埋戻土が分布	北に傾斜		

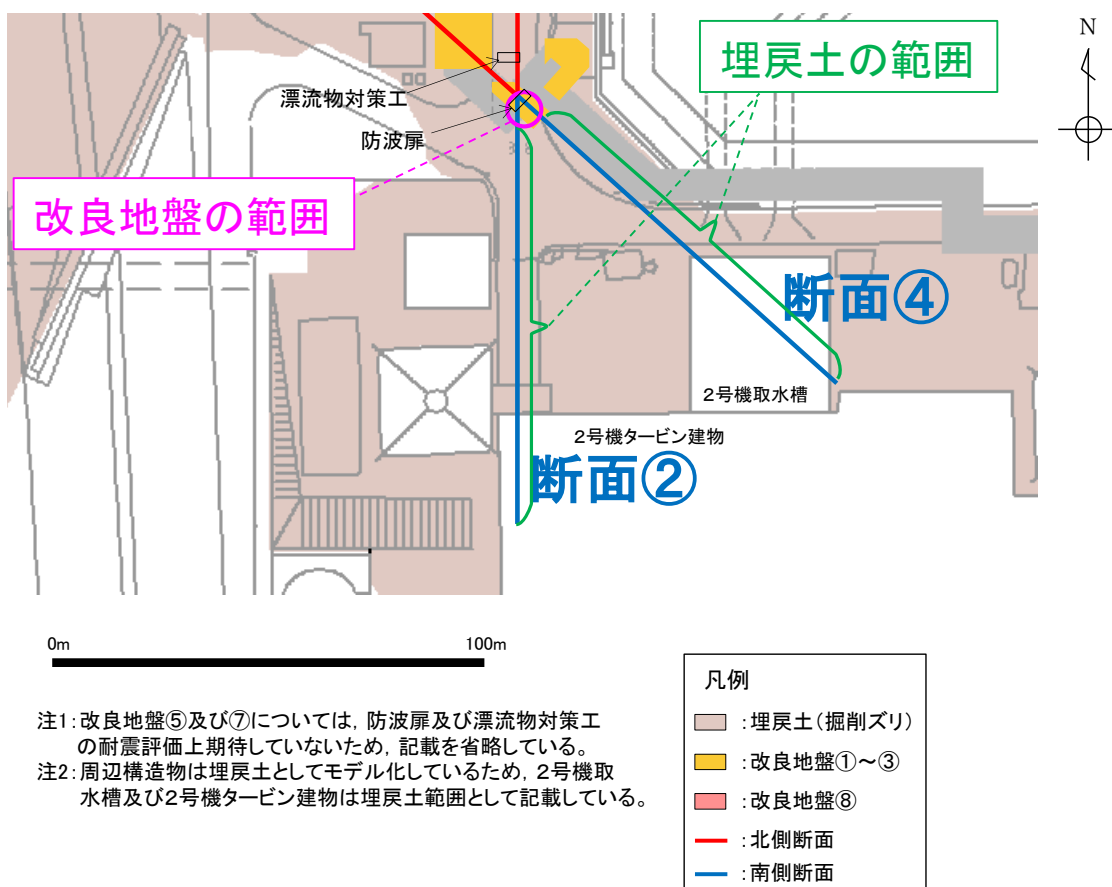


図 4.2-8 評価対象断面（南側）付近における地質状況（平面図）の比較

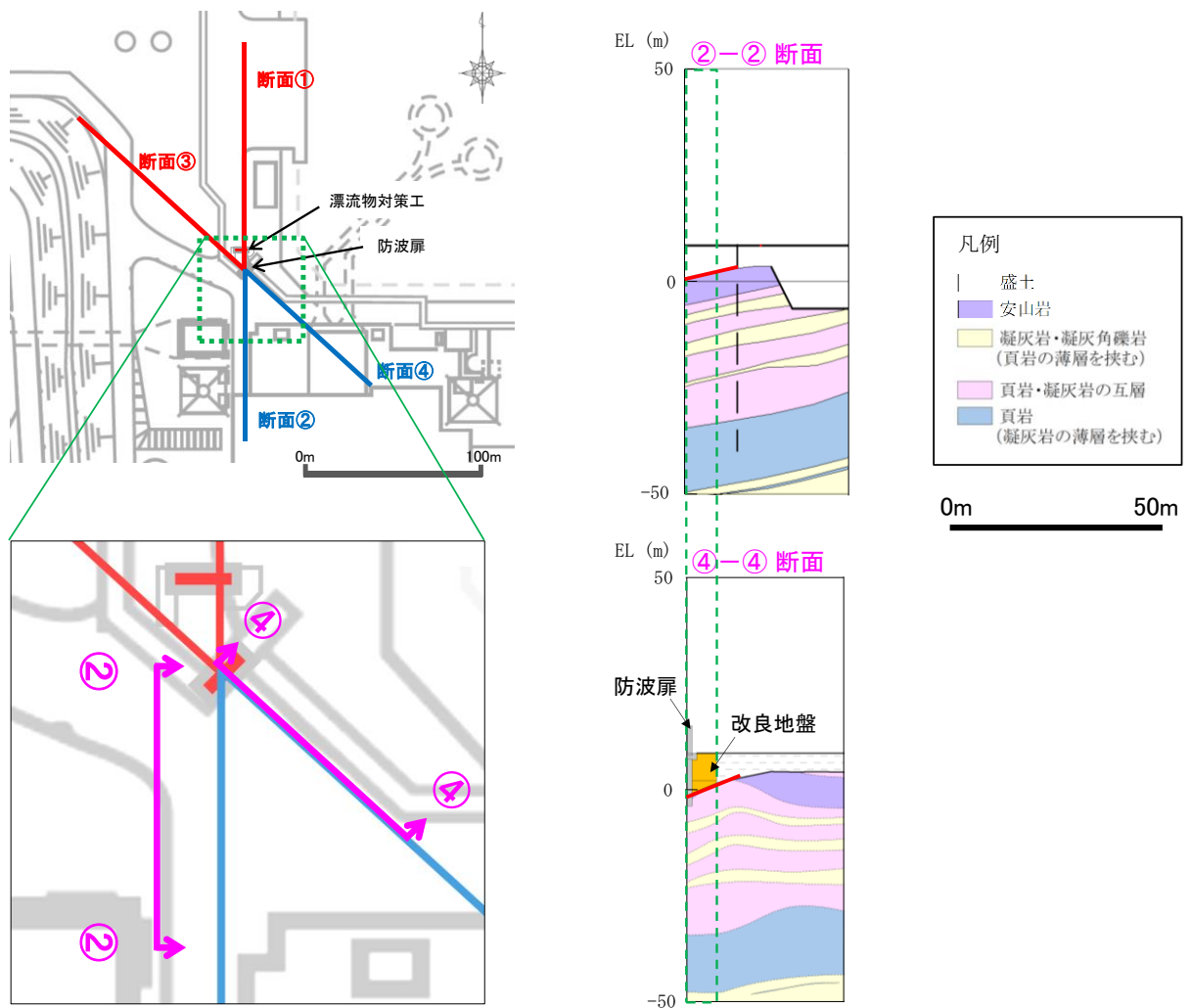


図 4.2-9 評価対象断面（南側）付近における地質状況（断面図）の比較

d. 断面位置の検討のまとめ

以上の北側及び南側の検討結果より，防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は，折れ点より北側は断面①，折れ点より南側は断面④を採用することが，耐震評価上保守的な設定であると評価した。

4.3 解析方法

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3.1 地震応答解析手法

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 4.3.1-1 に示す。

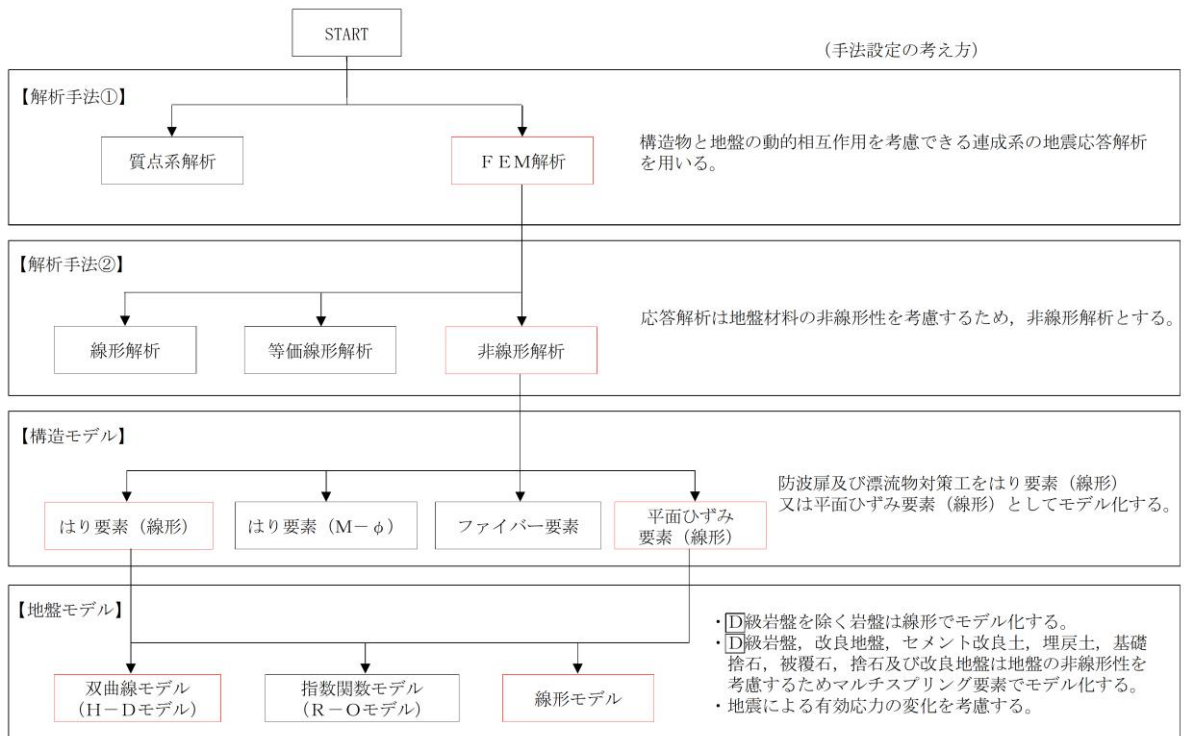


図 4.3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

4.3.2 施設

地震応答解析において、施設については線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。なお、2次元地震応答解析モデルの奥行きは、防波扉基礎である鋼管杭の間隔の最大値 4.7m を設定する（図 2.2-4(1)参照）。施設のモデル化の詳細については、「4.6.1 解析モデル」の「(3) 構造物のモデル化」に示す。

4.3.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

防波扉（荷揚場南）の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては、表 4.3.3-1 に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から、防波扉（荷揚場南）の応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

- ・ 広範囲に分布しており、動的変形特性にひずみ依存性があるため、地震時の繰返し載荷により剛性低下することから、剛性の違いが地盤応答に影響し、防波扉（荷揚場南）の応答に影響する。
- ・ 地震時の繰返し載荷により液状化し、有効応力が低下することから、剛性の違いが改良地盤に対する主動土圧に影響し、防波扉（荷揚場南）の応答に影響する。

詳細な解析ケースの考え方は、「4.3.5 解析ケース」に示す。

表 4.3.3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

4.3.4 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰を設定する。

4.3.5 解析ケース

(1) 地震応答解析

地震応答解析においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。

地震応答解析における解析ケースを表 4.3.5-1 に示す。

表 4.3.5-1 地震応答解析における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	
	$S_s - F 1$	++*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
	$S_s - N 1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○	
		-+*	○	

注記* : 地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

(2) 地震応答解析結果に基づいた設計震度による評価

防波扉 (鋼製扉体) 及び漂流物対策工 (鋼製扉体) については、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うため、地震応答解析の解析ケース①の結果に基づき、設置床の最大応答加速度から算定した震度に対して十分な安全裕度をもった設計震度を設定し、静的に評価を行う。設計震度の評価結果について、防波扉は表 6.2-1 に、漂流物対策工は表 6.3-1 に示す。

4.4 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.4.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.4.2 荷重

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。

(2) 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重は、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(3) 風荷重（ P_k ）

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(4) 地震荷重（ S_s ）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

4.4.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.4.3-1 に示す。

表 4.4.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

4.5 入力地震動

入力地震動は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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り地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 4.5-1 に入力地震動算定の概念図を、図 4.5-2～図 4.5-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

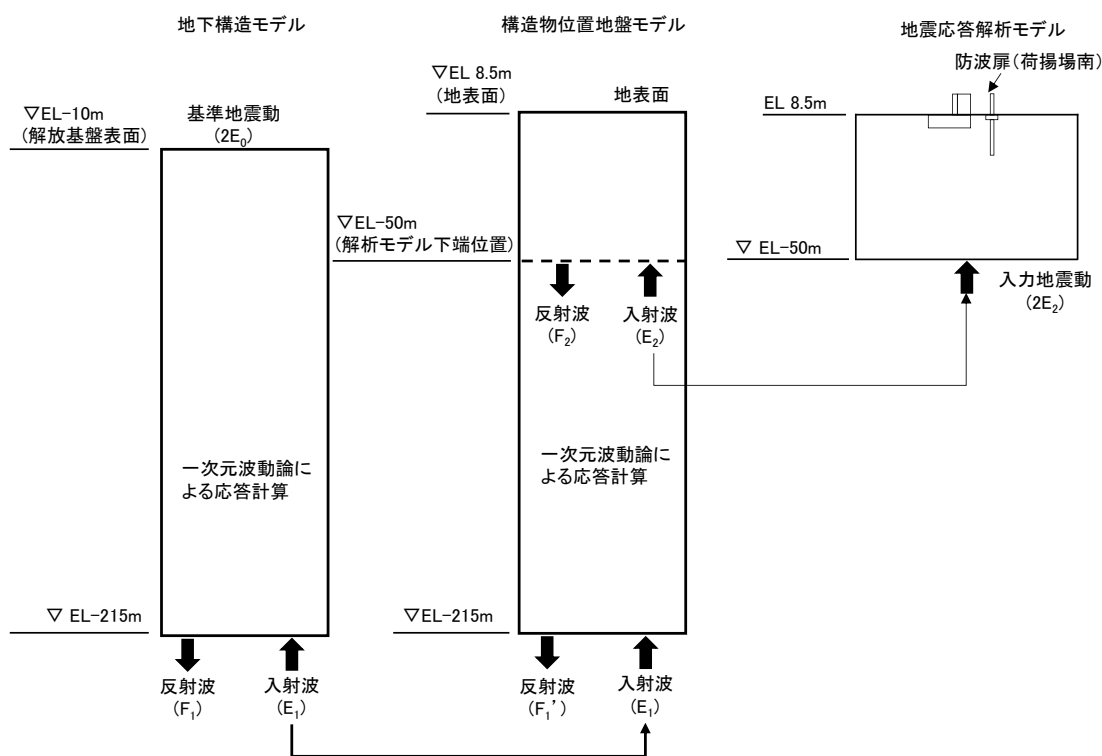
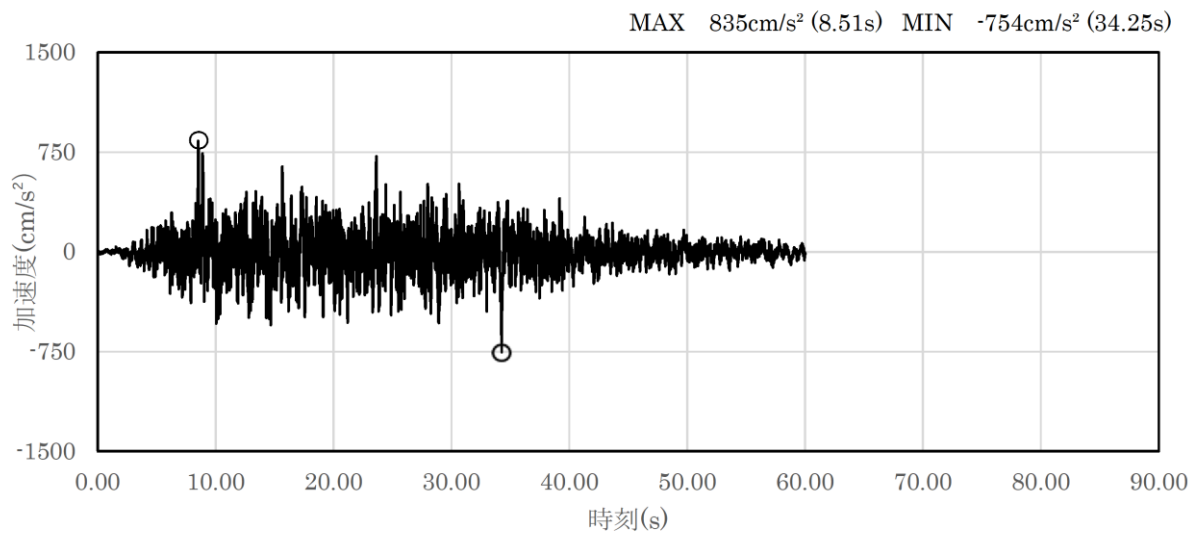
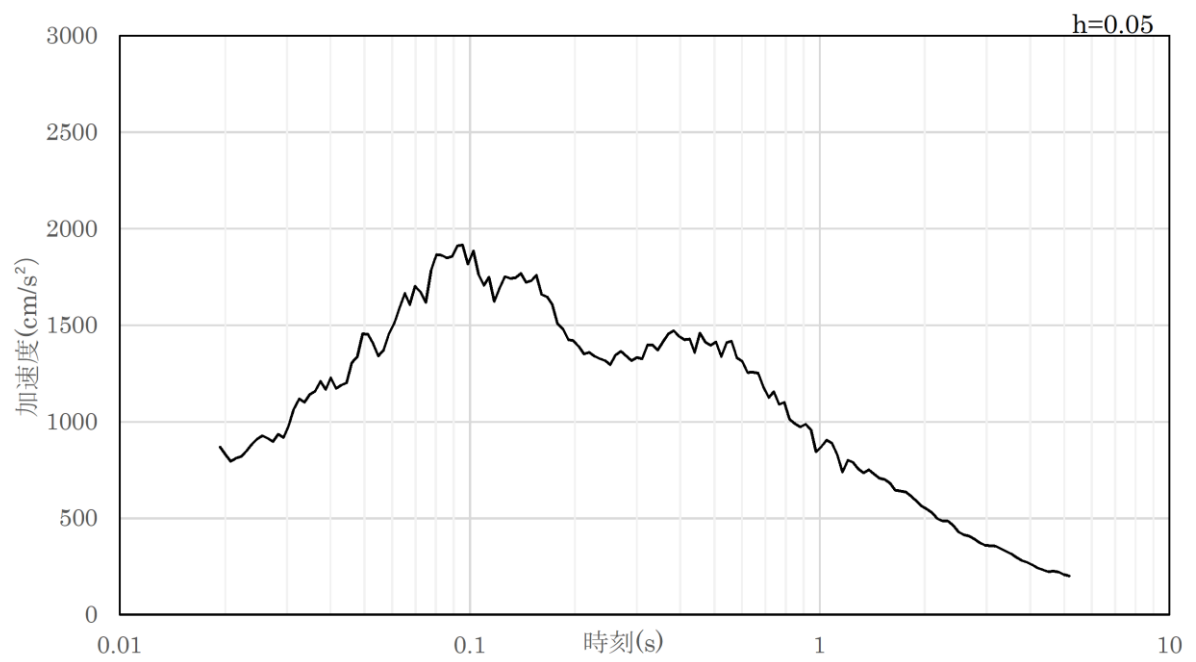


図 4.5-1 入力地震動算定の概念図

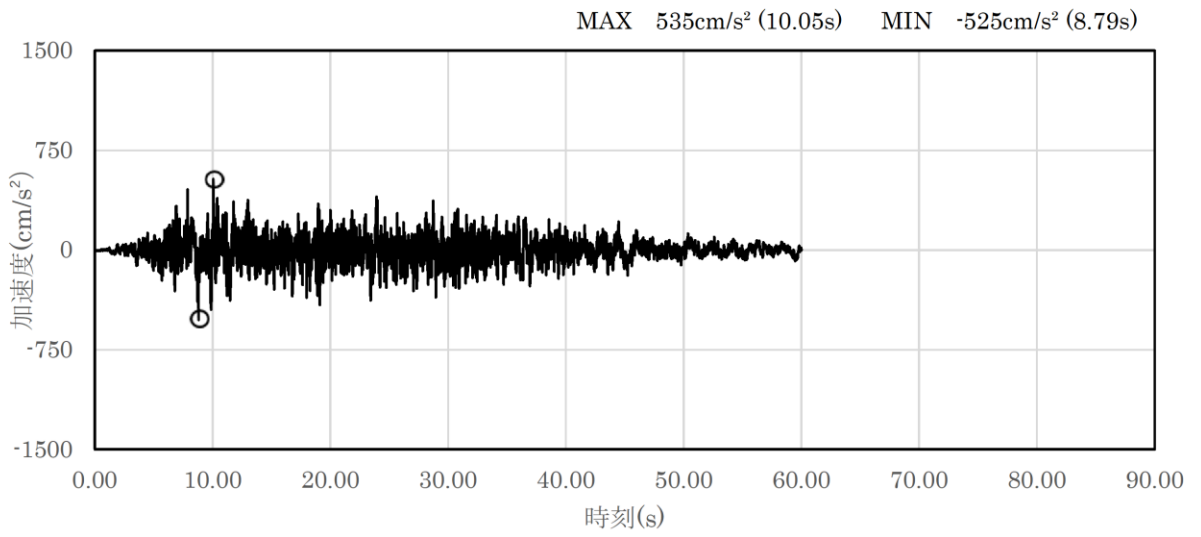


(a) 加速度時刻歴波形

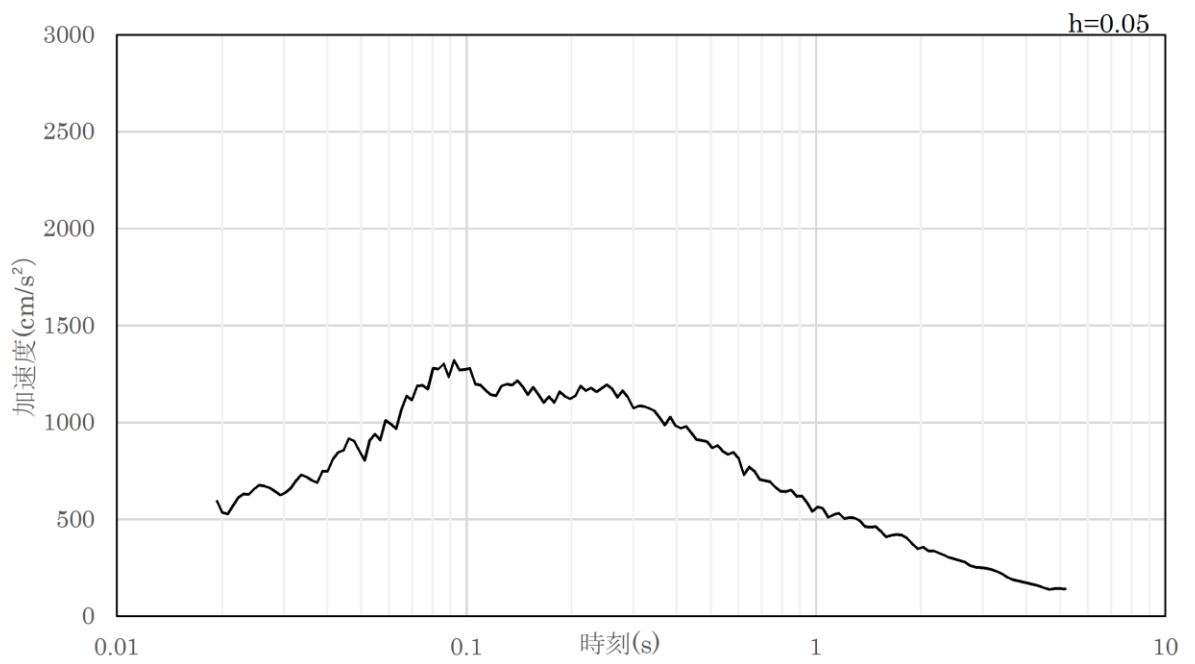


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

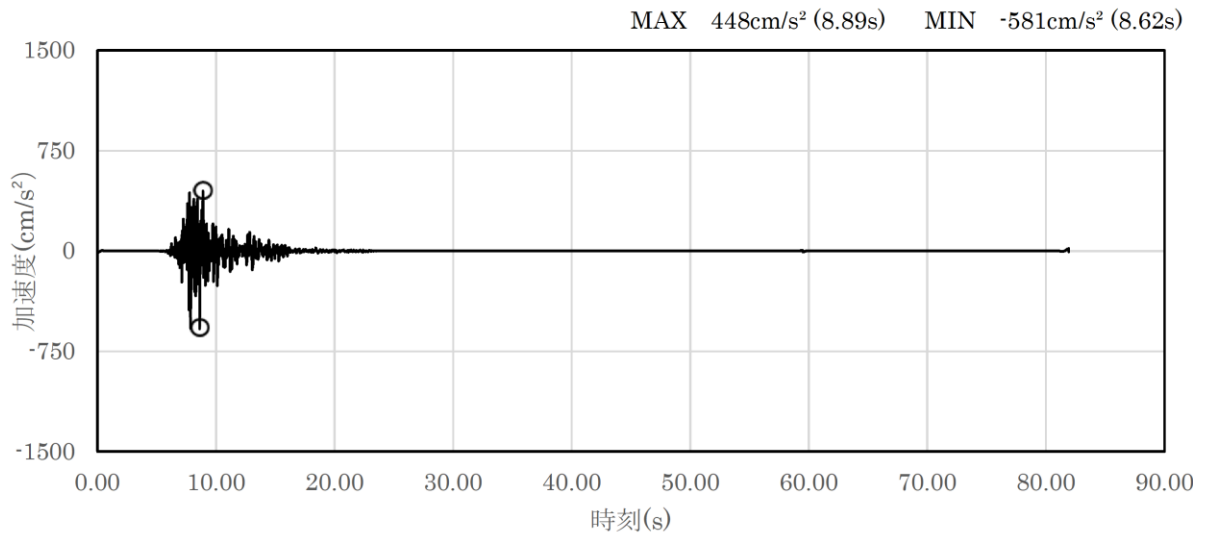


(a) 加速度時刻歴波形

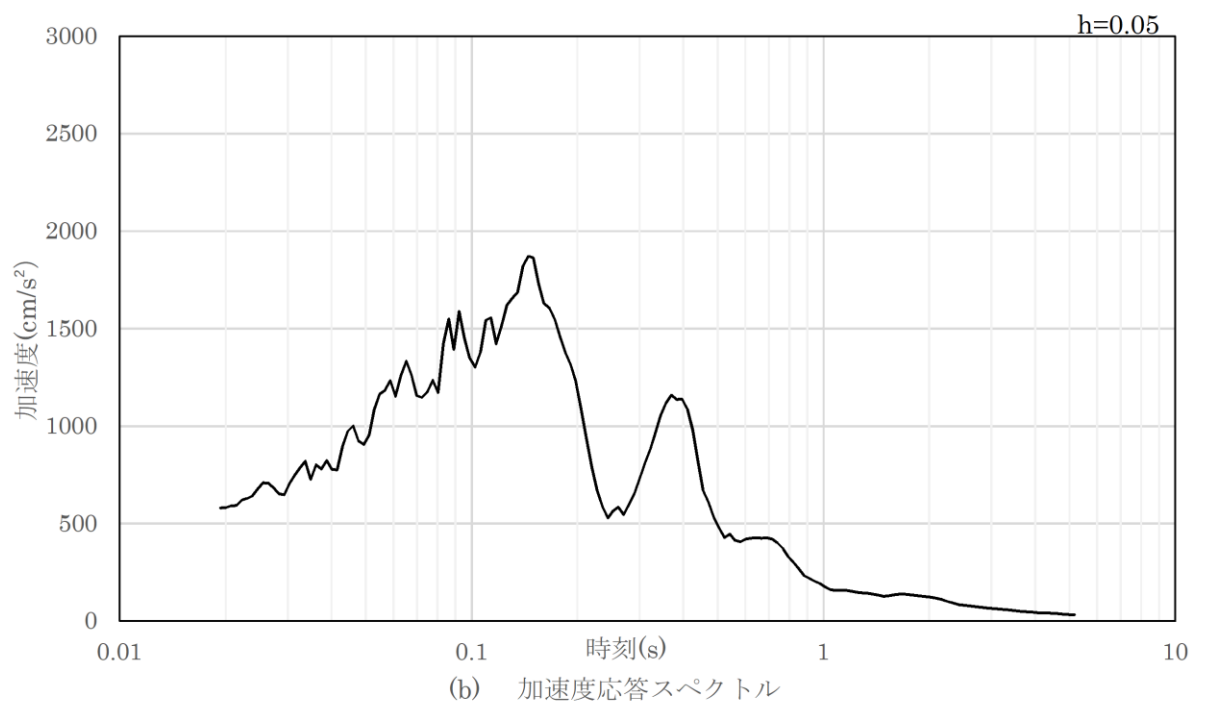


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

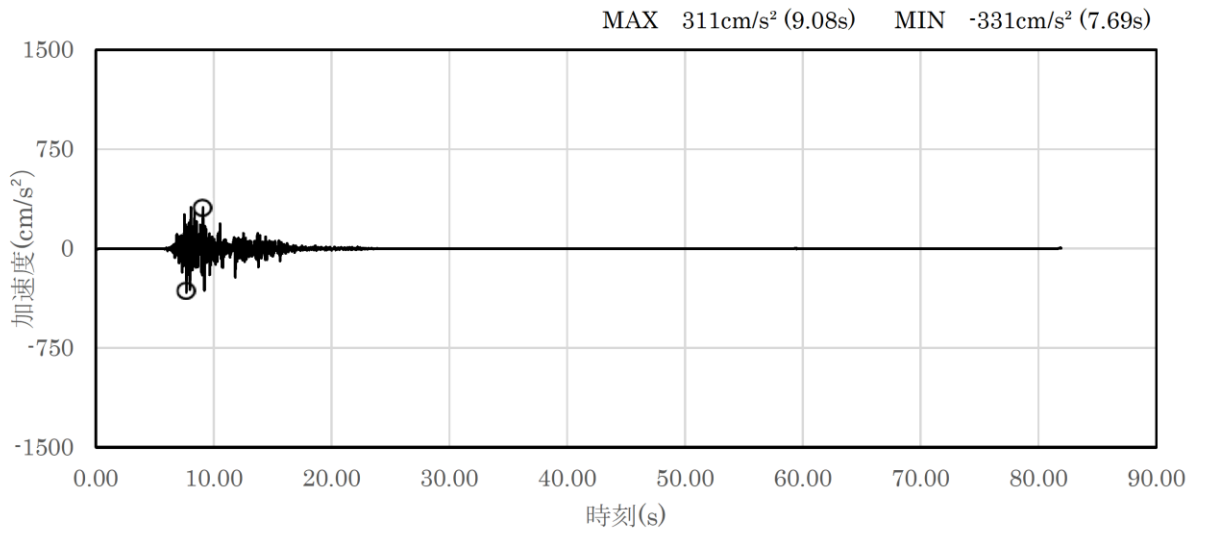


(a) 加速度時刻歴波形

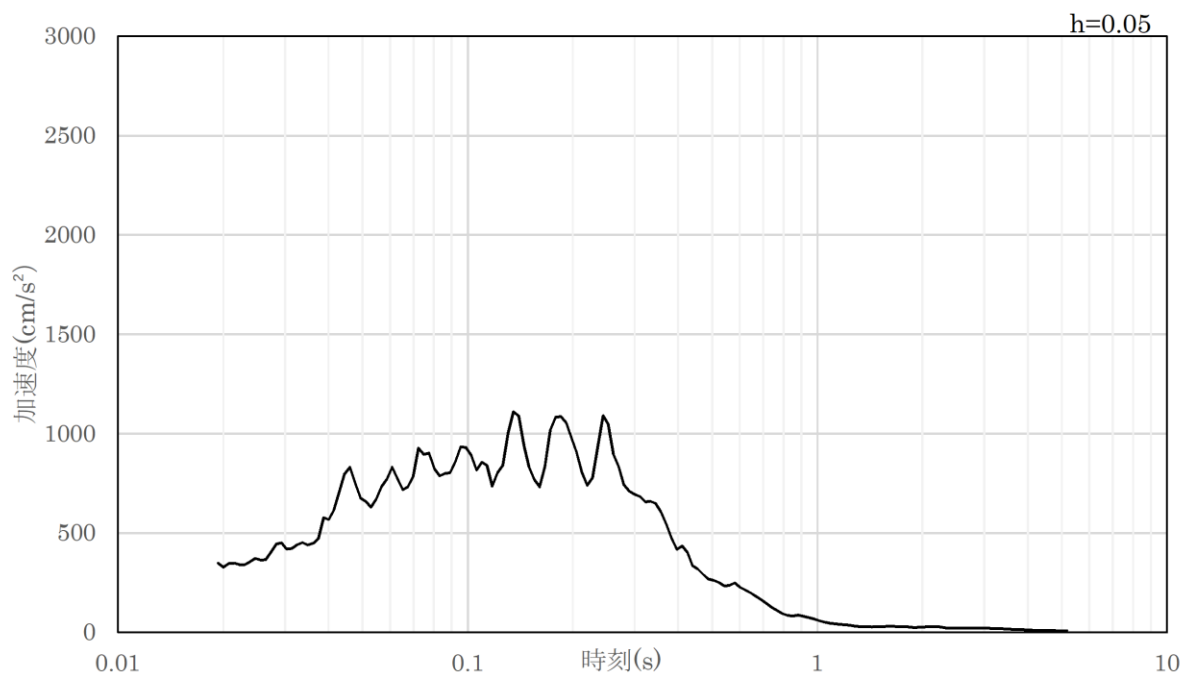


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 1)

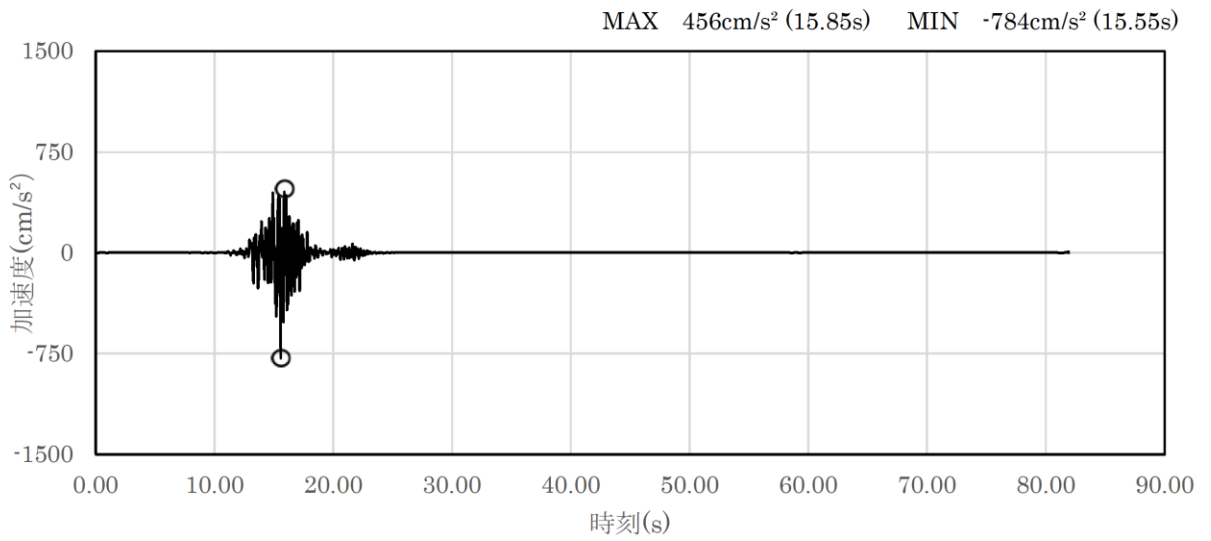


(a) 加速度時刻歴波形

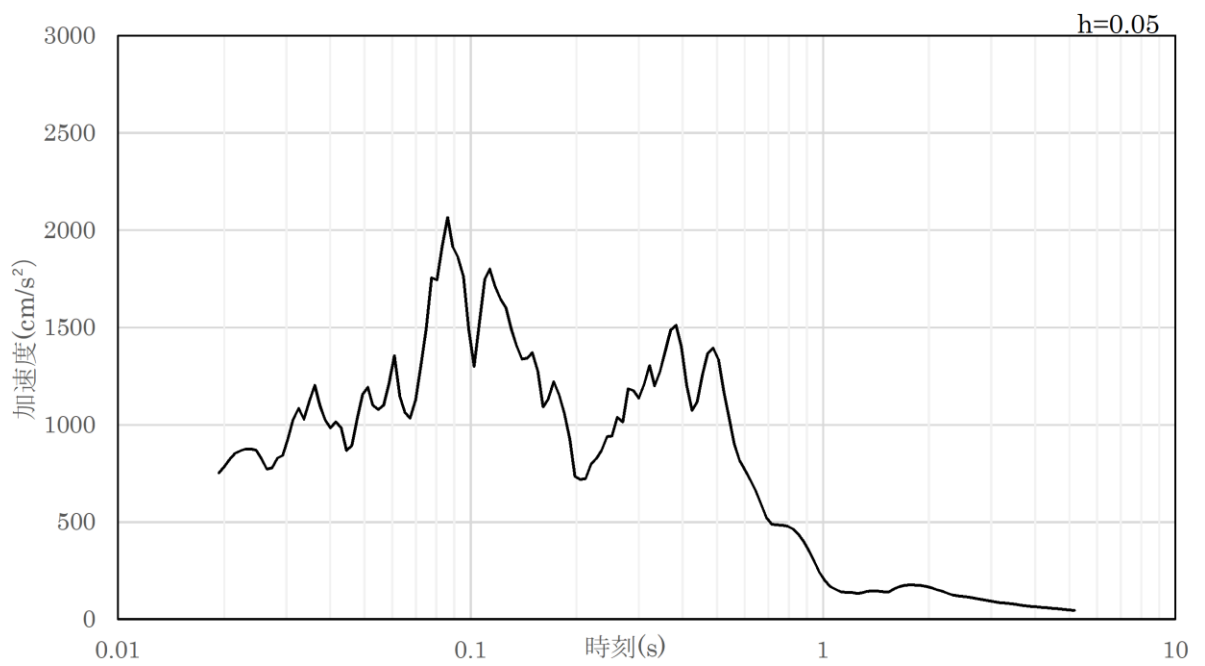


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分 : S s - F 1)

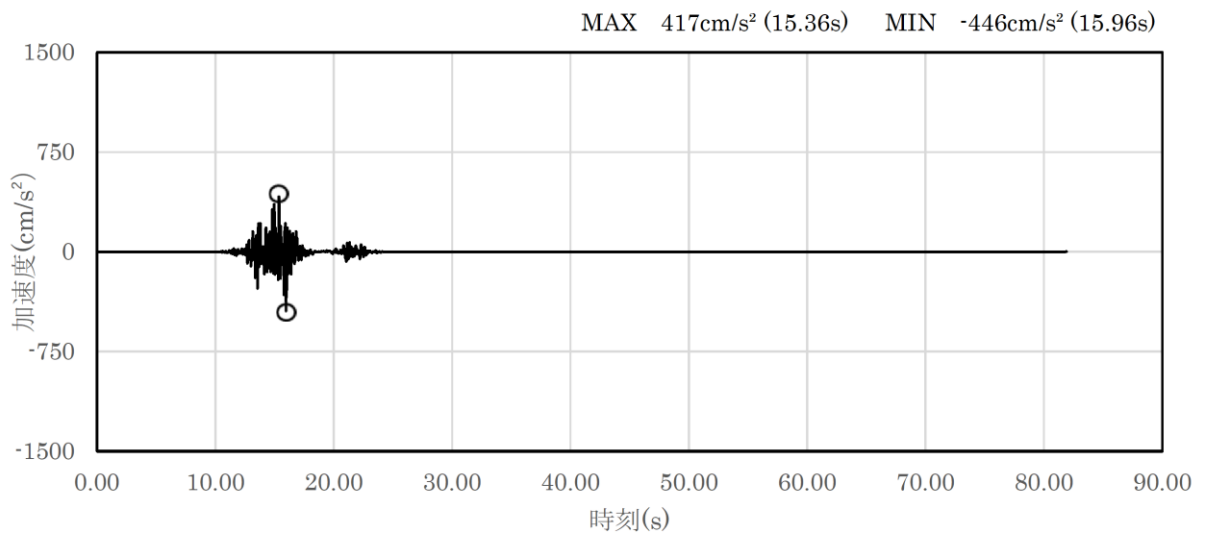


(a) 加速度時刻歴波形

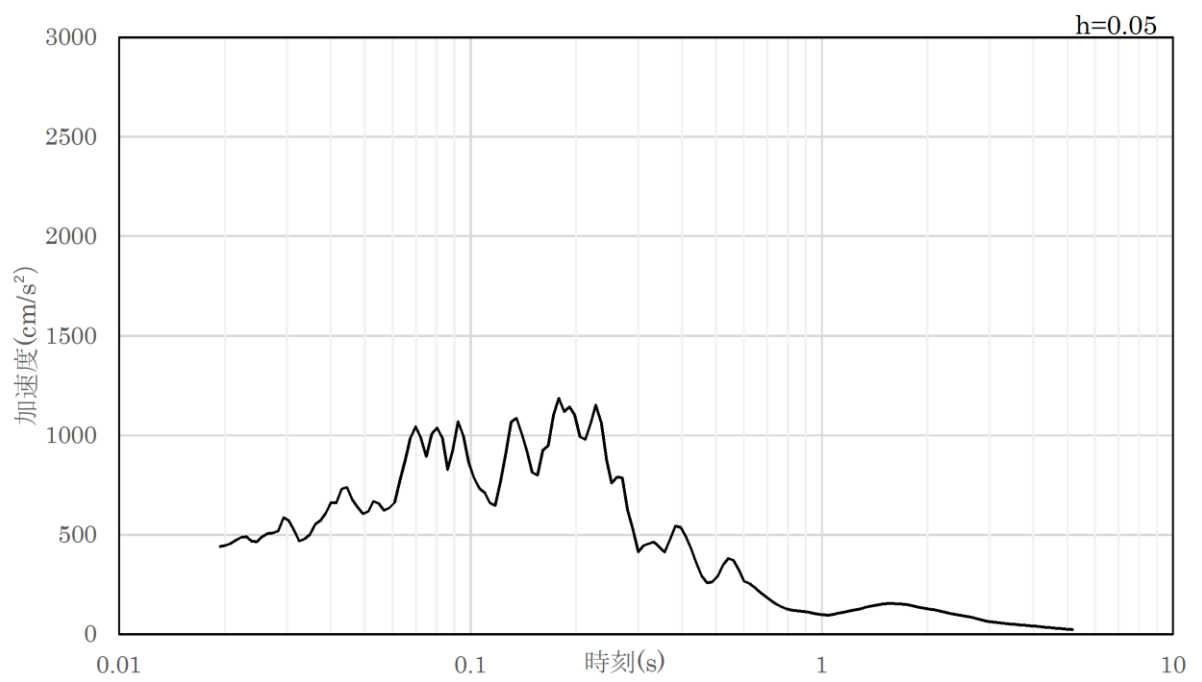


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 2)

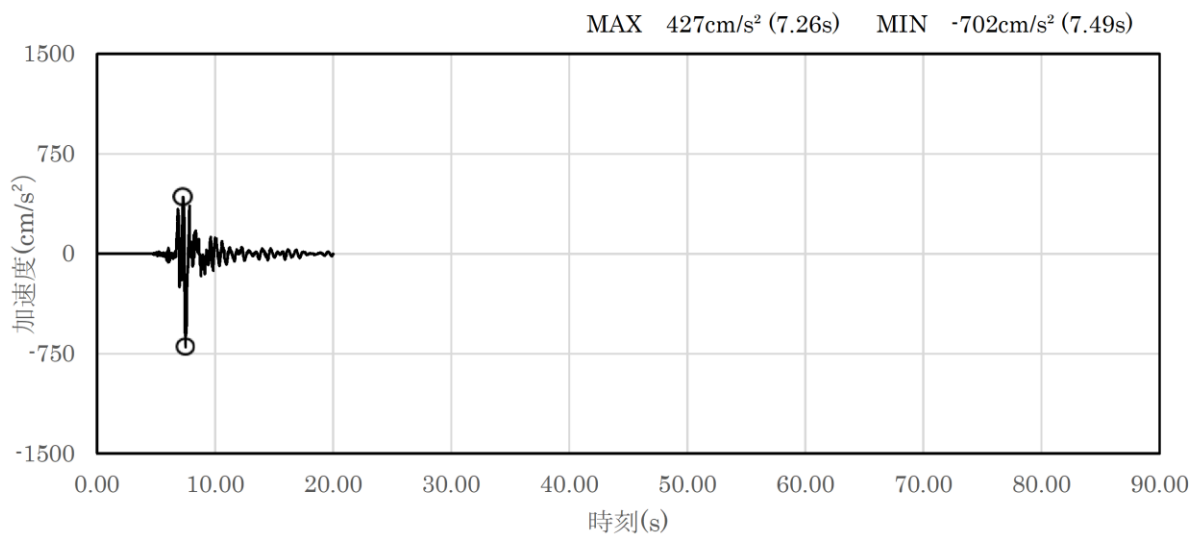


(a) 加速度時刻歴波形

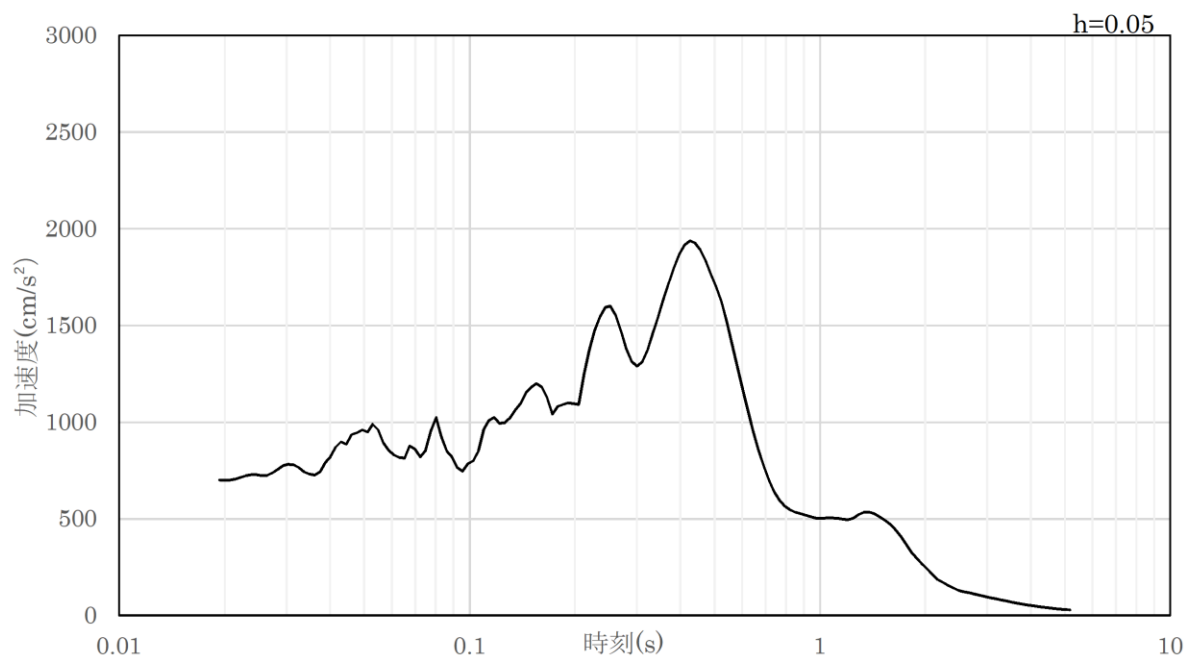


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

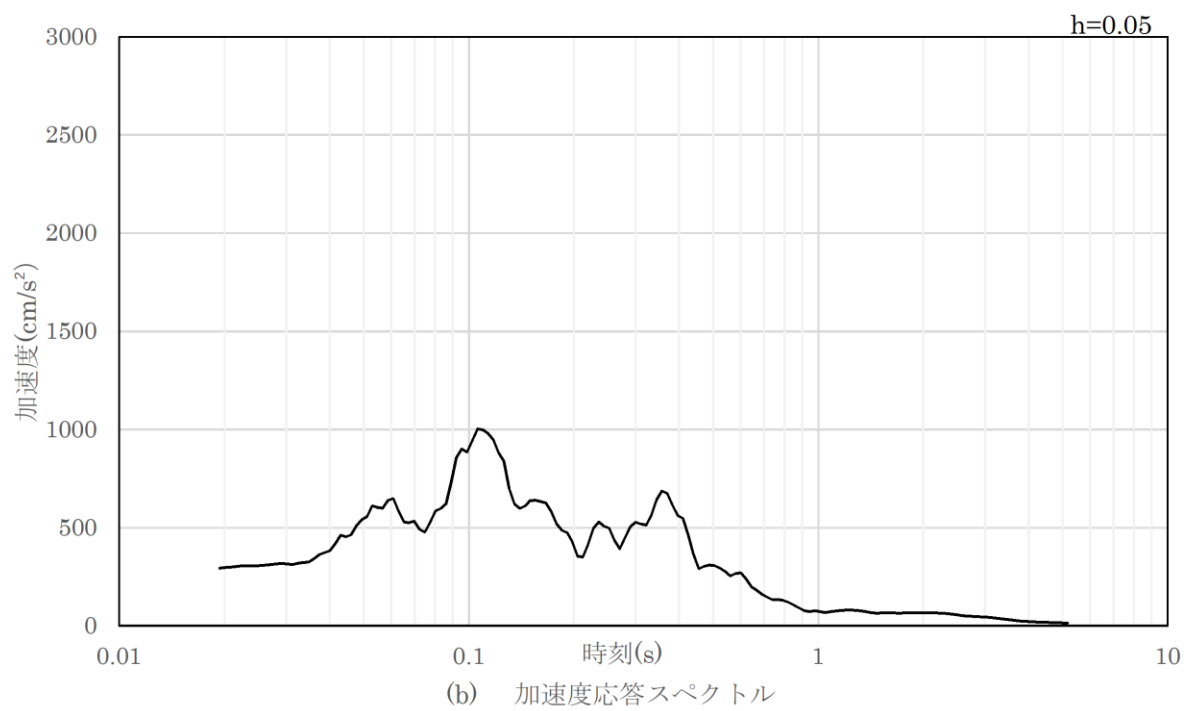
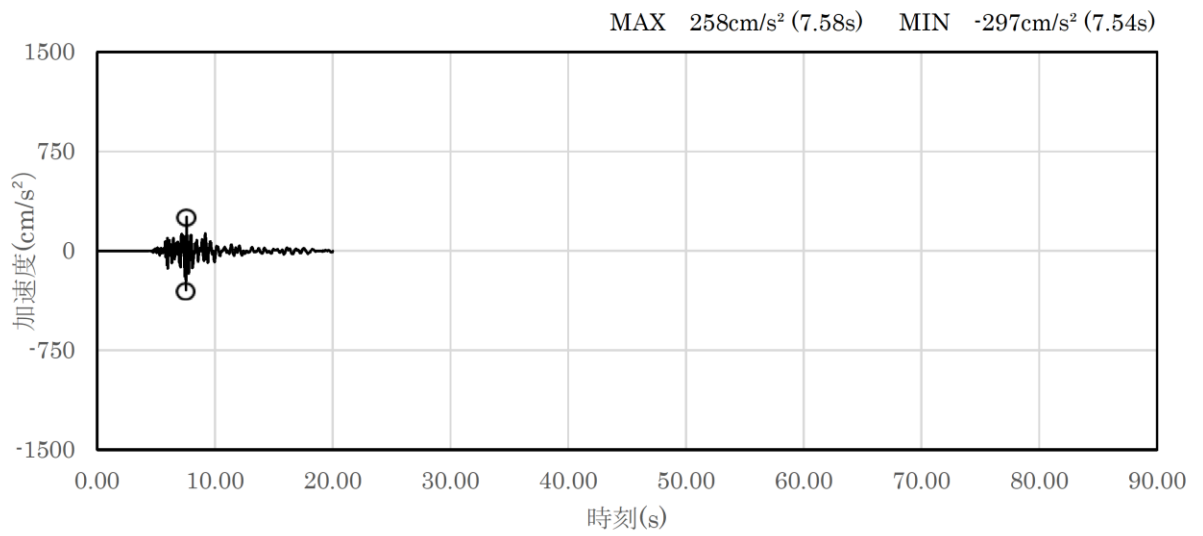
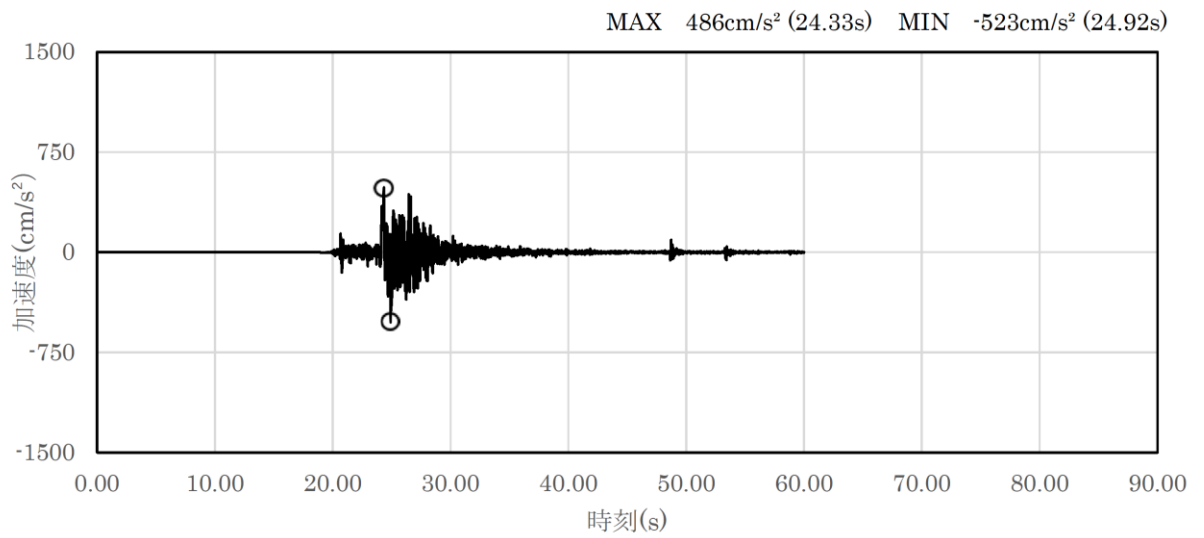
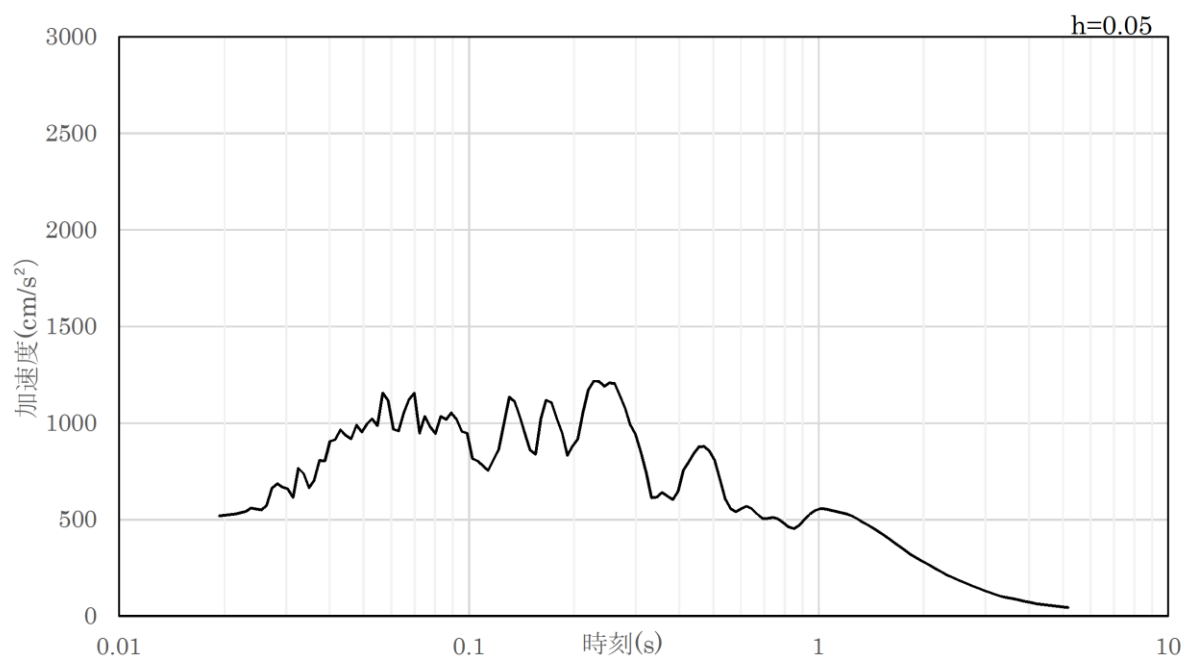


図 4.5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

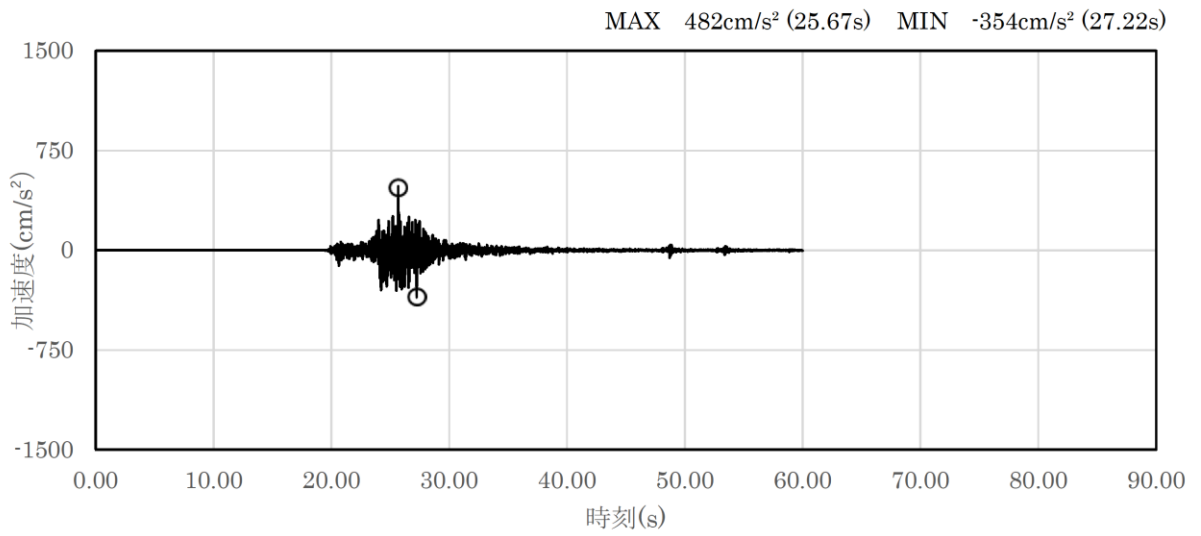


(a) 加速度時刻歴波形

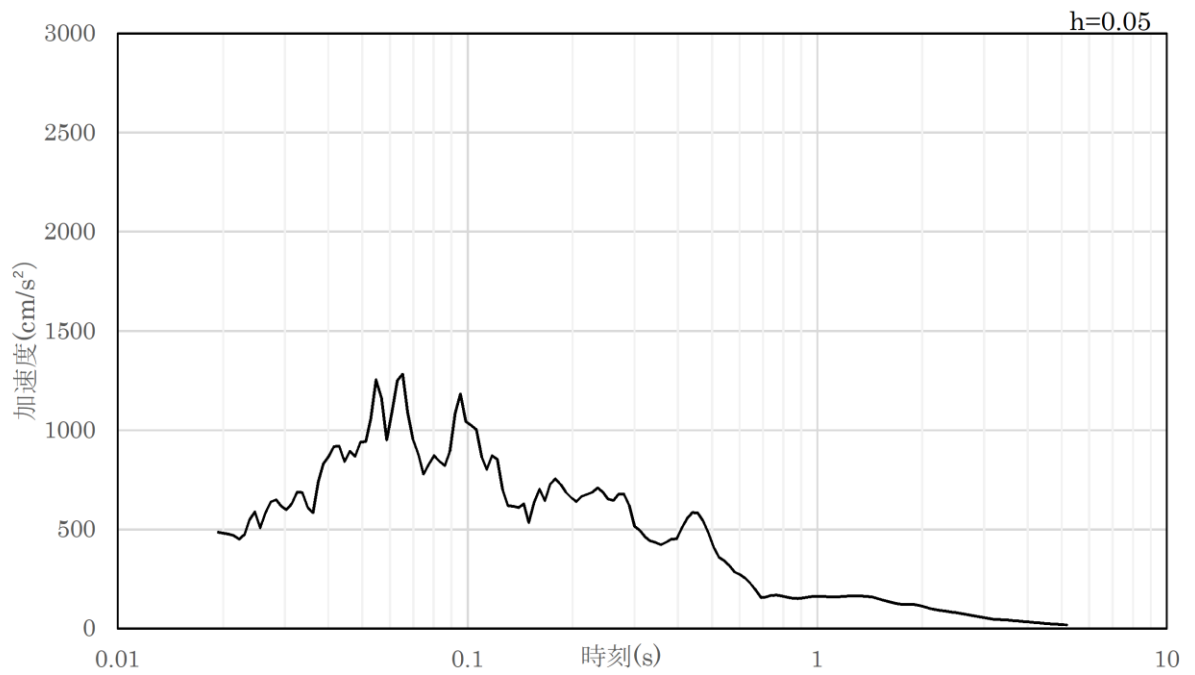


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 2 (N S 方向))

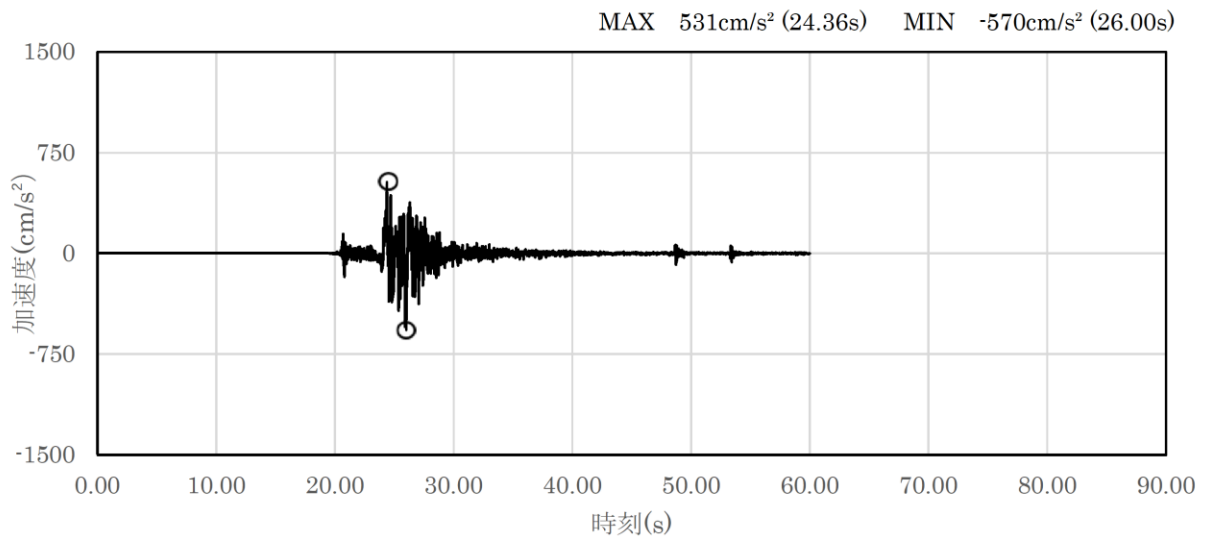


(a) 加速度時刻歴波形

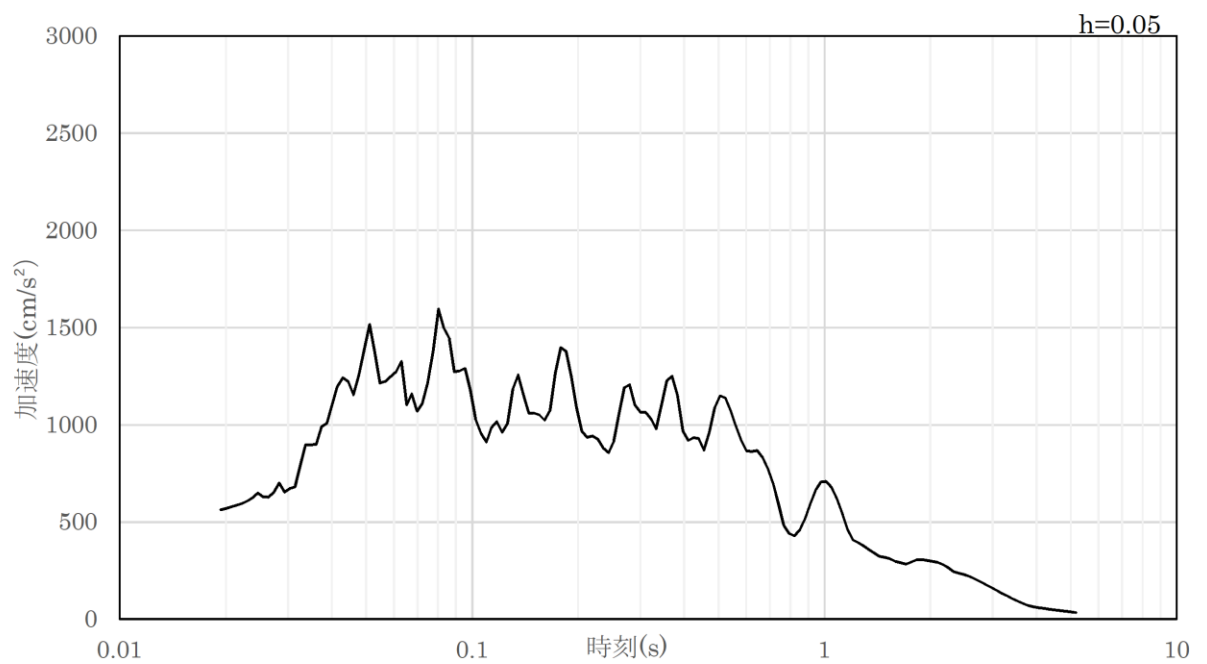


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S 方向))

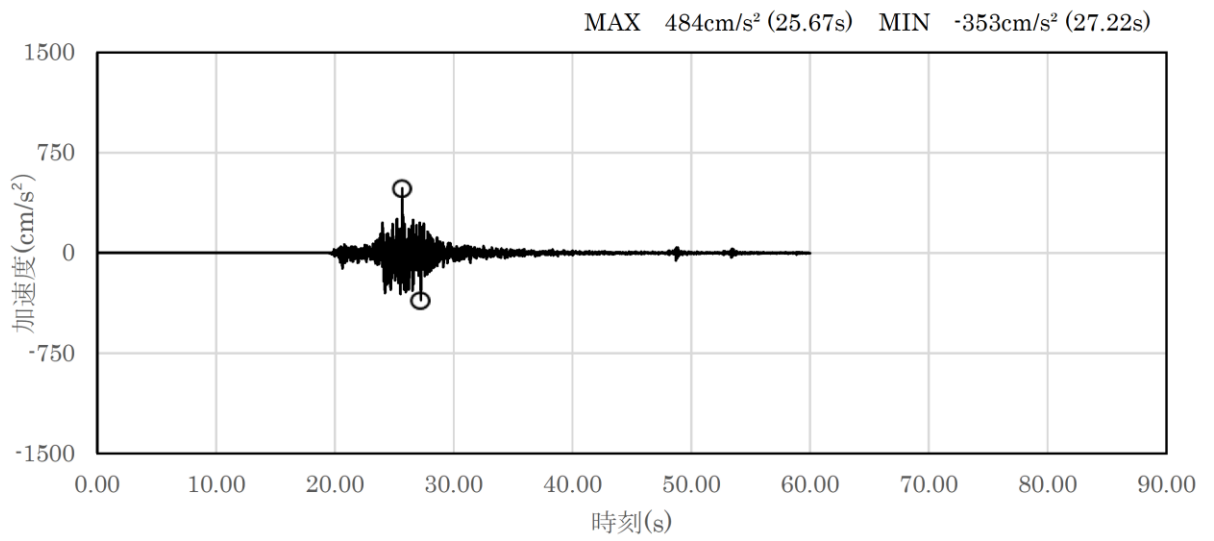


(a) 加速度時刻歴波形

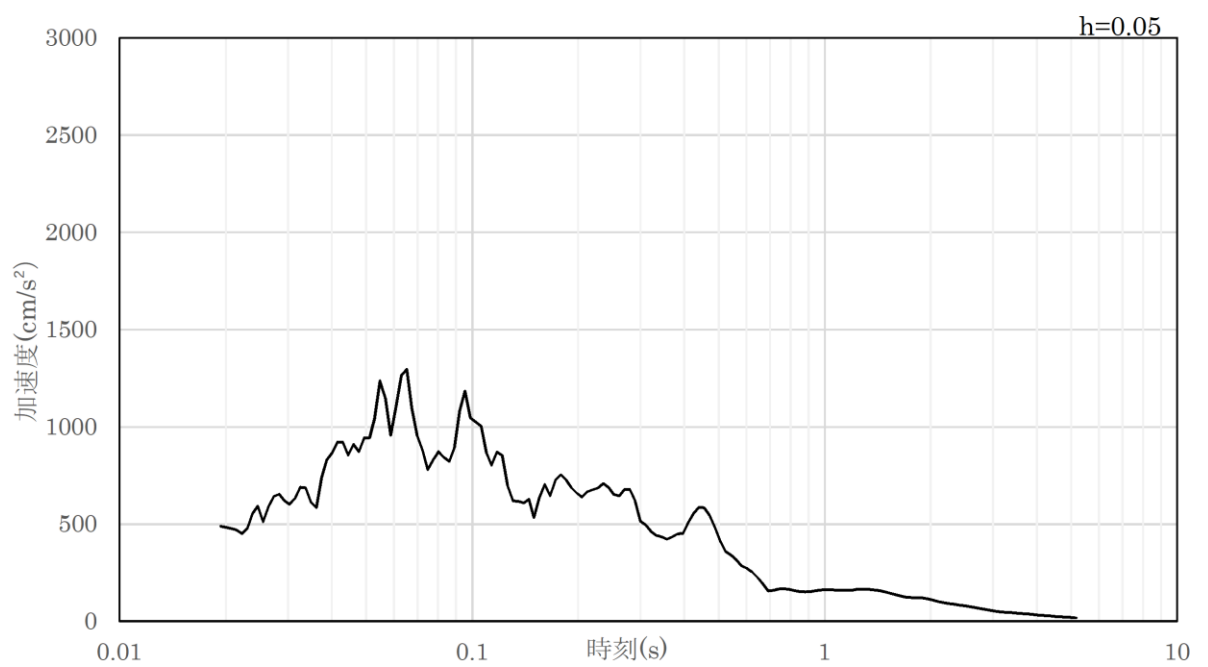


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W方向))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (EW方向))

4.6 解析モデル及び諸元

4.6.1 解析モデル

防波扉（荷揚場南）の地震応答解析モデルを図 4.6.1-1 に示す。

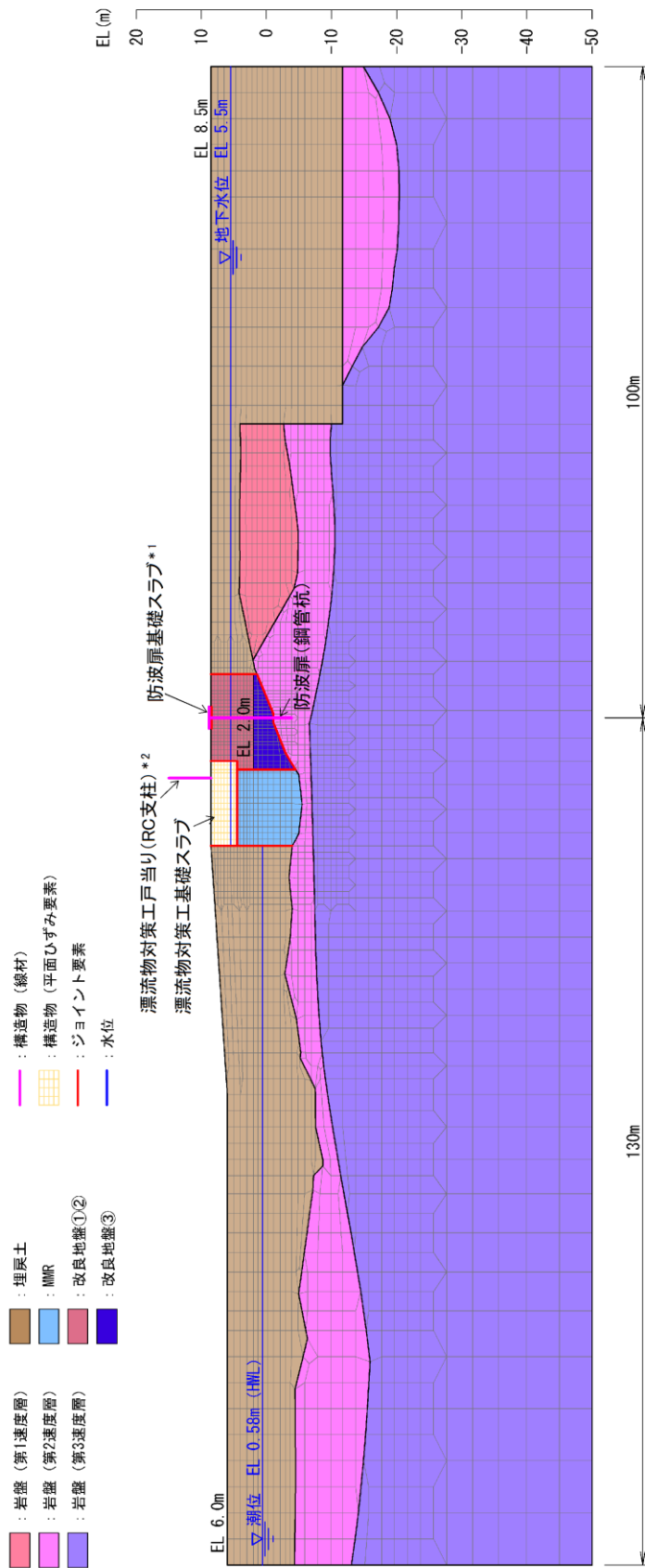
(1) 解析領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に，図 4.6.1-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお，対象断面によって，地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し，要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については，EL -50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.6.1-3 に示す。



注記 *1:線形はり要素の中心において、防波扉(鋼製扉体)を付加重量として考慮する。
 *2:線形はり要素の上下端(上・下部支承部位置)において、漂流物対策工(鋼製扉体)を付加重量として考慮する。

図 4.6.1-1 防波扉 (荷揚場南) の解析モデル (評価対象断面)

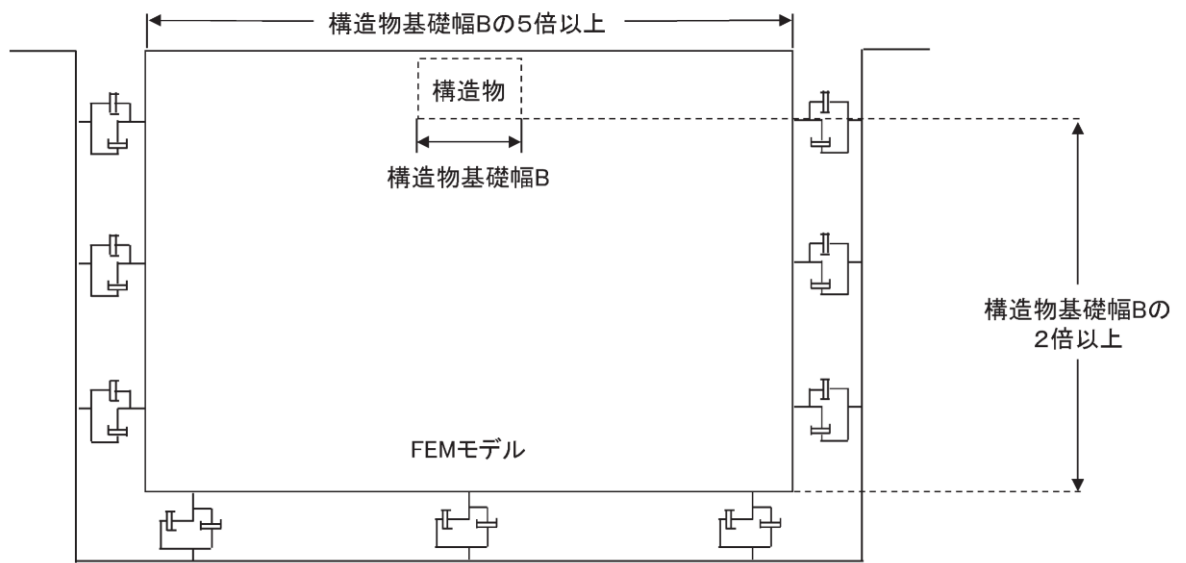


図 4.6.1-2 モデル化範囲の考え方

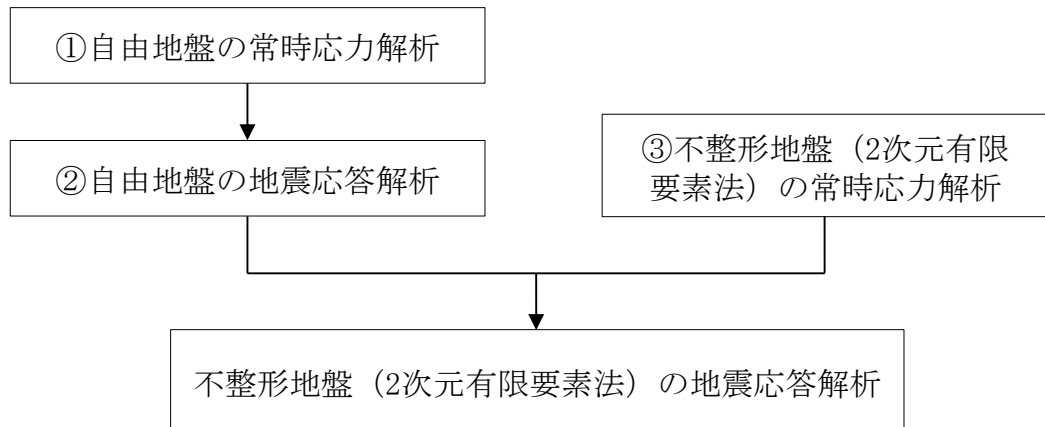


図 4.6.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.6.1-4 に示す。

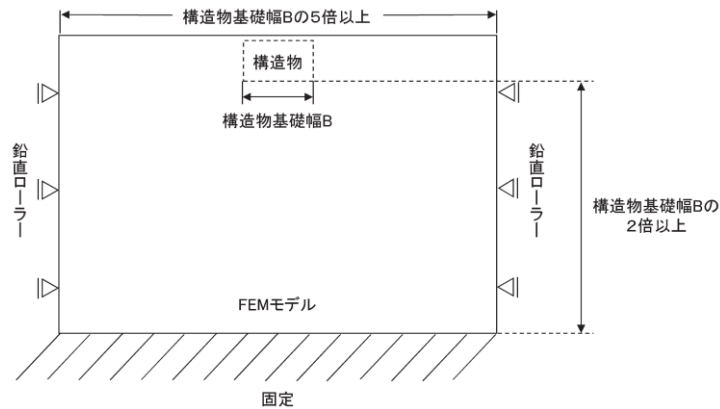


図 4.6.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.6.1-5 に示す。

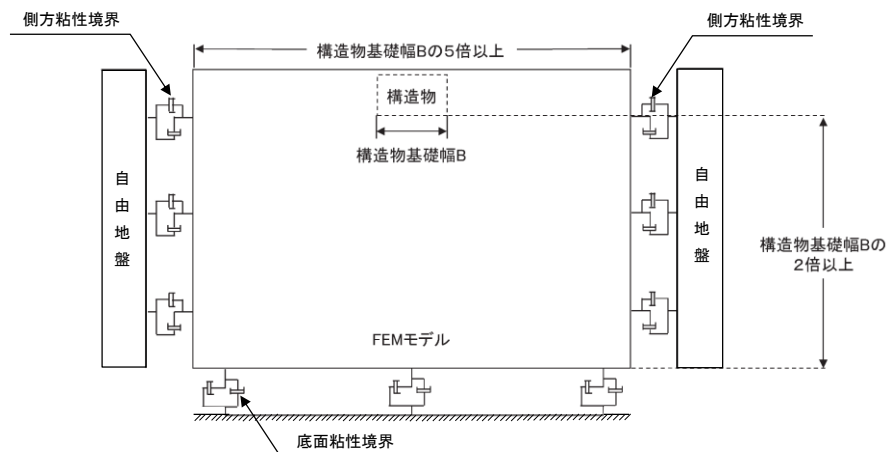


図 4.6.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

地震応答解析において、構造物については線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。なお、2次元地震応答解析モデルの奥行きは、防波扉基礎である鋼管杭の間隔の最大値 4.7m を設定する（図 2.2-4(1)参照）。構造物のモデル化の概念図を図 4.6.1-6 に示す。

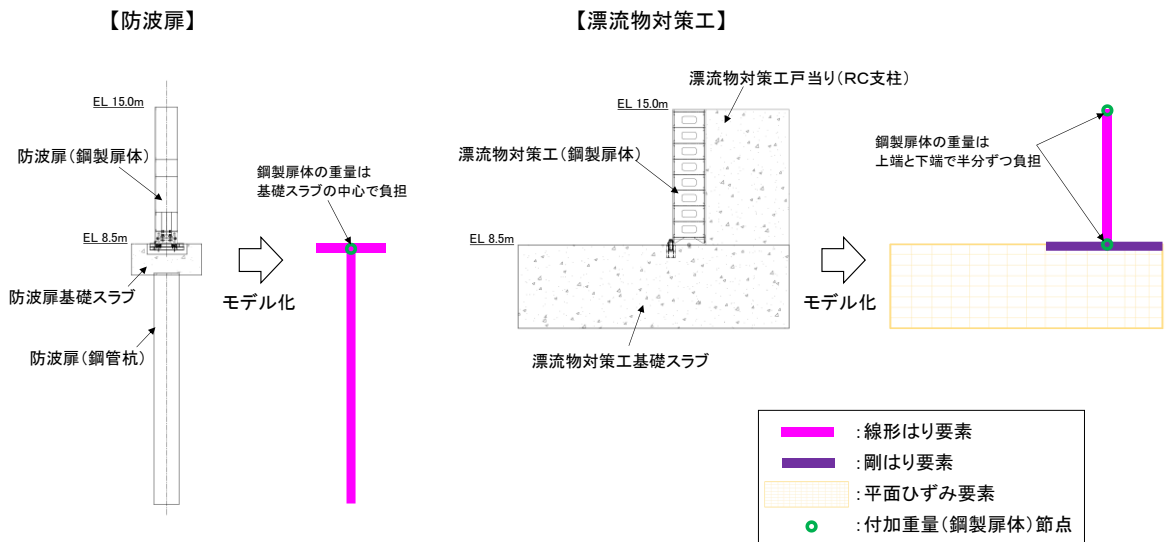


図 4.6.1-6 構造物のモデル化の概念図

a. 防波扉

防波扉基礎スラブ及び防波扉（鋼管杭）は、線形はり要素でモデル化し、はり要素の交点は剛結合とする。

防波扉（鋼製扉体）については、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うことから、防波扉基礎スラブの中心の節点において付加重量として設定することで、地震時慣性力を考慮する。

b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は、図心位置において線形はり要素でモデル化する。線形はり要素の断面二次モーメントについては、図 4.6.1-7 に示すように、支承部を設けている支柱（東側）の主部全体の断面二次モーメントを求め、支柱幅（5.6m）で除すことで支柱幅 1m 当たりの断面二次モーメントを算出し、その値にモデル奥行き 4.7m（図 2.2-4(1)参照）を乗じたものを設定値とする。なお、戸当り部については、剛性に寄与しないものと判断し、重量のみ考慮する。（支柱照査用断面は「4.9 評価方法」に示す。）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うこと及び戸当り（RC支柱）に支承部で固定されることから、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の上下端の節点において付加重量として設定することで、地震時慣性力を考慮する。

漂流物対策工基礎スラブについては、厚さ4mの鉄筋コンクリートを地中に設置することから、埋込み効果を適切に考慮するために平面ひずみ要素としてモデル化する。なお、漂流物対策工戸当り（RC支柱）と基礎スラブの境界部については剛はり要素でモデル化する。

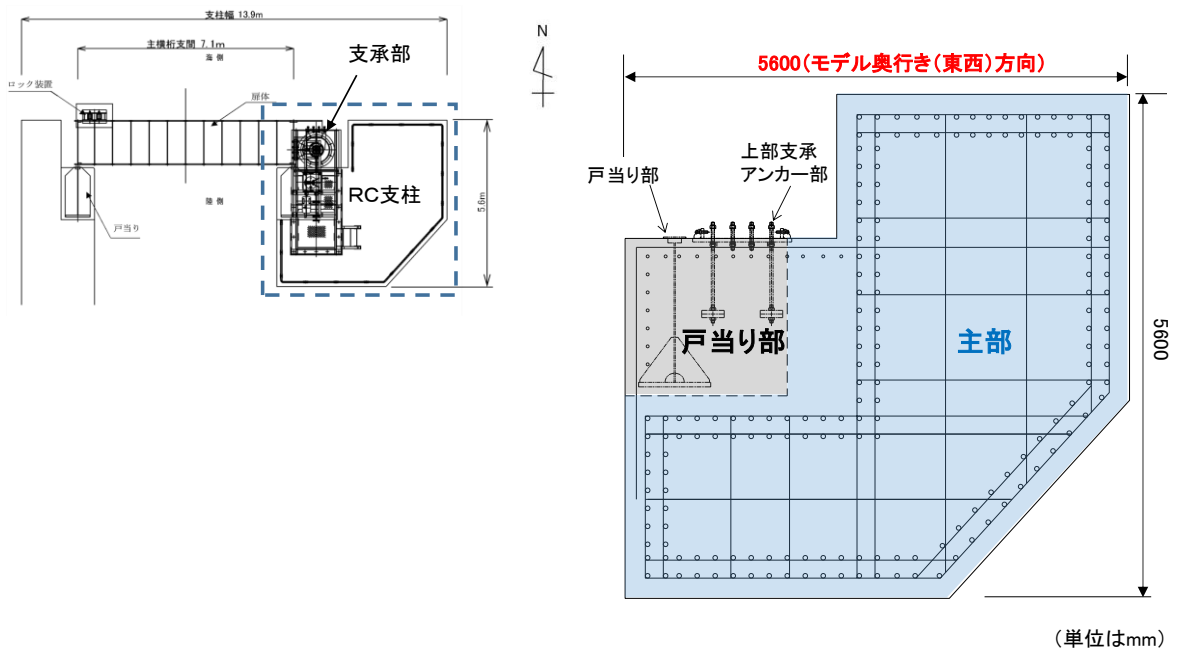


図 4.6.1-7 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

c. 照査範囲を踏まえたモデル化の考え方

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブに対する照査実施範囲は、曲げについては道路橋示方書（図 4.6.1-9），せん断についてはコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）（図 4.6.1-10）に基づき，図 4.6.1-8 に示すように，支柱と基礎スラブの接続部は照査対象外とし，部材端より外側を対象とする。

照査範囲を踏まえ，漂流物対策工のRC支柱と基礎スラブの接続部の上端は，剛梁要素でモデル化する。

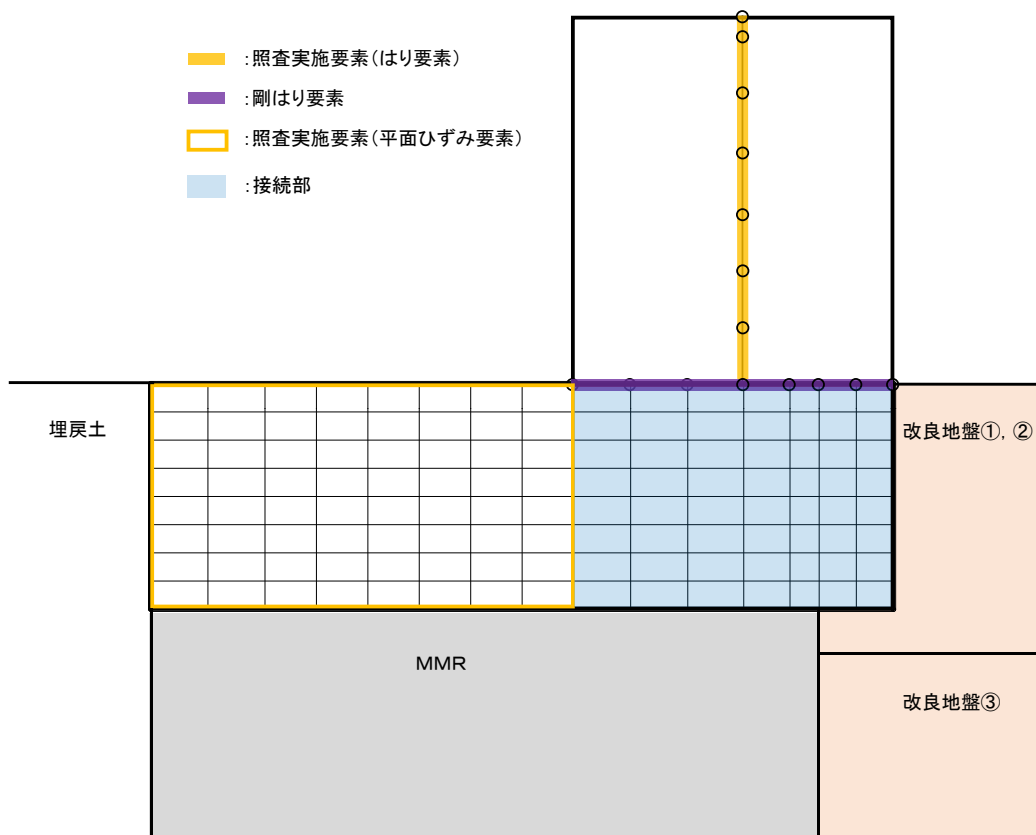


図 4.6.1-8 モデル化の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2のとおりとする。

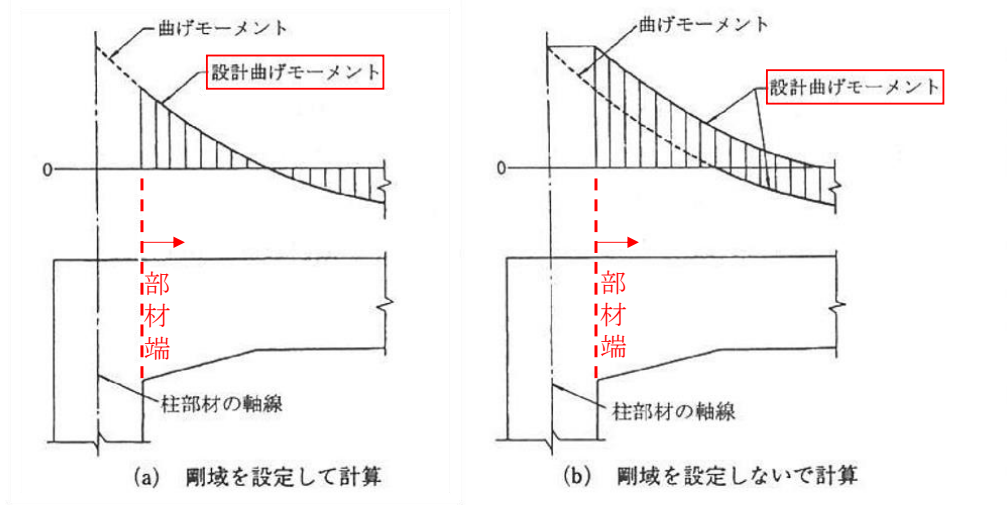


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 4.6.1-9 照査に用いる断面力の算定位置の根拠 (道路橋示方書)

