

- 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
 - 2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明

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	17
2.4 適用規格・基準等	21
2.5 記号の説明	22
3. 評価対象部位	27
4. 耐震評価	28
4.1 耐震評価方法	28
4.2 荷重及び荷重の組合せ	36
4.2.1 荷重の組合せ	36
4.2.2 荷重の設定	38
4.2.3 荷重の算定	40
4.3 許容限界	49
4.3.1 使用材料	49
4.3.2 許容限界	50
4.4 評価方法	51
4.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	51
4.4.2 漂流物対策工（鋼材）	52
4.5 評価条件	57
4.6 応力計算	60
4.6.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	60
4.6.2 漂流物対策工（鋼材）	62
4.7 評価結果	69
4.7.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	69
4.7.2 漂流物対策工（鋼材）	70
5. 強度計算	71
5.1 強度計算方法	71
5.2 荷重及び荷重の組合せ	71

5.2.1	荷重の組合せ	71
5.2.2	荷重の設定	75
5.2.3	荷重の算定	77
5.3	許容限界	81
5.3.1	使用材料	81
5.3.2	許容限界	81
5.4	評価方法	82
5.4.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	82
5.4.2	漂流物対策工（鋼材）	83
5.5	評価条件	84
5.6	応力計算	85
5.6.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	85
5.6.2	漂流物対策工（鋼材）	87
5.7	評価結果	91
5.7.1	漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）	91
5.7.2	漂流物対策工（鋼材）	91
参考資料 1 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定について		
参考資料 2 アンカーボルトの許容限界について		
参考資料 3 漂流物対策工の施工方法について		
参考資料 4 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さについて		

1. 概要

本資料は、津波防護施設である防波壁に設置する漂流物対策工の耐震性について、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、防波壁に設置する漂流物対策工が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。また、漂流物対策工の強度計算について、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」に示すとおり、漂流物対策工の構造健全性を保持することを確認するものである。

漂流物対策工に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析又は津波荷重及び漂流物衝突荷重に基づく構造部材の健全性評価を行う。

なお、防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工については、「2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明」で説明する。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流物対策工の設置範囲を図 2.1-1 に示す。

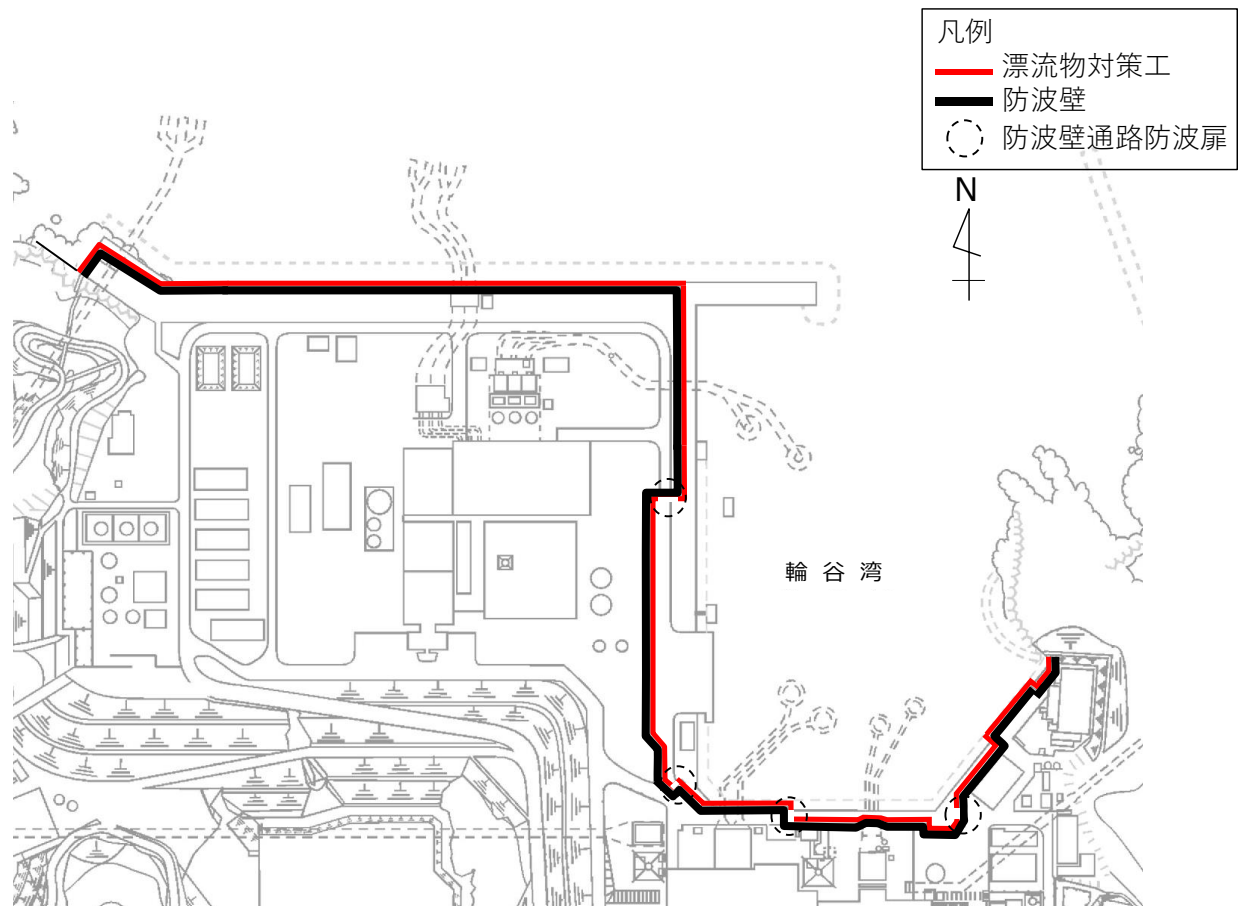


図 2.1-1 漂流物対策工の設置範囲

2.2 構造概要

漂流物対策工の配置図を図 2.2-1 に示す。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に設置される漂流物対策工の構造概要図を図 2.2-2 に、防波壁（逆 T 擁壁）に設置される漂流物対策工の構造概要図を図 2.2-3 及び図 2.2-4 に、防波壁（波返重力擁壁）に設置される漂流物対策工の構造概要図を図 2.2-5 及び図 2.2-6 に示す。

漂流物対策工は、厚さ 50cm の鉄筋コンクリート版で構成される構造とし、アンカーボルトにより防波壁に支持される構造（以下「漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）」という。）を基本とする。

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンの前壁背面がコンクリートで充填されていないケーソンについて、ケーソンの前面に漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）を設置する。

防波壁（逆 T 擁壁）に設置される漂流物対策工のうち、グラウンドアンカを設置している範囲は鋼材及びアンカーボルトにより構成する構造（以下「漂流物対策工（鋼材）」という。）とし、グラウンドアンカの保守管理時に取り外しが可能な構造とする。

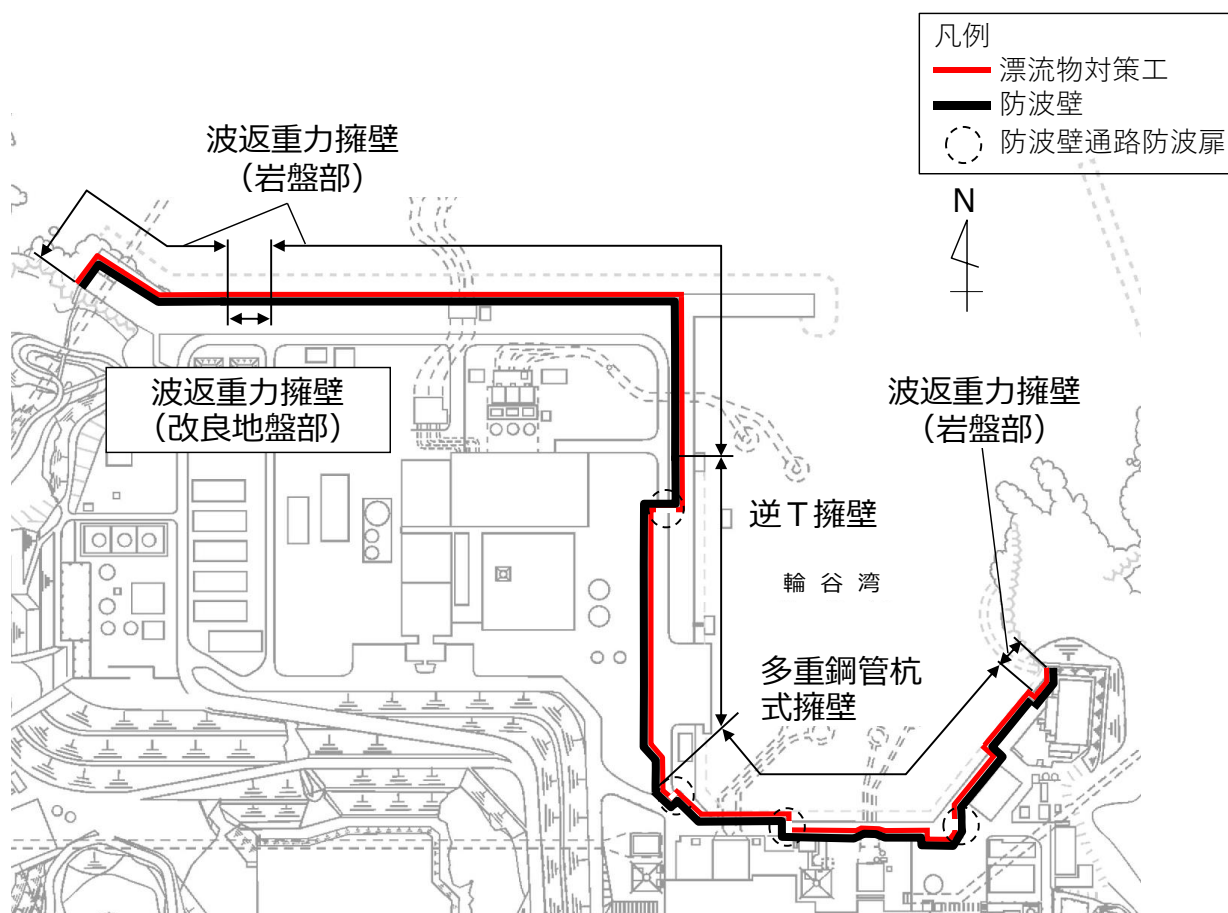


図 2.2-1 漂流物対策工の配置図

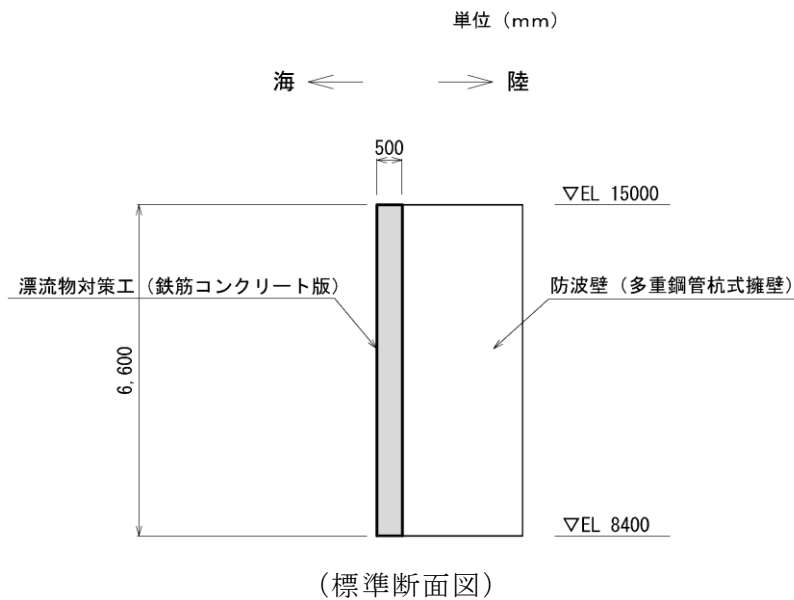
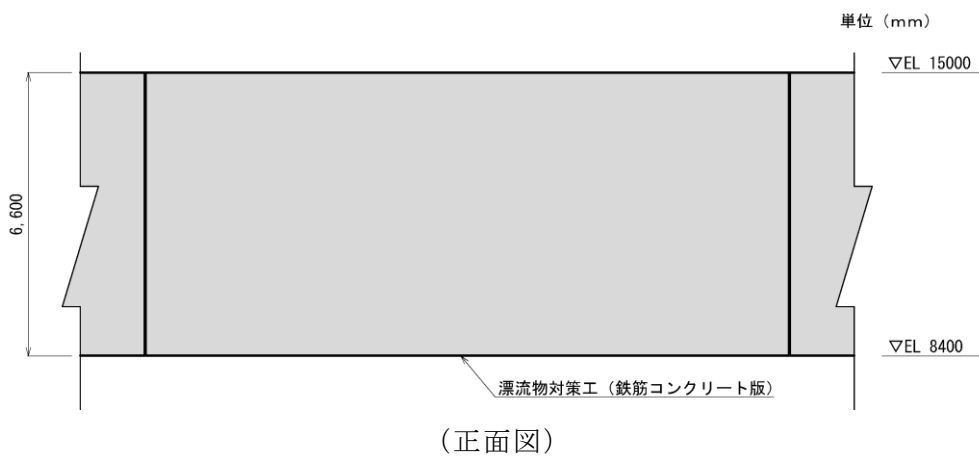
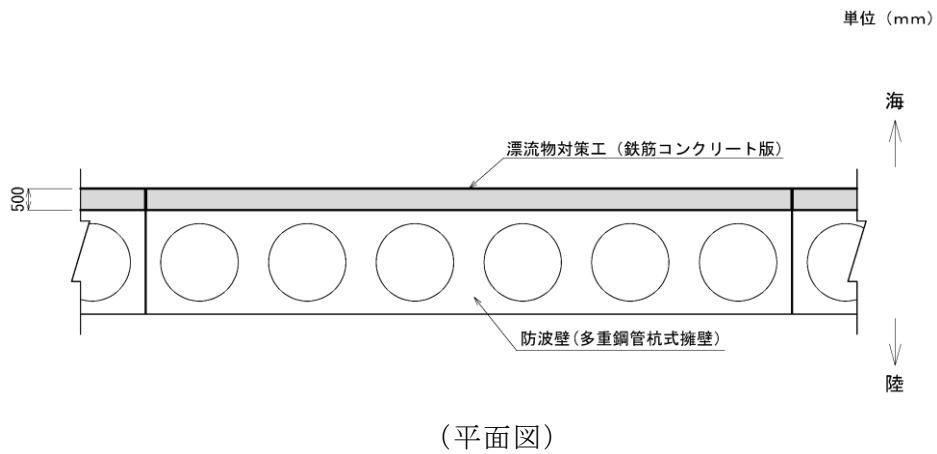
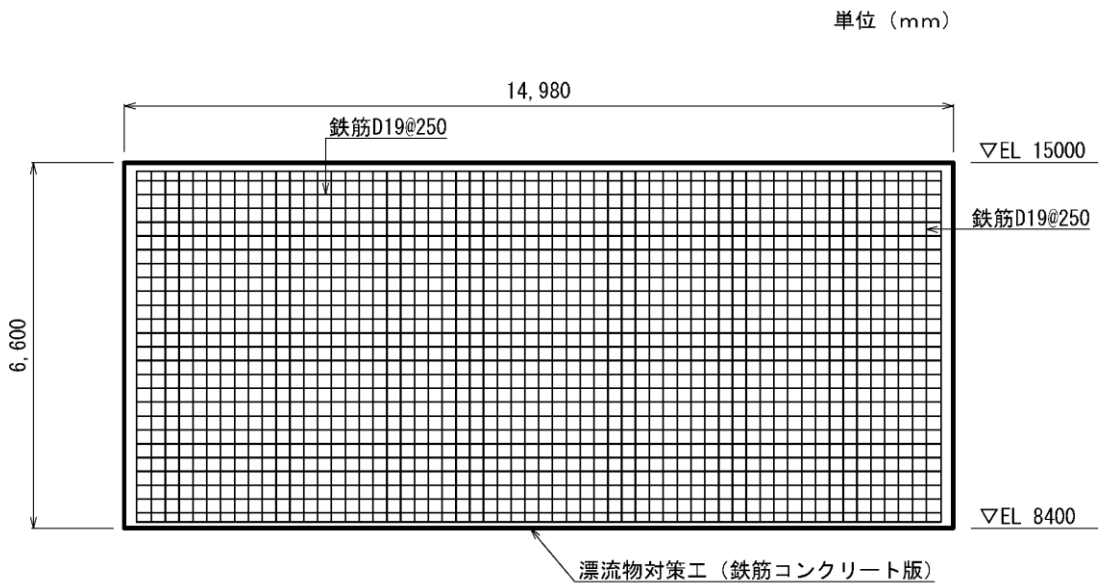
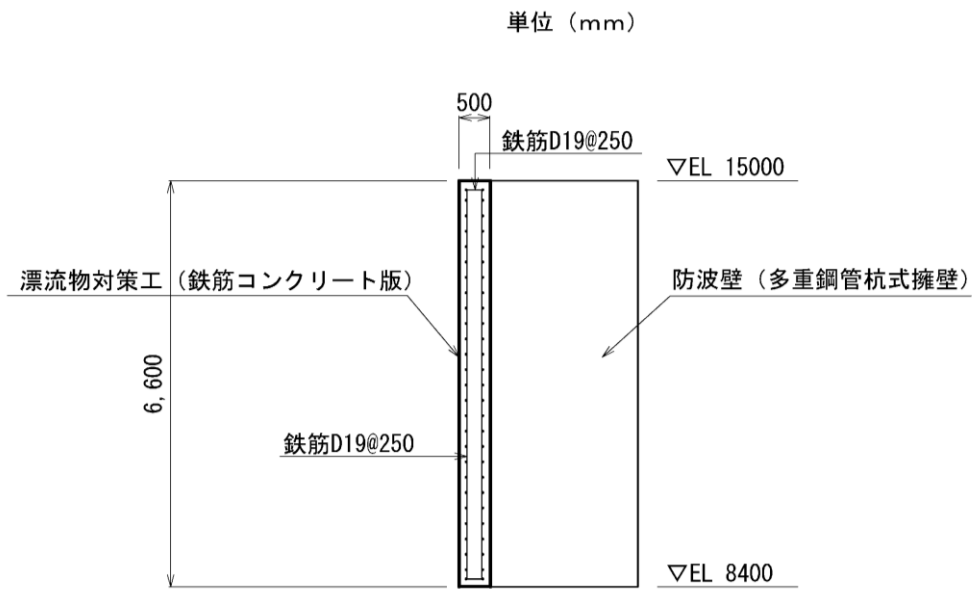


図 2.2-2(1) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

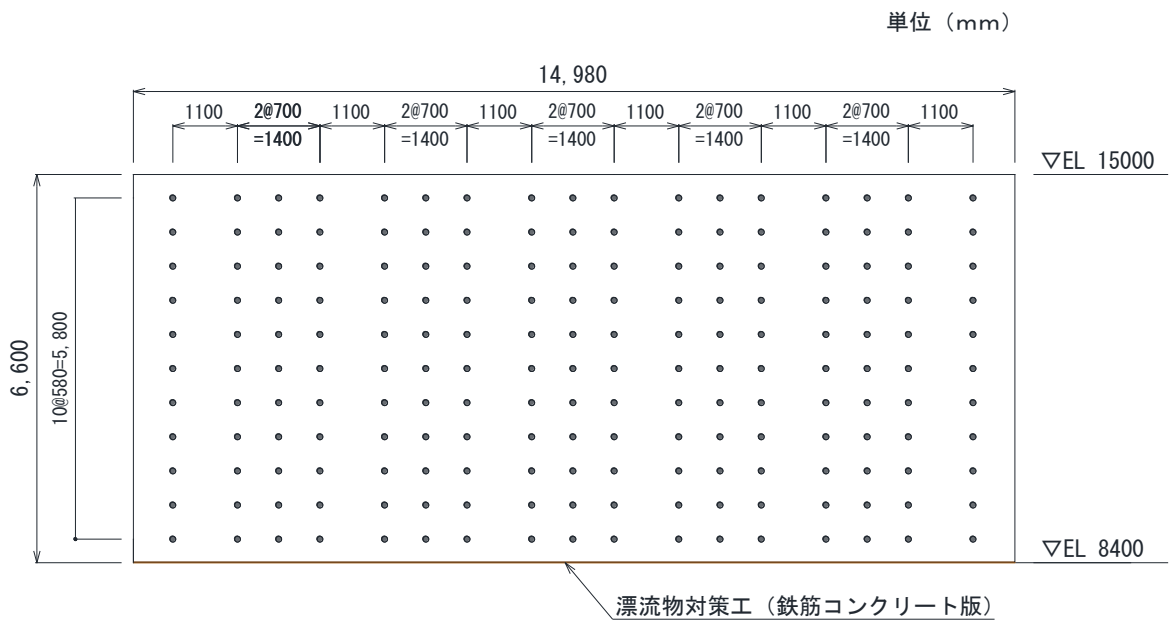


(概略配筋図 (正面図))

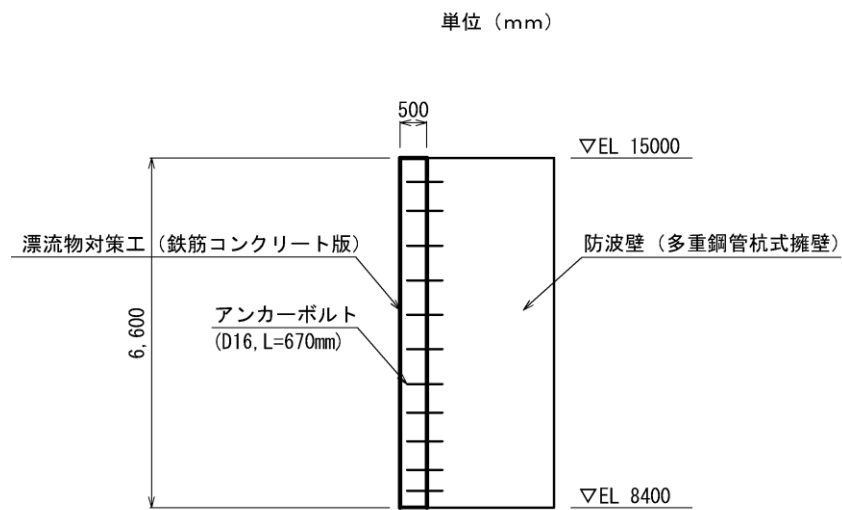


(概略配筋図 (断面図))

図 2.2-2(2) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

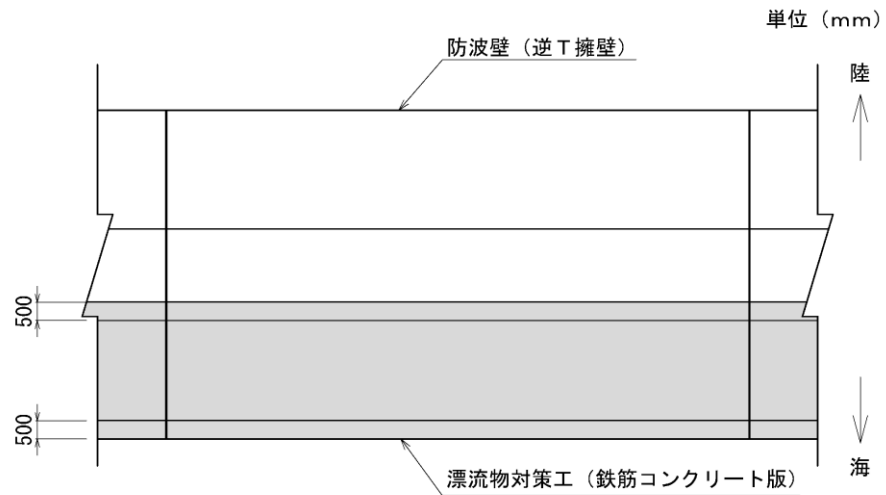


(アンカーボルト配置図 (正面図))

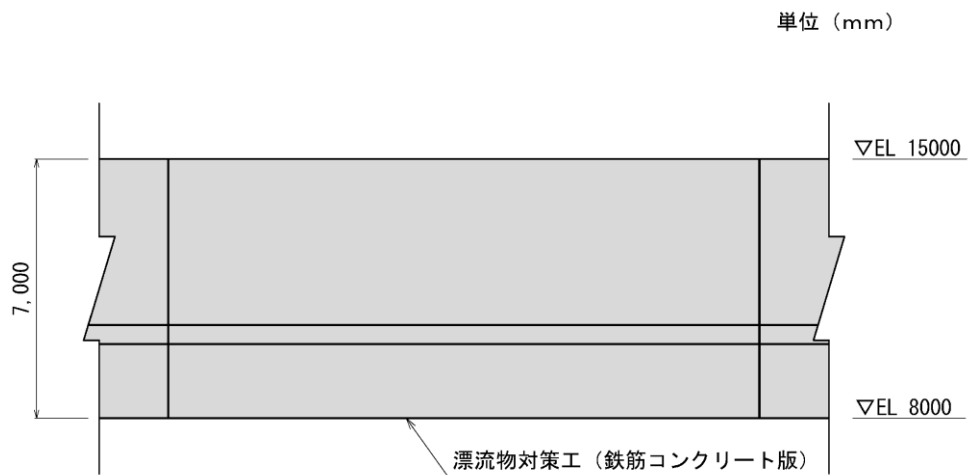


(アンカーボルト配置図 (断面図))

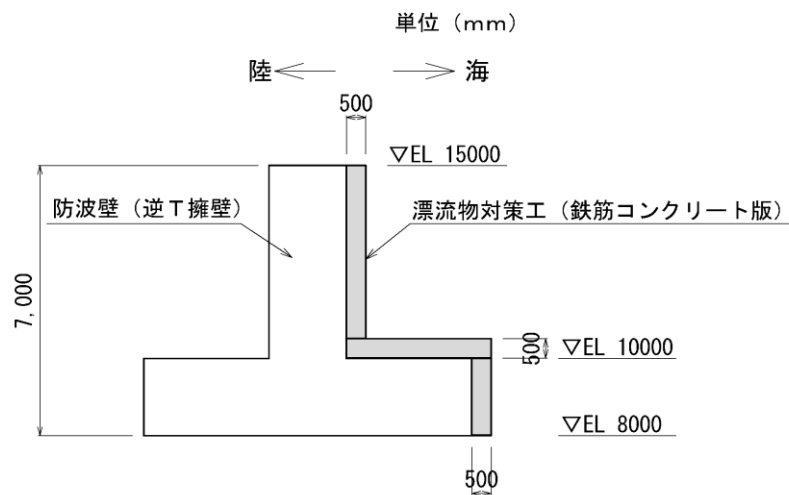
図 2.2-2(3) 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図



(平面図)



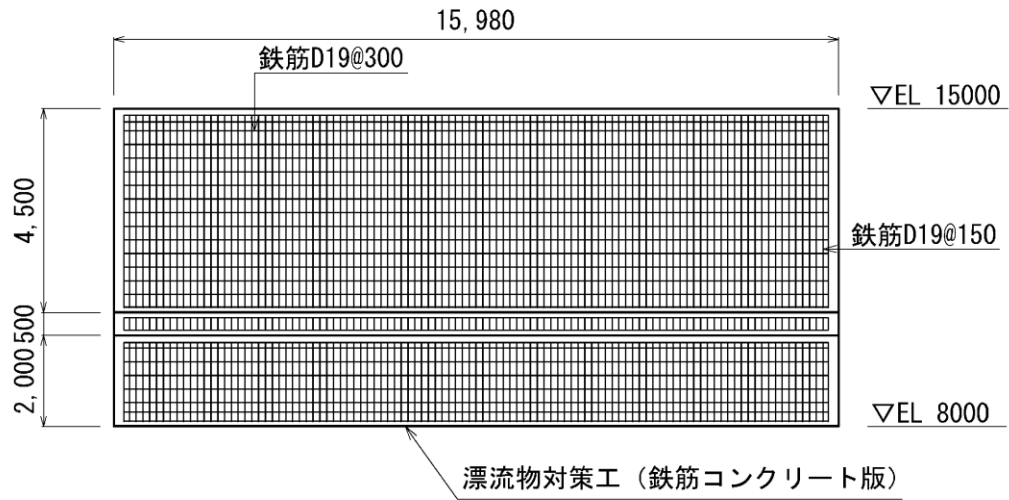
(正面図)



(標準断面図)

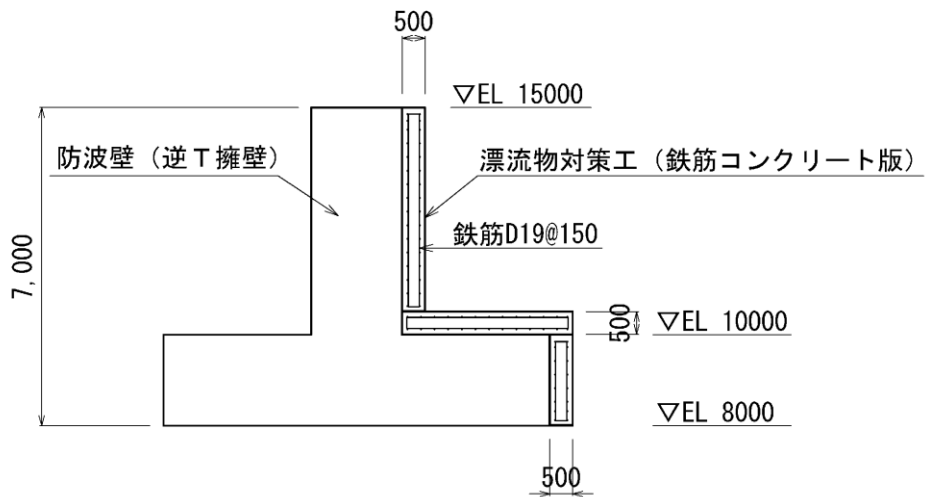
図 2.2-3(1) 防波壁 (逆T擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

単位 (mm)



(概略配筋図 (正面図))

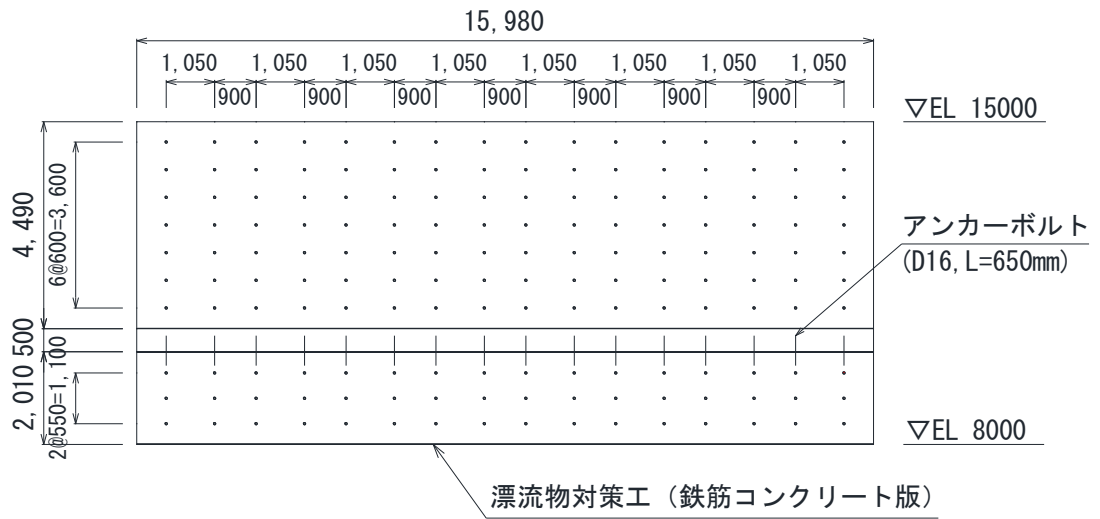
単位 (mm)



(概略配筋図 (断面図))

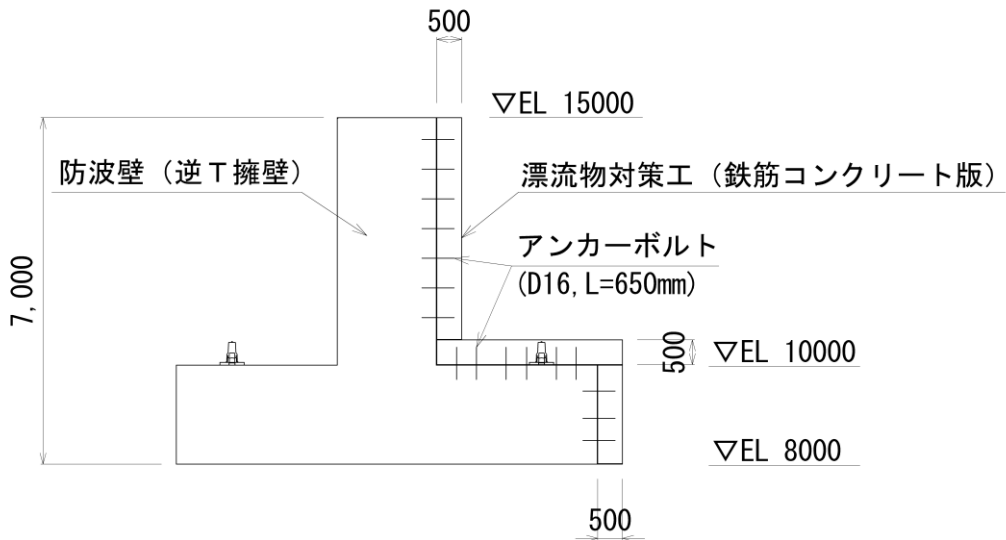
図 2.2-3(2) 防波壁 (逆T擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

単位 (mm)



(アンカーボルト配置図 (正面図))

単位 (mm)



(アンカーボルト配置図 (断面図))

図 2.2-3(3) 防波壁 (逆T擁壁) における
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

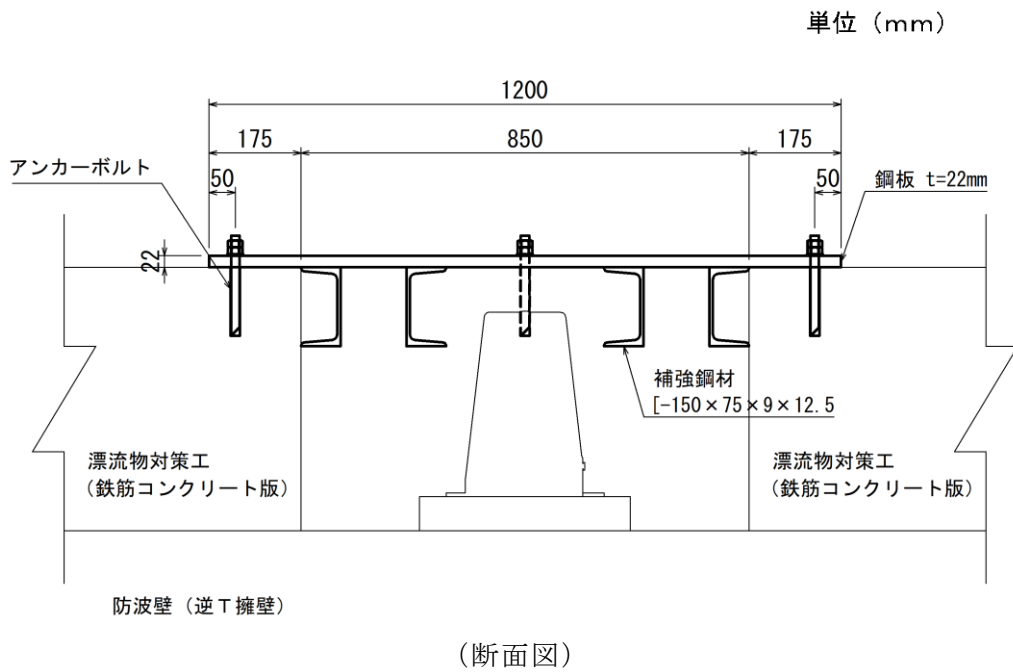
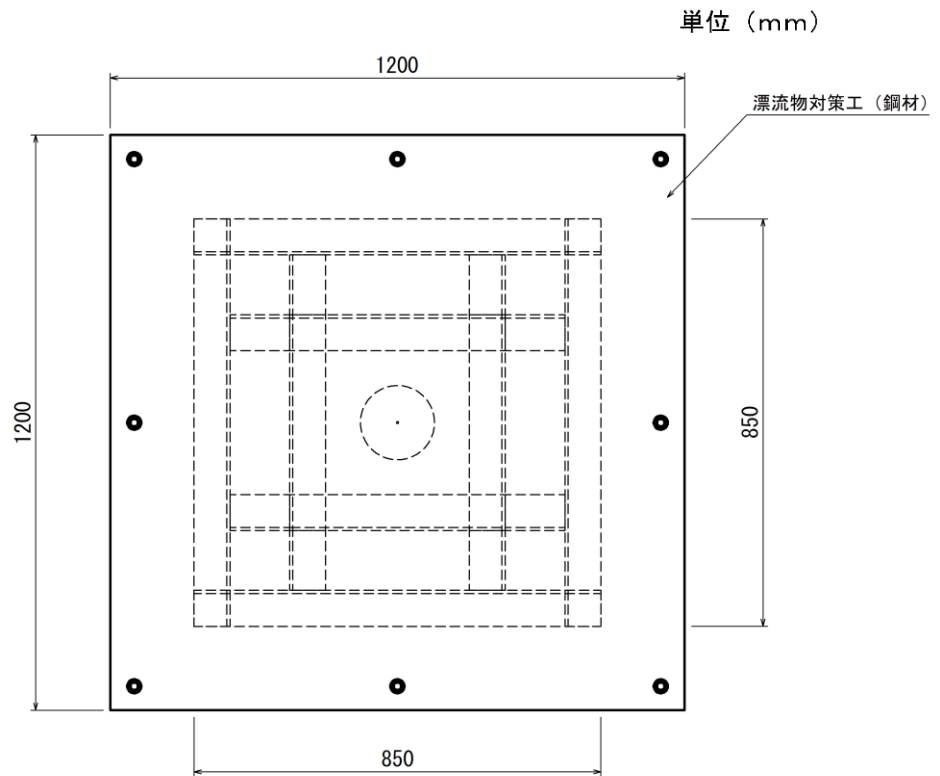
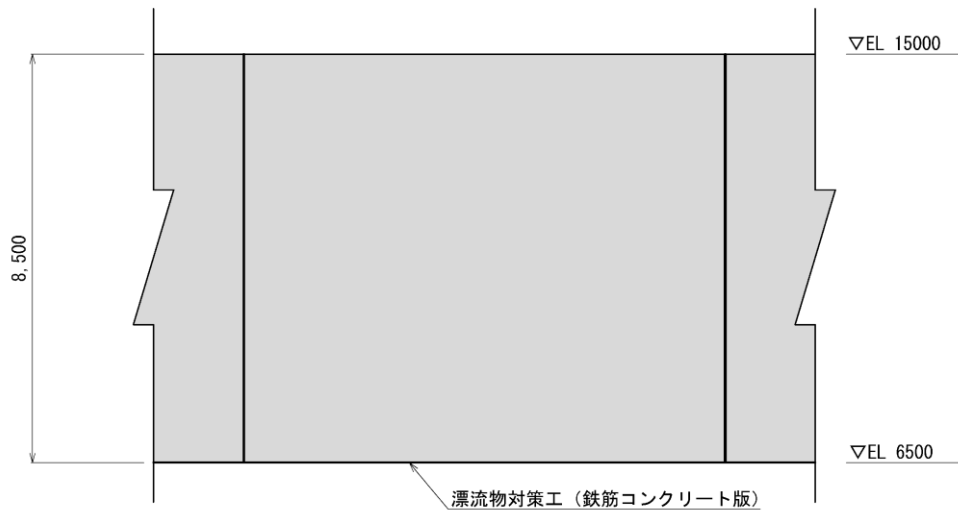
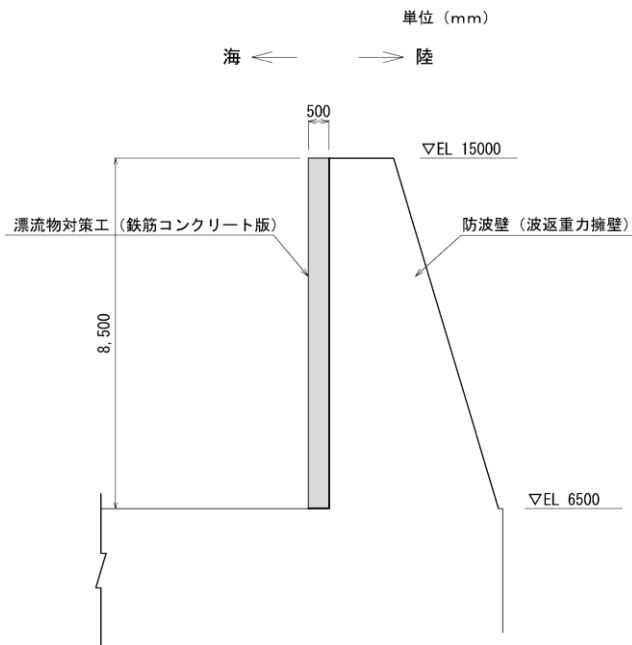


図 2.2-4 防波壁 (逆T擁壁) における漂流物対策工 (鋼材) の構造概要図

単位 (mm)



(正面図)



(標準断面図)

図 2.2-5(1) 防波壁 (波返重力擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

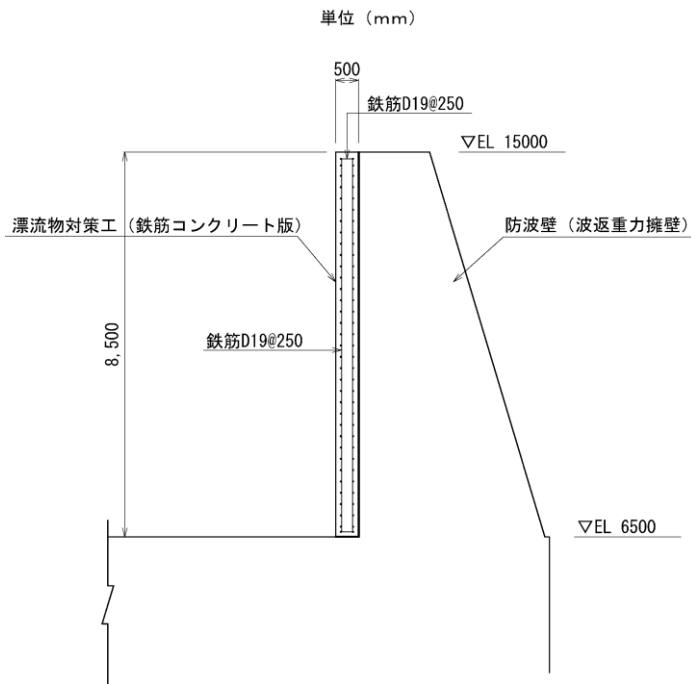
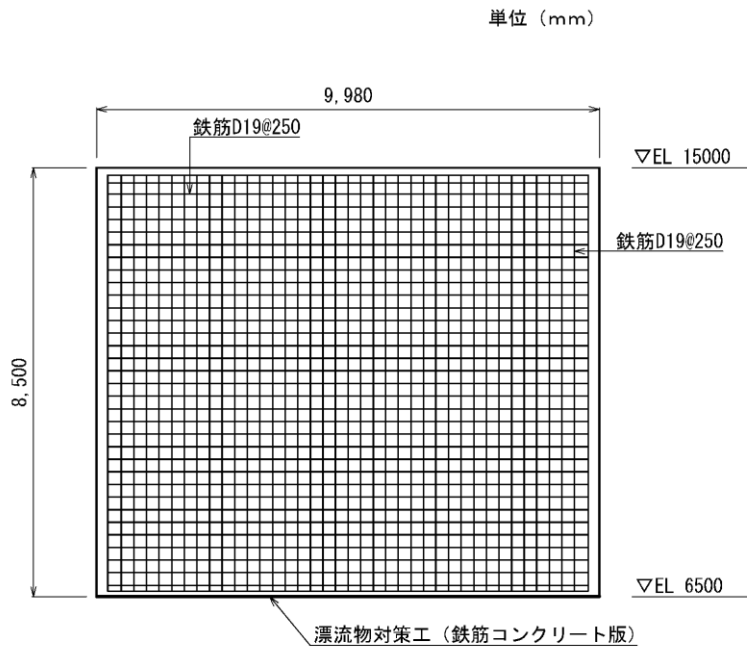
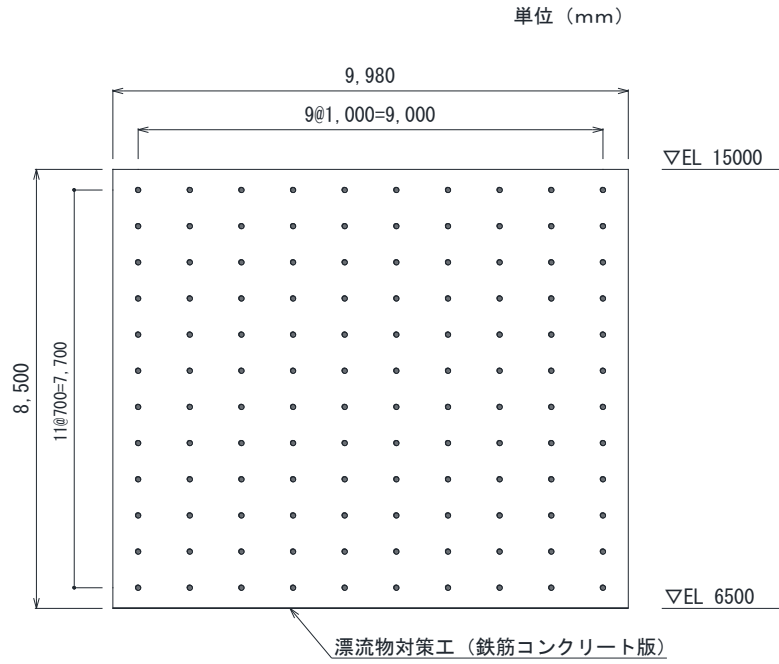


図 2.2-5(2) 防波壁 (波返重力擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図



(アンカーボルト配置図 (正面図))

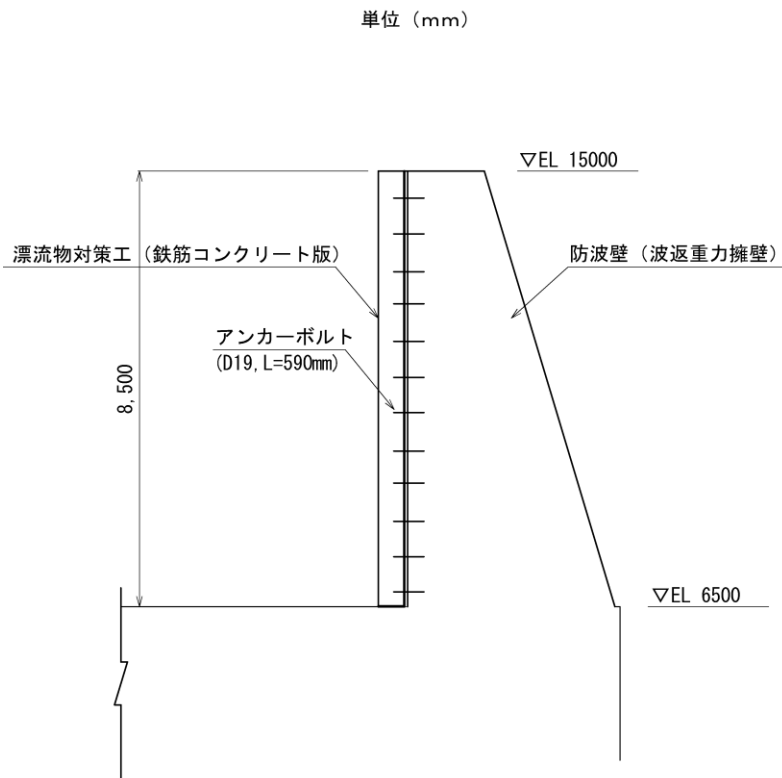
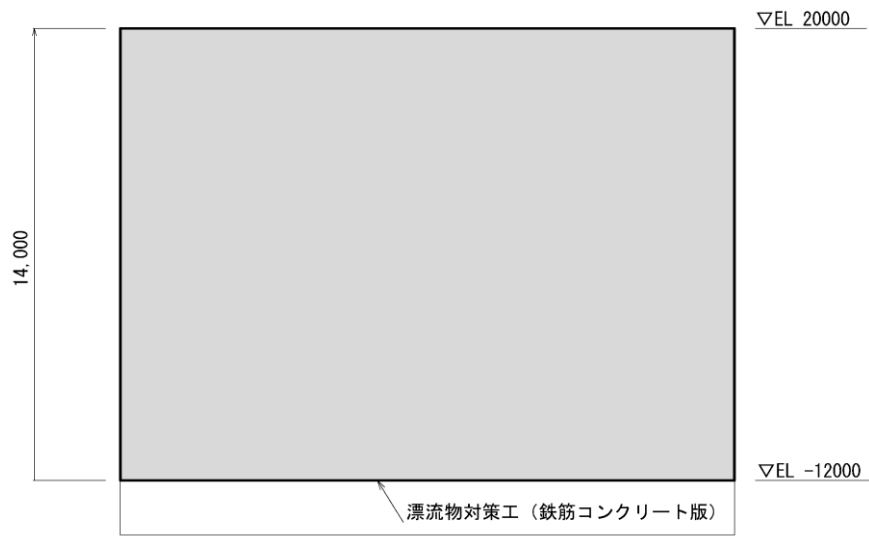


図 2.2-5(3) 防波壁 (波返重力擁壁) における漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

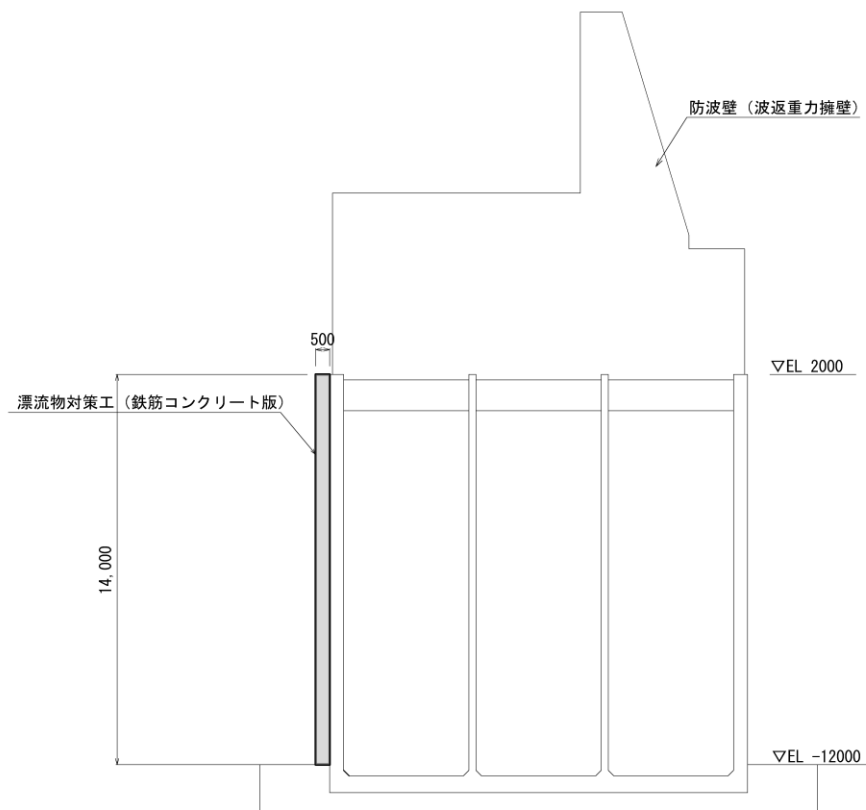
単位 (mm)



(正面図)

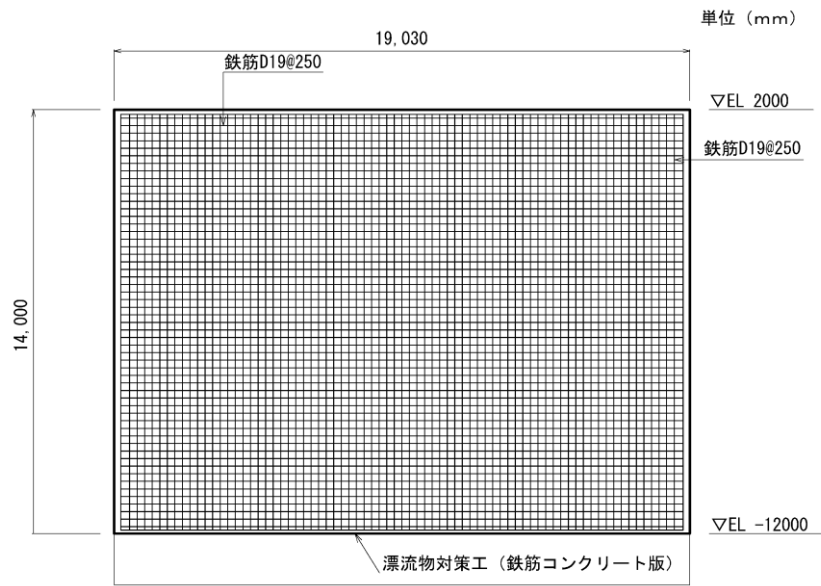
単位 (mm)

海 ← → 陸

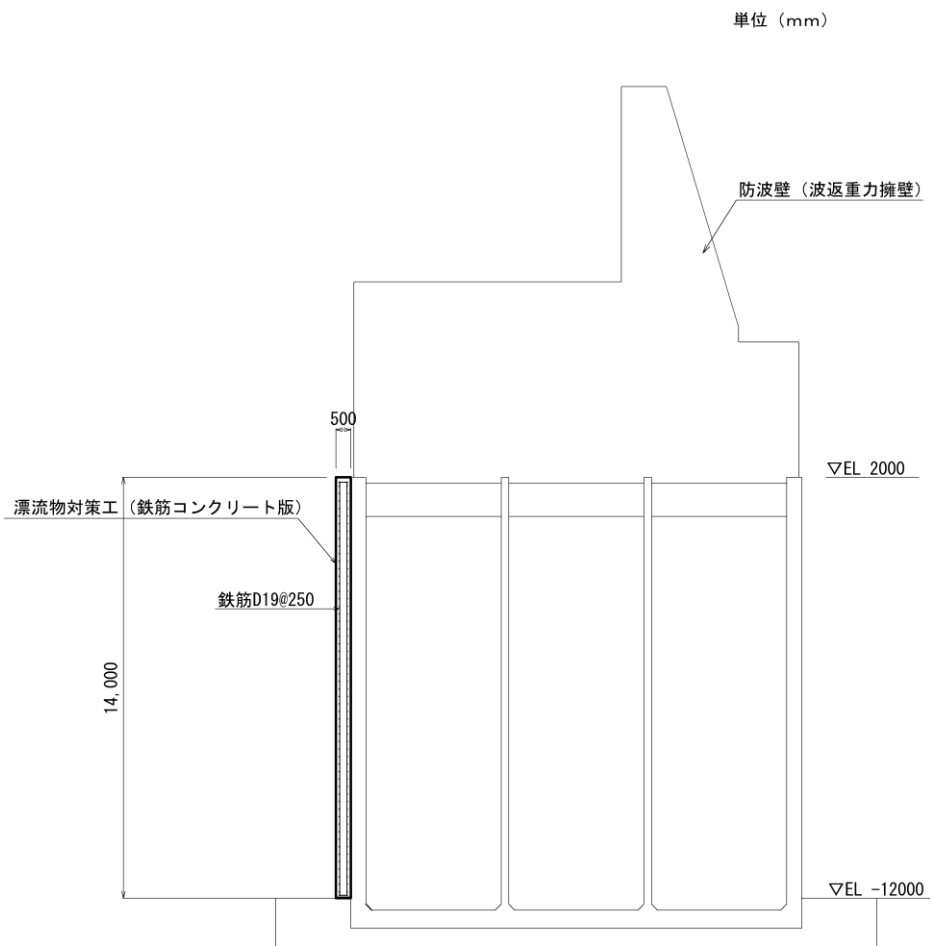


(標準断面図)

図 2.2-6(1) 防波壁 (波返重力擁壁) ケーソンにおける漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

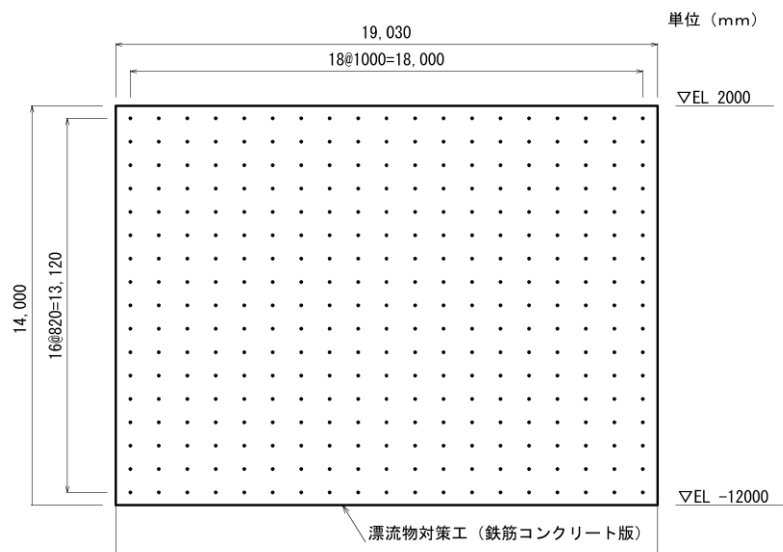


（概略配筋図（正面図））

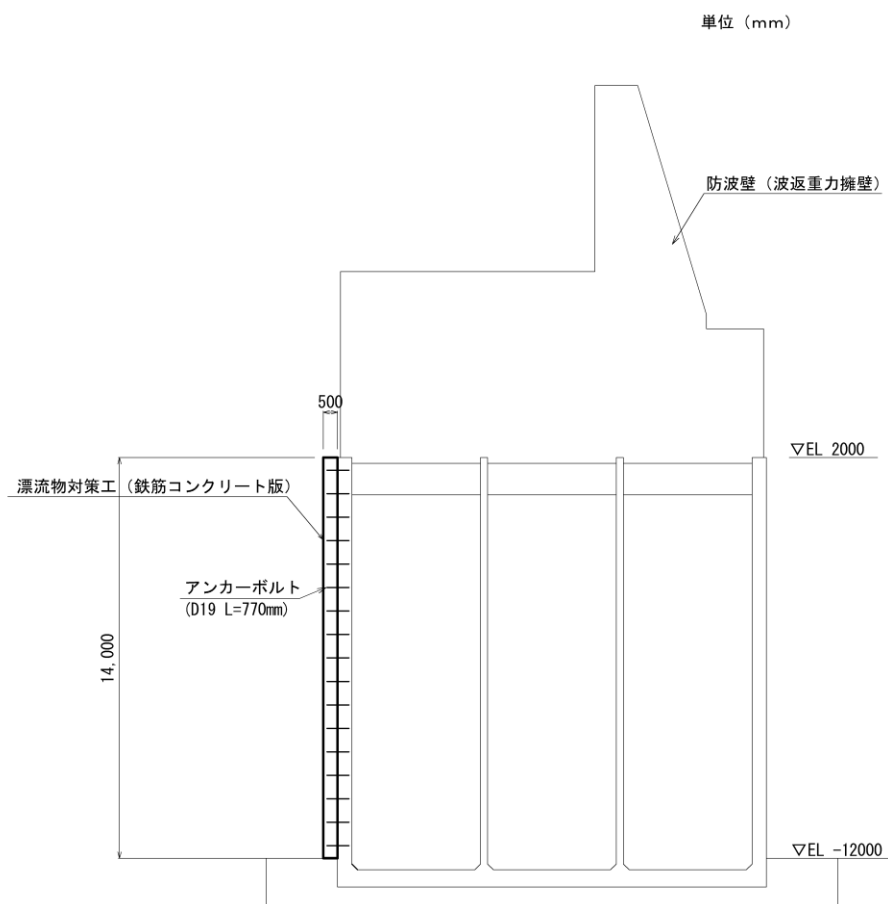


（概略配筋図（断面図））

図 2.2-6(2) 防波壁（波返重力擁壁）ケーソンにおける漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の構造概要図



(アンカーボルト配置図 (正面図))



(アンカーボルト配置図 (断面図))

図 2.2-6(3) 防波壁 (波返重力擁壁) ケーソンにおける漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の構造概要図

2.3 評価方針

漂流物対策工は、津波防護施設である防波壁の一部として設置し、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機能、又は漂流物をグラウンドアンカに衝突させない機能を有することから、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

漂流物対策工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。

漂流物対策工の耐震評価は、表 2.3-3 に示すとおり、防波壁の地震応答解析結果に基づき、地震時の慣性力により漂流物対策工が防波壁から分離しないことを確認する。

漂流物対策工の強度計算は、表 2.3-4 に示すとおり、津波時及び重畳時の荷重に対して、漂流物対策工を構成する鉄筋コンクリート版がせん断破壊又は鋼材が破断しないことを確認する。

性能目標として鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと及び鋼材が破断しないこととしているが、許容限界はおおむね弾性状態にとどめる設計とする。

漂流物対策工の耐震評価フローを図 2.3-1 に、強度計算フローを図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 漂流物対策工の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	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、防波壁への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁の局所的な損傷を防止する。
	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。
	アンカーボルト	・鉄筋コンクリート版を支持する。 ・鋼材を固定する。	・鉄筋コンクリート版を支持する。 ・鋼材を固定する。

表 2.3-2 漂流物対策工の各部位の性能目標

部位		性能目標	
		耐震性	耐津波性
施設	鉄筋コンクリート版	—	漂流物衝突荷重を分散して防波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。
	鋼材	—	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。
	アンカーボルト	鉄筋コンクリート版及び鋼材が防波壁から分離しないために、アンカーボルトがおおむね弾性状態にとどまること。	鉄筋コンクリート版及び鋼材が防波壁から分離しないために、アンカーボルトがおおむね弾性状態にとどまること。

表 2.3-3 漂流物対策工の評価項目（耐震評価）

評価方針	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	鋼材	発生する応力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	アンカーボルト	発生する応力（引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

表 2.3-4 漂流物対策工の評価項目（強度計算）

評価方針	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	鉄筋コンクリート版	発生する応力（押抜きせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	鋼材	発生する応力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	アンカーボルト	発生する応力（引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

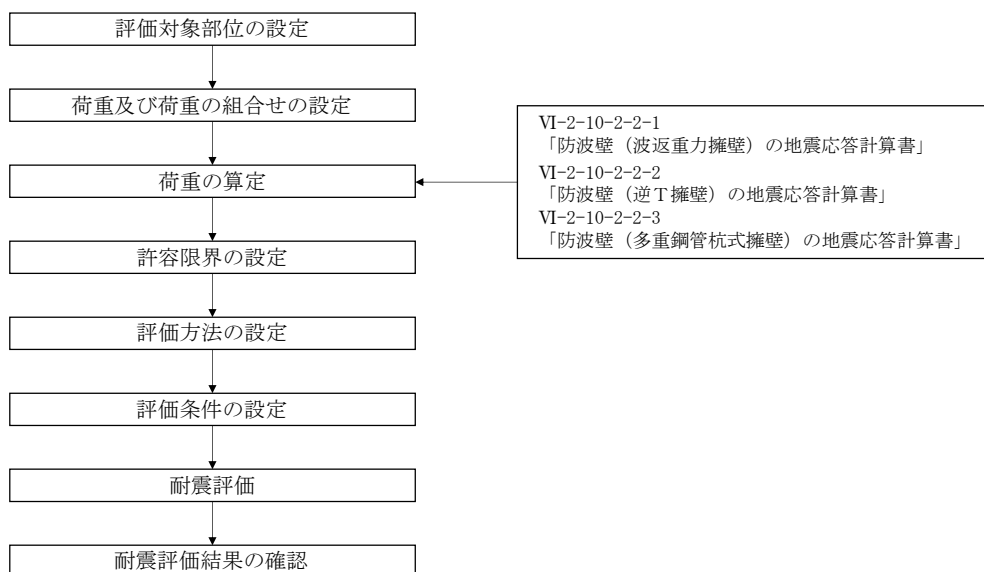


図 2.3-1 漂流物対策工の耐震評価フロー

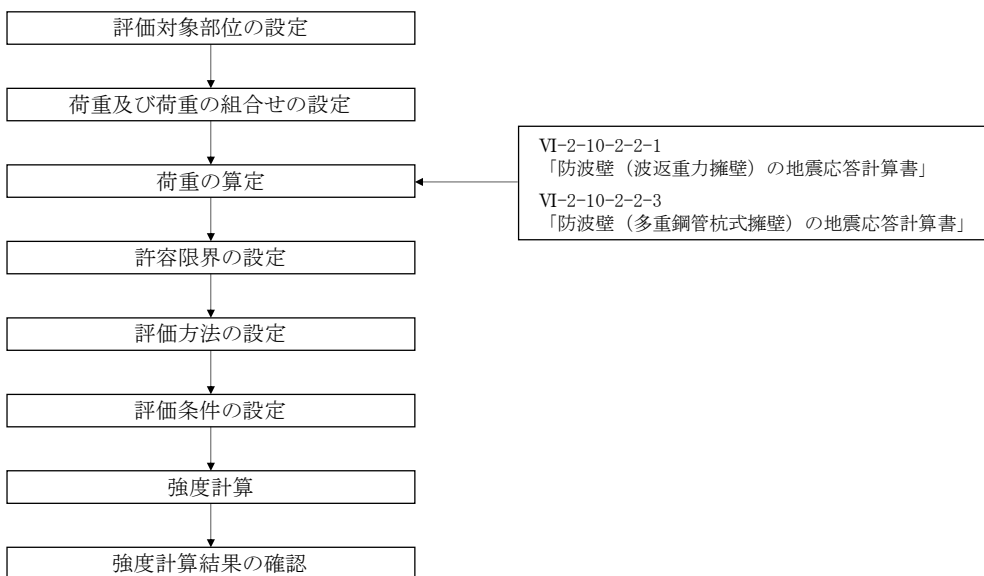


図 2.3-2 漂流物対策工の強度計算フロー

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年制定)
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成27年12月）
- ・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）
- ・松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日，松江市規則第234号）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年）
- ・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）

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
仕様材料及び材料定数		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)	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
許容限界	鉄筋コンクリート版	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)	押抜きせん断照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認
	鋼材	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，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認
	アンカーボルト	各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年）	引張力照査及びせん断力照査は，発生引張力又は発生せん断力が，許容引き抜き力又は許容せん断力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

2.5 記号の説明

漂流物対策工の耐震評価及び強度計算に用いる記号を表 2.5-1～表 2.5-6 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版，鋼材）の荷重の計算に用いる記号
（耐震計算）

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
$P_{s s}$	kN	慣性力
W_s	kN	重量
$P_{s s h}$	kN	水平慣性力
$K_{s h}$	—	基準地震動 S_s による水平方向震度
$P_{s s v}$	kN	鉛直慣性力
$K_{s v}$	—	基準地震動 S_s による鉛直方向震度
$P_{s d w}$	kN	動水圧の合力
ρ	t/m ³	海水の密度
g	m/s ²	重力加速度
H_s	m	水深
$P_{s h}$	kN	静水圧

表 2.5-2 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版，鋼材）の荷重の計算に用いる記号
（強度計算）

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_t	kN	浸水津波荷重
P_c	kN	漂流物衝突荷重
P_k	kN	風荷重
$K_{s d}$	kN	余震荷重
$P_{d h}$	kN	静水圧
ρ	t / m ³	海水の密度
g	m / s ²	重力加速度
H_d	m	水深

表 2.5-3 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
W_{s1}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工①）重量
K_{sh1}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工①）水平震度
P_{ssh1}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工①）水平慣性力
K_{sv1}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工①）鉛直震度
P_{ssv1}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工①）鉛直慣性力
W_{s4}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工④）重量
K_{sh4}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工④）水平震度
P_{ssh4}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工④）水平慣性力
K_{sv4}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工④）鉛直震度
P_{ssv4}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工④）鉛直慣性力
W_{s5}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）重量
K_{sh5}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）水平震度
P_{ssh5}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）水平慣性力
K_{sv5}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）鉛直震度
P_{ssv5}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）鉛直慣性力
W_{s6}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）重量
K_{sh6}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）水平震度
P_{ssh6}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）水平慣性力
K_{sv6}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）鉛直震度
P_{ssv6}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）鉛直慣性力
W_{s8}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）重量
K_{sh8}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）水平震度
P_{ssh8}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）水平慣性力
K_{sv8}	—	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）鉛直震度
P_{ssv8}	kN	慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）鉛直慣性力
p_{sc}	kN/本	アンカーボルト 1 本に作用する引張力
P_{sc}	kN	アンカーボルトに作用する引張力
n_{sc}	本	漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数
q_{sc}	kN/本	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力
Q_{sc}	kN	アンカーボルトに作用するせん断力

表 2.5-4 漂流物対策工（鋼材）の耐震計算に用いる記号

記号	単位	定義
$\sigma_{s k b}$	N/mm ²	鋼材に作用する曲げ応力度
$M_{s k}$	kN・m	3次元構造解析における発生曲げモーメント
$Z_{s k}$	mm ³	鋼材の断面係数
$\tau_{s k}$	N/mm ²	鋼材に作用するせん断応力度
$Q_{s k}$	kN	3次元構造解析における発生せん断力
$A_{s k}$	mm ²	鋼材の断面積
$\sigma_{s k b 1}$	N/mm ²	鋼板に作用する最大曲げ応力度
$M_{s k 1}$	kN・m	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント
$Z_{s k 1}$	mm ³	鋼板の断面係数
$\sigma_{s k b 2}$	N/mm ²	補強鋼材に作用する最大発生曲げ応力度
$M_{s k 2}$	kN・m	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント
$Z_{s k 2}$	mm ³	補強鋼材の断面係数
$\tau_{s k b 1}$	N/mm ²	鋼板に作用するせん断応力度
$Q_{s k 1}$	kN	鋼板に作用する最大せん断力
$A_{s k 1}$	mm ²	鋼板の断面積
$\tau_{s k 2}$	N/mm ²	補強鋼材に作用するせん断応力度
$Q_{s k 2}$	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力
$A_{s k 2}$	mm ²	補強鋼材の断面積
$T_{s k 1}$	kN	アンカーボルトに作用する最大引張力
$S_{s k 1}$	kN	アンカーボルトに作用する最大せん断力

表 2.5-5 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
τ_p	kN/mm ²	鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力
$P_{d c}$	kN	鉄筋コンクリート版に作用する荷重
U_p	m	設計断面の周長（載荷面から d / 2 離れた位置）
d	m	鉄筋コンクリート版の有効高さ

表 2.5-6 漂流物対策工（鋼材）の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
σ_{dkb}	N/mm^2	鋼材に作用する曲げ応力度
M_{dk}	$kN \cdot m$	3次元構造解析における発生曲げモーメント
Z_{dk}	mm^3	鋼材の断面係数
τ_{dk}	N/mm^2	鋼材に作用するせん断応力度
Q_{dk}	kN	3次元構造解析における発生せん断力
A_{dk}	mm^2	鋼材の断面積
σ_{dkb1}	N/mm^2	鋼板に作用する最大曲げ応力度
M_{dk1}	$kN \cdot m$	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント
Z_{dk1}	mm^3	鋼板の断面係数
σ_{dkb2}	N/mm^2	補強鋼材に作用する最大発生曲げ応力度
M_{dk2}	$kN \cdot m$	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント
Z_{dk2}	mm^3	補強鋼材の断面係数
τ_{dkb1}	N/mm^2	鋼板に作用するせん断応力度
Q_{dk1}	kN	鋼板に作用する最大せん断力
A_{dk1}	mm^2	鋼板の断面積
τ_{dkb2}	N/mm^2	補強鋼材に作用するせん断応力度
Q_{dk2}	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力
A_{dk2}	mm^2	補強鋼材の断面積
S_{dk2}	kN	アンカーボルトに作用する最大せん断力
T_{dk2}	kN	アンカーボルトに作用する最大引張力

3. 評価対象部位

漂流物対策工は、「2.2 構造概要」に設定している構造を踏まえて、地震時荷重、津波時荷重又は重畳時荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の評価対象部位は、鉄筋コンクリート版及びアンカーボルトとする。また、漂流物対策工（鋼材）の評価対象部位は、鋼材及びアンカーボルトとする。

評価対象部位を図 3-1 及び図 3-2 に示す。

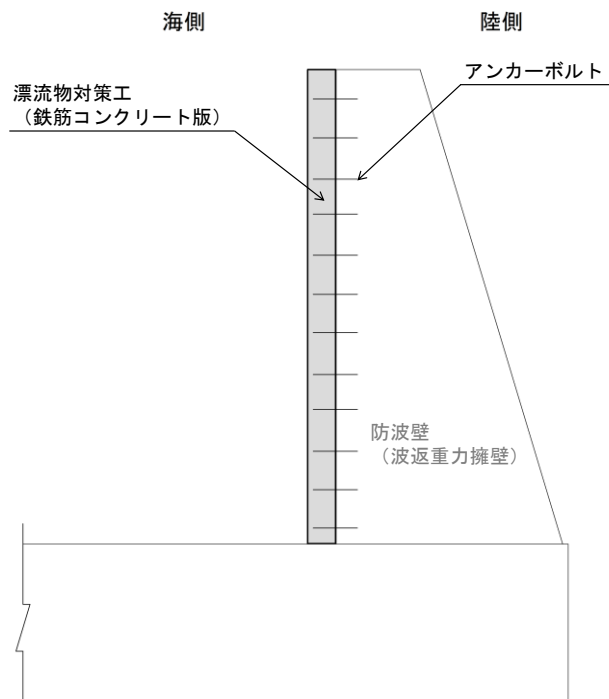


図 3-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の評価対象部位

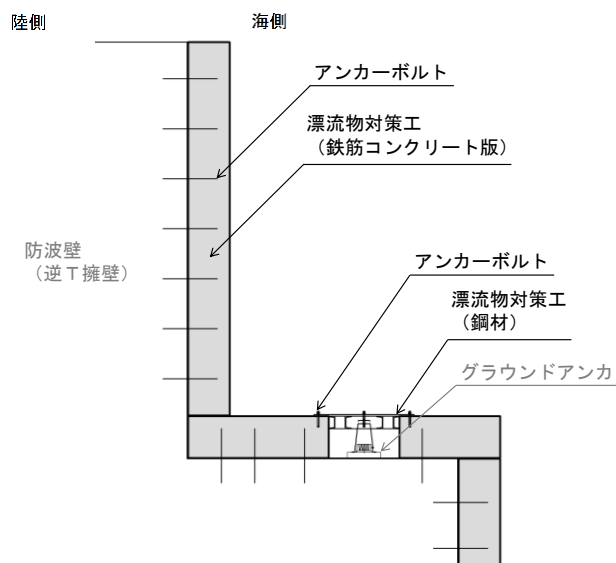


図 3-2 漂流物対策工（鋼材）の評価対象部位

4. 耐震評価

4.1 耐震評価方法

漂流物対策工の耐震評価は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工の構造的特徴を踏まえ、漂流物対策工の構造区分を表 4.1-1 に、漂流物対策工の構造区分の配置図を図 4.1-1 に、各構造区分の構造概要図を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-1 漂流物対策工の構造区分

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト	
			厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	6.6m (EL 15.0m~EL 8.4m)	D16	11本
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	12.8m (EL 15.0m~EL 2.2m)	D16	23本
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) 堅壁	50cm	4.5m (EL 15.0m~EL 10.5m)	D16	7本
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング	50cm	— (EL 10.0m)	D16	6本
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング側壁	50cm	2.0m (EL 10.0m~EL 8.0m)	D16	3本
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	6.5m (EL 15.0m~EL 8.5m)	D19	9本
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	8.5m (EL 15.0m~EL 6.5m)	D19	12本
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) ケーソン	50cm	14.0m* (EL 2.0m~EL-12.0m)	D19	17本
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁(逆T擁壁) フーチング (グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—

注記* : ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

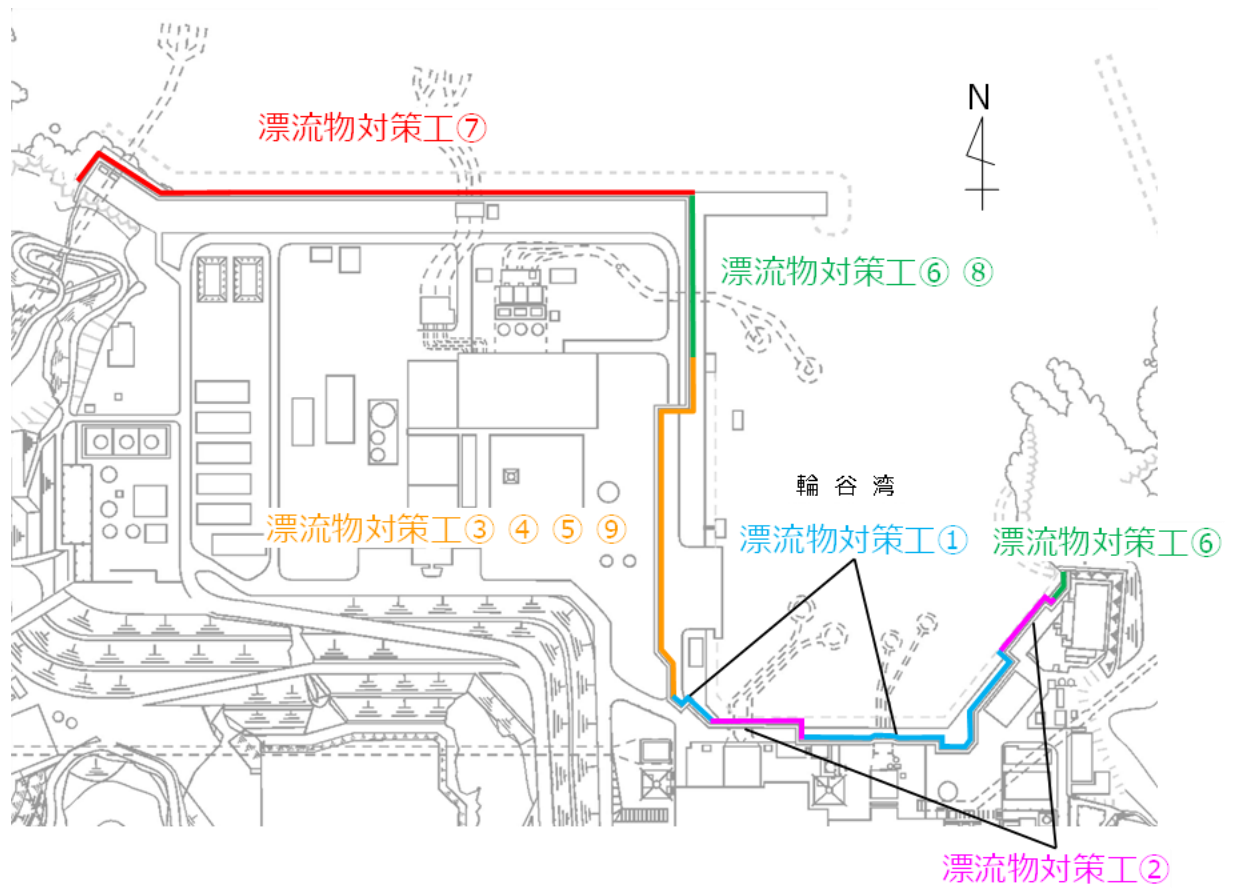


図 4.1-1 漂流物対策工の構造区分の配置図

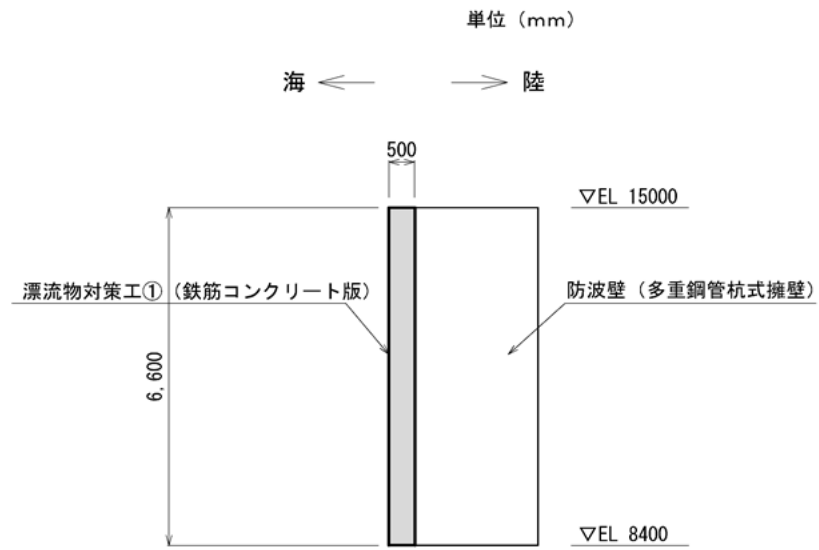


図 4.1-2(1) 漂流物対策工①の構造概要図

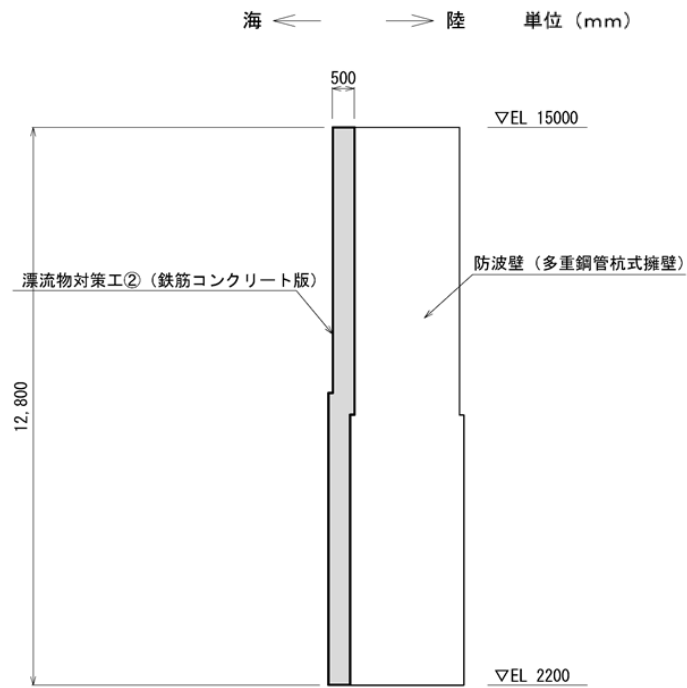


図 4.1-2(2) 漂流物対策工②の構造概要図

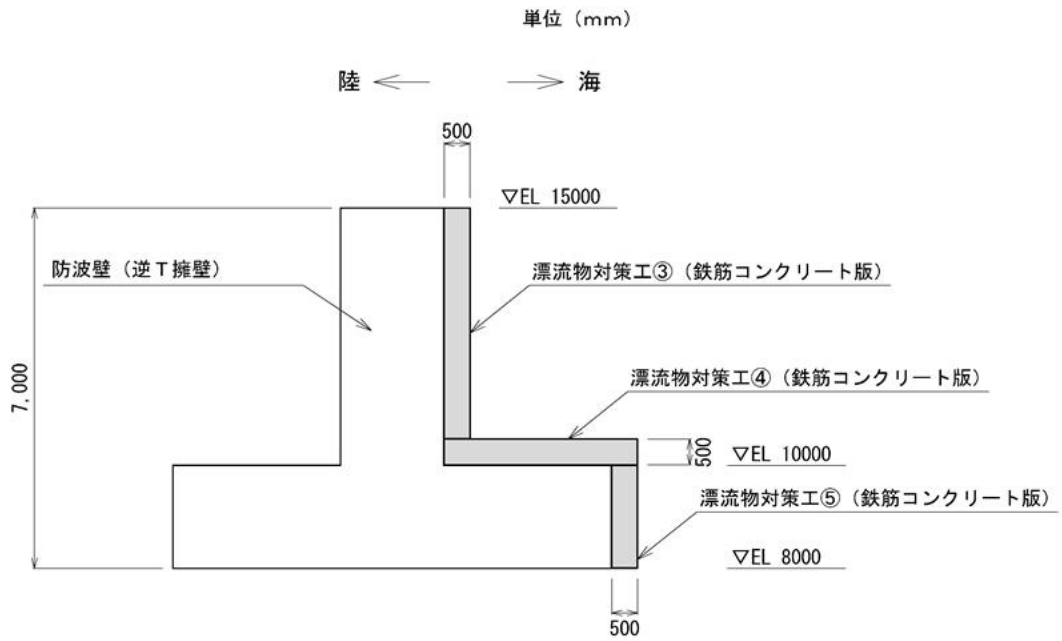


図 4.1-2(3) 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

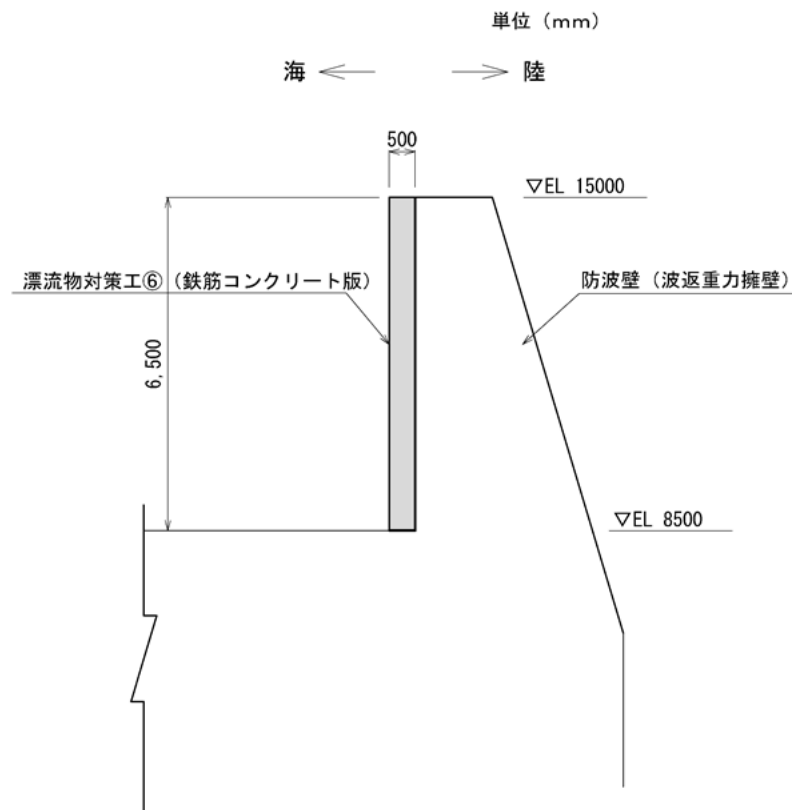


図 4.1-2(4) 漂流物対策工⑥の構造概要図

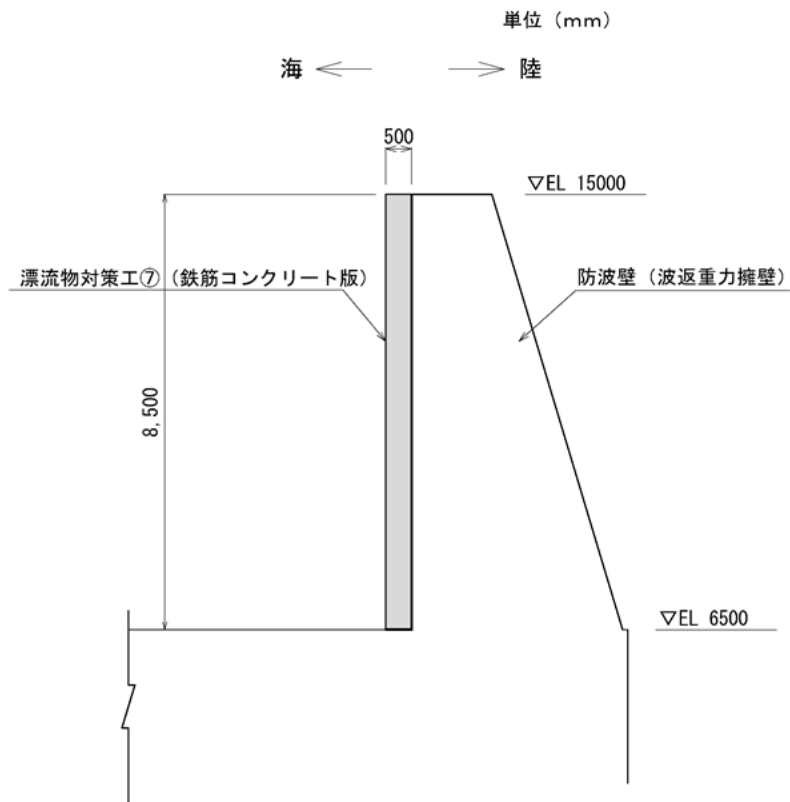


図 4.1-2(5) 漂流物対策工⑦の構造概要図

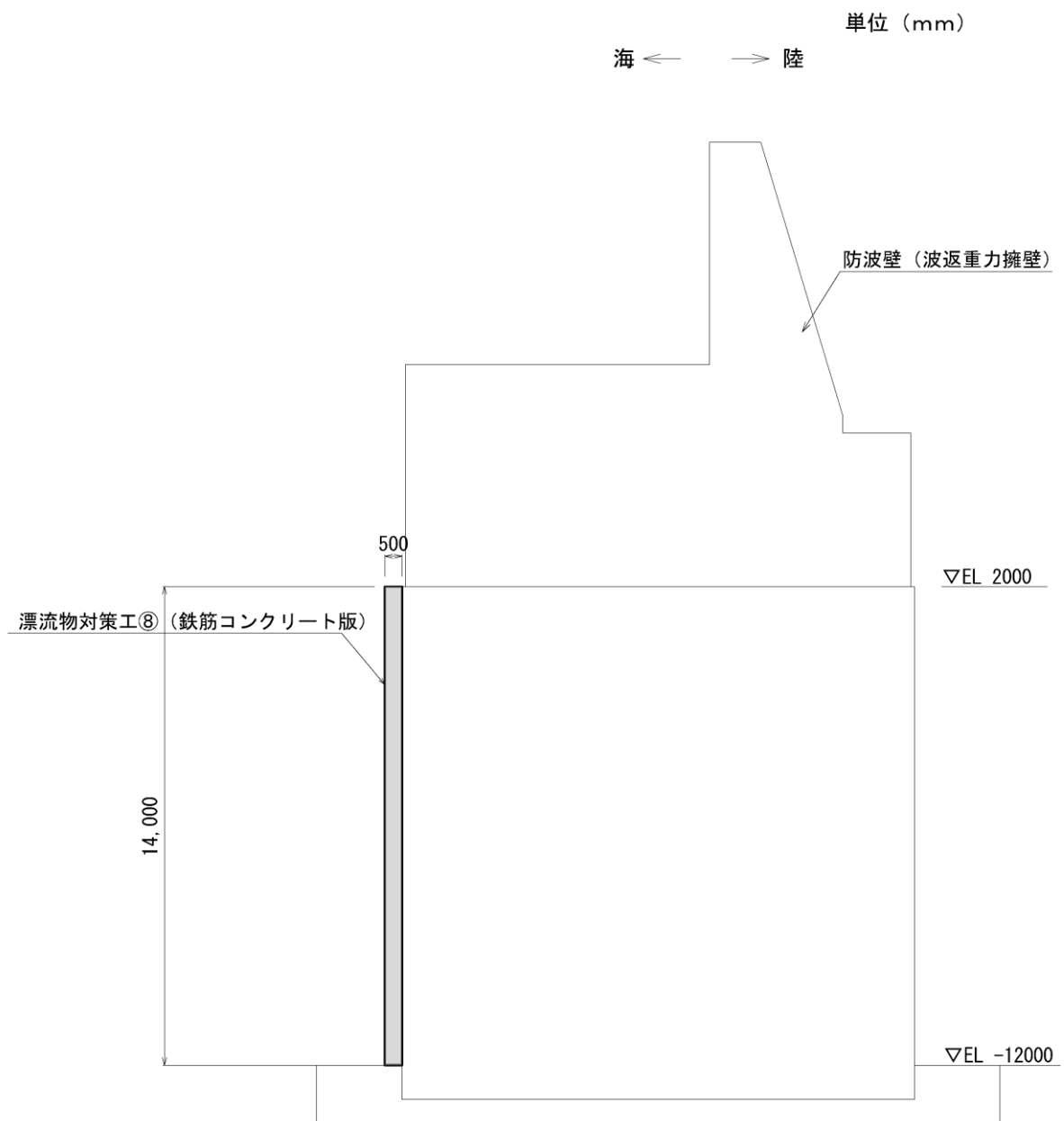


図 4.1-2(6) 漂流物対策工⑧の構造概要図

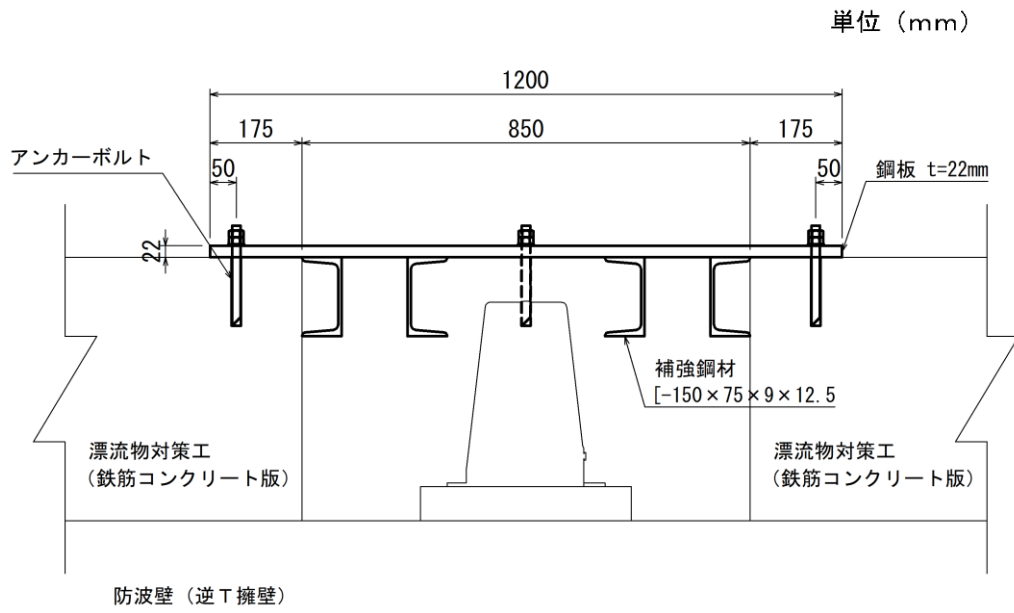


図 4.1-2(7) 漂流物対策工⑨の構造概要図

耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分を表 4.1-2 のとおり示す。漂流物対策工の構造的特徴及び設置される防波壁の地震時応答の観点から、耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定することとし、詳細については参考資料 1 に示す。

表 4.1-2 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト		評価対象
			厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)	
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	50cm	6.6m (EL 15.0m~EL 8.4m)	D16	11本	○
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	50cm	12.8m (EL 15.0m~EL 2.2m)	D16	23本	
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) 堅壁	50cm	4.5m (EL 15.0m~EL 10.5m)	D16	7本	
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング	50cm	— (EL 10.0m)	D16	6本	○
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング側壁	50cm	2.0m (EL 10.0m~EL 8.0m)	D16	3本	○
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	6.5m (EL 15.0m~EL 8.5m)	D19	9本	○
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	8.5m (EL 15.0m~EL 6.5m)	D19	12本	
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	50cm	14.0m* (EL 2.0m~EL-12.0m)	D19	17本	○
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁 (逆T擁壁) フーチング (グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—	○

注記* : ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

: 耐震評価を実施する構造区分

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組合せ

漂流物対策工の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。荷重の組合せを表 4.2.1-1 に、荷重の作用イメージ図を図 4.2.1-1 に示す。

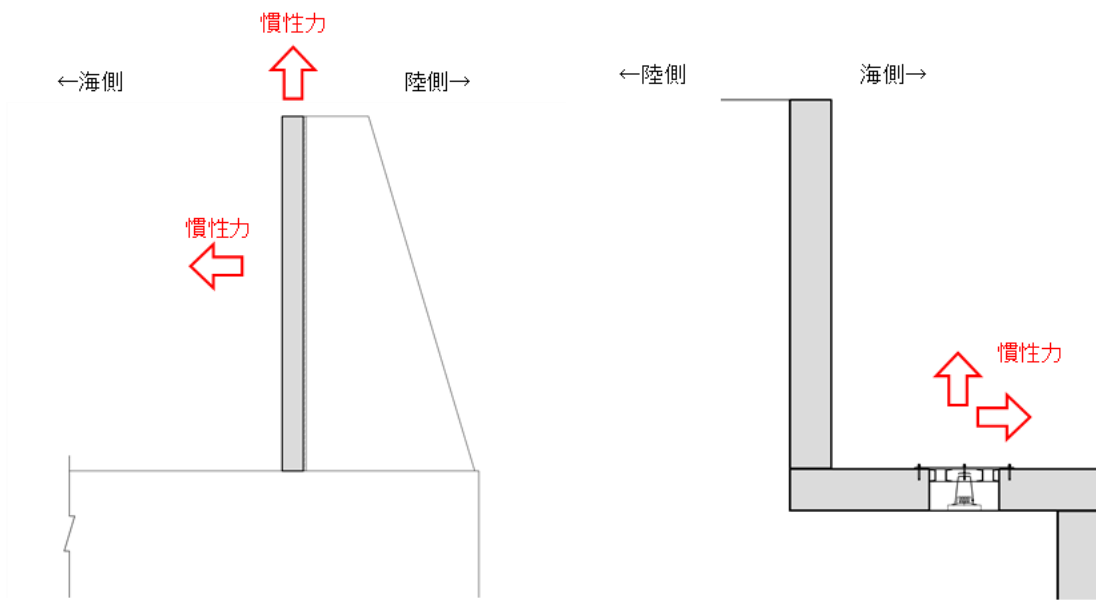
$$G + S_s$$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

表 4.2.1-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重 G	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	気中又は海中に設置されているため考慮しない。
	静水圧 P_{sh}		— (○)	気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)
	積雪荷重		—	厚さが 50cm であり、積雪荷重による影響は軽微のため考慮しない。
	風荷重		—	風荷重による影響は軽微のため考慮しない。
地震荷重 S_s	水平慣性力 P_{ssh}	○	基準地震動 S_s による躯体への水平方向の慣性力を考慮する。	
	鉛直慣性力 P_{ssv}	○	基準地震動 S_s による躯体への鉛直方向の慣性力を考慮する。	
	動水圧 P_{sdw}	— (○)	気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)	



漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

漂流物対策工（鋼材）

図 4.2.1-1 漂流物対策工の荷重作用イメージ図

4.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は以下のとおりとする。また、ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため、静水圧及び動水圧についても考慮する。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流対策工を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮するものとする。

なお、地震荷重の算定に用いる震度は、漂流物対策工は防波壁に設置することから、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」及びVI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

a. 慣性力 (P_{s s})

慣性力は、漂流物対策工の重量に震度を乗じた次式により算出する。

$$P_{s s h} = W_s \times K_{s h}$$

$$P_{s s v} = W_s \times K_{s v}$$

ここで、P_{s s h}, P_{s s v} : 水平・鉛直慣性力 (kN)

W_s : 重量 (kN)

K_{s h}, K_{s v} : 基準地震動 S_s による水平・鉛直方向震度

b. 動水圧 (P_{s d w})

動水圧は、以下の Westergaard の式により算定する。

$$p_{s d w} = \frac{7}{8} \times K_{s h} \times \rho \times g \times \sqrt{H \times h}$$

ここで、p_{s d w} : 動水圧 (kN)

K_{s h} : 基準地震動 S_s による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 水深 (m)

h : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

$$P_{s d w} = \frac{7}{12} \times K_{s h} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで、 $P_{s d w}$ ：動水圧の合力 (kN)

$K_{s h}$ ：基準地震動 S_s による水平方向の震度

ρ ：海水の密度 (=1.03t/m³)

g ：重力加速度 (=9.80665m/s²)

H_s ：水深 (m)

(3) 静水圧 ($P_{s h}$)

海水位から漂流物対策工下端までの静水圧を考慮する。

$$P_{s h} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで、 $P_{s h}$ ：静水圧 (kN)

ρ ：海水の密度 (=1.03t/m³)

g ：重力加速度 (=9.80665m/s²)

H_s ：水深 (m)

4.2.3 荷重の算定

耐震評価に用いる荷重の算定は以下のとおりとする。

(1) 慣性力 (P_{ss})

$$P_{ssh} = W_s \times K_{sh}$$

$$P_{ssv} = W_s \times K_{sv}$$

ここで、 P_{ssh} 、 P_{ssv} ：水平・鉛直慣性力 (kN)

W_s ：重量 (kN)

K_{sh} 、 K_{sv} ：基準地震動 S_s による水平・鉛直方向震度

地震荷重の算定に用いる震度は、VI-2-10-2-2-1「防波壁（波返重力擁壁）の地震応答計算書」、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」及びVI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析結果より、漂流物対策工が設置される範囲における水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度の加重平均値を用いて、重力加速度 (9.80665m/s^2) で除して設計震度を算定する。基準地震動 S_s による水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度分布図及び加速度抽出位置を図 4.2.3-1 に、耐震評価に用いる水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度の加重平均値及び設計震度を表 4.2.3-1 に示す。