(5) 部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1:3 より緩やかな部分を有効とする。

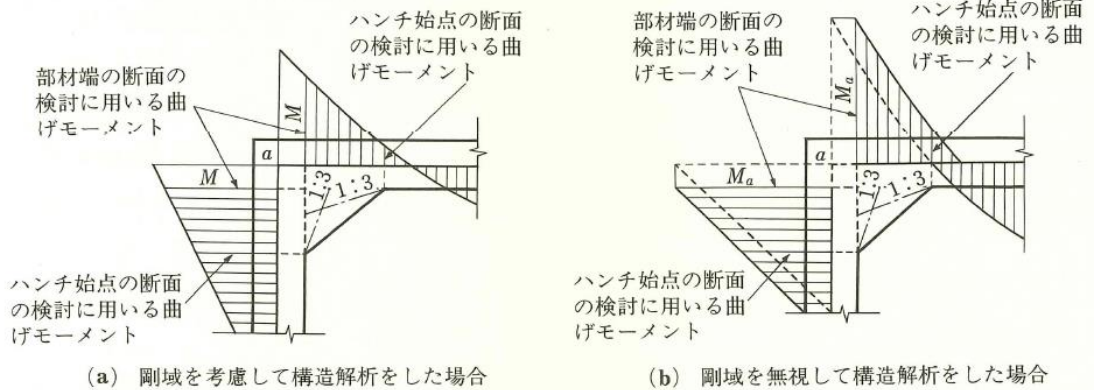


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 4.6.1-10 照査に用いる断面力の算定位置の根拠 (コンクリート標準示方書)

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 4.6.1-11 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 4.6.1-12 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 4.6.1-13 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.6.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 4.6.1-14 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_p = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 4.6.1-11 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi^{sp}_{\tau} = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁸⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁸⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_n' に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi_f=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_s や K_n の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.6.1-12 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

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。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。

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。

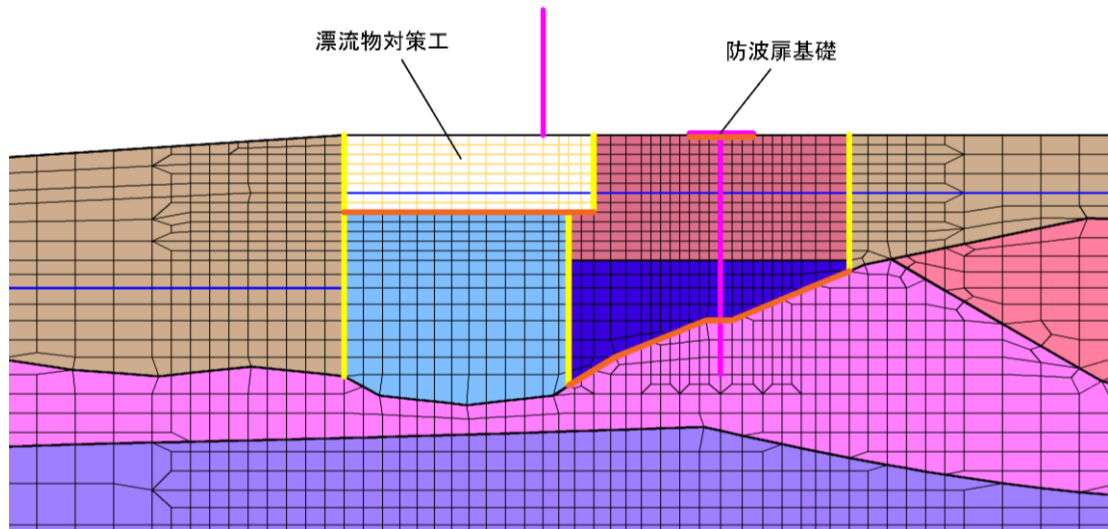
注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 4.6.1-13 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 4.6.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定
			改良地盤③			
			MMR			
			漂流物対策工			
		改良地盤①②	MMR			
			漂流物対策工			
改良地盤③	MMR					
水平方向	境界 2	改良地盤①②	漂流物対策工	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57°
			防波扉基礎			
		MMR	漂流物対策工			
		岩盤	改良地盤③			

- : 岩盤 (第1速度層)
 - : 岩盤 (第2速度層)
 - : 岩盤 (第3速度層)
- : 埋戻土
 - : MMR
 - : 改良地盤①②
 - : 改良地盤③
- : 構造物 (線材)
 - : 構造物 (平面ひずみ要素)
 - : 地下水面
 - : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 2)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 2	0	26.57

図 4.6.1-14 荷揚場南断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.6.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.6.1-15 に示す。

表 4.6.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
境界 1, 2	1.0×10^6	1.0×10^6

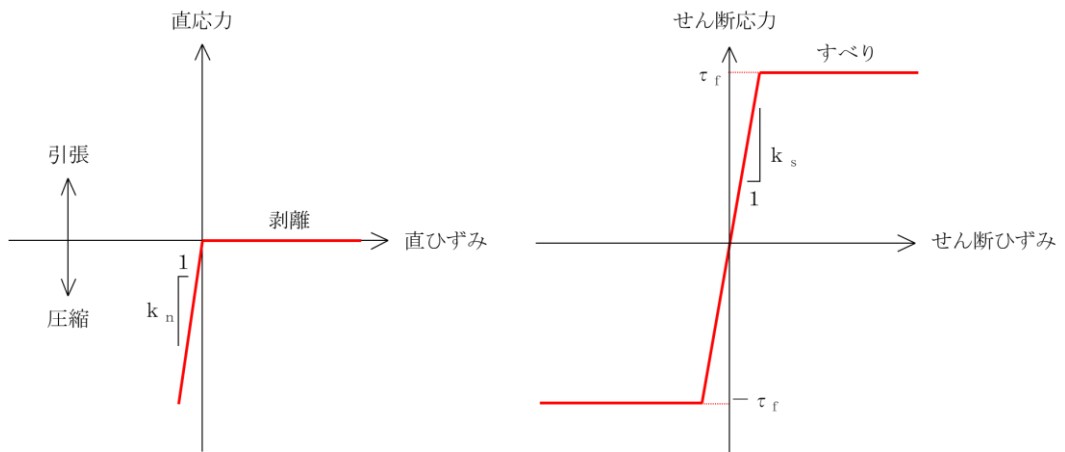


図 4.6.1-15 ジョイント要素の力学特性

(6) 杭―地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの設定

地盤と杭が接している箇所側方境界部に杭―地盤相互作用ばねを設けることにより、地盤と杭の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭―地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数は、「FLIP研究会14年間の検討成果まとめ理論編」に従い、杭径及び杭間隔より設定される値を用いる。また、軸方向では、杭―地盤相互作用ばねはモデル化していない。

杭下端境界部に圧縮応力の上限值を有さない非線形ばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定する非線形ばねは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。

図4.6.1-16に荷揚場南断面における杭―地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図、表4.6.1-3に非線形ばね定数、図4.6.1-17に非線形ばねの力学特性を示す。

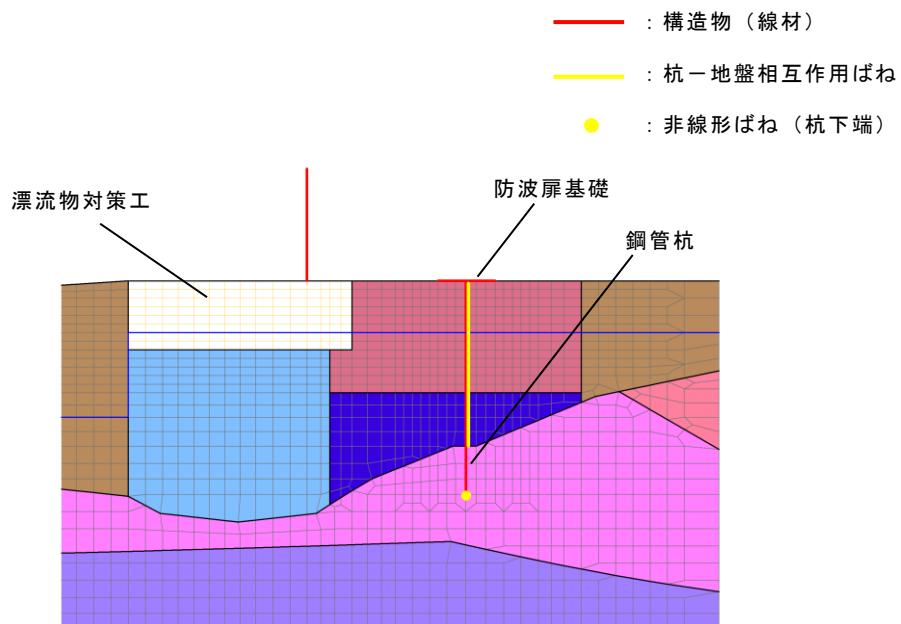


図 4.6.1-16 荷揚場南断面における杭—地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図

表 4.6.1-3 非線形ばね定数

項目	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
杭下端	1.0×10^6

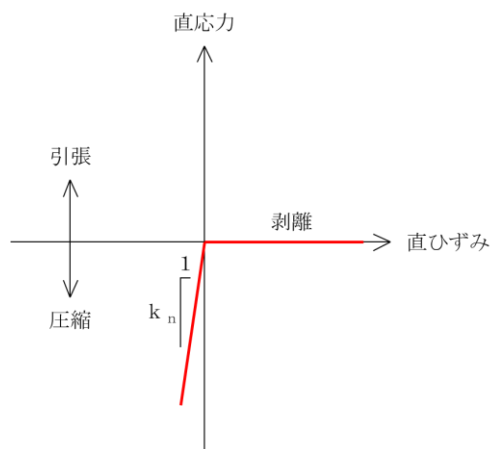


図 4.6.1-17 非線形ばね定数の力学特性

4.6.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4.6.2-1 に、材料の物性値を表 4.6.2-2 に示す。

表 4.6.2-1(1) 使用材料 (防波扉)

材料		諸元
コンクリート	防波扉戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	設計基準強度 : 24N/mm ²
鋼材	防波扉 (鋼製扉体)	SM490, SS400
	防波扉 (鋼管杭) *	φ 1200mm, t=25mm (SKK490)
	鉄筋	SD345

注記* : 「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)」に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.6.2-1(2) 使用材料 (漂流物対策工)

材料		諸元
コンクリート	漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	設計基準強度 : 40N/mm ²
鋼材	漂流物対策工 (鋼製扉体)	SBHS700, SM570
	鉄筋	SD345

表 4.6.2-2(1) 材料の物性値 (防波扉)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0* ¹	2.5×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
鋼管杭	77.0* ²	2.0×10 ⁵ * ²	0.3* ²

注記*¹ : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

*² : コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年)

表 4.6.2-2(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

4.6.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 4.6.3-1～表 4.6.3-4 に示す。

表 4.6.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 ρ^* (g/cm ³)	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	162,400	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 hmax	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.00	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	39.81	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.238
		P1	0.500
		P2	0.990
C1		2.016	

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

表 4.6.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波扉（荷揚場南）	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ^* (g/cm ³)	2.11 【2.00】	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	756,600	947,300
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.00	40.54

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

表 4.6.3-3 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 (N/mm ²)
	C' (N/mm ²)	φ' (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

表 4.6.3-4 地盤の解析用物性値
(有効応力解析 (1, 2号機エリア))

		岩盤①速度層	岩盤②速度層	岩盤③速度層
P波速度	V _p (m/s)	800	2100	3600
S波速度	V _s (m/s)	250	900	1600
単位体積重量	γ (kN/m ³)	20.6	23.0	24.5
動ポアソン比	ν _d	0.446	0.388	0.377
減衰定数	h	0.030	0.030	0.030
弾性係数	E (kN/m ²)	380,500	5,286,000	17,650,000

4.6.4 地下水位

設計用地地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位を表 4.6.4-1 に示す。

表 4.6.4-1 設計用地下水位の一覧

施設名称	設計用地下水位
防波扉 (荷揚場南)	漂流物対策工より陸側 : EL 5.5m 漂流物対策工より海側 : EL 0.58m

4.7 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

4.7.1 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、防波扉（鋼管杭）、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ及び改良地盤①～③とする。

4.7.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）を支持する基礎地盤（鋼管杭を支持する岩盤、MMR、改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）とする。

4.8 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.8.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」に基づき、表4.8.1-1に示すとおりとする。

表4.8.1-1(1) 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/2）

部材	材質	許容応力度(N/mm ²)		短期許容応力度(N/mm ²)
主横桁	SM490	許容曲げ応力度 σ_{ca}	160	240
		許容せん断応力度 τ_a	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 σ_{ca}	120	180
		許容せん断応力度 τ_a	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 σ_{ca}	160	240
車輪	SCS3	許容接触応力度 p_a	640* ¹	960
車輪軸	S45C-H	許容曲げ応力度 σ_a	245	367
		許容せん断応力度 τ_a	140	210
車輪軸受け	自動調心ころ軸受	基本静定格荷重 C_{cr}	1050(kN)	700* ² (kN)

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき、 $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。 H_B はローラのブリネル硬さ（170）， v は安全率（線接触：1.3）で次のように算出される。

$$p_a=(9.8 \times 170)/(2 \times 1.3)=640 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*2：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき、許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここに、 C_{cr}' ：車輪軸受けの許容荷重（700kN）

C_{cr} ：基本静定格荷重（1050kN）

f ：安全係数（1.5）

表 4.8.1-1(2) 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/2）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
レール	SUS304N2	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	170*	255
	SM490	許容曲げ引張応力度 σ_a	160	240
		許容せん断応力度 τ_a	90	135
レール(腹板)	SM490	許容支圧応力度 σ_{ba}	240	360
ロック装置	SUS630	許容曲げ応力度 σ_{ca}	360*	540
	H1150	許容せん断応力度 τ_a	207*	310
	SUS304	許容支圧応力度 σ_{ba}	150	225
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
海側戸当り (底面フランジ)	SS400	許容曲げ応力度 σ_{ca}	120	180
海側戸当り (コンクリート)	Fc24	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」（土木学会，2002年）に基づき，表4.8.1-2に示す短期許容応力度とする。

表4.8.1-2 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc24)	許容曲げ圧縮応力度	9
許容せん断応力度		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

(3) 防波扉（鋼管杭）

防波扉（鋼管杭）の許容限界は、「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」及び「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，1999年4月）」に基づき，表4.8.1-3に示す降伏点強度及び短期許容応力度とする。

表4.8.1-3 防波扉（鋼管杭）の許容限界

種別	杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	鋼種	降伏基準点 f_y (N/mm ²)	せん断許容応力度 r_a (N/mm ²)
鋼管杭	1200	25*	SKK490	315	157

注記*：「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」に基づき，腐食代1mmを考慮する。杭の断面計算及び杭の曲げ剛性の算出をする際は腐食代の断面積の低減を考慮する。

(4) 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 4.8.1-4 に示すすべり安全率を設定する。

表 4.8.1-4 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002 年 3 月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 4.8.1-5 に示す。

表 4.8.1-5 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

4.8.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）」（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）に基づき，表4.8.2-1に示す短期許容応力度とする。

表4.8.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
		許容曲げ応力度 σ_{ca}	許容せん断応力度 τ_a	
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
	SM570	許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
		許容せん断応力度 τ_a	202 ^{*1}	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	207 ^{*1, *2}	310
		許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 σ_{ca}	225 ^{*1}	337

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）の解説に示すとおり，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，ダム・堰施設技術基準（案）及び道路橋示方書に基づき，横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下記の計算式により算出する。

圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$L/b \leq 10/K : \sigma_{ca} = 225 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$10/K < L/B \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(KL/b - 10) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

但し， $A_w/A_c < 2$ の場合は $K=2$ とする

ここに，L：圧縮フランジの固定点間距離 (mm)

b：圧縮フランジの幅 (mm)

A_w ：腹板の総断面積 (mm²)

A_c ：圧縮フランジの総断面積 (mm²)

表 4.8.2-1 (2) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
支承部 (上部支承軸)	SUS630	許容曲げ応力度 σ_a	360* ¹	540
	H1150	許容せん断応力度 τ_a	207* ¹	
支承部 (下部支承軸)	SUS304N2	許容曲げ応力度 σ_a	170* ¹	255
		許容せん断応力度 τ_a	98* ¹	147
支承部 (下部支承軸受)	SUS630 H1150	許容接触応力度 p_a	1357* ²	2035
支承軸受け	自動調心 ころ軸受	基本静定格荷重 C_{cr}	3210 (kN)	2140* ³ (kN)
支承部 (浮上防止金物)	SUS304	許容曲げ応力度 σ_a	100	150
		許容せん断応力度 τ_a	60	90
支承部 (浮上防止金物固定ボルト)	SUS304N2	許容軸方向 引張応力度 σ_a	170* ¹	255
支承アンカー (上部アンカーボルト)	S45C-H	許容軸方向 引張応力度 σ_a	245	367
支承アンカー (下部アンカーボルト)	S45C-H	許容軸方向 引張応力度 σ_a	245	367
上部支承アンカー (コンクリート)	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60
下部支承アンカー (コンクリート)	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

*2：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき， $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。 H_B はローラのブリネル硬さ (277)， v は安全率（点接触：1.0）で次のように算出される。 $p_a=(9.8 \times 277)/(2 \times 1.0)=1357$ (N/mm²)

*3：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここに， C_{cr}' ：車輪軸受けの許容荷重 (2140kN)

C_{cr} ：基本静定格荷重 (3210kN)

f ：安全係数 (1.5)

表 4.8.2-1 (3) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（3/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度 (N/mm ²)
ロックビーム	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	225*	337
		許容せん断応力度 τ_a	129*	193
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 σ_{ba}	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350*	525
戸当り （コンクリート）	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」（土木学会，2002年）に基づき，表4.8.2-2に示す短期許容応力度とする。

表 4.8.2-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc40)	許容曲げ圧縮応力度	14
	許容せん断応力度	0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

(3) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」により設定する。

MMRの健全性に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，下表に示すとおり設定する。

基礎地盤の許容限界を表4.8.2-3に示す。

表 4.8.2-3 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4
せん断強度	MMR		18.0
			3.60*
			1.57*
引張強度			1.57*

注記*：設計基準強度 f_{ck} (=18.0kN/mm²) に基づき，せん断強度は $f_{ck}/5$ ，引張強度は $0.23 f_{ck}$ により算定する。

4.9 評価方法

防波扉（荷揚場南）の耐震評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「4.8 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。応力算定式以外の方法による応力度の算定には，解析コード「RC断面計算」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.9.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）

防波扉（鋼製扉体）は，扉体（スキンプレート，主横桁，補助縦桁，端縦桁，及び袖桁），車輪，レール，ガイドローラ，ロック装置，支圧板，戸当り及び防波扉戸当り（RC支柱）で構成されている。地震時荷重に対して，応力算定式により，扉体（主横桁，補助縦桁及び端縦桁），車輪，レール，ロック装置，支圧板及び戸当り並びに防波扉戸当り（RC支柱）の耐震評価を行う。

地震時荷重については，設計震度から算定した地震時慣性力を作用範囲において等分布荷重で設定する。設計震度は，「3. 固有値解析」より防波扉（鋼製扉体）を剛構造として扱うため，鋼製扉体の付加重量を設定した設置床の節点における地震応答解析による最大応答加速度に基づき，保守的な値を設定する。設計震度の評価結果については，「表 6.2-1 設計用地震力」に示す。

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と側部戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

主横桁の照査対象部を図 4.9.1-1 に、主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.1-2 に示す。

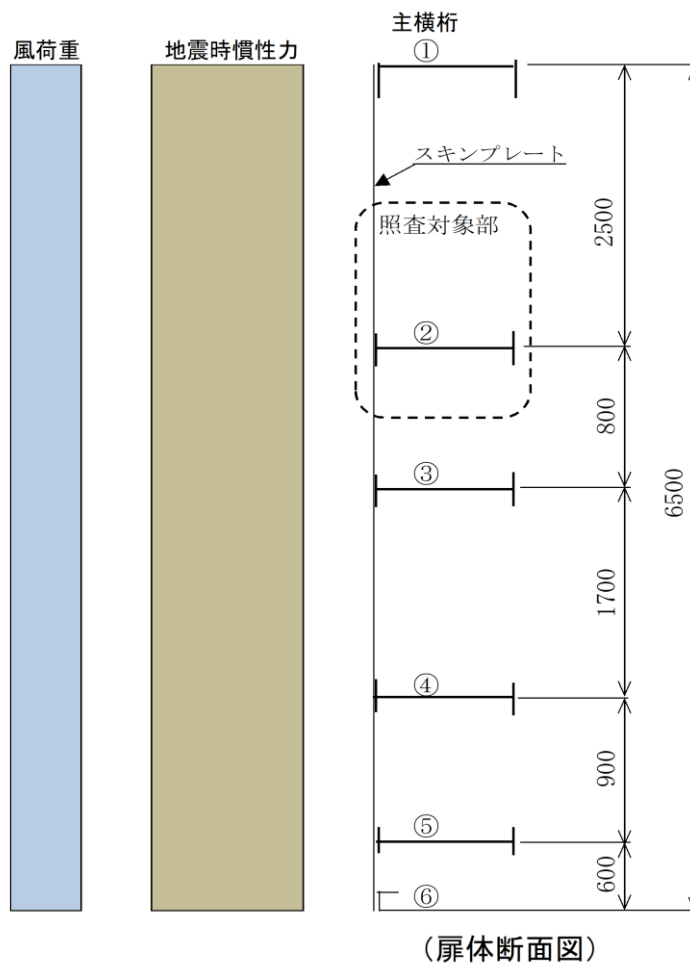
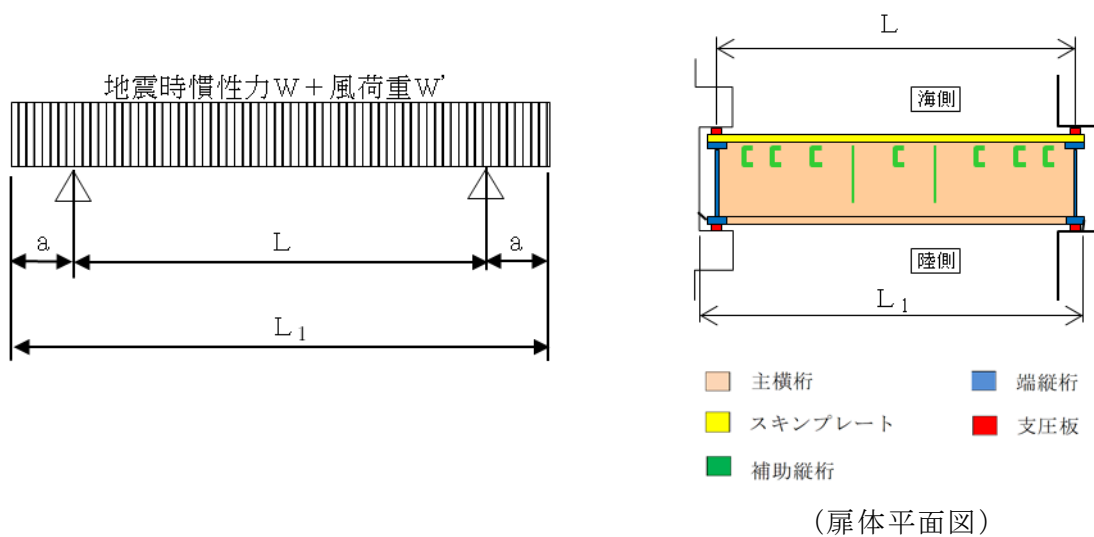


図 4.9.1-1 主横桁の照査対象部



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W') L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W') L$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

ここに,

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 正面水密幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

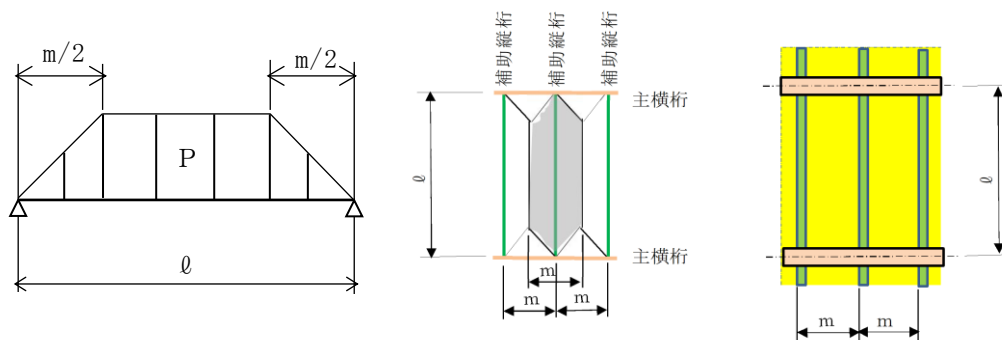
図 4.9.1-2 主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 補助縦桁

補助縦桁は、水平荷重(地震時慣性力+風荷重)を受ける単純梁として計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

また、補助縦桁の照査対象部は、荷重と主横桁間隔を考慮し選定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.1-3 に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント M (kN・m)

$$M = \frac{P \cdot m}{24} (3 \cdot l^2 - m^2)$$

- せん断力 S (kN)

$$S = \frac{P \cdot m}{2} (l - m/2)$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

ここに、

P : 水平荷重 (kN/m²)
(地震時慣性力+風荷重)

l : 主横桁間隔 (m)

m : 補助縦桁間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

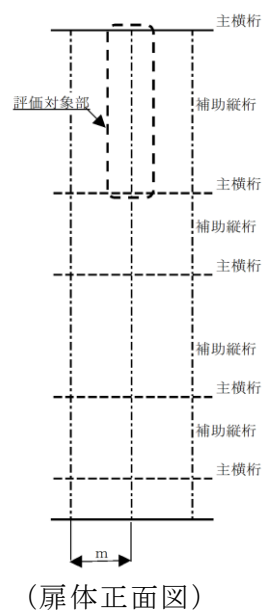
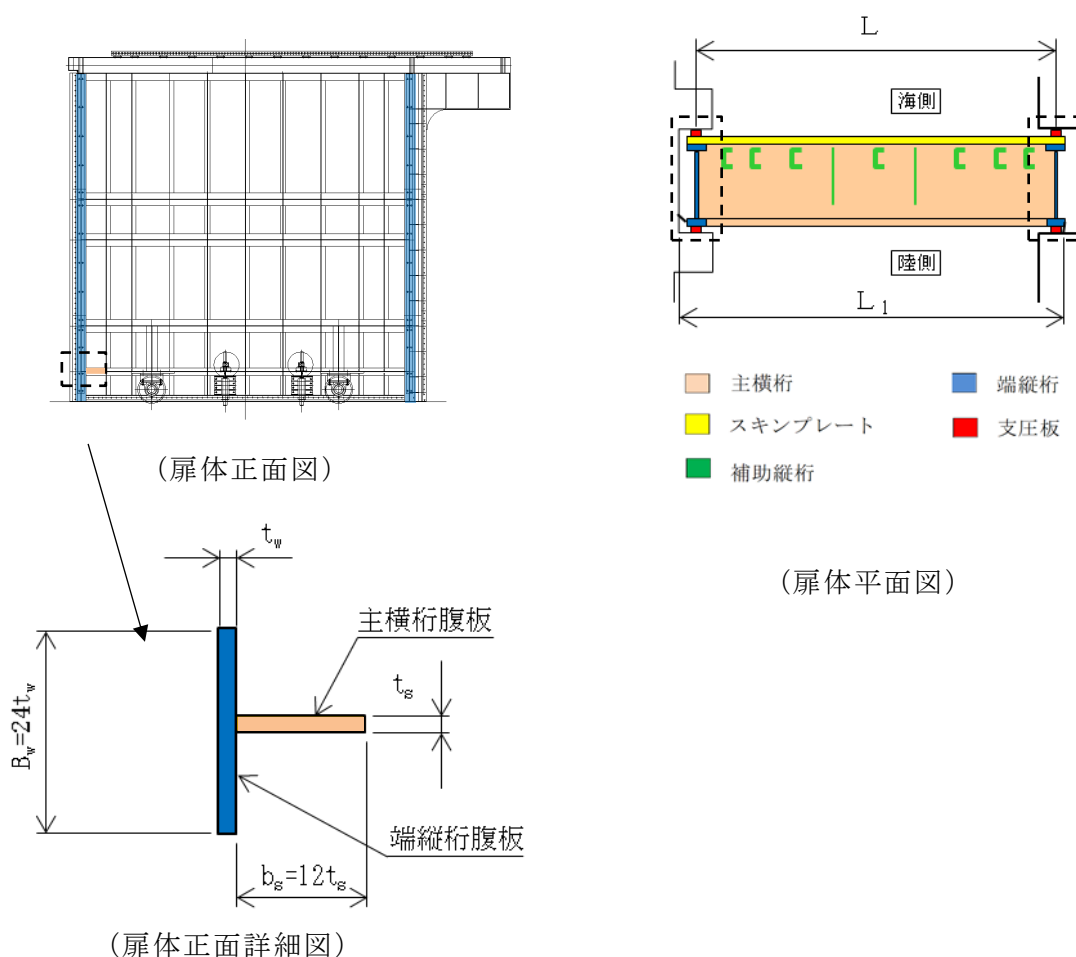


図 4.9.1-3 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

c. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-4 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_s$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_s = b_s \cdot t_s \quad (\text{主横桁腹板})$$

但し、 $A_q \leq 1.7 A_s$

図 4.9.1-4 端縦桁の構造図及び応力算定式

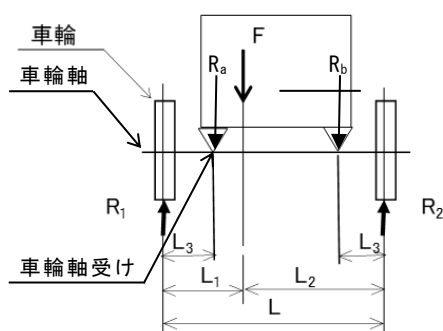
d. 車輪

車輪は、左右 2 輪ずつ計 4 輪あり、鉛直荷重（扉体自重＋積雪荷重＋地震時慣性力）に対して、接触応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸は、車輪を支点とした両端ピン支持の単純梁にモデル化し、鉛直荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

また、車輪軸受けには自動調心ころ軸受けを使用し、基本静定格荷重に対して許容限界以下であることを確認する。

車輪の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-5 に示す。



(扉体側面図)

ここに、

F : 鉛直荷重 (kN)
(扉体自重＋積雪荷重＋地震時慣性力)

F_v : 鉛直方向地震時慣性力 (kN)

R_1 : 海側車輪荷重 (kN)

R_2 : 陸側車輪荷重 (kN)

L : レール支間 (m)

L_1 : 扉体重心から海側車輪までの距離 (m)

L_2 : 扉体重心から陸側車輪までの距離 (m)

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)

P_r : 車輪荷重 (N)

E_1 : 車輪の弾性係数 (N/mm²)

E_2 : レールの弾性係数 (N/mm²)

B_0 : 車輪有効踏面幅 (mm)

R : 車輪半径 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

車輪荷重

$$R_1 = \frac{FL_2}{2L}$$

$$R_2 = \frac{FL_1}{2L}$$

車輪強度の照査 (線接触の場合)

$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P_r E_1 E_2}{B_0 R (E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P_r R (E_1 + E_2)}{B_0 E_1 E_2}}$$

図 4.9.1-5(1) 車輪の構造図及び応力算定式

車輪軸の断面力

$$M = R_1 L_3 \quad S = R_1$$

曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S}{3A_1}$$

軸受け荷重 R_a (自動調心ころ軸受)

$$R_a = R_1$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

L_3 : 張出長さ (m)

Z : 軸の断面係数 (mm³)

S : せん断力 (kN)

A_1 : 軸の断面積 (mm²)

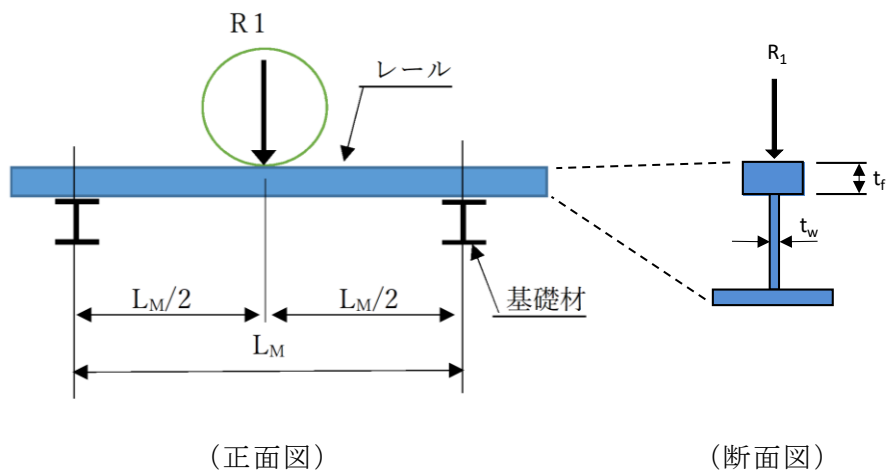
R_a : 軸受け荷重 (kN)

図 4.9.1-5(2) 車輪の応力算定式

e. レール

レールは、図のような車輪荷重を受ける基礎材をピン支持とした単純梁として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

レールの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-6 に示す。



曲げモーメント

$$M_5 = \frac{R_1 L_M}{4}$$

せん断力

$$S_5 = R_1$$

曲げ圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_5}{Z_2}$$

曲げ引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{M_5}{Z_1}$$

せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_5}{A_w}$$

腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{R_1}{b_p t_w}$$

$$b_p = 2C + 2t_f$$

ここに、

M_5 : レールの曲げモーメント (kN・m)

R_1 : 車輪 1 輪に作用する最大荷重 (kN)

L_M : レール基礎材間隔 (m)

S_5 : レールのせん断力 (kN)

Z_1 : 引張側断面係数 (mm³)

Z_2 : 圧縮側断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

b_p : 腹板の受圧幅 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

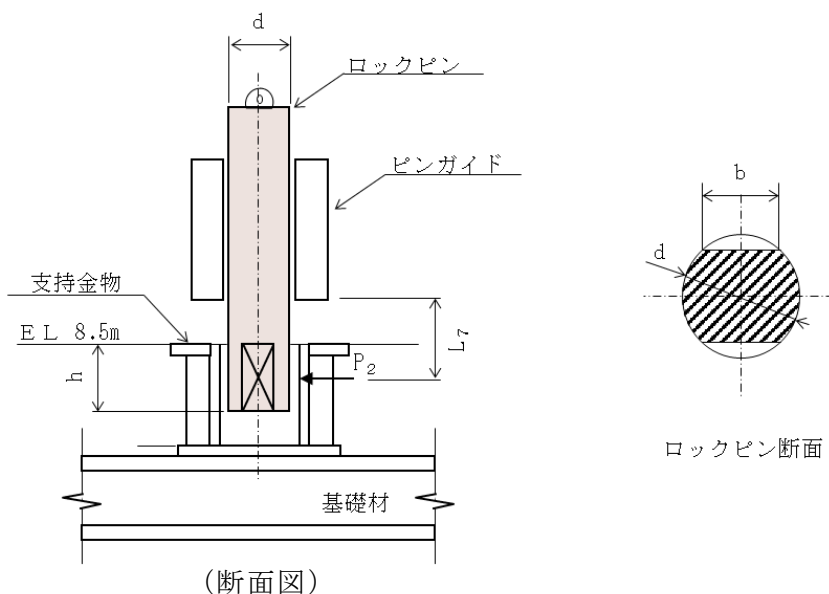
t_f : レール踏面板の厚さ (mm)

図 4.9.1-6 レールの構造図及び応力算定式

f. ロック装置

ロック装置は、図のように扉体に作用する水圧直角方向の地震時荷重を2組のロックピンから支持金物へ伝達し、扉体の移動を制限する。ロックピンは片持ち梁にモデル化して算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-7 に示す。



ロックピン反力 $P_2 = \frac{F_h}{n}$

ロックピン断面力

$M = P_2 L_7$ $S = P_2$

曲げ応力度 σ (N/mm²)

$\sigma = \frac{M}{Z}$

せん断応力度 τ (N/mm²)

$\tau = \frac{S}{A}$

支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$\sigma_b = \frac{P_2}{bh}$

ここに、

P_2 : ロックピン反力 (kN)

F_h : 地震時慣性力 (kN)

n : ロックピン数

L_7 : 片持ち梁長さ (m)

M : 曲げモーメント (kN・m)

Z : 断面係数 (mm³)

S : せん断力 (kN)

A : ロックピンのせん断面積 (mm²)

b : ロックピン受圧幅 (mm)

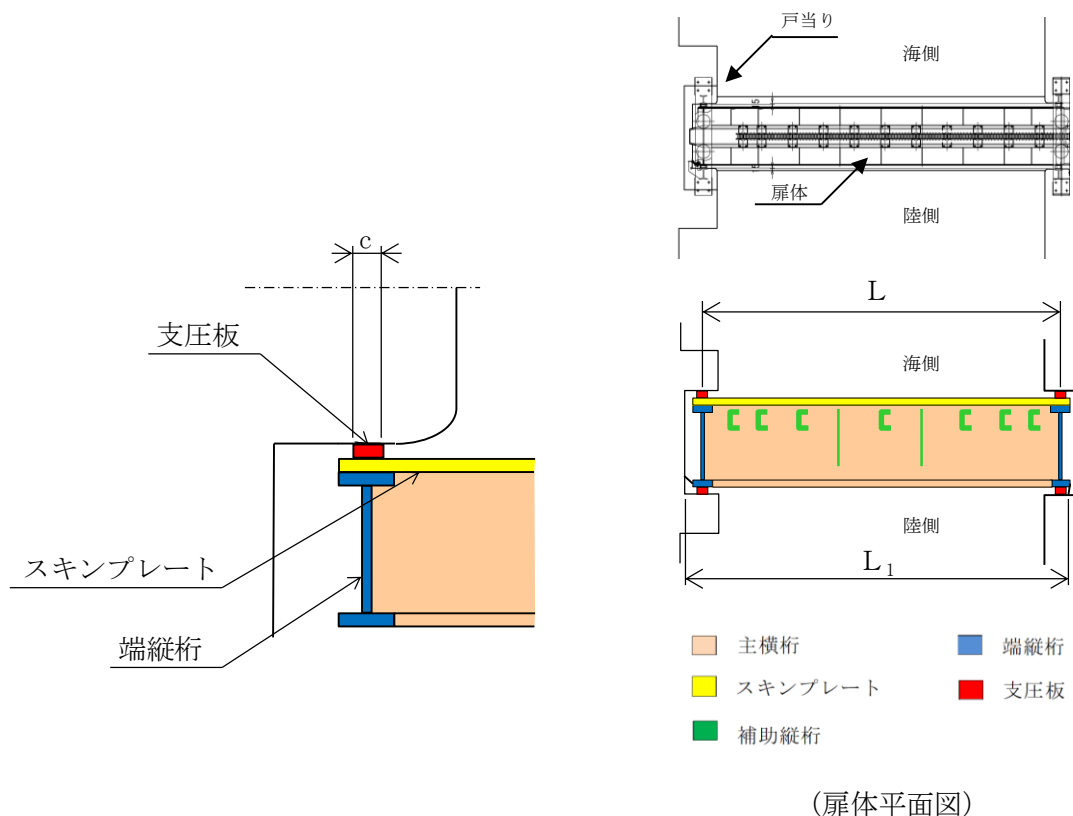
h : ロックピン受圧長さ (mm)

図 4.9.1-7 ロック装置の構造図及び応力算定式

g. 支圧板

支圧板の面圧は扉体に作用する水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から求め、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-8 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{P_1}{2CL_2}$$

ここに、

P_1 : 水平荷重 (kN)
(地震時慣性力＋風荷重)

C : 支圧板の有効幅

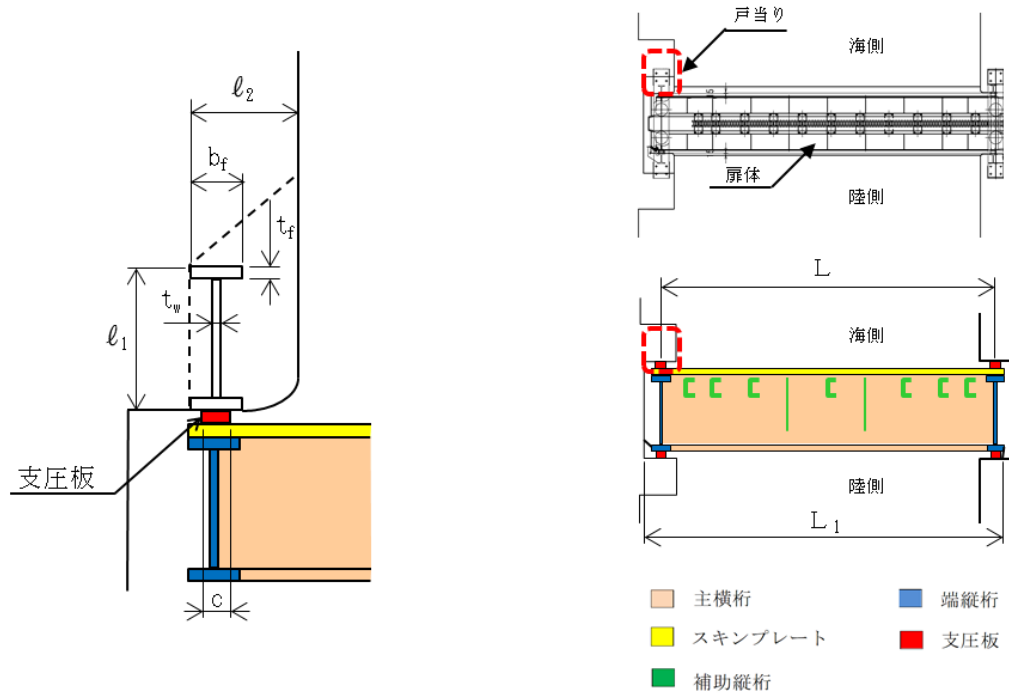
L_2 : 扉体高さ (mm)

図 4.9.1-8 支圧板の構造図及び応力算定式

h. 戸当り

地震時の作用荷重は、陸側及び海側の側部戸当りに同様に作用するので、使用断面の小さい海側戸当りについて許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-9 に示す。



(扉体平面図)

コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{P_1}{2bf \cdot L_2}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2} \quad M_f = \frac{\sigma_{cb} \cdot b_f^2}{8}$$

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \Sigma \ell L_2}$$

ここに、

P_1 : 水平荷重 (kN)
(地震時慣性力+風荷重)

L_2 : 扉体高さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ_1 : 戸当り深さ (mm)

ℓ_2 : 底面フランジの
コンクリートまでの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する
曲げモーメント (N・mm)

$\Sigma \ell$: せん断抵抗長さ ($= \ell_1 + 2\ell_2$) (mm)

図 4.9.1-9 戸当りの構造図及び応力算定式

i. 防波扉戸当り（RC支柱）

地震時の作用荷重は、陸側及び海側の側部戸当りに同様に作用するので、断面の小さい海側戸当りを対象として評価する。防波扉戸当り（RC支柱）の海側について、防波壁側を固定として水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）を受ける片持梁にモデル化して計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

防波扉戸当り（RC支柱）の位置図を図 4.9.1-10 に示す。

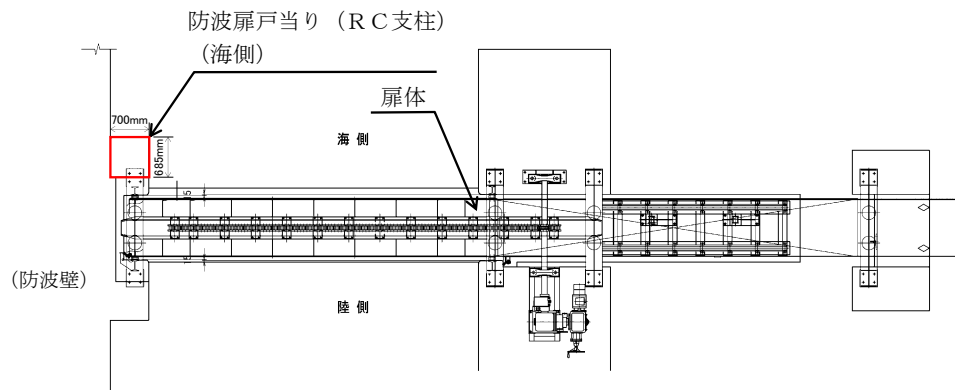


図 4.9.1-10 防波扉戸当り（RC支柱）の位置図

(2) 防波扉基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、2次元動的有限要素法により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 防波扉（鋼管杭）

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ軸力照査

発生曲げモーメントが次式により算定される降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

$$M_y = \left(f_y - \frac{|N|}{A} \right) Z_e$$

ここに、

M_y : 鋼管杭の降伏曲げモーメント (kN・m)

f_y : 鋼管杭の降伏基準点 (N/mm²)

Z_e : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

b. せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{S}{A}$$

ここに、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

(4) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、改良地盤の解析用物性値のうちせん断強度は、室内配合試験結果よりも保守的な強度を設定していることから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ）は実施しない。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002 年 3 月）」に従い、杭先端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力が基礎地盤の極限支持力度以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N_{\max}}{A}$$

ここに、

R_d : 鋼管杭先端の軸力より算定される軸応力度 (N/mm²)

N_{\max} : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A : 鋼管杭先端の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

4.9.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、扉体（主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当りで構成されている。地震時荷重に対しては、主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当り（支圧板含む）の耐震評価を行う。

なお、扉体は、図 4.9.2-1 に示すように、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の 4 種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（RC 支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、鋼製扉体と戸当り（RC 支柱）間には支圧板を設けている。

地震時荷重については、設計震度から算定した地震時慣性力を作用範囲において等分布荷重で設定する。設計震度は、「3. 固有値解析」より漂流物対策工（鋼製扉体）を剛構造として扱うため、鋼製扉体の付加重量を設定している支柱の設置床の節点における地震応答解析による最大応答加速度に基づき、保守的な値を設定する。設計震度の評価結果については、「表 6.3-1 設計用地震力」に示す。

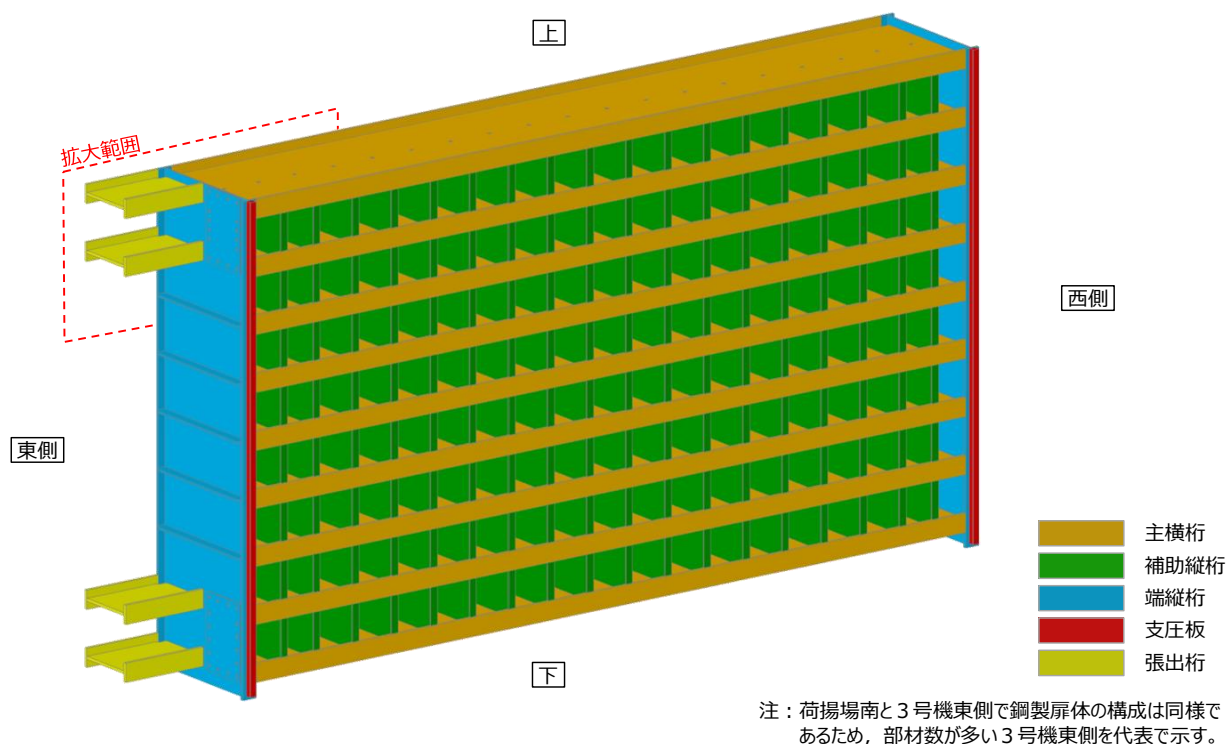


図 4.9.2-1 (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

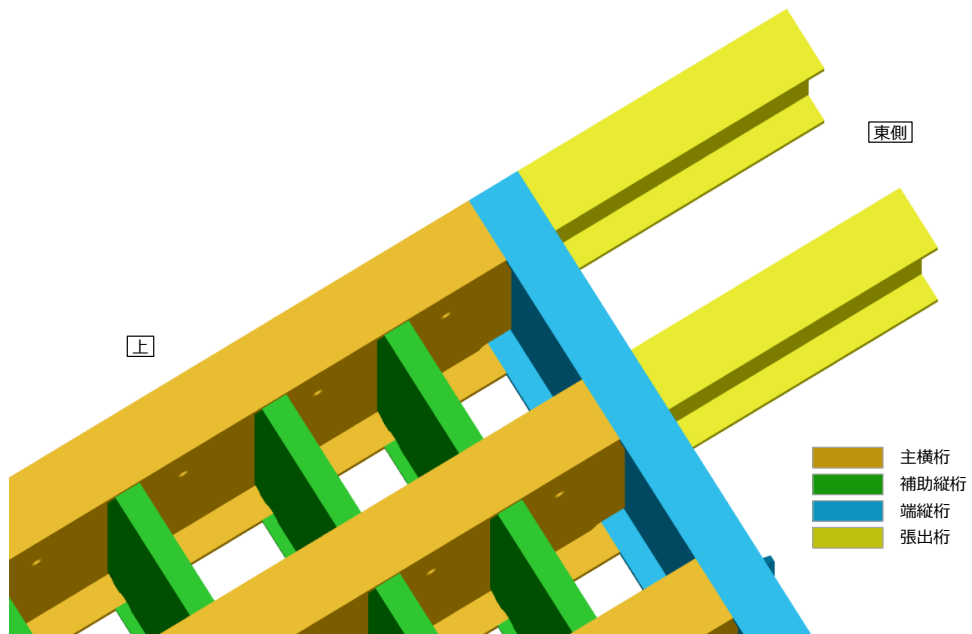


図 4.9.2-1 (2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

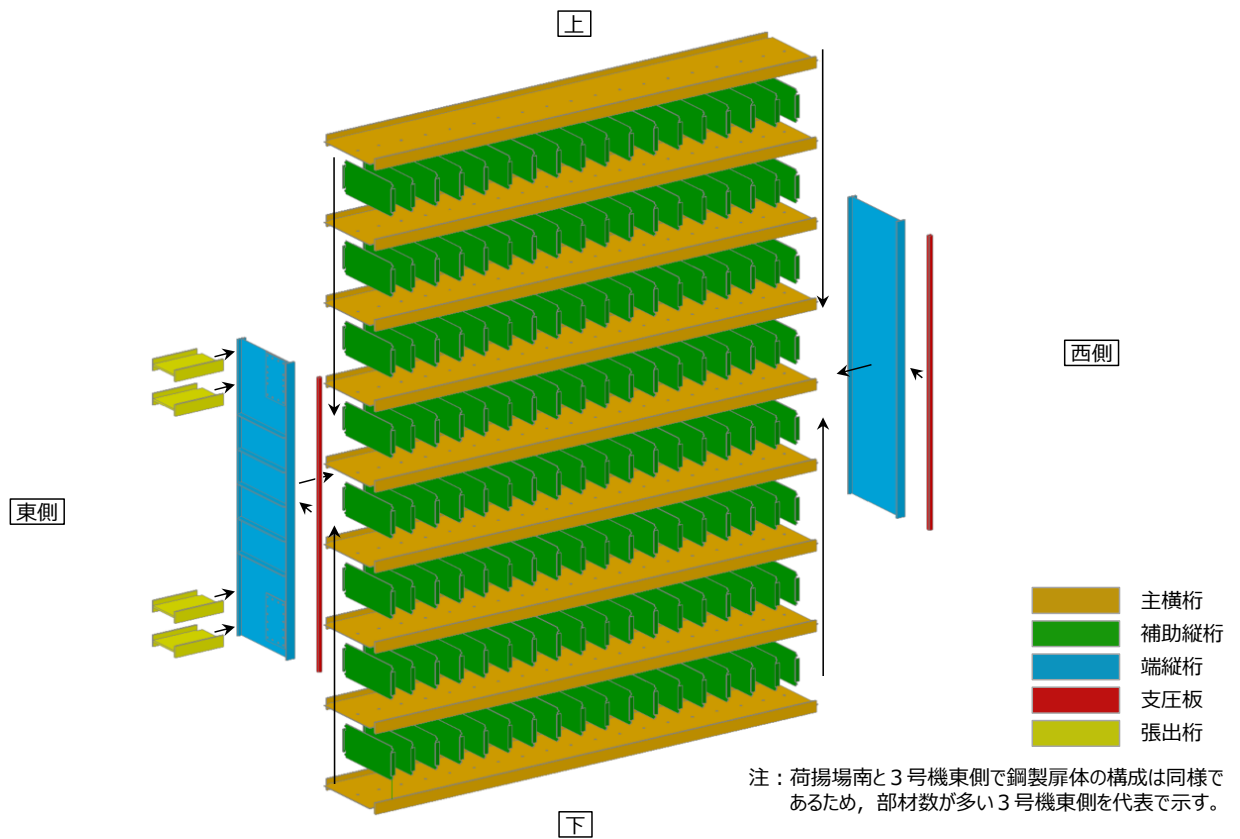


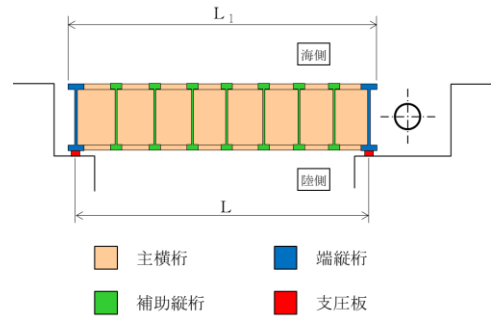
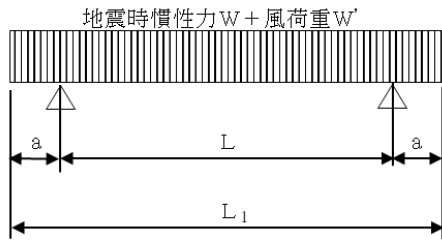
図 4.9.2-1 (3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。主横桁の照査対象部は、荷重分担幅が大きい最下段桁とした。

また、最上段の主横桁においては、保守的に支承部を固定端とした片持ち梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

最下段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-2 に、最上段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-3 に示す。



(扉体平面図)

最下段主横桁の断面力計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2\left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4}\right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W')L$$

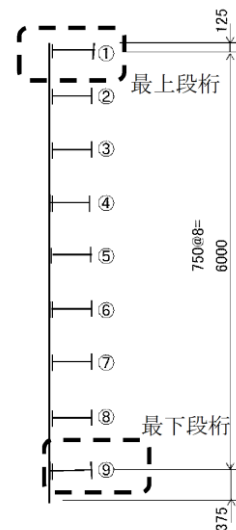
応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$



(扉体側面図)

ここに、

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

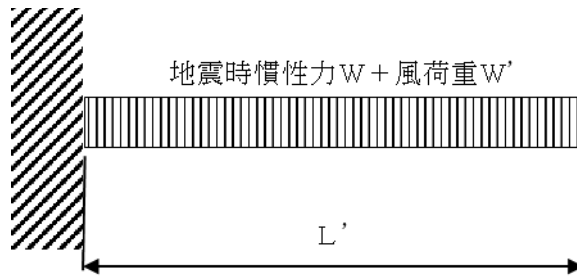
a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-2 最下段主横桁のモデル図及び応力算定式



最上段主横桁の断面力計算

- 曲げモーメント

$$M_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'^2$$

ここに,

M_1' : 曲げモーメント (kN・m)

- せん断力

$$S_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'$$

S_1' : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L' : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1'}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

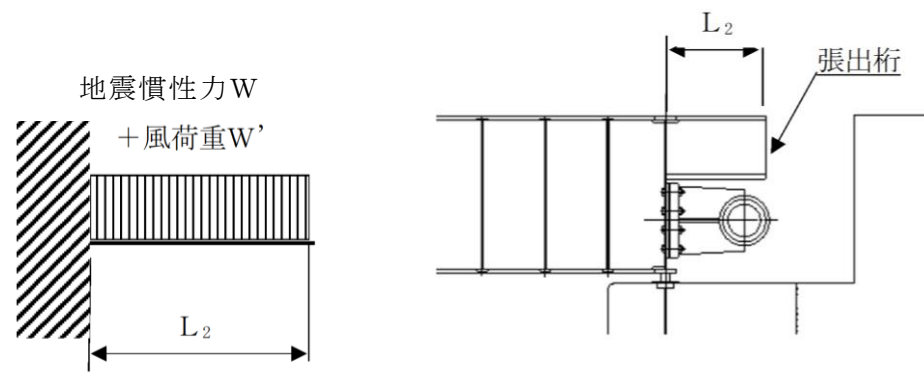
$$\tau = \frac{S_1'}{A_w}$$

図 4.9.2-3 最上段主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 張出桁

張出桁は、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）を受ける扉体支持部を固定とする片持梁にモデル化して計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-4 に示す。



(扉体張出桁平面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W')L_2^2 + P_c L_2$$

- ・ せん断力

$$S_2 = (W + W')L_2 + P_c$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_2}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

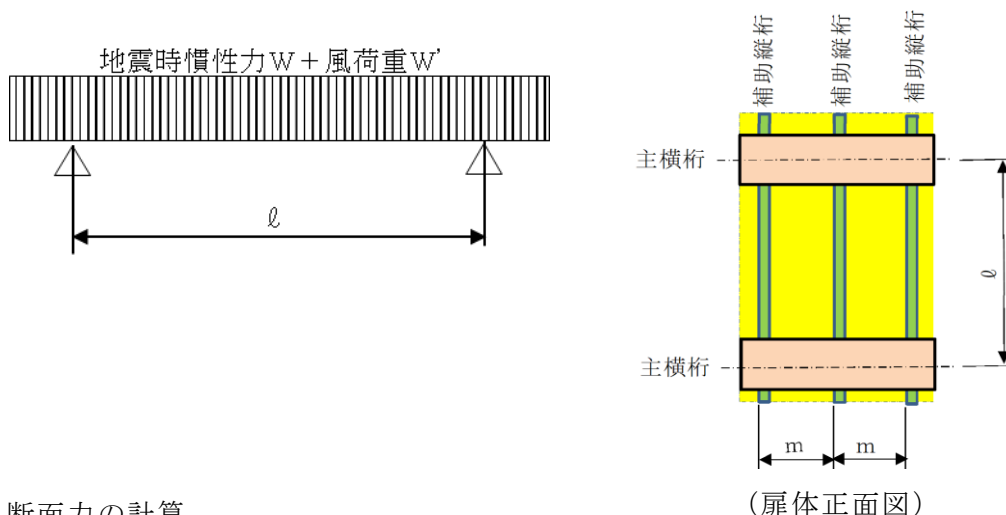
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-4 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、図のような荷重を受ける主横桁で支持された単純梁として計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-5 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント (桁中央)

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W') \ell^2$$

- ・ せん断力 (桁端部)

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W') \ell$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント (kN・m)

S_3 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

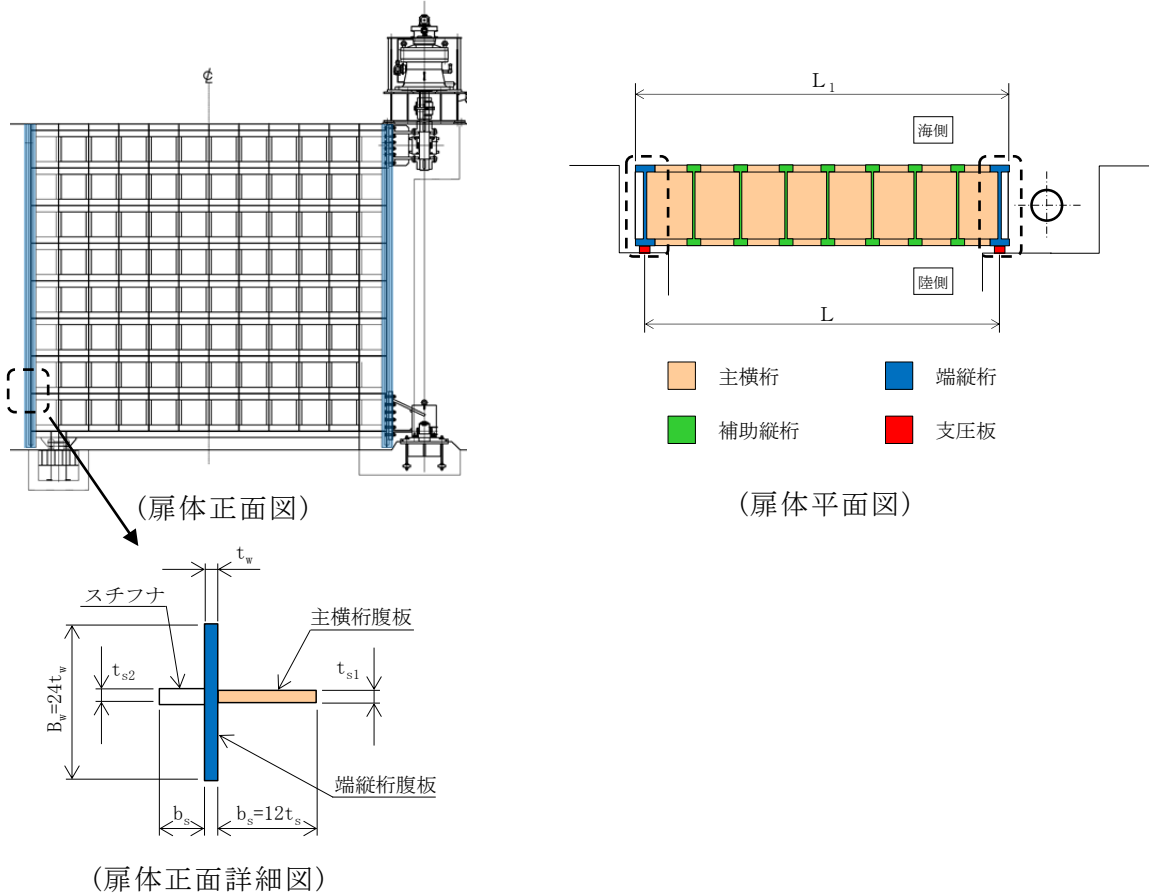
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-5 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-6 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm^2)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{リブ})$$

$$\text{但し, } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2})$$

図 4.9.2-6 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支承部

支承部は、上部支承部と下部支承部から構成され、地震時の水平荷重及び鉛直荷重に対しての発生応力が許容限界以下であることを確認する。

水平方向と鉛直方向の地震荷重の組合せは、組合せ係数法により以下のとおりとした。

組合せ①： $1.0 \times$ 水平地震荷重 $+ 0.4 \times$ 鉛直地震荷重

組合せ②： $0.4 \times$ 水平地震荷重 $+ 1.0 \times$ 鉛直地震荷重

上部支承部及び下部支承部の構造正面図を図 4.9.2-7 に示す。

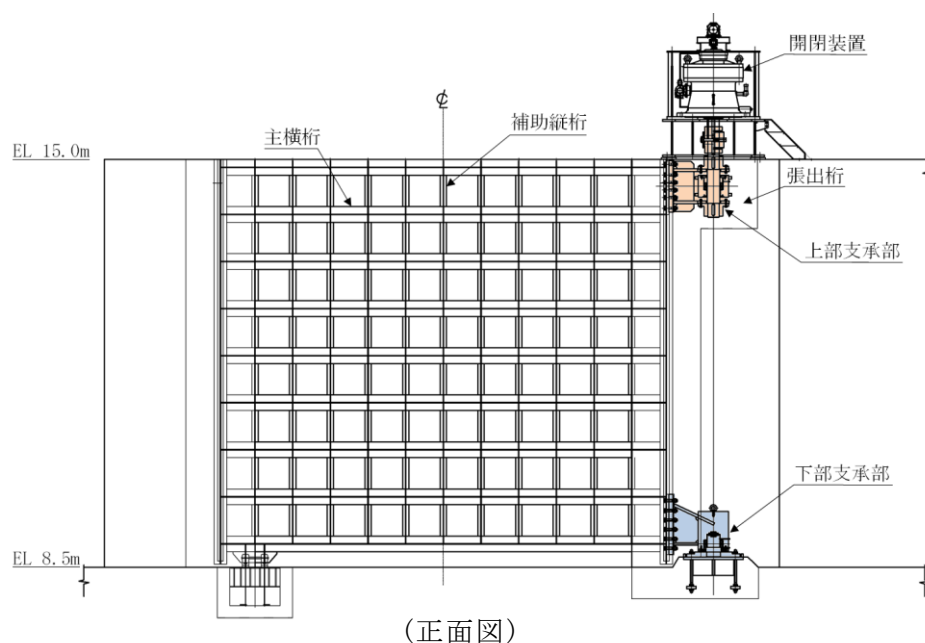
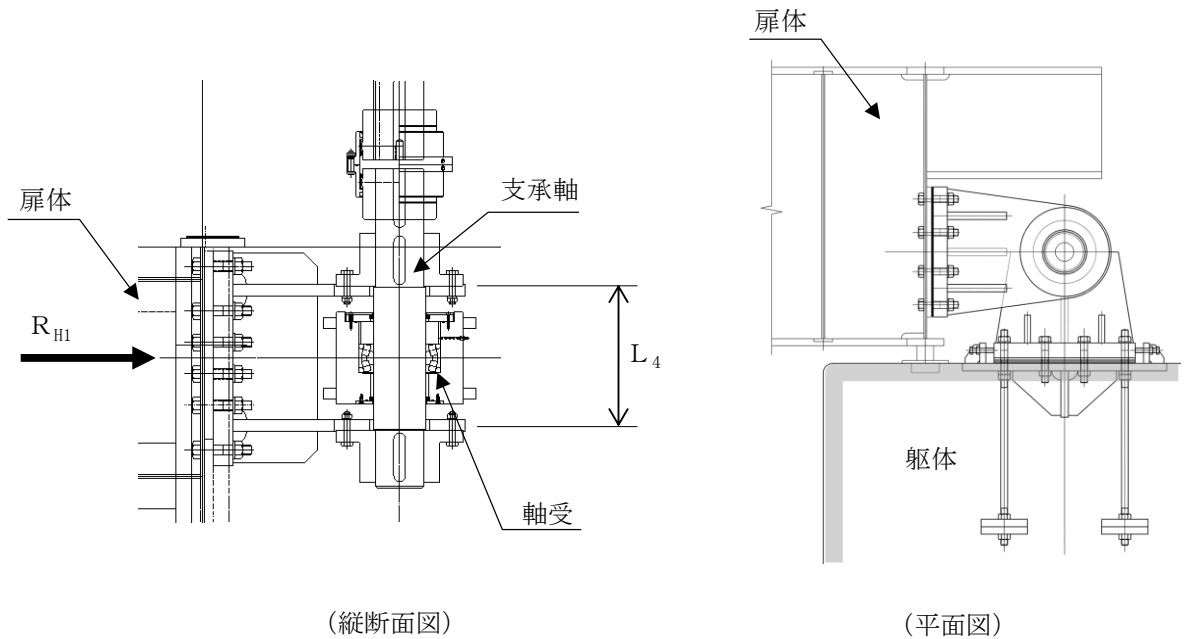


図 4.9.2-7 上部支承部及び下部支承部の構造正面図

(a) 上部支承部

上部支承部は、支承軸を両端ピン支持の単純梁として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

上部支承部の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-8 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_4 = \frac{R_{H1}L_4}{4}$$

- ・ せん断力

$$S_4 = R_{H1}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_4}{Z_4}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_4}{3A_4}$$

ここに、

M_4 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H1} : 上部支承水平作用荷重 (kN)

L_4 : 支承軸支持間隔 (m)

S_4 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_4 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_4 : 支承軸の断面積 (mm²)

図 4.9.2-8 上部支承部の構造図及び応力算定式

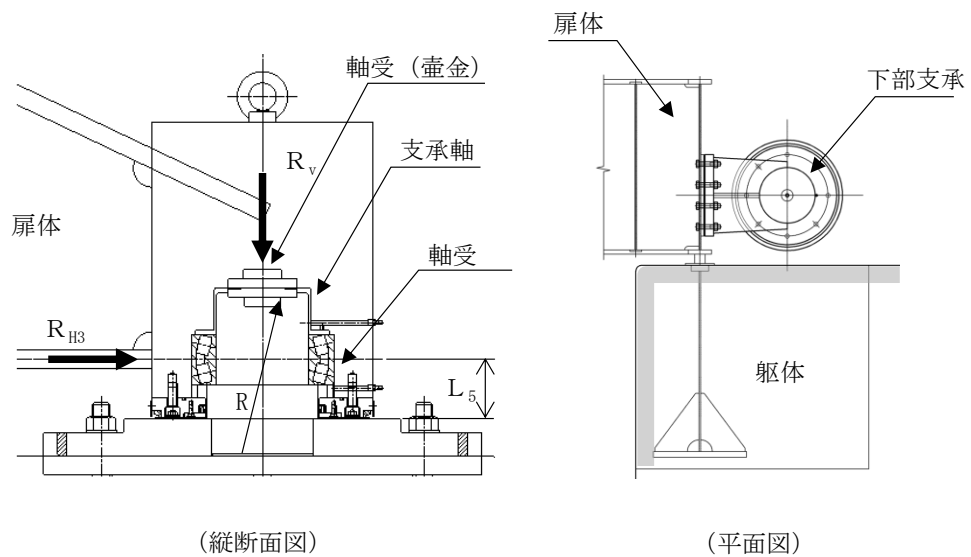
(b) 下部支承部

下部支承部は、支承軸を下端固定の片持ち梁として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

鉛直荷重を支持する軸受（壺金）は、接触面の支圧応力度により照査する。

また、水平荷重を支持する上部及び下部軸受けには同一の自動調心ころ軸受けを使用し、許容限界以下であることを確認する。

下部支承部の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-9 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_5 = R_{H3}L_5$$

- ・ せん断力

$$S_5 = R_{H3}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_5}{Z_5}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_5}{3A_5}$$

ここに、

M_5 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)

L_5 : 支承軸片持ち梁長さ (m)

S_5 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_5 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_5 : 支承軸の断面積 (mm²)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm²)

R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4.9.2-9(1) 下部支承部の構造図及び応力算定式

- ・ 軸受（壺金）の支圧応力度 p (N/mm^2)

$$p = 0.388 \left(\frac{R_v E^2}{R^2} \right)^{1/3}$$

- ・ 軸受け荷重（自動調心ころ軸受）

$$R_2 = R_{H3}$$

ここに、

R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm^2)

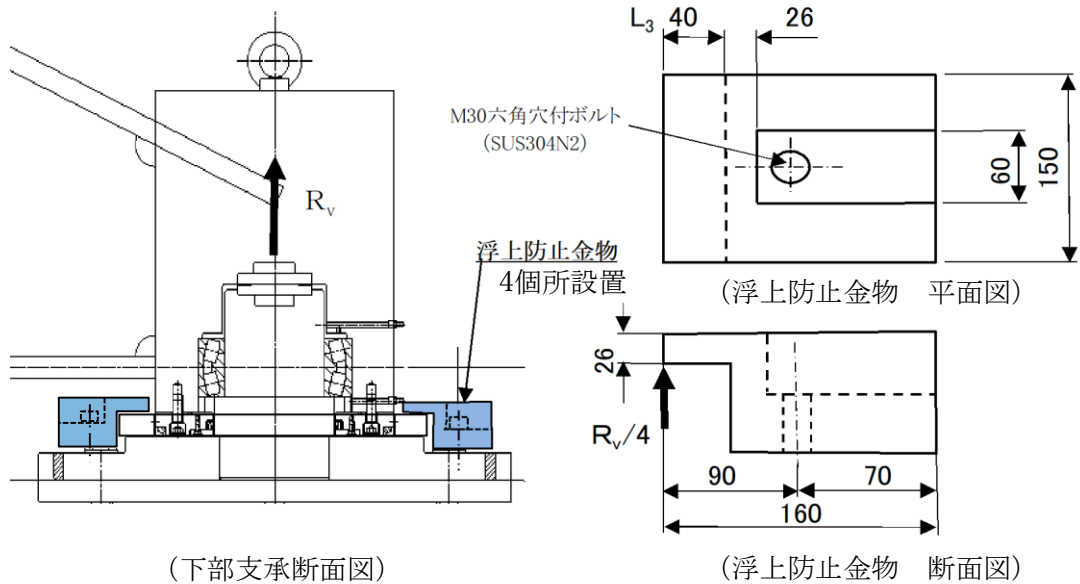
R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4.9.2-9(2) 下部支承部の応力算定式

(c) 浮上防止金物

下部支承部に設置する浮上防止金物と固定ボルトの強度が鉛直上向き荷重に対して許容限界以下であることを確認する。

浮上防止金物の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-10 に示す。



応力度の計算

- 曲げモーメント

$$M_6 = R_v L_6 / 4$$

- せん断力

$$S_6 = R_v / 4$$

- 曲げ応力度 (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_6}{Z_6}$$

- せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{3S_6}{2A_6}$$

- 固定ボルトの軸力

$$F = \frac{aR_v}{4b}$$

- 固定ボルト軸方向引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_7}$$

ここに、

M_6 : 浮上防止金物の曲げモーメント (kN・m)

R_v : 下部支承鉛直上向き作用荷重 (kN)

L_6 : 浮上防止金物片持ち梁長さ (m)

S_6 : 浮上防止金物のせん断力 (kN)

Z_6 : 浮上防止金物の断面係数 (mm³)

A_6 : 浮上防止金物の断面積 (mm²)

F : 固定ボルトの軸力 (kN)

a, b : 支持点からの距離 (mm)

A_7 : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

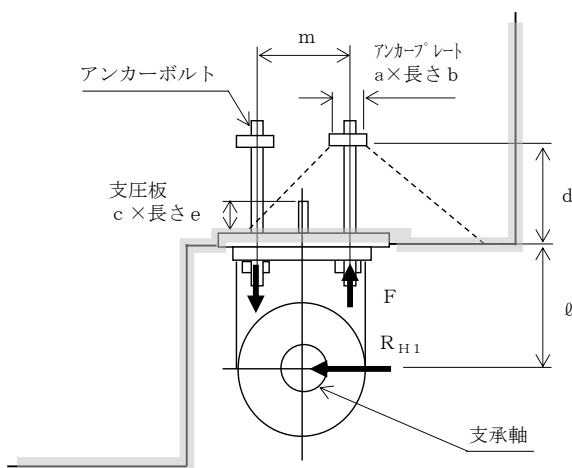
図 4.9.2-10 浮上防止金物の構造図及び応力算定式
2.2.3-120

f. 支承アンカー

(a) 上部支承アンカー

上部支承部は図に示す構造であることから、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

上部支承アンカーの構造図及び応力算定式を図 4.9.2-11 に示す。



(平面図)

アンカーボルト 1 本当りの軸力

$$F = \frac{R_{H1} \ell}{m n}$$

応力度の計算

- ・アンカーボルトの軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_s}$$

ここに、

- ・コンクリートの支圧

応力度 (アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

F : アンカーボルト
1 本当りの軸力 (kN)

R_{H1} : 上部支承水平作用荷重 (kN)

ℓ : 支承軸からアンカーボルト
固定部までの距離 (mm)

- ・コンクリートの支圧

応力度 (支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H1}}{c e}$$

m : アンカーボルトの間隔 (mm)

n : アンカーボルトの片側本数

A_s : アンカーボルトの断面積 (mm²)

d : アンカーボルト埋込深さ (mm)

a, b : アンカープレートの寸法 (mm)

c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4.9.2-11(1) 上部支承アンカーの構造図及び応力算定式
2.2.3-121

・コンクリートのせん断

応力度(アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$

図 4.9.2-11(2) 上部支承アンカーの応力算定式

(b) 下部支承アンカー

下部支承部は、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

下部支承アンカーの構造図及び応力算定式を図 4.9.2-12 に示す。

アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)

$$F = \frac{R_{H3} L_5}{2 y n}$$

応力度の計算

- アンカーボルトの

軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

- コンクリートの支圧応力度

(アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

- コンクリートの支圧応力度

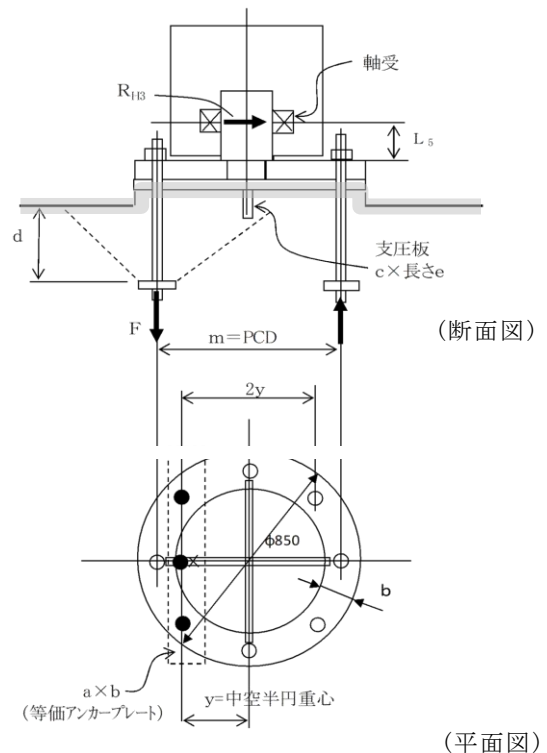
(支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H3}}{c e}$$

- コンクリートのせん断応力度

(アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$



ここに、

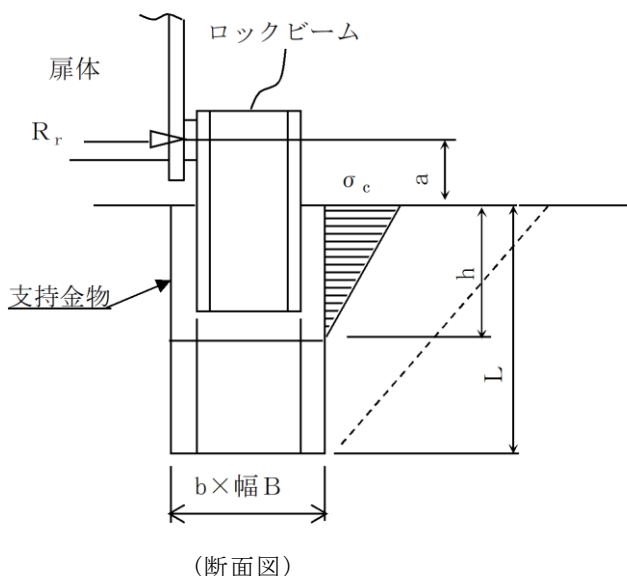
- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)
- R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)
- L_5 : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)
- $2 y$: アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数
- A_5 : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4.9.2-12 下部支承アンカーの構造図及び応力算定式

g. ロック装置

ロック装置は、扉体に作用する地震時荷重をロックビームから支持金物及びコンクリートへ伝達し、扉体を全閉位置に固定する。ロックビームを片持ち梁にモデル化して算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-13 に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント

$$M = R_r a$$

- せん断力

$$S = R_r$$

応力度の計算

- ロックビーム曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{2Z}$$

- ロックビームせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{2A}$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

R_r : ロック反力 (kN)

a : ロックビームの片持ち梁長さ (m)

n : ロックビーム数

Z : ロックビームの断面係数 (mm³)

S : ロックビームのせん断力 (kN)

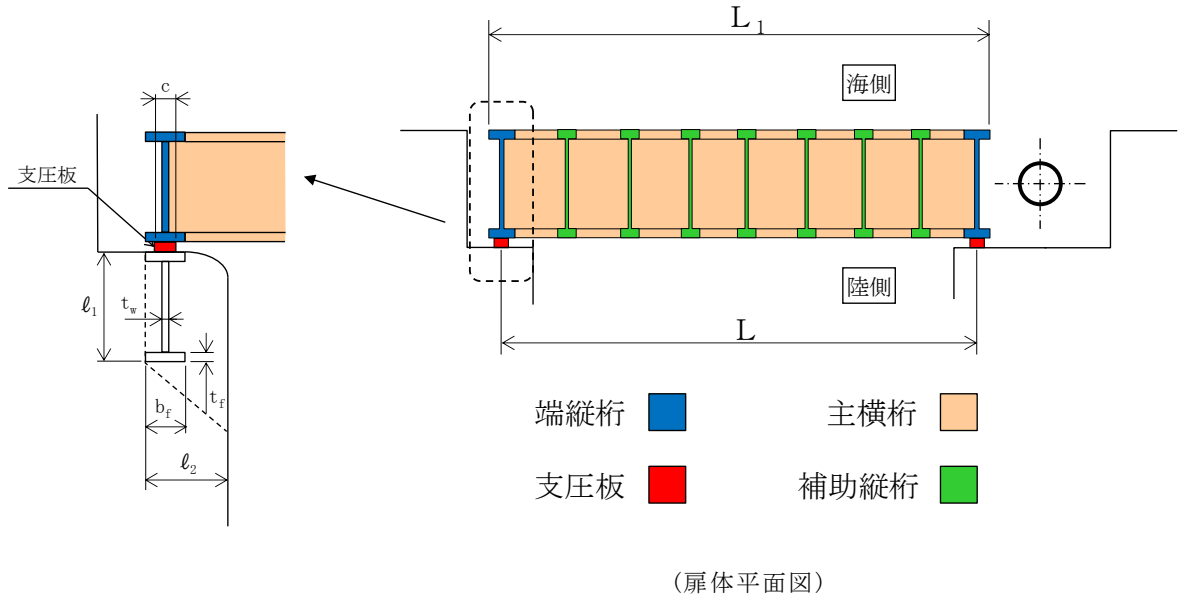
A : ロックビームのせん断面積 (mm²)

図 4.9.2-13 ロック装置の構造図及び応力算定式

h. 戸当り

戸当りは、最も水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）が大きい最下段の主横桁からの荷重により応力を算定し許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 4.9.2-14 に示す。



(扉体平面図)

応力度の計算

- 支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2}$$

- 腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2}$$

- コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{W L_1}{2 b_f L_2}$$

- 底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6 M_f}{t_f^2}$$

$$M_f = \frac{\sigma_c \cdot b_f^2}{8}$$

- コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2 \Sigma \ell L_2}$$

ここに、

W : 水平荷重 (kN/m)

(地震時慣性力＋風荷重)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジの

コンクリートまでの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する

曲げモーメント (N・mm)

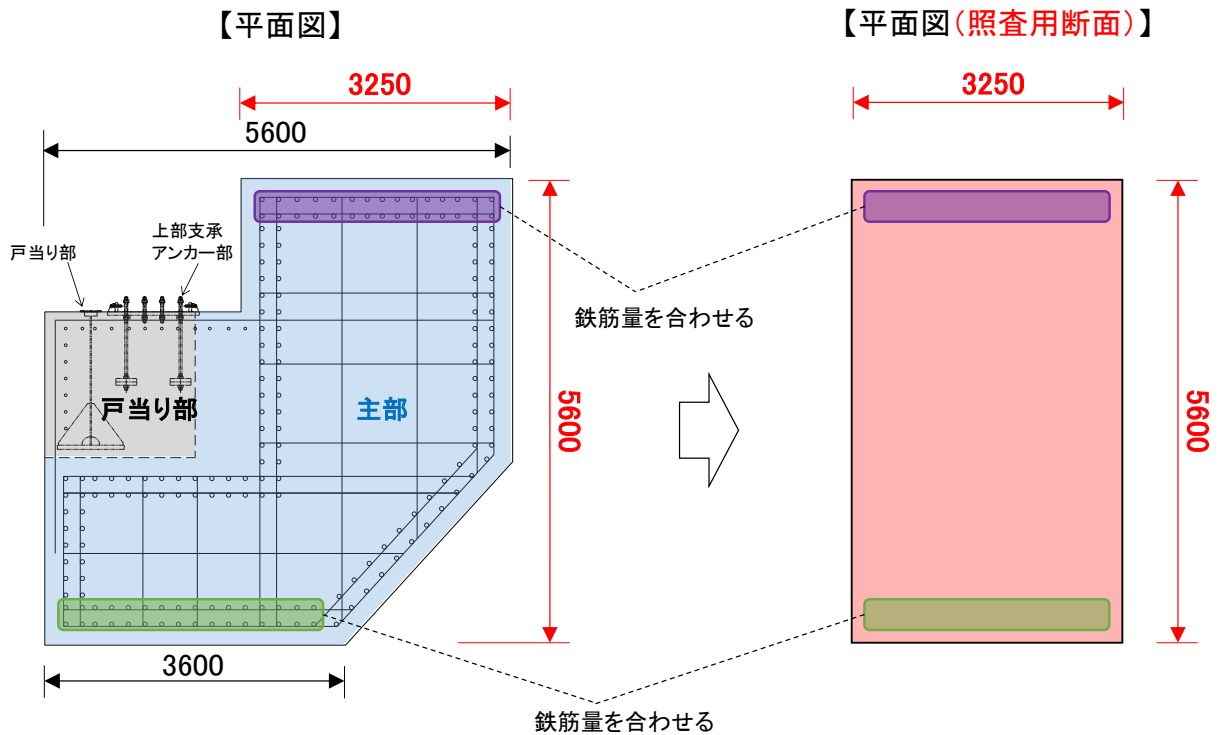
Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁+2ℓ₂) (mm)

図 4.9.2-14 戸当りの構造図及び応力算定式
2.2.3-125

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、2次元動的有限要素法により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り（RC支柱）については、図 4.9.2-15 に示すように保守的な評価となるように矩形断面を照査用断面として設定し、応力の算定を実施する。



注:2次元解析モデルの奥行き(4.7m)に合わせてるように換算する。

図 4.9.2-15 漂流物対策工戸当り（RC支柱）の照査用断面の設定方法

平面ひずみ要素でモデル化している漂流物対策工基礎スラブについては、図 4.9.2-16 に示すように、鉛直方向の全要素の応力から断面力を算定することで照査を実施する。断面力は、要素応力を断面の図心軸回りに積分することにより求める。

照査範囲は、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの曲げ及びせん断の「4.6.1 解析モデル（3）構造物のモデル化」において照査範囲を考慮したモデル化を行うことから、図 4.9.2-16 に示す部材端までとする。

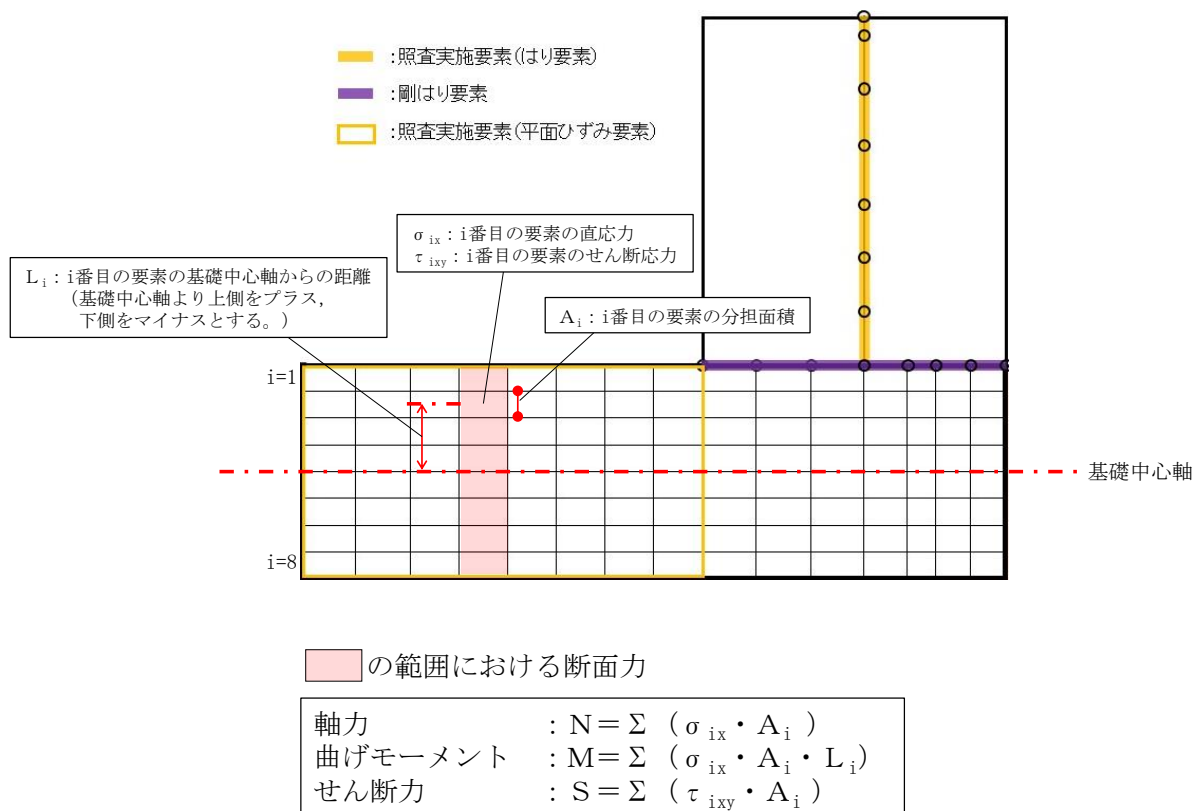


図 4.9.2-16 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物対策工直下のMMRについては、基礎地盤の支持性能への影響を評価するため、局所安全係数分布のせん断及び引張の破壊領域が連続的に拡大していないことを確認する。

5. 評価条件

「4. 耐震評価」に用いる評価条件を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M ₁	曲げモーメント	119.009	kN・m
	S ₁	せん断力	73.515	kN
	W	地震時慣性力	19.642	kN/m
	W'	風荷重	2.978	kN/m
	L	支間	6.500	m
	a	張り出し部	0.200	m
	L ₁	正面水密幅	6.900	m
	Z	断面係数	5136000	mm ³
	A _w	腹板断面積	11350	mm ²
補助縦桁	ℓ	主横桁間隔	2.5	m
	m	補助縦桁間隔	0.7545	m
	P	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	13.709	kN/m ²
	M	曲げモーメント	7.835	kN・m
	S	せん断力	10.978	kN
	Z	断面係数	424000	mm ³
	A _w	腹板断面積	2470	mm ²
端縦桁	R	主横桁の支点反力	73.515	kN
	A _q	補剛材の有効総断面積	2938	mm ²
車輪	F	鉛直荷重 (扉体自重+積雪荷重+地震時慣性力)	497.5	kN
	F _v	鉛直方向地震時慣性力	281.2	kN
	R ₁	海側車輪荷重	189.9	kN
	R ₂	陸側車輪荷重	58.8	kN
	L	レール支間	0.74	m
	L ₁	扉体重心から海側車輪までの距離	0.175	m
	L ₂	扉体重心から陸側車輪までの距離	0.565	m
	P _r	車輪荷重	189900	N
	E ₁	車輪の弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
	E ₂	レールの弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
	B ₀	車輪有効踏面幅	60	mm
	R	車輪半径	250	mm
	C	接触幅の 1/2	3.09	mm

表 5-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
車輪軸	M	曲げモーメント	38.0	kN・m
	L ₃	張出長さ	0.2	m
	Z	軸の断面係数	130700	mm ³
	S	せん断力	189.9	kN
	A ₁	軸の断面積	9500	mm ²
車輪軸受	R _a	軸受け荷重	189.9	kN
レール	M ₅	レールの曲げモーメント	23.7	kN・m
	R ₁	車輪1輪に作用する最大荷重	189.9	kN
	L _M	レール基礎材間隔	0.5	m
	S ₅	レールのせん断力	189.9	kN
	Z ₁	引張側断面係数	175800	mm ³
	Z ₂	圧縮側断面係数	198800	mm ³
	A _w	腹板断面積	2020	mm ²
	b _p	腹板の受圧幅	66.18	mm
	C	接触幅の1/2	3.09	mm
	t _w	腹板の厚さ	20	mm
	t _f	レール踏面板の厚さ	30	mm
ロック装置	P ₂	ロックピン反力	259.5	kN
	F _h	地震時慣性力	519.0	kN
	n	ロックピン数	2	本
	L ₇	片持ち梁長さ	0.088	m
	M	曲げモーメント	22.8	kN・m
	Z	断面係数	71569	mm ³
	S	せん断力	259.5	kN
	A	ロックピンのせん断面積	5100	mm ²
	b	ロックピン受圧幅	65	mm
	h	ロックピン受圧長さ	70	mm
支圧板	P ₁	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	597.7	kN
	C	支圧板の有効幅	85	mm
	L ₂	扉体高さ	6500	mm

表 5-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り	P_1	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	597.7	kN
	L_2	扉体高さ	6500	mm
	b_f	底面フランジの幅	125	mm
	t_f	底面フランジの厚さ	18.3	mm
	l_1	戸当り深さ	150	mm
	l_2	底面フランジのコンクリートまでの距離	312.5	mm
	M_f	底面フランジに作用する曲げモーメント	781	N・mm
	Σl	せん断抵抗長さ ($=l_1+2l_2$)	775	mm

表 5-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	115.7	kN・m
	S_1	せん断力	65.2	kN
	W	地震時慣性力	17.015	kN/m
	W'	風荷重	1.354	kN/m
	L	支間	7.1	m
	a	張り出し部	0.1	m
	L_1	扉体幅	7.3	m
	M_1'	曲げモーメント	580.5	kN・m
	S_1'	せん断力	146.0	kN
	L'	張出長さ	7.95	m
	Z	断面係数	18674000	mm ³
	A_w	腹板断面積	21500	mm ²
張出桁	M_2	曲げモーメント	2.8	kN・m
	S_2	せん断力	5.8	kN
	W	地震時慣性力	5.672	kN/m
	W'	風荷重	0.451	kN/m
	L_2	張出長さ	0.95	m
	Z	断面係数	6527000	mm ³
	A_w	腹板断面積	16870	mm ²
補助縦桁	M_3	曲げモーメント	0.2	kN・m
	S_3	せん断力	0.9	kN
	W	地震時慣性力	2.269	kN/m
	W'	風荷重	0.181	kN/m
	ℓ	主横桁の間隔	0.75	m
	Z	断面係数	7567000	mm ³
	A_w	腹板断面積	21500	mm ²
端縦桁	R	主横桁の支点反力	146.0	kN
	A_q	補剛材の有効総断面積	10747	mm ²
上部 支承軸	M_4	支承軸の曲げモーメント	144.9	kN・m
	R_{H1}	上部支承水平作用荷重	1053.9	kN
	L_4	支承軸支持間隔	0.55	m
	S_4	支承軸のせん断力	527.0	kN
	Z_4	支承軸の断面係数	572600	mm ³
	A_4	支承軸の断面積	25450	mm ²

表 5-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
下部 支承軸	M ₅	支承軸の曲げモーメント	137.0	kN・m
	R _{H3}	下部支承水平作用荷重	1053.9	kN
	L ₅	支承軸片持ち梁長さ	0.130	m
	S ₅	支承軸のせん断力	1053.9	kN
	Z ₅	支承軸の断面係数	1045400	mm ³
	A ₅	支承軸の断面積	38010	mm ²
下部 支承軸受	R _v	下部支承鉛直作用荷重	1033	kN
	R	軸受（壺金）の球面の半径	900	mm
	E	軸受（壺金）の弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
支承軸受	R ₂	軸受け荷重	1053.9	kN
浮上防止 金物	M ₆	浮上防止金物の曲げモーメント	1.35	kN・m
	R _v	下部支承鉛直上向き作用荷重	135	kN
	L ₆	浮上防止金物片持ち梁長さ	0.040	m
	S ₆	浮上防止金物のせん断力	33.8	kN
	Z ₆	浮上防止金物の断面係数	16900	mm ³
	A ₆	浮上防止金物の断面積	3900	mm ²
	F	固定ボルトの軸力	77.1	kN
	a, b	支持点からの距離	160, 70	mm
上部支承 アンカー	A ₇	固定ボルトの有効断面積	561	mm ²
	F	アンカーボルト 1 本当りの軸力	162.1	kN
	R _{H1}	上部支承水平作用荷重	1053.6	kN
	ℓ	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離	600	mm
	m	アンカーボルトの間隔	650	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	6	本
	A ₅	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	800	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	250, 800	mm
c, e	支圧板の寸法	250, 800	mm	

表 5-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
下部支承 アンカー	F	アンカーボルト 1 本当りの軸力	102.4	kN
	R_{H3}	下部支承水平作用荷重	1053.9	kN
	L_5	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離	130	mm
	$2y$	アンカーボルトの間隔	446	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	3	本
	A_5	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	300	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	150, 850	mm
	c, e	支圧板の寸法	250, 650	mm
ロック 装置	M	曲げモーメント	60.6	kN・m
	R_r	ロック反力	404.3	kN
	a	ロックビームの片持ち梁長さ	0.15	m
	n	ロックビーム数	2	本
	Z	ロックビームの断面係数	238000	mm ³
	S	ロックビームのせん断力	404.1	kN
	A	ロックビームのせん断面積	1872	mm ²
戸当り	W	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	18.369	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L_1	扉体幅	7300	mm
	L_2	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	t_w	腹板の厚さ	14	mm
	b_f	底面フランジの幅	800	mm
	t_f	底面フランジの厚さ	50	mm
	\varnothing_1	戸当り深さ	1650	mm
	\varnothing_2	底面フランジのコンクリートまでの距離	950	mm
	M_f	底面フランジに作用する曲げモーメント	8000	N・mm
	$\Sigma \varnothing$	せん断抵抗長さ ($=\varnothing_1+2\varnothing_2$)	3550	mm

6. 耐震評価結果

6.1 地震応答解析結果

表 6.1-1 に示すとおり，全ての基準地震動 S_s に対して実施するケース①（基本ケース）を対象とした曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査について，すべての照査項目の照査値のいずれも 0.5 以下であったことから，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動である $S_s - D$ （--）を用いて追加解析ケース②，③を実施する。

また，地震応答解析結果として，「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧分布」を記載する。

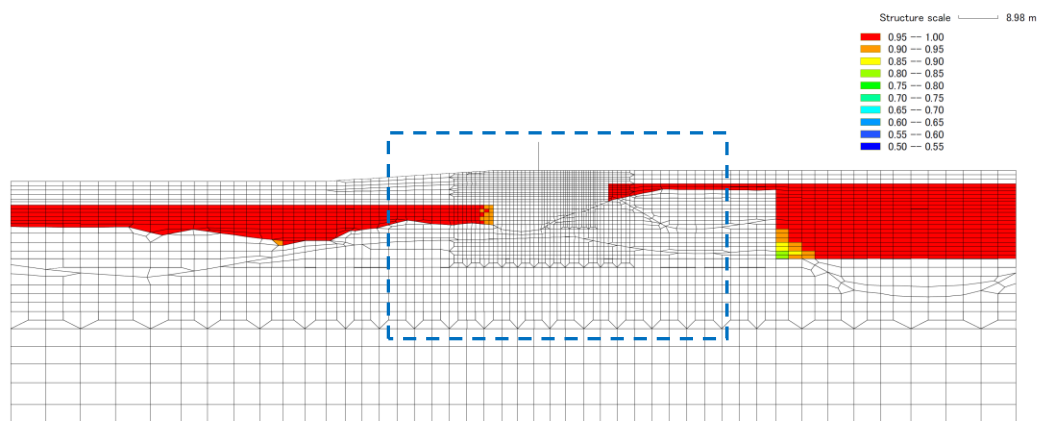
なお，耐震評価において，軸力は引張を正とする。

表 6.1-1 基本ケースにおいて照査値が最も厳しい地震動

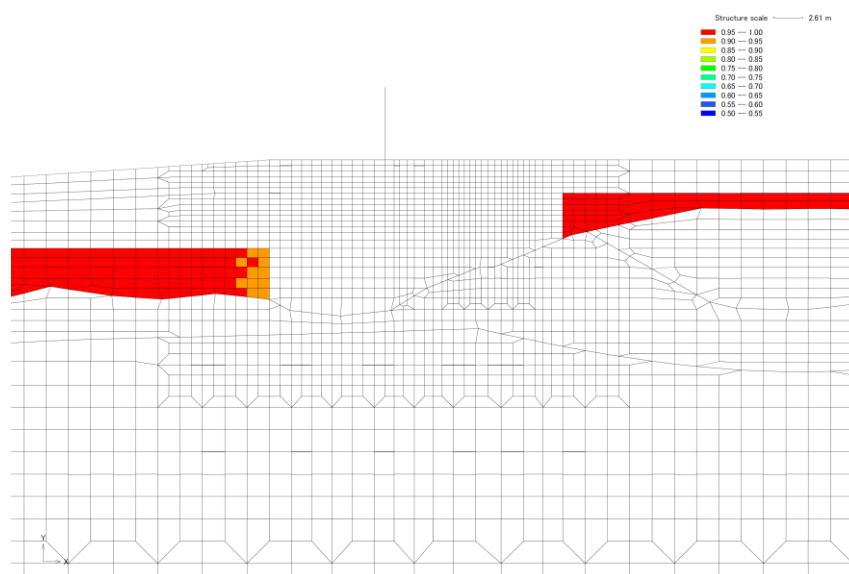
断面	評価項目		
	防波扉，漂流物対策工 (RC支柱，基礎スラブ，鋼管杭)		基礎地盤
	曲げ・軸力系	せん断	
荷揚場南	$S_s - D$ （-+） 0.159（曲げ引張）	$S_s - D$ （--） 0.451	$S_s - D$ （--） 0.349

6.1.1 過剰間隙水圧比分布

地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、最大の照査値を示す解析ケースである①の $S_s - D$ (--) について、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図 6.1.1-1 に示す。



全体図



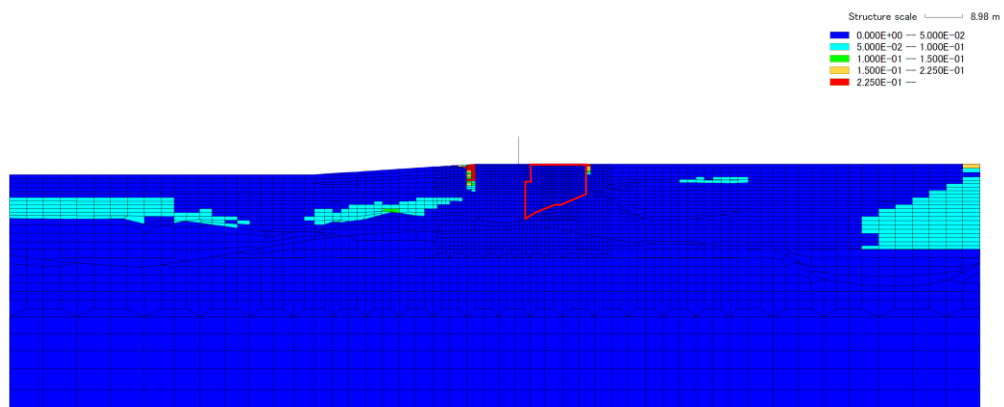
構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1 過剰間隙水圧比の最大値分布 (解析ケース①, $S_s - D$ (--))

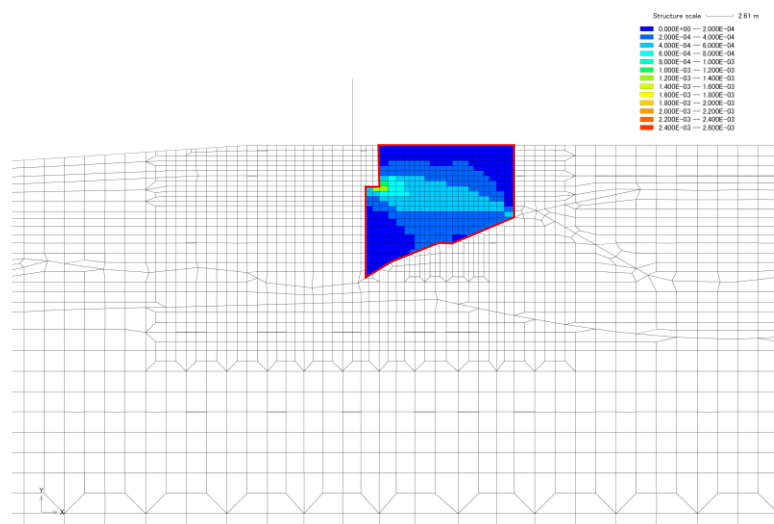
6.1.2 最大せん断ひずみ分布

地盤の最大せん断ひずみ分布を確認するため、最大の照査値を示す解析ケースである①のS_s-D(――)について、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布図を図6.1.2-1に示す。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、改良地盤内の最大せん断ひずみ分布を確認した結果、ひずみ依存特性の試験値範囲であるせん断ひずみ 1.0×10^{-3} を超える要素が認められるが、せん断ひずみ 1.6×10^{-3} とわずかに超える要素であることから、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のひずみ依存特性を用いて問題ないと考えられる。



全体図



構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1 最大せん断ひずみ分布（解析ケース①，S_s-D(――)）

6.2 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）

防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の耐震評価に用いる設計震度は、防波扉（鋼製扉体）の設置床である防波扉基礎スラブの最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より、表 6.2-1 に示すとおり保守的に設定した。

防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果を表 6.2-2 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-1 設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度				設計震度	
EL 8.5m	水平	S _s -D	(++)	0.96	水平 Kh	2.4
			(-+)	0.88		
			(+-)	1.00		
			(--)	0.98		
		S _s -F1	(++)	1.01		
		S _s -F2	(++)	1.09		
		S _s -N1	(++)	0.81		
			(-+)	0.88		
		S _s -N2(NS)	(++)	0.63		
			(-+)	0.54		
		S _s -N2(EW)	(++)	0.71		
			(-+)	0.70		
	鉛直	S _s -D	(++)	0.66	鉛直 kv	1.3
			(-+)	0.68		
			(+-)	0.65		
			(--)	0.69		
		S _s -F1	(++)	0.62		
		S _s -F2	(++)	0.53		
		S _s -N1	(++)	0.40		
			(-+)	0.42		
S _s -N2(NS)		(++)	0.73			
		(-+)	0.78			
S _s -N2(EW)		(++)	0.82			
		(-+)	0.81			

表 6.2-2(1) 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果（1/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防波扉 (鋼製 扉体)	主横桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	23	240	0.096
			せん断応力度 (N/mm ²)	6	135	0.045
	補助 縦桁	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	18	180	0.100
			せん断応力度 (N/mm ²)	4	105	0.039
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	25	240	0.105
	車輪	SCS3	接触応力度 (N/mm ²)	653	960	0.681
	車輪軸	S45C-H	曲げ応力度 (N/mm ²)	291	367	0.793
			せん断応力度 (N/mm ²)	27	210	0.129
	車輪 軸受	自動調心 ころ軸受	基本静定格荷重 (kN)	189.9	700	0.272
	レール	SUS304N2	曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	119	255	0.467
		SM490	曲げ引張応力度 (N/mm ²)	135	240	0.563
			せん断応力度 τ (N/mm ²)	94	135	0.697

表 6.2-2(2) 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果（2/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防波扉 (鋼製 扉体)	レール (腹板)	SM490	支圧応力度 (N/mm ²)	143	360	0.398
	ロック 装置	SUS630	曲げ応力度 (N/mm ²)	319	540	0.591
		H1150	せん断応力度 (N/mm ²)	68	310	0.220
		SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	57	225	0.254
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	0.5	225	0.003
	海側戸当り (底面フラ ンジ)	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	14	180	0.078
	海側戸当り (コンクリ ート)	Fc24	支圧応力度 (N/mm ²)	0.4	8.8	0.046
せん断応力度 (N/mm ²)			0.06	0.6	0.100	
防波扉戸当り (RC支柱)		Fc24, SD345	曲げ引張応力度 (N/mm ²)	17	294	0.059
			曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	0.5	13.5	0.038
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.10	0.67	0.148

(2) 防波扉基礎スラブ

a. 曲げ軸力照査

防波扉基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2-3 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

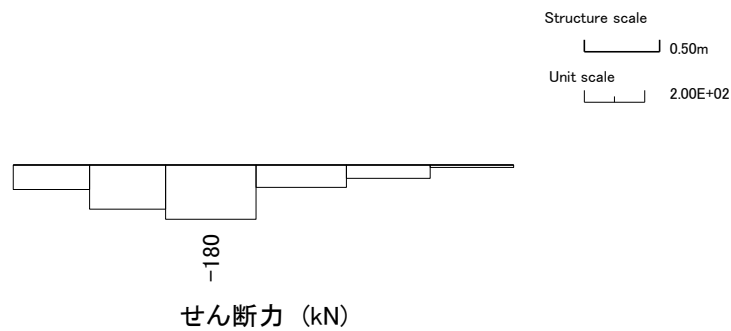
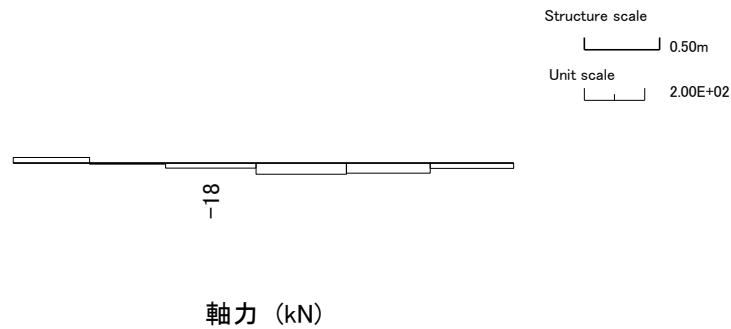
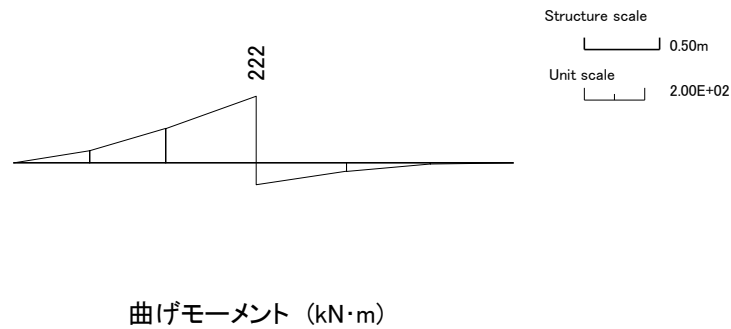
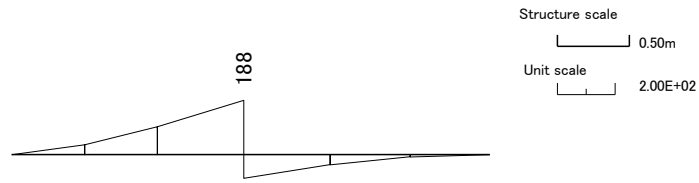
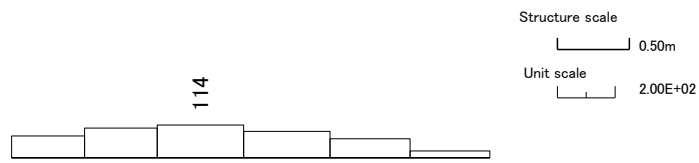


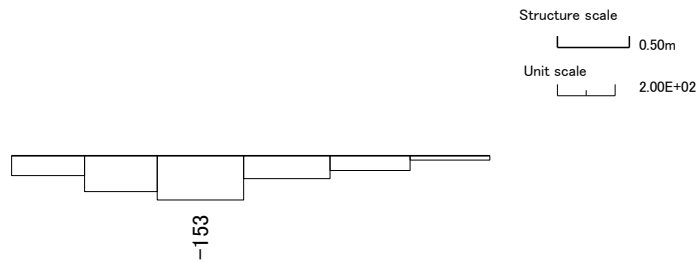
図 6.2-1(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.58s)



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 6.2-1(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (-+), 解析ケース①, t=19.18s)

表 6.2-3(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	216	-22	0.6	13.5	0.048
	Ss-D	(-+)	200	-80	0.6	13.5	0.044
	Ss-D	(+-)	222	-18	0.7	13.5	0.049
	Ss-D	(--)	199	-80	0.6	13.5	0.044
	Ss-F1	(++)	181	17	0.5	13.5	0.040
	Ss-F2	(++)	203	-7	0.6	13.5	0.045
	Ss-N1	(++)	140	11	0.4	13.5	0.031
	Ss-N1	(-+)	217	-163	0.6	13.5	0.047
	Ss-N2 (NS)	(++)	159	-189	0.4	13.5	0.033
	Ss-N2 (NS)	(-+)	156	-130	0.5	13.5	0.034
	Ss-N2 (EW)	(++)	195	-173	0.6	13.5	0.042
	Ss-N2 (EW)	(-+)	171	-164	0.5	13.5	0.037
②	Ss-D	(--)	198	-80	0.6	13.5	0.044
③	Ss-D	(--)	199	-80	0.6	13.5	0.044

表 6.2-3(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	204	66	41	294	0.139
	Ss-D	(-+)	188	114	41	294	0.142
	Ss-D	(+-)	222	-18	38	294	0.129
	Ss-D	(--)	196	-21	33	294	0.113
	Ss-F1	(++)	181	17	33	294	0.113
	Ss-F2	(++)	203	-7	35	294	0.120
	Ss-N1	(++)	139	32	27	294	0.092
	Ss-N1	(-+)	197	-111	27	294	0.091
	Ss-N2 (NS)	(++)	112	44	23	294	0.079
	Ss-N2 (NS)	(-+)	129	5	23	294	0.079
	Ss-N2 (EW)	(++)	154	22	29	294	0.098
	Ss-N2 (EW)	(-+)	138	27	26	294	0.090
②	Ss-D	(--)	196	-21	33	294	0.113
③	Ss-D	(--)	197	-21	33	294	0.113

b. せん断力照査

防波扉基礎スラブのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-2 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2-4 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

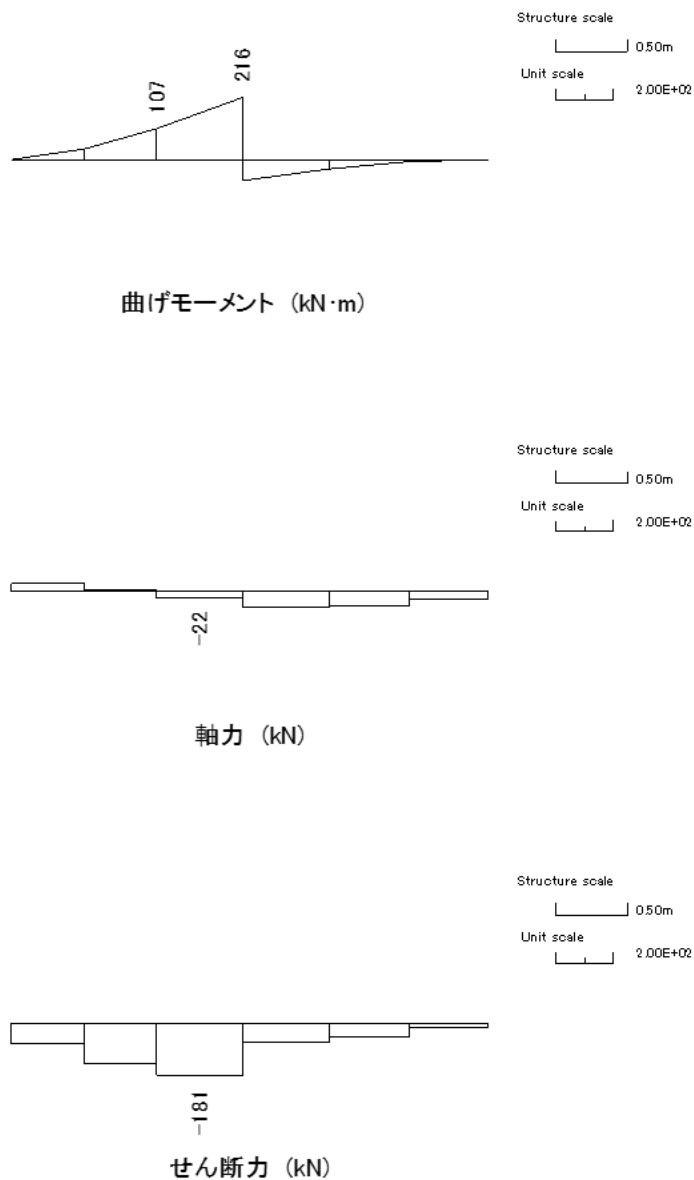


図 6.2-2 防波扉基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力
(S s - D (++) , 解析ケース①, t=8.57s)

表 6.2-4 防波扉基礎スラブのせん断照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	181	0.05	0.67	0.079
	Ss-D	(-+)	165	0.05	0.67	0.072
	Ss-D	(+-)	180	0.05	0.67	0.078
	Ss-D	(--)	161	0.05	0.67	0.070
	Ss-F1	(++)	146	0.04	0.67	0.064
	Ss-F2	(++)	161	0.05	0.67	0.070
	Ss-N1	(++)	120	0.03	0.67	0.052
	Ss-N1	(-+)	181	0.05	0.67	0.079
	Ss-N2 (NS)	(++)	131	0.04	0.67	0.057
	Ss-N2 (NS)	(-+)	128	0.04	0.67	0.056
	Ss-N2 (EW)	(++)	164	0.05	0.67	0.072
	Ss-N2 (EW)	(-+)	139	0.04	0.67	0.061
②	Ss-D	(--)	161	0.05	0.67	0.070
③	Ss-D	(--)	161	0.05	0.67	0.070

(3) 防波扉（鋼管杭）

a. 曲げ軸力照査

防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-3 に、曲げ軸力照査における最大照査値を表 6.2-5 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）に発生する曲げモーメントが許容限界以下であることを確認した。

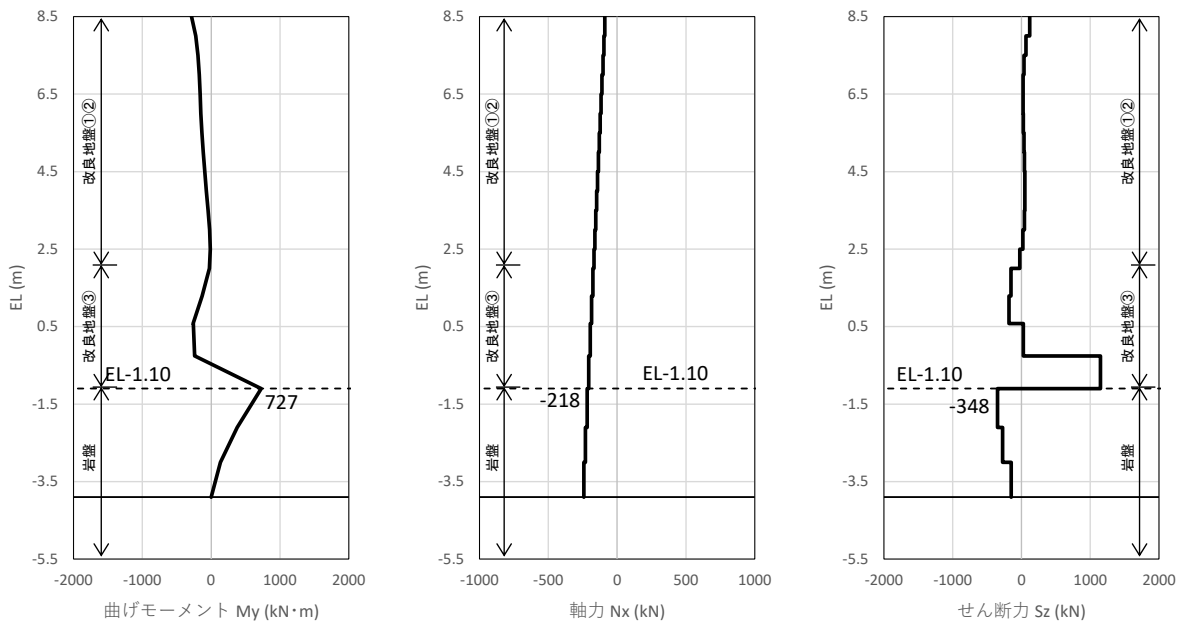


図 6.2-3 防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.57s)

表 6.2-5 防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		降伏モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力の 絶対値 $ N $ (kN)		
①	Ss-D	(++)	605	23	8016	0.076
	Ss-D	(-+)	417	42	8011	0.053
	Ss-D	(+-)	727	218	7960	0.092
	Ss-D	(--)	469	227	7958	0.059
	Ss-F1	(++)	348	88	7998	0.044
	Ss-F2	(++)	311	130	7986	0.039
	Ss-N1	(++)	-230	255	7950	0.029
	Ss-N1	(-+)	441	143	7982	0.056
	Ss-N2 (NS)	(++)	187	31	8014	0.024
	Ss-N2 (NS)	(-+)	196	122	7988	0.025
	Ss-N2 (EW)	(++)	223	137	7984	0.028
	Ss-N2 (EW)	(-+)	267	52	8008	0.034
②	Ss-D	(--)	470	226	7958	0.060
③	Ss-D	(--)	465	228	7957	0.059

b. せん断力照査

防波扉（鋼管杭）のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-4 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2-6 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

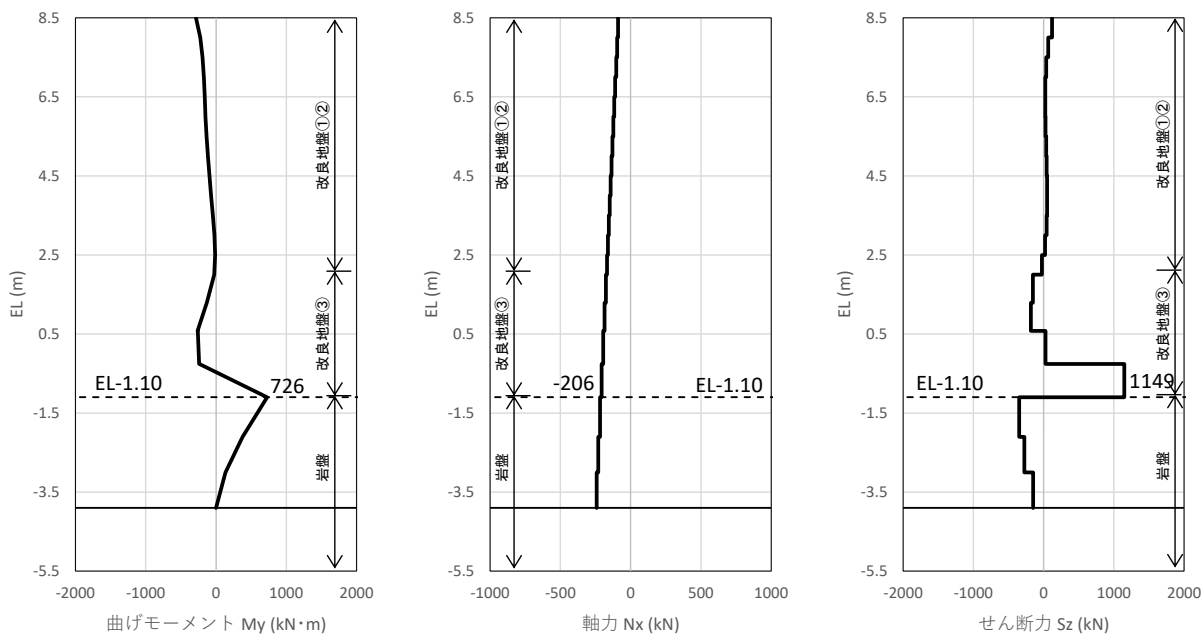


図 6.2-4 防波扉（鋼管杭）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.57s)

表 6.2-6 防波扉（鋼管杭）のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	922	21	157	0.133
	Ss-D	(-+)	610	14	157	0.088
	Ss-D	(+-)	1149	26	157	0.166
	Ss-D	(--)	685	15	157	0.099
	Ss-F1	(++)	509	12	157	0.074
	Ss-F2	(++)	297	7	157	0.043
	Ss-N1	(++)	209	5	157	0.031
	Ss-N1	(-+)	685	15	157	0.099
	Ss-N2 (NS)	(++)	261	6	157	0.038
	Ss-N2 (NS)	(-+)	276	6	157	0.040
	Ss-N2 (EW)	(++)	307	7	157	0.045
	Ss-N2 (EW)	(-+)	384	9	157	0.056
②	Ss-D	(--)	687	16	157	0.099
③	Ss-D	(--)	679	15	157	0.098

(4) 改良地盤

a. すべり安全率による評価

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 6.2-7 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 6.2-5 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 6.2-7 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析 ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D	(++)	19.18	3.69
		(-+)	8.58	2.87
		(+-)	25.80	3.75
		(--)	8.58	3.02
	S _s -F1 (NS)	(++)	7.90	3.66
	S _s -F2 (NS)	(++)	15.60	3.09
	S _s -N1	(++)	7.50	4.14
		(-+)	7.51	5.16
	S _s -N2 (NS)	(++)	24.98	5.79
		(-+)	24.39	5.89
	S _s -N2 (EW)	(++)	25.42	4.87
		(-+)	24.42	5.75
②	S _s -D	(--)	8.58	3.02
③	S _s -D	(--)	8.58	3.02

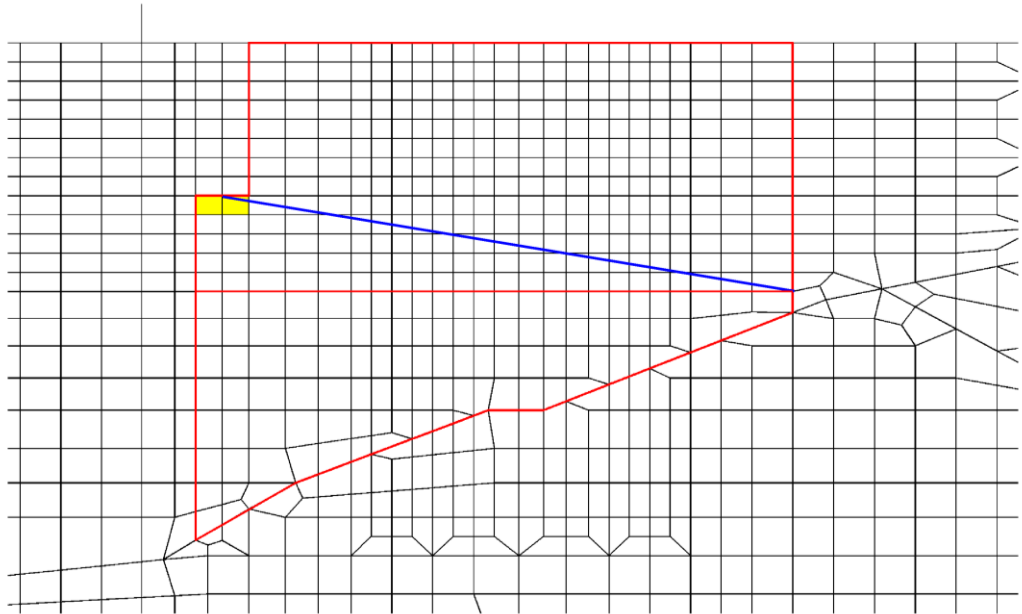
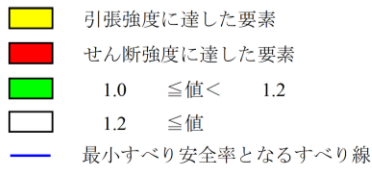


図 6.2-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
($S_s - D(-+)$, 解析ケース①, $t=8.58s$)

b. 改良地盤の局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、最小すべり安全率発生時刻において破壊が生じた要素及び全時刻の破壊履歴に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

(a) 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に、検討すべり線を重ね合わせた図を図 6.2-6 に示す。

これにより、検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから、改良地盤の最小すべり安全率時刻において、引張強度に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

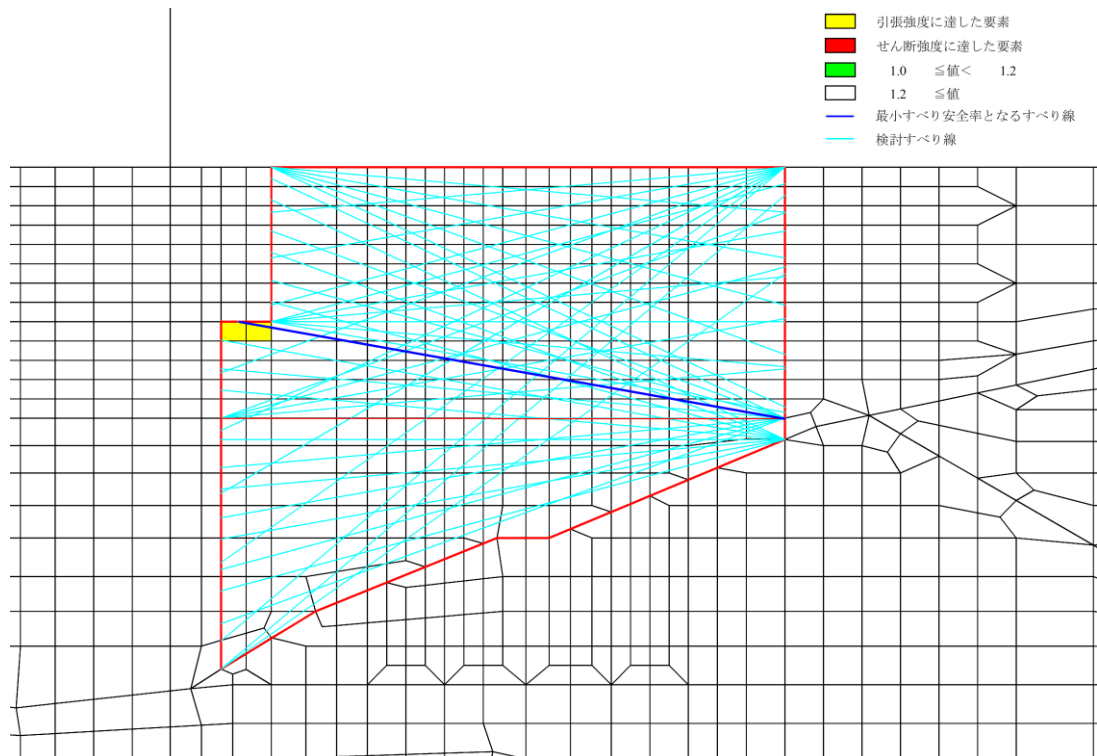


図 6.2-6 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と
 検討すべり線の重ね合わせ
 (S s - D (-+), 解析ケース①, t=8.58s)

全時刻における破壊履歴図を図 6.2-7 に示す。

これにより，せん断破壊に達する要素はなく，引張強度に達する要素は限定的であるため，難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されず，改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

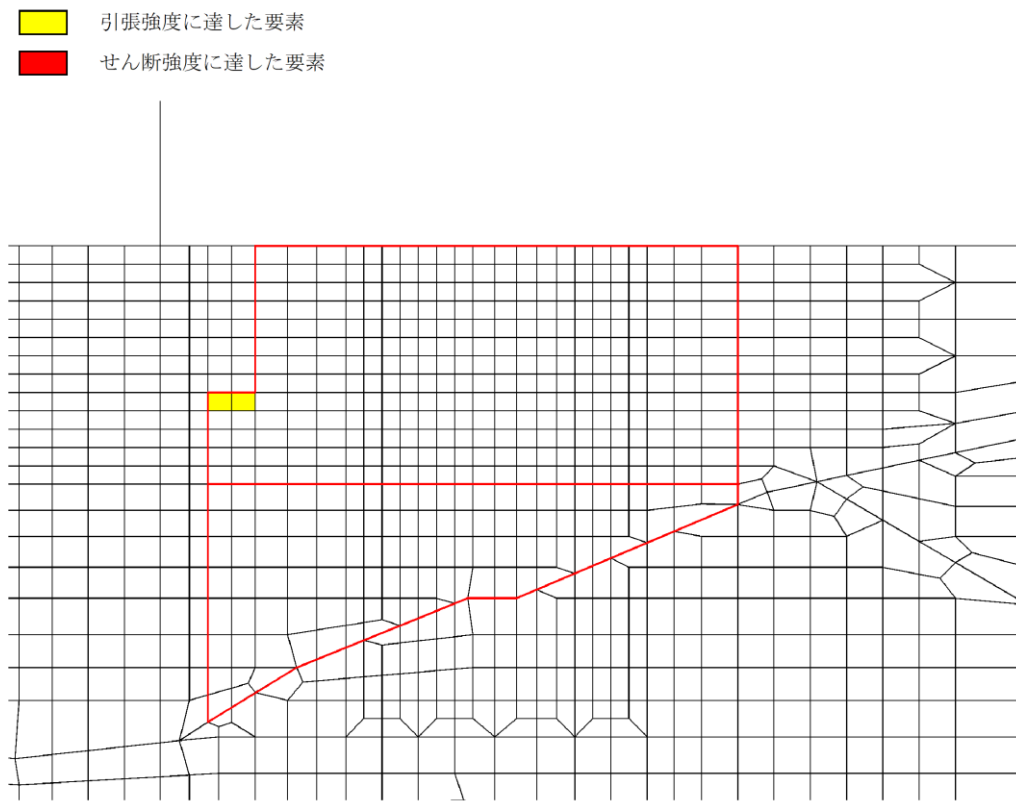


図 6.2-7 全時刻における破壊履歴図 (S s - D (-+), 解析ケース①)

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.2-8 に示す。

防波扉（鋼管杭）の杭先端部に生じる最大軸応力度が極限支持力度以下であることを確認した。

表 6.2-8 基礎地盤の支持性能照査結果（鋼管杭直下の岩盤）

解析 ケース	地震動		発生断面力	最大軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
			軸力（圧縮） N_{max} (kN)			
①	Ss-D	(++)	434	0.4	9.8	0.040
	Ss-D	(-+)	391	0.3	9.8	0.036
	Ss-D	(+-)	494	0.4	9.8	0.045
	Ss-D	(--)	381	0.3	9.8	0.035
	Ss-F1	(++)	342	0.3	9.8	0.031
	Ss-F2	(++)	340	0.3	9.8	0.031
	Ss-N1	(++)	352	0.3	9.8	0.032
	Ss-N1	(-+)	255	0.2	9.8	0.024
	Ss-N2 (NS)	(++)	398	0.4	9.8	0.037
	Ss-N2 (NS)	(-+)	446	0.4	9.8	0.041
	Ss-N2 (EW)	(++)	478	0.4	9.8	0.044
	Ss-N2 (EW)	(-+)	413	0.4	9.8	0.038
②	Ss-D	(--)	379	0.3	9.8	0.035
③	Ss-D	(--)	381	0.3	9.8	0.035

6.3 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計震度は、漂流物対策工（鋼製扉体）の設置床の最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より、表 6.3-1 に示すとおり保守的に設定した。

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6.3-2 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3-1 設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度				設計震度	
EL 8.5m	水平	S _s -D	(++)	1.16	水平 Kh	2.4
			(-+)	1.19		
			(+-)	1.14		
			(--)	1.14		
		S _s -F1	(++)	1.00		
		S _s -F2	(++)	1.11		
		S _s -N1	(++)	0.81		
			(-+)	0.85		
		S _s -N2 (NS)	(++)	0.57		
			(-+)	0.63		
		S _s -N2 (EW)	(++)	0.75		
			(-+)	0.68		
	鉛直	S _s -D	(++)	0.69	鉛直 kv	1.3
			(-+)	0.63		
			(+-)	0.60		
			(--)	0.64		
		S _s -F1	(++)	0.42		
		S _s -F2	(++)	0.52		
		S _s -N1	(++)	0.31		
			(-+)	0.35		
S _s -N2 (NS)		(++)	0.56			
		(-+)	0.65			
S _s -N2 (EW)		(++)	0.74			
		(-+)	0.48			

表 6.3-2(1) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（1/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁 (最下段)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	6	525	0.012
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	3	193	0.016
	主横桁 (最上段)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	31	525	0.060
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	7	193	0.037
	張出桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.4	525	0.001
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.3	303	0.001
	補助縦桁	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.03	310	0.001
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.04	193	0.001
	端縦桁	SM570	圧縮応力度 (N/mm ²)	14	337	0.042
	支承部 (上部支承軸)	SUS630	曲げ応力度 (N/mm ²)	253	540	0.469
		H1150	せん断応力度 (N/mm ²)	28	310	0.091
	支承部 (下部支承軸)	SUS304N2	曲げ応力度 (N/mm ²)	131	255	0.514
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	147	0.089
	支承部 (下部支承軸受)	SUS630 H1150	接触応力度 (N/mm ²)	1405	2035	0.691
	支承軸受け	自動調心 ころ軸受	軸受荷重 (kN)	1053.9	2140	0.493
	支承部 (浮上防止金物)	SUS304	曲げ応力度 (N/mm ²)	80	150	0.534
せん断応力度 (N/mm ²)			13	90	0.145	
SUS304N2		軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	137	255	0.538	

表 6.3-2(2) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（2/2）

部材	材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支承アンカー (上部アンカー ボルト)	S45C-H	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	187	367	0.510
	支承アンカー (下部アンカー ボルト)	S45C-H	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	118	367	0.322
	上部支承アン カー(コンクリ ート)	Fc40	支圧応力度 アンカープレート (N/mm ²)	4.9	8.8	0.557
			支圧応力度 支圧板 (N/mm ²)	5.3	8.8	0.603
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.38	0.60	0.634
	下部支承アン カー(コンクリ ート)	Fc40	支圧応力度 アンカープレート (N/mm ²)	2.4	8.8	0.273
			支圧応力度 支圧板(N/mm ²)	6.5	8.8	0.739
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.30	0.60	0.500
	ロック装置	SM570	曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	127	337	0.377
			せん断応力度 (N/mm ²)	108	193	0.560
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	1.1	225	0.005
	戸当り(腹板)	SM400	支圧応力度 (N/mm ²)	6	270	0.023
	戸当り(底面フ ランジ)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	19	525	0.037
戸当り(コンク リート)	Fc40	支圧応力度 (N/mm ²)	0.1	8.8	0.012	
		せん断応力度 (N/mm ²)	0.03	0.60	0.050	

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

a. 曲げ軸力照査

漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

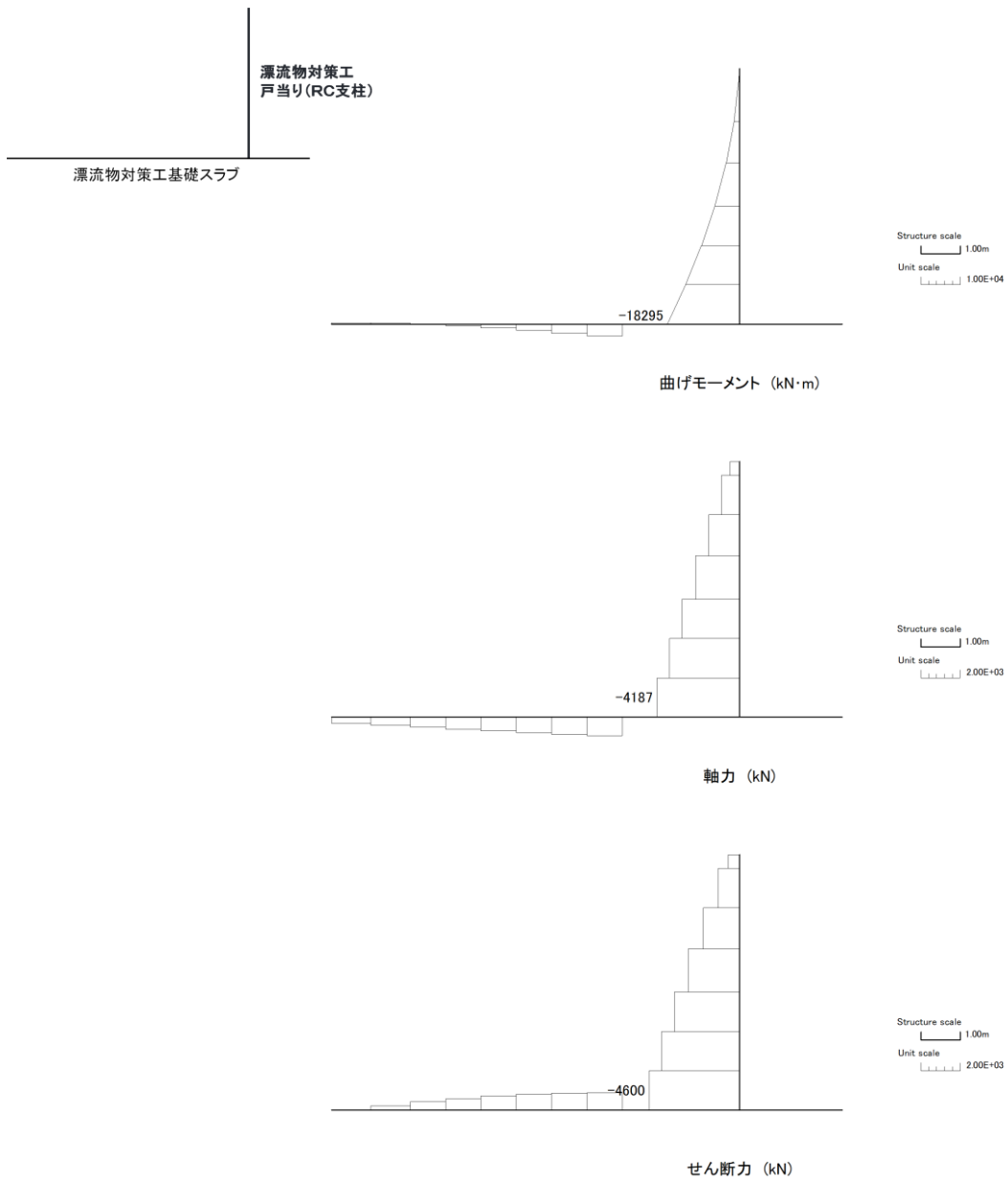


図 6.3-1(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (- -) , 解析ケース②, t=8.58s)

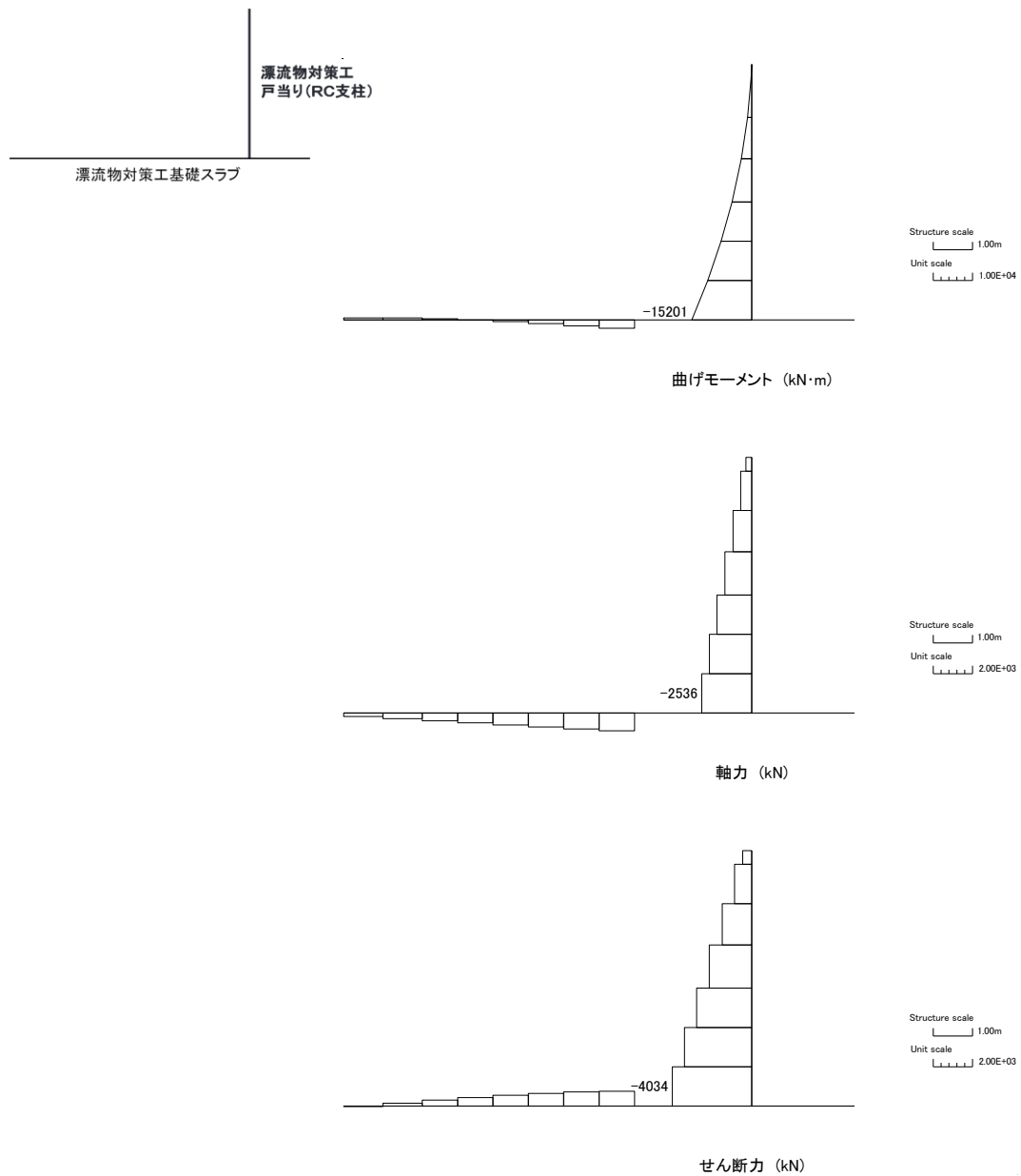


図 6.3-1(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S_s-D(-+)) , 解析ケース①, t=8.58s)

表 6.3-3(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	15975	-2559	1.5	21.0	0.073
	Ss-D	(-+)	-15351	-3740	1.5	21.0	0.073
	Ss-D	(+-)	15669	-3795	1.5	21.0	0.073
	Ss-D	(--)	-18292	-4186	1.8	21.0	0.087
	Ss-F1	(++)	-13370	-3559	1.3	21.0	0.063
	Ss-F2	(++)	-16694	-3322	1.6	21.0	0.079
	Ss-N1	(++)	-11348	-3774	1.1	21.0	0.053
	Ss-N1	(-+)	11402	-3370	1.1	21.0	0.053
	Ss-N2 (NS)	(++)	-10030	-3143	1.0	21.0	0.047
	Ss-N2 (NS)	(-+)	9918	-2334	1.0	21.0	0.046
	Ss-N2 (EW)	(++)	-10502	-4400	1.0	21.0	0.049
	Ss-N2 (EW)	(-+)	-11049	-3741	1.1	21.0	0.052
②	Ss-D	(--)	-18295	-4187	1.8	21.0	0.087
③	Ss-D	(--)	-18288	-4184	1.8	21.0	0.087

表 6.3-3(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	15346	-1839	45	294	0.153
	Ss-D	(-+)	-15201	-2536	46	294	0.159
	Ss-D	(+-)	-14244	-2989	38	294	0.129
	Ss-D	(--)	-18292	-4186	46	294	0.155
	Ss-F1	(++)	-13370	-3559	29	294	0.099
	Ss-F2	(++)	-16694	-3322	46	294	0.157
	Ss-N1	(++)	-11105	-3612	19	294	0.065
	Ss-N1	(-+)	11402	-3370	19	294	0.066
	Ss-N2 (NS)	(++)	-10030	-3143	18	294	0.062
	Ss-N2 (NS)	(-+)	9918	-2334	21	294	0.070
	Ss-N2 (EW)	(++)	-10037	-3763	14	294	0.048
	Ss-N2 (EW)	(-+)	8614	-1829	19	294	0.066
②	Ss-D	(--)	-18295	-4187	46	294	0.155
③	Ss-D	(--)	-18288	-4184	46	294	0.155

b. せん断力照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-2 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.3-4 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

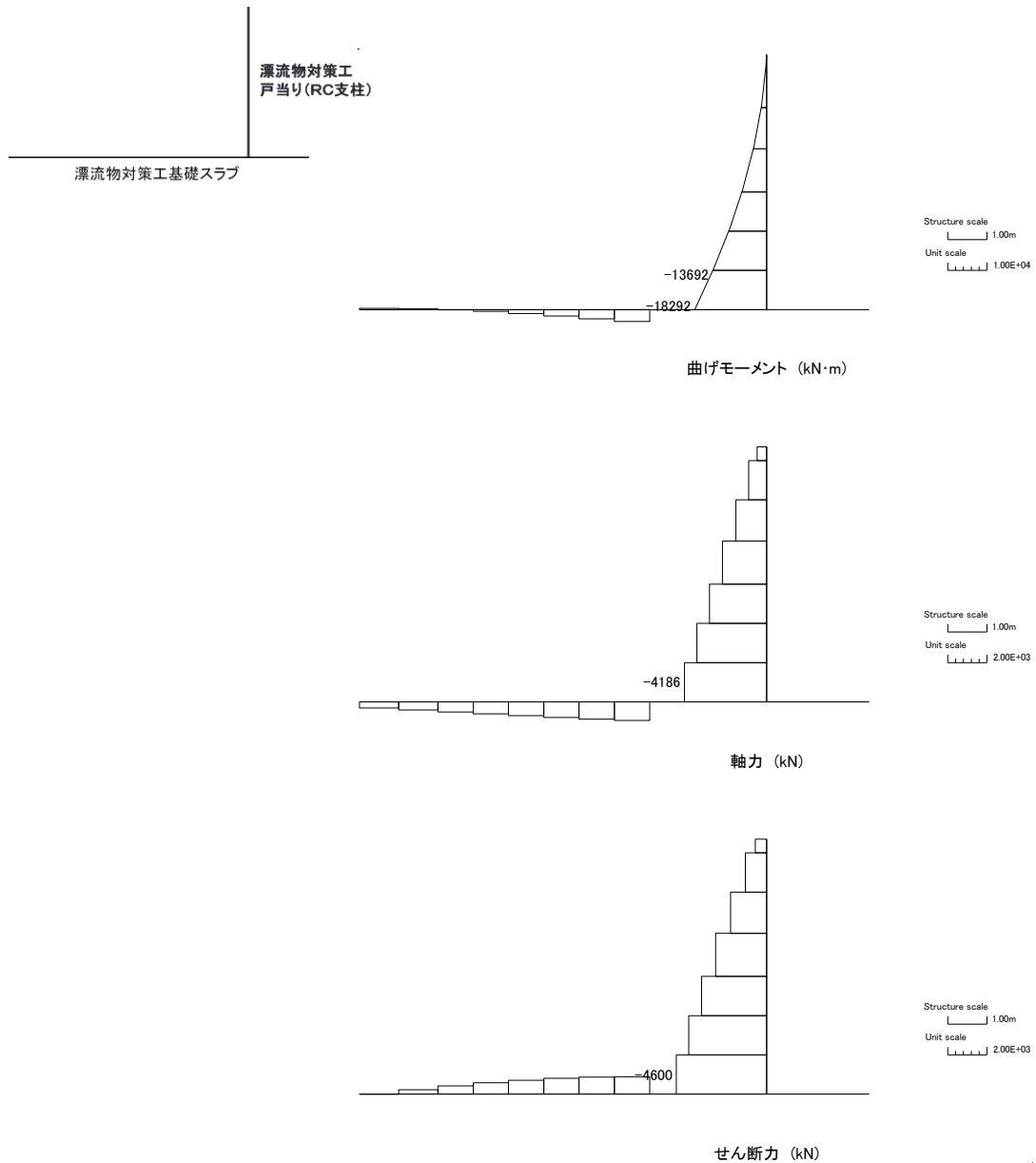


図 6.3-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（S s - D (—) , 解析ケース①, t=8.58s)

表 6.3-4 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	4067	0.33	0.82	0.399
	Ss-D	(-+)	4034	0.32	0.82	0.395
	Ss-D	(+-)	4036	0.32	0.82	0.396
	Ss-D	(--)	4600	0.37	0.82	0.451
	Ss-F1	(++)	3499	0.28	0.82	0.343
	Ss-F2	(++)	4240	0.34	0.82	0.416
	Ss-N1	(++)	2921	0.23	0.82	0.287
	Ss-N1	(-+)	2871	0.23	0.82	0.282
	Ss-N2 (NS)	(++)	2420	0.19	0.82	0.237
	Ss-N2 (NS)	(-+)	2363	0.19	0.82	0.232
	Ss-N2 (EW)	(++)	2594	0.21	0.82	0.255
	Ss-N2 (EW)	(-+)	2598	0.21	0.82	0.255
②	Ss-D	(--)	4600	0.37	0.82	0.451
③	Ss-D	(--)	4599	0.37	0.82	0.451

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

a. 曲げ軸力照査

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-3 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3-5 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

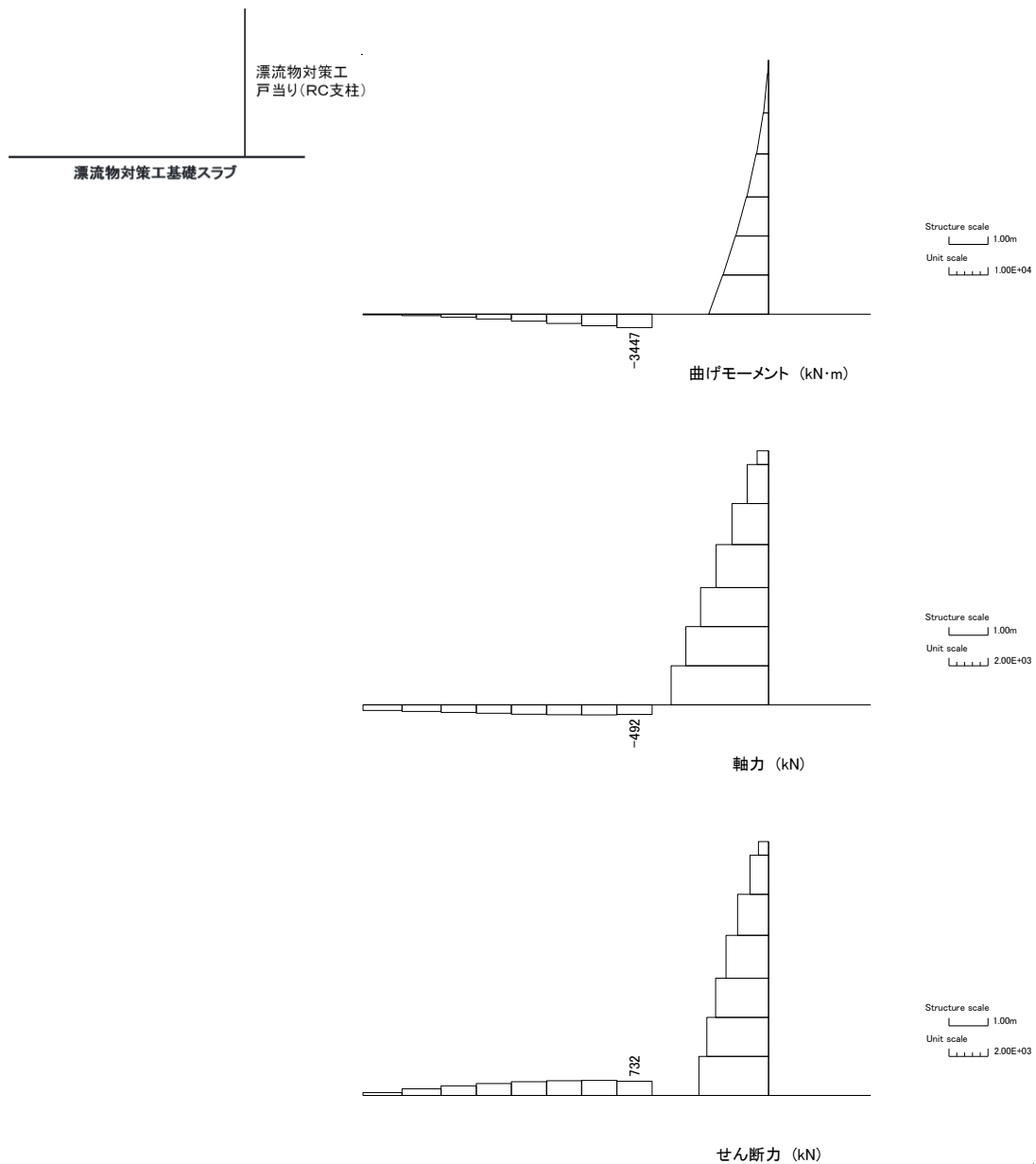


図 6.3-3 漂流物対策工基礎スラブの曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t = 18.93s)

表 6.3-5(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	-2906	-543	1.3	21.0	0.062
	Ss-D	(-+)	-2919	-473	1.3	21.0	0.061
	Ss-D	(+-)	-3447	-492	1.5	21.0	0.072
	Ss-D	(--)	-3010	-950	1.4	21.0	0.066
	Ss-F1	(++)	-2539	-401	1.1	21.0	0.053
	Ss-F2	(++)	-2689	-742	1.2	21.0	0.058
	Ss-N1	(++)	-2090	-609	0.9	21.0	0.045
	Ss-N1	(-+)	-1823	-470	0.8	21.0	0.039
	Ss-N2 (NS)	(++)	-1880	-393	0.8	21.0	0.040
	Ss-N2 (NS)	(-+)	-2177	-394	1.0	21.0	0.046
	Ss-N2 (EW)	(++)	-2425	-501	1.1	21.0	0.052
	Ss-N2 (EW)	(-+)	-2218	-495	1.0	21.0	0.048
②	Ss-D	(--)	-3012	-947	1.4	21.0	0.066
③	Ss-D	(--)	-3011	-947	1.4	21.0	0.066

表 6.3-5(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	-2919	-314	38	294	0.130
	Ss-D	(-+)	-2919	-473	35	294	0.118
	Ss-D	(+-)	-3447	-492	42	294	0.144
	Ss-D	(--)	-2887	-214	40	294	0.136
	Ss-F1	(++)	-2458	-251	32	294	0.111
	Ss-F2	(++)	-2684	-603	28	294	0.096
	Ss-N1	(++)	-1756	-308	20	294	0.069
	Ss-N1	(-+)	-1582	-289	18	294	0.062
	Ss-N2 (NS)	(++)	-1880	-393	20	294	0.070
	Ss-N2 (NS)	(-+)	-2177	-394	25	294	0.085
	Ss-N2 (EW)	(++)	-2423	-442	28	294	0.094
	Ss-N2 (EW)	(-+)	-2187	-187	30	294	0.101
②	Ss-D	(--)	-2905	-217	40	294	0.137
③	Ss-D	(--)	-3078	-363	39	294	0.135

b. せん断力照査

漂流物対策工基礎スラブのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-4 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.3-6 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

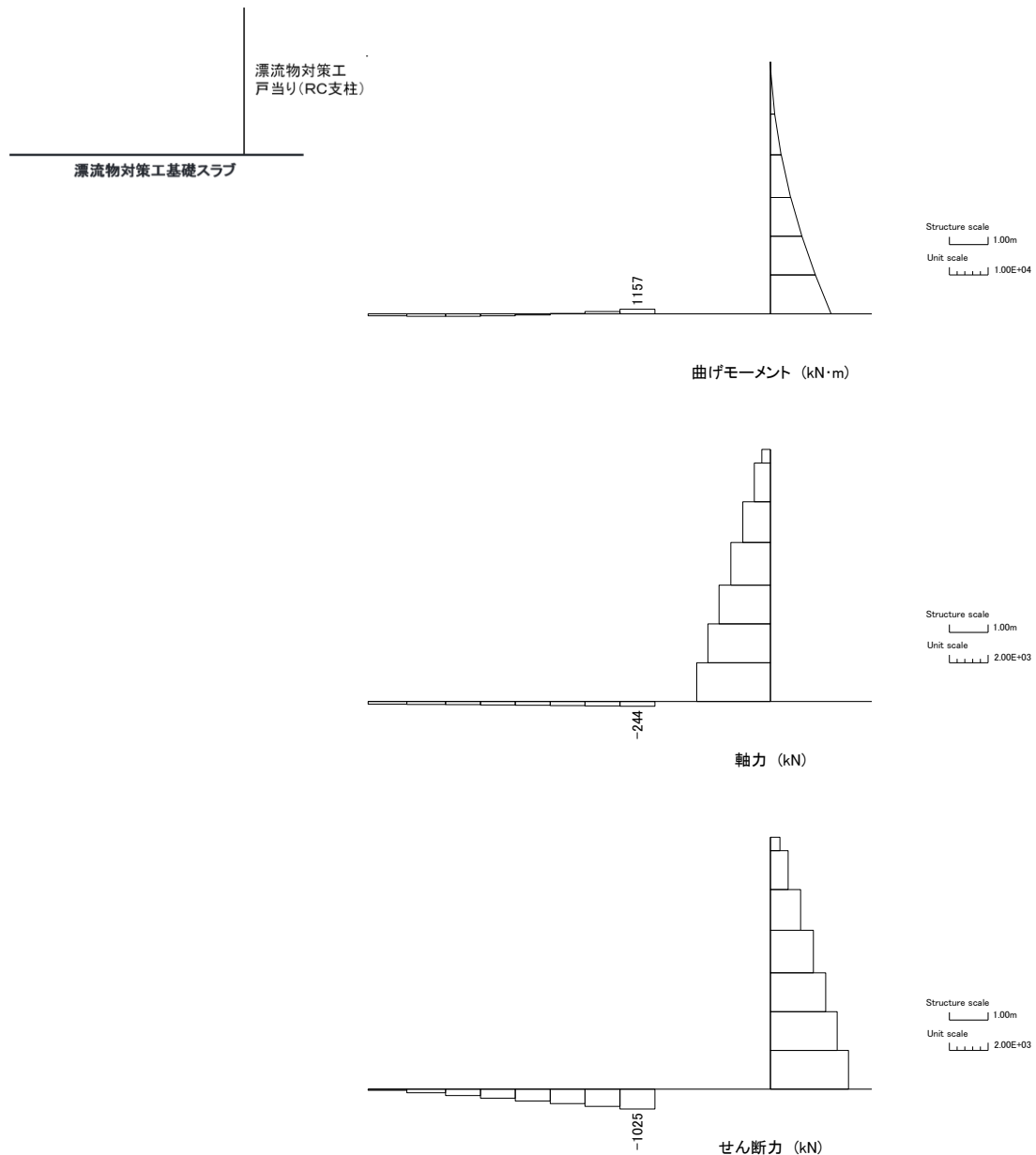


図 6.3-4 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.58s)

表 6.3-6 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	982	0.31	0.82	0.378
	Ss-D	(-+)	956	0.30	0.82	0.368
	Ss-D	(+-)	1025	0.32	0.82	0.394
	Ss-D	(--)	879	0.28	0.82	0.338
	Ss-F1	(++)	820	0.26	0.82	0.316
	Ss-F2	(++)	819	0.26	0.82	0.315
	Ss-N1	(++)	585	0.18	0.82	0.225
	Ss-N1	(-+)	766	0.24	0.82	0.295
	Ss-N2 (NS)	(++)	509	0.16	0.82	0.196
	Ss-N2 (NS)	(-+)	606	0.19	0.82	0.233
	Ss-N2 (EW)	(++)	653	0.21	0.82	0.252
	Ss-N2 (EW)	(-+)	677	0.21	0.82	0.261
②	Ss-D	(--)	879	0.28	0.82	0.338
③	Ss-D	(--)	877	0.28	0.82	0.338

(4) 基礎地盤

a. 支持力照査

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.3-7 に、最大接地圧分布を図 6.3-5 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度を下回ることを確認した。

表 6.3-7(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	Ss-D	(++)	0.8	18.0	0.043
	Ss-D	(-+)	0.6	18.0	0.036
	Ss-D	(+-)	0.8	18.0	0.044
	Ss-D	(--)	0.7	18.0	0.040
	Ss-F1	(++)	0.6	18.0	0.034
	Ss-F2	(++)	0.6	18.0	0.032
	Ss-N1	(++)	0.4	18.0	0.025
	Ss-N1	(-+)	0.5	18.0	0.028
	Ss-N2 (NS)	(++)	0.5	18.0	0.028
	Ss-N2 (NS)	(-+)	0.6	18.0	0.034
	Ss-N2 (EW)	(++)	0.6	18.0	0.036
	Ss-N2 (EW)	(-+)	0.5	18.0	0.030
②	Ss-D	(--)	0.7	18.0	0.040
③	Ss-D	(--)	0.7	18.0	0.040

表 6.3-7(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	Ss-D	(++)	0.4	1.4	0.279
	Ss-D	(-+)	0.5	1.4	0.324
	Ss-D	(+-)	0.4	1.4	0.287
	Ss-D	(--)	0.5	1.4	0.349
	Ss-F1	(++)	0.4	1.4	0.299
	Ss-F2	(++)	0.5	1.4	0.328
	Ss-N1	(++)	0.4	1.4	0.289
	Ss-N1	(-+)	0.3	1.4	0.197
	Ss-N2 (NS)	(++)	0.3	1.4	0.236
	Ss-N2 (NS)	(-+)	0.3	1.4	0.229
	Ss-N2 (EW)	(++)	0.3	1.4	0.242
	Ss-N2 (EW)	(-+)	0.3	1.4	0.237
②	Ss-D	(--)	0.5	1.4	0.348
③	Ss-D	(--)	0.5	1.4	0.349

表 6.3-7(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	Ss-D	(++)	1.5	9.8	0.157
	Ss-D	(-+)	1.9	9.8	0.193
	Ss-D	(+-)	1.6	9.8	0.167
	Ss-D	(--)	2.0	9.8	0.207
	Ss-F1	(++)	1.5	9.8	0.157
	Ss-F2	(++)	1.7	9.8	0.171
	Ss-N1	(++)	1.7	9.8	0.173
	Ss-N1	(-+)	1.3	9.8	0.135
	Ss-N2 (NS)	(++)	1.3	9.8	0.133
	Ss-N2 (NS)	(-+)	1.4	9.8	0.148
	Ss-N2 (EW)	(++)	1.3	9.8	0.135
	Ss-N2 (EW)	(-+)	1.4	9.8	0.142
②	Ss-D	(--)	2.0	9.8	0.207
③	Ss-D	(--)	2.0	9.8	0.207

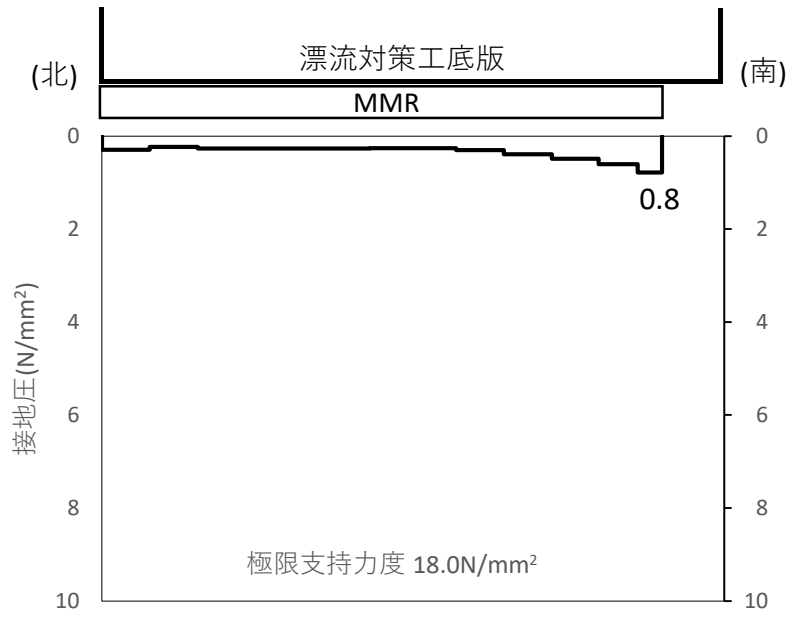


図 6.3-5(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)
(S_s-D (+-), 解析ケース①)

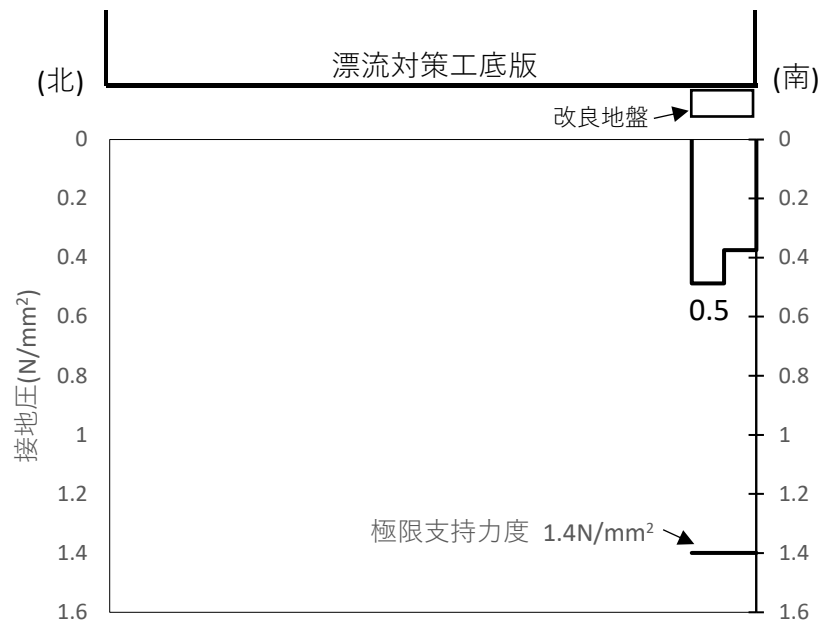


図 6.3-5(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)
(S_s-D (--) , 解析ケース①)

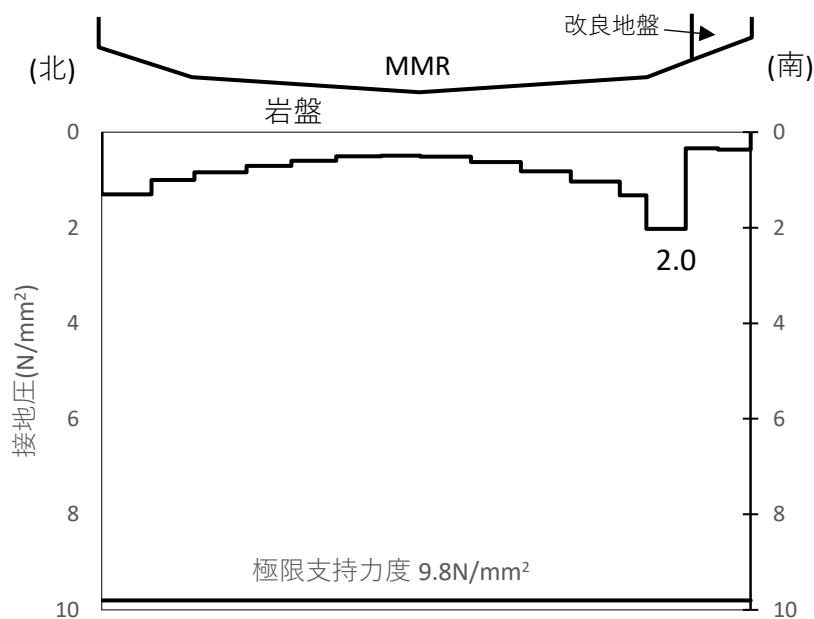


図 6.3-5(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図（岩盤）
 (S_s-D (—), 解析ケース①)

b. せん断破壊（MMR）に対する評価

MMRのせん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数を表 6.3-8 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6.3-6 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

同表及び同図より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的でMMRの安全性に影響を及ぼすことはない。

以上から、漂流物対策工直下のMMRの健全性を確認した。

表 6.3-8(1) MMRのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	Ss-D	(++)	0.99	3.60	3.61
	Ss-D	(-+)	1.18	3.60	3.06
	Ss-D	(+-)	1.05	3.60	3.42
	Ss-D	(--)	1.28	3.60	2.81
	Ss-F1	(++)	0.96	3.60	3.75
	Ss-F2	(++)	1.06	3.60	3.39
	Ss-N1	(++)	1.09	3.60	3.30
	Ss-N1	(-+)	0.82	3.60	4.39
	Ss-N2 (NS)	(++)	0.82	3.60	4.39
	Ss-N2 (NS)	(-+)	0.88	3.60	4.06
	Ss-N2 (EW)	(++)	0.82	3.60	4.36
	Ss-N2 (EW)	(-+)	0.85	3.60	4.23
②	Ss-D	(--)	1.28	3.60	2.81
③	Ss-D	(--)	1.28	3.60	2.82

表 6.3-8(2) MMR の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	Ss-D	(++)	1.50	1.57	1.04
	Ss-D	(-+)	2.00	1.57	0.78
	Ss-D	(+-)	1.51	1.57	1.03
	Ss-D	(--)	1.99	1.57	0.78
	Ss-F1	(++)	1.40	1.57	1.12
	Ss-F2	(++)	1.55	1.57	1.01
	Ss-N1	(++)	1.66	1.57	0.94
	Ss-N1	(-+)	1.19	1.57	1.31
	Ss-N2 (NS)	(++)	1.17	1.57	1.34
	Ss-N2 (NS)	(-+)	1.37	1.57	1.13
	Ss-N2 (EW)	(++)	1.20	1.57	1.30
	Ss-N2 (EW)	(-+)	1.13	1.57	1.38
②	Ss-D	(--)	1.99	1.57	0.78
③	Ss-D	(--)	1.99	1.57	0.78

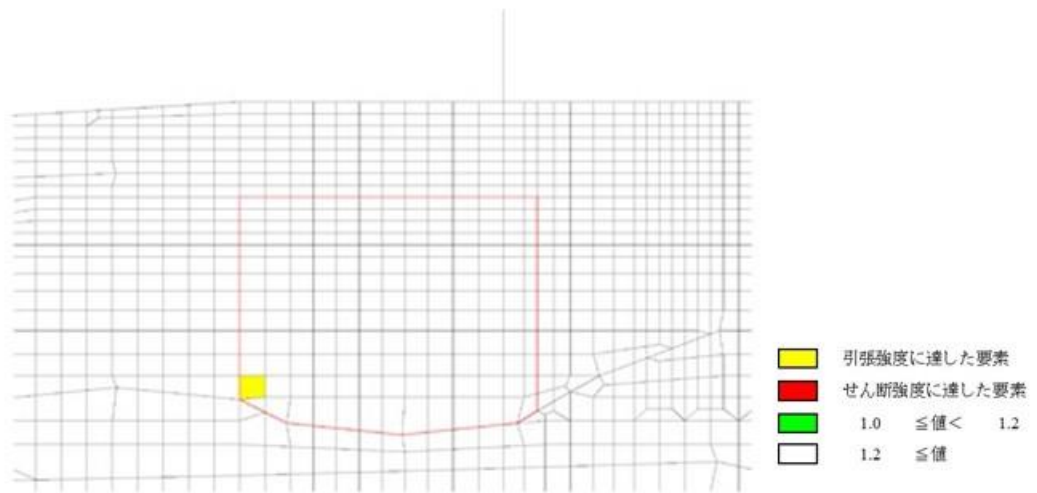


図 6.3-6(1) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(-+)$), 解析ケース①, $t=8.93s$)



図 6.3-6(2) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(- -)$), 解析ケース①, $t=8.94s$)

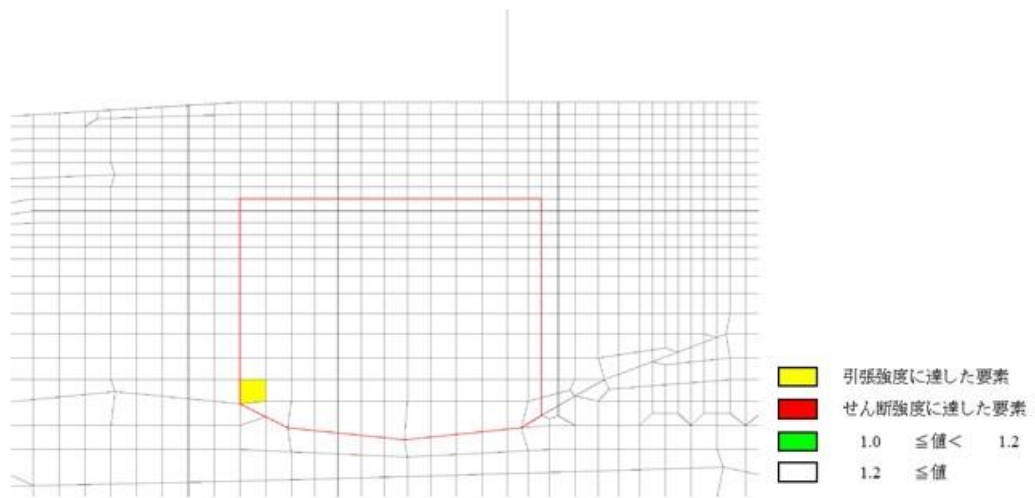


図 6.3-6(3) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - N 1 (++) , 解析ケース①, t=7.51s)

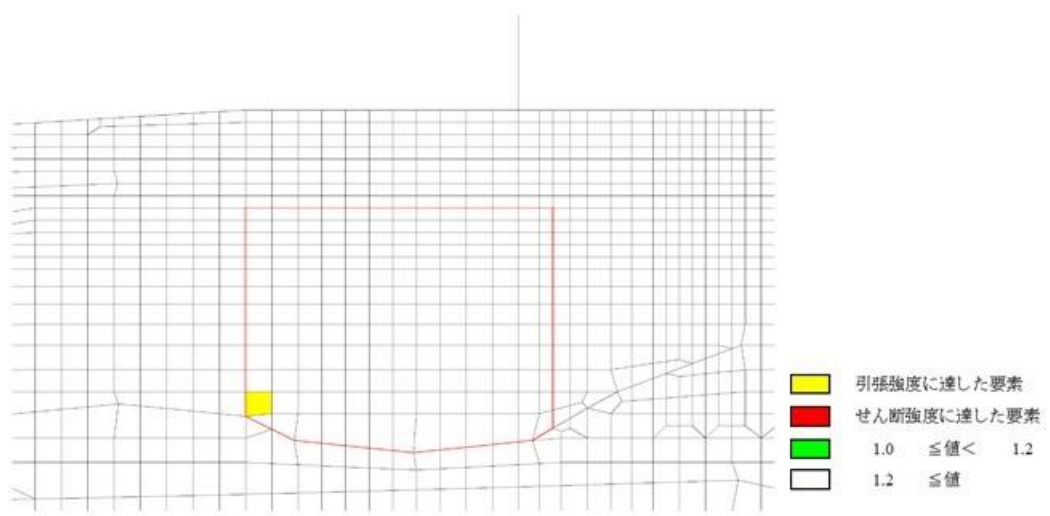


図 6.3-6(4) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - D (--) , 解析ケース②, t=8.94s)

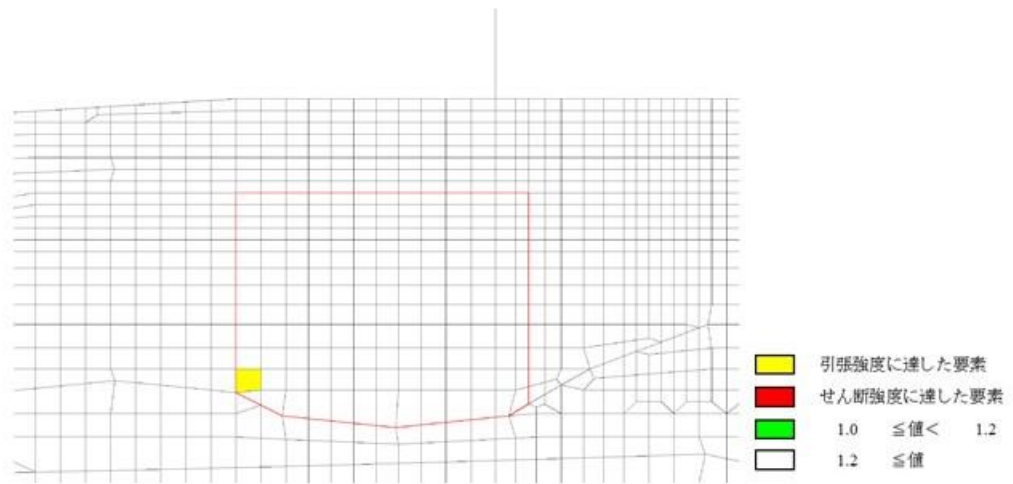


図 6.3-6(5) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - D (- -) , 解析ケース③, t=8.94s)

2.2.5 防波壁通路防波扉（3号機東側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	19
2.4	適用規格・基準等	24
3.	固有値解析	26
3.1	固有振動数の算出方法	26
3.1.1	解析モデルの設定	26
3.2	固有振動数の算出条件等	27
3.2.1	記号の説明	27
3.2.2	固有振動数の算出方法	27
3.2.3	固有振動数の計算条件	28
3.3	固有振動数の算出結果	28
4.	耐震評価	29
4.1	記号の定義	29
4.2	評価対象断面	38
4.3	解析方法	41
4.3.1	地震応答解析手法	41
4.3.2	施設	42
4.3.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	42
4.3.4	減衰係数	42
4.3.5	解析ケース	43
4.4	荷重及び荷重の組合せ	44
4.4.1	耐震評価上考慮する状態	44
4.4.2	荷重	44
4.4.3	荷重の組合せ	45
4.5	入力地震動	46

4.6	解析モデル及び諸元	59
4.6.1	解析モデル	59
4.6.2	使用材料及び材料の物性値	74
4.6.3	地盤の物性値	76
4.6.4	地下水位	78
4.7	評価対象部位	79
4.7.1	施設・地盤の健全性評価	79
4.7.2	基礎地盤の支持性能評価	79
4.8	許容限界	80
4.8.1	防波扉	80
4.8.2	漂流物対策工	84
4.9	評価方法	88
4.9.1	防波扉	88
4.9.2	漂流物対策工	103
5.	評価条件	123
6.	耐震評価結果	129
6.1	地震応答解析結果	129
6.1.1	過剰間隙水圧比分布	130
6.1.2	最大せん断ひずみ分布	133
6.2	防波扉	136
6.3	漂流物対策工	163

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波扉（3号機東側）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（3号機東側）の位置図を図 2.1-1 に示す。