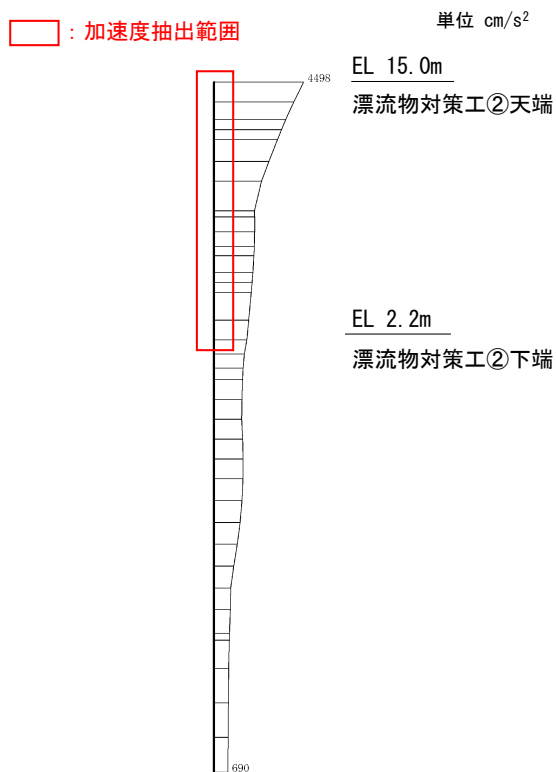


図 4.2.3-1(1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（④-④断面 S s - D（-+）（解析ケース③））

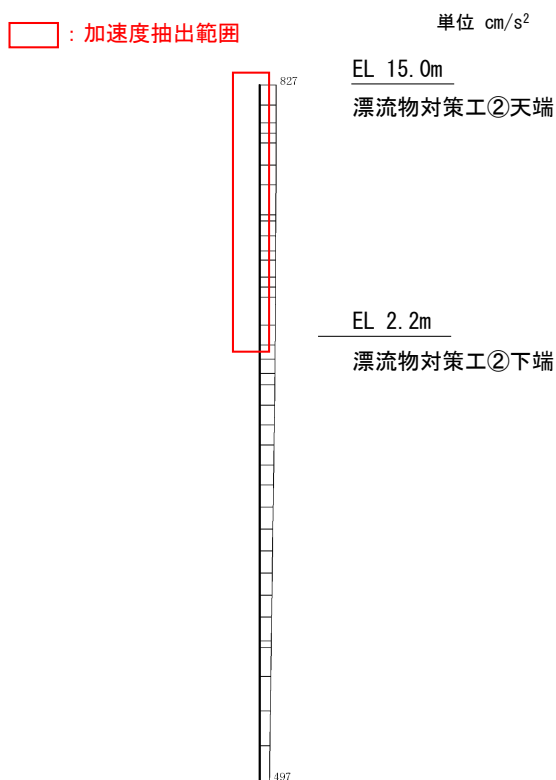


図 4.2.3-1(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（④-④断面 S s - D（一一）（解析ケース①））

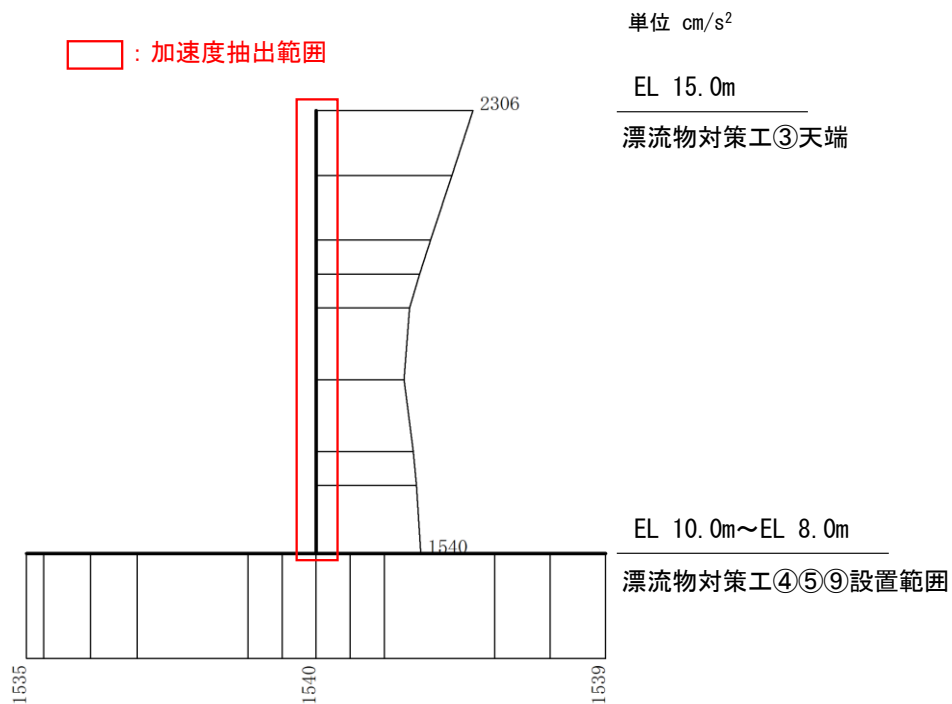


図 4.2.3-1(3) 防波壁（逆T擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース②））

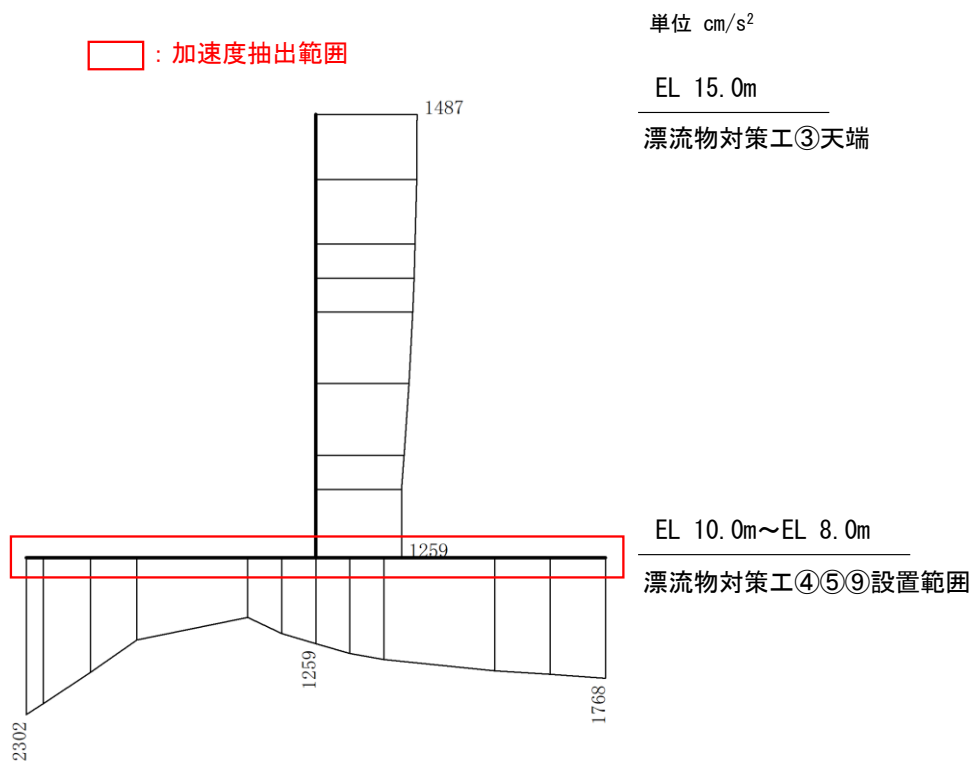


図 4.2.3-1(4) 防波壁（逆T擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（⑤-⑤断面 S s - N 1（++）（解析ケース①））

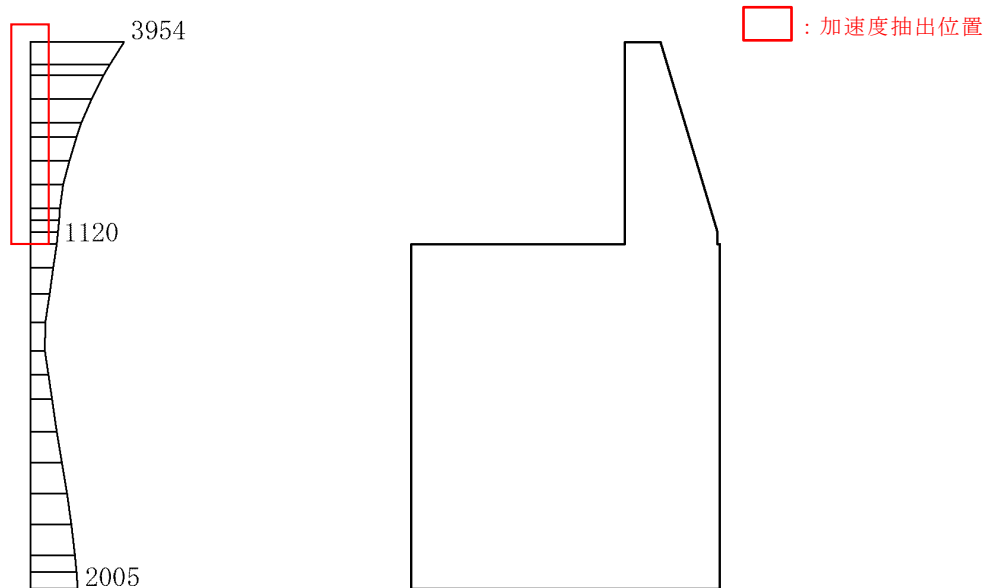


図 4.2.3-1(5) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
 (③-③断面 S s - D (- -) (解析ケース①))

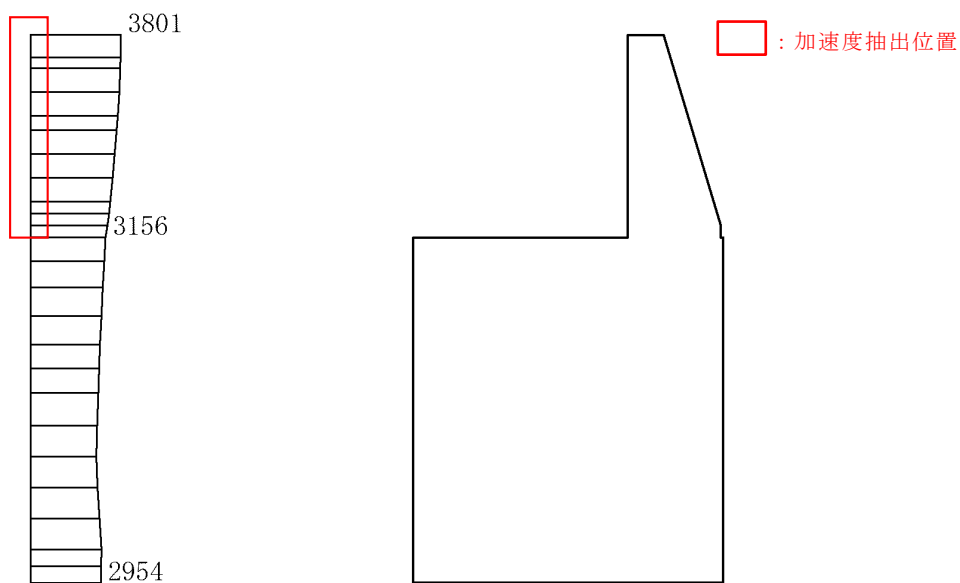


図 4.2.3-1(6) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
 (③-③断面 S s - N 1 (- +) (解析ケース①))

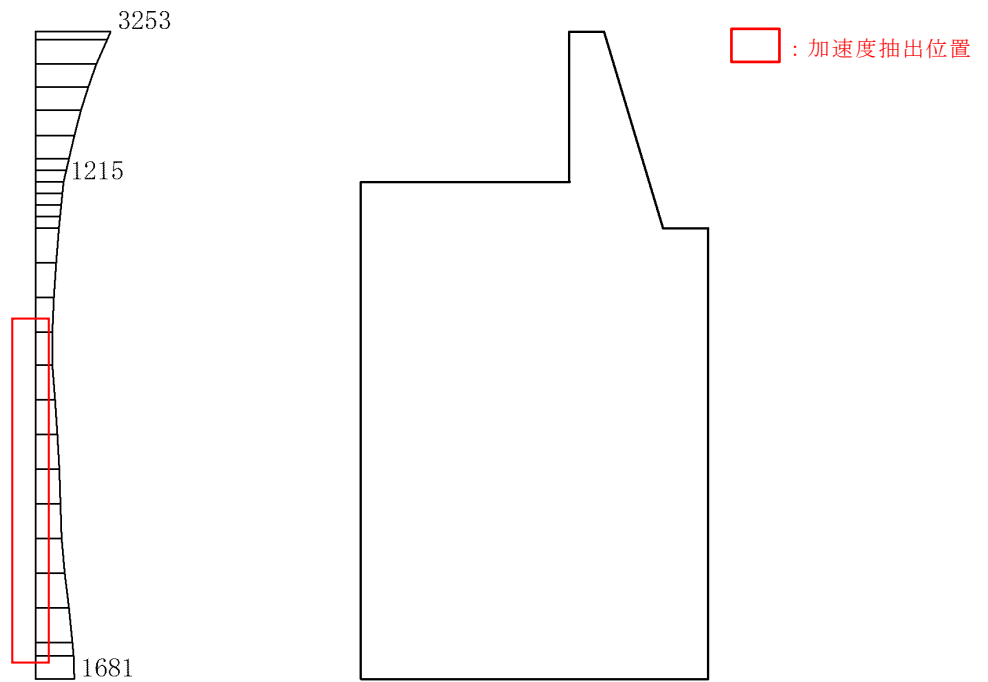


図 4.2.3-1(7) 防波壁（波返重力擁壁）の最大水平加速度分布図及び加速度抽出位置
（漂流物対策工⑧）

（④-④断面 S s - D（-+）（解析ケース②））

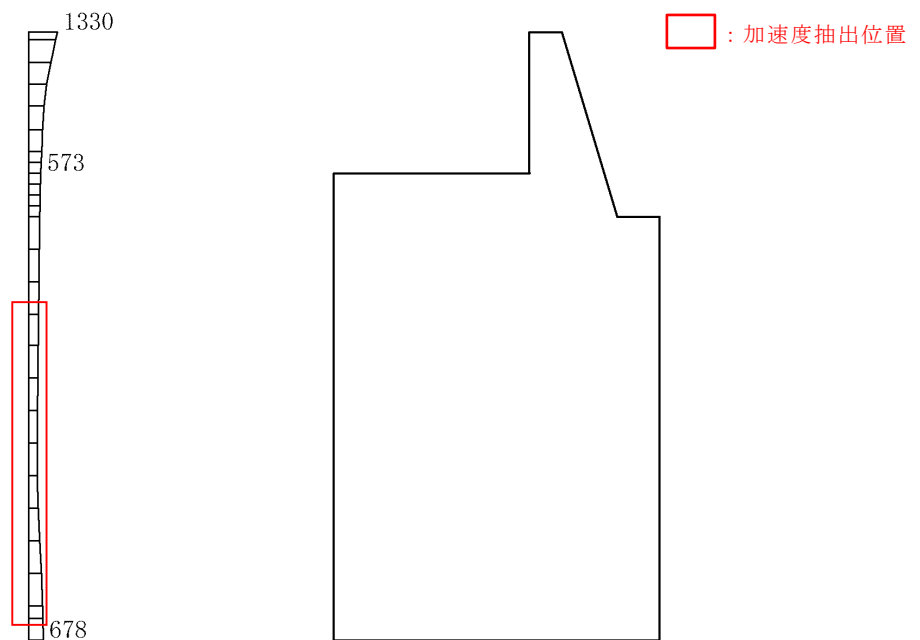


図 4.2.3-1(8) 防波壁（波返重力擁壁）の最大鉛直加速度分布図及び加速度抽出位置
（漂流物対策工⑧）

（④-④断面 S s - N 1（++）（解析ケース②））

表 4.2.3-1 漂流物対策工の設計に用いる加速度及び設計震度

名称	種別	設置個所	加速度の加重平均値		水平震度	鉛直震度
			(水平) (cm/s^2)	(鉛直) (cm/s^2)		
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	2,507	805	2.56	0.83
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁）フーチング	1,595	1,456	1.63	1.49
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁）フーチング側壁	1,595	1,456	1.63	1.49
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁）重力擁壁	2,093	3,568	2.14	3.64
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁）ケーソン	1,176	2,297	1.20	2.35

表 4.2.3-2 に漂流物対策工（幅 1 m あたり）に作用する慣性力による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2.3-2(1) 慣性力による荷重（漂流物対策工①）

項目		単位	入力値
重量	W_{s1}	kN	79.2
水平震度	K_{sh1}	—	2.56
水平慣性力	P_{ssh1}	kN	202.8
鉛直震度	K_{sv1}	—	0.83
鉛直慣性力	P_{ssv1}	kN	65.7

表 4.2.3-2(2) 慣性力による荷重（漂流物対策工④）

項目		単位	入力値
重量	W_{s4}	kN	45
水平震度	K_{sh4}	—	1.63
水平慣性力	P_{ssh4}	kN	73.4
鉛直震度	K_{sv4}	—	1.49
鉛直慣性力	P_{ssv4}	kN	67.1

表 4.2.3-2(3) 慣性力による荷重（漂流物対策工⑤）

項 目		単位	地震時
重量	W_{s5}	kN	24
水平震度	K_{sh5}	—	1.63
水平慣性力	P_{ssh5}	kN	39.1
鉛直震度	K_{sv5}	—	1.49
鉛直慣性力	P_{ssv5}	kN	35.8

表 4.2.3-2(4) 慣性力による荷重（漂流物対策工⑥）

項 目		単位	地震時
重量	W_{s6}	kN	78
水平震度	K_{sh6}	—	2.14
水平慣性力	P_{ssh6}	kN	166.9
鉛直震度	K_{sv6}	—	3.64
鉛直慣性力	P_{ssv6}	kN	283.9

表 4.2.3-2(5) 慣性力による荷重（漂流物対策工⑧）

項 目		単位	地震時
重量	W_{s8}	kN	168
水平震度	K_{sh8}	—	1.20
水平慣性力	P_{ssh8}	kN	201.6
鉛直震度	K_{sv8}	—	2.35
鉛直慣性力	P_{ssv8}	kN	394.8

(2) 動水圧 (P_{d w})

$$p_{s d w} = \frac{7}{8} \times K_{s h} \times \rho \times g \times \sqrt{H \times h}$$

ここで、p_{s d w} : 動水圧 (kN)

K_{s h} : 基準地震動 S_s による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 水深 (m)

h : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

$$P_{s d w} = \frac{7}{12} \times K_{s h} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで、P_{s d w} : 動水圧の合力 (kN)

K_{s h} : 基準地震動 S_s による水平方向震度

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H_s : 水深 (m)

表 4.2.3-3 に動水圧による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2.3-3 動水圧による荷重 (漂流物対策工⑧)

項目		単位	地震時
水平設計震度	K _{s h}	—	1.20
海水位	—	m	EL 0.58
漂流物対策工下端	—	m	EL-12.00
水深	H _s	m	12.58
動水圧の合力	P _{s d w}	kN	1,119

(3) 静水圧 (P_{s h})

$$P_{s h} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_s^2$$

ここで, P_{s h} : 静水圧 (kN)

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H_s : 水深 (m)

表 4.2.3-4 に静水圧による荷重の算定における計算条件を示す。

表 4.2.3-4 静水圧による荷重 (漂流物対策工⑧)

項 目		単 位	常 時
海水位	—	m	EL 0.58
漂流物対策工下端	—	m	EL-12.00
水深	H _s	m	12.58
静水圧	P _{s h}	kN	799

4.3 許容限界

漂流物対策工の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

4.3.1 使用材料

(1) 漂流物対策工

漂流物対策工を構成する各部材の使用材料を表 4.3.1-1 に、材料の物性値を表 4.3.1-2 に示す。

表 4.3.1-1 使用材料

諸元	
鉄筋コンクリート	設計基準強度 24N/mm ²
鋼材	SS400
アンカーボルト	SD345, SS400

表 4.3.1-2 材料の物性値*

材料	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.0

注記* : 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)

4.3.2 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。

(1) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年）」に基づき，表4.3.2-1の値とする。

表 4.3.2-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		材質	引張耐力* (kN/本)	せん断耐力* (kN/本)	
アンカーボルト	漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	SD345 (D16)	42.3	47.9
		防波壁 (逆T擁壁)	SD345 (D16)	42.3	47.9
		防波壁 (波返重力擁壁)	SD345 (D19)	60.2	69.1
		防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	SD345 (D19)	60.2	69.1
	漂流物対策工(鋼材)		SS400 (M16)	29.3	24.8

注記*：「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年）」に基づき設定する。
詳細は，参考資料2に示す。

(2) 鋼材

鋼材の許容限界は「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，平成14年3月）」に基づき，表4.3.2-2の値とする。

表 4.3.2-2 鋼材の許容限界

評価対象部位	材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
		曲げ	せん断
鋼材(鋼板, 補強鋼材)	SS400	210	120

4.4 評価方法

地震時の慣性力により漂流物対策工が防波壁から分離しないことを確認するが、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は防波壁と鉄筋コンクリート版の間に目地材があるため、防波壁と干渉しないことから、鉄筋コンクリート版の耐震評価は実施せず、アンカーボルトのみ耐震評価を実施する。漂流物対策工（鋼材）は鉄筋コンクリート版に直接設置していることから、鋼材及びアンカーボルトの耐震評価を実施する。

漂流物対策工を構成する各部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。

4.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

アンカーボルトの引張力及びせん断力に対する耐震評価を実施する。アンカーボルトのモデル図を図 4.4.1-1 に示す。

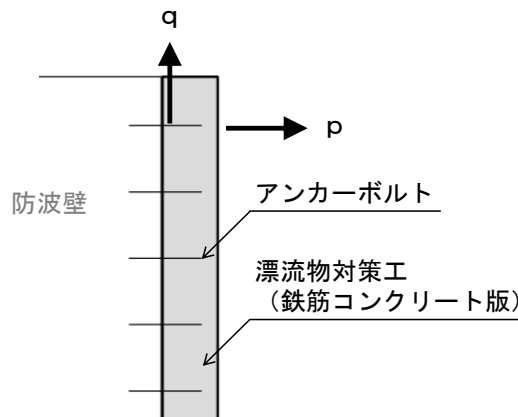


図 4.4.1-1 アンカーボルトのモデル図

(1) アンカーボルトに作用する引張力

$$p_{sc} = P_{sc} / n_{sc}$$

ここで、 p_{sc} ：アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (kN/本)

P_{sc} ：アンカーボルトに作用する引張力 (kN)

n_{sc} ：漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

(2) アンカーボルトに作用するせん断力

$$q_{sc} = Q_{sc} / n_{sc}$$

ここで、 q_{sc} ：アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (kN/本)

Q_{sc} ：アンカーボルトに作用するせん断力 (kN)

n_{sc} ：漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

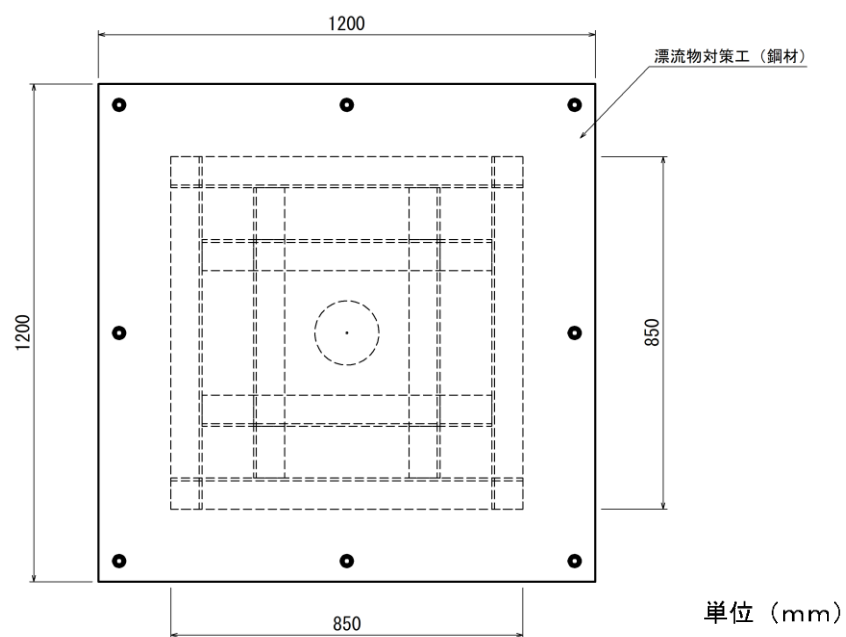
4.4.2 漂流物対策工（鋼材）

(1) 解析方法

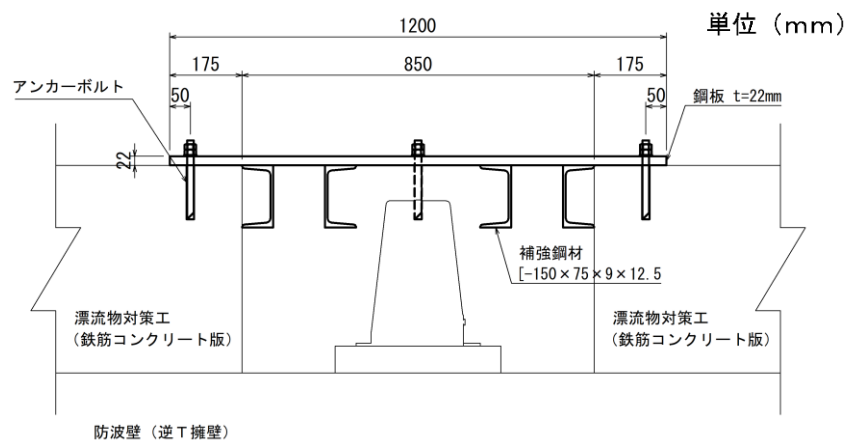
漂流物対策工（鋼材）は、図 4.4.2-1 に示すとおり、鋼板に補強鋼材を格子状に配置した複雑な構造であることから、3次元構造解析により耐震評価を行う。

3次元構造解析には、解析コード「NASTRAN」を用いる。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。

3次元構造解析は、防波壁（逆T擁壁）のフーチングにおける慣性力を、3次元構造解析モデルに入力することで、漂流物対策工（鋼材）の耐震評価を実施する。



(平面図)



(断面図)

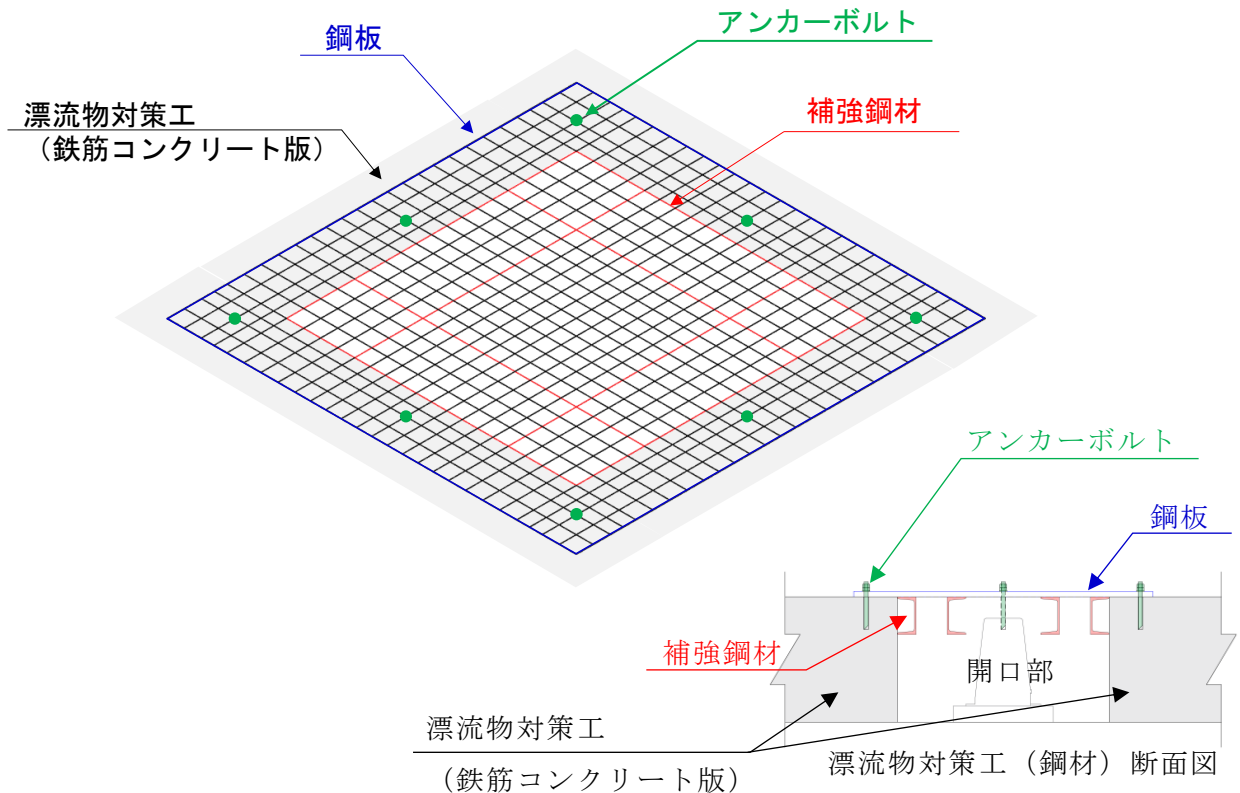
図 4.4.2-1 漂流物対策工（鋼材）の構造図

(2) 解析モデル

漂流物対策工（鋼材）のうち、鋼板は線形シェル要素でモデル化し、補強鋼材は線形はり要素でモデル化する。鋼板の接触面となる漂流物対策工の鉄筋コンクリート版は、バネ支点としてモデル化する。また、鋼板及び補強鋼材に発生する断面力を安全側に評価する観点から、アンカーボルトを配置している箇所は全固定とする。

漂流物対策工（鋼板）と漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）との境界については、下向きに荷重が生じる際は、コンクリートに支持されるため鉛直変位固定とするが、上向きに荷重が生じる際は抵抗しないバネ支点を用いる。

漂流物対策工（鋼材）の3次元構造解析モデルを図4.4.2-2に示す。



注：バネ支点は開口部を除く全節点に与える。

図 4.4.2-2 漂流物対策工（鋼材）の3次元構造解析モデル

(3) 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。

漂流物対策工（鋼材）の使用材料を表 4.4.2-1 に、材料の物性値を表 4.4.2-2 に示す。

表 4.4.2-1 使用材料

材料		諸元
漂流物対策工	鋼板	板厚 22mm
	補強鋼材	[-150×75×9×12.5

表 4.4.2-2 材料の物性値*1

材料	単位体積 重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	断面積 (mm ²) *2	断面係数 (mm ³) *2	断面 2 次 モーメント (mm ⁴) *3
鋼板	77	2.00×10 ⁵	220×10 ²	80.67×10 ³	—
補強鋼材	77	2.00×10 ⁵	30.59×10 ²	140×10 ³	1,050×10 ⁴ 147×10 ⁴

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年）

*2：鋼板の断面積，断面係数は応力計算に使用する単位幅当りの値を示す。

*3：断面 2 次モーメントの上段は強軸の値，下段は弱軸の値を示す。

(4) 入力荷重の設定

3次元構造解析における入力荷重の载荷イメージ図を図4.4.2-3に示す。

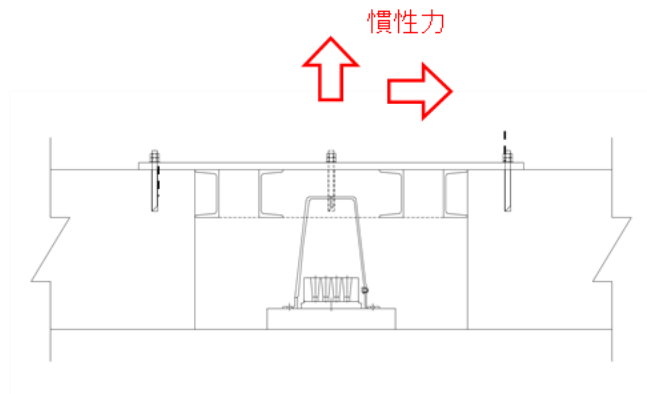


図4.4.2-3 鋼材の荷重イメージ図

躯体の慣性力は、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」の地震応答解析モデルにおける漂流物対策工の設置位置における応答加速度から算定する。図4.2.3-1に示す加速度に裕度を考慮した設計震度を表4.4.2-3に示す。

算定した慣性力は、漂流物対策工（鋼材）の3次元構造解析モデルの各節点到水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

表4.4.2-3 最大加速度及び余震震度

名称	種別	設置箇所	加速度の加重平均値		水平震度	鉛直震度
			(水平) (cm/s^2)	(鉛直) (cm/s^2)		
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁（逆T擁壁）フーチング （グラウンドアンカ設置箇所）	1,595	1,456	3.00	3.00

(5) 評価方法

鋼板及び補強鋼材について，3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が，「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

アンカーボルトについて，3次元構造解析より得られた引張力及びせん断力が，「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各部材に生じる発生応力等のイメージ図を図 4.4.2-4 に示す。

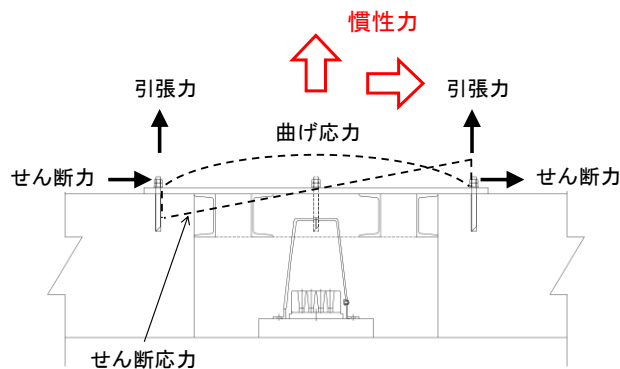


図 4.4.2-4 各部材に生じる発生応力等のイメージ図

(6) 鋼材に作用する曲げ応力度

$$\sigma_{s k b} = M_{s k} \times 10^6 / Z_{s k}$$

ここで， $\sigma_{s k b}$ ：鋼材に作用する曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{s k}$ ：3次元構造解析における発生曲げモーメント (kN・m)

$Z_{s k}$ ：鋼材の断面係数 (mm³)

(7) 鋼材に作用するせん断応力度

$$\tau_{s k} = Q_{s k} \times 10^3 / A_{s k}$$

ここで， $\tau_{s k}$ ：鋼材に作用するせん断応力度 (N/mm²)

$Q_{s k}$ ：3次元構造解析における発生せん断力 (kN)

$A_{s k}$ ：鋼材の断面積 (mm²)

(8) アンカーボルトに作用する引張力及びせん断力

3次元構造解析におけるアンカーボルト位置に作用する引張力($T_{s k}$)及びせん断力($S_{s k}$)を抽出する。

4.5 評価条件

漂流物対策工の耐震評価に用いる入力値を表 4.5-1 に示す。

表 4.5-1(1) 漂流物対策工①のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P_{sc1}	kN	漂流物対策工①に作用する引張力 ($= P_{ssh1}$)	203
n_{sc1}	本	アンカーボルトの本数	11

表 4.5-1(2) 漂流物対策工①のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{sc1}	kN	漂流物対策工①に作用するせん断力 ($= P_{ssv1}$)	66
n_{sc1}	本	アンカーボルトの本数	11

表 4.5-1(3) 漂流物対策工④のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P_{sc4}	kN	漂流物対策工④に作用する引張力 ($= P_{ssv4}$)	67
n_{sc4}	本	アンカーボルトの本数	6

表 4.5-1(4) 漂流物対策工④のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{sc4}	kN	漂流物対策工④に作用するせん断力 ($= P_{ssh4}$)	73
n_{sc4}	本	アンカーボルトの本数	6

表 4.5-1(5) 漂流物対策工⑤のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P_{sc5}	kN	漂流物対策工⑤に作用する引張力 ($= P_{ssh5}$)	39
n_{sc5}	本	アンカーボルトの本数	3

表 4.5-1(6) 漂流物対策工⑤のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{sc5}	kN	漂流物対策工⑤に作用するせん断力 ($= P_{ssv5}$)	36
n_{sc5}	本	アンカーボルトの本数	3

表 4.5-1(7) 漂流物対策工⑥のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P_{sc6}	kN	漂流物対策工⑥に作用する引張力 ($= P_{ssh6}$)	167
n_{sc6}	本	アンカーボルトの本数	9

表 4.5-1(8) 漂流物対策工⑥のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{sc6}	kN	漂流物対策工⑥に作用するせん断力 ($= P_{ssv6}$)	284
n_{sc6}	本	アンカーボルトの本数	9

表 4.5-1(9) 漂流物対策工⑧のアンカーボルトに作用する引張力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P_{sc8}	kN	漂流物対策工⑧に作用する引張力 ($= P_{ssh8} + P_{sdw} - P_{sh}$)	522
P_{ssh8}	kN	水平慣性力	202
P_{sdw}	kN	動水圧	1,119
P_{sh}	kN	静水圧	799
n_{sc8}	本	アンカーボルトの本数	17

表 4.5-1(10) 漂流物対策工⑧のアンカーボルトに作用するせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{sc8}	kN	漂流物対策工⑧に作用するせん断力 ($= P_{ssv8}$)	395
n_{sc8}	本	アンカーボルトの本数	17

表 4.5-1(11) 漂流物対策工⑨の鋼材（鋼板）に作用する
最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
M_{sk1}	kN・m	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント	0.359*
Z_{sk1}	mm ³	鋼板の断面係数	80.67×10^3

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 4.5-1(12) 漂流物対策工⑨の鋼材（補強鋼材）に作用する
最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
M_{sk2}	kN・m	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント	0.198*
Z_{sk2}	mm ³	補強鋼材の断面係数	140×10^3

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 4.5-1(13) 漂流物対策工⑨の鋼材（鋼板）に作用する
最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{sk1}	kN	鋼板に作用する最大せん断力	7.068*
A_{sk1}	mm ²	鋼板の断面積	220×10^2

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 4.5-1(14) 漂流物対策工⑨の鋼材（補強鋼材）に作用する
最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{sk2}	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力	0.937*
A_{sk2}	mm ²	補強鋼材の断面積	30.59×10^2

注記*：3次元構造解析より設定する。

4.6 応力計算

4.6.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

(1) アンカーボルトに作用する引張力

$$p_{sc} = P_{sc} / n_{sc}$$

ここで、 p_{sc} ：アンカーボルト1本に作用する引張力（kN/本）

P_{sc} ：アンカーボルトに作用する引張力（kN）

n_{sc} ：漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数（本）

「4.5 評価条件」より、アンカーボルトに作用する引張力を表 4.6.1-1 に示す。

表 4.6.1-1 アンカーボルトに作用する引張力

$p_{sc(n)}$	$P_{sc(n)}$ (kN)	$n_{sc(n)}$ (本)	$P_{sc(n)} / n_{sc(n)}$ (kN/本)
p_{sc1}	203	11	18.5
p_{sc4}	67	6	11.2
p_{sc5}	39	3	13.1
p_{sc6}	167	9	18.6
p_{sc8}	522	17	30.7

(2) アンカーボルトに作用するせん断力

$$q_{sc} = Q_{sc} / n_{sc}$$

ここで、 q_{sc} ：アンカーボルト1本に作用するせん断力 (kN/本)

Q_{sc} ：アンカーボルトに作用するせん断力 (kN)

n_{sc} ：漂流物対策工を支持するアンカーボルトの本数 (本)

「4.5 評価条件」より、アンカーボルトに作用するせん断力を表 4.6.1-2 に示す。

表 4.6.1-2 アンカーボルトに作用するせん断力

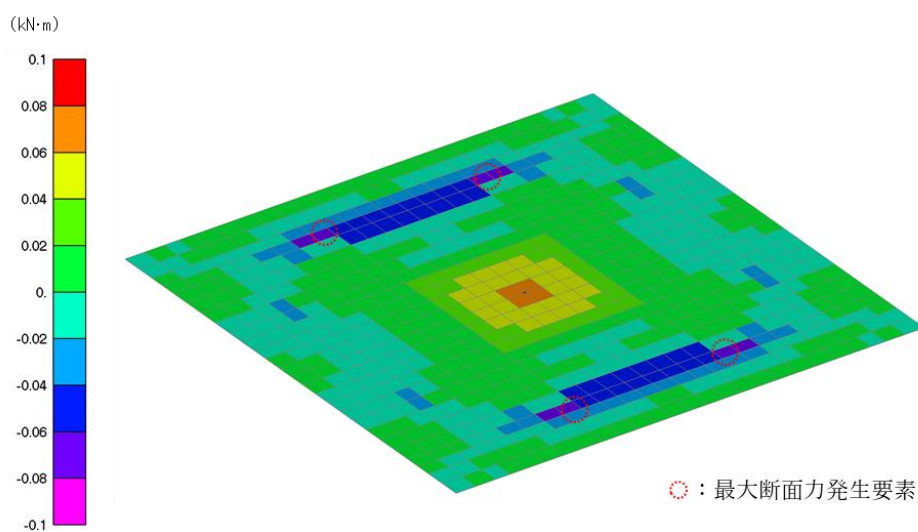
$q_{sc(n)}$	$Q_{sc(n)}$ (kN)	$n_{sc(n)}$ (本)	$Q_{sc(n)} / n_{sc(n)}$ (kN/本)
q_{sc1}	66	11	6.0
q_{sc4}	73	6	12.3
q_{sc5}	36	3	12.0
q_{sc6}	284	9	31.6
q_{sc8}	395	17	23.3

4.6.2 漂流物対策工（鋼材）

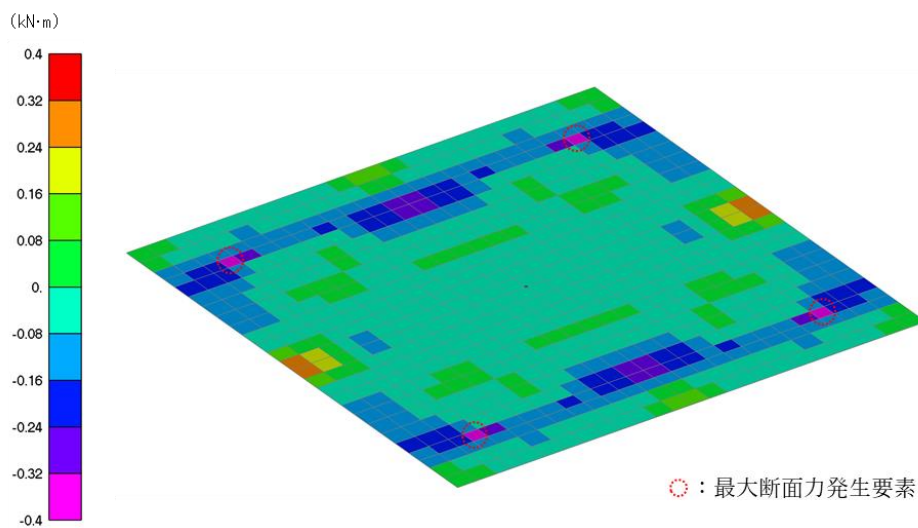
3次元構造解析の結果から、鋼板及び補強鋼材に発生している断面力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算定する。

(1) 鋼材に作用する曲げ応力度

3次元構造解析における鋼板の発生曲げモーメントのコンター図を図4.6.2-1に、補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図を図4.6.2-2に示す。鋼板及び補強鋼材において発生曲げモーメントにより曲げ応力度を算定する。

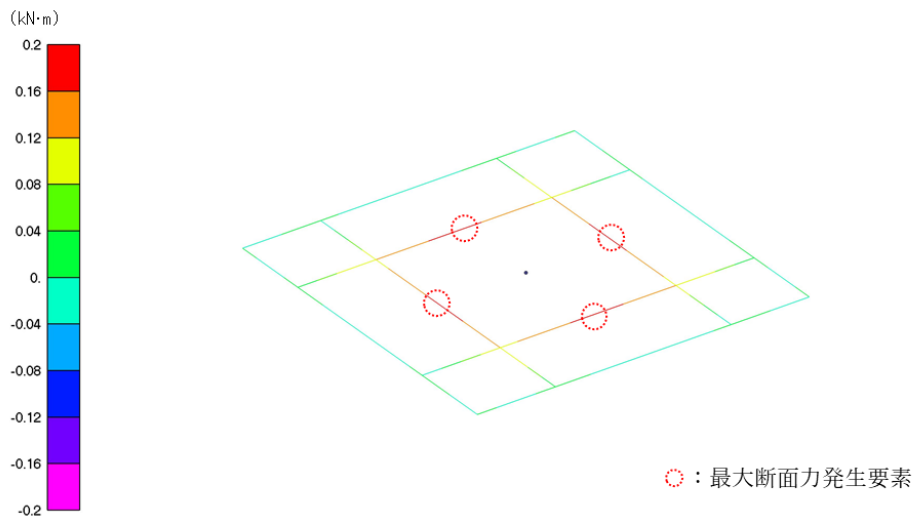


(鉛直震度 下向き)

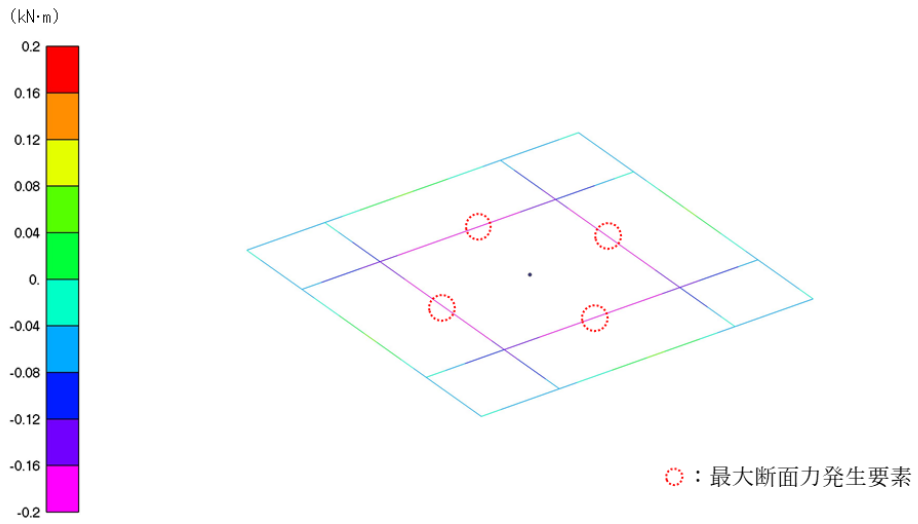


(鉛直震度 上向き)

図 4.6.2-1 鋼板の発生曲げモーメントのコンター図



(鉛直震度 下向き)



(鉛直震度 上向き)

図 4.6.2-2 補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図

$$\sigma_{s k b} = M_{s k} \times 10^6 / Z_{s k}$$

ここで、 $\sigma_{s k b}$: 鋼材に作用する曲げ応力度 (N/mm²)

$M_{s k}$: 3次元構造解析における発生曲げモーメント (kN・m)

$Z_{s k}$: 鋼材の断面係数 (mm³)

「4.5 評価条件」より、鋼材に作用する最大曲げ応力度 ($\sigma_{s k b}$) を以下のとおり設定する。

a . 鋼板

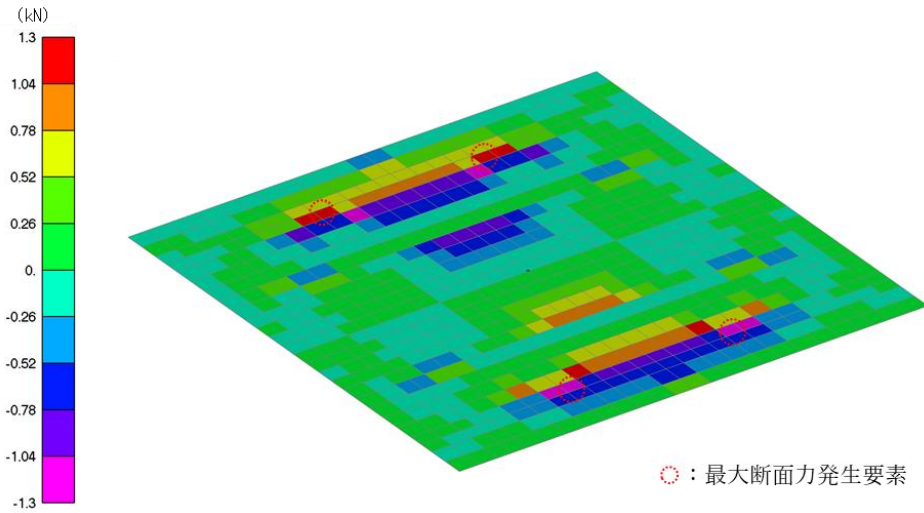
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 1} &= M_{s k 1} \times 10^6 / Z_{s k 1} \\ &= 0.359 \times 10^6 / 80.67 \times 10^3 \\ &= 4.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

b . 補強鋼材

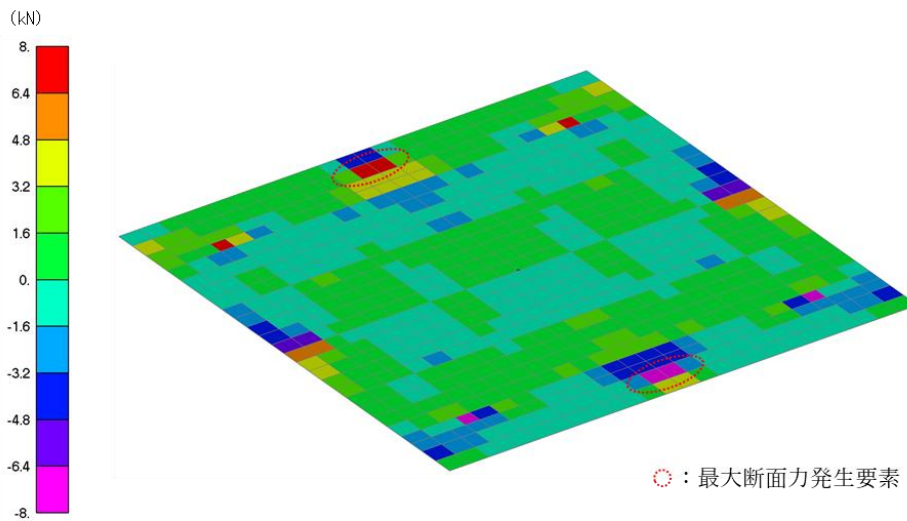
$$\begin{aligned}\sigma_{s k b 2} &= M_{s k 2} \times 10^6 / Z_{s k 2} \\ &= 0.198 \times 10^6 / 140 \times 10^3 \\ &= 1.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 鋼材に作用するせん断曲げ応力度

3次元構造解析における鋼板の発生せん断力のコンター図を図4.6.2-3に、補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図を図4.6.2-4に示す。鋼板及び補強鋼材において発生せん断力により曲げ応力度を算定する。

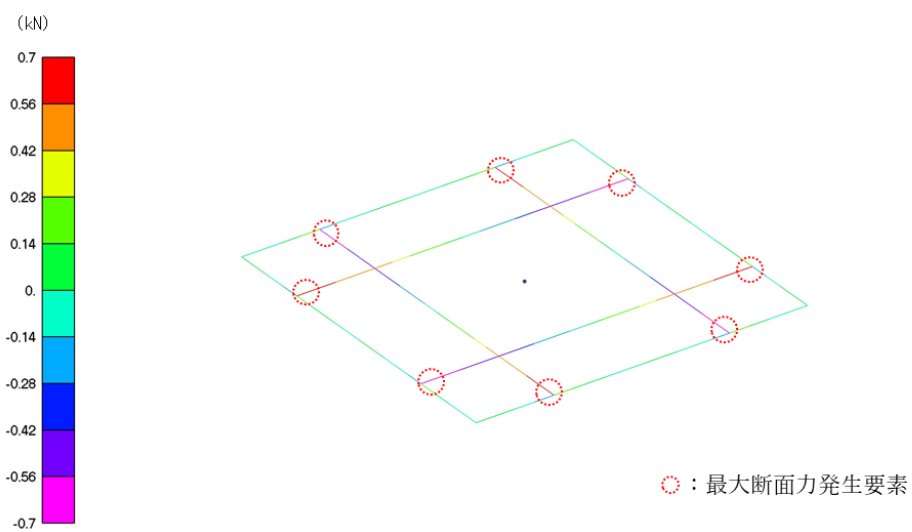


(鉛直震度 下向き)

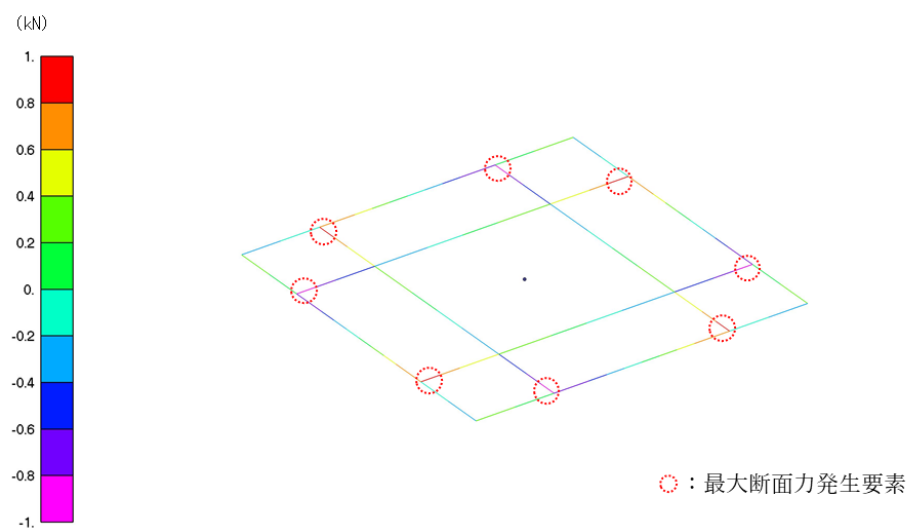


(鉛直震度 上向き)

図4.6.2-3 鋼板の発生せん断力のコンター図



(鉛直震度 下向き)



(鉛直震度 上向き)

図 4.6.2-4 補強鋼材の発生せん断力のコンター図

$$\tau_{s k} = Q_{s k} \times 10^3 / A_{s k}$$

ここで、 $\tau_{s k}$: 鋼材に作用するせん断応力度 (N/mm²)

$Q_{s k}$: 3次元構造解析における発生せん断力 (kN)

$A_{s k}$: 鋼材の断面積 (mm²)

「4.5 評価条件」より、鋼材に作用する最大せん断応力度 ($\tau_{s k}$) を以下のとおり設定する。

a . 鋼板

$$\begin{aligned} \tau_{s k 1} &= Q_{s k 1} \times 10^3 / A_{s k 1} \\ &= 7.068 \times 10^3 / 220 \times 10^2 \\ &= 0.4 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

b . 補強鋼材

$$\begin{aligned} \tau_{s k 2} &= Q_{s k 2} \times 10^3 / A_{s k 2} \\ &= 0.937 \times 10^3 / 30.59 \times 10^2 \\ &= 0.4 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

3次元構造解析において、アンカーボルトに作用する引張力及びせん断力を表4.6.2-1に示す。

表 4.6.2-1 アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

評価対象部位	最大引張力 T_k (kN)	最大せん断力 S_k (kN)
アンカーボルト	1.5	2.0

4.7 評価結果

4.7.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）のアンカーボルトの引張き力及びせん断力に対する耐震評価結果を表 4.7.1-1 に示す。アンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.7.1-1(1) アンカーボルトの引張き力に対する耐震評価結果

評価部位	材質	引張き力 (a) (kN/本)	許容限界 (b) (kN/本)	照査値 (a/b)
漂流物対策工①	SD345 (D16)	18.5	42.3	0.44
漂流物対策工④	SD345 (D16)	11.2	42.3	0.27
漂流物対策工⑤	SD345 (D16)	13.1	42.3	0.31
漂流物対策工⑥	SD345 (D19)	18.6	60.2	0.31
漂流物対策工⑧	SD345 (D19)	30.7	60.2	0.52

表 4.7.1-1(2) アンカーボルトのせん断力に対する耐震評価結果

評価部位	材質	せん断力 (a) (kN/本)	許容限界 (b) (kN/本)	照査値 (a/b)
漂流物対策工①	SD345 (D16)	6.0	47.9	0.13
漂流物対策工④	SD345 (D16)	12.3	47.9	0.26
漂流物対策工⑤	SD345 (D16)	12.0	47.9	0.26
漂流物対策工⑥	SD345 (D19)	31.6	69.1	0.46
漂流物対策工⑧	SD345 (D19)	23.3	69.1	0.34

4.7.2 漂流物対策工（鋼材）

漂流物対策工（鋼材）の耐震評価結果を表 4.7.2-1 に示す。鋼材の発生応力度及びアンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.7.2-1 漂流物対策工（鋼材）の耐震評価結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鋼板	曲げ応力度	4.5	N/mm ²	210	N/mm ²	0.03
	せん断応力度	0.4	N/mm ²	120	N/mm ²	0.01
補強鋼材	曲げ応力度	1.5	N/mm ²	210	N/mm ²	0.01
	せん断応力度	0.4	N/mm ²	120	N/mm ²	0.01
アンカー ボルト	引張力	1.5	kN	29.3	kN	0.06
	せん断力	2.0	kN	24.8	kN	0.09

5. 強度計算

5.1 強度計算方法

漂流物対策工の強度計算は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の組合せ

漂流物対策工の評価に用いる荷重の組合せを選定するため、津波時及び重畳時の荷重の組合せを下記に示す。荷重の組合せを表 5.2.1-1 に、荷重の作用図を図 5.2.1-1 に示す。

なお、重畳時の浸水津波荷重は、重畳時に考慮する津波高さは EL 4.9m であることから、津波時の浸水津波荷重に包絡される。また、アンカーボルトの評価に用いる余震荷重について、重畳時の余震荷重及び動水圧の算定に用いる弾性設計用地震動 $S_d - D$ の加速度は、図 5.2.1-2 に示すとおり、地震時の加速度に包絡される。以上を踏まえ、重畳時の荷重は、地震時又は津波時に包絡されることから、重畳時の検討は省略する。

(1) 津波時

$$G + P_t + P_c + P_k$$

ここで、 G ：固定荷重 (kN)

P_t ：浸水津波荷重 (kN)

P_c ：漂流物衝突荷重 (kN)

P_k ：風荷重 (kN)

(2) 重畳時

$$G + P_t + K_{s_d} + P_k$$

ここで、 G ：固定荷重 (kN)

P_t ：浸水津波荷重 (kN)

K_{s_d} ：余震荷重 (kN)

P_k ：風荷重 (kN)

表 5.2.1-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重 G	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・ 配管荷重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	－	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	－	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		－	気中又は海中に設置されているため考慮しない。
	静水圧 P _{d h}		－ (○)	気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)
	積雪荷重		－	厚さが 50cm であり、積雪荷重による影響は軽微のため考慮しない。
	風荷重 P _k		○	風荷重を考慮する。
余震荷重 K _{s d}	水平地震動	○	弾性設計用地震動 S _{s - D} による躯体の慣性力を考慮する。	
	鉛直地震動	○	弾性設計用地震動 S _{s - D} による躯体の慣性力を考慮する。	
	動水圧	－ (○)	気中に設置されているため考慮しない。 (ケーソンに設置する漂流物対策工⑧は海中に設置するため考慮する。)	
浸水津波荷重 P _t	遡上津波 荷重	○	遡上波による波圧を考慮する。	
漂流物衝突荷重 P _c		○	漂流物による衝突荷重を考慮する。	

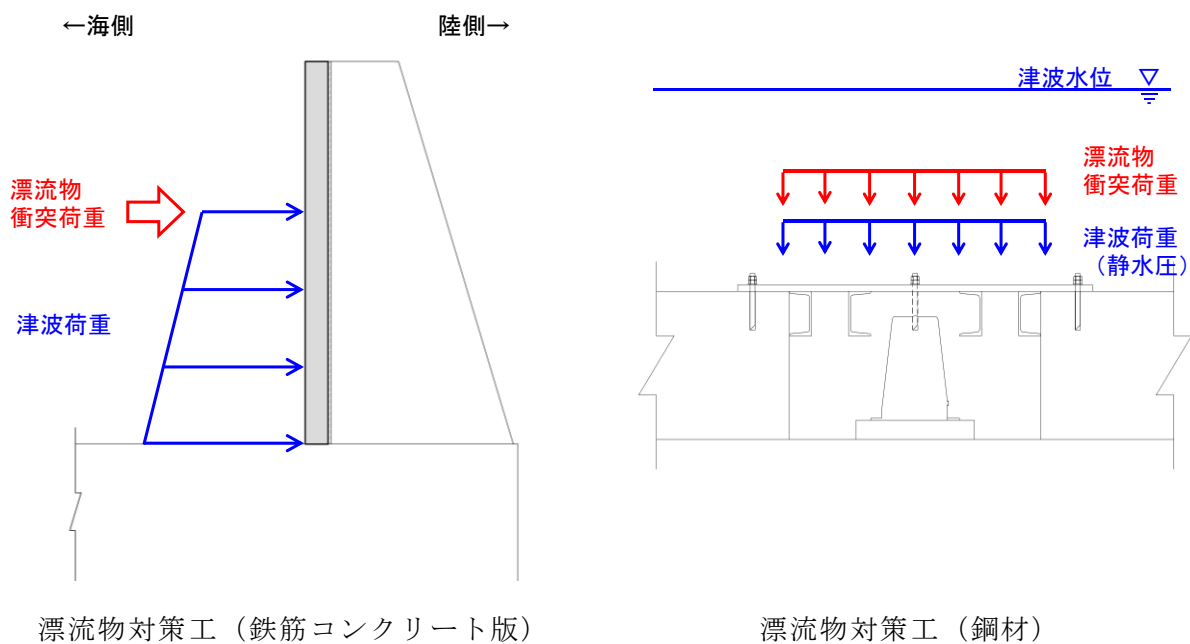
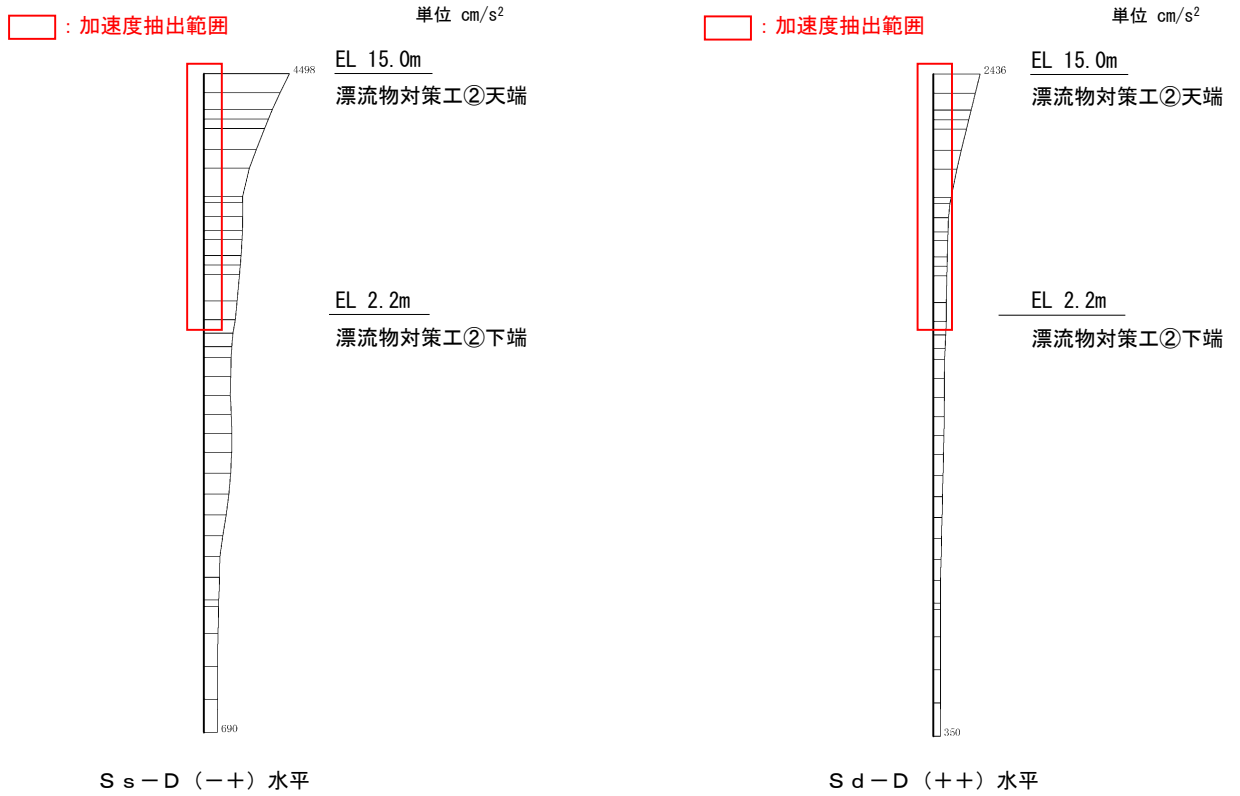
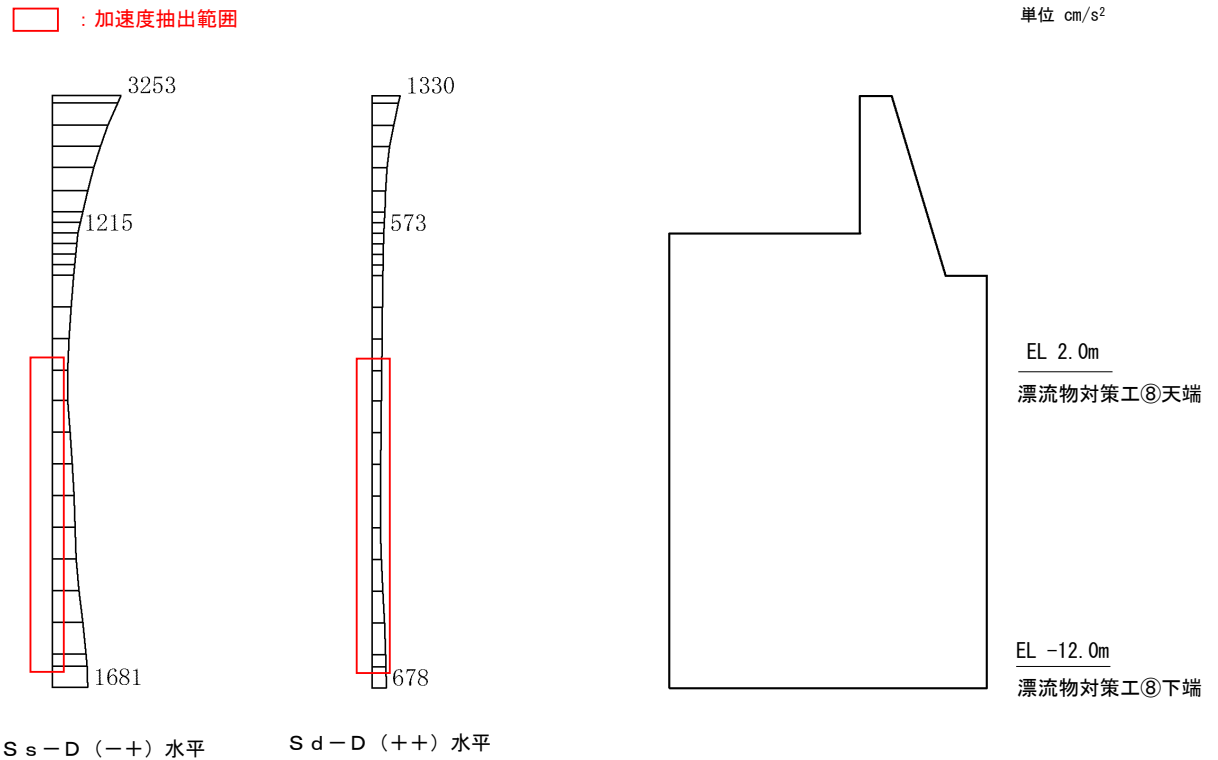


図 5.2.1-1 漂流物対策工の荷重作用図



(防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) ④-④断面)



(防波壁 (波返重力擁壁) ④-④断面)

図 5.2.1-2 地震時と余震時の最大応答加速度分布の比較

5.2.2 荷重の設定

強度計算に用いる荷重は以下のとおりとする。また、ケーソンに設置する漂流物対策工は海中に設置するため、静水圧についても考慮する。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流対策工を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重 (P_t)

敷地高以上については、朝倉式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波の水位と各施設の設置高さの差分の 1/2 倍を浸水深として、浸水深の 3 倍で作用する水圧として算定する。

敷地高以下については、谷本式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

(3) 漂流物衝突荷重 (P_c)

漂流物衝突荷重は、「補足 018-02 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」のうち「4.5 漂流物による漂流物衝突荷重」において、浸水防護施設の機能に対する影響評価により選定された漂流物として船舶(総トン数 19 トン)を想定し、表 5.2.2-1 に示す津波の流速を用いて、「衝突解析」の結果に基づき設定する。

表 5.2.2-1 浸水防護施設の設計に用いる津波のパラメータ

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (EL(m))	流速(m/s)
浸水防護施設	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	12.6	10.0*
	防波壁(逆T擁壁)	12.6	10.0*
	防波壁(波返重力擁壁)	12.6	10.0*

注記 * : 「補足 018-02 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」のうち「4.5 漂流物による漂流物衝突荷重」に示されるように、安全側に日本海東縁部に想定される地震による津波及び海域活断層から想定される地震による津波ともに、漂流物の衝突速度 10.0m/s を設定

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重は、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 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 1 4 5 4 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) 静水圧 (P_{dh})

海水位から漂流物対策工下端までの静水圧を考慮する。

$$P_{dh} = \frac{1}{2} \times \rho \times g \times H_d^2$$

ここで、 P_{dh} : 静水圧 (kN)

ρ : 海水の密度 (=1.03t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H_d : 水深 (m)

5.2.3 荷重の算定

強度計算に用いる荷重の算定は以下のとおりとする。

(1) 浸水津波荷重 (P_t)

津波時の遡上津波荷重について、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いる。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する浸水津波荷重のうち、敷地高以上については、朝倉式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波の水位と各施設の設置高さの差分の 1/2 倍を浸水深として、浸水深の 3 倍で作用する水圧として算定する。また、敷地高以深については、谷本式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

漂流物対策工（鋼材）は、防波壁（逆 T 擁壁）のフーチング上部（EL 10.5m）に設置されることから、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を踏まえた静水圧を浸水津波荷重として考慮する。

漂流物対策工に作用する遡上津波荷重を表 5.2.3-1 に示す。表 5.2.3-1 に示す遡上津波荷重を踏まえ、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）の強度計算に用いる遡上津波荷重を表 5.2.3-2 及び表 5.2.3-3 に示す。

表 5.2.3-1 漂流物対策工に作用する遡上津波荷重

漂流物対策工			遡上津波荷重 (kN/m ²) * ¹
設置箇所	構造形式	設置高さ	津波時
防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	鉄筋 コンクリート版	EL 15.0m～ EL 8.4m	62.1
		EL 15.0m～ EL 2.2m	121.5
防波壁 (逆 T 擁壁)	鉄筋 コンクリート版	EL 15.0m～ EL 8.0m	62.1
防波壁 (逆 T 擁壁) 漂流物対策工 (鋼材)	鋼材	(EL 10.5m)	36.4* ²
防波壁 (波返重力擁壁)	鉄筋 コンクリート版	EL 15.0m～ EL 8.5m	62.1
		EL 15.0m～ EL 6.5m	92.4
防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン		EL 2.0m ～ EL-12.0m	133.5

注記*1：漂流物対策工に作用する遡上津波荷重の最大値を記載

*2：防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を踏まえた静水圧を記載

表 5.2.3-2 漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版) の強度計算に用いる遡上津波荷重

荷重	津波時
遡上津波荷重 (kN)	134

表 5.2.3-3 漂流物対策工 (鋼材) の強度計算に用いる遡上津波荷重

荷重	津波時
遡上津波荷重 (kN)	36.4

(2) 漂流物衝突荷重 (P_c)

漂流物衝突荷重の設定については、「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に示す「局所的な漂流物衝突荷重」を設定する。

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）における「局所的な漂流物衝突荷重」の作用イメージを図 5.2.3-1 に示す。漂流物対策工の強度計算に用いる漂流物衝突荷重を表 5.2.3-4 に示す。

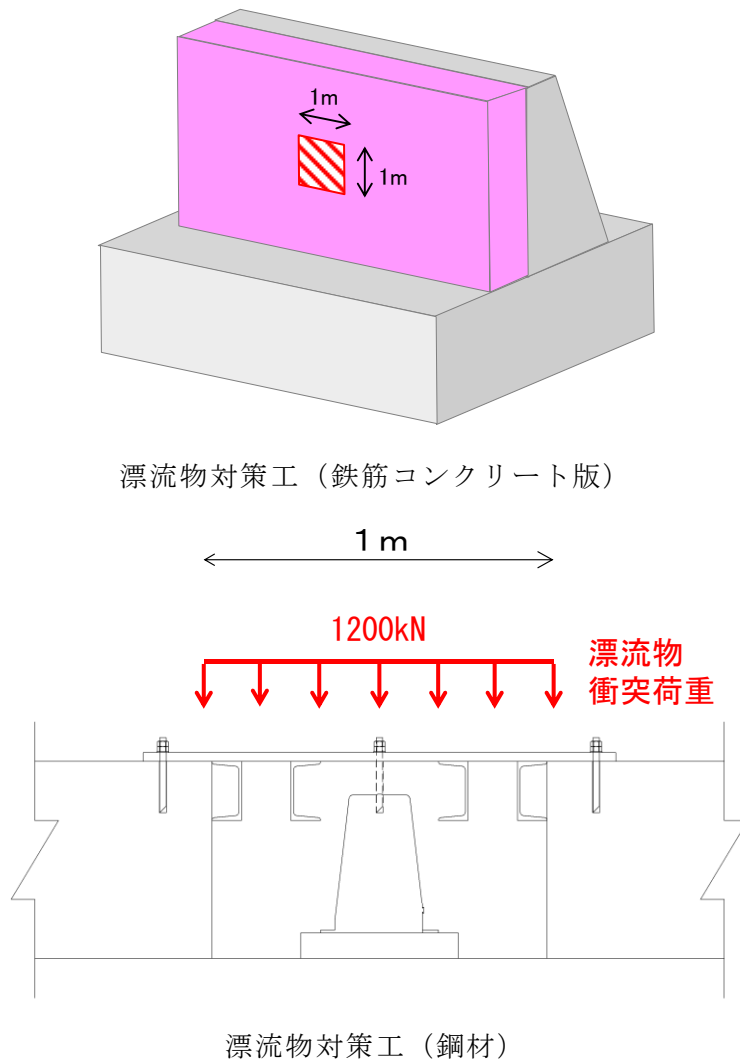


図 5.2.3-1 「局所的な漂流物衝突荷重」の作用イメージ

表 5.2.3-4 強度計算に用いる漂流物衝突荷重

衝突荷重 (kN)
1,200

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重は、「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に示す防波壁に設定する風荷重に、裕度を考慮した値を用いる。漂流物対策工の強度計算に用いる風荷重を表 5.2.3-5 に示す。

表 5.2.3-5 漂流物対策工の強度計算に用いる風荷重

風荷重 (kN/m ²)
2.0

(4) 静水圧 (P_{dh})

静水圧は、鉄筋コンクリート版のアンカーボルトの評価に用いるが、重畳時におけるアンカーボルトの評価は「4.7 評価結果」に包絡されるため、荷重の算定は不要と判断する。

5.3 許容限界

漂流物対策工の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

(1) 漂流物対策工

漂流物対策工を構成する各部材の使用材料は、「4.3.1 使用材料」を基に設定する。

5.3.2 許容限界

許容限界は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリート版

鉄筋コンクリート版の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)」に基づき、表 5.3.2-1 の値とする。

表 5.3.2-1 鉄筋コンクリート版の許容限界

評価対象部位	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f'ck=24N/mm ²)	押抜きせん断応力度	0.9

注記*：短期許容応力度は、「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)」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(2) 鋼材

鋼材の許容限界は、「4.3.2 許容限界」を基に設定する。

(3) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「4.3.2 許容限界」を基に設定する。

5.4 評価方法

漂流物対策工を構成する各部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。

5.4.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

(1) 鉄筋コンクリート版

鉄筋コンクリート版の押抜きせん断に対する強度計算を実施する。鉄筋コンクリート版のモデル図を図 5.4.1-1 に示す。

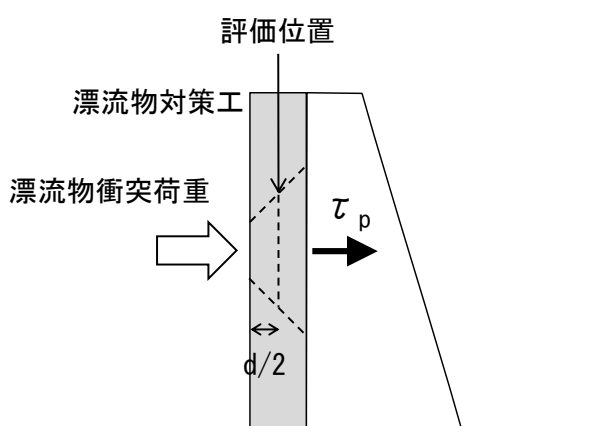


図 5.4.1-1 鉄筋コンクリート版のモデル図

a. 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力

$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

ここで、 τ_p ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（ kN/mm^2 ）

P_{dc} ：鉄筋コンクリート版に作用する荷重（ kN ）

U_p ：設計断面の周長（載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定）（ m ）

d ：鉄筋コンクリート版の有効高さ（ m ）

5.4.2 漂流物対策工（鋼材）

(1) 解析方法

漂流物対策工（鋼材）は、鋼板に補強鋼材を格子状に配置した複雑な構造であることから、3次元構造解析により強度計算を行う。

3次元構造解析には、解析コード「NASTRAN」を用いる。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。

3次元構造解析は、3次元構造解析モデルに津波荷重及び漂流物衝突荷重を入力することで、漂流物対策工（鋼材）の強度計算を実施する。

(2) 解析モデル

解析モデルは、「4.4 評価方法」に記載のとおりとする。

(3) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「4.4 評価方法」に記載のとおりとする。

(4) 入力荷重の設定

3次元構造解析モデルにおける津波荷重及び漂流物衝突荷重の作用イメージ図を図5.4.2-1に示す。

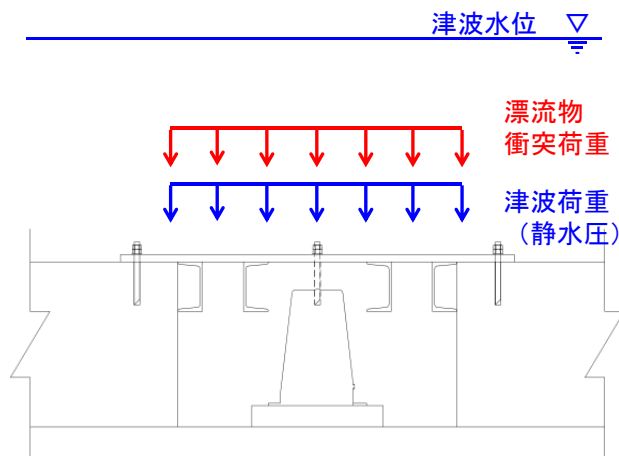


図 5.4.2-1 3次元構造解析モデルにおける荷重の作用イメージ図

(5) 評価方法

評価方法は、「4.4 評価方法」に記載のとおりとする。

5.5 評価条件

漂流物対策工の強度計算に用いる入力値を表 5.5-1 に示す。

表 5.5.1-1(1) 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する
押抜きせん断力の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P_{dc}	kN	鉄筋コンクリート版に作用する荷重	1,336
U_p	M	設計断面の周長（載荷面から $d/2$ 離れた位置）	5.57
d	M	鉄筋コンクリート版の有効高さ	0.5

表 5.5.1-1(2) 鋼板に作用する最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
M_{dk1}	kN・m	鋼板に作用する最大発生曲げモーメント	9.556*
Z_{dk1}	mm ³	鋼板の断面係数	80.67×10^3

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5.1-1(3) 補強鋼材に作用する最大曲げ応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
M_{dk2}	kN・m	補強鋼材に作用する最大発生曲げモーメント	18.59*
Z_{dk2}	mm ³	補強鋼材の断面係数	140×10^3

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5.1-1(4) 鋼板に作用する最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{dk1}	kN	鋼板に作用する最大せん断力	176.1*
A_{dk1}	mm ²	鋼板の断面積	220×10^2

注記*：3次元構造解析より設定する。

表 5.5.1-1(5) 補強鋼材に作用する最大せん断応力度の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
Q_{dk2}	kN	補強鋼材に作用する最大せん断力	62.6*
A_{dk2}	mm ²	補強鋼材の断面積	30.59×10^2

注記*：3次元構造解析より設定する。

5.6 応力計算

5.6.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

(1) 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力

$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

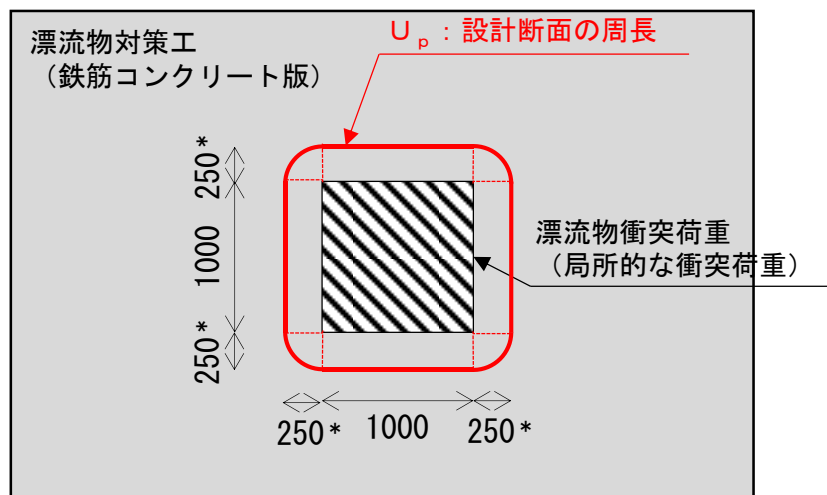
ここで、 τ_p ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（kN/mm²）

P_{dc} ：鉄筋コンクリート版に作用する荷重（kN）

U_p ：設計断面の周長（載荷面から $d/2$ 離れた位置）（m）

d ：鉄筋コンクリート版の有効高さ（m）

設計断面の周長 U_p の算定イメージを図 5.6.1-1 に示す。



注記*：載荷面から $d/2$ 離れた位置として
鉄筋コンクリート版の厚さ $500\text{mm} \div 2 = 250\text{mm}$

図 5.6.1-1 設計断面の周長 U_p の算定イメージ

「5.5 評価条件」より、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する押抜きせん断力（ τ_p ）は以下のとおりとなる。

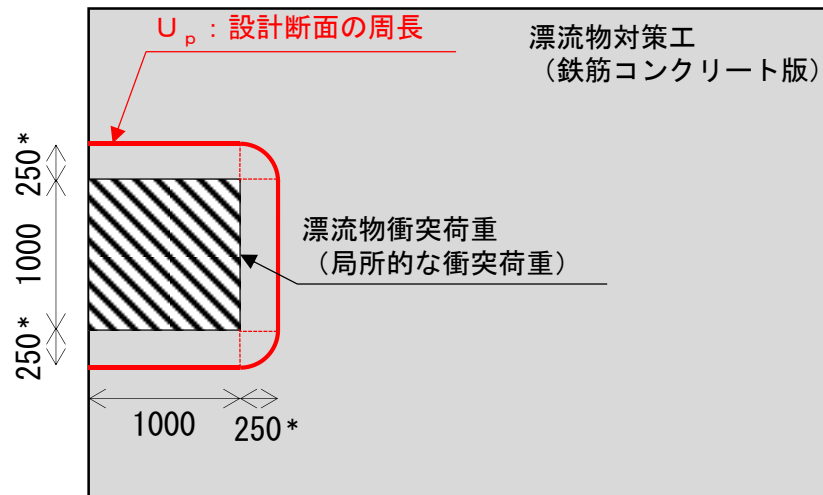
$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

$$= 1,336 / 5.57 \cdot 0.5$$

$$= 479.7 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.48 \text{ N/mm}^2$$

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合の設計断面の周長 U_p の算定イメージを図 5.6.1-2 に示す。



注記* : 載荷面から $d/2$ 離れた位置として
鉄筋コンクリート版の厚さ $500\text{mm} \div 2 = 250\text{mm}$

図 5.6.1-2 漂流物対策工の端部（鉄筋コンクリート版）に漂流物が衝突した場合の設計断面の周長 U_p の算定イメージ

「5.5 評価条件」より，漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する押抜きせん断力（ τ_p ）は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \tau_p &= P_{dc} / U_p \cdot d \\ &= 1,336 / 3.79 \cdot 0.5 \\ &= 705.9 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0.71 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5.6.2 漂流物対策工（鋼材）

3次元構造解析の結果から、鋼板及び補強鋼材に発生している断面力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算定する。

(1) 鋼材に作用する曲げ応力度

3次元構造解析における鋼板の発生曲げモーメントのコンター図を図5.6.2-1に、補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図を図5.6.2-2に示す。鋼板及び補強鋼材において発生曲げモーメントにより曲げ応力度を算定する。

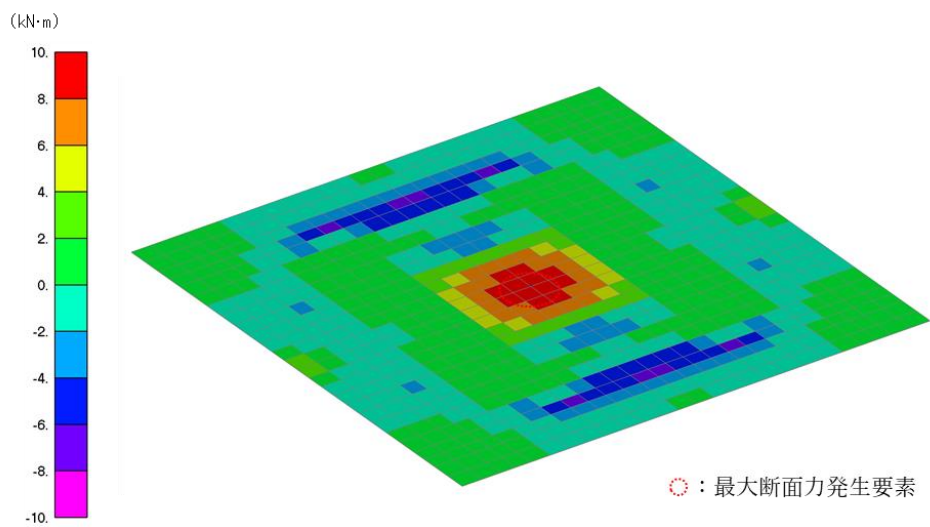


図 5.6.2-1 鋼板の発生曲げモーメントのコンター図

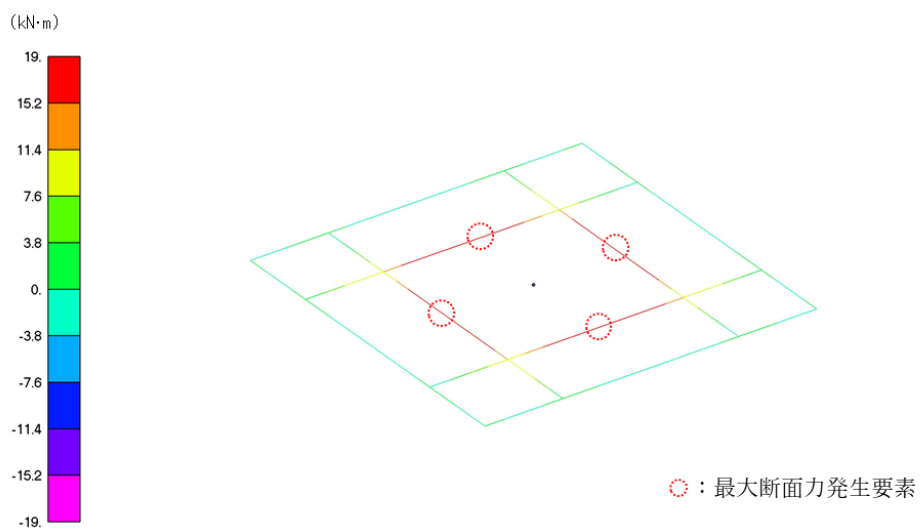


図 5.6.2-2 補強鋼材の発生曲げモーメントのコンター図

$$\sigma_{dkb} = M_{dk} \times 10^6 / Z_{dk}$$

ここで、 σ_{dkb} ：鋼材に作用する曲げ応力度（N/mm²）

M_{dk} ：3次元構造解析における発生曲げモーメント（kN・m）

Z_{dk} ：鋼材の断面係数（mm³）

「5.5 評価条件」より、鋼材に作用する最大曲げ応力度（ σ_{dkb} ）を以下のとおり設定する。

a. 鋼板

$$\begin{aligned}\sigma_{dkb1} &= M_{dk1} \times 10^6 / Z_{dk1} \\ &= 9.556 \times 10^6 / 80.67 \times 10^3 \\ &= 118.5 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

b. 補強鋼材

$$\begin{aligned}\sigma_{dkb2} &= M_{dk2} \times 10^6 / Z_{dk2} \\ &= 18.59 \times 10^6 / 140 \times 10^3 \\ &= 132.8 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

(2) 鋼材に作用するせん断応力度

3次元構造解析における鋼板の発生せん断力のコンター図を図 5.6.2-3 に、補強鋼材の発生せん断力のコンター図を図 5.6.2-4 に示す。鋼板及び補強鋼材において発生せん断力によりせん断応力度を算定する。

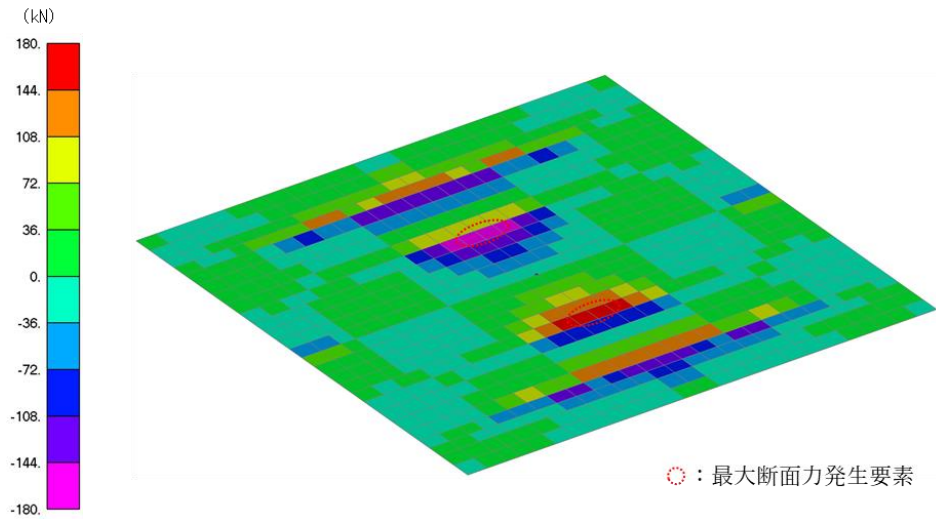


図 5.6.2-3 鋼板の発生せん断力のコンター図

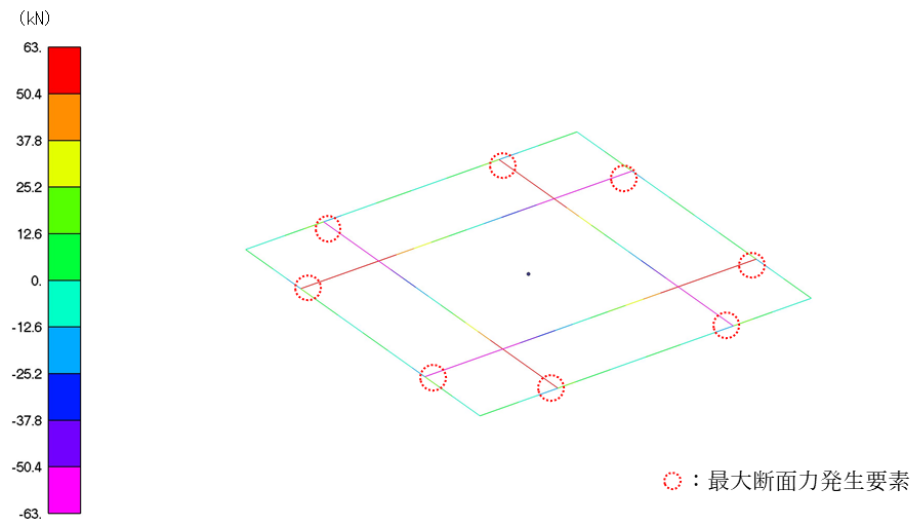


図 5.6.2-4 補強鋼材の発生せん断力のコンター図

$$\tau_{dk} = Q_{dk} \times 10^3 / A_{dk}$$

ここで、 τ_{dk} ：鋼材に作用するせん断応力度（N/mm²）

Q_{dk} ：3次元構造解析における発生せん断力（kN）

A_{dk} ：鋼材の断面積（mm²）

「5.5 評価条件」より、鋼材に作用するせん断応力度（ τ_{dk} ）を以下のとおり設定する。

a. 鋼板

$$\begin{aligned} \tau_{dk1} &= Q_{dk1} \times 10^3 / A_{dk1} \\ &= 176.1 \times 10^3 / 220 \times 10^2 \\ &= 8.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

b. 補強鋼材

$$\begin{aligned} \tau_{dk2} &= Q_{dk2} \times 10^3 / A_{dk2} \\ &= 62.6 \times 10^3 / 30.59 \times 10^2 \\ &= 20.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

3次元構造解析において、アンカーボルトに作用する引張力及びせん断力を表5.6.2-1に示す。

表 5.6.2-1 アンカーボルトに作用するせん断力及び引張力

評価対象部位	最大引張力 T_{dk} (kN)	最大せん断力 S_{dk} (kN)
アンカーボルト	12.2	0.0

5.7 評価結果

5.7.1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の耐震評価結果を表 5.7.1-1 に示す。鉄筋コンクリート版の発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.1-1 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の構造強度計算結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鉄筋 コンクリート版	押抜き	0.48	N/mm ²	1.35	N/mm ²	0.36
	せん断	0.71*	N/mm ²	1.35	N/mm ²	0.53*

注記*：漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の端部に漂流物が衝突した場合

5.7.2 漂流物対策工（鋼材）

漂流物対策工（鋼材）の耐震評価結果を表 5.7.2-1 に示す。鋼材の発生応力度及びアンカーボルトの発生力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.7.2-1 漂流物対策工（鋼材）の構造強度計算結果

評価対象部位		発生値		許容限界		照査値
鋼板	曲げ応力度	118.5	N/mm ²	210	N/mm ²	0.57
	せん断応力度	8.0	N/mm ²	120	N/mm ²	0.07
補強鋼材	曲げ応力度	132.8	N/mm ²	210	N/mm ²	0.64
	せん断応力度	20.5	N/mm ²	120	N/mm ²	0.18
アンカー ボルト	引張力	12.2	kN	29.3	kN	0.42
	せん断力	0.0	kN	24.8	kN	0.00

(参考資料1) 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定について

1. 概要

漂流物対策工について、構造的特徴及び地震応答加速度の観点から、耐震評価を行う上で厳しい構造区分を選定している。

本資料においては、耐震評価を実施する構造区分の選定における考え方を整理し、その妥当性を説明する。

2. 漂流物対策工の構造区分

漂流物対策工の構造区分を表2-1に、漂流物対策工の配置図を図2-1に、各構造区分の構造概要図を図2-2～図2-8に示す。

漂流物対策工の構造形式は、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)に区分され、防波壁の形状に応じて漂流物対策工の設置高さが異なることから、それぞれの構造的特徴を踏まえ、耐震評価を実施する構造区分を選定する。

表2-1 漂流物対策工の構造区分

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト	
			厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	6.6m (EL 15.0m~EL 8.4m)	D16	11本
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	12.8m (EL 15.0m~EL 2.2m)	D16	23本
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) 堅壁	50cm	4.5m (EL 15.0m~EL 10.5m)	D16	7本
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング	50cm	— (EL 10.0m)	D16	6本
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁) フーチング側壁	50cm	2.0m (EL 10.0m~EL 8.0m)	D16	3本
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	6.5m (EL 15.0m~EL 8.5m)	D19	9本
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) 重力擁壁	50cm	8.5m (EL 15.0m~EL 6.5m)	D19	12本
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁) ケーソン	50cm	14.0m* (EL 2.0m~EL-12.0m)	D19	17本
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁(逆T擁壁) フーチング (グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—