図 2.1-1 防波扉（3号機東側）位置図

2.2 構造概要

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、防波扉（3号機東側）の一部として漂流物対策工を設置し、漂流物対策工により防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた津波高さ（EL 12.6m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは、改良地盤を介して岩盤に支持される構造とし、防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）を設置し、止水性を確保する。また、防波扉基礎スラブにはグラウンドアンカを設置している。

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に示す。

防波扉の構造図を図 2.2-3 及び図 2.2-4 に、防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-5 に、防波壁（逆 T 擁壁）のグラウンドアンカ配置図及び諸元を図 2.2-6 に、水密ゴムの概念図を図 2.2-7 に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工（鋼製扉体）は、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の4種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（RC支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、鋼製扉体と戸当り（RC支柱）間には支圧板を設けている。

漂流物対策工の構造図を図 2.2-8 及び図 2.2-9 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2.2-10 に示す。

また、漂流物対策工の支承部の構造及び荷重の伝達経路については参考資料 4 に、漂流物対策工設置による隣接構造物への影響については参考資料 6 に示す。

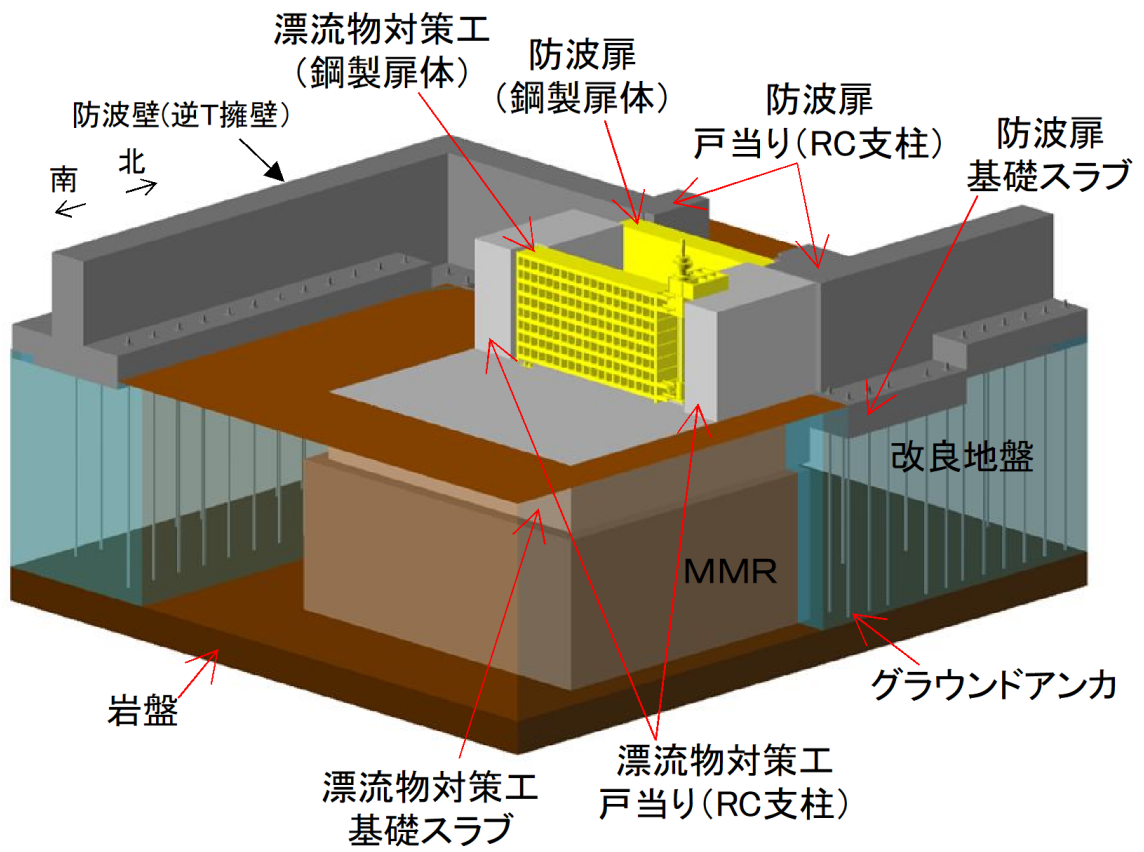


図 2.2-1(1) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図

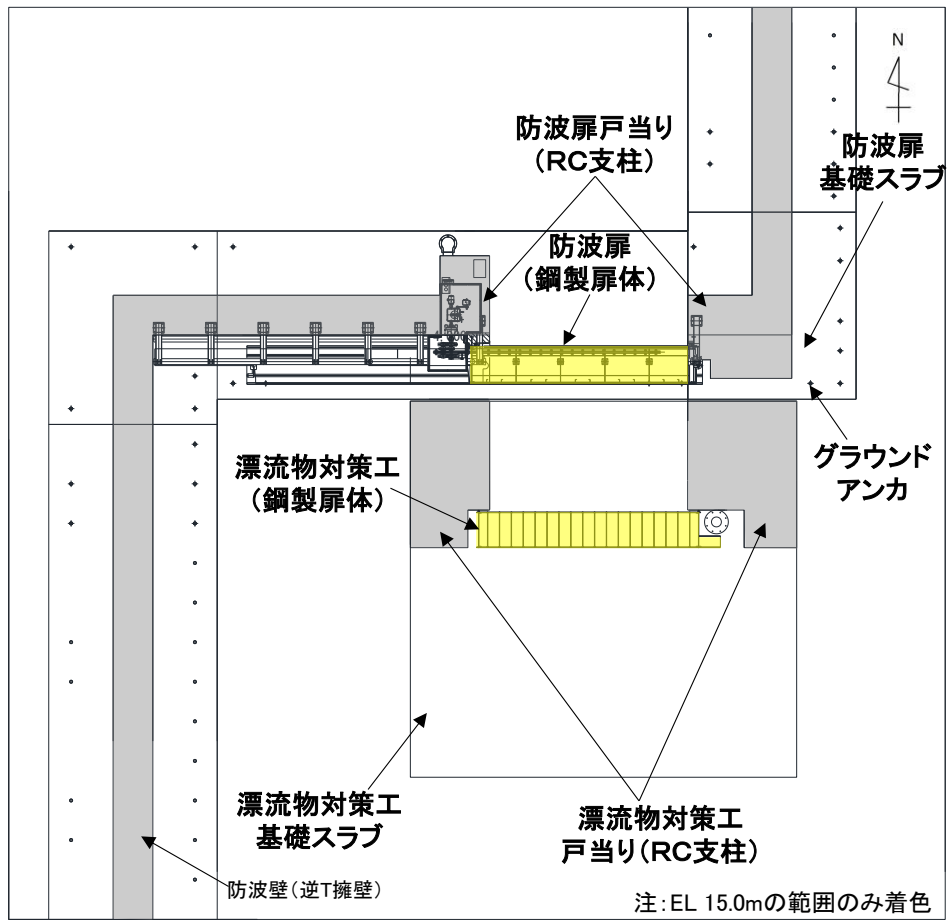


図 2.2-1(2) 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (平面図)

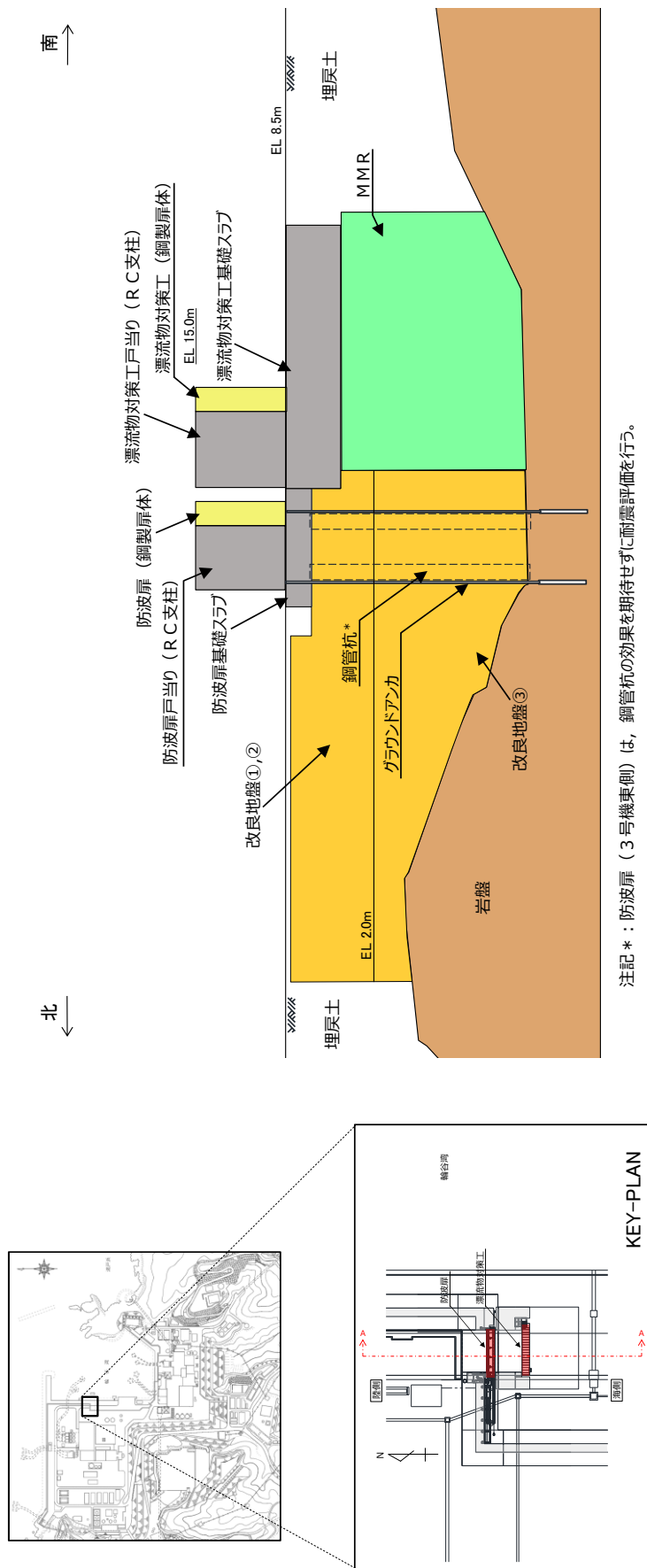


図 2.2-2 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (断面図)

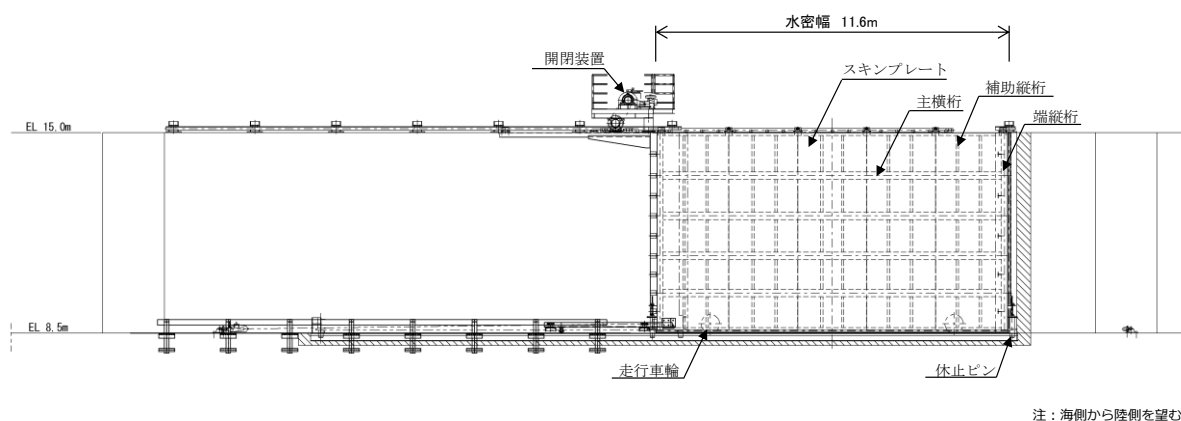
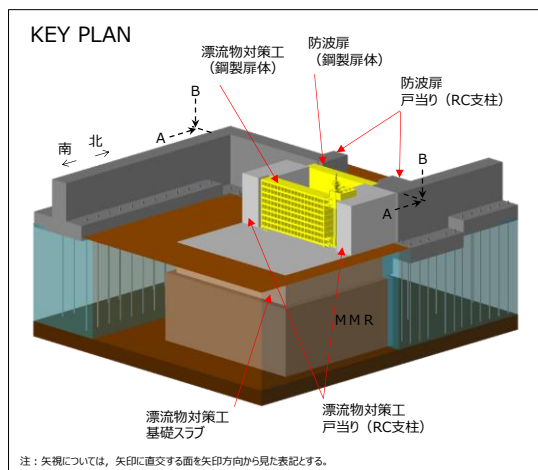


図 2.2-3(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

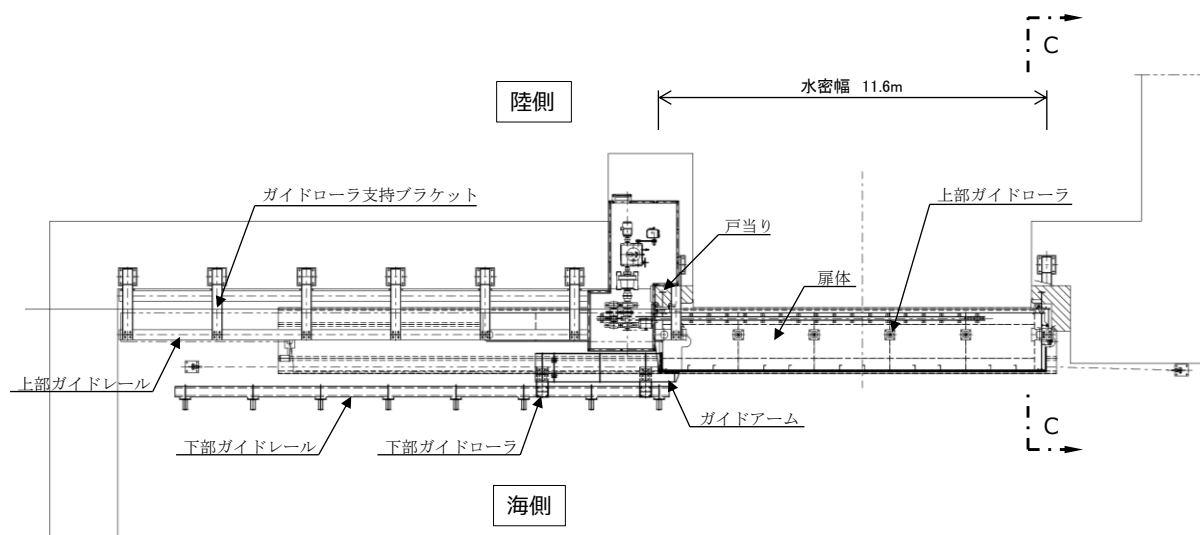
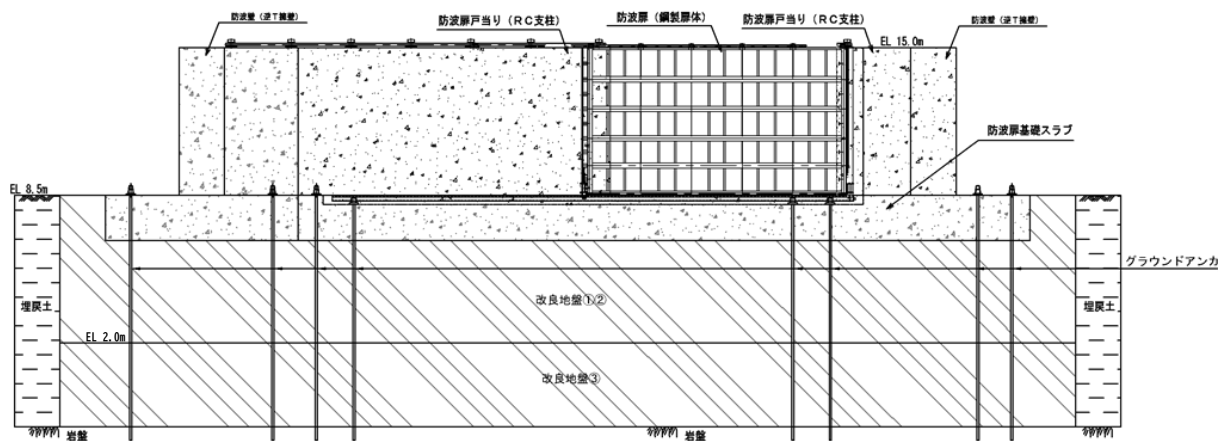


図 2.2-3(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)



注：海側から陸側を望む

図 2.2-4(1) 防波扉の構造図（基礎正面図，A-A断面）

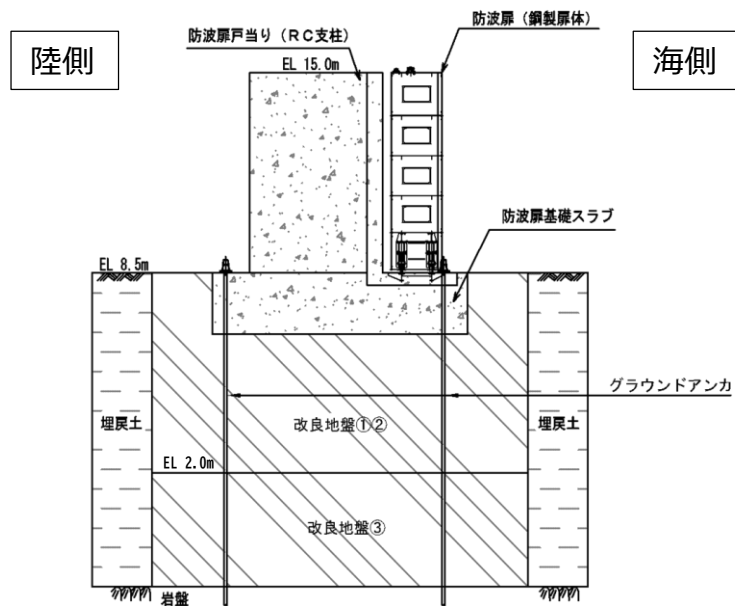


図 2.2-4(2) 防波扉の構造図（基礎断面図，C-C断面）

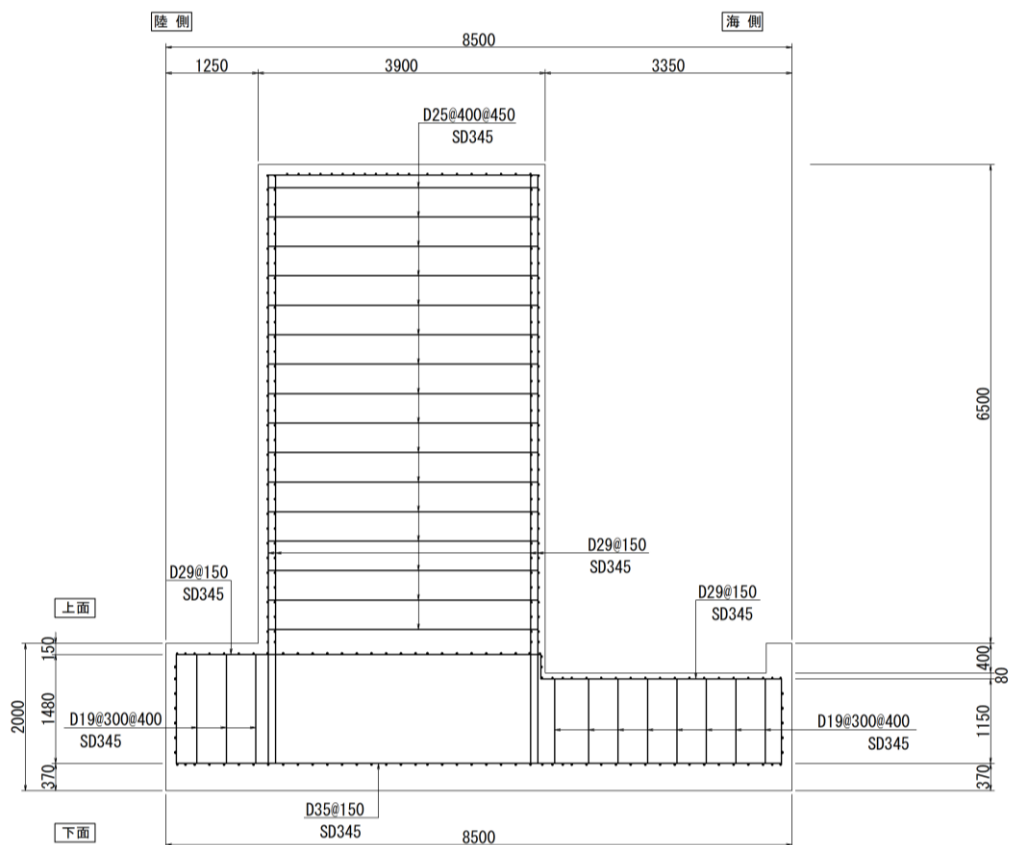
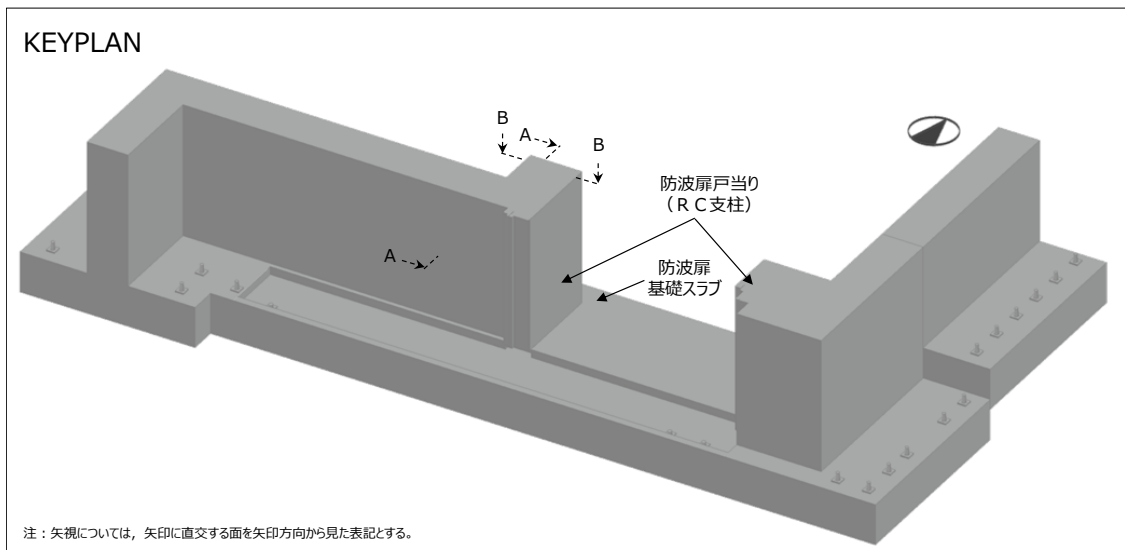


図 2.2-5(1) 防波扉戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの概略配筋図
(A-A断面)

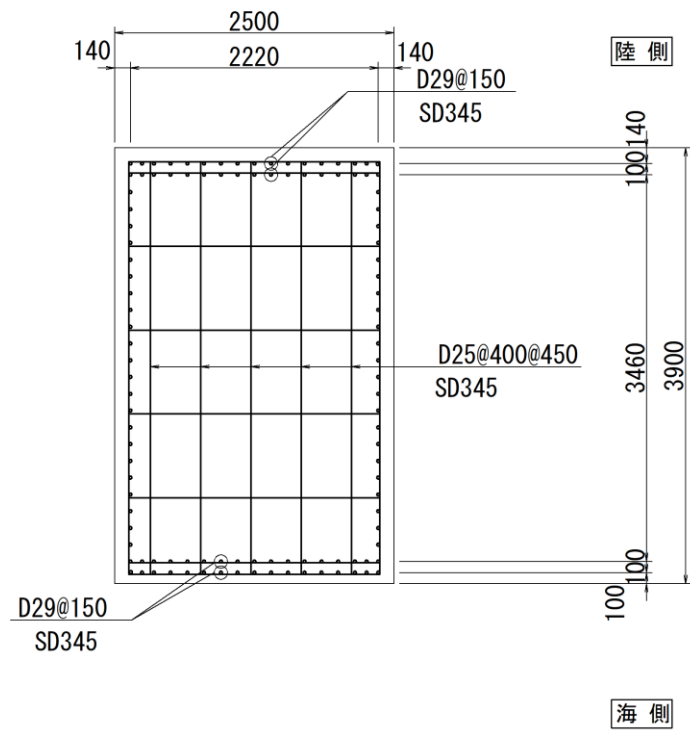
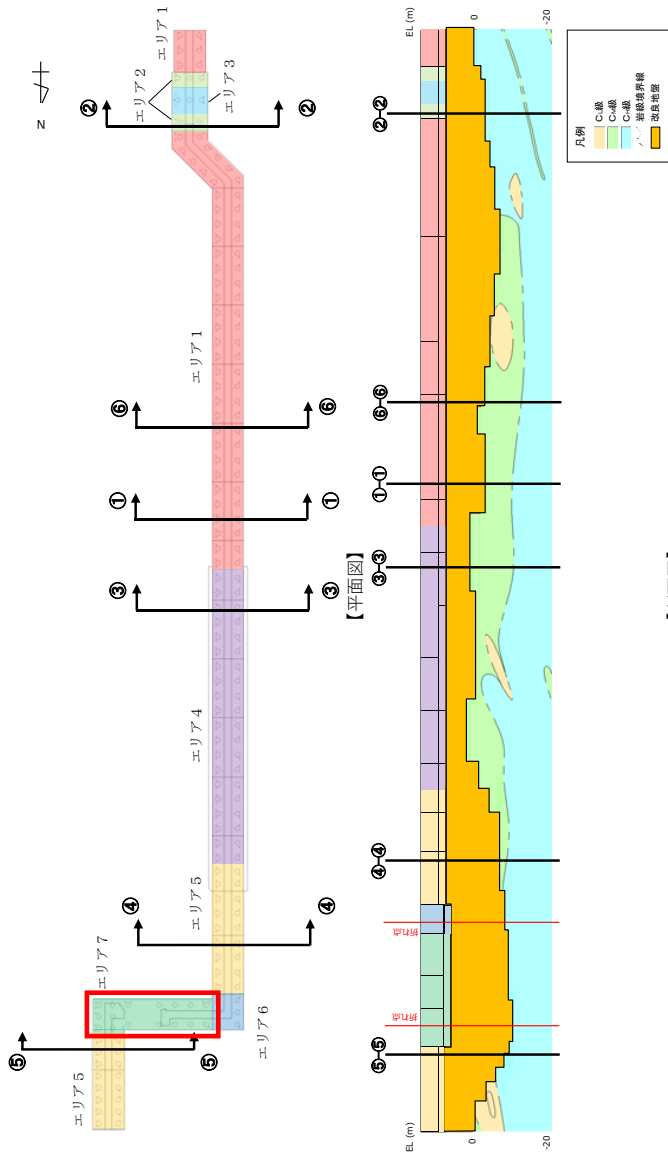


図 2.2-5(2) 防波扉戸当り (RC 支柱) の概略配筋図 (B-B 断面)



【断面図】

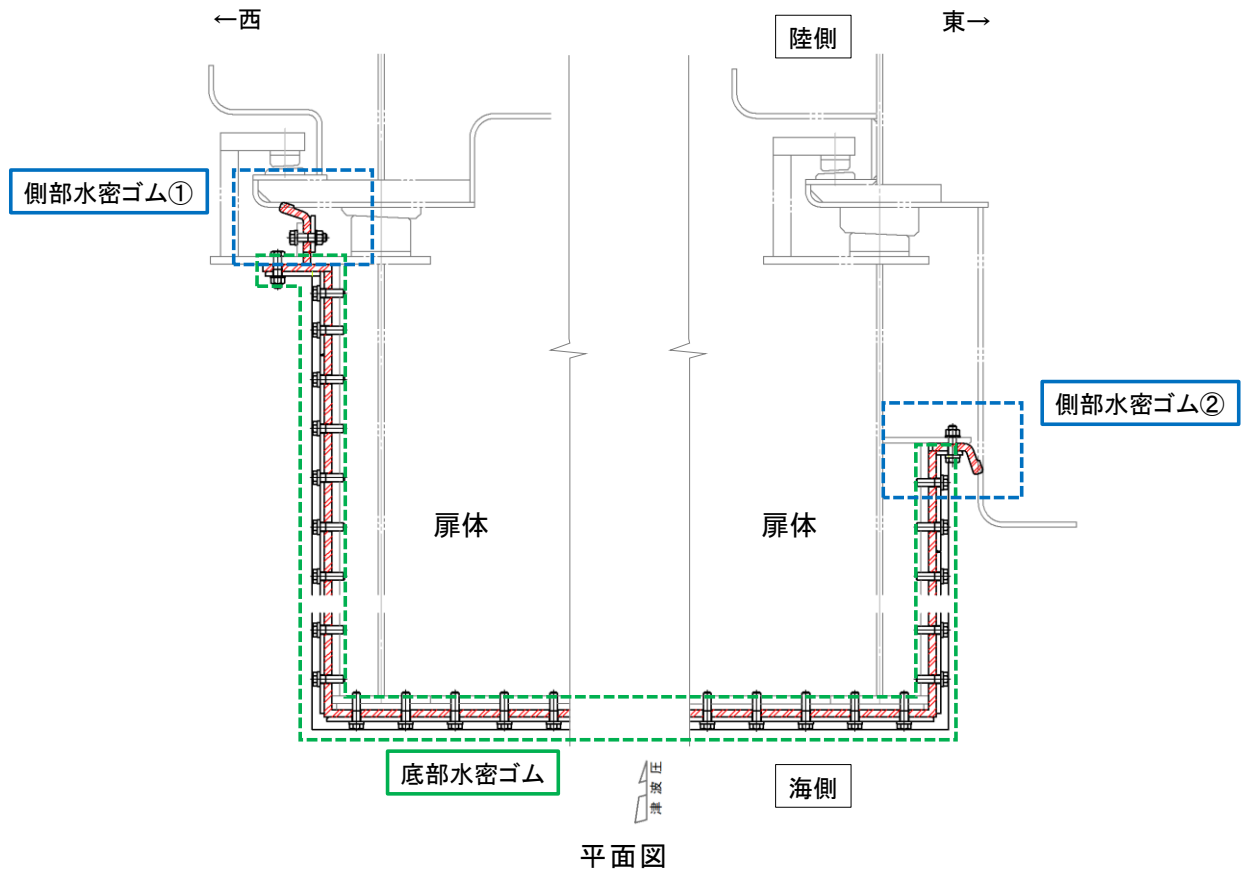
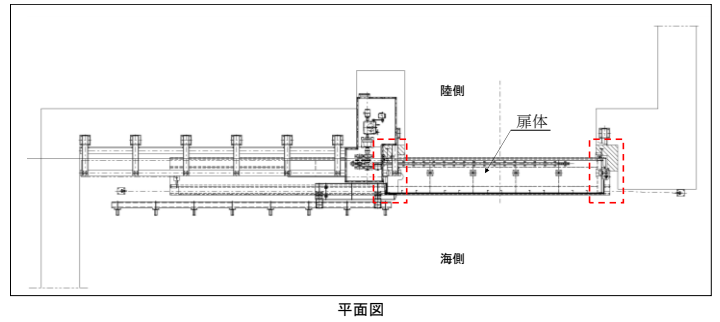
アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの 極限引張り力 (kN)	テンドンの 降伏引張り力 (kN)	テンドンの 見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンド アンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/ 許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4				7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5	135	15.2	11	10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

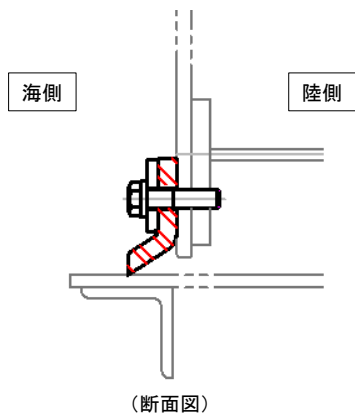
図 2.2-6(2) 逆 T 擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元

(「2.1.3 防波壁 (逆 T 擁壁) の耐震性についての計算書に関する補足説明」より引用。)

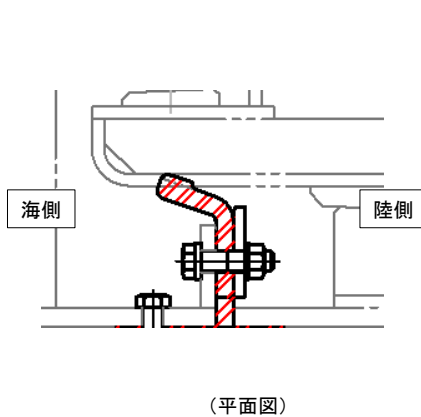
防波扉 (3 号機東側) の該当範囲を赤枠で加筆。)



底部水密ゴム



側部水密ゴム①



側部水密ゴム②

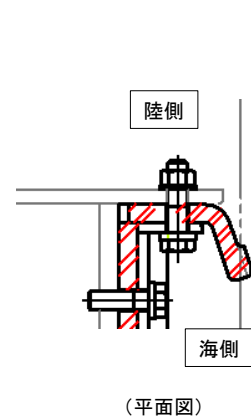


図 2.2-7 防波扉の水密ゴム概念図

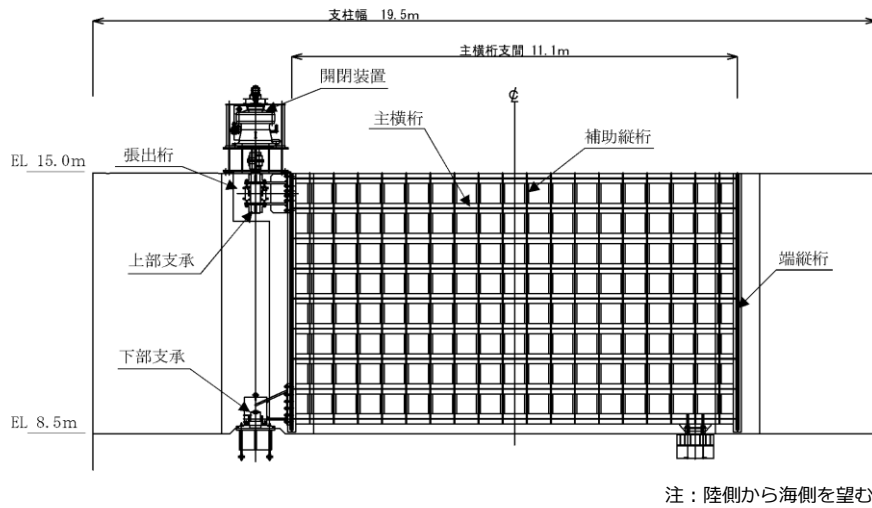
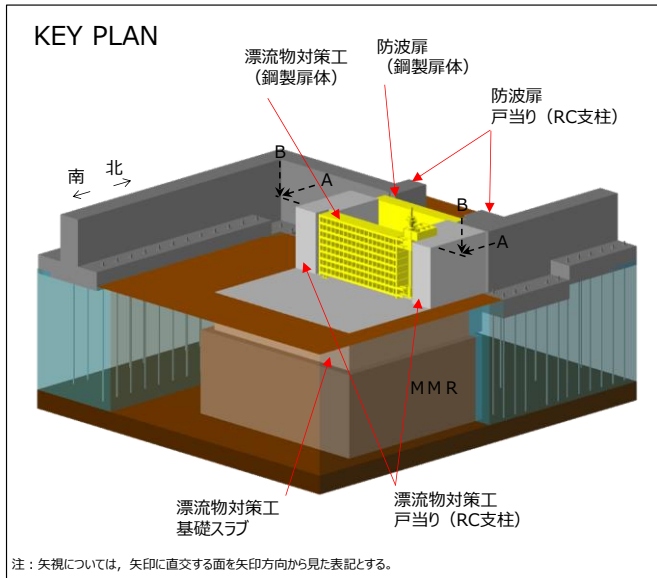


図 2.2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

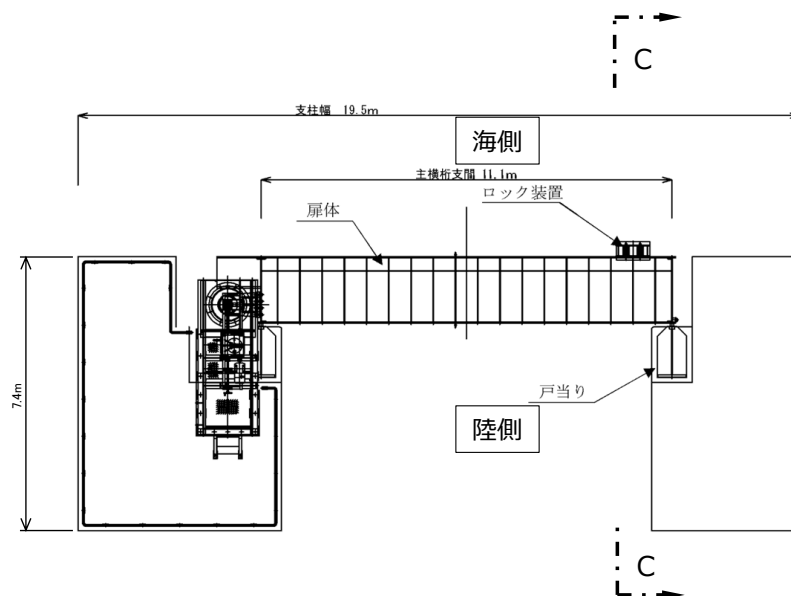


図 2.2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

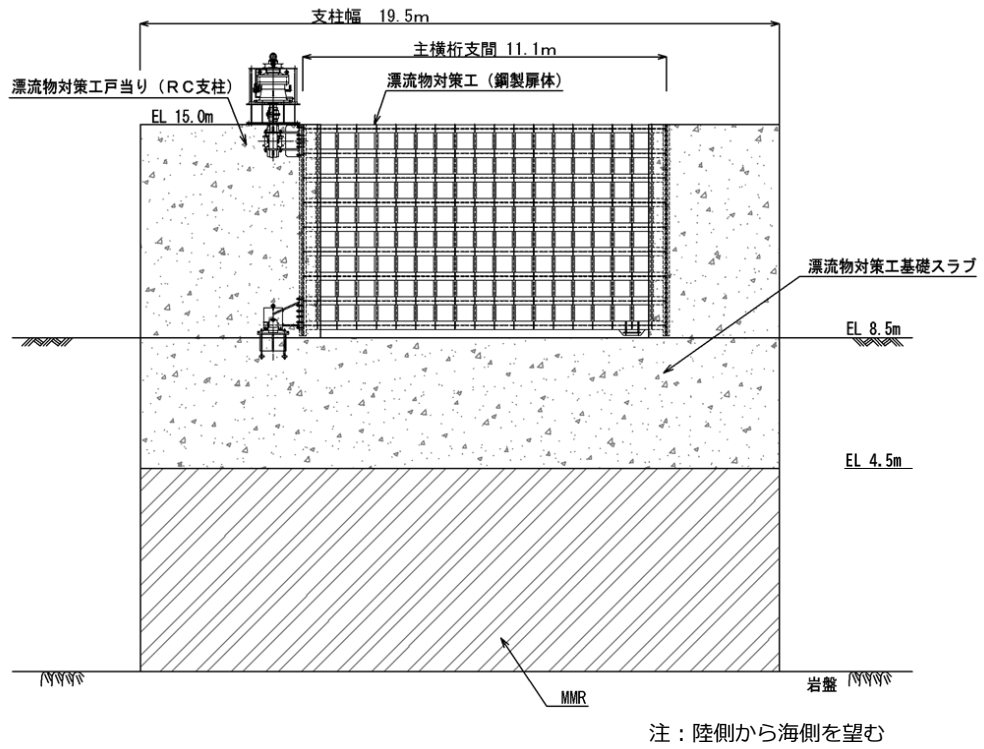


図 2.2-9(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎正面図, A-A 断面)

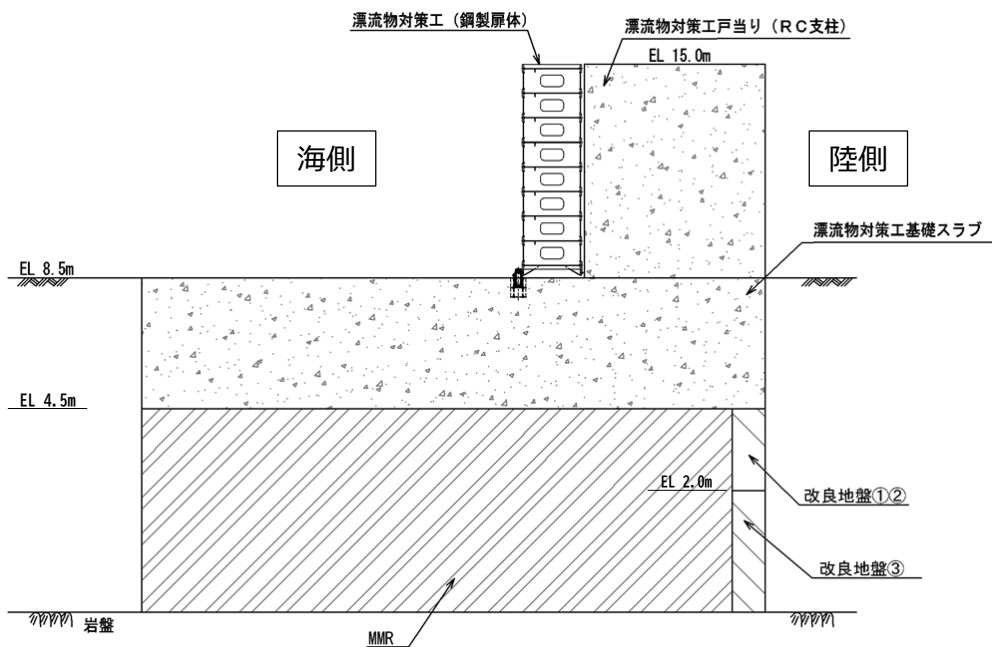


図 2.2-9(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎断面図, C-C 断面)

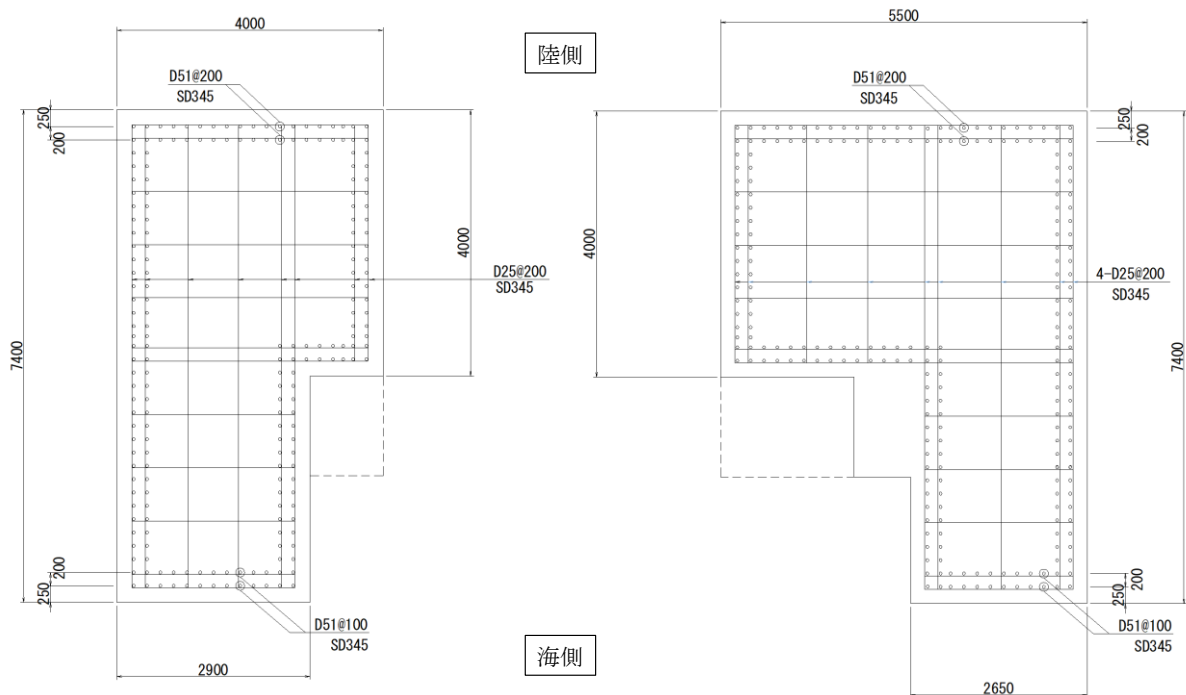
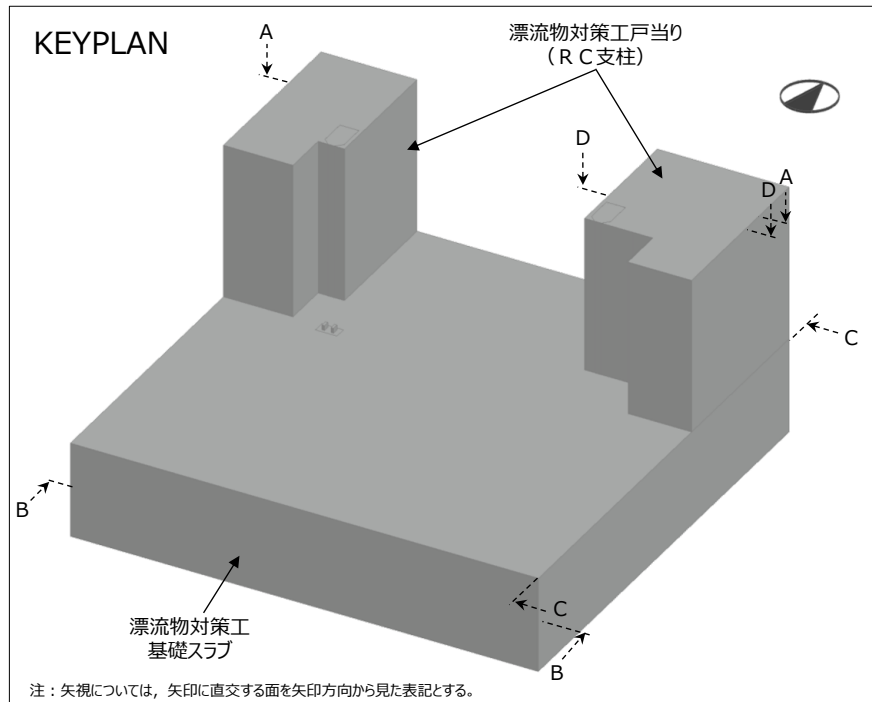


図 2.2-10(1) 漂流物対策工戸当り (R C 支柱) の概略配筋図 (A-A 断面)

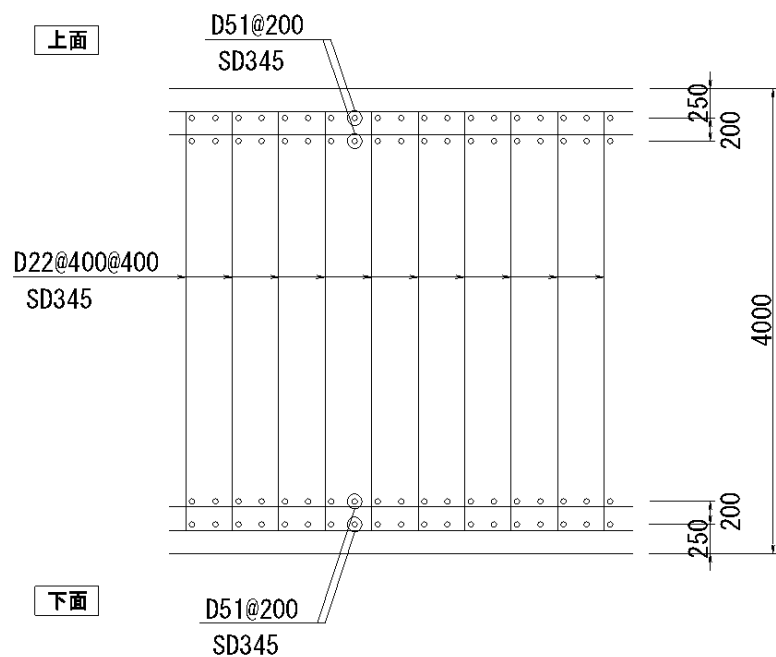


図 2.2-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

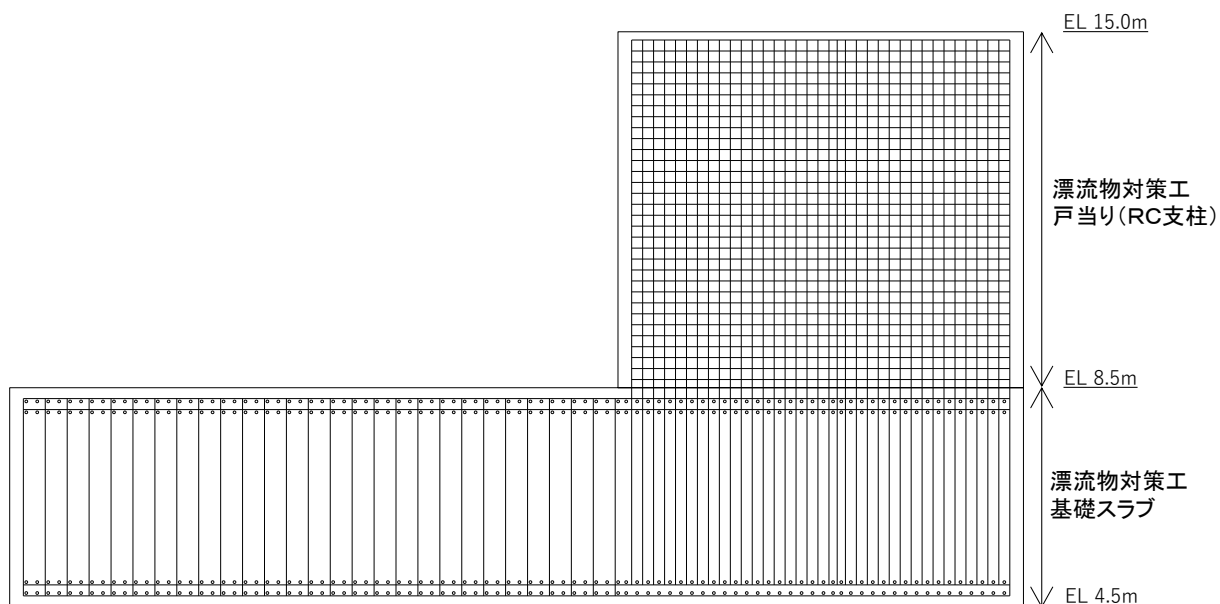
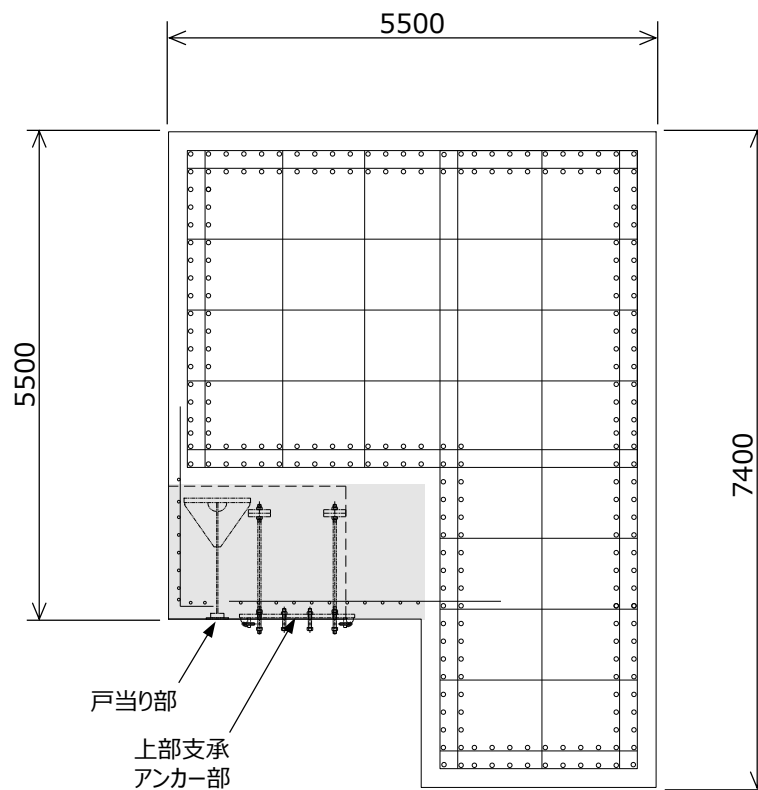


図 2.2-10(3) 漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C 断面)



注：なお、戸当り部及び上部支承アンカー部には、ひび割れ補強鉄筋を配置する。
ひび割れ補強鉄筋は構造部材として期待していない。

図 2.2-10(4) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のアンカー部付近における概略配筋図（D-D断面）

2.3 評価方針

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とし、防波扉（3号機東側）の評価対象部位として漂流物対策工の評価を行う。

防波扉（3号機東側）の各部位の役割及び性能目標を表2.3-1及び表2.3-2に示す。

防波扉（3号機東側）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表2.3-3に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。なお、防波扉及び漂流物対策工は、閉状態を対象に耐震評価を行う。また、防波扉及び漂流物対策工は、手動による開閉操作により、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ことを確認していることから（「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.6 荷揚場作業に係る車両・資機材の漂流物評価」参照）、開閉装置の動的機能維持評価は実施しない。なお、防波扉及び漂流物対策工の開時の評価については、参考資料8に示す。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力、すべり安全率）が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防波扉（3号機東側）の耐震評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 防波扉（3号機東側）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	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉（鋼製扉体）及び防波扉戸当り（RC支柱）を支持する。
	グラウンド アンカ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工（鋼製扉体）を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工（鋼製扉体）及び漂流物対策工戸当り（RC支柱）を支持する。
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。 ・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	MMR	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ，漂流物対策工基礎スラブ並びに改良地盤又はMMRを鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉への相互作用を考慮する）。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない（解析モデルに取り込み，防波扉への相互作用を考慮する）。

表 2.3-2 防波扉（3号機東側）の各部位の性能目標

部位	性能目標	鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性, 難透水性)
施設	防波扉 (鋼製扉体)			構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。
	防波扉戸当り (RC支柱)	—	—		
	防波扉基礎 スラブ				
	グラウンド アンカ			防波扉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。	防波扉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	漂流物対策工 (鋼製扉体)			—	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り(RC支柱)	—	—	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 基礎スラブ				
地盤	改良地盤	防波扉及び漂流物対策工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、十分なすべり安定性を保持すること。	—	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を維持)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				—
	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	—	—	—

表 2.3-3 防波扉（3号機東側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主桁，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り，走行車輪，車輪戸当り，ガイドアーム，休止ピン	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ		発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	設計アンカー力
		漂流物対策工（鋼製扉体）	主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁，支承部，支承アンカー，ロック装置，戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工基礎スラブ		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤		すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率1.2以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤		発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主桁，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り，走行車輪，車輪戸当り，ガイドアーム，休止ピン	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防波扉基礎スラブ		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ		発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	設計アンカー力
		改良地盤		すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率1.2以上
		基礎地盤の支持性能	基礎地盤		発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

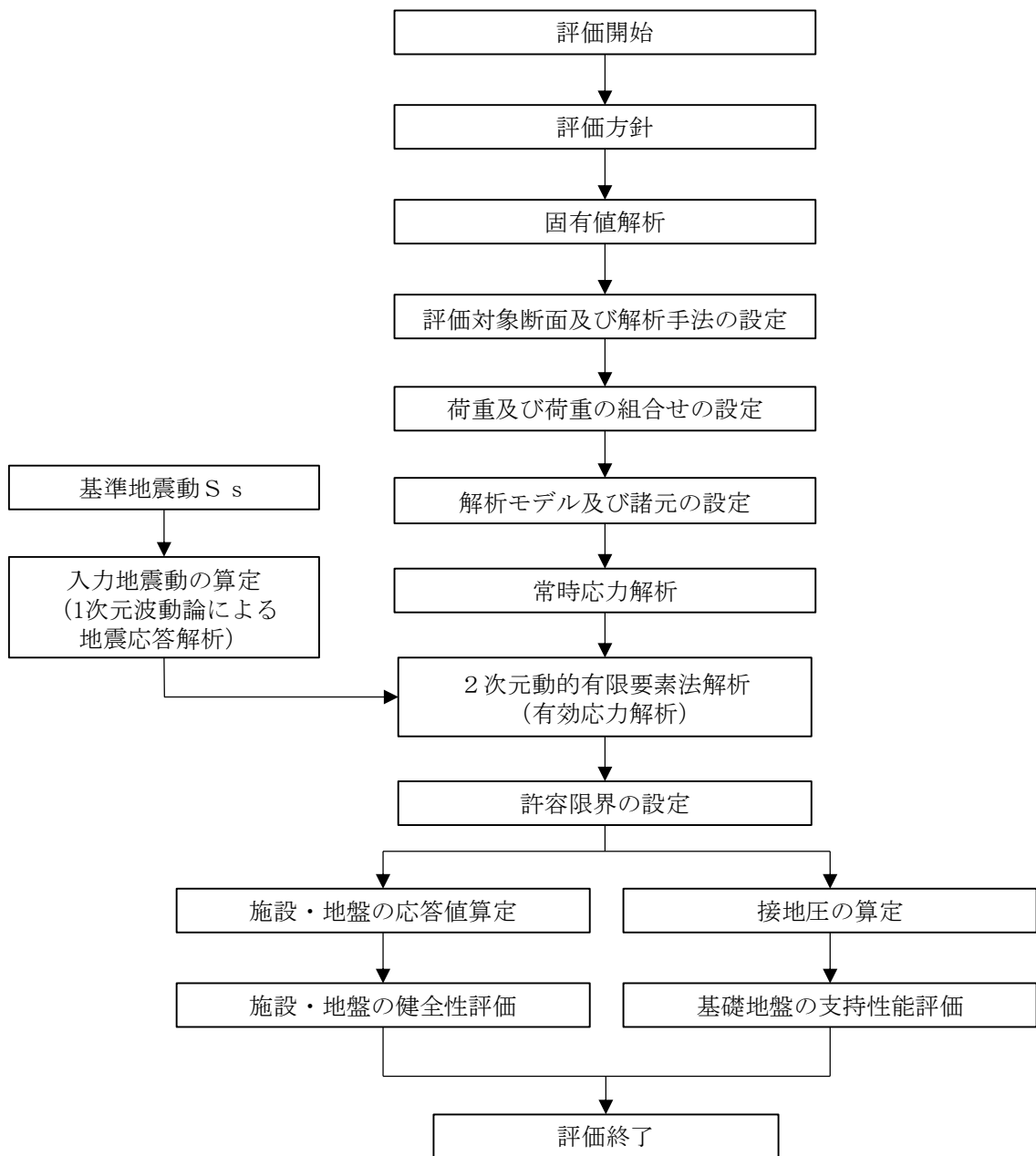


図 2.3-1 防波扉（3号機東側）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年)
- ・松江市建築基準法施行細則 (2005 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号)
- ・日本機械学会 機械工学便覧
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術基準協会, 2016 年)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 2002 年)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2012) (地盤工学会, 2012 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 2007 年)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (2013 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成 19 年 3 月)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定) 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	—	
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定) 松江市建築基準法施行細則(2005年3月31日松江市規則第234号)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討	
固有値解析	日本機械学会 機械工学便覧	固有振動数の算定式	
許容限界	鋼製扉体	ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年）	曲げ軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	曲げ軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	グラウンドアンカ	グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（JGS4101-2012）（地盤工学会，2012年）	発生アンカー力が，テンドンの許容引張力，許容拘束力及び許容引抜力以下であることを確認
	MMR	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
	改良地盤①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号） 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	すべり安全率が1.2以上であることを確認 支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
	基礎地盤	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版） 港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）	ジョイント要素の物性値の設定	

3. 固有値解析

3.1 固有振動数の算出方法

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の構造に応じて解析モデルを設定し、1次固有振動数を算出する。

3.1.1 解析モデルの設定

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）は、左右端のRC支柱及びロック装置により扉体を支持する構造であることから、両端ヒンジ梁として計算する。解析モデル図を図3.1.1-1に示す。

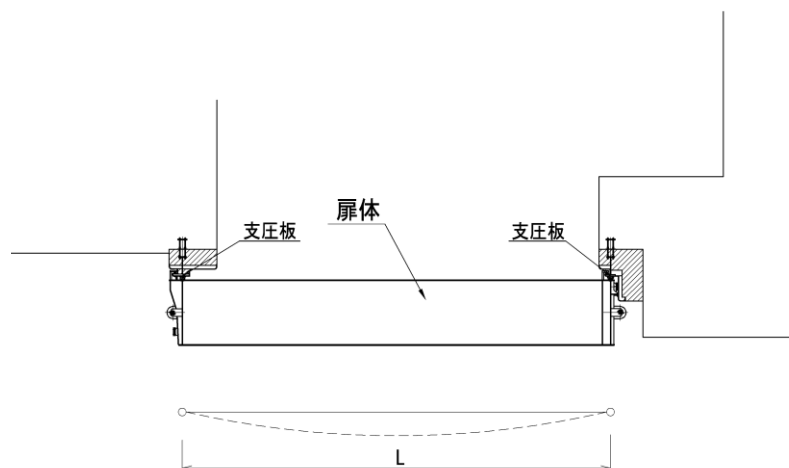


図 3.1.1-1(1) 防波扉（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

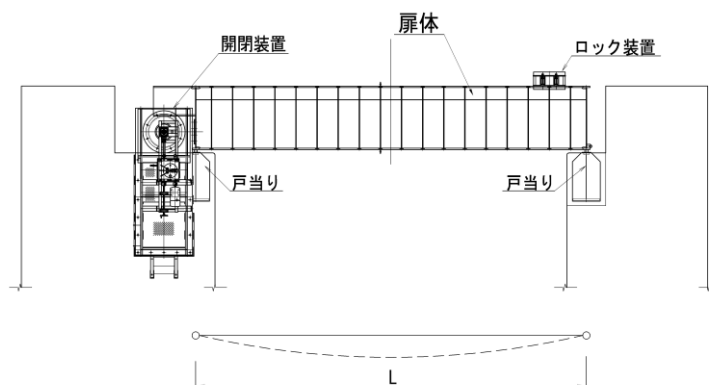


図 3.1.1-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の固有値解析モデル図

3.2 固有振動数の算出条件等

3.2.1 記号の説明

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数算出に用いる記号を表 3.2.1-1 に示す。

表 3.2.1-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	m	スパン長
λ	—	支持条件によって定まる係数
γ	kN/m ³	単位体積重量
A	m ²	断面積
E	kN/m ²	縦弾性係数
I	m ⁴	断面二次モーメント
g	m/s ²	重力加速度

3.2.2 固有振動数の算出方法

1次固有振動数 f を「日本機械学会 機械工学便覧」に基づき以下の式より計算する。

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{EIg}{\gamma A}}$$

3.2.3 固有振動数の計算条件

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出条件を表 3.2.3-1 に示す。

表 3.2.3-1 固有振動数の算出条件

記号	定義	数値		単位
		防波扉 (鋼製扉体)	漂流物対策工 (鋼製扉体)	
L	スパン長	11.4	11.3	m
λ	支持条件によって定まる係数	3.14	3.14	—
γ	単位体積重量	77	77	kN/m ³
A	断面積	0.206	0.0466	m ²
E	縦弾性係数	2.00×10^8	2.00×10^8	kN/m ²
I	断面二次モーメント	0.143	0.0216	m ⁴
g	重力加速度	9.81	9.81	m/s ²

3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数の算出結果を表 3.3-1 に示す。防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の固有振動数は 20Hz 以上であり，剛構造として扱う。

表 3.3-1 固有振動数の算出結果

部位	固有振動数 (Hz)
防波扉（鋼製扉体）	50.8
漂流物対策工（鋼製扉体）	42.3

4. 耐震評価

4.1 記号の定義

耐震評価に用いる記号を表 4.1-1 及び表 4.1-2 に示す。

表 4.1-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (1/4)

部材	記号	単位	定義
主桁	W	kN/m	主桁の負担荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	B	m	水密幅
	L	m	支圧板中心間
	M	kN・m	主桁の曲げモーメント
	S	kN	主桁のせん断力
	N	kN	主桁の軸力
	Z	mm ³	主桁の断面係数
	D	mm	側部水密幅
	A _w	mm ²	主桁の腹板断面積
	A _g	mm ²	主桁の断面積
	σ	N/mm ²	主桁の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	主桁のせん断応力度
	σ _a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ _a	N/mm ²	許容せん断応力度
補助縦桁	P	kN/m ²	補助縦桁の水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	a	m	補助縦桁間隔
	b	m	主桁間隔
	M	kN・m	補助縦桁の曲げモーメント
	S	kN	補助縦桁のせん断力
	Z	mm ³	補助縦桁の断面係数
	A _w	mm ²	補助縦桁の腹板断面積
	σ	N/mm ²	補助縦桁の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	補助縦桁のせん断応力度
	σ _a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ _a	N/mm ²	許容せん断応力度
端縦桁	R	kN	主桁の支点反力
	A	mm ²	補剛材の有効断面積
	σ _c	N/mm ²	端縦桁の圧縮応力度
	σ _{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度
支圧板	W _{gh}	kN/m	地震時慣性力
	W	N/mm ²	風荷重
	B	mm	扉体水密幅
	b	mm	支圧板の有効幅
	σ _p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ _a	N/mm ²	許容支圧応力度

表 4.1-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (2/4)

部材	記号	単位	定義
戸当り	P	kN/m	戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	b_f	mm	戸当り底面フランジ幅
	t_f	mm	戸当り底面フランジ板厚
	B	mm	扉体の水密幅
	h	mm	戸当りの桁高
	L	mm	堰柱側面より戸当りフランジ端面までの深さ
	σ_b	N/mm ²	戸当り底面フランジの曲げ応力度
	σ_k	N/mm ²	戸当りコンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	戸当りコンクリートのせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	許容支圧応力度
	τ_{ca}	N/mm ²	許容せん断応力度
走行車輪	R_1	kN	海側車輪荷重
	R_2	kN	陸側車輪荷重
	W_g	kN	扉体自重
	W_{s1}	kN	扉体天端の積雪荷重
	W_{s2}	kN	ガイドアームの積雪荷重
	P	kN	車輪荷重
	E_1	N/mm ²	車輪の弾性係数
	E_2	N/mm ²	車輪踏面板の弾性係数
	B	mm	車輪有効踏面板幅
	R	mm	車輪半径
	C	mm	接触幅の 1/2
	M	N・mm	走行車輪軸の曲げモーメント
	S	N	走行車輪軸のせん断力
	A	mm ²	走行車輪軸の断面積
	Z	mm ³	走行車輪軸の断面係数
	L	mm	車輪受桁の支持間隔
	a	mm	車輪受桁の荷重載荷位置
	b	mm	車輪受桁の荷重載荷位置
	M_c	N・mm	車輪受桁の曲げモーメント
	S_b	N	車輪受桁のせん断力
	Z_1	mm ²	車輪受桁の断面係数
	A_w	mm ³	車輪受桁の腹板断面積
	p	N/mm ²	接触面圧応力度
	σ	N/mm ²	車輪軸の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	車輪軸のせん断応力度
	σ	N/mm ²	車輪受桁の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	車輪受桁のせん断応力度

表 4.1-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (3/4)

部材	記号	単位	定義
走行 車輪	σ_a	N/mm ²	許容接触面圧応力度
	σ_{a1}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_{a1}	N/mm ²	許容せん断応力度
	σ_{a2}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_{a2}	N/mm ²	許容せん断応力度
車輪 戸当り	P	kN	車輪荷重
	K	N/mm ²	車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度
	a	mm	コンクリートの応力度の分布長さの 1/2
	M	N・mm	車輪戸当りの曲げモーメント
	S	N	車輪戸当りのせん断力
	I	mm ⁴	車輪戸当りの断面 2 次モーメント
	B	mm	車輪戸当りの底面フランジ幅
	Z	mm ³	車輪戸当りの断面係数
	A _w	mm ²	車輪戸当りの腹板断面積
	M _f	N・mm	底面フランジの曲げモーメント
	σ	N/mm ²	車輪戸当りの曲げ応力度
	τ	N/mm ²	車輪戸当りのせん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
ガイド アーム	P _v	kN・m	地震時鉛直荷重
	W _g	kN	扉体自重
	W _s	kN	積雪荷重
	M _m	kN・m	ガイドアームの曲げモーメント
	S _m	kN	ガイドアームのせん断力
	Z _c	mm ³	ガイドアームの断面係数
	A _w	mm ²	ガイドアームの腹板面積
	σ_c	N/mm ²	ガイドアームの曲げ応力度
	τ_c	N/mm ²	ガイドアームのせん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	

表 4.1-1(4) 防波扉の耐震評価に用いる記号 (4/4)

部材	記号	単位	定義
休止 ピン	P_h	kN	休止ピンに作用する水平荷重
	W	kN	自重 (扉体自重+積雪荷重)
	M	N・mm	休止ピンの曲げモーメント
	S	N	休止ピンのせん断力
	Z	mm ³	休止ピンの断面係数
	A	mm ²	休止ピンの断面積
	L_1	mm	休止ピンの片持ち梁長さ
	d	mm	休止ピンの径
	σ	N/mm ²	休止ピンの曲げ応力度
	τ	N/mm ²	休止ピンのせん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度

表 4.1-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (1/5)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	kN・m	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	扉体幅
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
張出桁	M_2	kN・m	曲げモーメント
	S_2	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	L_2	m	張出長さ
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
補助縦桁	M_3	kN・m	曲げモーメント
	S_3	kN	せん断力
	W	kN/m	地震時慣性力
	W'	kN/m	風荷重
	ℓ	m	主横桁の間隔
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度

表 4.1-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (2/5)

部材	記号	単位	定義
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_q	mm^2	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm^2	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容圧縮応力度
上部 支承軸	M_4	$\text{kN} \cdot \text{m}$	支承軸の曲げモーメント
	R_{H1}	kN	上部支承水平作用荷重
	L_4	m	支承軸支持間隔
	S_4	kN	支承軸のせん断力
	Z_4	mm^3	支承軸の断面係数
	A_4	mm^2	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_a	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度
下部 支承軸	M_5	$\text{kN} \cdot \text{m}$	支承軸の曲げモーメント
	R_{H3}	kN	下部支承水平作用荷重
	L_5	m	支承軸片持ち梁長さ
	S_5	kN	支承軸のせん断力
	Z_5	mm^3	支承軸の断面係数
	A_5	mm^2	支承軸の断面積
	σ_b	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_a	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度
下部 支承 軸受	R_v	kN	下部支承鉛直作用荷重
	R	mm	軸受（壺金）の球面の半径
	E	N/mm^2	軸受（壺金）の弾性係数
	p	N/mm^2	軸受（壺金）の支圧応力度
	p_a	N/mm^2	許容接触応力度
支承軸受	R_2	kN	軸受け荷重
	C_{cr}	kN	基本静定格荷重

表 4.1-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (3/5)

部材	記号	単位	定義
浮上防止金物	M_6	kN・m	浮上防止金物の曲げモーメント
	R_v	kN	下部支承鉛直上向き作用荷重
	L_6	m	浮上防止金物片持ち梁長さ
	S_6	kN	浮上防止金物のせん断力
	Z_6	mm ³	浮上防止金物の断面係数
	A_6	mm ²	浮上防止金物の断面積
	σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
	F	kN	固定ボルトの軸力
	a, b	mm	支持点からの距離
	A_7	mm ²	固定ボルトの有効断面積
	σ_t	N/mm ²	固定ボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
上部支承 アンカー	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H1}	kN	上部支承水平作用荷重
	ℓ	mm	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離
	m	mm	アンカーボルトの間隔
	n	本	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

表 4.1-2(4) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (4/5)

部材	記号	単位	定義
下部支承 アンカー	F	kN	アンカーボルト 1 本当りの軸力
	R_{H3}	kN	下部支承水平作用荷重
	L_5	mm	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離
	$2y$	mm	アンカーボルトの間隔
	n	本	アンカーボルトの片側本数
	A_5	mm ²	アンカーボルトの断面積
	d	mm	アンカーボルト埋込深さ
	a, b	mm	アンカープレートの寸法
	c, e	mm	支圧板の寸法
	σ_t	N/mm ²	アンカーボルトの軸方向引張応力度
	σ_a	N/mm ²	許容軸方向引張応力度
	σ_{c1}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(アンカープレート)
	σ_{c2}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度(支圧板)
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度(アンカープレート)
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	
ロック 装置	M	kN・m	曲げモーメント
	R_r	kN	ロック反力
	a	m	ロックビームの片持ち梁長さ
	n	本	ロックビーム数
	Z	mm ³	ロックビームの断面係数
	S	kN	せん断力
	A	mm ²	ロックビームのせん断面積
	σ	N/mm ²	ロックビーム曲げ応力度
	τ	N/mm ²	ロックビームせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度

表 4.1-2(5) 漂流物対策工の耐震評価に用いる記号 (5/5)

部材	記号	単位	定義
戸当り	W	kN/m	水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L_1	mm	扉体幅
	L_2	mm	主横桁の荷重分担長さ
	t_w	mm	腹板の厚さ
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	ℓ_1	mm	戸当り深さ
	ℓ_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	$\Sigma \ell$	mm	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ_f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
	σ_{ba}	N/mm ²	腹板の許容支圧応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

4.2 評価対象断面

防波扉（3号機東側）の評価対象断面は、防波扉（3号機東側）の構造上の以下の特徴を踏まえると、扉体軸方向の方が強軸方向となるため、弱軸方向となる防波扉及び漂流物対策工の扉体軸直交方向に加振した場合の影響を評価する。

- ・防波扉及び漂流物対策工の扉体部については、断面係数が相対的に大きい扉体軸方向が強軸方向となる。
- ・防波扉の扉体軸方向は、隣接する防波壁（逆T擁壁）の強軸方向となる。（図 2.2-1(2) 参照）
- ・漂流物対策工は、扉体軸方向の方が扉体軸直交方向と比べてMMRの幅が広い。（図 4.2-2 及び図 4.2-3 参照）

防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図を図 4.2-1 に、縦断面図を図 4.2-2 に示す。

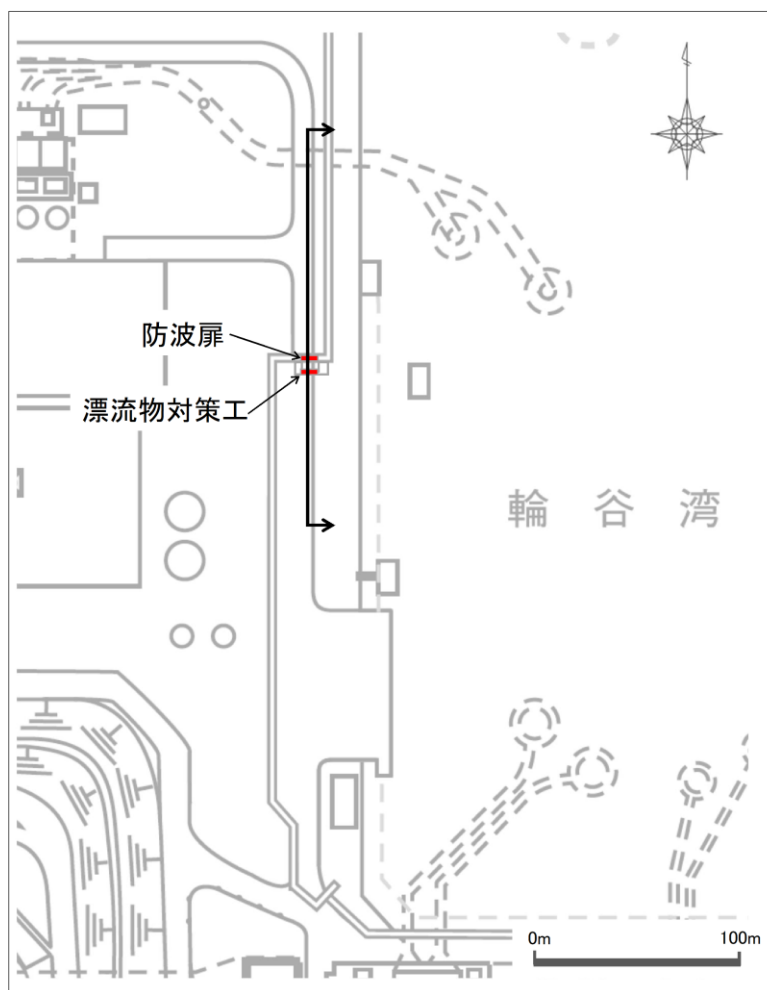


図 4.2-1 防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図

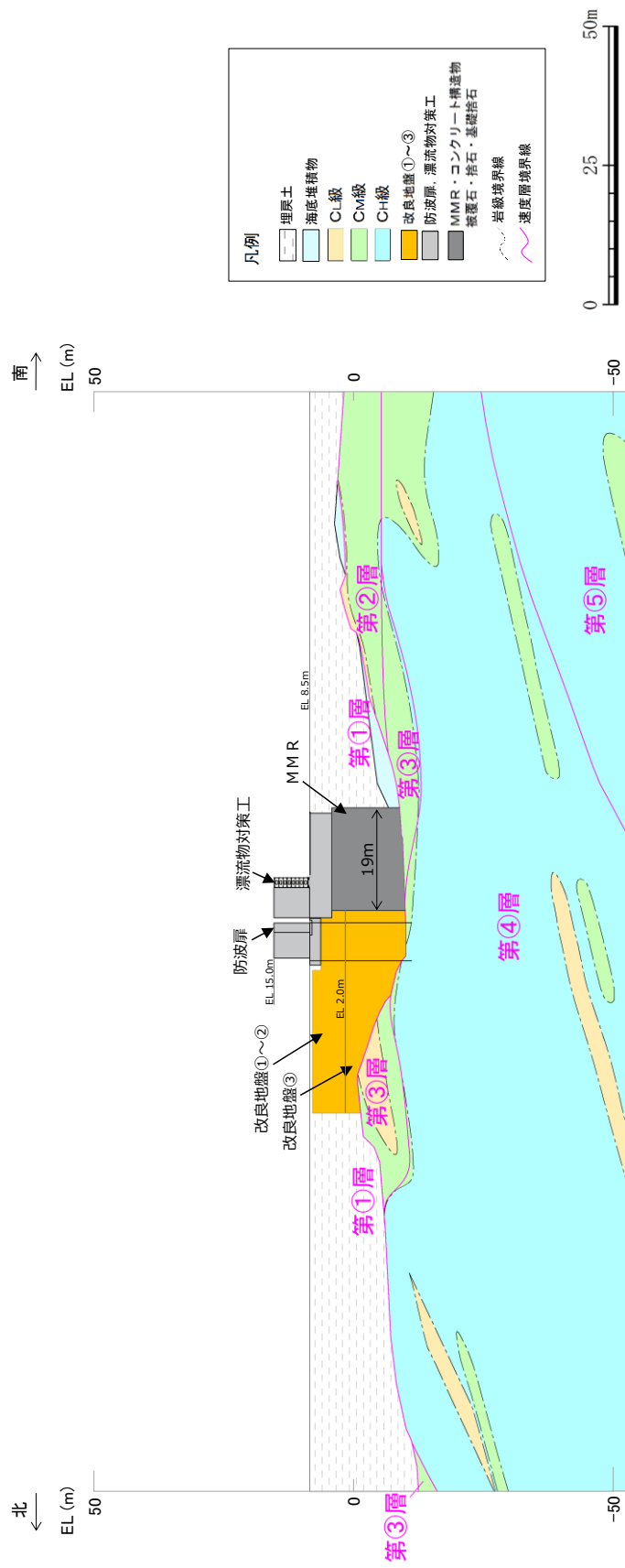


図 4.2-2 防波扉（3号機東側）の縦断面図

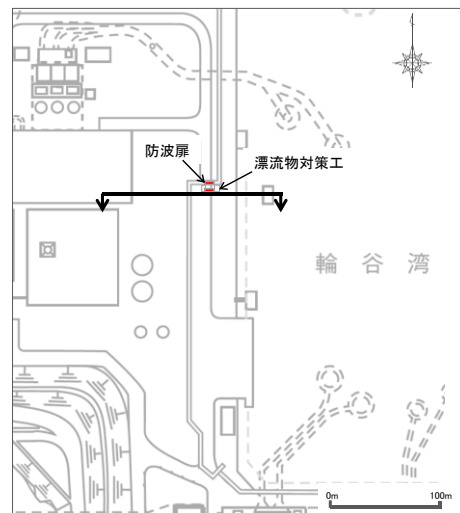
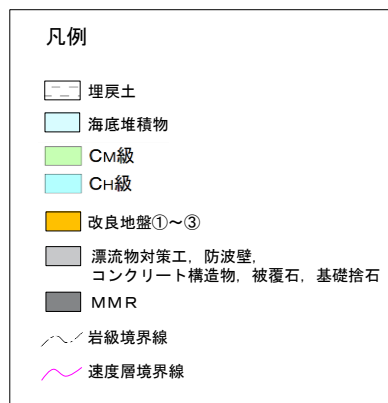
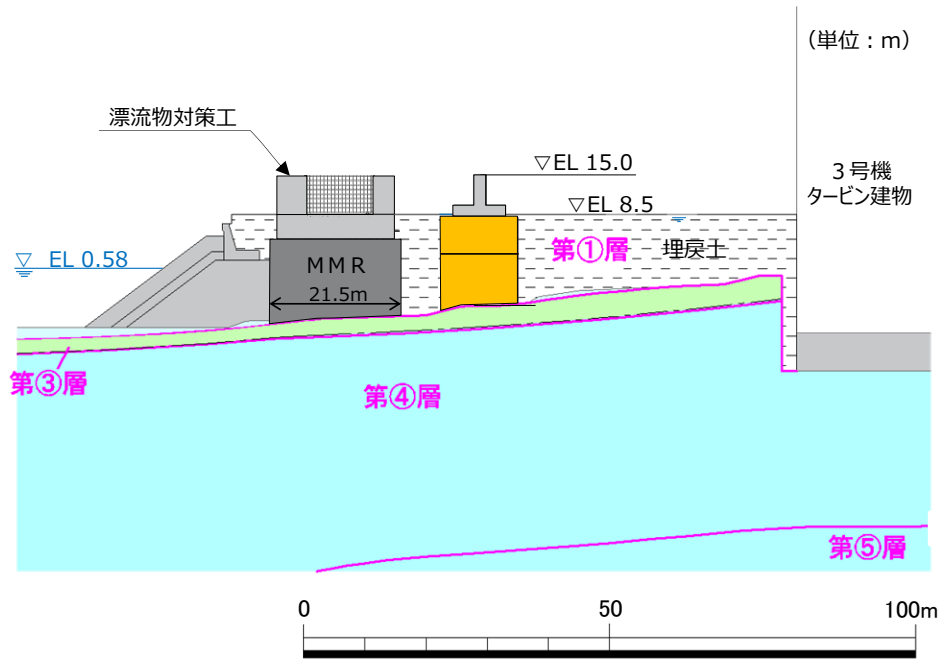


図 4.2-3 漂流物対策工の扉体軸方向断面図

4.3 解析方法

防波扉（3号機東側）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については、線形はり要素、非線形ばね要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3.1 地震応答解析手法

防波扉（3号機東側）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図4.3.1-1に示す。

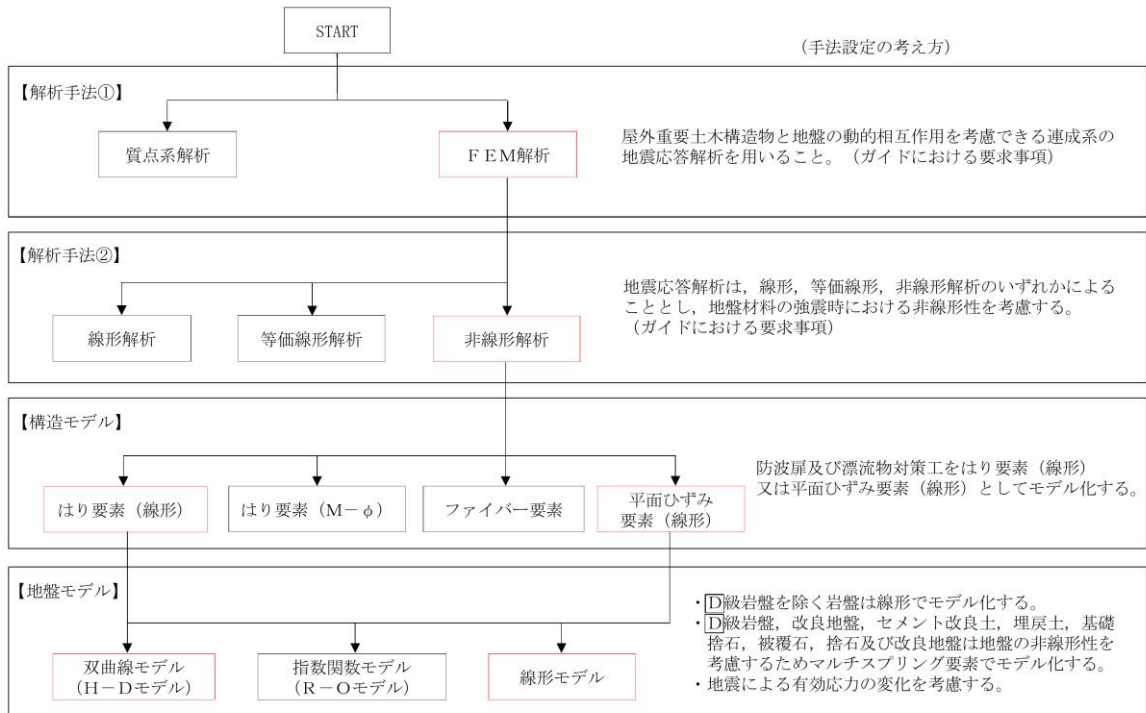


図 4.3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

4.3.2 施設

地震応答解析において、施設については線形はり要素，非線形ばね要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。なお，2次元地震応答解析モデルは単位奥行き（1m）とする。施設のモデル化の詳細については，「4.6.1 解析モデル」の「(3) 構造物のモデル化」に示す。

4.3.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

防波扉（3号機東側）の地震時の応答は，周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表4.3.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から，防波扉（3号機東側）の応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

- ・ 広範囲に分布しており，動的変形特性にひずみ依存性があるため，地震時の繰返し载荷により剛性低下することから，剛性の違いが地盤応答に影響し，防波扉（3号機東側）の応答に影響する。
- ・ 地震時の繰返し载荷により液状化し，有効応力が低下することから，剛性の違いが改良地盤に対する主動土圧に影響し，防波扉（3号機東側）の応答に影響する。

詳細な解析ケースの考え方は，「4.3.5 解析ケース」に示す。

表 4.3.3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1σ	平均値
ケース③	平均値 - 1σ	平均値

4.3.4 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，剛性比例型減衰を設定する。

4.3.5 解析ケース

(1) 地震応答解析

地震応答解析においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。

地震応答解析における解析ケースを表 4.3.5-1 に示す。

表 4.3.5-1 地震応答解析における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値 + 1 σ		平均値 - 1 σ	
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。			
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - F 1$	++*	○				
	$S_s - F 2$	++*	○				
	$S_s - N 1$	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○				
		-+*	○				

注記* : 地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

(2) 地震応答解析結果に基づいた設計震度による評価

防波扉 (鋼製扉体) 及び漂流物対策工 (鋼製扉体) については、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うため、地震応答解析の解析ケース①の結果に基づき、設置床の最大応答加速度から算定した震度に対して十分な安全裕度をもった設計震度を設定し、静的に評価を行う。設計震度の評価結果について、防波扉は表 6.2-1 に、漂流物対策工は表 6.3-1 に示す。

4.4 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.4.1 耐震評価上考慮する状態

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.4.2 荷重

防波扉（3号機東側）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重（鋼製扉体を含む）を考慮する。

(2) 固定荷重（G_a）

固定荷重として、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(3) 積雪荷重（P_s）

積雪荷重は、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(4) 風荷重（P_k）

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速30m/sを使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 地震荷重（S_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

4.4.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.4.3-1 に示す。

表 4.4.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	$G + G_a + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震時荷重

4.5 入力地震動

入力地震動は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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り地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 4.5-1 に入力地震動算定の概念図を、図 4.5-2～図 4.5-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

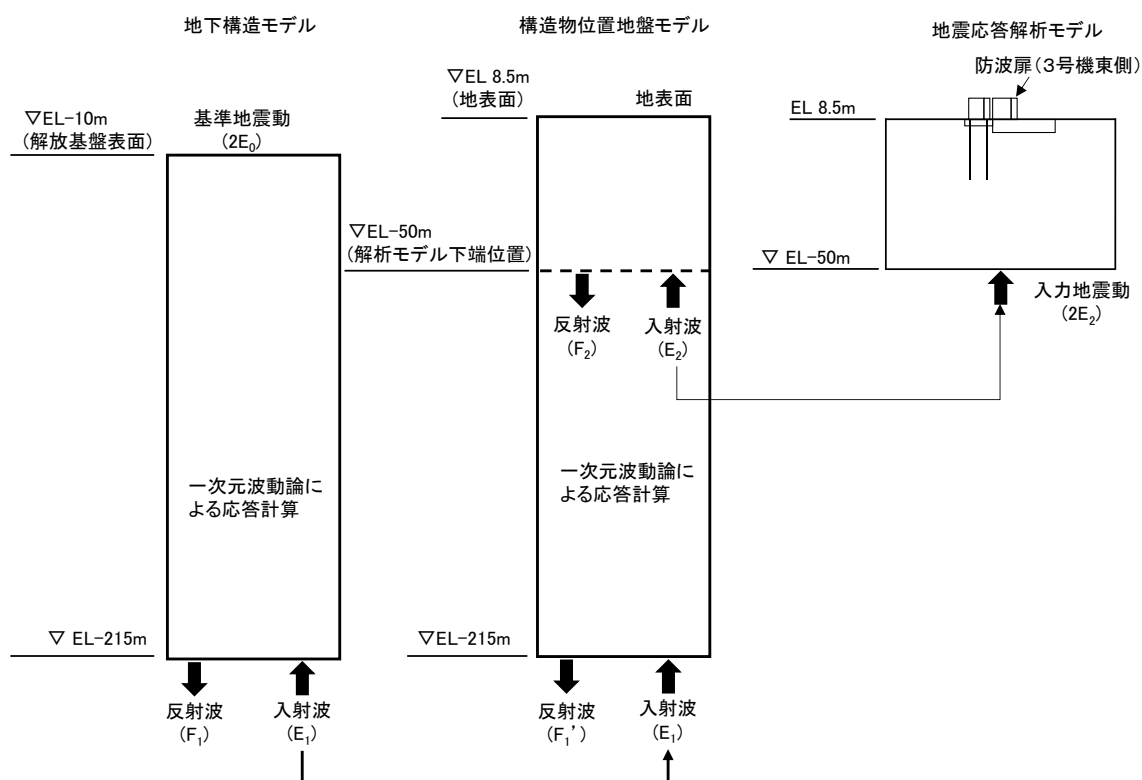
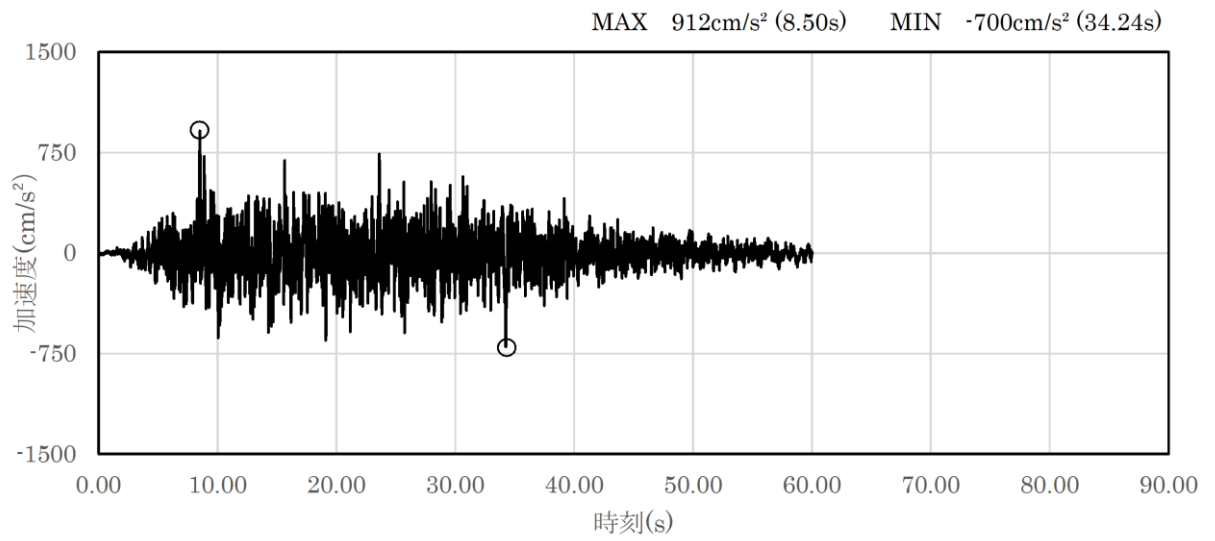
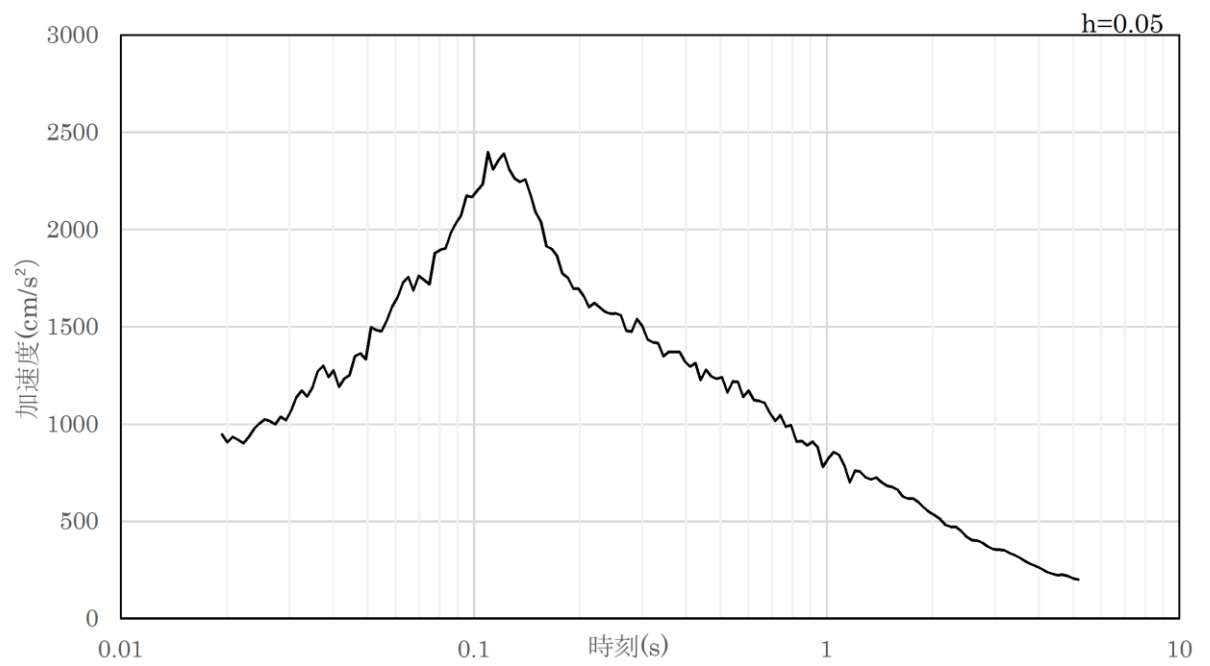


図 4.5-1 入力地震動算定の概念図

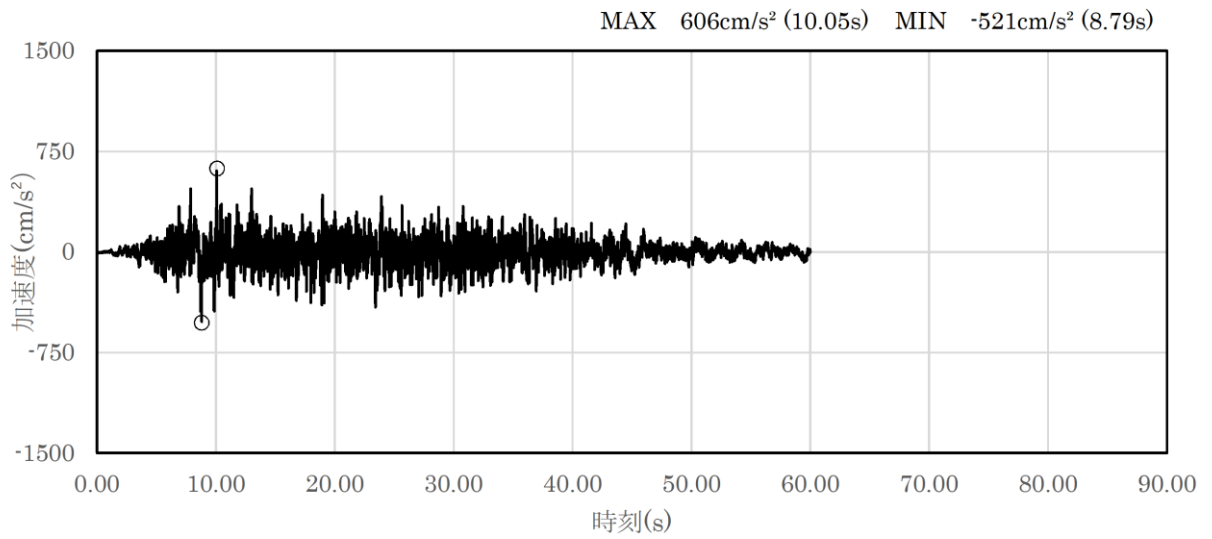


(a) 加速度時刻歴波形

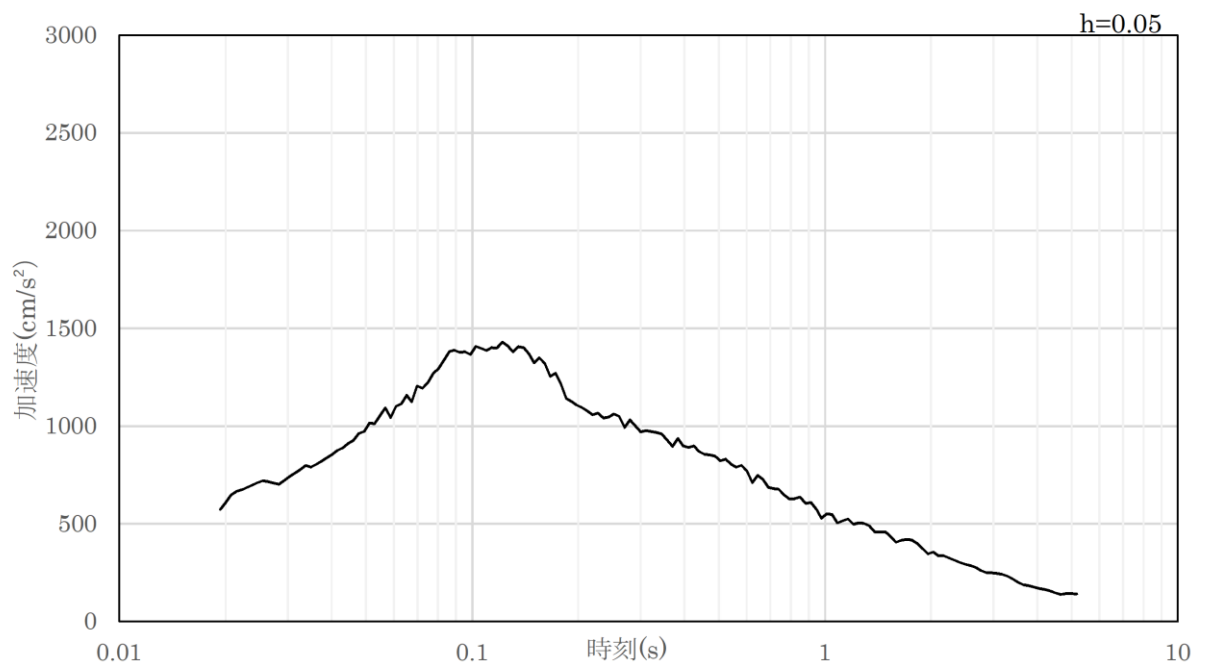


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

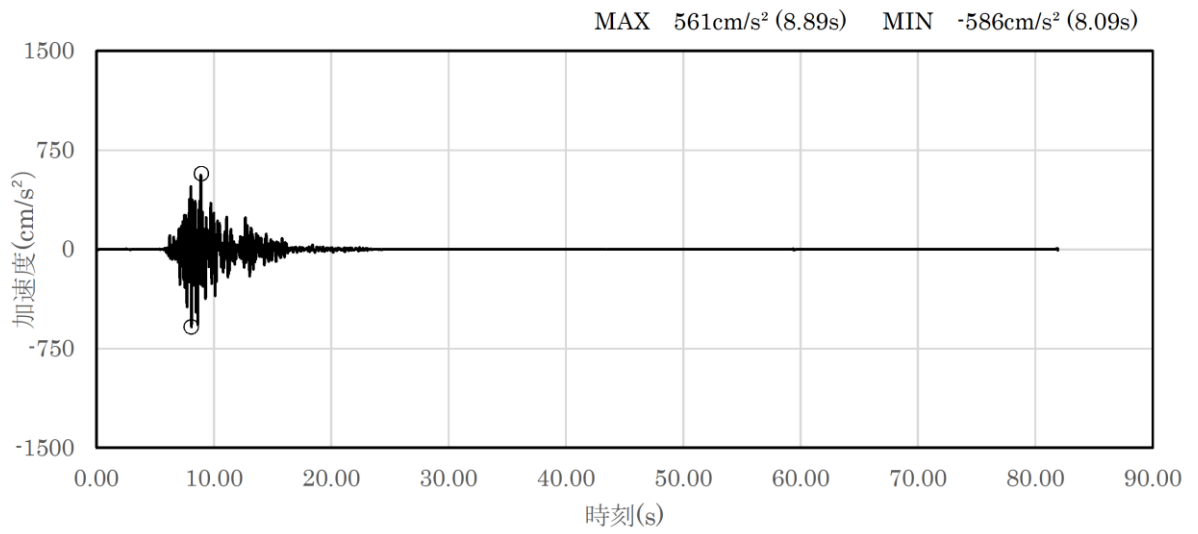


(a) 加速度時刻歴波形

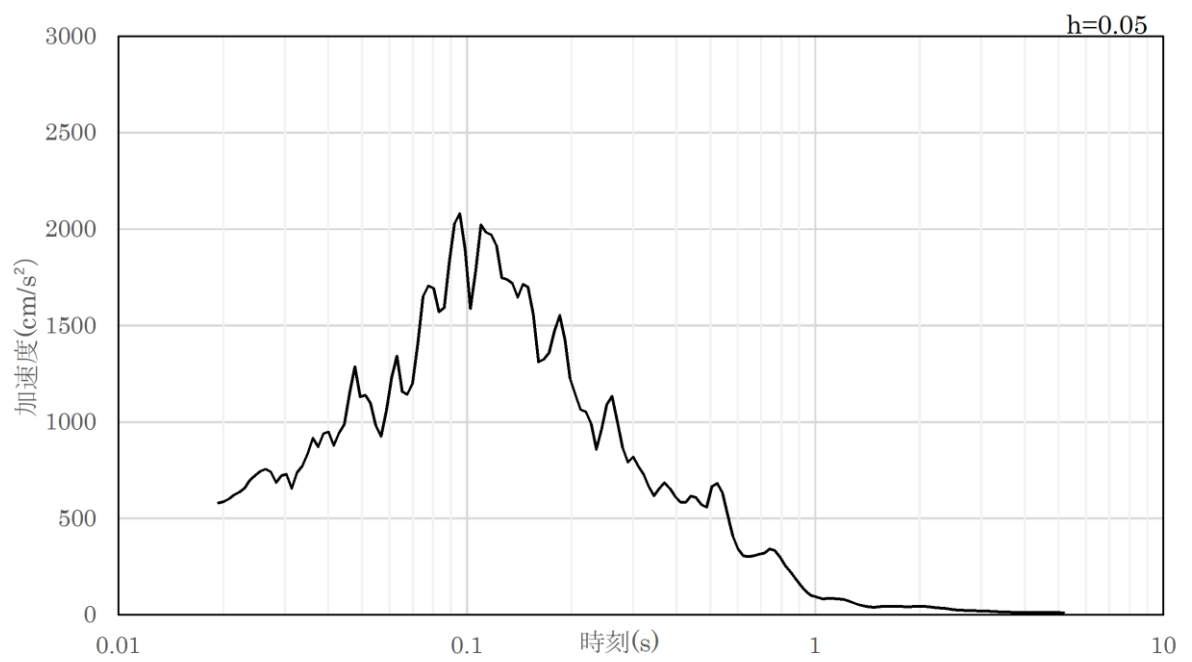


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

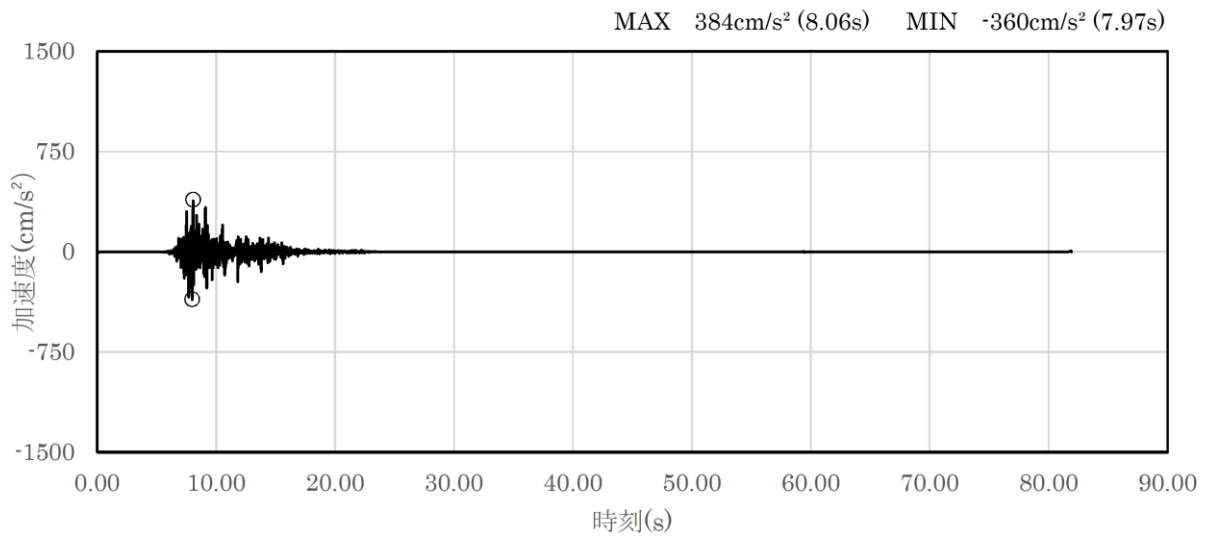


(a) 加速度時刻歴波形

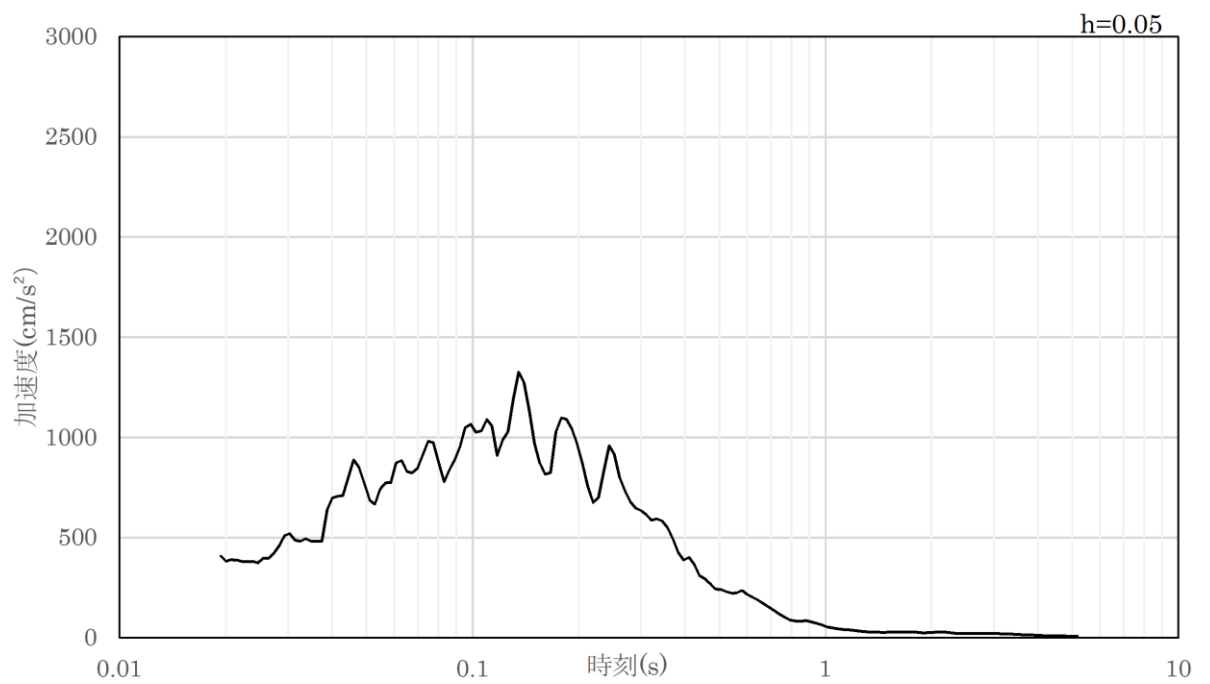


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 1)

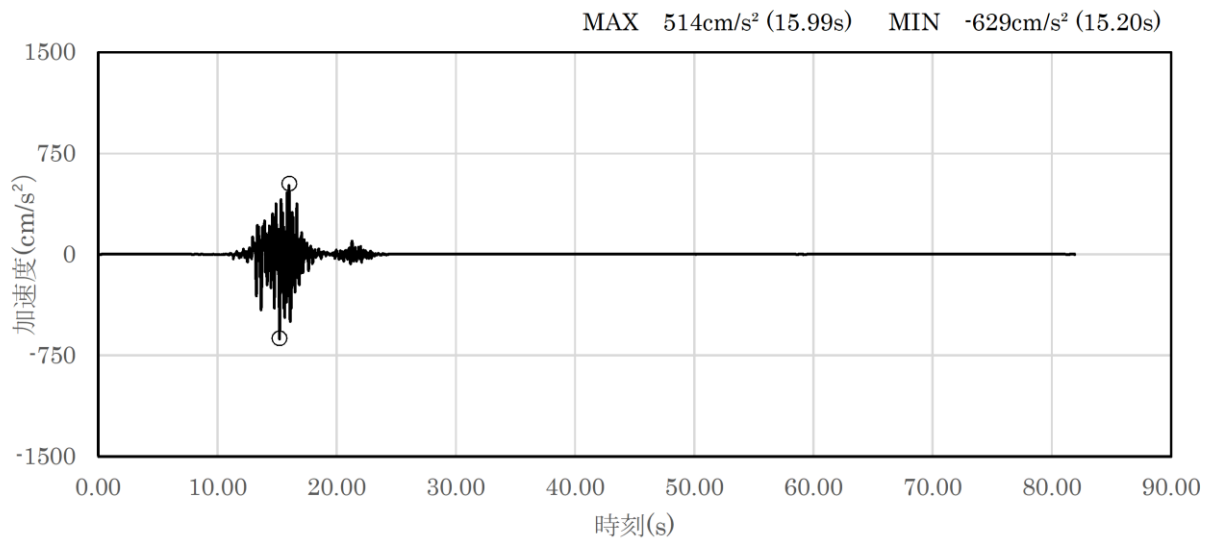


(a) 加速度時刻歴波形

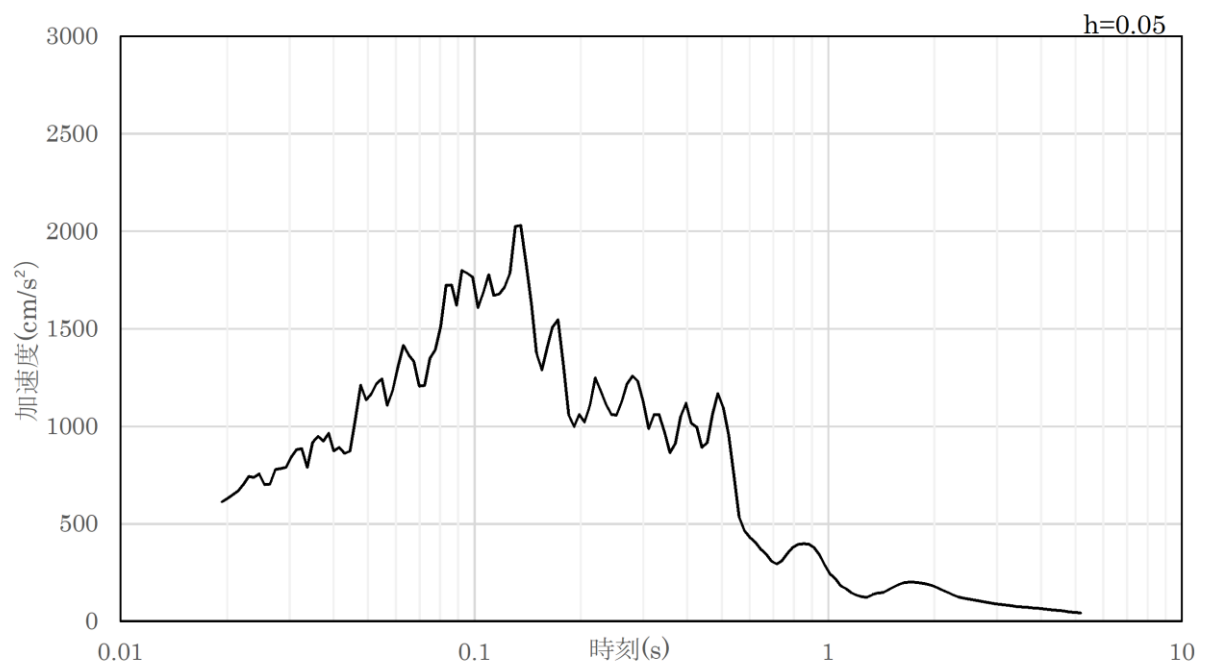


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

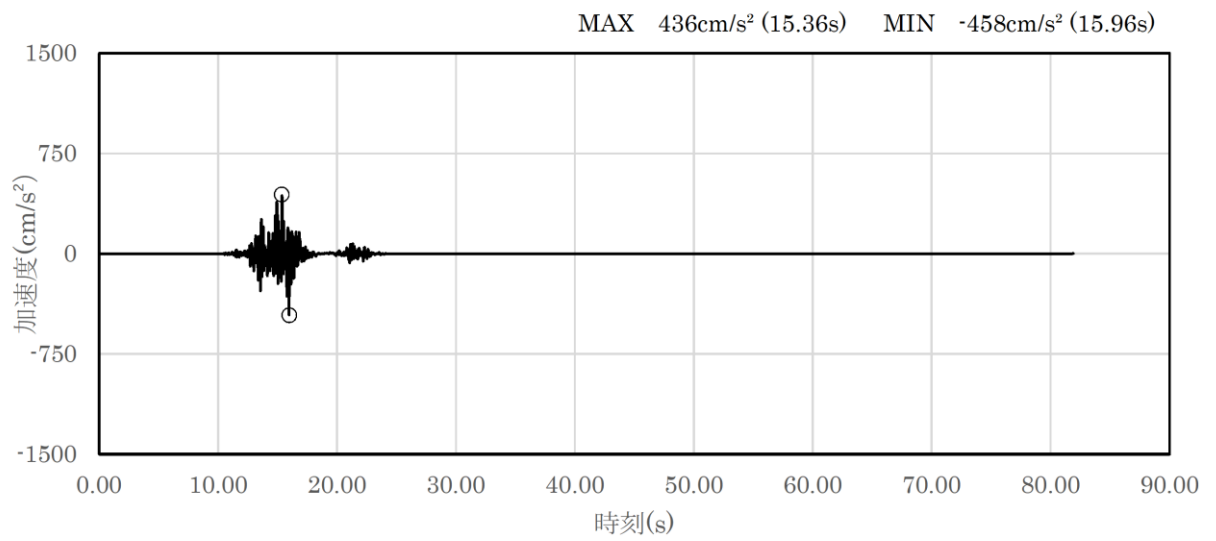


(a) 加速度時刻歴波形

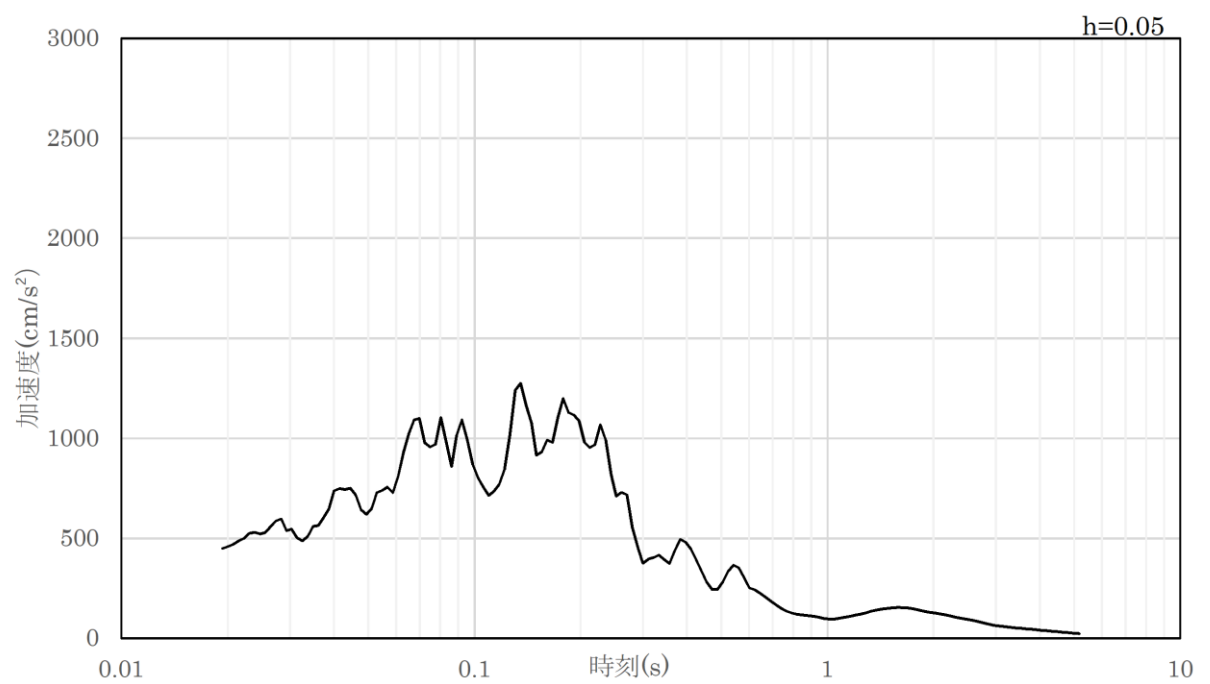


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 2)

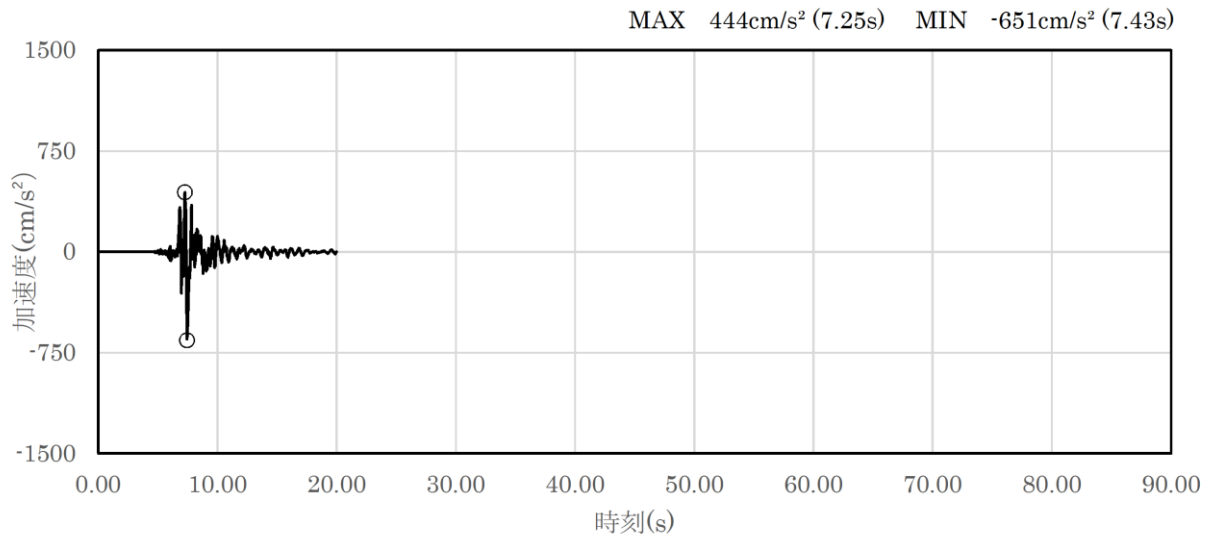


(a) 加速度時刻歴波形

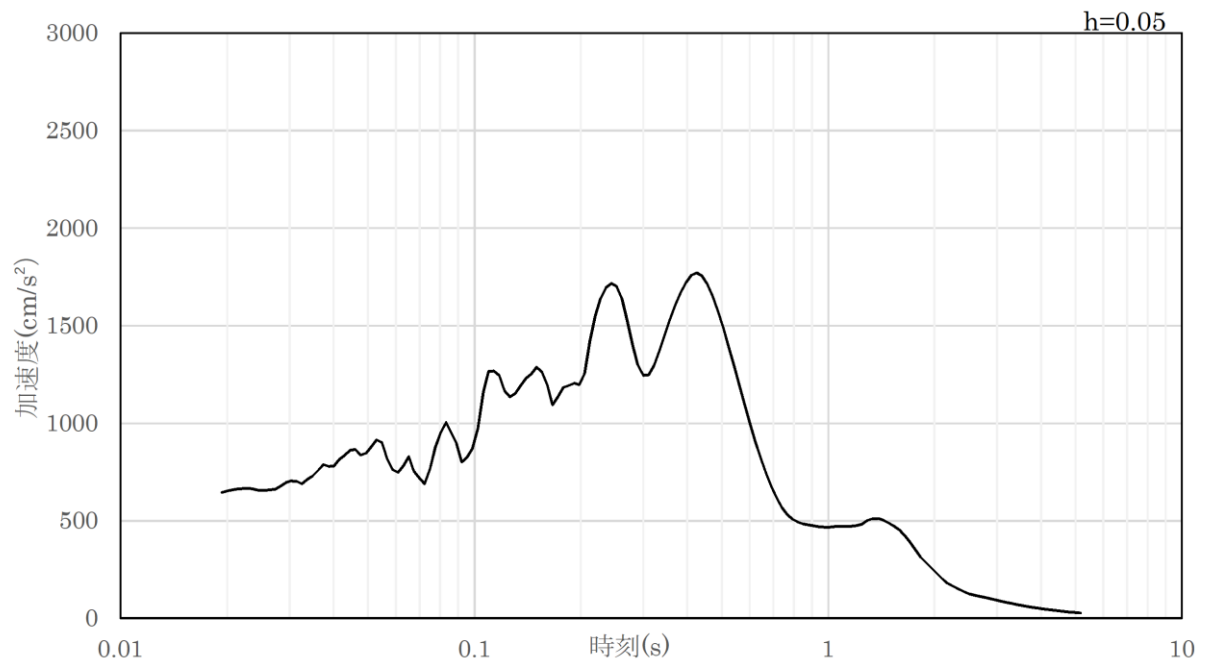


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分 : S s - F 2)

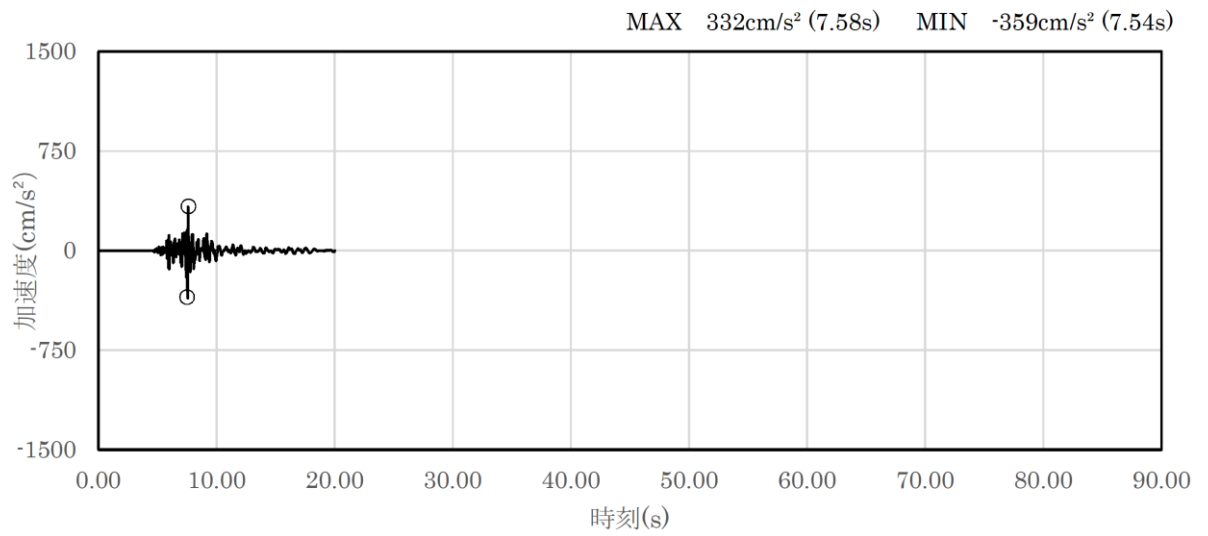


(a) 加速度時刻歴波形

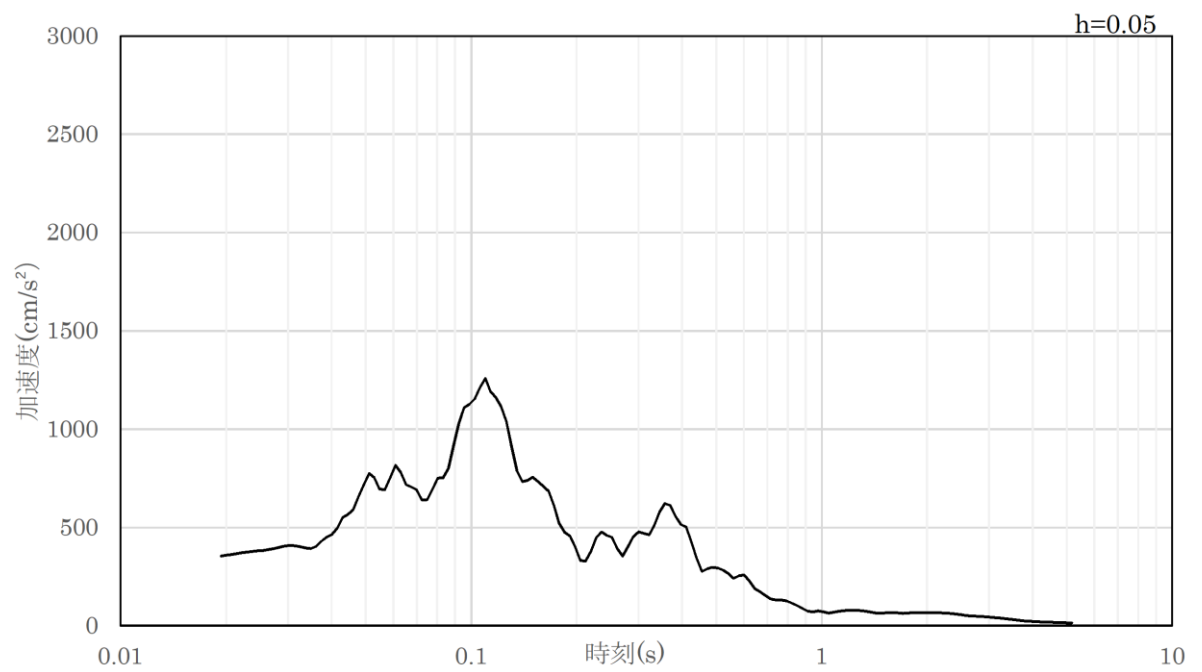


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

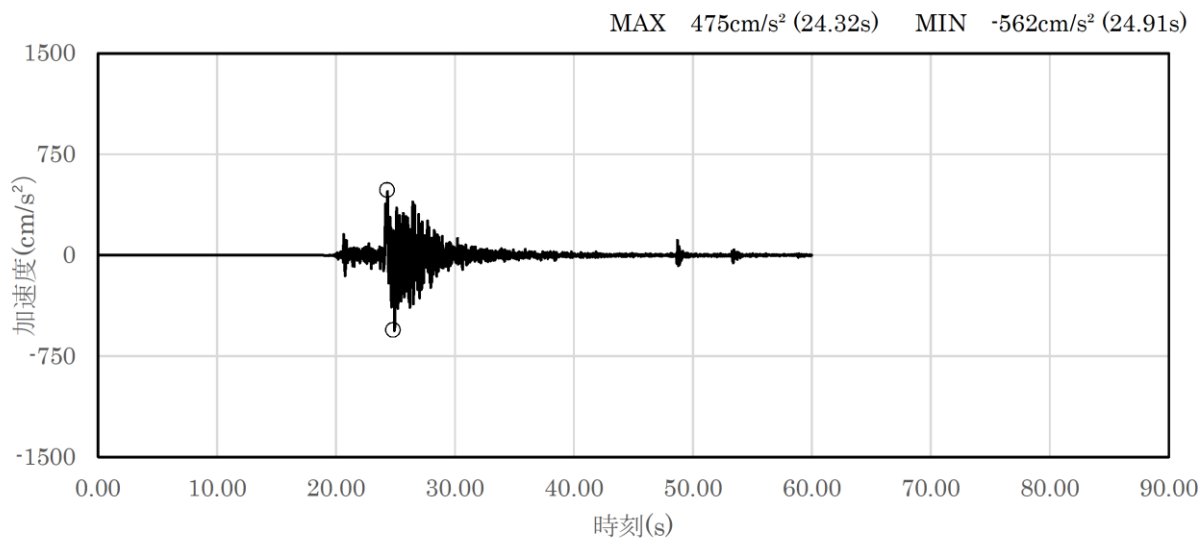


(a) 加速度時刻歴波形

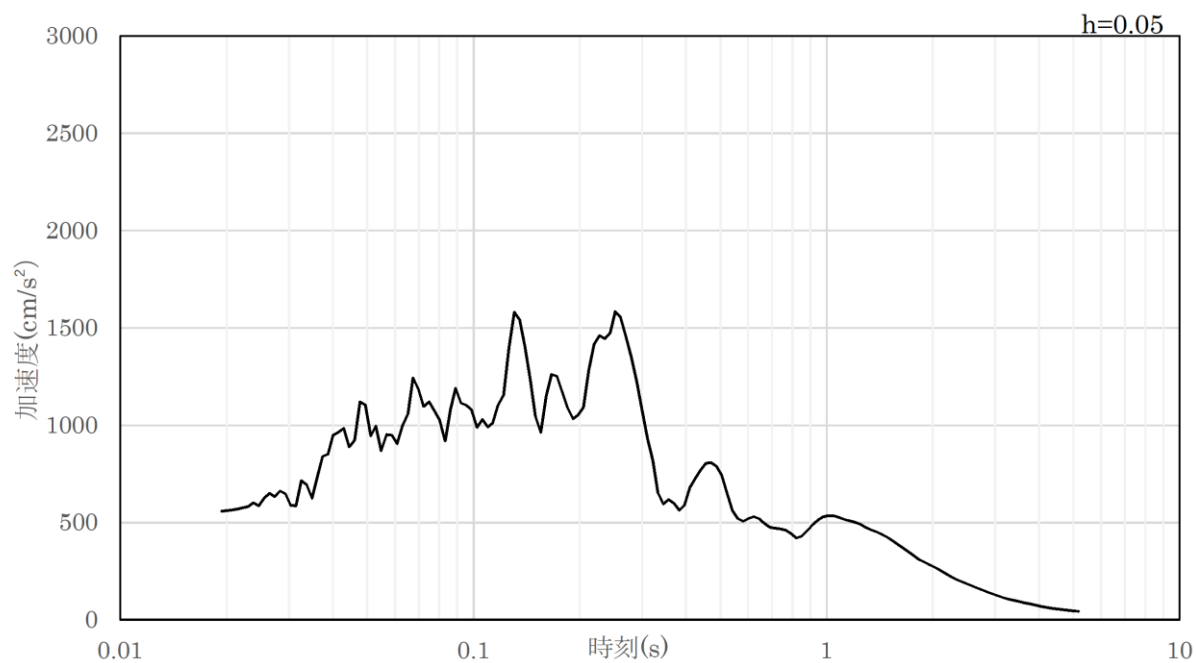


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

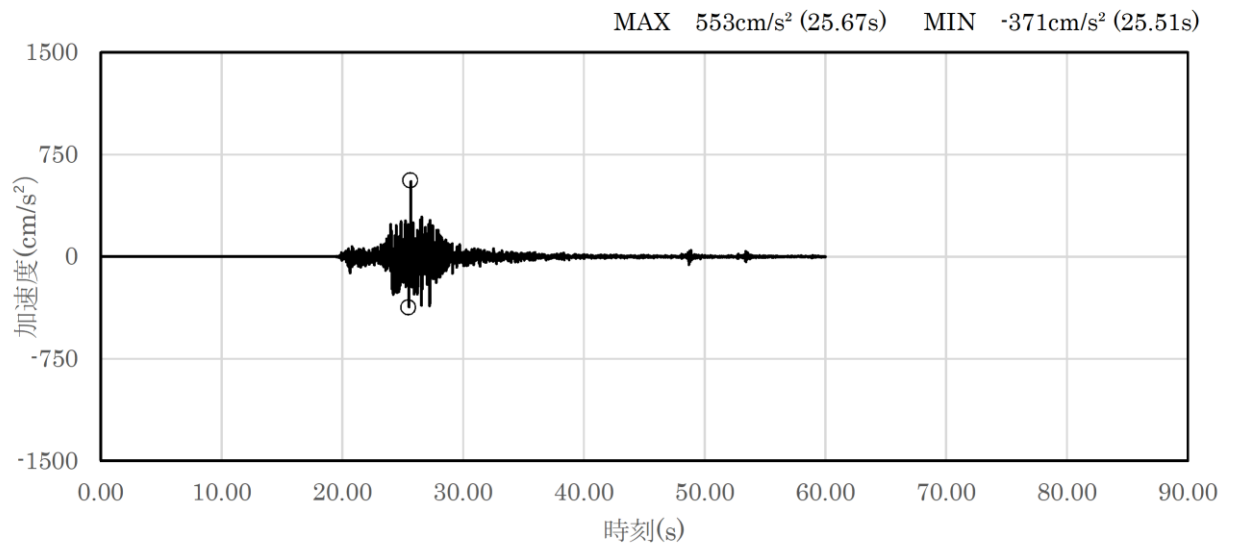


(a) 加速度時刻歴波形

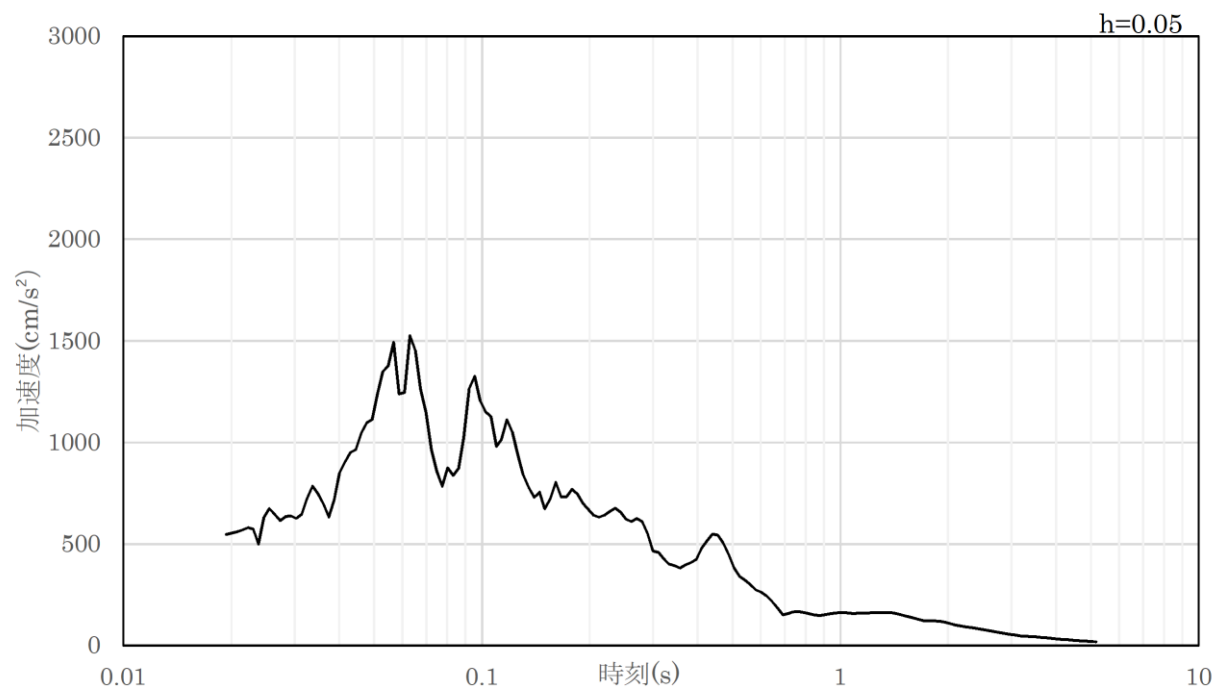


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S 方向))

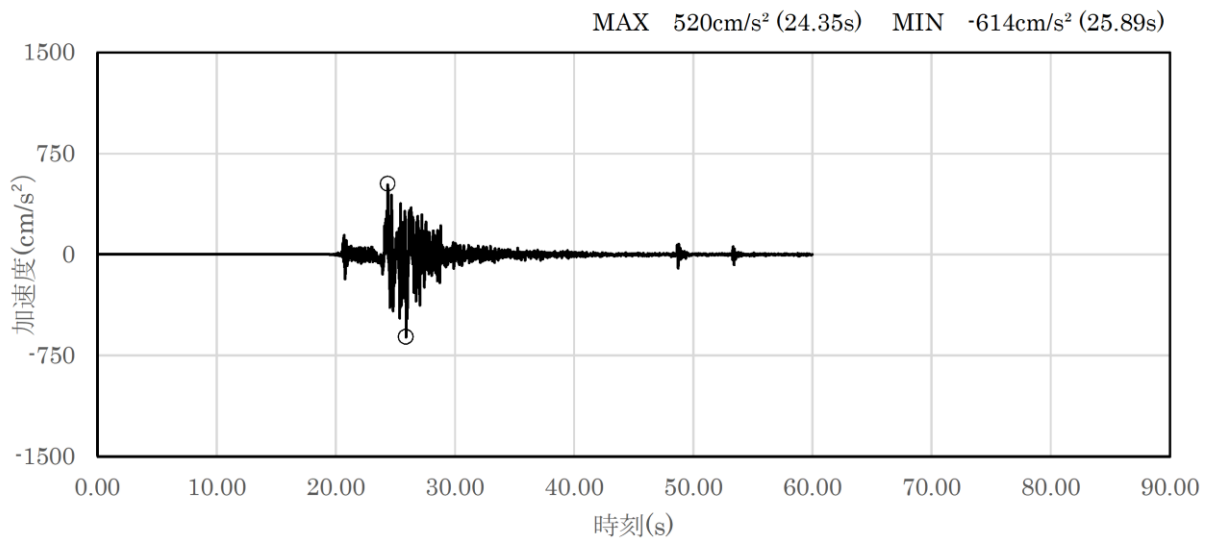


(a) 加速度時刻歴波形

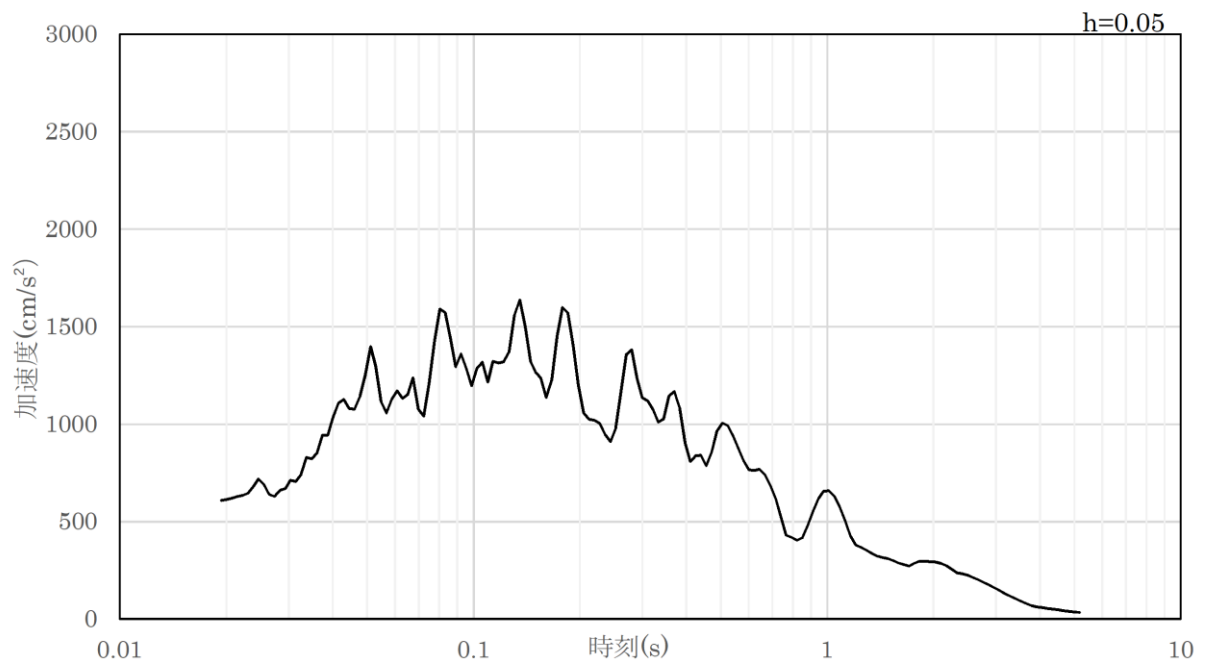


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (NS方向))

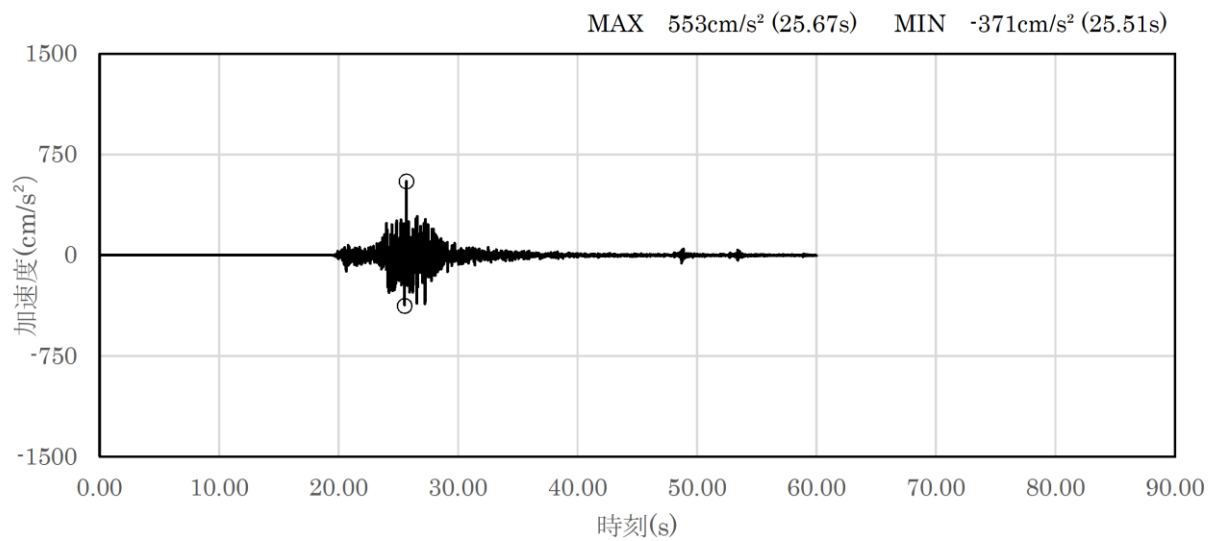


(a) 加速度時刻歴波形

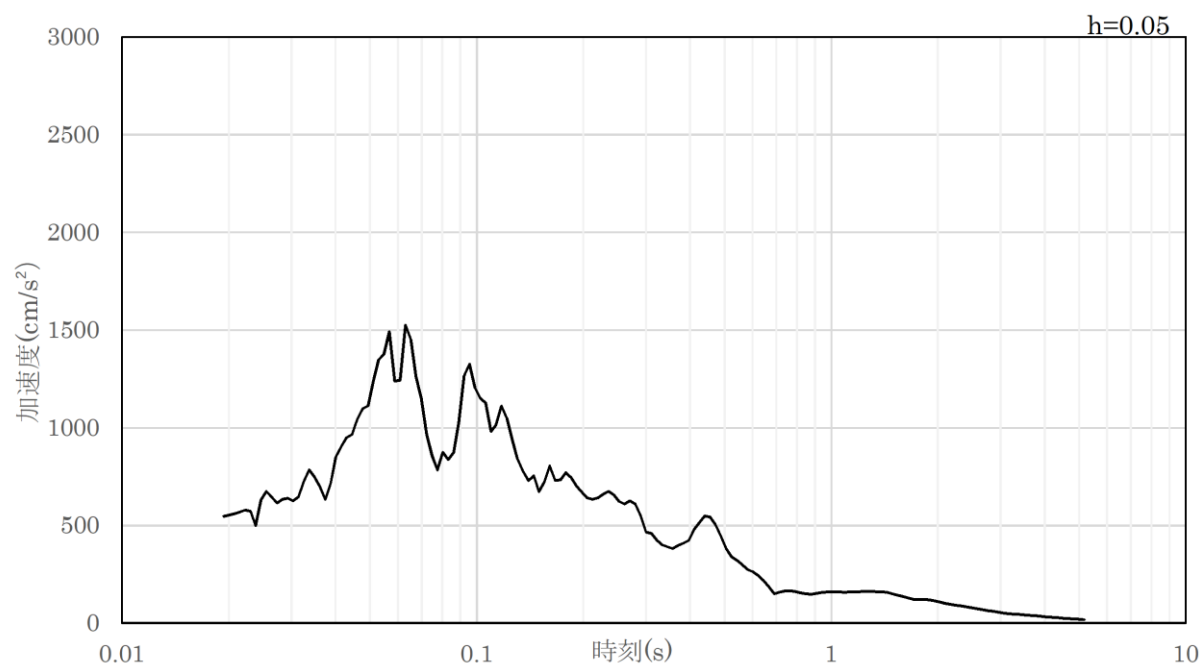


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (EW方向))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2 (EW方向))

4.6 解析モデル及び諸元

4.6.1 解析モデル

防波扉（3号機東側）の地震応答解析モデルを図4.6.1-1に示す。

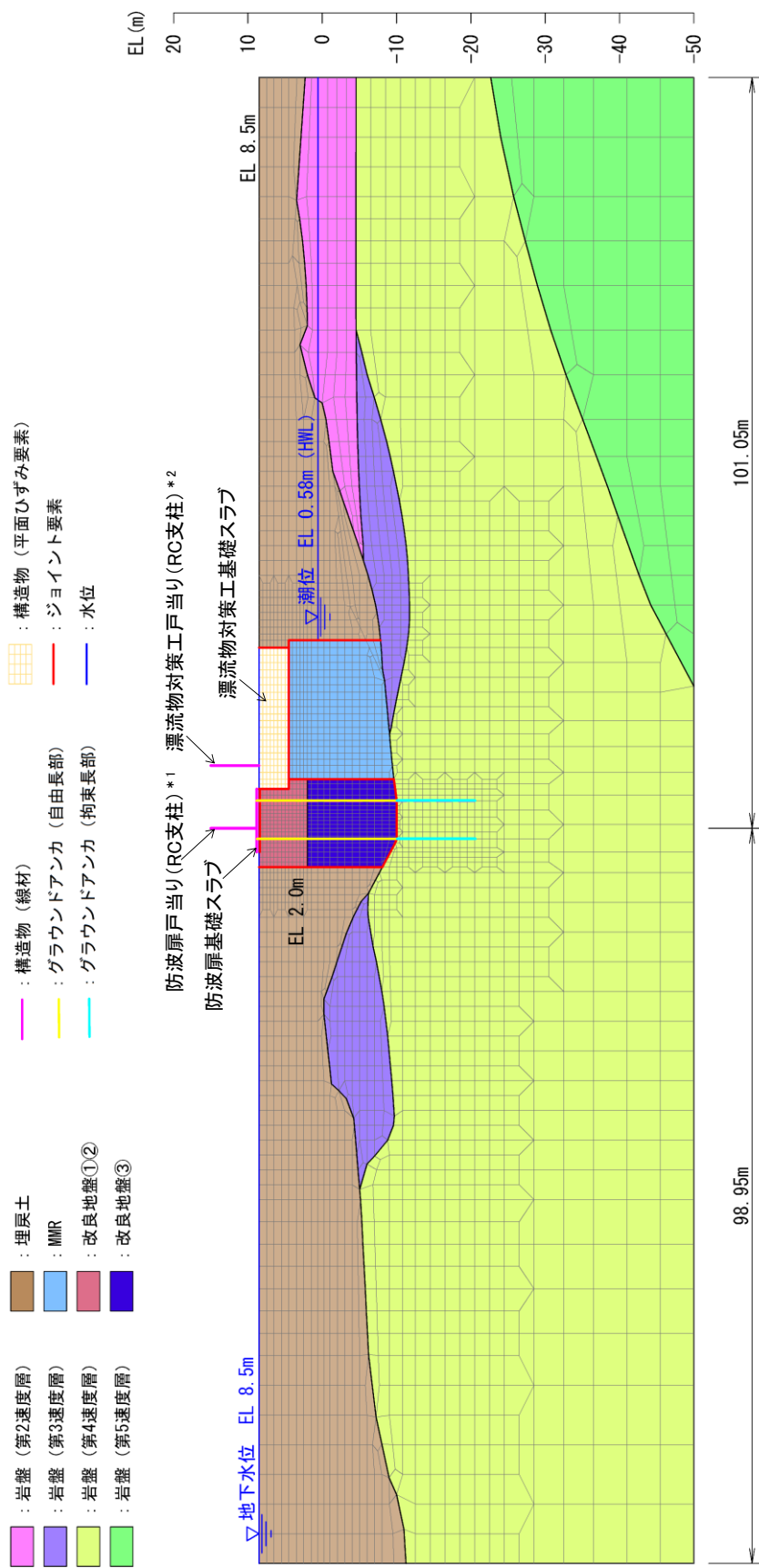
(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987を参考に、図4.6.1-2に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の2倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の5分の1程度を考慮し、要素高さを1m程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL -50mまでモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図4.6.1-3に示す。



注記 * 1: 線形はり要素の全体の節点において、防波扉(鋼製扉体)を付加重量として考慮する。
 * 2: 線形はり要素の上下端(上・下部支承部位置)において、漂流物対策工(鋼製扉体)を付加重量として考慮する。

図 4.6.1-1 防波扉 (3号機東側) の地震応答解析モデル (評価対象断面)

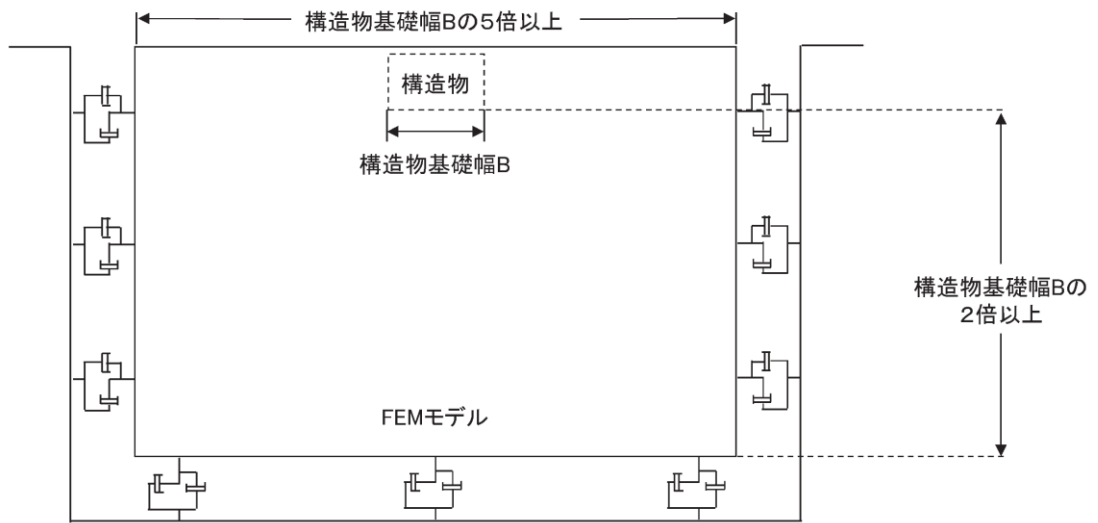


図 4.6.1-2 モデル化範囲の考え方

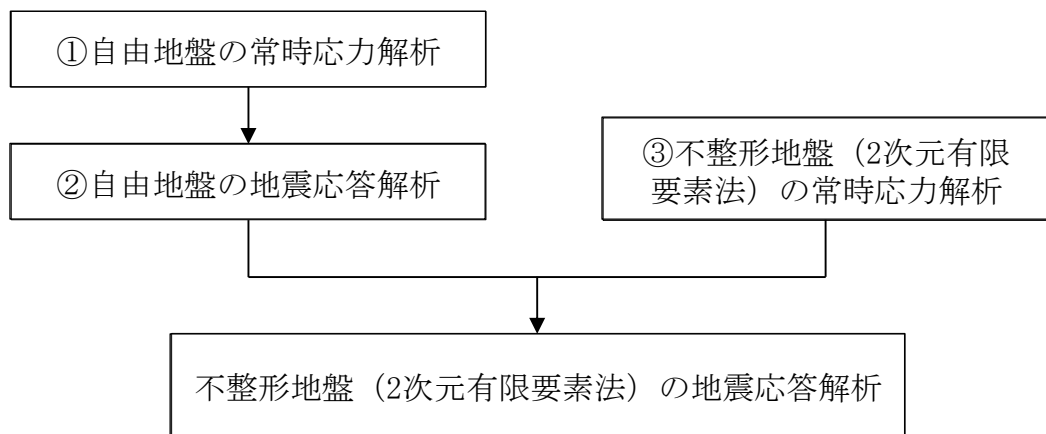


図 4.6.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.6.1-4 に示す。

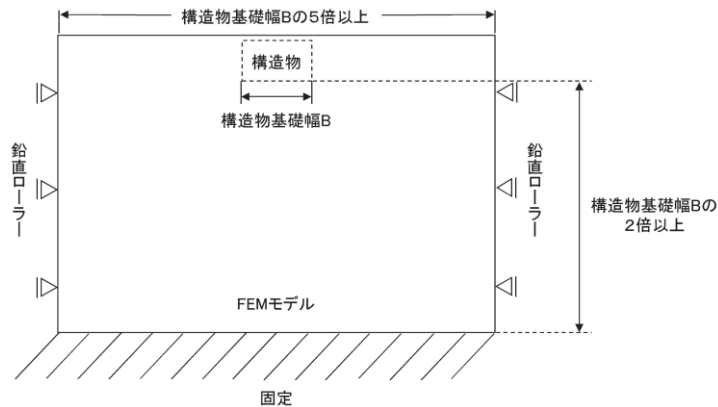


図 4.6.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.6.1-5 に示す。

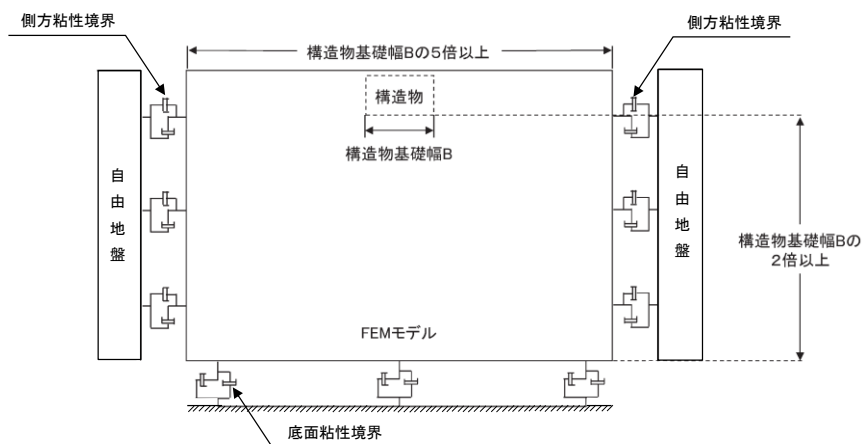


図 4.6.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

2.2.5-62

(3) 構造物のモデル化

地震応答解析において、構造物については線形はり要素、非線形ばね要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。なお、2次元地震応答解析モデルは単位奥行き(1m)とする。構造物のモデル化の概念図を図4.6.1-6に示す。

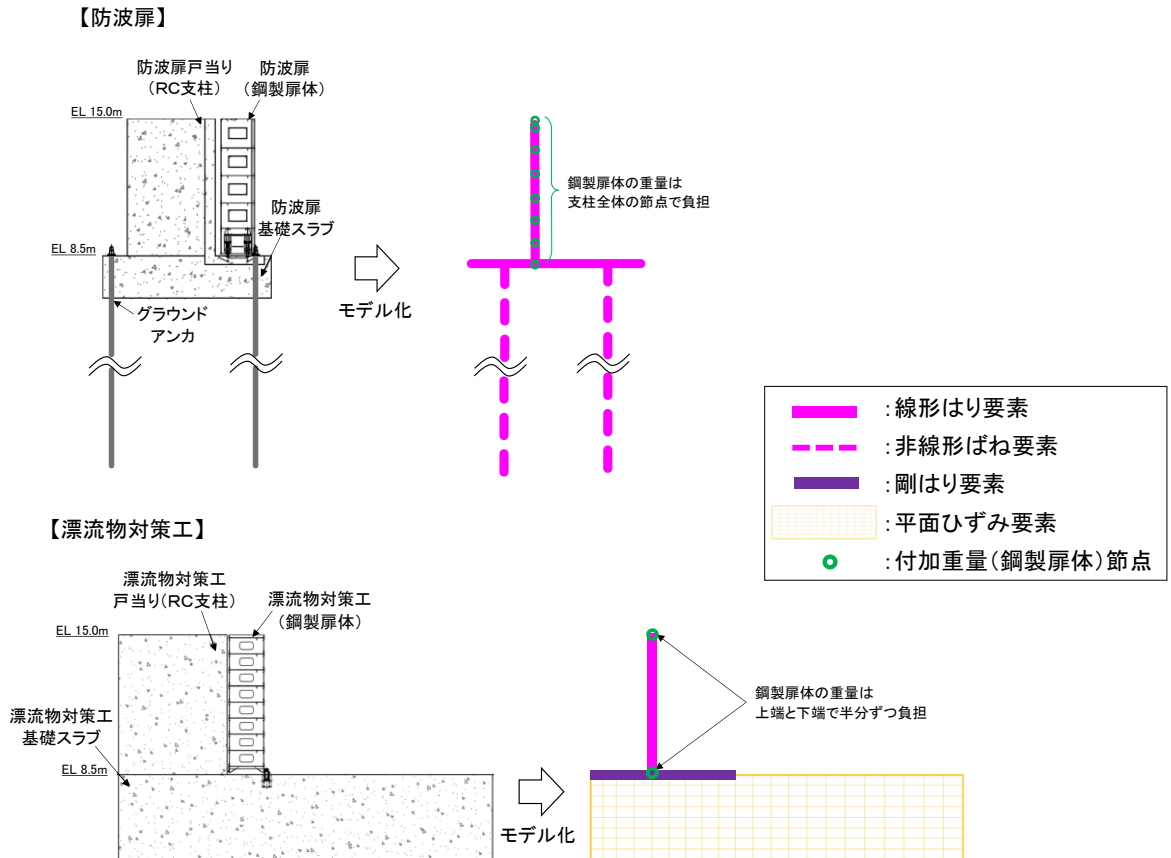


図 4.6.1-6 構造物のモデル化の概念図

a. 防波扉

防波扉戸当り(RC支柱)及び防波扉基礎スラブは線形はり要素、グラウンドアンカは非線形ばね要素でモデル化する。なお、防波扉戸当り(RC支柱)は図心位置でモデル化する。防波扉(鋼製扉体)については、防波扉戸当り(RC支柱)全体の節点で負担するように付加重量を設定することで、地震時慣性力を考慮する。

また、防波扉基礎スラブにおいては、「道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成14年3月)」(図4.6.1-7参照)に準拠し、部材端より部材厚さの1/4内側から部材中心までを剛域とする(図4.6.1-9(1)参照)。

なお、グラウンドアンカのモデル化方法及びその妥当性の検証については、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において示す。

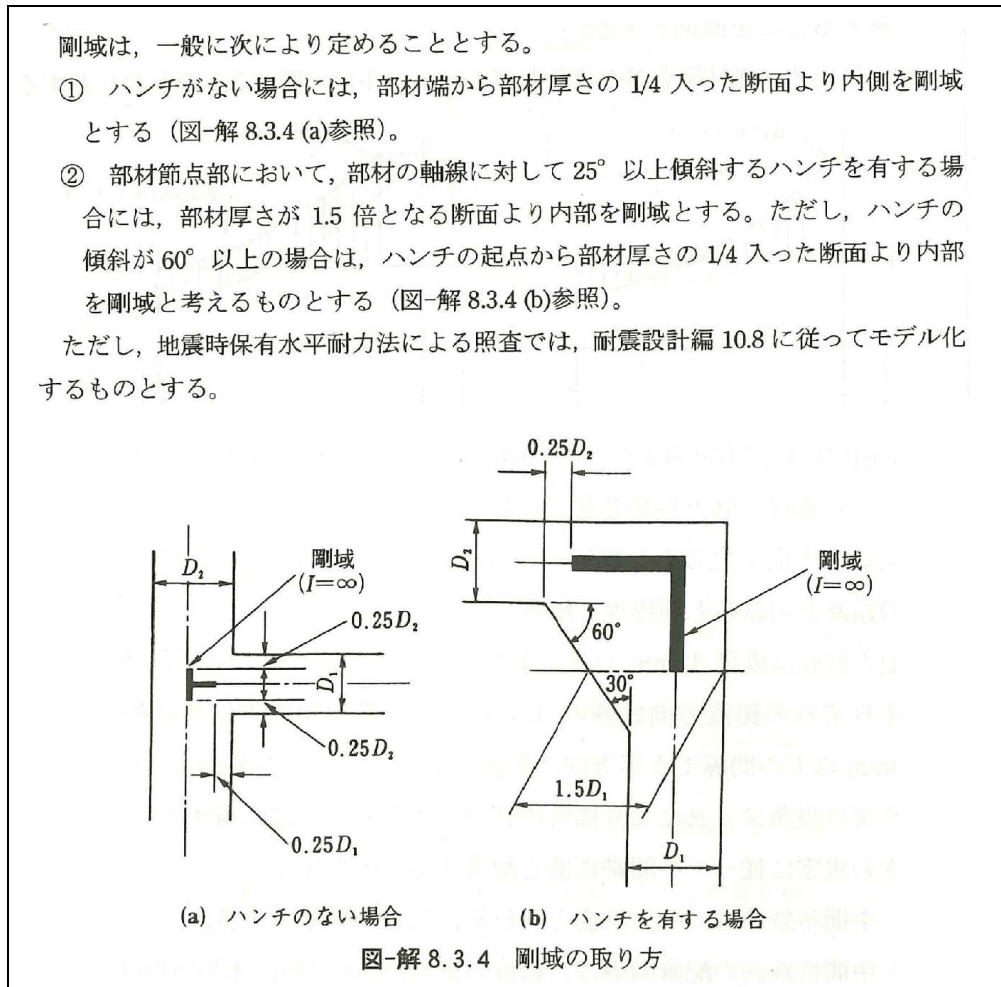


図 4.6.1-7 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

b. 漂流物対策工

漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素でモデル化する。線形はり要素の断面二次モーメントについては、図 4.6.1-8 に示すように、支承部を設けている支柱（東側）の主部全体の断面二次モーメントを求め、支柱幅（5.5m）で除すことで支柱幅 1m 当たりの断面二次モーメントを算出し、その値を設定値とする。なお、戸当り部については、剛性に寄与しないものと判断し、重量のみ考慮する。（支柱照査用断面は「4.9 評価方法」に示す。）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、「3. 固有値解析」より剛構造として扱うこと及び戸当り（RC支柱）に支承部で固定されることから、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の上下端の節点において付加重量として設定することで、地震時慣性力を考慮する。

漂流物対策工基礎スラブについては、厚さ 4m の鉄筋コンクリートを地中に設置することから、埋込み効果を適切に考慮するために平面ひずみ要素としてモデル化する。なお、漂流物対策工戸当り（RC支柱）と基礎スラブの境界部については剛はり要素でモデル化する。

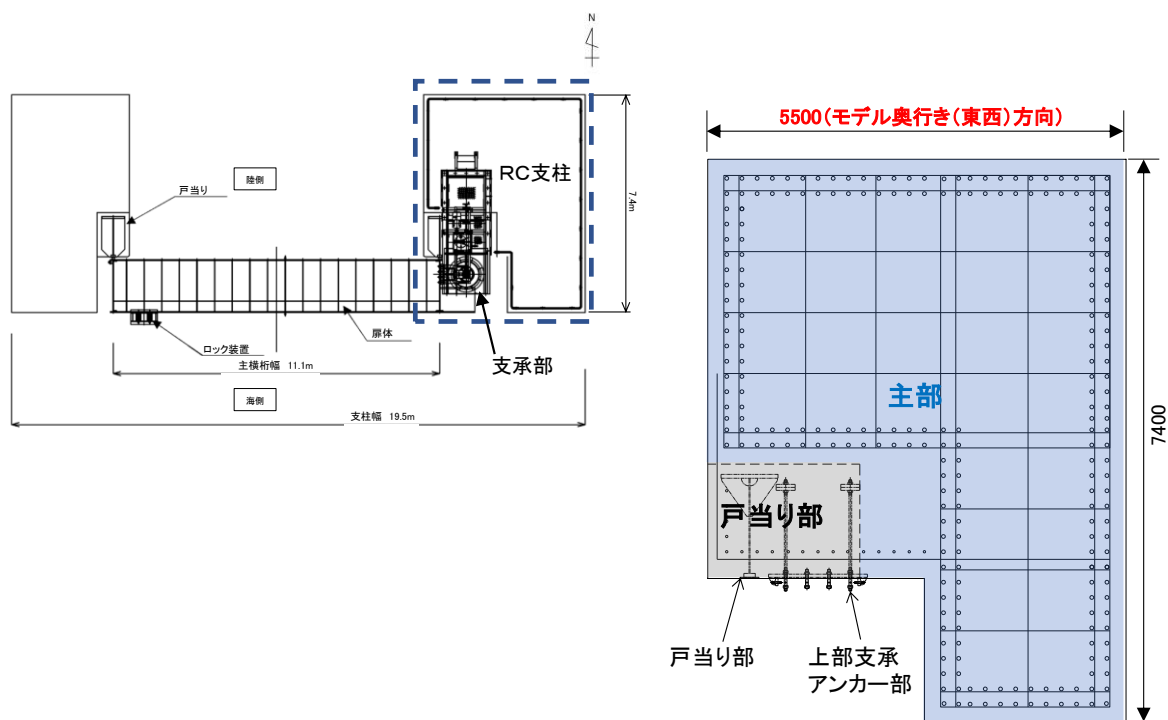


図 4.6.1-8 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

c. 照査範囲を踏まえたモデル化の考え方

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブ並びに漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブに対する照査実施範囲は、曲げについては道路橋示方書（図 4.6.1-10），せん断についてはコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）（図 4.6.1-11）に基づき，図 4.6.1-9 に示すように，支柱と基礎スラブの接合部は照査対象外とし，部材端より外側を対象とする。

照査範囲を踏まえ，漂流物対策工のRC支柱と基礎スラブの接続部の上端は，剛梁要素でモデル化する。

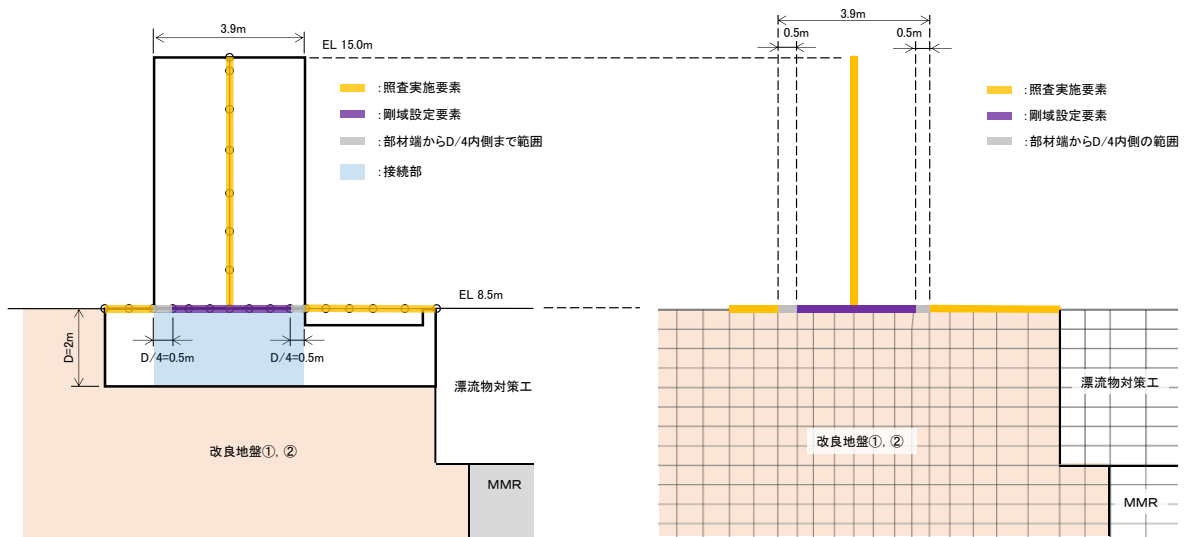


図 4.6.1-9 (1) 剛域設定の概念図及び照査範囲（防波扉）

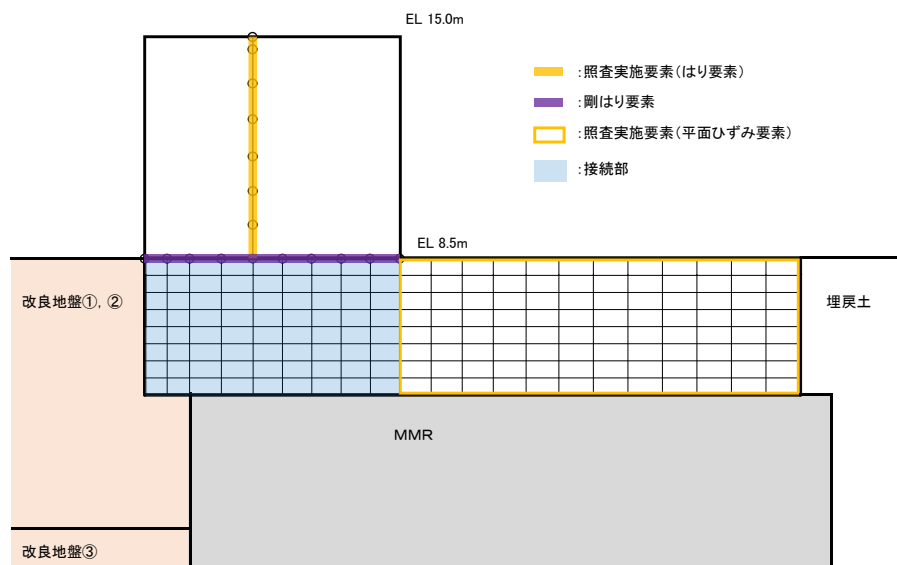


図 4.6.1-9 (2) 剛域設定の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2 のとおりとする。

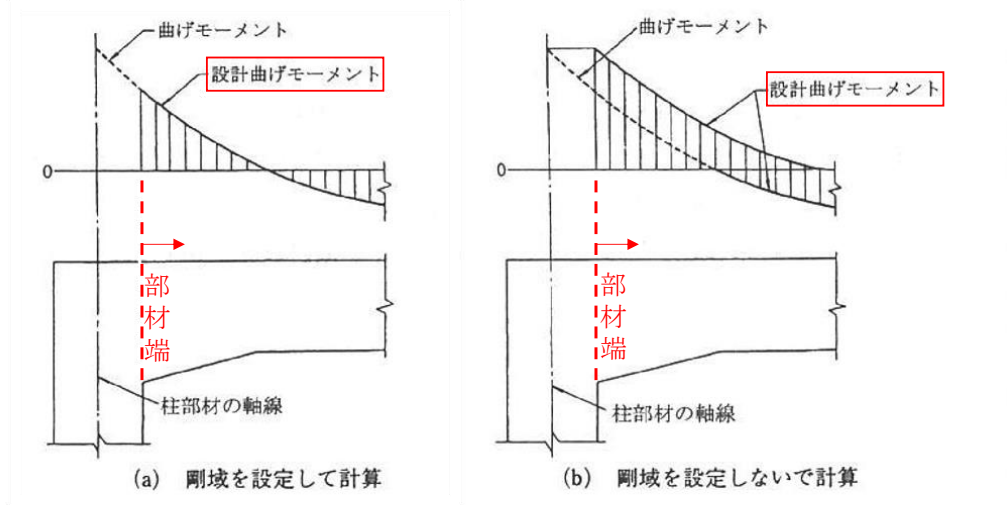


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 4.6.1-10 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（道路橋示方書）

(5) 部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1:3 より緩やかな部分を有効とする。

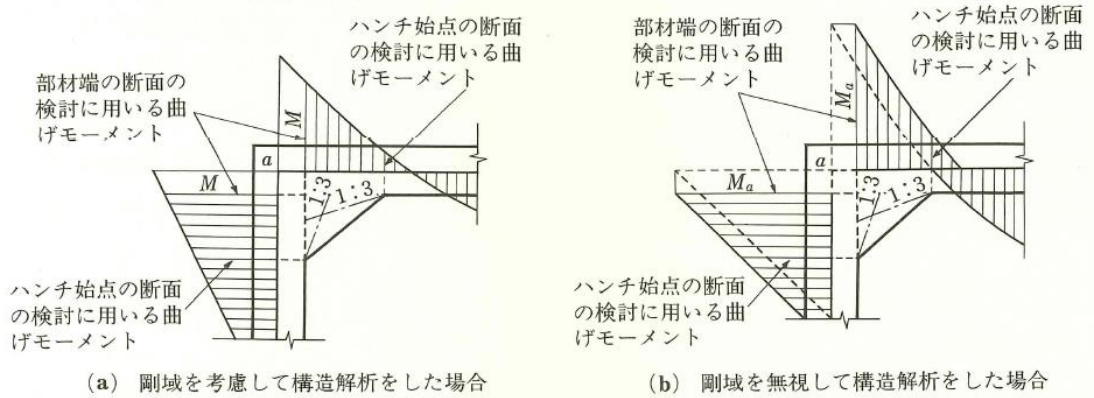


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 4.6.1-11 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（コンクリート標準示方書）

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 4.6.1-12 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 4.6.1-13 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 4.6.1-14 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.6.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 4.6.1-15 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_p = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 4.6.1-12 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁹⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ'_n に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma'_n \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_s や K_n の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.6.1-13 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

- 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。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。
- 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。
- 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。

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。

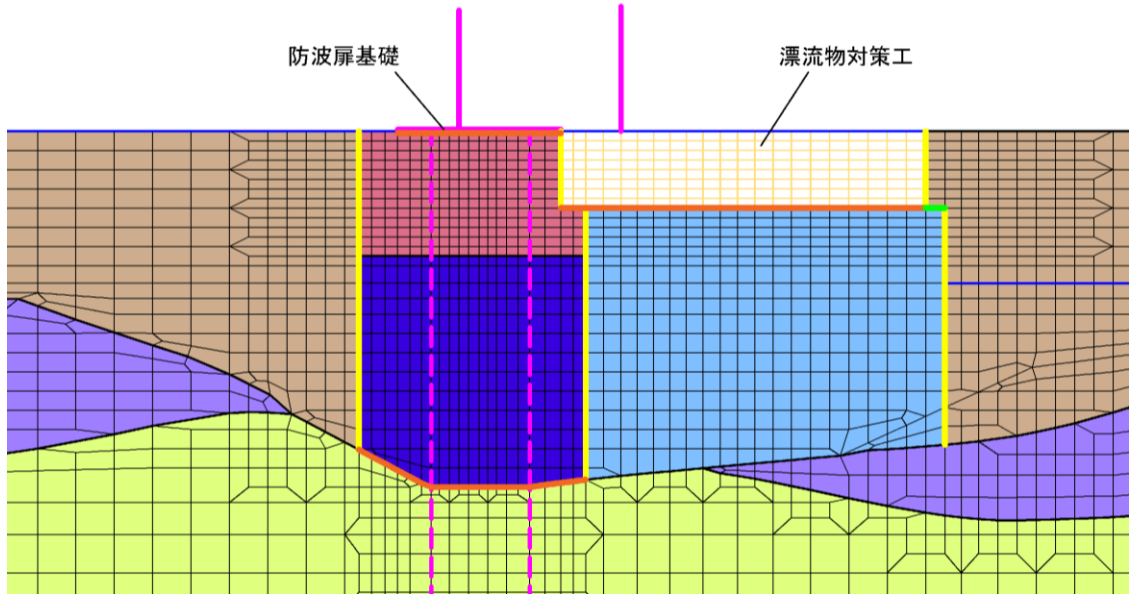
注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 4.6.1-14 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 4.6.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦角

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定
			改良地盤③			
			MMR			
			漂流物対策工			
		改良地盤①②	MMR			
			漂流物対策工			
改良地盤③	MMR					
水平方向	境界 2	改良地盤①②	漂流物対策工	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57°
			防波扉基礎			
		MMR	漂流物対策工			
		岩盤	改良地盤③			
	境界 3	MMR	埋戻土	0	30.96	「コンクリートと捨石」の静止摩擦係数(μ=0.60)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96°

- : 岩盤 (第2速度層)
 - : 岩盤 (第3速度層)
 - : 岩盤 (第4速度層)
 - : 岩盤 (第5速度層)
- : 埋戻土
 - : MMR
 - : 改良地盤①②
 - : 改良地盤③
- : 構造物 (線材)
 - : 構造物 (グラウンドアンカ)
 - : 構造物 (平面ひずみ要素)
 - : 地下水面
 - : ジョイント要素 (境界1)
 - : ジョイント要素 (境界2)
 - : ジョイント要素 (境界3)



項目		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 2	0	26.57
水平方向	境界 3	0	30.96

図 4.6.1-15 3号東断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.6.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.6.1-16 に示す。

表 4.6.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
境界 1, 2, 3	1.0×10^6	1.0×10^6

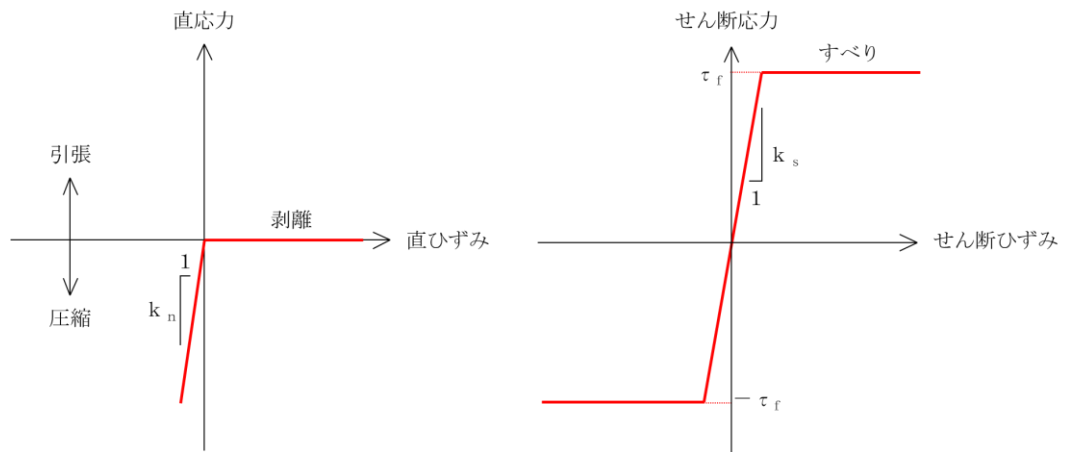


図 4.6.1-16 ジョイント要素の力学特性

4.6.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4.6.2-1 に、材料の物性値を表 4.6.2-2 に、グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を図 4.6.2-1 に示す。

表 4.6.2-1(1) 使用材料（防波扉）

材料		諸元
コンクリート	防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ	設計基準強度：24N/mm ²
鋼材	防波扉（鋼製扉体）	SM490, SS400, SUS304
	鉄筋	SD345
グラウンドアンカ		アンカー長：27.5m～29.5m, 極限引張り力：2800kN, 降伏引張り力：2400kN

表 4.6.2-1(2) 使用材料（漂流物対策工）

材料		諸元
コンクリート	漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ	設計基準強度：40N/mm ²
鋼材	漂流物対策工（鋼製扉体）	SM490, SS400, SUS304
	鉄筋	SD345

表 4.6.2-2(1) 材料の物性値（防波扉）

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	2.5×10 ⁴ *	0.2*

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）

表 4.6.2-2(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

表 4.6.2-2(3) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

材料	引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏 引張り力 (kN)	設計 アンカー力 (kN)	初期変位量 (mm)
グラウンドアンカ	14777	2400	1650	112