注記*: ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

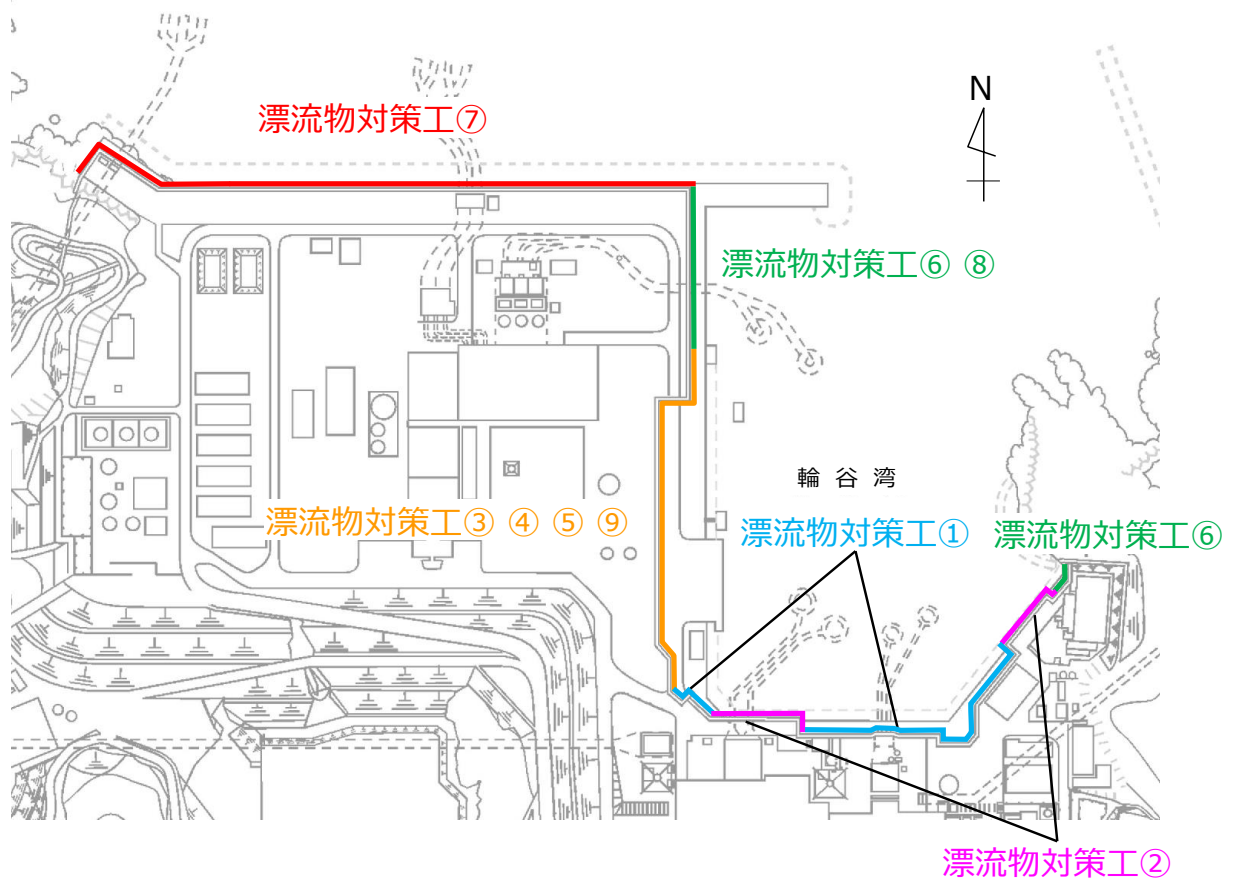


図 2-1 漂流物対策工の構造区分の配置図

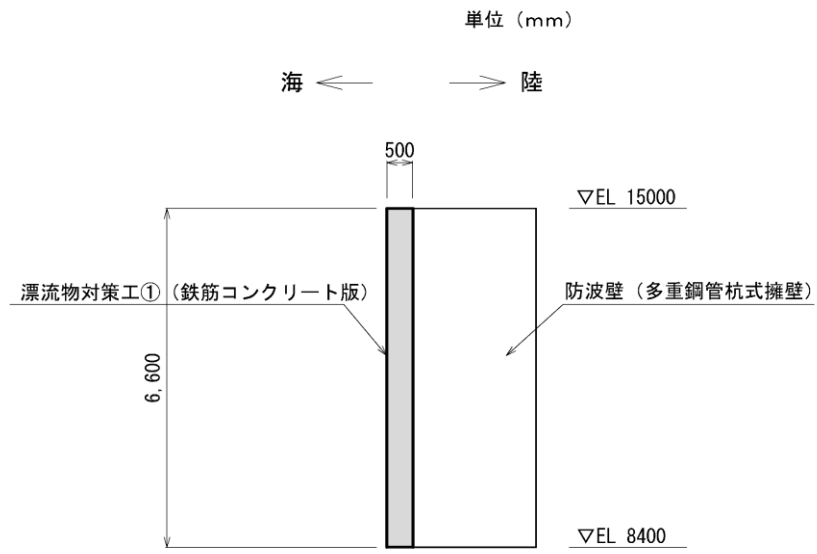


図 2-2 漂流物対策工①の構造概要図

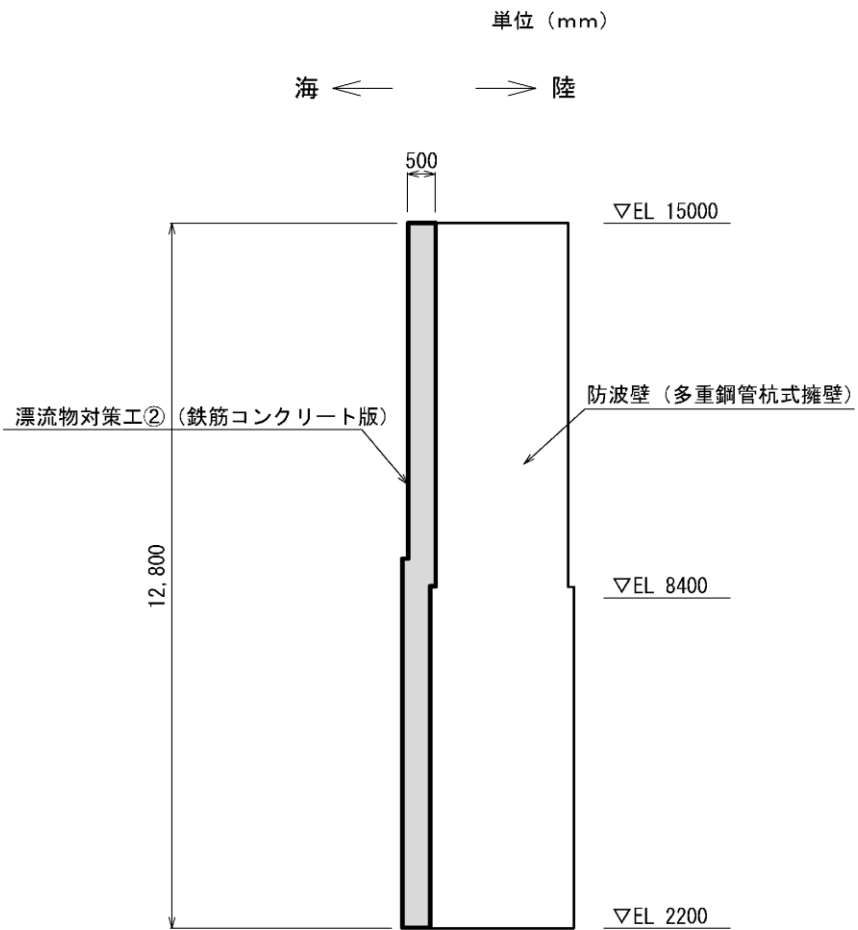


図 2-3 漂流物対策工②の構造概要図

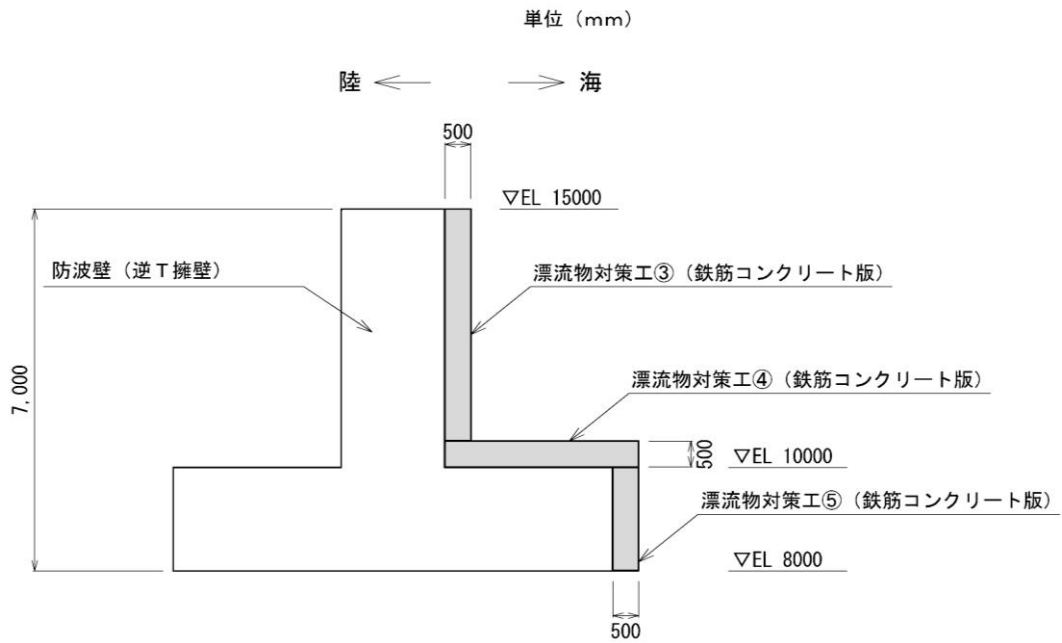


図 2-4 漂流物対策工③～⑤の構造概要図

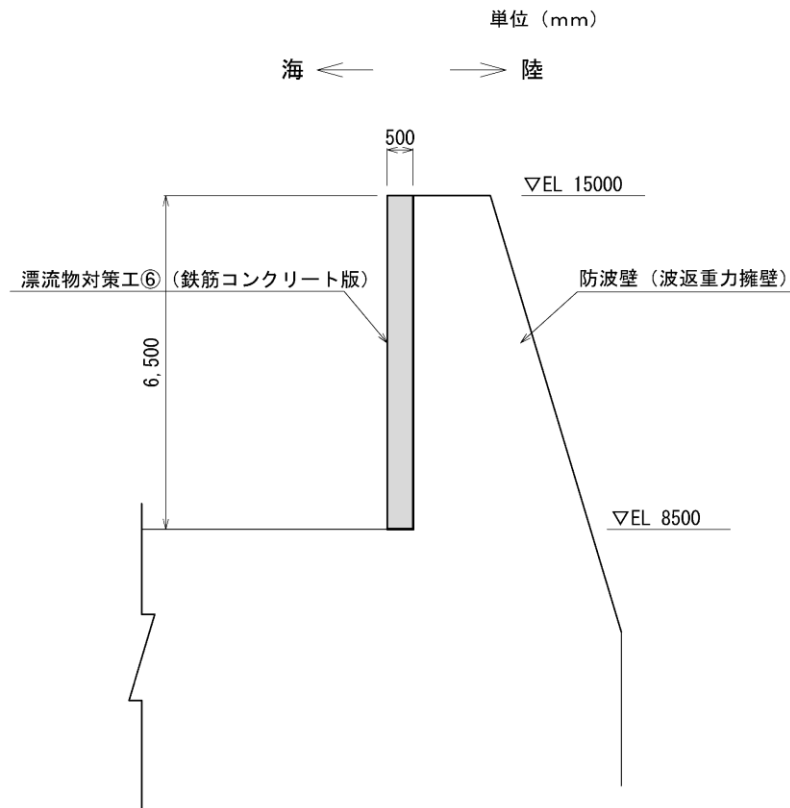


図 2-5 漂流物対策工⑥の構造概要図

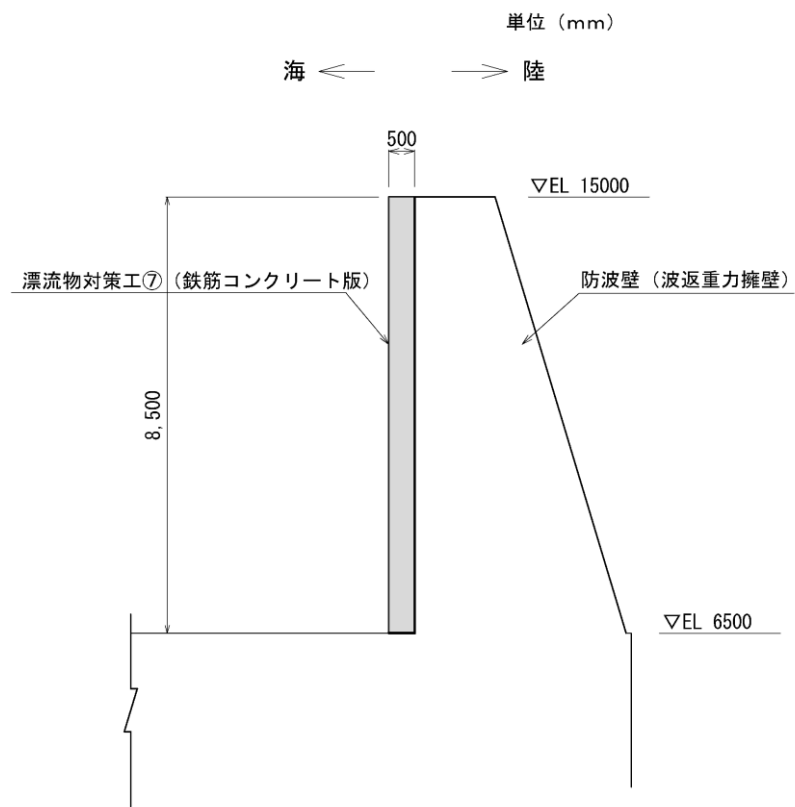


図 2-6 漂流物対策工⑦の構造概要図

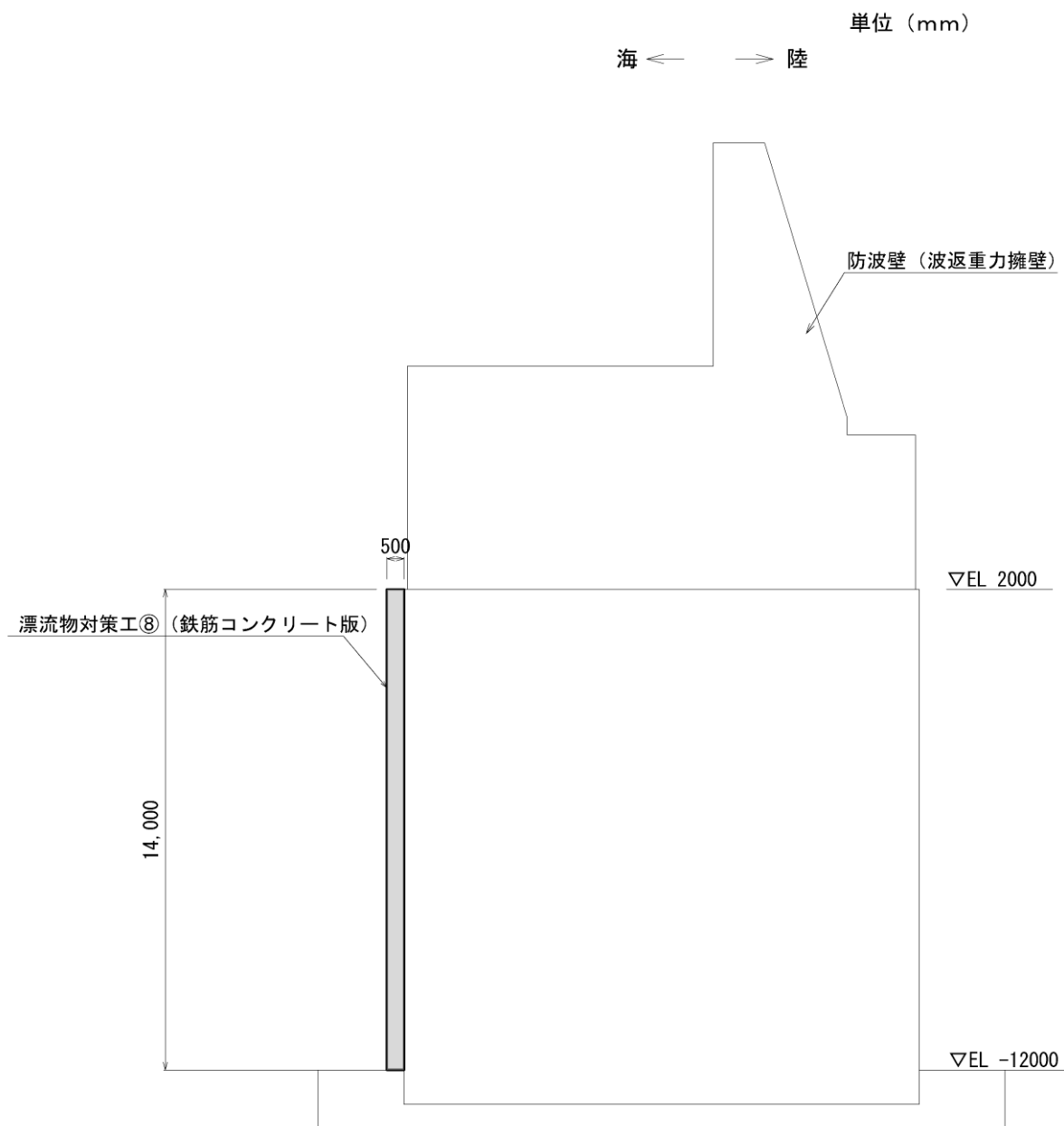


図 2-7 漂流物対策工⑧の構造概要図

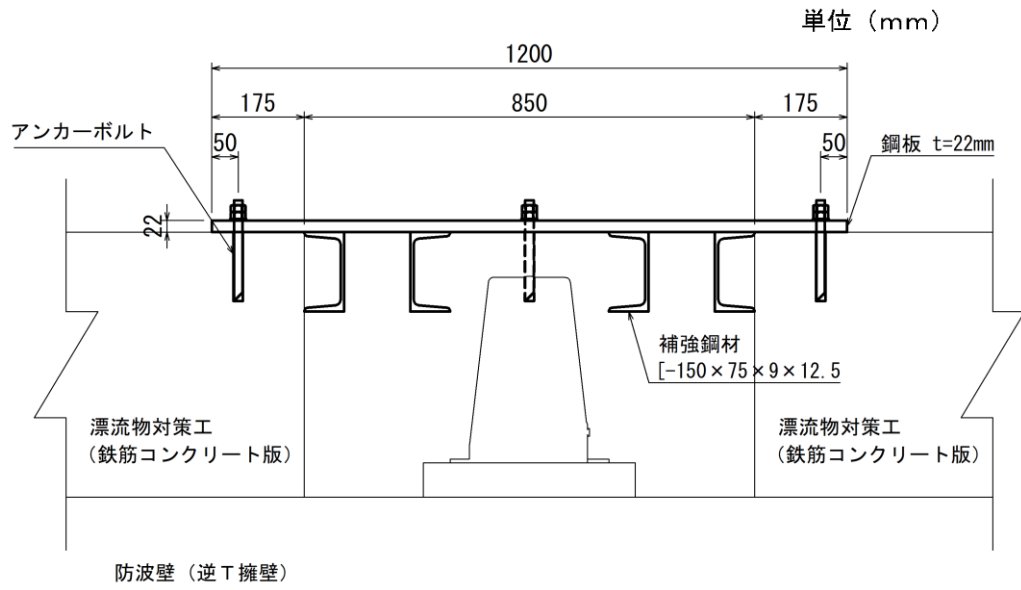


図 2-8 漂流物対策工⑨の構造概要図

3. 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定の考え方

漂流物対策工は、津波時において、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機能、又は漂流物をグラウンドアンカに衝突させない機能を有する。よって、漂流物対策工の耐震評価において、地震時の慣性力により防波壁から分離しないことを確認する必要がある。

耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定上の観点として、耐震評価において主たる荷重である慣性力に着目し、漂流物対策工の構造的特徴及び地震時応答加速度を判断項目とする。

各観点の詳細を以下に示す。

【構造的特徴】

- 漂流物対策工の種別について、構成する部材が異なり、耐震評価に影響を与える可能性があることから、選定上の観点とする。（観点①）
- 漂流物対策工の設置位置について、海中に設置される場合、慣性力に加えて、静水圧及び動水圧が作用し、耐震評価に影響を与える可能性があることから、選定上の観点とする。（観点③）
- 漂流物対策工の設置方向（鉛直・水平）によって、慣性力の作用方向が異なり、耐震評価に影響を与える可能性があることから、選定上の観点とする。（観点④）
- 漂流物対策工の厚さは、50cmで一定であるため、選定上の観点としない。
- 漂流物対策工の高さは、構造区分に応じて異なり、漂流物対策工の重量に伴い慣性力に影響があることから、選定上の観点とする。（観点⑤）
- 漂流物対策工の鉄筋コンクリート版を支持するアンカーボルトの径及び本数について、構造区分に応じて異なり、耐震評価に影響を与えることから、選定上の観点とする。（観点⑥）

【設置される防波壁】

- 設置される防波壁の地震時応答を用いて、漂流物対策工の慣性力を算定することから、選定上の観点とする。（観点②）

漂流物対策工の各構造区分における耐震評価の観点とする項目について、表 3-1 のとおり整理する。

表 3-1 漂流物対策工の各構造区分における耐震評価の観点とする項目

名称	種別	設置箇所	設置位置	設置方向	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト	
					厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	気中	鉛直	50cm	6.6m	D16	11本
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	気中	鉛直	50cm	12.8m	D16	23本
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) 堅壁	気中	鉛直	50cm	4.5m	D16	7本
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング	気中	水平	50cm	—	D16	6本
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁 (逆T擁壁) フーチング側壁	気中	鉛直	50cm	2.0m	D16	3本
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) 重力擁壁	気中	鉛直	50cm	6.5m	D19	9本
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) 重力擁壁	気中	鉛直	50cm	8.5m	D19	12本
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	気中・海中	鉛直	50cm	14.0m	D19	17本
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁 (逆T擁壁) グラウンドアンカ	気中	鉛直	—	—	M16	—

: 耐震評価の観点とする項目

4. 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定

漂流物対策工の耐震評価においては、地震時の慣性力により防波壁から分離しないことを確認するため、アンカーボルトの耐力が地震時の慣性力を上回ることを確認することから、アンカーボルト1本当たりの漂流物対策工の慣性力が大きい構造区分について、耐震評価を実施する構造区分として選定する。慣性力は、表4-1に示す基準地震動 S_s による水平・鉛直方向の設計震度を用いて、以下の式により算定する。なお、基準地震動 S_s による震度は、漂流物対策工を設置する防波壁の構造形式によって地震応答加速度が変わるため、防波壁の構造形式毎に漂流物対策工の耐震評価を実施することとし、防波壁の構造形式毎の漂流物対策工が設置される範囲における水平方向及び鉛直方向の最大応答加速度の加重平均値を用いて、重力加速度（9.80665m/s²）で除して設計震度を算定する。

$$P_{ss} = W \times K_s$$

ここで、 P_{ss} ：慣性力（kN）

W ：重量（kN）

K_s ：基準地震動 S_s による水平・鉛直方向の震度

表4-1 漂流物対策工の設計に用いる加速度及び設計震度

名称	種別	設置個所	加速度の加重平均値		水平震度	鉛直震度
			(水平) (cm/s ²)	(鉛直) (cm/s ²)		
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	2,507	805	2.56	0.83
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁）フーチング	1,595	1,456	1.63	1.49
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁（逆T擁壁）フーチング側壁	1,595	1,456	1.63	1.49
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁）重力擁壁	2,093	3,568	2.14	3.64
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁（波返重力擁壁）ケーソン	1,176	2,297	1.20	2.35

アンカーボルト 1 本当たりの漂流物対策工の慣性力の整理を表 4-2 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に設置する漂流物対策工のうち，漂流物対策工①におけるアンカーボルト 1 本当たりの慣性力が大きい。

防波壁（逆 T 擁壁）に設置する漂流物対策工のうち，漂流物対策工⑤におけるアンカーボルト 1 本当たりの慣性力が大きい。

防波壁（波返重力擁壁）に設置する漂流物対策工のうち，漂流物対策工⑥におけるアンカーボルト 1 本当たりの慣性力が大きい。

なお，設置方向が水平となる漂流物対策工④，設置位置が海中となる漂流物対策工⑧及び鋼材で構成される漂流物対策工⑨は，他構造区分と異なる構造的特徴を有するため，耐震評価を実施する。

表 4-2 アンカーボルト 1 本当たりの漂流物対策工の慣性力の整理

設置箇所	名称	アンカーボルト 標準本数N (幅1m当たり) (本)	重量W (幅1m当たり) (kN)	設計震度 K_{sh} (水平)	設計震度 K_{sv} (鉛直)	慣性力 P_{ssh} (水平)	慣性力 P_{ssv} (鉛直)	アンカーボルト 1本当たりの 慣性力 (水平) P_{ssh}/N (kN/本)	アンカーボルト 1本当たりの 慣性力 (鉛直) P_{ssv}/N (kN/本)
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	漂流物対策工①	11	79.2	2.56	0.83	202.8	65.7	18.5	6.0
	漂流物対策工②	23	156	2.56	0.83	399.4	129.5	17.4	5.7
防波壁（逆 T 擁壁）	漂流物対策工③	7	54	1.63	1.49	88.0	80.5	12.6	11.5
	漂流物対策工⑤	3	24	1.63	1.49	39.1	35.8	13.1	12.0
防波壁（波返重力擁壁）	漂流物対策工⑥	9	78	2.14	3.64	166.9	283.9	18.6	31.6
	漂流物対策工⑦	12	102	2.14	3.64	218.3	371.3	18.2	31.0

5. 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定結果

耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定結果を表5-1に示す。

表5-1 耐震評価を実施する漂流物対策工の構造区分の選定結果

名称	種別	設置箇所	鉄筋コンクリート版		アンカーボルト		評価対象	選定理由
			厚さ	高さ	径	標準本数 (幅1mあたり)		
漂流物対策工①	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	6.6m (EL. 15.0m~EL. 8.4m)	D16	11本	○	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に設置する漂流物対策工のうち、アンカーボルト1本当たりの慣性力が大きいことから、評価対象に選定する。
漂流物対策工②	鉄筋コンクリート版	防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	50cm	12.8m (EL. 15.0m~EL. 2.2m)	D16	23本		防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に設置する漂流物対策工のうち、漂流物対策工①と比較して、アンカーボルト1本当たりの慣性力が小さいことから、漂流物対策工①に代表させる。
漂流物対策工③	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁)堅壁	50cm	4.5m (EL. 15.0m~EL. 10.5m)	D16	7本		防波壁(逆T擁壁)に設置する漂流物対策工のうち、漂流物対策工⑤と比較して、アンカーボルト1本当たりの慣性力が小さいことから、漂流物対策工⑤に代表させる。
漂流物対策工④	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁)フーチング	50cm	— (EL. 10.0m)	D16	6本	○	設置方向が水平のため、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑤	鉄筋コンクリート版	防波壁(逆T擁壁)フーチング側壁	50cm	2.0m (EL. 10.0m~EL. 8.0m)	D16	3本	○	防波壁(逆T擁壁)に設置する漂流物対策工のうち、アンカーボルト1本当たりの慣性力が大きいことから、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑥	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁)重力擁壁	50cm	6.5m (EL. 15.0m~EL. 8.5m)	D19	9本	○	防波壁(波返重力擁壁)に設置する漂流物対策工のうち、アンカーボルト1本当たりの慣性力が大きいことから、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑦	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁)重力擁壁	50cm	8.5m (EL. 15.0m~EL. 6.5m)	D19	12本		防波壁(波返重力擁壁)に設置する漂流物対策工のうち、漂流物対策工⑥と比較して、アンカーボルト1本当たりの慣性力が小さいことから、漂流物対策工⑥に代表させる。
漂流物対策工⑧	鉄筋コンクリート版	防波壁(波返重力擁壁)ケーソン	50cm	14.0m* (EL. 2.0m~EL. 12.0m)	D19	17本	○	設置位置が海中のため、評価対象に選定する。
漂流物対策工⑨	鋼材	防波壁(逆T擁壁)フーチング(グラウンドアンカ設置箇所)	—	—	M16	—	○	鋼材で構成されるため、評価対象に選定する。

注記*: ケーソンに設置する漂流物対策工のうち最大寸法を記載

○: 耐震評価を実施する構造区分

(参考資料 2) アンカーボルトの許容限界について

1. 許容限界の設定方法

防波壁に設置する漂流物対策工に用いるアンカーボルトを表 1-1 に示す。

アンカーボルトの許容限界は「各種合成構造設計指針・同解説(日本建築学会, 2010 年)」の接着系アンカーボルトの設計に基づき, 以下のとおり設定する。

表 1-1 流物対策工に用いるアンカーボルト

設置箇所		アンカーボルト 仕様
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	SD345 (D16)
	防波壁 (逆 T 擁壁)	SD345 (D16)
	防波壁 (波返重力擁壁)	SD345 (D19)
	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	SD345 (D19)
漂流物対策工 (鋼材)		SS400 (M16)

1.1 許容引張力 p_a の算定

接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_a は、以下で算定されるアンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a1} 、コーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a2} 、及びアンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a3} のうち小さい値とする。

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$p_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg}$$

$$\alpha_n = 0.5(c_n/l_e) + 0.5$$

$$A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$$

ただし、 $(c_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は $(c_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$ の場合は $l_e = 10d_a$ とする。

ここで、

p_{a1} : 接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)

p_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)

p_{a3} : 接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (kN)

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : 低減係数で表 1.1-1 の値を用いる

$s \sigma_{pa}$: 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 接着系アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $0.31\sqrt{F_c}$ とする。(N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)

d_a : 接着系アンカーボルトの径 (mm)

l_{ce} : 接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする (mm)

l_e : 接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ (mm)

τ_a : 接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度 (N/mm²)

α_n : 付着強度の低減係数 ($n = 1, 2, 3$)

τ_{bavg} : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度で表 1.1-2 から保守的に無機系の値を用いる (N/mm²)

c_n : へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2 で $c_n = a_n/2$ ($n = 1 \sim 3$) とする (mm)

表 1.1-1 低減係数

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

表 1.1-2 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

1.2 許容せん断力 q_a の算定

接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 q_a は、以下で算定されるアンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 q_{a1} 、支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 q_{a2} 、及びコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 q_{a3} のうちいずれか小さい値とする。

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここで、

q_{a1} : 接着系アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (kN)

q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (kN)

q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (kN)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数で表 1.1-1 の値を用いる

$s \sigma_{qa}$: 接着系アンカーボルトのせん断強度で、規格降伏点強度 $\times 0.7$ とする (N/mm²)

$s c a$: 接着系アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする (N/mm²)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $0.31 \sqrt{F_c}$ とする。 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積で、 $0.5 \pi c^2$ とする (mm²)

c : へりあき寸法 (mm)

2. 評価条件

アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(防波壁 (多重鋼管杭式擁壁), 防波壁 (逆 T 擁壁))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
$s_c a$	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	198.6
ϕ_2	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
A_c	mm ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	242509
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	5.35
d_a	mm	接着系アンカーボルトの径	15.9
l_{ce}	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	238
l_e	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	270
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	5.35
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
c_1	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	275
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	350
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	118791

表 2-1(2) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(防波壁 (波返重力擁壁))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
${}_sc a$	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	286.5
ϕ_2	—	低減係数	2/3
${}_c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
A_c	mm ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	340901
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	5.35
d_a	mm	接着系アンカーボルトの径	19.1
l_{ce}	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	282
l_e	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	320
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	5.35
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
c_1	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	350
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	500
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	192423

表 2-1(3) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(防波壁 (波返重力擁壁 (ケーソン)))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	345
sca	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	286.5
ϕ_2	—	低減係数	2/3
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
A_c	mm ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	452286
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	4.54*
d_a	mm	接着系アンカーボルトの径	19.1
l_{ce}	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	332
l_e	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	370
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	5.35
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
c_1	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	410
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	500
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	—
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	241.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	264051

注記* : エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いるため, 「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針〔改訂版〕(土木学会, 2003年)」に基づき, 付着強度を 85% に減じる。

表 2-1(4) アンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値
(漂流物対策工(鋼材))

記号	単位	定義	入力値
ϕ_1	—	低減係数	1
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトの規格降伏点強度	235
${}_sc a$	mm ²	接着系アンカーボルトの断面積	157.0
ϕ_2	—	低減係数	2/3
${}_c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.52
A_c	mm ²	コーン状破壊面の有効水平投影面積	46558
ϕ_3	—	低減係数	2/3
τ_a	N/mm ²	接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	10.69
d_a	mm	接着系アンカーボルトの径	16
l_{ce}	mm	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ	82
l_e	mm	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	114
α_1	—	付着強度の低減係数	1
α_2	—	付着強度の低減係数	1
α_3	—	付着強度の低減係数	1
τ_{bavg}	N/mm ²	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度	10.69
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	24
c_1	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	125
c_2	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	175
c_3	mm	へりあき寸法, 又は, アンカーボルトピッチ a の 1/2	275
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm ²	接着系アンカーボルトのせん断強度	164.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	387.3
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	24544

3. 許容限界の計算

「1.1 引張力」及び「1.2 せん断力」で表される許容限界の評価式に，表 2-1 のアンカーボルトの許容限界の評価に用いる入力値を代入して，算定した各アンカーボルトの許容限界値を算定する。

接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a1} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆 T 擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 345 \cdot 198.6 \\ &= 68.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 345 \cdot 286.5 \\ &= 98.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 345 \cdot 286.5 \\ &= 98.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \\ &= 1 \cdot 235 \cdot 157.0 \\ &= 36.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 p_{a2} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆 T 擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 242509 \\ &= 245.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 340901 \\ &= 345.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 452286 \\ &= 457.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 46558 \\ &= 47.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力 p_{a3} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 5.35 \cdot 3.14 \cdot 15.9 \cdot 238 \\ &= 42.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 5.35 \cdot 3.14 \cdot 19.1 \cdot 282 \\ &= 60.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 4.54 \cdot 3.14 \cdot 19.1 \cdot 332 \\ &= 60.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} p_{a3} &= \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \\ &= (2/3) \cdot 10.69 \cdot 3.14 \cdot 16 \cdot 82 \\ &= 29.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

接着系アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容せん断力 q_{a1} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 198.6 \\ &= 47.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 286.5 \\ &= 69.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 241.5 \cdot 286.5 \\ &= 69.1 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a1} &= \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= 1 \cdot 164.5 \cdot 157 \\ &= 25.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

定着した躯体の支圧強度により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容せん断力 q_{a2} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 198.6 \\ &= 51.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 286.5 \\ &= 73.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 286.5 \\ &= 73.9 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a2} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_{qa} \cdot s_c a \\ &= (2/3) \cdot 387.3 \cdot 157.0 \\ &= 40.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容せん断力 q_{a3} を以下に示す。

【防波壁（多重鋼管杭式擁壁）、防波壁（逆T擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 118791 \\ &= 120.2 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 192423 \\ &= 194.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【防波壁（波返重力擁壁（ケーソン））】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 264051 \\ &= 267.3 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【漂流物対策工（鋼材）】

$$\begin{aligned} q_{a3} &= \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_{qc} \\ &= (2/3) \cdot 1.52 \cdot 24544 \\ &= 24.8 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4. アンカーボルトの許容限界

「3. 許容限界の計算」で算定したアンカーボルトの許容限界値のうち最小値を，漂流物対策工の耐震評価及び強度評価におけるアンカーボルトの許容限界として設定する。

アンカーボルトの許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 アンカーボルトの許容限界

評価対象部位		材質	許容引張力 (kN/本) 【最小値のケース】	許容せん断力 (kN/本) 【最小値のケース】
アンカー ボルト	防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	SS400 (D16)	42.3 【 p_{a3} 】	47.9 【 q_{a1} 】
	防波壁 (逆T擁壁)	SS400 (D16)	42.3 【 p_{a3} 】	47.9 【 q_{a1} 】
	防波壁 (波返重力擁壁)	SS400 (D19)	60.2 【 p_{a3} 】	69.1 【 q_{a1} 】
	防波壁 (波返重力擁壁) ケーソン	SS400 (D19)	60.2 【 p_{a3} 】	69.1 【 q_{a1} 】
	漂流物対策工 (鋼材)	SS400 (M16)	29.3 【 p_{a3} 】	24.8 【 q_{a3} 】

(参考資料 3) 漂流物対策工の施工方法について

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、防波壁の前面に目地材及びアンカーボルトを配置し、厚さ 50cm の鉄筋コンクリート版を設置する。防波壁（波返重力擁壁）を例として、漂流物対策工(鉄筋コンクリート版)の施工ステップ図を図 1 に示す。

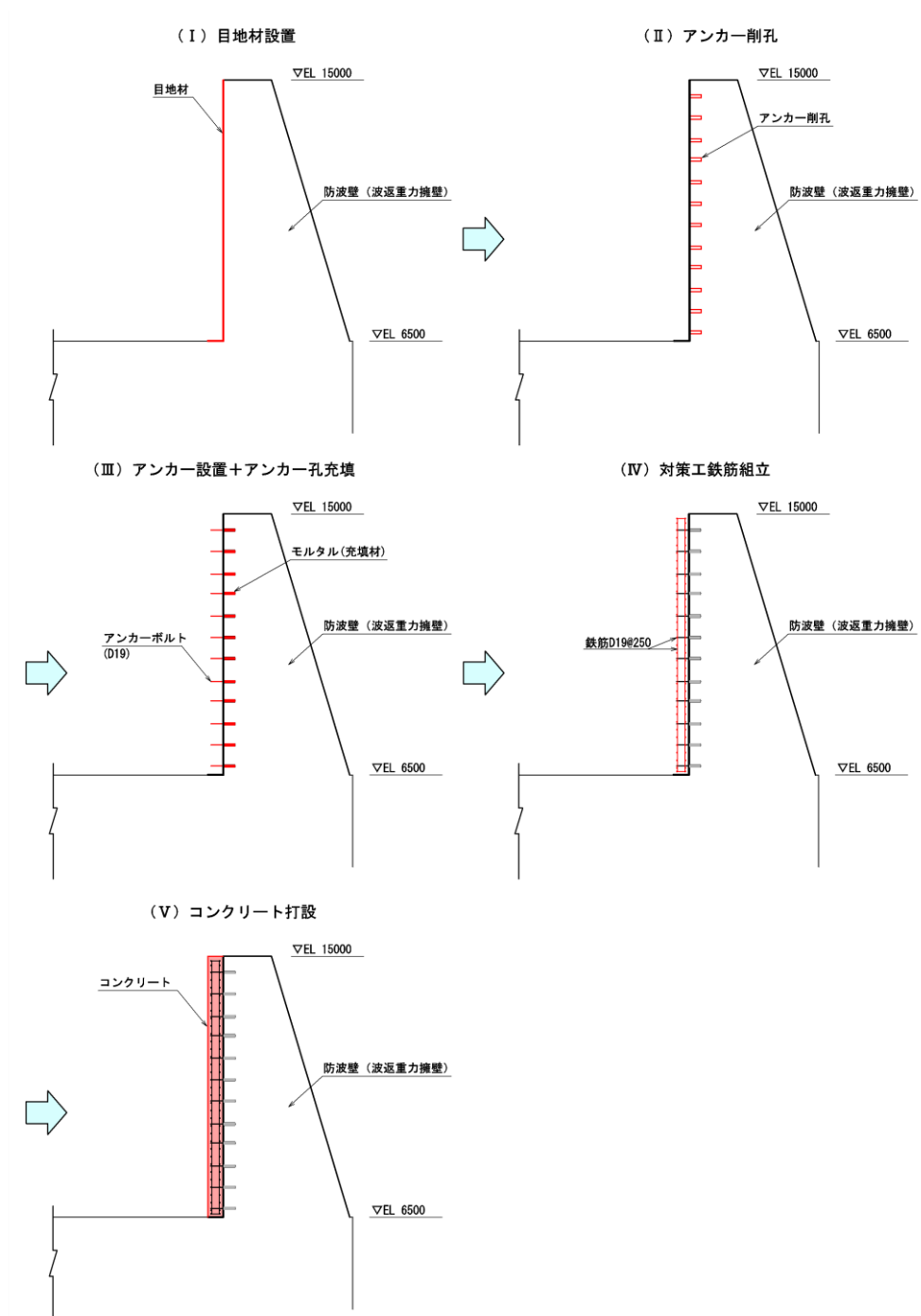


図 1 漂流物対策工の施工ステップ図
(例：防波壁（波返重力擁壁）)

(参考資料 4) 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さについて

1. 概要

防波壁に設置する漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、厚さ 50cm を基本として設置するが、防波壁通路防波扉（3号機東側）周辺の漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）は、防波壁通路防波扉（3号機東側）の開閉に干渉しないように厚さを決定する。

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の強度計算においては、図 1-2 に示すとおり、漂流物衝突荷重等による押抜きせん断に対する評価を実施することから、本資料では、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さについて確認する。

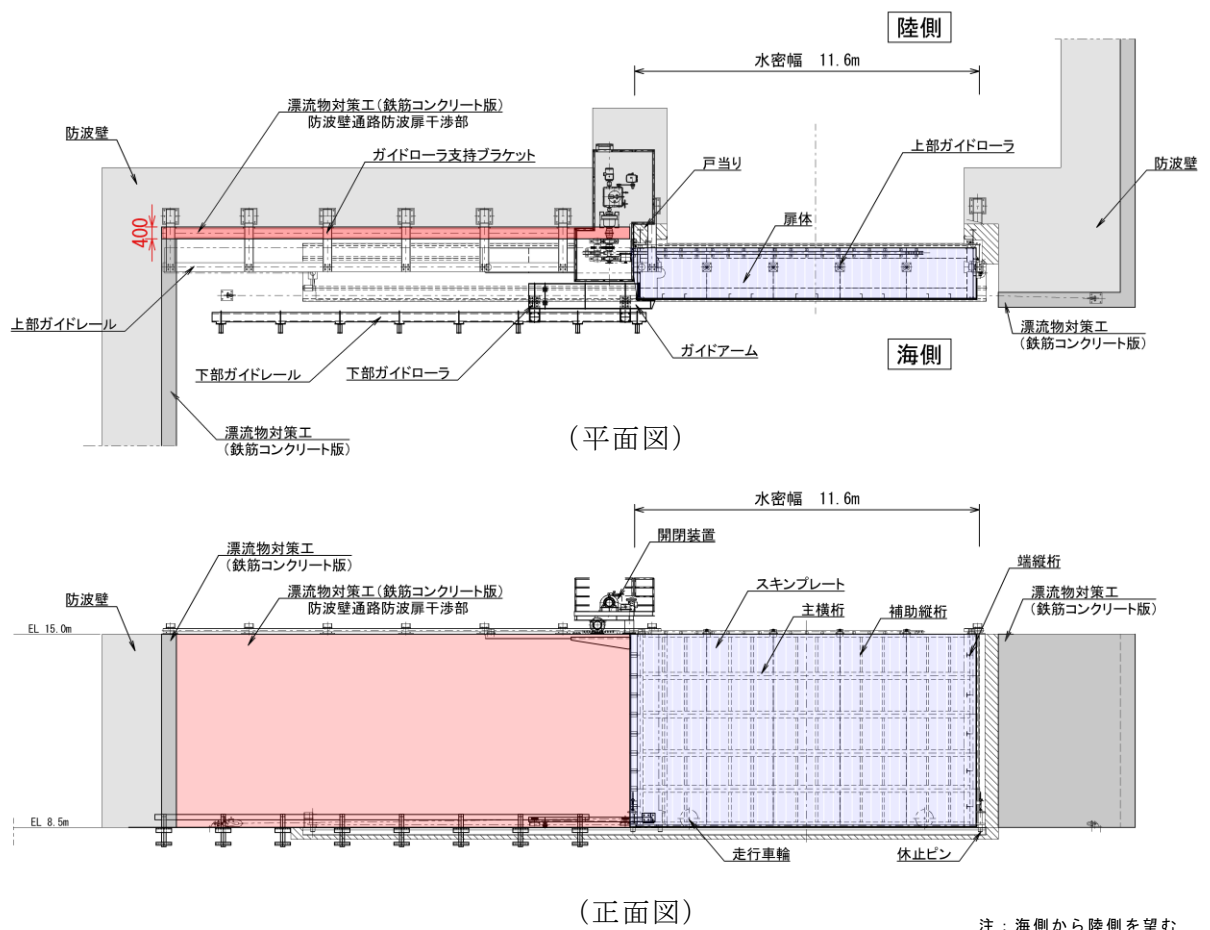


図 1-1 防波壁通路防波扉（3号機東側）周辺の漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）

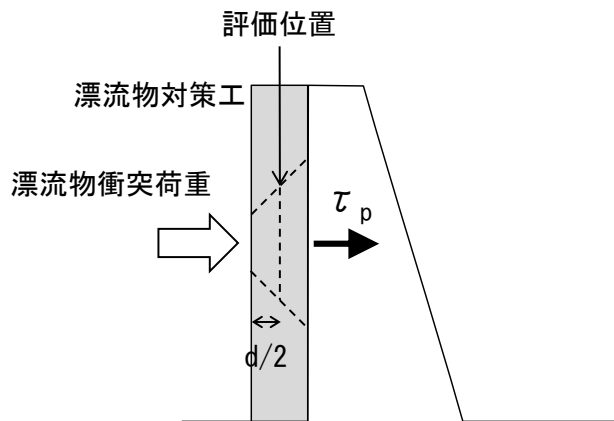


図 1-2 鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力の評価イメージ

2. 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の最低厚さ

漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）に作用する押抜きせん断力は、以下の式により算定する。また、設計断面の周長厚さの算定イメージを図 2-1 に示す。

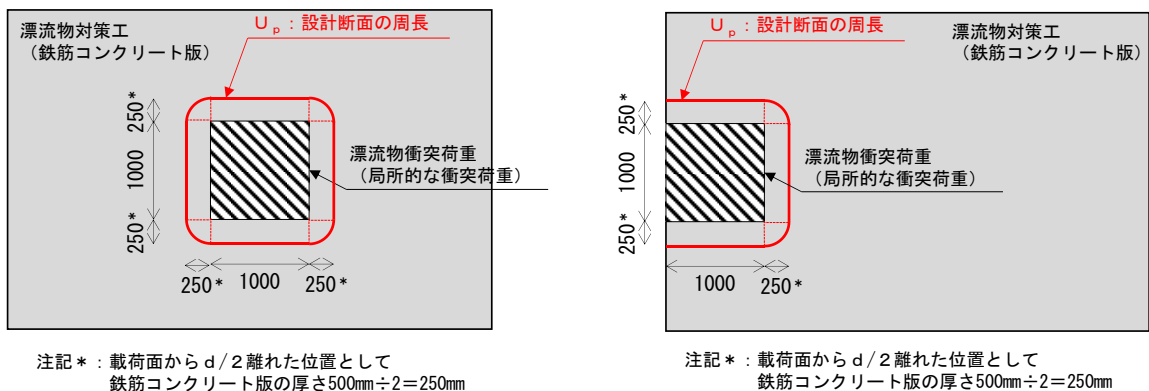
$$\tau_p = P_{dc} / U_p \cdot d$$

ここで、 τ_p ：鉄筋コンクリート版に作用する押抜きせん断力（ kN/mm^2 ）

P_{dc} ：鉄筋コンクリート版に作用する荷重（ kN ）

U_p ：設計断面の周長（載荷面から $d/2$ 離れた位置）（ m ）

d ：鉄筋コンクリート版の有効高さ（ m ）



（中央に衝突した場合）

（端部に衝突した場合）

図 2-1 設計断面の周長 U_p の算定イメージ

（例：鉄筋コンクリート版の厚さが 50cm の場合）

「5.5 評価条件」に示す鉄筋コンクリート版に作用する荷重を用いて、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さを変数とした場合の発生押抜きせん断力を図 2-2 に示す。発生押抜きせん断力が「5.3 許容限界」に示す鉄筋コンクリート版の許容限界 $1.35\text{N}/\text{mm}^2$ を下回る最低厚さは、中央に衝突した場合には 21cm 、端部に衝突した場合には 29cm となることを確認した。

よって、漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の基本厚さを 50cm とするが、他設備と干渉する場合は最低厚さ 29cm 以上を確保する。

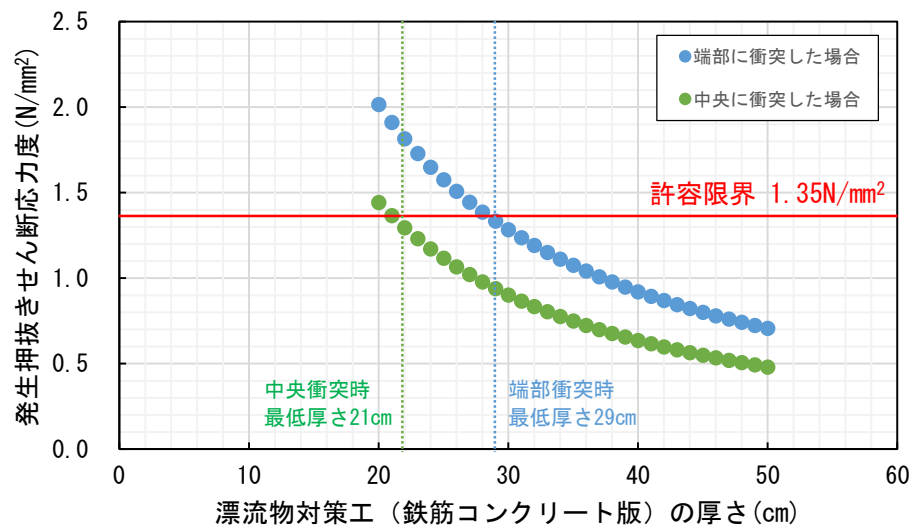


図 2-2 漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）の厚さを変数とした場合の発生押抜きせん断力

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. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 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

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 検討対象防波扉一覧	2
2.2 配置概要	3
2.3 構造計画	6
2.4 評価方針	7
2.5 適用規格・基準等	8
2.6 記号の説明	9
3. 固有値解析	11
3.1 固有振動数の算出方法	11
3.1.1 解析モデルの設定	11
3.2 固有振動数の算出条件等	12
3.2.1 記号の説明	12
3.2.2 固有振動数の算出方法	12
3.2.3 固有振動数の算出条件	13
3.3 固有振動数の算出結果	13
4. 耐震評価	14
4.1 評価対象部位	14
4.2 荷重及び荷重の組合せ	15
4.2.1 荷重の設定	15
4.2.2 荷重の組合せ	15
4.3 許容限界	16
4.3.1 使用材料	16
4.3.2 許容限界	16
4.4 設計用地震力	18
4.5 評価方法	19
4.5.1 応力算定	19
4.5.2 断面検定	25

5. 評価条件	30
6. 評価結果	31

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて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、津波防護施設である防波壁通路防波扉（以下「防波扉」という。）のうち、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。）及び防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）が、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

防波扉に要求される機能の維持を確認するに当たっては、応力評価に基づく、構造部材の健全性評価を行う。

2. 一般事項

2.1 検討対象防波扉一覧

検討対象の防波扉を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 検討対象防波扉一覧

扉名称	設置高さ
	EL (m)
防波扉 (1号機北側)	9.5
防波扉 (2号機北側)	9.5

2.2 配置概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）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（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の壁面（海側）より奥まった狭隘な場所に設置し、防波扉に漂流物として船舶が直接衝突しない構造とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の設置位置を図 2.2-1 に、防波扉（1号機北側）の構造概要を図 2.2-2 に、防波扉（2号機北側）の構造概要を図 2.2-3 に示す。

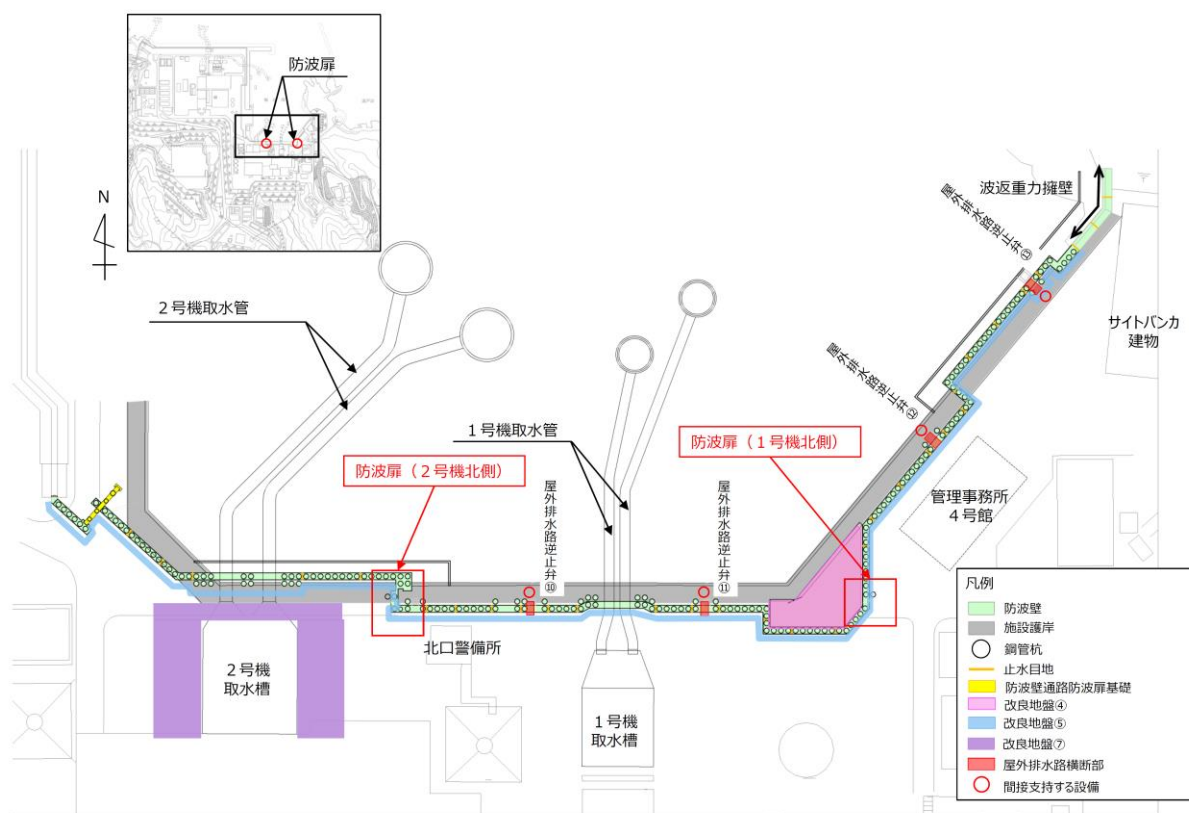
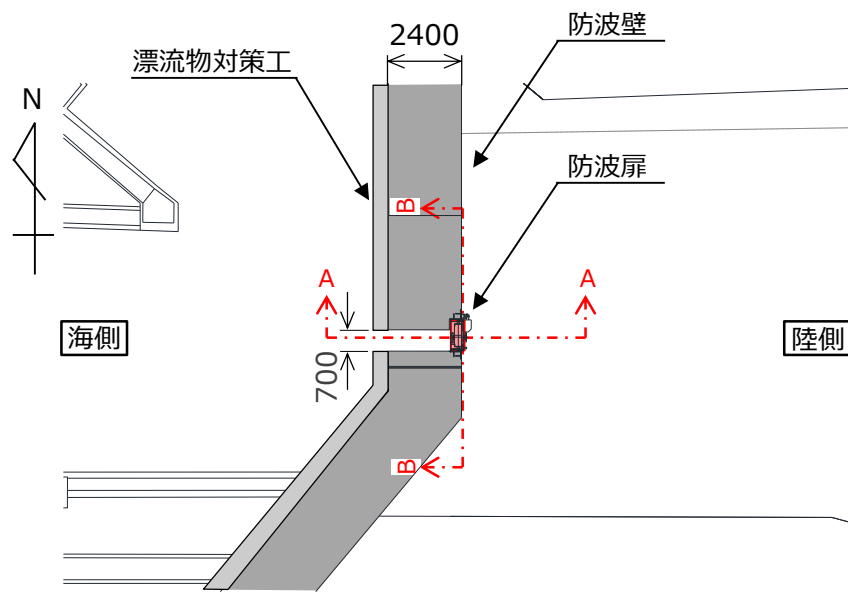
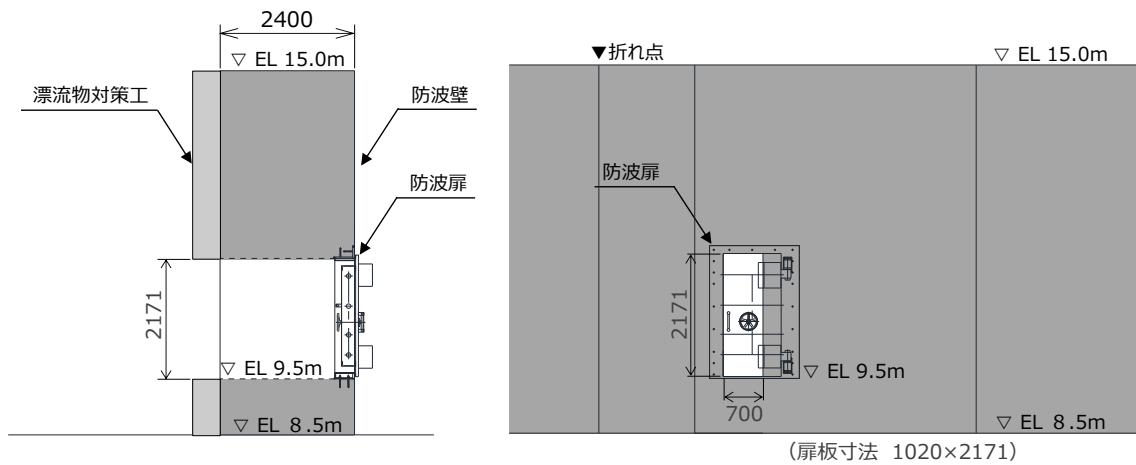


図 2.2-1 防波扉設置位置



平面図

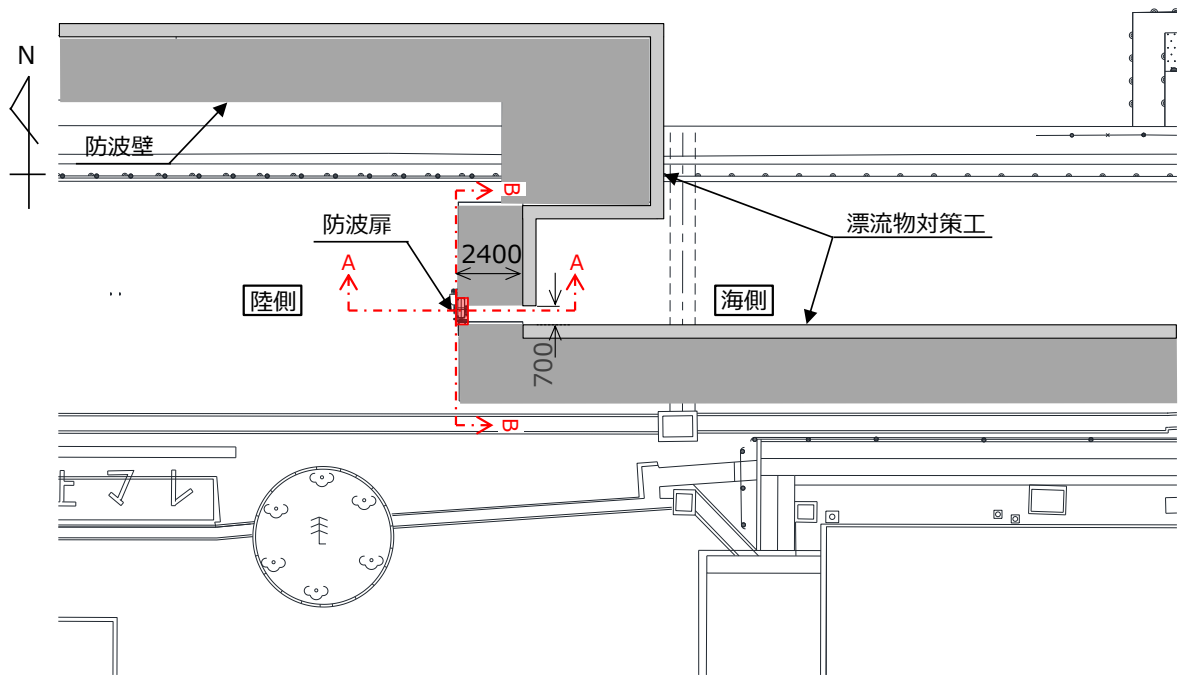


A-A断面

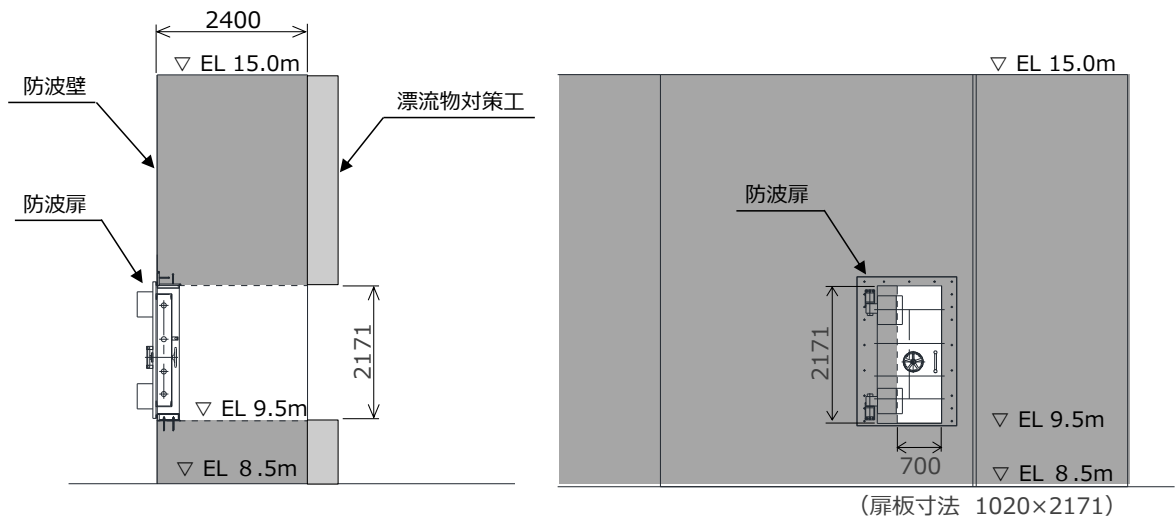
B-B断面

断面図

図 2.2-2 防波扉（1号機北側）構造概要



平面図



A—A断面

B—B断面

断面図

図 2.2-3 防波扉（2号機北側）構造概要

2.3 構造計画

防波扉の構造計画を表 2.3-1 に示す。防波扉は扉板、芯材、カンヌキ、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）、扉枠、アンカーボルトにより構成され、アンカーボルトにより躯体へ固定する構造とする。なお、固定する躯体は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）である。

表 2.3-1 防波扉の構造計画（防波扉（1号機北側）、防波扉（2号機北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>扉開放時においては、ヒンジにより扉が扉枠に固定され、扉閉止時においては、カンヌキ（差込形）により扉と扉枠を一体化する構造とする。</p> <p>扉枠はアンカーボルトにより躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））へ固定する構造とする。</p>	<p>片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置されたカンヌキ（差込形）を鋼製の扉枠に差込み、扉体と扉枠を一体化させる構造とする。</p> <p>また、扉と躯体の接続はヒンジ部を介する構造とする。</p>	<p>正面図</p> <p>断面図</p>

2.4 評価方針

防波扉の耐震評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき「2.3 構造計画」に示す防波扉の構造を踏まえ、「4.1 評価対象部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「4.5 評価方法」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「5. 評価条件」にて示す。

耐震評価フローを図 2.4-1 に示す。

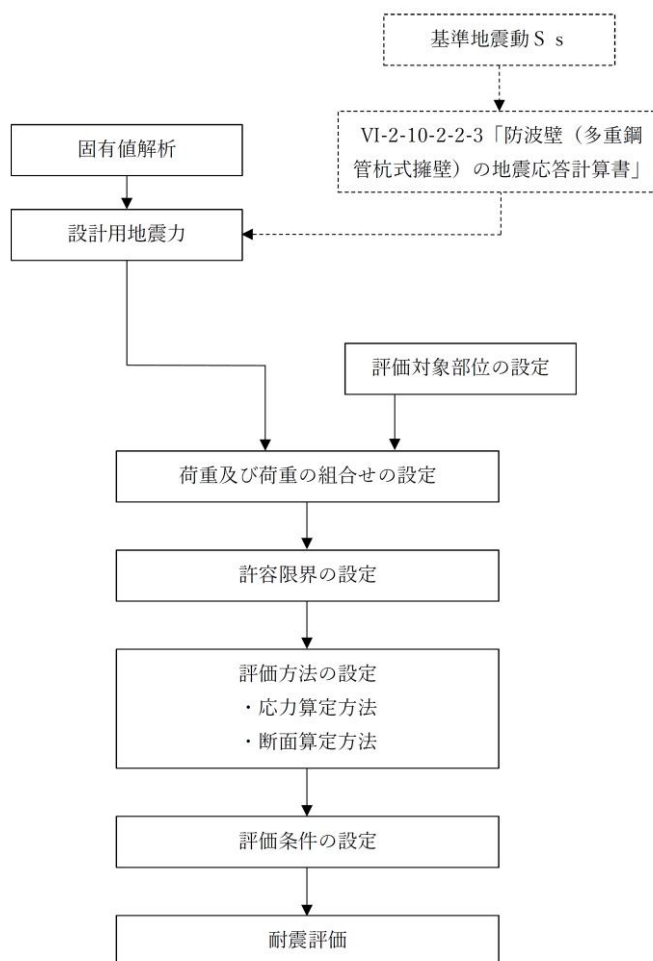


図 2.4-1 防波扉の耐震評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 機械工学便覧（日本機械学会，2005年改訂）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・ J I S G 4 3 0 3－2012 ステンレス鋼棒
- ・ J I S G 4 0 5 1－2016 機械構造用炭素鋼鋼材
- ・ J I S G 4 0 5 3－2016 機械構造用合金鋼鋼材
- ・ 防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成25年9月（平成27年12月一部改訂）

2.6 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震評価に用いる記号を表2.6-1に示す。

表 2.6-1 (1) 耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	扉の固定荷重
P_k	kN	風荷重
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k	-	設計震度
W_1	kN	スラスト荷重
k_{UD}	-	鉛直震度
F_1	kN	扉幅方向転倒力
F_2	kN	扉厚方向転倒力
k_H	-	水平震度
W_2	kN/m ²	風圧力
L_1	m	扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離
L_2	m	扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離
L_3	m	ヒンジ芯間距離
L_4	m	扉幅
L_5	m	扉高さ
M_1	kN・m	ヒンジ板の曲げモーメント
L_6	m	ヒンジ板の2軸間距離
Q_1	kN	ヒンジ板に生じるせん断力
T_1	kN	ヒンジ板に生じる引張力
M_2	kN・m	ヒンジピンの曲げモーメント
L_7	mm	ヒンジ板と受板間距離
Q_2	kN	ヒンジピンに生じるせん断力
C_1	kN	ヒンジピンに生じる圧縮力
Q_3	kN/本	ヒンジボルトに生じるせん断力
n_1	本	ヒンジボルトの本数
T_2	kN/本	ヒンジボルトに生じる引張力
R_1	kN/本	カンヌキ1本あたりに作用する荷重
n_2	本	カンヌキの本数
M_3	kN・m	カンヌキの曲げモーメント

表 2.6-1 (2) 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
L_8	m	カンヌキの扉外間距離
Q_4	kN	カンヌキに生じるせん断力
W_{1a}	kN	扉と扉枠の重量を含んだスラスト荷重
F_{1a}	kN	扉と扉枠の重量を含んだ扉幅方向転倒力
G_a	kN	ヒンジ側枠の固定荷重
N	本	ヒンジ側のアンカーボルト総本数
T_3	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
Q_5	kN	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
σ_1	N/mm ²	ヒンジ板に生じる曲げ応力度
Z_1	mm ³	ヒンジ板の断面係数
τ_1	N/mm ²	ヒンジ板に生じるせん断応力度
A_1	mm ²	ヒンジ板の断面積
σ_{T1}	N/mm ²	ヒンジ板に生じる引張応力度
x_1	N/mm ²	ヒンジ板に生じる組合せ応力度
σ_2	N/mm ²	ヒンジピンに生じる曲げ応力度
Z_2	mm ³	ヒンジピンの断面係数
τ_2	N/mm ²	ヒンジピンに生じるせん断応力度
A_2	mm ²	ヒンジピンの断面積
σ_{c1}	N/mm ²	ヒンジピンに生じる圧縮応力度
C_1	kN	ヒンジピンに生じる圧縮力
x_2	N/mm ²	ヒンジピンに生じる組合せ応力度
τ_3	N/mm ²	ヒンジボルトに生じるせん断応力度
A_3	mm ²	ヒンジボルトの断面積
σ_{T2}	N/mm ²	ヒンジボルトに生じる引張応力度
σ_3	N/mm ²	カンヌキに生じる曲げ応力度
Z_3	mm ³	カンヌキの断面係数
τ_4	N/mm ²	カンヌキに生じるせん断応力度
A_4	mm ²	カンヌキの断面積
x_3	N/mm ²	カンヌキに生じる組合せ応力度
T_{3A}	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力
Q_{5A}	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力

3. 固有値解析

3.1 固有振動数の算出方法

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造に応じた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（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、ヒンジ部及びカンヌキにより扉と扉枠を固定する構造であることから、扉閉止時については両端固定梁に、扉開放時については単純化したモデルとし、モデル化に用いる芯材の長さは扉板幅とする。解析モデル図を図3.1-1に示す。

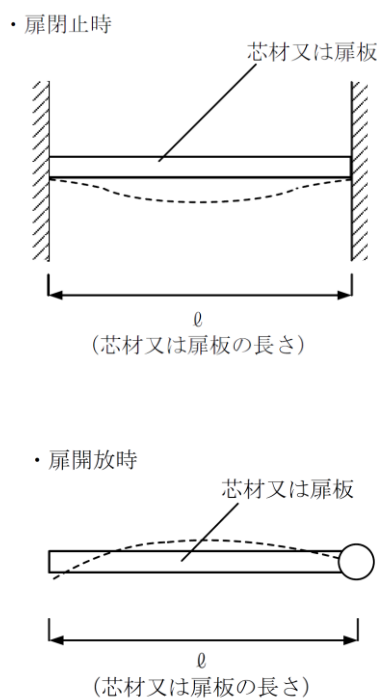


図 3.1-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有値解析モデル

3.2 固有振動数の算出条件等

3.2.1 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数算出に用いる記号を表3.2-1に示す。

表 3.2-1 防波扉の固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の1次固有振動数
ℓ	mm	モデル化に用いる芯材の長さ
E	N/m ²	ヤング率
I	mm ⁴	断面二次モーメント
m	kg/m	質量分布

3.2.2 固有振動数の算出方法

1次固有振動数 f を「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき以下の式より計算する。ここで，防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数は水平方向（扉体面外方向）について算出するものとし，鉛直方向（扉体面内方向）については，扉に配された鉛直方向の芯材等の軸剛性が，面外方向の剛性に比べて十分に大きいため，固有振動数の算出を省略する。

(1) 扉閉止時

$$f = \frac{4.730^2}{2\pi\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

(2) 扉開放時

扉開放時においては，面外方向については剛体モード（固有振動数がほぼゼロ）となり，これに伴う荷重の増幅は生じないが，本評価においては保守的に芯材が自由振動するものとして，下記の評価式にて固有振動数を算出する。

$$f = \frac{3.927^2}{2\pi\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

3.2.3 固有振動数の算出条件

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数の算出条件を表3.2-2に示す。

表 3.2-2 固有振動数の算出条件

部位	モデル化に 用いる芯材 長さ l (mm)	ヤング率 E (N/m ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/m)
防波扉（1号機北側）及び 防波扉（2号機北側）	1020	2.05×10^{11}	2260×10^4	1666.7

3.3 固有振動数の算出結果

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数の算出結果を表3.3-1に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数は20Hz以上であり、剛構造であることを確認した。

表 3.3-1 固有振動数の算出結果

部位	固有振動数 f (Hz)	
	扉閉止時	扉開放時
防波扉（1号機北側）及び 防波扉（2号機北側）	180.50	124.14

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は「2.3 構造計画」に示す防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の構造上の特徴を踏まえ選定する。

基準地震動 S_s による地震荷重により防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）に生じる慣性力は、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）及びカンヌキから扉枠に伝わり、扉枠を固定するアンカーボルトを介し、開口部周囲の躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））に伝達されることから、評価対象部位をヒンジ部、カンヌキ及びアンカーボルトとする。

図 4.1-1 に防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）閉止時の荷重の作用イメージと評価対象部位を示す。

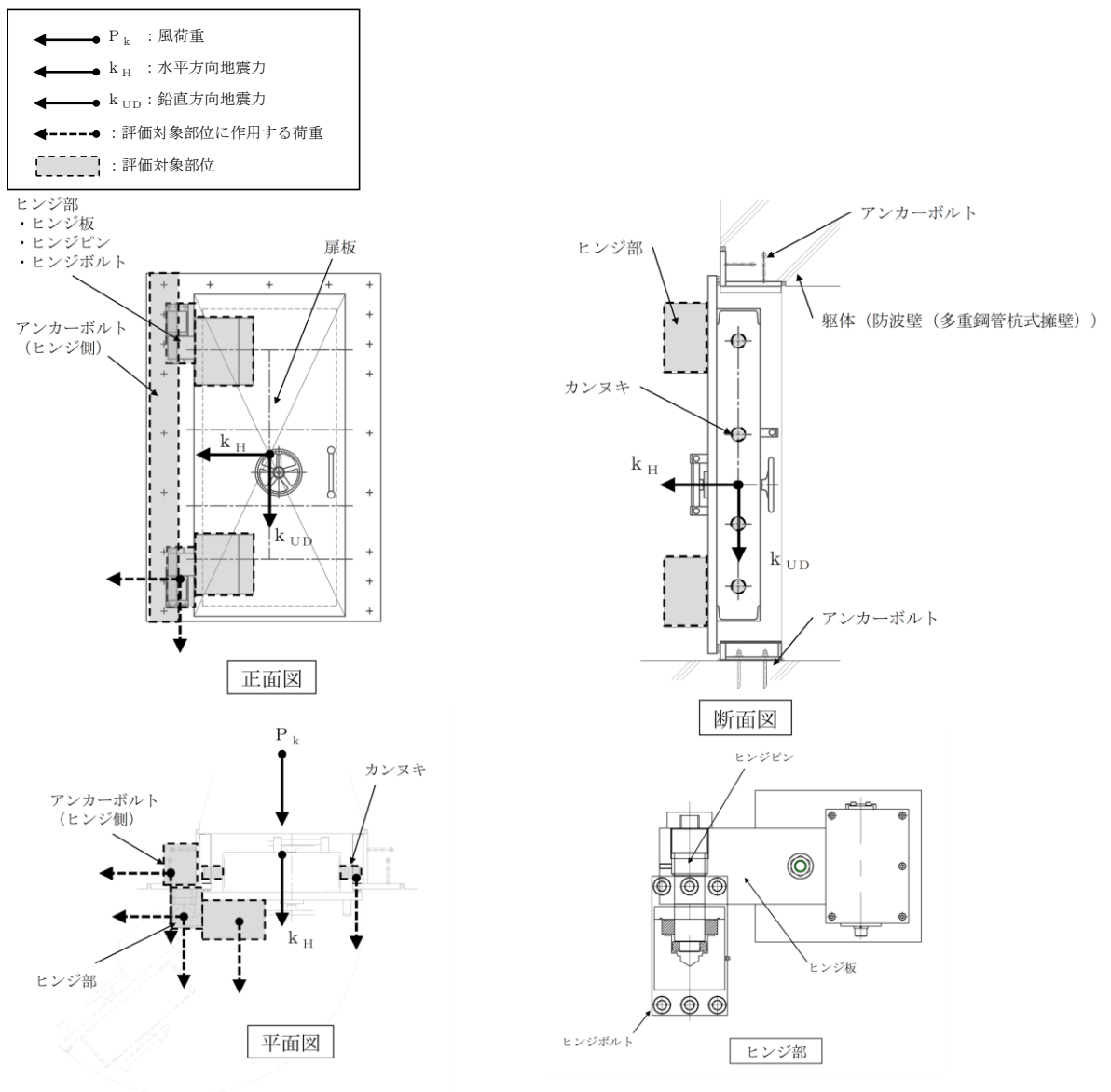


図 4.1-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）閉止時に作用する荷重の作用図

2.2.1-14

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の設定

(1) 扉の固定荷重 (G)

固定荷重として防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の自重を考慮する。

(2) 風荷重 (P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

(3) 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 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて次式により算出する。

$$S_s = G \cdot k$$

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 扉の固定荷重 (kN)

k : 設計震度

なお、水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位は、水平方向と鉛直方向の地震力が同時に作用するものとして評価する。

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 S _s	G + P _k + S _s

G : 扉の固定荷重

P_k : 風荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

4.3 許容限界

許容限界は V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

4.3.1 使用材料

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を構成するヒンジ部，カンヌキ，アンカーボルトの使用材料を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
ヒンジ部	ヒンジ板	SS400	PL-70×150
	ヒンジピン	S45C	60φ
	ヒンジボルト	SCM435	M22
カンヌキ		SUS304	80φ
アンカーボルト		アルミキルド鋼	M16×160

4.3.2 許容限界

(1) 鋼材

鋼材の許容限界は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改定）」（以下「S規準」という。）に基づき算定した短期許容応力度とする。表 4.3-2 に値を示す。

表 4.3-2 鋼材の許容応力度

材質		短期許容応力度 (N/mm ²) * ¹			
		引張	曲げ	圧縮	せん断
SS400	$t \leq 40$ * ²	235	235	235	135
	$40 < t \leq 100$ * ²	215	215	215	124
SUS304		205	205	205	118
SCM435		651	651	651	375
S45C		345	345	345	199

注記*1：許容応力度を決定する場合の基準値 F は，日本産業規格（J I S）に基づく。

*2：t は板厚 (mm) を示す。

(2) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「4.1 評価対象部位」に記載したアンカーボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した表 4.3-3 の値とする。

なお，評価対象部位のアンカーボルトが引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を許容限界に設定する。また，評価対象部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては，アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 4.3-3 アンカーボルトの許容限界

材質	許容耐力 (kN/本)	
	引張	せん断
アルミキルド鋼	47	33

4.4 設計用地震力

「3. 固有値解析」に示したとおり，防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の固有振動数が20Hz以上であることを確認したため，防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の耐震計算に用いる設計震度は，VI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」に示す防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した表4.4-1の値とする。

設計震度の設定に当たっては，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各解析断面の最大応答加速度を参照し，最も大きい②-②断面の防波壁天端における値を適用している。②-②断面の位置を図4.4-1に示す。

表 4.4-1 設計用地震力 (1)

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	地震による設計震度	
		水平方向 k_H	鉛直方向 k_{UD}
基準地震動 S_s	防波扉（1号機北側）及び 防波扉（2号機北側） : EL 9.5m	3.5	1.0

表 4.4-1 設計用地震力 (2)

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	水平方向 k_H	鉛直方向 k_{UD}
基準地震動 S_s	防波扉（多重鋼管杭式擁壁 ②-②断面）天端 : EL 15.0m	2.6 (2528cm/s ²) *	1.0 (746cm/s ²) *

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

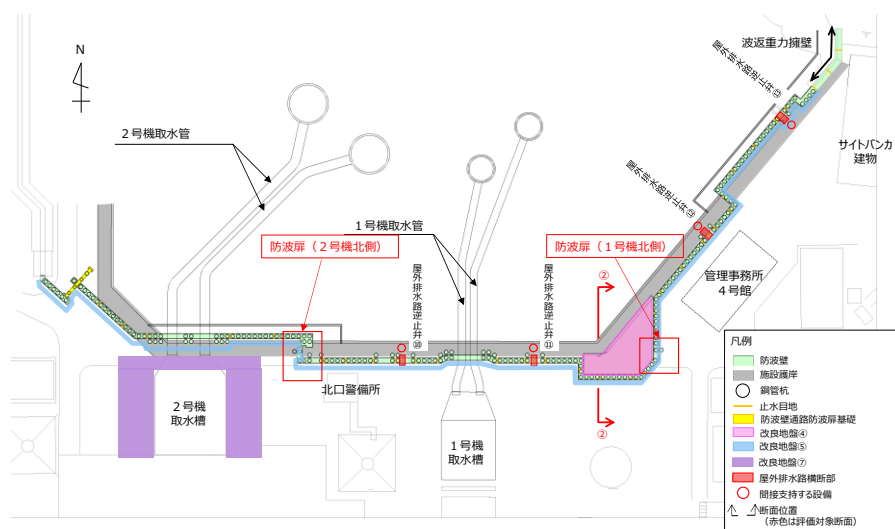


図 4.4-1 ②-②断面位置

4.5 評価方法

4.5.1 応力算定

(1) ヒンジ部

ヒンジ部は、ヒンジ板、ヒンジピン及びヒンジボルトで構成されており、次式により算定するスラスト荷重（回転軸線方向荷重）及び転倒力から、各部材に発生する応力を算定する。ヒンジ部に作用する荷重の例を図 4.5-1 に示す。

$$W_1 = G + k_{UD} \cdot G$$

$$F_1 = W_1 \cdot L_1 / L_3 + k_H \cdot G / 2$$

$$F_2 = W_1 \cdot L_2 / L_3 + W_2 \cdot L_4 \cdot L_5$$

W_1 : スラスト荷重 (kN)

G : 扉の固定荷重 (kN)

k_{UD} : 鉛直震度

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

F_2 : 扉厚方向転倒力 (kN)

k_H : 水平震度

W_2 : 風圧力 (kN/m²)

L_1 : 扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離 (m)

L_2 : 扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離 (m)

L_3 : ヒンジ芯間距離 (m)

L_4 : 扉幅 (m)

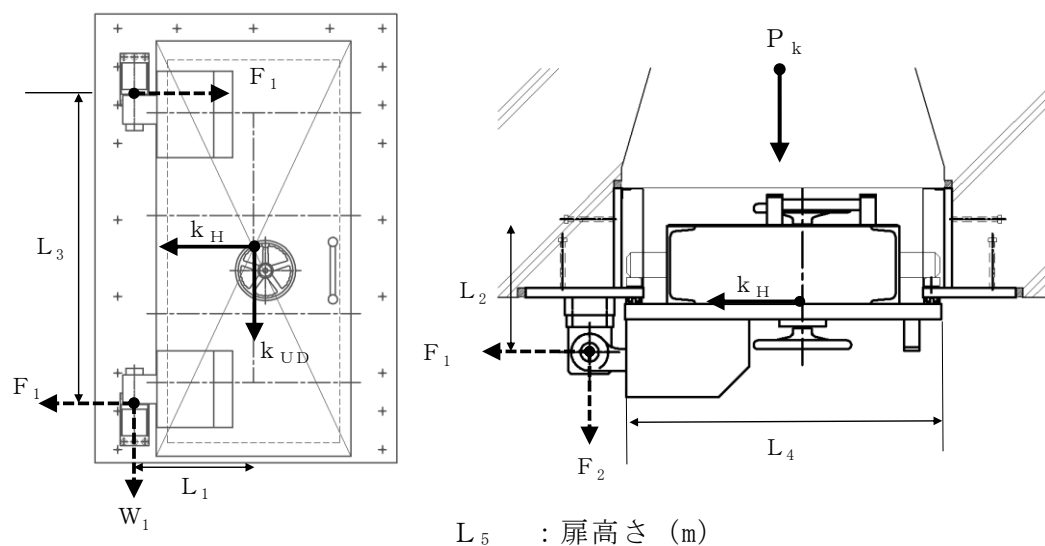


図 4.5-1 ヒンジ部に作用する荷重の例

a. ヒンジ板

ヒンジ板に生じる応力は、次式により算定する。ヒンジ板に作用する荷重の例を図 4.5-2 に示す。

$$M_1 = W_1 \cdot L_6$$

$$Q_1 = W_1$$

$$T_1 = F_1$$

M_1 : ヒンジ板の曲げモーメント (kN・m)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

L_6 : ヒンジ板の 2 軸間距離 (m)

Q_1 : ヒンジ板に生じるせん断力 (kN)

T_1 : ヒンジ板に生じる引張力 (kN)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

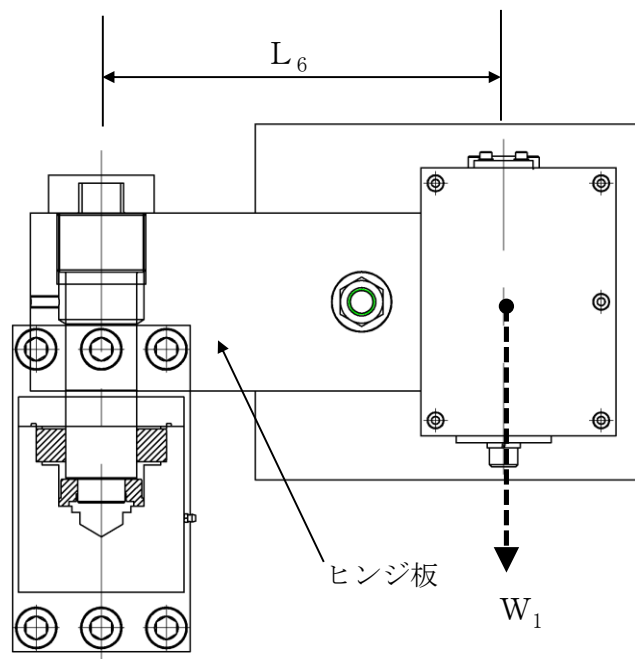


図 4.5-2 ヒンジ板に作用する荷重の例

b. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる応力は、次式により算定する。ヒンジピンに作用する荷重の例を図 4.5-3 に示す。

$$M_2 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} \cdot L_7$$

$$Q_2 = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

$$C_1 = W_1$$

M_2 : ヒンジピンの曲げモーメント (kN・m)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

F_2 : 扉厚方向転倒力 (kN)

L_7 : ヒンジ板と受板間距離 (mm)

Q_2 : ヒンジピンに生じるせん断力 (kN)

C_1 : ヒンジピンに生じる圧縮力 (kN)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

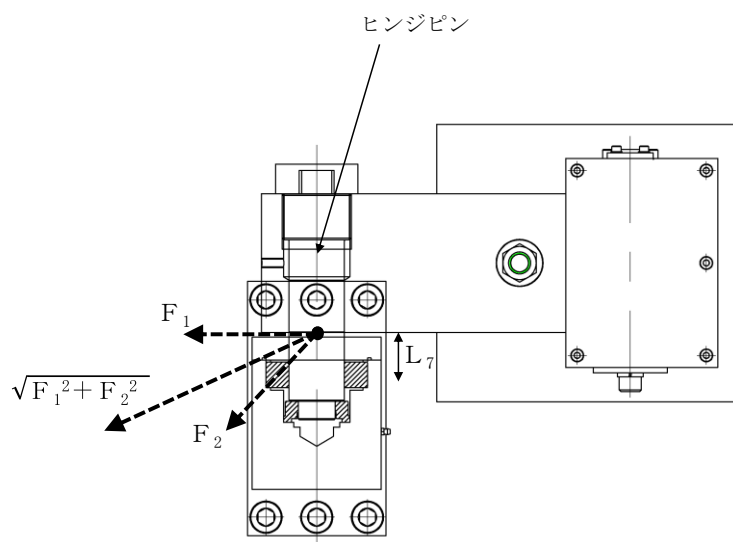


図 4.5-3 ヒンジピンに作用する荷重の例

c. ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる応力は、次式により算定する。ヒンジボルトに作用する荷重の例を図 4.5-4 に示す。

$$Q_3 = \frac{\sqrt{W_1^2 + F_1^2}}{n_1}$$

$$T_2 = F_1 / n_1$$

Q_3 : ヒンジボルトに生じるせん断力 (kN/本)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

n_1 : ヒンジボルトの本数

T_2 : ヒンジボルトに生じる引張力 (kN/本)

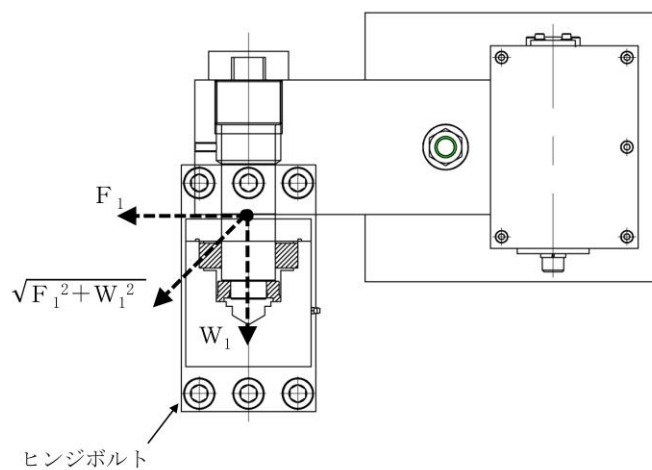


図 4.5-4 ヒンジボルトに作用する荷重の例

(2) カンヌキ

カンヌキに生じる応力は、次式により算定する。カンヌキに作用する荷重の例を図 4.5-5 に示す。

$$R_1 = k_H \cdot G / n_2$$

R_1 : カンヌキ 1 本あたりに作用する荷重 (kN/本)

k_H : 水平震度

G : 扉の固定荷重 (kN)

n_2 : カンヌキの本数 (本)

$$M_3 = R_1 \cdot L_8$$

$$Q_4 = R_1$$

M_3 : カンヌキの曲げモーメント (kN・m)

L_8 : カンヌキの扉外間距離 (m)

Q_4 : カンヌキに生じるせん断力 (kN)

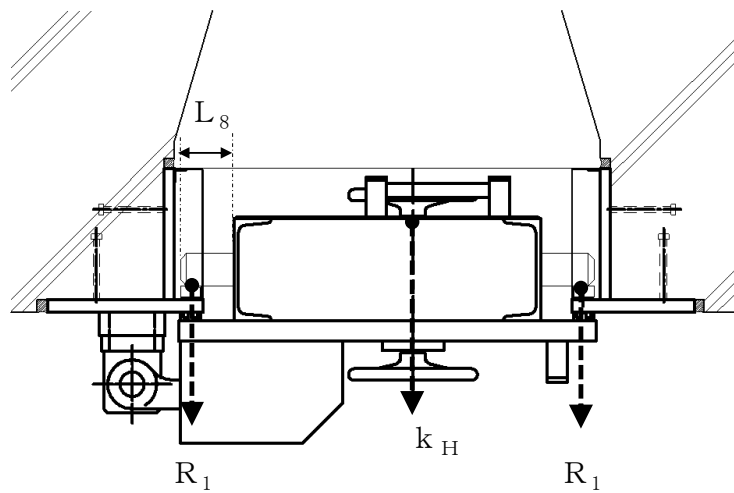


図 4.5-5 カンヌキに作用する荷重の例

(3) アンカーボルト

アンカーボルトに生じる応力は、ヒンジ側で荷重を負担するものとして、次式により算出する。ここで、アンカーボルトに作用する荷重は、扉の開閉状況に応じ、せん断又は引張りに作用する。アンカーボルトに作用する荷重の例を図 4.5-6 に示す。

$$W_{1a} = (W_1 + k_{UD} \cdot G_a) / N$$

$$F_{1a} = (F_1 + k_H \cdot G_a) / N$$

W_{1a} : 扉と扉枠の重量を含んだスラスト荷重 (kN)

W_1 : スラスト荷重 (kN)

F_{1a} : 扉と扉枠の重量を含んだ扉幅方向転倒力 (kN)

F_1 : 扉幅方向転倒力 (kN)

G_a : ヒンジ側枠の固定荷重 (kN)

k_{UD} : 鉛直震度

k_H : 水平震度

N : ヒンジ側のアンカーボルト総本数 (本)

$$T_3 = Q_5 = \sqrt{W_{1a}^2 + F_{1a}^2}$$

T_3 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

Q_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

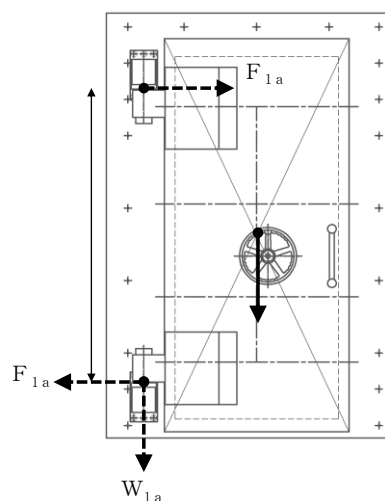


図 4.5-6 アンカーボルトに作用する荷重の例

4.5.2 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界を下回ることを確認する。
なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

(1) ヒンジ部

a. ヒンジ板

ヒンジ板に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し，ヒンジ板の短期許容応力度を下回ることを確認する。

(a) 曲げ応力度

$$\sigma_1 = M_1 / Z_1$$

σ_1 : ヒンジ板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_1 : ヒンジ板の曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : ヒンジ板の断面係数 (mm³)

(b) せん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_1$$

τ_1 : ヒンジ板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_1 : ヒンジ板に生じるせん断力 (kN)

A_1 : ヒンジ板の断面積 (mm²)

(c) 引張応力度

$$\sigma_{T1} = T_1 / A_1$$

σ_{T1} : ヒンジ板に生じる引張応力度 (N/mm²)

T_1 : ヒンジ板に生じる引張力 (kN)

A_1 : ヒンジ板の断面積 (mm²)

(d) 組合せ曲げ応力度

$$x_1 = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2}$$

x_1 : ヒンジ板に生じる組合せ応力度 (N/mm²)

σ_1 : ヒンジ板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_1 : ヒンジ板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

b. ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「S 規準」に基づく次式により算定し、ヒンジピンの短期許容応力度を下回ることを確認する。

(a) 曲げ応力度

$$\sigma_2 = M_2 / Z_2$$

σ_2 : ヒンジピンに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_2 : ヒンジピンの曲げモーメント (kN・m)

Z_2 : ヒンジピンの断面係数 (mm³)

(b) せん断応力度

$$\tau_2 = Q_2 / A_2$$

τ_2 : ヒンジピンに生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_2 : ヒンジピンに生じるせん断力 (kN)

A_2 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

(c) 圧縮応力度

$$\sigma_{c1} = C_1 / A_2$$

σ_{c1} : ヒンジピンに生じる圧縮応力度 (N/mm²)

C_1 : ヒンジピンに生じる圧縮力 (kN)

A_2 : ヒンジピンの断面積 (mm²)

(d) 組合せ曲げ応力度

$$x_2 = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_2^2}$$

x_2 : ヒンジピンに生じる組合せ応力度 (N/mm²)

σ_2 : ヒンジピンに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_2 : ヒンジピンに生じるせん断応力度 (N/mm²)

c. ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じるせん断応力度を次式により算定し、ヒンジボルトの短期許容応力度を下回ることを確認する。

(a) せん断応力度

$$\tau_3 = Q_3 / A_3$$

τ_3 : ヒンジボルトに生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_3 : ヒンジボルトに生じるせん断力 (kN)

A_3 : ヒンジボルトの断面積 (mm²)

(b) 引張応力度

$$\sigma_{T2} = T_2 / A_3$$

σ_{T2} : ヒンジボルトに生じる引張応力度 (N/mm²)

T_2 : ヒンジボルトに生じる引張力 (kN)

A_3 : ヒンジボルトの断面積 (mm²)

(2) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し，カンヌキの短期許容応力度を下回ることを確認する。

a. 曲げ応力度

$$\sigma_3 = M_3 / Z_3$$

σ_3 : カンヌキに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_3 : カンヌキの曲げモーメント (kN・m)

Z_3 : カンヌキの断面係数 (mm³)

b. せん断応力度

$$\tau_4 = Q_4 / A_4$$

τ_4 : カンヌキに生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_4 : カンヌキに生じるせん断力 (kN)

A_4 : カンヌキの断面積 (mm²)

c. 組合せ曲げ応力度

$$x_3 = \sqrt{\sigma_3^2 + 3\tau_4^2}$$

x_3 : カンヌキに生じる組合せ応力度 (N/mm²)

σ_3 : カンヌキに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

τ_4 : カンヌキに生じるせん断応力度 (N/mm²)

(3) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力及びせん断力が「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定したアンカーボルトの短期許容荷重以下であることを確認する。

$$(T_3 / T_{3A})^2 + (Q_5 / Q_{5A})^2 \leq 1.0$$

$$T_3 / T_{3A} \leq 1.0$$

T_3 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_{3A} : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

$$Q_5 / Q_{5A} \leq 1.0$$

Q_5 : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

Q_{5A} : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)

5. 評価条件

耐震評価に用いる評価条件を表 5-1 に示す。

表 5-1 耐震評価に用いる条件

対象部位		記号	単位	定義	値
共通		G	kN	扉の固定荷重	16.67
		k_{UD}	-	鉛直震度	1.0
		k_H	-	水平震度	3.5
		W_2	kN/m ²	風圧力	1.713
		L_1	m	扉幅方向の扉重心とヒンジ芯間距離	0.623
		L_2	m	扉厚方向の扉重心とヒンジ芯間距離	0.407
		L_3	m	ヒンジ芯間距離	1.621
		L_4	m	扉幅	1.02
		L_5	m	扉高さ	2.171
ヒンジ部	ヒンジ板	L_6	m	ヒンジ板の 2 軸間距離	0.34
		Z_1	mm ³	ヒンジ板の断面係数	262500
		A_1	mm ²	ヒンジ板の断面積	10500
	ヒンジピン	L_7	mm	ヒンジ板と受板間距離	0.046
		Z_2	mm ³	ヒンジピンの断面係数	21210
		A_2	mm ²	ヒンジピンの断面積	2827
ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	6	
	A_3	mm ²	ヒンジボルトの断面積	303	
カンヌキ		n_2	本	カンヌキの本数	8
		L_8	m	カンヌキの扉外間距離	0.131
		Z_3	mm ³	カンヌキの断面係数	50270
		A_4	mm ²	カンヌキの断面積	5027
アンカーボルト		G_a	kN	ヒンジ側枠の固定荷重	8.336
		N	本	ヒンジ側アンカーボルト総本数	9

6. 評価結果

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の評価結果を表6-1に示す。各部材の断面検定を行った結果，発生応力度又は荷重が許容限界を下回る。

表6-1 断面検定結果

扉名称	評価対象部位		分類	発生応力度 又は荷重 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	発生応力度/ 許容限界
防波扉 (1号機 北側) 及 び防波扉 (2号機 北側)	ヒ ン ジ 部	ヒンジ板	組合せ	45	215	0.21
			引張	4	215	0.02
		ヒンジピン	組合せ	99	345	0.29
			圧縮	12	345	0.04
		ヒンジボルト	せん断	30	375	0.08
			引張	24	651	0.04
	カンヌキ	組合せ	30	205	0.15	
	アンカーボルト	引張	9.163	47	0.20	
		せん断	9.163	33	0.28	

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

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	検討対象防波扉一覧	2
2.2	配置概要	3
2.3	構造計画	6
2.4	評価方針	7
2.5	適用規格・基準等	8
2.6	記号の説明	9
3.	強度評価	11
3.1	評価対象部位	11
3.2	荷重及び荷重の組合せ	12
3.2.1	荷重の設定	12
3.2.2	荷重の組合せ	14
3.3	許容限界	15
3.3.1	使用材料	15
3.3.2	許容限界	15
3.4	評価方法	17
3.4.1	応力算定	17
3.4.2	断面検定	24
3.4.3	評価条件	27
4.	評価結果	28

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のうち、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。）及び防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）が、地震後の繰返しの来襲を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重及び漂流物衝突荷重に対し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計であることを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 検討対象防波扉一覧

検討対象の防波扉を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 検討対象防波扉一覧

扉名称	設置高さ
	EL(m)
防波扉（1号機北側）	9.5
防波扉（2号機北側）	9.5

2.2 配置概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）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（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の壁面（海側）より奥まった狭隘な場所に設置し、防波扉に漂流物として船舶が直接衝突しない構造とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の設置位置を図 2.2-1 に、防波扉（1号機北側）の構造概要を図 2.2-2 に、防波扉（2号機北側）の構造概要を図 2.2-3 に示す。

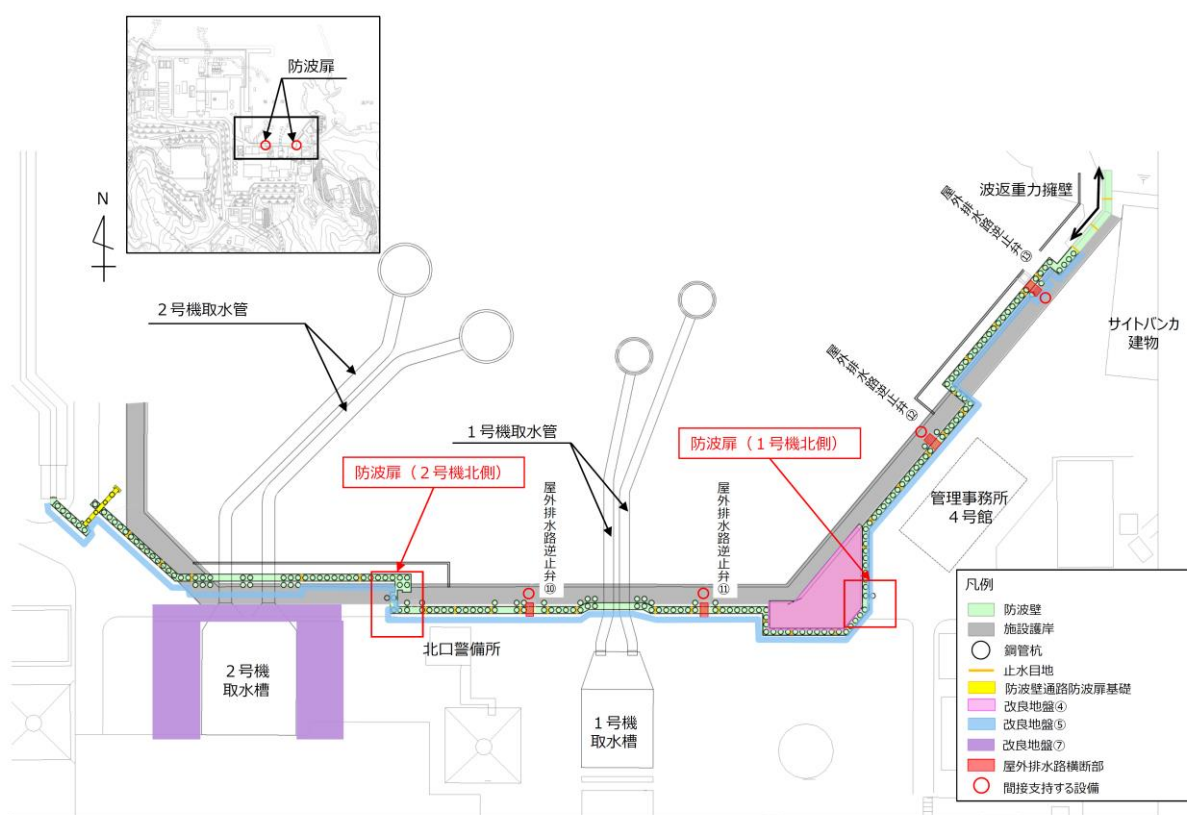
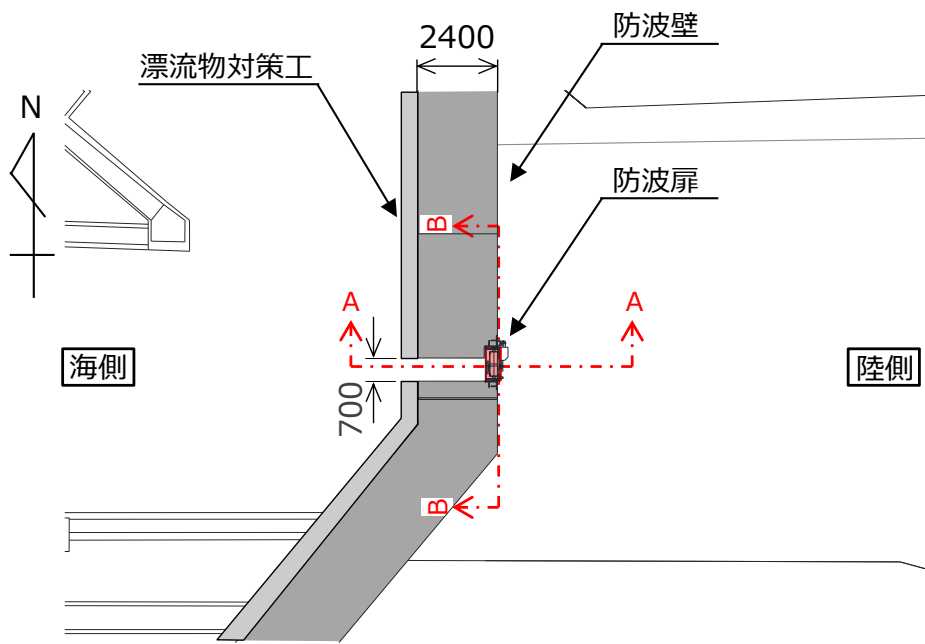
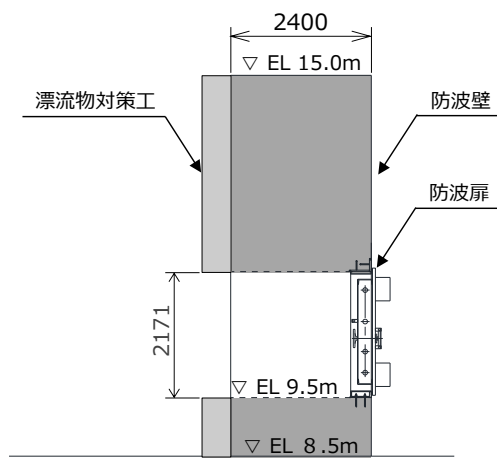