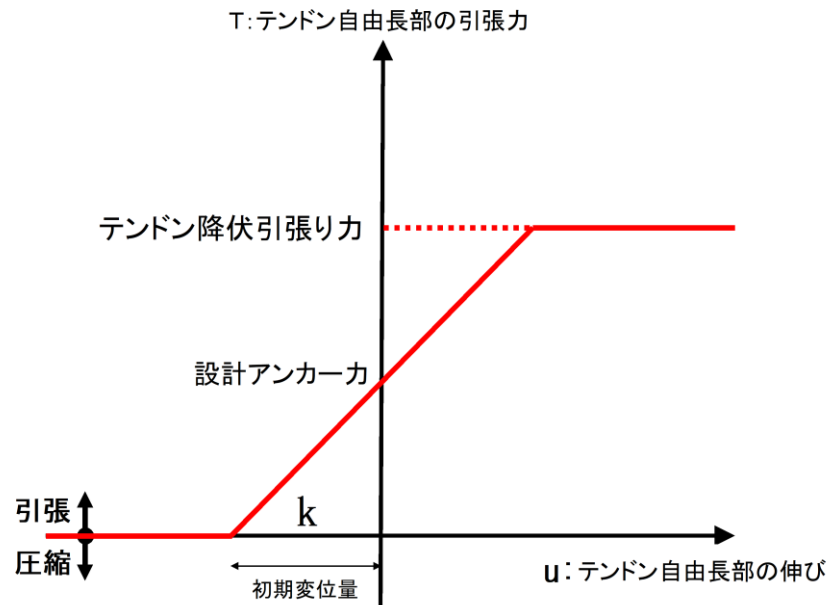


図 4.6.2-1 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

4.6.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表4.6.3-1～表4.6.3-4に示す。

表 4.6.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 ρ^* (g/cm ³)	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	163,700	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 hmax	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.00	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	39.74	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.258
		P1	0.500
		P2	0.990
C1		2.018	

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

表 4.6.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波扉（3号機東側）	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	765,800	946,700
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.00	40.54

表 4.6.3-3 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 (N/mm ²)
	C' (N/mm ²)	φ' (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

表 4.6.3-4 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 3号機エリア)

		岩盤②速度層	岩盤③速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層
P波速度	V _p (m/s)	1710	2270	3240	3860
S波速度	V _s (m/s)	620	960	1520	1900
単位体積重量	γ (kN/m ³)	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比	ν _d	0.42	0.39	0.36	0.34
減衰定数	h	0.030	0.030	0.030	0.030
弾性係数	E (kN/m ²)	2601000	6118000	15690000	24860000

4.6.4 地下水位

設計用地地下水位は, VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位を表 4.6.4-1 に示す。

表 4.6.4-1 設計用地下水位の一覧

施設名称	設計用地下水位
防波扉 (3号機東側)	漂流物対策工より陸側 : EL 8.5m 漂流物対策工より海側 : EL 0.58m

4.7 評価対象部位

評価対象部位は，防波扉（3号機東側）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

4.7.1 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は，防波扉（鋼製扉体），防波扉戸当り（RC支柱），防波扉基礎スラブ，グラウンドアンカ，漂流物対策工（鋼製扉体），漂流物対策工戸当り（RC支柱），漂流物対策工基礎スラブ，MMR及び改良地盤①～③とする。

4.7.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は，防波扉（3号機東側）を支持する基礎地盤（MMR，改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）とする。

4.8 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.8.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」に基づき、表4.8.1-1に示す短期許容応力度とする。

表 4.8.1-1(1) 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/2）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
主桁	SM490	許容曲げ応力度： σ_a	160	240
		許容せん断応力度： τ_a	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度： σ_a	120	180
		許容せん断応力度： τ_a	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度： σ_{ca}	160	240
支圧板	SUS304	許容支圧応力度： σ_a	150	225
戸当り	SM490	許容曲げ応力度： σ_a	160	240
戸当り部 コンクリート	Fc24	許容支圧応力度： σ_a	5.9	8.8
		許容せん断応力度： τ_a	0.40	0.60

表 4.8.1-1(2) 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/2）

部材		材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
走行車輪	車輪	SUS304	許容接触圧応力度： σ_a	565.8	849
	車輪軸	SUS304	許容曲げ応力度： σ_{a1}	100	150
			許容せん断応力度： τ_{a1}	60	90
	車輪受桁	SM490	許容曲げ応力度： σ_{a2}	160	240
			許容せん断応力度： τ_{a2}	90	135
	車輪戸当り	SS400	許容曲げ応力度： σ_a	120	180
許容せん断応力度： τ			70	105	
ガイドアーム	SM490	許容曲げ応力度： σ_a	160	240	
		許容せん断応力度： τ_a	90	135	
休止ピン	SUS329J4L	許容曲げ応力度： σ_a	225	338	
		許容せん断応力度： τ_a	130	195	

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）」に基づき，表4.8.1-2に示す短期許容応力度とする。

表4.8.1-2 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc24)	許容曲げ圧縮応力度	9
	許容せん断応力度	0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（JGS4101-2012）（地盤工学会，2012年）」に基づき，テンドンの許容引張力 T_{as} ，テンドンの許容拘束力 T_{ab} 及びテンドンの許容引抜力 T_{ag} を表4.8.1-3のとおり設定し，この中で最小であるテンドンの許容拘束力 T_{ab} を許容限界として採用する。

表4.8.1-3 グラウンドアンカの許容限界

種別	許容値 (kN)
テンドンの許容引張力 T_{as}	2160
テンドンの許容拘束力 T_{ab}	<u>2076</u> (採用)
テンドンの許容引抜力 T_{ag}	2120

(4) 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表4.8.1-4に示すすべり安全率を設定する。

表4.8.1-4 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表4.8.1-5に示す。

表 4.8.1-5 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4

4.8.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」に基づき，表4.8.2-1に示す短期許容応力度とする。

表4.8.2-1(1) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（1/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
	SM570	許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
		許容せん断応力度 τ_a	202 ^{*1}	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	204 ^{*1, *2}	306
		許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 σ_{ca}	225 ^{*1}	337

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率2.0で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を3の平方根で割った値とした。

*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，ダム・堰施設技術基準（案）及び道路橋示方書に基づき，横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下記の計算式により算出する。

圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = 225(\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{10}{K} < \frac{L}{b} \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(K\frac{L}{b} - 10)(\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

但し， $A_w/A_c < 2$ の場合は $K=2$ とする

ここに， L ：圧縮フランジの固定点間距離 (mm)

b ：圧縮フランジの幅 (mm)

A_w ：腹板の総断面積 (mm²)

A_c ：圧縮フランジの総断面積 (mm²)

表 4.8.2-1(2) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（2/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
支承部 (上部支承軸)	SUS630	許容曲げ応力度 σ_a	360* ¹	540
	H1150	許容せん断応力度 τ_a	207* ¹	
支承部 (下部支承軸)	SUS304N2	許容曲げ応力度 σ_a	170* ¹	255
		許容せん断応力度 τ_a	98* ¹	147
支承部 (下部支承軸受)	SUS630 H1150	許容接触応力度 p_a	1357* ²	2035
支承軸受け	自動調心 ころ軸受	基本静定格荷重 C_{cr}	5700 (kN)	3800* ³ (kN)
支承部 (浮上防止金物)	SUS304	許容曲げ応力度 σ_a	100	150
		許容せん断応力度 τ_a	60	90
支承部 (浮上防止金物固定ボルト)	SUS304N2	許容軸方向引張応力度 σ_a	170* ¹	255
支承アンカー (上部アンカーボルト)	SCM435	許容軸方向引張応力度 σ_a	390	585
支承アンカー (下部アンカーボルト)	SCM435	許容軸方向引張応力度 σ_a	390	585
上部支承アンカー (コンクリート)	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60
下部支承アンカー (コンクリート)	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

*2：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき， $p_a=(9.8H_B)/(2v)$ より算出する。 H_B はローラのブリネル硬さ (277)， v は安全率 (点接触：1.0) で次のように算出される。 $p_a=(9.8 \times 277)/(2 \times 1.0)=1357$ (N/mm²)

*3：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容荷重は以下の式により算出する。

$$C_{cr}' = C_{cr} / f$$

ここで， C_{cr}' ：車輪軸受けの許容荷重 (3800kN)

C_{cr} ：基本静定格荷重 (5700kN)

f ：安全係数 (1.5)

表 4.8.2-1(3) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界（3/3）

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
ロックビーム	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	225*	337
		許容せん断応力度 τ_a	129*	193
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 σ_{ba}	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350*	525
戸当り （コンクリート）	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率 2.0 で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を 3 の平方根で割った値とした。

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）」に基づき，表4.8.2-2に示す短期許容応力度とする。

表4.8.2-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc40)	許容曲げ圧縮応力度	14
許容せん断応力度		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

(3) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，2002年3月）」により設定する。

MMRの健全性に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。

基礎地盤の許容限界を表4.8.2-3に示す。

表4.8.2-3 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4
せん断強度	MMR		18.0
			3.60*
			1.57*

注記*：設計基準強度 f_{ck} (=18.0kN/mm²) に基づき，せん断強度は $f_{ck}/5$ ，引張強度は $0.23 f_{ck}$ により算定する。

4.9 評価方法

防波扉（3号機東側）の耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「4.8 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。応力算定式以外の方法による応力度の算定には、解析コード「RC断面計算」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.9.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム、ガイドローラールール支持ブラケット及び休止ピンで構成されている。地震時荷重に対しては、主桁、補助縦桁、端縦桁、支圧板、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム及び休止ピンの耐震評価を行う。

地震時荷重については、設計震度から算定した地震時慣性力を作用範囲において等分布荷重で設定する。設計震度は、「3. 固有値解析」より防波扉（鋼製扉体）を剛構造として扱うため、鋼製扉体の付加重量を設定している支柱の設置床の節点における地震応答解析による最大応答加速度に基づき、保守的な値を設定する。設計震度の評価結果については、「表 6.2-1 設計用地震力」に示す。

a. 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

主桁の照査対象部を図 4.9.1-1 に、主桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.1-2 に示す。

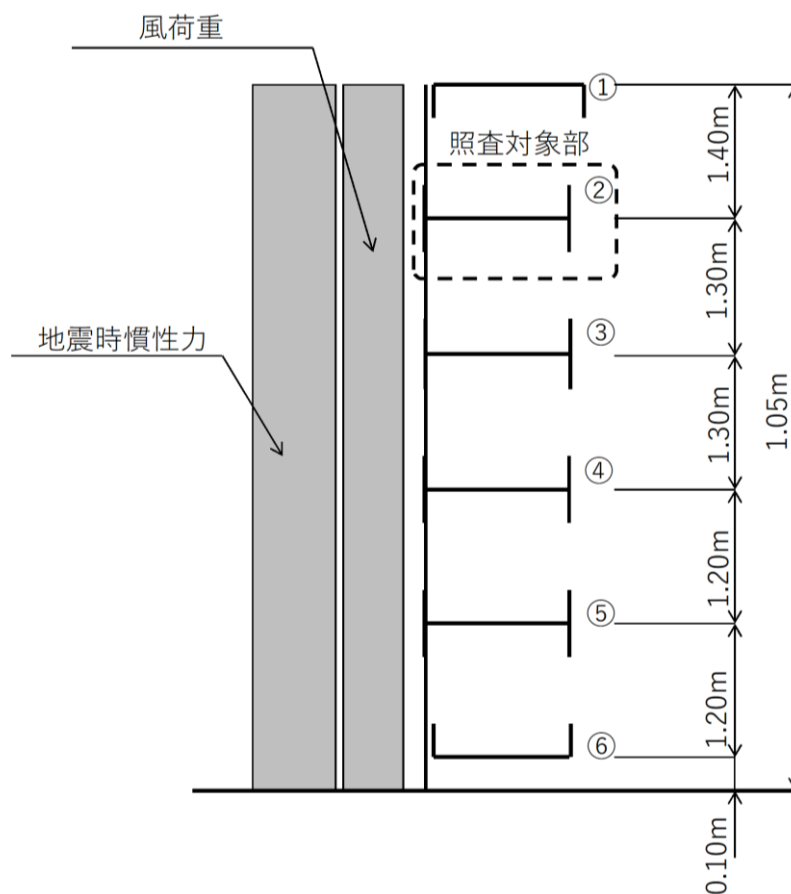
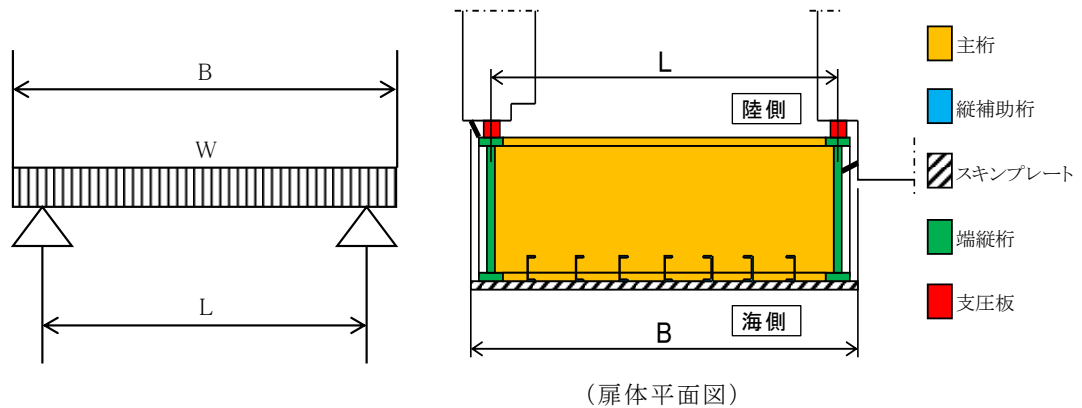


図 4.9.1-1 主桁の照査対象部



断面力の計算

- ・主桁の曲げモーメント

$$M = \frac{W \cdot B}{8} (2L - B)$$

- ・主桁のせん断力

$$S = \frac{W \cdot B}{2}$$

- ・主桁の軸力

$$N = W \cdot D$$

応力度の計算

- ・主桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M \cdot 10^6}{Z} + \frac{N \cdot 10^6}{A_g}$$

- ・主桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S \times 10^3}{A_w}$$

ここに、

M : 主桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 主桁のせん断力 (kN)

N : 主桁の軸力 (kN)

W : 主桁の負担荷重 (kN/m)

(地震時慣性力+風荷重)

B : 水密幅 (m)

L : 支圧板中心間 (m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

D : 側面水密幅 (mm)

A_g : 主桁の断面積 (mm²)

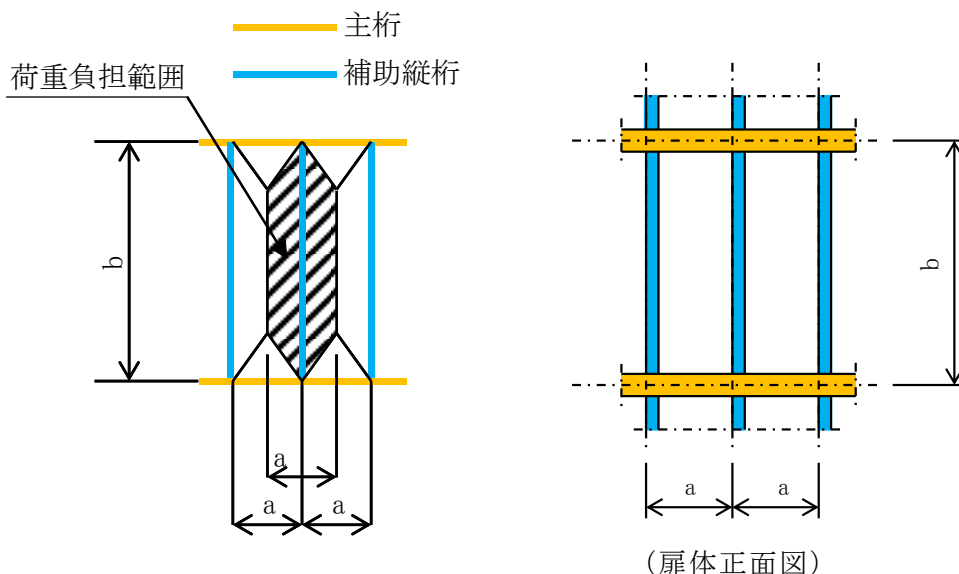
A_w : 主桁の腹板断面積 (mm²)

図 4.9.1-2 主桁のモデル図及び応力算定式

b. 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が亀甲形に作用するものとしてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-3 に示す。



断面力の計算

- ・ 補助縦桁の曲げモーメント

$$M = \frac{P \cdot a}{24} (3b^2 - a^2)$$

- ・ 補助縦桁のせん断力

$$S = \frac{P \cdot a}{2} \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

応力度の計算

- ・ 補助縦桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

- ・ 補助縦桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

ここに、

M : 補助縦桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁のせん断力 (kN)

P : 補助縦桁の水平荷重 (kN/m²)
(地震時慣性力+風荷重)

a : 補助縦桁間隔 (m)

b : 主桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm²)

A_w : 補助縦桁の腹板断面積 (mm²)

図 4.9.1-3 補助縦桁の構造図及び応力算定式

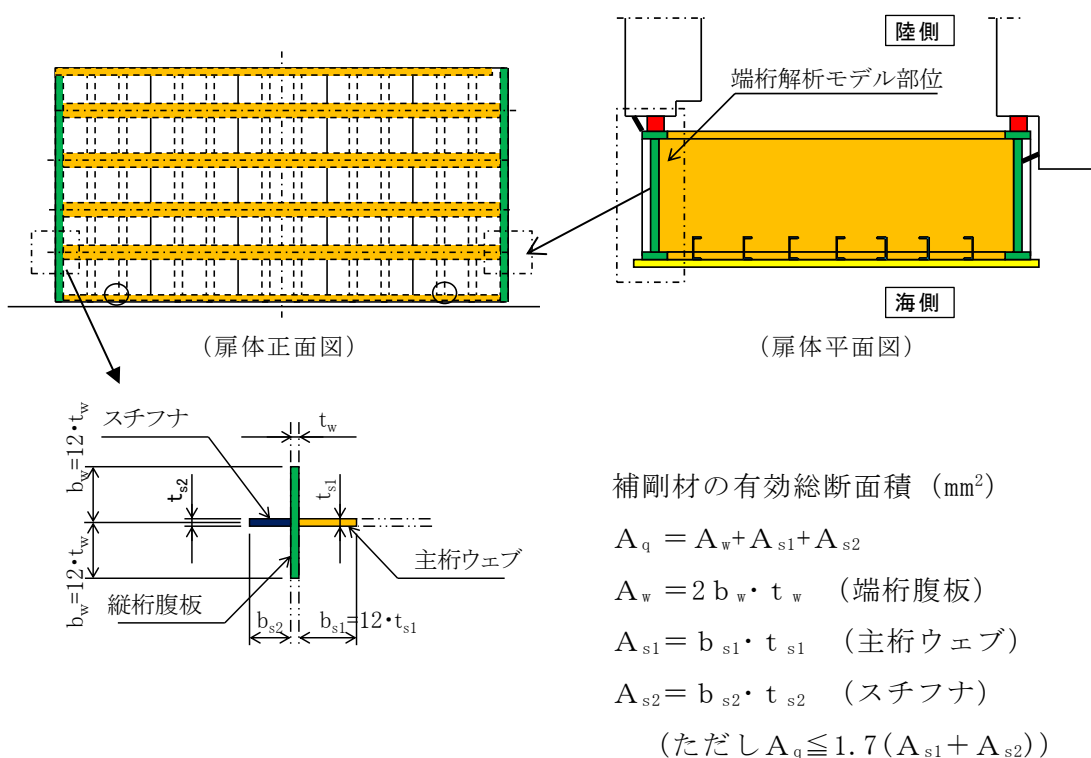
c. 端縦桁

本設備は横引きゲートであるが、全閉時端桁には、主桁端部反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。端桁腹板は上下方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで評価する。

垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点としてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-4 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主桁の支点反力 (kN)

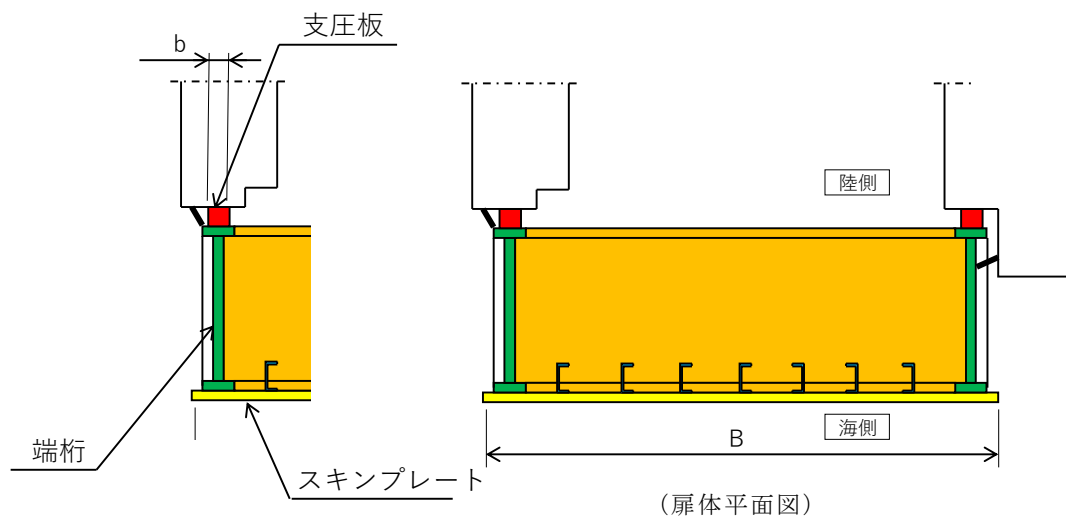
A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 4.9.1-4 端縦桁の構造図及び応力算定式

d. 支圧板

支圧板の面圧は扉体に作用する水平荷重（地震時慣性力+風荷重）から求め、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 4.9.1-5 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W_{gh} + W \cdot B}{2 \cdot b}$$

ここに、

W_{gh} : 地震時慣性力 (N/mm)

W : 風荷重 (N/mm²)

B : 扉体の水密幅 (mm)

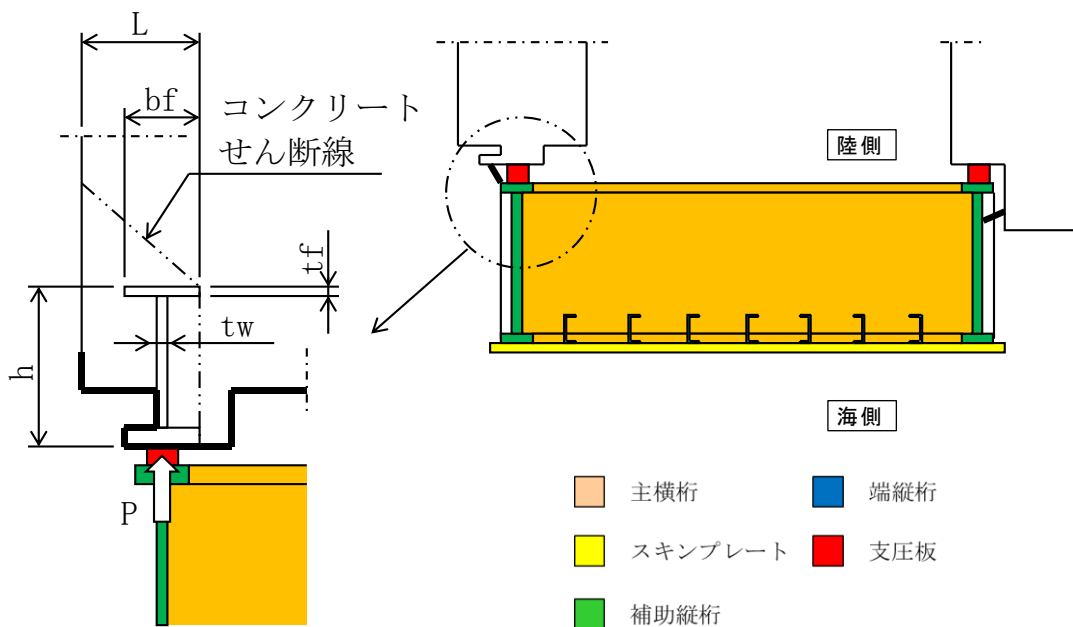
b : 支圧板の有効幅 (mm)

図 4.9.1-5 支圧板の構造図及び応力算定式

e. 戸当り

戸当りは支圧板から伝達される水平荷重（地震時慣性力+風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-6 に示す。



(扉体平面図)

応力度の計算

- ・ 戸当り底面フランジの曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2}$$

- ・ 戸当りコンクリートの支圧応力度 σ_k (N/mm²)

$$\sigma_k = \frac{P \cdot B}{2 \cdot b_f}$$

- ・ 戸当りコンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{h + 2 \cdot L}$$

ここに、

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

t_f : 戸当り底面フランジ板厚 (mm)

P : 戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重) (N/mm²)

B : 扉体の水密幅 (mm)

h : 戸当りの桁高 (mm)

L : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

図 4.9.1-6 戸当りの構造図及び応力算定式

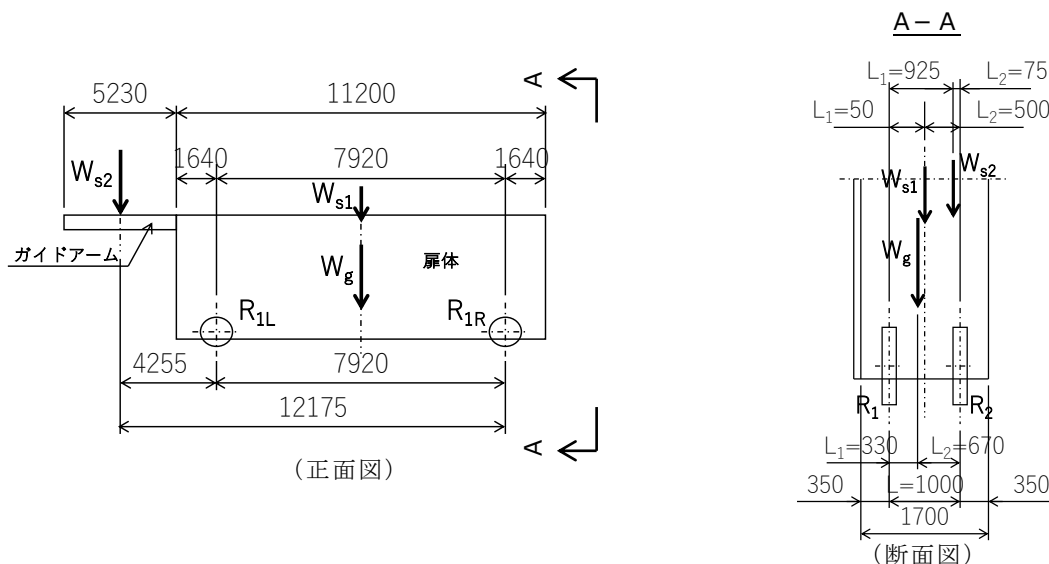
2.2.5-94

f. 走行車輪

走行車輪は左右岸 2 輪ずつ計 4 輪あり，鉛直荷重に対して接触応力度が許容限界以下であることを確認する。

車輪軸は車輪を支点とした両端ピン支持の単純梁にモデル化し，鉛直荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

走行車輪の構造図・モデル図及び荷重算定式を図 4.9.1-7 に示す。



車輪荷重

$$R_1 = \frac{(1 + K_V) \cdot W_i \cdot L_2}{2 \cdot L}$$

$$R_2 = \frac{(1 + K_V) \cdot W_i \cdot L_1}{2 \cdot L}$$

ここに，

R_1 : 海側車輪荷重

R_2 : 陸側車輪荷重

(各作用鉛直荷重 W_i)

(各作用位置 L, L_1, L_2)

W_g : 扉体自重 (kN)

W_{s1} : 扉体天端の積雪荷重 (kN)

W_{s2} : ガイドアームの積雪荷重 (kN)

P : 車輪荷重 (N)

E_1 : 車輪の弾性係数 (N/mm²)

E_2 : 車輪踏面板の弾性係数 (N/mm²)

B : 車輪有効踏面幅 (mm)

R : 車輪半径 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

応力度の計算 (車輪)

・接触面圧応力度 p (N/mm²)

$$p = 0.591 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{B \cdot R \cdot E_1 + E_2}}$$

$$C = 1.080 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{B \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

図 4.9.1-7(1) 走行車輪の構造図及び荷重算定式

断面力の計算（車輪軸）

- 車輪軸の曲げモーメント

$$M = \frac{P \cdot L}{4}$$

- 車輪軸のせん断力

$$S = \frac{P}{2}$$

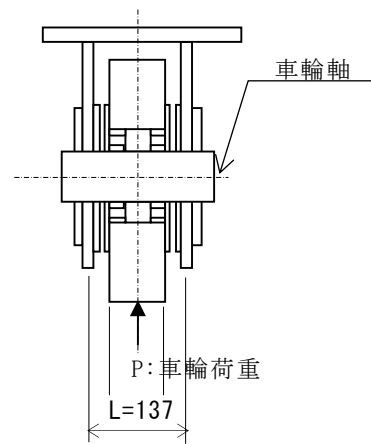
応力度の計算（車輪軸）

- 車輪軸の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

- 車輪軸のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{A}$$



(車輪詳細断面図)

ここに、

M：車輪軸の曲げモーメント (kN・m)

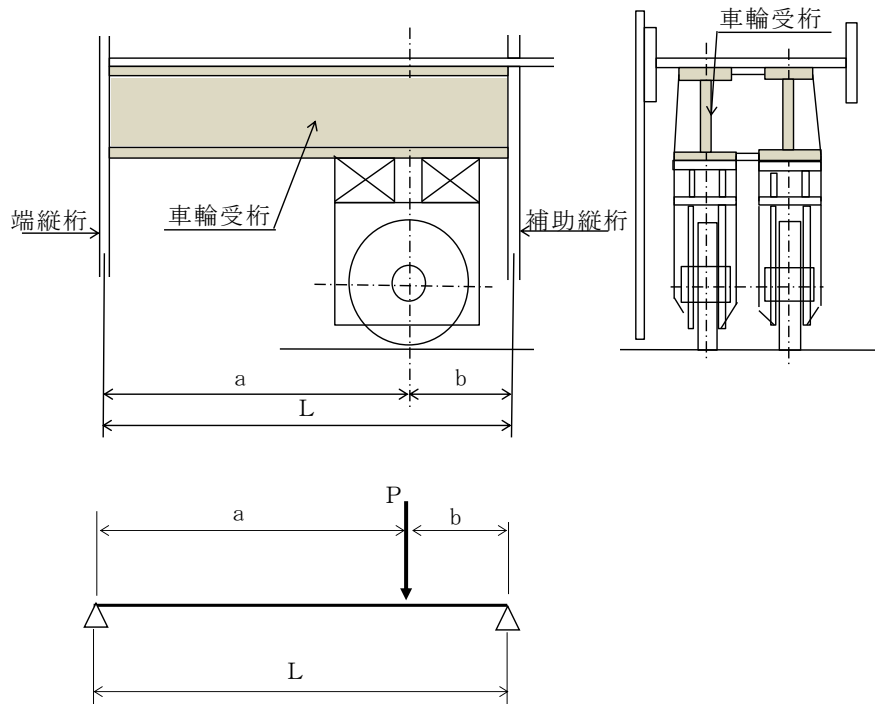
S：車輪軸のせん断力 (kN)

Z：車輪軸の断面係数 (mm³)

A：車輪軸の断面積 (mm²)

図 4.9.1-7(2) 走行車輪のモデル図及び荷重算定式

車輪受桁の照査



断面力の計算

- 車輪受桁の曲げモーメント

$$M_c = \frac{a \cdot b}{L} \cdot P$$

- 車輪受桁のせん断力

$$S_b = \frac{a}{L} \cdot P$$

応力度の計算

- 車輪受桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_c}{Z_1}$$

- 車輪受桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_b}{A_w}$$

ここに、

L : 車輪受桁の支持間隔 (mm)

a : 車輪受桁の荷重載荷位置 (mm)

b : 車輪受桁の荷重載荷位置 (mm)

M_c : 車輪受梁の曲げモーメント (N・mm)

S_b : 車輪受桁のせん断力 (N)

Z₁ : 車輪受桁の断面係数 (mm³)

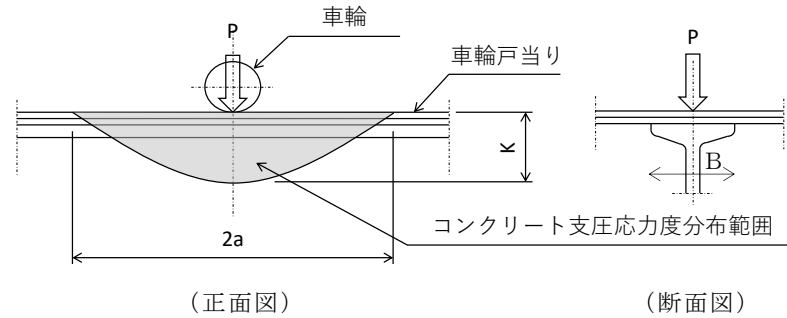
A_w : 車輪受桁の腹板断面積 (mm²)

図 4.9.1-7(3) 走行車輪のモデル図及び荷重算定式

g. 車輪戸当り

車輪戸当りは、車輪直下の車輪戸当りに作用する荷重から、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

車輪戸当りの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-8 に示す。



応力度の計算

- 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 K (N/mm^2)

$$K = 0.0588 \cdot \frac{P}{\sqrt[3]{B^2 \cdot I}}$$

ここに、

P : 車輪荷重 (kN)

a : コンクリートの応力度の分布長さの 1/2 (mm)

M : 車輪荷重直下の戸当りの曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

S : 車輪直下の戸当りのせん断力 (N)

I : 車輪戸当りの断面 2 次モーメント (mm^4)

B : 車輪戸当りの底面フランジ幅 (mm)

Z : 車輪戸当りの断面係数 (mm^3)

A_w : 車輪戸当りの腹板断面積 (mm^2)

- 車輪戸当りの曲げ応力度 σ (N/mm^2)

$$M = \frac{K \cdot a^2 \cdot B}{4}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

- 車輪戸当りのせん断応力度 τ (N/mm^2)

$$S = \pm \frac{P}{2}$$

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

図 4.9.1-8(1) 車輪戸当りの構造図及び応力算定式

・底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$M_f = \frac{K \cdot B^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot M_f}{t_f^2}$$

ここに,

M_f : 底面フランジの曲げモーメント (N・mm)

K : 車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

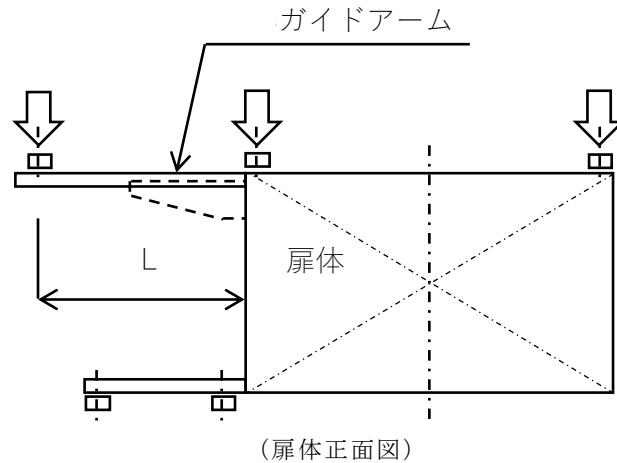
B : 車輪戸当りの底面フランジ幅 (mm)

図 4.9.1-8(2) 車輪戸当りの応力算定式

h. ガイドアーム

ガイドアームは、地震時鉛直荷重から、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。地震時鉛直荷重は3か所のガイドローラ部に作用すると仮定する。

ガイドアームの構造図及び応力算定式を図4.9.1-9に示す。



地震時鉛直荷重 P_v (kN)

$$P_v = (1 - K_v) \cdot (W_g + W_s) / 3$$

応力度の計算

・ガイドアームの

曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$M_m = P_v \cdot L$$

$$\sigma_c = \frac{M_m}{Z_c}$$

・ガイドアームの

せん断応力度 τ (N/mm²)

$$S_m = P_v$$

$$\tau = \frac{S_m}{A_w}$$

ここに、

P_v : 地震時鉛直荷重 (kN)

(K_v : 鉛直震度)

W_g : 扉体自重 (kN)

W_s : 積雪荷重 (kN)

M_m : ガイドアームの曲げモーメント (kN・m)

S_m : ガイドアームのせん断力 (kN)

Z_c : ガイドアームの断面係数 (mm³)

A_w : ガイドアーム腹板面積 (mm²)

図4.9.1-9 ガイドアームの構造図及び応力算定式

i. 休止ピン

休止ピンは扉体の両側に設け、扉体に作用する地震時慣性力の 1 / 2 を一箇所の休止ピンが負担するものとしてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

休止ピンの構造図及び応力算定式を図 4.9.1-10 に示す。

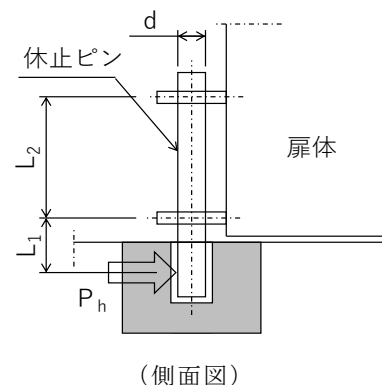
$$P_h = \frac{K_H \cdot W}{2}$$

$$M = P_h \cdot L_1$$

$$S = P_h$$

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$Z = \frac{\pi \cdot d^3}{32}$$



応力度の計算

- ・ 休止ピンの曲げ応力度 σ (N/mm²) ここに、

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

P_h : 休止ピンに作用する
水平荷重 (kN)

W : 自重 (扉体自重+積雪荷重) (kN)

- ・ 休止ピンのせん断応力度 τ (N/mm²) M : 休止ピンの

曲げモーメント (N・mm)

S : 休止ピンのせん断力 (N)

A : 休止ピンの断面積 (mm²)

Z : 休止ピンの断面係数 (mm³)

L_1 : 休止ピンの片持ち梁長さ (mm)

d : 休止ピンの径 (mm)

$$\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{S}{A}$$

図 4.9.1-10 休止ピンの構造図及び応力算定式

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、2次元動的有限要素法により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

また、グラウンドアンカによる支圧照査として、発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = T/S$$

ここで、

T : 発生アンカー力（引張） (N)

S : 支圧板の面積 (mm²)

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

(4) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、改良地盤の解析用物性値のうちせん断強度は、室内配合試験結果よりも保守的な強度を設定していることから、強度特性のばらつきを考慮した評価(平均値 - 1 σ)は実施しない。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、防波扉基礎スラブ直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4.9.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、扉体（主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、支承部、支承アンカー、ロック装置及び戸当りで構成されている。地震時荷重に対しては、主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁、支承部、ロック装置及び戸当り（支圧板含む）の耐震評価を行う。

なお、扉体は、図 4.9.2-1 に示すように、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び張出桁の 4 種類の桁を溶接により接合した格子状の部材である。戸当り（RC 支柱）に対しては支承部でアンカーにより固定され、鋼製扉体と戸当り（RC 支柱）間には支圧板を設けている。

地震時荷重については、設計震度から算定した地震時慣性力を作用範囲において等分布荷重で設定する。設計震度は、「3. 固有値解析」より漂流物対策工（鋼製扉体）を剛構造として扱うため、鋼製扉体の付加重量を設定している支柱の設置床の節点における地震応答解析による最大応答加速度に基づき、保守的な値を設定する。設計震度の評価結果については、「表 6.3-1 設計用地震力」に示す。

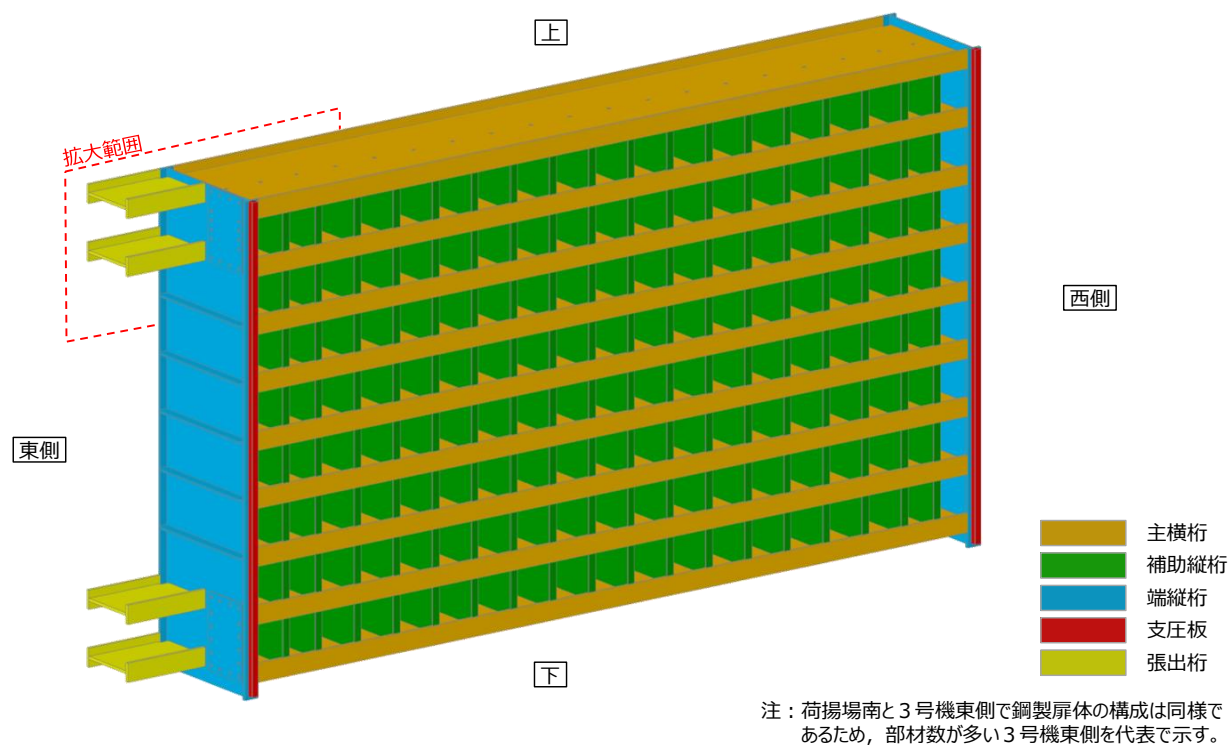


図 4.9.2-1 (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

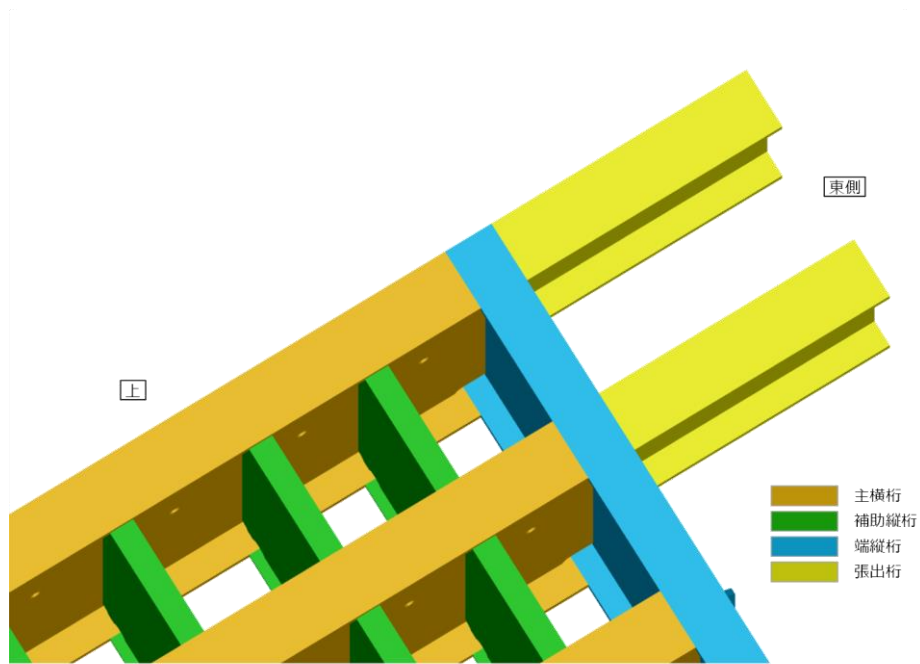


図 4.9.2-1 (2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

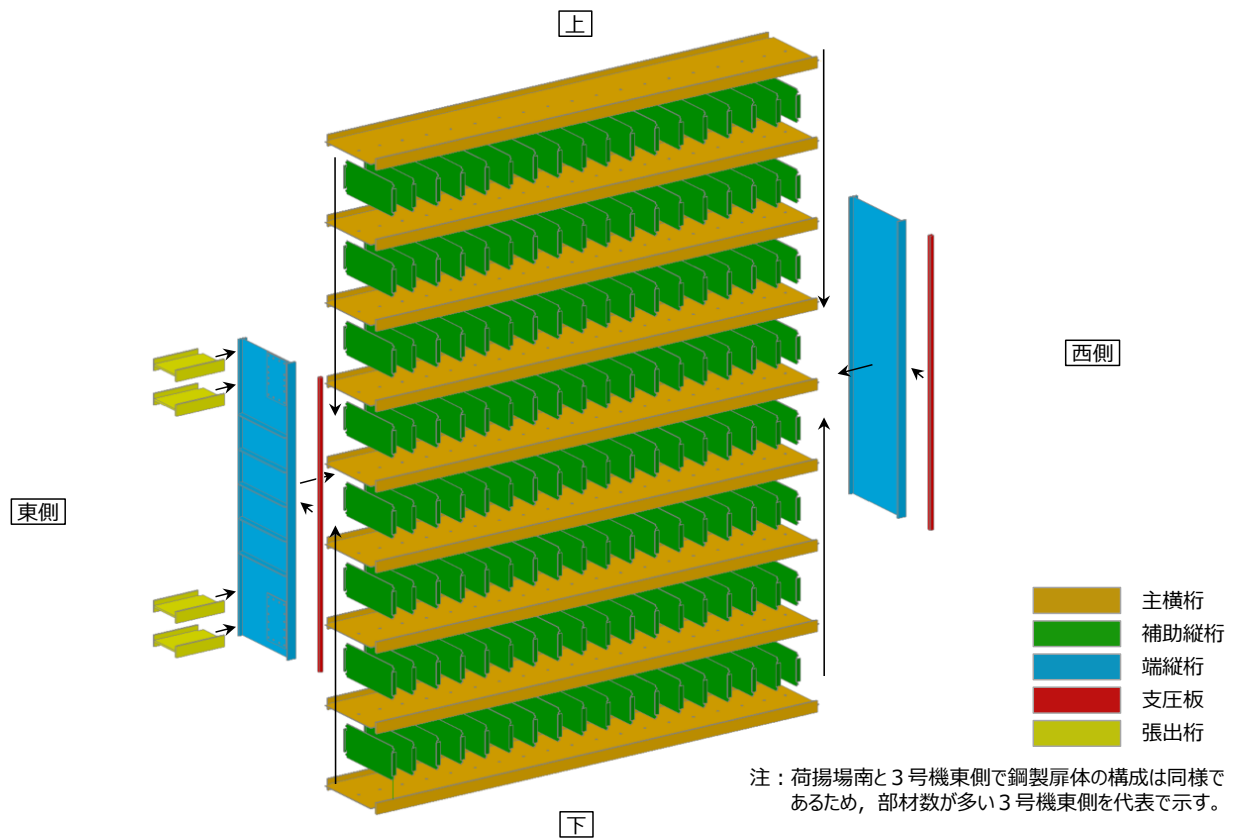


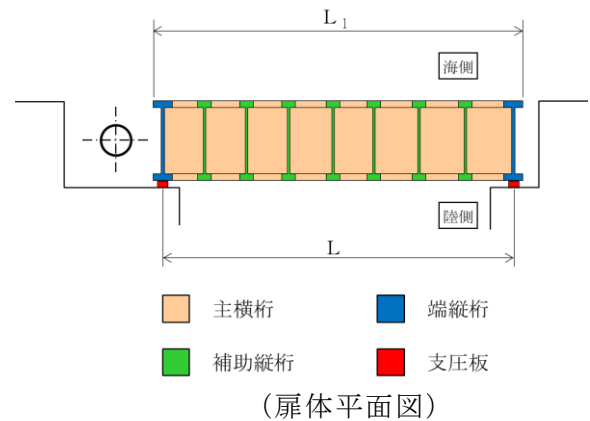
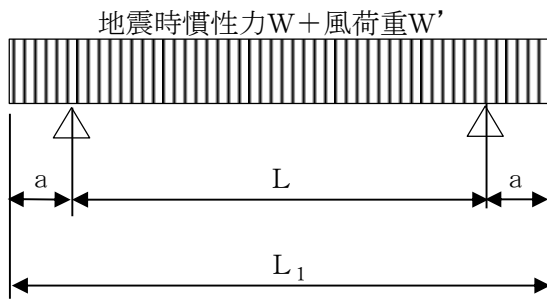
図 4.9.2-1 (3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。主横桁の照査対象部は、荷重分担幅が大きい最下段桁とした。

また、最上段の主横桁においては、保守的に支承部を固定端とした片持ち梁にモデル化し、水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

最下段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-2 に、最上段主横桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-3 に示す。



最下段主横桁の断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2\left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4}\right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W')L$$

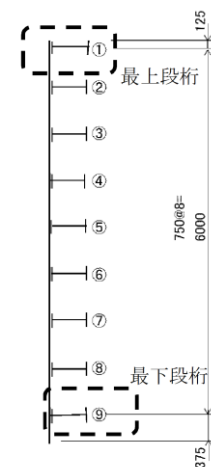
応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

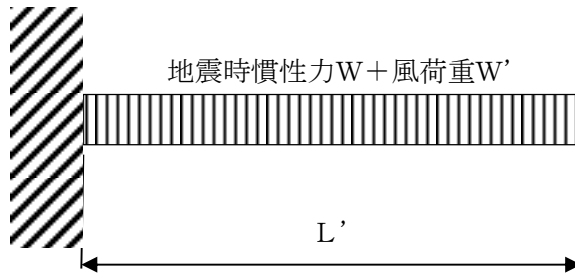


(側面図)

ここに、

- M_1 : 曲げモーメント (kN・m)
- S_1 : せん断力 (kN)
- W : 地震時慣性力 (kN/m)
- W' : 風荷重 (kN/m)
- L : 支間 (m)
- a : 張り出し部 (m)
- L_1 : 扉体幅 (m)
- Z : 断面係数 (mm³)
- A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-2 最下段主横桁のモデル図及び応力算定式



最上段主横桁の断面力計算

- 曲げモーメント

$$M_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'^2$$

ここに、

M_1' : 曲げモーメント (kN・m)

- せん断力

$$S_1' = \frac{1}{2}(W + W')L'$$

S_1' : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L' : 張出長さ (m)

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1'}{Z}$$

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

- せん断応力度 τ (N/mm²)

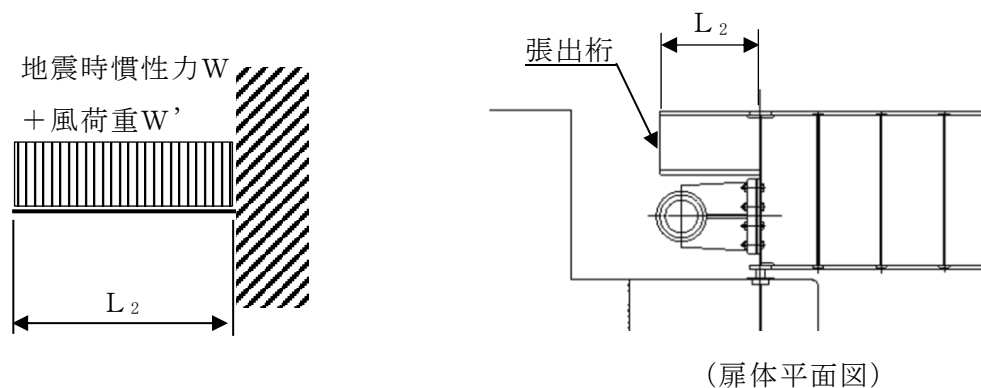
$$\tau = \frac{S_1'}{A_w}$$

図 4.9.2-3 最上段主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 張出桁

張出桁は、水平荷重（地震時慣性力+風荷重）を受ける扉体支持部を固定とする片持梁にモデル化して計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-4 に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W')L_2^2 + P_c L_2$$

- せん断力

$$S_2 = (W + W')L_2 + P_c$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_2}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

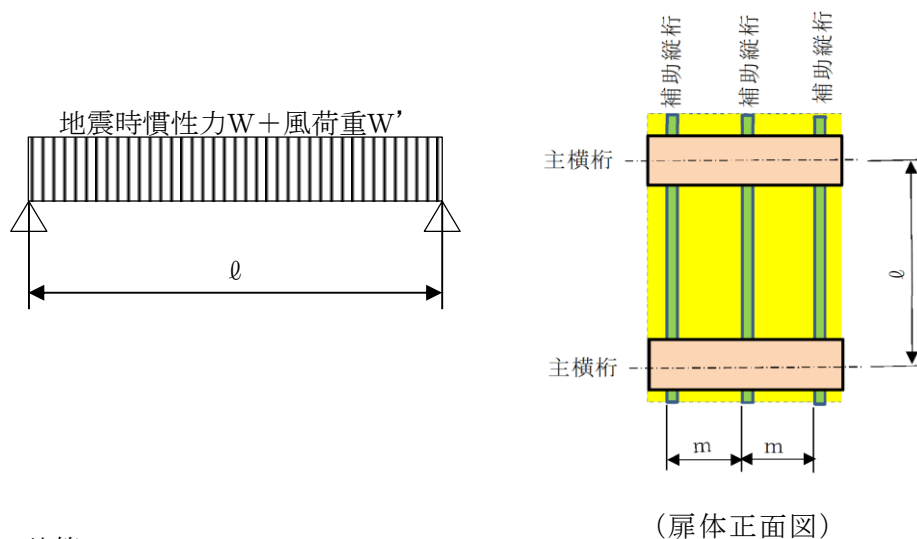
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-4 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、図のような荷重を受ける主横桁で支持された単純梁として計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 4.9.2-5 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント（桁中央）

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W') \ell^2$$

- ・ せん断力（桁端部）

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W') \ell$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント (kN・m)

S_3 : せん断力 (kN)

W : 地震時慣性力 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

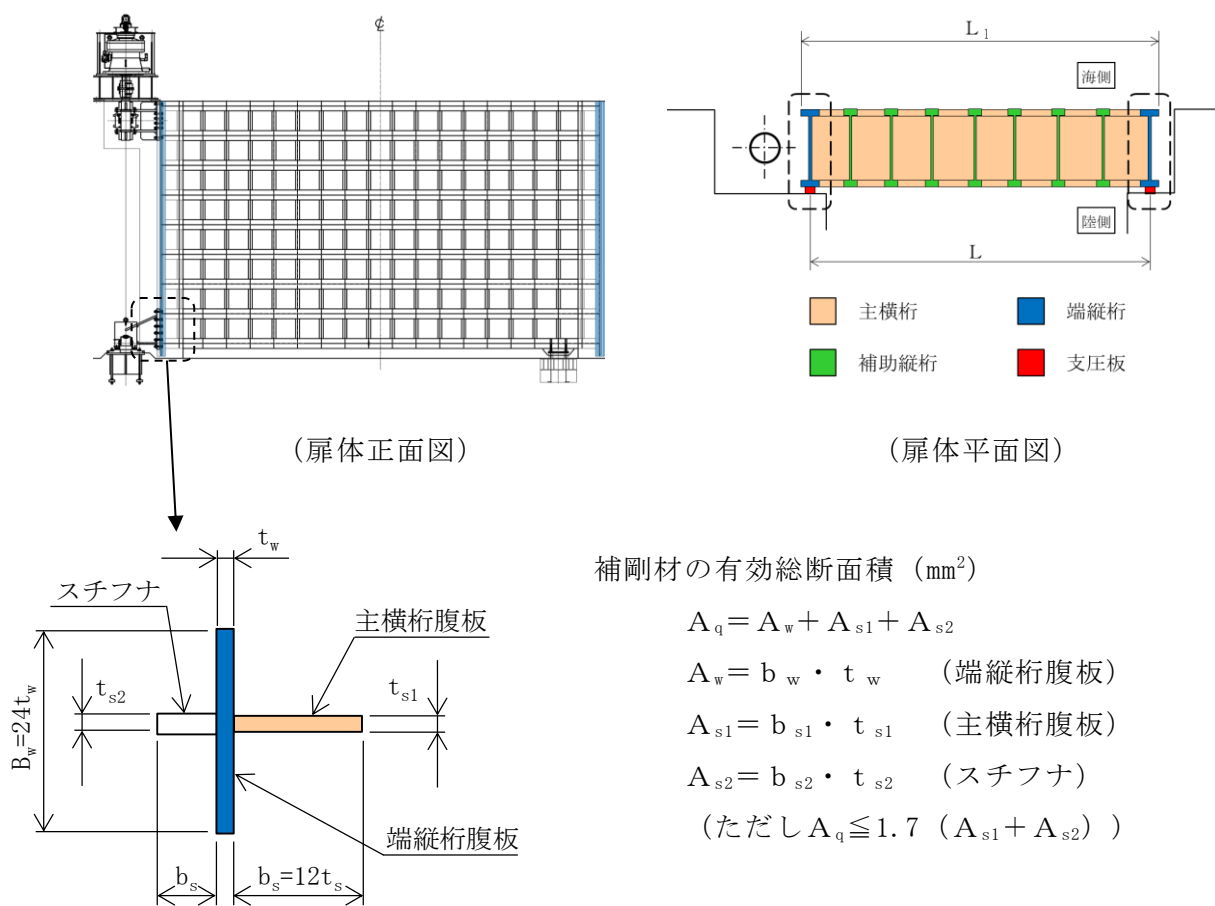
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 4.9.2-5 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-6 に示す。



補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{スチフナ})$$

$$(\text{ただし } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2}))$$

端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 4.9.2-6 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支承部

支承部は、上部支承と下部支承から構成され、地震時の水平荷重及び鉛直荷重に対する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

水平方向と鉛直方向の地震荷重の組合せは、組合せ係数法により以下のとおりとした。

組合せ①： $1.0 \times$ 水平地震荷重 $+ 0.4 \times$ 鉛直地震荷重

組合せ②： $0.4 \times$ 水平地震荷重 $+ 1.0 \times$ 鉛直地震荷重

上部支承部及び下部支承部の構造正面図を図 4.9.2-7 に示す。

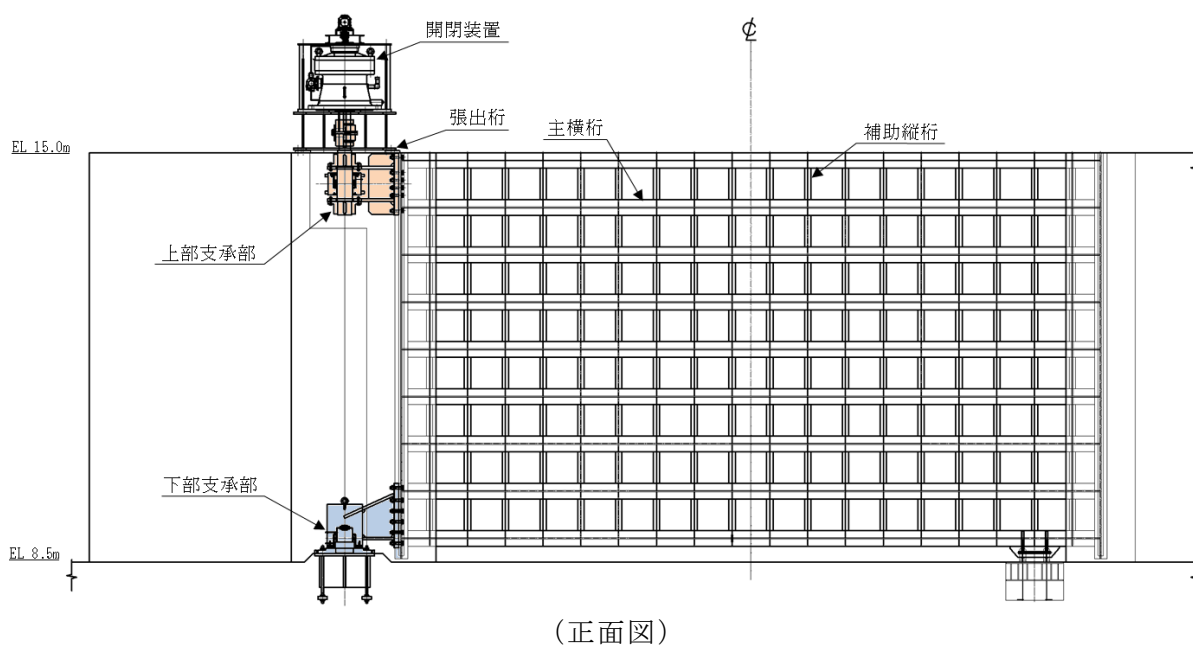
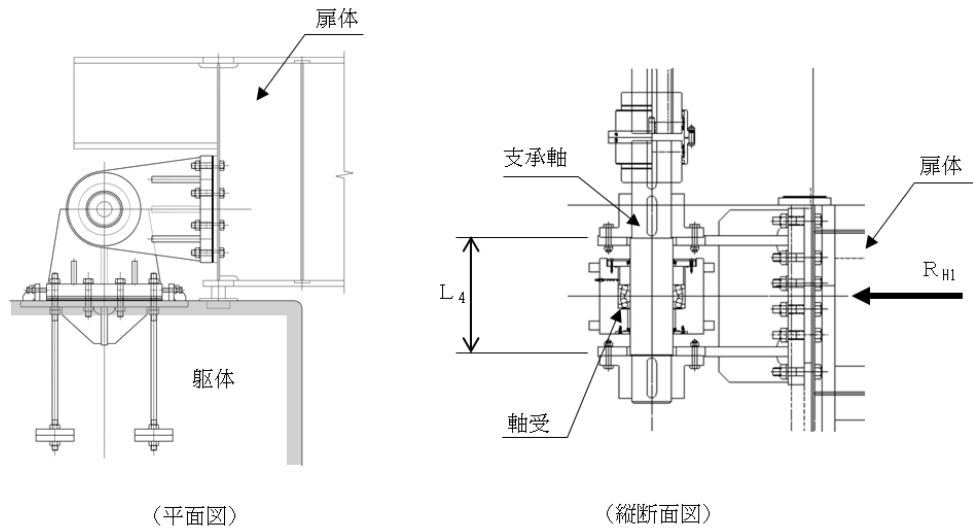


図 4.9.2-7 上部支承部及び下部支承部の正面図

(a) 上部支承部

上部支承部は、支承軸を両端ピン支持の単純梁として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

上部支承部の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-8 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_4 = \frac{R_{H1}L_4}{4}$$

- ・ せん断力

$$S_4 = R_{H1}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_4}{Z_4}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_4}{3A_4}$$

ここに、

M_4 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H1} : 上部支承水平作用荷重 (kN)

L_4 : 支承軸支持間隔 (m)

S_4 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_4 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_4 : 支承軸の断面積 (mm²)

図 4.9.2-8 上部支承部の構造図及び応力算定式

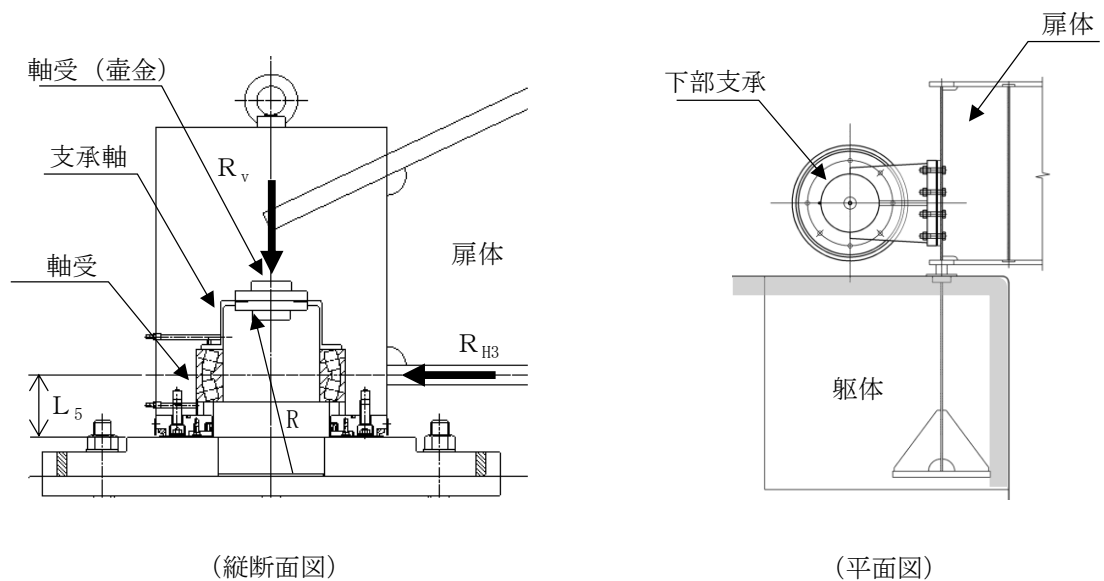
(b) 下部支承部

下部支承部は、支承軸を下端固定の片持ち梁として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

鉛直荷重を支持する軸受（壺金）は、接触面の支圧応力度により照査する。

また、水平荷重を支持する上部及び下部軸受けには同一の自動調心ころ軸受けを使用し、許容限界以下であることを確認する。

下部支承部の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-9 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_5 = R_{H3}L_5$$

- ・ せん断力

$$S_5 = R_{H3}$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_5}{Z_5}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{4S_5}{3A_5}$$

ここに、

M_5 : 支承軸の曲げモーメント (kN・m)

R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)

L_5 : 支承軸片持ち梁長さ (m)

S_5 : 支承軸のせん断力 (kN)

Z_5 : 支承軸の断面係数 (mm³)

A_5 : 支承軸の断面積 (mm²)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm²)

R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4.9.2-9(1) 下部支承部の構造図及び応力算定式

・ 軸受（壺金）の支圧応力度 p (N/mm^2)

$$p = 0.388 \left(\frac{R_v E^2}{R^2} \right)^{1/3}$$

軸受け荷重（自動調心ころ軸受）

$$R_2 = R_{H3}$$

ここに、

R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)

R_v : 下部支承鉛直作用荷重 (kN)

R : 軸受（壺金）の球面の半径 (mm)

E : 軸受（壺金）の弾性係数 (N/mm^2)

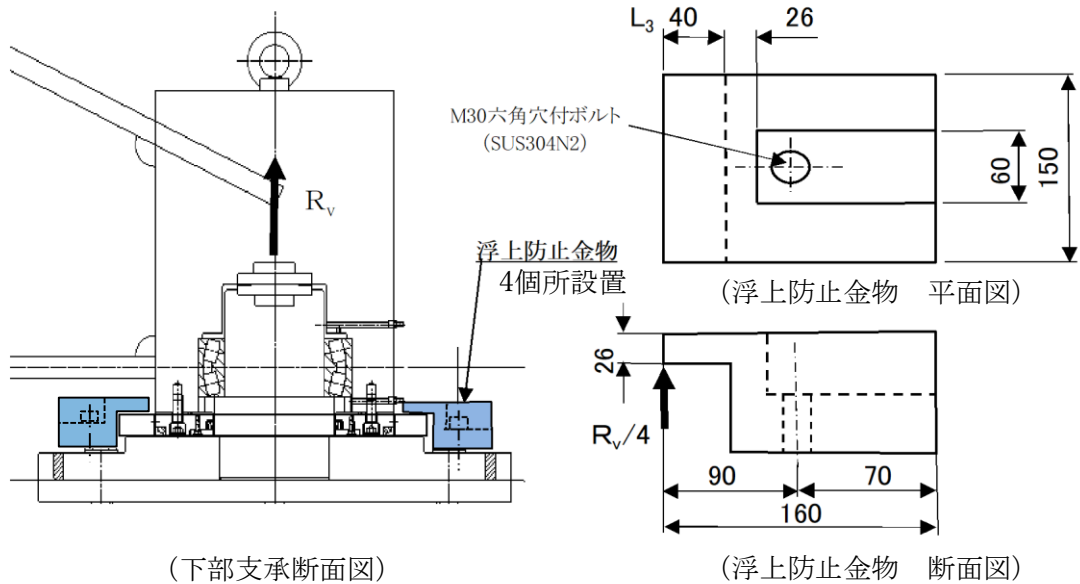
R_2 : 軸受け荷重 (kN)

図 4.9.2-9(2) 下部支承部の応力算定式

(c) 浮上防止金物

下部支承部に設置する浮上防止金物と固定ボルトの強度が鉛直上向き荷重に対して許容限界以下であることを確認する。

浮上防止金物の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-10 に示す。



応力度の計算

- 曲げモーメント

$$M_6 = R_v L_6 / 4$$

- せん断力

$$S_6 = R_v / 4$$

- 曲げ応力度 (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{M_6}{Z_6}$$

- せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau = \frac{3S_6}{2A_6}$$

- 固定ボルトの軸力

$$F = \frac{aR_v}{4b}$$

- 固定ボルト軸方向引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_7}$$

ここに、

M_6 : 浮上防止金物の曲げモーメント (kN・m)

R_v : 下部支承鉛直上向き作用荷重 (kN)

L_6 : 浮上防止金物片持ち梁長さ (m)

S_6 : 浮上防止金物のせん断力 (kN)

Z_6 : 浮上防止金物の断面係数 (mm³)

A_6 : 浮上防止金物の断面積 (mm²)

F : 固定ボルトの軸力 (kN)

a, b : 支持点からの距離 (mm)

A_7 : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

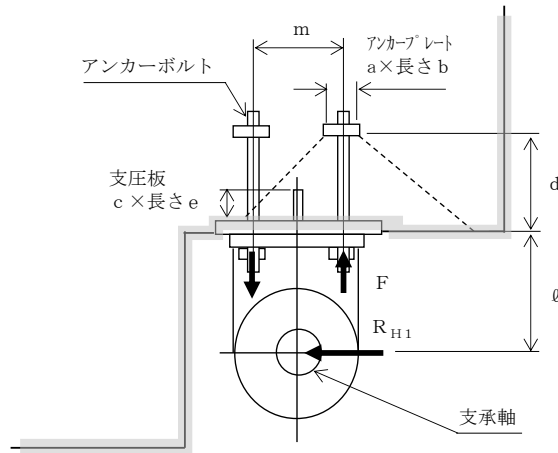
図 4.9.2-10 浮上防止金物の構造図及び応力算定式
2.2.5-115

f. 支承アンカー

(a) 上部支承アンカー

上部支承部は図に示す構造であることから、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

上部支承アンカーの構造図及び応力算定式を図 4.9.2-11 に示す。



(平面図)

アンカーボルト 1 本当りの軸力

$$F = \frac{R_{H1} \ell}{m n}$$

応力度の計算

- アンカーボルトの軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

ここに、

- コンクリートの支圧

応力度 (アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

- コンクリートの支圧

応力度 (支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H1}}{c e}$$

- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)
- R_{H1} : 上部支承水平荷重 (kN)
- ℓ : 支承軸からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)
- m : アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数
- A₅ : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4.9.2-11(1) 上部支承アンカーの構造図及び応力算定式
2.2.5-116

・コンクリートのせん断

応力度 (アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$

図 4.9.2-11(2) 上部支承アンカーの応力算定式

(b) 下部支承アンカー

下部支承部は、支承軸に作用する荷重は、アンカーボルトとアンカープレート及び支圧板によりコンクリートに伝達する構造として算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

下部支承アンカーの構造図及び応力算定式を図 4.9.2-12 に示す。

アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)

$$F = \frac{R_{H3} L_5}{2 y n}$$

応力度の計算

- ・アンカーボルトの

軸方向引張応力度 σ_t (N/mm²)

$$\sigma_t = \frac{F}{A_5}$$

- ・コンクリートの支圧応力度

(アンカープレート) σ_{c1} (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{n F}{a b}$$

- ・コンクリートの支圧応力度

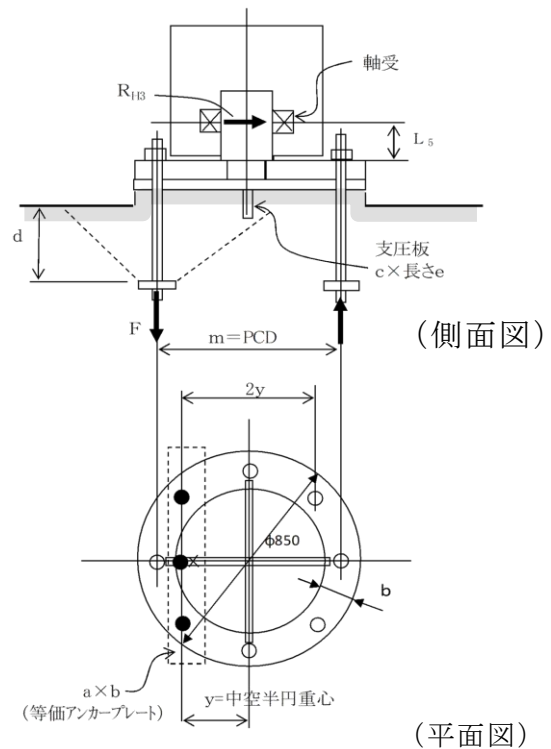
(支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

$$\sigma_{c2} = \frac{R_{H3}}{c e}$$

- ・コンクリートのせん断応力度

(アンカープレート) τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{n F}{2 b \cdot 2 d}$$



ここに、

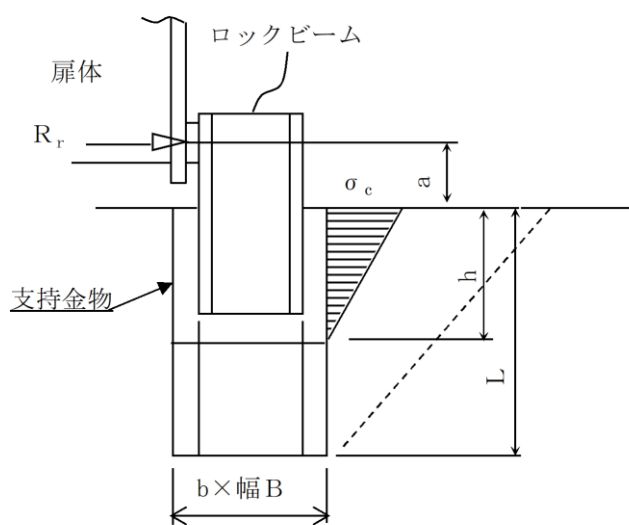
- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (N)
- R_{H3} : 下部支承水平荷重 (kN)
- L_5 : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)
- $2y$: アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数
- A_5 : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

図 4.9.2-12 下部支承アンカーの構造図及び応力算定式

g. ロック装置

ロック装置は、扉体に作用する地震時荷重をロックビームから支持金物及びコンクリートへ伝達し、扉体を全閉位置に固定する。ロックビームを片持ち梁にモデル化して算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

ロック装置の構造図及び応力算定式を図 4.9.2-13 に示す。



(断面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M = P_r a$$

- ・ せん断力

$$S = P_r$$

応力度の計算

- ・ ロックビーム曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{2Z}$$

- ・ ロックビームせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{2A}$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

R_r : ロック反力 (kN)

a : ロックビームの片持ち梁長さ (m)

n : ロックビーム数

Z : ロックビームの断面係数 (mm³)

S : ロックビームのせん断力 (kN)

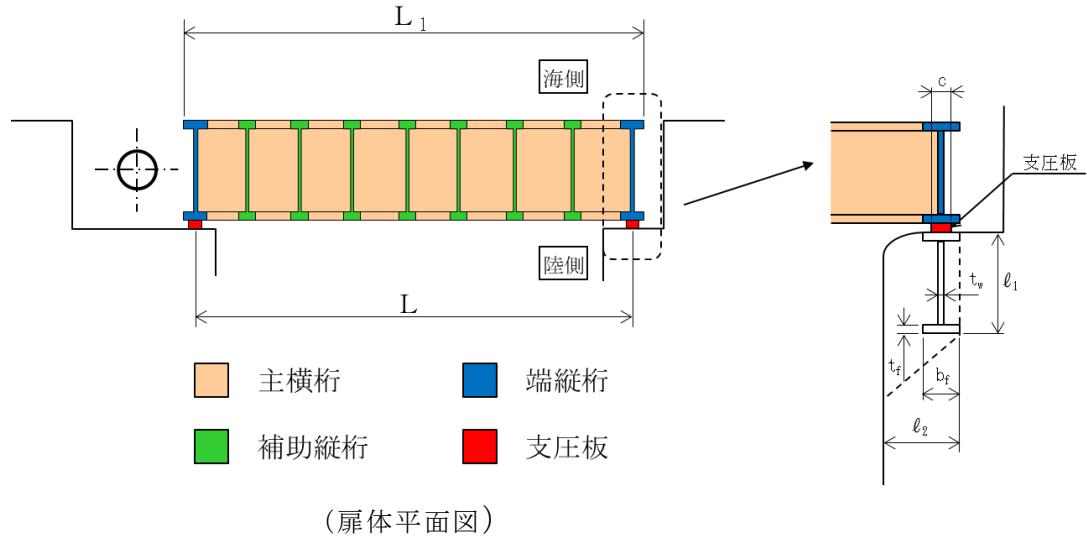
A : ロックビームのせん断面積 (mm²)

図 4.9.2-13 ロック装置の構造図及び応力算定式

h. 戸当り

戸当りは、最も水平荷重（地震時慣性力＋風荷重）が大きい最下段の主横桁からの荷重により応力を算定し許容限界以下であることを確認する。

戸当りの概要図及び応力算定式を図 4.9.2-14 に示す。



応力度の計算

- 支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2}$$

- 腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2}$$

- コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{W L_1}{2 b_f L_2}$$

- 底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6 M_f}{t_f^2}$$

$$M_f = \frac{\sigma_c \cdot b f^2}{8}$$

- コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2 \Sigma \ell L_2}$$

ここに、

W : 水平荷重

(地震時慣性力＋風荷重)

(kN/m)

C : 支圧板の有効幅

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジのコンクリート
までの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する曲げモーメント (N・mm)

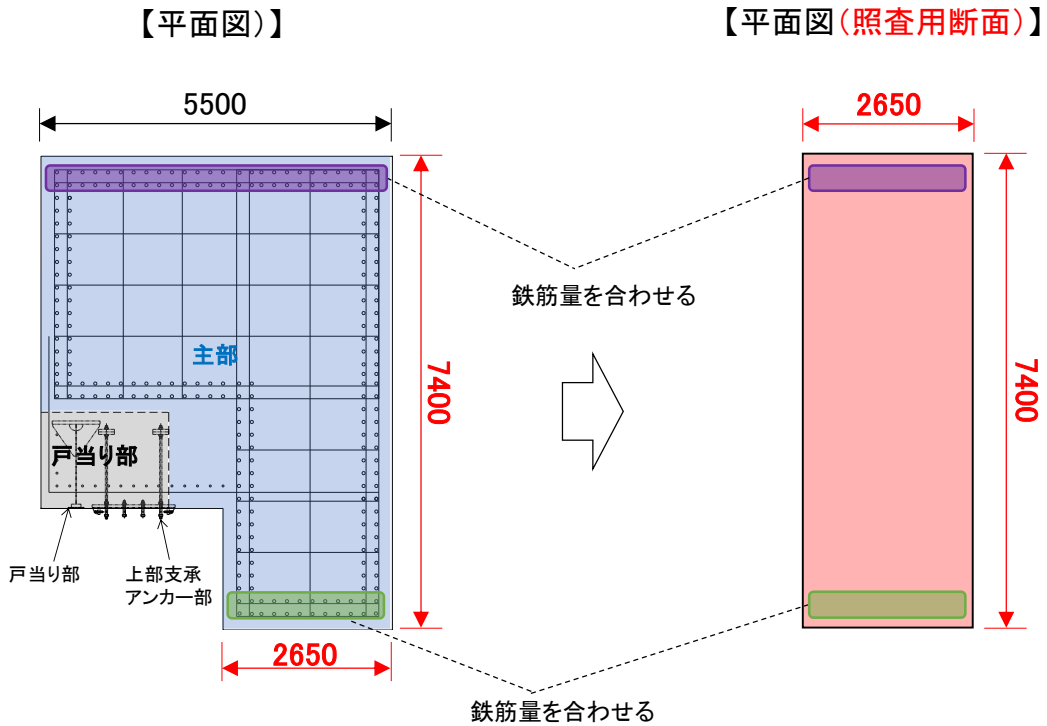
Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁＋2ℓ₂) (mm)

図 4.9.2-14 戸当りの概要図及び応力算定式
2.2.5-120

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して，2次元動的有限要素法により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り（RC支柱）については，図 4.9.2-15 に示すように保守的な評価となるように矩形断面を照査用断面として設定し，応力の算定を実施する。



注：2次元解析モデルの奥行き(1m)に合わせてように換算する。

図 4.9.2-15 漂流物対策工戸当り（RC支柱）の照査用断面の設定方法

また、平面ひずみ要素でモデル化している漂流物対策工基礎スラブについては、図 4.9.2-16 に示すように、鉛直方向の全要素の応力から断面力を算定することで照査を実施する。断面力は、要素応力を断面の図心軸回りに積分することにより求める。

照査範囲は、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの曲げ及びせん断の「4.6.1 解析モデル（3）構造物のモデル化」において照査範囲を考慮したモデル化を行うことから、図 4.9.2-16 に示す部材端までとする。

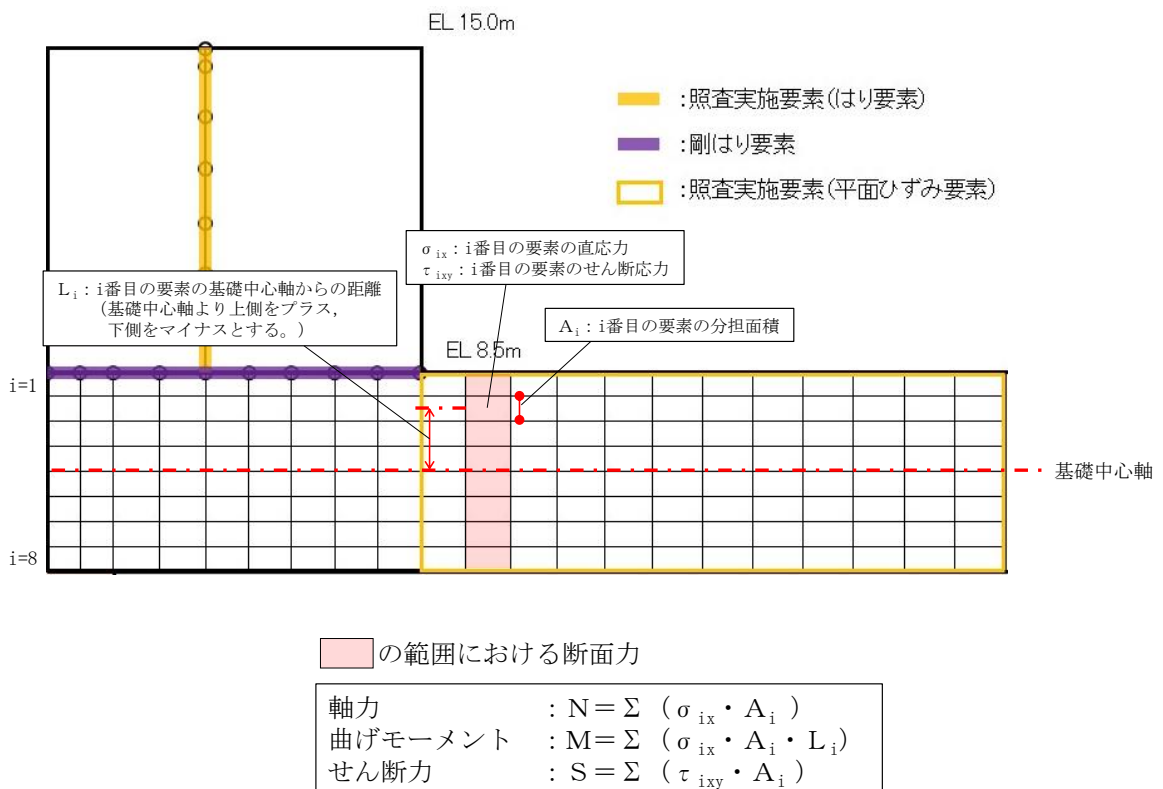


図 4.9.2-16 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物対策工直下のMMRについては、基礎地盤の支持性能への影響を評価するため、局所安全係数分布のせん断及び引張の破壊領域が連続的に拡大していないことを確認する。

5. 評価条件

「4. 耐震評価」に用いる評価条件を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1(1) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主桁	W	主桁の負担荷重 (風荷重+地震時慣性力)	16.967	kN/m
	B	水密幅	11.600	m
	L	支圧板中心間	11.200	m
	M	主桁の曲げモーメント	265.700	kN・m
	S	主桁のせん断力	98.407	kN
	N	主桁の軸力	30.540	kN
	Z	主桁の断面係数	10767582	mm ³
	D	側部水密幅	1800	mm
	A _w	主桁の腹板断面積	14382	mm ²
	A _g	主桁の断面積	23012	mm ²
補助縦桁	P	補助縦桁の水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	12.568	kN/m ²
	a	補助縦桁間隔	0.747	m
	b	主桁間隔	1.200	m
	M	補助縦桁の曲げモーメント	2.082	kN-m
	S	補助縦桁のせん断力	4.819	kN
	Z	補助縦桁の断面係数	114034	mm ³
	A _w	補助縦桁の腹板断面積	611	mm ²
端縦桁	R	主桁の支点反力	98.407	kN
	A	補剛材の有効断面積	2938	mm ²
支圧板	W _{gh}	地震時慣性力	124.850	kN/m
	W	風荷重	1.805	N/mm ²
	B	扉体の水密幅	11600	mm
	b	支圧板の有効幅	100	mm
戸当り	P	戸当り水平荷重 (地震時慣性力+風荷重)	145.789	kN/m
	b _f	戸当り底面フランジ幅	200	mm
	t _f	戸当り底面フランジ板厚	22	mm
	B	扉体の水密幅	11600	mm
	h	戸当りの桁高	510	mm
	L	底面フランジのコンクリートまでの距離	400	mm

表 5-1(2) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
走行車輪	R_1	海側車輪荷重	318.653	kN
	R_2	陸側車輪荷重	166.486	kN
	W_g	扉体自重	370	kN
	W_{s1}	扉体天端の積雪荷重	13.328	kN
	W_{s1}	ガイドアームの積雪荷重	4.784	kN
	P	車輪荷重	318.653	kN
	E_1	車輪の弾性係数	193000	N/mm ²
	E_2	車輪踏面板の弾性係数	193000	N/mm ²
	B	車輪有効踏面幅	85	mm
	R	車輪半径	345	mm
	C	接触幅の 1/2	3.954	mm
	M	走行車輪軸の曲げモーメント	10913881	N・mm
	S	走行車輪軸のせん断力	159327	N
	A	走行車輪軸の断面積	9503	mm ²
	Z	走行車輪軸の断面係数	130671	mm ³
	L	車輪受桁の支持間隔	2240	mm
	a	車輪受桁の荷重載荷位置	1640	mm
	b	車輪受桁の荷重載荷位置	600	mm
	M_c	車輪受桁の曲げモーメント	139980000	N・mm
	S_b	車輪受桁のせん断力	233300	N
Z_1	車輪受桁の断面係数	875000	mm ²	
A_w	車輪受桁の腹板断面積	2208	mm ³	
車輪 戸当り	P	車輪荷重	318.653	kN
	K	車輪荷重直下のコンクリートの支圧応力度	1.79	N/mm ²
	a	コンクリートの応力度の分布長さの 1/2	1068	mm
	M	車輪戸当りの曲げモーメント	63817061	N・mm
	S	車輪戸当りのせん断力	159327	N
	I	車輪戸当りの断面 2 次モーメント	73100000	mm ⁴
	B	車輪戸当りの底面フランジ幅	125	mm
	Z	車輪戸当りの断面係数	585000	mm ³
	A_w	車輪戸当りの腹板断面積	2040	mm ²
	M_f	底面フランジの曲げモーメント	3496	N・mm

表 5-1(3) 防波扉の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
ガイド アーム	P_v	地震時鉛直荷重	64.407	kN・m
	W_g	扉体自重	370	kN
	W_s	積雪荷重	16.44	kN
	M_m	ガイドアームの曲げモーメント	325.254	kN・m
	S_m	ガイドアームのせん断力	64.407	kN
	Z_c	ガイドアームの断面係数	1811700	mm ³
	A_w	ガイドアームの腹板面積	27200	mm ²
休止 ピン	P_h	休止ピンに作用する水平荷重	405.762	kN
	W	自重 (扉体自重+積雪荷重)	386.44	kN
	M	休止ピンの曲げモーメント	52749060	N・mm
	S	休止ピンのせん断力	405762	N
	Z	休止ピンの断面係数	331340	mm ³
	A	休止ピンの断面積	17671	mm ²
	L_1	休止ピンの片持ち梁長さ	130	mm
	d	休止ピンの径	150	mm

表 5-2(1) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (1/3)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	268.2	kN・m
	S_1	せん断力	96.7	kN
	W	地震時慣性力	16.065	kN/m
	W'	風荷重	1.354	kN/m
	L	支間	11.100	m
	a	張り出し部	0.100	m
	L_1	扉体幅	11.300	m
	M_1'	曲げモーメント	1275.2	kN・m
	S_1'	せん断力	210.8	kN
	L'	張出長さ	12.100	m
	Z	断面係数	23979000	mm ³
	A_w	腹板断面積	26300	mm ²
張出桁	M_2	曲げモーメント	4.2	kN・m
	S_2	せん断力	7.0	kN
	W	地震時慣性力	5.355	kN/m
	W'	風荷重	0.451	kN/m
	L_2	張出長さ	1.200	m
	Z	断面係数	10829000	mm ³
	A_w	腹板断面積	26370	mm ²
補助縦桁	M_3	曲げモーメント	0.2	kN・m
	S_3	せん断力	0.9	kN
	W	地震時慣性力	2.142	kN/m
	W'	風荷重	0.181	kN/m
	ℓ	主横桁の間隔	0.750	m
	Z	断面係数	10540000	mm ³
	A_w	腹板断面積	26300	mm ²
端縦桁	R	主横桁の支点反力	210.8	kN
	A_q	補剛材の有効総断面積	10747	mm ²

表 5-2(2) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (2/3)

部材	記号	定義	数値	単位
上部 支承軸	M ₄	支承軸の曲げモーメント	291.6	kN・m
	R _{H1}	上部支承水平作用荷重	2120.5	kN
	L ₄	支承軸支持間隔	0.550	m
	S ₄	支承軸のせん断力	1060.3	kN
	Z ₄	支承軸の断面係数	1045400	mm ³
	A ₄	支承軸の断面積	38010	mm ²
下部 支承軸	M ₅	支承軸の曲げモーメント	330.8	kN・m
	R _{H3}	下部支承水平作用荷重	2120.5	kN
	L ₅	支承軸片持ち梁長さ	0.156	m
	S ₅	支承軸のせん断力	2120.5	kN
	Z ₅	支承軸の断面係数	2155100	mm ³
	A ₅	支承軸の断面積	61580	mm ²
下部 支承軸受	R _v	下部支承鉛直作用荷重	1574.7	kN
	R	軸受（壺金）の球面の半径	1150	mm
	E	軸受（壺金）の弾性係数	1.93×10 ⁵	N/mm ²
支承軸受	R ₂	軸受け荷重	2025.1	kN
浮上防止 金物	M ₆	浮上防止金物の曲げモーメント	0.75	kN・m
	R _v	下部支承鉛直上向き作用荷重	75.3	kN
	L ₆	浮上防止金物片持ち梁長さ	0.040	m
	S ₆	浮上防止金物のせん断力	18.8	kN
	Z ₆	浮上防止金物の断面係数	16900	mm ³
	A ₆	浮上防止金物の断面積	3900	mm ²
	F	固定ボルトの軸力	43.0	kN
	a, b	支持点からの距離	160, 70	mm
	A ₇	固定ボルトの有効断面積	561	mm ²

表 5-2(3) 漂流物対策工の耐震評価に用いる条件 (3/3)

部材	記号	定義	数値	単位
上部支承 アンカー	F	アンカーボルト 1 本当りの軸力	249.5	kN
	R_{H1}	上部支承水平作用荷重	2120.5	kN
	ℓ	支承軸からアンカーボルト固定部までの距離	600	mm
	m	アンカーボルトの間隔	850	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	6	本
	A_5	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	1100	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	300, 950	mm
	c, e	支圧板の寸法	400, 950	mm
下部支承 アンカー	F	アンカーボルト 1 本当りの軸力	247.2	kN
	R_{H3}	下部支承水平作用荷重	2120.5	kN
	L_5	軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離	156	mm
	2y	アンカーボルトの間隔	446	mm
	n	アンカーボルトの片側本数	3	本
	A_5	アンカーボルトの断面積	865	mm ²
	d	アンカーボルト埋込深さ	550	mm
	a, b	アンカープレートの寸法	150, 850	mm
	c, e	支圧板の寸法	500, 800	mm
ロック 装置	M	曲げモーメント	88.5	kN・m
	R_r	ロック反力	590.3	kN
	a	ロックビームの片持ち梁長さ	0.150	m
	n	ロックビーム数	2	本
	Z	ロックビームの断面係数	260000	mm ³
	S	ロックビームのせん断力	590.3	kN
	A	ロックビームのせん断面積	2128	mm ²
戸当り	W	作用荷重 (地震時慣性力+風荷重)	17.419	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L_1	扉体幅	11300	mm
	L_2	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	t_w	腹板の厚さ	14	mm
	b_f	底面フランジの幅	750	mm
	t_f	底面フランジの厚さ	50	mm
	ℓ_1	戸当り深さ	1350	mm
	ℓ_2	底面フランジのコンクリートまでの距離	925	mm
	M_f	底面フランジに作用する曲げモーメント	14.1	kN・m
	$\Sigma \ell$	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)	3200	mm

6. 耐震評価結果

6.1 地震応答解析結果

耐震評価では、ケース①（基本ケース）を対象とした曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査，グラウンドアンカに対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各照査項目のうち，照査値が0.5を超える照査項目について，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて追加解析ケース②，③を実施する。

ケース①（基本ケース）の各評価項目において最も厳しい地震動及び最大照査値を表6.1-1に示す。

また，地震応答解析結果として，「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧分布」を記載する。

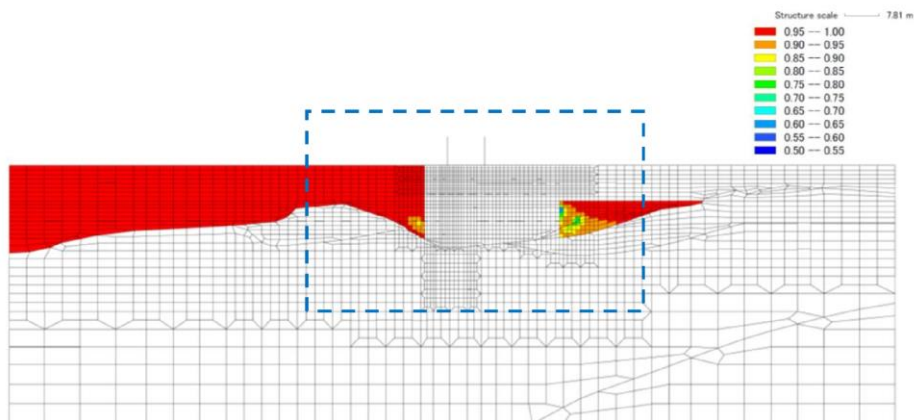
なお，耐震評価において，軸力は引張を正とする。

表 6.1-1 照査値が 0.5 を超える最も厳しい地震動及び最大照査値

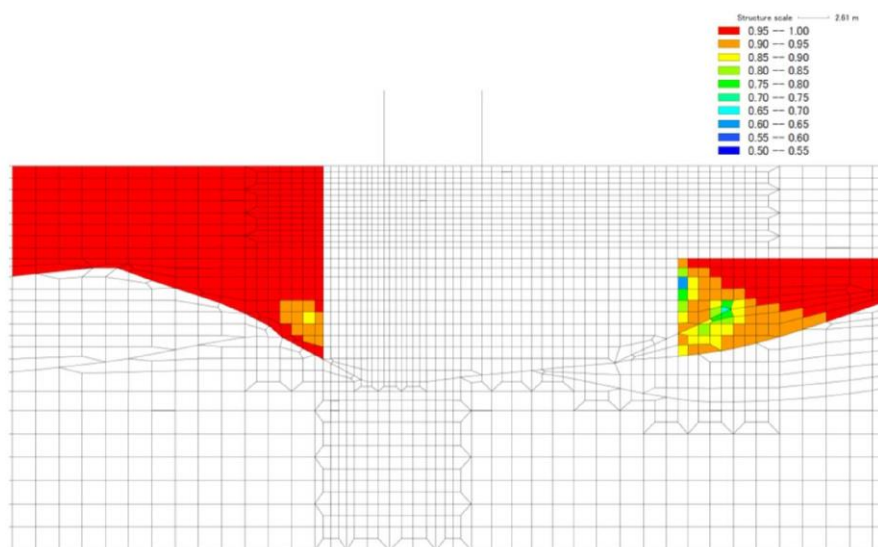
評価項目			
防波扉，漂流物対策工 (RC支柱，基礎スラブ)		グラウンド アンカ	基礎地盤
曲げ・軸力系	せん断		
S _s -D (--) 0.595 (曲げ引張)	S _s -D (++) 0.836	S _s -N1 (++) 0.824	0.5 以下

6.1.1 過剰間隙水圧比分布

地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、0.5を超える照査値を示す各評価項目について、最大照査値を示す解析ケースを対象に、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図 6.1.1-1 に示す。

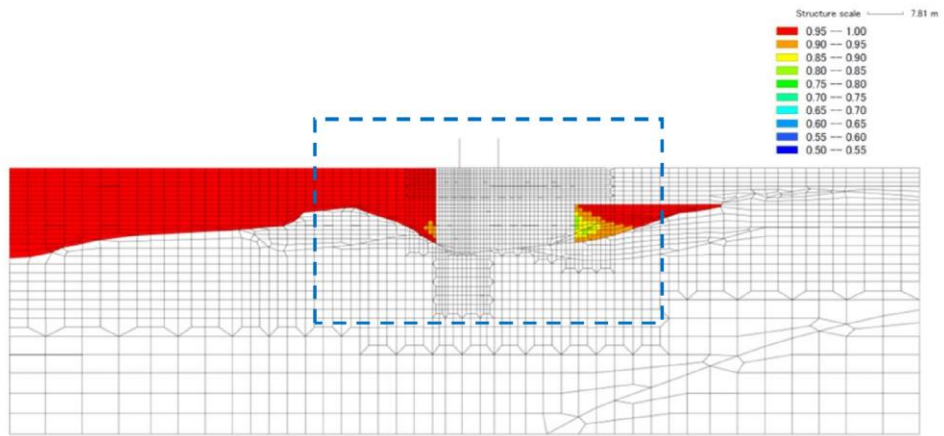


全体図

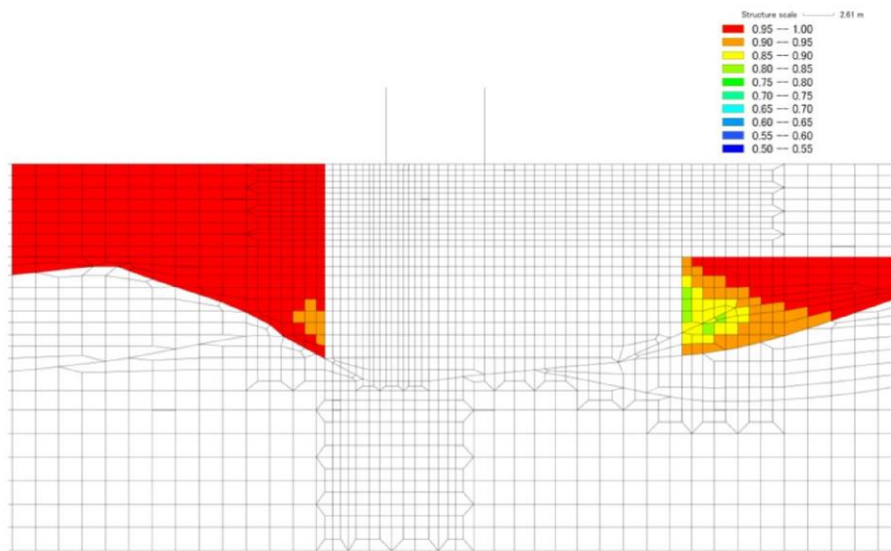


構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1(1) 過剰間隙水圧比の最大値分布（解析ケース③， $S_s - D(++)$ ）

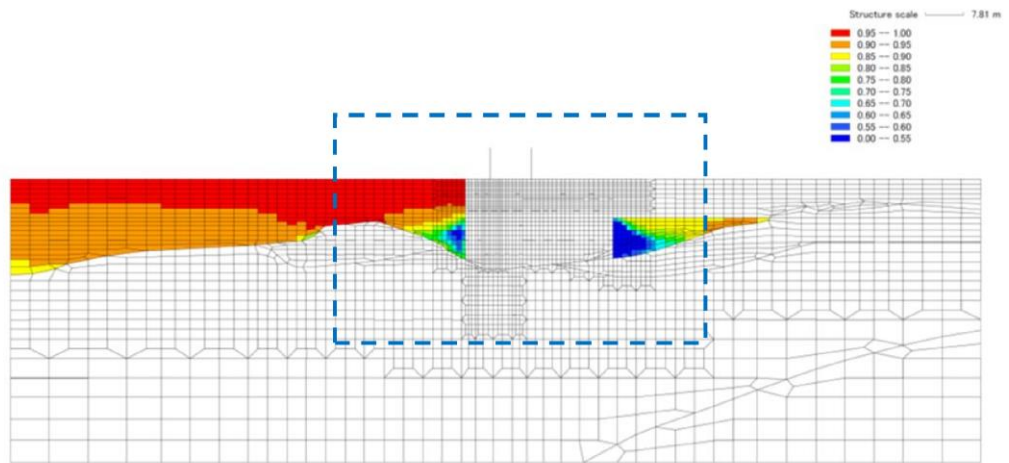


全体図

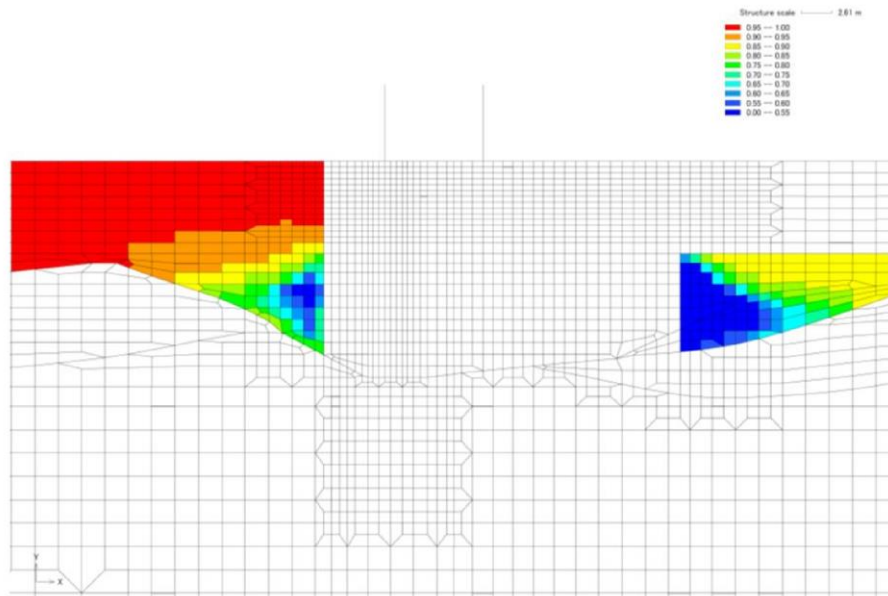


構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1(2) 過剰間隙水圧比の最大値分布 (解析ケース③, S s - D (- -))



全体図



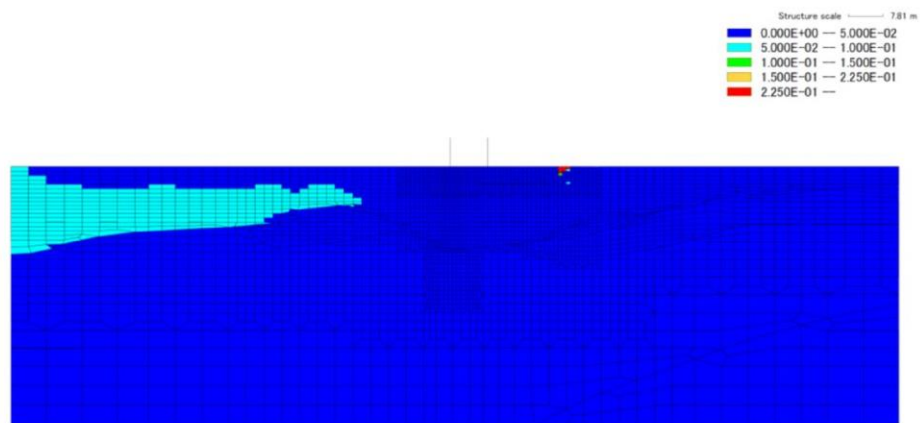
構造物周辺拡大図

図 6.1.1-1(3) 過剰間隙水圧比の最大値分布 (解析ケース③, S_s-N1 (++))

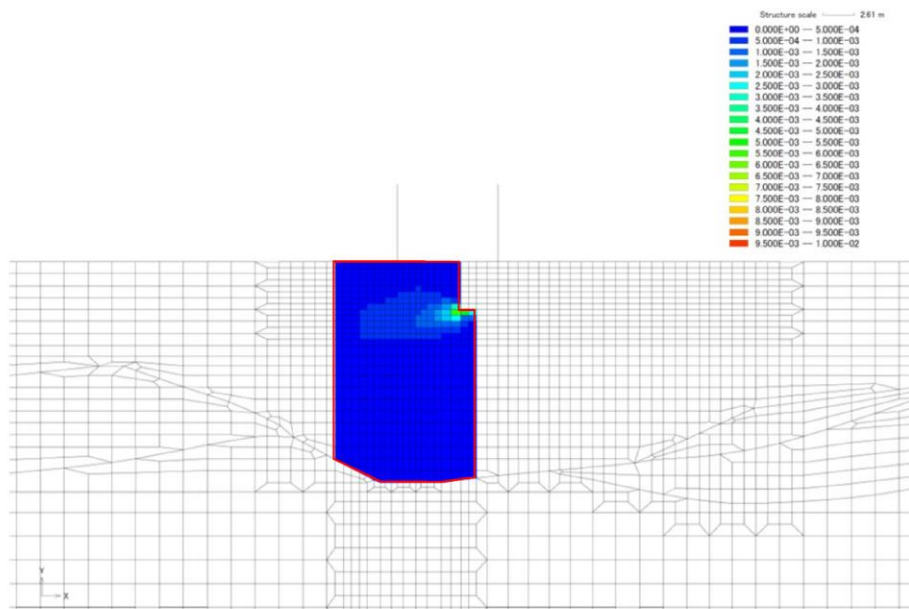
6.1.2 最大せん断ひずみ分布

地盤の最大せん断ひずみ分布を確認するため、0.5を超える照査値を示す各評価項目について、最大照査値を示す解析ケースを対象に、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布図を図 6.1.2-1 に示す。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、改良地盤内の最大せん断ひずみ分布を確認した結果、ひずみ依存特性の試験値範囲であるせん断ひずみ 1.0×10^{-3} を超える要素（最大値 1.0×10^{-2} ）が一部認められるが、大半の要素が試験値範囲内に収まっていることから、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のひずみ依存特性を用いて問題ないと判断した。

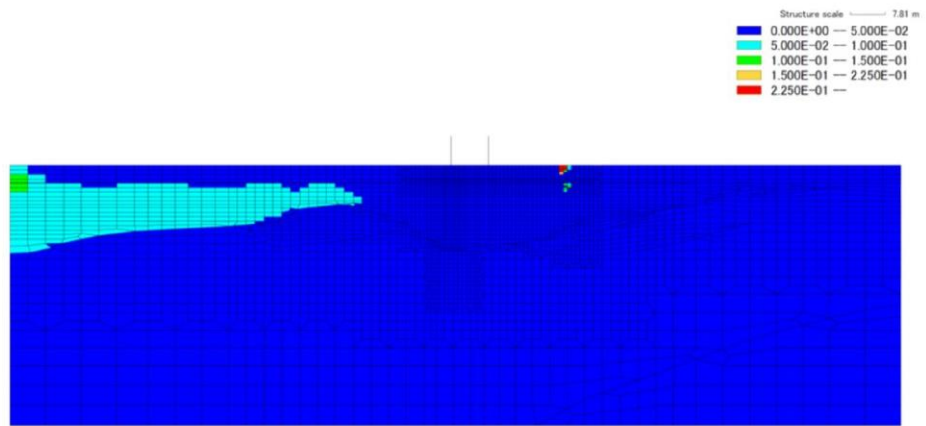


全体図

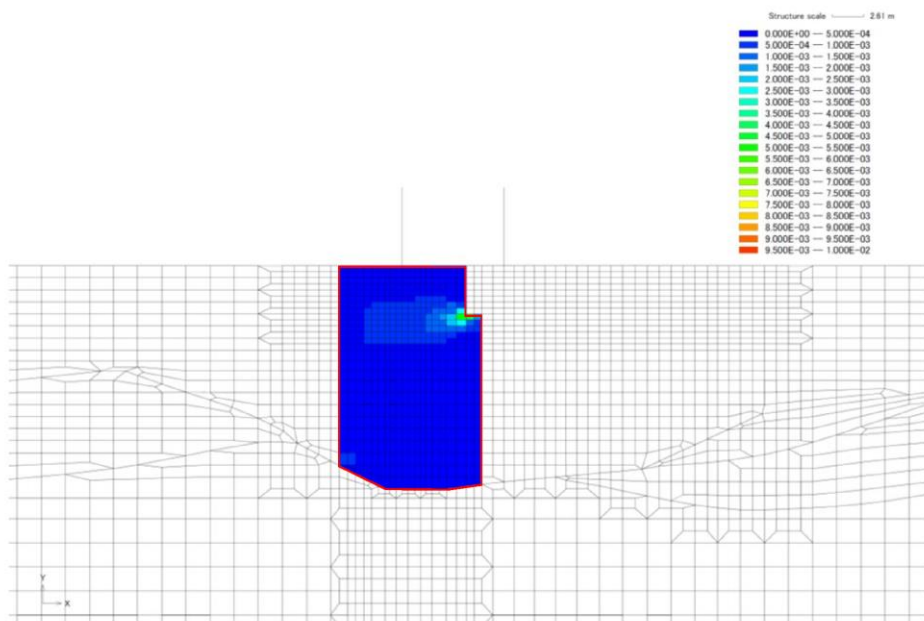


構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1(1) 最大せん断ひずみ分布（解析ケース③， $S_s - D(++)$ ）

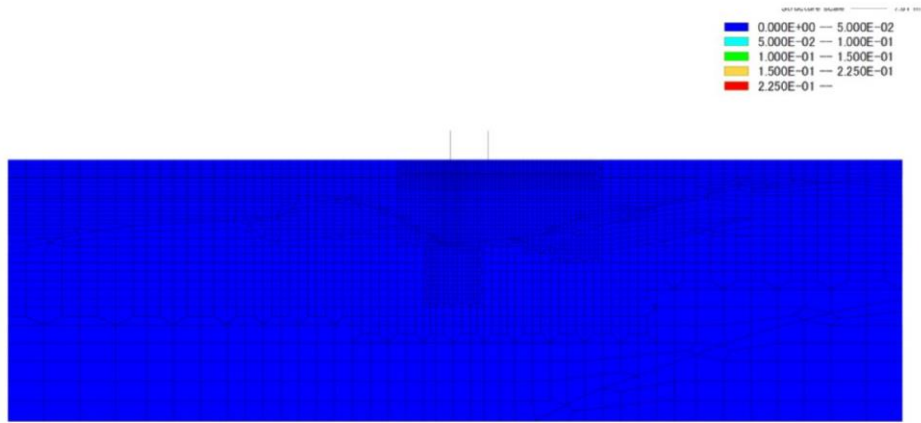


全体図

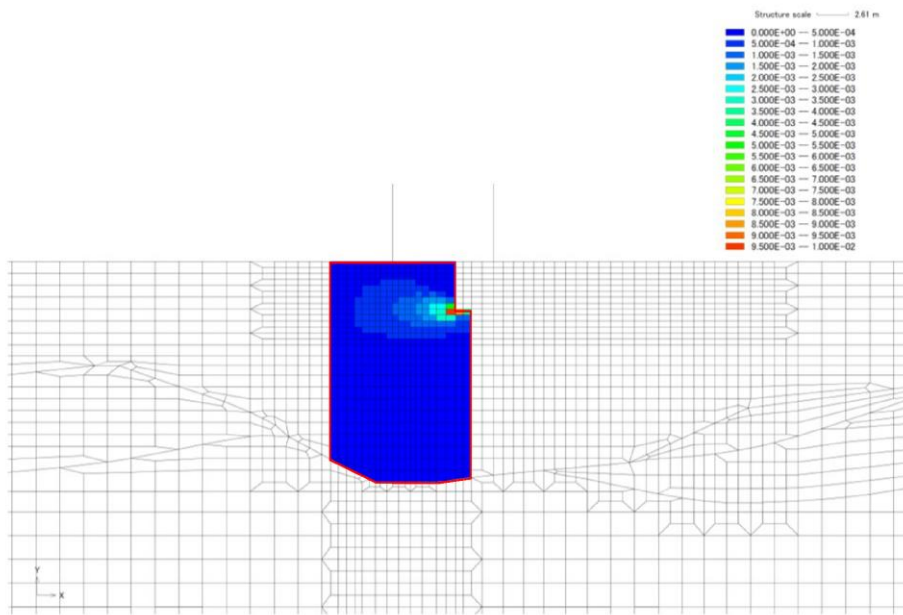


構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1(2) 最大せん断ひずみ分布 (解析ケース③, $S_s - D$ (一一))



全体図



構造物周辺拡大図

図 6.1.2-1(3) 最大せん断ひずみ分布 (解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

6.2 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計震度は、防波扉（鋼製扉体）の設置床である防波扉基礎スラブの最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より、表 6.2-1 に示すとおり保守的に設定した。

防波扉（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6.2-2 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-1 設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度			設計震度		
EL 8.5m	水平	S _s -D	(++)	0.85	水平 Kh	2.1
			(-+)	0.77		
			(+-)	0.90		
			(--)	0.81		
		S _s -F1	(++)	0.64		
		S _s -F2	(++)	0.70		
		S _s -N1	(++)	1.08		
			(-+)	0.94		
		S _s -N2(NS)	(++)	0.67		
			(-+)	0.68		
		S _s -N2(EW)	(++)	0.77		
			(-+)	0.72		
	鉛直	S _s -D	(++)	0.89	鉛直 kv	1.5
			(-+)	0.81		
			(+-)	0.82		
			(--)	0.80		
		S _s -F1	(++)	0.58		
		S _s -F2	(++)	0.96		
		S _s -N1	(++)	0.66		
			(-+)	0.48		
S _s -N2(NS)		(++)	0.94			
		(-+)	0.77			
S _s -N2(EW)		(++)	0.78			
		(-+)	1.03			

表 6.2-2 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容 限界 (b)	照査値 (a/b)	
防波扉 (鋼製 扉体)	主桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	26	240	0.109	
			せん断応力度 (N/mm ²)	6.8	135	0.051	
	補助縦桁	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	18.3	180	0.102	
			せん断応力度 (N/mm ²)	7.9	105	0.076	
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	33	240	0.138	
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	0.729	225	0.004	
	戸当り	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	22.6	240	0.095	
		Fc24	支圧応力度 (N/mm ²)	0.36	8.8	0.041	
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.06	0.60	0.100	
	走行 車輪	車輪	SUS304	接触面圧応力度 (N/mm ²)	605.2	849	0.713
		車輪軸	SUS304	曲げ応力度 (N/mm ²)	83.5	150	0.557
				せん断応力度 (N/mm ²)	22.4	90	0.249
		車輪 受桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	160.0	240	0.667
				せん断応力度 (N/mm ²)	106.0	135	0.786
		車輪 戸当り	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	109.1	180	0.607
	せん断応力度 (N/mm ²)			78.1	105	0.744	
	底面フランジ曲 げ応力度(N/mm ²)			58.1	180	0.323	
	ガイド アーム	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	180	240	0.750	
			せん断応力度 (N/mm ²)	2.4	135	0.018	
	休止ピン	SUS329J4L	曲げ応力度 (N/mm ²)	159.2	338	0.471	
せん断応力度 (N/mm ²)			30.6	195	0.157		

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

a. 曲げ軸力照査

防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2-3 に示す。

この結果から、防波扉戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

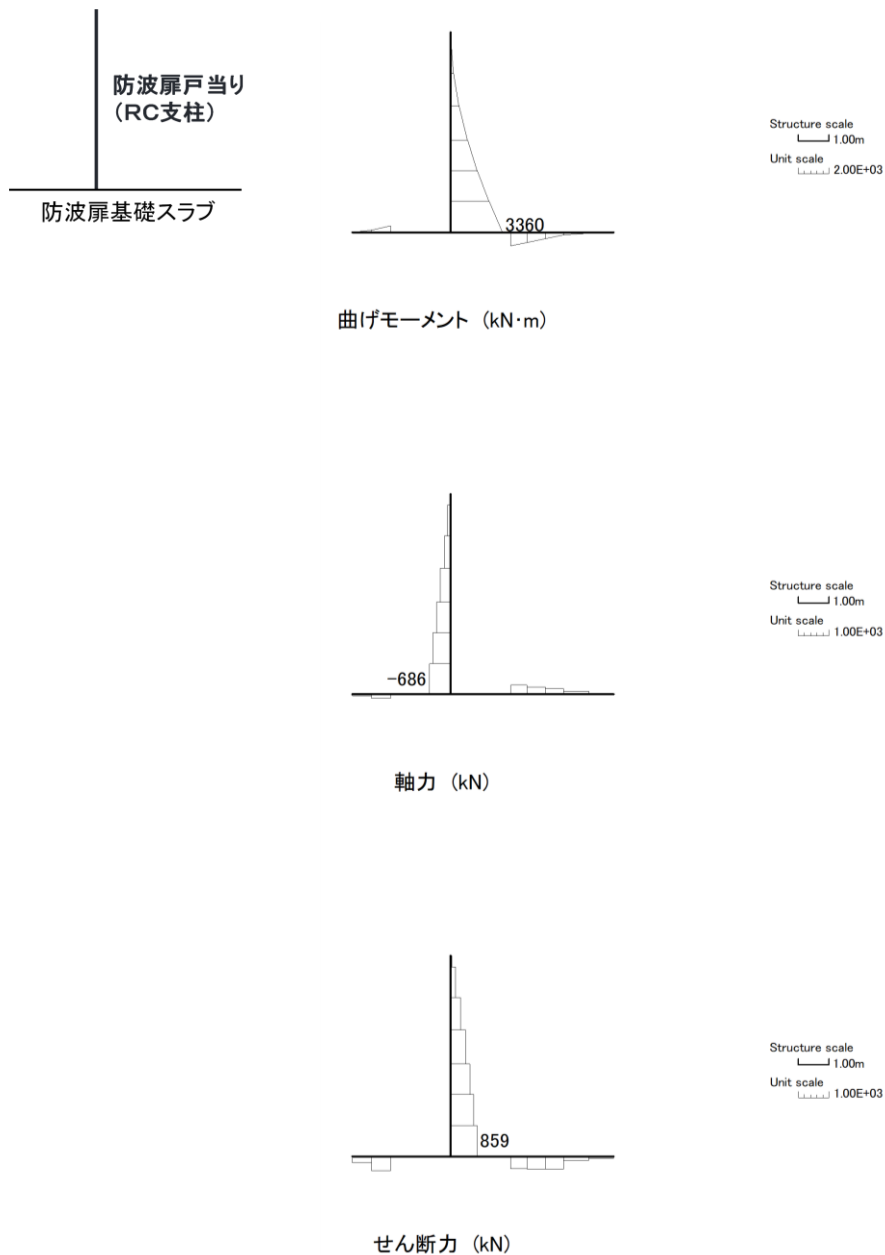
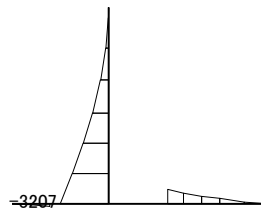
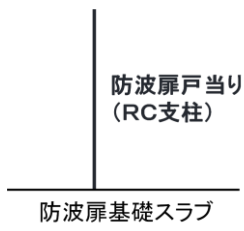
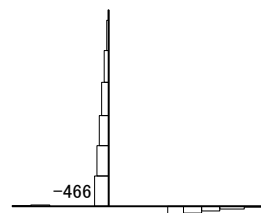


図 6.2-1(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (—) , 解析ケース③, t=19.21s)



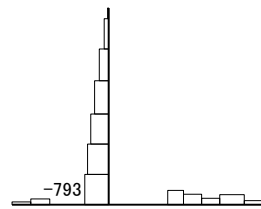
Structure scale
1.00m
Unit scale
2.00E+03

曲げモーメント (kN・m)



Structure scale
1.00m
Unit scale
1.00E+03

軸力 (kN)



Structure scale
1.00m
Unit scale
1.00E+03

せん断力 (kN)

図 6.2-1(2) 防波扉当り (RC支柱) の曲げ引張照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (-+), 解析ケース①, t=8.61s)

表 6.2-3(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	3235	-715	2.0	13.5	0.149
	Ss-D	(-+)	-3207	-466	2.0	13.5	0.147
	Ss-D	(+-)	3336	-1093	2.1	13.5	0.153
	Ss-D	(--)	3326	-685	2.1	13.5	0.153
	Ss-F1	(++)	-2962	-661	1.8	13.5	0.137
	Ss-F2	(++)	-2713	-808	1.7	13.5	0.126
	Ss-N1	(++)	-2861	-794	1.8	13.5	0.132
	Ss-N1	(-+)	2903	-898	1.8	13.5	0.134
	Ss-N2 (NS)	(++)	-2415	-960	1.5	13.5	0.111
	Ss-N2 (NS)	(-+)	2285	-987	1.4	13.5	0.104
	Ss-N2 (EW)	(++)	-2514	-660	1.6	13.5	0.116
	Ss-N2 (EW)	(-+)	-2245	-797	1.4	13.5	0.103
②	Ss-D	(++)	3224	-716	2.0	13.5	0.148
	Ss-D	(--)	3296	-686	2.0	13.5	0.152
	Ss-N1	(++)	-2853	-794	1.8	13.5	0.132
③	Ss-D	(++)	3246	-715	2.0	13.5	0.149
	Ss-D	(--)	3360	-686	2.1	13.5	0.154
	Ss-N1	(++)	-2870	-795	1.8	13.5	0.133

表 6.2-3(2) 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	3235	-715	73	294	0.248
	Ss-D	(-+)	-3207	-466	85	294	0.288
	Ss-D	(+-)	-3224	-792	69	294	0.235
	Ss-D	(--)	3326	-685	77	294	0.263
	Ss-F1	(++)	-2962	-661	67	294	0.227
	Ss-F2	(++)	-2654	-571	61	294	0.207
	Ss-N1	(++)	-2427	-429	60	294	0.205
	Ss-N1	(-+)	2903	-898	53	294	0.182
	Ss-N2 (NS)	(++)	-2083	-680	37	294	0.125
	Ss-N2 (NS)	(-+)	2037	-696	34	294	0.118
	Ss-N2 (EW)	(++)	-2406	-559	53	294	0.181
	Ss-N2 (EW)	(-+)	2150	-388	53	294	0.179
②	Ss-D	(++)	3224	-716	72	294	0.246
	Ss-D	(--)	3296	-686	76	294	0.260
	Ss-N1	(++)	-2416	-429	60	294	0.204
③	Ss-D	(++)	3246	-715	73	294	0.249
	Ss-D	(--)	3360	-686	78	294	0.267
	Ss-N1	(++)	-2438	-430	61	294	0.206

b. せん断力照査

防波扉戸当り（RC支柱）のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-2 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2-4 に示す。

この結果から、防波扉戸当り（RC支柱）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

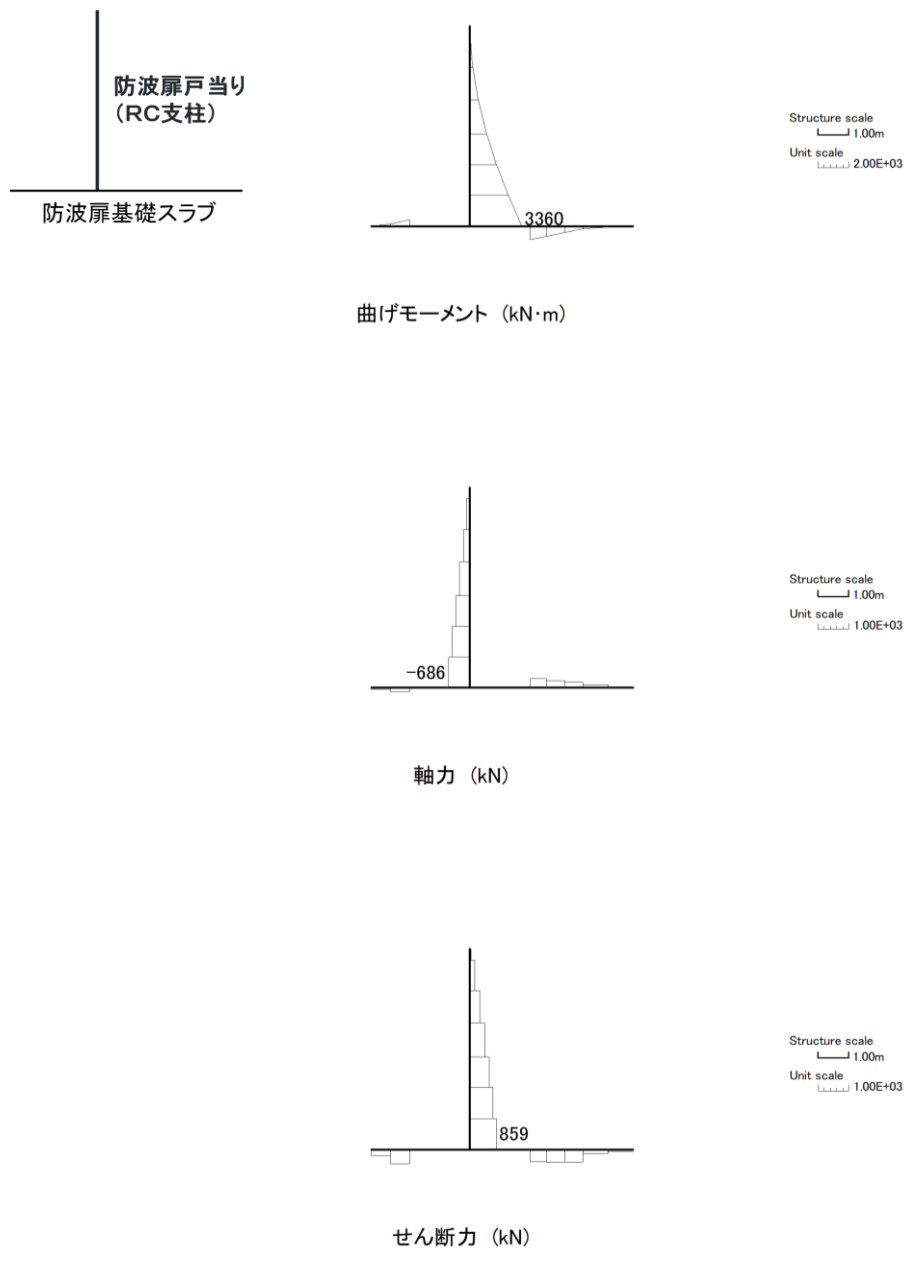


図 6.2-2 防波扉戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（S s - D (—) , 解析ケース③, t = 19.21s)

表 6.2-4 防波扉戸当り (RC支柱) のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	815	0.25	0.67	0.377
	Ss-D	(-+)	793	0.25	0.67	0.367
	Ss-D	(+-)	841	0.26	0.67	0.390
	Ss-D	(--)	851	0.26	0.67	0.394
	Ss-F1	(++)	703	0.22	0.67	0.326
	Ss-F2	(++)	693	0.21	0.67	0.321
	Ss-N1	(++)	755	0.23	0.67	0.350
	Ss-N1	(-+)	780	0.24	0.67	0.362
	Ss-N2 (NS)	(++)	592	0.18	0.67	0.274
	Ss-N2 (NS)	(-+)	562	0.17	0.67	0.261
	Ss-N2 (EW)	(++)	637	0.20	0.67	0.295
	Ss-N2 (EW)	(-+)	607	0.19	0.67	0.281
②	Ss-D	(++)	812	0.25	0.67	0.376
	Ss-D	(--)	843	0.26	0.67	0.391
	Ss-N1	(++)	753	0.23	0.67	0.349
③	Ss-D	(++)	818	0.25	0.67	0.379
	Ss-D	(--)	859	0.27	0.67	0.398
	Ss-N1	(++)	757	0.23	0.67	0.351

(3) 防波扉基礎スラブ

a. 曲げ軸力照査

防波扉基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-3 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.2-5 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

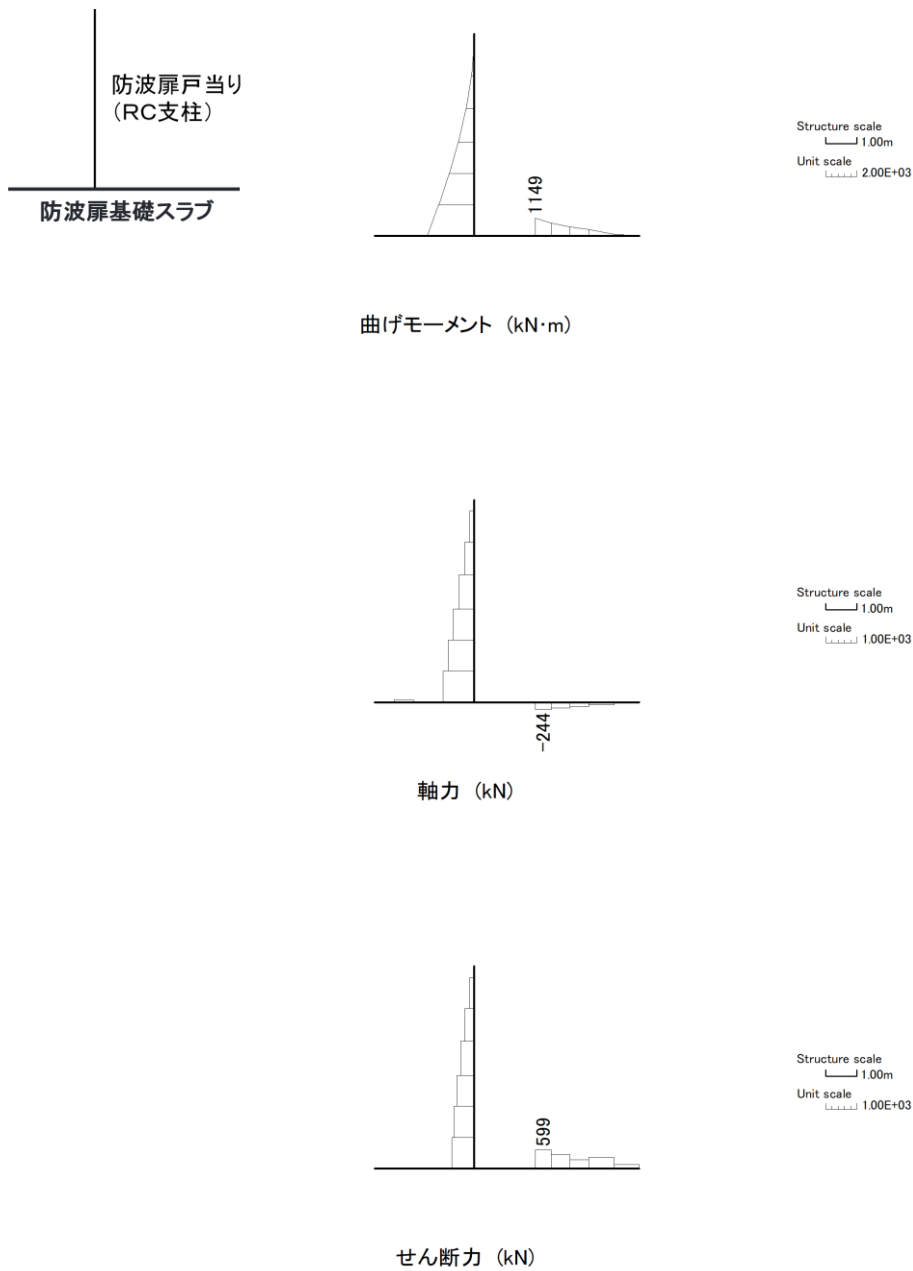


図 6.2-3(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (++) , 解析ケース③, t=28.17s)

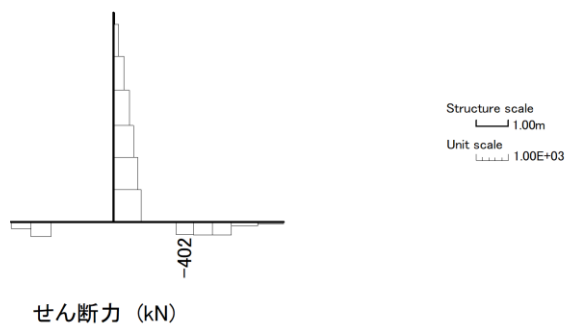
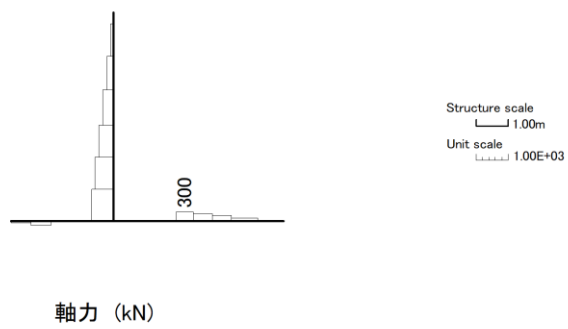
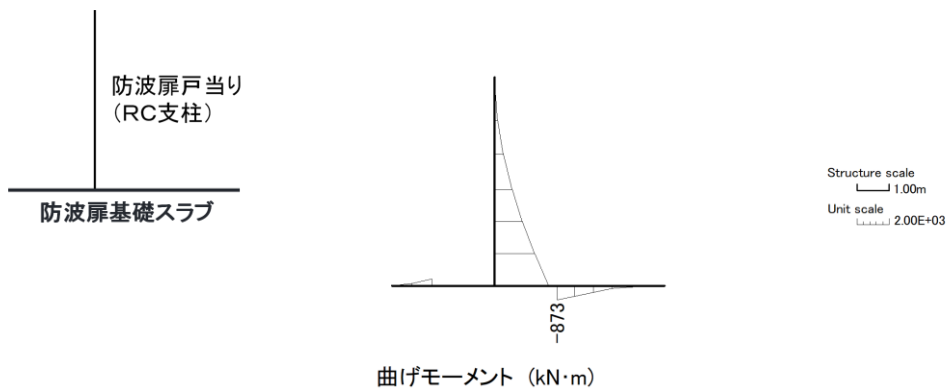


図 6.2-3(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S_{s-D} (—), 解析ケース③, t=19.21s)

表 6.2-5(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	1148	-245	4.5	13.5	0.333
	Ss-D	(-+)	950	-301	3.7	13.5	0.276
	Ss-D	(+-)	1093	-306	4.3	13.5	0.318
	Ss-D	(--)	1053	-310	4.1	13.5	0.306
	Ss-F1	(++)	1013	-282	4.0	13.5	0.294
	Ss-F2	(++)	939	-228	3.7	13.5	0.273
	Ss-N1	(++)	982	-292	3.8	13.5	0.285
	Ss-N1	(-+)	-803	199	2.9	13.5	0.217
	Ss-N2 (NS)	(++)	966	-293	3.8	13.5	0.281
	Ss-N2 (NS)	(-+)	795	-242	3.1	13.5	0.231
	Ss-N2 (EW)	(++)	827	-277	3.2	13.5	0.240
	Ss-N2 (EW)	(-+)	846	-224	3.3	13.5	0.246
②	Ss-D	(++)	1147	-247	4.5	13.5	0.333
	Ss-D	(--)	1051	-310	4.1	13.5	0.305
	Ss-N1	(++)	980	-292	3.8	13.5	0.285
③	Ss-D	(++)	1149	-244	4.5	13.5	0.334
	Ss-D	(--)	1055	-310	4.1	13.5	0.306
	Ss-N1	(++)	985	-293	3.9	13.5	0.286

表 6.2-5(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	-860	290	173	294	0.590
	Ss-D	(-+)	-786	278	160	294	0.544
	Ss-D	(+-)	-723	333	155	294	0.527
	Ss-D	(--)	-863	299	175	294	0.595
	Ss-F1	(++)	-620	321	136	294	0.464
	Ss-F2	(++)	939	-228	111	294	0.379
	Ss-N1	(++)	982	-292	112	294	0.381
	Ss-N1	(-+)	-803	199	155	294	0.527
	Ss-N2 (NS)	(++)	928	-215	111	294	0.378
	Ss-N2 (NS)	(-+)	-408	348	104	294	0.353
	Ss-N2 (EW)	(++)	-487	247	107	294	0.363
	Ss-N2 (EW)	(-+)	-643	271	135	294	0.460
②	Ss-D	(++)	-856	290	173	294	0.588
	Ss-D	(--)	-854	299	173	294	0.590
	Ss-N1	(++)	980	-292	111	294	0.380
③	Ss-D	(++)	-863	290	174	294	0.592
	Ss-D	(--)	-873	300	177	294	0.601
	Ss-N1	(++)	-485	307	112	294	0.382

b. せん断力照査

防波扉基礎スラブのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.2-4 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.2-6 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

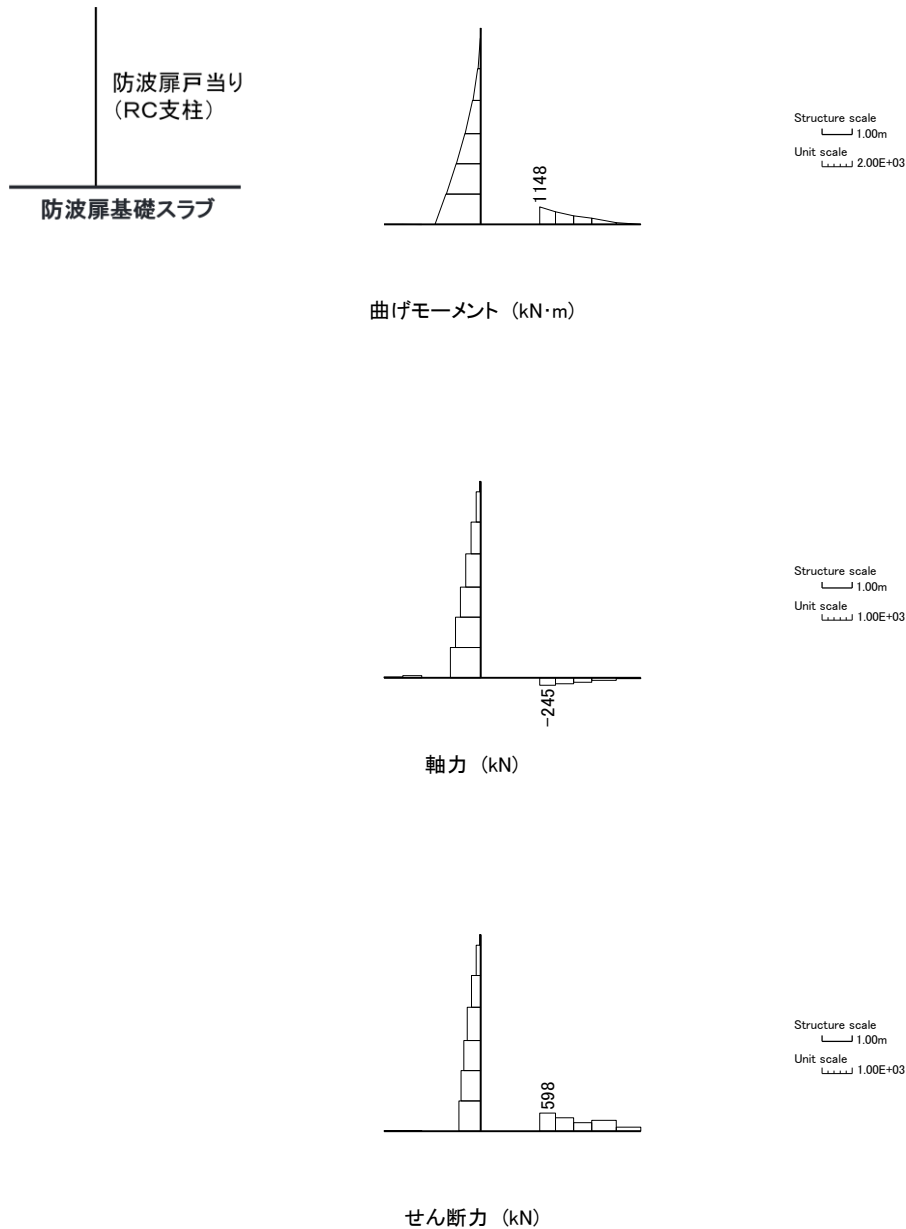


図 6.2-4 防波扉基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (++) , 解析ケース①, t=28.17s)

表 6.2-6 防波扉基礎スラブのせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	598	0.56	0.67	0.836
	Ss-D	(-+)	481	0.45	0.67	0.671
	Ss-D	(+-)	563	0.53	0.67	0.786
	Ss-D	(--)	535	0.50	0.67	0.747
	Ss-F1	(++)	517	0.48	0.67	0.722
	Ss-F2	(++)	495	0.46	0.67	0.692
	Ss-N1	(++)	510	0.48	0.67	0.712
	Ss-N1	(-+)	398	0.37	0.67	0.556
	Ss-N2 (NS)	(++)	513	0.48	0.67	0.716
	Ss-N2 (NS)	(-+)	418	0.39	0.67	0.584
	Ss-N2 (EW)	(++)	440	0.41	0.67	0.614
	Ss-N2 (EW)	(-+)	444	0.42	0.67	0.620
②	Ss-D	(++)	598	0.56	0.67	0.835
	Ss-D	(--)	534	0.50	0.67	0.746
	Ss-N1	(++)	509	0.48	0.67	0.711
③	Ss-D	(++)	599	0.56	0.67	0.836
	Ss-D	(--)	536	0.50	0.67	0.748
	Ss-N1	(++)	511	0.48	0.67	0.714

c. グラウンドアンカによる支圧照査

防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表 6.2-7 に示す。

この結果から防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-7 防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する
照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		支圧応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容	照査値 σ_b/σ_{ab}
				応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	
①	Ss-D	(++)	11.8	18	0.657
	Ss-D	(-+)	11.9	18	0.660
	Ss-D	(+-)	11.8	18	0.656
	Ss-D	(--)	11.8	18	0.656
	Ss-F1	(++)	11.7	18	0.651
	Ss-F2	(++)	11.8	18	0.655
	Ss-N1	(++)	11.9	18	0.663
	Ss-N1	(-+)	11.7	18	0.651
	Ss-N2 (NS)	(++)	11.7	18	0.652
	Ss-N2 (NS)	(-+)	11.7	18	0.650
	Ss-N2 (EW)	(++)	11.8	18	0.655
	Ss-N2 (EW)	(-+)	11.7	18	0.650
②	Ss-D	(++)	11.8	18	0.657
	Ss-D	(--)	11.8	18	0.656
	Ss-N1	(++)	11.9	18	0.663
③	Ss-D	(++)	11.8	18	0.657
	Ss-D	(--)	11.8	18	0.656
	Ss-N1	(++)	11.9	18	0.663

(4) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を表 6.2-8 に示す。

この結果からグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-8 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生	テンドンの	照査値 T/T _{ab}
			アンカー力 T (kN)	許容拘束力 T _{ab} (kN)	
①	S _s -D	(++)	1696	2076	0.817
	S _s -D	(-+)	1703	2076	0.821
	S _s -D	(+-)	1694	2076	0.817
	S _s -D	(--)	1694	2076	0.817
	S _s -F1	(++)	1680	2076	0.810
	S _s -F2	(++)	1690	2076	0.815
	S _s -N1	(++)	1710	2076	0.824
	S _s -N1	(-+)	1677	2076	0.809
	S _s -N2 (NS)	(++)	1683	2076	0.811
	S _s -N2 (NS)	(-+)	1677	2076	0.808
	S _s -N2 (EW)	(++)	1691	2076	0.815
	S _s -N2 (EW)	(-+)	1676	2076	0.808
	②	S _s -D	(++)	1696	2076
S _s -D		(--)	1694	2076	0.817
S _s -N1		(++)	1710	2076	0.824
③	S _s -D	(++)	1696	2076	0.817
	S _s -D	(--)	1694	2076	0.816
	S _s -N1	(++)	1710	2076	0.824

(5) 改良地盤

a. すべり安全率による評価

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 6.2-9 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 6.2-5 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 6.2-9 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析 ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S _s -D	(++)	8.94	2.27
		(-+)	14.61	2.11
		(+-)	8.96	2.57
		(--)	14.61	2.35
	S _s -F1 (NS)	(++)	8.99	3.55
	S _s -F2 (NS)	(++)	16.08	3.36
	S _s -N1	(++)	7.54	2.18
		(-+)	7.56	1.65
	S _s -N2 (NS)	(++)	26.69	3.51
		(-+)	24.99	3.40
	S _s -N2 (EW)	(++)	25.98	3.50
		(-+)	25.99	2.68
②	S _s -D	(++)	8.94	2.27
	S _s -D	(--)	14.61	2.35
	S _s -N1	(++)	7.54	2.19
③	S _s -D	(++)	8.94	2.27
	S _s -D	(--)	14.61	2.34
	S _s -N1	(++)	7.54	2.18

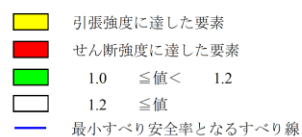


図 6.2-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
($S_s - N1 (-+)$, 解析ケース①, $t=7.56s$)

b. 改良地盤の局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、最小すべり安全率発生時刻において破壊が生じた要素及び全時刻の破壊履歴に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

(a) 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に、検討すべり線を重ね合わせた図を図 6.2-6 に示す。

これにより、検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから、改良地盤の最小すべり安全率時刻において、引張強度に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

- 引張強度に達した要素
- せん断強度に達した要素
- $1.0 \leq \text{値} < 1.2$
- $1.2 \leq \text{値}$
- 最小すべり安全率となるすべり線
- 検討すべり線

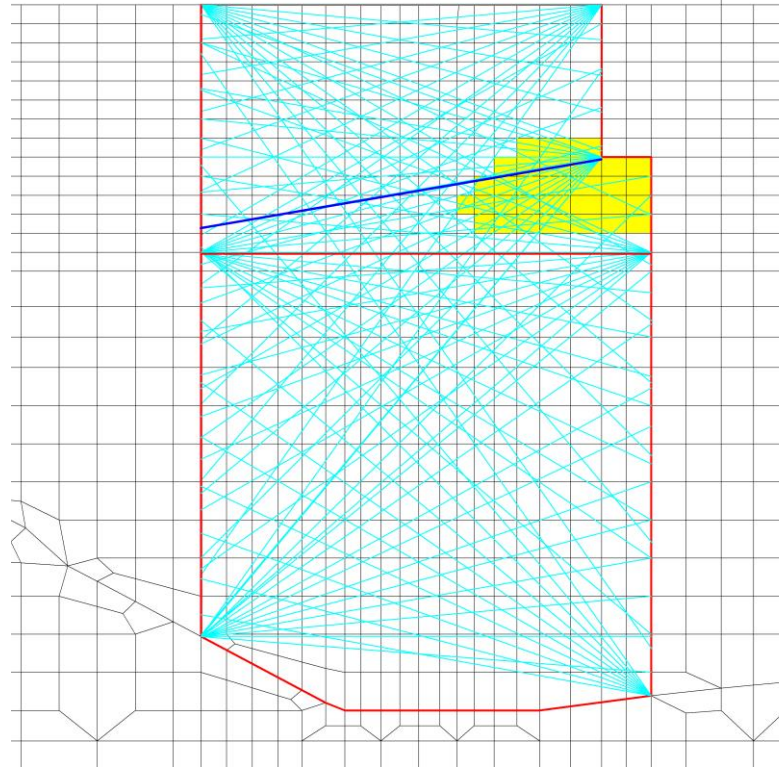


図 6.2-6 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (S_s-N1 (-+), 解析ケース①, t=7.56s)

全時刻における破壊履歴図を図 6.2-7 に示す。

これにより，せん断破壊に達する要素はなく，引張強度に達する要素は限定的であるため，難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されず，改良地盤の健全性を確保していることを確認した。



図 6.2-7 全時刻における破壊履歴図

(b) 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を図に示す。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 6.2-8 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 6.2-10 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、許容限界である 1.2 以上であるため、健全であることを確認した。

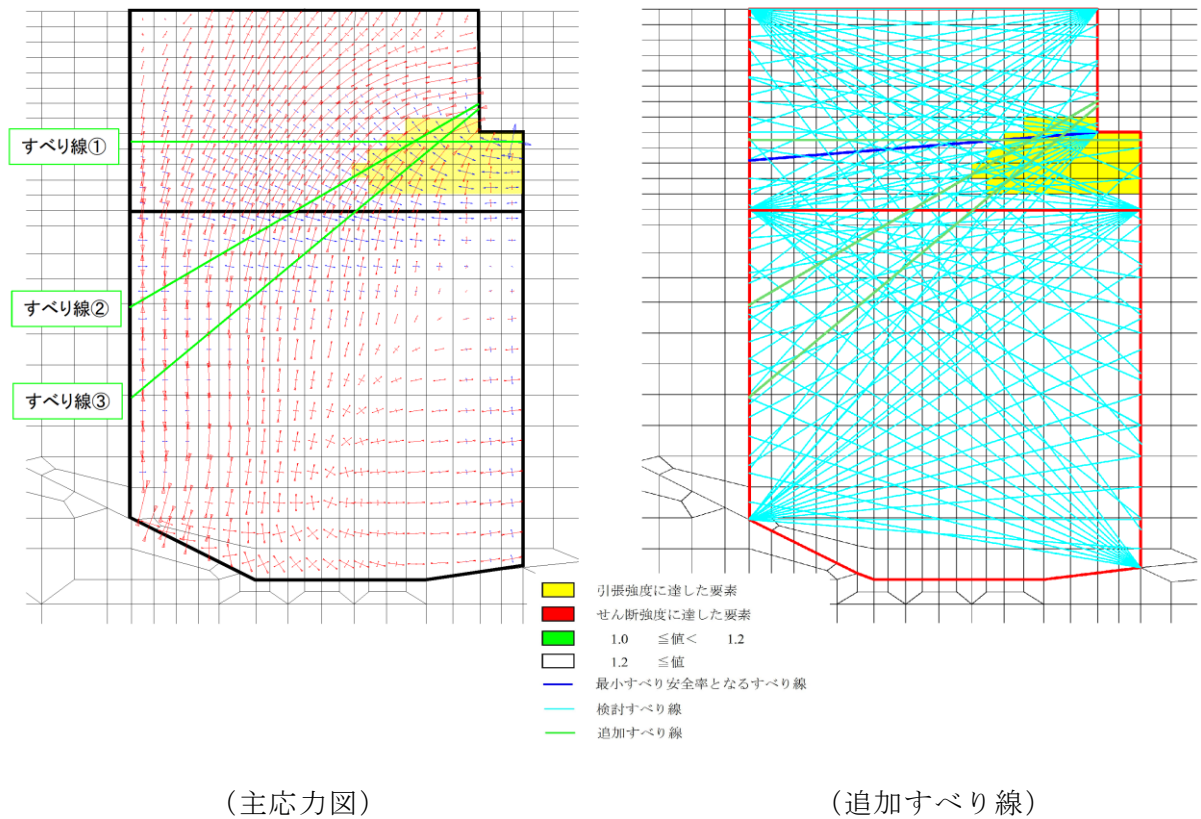


図 6.2-8 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
($S_s - N1 (-+)$, 解析ケース①, $t=7.56s$)

表 6.2-10 追加すべり線における最小すべり安全率

追加すべり線	最小すべり安全率	(参考)追加すべり線を除く最小すべり安全率
すべり線①	2.07	1.65

(c) まとめ

「(a) 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ」及び「(b) 応力状態に着目した追加すべり検討」より、改良地盤に発生している局所的な破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.2-11 に、支持地盤の接地圧分布を図 6.2-9 に示す。

防波扉基礎スラブの基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 6.2-11(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	S _S -D	(++)	0.5	1.4	0.338
	S _S -D	(-+)	0.5	1.4	0.336
	S _S -D	(+-)	0.5	1.4	0.363
	S _S -D	(--)	0.5	1.4	0.344
	S _S -F1	(++)	0.4	1.4	0.320
	S _S -F2	(++)	0.5	1.4	0.325
	S _S -N1	(++)	0.4	1.4	0.318
	S _S -N1	(-+)	0.4	1.4	0.321
	S _S -N2 (NS)	(++)	0.4	1.4	0.296
	S _S -N2 (NS)	(-+)	0.4	1.4	0.316
	S _S -N2 (EW)	(++)	0.4	1.4	0.321
	S _S -N2 (EW)	(-+)	0.4	1.4	0.322
②	S _S -D	(++)	0.5	1.4	0.338
	S _S -D	(--)	0.5	1.4	0.343
	S _S -N1	(++)	0.4	1.4	0.318
③	S _S -D	(++)	0.5	1.4	0.338
	S _S -D	(--)	0.5	1.4	0.345
	S _S -N1	(++)	0.4	1.4	0.319

表 6.2-11(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	Ss-D	(++)	0.9	9.8	0.094
	Ss-D	(-+)	1.0	9.8	0.103
	Ss-D	(+-)	1.1	9.8	0.109
	Ss-D	(--)	1.1	9.8	0.109
	Ss-F1	(++)	0.7	9.8	0.077
	Ss-F2	(++)	0.8	9.8	0.086
	Ss-N1	(++)	0.8	9.8	0.082
	Ss-N1	(-+)	1.0	9.8	0.104
	Ss-N2 (NS)	(++)	0.8	9.8	0.077
	Ss-N2 (NS)	(-+)	0.8	9.8	0.077
	Ss-N2 (EW)	(++)	0.8	9.8	0.080
	Ss-N2 (EW)	(-+)	0.8	9.8	0.083
②	Ss-D	(++)	0.9	9.8	0.094
	Ss-D	(--)	1.1	9.8	0.109
	Ss-N1	(++)	0.8	9.8	0.082
③	Ss-D	(++)	0.9	9.8	0.094
	Ss-D	(--)	1.1	9.8	0.109
	Ss-N1	(++)	0.8	9.8	0.082

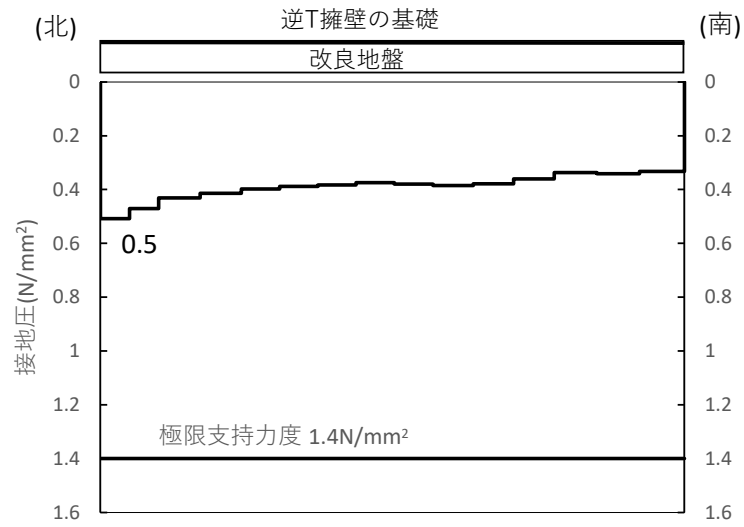


図 6.2-9(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)
(S s - D (+ -) , 解析ケース①)

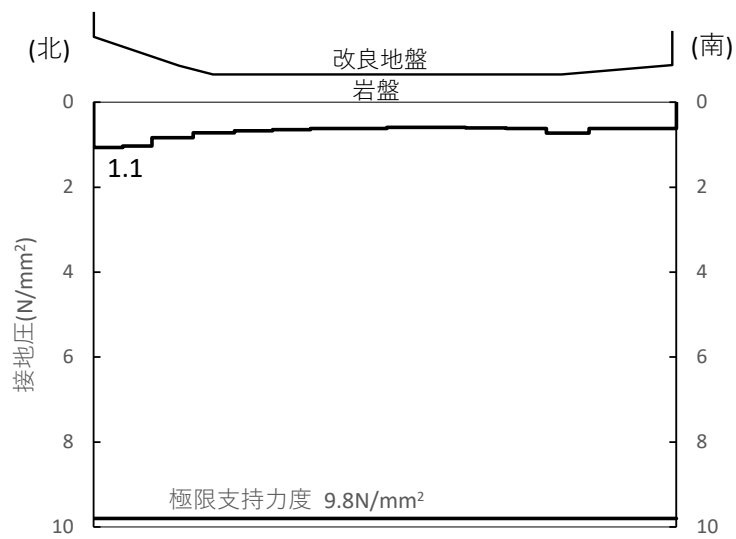


図 6.2-9(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)
(S s - D (+ -) , 解析ケース①)

6.3 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の耐震評価に用いる設計震度は，漂流物対策工（鋼製扉体）の設置床の最大応答加速度から算出される水平震度及び鉛直震度より，表 6.3-1 に示すとおり保守的に設定した。

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 6.3-2 に示す。この結果から，漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3-1 設計用地震力

設置標高	最大応答加速度に基づく震度				設計震度	
EL 8.5m	水平	S _s -D	(++)	0.83	水平 K _h	2.1
			(-+)	0.84		
			(+-)	0.83		
			(--)	0.82		
		S _s -F1	(++)	0.55		
		S _s -F2	(++)	0.70		
		S _s -N1	(++)	0.93		
			(-+)	0.88		
		S _s -N2 (NS)	(++)	0.73		
			(-+)	0.76		
		S _s -N2 (EW)	(++)	0.74		
			(-+)	0.66		
	鉛直	S _s -D	(++)	0.66	鉛直 K _v	1.1
			(-+)	0.55		
			(+-)	0.55		
			(--)	0.66		
		S _s -F1	(++)	0.45		
		S _s -F2	(++)	0.59		
		S _s -N1	(++)	0.49		
			(-+)	0.35		
S _s -N2 (NS)		(++)	0.61			
		(-+)	0.46			
S _s -N2 (EW)		(++)	0.42			
		(-+)	0.61			

表 6.3-2(1) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（1/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 （鋼製 扉体）	横主桁 （最下段）	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	11	525	0.021
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	4	193	0.021
	横主桁 （最上段）	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	53	525	0.101
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	8	193	0.042
	張出桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.4	525	0.001
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.3	303	0.001
	補助縦桁	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.02	306	0.001
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.03	193	0.001
	端縦桁	SM570	圧縮応力度 (N/mm ²)	20	337	0.060
	支承部 （上部支承軸）	SUS630	曲げ応力度 (N/mm ²)	279	540	0.517
		H1150	せん断応力度 (N/mm ²)	37	310	0.120
	支承部 （下部支承軸）	SUS304N2	曲げ応力度 (N/mm ²)	153	255	0.600
			せん断応力度 (N/mm ²)	13	147	0.089
	支承部 （下部支承軸）	SUS630 H1150	接触応力度 (N/mm ²)	1373	2035	0.675
	支承軸受け	自動調心 ころ軸受	軸受荷重 (kN)	2025	3800	0.533
	支承部 （浮上防止金物）	SUS304	曲げ応力度 (N/mm ²)	44	150	0.294
せん断応力度 (N/mm ²)			7	90	0.078	
SUS304N2		軸方向引張 応力度(N/mm ²)	77	255	0.302	

表 6.3-2(2) 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果（2/2）

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	支承アンカー (上部アン カーボルト)	SCM435	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	288	585	0.493
	支承アンカー (下部アン カーボルト)	SCM435	軸方向引張 応力度 (N/mm ²)	286	585	0.489
	上部支承ア ンカー (コ ンクリート)	Fc40	支圧応力度 (N/mm ²)	7.4	8.8	0.841
			支圧応力度 支圧板 (N/mm ²)	5.6	8.8	0.637
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.36	0.60	0.600
	下部支承ア ンカー (コン クリート)	Fc40	支圧応力度 (N/mm ²)	5.8	8.8	0.660
			支圧応力度 支圧板 (N/mm ²)	5.3	8.8	0.603
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.40	0.60	0.667
	ロック装置	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	170	337	0.505
			せん断応力度 (N/mm ²)	139	193	0.721
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	2	225	0.009
	戸当り (腹板)	SM400	支圧応力度 (N/mm ²)	9	270	0.034
	戸当り (底面フラ ンジ)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	34	525	0.065
戸当り (コンクリ ート)	Fc40	支圧応力度 (N/mm ²)	0.2	8.8	0.023	
		せん断応力度 (N/mm ²)	0.04	0.60	0.067	

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

a. 曲げ軸力照査

漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3-3 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

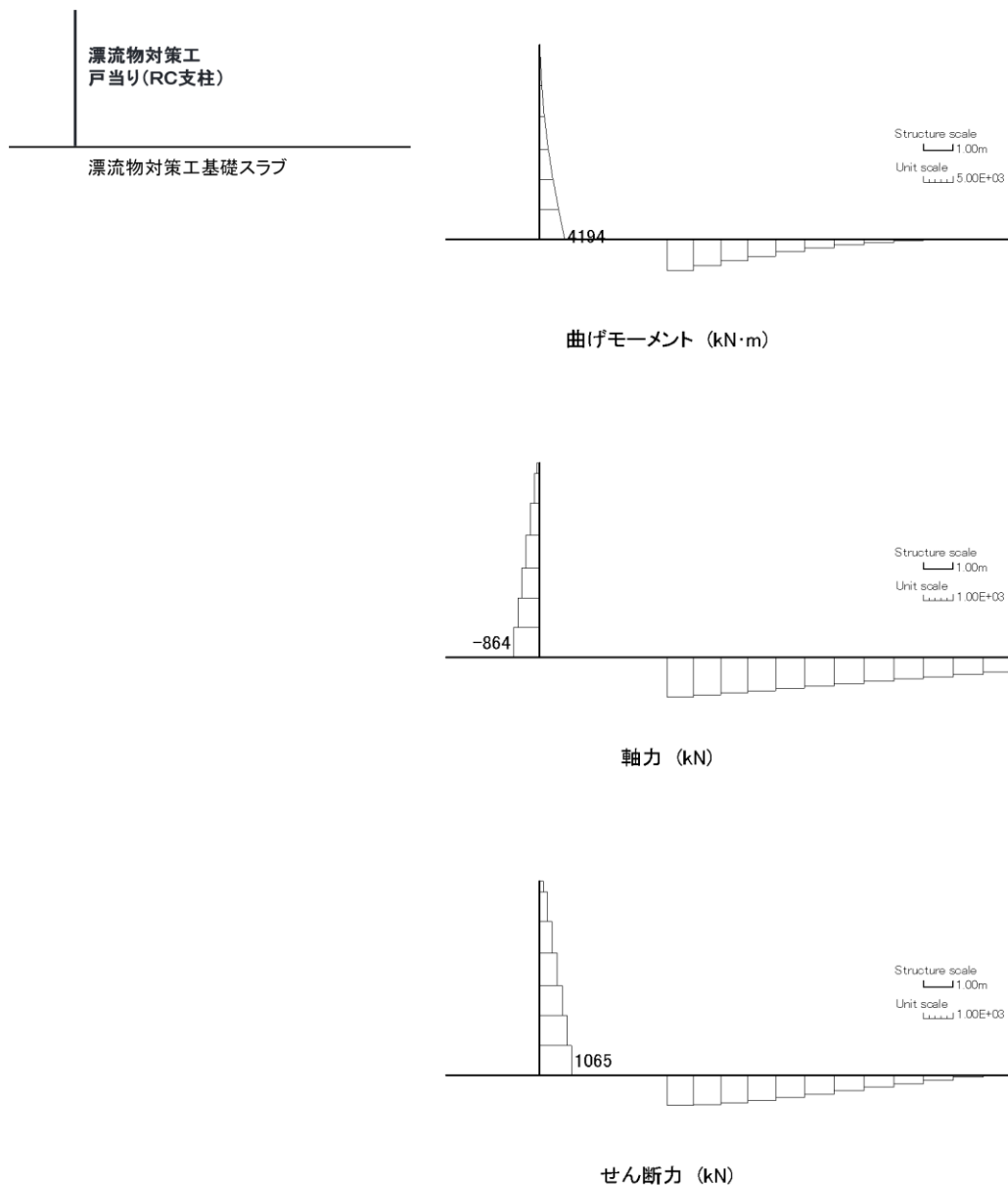


図 6.3-1 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - N 1 (-+)) , 解析ケース①, t=7.55s)

表 6.3-3(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	3738	-972	1.1	21.0	0.055
	Ss-D	(-+)	4105	-1138	1.2	21.0	0.060
	Ss-D	(+-)	4091	-1393	1.2	21.0	0.058
	Ss-D	(--)	4243	-1504	1.2	21.0	0.060
	Ss-F1	(++)	-2599	-1026	0.8	21.0	0.040
	Ss-F2	(++)	3445	-1314	1.0	21.0	0.048
	Ss-N1	(++)	-4121	-858	1.2	21.0	0.059
	Ss-N1	(-+)	4194	-864	1.3	21.0	0.063
	Ss-N2 (NS)	(++)	-3769	-1107	1.2	21.0	0.056
	Ss-N2 (NS)	(-+)	-3777	-1116	1.2	21.0	0.056
	Ss-N2 (EW)	(++)	-3480	-855	1.0	21.0	0.050
	Ss-N2 (EW)	(-+)	3333	-931	1.0	21.0	0.049
②	Ss-D	(++)	3729	-968	1.1	21.0	0.055
	Ss-D	(--)	4232	-1502	1.2	21.0	0.060
	Ss-N1	(++)	-4111	-859	1.2	21.0	0.059
③	Ss-D	(++)	3746	-975	1.2	21.0	0.055
	Ss-D	(--)	4251	-1506	1.2	21.0	0.060
	Ss-N1	(++)	-4131	-856	1.2	21.0	0.059

表 6.3-3(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	3738	-972	22	294	0.076
	Ss-D	(-+)	3485	-865	22	294	0.077
	Ss-D	(+-)	3219	-992	14	294	0.047
	Ss-D	(--)	3665	-1137	15	294	0.052
	Ss-F1	(++)	-2423	-716	7	294	0.026
	Ss-F2	(++)	3423	-1270	9	294	0.031
	Ss-N1	(++)	-4121	-858	18	294	0.063
	Ss-N1	(-+)	4194	-864	35	294	0.121
	Ss-N2 (NS)	(++)	3397	-1127	12	294	0.041
	Ss-N2 (NS)	(-+)	-3777	-1116	12	294	0.040
	Ss-N2 (EW)	(++)	-3340	-744	14	294	0.048
	Ss-N2 (EW)	(-+)	3333	-931	17	294	0.060
②	Ss-D	(++)	3729	-968	22	294	0.076
	Ss-D	(--)	3657	-1136	15	294	0.052
	Ss-N1	(++)	-4111	-859	18	294	0.063
③	Ss-D	(++)	3746	-975	22	294	0.076
	Ss-D	(--)	3670	-1138	15	294	0.052
	Ss-N1	(++)	-4131	-856	19	294	0.064

b. せん断力照査

漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-2 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.3-4 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り（RC支柱）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

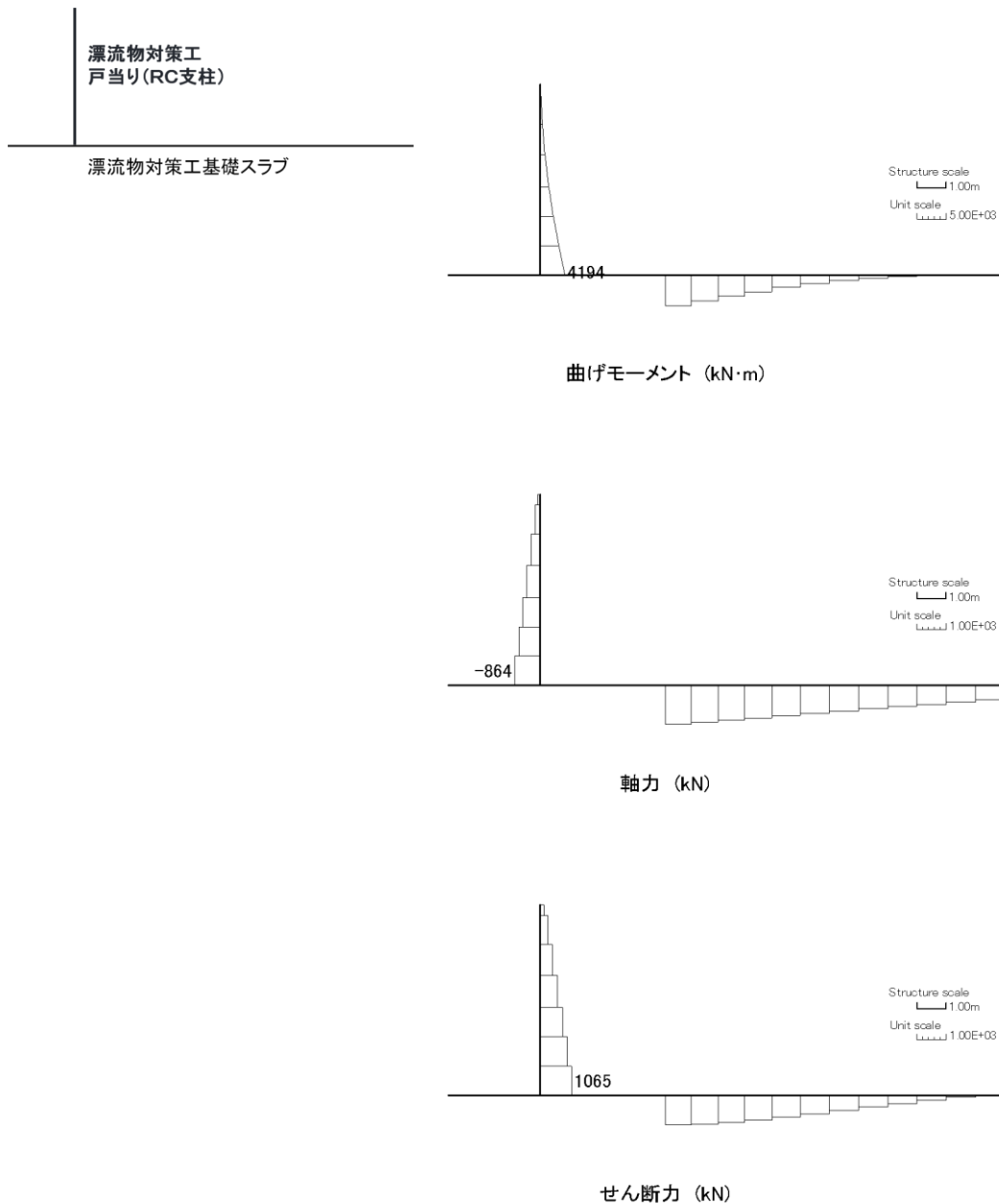


図 6.3-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（S s - N 1（-+）, 解析ケース①, t=7.55s)

表 6.3-4 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	965	0.33	0.82	0.399
	Ss-D	(-+)	1030	0.35	0.82	0.426
	Ss-D	(+-)	1025	0.35	0.82	0.424
	Ss-D	(--)	1050	0.36	0.82	0.434
	Ss-F1	(++)	650	0.22	0.82	0.269
	Ss-F2	(++)	869	0.29	0.82	0.359
	Ss-N1	(++)	1047	0.35	0.82	0.433
	Ss-N1	(-+)	1065	0.36	0.82	0.440
	Ss-N2 (NS)	(++)	925	0.31	0.82	0.382
	Ss-N2 (NS)	(-+)	933	0.32	0.82	0.386
	Ss-N2 (EW)	(++)	870	0.29	0.82	0.360
	Ss-N2 (EW)	(-+)	831	0.28	0.82	0.343
②	Ss-D	(++)	963	0.33	0.82	0.398
	Ss-D	(--)	1047	0.35	0.82	0.433
	Ss-N1	(++)	1045	0.35	0.82	0.432
③	Ss-D	(++)	968	0.33	0.82	0.400
	Ss-D	(--)	1052	0.36	0.82	0.434
	Ss-N1	(++)	1050	0.36	0.82	0.434

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

a. 曲げ軸力照査

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-3 に、曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6.3-5 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

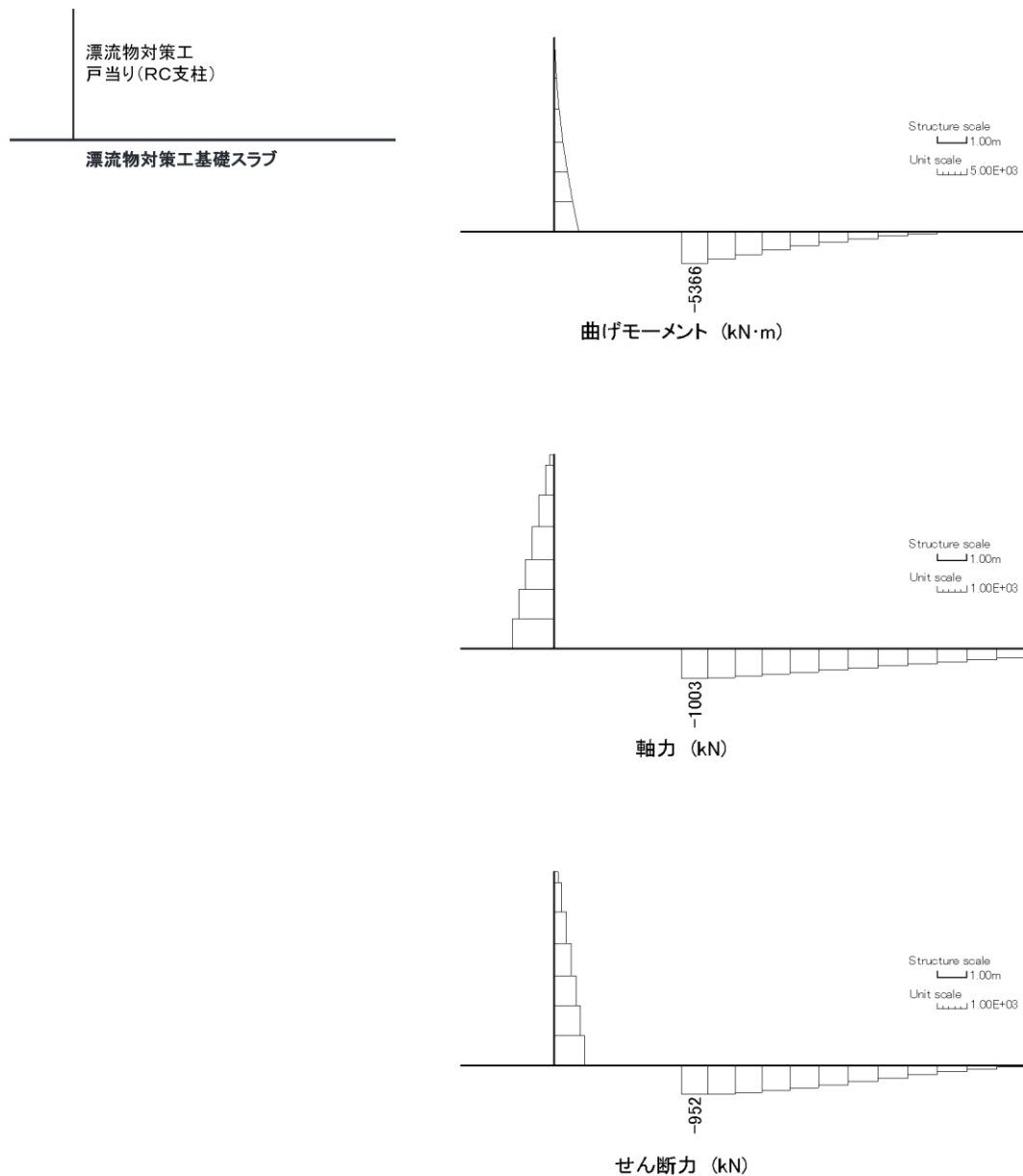


図 6.3-3(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.59s)

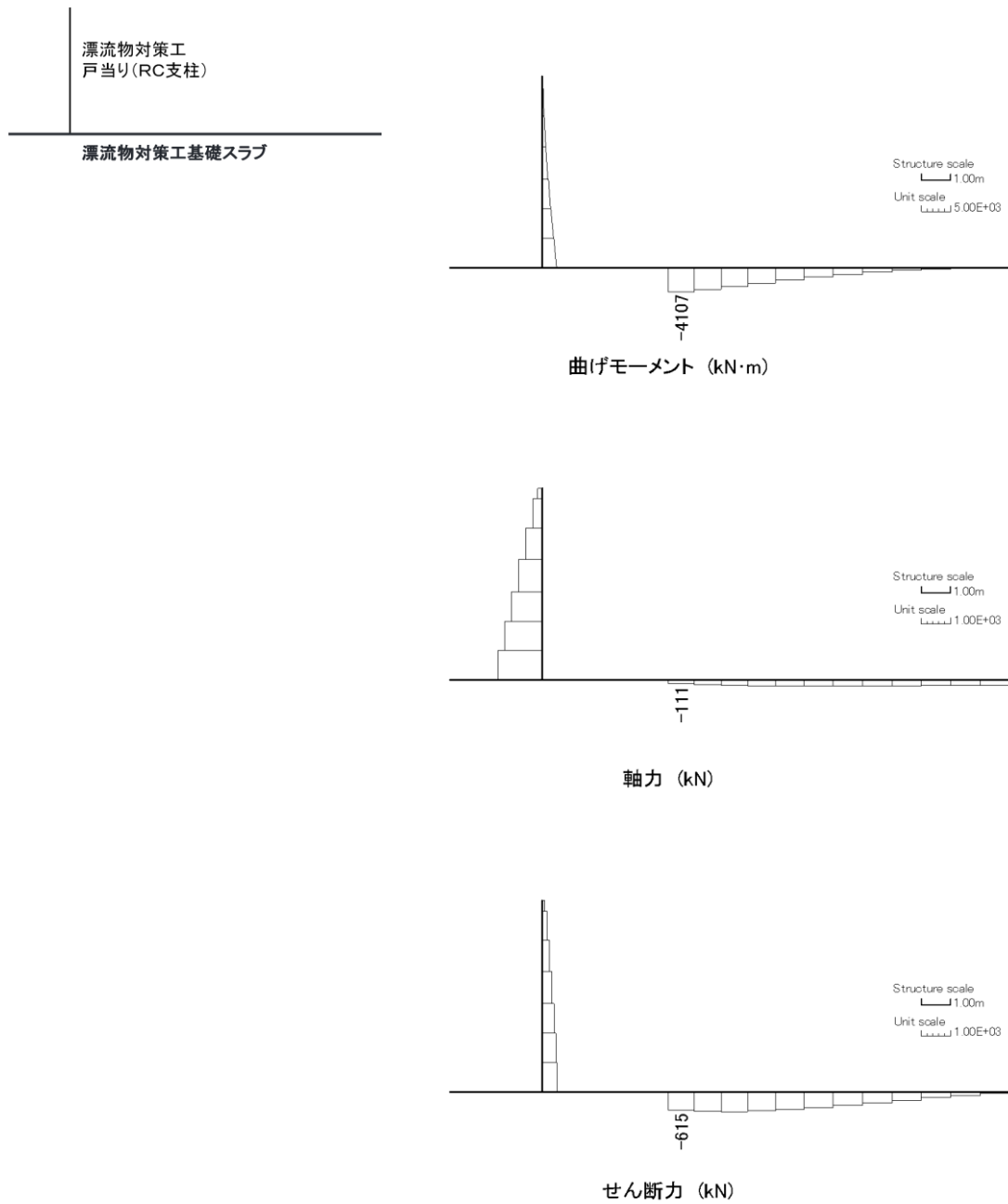


図 6.3-3(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値の評価
時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=32.48s)

表 6.3-5(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	-4500	-740	2.0	21.0	0.095
	Ss-D	(-+)	-4672	-1237	2.1	21.0	0.101
	Ss-D	(+-)	-5366	-1003	2.4	21.0	0.113
	Ss-D	(--)	-5061	-1129	2.3	21.0	0.108
	Ss-F1	(++)	-3578	-172	1.5	21.0	0.072
	Ss-F2	(++)	-3996	-1015	1.8	21.0	0.086
	Ss-N1	(++)	-3356	-808	1.5	21.0	0.072
	Ss-N1	(-+)	-5237	-1325	2.3	21.0	0.112
	Ss-N2 (NS)	(++)	-3826	-639	1.7	21.0	0.080
	Ss-N2 (NS)	(-+)	-3676	-796	1.6	21.0	0.078
	Ss-N2 (EW)	(++)	-4100	-518	1.8	21.0	0.085
	Ss-N2 (EW)	(-+)	-3607	-592	1.6	21.0	0.076
②	Ss-D	(++)	-4499	-735	2.0	21.0	0.094
	Ss-D	(--)	-5050	-1128	2.3	21.0	0.108
	Ss-N1	(++)	-3342	-801	1.5	21.0	0.072
③	Ss-D	(++)	-4504	-746	2.0	21.0	0.095
	Ss-D	(--)	-5074	-1137	2.3	21.0	0.108
	Ss-N1	(++)	-3370	-816	1.5	21.0	0.072

表 6.3-5(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	-4500	-740	53	294	0.181
	Ss-D	(-+)	-4302	-677	51	294	0.175
	Ss-D	(+-)	-4107	-111	61	294	0.208
	Ss-D	(--)	-3659	-25	56	294	0.192
	Ss-F1	(++)	-3589	-104	53	294	0.182
	Ss-F2	(++)	-3888	-267	54	294	0.185
	Ss-N1	(++)	2452	851	59	294	0.201
	Ss-N1	(-+)	-5237	-1325	52	294	0.177
	Ss-N2 (NS)	(++)	-3227	-84	48	294	0.164
	Ss-N2 (NS)	(-+)	-3626	-238	51	294	0.173
	Ss-N2 (EW)	(++)	-3990	-339	54	294	0.184
	Ss-N2 (EW)	(-+)	-2751	68	44	294	0.151
②	Ss-D	(++)	-3551	-78	53	294	0.182
	Ss-D	(--)	-3651	-26	56	294	0.191
	Ss-N1	(++)	2451	843	59	294	0.200
③	Ss-D	(++)	-4504	-746	53	294	0.181
	Ss-D	(--)	-3667	-30	56	294	0.192
	Ss-N1	(++)	2454	859	59	294	0.202

b. せん断力照査

漂流物対策工基礎スラブのせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 6.3-4 に、せん断破壊に対する最大照査値を表 6.3-6 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

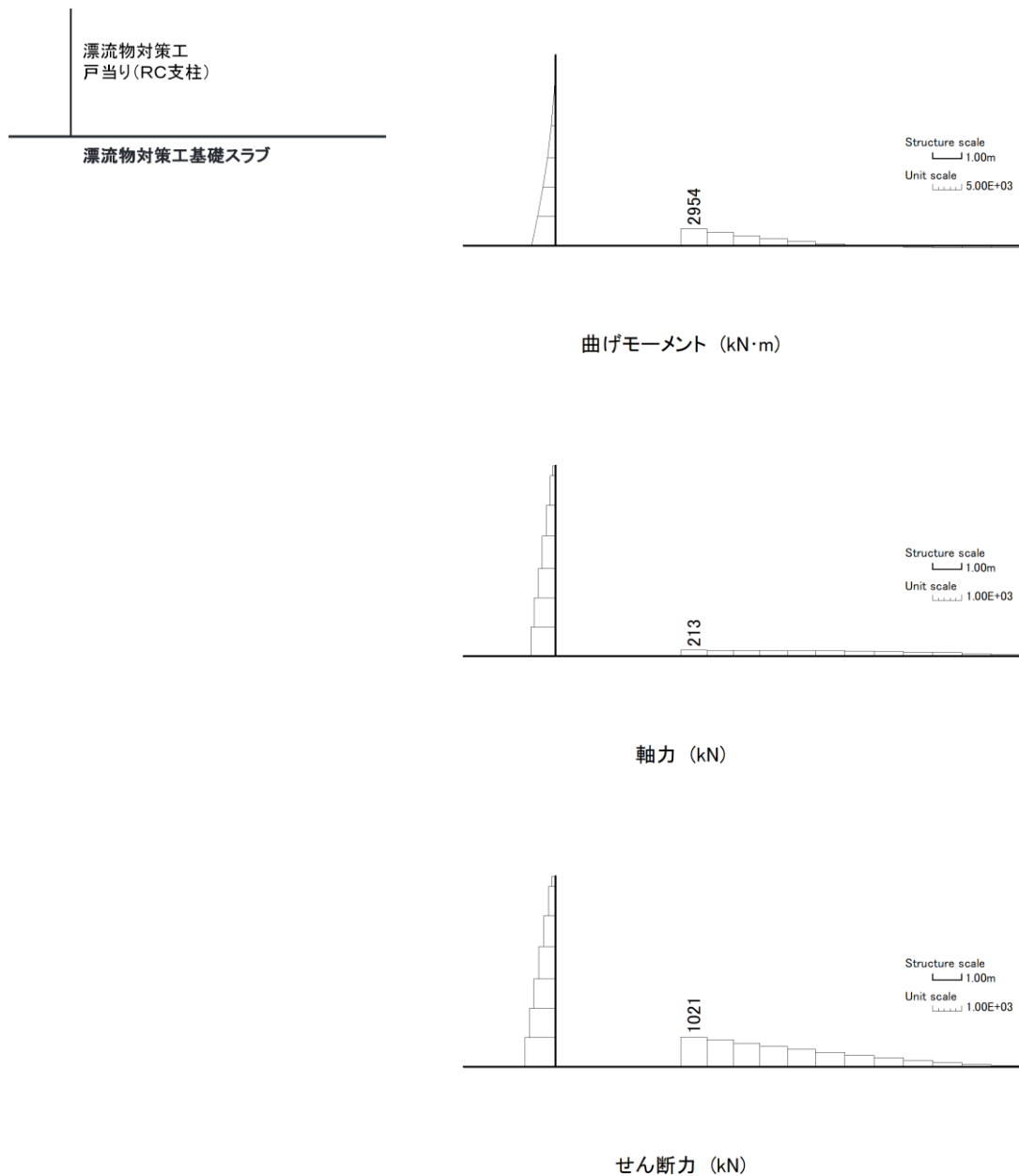


図 6.3-4 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, t=7.53s)

表 6.3-6 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
①	Ss-D	(++)	910	0.29	0.82	0.350
	Ss-D	(-+)	843	0.27	0.82	0.324
	Ss-D	(+-)	952	0.30	0.82	0.366
	Ss-D	(--)	926	0.29	0.82	0.356
	Ss-F1	(++)	674	0.21	0.82	0.259
	Ss-F2	(++)	754	0.24	0.82	0.290
	Ss-N1	(++)	1019	0.32	0.82	0.392
	Ss-N1	(-+)	997	0.31	0.82	0.384
	Ss-N2 (NS)	(++)	859	0.27	0.82	0.331
	Ss-N2 (NS)	(-+)	842	0.27	0.82	0.324
	Ss-N2 (EW)	(++)	774	0.24	0.82	0.298
	Ss-N2 (EW)	(-+)	665	0.21	0.82	0.256
②	Ss-D	(++)	907	0.29	0.82	0.349
	Ss-D	(--)	924	0.29	0.82	0.356
	Ss-N1	(++)	1017	0.32	0.82	0.391
③	Ss-D	(++)	914	0.29	0.82	0.352
	Ss-D	(--)	928	0.29	0.82	0.357
	Ss-N1	(++)	1021	0.32	0.82	0.393

(4) 基礎地盤

a. 支持力照査

基礎地盤の支持性能照査結果を表 6.3-7 に、最大接地圧分布を図 6.3-5 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度を下回ることを確認した。

表 6.3-7(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	Ss-D	(++)	0.7	18.0	0.039
	Ss-D	(-+)	0.7	18.0	0.038
	Ss-D	(+-)	0.7	18.0	0.041
	Ss-D	(--)	0.7	18.0	0.040
	Ss-F1	(++)	0.7	18.0	0.039
	Ss-F2	(++)	0.8	18.0	0.045
	Ss-N1	(++)	0.5	18.0	0.031
	Ss-N1	(-+)	0.7	18.0	0.037
	Ss-N2 (NS)	(++)	0.6	18.0	0.035
	Ss-N2 (NS)	(-+)	0.7	18.0	0.038
	Ss-N2 (EW)	(++)	0.6	18.0	0.036
	Ss-N2 (EW)	(-+)	0.6	18.0	0.034
②	Ss-D	(++)	0.7	18.0	0.039
	Ss-D	(--)	0.7	18.0	0.041
	Ss-N1	(++)	0.5	18.0	0.031
③	Ss-D	(++)	0.7	18.0	0.039
	Ss-D	(--)	0.7	18.0	0.040
	Ss-N1	(++)	0.5	18.0	0.031

表 6.3-7(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	Ss-D	(++)	0.5	1.4	0.325
	Ss-D	(-+)	0.4	1.4	0.281
	Ss-D	(+-)	0.5	1.4	0.329
	Ss-D	(--)	0.5	1.4	0.329
	Ss-F1	(++)	0.4	1.4	0.278
	Ss-F2	(++)	0.4	1.4	0.319
	Ss-N1	(++)	0.4	1.4	0.307
	Ss-N1	(-+)	0.4	1.4	0.317
	Ss-N2 (NS)	(++)	0.4	1.4	0.307
	Ss-N2 (NS)	(-+)	0.4	1.4	0.320
	Ss-N2 (EW)	(++)	0.4	1.4	0.313
	Ss-N2 (EW)	(-+)	0.4	1.4	0.317
②	Ss-D	(++)	0.5	1.4	0.325
	Ss-D	(--)	0.5	1.4	0.329
	Ss-N1	(++)	0.4	1.4	0.307
③	Ss-D	(++)	0.5	1.4	0.325
	Ss-D	(--)	0.5	1.4	0.329
	Ss-N1	(++)	0.4	1.4	0.307

表 6.3-7(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	Ss-D	(++)	2.0	9.8	0.200
	Ss-D	(-+)	1.8	9.8	0.189
	Ss-D	(+-)	2.3	9.8	0.232
	Ss-D	(--)	2.0	9.8	0.205
	Ss-F1	(++)	1.4	9.8	0.140
	Ss-F2	(++)	1.4	9.8	0.145
	Ss-N1	(++)	1.6	9.8	0.167
	Ss-N1	(-+)	2.3	9.8	0.233
	Ss-N2 (NS)	(++)	1.4	9.8	0.147
	Ss-N2 (NS)	(-+)	1.6	9.8	0.161
	Ss-N2 (EW)	(++)	1.3	9.8	0.137
	Ss-N2 (EW)	(-+)	1.5	9.8	0.155
②	Ss-D	(++)	2.0	9.8	0.200
	Ss-D	(--)	2.0	9.8	0.205
	Ss-N1	(++)	1.6	9.8	0.163
③	Ss-D	(++)	1.9	9.8	0.199
	Ss-D	(--)	2.0	9.8	0.205
	Ss-N1	(++)	1.6	9.8	0.164

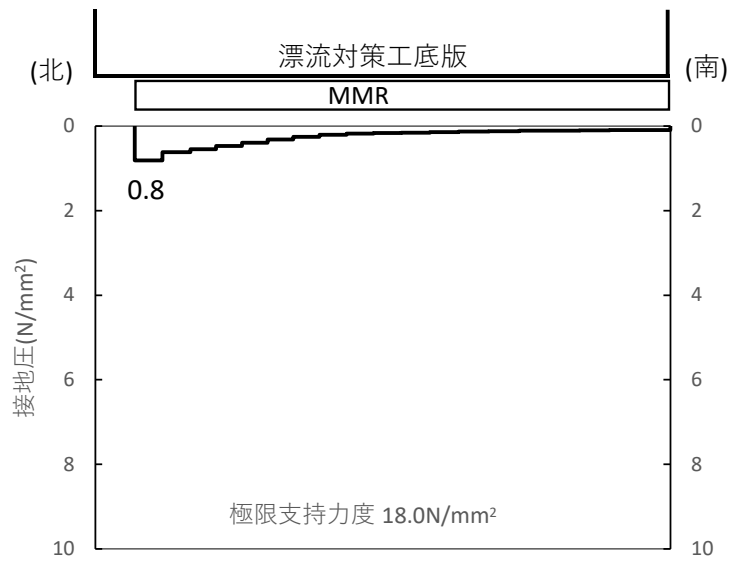


図 6.3-5(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)
(S s - F 2, 解析ケース①)

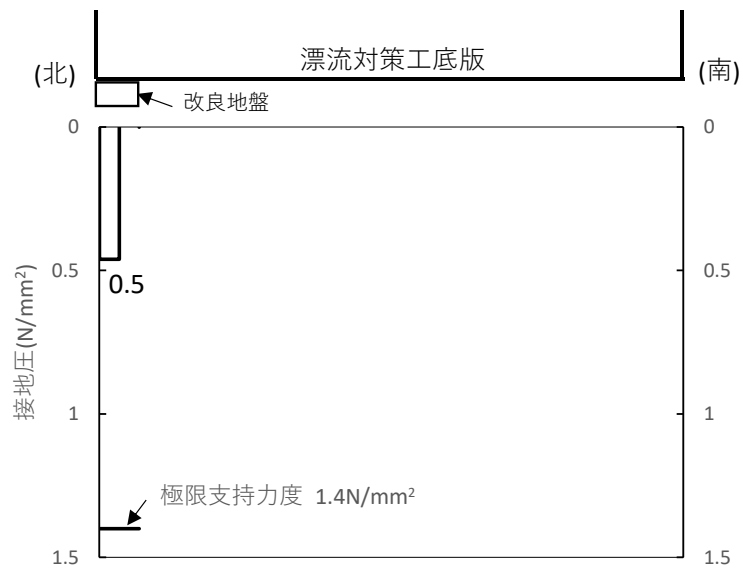


図 6.3-5(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)
(S s - D (+), 解析ケース①)

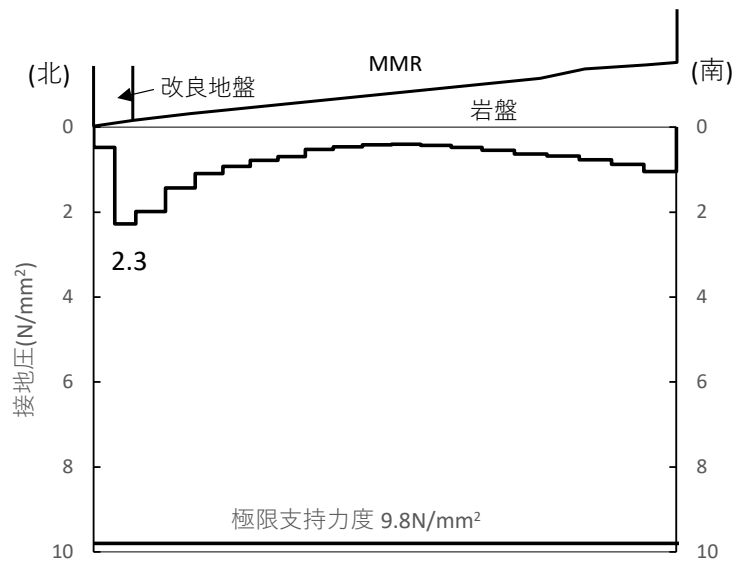


図 6.3-5(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図（岩盤）
 (S s - N 1 (-+), 解析ケース①)

b. せん断破壊（MMR）に対する評価

MMRのせん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数を表 6.3-8 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6.3-6 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

同表及び同図より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的でMMRの安全性に影響を及ぼすことはない。

以上から、漂流物対策工直下のMMRの健全性を確認した。

表 6.3-8(1) MMRのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	Ss-D	(++)	1.75	3.60	2.06
	Ss-D	(-+)	1.48	3.60	2.43
	Ss-D	(+-)	1.85	3.60	1.94
	Ss-D	(--)	1.52	3.60	2.36
	Ss-F1	(++)	0.99	3.60	3.63
	Ss-F2	(++)	1.06	3.60	3.39
	Ss-N1	(++)	1.55	3.60	2.33
	Ss-N1	(-+)	1.99	3.60	1.80
	Ss-N2 (NS)	(++)	1.09	3.60	3.30
	Ss-N2 (NS)	(-+)	1.27	3.60	2.83
	Ss-N2 (EW)	(++)	1.06	3.60	3.39
	Ss-N2 (EW)	(-+)	1.23	3.60	2.92
②	Ss-D	(++)	1.75	3.60	2.05
	Ss-D	(--)	1.52	3.60	2.36
	Ss-N1	(++)	1.55	3.60	2.33
③	Ss-D	(++)	1.74	3.60	2.06
	Ss-D	(--)	1.52	3.60	2.36
	Ss-N1	(++)	1.54	3.60	2.33

表 6.3-8(2) MMR の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	Ss-D	(++)	2.88	1.57	0.54
	Ss-D	(-+)	2.86	1.57	0.54
	Ss-D	(+-)	2.82	1.57	0.55
	Ss-D	(--)	2.73	1.57	0.56
	Ss-F1	(++)	1.70	1.57	0.92
	Ss-F2	(++)	1.56	1.57	1.00
	Ss-N1	(++)	3.46	1.57	0.45
	Ss-N1	(-+)	3.21	1.57	0.48
	Ss-N2 (NS)	(++)	1.81	1.57	0.86
	Ss-N2 (NS)	(-+)	1.92	1.57	0.81
	Ss-N2 (EW)	(++)	1.68	1.57	0.93
	Ss-N2 (EW)	(-+)	2.17	1.57	0.72
②	Ss-D	(++)	2.90	1.57	0.54
	Ss-D	(--)	2.73	1.57	0.56
	Ss-N1	(++)	3.46	1.57	0.45
③	Ss-D	(++)	2.86	1.57	0.54
	Ss-D	(--)	2.73	1.57	0.56
	Ss-N1	(++)	3.45	1.57	0.45

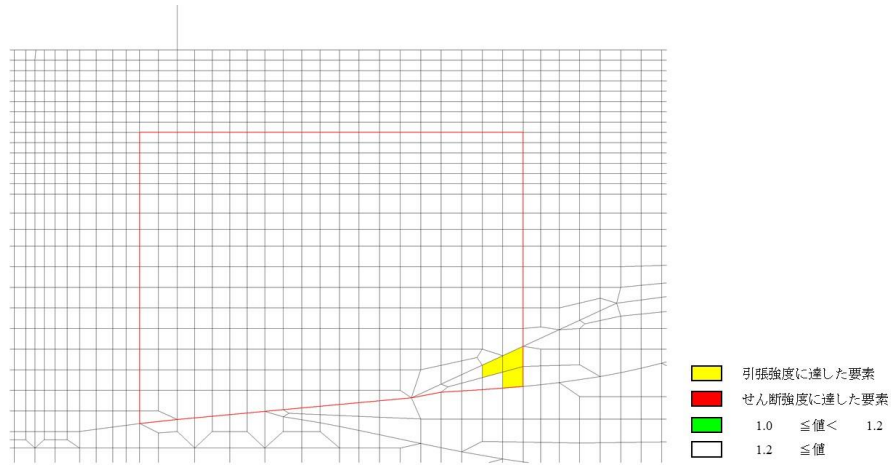


図 6.3-6(1) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(++)$), 解析ケース①, $t=8.92s$)

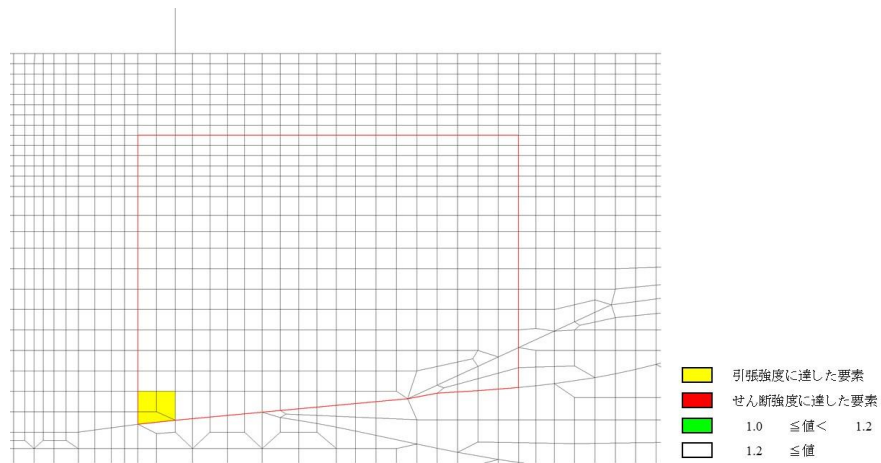


図 6.3-6(2) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(-+)$), 解析ケース①, $t=8.92s$)

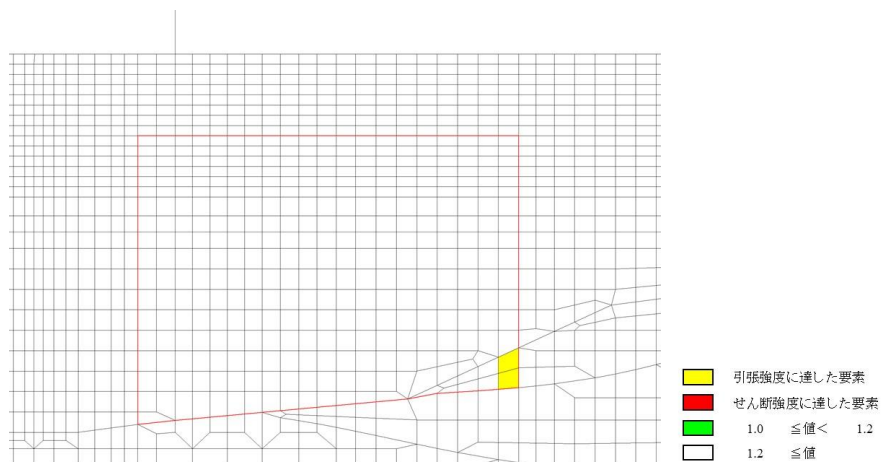


図 6.3-6(3) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(+ -)$), 解析ケース①, $t=8.93s$)

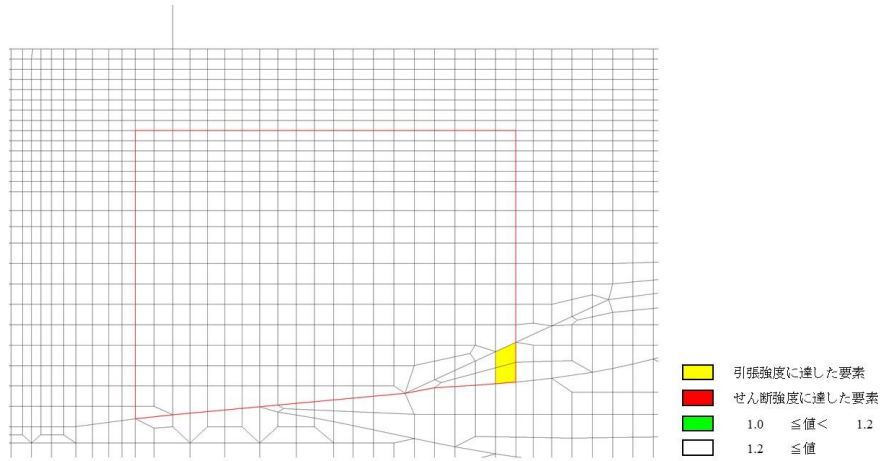


図 6.3-6(4) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - D (- -) , 解析ケース①, t=14.59s)

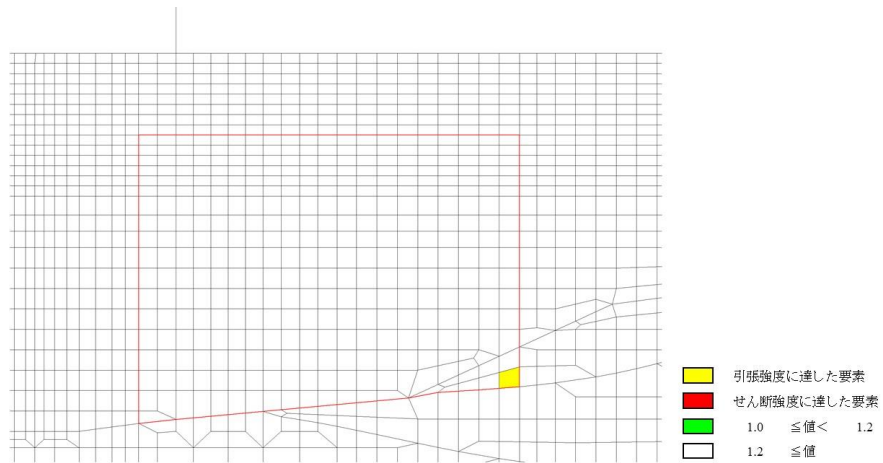


図 6.3-6(5) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - F 1 (+ +) , 解析ケース①, t=8.95s)

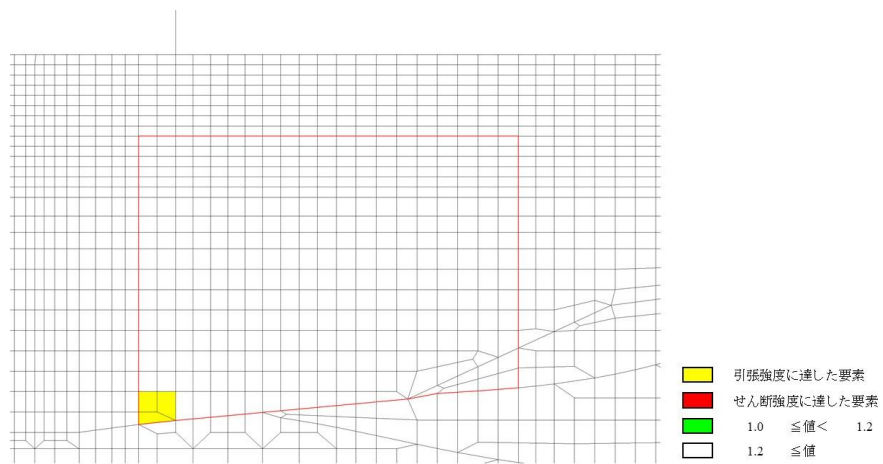


図 6.3-6(6) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 1 (+ +) , 解析ケース①, t=7.52s)

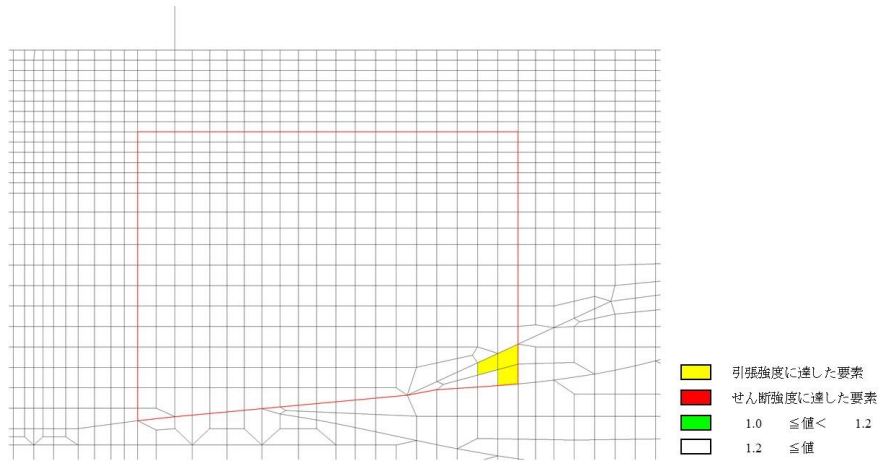


図 6.3-6(7) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 1 (-+), 解析ケース①, t=7.52s)

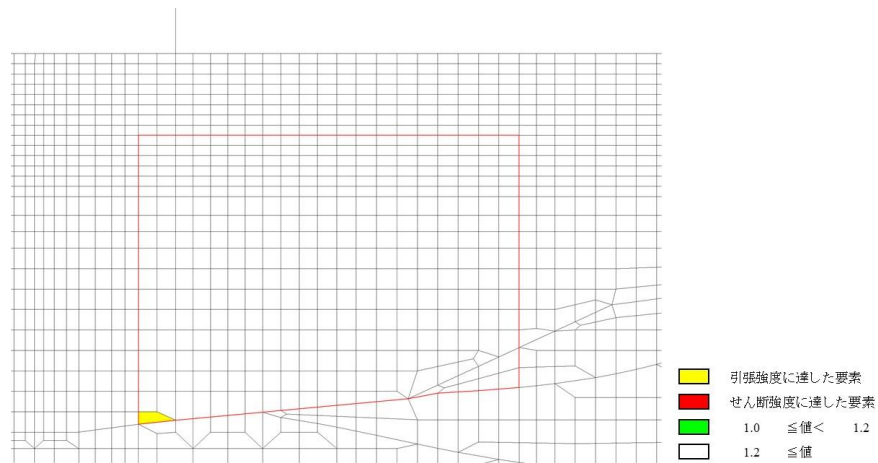


図 6.3-6(8) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 2 (NS) (++) , 解析ケース①, t=25.00s)

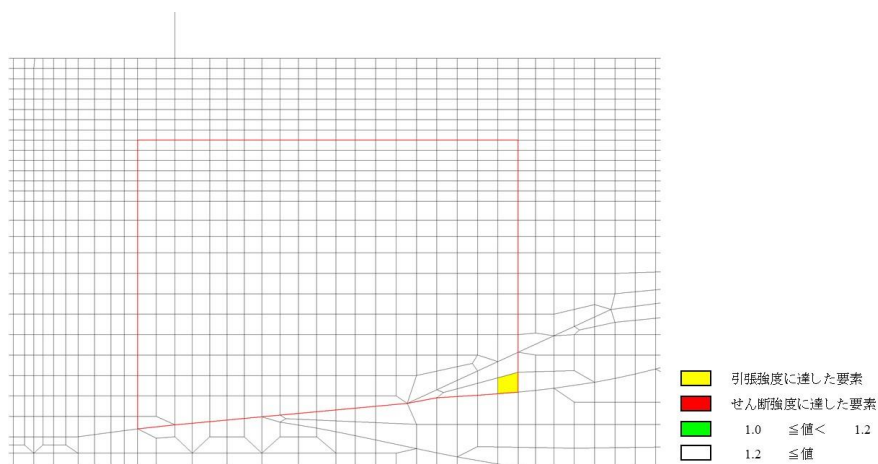


図 6.3-6(9) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
(S s - N 2 (NS) (-+), 解析ケース①, t=24.96s)

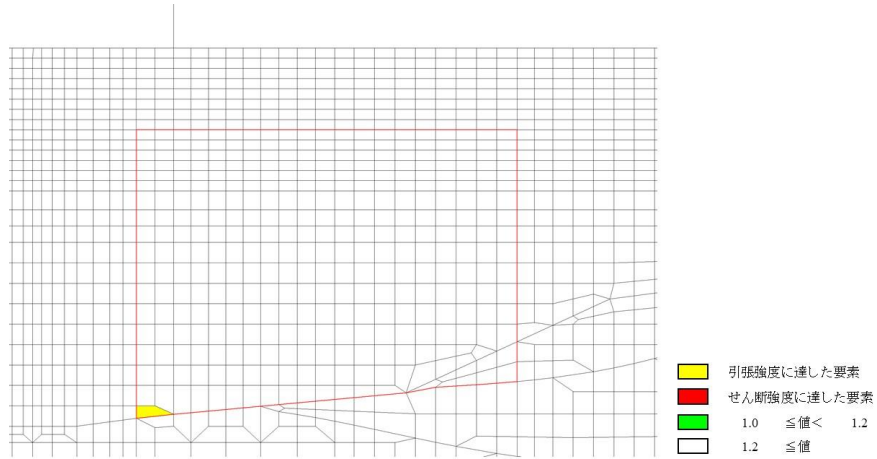


図 6.3-6(10) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - N_2 (EW) (++)$), 解析ケース①, $t = 25.97s$)

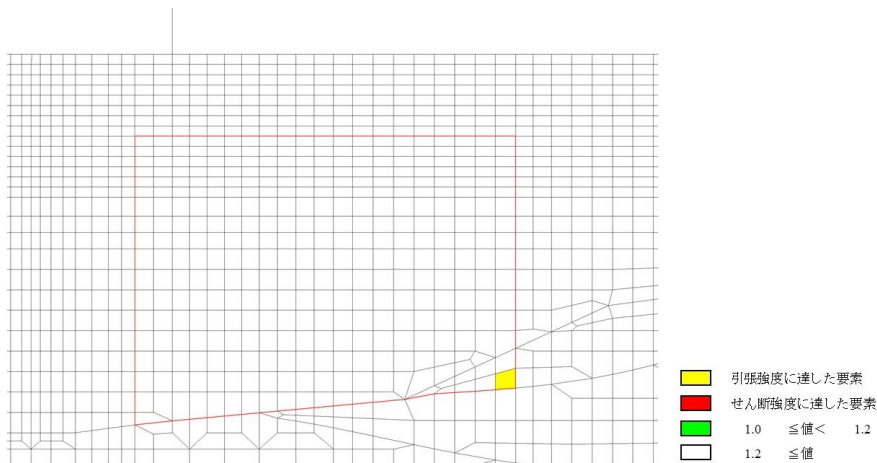


図 6.3-6(11) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - N_2 (EW) (-+)$), 解析ケース①, $t = 25.94s$)

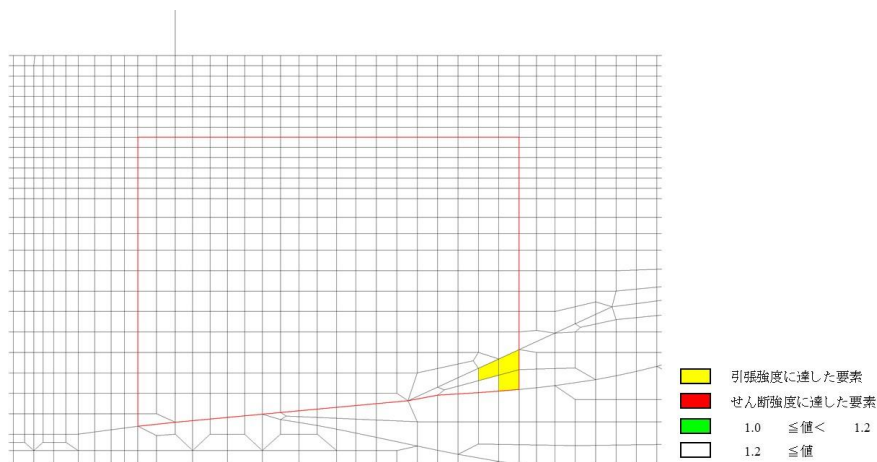


図 6.3-6(12) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D (++)$), 解析ケース②, $t = 8.92s$)

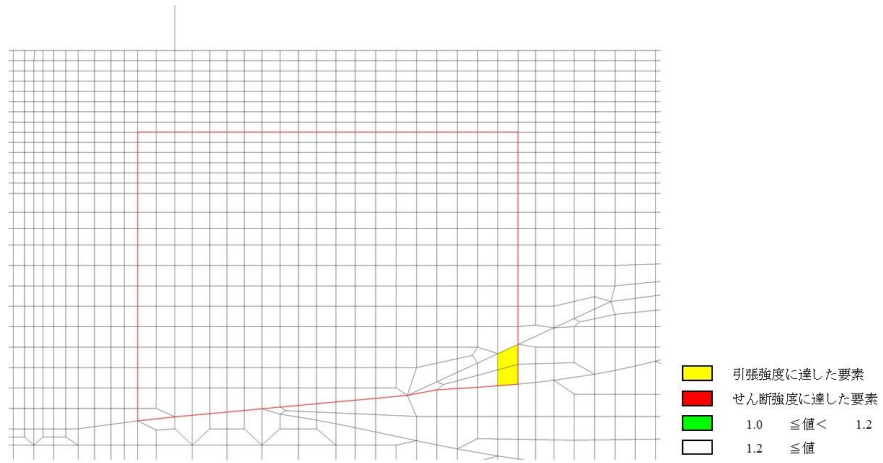


図 6.3-6(13) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D$ (—) , 解析ケース②, $t=14.59s$)

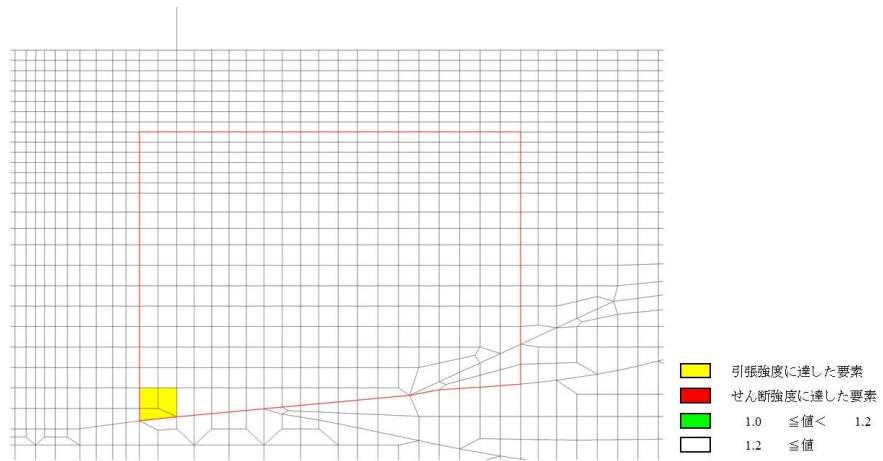


図 6.3-6(14) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - N1$ (++) , 解析ケース②, $t=7.52s$)

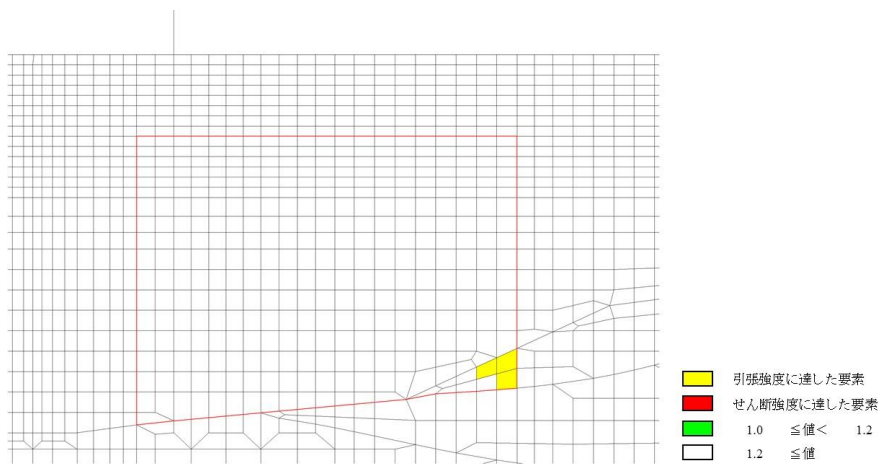


図 6.3-6(15) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D$ (++) , 解析ケース③, $t=8.92s$)

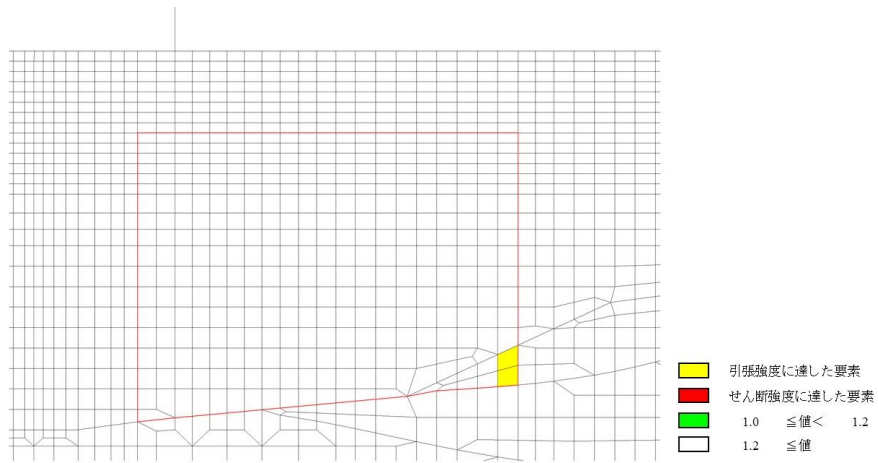


図 6.3-6(16) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - D (- -) , 解析ケース③, t=14.59s)

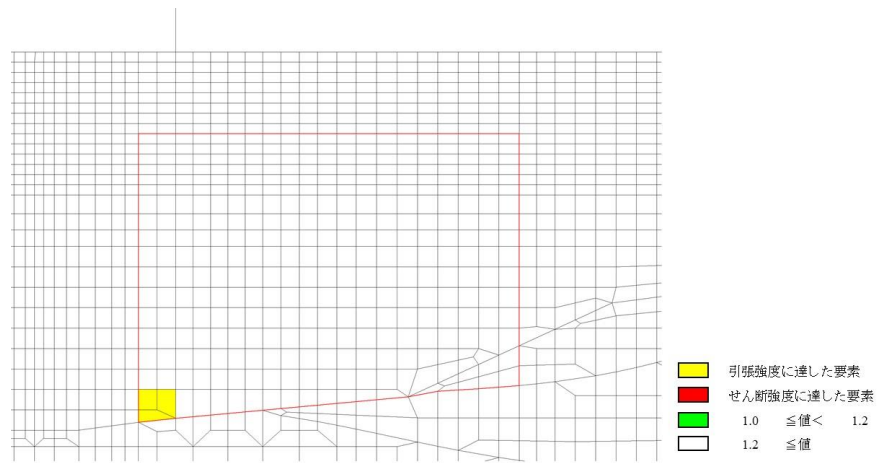


図 6.3-6(17) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - N 1 (+ +) , 解析ケース③, t=7.52s)

(参考資料 5) 水密試験について

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に基づき、津波防護施設である防波壁通路防波扉が止水機能を有することを説明するものである。

説明の方針として、防波壁通路防波扉（1号機北側）（以下「防波扉（1号機北側）」という。）、防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）及び防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）に、遡上津波荷重における水圧を作用させた時の漏水量が許容漏水量以下であることを水密試験により確認する。

2. 一般事項

2.1 防波扉位置

防波扉位置図を図 2-1 に示す。

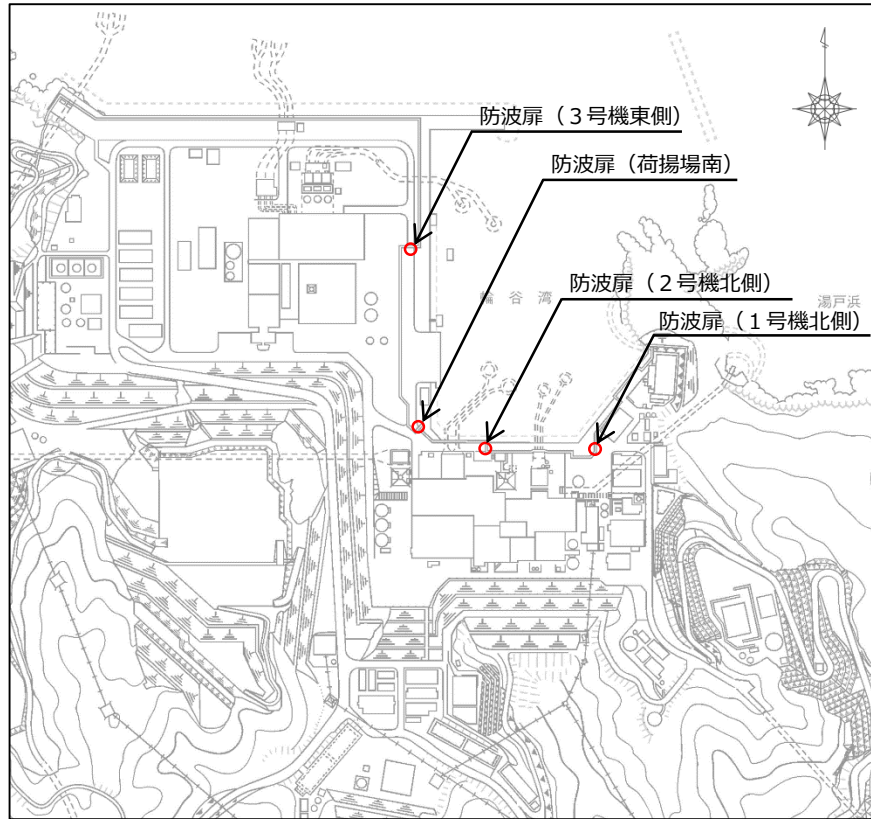


図 2-1 防波扉位置図

2.2 防波扉の止水構造一覧

防波扉の止水構造の一覧を表 2-1 に示す。

表 2-1 防波扉の止水構造一覧

扉名称	設置高さ EL(m)	扉体構造	止水構造
防波扉 (1号機北側)	9.5	ヒンジ形式 水平面内回転式 スイングゲート	水密ゴム (水密パッキン)
防波扉 (2号機北側)	9.5		
防波扉 (荷揚場南)	8.5	スライド形式 横スライドゲート	水密ゴム (L型)
防波扉 (3号機東側)	8.5		

(参考) 5-2

2.3 防波扉の構造概要

各防波扉の構造概要を図 2-2 に示す。

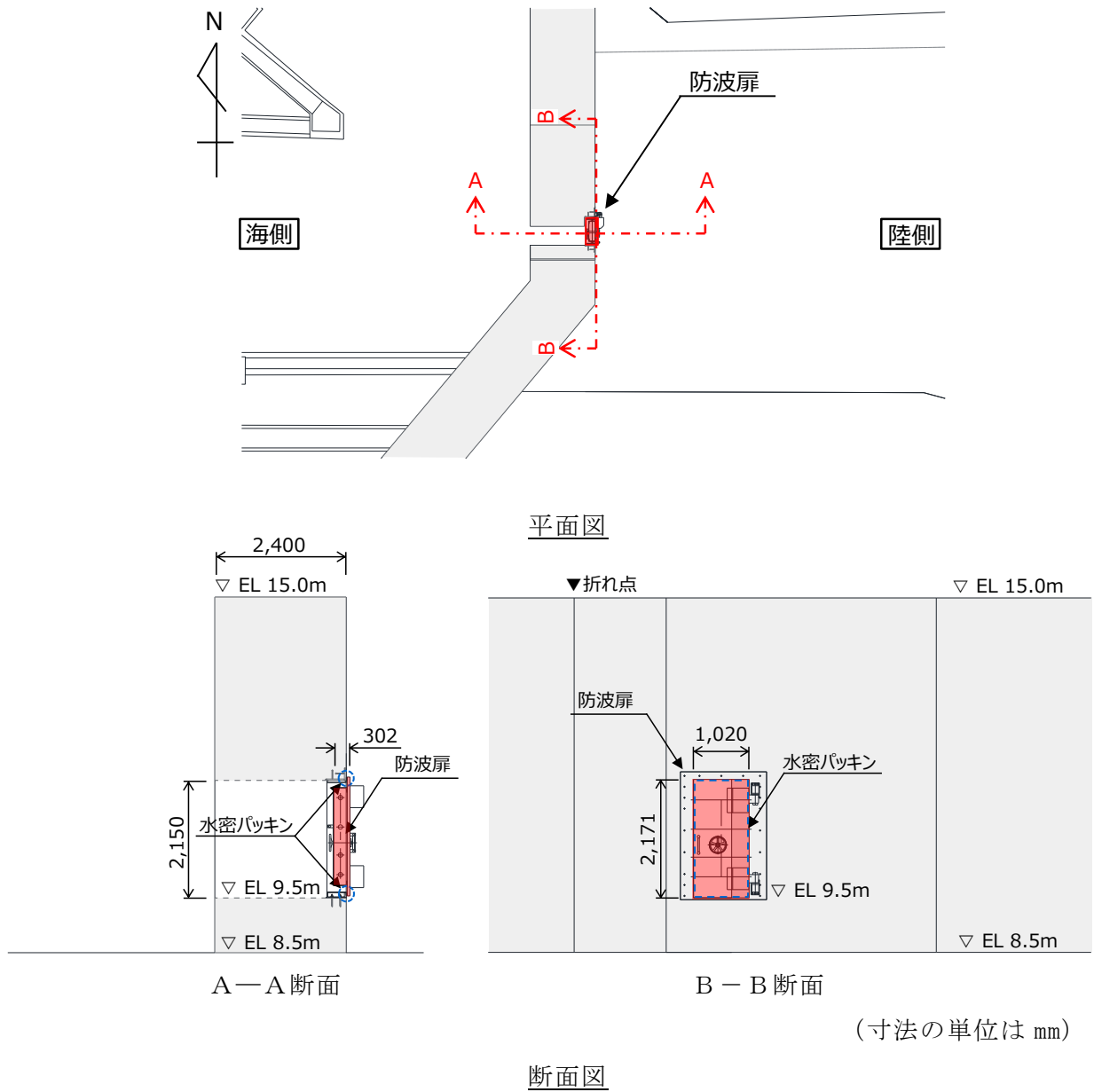
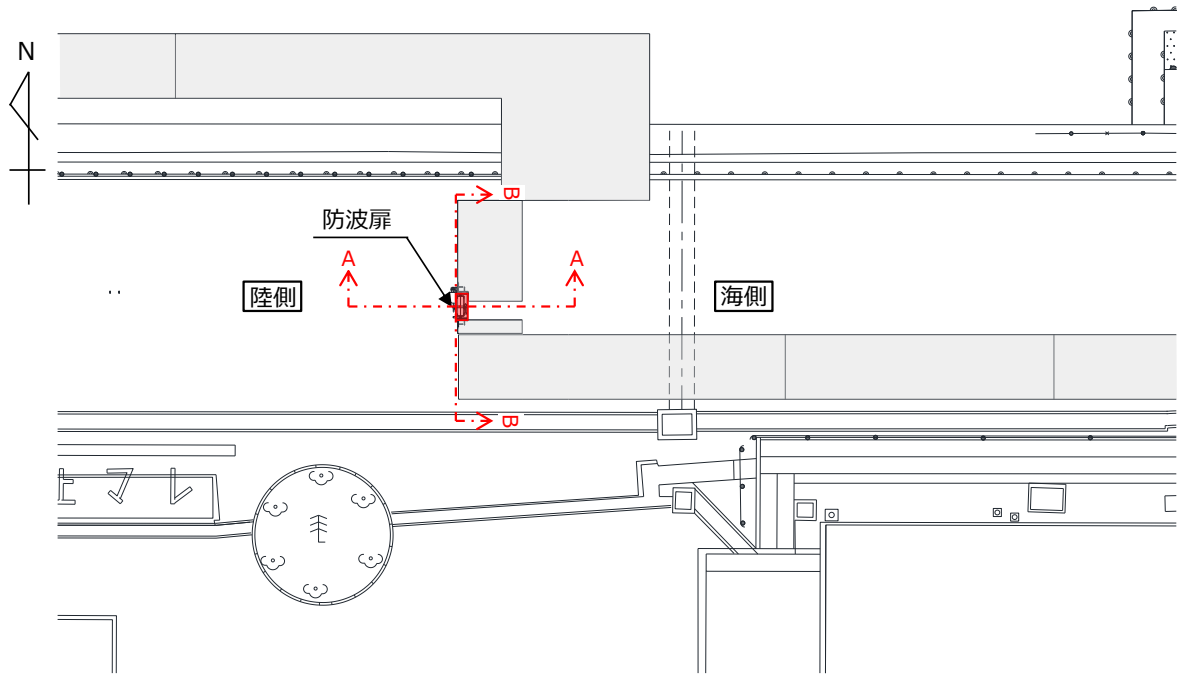
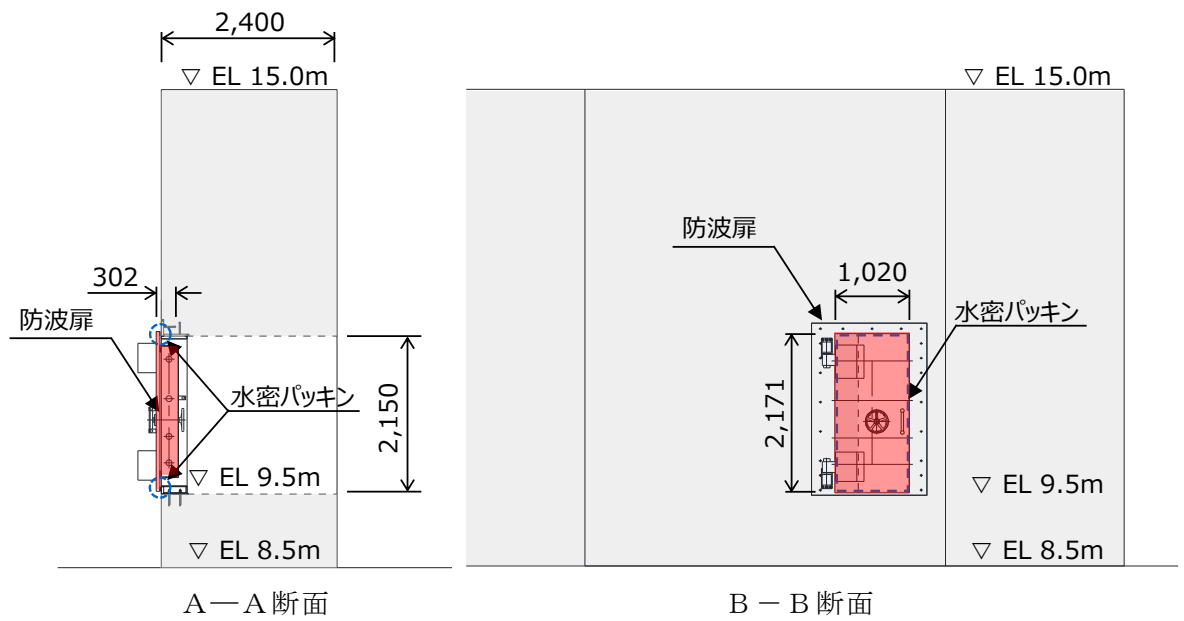


図 2-2(1) 防波扉 (1号機北側) 構造概要



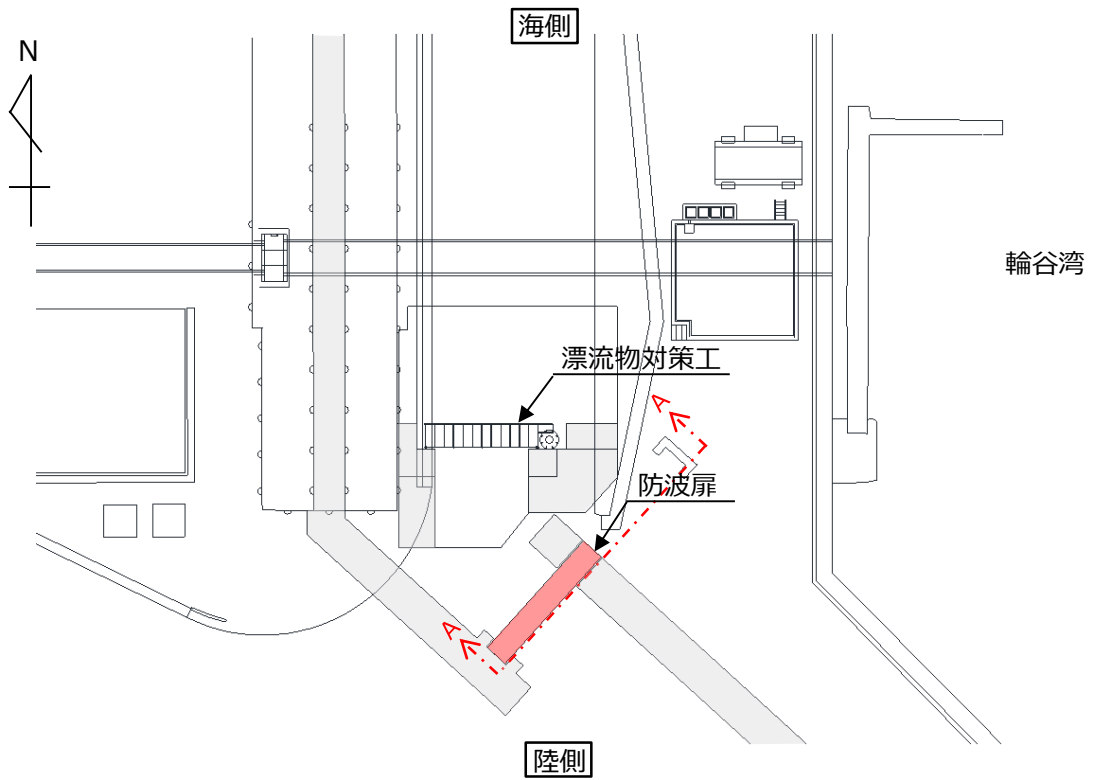
平面図



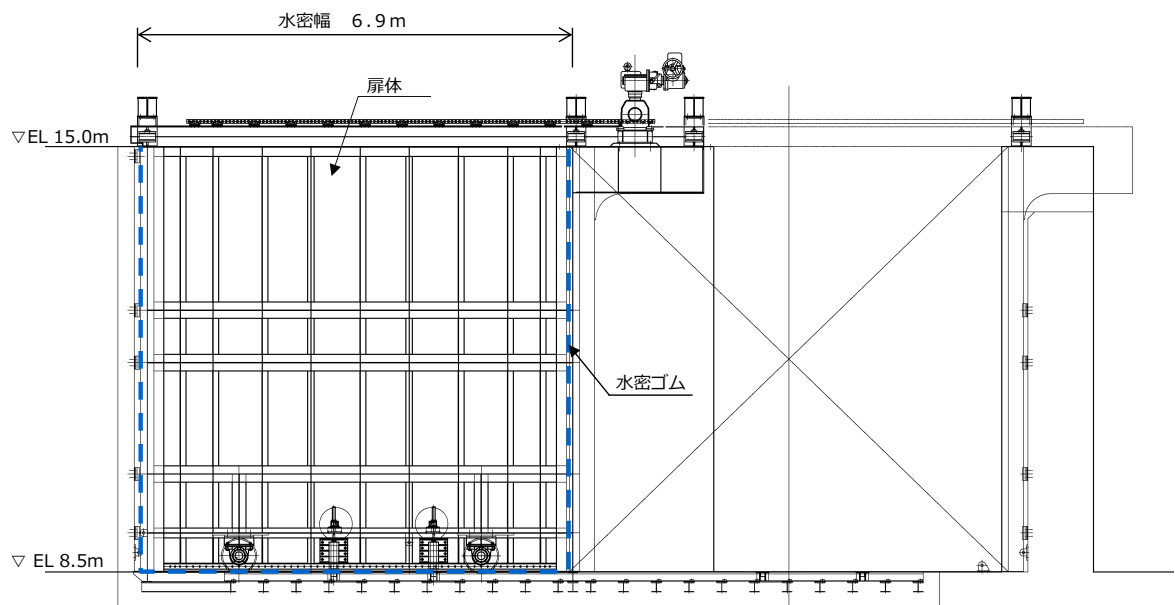
(寸法の単位は mm)

断面図

図 2-2(2) 防波扉 (2号機北側) 構造概要



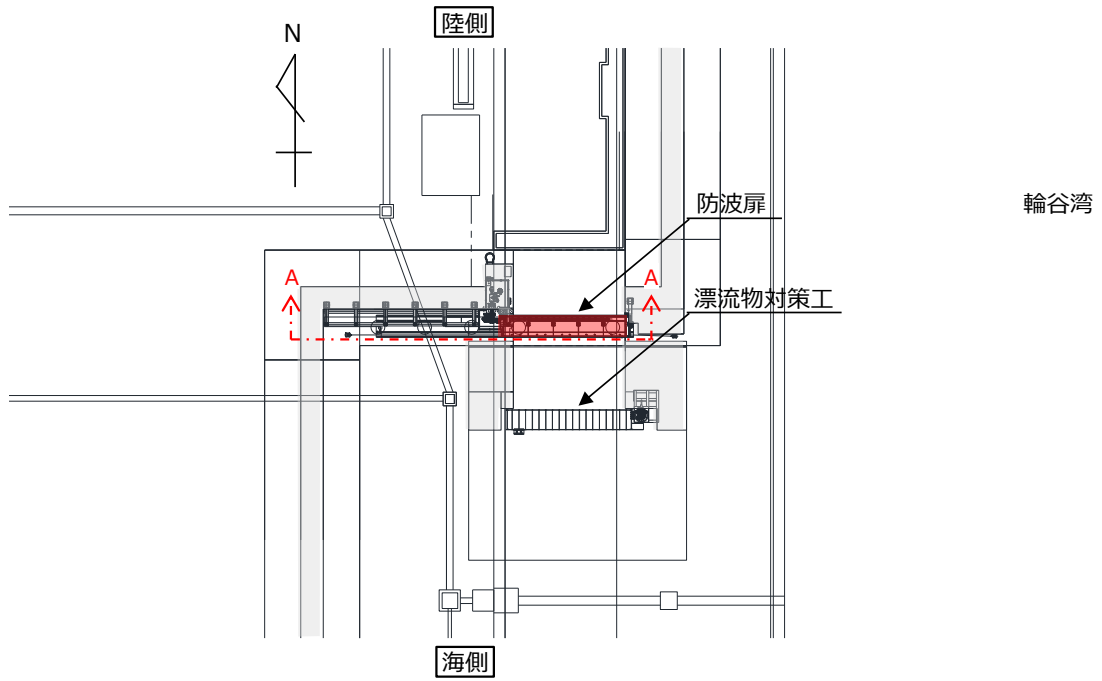
平面図



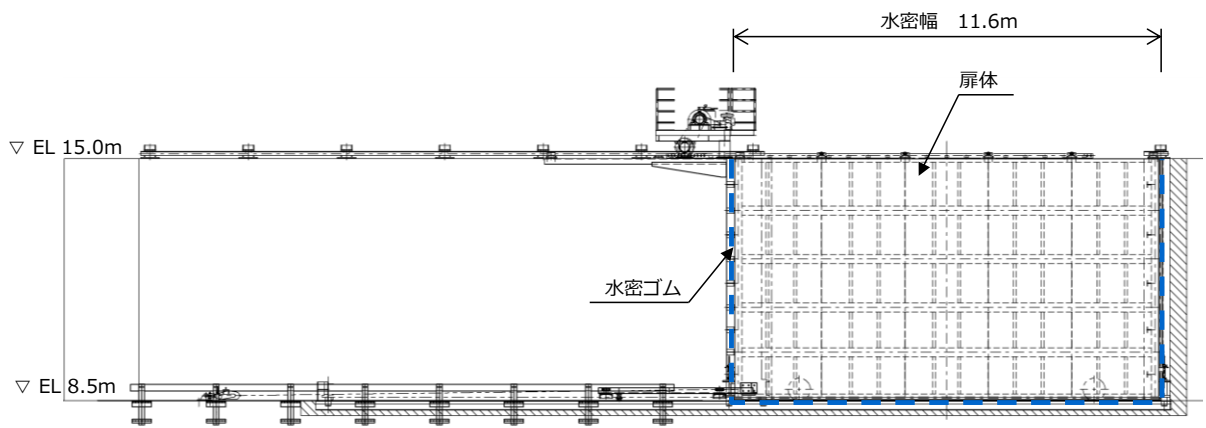
A-A断面図

図 2-2(3) 防波扉（荷揚場南）構造概要

(参考) 5-5



平面図



A-A断面図

図 2-2(4) 防波扉（3号機東側）構造概要

(参考) 5-6

2.4 止水機構の概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、扉本体の背面に取り付けている水密パッキンが扉本体と枠本体の隙間を埋めることで止水する構造となっている。

防波扉（荷揚場南）と防波扉（3号機北側）は、扉体に取り付けたL型ゴムを戸当りに押し付けることで止水する構造となっている。

止水機構の概要を図2-3に示す。

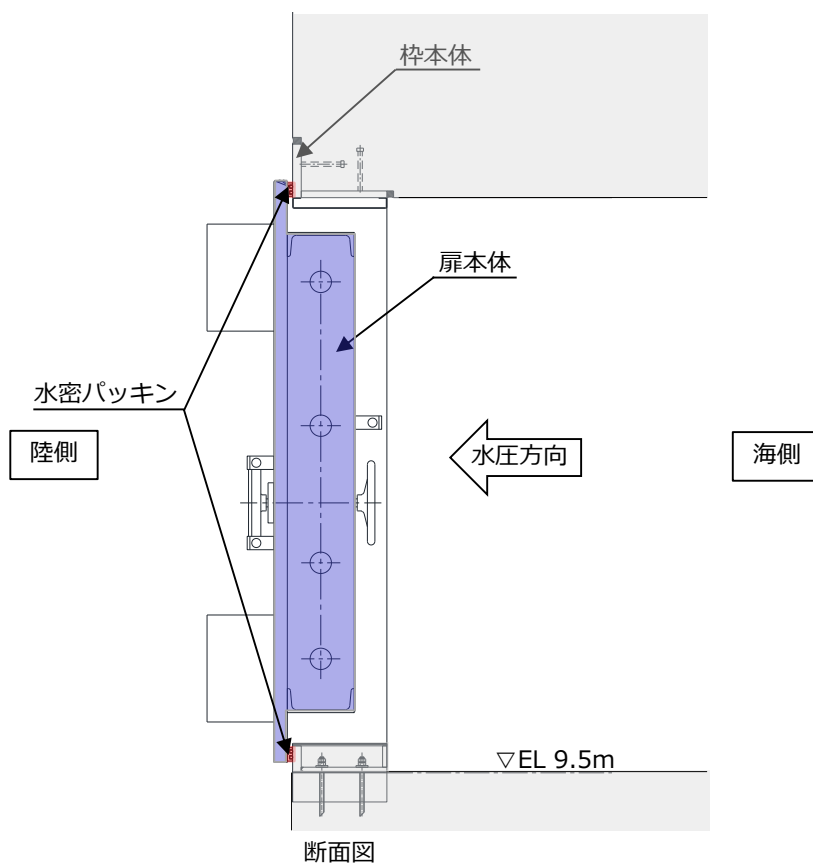


図2-3(1) 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の止水機構の概要

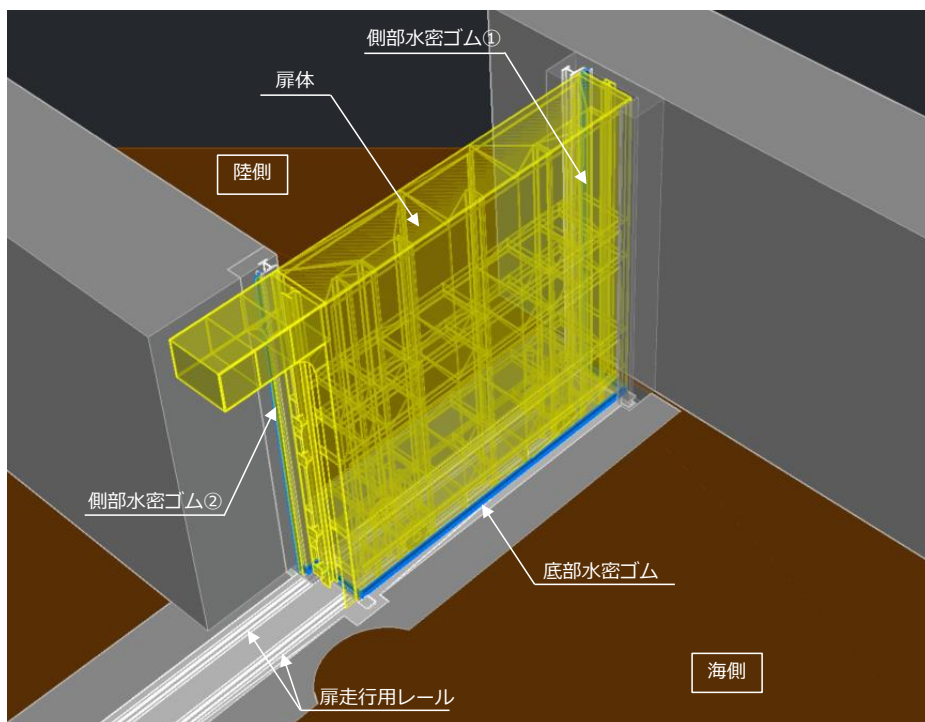
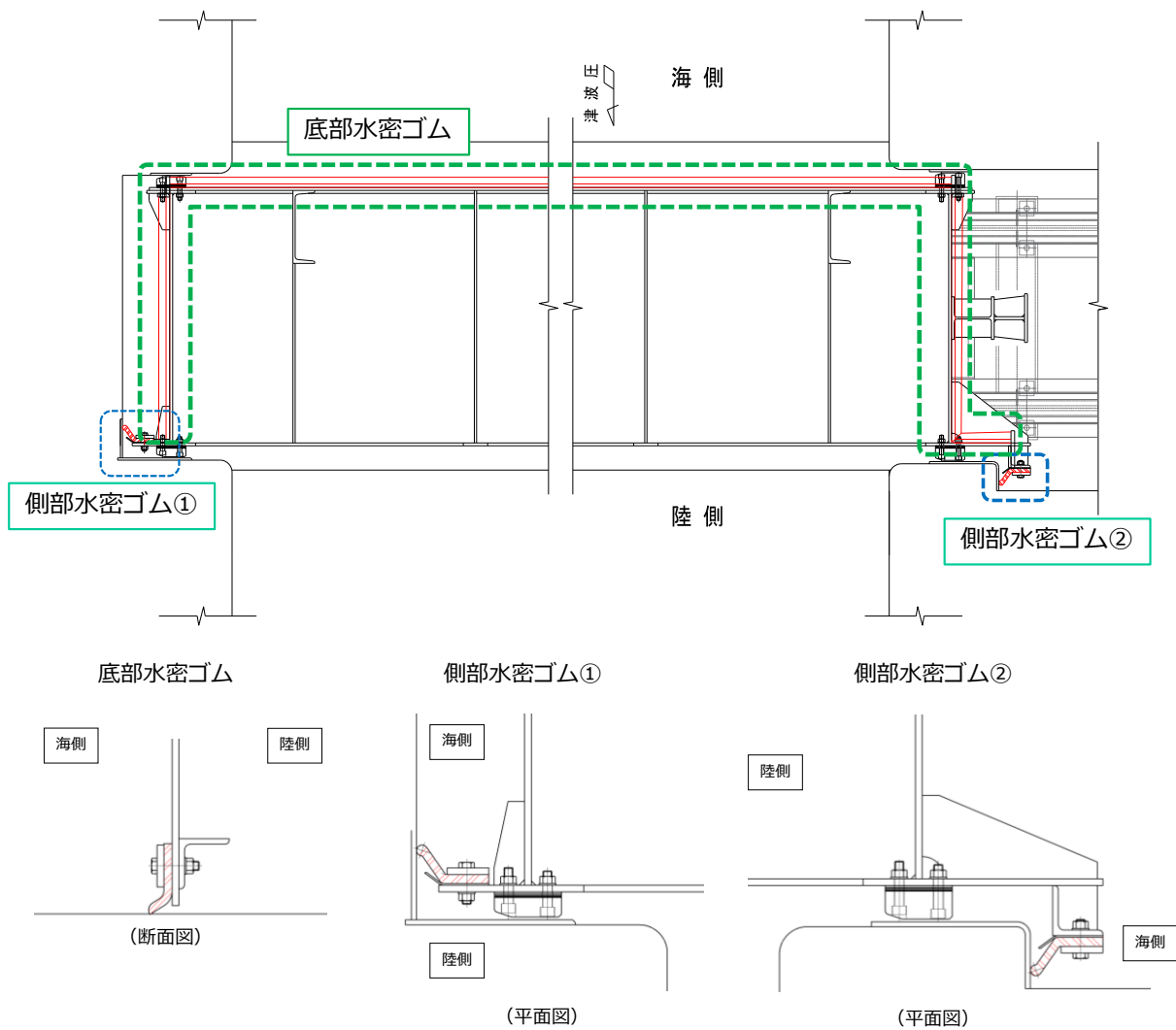


図 2-3(2) 防波扉（荷揚場南）止水機構の概要

(参考) 5-8

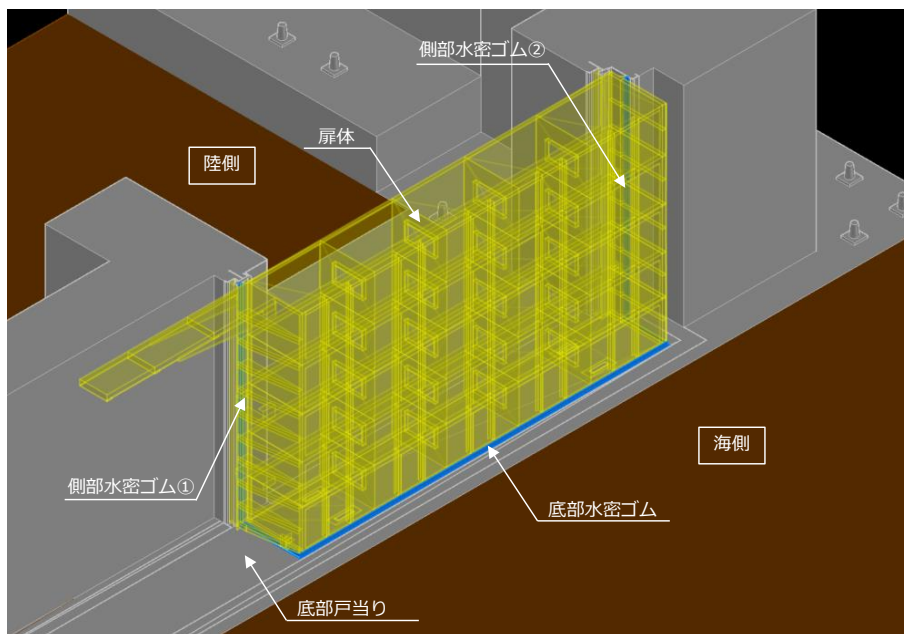
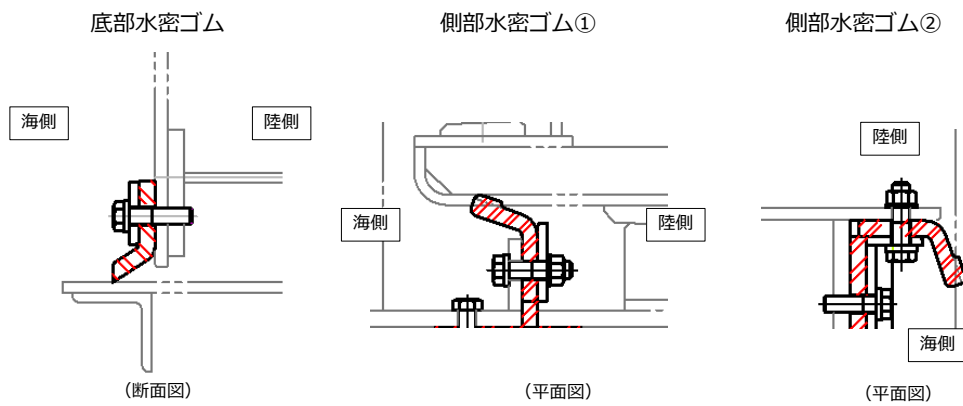
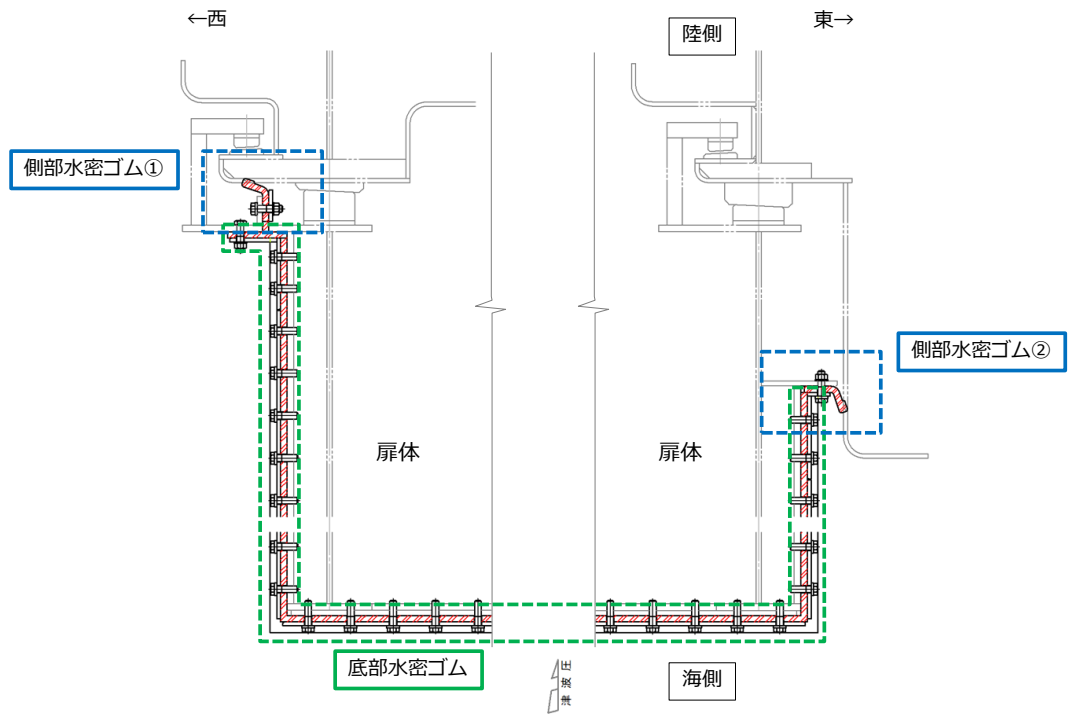


図 2-3(3) 防波扉 (3号機東側) 止水機構の概要

(参考) 5-9

3. 水密試験

3.1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（1・2号機北側）」という。）については、扉本体の開閉方向が左右異なるが、防波扉の構造、寸法及び遡上津波荷重における水圧が同じであることから同等の止水機能を有しているものとして評価する。

防波扉（1・2号機北側）については、同一の構造（水密パッキン形状、水圧方向）であり、試験水頭高さが大きい「復水器エリア水密扉」の水密試験結果（「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 2.4.3.1 水密扉の止水性について」のうち試験体③）により十分な止水機能を有すると評価する。

防波扉（1・2号機北側）と復水器エリア水密扉の仕様比較を表3-1に示す。

表3-1 防波扉（1・2号機北側）と復水器エリア水密扉の仕様比較

扉名称	防波扉（1・2号機北側）	復水器エリア水密扉 （試験体③）
水密パッキン形状	扉付きダブルパッキン	
水圧方向	逆圧	
試験水頭高さ	（設計水頭高さ）5.15m	11.0m
扉寸法	W 1,020 × H 2,171	W 1,320 × H 2,136

3.2 防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）

3.2.1 水密試験条件

防波扉（荷揚場南）及び防波扉（3号機東側）については、止水機構及び遡上津波荷重が同じである。

防波扉（荷揚場南）は、底部に扉走行用レールが設けられており、不陸を有する。一方、防波扉（3号機東側）底部は平坦部のみである。止水条件がより厳しくなる防波扉（荷揚場南）を模擬した供試体により水密試験を実施する。

水密試験条件一覧を表3-2に、試験装置の主要仕様を表3-3に、水密試験装置概要図を図3-1に示す。

表3-2 水密試験条件一覧

項目	条件	備考
水密ゴム	実機寸法を再現	—
試験圧力	0.063MPa以上	遡上津波荷重における水圧（津波波圧）*1
試験時間	10分保持	—
許容漏水量	0.20/m/s以下	ダム・堰施設検査要領（案）*2

注記*1：津波波圧算定式（朝倉式）

$$q_z = \rho g (a \eta - z) = 10.1 (3 \times 2.05 - 0) \\ = 62.12 \text{ kN/m}^2 (0.063 \text{ MPa})$$

ここに、

q_z ：津波波圧（ kN/m^2 ）

η ：浸水深（通過波の浸水深＝最大浸水深4.1mの1/2＝2.05）（m）

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

a ：水深係数＝3

ρg ：海水の単位体積重量＝10.1（ kN/m^3 ）

*2：ダム・堰施設検査要領（案）（同解説）（ダム・堰施設技術協会，平成9年度）

表3-3 試験装置の主要仕様

項目	仕様
寸法	供試体：幅1,286mm×奥行840mm×高さ1,020mm
材質	鋼製

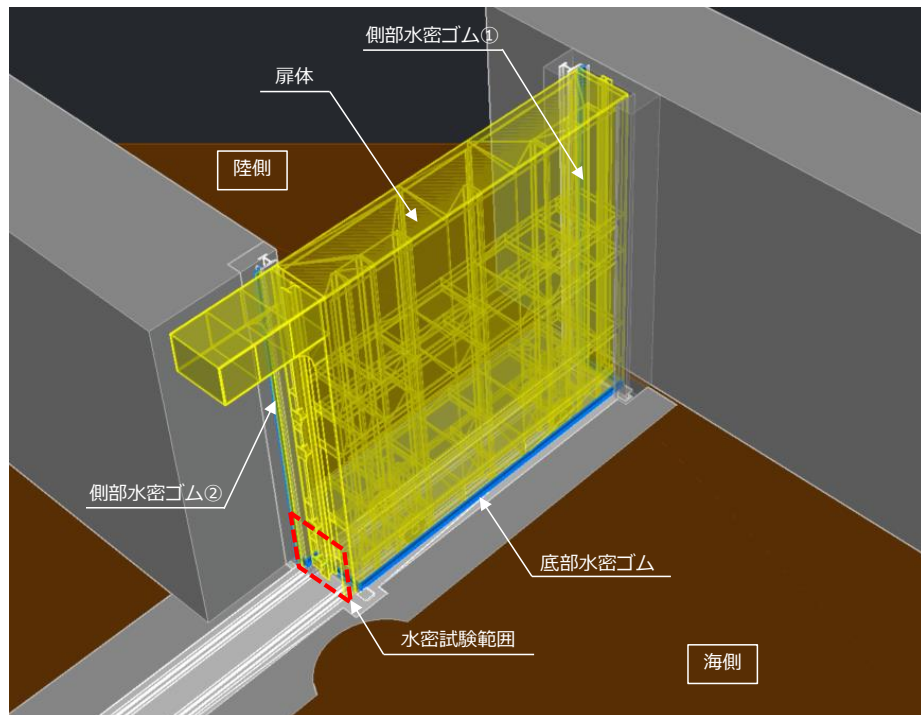
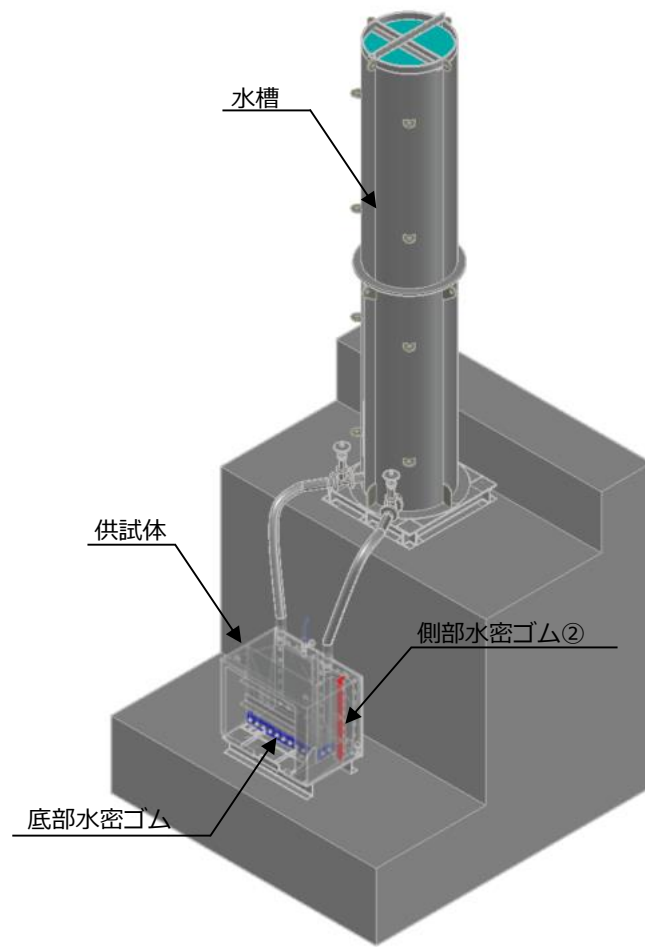


図 3-1 水密試験装置概要図

(参考) 5-12

(1) 実機の漏水量算定

津波時における実機の漏水量を，以下のとおり算定して許容漏水量以下であることを確認する。

漏水量測定区間を図 3-2 に，実機水密ライン長を図 3-3 に，実機の漏水量算定表を表 3-4 示す。

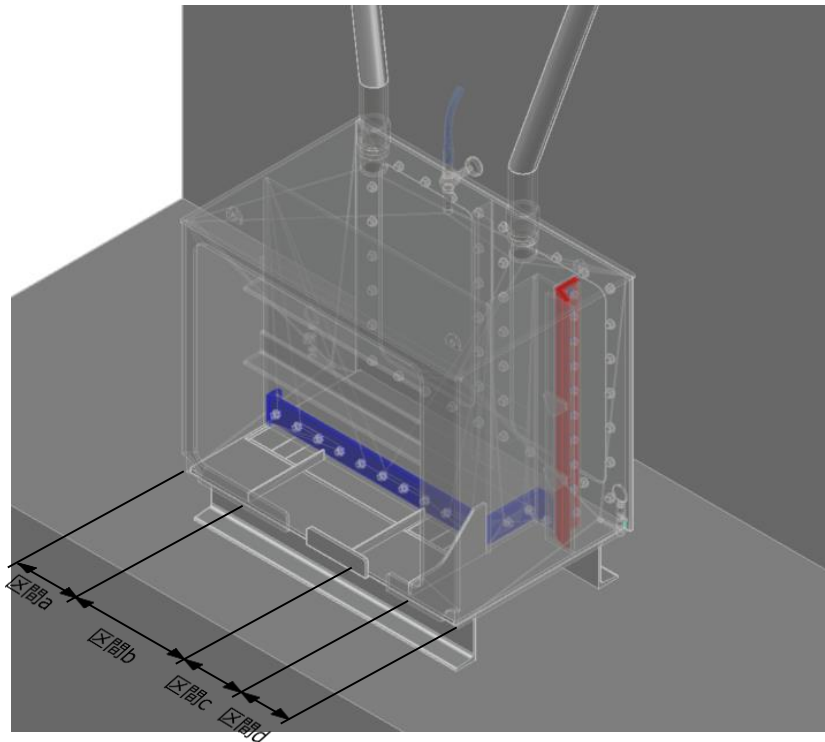


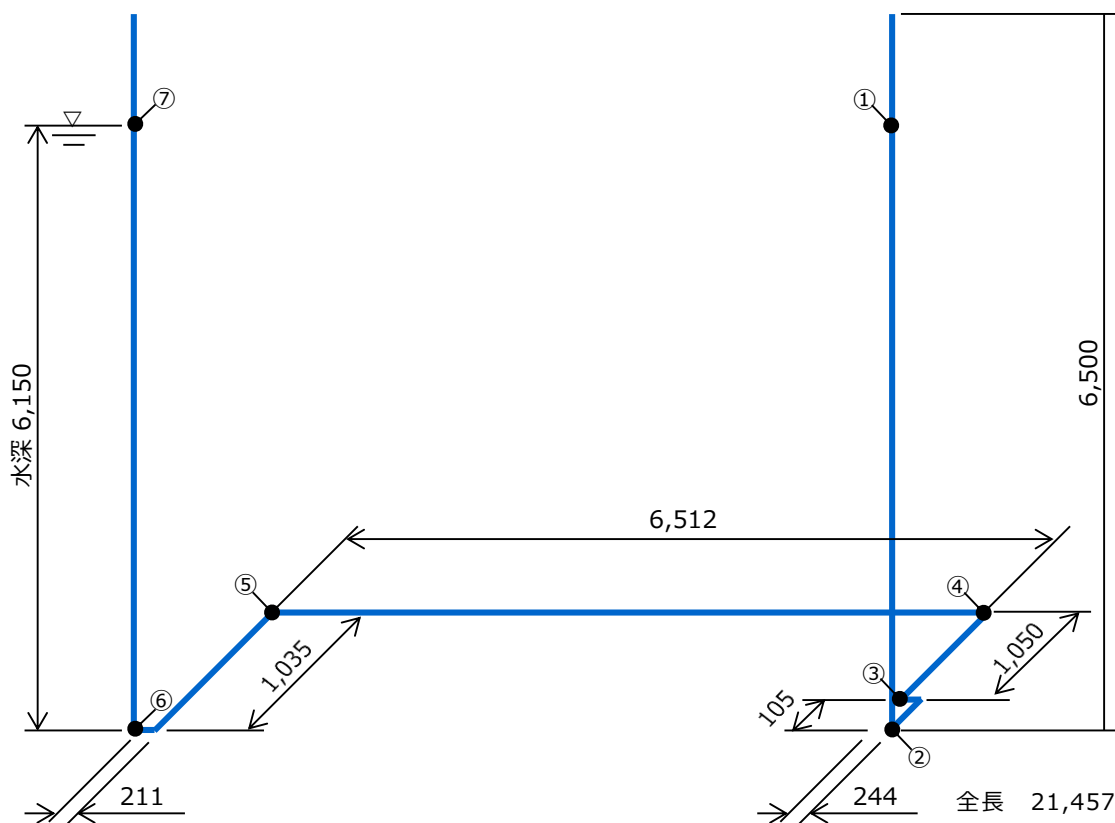
図 3-2 漏水量測定区間

単位長さ当りの漏水量として，各区間（区間 a， b， c， d）における 10 分間の漏水量 Q_a ， Q_b ， Q_c 及び Q_d から，実機ベースの漏水量を算定する。なお，全区間（①～⑦）の合計漏水量を実機の漏水量とする。

漏水量測定箇所：4 箇所

- 区間 a (Q_a)： 底部水密ゴム（レール横断部）
- 区間 b (Q_b)： 底部水密ゴム（一般部） $L = 470\text{mm}$
- 区間 c (Q_c)： 底部水密ゴム（レール横断部）
- 区間 d (Q_d)：

[底部水密ゴム（屈曲部）	$L = 349\text{mm}$
	側部水密ゴム	$L = 1,000\text{mm}$



(単位 : mm)

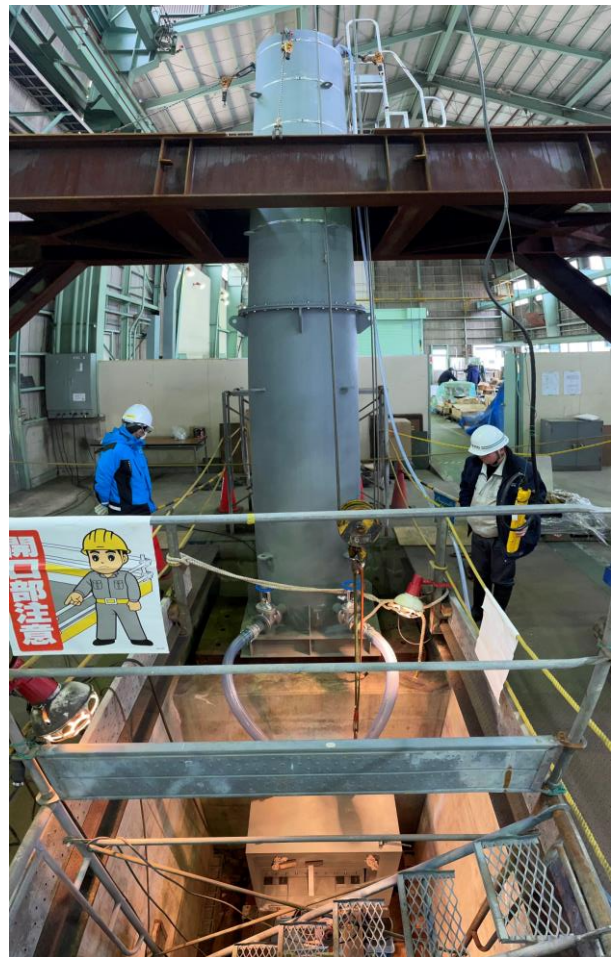
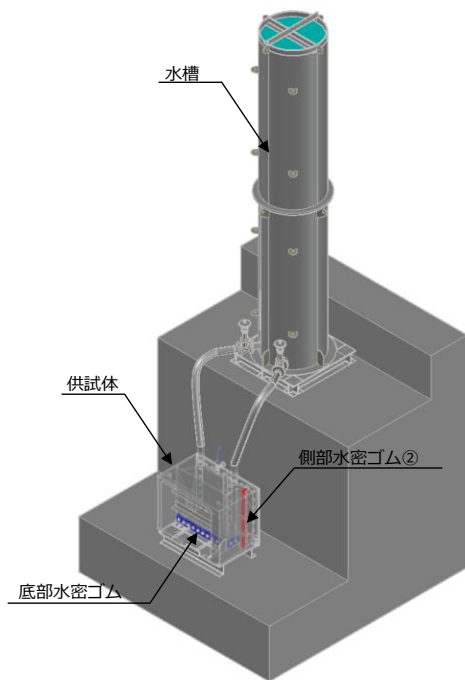
図 3-3 実機水密ライン長

表 3-4 実機の漏水量算定表

区間	漏水量換算式
①～②	$Q_d \times 6,150 \div 1,349$
②～③	$Q_d \times 349 \div 1,349$
③～④	$Q_a + Q_b + Q_c + Q_b \times 24 \div 470$
④～⑤	$Q_b \times 6,512 \div 470$
⑤～⑥	$Q_b \times 1,035 \div 470 + Q_d \times 211 \div 1,349$
⑥～⑦	$Q_d \times 6,150 \div 1,349$

3.2.2 水密試験結果

水密試験の結果，許容漏水量以下であることを確認した。水密試験状況を図 3-4 に，許容漏水量と試験結果を表 3-5 に示す。



全景



供試体

図 3-4 水密試験状況

(参考) 5-15

表 3-5 許容漏水量と試験結果

試験体名称	設計水深 (m)	試験圧力 (MPa)	許容 漏水量 (ℓ/m/s)	試験結果 による 漏水量 (ℓ/m/s)	結果
供試体 [防波扉 (荷揚場南)]	6.15	0.063 以上	0.2 以下	0.01	○