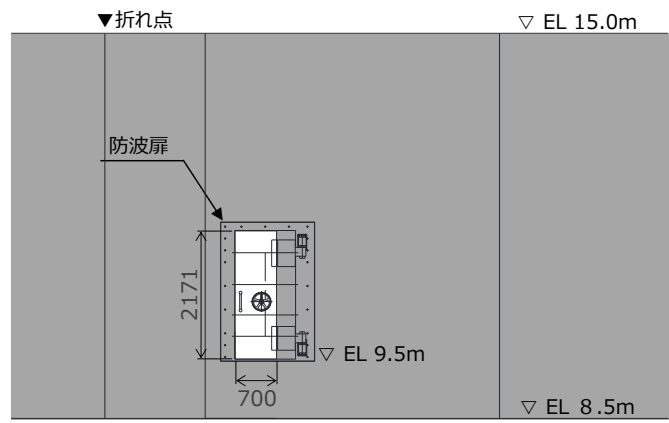
図 2.2-1 防波扉設置位置



平面図



A-A断面

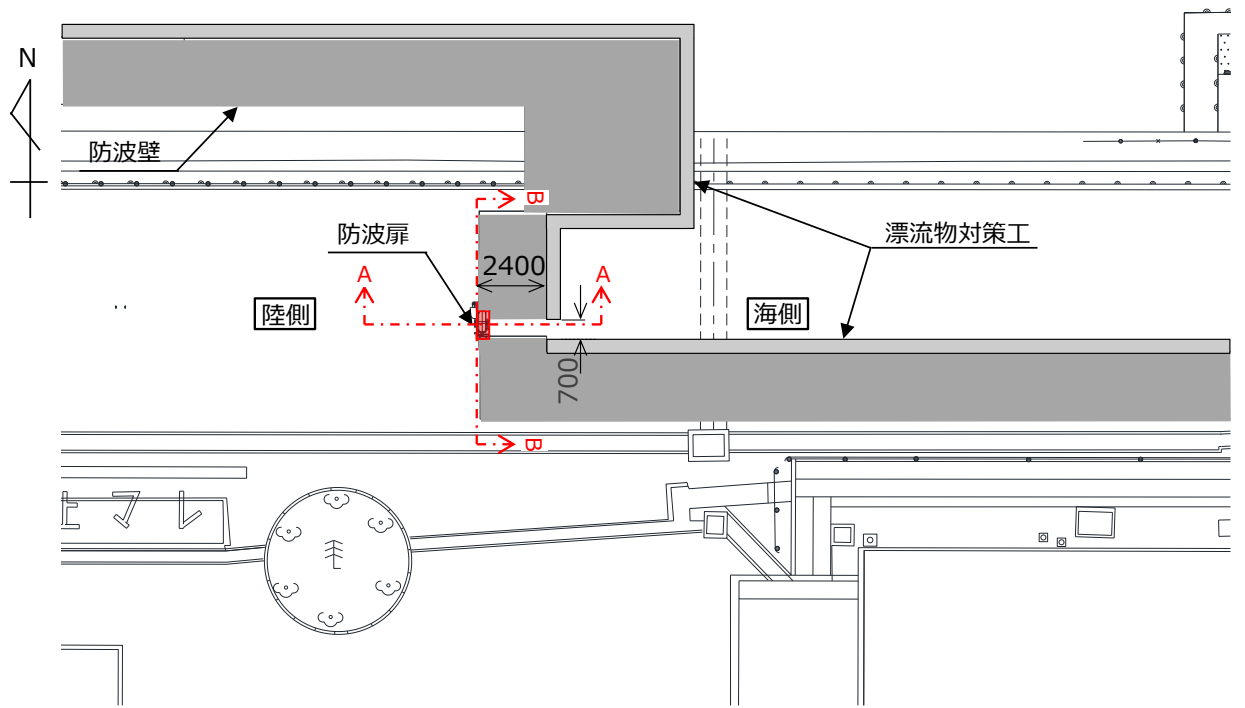


(扉板寸法 1020×2171)

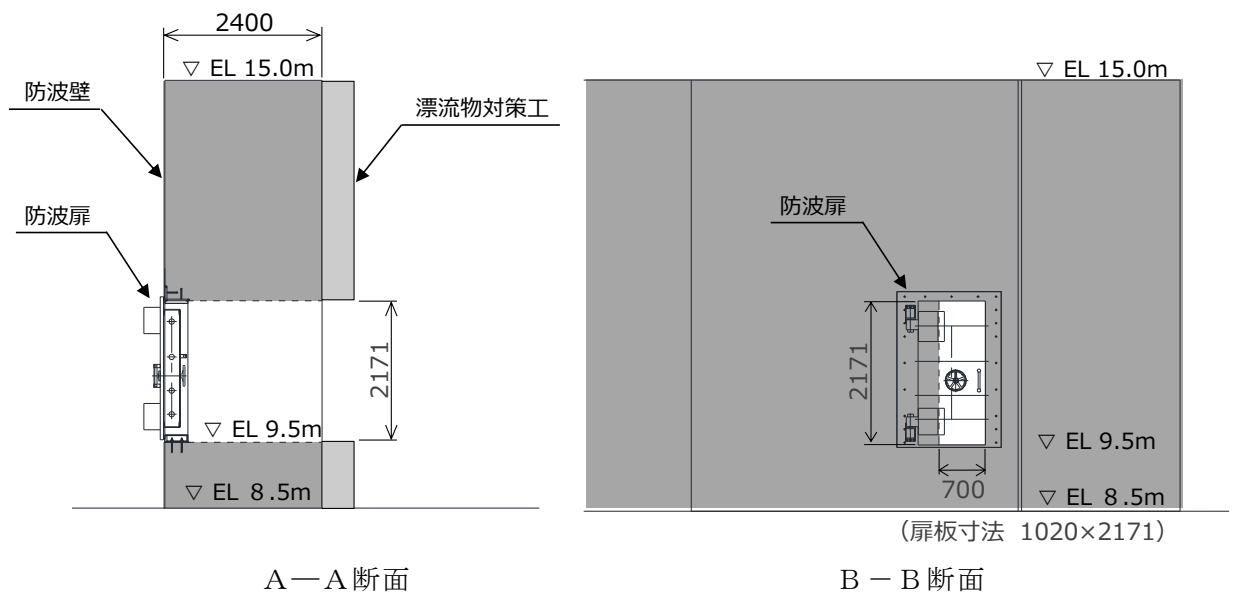
B-B断面

断面図

図 2.2-2 防波扉（1号機北側）構造概要



平面図



A-A 断面

B-B 断面

断面図

図 2.2-3 防波扉（2号機北側）構造概要

2.3 構造計画

防波扉の構造計画を表 2.3-1 に示す。防波扉は扉板、芯材、カンヌキ、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）、扉枠、アンカーボルトにより構成され、アンカーボルトにより躯体へ固定する構造とする。なお、固定する躯体は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）である。

表 2.3-1 防波扉の構造計画（防波扉（1号機北側）、防波扉（2号機北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>扉開放時には、ヒンジ部により扉が扉枠に固定され、扉閉止時には、カンヌキ（差込形）により扉と扉枠を一体化する構造とする。</p> <p>扉枠はアンカーボルトにより躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））へ固定する構造とする。</p>	<p>片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置されたカンヌキ（差込形）を鋼製の扉枠に差込み、扉体と扉枠を一体化させる構造とする。</p> <p>また、扉と躯体の接続はヒンジ部を介する構造とする。</p>	<p>正面図</p> <p>断面図</p>

2.4 評価方針

防波扉の強度評価は、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」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、防波扉の評価対象部位に生じる応力等が許容限界内に収まることを、各設備の「3.4 評価方法」に示す方法により、「3.4.3 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、応力評価の確認結果を「4. 評価結果」にて示す。

強度評価フローを図 2.4-1 に示す。

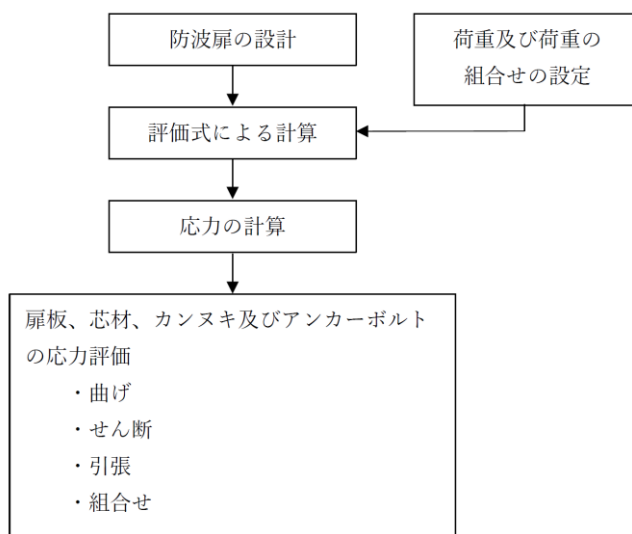


図 2.4-1 防波扉の強度評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・ J I S G 4 3 0 3－2012 ステンレス鋼棒
- ・ J I S G 4 0 5 3－2016 機械構造用合金鋼鋼材
- ・ 防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成25年9月（平成27年12月一部改訂）

2.6 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価に用いる記号を表2.6-1に示す。

表 2.6-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P_t	kN/m^2	遡上津波荷重
P_c	kN/m^2	衝突荷重
P_1	kN/m	扉板上端に作用する遡上津波荷重
ρ	t/m^3	水の密度
g	m/s^2	重力加速度
h_1	m	水頭高さ
h_2	m	床面から扉板上端までの高さ
L_1	m	扉板の短辺方向の長さ
P_2	kN/m	扉板下端に作用する遡上津波荷重
h_3	m	床面から扉板下端までの高さ
L_3	m	扉板の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ
L_2	m	扉板の長辺方向の長さ
M_1	$\text{kN} \cdot \text{m}$	扉板の遡上津波荷重による曲げモーメント
V_1	kN	遡上津波荷重により扉上端に生じる反力
M_2	$\text{kN} \cdot \text{m}$	扉板の衝突荷重による曲げモーメント
M_3	$\text{kN} \cdot \text{m}$	扉板に作用する曲げモーメント
P_3	kN/m	芯材上端に作用する遡上津波荷重
h_4	m	床面から芯材上端までの高さ
L_4	m	芯材の負担幅
P_4	kN/m	芯材下端に作用する遡上津波荷重
h_5	m	床面から芯材下端までの高さ
M_4	$\text{kN} \cdot \text{m}$	芯材の遡上津波荷重による曲げモーメント
V_2	kN	遡上津波荷重により芯材上端に生じる反力
L_6	m	芯材の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ
L_5	m	芯材の負担長さ
M_5	$\text{kN} \cdot \text{m}$	芯材の衝突荷重による曲げモーメント

表 2.6-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
M_6	kN・m	芯材に作用する曲げモーメント
Q_1	kN	芯材に生じるせん断力
P_5	kN/m	最下部カンヌキ負担範囲の上端に作用する遡上津波荷重
L_7	m	最下部カンヌキ負担高さ
L_8	m	開口幅
P_6	kN/m	開口下端に作用する遡上津波荷重
R_1	kN/本	カンヌキ 1 本あたりに作用する遡上津波荷重
n_1	本	最下部カンヌキの本数
M_7	kN・m	カンヌキ 1 本あたりの曲げモーメント
L_9	m	カンヌキの扉外間距離
Q_2	kN/本	カンヌキ 1 本あたりに生じるせん断力
P_7	kN/m	開口上端に作用する遡上津波荷重
n_2	本	引張力を受けるアンカーボルトの本数
L_{10}	m	開口高さ
T_1	kN/本	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
σ_1	N/mm ²	扉板に生じる曲げ応力度
Z_1	mm ³	扉板の断面係数
σ_2	N/mm ²	芯材に生じる曲げ応力度
Z_2	mm ³	芯材の断面係数
τ_1	N/mm ²	芯材に生じるせん断応力度
A_1	mm ²	芯材の断面積
σ_3	N/mm ²	カンヌキに生じる曲げ応力度
Z_3	mm ³	カンヌキの断面係数
τ_2	N/mm ²	カンヌキに生じるせん断応力度
A_2	mm ²	カンヌキの断面積
σ_4	N/mm ²	カンヌキに生じる組合せ応力度
T_{1A}	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力

3. 強度評価

3.1 評価対象部位

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の評価対象部位は、「2.3 構造計画」に示す構造上の特徴を踏まえ選定する。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を開く方向に外部から作用する遡上津波荷重及び漂流物衝突荷重は、扉板から芯材に伝わり、カンヌキに伝達され、扉枠を固定するアンカーボルトを介し、開口部周囲の防波壁躯体に伝達されることから、評価対象部位は扉板、芯材、カンヌキ及びアンカーボルトとする。

なお、ヒンジ部は遡上津波荷重及び漂流物衝突荷重の伝達経路とならないため、評価対象外とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が開く方向に作用する荷重の作用図を図3.1-1に示す。

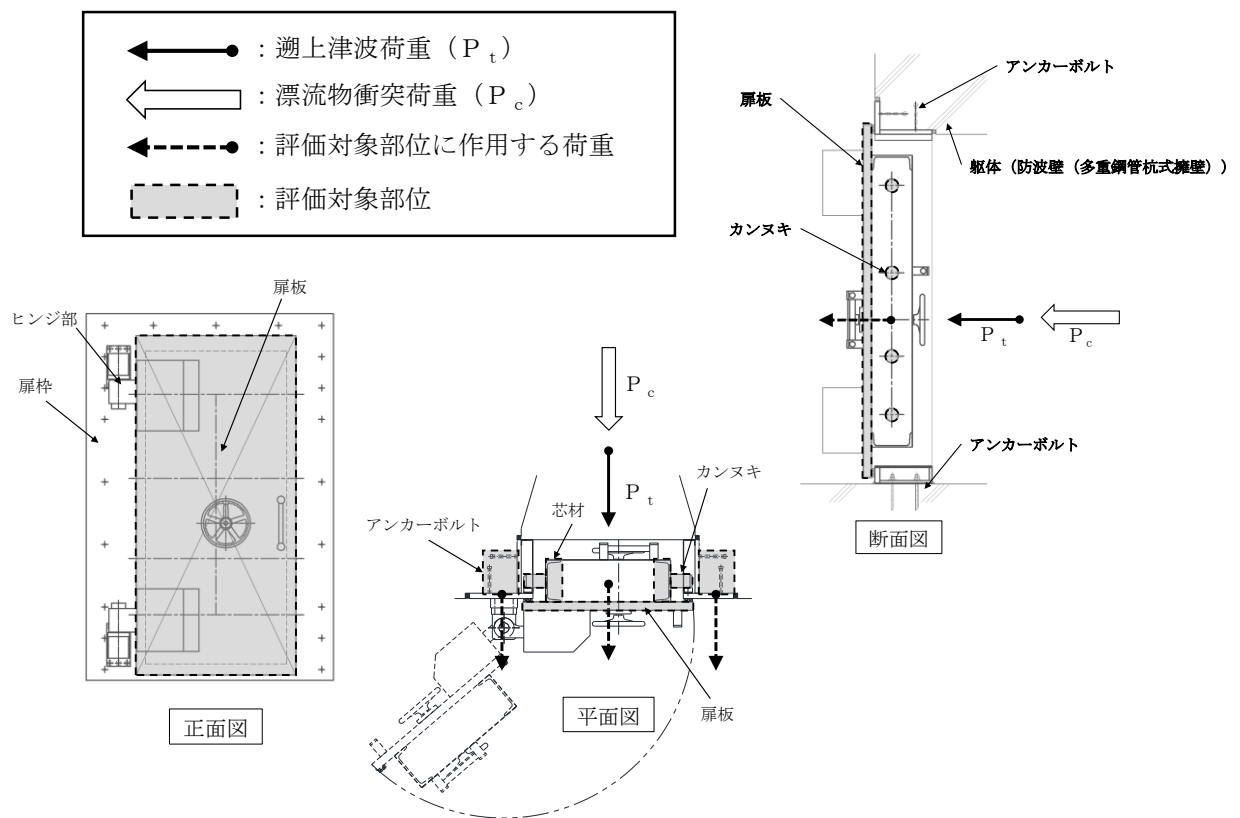


図 3.1-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が開く方向に作用する荷重の作用図

3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上波により波圧として作用する遡上津波荷重を考慮する。朝倉式により、設計用津波水位（入力津波高さに参照する裕度 (0.64m) を考慮した水位）と防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の設置高さを用いて算出する。

遡上津波荷重イメージ図を図 3.2-1 に、遡上津波荷重の算定に用いる水頭高さ及び水の密度を表 3.2-1 に示す。

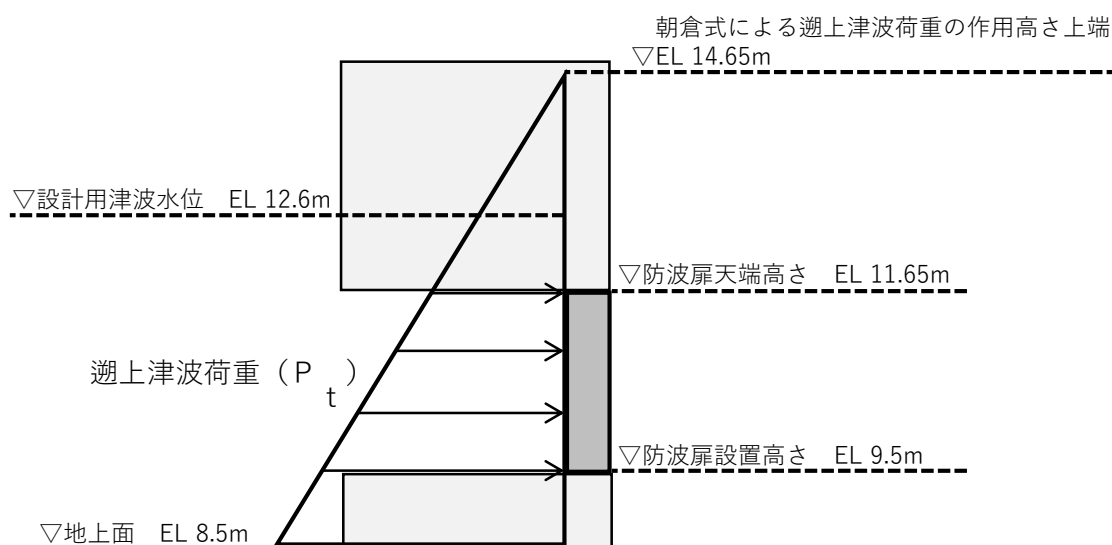


図 3.2-1 遡上津波荷重イメージ図

表 3.2-1 水頭高さ及び水の密度

名称	水頭高さ	水の密度
	h_1 (m)	(t/m^3)
防波扉（1号機北側）及び 防波扉（2号機北側）	5.15*	1.03

注記*：水頭高さは防波扉設置高さ（EL 9.5m）から、朝倉式による遡上津波荷重の作用高さ上端（EL 14.65m）の間とする。

(2) 衝突荷重 (P c)

防波扉 (1号機北側) 及び防波扉 (2号機北側) は, 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の壁面 (海側) より奥まった狭隘な場所に設置することで, 漂流物として船舶が衝突しない構造とするため, 漂流物として枕木を考慮する。

衝突荷重は, 津波荷重により各部材に作用する荷重が最大となる高さに集中荷重として作用するものとし, 算定に当たっては既往の算定式の適用性を考慮して, 「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.5 漂流物による衝突荷重」に基づき, 「松富 (1999)」, 「FEMA (2012)」及び「有川ほか (2007, 2010)」による結果を比較し, 最大のものを衝突荷重として考慮する。

算定に用いた既往の荷重算定式の整理及び結果一覧を表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 衝突荷重算定に用いた算定式及び結果一覧

No	出典	種類	概要
①	松富 (1999) *1	流木	円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突荷重を提案している。 $F_m = 1.6 C_{MA} \{V_{A0} / (gD)\}^{0.5} 1.2 (\sigma_f / \gamma L)^{0.4} (\gamma D^2 L)$ F_m : 衝突力, C_{MA} : 見かけの質量係数, v_{A0} : 流木の衝突速度, D : 流木の直径, L : 流木の長さ, σ_f : 流木の降伏応力, γ : 流木の単位体積重量, g : 重力加速度
②	FEMA (2012) *2	流木 コンテナ	$F_i = 1.3 u_{max} \sqrt{km(1+c)}$ F_i : 衝突力, u_{max} : 最大流速, m : 漂流物の質量, c : 付加質量係数, k : 漂流物の有効剛性
③	有川ほか (2007, 2010) *3	コンテナ 流木	コンクリート構造物に鋼製構造物 (コンテナ等) が漂流衝突する際の衝突荷重を提案している。 $F = \gamma_p x^{\frac{2}{5}} \left(\frac{5}{4} m \right)^{\frac{3}{5}} \frac{6}{v^5}, \quad x = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{(1-v^2)}{\pi E}, \quad m = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ F : 衝突力, a : 衝突面半径の1/2 (コンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4), E : ヤング率, ν : ポアソン比, m : 質量, v : 衝突速度, γ_p : 塑性によるエネルギー減衰効果 m や k の添え字は衝突体と被衝突体を示す。 また, 「①松富 (1999)」にならい, 上式において $m = C_{MA} m$ (C_{MA} : サージタイプの1.7) とすることで, 流木のコンクリート版に対する衝突力を評価できるとしている。

注記*1 松富英夫 (1999) 流木衝突力の実用的な評価式と変化特性, 土木学会論文集, No621, pp.111-127

*2 FEMA (2012) Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646

*3 有川太郎・大坪大輔・中野史丈・下迫健一郎・石川信隆 (2007) 遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験 海岸工学論文集 第54巻, pp.846-850

3.2.2 荷重の組合せ

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価に用いる荷重の組合せを表 3.2-3 に示す。

表 3.2-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

3.3 許容限界

許容限界は、「3.1 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.3.1 使用材料

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を構成する扉板、芯材、カンヌキ及びアンカーボルトの使用材料を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 使用材料

評価対象部位	材質 強度区分	仕様
扉板	SS400	PL-50
芯材	SS400	[-250×90×11×14.5
カンヌキ	SUS304	80φ
アンカーボルト	アルミキルド鋼	M16×160

3.3.2 許容限界

(1) 鋼材

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「J I S G 4 3 0 3－2012 ステンレス鋼棒」を踏まえて表 3.3-2 の値とする。

表 3.3-2 鋼材の許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ・引張	せん断
SS400 (t ≤ 40*)	235	135
SS400 (40 < t ≤ 100*)	215	124
SUS304	205	118

注記* : t は板厚 (mm) を示す。

(2) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「3.1 評価対象部位」に記載したアンカーボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（社）日本建築学会，2010年改定」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表 3.3-3 の値とする。

なお，評価対象部位のアンカーボルトが引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる耐力及び付着力により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を許容限界に設定する。また，評価対象部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては，アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表 3.3-3 アンカーボルトの許容限界の算定値

材質	条件	許容耐力 (kN/本)	
		引張	せん断
アンカーボルト (アルミキルド鋼)	アンカーボルトの降伏により定まる場合	<u>47</u>	
	アンカーボルトのせん断強度により定まる場合		<u>33</u>
	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合	87	36
	定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる場合		50

下線部：許容耐力

3.4 評価方法

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価は、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」にて設定している評価式を用いる。

3.4.1 応力算定

(1) 扉板

扉板に生じる応力は、等変分布荷重を受ける両端固定支持の梁として、次式により算定する。

扉板に作用する荷重の例を図3.4-1に示す。

$$P_1 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot L_1$$

P_1 : 扉板上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

ρ : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_1 : 水頭高さ (m)

h_2 : 床面から扉板上端までの高さ (m)

L_1 : 扉板の短辺方向の長さ (m)

$$P_2 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_3) \cdot L_1$$

P_2 : 扉板下端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

h_3 : 床面から扉板下端までの高さ (m)

$$L_3 = (L_2 / (P_2 - P_1)) \cdot \left\{ -P_1 + \sqrt{\frac{1}{3} \cdot (P_1^2 + P_1 \cdot P_2 + P_2^2)} \right\}$$

L_3 : 扉板の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ (m)

L_2 : 扉板の長辺方向の長さ (m)

$$M_1 = V_1 \cdot L_3 - (P_1 \cdot L_3^2) / 2 - (P_2 - P_1) \cdot L_3^3 / (6 \cdot L_2)$$

M_1 : 扉板の遡上津波荷重による曲げモーメント (kN・m)

V_1 : 遡上津波荷重により扉上端に生じる反力 (kN)

$$V_1 = L_2 \cdot (2 \cdot P_1 + P_2) / 6$$

$$M_2 = P_c \cdot L_3 \cdot (L_2 - L_3) / L_2$$

M_2 : 扉板の衝突荷重による曲げモーメント (kN・m)

P_c : 衝突荷重 (kN)

$$M_3 = M_1 + M_2$$

M_3 : 扉板に作用する曲げモーメント (kN・m)

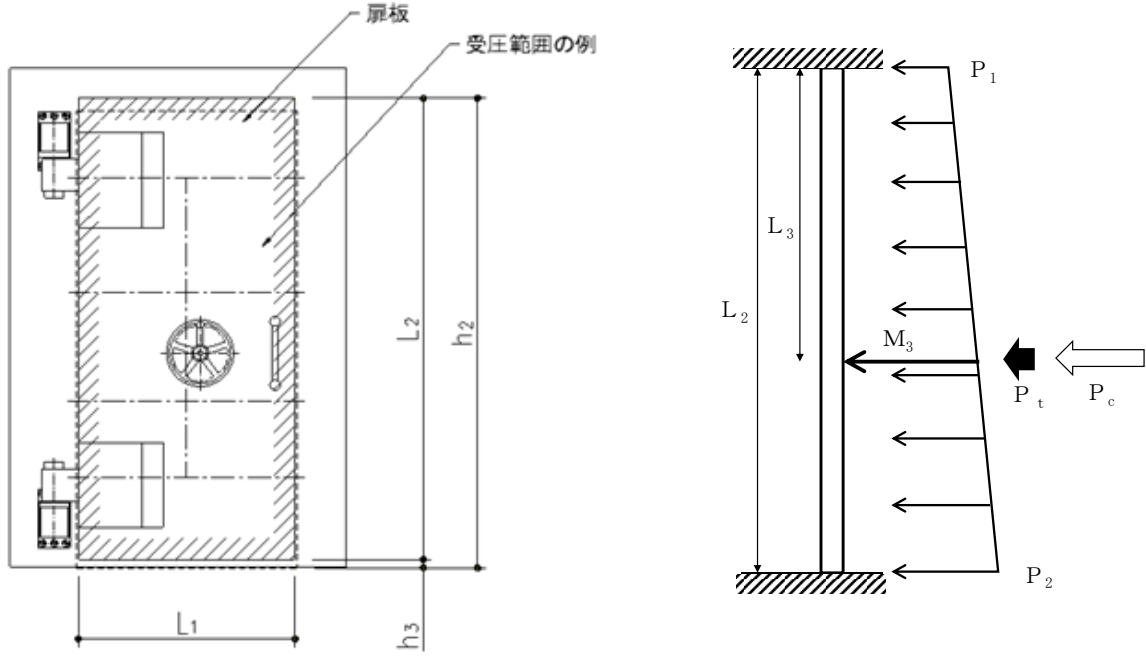


図 3.4-1 扉板に作用する荷重の例

(2) 芯材

芯材に生じる応力は、遡上津波荷重として等変分布荷重を，集中荷重として衝突荷重をそれぞれ受ける両端固定支持の梁として次式により算定する。芯材に作用する荷重の例を図 3.4-2 に示す。

$$P_3 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_4) \cdot L_4$$

P_3 : 芯材上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

ρ : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_1 : 水頭高さ (m)

h_4 : 床面から芯材上端までの高さ (m)

L_4 : 芯材の負担幅 (m)

$$P_4 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_5) \cdot L_4$$

P_4 : 芯材下端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

h_5 : 床面から芯材下端までの高さ (m)

$$L_6 = (L_5 / (P_4 - P_3)) \cdot \left\{ -P_3 + \sqrt{\frac{1}{3} \cdot (P_3^2 + P_3 \cdot P_4 + P_4^2)} \right\}$$

L_6 : 芯材の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ (m)

L_5 : 芯材の負担長さ (m)

$$M_4 = V_2 \cdot L_6 - (P_3 \cdot L_6^2) / 2 - (P_4 - P_3) \cdot L_6^3 / (6 \cdot L_5)$$

M_4 : 芯材の遡上津波荷重による曲げモーメント (kN・m)

V_2 : 遡上津波荷重により芯材上端に生じる反力 (kN)

$$V_2 = L_5 \cdot (2 \cdot P_3 + P_4) / 6$$

$$M_5 = P_c \cdot L_6 \cdot (L_5 - L_6) / L_5$$

M_5 : 芯材の衝突荷重による曲げモーメント (kN・m)

$$M_6 = M_4 + M_5$$

M_6 : 芯材に作用する曲げモーメント (kN・m)

$$Q_1 = (P_3 + P_4) \cdot L_5 / 2 + P_c$$

Q_1 : 芯材に作用するせん断力 (kN)

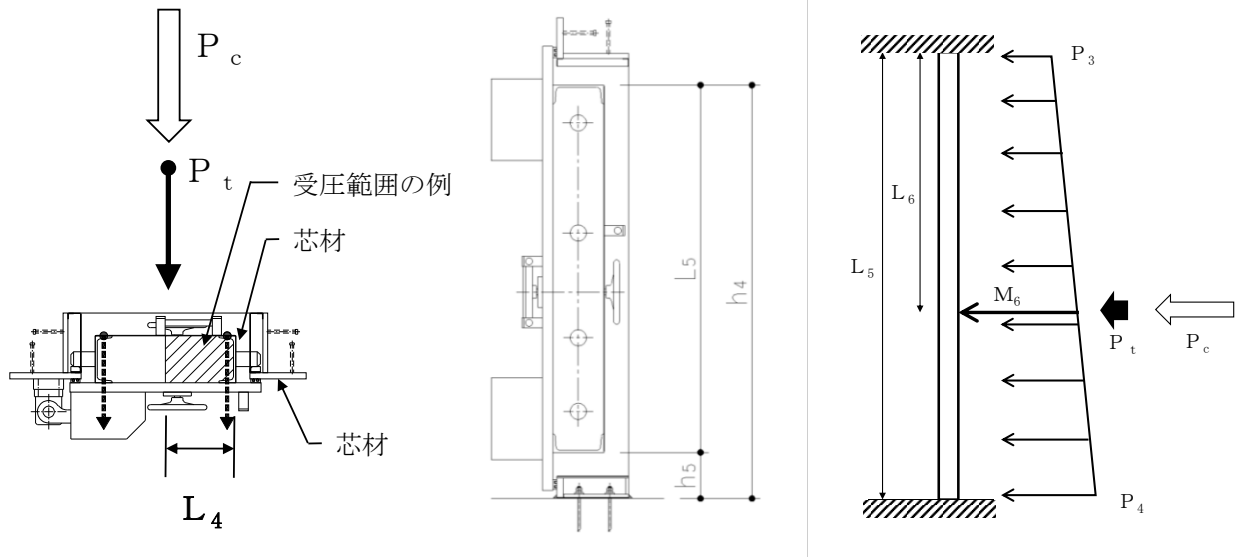


図 3.4-2 芯材に作用する荷重の例

(3) カンヌキ

カンヌキに生じる応力は次式により算定する。カンヌキは、遡上津波荷重及び衝突荷重が均等に作用するとして算定する。

カンヌキに作用する荷重の例を図 3.4-3 に示す。

$$P_5 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - L_7) \cdot L_8$$

P_5 : 最下部カンヌキ負担範囲の上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

ρ : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_1 : 水頭高さ (m)

L_7 : 最下部カンヌキ負担高さ (m)

L_8 : 開口幅 (m)

$$P_6 = \rho \cdot g \cdot h_1 \cdot L_8$$

P_6 : 開口下端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

$$R_1 = (P_5 + P_6) \cdot L_7 / 2 \cdot n_1$$

R_1 : カンヌキ 1 本あたりに作用する遡上津波荷重 (kN/本)

n_1 : 最下部カンヌキの本数 (本)

$$M_7 = (R_1 + P_c / n_1) \cdot L_9$$

M_7 : カンヌキ 1 本あたりの曲げモーメント (kN・m)

L_9 : カンヌキの扉外間距離 (m)

$$Q_2 = R_1 + P_c / n_1$$

Q_2 : カンヌキ 1 本あたりに生じるせん断力 (kN/本)

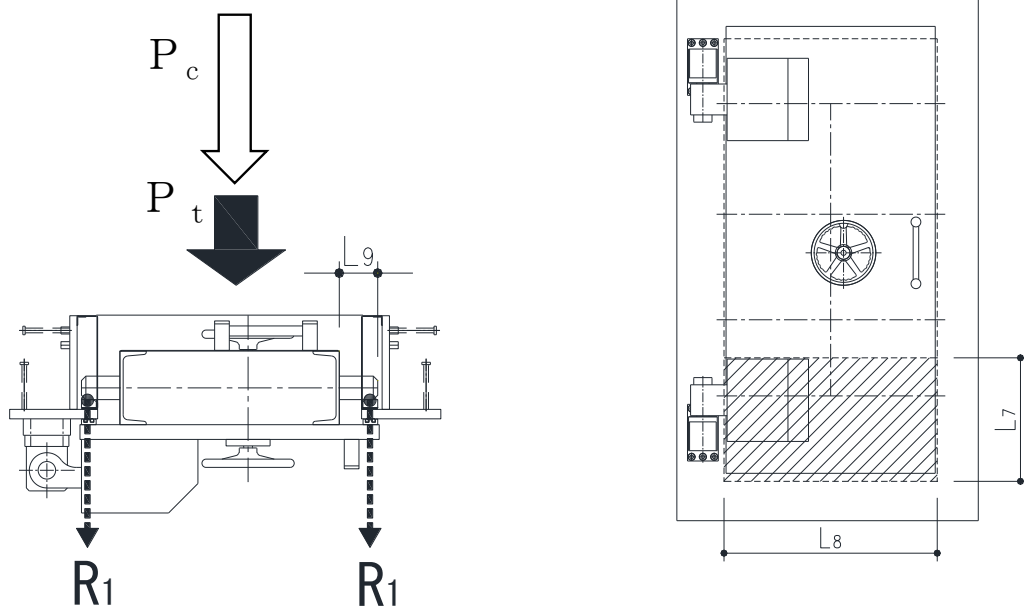


図 3.4-3 カンヌキに作用する荷重の例

(4) アンカーボルト

アンカーボルトに生じる応力は、遡上津波荷重及び衝突荷重を左右もしくは上下に配置されたアンカーボルトに分配したものである。アンカーボルトに作用する荷重の例を図 3.4-4 に示す。

$$P_7 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - L_{10}) \cdot L_8$$

P_7 : 開口上端に作用する遡上津波荷重 (kN/m)

L_{10} : 開口高さ (m)

$$T_1 = \{ (P_6 + P_7) \cdot L_{10} / (2 \cdot n_2) \} + P_c / n_2$$

T_1 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN/本)

n_2 : 引張力を受けるアンカーボルトの本数 (本)

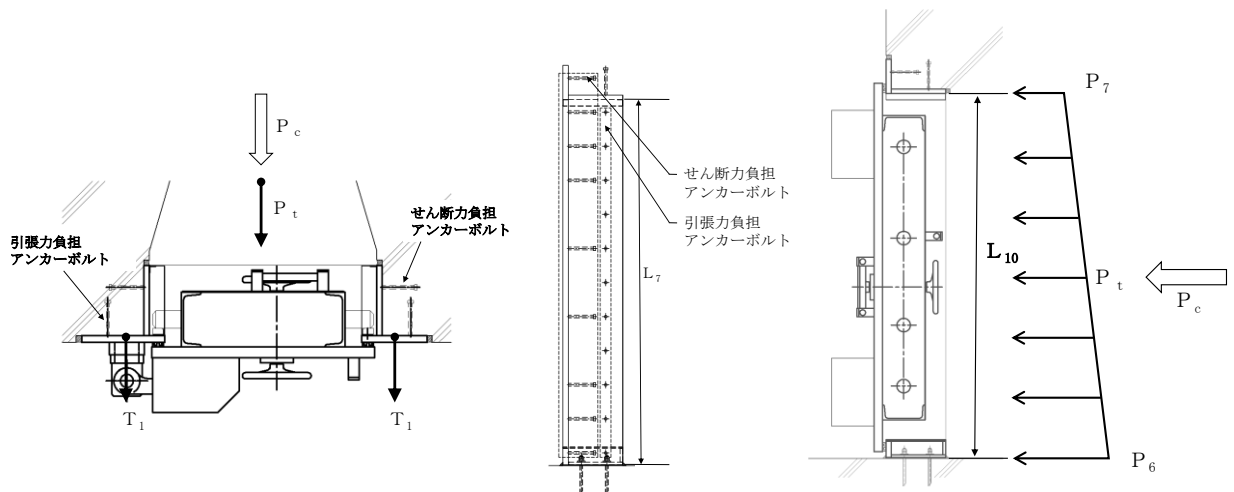


図 3.4-4 アンカーボルトに作用する荷重の例

3.4.2 断面検定

評価対象部位に生じる応力より算定する応力度及び荷重が、許容限界以下であることを確認する。

(1) 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し、扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_1 = M_3 / Z_1$$

σ_1 : 扉板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_3 : 扉板の曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 扉板の断面係数 (mm³)

(2) 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を算定し、芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

a. 芯材に生じる曲げ応力度

$$\sigma_2 = M_6 / Z_2$$

σ_2 : 芯材に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_6 : 芯材の曲げモーメント (kN・m)

Z_2 : 芯材の断面係数 (mm³)

b. 芯材に生じるせん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_1$$

τ_1 : 芯材に生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_1 : 芯材に生じるせん断力 (kN)

A_1 : 芯材の断面積 (mm²)

c. 芯材に生じる組合せ応力度

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005年改訂（以下「S規準」という。）」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する

$$x_1 = \sqrt{(\sigma_2^2 + 3\tau_1^2)}$$

x_1 ：芯材に生じる組合せ応力度（N/mm²）

(3) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から、組合せ応力度を算定し、カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

a. カンヌキに生じる曲げ応力度

$$\sigma_3 = M_7 / Z_3$$

σ_3 ：カンヌキに生じる曲げ応力度（N/mm²）

M_7 ：カンヌキ1本当たりの曲げモーメント（kN・m）

Z_3 ：カンヌキの断面係数（mm³）

b. カンヌキに生じるせん断応力度

$$\tau_2 = Q_2 / A_2$$

τ_2 ：カンヌキに生じるせん断応力度（N/mm²）

Q_2 ：カンヌキ1本当たりに生じるせん断力（kN）

A_2 ：カンヌキの断面積（mm²）

c. カンヌキに生じる組合せ応力度

カンヌキに生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x_2 = \sqrt{(\sigma_3^2 + 3\tau_2^2)}$$

x_2 ：カンヌキに生じる組合せ応力度（N/mm²）

(4) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力が、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定したアンカーボルトの短期許容荷重以下であることを確認する。

$$T_1 / T_{1A} \leq 1.0$$

T_1 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_{1A} : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

3.4.3 評価条件

「3.4 評価方法」に用いる評価条件を表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 強度評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
共通	ρ	t/m ³	水の密度	1.03
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	h ₁	m	水頭高さ	5.15
	P _c	kN/m ²	衝突荷重	6.0
扉板	h ₂	m	床面から扉板上端までの高さ	2.21
	h ₃	m	床面から扉板下端までの高さ	0.039
	L ₁	m	扉板の短辺方向の長さ	1.020
	L ₂	m	扉板の長辺方向の長さ	2.171
	L ₃	m	扉板の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ	1.134
芯材	V ₂	kN	遡上津波荷重により芯材上端に生じる反力	12.64
	h ₄	m	床面から芯材上端までの高さ	2.02
	h ₅	m	床面から芯材下端までの高さ	0.225
	L ₄	m	芯材の負担幅	0.374
	L ₅	m	芯材の負担長さ	1.795
	L ₆	m	芯材の遡上津波荷重による曲げモーメントが最大となる高さ	0.9307
	Z ₂	mm ³	芯材の断面係数	374000
	τ_1	N/mm ²	芯材に生じるせん断応力度	7
	A ₁	mm ²	芯材の断面積	5117
カンヌキ	L ₇	m	最下部カンヌキの負担高さ	0.600
	L ₈	m	開口幅	1.040
	L ₉	m	カンヌキの扉外間距離	0.131
	n ₁	本	最下部カンヌキの本数	2
	A ₂	mm ²	カンヌキの断面積	5027
アンカー ボルト	Q _{4A}	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	33
	T _{1A}	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	47

4. 評価結果

強度評価結果を表 4-1 に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が構造健全性を有することを確認した。

表 4-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価結果

対象評価部材	分類	発生値 (応力度又は荷重)	許容 限界	発生値/ 許容限界
扉板	曲げ	66	215	0.31
芯材	組合せ	27	235	0.12
カンヌキ	組合せ	49	205	0.24
アンカーボルト	引張	10.89	47	0.24

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。

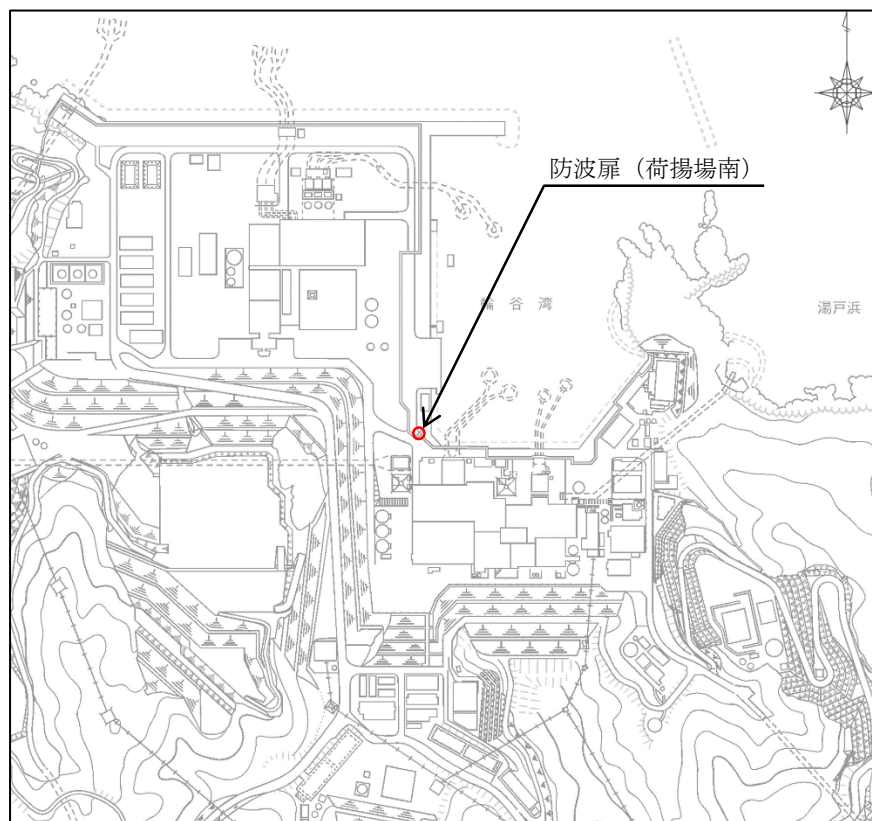


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）位置図

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。

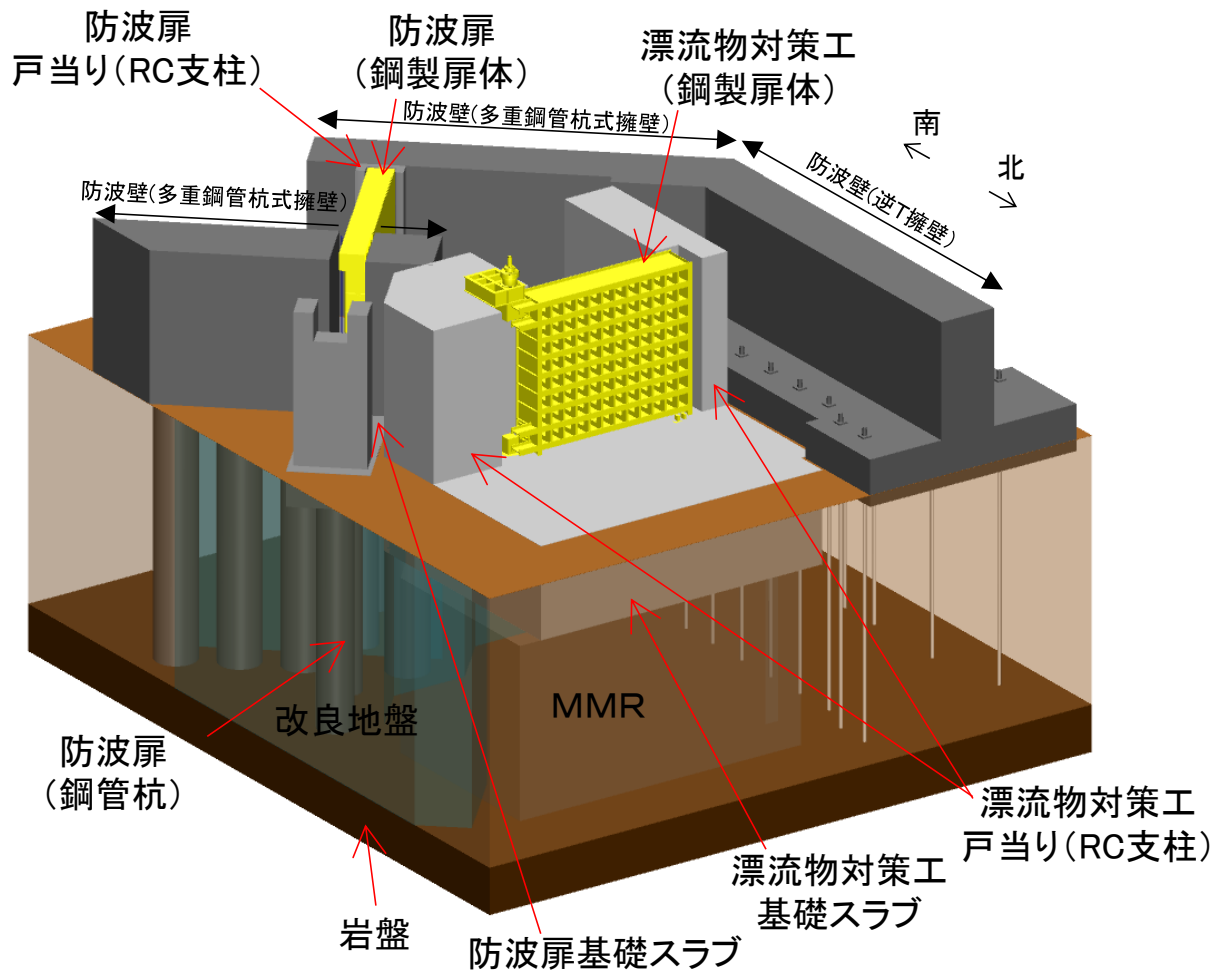


図 2.2-1(1) 防波扉（荷揚場南）の構造概要図

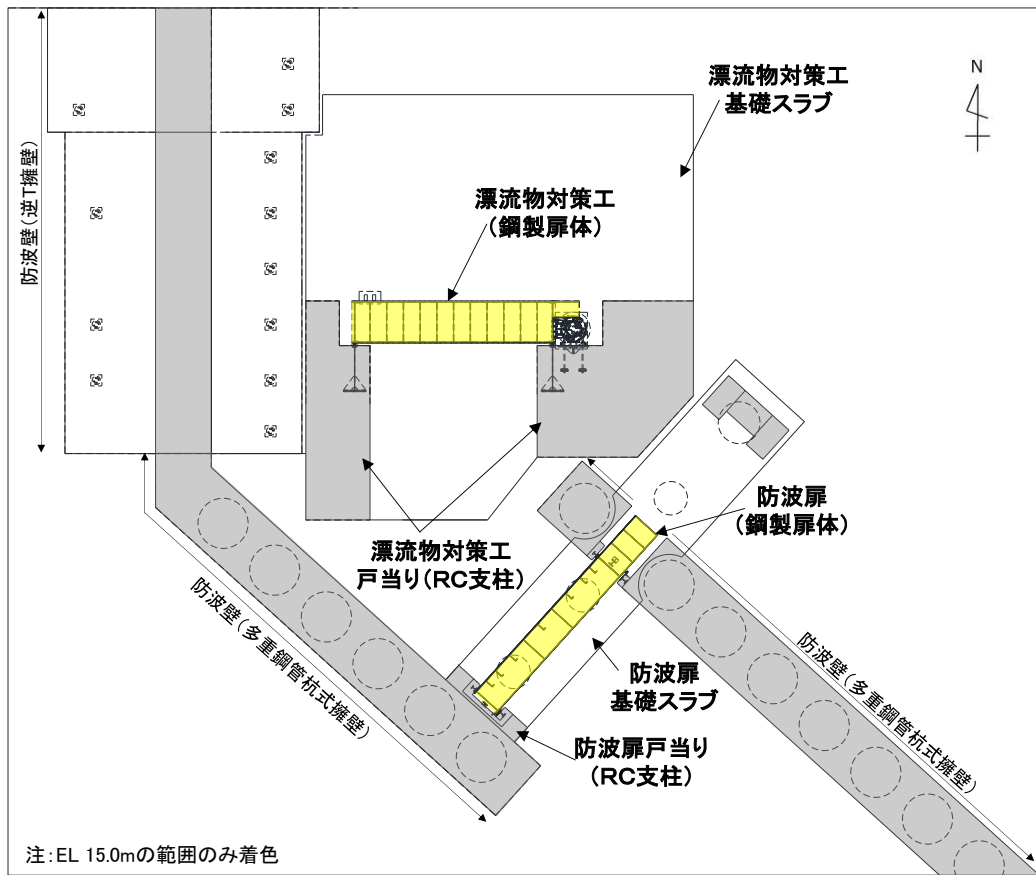


図 2.2-1(2) 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (平面図)

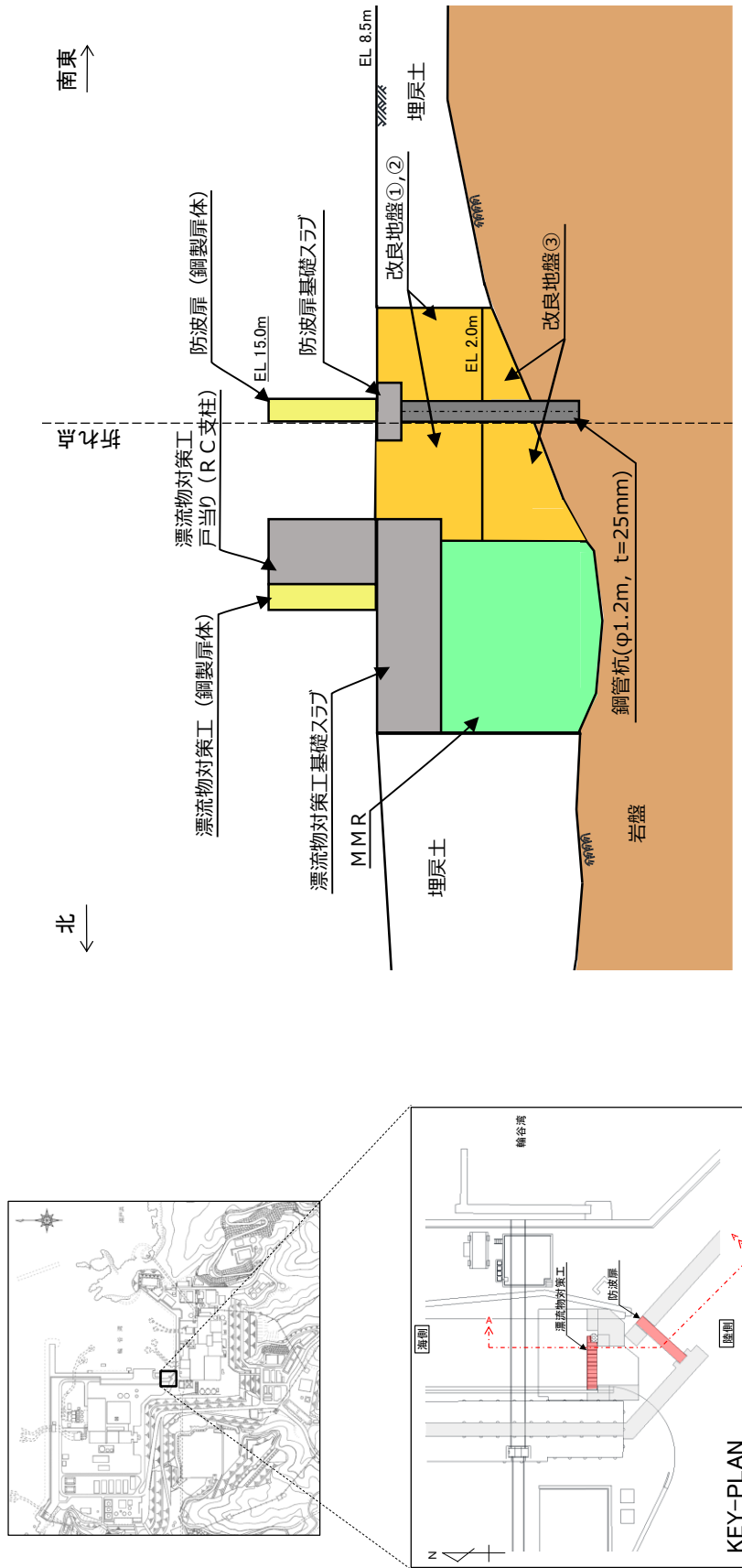


図 2.2-2 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (断面図)

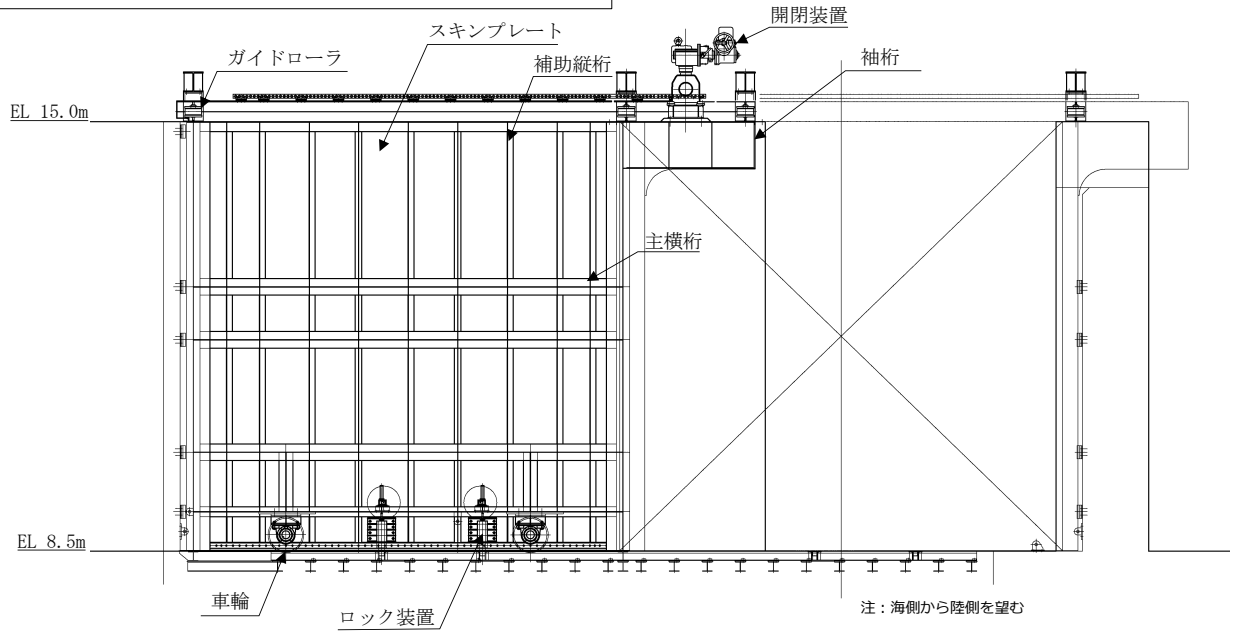
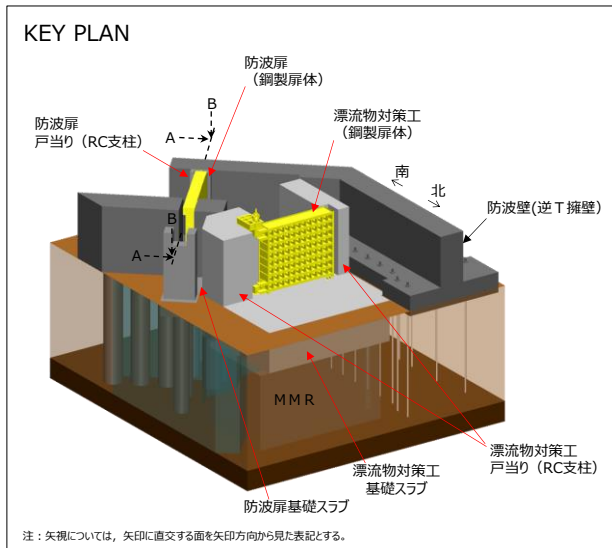


図 2.2-3(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

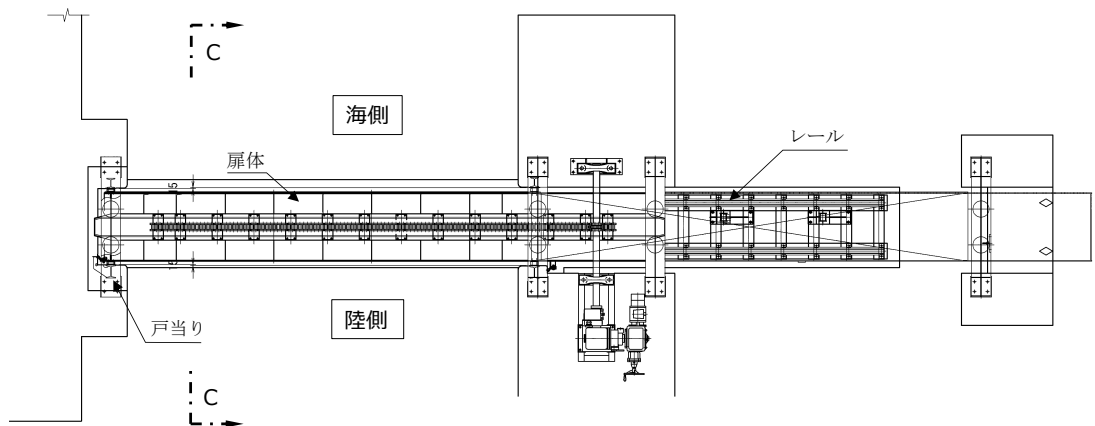
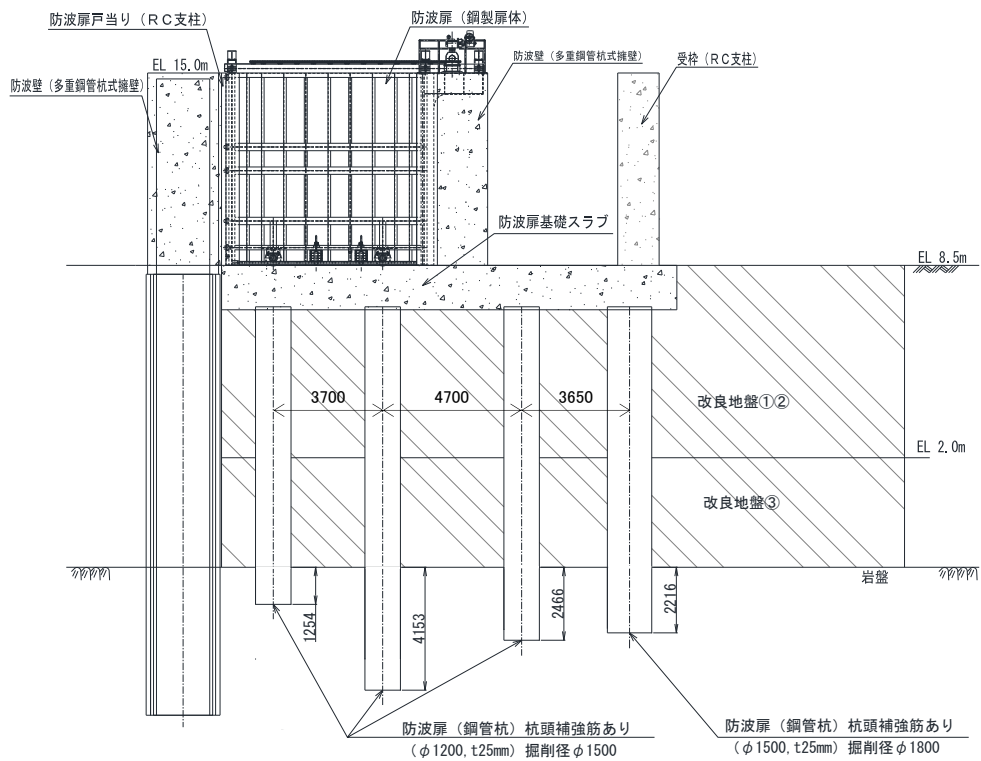
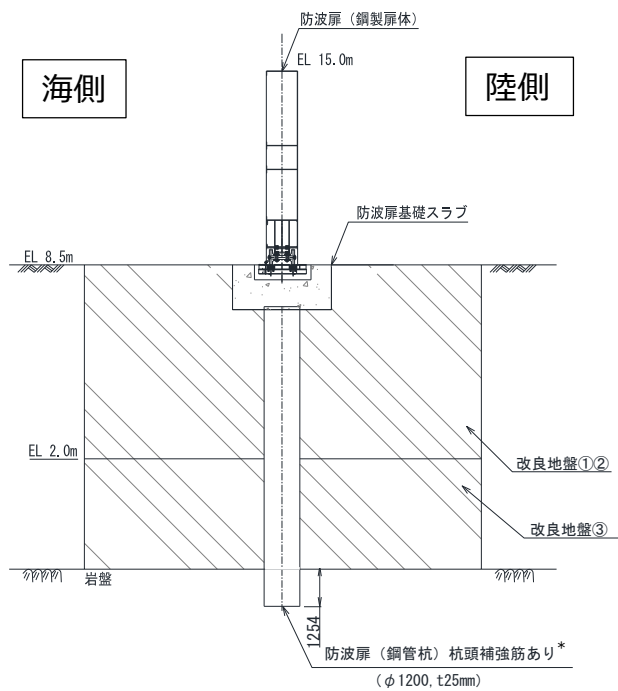


図 2.2-3(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)



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)

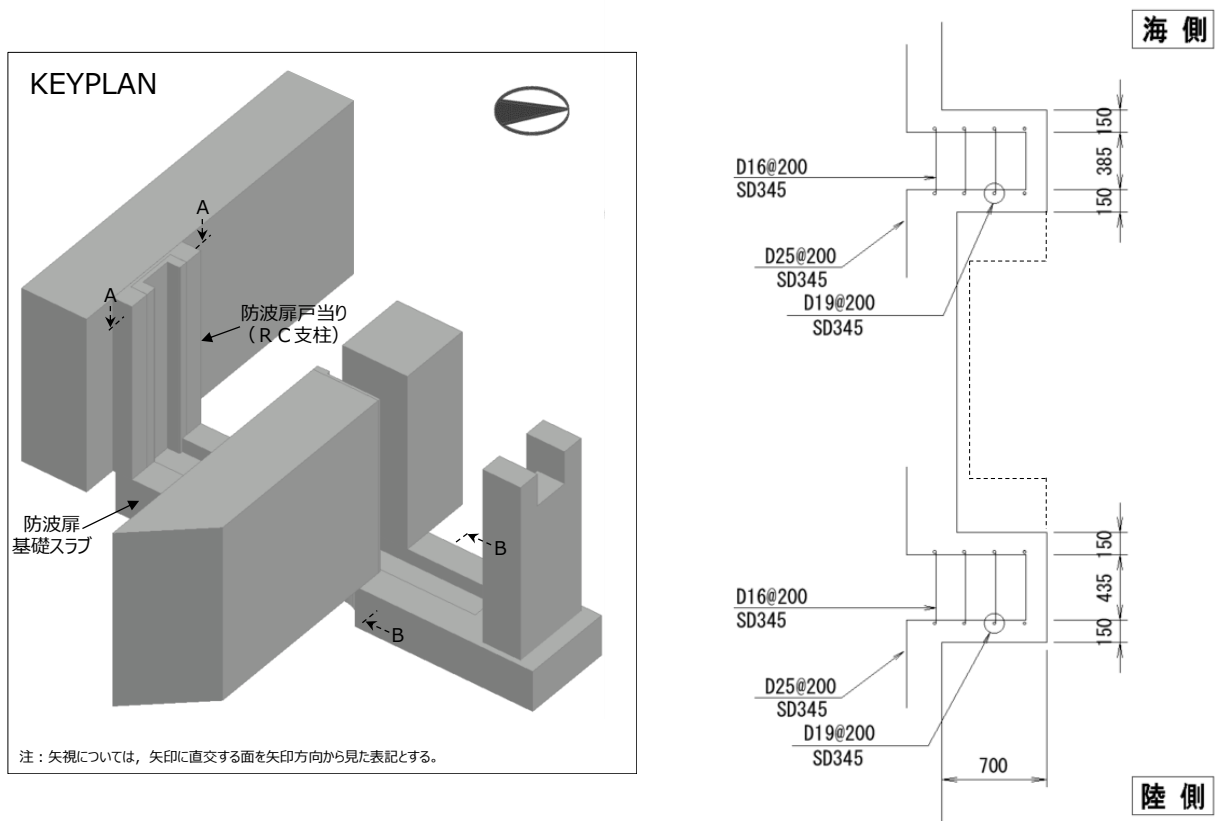


図 2.2-5(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A 断面)

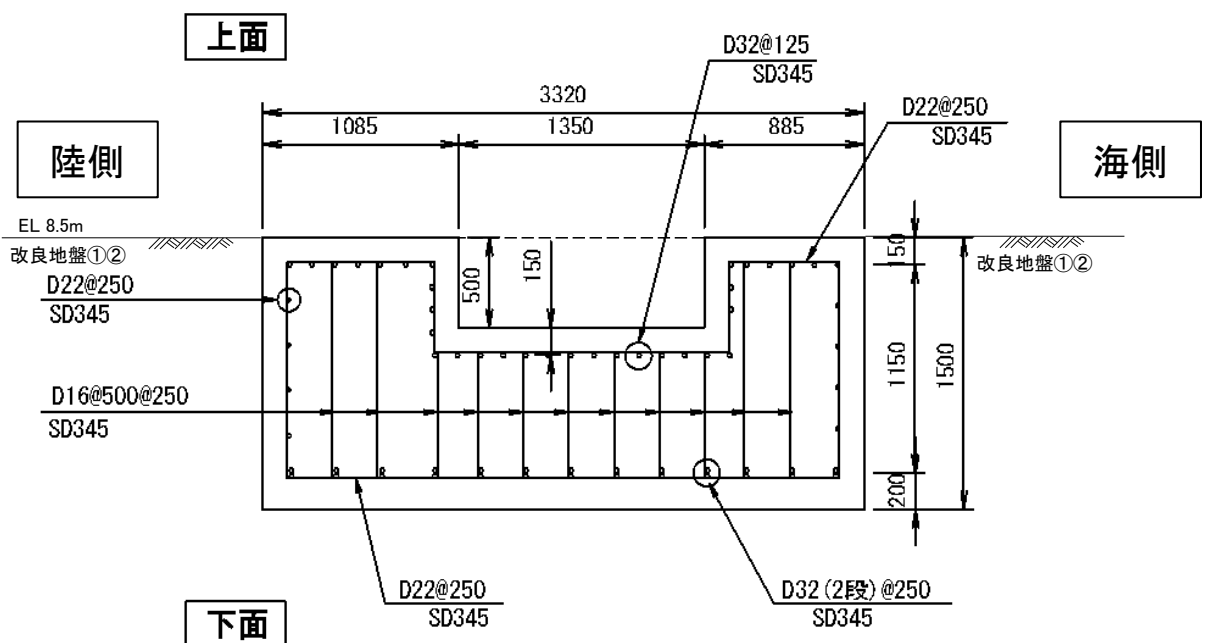


図 2.2-5(2) 防波扉基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

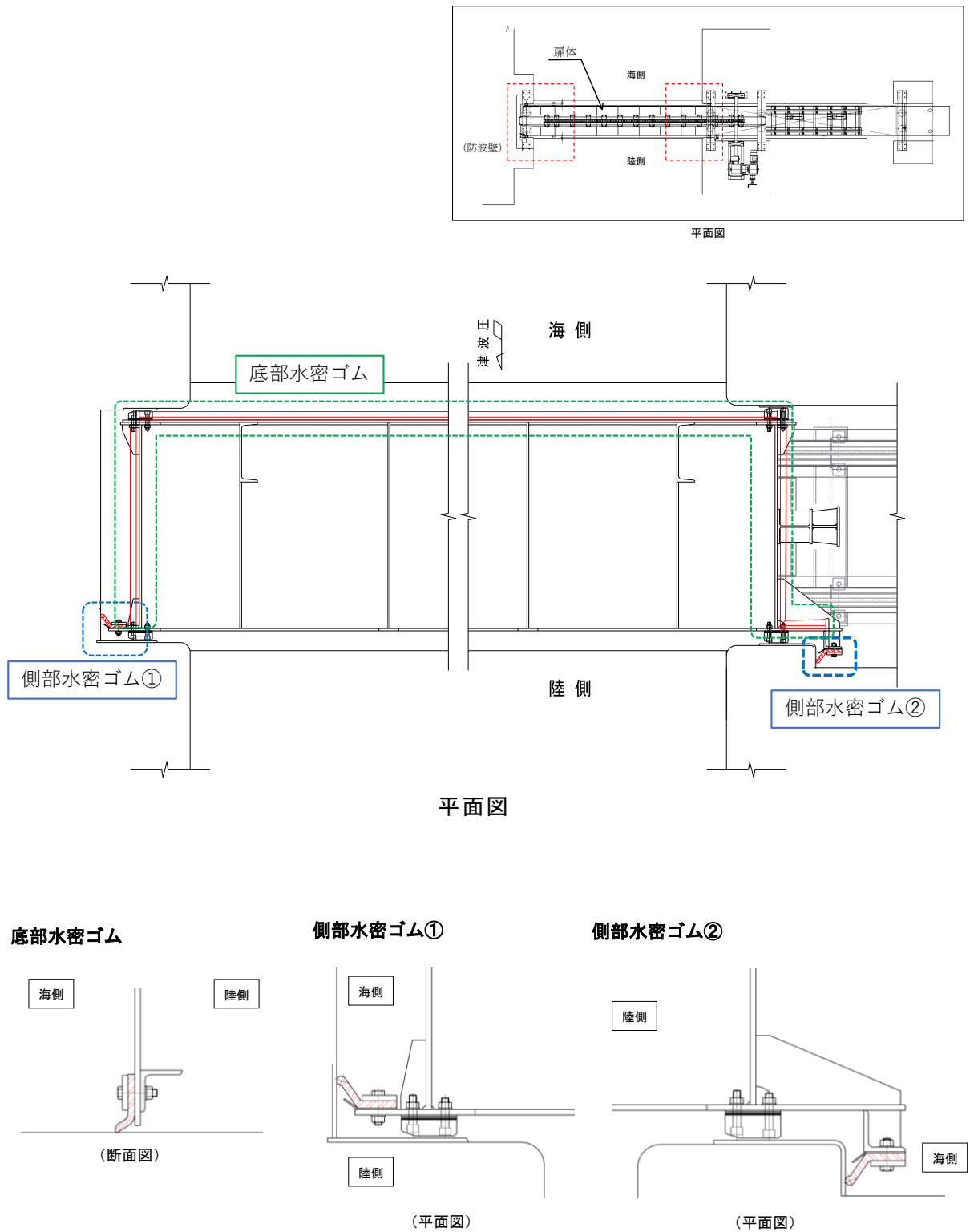


図 2.2-6 防波扉の水密ゴム概念図

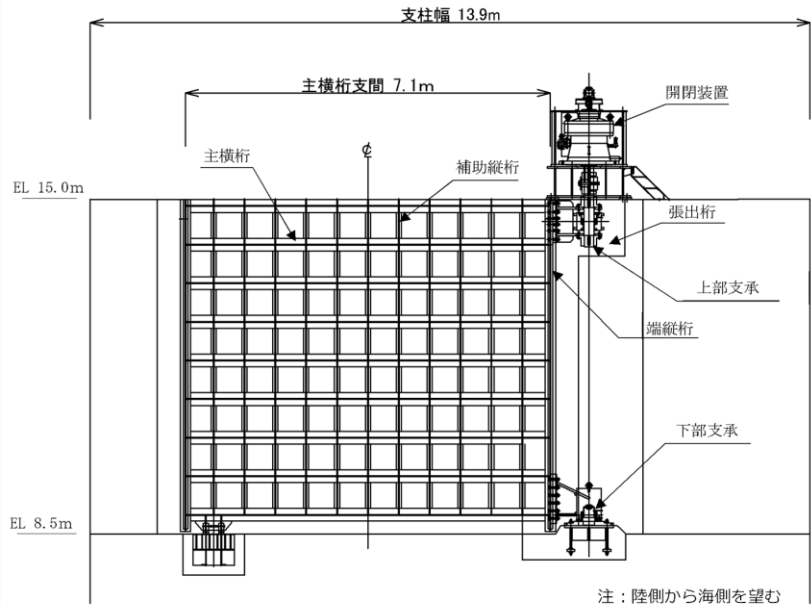
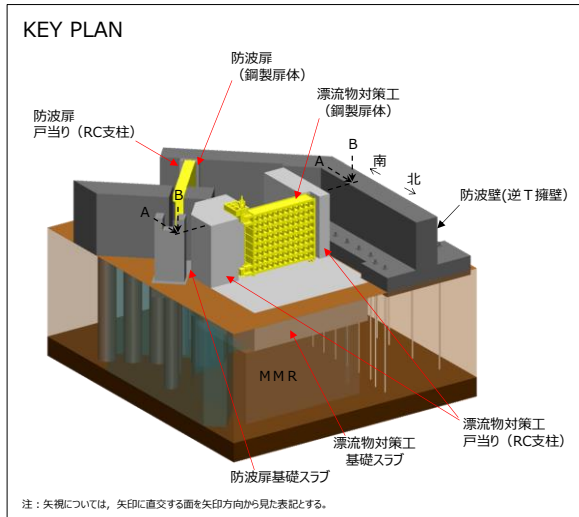


図 2.2-7(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

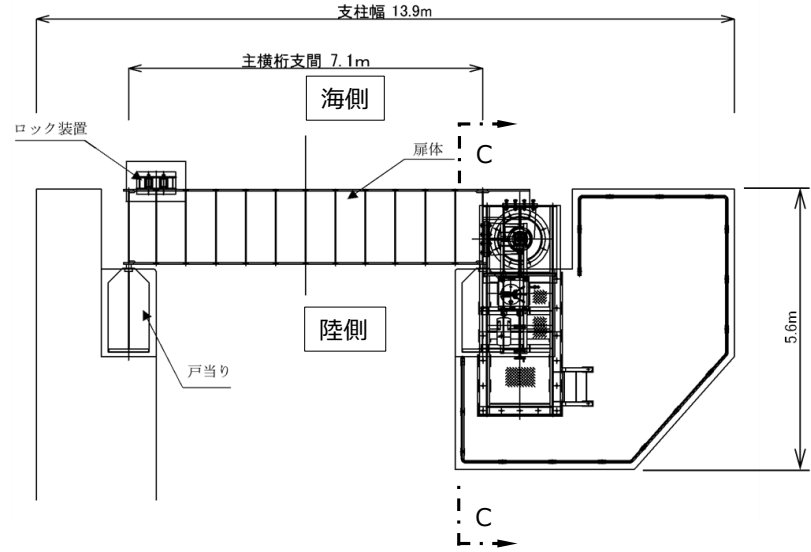


図 2.2-7(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)

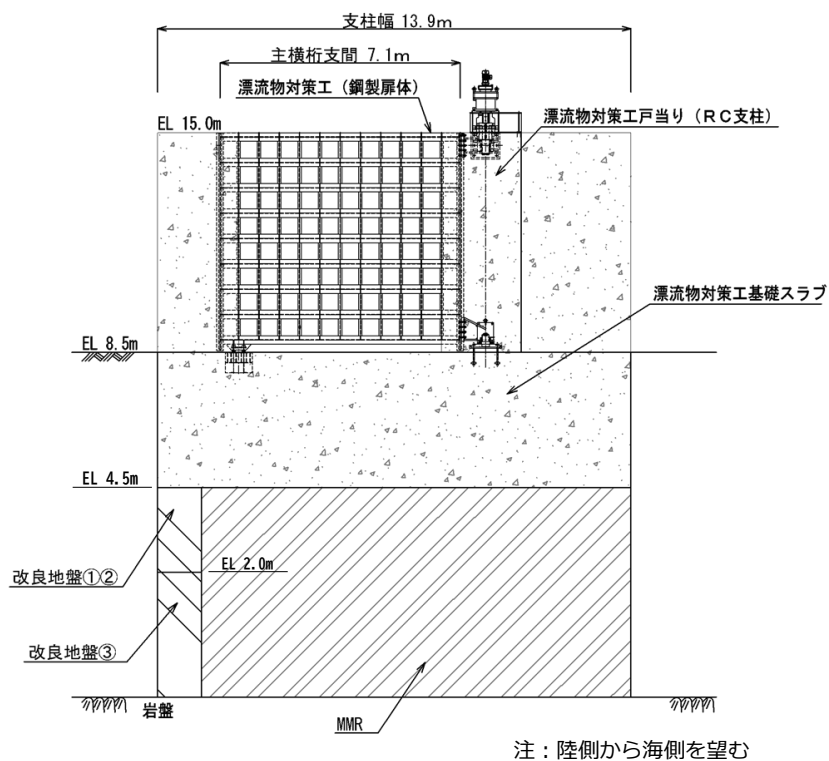


図 2.2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎正面図, A-A 断面)

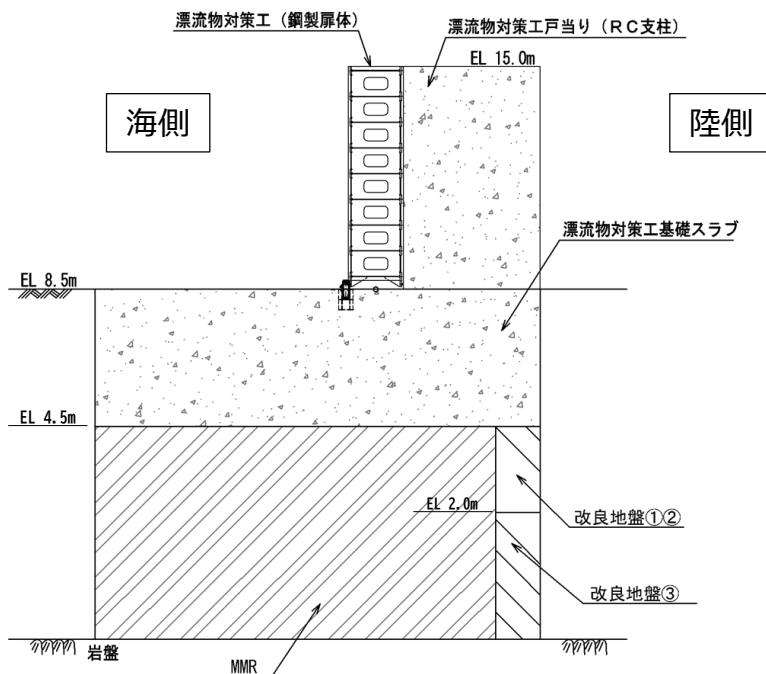


図 2.2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎断面図, C-C 断面)

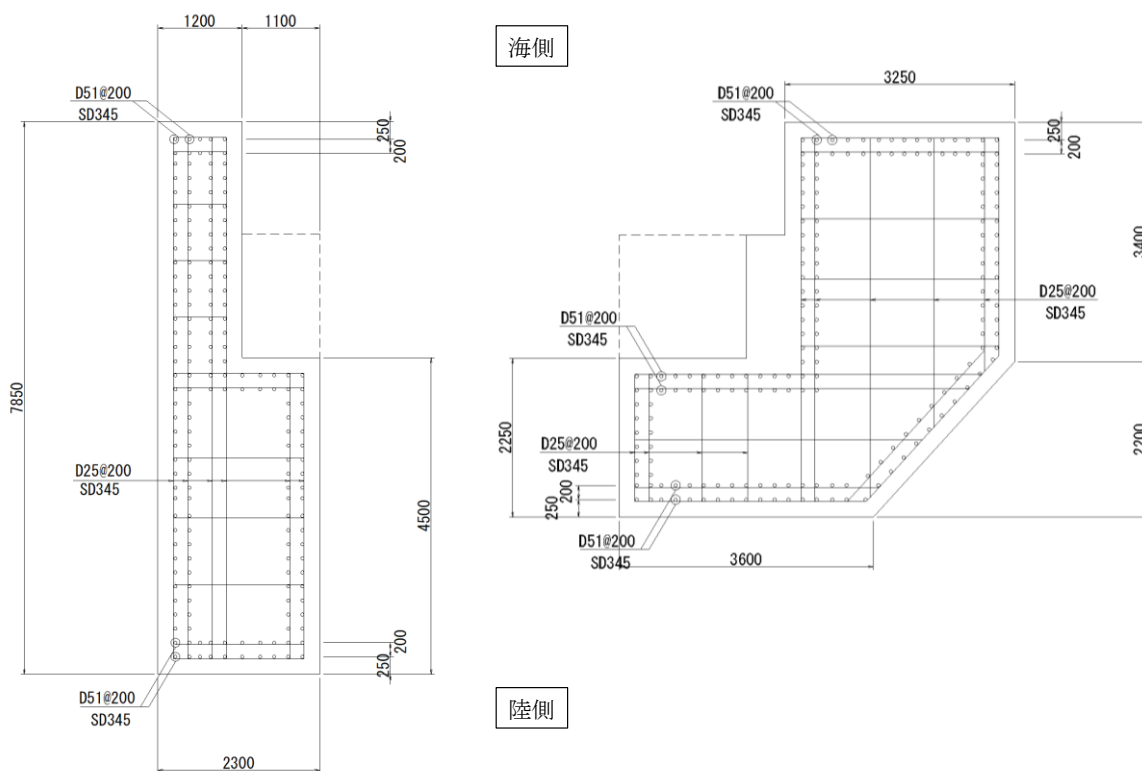
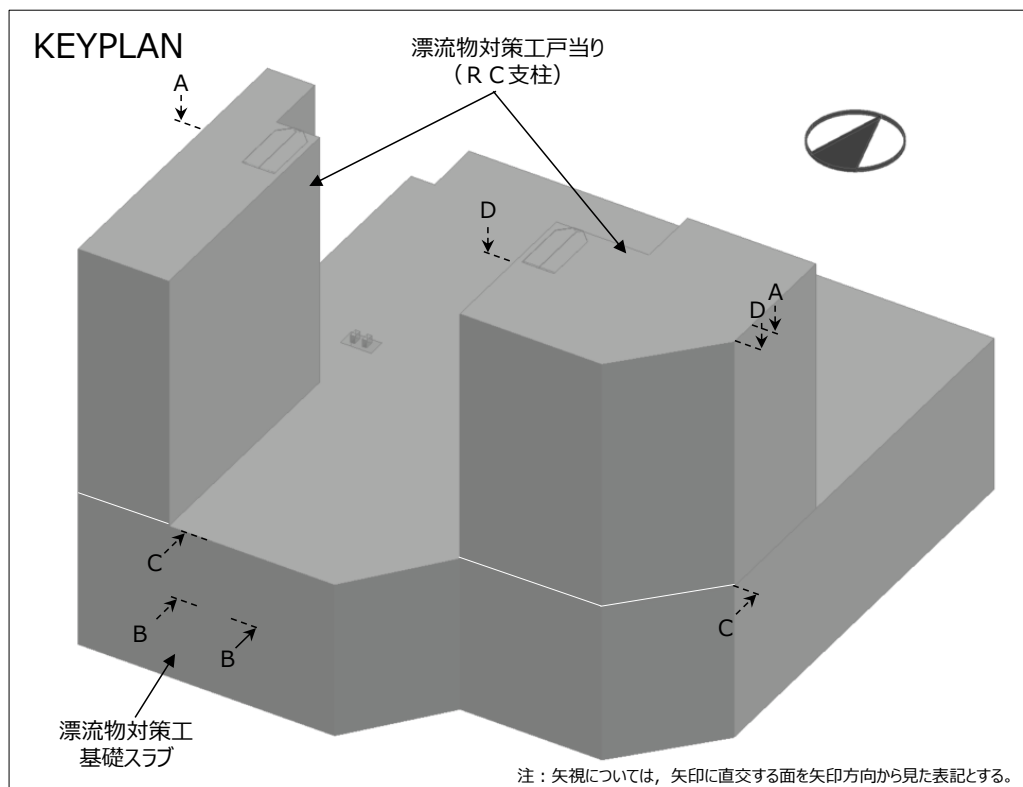


図 2.2-9(1) 漂流物対策工戸当り (R C支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

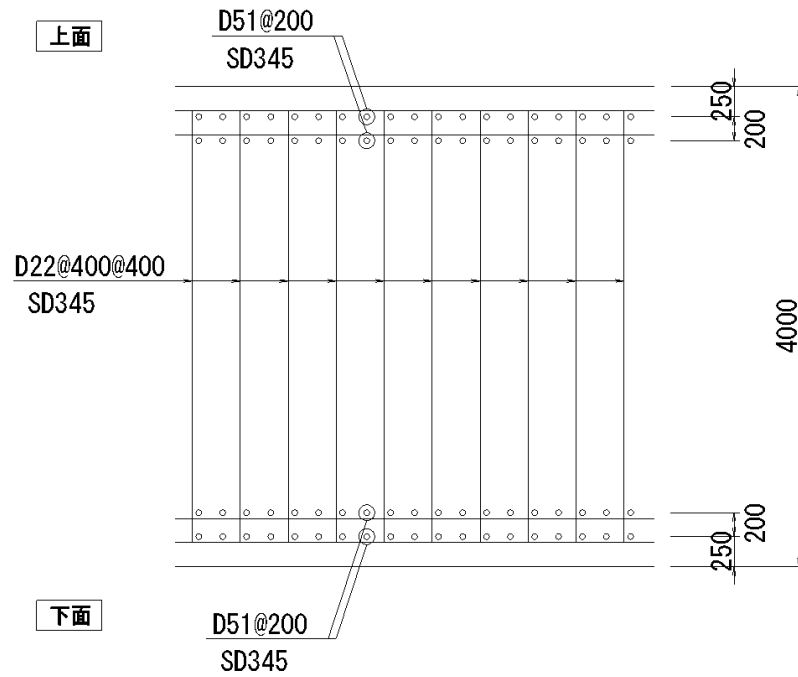


図 2.2-9(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

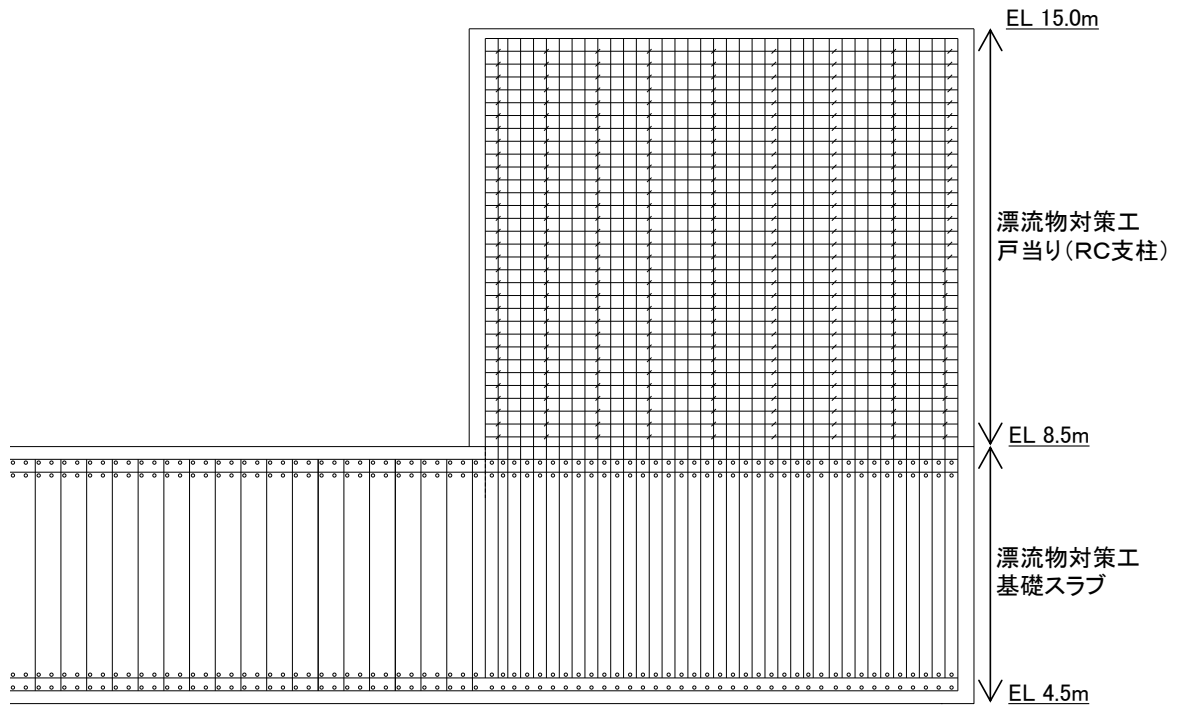
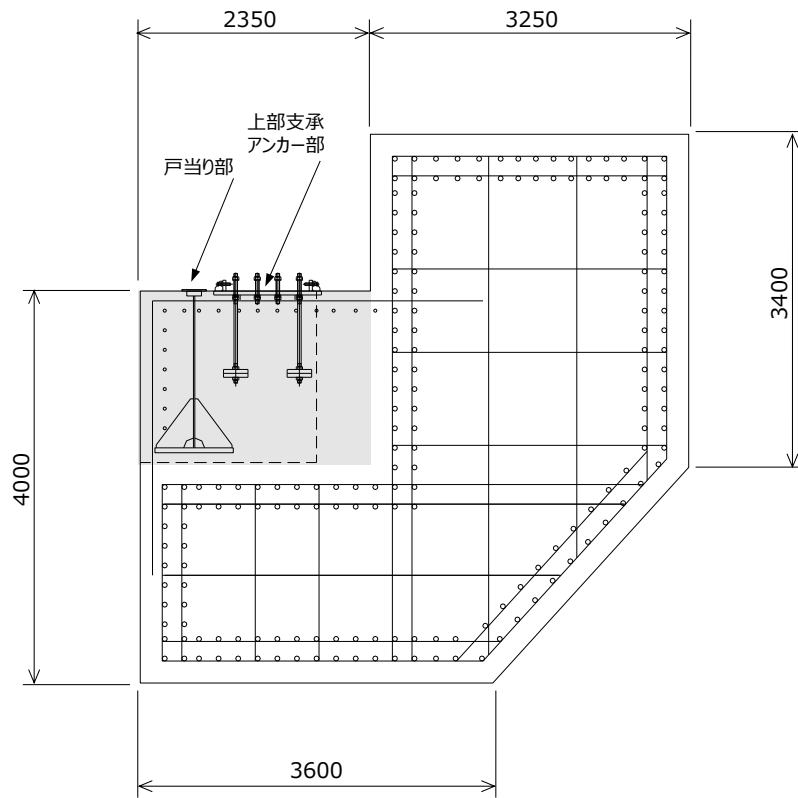


図 2.2-9(3) 漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C 断面)



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	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。

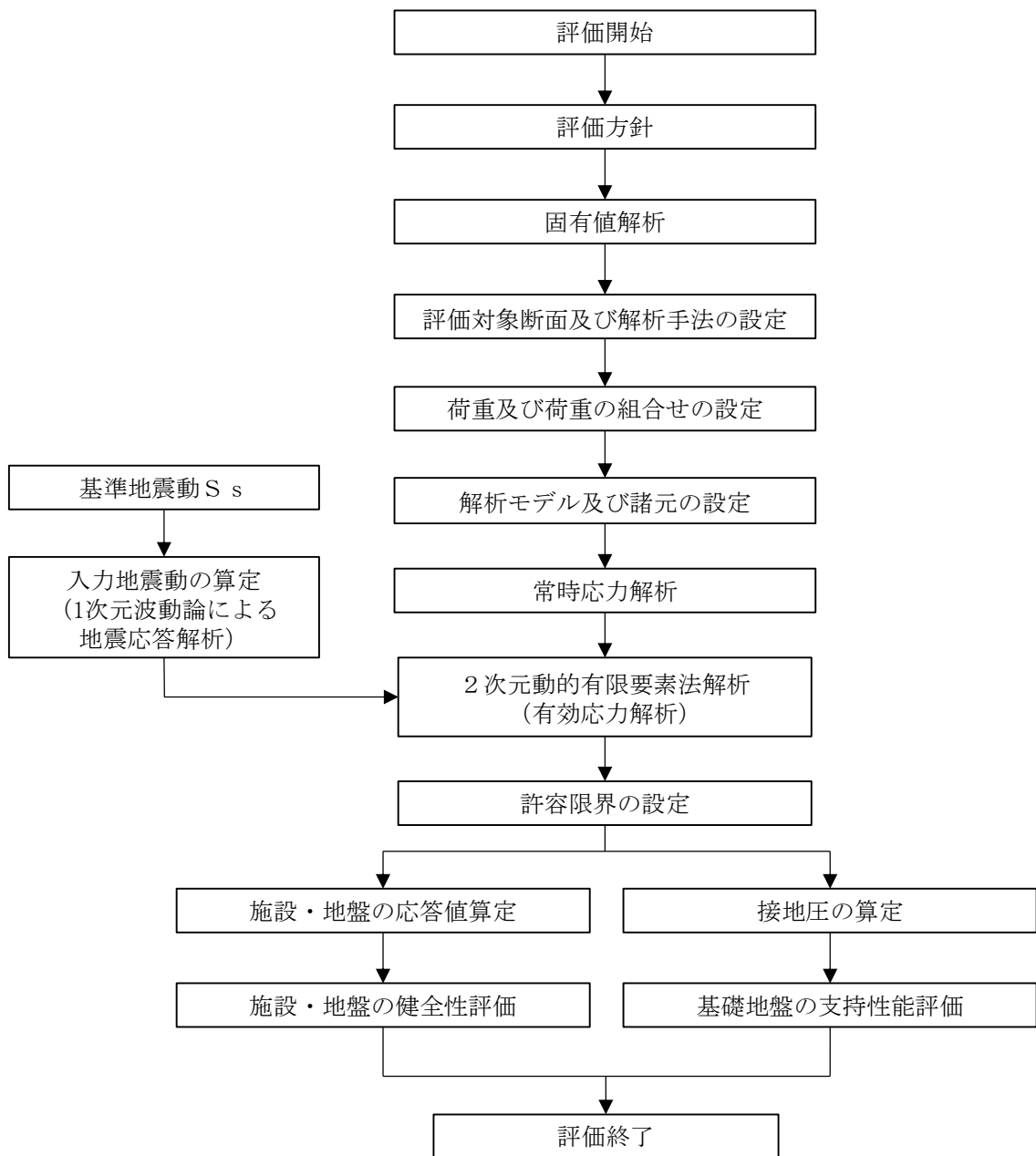


図 2.3-1 防波壁（荷揚場南）の耐震評価フロー

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

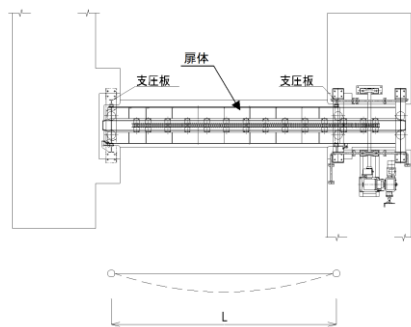
3. 固有値解析

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。

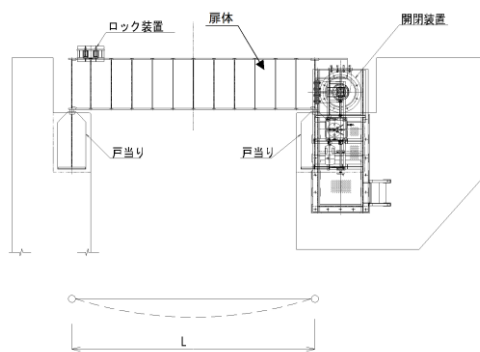
3.1.1 解析モデルの設定

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	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
	M_1'	kN・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	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	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）の構造上の特徴を踏まえると、相対的に断面係数が大きい扉体軸方向が強軸断面方向となるため、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（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。

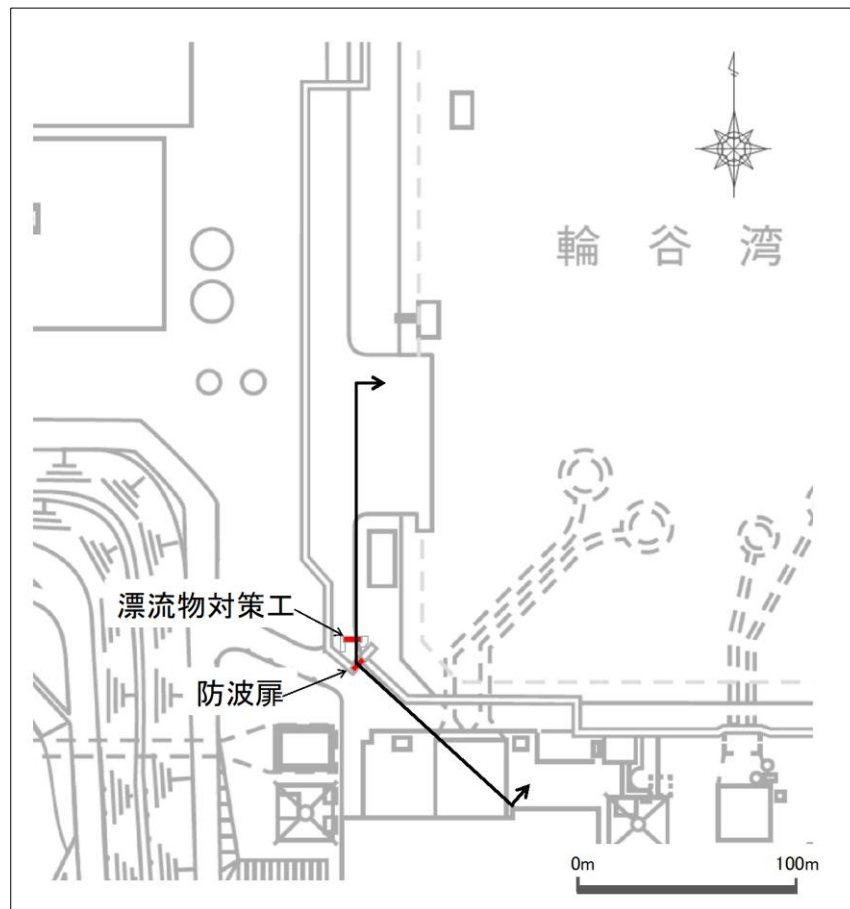


図 4.2-1 防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図

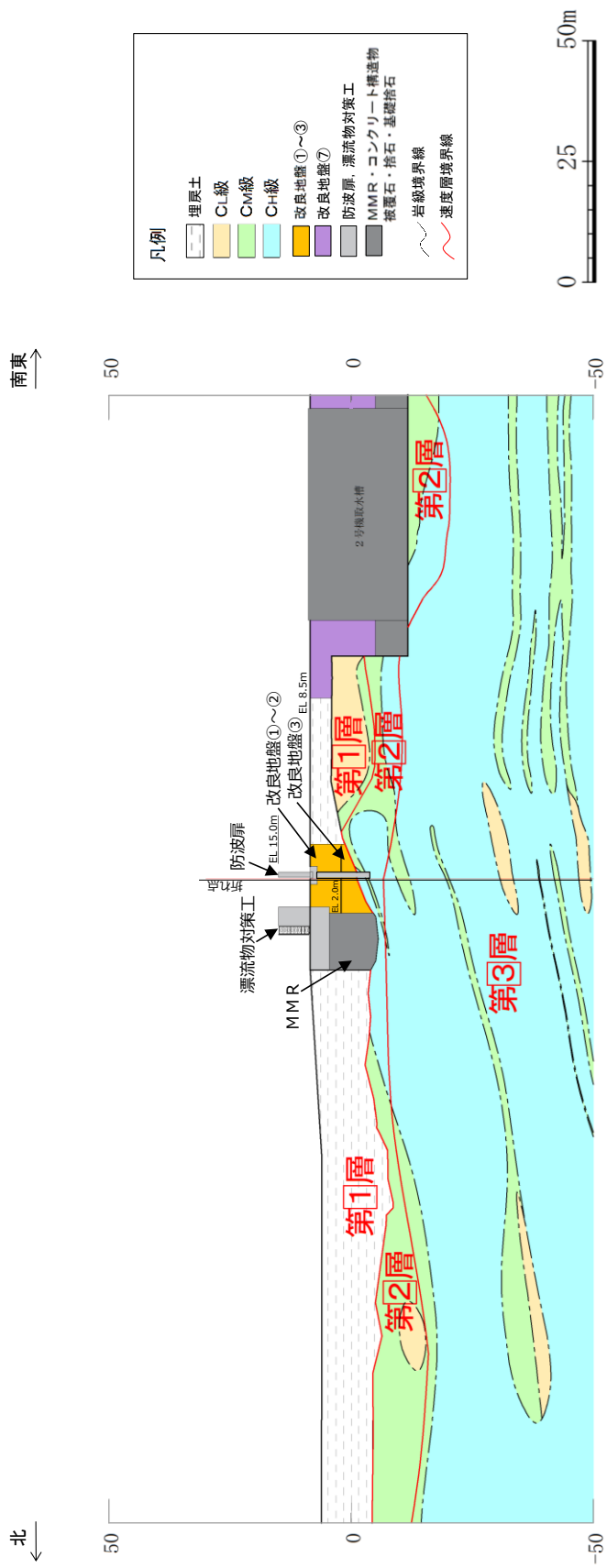


図 4.2-2 防波扉（荷揚場南）の縦断面図

(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4.2-3に示す。

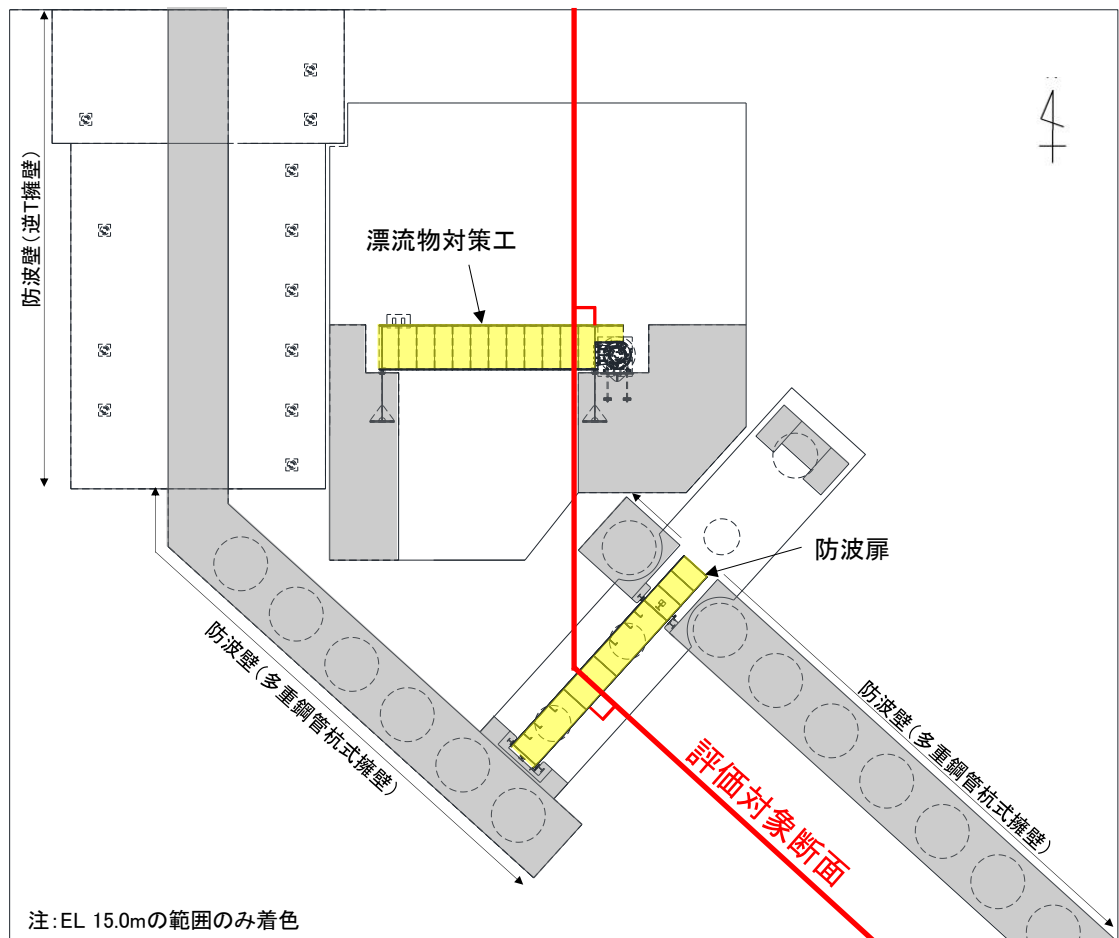


図 4.2-3 評価対象断面位置図（拡大図）

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4.2-4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）

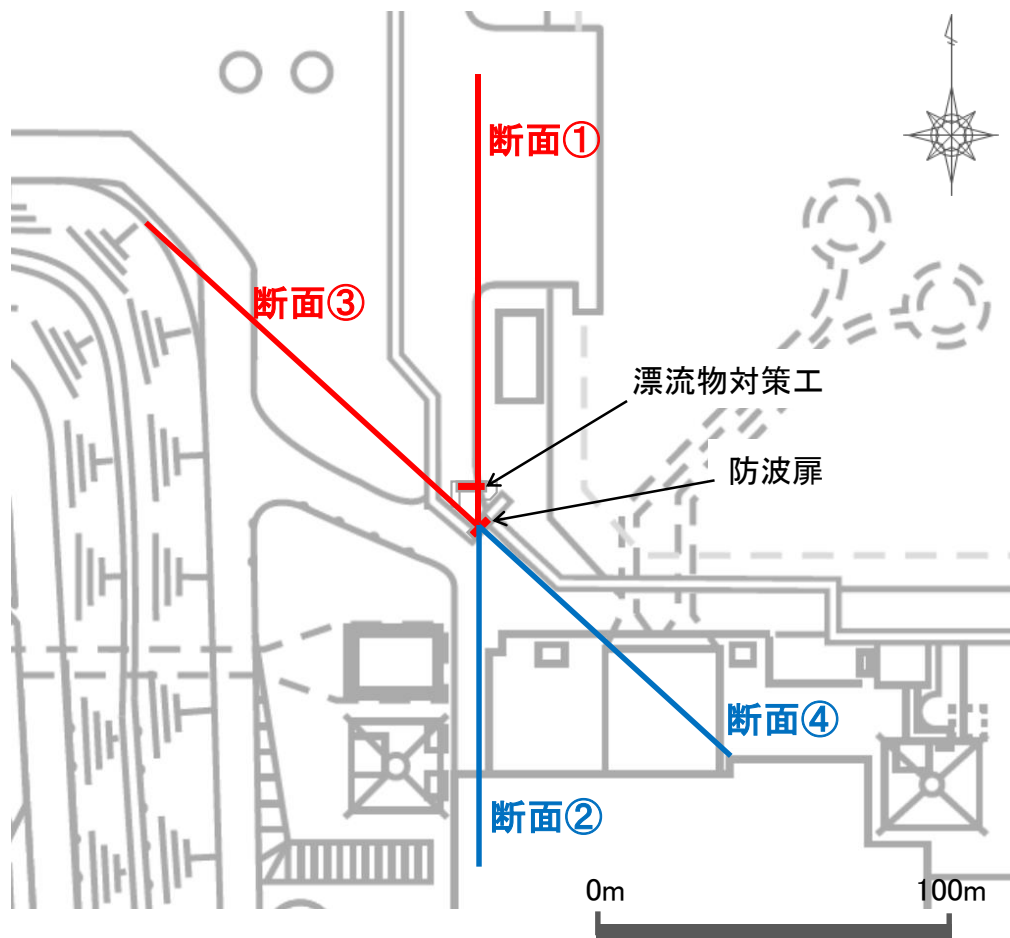


図 4.2-4 検討断面位置図

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 4.2-5 に、地質状況を断面図で比較した結果を図 4.2-6 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)		

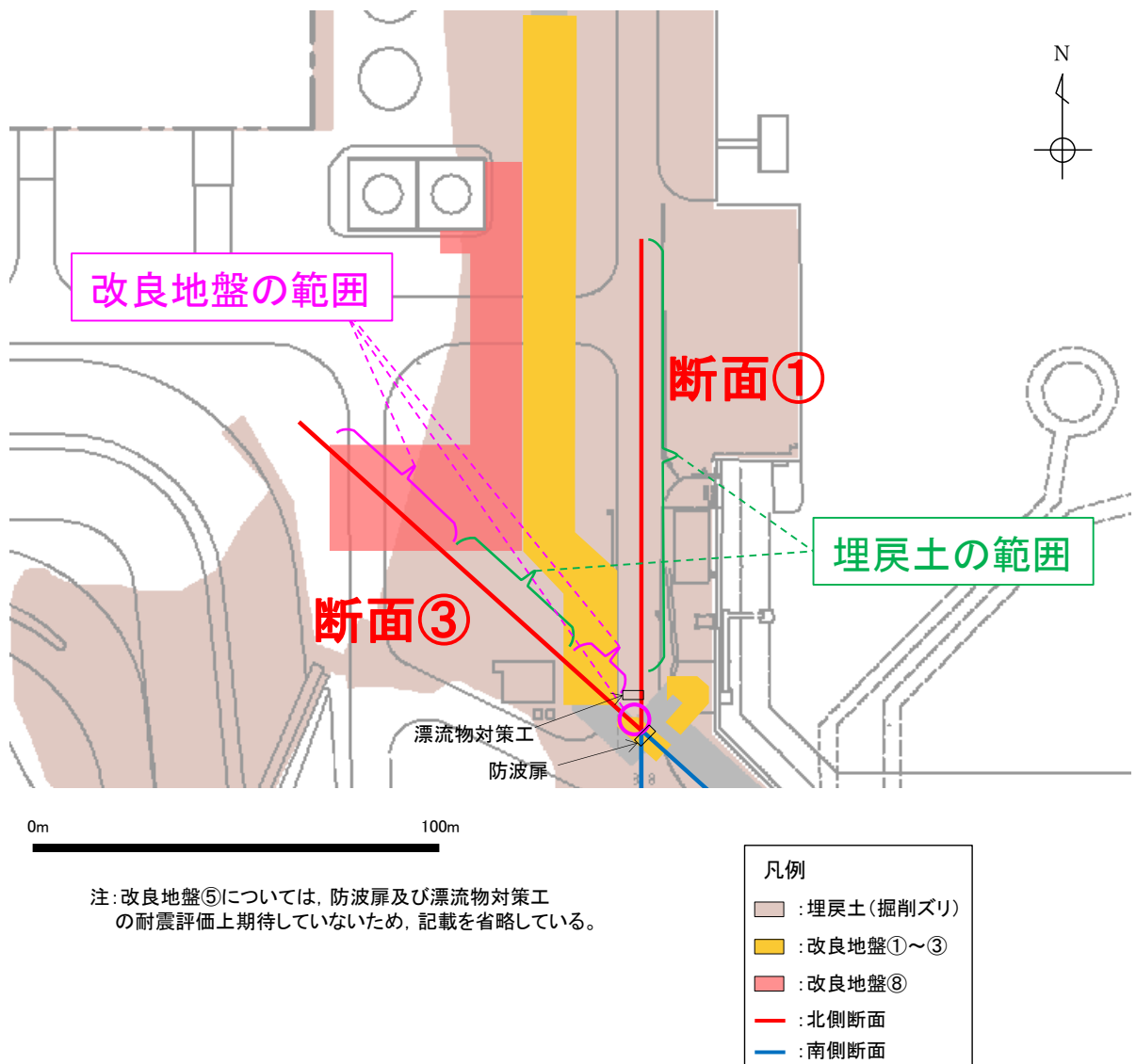


図 4.2-5 評価対象断面（北側）付近における地質状況（平面図）の比較

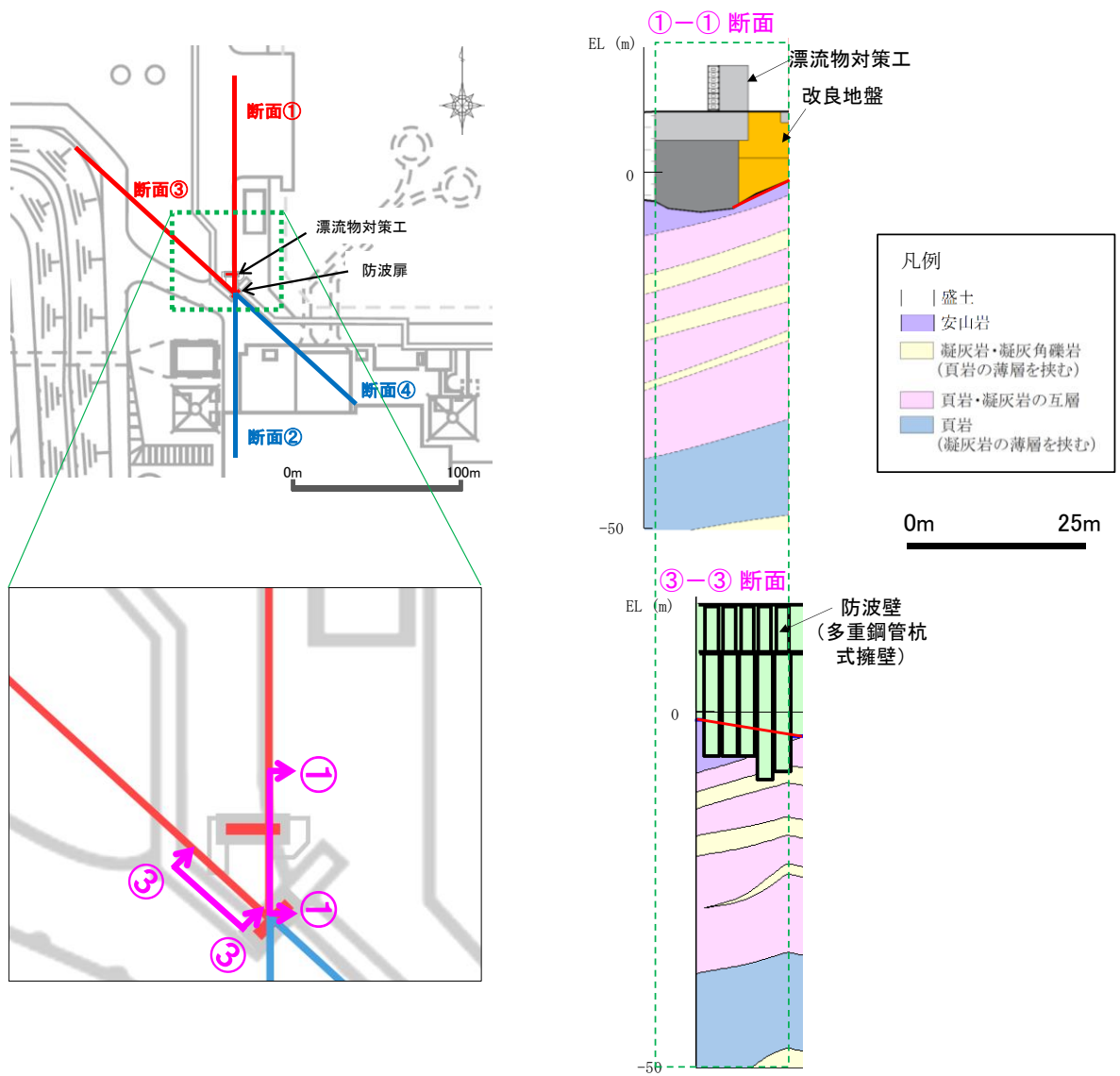


図 4.2-6 評価対象断面（北側）付近における地質状況（断面図）の比較

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 4.2-7 に、断面図で比較した結果を図 4.2-8 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		

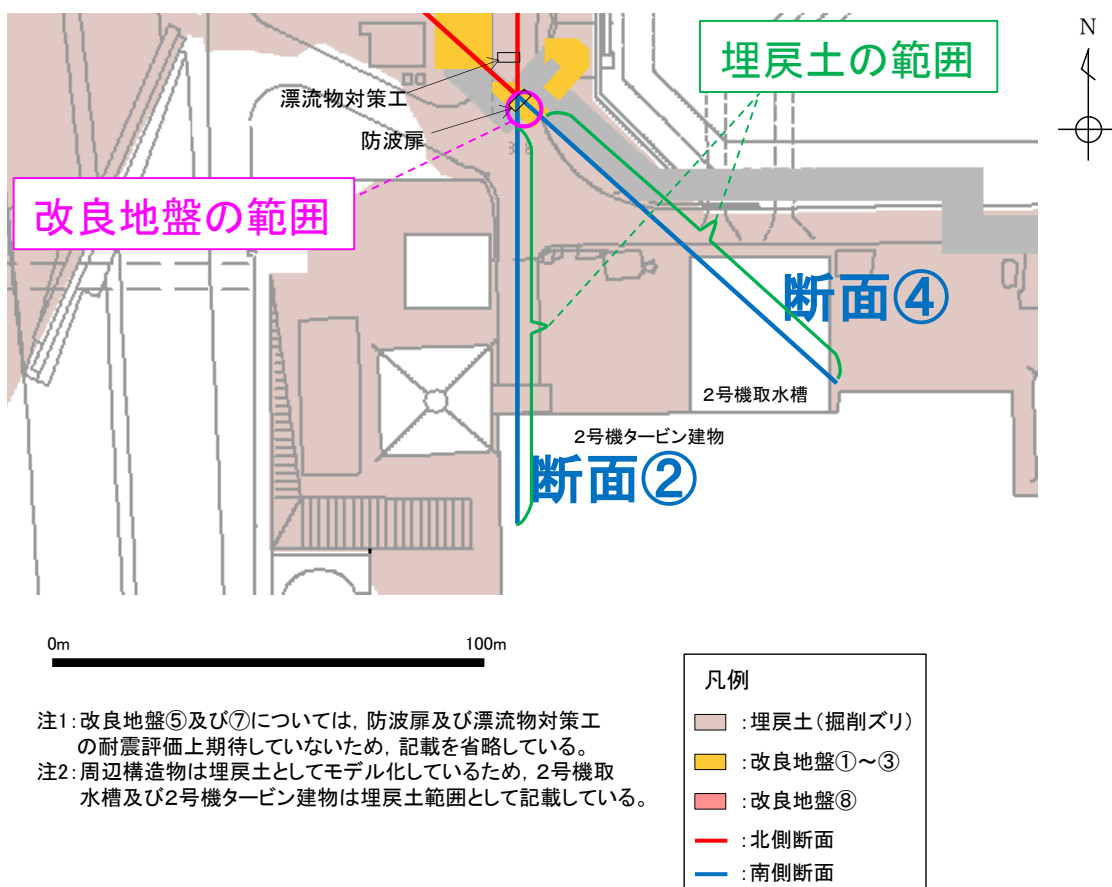


図 4.2-7 評価対象断面(南側)付近における地質状況(平面図)の比較

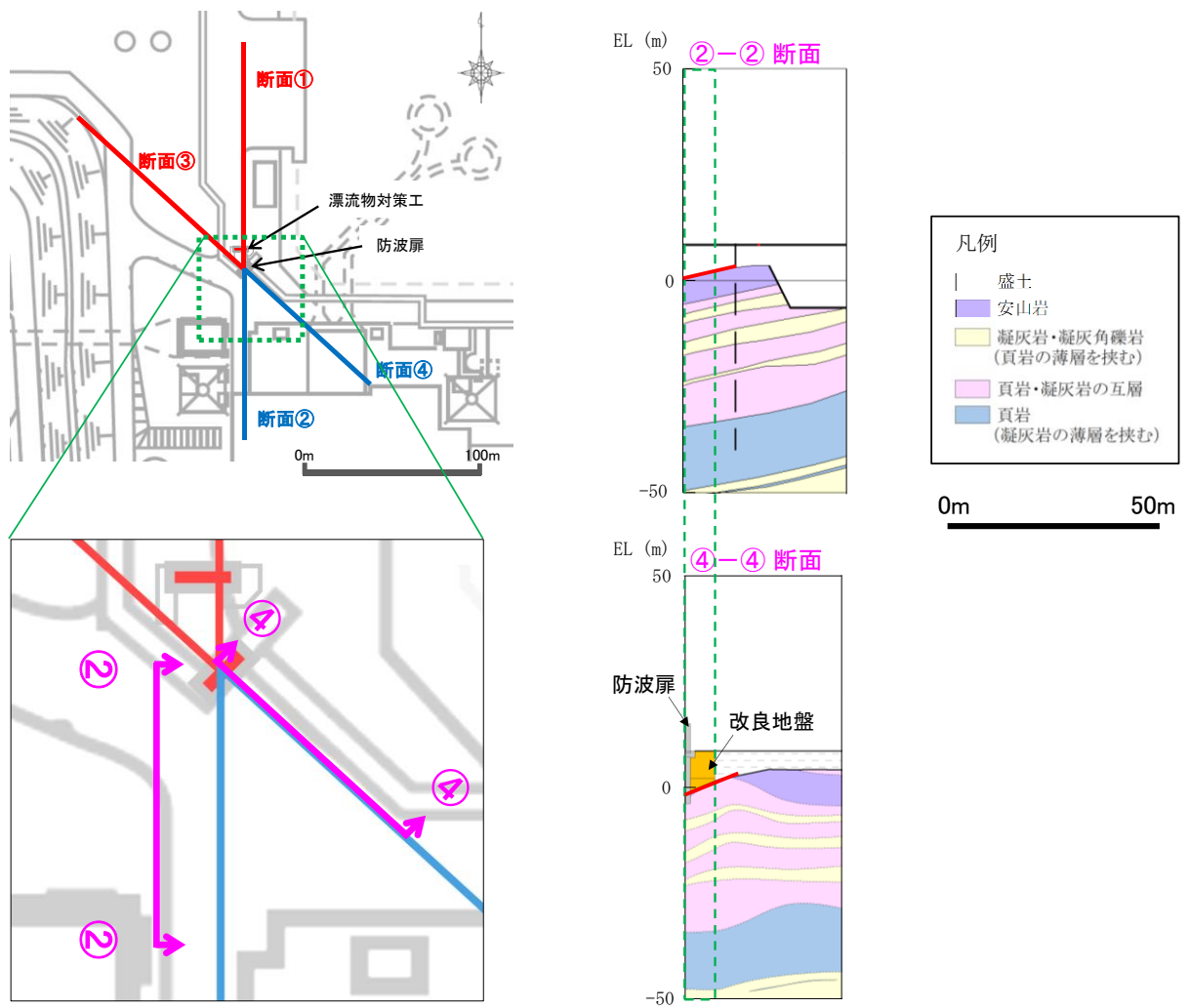


図 4.2-8 評価対象断面（南側）付近における地質状況（断面図）の比較

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。

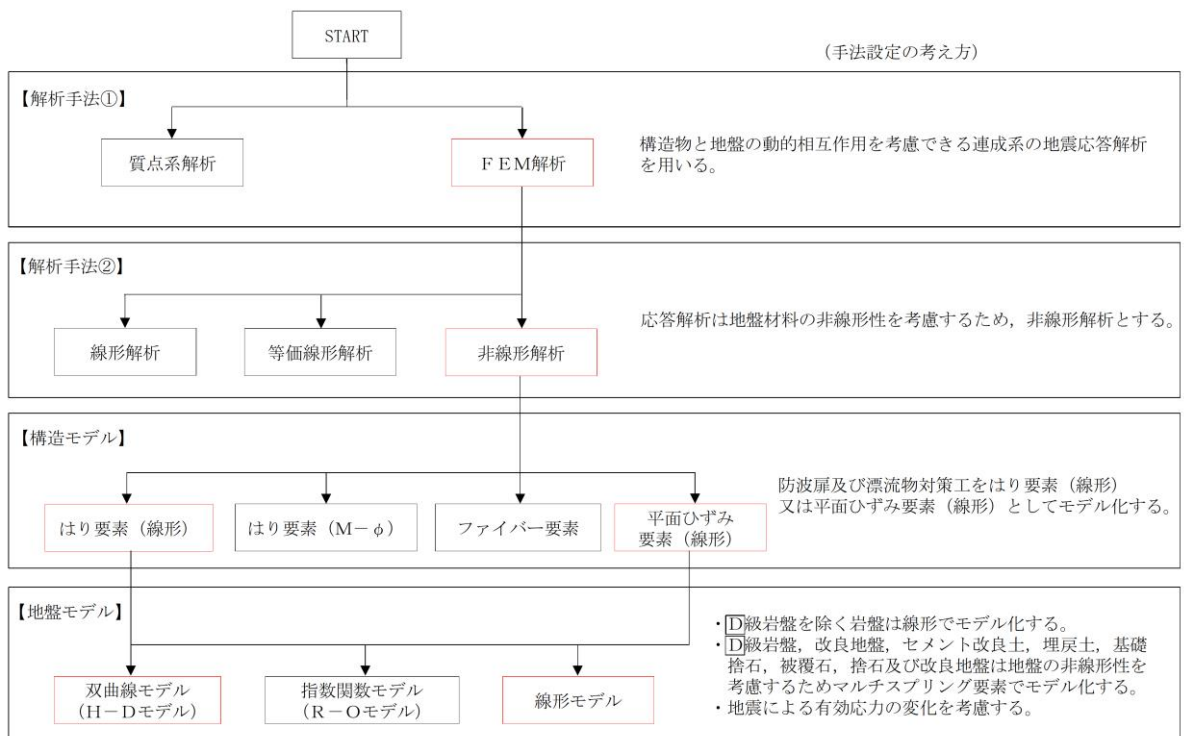


図 4.3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	
	$S_s - F1$	++*	○	
	$S_s - F2$	++*	○	
	$S_s - N1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N2$ (NS)	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N2$ (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。

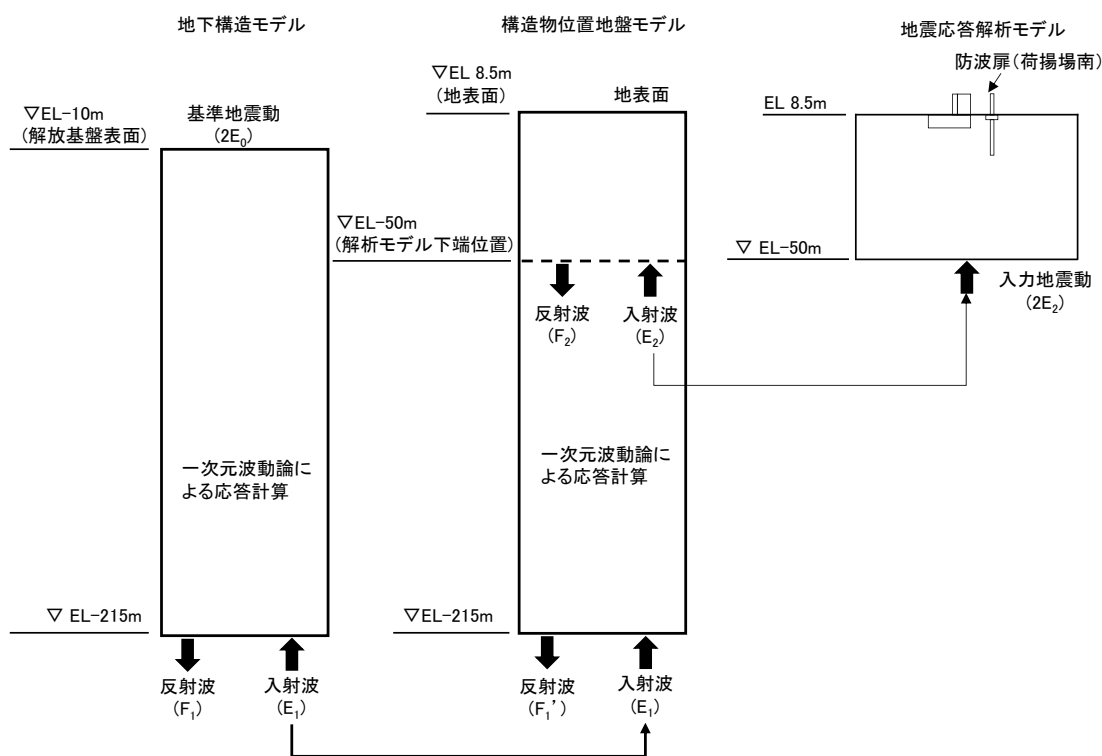
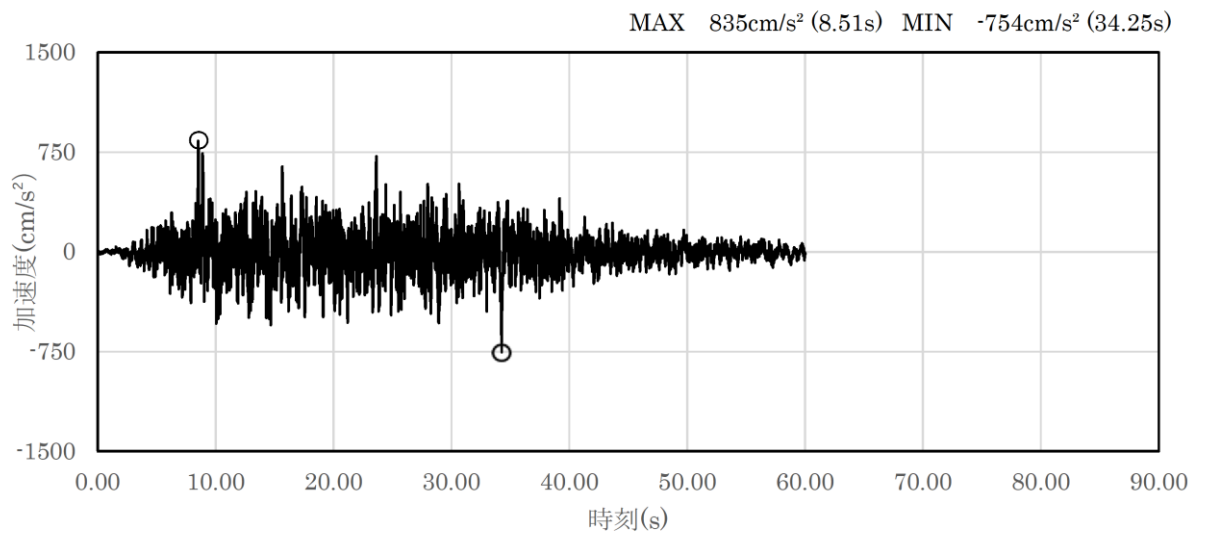
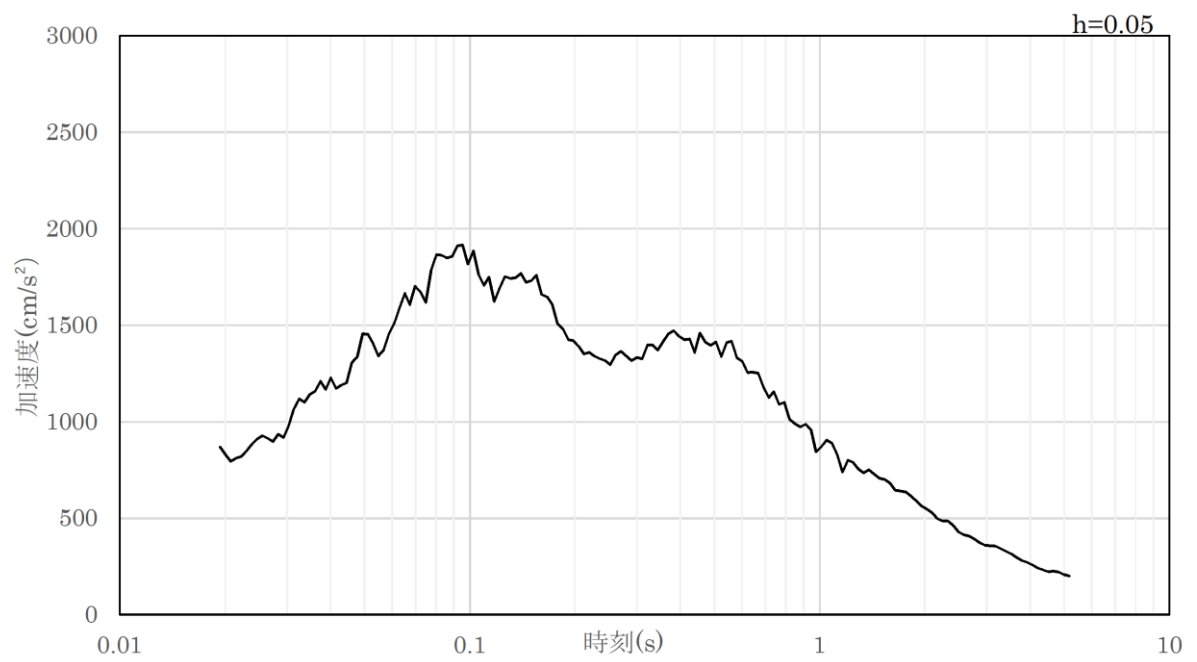


図 4.5-1 入力地震動算定の概念図

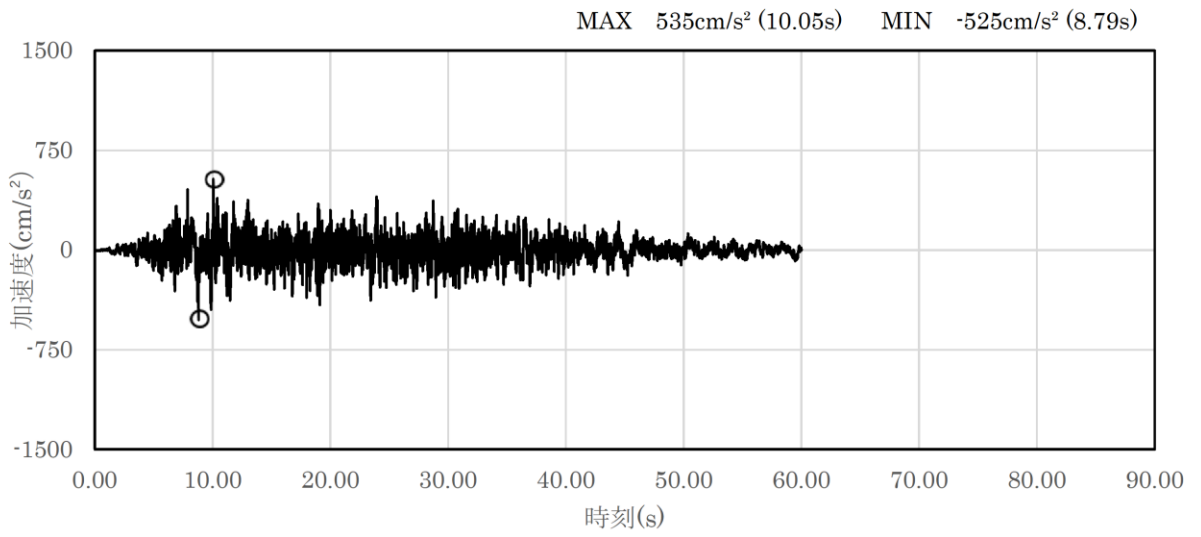


(a) 加速度時刻歴波形

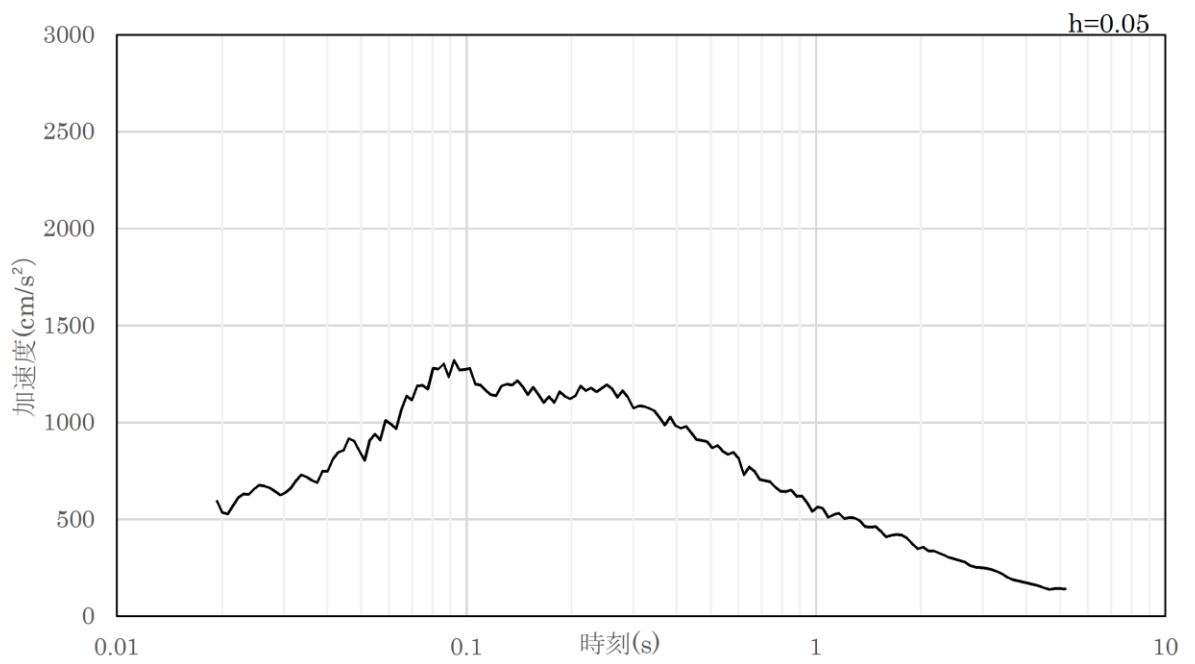


(b) 加速度応答スペクトル

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)

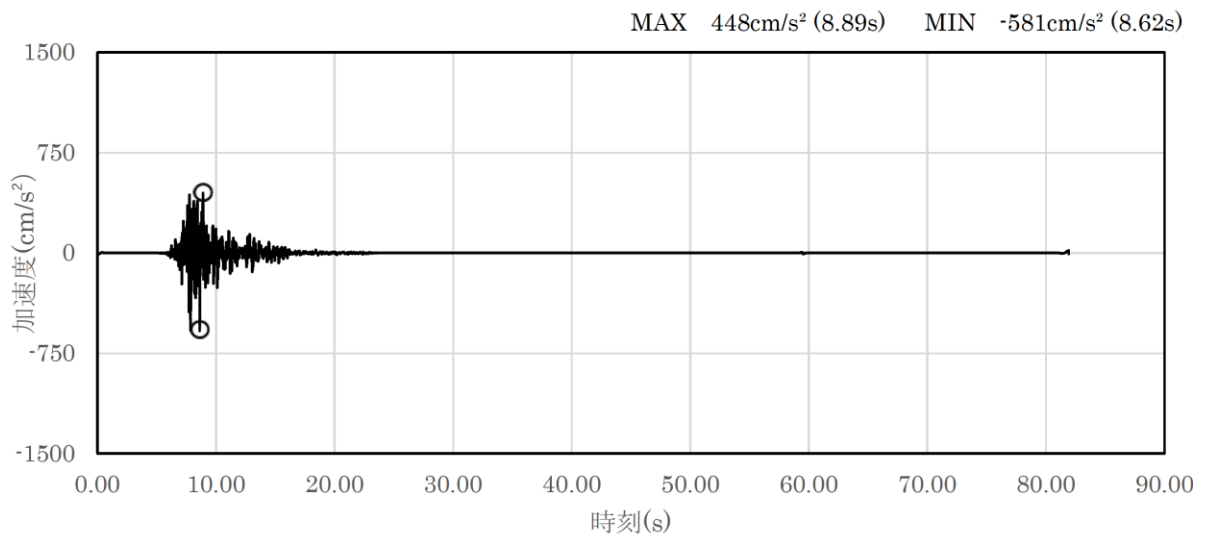


(a) 加速度時刻歴波形

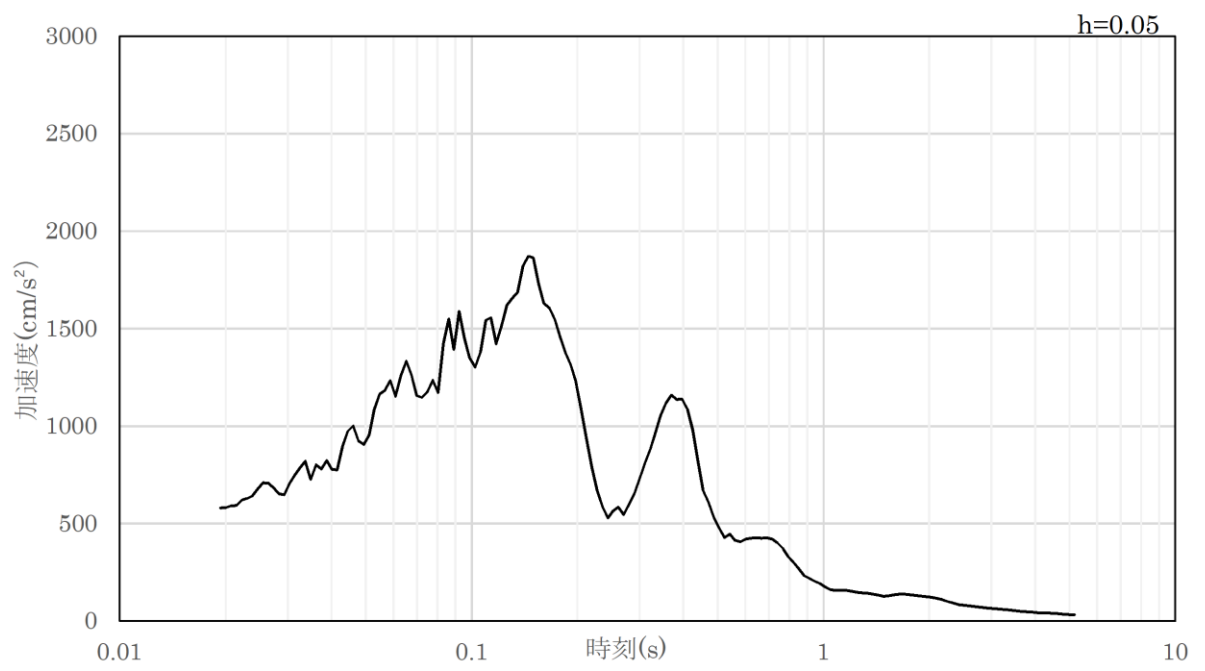


(b) 加速度応答スペクトル

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)

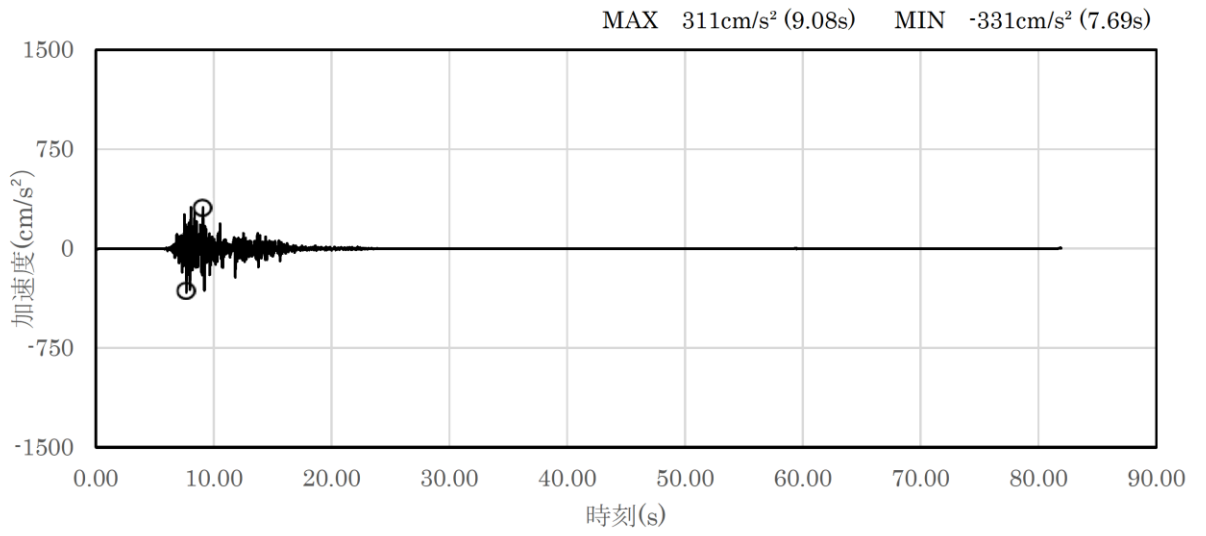


(a) 加速度時刻歴波形

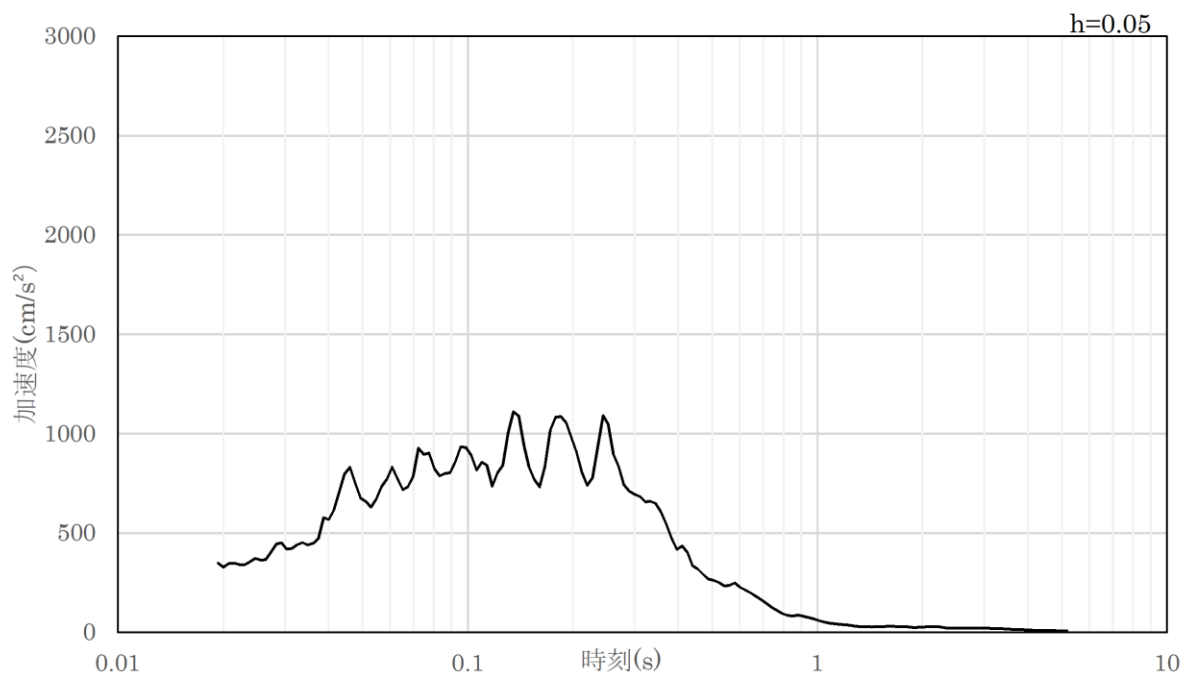


(b) 加速度応答スペクトル

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)

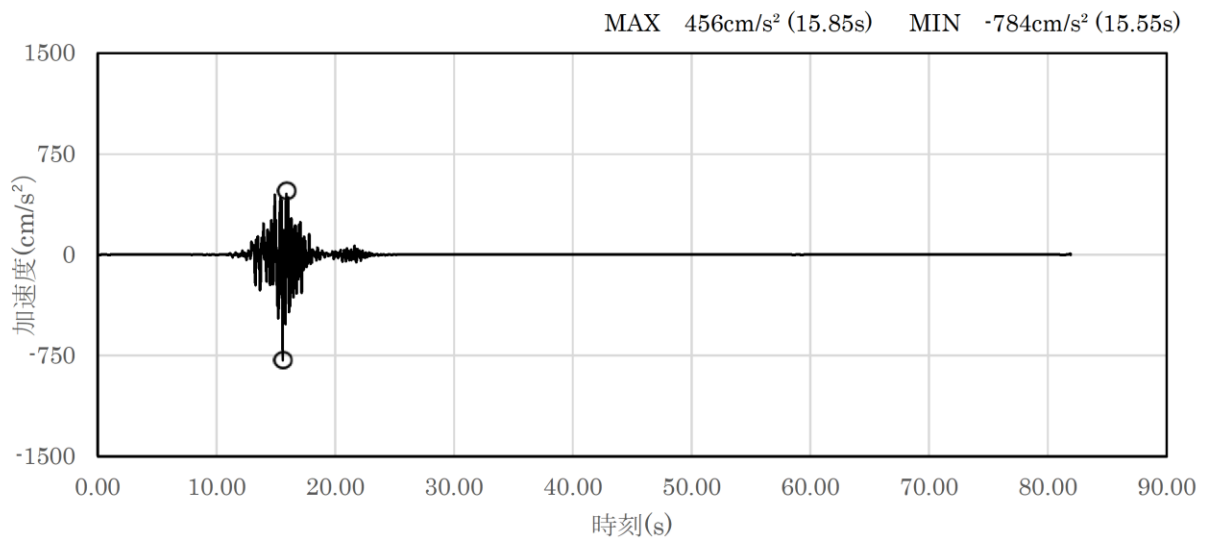


(a) 加速度時刻歴波形

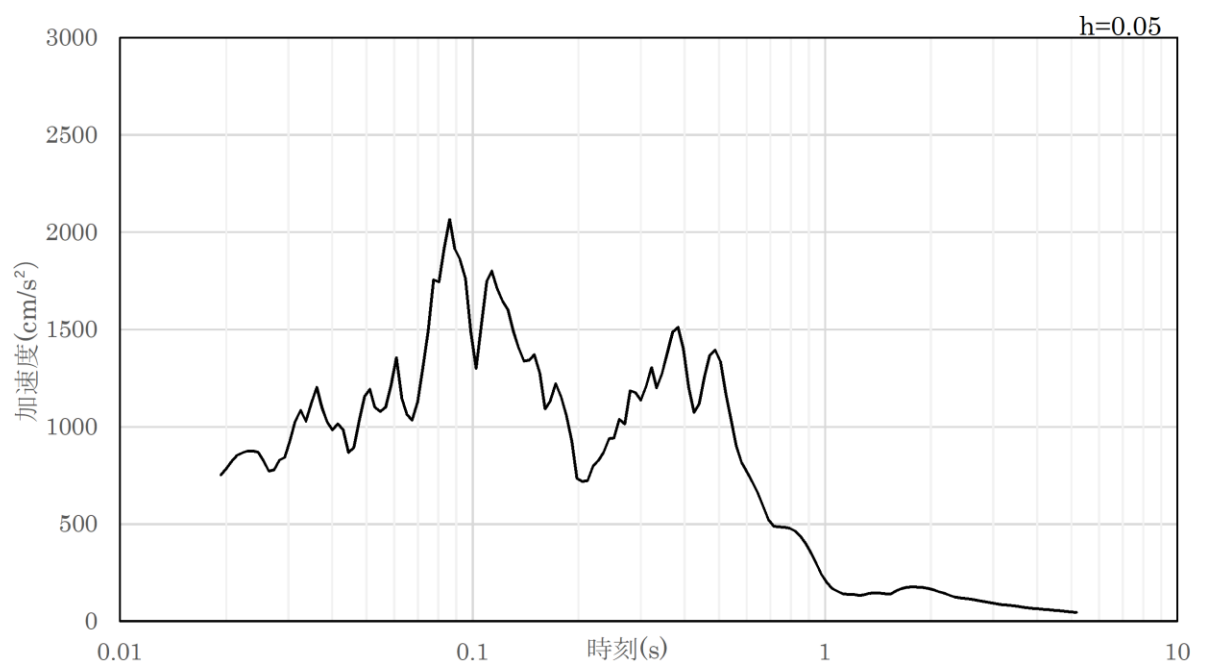


(b) 加速度応答スペクトル

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)

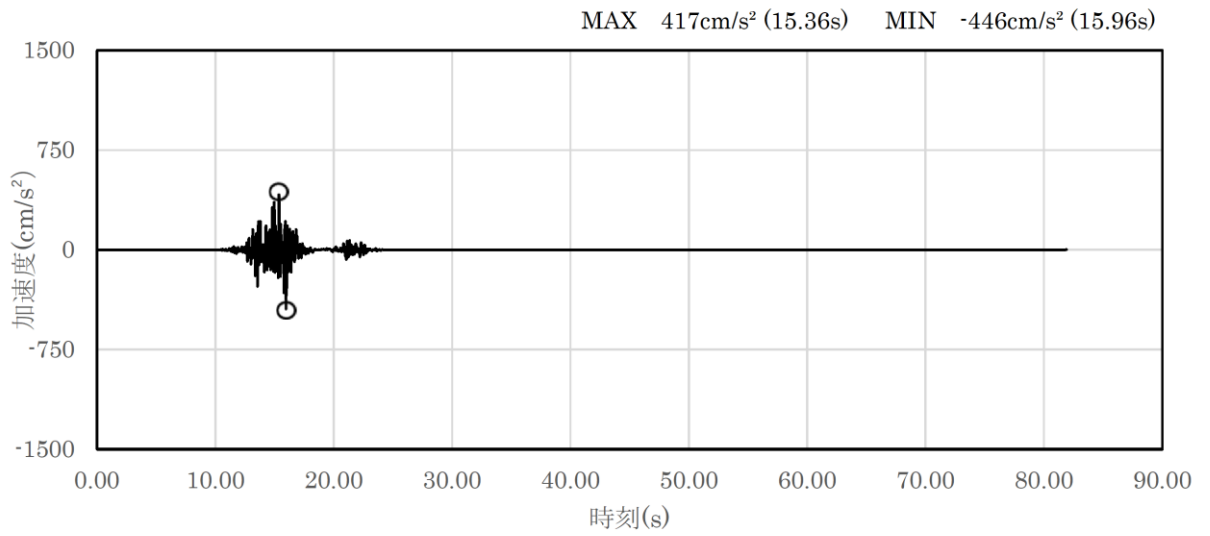


(a) 加速度時刻歴波形

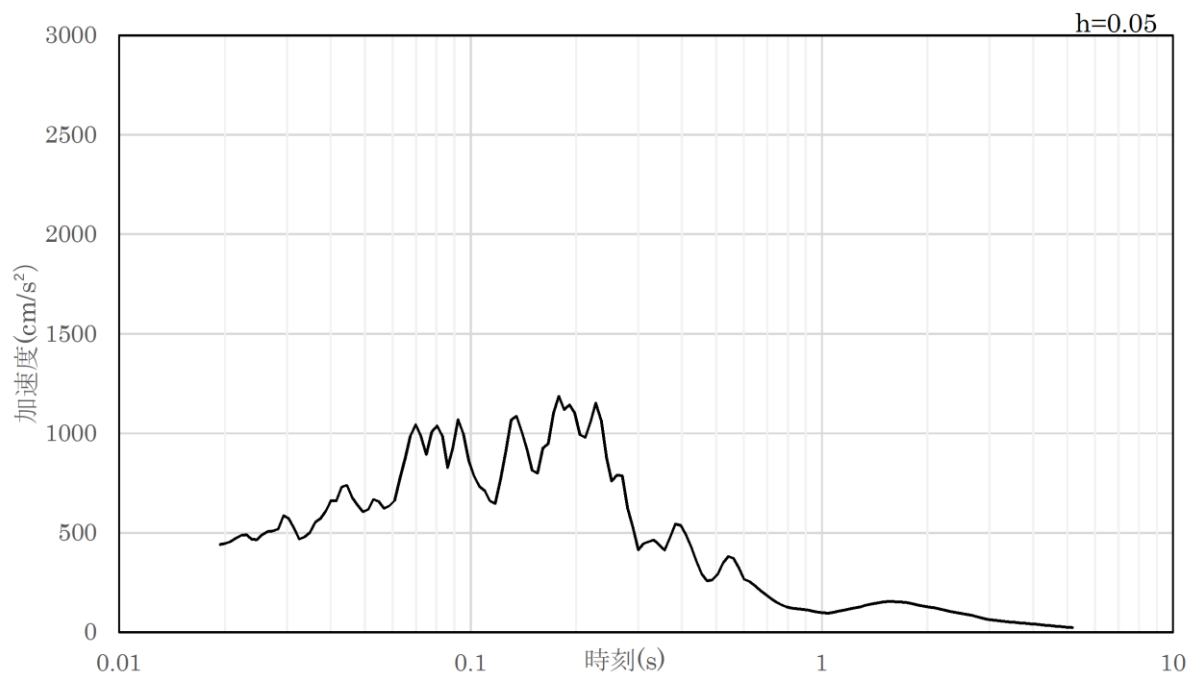


(b) 加速度応答スペクトル

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)

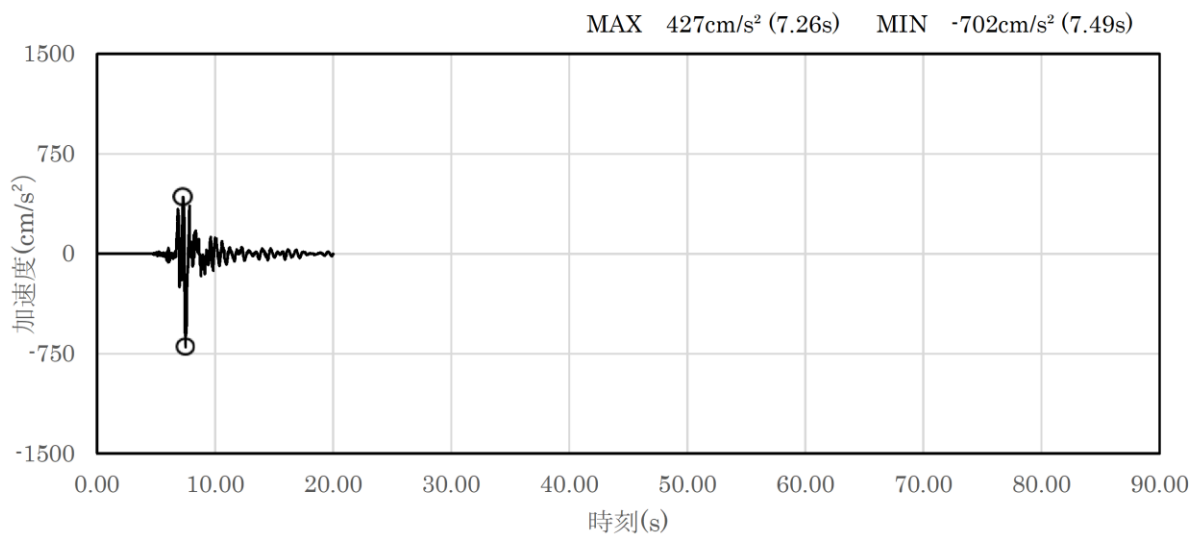


(a) 加速度時刻歴波形

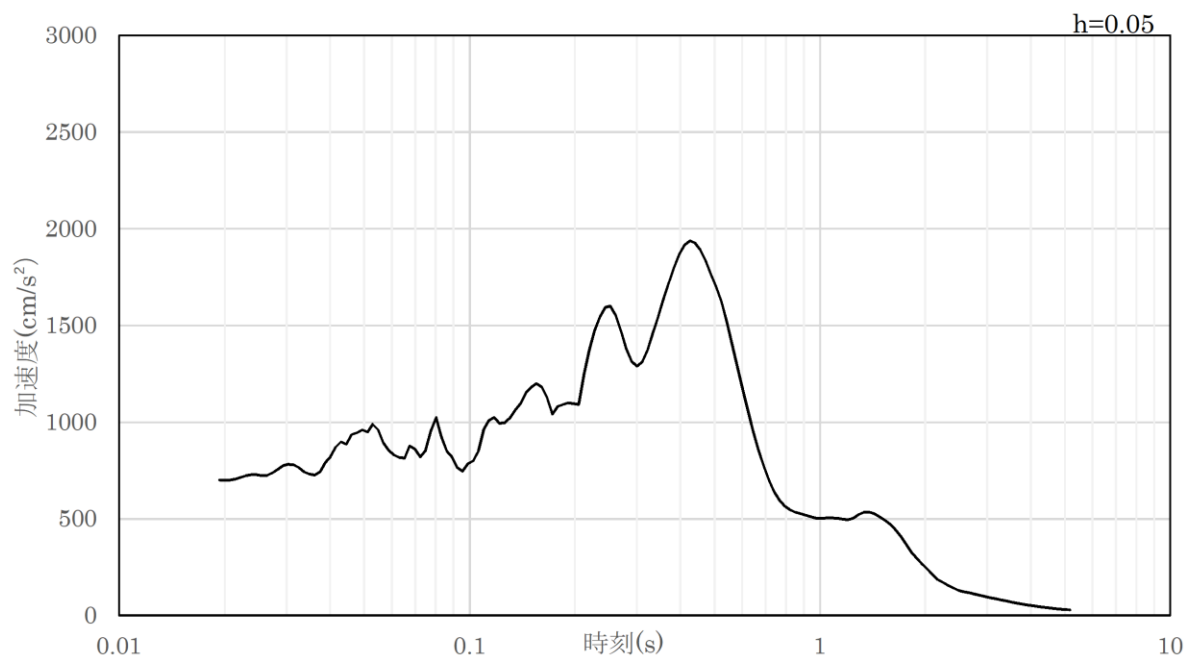


(b) 加速度応答スペクトル

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 - 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)

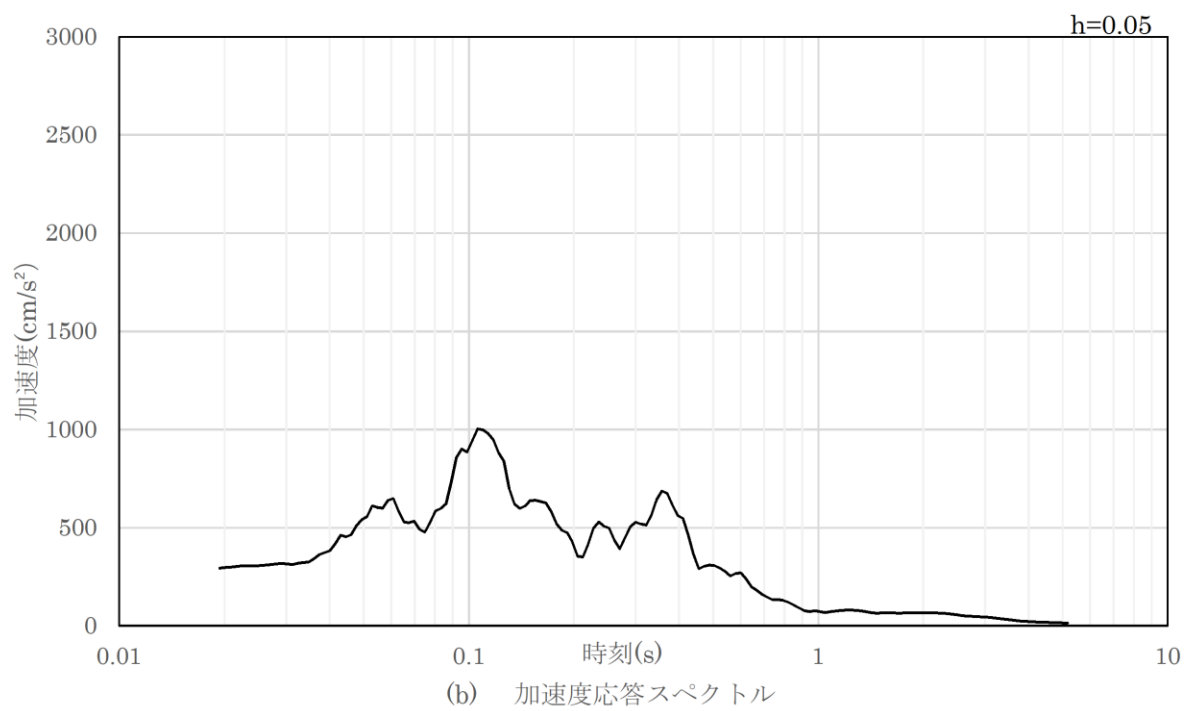
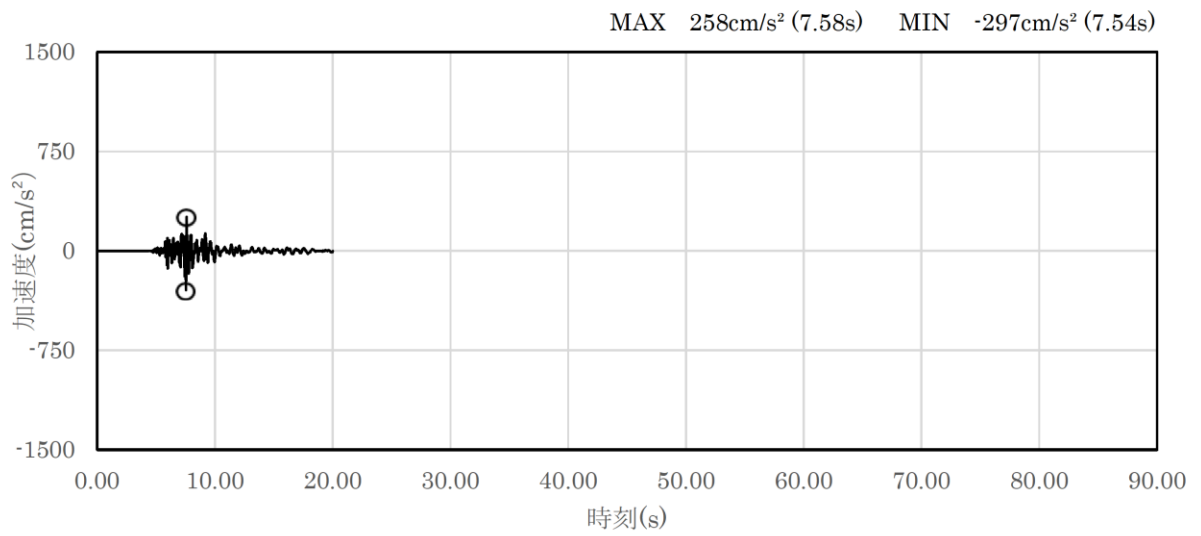
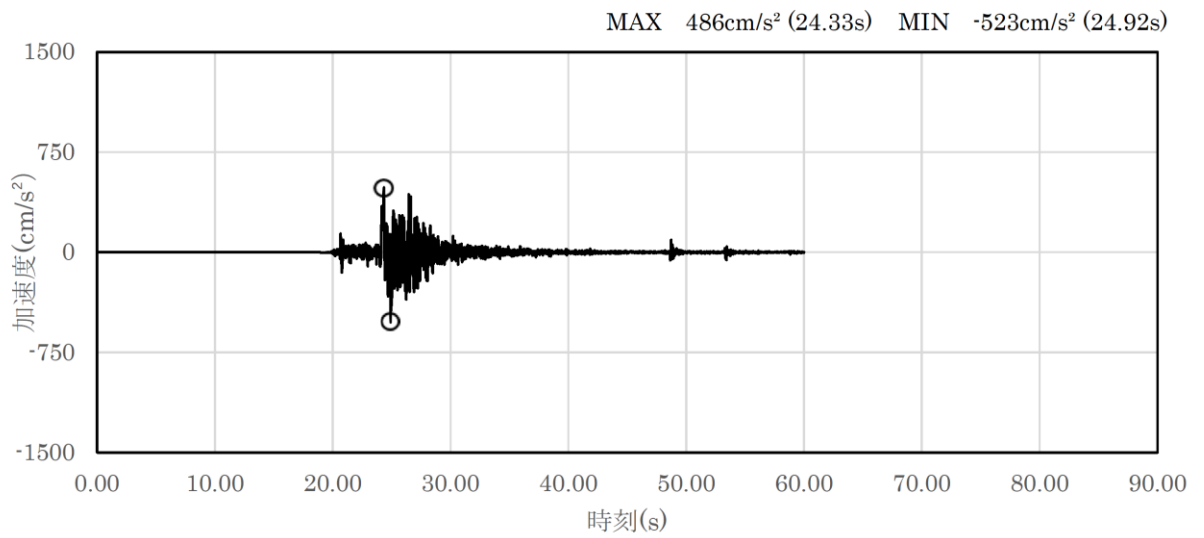
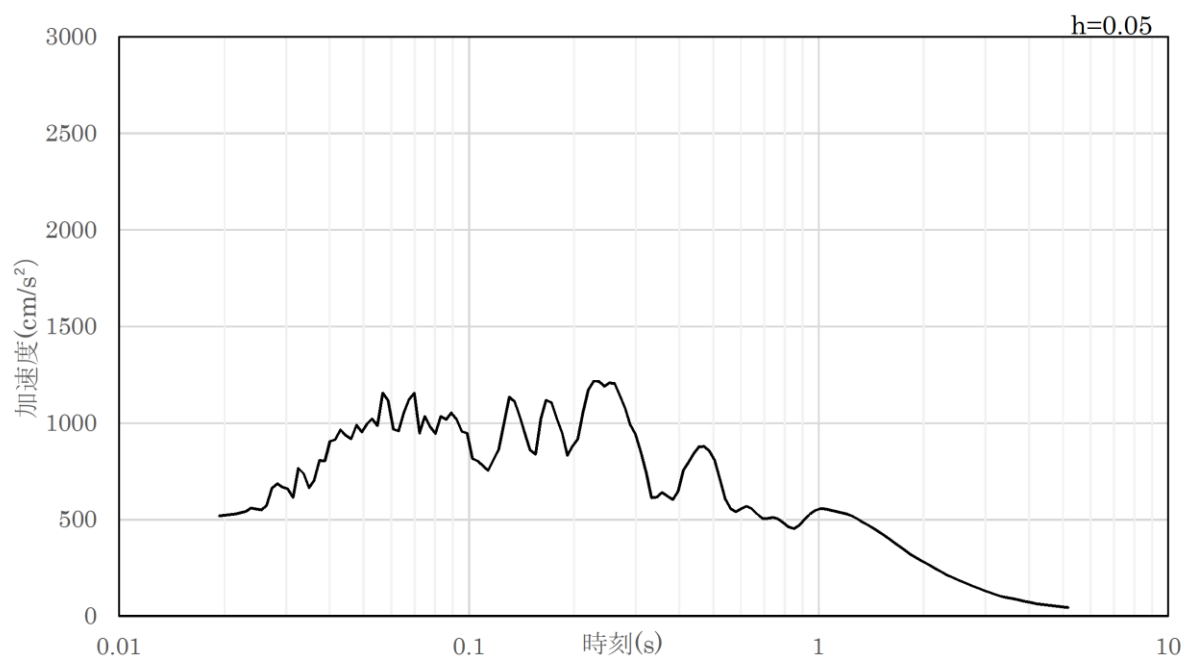


図 4.5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

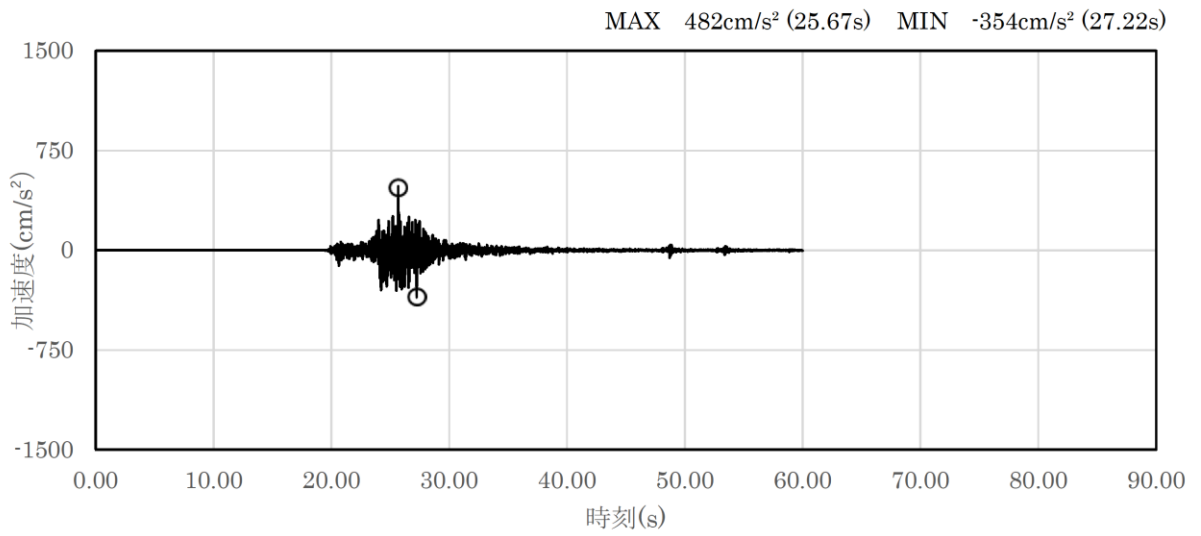


(a) 加速度時刻歴波形

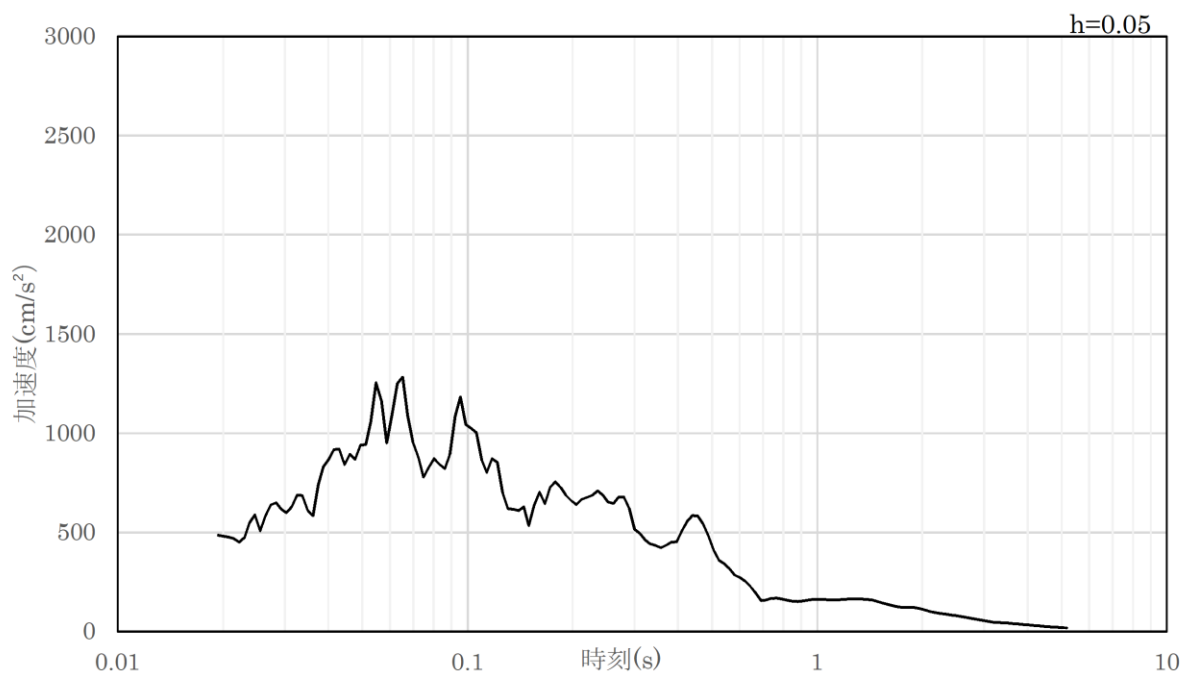


(b) 加速度応答スペクトル

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))

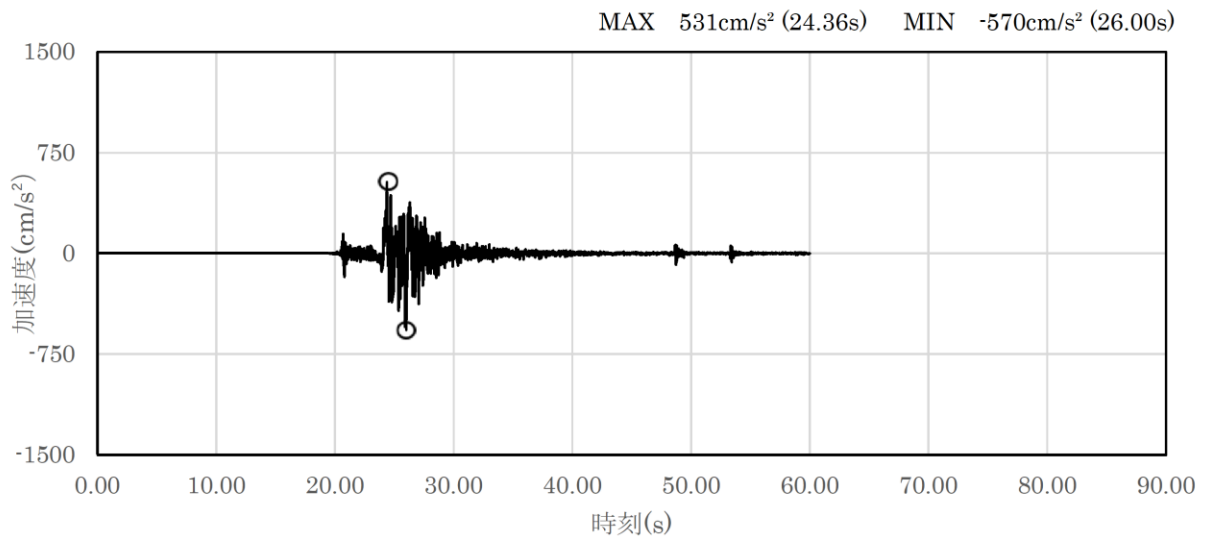


(a) 加速度時刻歴波形

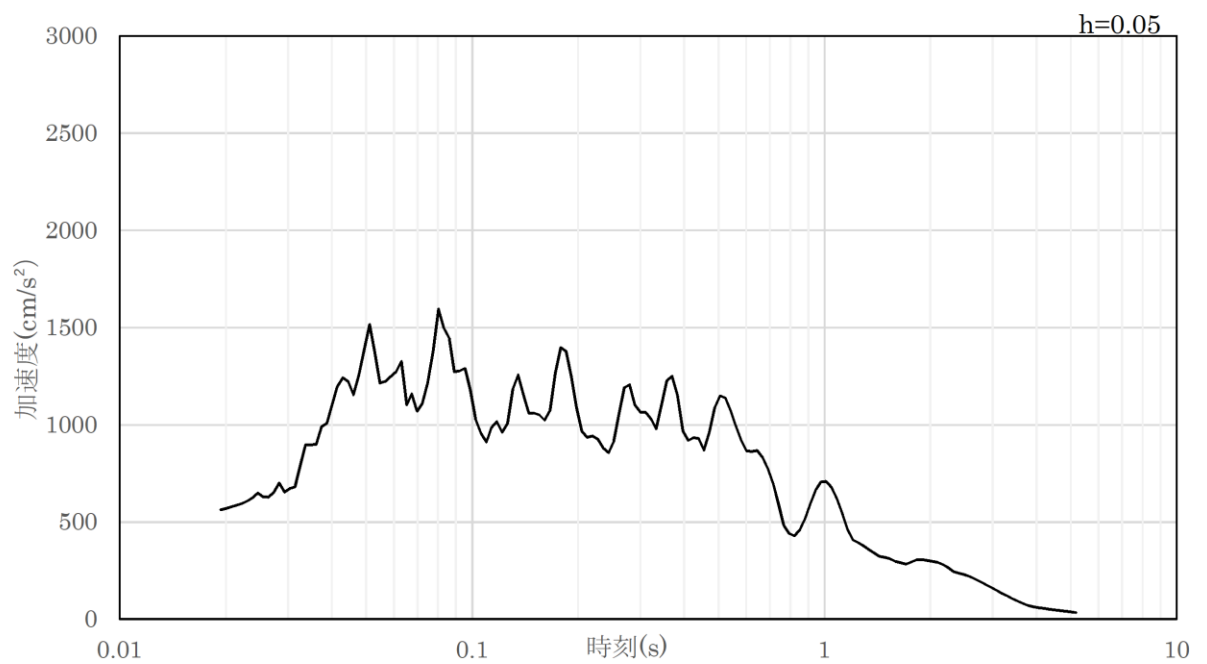


(b) 加速度応答スペクトル

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))

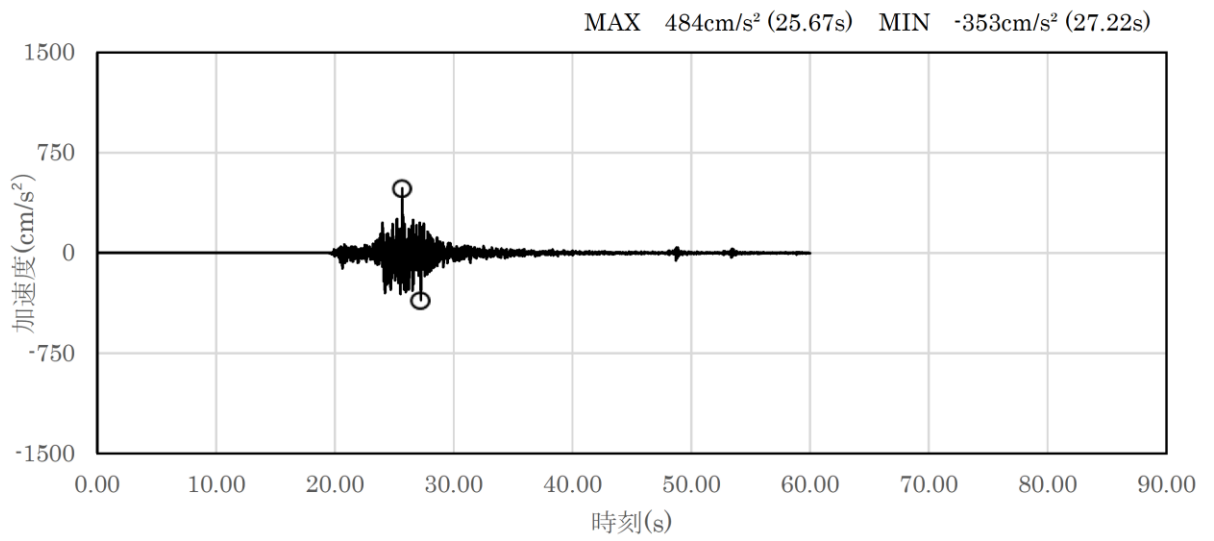


(a) 加速度時刻歴波形

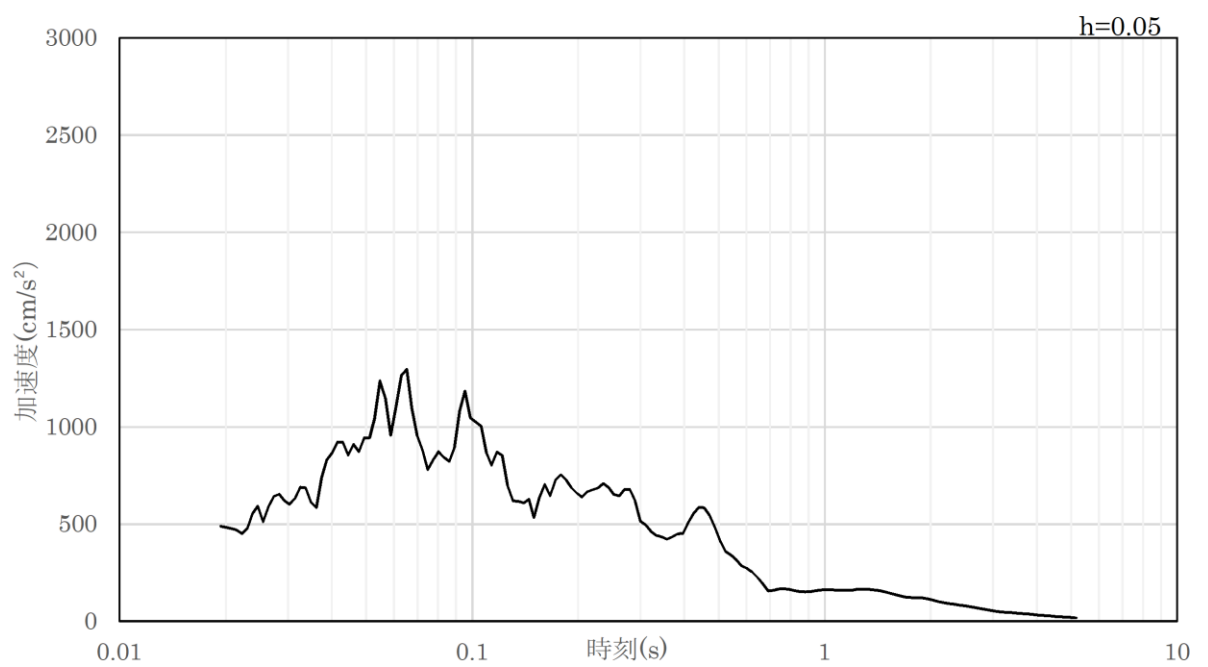


(b) 加速度応答スペクトル

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 (E W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。

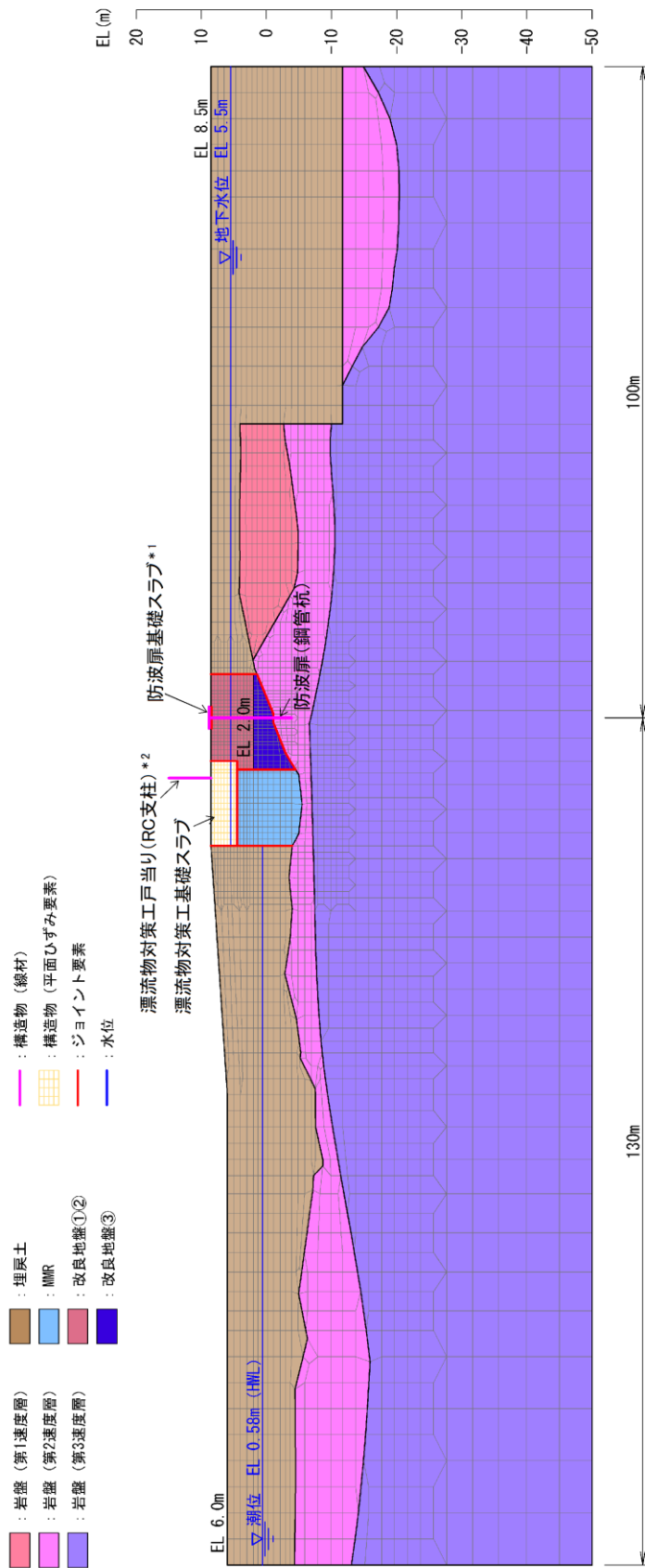
(1) 解析領域

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)

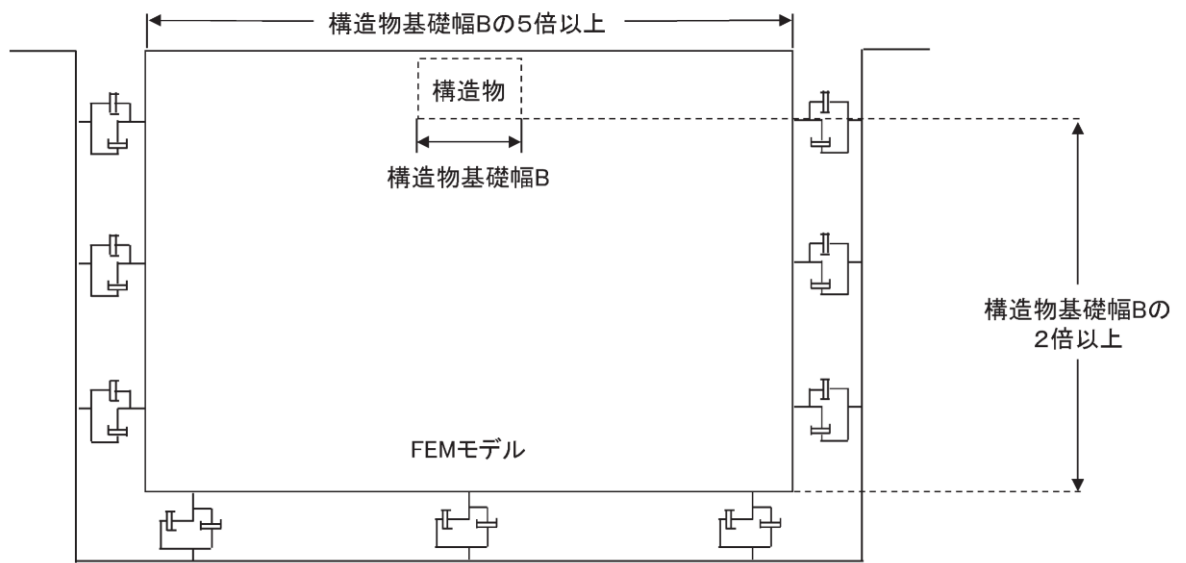


図 4.6.1-2 モデル化範囲の考え方

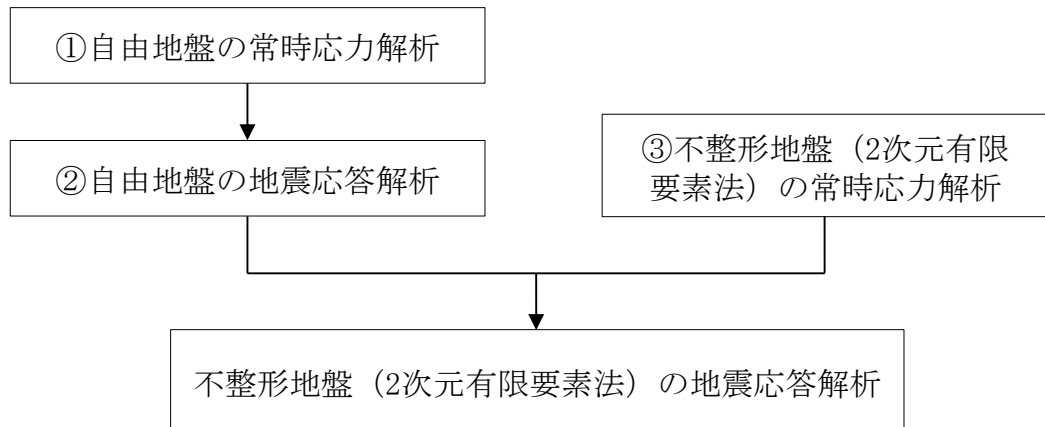


図 4.6.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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。

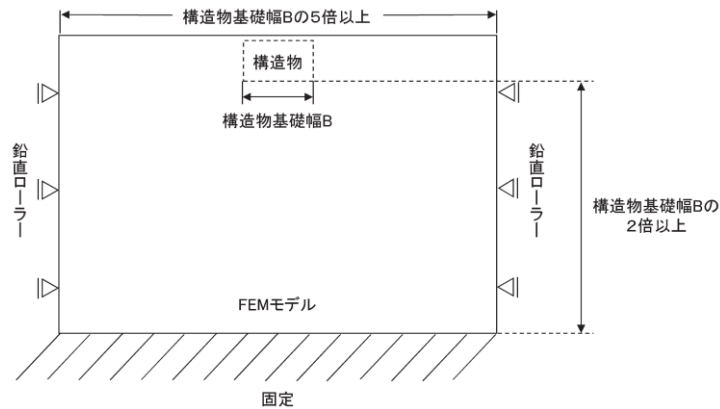


図 4.6.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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。

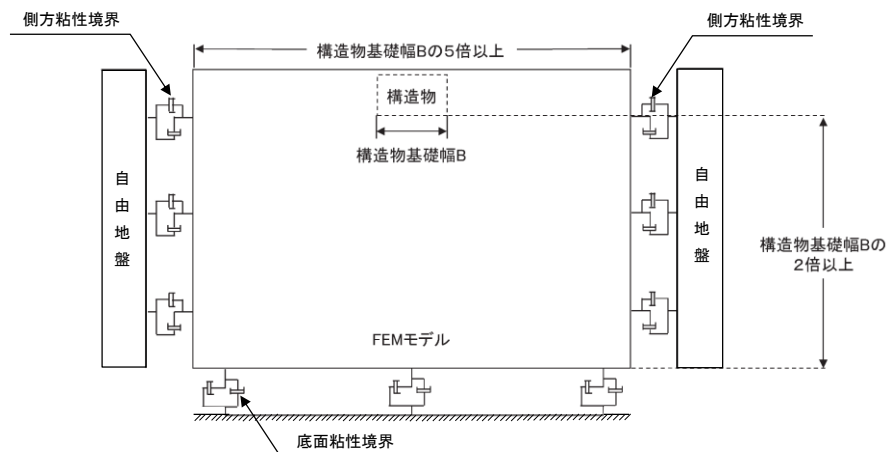


図 4.6.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(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。

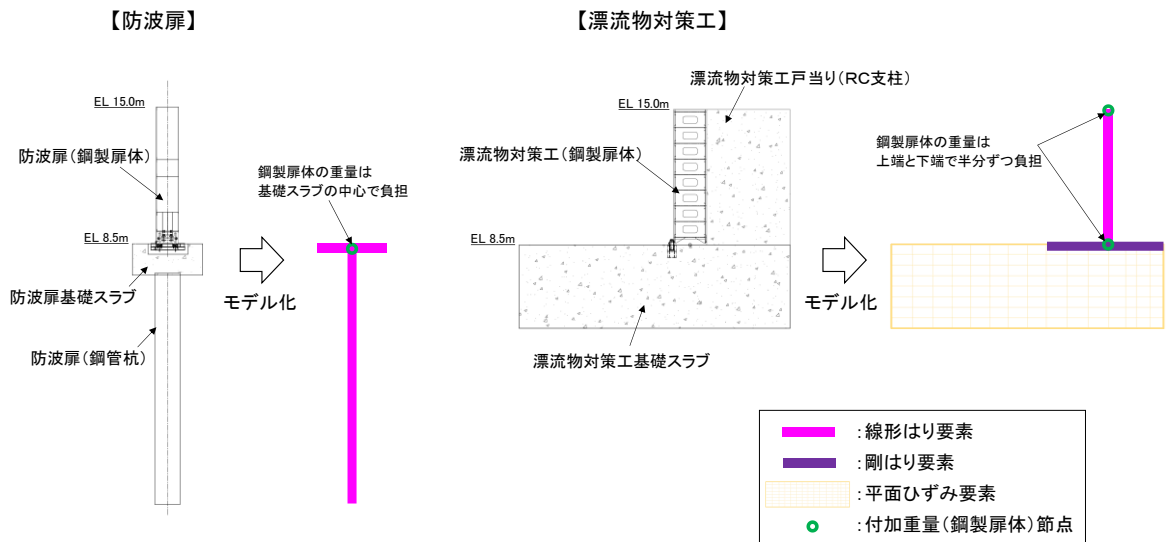


図 4.6.1-6 構造物のモデル化の概念図

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。

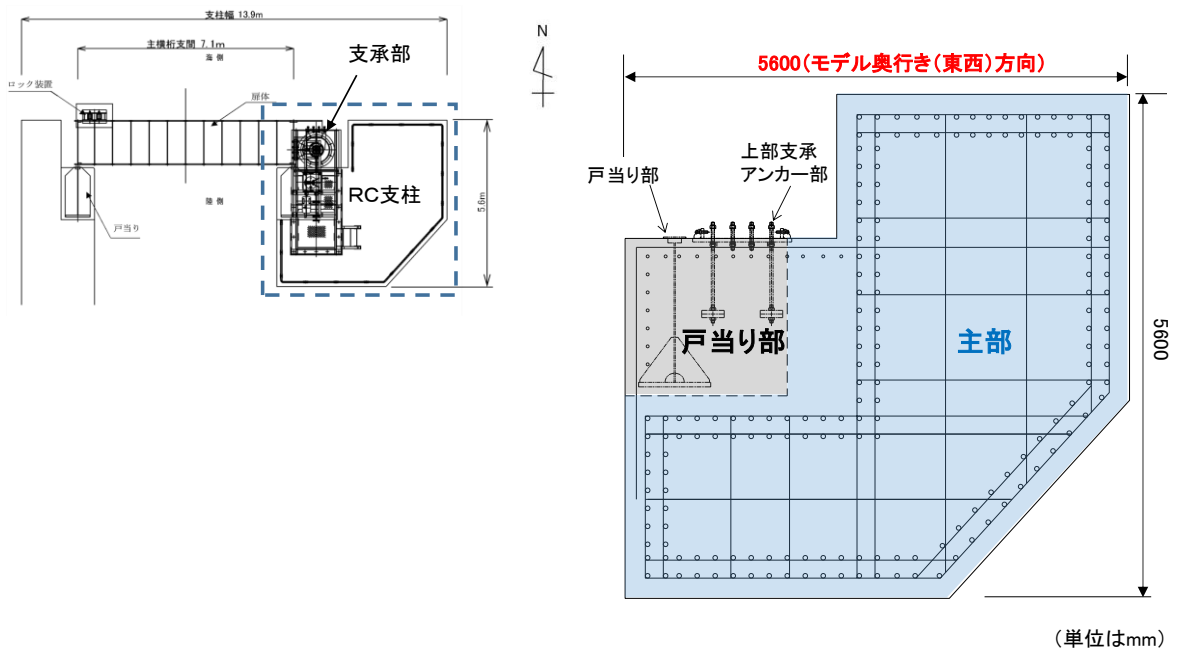


図 4.6.1-7 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

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。

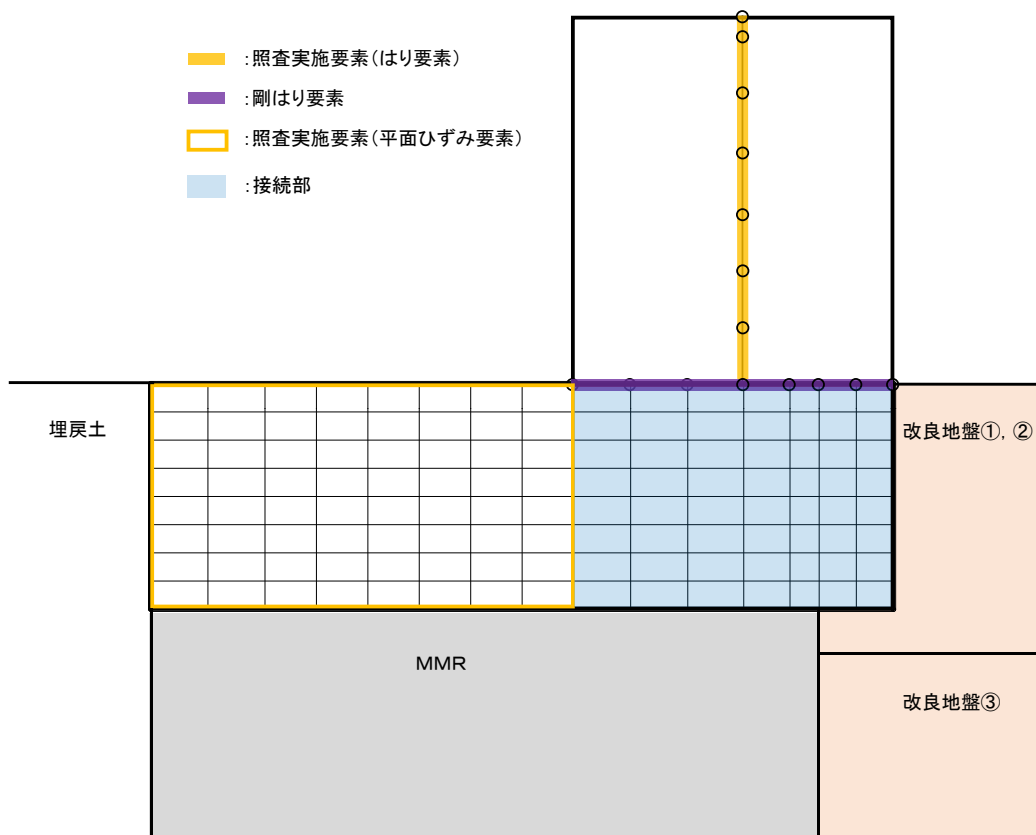


図 4.6.1-8 モデル化の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

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。

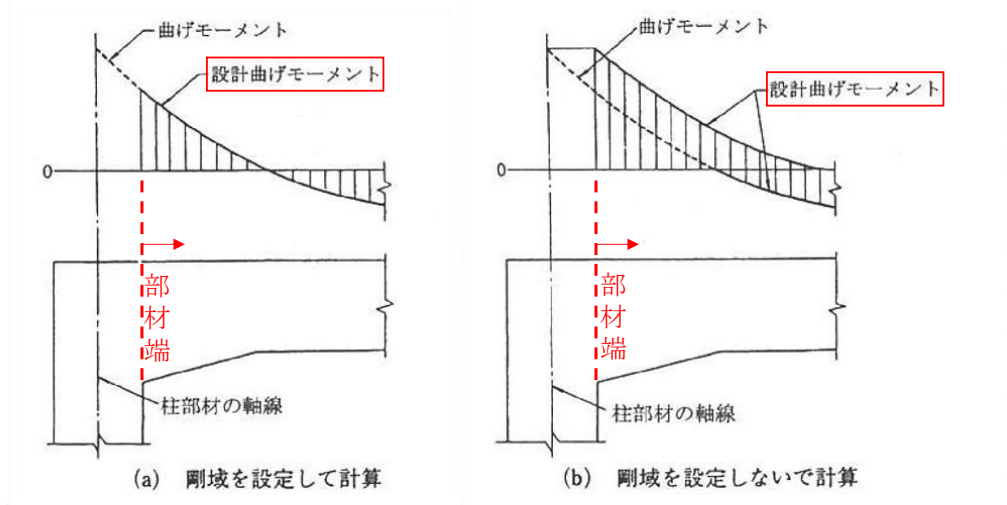


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

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。

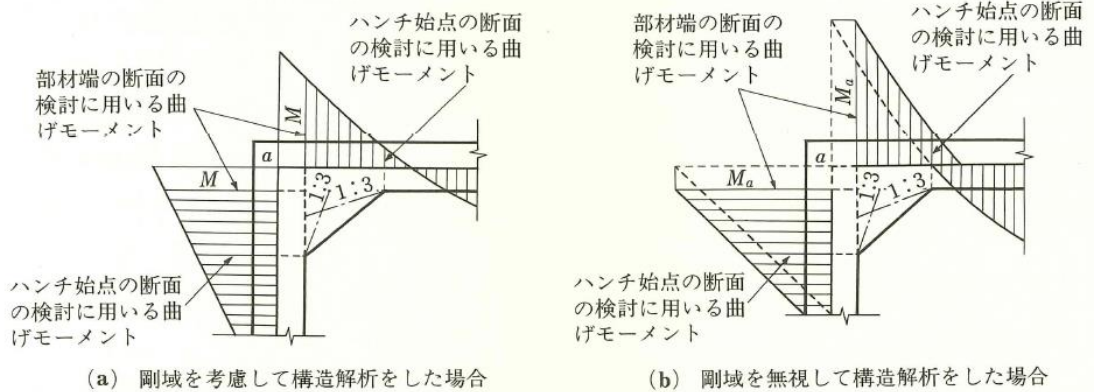


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

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

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

ここに、 p_{at} 、 p_{pt} 、 K_{at} 、 K_{pt} 、 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、

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

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 $\phi=15^{\circ}$ 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。

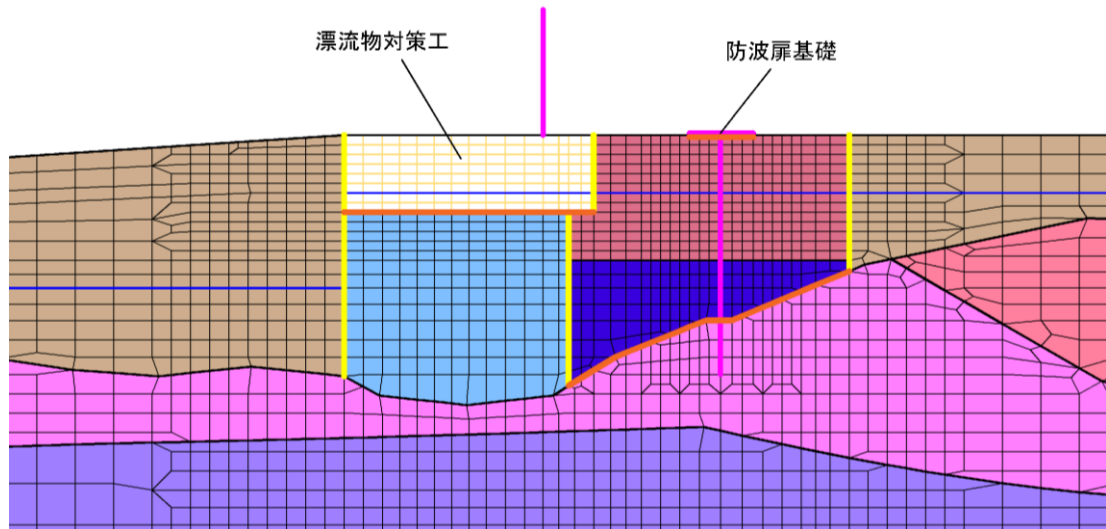
注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

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

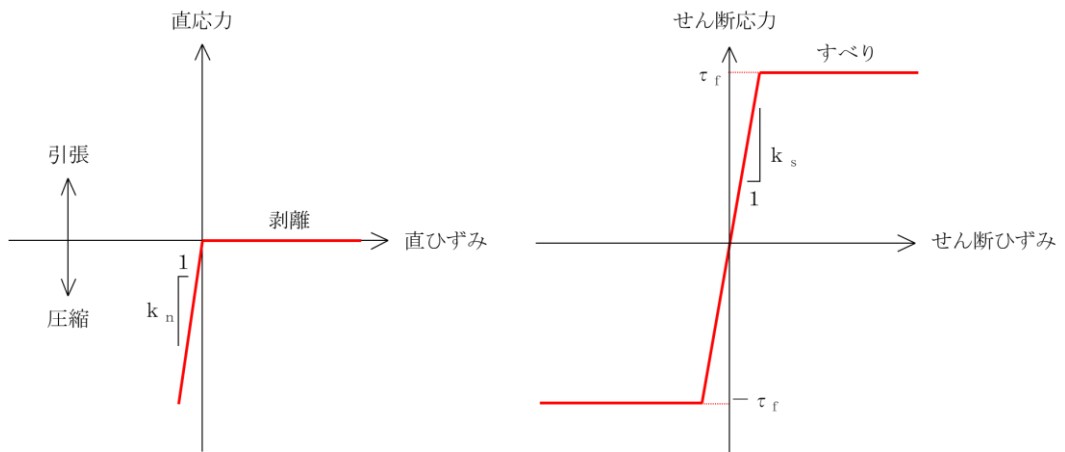


図 4.6.1-15 ジョイント要素の力学特性

(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。

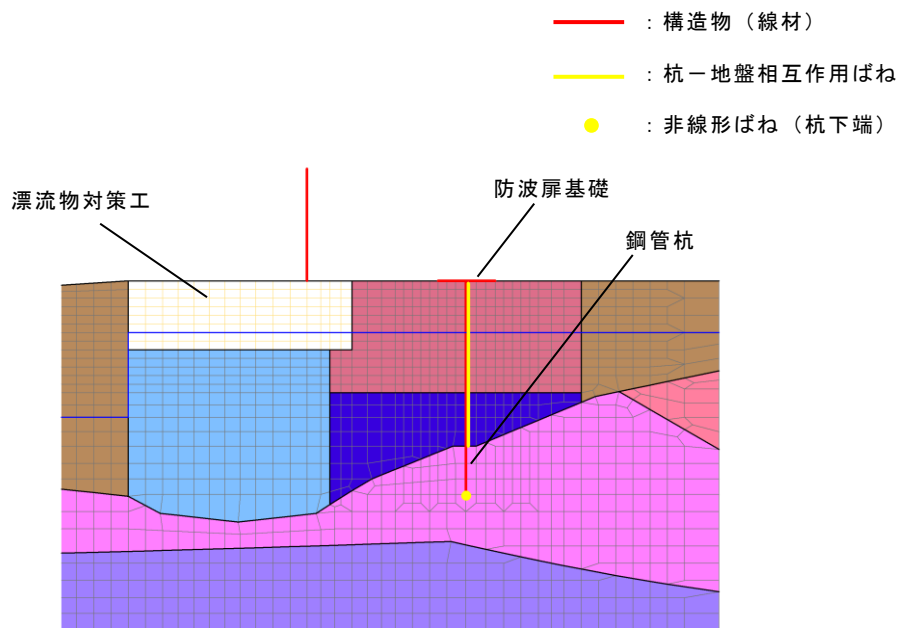


図 4.6.1-16 荷揚場南断面における杭—地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図

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

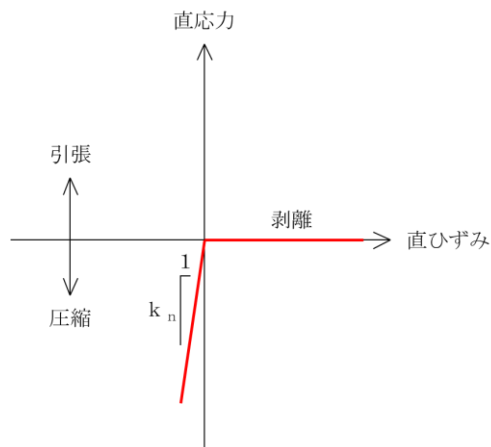


図 4.6.1-17 非線形ばね定数の力学特性

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)
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。

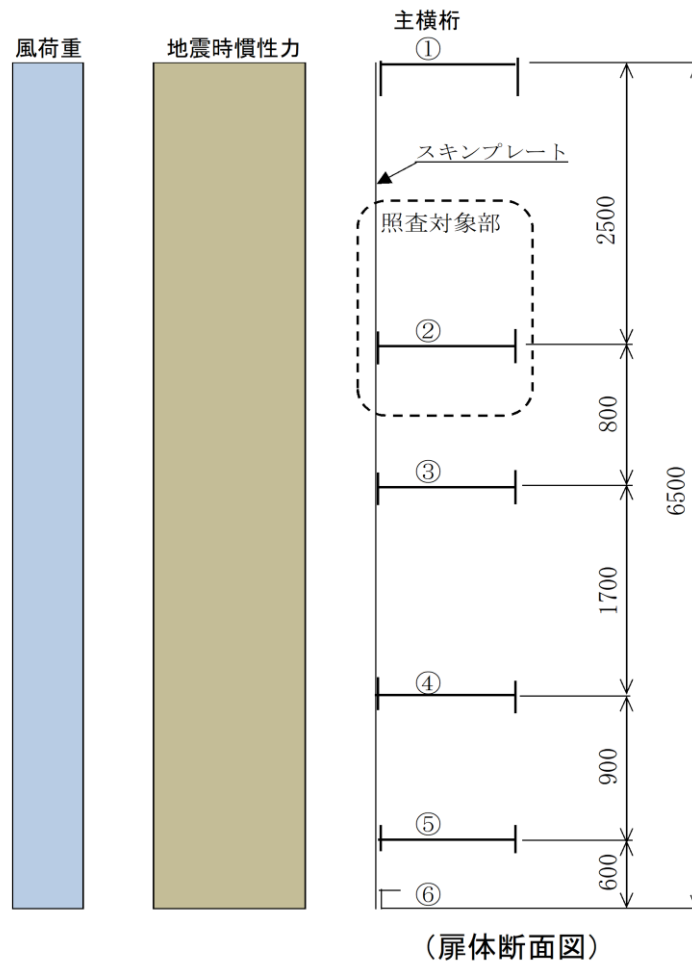
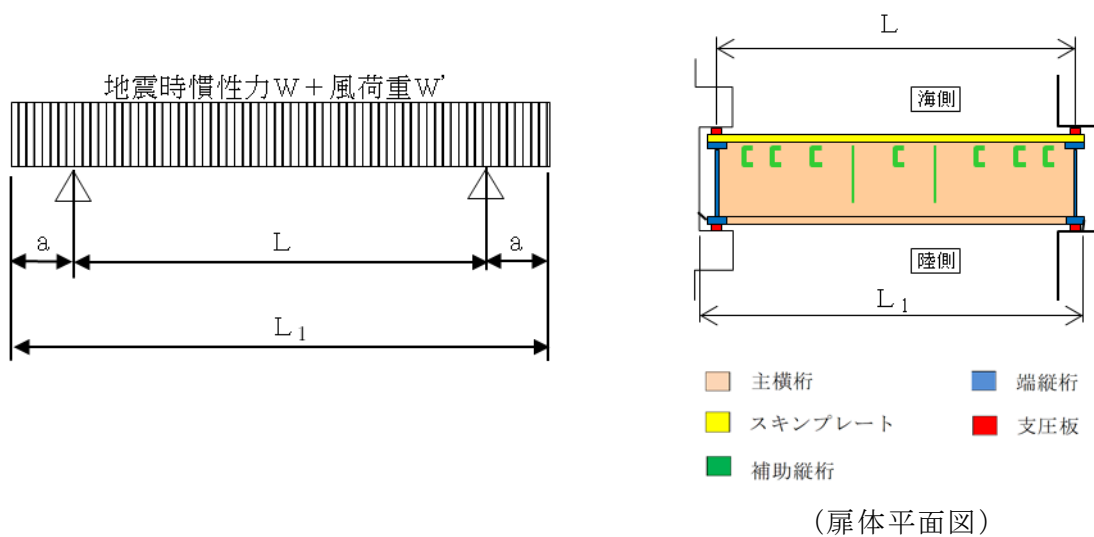


図 4.9.1-1 主横桁の照査対象部



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)

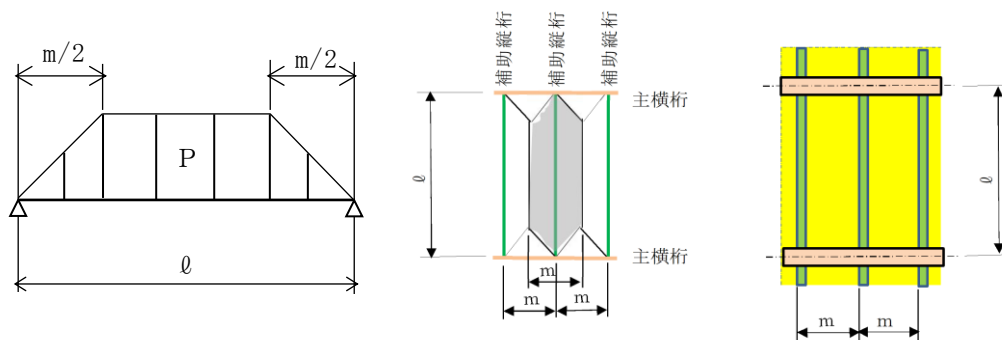
図 4.9.1-2 主横桁のモデル図及び応力算定式

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)

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

- せん断力 S (kN)

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

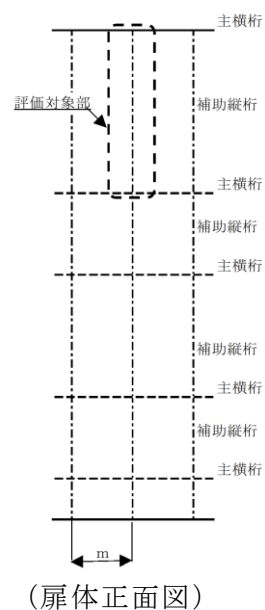
応力度の計算

- 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)

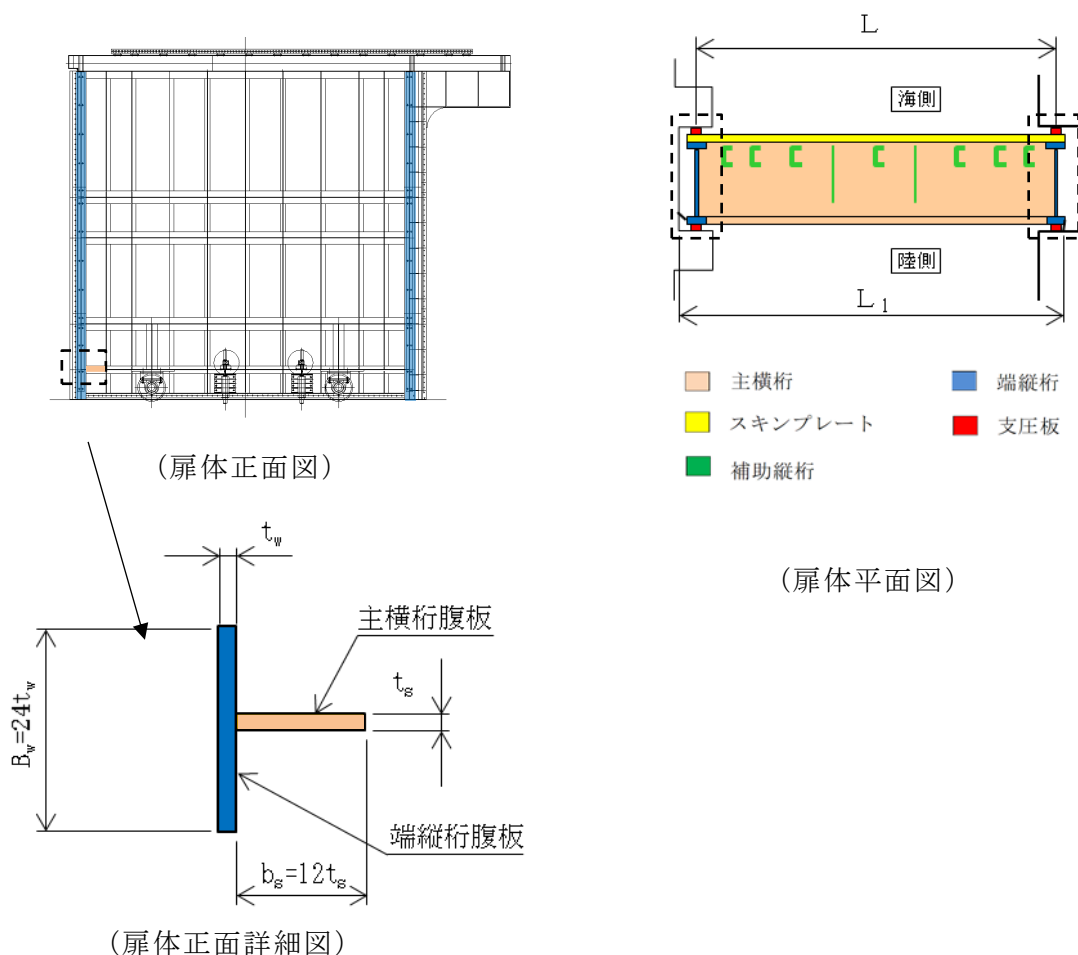
A_w : 腹板断面積 (mm²)

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

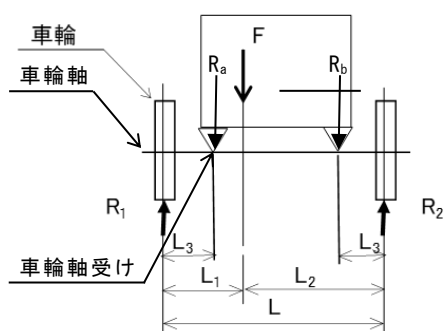
d. 車輪

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)

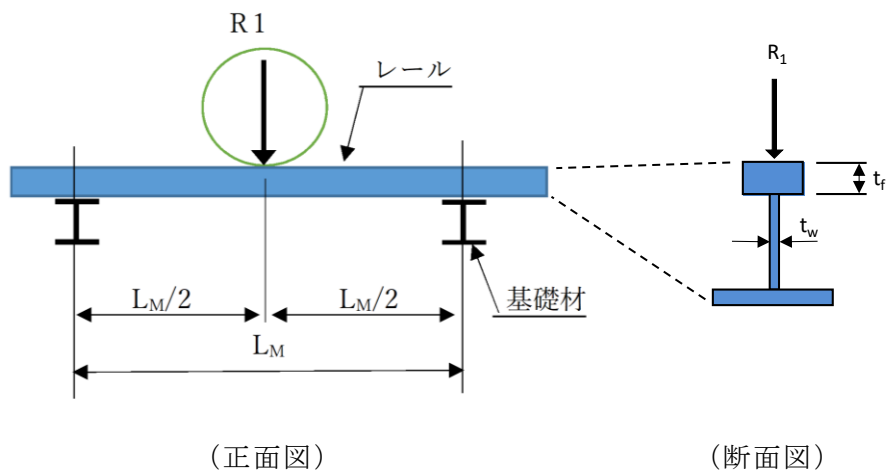
R_a : 軸受け荷重 (kN)

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)

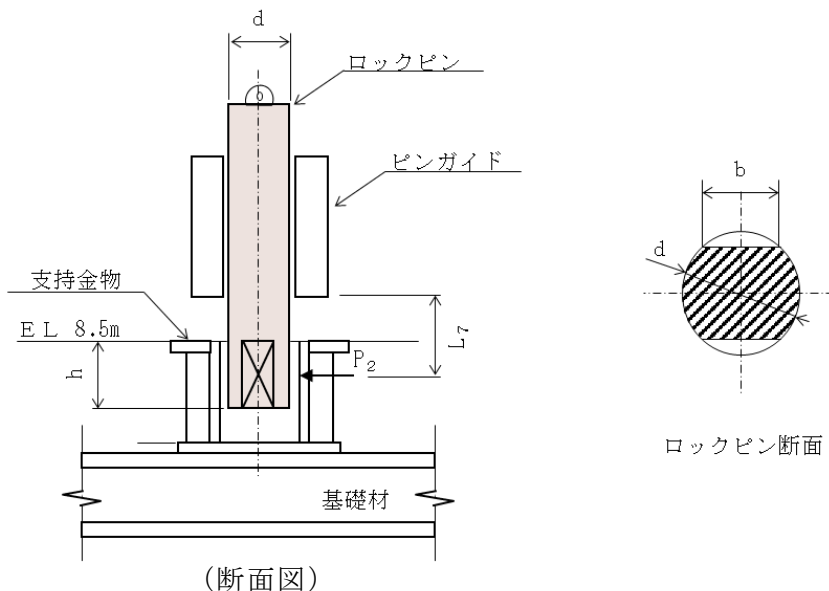
t_f : レール踏面板の厚さ (mm)

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)

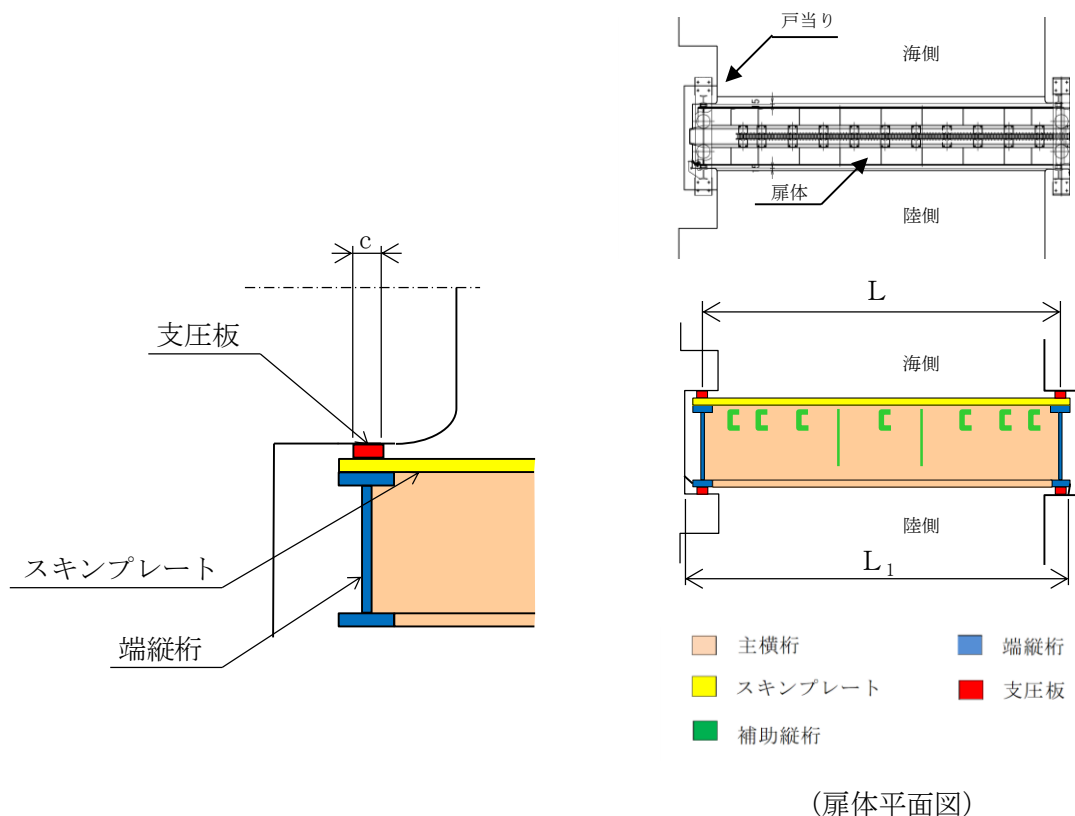
h : ロックピン受圧長さ (mm)

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

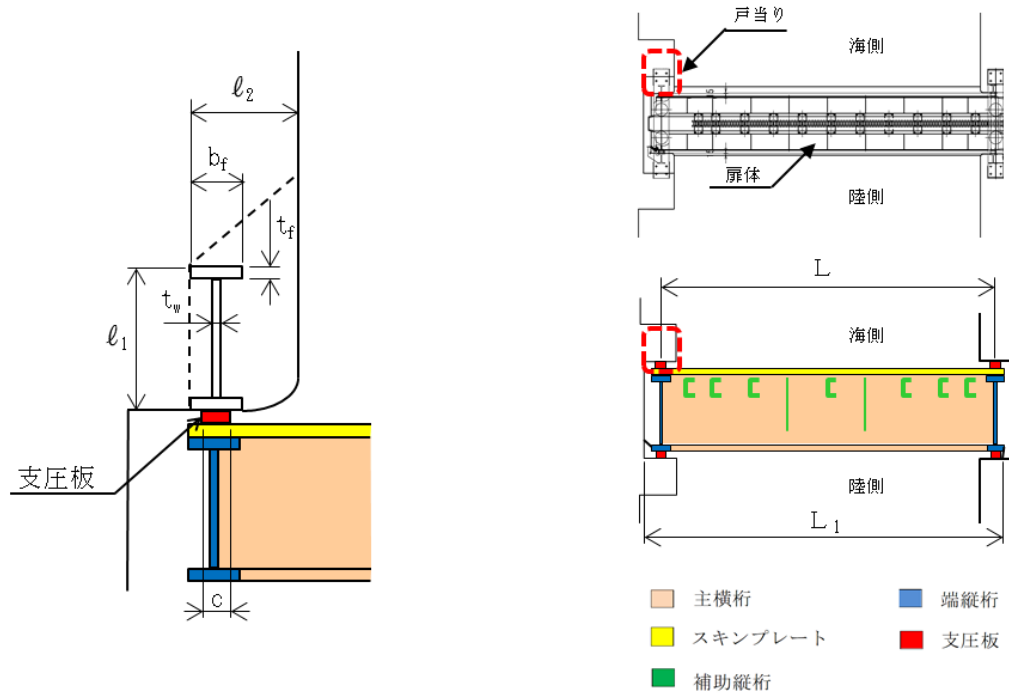
L_2 : 扉体高さ (mm)

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)

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

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)

$\sum \ell$: 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。

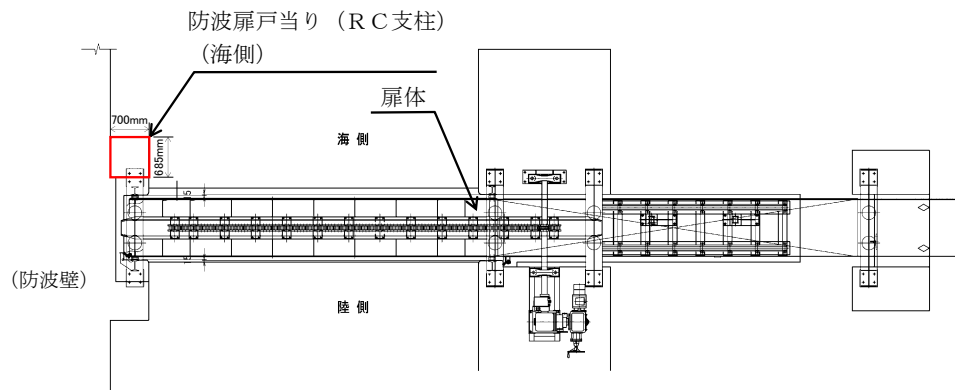


図 4.9.1-10 防波扉戸当り（RC支柱）の位置図

(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。

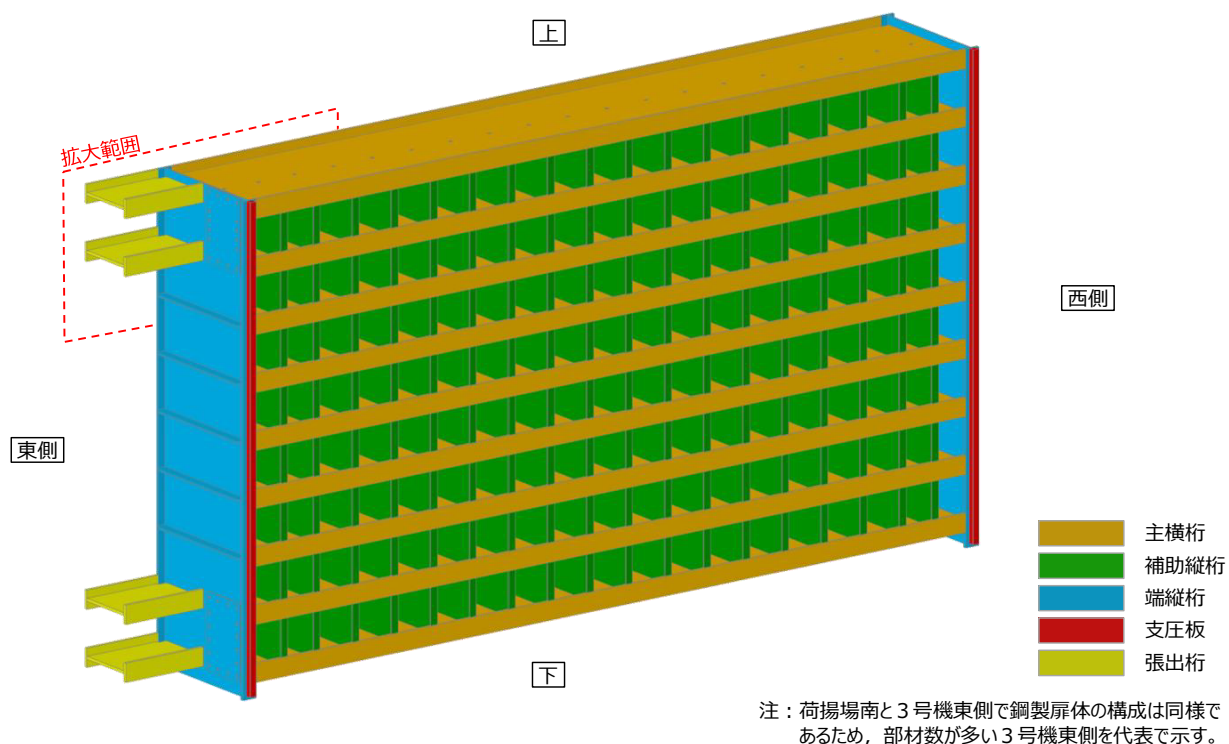


図 4.9.2-1 (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

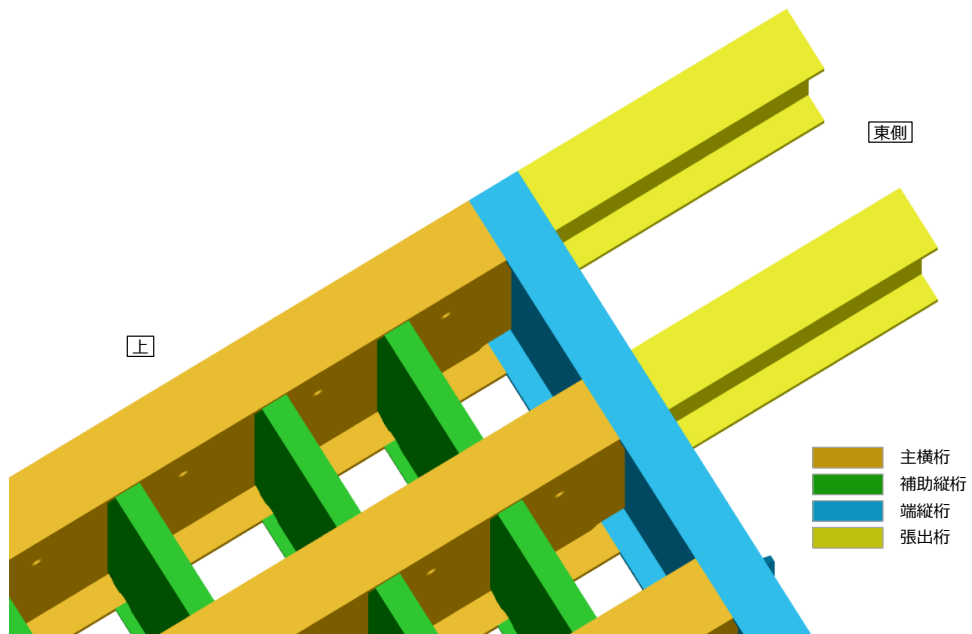


図 4.9.2-1 (2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

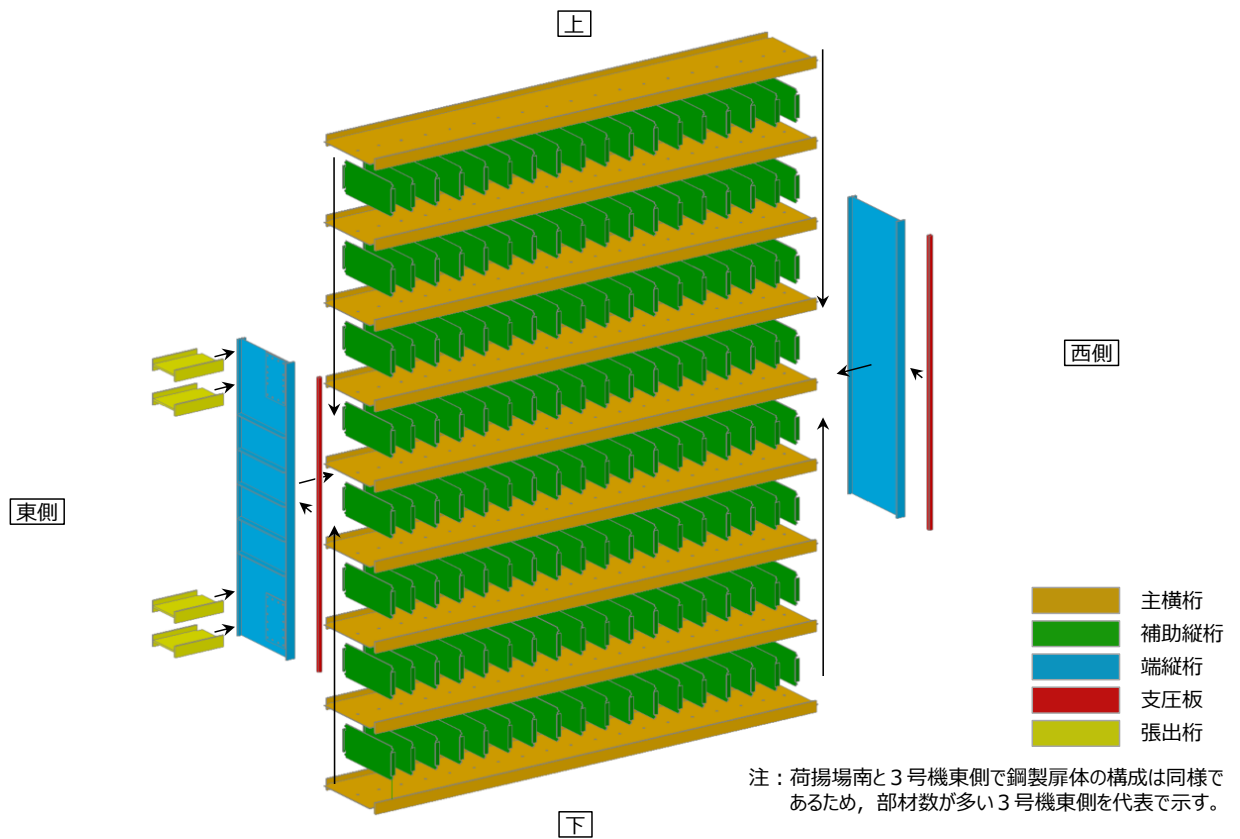


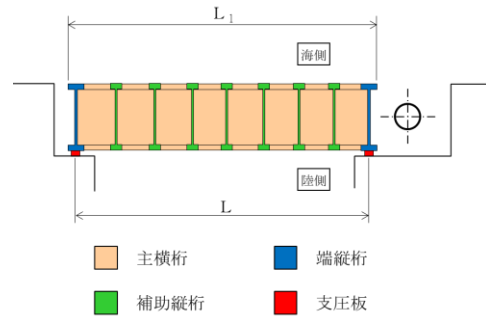
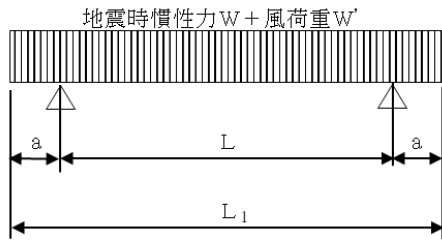
図 4.9.2-1 (3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

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)

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

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)

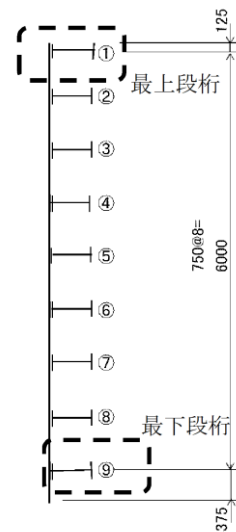
L : 支間 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

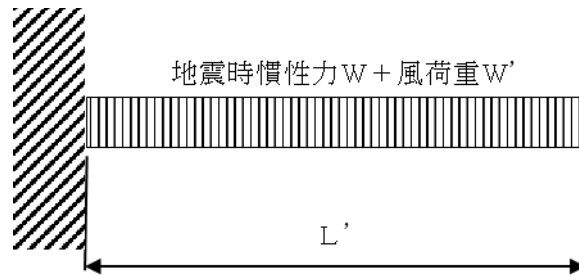
Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)



(扉体側面図)

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

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

- 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)

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

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' : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

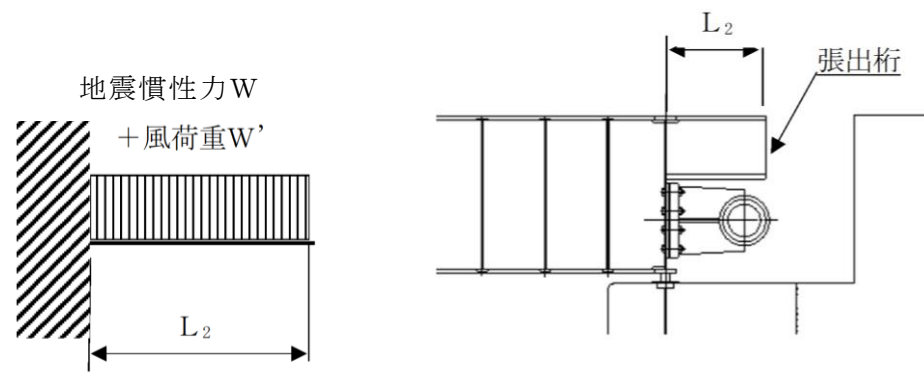
A_w : 腹板断面積 (mm²)

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)

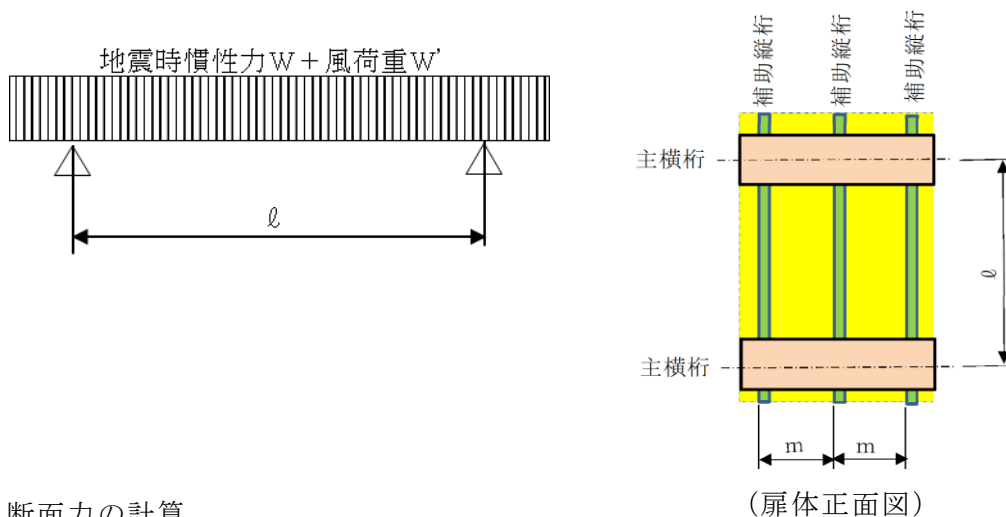
A_w : 腹板断面積 (mm²)

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)

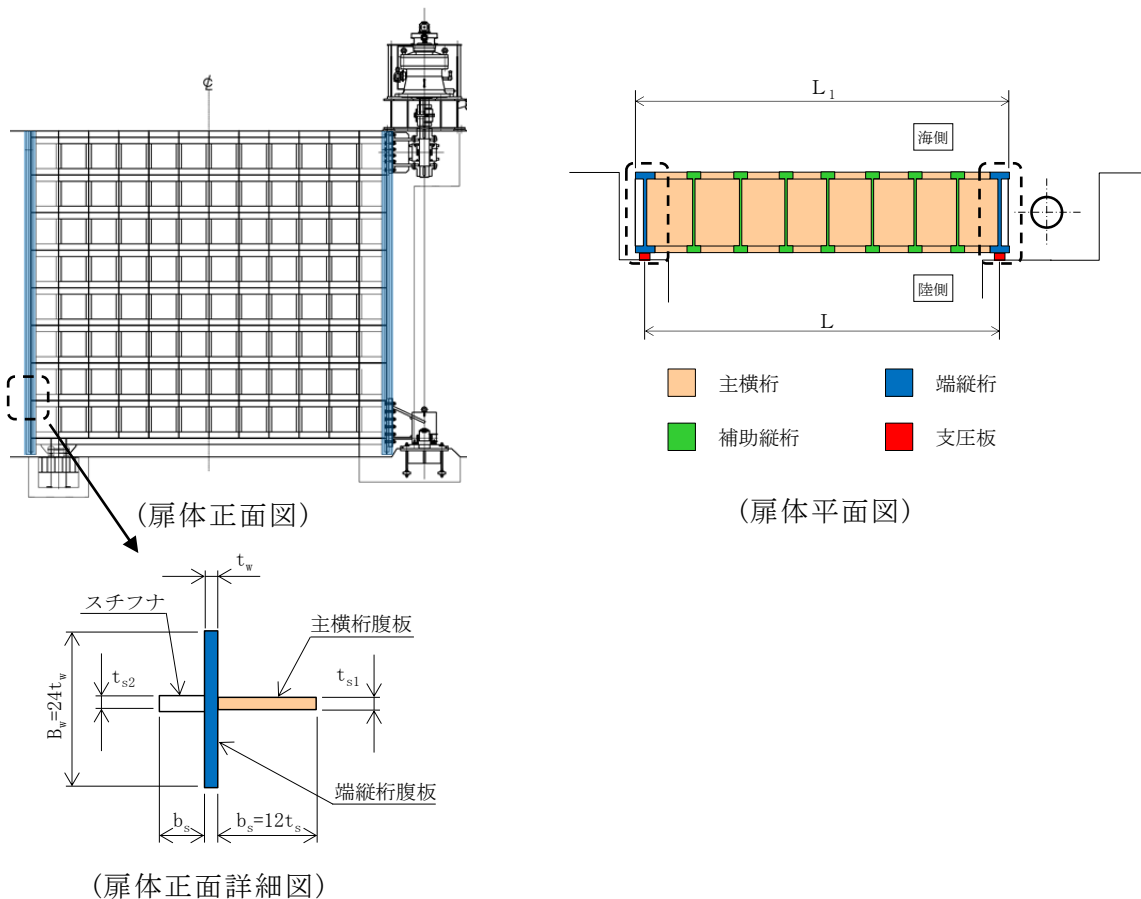
A_w : 腹板断面積 (mm²)

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/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)

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

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

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

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

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

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。

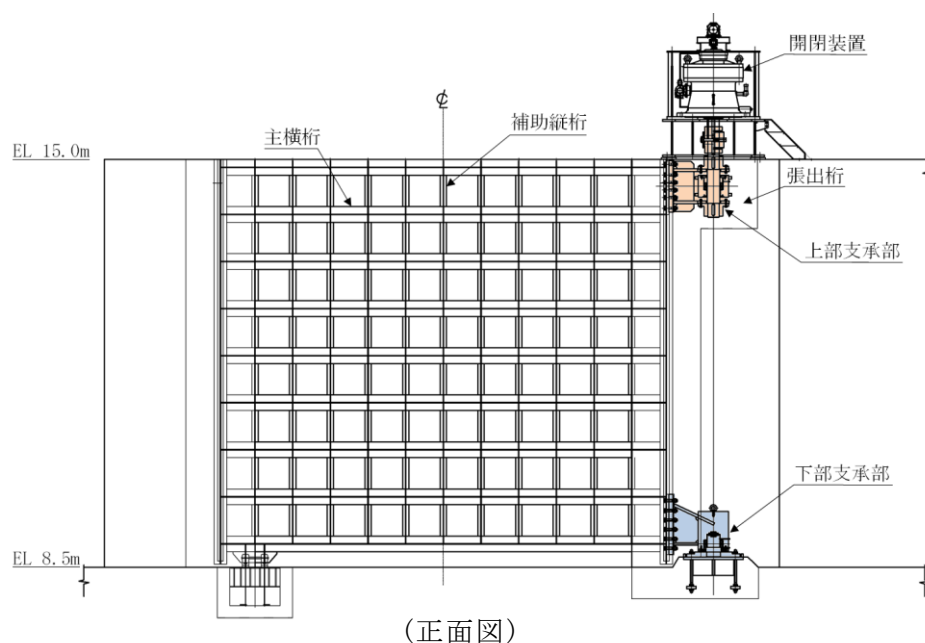
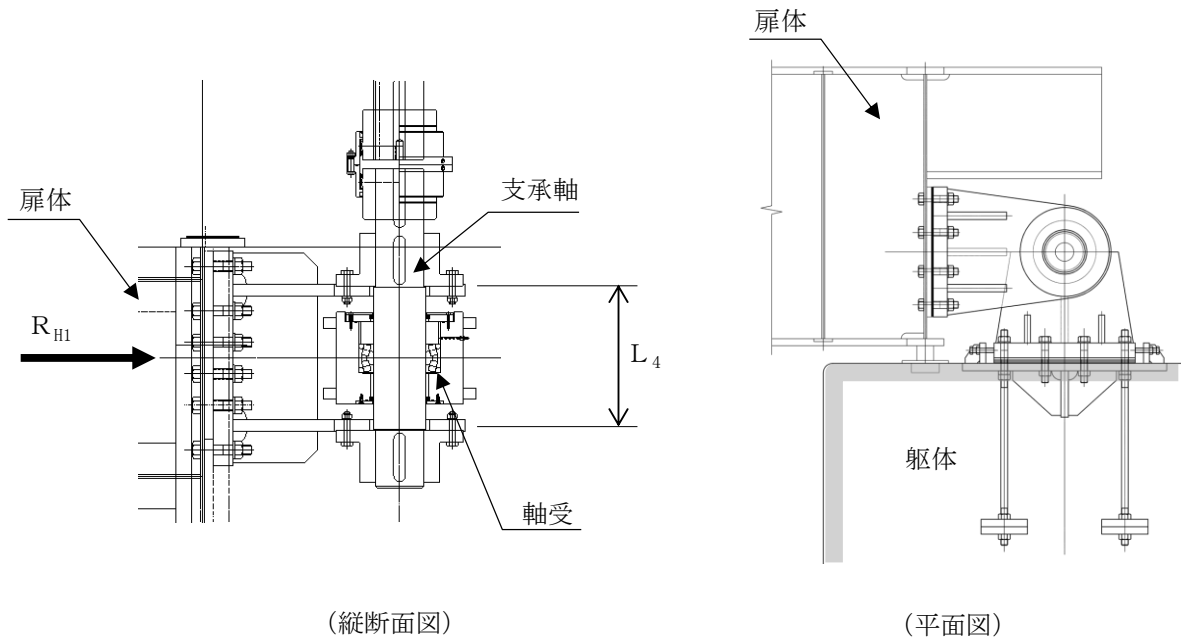


図 4.9.2-7 上部支承部及び下部支承部の構造正面図

(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

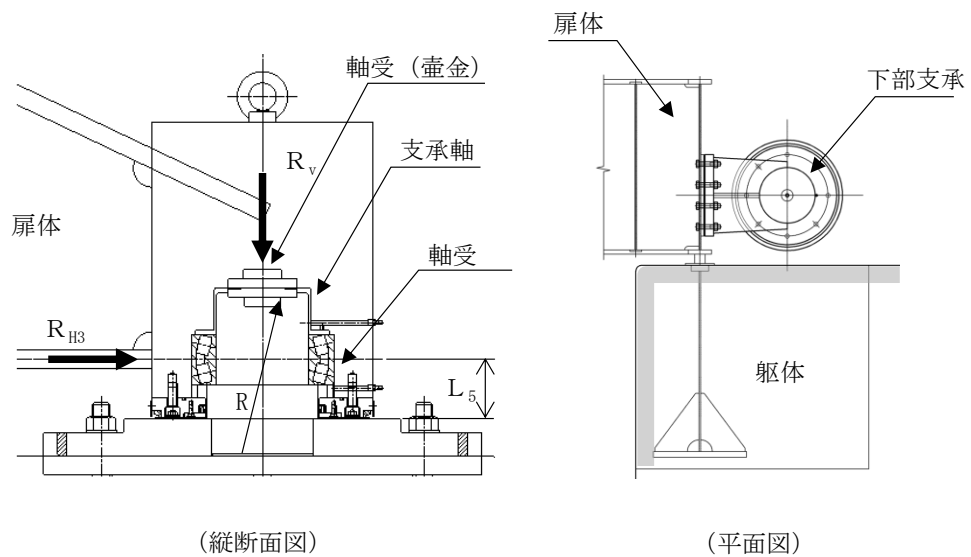
(b) 下部支承部

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)

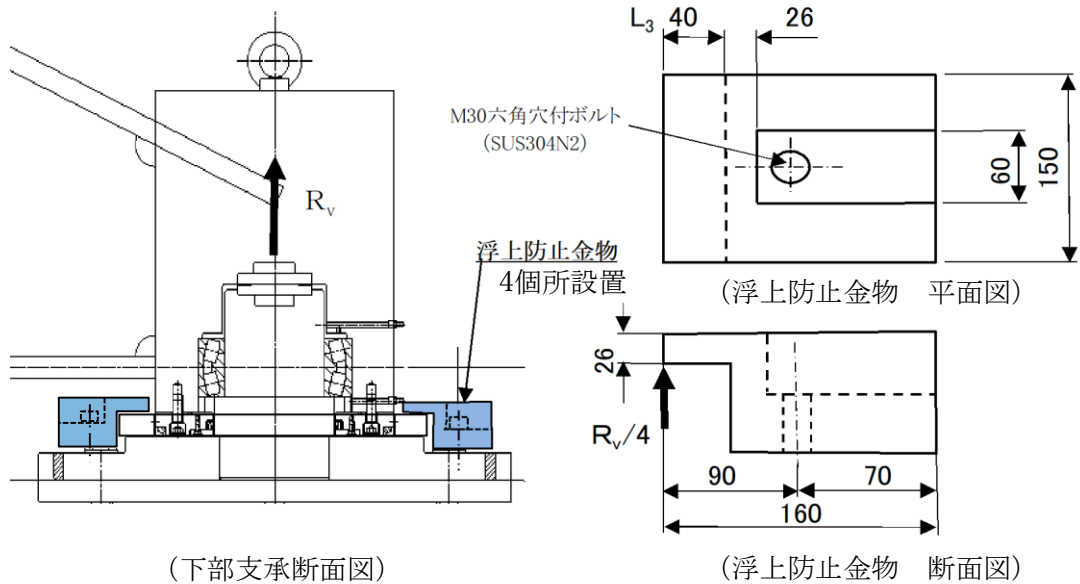
R_2 : 軸受け荷重 (kN)

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)

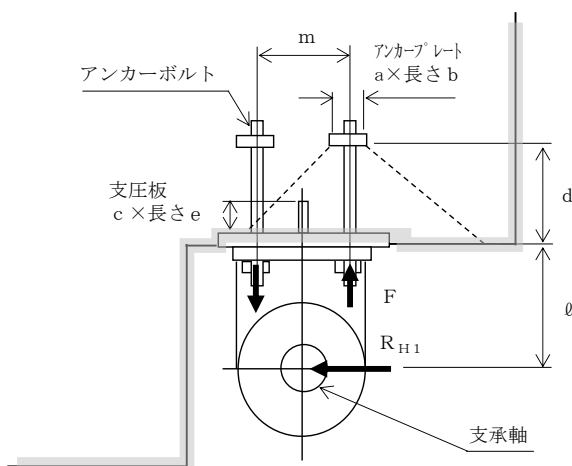
図 4.9.2-10 浮上防止金物の構造図及び応力算定式
2.2.3-120

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)

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

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)
- 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_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 4.9.2-11(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)

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

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

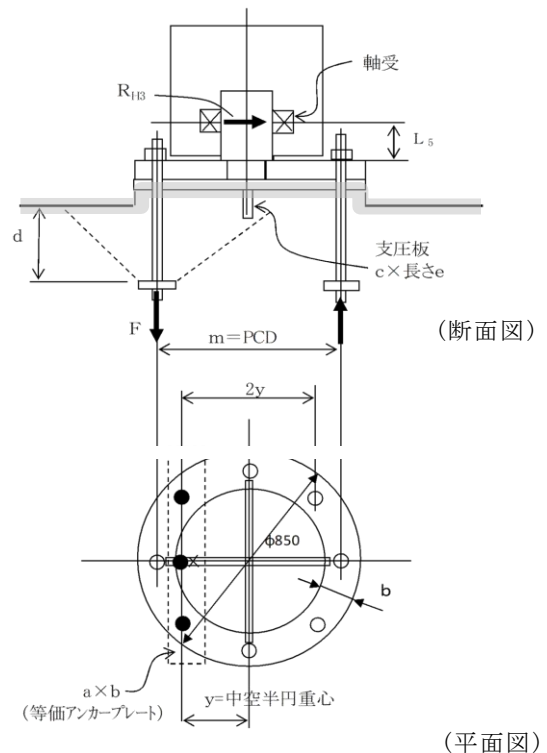
(支圧板) σ_{c2} (N/mm²)

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

- 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)

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



ここに、

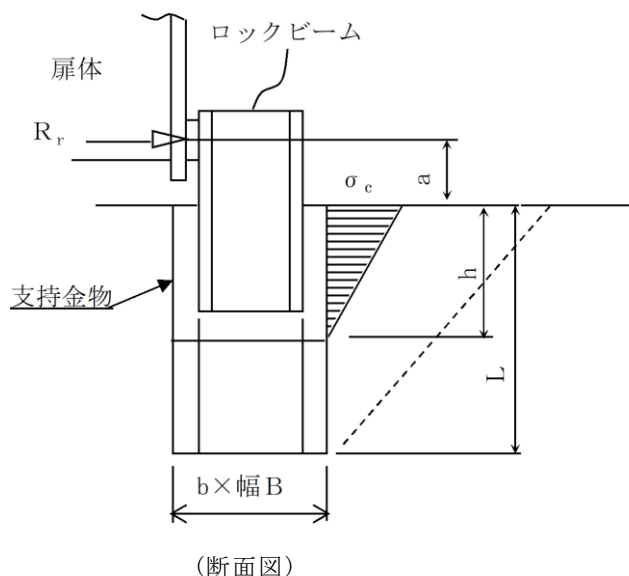
- F : アンカーボルト 1 本当りの軸力 (kN)
- R_{H3} : 下部支承水平作用荷重 (kN)
- L_5 : 軸受中心からアンカーボルト固定部までの距離 (mm)
- $2y$: アンカーボルトの間隔 (mm)
- n : アンカーボルトの片側本数
- A_5 : アンカーボルトの断面積 (mm²)
- d : アンカーボルト埋込深さ (mm)
- a, b : アンカープレートの寸法 (mm)
- c, e : 支圧板の寸法 (mm)

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)

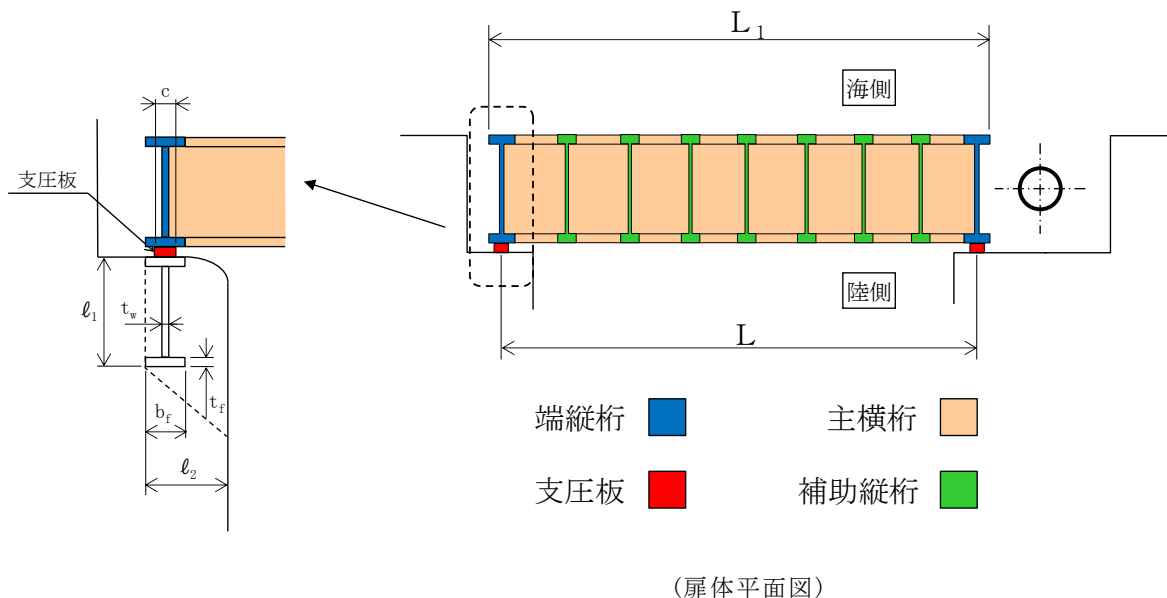
A : ロックビームのせん断面積 (mm²)

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。



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)

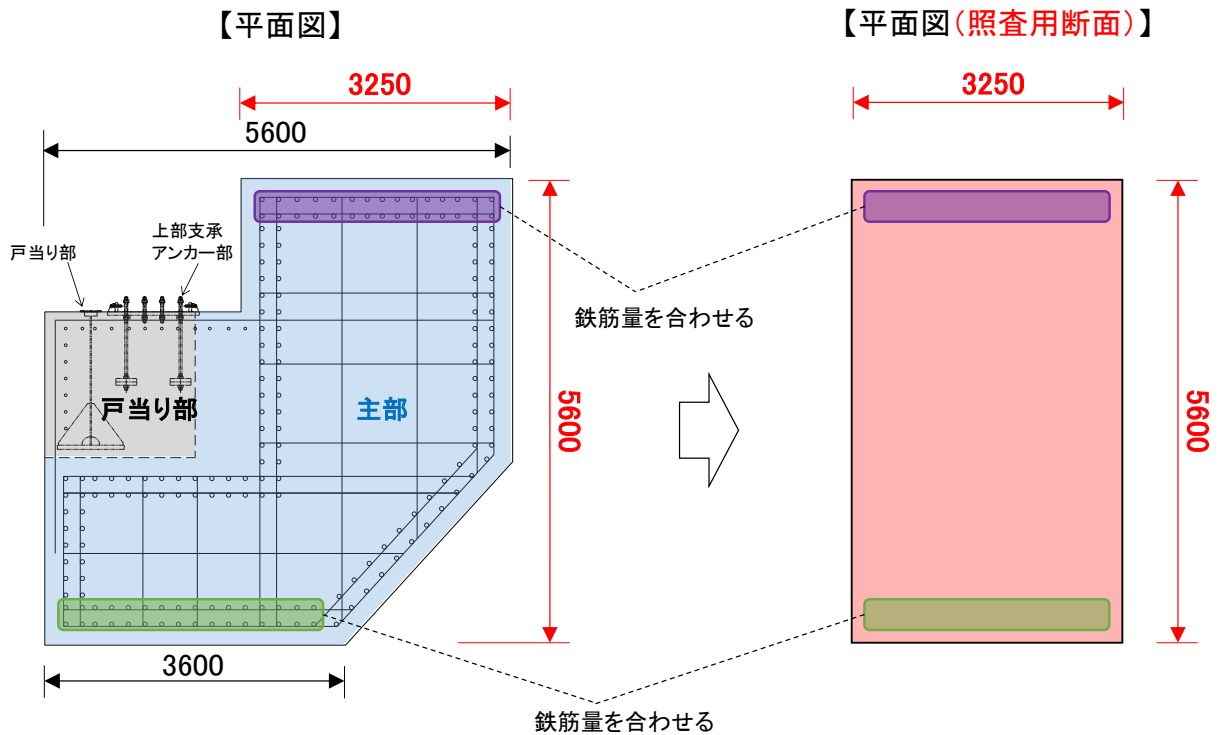
Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁＋2ℓ₂) (mm)

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。

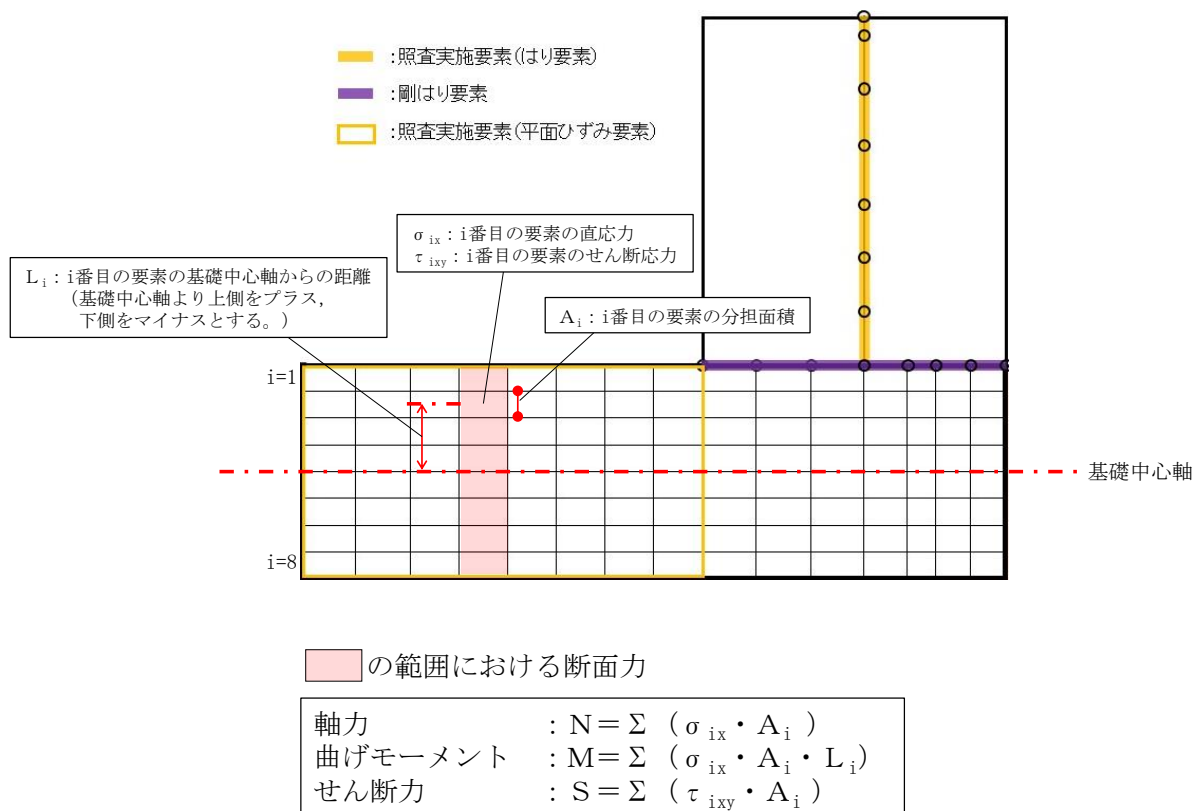


図 4.9.2-16 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(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 c, e	アンカープレートの寸法 支圧板の寸法	150, 850 250, 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。

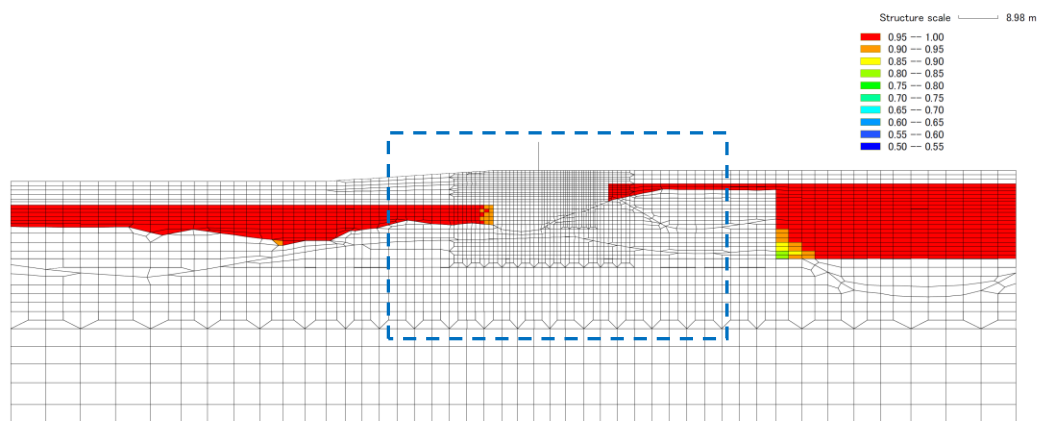
なお，耐震評価において，軸力は引張を正とする。

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

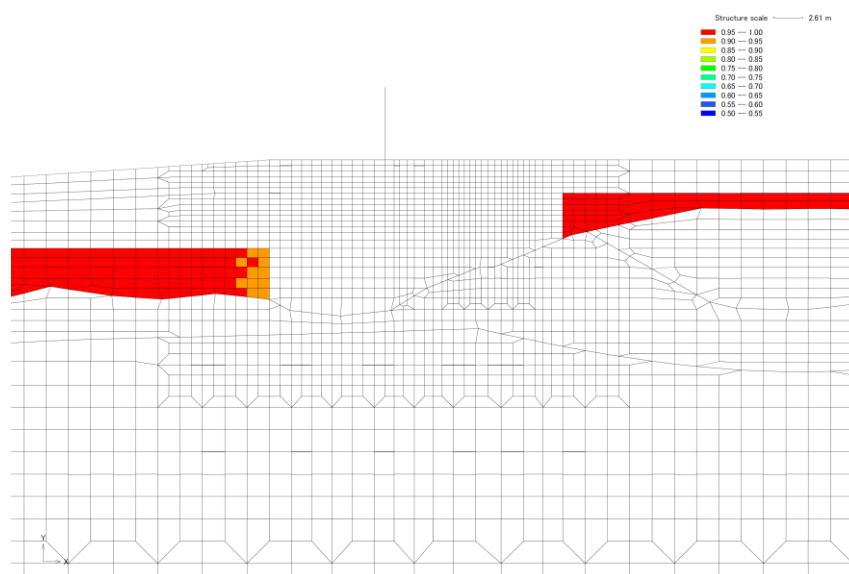
断面	評価項目		
	防波扉，漂流物対策工 (RC支柱，基礎スラブ，鋼管杭)		基礎地盤
	曲げ・軸力系	せん断	
荷揚場南	$S_s - D$ （-+） 0.159（曲げ引張）	$S_s - D$ （--） 0.451	$S_s - D$ （--） 0.349

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



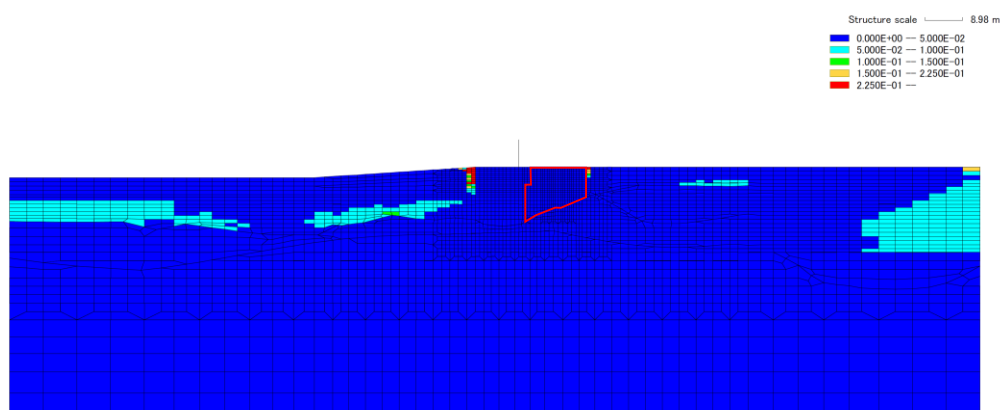
構造物周辺拡大図

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

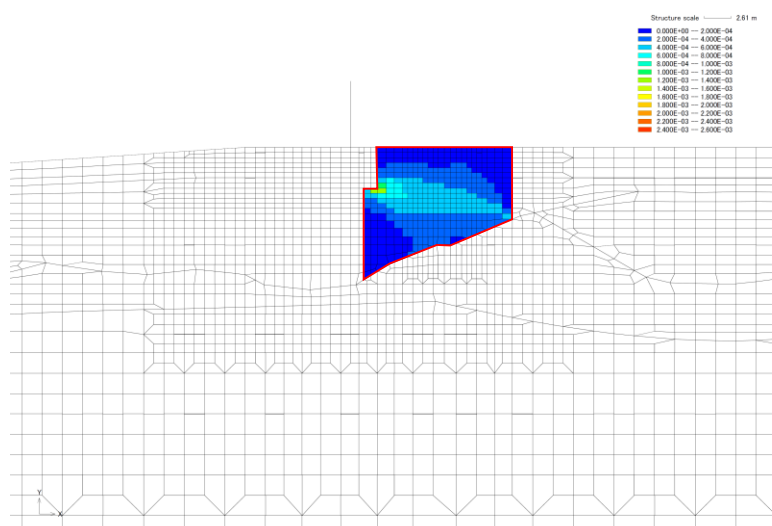
6.1.2 最大せん断ひずみ分布

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。

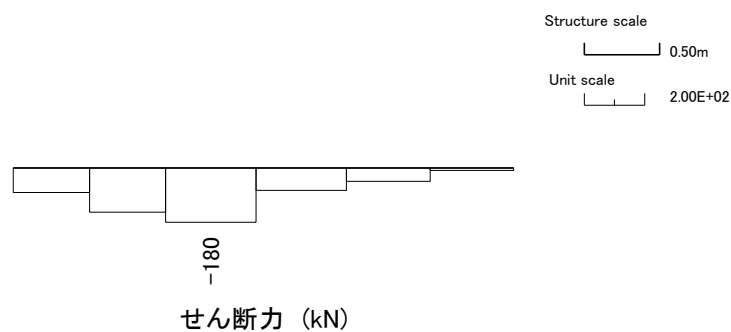
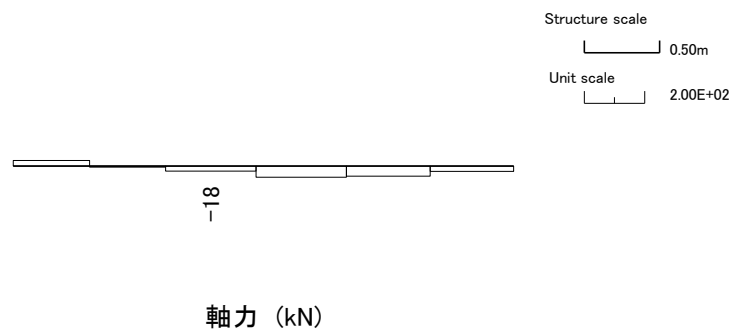
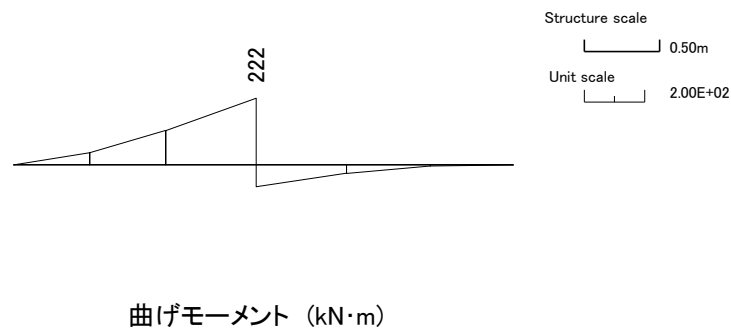
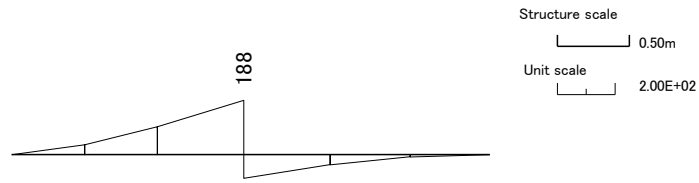
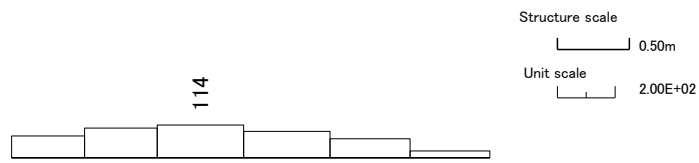


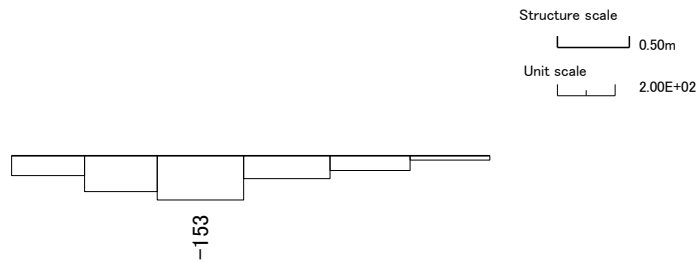
図 6.2-1(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.58s)



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。

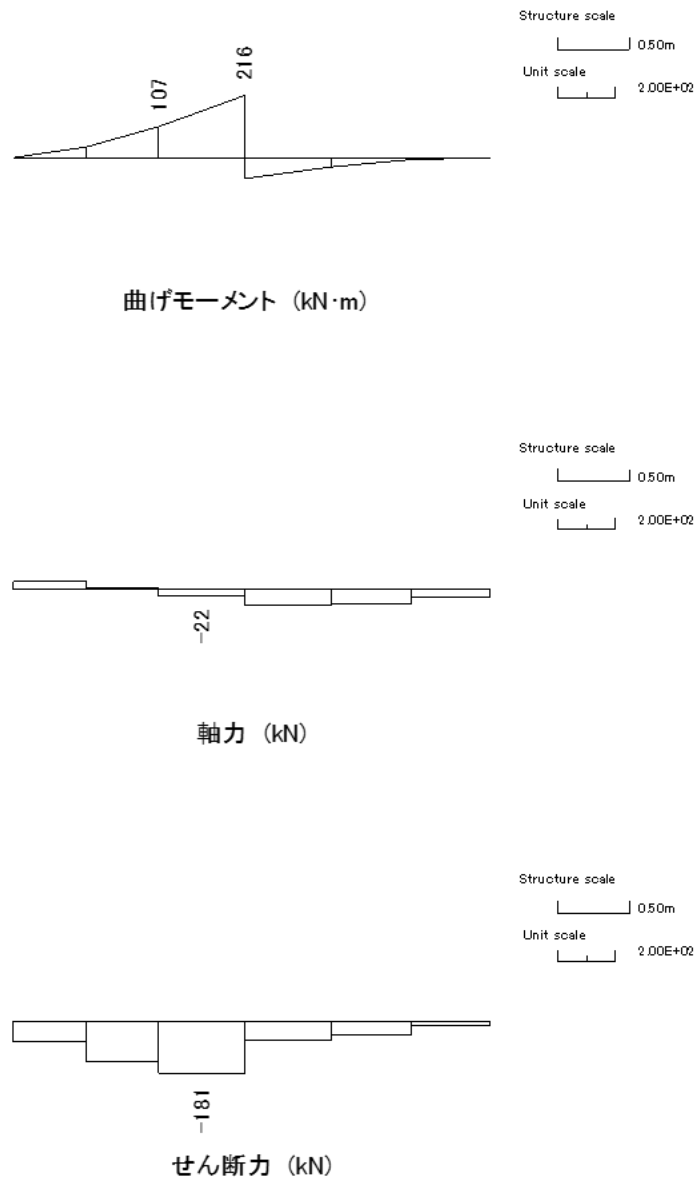


図 6.2-2 防波扉基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (++) , 解析ケース①, t=8.57s)

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。

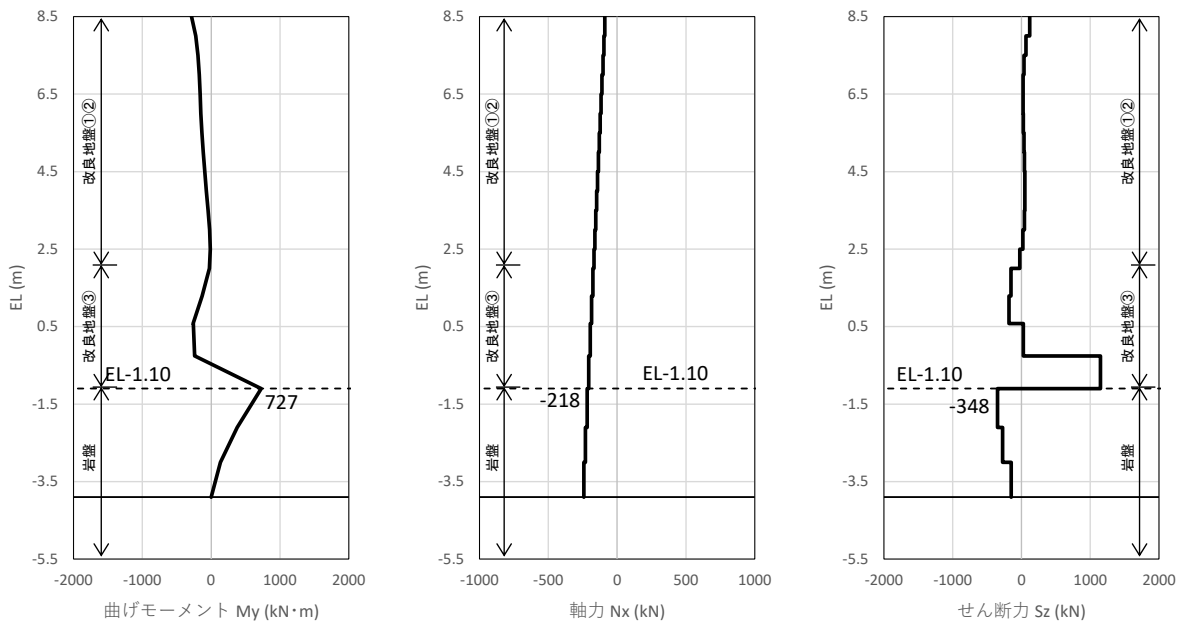


図 6.2-3 防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（ $S_s - D (+)$ ，解析ケース①， $t=8.57s$ ）

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。

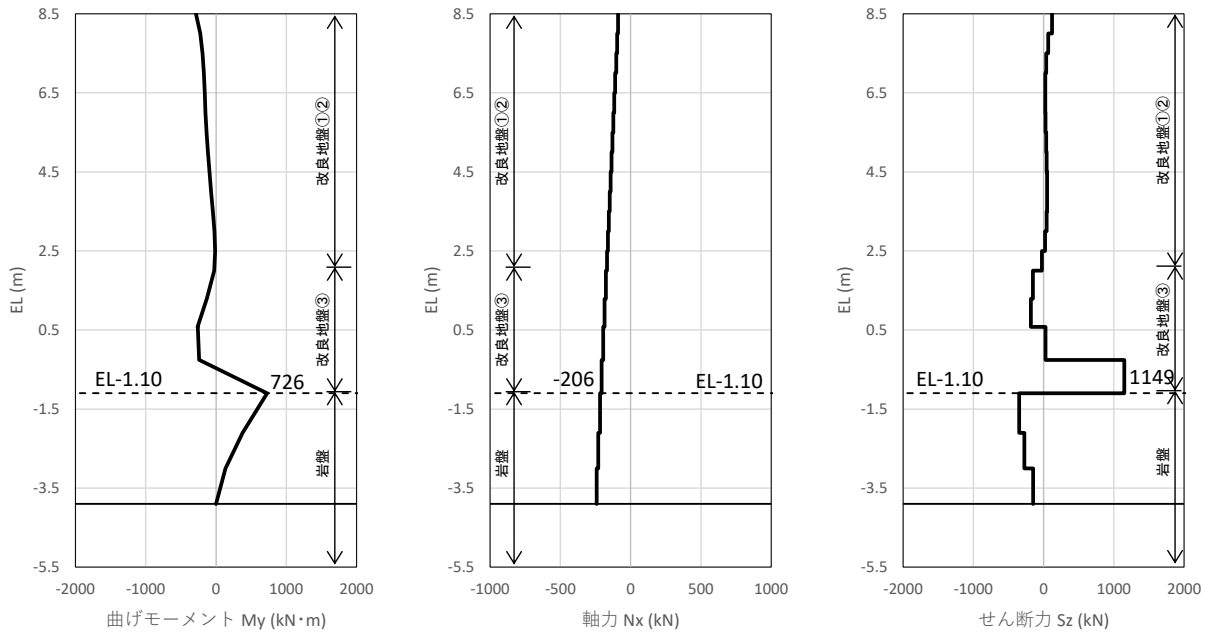


図 6.2-4 防波扉（鋼管杭）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.57s)

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

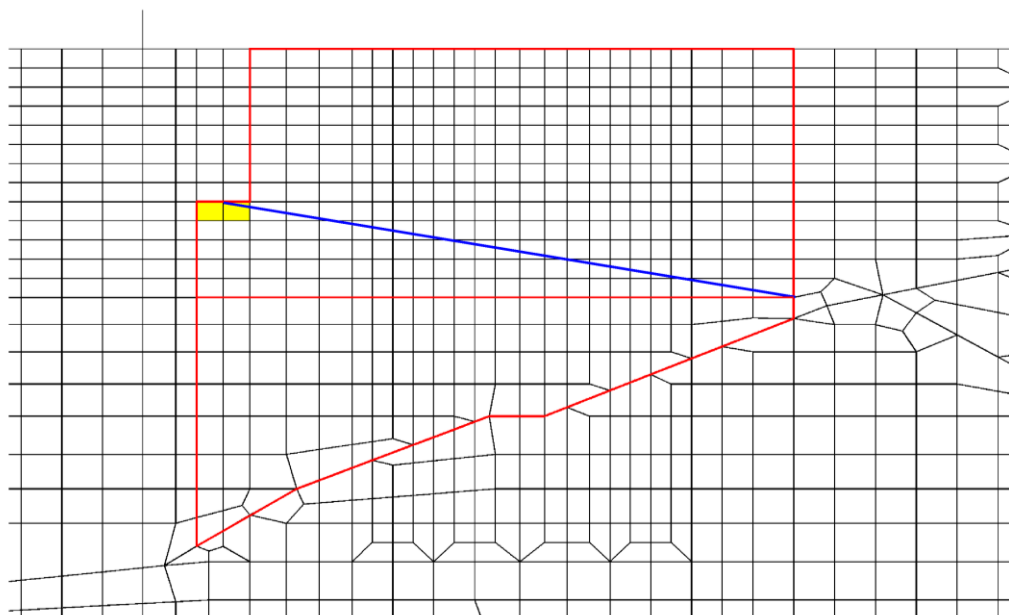
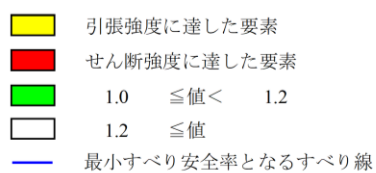


図 6.2-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
($S_s - D(-+)$, 解析ケース①, $t=8.58s$)

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。

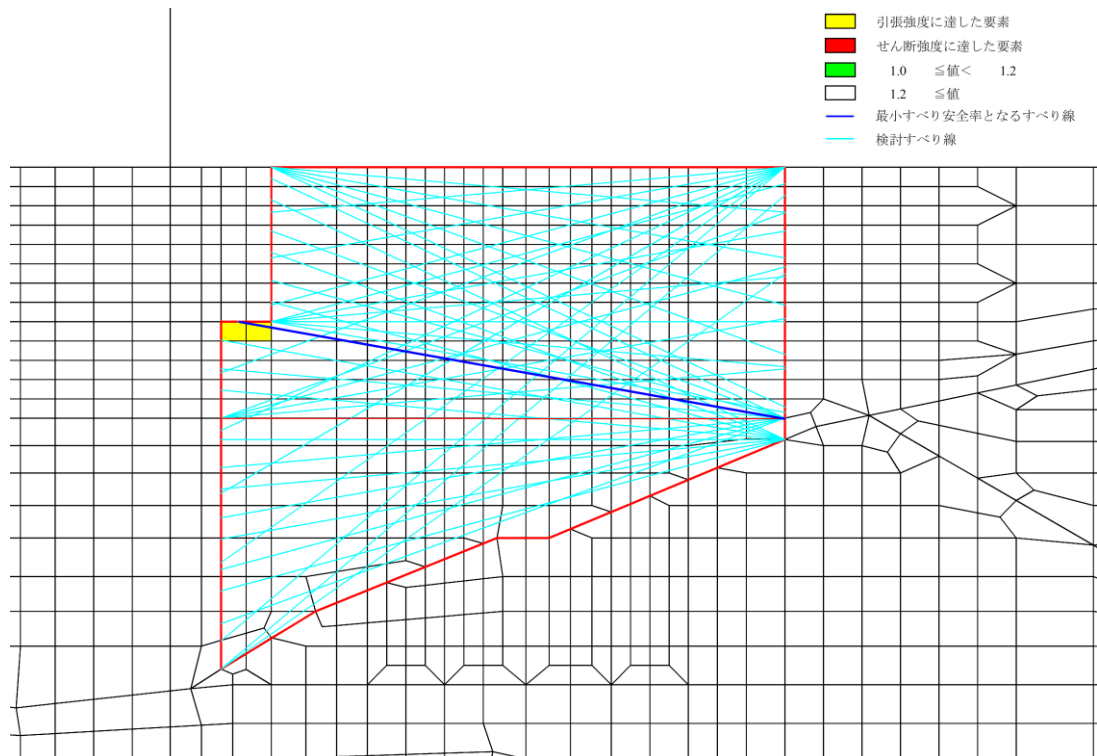


図 6.2-6 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と
 検討すべり線の重ね合わせ
 (S s - D (-+), 解析ケース①, t=8.58s)

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。

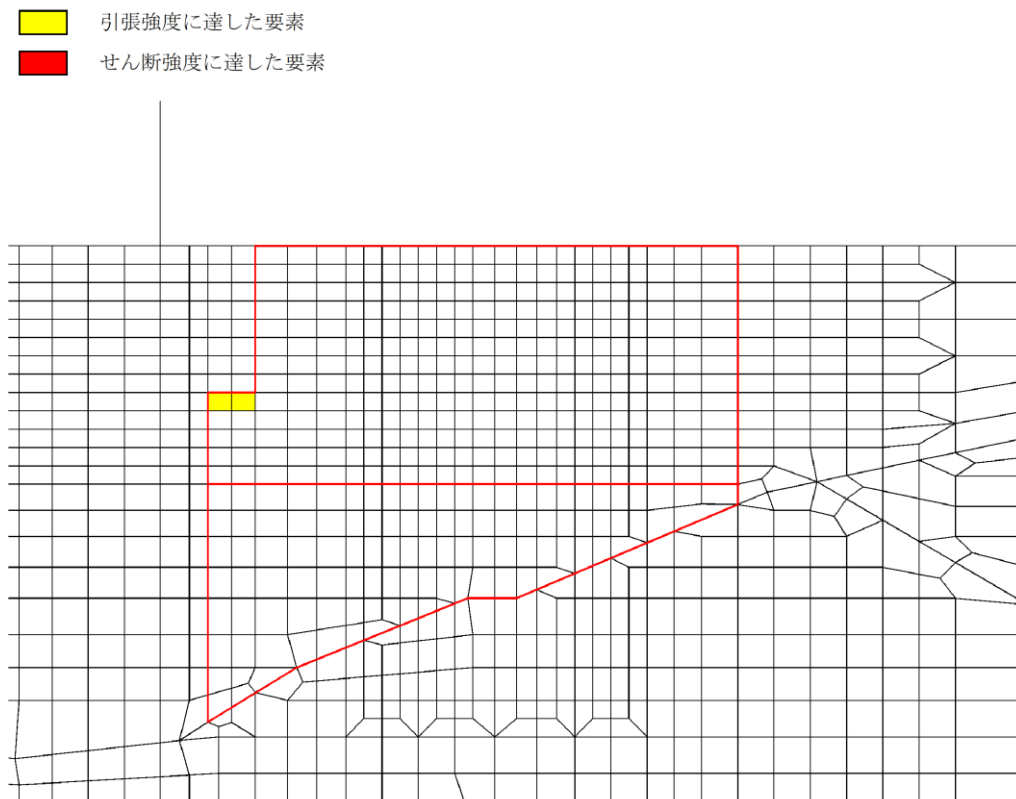


図 6.2-7 全時刻における破壊履歴図 (S s - D (-+), 解析ケース①)

(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。

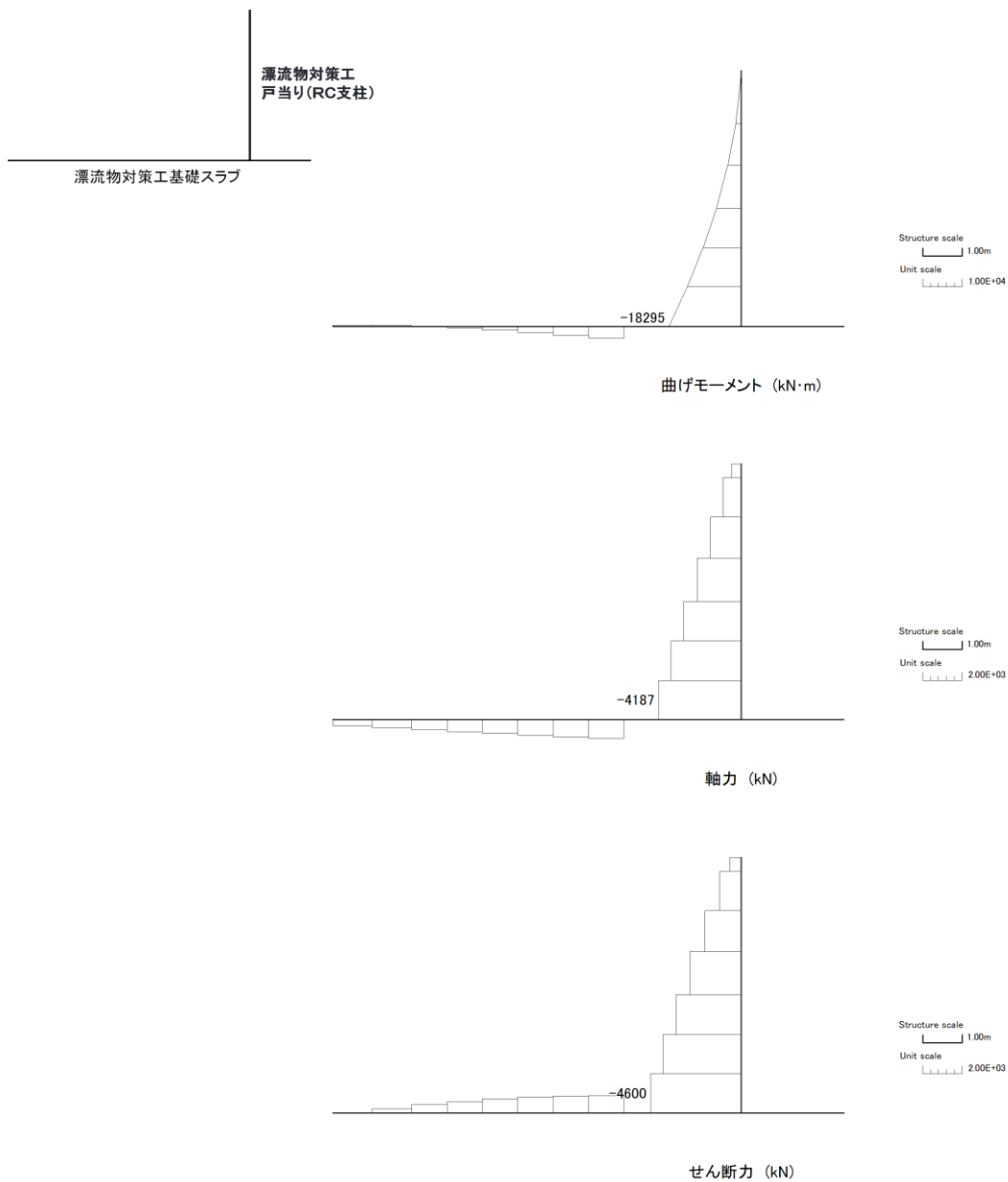


図 6.3-1(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (- -) , 解析ケース②, t=8.58s)

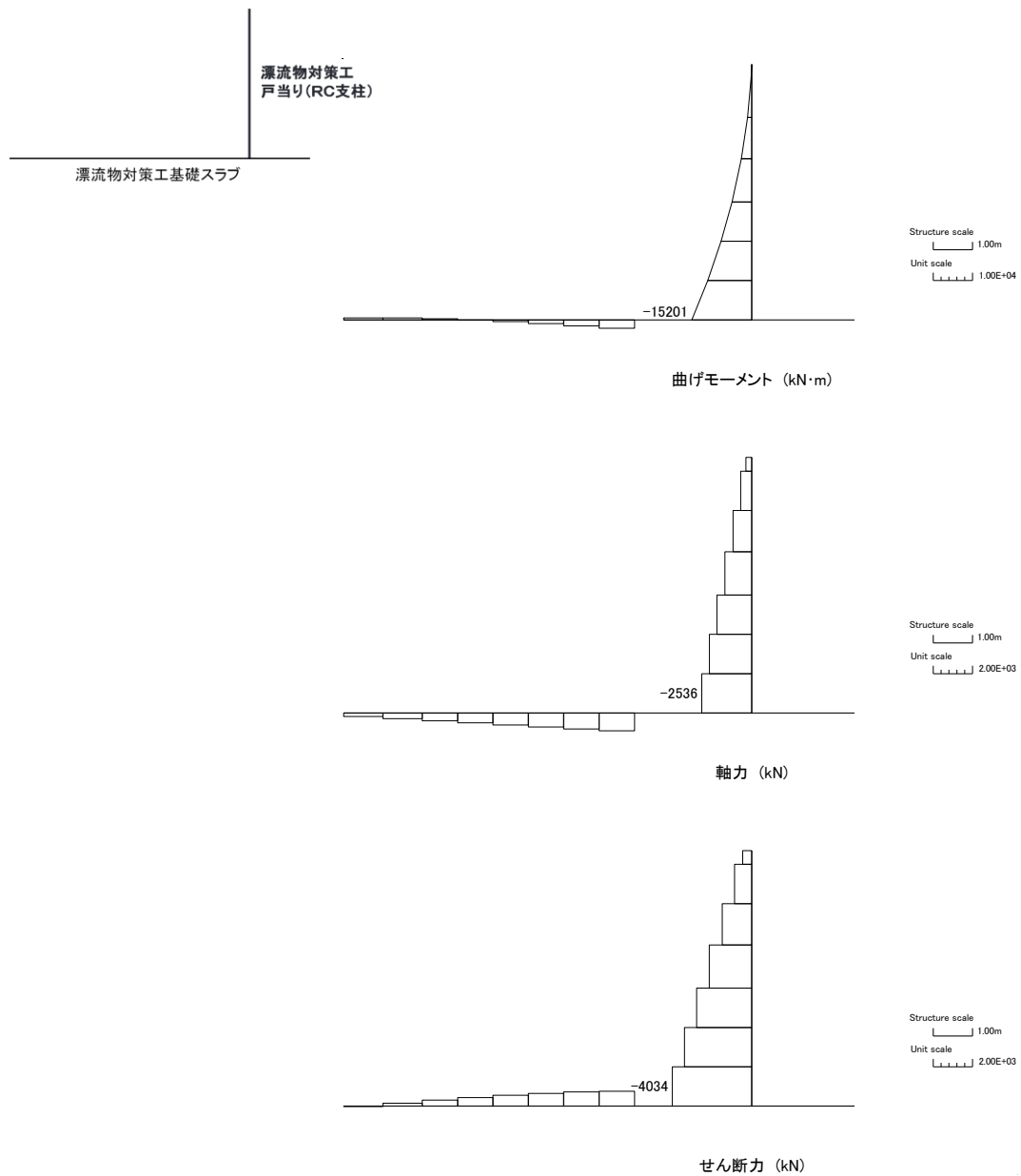


図 6.3-1(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S_s-D(-+)) , 解析ケース①, t=8.58s)

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。

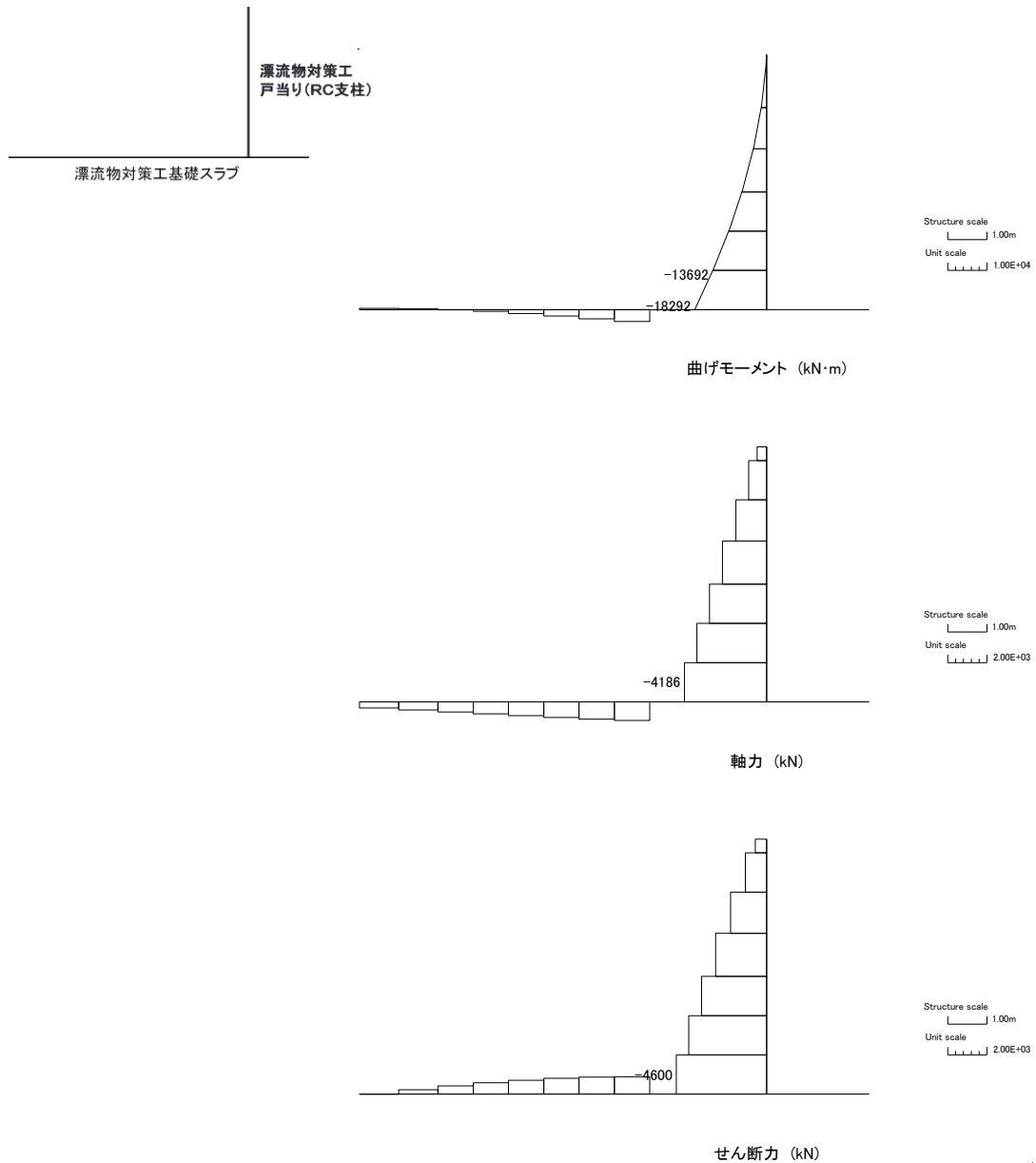


図 6.3-2 漂流物対策工戸当り（RC支柱）のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力（S s - D (—) , 解析ケース①, t=8.58s)

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。

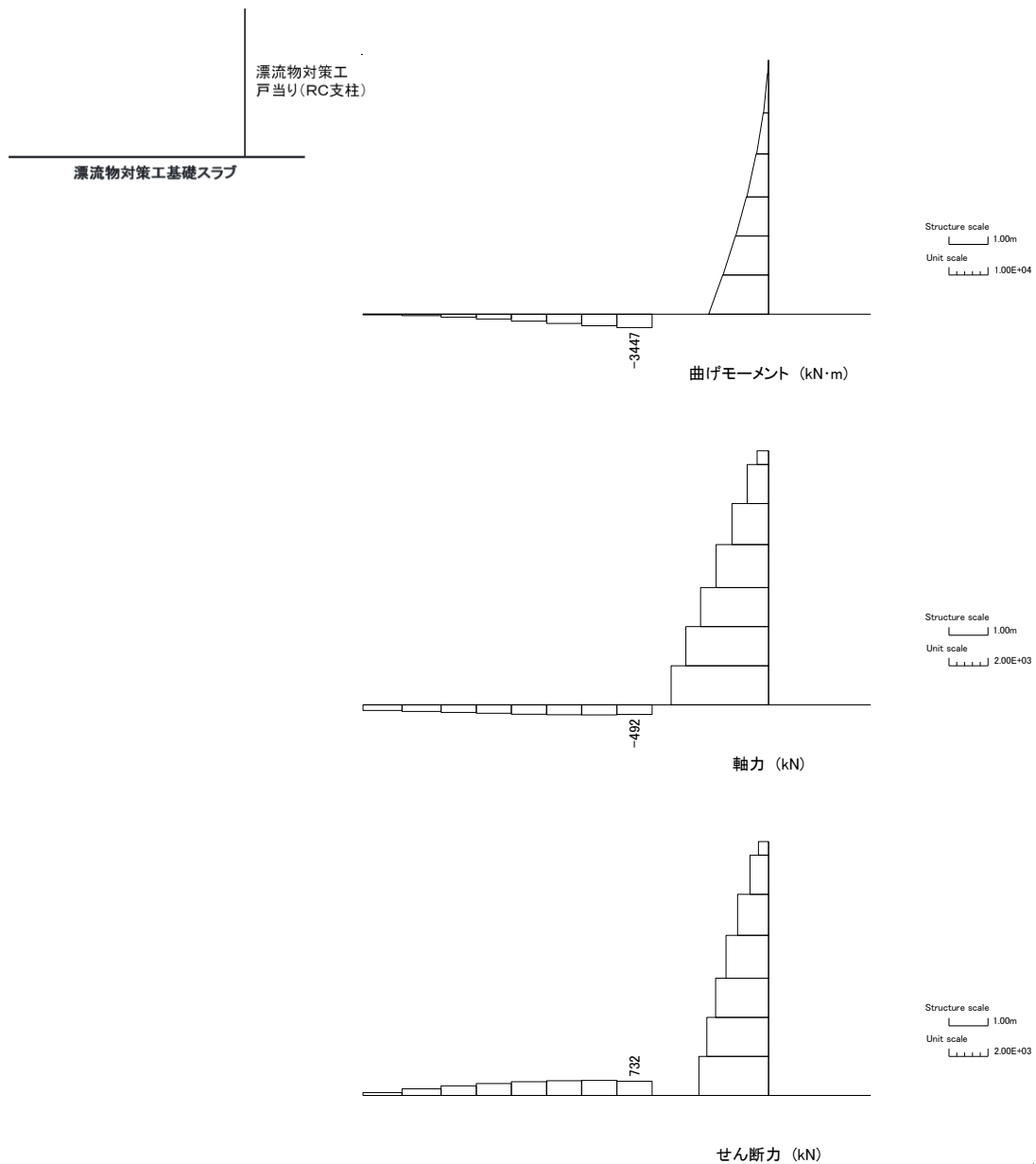


図 6.3-3 漂流物対策工基礎スラブの曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t = 18.93s)

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。

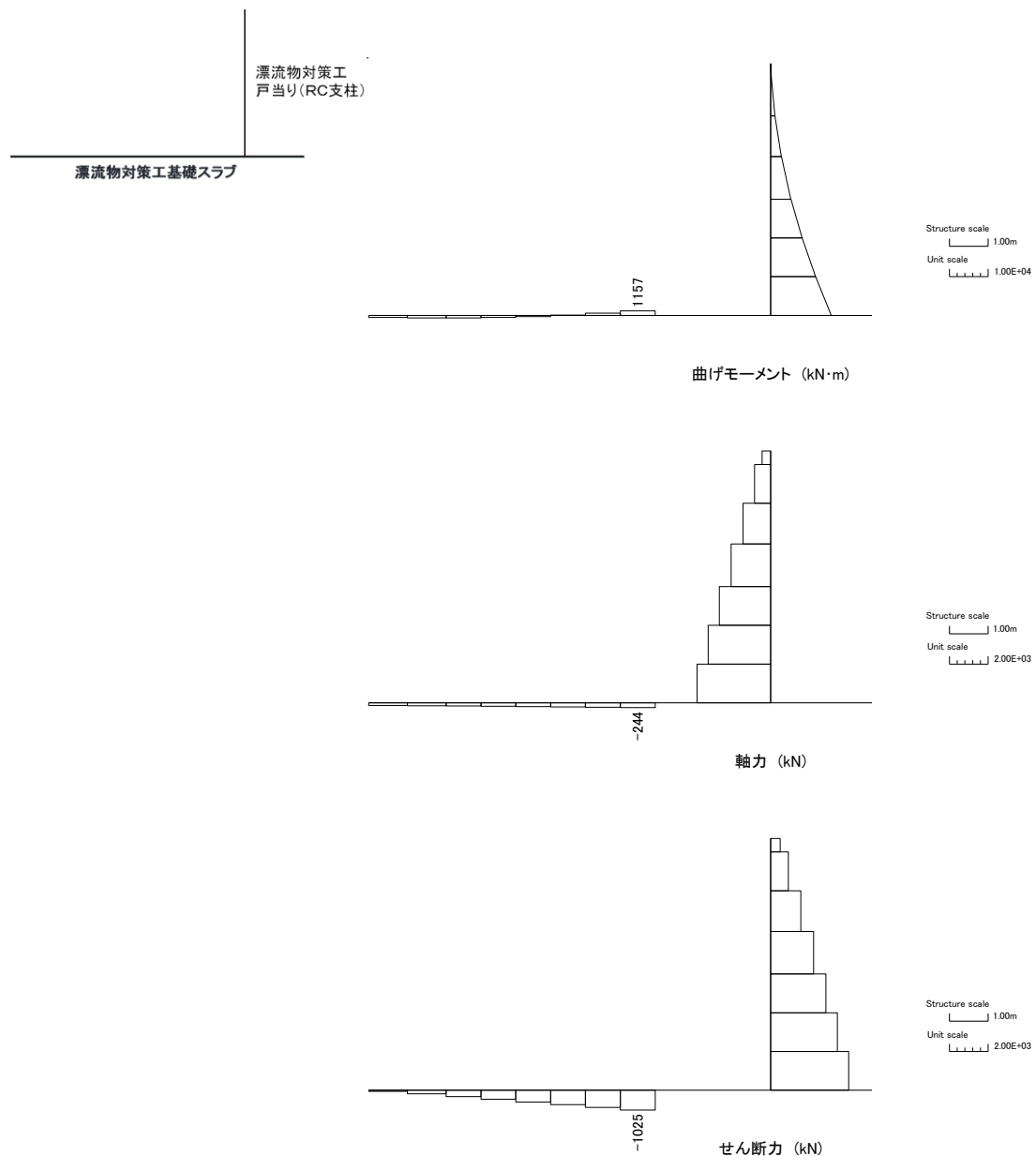


図 6.3-4 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力 (S s - D (+ -) , 解析ケース①, t=8.58s)

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

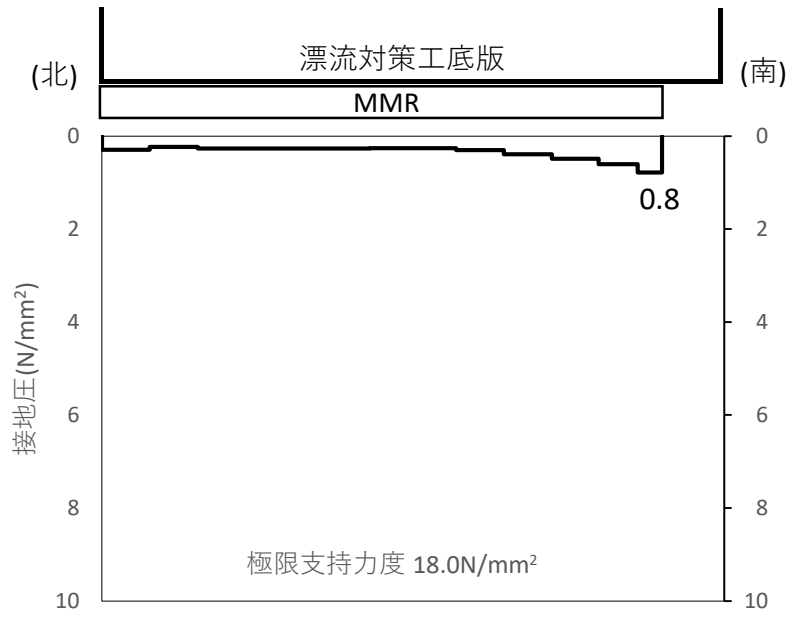


図 6.3-5(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)
(S_s-D (+-), 解析ケース①)

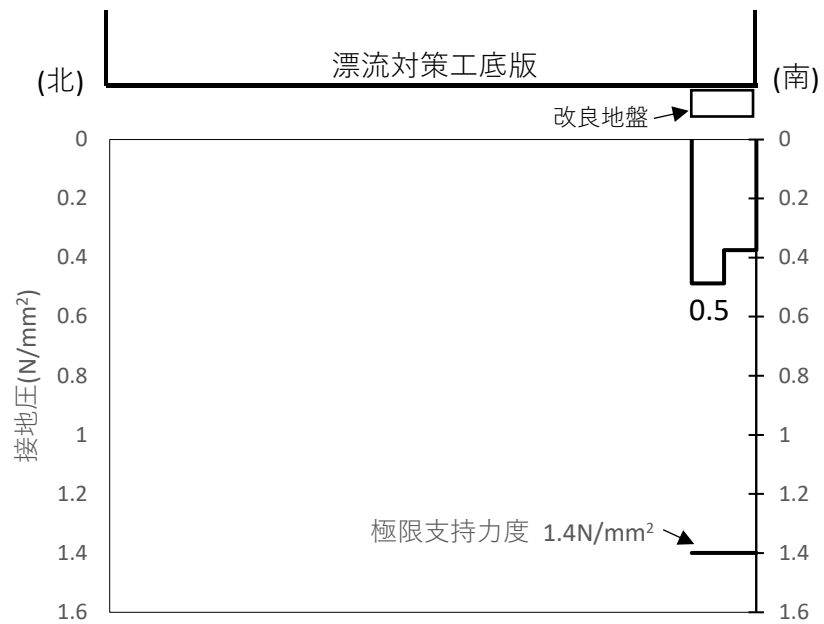


図 6.3-5(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)
(S_s-D (--) , 解析ケース①)

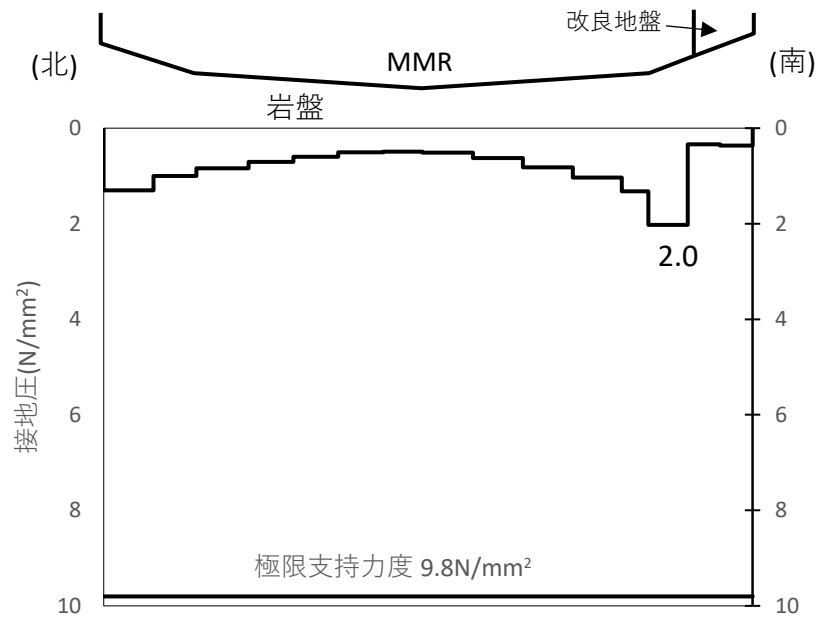


図 6.3-5(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図（岩盤）
 (S s - D (- -) , 解析ケース①)

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

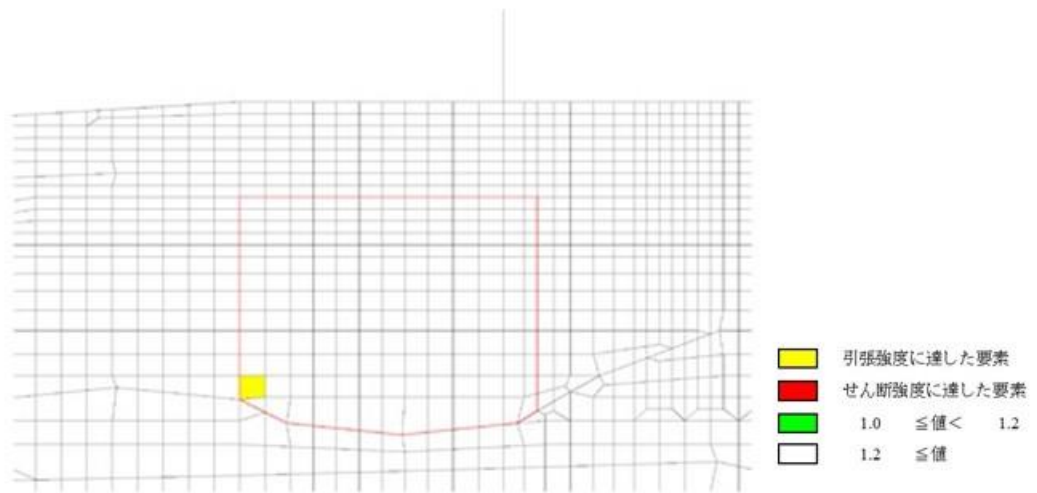


図 6.3-6(1) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
($S_s - D(-+)$), 解析ケース①, $t=8.93s$)



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, $t=8.94s$)

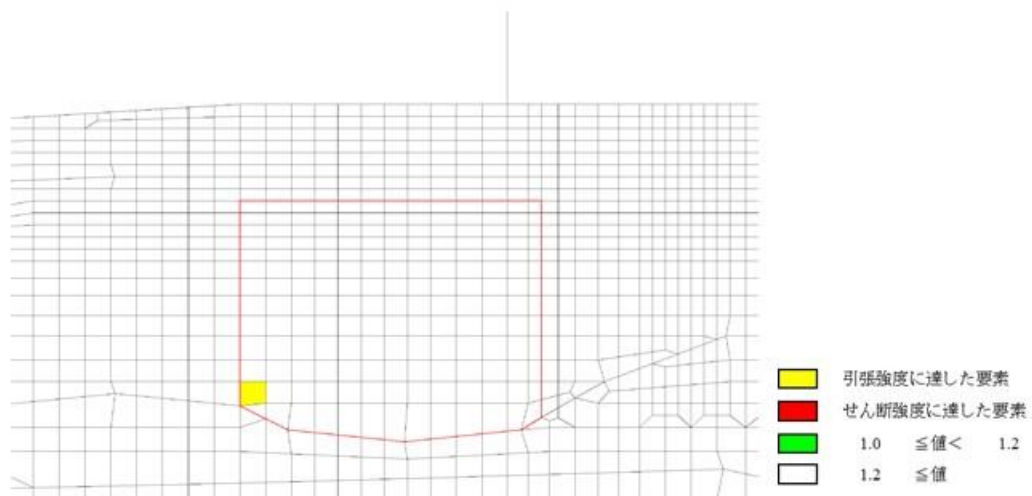


図 6.3-6(3) MMRの引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S_s-N1(++)), 解析ケース①, t=7.51s)



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)

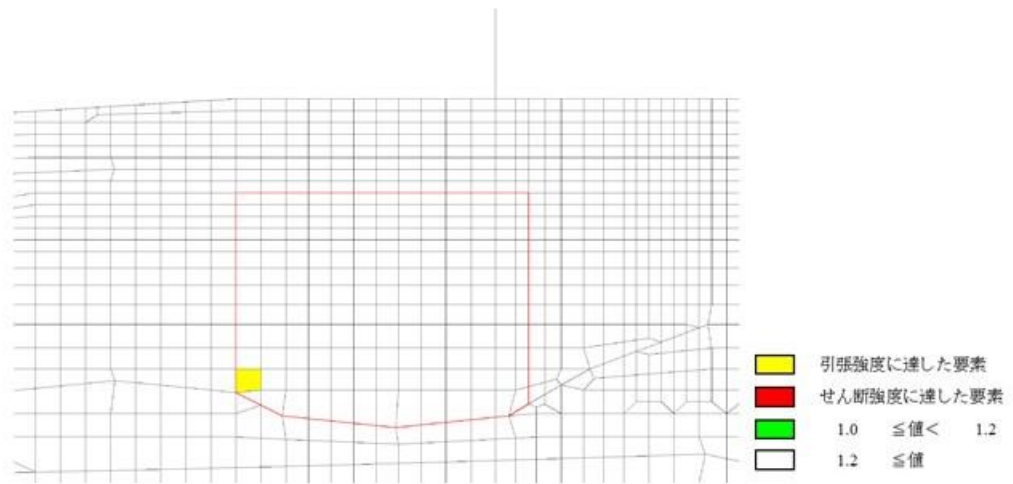


図 6.3-6(5) MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (S s - D (- -) , 解析ケース③, t=8.94s)

2.2.4 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

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. 強度評価	23
3.1 記号の定義	23
3.2 評価対象断面	29
3.3 解析方法	31
3.4 荷重及び荷重の組合せ	33
3.4.1 荷重	33
3.4.2 荷重の組合せ	38
3.5 解析モデル及び諸元	39
3.5.1 解析モデル	39
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	53
3.5.3 地盤の物性値	54
3.5.4 地下水位	56
3.6 評価対象部位	57
3.6.1 施設・地盤の健全性評価	57
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	57
3.7 許容限界	58
3.7.1 防波扉	58
3.7.2 漂流物対策工	61
3.8 評価方法	63
3.8.1 防波扉	64
3.8.2 漂流物対策工	74

4. 評価条件	85
5. 評価結果	89
5.1 防波扉	89
5.2 漂流物対策工	96

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、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、地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対して、施設・地盤の構造健全性を保持すること及び十分な支持性能を有する地盤に設置していることを説明するものである。

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。

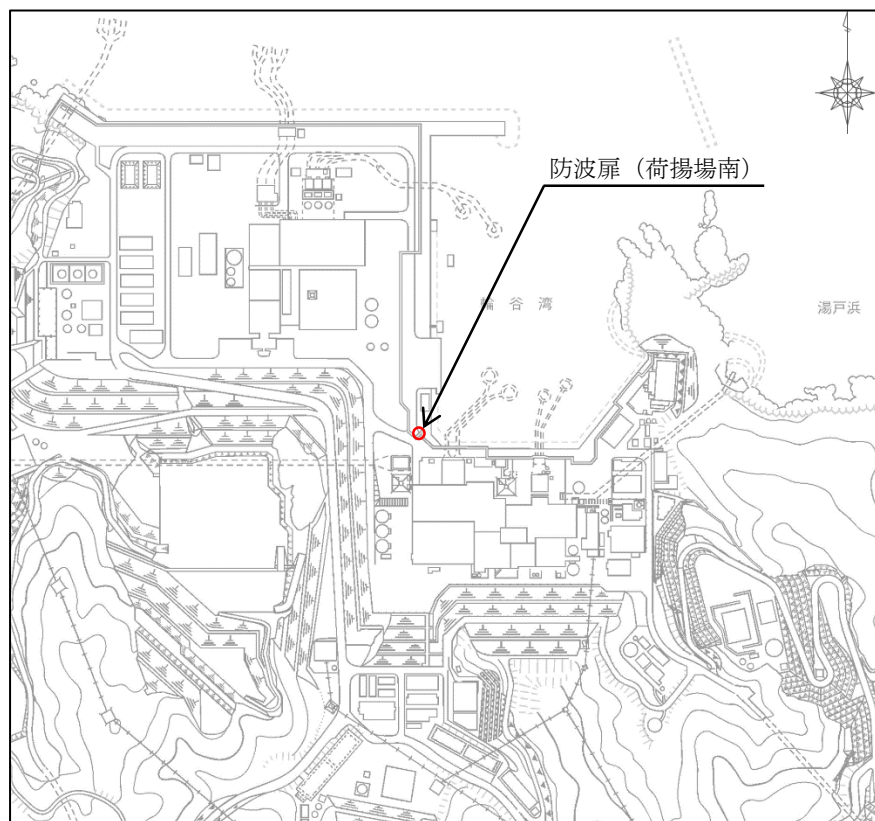


図 2.1-1 防波扉（荷揚場南）位置図

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。

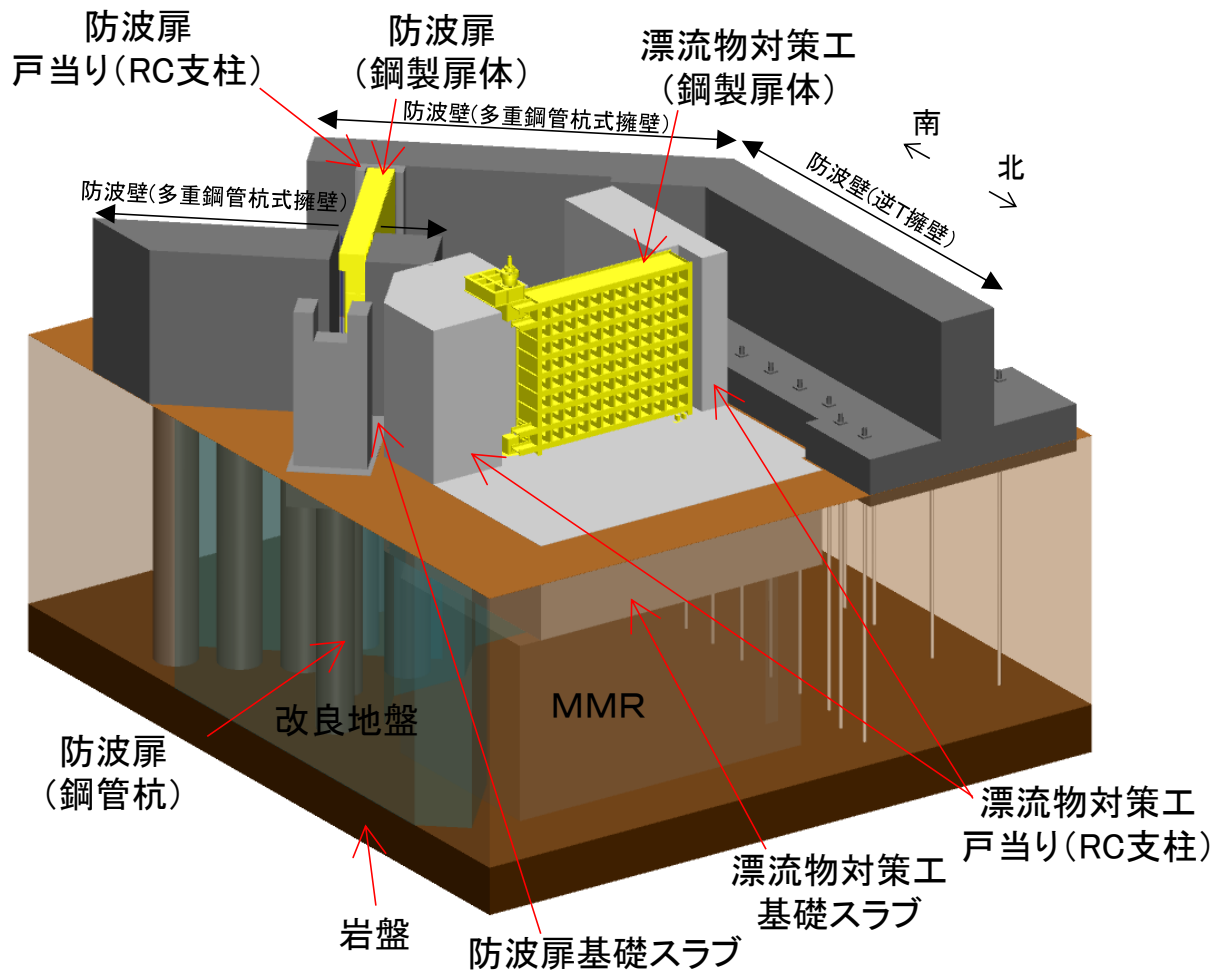


図 2.2-1(1) 防波扉（荷揚場南）の構造概要図

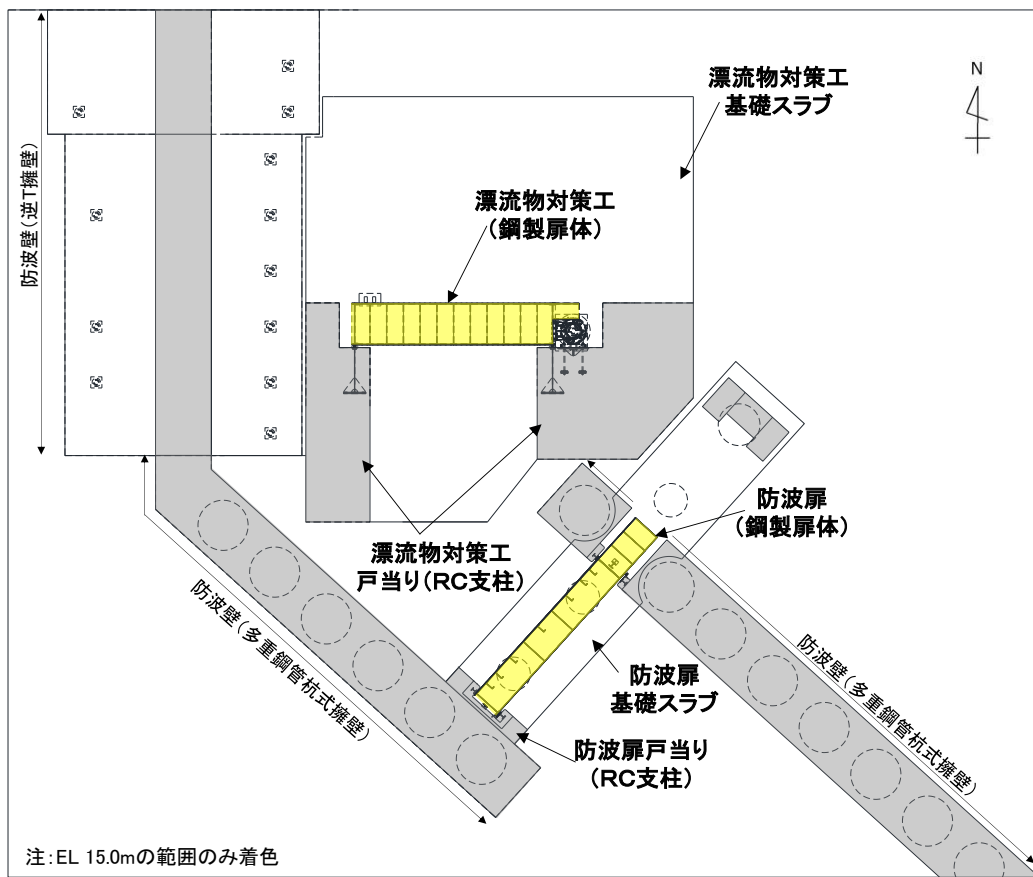


図 2.2-1(2) 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (平面図)

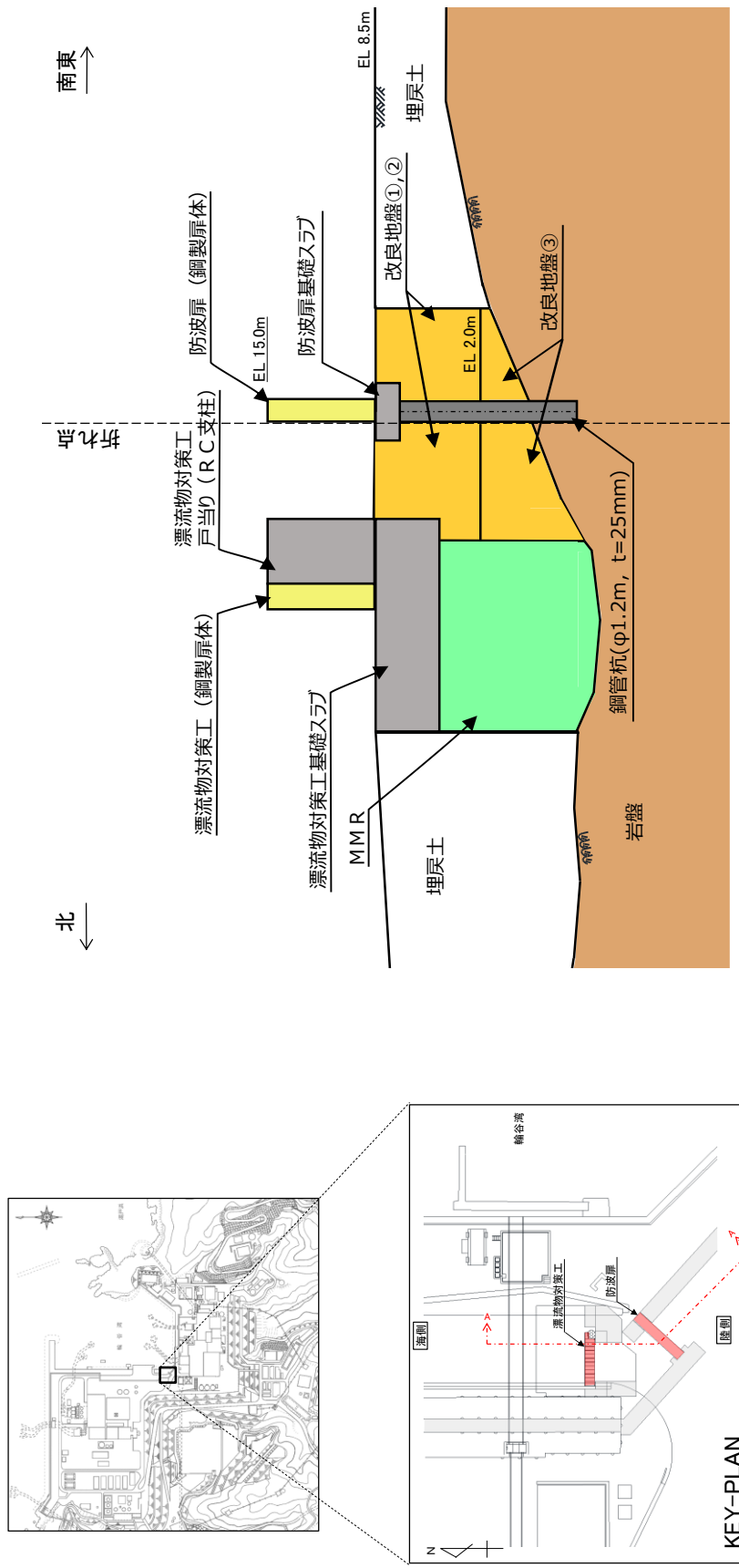


図 2.2-2 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (断面図)

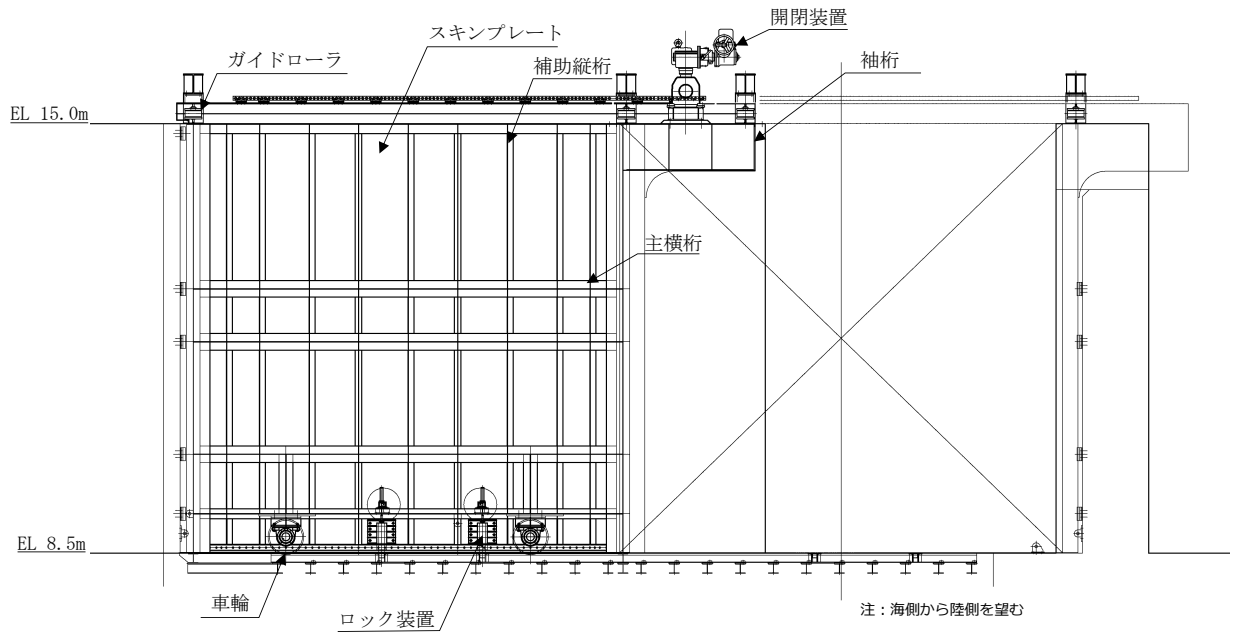
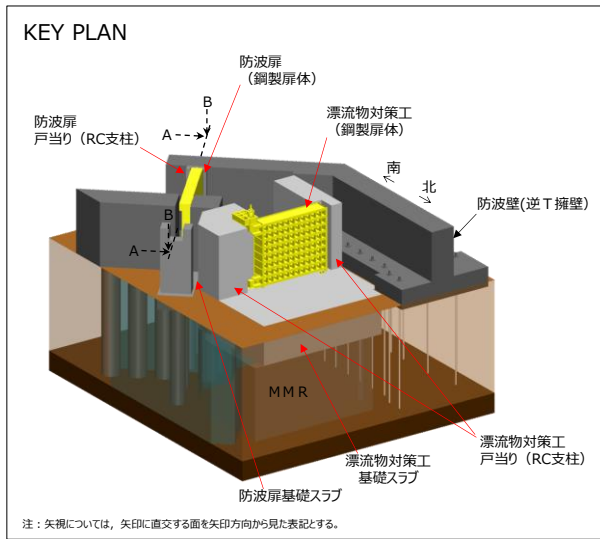


図 2.2-3(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A 断面)

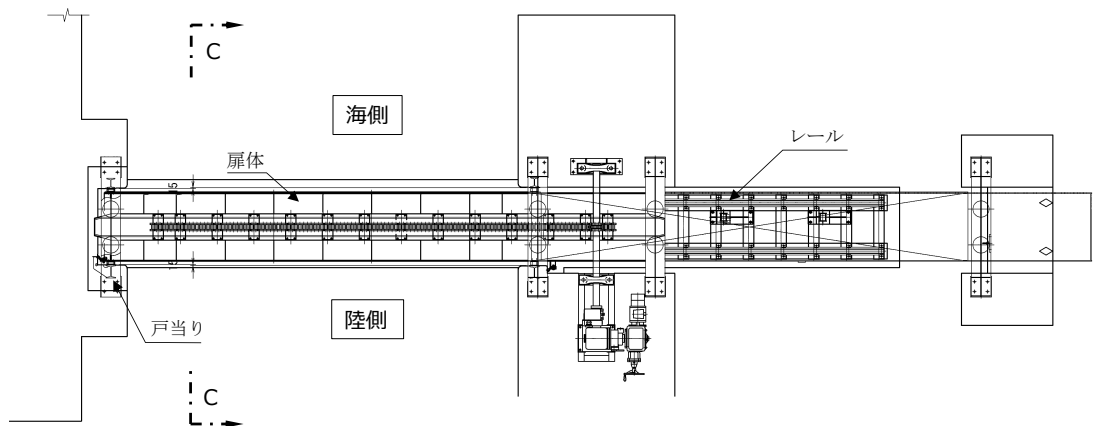
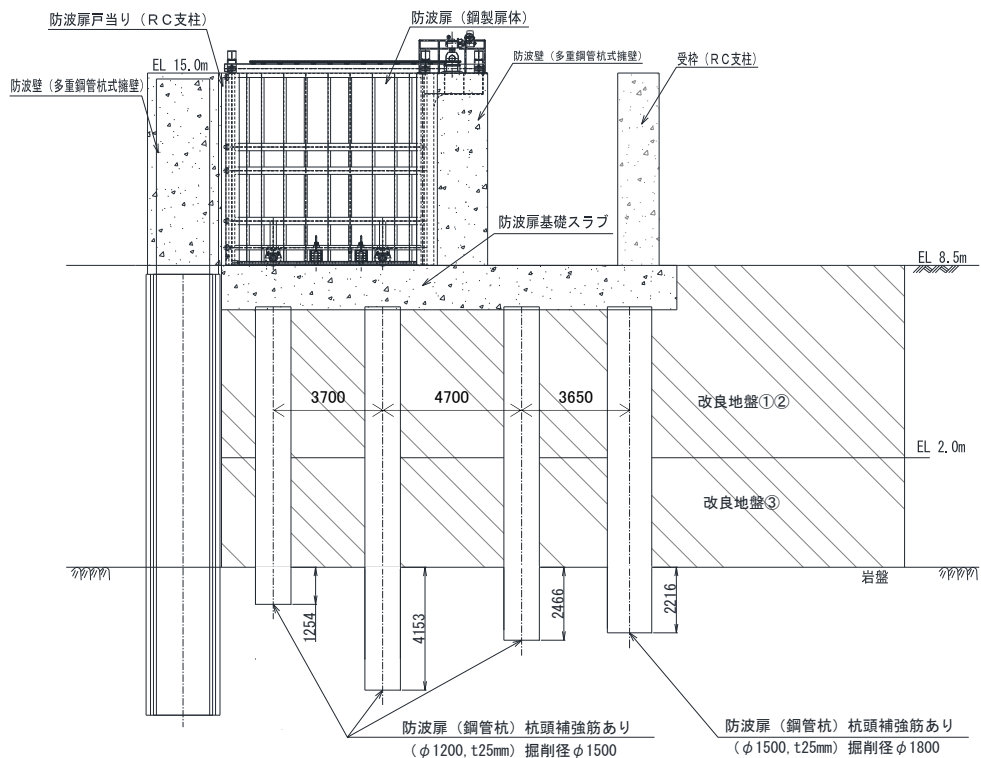
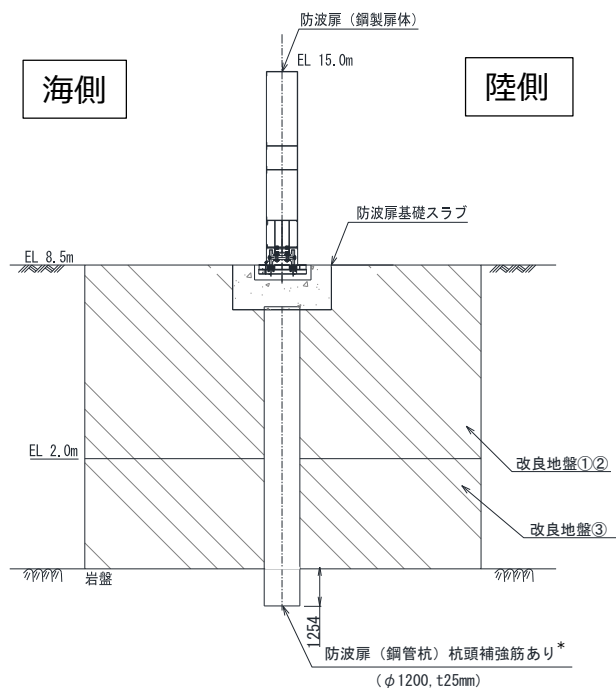


図 2.2-3(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B 断面)



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)

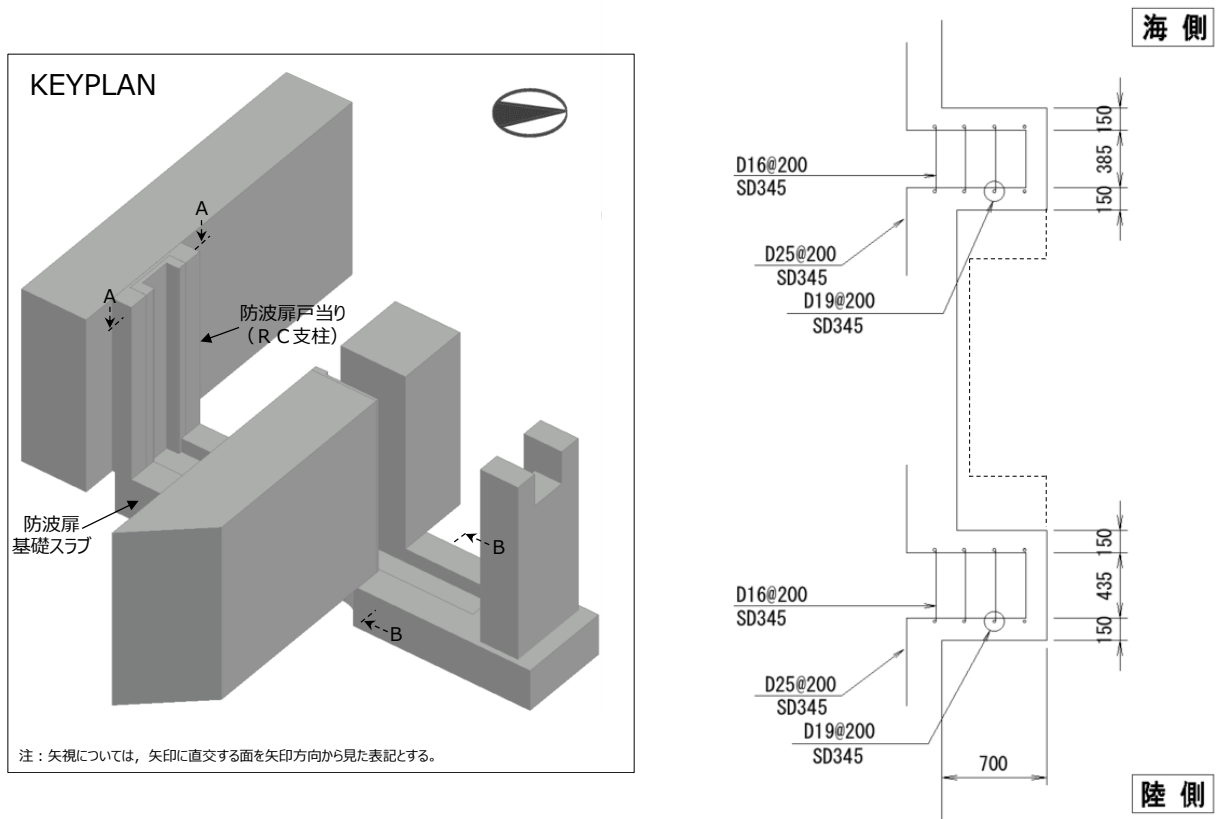


図 2.2-5(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A 断面)

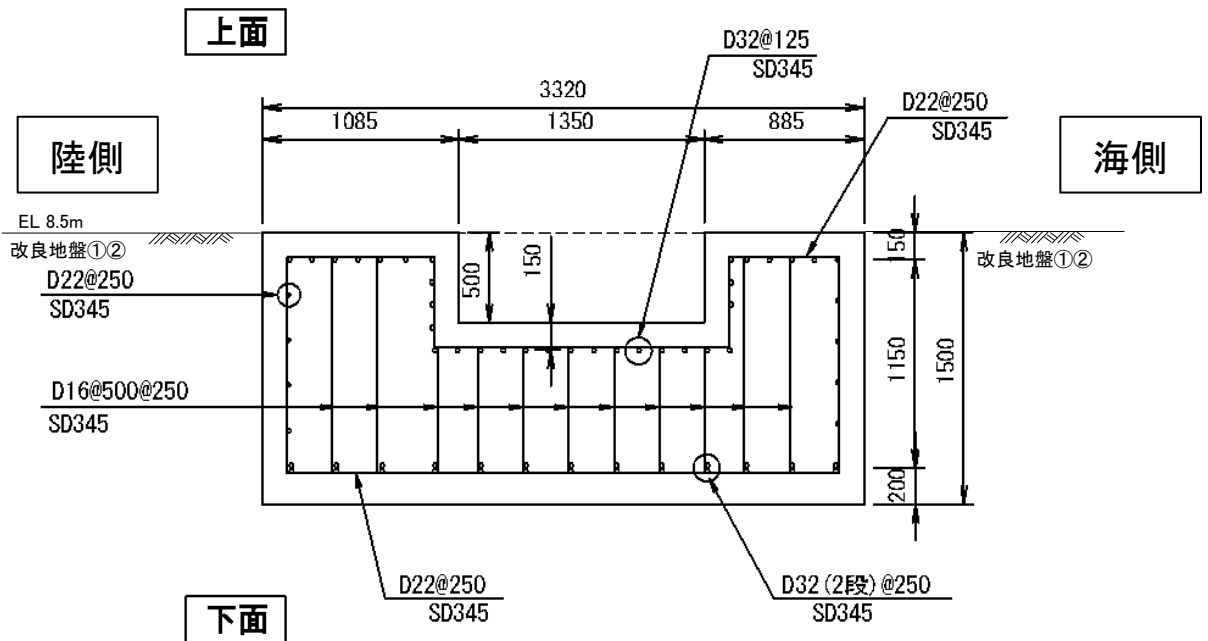


図 2.2-5(2) 防波扉基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

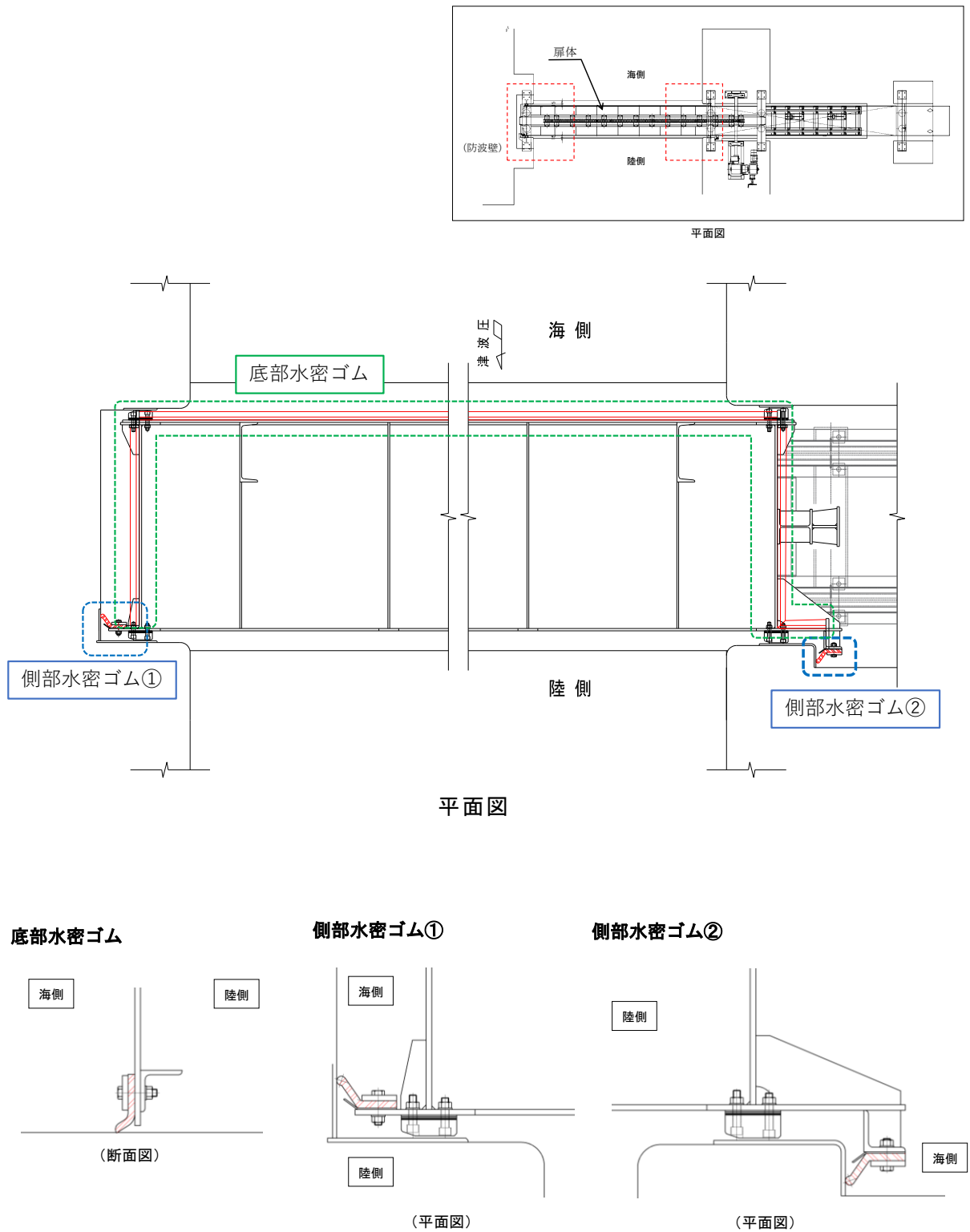


図 2.2-6 防波扉の水密ゴム概念図

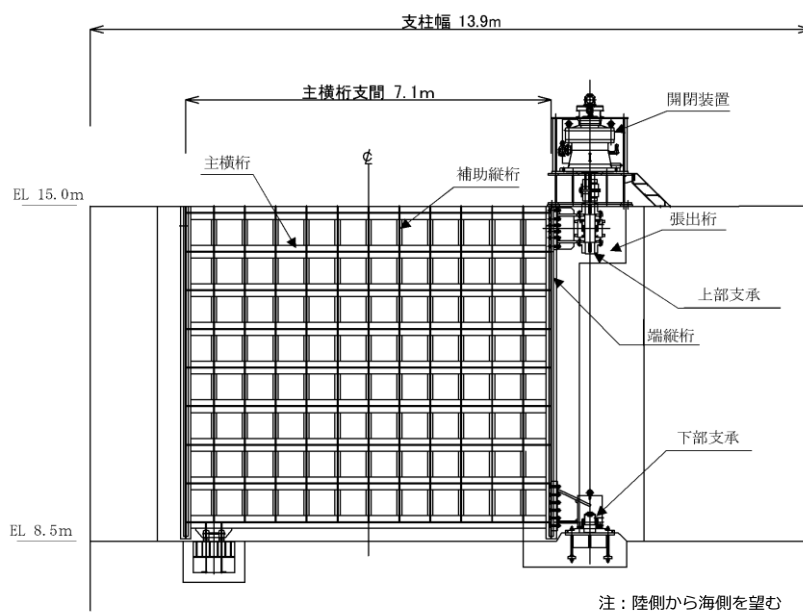
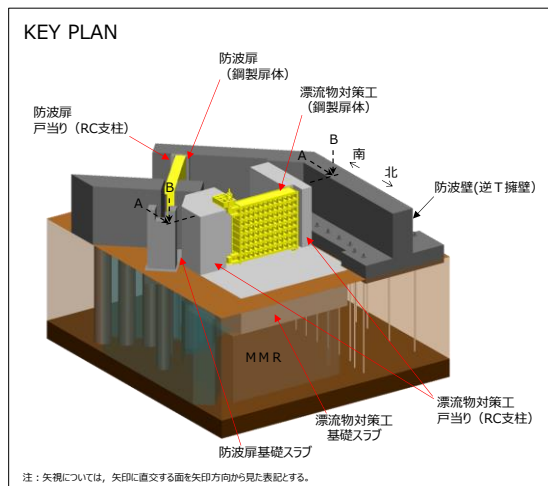


図 2.2-7(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体正面図, A-A断面)

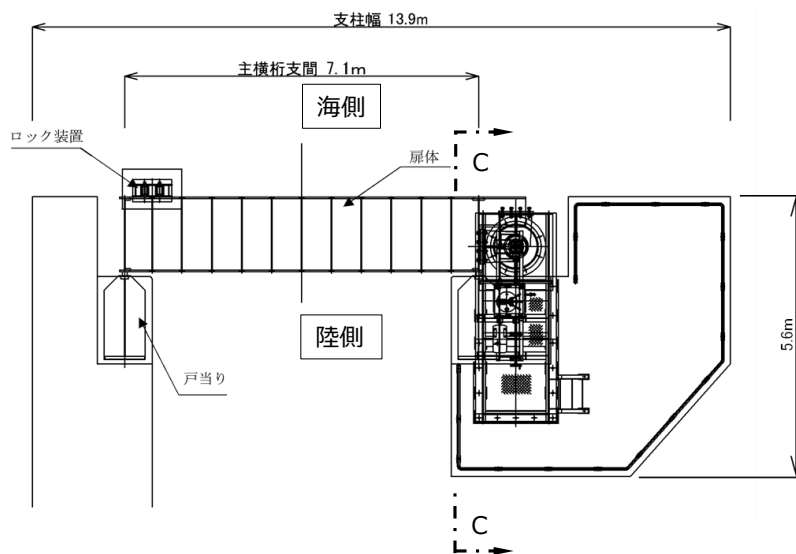


図 2.2-7(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体平面図, B-B断面)

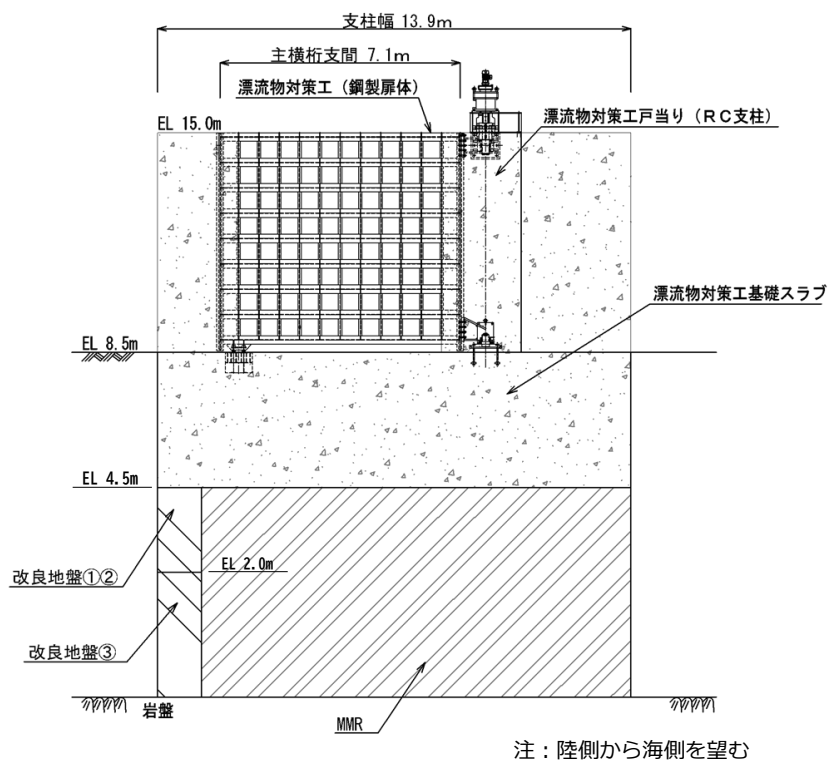


図 2.2-8(1) 漂流物対策工の構造図(基礎正面図, A-A断面)

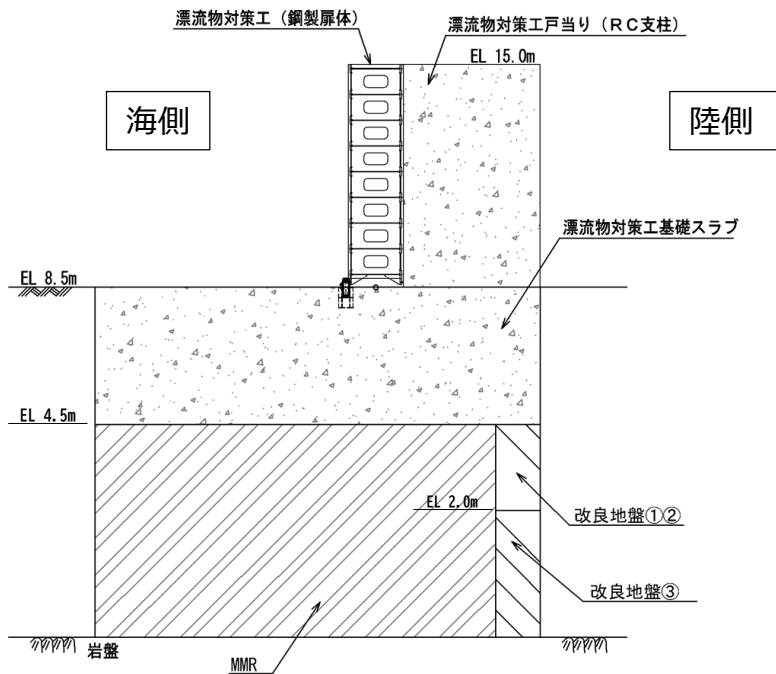


図 2.2-8(2) 漂流物対策工の構造図(基礎断面図, C-C断面)

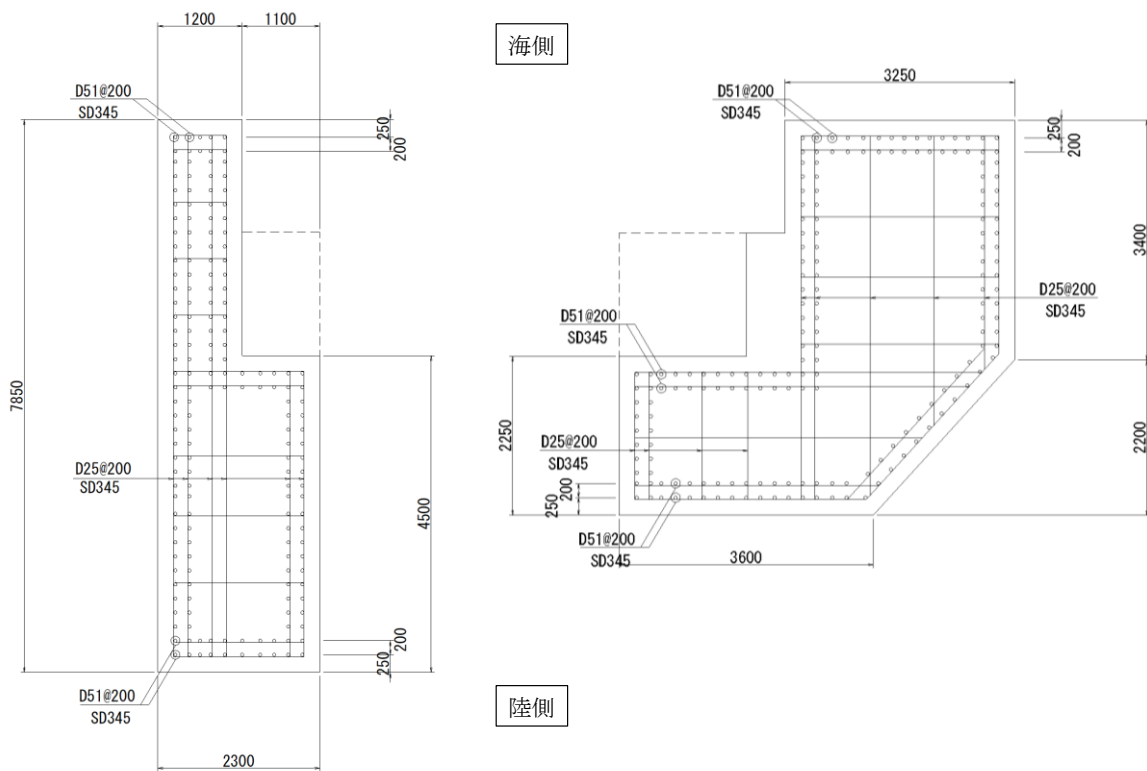
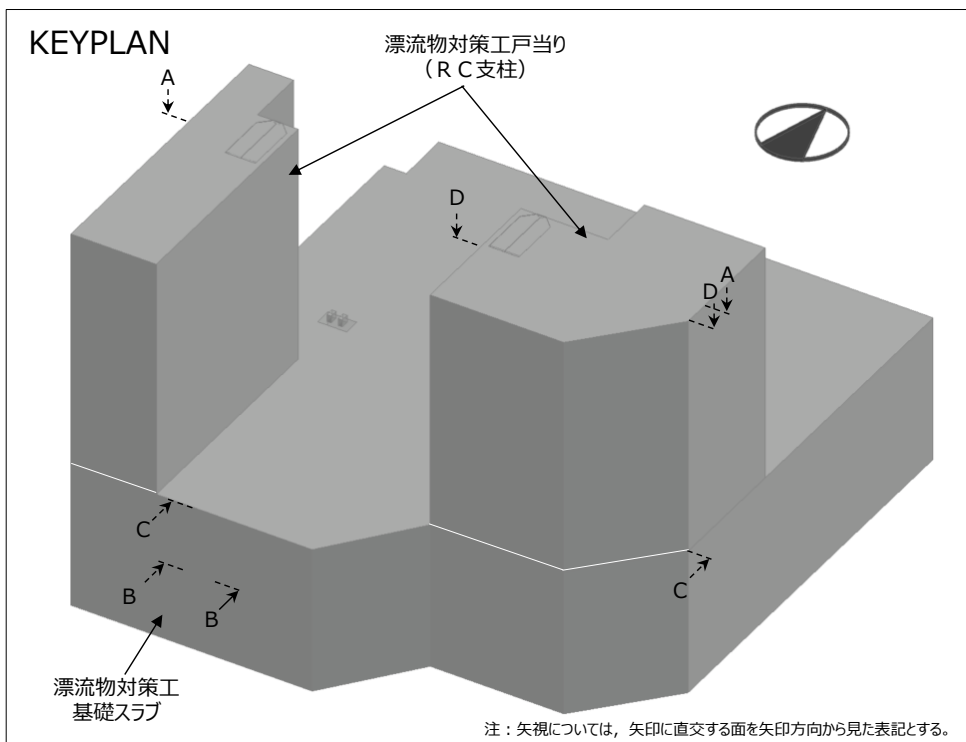


図 2.2-9(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図 (A-A断面)

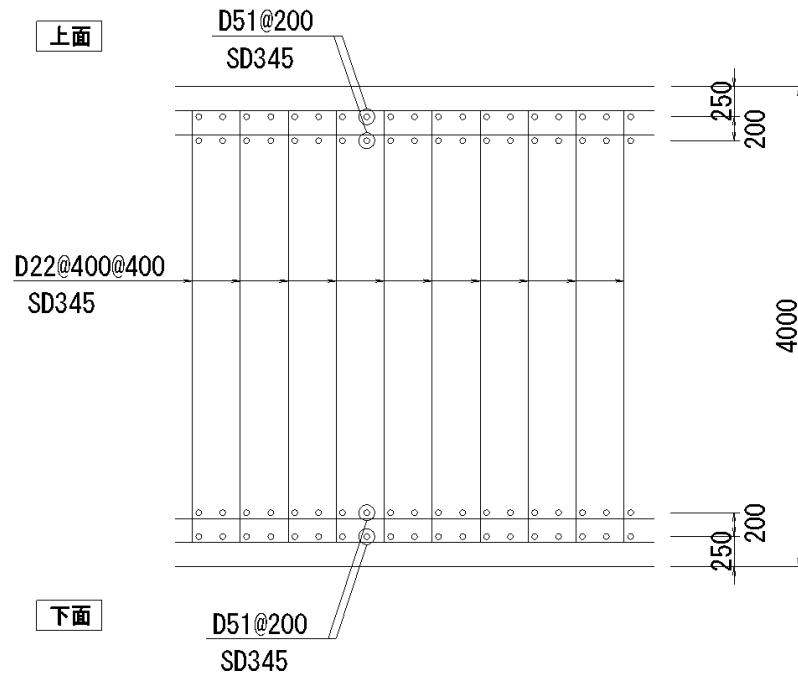


図 2.2-9(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図 (B-B 断面)

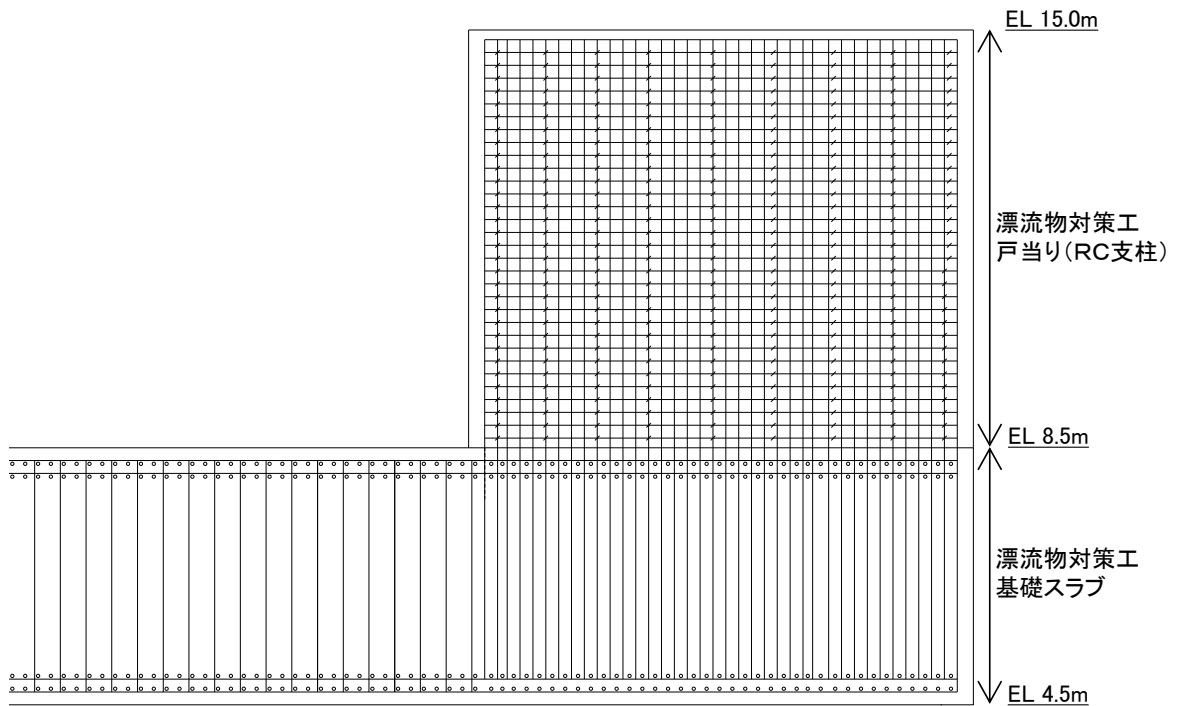
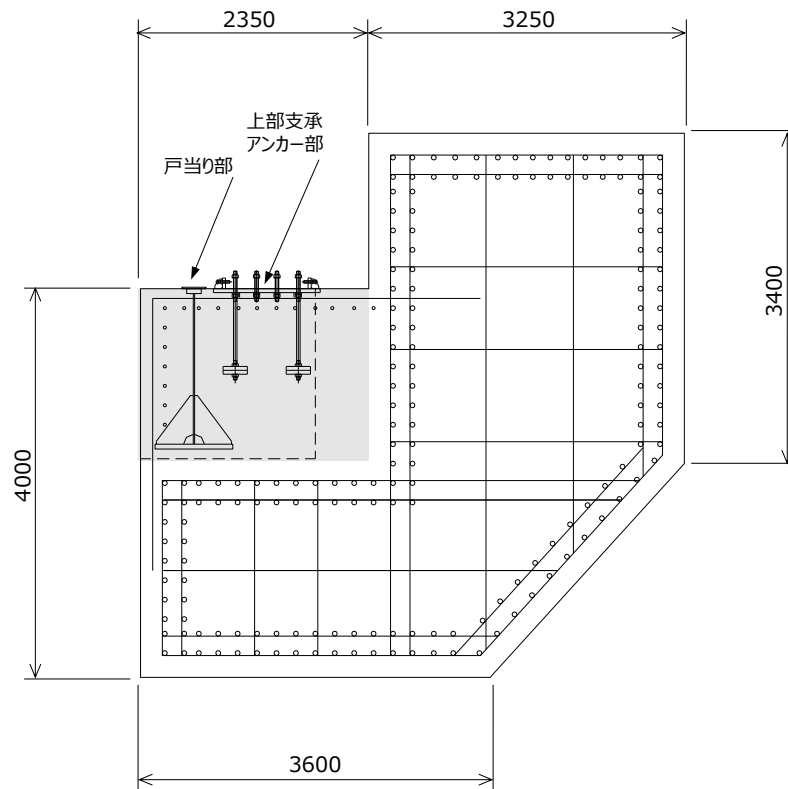


図 2.2-9(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) 及び基礎スラブの
接続部における概略配筋図 (C-C 断面)



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。

また、防波扉（荷揚場南）の強度評価は、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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、防波扉（荷揚場南）の評価対象部位の発生応力及びすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防波扉（荷揚場南）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）について行う。

防波扉（荷揚場南）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-3 の防波扉（荷揚場南）の評価項目に示すとおり、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、閉状態を対象に強度評価を行う。

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により、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。

防波扉（荷揚場南）の強度評価フローを図 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	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）。
	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，スキンプレート，補助縦桁，端縦桁，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，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，スキンプレート，補助縦桁，端縦桁，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。

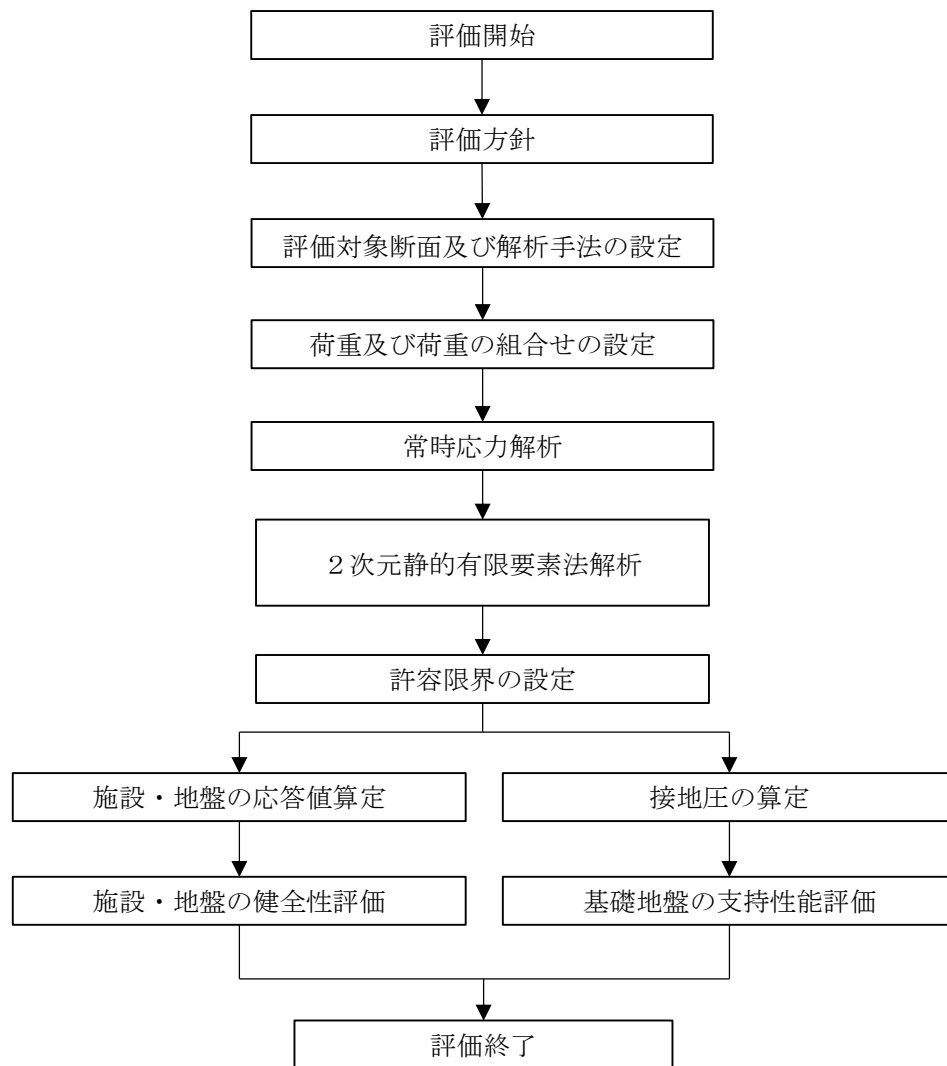


図 2.3-1 防波扉（荷揚場南）の強度評価フロー

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)
- ・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	
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
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. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 及び表 3.1-2 に示す。

表 3.1-1(1) 防波扉の強度評価に用いる記号(1/3)

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
	N	kN	圧縮力
	W	kN/m	水圧荷重
	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
	B_1	m	側面水密幅
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	A_s	mm ²	全断面積
	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	
スキンプレート	L	mm	縦桁の間隔 (区画の短辺 a)
	l	mm	主桁の間隔 (区画の長辺 b)
	t_f	mm	桁フランジの厚さ
	t_s	mm	スキンプレーートの厚さ
	t	mm	有効板厚
	L/l	-	辺長比
	k_1	-	辺長比 (長辺 b / 短辺 a) による係数
	β_1	-	応力の補正係数
	P	N/mm ²	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)
	σ_1	N/mm ²	曲げ応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度

表 3.1-1(2) 防波扉の強度評価に用いる記号(2/3)

部材	記号	単位	定義
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 (水圧荷重+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 _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
支圧板	P	N/mm ²	水平荷重 (水圧荷重+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L ₁	mm	水密幅
	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

表 3.1-1(3) 防波扉の強度評価に用いる記号(3/3)

部材	記号	単位	定義
戸当り	P	N/mm^2	水平荷重 (水圧荷重+風荷重)
	L_1	mm	水密幅
	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	$N \cdot mm$	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 3.1-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(1/3)

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
	P	kN/m	衝突荷重
	P'	kN/m	船首衝突による衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	扉体幅
	b	m	船首衝突作用幅
	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
	P	kN	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	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
	P	kN	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	ℓ	m	主横桁の間隔

表 3.1-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(2/3)

部材	記号	単位	定義
補助 縦桁	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
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

表 3.1-2(3) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(3/3)

部材	記号	単位	定義
戸当り	W	kN/m	水平荷重（水圧荷重+風荷重）
	P	kN/m	衝突荷重
	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
	L_4	mm	衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45° 分散）
	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
	\varnothing_1	mm	戸当り深さ
	\varnothing_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
	$\Sigma \varnothing$	mm	せん断抵抗長さ（ $=\varnothing_1+2\varnothing_2$ ）
	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	

3.2 評価対象断面

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は，津波荷重の作用方向を踏まえ，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の直交方向に作用した場合の影響を評価する。防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図を図 3.2-1 に，縦断面図を図 3.2-2 に示す。

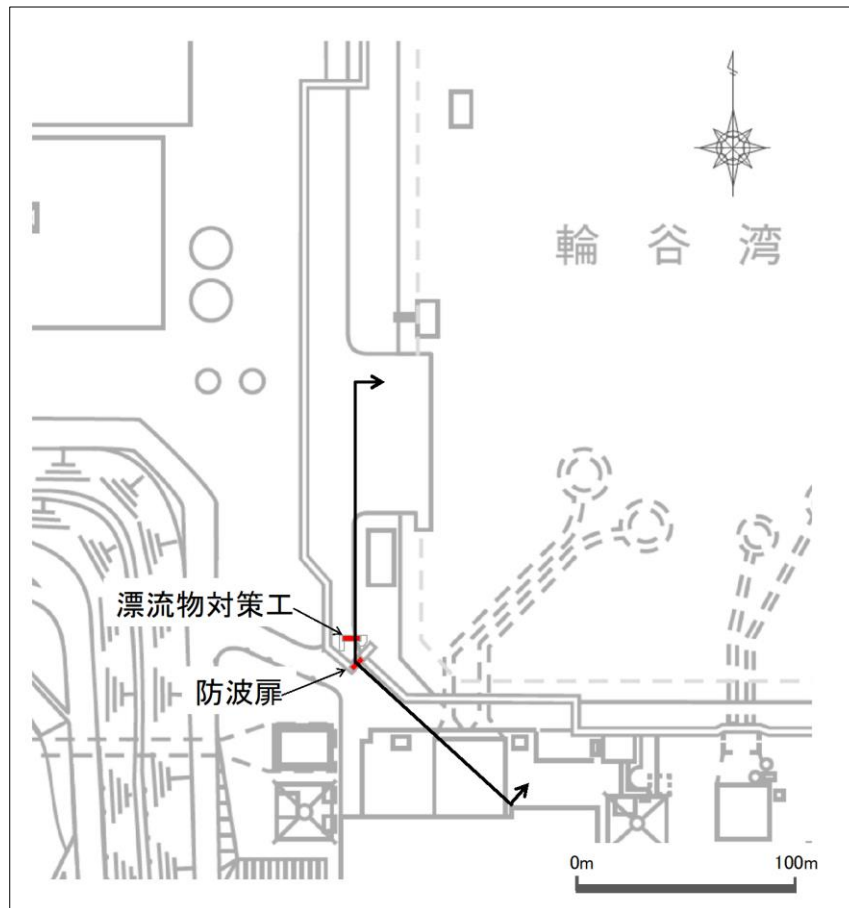


図 3.2-1 防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図

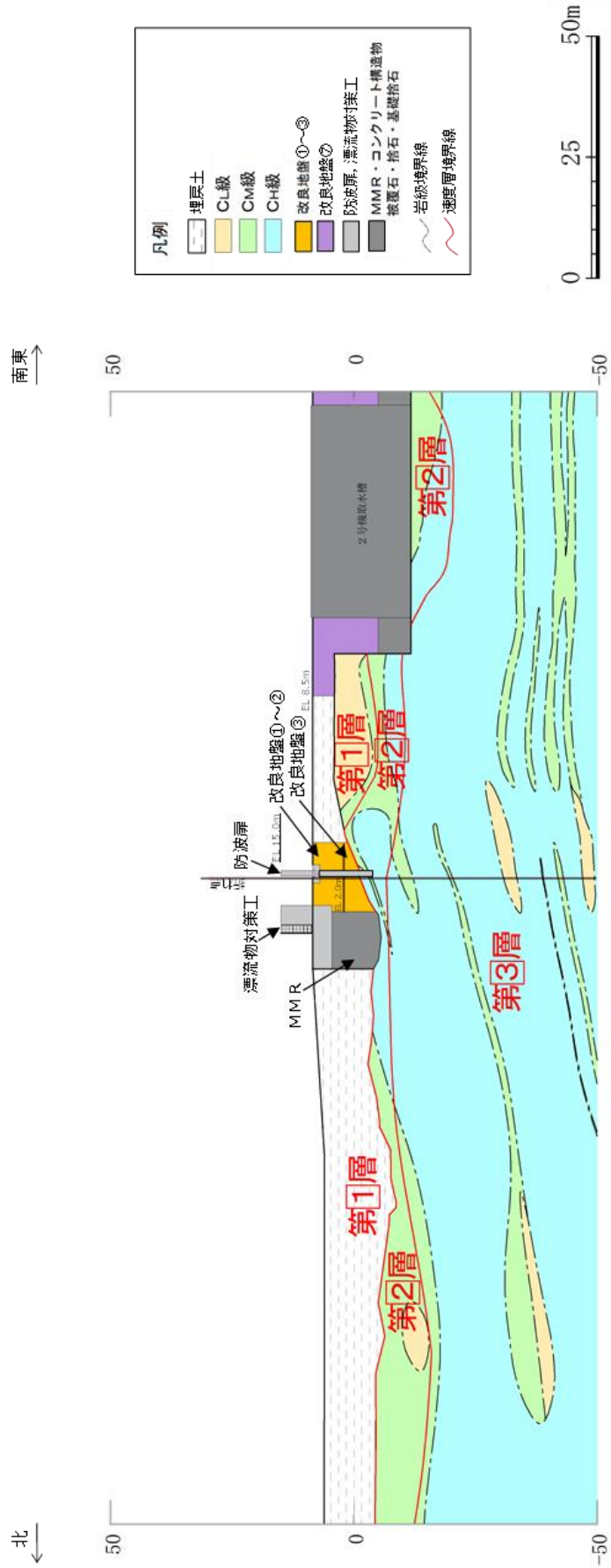


図 3.2-2 防波扉（荷揚場南）の縦断面図

3.3 解析方法

防波扉（荷揚場南）の強度評価は、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」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

津波時に発生する応答値は、「3.4 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて、応力算定式又は2次元静的有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた高さ（EL 12.6m）に作用させる。

2次元静的有限要素法については、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。

(1) 応答解析手法

防波扉（荷揚場南）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

応答解析手法の選定フローを図 3.3-1 に示す。

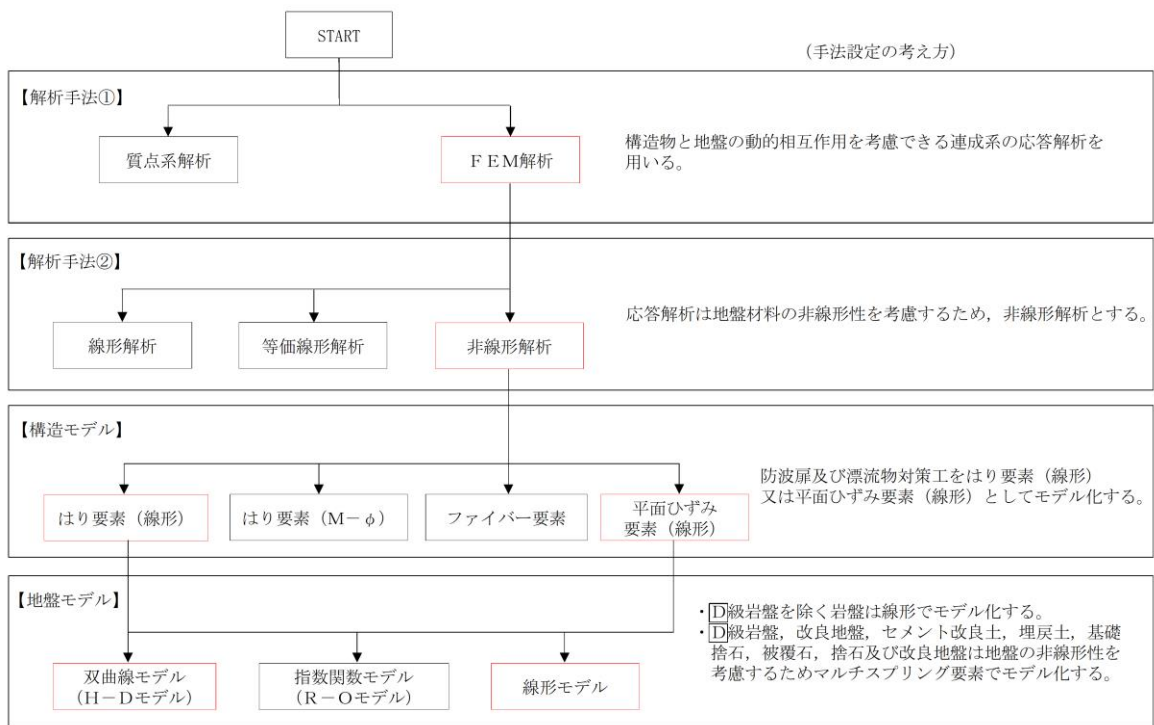


図 3.3-1 応答解析手法の選定フロー

(2) 材料物性及び地盤物性のばらつき

以下の理由から，地盤物性のばらつきによる耐津波解析時の照査値への影響が軽微であると考えられるため，地盤物性のばらつきを考慮しないこととする。

- ・「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」において，埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果，照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「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」に示す耐震評価結果と津波による強度評価結果を比較すると，耐震評価時の照査値は強度評価時の照査値をおおむね上回っている。（津波による強度評価結果は後段に示す「5. 評価結果」参照。）

3.4 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、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」のうち、「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.4.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G)

常時作用する荷重として、固定荷重、土圧及び海中部に対する静水圧(浮力含む。)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) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重は、朝倉式により、防波扉(荷揚場南)の設置高さを考慮し、津波の水位と防波扉(荷揚場南)の設置高さの差分の $1/2$ 倍を浸水深として、浸水深の3倍で作用する水圧として算定する。なお、遡上津波荷重は、防波扉と漂流物対策工の両方に算定した水圧が作用するものとして考慮する。

遡上津波荷重を表3.4.1-1に示す。

表 3.4.1-1 遡上津波荷重

防波扉及び漂流物 対策工の天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波扉及び漂流物 対策工前面の地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波扉及び漂流物 対策工前面の地盤高 での波圧(kN/m^2)
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(5) 衝突荷重 (P。)

衝突荷重については、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ことから、漂流物対策工の強度評価において考慮する。

衝突荷重として考慮する漂流物は、最も重量が大きい総トン数 19 トンの船舶を選定する。

衝突荷重については、「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重，風荷重及び積雪荷重の設定」の整理結果を踏まえ、「施設全体に作用する衝突荷重」又は「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。

a. 漂流物対策工戸当り (RC支柱) に対する衝突荷重

2次元静的有限要素法においては、「施設全体に作用する衝突荷重」を漂流物対策工戸当り (RC支柱) に作用させることで構造物及び地盤の強度評価を行う。

図 3.4.1-1 に示すように、漂流物対策工の鋼製扉体に作用する荷重を戸当りに負担させるため、負担割合を考慮した換算率を乗じた。表 3.4.1-2 に示す評価対象構造物 14m の設計用平均荷重 (420kN/m) を上回る荷重 (483kN/m) に換算率を乗じた荷重を、戸当り (RC支柱) の EL 12.6m (津波水位) に作用させる。なお、風荷重及び遡上津波荷重についても同様の方法で換算率を乗じて設定する。

漂流物対策工における衝突荷重作用図を図 3.4.1-2 に示す。

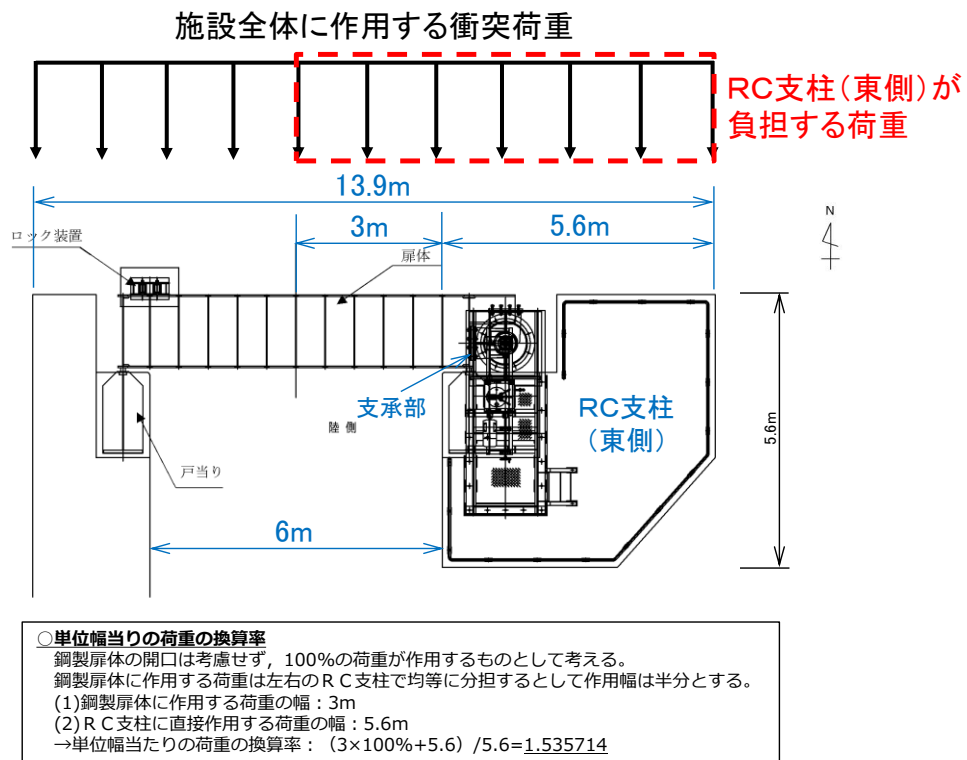


図 3.4.1-1 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の荷重換算率の考え方

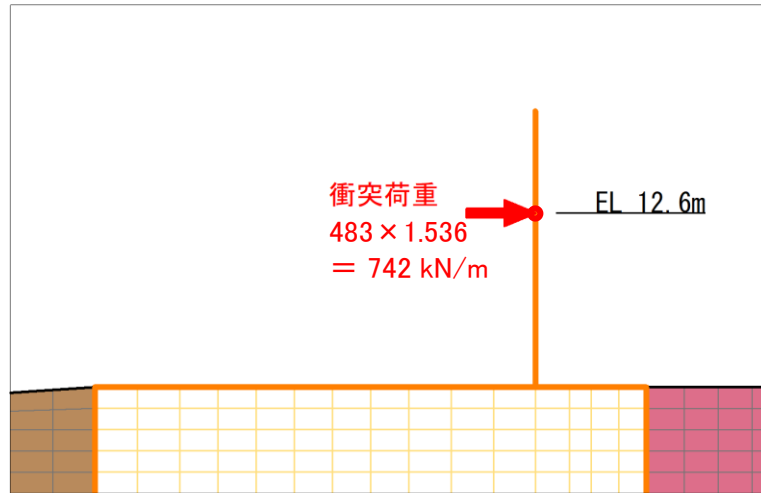


図 3.4.1-2 漂流物対策工における衝突荷重作用図

表 3.4.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重（「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 4.5 漂流物による衝突荷重」参照）

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

b. 漂流物対策工（鋼製扉体）に対する衝突荷重

漂流物対策工（鋼製扉体）の各部材については、衝突荷重の作用幅に基づき、図 3.4.1-3 に示すように、「施設全体に作用する衝突荷重」又は「局所的な漂流物衝突荷重」を考慮する。

(a) 施設全体に作用する衝突荷重

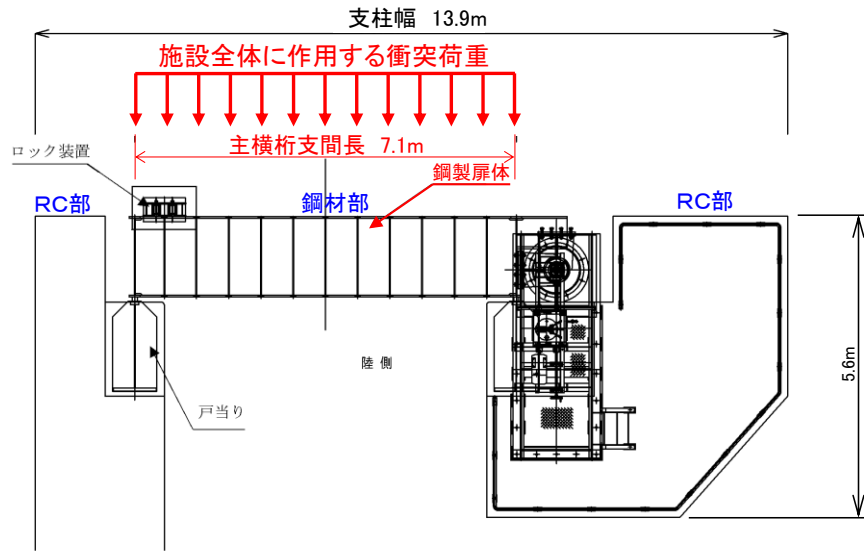
荷重の作用幅が大きな部材（主横桁、端縦桁及び戸当り）については、部材に作用する荷重が大きいくほど発生する断面力が大きくなることから、「施設全体に作用する衝突荷重」を考慮する。

漂流物対策工は R C 部と鋼材部で構成され、材料の異なる構造物が混在していることから、衝突荷重は、漂流物対策工全体ではなく、鋼材部である主横桁支間長に基づき設定する。主横桁支間長は 7.1m であることから、表 3.4.1-3 に示す評価対象構造物 7m の設計用平均荷重 (450kN/m) を上回る荷重 (483kN/m) を部材幅全体で強度計算において考慮する。

また、鋼製扉体を構成する部材のうち主横桁については、「施設全体に作用する衝突荷重」に加えて、部材幅が船首幅を上回る鋼材であること、また、異なる材料の R C 支柱で両端を支持される構造であることを踏まえ、船首衝突についても考慮する。衝突荷重は、表 3.4.1-3 に示す評価対象構造物 6m の設計用平均荷重 (520kN/m) を、曲げ照査が厳しくなる位置に作用幅 6m で強度計算において考慮する。

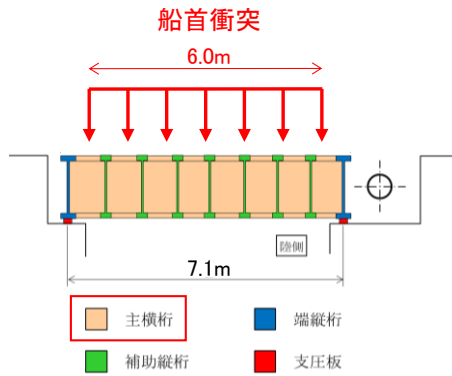
(b) 局所的な漂流物衝突荷重

部材幅が 1m 未満の部材（張出桁及び補助縦桁）については、部材幅のうち最も評価が厳しい作用位置に「局所的な漂流物衝突荷重」である 1200kN を強度計算において考慮する。



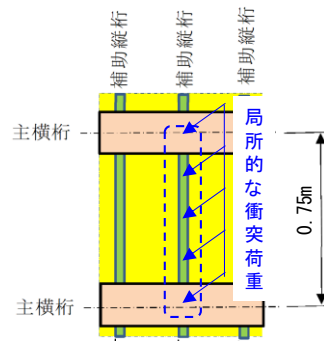
(平面図)

鋼製扉体に作用する衝突荷重



(平面図)

船首衝突を考慮する部材(主横桁)



(正面図)

部材幅が1m未満の部材(補助縦桁)

図 3. 4. 1-3 漂流物対策工 (鋼製扉体) の漂流物衝突荷重の载荷イメージ

表 3. 4. 1-3 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重 (「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 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)
評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

3.4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.4.2-1 に、強度評価に用いる荷重の作用図を図 3.4.2-1 に示す。なお、漂流物対策工については、鋼製扉体が格子状の構造を有するが、安全側の評価となるよう格子状の隙間も受圧面として風荷重及び遡上津波荷重を作用させる。

表 3.4.2-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時（防波扉）	$G + P_s + P_k + P_t$
津波時（漂流物対策工）	$G + P_s + P_k + P_t + P_c$

- G : 固定荷重
- P_s : 積雪荷重
- P_k : 風荷重
- P_t : 遡上津波荷重
- P_c : 衝突荷重

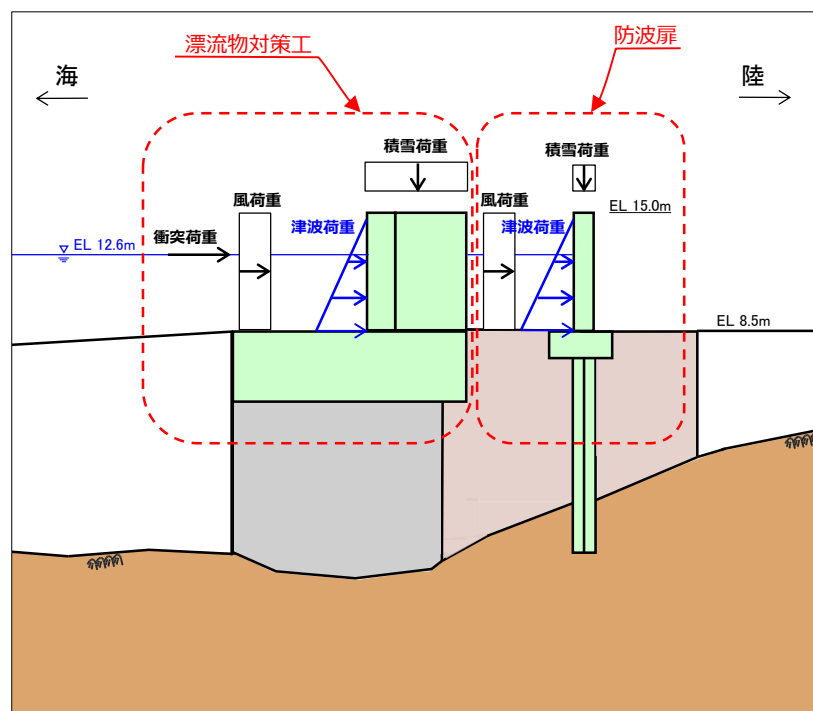


図 3.4.2-1 津波時の荷重作用図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

防波扉（荷揚場南）の解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

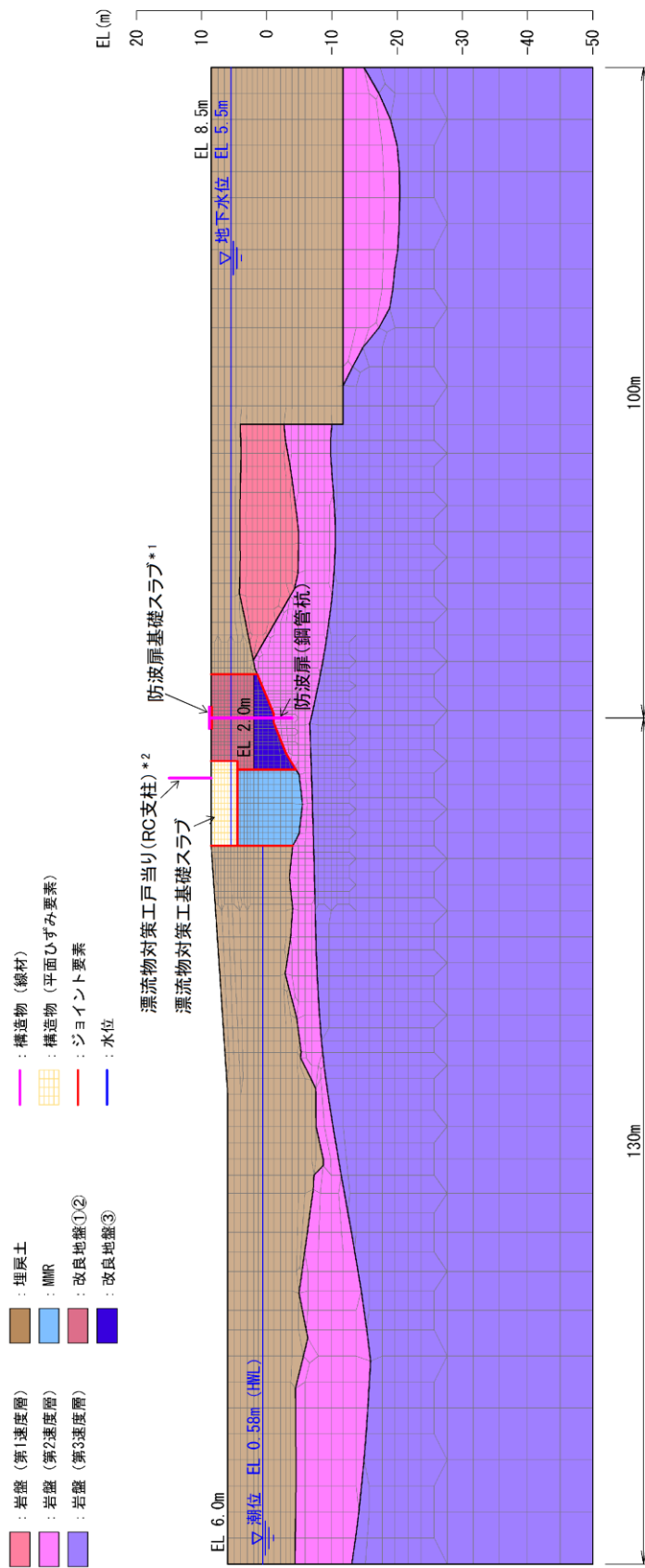
(1) 解析領域

2次元解析モデルは、「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」で使用した解析モデルのうち、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で構成される。

(2) 境界条件

(a) 常時応力解析（津波解析）時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重、構造物に作用する風荷重及び津波荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。図 3.5.1-2 のとおり、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。



注記 *1: 線形はり要素の中心において、防波屏(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 3.5.1-1 防波屏 (荷揚場南) の解析モデル (評価対象断面)

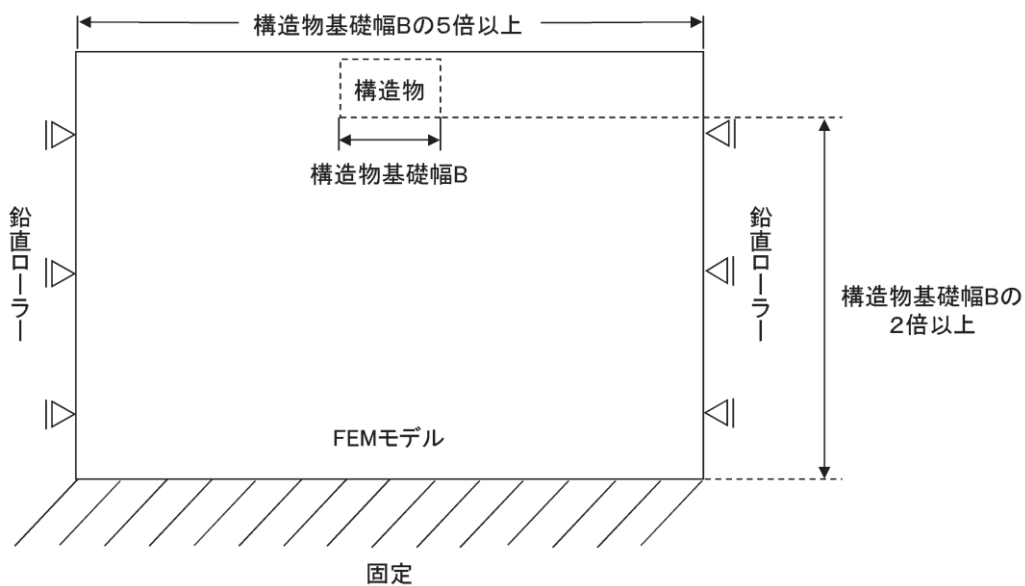


図 3.5.1-2 常時応力解析モデル概念図

(3) 構造物のモデル化

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 3.5.1-3 に示す。

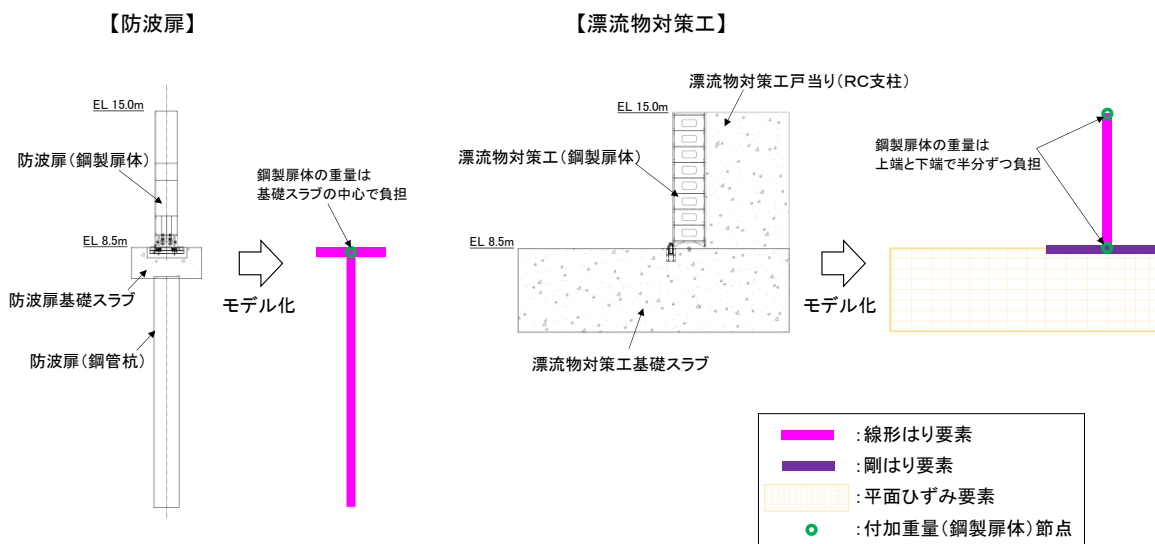


図 3.5.1-3 構造物のモデル化の概念図

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、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。

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 3.5.1-4 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「3.8 評価方法」に示す。）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、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。

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。

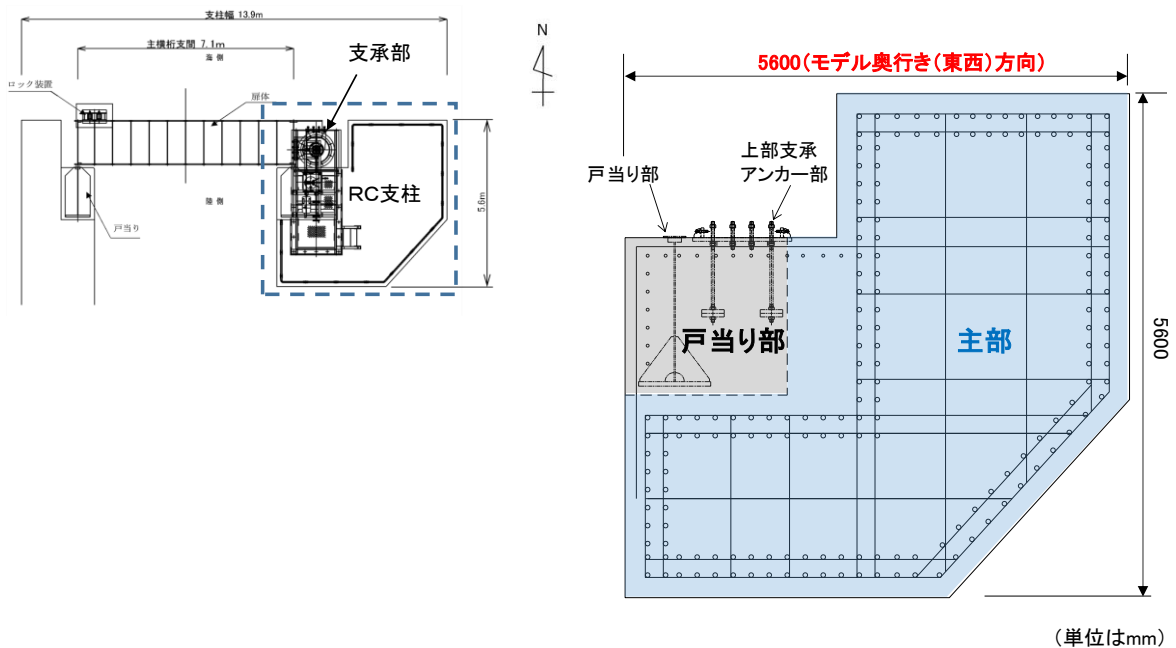


図 3.5.1-4 漂流物対策工（RC支柱）のモデル化範囲

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 3.5.1-6），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 3.5.1-7）に基づき，図 3.5.1-5 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。

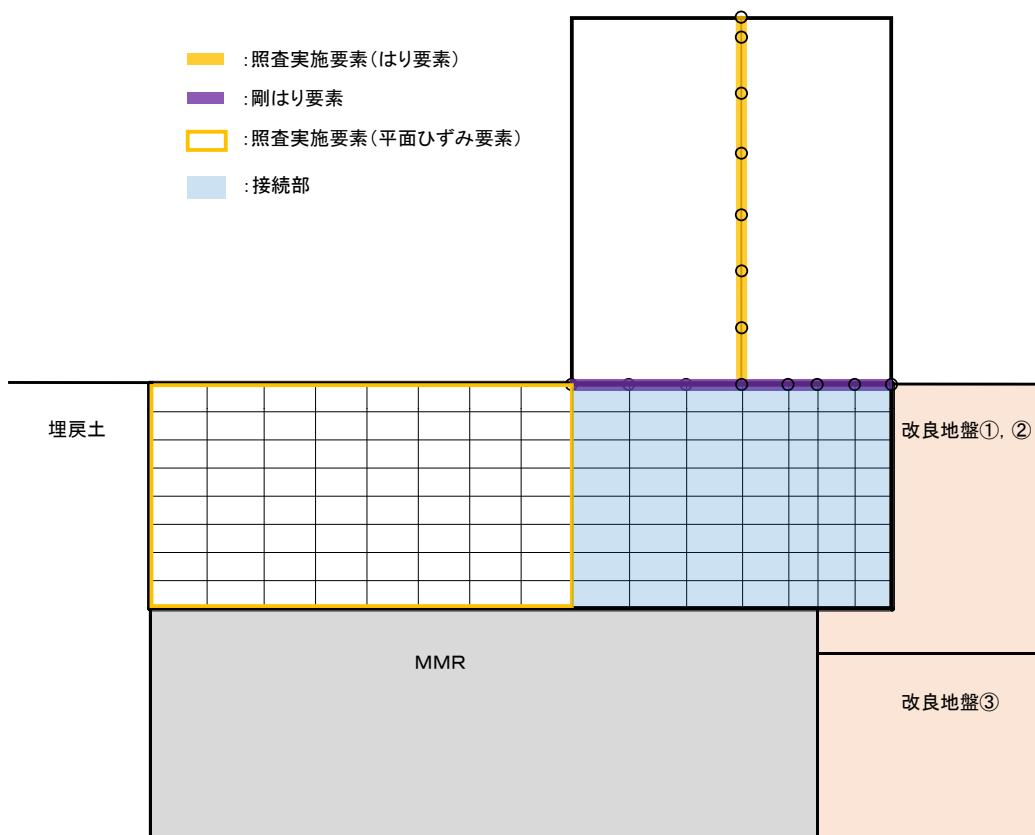


図 3.5.1-5 モデル化の概念図及び照査範囲（漂流物対策工）

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。

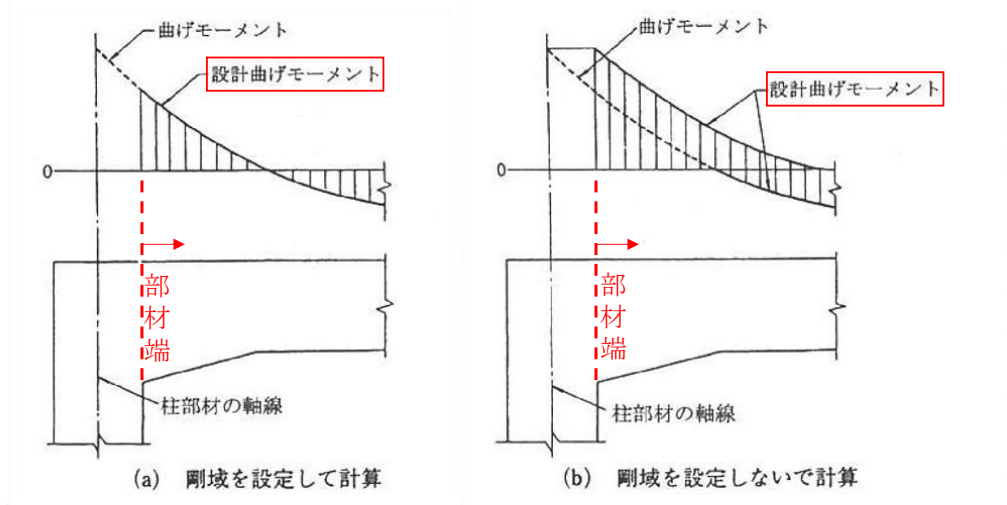


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 3.5.1-6 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。

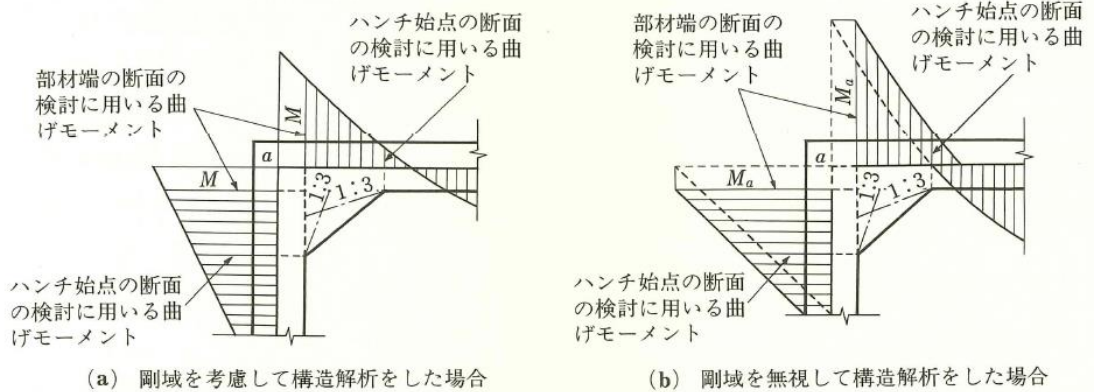


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.1-7 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。変形特性には、双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。

(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。

応答解析では、津波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、津波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 3.5.1-8 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 3.5.1-9 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 3.5.1-10 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 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-11 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、 $\pm 15^\circ$ 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 3.5.1-8 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 3.5.1-9 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。

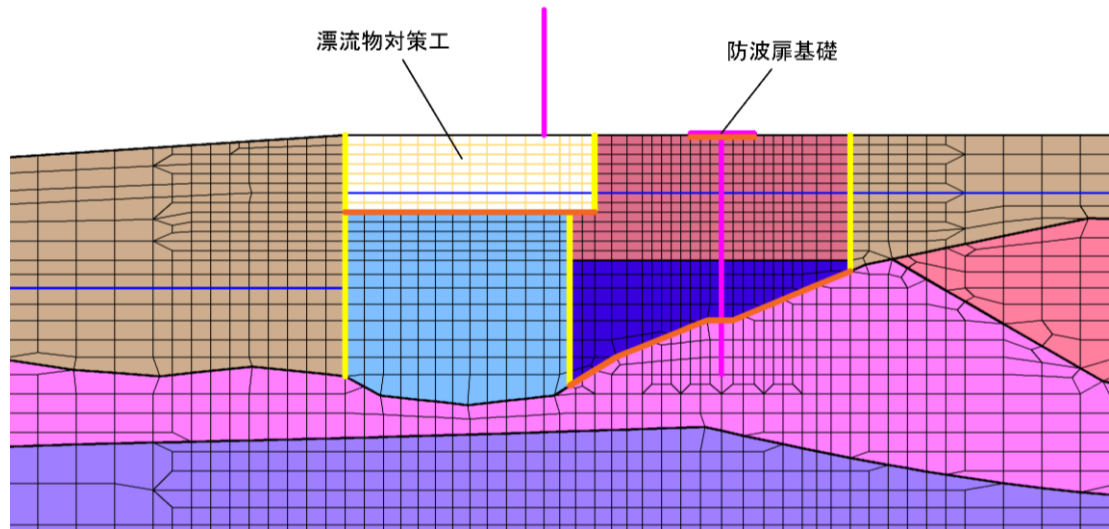
注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-10 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 3.5.1-1 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 3.5.1-11 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 3.5.1-2 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 3.5.1-12 に示す。

表 3.5.1-2 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

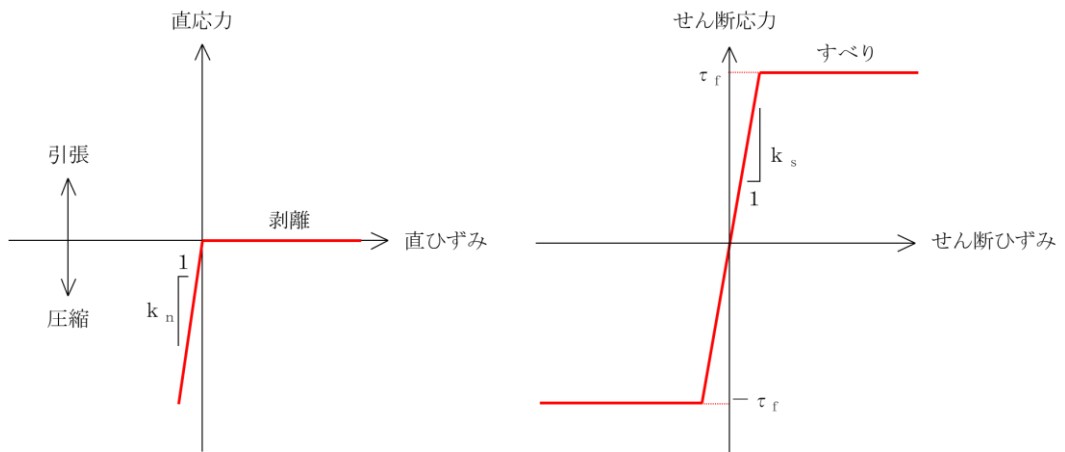


図 3.5.1-12 ジョイント要素の力学特性

(6) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(7) 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 3.5.1-13 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 3.5.1-3 に非線形ばね定数、図 3.5.1-14 に非線形ばねの力学特性を示す。

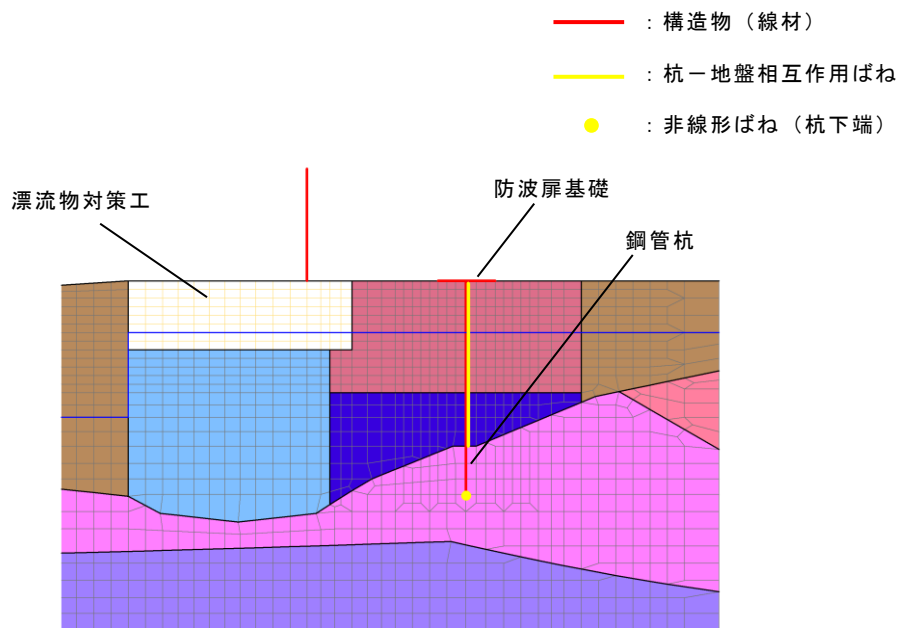


図 3.5.1-13 荷揚場南断面における杭-地盤相互作用ばね及び杭下端非線形ばねの配置図

表 3.5.1-3 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

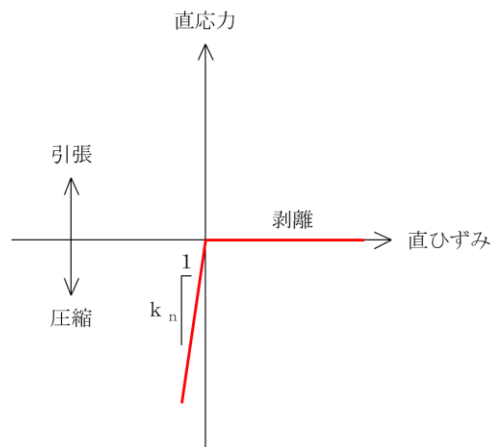


図 3.5.1-14 非線形ばね定数の力学特性

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1(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）*	φ1200mm, 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 3.5.2-1(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 3.5.2-2(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 3.5.2-2(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）

3.5.3 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 3.5.3-1～表 3.5.3-4 に示す。

表 3.5.3-1 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

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

表 3.5.3-2 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 3.5.3-3 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 3.5.3-4 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

3.5.4 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。設計用地地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 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

3.6 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。

3.6.1 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。

3.6.2 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。

3.7 許容限界

許容限界は、「3.6 評価対象部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.7.1 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）」に基づき，表 3.7.1-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.1-1 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界

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
スキンプレート	SM490	許容曲げ応力度 σ_{ca}	160	240
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
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り (底面フランジ)	SS400	許容曲げ応力度 σ_{ca}	120	180
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

(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 3.7.1-2 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.1-2 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 σ_{ca}	9
許容せん断応力度 τ_{ca}		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
	許容せん断応力度 τ_{sa}	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・同解説IV下部構造編（日本道路協会，2002年）」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）」に基づき，表 3.7.1-3 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.1-3 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)	短期許容応力度 τ_{sa} (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 3.7.1-4 に示すすべり安全率を設定する。

表 3.7.1-4 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）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7.1-5 に示す。

表 3.7.1-5 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	

3.7.2 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 3.7.2-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.2-1 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界

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}	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
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 ^{*1}	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*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

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

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

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

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)

(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3.7.2-2に示す短期許容応力度とする。

表 3.7.2-2 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。基礎地盤の許容限界を表3.7.2-3に示す。

表 3.7.2-3 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
	MMR		18.0

3.8 評価方法

防波扉（荷揚場南）の強度評価のうち，防波扉（鋼製扉体），防波扉戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工（鋼製扉体）については，津波荷重により各部材に発生する応力が「3.7 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。

また，防波扉基礎及び漂流物対策工基礎については，2次元静的有限要素法に基づいて算定した発生応力が「3.7 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。

3.8.1 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。津波荷重に対して、応力算定式により、扉体（主横桁、スキンプレート、補助縦桁、及び端縦桁）、支圧板、戸当り及び防波扉戸当り（RC支柱）の耐震評価を行う。

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（水圧荷重＋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。なお、側面からの水圧荷重は圧縮力として評価する。

主横桁の照査対象部を図 3.8.1-1 に、主横桁のモデル図及び応力算定式を図 3.8.1-2 に示す。

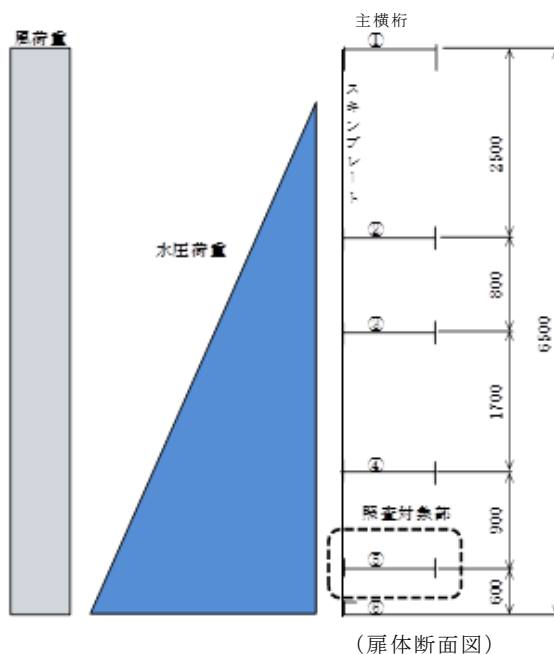
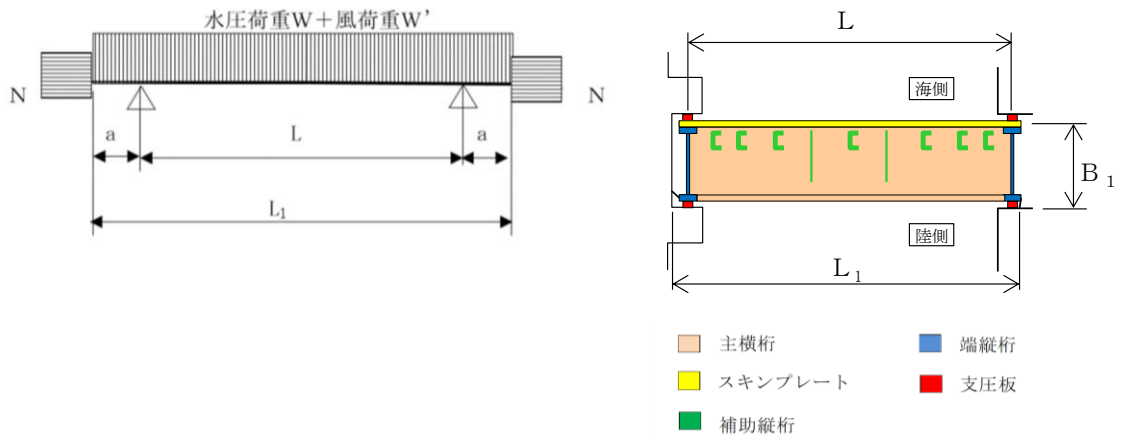


図 3.8.1-1 主横桁の照査対象部



(扉体平面図)

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

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

- ・ 圧縮力

$$N = (W + W') B_1$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_1}{Z} \pm \frac{N}{A_s}$$

- ・ 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)

N : 圧縮力 (kN)

W : 水圧荷重 (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)

B_1 : 側面水密幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

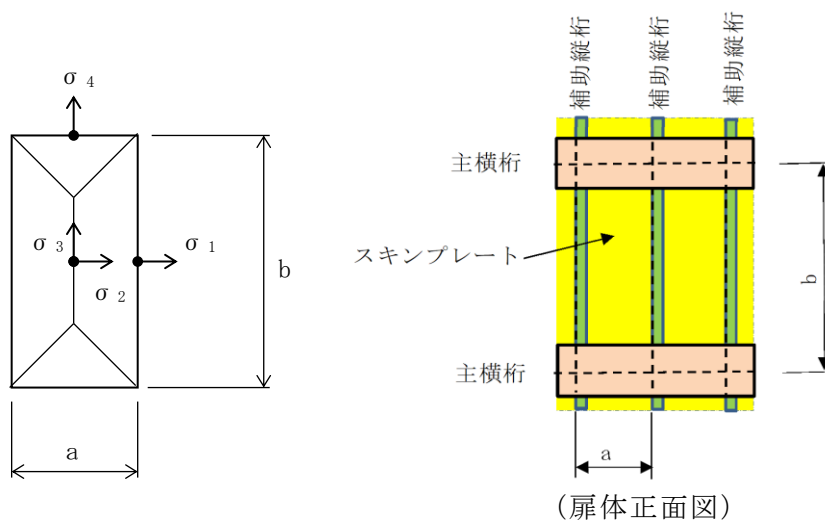
A_s : 全断面積 (mm²)

図 3.8.1-2 主横桁のモデル図及び応力算定式

b. スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、水平荷重（水圧荷重＋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。

スキンプレートの構造図及び応力算定式を図 3.8.1-3 に示す。



$$\sigma_1 = \frac{I}{100} k \cdot a^2 \cdot \frac{P}{t^2} \cdot \beta_1$$

ここに、

σ_1 : 曲げ応力度 (N/mm²)

t_f : 桁フランジの厚さ (mm)

t_s : スキンプレートの厚さ (mm)

L/l : 辺長比

k_1 : 辺長比 (長辺 b / 短辺 a) による係数

L : 縦桁の間隔 (区画の短辺 a) (mm)

l : 主桁の間隔 (区画の長辺 b) (mm)

P : 水平荷重 (水圧荷重＋風荷重) (N/mm²)

t : 有効板厚 (mm)

β_1 : 応力の補正係数

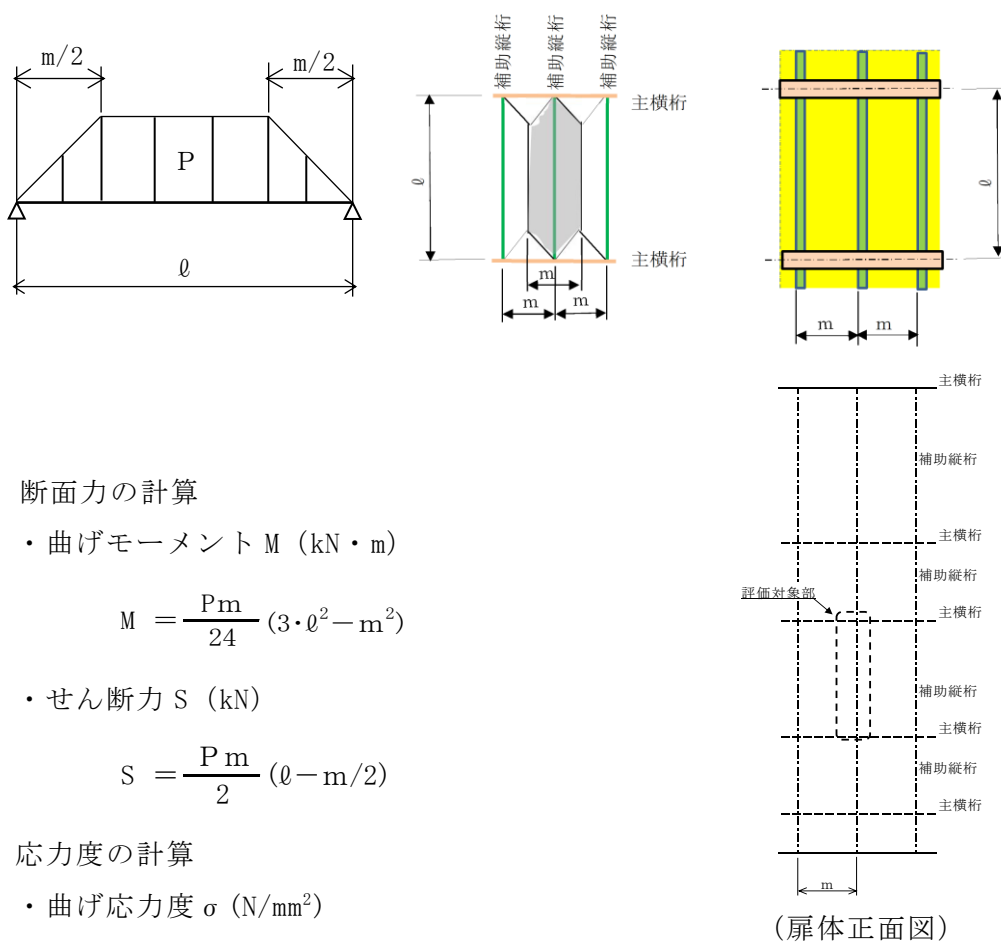
図 3.8.1-3 スキンプレートの構造図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、水平荷重（水圧荷重＋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 3.8.1-4 に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント M (kN・m)

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

- せん断力 S (kN)

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

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)
(水圧荷重＋風荷重)

l : 主横桁間隔 (m)

m : 補助縦桁間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

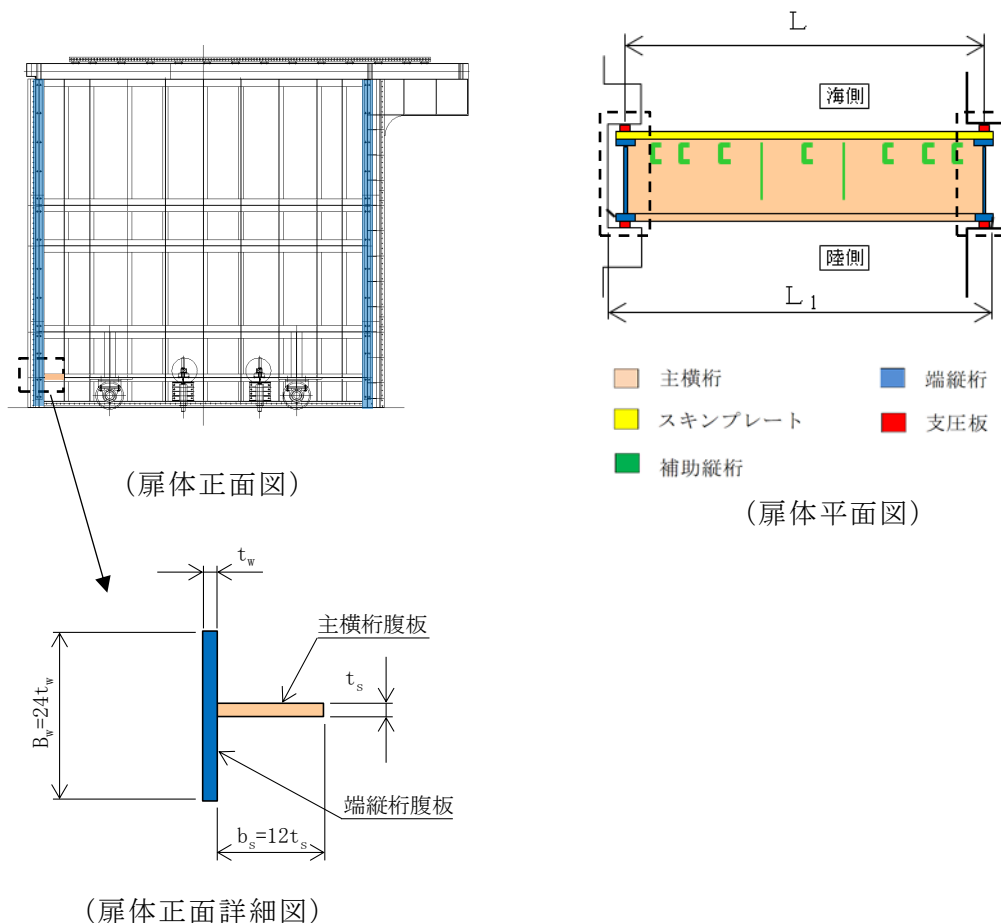
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3.8.1-4 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 3.8.1-5 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)

$$A_q = A_w + A_s$$

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

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

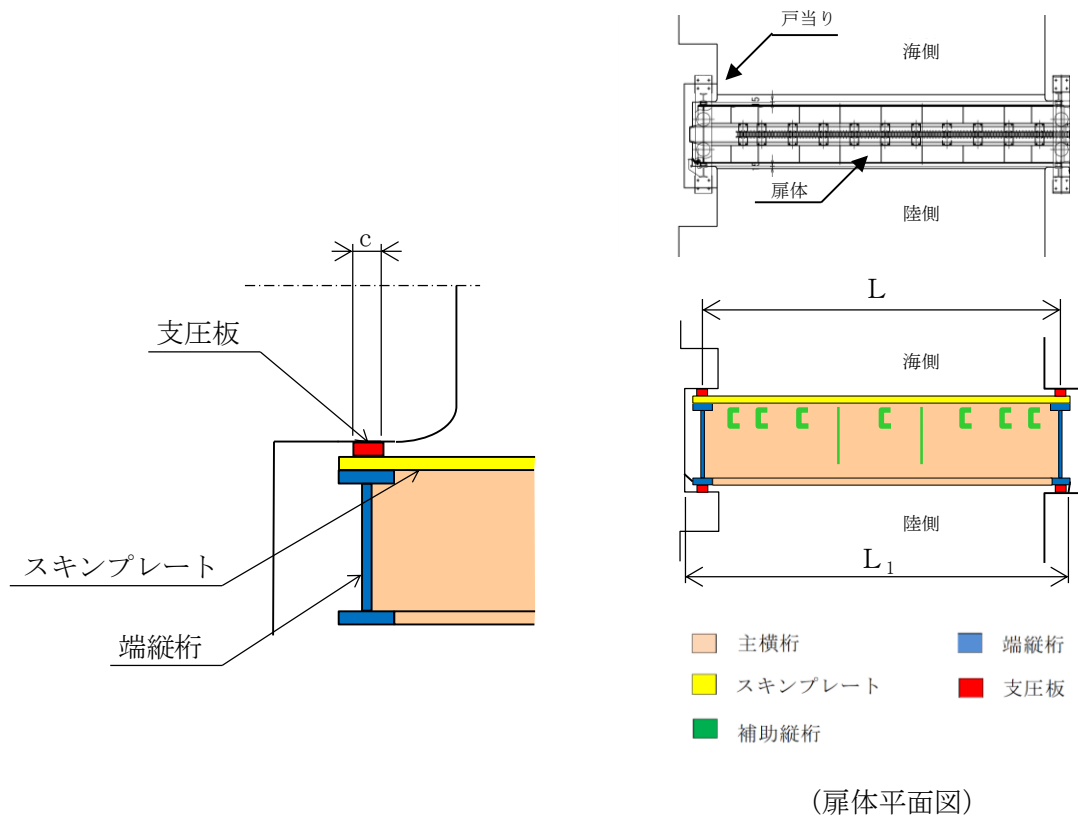
但し、 $A_q \leq 1.7 A_s$

図 3.8.1-5 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支圧板

支圧板の面圧は扉体に作用する荷重から求め、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 3.8.1-6 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{P L_1}{2 C}$$

ここに、

P : 水平荷重 (kN/m²)
(水圧荷重 + 風荷重)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

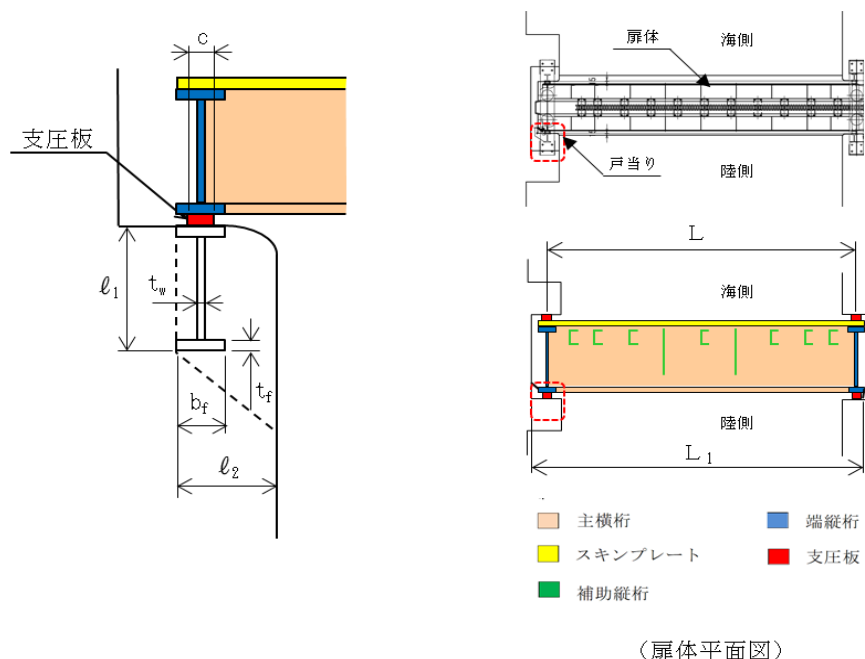
L₁ : 水密幅 (mm)

図 3.8.1-6 支圧板の構造図及び応力算定式

f. 戸当り

戸当りは、水平荷重（水圧荷重＋風荷重）の最も大きい扉体最下部に作用する荷重により評価を行い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 3.8.1-7 に示す。



〈扉体平面図〉

コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{P L_1}{2bf}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

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

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{P L_1}{2 \Sigma \ell}$$

ここに、

P : 水平荷重 (kN/m²)

(水圧荷重＋風荷重)

L₁ : 水密幅 (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 3.8.1-7 戸当りの構造図及び応力算定式

g. 防波扉戸当り（RC支柱）

防波扉戸当り（RC支柱）の陸側について、防波壁側を固定として水平荷重（水压荷重＋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 3.8.1-8 に示す。

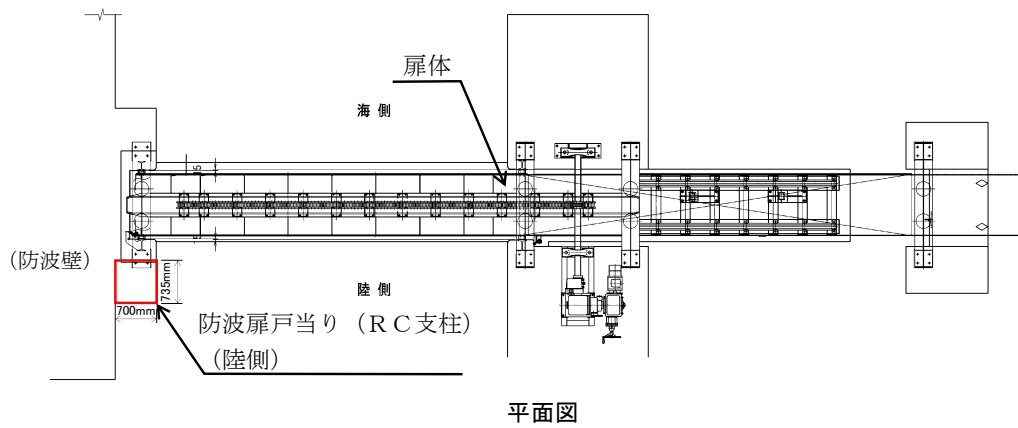


図 3.8.1-8 防波扉戸当り（RC支柱）の位置図

(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次元静的有限要素法により算定される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）」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。

3.8.2 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）は、扉体（主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び支圧板）、支承部、ロック装置及び戸当りの部位から構成されている。津波荷重に対しては、主横桁、張出桁、補助縦桁、端縦桁及び戸当り（支圧板含む）の強度評価を行う。

なお、扉体は、図 3.8.2-1 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。

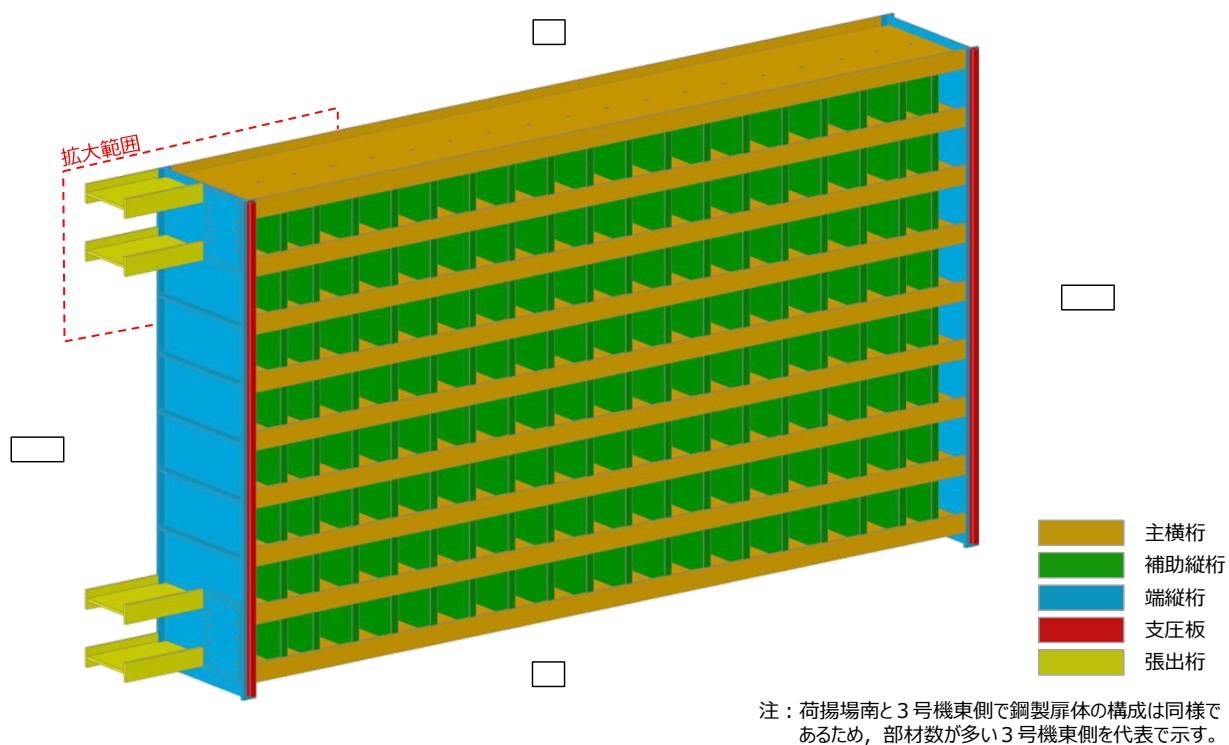


図 3.8.2-1 (1) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図

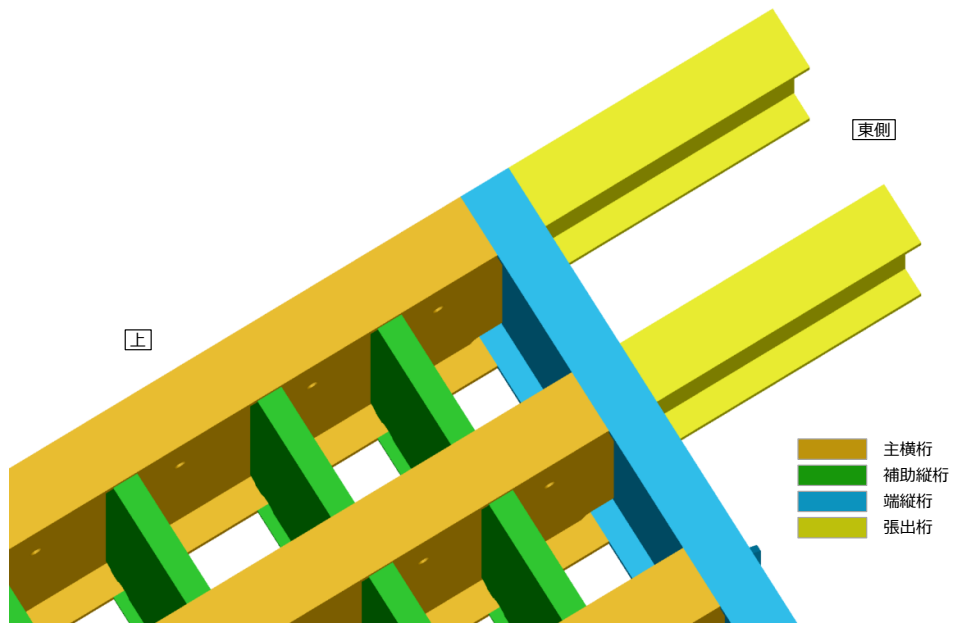


図 3.8.2-1 (2) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（拡大図）

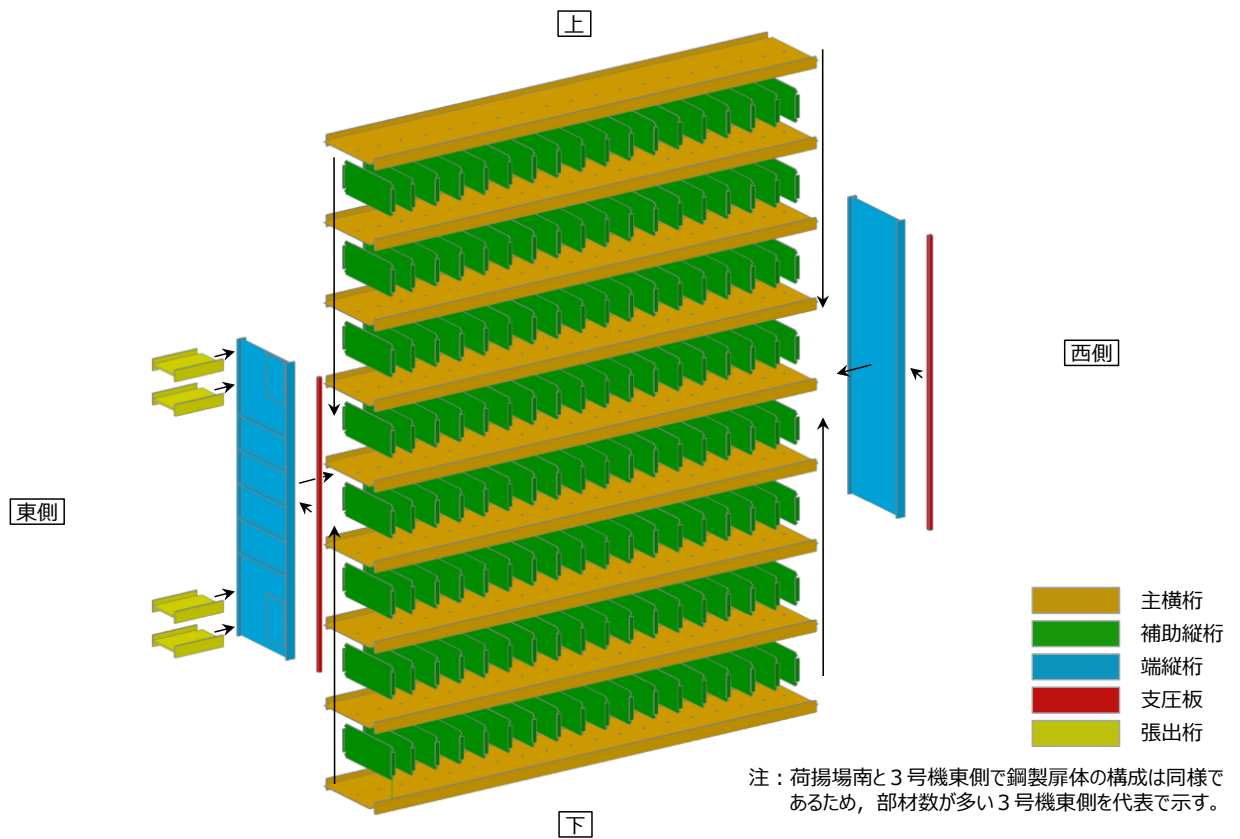
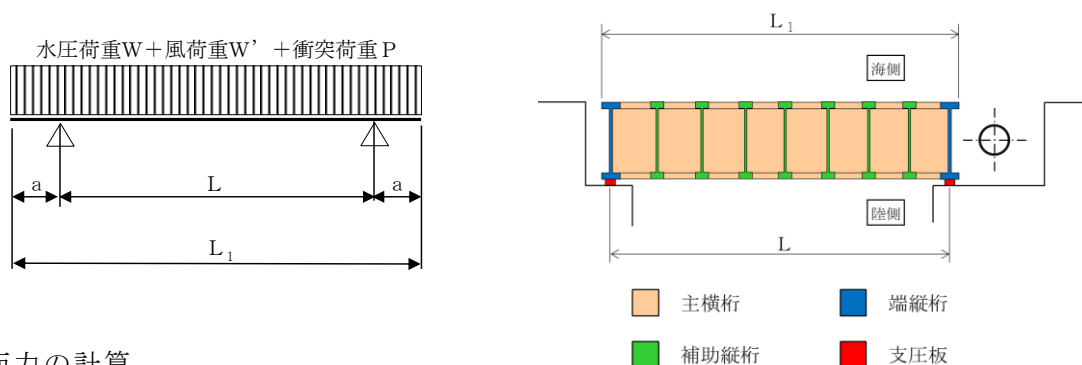


図 3.8.2-1 (3) 漂流物対策工（鋼製扉体）の構造図（分解図）

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（水圧荷重+風荷重+衝突荷重）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。なお、主横桁の分担荷重は、保守的に津波波圧及び風荷重が桁の空隙を考慮せずに作用するものとする。また、主横桁に作用する衝突荷重としては、「3.4.1 荷重」で示すように、船首衝突についても考慮する。

主横桁のモデル図及び応力算定式を図 3.8.2-2 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

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

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1$$

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)

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

(扉体平面図)

ここに、

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

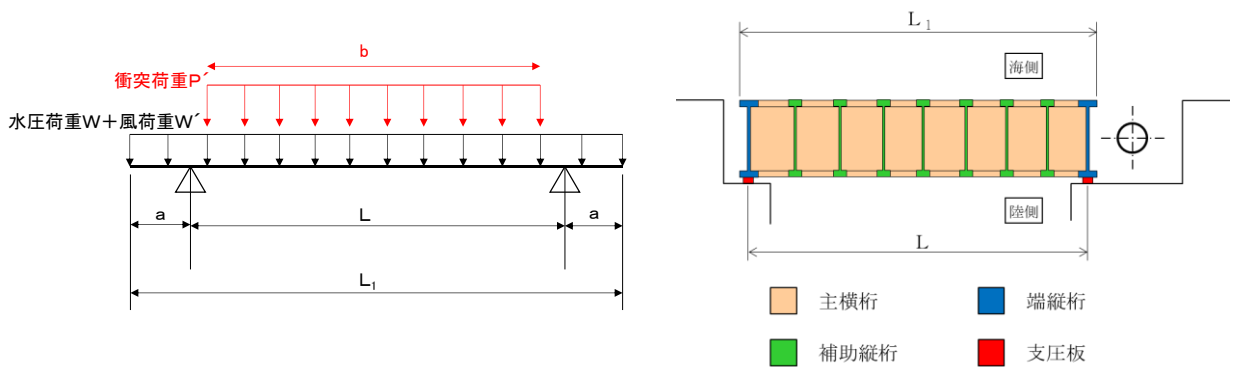
a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3.8.2-2(1) 主横桁のモデル図及び応力算定式



(扉体平面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W') L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right) + \frac{1}{8} P' \{L^2 - (L - b)^2\}$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W') L_1 + \frac{1}{2} P' b$$

ここに、

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

P' : 船首衝突による衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (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)

b : 船首衝突作用幅 (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)

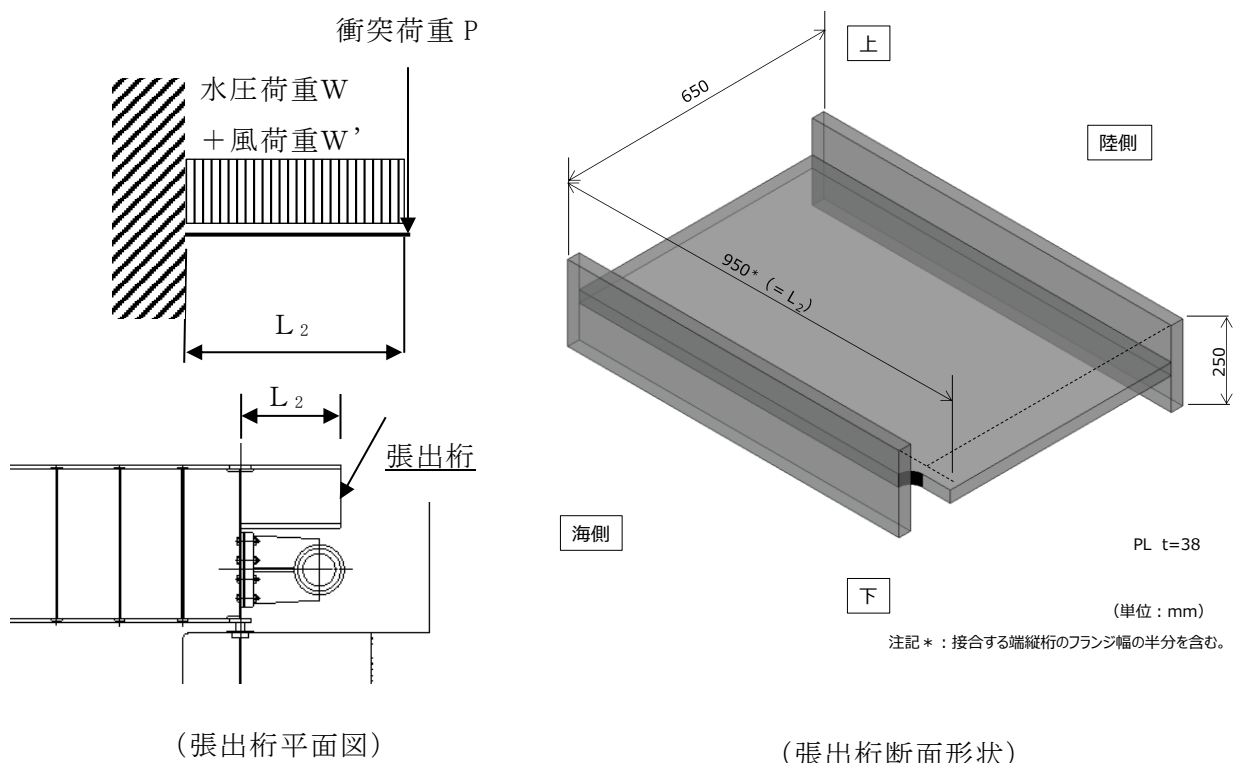
$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

図 3.8.2-2(2) 主横桁のモデル図及び応力算定式
(船首衝突を考慮した場合)

b. 張出桁

張出桁は、扉体部を固定とする片持梁にモデル化し、水平荷重（水圧荷重＋風荷重＋衝突荷重）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。なお、衝突荷重は「局所的な漂流物衝突荷重」として1200kNを考慮する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図3.8.2-3に示す。



(張出桁平面図)

(張出桁断面形状)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

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

- ・ せん断力

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

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)

P : 衝突荷重 (kN)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

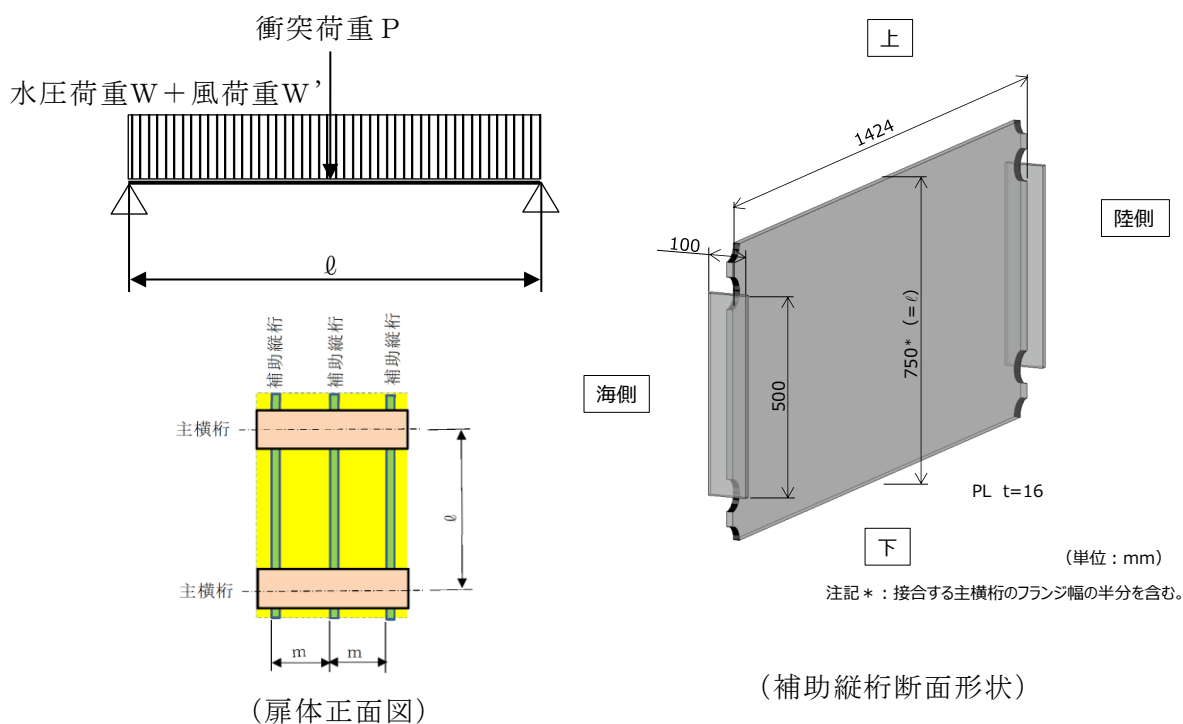
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3.8.2-3 張出桁のモデル図及び応力算定式
2.2.4-78

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁に支持された単純梁としてモデル化し、水平荷重（水圧荷重+風荷重+衝突荷重）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。なお、衝突荷重は「局所的な漂流物衝突荷重」として1200kNを考慮する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図3.8.2-4に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント（桁中央）

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W') \ell^2 + \frac{1}{4}P \cdot \ell$$

- ・ せん断力（桁端部）

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

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)

P : 衝突荷重 (kN)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

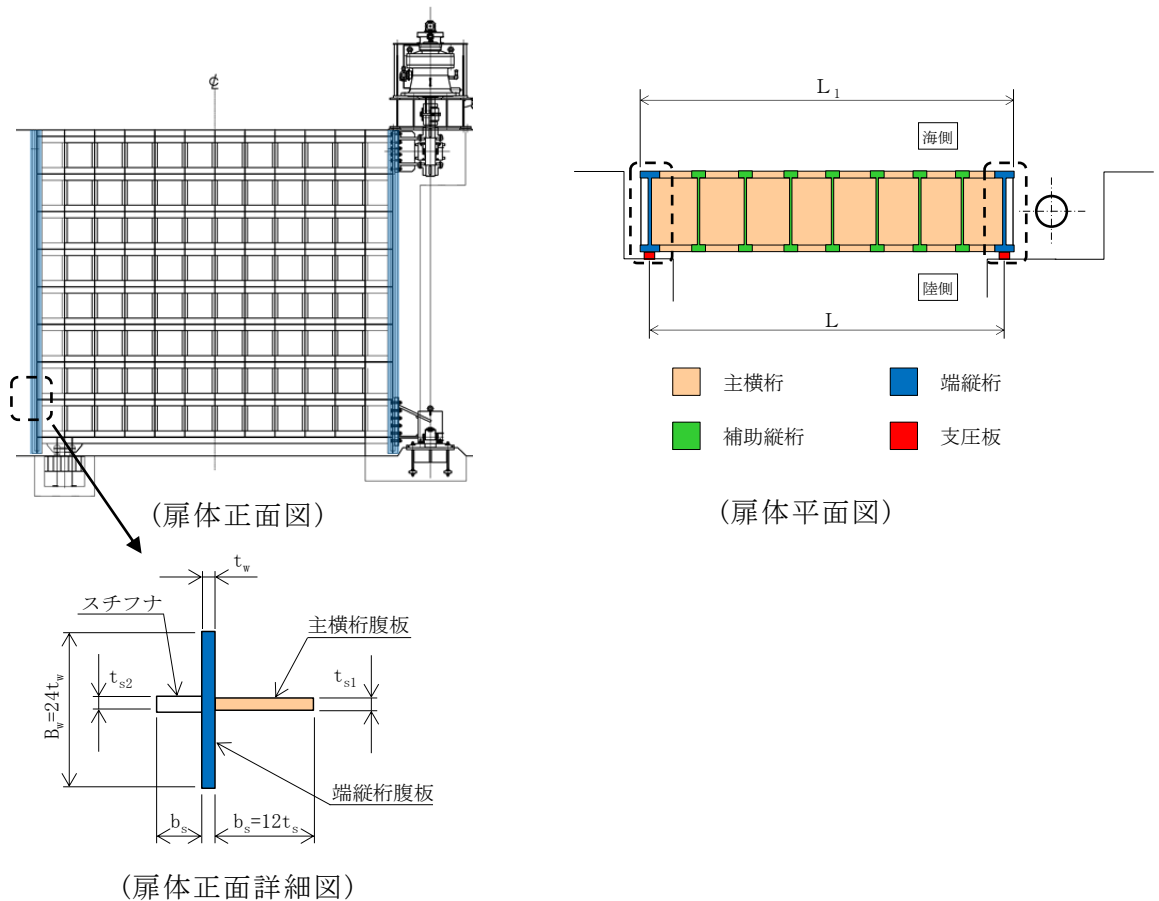
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3.8.2-4 補助縦桁のモデル図及び応力算定式
2.2.4-79

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 3.8.2-5 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)

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

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

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

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

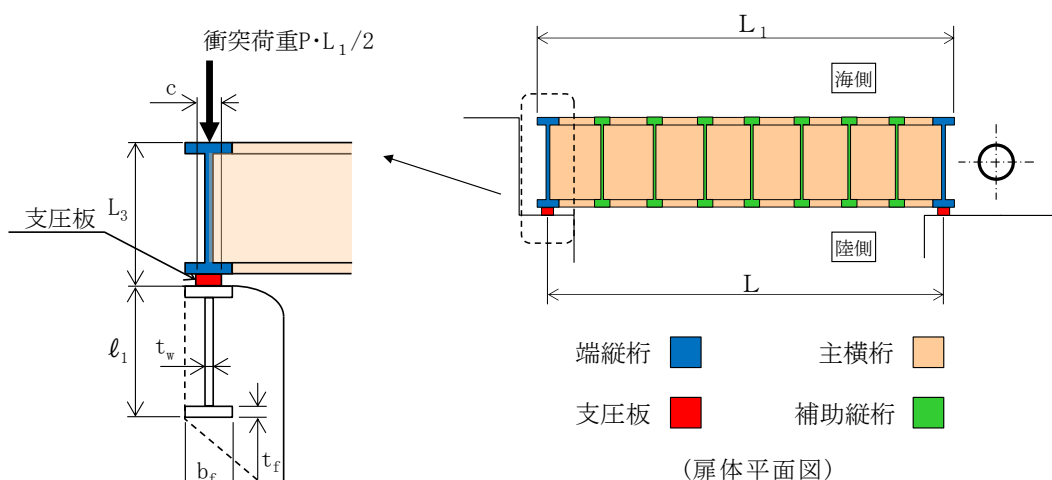
$$\text{但し, } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2})$$

図 3.8.2-5 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 戸当り

戸当りは、作用水圧の最も大きい扉体最下部に作用する水平荷重（水圧荷重＋風荷重＋衝突荷重）により評価を行い、その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 3.8.2-6 に示す。



ここに、

W : 水平荷重 (kN/m)

(水圧荷重＋風荷重)

P : 衝突荷重 (kN/m)

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)

L₄ : 衝突荷重分担長さ (mm)

(鉛直方向に 45° 分散)

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)

支圧板の支圧応力度 σ_p(N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2} + \frac{P L_1}{2 C L_4}$$

腹板の支圧応力度 σ_b(N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2} + \frac{P L_1}{2 t_w L_4}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f(N/mm²)

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

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

図 3.8.2-6(1) 戸当りの構造図及び応力算定式

コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{W L_1}{2bfL_2} + \frac{P L_1}{2bfL_4}$$

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

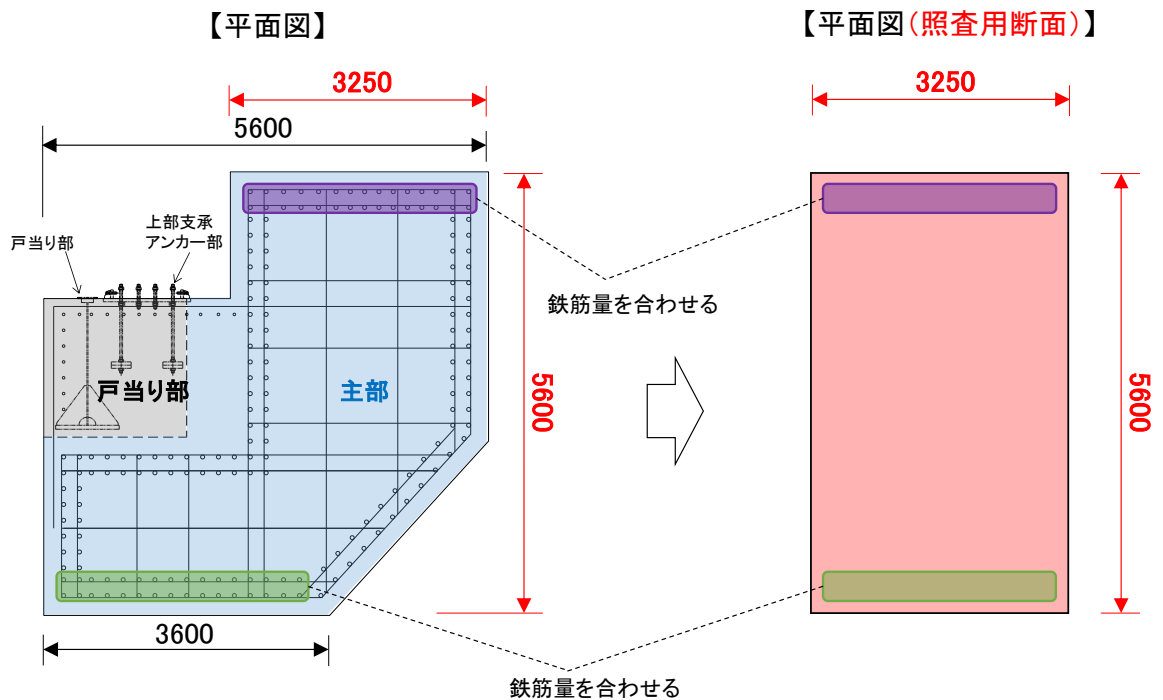
$$\tau_c = \frac{W L_1}{2\Sigma \ell L_2} + \frac{P L_1}{2\Sigma \ell L_4}$$

図 3.8.2-6(2) 戸当りの応力算定式

(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次元静的有限要素法により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

漂流物対策工戸当り（RC支柱）については，図 3.8.2-7 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)に合わせてように換算する。

図 3.8.2-7 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 3.8.2-8 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「3.5.1 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 3.8.2-8 に示す部材端までとする。

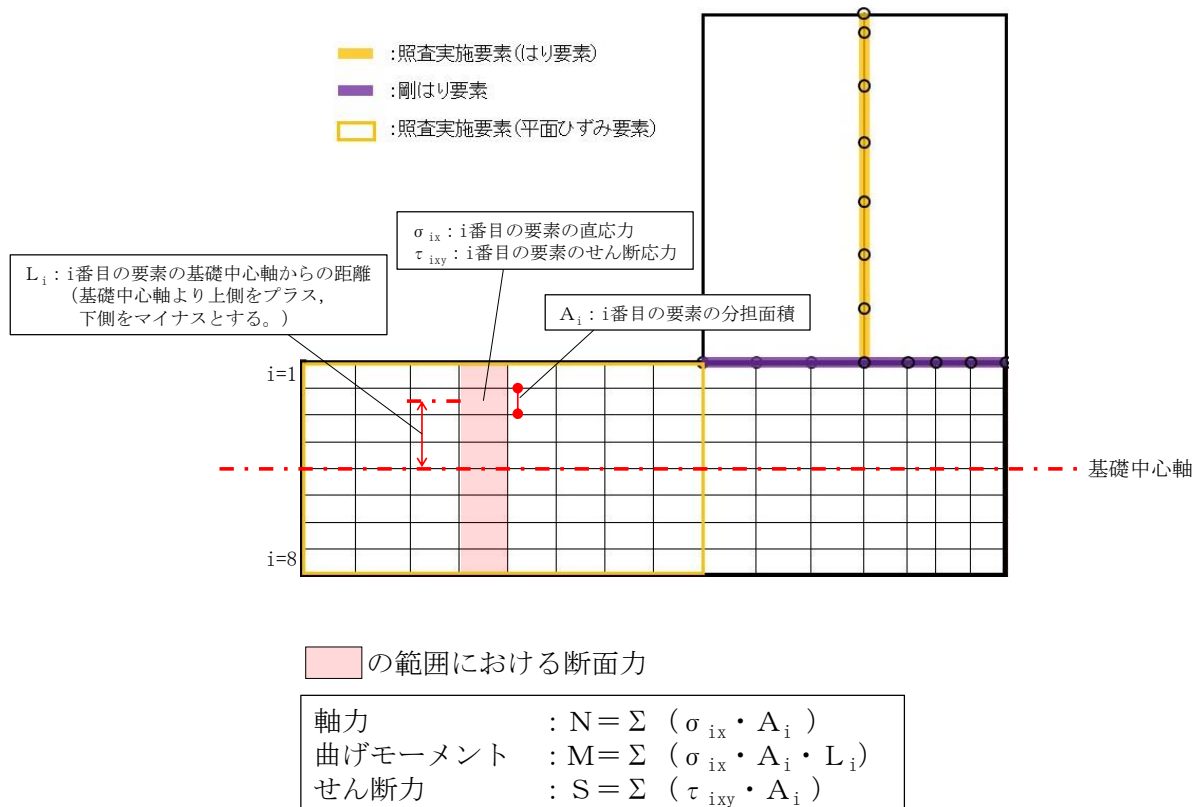


図 3.8.2-8 漂流物対策工基礎スラブの断面力算定方法

(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。

4. 評価条件

「3. 強度評価」に用いる評価条件を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1(1) 防波扉の強度評価に用いる条件 (1/2)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	385.260	kN・m
	S_1	せん断力	237.985	kN
	N	圧縮力	85.821	kN
	W	水圧荷重	71.331	kN/m
	W'	風荷重	1.895	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
	B_1	側面水密幅	1.172	m
	Z	断面係数	3904000	mm ³
	A_w	腹板断面積	11350	mm ²
	A_s	全断面積	15912	mm ²
スキンプレート	L	縦桁の間隔 (区画の短辺 a)	754.5	mm
	l	主桁の間隔 (区画の長辺 b)	1700	mm
	t_f	桁フランジの厚さ	12	mm
	t_s	スキンプレートの厚さ	12	mm
	L/l	辺長比	0.444	-
	t	有効板厚	12	mm
	k_1	辺長比 (長辺 b / 短辺 a) による係数	50	-
	β_1	応力の補正係数	0.8	-
補助縦桁	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	0.04877	N/mm ²
	ℓ	主横桁間隔	1.7	m
	m	補助縦桁間隔	0.7545	m
	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	40.185	kN/m ²
	M	曲げモーメント	10.234	kN・m
	S	せん断力	20.053	kN
	Z	断面係数	424000	mm ³
端縦桁	A_w	腹板断面積	2470	mm ²
	R	主横桁の支点反力	237.985	kN
	A_q	補剛材の有効総断面積	2938	mm ²

表 4-1(2) 防波扉の強度評価に用いる条件 (2/2)

部材	記号	定義	数値	単位
支圧板	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	63.92	kN/m ²
	C	支圧板の有効幅	85	mm
	L ₁	水密幅	6900	mm
戸当り	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	63.92	kN/m ²
	L ₁	水密幅	6900	mm
	b _f	底面フランジの幅	150	mm
	t _f	底面フランジの厚さ	21.2	mm
	ℓ ₁	戸当り深さ	200	mm
	ℓ ₂	底面フランジのコンクリートまでの距離	325	mm
	M _f	底面フランジに作用する曲げモーメント	4219	N・mm
	Σℓ	せん断抵抗長さ (=ℓ ₁ + 2ℓ ₂)	850	mm

表 4-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (1/2)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M ₁	曲げモーメント	3359.5	kN・m
	S ₁	せん断力	1894.2	kN
	P	衝突荷重	483	kN/m
	P'	船首衝突による衝突荷重	520	kN/m
	W	水圧荷重	49.214	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
	b	船首衝突作用幅	6.0	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	1147.2	kN・m
	S ₂	せん断力	1215.2	kN
	P	衝突荷重	1200	kN
	W	水圧荷重	15.529	kN/m
	W'	風荷重	0.451	kN/m
	L ₂	張出長さ	0.950	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	228.6	kN・m
	S ₃	せん断力	1202.4	kN
	P	衝突荷重	1200	kN
	W	水圧荷重	6.212	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	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	1894.2	kN
	A _q	補鋼材の有効総断面積	10747	mm ²

表 4-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (2/2)

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り	W	水平荷重 (水圧荷重+風荷重)	50.568	kN/m
	P	衝突荷重	483	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
	L_4	衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散)	1875	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
	ℓ_1	戸当り深さ	1650	mm
	ℓ_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	120000	N・mm
	$\Sigma \ell$	せん断抵抗長さ ($=\ell_1+2\ell_2$)	3550	mm

5. 評価結果

5.1 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）及び戸当り（RC支柱）の主部材及び戸当りの照査結果を表5.1-1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 5.1-1 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果

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)	104	240	0.434
			せん断応力度 (N/mm ²)	21	135	0.156
	スキンプ レート	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	77	240	0.321
	補助縦桁	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	24	180	0.134
			せん断応力度 (N/mm ²)	8	105	0.077
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	81	240	0.338
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	3	225	0.014
	戸当り (底面フ ランジ)	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	56	180	0.312
	戸当り (コンク リート)	Fc24	支圧応力度 (N/mm ²)	1.5	8.8	0.171
せん断応力度 (N/mm ²)			0.26	0.6	0.434	
防波扉戸当り (RC支柱)		Fc24, SD345	曲げ引張応力度 (N/mm ²)	75	294	0.256
			曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	2.1	13.5	0.156
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.43	0.67	0.648

(2) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.1-1 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5.1-2 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。

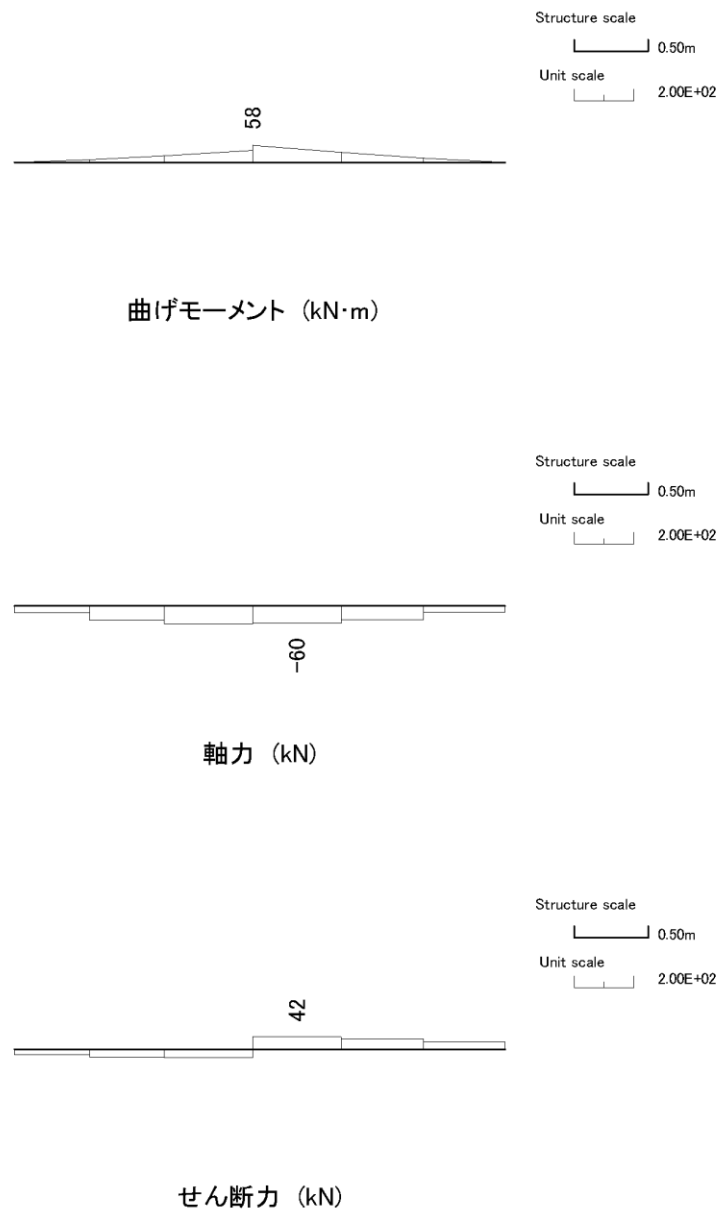


図 5.1-1 防波扉基礎スラブの曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5.1-2(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

	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)			
津波時	58	-60	0.2	13.5	0.013

表 5.1-2(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
津波時	58	-60	6	294	0.021

表 5.1-2(3) 防波扉基礎スラブのせん断力照査における照査値

	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)			
津波時	42	0.01	0.67	0.019

(3) 防波扉（鋼管杭）

防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力図を図 5.1-2 に、曲げ軸力照査及びせん断力照査に対する照査値を表 5.1-3 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。

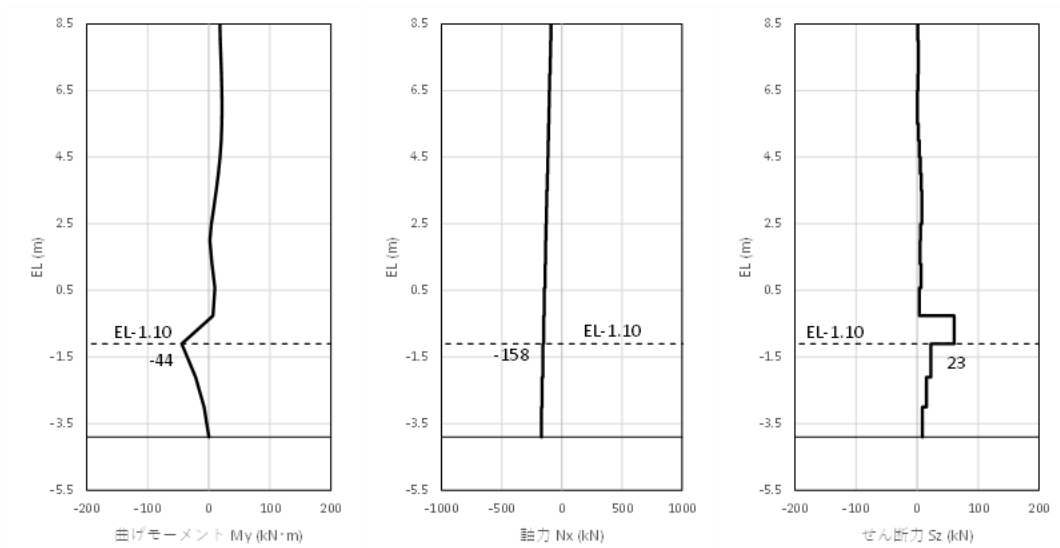


図 5.1-2(1) 防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における断面力

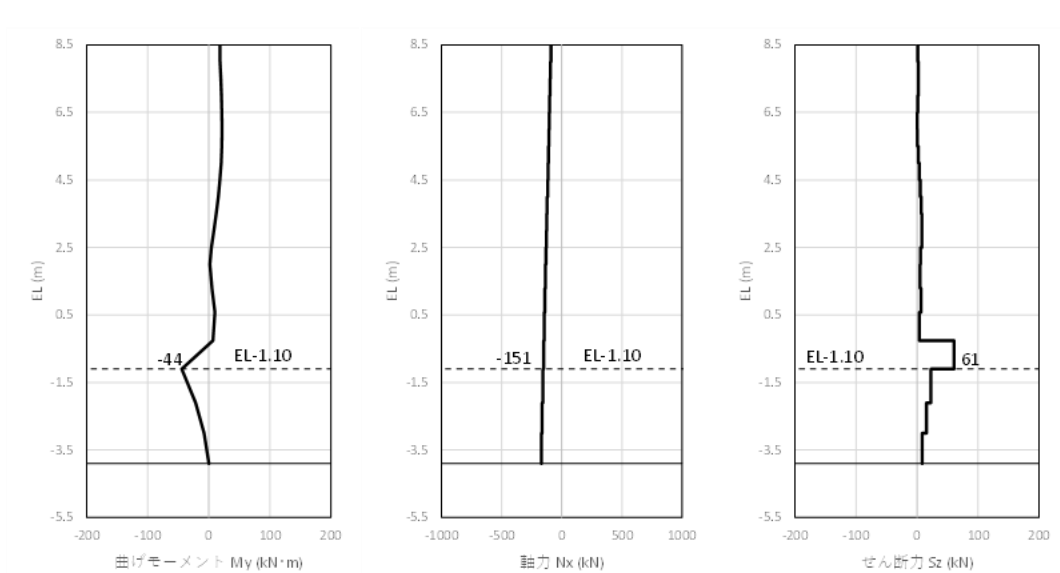


図 5.1-2(2) 防波扉（鋼管杭）のせん断力照査における断面力

表 5.1-3(1) 防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における照査値

	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 (kN)		
津波時	-44	-158	7978	0.006

表 5.1-3(2) 防波扉（鋼管杭）のせん断力照査における照査値

	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)			
津波時	61	1	157	0.009

(4) 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5.1-4 に、局所安全係数分布図を図 5.1-3 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 5.1-4 改良地盤のすべり安全率評価結果

	最小すべり安全率
津波時	14.52

- 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

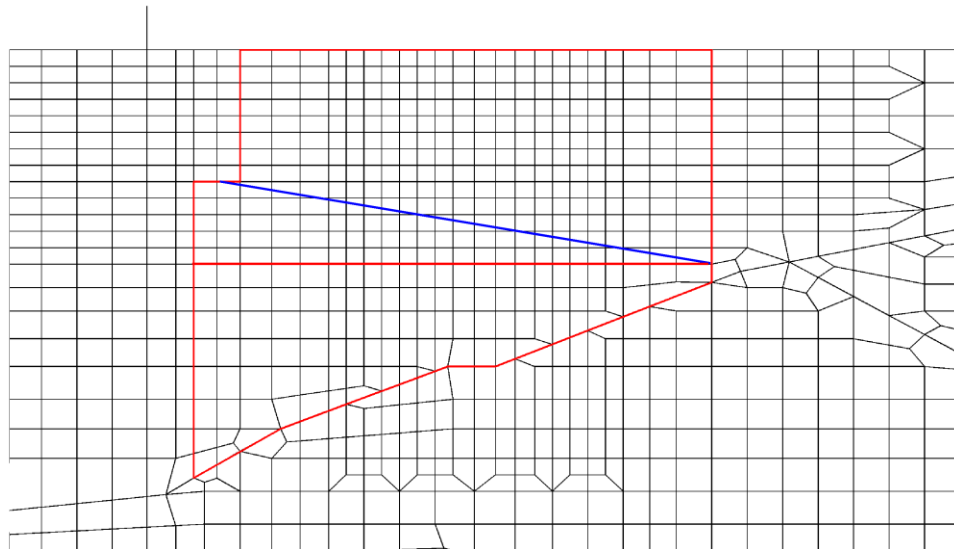


図 5.1-3 改良地盤の局所安全係数分布

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.1-5 に示す。

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

表 5.1-5 基礎地盤の支持性能照査結果（鋼管杭直下の岩盤）

	発生断面力	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 N_{max} (kN)			
津波時	170	0.151	9.8	0.016

5.2 漂流物対策工

(1) 流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 5.2-1 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 5.2-1 漂流物対策工（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)
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	180	525	0.343
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	88	193	0.456
	主横桁 (船首衝突)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	188	525	0.359
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	81	193	0.420
	張出桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	176	525	0.336
			せん断応力度 (N/mm ²)	72	303	0.238
	補助縦桁	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	30	310	0.097
			せん断応力度 (N/mm ²)	56	193	0.291
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	176	337	0.523
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	15	225	0.067
	戸当り (腹板)	SM400	支圧応力度 (N/mm ²)	85	270	0.315
	戸当り (底面フランジ)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	288	525	0.549
	戸当り (コンクリート)	Fc40	支圧応力度 (N/mm ²)	1.5	8.8	0.171
せん断応力度 (N/mm ²)			0.33	0.60	0.550	

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.2-1 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5.2-2 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。

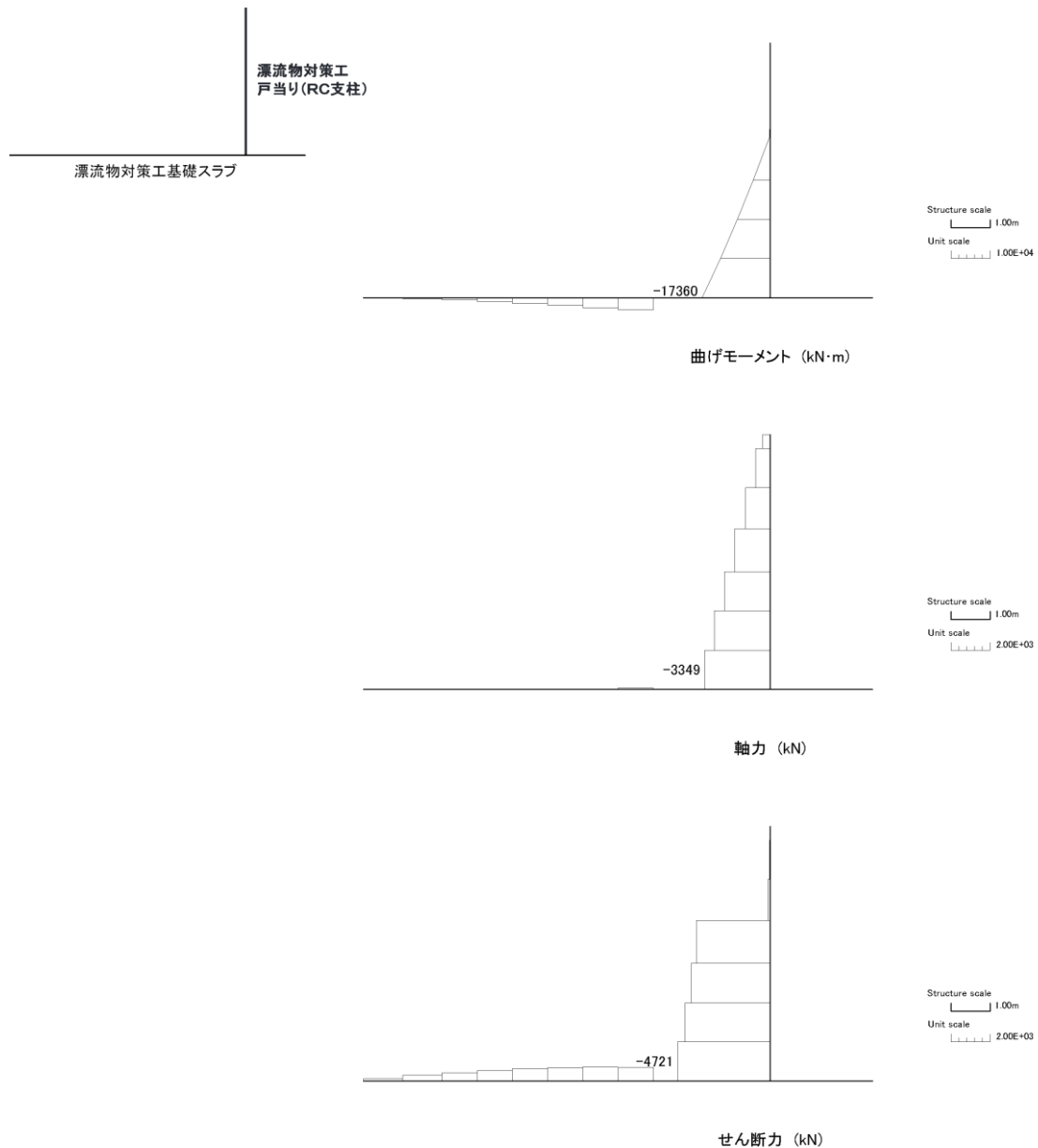


図 5.2-1 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5.2-2(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における照査値

	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)			
津波時	-17360	-3349	1.7	21.0	0.082

表 5.2-2(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
津波時	-17360	-3349	49	294	0.167

表 5.2-2(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のせん断力照査における照査値

	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)			
津波時	4721	0.38	0.82	0.463

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5.2-2 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5.2-3 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。

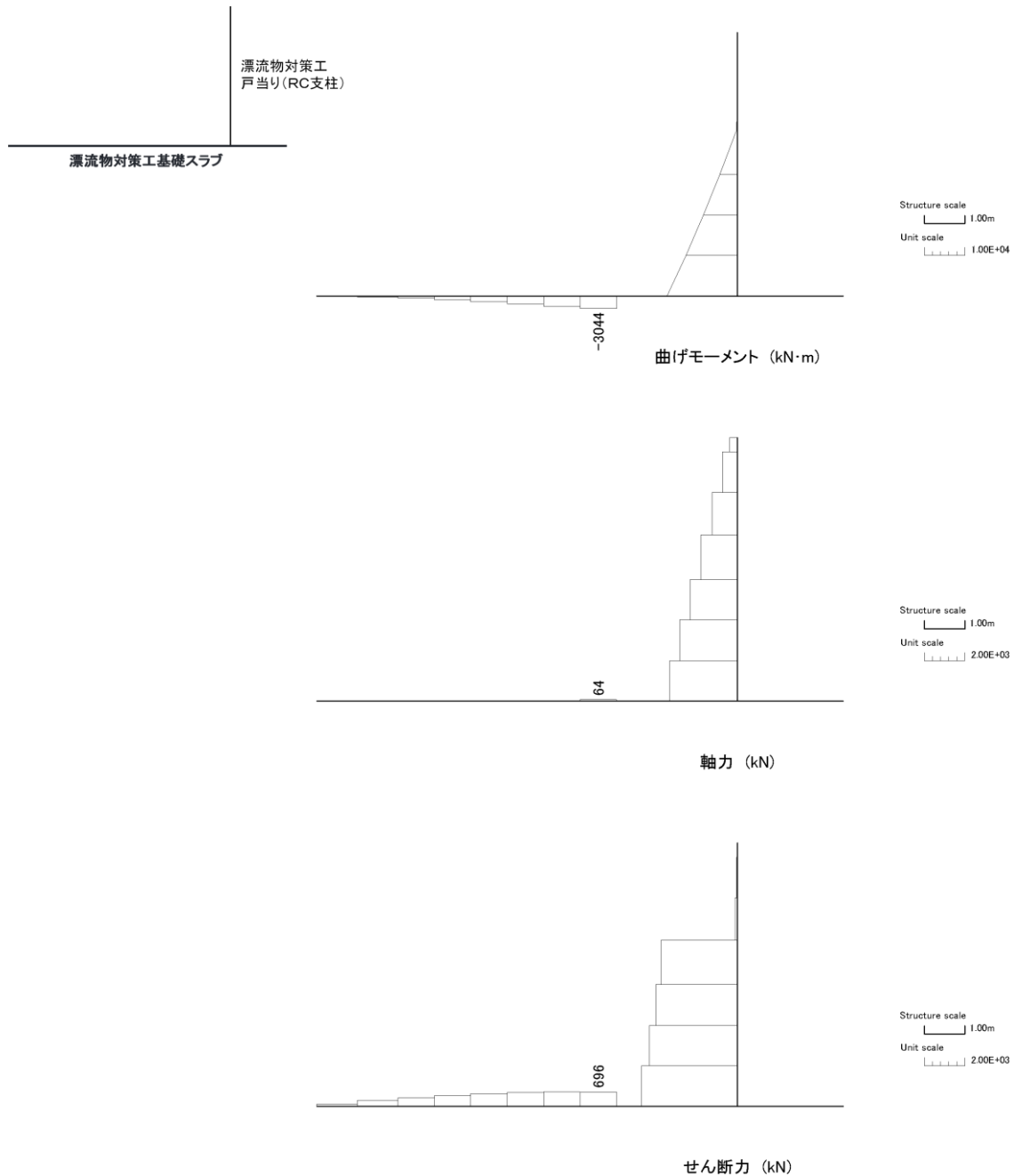


図 5.2-2(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ軸力照査における断面力

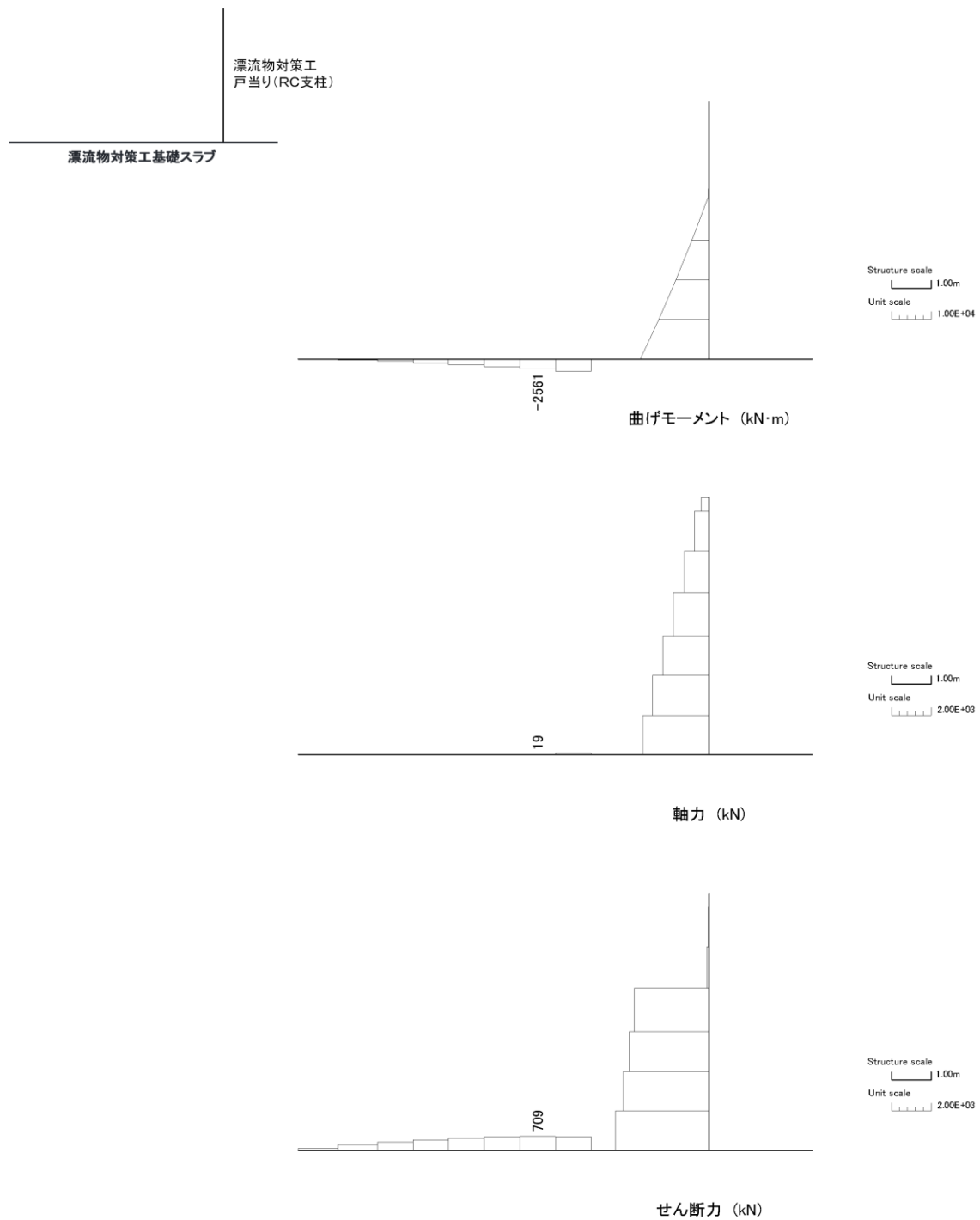


図 5.2-2(2) 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における断面力

表 5.2-3(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

	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)			
津波時	-3044	64	1.2	21.0	0.059

表 5.2-3(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
津波時	-3044	64	49	294	0.166

表 5.2-3(3) 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における照査値

	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)			
津波時	709	0.22	0.82	0.273

(4) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5.2-4 に、最大接地圧分布を図 5.2-3 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 5.2-4(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

	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
津波時	0.5	18.0	0.030

表 5.2-4(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

	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
津波時	0.2	1.4	0.164

表 5.2-4(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

	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
津波時	0.7	9.8	0.069

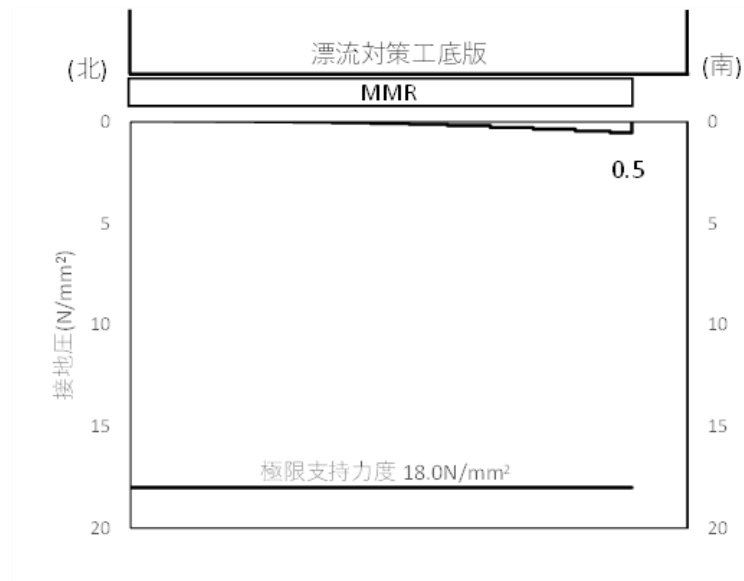


図 5.2-3(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)

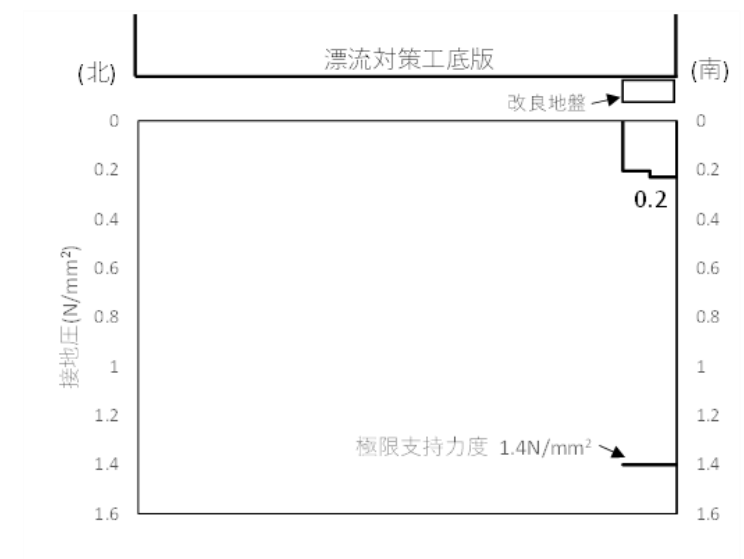


図 5.2-3(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)

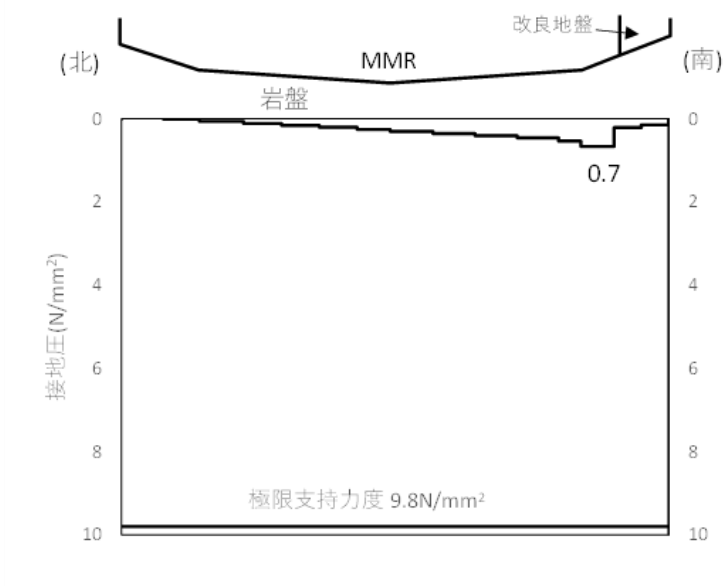


図 5.2-3(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤)