

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 10
提出年月日	2021年4月21日

補足-140-1 【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】

## 目次

1. 入力津波の評価
  - 1.1 潮位観測記録の考え方について
  - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
  - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
  - 1.4 管路解析モデルについて
  - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
  - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
  - 1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について
2. 津波防護対象設備
  - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
  - 3.1 砂移動による影響確認について
  - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
  - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
4. 漂流物に関する考慮事項
  - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について
  - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
  - 4.3 漂流物による衝突荷重について
5. 設計における考慮事項
  - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
  - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
  - 5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
  - 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について
  - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
  - 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて
  - 5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
  - 5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について
  - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
  - 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について
  - 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
  - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 6.1 防潮堤に関する補足説明
  - 6.3 防潮壁に関する補足説明
  - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
    - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
    - 6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明

 : 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明

目 次

- 6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.6 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明

: 本日の説明範囲

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）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 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	11
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1 荷重の設定	12
5.2.2 荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	14
5.4 設計用地震力	17
5.5 計算方法	19
5.6 計算条件	31
5.7 応力計算	33
6. 評価結果	62
7. 出口側集水ピットの強度評価	63
7.1 出口側集水ピットの構造概要	63
7.2 評価方針	66
8. 地震応答解析	68
8.1 地震時荷重算出断面	68
8.2 解析方法	69
8.2.1 地震応答解析手法	69
8.2.2 構造部材	69
8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき	69

8.2.4	減衰定数	70
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	76
8.3	荷重及び荷重の組合せ	78
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	78
8.3.2	荷重	78
8.3.3	荷重の組合せ	80
8.4	入力地震動	81
8.5	解析モデル及び諸元	97
8.5.1	解析モデル	97
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	102
8.5.3	地盤の物性値	103
8.5.4	地下水位	106
8.6	地震応答解析結果	107
8.6.1	解析ケースと照査値	107
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	112
8.6.3	作用荷重分布図	114
8.6.4	最大加速度分布図	117
9.	三次元構造解析	134
9.1	評価対象部位	134
9.2	解析方法	134
9.3	解析モデル及び諸元	134
9.3.1	解析モデル	134
9.3.2	使用材料及び材料の物性値	136
9.4	照査時刻	137
9.5	入力荷重	137
9.5.1	慣性力	137
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	138
10.	耐震評価	140
10.1	許容限界	140
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	140
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	141
10.2	評価方法	141
11.	評価結果	142
11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	142
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	148
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	151
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	151
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	156

11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 .....	158
------------------------------	-----

## 1. 概要

本資料は、添付書類「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に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 $S_s$ に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。



## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

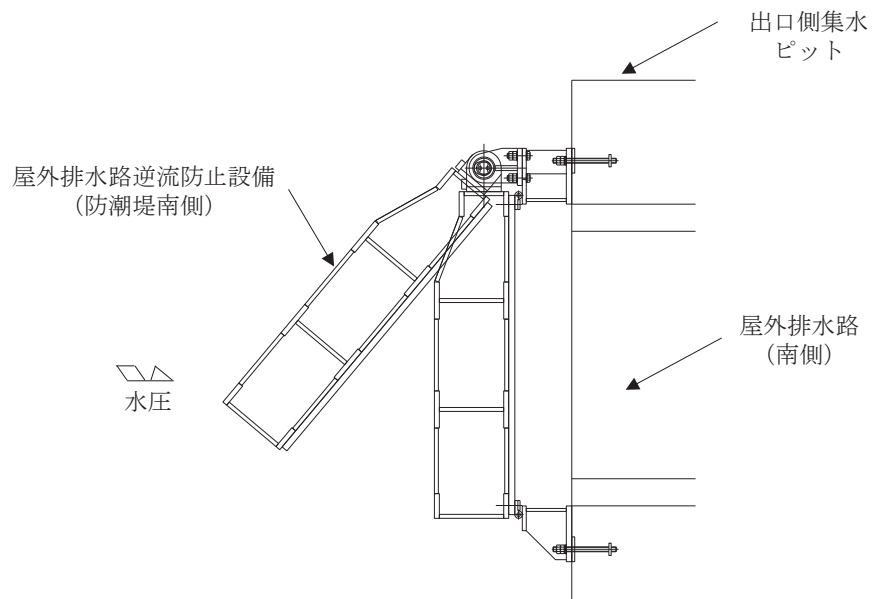
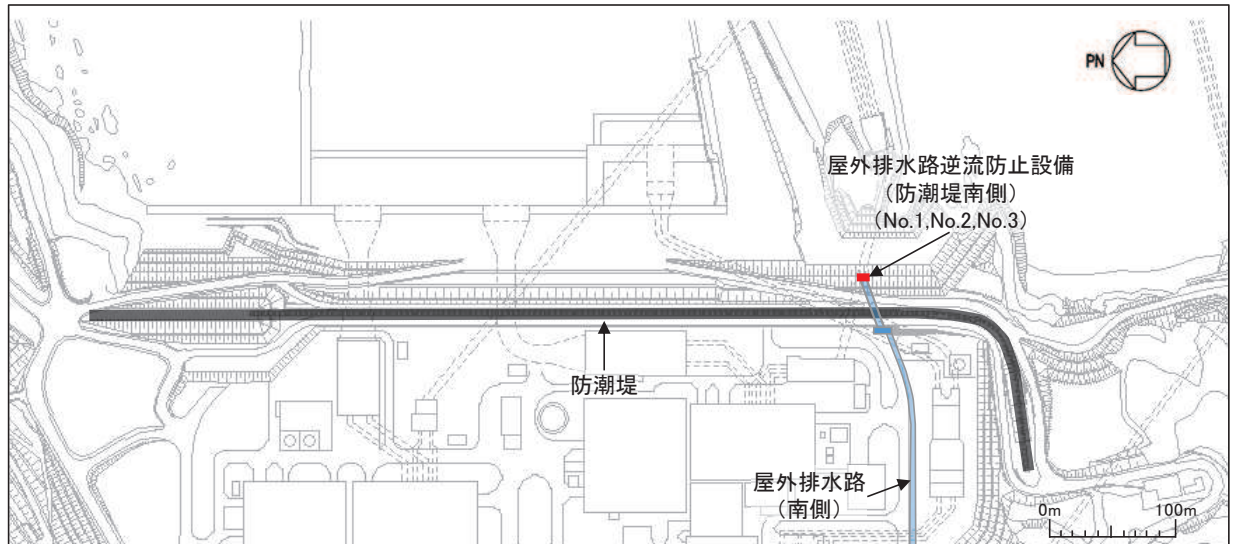


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

## 2.2 構造計画

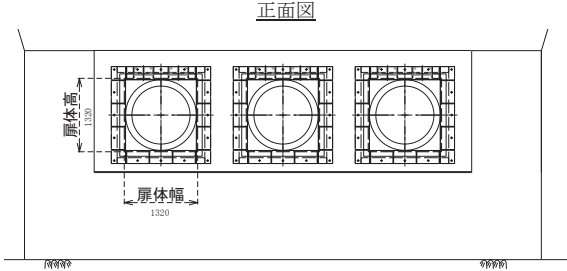
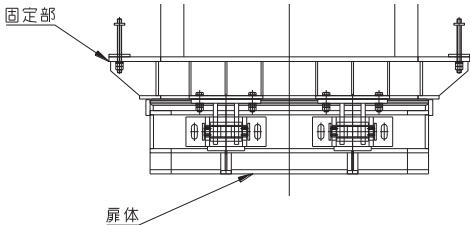
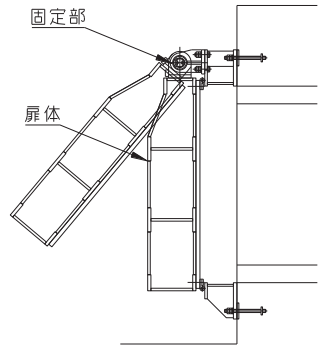
防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表2.2-1に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p>正面図</p>  <p>平面図</p>  <p>断面図</p> 

### 2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「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に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

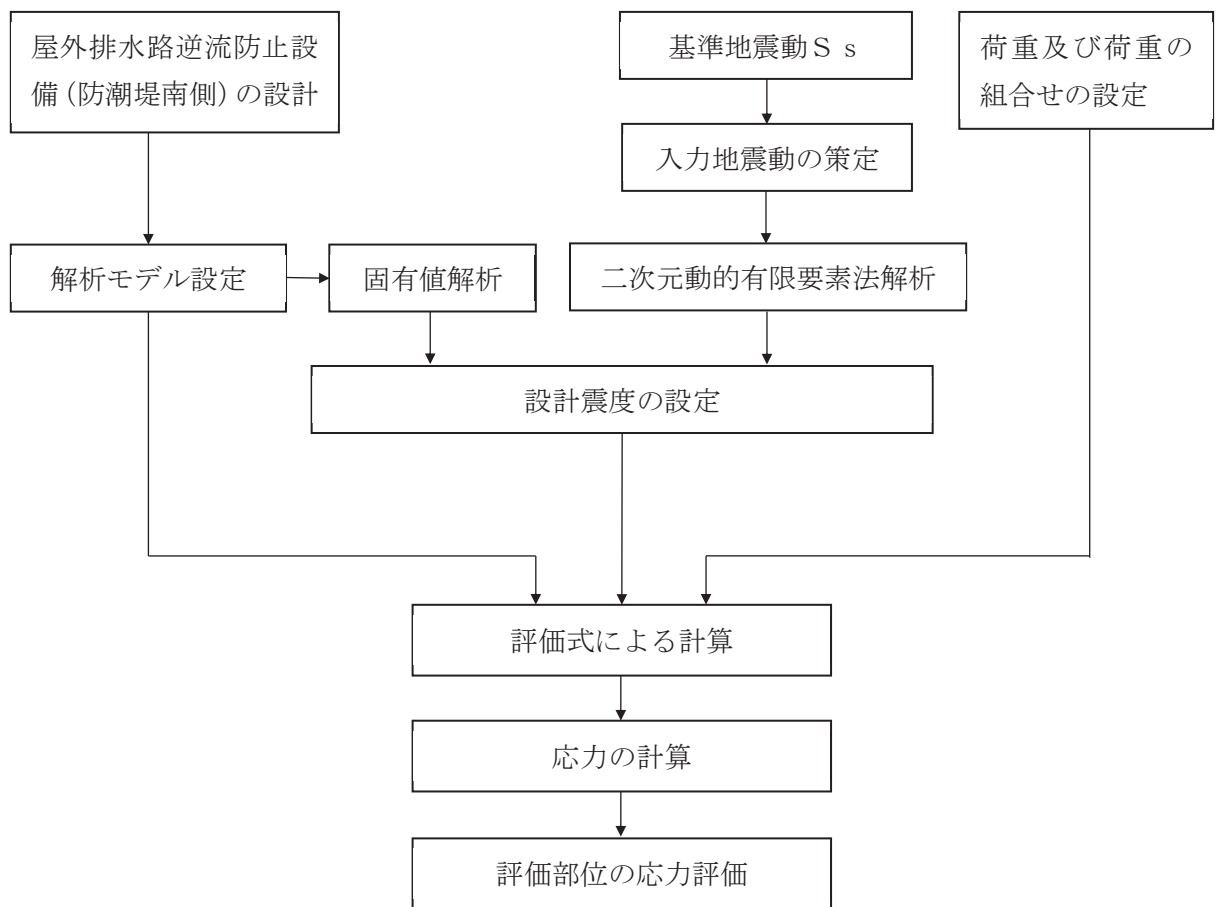


図 2.3-1 耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (6) 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)
- (7) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

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
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	—
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] (2002 年) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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] (2002 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

## 2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K <sub>H</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平方向の設計震度	—
K <sub>V</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による鉛直方向の設計震度	—
A <sub>1</sub>	扉体面積	mm <sup>2</sup>
W <sub>0</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L <sub>2</sub>	主桁支間長	mm
Z <sub>2</sub>	各主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	各主桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z <sub>3</sub>	補助縦桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w3</sub>	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$L_4$	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
$B_4$	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
$P_4$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
$Z_4$	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_4$	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm <sup>2</sup>
$P_5$	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
$A_{h5}$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm <sup>2</sup>
$A_{b6}$	取付けボルトの断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{w6}$	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	N
$P_{v6}$	鉛直地震力	N
$P_{h6}$	水平地震力	N
$P_7$	戸当りへ作用する荷重	N/mm <sup>2</sup>
$L_s$	扉体幅	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	mm
$q$	下部作用圧力	N/mm <sup>2</sup>
$L_x$	戸当り横幅	mm
$L_y$	戸当り縦幅	mm
$l_x$	支圧板中心横幅	mm
$l_y$	支圧板中心縦幅	mm
$b_w$	支圧幅	mm
$S$	戸当り幅	mm

### 3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

耐震評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト及び戸当りを評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図3-1に示す。なお、アンカーボルトの評価は参考資料1に示す。

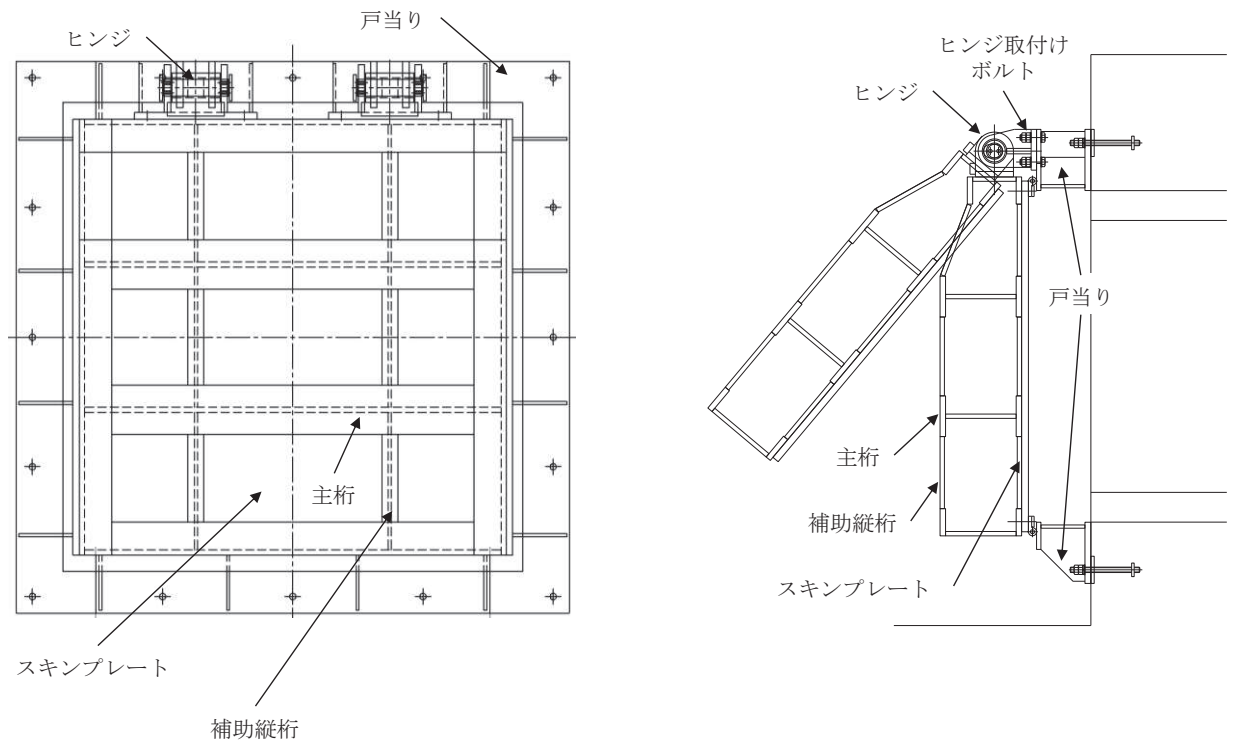


図3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位



#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### (1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

##### (2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、単純梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

##### 4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	$4.3883 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

#### 4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。  
その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

#### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

#### (2) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

地震荷重として、基準地震動 S<sub>s</sub> による地震力を考慮する。

#### 5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 5.2-2 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	○	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・配管自重	—	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		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	動水圧は考慮しない。

### 5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2				
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧	
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—	
主桁	SUS304	1桁	103	103	59	—	151 *3	154	88	—
		2,3桁					154			
		4桁					151 *3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144 *3	154	88	—	
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231	
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	
ヒンジ(吊りピン)	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—	
ヒンジ(プレート)	SUS304	—	—	59	—	—	—	88	—	
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—	

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 主桁、補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(主桁 (1 桁) の許容応力)

主桁 (1 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	2560	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	2000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 600/100 = 6$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.2 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.8 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(主桁 (4 桁) の許容応力)

主桁 (4 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	4160	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	2000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

$$10/K = 10/2.01 = 4.9752$$

$$L/b = 600/100 = 6.0$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5$$

$$=101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =151.719 \text{ N/mm}^2=151 \text{ N/mm}^2$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	440	mm
b	圧縮フランジ幅	50	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	1512	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	800	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c =1512/800=1.89 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K=10/2.00=5$$

$$L/b=440/50=8.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 8.8 - 10)) \times 1.5 \\ &= 96.16 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 144.24 \text{ N/mm}^2 = 144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 5.4 設計用地震力

地震時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は閉門時を想定し剛構造として考慮し、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は、「8. 地震応答解析」の結果に基づき、表 5.4-1 に示すとおりとする。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の加速度応答抽出位置を図 5.4-1 に示す。

表 5.4-1 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ(m)	地震による設計震度	
				水平方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	$S_s - F 3$ (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +8.38m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 $K_H$	0.8
	$S_s - D 2$ (++)	解析ケース①		鉛直方向 $K_V$	0.5

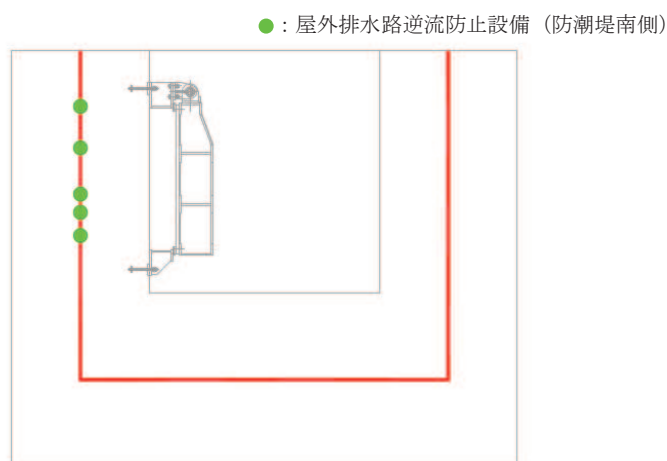


図 5.4-1 加速度抽出位置

なお、扉体及び固定部は横断方向（水平方向）及び鉛直方向について振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価するものの、念のため振動が生じた場合（開門時）を想定した設計用地震力を算定する。

扉体の開門時の固有周期 $T$ は、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化して算出する。解析モデル図を図 5.4-2 に示す。



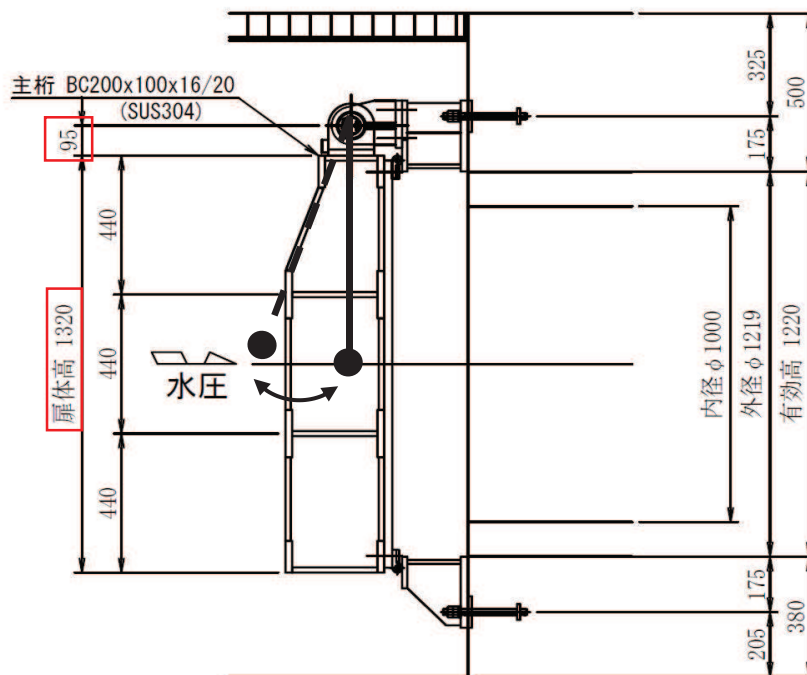


図5.4-2 解析モデル図

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、L:振り子の長さ (=95+1320/2 =755 mm)

計算の結果、開門時の固有周期はT=1.743 s となり、0.05s 以上であることから、添付書類「V2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮し最大応答加速度を算定する。

設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。

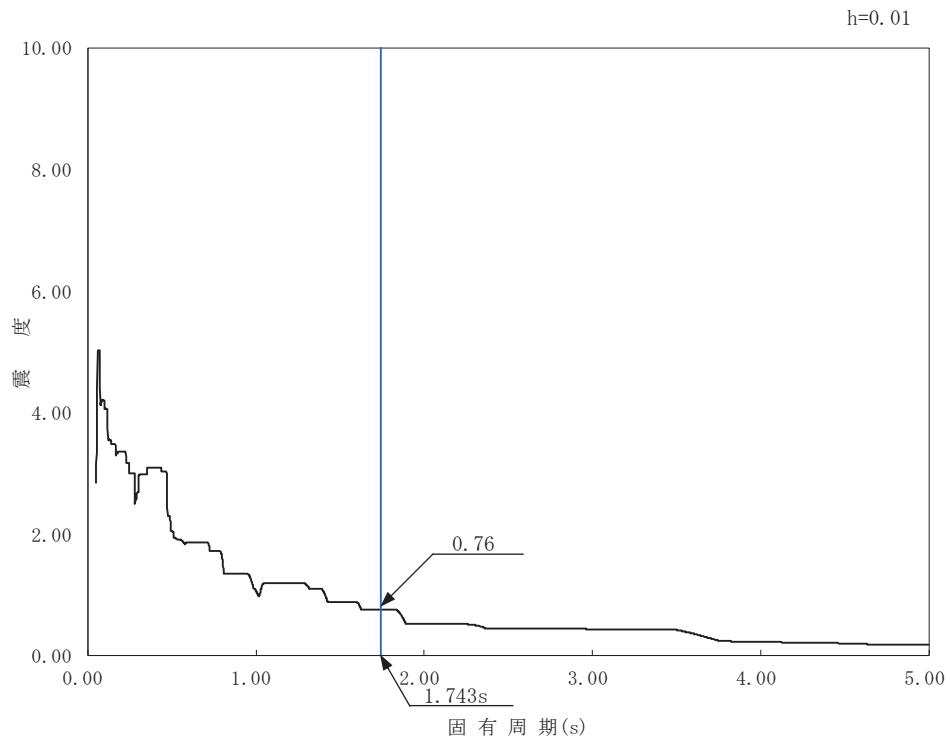


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における設計用床応答曲線

以上より，固有周期 1.743s における最大応答震度は 0.76 となり，開門時の設計用地震力は閉門時の設計用地震力（水平方向）0.8 よりも小さいことを確認した。

よって，各応力計算においては，表 5.4-1 に示す閉門時の設計震度を用いて評価する。

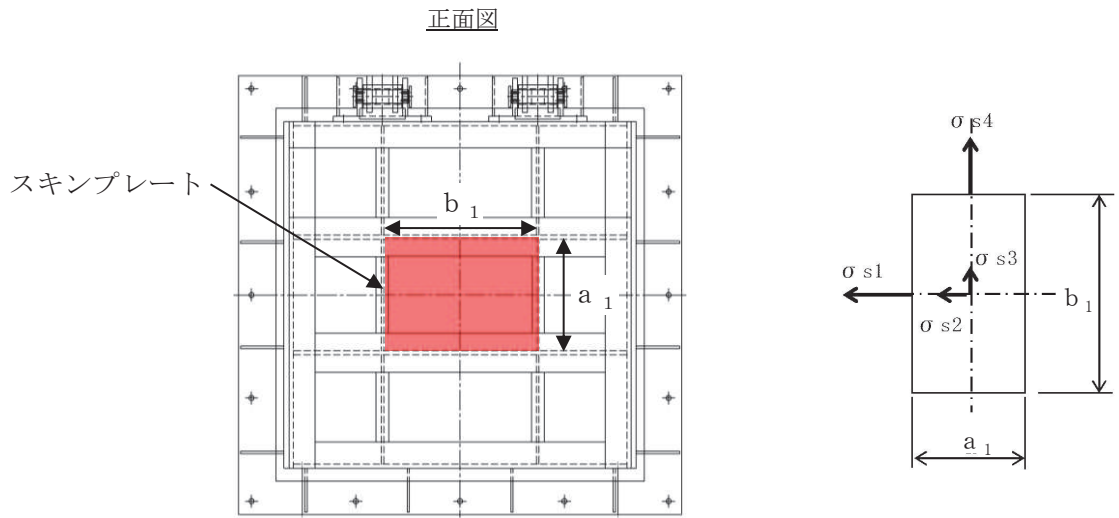
## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### (1) スキンプレート

スキンプレートは，「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

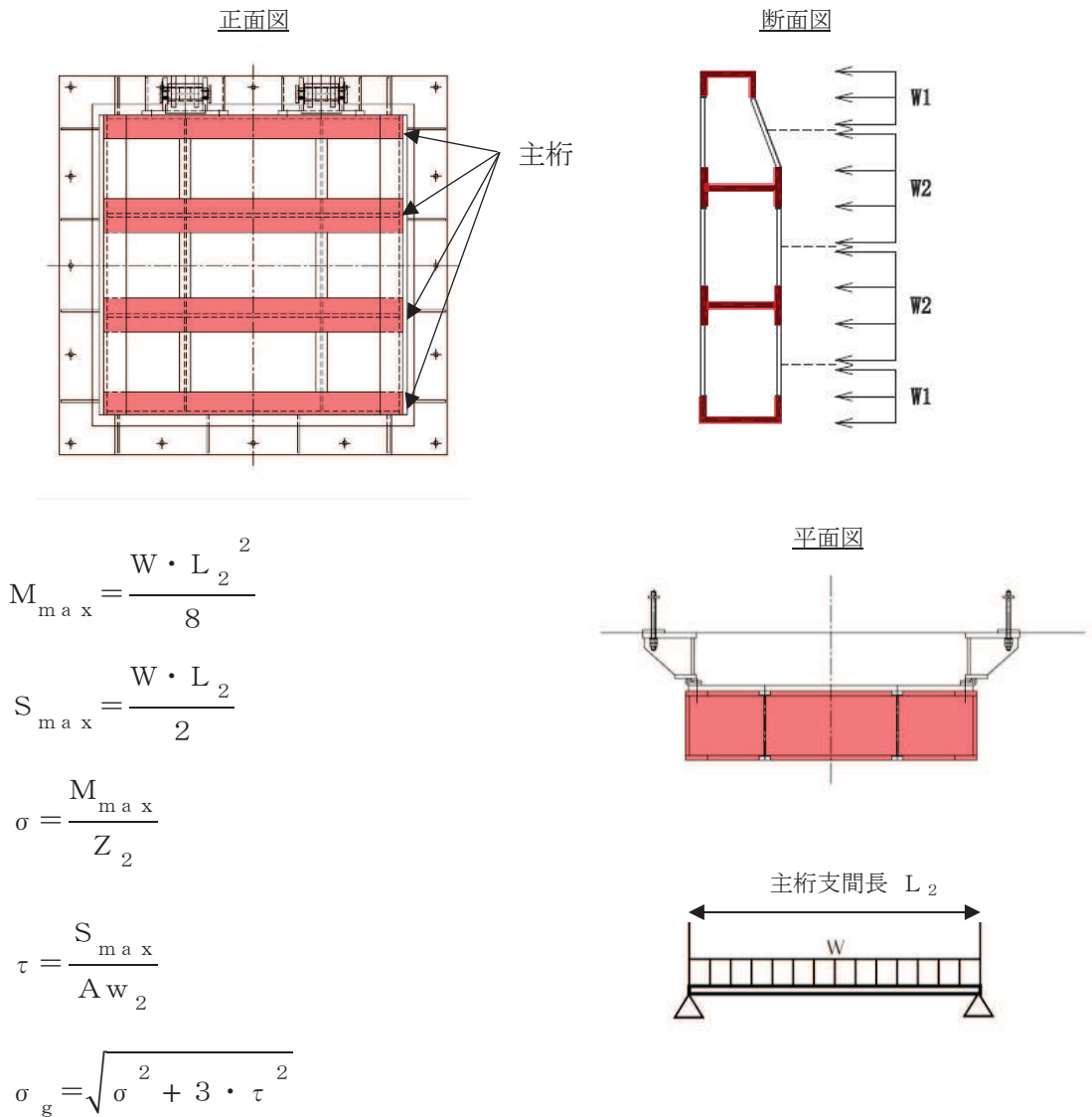
- $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数
- $a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)
- $b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)
- $P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- $t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-2 に示す。



- |   |   |
|---|---|
| $W$ : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)                   | $\sigma$ : 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )   |
| $L_2$ : 主桁支間長 (mm)                        | $\tau$ : せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )    |
| $Z_2$ : 各主桁の断面係数 (mm <sup>3</sup> )       | $\sigma_g$ : 合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) |
| $A w_2$ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm <sup>2</sup> ) |   |
| $M_{max}$ : 最大曲げモーメント (N・mm)              |   |
| $S_{max}$ : 最大せん断力 (N)                    |   |

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても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 5.5-3 及び図 5.5-4 に示す。

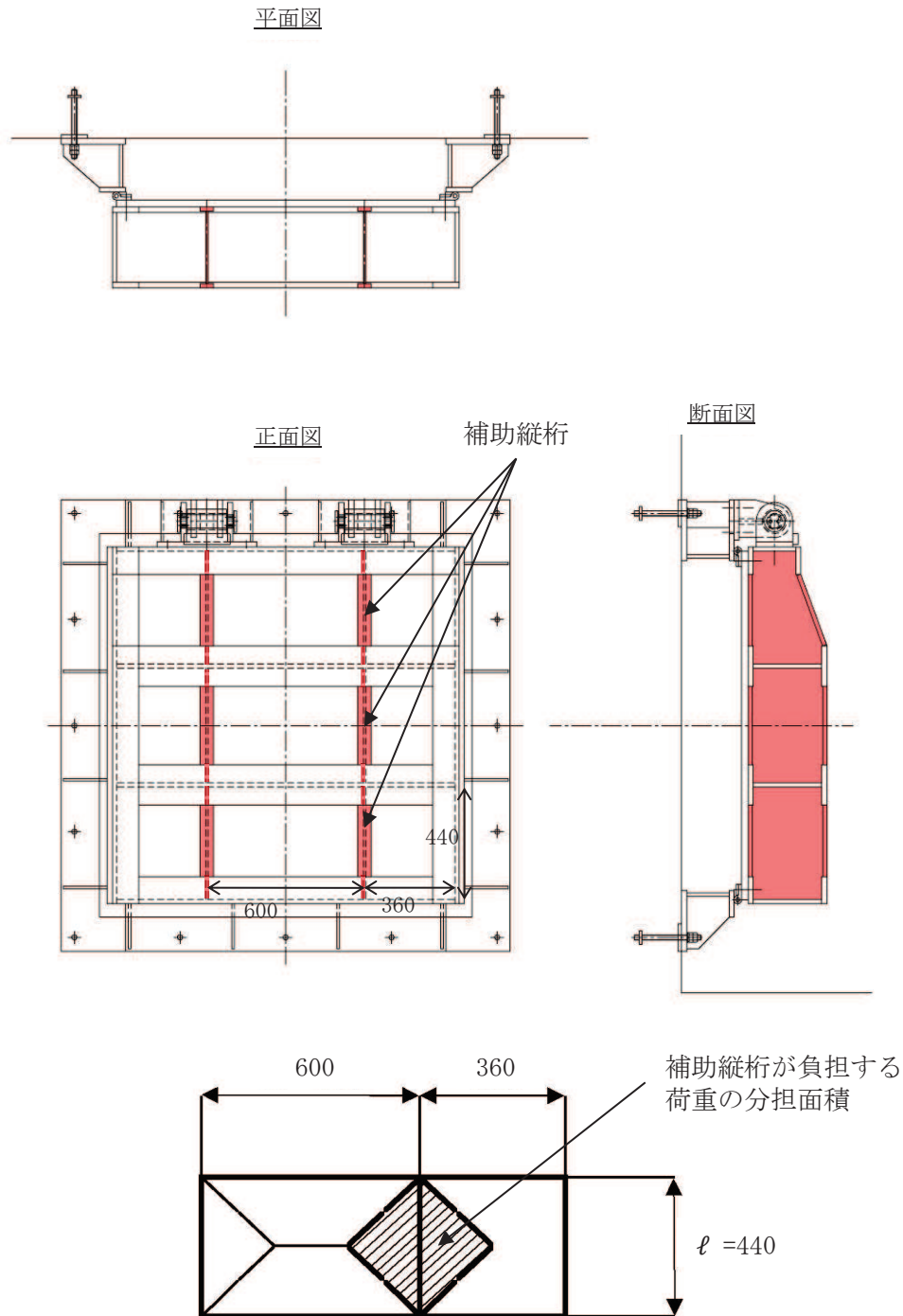


図 5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

$Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

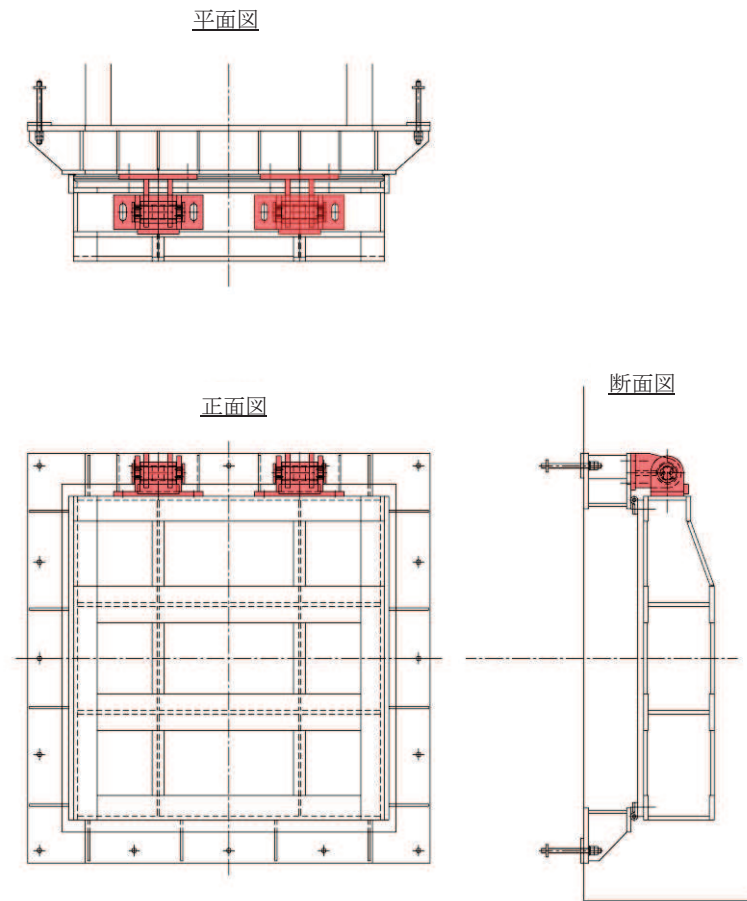
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-4 補助縦桁の応力算定式

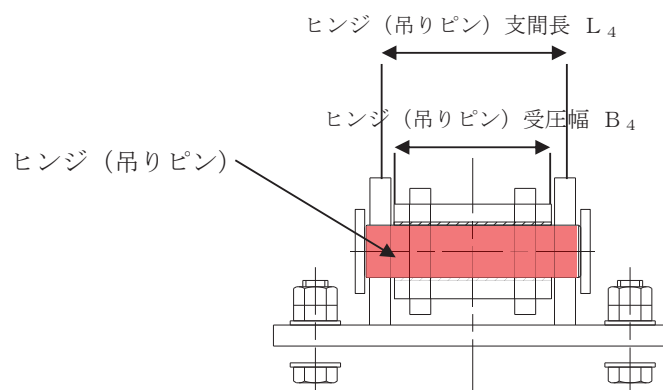
(4) ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-5 及び図 5.5-6 に示す。



ヒンジ部構造図



ヒンジ(吊りピン)構造図

図 5.5-5 ヒンジ（吊りピン）の構造図

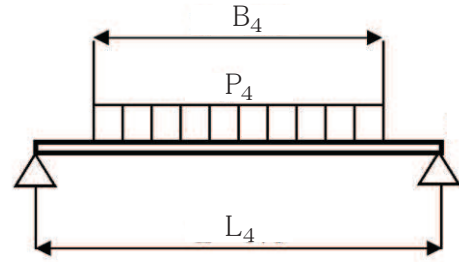
$$M_{\max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $L_4$  : ヒンジ（吊りピン）支間長（mm）
- $B_4$  : ヒンジ（吊りピン）受圧幅（mm）
- $P_4$  : ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重（N）
- $Z_4$  : ヒンジ（吊りピン）の断面係数（ $\text{mm}^3$ ）
- $A_4$  : ヒンジ（吊りピン）の断面積（ $\text{mm}^2$ ）
- $M_{\max}$  : 最大曲げモーメント（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）
- $S_{\max}$  : 最大せん断力（N）
- $\sigma$  : 曲げ応力度（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）
- $\tau$  : せん断応力度（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）
- $\sigma_g$  : 合成応力度（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）

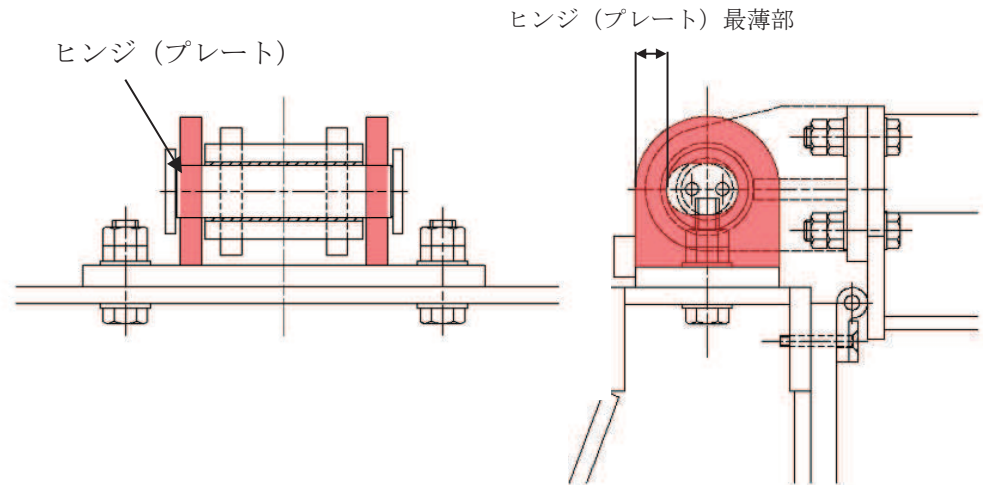
図 5.5-6 ヒンジ（吊りピン）のモデル図及び応力算定式



(5) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造図及び応力算定式を図 5.5-7 に示す。



$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

$P_5$  : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

$A h_5$  : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

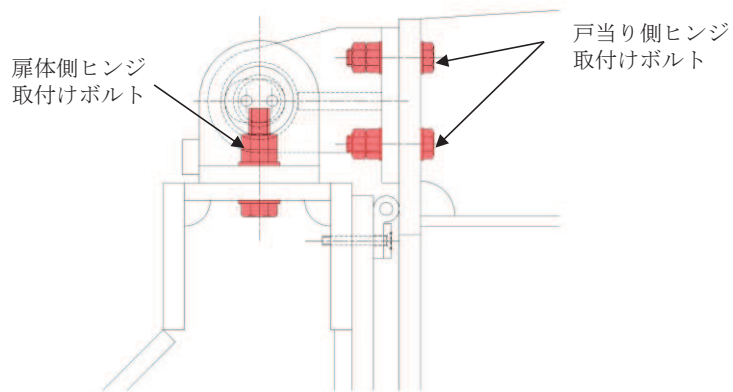
$\tau$  : せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

図 5.5-7 ヒンジ (プレート) の構造図及び応力算定式

(6) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.5-8に示す。



【扉側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- $A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)
- $P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)
- $P_{H6}$  : 水平地震力 (N)
- $\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

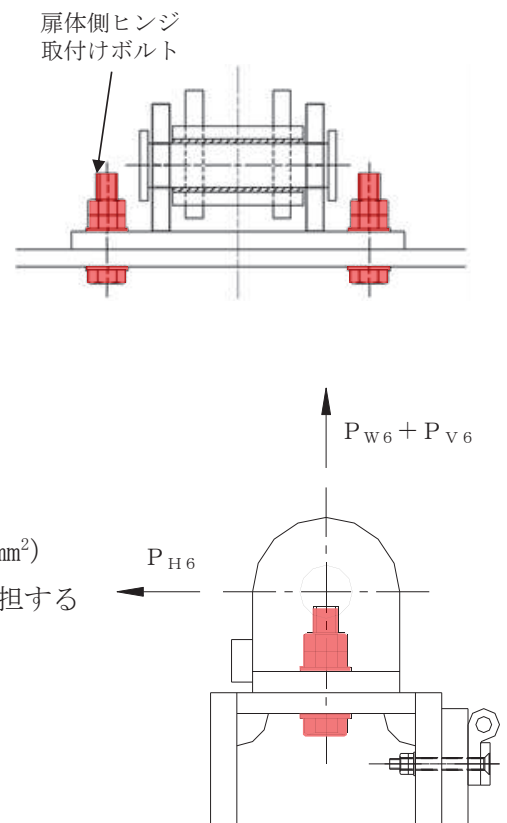
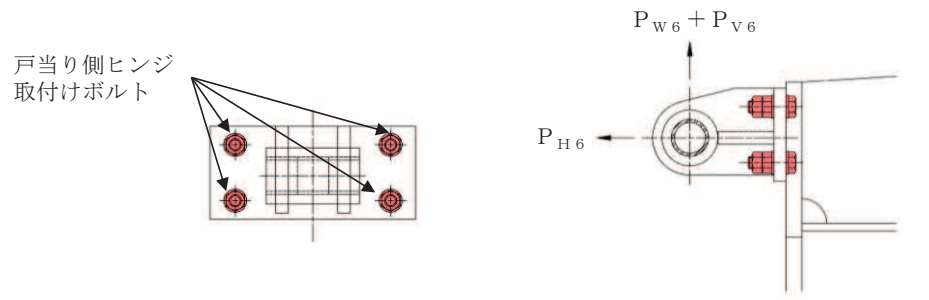


図 5.5-8(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

$P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H6}$  : 水平地震力 (N)

$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

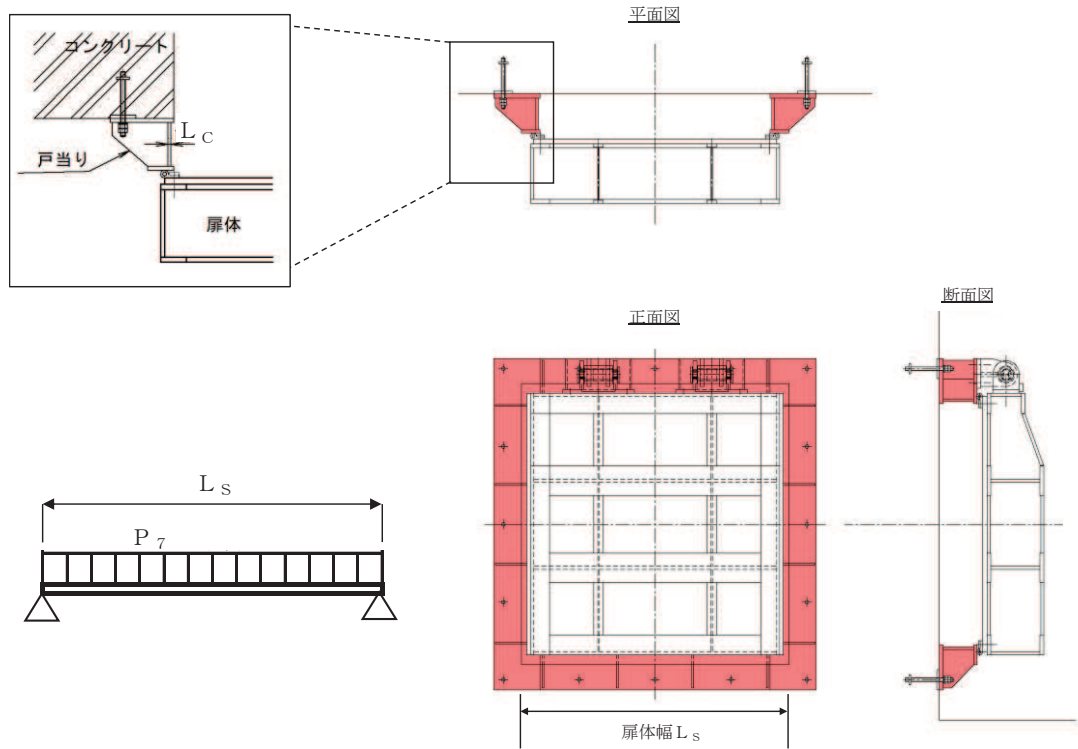
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-8(2) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(7) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式を図 5.5-9 に示す。



$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

$P_7$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

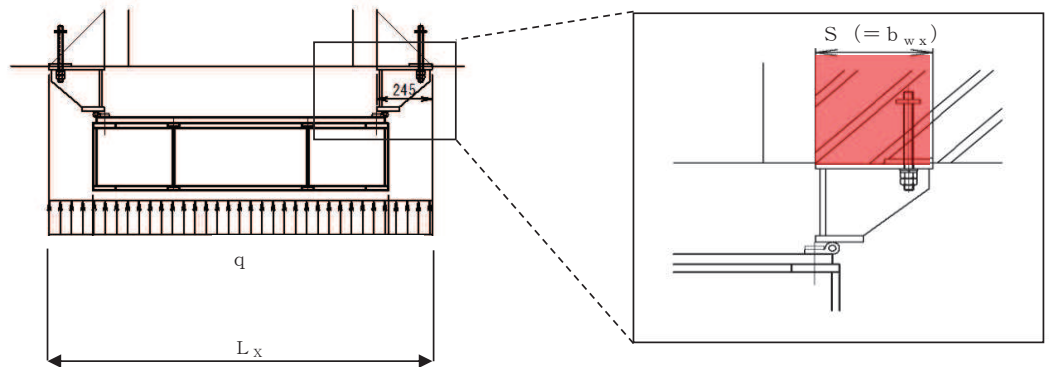
$\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-9 戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式

(8) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-10 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ<sub>x</sub> : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ<sub>y</sub> : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b<sub>wx</sub> : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b<sub>wy</sub> : 支圧縦幅 (mm)
- σ<sub>bk</sub> : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

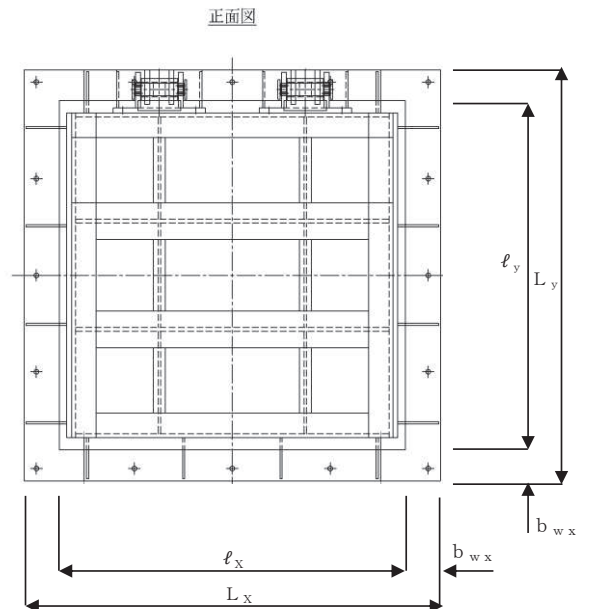


図 5.5-10 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

## 5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A <sub>1</sub> (mm <sup>2</sup> )	水の単位体積重量 W <sub>0</sub> (N/mm <sup>3</sup> )
1.4709975×10 <sup>4</sup>	1.7424×10 <sup>6</sup>	1.01×10 <sup>-5</sup>

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数 k	短辺 a <sub>1</sub> (mm)	長辺 b <sub>1</sub> (mm)	板厚 t <sub>1</sub> (mm)	単位面積当たりの 荷重 P <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
1~2桁	41.96	440	600	25	0.006754
2~3桁	41.96	440	600	25	0.006754
3~4桁	41.96	440	600	25	0.006754

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L <sub>2</sub> (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )
1桁	1.4859	1320	3.799467×10 <sup>5</sup>	2.56×10 <sup>3</sup>
2, 3桁	2.9717	1320	9.415644×10 <sup>5</sup>	4.16×10 <sup>3</sup>
4桁	1.4859	1320	6.797867×10 <sup>5</sup>	4.16×10 <sup>3</sup>

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z <sub>3</sub> (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w3</sub> (mm <sup>2</sup> )
0.006754	440	1.713276×10 <sup>5</sup>	1.512×10 <sup>3</sup>

ヒンジ（吊りピン）					ヒンジ（プレート）	
支間長 L <sub>4</sub> (mm)	受圧幅 B <sub>4</sub> (mm)	作用する荷重 P <sub>4</sub> (N)	断面係数 Z <sub>4</sub> (mm <sup>3</sup> )	断面積 A <sub>4</sub> (mm <sup>2</sup> )	最薄部の断面積 A <sub>h5</sub> (mm <sup>2</sup> )	作用する荷重 P <sub>5</sub> (N)
176	150	12503	1.2272×10 <sup>4</sup>	1.963×10 <sup>3</sup>	1200	12503

取付けボルトの 断面積 A <sub>b6</sub> (mm <sup>2</sup> )	ヒンジ1箇所あたりが 負担する自重荷重 P <sub>w6</sub> (N)	鉛直地震力 P <sub>v6</sub> (N)	水平地震力 P <sub>H6</sub> (N)
234.89880	7355.0	3677.5	5884.0

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

戸当りへ作用する 水平地震力 $P_7$ (N/mm <sup>2</sup> )	扉体幅 $L_s$ (mm)	戸当り支圧部の 板厚 $L_c$ (mm)	戸当り幅 $S$ (mm)	支圧幅 $b_{wx}$ (mm)	支圧幅 $b_{wy}$ (mm)
0.0101	1320	12	245	245	225

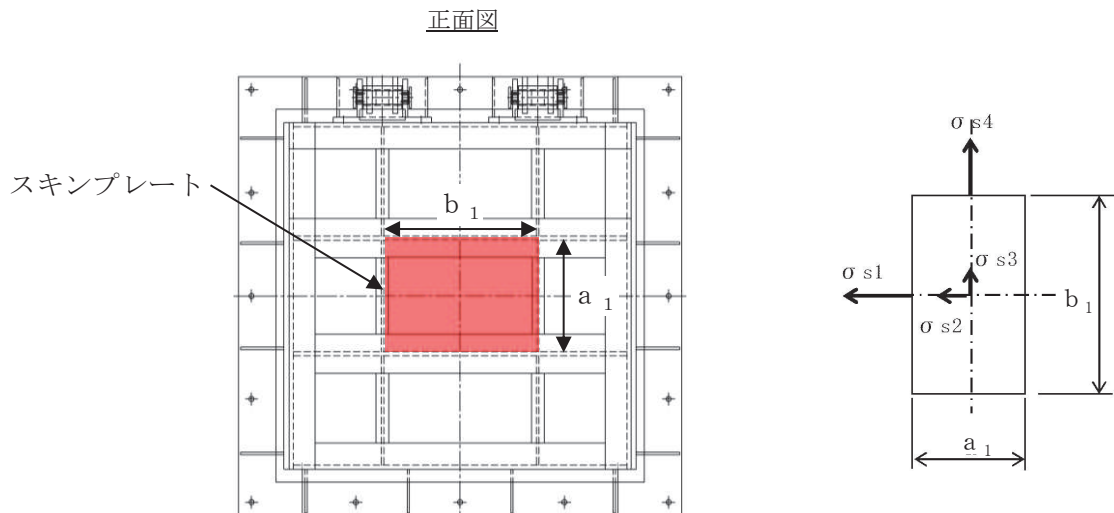
地震荷重 $q$ (N/mm <sup>2</sup> )	戸当り横幅 $L_x$ (mm)	戸当り縦幅 $L_y$ (mm)	支圧板中心横幅 $l_x$ (mm)	支圧板中心縦幅 $l_y$ (mm)
0.0101	1710	1670	1465	1445

## 5.7 応力計算

### 5.7.1 スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

#### (1) 発生荷重

スキンプレートに作用する荷重として，板の自重による水平方向地震荷重を考慮し，以下の式により計算する。

$$P_1 = K_H \times w \times A_1$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。



表 5.7-1 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
K <sub>H</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平方向の設計震度	0.8	—
w	扉体の自重	1.4709975×10 <sup>4</sup>	N
A <sub>1</sub>	扉体面積	1.7424×10 <sup>6</sup>	mm <sup>2</sup>

よって、

$$P_1 = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
k	辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数	—	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	—	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	—	mm
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区分における辺長比を元に数値を求める。各区分の計算に用いた短辺 a<sub>1</sub>、長辺 b<sub>1</sub> 及び発生圧力 P に加え、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 (1) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

b/a	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
$\infty$	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 (2) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	$a_1$ (mm)	$b_1$ (mm)	$b_1/a_1$	k	P (N/mm <sup>2</sup> )	t (mm)
1~2桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
2~3桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
3~4桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25

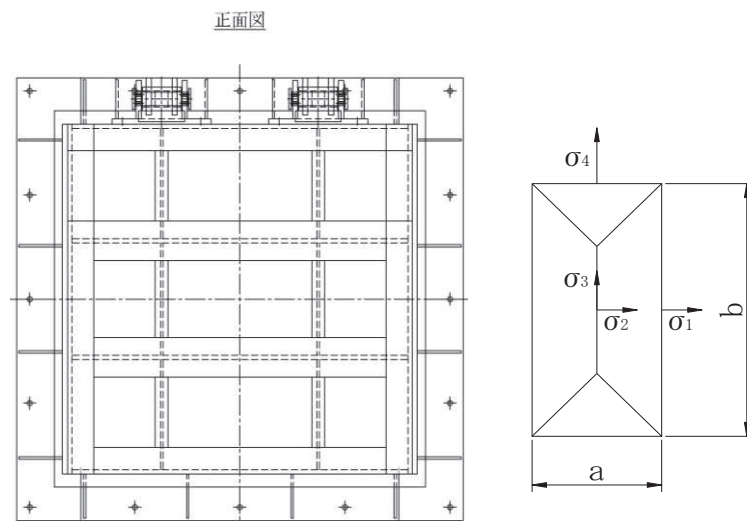


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

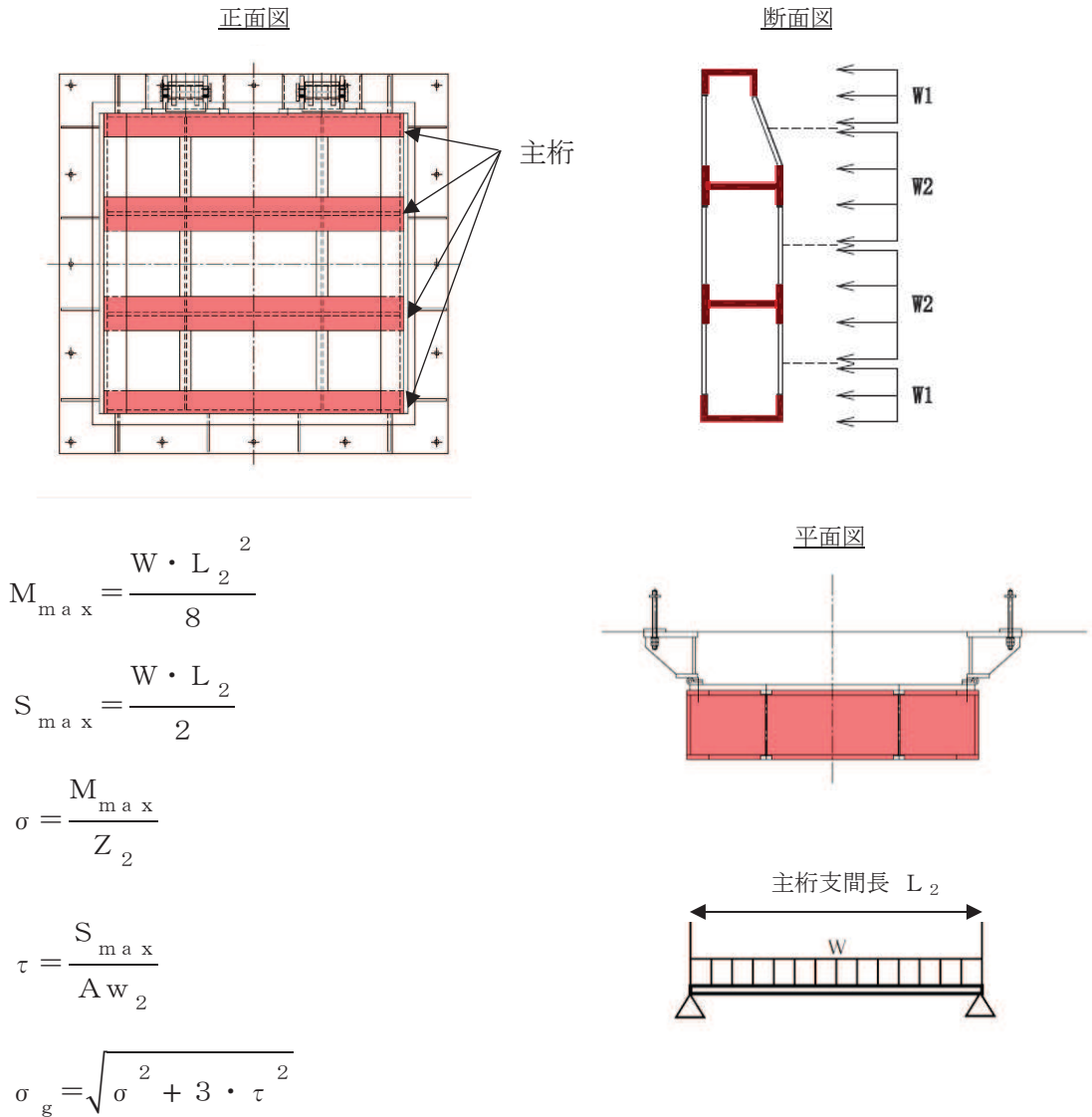
$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$$= \frac{1}{100} \times 41.96 \times 440^2 \times 0.006754 \div 25^2 = 0.88 \text{ N/mm}^2$$

### 5.7.2 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-3 に示す。



W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)

L<sub>2</sub> : 主桁支間長 (mm)

Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N
P	主桁に作用する水平地震荷重	0.006754	N/mm <sup>2</sup>
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 0.006754 \times \frac{440}{2} = 1.4859 \text{N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.006754 \times \frac{440}{2} \times 2 = 2.9717 \text{N/mm}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M <sub>max</sub>	最大曲げモーメント	—	N・mm
S <sub>max</sub>	最大せん断力	—	N
L <sub>2</sub>	主桁支間長	1320	mm

よって、

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\max} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{1.4859 \times 1320^2}{8} = 323629.02 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{2.9717 \times 1320^2}{8} = 647236.26 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{1.4859 \times 1320}{2} = 980.6940 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{2.9717 \times 1320}{2} = 1961.322 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を計算するに当たり、主桁の断面係数を求める。図 5.7-4～図 5.7-6 に主桁の断面形状を示す。

扉体主桁 (1桁) 断面性能

使用部材 PLC-200×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(200^3 \times 100 - 160^3 \times 84)}{200} = 3.799467 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 160 \times 16 = 2.56 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

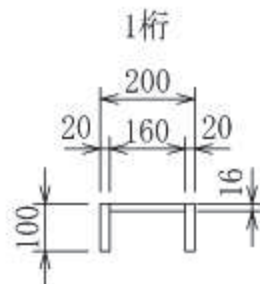


図 5.7-4 主桁 (1桁) の断面形状 (単位: mm)

扉体主桁（2，3桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{300^3 \times 150 - 260^3 \times 134}{300} \right) = 9.415644 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

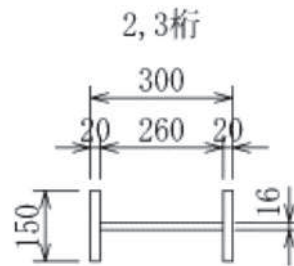


図 5.7-5 主桁（2，3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{300^3 \times 100 - 260^3 \times 84}{300} \right) = 6.797867 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

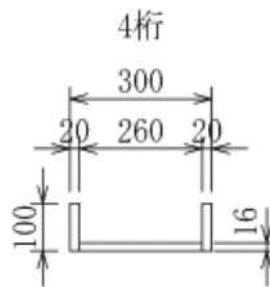


図 5.7-6 主桁（4桁）の断面形状（単位：mm）

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\max} \div A w_2$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\max}$	最大曲げモーメント (1 桁)	323629.02	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	647236.26	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	323629.02	N・mm
$S_{\max}$	最大せん断力 (1 桁)	980.694	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	1961.322	N
	最大せん断力 (4 桁)	980.694	N
$Z_2$	主桁の断面係数 (1 桁)	$3.799467 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	$9.415644 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (4 桁)	$6.797867 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
$A w_2$	せん断抵抗断面積 (1 桁)	$2.56 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	$4.16 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	$4.16 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

以上により，

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 3.799467 \times 10^5 = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 647236.26 \div 9.415644 \times 10^5 = 0.69 \text{ N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 6.797867 \times 10^5 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = S_{\max} \div A w_2 = 980.694 \div 2.56 \times 10^3 = 0.39 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = S_{\max} \div A w_2 = 1961.322 \div 4.16 \times 10^3 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

4桁

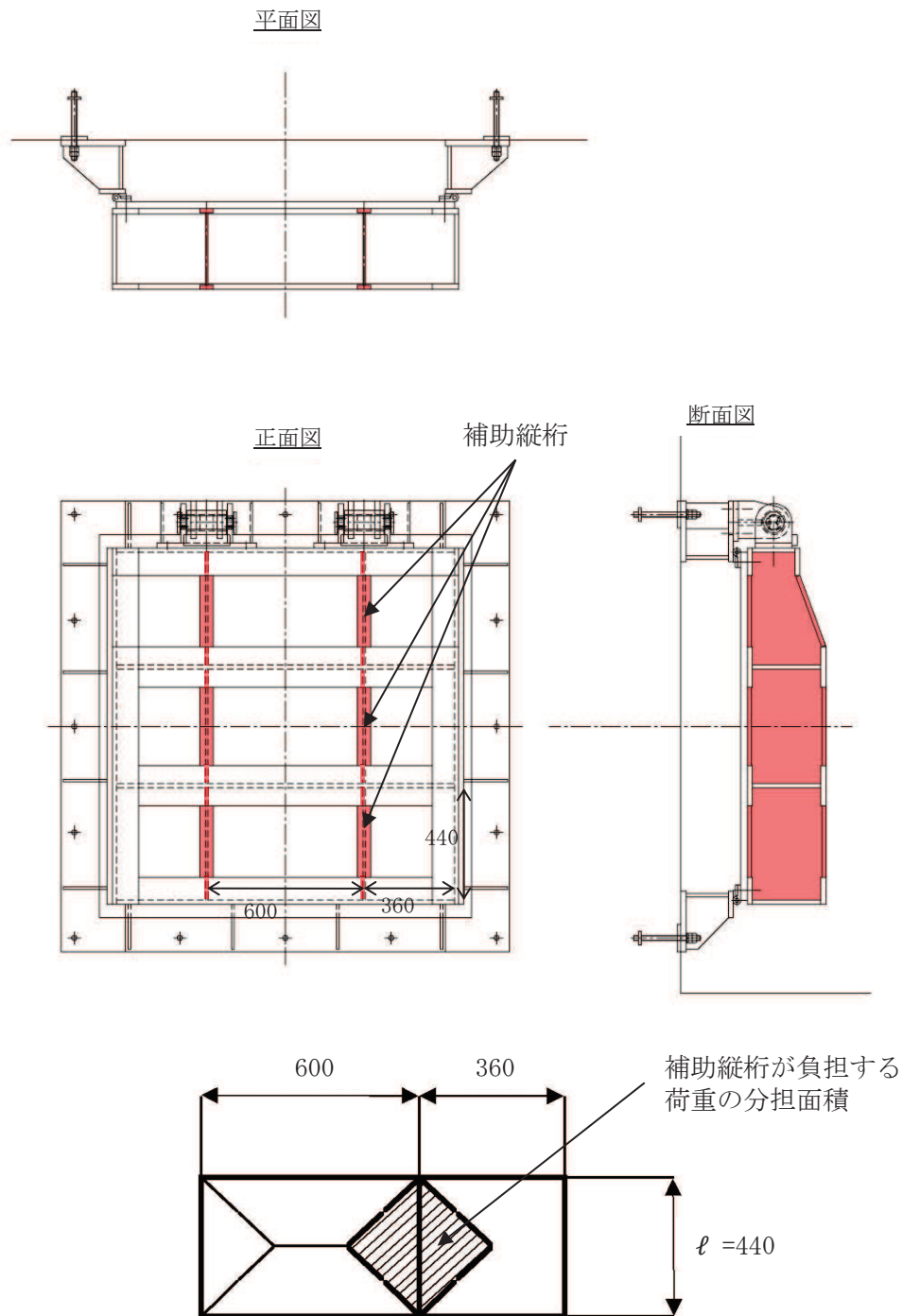
$$\tau = S_{\max} \div A w_2 = 980.694 \div 4.16 \times 10^3 = 0.24 \text{ N/mm}^2$$



### 5.7.3 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても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 5.7-7 に示す。



$$M_{max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)  
 $Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $S_{max}$  : 最大せん断力 (N)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-7 補助縦桁のモデル図及び応力算定式 (単位: mm)

(1) 発生荷重

補助縦桁に作用する各区画の平均荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$p = K_H \times w \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートが発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$p$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$K_H$	基準地震動 $S_s$ による水平方向の設計震度	0.8	—
$w$	扉体の自重	$1.4709975 \times 10^4$	N
$A_1$	扉体面積	$1.7424 \times 10^6$	mm <sup>2</sup>

よって、

$$p = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{ N/mm}^2$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^2}{4}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^3}{12} = \frac{0.006754 \times 440^3}{12} = 4.80 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^2}{4} = \frac{0.006754 \times 440^2}{4} = 3.27 \times 10^2 \text{N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-200×50×9/16 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{200^3 \times 50 - 168^3 \times 41}{200} \right) = 1.713276 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{mm}^2$$

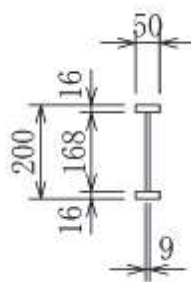


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状 (単位: mm)

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_3}$$

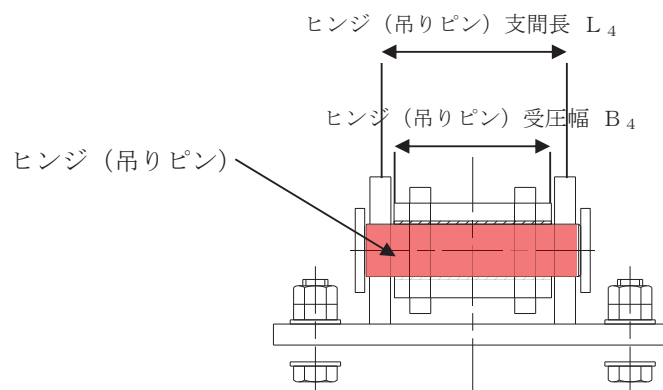
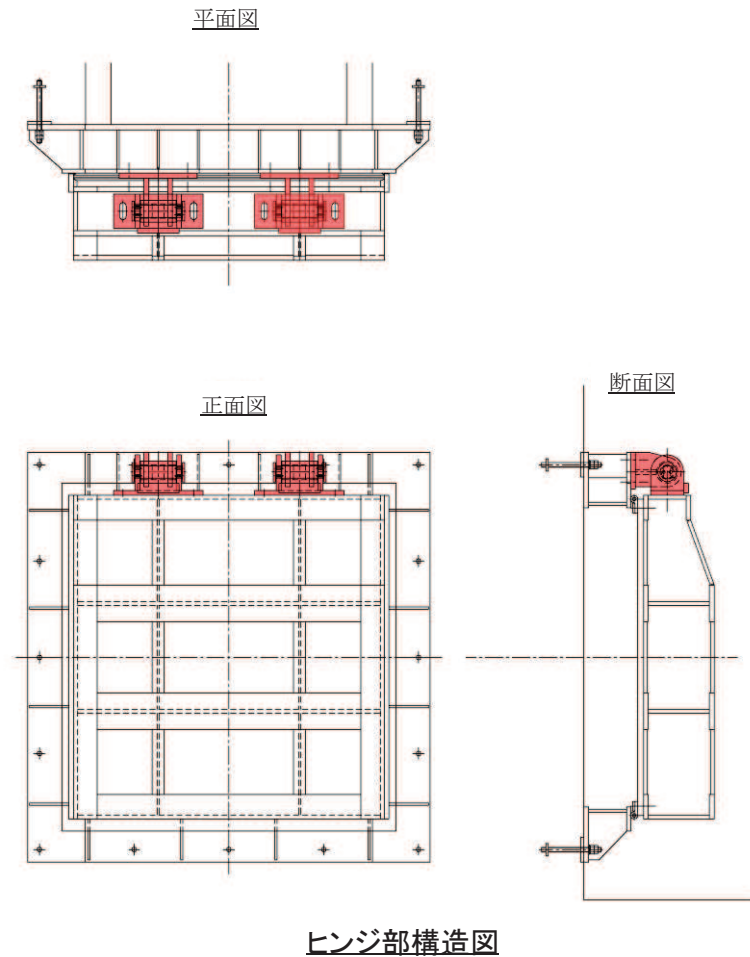
$$\sigma = \frac{4.80 \times 10^4}{1.713276 \times 10^5} = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{3.27 \times 10^2}{1.512 \times 10^3} = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

#### 5.7.4 ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



**ヒンジ(吊りピン)構造図**

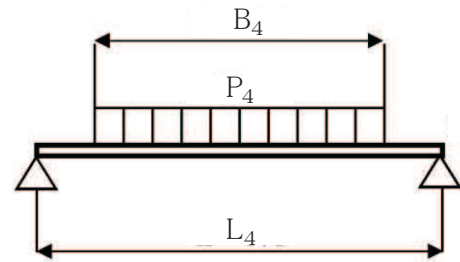
$$M_{\max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $L_4$  : ヒンジ (吊りピン) 支間長 (mm)
- $B_4$  : ヒンジ (吊りピン) 受圧幅 (mm)
- $P_4$  : ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重 (N)
- $Z_4$  : ヒンジ (吊りピン) の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )
- $A_4$  : ヒンジ (吊りピン) の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $M_{\max}$  : 最大曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )
- $S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)
- $\sigma$  : 曲げ応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\tau$  : せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_g$  : 合成応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

図 5.7-9 ヒンジ (吊りピン) のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_4 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2}$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 ヒンジ（吊りピン）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_4$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	—	N
$P_1$	自重荷重	7354.9875	N
$P_2$	鉛直荷重	3677.4938	N
$P_3$	水平荷重	5883.99	N
$g$	重力加速度	9.80665	$m/s^2$
$K_H$	水平震度	0.8	—
$K_V$	鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_4 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503N$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2 = 1500kg \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875N$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500kg \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938N$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500kg \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99N$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{max} = \frac{P_4}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 ヒンジ（吊りピン）の曲げモーメントの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_{max}$	最大曲げモーメント	—	N/mm
$P_4$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
$L_4$	ヒンジピン支間長	176	mm
$B_4$	ヒンジピン受圧幅	150	mm

$$M_{max} = \frac{12503 \times (2 \cdot 176 - 150)}{8} = 315700.75 \text{ N/mm}$$

$$S_{max} = \frac{12503}{2} = 6251.5N$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

ヒンジピン断面性能

使用部材 φ50 (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \pi \times 50^3 \div 32 = 1.2272 \times 10^4 \text{mm}^3$$

総断面積

$$A_4 = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1.963 \times 10^3 \text{mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 ヒンジ（吊り）ピンの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	315700.75	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	6251.5	N
$Z_2$	断面係数	$1.2272 \times 10^4$	mm <sup>3</sup>
$A_{w2}$	断面積	$1.963 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4} = \frac{315700.8}{1.2272 \times 10^4} = 25.73 \text{N/mm}^2$$

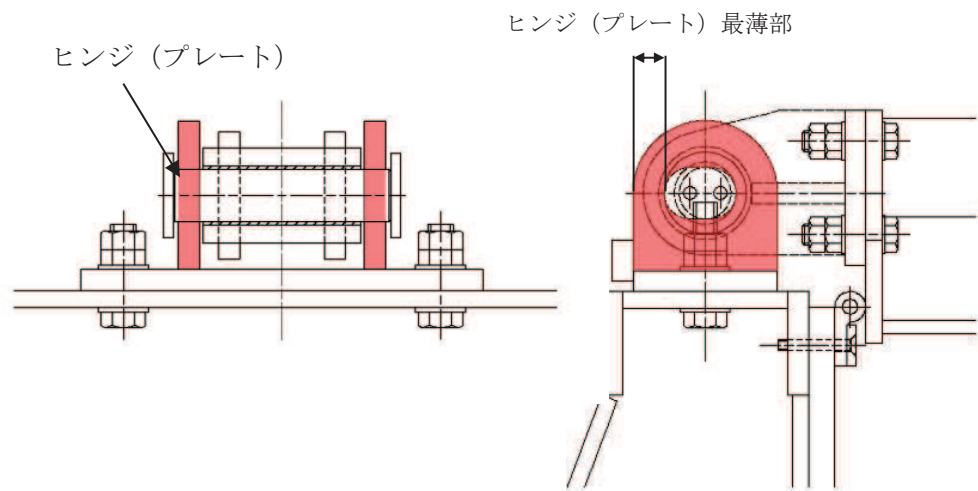
$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4} = \frac{4}{3} \times \frac{6251.5}{1.963 \times 10^3} = 4.25 \text{N/mm}^2$$



### 5.7.5 ヒンジ（プレート）

ヒンジ（プレート）は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（プレート）の構造図及び応力算定式を図 5.7-10 に示す。



$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

$P_5$  : ヒンジ（プレート）に作用する荷重 (N)

$A h_5$  : ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-10 ヒンジ（プレート）の構造図及び応力算定式

#### (1) 発生荷重

ヒンジ（プレート）に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_5 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2}$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 ヒンジ（プレート）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_5$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	—	N
$P_1$	自重荷重	7354.9875	N
$P_2$	鉛直荷重	3677.4938	N
$P_3$	水平荷重	5883.99	N
$g$	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
$K_H$	水平震度	0.8	—
$K_V$	鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_4 = \sqrt{(P_1 + P_2)^2 + P_3^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_1 = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

(2) ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積

$$A h_5 : 1200\text{mm}^2 = \text{PL20} \times 30\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

(3) 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

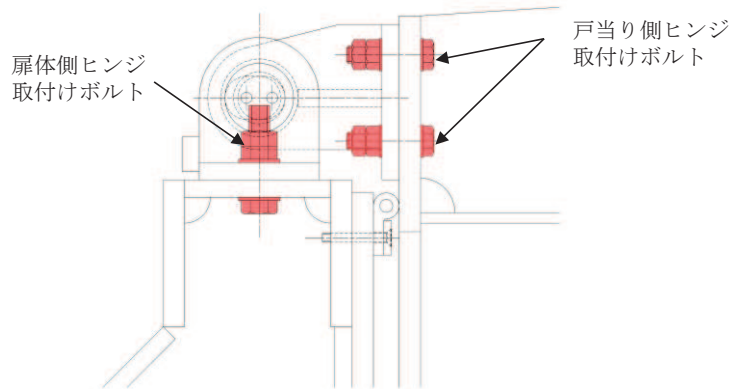
記号	定義	数値	単位
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_5$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
$A h_5$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	1200	mm <sup>2</sup>

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5} = \frac{12503}{1200.0} = 10.42 \text{ N/mm}^2$$

### 5.7.6 ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.7-11に示す。



#### 【扉側側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

$P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H6}$  : 水平地震力 (N)

$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

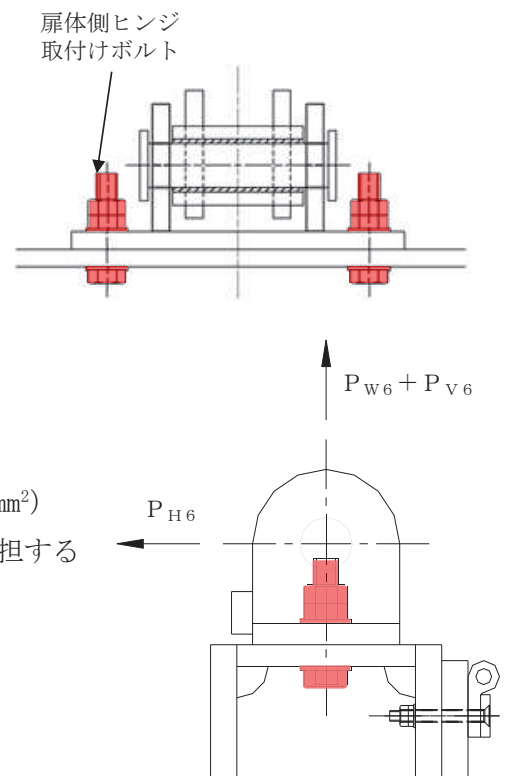


図 5.7-11(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(1) 発生荷重（扉体側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_1 = K_p \times g \div 2$$

$$P_2 = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_3 = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
$P_{V6}$	鉛直荷重	—	N
$P_{H6}$	水平荷重	—	N
$g$	重力加速度	9.80665	$m/s^2$
$K_H$	水平震度	0.8	—
$K_V$	鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0N$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5N$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0N$$

(2) 取付ボルトの断面積（扉体側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径  $\phi$  17.294mm)

$$A b_6 = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

(3) 発生応力（扉体側）

引張応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	3677.5	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	5884.0	N
$A_{b6}$	取付ボルトの断面積	234.89880	mm <sup>2</sup>

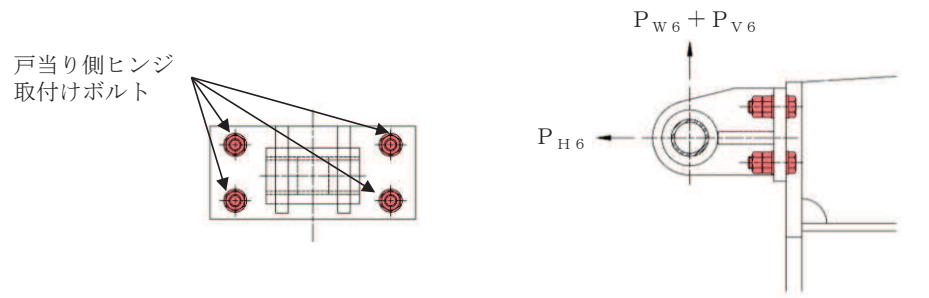
引張応力度

$$\sigma = \frac{7355 + 3677.5}{234.89880 \times 2} = 23.49 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{5883.99}{234.89880 \times 2} = 12.53 \text{N/mm}^2$$

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

$P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H6}$  : 水平地震力 (N)

$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-11(2) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(4) 発生荷重 (戸当り側)

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	—	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	—	N
$g$	重力加速度	9.80665	$m/s^2$
$K_H$	本震水平震度	0.8	—
$K_V$	本震鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0N$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5N$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0N$$

(5) 取付ボルトの断面積（戸当り側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径  $\phi$  17.294mm)

$$A b_6 = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

(6) 発生応力（戸当り側）

引張応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	3677.5	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	5884.0	N
$A_{b6}$	取付ボルトの断面積	234.89880	mm <sup>2</sup>

引張応力度

$$\sigma = \frac{5884.0}{234.89880 \times 4} = 6.27 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

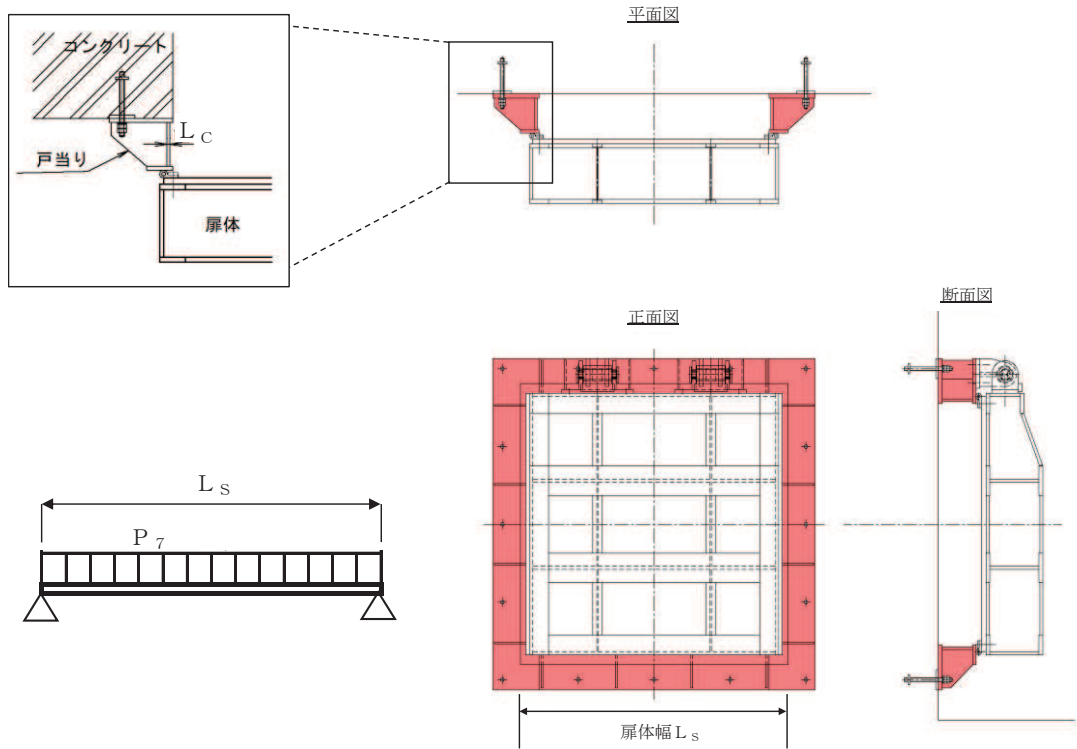
$$\tau = \frac{7355+3677.5}{234.89880 \times 4} = 11.75 \text{N/mm}^2$$



### 5.7.7 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-12 に示す。



$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

$P_7$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

$\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-12 戸当りの構造図、モデル図及び応力算定式

#### (1) 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

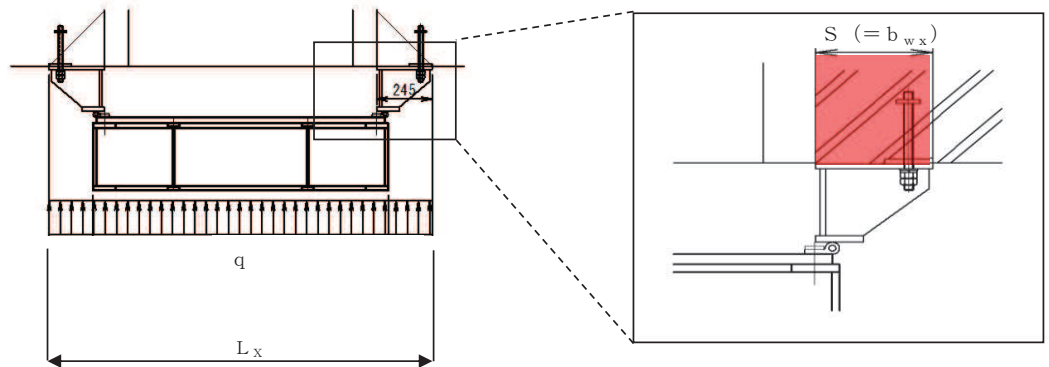
記号	定義	数値	単位
$\sigma$	支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_7$	戸当りへ作用する荷重	0.0101	N/mm <sup>2</sup>
$L_s$	扉体幅	1320	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.0101 \times 1320}{2 \times 12} = 0.56 \text{N/mm}^2$$

### 5.7.8 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-13 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ<sub>x</sub> : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ<sub>y</sub> : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b<sub>wx</sub> : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b<sub>wy</sub> : 支圧縦幅 (mm)
- σ<sub>bk</sub> : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

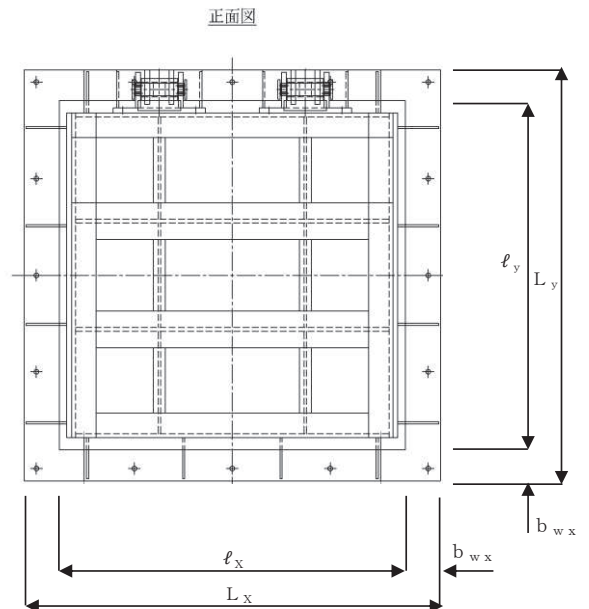


図 5.7-13 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

(1) 発生応力

支圧応力及びせん断力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2(\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 コンクリート支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bk}$	コンクリート支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
q	地震荷重	0.0101	N/mm <sup>2</sup>
$L_x$	戸当り横幅	1710	mm
$L_y$	戸当り縦幅	1670	mm
$\ell_x$	支圧板中心横幅	1465	mm
$\ell_y$	支圧板中心縦幅	1445	mm
$b_{wx}$	支圧横幅	245	mm
$b_{wy}$	支圧縦幅	225	mm
S	戸当り幅	245	mm

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{0.010131 \cdot 1710 \cdot 1670}{2(1465 \cdot 225 + 1445 \cdot 245)} = 0.03 \text{N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{0.03 \cdot 245}{2 \cdot 245} = 0.02 \text{N/mm}^2$$

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)				
扉体	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.88	154	0.01				
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.86	151	0.01			
				2,3桁	0.69	154	0.01		
				4桁	0.48	151	0.01		
		2,3桁		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.39	88	0.01		
					4桁	0.48	88	0.01	
					1桁	0.24	88	0.01	
		4桁			合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	1.10	154	0.01	
						2,3桁	1.09	154	0.01
						4桁	0.64	154	0.01
	補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.29			144	0.01		
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			0.22	88	0.01	
			合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *			0.48	154	0.01	
	ヒンジ (プレート)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10.42	88		0.12			
	ヒンジ (ピン)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25.73	154		0.17			
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4.25	88		0.05			
		合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	26.77	154	0.18				
	ヒンジ取付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23.49	154	0.16				
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12.53	88	0.15				
合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *		31.99	154	0.21					
固定部	ヒンジ取付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6.27	154	0.05				
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11.75	88	0.14				
		合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	21.30	154	0.14				
	戸当り	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.56	231	0.01				
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.03	13.5	0.01				
せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		0.02	1.5	0.02					

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度（又は引張応力度）及びせん断応力度から算出する。

## 7. 出口側集水ピットの強度評価

### 7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。

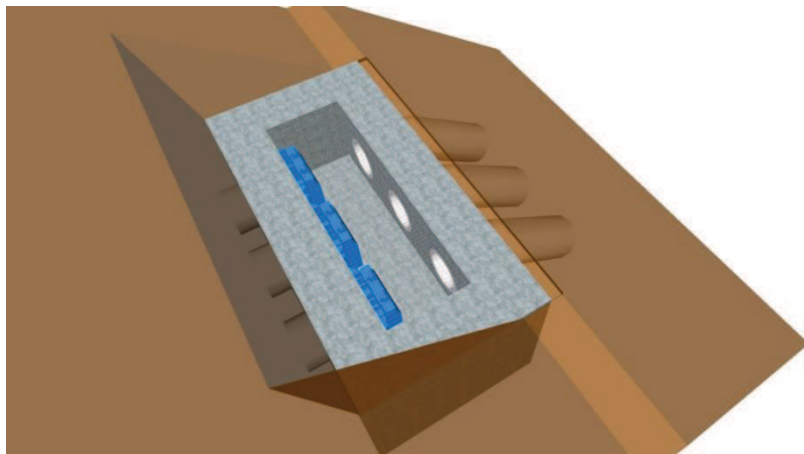
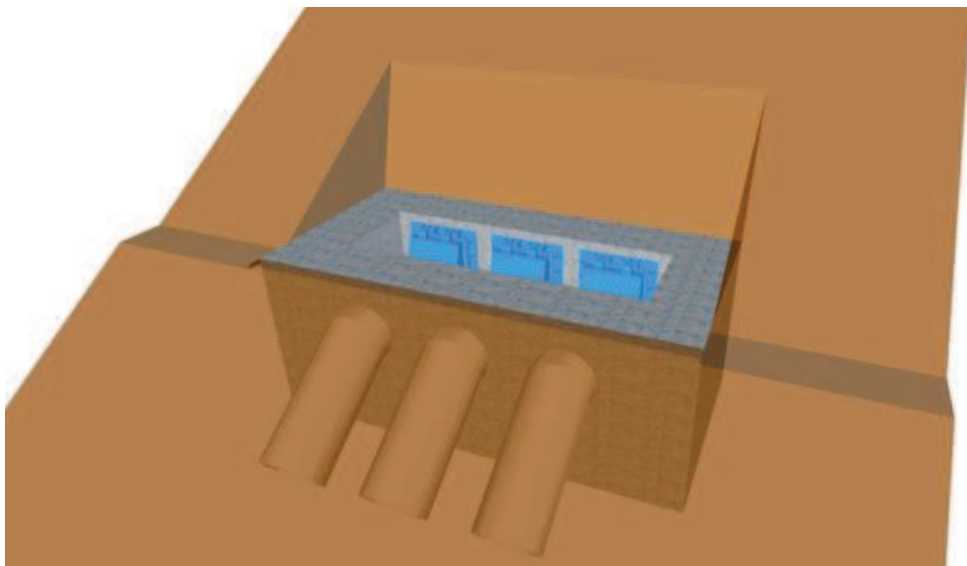
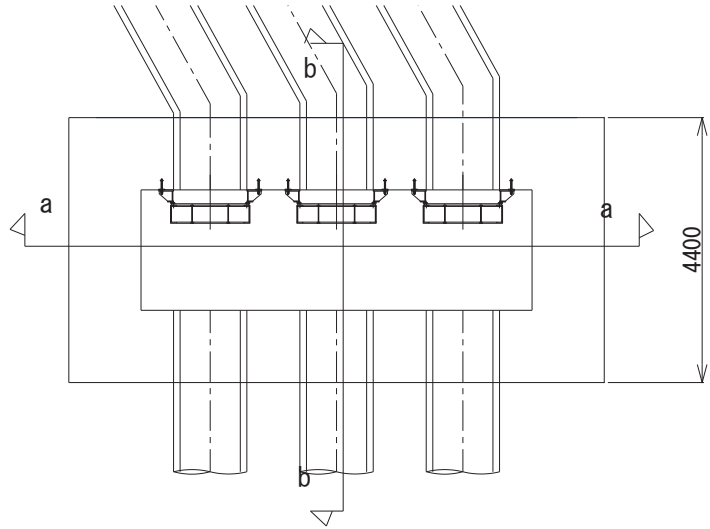
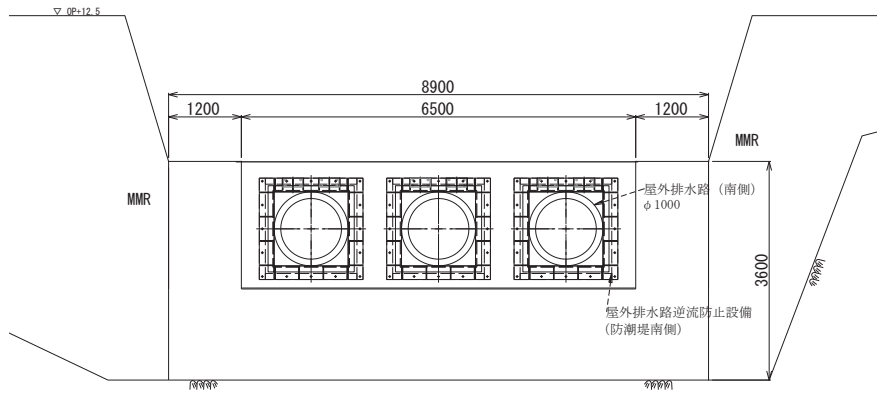


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図



a-a 正面図



b-b 断面図

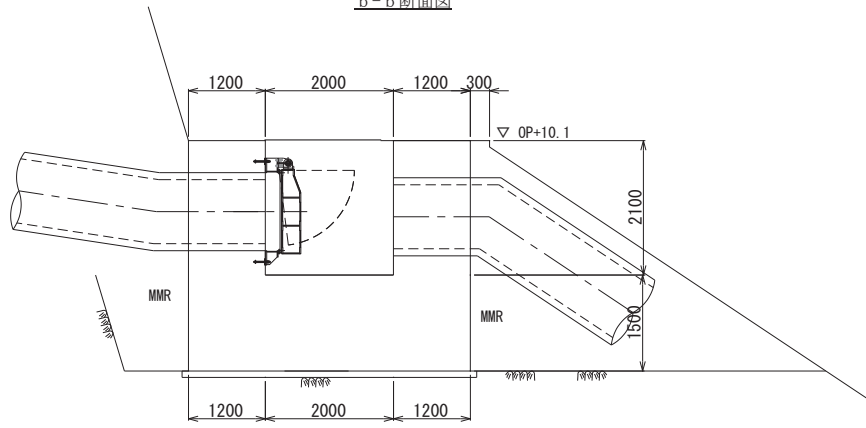


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図





## 7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動  $S_s$  に対して実施する地震応答解析の結果を用いて、表 7.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材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屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力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ついては、基礎地盤に生じる鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

図7.2-1に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
				曲げ・軸力	せん断力
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

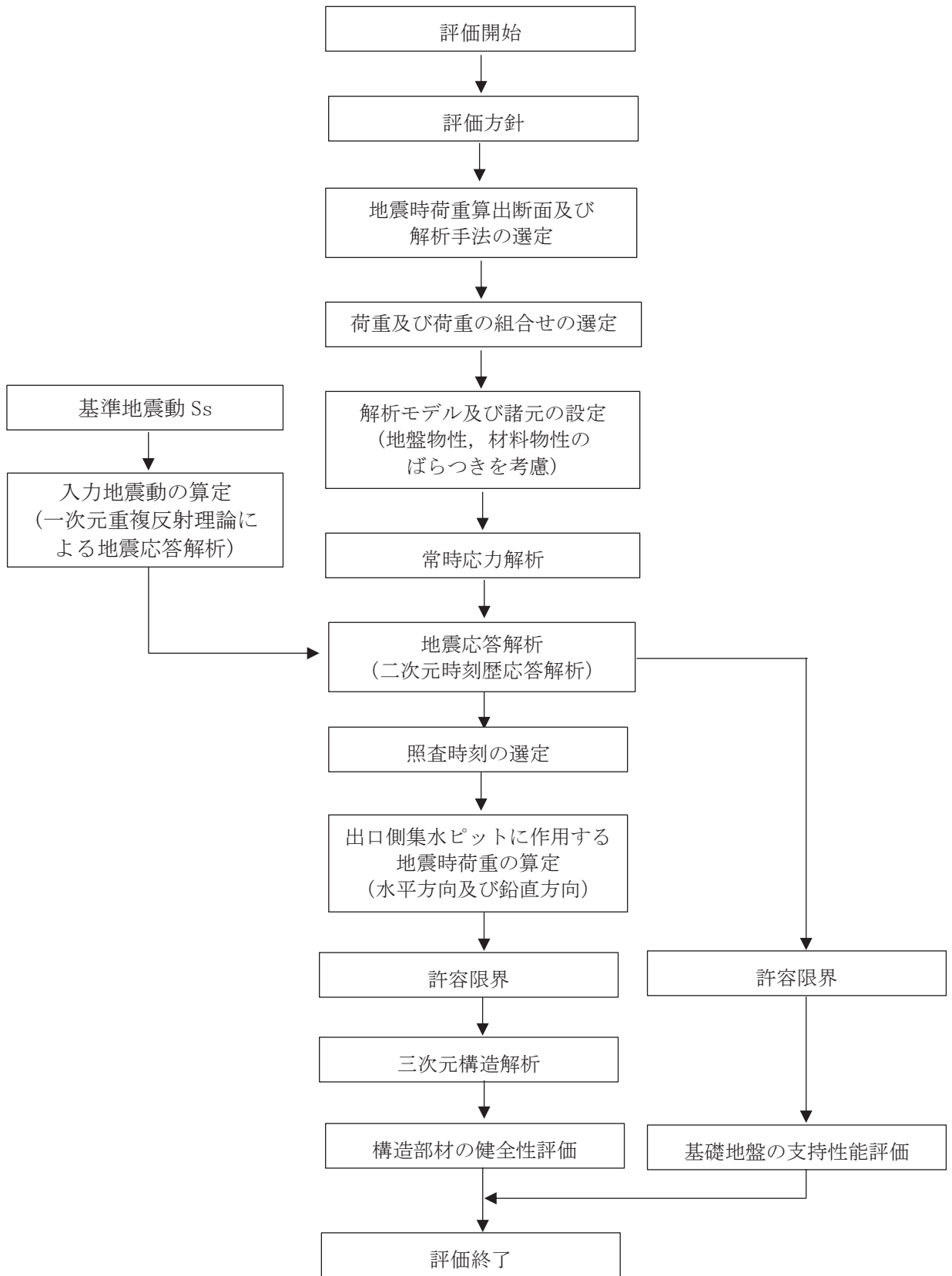


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

## 8. 地震応答解析

### 8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8.1-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.1-2 に示す。

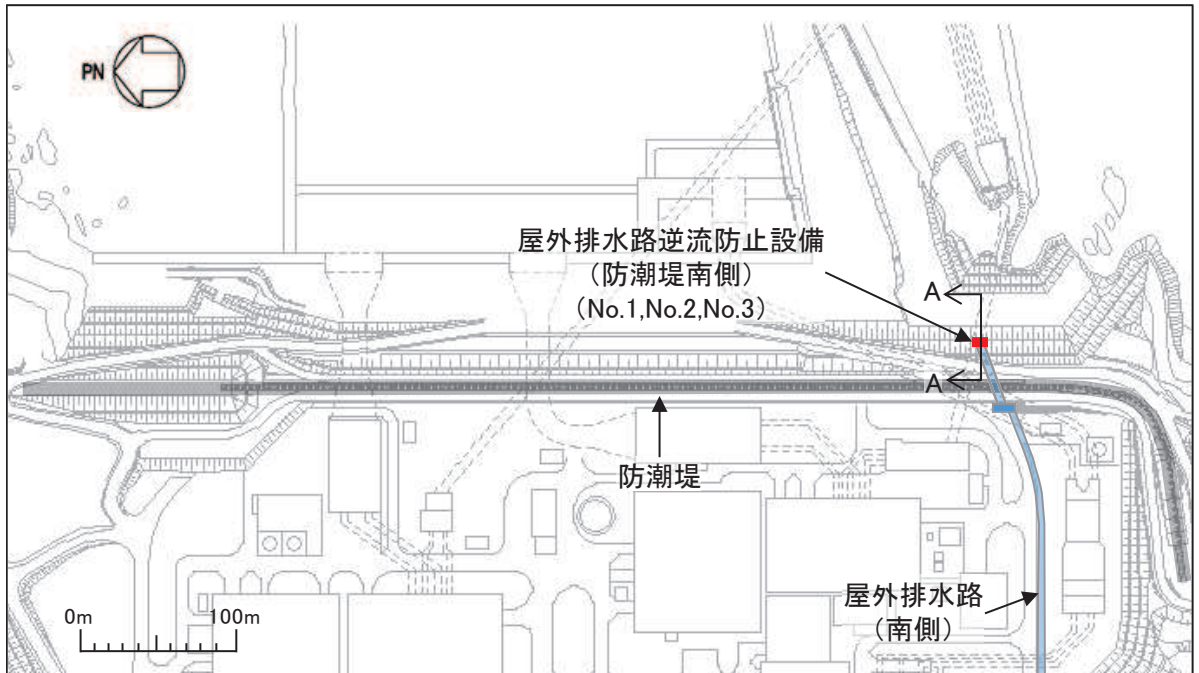


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

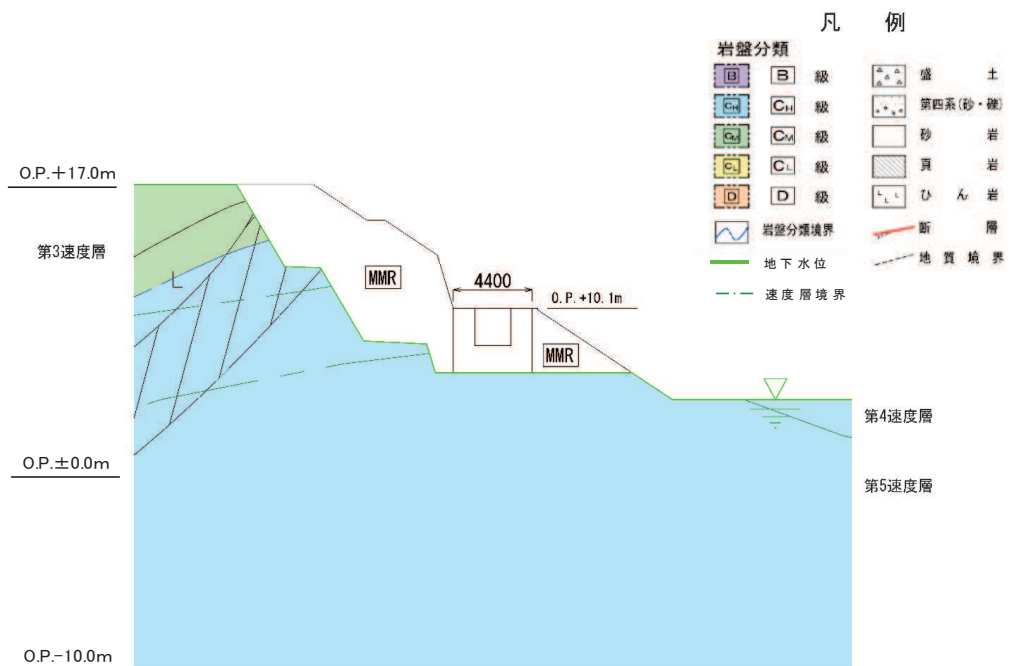


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図 (A-A 断面)

## 8.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「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二次元動的有限要素法により、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を行うこととし、出口側集水ピットが岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析手法を用いる。

全応力解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 8.2.1 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、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。

地震応答解析の選定フローを図 8.2-1 に示す。

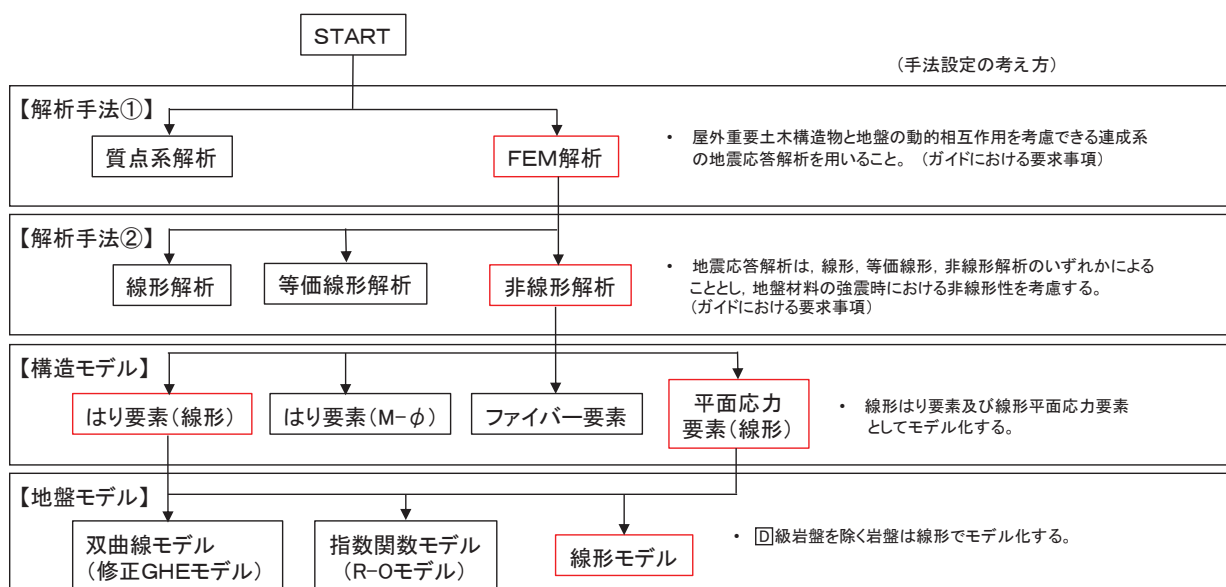


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

### 8.2.2 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁及び底版を線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

### 8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.1-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として  $C_H$  級岩盤及び  $C_M$  級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与

えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.2-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

#### 8.2.4 減衰定数

減衰定数は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形はり要素でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

出口側集水ピットでは質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.2-2 に示す。

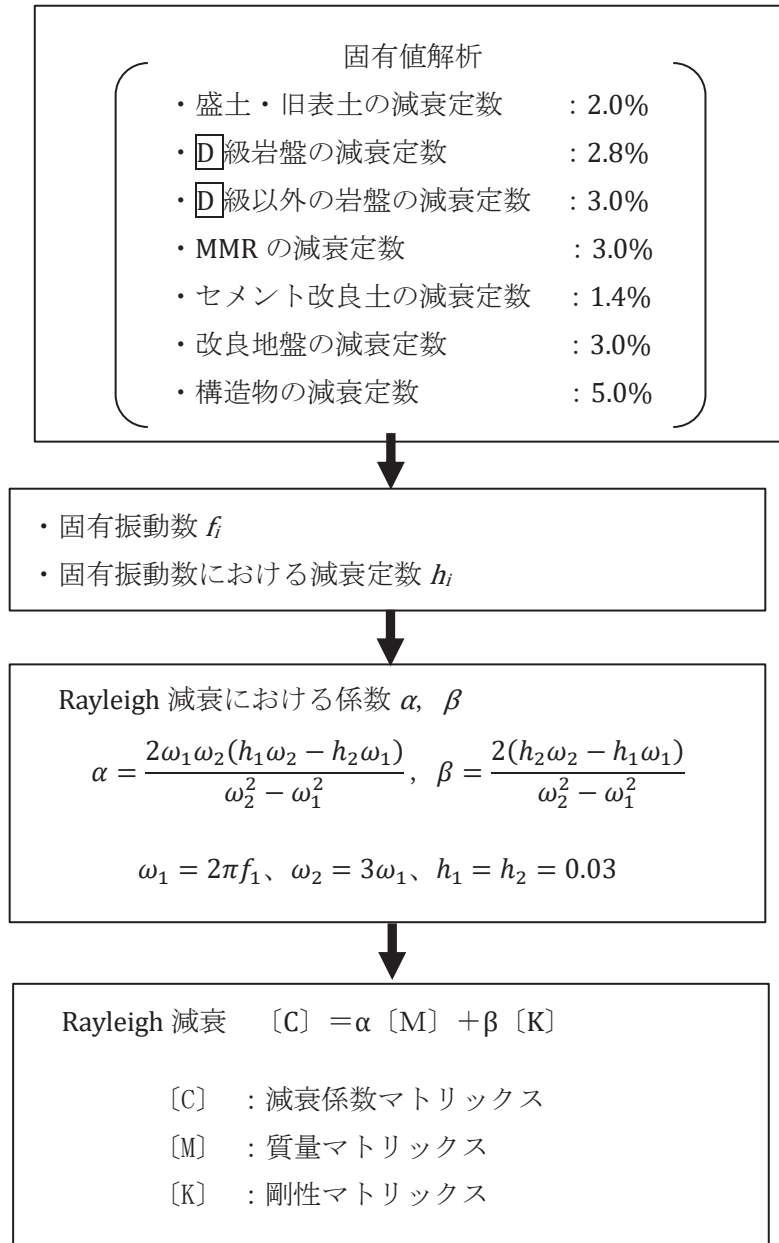


図 8.2-2 出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定に当たっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。2 次モードの固有円振動数 ( $\omega_2$ ) は、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、1 次モードの固有円振動数 ( $\omega_1$ ) の 3 倍とする。

固有値解析におけるモード図を図 8.2-3 に、固有値解析結果の一覧を表 8.2-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 8.2-4 に係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 8.2-3 に示す。

表 8.2-2 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	6.164	84	0	93.27	-0.25	1 次として採用
2	18.332	93	0	-30.52	-4.59	—
3	20.996	93	0	0.37	-0.92	—
4	21.268	93	0	0.27	-0.69	—
5	26.429	93	33	-8.17	54.35	—
6	27.547	93	33	0.26	-5.54	—
7	28.612	93	36	2.38	-17.32	—
8	31.018	96	49	16.32	33.92	—
9	36.662	96	73	2.91	-46.51	—
10	41.236	97	74	11.09	-10.31	—

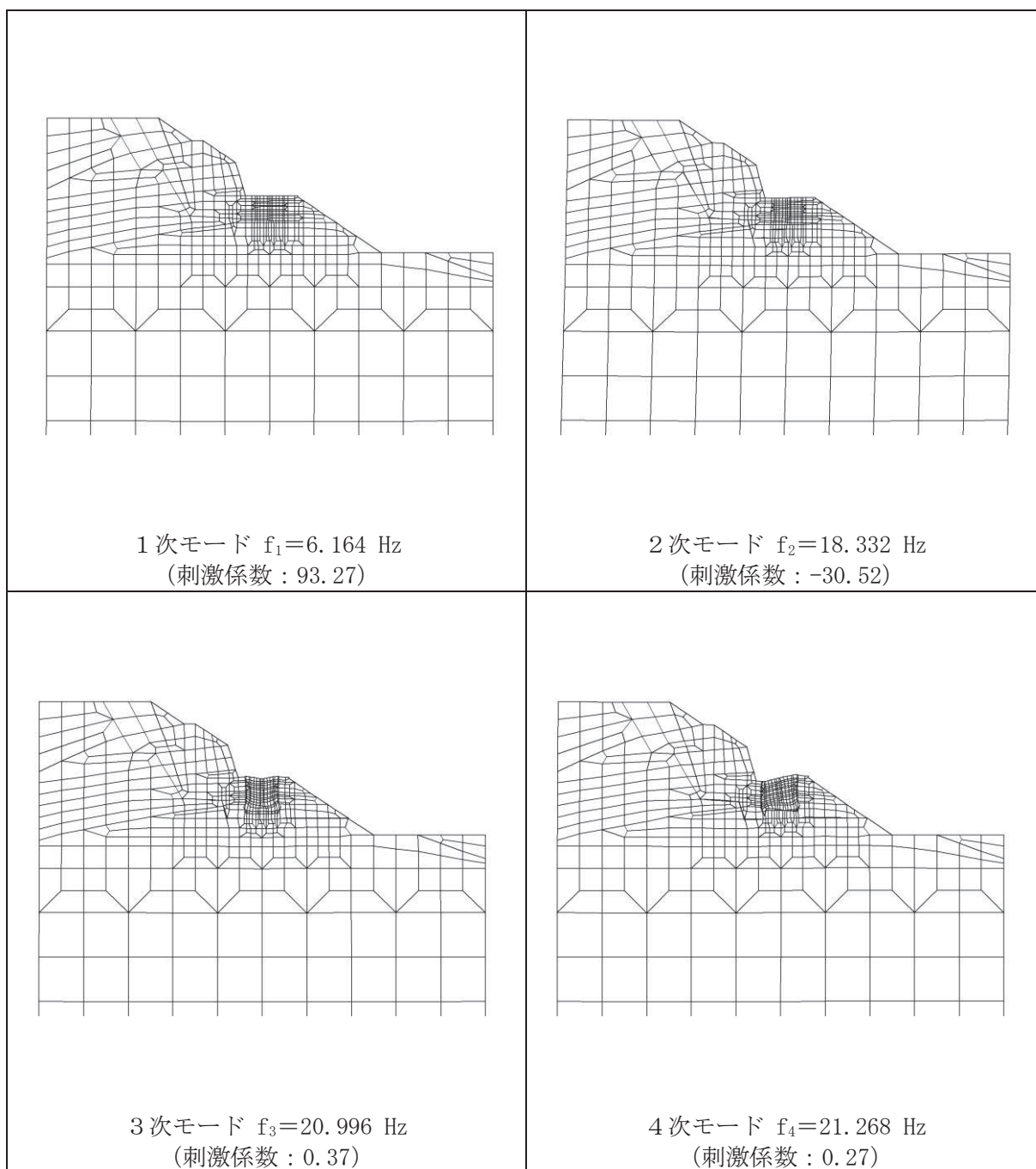


図 8.2-3(1) 固有値解析結果 (モード図)



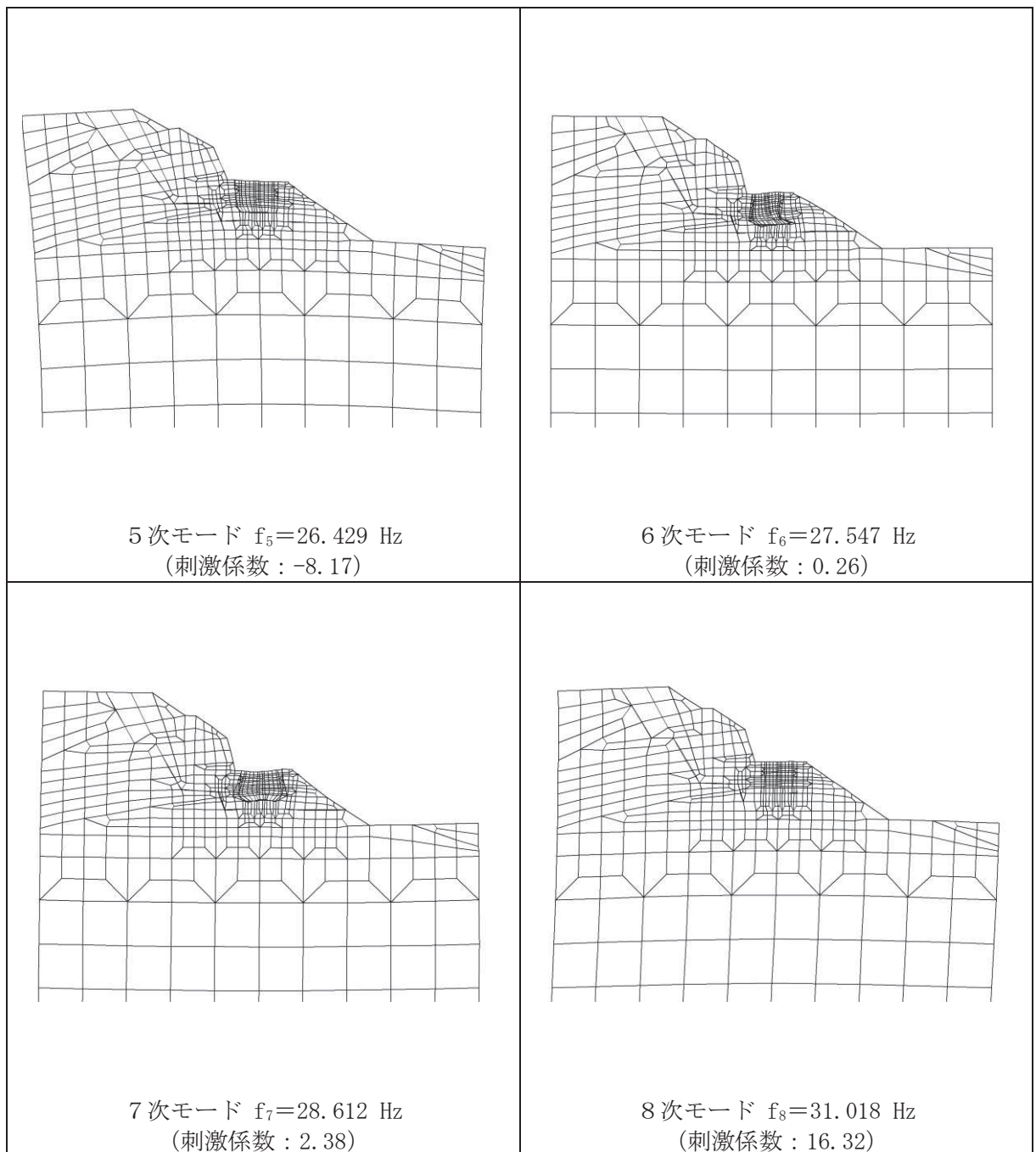


図 8.2-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

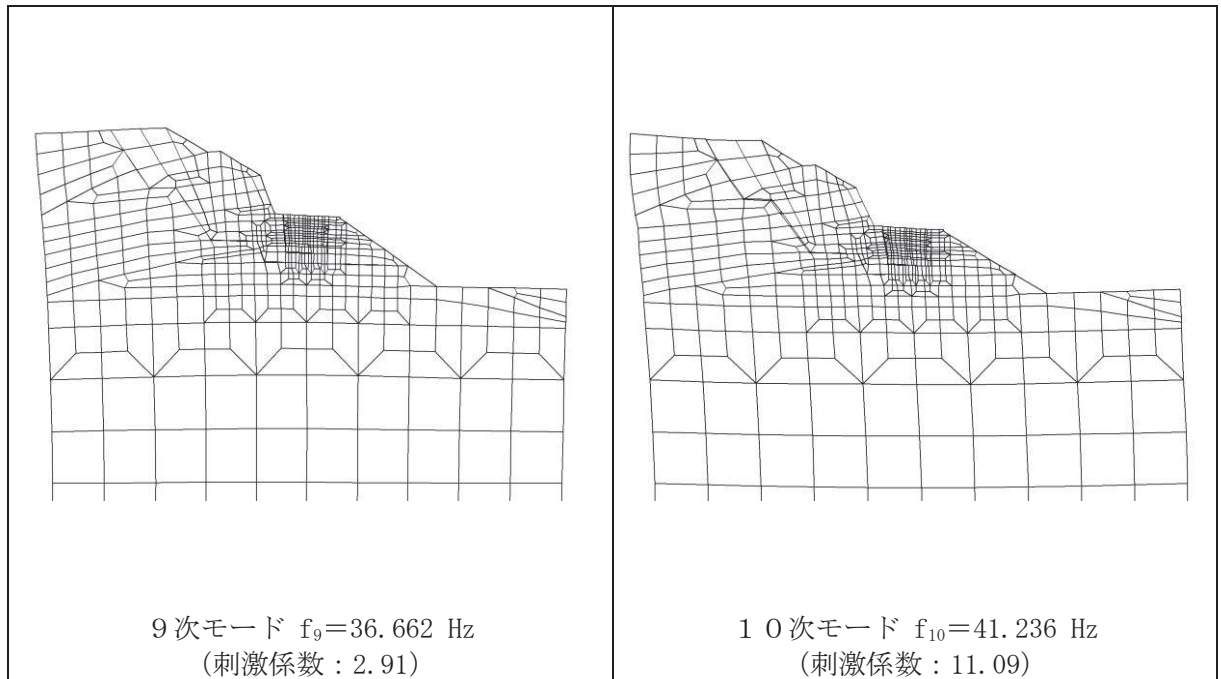


図 8.2-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.2-3 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

地震時荷重算出断面	$\alpha$	$\beta$
A-A 断面	1.743	$3.873 \times 10^{-4}$

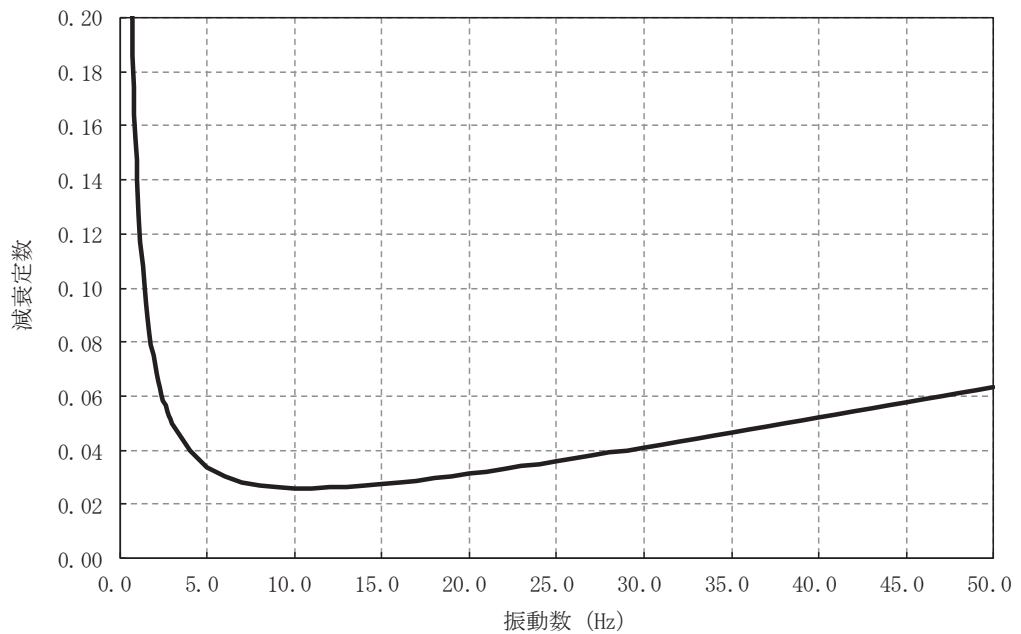


図 8.2-4 設定した Rayleigh 減衰

8.2.5 地震応答解析の検討ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、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。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8.2-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 8.2-4 に示す。

表 8.2-4 耐震評価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		ケース④	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース		材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
材料物性		設計基準強度		設計基準強度		設計基準強度		実強度に基づく圧縮強度*2	
地盤物性		平均値		平均値 + 1 $\sigma$		平均値 - 1 $\sigma$		平均値	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、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において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。					
		--*1	○						
	$S_s - D 2$	++*1	○						
		--*1	○						
	$S_s - D 3$	++*1	○						
		--*1	○						
	$S_s - F 1$	++*1	○						
		--*1	○						
	$S_s - F 2$	++*1	○						
		--*1	○						
	$S_s - F 3$	++*1	○						
		--*1	○						
	$S_s - N 1$	++*1	○						
		--*1	○						

注記 \*1：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：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース  
 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 8.2-5 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.2-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の  
 応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S s - D 1	++	○	○	○	○
	S s - D 2	++	○	○	○	○
	S s - D 3	++	○	○	○	○
	S s - F 1	++	○	○	○	○
	S s - F 2	++	○	○	○	○
	S s - F 3	++	○	○	○	○
	S s - N 1	++	○	○	○	○

注記\*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピット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

発電用原子炉施設が運転状態にあり、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

積雪の影響を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

##### (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。

#### 8.3.2 荷重

出口側集水ピット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、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 $P_s$ を含めて地表面に $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、戸当りについては、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図及び考慮する荷重を図 8.3-1 及び表 8.3-1 に、積載荷重の荷重図を図 8.3-2 に示す。

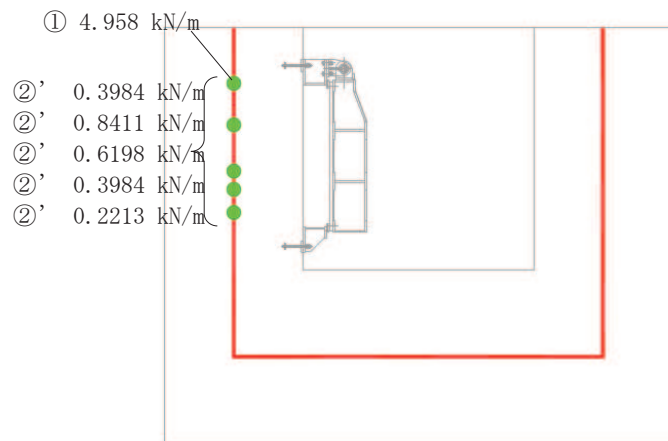


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）

考慮する荷重	重量 (kN/m)
①扉体（3基あたり，単位奥行きあたり）	4.958
②戸当り（3基あたり，単位奥行きあたり）	2.479

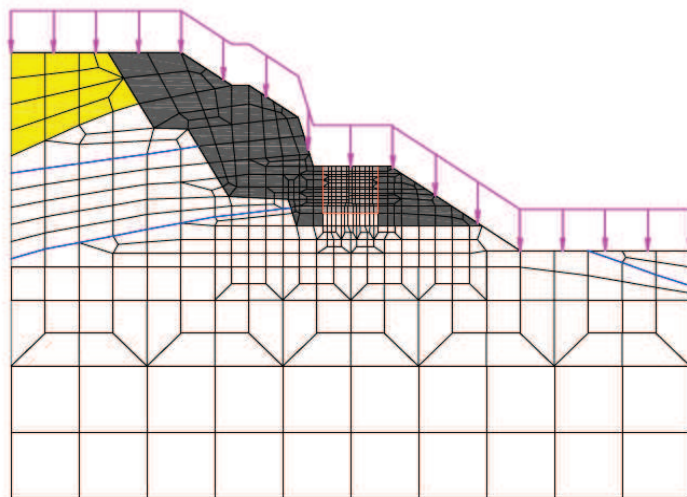


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重 ( $S_s$ )

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-2 に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$S_s$  : 地震荷重

表 8.3-3 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	○	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・配管自重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	躯体の慣性力を考慮する。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

#### 8.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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  $S_s$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.4-1 に、一次元解析モデル図を図 8.4-2 に示す。図 8.4-3 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「microSHAKE ver.2.3.3」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

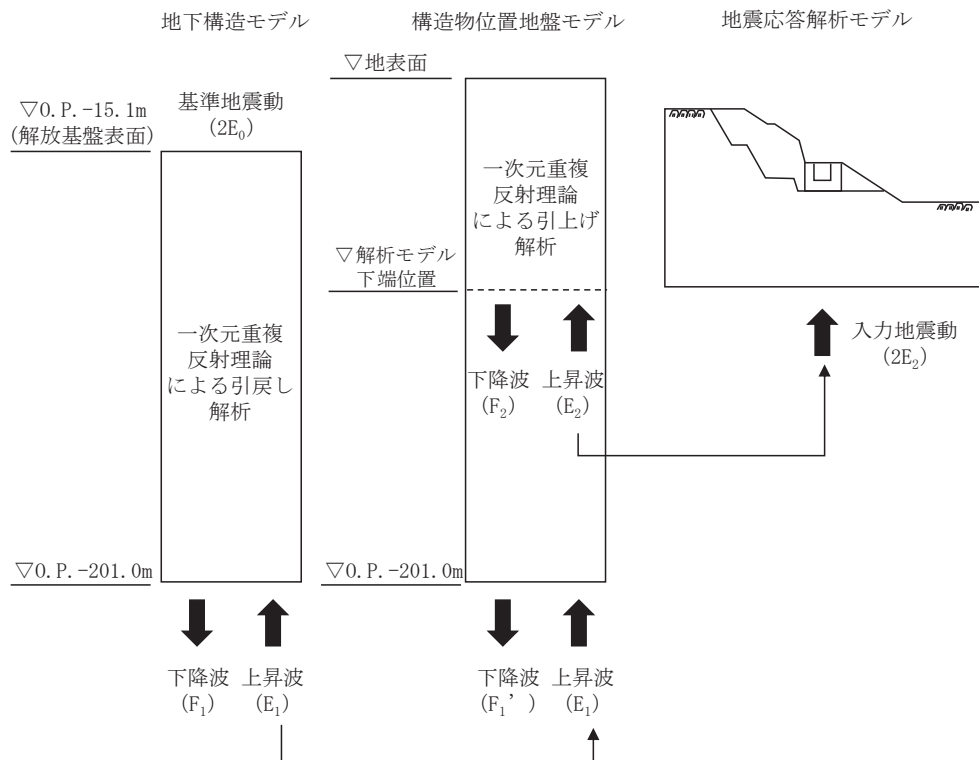


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図



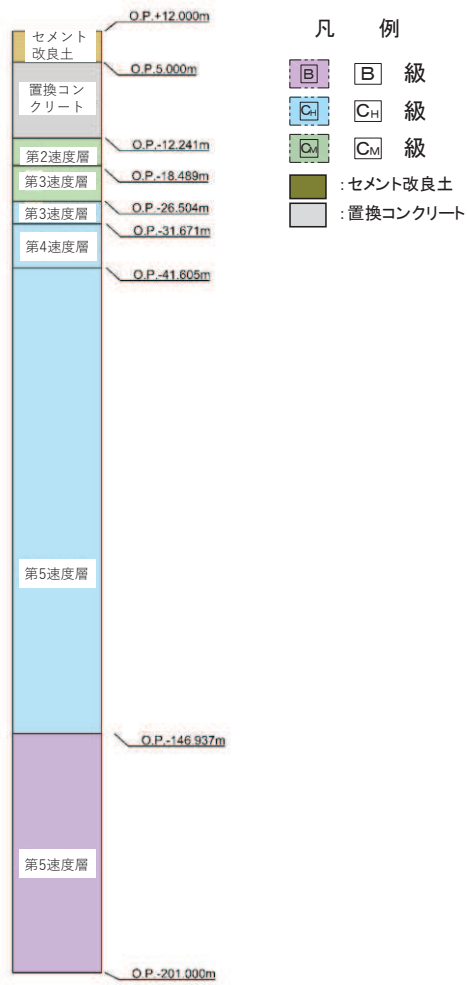
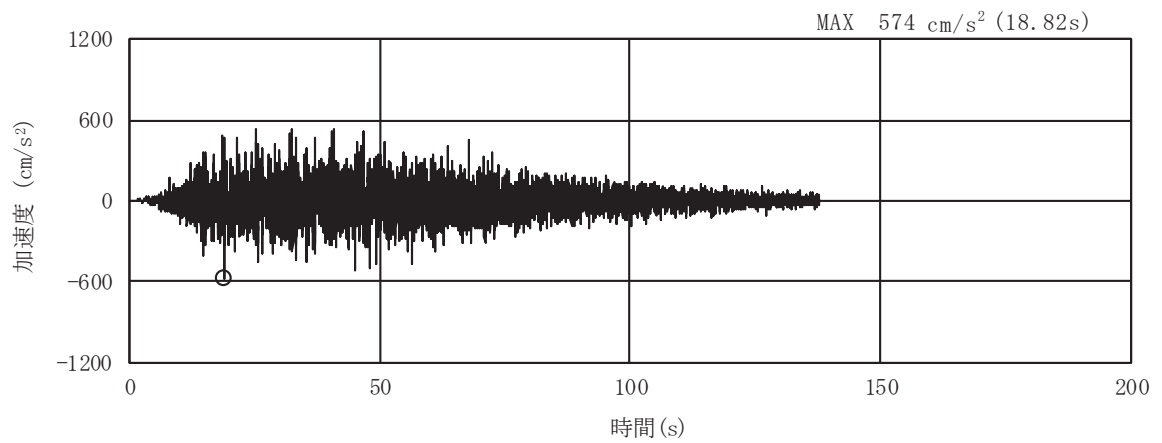
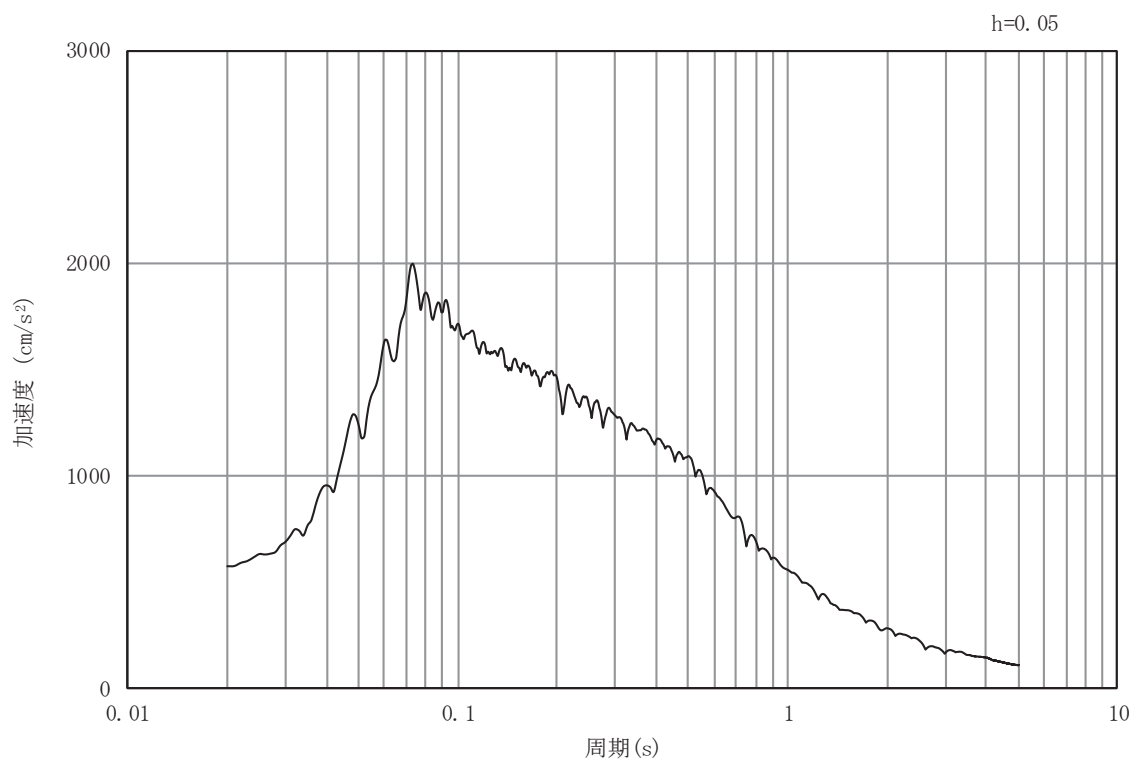


図 8.4-2 一次元解析モデル図

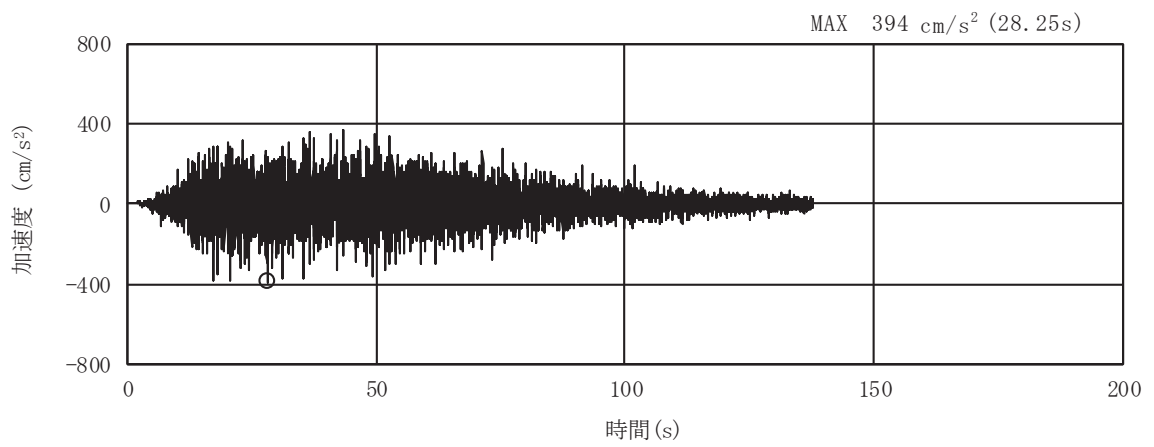


(a) 加速度時刻歴波形

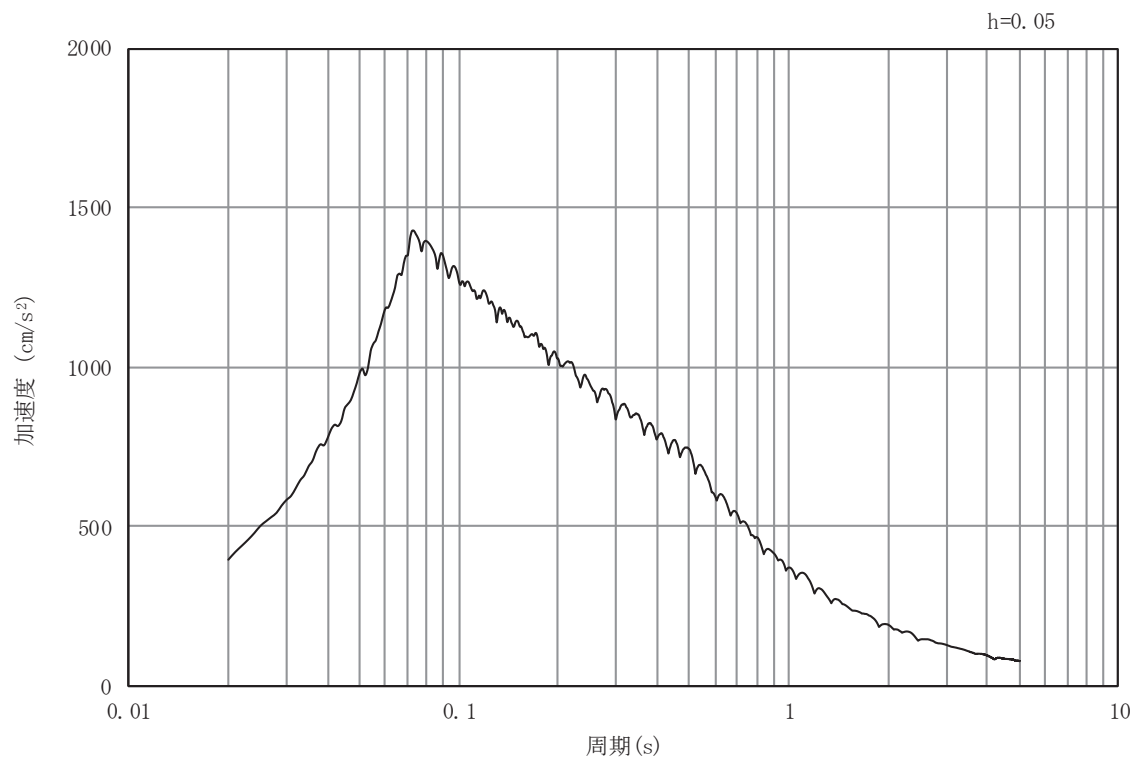


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(1) 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  
(水平方向：S s - D 1)

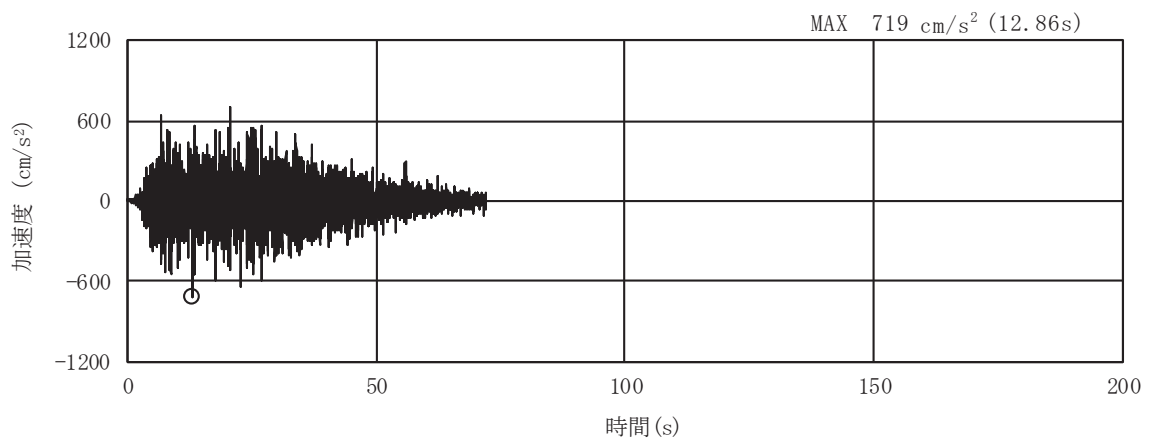


(a) 加速度時刻歴波形

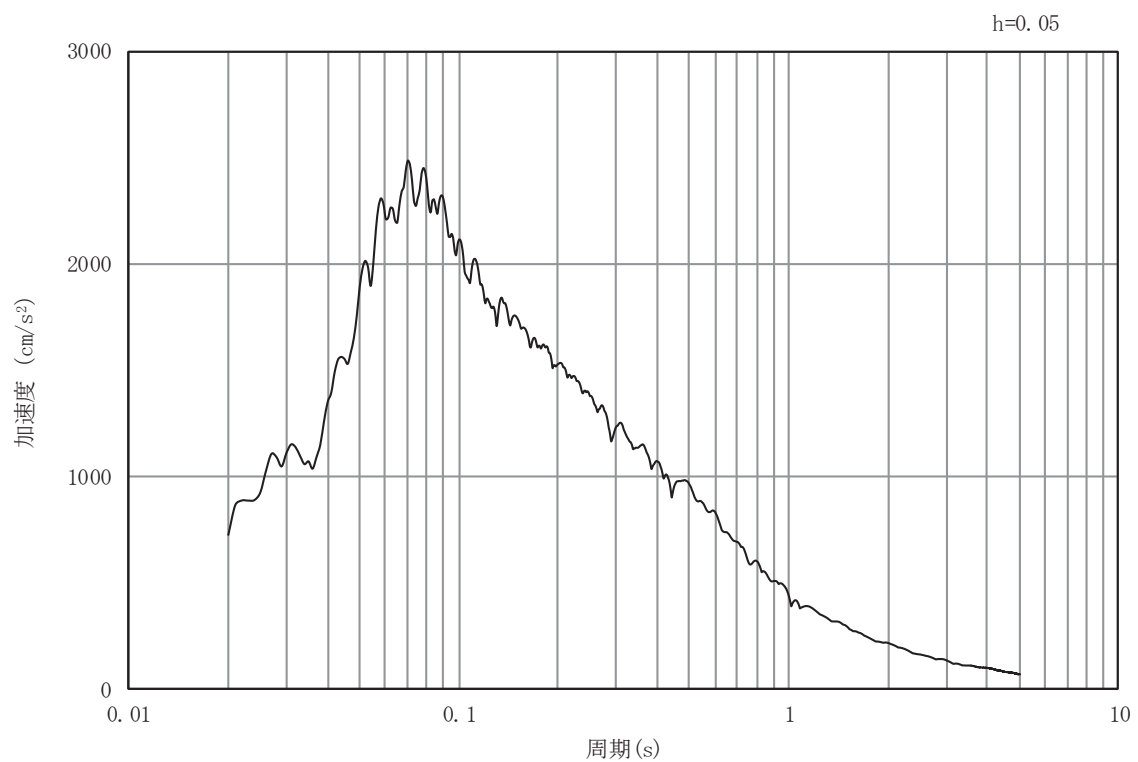


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3 (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  
(鉛直方向：S s -D 1)

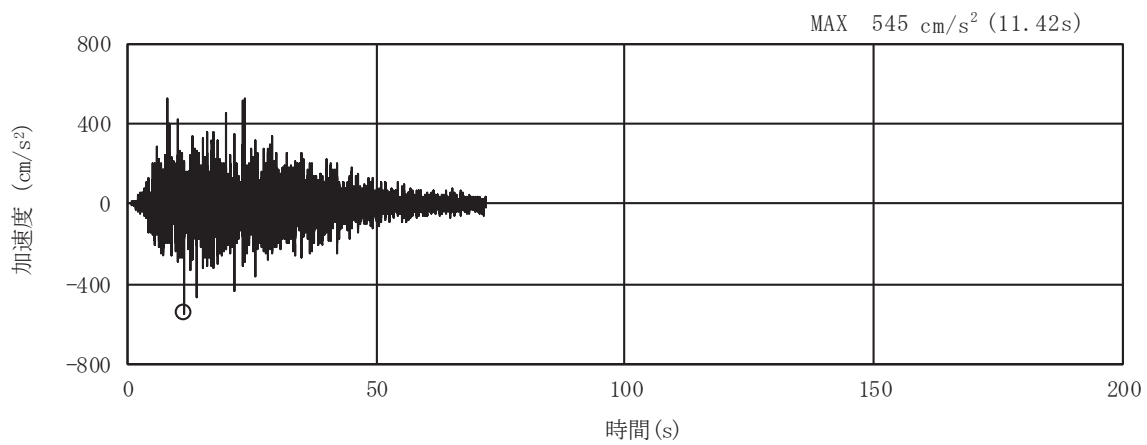


(a) 加速度時刻歴波形

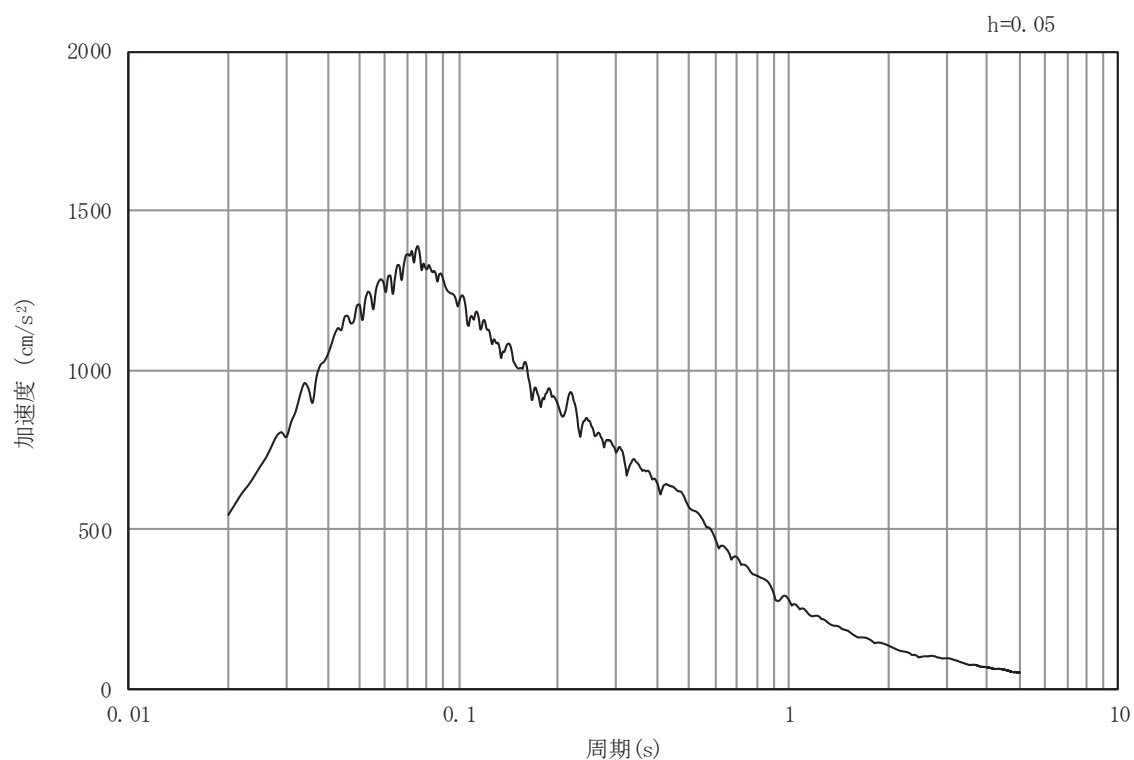


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向：S s - D 2)

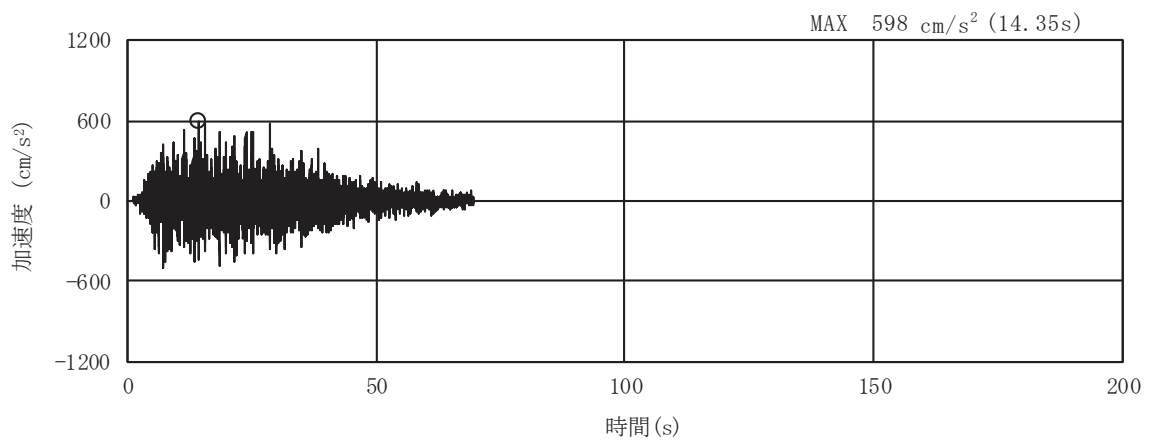


(a) 加速度時刻歴波形

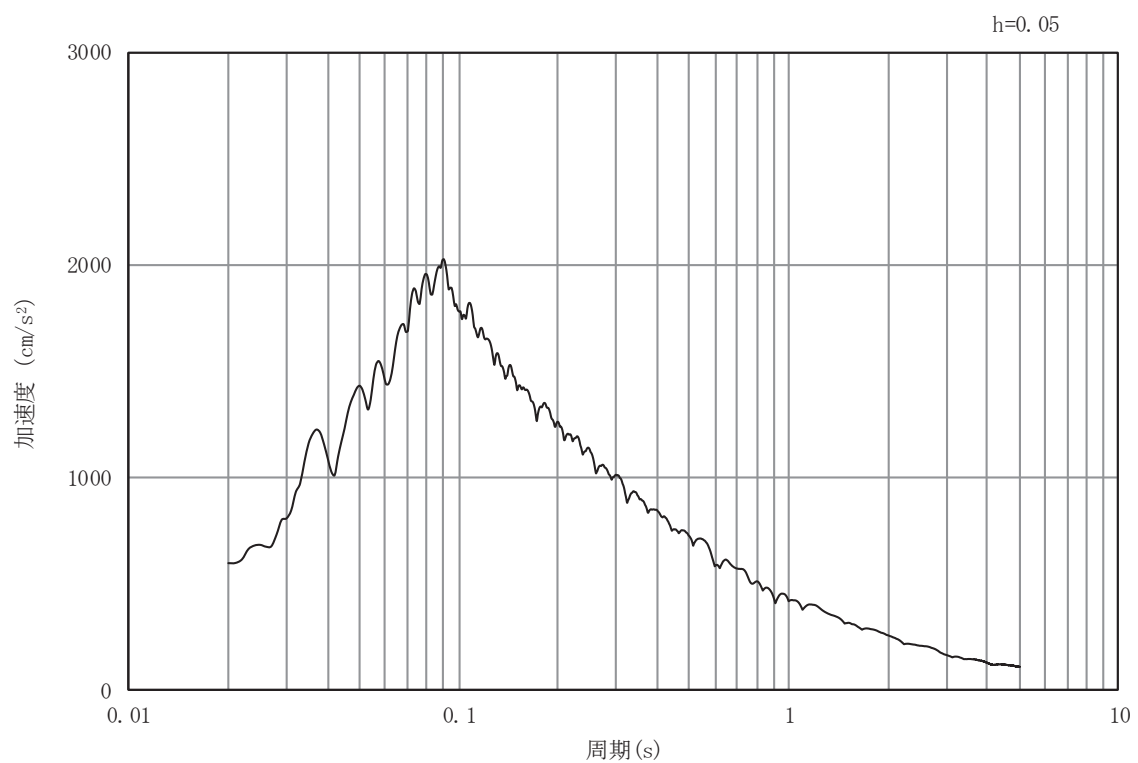


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - D 2)

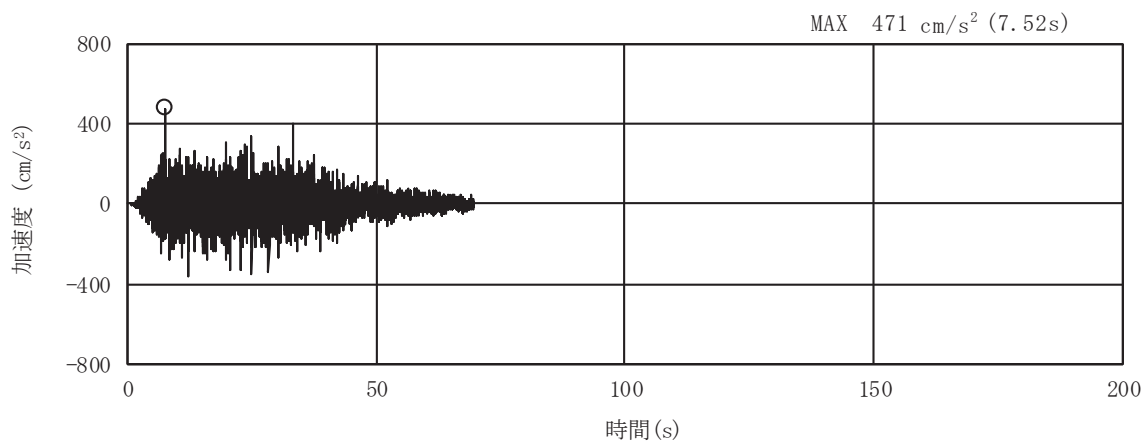


(a) 加速度時刻歴波形

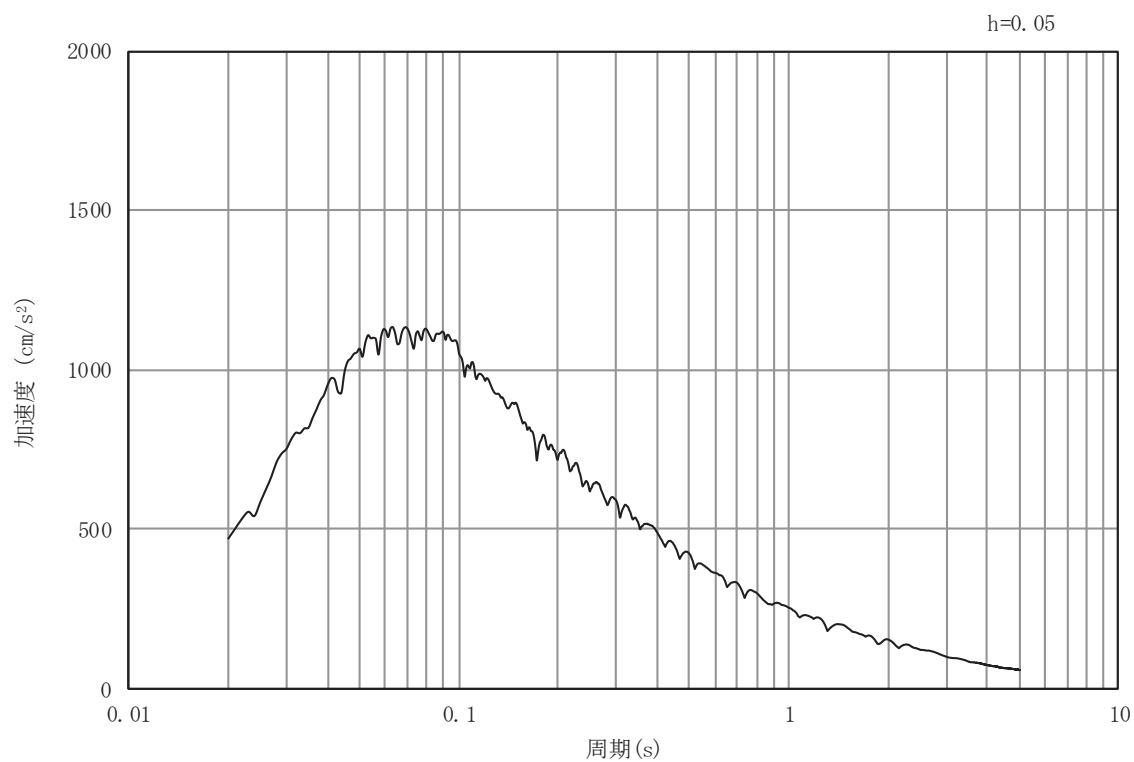


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向：S s - D 3)

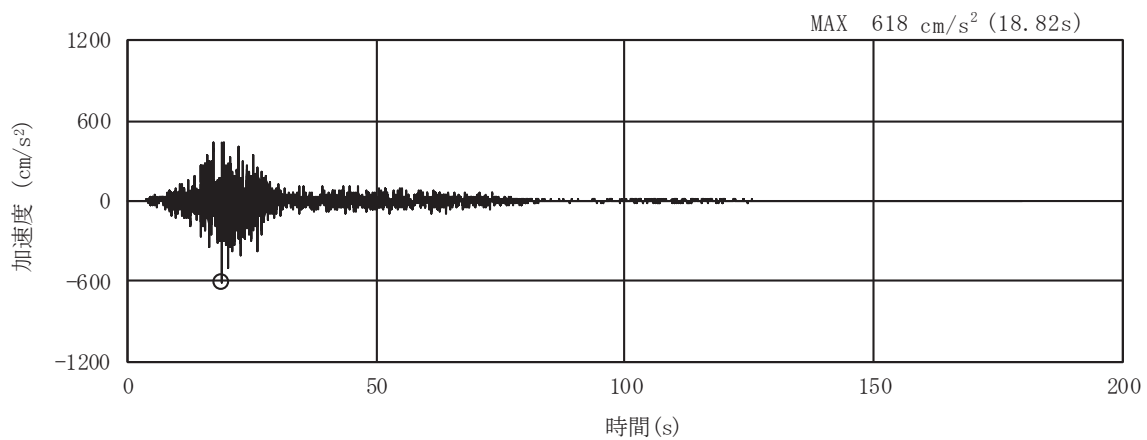


(a) 加速度時刻歴波形

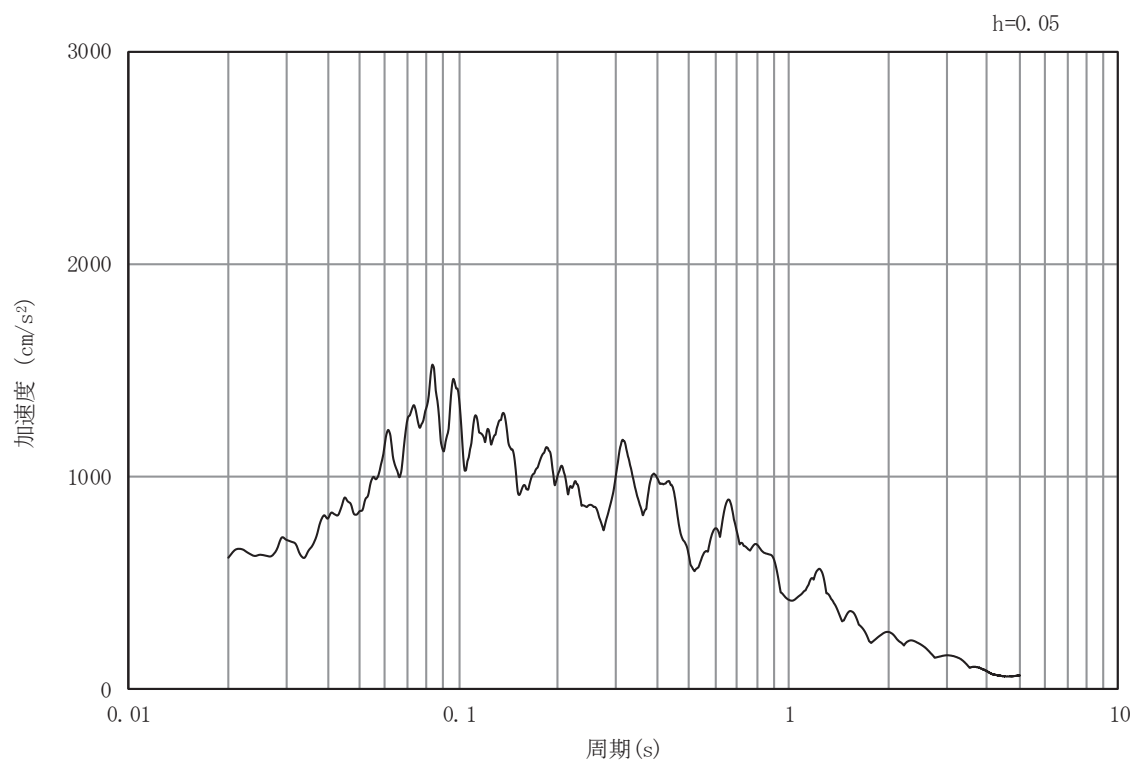


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - D 3)



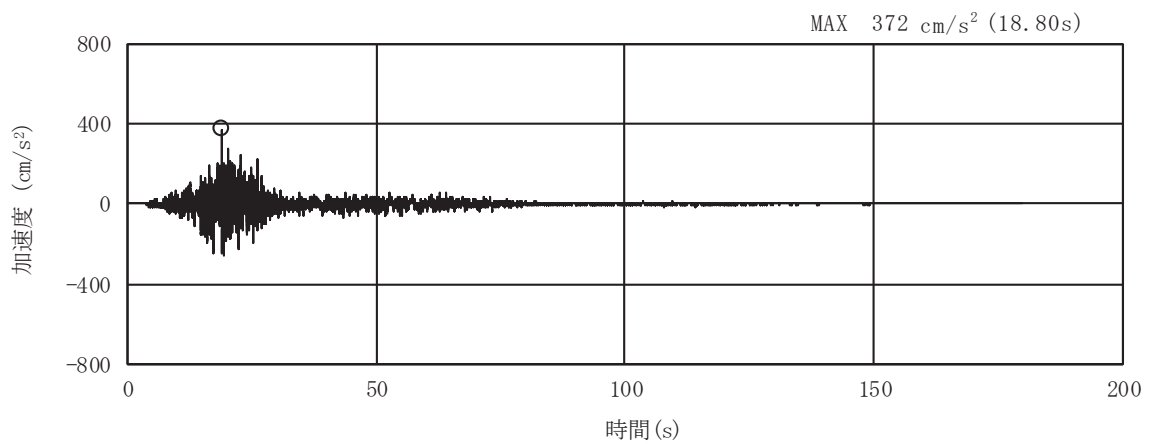
(a) 加速度時刻歴波形



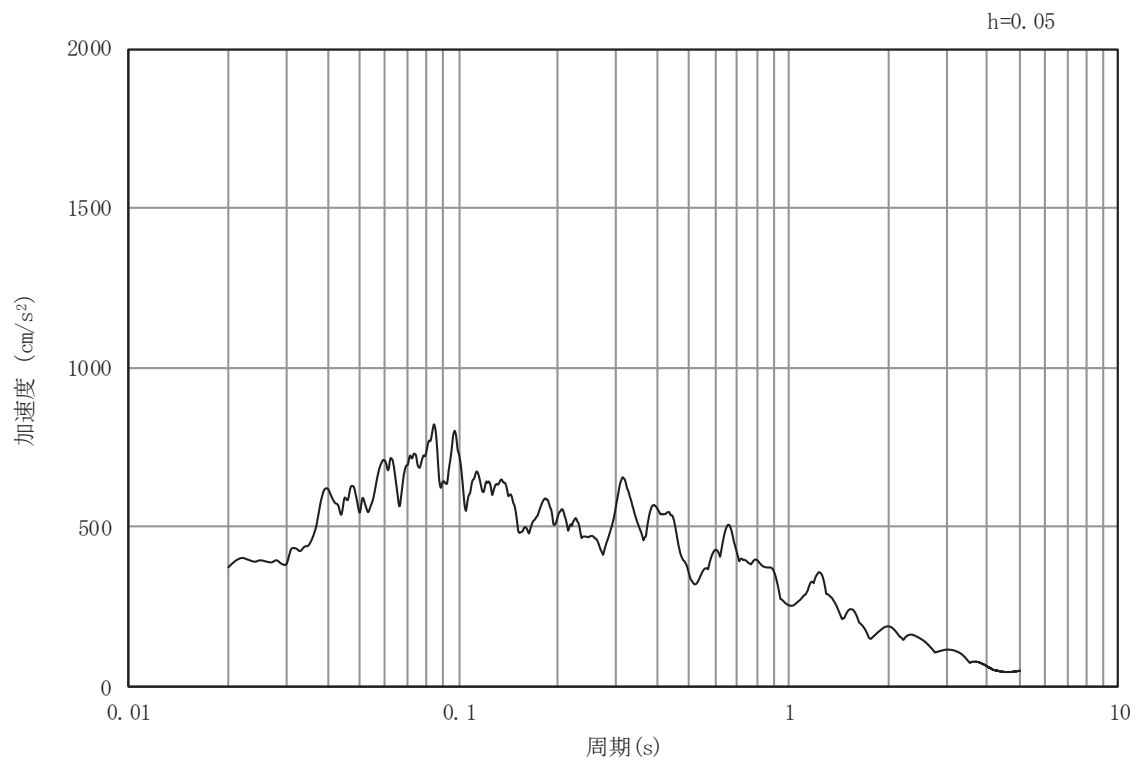
(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向：S s - F 1)



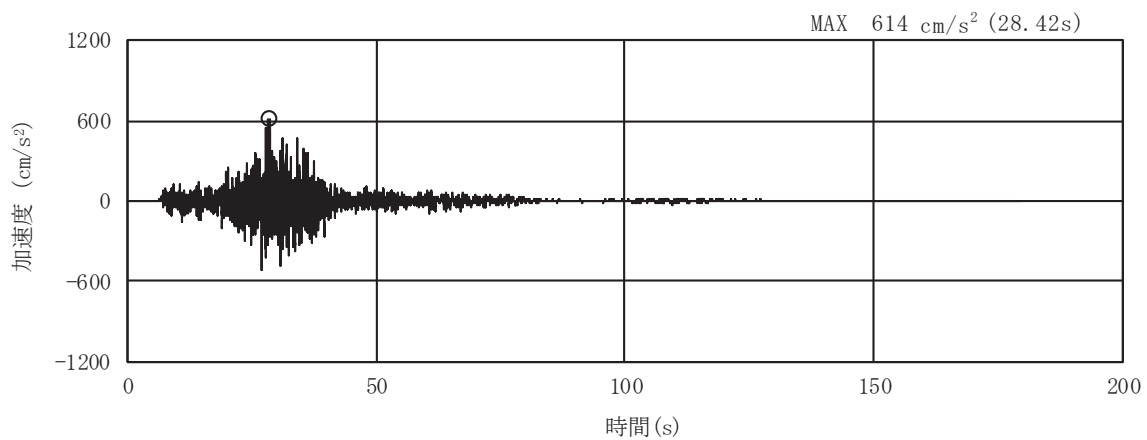


(a) 加速度時刻歴波形

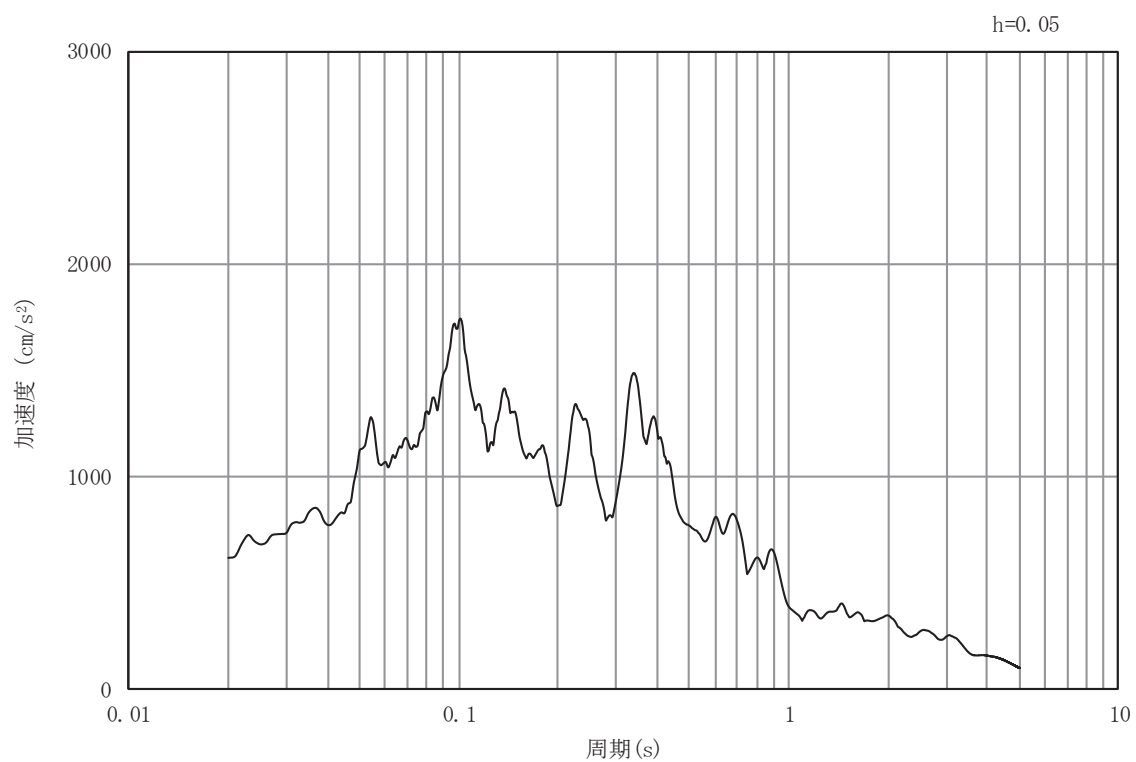


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - F 1)

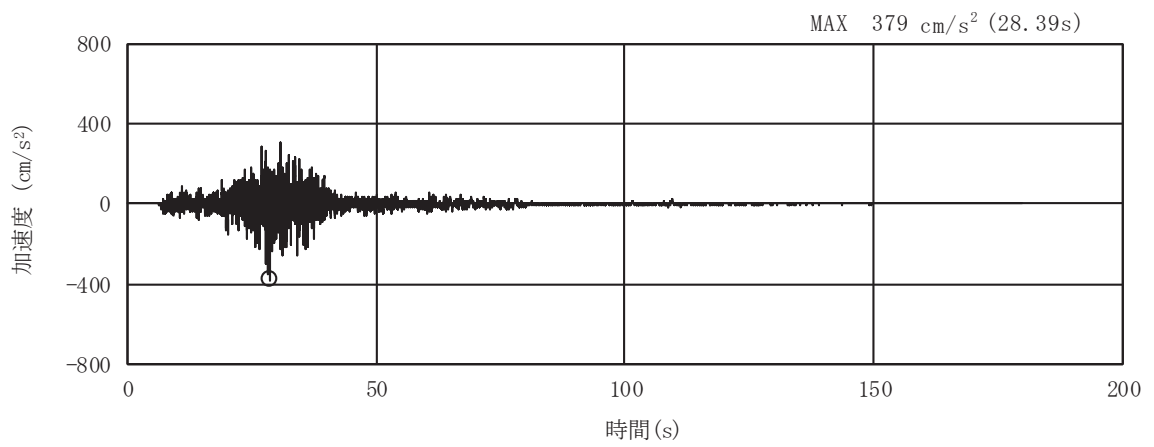


(a) 加速度時刻歴波形

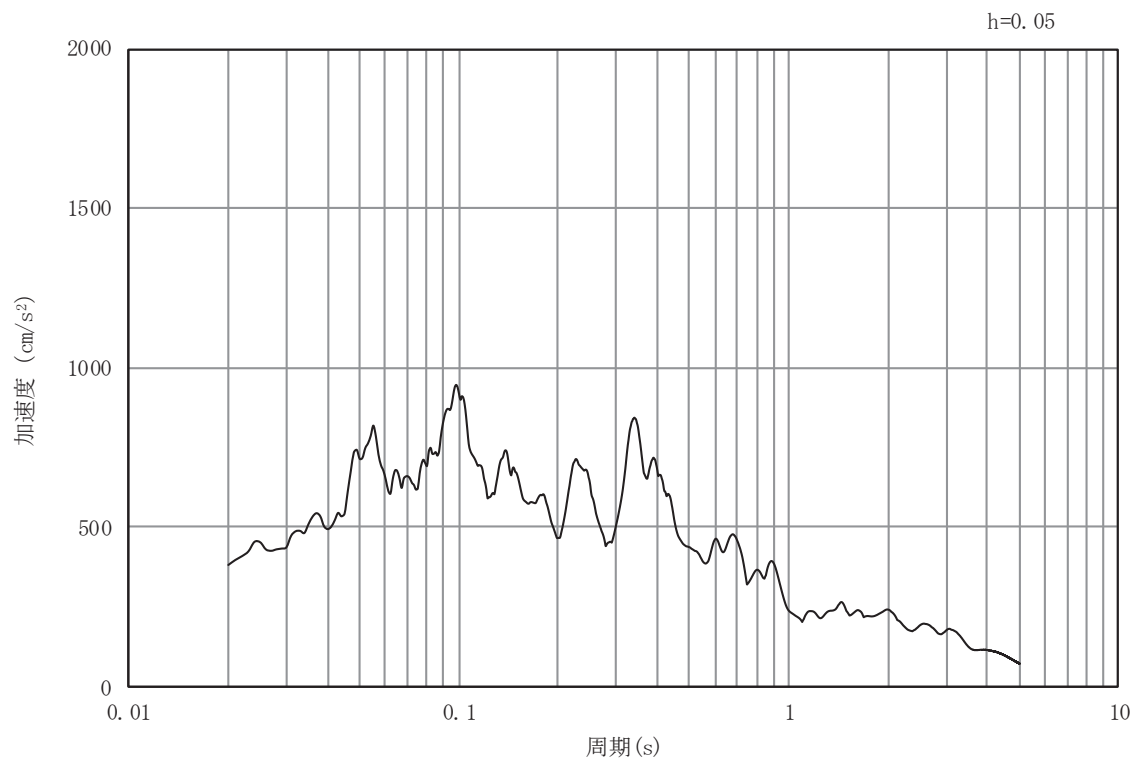


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向：S s - F 2)

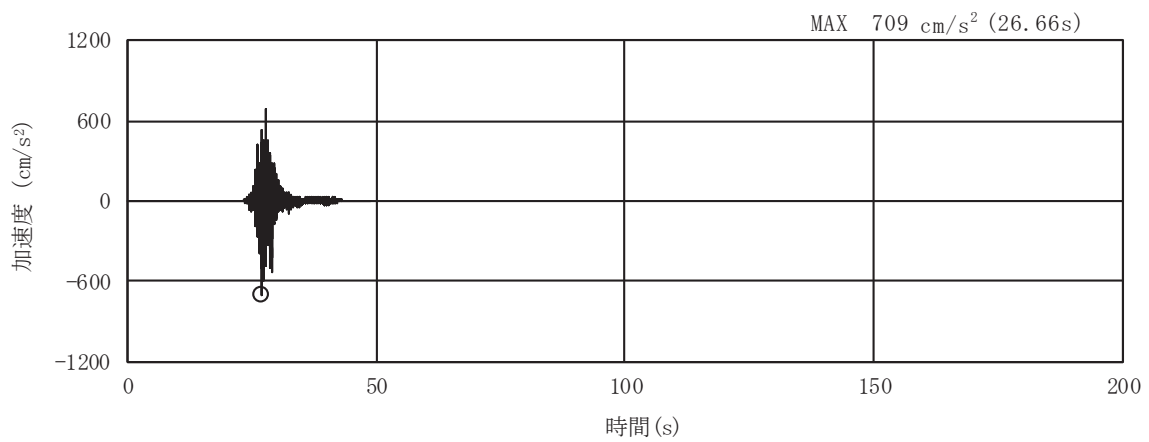


(a) 加速度時刻歴波形

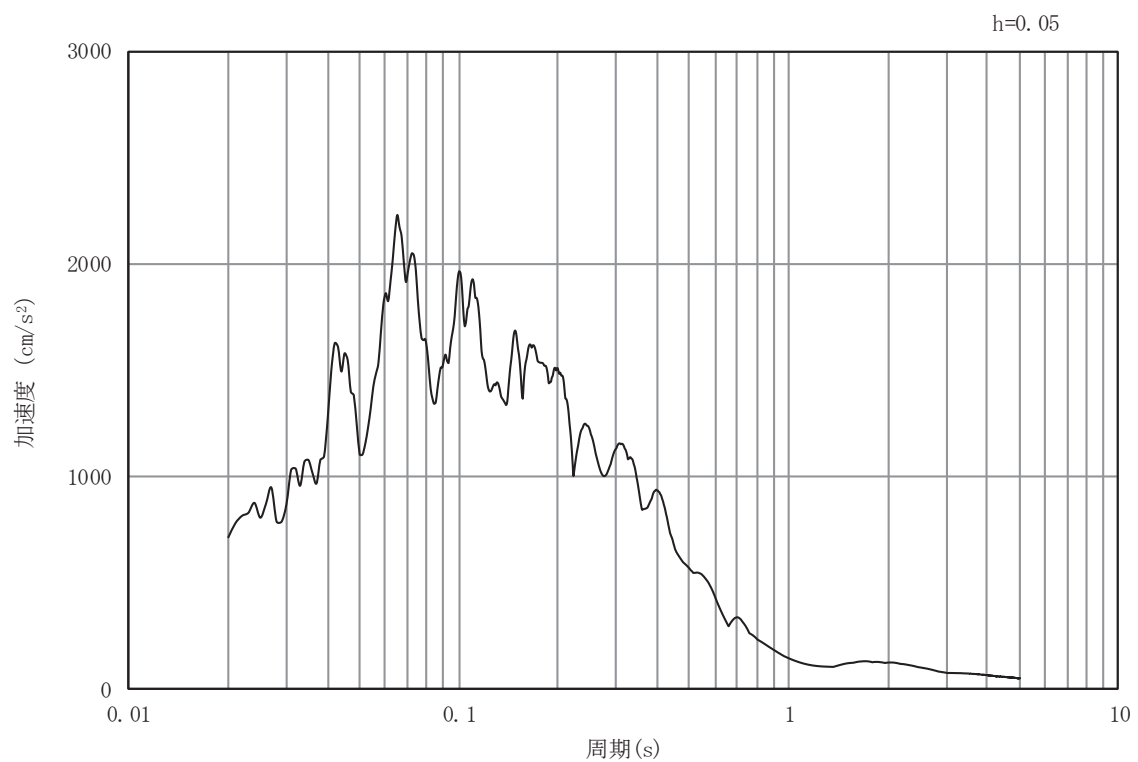


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - F 2)

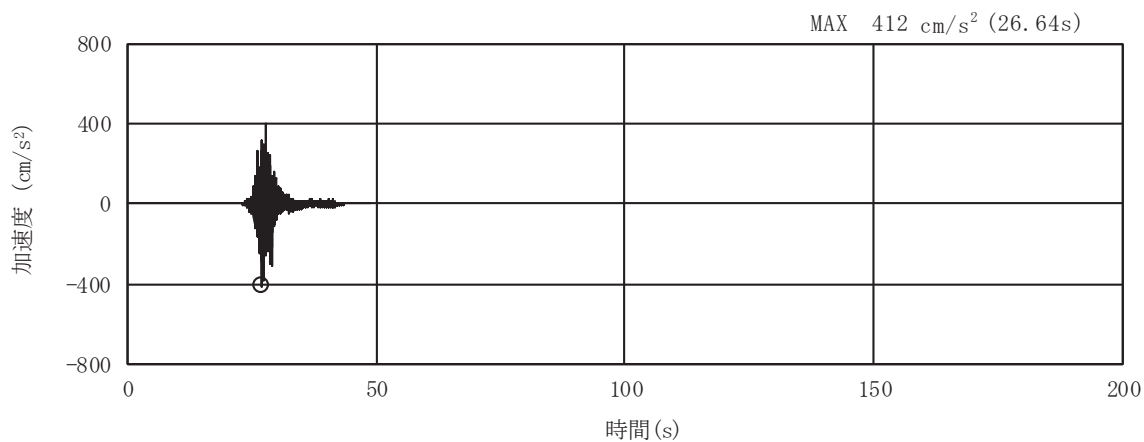


(a) 加速度時刻歴波形

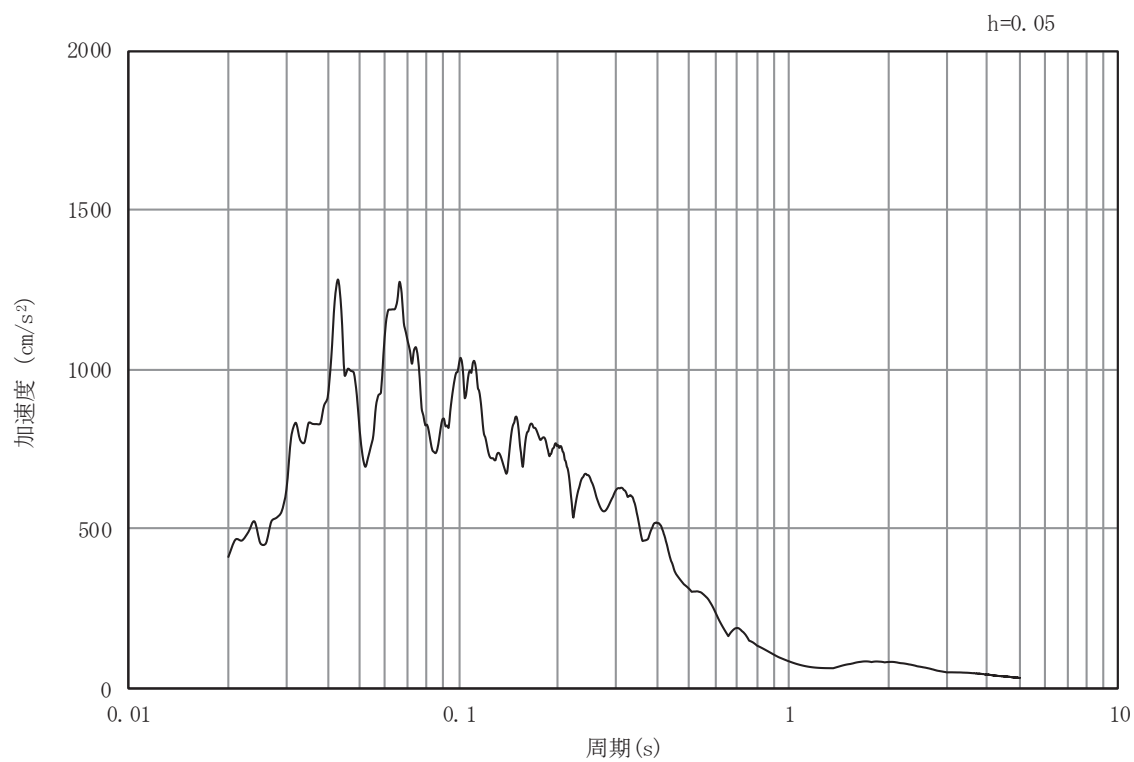


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向 : S s - F 3)

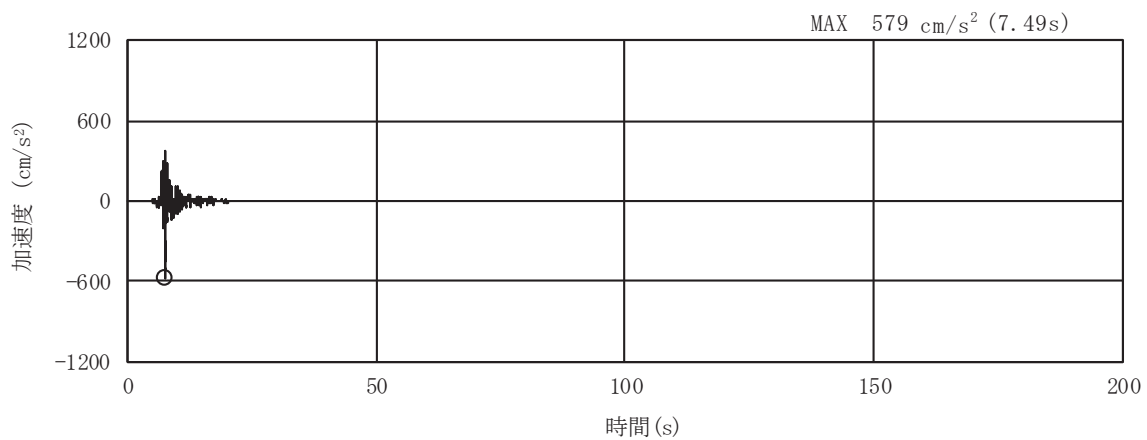


(a) 加速度時刻歴波形

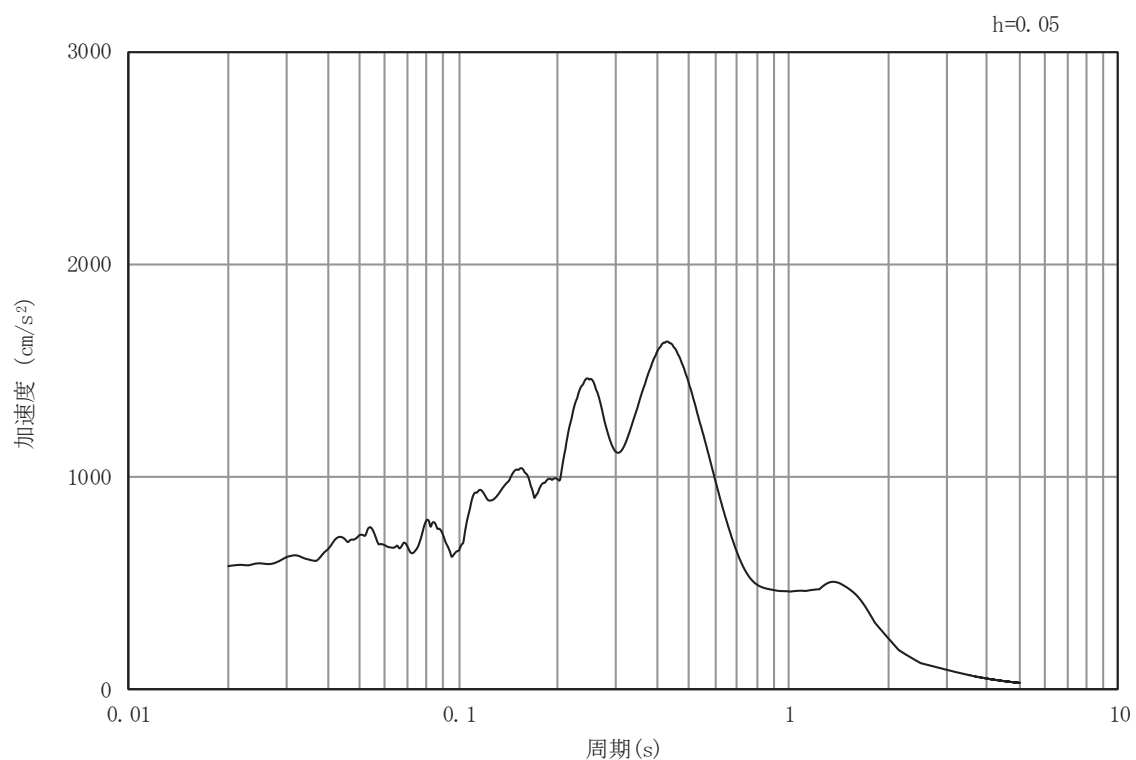


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - F 3)

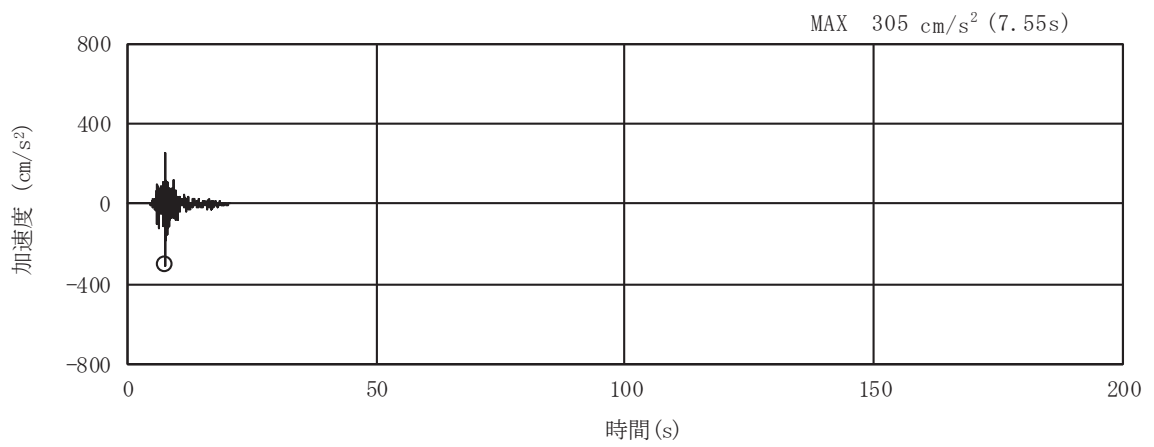


(a) 加速度時刻歴波形

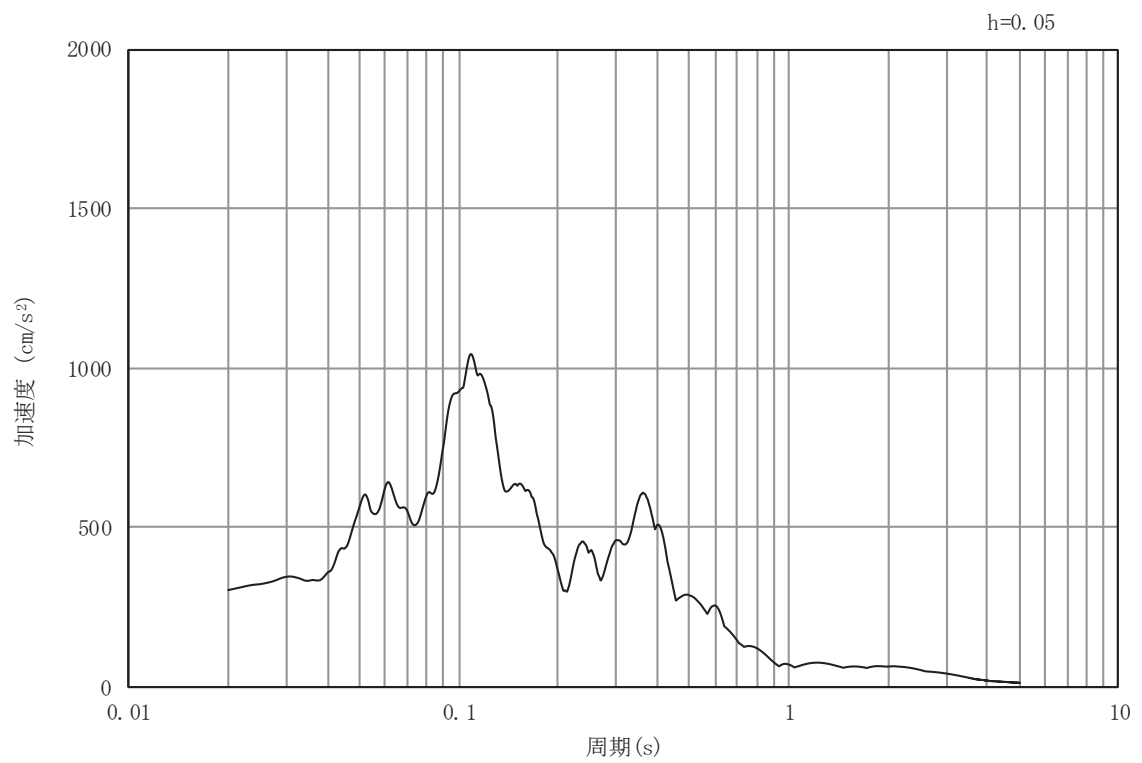


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向：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 8.4-3(14) 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  
(鉛直方向：S s - N 1)

## 8.5 解析モデル及び諸元

### 8.5.1 解析モデル

#### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-1 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。

二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。二次元地震応答解析における自由地盤の初期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 8.5-2 に示す。

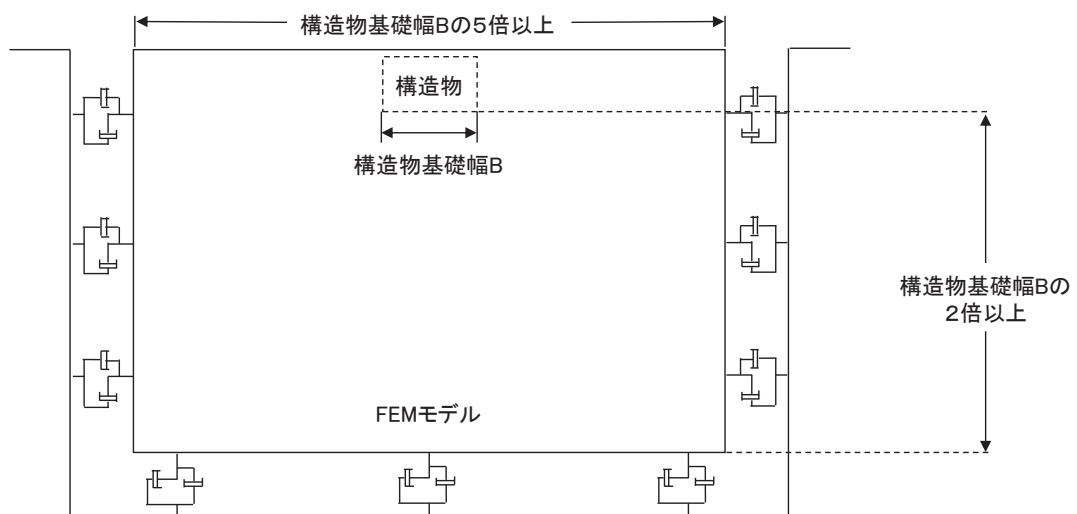


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

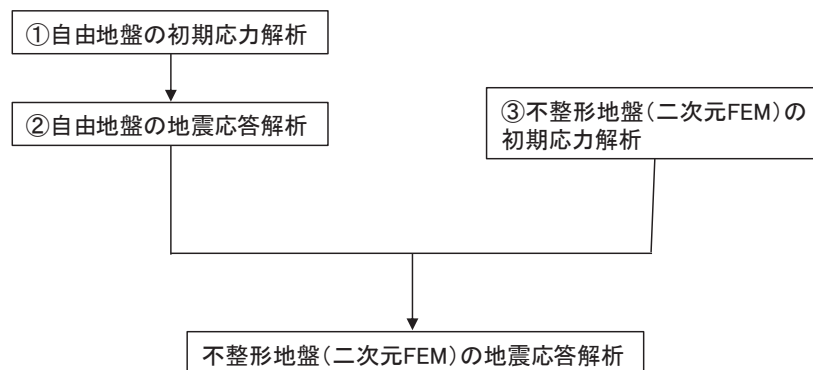


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー



(2) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-3 に示す。

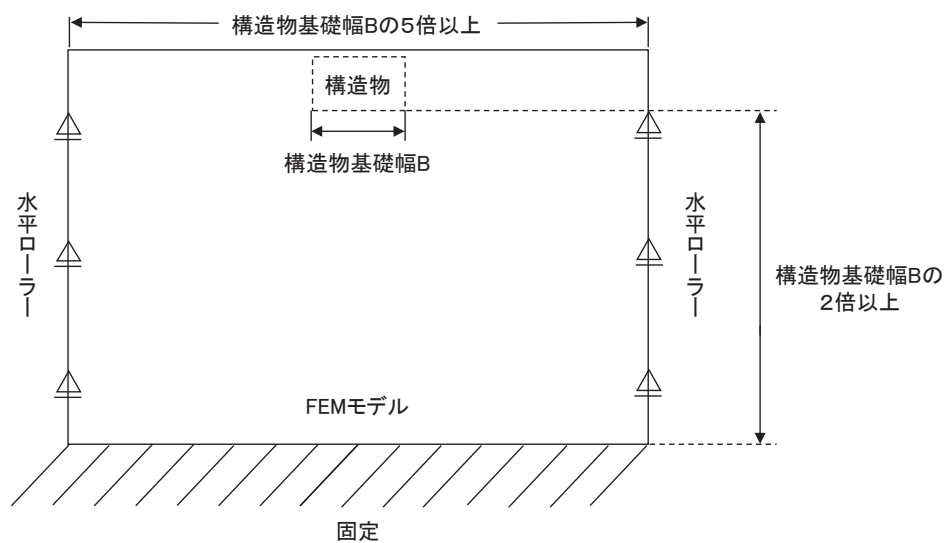


図 8.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、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初期応力を算定するために行う。そこで、初期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 8.5-4 に示す。

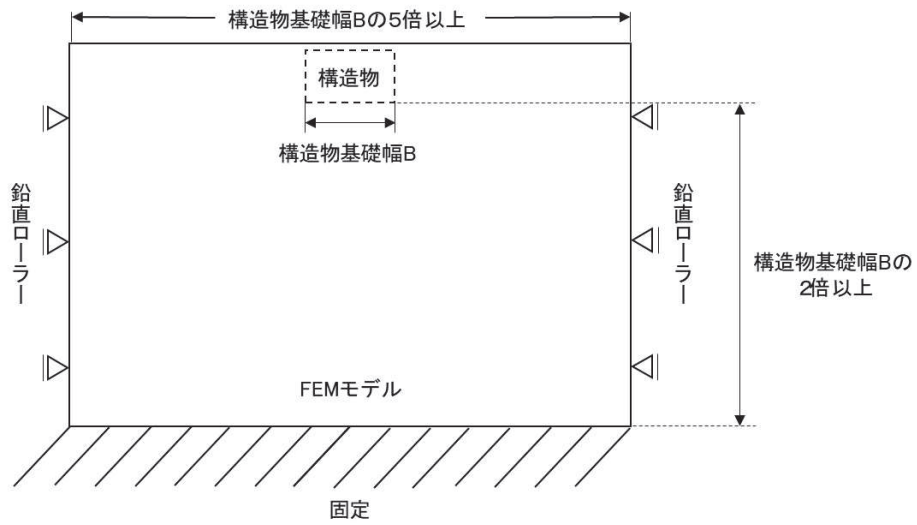


図 8.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 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成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。

(3) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-5 に示す。

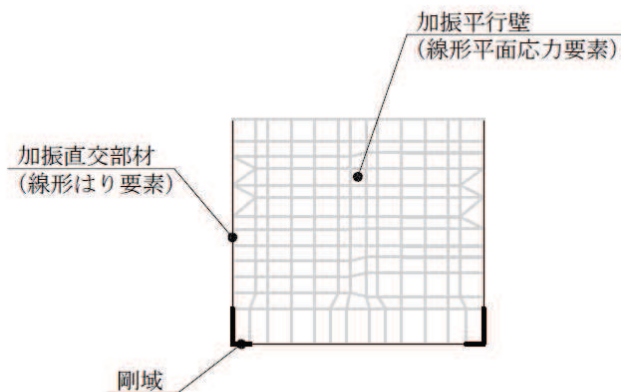


図 8.5-5 構造部材のモデル化

(4) 地盤のモデル化

$C_H$ 級岩盤及び $C_M$ 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-6 に示す。

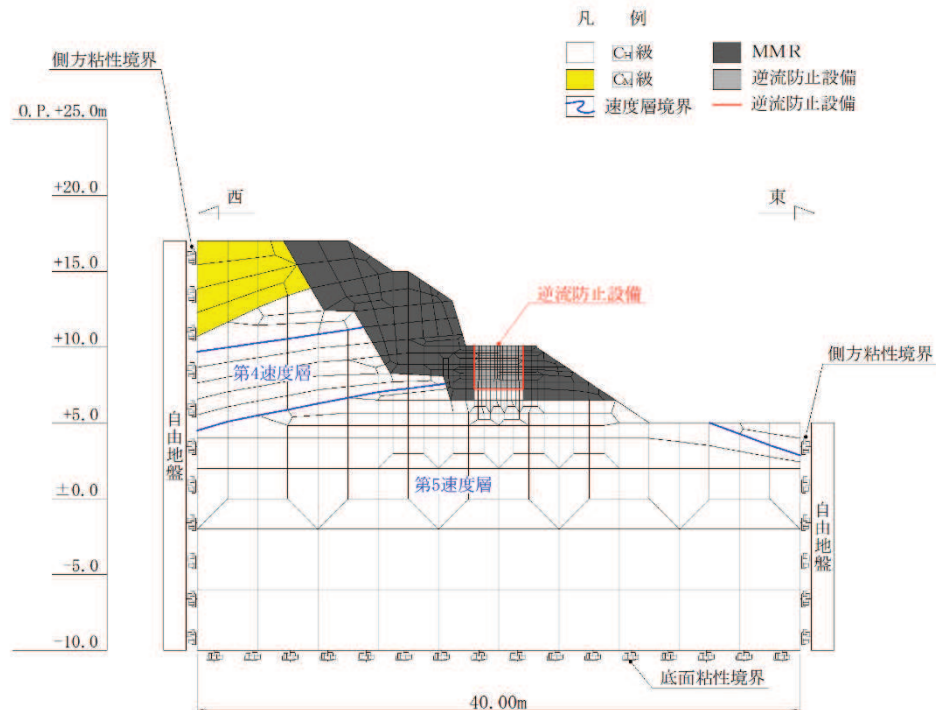


図 8.5-6 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

#### (5) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、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。図 8.5-7 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-8 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-1～表 8.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-3 のとおり設定する。

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 8.5-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\* : 砂岩

表 8.5-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
構造物-MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$
構造物-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
MMR-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070, 2009）に従い、表 8.5-4 のとおり設定する。

表 8.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

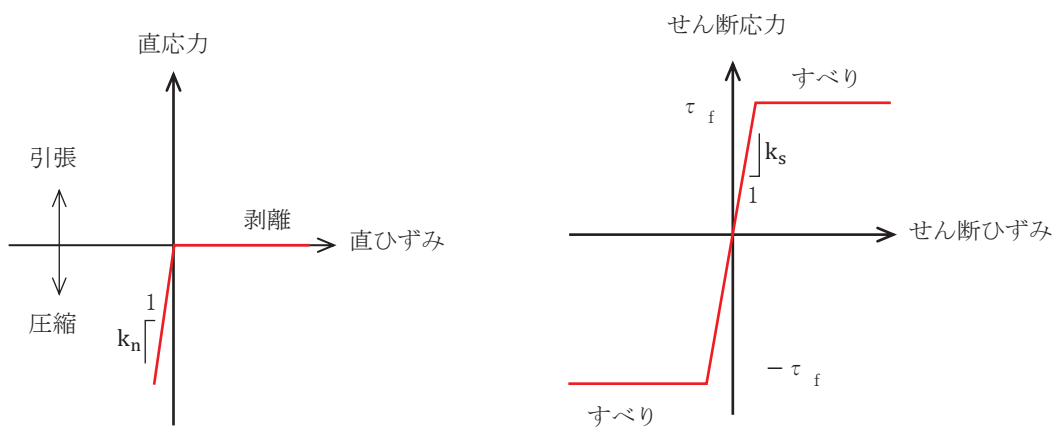


図 8.5-7 ジョイント要素の力学特性

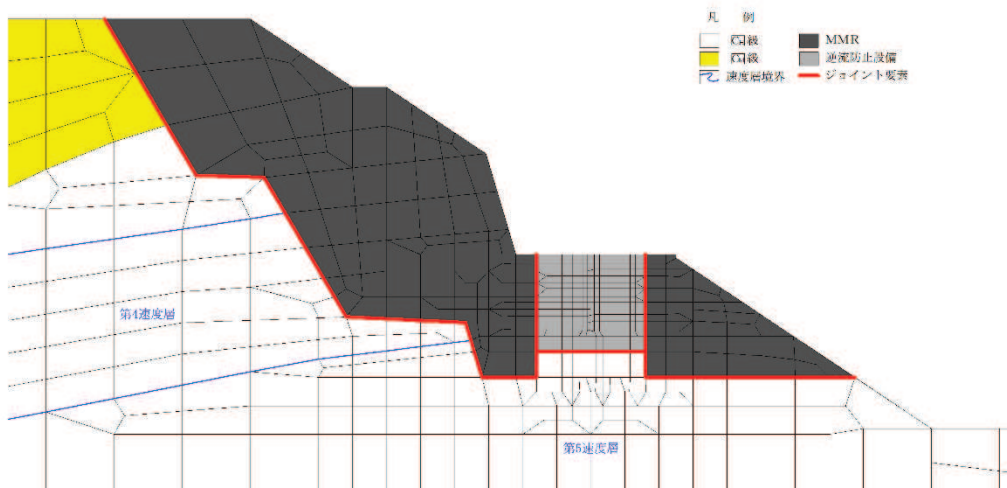


図 8.5-8 ジョイント要素の配置

### 8.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-5 に、材料の物性値を表 8.5-6 に示す。

表 8.5-5 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80 × 10 <sup>4</sup>	0.2

### 8.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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 8.5-7～表 8.5-8 に示す。

表 8.5-7 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-8 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C <sub>L</sub> 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 8.5-8 地盤の解析用物性値（狐崎部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 8.5-7 参照	0.48
		第2速度層		0.44



#### 8.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.1-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8.5-9 に示す。

表 8.5-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

## 8.6 地震応答解析結果

### 8.6.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「8. 地震応答解析」に基づき、すべての基準地震動 $S_s$ に対して実施するケース①において、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において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.06		
	-+	0.07		
$S_s - D 2$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - D 3$	++	0.07		
	-+	0.07		
$S_s - F 1$	++	0.07		
	-+	0.06		
$S_s - F 2$	++	0.06		
	-+	0.08	0.07	0.08
$S_s - F 3$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - N 1$	++	0.07		
	-+	0.05		

表 8.6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.10		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.10		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.11		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.10		
	-+	0.11	0.11	0.12
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.11		
	-+	0.10		

表 8.6-1(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.09		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.09		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.10		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.09		
	-+	0.10	0.10	0.11
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.10		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.10		
	-+	0.09		

表 8.6-1(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.05		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.05		
	-+	0.06	0.06	0.07
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.06		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.06		
	-+	0.05		

(2) せん断破壊に対する照査

表 8.6-2 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-2(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.14		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.15		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.15		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.14		
	-+	0.17	0.17	0.18
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.16		
	-+	0.18		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.16		
	-+	0.13		

表 8.6-2(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.23		
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.20		
S s - F 1	++	0.20		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.23	0.23	0.24
S s - F 3	++	0.22		
	-+	0.23		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.16		

表 8.6-2(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - D 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - F 1	++	0.07		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.08	0.08	0.08
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 8.6-2(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.06		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.07	0.07	0.07
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.05		

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.6-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-3 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値  
（基礎地盤（狐崎部層）の接地圧）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02	0.02	0.03
S s - F 3	++	0.02		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

8.6.2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底板間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

頂底板間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）を表8.6-4に示す。

表8.6-4 頂底板間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s))		
①	S <sub>s</sub> -D1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S <sub>s</sub> -D2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S <sub>s</sub> -D3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S <sub>s</sub> -F1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S <sub>s</sub> -F2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S <sub>s</sub> -F3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S <sub>s</sub> -N1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S <sub>s</sub> -F2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S <sub>s</sub> -F2	-+	+0.072	(28.44)

(2) 総水平荷重が最大となる時刻（時刻2）

総水平荷重が最大となる時刻（時刻2）を表8.6-5に示す。

表 8.6-5 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

解析ケース	地震動		総水平荷重 (kN/m)		
			(時刻 (s) )		
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	+277	(44.96)	
		-+	+291	(25.16)	
	S <sub>s</sub> -D 2	++	+325	(12.87)	
		-+	+339	(20.38)	
	S <sub>s</sub> -D 3	++	+279	(7.16)	
		-+	+303	(14.36)	
	S <sub>s</sub> -F 1	++	+300	(18.83)	
		-+	+242	(19.44)	
	S <sub>s</sub> -F 2	++	+286	(30.63)	
		-+	+349	(28.44)	
	S <sub>s</sub> -F 3	++	+319	(26.67)	
		-+	+381	(27.64)	
	S <sub>s</sub> -N 1	++	+309	(7.50)	
		-+	+228	(7.29)	
	②	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+342	(28.44)
	③	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+360	(28.44)



(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3) を表 8.6-6 に示す。

表 8.6-6 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s))		
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S <sub>s</sub> -D 2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S <sub>s</sub> -D 3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S <sub>s</sub> -F 1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S <sub>s</sub> -F 2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S <sub>s</sub> -F 3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S <sub>s</sub> -N 1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+0.072	(28.44)

8.6.3 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.6-1 及び図 8.6-2 に示す。

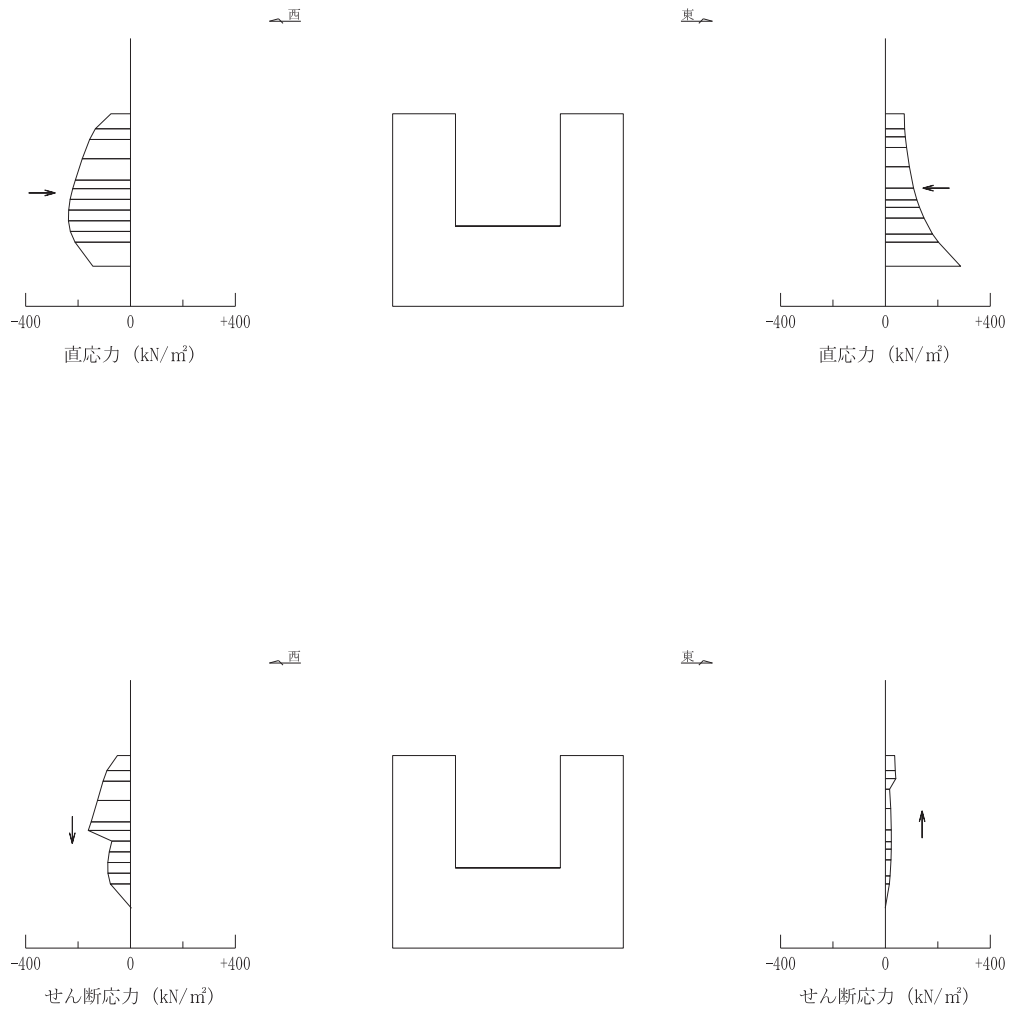


図 8.6-1 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
(解析ケース①, S s - F 2 (++) )

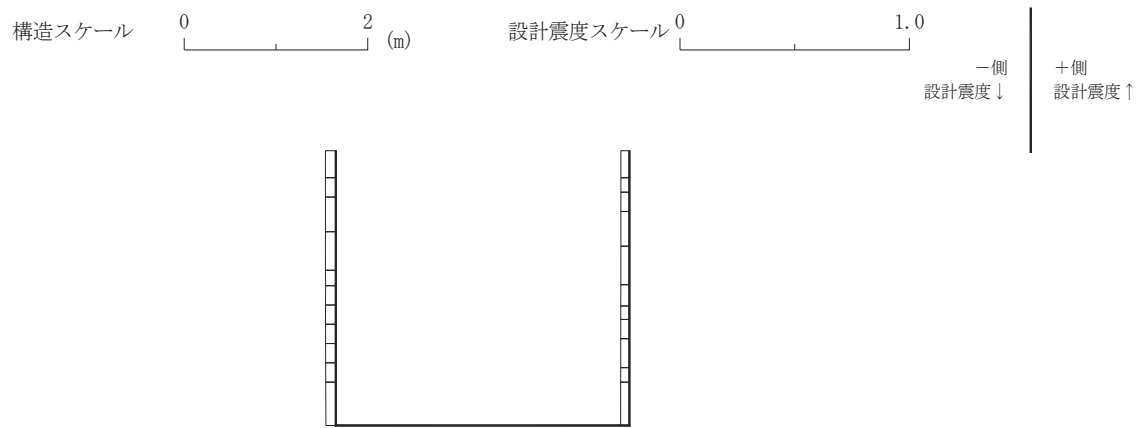
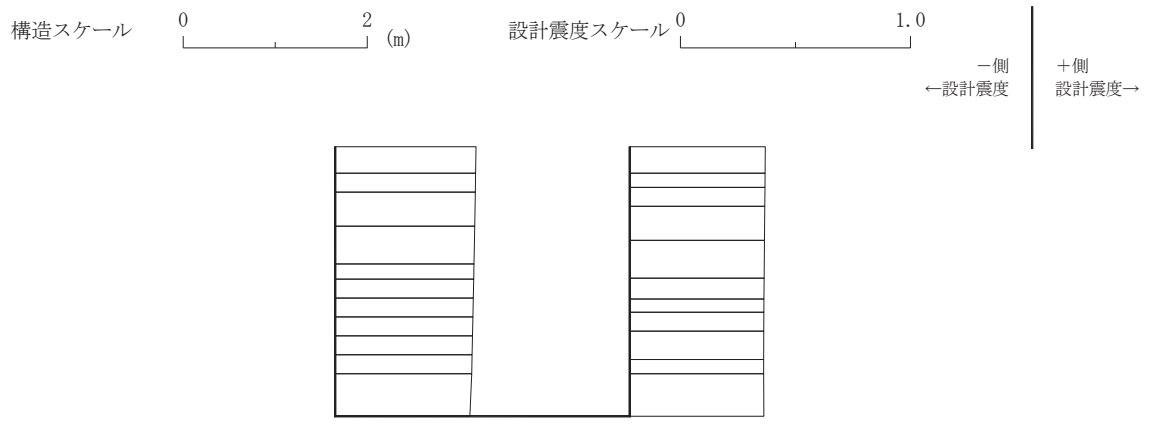
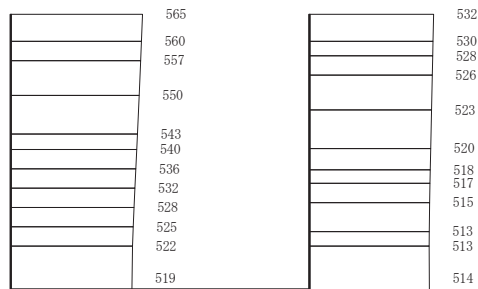


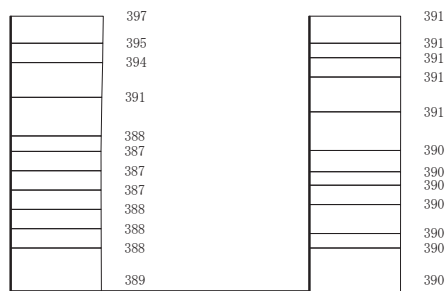
図 8.6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)  
 (解析ケース①, S<sub>s</sub>-F 2 (++) )

### 8.6.4 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.6-3 に示す。



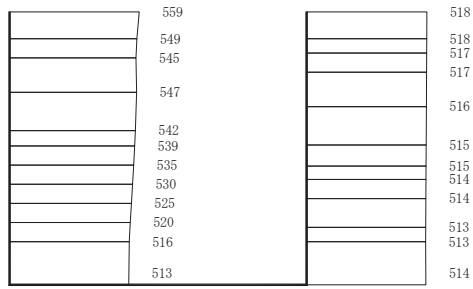
(a) S s - D 1 (++) 水平



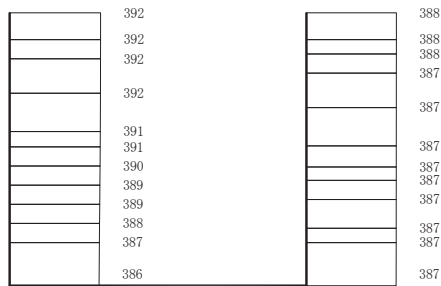
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(1) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a)  $S_s - D1$  (ー+) 水平

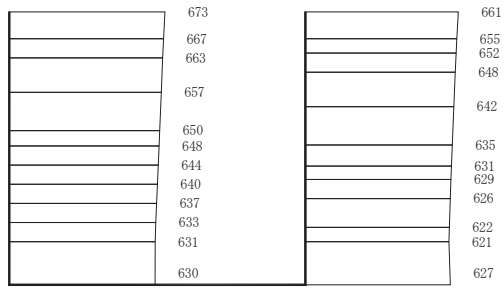


(b)  $S_s - D1$  (ー+) 鉛直

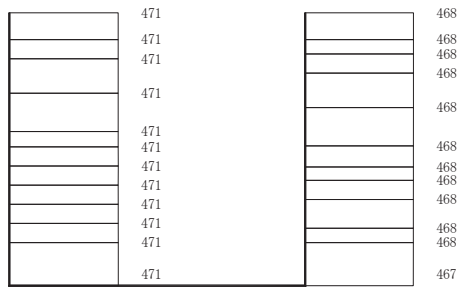


図 8.6-3(2) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a)  $S_s - D2$  (++) 水平

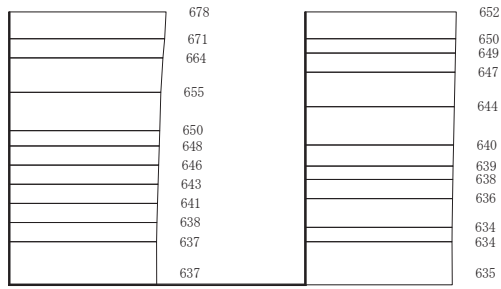


(b)  $S_s - D2$  (++) 鉛直

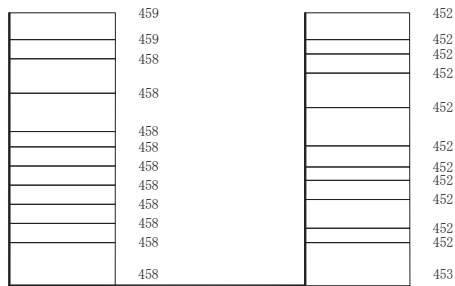


図 8.6-3(3) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



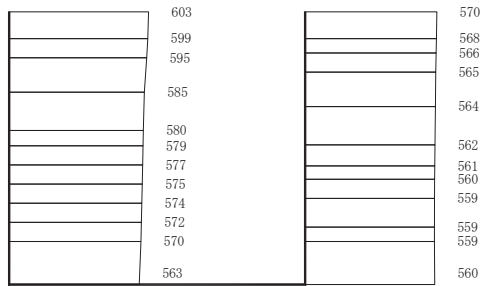
(a)  $S_s - D_2$  (一十) 水平



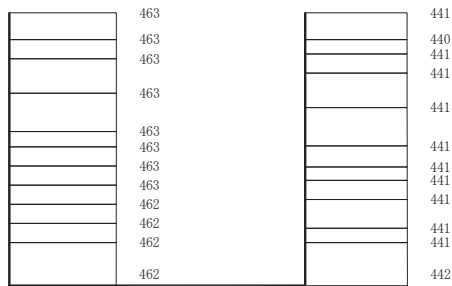
(b)  $S_s - D_2$  (一十) 鉛直



図 8.6-3(4) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a)  $S_s - D3$  (++) 水平



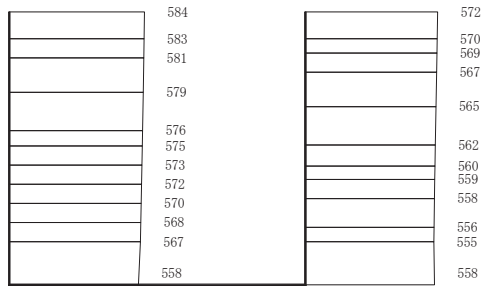
(b)  $S_s - D3$  (++) 鉛直



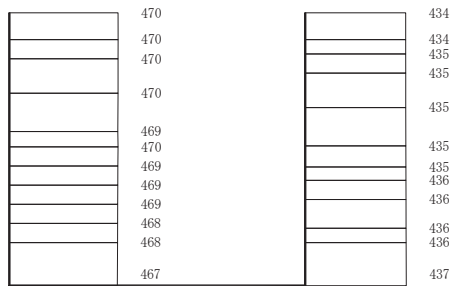
図 8.6-3(5) 最大加速度分布図

(解析ケース①)





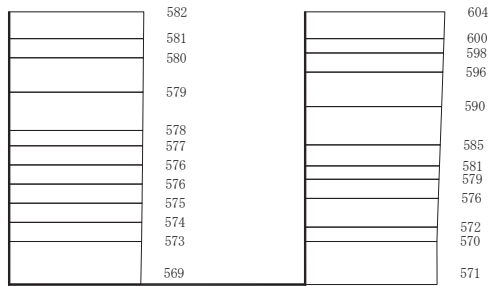
(a)  $S_s - D3$  (一十) 水平



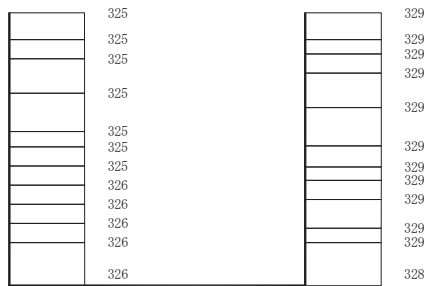
(b)  $S_s - D3$  (一十) 鉛直

構造スケール 0 └──┬──┘ 2 (m)      応答値スケール 0 └──┬──┘ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(6) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



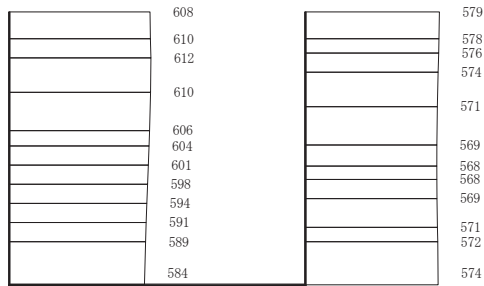
(a) S s - F 1 (++) 水平



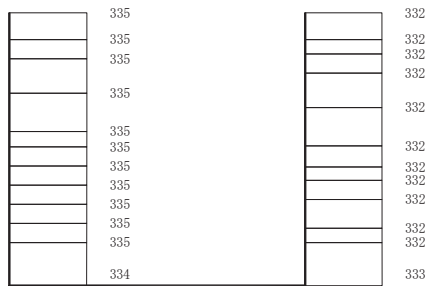
(b) S s - F 1 (++) 鉛直



図 8.6-3(7) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



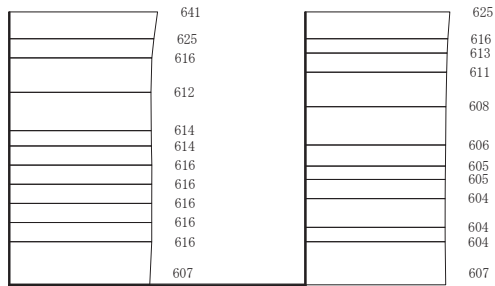
(a)  $S_s - F 1$  (一十) 水平



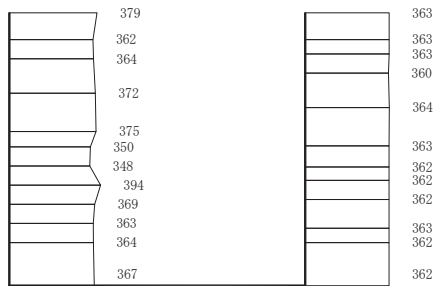
(b)  $S_s - F 1$  (一十) 鉛直



図 8.6-3(8) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



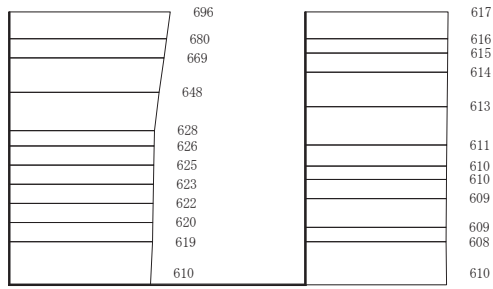
(a)  $S_s - F_2$  (++) 水平



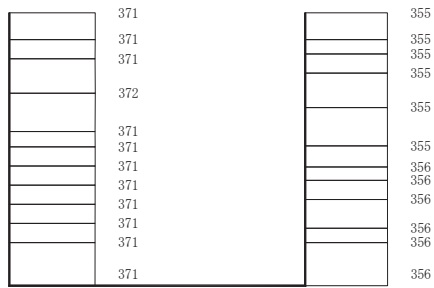
(b)  $S_s - F_2$  (++) 鉛直



図 8.6-3(9) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



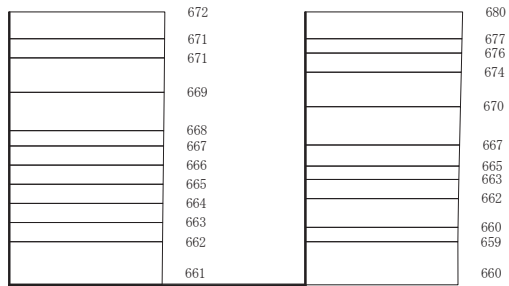
(a)  $S_s - F_2 (-+)$  水平



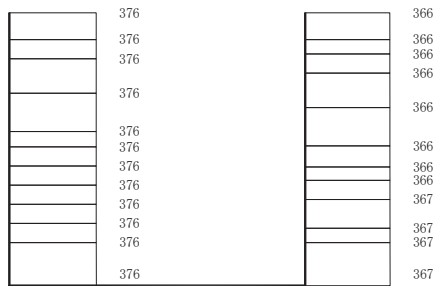
(b)  $S_s - F_2 (-+)$  鉛直



図 8.6-3(10) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



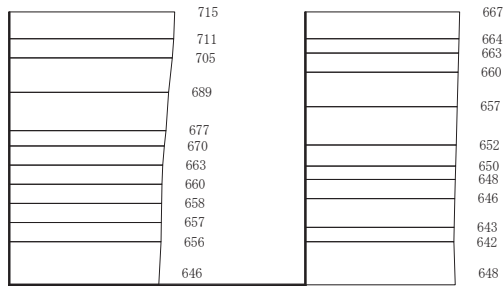
(a)  $S_s - F_3$  (++) 水平



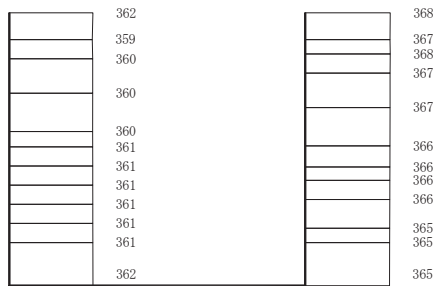
(b)  $S_s - F_3$  (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(11) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



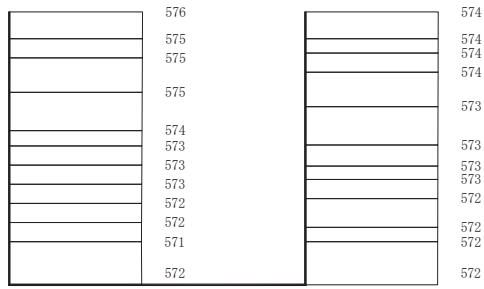
(a)  $S_s - F_3 (-+)$  水平



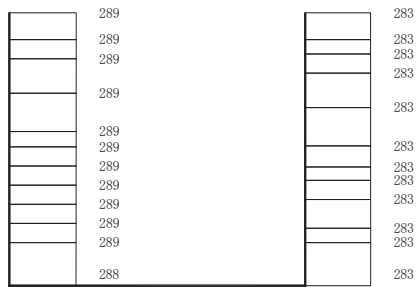
(b)  $S_s - F_3 (-+)$  鉛直

構造スケール 0 └──┬──┘ 2 (m)      応答値スケール 0 └──┬──┘ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(12) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a)  $S_s - N1$  (++) 水平

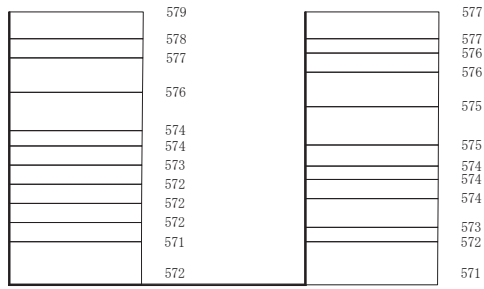


(b)  $S_s - N1$  (++) 鉛直

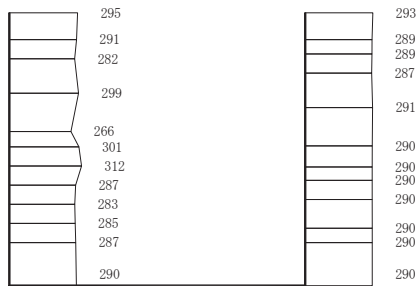


図 8.6-3(13) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)





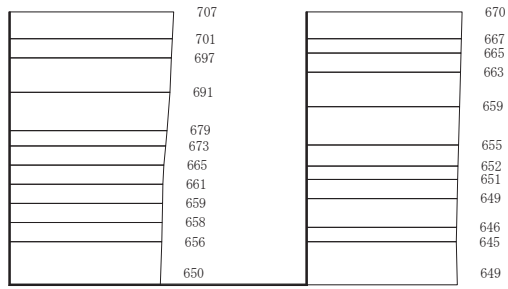
(a)  $S_s - N1$  (ー+) 水平



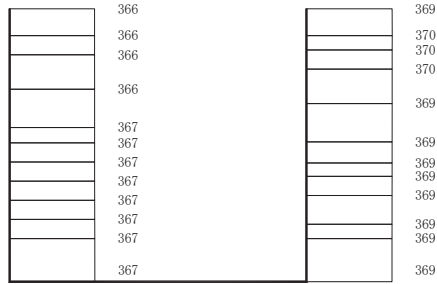
(b)  $S_s - N1$  (ー+) 鉛直



図 8.6-3(14) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a) S s - F 3 ( - + ) 水平

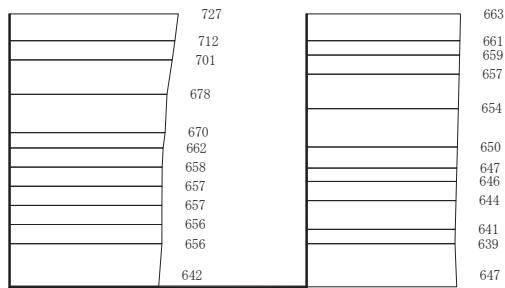


(b) S s - F 3 ( - + ) 鉛直

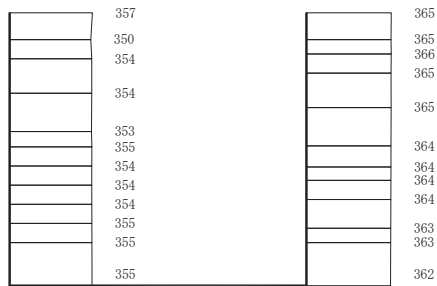
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(15) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a)  $S_s - F_3 (-+)$  水平

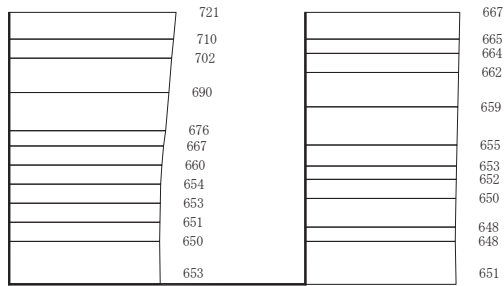


(b)  $S_s - F_3 (-+)$  鉛直

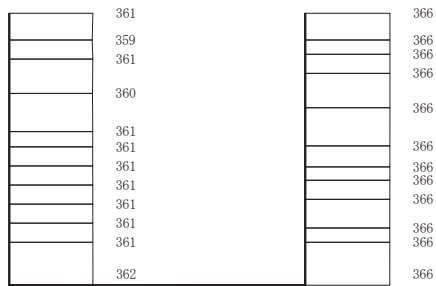
構造スケール 0 └──┬──┘ 2 (m)      応答値スケール 0 └──┬──┘ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(16) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき  $(-1\sigma)$  を考慮した解析ケース)



(a)  $S_s - F_3 (-+)$  水平



(b)  $S_s - F_3 (-+)$  鉛直

構造スケール 0 └───┘ 2 (m)      応答値スケール 0 └───┘ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(17) 最大加速度分布図

(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

## 9. 三次元構造解析

### 9.1 評価対象部位

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9.1-1 に評価対象部材を示す。

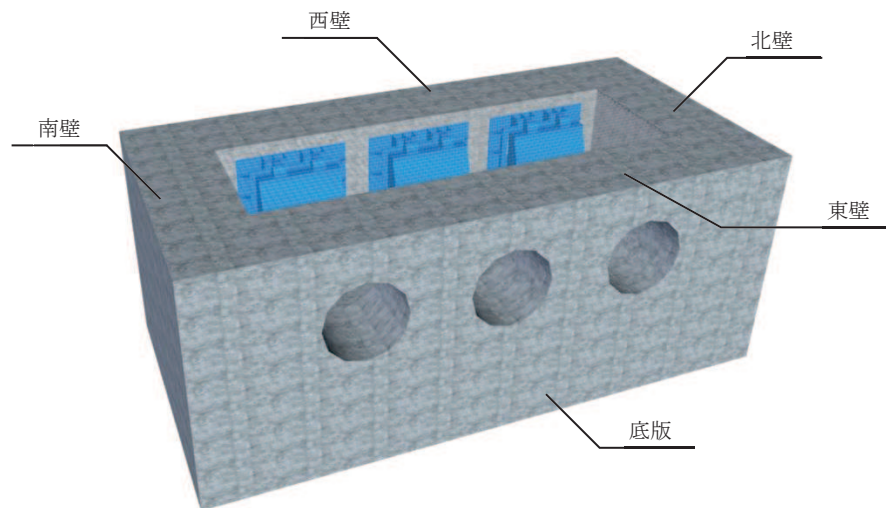


図 9.1-1 三次元構造解析の評価対象部材

### 9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 9.3 解析モデル及び諸元

#### 9.3.1 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9.3-1 に、要素分割図を図 9.3-2 に示す。

##### (1) 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

##### (2) 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

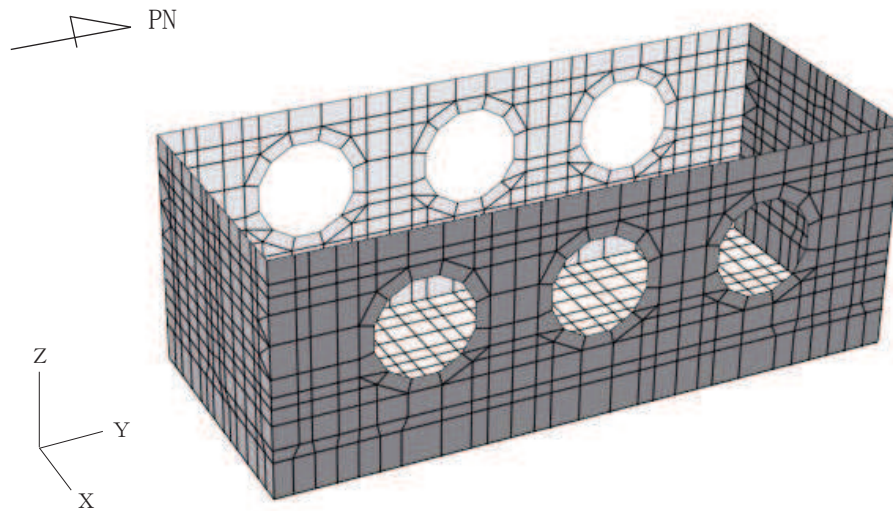


図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル

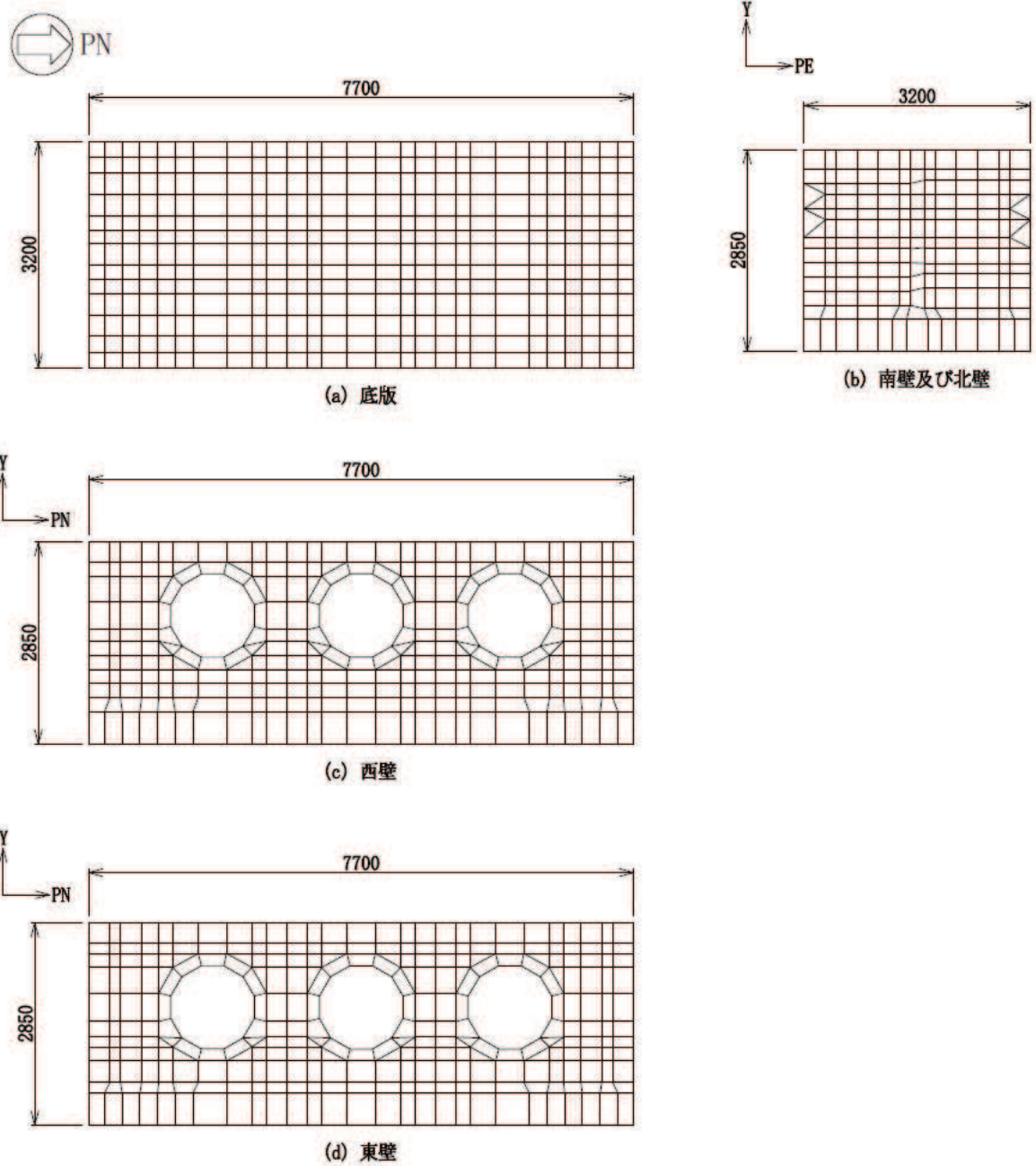


図 9.3-2 要素分割図

### 9.3.2 使用材料及び材料の物性値



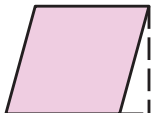
出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.2 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

## 9.4 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 9.4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

表9.4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

## 9.5 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 9.5-1 に示す。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

### 9.5.1 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-1 に示す。

算定した慣性力は図 9.5-2 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに



入力する。

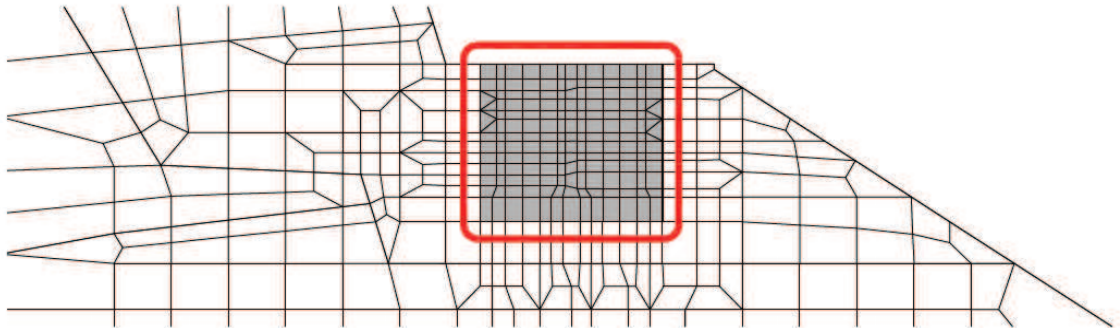


図 9.5-1 応答加速度抽出位置

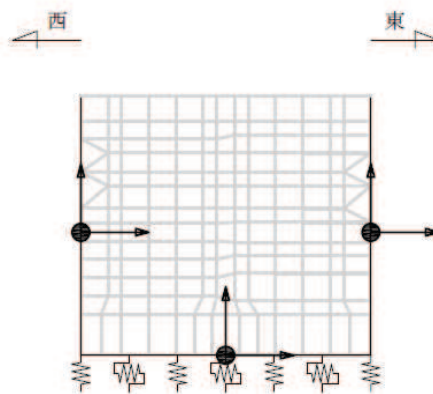


図 9.5-2 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

#### 9.5.2 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 9.5-3 に示す。また、算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、図 9.5-4 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

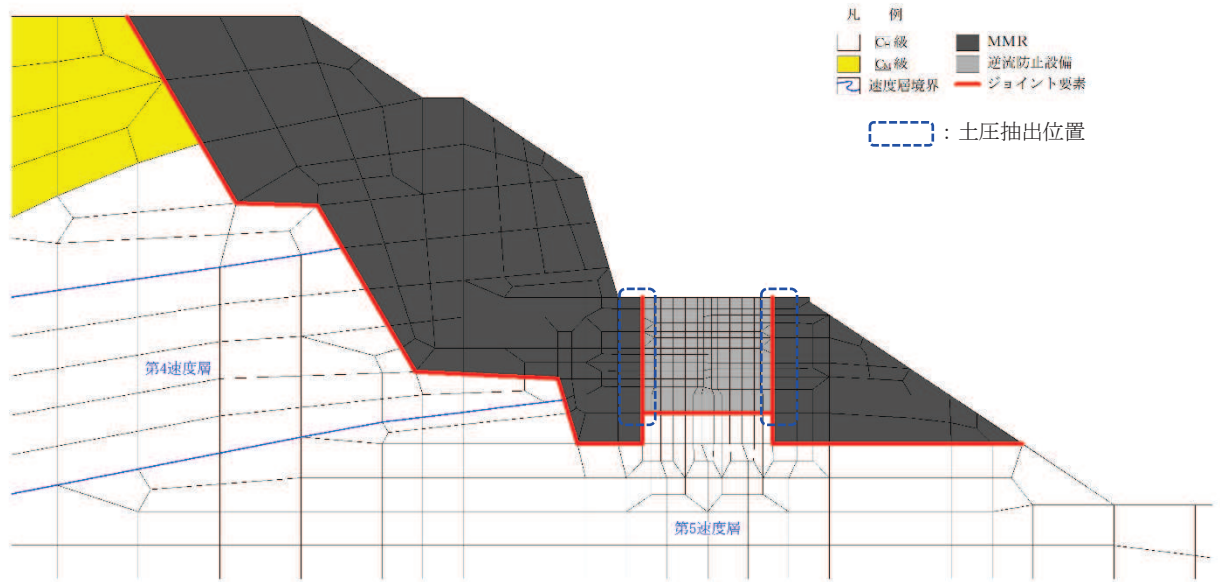


図 9.5-3 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

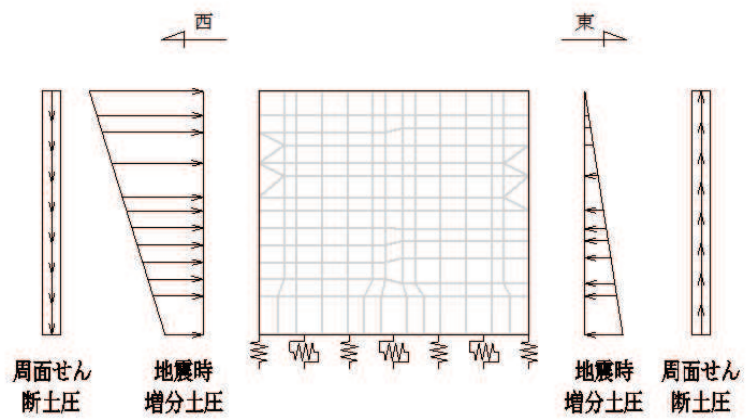


図 9.5-4 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

## 10. 耐震評価

### 10.1 許容限界

#### 10.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10.1-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$		
$f'_{ck}=30.0$ (N/mm <sup>2</sup> )		11.0	16.5
	許容せん断応力度 $\tau_{al}$	0.5	0.75

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 10.2-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$		
SD345		196	294

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

##### (2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

### 10.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 10.1-3 に示す。

表 10.1-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	狐崎部層	13.7

### 10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「10.1 許容限界」に示す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については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

## 11. 評価結果

### 11.1 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.1-1 及び表 11.1-2 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 11.1-2～図 11.1-5 に示す。

表 11.1-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$	
					応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-436	1.2	16.5	0.08
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	217	-287	1.5	16.5	0.10
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	163	0.6	16.5	0.04
南北壁	4	③	S s - F 2 (-+)	157	-470	1.0	16.5	0.07

注記\*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

表 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
					応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-443	13.2	294	0.05
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	-205	32	33.3	294	0.12
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	168	29.8	294	0.11
南北壁	4	①	S s - F 3 (-+)	15	81	18.5	294	0.07

注記\*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

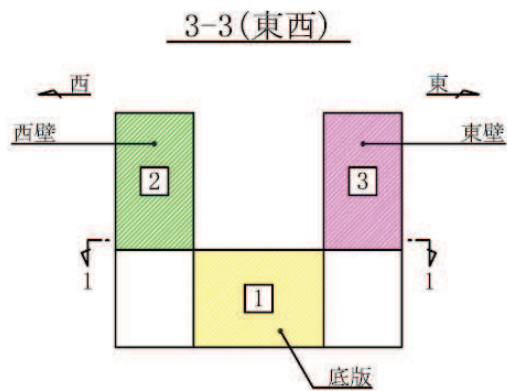
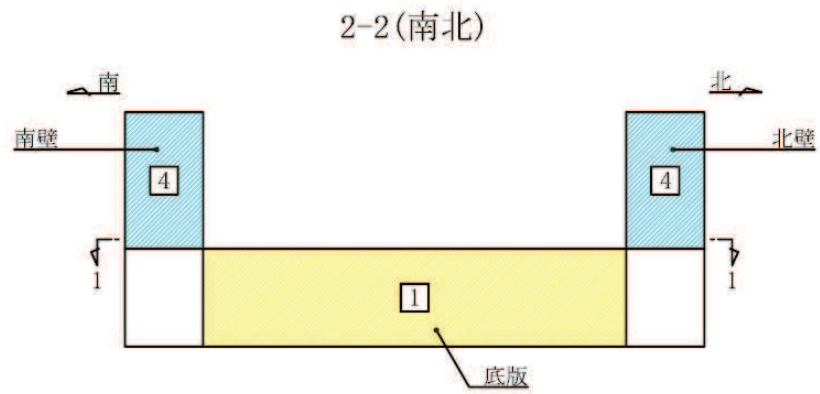
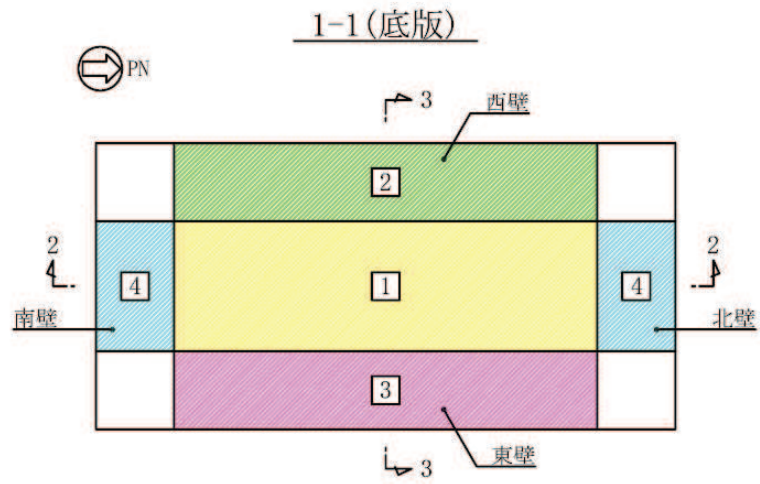


图 11. 1-1 評価位置図

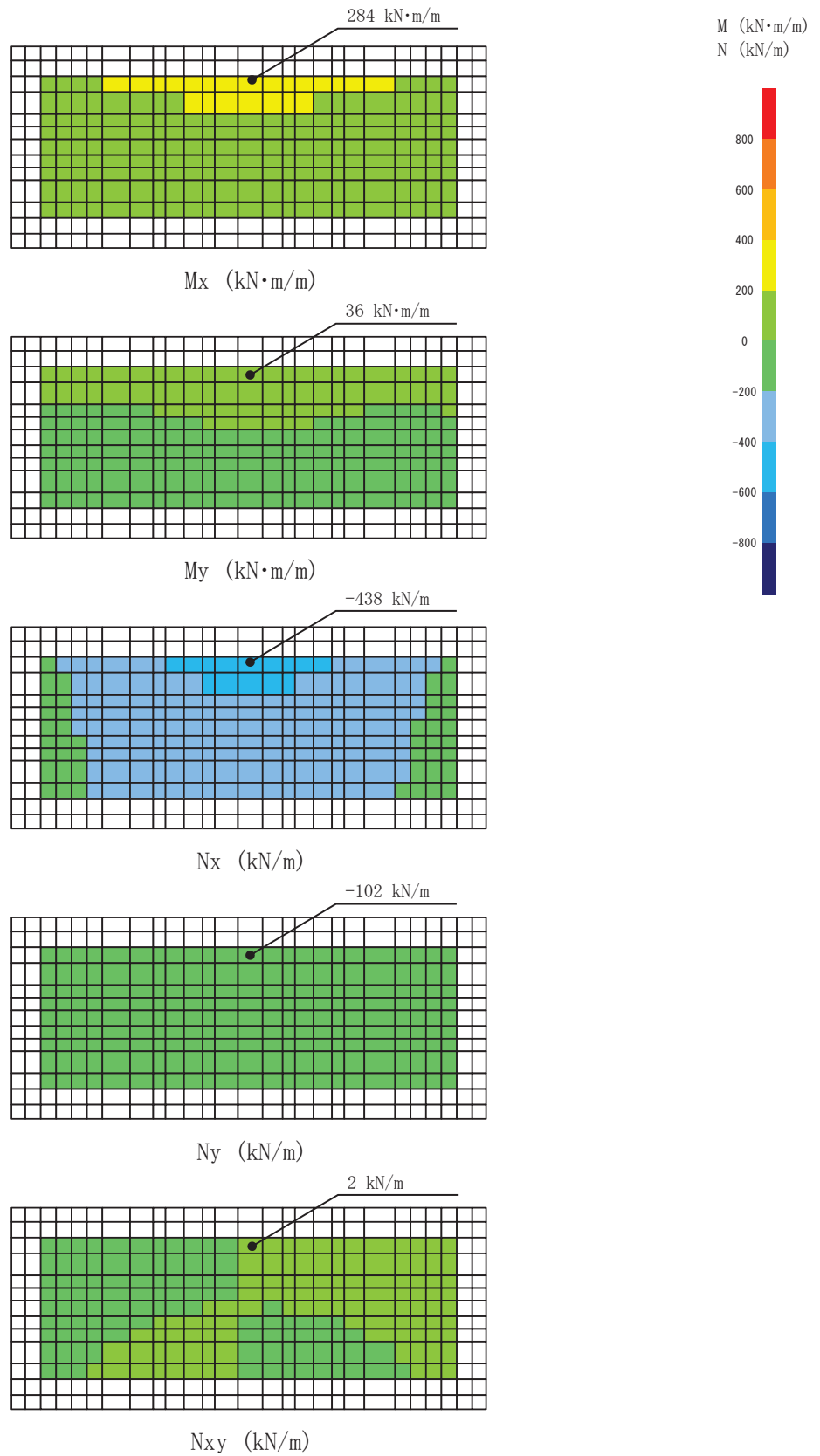


図 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(底版, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

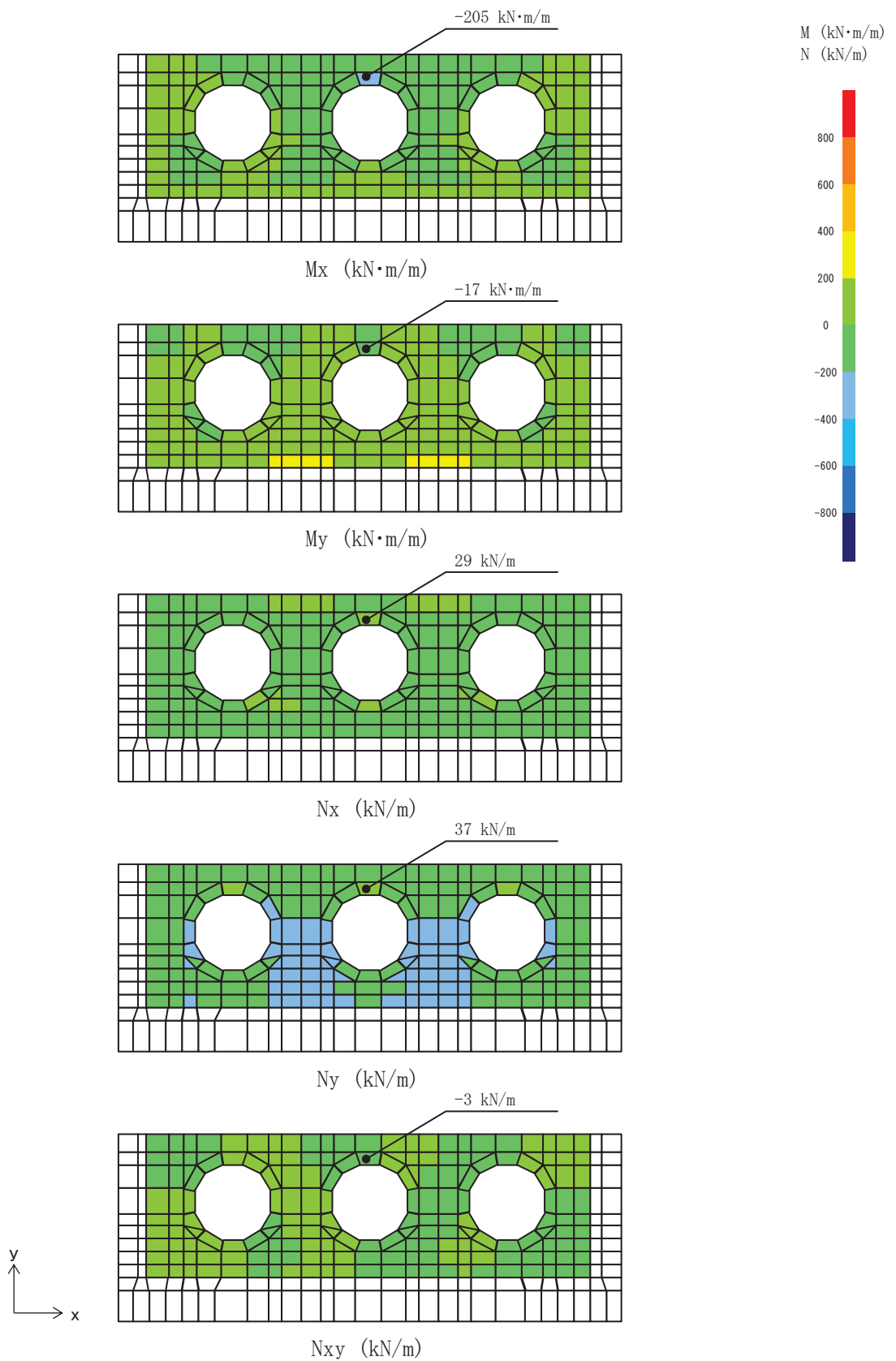


図 11.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 (西壁, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)



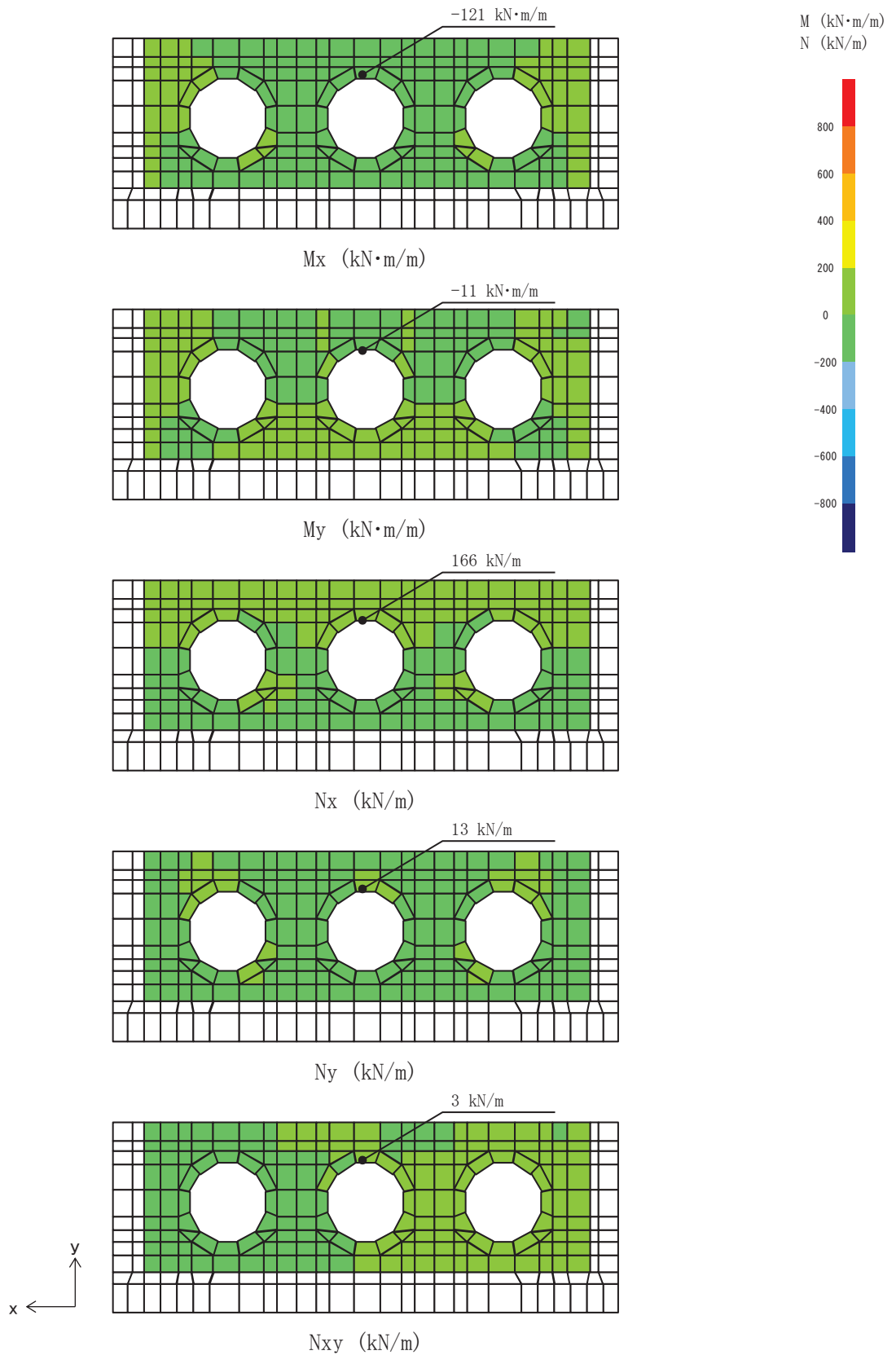


図 11.1-4 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 (東壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2 (-+)$ ,  $t=28.44s$ )

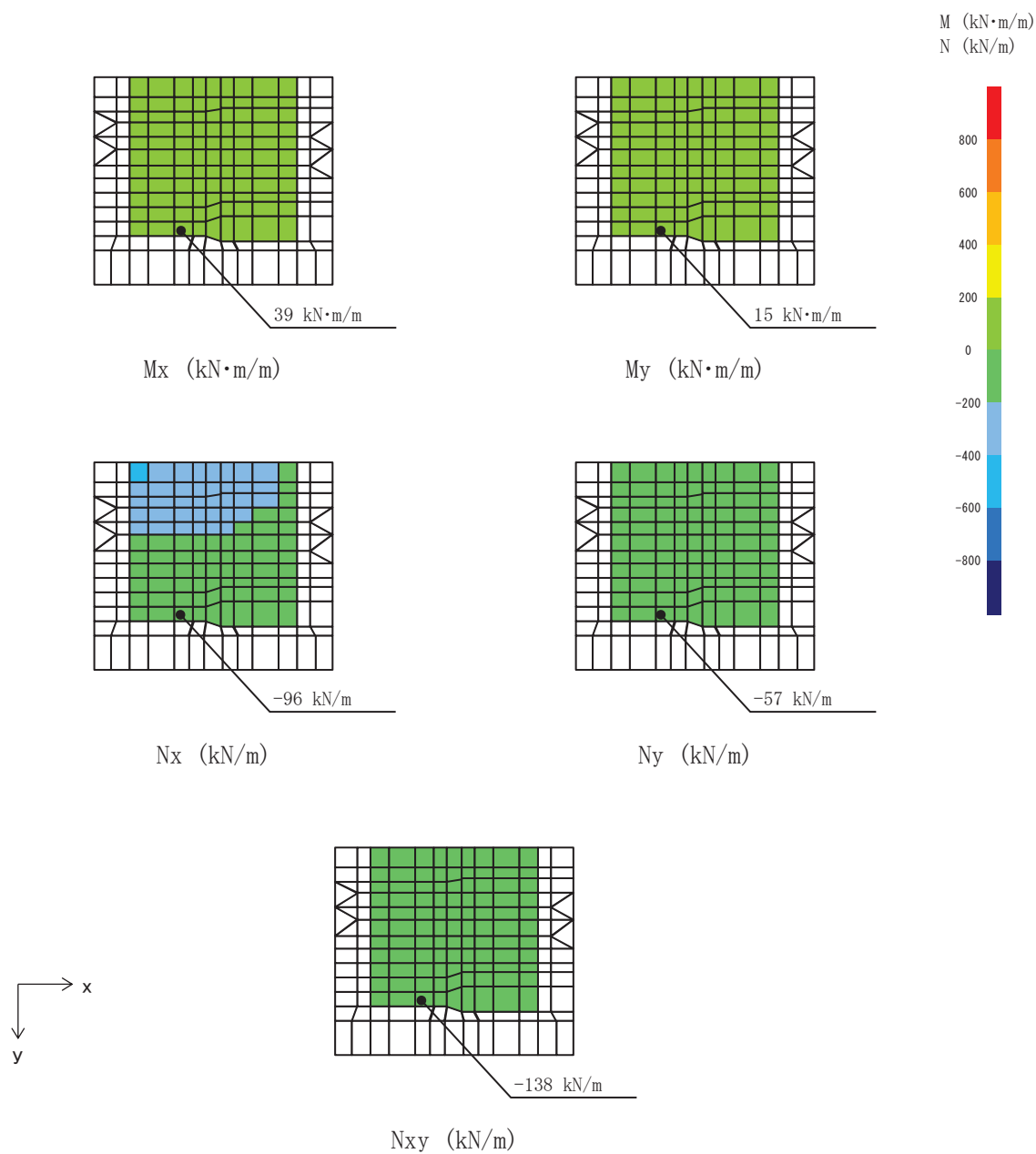


図 11.1-5 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 (南壁, 解析ケース①,  $S_s - F_3 (-+)$ ,  $t=27.64s$ )

## 11.2 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.2-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 11.2-1～図 11.2-4 に示す。

表 11.2-1 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	1	①	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	215	1227	0.18
西壁	2	③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	370	1563	0.24
東壁	3	③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	120	1563	0.08
南北壁	4	③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	65	944	0.07

注記\*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

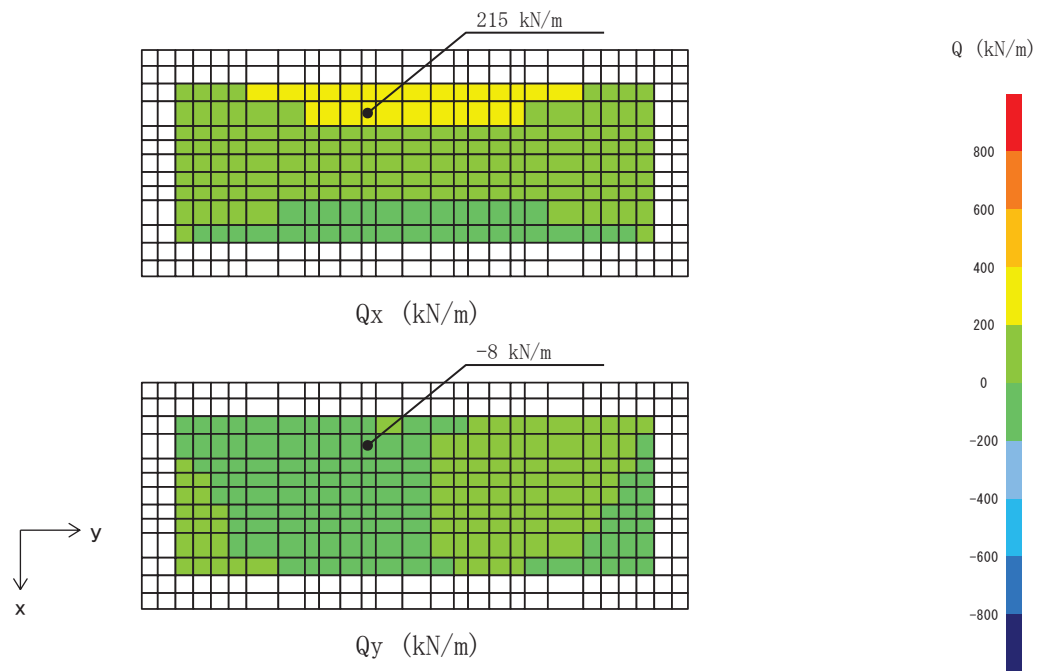


図 11.2-1 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(底版, 解析ケース①,  $S_s - F_3$  (-+),  $t=27.64s$ )

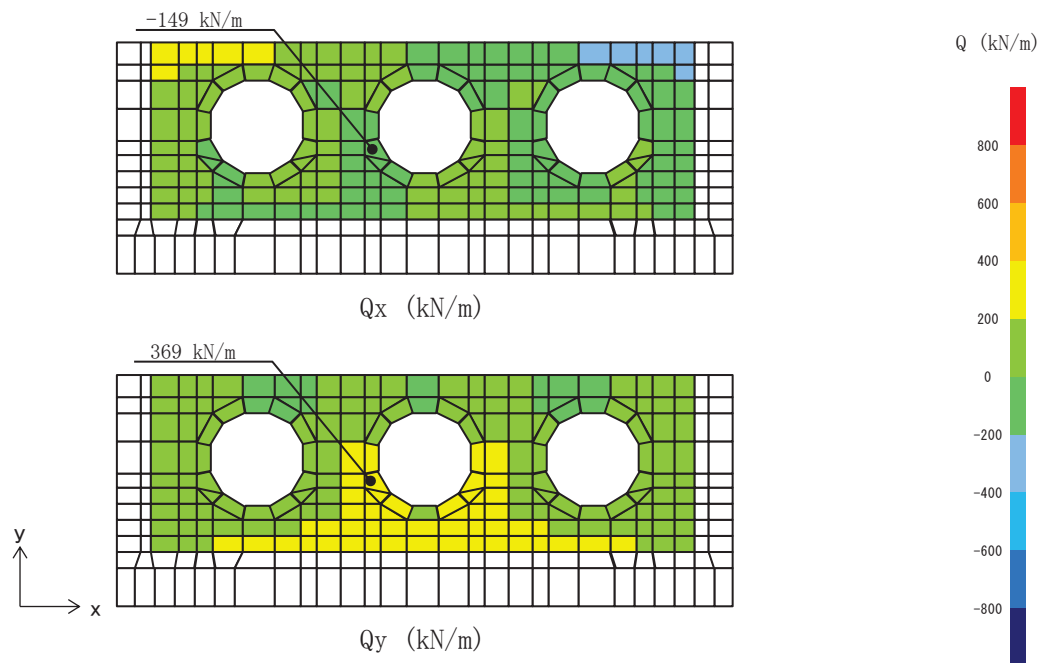


図 11.2-2 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(西壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2$  (-+),  $t=28.44s$ )

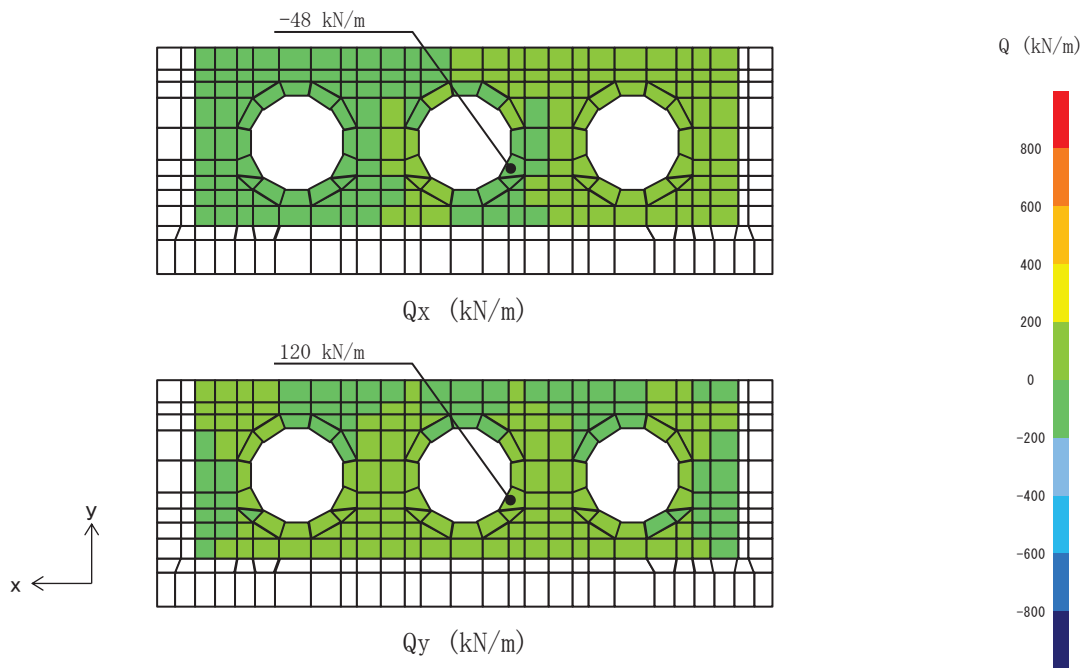


図 11.2-3 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(東壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2$  (-+),  $t=28.44s$ )

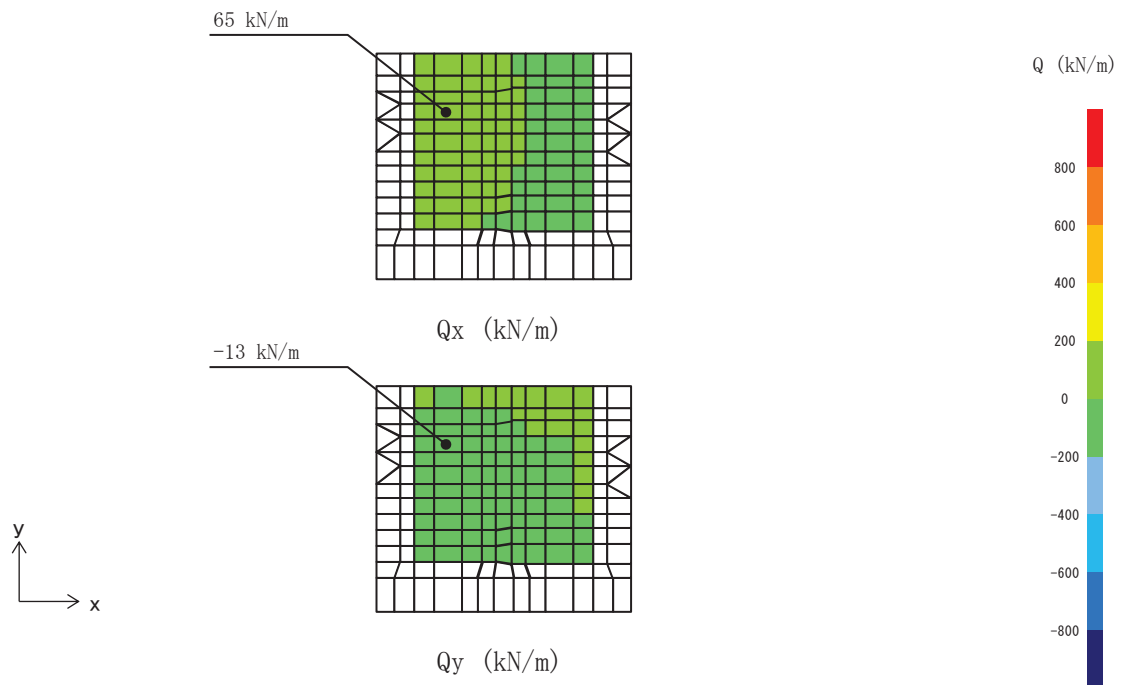


図 11.2-4 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(北壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2$  (-+),  $t=28.44s$ )

### 11.3 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11.3-1 に示す。

表 11.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 \*1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

\*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

#### 11.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について，表 11.3-2 及び表 11.3-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて，出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
							$\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-347	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	44.97	165	-253	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	44.97	-59	-38	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	44.97	119	-351	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-357	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	25.16	170	-247	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	40.36	-61	-40	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	25.16	122	-363	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-364	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	12.87	179	-269	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	-61	-39	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	12.87	126	-378	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-411	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	20.38	207	-303	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	20.38	-109	164	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	20.38	148	-445	0.9	16.5	0.06
	S <sub>s</sub> -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-361	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	7.16	170	-234	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	7.16	-62	-49	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	7.16	123	-367	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-368	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	14.36	183	-252	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	14.36	-101	162	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	14.36	132	-393	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-373	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	18.84	182	-266	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	18.84	-100	165	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	18.84	130	-388	0.8	16.5	0.05
S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	19.44	198	-320	0.9	16.5	0.06	
	西壁	2	19.44	144	-211	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	19.44	-55	-28	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	19.44	107	-312	0.7	16.5	0.05	

軸力：引張正

表11.3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置	照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$	
①	S <sub>s</sub> -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-349	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	30.63	162	-287	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	30.63	-58	-37	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	30.63	117	-342	0.7	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-416	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	209	-275	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-117	159	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	149	-448	0.9	16.5	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-388	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	26.68	201	-275	1.3	16.5	0.08
		東壁	3	26.68	-107	163	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	26.68	141	-428	0.9	16.5	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-422	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	27.64	210	-318	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	27.64	-105	170	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	27.64	148	-445	0.9	16.5	0.06
S <sub>s</sub> -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-377	1.0	16.5	0.07	
	西壁	2	7.51	186	-253	1.3	16.5	0.08	
	東壁	3	7.51	-103	162	0.5	16.5	0.04	
	南北壁	4	7.51	133	-399	0.8	16.5	0.05	
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-326	0.8	16.5	0.05	
	西壁	2	7.29	144	-204	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	7.29	-58	-41	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	7.29	108	-314	0.7	16.5	0.05	
②	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-393	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	28.44	203	-268	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-113	156	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	144	-434	0.9	16.5	0.06
③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-436	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	217	-287	1.5	16.5	0.10
		東壁	3	28.44	-121	163	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	157	-470	1.0	16.5	0.07

軸力：引張正



表11.3-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				(s)	(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-352	-10.2	294	0.04
		西壁	2	44.97	-154	79	28.7	294	0.10
		東壁	3	44.97	-90	175	25.7	294	0.09
		南北壁	4	44.96	15	48	13.3	294	0.05
	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-361	-10.6	294	0.04
		西壁	2	40.36	-157	71	28.6	294	0.10
		東壁	3	40.36	-93	172	25.9	294	0.09
		南北壁	4	25.16	15	52	13.9	294	0.05
	S <sub>s</sub> -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-369	-10.9	294	0.04
		西壁	2	12.87	-164	61	29.0	294	0.10
		東壁	3	12.87	-94	175	26.3	294	0.09
		南北壁	4	12.87	15	62	15.5	294	0.06
	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-415	-12.4	294	0.05
		西壁	2	20.38	-194	36	31.9	294	0.11
		東壁	3	20.38	-109	170	28.2	294	0.10
		南北壁	4	20.38	16	66	16.5	294	0.06
	S <sub>s</sub> -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-365	-10.6	294	0.04
		西壁	2	7.16	-159	68	28.7	294	0.10
		東壁	3	7.16	-95	172	26.2	294	0.09
		南北壁	4	7.16	16	46	13.3	294	0.05
	S <sub>s</sub> -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-383	-11.2	294	0.04
		西壁	2	14.36	-171	53	29.5	294	0.11
		東壁	3	14.36	-101	168	26.8	294	0.10
		南北壁	4	14.36	16	58	15.3	294	0.06
	S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-379	-10.9	294	0.04
		西壁	2	18.84	-169	62	29.8	294	0.11
		東壁	3	18.84	-100	171	26.9	294	0.10
		南北壁	4	18.83	16	53	14.5	294	0.05
S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	19.44	197	-327	-9.3	294	0.04	
	西壁	2	19.44	-137	89	26.8	294	0.10	
	東壁	3	19.44	-83	170	24.3	294	0.09	
	南北壁	4	19.44	14	44	12.3	294	0.05	

軸力：引張正

表11.3-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-351	-10.0	294	0.04
		西壁	2	30.63	-151	81	28.4	294	0.10
		東壁	3	30.63	-88	174	25.3	294	0.09
		南北壁	4	30.63	15	42	12.3	294	0.05
	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-423	-12.5	294	0.05
		西壁	2	28.44	-194	34	31.7	294	0.11
		東壁	3	28.44	-117	165	29.0	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	67	17.1	294	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-394	-11.6	294	0.04
		西壁	2	26.68	-184	42	30.7	294	0.11
		東壁	3	26.68	-107	169	27.8	294	0.10
		南北壁	4	26.67	16	62	15.9	294	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-426	-12.8	294	0.05
		西壁	2	27.64	-194	29	31.4	294	0.11
		東壁	3	27.64	-105	176	28.0	294	0.10
		南北壁	4	27.64	15	81	18.5	294	0.07
	S <sub>s</sub> -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-384	-11.2	294	0.04
		西壁	2	7.5	-171	54	29.6	294	0.11
		東壁	3	7.5	-102	170	27.1	294	0.10
		南北壁	4	7.51	16	58	15.3	294	0.06
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-331	-9.2	294	0.04	
	西壁	2	7.29	-137	94	27.1	294	0.10	
	東壁	3	7.29	-87	169	24.8	294	0.09	
	南北壁	4	7.29	15	33	10.7	294	0.04	
②	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-409	-12.1	294	0.05
		西壁	2	28.44	-188	36	30.9	294	0.11
		東壁	3	28.44	-113	163	28.3	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	63	16.5	294	0.06
③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-443	-13.2	294	0.05
		西壁	2	28.44	-205	32	33.3	294	0.12
		東壁	3	28.44	-121	168	29.8	294	0.11
		南北壁	4	28.44	17	73	18.0	294	0.07

軸力：引張正

### 11.3.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 11.3-4 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-4(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 V/V <sub>a</sub>
①	S <sub>s</sub> -D 1 (++)	底版	1	44.97	170	1227	0.14
		西壁	2	44.97	279	1563	0.18
		東壁	3	44.97	90	1563	0.06
		南北壁	4	44.97	47	944	0.05
	S <sub>s</sub> -D 1 (-+)	底版	1	25.16	175	1227	0.15
		西壁	2	25.16	288	1563	0.19
		東壁	3	40.36	91	1563	0.06
		南北壁	4	25.16	48	944	0.06
	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	底版	1	12.87	182	1227	0.15
		西壁	2	12.87	301	1563	0.20
		東壁	3	12.87	110	1975	0.06
		南北壁	4	12.87	49	944	0.06
	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	底版	1	20.38	206	1227	0.17
		西壁	2	20.38	351	1563	0.23
		東壁	3	20.38	108	1563	0.07
		南北壁	4	20.38	62	944	0.07
	S <sub>s</sub> -D 3 (++)	底版	1	7.16	175	1227	0.15
		西壁	2	7.16	288	1563	0.19
		東壁	3	7.16	95	1563	0.07
		南北壁	4	7.16	48	944	0.06
	S <sub>s</sub> -D 3 (-+)	底版	1	14.36	183	1227	0.15
		西壁	2	14.36	310	1563	0.20
		東壁	3	14.36	99	1563	0.07
		南北壁	4	14.36	52	944	0.06
	S <sub>s</sub> -F 1 (++)	底版	1	18.84	181	1227	0.15
		西壁	2	18.84	308	1563	0.20
		東壁	3	18.84	102	1563	0.07
		南北壁	4	18.84	52	944	0.06
	S <sub>s</sub> -F 1 (-+)	底版	1	19.44	150	1227	0.13
		西壁	2	19.44	244	1563	0.16
		東壁	3	19.44	84	1563	0.06
		南北壁	4	19.44	40	944	0.05

表11.3-4(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置	照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 V/V <sub>a</sub>	
①	S <sub>s</sub> -F 2 (++)	底版	1	30.63	169	1227	0.14
		西壁	2	30.63	273	1563	0.18
		東壁	3	30.63	89	1563	0.06
		南北壁	4	30.63	45	944	0.05
	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	28.44	205	1227	0.17
		西壁	2	28.44	354	1563	0.23
		東壁	3	28.44	118	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	62	944	0.07
	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	底版	1	26.68	195	1227	0.16
		西壁	2	26.68	341	1563	0.22
		東壁	3	26.68	107	1563	0.07
		南北壁	4	26.68	57	944	0.07
	S <sub>s</sub> -F 3 (-+)	底版	1	27.64	215	1227	0.18
		西壁	2	27.64	354	1563	0.23
		東壁	3	27.64	122	1975	0.07
		南北壁	4	27.64	61	944	0.07
S <sub>s</sub> -N 1 (++)	底版	1	7.5	186	1227	0.16	
	西壁	2	7.51	315	1563	0.21	
	東壁	3	7.51	101	1563	0.07	
	南北壁	4	7.51	52	944	0.06	
S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	底版	1	7.29	150	1227	0.13	
	西壁	2	7.29	244	1563	0.16	
	東壁	3	7.29	95	1563	0.07	
	南北壁	4	7.29	40	944	0.05	
②	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	28.44	200	1227	0.17
		西壁	2	28.44	344	1563	0.23
		東壁	3	28.44	116	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	59	944	0.07
③	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	28.44	212	1227	0.18
		西壁	2	28.44	370	1563	0.24
		東壁	3	28.44	120	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	65	944	0.07

#### 11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 11.4-1 に示す。最大接地圧分布図を図 11.4-1 に示す。

上記により，出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 11.4-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$	
①	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.2	13.7	0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.3		0.03	
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	②	S <sub>s</sub> -F 2	(-+)		0.2	0.02
	③		(-+)		0.3	0.03

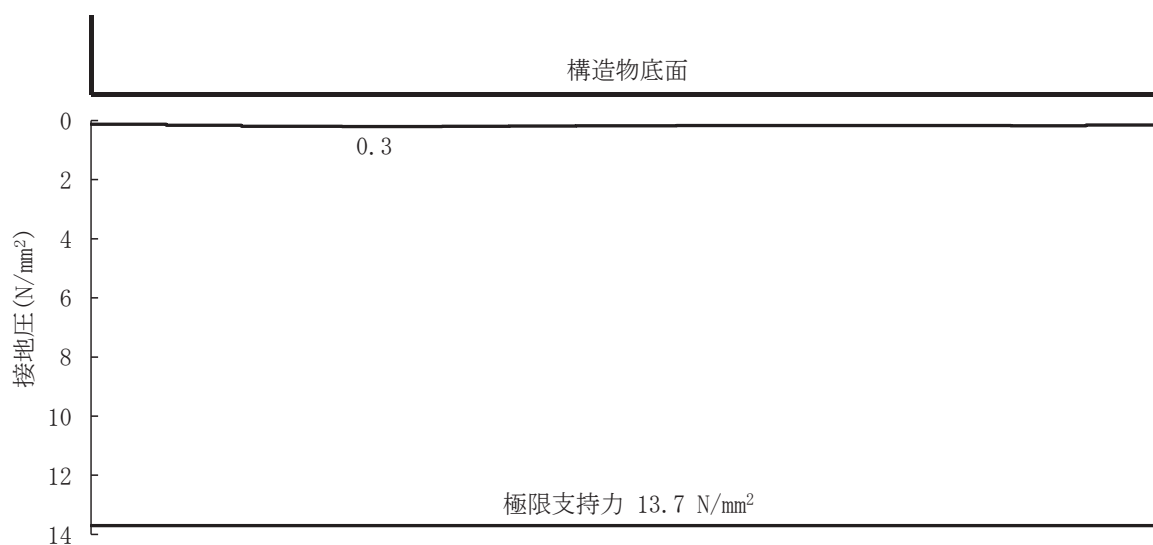


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図  
 (解析ケース①, S s - F 3 (-+))

(参考資料 1) アンカーボルトの耐震評価

1. 許容限界

1.1 使用材料

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの使用材料を表 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SUS304	頭付きアンカーボルト (M20)

1.2 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの許容限界を表 1-2 に示す。

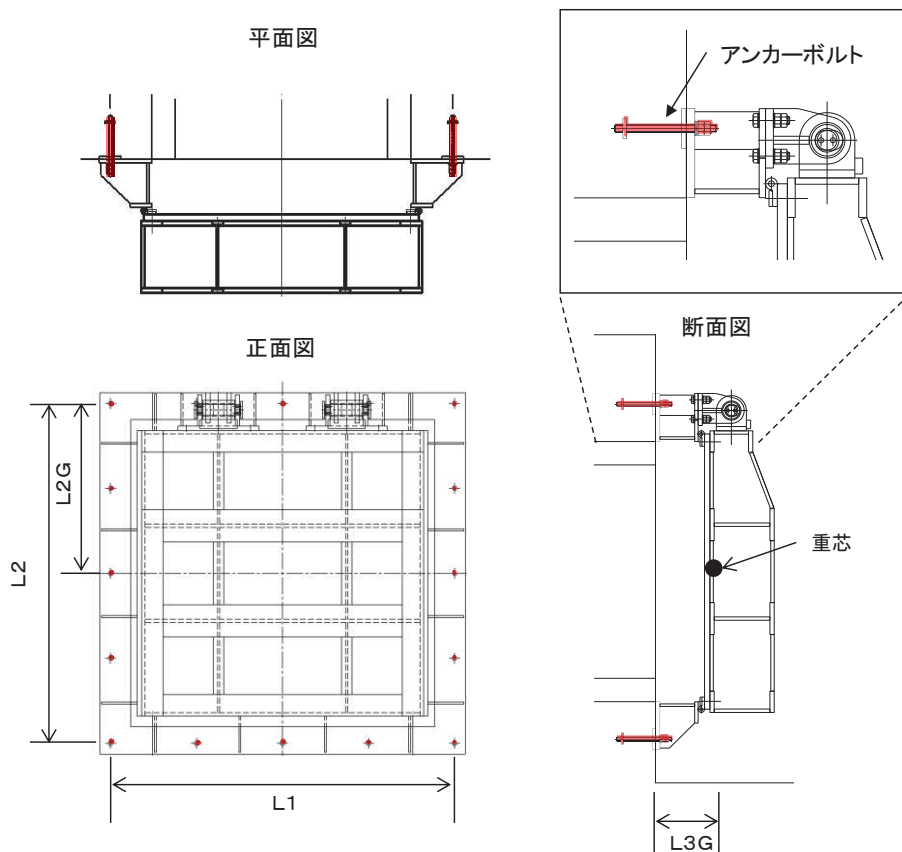
表 1-2 アンカーボルトの許容限界

評価部位	材質	許容限界 (N)	
		引張*	せん断*
アンカーボルト	SUS304	48154	33707

注記 \* : アンカーボルトに対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説（（社）日本建築学会 平成 22 年）」に基づき算出する。

2. 計算方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図 2-1 に示す。



$$P = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

または,

$$P = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここに,

P : アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (N) \*

Q : アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (N)

w : 扉体+戸当りの質量 (kN)

FH : アンカーボルトに作用する水平方向荷重 (kN)

FV : アンカーボルトに作用する鉛直方向荷重 (kN)

L1 : 水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L2 : 鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L2G : 上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

L3G : 壁面～扉体重芯距離 (mm)



n : アンカーボルト総本数(本)

n<sub>1</sub> : 上下面のアンカーボルト片側本数(本)

n<sub>2</sub> : 側面のアンカーボルト片側本数(本)

注記\* : 2つの式のうち、大きくなる荷重を評価に用いる。

図 2-1 アンカーボルトの構造図及び応力算定式

### 3. 応力計算

アンカーボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

また、アンカーボルト 1 本に作用する引張力 P は P<sub>1</sub> と P<sub>2</sub> の大きい方を使用する。

$$P_1 = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 3-1 に示す。

表 3-1 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	アンカーボルト 1 本に作用する引張力	—	N
Q	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N
w	扉体+戸当りの質量	22064.9625	N
FH	水平地震力	17651.97	N
FV	鉛直地震力	11032.48125	N
L1	水平方向最端部のアンカーボルトスパン	1610	mm
L2	鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン	1570	mm
L2G	上部側アンカーボルト中心～ 扉体重芯距離	785	mm
L3G	壁面～扉体重芯距離	255	mm
n	アンカーボルト総本数	16	本
n <sub>1</sub>	上下面のアンカーボルト片側本数	5	本
n <sub>2</sub>	側面のアンカーボルト片側本数	5	本

以上により,

$$P_1 = \frac{17651.97 \cdot 255}{1610 \cdot 5} + \frac{(22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 1635\text{N}$$

$$P_2 = \frac{17651.97 \cdot (1570 - 785) + (22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 2841\text{N}$$

$$Q = \frac{\sqrt{17651.97^2 + (22064.9625 + 11032.48125)^2}}{16} = 2345\text{N}$$

よって,  $P = P_2$  とする。

### 3. 評価結果

アンカーボルトの評価結果を表3-1 に示す。

発生値が許容値以下であることから十分な構造健全性を有することを確認した。

表 3-1 評価結果 (アンカーボルト)

評価部位	評価項目	発生値 a (N)	許容値 b (N)	照査値 a/b
アンカーボルト	引張	2841	48154	0.06
	せん断	2345	33707	0.07

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）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	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価部位	9
4.	固有周期	10
4.1	固有周期の計算方法	10
4.2	固有周期の計算条件	10
4.3	固有周期の計算結果	11
5.	構造強度評価	12
5.1	構造強度評価方法	12
5.2	荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1	荷重の設定	12
5.2.2	荷重の組合せ	13
5.3	許容限界	14
5.4	設計用地震力	17
5.5	計算方法	18
5.6	計算条件	24
5.7	応力計算	25
6.	評価結果	43
7.	出口側集水ピットの強度評価	44
7.1	出口側集水ピットの構造概要	44
7.2	評価方針	47
8.	強度評価方法	49
8.1	記号の定義	49
8.2	荷重算出断面	50
8.3	荷重及び荷重の組合せ	51
8.3.1	荷重	51

8.3.2	荷重の組合せ	51
8.4	許容限界	53
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	53
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	54
8.5	評価方法	55
8.5.1	二次元動的解析	55
8.5.2	三次元構造解析	87
8.5.3	評価方法	105
9.	評価条件	106
10.	評価結果	107
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	107
10.1.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	107
10.1.2	せん断破壊に対する評価結果	109
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	110

## 1. 概要

本資料は、添付書類「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」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

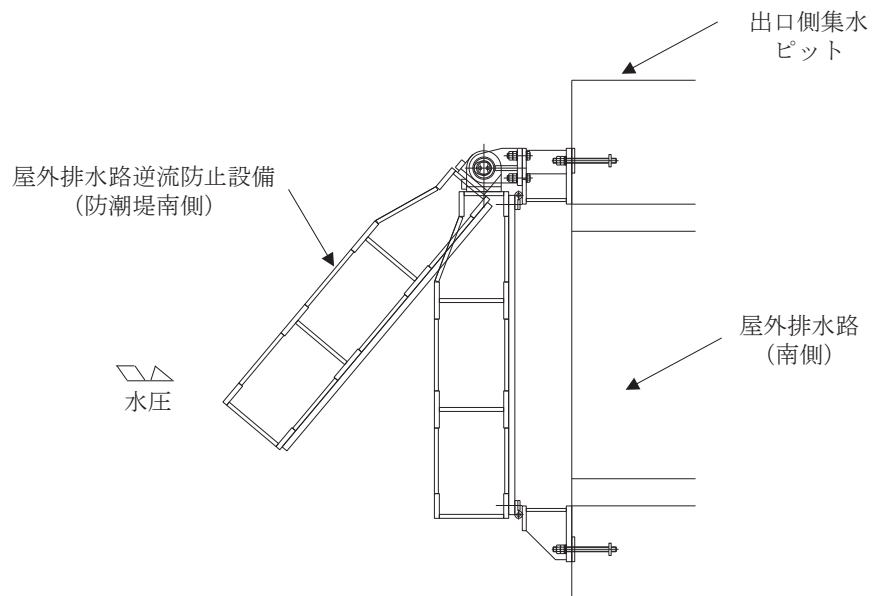
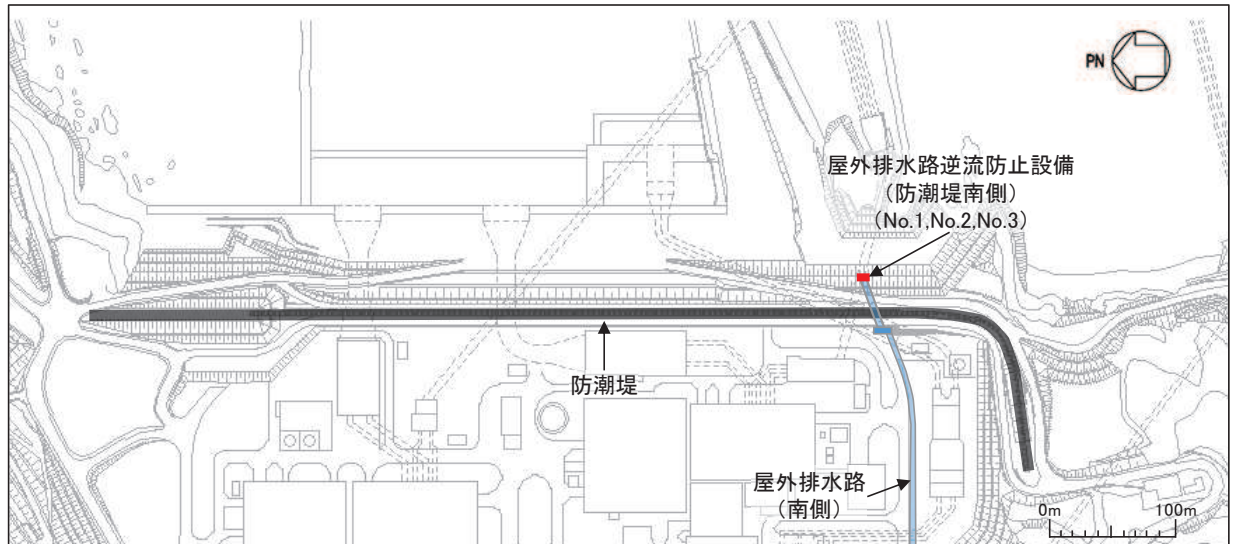


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

## 2.2 構造計画

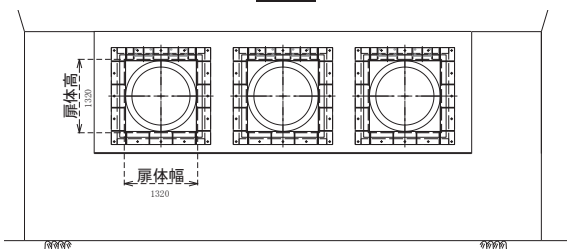
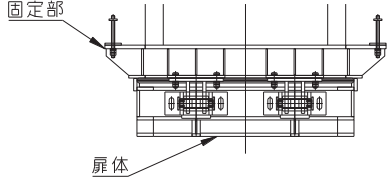
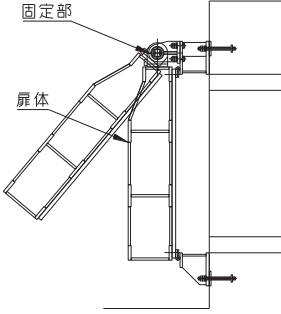
防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対してそれぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表2.2-1に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p>正面図</p>  <p>平面図</p>  <p>断面図</p> 

## 2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「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」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目を表 2.3-1 に、強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。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。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「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」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 S d - D 2 を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



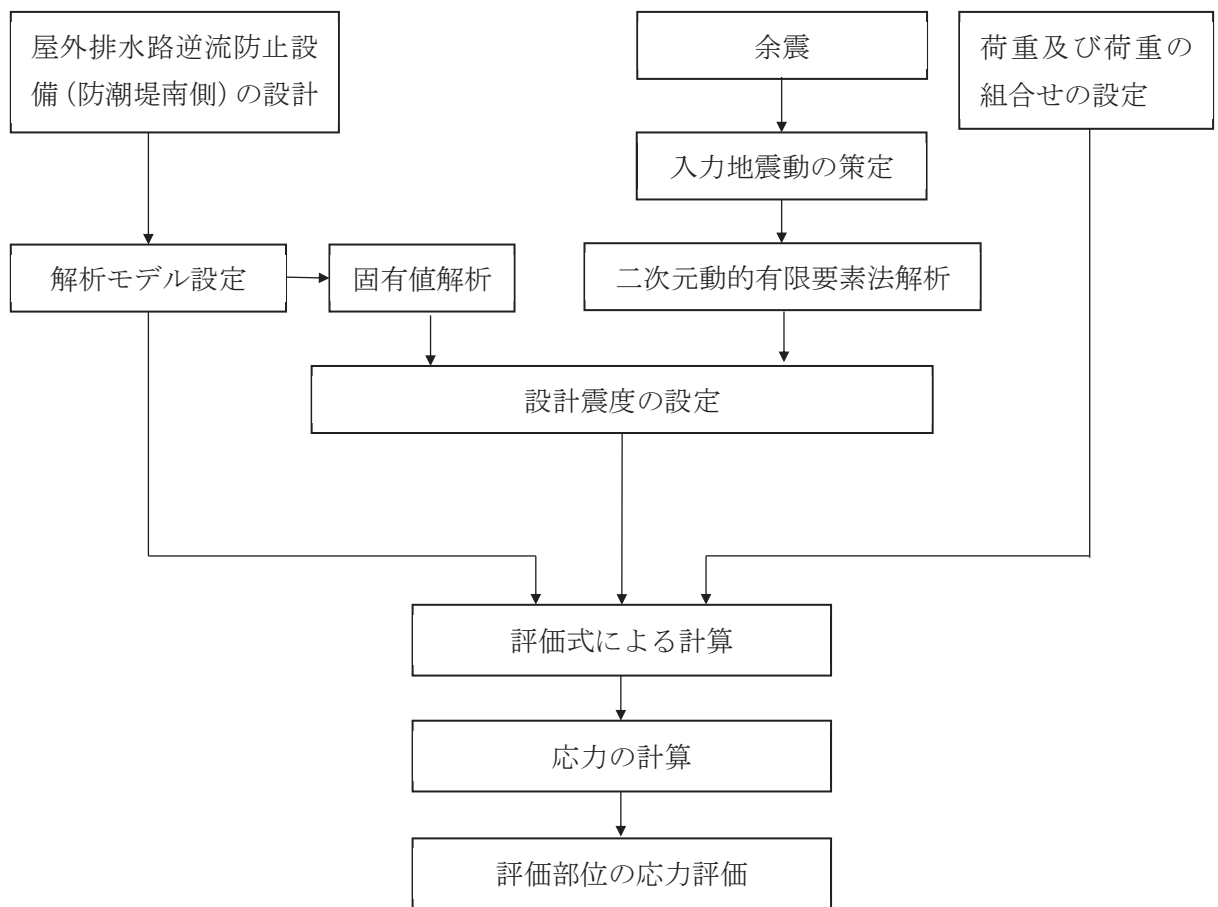


図 2.3-1 強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (6) 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)
- (7) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

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
耐震重要度分類	原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	
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] (2002 年) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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] (2002 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)
地震応答解析	構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

## 2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重	N/mm <sup>2</sup>
K <sub>HSd</sub>	余震による水平方向の設計震度	—
K <sub>VSd</sub>	余震による鉛直方向の設計震度	—
P <sub>d</sub>	余震による動水圧	N/mm <sup>2</sup>
A <sub>1</sub>	扉体面積	mm <sup>2</sup>
W <sub>0</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L <sub>2</sub>	主桁支間長	mm
Z <sub>2</sub>	各主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	各主桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z <sub>3</sub>	補助縦桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w3</sub>	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$P_5$	戸当りへ作用する津波水圧荷重	$N/mm^2$
$L_s$	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	mm
$q$	下部作用圧力	$N/mm^2$
$L_x$	戸当り横幅	mm
$L_y$	戸当り縦幅	mm
$l_x$	支圧板中心横幅	mm
$l_y$	支圧板中心縦幅	mm
$b_w$	支圧幅	mm
$S$	戸当り幅	mm
$H$	入力津波高	m
$h$	設計用浸水深	m

### 3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は閉じた状態を想定する。このため、扉体側と固定部側のヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、戸当りを選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図3-1に示す。

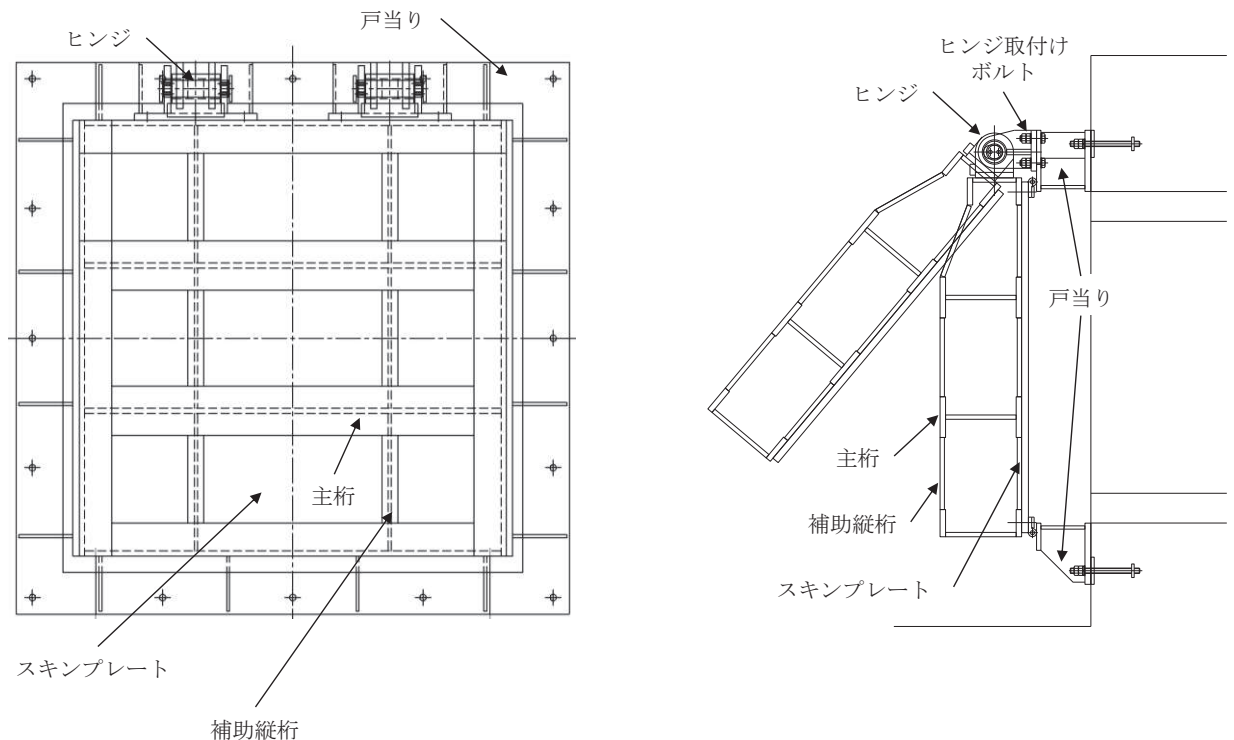


図3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は外水圧により閉じる構造となっており，津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから，重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は閉じた状態となる。このことから，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては，閉じた状態のみを考慮する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### (1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

##### (2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より，単純梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

##### 4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	$4.3883 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

#### 4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「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。

#### 5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

##### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

##### (2) 遡上津波荷重（ $P_t$ ）

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	扉体下端 での標高 (O.P. (m))	扉体下端 での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
屋外排水路逆流防止 設備（防潮堤南側）	24.4	0.5	11.95	8.125	285.1

##### (3) 余震荷重（ $K_{sd}$ ）

余震荷重として、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> による地震力及び動水圧を考慮する。



### 5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

表 5.2-3 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	○	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・配管自重	—	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		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。

### 5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお，地震後，津波後の再使用性を想定し，当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2				
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧	
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—	
主桁	SUS304	1桁	103	103	59	—	151*3	154	88	—
		2,3桁					154			
		4桁					151*3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144*3	154	88	—	
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231	
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 主桁，補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は，「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

（主桁（1桁）の許容応力）

主桁（1桁）の許容応力について算定する。ここで，各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	2560	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	2000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 600/100 = 6$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.2 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.8 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(主桁 (4 桁) の許容応力)

主桁 (4 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	4160	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	2000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

$$10/K = 10/2.01 = 4.9752$$

$$L/b = 600/100 = 6.0$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5$$

$$=101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =151.719 \text{ N/mm}^2=151 \text{ N/mm}^2$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	440	mm
b	圧縮フランジ幅	50	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	1512	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	800	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c =1512/800=1.89 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K=10/2.00=5$$

$$L/b=440/50=8.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab}-0.9 \times (K \times L/b-10)) \times 1.5 &= (103-0.9 \times (2 \times 8.8-10)) \times 1.5 \\ &=96.16 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =144.24 \text{ N/mm}^2=144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は，「8.5.1 二次元動的解析」の結果に基づき，表 5.4-1 に示すとおりとする。また，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の加速度応答抽出位置を図 5.4-1 に示す。

表 5.4-1 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
				水平方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	S d - D 2 (-+)	②	出口側集水ピット O. P. +8.38 m (屋外排水路底面高さ)	0.4	0.4
	S d - D 2 (++)	②		0.4	

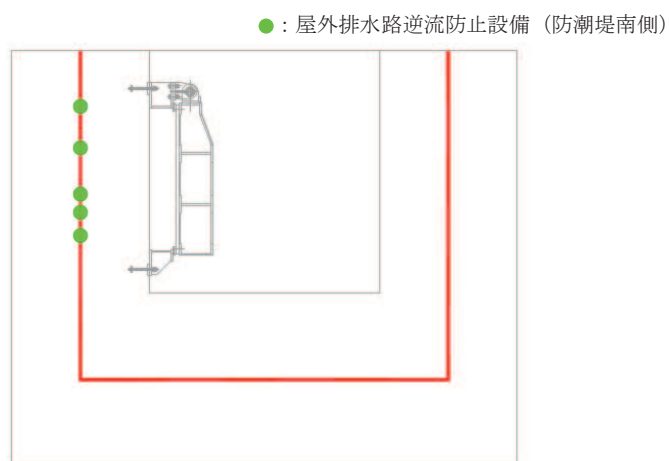


図 5.4-1 加速度抽出位置

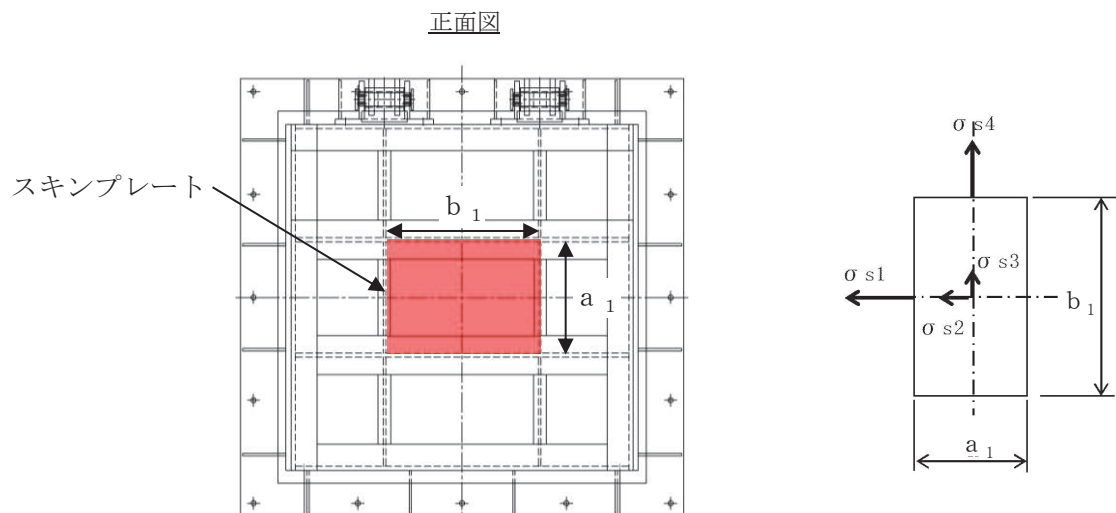
## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

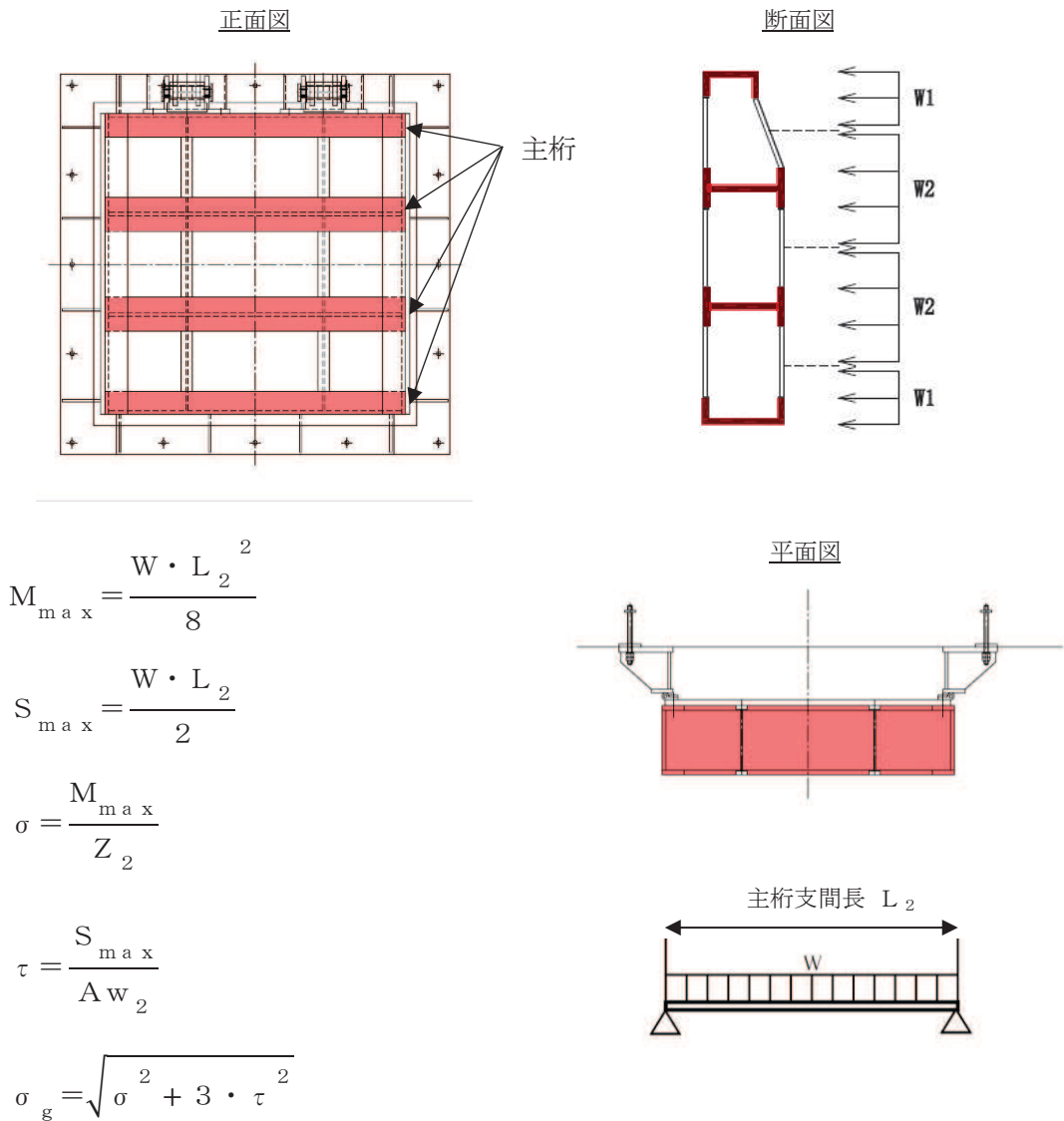
$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-2 に示す。



- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L<sub>2</sub> : 主桁支間長 (mm)
- Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)
- M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

- σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても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 5.5-3 及び図 5.5-4 に示す。

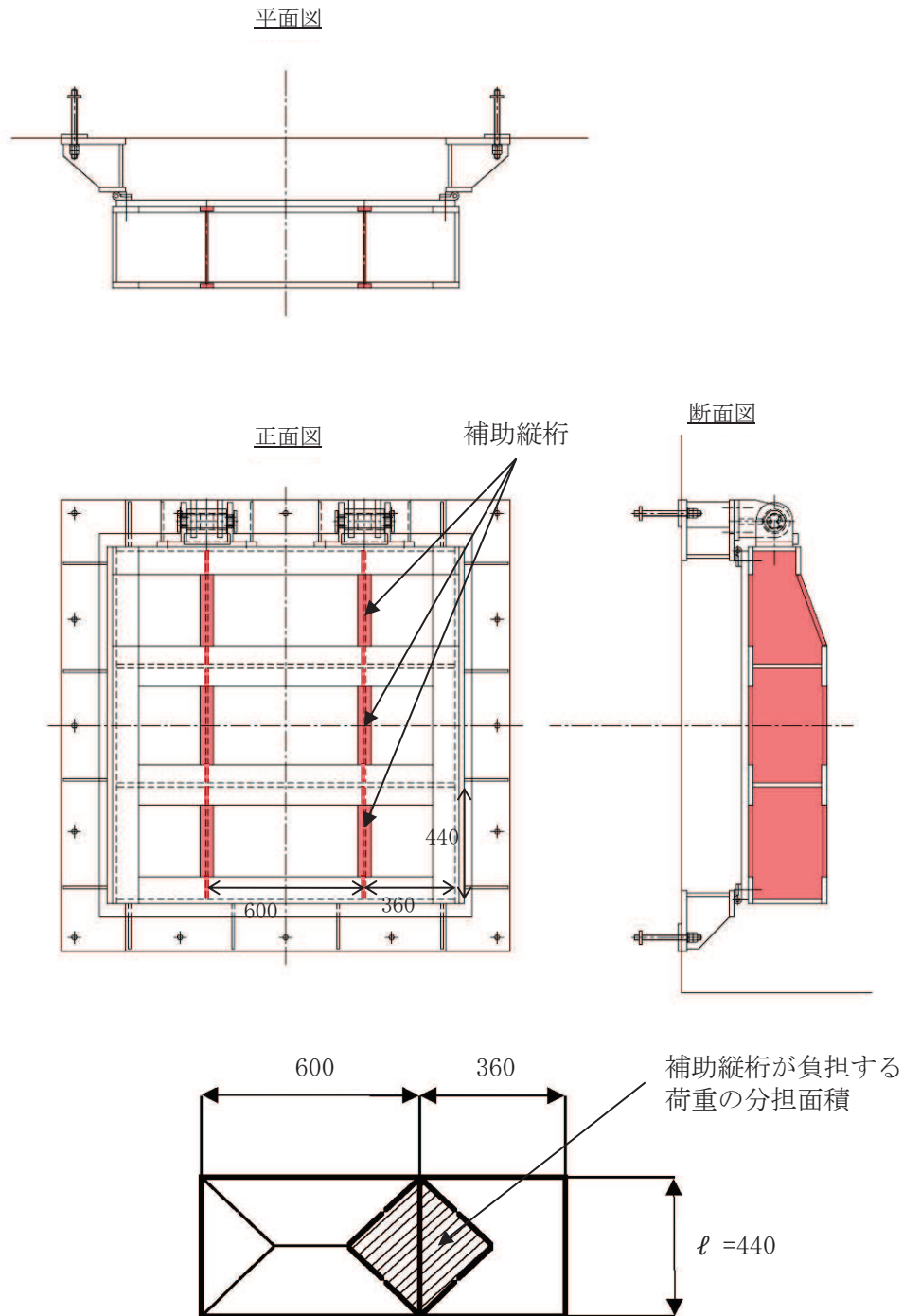


図 5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

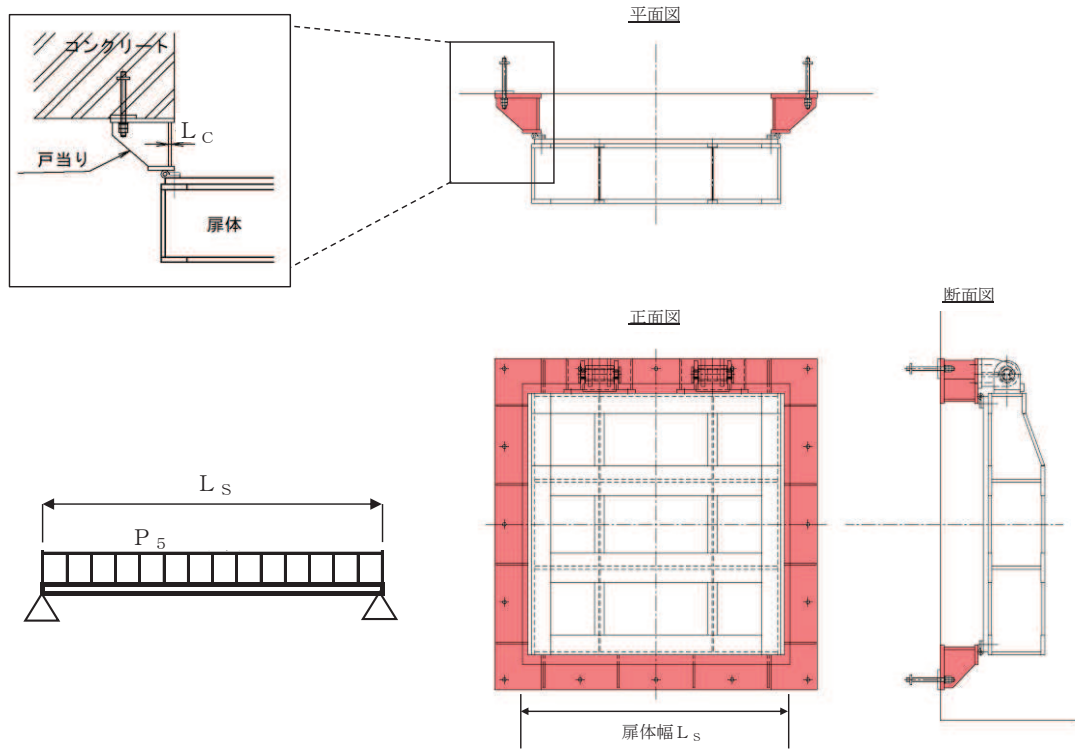
$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)  
 $Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-4 補助縦桁の応力算定式

(4) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5.5-5 に示す。



$$\sigma = \frac{P_5 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

$P_5$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_S$  : 扉体幅 (mm)

$L_C$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

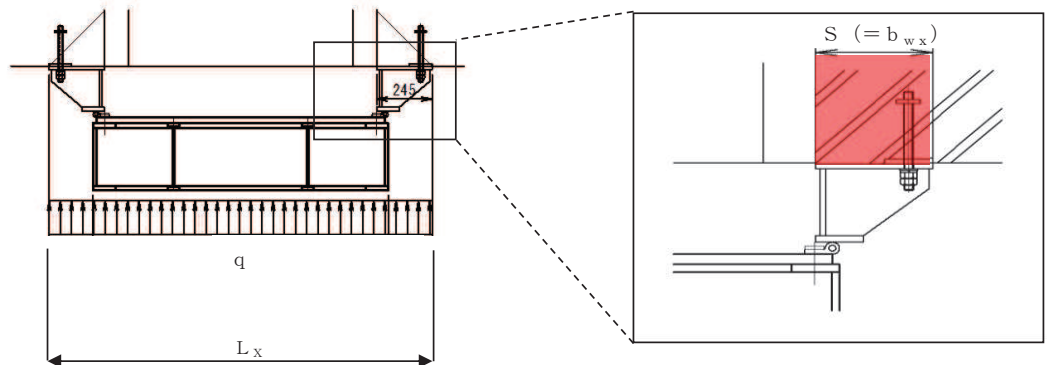
$\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-5 戸当りのモデル図及び応力算定式

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-6 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 水平荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ<sub>x</sub> : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ<sub>y</sub> : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b<sub>wx</sub> : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b<sub>wy</sub> : 支圧縦幅 (mm)
- σ<sub>bk</sub> : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

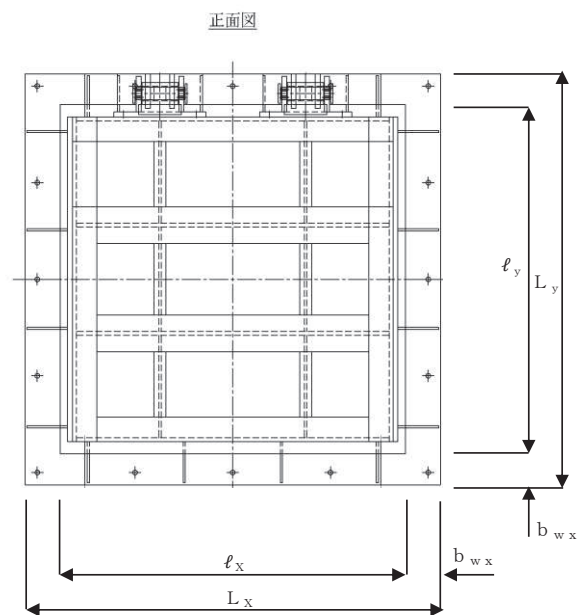


図 5.5-6 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

## 5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A <sub>1</sub> (mm <sup>2</sup> )	水の単位体積重量 W <sub>0</sub> (N/mm <sup>3</sup> )	入力津波高 H (m)	設計用 浸水深 h (m)
1.4709975×10 <sup>4</sup>	1.7424×10 <sup>6</sup>	1.01×10 <sup>-5</sup>	24.4	11.95

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数 k	短辺 a <sub>1</sub> (mm)	長辺 b <sub>1</sub> (mm)	板厚 t <sub>1</sub> (mm)	単位面積当たりの 荷重 P <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
1~2桁	41.96	440	600	25	0.31
2~3桁	41.96	440	600	25	0.31
3~4桁	41.96	440	600	25	0.31

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L <sub>2</sub> (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )
1桁	68.2	1320	3.799467×10 <sup>5</sup>	2.56×10 <sup>3</sup>
2, 3桁	136.4	1320	9.415644×10 <sup>5</sup>	4.16×10 <sup>3</sup>
4桁	68.2	1320	6.797867×10 <sup>5</sup>	4.16×10 <sup>3</sup>

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z <sub>3</sub> (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w3</sub> (mm <sup>2</sup> )
0.31	440	1.713276×10 <sup>5</sup>	1.512×10 <sup>3</sup>

戸当りへ作用する 荷重 P <sub>5</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	扉体幅 L <sub>s</sub> (mm)	戸当り支圧部の 板厚 L <sub>c</sub> (mm)	戸当り幅 S (mm)	支圧幅 b <sub>wx</sub> (mm)	支圧幅 b <sub>wy</sub> (mm)
0.31	1320	12	245	245	225

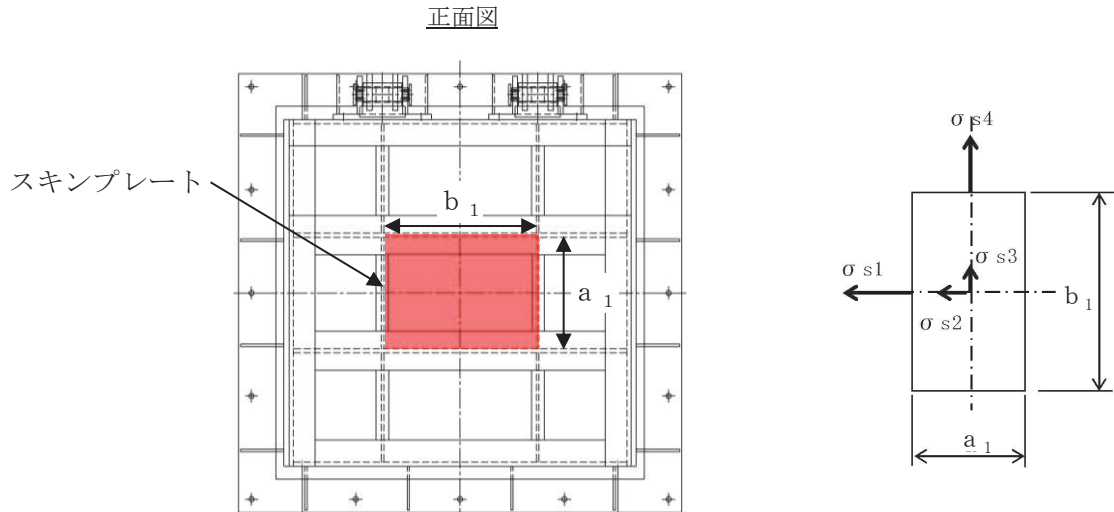
水平荷重 q (N/mm <sup>2</sup> )	戸当り横幅 L <sub>x</sub> (mm)	戸当り縦幅 L <sub>y</sub> (mm)	支圧板中心横幅 ℓ <sub>x</sub> (mm)	支圧板中心縦幅 ℓ <sub>y</sub> (mm)
0.31	1710	1670	1465	1445

## 5.7 応力計算

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

### (1) 発生荷重

ススキンプレートに作用する荷重として，津波荷重と地震（余震）荷重を考慮して，以下の式により計算する。

$$P_1 = P_2 + P_3$$

$$P_2 = p + p_1$$

$$P_3 = K h \times (w_1 + w_2) \div A_1$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートが発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	$\text{kN/m}^2$
$P_2$	津波荷重	—	$\text{kN/m}^2$
$P_3$	余震荷重	—	$\text{kN/m}^2$
$\rho$	海水密度	1.03	$\text{g/cm}^3$
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$p$	津波波圧	285.1	$\text{kN/m}^2$
$p_1$	内部水圧	8.1	$\text{kN/m}^2$
$B$	水路幅	2000	mm
$w_1$	扉体質量	14.71	kN
$w_2$	戸当り質量	7.36	kN
$Kh$	水平震度	0.4	—
$A_1$	扉体面積	$1.7424 \times 10^6$	$\text{mm}^2$

津波荷重

$$P_2 = p + p_1 = 293.2 \text{ kN/mm}^2 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \rho \cdot g \cdot (3.0 \cdot \mu - z) = 1.03 \times 9.80665 \times (3.0 \times 11.95 - (8.125 - 0.50)) = 285.1 \text{ kN/m}^2$$

$$p_1 = \rho \cdot g \cdot B \cdot Kh = 1.03 \times 9.80665 \times 2.00 \times 0.4 = 8.1 \text{ kN/m}^2$$

地震（余震）荷重

$$P_3 = Kh \times (w_1 + w_2) \div A_1$$

$$= 0.4 \times (14.71 + 7.36) \div 1.7424 = 5.067 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$$

スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重

$$P_1 = P_2 + P_3 = 300 + 10 = 310 \text{ kN/m}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	板に生じる最大応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$k$	辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数		
$a_1$	スキンプレートの短辺	—	mm
$b_1$	スキンプレートの長辺	—	mm
$t_1$	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数  $k$  は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区分における辺長比を元に数値を求める。各区分の計算に用いた短辺  $a_1$ 、長辺  $b_1$  及び発生圧力  $P$  に加え、辺長比による係数  $k$  及び曲げ応力度  $\sigma$  の導出結果を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 (1) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

b/a	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
$\infty$	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 (2) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区分	$a_1$ (mm)	$b_1$ (mm)	$b_1/a_1$	$k$	$P$ (N/mm <sup>2</sup> )	$t$ (mm)
1~2 桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25
2~3 桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25
3~4 桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25

正面図

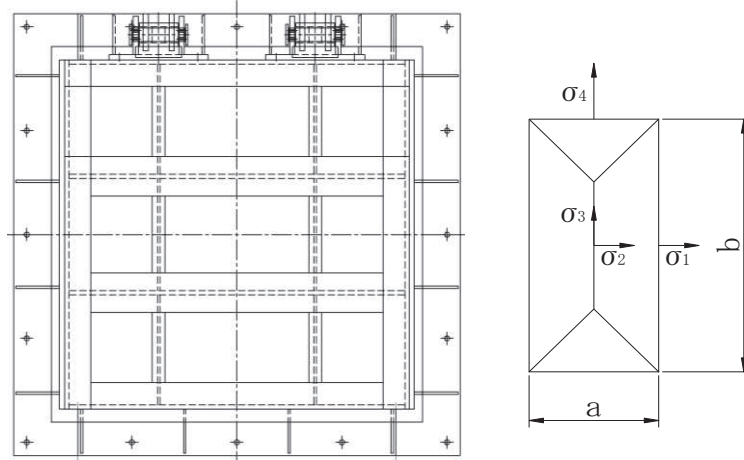


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

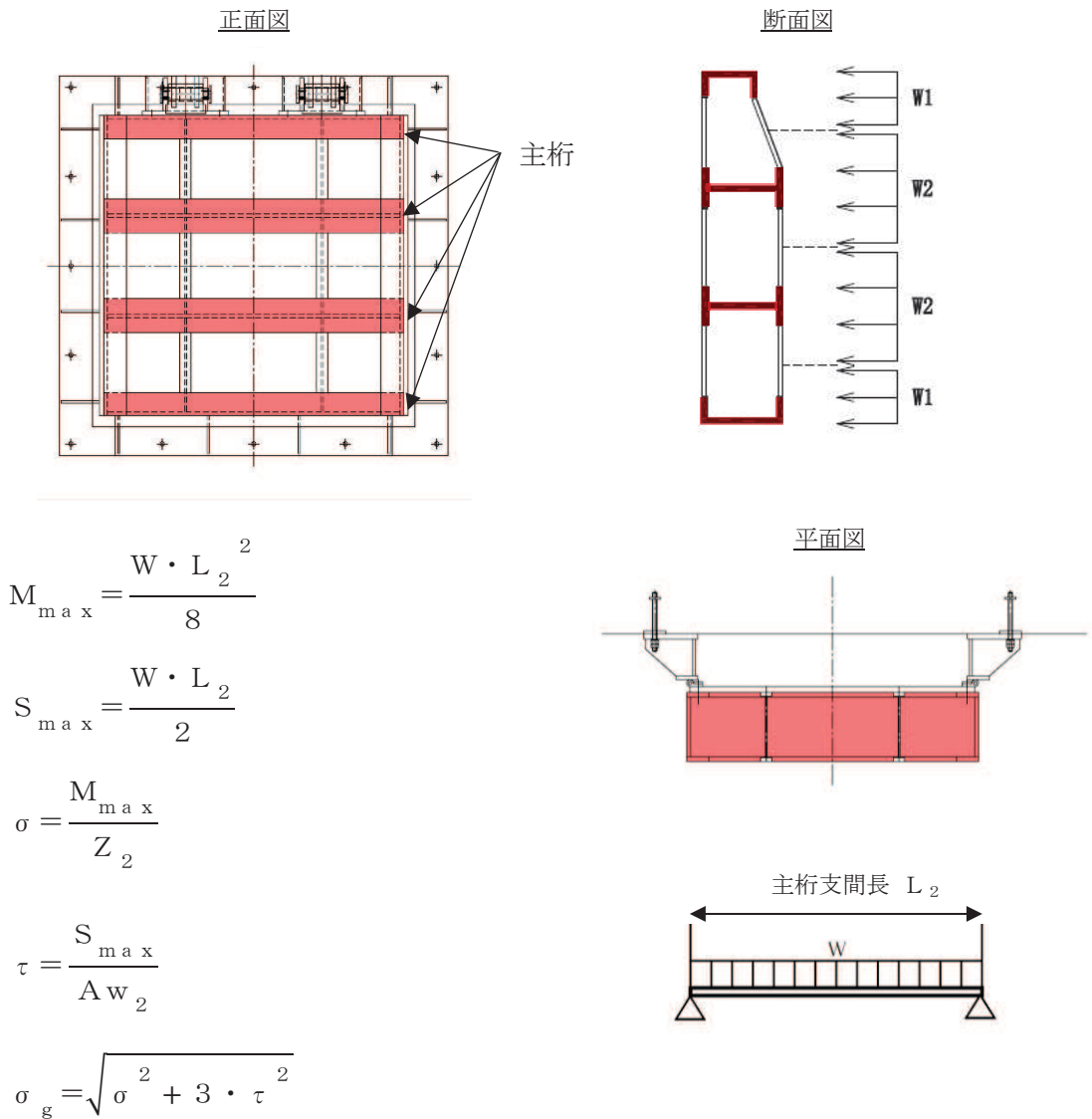
$$\begin{aligned} \sigma &= \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1} \\ &= \frac{1}{100} \times 41.96 \times 440^2 \times 0.31 \div 25^2 \\ &= 40.30 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$



(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-3 に示す。



W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)

L<sub>2</sub> : 主桁支間長 (mm)

Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる等分布荷重	—	N/mm
P	主桁に作用する荷重 (= P <sub>1</sub> )	0.31	N/mm <sup>2</sup>
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 0.31 \times \frac{440}{2} = 68.2 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.31 \times \frac{440}{2} \times 2 = 136.4 \text{ N/mm}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M <sub>max</sub>	最大曲げモーメント	—	N・mm
S <sub>max</sub>	最大せん断力	—	N
L <sub>2</sub>	主桁支間長	1320	mm

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{68.2 \times 1320^2}{8} = 14853960 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{136.4 \times 1320^2}{8} = 29707920 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{68.2 \times 1320}{2} = 45012 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{136.4 \times 1320}{2} = 90024 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

扉体主桁 (1桁) 断面性能

使用部材 PLC-200×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(200^3 \times 100 - 160^3 \times 84)}{200} = 3.799467 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 160 \times 16 = 2.56 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

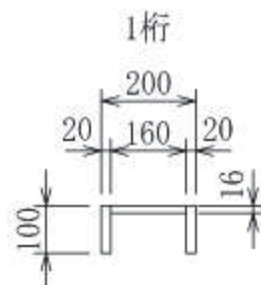


図 5.7-4 主桁 (1桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁（2，3桁）断面性能

使用部材 PLH-300×150×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{300^3 \times 150 - 260^3 \times 134}{300} \right) = 9.415644 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$Aw_2 = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

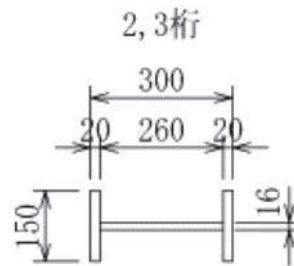


図 5.7-5 主桁（2，3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{300^3 \times 100 - 260^3 \times 84}{300} \right) = 6.797867 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$Aw_2 = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

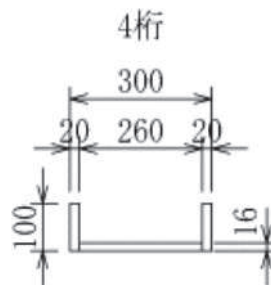


図 5.7-6 主桁（4桁）の断面形状（単位：mm）

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\max} \div A_{W2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\max}$	最大曲げモーメント (1 桁)	14853960	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	29707920	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	14853960	N・mm
$S_{\max}$	最大せん断力 (1 桁)	45012	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	90024	N
	最大せん断力 (4 桁)	45012	N
$Z_2$	主桁の断面係数 (1 桁)	$3.799467 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	$9.415644 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (4 桁)	$6.797867 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
$A_{W2}$	せん断抵抗断面積 (1 桁)	$2.56 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	$4.16 \times 10^3$	mm <sup>3</sup>
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	$4.16 \times 10^3$	mm <sup>3</sup>

以上により、

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 14853960 \div 379946.7 = 39.10 \text{N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 29707920 \div 941564.4 = 31.56 \text{N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 14853960 \div 679786.7 = 21.86 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 45012 \div 2560.0 = 17.59 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 90024 \div 4160.0 = 21.65 \text{N/mm}^2$$

4桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 45012 \div 4160.0 = 10.83 \text{N/mm}^2$$

合成応力度

1桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{39.10^2 + 3 \cdot 17.95^2} = 49.57 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{31.56^2 + 3 \cdot 21.65^2} = 49.02 \text{N/mm}^2$$

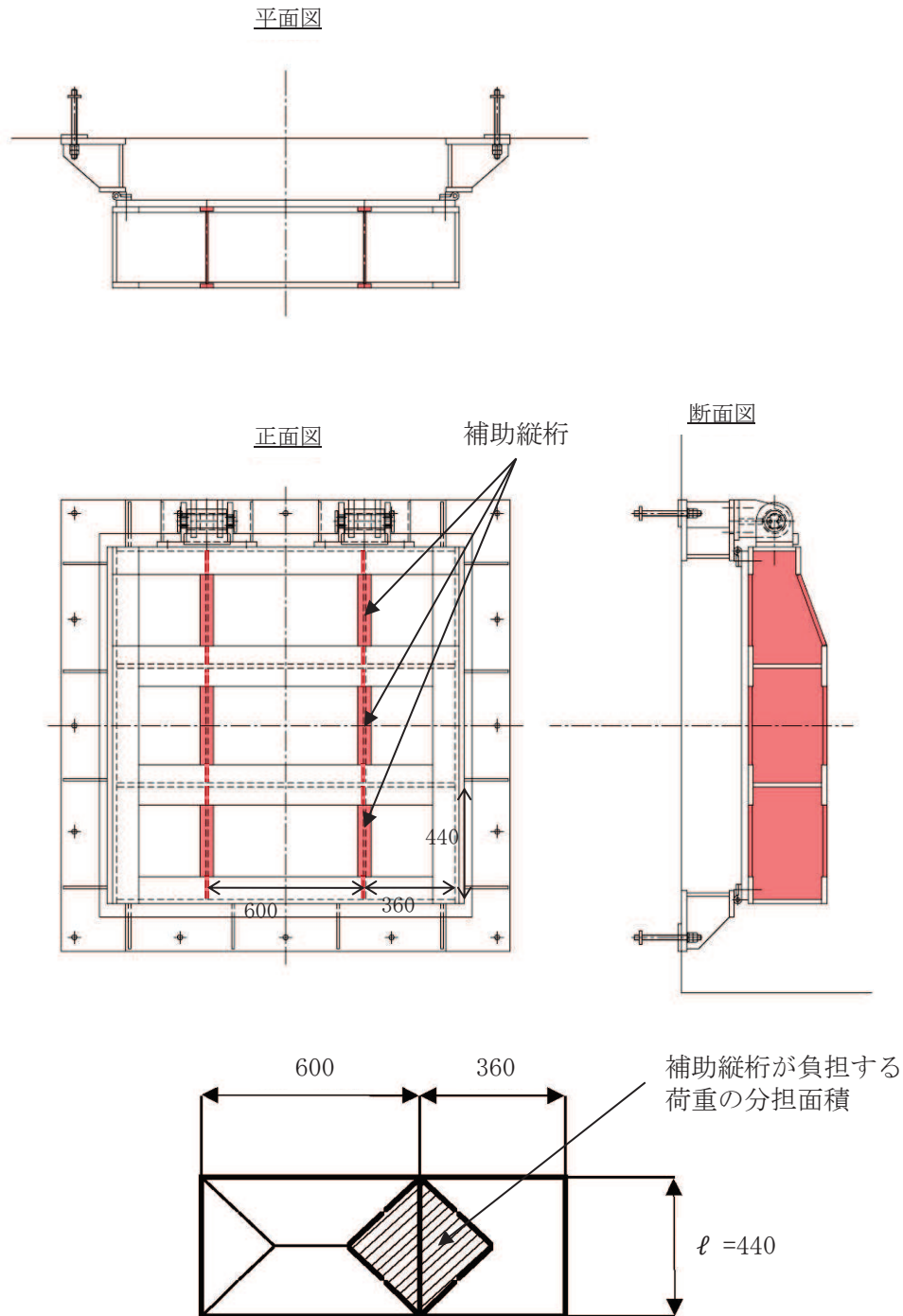
4桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{21.86^2 + 3 \cdot 10.83^2} = 28.81 \text{N/mm}^2$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても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 5.7-7 に示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z<sub>3</sub> : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w3</sub> : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-7 補助縦桁の構造図及びモデル図及び応力算定式 (単位 : mm)

(1) 発生荷重

補助縦桁に作用する荷重を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 補助縦桁の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (= P <sub>1</sub> )	0.31	N/mm <sup>2</sup>



(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_{\max}$	最大曲げモーメント	—	N・mm
$S_{\max}$	最大せん断力	—	N
$p$	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	0.31	N/mm <sup>2</sup>
$\ell$	主桁間隔（補助縦桁の支持間隔）	440	mm

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.31 \times 440^3}{12} = 2200586.667 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.31 \times 440^2}{4} = 15004 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-200×50×9/16 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{200^3 \times 50 - 168^3 \times 41}{200} \right) = 1.713276 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w3} = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\text{max}} / A_{\text{w3}}$$

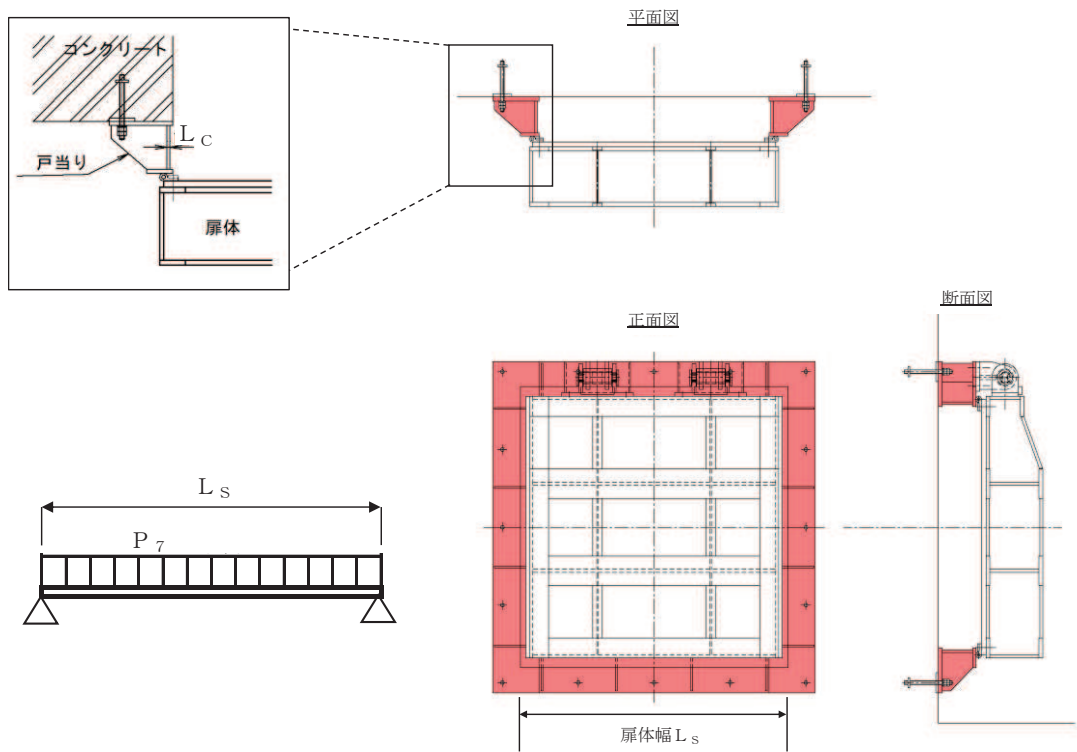
$$\sigma = \frac{2200586.667}{171327.6} = 12.85\text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{15004}{1512.0} = 9.93\text{N/mm}^2$$

(4) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式を図 5.7-8 に示す。



$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

$P_7$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

$\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-8 戸当りの構造図，モデル図及び応力算定式

(1) 発生応力

支圧応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

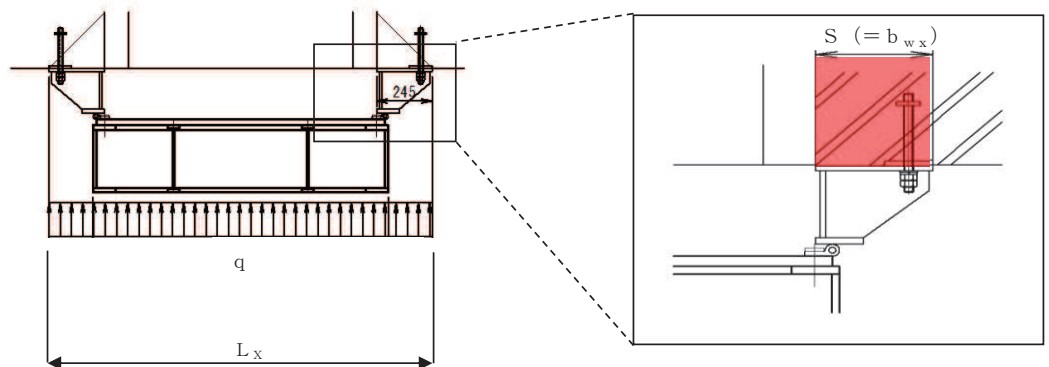
記号	定義	数値	単位
$\sigma$	支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_7$	戸当りへ作用する荷重 (= $P_1$ )	0.31	N/mm <sup>2</sup>
$L_s$	扉体幅	1320	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.31 \times 1320}{2 \times 12} = 17.05 \text{N/mm}^2$$

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

- q : 地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ<sub>x</sub> : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ<sub>y</sub> : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b<sub>wx</sub> : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b<sub>wy</sub> : 支圧縦幅 (mm)
- σ<sub>bk</sub> : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

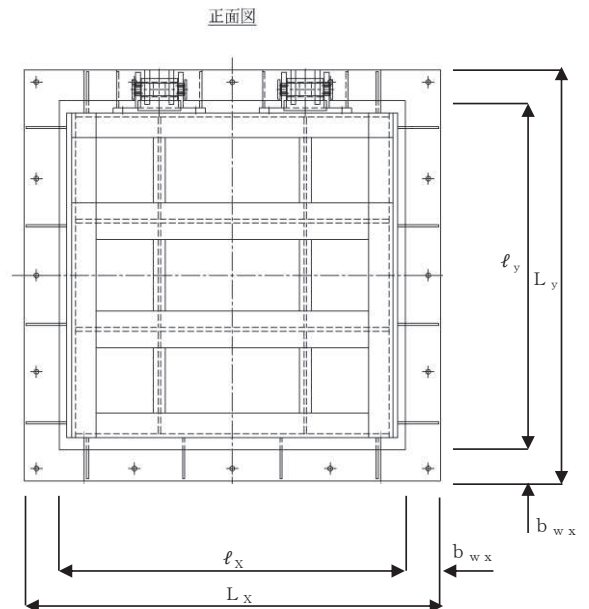


図 5.7-9 戸当り部コンクリートの構造図、モデル図及び応力算定式

(1) 発生応力

支圧応力及びせん断力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2(\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 コンクリート支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bk}$	コンクリート支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
q	水平荷重 (= P <sub>1</sub> )	0.31	N/mm <sup>2</sup>
L <sub>x</sub>	戸当り横幅	1710	mm
L <sub>y</sub>	戸当り縦幅	1670	mm
$\ell_x$	支圧板中心横幅	1465	mm
$\ell_y$	支圧板中心縦幅	1445	mm
b <sub>wx</sub>	支圧横幅	245	mm
b <sub>wy</sub>	支圧縦幅	225	mm
S	戸当り幅	245	mm

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{0.31 \cdot 1710 \cdot 1670}{2(1465 \cdot 225 + 1445 \cdot 245)} = 0.65 \text{N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{0.65 \cdot 245}{2 \cdot 245} = 0.33 \text{N/mm}^2$$

6. 評価結果

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)		
扉体	スキンプレート		曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40.30	154	0.27	
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	39.10	151	0.26	
		2,3桁		31.56	154	0.21	
		4桁		21.86	151	0.15	
		1桁	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17.59	88	0.20	
		2,3桁		21.65	88	0.25	
		4桁		10.83	88	0.13	
		1桁	合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	49.57	154	0.33	
		2,3桁		49.02	154	0.32	
		4桁		28.81	154	0.19	
	補助縦桁			曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12.85	144	0.09
				せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	9.93	88	0.12
				合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	21.47	154	0.14
固定部	戸当り		支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17.05	231	0.08	
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		0.65	13.5	0.05	
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		0.33	1.5	0.22	

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力度から算出する。

## 7. 出口側集水ピットの強度評価

### 7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。

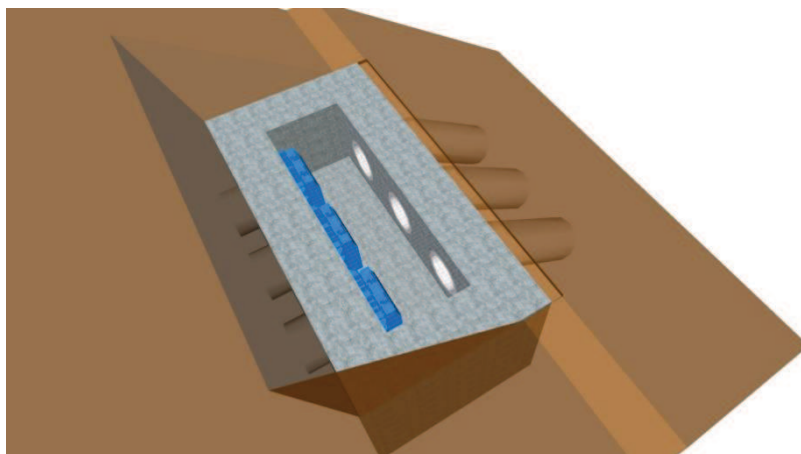
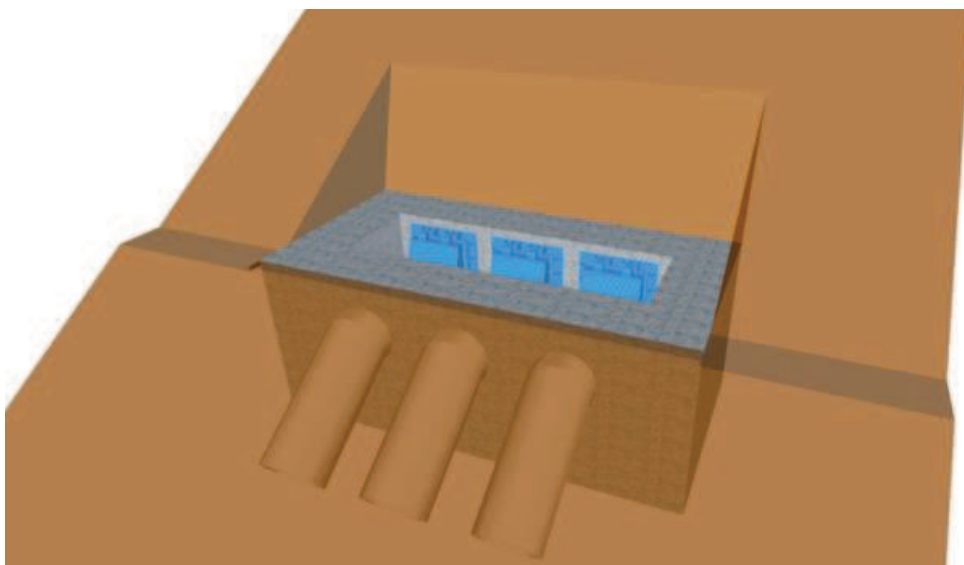


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図



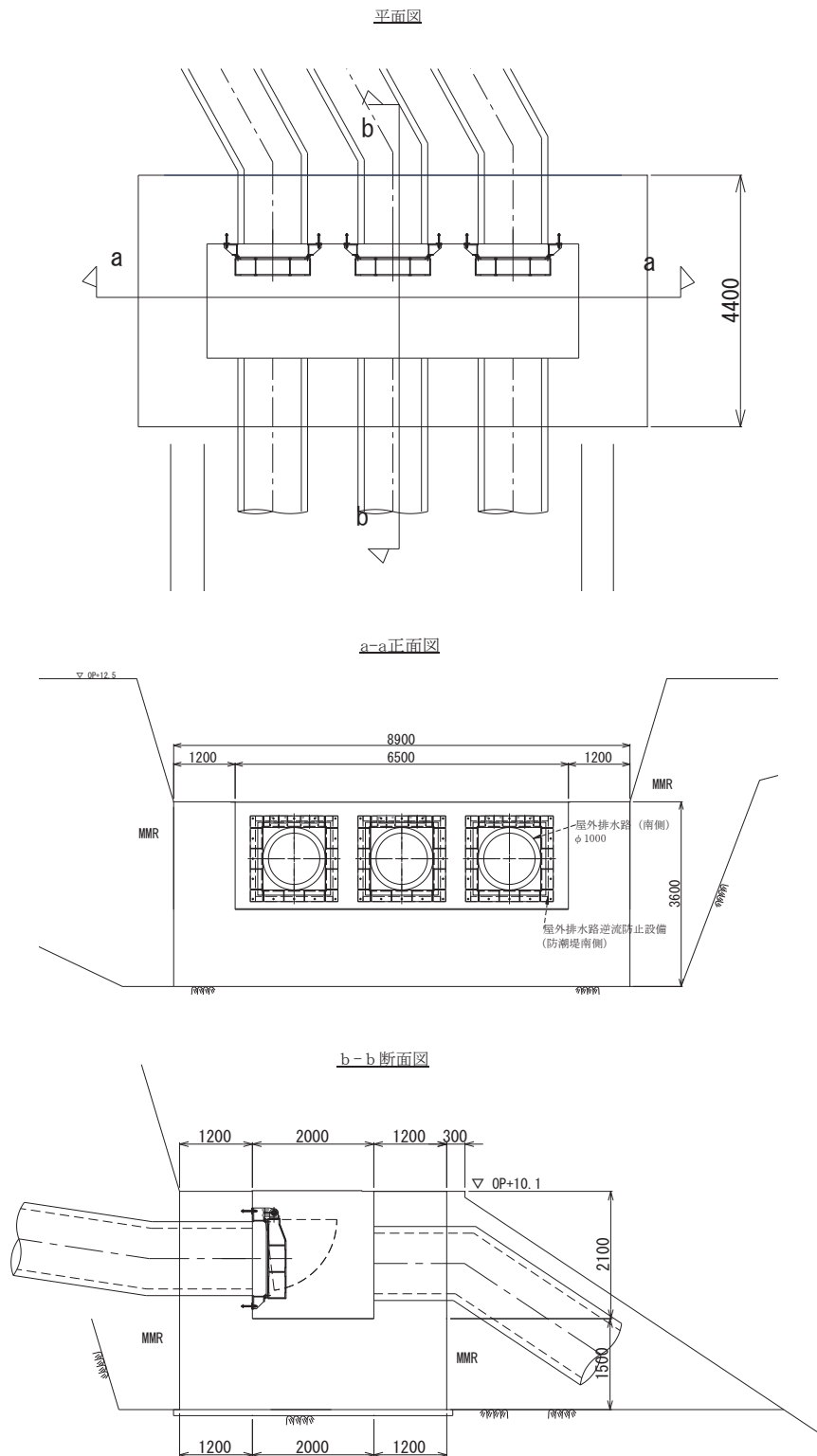
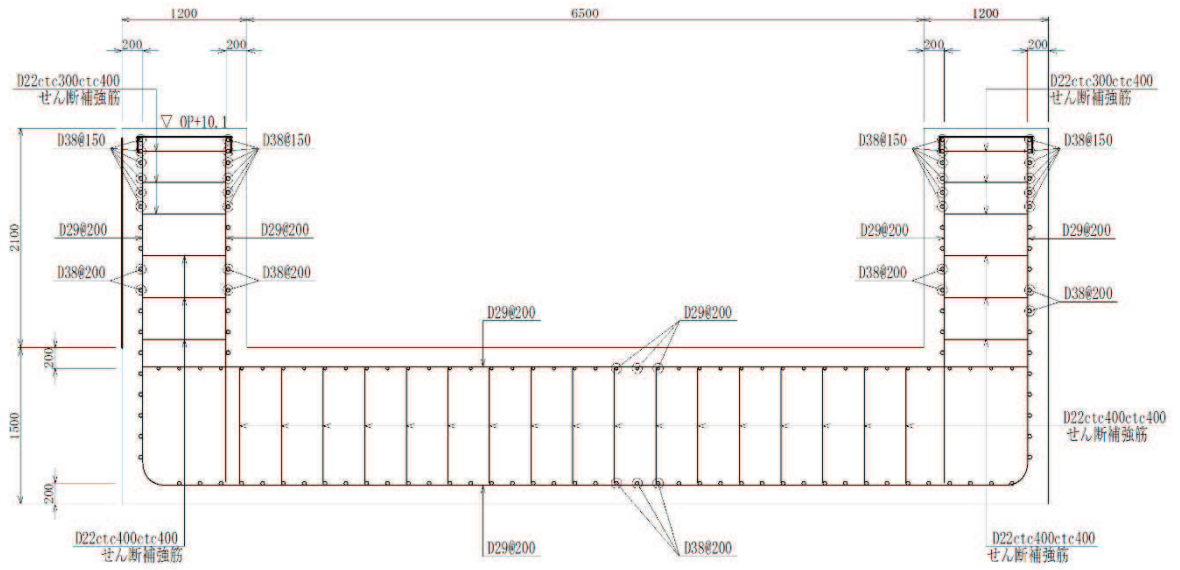


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

a-a 断面



b-b 断面

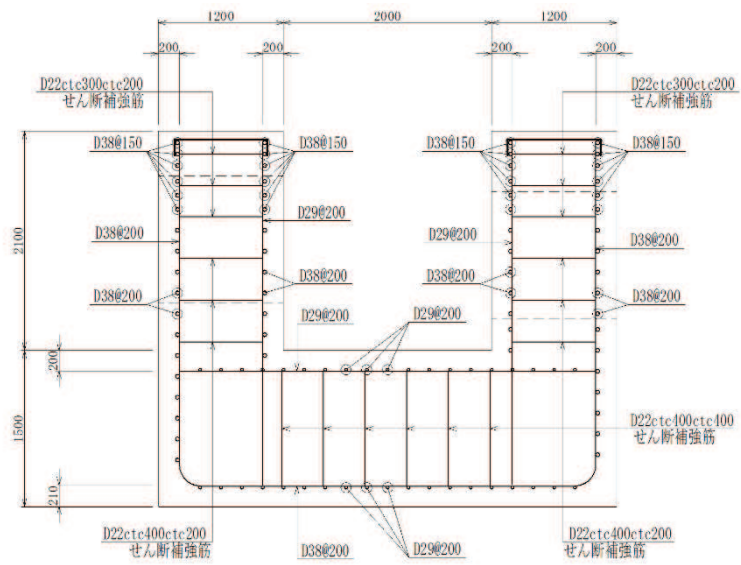


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図

## 7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7.2-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材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屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重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、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

構造部材の健全性評価については、「8.5.1 二次元動的解析」から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水ピットの支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7.2-1 に示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

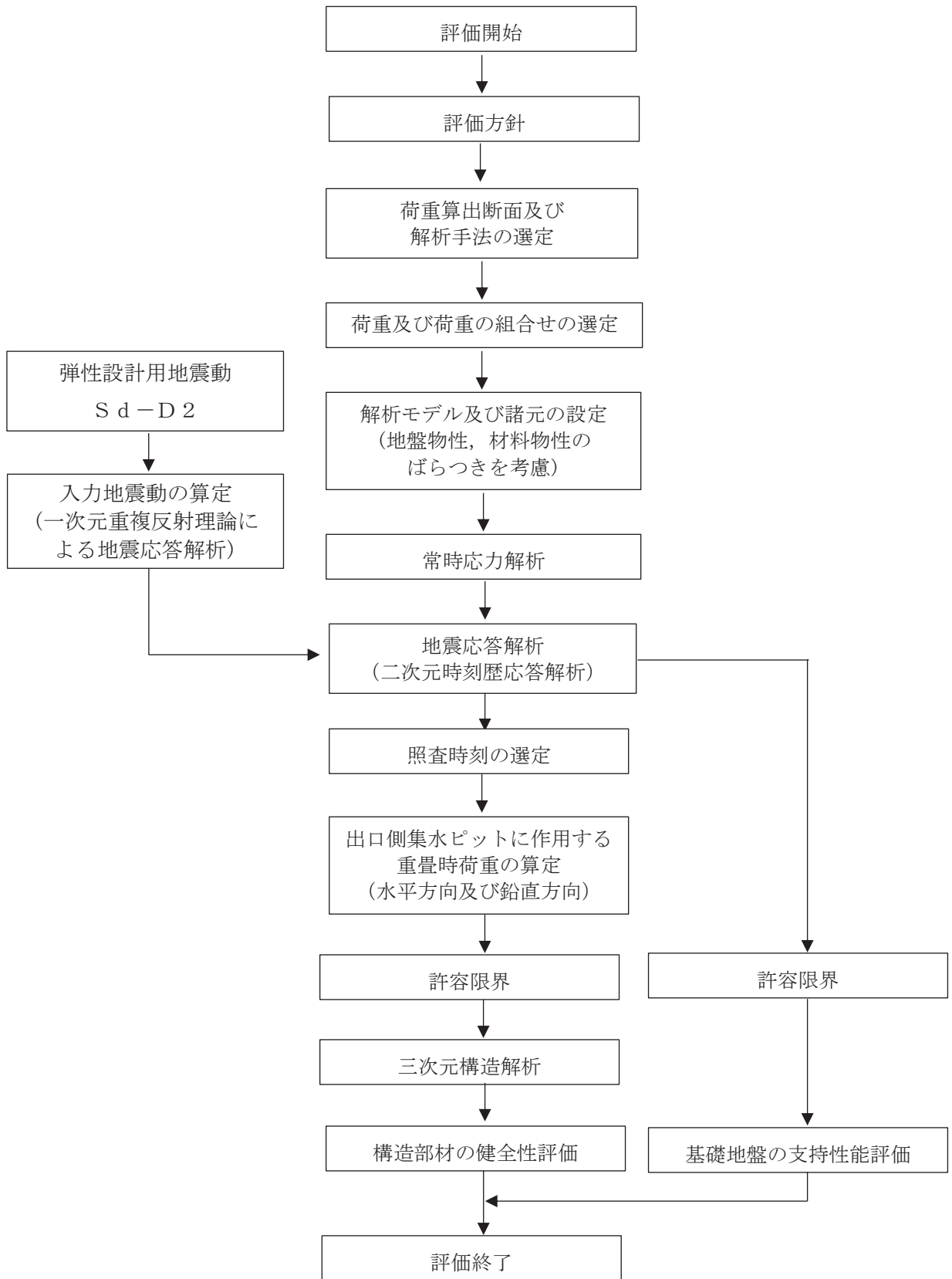


図 7.2-1 出口側集水ピットの強度評価フロー

## 8. 強度評価方法

### 8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8.1-1 に示す。

表 8.1-1 強度計算書に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
$P_t$	$\text{kN/m}^2$	遡上津波荷重
$K_{Sd}$	$\text{kN/m}^2$	余震荷重
$\sigma_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{a1}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容せん断応力度
$V_a$	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
D	m	有効高さ
$A_w$	$\text{cm}^2$	斜め引張鉄筋断面積
$\sigma_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
$M_x, M_y$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	曲げモーメント
$Q_x, Q_y$	$\text{kN/m}$	面外せん断力
$N_x, N_y$	$\text{kN/m}$	軸方向力
$N_{xy}$	$\text{kN/m}$	面内せん断力
$M_{xy}$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	ねじりモーメント
$R_d$	$\text{N/mm}^2$	最大接地圧
$R_u$	$\text{N/mm}^2$	極限支持力

## 8.2 荷重算出断面

出口側集水ピットの荷重算出断面位置を図 8.2-1 に示す。荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの荷重算出断面図を図 8.2-2 に示す。

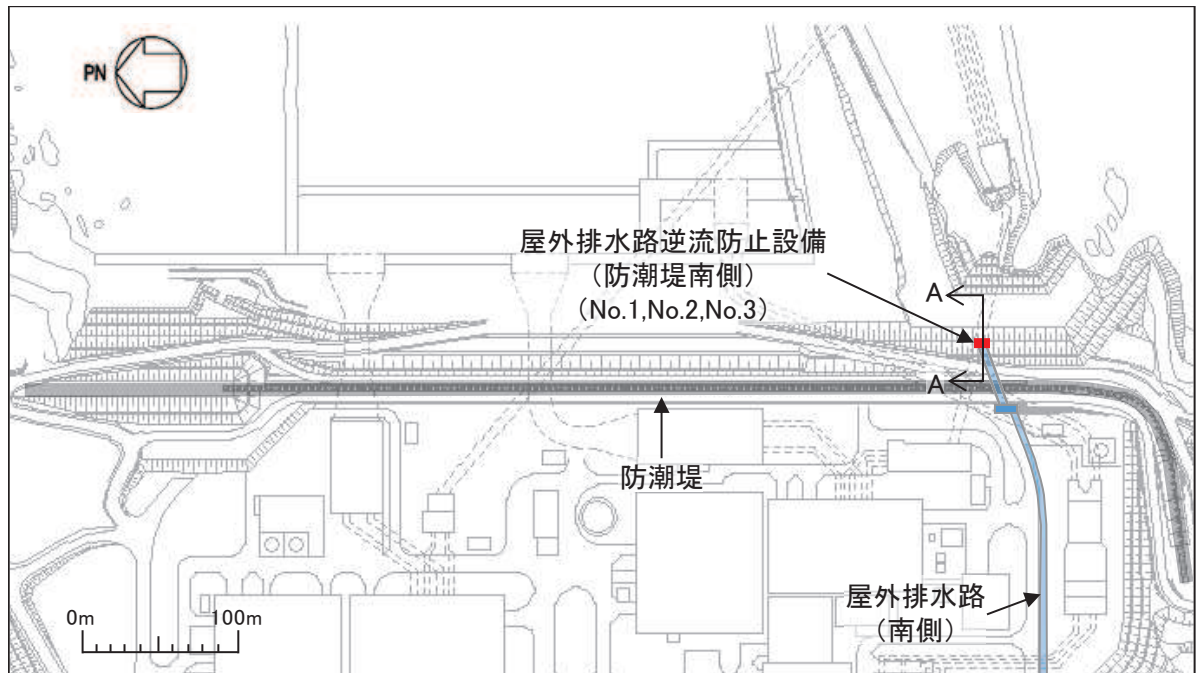


図 8.2-1 出口側集水ピットの荷重算出断面位置図

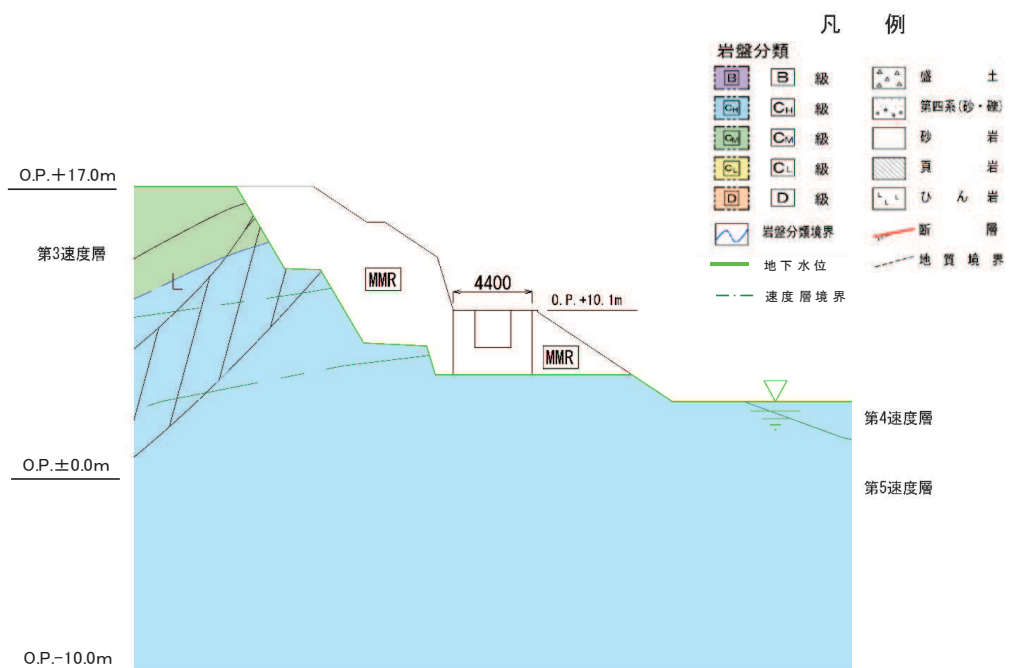


図 8.2-2 出口側集水ピットの荷重算出断面図 (A-A 断面)

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

#### 8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。

(3) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 8.3-1 に示す。

表 8.3-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O. P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O. P. (m))	設計用 浸水深 (m)	出口側集水 ピット 天端での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	出口側集水 ピット 下端での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
出口側集水ピット	24.4	0.5	11.95	265.1	301.5

(4) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

#### 8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-2 に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

表 8.3-3 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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	○	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。
		土被り荷重	－	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		－	外水圧は考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
	風荷重		－	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。
		衝突荷重	－	漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。



## 8.4 許容限界

### 8.4.1 構造部材の健全性に対する許容限界

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することの確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 8.4-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	f'ck=30.0(N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	11.0
許容せん断応力度 $\tau_{al}$		0.5	0.75

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 8.4-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

#### (2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

#### 8.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 8.4-3 に示す。

表 8.4-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	狐崎部層	13.7

## 8.5 評価方法

### 8.5.1 二次元動的解析

#### (1) 評価対象断面

評価対象断面については、「8.2 荷重算出断面」に示す断面とする。

#### (2) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「8.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「TDAPⅢ Ver3.11」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### a. 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、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。

地震応答解析の選定フローを図 8.5-1 に示す。

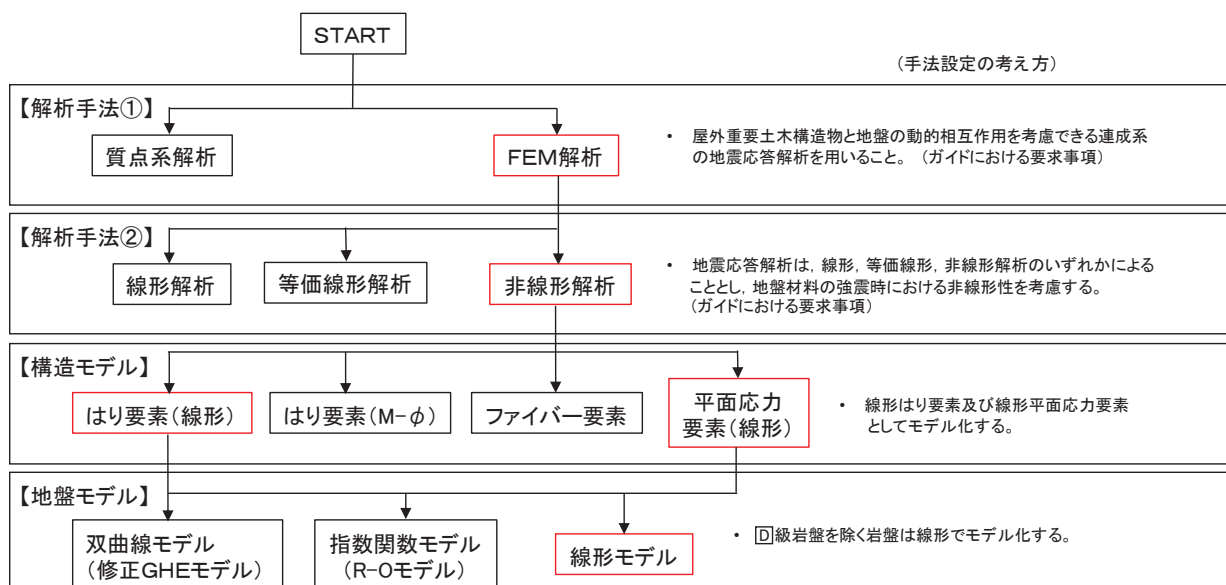


図 8.5-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

#### b. 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁、底版が線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

#### c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.2-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として  $C_H$  級岩盤及び  $C_M$  級

岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.5-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, $D$ 級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

#### d. 減衰定数

減衰定数は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形はり要素でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

$[c]$  : 減衰係数マトリクス

$[m]$  : 質量マトリクス

$[k]$  : 剛性マトリクス

$\alpha, \beta$  : 係数

出口側集水ピットでは質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.5-2 に示す。

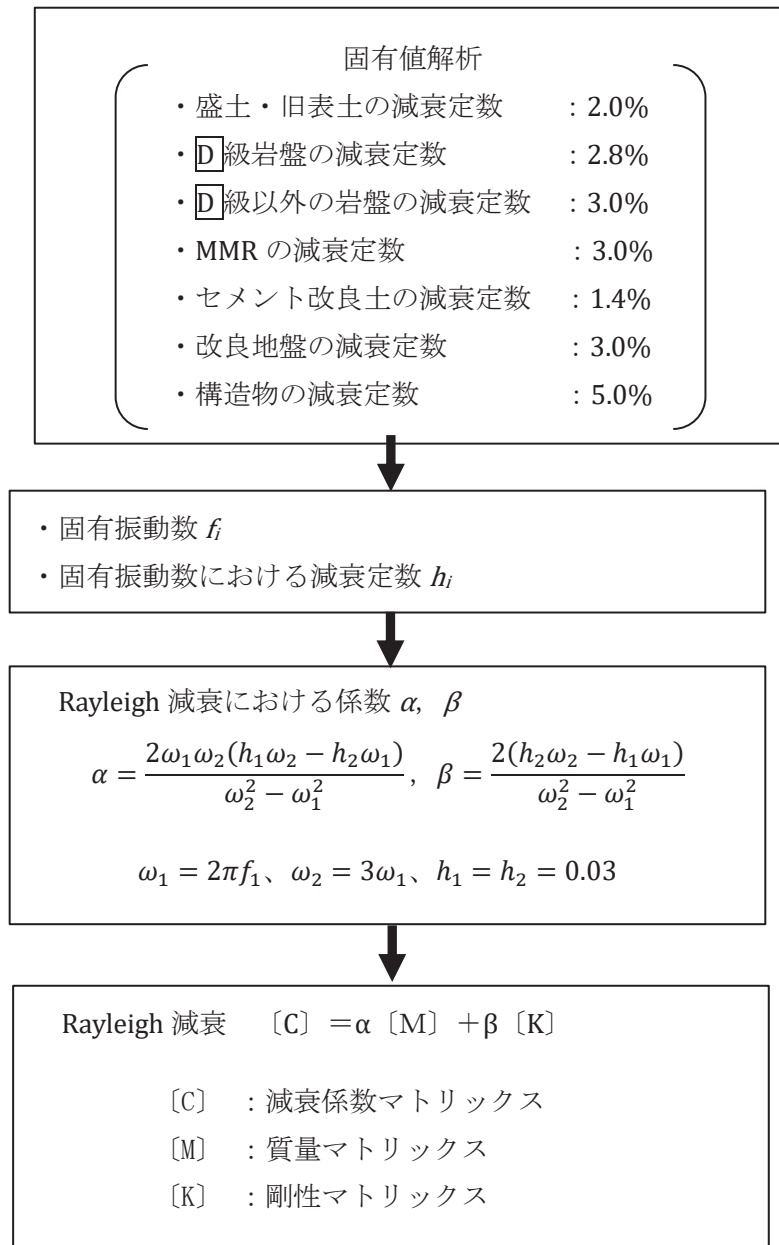


図 8.5-2 出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定に当たっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1次及び2次モードの固有振動数に基づき定めることとする。2次モードの固有円振動数 ( $\omega_2$ ) は、水平成層地盤の2次固有振動数が1次固有振動数の3倍であることから、1次モードの固有円振動数 ( $\omega_1$ ) の3倍とする。

固有値解析におけるモード図を図 8.5-3 に、固有値解析結果の一覧を表 8.5-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 8.5-4 に係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 8.5-3 に示す。

表 8.5-2 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	6.164	84	0	93.27	-0.25	1次として採用
2	18.332	93	0	-30.52	-4.59	—
3	20.996	93	0	0.37	-0.92	—
4	21.268	93	0	0.27	-0.69	—
5	26.429	93	33	-8.17	54.35	—
6	27.547	93	33	0.26	-5.54	—
7	28.612	93	36	2.38	-17.32	—
8	31.018	96	49	16.32	33.92	—
9	36.662	96	73	2.91	-46.51	—
10	41.236	97	74	11.09	-10.31	—

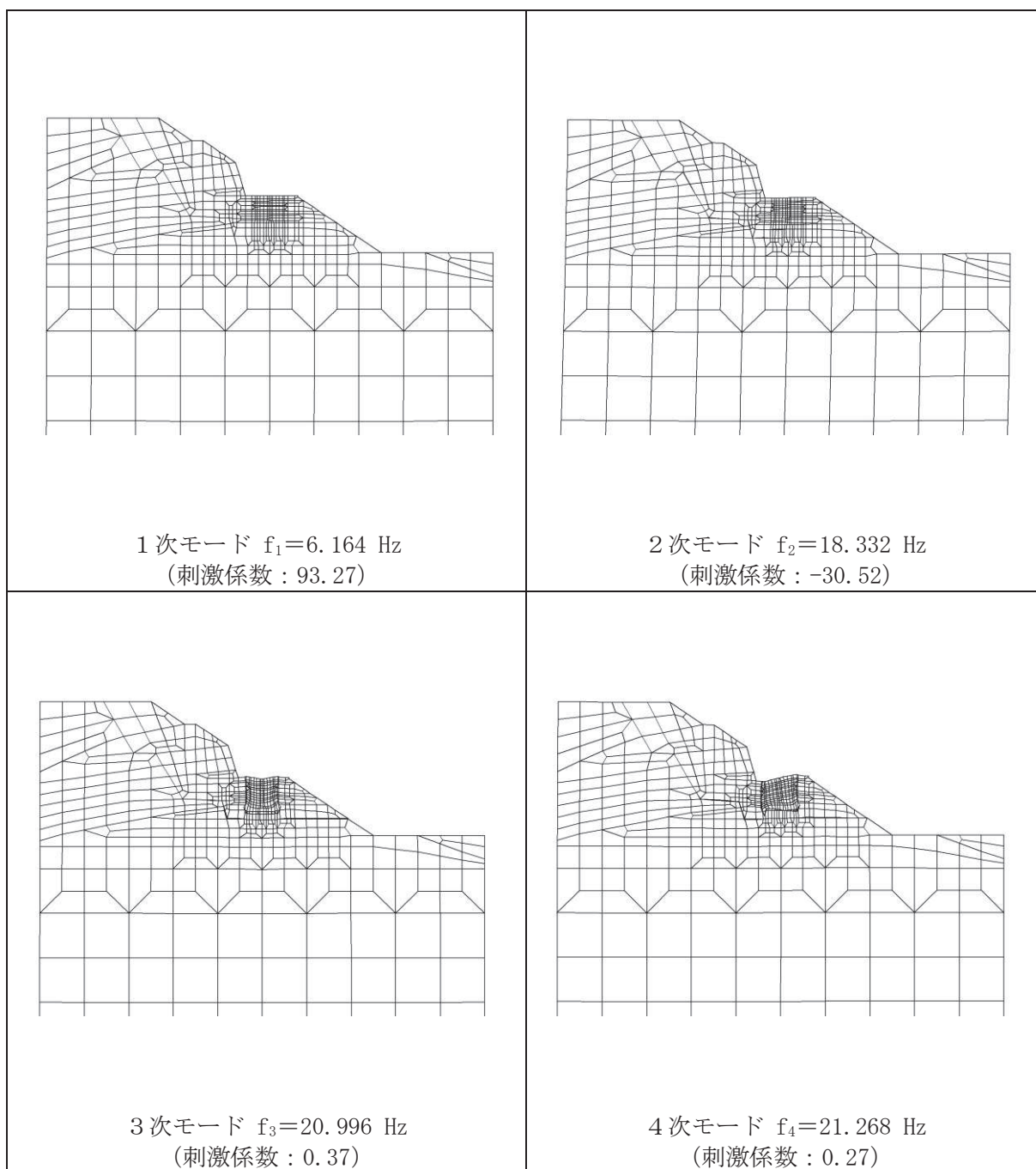


図 8.5-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

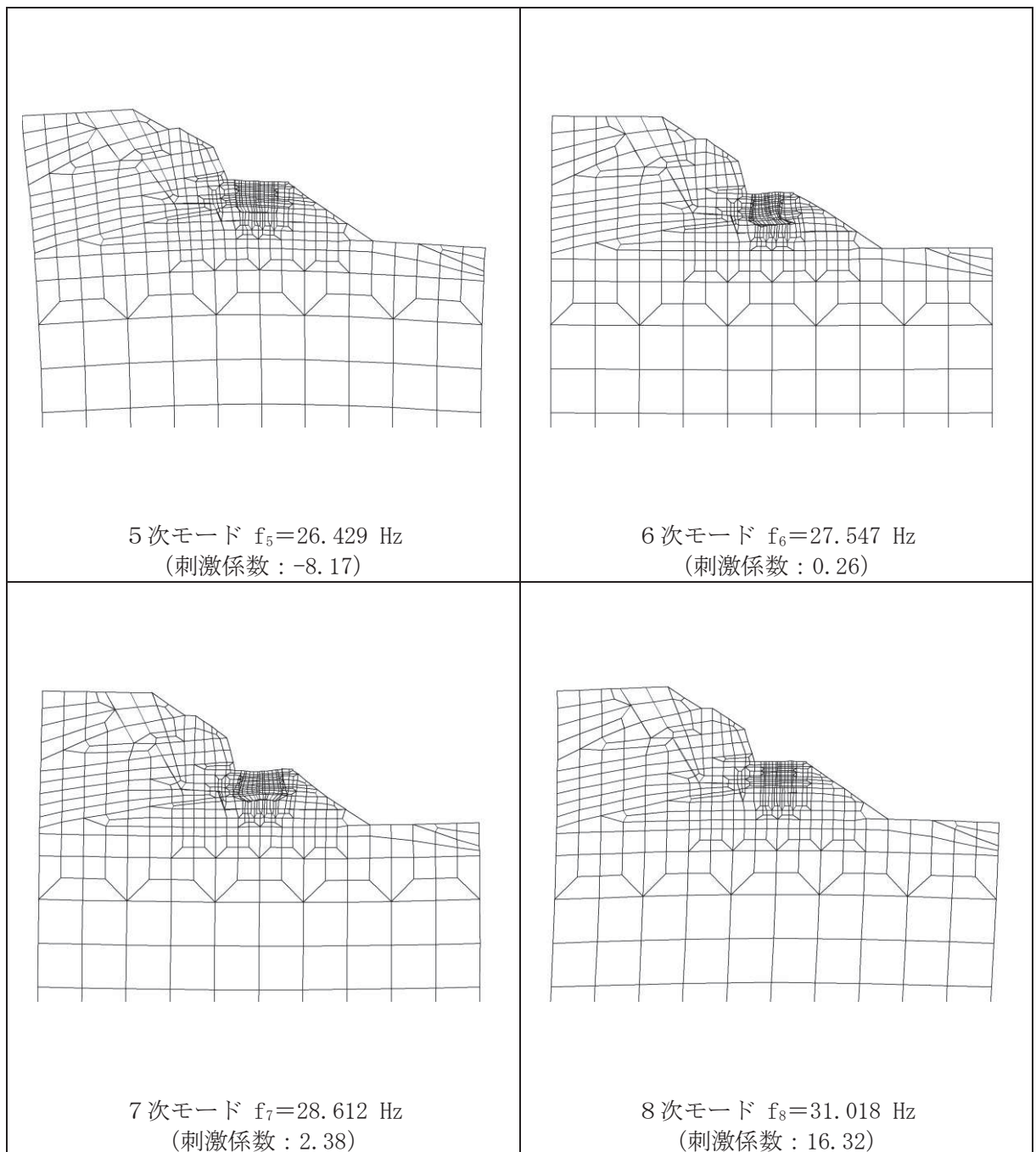


図 8.5-3(2) 固有値解析結果 (モード図)



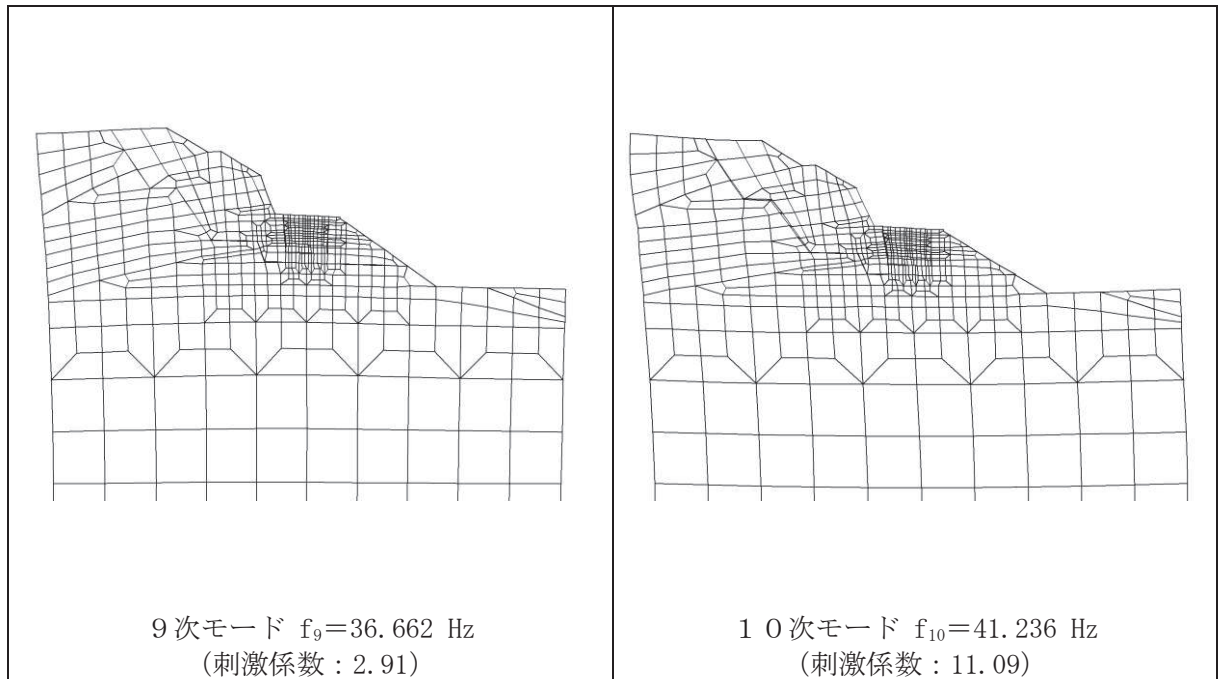


図 8.5-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.5-3 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

地震時荷重算出断面	$\alpha$	$\beta$
A-A 断面	1.743	$3.873 \times 10^{-4}$

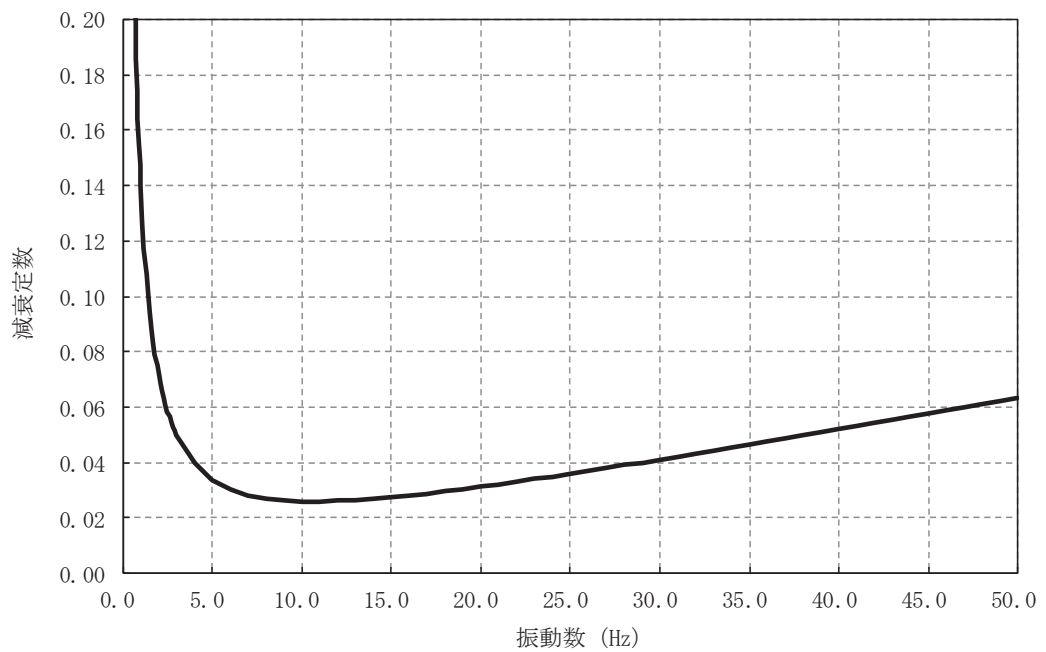


図 8.5-4 設定した Rayleigh 減衰

e. 解析ケースの選定

(a) 強度評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8.5-2 に示す解析ケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8.5-4 に示す。

表 8.5-4 重畳時における解析ケース

			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
地震動 (位相)	S d - D 2	++*1	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (1 波) を加えた全 2 波により照査を行ったケース①（基本ケース）の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。		
		-+*1	○			

注記 \*1：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：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (b) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 8.5-5 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.5-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○	○

注記\*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(3) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.5-5 に、一次元解析モデル図を図 8.5-6 に示す。図 8.5-7 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「microSHAKE ver. 2.3.3」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

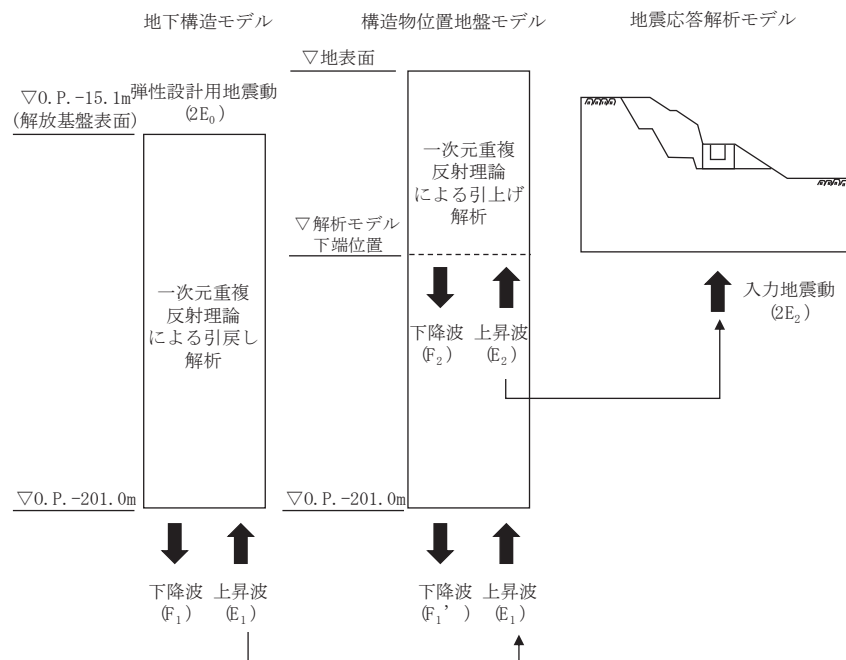


図 8.5-5 入力地震動算定の概念図

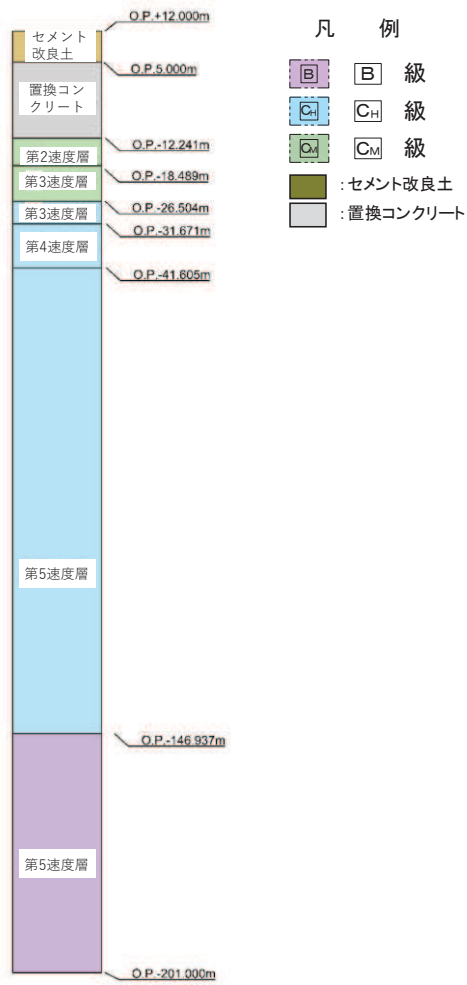
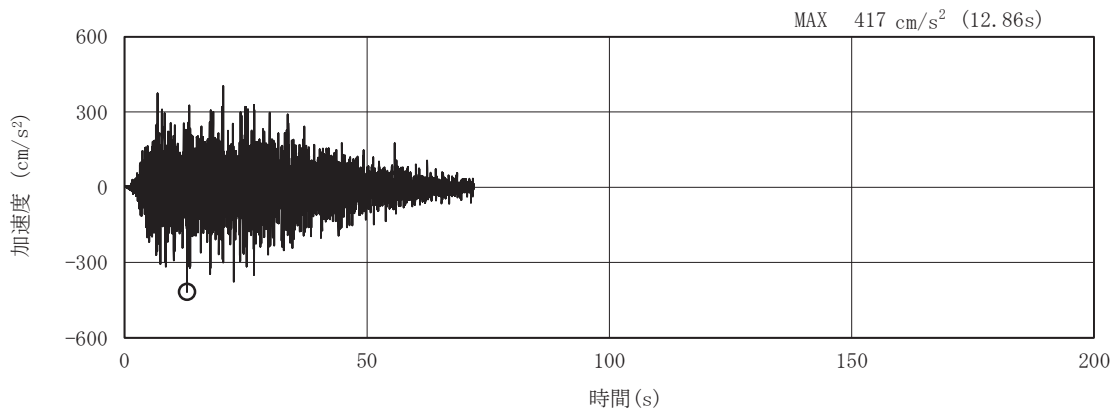
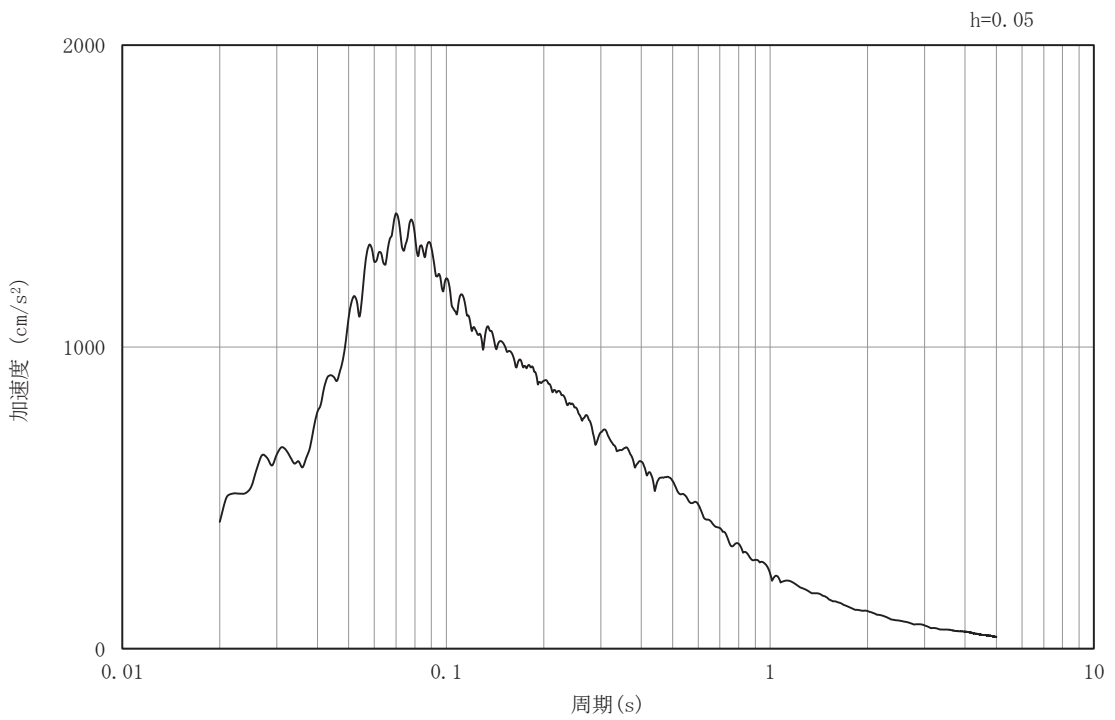


図 8.5-6 一次元解析モデル図

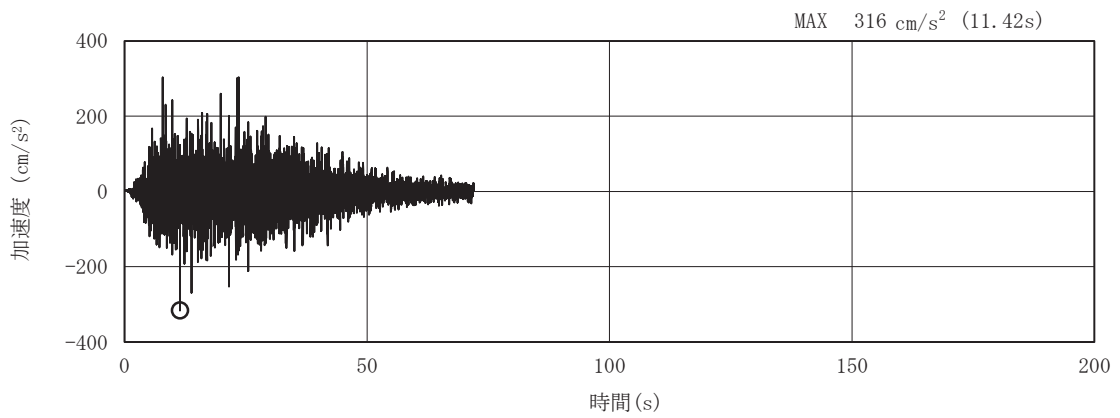


(a) 加速度時刻歴波形

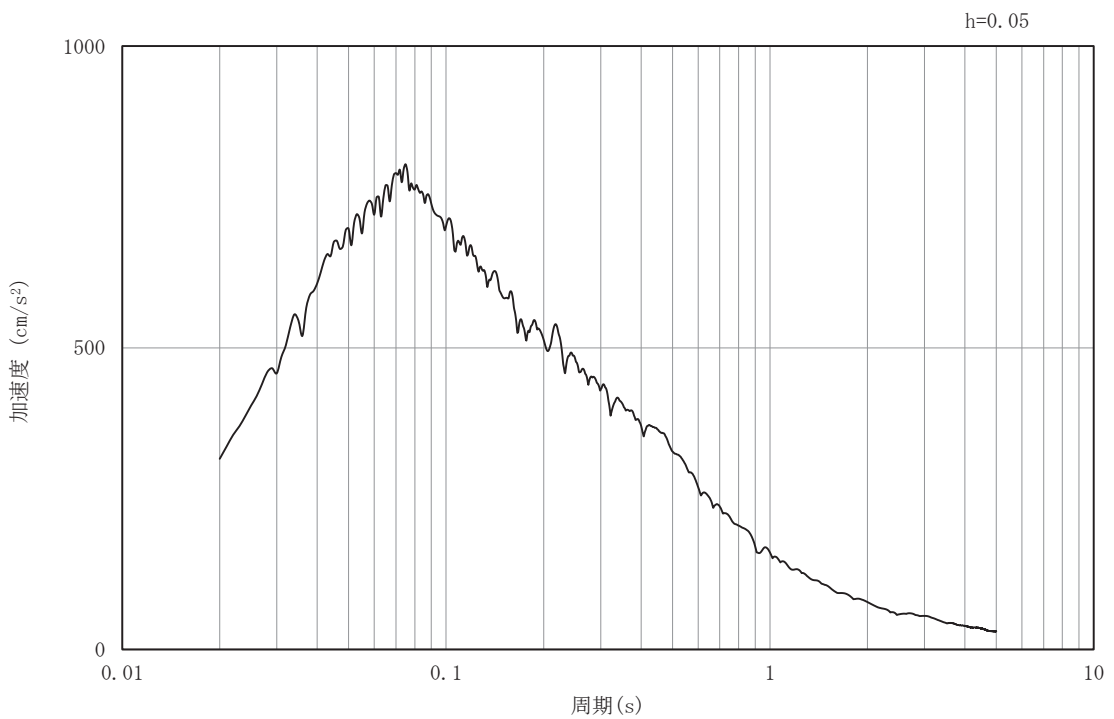


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-7(1) 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  
(水平方向 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-7 (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  
(鉛直方向：S d - D 2)

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-13 に示す。

(a) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-8 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。

二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。二次元地震応答解析における自由地盤の初期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 8.5-9 に示す。

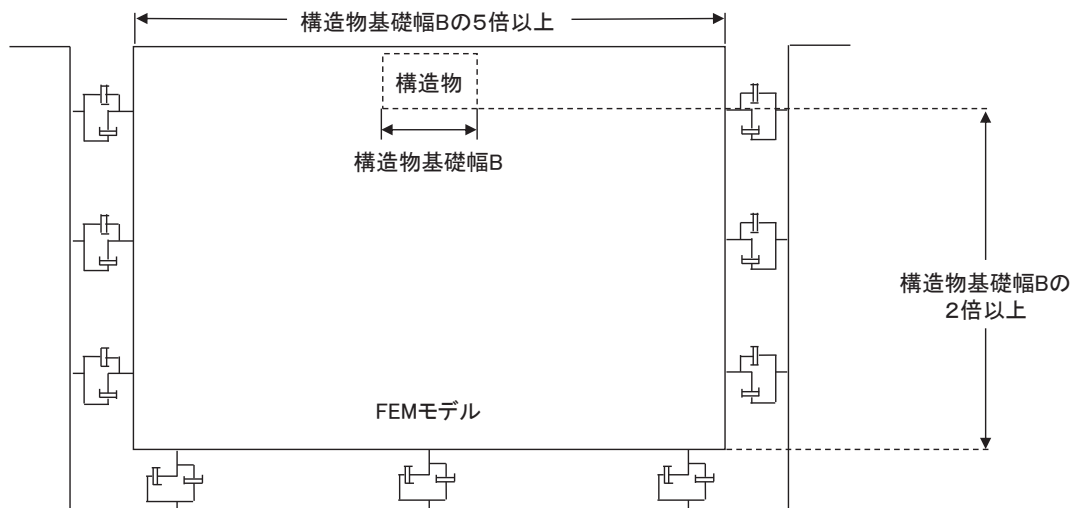


図 8.5-8 モデル化範囲の考え方



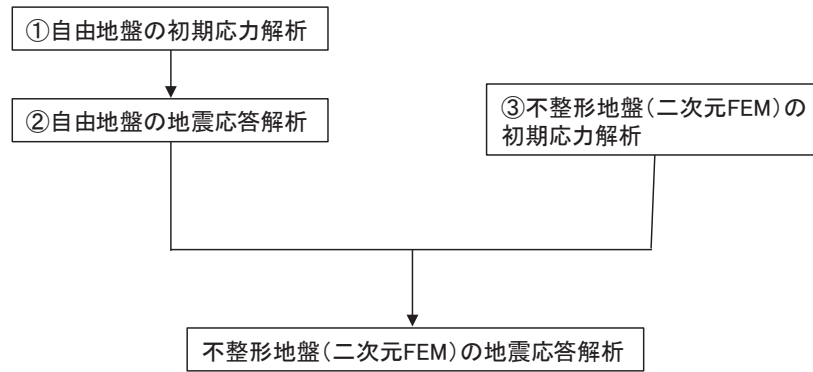


図 8.5-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

イ. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-10 に示す。

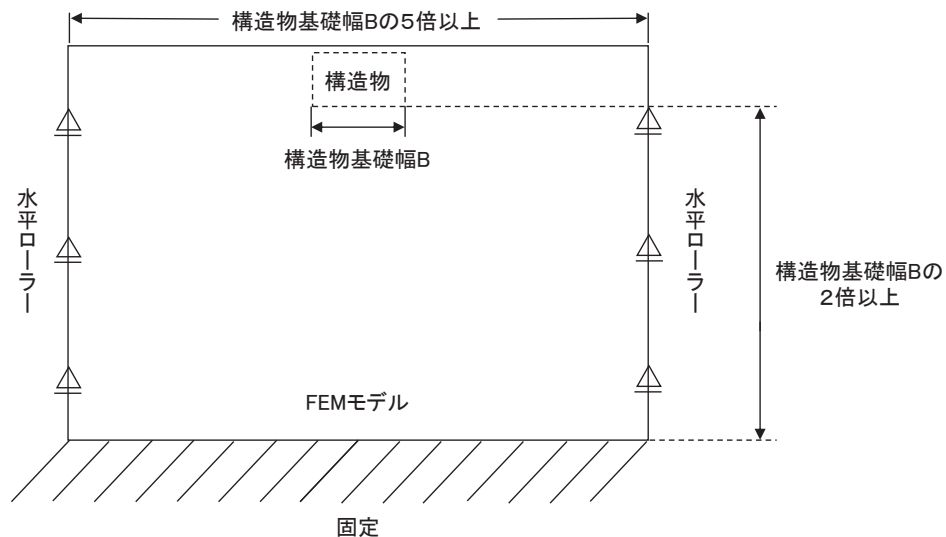


図 8.5-10 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 初期応力解析時

初期応力解析は、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初期応力を算定するために行う。そこで、初期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口

ーラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-11 に示す。

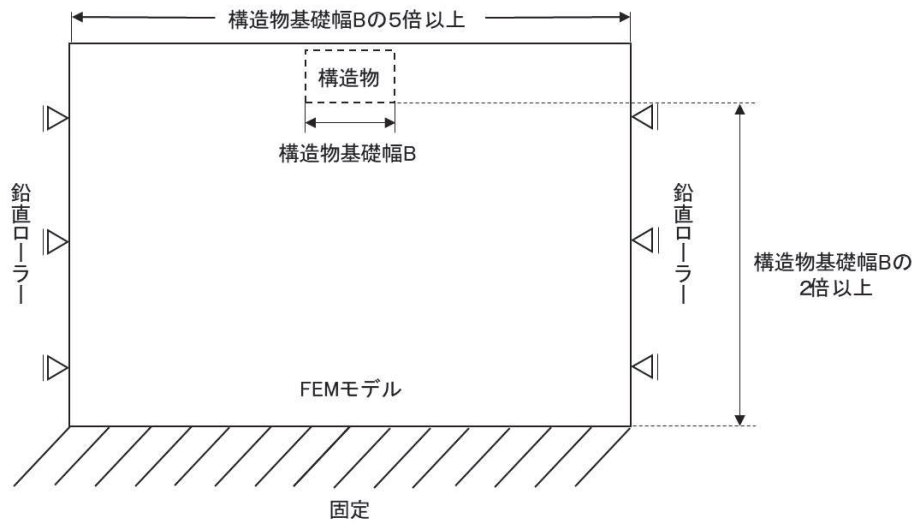


図 8.5-11 初期応力解析における境界条件の概念図

#### ハ. 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成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。

#### (c) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは線形はり要素(ビーム要素)及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-12 に示す。

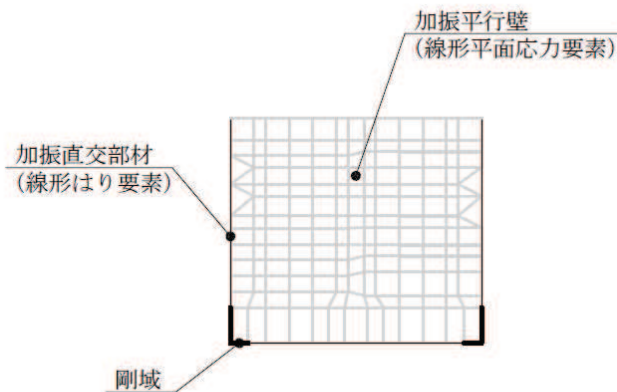


図 8.5-12 構造部材のモデル化

(d) 地盤のモデル化

$C_H$ 級岩盤及び $C_M$ 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

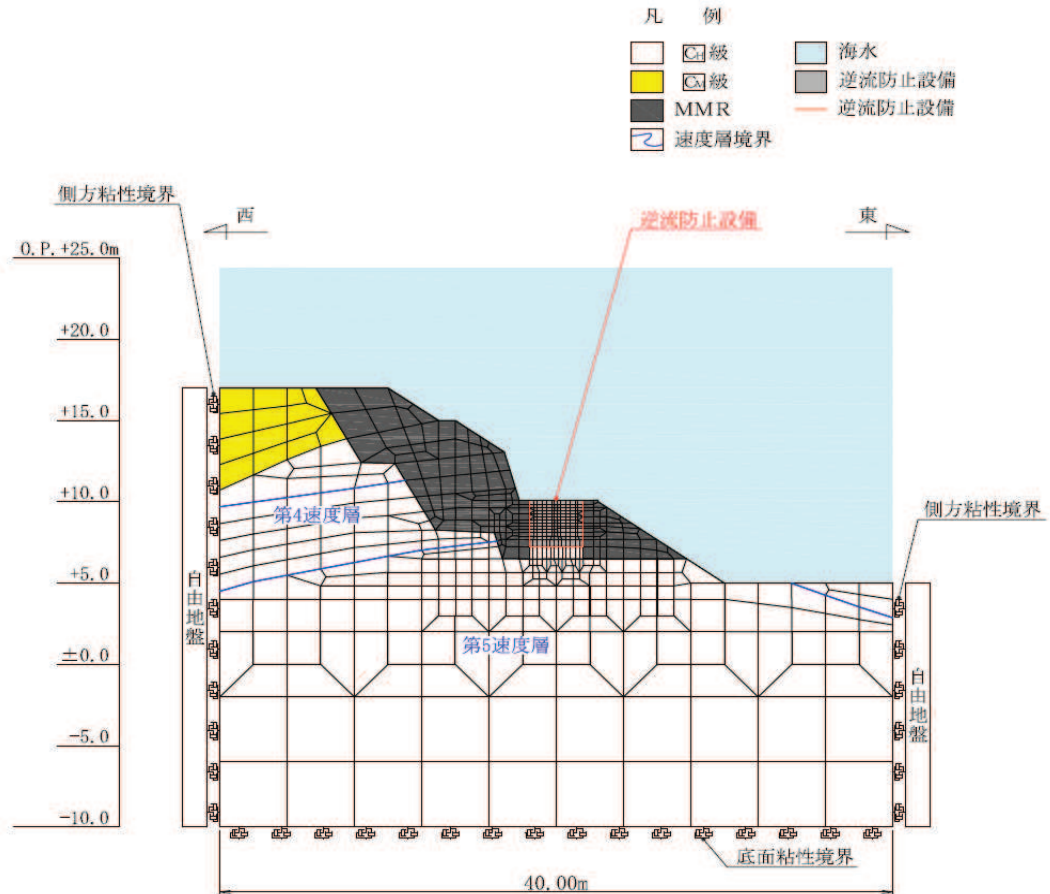


図 8.5-13 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

(e) 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。

(f) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、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。図 8.5-14 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-15 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-6～表 8.5-7 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-8 のとおり設定する。

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 8.5-6 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\* : 砂岩

表 8.5-7 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-8 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
構造物-MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$
構造物-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
MMR-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い、表 8.5-9 のとおり設定する。

表 8.5-9 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

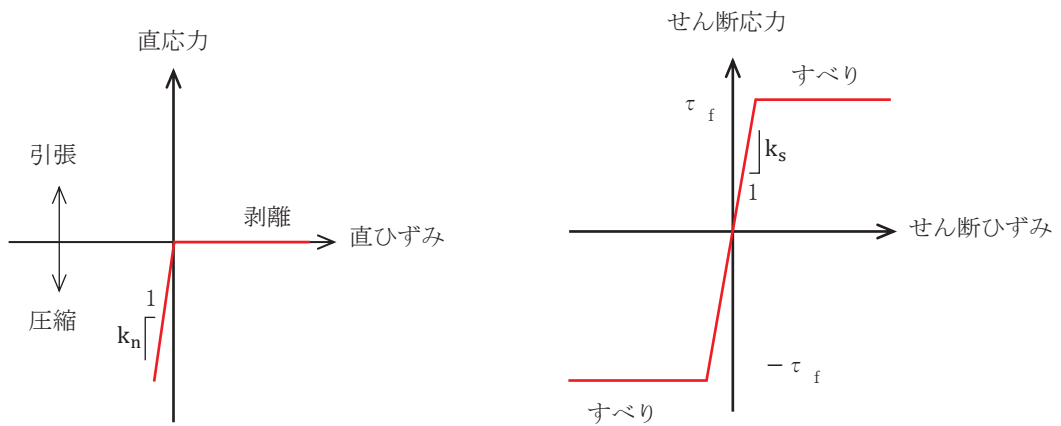


図 8.5-14 ジョイント要素の力学特性

- 凡 例
- Ⅱ級
  - Ⅲ級
  - MMR
  - 海水
  - 逆流防止設備
  - ジョイント要素
  - 速度層境界

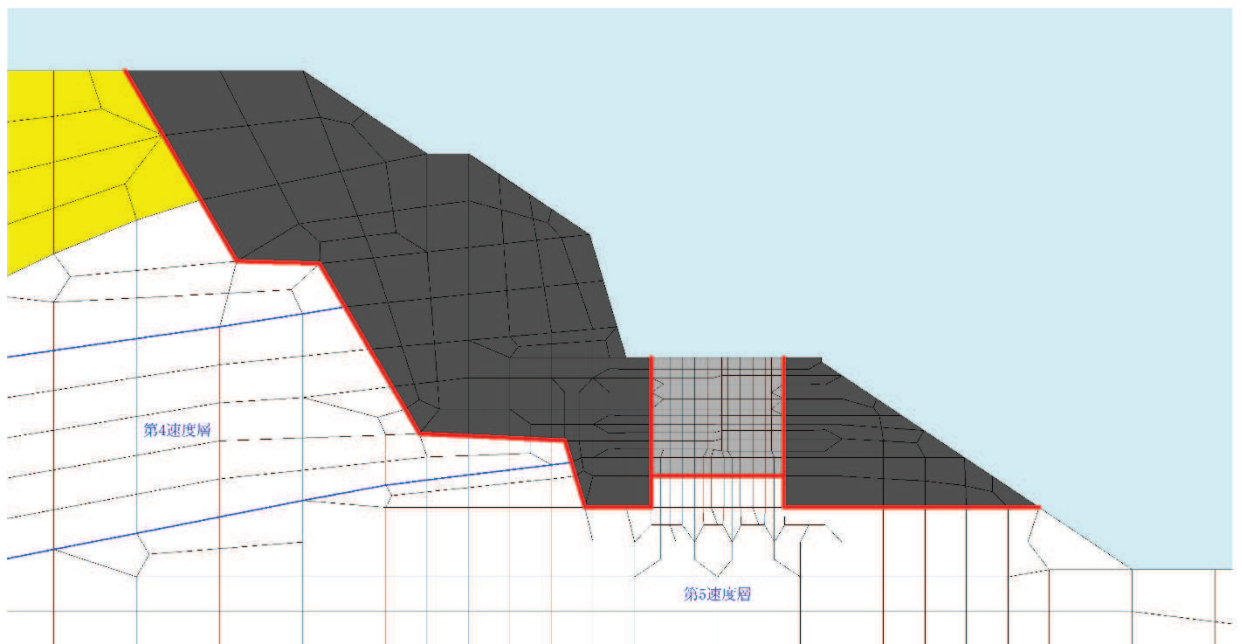


図 8.5-15 ジョイント要素の配置

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-10 に、材料の物性値を表 8.5-11 に示す。

表 8.5-10 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>

表 8.5-11 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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 8.5-12～表 8.5-13 に示す。

表 8.5-12 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-13 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C <sub>L</sub> 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 8.5-13 地盤の解析用物性値（狐崎部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第1速度層	表 8.5-13 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.2-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8.5-14 に示す。

表 8.5-14 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。



(5) 地震応答解析結果

a. 解析ケースと照査値

強度評価においては、「8.5. 評価方法」に基づき、位相反転を考慮した弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して実施するケース①において、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において、照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）位相を用いて、ケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(a) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.5-16 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.05
	-+	0.04		

表 8.5-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.14	0.14	0.14
	-+	0.14		

表 8.5-15(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.13	0.13	0.13
	-+	0.12		

表 8.5-15(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.05
	-+	0.04		

(b) せん断破壊に対する照査

表 8.5-16 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-16(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.14	0.14	0.15
	-+		0.14		

表 8.5-16(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.13	0.12	0.13
	-+		0.13		

表 8.5-16(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (東壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.16	0.15	0.16
	-+		0.15		

表 8.5-16(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (南北壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.06	0.06	0.06
	-+		0.06		

(c) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-17 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-17 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値  
(基礎地盤 (狐崎部層) の接地圧)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.04	0.04	0.04
	-+		0.04		

b. 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(a) 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）

頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）を表 8.5-18 に示す。

表 8.5-18 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))	
	①	S d - D 2	++	-0.074
-+			-0.073	(12.87)
②	S d - D 2	++	-0.073	(20.37)
③	S d - D 2	++	-0.076	(20.37)

(b) 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）を表 8.5-19 に示す。

表 8.5-19 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))	
	①	S d - D 2	++	+211
-+			+198	(12.87)
②	S d - D 2	++	+207	(20.37)
③	S d - D 2	++	+213	(20.37)

(c) 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）を表 8.5-20 に示す。

表 8.5-20 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))	
	①	S d - D 2	++	-0.074
-+			-0.073	(12.87)
②	S d - D 2	++	-0.073	(20.37)
③	S d - D 2	++	-0.076	(20.37)

c. 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.5-16 及び図 8.5-17 に示す。

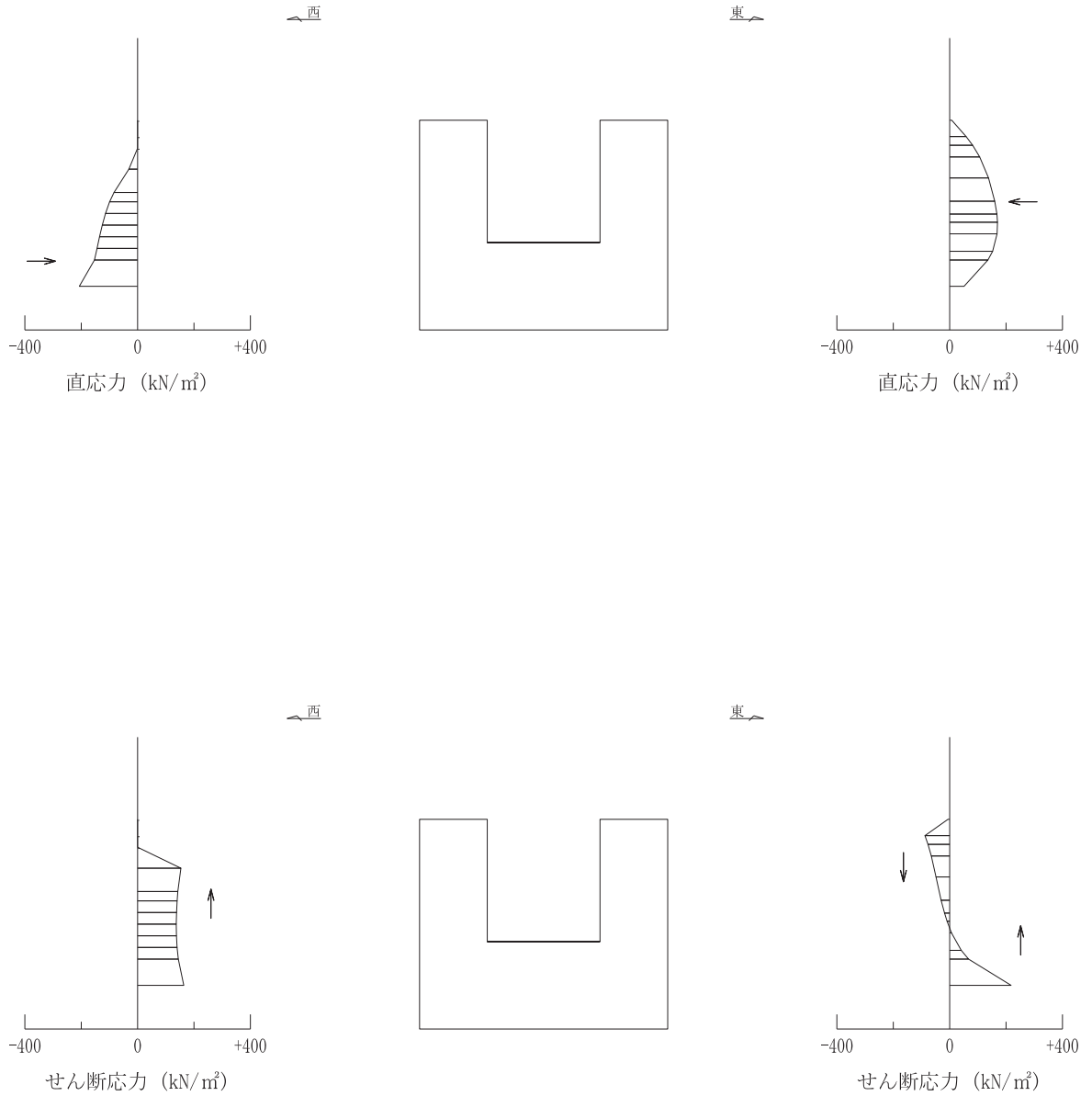
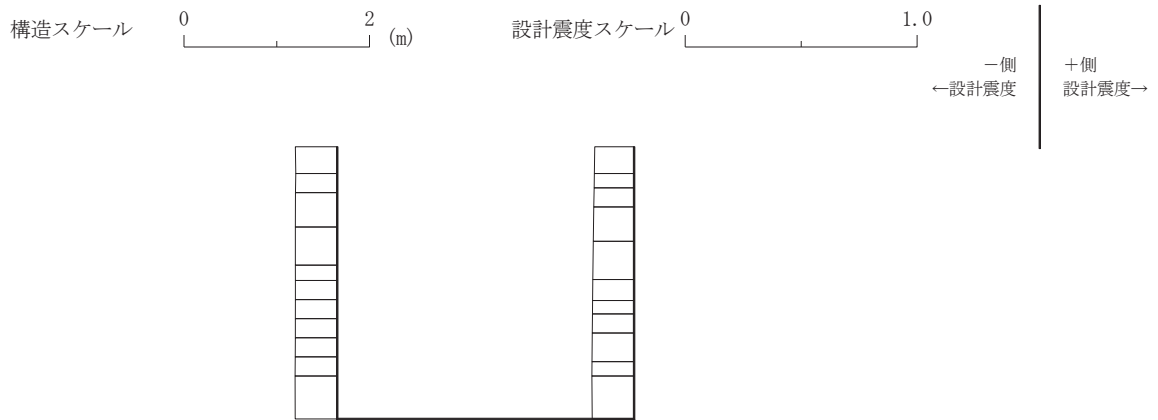
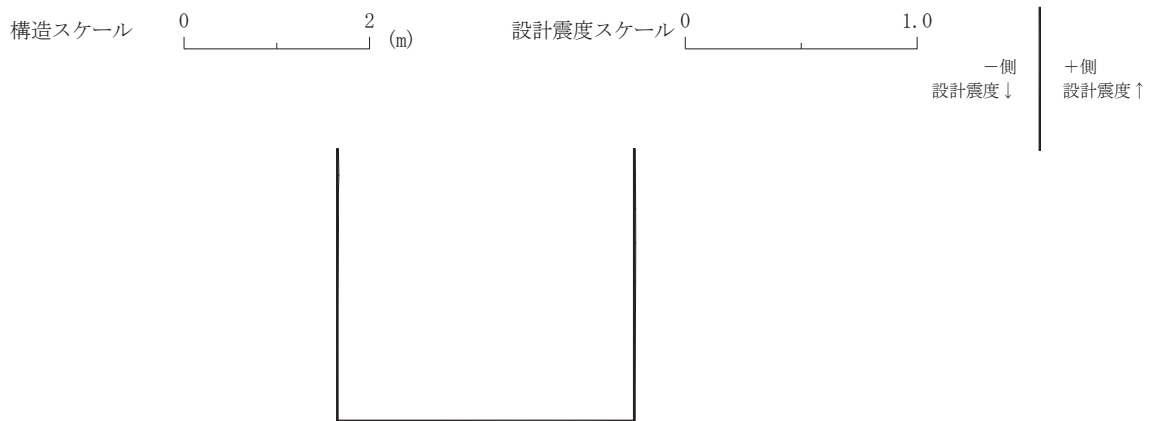


図 8.5-16 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）  
（解析ケース③，S d-D 2（++））



設計水平震度

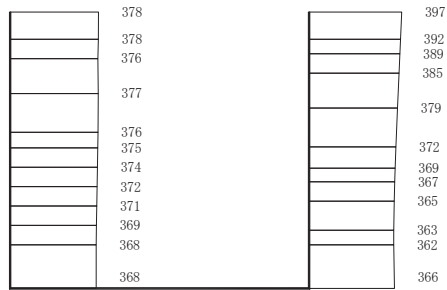


設計鉛直震度

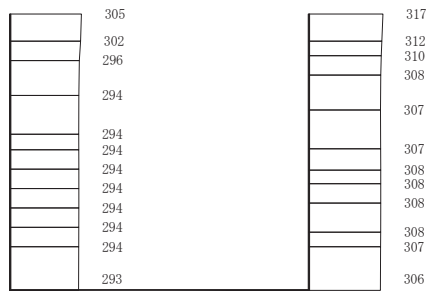
図 8.5-17 作用荷重分布図（設計震度分布）  
（解析ケース③，S d - D 2（++））

d. 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.5-18 に示す。



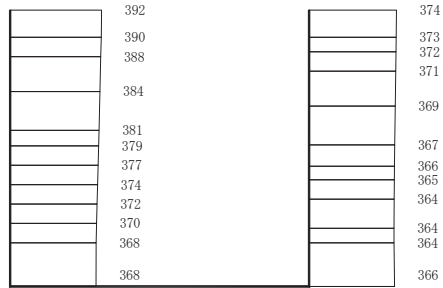
(a) S d - D 2 (++) 水平



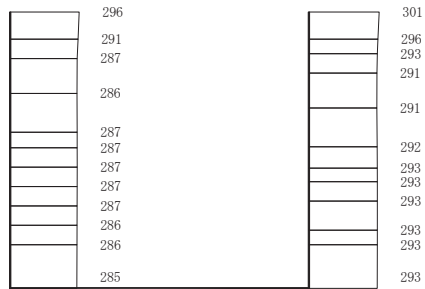
(b) S d - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.5-18(1) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



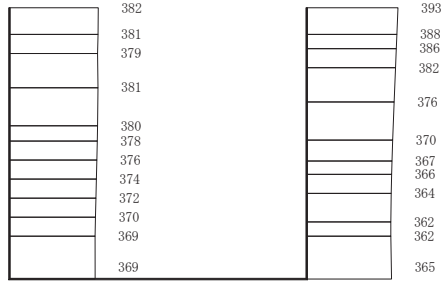
(a) S d - D 2 ( - + ) 水平



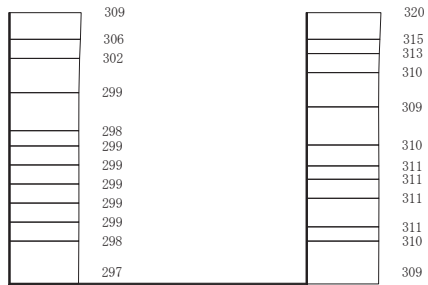
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

図 8.5-18(2) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a) S d - D 2 (++) 水平



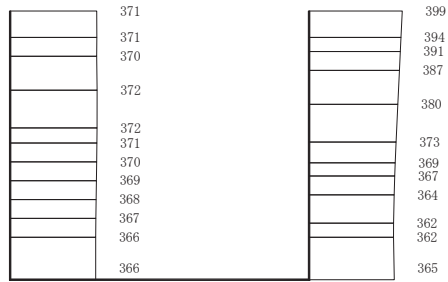
(b) S d - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

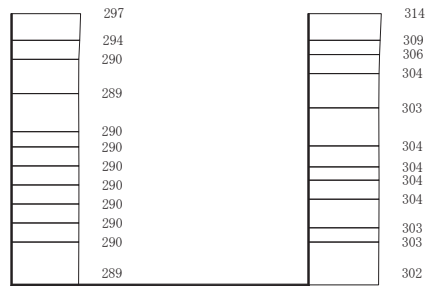
図 8.5-18 (3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)





(a) S d - D 2 (++) 水平

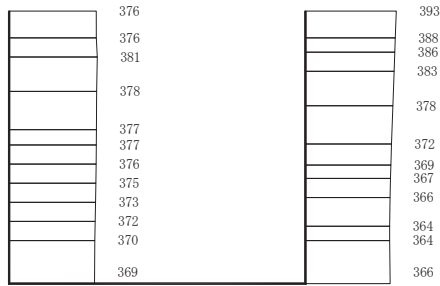


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

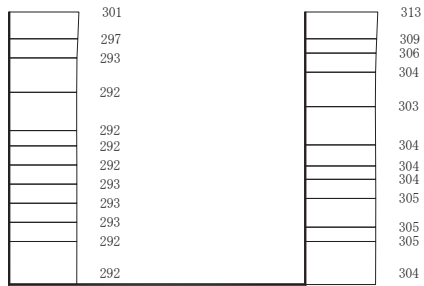
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.5-18 (4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 ( ++ ) 水平



(b) S d - D 2 ( ++ ) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.5-18 (5) 最大加速度分布図

(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

## 8.5.2 三次元構造解析

### (1) 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 8.5-19 に評価対象部材を示す。

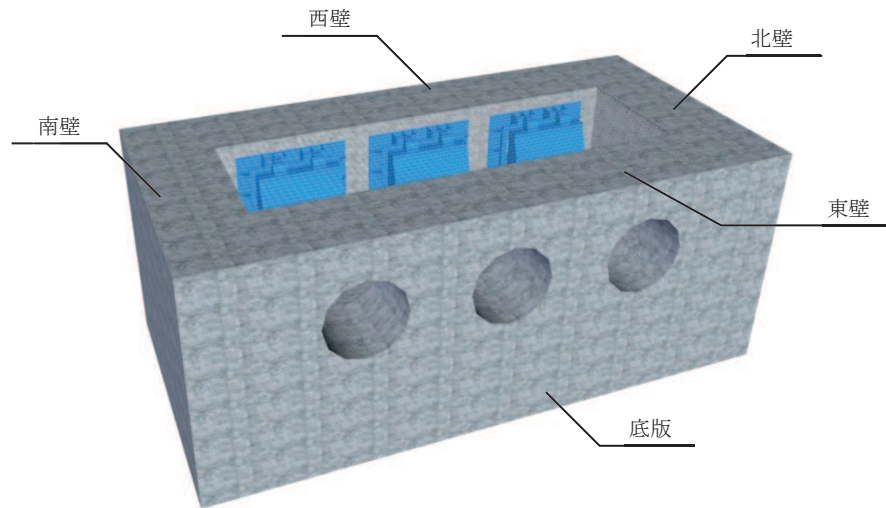


図 8.5-19 三次元構造解析の評価対象部材

### (2) 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.1 二次元静的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### (3) 解析モデル及び諸元

#### a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-20 に、要素分割図を図 8.5-21 に示す。

#### (a) 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

#### (b) 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づ

き設定する。

重畳時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

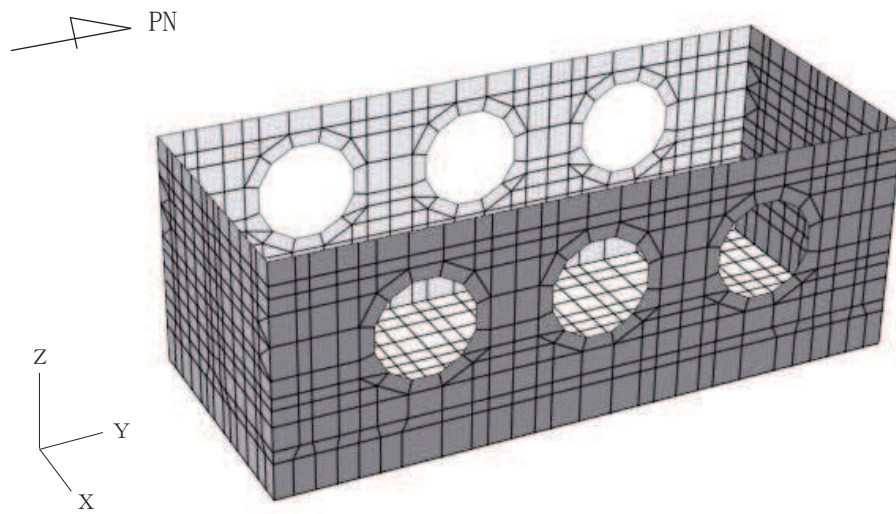


図 8.5-20 出口側集水ピットのモデル概念図

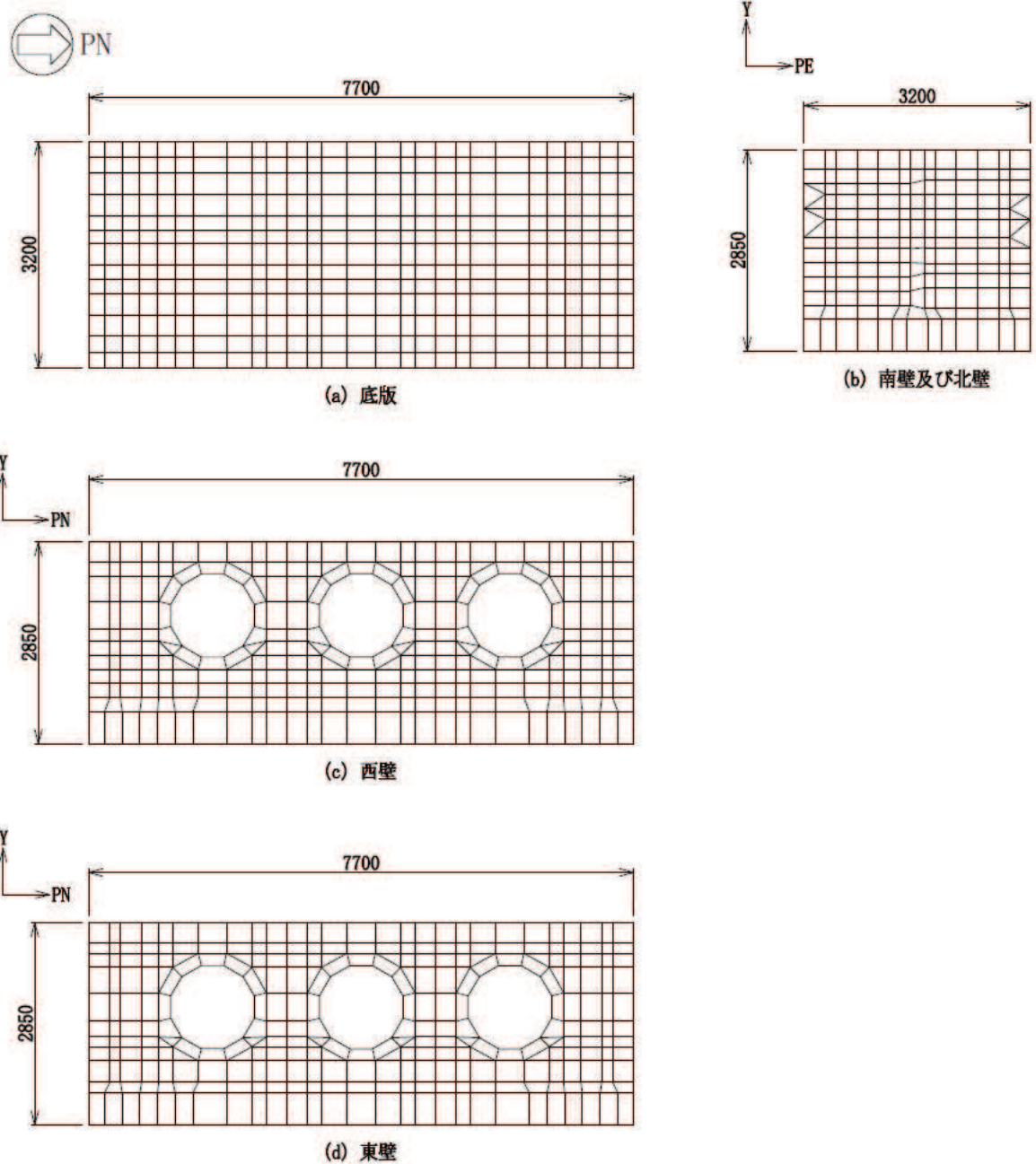


図 8.5-21 要素分割図

b. 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 二次元動的解析」と同様である。


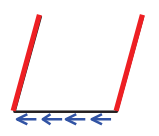
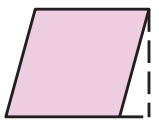
(4) 照査時刻及び入力荷重

a. 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 8.5-21 に照査時刻の選定の考え方を示す。

表8.5-21 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

b. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づき「8.5.2 (4) a. 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-22 に示す。

表8.5-22 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	動水圧	躯体側面，上面に作用する動水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

(a) 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 8.5-22 に示す。

算定した慣性力は図 8.5-23 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

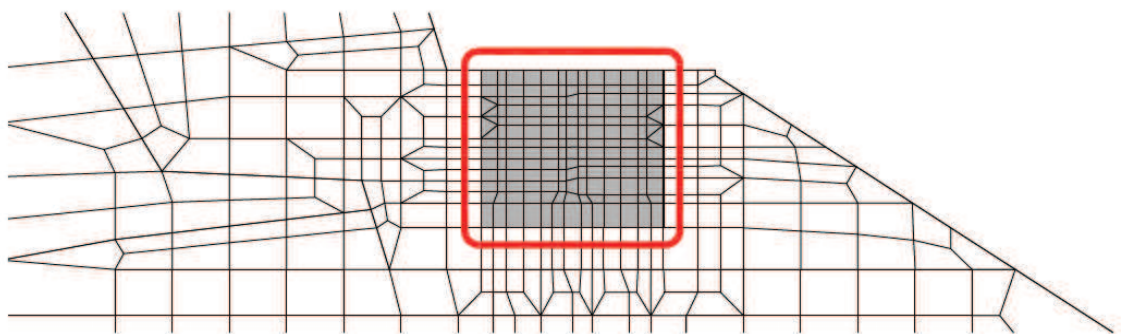


図 8.5-22 応答加速度抽出位置

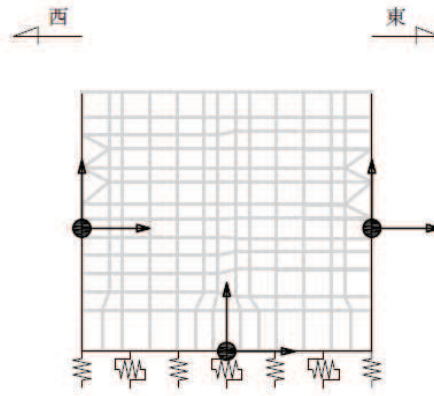


図 8.5-23 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

(b) 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 8.5-24 に示す。また、算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、図 8.5-25 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。



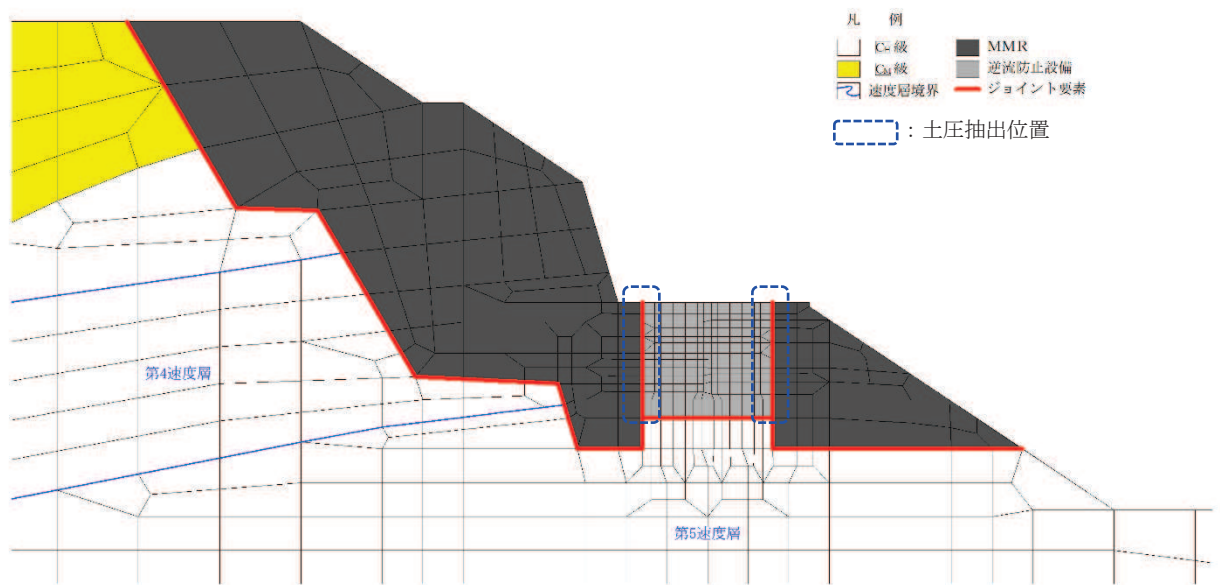


図 8.5-24 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

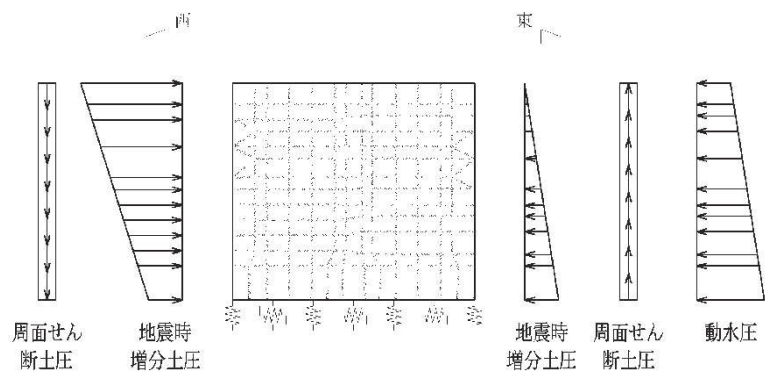


図 8.5-25 三次元構造解析モデルに入力する土圧等の概念図

(5) 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8.5-26 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-27 に示す。

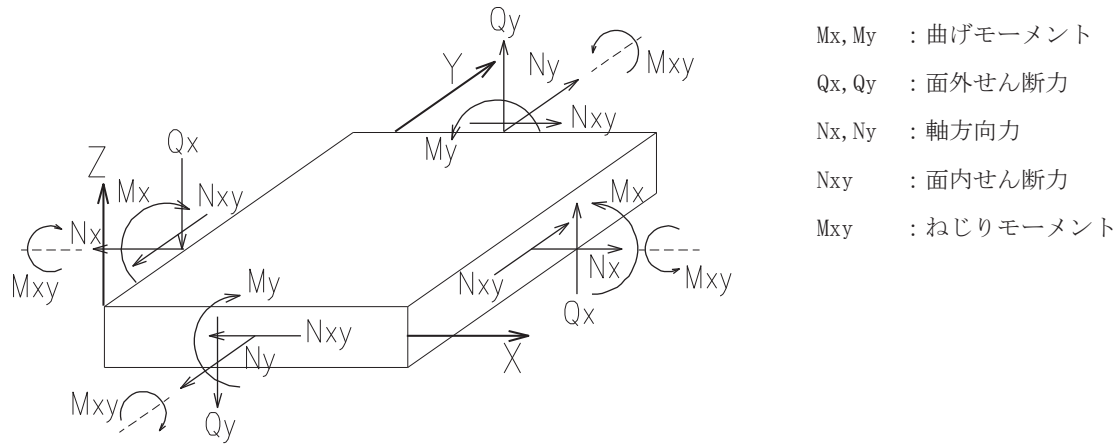


図 8.5-26 シェル要素における応答断面力

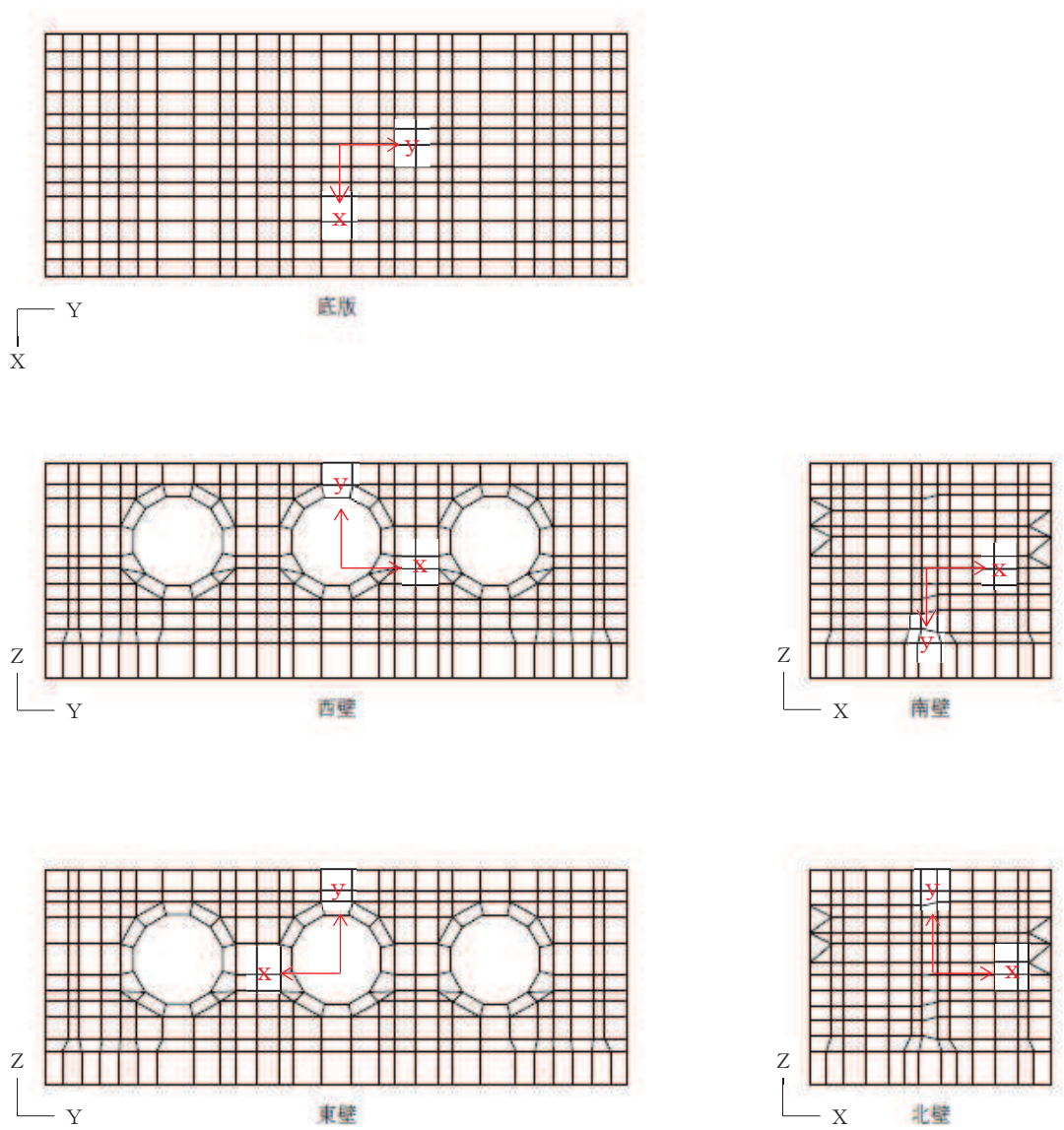


図 8.5-27 各部材の要素座標系

a. 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-23 及び表 8.5-24 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 8.5-29～図 8.5-32 に示す。

表 8.5-23 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
底版	1	③	Sd-D 2 (++)	144	-378	0.7	16.5	0.05
西壁	2	②	Sd-D 2 (++)	-6	-1502	1.2	16.5	0.08
東壁	3	③	Sd-D 2 (++)	85	-1542	1.6	16.5	0.10
南北壁	4	③	Sd-D 2 (++)	104	-226	0.7	16.5	0.05

注記\*：評価位置は図 8.5-28 に示す。

表 8.5-24 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s / \sigma_{sa}$
底版	1	②	Sd-D 2 (++)	-77	-60	11.2	294	0.04
西壁	2	③	Sd-D 2 (++)	-81	253	39.8	294	0.14
東壁	3	③	Sd-D 2 (++)	-65	258	36.9	294	0.13
南北壁	4	③	Sd-D 2 (++)	21	46	8.5	294	0.03

注記\*：評価位置は図 8.5-28 に示す。

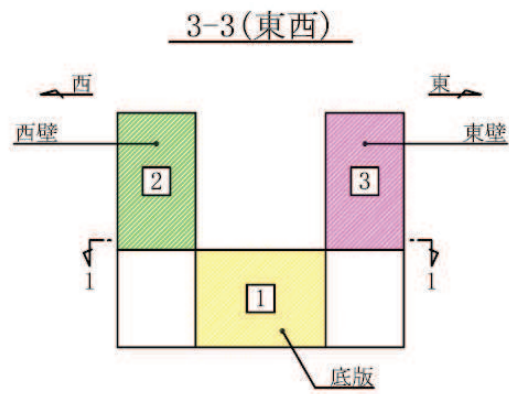
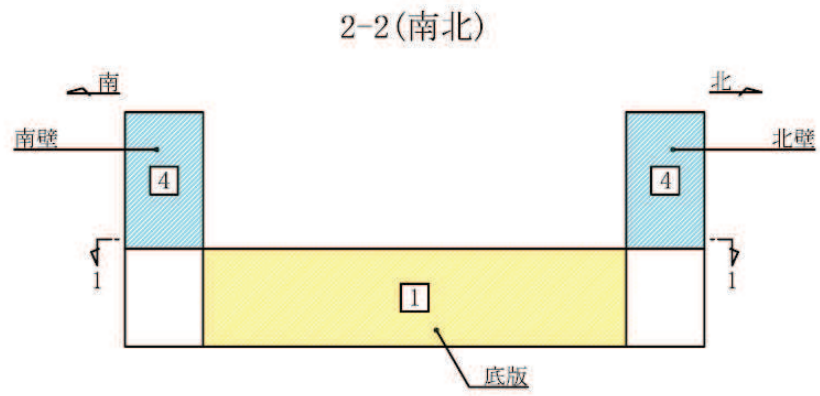
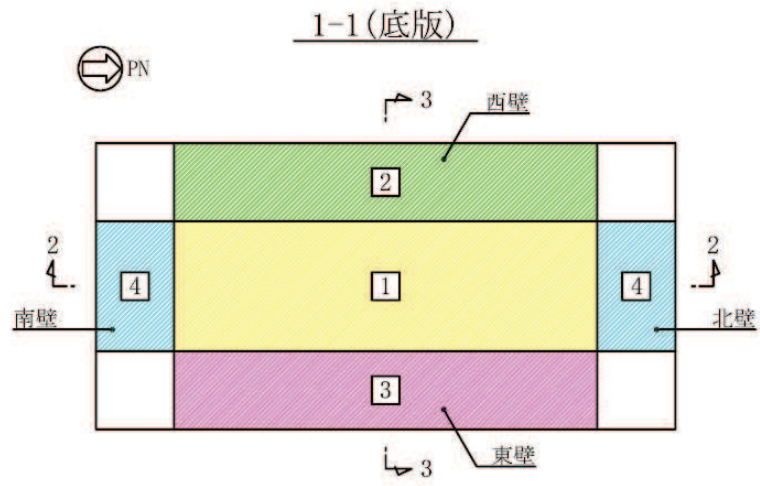


图 8.5-28 評価位置図

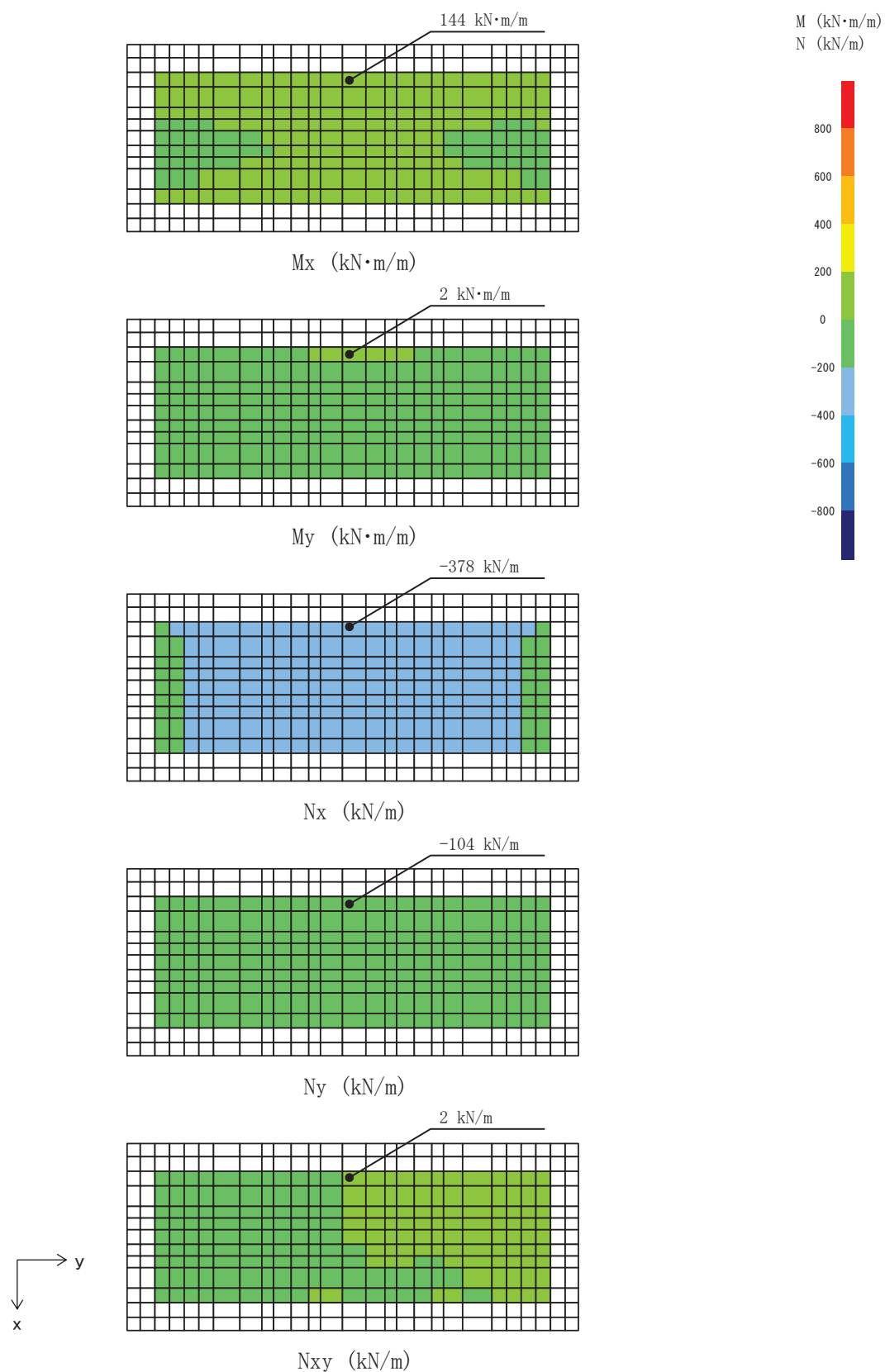


図 8.5-29 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(底版, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

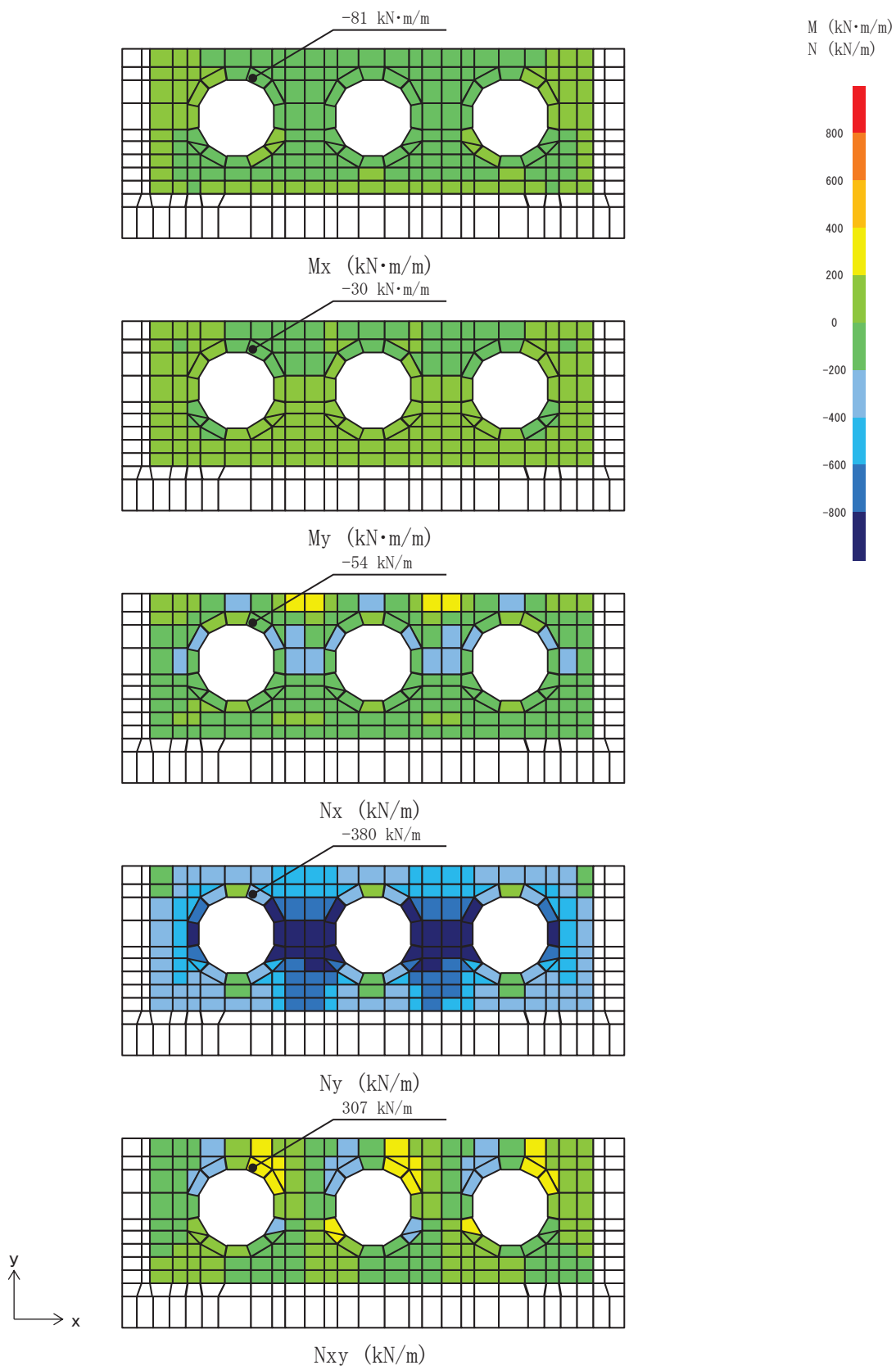


図 8.5-30 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 (西壁, 解析ケース③, S d-D 2 (++) , t=12.87s)

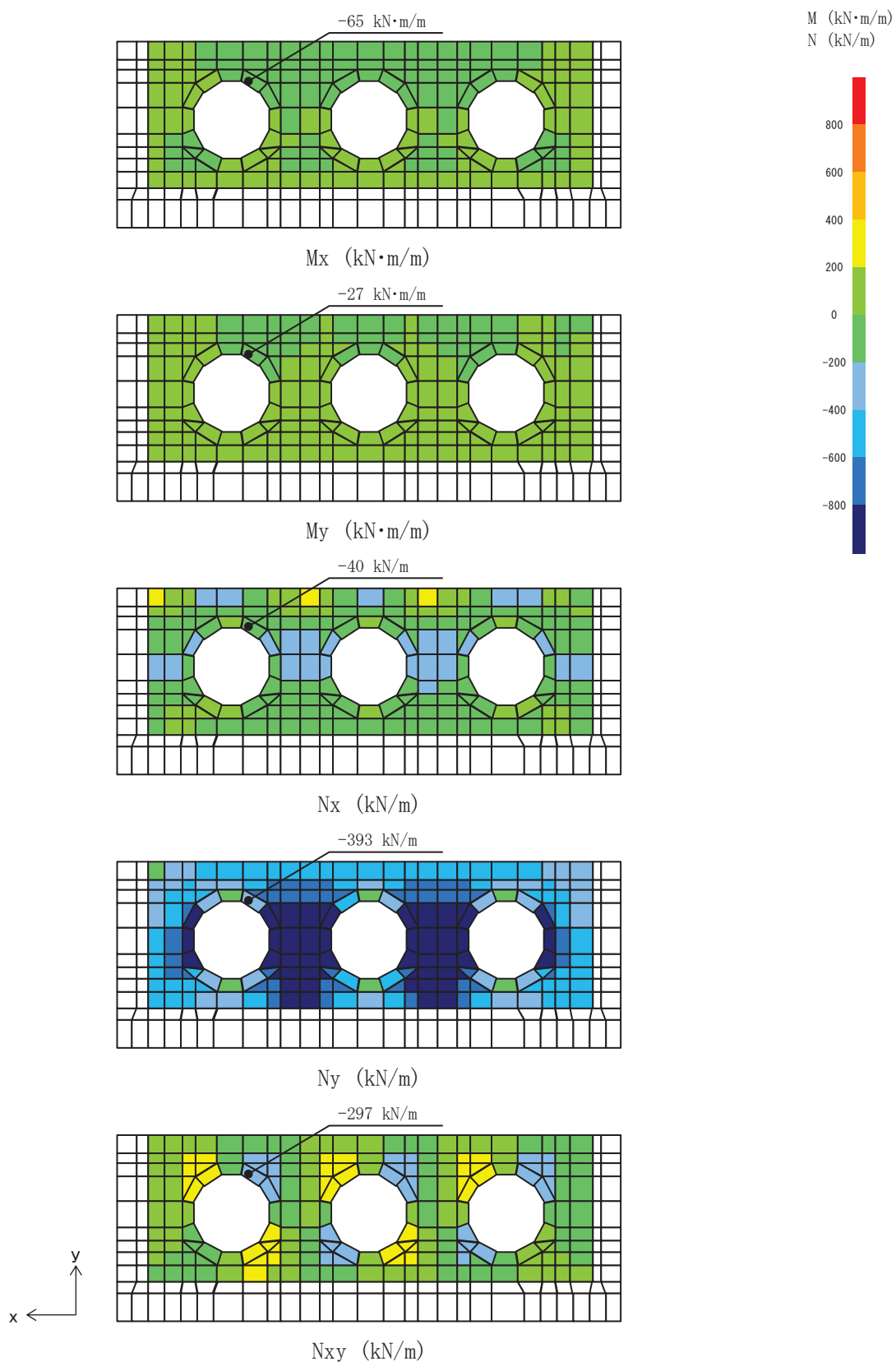


図 8.5-31 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 (東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=20.37s)



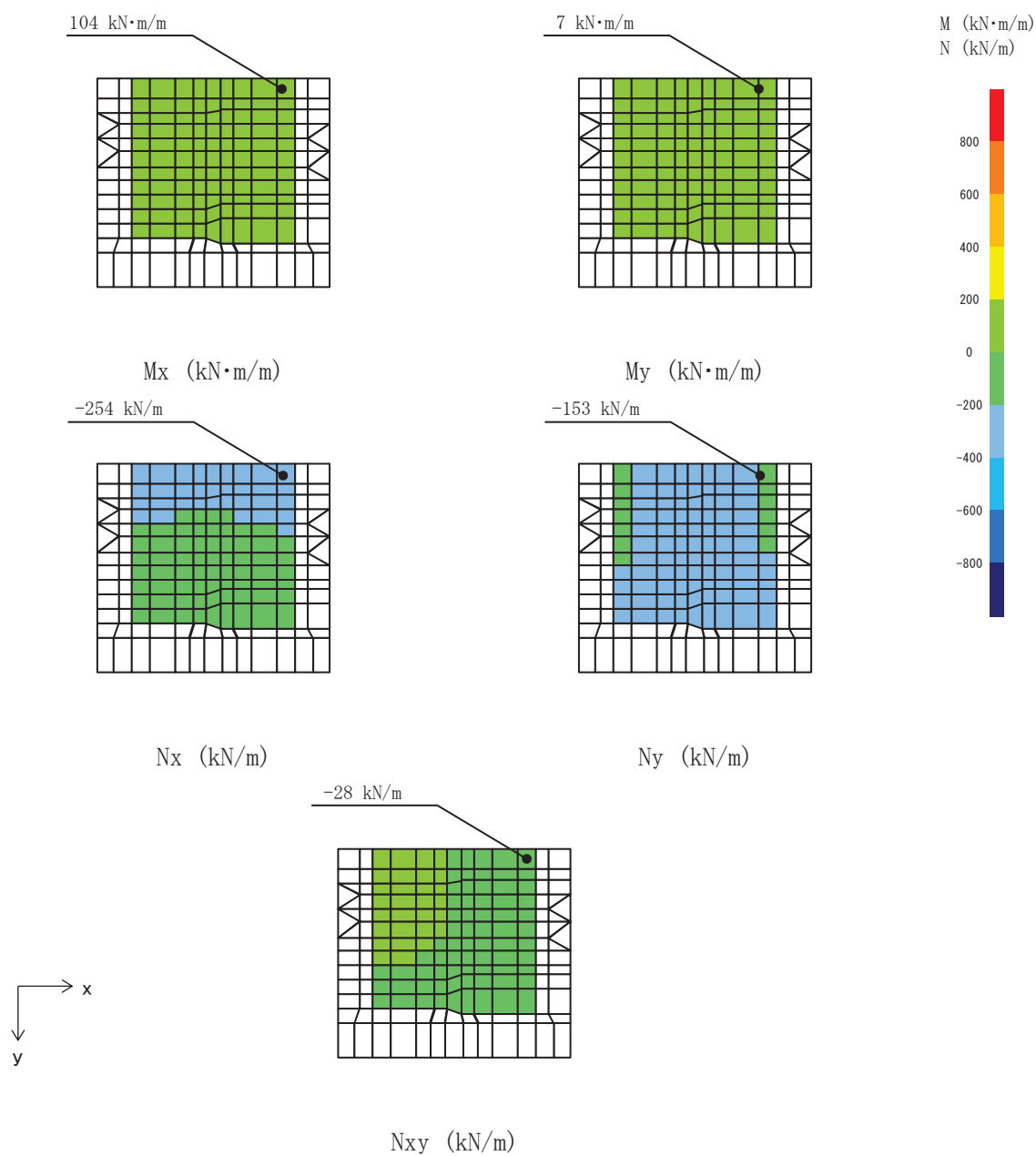


図 8.5-32 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(南壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

b. 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-25 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 8.5-33～図 8.5-36 に示す。

表 8.5-25 せん断破壊に対する照査

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	1	③	Sd-D2 (++)	174	1227	0.15
西壁	2	③	Sd-D2 (++)	201	1563	0.13
東壁	3	③	Sd-D2 (++)	246	1563	0.16
南北壁	4	③	Sd-D2 (++)	51	944	0.06

注記\*：評価位置は図 8.5-28 に示す。

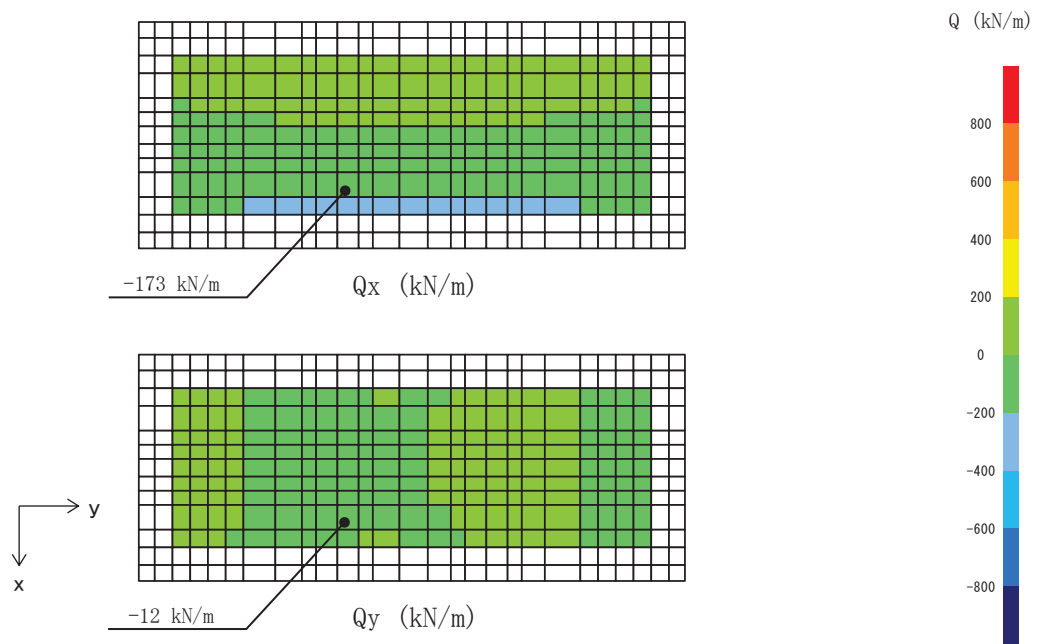


図 8.5-33 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(底版, 解析ケース③, S d-D 2 (++) ,  $t=20.37s$ )

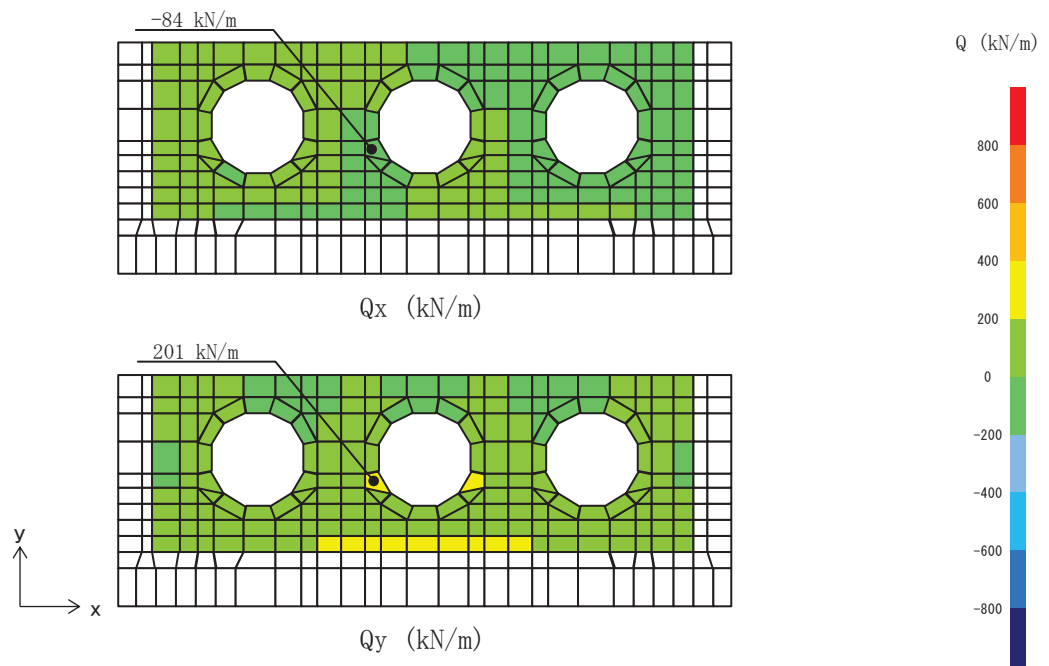


図 8.5-34 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(西壁, 解析ケース③, S d-D 2 (++) ,  $t=12.87s$ )

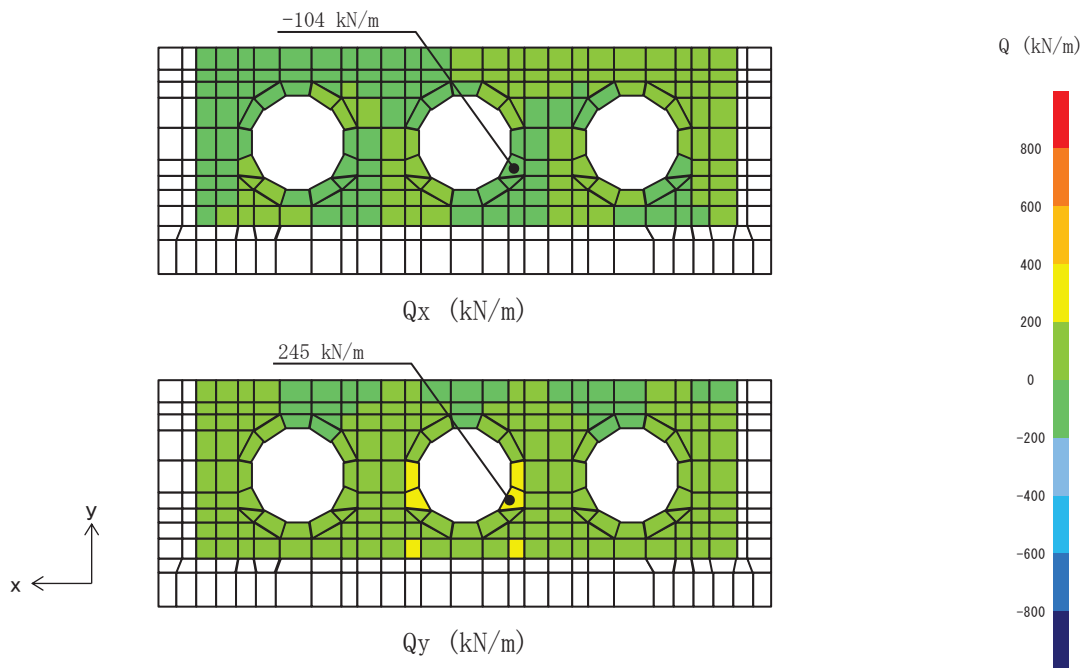


図 8.5-35 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(東壁, 解析ケース③, S d-D 2 (++) ,  $t=20.37s$ )

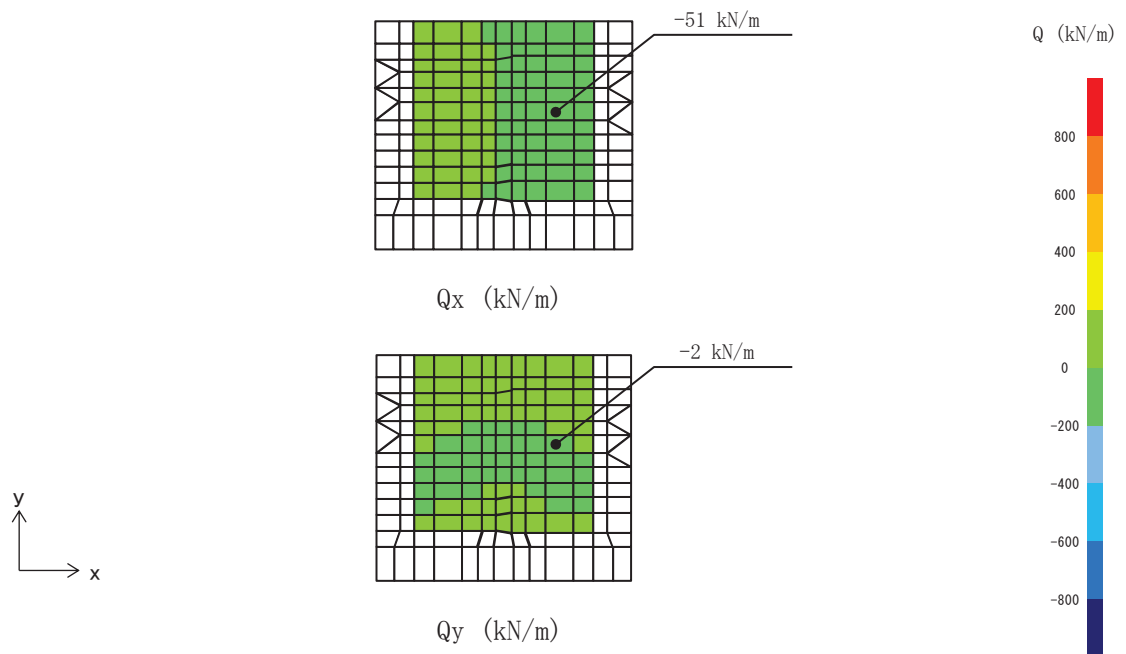


図 8.5-36 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(北壁, 解析ケース③, S d-D 2 (++) ,  $t=12.87s$ )

### 8.5.3 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元動的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す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については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9.1-1 強度評価に用いる条件（出口側集水ピット）

記号	定義	数値	単位	
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	2526.223	kN	
G	固定荷重（（扉体+戸当り）×3 基）	66.195	kN	
$\sigma_{ca}$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm <sup>2</sup>	
$\tau_{a1}$	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm <sup>2</sup>	
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の 短期許容せん断力	底版	1227	kN
		南北壁下方	944	kN
		南北壁上方	1150	kN
		東西壁上方	1975	kN
		東西壁下方	1563	kN
D	有効高さ（底版）	1.3	m	
D	有効高さ（壁）	1.0	m	
$A_w$	斜め引張鉄筋断面積（底版，東西南北壁下方）	9.6775	cm <sup>2</sup>	
	斜め引張鉄筋断面積（東西南北壁上方）	12.9033	cm <sup>2</sup>	
$\sigma_{sa}$	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm <sup>2</sup>	
s	斜め引張鉄筋間隔（底版，南北壁）	0.4	m	
	斜め引張鉄筋間隔（東西壁）	0.2	m	

## 10. 評価結果

### 10.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10.1-1 に示す。

表 10.1-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 \*1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

\*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

#### 10.1.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ軸力に対する照査結果を表 10.1-2～表 10.1-3 に示す。また，出口側集水ピットの評価位置を図 8.5-28 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果，コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表10.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

解析ケース	地震動(位相)	評価位置		照査時刻 (s)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	136	-366	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-7	-1498	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	83	-1546	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	100	-215	0.6	16.5	0.04
	S d-D 2 (-+)	底版	1	6.81	143	-370	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	12.87	-6	-1473	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	79	-1531	1.5	16.5	0.10
		南北壁	4	6.81	101	-219	0.6	16.5	0.04
②	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	130	-351	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-6	-1502	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	81	-1549	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	96	-206	0.6	16.5	0.04
③	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	144	-378	0.7	16.5	0.05
		西壁	2	20.37	-7	-1493	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	85	-1542	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	104	-226	0.7	16.5	0.05

軸力：引張正

表10.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析ケース	地震動(位相)	評価位置		照査時刻 (s)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma sa$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma s/\sigma sa$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-77	-60	11.2	294	0.04
		西壁	2	12.87	-77	252	38.9	294	0.14
		東壁	3	20.37	-62	259	36.4	294	0.13
		南北壁	4	20.37	20	49	8.6	294	0.03
	S d-D 2 (-+)	底版	1	12.87	-77	-61	11.1	294	0.04
		西壁	2	6.81	-80	240	38.3	294	0.14
		東壁	3	6.81	-84	199	35.2	294	0.12
		南北壁	4	12.87	18	50	8.3	294	0.03
②	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-77	-60	11.2	294	0.04
		西壁	2	12.87	-74	253	38.4	294	0.14
		東壁	3	20.37	-60	260	36.0	294	0.13
		南北壁	4	20.37	19	50	8.5	294	0.03
③	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-61	10.8	294	0.04
		西壁	2	12.87	-81	253	39.8	294	0.14
		東壁	3	20.37	-65	258	36.9	294	0.13
		南北壁	4	20.37	21	46	8.5	294	0.03

軸力：引張正



### 10.1.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 10.1-4 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表10.1-4 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 V/V <sub>a</sub>
①	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	171	1227	0.14
		西壁	2	12.87	194	1563	0.13
		東壁	3	20.37	239	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	50	944	0.06
	S d - D 2 (-+)	底版	1	6.81	169	1227	0.14
		西壁	2	6.81	200	1563	0.13
		東壁	3	6.81	226	1563	0.15
		南北壁	4	6.81	49	944	0.06
②	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	169	1227	0.14
		西壁	2	12.87	187	1563	0.12
		東壁	3	20.37	233	1563	0.15
		南北壁	4	12.87	49	944	0.06
③	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	174	1227	0.15
		西壁	2	12.87	201	1563	0.13
		東壁	3	20.37	246	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	51	944	0.06

## 10.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 10.2-1 に示す。最大接地圧分布図を図 10.2-1 に示す。

出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10.2-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5		0.04
②		(++)	0.5		0.04
③		(++)	0.5		0.04

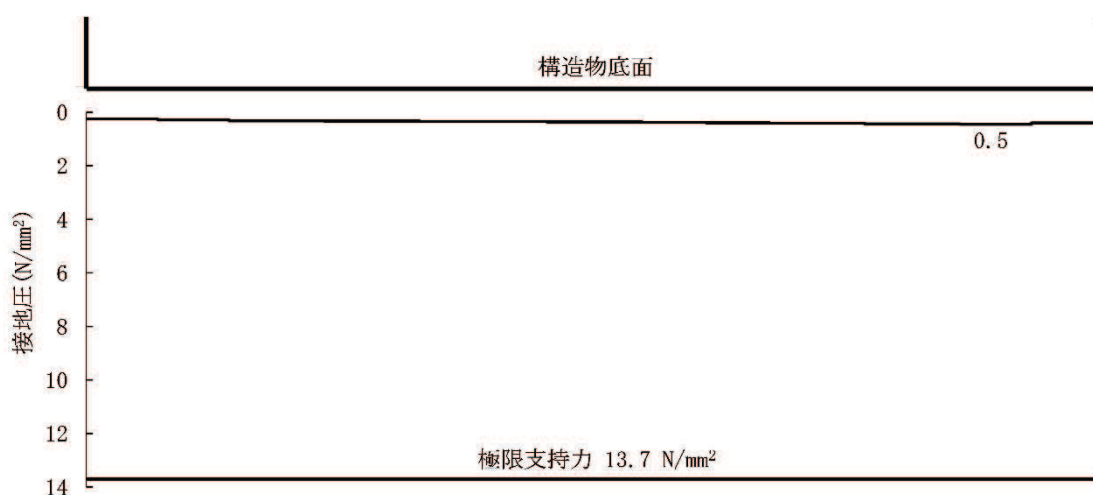


図 10.2-1 東西方向断面の最大接地分布図  
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）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 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
4.2 固有周期の計算条件	11
4.3 固有周期の計算結果	12
5. 構造強度評価	13
5.1 構造強度評価方法	13
5.2 荷重及び荷重の組合せ	13
5.2.1 荷重の設定	13
5.2.2 荷重の組合せ	13
5.3 許容限界	15
5.4 設計用地震力	19
5.5 計算方法	22
5.6 計算条件	44
5.7 応力計算	47
6. 評価結果	98
7. 出口側集水ピットの強度評価	100
7.1 出口側集水ピットの構造概要	100
7.2 評価方針	103
8. 地震応答解析	105
8.1 地震時荷重算出断面	105
8.2 解析方法	106
8.2.1 地震応答解析手法	106
8.2.2 構造部材	106
8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき	107

8.2.4	減衰定数	107
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	108
8.3	荷重及び荷重の組合せ	110
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	110
8.3.2	荷重	110
8.3.3	荷重の組合せ	112
8.4	入力地震動	113
8.5	解析モデル及び諸元	129
8.5.1	解析モデル	129
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	135
8.5.3	地盤の物性値	135
8.6	地震応答解析結果	141
8.6.1	解析ケースと照査値	141
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	146
8.6.3	作用荷重分布図	148
8.6.4	最大加速度分布図	151
9.	三次元構造解析	168
9.1	評価対象部材	168
9.2	解析方法	168
9.3	解析モデル及び諸元	169
9.4	照査時刻	171
9.5	入力荷重	171
9.5.1	慣性力	171
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	172
10.	耐震評価	174
10.1	許容限界	174
10.1.1	構造部材の健全に対する許容限界	174
10.2	評価方法	175
11.	評価結果	176
11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	176
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	183
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	187
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	187
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	192
11.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	194

## 1. 概要

本資料は、添付書類「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に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 $S_s$ に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

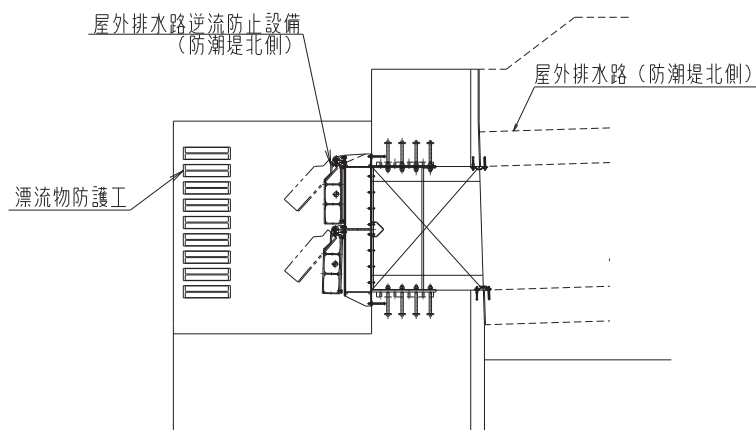
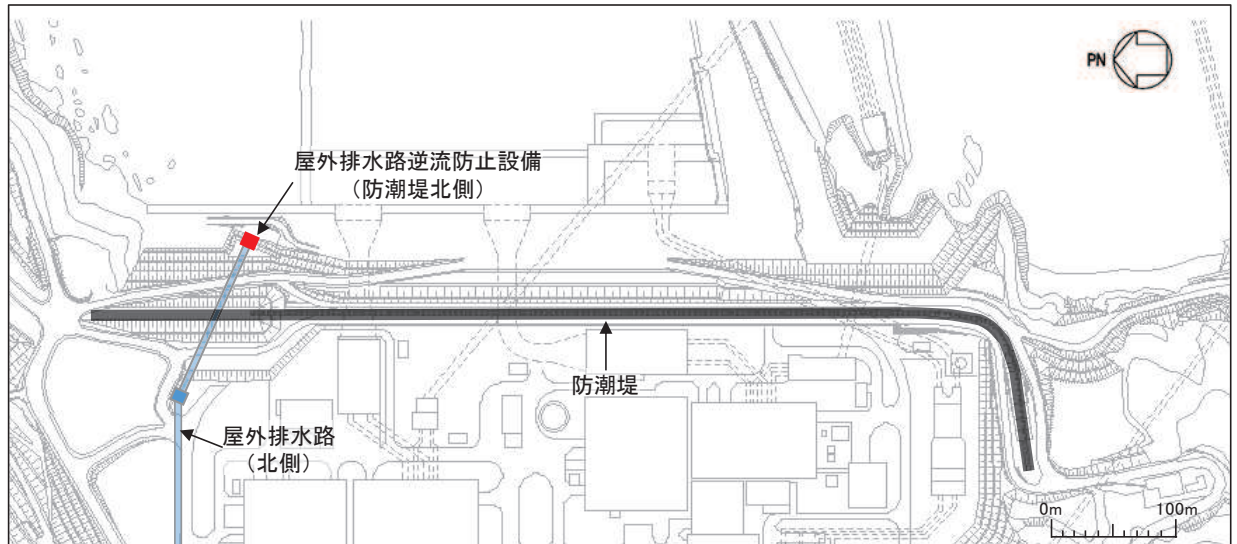


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

## 2.2 構造計画

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工により構成する。</p>	

### 2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価は、添付書類「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に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



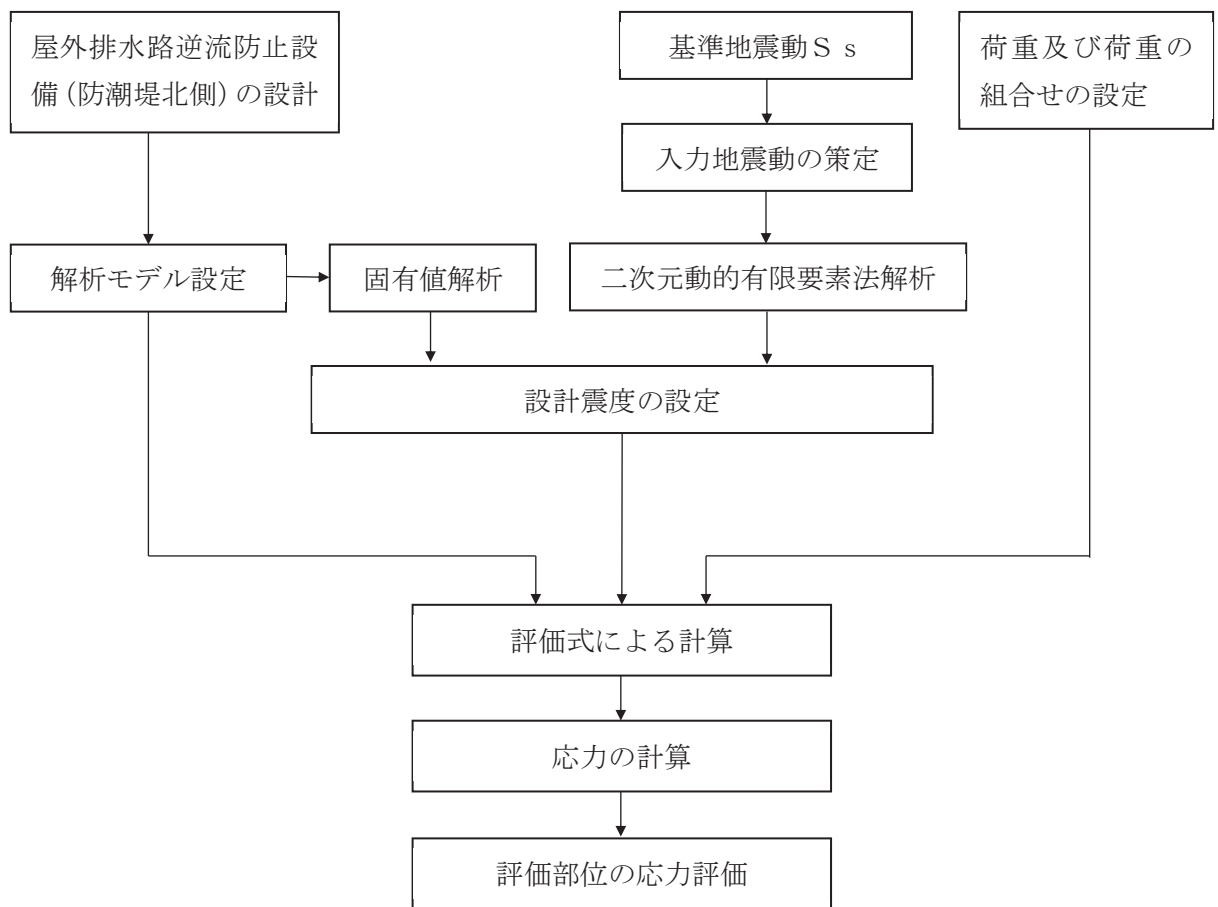


図 2.3-1 耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) 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)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

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
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	
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] (2002 年) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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] (2002 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

## 2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K <sub>H</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平方向の設計震度	—
K <sub>V</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による鉛直方向の設計震度	—
A <sub>1</sub>	扉体面積	mm <sup>2</sup>
W <sub>0</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W <sub>2</sub>	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L <sub>2</sub>	主桁支間長	mm
Z <sub>2</sub>	各主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	各主桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z <sub>3</sub>	補助縦桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w3</sub>	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$Z_4$	中央支柱の断面係数	$\text{mm}^3$
$A_{w4}$	中央支柱のせん断抵抗断面積	$\text{mm}^2$
$W_5$	中央横桁に加わる地震による荷重	N
$L_o$	支圧板中心間	mm
$B_5$	水密幅	mm
$Z_5$	中央横桁の断面係数	$\text{mm}^3$
$A_{w5}$	中央横桁のせん断抵抗断面積	$\text{mm}^2$
$L_6$	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
$B_6$	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
$P_6$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
$Z_6$	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	$\text{mm}^3$
$A_6$	ヒンジ（吊りピン）の断面積	$\text{mm}^2$
$P_7$	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
$A_{h7}$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	$\text{mm}^2$
$A_{b8}$	取付けボルトの断面積	$\text{mm}^2$
$P_{w8}$	自重荷重	N
$P_{v8}$	鉛直地震力	N
$P_{H8}$	水平地震力	N
$P_9$	戸当りへ作用する荷重	N
$L_s$	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	mm
$q$	戸当りへ作用する水平地震力	N
$L_x$	戸当り横幅	mm
$L_y$	戸当り縦幅	mm
$\ell_x$	支圧板中心横幅	mm
$\ell_y$	支圧板中心縦幅	mm
$b_w$	支圧幅	mm
$S$	戸当り幅	mm

表 2.5-2(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$P_{bh1}$	防護梁に作用する水平荷重	N
$L_{b1}$	防護梁のスパン長	Mm
$Z_{bh1}$	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{wbh1}$	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{bv1}$	防護梁に作用する鉛直荷重	N/mm
$Z_{bv1}$	防護梁の鉛直（弱軸）方向の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{wbv1}$	防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	N
$\ell_{b2}$	側壁からエンドプレート中心までの長さ	mm
$Z_{b2}$	ブラケットの断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{wb2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
T	受け台に作用する引張力	N
a	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	mm
$Z_c$	受け台プレートの断面係数	mm <sup>3</sup>
$P_{b3}$	つなぎ材プレートに作用する水平力	N
$\ell_{b3}$	エンドプレートからボルト中心までの長さ	mm
$Z_{b3}$	つなぎ材プレートの断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{b3}$	つなぎ材プレートの断面積	mm <sup>2</sup>
$P_d$	つなぎ材ボルトに作用する引張力	N
$A_d$	つなぎ材ボルトの有効断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{b4}$	アンカーボルト1本の引張力	N
$P_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N)	N
$P_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト1本の引張力	N
$M_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
$M_{b4b}$	衝突荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
$q_{b4}$	アンカーボルト1本のせん断力	N
$q_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本のせん断力	N
$q_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト1本のせん断力	N
$Q_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力	N
$Q_{b4b}$	衝突荷重により生じるせん断力	N
$Z_{b4}$	アンカーボルト群1列の断面係数	mm
n	アンカーボルト群1列の本数	本

### 3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

耐震評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り、アンカーボルト及び漂流物防護工を、評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位を図3-1に示す。

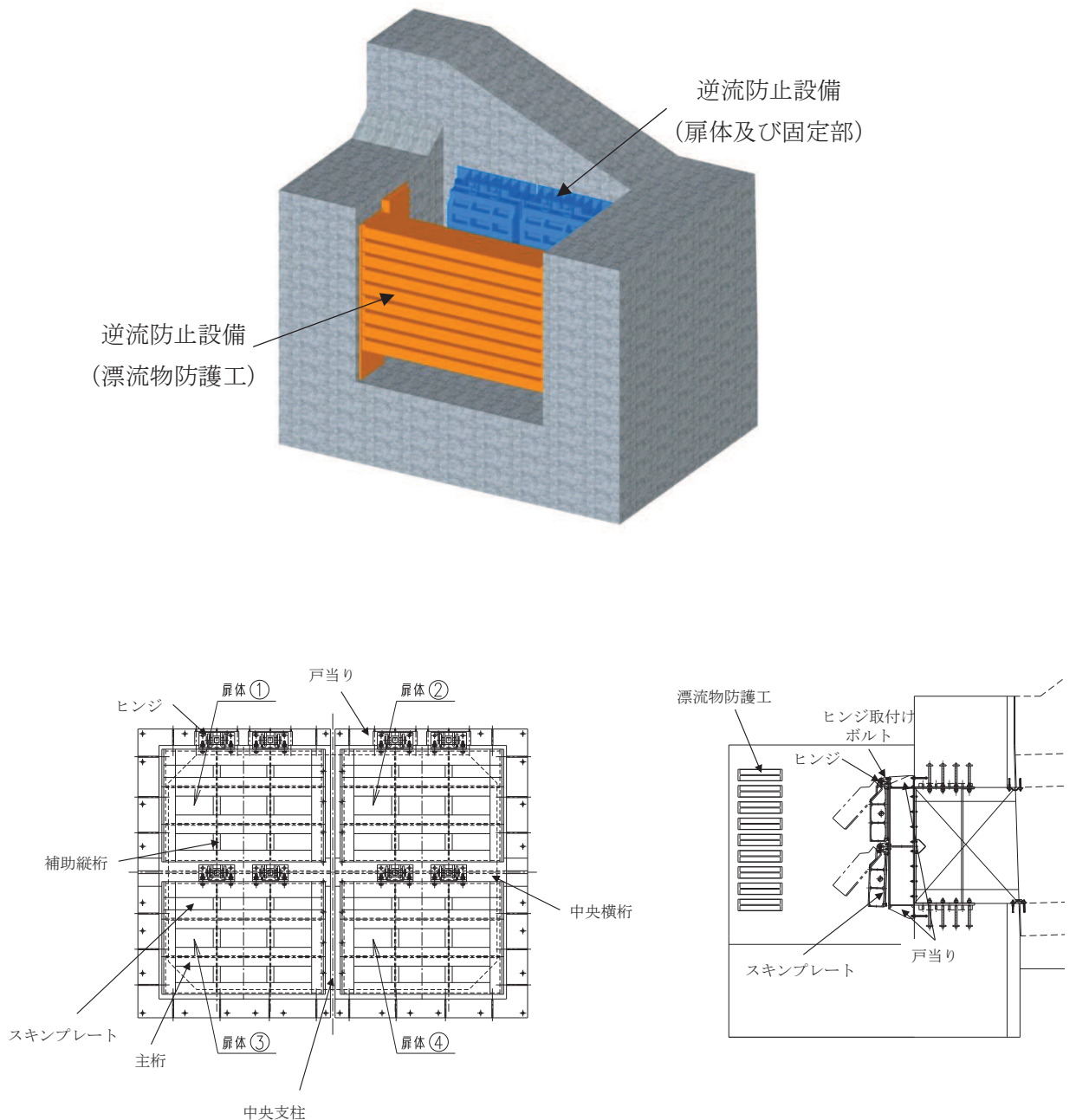


図3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、閉門時を想定して出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### (1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体を単純梁としてモデル化する。

##### (2) 固有周期の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年) 土木学会」より、単純梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}$$

##### 4.2 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の断面二次モーメント	$9.47 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体の単位長さ当たり質量	0.88235	kg/mm
L	主桁の長さ	1700	mm

#### 4.3 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
247	0.0040



## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価は、添付書類「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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。  
なお、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

##### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

地震荷重として、基準地震動S<sub>s</sub>による地震力を考慮する。

#### 5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 5.2-2 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	○	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・配管自重	—	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		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	動水圧は考慮しない。

### 5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2			
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	154	154	88	—
	2,3桁								
	4桁								
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
中央支柱	SUS304	103	103	59	—	143*3	154	88	—
中央横桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5
ヒンジ（吊りピン）	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—
ヒンジ（プレート）	SUS304	—	—	59	—	—	—	88	—
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

（補助縦桁の許容応力）

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	400	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	2160	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	1500	mm <sup>2</sup>

よって,

$$A_w/A_c = 2160/1500 = 1.44 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで, 係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから,

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 400/75 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より, 許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し,

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで, 各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	2500	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	34300	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	10500	mm <sup>2</sup>

よって,

$$A_w/A_c = 34300/10500 = 3.26 \quad \therefore A_w/A_c > 2$$

ここで, 係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 3.26 \div 2} = 2.15$$

$$10/K = 10/2.15 = 4.646$$

$$L/b = 2500/300 = 8.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より, 許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し,

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.15 \times 8.33 - 10)) \times 1.5 = 143.8 \text{ N/mm}^2 = 143 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	1600	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	15000	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	7500	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 15000/7500 = 2.00 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2 \div 2} = 2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 1600/300 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

表 5.3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2			
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (ブラケット)	SS400	140	—	80	—	210	—	120	—
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (つなぎ材(M20))	強度区分 4.6	—	140	—	—	—	210	—	—
漂流物防護工 (つなぎ材プレート)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 補助縦桁, 中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5.3-1(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容限界 (kN)	
		引張*	せん断*
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85

注記 \* : 漂流物防護工 (アンカーボルト) に対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は, 「各種合成構造設計指針同解説 ((社) 日本建築学会 平成 22 年)」に基づき算出する。

#### 5.4 設計用地震力

地震時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は閉門時を想定し剛構造として考慮し、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は、「8. 地震応答解析」の結果に基づき、表 5.4-1 に示すとおりとする。加速度応答を抽出した節点位置を図 5.4-1 に示す。

表 5.4-1(1) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体及び固定部）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による 設計震度	
S s - D 1 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +6.483m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 $K_H$	1.3
S s - D 1 (++)			鉛直方向 $K_V$	

表 5.4-1(2) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による 設計震度	
S s - D 1 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +5.706m (出口側集水ピット底面高さ)	水平方向 $K_H$	1.3
S s - D 1 (++)			鉛直方向 $K_V$	

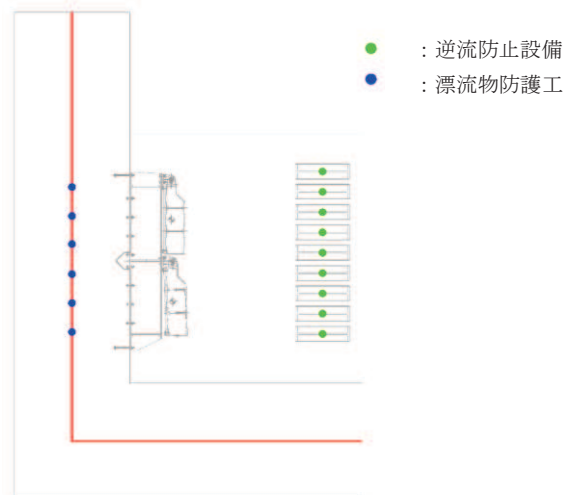


図 5.4-1 加速度応答を抽出した位置

なお、扉体及び固定部は横断方向（水平方向）及び鉛直方向について振動が生じる構造ではないことから、出口側集水ピットと一体の剛体として評価するものの、念のため振動が生じた場合（開門時）を想定した最大応答震度を算定する。

扉体の開門時の固有周期  $T$  は、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化し

て算出する。解析モデル図を図 5.4-2 に示す。

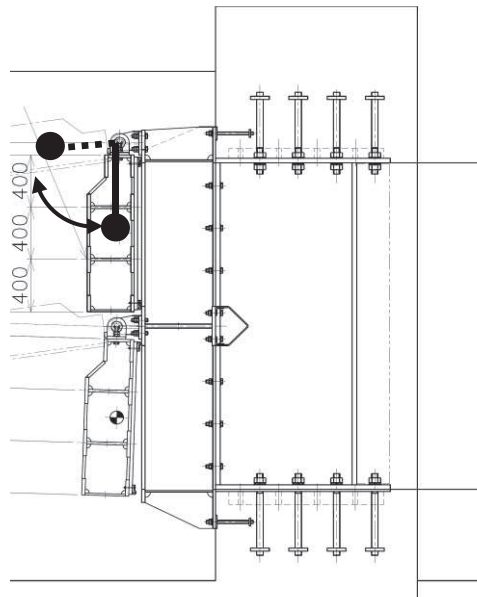


図5.4-2 解析モデル図

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、L:振り子の長さ (=95+1200/2 =695 mm)

計算の結果、開門時の固有周期は  $T=1.673$  s となり、0.05s 以上であることから、添付書類「V2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した、ゲート固定部の設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮し最大応答加速度を算定する。応答スペクトルの作成は、「波形処理プログラム k-WAVE for Window Ver 6.2.0」を用いる。

設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。



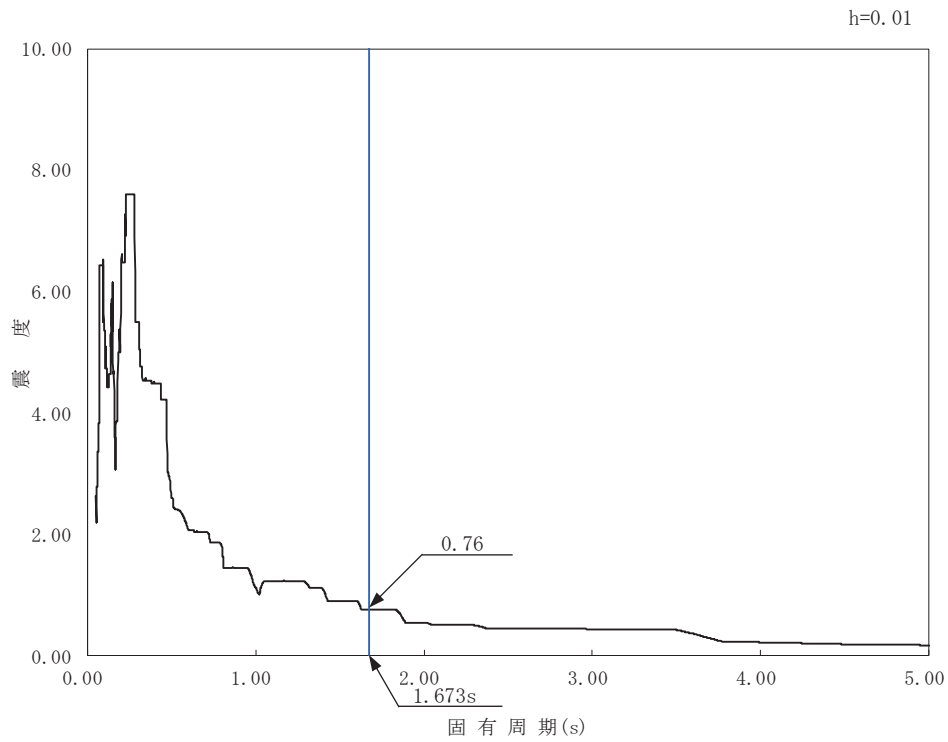


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における設計用床応答曲線

以上より、固有周期 1.673s における最大応答震度は 0.76 となり、開門時の設計用地震力は閉門時の設計用地震力（水平方向）1.3 よりも小さいことを確認した。

よって、各応力計算においては、表 5.4-1 に示す閉門時の設計震度を用いて評価する。

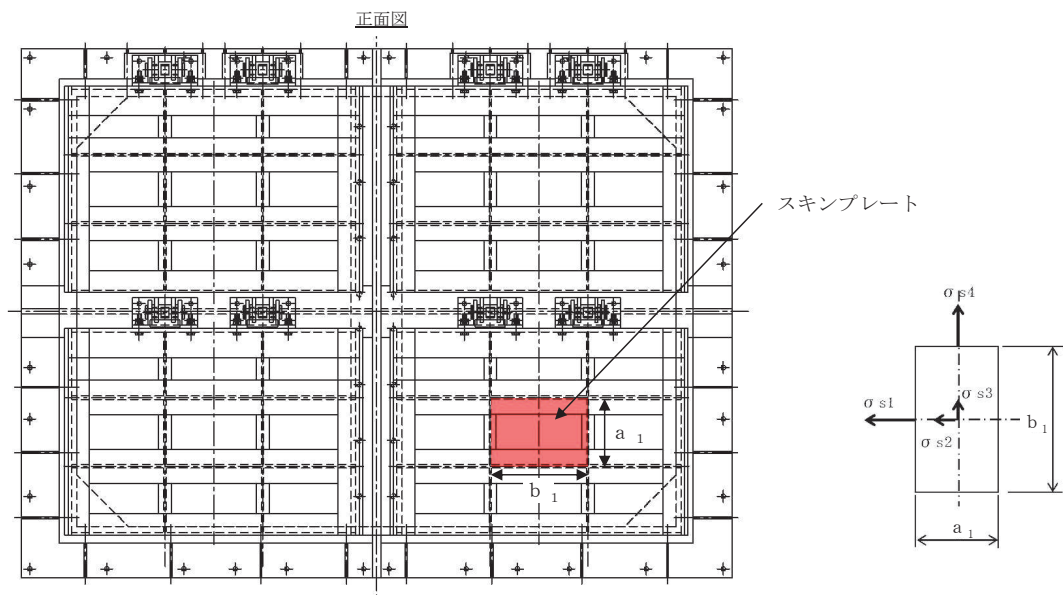
## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造及びモデル図を図 5.5-2 に、応力算定式を図 5.5-3 に示す。

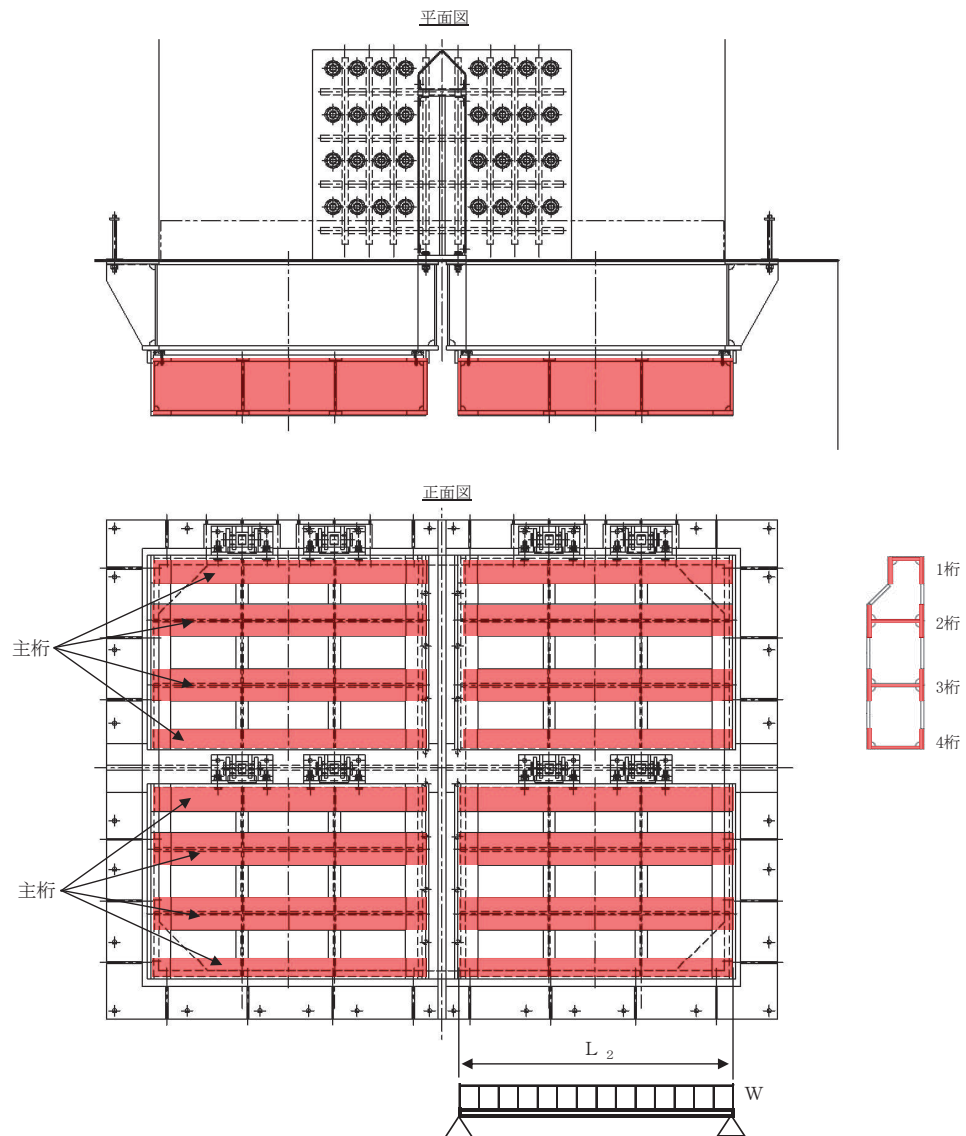


図 5.5-2 主桁の構造及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w2}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-3 主桁の応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5.5-4 に，応力算定式を図 5.5-5 に示す。

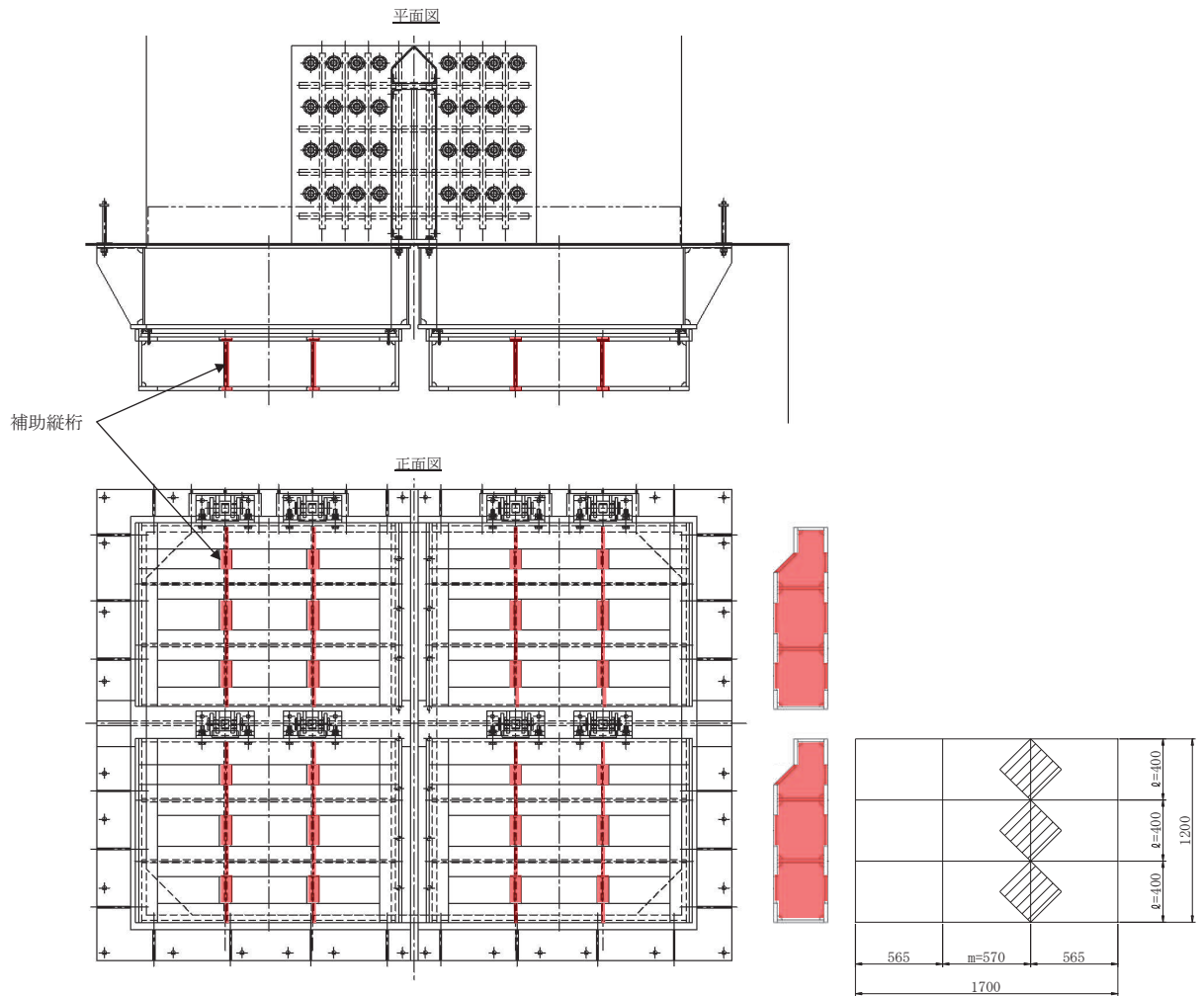


図 5.5-4 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

$Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\text{max}}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\text{max}}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

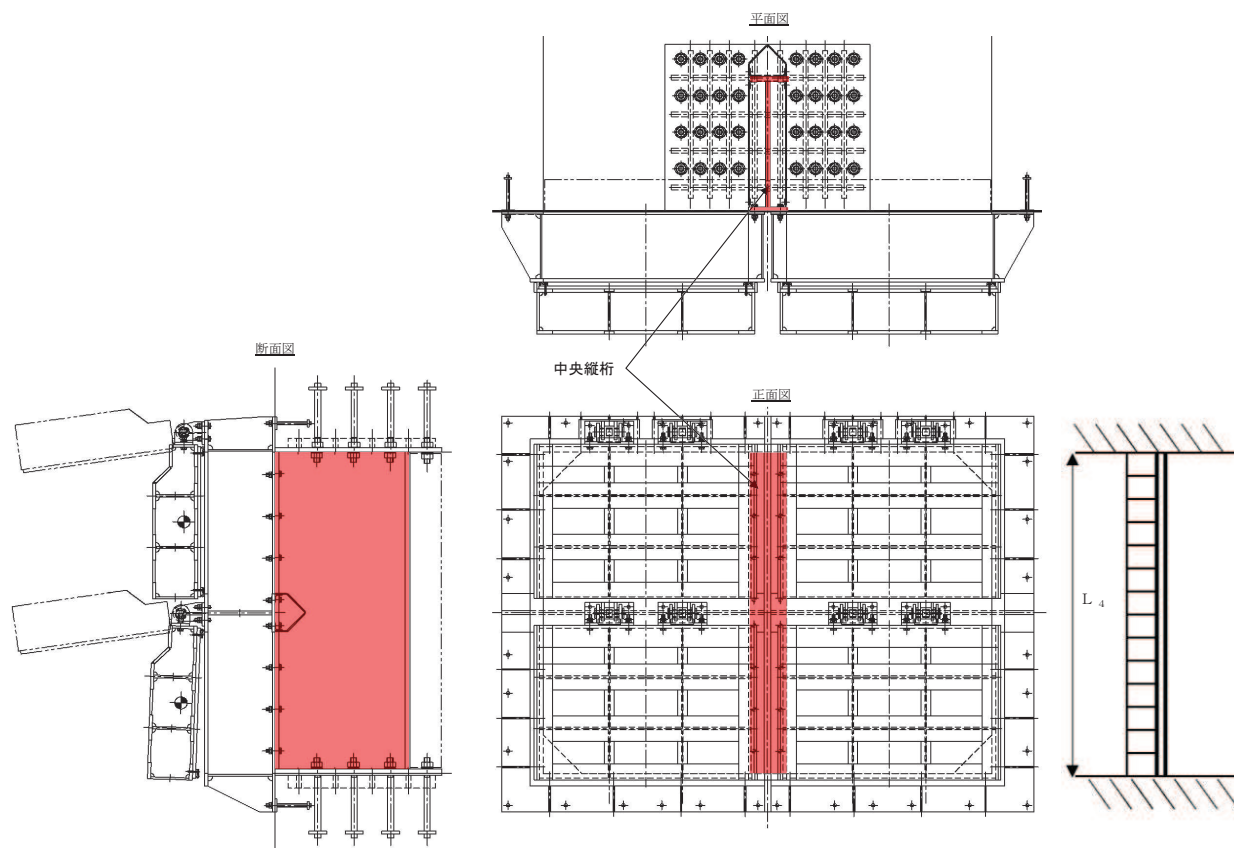
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-5 補助縦桁の応力算定式

(4) 中央支柱

中央支柱は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、曲げモーメント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。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図 5.5-6 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$w_4$  : 中央支柱に作用する荷重 (N/mm)

$L_4$  : 中央支柱固定高 (mm)

$Z_4$  : 中央支柱にの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A w_4$  : 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

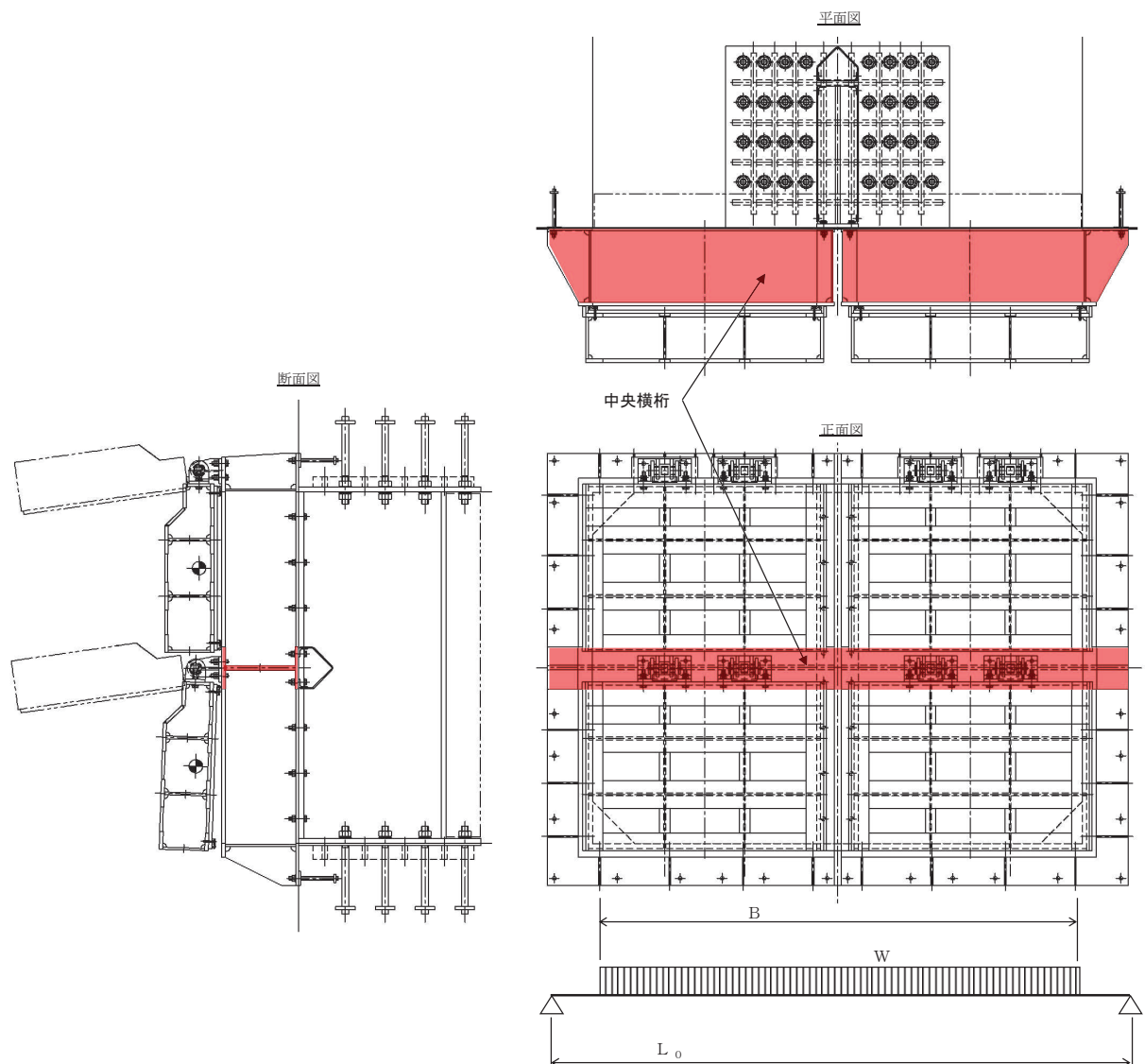
図 5.5-6 中央支柱のモデル図及び応力算定式



(5) 中央横桁

中央横桁は，等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-7 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_5}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$w_5$  : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_5$  : 中央横桁の支間長 (mm)

$Z_5$  : 中央横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A w_5$  : 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

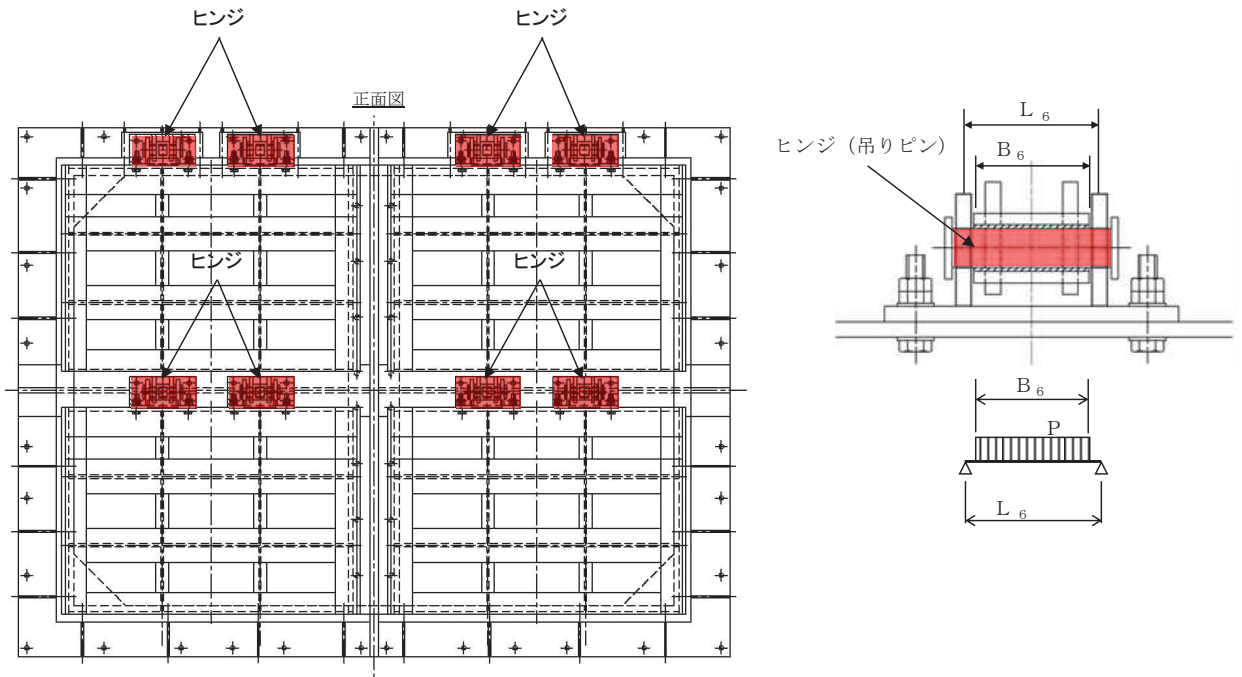
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-7 中央横桁のモデル図及び応力算定式

(6) ヒンジ (吊りピン)

吊りピンは、吊りピンに発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

吊りピンのモデル図及び応力算定式を図 5.5-8 に示す。



$$M_{\max} = \frac{P \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_6}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$L_6$  : ヒンジピン支間長 (mm)

$B_6$  : ヒンジピン受圧幅 (mm)

$P$  : 総荷重

$Z_6$  : ヒンジピンの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_6$  : ヒンジピンの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

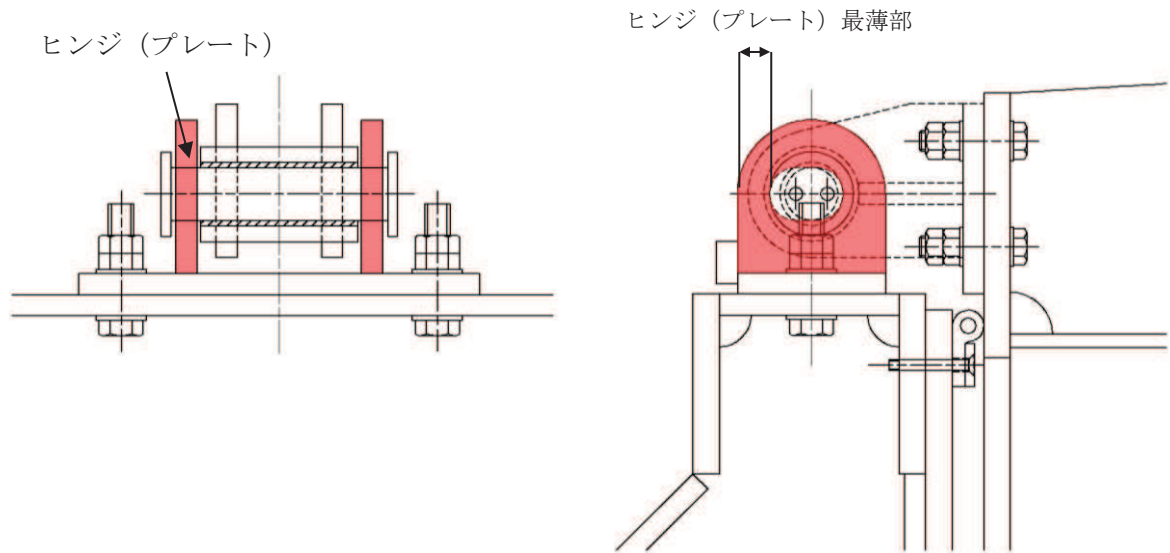
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-8 吊りピンのモデル図及び応力算定式

(7) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式を図 5.5-9 に示す。



$$\tau = \frac{P}{A h}$$

- P : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)  
A h : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-9 ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式

(8) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図を図5.5-10に、応力算定式を図5.5-11に示す。

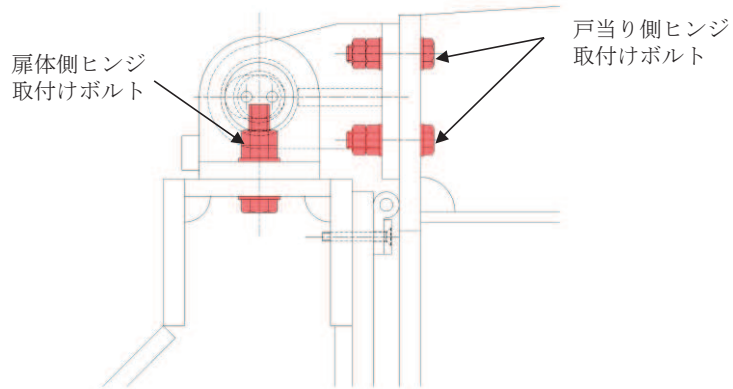
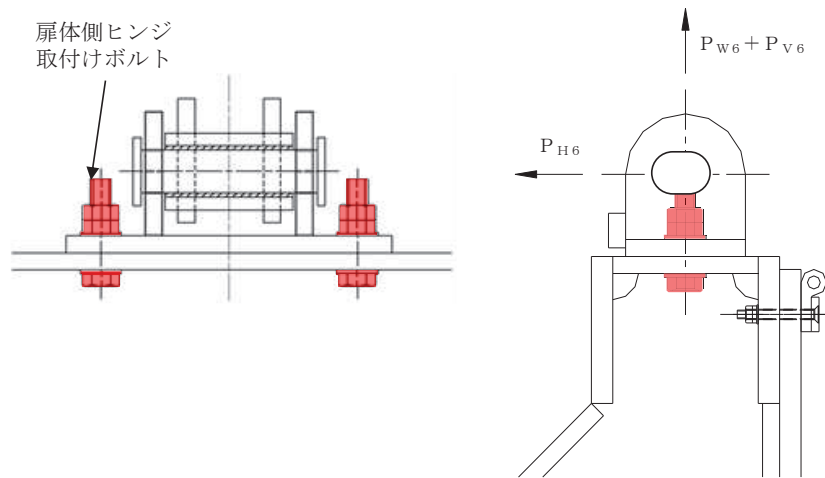


図 5.5-10 ヒンジ取付けボルトの構造図

【扉体側】



$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b$  : 取付けボルトの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$P_{W8}$  : ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重 (N)

$P_{V8}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H8}$  : 水平地震力 (N)

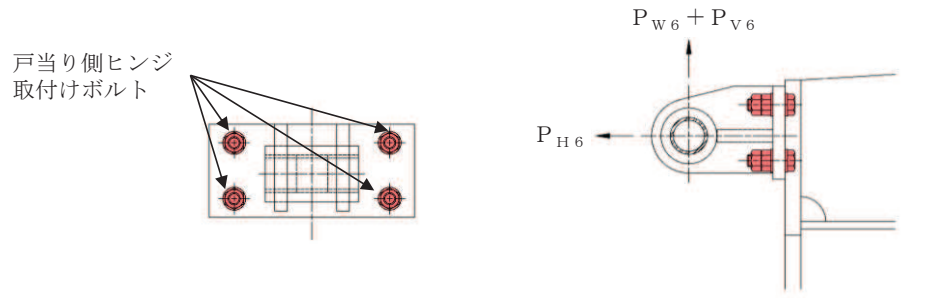
$\sigma$  : 引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau$  : せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_g$  : 合成応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

図 5.5-11(1) ヒンジ取付けボルト (扉体側) の応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

A b : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

P<sub>W8</sub> : 扉体の自重 (N)

P<sub>V8</sub> : 鉛直地震力 (N)

P<sub>H8</sub> : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

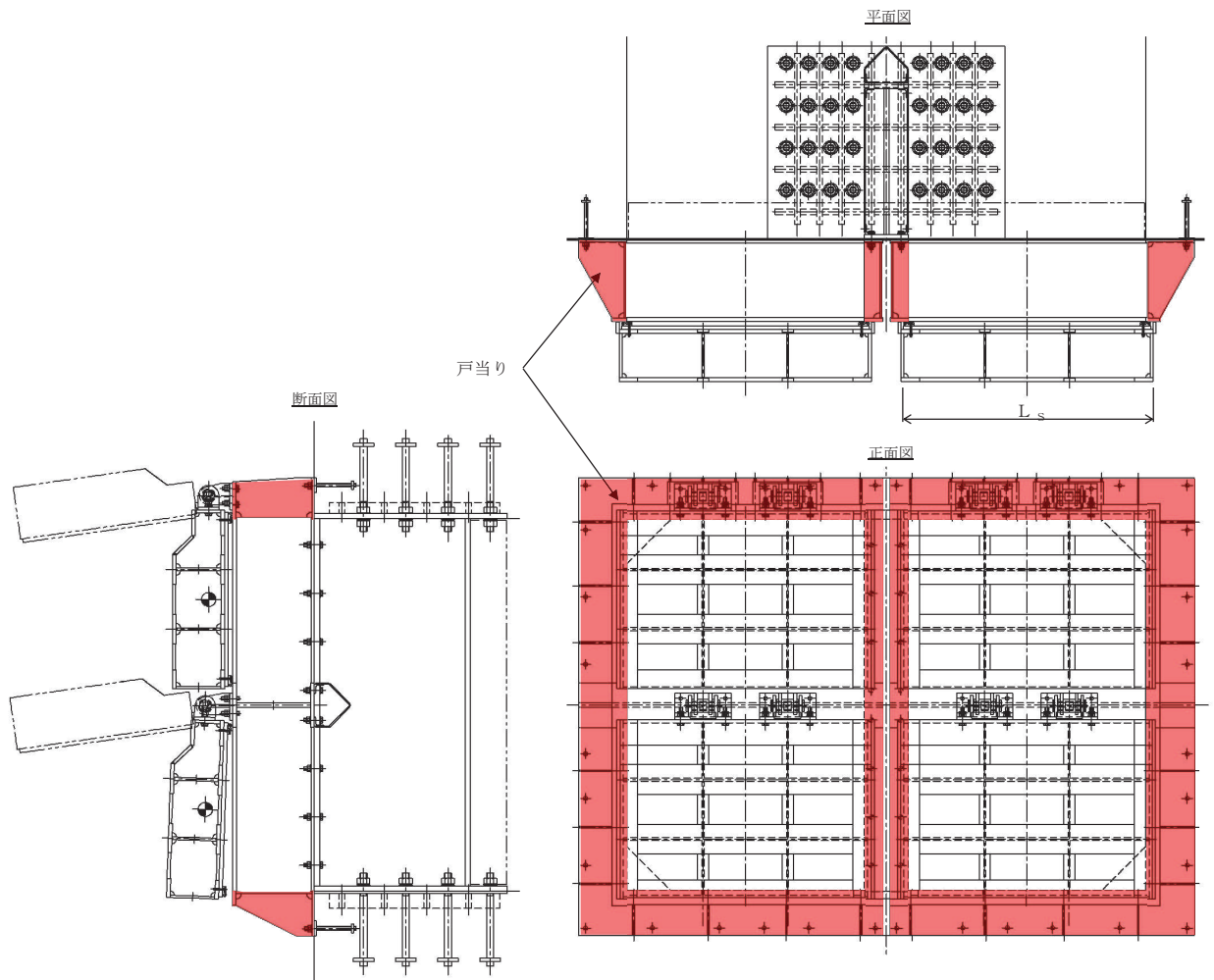
σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-11(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式

(9) 戸当り

戸当りは、等分布荷重（地震荷重）を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.5-12に示す。



$$\sigma = \frac{P_9 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

$P_9$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

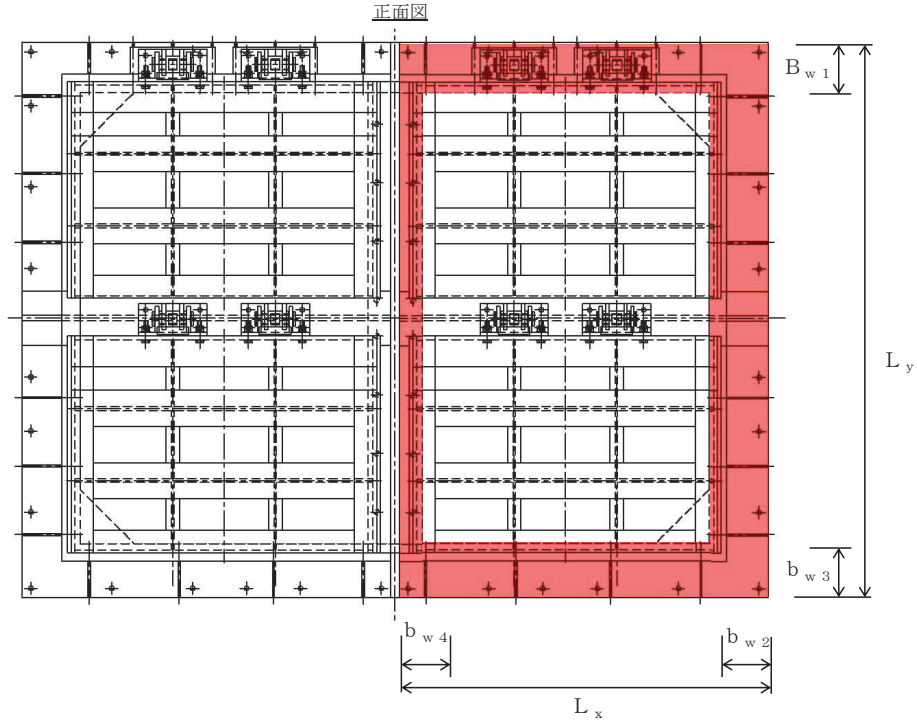
$\sigma$  : 支圧応力度

図 5.5-12 戸当りのモデル図及び応力算定式

(10) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-13 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

$q$  : 戸当りへ作用する水平地震力 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_x$  : 戸当り横幅 (mm)

$L_y$  : 戸当り縦幅 (mm)

$b_{w1}$  : 上部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w2}$  : 側部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w3}$  : 下部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w4}$  : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)

$S$  : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)

$\sigma_{bk}$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図5.5-13 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式



(11) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.5-14 に、応力計算式を図 5.5-15 に示す。

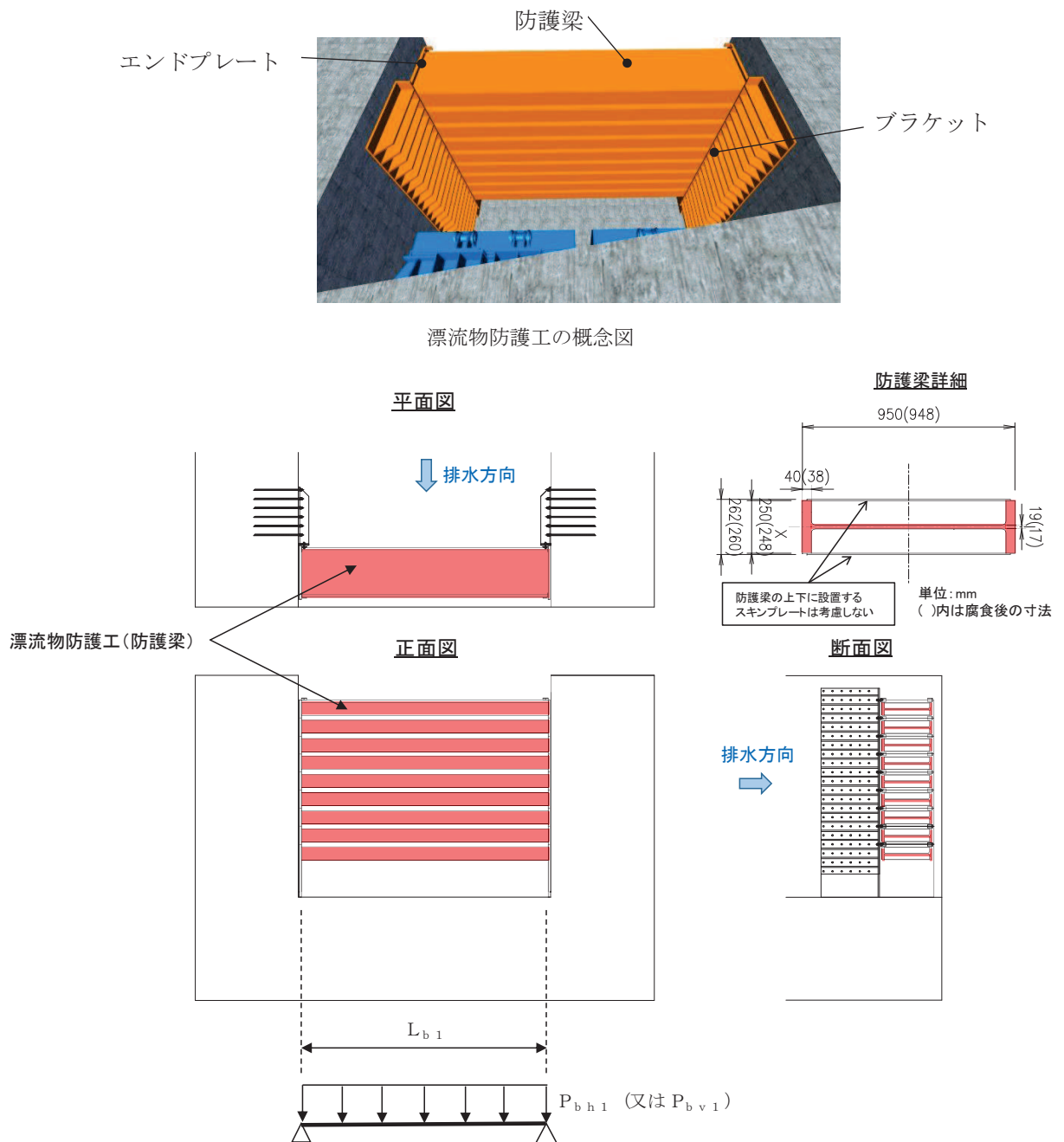


図 5.5-14 防護梁の構造及びモデル図

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

$P_{bh1}$  : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

$L_{b1}$  : 防護梁のスパン長 (mm)

$Z_{bh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wbh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向の  
せん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

【鉛直方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbv1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

$P_{bv1}$  : 防護梁に作用する鉛直荷重 (N/mm)

$L_{b1}$  : 防護梁のスパン長 (mm)

$Z_{bv1}$  : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wbv1}$  : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向の  
せん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-15 防護梁の応力計算式

(12) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。地震時においては、山側への荷重に対しては防護梁のエンドプレートを紹介して荷重が作用し、海側への荷重に対してはエンドプレートに溶接されたつなぎ材を紹介して荷重が作用するが、照査値が最大となる海側への荷重を考慮する。

照査は、曲げ応力度，せん断応力度について行うとともに，曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお，この荷重に対してブラケットは幅 350mm の  $\pi$  形の断面で抵抗し，腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造及びモデル図を図 5.5-16 に，応力計算式を図 5.5-17 に示す。

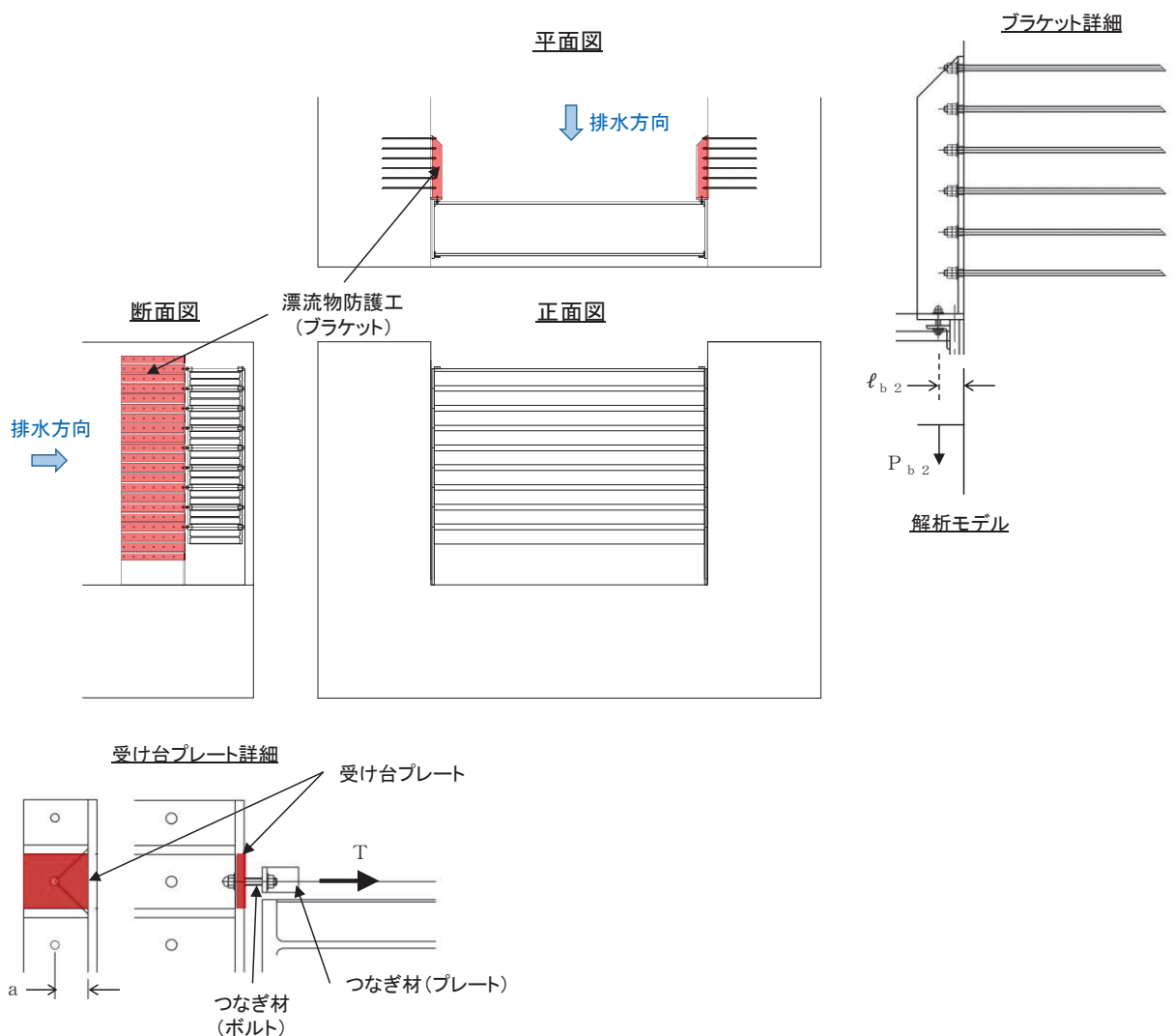


図 5.5-16 ブラケットの構造及びモデル図

【ブラケット本体】

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2}$$

$P_{b2}$  : ブラケットに作用する水平力 (N)  
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$$S_{max} = P_{b2}$$

$\ell_{b2}$  : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$Z_{b2}$  : ブラケットの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wb2}$  : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{max}$  : 最大せん断力 (N)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T \cdot a$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c}$$

$T$  : 受け台に作用する引張力 (N)

(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$a$  : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

$Z_c$  : 受け台プレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-17 ブラケットの応力計算式

(13) 漂流物防護工 (つなぎ材)

つなぎ材は、エンドプレートに溶接されたプレートとブラケットをつなぐボルト(M-22)からなる。

プレートについては、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。ボルトについては、曲げ応力度の照査を行う。

なお、つなぎ材の照査に当たっては腐食代を1mm考慮する。

つなぎ材の構造図を図 5.5-18 に、応力計算式を図 5.5-19 に示す。

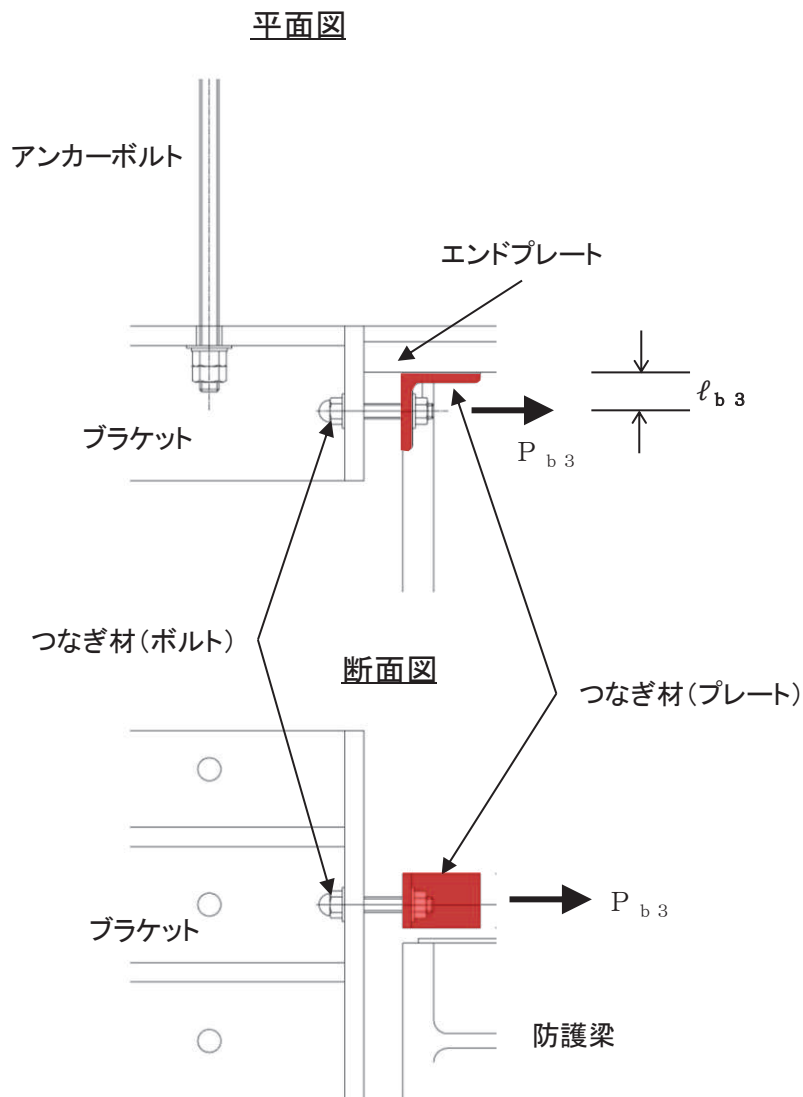


図 5.5-18 つなぎ材の構造図

【プレート】

$$M_{\max} = P_{b3} \cdot \ell_{b3}$$

$$S_{\max} = P_{b3}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b3}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

$P_{b3}$  : つなぎ材プレートに作用する水平力 (N)  
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)  
 $\ell_{b3}$  : エンドプレートからボルト中心までの長さ (mm)  
 $Z_{b3}$  : つなぎ材プレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $A_{b3}$  : つなぎ材プレートの断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d}$$

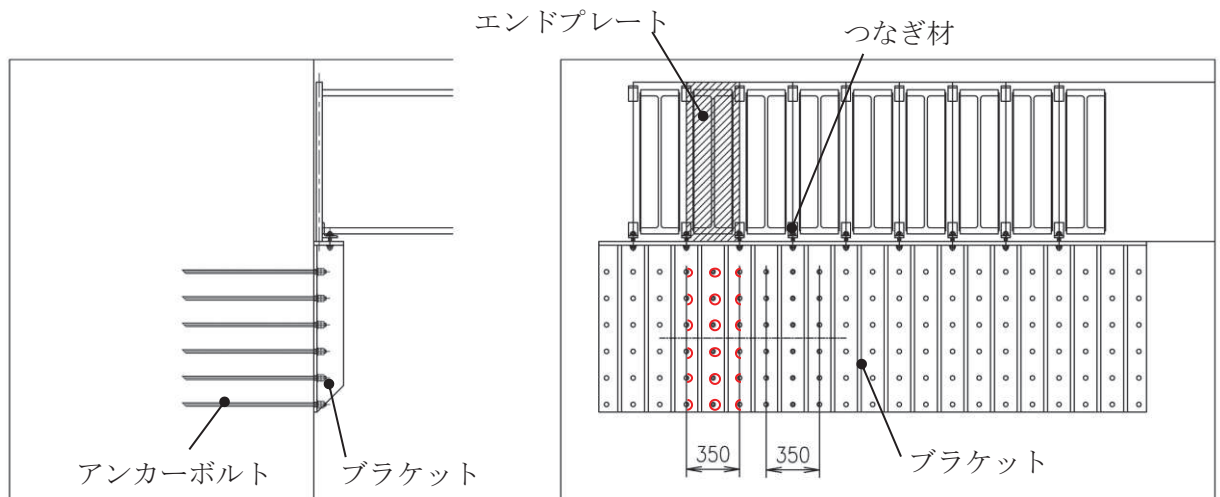
$P_d$  : つなぎ材ボルトに作用する引張力 (N)  
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)  
 $A_d$  : つなぎ材ボルトの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-19 つなぎ材の応力計算式

(14) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5.5-20 に示すように，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。



$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

- $P_{b4}$  : アンカーボルト 1 本の引張力 (N)
- $q_{b4}$  : アンカーボルト 1 本のせん断力 (N)
- $M_{b4}$  : ブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- $Q_{b4}$  : ブラケットに生じるせん断力 (N)
- $Z_{b4}$  : アンカーボルト群 1 列の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $n$  : アンカーボルト群 1 列の本数 (本)
- $P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- $q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.5-20 アンカーボルトの構造及び応力計算式

## 5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件 (1/3)

固定荷重 (1門当たりの扉体の自重) G (N)	1門当たりの 扉体面積 A <sub>1</sub> (mm <sup>2</sup> )	水の単位体積重量 W <sub>0</sub> (N/mm <sup>3</sup> )
14.70998×10 <sup>3</sup>	2.04×10 <sup>6</sup>	1.01×10 <sup>-5</sup>

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数k	短辺 a <sub>1</sub> (mm)	長辺 b <sub>1</sub> (mm)	板厚 t <sub>1</sub> (mm)	単位面積当たりの 荷重 P <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
1~2桁	43.94	400	570	25	0.0094
2~3桁	43.94	400	570	25	0.0094
3~4桁	43.94	400	570	25	0.0094

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )
1桁	1.87	1700	8.130379×10 <sup>5</sup>	3.40×10 <sup>3</sup>
2, 3桁	3.75	1700	1.769048×10 <sup>6</sup>	6.00×10 <sup>3</sup>
4桁	1.87	1700	1.137798×10 <sup>6</sup>	4.50×10 <sup>3</sup>

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z <sub>3</sub> (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w3</sub> (mm <sup>2</sup> )
9.4×10 <sup>-3</sup>	400	3.266545×10 <sup>5</sup>	2.16×10 <sup>3</sup>

中央支柱に作用する 荷重 w <sub>4</sub> (N/mm)	中央支柱固定高 L <sub>4</sub> (mm)	中央支柱の断面係数 Z <sub>4</sub> (mm <sup>3</sup> )	中央支柱の せん断抵抗断面積 A <sub>w4</sub> (mm <sup>2</sup> )
71.82	2500	1.5535178×10 <sup>7</sup>	3.43×10 <sup>4</sup>

中央横桁に作用する 荷重 w <sub>5</sub> (N/mm)	中央横桁の 支間長 L <sub>5</sub> (mm)	中央横桁の断面係数 Z <sub>5</sub> (mm <sup>3</sup> )	中央横桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w5</sub> (mm <sup>2</sup> )
52.07	1600	4.897727×10 <sup>6</sup>	1.50×10 <sup>4</sup>



表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件 (2/3)

ヒンジ (吊りピン)					ヒンジ (プレート)
支間長 $L_6$ (mm)	受圧幅 $B_6$ (mm)	ヒンジに 作用する荷重 $P$ (N)	断面係数 $Z_6$ (mm <sup>3</sup> )	断面積 $A_6$ (mm <sup>2</sup> )	最薄部の断面積 $A_h$ (mm <sup>2</sup> )
176	150	18165	$1.2272 \times 10^4$	$1.963 \times 10^3$	$1.2 \times 10^3$

取付けボルトの 断面積 $A_b$ (mm <sup>2</sup> )	ヒンジ1箇所当たりが 負担する扉体の自重 $P_{w8}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉛直地震力 $P_{v8}$ (N)	水平地震力 $P_{H8}$ (N)
234.89880	7354.9875	8090.4863	9561.4838

戸当りへ作用する 荷重 $P_g$ (N/mm <sup>2</sup> )	戸当りから 中央支柱中心まで の距離 $L_s$ (mm)	戸当り支圧部 の板厚 $L_c$ (mm)	戸当り横幅 $L_x$ (mm)	戸当り縦幅 $L_y$ (mm)
0.0225	1700	12	2075	3075

支圧幅 $b_{w1}$ (mm)	支圧幅 $b_{w2}$ (mm)	支圧幅 $b_{w3}$ (mm)	支圧幅 $b_{w4}$ (mm)
275	325	300	125

戸当りへ作用する水平地震力 $q$ (N/mm <sup>2</sup> )	戸当り幅 $S$ (mm)
0.0620	275

防護梁			
作用する水平荷重 $P_{bh1}$ (N/mm)	スパン長 $L_{b1}$ (mm)	水平 (強軸) 方向の 断面係数 $Z_{bh1}$ (mm <sup>3</sup> )	水平 (強軸) 方向の せん断抵抗断面積 $A_{wbh1}$ (mm <sup>2</sup> )
6.743	4820	$10.22 \times 10^6$	$14.82 \times 10^3$

防護梁		
作用する鉛直荷重 $P_{bv1}$ (N/mm)	鉛直 (弱軸) 方向の 断面係数 $Z_{bv1}$ (mm <sup>3</sup> )	鉛直 (弱軸) 方向の せん断抵抗断面積 $A_{wbv1}$ (mm <sup>2</sup> )
10.892	$0.7819 \times 10^6$	$18.85 \times 10^3$

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件 (3/3)

ブラケットに作用する水平力 $P_{b2}$ (N)	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ $l_{b2}$ (mm)	ブラケットの断面係数 $Z_{b2}$ (mm <sup>3</sup> )	ブラケットのせん断抵抗断面積 $A_{wb2}$ : (mm <sup>2</sup> )
$16.3 \times 10^3$	110	$14.67 \times 10^6$	$50.6 \times 10^3$

受け台に作用する引張力 T (N)	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ a (mm)	受け台プレートの断面係数 $Z_c$ (mm <sup>3</sup> )
$16.3 \times 10^3$	90	$13.225 \times 10^3$

つなぎ材プレートに作用する水平力 $P_{b3}$ (N)	エンドプレートからボルト中心までの長さ $l_{b3}$ (mm)	つなぎ材プレートの断面係数 $Z_{b3}$ (mm <sup>3</sup> )	つなぎ材プレートの断面積 $A_{b3}$ (mm <sup>2</sup> )
$16.3 \times 10^3$	43	$5.995 \times 10^3$	$1.564 \times 10^3$

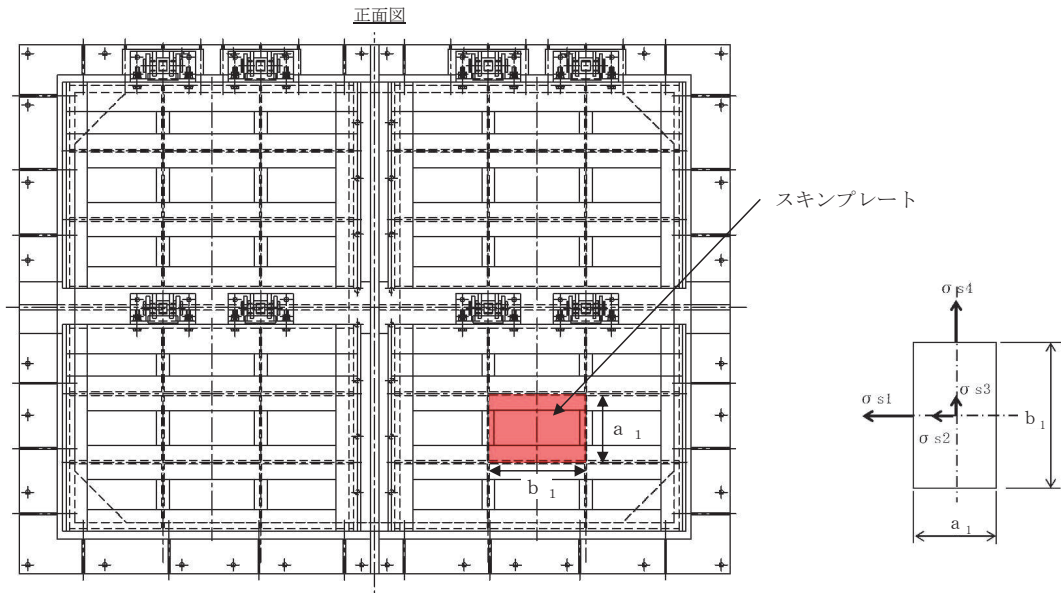
つなぎ材ボルトに作用する引張力 $P_d$ (N)	つなぎ材ボルトの有効断面積 $A_d$ (mm <sup>2</sup> )	アンカーボルト群1列の断面係数 $Z_{b4}$ (mm <sup>3</sup> )	アンカーボルト群1列の本数 n (本)
$16.3 \times 10^3$	245	1225	6

## 5.7 応力計算

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定図

#### a. 発生荷重

スキンプレートには作用する荷重として，板の自重による水平方向地震荷重を考慮し，以下の式により計算する。

$$P_1 = K_H \times w \times A_1$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	$N/mm^2$
$K_H$	基準地震動 $S_s$ による水平方向の設計震度	1.3	—
$w$	扉体の自重	$14.70998 \times 10^3$	N
$A_1$	扉体面積	$2.04 \times 10^6$	$mm^2$

よって、

$$P_1 = 1.3 \times 14.70998 \times 10^3 \div (2.04 \times 10^6) = 0.00937 N/mm^2 = 0.0094 N/mm^2$$

b. 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	板に生じる最大応力度	—	$N/mm^2$
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	$N/mm^2$
$k$	辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数	—	
$a_1$	スキンプレートの短辺	—	mm
$b_1$	スキンプレートの長辺	—	mm
$t_1$	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数  $k$  は「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。各区間の計算に用いた短辺  $a_1$ 、長辺  $b_1$  及び発生圧力  $P$  に加え、辺長比による係数  $k$  及び曲げ応力度  $\sigma$  の導出結果及び計算諸元を表 5.7-3、表 5.7-4 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 k の値

b/a	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
$\infty$	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-4 スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	$a_1$ (mm)	$b_1$ (mm)	$b_1/a_1$	k	P (N/mm <sup>2</sup> )	t (mm)
1～2桁	400	570	1.425	43.94	0.0094	25
2～3桁	400	570	1.425	43.94	0.0094	25
3～4桁	400	570	1.425	43.94	0.0094	25

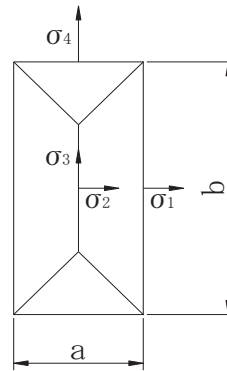


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

以上により,

$$\sigma = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 43.94 \cdot 400^2 \cdot \frac{0.0094}{25^2} = 1.06 \text{N/mm}^2$$

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造及びモデル図を図 5.7-3 に、応力算定式を図 5.7-4 に示す。

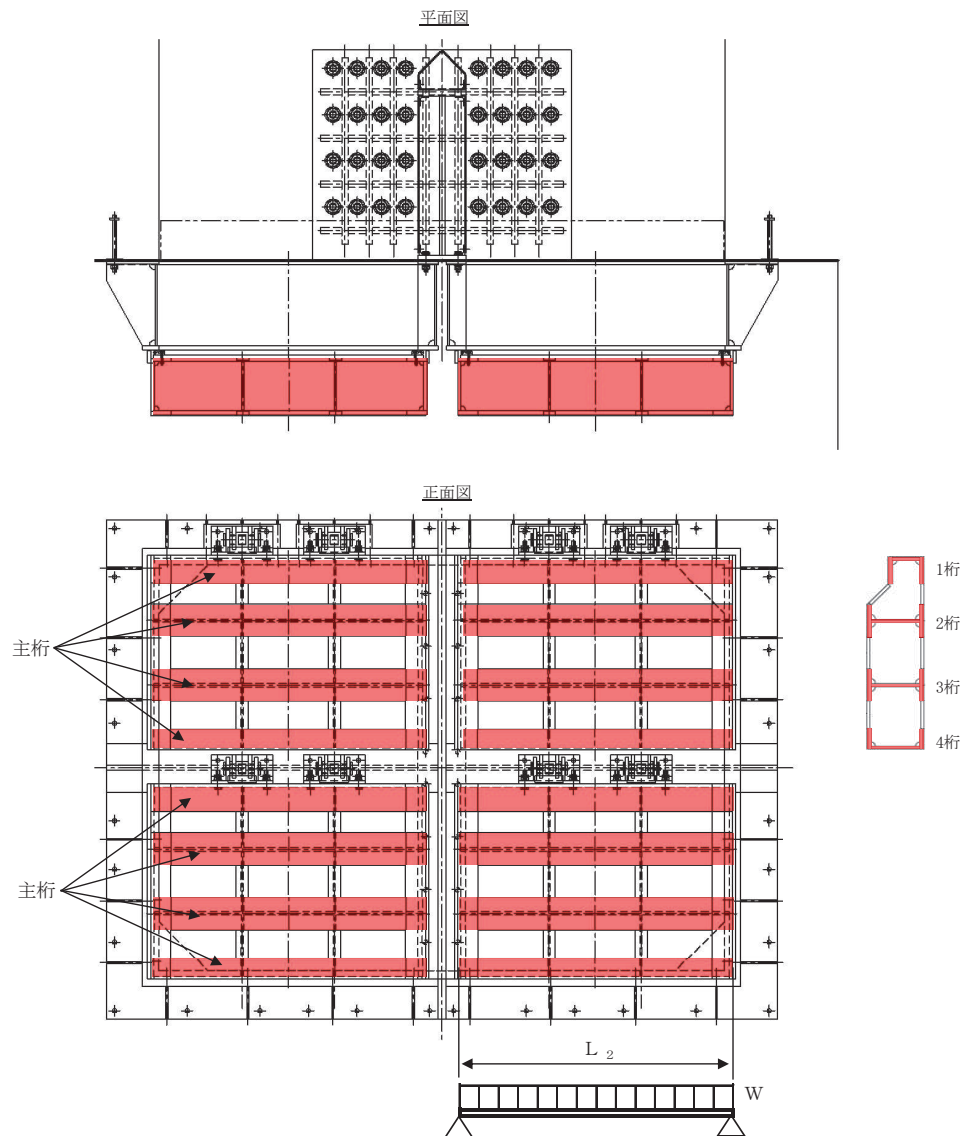


図 5.7-3 主桁の構造及びモデル図

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-4 主桁の応力算定式

a. 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N/mm
P	主桁に作用する水平地震荷重	0.0093740036765	N/mm <sup>2</sup>
H	主桁の最大間隔	400	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 0.0093740036765 \times \frac{400}{2} = 1.87\text{N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.0093740036765 \times \frac{400}{2} \times 2 = 3.75\text{N/mm}$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

よって、

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{1.87 \times 1700^2}{8} = 675537.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{3.7496 \times 1700^2}{8} = 1354687.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

ただし、

扉体主桁支間長  $L$  : 1700mm

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{1.87 \times 1700}{2} = 1589.5 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{3.75 \times 1700}{2} = 3187.5 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり、主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-5 に主桁の断面形状を示す。



扉体主桁（1桁）断面性能及び許容応力度

使用部材 PLC-220×170×20/25（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(220^3 \times 170 - 170^3 \times 150)}{220} = 8.130379 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 170 \times 20 = 3.40 \times 10^3 \text{mm}^2$$

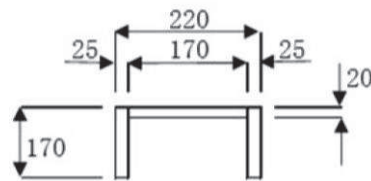


図 5.7-5 (1) 主桁（1桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（2, 3桁）断面性能及び許容応力度

使用部材 PLH-350×200×20/25（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{350^3 \times 200 - 300^3 \times 180}{350} \right) = 1.769048 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 20 = 6.00 \times 10^3 \text{mm}^2$$

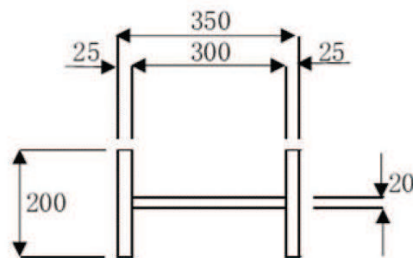


図 5.7-5 (2) 主桁（2, 3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能及び許容応力度

使用部材 PLH-350×125×15/25（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{350^3 \times 125 - 300^3 \times 110}{350} \right) = 1.137798 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 15 = 4.50 \times 10^3 \text{mm}^2$$

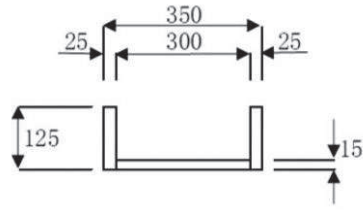


図 5.7-5 (3) 主桁 (4 桁) の断面形状 (単位 : mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{Aw_2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\max}$	1, 4 桁の最大曲げモーメント	675537.5	N・mm
	2, 3 桁の最大曲げモーメント	1354687.5	N・mm
$S_{\max}$	1, 4 桁の最大せん断力	1589.5	N
	2, 3 桁の最大せん断力	3187.5	N
$Z_2$	主桁 (1 桁) の断面係数	$8.130379 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
	主桁 (2, 3 桁) の断面係数	$1.769048 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
	主桁 (4 桁) の断面係数	$1.137798 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$Aw_2$	主桁 (1 桁) のせん断抵抗断面積	$3.40 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
	主桁 (2, 3 桁) のせん断抵抗断面積	$6.00 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
	主桁 (4 桁) のせん断抵抗断面積	$4.50 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

以上により，

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{675537.5}{8.130379 \times 10^5} = 0.84 \text{N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{1354687.5}{1.769048 \times 10^6} = 0.77 \text{N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{675537.5}{1.137798 \times 10^6} = 0.60 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

1 桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{1589.5}{3.40 \times 10^3} = 0.47 \text{N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{3187.5}{6.00 \times 10^3} = 0.54 \text{N/mm}^2$$

4 桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{1589.5}{4.50 \times 10^3} = 0.36 \text{N/mm}^2$$

合成応力度

1 桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.84^2 + 3 \cdot 0.47^2} = 1.17 \text{N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.77^2 + 3 \cdot 0.54^2} = 1.22 \text{N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.60^2 + 3 \cdot 0.36^2} = 0.87 \text{N/mm}^2$$

### (3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5.7-6 に，応力算定式を図 5.7-7 に示す。

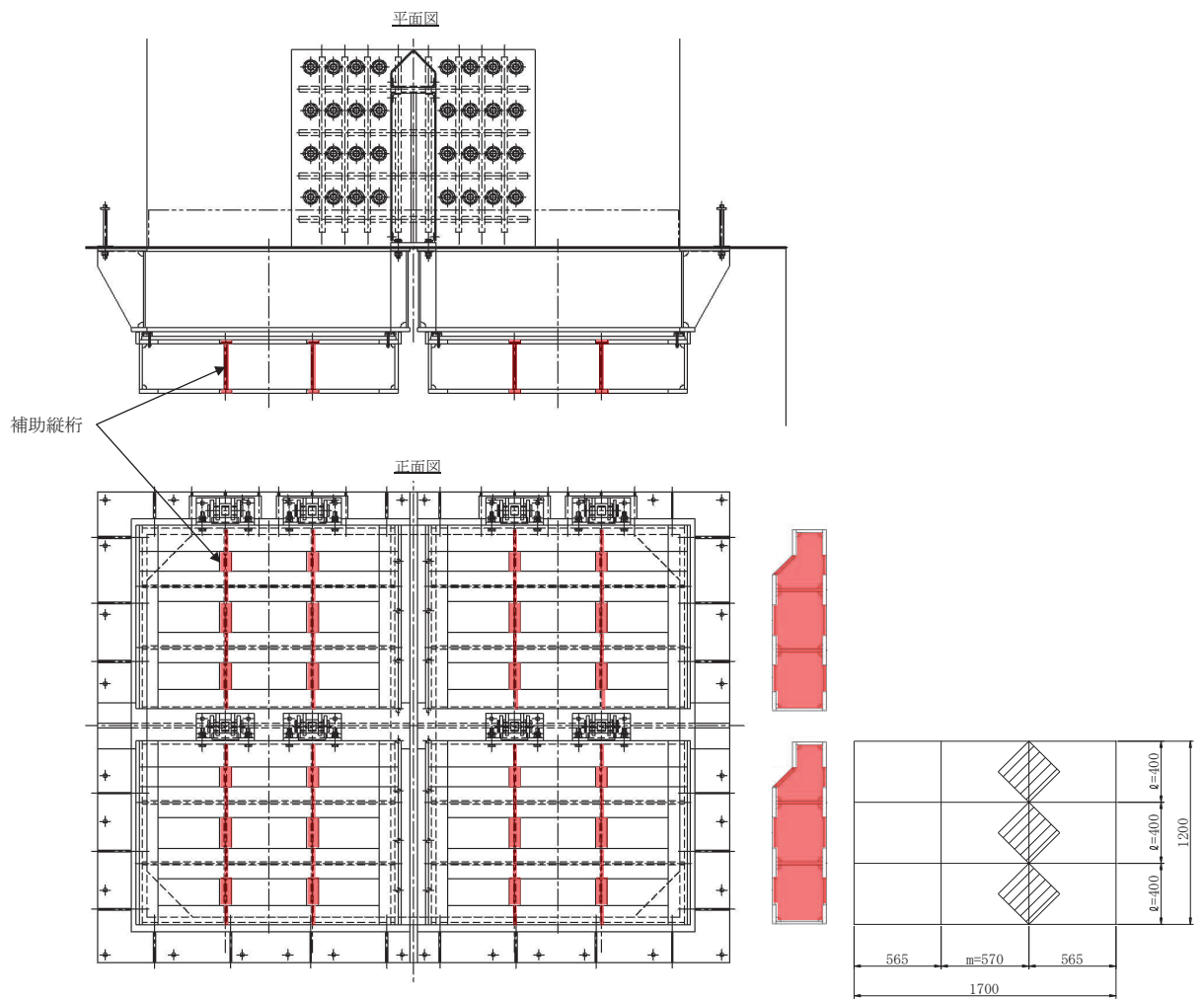


図 5.7-6 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位 : mm)

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)  
 $Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-7 補助縦桁の応力算定式

a. 発生荷重

補助縦桁に作用する各区画の平均荷重として、以下の式により計算する。

$$p = K_H \times w \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_1$	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$K_H$	基準地震動 $S_s$ による水平方向の設計震度	1.3	—
$w$	扉体の自重	$14.70998 \times 10^3$	N
$A_1$	扉体面積	$2.04 \times 10^6$	mm <sup>2</sup>

よって、

$$p = 1.3 \times 14.70998 \times 10^3 \div (2.04 \times 10^6) = 0.009374 \text{ N/mm}^2 = 0.0094 \text{ N/mm}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

ここで、

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.0094 \times 400^3}{12} = 50133.33333 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.0094 \times 400^2}{4} = 376 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

ただし、

補助縦桁の主桁間隔  $\ell$  : 400 mm

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり、主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-8 に主桁の断面形状を示す。

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-220×75×12/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{220^3 \times 75 - 180^3 \times 63}{220} \right) = 3.266545 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_3 = 180 \times 12 = 2.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

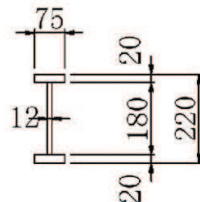


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状 (単位 : mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 補助縦桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	50133.33333	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	376	N
$Z_3$	補助縦桁の断面係数	$3.266545 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
$A_{w3}$	補助縦桁のせん断抵抗断面積	$2.16 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3} = \frac{50133.33333}{3.266545 \times 10^5} = 0.16 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}} = \frac{376}{2.16 \times 10^3} = 0.18 \text{N/mm}^2$$

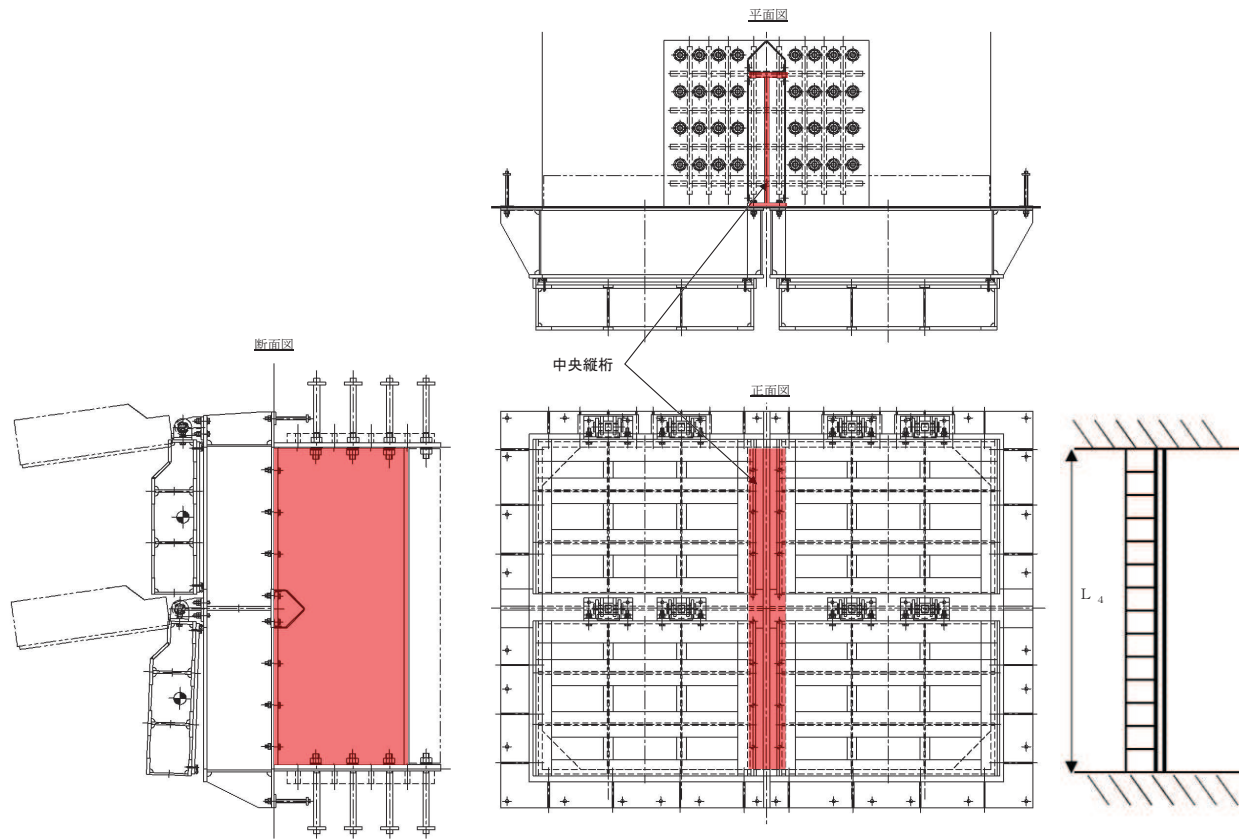
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{0.16^2 + 3 \times 0.18^2} = 0.36 \text{N/mm}^2$$



(4) 中央支柱

中央支柱は，等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し，曲げモーメント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。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$w_4$  : 中央支柱に作用する荷重 (N/mm)

$L_4$  : 中央支柱固定高 (mm)

$Z_4$  : 中央支柱にの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A w_4$  : 中央支柱のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-9 中央支柱のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央支柱へ作用する荷重は、以下の式により計算する。

$$w_4 = P_4 \cdot \frac{B}{2}$$

$$P_4 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 中央支柱に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$w_4$	中央支柱に作用する荷重	—	N/mm
$P_4$	中央支柱に作用する水平地震荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
B	扉体幅	3600	mm
H	扉体高	2610	mm
FH	水平地震力	200	kN
FV	鉛直地震力	170	kN
W	FG自重 (扉体 4 門+戸当り 4 門+中央支柱)	147.100	kN

$$w_4 = P_4 \cdot \frac{B}{2} = 0.0399 \times \frac{3600}{2} = 71.82 \text{ N/mm}$$

$$P_4 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H} = \frac{\sqrt{200^2 + (147.100+170)^2}}{3600 \cdot 2610} = 0.0399 \text{ N/mm}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

中央支柱に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4^2}{12} = \frac{71.82 \times 2500^2}{12} = 37406250 \text{ N/mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_4 \cdot L_4}{2} = 71.82 \times 2500 / 2 = 89775 \text{ N}$$

ここで

$L_4$  : 中央支柱固定高 2500 mm

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり、主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-

10 に中央支柱の断面形状を示す。

使用部材 PLC-1050×300×35/35 (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{1050^3 \times 300 - 980^3 \times 265}{1050} \right) = 1.5535178 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_4 = 980 \times 35 = 3.43 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

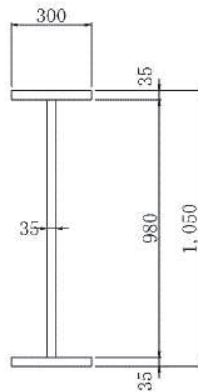


図 5.7-10 中央支柱の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 中央支柱の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	37406250	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	89775	N
$Z_4$	中央支柱の断面係数	$1.5535178 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
$A w_4$	中央支柱のせん断抵抗断面積	$3.43 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4} = \frac{37406250}{1.5535178 \times 10^7} = 2.41 \text{ N/mm}^2$$

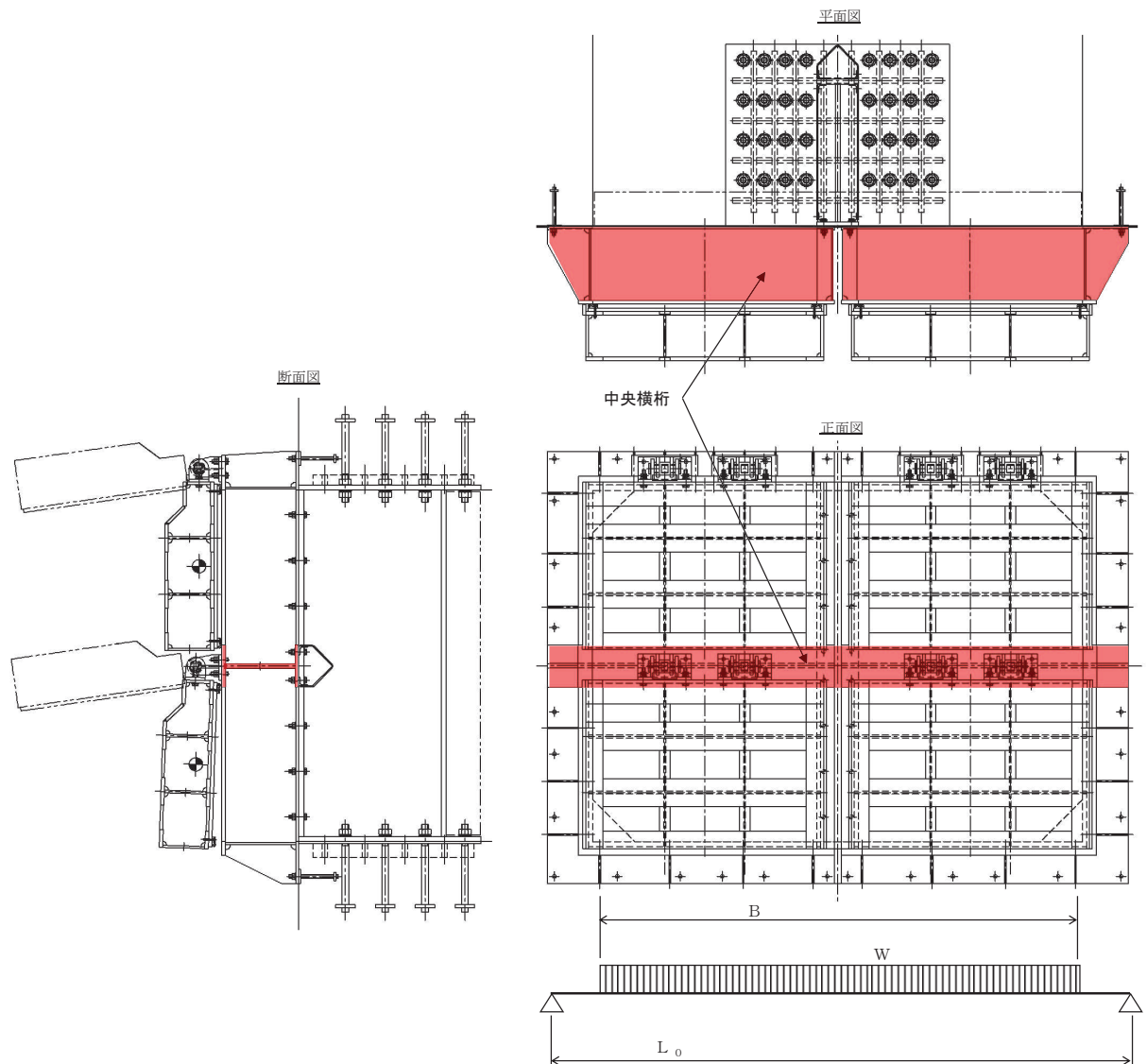
$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4} = \frac{89775}{3.43 \times 10^4} = 2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{2.41^2 + 3 \times 2.62^2} = 5.14 \text{ N/mm}^2$$

(5) 中央横桁

中央横桁は，等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-11 に示す。



$$M_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_5}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$w_5$  : 中央横桁に作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_5$  : 中央横桁の支間長 (mm)

$Z_5$  : 中央横桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A w_5$  : 中央横桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-11 中央横桁のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央横桁へ作用する荷重は、以下の式により計算する。

$$w_5 = P_5 \cdot \frac{H_5}{2}$$

$$P_5 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 中央横桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$w_5$	中央横桁に作用する荷重	—	N/mm
$P_5$	中央横桁に作用する水平地震荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
B	扉体幅	3600	mm
$H_5$	扉体高	2610	mm
FH	水平地震力	200	kN
FV	鉛直地震力	170	kN
W	FG自重 (扉体 4 門+戸当り 4 門+中央支柱)	147.100	kN

$$w_5 = P_5 \cdot \frac{H_5}{2} = 0.0399 \times \frac{2610}{2} = 52.07 \text{ N/mm}$$

$$P_5 = \frac{\sqrt{FH^2 + (W+FV)^2}}{B \cdot H} = \frac{\sqrt{200^2 + (147.100+170)^2}}{3600 \cdot 2610} = 0.0399 \text{ N/mm}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5^2}{8} = \frac{52.07 \times 1600^2}{8} = 166622400 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{w_5 \cdot L_5}{2} = 52.07 \times \frac{1600}{2} = 41656 \text{ N}$$

ここで

$L_5$  : 中央横桁支間長 1600 mm



c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を算定するに当たり，中央横桁の断面係数及びせん断抵抗面積を求める。図 5.7-12 に中央横桁の断面形状を示す。

使用部材 PLH-550×300×30/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_5 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{550^3 \times 300 - 500^3 \times 270}{550} \right) = 4.897727 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_5 = 500 \times 30 = 1.50 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

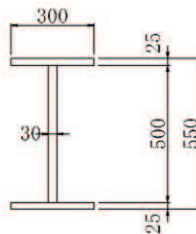


図 5.7-12 中央横桁の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 補助縦桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	16662400	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	41656	N
$Z_5$	中央横桁の断面係数	$4.897727 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$A w_5$	中央横桁のせん断抵抗断面積	$1.50 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5} = \frac{16662400}{4.897727 \times 10^6} = 3.41 \text{N/mm}^2$$

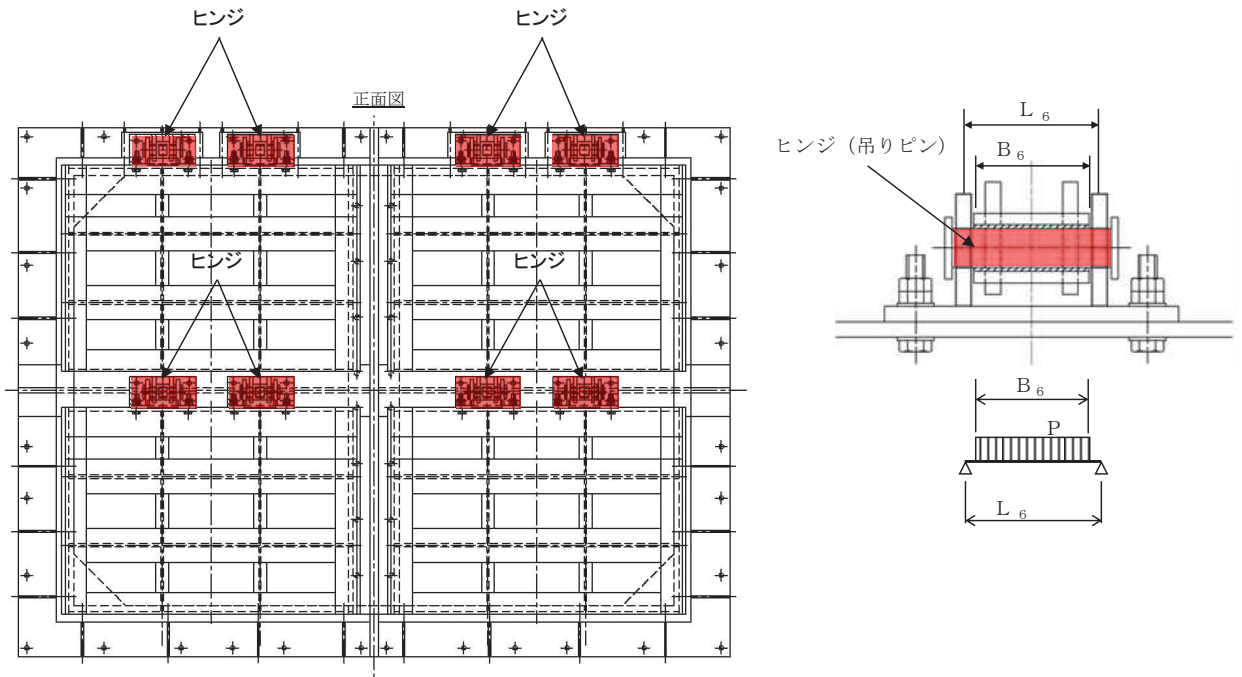
$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5} = \frac{41656}{1.50 \times 10^4} = 2.78 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{3.41^2 + 3 \times 2.78^2} = 5.9002 \text{N/mm}^2 = 5.91 \text{N/mm}^2$$

(6) ヒンジ (吊りピン)

吊りピンは、吊りピンに発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

吊りピンのモデル図及び応力算定式を図 5.7-13 に示す。



$$M_{\max} = \frac{P \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_6}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$L_6$  : ヒンジピン支間長 (mm)

$B_6$  : ヒンジピン受圧幅 (mm)

$P$  : 総荷重

$Z_6$  : ヒンジピンの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_6$  : ヒンジピンの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-13 吊りピンのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

ヒンジ（吊りピン）へ作用する荷重は、以下の式により計算する。

$$P = \sqrt{(P_{w6} + P_{v6})^2 + P_{H6}^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	総荷重		
P <sub>w6</sub>	自重による荷重	7354.9875	N
P <sub>v6</sub>	鉛直地震荷重	8090.4863	N
P <sub>H6</sub>	水平地震荷重	9561.4838	N

$$P = \sqrt{(P_{w6} + P_{v6})^2 + P_{H6}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 8090.4863)^2 + 9561.4838^2} = 18165\text{N}$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

ヒンジ（吊りピン）に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{P \cdot (2 \cdot L_6 - B_6)}{8} = \frac{18165 \times (2 \cdot 176 - 150)}{8} = 458666.25\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P}{2} = \frac{18165}{2} = 9082.5\text{N}$$

ここで、

ヒンジピン支間長  $L_6$  : 176mm

ヒンジピン受圧幅  $B_6$  : 150mm

c. 断面係数及び断面積

発生応力を算定するに当たり、ヒンジ（吊りピン）の断面係数及び断面積を求める。

ヒンジ（吊りピン）断面性能

使用部材  $\phi 50$  (SUS304)

断面係数

$$Z_6 = \pi \times 50^3 \div 32 = 1.2272 \times 10^4 \text{mm}^3$$

断面積

$$A_6 = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1.963 \times 10^4 \text{mm}^2$$

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_6}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 ヒンジ（吊りピン）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	458666.25	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	9082.5	N
$Z_6$	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	$1.2272 \times 10^4$	mm <sup>3</sup>
$A_{W6}$	ヒンジ（吊りピン）の断面積	$1.963 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_6} = \frac{458666.25}{1.2272 \times 10^4} = 37.38 \text{N/mm}^2$$

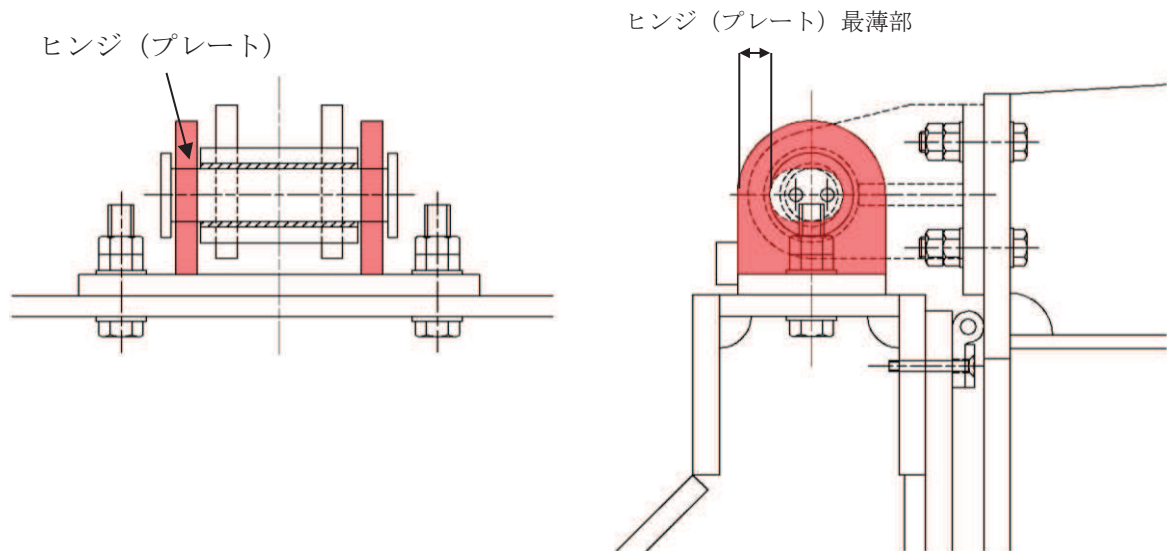
$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_6} = \frac{4}{3} \times \frac{9082.5}{1.963 \times 10^3} = 6.17 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{37.38^2 + 3 \times 6.17^2} = 38.88 \text{N/mm}^2$$

(7) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、扉体部及び固定部の最薄部に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式を図 5.7-14 に示す。



$$\tau = \frac{P}{A h}$$

- P : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)  
A h : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-14 ヒンジ (プレート) の構造及び応力算定式

a. 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{P}{A h}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
P	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	18165	N
A h	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	$1.2 \times 10^3$	mm

$$\tau = \frac{P}{A h} = \frac{18165}{1.2 \times 10^3} = 15.14 \text{ N/mm}^2$$

(8) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図を図5.7-15に、応力算定式を図5.7-16に示す。

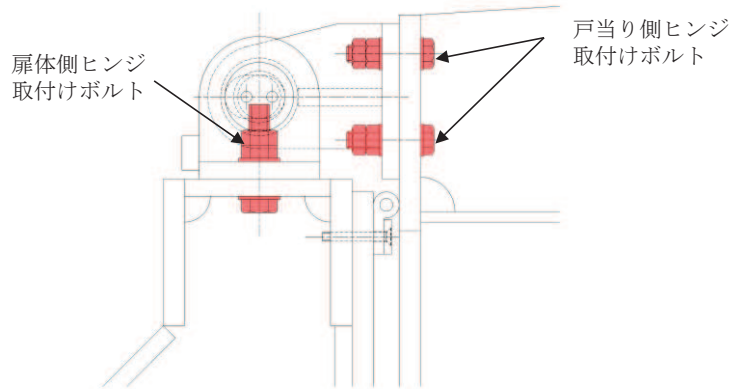
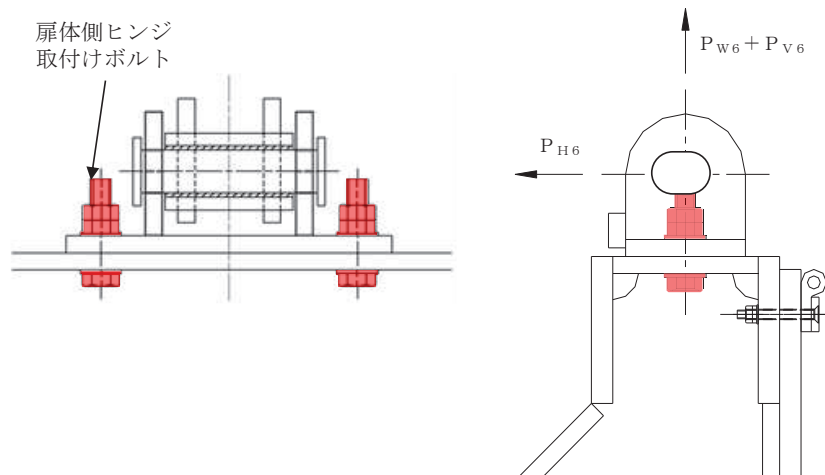


図 5.7-15 ヒンジ取付けボルトの構造図

【扉体側】



$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b$  : 取付けボルトの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$P_{W8}$  : ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重 (N)

$P_{V8}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H8}$  : 水平地震力 (N)

$\sigma$  : 引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

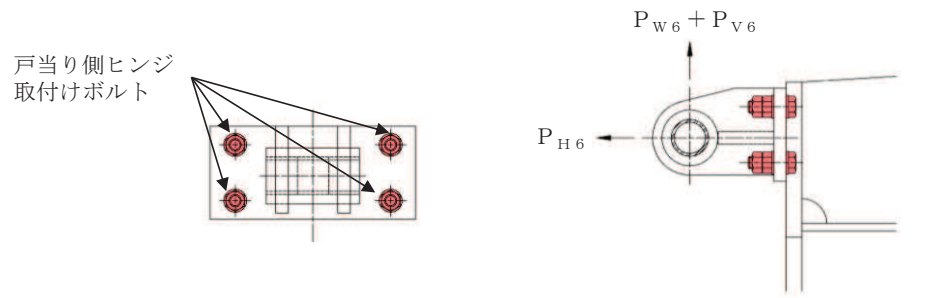
$\tau$  : せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_g$  : 合成応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

図 5.7-16(1) ヒンジ取付けボルト (扉体側) の応力算定式



【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_{W8}$  : 扉体の自重 (N)

$P_{V8}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H8}$  : 水平地震力 (N)

$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-16(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式

固定方法 六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径  $\phi$  17.294mm)

a. 扉体側

(a) 発生荷重

ヒンジ取付けボルトに扉体の自重，鉛直方向及び水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。それぞれの数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 ヒンジ取付けボルトに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W8}$	ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
$P_{V8}$	鉛直地震荷重	8090.4863	N
$P_{H8}$	水平地震荷重	9561.4838	N

(b) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 ヒンジ取付けボルトの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_{W8}$	ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
$P_{V8}$	鉛直地震荷重	8090.4863	N
$P_{H8}$	水平地震荷重	9561.4838	N
$A b$	取付けボルトの断面積	234.89880	mm

$$\sigma = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 2} = \frac{7354.9875 + 8090.4863}{234.89880 \times 2} = 32.88 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 2} = \frac{9561.4838}{234.89880 \times 2} = 20.36 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{32.88^2 + 3 \cdot 20.36^2} = 48.22 \text{N/mm}^2$$

b. 戸当り側

(a) 発生荷重

ヒンジ取付けボルトに扉体の自重、鉛直方向及び水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。それぞれの数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 ヒンジ取付けボルトに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W8}$	ヒンジ 1 箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
$P_{V8}$	鉛直地震荷重	8090.4863	N
$P_{H8}$	水平地震荷重	9561.4838	N

(b) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 ヒンジ取付けボルトの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_{W8}$	ヒンジ 1 箇所当たりが負担する扉体の自重	7354.9875	N
$P_{V8}$	鉛直地震荷重	8090.4863	N
$P_{H8}$	水平地震荷重	9561.4838	N
$A b$	取付けボルトの断面積	234.89880	mm

$$\sigma = \frac{P_{H8}}{A b \cdot 4} = \frac{9561.4838}{234.89880 \times 4} = 10.18 \text{N/mm}^2$$

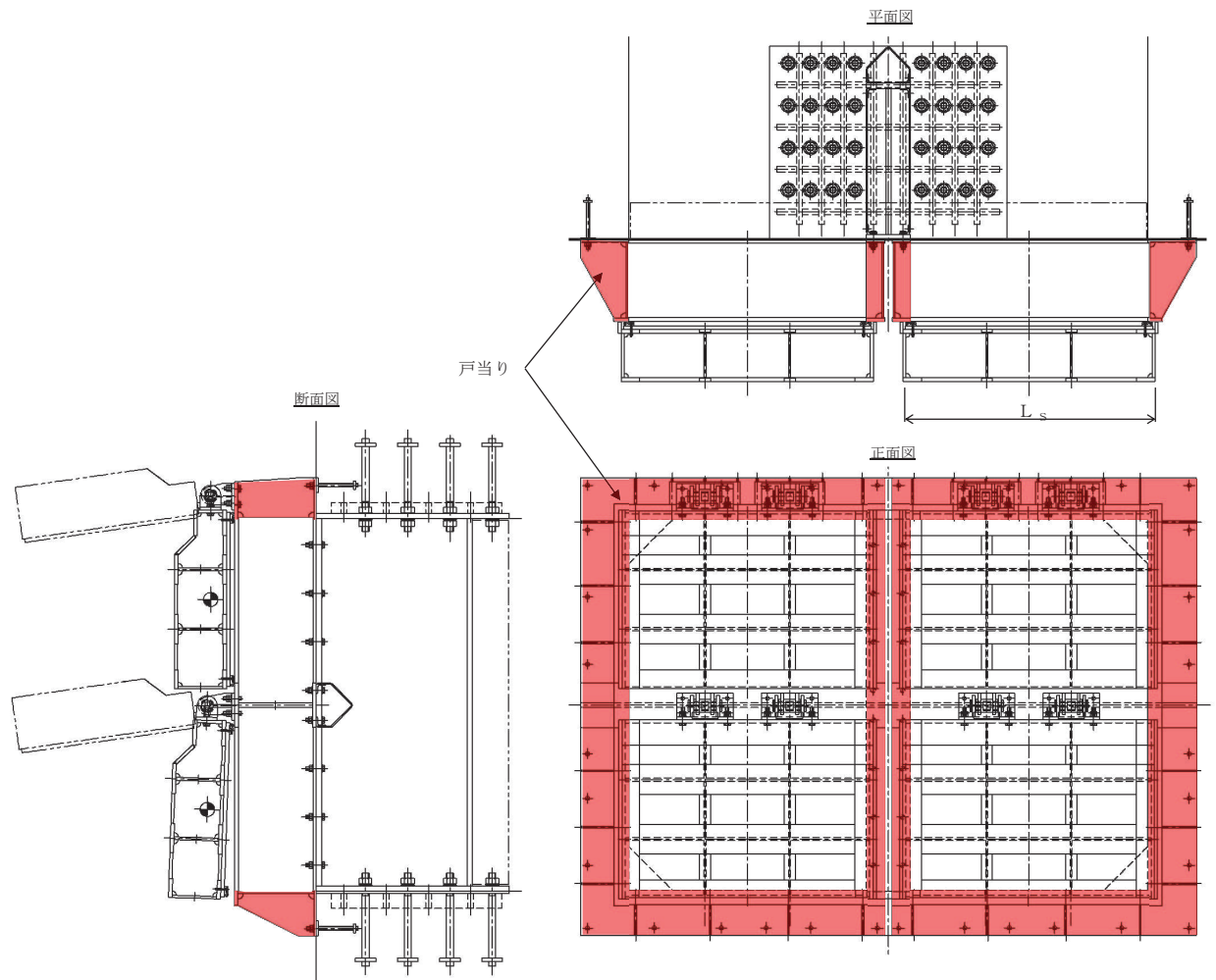
$$\tau = \frac{P_{W8} + P_{V8}}{A b \cdot 4} = \frac{7354.9875 + 8090.4863}{234.89880 \times 4} = 16.44 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{10.18^2 + 3 \cdot 16.44^2} = 30.24 \text{N/mm}^2$$

(9) 戸当り

戸当りは、等分布荷重（地震荷重）を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.7-17に示す。



$$\sigma = \frac{P_9 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

$P_9$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

$\sigma$  : 支圧応力度

図 5.7-17 戸当りのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

戸当りに水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 戸当りに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_g$	戸当りへ作用する荷重	0.0225	$N/mm^2$

b. 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

$P_g$  : 戸当りへ作用する荷重 ( $N/mm^2$ )

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

$\sigma$  : 支圧応力度

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 ヒンジ取付けボルトの発生応力の評価に用いる計算諸元

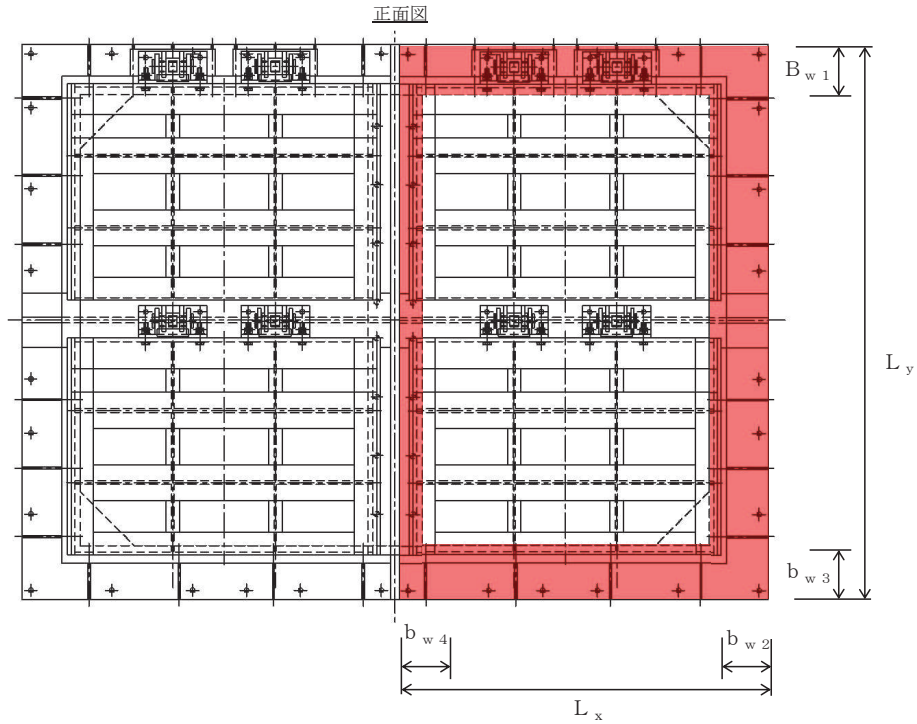
記号	定義	数値	単位
$\sigma$	支圧応力度	—	$N/mm^2$
$P_g$	戸当りへ作用する荷重	0.0225	$N/mm^2$
$L_s$	戸当りから中央支柱中心までの距離	1700	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{P_g \cdot L_s}{2 \cdot L_c} = \frac{0.0225 \times 1700}{2 \times 12} = 1.60 N/mm^2$$

(10) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-18 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3}) (b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

$q$  : 戸当りへ作用する水平地震力 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_x$  : 戸当り横幅 (mm)

$L_y$  : 戸当り縦幅 (mm)

$b_{w1}$  : 上部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w2}$  : 側部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w3}$  : 下部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w4}$  : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)

$S$  : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)

$\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-18 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

戸当り部コンクリートに水平方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-22 に示す。

表 5.7-22 戸当りに作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
q	戸当りへ作用する水平地震力	0.0225	N/mm <sup>2</sup>

b. 発生応力

支圧応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{w1}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-23 に示す。

表 5.7-23 コンクリートの支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bk}$	コンクリート支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
q	戸当りへ作用する水平地震力	0.0225	N/mm <sup>2</sup>
$L_x$	戸当り横幅	2075	mm
$L_y$	戸当り縦幅	3075	mm
$b_{w1}$	上部戸当り支圧幅	275	mm
$b_{w2}$	側部戸当り支圧幅	325	mm
$b_{w3}$	下部戸当り支圧幅	300	mm
$b_{w4}$	中央支柱部の戸当り支圧幅	125	mm
S	戸当り幅(上部及び下部戸当りの最小支圧幅)	275	mm

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$= \frac{0.0225 \times 2075 \times 3075}{2075 \times (275 + 300) + (3075 - 275 - 300)(325 + 125)} = 0.07 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{0.07 \cdot 275}{2 \cdot 275} = 0.04 \text{N/mm}^2$$

(11) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.7-19 に、応力計算式を図 5.7-20 に示す。

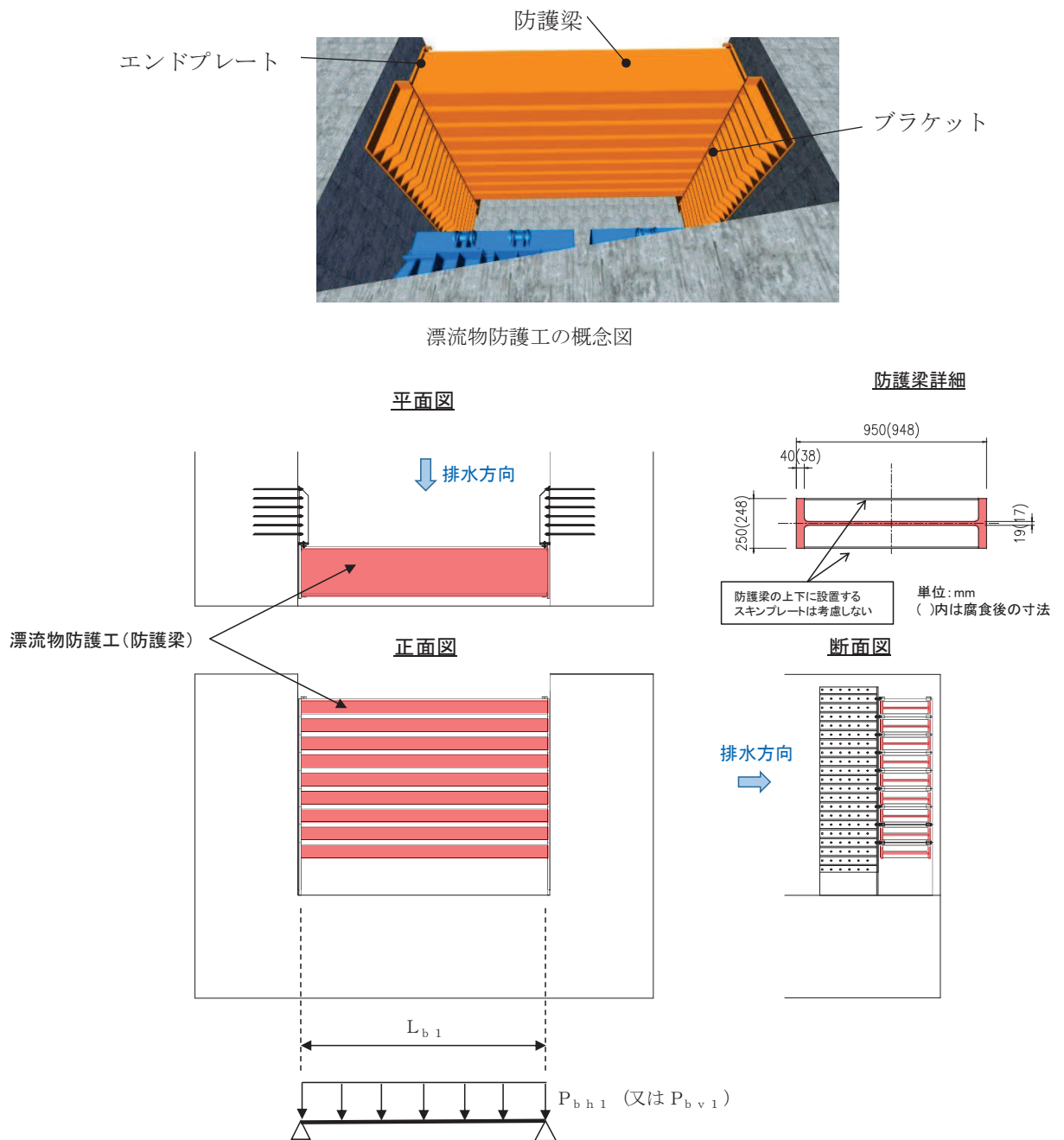


図 5.7-19 防護梁の構造及びモデル図



【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbh1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

$P_{bh1}$  : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

$L_{b1}$  : 防護梁のスパン長 (mm)

$Z_{bh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wbh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

【鉛直方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bv1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbv1}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

$P_{bv1}$  : 防護梁に作用する鉛直荷重 (N/mm)

$L_{b1}$  : 防護梁のスパン長 (mm)

$Z_{bv1}$  : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wbv1}$  : 防護梁の鉛直 (弱軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-20 防護梁の応力計算式

a. 発生荷重

漂流物防護工（防護梁）に水平方向及び鉛直方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-24 に示す。

表 5.7-24 漂流物防護工（防護梁）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{bh1}$	防護梁に作用する水平荷重	6.743	N/mm <sup>2</sup>
$P_{bv1}$	防護梁に作用する鉛直荷重（自重含む）	10.892	N/mm <sup>2</sup>

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（防護梁）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} = 6.743 \times \frac{4820^2}{8} = 19582009.15 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} = 6.743 \times \frac{4820}{2} = 16250.63 \text{ N}$$

【鉛直方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}^2}{8} = 10.892 \times \frac{4820^2}{8} = 31630912.6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bv1} \cdot L_{b1}}{2} = 10.892 \times \frac{4820}{2} = 26249.72 \text{ N}$$

ここで、

漂流物防護工（防護梁）のスパン長  $L_{b1}$  : 4820mm

c. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{b h 1}}$$

【鉛直方向】

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b v 1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{b v 1}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-25 に示す。

表 5.7-25 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\max}$	水平方向の最大曲げモーメント	19582009.15	N・mm
	鉛直方向の最大曲げモーメント	131630912.6	N・mm
$S_{\max}$	水平方向の最大せん断力	16250.63	N
	鉛直方向の最大せん断力	26249.72	N
$Z_{b h 1}$	水平（強軸）方向の断面係数	$10.22 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$Z_{b v 1}$	鉛直（弱軸）方向の断面係数	$0.7819 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$A w_{b h 1}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	$14.82 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
$A w_{b v 1}$	鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	$18.85 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

以上により、

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b h 1}} = 19582009.15 / 10.22 \times 10^6 = 1.92 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{b h 1}} = 16250.63 / 14.82 \times 10^3 = 1.10 \text{ N/mm}^2$$

【鉛直方向】

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b v 1}} = 131630912.6 / 0.7819 \times 10^6 = 41 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_{b v 1}} = 26249.72 / 18.85 \times 10^3 = 2 \text{ N/mm}^2$$

(12) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。地震時においては、山側への荷重に対しては防護梁のエンドプレートを紹介して荷重が作用し、海側への荷重に対してはエンドプレートに溶接されたつなぎ材を紹介して荷重が作用するが、照査値が最大となる海側への荷重を考慮する。

照査は、曲げ応力度，せん断応力度について行うとともに，曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお，この荷重に対してブラケットは幅 350mm の  $\pi$  形の断面で抵抗し，腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造及びモデル図を図 5.7-21 に，応力計算式を図 5.7-22 に示す。

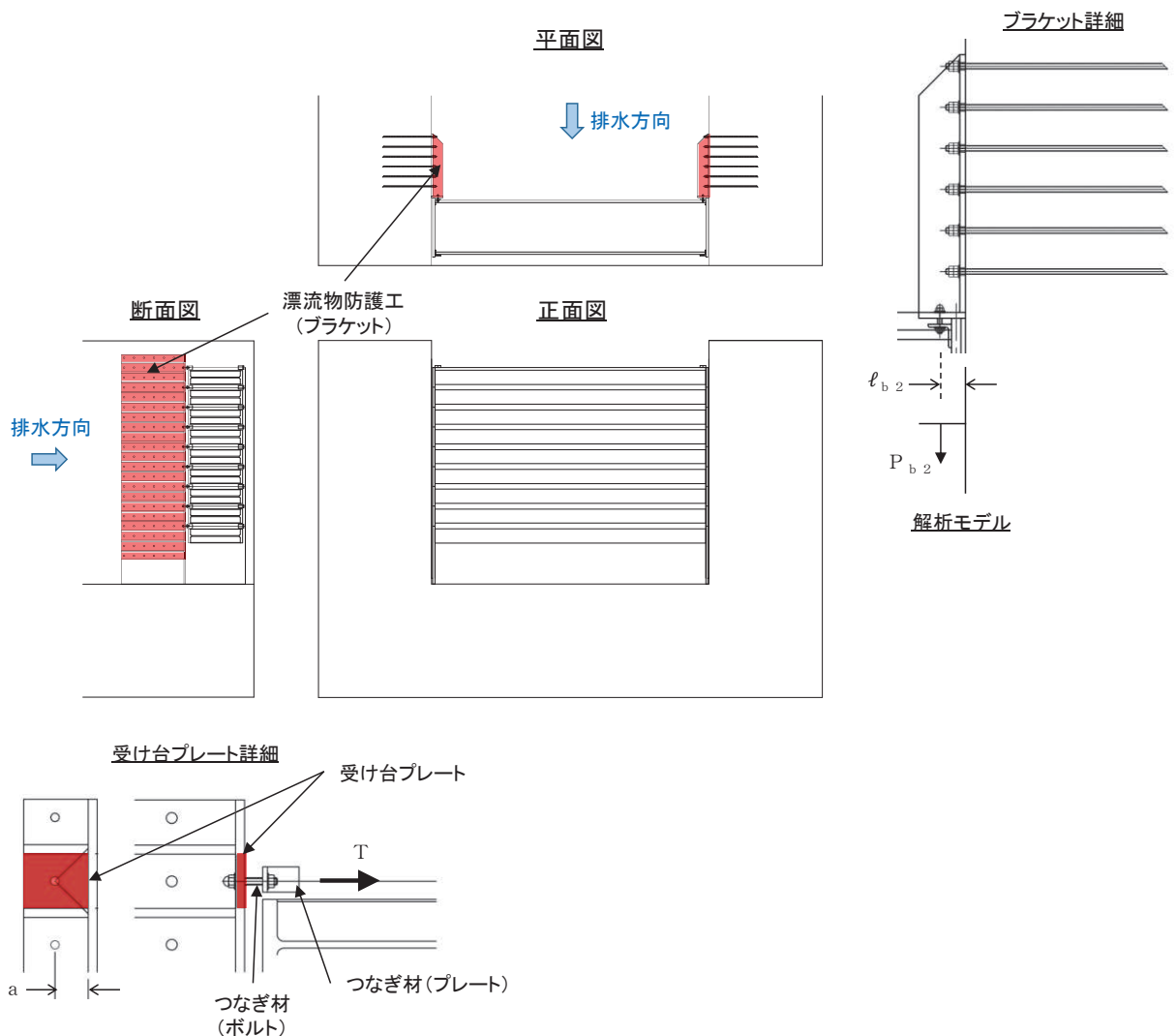


図 5.7-21 ブラケットの構造及びモデル図

【ブラケット本体】

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2}$$

$P_{b2}$  : ブラケットに作用する水平力 (N)  
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$$S_{max} = P_{b2}$$

$\ell_{b2}$  : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$Z_{b2}$  : ブラケットの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wb2}$  : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{max}$  : 最大せん断力 (N)

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T \cdot a$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c}$$

$T$  : 受け台に作用する引張力 (N)  
(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$a$  : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)

$Z_c$  : 受け台プレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-22 ブラケットの応力計算式

a. 発生荷重

漂流物防護工（ブラケット）に作用する水平力を表 5.7-26 に示す。

表 5.7-26 漂流物防護工（ブラケット）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	$16.3 \times 10^3$	N

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（ブラケット）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【ブラケット本体】

$$M_{\text{max}} = P_{b2} \cdot l_{b2} = 16.3 \times 10^3 \times 110 = 1.793 \times 10^6 \text{N/mm}^2$$

$$S_{\text{max}} = P_{b2} = 16.3 \times 10^3 \text{N}$$

ここで、

側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ  $l_{b2}$  : 110mm

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{\text{max}} = T \cdot a = 16.3 \times 10^3 \times 90 = 1.467 \times 10^6 \text{N/mm}^2$$

ここで、

受け台に作用する引張力  $T$  :  $16.3 \times 10^3 \text{N}$

側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ  $a$  : 90mm

c. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【ブラケット本体】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{Aw_{b2}}$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-27 に示す。

表 5.7-27 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{max}$	ブラケット本体の最大曲げモーメント	$1.793 \times 10^6$	N・mm
	ブラケットのうち受け台の最大曲げモーメント	$1.467 \times 10^6$	N・mm
$S_{max}$	ブラケット本体の最大せん断力	$16.3 \times 10^3$	N
$Z_{b2}$	ブラケットの断面係数	$14.67 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$Z_c$	受け台プレートとの断面係数	$13.225 \times 10^3$	mm <sup>3</sup>
$A_{wb2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	$50.6 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

【ブラケット本体】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = 1.793 \times 10^6 / 14.67 \times 10^6 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}} = 16.3 \times 10^3 / 50.6 \times 10^3 = 1 \text{ N/mm}^2$$

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c} = \frac{1.467 \times 10^6}{13.225 \times 10^3} = 111 \text{ N/mm}^2$$

(13) 漂流物防護工（つなぎ材）

つなぎ材は、エンドプレートに溶接されたプレートとブラケットをつなぐボルト(M-22)からなる。

プレートについては、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。ボルトについては、曲げ応力度の照査を行う。

なお、つなぎ材の照査に当たっては腐食代を 1mm 考慮する。

つなぎ材の構造図を図 5.7-23 に、応力計算式を図 5.7-24 に示す。

平面図

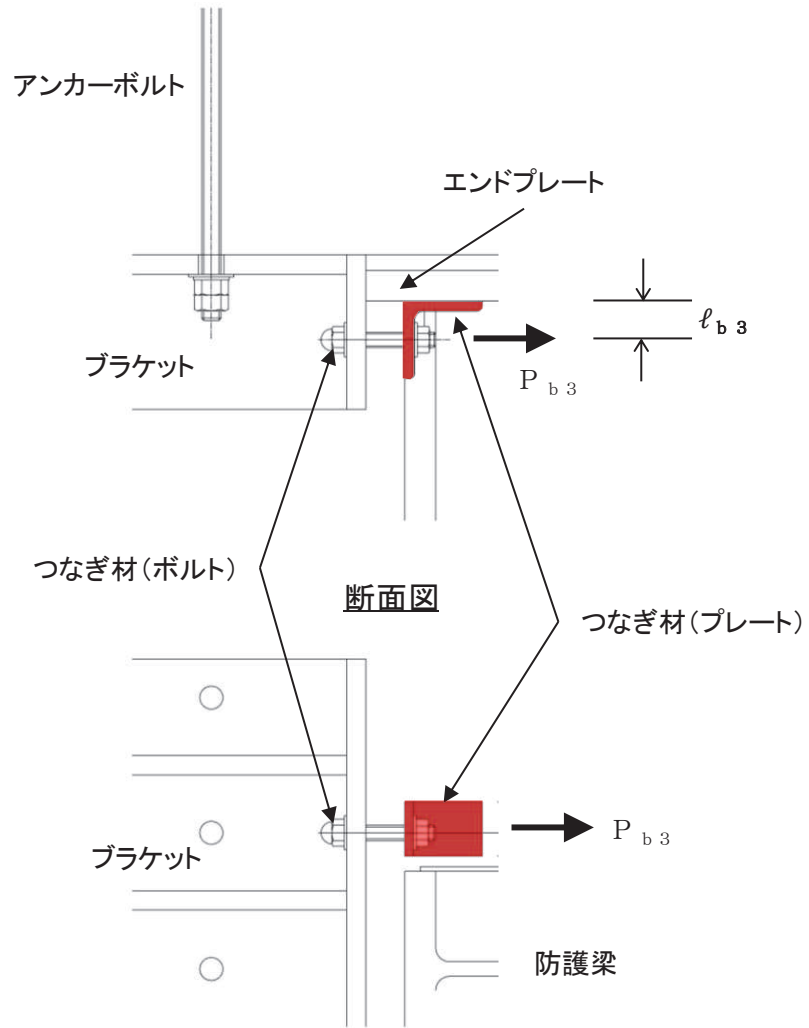


図 5.7-23 つなぎ材の構造図



【プレート】

$$M_{max} = P_{b3} \cdot \ell_{b3} \quad P_{b3} : \text{つなぎ材プレートに作用する水平力 (N)}$$

(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

$$S_{max} = P_{b3} \quad \ell_{b3} : \text{エンドプレートからボルト中心までの}$$

長さ (mm)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b3}} \quad Z_{b3} : \text{つなぎ材プレートの断面係数 (mm}^3\text{)}$$

$$A_{b3} : \text{つなぎ材プレートの断面積 (mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b3}} \quad M_{max} : \text{最大曲げモーメント (N} \cdot \text{mm)}$$

\$S\_{max}\$ : 最大せん断力 (N)

\$\sigma\$ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

\$\tau\$ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d}$$

\$P\_d\$ : つなぎ材ボルトに作用する引張力 (N)

(=防護梁に作用する水平の最大せん断力)

\$A\_d\$ : つなぎ材ボルトの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

\$\sigma\$ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-24 つなぎ材の応力計算式

a. 発生荷重

漂流物防護工（つなぎ材）に作用する水平力を表 5.7-28 に示す。

表 5.7-28 漂流物防護工（つなぎ材）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{b3}$	つなぎ材プレート作用する水平力	$16.3 \times 10^3$	N
$P_d$	つなぎ材ボルトに作用する引張力	$16.3 \times 10^3$	N

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（つなぎ材）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【プレート】

$$M_{\max} = P_{b3} \cdot l_{b3} = 16.3 \times 10^3 \times 43 = 7.01 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = P_{b3} = 16.3 \times 10^3 \text{ N}$$

ここで、

エンドプレートからボルト中心までの長さ  $l_{b3}$  : 43mm

c. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【プレート】

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b3}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b3}}$$

【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_d}{A_d}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-29 に示す。

表 5.7-29 漂流物防護工（つなぎ材）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\max}$	つなぎ材プレートの最大曲げモーメント	$7.01 \times 10^5$	N・mm
$S_{\max}$	つなぎ材プレートの最大せん断力	$16.3 \times 10^3$	N
$Z_{b3}$	つなぎ材プレートの断面係数	$5.995 \times 10^3$	mm <sup>3</sup>
$A_{wb3}$	つなぎ材プレートの断面係数	$1.564 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
$A_d$	つなぎ材ボルトの有効断面積	245	mm <sup>2</sup>

【プレート】

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b3}} = \frac{7.01 \times 10^5}{5.995 \times 10^3} = 117 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{\text{b3}}} = \frac{16.3 \times 10^3}{1.564 \times 10^3} = 11 \text{N/mm}^2$$

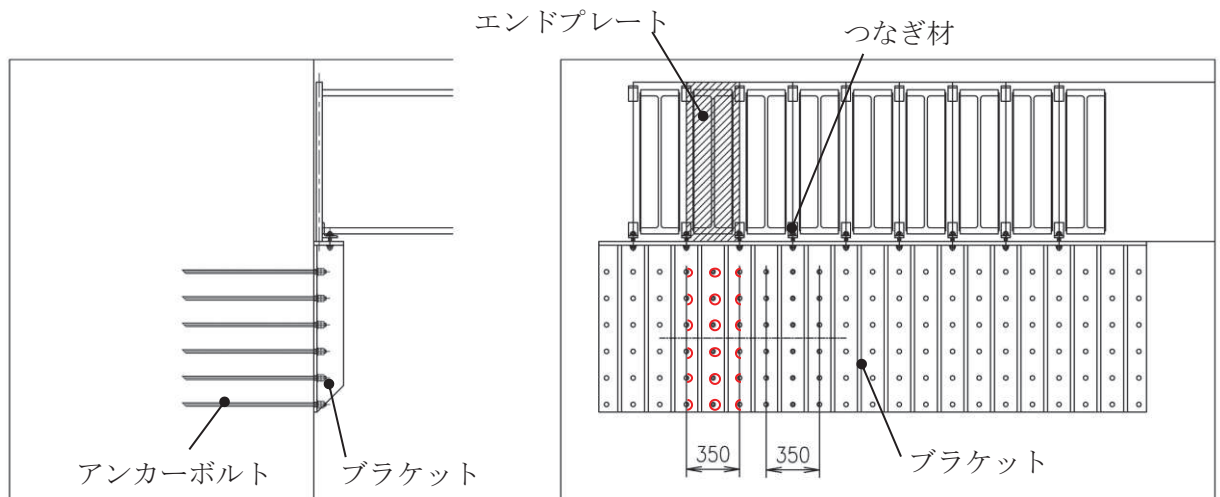
【ボルト】

$$\sigma = \frac{P_{\text{d}}}{A_{\text{d}}} = \frac{16.3 \times 10^3}{245} = 67 \text{N/mm}^2$$

(14) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は、埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して、図 5.7-25 に示すように、エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列、計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。



$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

- $P_{b4}$  : アンカーボルト 1 本の引張力 (N)
- $q_{b4}$  : アンカーボルト 1 本のせん断力 (N)
- $M_{b4}$  : ブラケットに生じる曲げモーメント (N・mm)
- $Q_{b4}$  : ブラケットに生じるせん断力 (N)
- $Z_{b4}$  : アンカーボルト群 1 列の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $n$  : アンカーボルト群 1 列の本数 (本)
- $P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- $q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.7-25 アンカーボルトの構造及び応力計算式

a. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{b4} = \frac{(M_{b4}/2)}{Z_{b4}} = \frac{(7.01 \times 10^5/2)}{1225} = 1\text{kN}$$

$$q_{b4} = \frac{(Q_{b4}/2)}{n} = \frac{(1.63 \times 10^3/2)}{6} = 2\text{kN}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-30 に示す。

表 5.7-30 漂流物防護工（アンカーボルト）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{b4}$	アンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
$q_{b4}$	アンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
$M_{b4}$	ブラケットに生じる曲げモーメント	$7.01 \times 10^5$	N・mm
$Q_{b4}$	ブラケットに生じるせん断力	$16.3 \times 10^3$	N
$Z_{b4}$	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm <sup>3</sup>
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b				
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	1.06	154	0.01				
	主桁	1桁	曲げ応力度	0.84	154	0.01			
				2,3桁	0.77	154	0.01		
				4桁	0.60	154	0.01		
		2,3桁		せん断応力度	0.47	88	0.01		
					2,3桁	0.54	88	0.01	
					4桁	0.36	88	0.01	
		4桁			合成応力度	1.17	154	0.01	
						2,3桁	1.22	154	0.01
						4桁	0.87	154	0.01
	補助縦桁	曲げ応力度	0.16			153	0.01		
		せん断応力度	0.18			88	0.01		
		合成応力度	0.36			154	0.01		
	中央支柱	曲げ応力度	2.41	143		0.02			
		せん断応力度	2.62	88		0.03			
		合成応力度	5.14	154		0.04			
	中央横桁	曲げ応力度	3.41	153	0.03				
		せん断応力度	2.78	88	0.04				
		合成応力度	5.91	154	0.04				
	ヒンジ（プレート）	せん断応力度	15.14	88	0.18				
	ヒンジ（ピン）	曲げ応力度	37.38	154	0.25				
		せん断応力度	6.17	88	0.08				
		合成応力度	38.88	154	0.26				
	ヒンジ取付けボルト	引張応力度	32.88	154	0.22				
		せん断応力度	20.36	88	0.24				
		合成応力度	48.22	154	0.32				

表 6-1(2) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b
固定部	ヒンジ取付けボルト	引張応力度	10.18	154	0.07
		せん断応力度	16.44	88	0.19
		合成応力度	30.24	154	0.20
	戸当り	支圧応力度	1.60	231	0.01
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	0.07	13.5	0.01
		せん断応力度	0.04	1.5	0.03

表 6-1(3) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	41	382	0.11
		せん断応力度	2	217	0.01
		合成応力度	0.02	1.2	0.02
	ブラケット	曲げ応力度	1	210	0.01
		せん断応力度	1	120	0.01
		合成応力度	0.01	1.2	0.01
	つなぎ材 (M20)	引張応力度	67	210	0.32
	つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	117	382	0.31
		せん断応力度	11	217	0.06
		合成応力度	0.10	1.2	0.09
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	1	105	0.01
		せん断	2	85	0.03
		合成	0.01	1.2	0.01

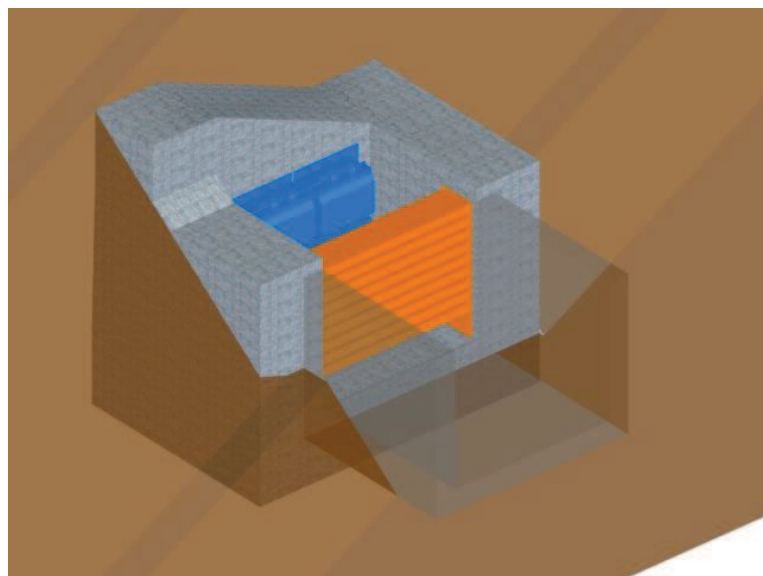
## 7. 出口側集水ピットの強度評価

### 7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と3面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、防潮堤（盛土堤防）に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤北側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。



構造概略図  
(正面)

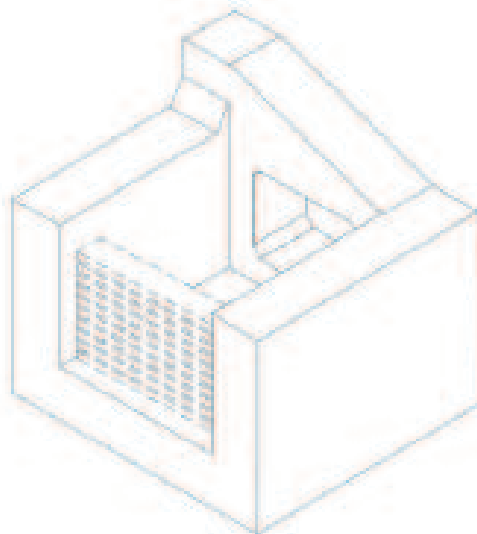


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図



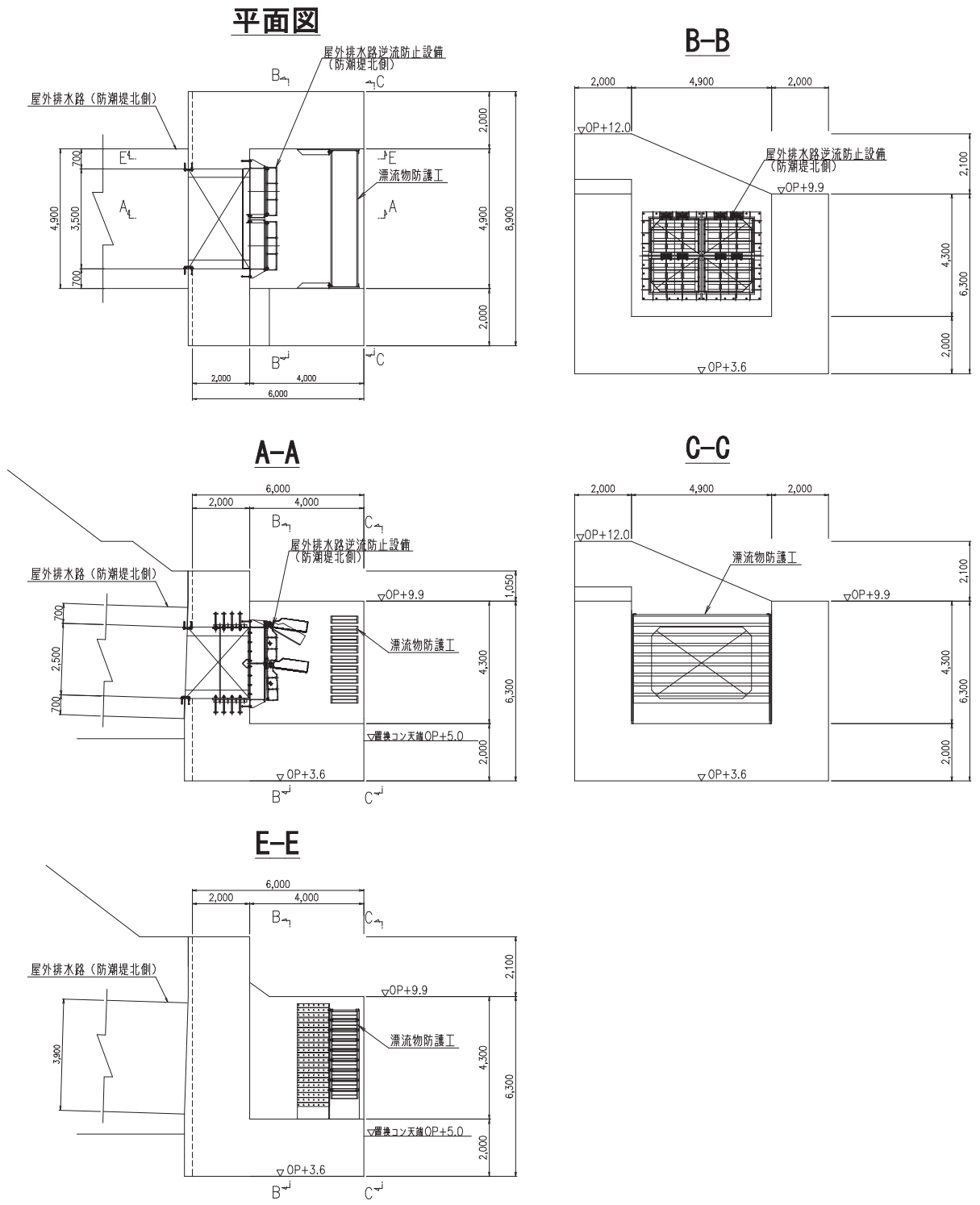
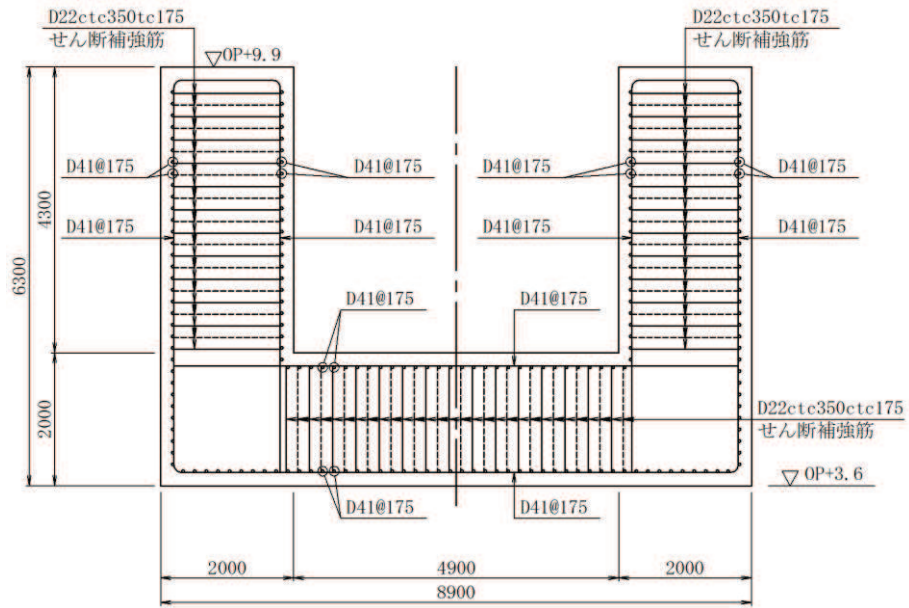


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

B-B 断面



E-E 断面

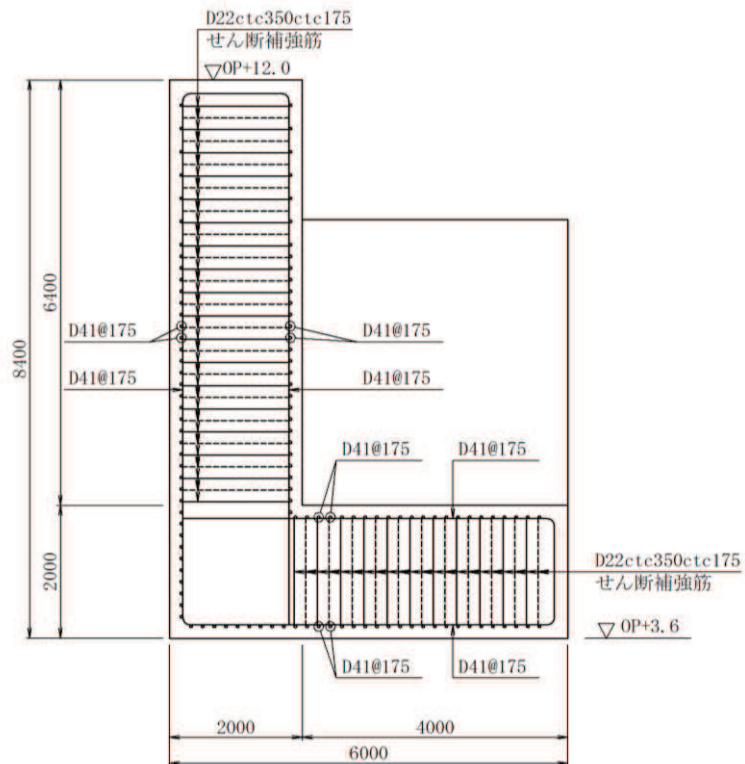


図 7.1-3 出口側集水ピット概略配筋図

## 7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動  $S_s$  に対して実施する地震応答解析の結果に基づき、表 7.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

図7.2-1に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

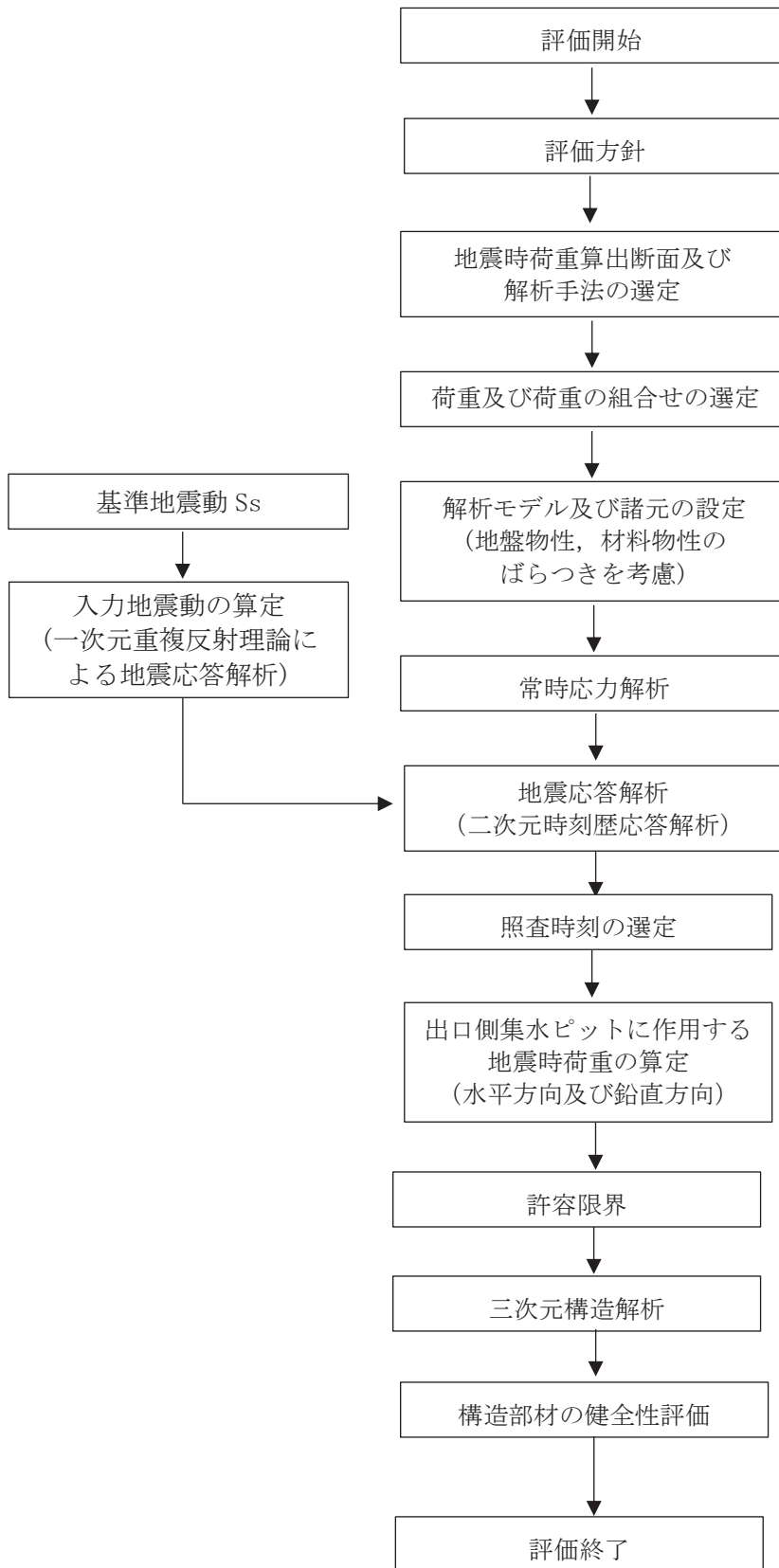


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

## 8. 地震応答解析

### 8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8.1-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.1-2 に示す。

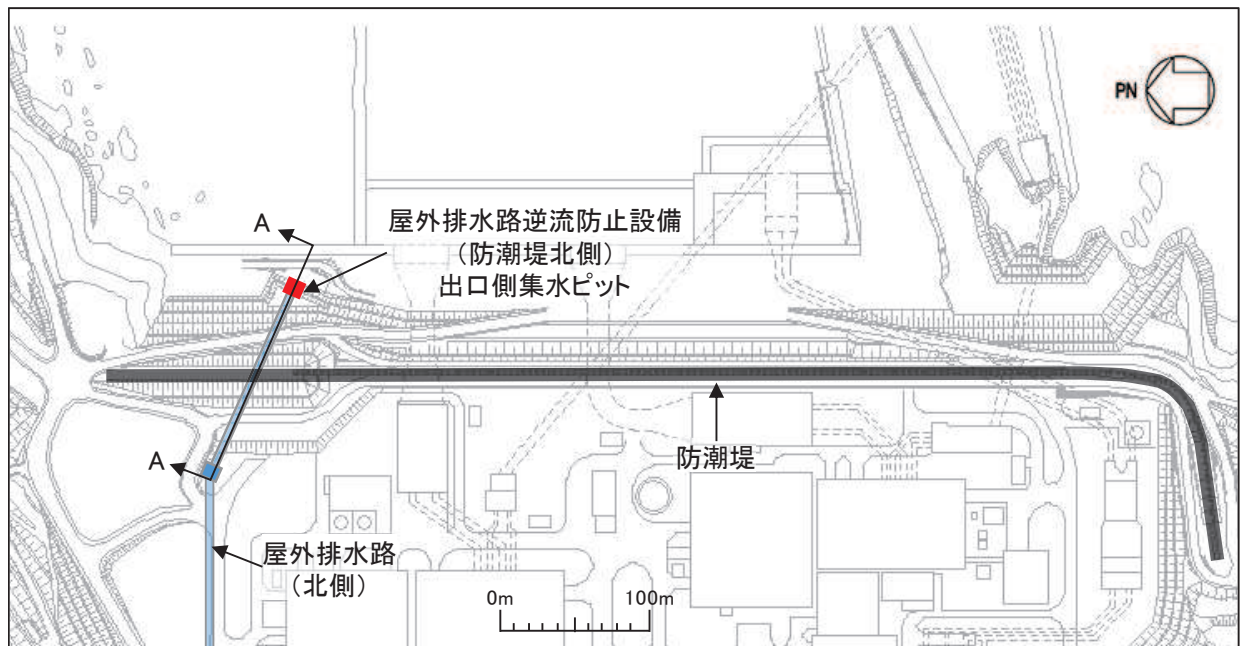


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

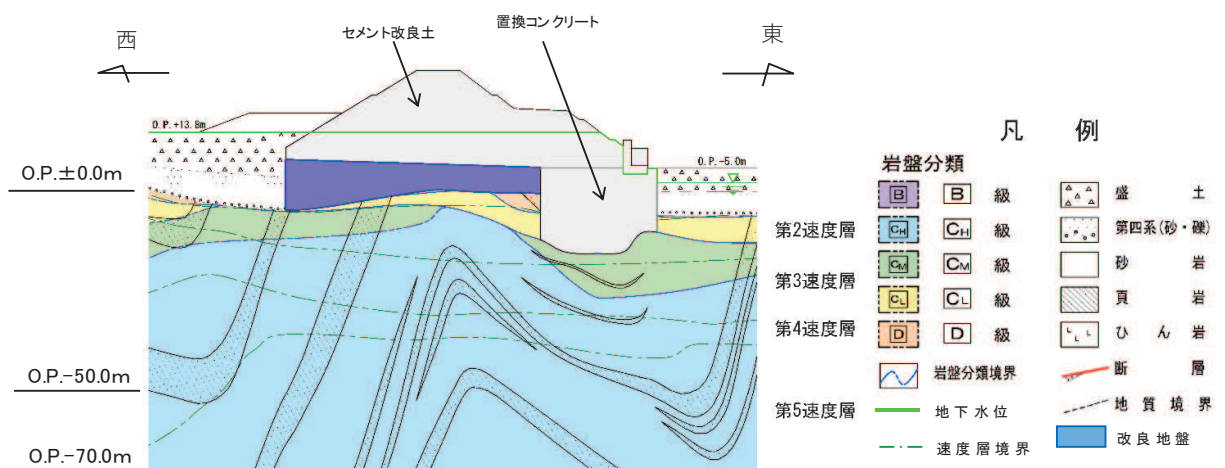


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

## 8.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「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二次元動的有限要素法により、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を行うこととし、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 8.2.1 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、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。

地震応答解析の選定フローを図 8.2-1 に示す。

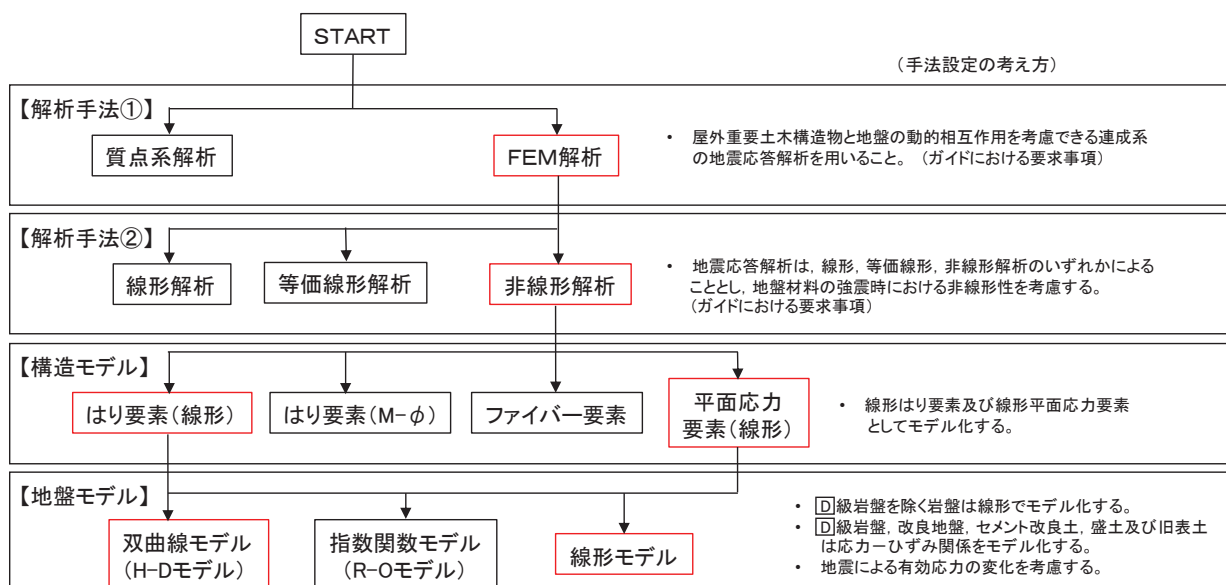


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

### 8.2.2 構造部材

出口側集水ピットは線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土は、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

### 8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.1-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると考えられることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.2-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、 <b>D</b> 級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	<b>C<sub>L</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>M</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>B</sub></b> 級岩盤、 <b>B</b> 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 8.2.4 減衰定数

Rayleigh 減衰は、一般部（有効応力解析）では剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を考慮する。なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

8.2.5 地震応答解析の検討ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、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。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 8.2-2 に示す。

表 8.2-2 耐震評価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	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性		平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、すべり安全率及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		--+*1	○		
	$S_s - D 2$	++*1	○		
		--+*1	○		
	$S_s - D 3$	++*1	○		
		--+*1	○		
	$S_s - F 1$	++*1	○		
		--+*1	○		
	$S_s - F 2$	++*1	○		
		--+*1	○		
	$S_s - F 3$	++*1	○		
		--+*1	○		
	$S_s - N 1$	++*1	○		
		--+*1	○		

注記 \*1：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：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。



- (2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース  
 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 8.2-3 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.2-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の  
 応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S s - D 1	++	○	○	○	○
	S s - D 2	++	○	○	○	○
	S s - D 3	++	○	○	○	○
	S s - F 1	++	○	○	○	○
	S s - F 2	++	○	○	○	○
	S s - F 3	++	○	○	○	○
	S s - N 1	++	○	○	○	○

注記\*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピット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

発電用原子炉施設が運転状態にあり、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

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (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。

#### 8.3.2 荷重

出口側集水ピット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、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 $P_s$ を含めて地表面に $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図及び考慮する荷重を図8.3-1及び表8.3-1に、積載荷重の荷重図を図8.3-2に示す。

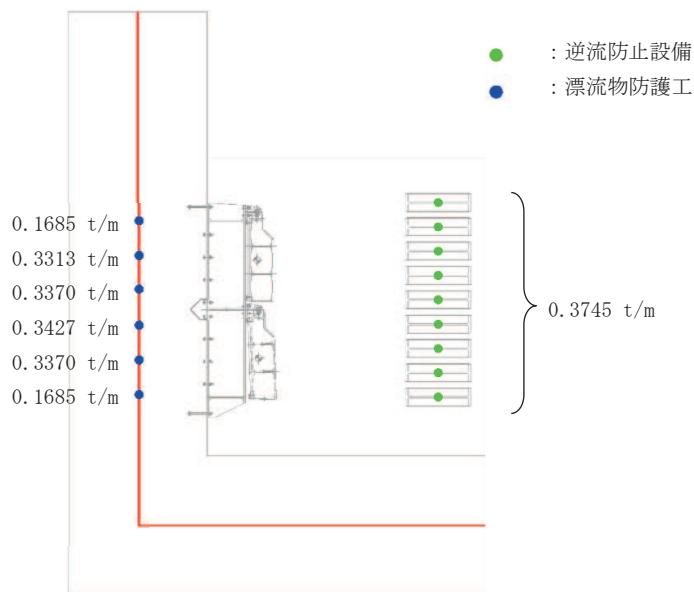


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

考慮する荷重	重量 (t/m)
①逆流防止設備	1.685
②漂流物防護工	3.371

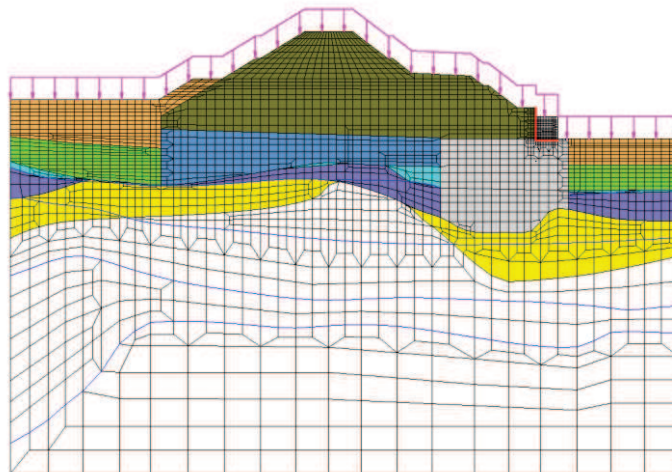


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごと

に  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 ( $P_k$ )

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

(5) 地震荷重 ( $S_s$ )

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-2、荷重の種別及び算定方法を表 8.3-3 に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

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

$G$  : 固定荷重

$P$  : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 8.3-3 荷重の種別及び算定方法

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	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・配管自重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
風荷重		○	風荷重 ( $30\text{m/s}$ ) を考慮する。	
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	躯体の慣性力を考慮する。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

#### 8.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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 $S_s$ を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.4-1 に、一次元解析モデル図を図 8.4-2 に示す。図 8.4-3 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「microSHAKE ver. 2.3.3」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

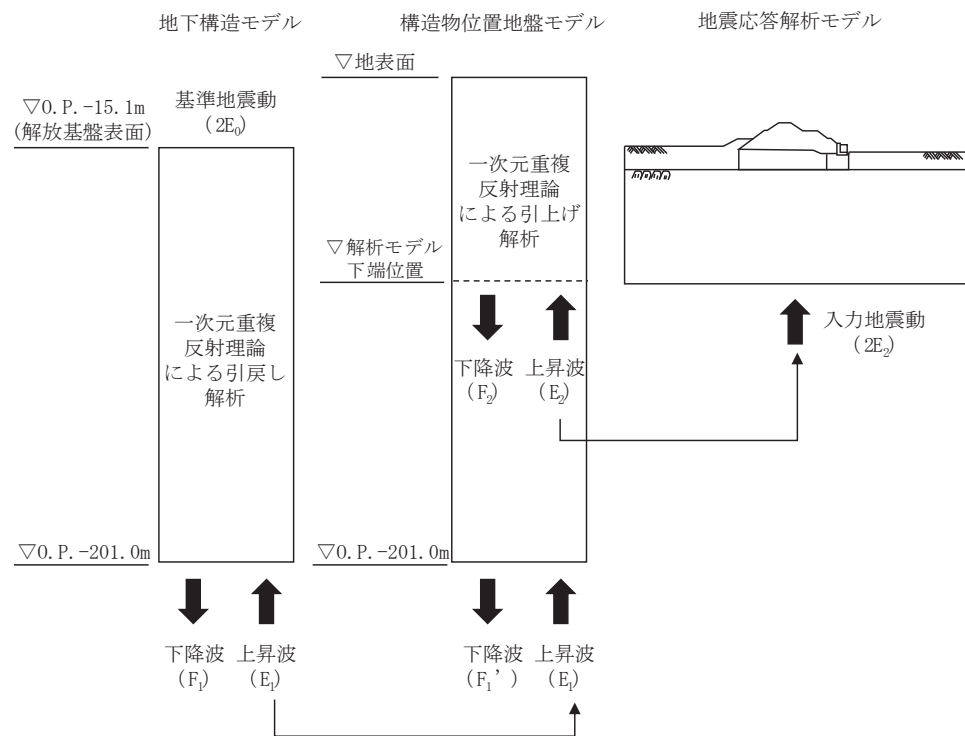


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図

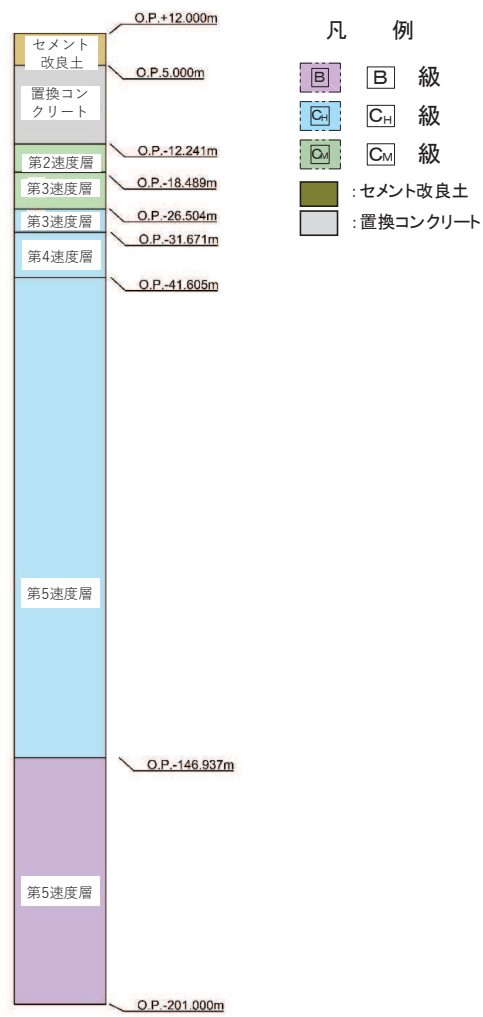
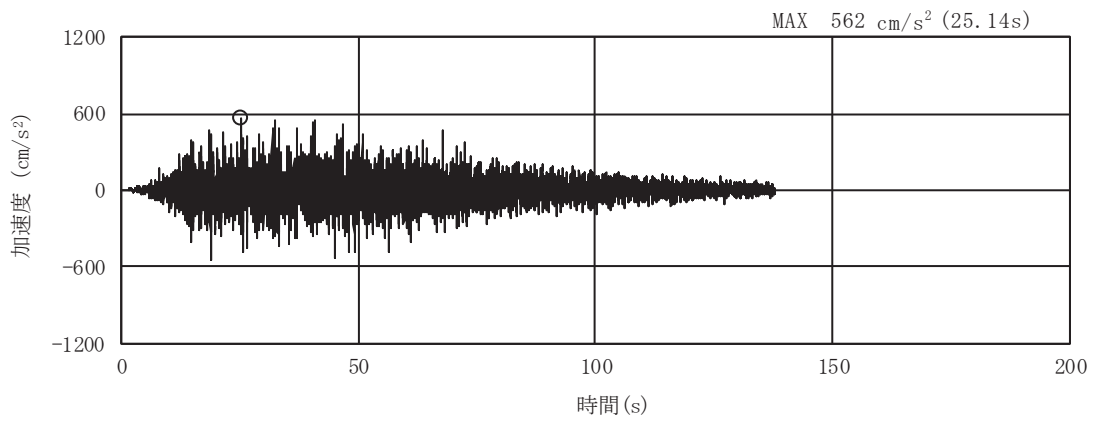
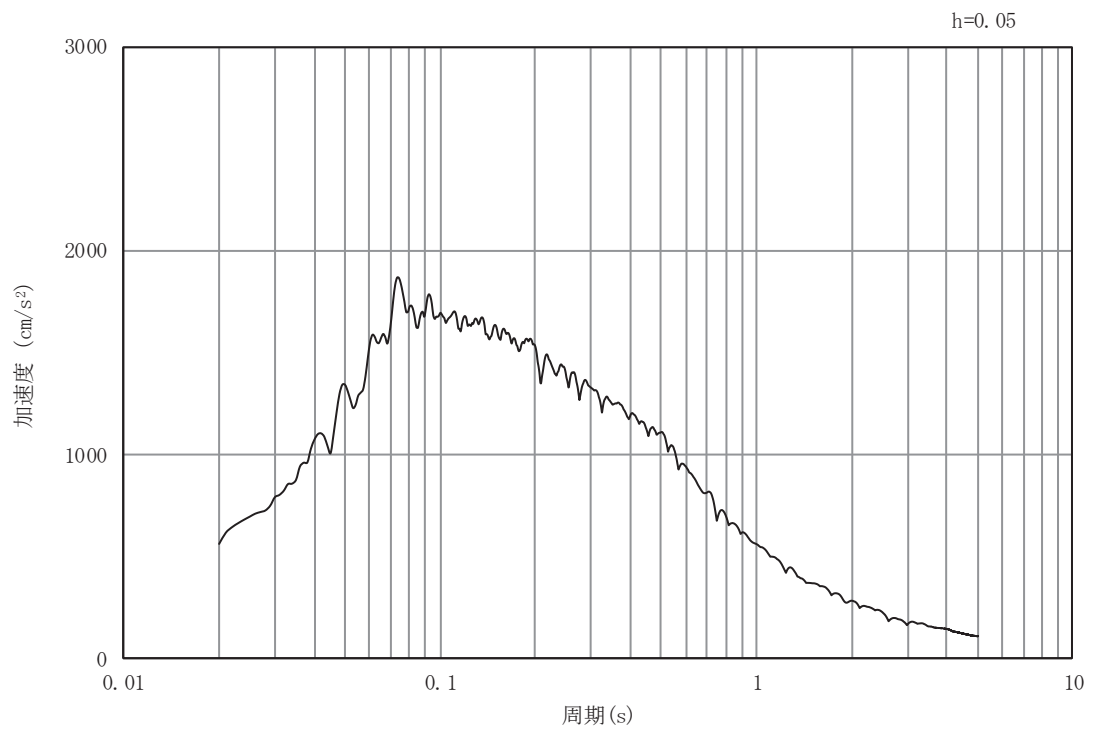


図 8.4-2 一次元解析モデル図

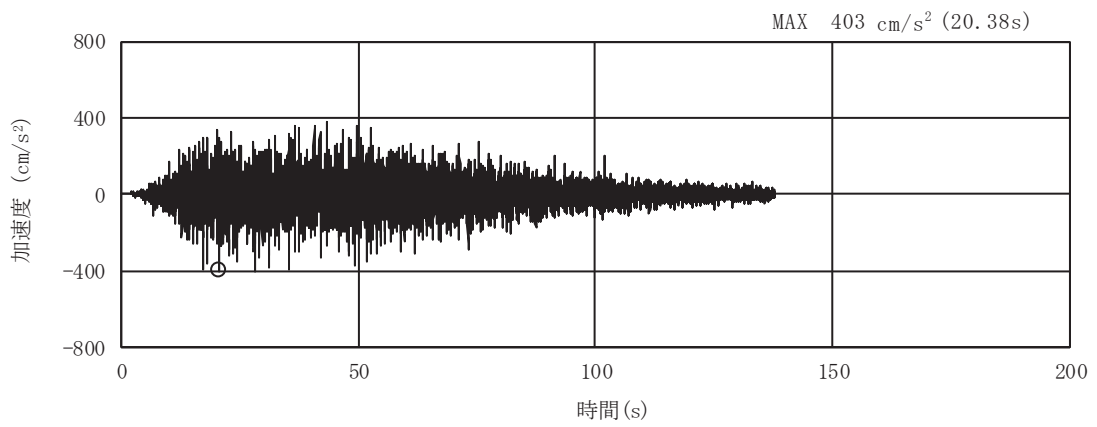


(a) 加速度時刻歴波形

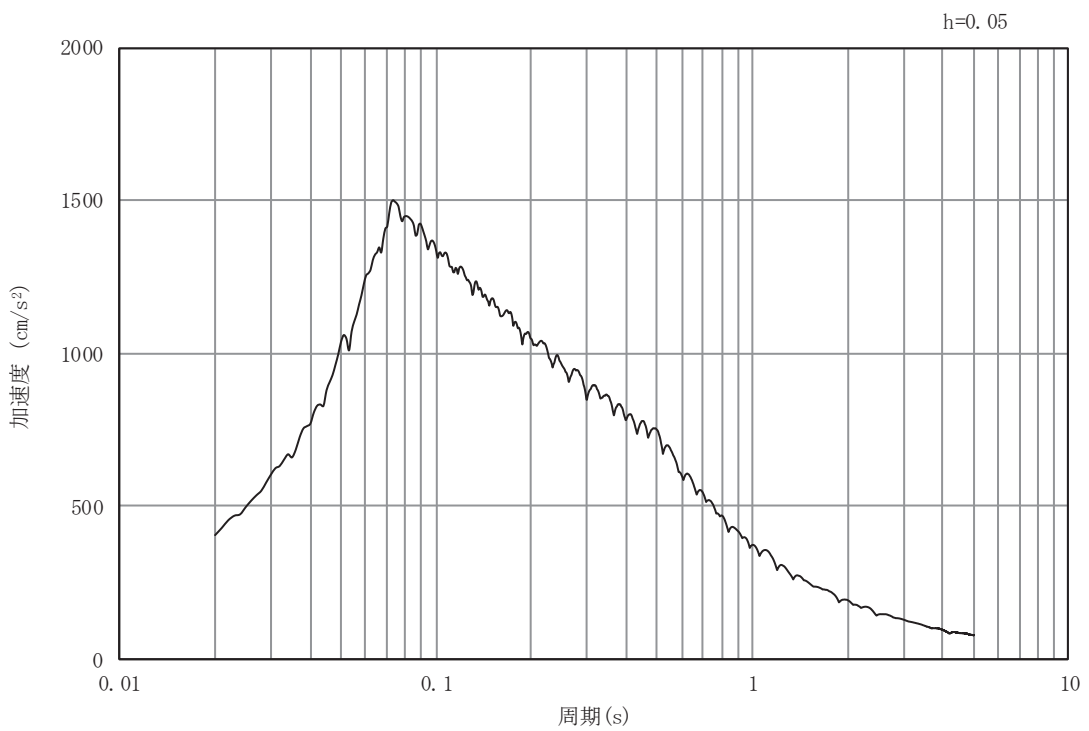


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(1) 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  
(水平方向：S s - D 1)



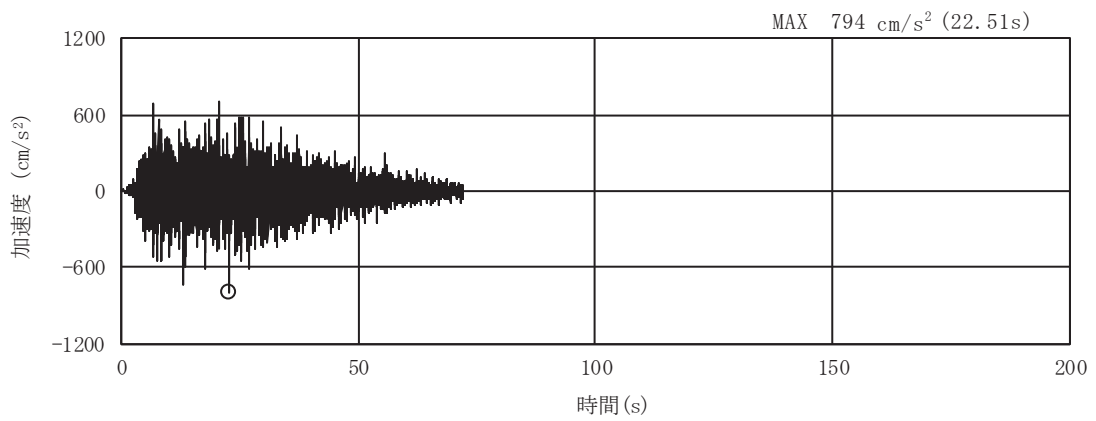
(a) 加速度時刻歴波形



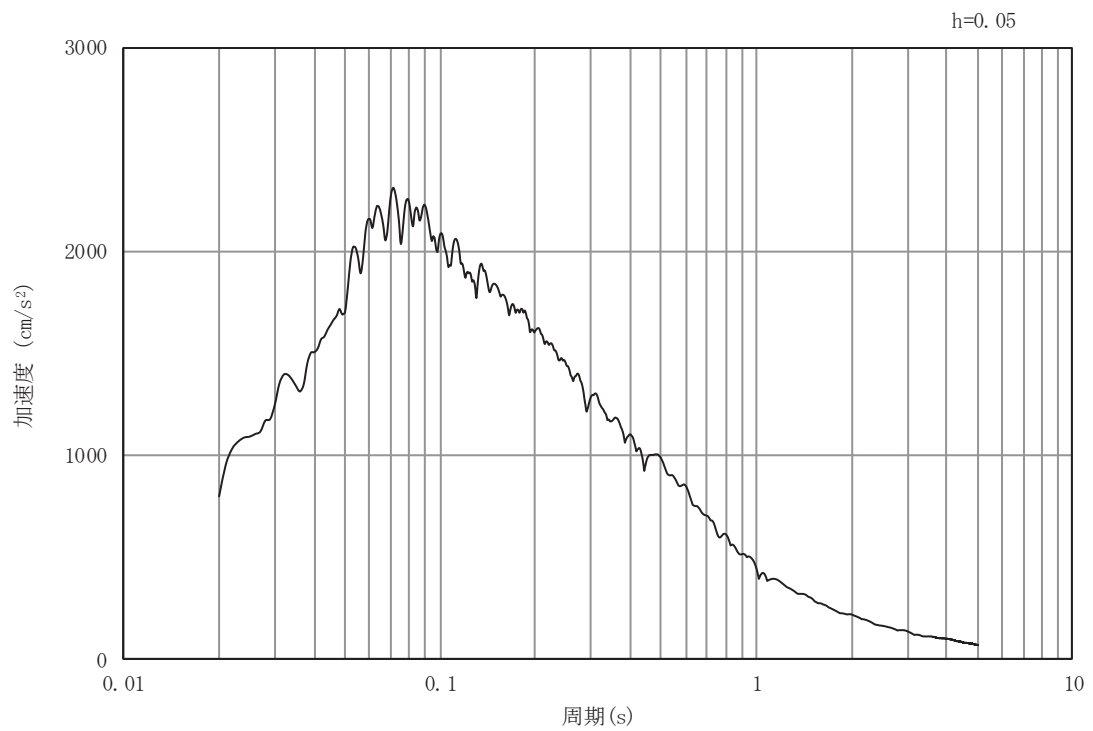
(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - D 1)



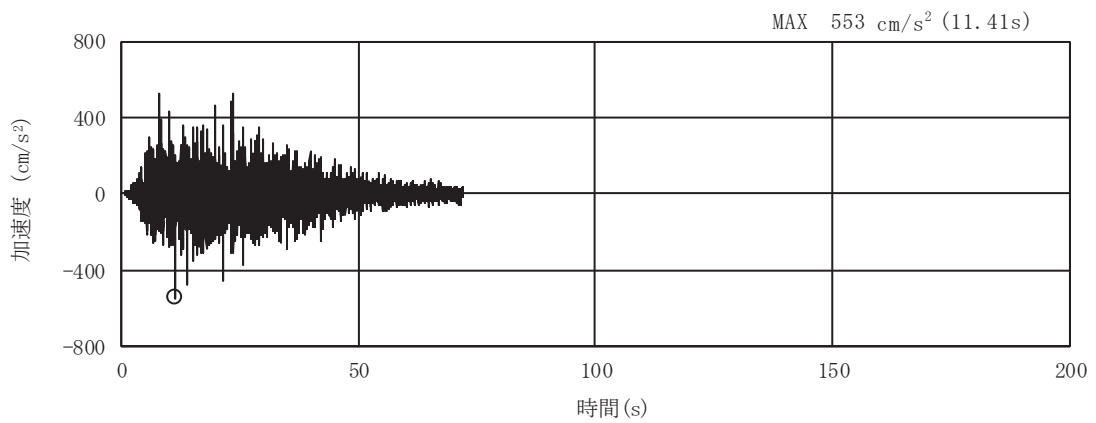


(a) 加速度時刻歴波形

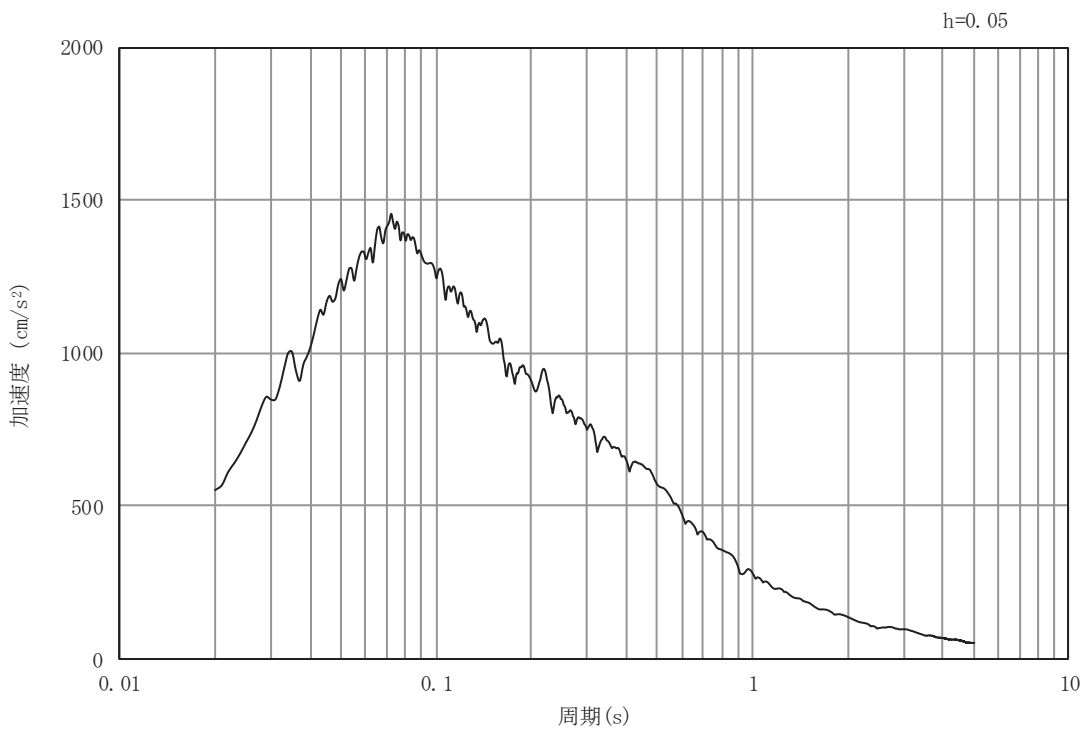


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向 : S s - D 2)

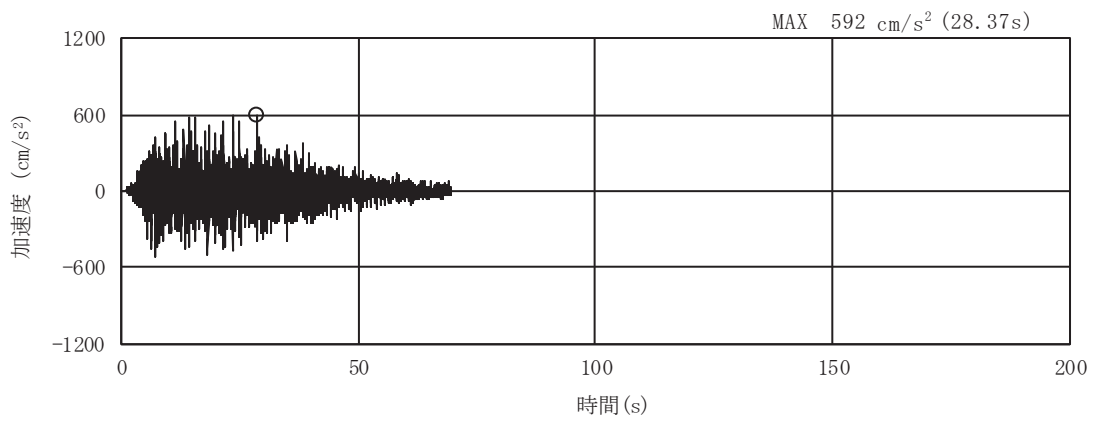


(a) 加速度時刻歴波形

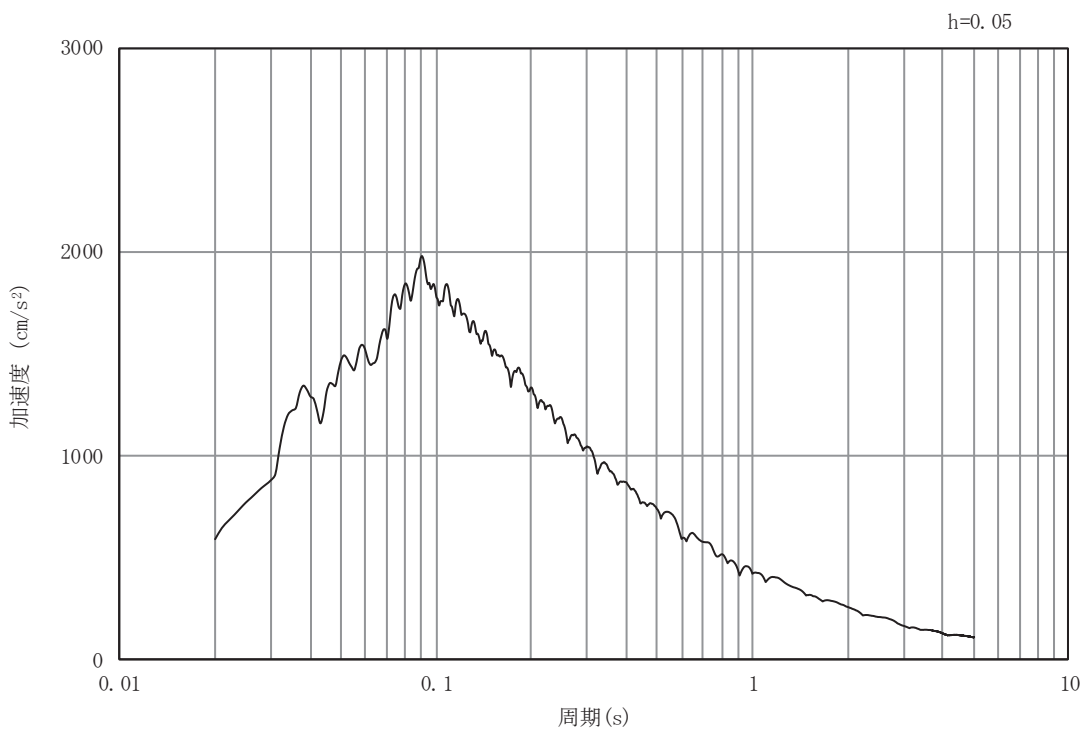


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s -D 2)

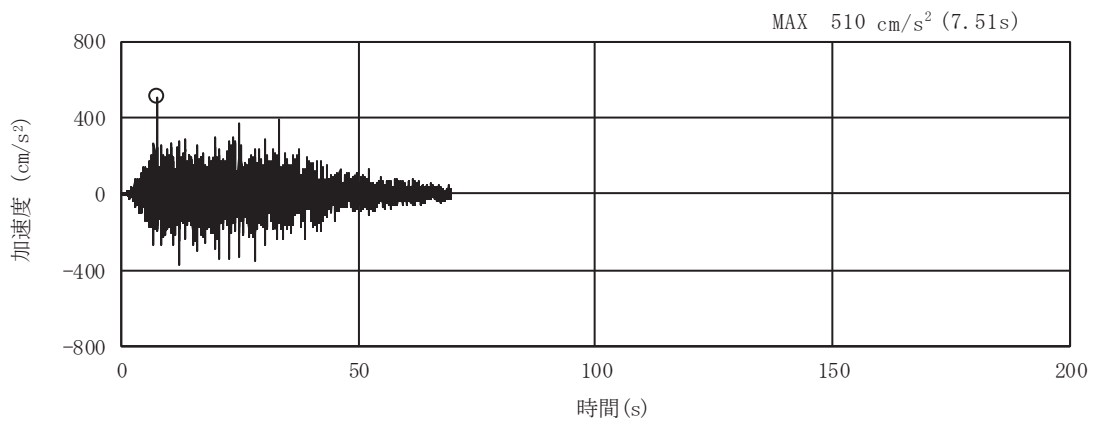


(a) 加速度時刻歴波形

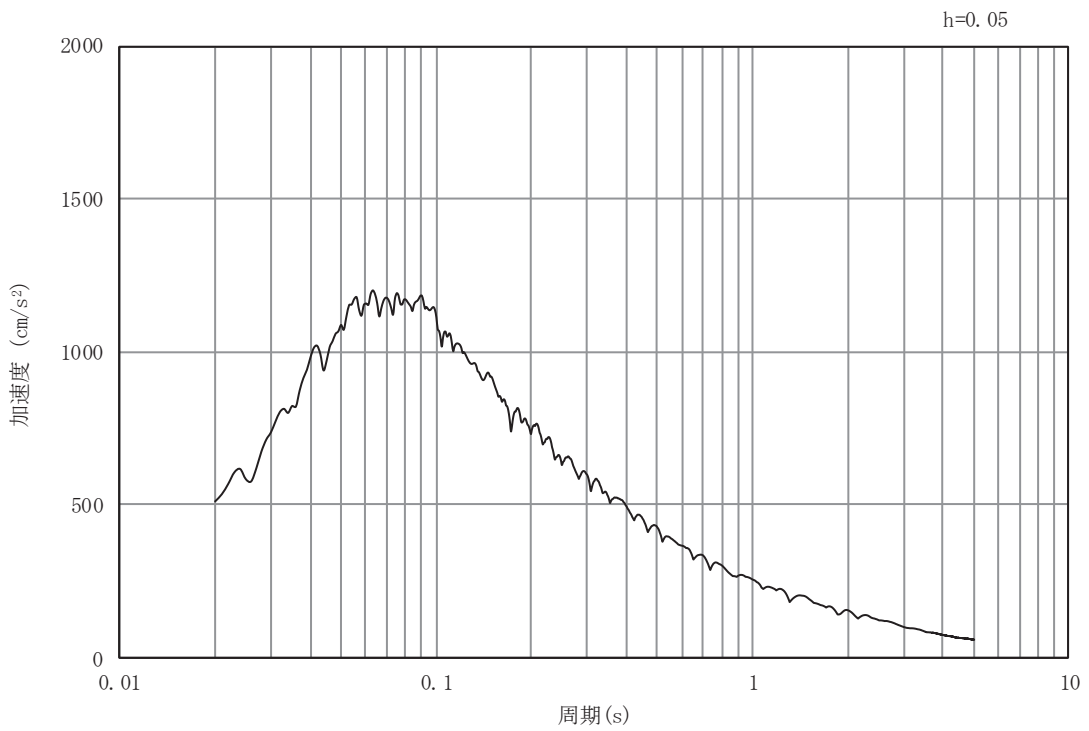


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向 : S s - D 3)

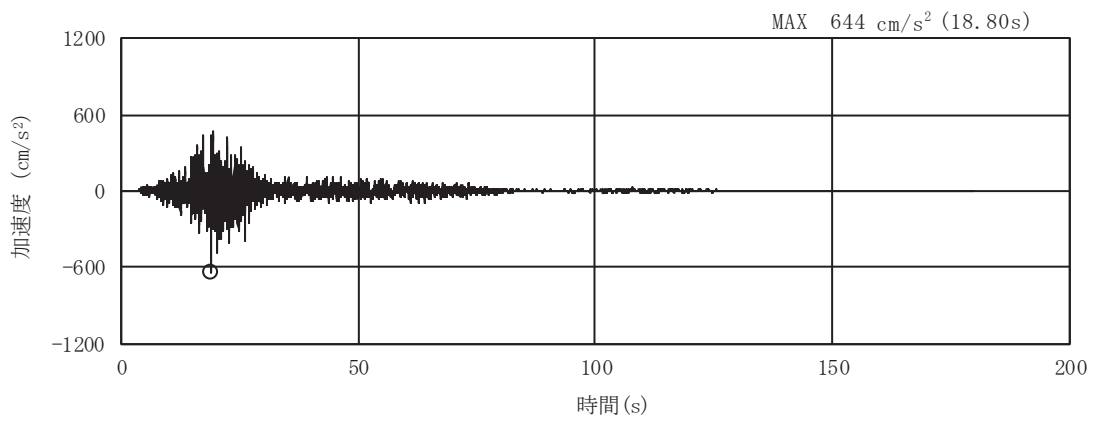


(a) 加速度時刻歴波形

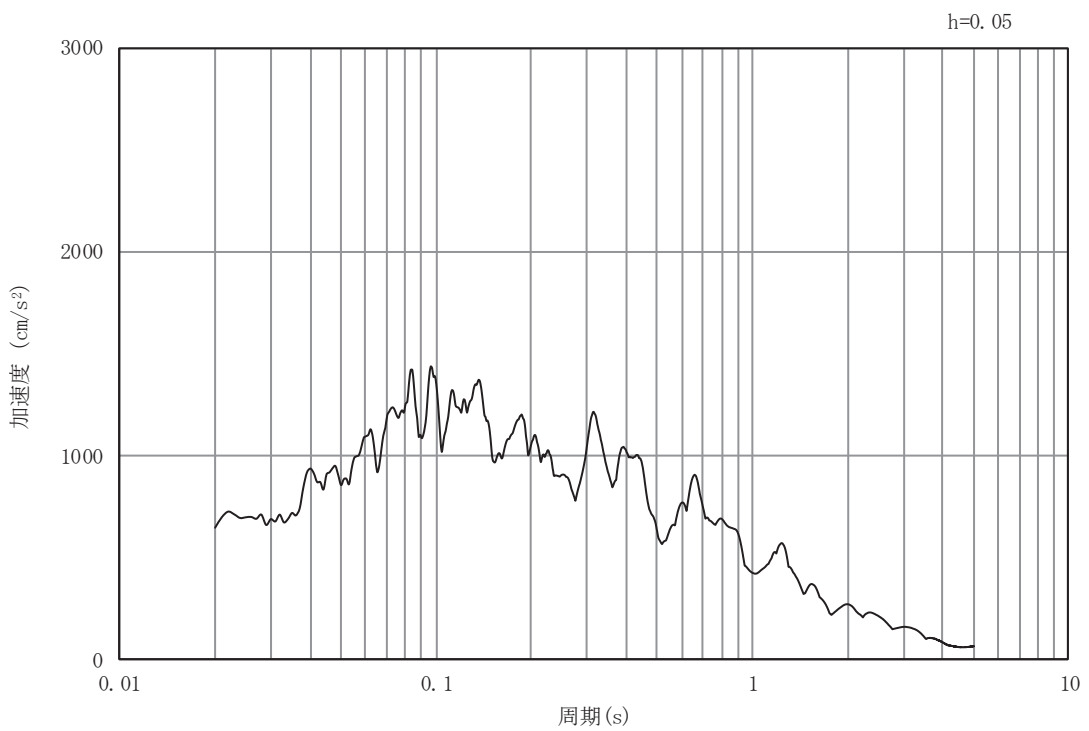


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - D 3)

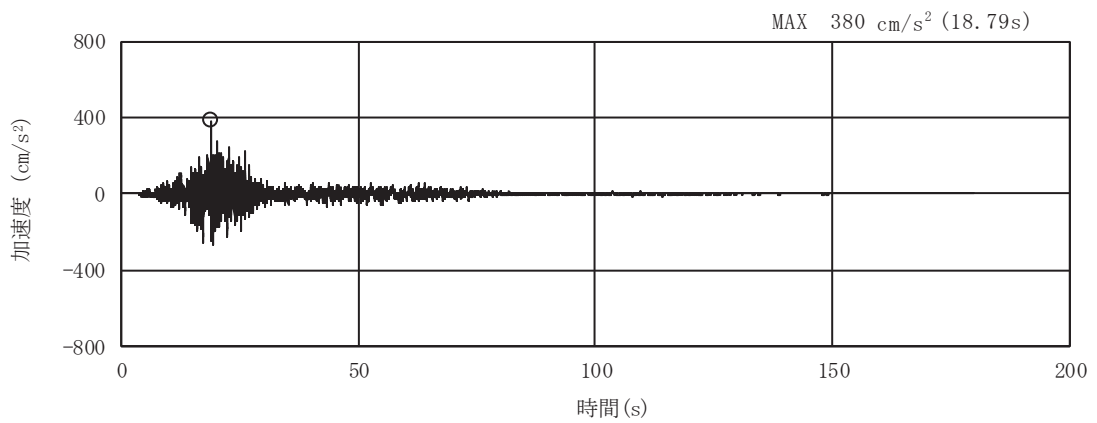


(a) 加速度時刻歴波形

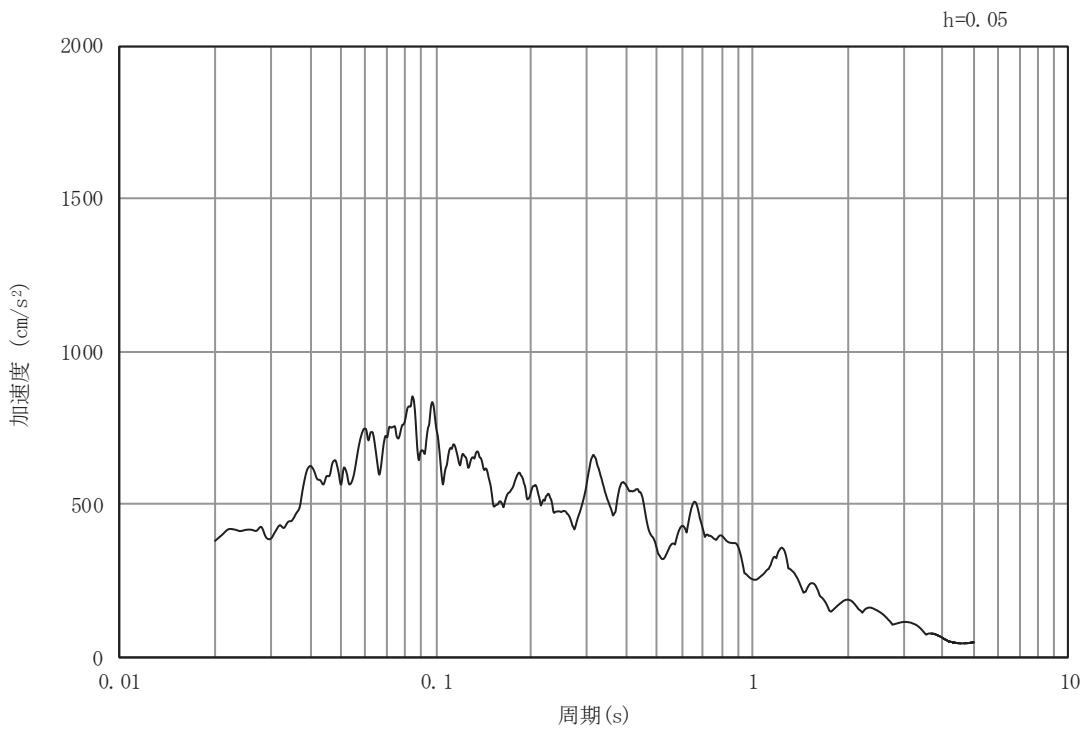


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向：S s - F 1)

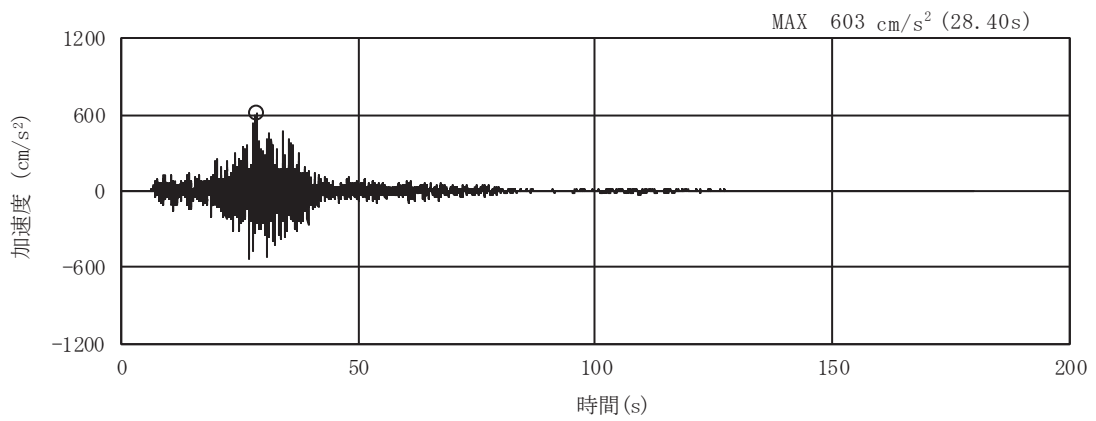


(a) 加速度時刻歴波形

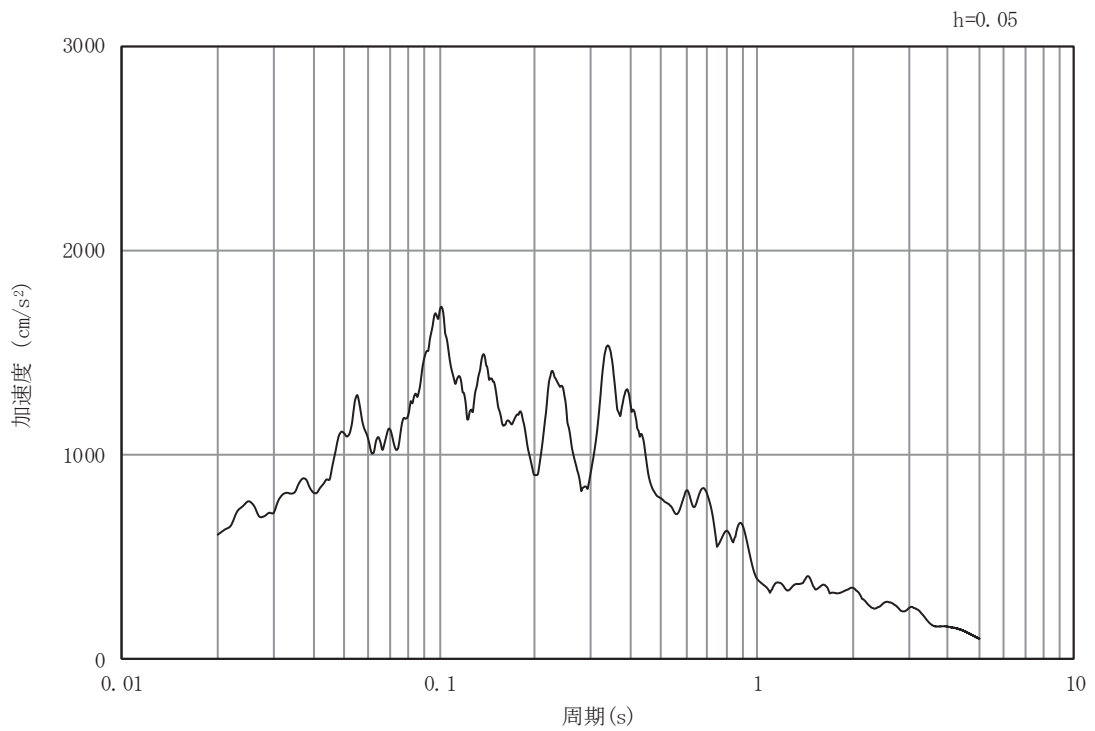


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - F 1)

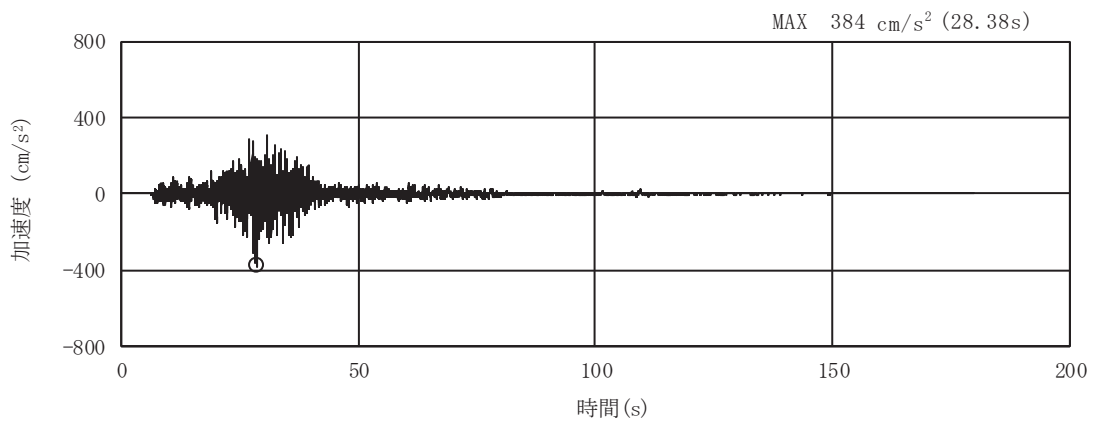


(a) 加速度時刻歴波形

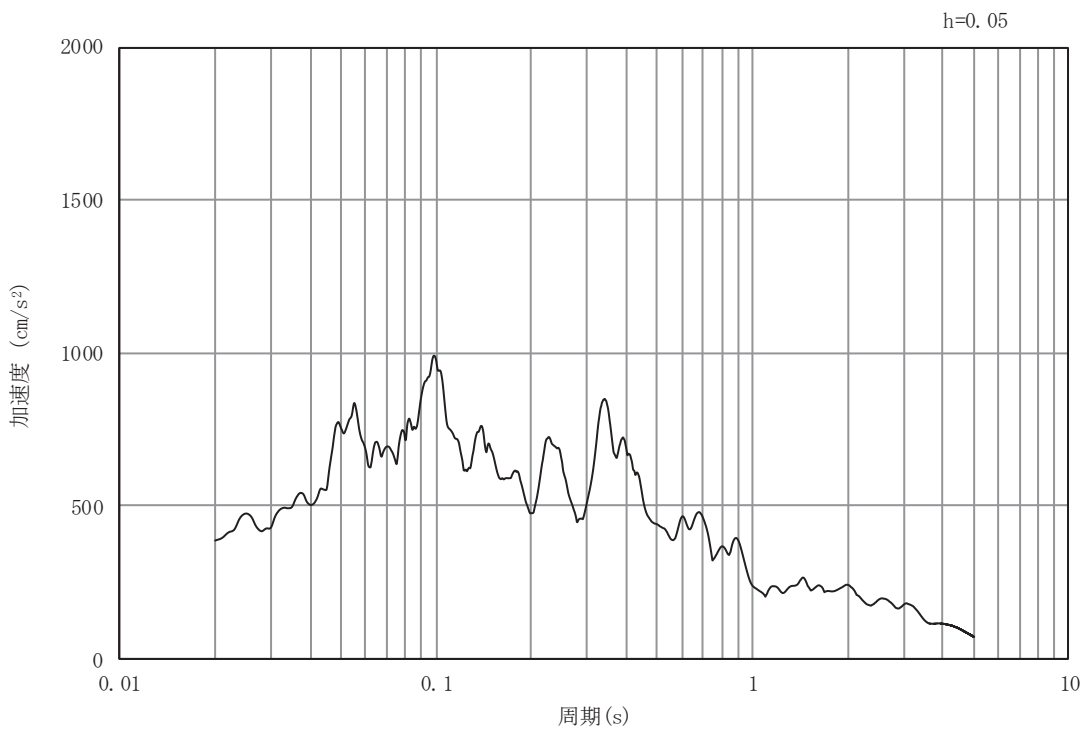


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向 : S s - F 2)



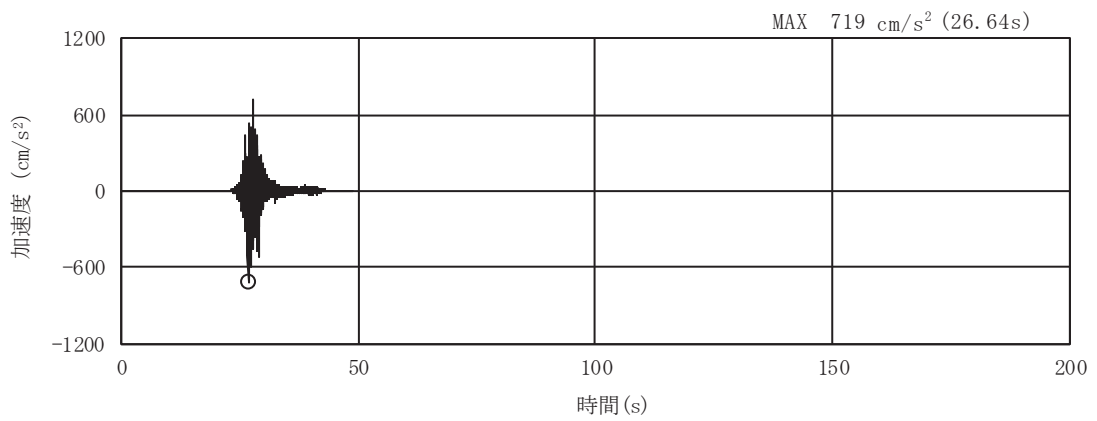
(a) 加速度時刻歴波形



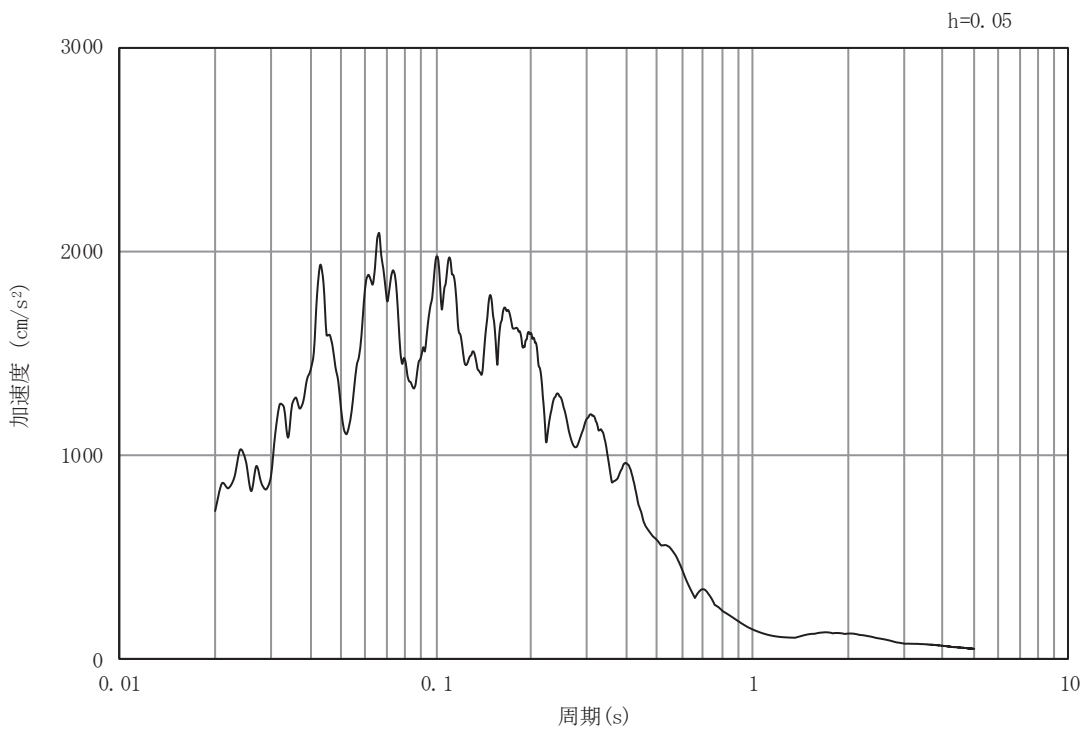
(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - F 2)



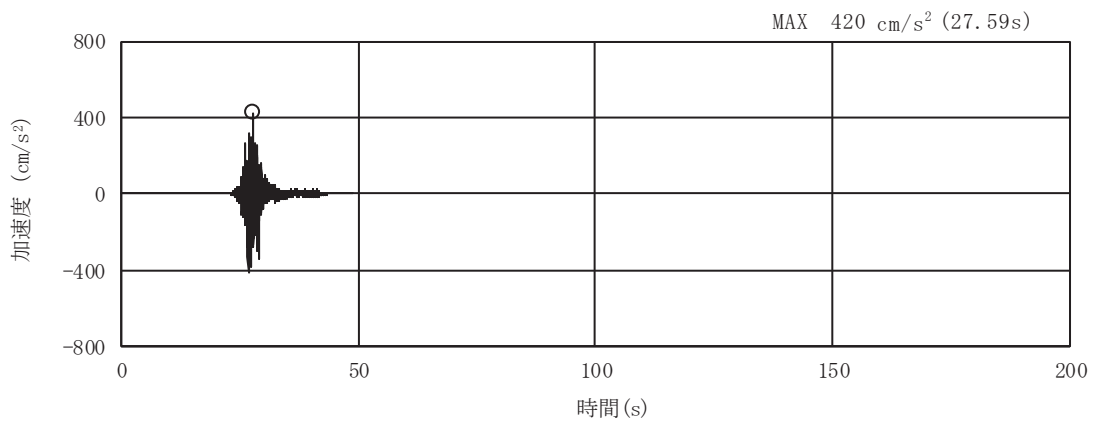


(a) 加速度時刻歴波形

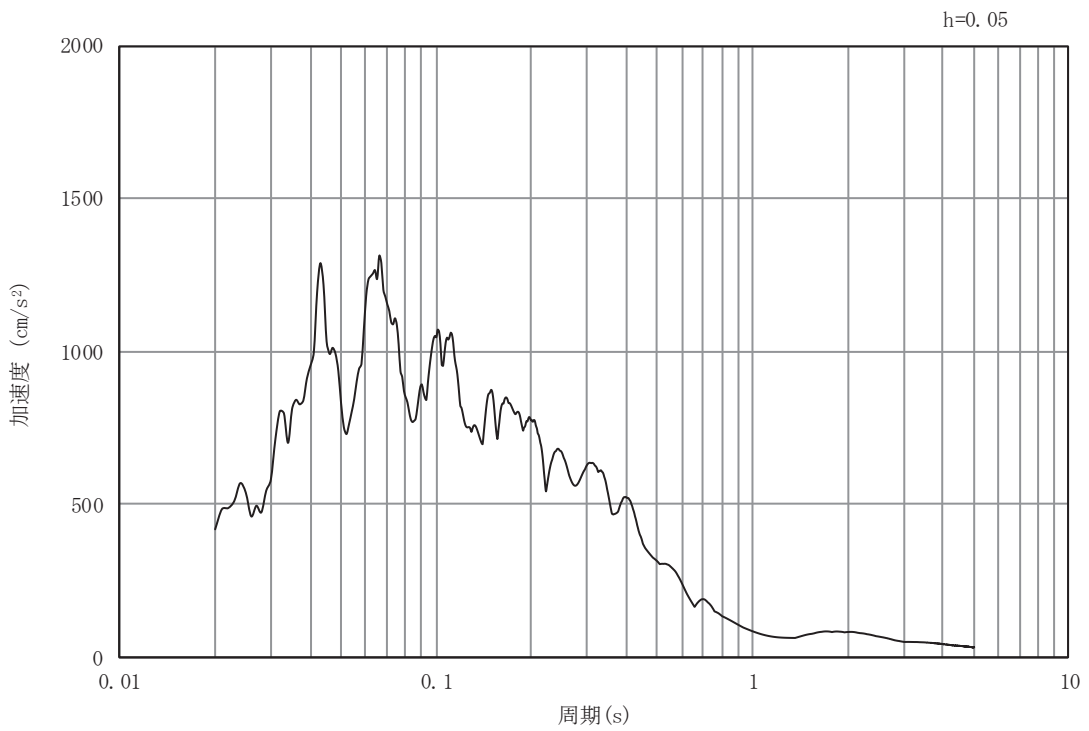


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向 : S s - F 3)

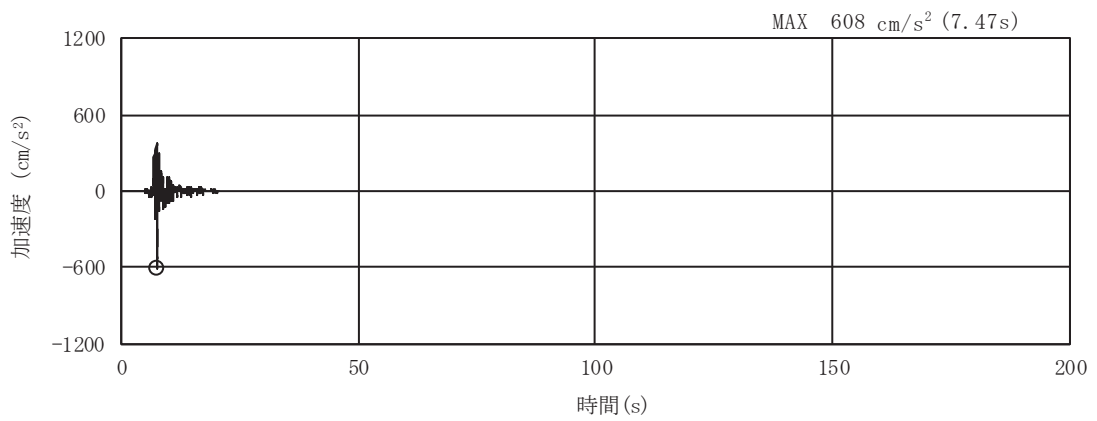


(a) 加速度時刻歴波形

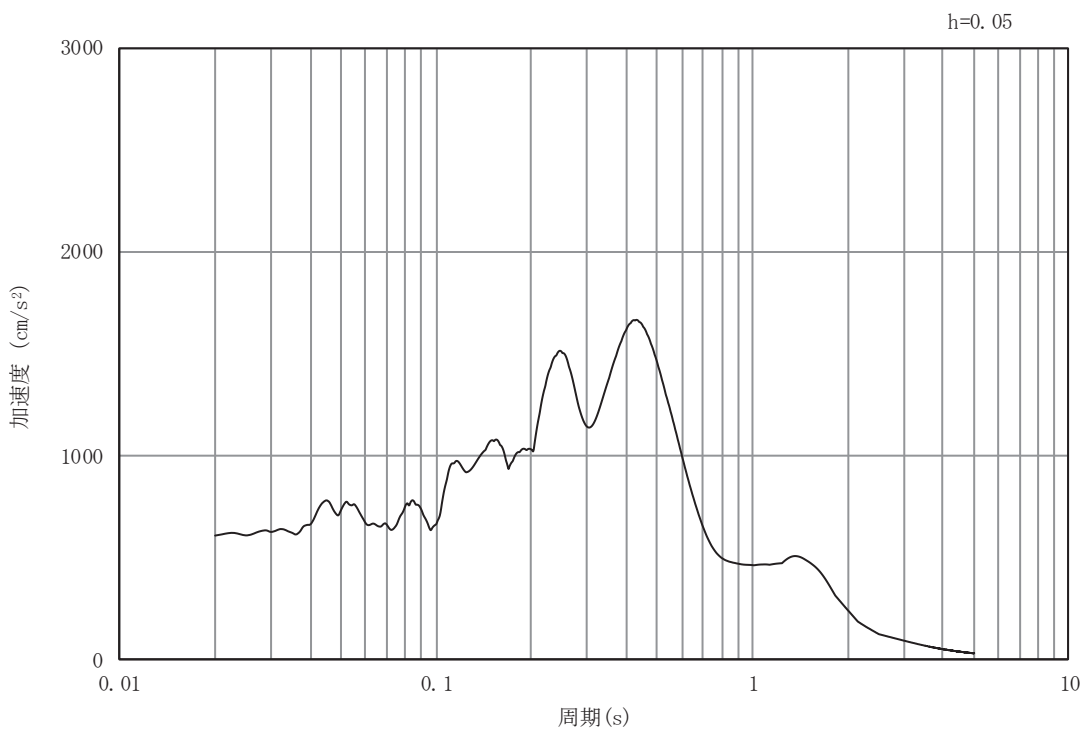


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(鉛直方向：S s - F 3)

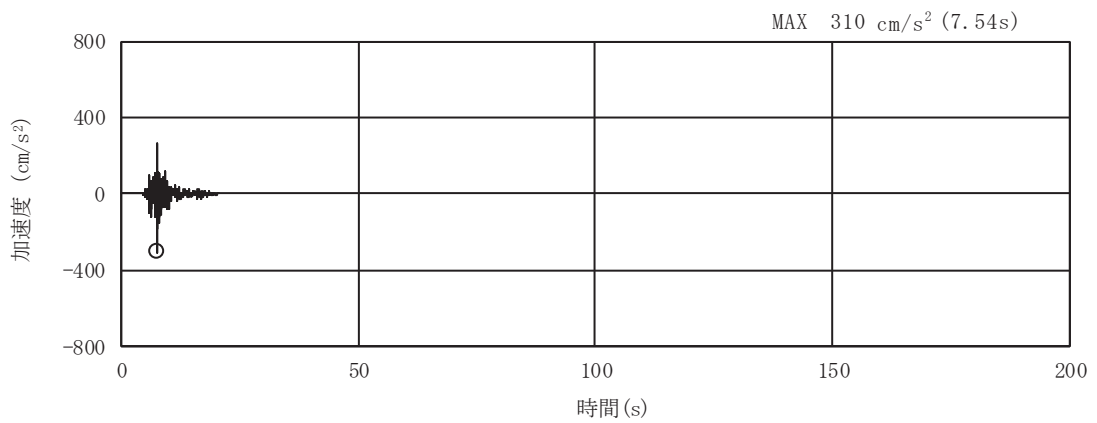


(a) 加速度時刻歴波形

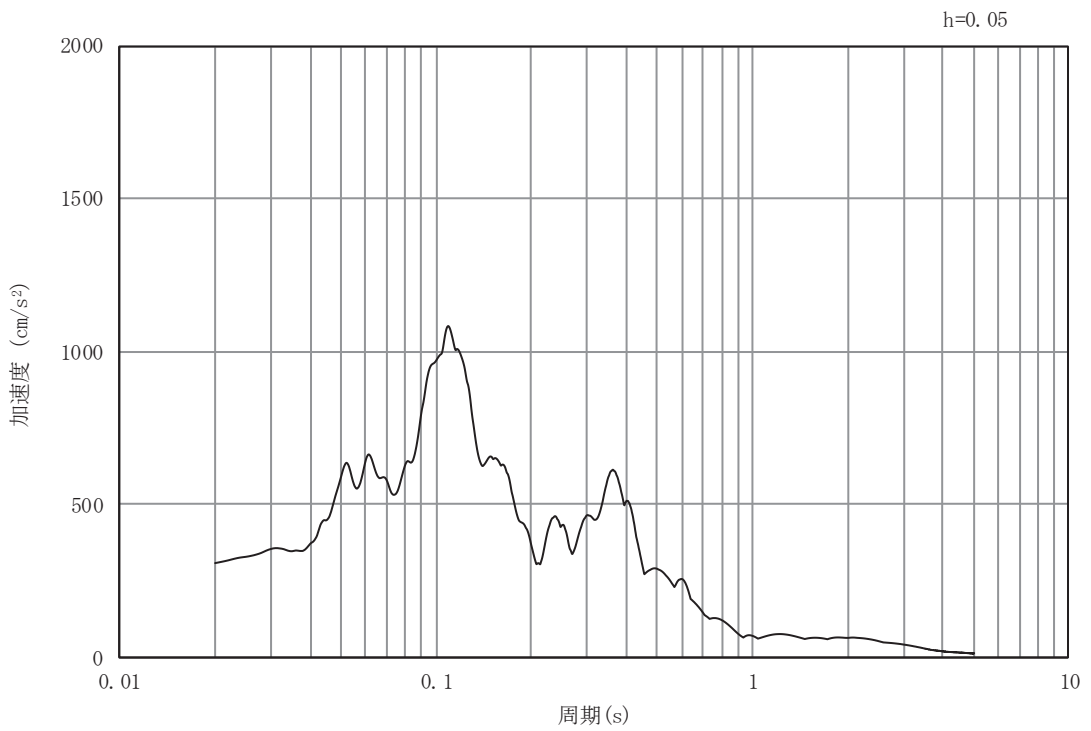


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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  
(水平方向：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 8.4-3(14) 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  
(鉛直方向：S s - N 1)

## 8.5 解析モデル及び諸元

### 8.5.1 解析モデル

#### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-1 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。

二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。二次元地震応答解析における自由地盤の初期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 8.5-2 に示す。

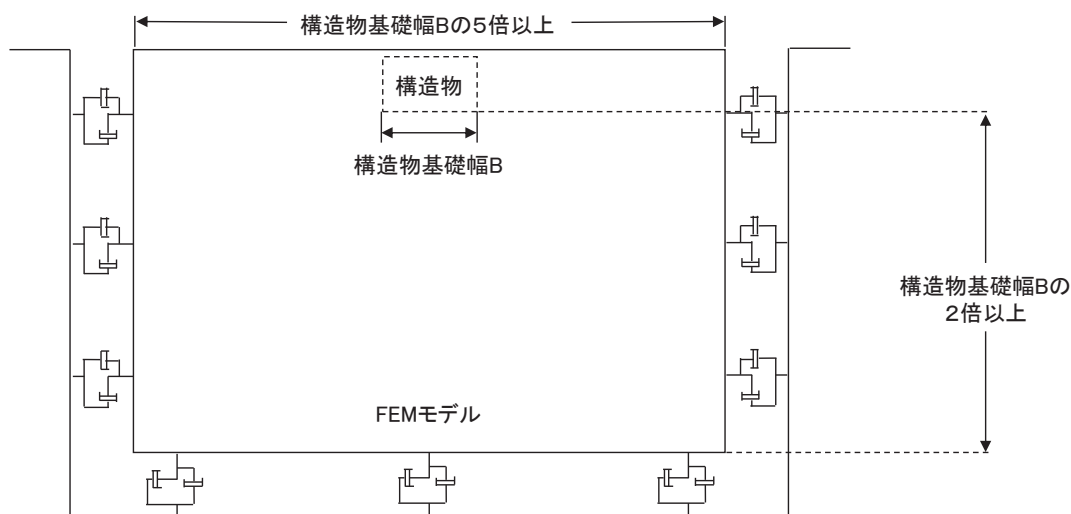


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

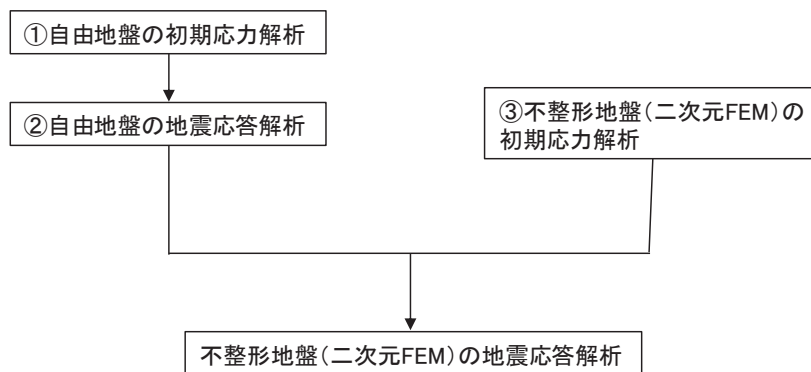


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

## (2) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

### a. 初期応力解析時

初期応力解析は、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初期応力を算定するために行う。そこで、初期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 8.5-3 に示す。

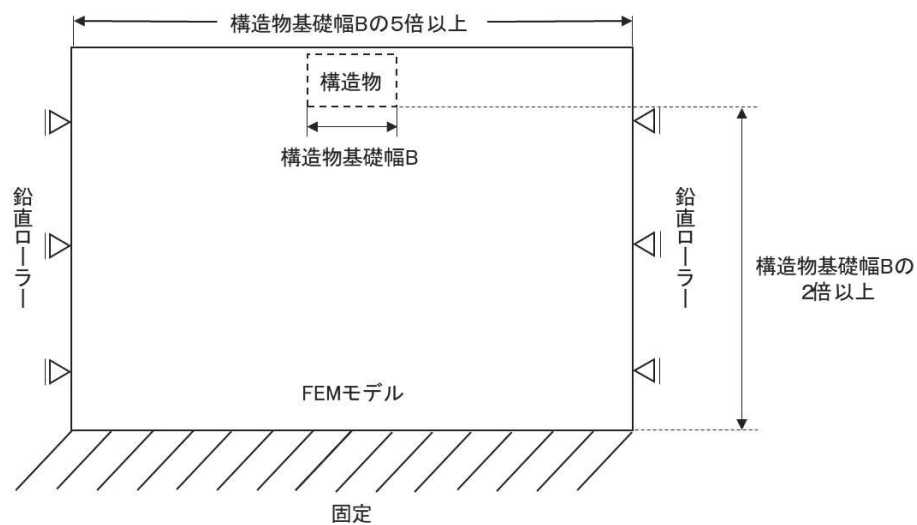


図 8.5-3 初期応力解析における境界条件の概念図

### 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成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。

## (3) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-4 に示す。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

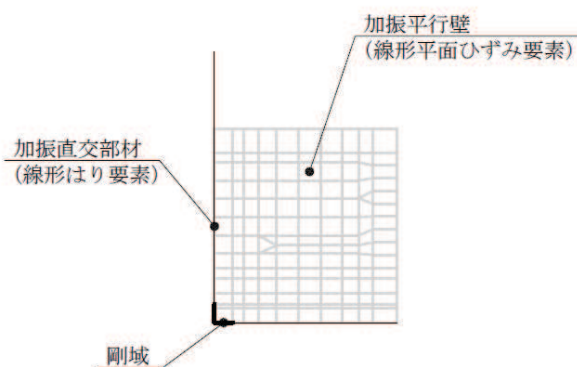


図 8.5-4 構造部材のモデル化

(4) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また，一般部に分布するD級岩盤，改良地盤，セメント改良土及び盛土・旧表土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する。解析モデルを図 8.5-5 に示す。

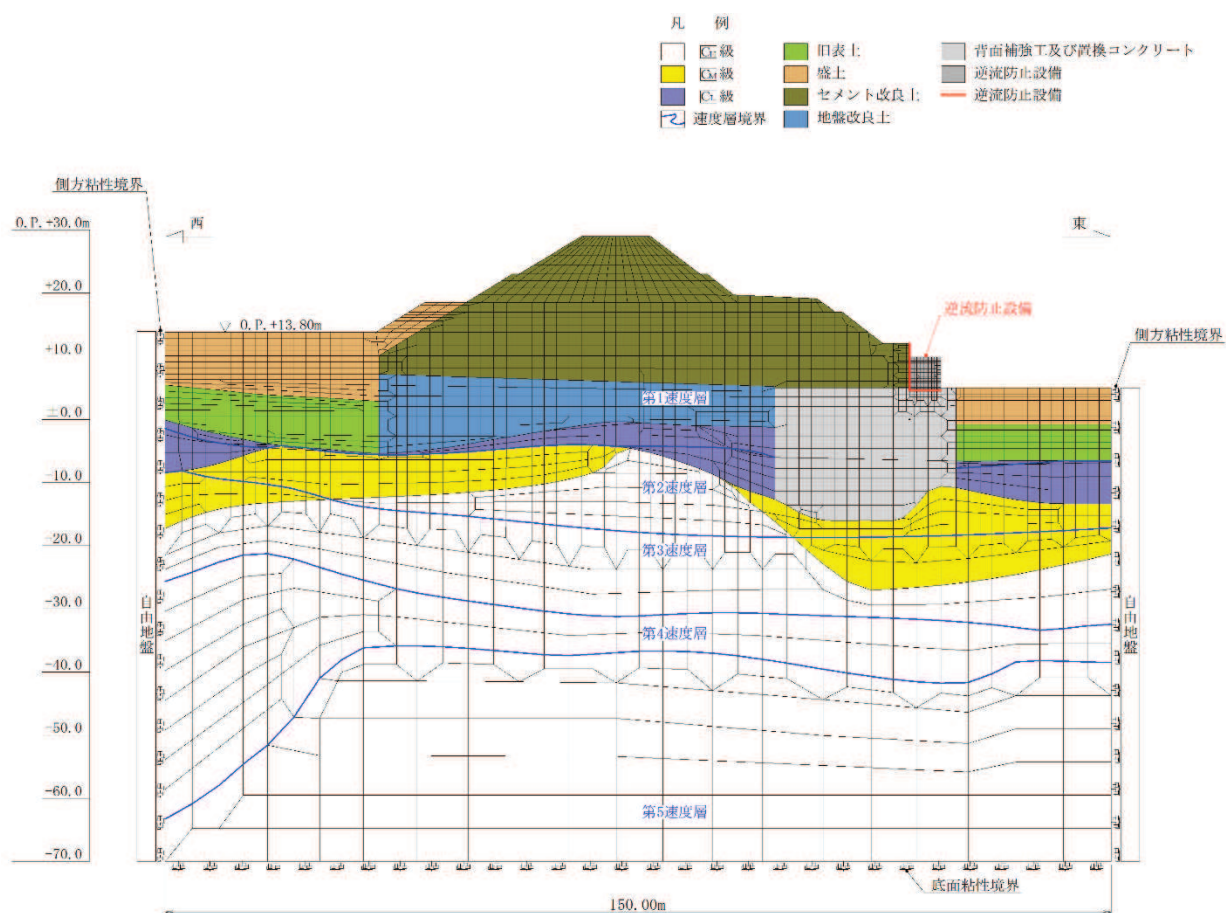


図 8.5-5 出口側集水ピットの解析モデル（A-A断面）

(5) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、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。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、セメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

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。図 8.5-6 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-7 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-2 のとおり設定する。

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 8.5-1 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\* : 砂岩

表 8.5-1 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
置換コンクリート	5.97	40



表 8.5-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
構造物-置換コンクリート	置換コンクリートの $c$	置換コンクリートの $\phi$
構造物-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 8.5-3 のとおり設定する。

表 8.5-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

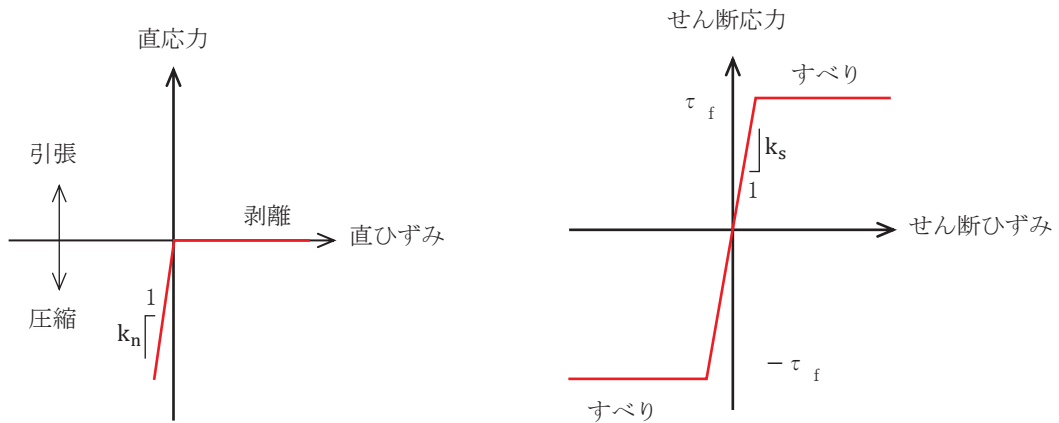


図 8.5-6 ジョイント要素の力学特性

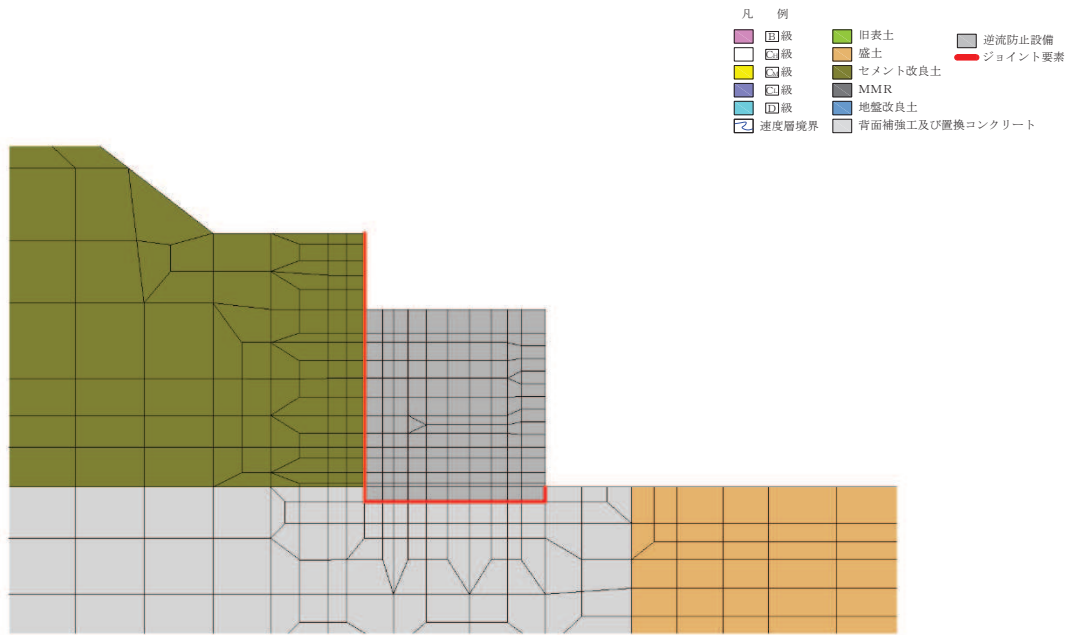


図 8.5-7 ジョイント要素の配置

### 8.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-4 に、材料の物性値を表 8.5-5 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「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。

表 8.5-4 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>

表 8.5-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2
コンクリート （防潮堤（盛土堤防）：置換コンクリート）	22.5	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2

### 8.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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 8.5-6 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 8.5-6 (1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性				変形特性			
		静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
B 級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 8.5-6(2) 参照	0.03	
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
C <sub>M</sub> 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
C <sub>L</sub> 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D 級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$h = 0.085\gamma / (0.00026 + \gamma) + 0.028$	

表 8.5-6 (2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45	
	第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41	
D級	第1速度層	表 8.5-6 (1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

表 8.5-6 (3) 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性			強度特性					変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性		静的特性		動的特性		静ポアソン比 $\nu_s$	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 h		
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )				動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
セメント改良土	21.6	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$			
改良地盤	20.6	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$			

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/\sigma_0$$

\*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 8.5-6 (4) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 $n$	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 $h_{max}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.0	14.0
		$p_1$	1.4	1.0
		$p_2$	1.5	0.6
		$c_1$	2.0	2.8

注記 \* : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 8.5-6 (5) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 非液状化検討対象層)

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 $n$	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 $h_{max}$		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 \* : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

#### (4) 地下水位

地下水位については, 添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.1-2 に示す。また, 設計用地下水位の一覧を表 8.5-7 に示す。

表 8.5-7 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。



## 8.6 地震応答解析結果

### 8.6.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「8. 地震応答解析」に基づき、すべての基準地震動 $S_s$ に対して実施するケース①において、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において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.20		
	-+	0.17		
$S_s - D 2$	++	0.17		
	-+	0.27	0.22	0.35
$S_s - D 3$	++	0.14		
	-+	0.14		
$S_s - F 1$	++	0.12		
	-+	0.11		
$S_s - F 2$	++	0.20		
	-+	0.16		
$S_s - F 3$	++	0.13		
	-+	0.15		
$S_s - N 1$	++	0.16		
	-+	0.34		

表 8.6-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.19		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.22		
	-+	0.23	0.21	0.27
S <sub>s</sub> -D3	++	0.17		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.15		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.18		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.18		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.24		
	-+	0.20		

表 8.6-1 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.45		
	-+	0.37		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.42		
	-+	0.50	0.50	0.52
S <sub>s</sub> -D3	++	0.35		
	-+	0.33		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.28		
	-+	0.31		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.41		
	-+	0.37		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.34		
	-+	0.29		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.42		
	-+	0.39		

表 8.6-1 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.17		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.19		
	-+	0.19	0.19	0.19
S <sub>s</sub> -D3	++	0.16		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.13		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.17		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.16		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.21		
	-+	0.13		

(2) せん断破壊に対する照査

表 8.6-2 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-2 (1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.38		
	-+	0.31		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.32		
	-+	0.48	0.42	0.59
S <sub>s</sub> -D3	++	0.26		
	-+	0.25		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.23		
	-+	0.23		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.38		
	-+	0.29		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.25		
	-+	0.27		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.33		
	-+	0.40		

表 8.6-2 (2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.13		
	-+		0.11		
S s - D 2	++		0.12		
	-+		0.15	0.13	0.17
S s - D 3	++		0.11		
	-+		0.10		
S s - F 1	++		0.09		
	-+		0.10		
S s - F 2	++		0.12		
	-+		0.11		
S s - F 3	++		0.10		
	-+		0.10		
S s - N 1	++		0.12		
	-+		0.11		

表 8.6-2 (3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.35		
	-+		0.36		
S s - D 2	++		0.36		
	-+		0.45	0.38	0.52
S s - D 3	++		0.30		
	-+		0.28		
S s - F 1	++		0.25		
	-+		0.25		
S s - F 2	++		0.35		
	-+		0.34		
S s - F 3	++		0.30		
	-+		0.30		
S s - N 1	++		0.41		
	-+		0.29		

表 8.6-2 (4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.05		
S s - D 2	++	0.05		
	-+	0.07	0.06	0.08
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.05		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.07		

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.6-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-3 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.05	0.04	0.05
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.04		
S s - F 1	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.05		

8.6.2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1) を表 8.6-4 に示す。

表 8.6-4 頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))		
①	S s - D 1	++	+0.421	(45.53)	
		-+	+0.385	(25.22)	
	S s - D 2	++	+0.452	(13.52)	
		-+	+0.517	(13.65)	
	S s - D 3	++	+0.344	(21.04)	
		-+	+0.308	(30.15)	
	S s - F 1	++	+0.258	(22.40)	
		-+	+0.281	(19.49)	
	S s - F 2	++	+0.404	(31.42)	
		-+	+0.386	(31.29)	
	S s - F 3	++	+0.349	(28.62)	
		-+	+0.306	(26.81)	
	S s - N 1	++	+0.457	(7.51)	
		-+	+0.311	(7.90)	
	②	S s - D 2	-+	+0.472	(13.64)
	③	S s - D 2	-+	+0.565	(13.66)

(2) 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2) を表 8.6-5 に示す。

表 8.6-5 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

解析ケース	地震動		総水平荷重絶対値 (kN/m) (時刻 (s))	
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	+1565	(45.52)
		-+	+1691	(25.21)
	S <sub>s</sub> -D 2	++	+1850	(13.52)
		-+	+1845	(13.65)
	S <sub>s</sub> -D 3	++	+1452	(21.03)
		-+	+1370	(29.56)
	S <sub>s</sub> -F 1	++	+1332	(18.89)
		-+	+1360	(19.49)
	S <sub>s</sub> -F 2	++	+1547	(27.84)
		-+	+1679	(31.29)
	S <sub>s</sub> -F 3	++	+1506	(28.62)
		-+	+1523	(26.81)
	S <sub>s</sub> -N 1	++	+2117	(7.50)
		-+	+1323	(7.34)
②	S <sub>s</sub> -D 2	-+	+1805	(13.64)
③	S <sub>s</sub> -D 2	-+	+1639	(13.66)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3) を表 8.6-6 に示す。

表 8.6-6 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))		
①	S s - D 1	++	+0.421	(45.53)	
		-+	+0.385	(25.22)	
	S s - D 2	++	+0.452	(13.52)	
		-+	+0.517	(13.65)	
	S s - D 3	++	+0.344	(21.04)	
		-+	+0.308	(30.15)	
	S s - F 1	++	+0.258	(22.40)	
		-+	+0.281	(19.49)	
	S s - F 2	++	+0.404	(31.42)	
		-+	+0.386	(31.29)	
	S s - F 3	++	+0.349	(28.62)	
		-+	+0.306	(26.81)	
	S s - N 1	++	+0.457	(7.51)	
		-+	+0.311	(7.90)	
	②	S s - D 2	-+	+0.472	(13.64)
	③	S s - D 2	-+	+0.565	(13.66)

### 8.6.3 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.6-7 及び図 8.6-8 に示す。



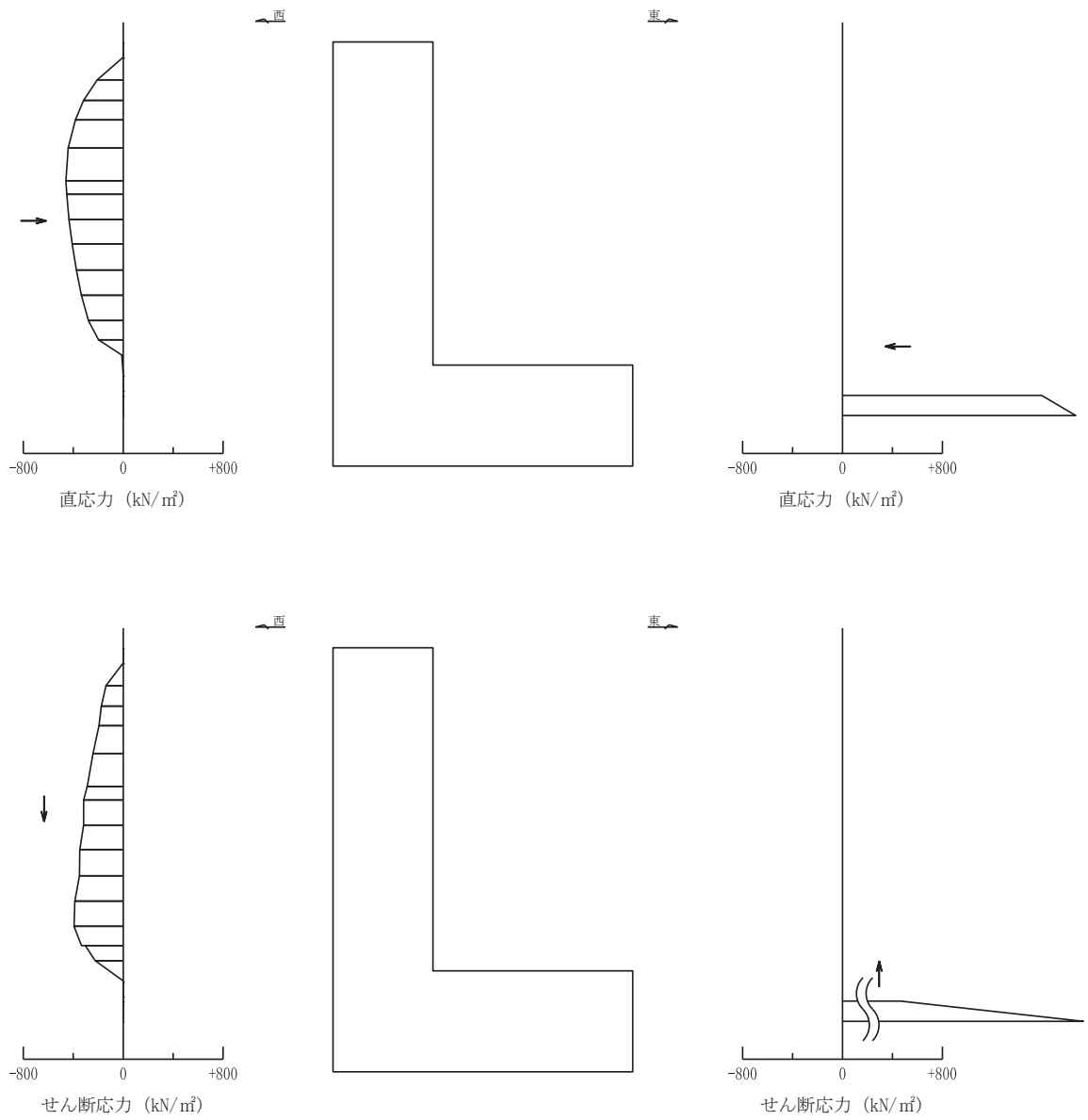
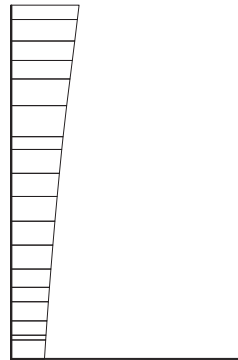


図 8.6-7 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
 (解析ケース③, S s - D 2 (-+))

構造スケール 0 2 (m)

設計震度スケール 0 1.0

← 設計震度 | 設計震度 →  
-側 +側



構造スケール 0 2 (m)

設計震度スケール 0 1.0

← 設計震度 ↓ | ↑ 設計震度 →  
-側 +側

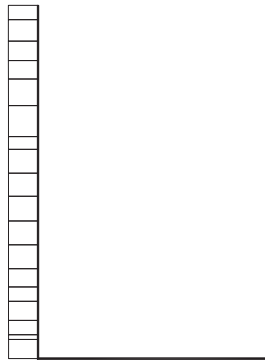
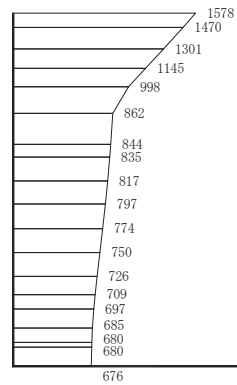


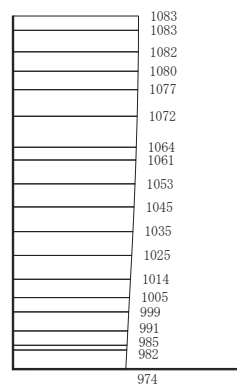
図 8.6-8 作用荷重分布図 (設計震度分布)  
(解析ケース③,  $S_s - D2 (-+)$ )

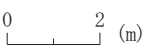

### 8.6.4 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.6-9 に示す。



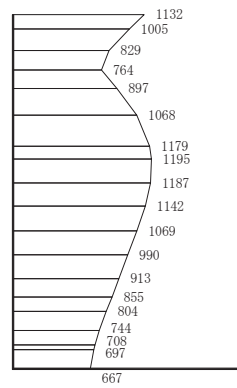
(a) S s - D 1 (++) 水平



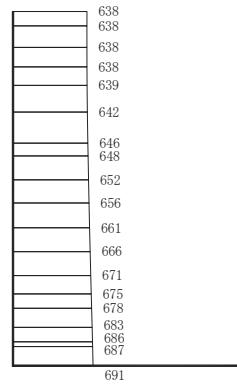
構造スケール 0  2 (m)      応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S s - D 1 (++) 鉛直

図 8.6-9(1) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



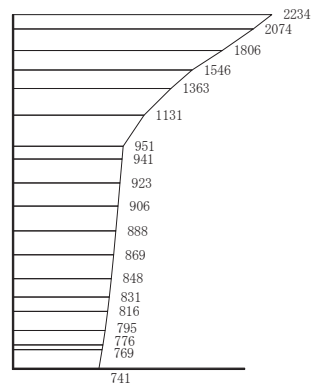
(a) S s - D 1 (-+) 水平



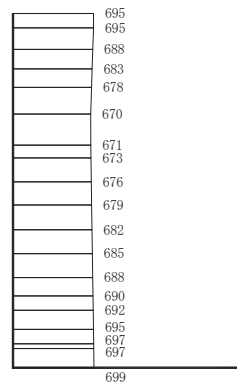
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S s - D 1 (-+) 鉛直

図 8.6-9(2) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



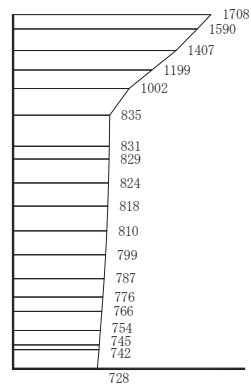
(a)  $S_s - D2$  (++) 水平



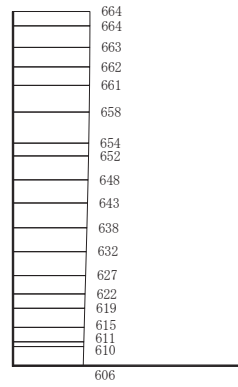
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b)  $S_s - D2$  (++) 鉛直

図 8.6-9(3) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



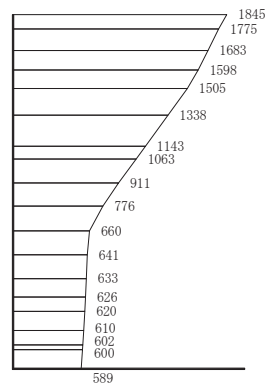
(a)  $S_s - D2$  (一十) 水平



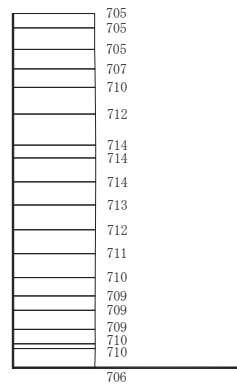
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b)  $S_s - D2$  (一十) 鉛直

図 8.6-9(4) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



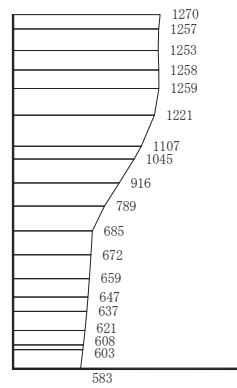
(a) S s - D 3 (++) 水平



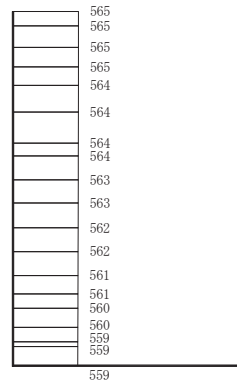
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - D 3 (++) 鉛直

図 8.6-9(5) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a)  $S_s - D3$  (一十) 水平

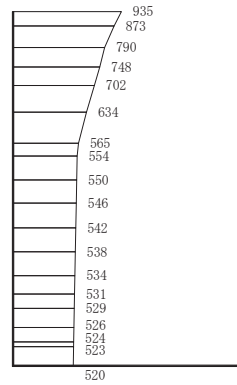


構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  ( $\text{cm/s}^2$ )

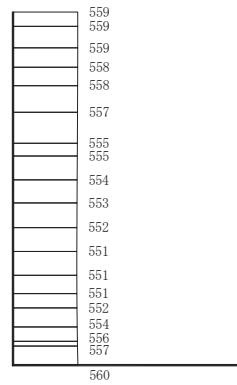
(b)  $S_s - D3$  (一十) 鉛直

図 8.6-9(6) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)





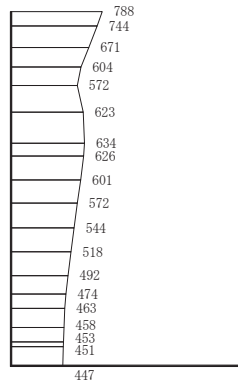
(a)  $S_s - F1$  (++) 水平



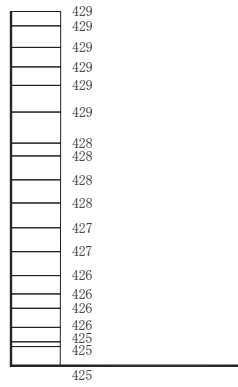
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  ( $\text{cm/s}^2$ )

(b)  $S_s - F1$  (++) 鉛直

図 8.6-9(7) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



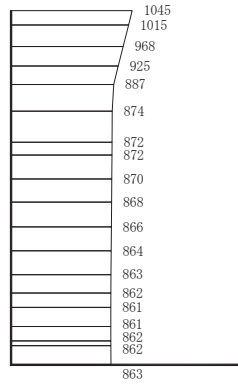
(a) S s - F 1 (-+) 水平



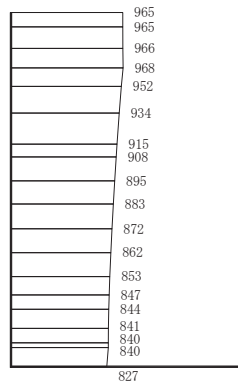
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S s - F 1 (-+) 鉛直

図 8.6-9(8) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



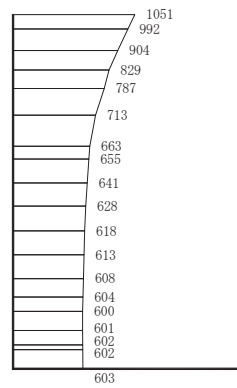
(a)  $S_s - F_2$  (++) 水平



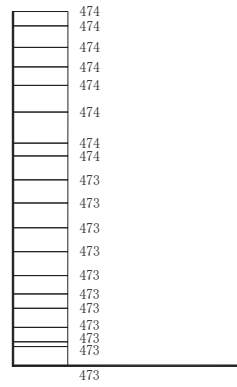
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  ( $\text{cm/s}^2$ )

(b)  $S_s - F_2$  (++) 鉛直

図 8.6-9(9) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



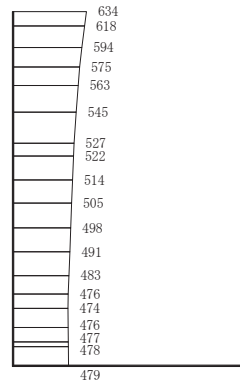
(a)  $S_s - F_2 (-+)$  水平



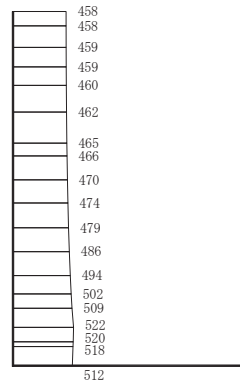
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  (cm/s<sup>2</sup>)

(b)  $S_s - F_2 (-+)$  鉛直

図 8.6-9(10) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



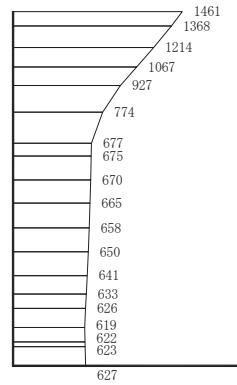
(a)  $S_s - F_3$  (++) 水平



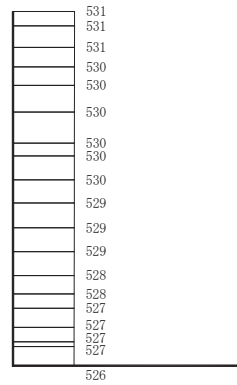
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  ( $\text{cm/s}^2$ )

(b)  $S_s - F_3$  (++) 鉛直

図 8.6-9(11) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



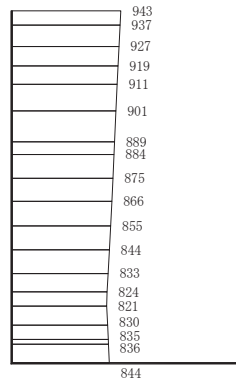
(a)  $S_s - F_3 (-+)$  水平



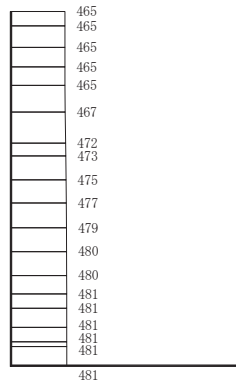
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  (cm/s<sup>2</sup>)

(b)  $S_s - F_3 (-+)$  鉛直

図 8.6-9(12) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



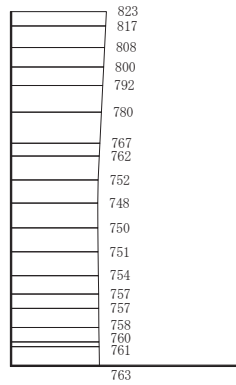
(a)  $S_s - N1$  (++) 水平



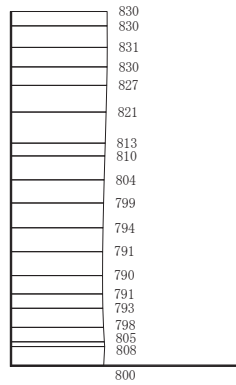
構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  ( $\text{cm/s}^2$ )

(b)  $S_s - N1$  (++) 鉛直

図 8.6-9(13) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a)  $S_s - N1$  (一十) 水平

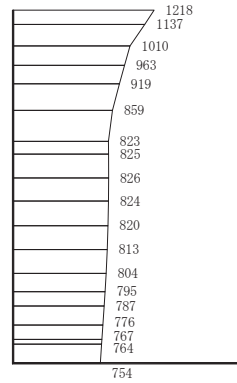


構造スケール  $0 \quad \quad \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad \quad \quad 1000$  ( $\text{cm/s}^2$ )

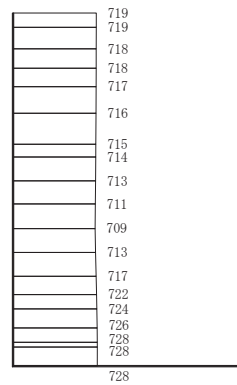
(b)  $S_s - N1$  (一十) 鉛直

図 8.6-9(14) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)





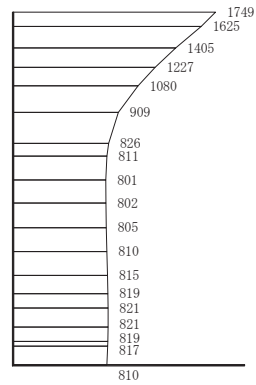
(a) S s - D 2 ( - + ) +  $\sigma$  水平



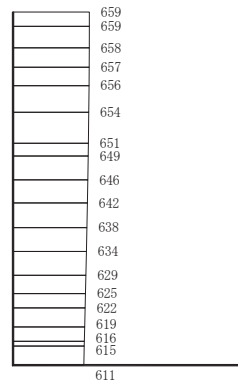
(b) S s - D 2 ( - + ) +  $\sigma$  鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-9(15) 最大加速度分布図  
 (解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース)



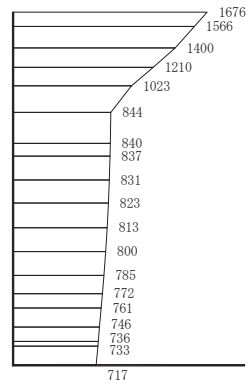
(a) S s - D 2 ( - + ) -  $\sigma$  水平



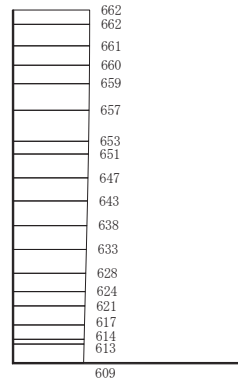
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S s - D 2 ( - + ) -  $\sigma$  鉛直

図 8.6-9(16) 最大加速度分布図  
(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース)



(a) S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub> (-+) 水平



構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S<sub>s</sub>-D<sub>2</sub> (-+) 鉛直

図 8.6-9(17) 最大加速度分布図

(解析ケース④：材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース)

## 9. 三次元構造解析

### 9.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁、南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9.1-1 に評価対象部材を示す。

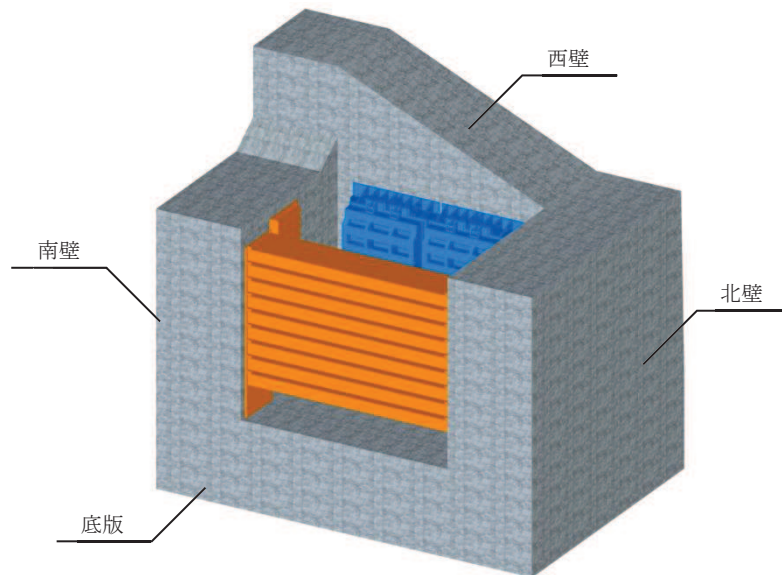


図 9.1-1 三次元構造解析の評価対象部材

### 9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 9.3 解析モデル及び諸元

#### (1) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9.3-1 に、要素分割図を図 9.3-2 に示す。

##### a. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

##### b. 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。また、側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

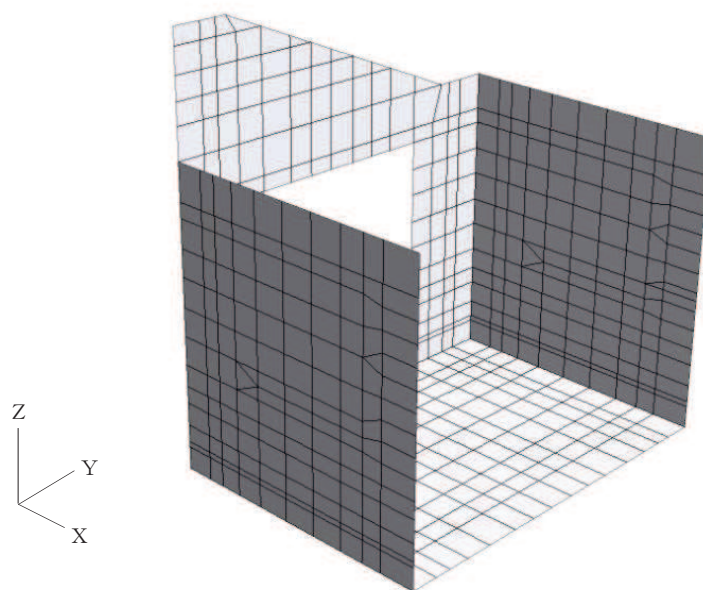
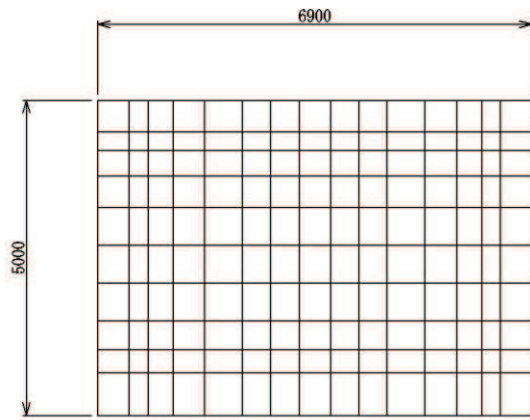
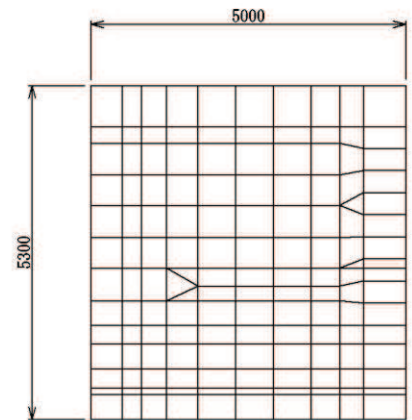


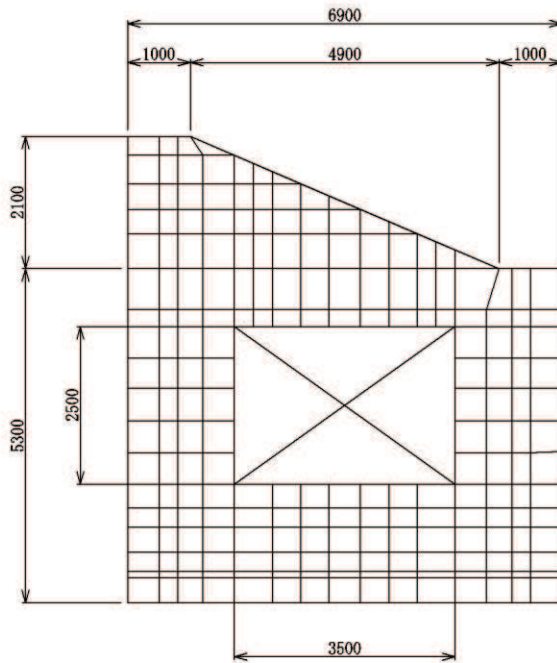
図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル



(a) 底版



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 9.3-2 要素分割図

(2) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5(2) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

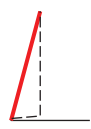

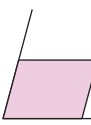
## 9.4 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 9.4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 8.6-7 及び図 8.6-8 に示す。

表 9.4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物の上面と下面の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

## 9.5 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4(1) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 9.5-1 に示す。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

### 9.5.1 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-1 に示す。

算定した慣性力は図 9.5-2 に示すとおり， 出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

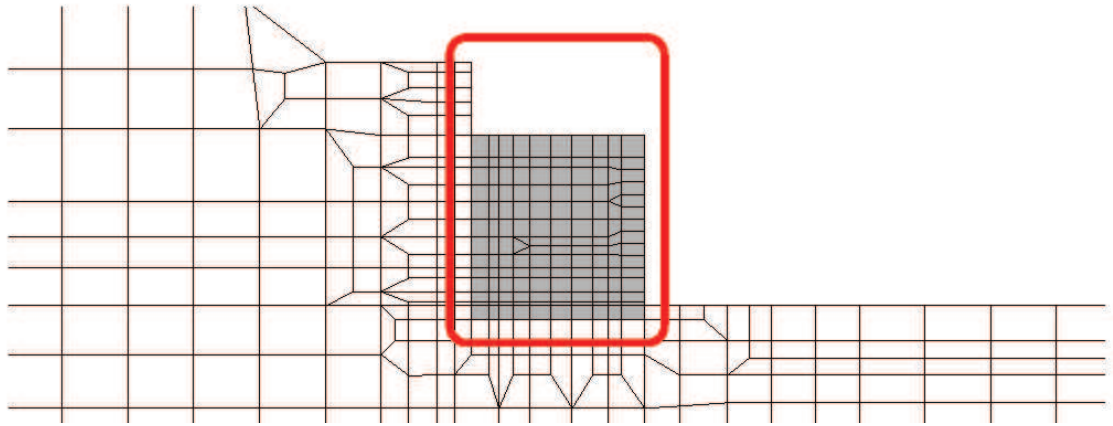


図 9.5-1 加速度抽出位置図

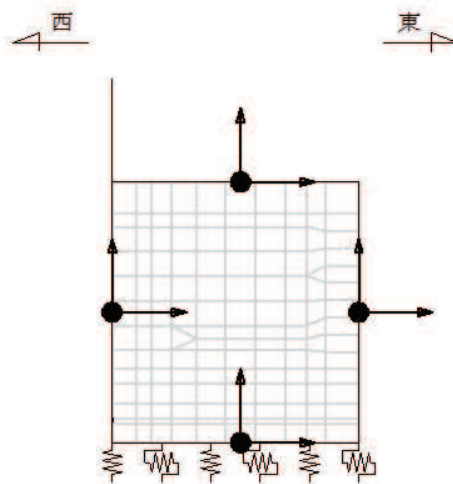


図 9.5-2 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図（東西断面，北 FG）

#### 9.5.2 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の，照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 9.5-3 に示す。また，算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，図 9.5-4 に示すとおり，出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。



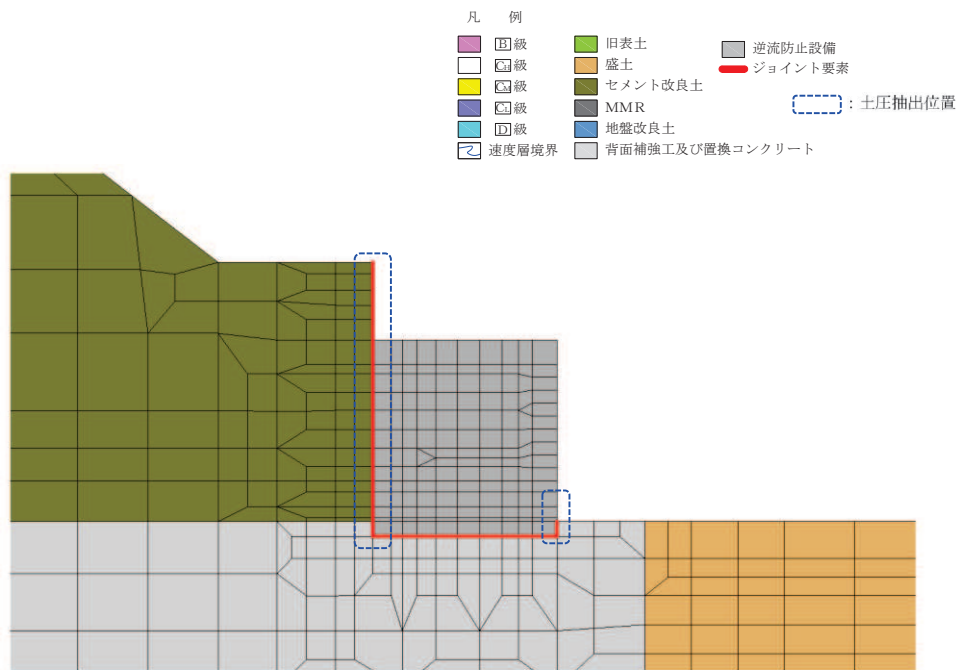


図 9.5-3 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

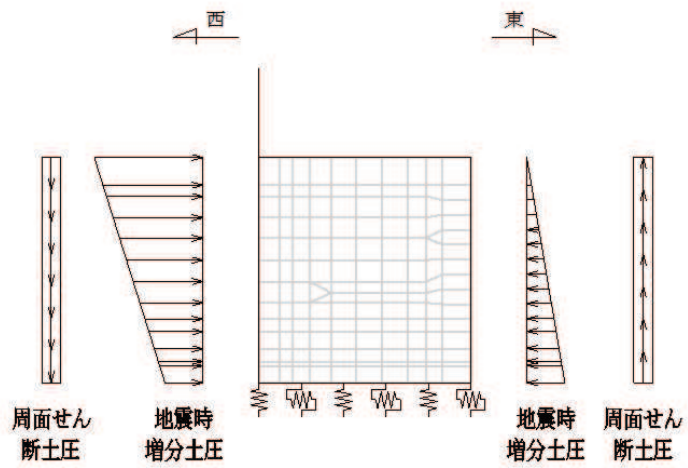


図 9.5-4 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

## 10. 耐震評価

### 10.1 許容限界

#### 10.1.1 構造部材の健全に対する許容限界

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10.1-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$		
$f'_{ck}=30.0$ (N/mm <sup>2</sup> )		11.0	16.5
	許容せん断応力度 $\tau_{al}$	0.5	0.75

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 10.1-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$		
SD345		196	294

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

##### (2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

## 10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は，地震応答解析により得られた応答値から，三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については，三次元構造解析により算定した照査用応答値が，「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

## 11. 評価結果

### 11.1 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.1-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 11.1-2 に示す。

表 11.1-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
底版	1	③	S s - D 2 (-+)	-1283	-1051	2.7	16.5	0.17
南壁	2	③	S s - D 2 (-+)	1366	-4646	3.8	16.5	0.24
西壁	3	③	S s - D 2 (-+)	-1206	-363	2.5	16.5	0.16
北壁	4	③	S s - D 2 (-+)	667	-4029	2.7	16.5	0.17

注記\*：評価位置は図11.1-1に示す。

表 11.1-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント	軸力	発生応力度	短期許容応力度	照査値	
			(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s / \sigma_{sa}$
底版	1	③	S s - D 2 (-+)	594	824	102.1	294	0.35
南壁	2	③	S s - D 2 (-+)	624	420	77.2	294	0.27
西壁	3	③	S s - D 2 (-+)	-1304	740	152.2	294	0.52
北壁	4	①	S s - N 1 (++)	102	803	60.8	294	0.21

注記\*：評価位置は図11.1-1に示す。

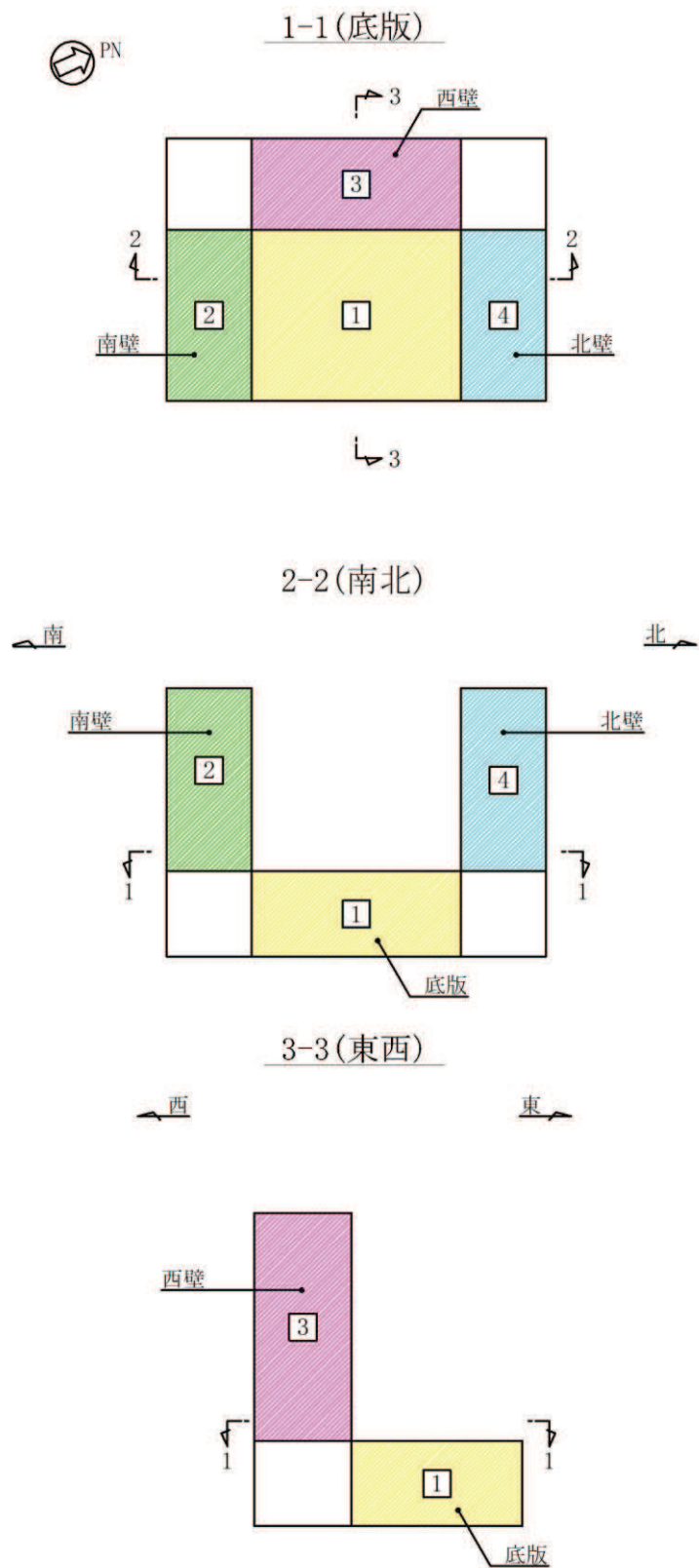


图 11.1-1 評価位置図

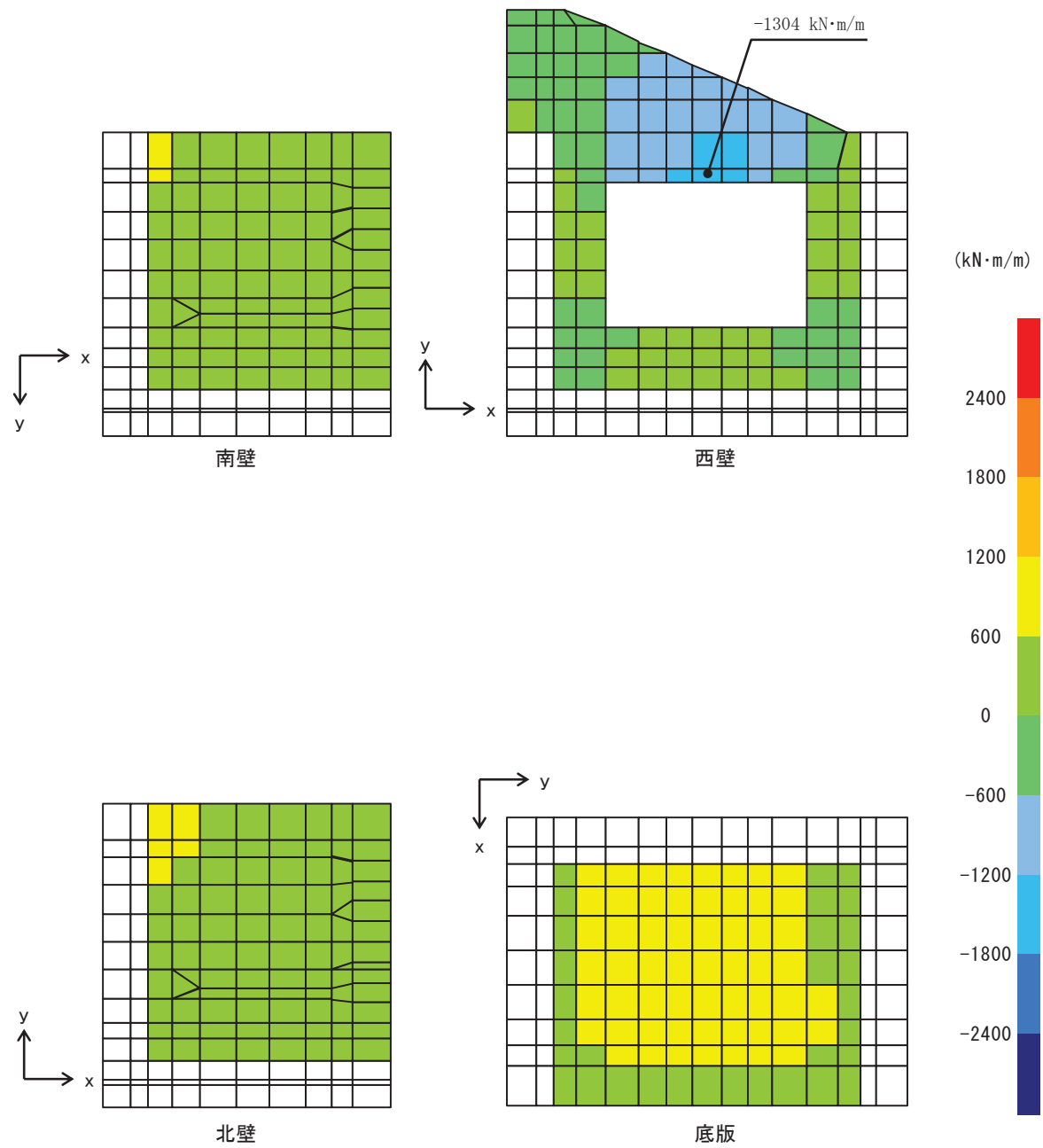


図 11.1-2 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $M_x$  (ケース③,  $S_s - D_2 (-+)$ ,  $t = 13.66 \text{ s}$ )

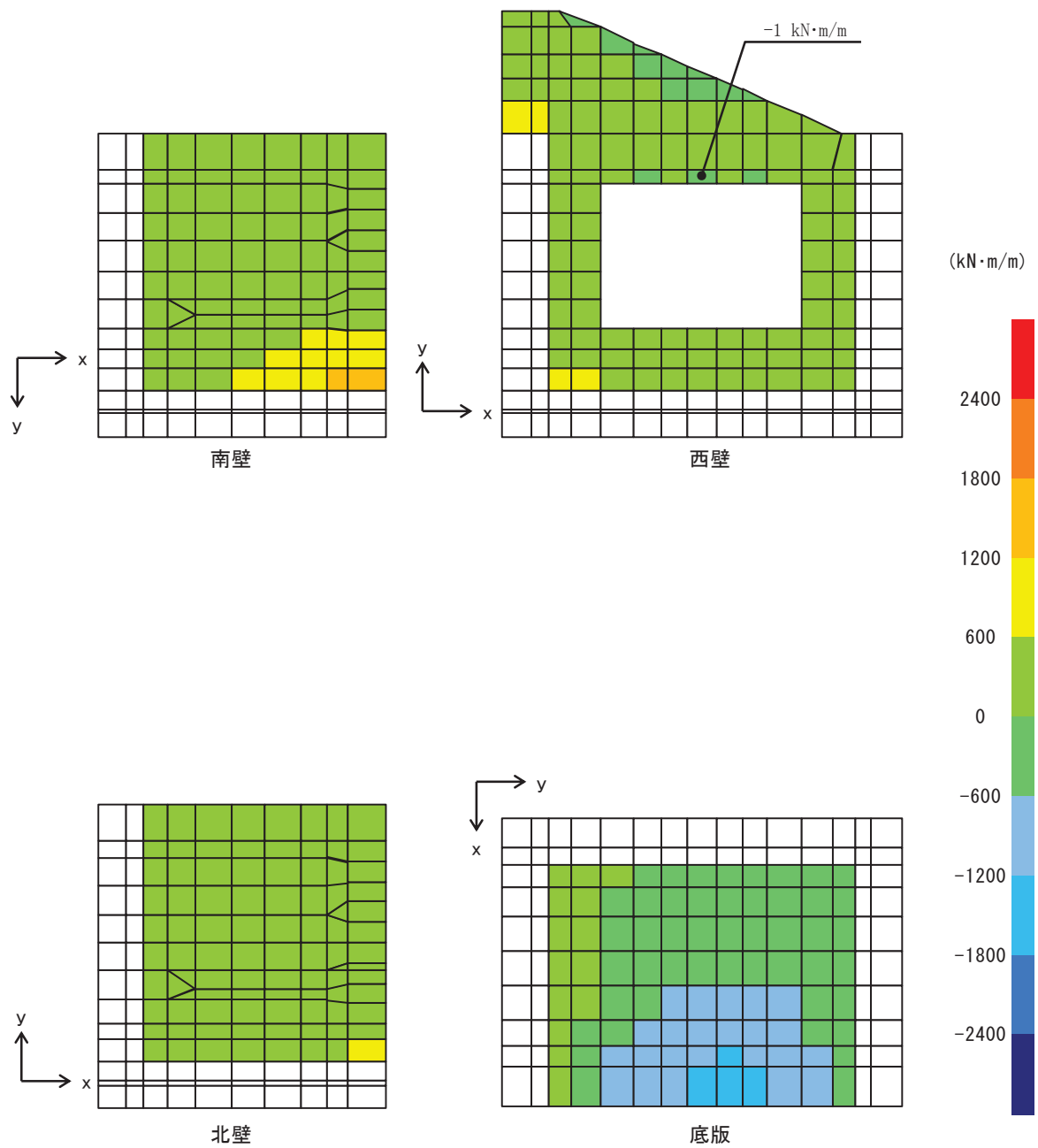


図 11.1-2 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $M_y$  (ケース③,  $S_s - D_2 (-+)$ ,  $t = 13.66 \text{ s}$ )

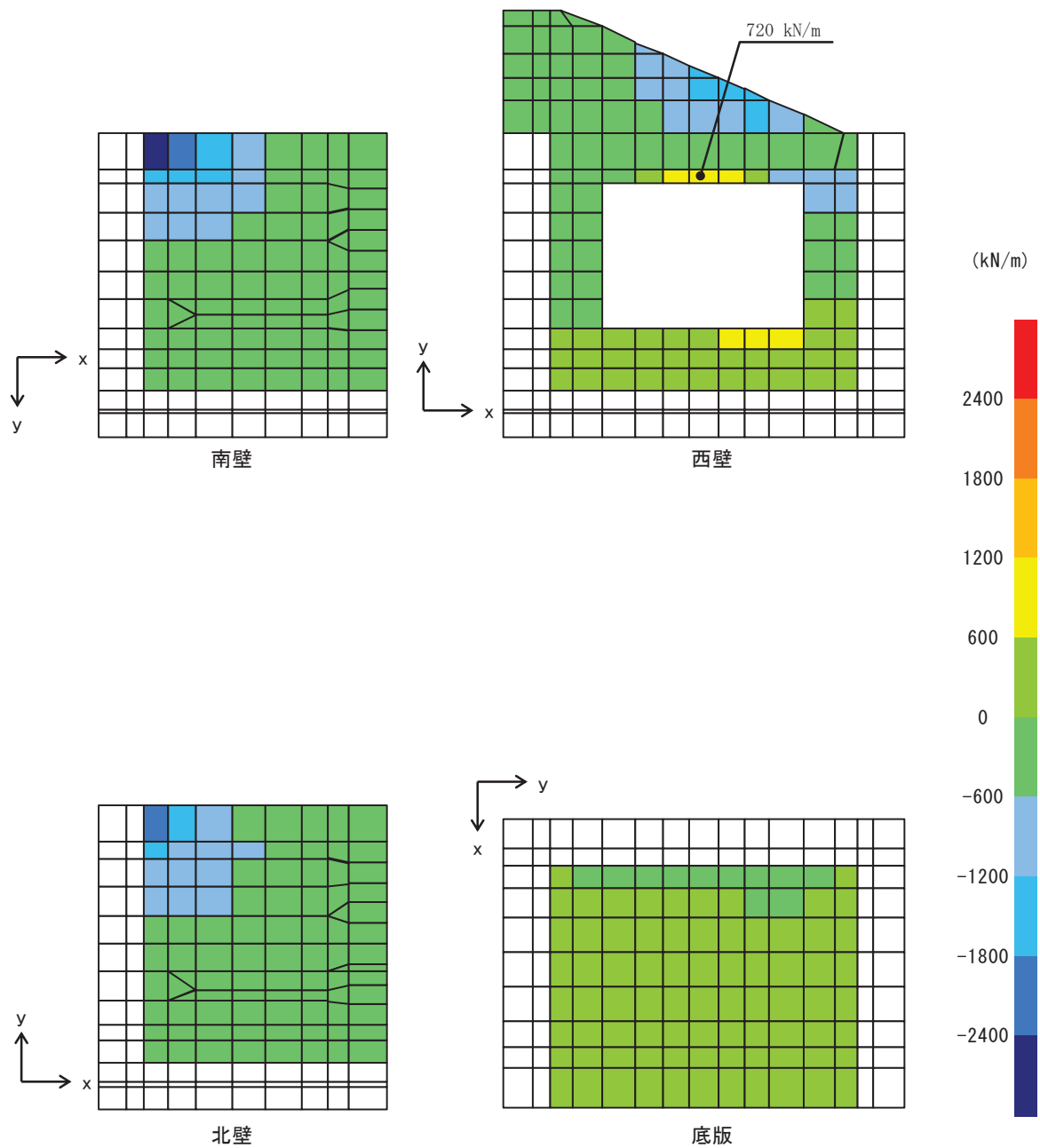


図 11.2-2 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $N_x$  (ケース③,  $S_s - D_2 (-+)$ ,  $t = 13.66 \text{ s}$ )



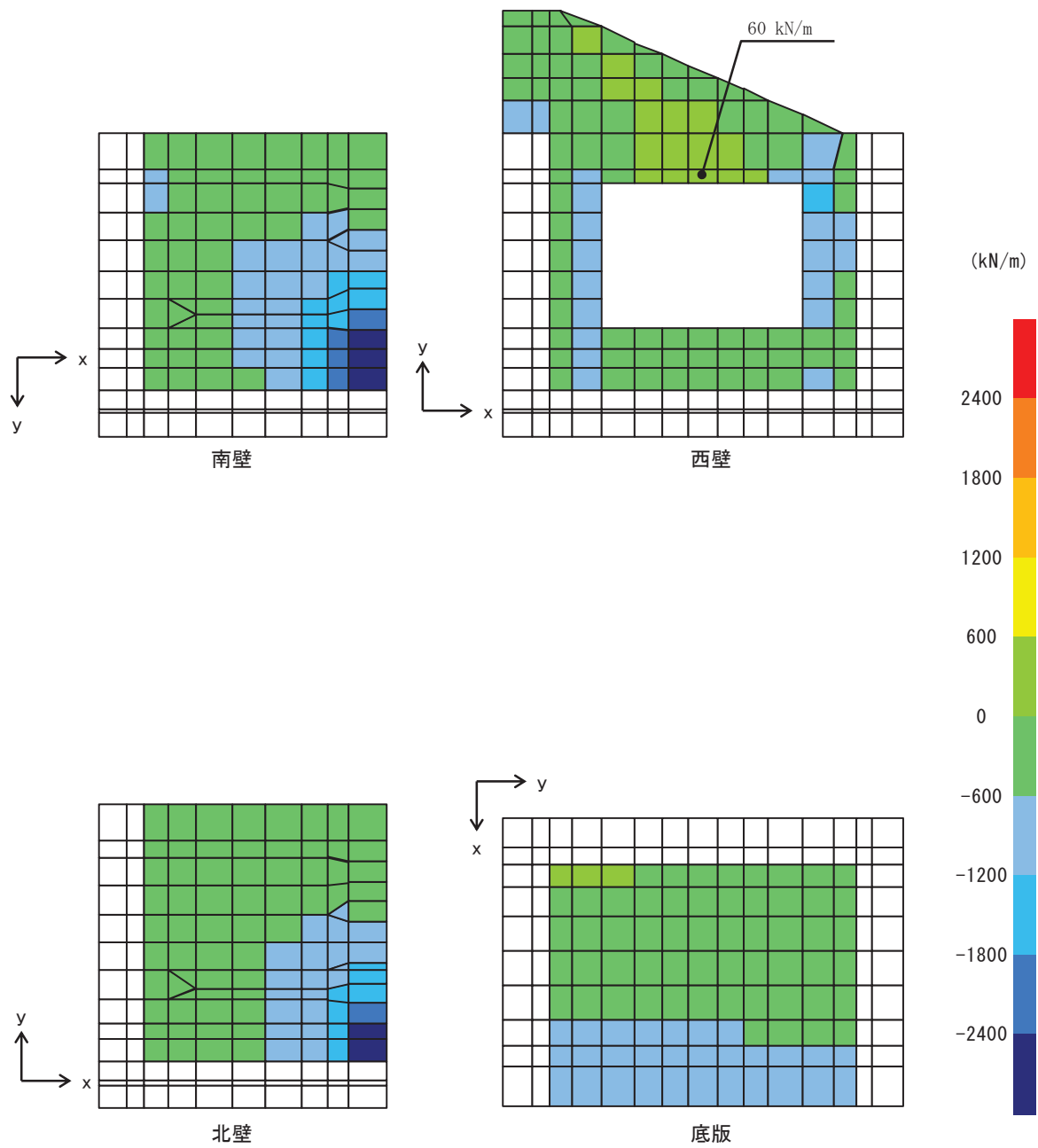


図 11.2-2 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $N_y$  (ケース③,  $S_s-D2(-+)$ ,  $t=13.66$  s)

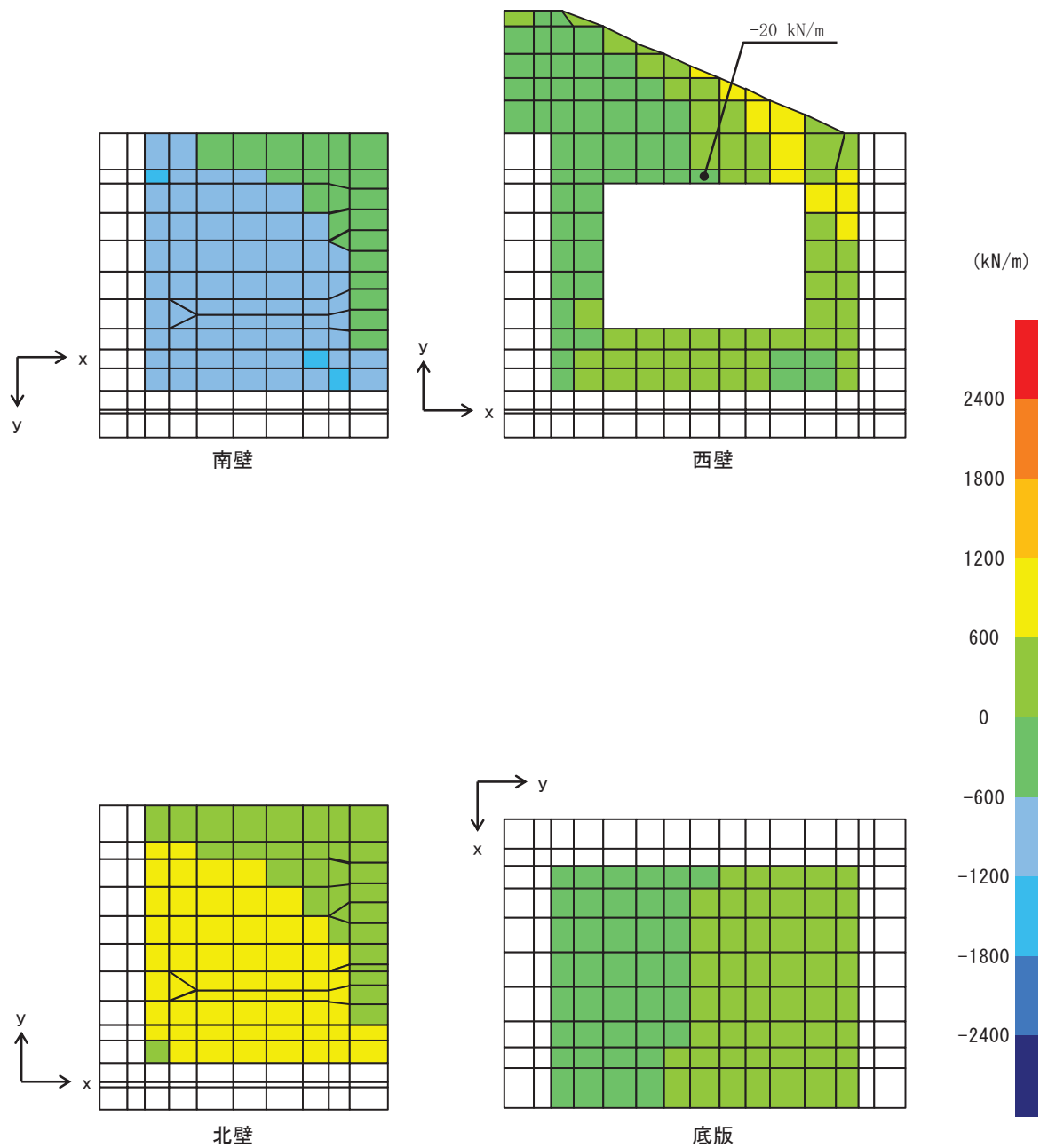


図 11.1-2 (5) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $N_{x y}$  (ケース③,  $S s - D 2 (-+)$ ,  $t = 13.66 \text{ s}$ )

## 11.2 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.2-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 11.2-2 に示す。

表 11.2-1 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	1	③	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	2060	3495	0.59
南壁	2	③	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	570	3495	0.17
西壁	3	③	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	1807	3495	0.52
北壁	4	③	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	251	3495	0.08

注記\*：評価位置は図 11.2-1 に示す。

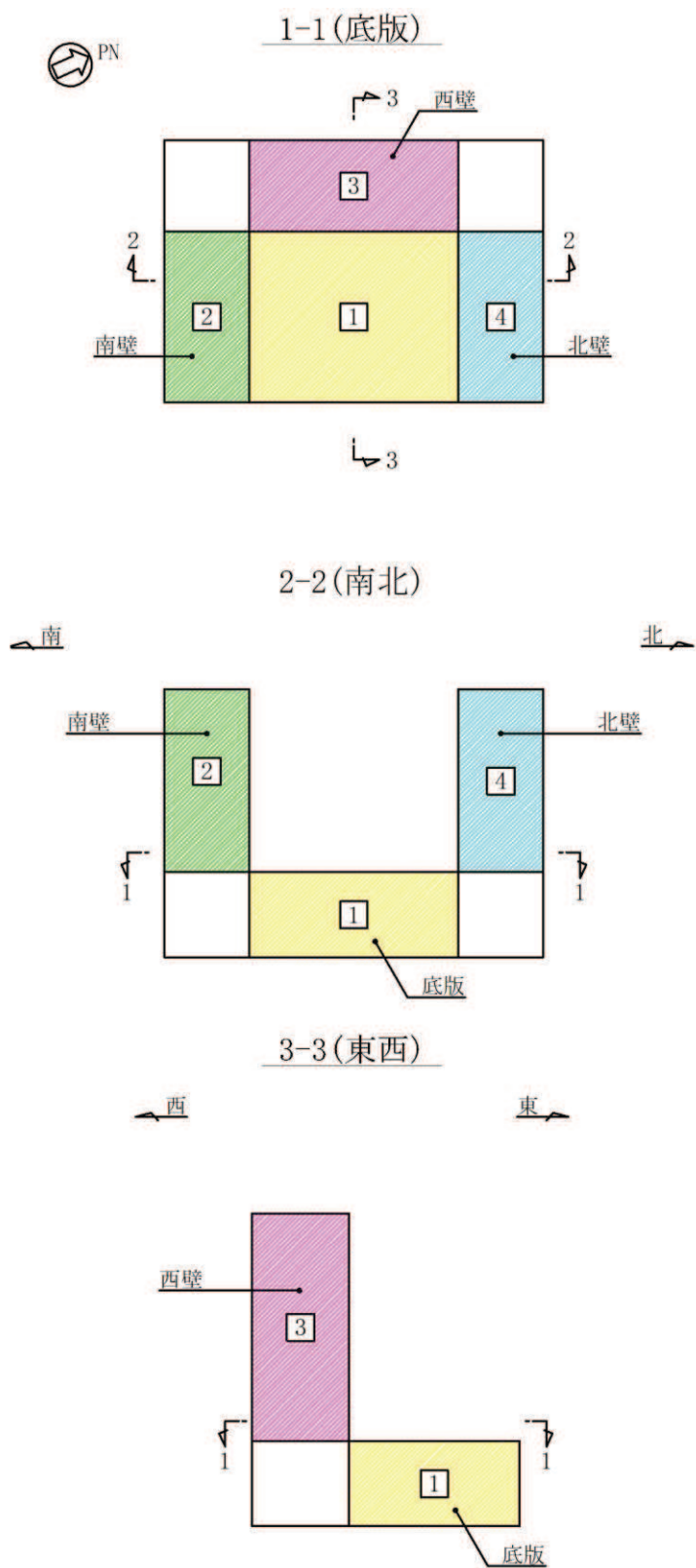


图 11.2-1 評価位置図

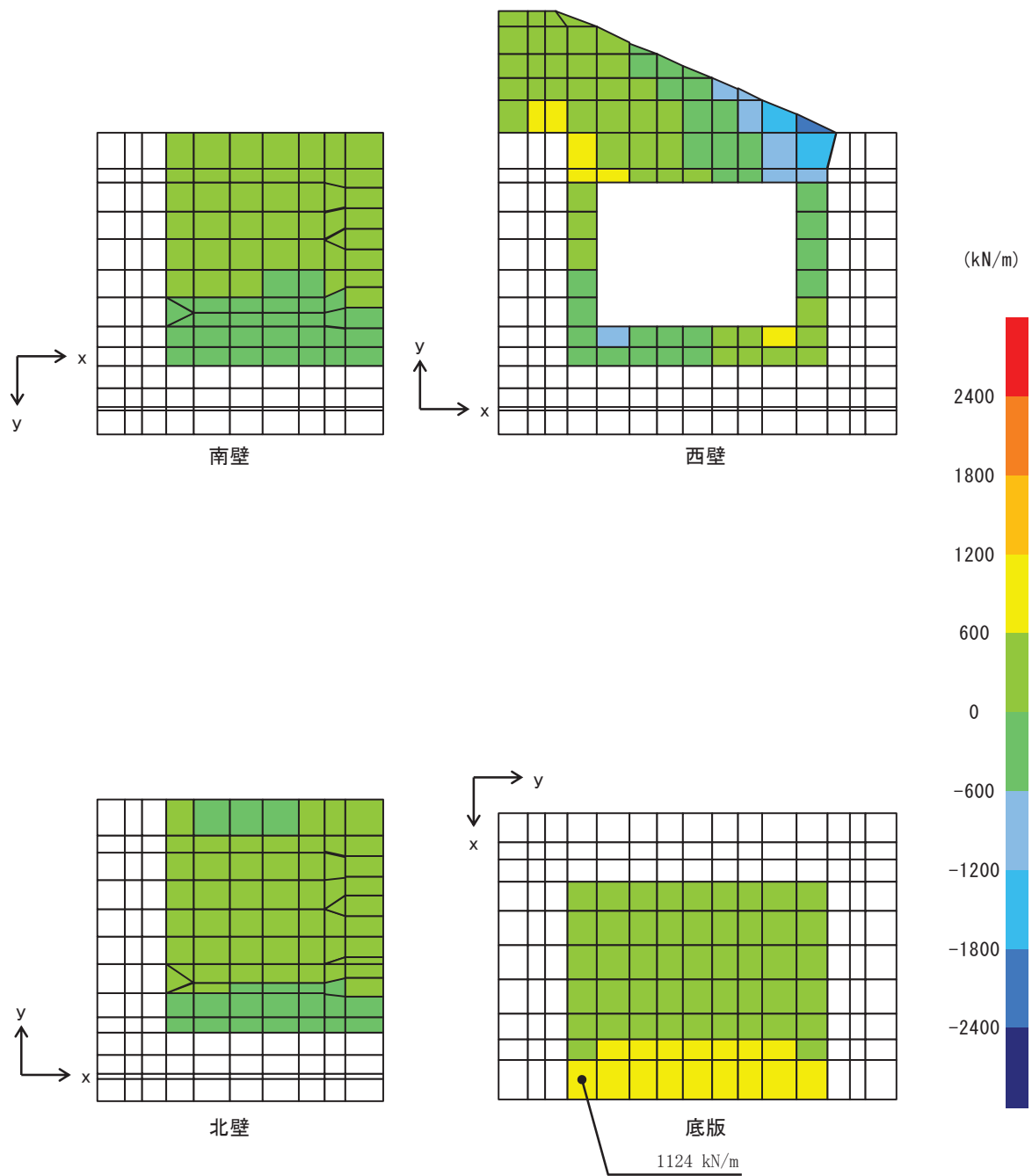


図 11.2-2 (1) せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $Q_x$  (ケース③,  $S_s-D2$  (-+),  $t=13.66 \text{ s}$ )

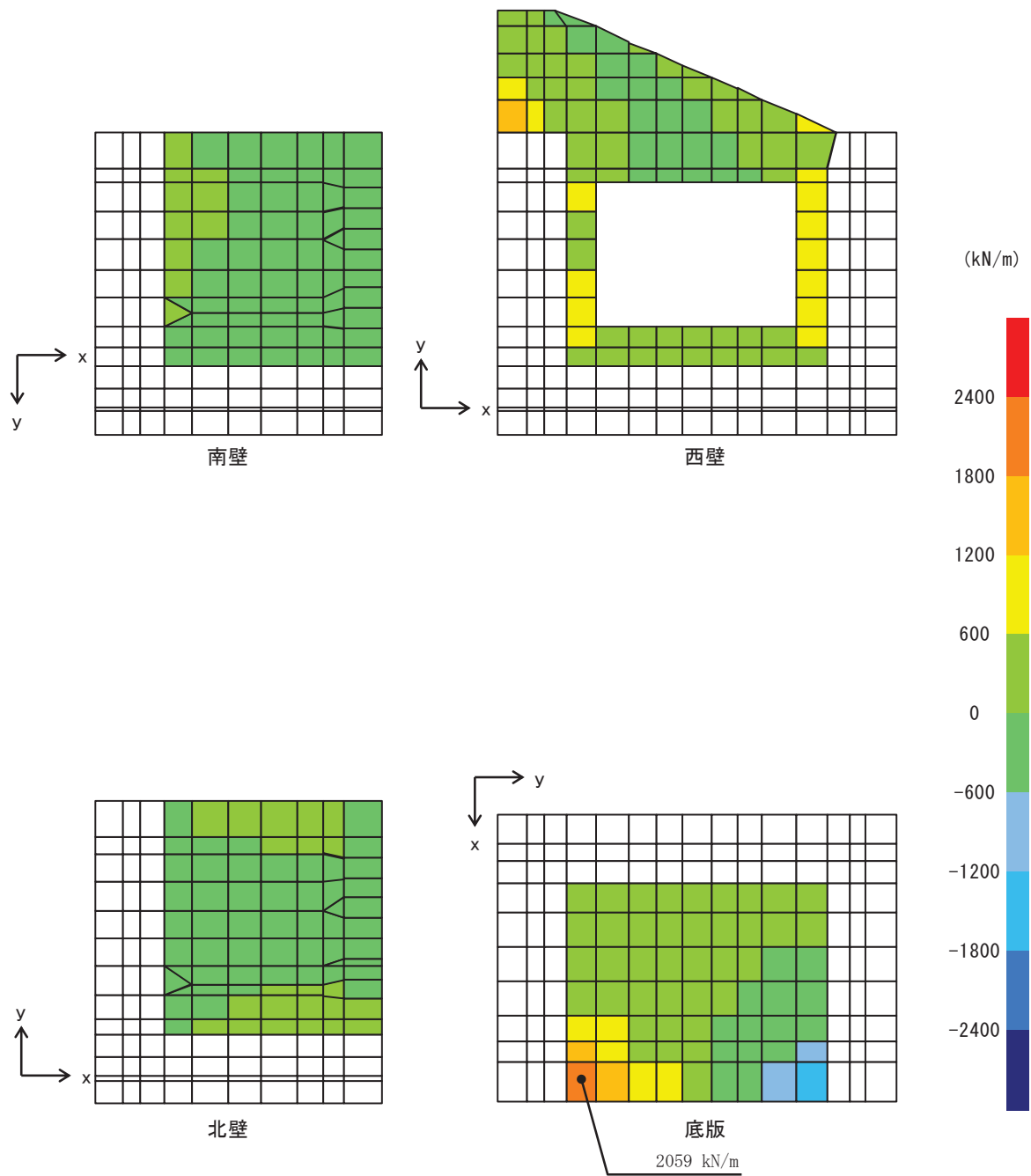


図 11.2-2 (2) せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $Q_y$  (ケース③,  $S_s - D2 (-+)$ ,  $t = 13.66 \text{ s}$ )

### 11.3 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11.3-1 に示す。

表 11.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	2000	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200
南北壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200
西壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200

注記 \*1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

\*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する。

#### 11.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について，表 11.3-2 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて，出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S <sub>s</sub> -D1 (++)	底版	1	45.52	-879	-871	1.90	16.5	0.12
		南壁	2	45.52	965	-3255	2.70	16.5	0.17
		西壁	3	45.52	-621	-2680	2.00	16.5	0.13
		北壁	4	45.52	461	-2847	1.90	16.5	0.12
	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	底版	1	25.21	-719	-866	1.50	16.5	0.10
		南壁	2	25.21	856	-2967	2.40	16.5	0.15
		西壁	3	25.22	-843	-344	1.80	16.5	0.11
		北壁	4	25.21	380	-2559	1.70	16.5	0.11
	S <sub>s</sub> -D2 (++)	底版	1	13.52	-778	-606	1.70	16.5	0.11
		南壁	2	13.52	916	-3068	2.50	16.5	0.16
		西壁	3	13.52	-640	-2595	2.00	16.5	0.13
		北壁	4	13.52	420	-2654	1.80	16.5	0.11
	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	13.65	-1066	-981	2.30	16.5	0.14
		南壁	2	13.65	1158	-4079	3.30	16.5	0.20
		西壁	3	13.65	-1092	-361	2.30	16.5	0.14
		北壁	4	13.65	562	-3547	2.30	16.5	0.14
	S <sub>s</sub> -D3 (++)	底版	1	21.03	-643	-484	1.40	16.5	0.09
		南壁	2	21.04	729	-2381	2.00	16.5	0.13
		西壁	3	21.03	-488	-2226	1.60	16.5	0.10
		北壁	4	21.03	325	-1986	1.30	16.5	0.08
	S <sub>s</sub> -D3 (-+)	底版	1	29.56	-600	-693	1.30	16.5	0.08
		南壁	2	29.56	707	-2287	1.90	16.5	0.12
		西壁	3	29.56	-463	-2026	1.50	16.5	0.10
		北壁	4	29.56	299	-1966	1.30	16.5	0.08
	S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	18.89	-552	-390	1.20	16.5	0.08
		南壁	2	22.40	646	-2035	1.80	16.5	0.11
		西壁	3	22.40	-421	-1729	1.30	16.5	0.08
		北壁	4	22.40	260	-1734	1.10	16.5	0.07
S <sub>s</sub> -F1 (-+)	底版	1	19.49	-580	-413	1.30	16.5	0.08	
	南壁	2	19.49	655	-1910	1.70	16.5	0.11	
	西壁	3	19.49	-437	-1899	1.40	16.5	0.09	
	北壁	4	19.49	441	-1161	1.10	16.5	0.07	

軸力：引張正



表11.3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S <sub>s</sub> -F 2 (++)	底版	1	31.42	-848	-811	1.80	16.5	0.11
		南壁	2	31.42	919	-3051	2.50	16.5	0.16
		西壁	3	27.84	-602	-2360	1.80	16.5	0.11
		北壁	4	31.42	447	-2691	1.80	16.5	0.11
	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	31.29	-694	-809	1.50	16.5	0.10
		南壁	2	31.29	829	-2820	2.30	16.5	0.14
		西壁	3	31.29	-583	-2218	1.80	16.5	0.11
		北壁	4	31.29	361	-2417	1.60	16.5	0.10
	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	底版	1	28.62	-637	-464	1.40	16.5	0.09
		南壁	2	28.62	731	-2277	2.00	16.5	0.13
		西壁	3	28.62	-524	-2027	1.60	16.5	0.10
		北壁	4	28.62	534	-1404	1.30	16.5	0.08
	S <sub>s</sub> -F 3 (-+)	底版	1	26.81	-621	-708	1.30	16.5	0.08
		南壁	2	26.81	745	-2503	2.10	16.5	0.13
		西壁	3	26.81	-700	-292	1.50	16.5	0.10
		北壁	4	26.81	314	-2140	1.40	16.5	0.09
	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	底版	1	7.50	-811	-653	1.70	16.5	0.11
		南壁	2	7.50	947	-3233	2.70	16.5	0.17
		西壁	3	7.51	-975	-411	2.10	16.5	0.13
		北壁	4	7.50	422	-2775	1.80	16.5	0.11
S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	底版	1	7.90	-886	-947	1.90	16.5	0.12	
	南壁	2	7.90	922	-3076	2.60	16.5	0.16	
	西壁	3	7.90	-480	-1951	1.50	16.5	0.10	
	北壁	4	7.90	499	-2791	1.90	16.5	0.12	
②	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	底版	1	13.64	-964	-949	2.10	16.5	0.13
		南壁	2	13.64	1044	-3599	2.90	16.5	0.18
		西壁	3	13.64	-696	-3003	2.20	16.5	0.14
		北壁	4	13.64	524	-3182	2.10	16.5	0.13
③	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	底版	1	13.66	-1283	-1051	2.70	16.5	0.17
		南壁	2	13.66	1366	-4646	3.80	16.5	0.24
		西壁	3	13.66	-1206	-363	2.50	16.5	0.16
		北壁	4	13.66	667	-4029	2.70	16.5	0.17

軸力：引張正

表11.3-2(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_s/\sigma'_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1 (++)	底版	1	45.53	279	531	57.50	294.0	0.20
		南壁	2	45.52	129	658	53.50	294.0	0.19
		西壁	3	45.52	-906	896	131.30	294.0	0.45
		北壁	4	45.52	184	531	49.70	294.0	0.17
	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	底版	1	25.21	189	495	47.80	294.0	0.17
		南壁	2	25.21	121	701	55.70	294.0	0.19
		西壁	3	25.21	-876	584	108.00	294.0	0.37
		北壁	4	25.22	199	493	48.50	294.0	0.17
	S <sub>s</sub> -D2 (++)	底版	1	13.52	434	208	48.20	294.0	0.17
		南壁	2	13.52	135	815	64.30	294.0	0.22
		西壁	3	13.52	-918	743	122.00	294.0	0.42
		北壁	4	13.52	195	609	55.70	294.0	0.19
	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	13.65	405	682	77.60	294.0	0.27
		南壁	2	13.65	574	293	64.90	294.0	0.23
		西壁	3	13.65	-1155	804	144.70	294.0	0.50
		北壁	4	13.65	240	550	55.60	294.0	0.19
	S <sub>s</sub> -D3 (++)	底版	1	21.04	234	297	38.40	294.0	0.14
		南壁	2	21.03	108	626	49.70	294.0	0.17
		西壁	3	21.03	-699	713	102.80	294.0	0.35
		北壁	4	21.03	144	505	44.80	294.0	0.16
	S <sub>s</sub> -D3 (-+)	底版	1	29.56	123	437	38.60	294.0	0.14
		南壁	2	29.56	99	554	44.30	294.0	0.16
		西壁	3	29.56	-676	616	94.40	294.0	0.33
		北壁	4	30.15	156	411	39.60	294.0	0.14
	S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	22.40	88	404	33.60	294.0	0.12
		南壁	2	18.89	90	529	41.90	294.0	0.15
		西壁	3	22.40	-620	478	80.80	294.0	0.28
		北壁	4	22.40	141	379	36.30	294.0	0.13
S <sub>s</sub> -F1 (-+)	底版	1	19.49	250	172	31.20	294.0	0.11	
	南壁	2	19.49	80	577	44.30	294.0	0.16	
	西壁	3	19.49	-631	581	88.60	294.0	0.31	
	北壁	4	19.49	78	507	39.50	294.0	0.14	

軸力：引張正

表11.3-2(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'sa$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
①	S <sub>s</sub> -F 2 (++)	底版	1	31.42	321	498	58.80	294.0	0.20
		南壁	2	27.84	119	655	52.50	294.0	0.18
		西壁	3	31.42	-813	827	119.40	294.0	0.41
		北壁	4	27.84	189	484	47.10	294.0	0.17
	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	31.29	203	432	44.80	294.0	0.16
		南壁	2	31.29	119	705	55.80	294.0	0.19
		西壁	3	31.29	-856	587	106.60	294.0	0.37
		北壁	4	31.29	184	520	49.00	294.0	0.17
	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	底版	1	28.62	326	170	37.10	294.0	0.13
		南壁	2	28.62	105	641	50.50	294.0	0.18
		西壁	3	28.62	-766	558	97.60	294.0	0.34
		北壁	4	28.62	168	474	44.70	294.0	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3 (-+)	底版	1	26.81	123	498	42.60	294.0	0.15
		南壁	2	26.81	104	598	47.60	294.0	0.17
		西壁	3	26.81	-741	373	83.40	294.0	0.29
		北壁	4	26.81	169	400	40.00	294.0	0.14
	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	底版	1	7.50	446	159	45.90	294.0	0.16
		南壁	2	7.50	143	858	67.70	294.0	0.24
		西壁	3	7.50	-1015	609	120.70	294.0	0.42
		北壁	4	7.50	102	803	60.80	294.0	0.21
S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	底版	1	7.90	450	939	98.10	294.0	0.34	
	南壁	2	7.90	541	214	57.10	294.0	0.20	
	西壁	3	7.90	-741	827	113.80	294.0	0.39	
	北壁	4	7.90	96	451	37.30	294.0	0.13	
②	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	底版	1	13.64	307	601	64.40	294.0	0.22
		南壁	2	13.64	141	735	59.60	294.0	0.21
		西壁	3	13.64	-989	1028	146.70	294.0	0.50
		北壁	4	13.64	206	556	53.20	294.0	0.19
③	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	底版	1	13.66	594	824	102.20	294.0	0.35
		南壁	2	13.66	624	420	77.20	294.0	0.27
		西壁	3	13.66	-1304	740	152.20	294.0	0.52
		北壁	4	13.66	392	362	55.10	294.0	0.19

軸力：引張正

### 11.3.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 11.3-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-3(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
①	S <sub>s</sub> -D 1 (++)	底版	1	45.52	1318	3495	0.38
		南側壁	2	45.52	426	3495	0.13
		妻壁	3	45.52	1223	3495	0.35
		北側壁	4	45.52	179	3495	0.06
	S <sub>s</sub> -D 1 (-+)	底版	1	25.21	1056	3495	0.31
		南側壁	2	25.21	383	3495	0.11
		妻壁	3	25.22	1225	3495	0.36
		北側壁	4	25.22	166	3495	0.05
	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	底版	1	13.52	1099	3495	0.32
		南側壁	2	13.52	408	3495	0.12
		妻壁	3	13.52	1234	3495	0.36
		北側壁	4	13.52	168	3495	0.05
	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	底版	1	13.65	1655	3495	0.48
		南側壁	2	13.65	493	3495	0.15
		妻壁	3	13.65	1565	3495	0.45
		北側壁	4	13.65	215	3495	0.07
	S <sub>s</sub> -D 3 (++)	底版	1	21.03	884	3495	0.26
		南側壁	2	21.03	350	3495	0.11
		妻壁	3	21.04	1036	3495	0.30
		北側壁	4	21.04	142	3495	0.05
	S <sub>s</sub> -D 3 (-+)	底版	1	29.56	863	3495	0.25
		南側壁	2	29.56	333	3495	0.10
		妻壁	3	30.15	963	3495	0.28
		北側壁	4	30.15	130	3495	0.04
	S <sub>s</sub> -F 1 (++)	底版	1	22.40	780	3495	0.23
		南側壁	2	22.40	311	3495	0.09
		妻壁	3	22.40	854	3495	0.25
		北側壁	4	22.40	118	3495	0.04
S <sub>s</sub> -F 1 (-+)	底版	1	19.49	773	3495	0.23	
	南側壁	2	19.49	317	3495	0.10	
	妻壁	3	19.49	860	3495	0.25	
	北側壁	4	19.49	118	3495	0.04	

表11.3-3(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
①	S <sub>s</sub> -F2 (++)	底版	1	31.42	1325	3495	0.38
		南側壁	2	31.42	411	3495	0.12
		妻壁	3	27.84	1193	3495	0.35
		北側壁	4	31.42	174	3495	0.05
	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	31.29	1004	3495	0.29
		南側壁	2	31.29	375	3495	0.11
		妻壁	3	31.29	1170	3495	0.34
		北側壁	4	31.29	158	3495	0.05
	S <sub>s</sub> -F3 (++)	底版	1	28.62	869	3495	0.25
		南側壁	2	28.62	342	3495	0.10
		妻壁	3	28.62	1048	3495	0.30
		北側壁	4	28.62	142	3495	0.05
	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	底版	1	26.81	914	3495	0.27
		南側壁	2	26.81	344	3495	0.10
		妻壁	3	26.81	1017	3495	0.30
		北側壁	4	26.81	136	3495	0.04
	S <sub>s</sub> -N1 (++)	底版	1	7.50	1150	3495	0.33
		南側壁	2	7.50	412	3495	0.12
		妻壁	3	7.51	1412	3495	0.41
		北側壁	4	7.51	193	3495	0.06
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	底版	1	7.90	1384	3495	0.40	
	南側壁	2	7.90	384	3495	0.11	
	妻壁	3	7.90	1007	3495	0.29	
	北側壁	4	7.90	213	3495	0.07	
②	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	13.64	1436	3495	0.42
		南側壁	2	13.64	451	3495	0.13
		妻壁	3	13.64	1309	3495	0.38
		北側壁	4	13.64	204	3495	0.06
③	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	13.66	2060	3495	0.59
		南側壁	2	13.66	570	3495	0.17
		妻壁	3	13.66	1807	3495	0.52
		北側壁	4	13.66	251	3495	0.08

#### 11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 11.4-1 に示す。最大接地圧分布図を図 11.4-1 に示す。

上記により，出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 11.4-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$	
①	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	1.1	30	0.04	
		(-+)	1.2		0.04	
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	1.1		0.04	
		(-+)	1.3		0.05	
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	1.0		0.04	
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.8		0.03	
		(-+)	0.8		0.03	
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	1.1		0.04	
		(-+)	1.0		0.04	
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	0.9		0.03	
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.9		0.03	
		(-+)	1.5		0.05	
	②	S <sub>s</sub> -D 2	(-+)		1.2	0.04
	③		(-+)		1.5	0.05

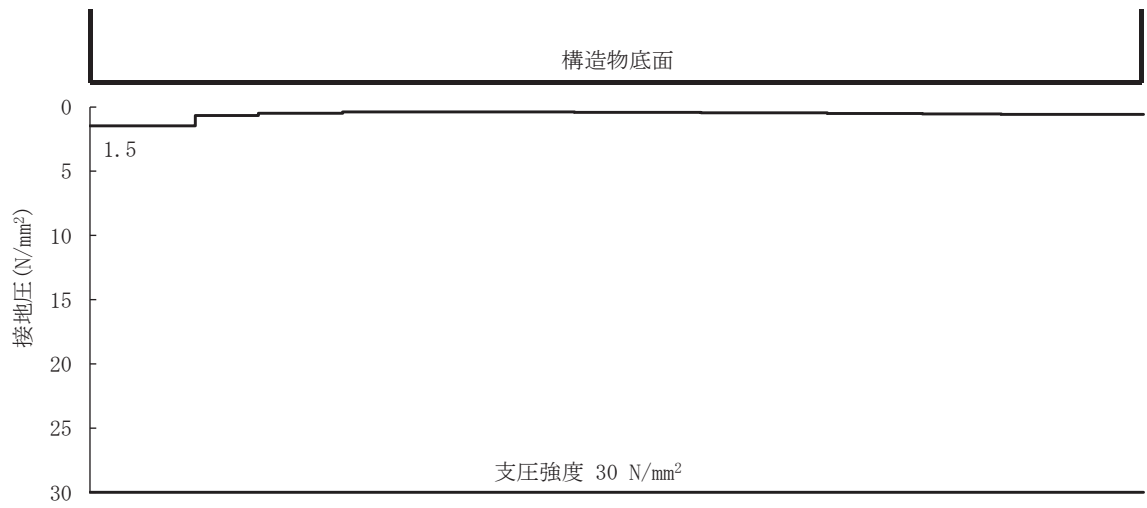


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図  
(解析ケース③, S s - D 2 (-+))

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
  - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
    - 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）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 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	12
4.1 固有周期の計算方法	12
4.2 固有周期の計算条件	12
4.3 固有周期の計算結果	13
5. 構造強度評価	14
5.1 構造強度評価方法	14
5.2 荷重及び荷重の組合せ	14
5.2.1 荷重の設定	14
5.2.2 荷重の組合せ	15
5.3 許容限界	17
5.4 設計用地震力	21
5.5 計算方法	22
5.6 計算条件	39
5.7 応力計算	41
6. 評価結果	80
7. 出口側集水ピットの強度評価	82
7.1 出口側集水ピットの構造概要	82
7.2 評価方針	85
8. 強度評価方法	87
8.1 記号の定義	87
8.2 評価対象断面	88
8.3 荷重及び荷重の組合せ	89
8.3.1 荷重	89



8.3.2	荷重の組合せ	91
8.4	許容限界	93
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	93
8.5	評価方法	94
8.5.1	津波時	94
8.5.2	重畳時	127
9.	評価条件	174
10.	評価結果	175
10.1	津波時	175
10.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	175
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	180
10.2	重畳時	181
10.2.1	構造部材の健全性に対する評価結果	181
10.2.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	183

## 1. 概要

本資料は、添付書類「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」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

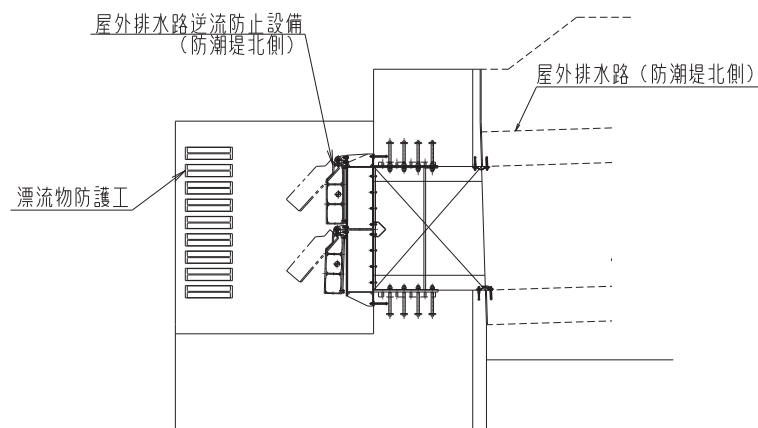
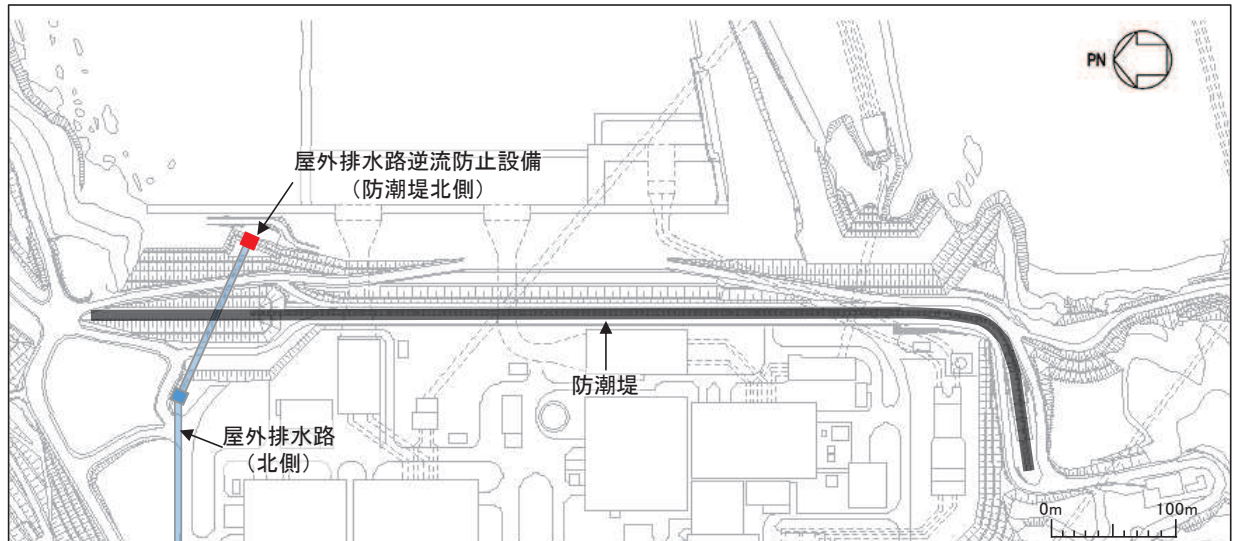


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

## 2.2 構造計画

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。	4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工により構成する。	<p>平面図</p> <p>1-1 断面図</p> <p>2-2 断面図</p> <p>3-3 断面図</p>

## 2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価は、添付書類「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」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目を表 2.3-1 に、強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。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。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「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」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S d-D 2 による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 S d-D 2 を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

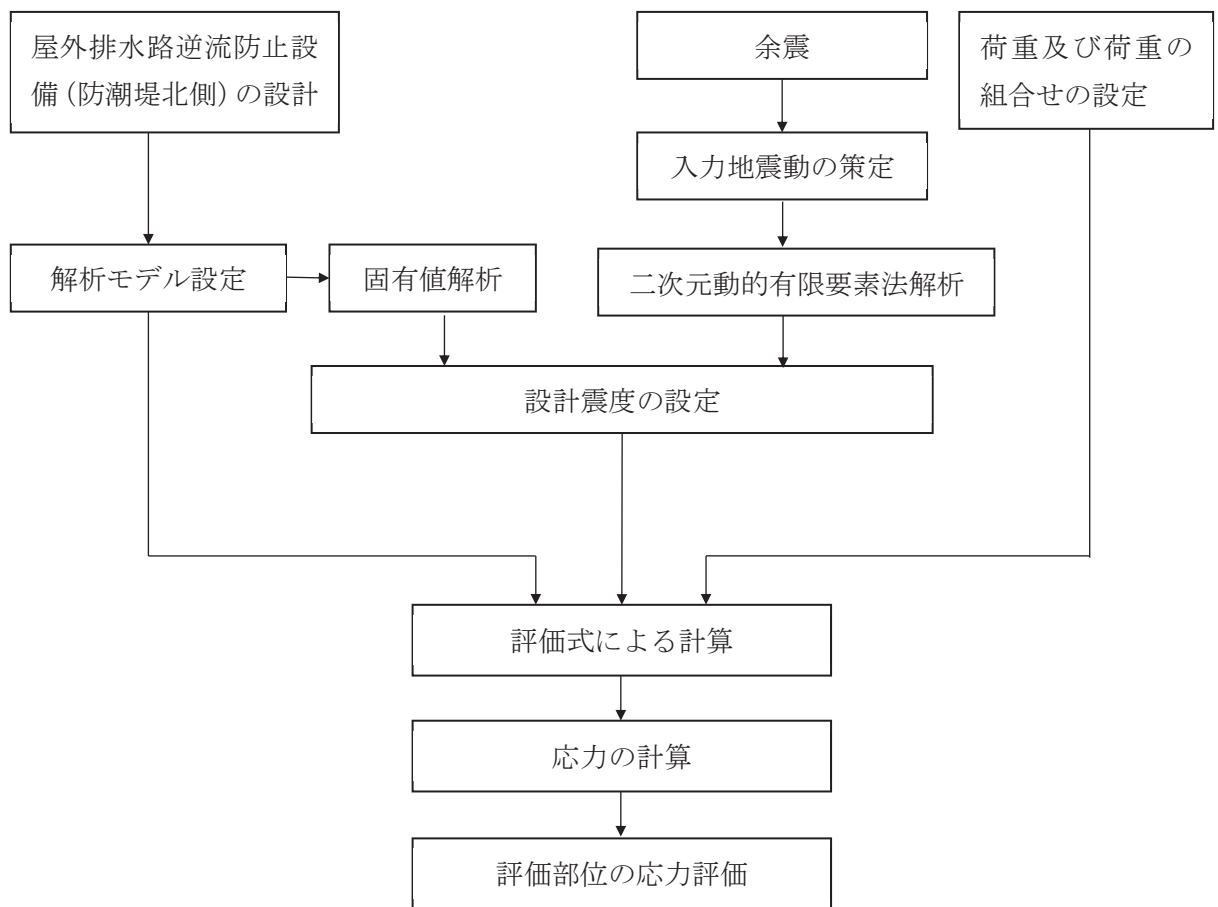


図 2.3-1 強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補一 1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) 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)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

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
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補一 1984 (日本電気協会)	
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] (2002 年) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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] (2002 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

## 2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重	N/mm <sup>2</sup>
K <sub>HSd</sub>	余震による水平方向の設計震度	—
K <sub>VSd</sub>	余震による鉛直方向の設計震度	—
P <sub>d</sub>	余震による動水圧	N/mm <sup>2</sup>
A <sub>1</sub>	扉体面積	mm <sup>2</sup>
W <sub>0</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W <sub>2</sub>	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
L <sub>2</sub>	主桁支間長	mm
Z <sub>2</sub>	各主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	各主桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z <sub>3</sub>	補助縦桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w3</sub>	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>



表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$Z_4$	中央支柱の断面係数	$\text{mm}^3$
$A_{w4}$	中央支柱のせん断抵抗断面積	$\text{mm}^2$
$W_5$	中央横桁に加わる地震による荷重	N
$L_o$	支圧板中心間	mm
$B_5$	水密幅	mm
$Z_5$	中央横桁の断面係数	$\text{mm}^3$
$A_{w5}$	中央横桁のせん断抵抗断面積	$\text{mm}^2$
$L_6$	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
$B_6$	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
$P_6$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
$Z_6$	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	$\text{mm}^3$
$A_6$	ヒンジ（吊りピン）の断面積	$\text{mm}^2$
$P_7$	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
$A_{h7}$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	$\text{mm}^2$
$A_{b8}$	取付けボルトの断面積	$\text{mm}^2$
$P_{w8}$	ヒンジ1箇所が負担する扉体の荷重	N
$P_{v8}$	鉛直地震力	N
$P_{H8}$	水平地震力	N
$P_9$	戸当りへ作用する荷重	N
$L_s$	戸当りから中央支柱中心までの距離	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	mm
$q$	戸当りへ作用する水平荷重	N
$L_x$	戸当り横幅	mm
$L_y$	戸当り縦幅	mm
$b_{w1}$	上部戸当り支圧幅	mm
$b_{w2}$	側部戸当り支圧幅	mm
$b_{w3}$	下部戸当り支圧幅	mm
$b_{w4}$	中央支柱部の戸当り支圧幅	mm
$S$	戸当り幅（上部及び下部戸当りの最小支圧幅）	mm

表 2.5-2(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$P_{bh1}$	防護梁に作用する水平荷重	N
$L_{b1}$	防護梁のスパン長	Mm
$Z_{bh1}$	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{wbh1}$	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	N
$l_{b2}$	側壁からエンドプレート中心までの長さ	mm
$Z_{b2}$	ブラケットの断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_{wb2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{b4}$	アンカーボルト 1 本の引張力	N
$P_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力 (N)	N
$P_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	N
$M_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
$M_{b4b}$	衝突荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
$q_{b4}$	アンカーボルト 1 本のせん断力	N
$q_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
$q_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
$Q_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力	N
$Q_{b4b}$	衝突荷重により生じるせん断力	N
$Z_{b4}$	アンカーボルト群 1 列の断面係数	mm
$n$	アンカーボルト群 1 列の本数	本

### 3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、津波時及び重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は閉じた状態を想定する。このため、扉体側と固定部側のヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、中央支柱、中央横桁、戸当り及び漂流物防護工を、評価部位として選定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位を図 3-1 に示す。

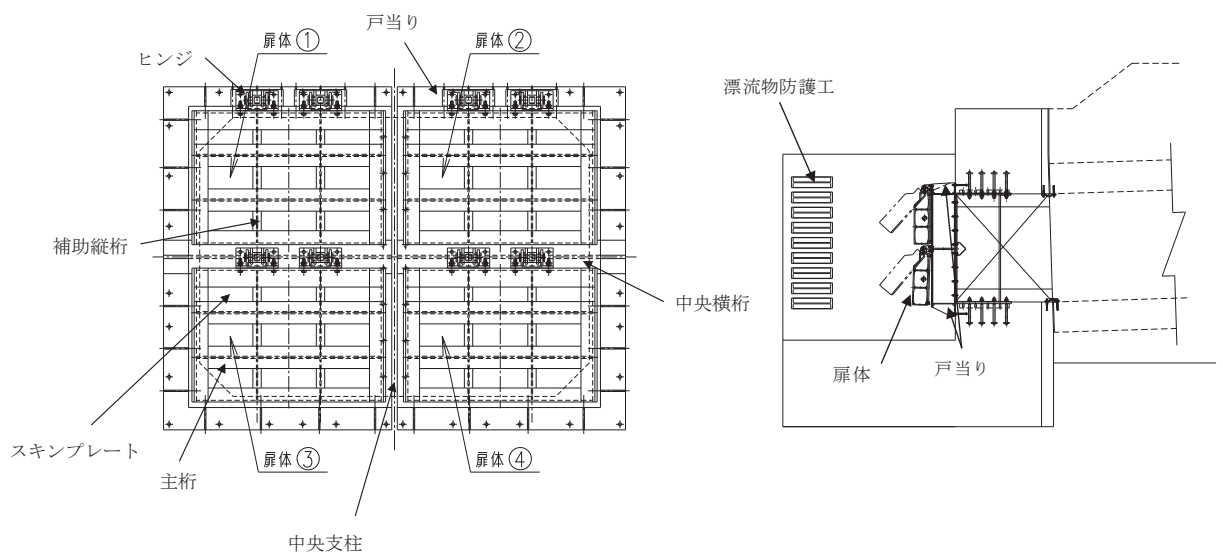
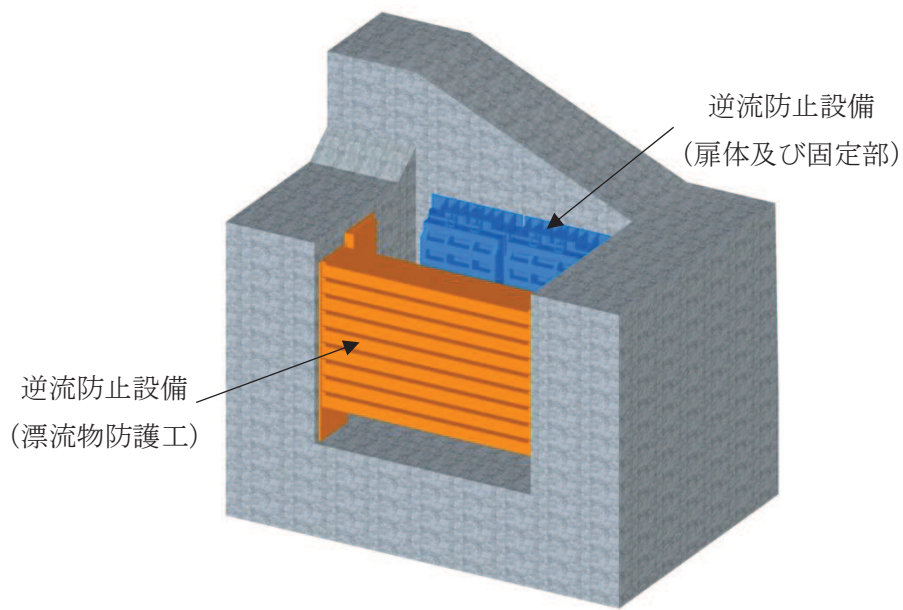


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は外水圧により閉じる構造となっており，津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから，重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は閉じた状態となる。このことから，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては，閉じた状態のみを考慮する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### (1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体を単純梁としてモデル化する。

##### (2) 固有周期の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年) 土木学会」より，単純梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}$$

##### 4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	$9.47 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.88235	kg/mm
L	主桁の長さ	1700	mm

#### 4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
247	0.0040

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価は、添付書類「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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「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。

#### 5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。  
なお、屋外排水路から流下する排水による水圧は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

##### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

##### (2) 遡上津波荷重（P<sub>t</sub>）

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。  
なお、衝突荷重と組み合わせる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	扉体下端 の標高 (O.P. (m))	扉体下端 での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
屋外排水路逆流防止 設備（防潮堤北側）	24.4	0.5	11.95	6.165	310

(3) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) \*」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重の作用位置は扉体部の最上部とする。

衝突荷重を表 5.2-2 に示す。

注記 \* : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 5.2-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(4) 余震荷重 ( $K_{S_d}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-3、荷重の種別及び算定方法を表 5.2-4 示す。

表 5.2-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{S_d}$

G : 固定荷重

$P_t$  : 遡上津波荷重

$P_c$  : 衝突荷重

$K_{S_d}$  : 余震荷重



表 5.2-4 荷重の種類及び算定方法

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	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・配管自重	—	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		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。
		衝突荷重	○	漂流物の衝突による荷重を考慮する。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。

### 5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後、津波後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2			
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—
主桁	1桁	103	103	59	—	154	154	88	—
	2,3桁								
	4桁								
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
中央支柱	SUS304	103	103	59	—	143*3	154	88	—
中央横桁	SUS304	103	103	59	—	153*3	154	88	—
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 補助縦桁、中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	400	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	2160	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	1500	mm <sup>2</sup>

よって,

$$A_w/A_c = 2160/1500 = 1.44 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 400/75 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	2500	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	34300	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	10500	mm <sup>2</sup>

よって,

$$A_w/A_c = 34300/10500 = 3.26 \quad \therefore A_w/A_c > 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 3.26 \div 2} = 2.15$$

$$10/K = 10/2.15 = 4.646$$

$$L/b = 2500/300 = 8.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.15 \times 8.33 - 10)) \times 1.5 = 143.8 \text{ N/mm}^2 = 143 \text{ N/mm}^2$$

(中央支柱の許容応力)

中央支柱の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	1600	mm
b	圧縮フランジ幅	300	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	15000	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	7500	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 15000/7500 = 2.00 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2 \div 2} = 2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 1600/300 = 5.33$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2 \times 5.33 - 10)) \times 1.5 = 153.6 \text{ N/mm}^2 = 153 \text{ N/mm}^2$$

表 5.3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2			
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧
漂流物防護工 (ブラケット)	SS400	140	—	80	—	210	—	120	—
漂流物防護工 (防護梁)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—
漂流物防護工 (つなぎ材(M20))	強度区分 4.6	—	140	—	—	—	210	—	—
漂流物防護工 (つなぎ材プレート)	SM570	255	—	145	—	382	—	217	—

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 補助縦桁, 中央支柱及び中央横桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

表 5.3-1(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の許容限界

評価部位	材質	許容限界 (kN)	
		引張*	せん断*
漂流物防護工 (アンカーボルト)	SD345	105	85

注記 \* : 漂流物防護工 (アンカーボルト) に対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は, 「各種合成構造設計指針同解説 ((社) 日本建築学会 平成 22 年)」に基づき算出する。

#### 5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計震度は，「8.5.2(1) 二次元動的解析」の結果に基づき，表5.4-1に示すとおりとする。

表 5.4-1(1) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体及び固定部）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
S d - D 2 (++)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +6.483m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 $K_H$	0.8
			鉛直方向 $K_V$	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①			

表 5.4-1(2) 設計用地震力（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +5.706m (出口側集水ピット底面高さ)	水平方向 $K_H$	0.9
			鉛直方向 $K_V$	
S d - D 2 (-+)	解析ケース①			

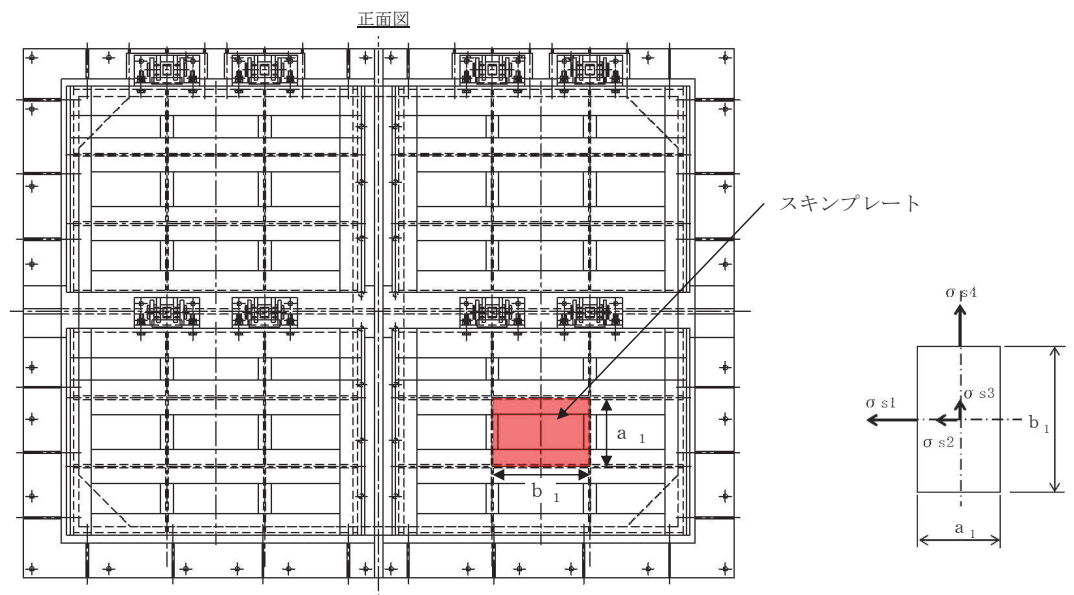
## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造及びモデル図を図 5.5-2 に、応力算定式を図 5.5-3 に示す。

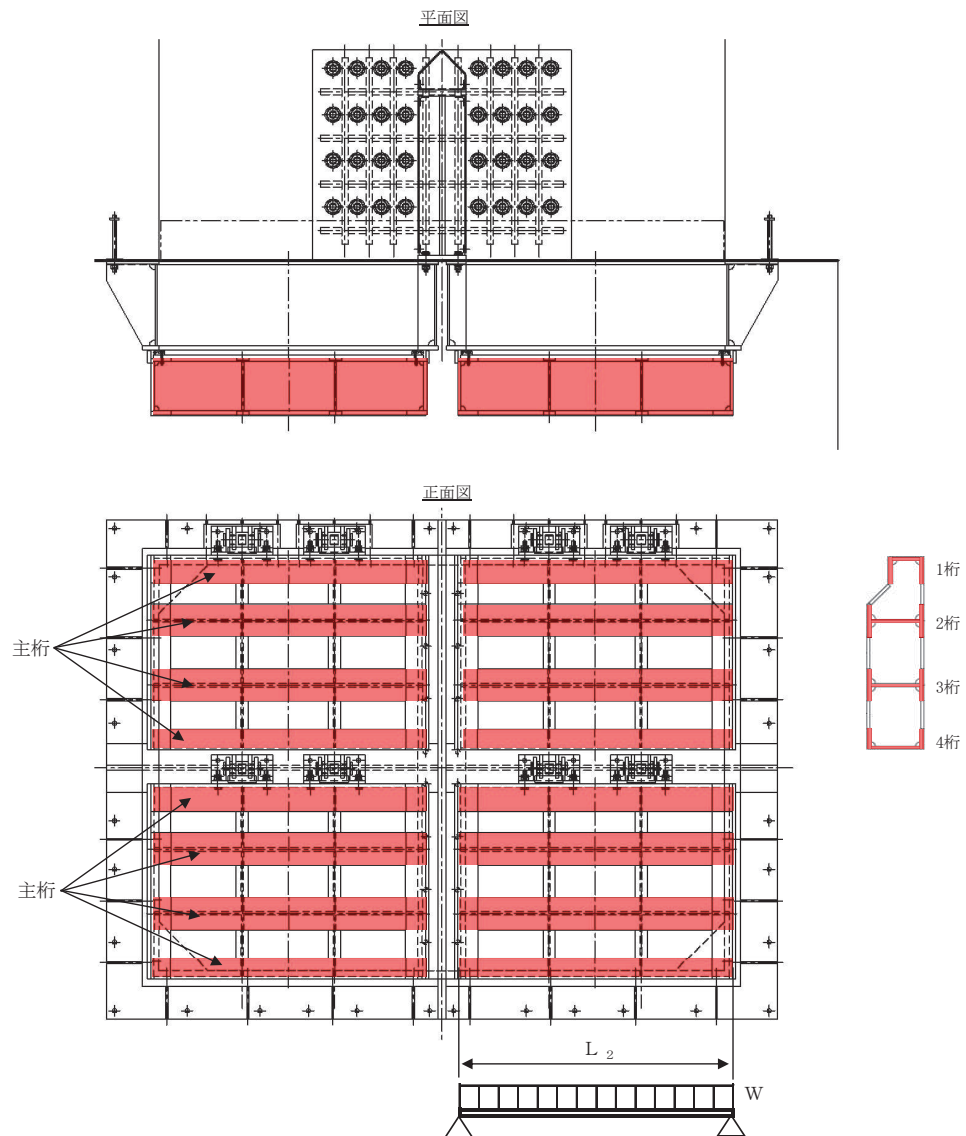


図 5.5-2 主桁の構造及びモデル図



$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-3 主桁のモデル図及び応力算定式

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造及びモデル図を図 5.5-4 に，応力算定式を図 5.5-5 に示す。

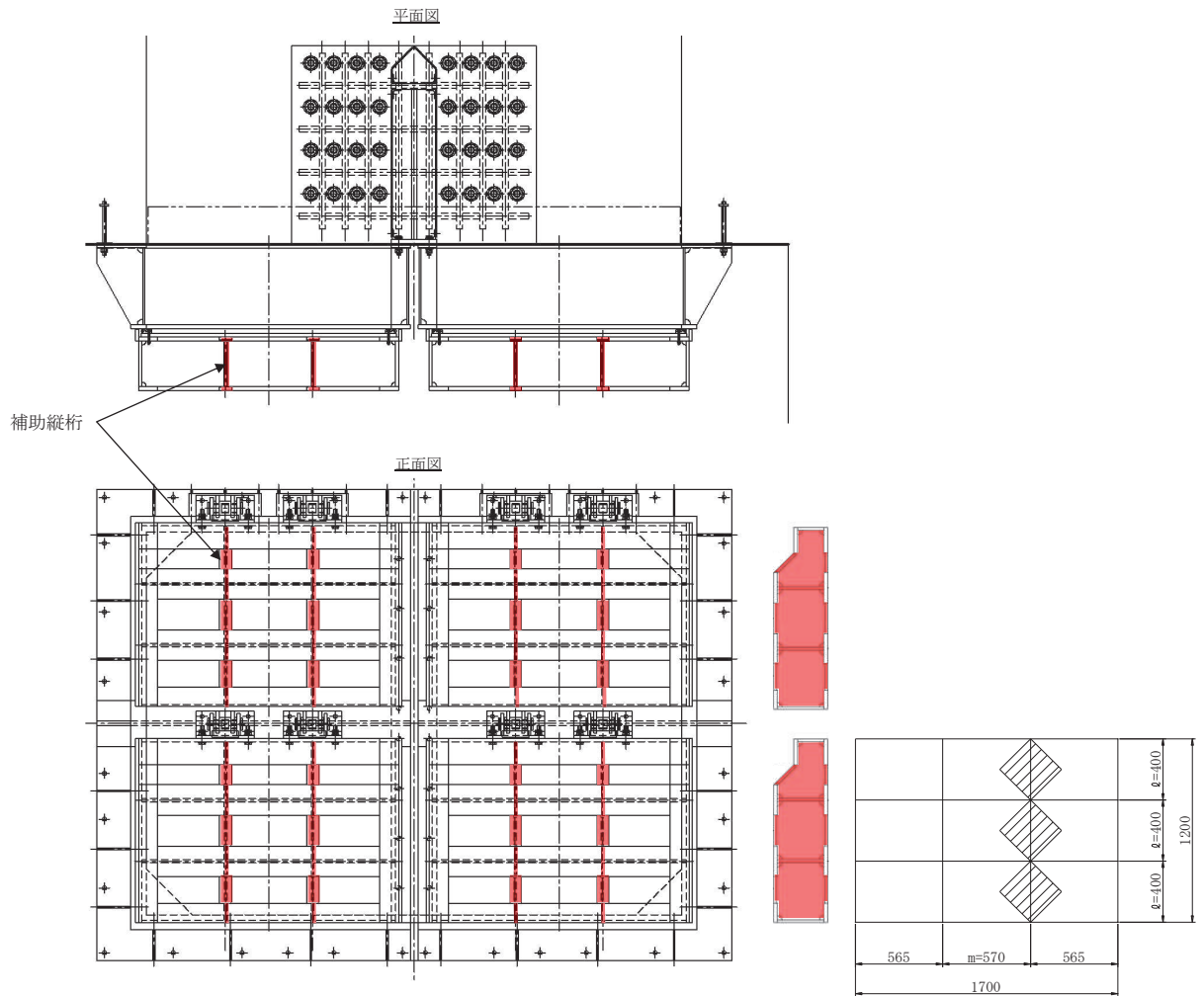


図 5.5-4 補助縦桁の構造及びモデル図（単位：mm）

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

$Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

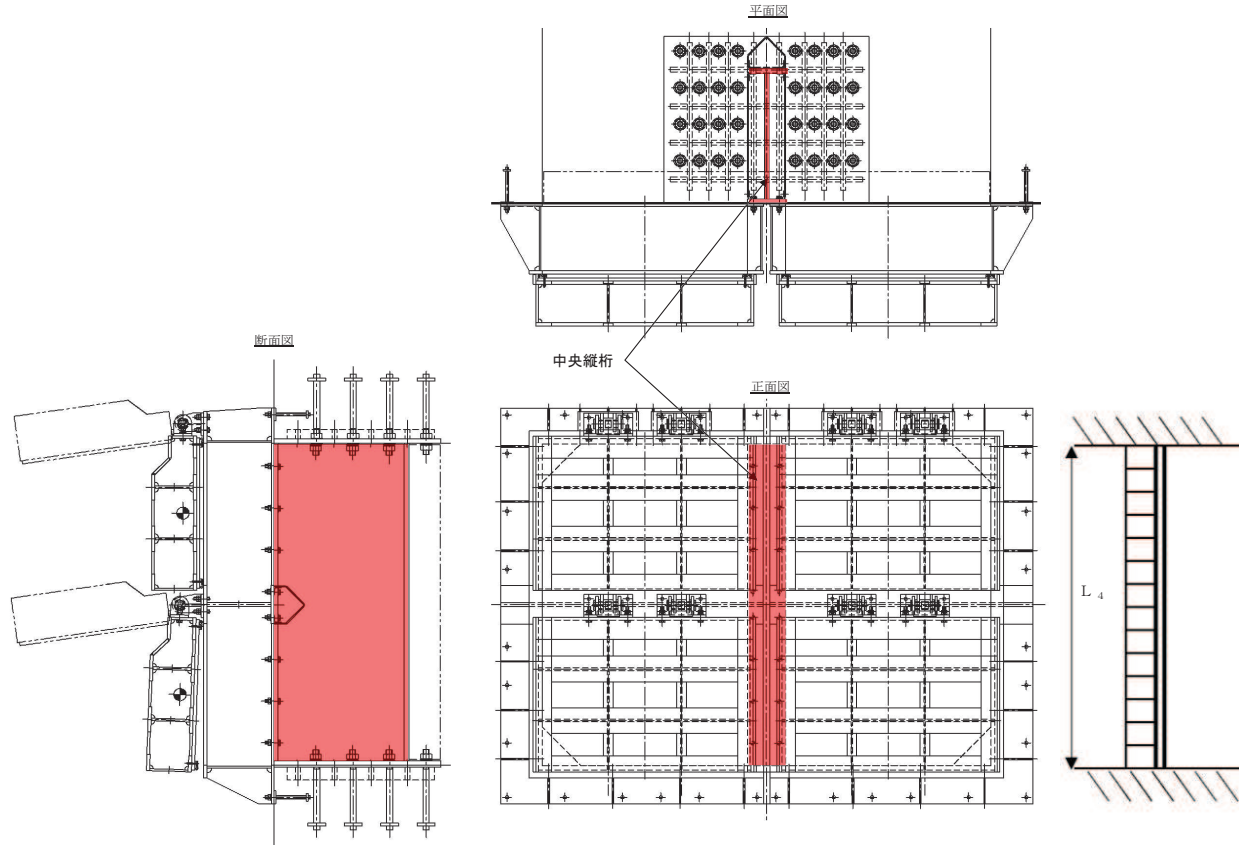
$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-5 補助縦桁の応力算定式

(4) 中央支柱

中央支柱は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、曲げモーメント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。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図5.5-6に示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$p$  : 中央支柱に作用する分布荷重 (N/mm)

$\ell$  : 中央支柱固定高 (mm)

$Z_3$  : 中央支柱にの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-6 中央支柱のモデル図及び応力算定式

(5) 中央横桁

中央横桁は、等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-7 に示す。

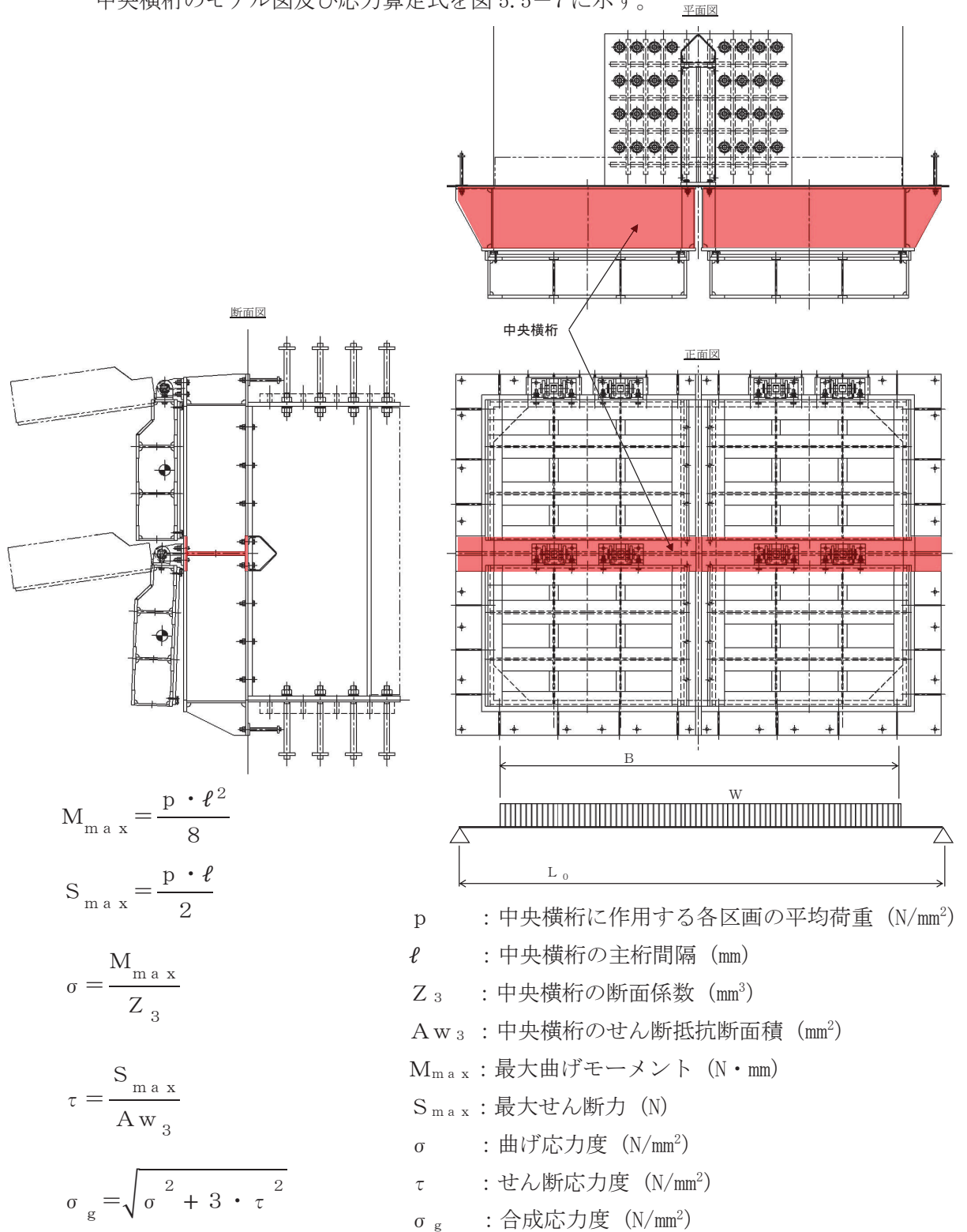
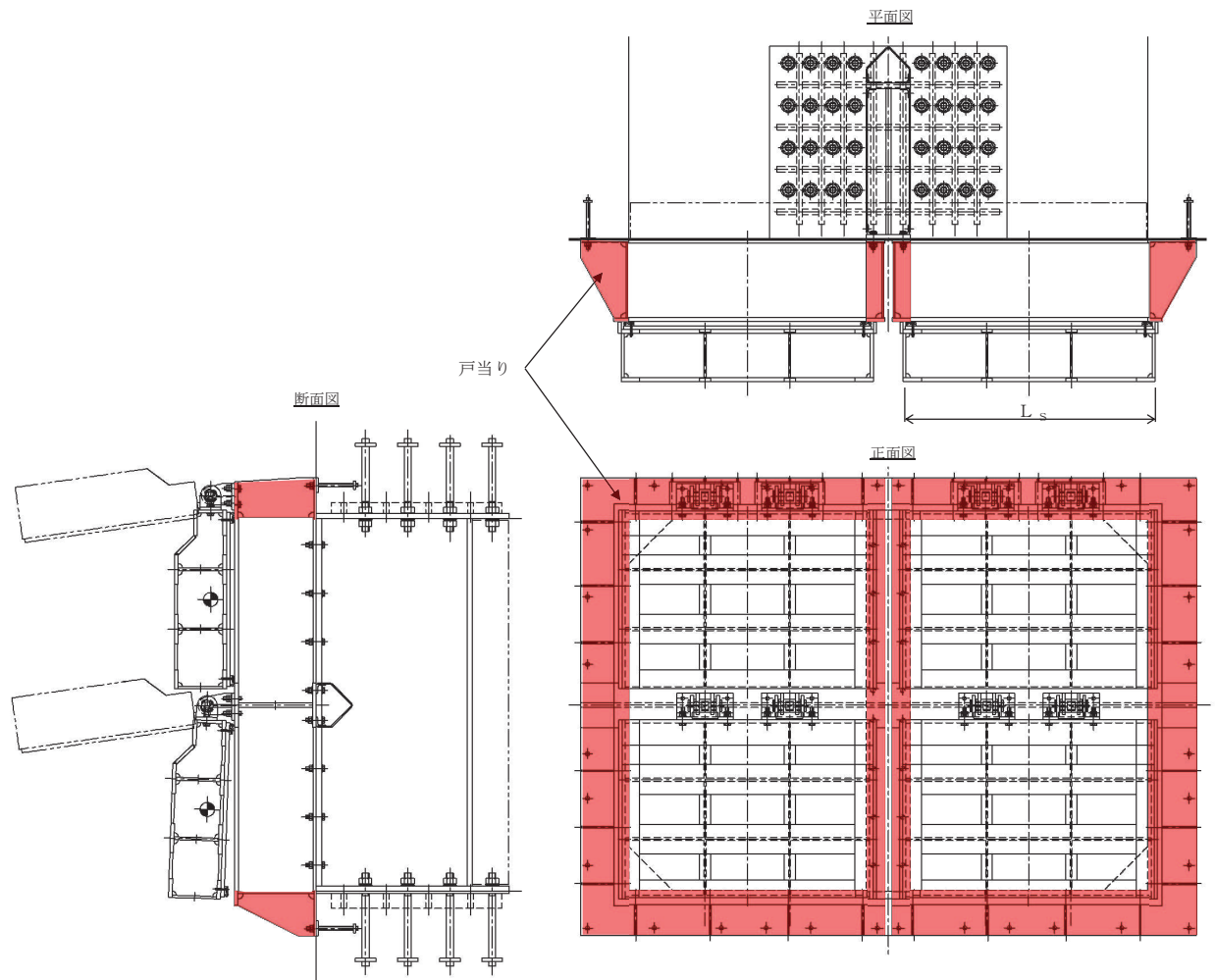


図 5.5-7 中央横桁のモデル図及び応力算定式

(6) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.5-8に示す。



$$\sigma = \frac{P \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P : 戸当りへ作用する津波水压荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

L<sub>s</sub> : 扉体幅 (mm)

L<sub>c</sub> : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

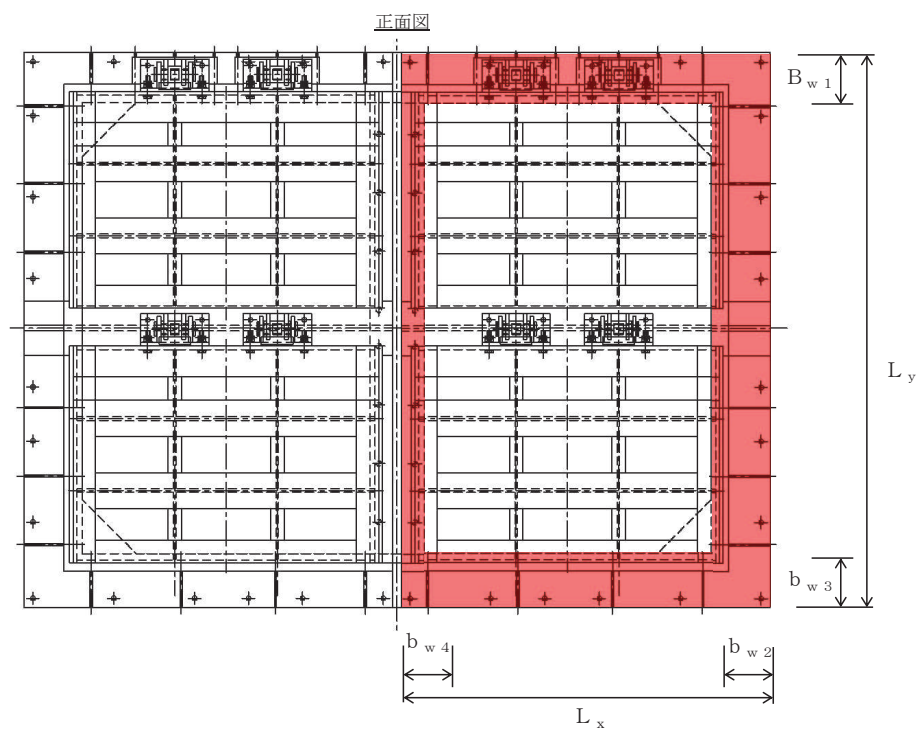
σ : 支圧応力度

図 5.5-8 戸当りのモデル図及び応力算定式

(7) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは，コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして，コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-9 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S}$$

- q : 戸当りへ作用する水平荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- b<sub>w1</sub> : 上部戸当り支圧幅 (mm)
- b<sub>w2</sub> : 側部戸当り支圧幅 (mm)
- b<sub>w3</sub> : 下部戸当り支圧幅 (mm)
- b<sub>w4</sub> : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)
- σ : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図5.5-9 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式



(8) 漂流物防護工（防護梁）

防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、津波時及び重畳時で行い、それぞれについて、曲げ応力度、せん断応力度の照査を行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお、鉛直方向の評価については、津波時では防護梁の自重のみが作用すること、重畳時には余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、鉛直方向の評価は添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

防護梁の構造及びモデル図を図 5.5-10 に、応力計算式を図 5.5-11 に示す。

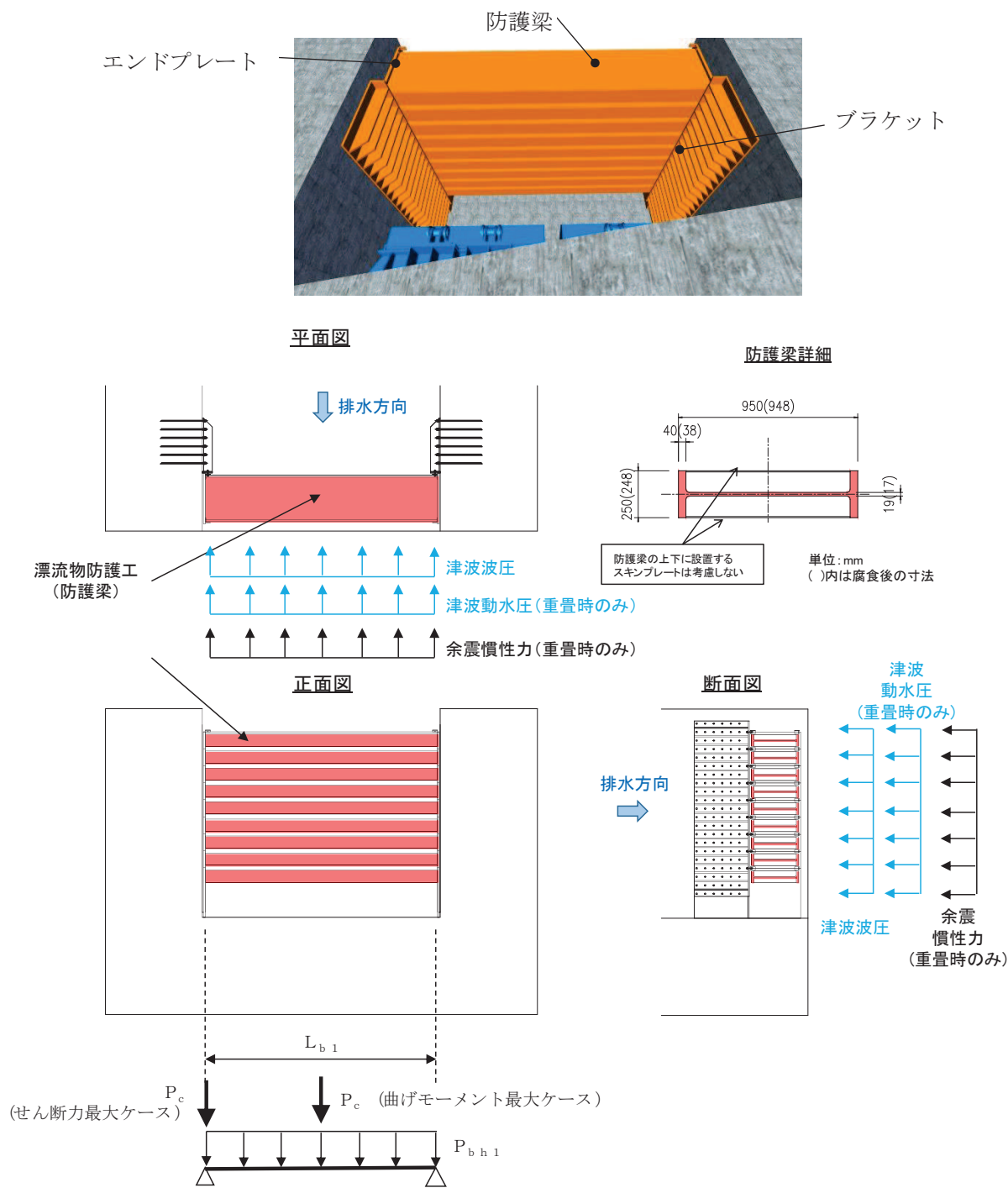


図 5.5-10 防護梁の構造及びモデル図

【水平方向】

$$M_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4}$$

$$S_{\max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wbh1}}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$P_{bh1}$  : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

$L_{b1}$  : 防護梁のスパン長 (mm)

$P_c$  : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

$Z_{bh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wbh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-11 防護梁の応力計算式

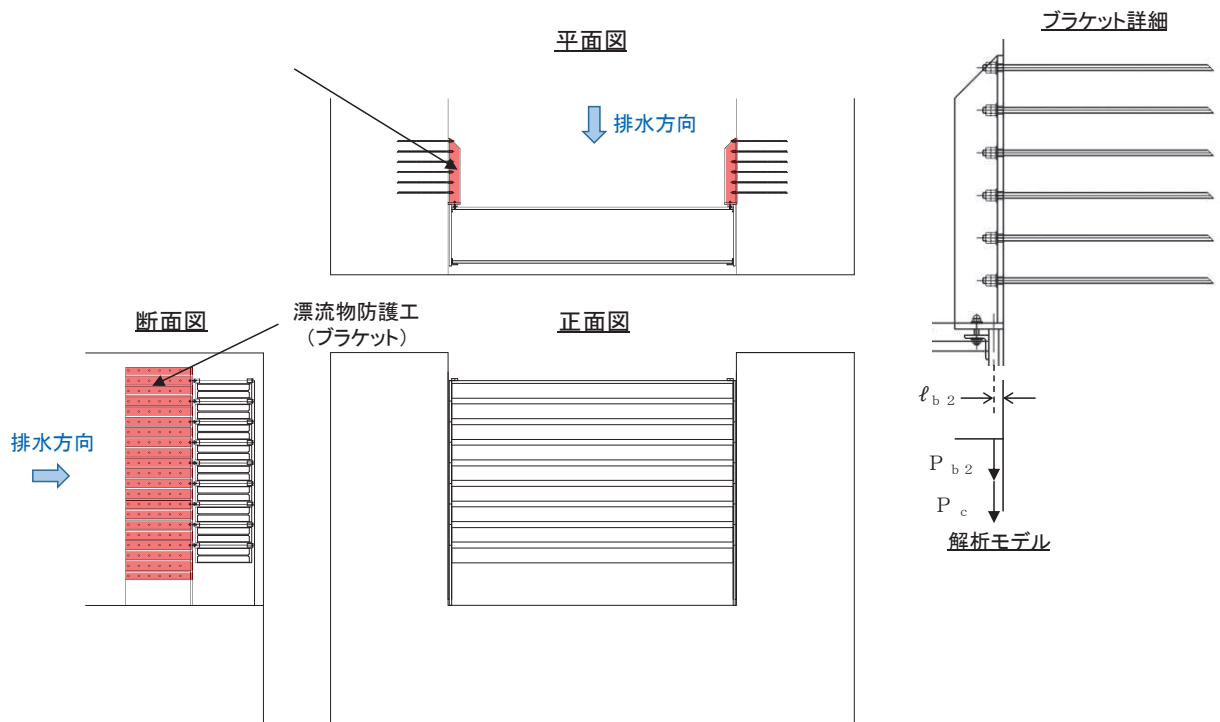
(9) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。津波時及び重畳時では海側への荷重に対してエンドプレートに溶接されたつなぎ材を介して荷重が作用する。

照査は、曲げ応力度、せん断応力度について行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う

なお、腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットの構造、モデル図及び応力計算式を図 5.5-12 に示す。



$$M_{\max} = (P_{b2} + P_c) \cdot l_{b2}$$

$$S_{\max} = P_{b2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

$P_{b2}$  : ブラケットに作用する水平力 (N)

$P_c$  : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

$l_{b2}$  : 側壁からエンドプレート  
中心までの長さ (mm)

$Z_{b2}$  : ブラケットの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wb2}$  : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

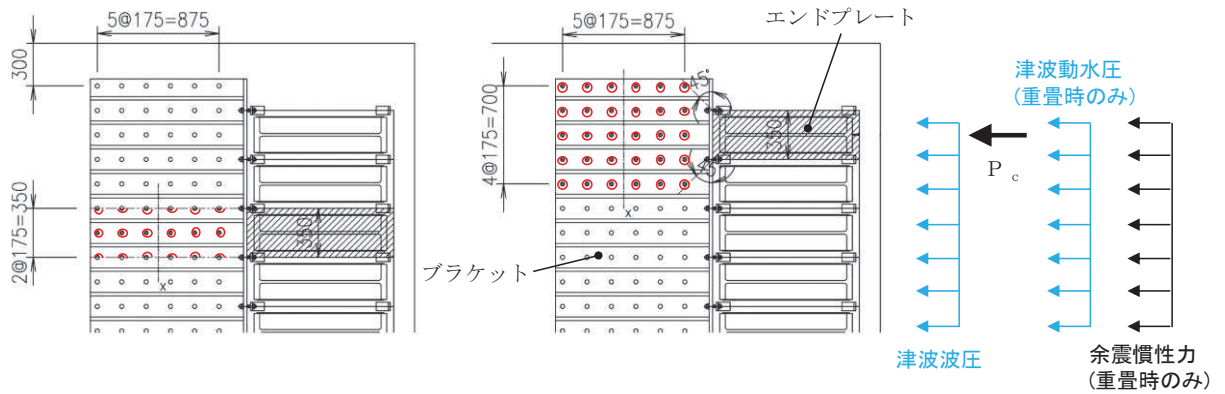
$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-12 ブラケットの構造, モデル図及び応力計算式

(10) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5.5-13 の左図に示す様に，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。ただし，衝突荷重に対しては，図 5.5-13 の右図に示すように防護梁 1 本だけに作用するため，エンドプレート幅 350mm から  $45^\circ$  の荷重伝達を考慮して 6 本 5 列，計 30 本で抵抗するものとする。



$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$P_{b4}$  : アンカーボルト1本の引張力 (N)

$P_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N)

$P_{b4b}$  : 衝突荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N) (津波時のみ考慮)

$M_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント (N・mm)

$M_{b4b}$  : 衝突荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) (津波時のみ考慮)

$q_{b4}$  : アンカーボルト1本のせん断力 (N)

$q_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N)

$q_{b4b}$  : 衝突荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

$Q_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 (N)

$Q_{b4b}$  : 衝突荷重により生じるせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

$Z_{b4}$  : アンカーボルト群1列の断面係数 (mm)

$n$  : アンカーボルト群1列の本数 (本)

$P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)

$q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.5-13 アンカーボルトの構造図

## 5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A <sub>1</sub> (mm <sup>2</sup> )	水の単位体積重量 W <sub>0</sub> (N/mm <sup>3</sup> )
1.4709975×10 <sup>4</sup>	2.04×10 <sup>6</sup>	1.01×10 <sup>-5</sup>

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b/a) に よる係数 k	短辺 a <sub>1</sub> (mm)	長辺 b <sub>1</sub> (mm)	板厚 t <sub>1</sub> (mm)	単位面積当たりの 荷重 P <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
1~2桁	43.94	400	570	25	0.48
2~3桁	43.94	400	570	25	0.48
3~4桁	43.94	400	570	25	0.48

区画	主桁に作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )
1桁	96	1700	8.130379×10 <sup>5</sup>	3.40×10 <sup>3</sup>
2, 3桁	192	1700	1.769048×10 <sup>6</sup>	6.00×10 <sup>3</sup>
4桁	96	1700	1.137798×10 <sup>6</sup>	4.50×10 <sup>3</sup>

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z <sub>3</sub> (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w3</sub> (mm <sup>2</sup> )
4.8×10 <sup>-1</sup>	400	3.266545×10 <sup>5</sup>	2.16×10 <sup>3</sup>

中央支柱に作用する 荷重 w <sub>4</sub> (N/mm)	中央支柱固定高 L <sub>4</sub> (mm)	中央支柱の断面係数 Z <sub>4</sub> (mm <sup>3</sup> )	中央支柱の せん断抵抗断面積 A <sub>w4</sub> (mm <sup>2</sup> )
864.0	2500	1.5535178×10 <sup>7</sup>	3.43×10 <sup>4</sup>

中央横桁に作用する 荷重 w <sub>5</sub> (N/mm)	中央横桁の 支間長 L <sub>5</sub> (mm)	中央横桁の断面係数 Z <sub>5</sub> (mm <sup>3</sup> )	中央横桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w5</sub> (mm <sup>2</sup> )
626.4	1600	4.897727×10 <sup>6</sup>	1.50×10 <sup>4</sup>



表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

戸当りへ作用する荷重 $P$ (N/mm <sup>2</sup> )	扉体幅 $L_s$ (mm)	戸当り支圧部の板厚 $L_c$ (mm)	戸当りへ作用する水平荷重 $q$ (N/mm <sup>2</sup> )	戸当り横幅 $L_x$ (mm)	戸当り縦幅 $L_y$ (mm)
0.480	1220	12	1.32	1710	1670

上部戸当り支圧幅 $b_{w1}$ (mm)	側部戸当り支圧幅 $b_{w2}$ (mm)	下部戸当り支圧幅 $b_{w3}$ (mm)	中央支柱部の戸当り支圧幅 $b_{w4}$ (mm)	戸当り幅 $S$ (mm)
275	325	300	125	275

防護梁			
作用する水平荷重 $P_{bh1}$ (N/mm)	スパン長 $L_{b1}$ (mm)	水平(強軸)方向の断面係数 $Z_{bh1}$ (mm <sup>3</sup> )	水平(強軸)方向のせん断抵抗断面積 $A_{wbh1}$ (mm <sup>2</sup> )
(津波時)20.58 (重畳時)117.2	4820	$10.22 \times 10^6$	$14.82 \times 10^3$

ブラケットに作用する水平力 $P_{b2}$ (N)	側壁からエンドプレート中心までの長さ $l_{b2}$ (mm)	ブラケットの断面係数 $Z_{b2}$ (mm <sup>3</sup> )	ブラケットのせん断抵抗断面積 $A_{wb2}$ : (mm <sup>2</sup> )
(津波時) $50.4 \times 10^3$ (重畳時) $287.1 \times 10^3$	40	$14.67 \times 10^6$	$50.6 \times 10^3$

衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント $M_{b4a}$ (N・mm)	衝突荷重により生じる曲げモーメント $M_{b4b}$ (N・mm)
(津波時) $2.016 \times 10^6$ (重畳時) $11.5 \times 10^6$	$80 \times 10^6$

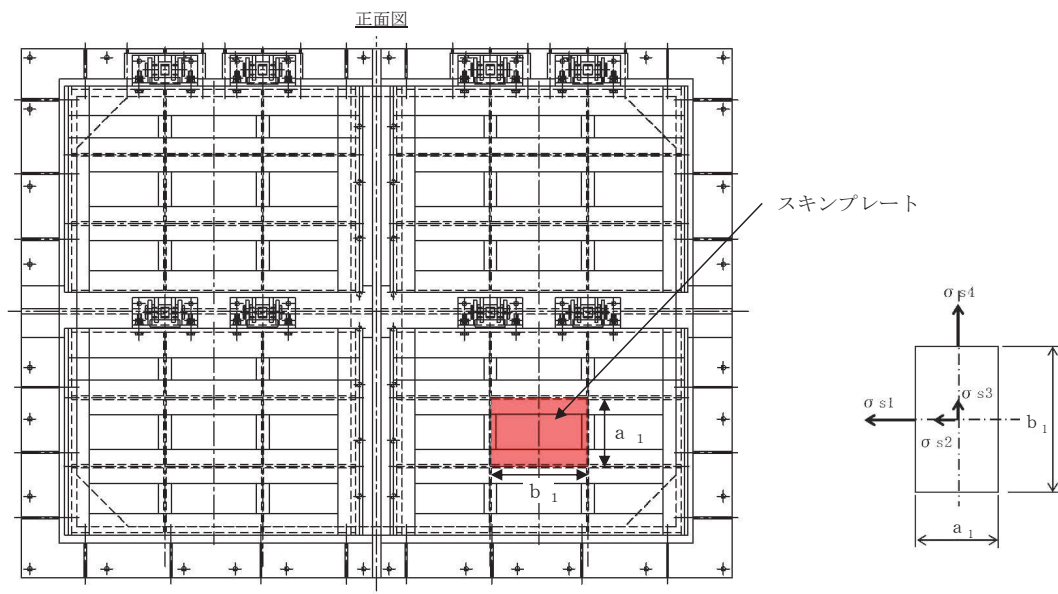
衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 $Q_{b4a}$ (N)	衝突荷重により生じるせん断力 $Q_{b4b}$ (N)	アンカーボルト群1列の断面係数 $Z_{b4}$ (mm)	アンカーボルト群1列の本数 $n$ (本)
(津波時) $50.4 \times 10^3$ (重畳時) $287.1 \times 10^3$	$400 \times 10^3$	1225	6

## 5.7 応力計算

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し，発生する曲げモーメント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。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。



$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

スキンプレートに作用する荷重として、津波荷重と地震（余震）荷重を考慮して、以下の式により計算する。

$$P_1 = P_2 + P_3$$

$$P_2 = p + p_1$$

$$P_3 = K h \times (w_1 + w_2) \div A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	$\text{kN/m}^2$
$P_2$	津波荷重	—	$\text{kN/m}^2$
$P_3$	余震荷重	—	$\text{kN/m}^2$
$\rho$	海水密度	1.03	$\text{g/cm}^3$
$g$	重力加速度	9.80665	$\text{m/s}^2$
$p$	津波波圧	310	$\text{kN/m}^2$
$p_1$	動水圧	150	$\text{kN/m}^2$
$w_1$	扉体質量（4 門分）	58.83990	kN
$w_2$	戸当り質量（2 組分）	44.12993	kN
$w_3$	中央支柱質量	44.12993	kN
$K h$	水平震度	0.8	—
$A$	扉体面積（4 門分）	$9.396 \times 10^6$	$\text{mm}^2$

津波荷重

$$P_2 = p + p_1 = 310 + 150 \text{ kN/m}^2 = 460 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \rho \cdot g \cdot (3.0 \cdot \mu - z) = 1.03 \times 9.80665 \times (3.0 \times 11.95 - (6.165 - 0.50)) \\ = 304.894 \text{ kN/m}^2 = 310 \text{ kN/m}^2$$

地震（余震）荷重

$$P_3 = K h \times (w_1 + w_2 + w_3) \div A$$

$$= 0.8 \times (58.83990 + 44.12993 + 44.12993) \div 9.396 \times 10^6 = 12.5245 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$$

スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重

$$P_1 = P_2 + P_3 = 460 + 20 = 480 \text{ kN/m}^2$$

b. 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	板に生じる最大応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$k$	辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数	—	N/mm <sup>2</sup>
$a_1$	スキンプレートの短辺	—	mm
$b_1$	スキンプレートの長辺	—	mm
$t_1$	スキンプレートの板厚	25	mm
$\sigma_a$	SUS304 の許容引張応力度	103	N/mm <sup>2</sup>

辺長比による係数  $k$  は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。各区間の計算に用いた短辺  $a_1$ 、長辺  $b_1$  及び発生圧力  $P$  に加え、辺長比による係数  $k$  及び曲げ応力度  $\sigma$  の導出結果を表 5.7-2、スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-2  $k$  の値

$b/a$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
$\infty$	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	a <sub>1</sub> (mm)	b <sub>1</sub> (mm)	b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub>	k	P (N/mm <sup>2</sup> )	t (mm)
1～2桁	400	570	1.425	43.940	0.48	25
2～3桁	400	570	1.425	43.940	0.48	25
3～4桁	400	570	1.425	43.940	0.48	25

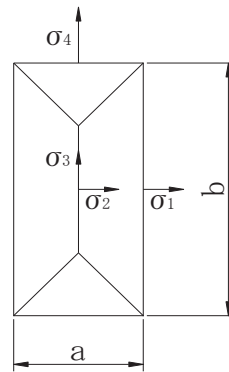


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

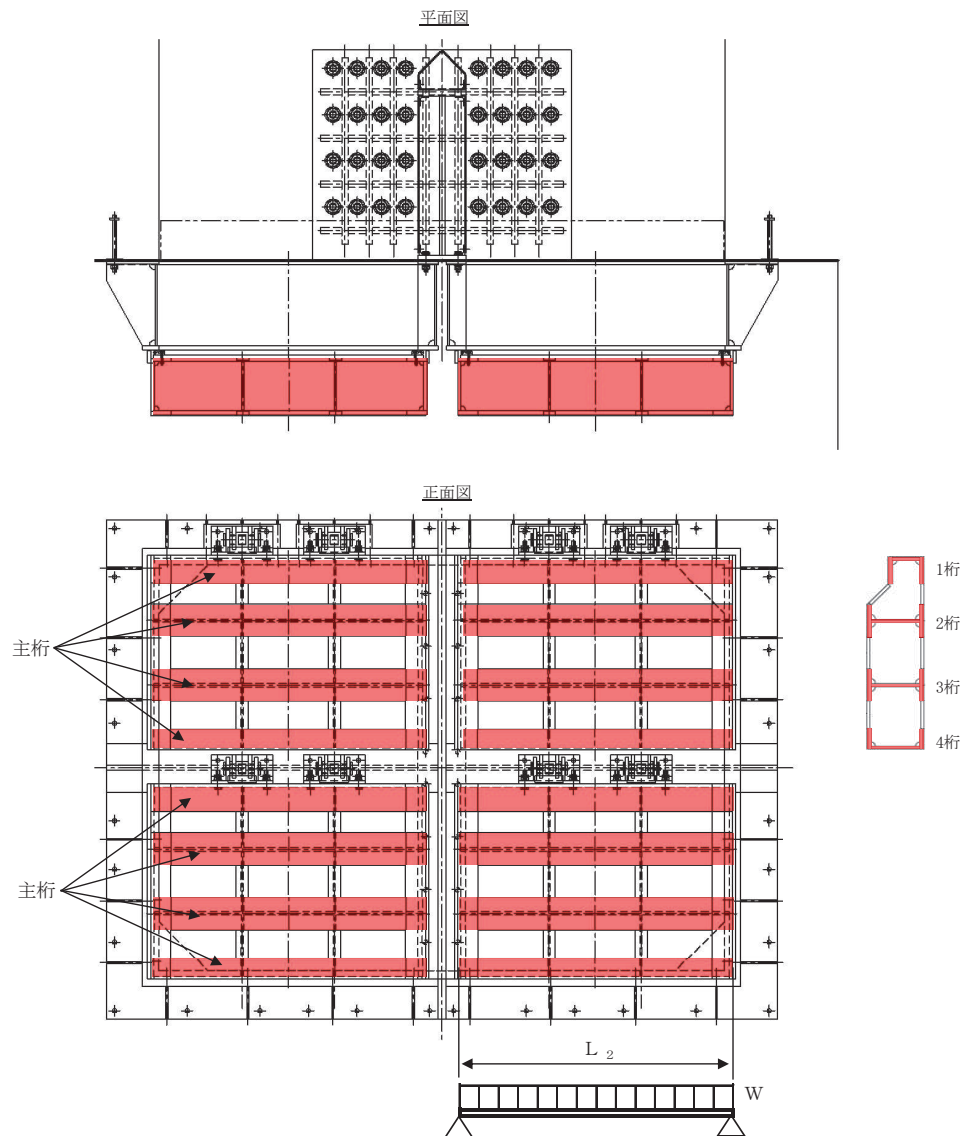
以上により,

$$\sigma = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 43.94 \cdot 400^2 \cdot \frac{0.48}{25^2} = 54.00 \text{ N/mm}^2$$

(2) 主桁

主桁は、等分布荷重が作用する両端ピン支点の単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-3 に示す。



$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

W : 各主桁に作用する等分布荷重 (N/mm)

L : 主桁支間長 (mm)

Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

A<sub>w2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)

S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N/mm
P	主桁に作用する水平地震荷重	480	kN/mm <sup>2</sup>
H	主桁の最大間隔	0.400	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} = 480 \times \frac{0.400}{2} = 96 \text{ kN/m} = 96 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P \times \frac{H}{2} \times 2 = 480 \times \frac{0.400}{2} \times 2 = 192 \text{ kN/m} = 192 \text{ N/mm}$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_{max}$	最大曲げモーメント	—	N・mm
$S_{max}$	最大せん断力	—	N
$L_2$	主桁支間長	1700	mm

よって,

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{96 \times 1700^2}{8} = 34680000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{192 \times 1700^2}{8} = 69360000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{96 \times 1700}{2} = 81600.0 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{192 \times 1700}{2} = 163200.0 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を計算するに当たり, 主桁の断面係数及びせん断抵抗断面積を求める。図 5.7-4 に主桁の断面形状を示す。

扉体主桁 (1桁) 断面性能

使用部材 PLC-220×170×20/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(220^3 \times 170 - 170^3 \times 150)}{220} = 8.130379 \times 10^5 \text{ mm}^3$$



せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 170 \times 20 = 3.40 \times 10^3 \text{mm}^2$$

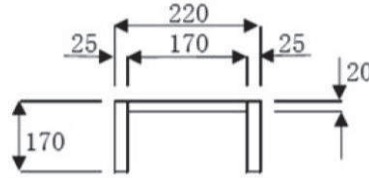


図 5.7-4 (1) 主桁 (1 桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁 (2, 3 桁) 断面性能

使用部材 PLH-350×200×20/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{350^3 \times 200 - 300^3 \times 180}{350} \right) = 1.769048 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 20 = 6.00 \times 10^3 \text{mm}^2$$

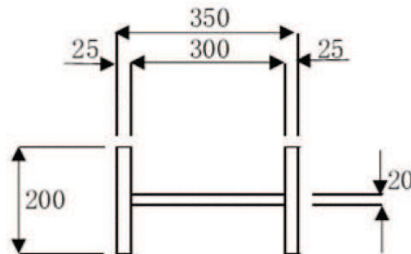


図 5.7-4 (2) 主桁 (2, 3 桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁 (4 桁) 断面性能

使用部材 PLH-350×125×15/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{350^3 \times 125 - 300^3 \times 110}{350} \right) = 1.137798 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 300 \times 15 = 4.50 \times 10^3 \text{mm}^2$$

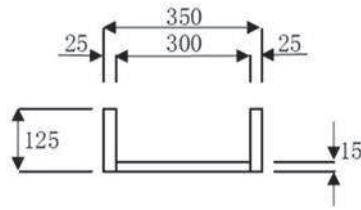


図 5.7-4 (3) 主桁 (4 桁) の断面形状 (単位 : mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{Aw_2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\max}$	最大曲げモーメント (1 桁)	34680000	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	69360000	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	34680000	N・mm
$S_{\max}$	最大せん断力 (1 桁)	81600.0	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	163200.0	N
	最大せん断力 (4 桁)	81600.0	N
$Z_2$	主桁の断面係数 (1 桁)	$8.130379 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	$1.769048 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (4 桁)	$1.137798 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$Aw_2$	主桁のせん断抵抗断面積 (1 桁)	$3.40 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
	主桁のせん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	$6.00 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>
	主桁のせん断抵抗断面積 (4 桁)	$4.50 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

以上により,

曲げ応力度

1桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{34680000}{8.130379 \times 10^5} = 42.66 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{69360000}{1.769048 \times 10^6} = 39.21 \text{ N/mm}^2$$

4桁

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{34680000}{1.137798 \times 10^6} = 30.48 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{81600}{3.40 \times 10^3} = 24.00 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{163200}{6.00 \times 10^3} = 27.20 \text{ N/mm}^2$$

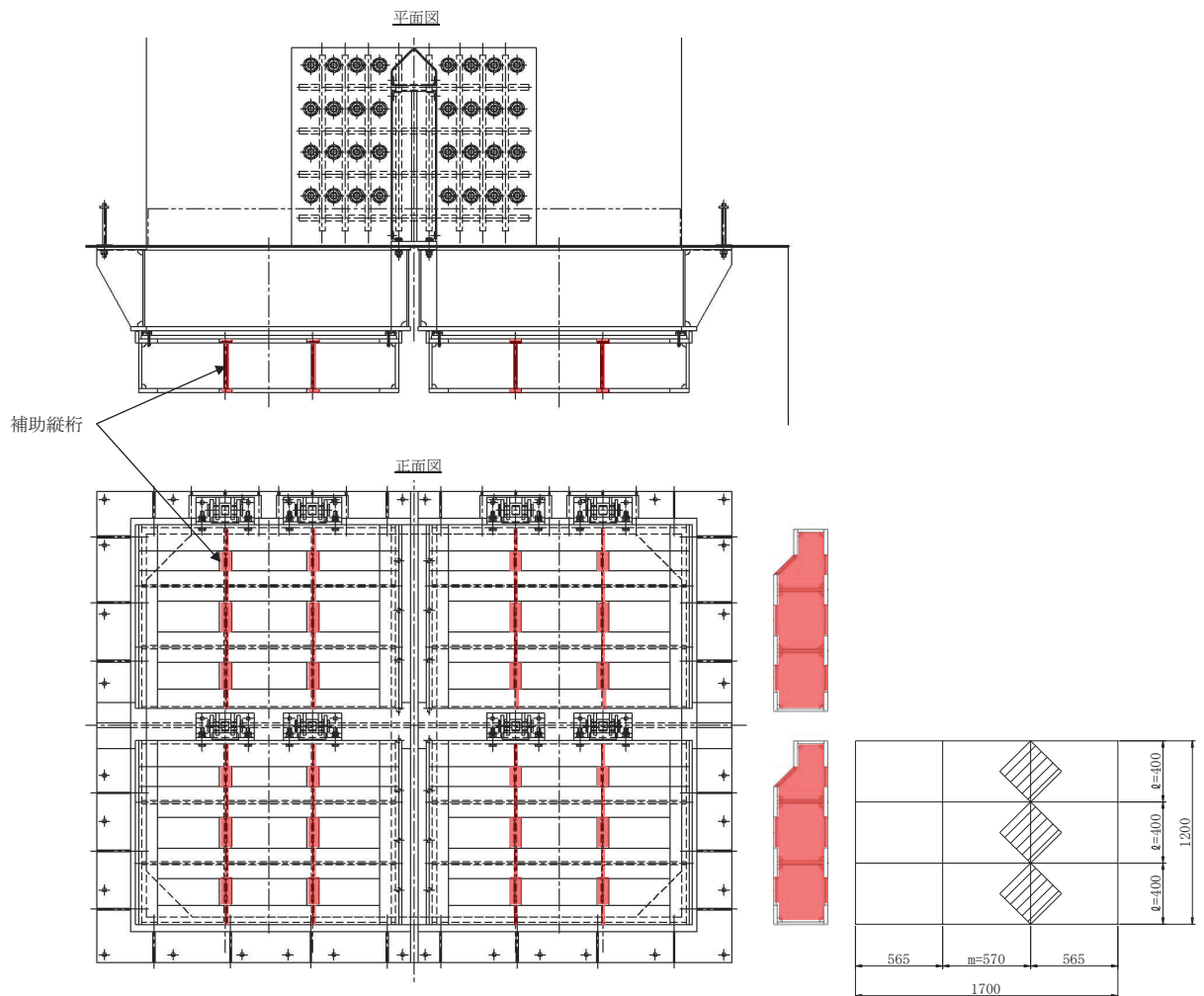
4桁

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2} = \frac{81600}{4.50 \times 10^3} = 18.14 \text{ N/mm}^2$$

### (3) 補助縦桁

補助縦桁は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって支持された単純梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても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 5.7-5 示す。



$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

$Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_3}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

図 5.7-5 補助縦桁のモデル図及び応力算定式（単位：mm）

a. 発生荷重

補助縦桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$p = P1 + P2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 補助縦桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	—	kN/m <sup>2</sup>
P1	津波荷重	460	kN/m <sup>2</sup>
P2	地震（余震）荷重	20	kN/m <sup>2</sup>

$$p = P1 + P2 = 460 + 20 = 480 \text{ kN/m}^2$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M <sub>max</sub>	最大曲げモーメント	—	N・mm
S <sub>max</sub>	最大せん断力	—	N
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	0.480	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	主桁間隔（補助縦桁の支持間隔）	400	mm

$$M_{\max} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.48 \times 400^3}{12} = 2560000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.48 \times 400^2}{4} = 19200.0 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-220×75×12/20(SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{220^3 \times 75 - 180^3 \times 63}{220} \right) = 3.266545 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_3 = 180 \times 12 = 2.16 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

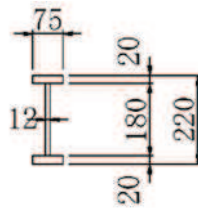


図 5.7-6 補助縦桁の断面形状 (単位: mm)

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_3}$$

$$\sigma = \frac{2560000}{3.266545 \times 10^5} = 7.84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{19200}{2.16 \times 10^3} = 8.89 \text{ N/mm}^2$$

(4) 中央支柱

中央支柱は、等分布荷重が作用する両端固定梁でモデル化し、曲げモーメント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。

中央支柱のモデル図及び応力算定式を図5.7-7に示す。

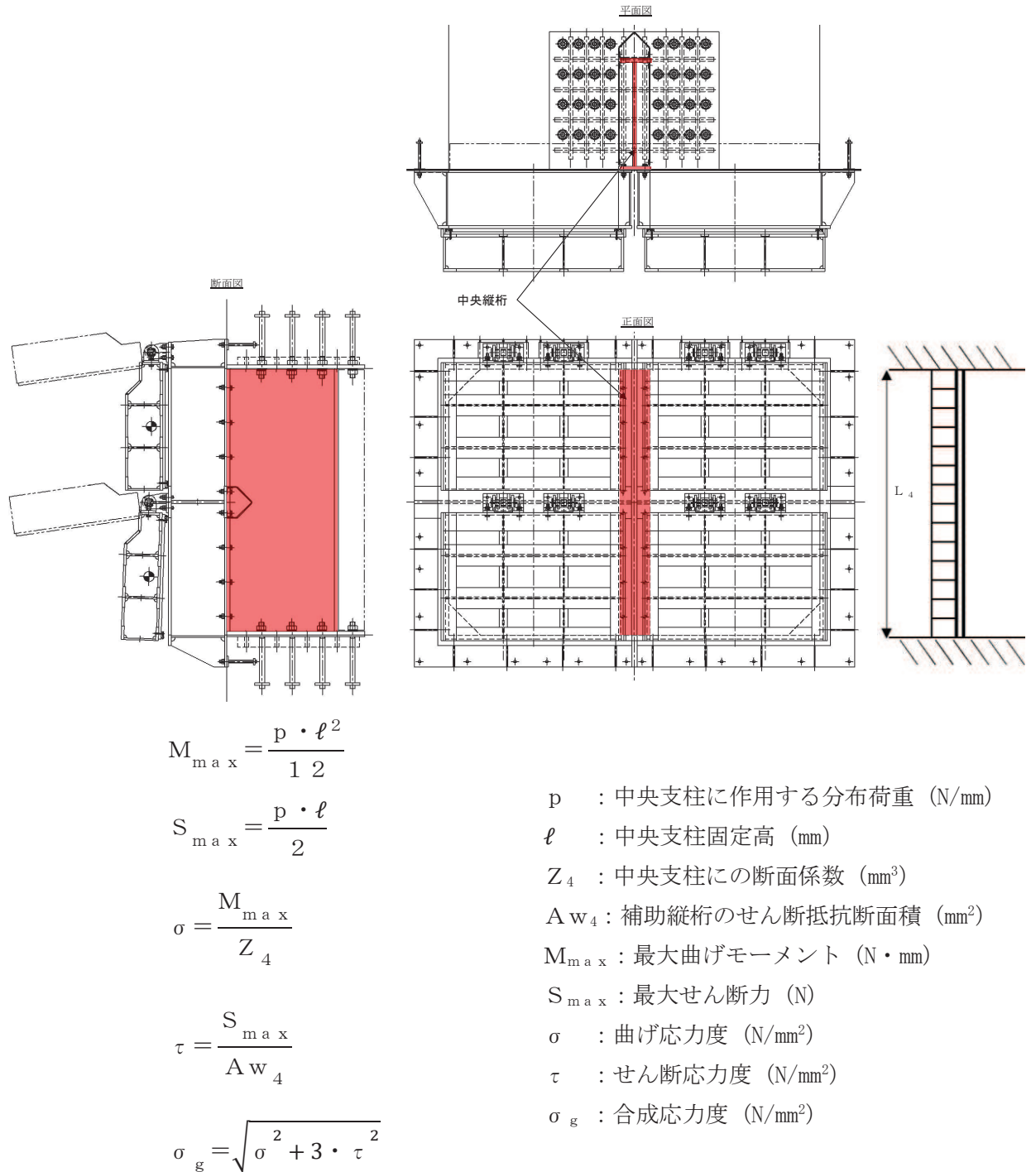


図5.7-7 モデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央支柱へ作用する荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$p = P \times \frac{H}{2} = 480 \times \frac{3.60}{2} = 864 \text{ kN/m} = 864 \text{ N/mm}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	中央支柱に作用する分布荷重	—	N/mm
P	津波荷重+地震（余震）荷重	480	k N/m <sup>2</sup>
H	扉体の最外端幅	3.6	m

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

中央支柱に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{12} = \frac{864 \times 2500^2}{12} = 450000000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell}{2} = 864 \times 2500 / 2 = 1080000 \text{ N}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M <sub>max</sub>	最大曲げモーメント	—	N・mm
S <sub>max</sub>	最大せん断力	—	N
p	中央支柱に作用する分布荷重	864	N/mm
ℓ	中央支柱固定高	2500	mm

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

使用部材 PLC-1050×300×35/35 (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{1050^3 \times 300 - 980^3 \times 265}{1050} \right) = 1.5535178 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_4 = 980 \times 35 = 3.43 \times 10^4 \text{ mm}^2$$



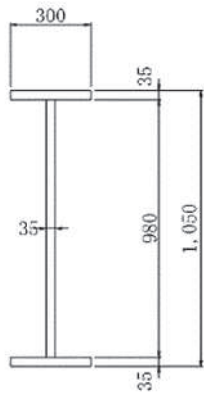


図 5.7-8 中央支柱の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	450000000	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	1080000	N
$Z_4$	断面係数	$1.5535178 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
$A w_4$	せん断抵抗断面積	$3.43 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>

$$\sigma = \frac{450000000}{1.5535178 \times 10^7} = 28.97 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{1080000}{3.43 \times 10^4} = 31.49 \text{N/mm}^2$$

(5) 中央横桁

中央横桁は、等分布荷重（地震荷重）が作用する単純支持梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

中央横桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。

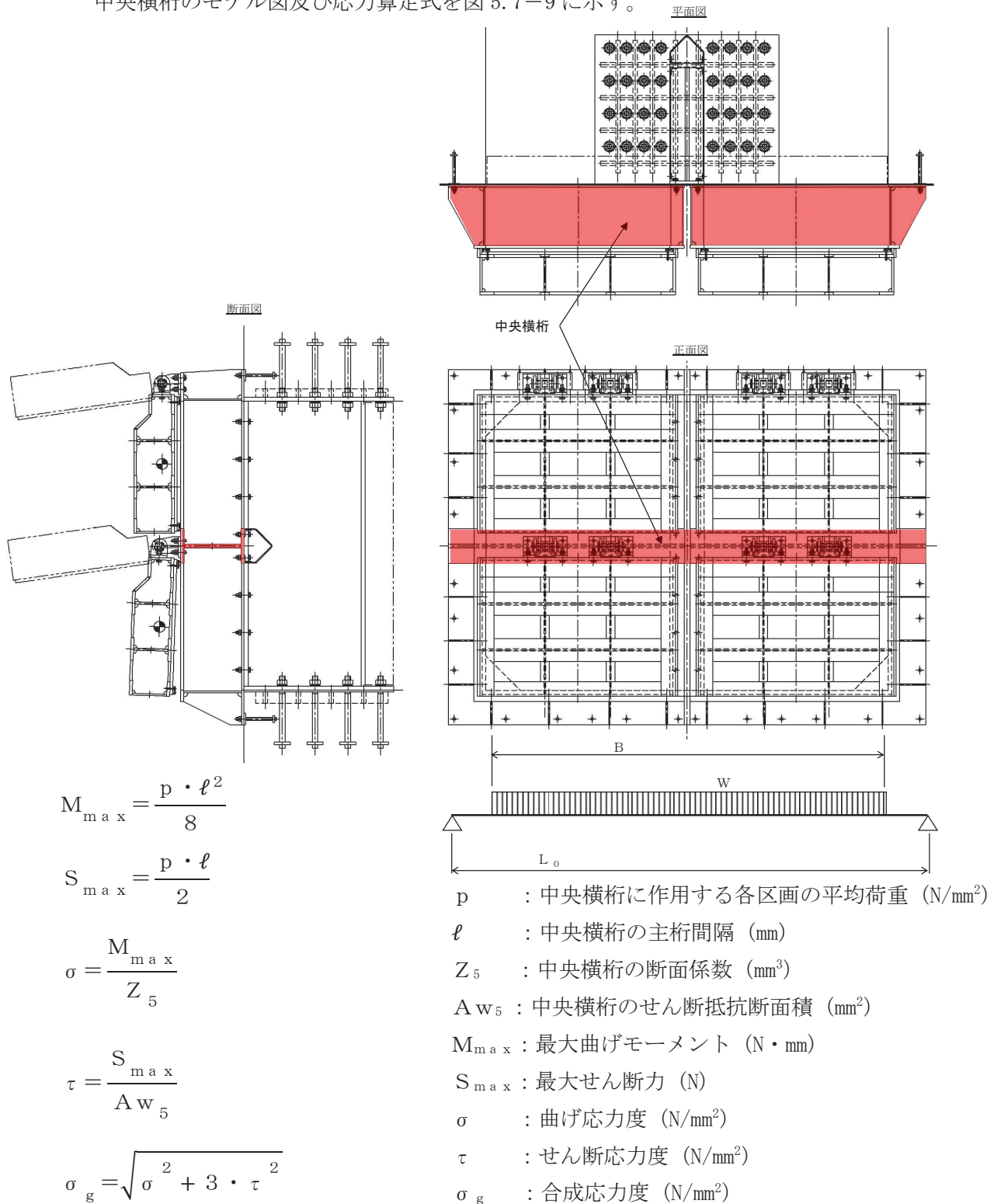


図 5.7-9 中央横桁のモデル図及び応力算定式

a. 発生荷重

中央横桁へ作用する荷重は，以下の式にて計算を行う。

$$p = P \times \frac{H}{2} = 480 \times \frac{2.61}{2} = 626.4 \text{ kN/m} = 626.4 \text{ N/mm}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 中央横桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	中央横桁に作用する分布荷重	—	N/mm
P	津波荷重+地震（余震）荷重	480	kN/m <sup>2</sup>
H	扉体の最外端幅	2.61	m

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

中央横桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell}{2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M <sub>max</sub>	最大曲げモーメント	—	N・mm
S <sub>max</sub>	最大せん断力	—	N
p	中央横桁に作用する分布荷重	626.4	N/mm
ℓ	中央横桁支間長	1600	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{8} = \frac{626.4 \times 1600^2}{8} = 200448000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell}{2} = 626.4 \times \frac{1600}{2} = 501120 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

使用部材 PLH-550×300×30/25 (SUS304)

断面係数

$$Z_5 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{550^3 \times 300 - 500^3 \times 270}{550} \right) = 4.897727 \times 10^6 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_5 = 500 \times 30 = 1.50 \times 10^4 \text{mm}^2$$

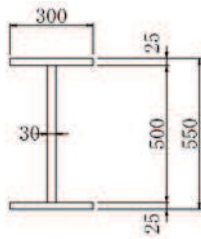


図 5.7-10 中央横桁の断面形状

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_5}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	200448000	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	501120	N
$Z_5$	断面係数	$4.897727 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$A w_5$	せん断抵抗断面積	$1.50 \times 10^4$	mm <sup>2</sup>

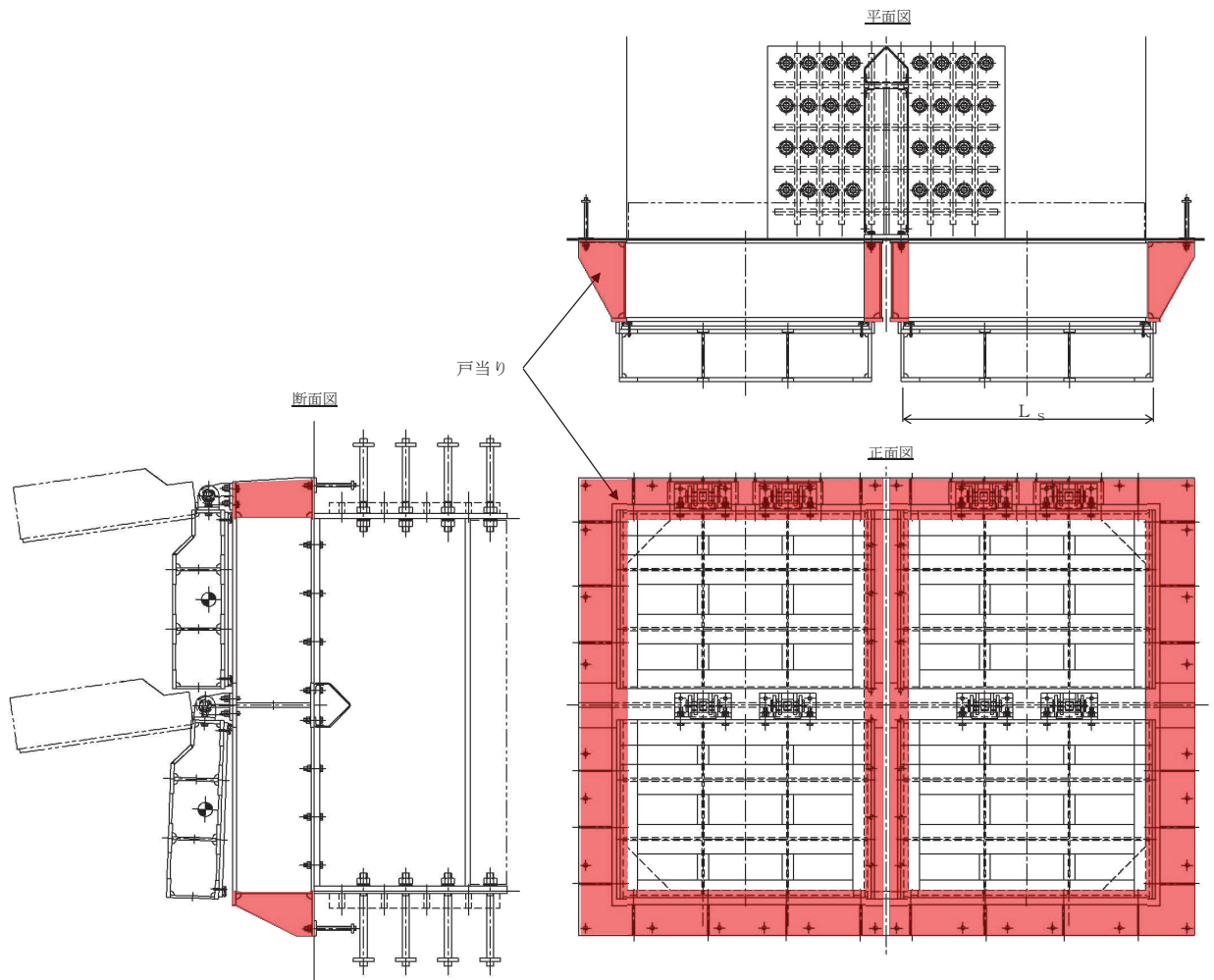
$$\sigma = \frac{200448000}{4.897727 \times 10^6} = 40.93 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{501120}{1.50 \times 10^4} = 33.41 \text{N/mm}^2$$

(6) 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.7-11に示す。



$$\sigma = \frac{P \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

P : 戸当りへ作用する津波水压荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

L<sub>s</sub> : 扉体幅 (mm)

L<sub>c</sub> : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ : 支圧応力度

図 5.7-11 戸当りのモデル図及び応力算定式

a. 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

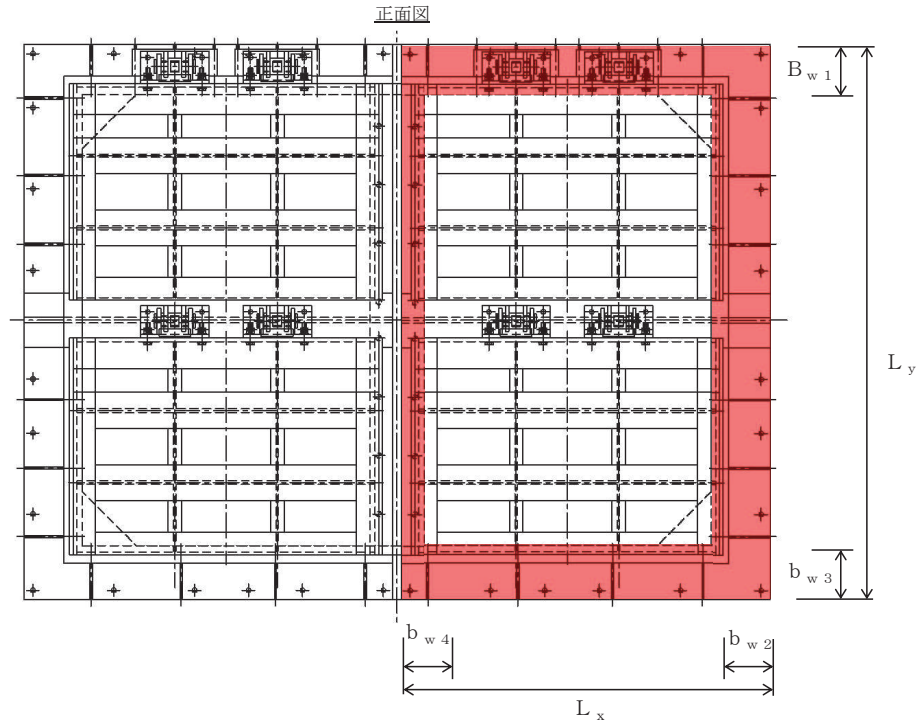
記号	定義	数値	単位
$\sigma$	支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
P	戸当りへ作用する水平地震荷重	0.48	N/mm <sup>2</sup>
$L_s$	扉体幅	1700	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.48 \times 1700}{2 \times 12} = 34.00 \text{N/mm}^2$$

(7) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-12 に示す。



$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3}) (b_{w2} + b_{w4})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S}$$

$q$  : 戸当りへ作用する水平荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_x$  : 戸当り横幅 (mm)

$L_y$  : 戸当り縦幅 (mm)

$b_{w1}$  : 上部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w2}$  : 側部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w3}$  : 下部戸当り支圧幅 (mm)

$b_{w4}$  : 中央支柱部の戸当り支圧幅 (mm)

$S$  : 戸当り幅 (mm) (上部及び下部戸当りの最小支圧幅)

$\sigma$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図5.7-12 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{L_x (b_{w1} + b_{w3}) + (L_y - b_{w1} - b_{w3})(b_{w2} + b_{w4})}$$

$$= \frac{0.48 \cdot (2075 \times 3075)}{2075 \times (275 + 300) + (3075 - 275 - 300)(325 + 125)} = 1.33 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S} = \frac{1.3212 \cdot 275}{2 \cdot 275} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 コンクリートの支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bk}$	コンクリート支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	コンクリートせん断応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$q$	地震荷重	0.48	N/mm <sup>2</sup>
$L_x$	戸当り横幅	2075	mm
$L_y$	戸当り縦幅	3075	mm
$b_{w1}$	上部戸当り支持プレート幅	275	mm
$b_{w2}$	右部戸当り支持プレート幅	325	mm
$b_{w3}$	下部戸当り支持プレート幅	300	mm
$b_{w4}$	左部戸当り支持プレート幅	125	mm
$S$	戸当り幅	275	mm



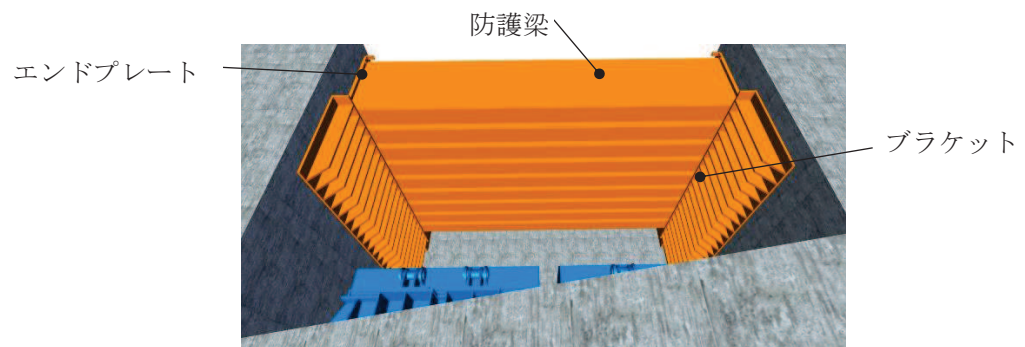
(8) 漂流物防護工（防護梁）

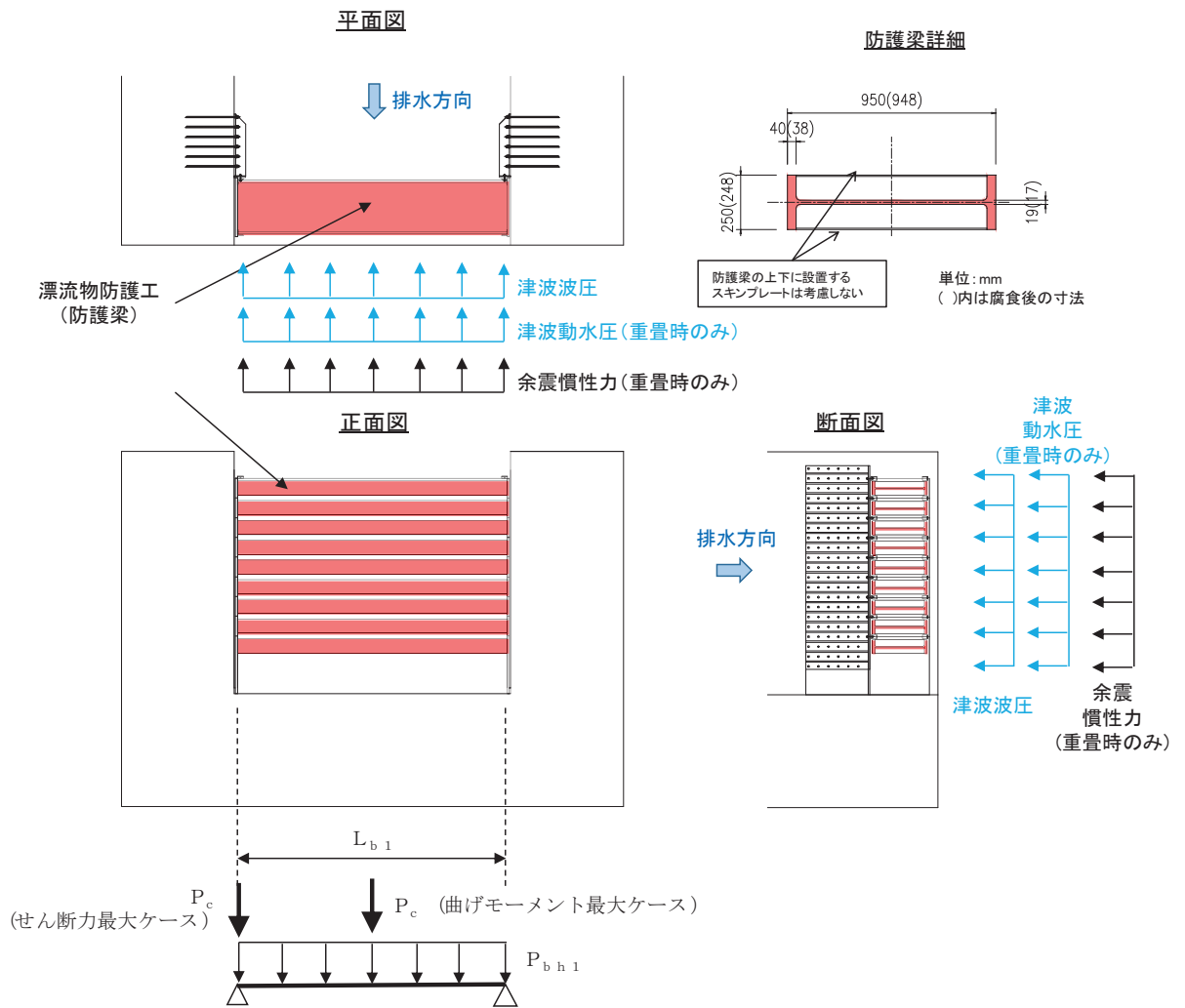
防護梁は、両端のエンドプレートを通じてブラケットに支持される構成のため、単純梁としてモデル化する。なお、防護梁本体の腐食代を 1mm 考慮する。

照査は、津波時及び重畳時で行い、それぞれについて、曲げ応力度、せん断応力度の照査を行うとともに、曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う。

なお、鉛直方向の評価については、津波時では防護梁の自重のみが作用すること、重畳時には余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、鉛直方向の評価は添付書類「VI-2-10-2-6-1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

防護梁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-13 に示す。





【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{bh1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{bh1}}{4}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{bh1}}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}}$$

(合成応力度)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$P_{bh1}$  : 防護梁に作用する水平荷重 (N/mm)

$L_{bh1}$  : 防護梁のスパン長 (mm)

$P_c$  : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

$Z_{bh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wbh1}$  : 防護梁の水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-13 防護梁のモデル図及び応力算定式

a. 津波時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（防護梁）に水平方向及び鉛直方向の地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 漂流物防護工（防護梁）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{bh1}$	防護梁に作用する水平荷重	20.58	N/mm
$P_c$	衝突荷重（津波時のみ考慮）	2000	kN
$L_{b1}$	漂流物防護工（防護梁）のスペン長	4820	mm

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（防護梁）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} + \frac{P_c \cdot L_{b1}}{4} = \frac{20.58 \times 4820^2}{8} + \frac{2000 \times 10^3 \times 4820}{4} = 2469765349 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} + P_c = 20.58 \times 4820 / 2 + 2000 \times 10^3 = 2049597.8 \text{ N}$$

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{bh1}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{max}$	水平方向の最大曲げモーメント	2469765349	N・mm
$S_{max}$	水平方向の最大せん断力	2049597.8	N
$Z_{bh1}$	水平（強軸）方向の断面係数	$10.22 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$A_{wbh1}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	$14.82 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

以上により、

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{bh1}} = \frac{2469765349}{10.22 \times 10^6} = 242 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wbh1}} = \frac{2049597.8}{14.82 \times 10^3} = 139 \text{N/mm}^2$$

b. 重畳時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（防護梁）に津波荷重及び地震荷重が加わったものとして計算を行う。数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 漂流物防護工（防護梁）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{bh1}$	防護梁に作用する水平荷重	117.2	N/mm <sup>2</sup>
$L_{b1}$	漂流物防護工（防護梁）のスパン長	4820	mm

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（防護梁）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

【水平方向】

$$M_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}^2}{8} = \frac{117.2 \times 4820^2}{8} = 340354660 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = \frac{P_{bh1} \cdot L_{b1}}{2} = \frac{117.2 \times 4820}{2} = 282452 \text{N}$$

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bh1}}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bh1}}}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 漂流物防護工（防護梁）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力		N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{max}}$	水平方向の最大曲げモーメント	340354660	N・mm
$S_{\text{max}}$	水平方向の最大せん断力	282452	N
$Z_{\text{bh1}}$	水平（強軸）方向の断面係数	$10.22 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$A w_{\text{bh1}}$	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	$14.82 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

以上により，

【水平方向】

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{\text{bh1}}} = \frac{340354660}{10.22 \times 10^6} = 34 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_{\text{bh1}}} = \frac{282452}{14.82 \times 10^3} = 20 \text{N/mm}^2$$

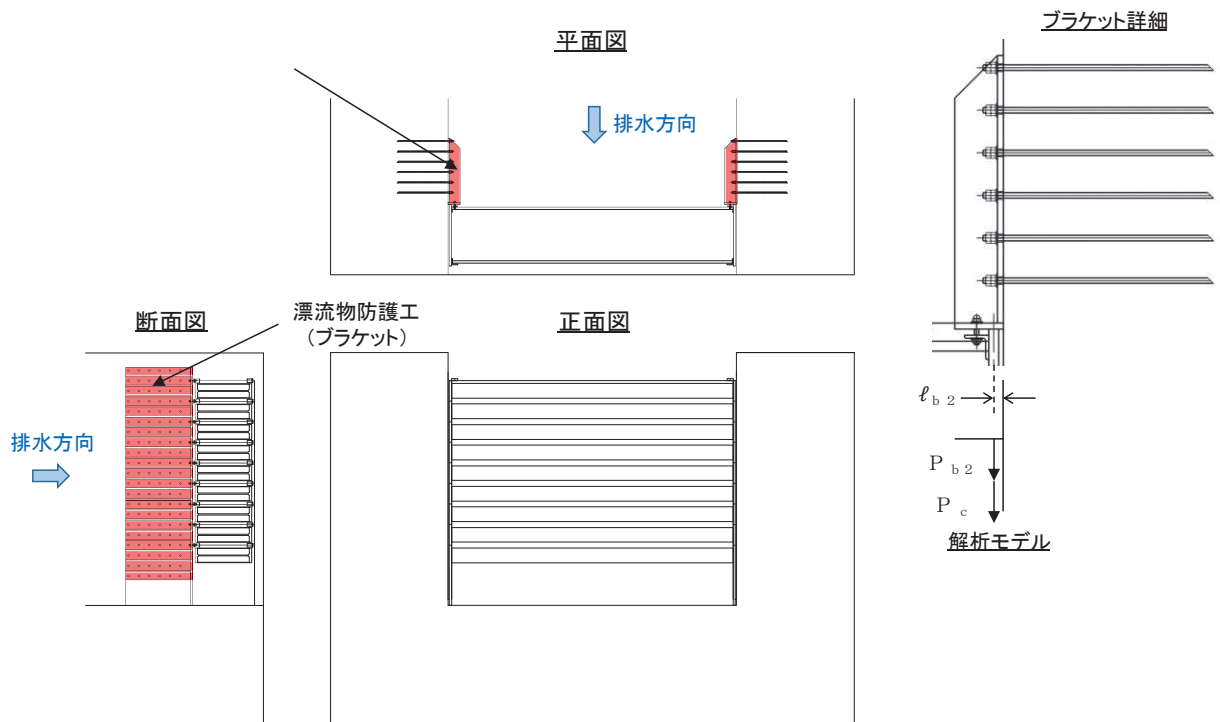
(9) 漂流物防護工（ブラケット）

ブラケットは、側壁（北壁及び南壁）にアンカーボルトで固定された片持ち梁としてモデル化する。津波時及び重畳時では海側への荷重に対してエンドプレートに溶接されたつなぎ材を介して荷重が作用する。

照査は、曲げ応力度，せん断応力度について行うとともに，曲げとせん断が同時に作用する場合は合成応力度の照査を行う

なお，腐食代を 1mm 考慮する。

ブラケットのモデル図及び応力算定式を図 5.7-14 に示す。



$$M_{\max} = (P_{b2} + P_c) \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\max} = P_{b2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$P_{b2}$  : ブラケットに作用する水平力 (N)

$P_c$  : 衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)

$\ell_{b2}$  : 側壁からエンドプレート  
中心までの長さ (mm)

$Z_{b2}$  : ブラケットの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{wb2}$  : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(合成応力度)

### 【ブラケット本体】

$$M_{\max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\max} = P_{b2}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{wb2}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

- $P_{b2}$  : ブラケットに作用する水平力 (N)  
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)  
 $\ell_{b2}$  : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)  
 $Z_{b2}$  : ブラケットの断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $A_{wb2}$  : ブラケットのせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $S_{max}$  : 最大せん断力 (N)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

【ブラケットのうち受け台プレート】

$$M_{max} = T \cdot a$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_c}$$

- $T$  : 受け台に作用する引張力 (N)  
 (=防護梁に作用する水平の最大せん断力)  
 $a$  : 側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ (mm)  
 $Z_c$  : 受け台プレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)  
 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-14 ブラケットのモデル図及び応力計算式

a. 津波時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（ブラケット）に作用する水平力を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 漂流物防護工（ブラケット）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	$50.4 \times 10^3$	N
$P_c$	衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)	$2000 \times 10^3$	N

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（ブラケット）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{max} = (P_{b2} + P_c) \cdot \ell_{b2} = (50.4 \times 10^3 + 2000 \times 10^3) \times 40 = 82016000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



$$S_{max} = P_{b2} + P_c = 2050.4 \times 10^3 \text{N} \cdot \text{mm}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-22 に示す。

表 5.7-22 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_{max}$	最大曲げモーメント	—	$\text{N} \cdot \text{mm}$
$S_{max}$	最大せん断力	—	N
$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	$50.4 \times 10^3$	N
$P_c$	衝突荷重 (N) (津波時のみ考慮)	$2000 \times 10^3$	N
$l_{b2}$	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	40	mm

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-23 に示す。

表 5.7-23 漂流物防護工 (防護梁) の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	$\text{N}/\text{mm}^2$
$\tau$	せん断応力	—	$\text{N}/\text{mm}^2$
$M_{max}$	ブラケット本体の最大曲げモーメント	82016000	$\text{N} \cdot \text{mm}$
$S_{max}$	ブラケット本体の最大せん断力	$2050.4 \times 10^3$	N
$Z_{b2}$	ブラケットの断面係数	$14.67 \times 10^6$	$\text{mm}^3$
$A w_{b2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	$50.6 \times 10^3$	$\text{mm}^2$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = \frac{82016000}{14.67 \times 10^6} = 6 \text{N}/\text{mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}} = \frac{2050.4 \times 10^3}{50.6 \times 10^3} = 41 \text{N}/\text{mm}^2$$

b. 重畳時

(a) 発生荷重

漂流物防護工（ブラケット）に作用する水平力を表 5.7-24 に示す。

表 5.7-24 漂流物防護工（ブラケット）に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	$287.1 \times 10^3$	N

(b) 最大曲げモーメント・最大せん断力

漂流物防護工（ブラケット）発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{max} = P_{b2} \cdot \ell_{b2} = 287.1 \times 10^3 \times 40 = 11484000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{max} = P_{b2} = 287.1 \times 10^3 \text{ N}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-25 に示す。

表 5.7-25 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_{max}$	最大曲げモーメント	—	$\text{N} \cdot \text{mm}$
$S_{max}$	最大せん断力	—	N
$P_{b2}$	ブラケットに作用する水平力	$287.1 \times 10^3$	N
$\ell_{b2}$	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	40	mm

(c) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}}$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-26 に示す。

表 5.7-26 漂流物防護工（ブラケット）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{max}$	ブラケット本体の最大曲げモーメント	11484000	N・mm
$S_{max}$	ブラケット本体の最大せん断力	$287.1 \times 10^3$	N
$Z_{b2}$	ブラケットの断面係数	$14.67 \times 10^6$	mm <sup>3</sup>
$A w_{b2}$	ブラケットのせん断抵抗断面積	$50.6 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

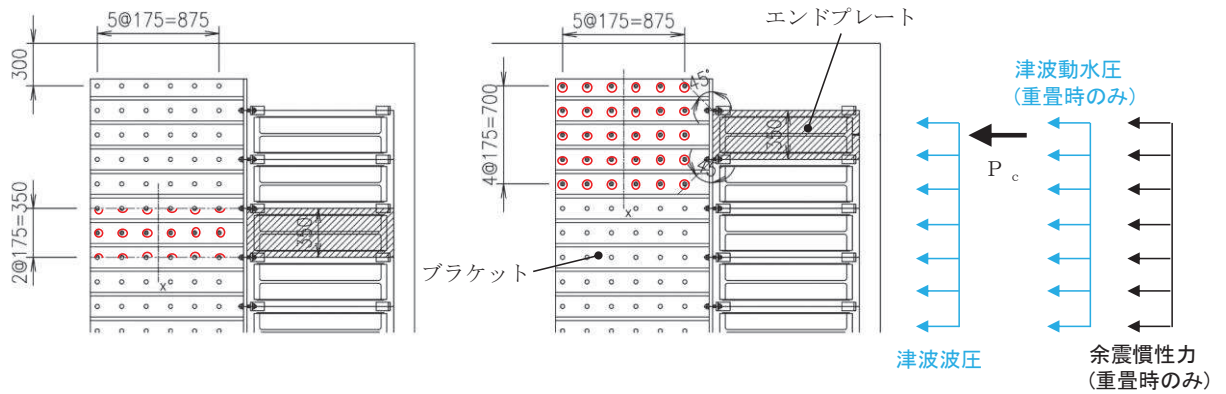
$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b2}} = \frac{11484000}{14.67 \times 10^6} = 1 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A w_{b2}} = \frac{287.1 \times 10^3}{50.6 \times 10^3} = 6 \text{N/mm}^2$$

(10) 漂流物防護工（アンカーボルト）

ブラケットに発生したモーメントとせん断力は，埋め込まれたアンカーボルト群により側壁に荷重伝達される。

防護梁 1 本に作用する荷重に対して，図 5.7-15 の左図に示す様に，エンドプレート幅 350mm の範囲にある 6 本 2 列，計 12 本のアンカーボルトで抵抗する。ただし，衝突荷重に対しては，図 5.7-15 の右図に示すように防護梁 1 本だけに作用するため，エンドプレート幅 350mm から  $45^\circ$  の荷重伝達を考慮して 6 本 5 列，計 30 本で抵抗するものとする。



$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

$$\left(\frac{P_{b4}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{b4}}{q_a}\right)^2 \leq 1.2$$

$P_{b4}$  : アンカーボルト1本の引張力 (N)

$P_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N)

$P_{b4b}$  : 衝突荷重によるアンカーボルト1本の引張力 (N) (津波時のみ考慮)

$M_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント (N・mm)

$M_{b4b}$  : 衝突荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) (津波時のみ考慮)

$q_{b4}$  : アンカーボルト1本のせん断力 (N)

$q_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N)

$q_{b4b}$  : 衝突荷重によるアンカーボルト1本のせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

$Q_{b4a}$  : 衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 (N)

$Q_{b4b}$  : 衝突荷重により生じるせん断力 (N) (津波時のみ考慮)

$Z_{b4}$  : アンカーボルト群1列の断面係数 (mm)

$n$  : アンカーボルト群1列の本数 (本)

$P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)

$q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.7-15 アンカーボルトの構造図

照査は、引張力、せん断力について行うとともに、引張力とせん断力が同時に作用する場合は合成力の照査を行う。

$$M = P \cdot L$$

$$S = P$$

$$p = \frac{M}{Z_2}$$

$$q = \frac{S}{n}$$

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1.2 \text{ (合成力照査)}$$

P : 荷重 (kN)

L : モーメントアーム長 (mm)

Z : アンカーボルト群の断面係数 (mm)

M : ボルト群に作用する曲げモーメント (kN・m)

S : ボルト群に作用するせん断力 (kN)

n : ボルト本数 (本)

p : 1本あたりの引張力 (kN)

q : 1本あたりせん断力 (kN)

p<sub>a</sub> : 1本あたりの許容引張力 (kN)

q<sub>a</sub> : 1本あたりの許容せん断力 (kN)

#### a. 津波時

##### (a) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} + \frac{(M_{b4b}/5)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} + \frac{(Q_{b4b}/5)}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-27 に示す。

表 5.7-27 漂流物防護工（アンカーボルト）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{b4}$	アンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
$P_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
$P_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力 (N) (津波時のみ考慮)	—	kN
$q_{b4}$	アンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
$q_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
$q_{b4b}$	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力 (N) (津波時のみ考慮)	—	kN
$M_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	$2.016 \times 10^6$	N・mm
$M_{b4b}$	衝突荷重により生じる曲げモーメント (津波時のみ考慮)	$80 \times 10^6$	N・mm
$Q_{b4a}$	ブラケットに生じるせん断力	$50.4 \times 10^3$	N
$Q_{b4b}$	衝突荷重により生じるせん断力 (N) (津波時のみ考慮)	$2000 \times 10^3$	N
$Z_{b4}$	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm <sup>3</sup>
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

$$P_{b4} = P_{b4a} + P_{b4b} = \frac{(2.016 \times 10^6 / 2)}{1225} + \frac{(80 \times 10^6 / 5)}{1225} = 14 \text{ kN}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} + q_{b4b} = \frac{(50.4 \times 10^3 / 2)}{6} + \frac{(2000 \times 10^3 / 5)}{6} = 71 \text{ kN}$$

b. 重畳時

(a) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{b4} = P_{b4a} = \frac{(M_{b4a} / 2)}{Z_{b4}}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} = \frac{(Q_{b4a} / 2)}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-28 に示す。

表 5.7-28 漂流物防護工（アンカーボルト）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{b4}$	アンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
$P_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	—	kN
$q_{b4}$	アンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
$q_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	—	kN
$M_{b4a}$	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	$11.5 \times 10^6$	N・mm
$Q_{b4a}$	ブラケットに生じるせん断力	$287.1 \times 10^3$	N
$Z_{b4}$	アンカーボルト群 1 列の断面係数	1225	mm <sup>3</sup>
n	アンカーボルト群 1 列の本数	6	本

$$P_{b4} = P_{b4a} = \frac{(M_{b4a}/2)}{Z_{b4}} = \frac{(11.5 \times 10^6 / 2)}{1225} = 5 \text{ kN}$$

$$q_{b4} = q_{b4a} = \frac{(Q_{b4a}/2)}{n} = \frac{(287.1 \times 10^3 / 2)}{6} = 24 \text{ kN}$$



6. 評価結果

津波時及び重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 及び表 6-2 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち扉体及び固定部, 重畳時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b			
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	54.00	154	0.36			
	主桁	1桁	曲げ応力度	42.66	154	0.28		
				2,3桁	39.21	154	0.26	
				4桁	30.48	154	0.20	
		2,3桁		せん断応力度	24.00	88	0.28	
					27.20	88	0.31	
					18.14	88	0.21	
		4桁			合成応力度*	59.57	154	0.39
						61.30	154	0.40
	43.78		154			0.29		
	補助縦桁	曲げ応力度	7.84			153	0.06	
		せん断応力度	8.89			88	0.11	
		合成応力度*	17.28	154		0.12		
	中央支柱	曲げ応力度	28.97	143		0.21		
		せん断応力度	31.49	88		0.36		
		合成応力度*	61.76	154	0.41			
中央横桁	引張応力度	40.93	153	0.27				
	せん断応力度	33.41	88	0.38				
	合成応力度*	70.88	154	0.47				
固定部	戸当り	支圧応力度	34.00	231	0.15			
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	1.33	13.5	0.10			
		せん断応力度	0.67	1.5	0.45			

注記\* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(1) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 津波時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	242	382	0.64
		せん断応力度	139	217	0.65
		合成応力度*	0.81	1.2	0.68
	ブラケット	曲げ応力度	6	210	0.03
		せん断応力度	41	120	0.35
		合成応力度*	0.12	1.2	0.1
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	14	105	0.14
		せん断	71	85	0.84
		合成*	0.71	1.2	0.60

注記\* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(2) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 重畳時)

評価部位		評価応力	発生応力 a (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 b (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	曲げ応力度	34	382	0.09
		せん断応力度	20	217	0.10
		合成応力度*	0.02	1.2	0.02
	ブラケット	曲げ応力度	1	210	0.01
		せん断応力度	6	120	0.05
		合成応力度*	0.01	1.2	0.01
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		引張	5	105	0.05
		せん断	24	85	0.29
		合成*	0.09	1.2	0.08

注記\* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

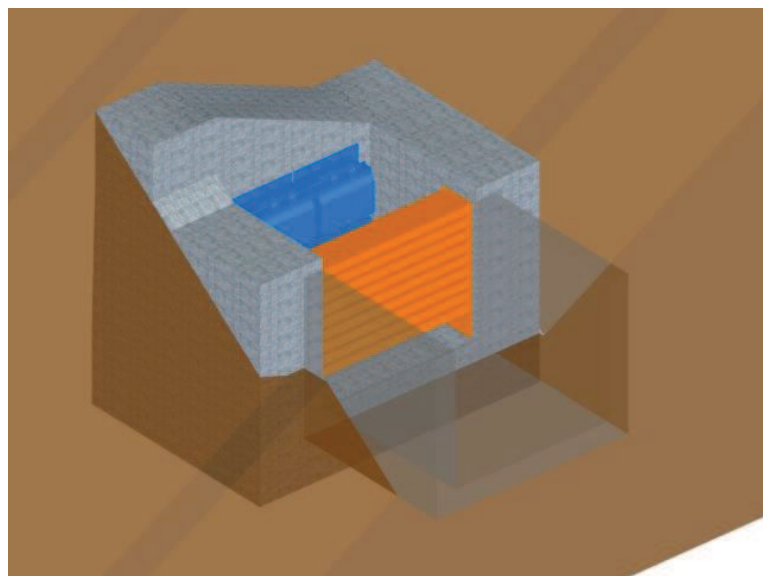
## 7. 出口側集水ピットの強度評価

### 7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と3面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、防潮堤（盛土堤防）に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤北側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。



構造概略図  
(正面)

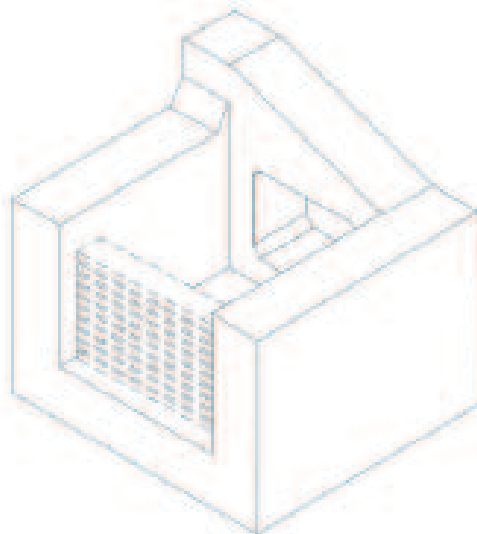


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

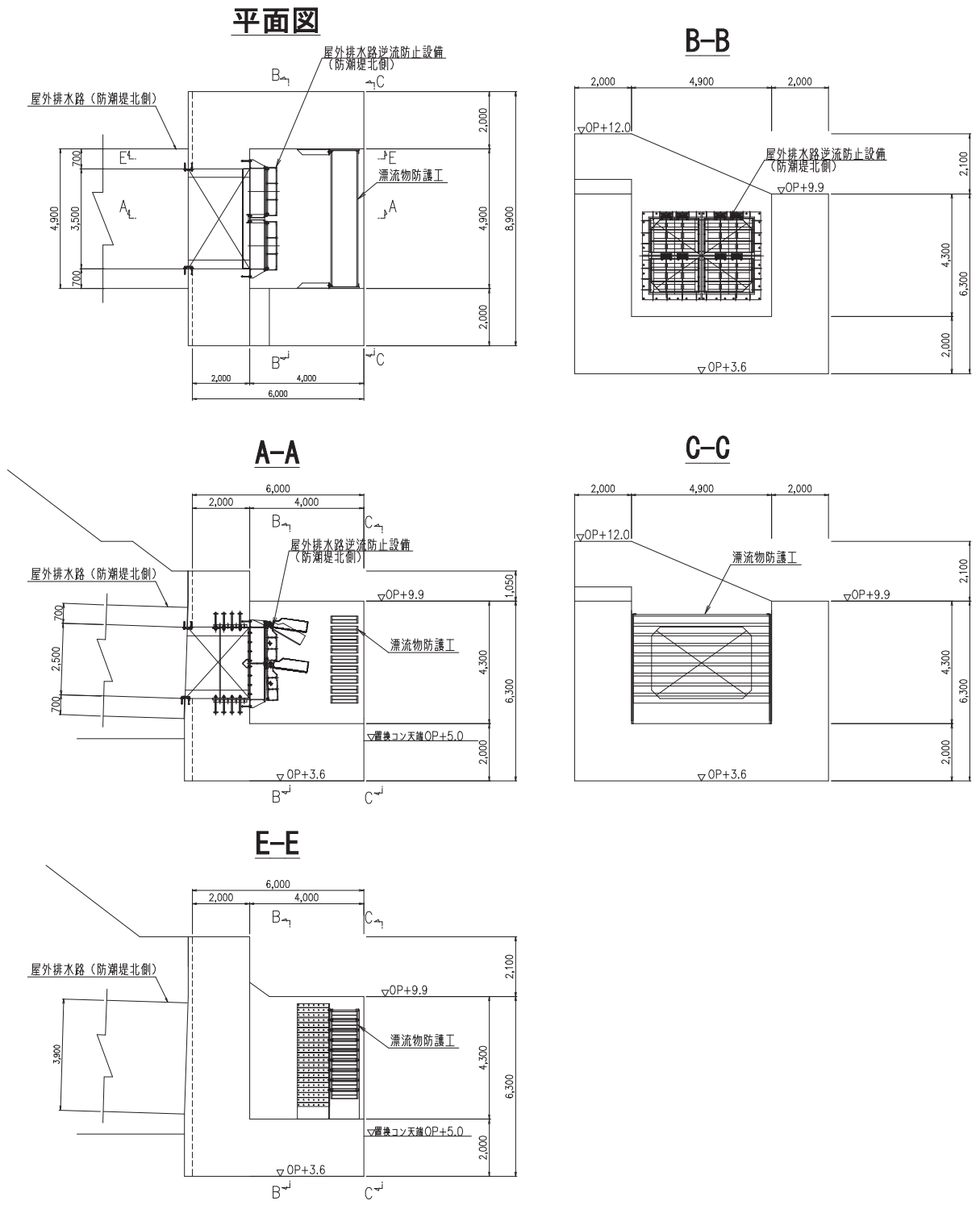
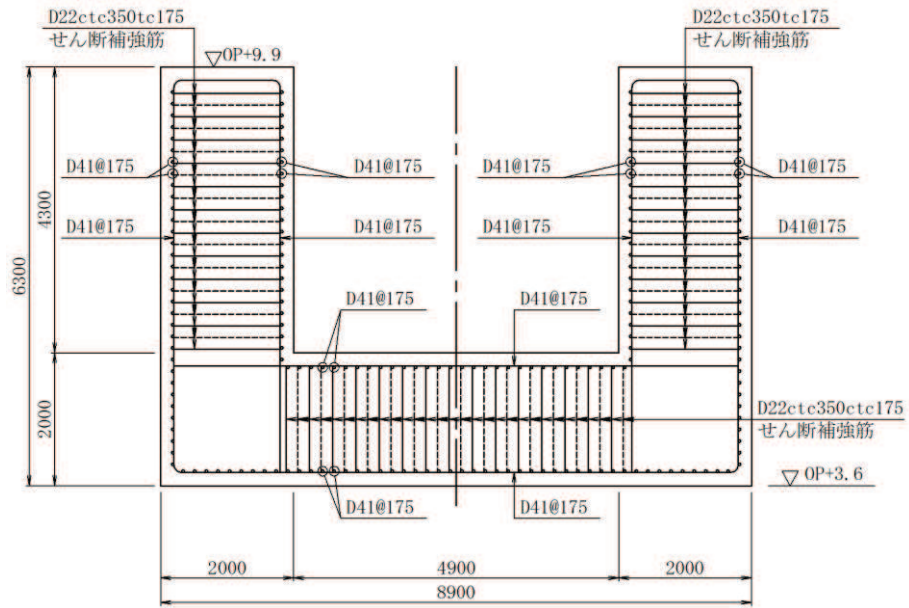


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

B-B 断面



E-E 断面

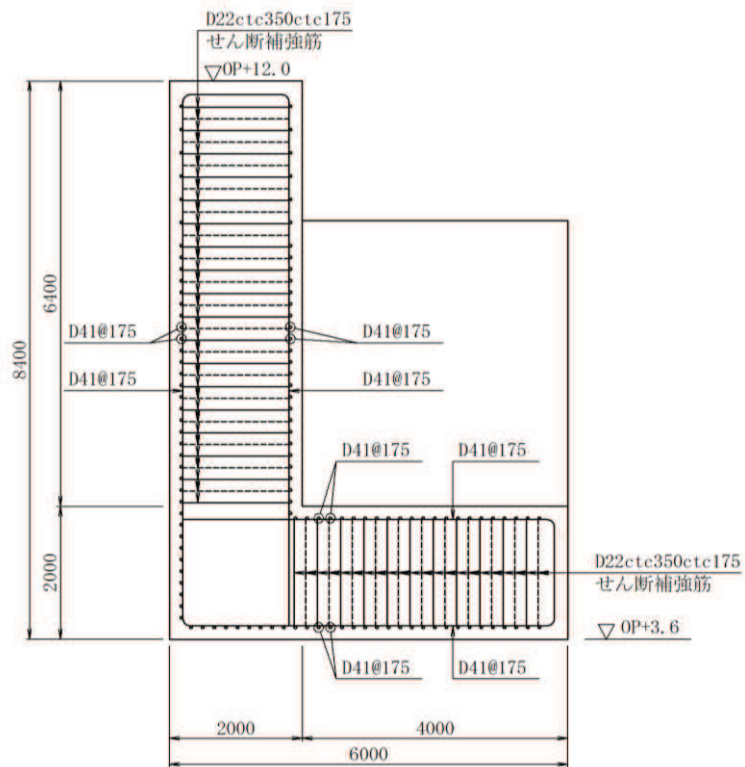


図 7.1-3 出口側集水ピット概要配筋図

## 7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7.2-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することで、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重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、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

構造部材の健全性評価については、「8.5.1 二次元動的解析」から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下、「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7.2-1 に示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

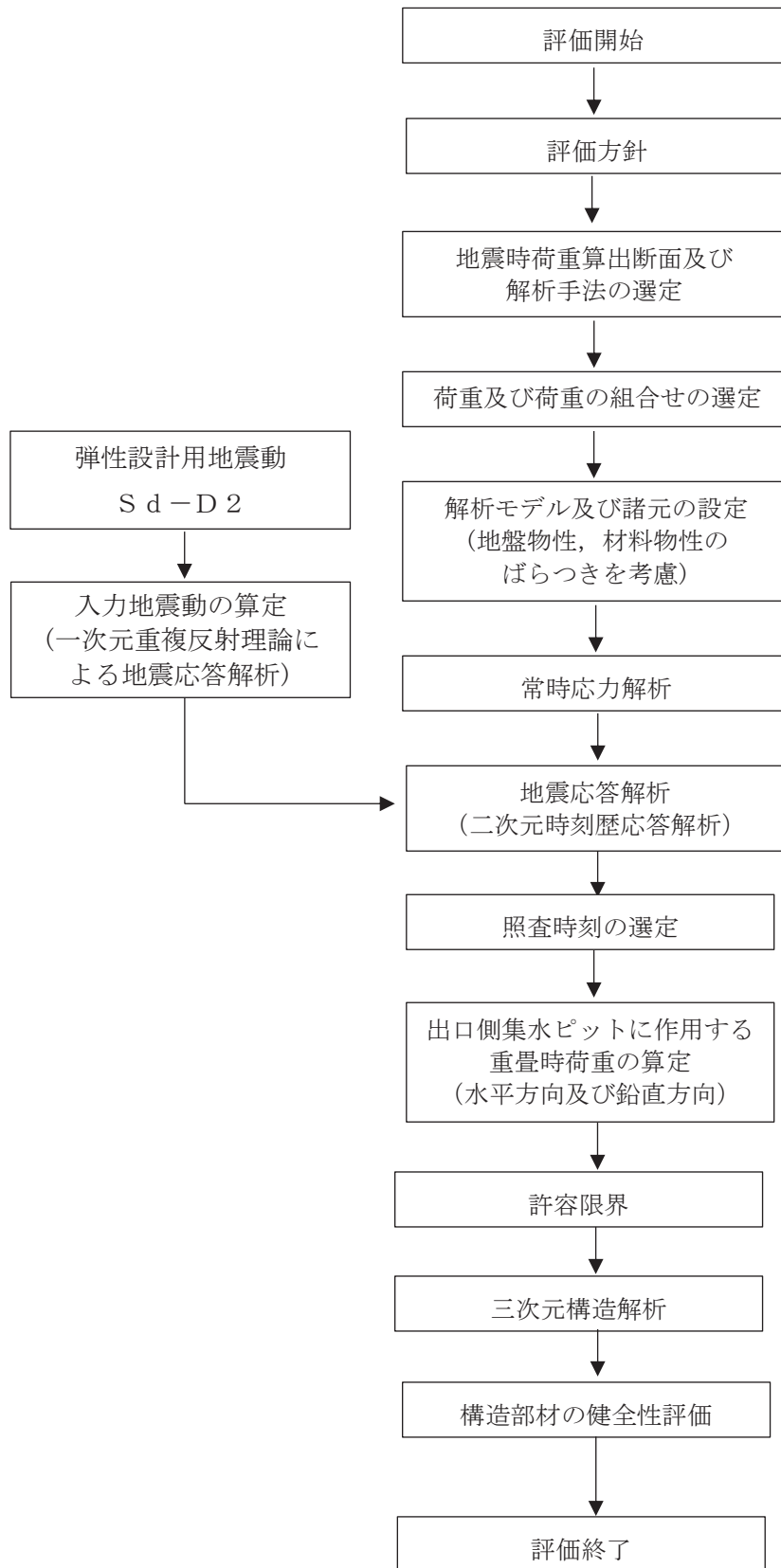


図 7.2-1 出口側集水ピットの強度評価フロー

## 8. 強度評価方法

### 8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8.1-1 に示す。

表 8.1-1 強度計算書に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
$P_t$	$\text{kN/m}^2$	遡上津波荷重
$K_{Sd}$	$\text{kN/m}^2$	余震荷重
$\sigma_{ca}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
$\tau_{a1}$	$\text{N/mm}^2$	コンクリートの短期許容せん断応力度
$\sigma_{sa}$	$\text{N/mm}^2$	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
$M_x, M_y$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	曲げモーメント
$Q_x, Q_y$	$\text{kN/m}$	面外せん断力
$N_x, N_y$	$\text{kN/m}$	軸方向力
$N_{xy}$	$\text{kN/m}$	面内せん断力
$M_{xy}$	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	ねじりモーメント
$R_d$	$\text{N/mm}^2$	最大接地圧
$R_u$	$\text{N/mm}^2$	極限支持力



## 8.2 評価対象断面

出口側集水ピットの重畳時荷重算出断面位置を図 8.2-1 に示す。重畳時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピット及び屋外排水路の縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.2-2 に示す。

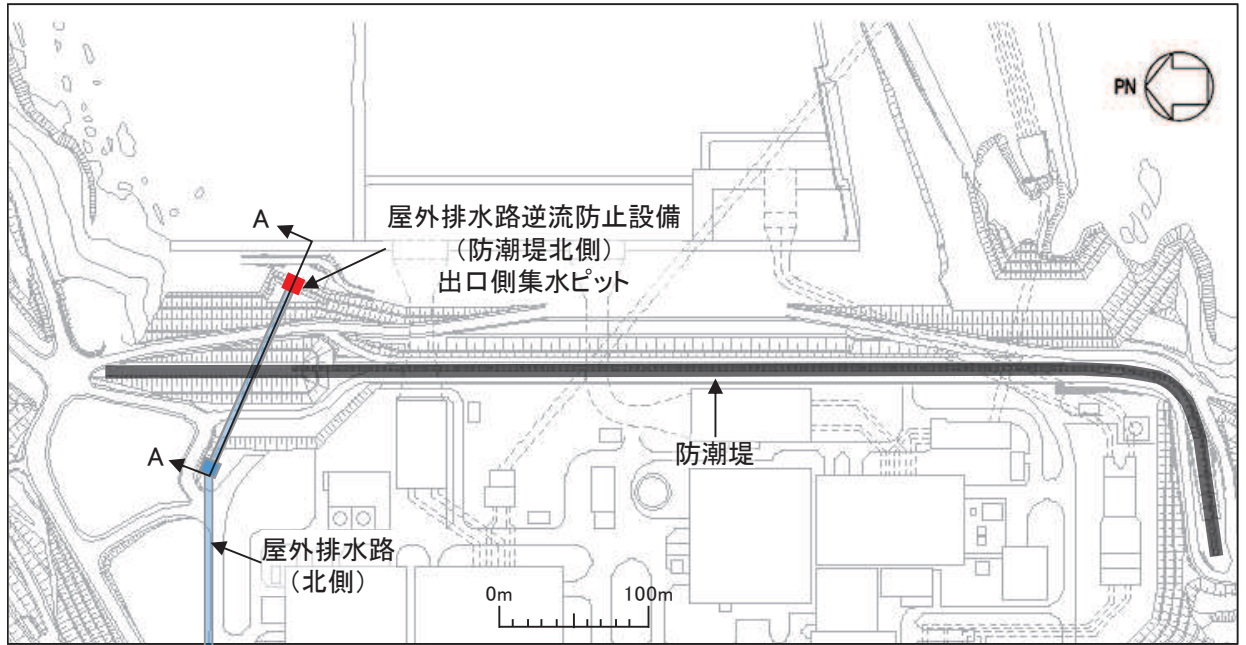


図 8.2-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

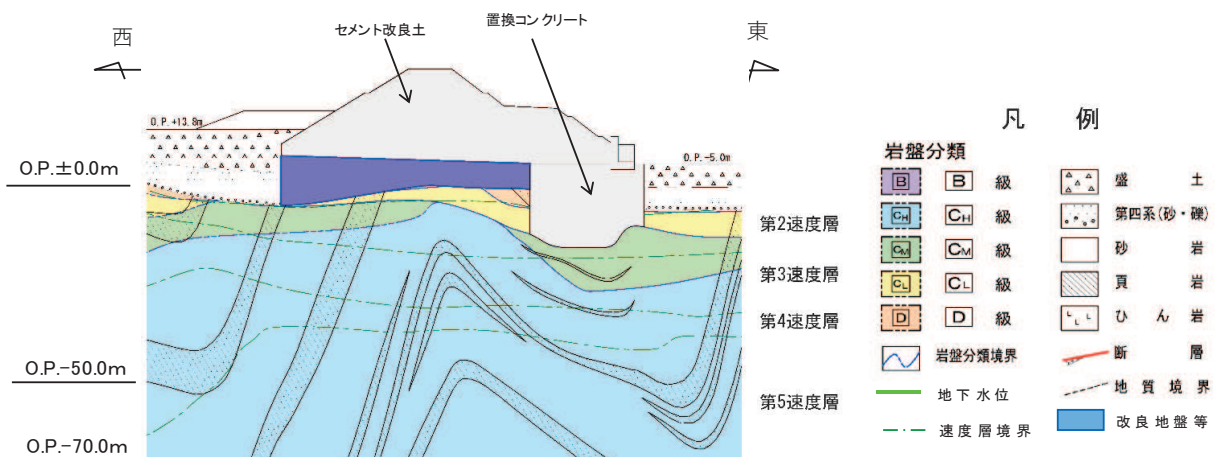


図 8.2-2 出口側集水ピットの評価対象断面図

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

#### 8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び漂流物防護工の荷重を考慮する。また、積雪荷重 $P_s$ を含めて地表面に $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図及び考慮する荷重を図 8.3-1 及び表 8.3-1 に、積載荷重の荷重図を図 8.3-2 に示す。

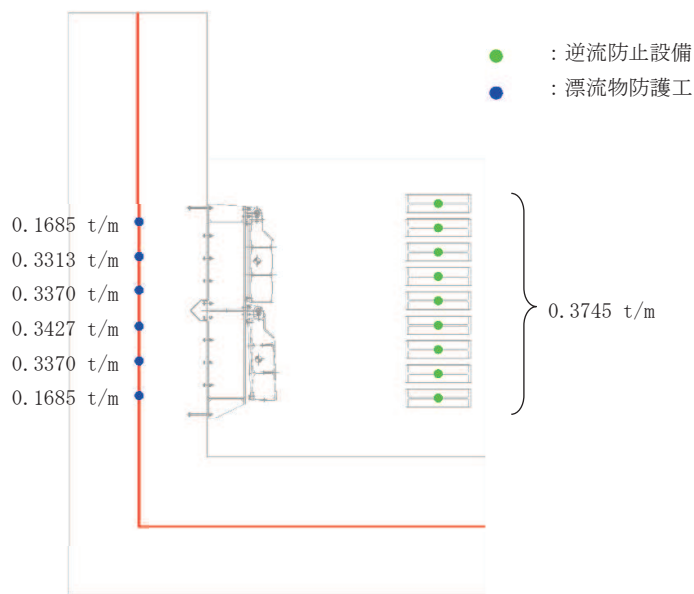


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

考慮する荷重	重量 (t/m)
①逆流防止設備	1.685
②漂流物防護工	3.371

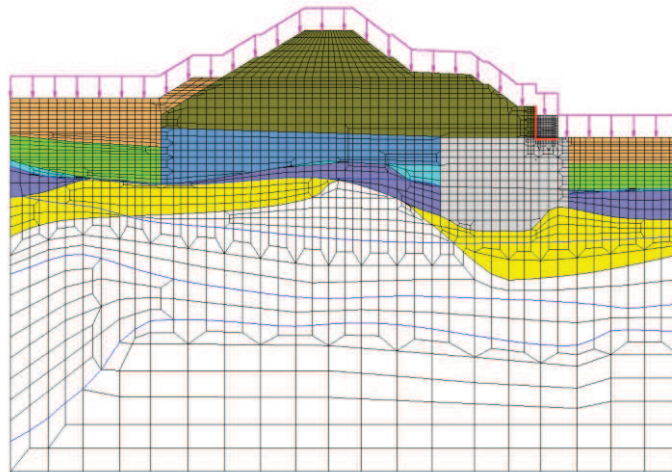


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 ( $P_k$ )

海側は津波により水位が上昇しているため、海側から山側への風荷重は考慮しない。また、逆方向である山側から海側に風荷重が作用する場合を想定するが、この方向は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

なお、衝突荷重と組合せる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 8.3-2 に示す。

表 8.3-3 遡上津波荷重

	津波水位 (O. P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O. P. (m))	設計用 浸水深 (m)	出口側集 水ピット 天端標高 (O. P. (m))	出口側集 水ピット 下端標高 (O. P. (m))	出口側集 水ピット 天端波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	出口側集 水ピット 下端波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
出口側集水 ピット	24.4	0.5	11.95	12.000	3.600	245.9	330.8

(6) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) \*」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重の作用位置は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工の最上部とする。

衝突荷重を表 8-2 に示す。

注記 \* : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 8.3-4 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-5, 荷重の種別及び算定方法を表 8.3-6 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

表 8.3-5 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて 4.9kN/m<sup>2</sup>)

$P_t$  : 遡上津波荷重

$K_{sd}$  : 余震荷重

表 8.3-6 (1) 荷重の組合せ (津波時)

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		○	2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。。
	余震荷重		—	余震荷重は考慮しない。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

表 8.3-6 (2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		—	漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	動水圧を考慮する。

## 8.4 許容限界

### 8.4.1 構造部材の健全に対する許容限界

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することの確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 8.4-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	f' ck=30.0(N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	11.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.5	0.75

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 8.4-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

#### (2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8.4-1 及び表 8.4-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

## 8.5 評価方法

### 8.5.1 津波時

#### (1) 二次元静的解析

##### a. 荷重算出断面

出口側集水ピットの津波時荷重算出断面位置を図 8.2-1 に示す。津波時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、A-A断面とする。

断面図を図 8.2-2 に示す。

##### b. 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

二次元動的有限要素法解析については、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できる有効応力解析とする。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### (a) 解析手法

出口側集水ピットの津波時の解析は、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。

解析手法の選定フローを図 8.5-1 に示す。

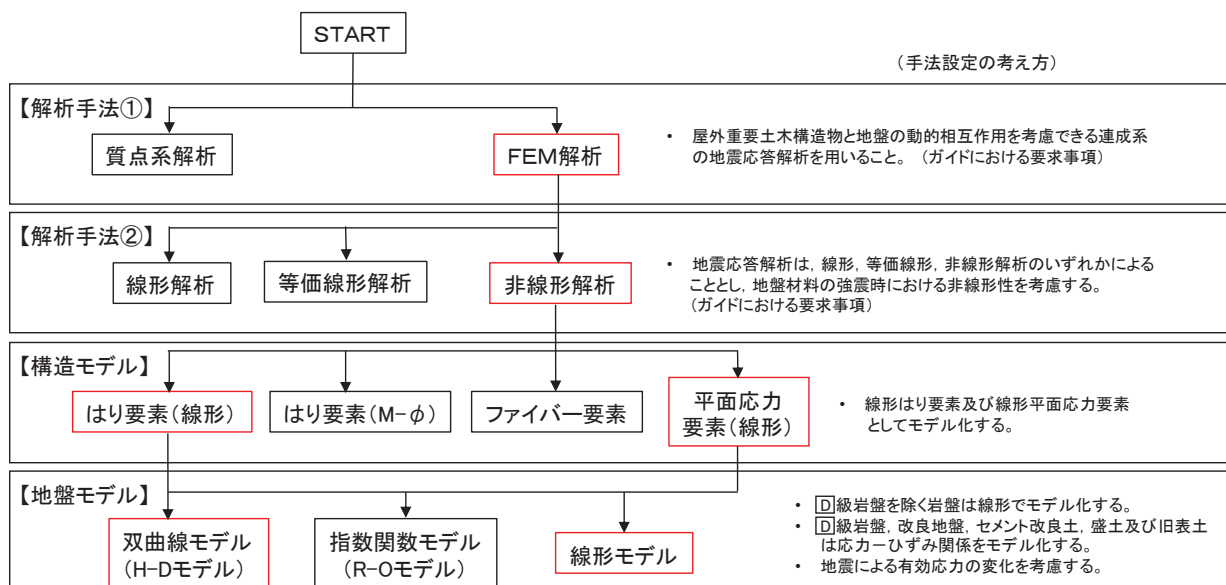


図 8.5-1 解析手法のフロー（出口側集水ピット）

(b) 構造部材

出口側集水ピットは線形はり要素(ビーム要素)及び平面応力要素でモデル化する。  
なお、防潮堤(盛土堤防)のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素(マルチスプリング要素)及び線形の平面ひずみ要素(ソリッド要素)でモデル化する。

(c) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.5-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、 $D$ 級岩盤、セメント改良土及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に出口側集水ピットの挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性(せん断弾性係数)のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表 8.5-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、 $D$ 級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	$C_L$ 級岩盤、 $C_M$ 級岩盤、 $C_H$ 級岩盤、 $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + $1\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - $1\sigma$	平均値

(d) 解析ケースの選定

津波時においては、表 8.5-1 に示すケース①～③を実施する。



c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

イ. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-3 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。

二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。二次元地震応答解析における自由地盤の初期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 8.5-4 に示す。

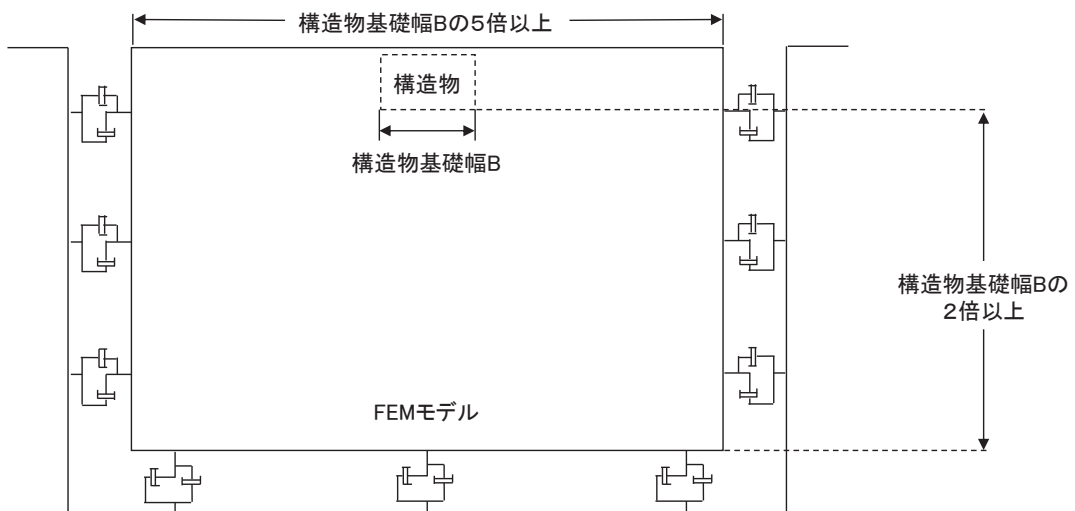


図 8.5-3 モデル化範囲の考え方

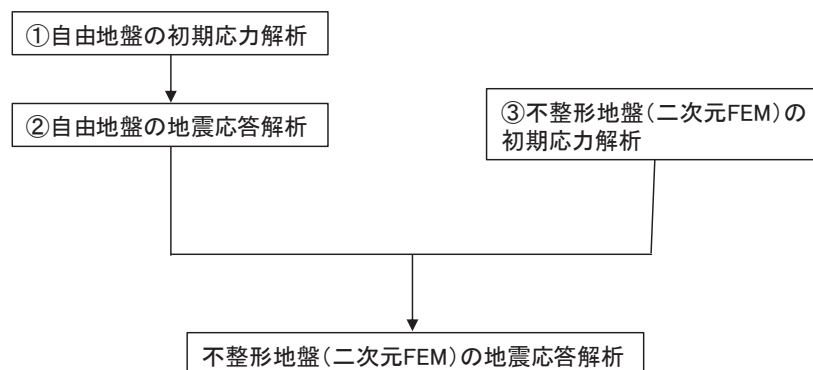


図 8.5-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

ロ. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(イ). 初期応力解析時

初期応力解析は、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初期応力を算定するために行う。そこで、初期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 8.5-6 に示す。

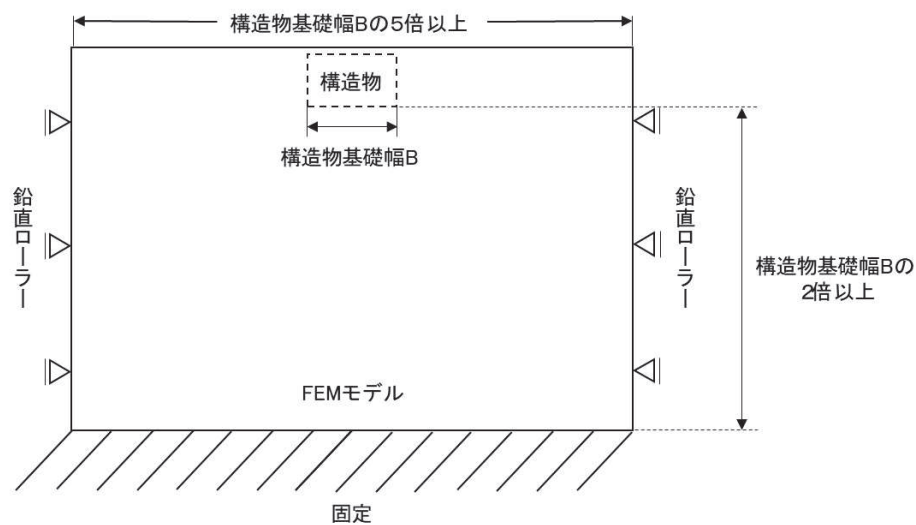


図 8.5-6 初期応力解析における境界条件の概念図

(ロ). 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形成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。

ハ. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-7 に示す。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）及び線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

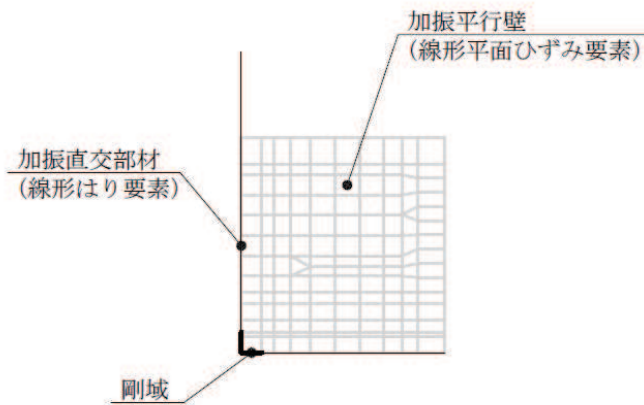


図 8.5-7 構造部材のモデル化

二. 地盤のモデル化

**D**級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素(ソリッド要素)でモデル化する。また、一般部に分布する**D**級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土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する。

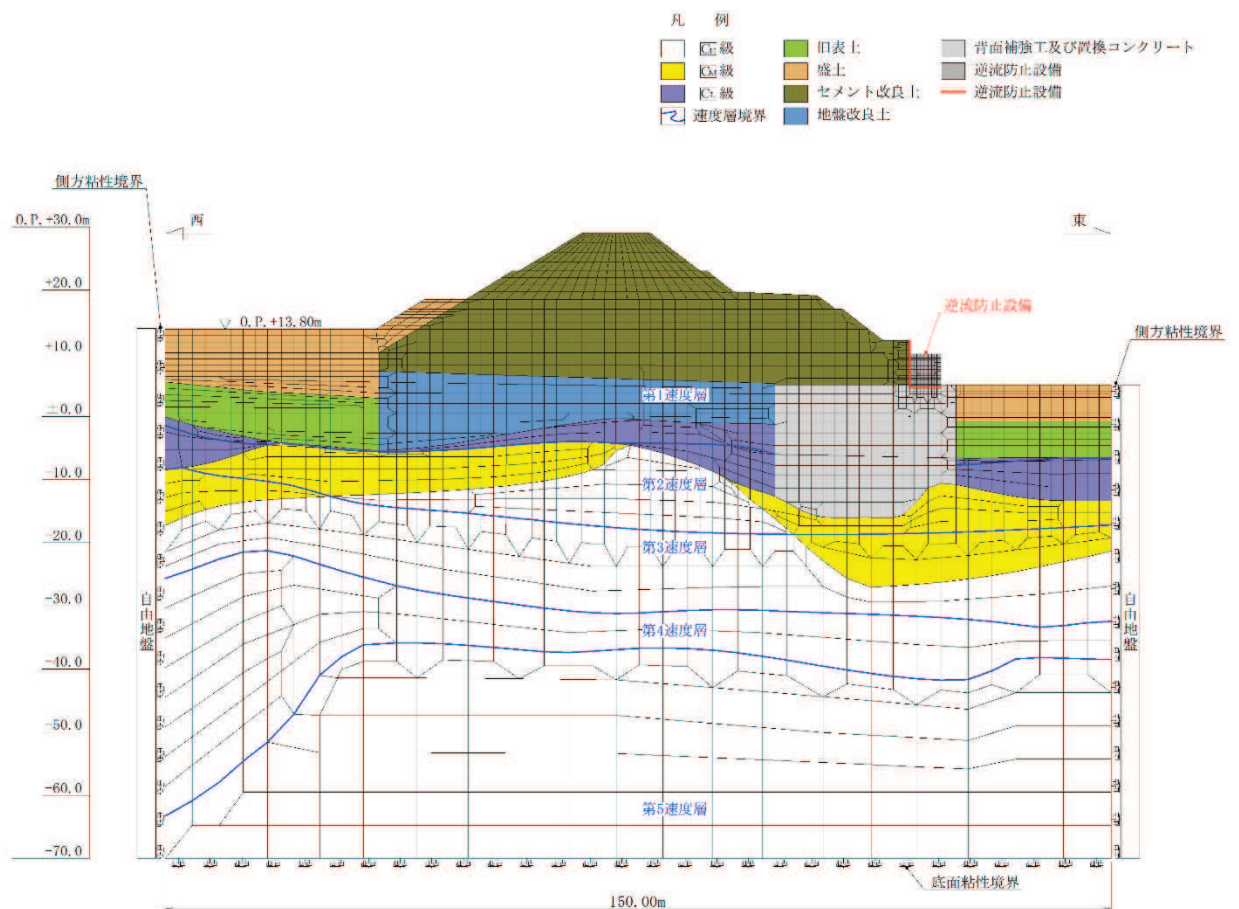


図 8.5-8 出口側集水ピットの解析モデル (A-A断面, 津波時)

ホ. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、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。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、セメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

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。図 8.5-9 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-10 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-3 のとおり設定する。

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 8.5-2 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\* : 砂岩

表 8.5-2 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
置換コンクリート	5.97	40

表 8.5-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
構造物-置換コンクリート	置換コンクリートの $c$	置換コンクリートの $\phi$
構造物-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 8.5-4 のとおり設定する。

表 8.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

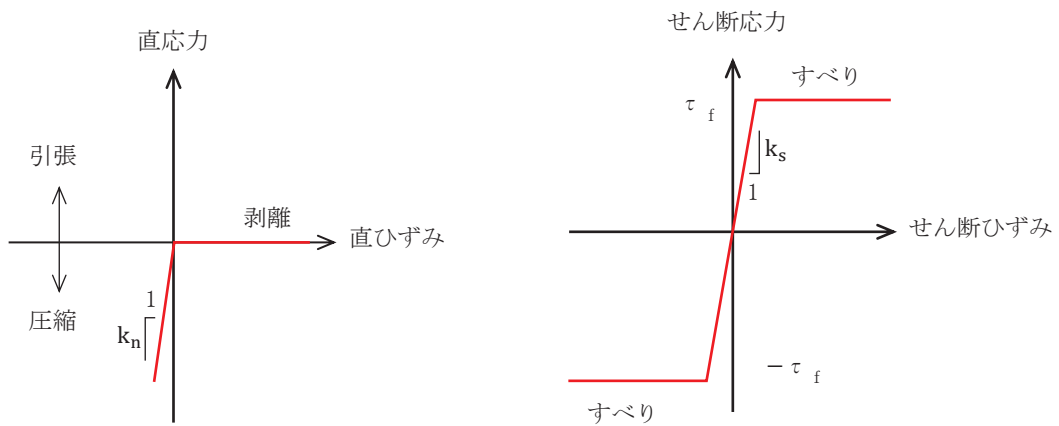


図 8.5-9 ジョイント要素の力学特性

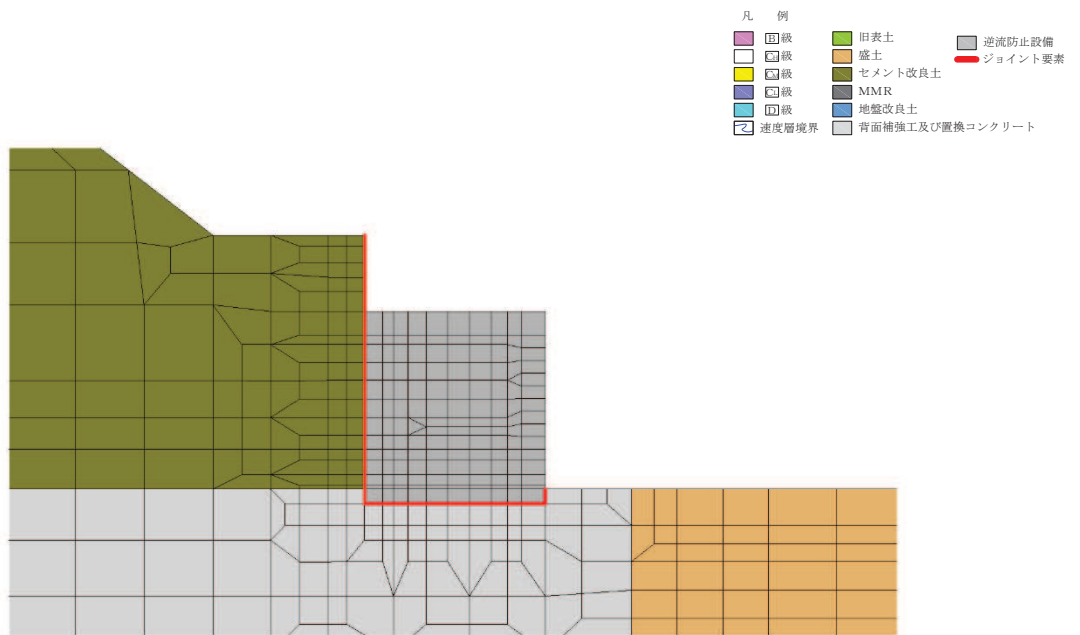


図 8.5-10 ジョイント要素の配置

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-5 に、材料の物性値を表 8.5-6 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「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。

表 8.5-5 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>
防潮堤（盛土堤防）	置換コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート（出口側集水ピット）	24.0	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2
コンクリート （防潮堤（盛土堤防）：置換コンクリート）	22.5	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2

(c) 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「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 8.5-7 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 8.5-7 (1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性				変形特性			
		静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
砂岩	B級	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 8.5-7(2) 参照	0.03	
	C <sub>H</sub> 級	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
	C <sub>M</sub> 級	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
	C <sub>L</sub> 級	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	



表 8.5-7 (2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
D級	砂岩	第1速度層	表 8.5-7(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 8.5-7 (3) 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性			強度特性					変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性		静的特性		動的特性		動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$		
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$					
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
セメント改良土	21.6	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$			
改良地盤	20.6	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$			

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/\nu_m), \quad \nu_m = \tau/\tau_0$$

\*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 8.5-7 (4) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 $h_{max}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.0	14.0
		$p_1$	1.4	1.0
		$p_2$	1.5	0.6
		$c_1$	2.0	2.8

注記 \* : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 8.5-7 (5) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 非液状化検討対象層)

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 $n$	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 $h_{max}$		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 \* : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

(d) 地下水位

地下水位については, 添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.2-2 に示す。また, 設計用地下水位の一覧を表 8.5-8 に示す。

表 8.5-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

d. 二次元静的解析結果

(a) 解析ケースと照査値

イ. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.5-9 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値

部位	解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
底板		0.08	0.07	0.08
南壁		0.37	0.37	0.37
西壁		0.20	0.20	0.20
北壁		0.38	0.38	0.38

ロ. せん断破壊に対する照査

表 8.5-10 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-10 せん断破壊に対する解析ケースと照査値

部位	解析ケース	せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
底板		0.12	0.12	0.12
南壁		0.17	0.17	0.17
西壁		0.21	0.21	0.20
北壁		0.16	0.16	0.16

ハ. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-11 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-11 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値

(基礎地盤 (MMR) の接地圧)

基礎地盤の支持性能に対する照査		
①	②	③
0.02	0.02	0.01

(b) 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.5-11 に示す。

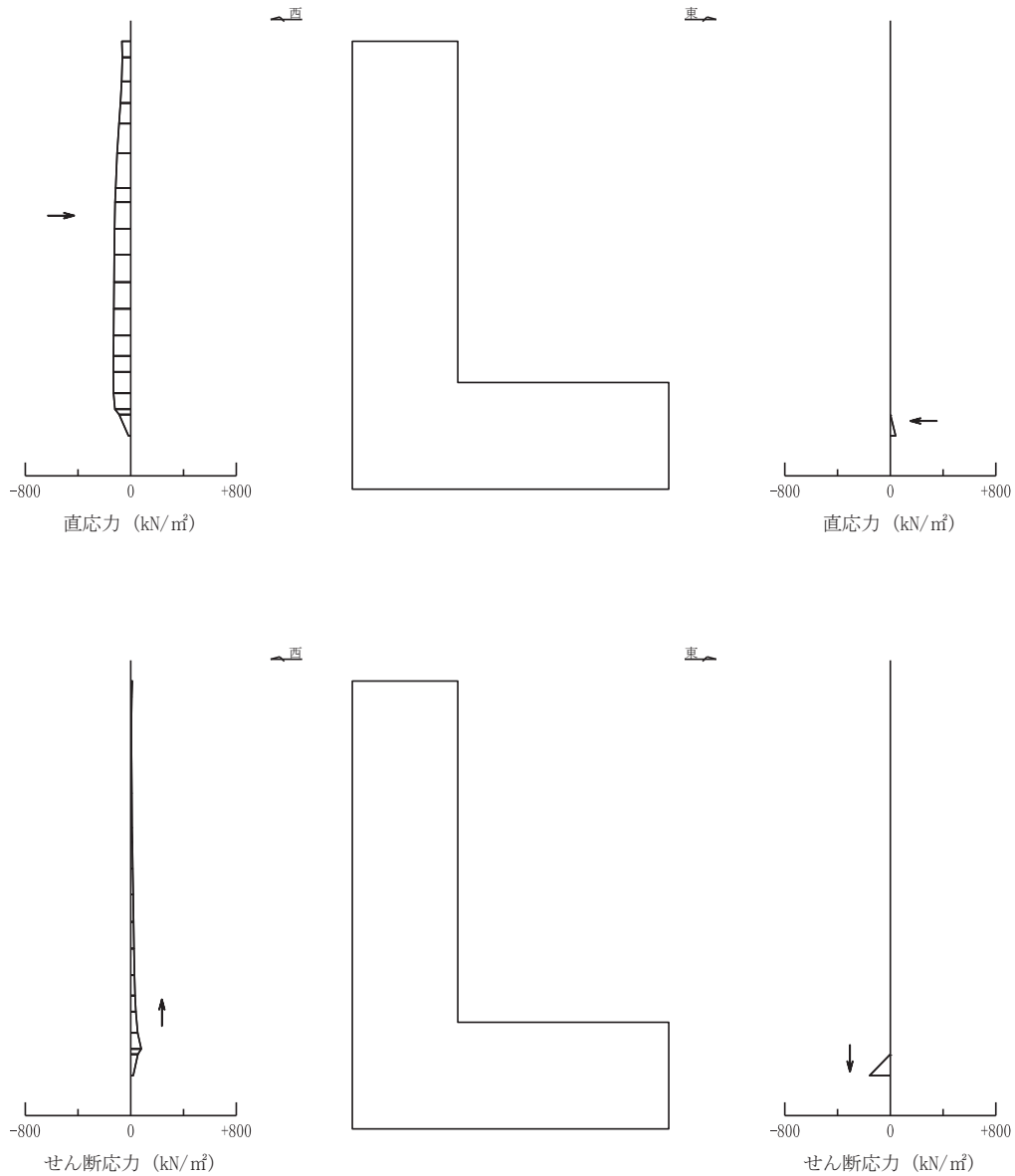


図 8.5-11 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
(解析ケース③)

(2) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8.5-12 に評価対象部材を示す。

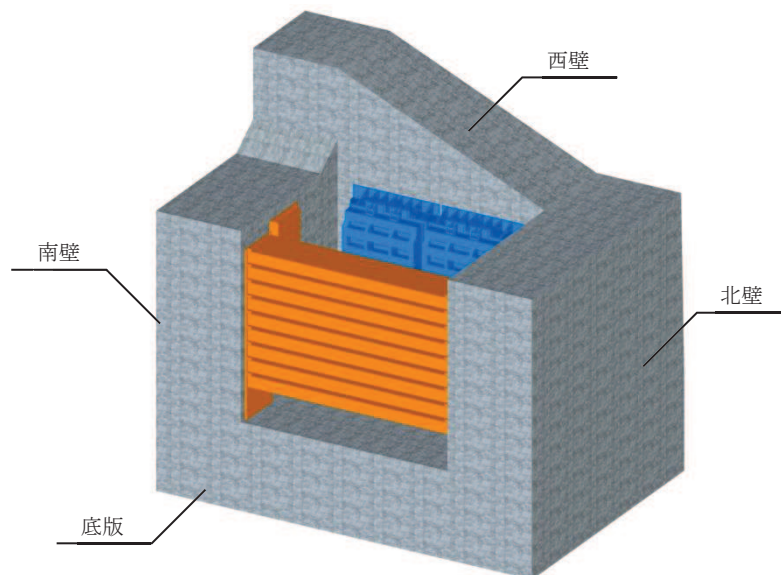


図 8.5-12 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-13 に、要素分割図を図 8.5-14 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

津波時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。また、側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」に基づき設定する。

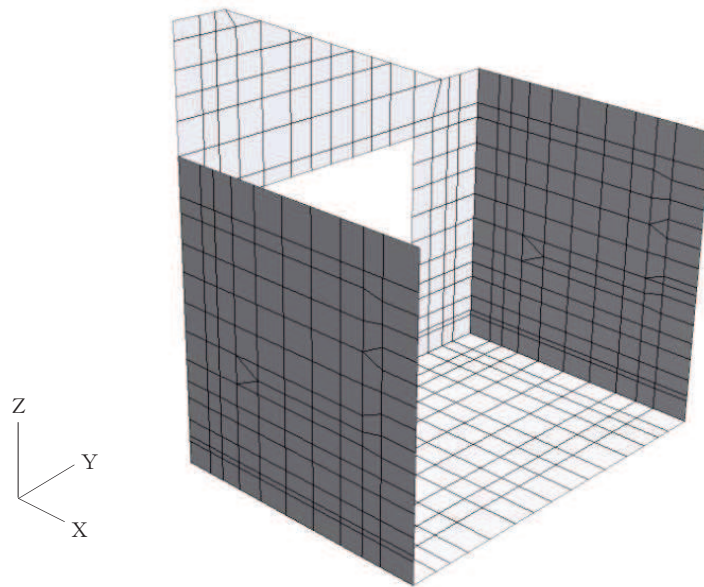
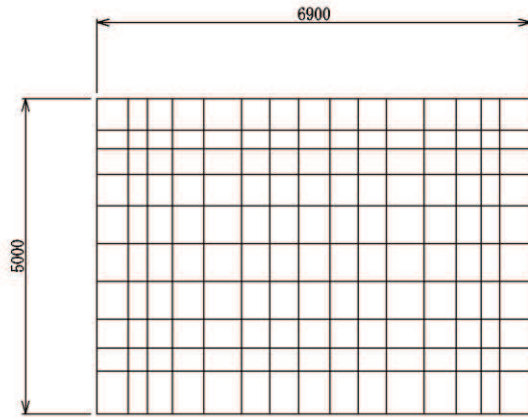
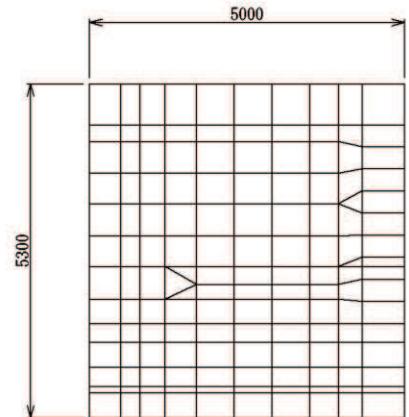


図 8.5-13 出口側集水ピットのモデル概念図

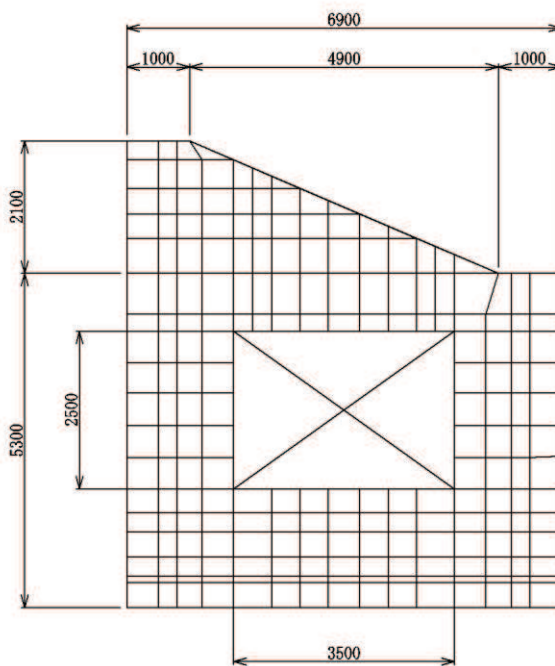




(a) 底版



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

図 8.5-14 要素分割図

(b) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1(1)c. (b) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

d. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく a. 照査時刻で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-12 に示す。

表8.5-12 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	静水圧	躯体側面, 上面に作用する静水圧

なお, 衝突荷重の作用位置は図 8.5-15 に示す 3 パターンを実施する。

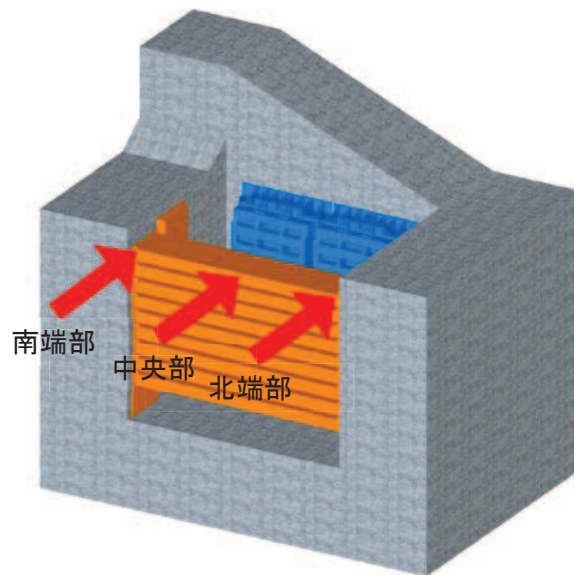


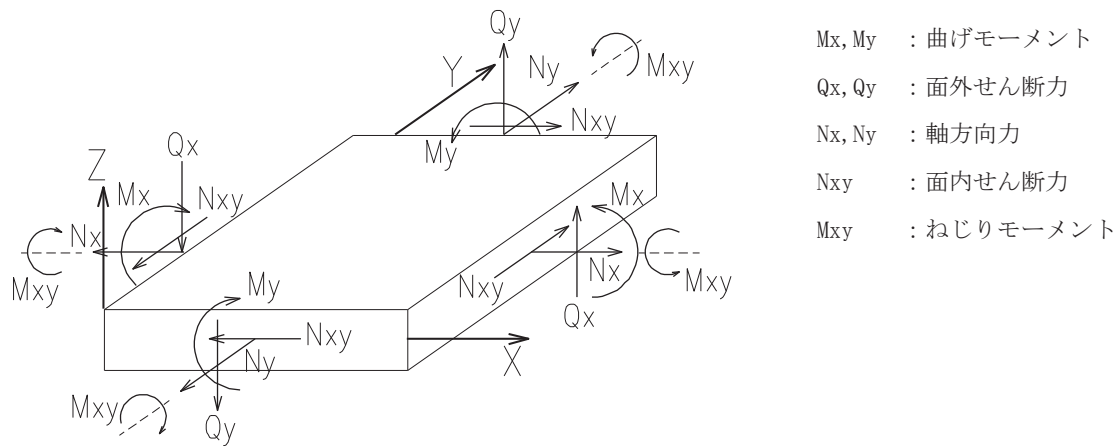
図 8.5-15 衝突荷重作用位置

e. 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8.5-16 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-17 に示す。

三次元構造解析に基づく構造部材の曲げ・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分布を図 8.5-18 に、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分布を図 8.5-19 に示す。



- $M_x, M_y$  : 曲げモーメント
- $Q_x, Q_y$  : 面外せん断力
- $N_x, N_y$  : 軸方向力
- $N_{xy}$  : 面内せん断力
- $M_{xy}$  : ねじりモーメント

図 8.5-16 シェル要素における応答断面力

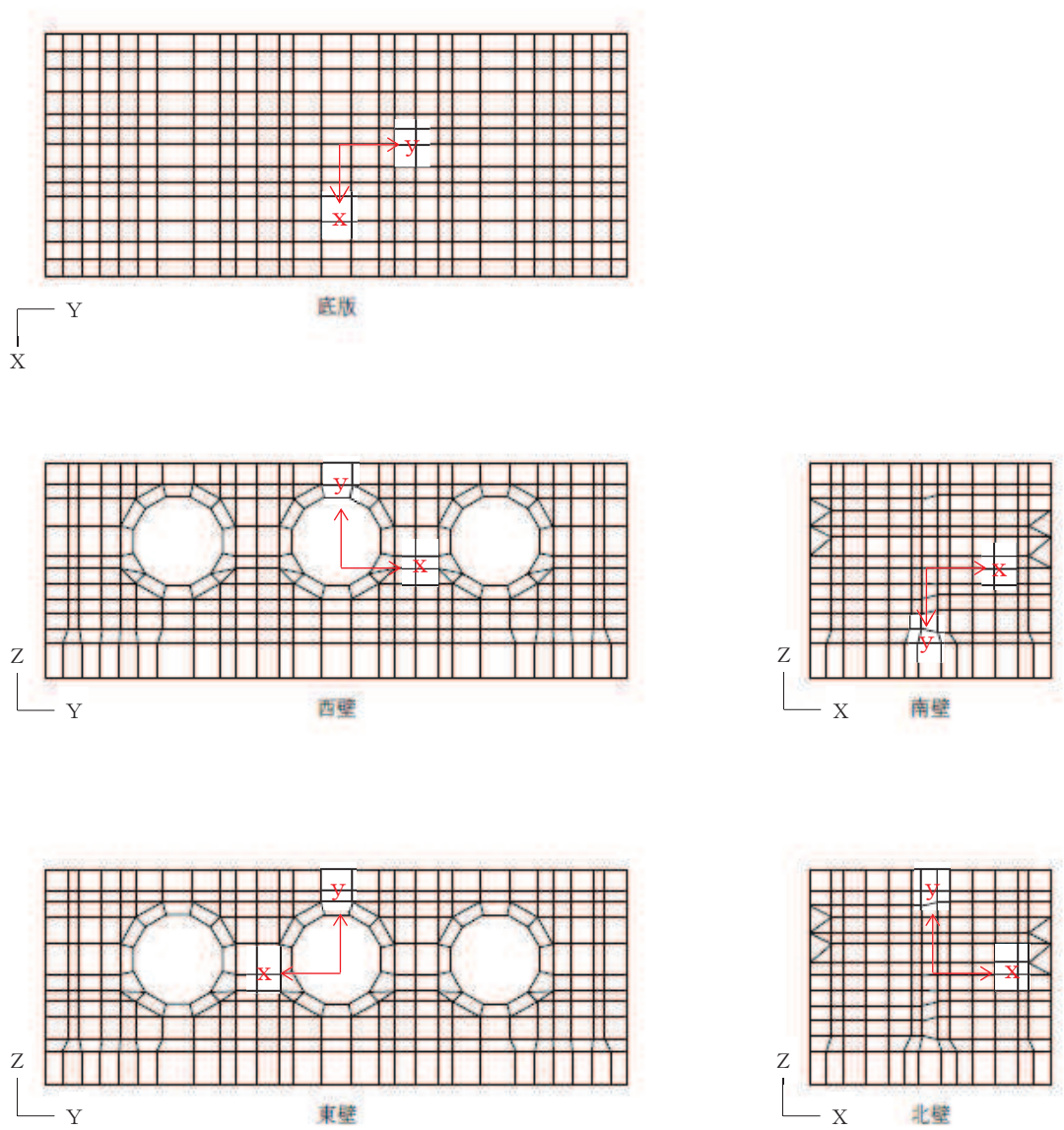


図 8.5-17 各部材の要素座標系

(a) 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果の一覧を表 8.5-13 に示す。また、最大照査値となる断面力分布（曲げモーメント，軸力）を図 8.5-19 に示す。

表 8.5-13 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*		解析ケース	漂流物荷重載荷位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
底版	1	③	北端部	374	-338	0.8	16.5	0.05
南壁	2	②	南端部	2225	-1199	4.7	16.5	0.29
西壁	3	③	北端部	511	-156	1.1	16.5	0.07
北壁	4	②	北端部	2239	-1166	4.7	16.5	0.29

注記\*：評価位置は図 8.5-18 に示す。

表 8.5-13 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置*		解析ケース	漂流物荷重載荷位置	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
底版	1	③	北端部	-131	170	21.8	294	0.08
南壁	2	②	南端部	2225	-1199	108.1	294	0.37
西壁	3	②	北端部	-510	246	56.7	294	0.20
北壁	4	③	北端部	2239	-1163	111.2	294	0.38

注記\*：評価位置は図 8.5-18 に示す。

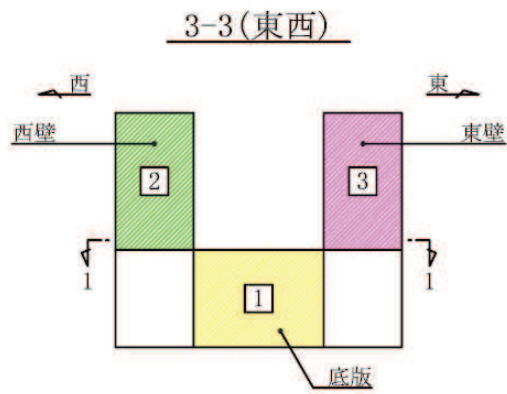
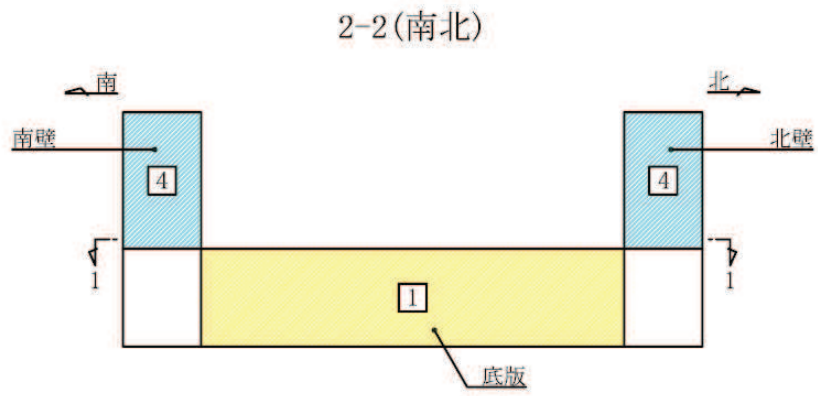
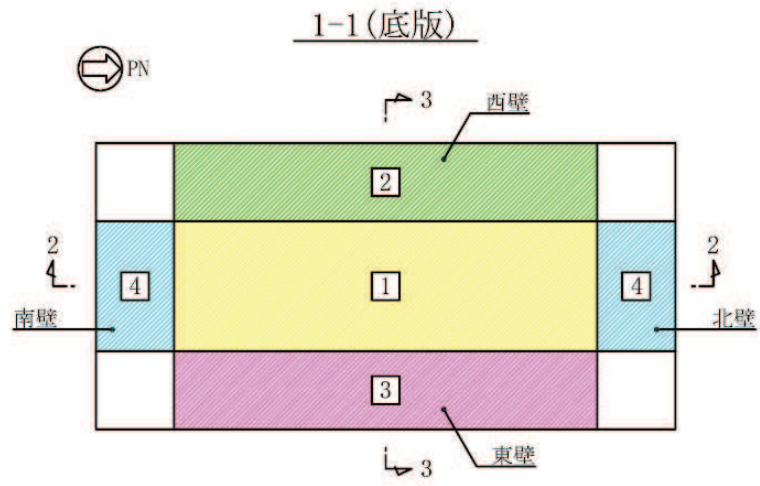


图 8.5-18 評価位置図

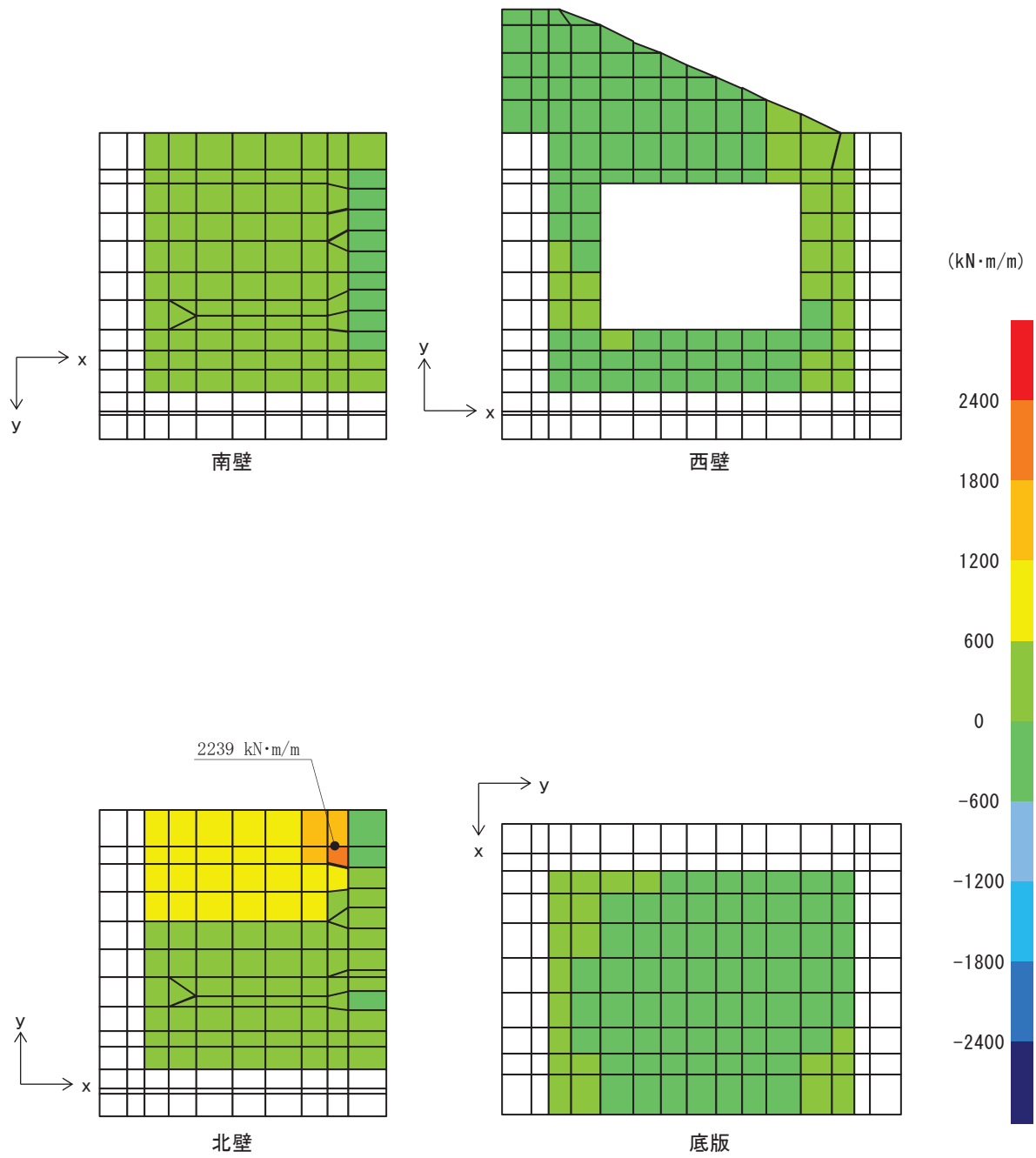


図 8.5-19(1) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $M_x$  (解析ケース③)

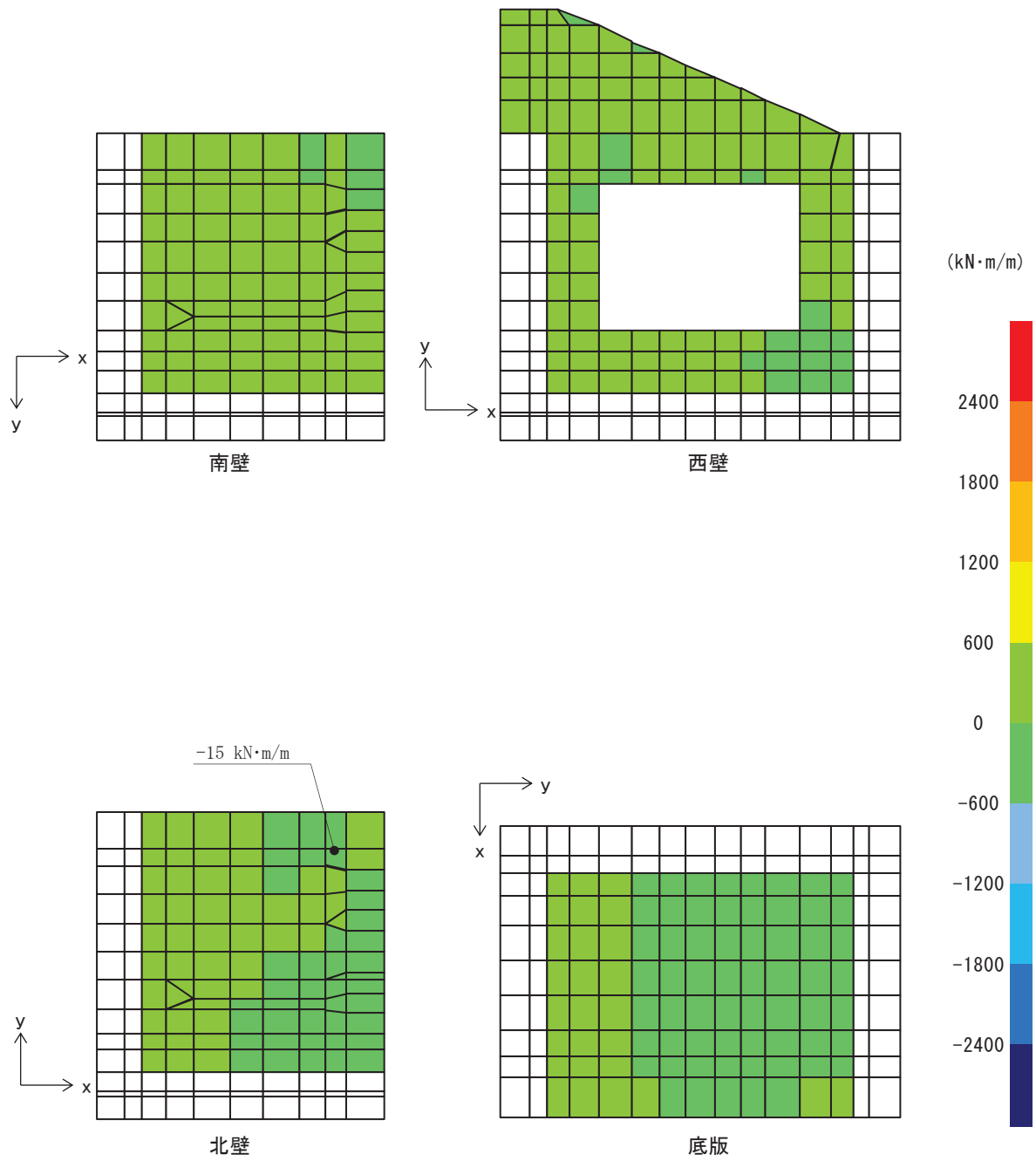


図 8.5-19(2) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $M_y$  (解析ケース③)



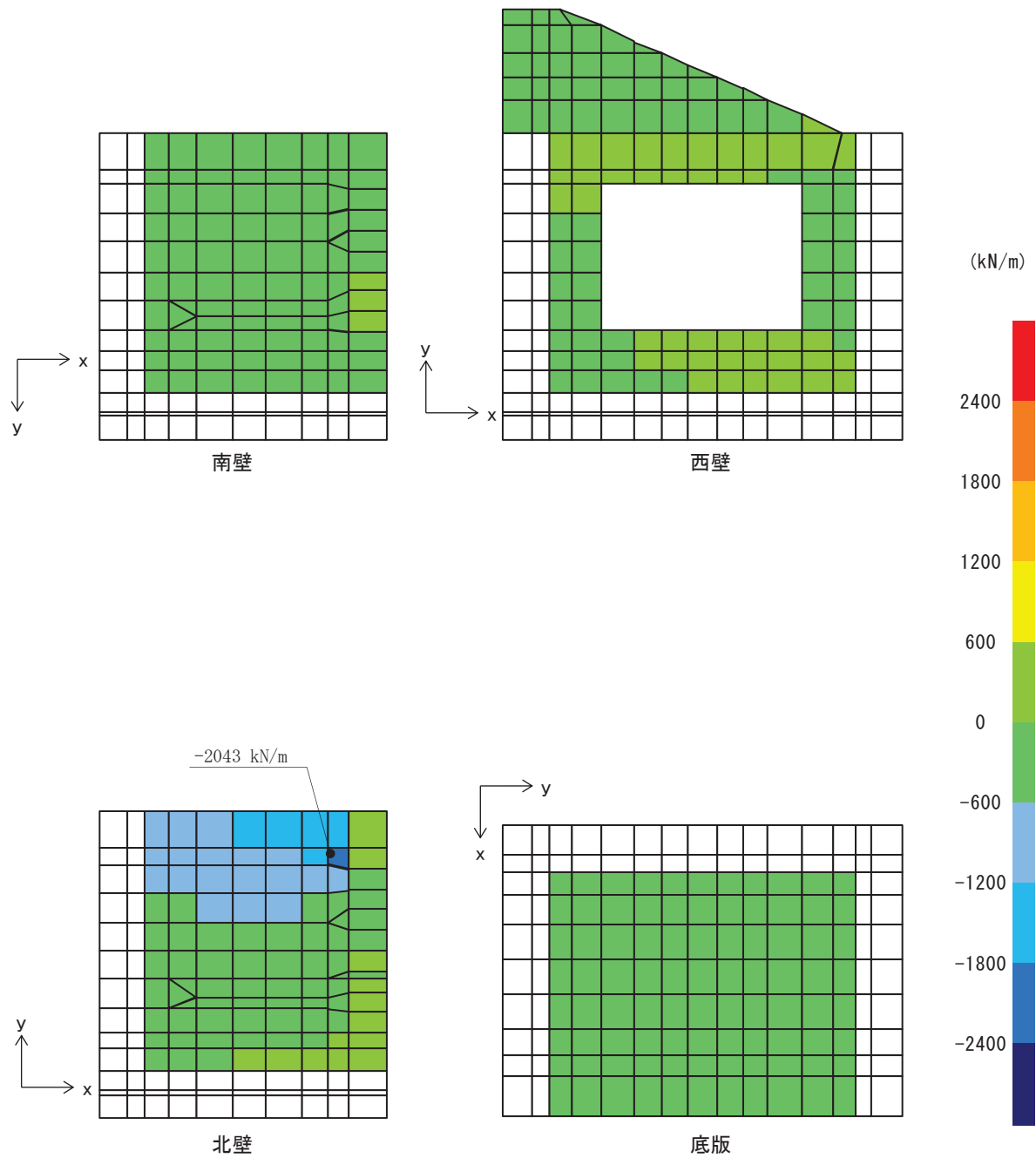


図 8.5-19(3) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  $N_x$  (解析ケース③)

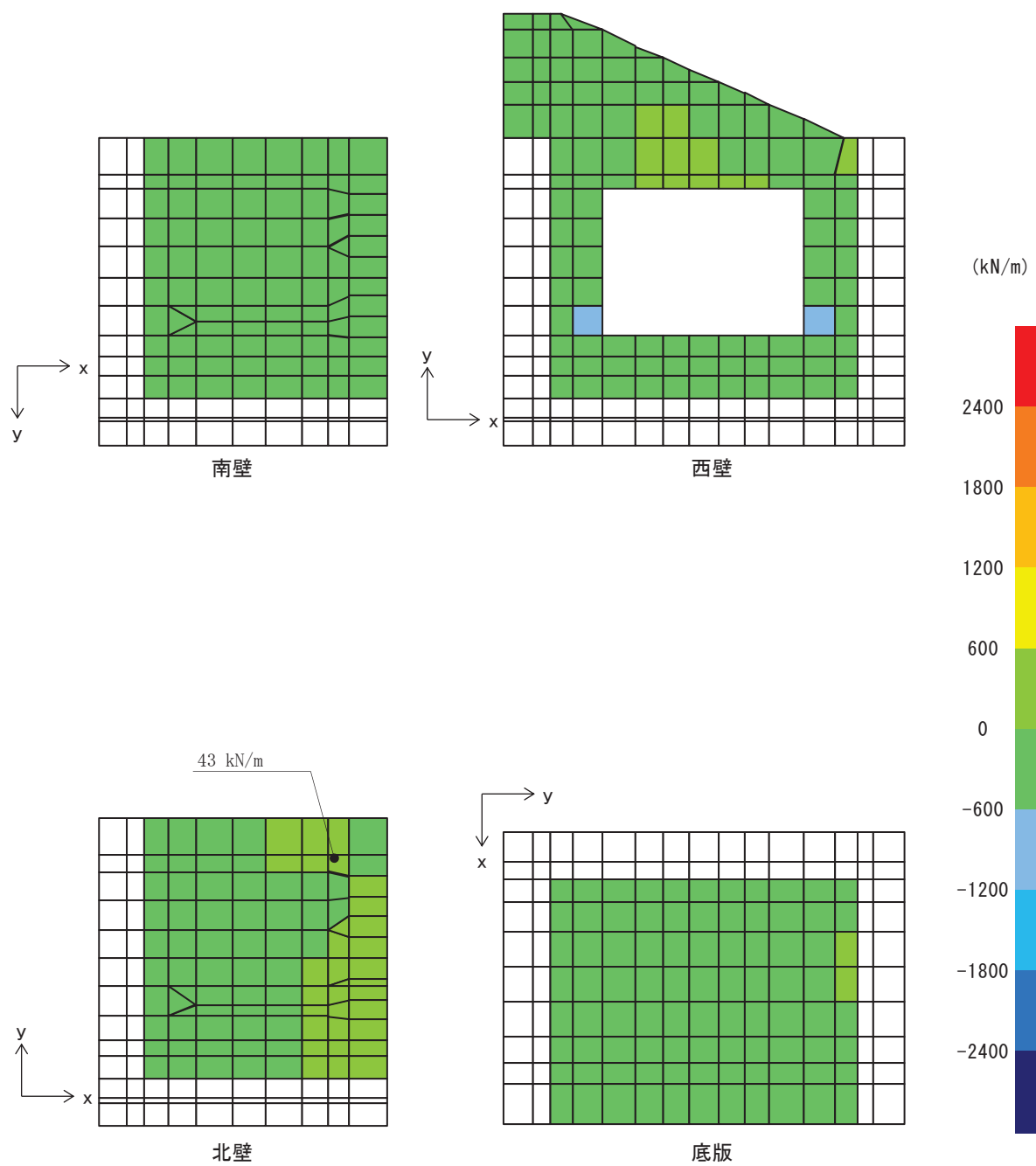


図 8.5-19(4) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  $N_y$  (解析ケース③)

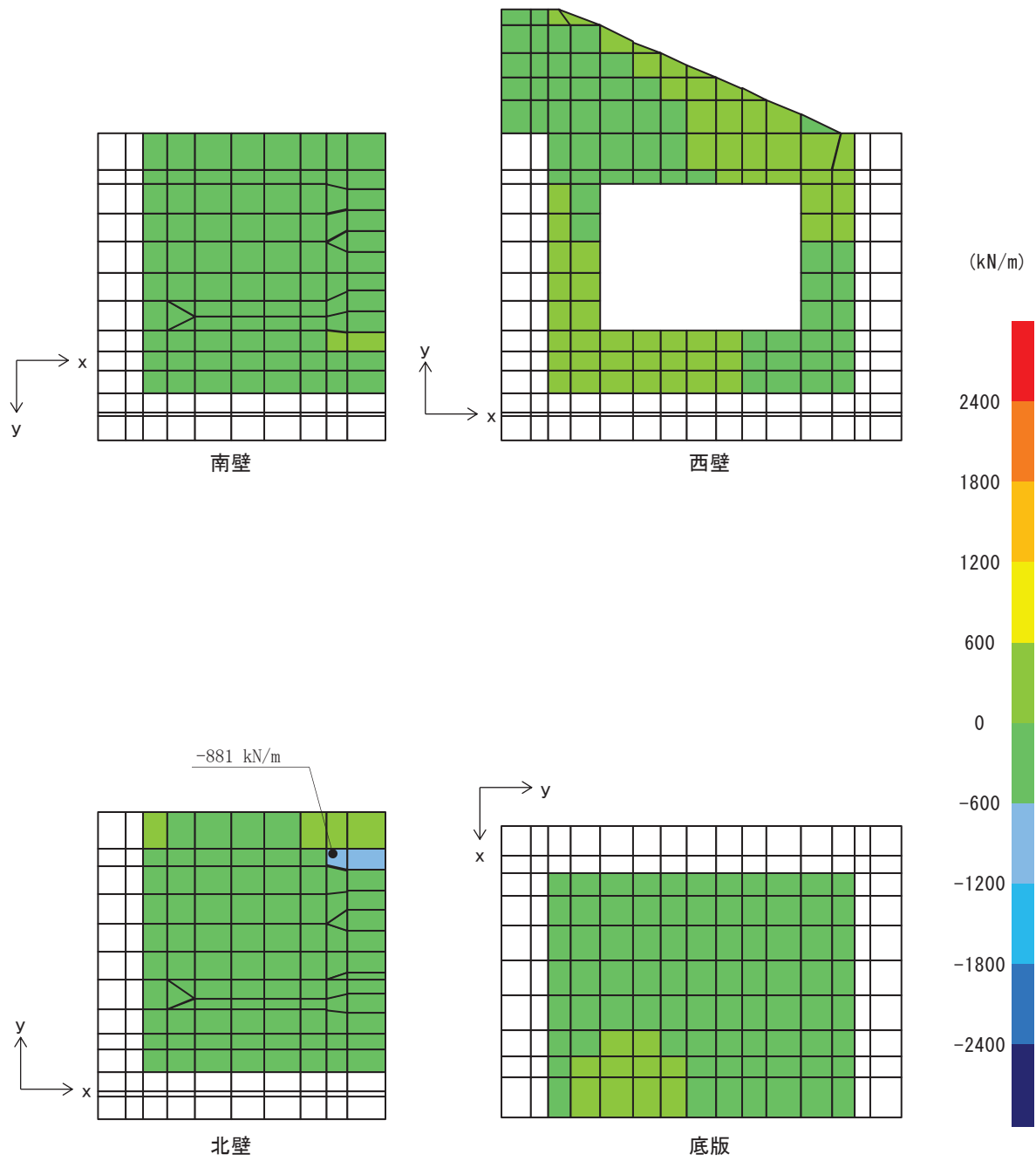


図 8.5-19(5) 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 $N_{x y}$  (解析ケース③)

(b) 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-14 に示す。また、断面力分布（せん断力）を図 8.5-20 に示す。

表 8.5-14 解析ケース

評価位置	解析ケース	衝突荷重作用位置	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	1	③	418	3495	0.12
南壁	2	③	594	3495	0.17
西壁	3	②	709	3495	0.21
北壁	4	①	551	3495	0.16

注記\*：評価位置は図 8.5-18 に示す。

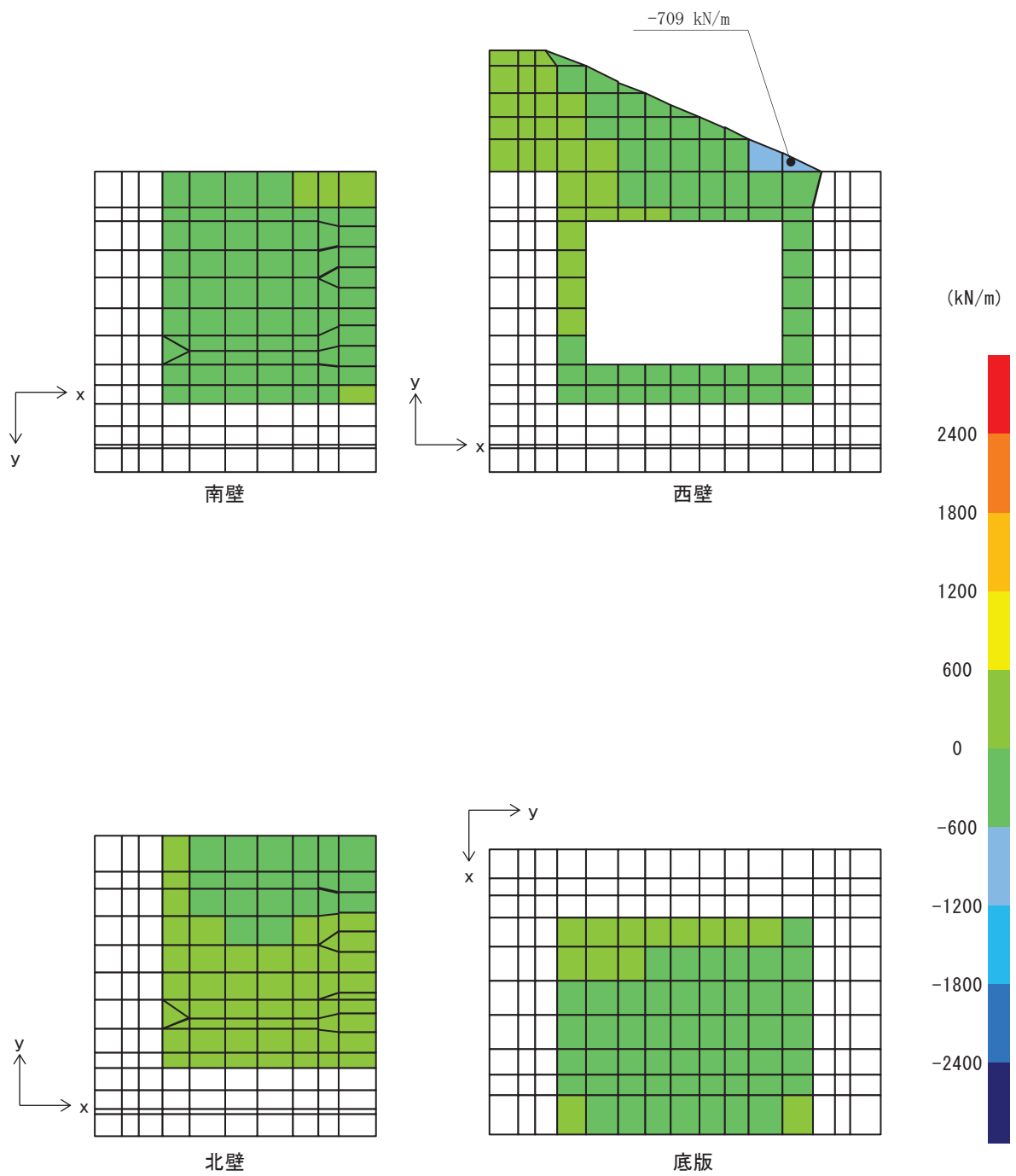


図8.5-20(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(せん断力( $\text{kN/m}$ ) :  $Q_x$ )

(西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

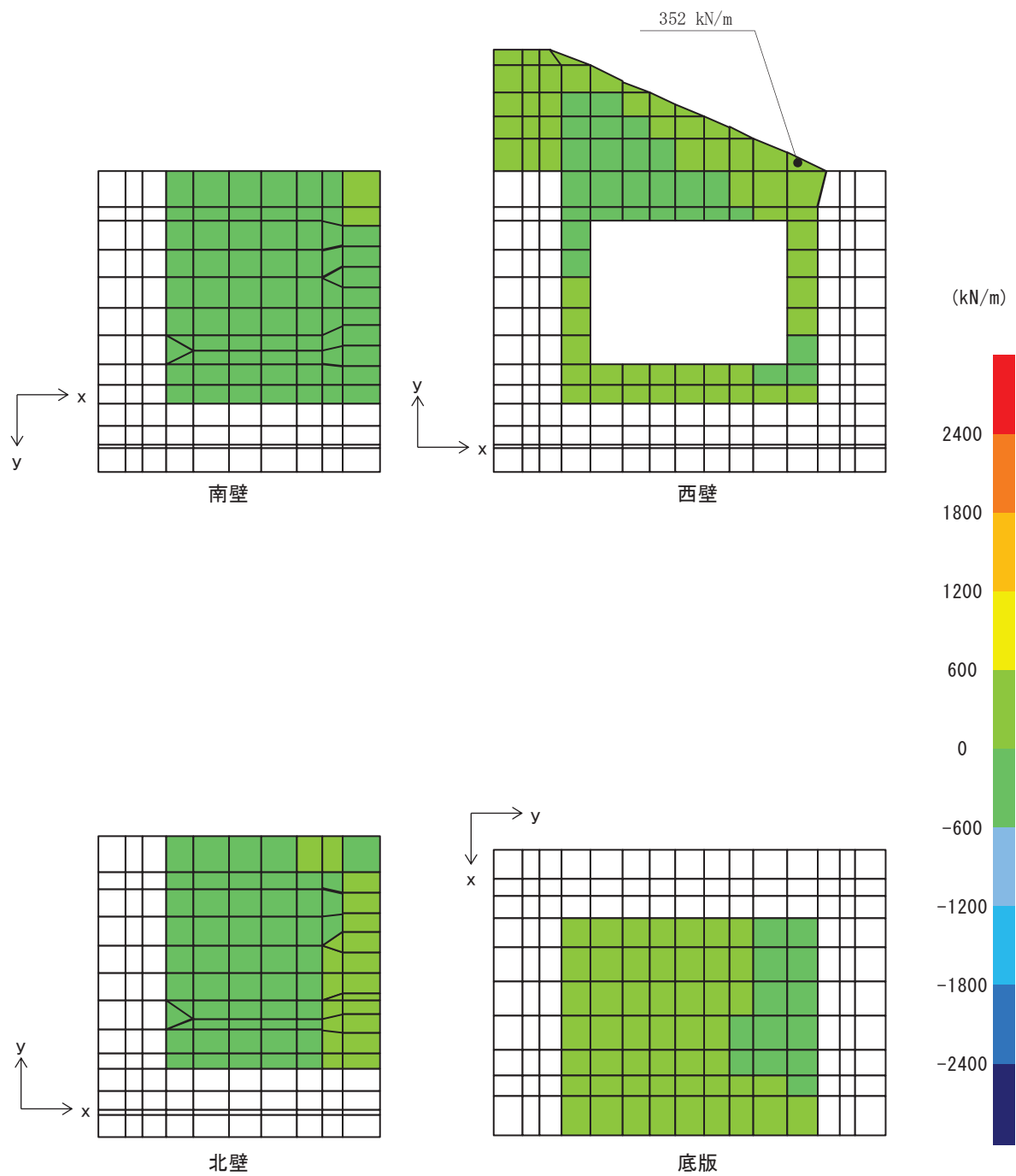


図8.5-20(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (せん断力(kN/m) :  $Q_y$ )  
 (西壁, 解析ケース②, 衝突荷重作用位置 : 北端部)

(3) 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元静的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

## 8.5.2 重畳時

### (1) 二次元動的解析

#### a. 評価対象断面

出口側集水ピットの重畳時の評価対象断面を図 3-1 に示す。重畳時の評価対象断面は、構造的特徴や周辺状況から、A-A断面とする。

断面図を図 8.2-2 に示す。

#### b. 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

二次元動的有限要素法解析については、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できる有効応力解析とする。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### (a) 解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、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、弾性設計用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。

解析手法の選定フローを図 8.5-21 に示す。

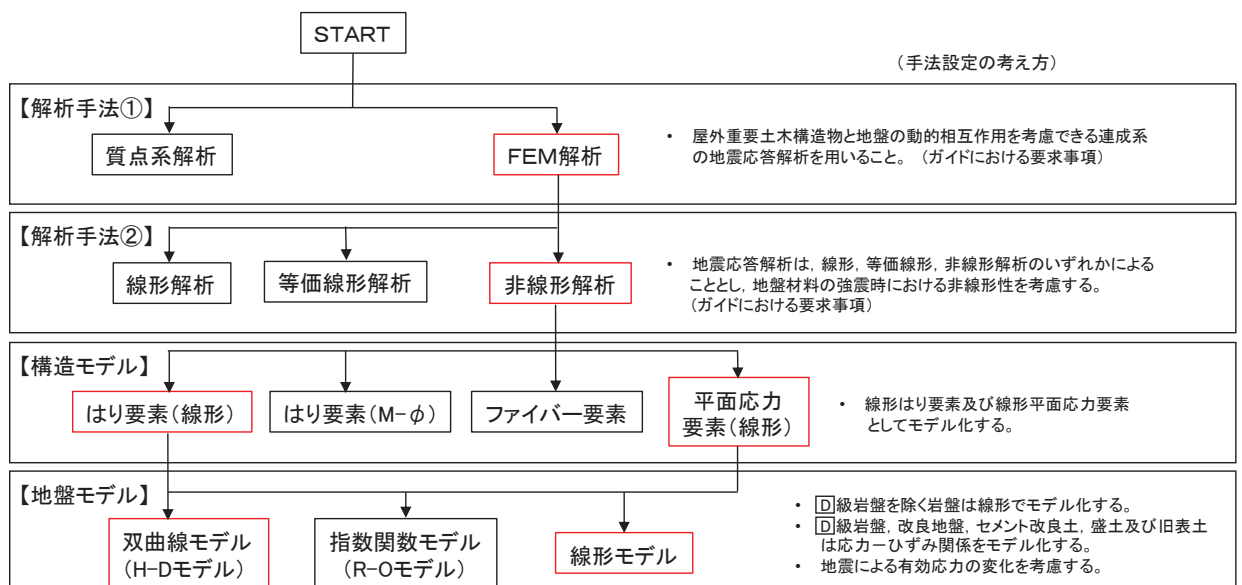


図 8.5-21 解析手法のフロー（出口側集水ピット）

#### (b) 構造部材

出口側集水ピットは線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。なお、防潮堤（盛



土堤防) のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素 (マルチスプリング要素) 及び線形の平面ひずみ要素 (ソリッド要素) でモデル化する。

(c) 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.5-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性 (せん断弾性係数) のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-15 に示す。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

表 8.5-15 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、D級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤、C <sub>M</sub> 級岩盤、 C <sub>H</sub> 級岩盤、B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(d) 減衰定数

Rayleigh 減衰は、一般部 (有効応力解析) では剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を考慮する。なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

(e) 解析ケースの選定

イ. 強度評価における解析ケース

重畳時には、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース① (基本ケース) を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-12 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8.5-16 に示す。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っ

ており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.5-16 重畳時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	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性			平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
地震動 (位相)	S d - D 2	++*1	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (1 波) を加えた全 2 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～④を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。		
		-+*1	○			

注記 \*1：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：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

ロ. 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 8.5-17 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.5-17 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○	○

注記\*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

c. 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.5-22 に、一次元解析モデル図を図 8.5-23 に示す。図 8.5-25 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 ver. 1.6」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

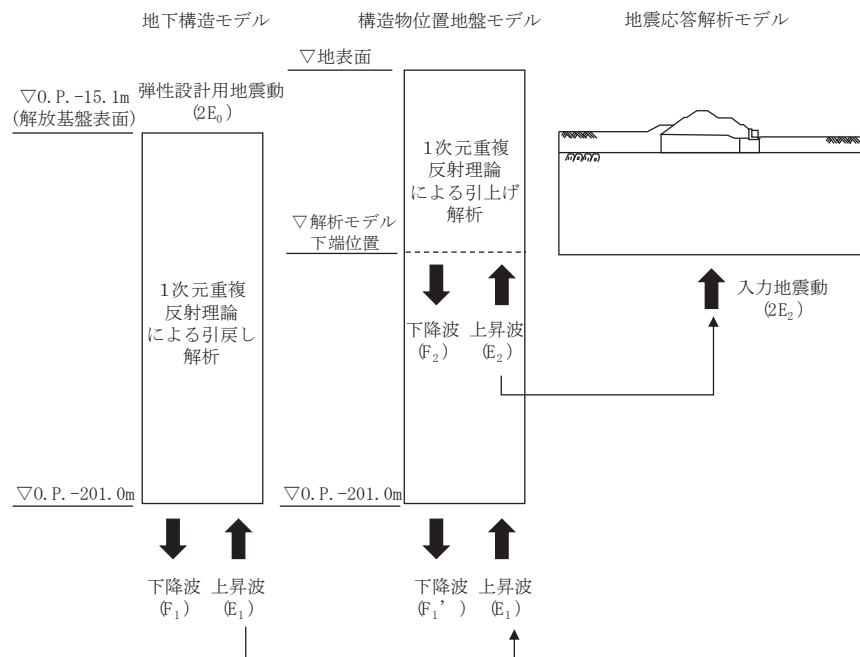


図 8.5-22 入力地震動算定の概念図

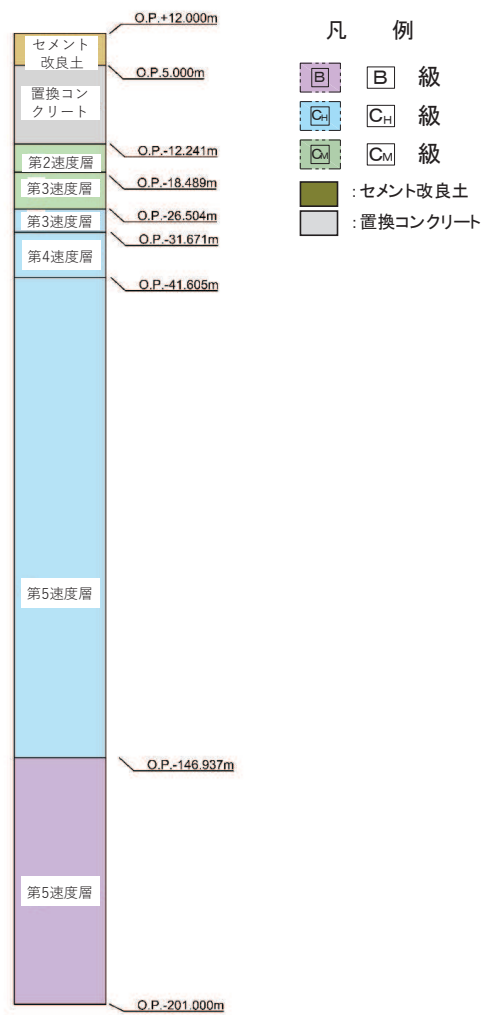
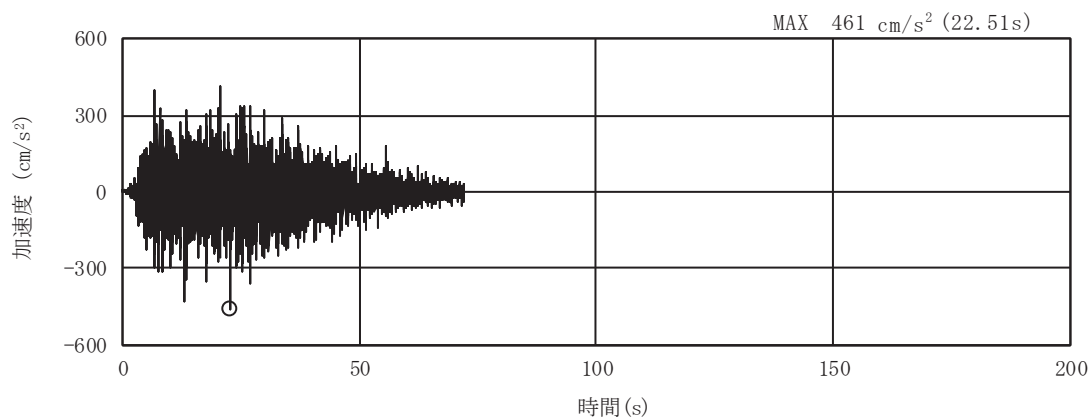
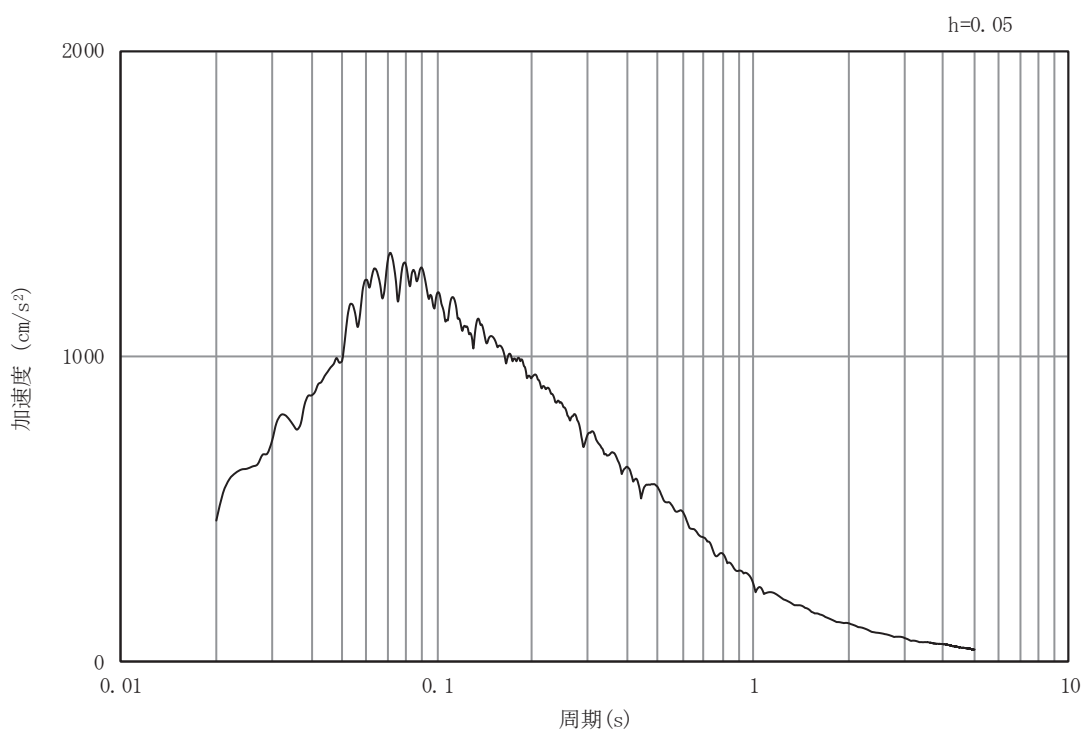


図 8.5-23 一次元解析モデル図

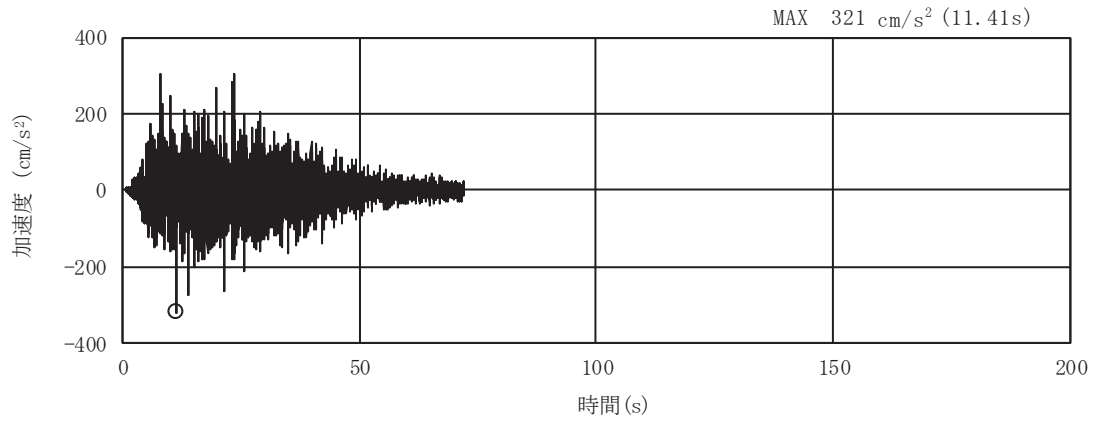


(a) 加速度時刻歴波形

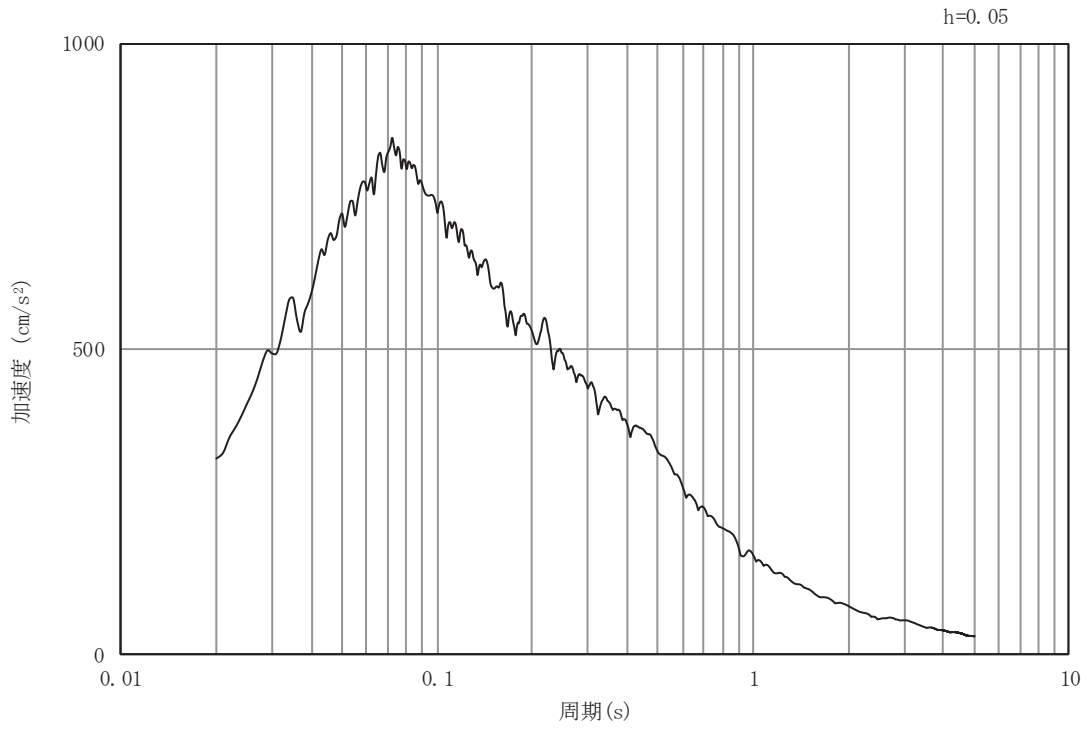


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-24 (1) 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  
(水平方向：S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-24(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  
(鉛直方向：S d - D 2)

d. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

イ. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)を参考に、図 8.5-25 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。

二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。二次元地震応答解析における自由地盤の初期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 8.5-26 に示す。

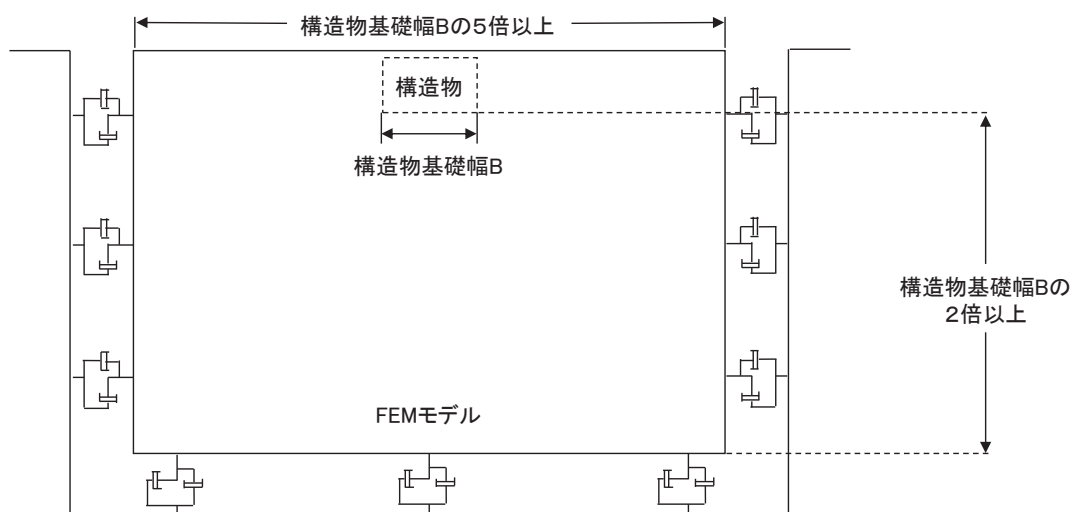


図 8.5-25 モデル化範囲の考え方

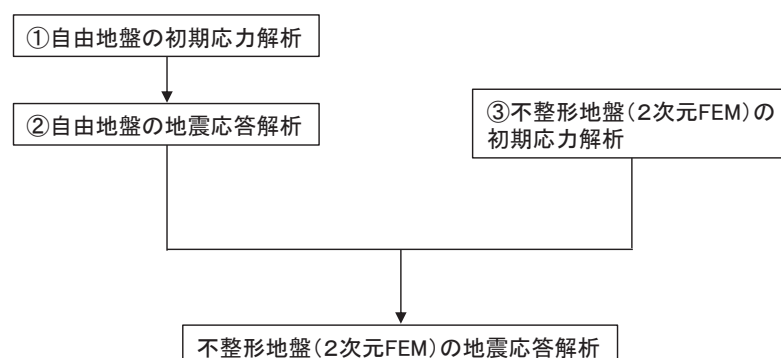


図 8.5-26 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー



ロ. 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(イ). 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-27 に示す。

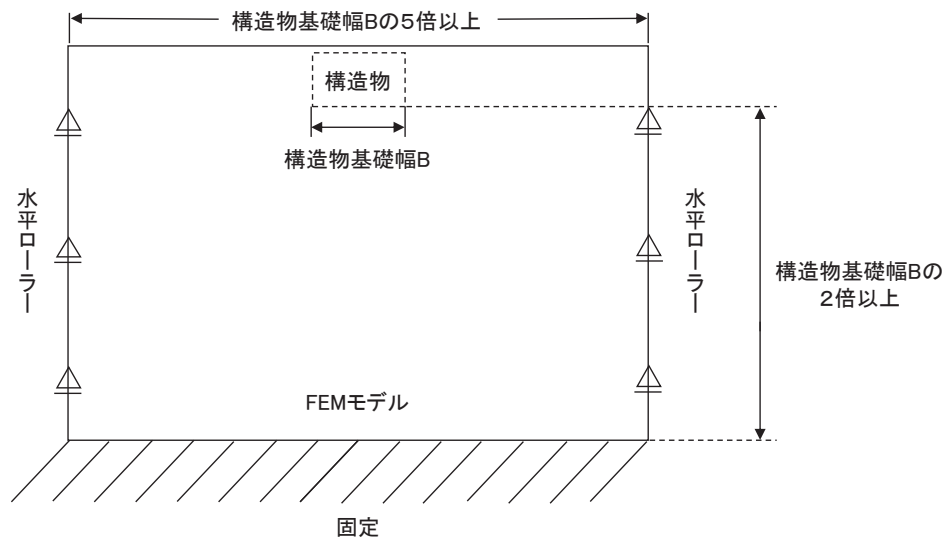


図 8.5-27 固有値解析における境界条件の概念図

(ロ). 初期応力解析時

初期応力解析は、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初期応力を算定するために行う。そこで、初期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 8.5-28 に示す。

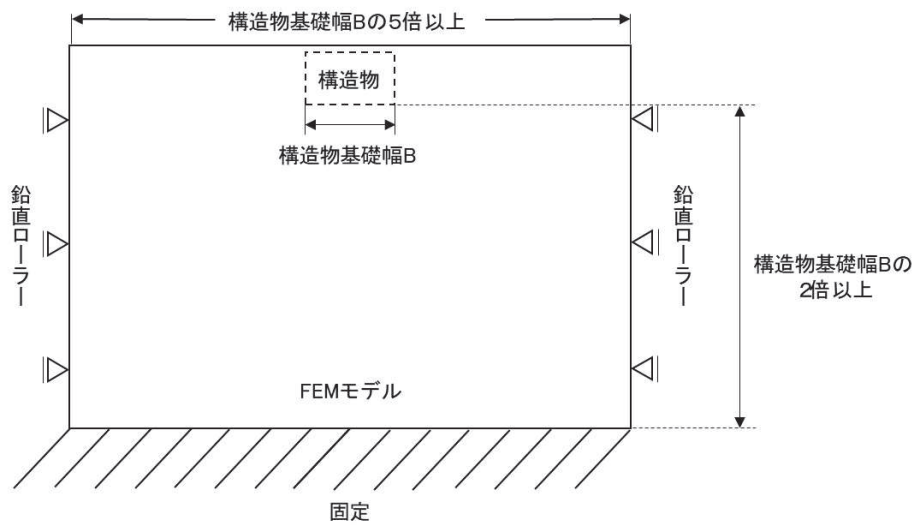


図 8.5-28 初期応力解析における境界条件の概念図

(ハ) 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成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。

ハ. 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-29 に示す。

なお、防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土及び置換コンクリートは、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）及び線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

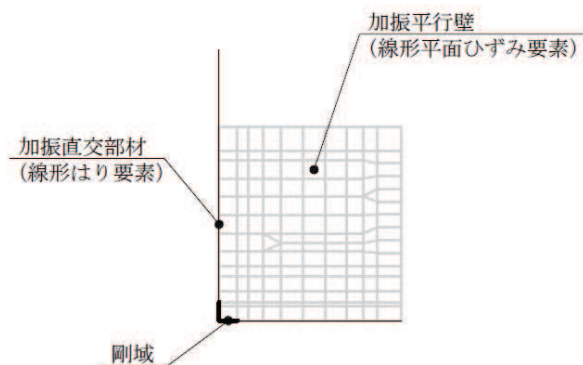


図 8.5-29 構造部材のモデル化

## 二. 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素(ソリッド要素)でモデル化する。また、一般部に分布するD級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土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する。出口側集水ピットの解析モデルを図8.5-30に示す。

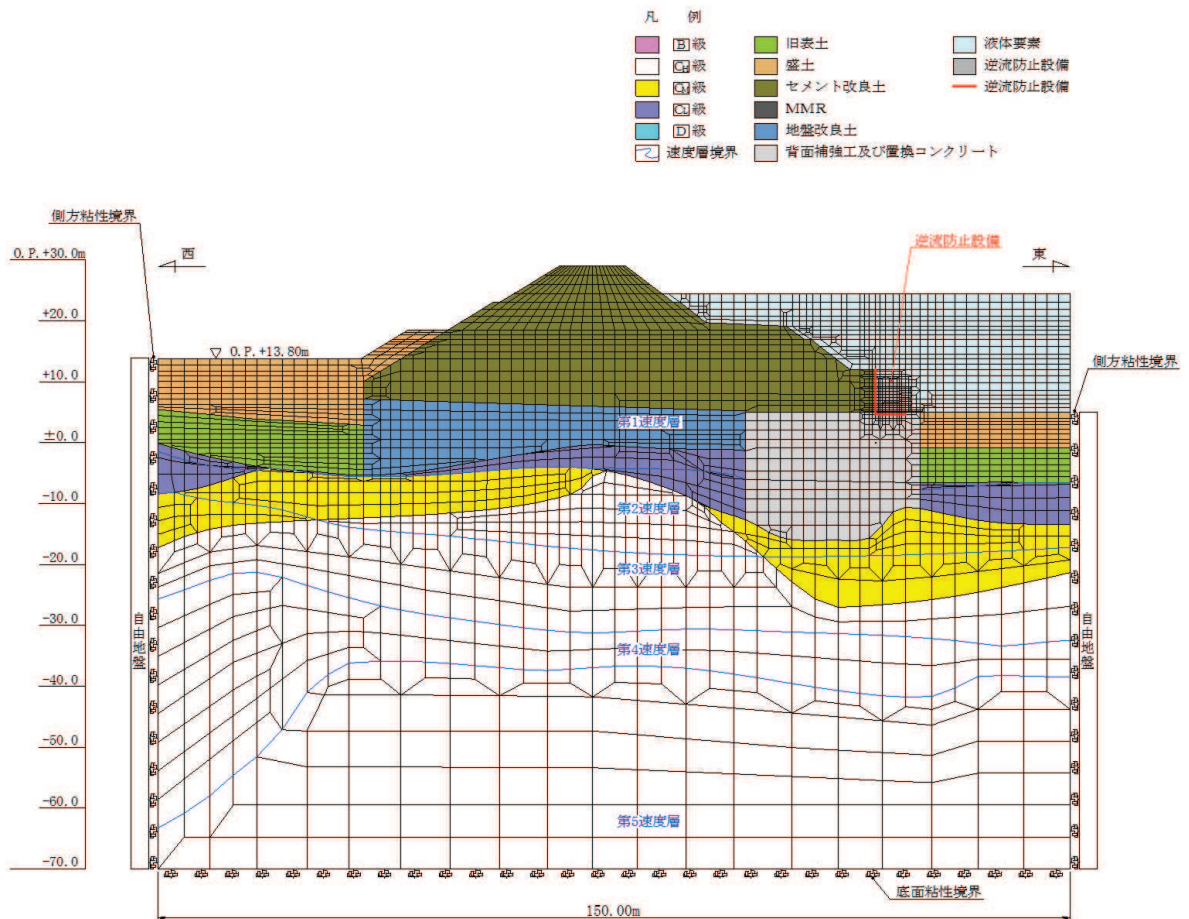


図 8.5-30 出口側集水ピットの解析モデル (重畳時)

### ホ. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、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。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、セメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。なお、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることから、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について確認することとする。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

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。図 8.5-31 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-32 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-18 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-19 のとおり設定する。

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 8.5-18 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\* : 砂岩

表 8.5-18 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-19 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
構造物-MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$
構造物-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
MMR-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070, 2009）に従い，表 8.5-20 のとおり設定する。

表 8.5-20 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

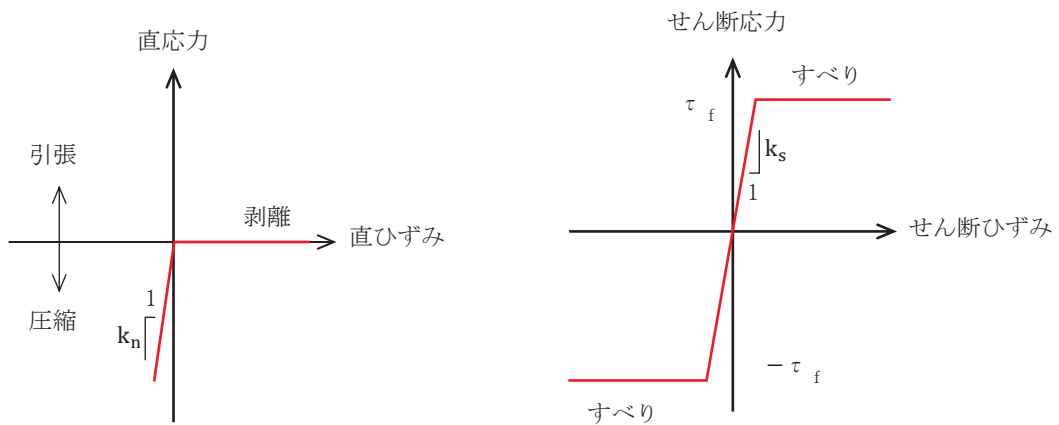


図 8.5-31 ジョイント要素の力学特性

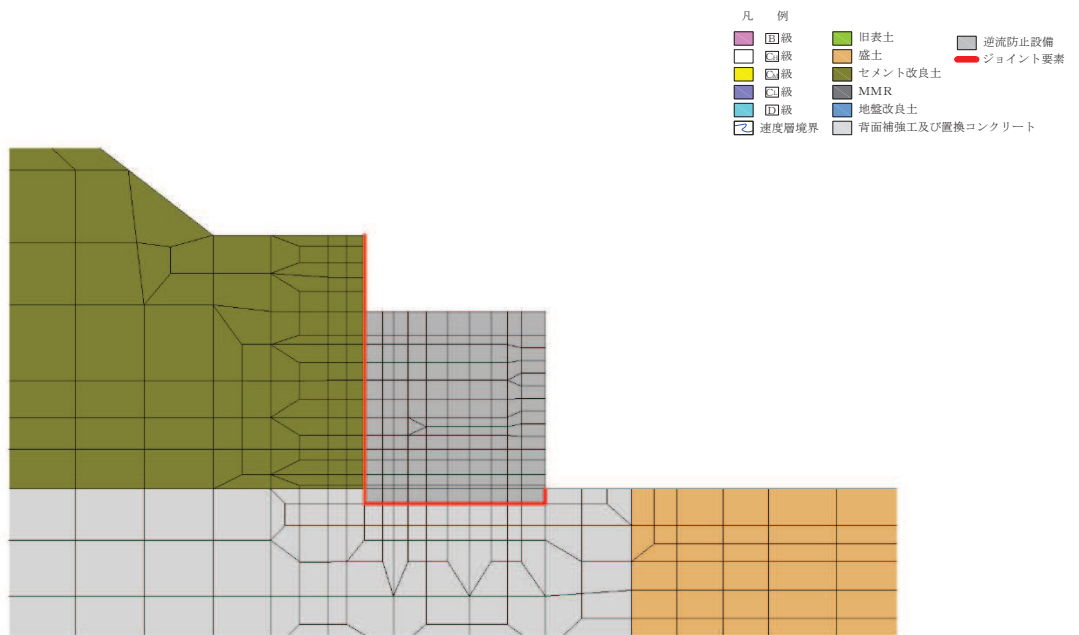


図 8.5-32 ジョイント要素の配置

- (b) 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、「8.5.1 津波時」と同様である。
- (c) 地盤の物性値  
 地盤の物性値は、「8.5.1 津波時」と同様である。
- (d) 地下水位  
 地下水位は、「8.5.1 津波時」と同様であり、図 8.2-2 のとおりである。

e. 地震応答解析結果

(a) 解析ケースと照査値

強度評価においては、「8.5. 評価方法」に基づき、すべての弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D 2 に対して実施するケース①において、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において、照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

イ. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.5-21 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-21 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.20		
	-+		0.17		
S <sub>s</sub> -D 2	++		0.17		
	-+		0.27	0.22	0.35
S <sub>s</sub> -D 3	++		0.14		
	-+		0.14		
S <sub>s</sub> -F 1	++		0.12		
	-+		0.11		
S <sub>s</sub> -F 2	++		0.20		
	-+		0.16		
S <sub>s</sub> -F 3	++		0.13		
	-+		0.15		
S <sub>s</sub> -N 1	++		0.16		
	-+		0.34		

表 8.5-21 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.19		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.22		
	-+	0.23	0.21	0.27
S <sub>s</sub> -D3	++	0.17		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.15		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.18		
	-+	0.19		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.18		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.24		
	-+	0.20		

表 8.5-21 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	0.45		
	-+	0.37		
S <sub>s</sub> -D2	++	0.42		
	-+	0.50	0.50	0.52
S <sub>s</sub> -D3	++	0.35		
	-+	0.33		
S <sub>s</sub> -F1	++	0.28		
	-+	0.31		
S <sub>s</sub> -F2	++	0.41		
	-+	0.37		
S <sub>s</sub> -F3	++	0.34		
	-+	0.29		
S <sub>s</sub> -N1	++	0.42		
	-+	0.39		



表 8.5-21 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S s-D 1	++		0.17		
	-+		0.17		
S s-D 2	++		0.19		
	-+		0.19	0.19	0.19
S s-D 3	++		0.16		
	-+		0.14		
S s-F 1	++		0.13		
	-+		0.14		
S s-F 2	++		0.17		
	-+		0.17		
S s-F 3	++		0.16		
	-+		0.14		
S s-N 1	++		0.21		
	-+		0.13		

ロ. せん断破壊に対する照査

表 8.5-22 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-22 (1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d-D 2	++		0.18		
	-+		0.18	0.17	0.20

表 8.5-22 (2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (南壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d-D 2	++		0.21		
	-+		0.21	0.21	0.22

表 8.5-22 (3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S d-D 2	++		0.27		
	-+		0.30	0.31	0.36

表 8.5-22 (4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (北壁)

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.15	0.15

ハ. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-23 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-23 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値  
(基礎地盤 (MMR) の接地圧)

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.02	0.03

(b) 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

イ. 頂底版間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

頂底版間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1) を表 8.5-24 に示す。

表 8.5-24 頂底版間の層間変位が最大となる時刻 (時刻 1)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))
①	S d - D 2	++	+0.248 (25.24)
		-+	+0.276 (13.63)
②	S d - D 2	++	+0.224 (29.99)
③	S d - D 2	++	+0.364 (13.64)

ロ. 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）を表 8.5-25 に示す。

表 8.5-25 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 2）

解析ケース	地震動		総水平荷重(kN/m) (時刻 (s))
①	S d - D 2	++	+1084 (13.52)
		-+	+782 (13.63)
②	S d - D 2	++	+1017 (13.62)
③	S d - D 2	++	+667 (8.01)

ハ. 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）を表 8.5-26 に示す。

表 8.5-26 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

解析ケース	地震動		最大層間変位(mm) (時刻 (s))
①	S d - D 2	++	+0.248 (25.24)
		-+	+0.276 (13.63)
②	S d - D 2	++	+0.224 (29.99)
③	S d - D 2	++	+0.364 (13.64)

(c) 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.5-33 及び図 8.5-34 に示す。

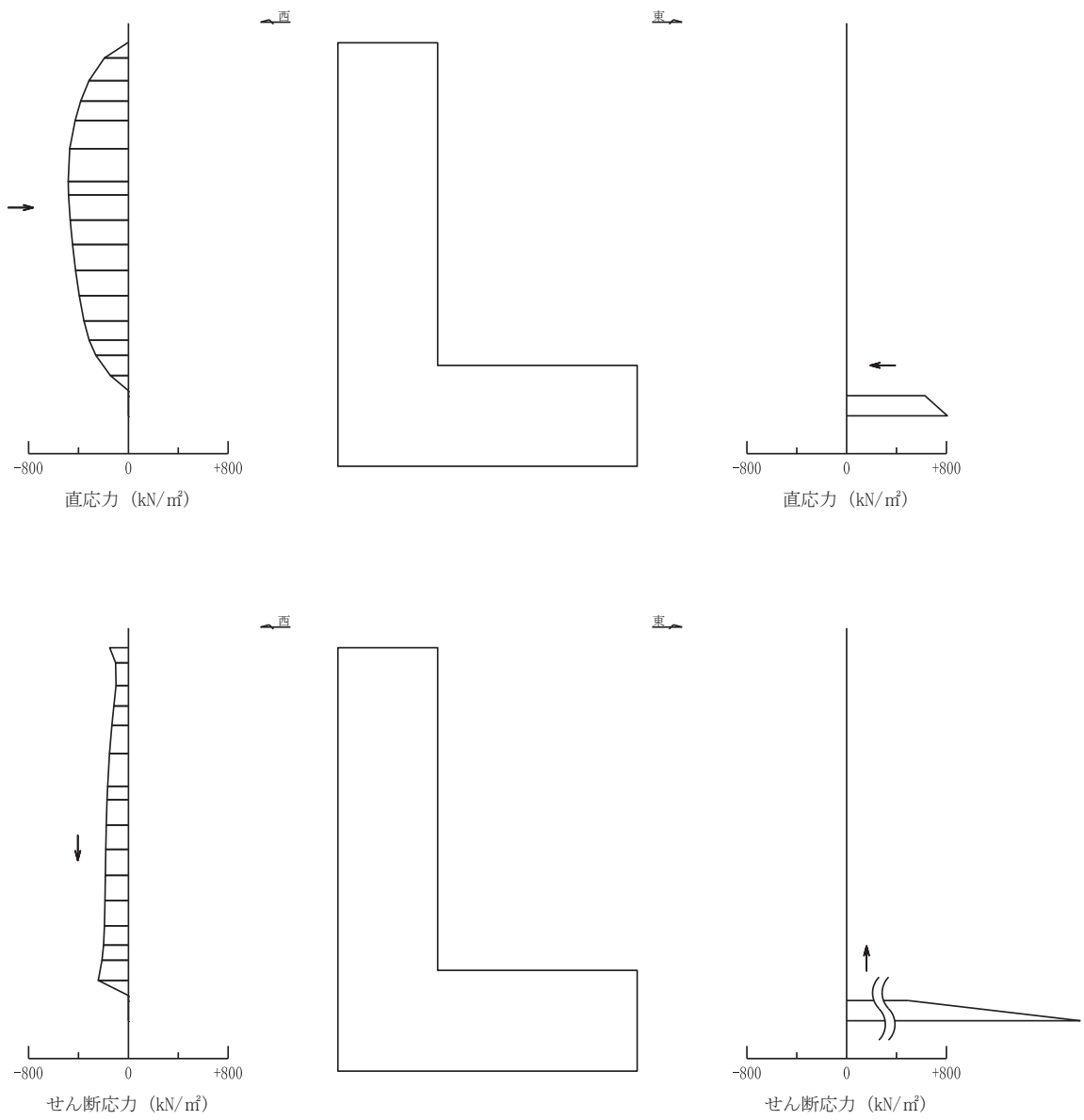
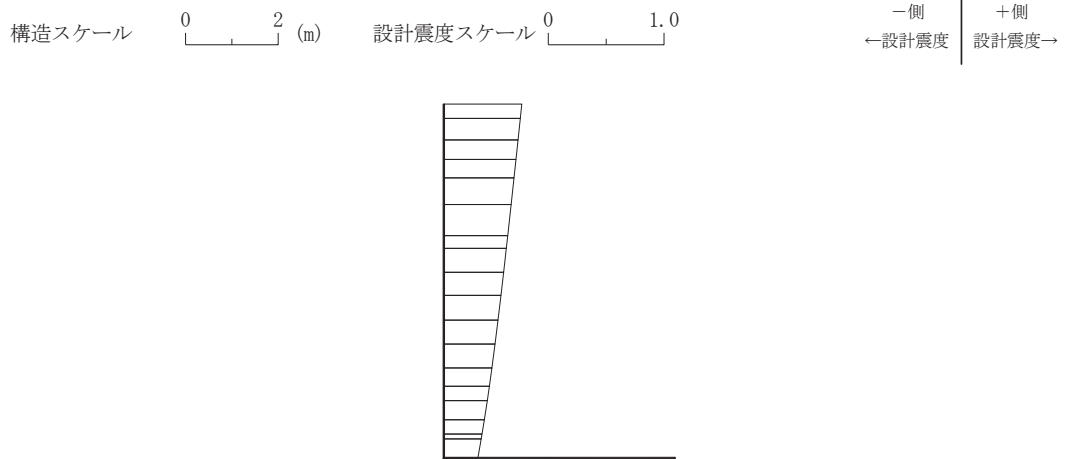
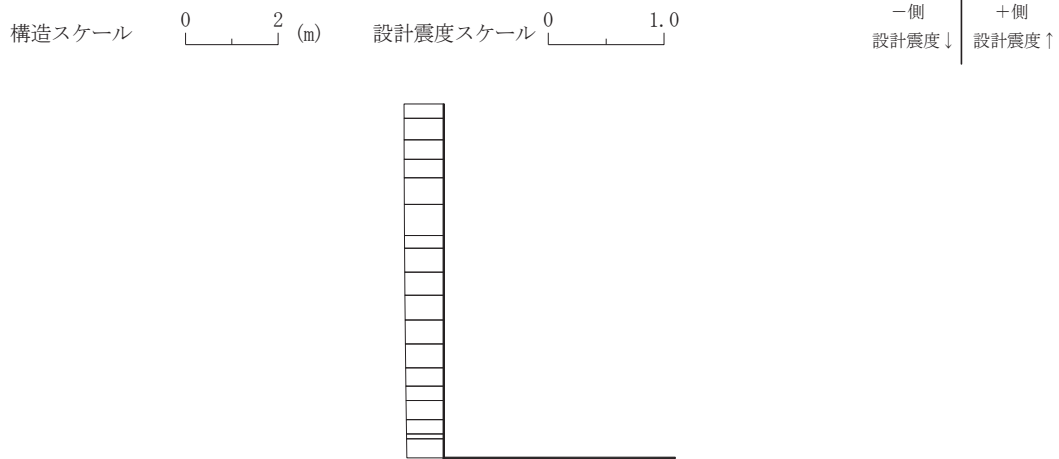


図 8.5-33 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
 (解析ケース①, 地震動 S d - D 2 ( - + ),  $t = 13.63 \text{ s}$ )



設計水平震度

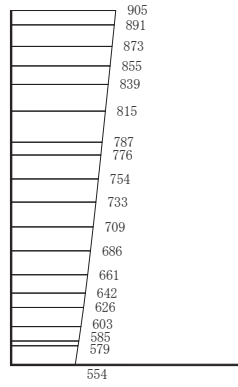


設計鉛直震度

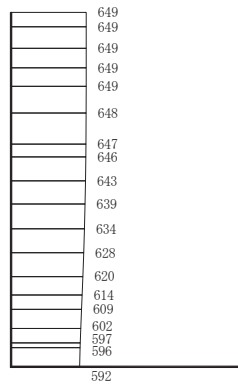
図 8.5-34 作用荷重分布図（設計震度分布）  
 （解析ケース①，地震動 S d - D 2（-+）， $t = 13.63$  s）

(d) 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの東西方向の最大加速度分布を図 8.5-35 に示す。



(a) S d - D 2 (++) 水平

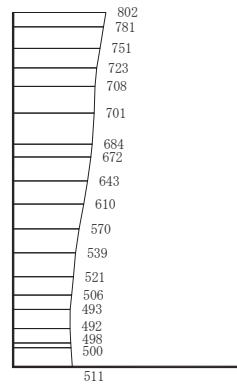


構造スケール 0 2 (m)

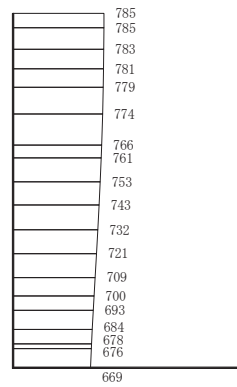
応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S d - D 2 (++) 鉛直

図 8.5-35 (1) 最大加速度分布図



(a) S d - D 2 ( - + ) 水平

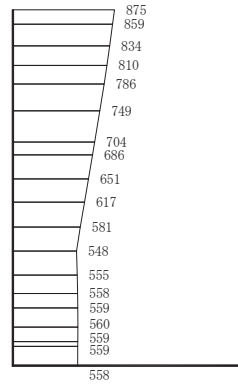


(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

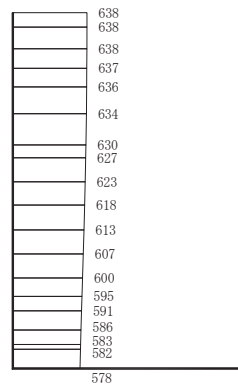
構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.5-35 (2) 最大加速度分布図



(a) S d - D 2 ( - + ) +  $\sigma$  水平



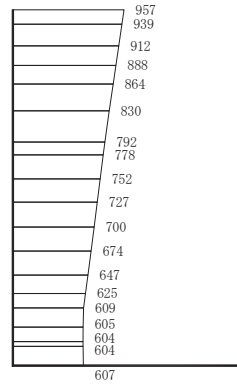
構造スケール 0  (m)      応答値スケール 0  (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S d - D 2 ( - + ) +  $\sigma$  鉛直

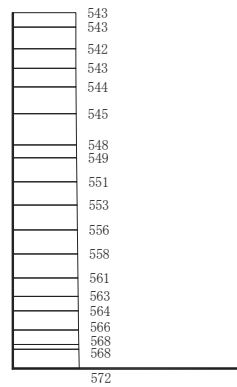
図 8.5-35 (3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース)





(a) S d - D 2 ( - + ) -  $\sigma$  水平

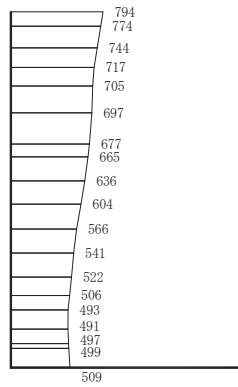


構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

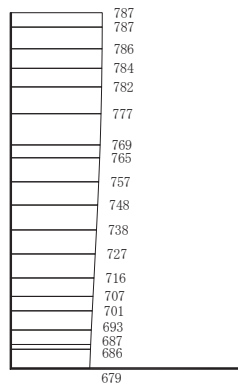
(b) S d - D 2 ( - + ) -  $\sigma$  鉛直

図 8.5-35 (4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 ( - + ) 水平



構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S d - D 2 ( - + ) 鉛直

図 8.5-35 (5) 最大加速度分布図

(解析ケース④) : 材料物性 (コンクリート) の実剛性を考慮した解析ケース

(3) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8.5-36 に評価対象部材を示す。

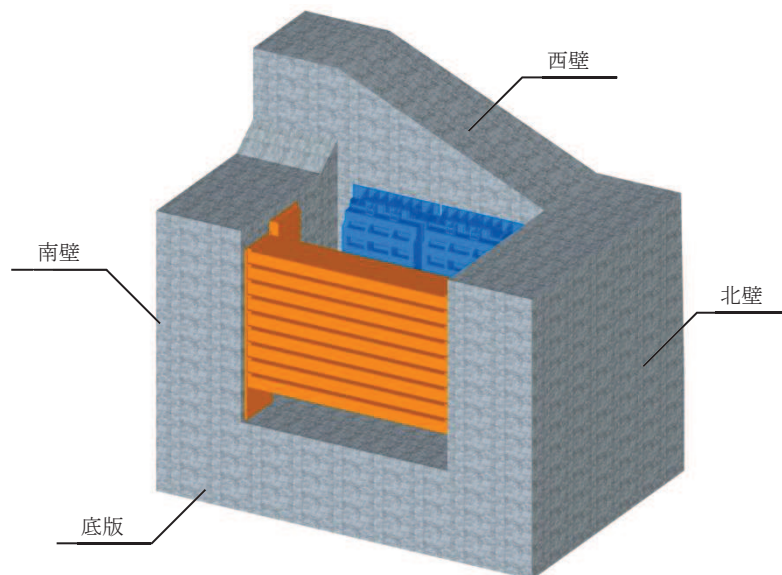


図 8.5-36 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-37 に、要素分割図を図 8.5-38 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

重畳時の解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。また、側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」に基づき設定する。

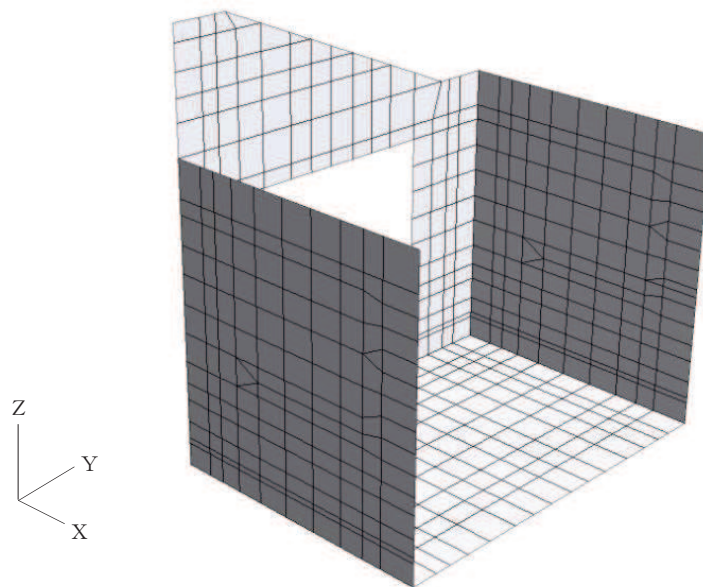


図 8.5-37 出口側集水ピットのモデル概念図

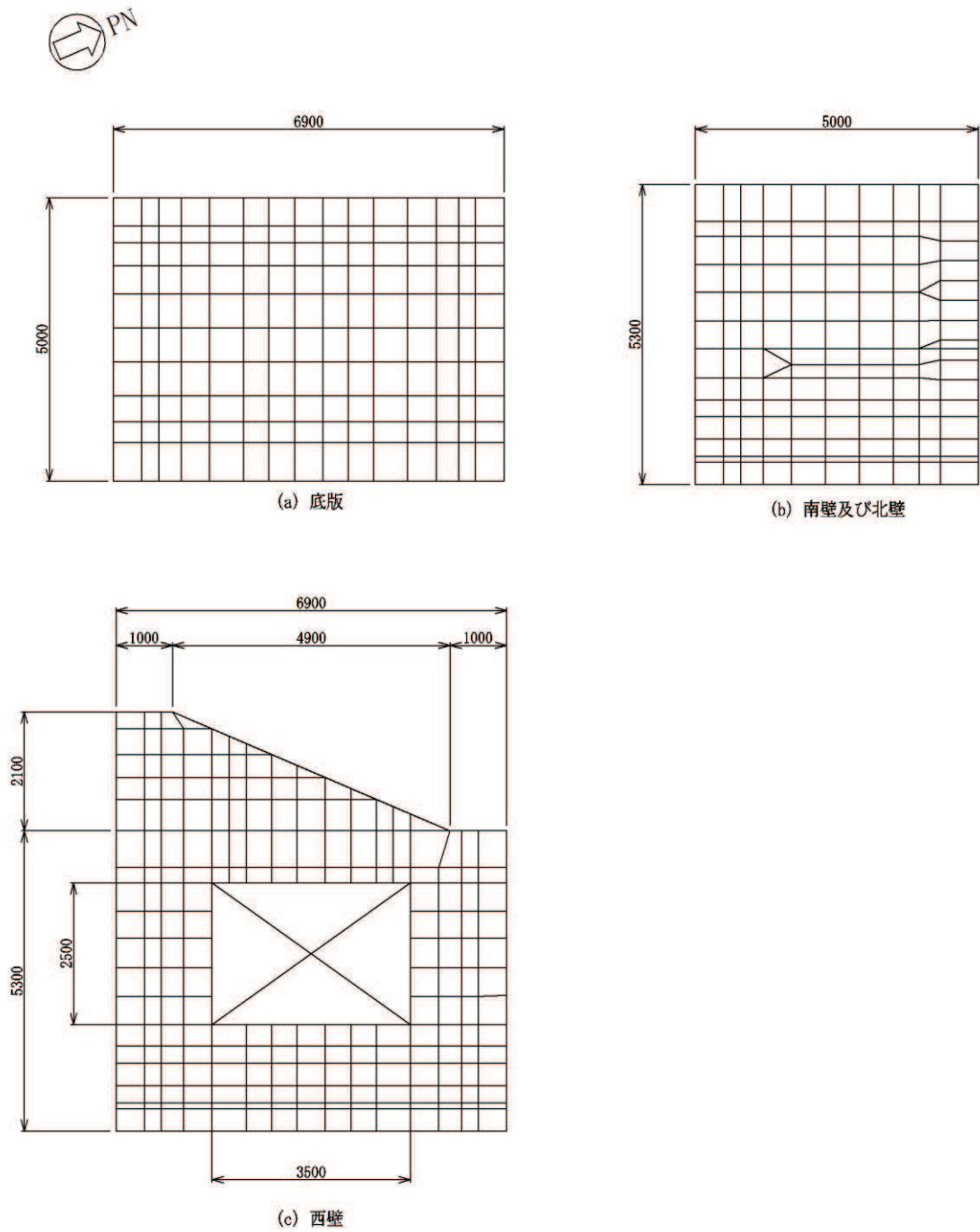


図 8.5-38 要素分割図

(b) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 使用津波時」と同様である。

d. 照査時刻及び入力荷重

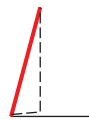

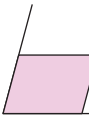
(a) 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 8.5-27 に照査時刻の選定の考え方を示す。

照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 8.5-33、図 8.5-34 に示す。

表 8.5-27 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物の上面と下面の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

(b) 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「8.5.2(3)d.(a) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-28 に示す。

表8.5-28 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	動水圧	躯体側面，上面に作用する動水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

注記\*：動水圧は、地震応答解析から抽出した応答加速度に基づき算定する。

イ. 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける各構造部材の線形はり要素の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図 8.5-39 に示す。

算定した慣性力は図 8.5-40 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

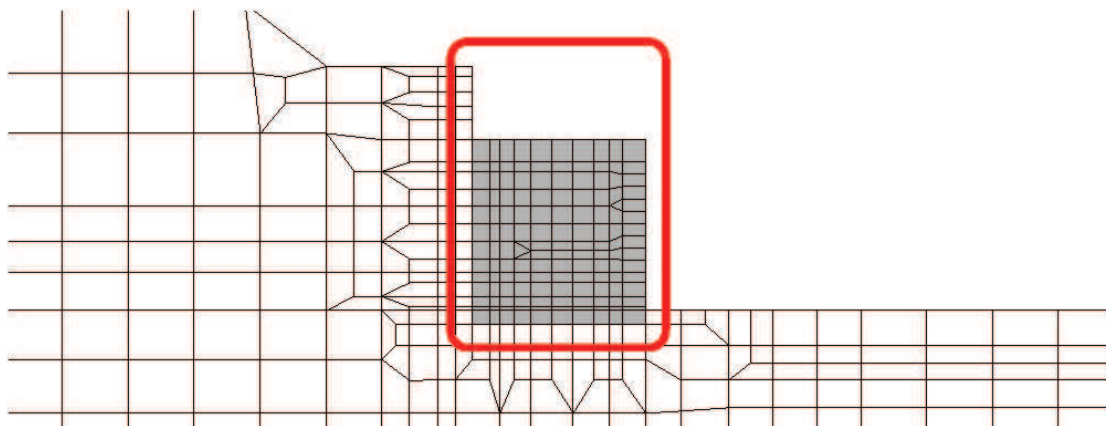


図 8.5-39 応答加速度抽出位置

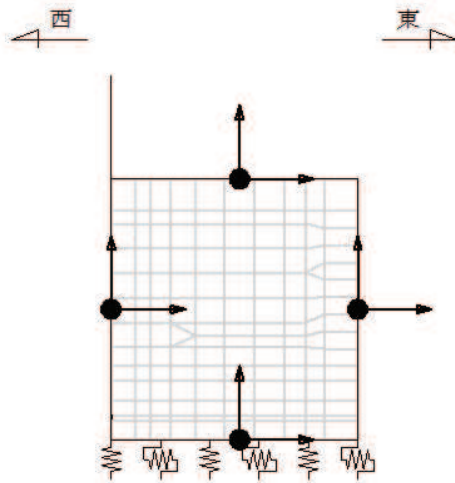


図 8.5-40 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

ロ. 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の，照査時刻における要素応力から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 8.5-41 に示す。また，算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は，図 8.5-42 に示すとおり，出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

凡 例					
	Ⅲ級		旧表土		液体要素
	Ⅱ級		盛土		逆流防止設備
	Ⅰ級		セメント改良土		ジョイント要素
	Ⅳ級		MMR		土圧抽出位置
	Ⅴ級		地盤改良土		
	速度層境界		背面補強工		

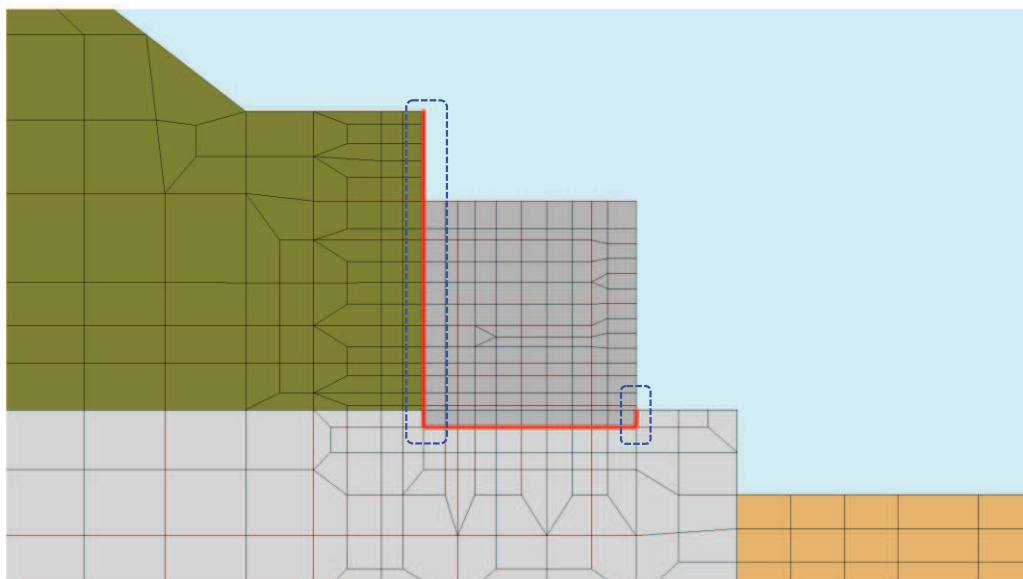


図 8.5-41 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置



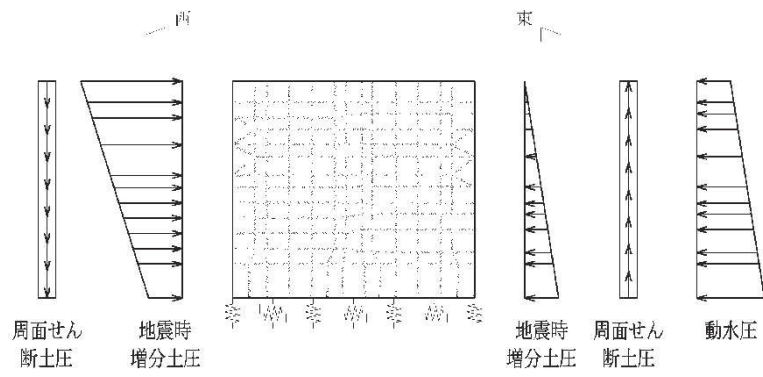
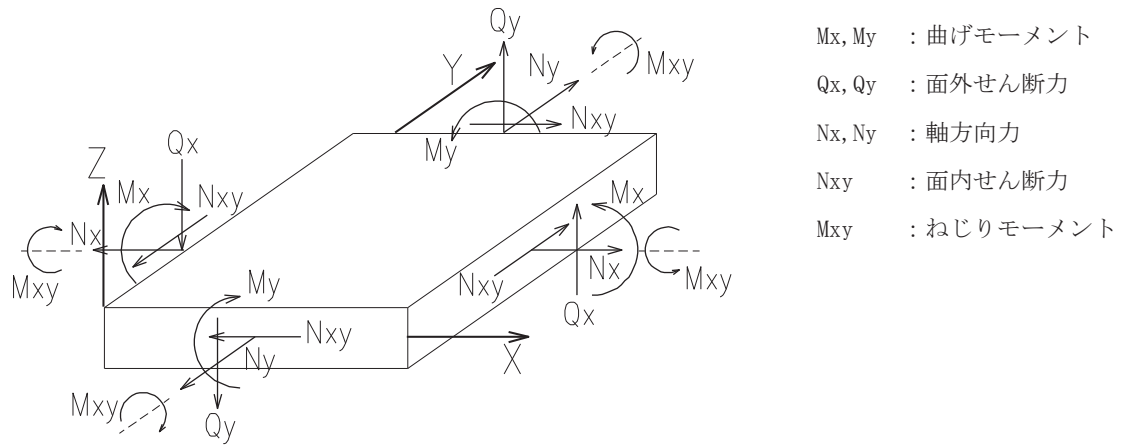


図 8.5-42 三次元構造解析モデルに入力する土圧等の概念図

e. 三次元構造解析結果

シェル要素における応答断面力は図 8.5-43 に示す 8 成分を算出する。なお、プログラム上、断面力の出力が下記と異なる場合は、下記の断面力の向きに変換して取り扱う。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-44 に示す。



- $M_x, M_y$  : 曲げモーメント
- $Q_x, Q_y$  : 面外せん断力
- $N_x, N_y$  : 軸方向力
- $N_{xy}$  : 面内せん断力
- $M_{xy}$  : ねじりモーメント

図 8.5-43 シェル要素における応答断面力

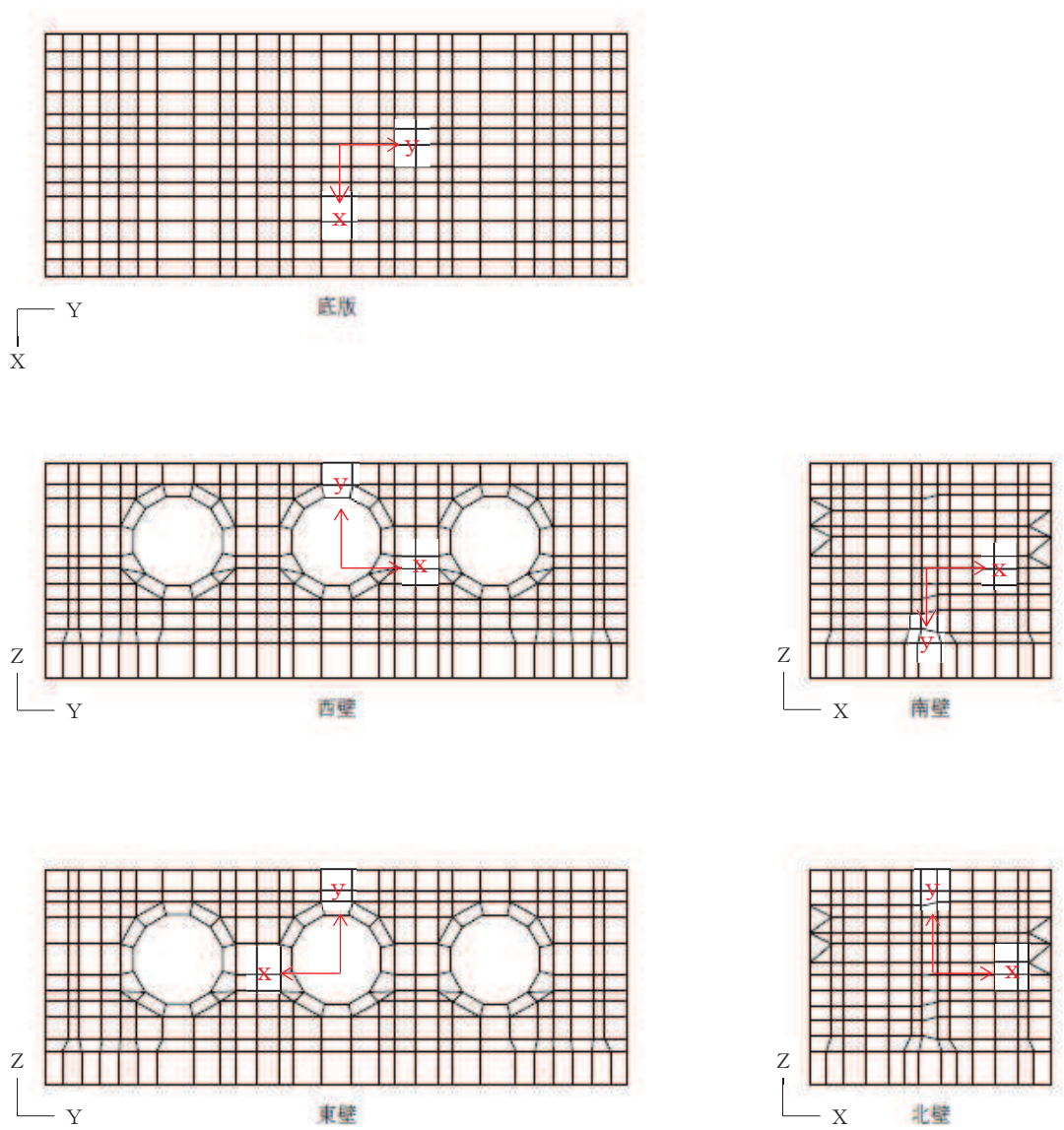


図 8.5-44 各部材の要素座標系

(a) 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-29 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 8.5-46 に示す。

表 8.5-29 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$	
					応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版	1	②	S d-D 2 (-+)	-411	-337	0.9	16.5	0.06
南壁	2	③	S d-D 2 (-+)	845	-2793	2.3	16.5	0.14
西壁	3	③	S d-D 2 (-+)	-841	-156	1.8	16.5	0.11
北壁	4	③	S d-D 2 (-+)	943	-1786	2.1	16.5	0.13

注記\*：評価位置は図 8.5-45 に示す。

表 8.5-29 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
					応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
底版	1	②	S d-D 2 (-+)	162	436	41.7	294	0.15
南壁	2	③	S d-D 2 (-+)	923	-643	37.3	294	0.13
西壁	3	①	S d-D 2 (-+)	-789	717	110.1	294	0.38
北壁	4	③	S d-D 2 (-+)	779	-469	35.3	294	0.13

注記\*：評価位置は図 8.5-45 に示す。

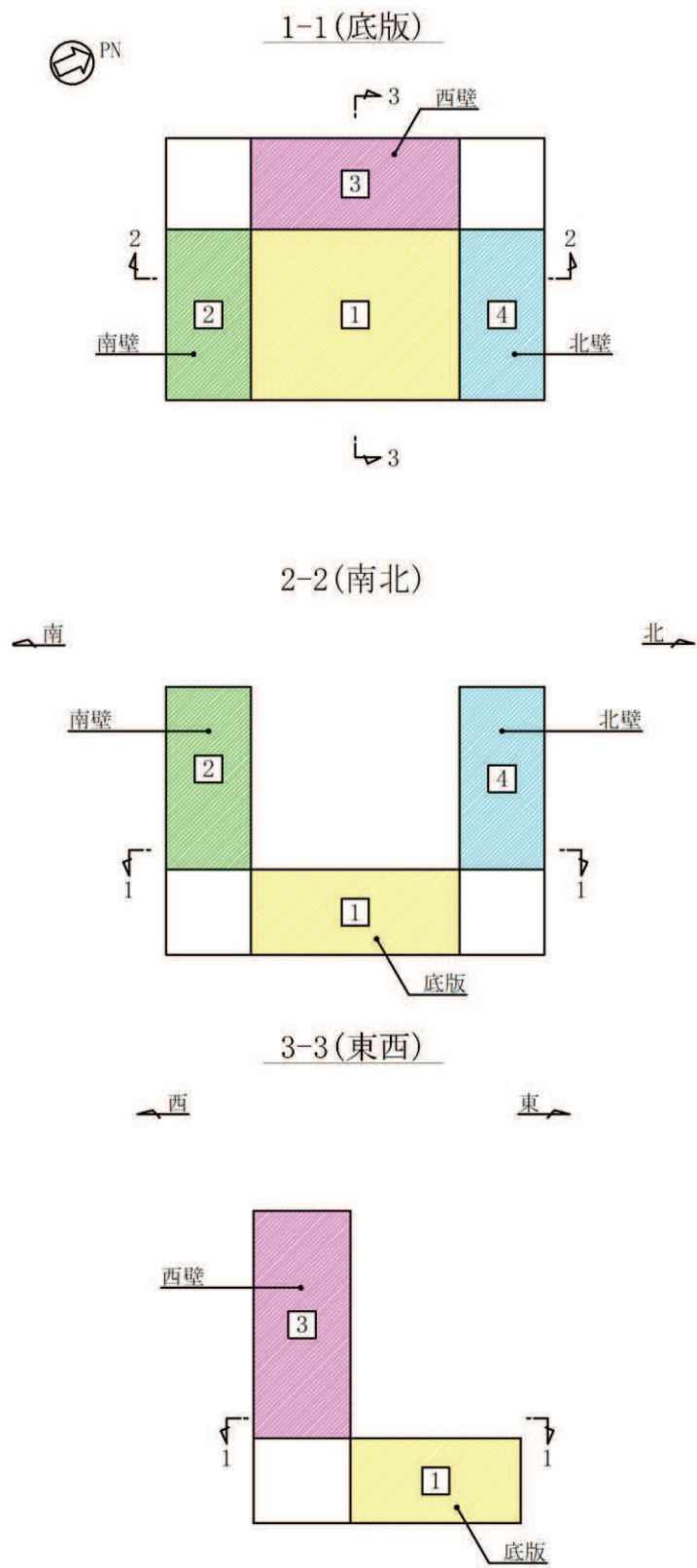


图 8.5-45 評価位置図

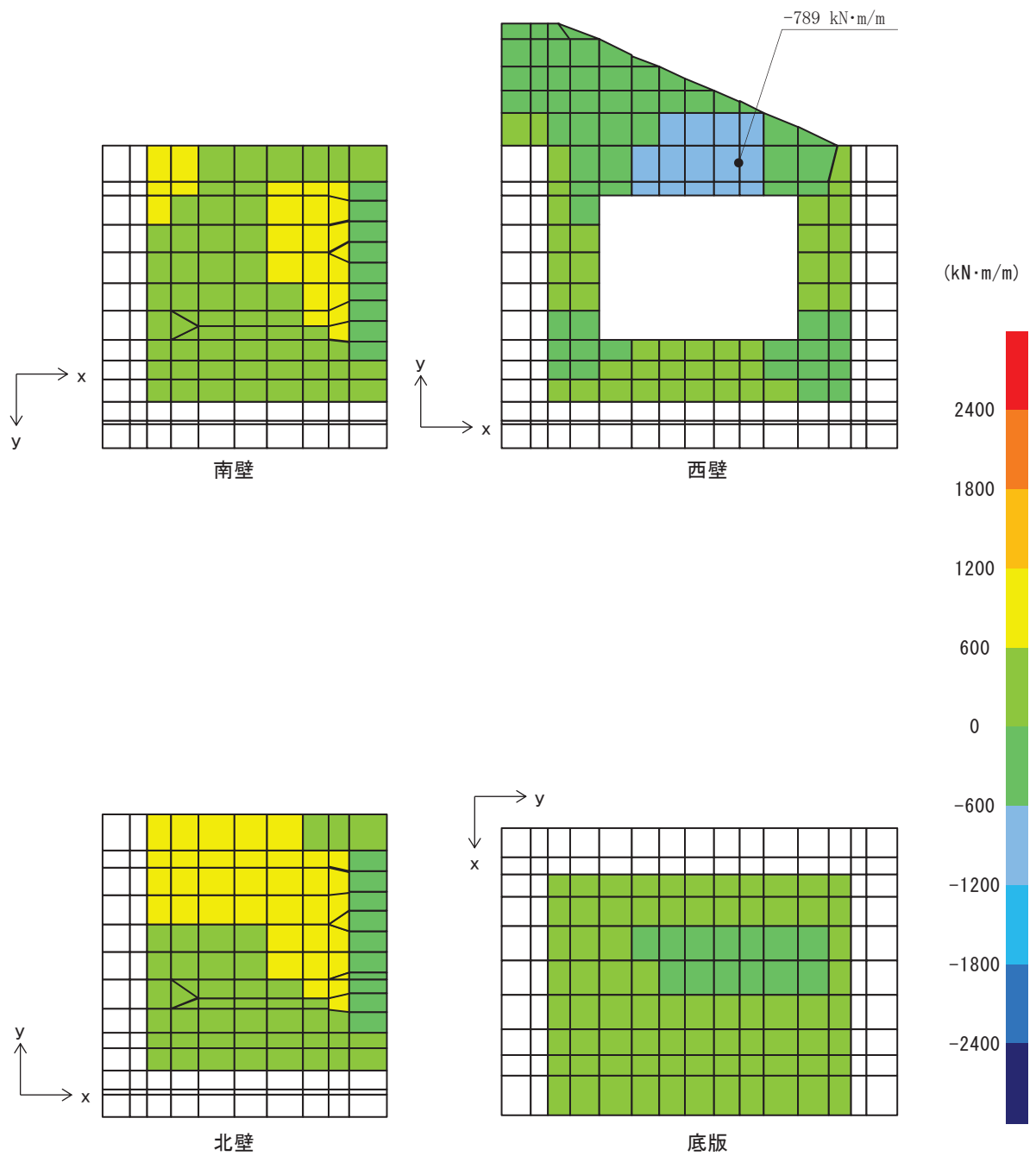


図 8.5-46 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ ) :  $M_x$ )

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

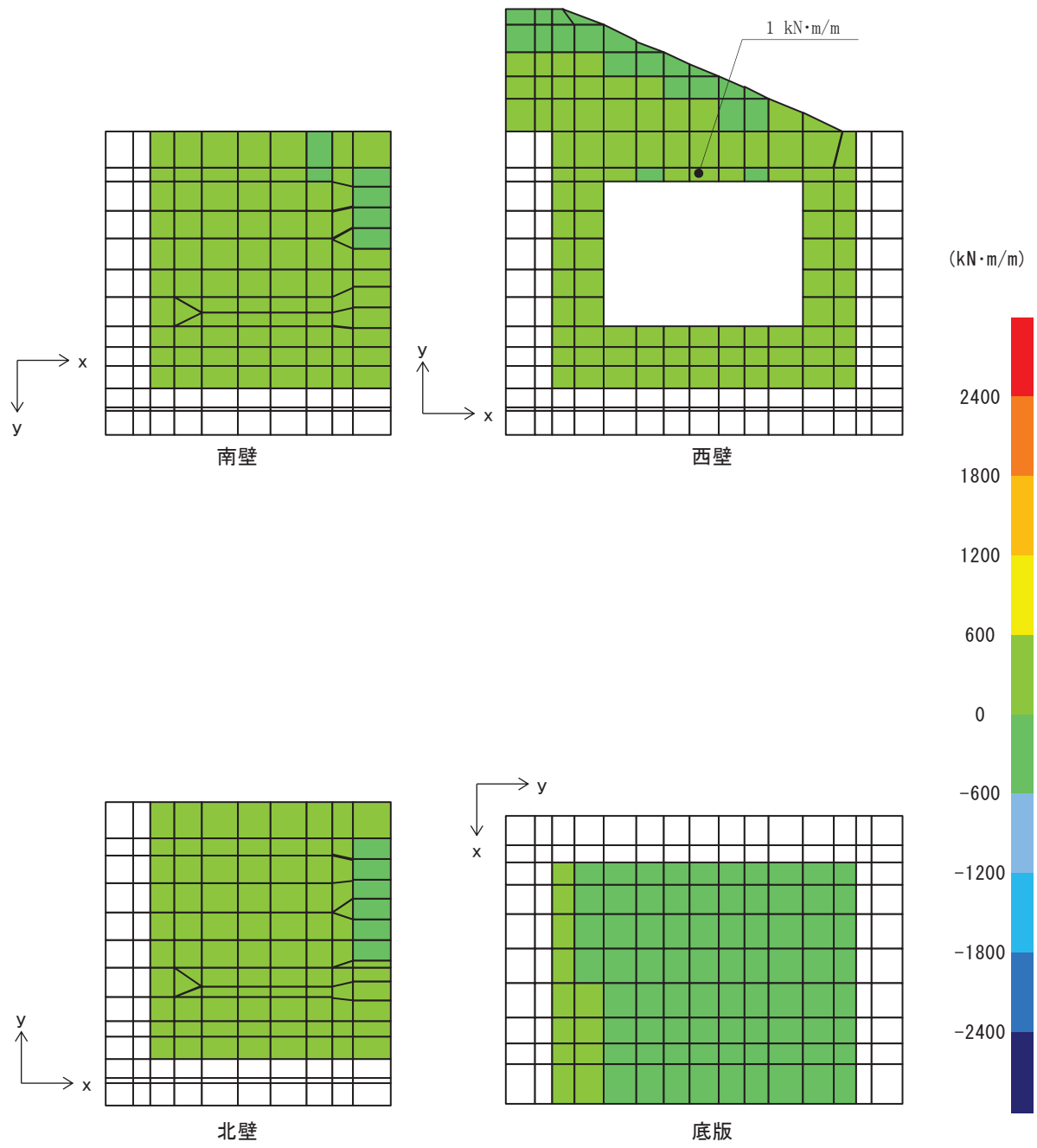


図8.5-46 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント(kN・m/m) :  $M_y$ )

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

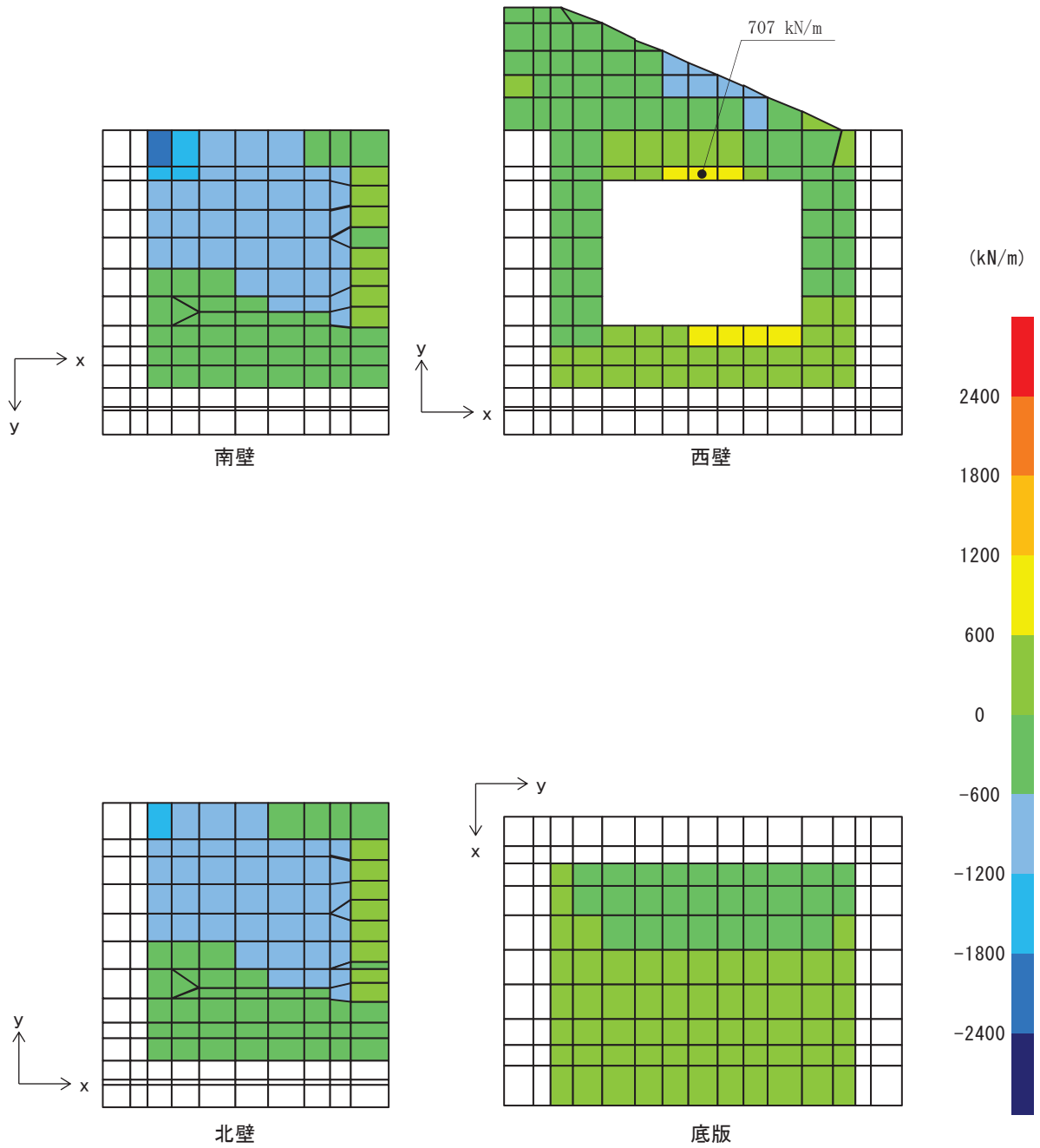


図 8.5-46 (3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m) :  $N_x$ )

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)



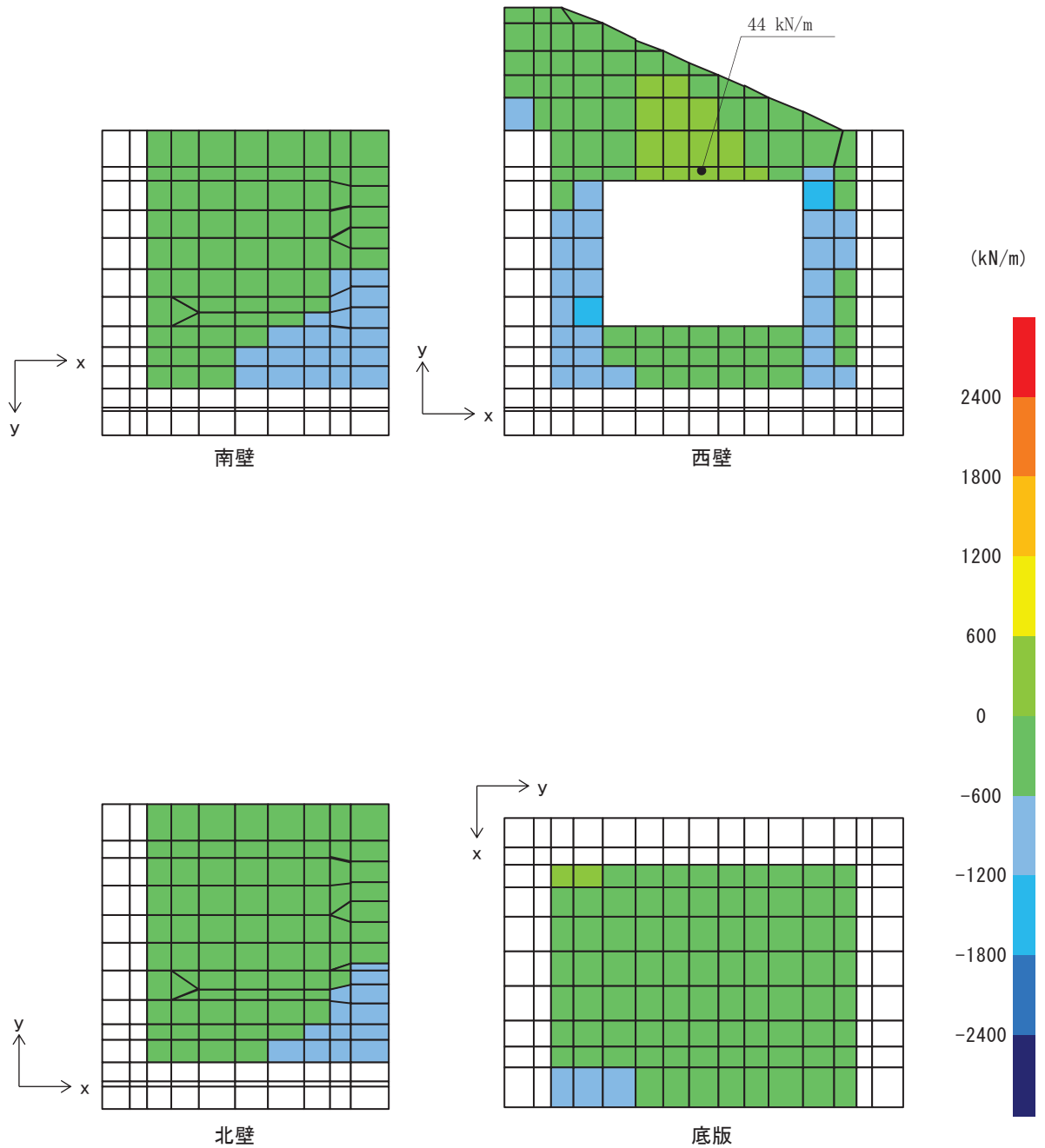


図8.5-46 (4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力(kN/m) :  $N_y$ )

(西壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

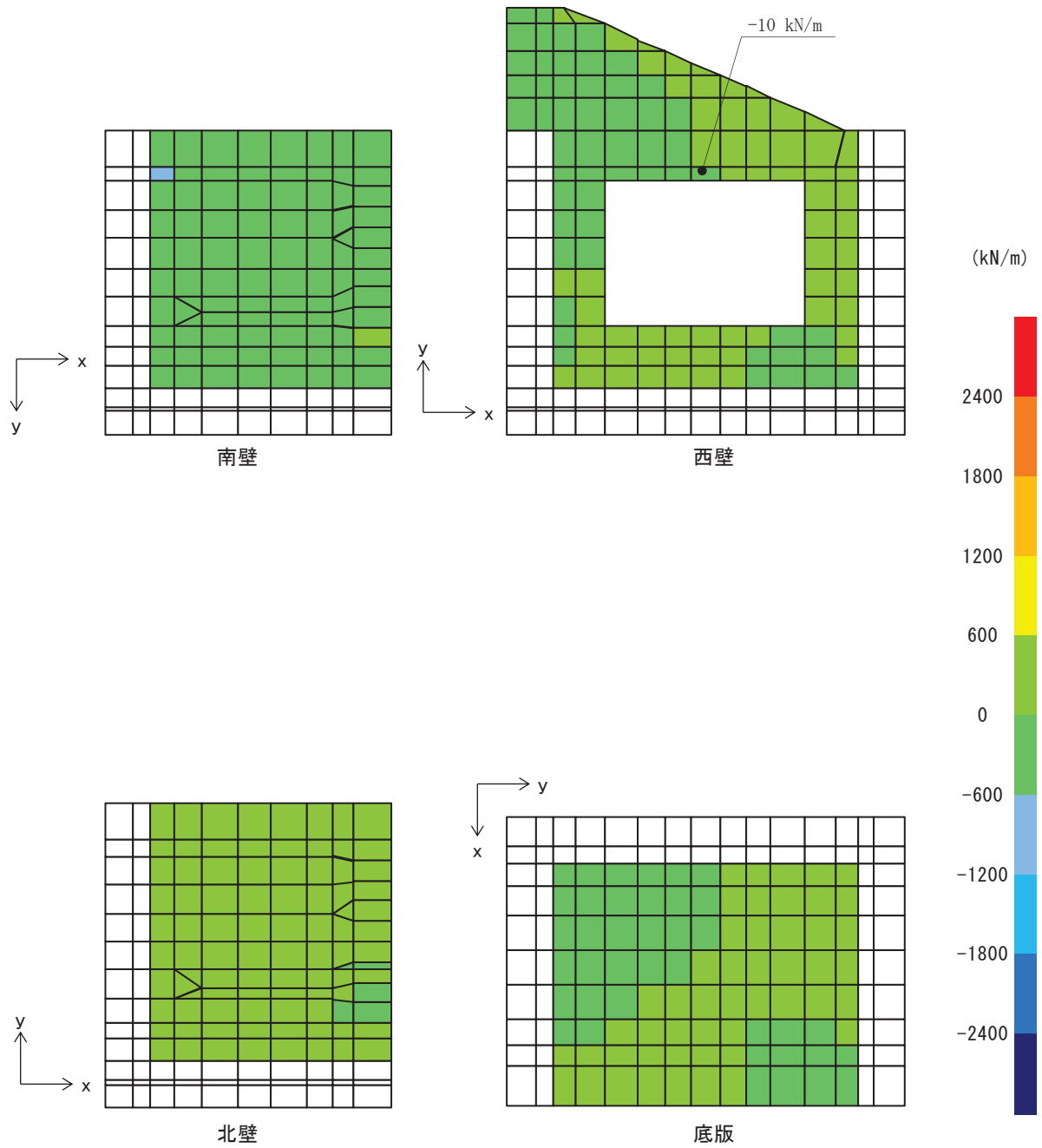


図8.5-46 (5) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力( $\text{kN/m}$ ):  $N_{xy}$ )

(西壁, 解析ケース①, S d-D 2 (-+), 衝突荷重作用位置: 北端部)

(b) 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-30 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 8.5-47 に示す。

表 8.5-30(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（底版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.18		
	-+	0.18	0.17	0.20

表 8.5-30(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（南版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.21		
	-+	0.21	0.21	0.22

表 8.5-30(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（西版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.27		
	-+	0.30	0.31	0.36

表 8.5-30(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（北版）

地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.15	0.15

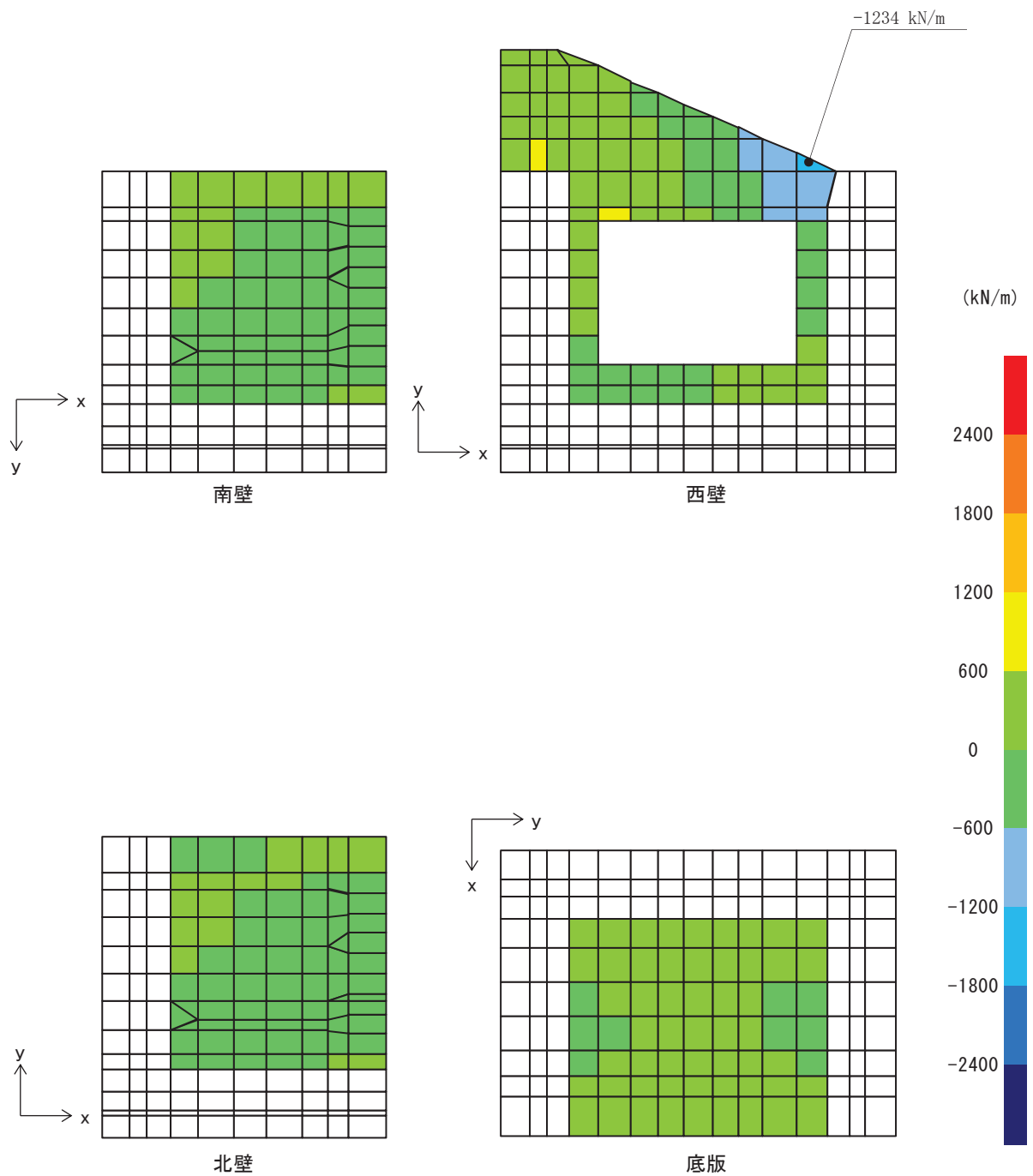


図8.5-47 (1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (せん断力(kN/m) :  $Q_x$ )  
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

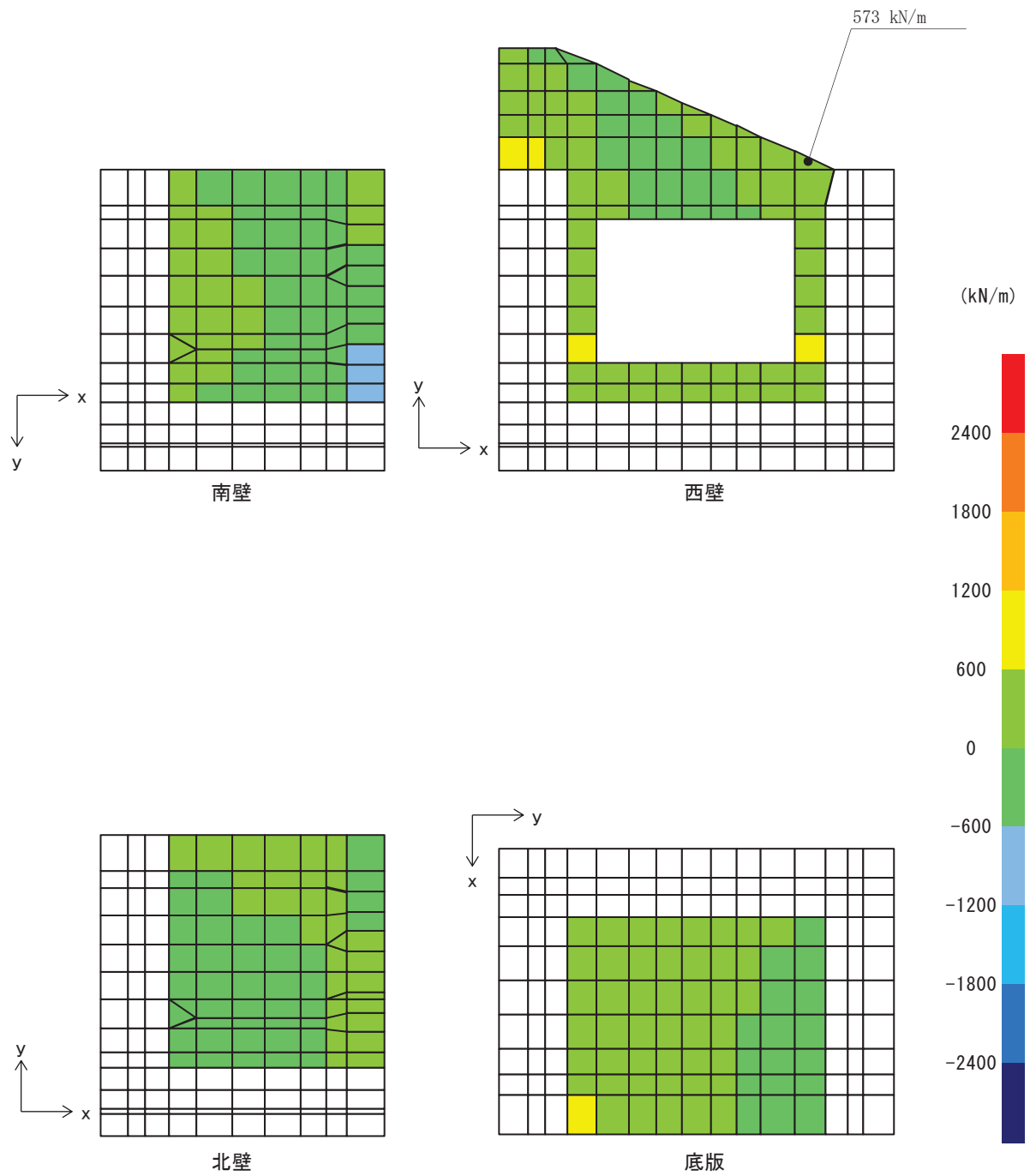


図8.5-47 (2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (せん断力(kN/m) :  $Q_y$ )  
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (-+), 衝突荷重作用位置 : 北端部)

(4) 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元動的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9-1 強度評価に用いる条件

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鉄筋コンクリート)	2562.223	kN
G	固定荷重 (FG 扉体+戸当り ×3 基)	66.195	kN
$\sigma_{ca}$	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{a1}$	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm <sup>2</sup>
$V_a$	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力 (底版)	1227	kN
$V_a$	南北壁下方	944	kN
	南北壁上方	1150	kN
$V_a$	東西壁上方	1563	kN
	東西壁下方	1975	kN
D	有効高さ (底版)	1.3	m
D	有効高さ (壁)	1.0	m
$A_w$	斜め引張鉄筋断面積	9.6775	cm <sup>2</sup>
$\sigma_{sa}$	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm <sup>2</sup>
S	斜め引張鉄筋間隔 (底版)	0.4	m
	斜め引張鉄筋間隔 (壁)	0.2	m

## 10. 評価結果

### 10.1 津波時

#### 10.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10.1-2 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 10.1-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW 方向・水平方向)		Y方向 (NS 方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	2000	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200	D41@175 (上側) D41@175 (下側)	200
南北壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200
西壁	2000	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200	D41@175 (外側) D41@175 (内側)	200

注記 \*1：特記のない場合、上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

\*2：実配筋は、格子鉄筋となるため、2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが、保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する



(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ軸力に対する照査結果を表 10.1-2 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表10.1-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	衝突作用位置	評価位置		曲げモー メント	軸力	発生 応力度 $\sigma'c$	短期許容 応力度 $\sigma'ca$	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
				(kN・m/m)	(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
①	中間	底版	1	344	-513	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	1194	-718	2.5	16.5	0.16
		西壁	3	91	-996	0.6	16.5	0.04
		北壁	4	1209	-684	2.6	16.5	0.16
	南端部	底版	1	332	-661	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	2224	-1198	4.7	16.5	0.29
		西壁	3	-439	-411	1	16.5	0.07
		北壁	4	255	-227	0.6	16.5	0.04
	北端部	底版	1	353	-316	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	417	-391	0.9	16.5	0.06
		西壁	3	507	-152	1.1	16.5	0.07
		北壁	4	2239	-1164	4.7	16.5	0.29
②	中間	底版	1	325	-496	0.7	16.5	0.05
		南壁	2	1195	-719	2.5	16.5	0.16
		西壁	3	94	-984	0.6	16.5	0.04
		北壁	4	1209	-685	2.6	16.5	0.16
	南端部	底版	1	315	-649	0.7	16.5	0.05
		南壁	2	2225	-1199	4.7	16.5	0.29
		西壁	3	-449	-394	1	16.5	0.07
		北壁	4	255	-227	0.6	16.5	0.04
	北端部	底版	1	334	-306	0.7	16.5	0.05
		南壁	2	407	-393	0.9	16.5	0.06
		西壁	3	503	-149	1.1	16.5	0.07
		北壁	4	2239	-1166	4.7	16.5	0.29
③	中間	底版	1	366	-408	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	1193	-717	2.5	16.5	0.16
		西壁	3	88	-1012	0.6	16.5	0.04
		北壁	4	1209	-684	2.6	16.5	0.16
	南端部	底版	1	351	-679	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	2223	-1197	4.7	16.5	0.29
		西壁	3	-429	-433	0.9	16.5	0.06
		北壁	4	255	-227	0.6	16.5	0.04
	北端部	底版	1	374	-329	0.8	16.5	0.05
		南壁	2	431	-390	0.9	16.5	0.06
		西壁	3	511	-156	1.1	16.5	0.07
		北壁	4	2239	-1164	4.7	16.5	0.29

軸力：引張正

表10.1-2 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (鉄筋)

解析 ケース	衝突作用位置	評価位置		曲げモー メント	軸力	発生 応力度 $\sigma's$	短期許容 応力度 $\sigma'sa$	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
				(kN・m/m)	(kN/m)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
①	南端部	底版	1	239	-41	16.7	294	0.06
		南壁	2	2224	-1198	108.1	294	0.37
		西壁	3	-312	319	46.0	294	0.16
		北壁	4	234	-191	8.1	294	0.03
	中間	底版	1	323	-241	12.3	294	0.05
		南壁	2	1194	-718	54.1	294	0.19
		西壁	3	-279	359	46.1	294	0.16
		北壁	4	1209	-684	57.0	294	0.2
	北端部	底版	1	-124	167	21.0	294	0.08
		南壁	2	188	-2	15.0	294	0.06
		西壁	3	561	178	56.3	294	0.2
		北壁	4	2239	-1164	111.1	294	0.38
②	南端部	底版	1	224	-37	15.7	294	0.06
		南壁	2	2225	-1199	108.1	294	0.37
		西壁	3	-315	336	47.3	294	0.17
		北壁	4	234	-190	8.2	294	0.03
	中間	底版	1	305	-231	11.4	294	0.04
		南壁	2	1195	-719	54.1	294	0.19
		西壁	3	-290	367	47.5	294	0.17
		北壁	4	1209	-685	57.0	294	0.2
	北端部	底版	1	-119	164	20.4	294	0.07
		南壁	2	185	-8	14.4	294	0.05
		西壁	3	-510	246	56.7	294	0.2
		北壁	4	2239	-1166	111.0	294	0.38
③	南端部	底版	1	258	-39	18.3	294	0.07
		南壁	2	2223	-1197	108.1	294	0.37
		西壁	3	-306	331	46.3	294	0.16
		北壁	4	234	-193	8.0	294	0.03
	中間	底版	1	345	-251	13.4	294	0.05
		南壁	2	1193	-717	54.1	294	0.19
		西壁	3	-270	351	44.9	294	0.16
		北壁	4	1209	-682	57.1	294	0.2
	北端部	底版	1	-131	170	21.8	294	0.08
		南壁	2	192	4	15.7	294	0.06
		西壁	3	566	173	56.4	294	0.2
		北壁	4	2239	-1163	111.2	294	0.38

軸力：引張正

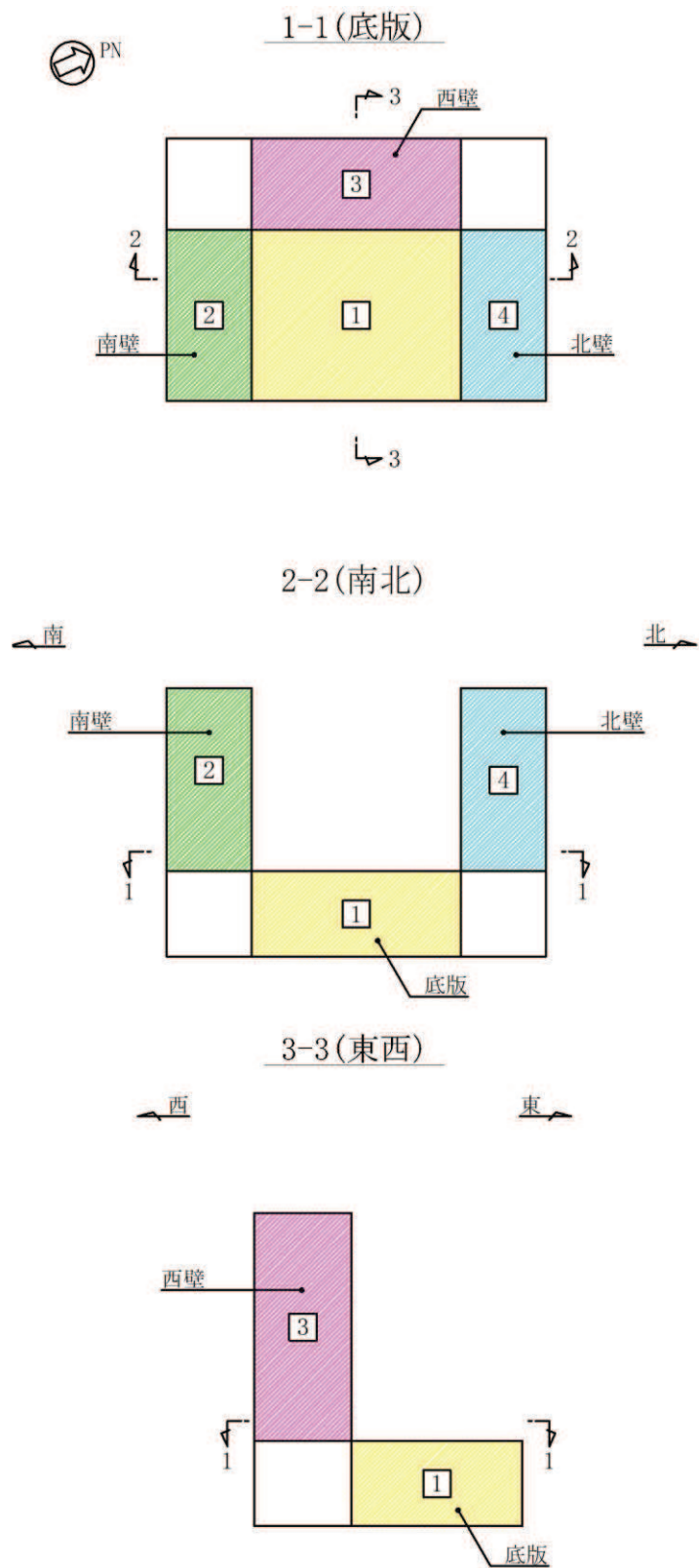


图 10.1-1 評価位置図

(2) せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 10.1-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表10.1-3 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	衝突作用位置	評価位置		照査用 せん断力 V	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub>	照査値 V/V <sub>a</sub>
				(kN/m)	(kN/m)	
①	南端部	底版	1	211	3495	0.07
		南壁	2	590	3495	0.17
		西壁	3	397	3495	0.12
		北壁	4	189	3495	0.06
	中間	底版	1	279	3495	0.08
		南壁	2	435	3495	0.13
		西壁	3	451	3495	0.13
		北壁	4	285	3495	0.09
	北端部	底版	1	405	3495	0.12
		南壁	2	371	3495	0.11
		西壁	3	702	3495	0.21
		北壁	4	551	3495	0.16
②	南端部	底版	1	215	3495	0.07
		南壁	2	588	3495	0.17
		西壁	3	402	3495	0.12
		北壁	4	192	3495	0.06
	中間	底版	1	272	3495	0.08
		南壁	2	424	3495	0.13
		西壁	3	458	3495	0.14
		北壁	4	285	3495	0.09
	北端部	底版	1	396	3495	0.12
		南壁	2	359	3495	0.11
		西壁	3	709	3495	0.21
		北壁	4	551	3495	0.16
③	南端部	底版	1	208	3495	0.06
		南壁	2	594	3495	0.17
		西壁	3	393	3495	0.12
		北壁	4	185	3495	0.06
	中間	底版	1	289	3495	0.09
		南壁	2	449	3495	0.13
		西壁	3	445	3495	0.13
		北壁	4	285	3495	0.09
	北端部	底版	1	418	3495	0.12
		南壁	2	384	3495	0.11
		西壁	3	696	3495	0.20
		北壁	4	551	3495	0.16

### 10.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 10.1-4 に示す。最大接地圧分布図を図 10.1-2 に示す。

出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10.1-4 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	0.4	30	0.02
②	0.4		0.02
③	0.3		0.01

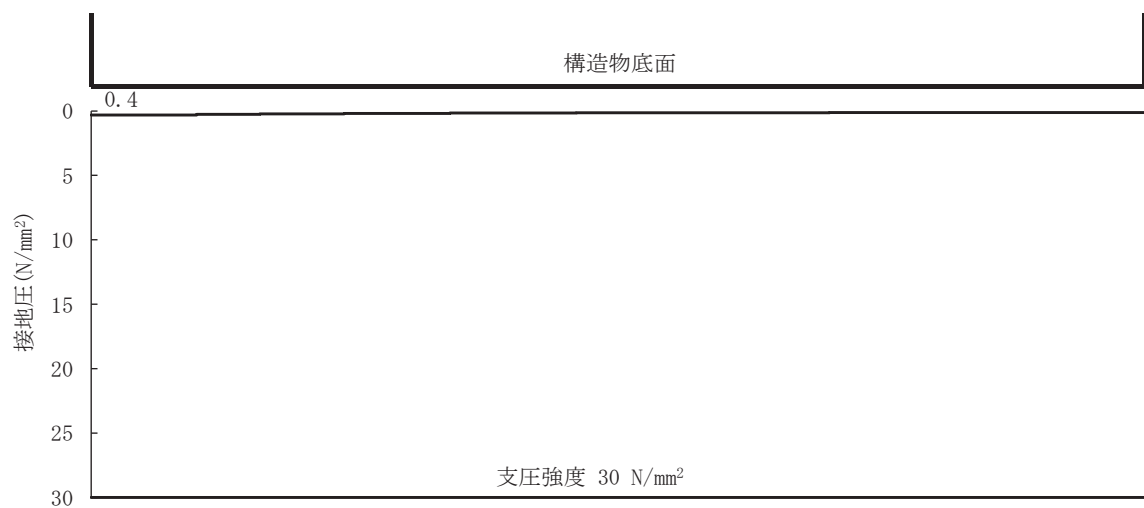


図 10.1-2 東西方向断面の最大接地分布図  
(解析ケース②)

## 10.2 重畳時

### 10.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10.2-1 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ軸力に対する照査結果を表 10.2-1 に示す。また、出口側集水ピットの評価位置を図 10.1-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表10.2-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

解析ケース	地震動(位相)	評価位置	照査時刻 (s)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$	
①	S d-D 2 (++)	底版	1	25.24	-372	-456	0.80	16.50	0.05
		南壁	2	25.24	895	-675	1.90	16.50	0.12
		西壁	3	25.24	-690	-84	1.40	16.50	0.09
		北壁	4	25.24	913	-749	2.00	16.50	0.13
	S d-D 2 (-+)	底版	1	13.63	-404	-499	0.90	16.50	0.06
		南壁	2	13.63	789	-2277	2.00	16.50	0.13
		西壁	3	13.63	-757	-91	1.60	16.50	0.10
		北壁	4	13.63	909	-734	1.90	16.50	0.12
②	S d-D 2 (-+)	底版	1	13.62	-411	-337	0.90	16.50	0.06
		南壁	2	29.99	778	-2397	2.10	16.50	0.13
		西壁	3	29.99	-719	-104	1.50	16.50	0.10
		北壁	4	29.99	932	-793	2.00	16.50	0.13
③	S d-D 2 (-+)	底版	1	13.64	-413	-481	0.90	16.50	0.06
		南壁	2	13.64	845	-2793	2.30	16.50	0.14
		西壁	3	13.64	-841	-156	1.80	16.50	0.11
		北壁	4	13.64	943	-1786	2.10	16.50	0.13

軸力：引張正

表10.2-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_s/\sigma'_{sa}$
①	S d - D 2 (++)	底版	1	25.24	139	373	35.70	294.00	0.13
		南壁	2	25.24	895	-675	33.60	294.00	0.12
		西壁	3	25.24	-721	617	98.00	294.00	0.34
		北壁	4	25.24	899	-705	32.50	294.00	0.12
	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.63	41	383	28.40	294.00	0.10
		南壁	2	13.63	891	-656	34.30	294.00	0.12
		西壁	3	13.63	-789	717	110.10	294.00	0.38
		北壁	4	13.63	895	-691	32.90	294.00	0.12
②	S d - D 2 (-+)	底版	1	29.99	162	436	41.70	294.00	0.15
		南壁	2	29.99	907	-685	34.00	294.00	0.12
		西壁	3	13.62	-638	860	108.00	294.00	0.37
		北壁	4	29.99	920	-739	32.40	294.00	0.12
③	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.64	164	400	39.60	294.00	0.14
		南壁	2	13.64	923	-643	37.30	294.00	0.13
		西壁	3	13.64	-903	482	103.40	294.00	0.36
		北壁	4	8.01	779	-469	35.30	294.00	0.13

軸力：引張正

(2) せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 10.2-2 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 10.2-2 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
①	S d - D 2 (++)	底版	1	25.24	617	3495	0.18
		南壁	2	25.24	713	3495	0.21
		西壁	3	25.24	940	3495	0.27
		北壁	4	25.24	516	3495	0.15
	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.63	615	3495	0.18
		南壁	2	13.63	707	3495	0.21
		西壁	3	13.63	1021	3495	0.30
		北壁	4	13.63	504	3495	0.15
②	S d - D 2 (-+)	底版	1	29.99	571	3495	0.17
		南壁	2	29.99	712	3495	0.21
		西壁	3	29.99	1050	3495	0.31
		北壁	4	29.99	521	3495	0.15
③	S d - D 2 (-+)	底版	1	13.64	698	3495	0.20
		南壁	2	13.64	744	3495	0.22
		西壁	3	13.64	1234	3495	0.36
		北壁	4	8.01	523	3495	0.15

### 10.2.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 10.2-3 に示す。最大接地圧分布図を図 10.2-1 に示す。

出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10.2-3 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S d - D 2	(++)	0.7	30	0.03
		(-+)	0.7		0.03
②		(-+)	0.6		0.02
③		(-+)	0.8		0.03

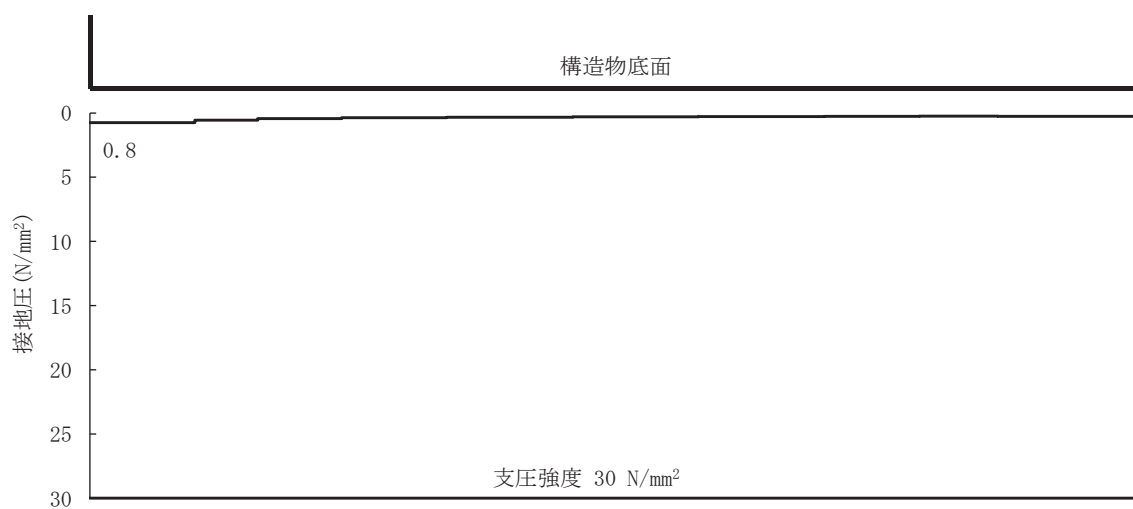


図 10.2-1 東西方向断面の最大接地分布図  
(解析ケース③, S d - D 2 (++) )



- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備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 配置概要 .....	2
2.2 構造計画 .....	4
2.3 評価方針 .....	5
2.4 適用基準 .....	7
2.5 記号の説明 .....	8
3. 評価部位 .....	10
4. 固有周期 .....	11
4.1 固有周期の計算方法 .....	11
5. 構造強度評価 .....	13
5.1 構造強度評価方法 .....	13
5.2 荷重及び荷重の組合せ .....	13
5.3 許容限界 .....	15
5.4 設計用地震力 .....	26
5.5 計算方法 .....	30
5.6 計算条件 .....	41
5.7 応力計算 .....	44
6. 評価結果 .....	78

## 1. 概要

本資料は、添付書類「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に基づき、浸水防護施設のうち補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

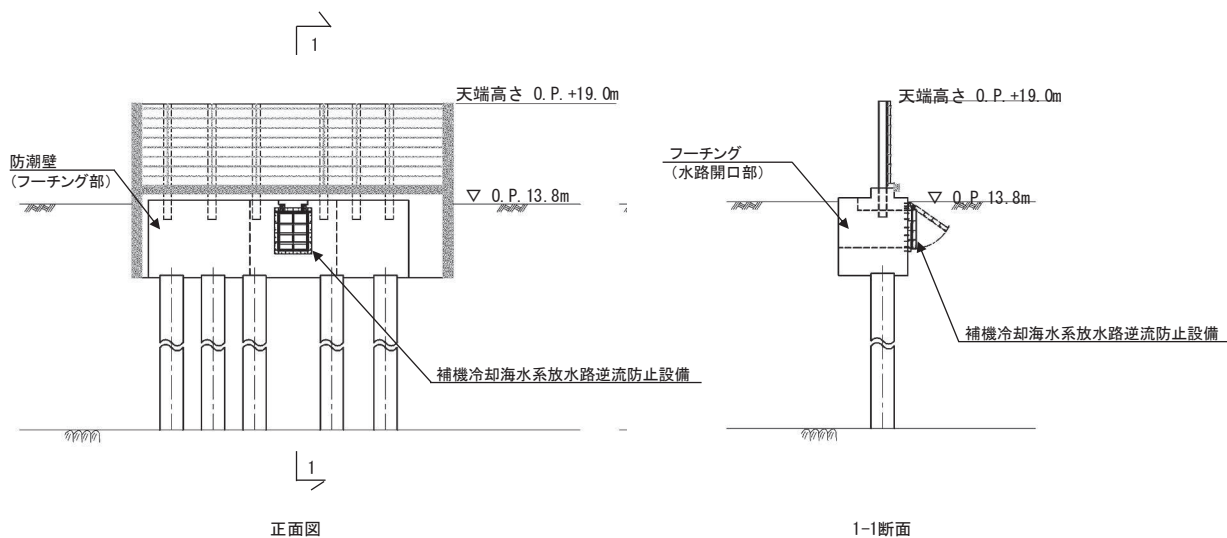
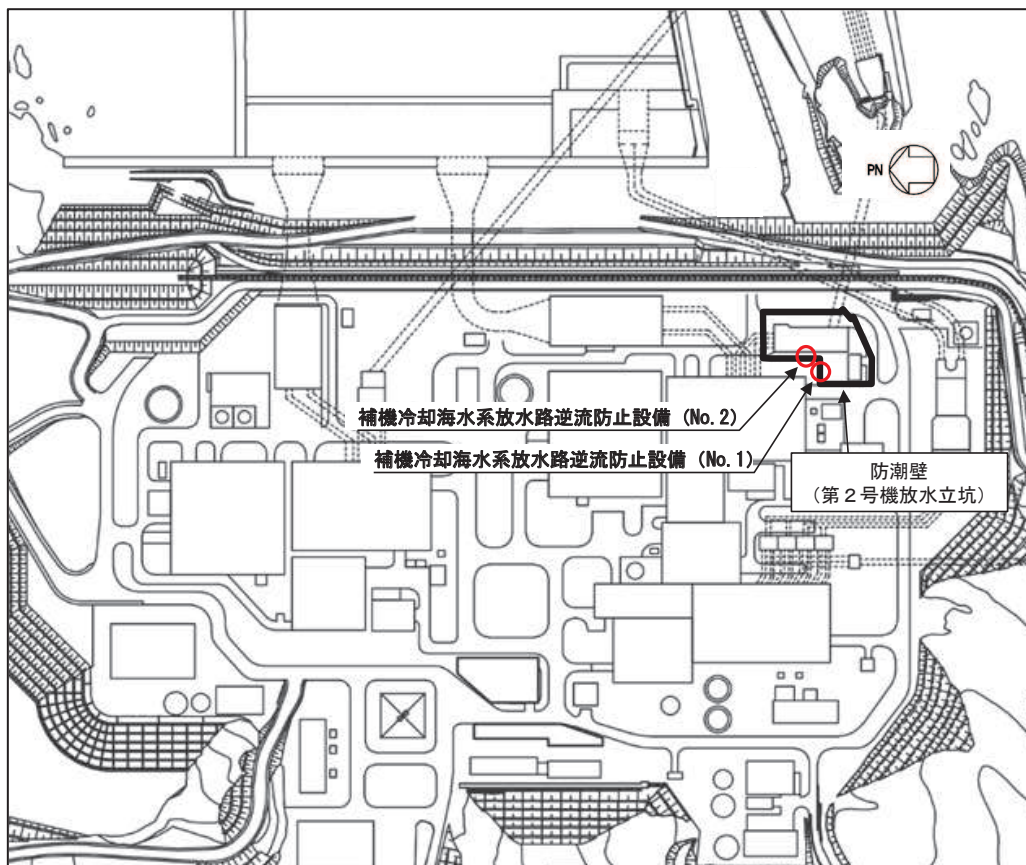
補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

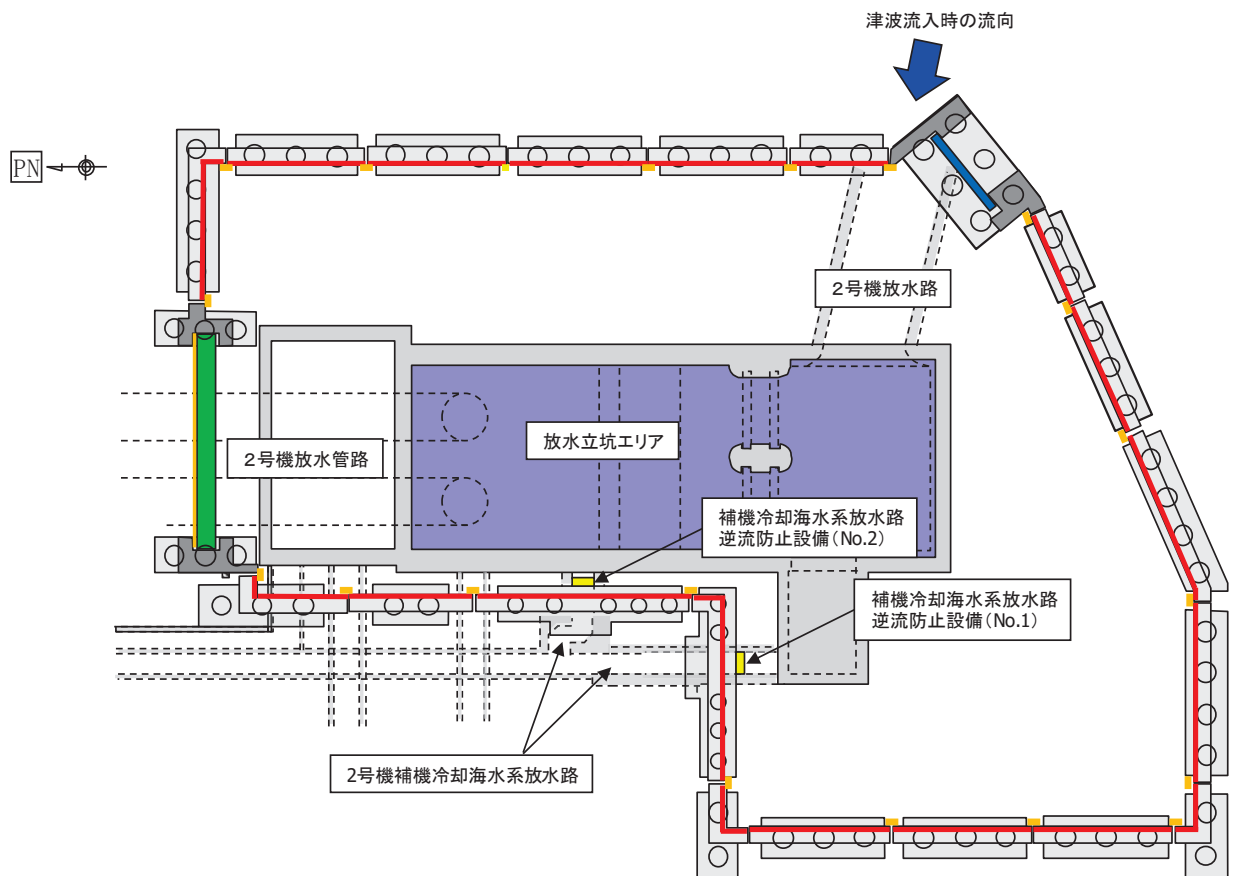
2.1 配置概要

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の設置位置を図 2.1-1 に示す。




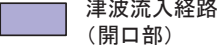

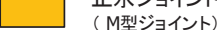

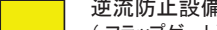



(鋼製遮水壁 (鋼板) 区間 4)

図 2.1-1(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置



凡例

	鋼製遮水壁(鋼板)		鋼管杭
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		津波流入経路 (開口部)
	鋼製扉 (車両進入路部)		止水ジョイント (M型ジョイント)
	フーチング		逆流防止設備 (フラップゲート)
	RC支柱		

(第2号機放水立坑)

図 2.1-1(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置

## 2.2 構造計画

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) を主体構造とし、第 2 号機放水立坑を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して防潮壁のフーチング部に伝達する構造とする。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造計画を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持機能を有する構造物に設置する。	鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部、ヒンジ部アンカーボルト) 並びに戸当り	<p>(正面図)</p> <p>(側面図)</p>

### 2.3 評価方針

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価は、添付書類「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に基づき、「2.2 構造計画」に示す補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、「4. 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) 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	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

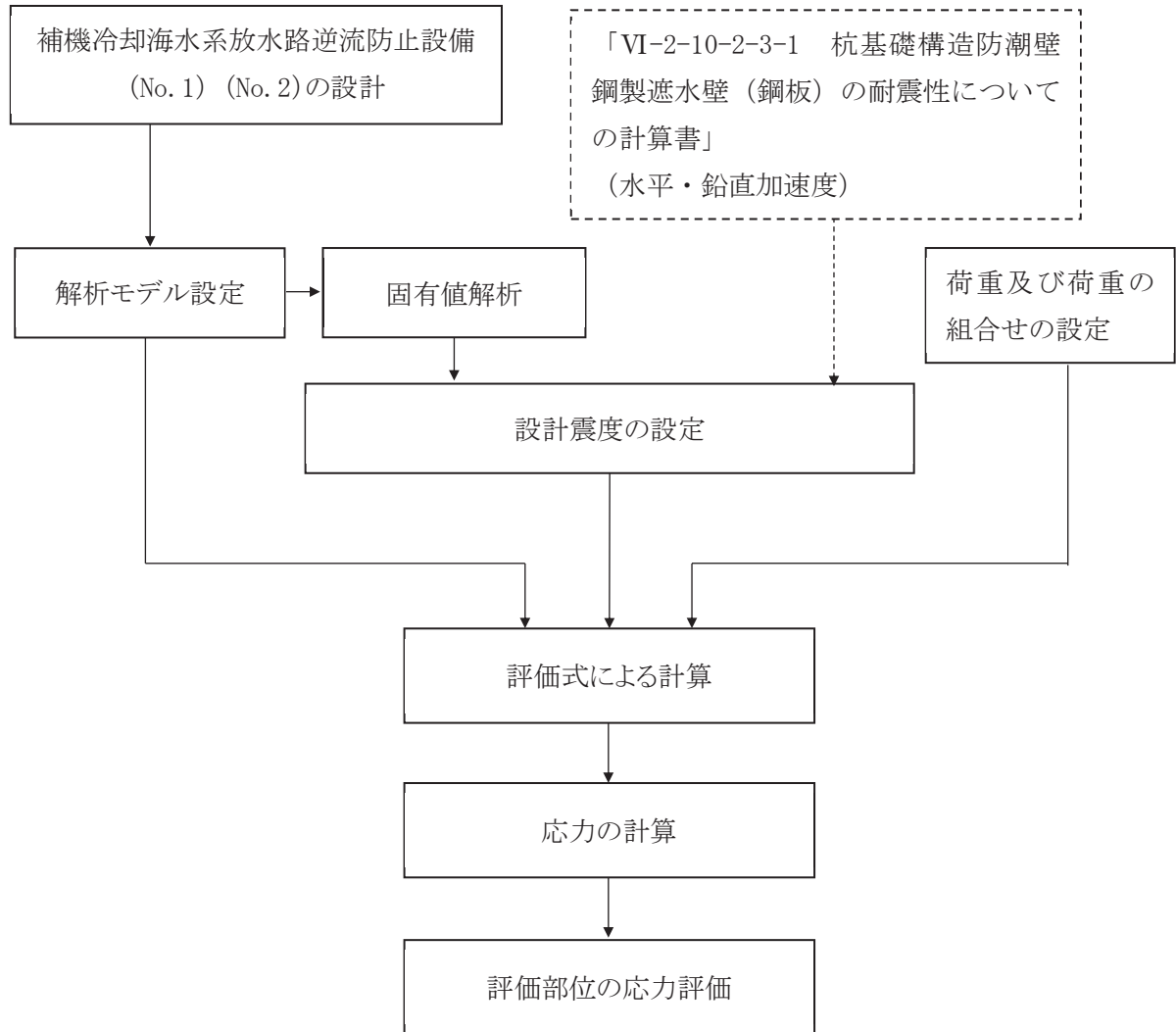


図 2.3-1 耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を表 2.4-1 に示す。

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
許容限界 及び応力 計算	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) 水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平 成 13 年 12 月)	曲げ軸力に対する照査 は，発生応力が，短期 許容応力度以下である ことを確認。 せん断力に対する照査
	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) 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) ((社) ダム・堰施設技術協会 平 成 28 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)	は，発生応力または発 生せん断力が，短期許 容応力度または短期許 容せん断応力度以下で あることを確認。



## 2.5 記号の説明

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	1 次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	主桁の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L <sub>1</sub>	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重 (扉体の自重)	N
K <sub>H</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平方向の設計震度	—
K <sub>V</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による鉛直方向の設計震度	—
W <sub>0</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	主桁に加わる地震による荷重	N
b <sub>s1</sub>	主桁 1 と主桁 2 の間隔	mm
b <sub>s2</sub>	主桁 2 と主桁 3 の間隔	mm
b <sub>s3</sub>	主桁 3 と主桁 4 の間隔	mm
b <sub>s4</sub>	主桁 4 と主桁 5 の間隔	mm
L <sub>s1</sub>	主桁圧縮フランジの固定間隔	mm
Z <sub>2</sub>	主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	主桁のウェブ断面積	mm <sup>2</sup>
B	扉体の水密幅	mm

表 2.5-2(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$q_{s1}$	主桁 1 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s2}$	主桁 2 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s3}$	主桁 3 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s4}$	主桁 4 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s5}$	主桁 5 での発生圧力	$N/mm^2$
$p_3$	補助縦桁に加わる各区分の平均荷重	$N/mm^2$
$a_3$	補助縦桁の主桁間隔	mm
$Z_3$	補助縦桁の断面係数	$mm^3$
$A_{w3}$	補助縦桁のウェブ断面積	$mm^2$
$q_b$	地震動により扉体に加わる最大分布荷重	$N/mm^2$
$D$	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	mm
$S$	戸当り幅	mm
$t_w$	戸当り腹板の板厚	mm
$I_{HSs}$	基準地震動 $S_s$ による水平方向地震荷重	N
$I_{VSs}$	基準地震動 $S_s$ による鉛直方向地震荷重	N
$P_{HS}$	基準地震動 $S_s$ によるヒンジ 1 箇所の水平方向地震荷重	N
$P_{VS}$	基準地震動 $S_s$ によるヒンジ 1 箇所の鉛直方向地震荷重と固定荷重の和	N
$Z_4$	ピンの断面係数	$mm^3$
$A_4$	ピンの断面積	$mm^2$
$L_4$	ピンの支点間長さ	mm
$B_4$	ピンの分布荷重載荷長	mm
$t_5$	ヒンジ (連結部) の板厚	mm
$L_5$	ヒンジ (連結部) の端抜けせん断長さ	mm
$L_6$	アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ	mm
$H_6$	鉛直方向アンカーボルト間距離	mm
$a_6$	アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ	mm
$l_e$	アンカーボルトのコンクリート内への有効埋め込み長さ	mm
$D_A$	頭付きアンカーボルト頭部の直径	mm
$a_P$	近接する 2 本のアンカーボルトの距離	mm
$c$	アンカーボルトのへりあき寸法	mm

### 3. 評価部位

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は、鋼製の扉体 (スキンプレート, 主桁, 側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) で構成されている。耐震評価においては、扉体部の評価部位として、主要部材であるスキンプレート, 主桁及び補助縦桁を、固定部の評価部位としてヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルトを選定するとともに、戸当り部についても評価する。側部縦桁については、「地震時」の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じないため評価を省略する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位を図 3-1 に示す。

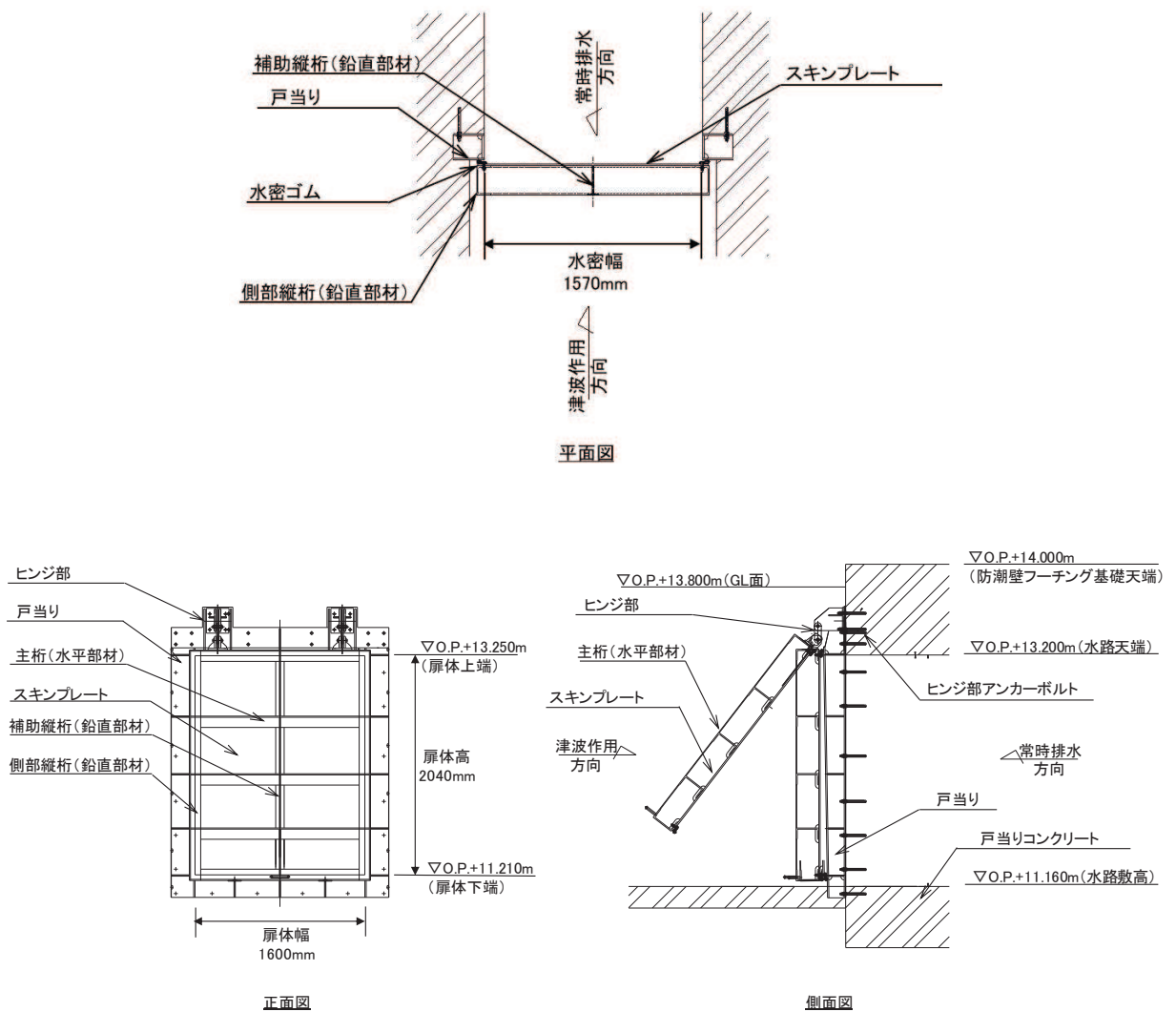


図 3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする両端固定梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、防潮壁と一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### 4.1.1 解析モデル

解析モデルを図 4.1-1 に示す。主要な構造部材である主桁を単純支持梁としてモデル化し、スキンプレート及び補助縦桁等は保守的に考慮しないものとする。

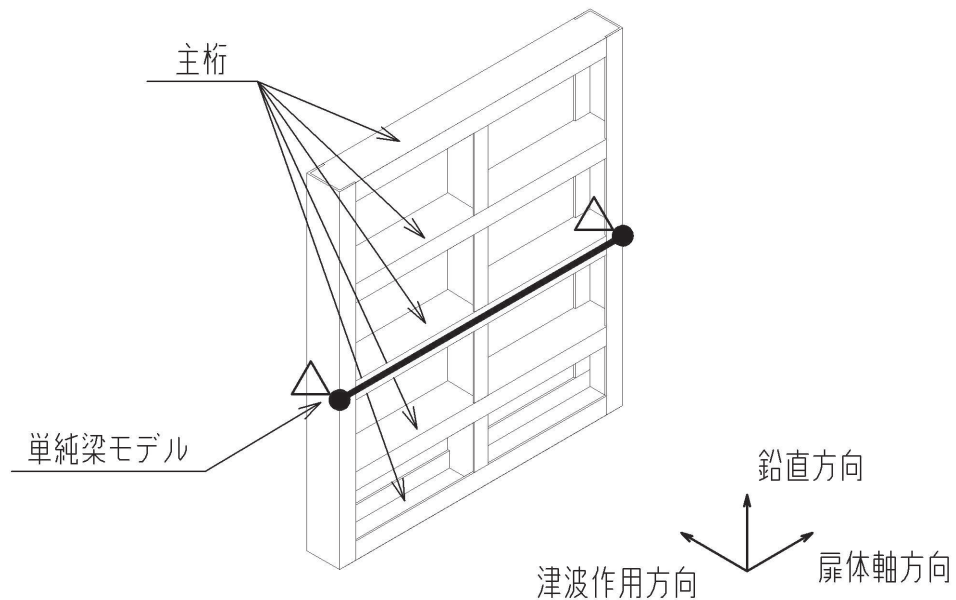


図 4.1-1 両端単純支持梁によるモデル化

##### 4.1.2 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、両端支持梁の1次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L_I^2} \sqrt{\frac{E \times I \times 10^3}{m}}$$

#### 4.1.3 固有周期の計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	1 次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	主桁の断面二次モーメント	$1.155 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.46875	kg/mm
L <sub>1</sub>	主桁の長さ	1600	mm

全主桁の断面二次モーメントは以下により計算を行う。

$$I = I_0 \times 5$$

ここで,

I<sub>0</sub>: 主桁 1 本あたりの断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

主桁の形状は溝形鋼 (CH200×100×10×10) とする。主桁 1 本あたりの断面二次モーメントは日本工業規格 (JIS G 4317) より

$$I_0 = 2.3100 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

以上より,

$$I = 2.3100 \times 10^7 \times 5 = 1.1550 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

#### 4.1.4 固有周期の計算結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算結果を表 4.1-2 に示す。固有周期は, 0.05s 以下であることから, 剛構造である。

表 4.1-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
133	0.0075

ここで, 固有周期は以下により計算を行う。

$$f = \frac{\pi^2}{2 \times \pi \times 1600^2} \sqrt{\frac{1.93 \times 10^5 \times 1.155 \times 10^8 \times 10^3}{0.46875}} = 133 \text{ Hz}$$

$$T = 1 \div 133 = 0.0075 \text{ s}$$

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価は, 添付書類「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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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 荷重の設定

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は, 防潮壁 (鋼製遮水壁 (鋼板)) の補機冷却海水系放水路の開口部に設置されるため, その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。また, 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水の水圧は, 地震による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として, 扉体自重を考慮する。

#### (2) 地震荷重 (S<sub>s</sub>)

地震荷重として, 基準地震動 S<sub>s</sub> による地震力を考慮する。

#### 5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に, 扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	固定荷重 (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・配管自重	—	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		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	補機冷却海水系放水路を常時流下する放水による水圧は、地震による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	地震荷重 (地震力)	○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。	

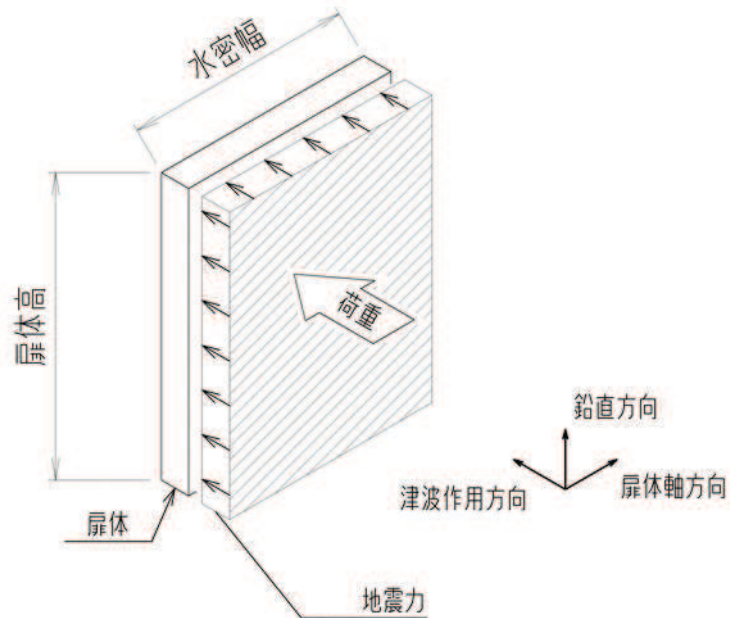


図 5.2-1 扉体に作用する荷重の概念図

### 5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 5.3.1 使用材料

補機冷却海水系放水路逆流防止設備を構成するスキンプレート、主桁、補助縦桁、固定ボルトの使用材料を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SUS316L	PL12mm
主桁	SUS316L	CH200×100×10×10
補助縦桁	SUS316L	BT 200×75×6×6 (溶接構造)
ヒンジ	SUS316L	PL20mm×1 枚(連結部) PL16mm×2 枚(扉体部) PL16mm×2 枚(固定部)
アンカーボルト	SUS316L	頭付きアンカーボルト (M20)
戸当り	SUS316L	PL12mm (腹板) $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ (コンクリート)

#### 5.3.2 許容限界

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の各部材の許容値は、評価対象部位ごとに、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に規定される許容応力度を用いる。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界を表 5.3-2 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件を表 5.3-3, 表 5.3-4 に、補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果を表 5.3-5, 表 5.3-8 にそれぞれ示す。



表 5.3-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界

許容限界*1			
曲げ	引張	せん断	支圧
$1.5 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.5 \sigma_{at}^{*2}$	$1.5 \tau_a^{*2}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2}$

注記 \*1: 地震後、津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

\*2: 扉体の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5.3-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_a^{*1,2,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{as}^{*1,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )
スキンプレート	SUS316L	88	—	—	—
主桁	SUS316L	88	—	51	—
補助縦桁	SUS316L	88	—	51	—
ヒンジ	SUS316L	88	88	51	—
吊りピン	SUS316L	88	—	51	—
戸当り	SUS316L	—	88	—	—
戸当りコンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 \*1:  $\sigma_{ab}$ : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$ : 許容引張応力度,  $\tau_a$ : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$ : 許容支圧応力度を示す。

\*2: 鋼材の各許容応力度の値は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づく。

\*3: コンクリートの許容応力度の値は、「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) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)」に基づく。

表 5.3-4 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界評価条件

評価部位	材料	$\sigma_Y^{*1,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )
アンカーボルト	SUS316L	175

注記 \*1:  $\sigma_Y$ : 耐力を示す。

\*2: アンカーボルトの耐力の値は、「J I S G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」に基づく。

表 5.3-5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界算出結果

評価部位	許容応力				
	短期許容応力度				
	曲げ (N/mm <sup>2</sup> )	引張/圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 (N/mm <sup>2</sup> )	支圧 (N/mm <sup>2</sup> )	合成応力 (-)
スキンプレート	132	—	—	—	—
主桁	125* <sup>1</sup>	—	76	—	1.1
補助縦桁	125* <sup>1</sup>	—	76	—	1.1
ヒンジ	132	132	76	—	—
吊りピン	132	—	76	—	1.1
戸当り	—	132* <sup>2</sup>	—	—	—
戸当り コンクリート	—	—	0.6	8.8	—

注記 \*1: 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 (社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき, 許容曲げ応力度に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。各圧縮フランジの固定間隔のモデル図について図 5.3-1 に示す。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = 88 \times 1.5 = 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = \left( 88 - 0.7 \left( K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

ただし  $\frac{A_w}{A_c} < 2$  の場合  $K = 2$

ここに,  $L$  : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)  
 $b$  : 圧縮フランジ幅 (mm)  
 $A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>)

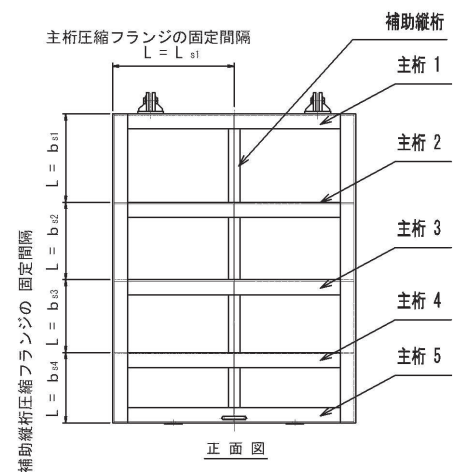


図 5.3-1 圧縮フランジの固定間隔のモデル図及び許容曲げ圧縮応力度算定式

\*2: 戸当りの照査に用いる腹板の許容軸方向圧縮応力度は, 構造上躯体に固定されており座屈に対する許容応力度の低減検討が必要ないことから, 許容軸方向引張応力度の数値を使用する。

(主桁の許容応力)

主桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-6 に示す。

表 5.3-6 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	800	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	1800	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	1000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w / A_c = 1800 / 1000 = 1.80 \quad \therefore A_w / A_c < 2$$

ここで、係数Kについては  $A_w / A_c < 2$  の場合  $K = 2$  であることから、

$$K = 2$$

$$10 / K = 10 / 2.00 = 5$$

$$L / b = 800.0 / 100 = 8$$

$$\therefore L / b > 10 / K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L / b - 10)) \times 1.5 &= (88 - 0.70 \times (2 \times 8 - 10)) \times 1.5 \\ &= 83.80 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.70 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力は保守的に許容値が最も小さくなるよう固定間隔の最も大きい主桁 1~2 間の補助縦桁において算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-7 に示す。

表 5.3-7 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	585	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	1164	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	450	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 1164.0/450.00 = 2.59 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w/(2 \times A_c)} = \sqrt{3 + 2.59 \div 2} = 2.07$$

$$10/K = 10/2.07 = 4.83$$

$$L/b = 585/75 = 7.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} \left( \sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L/b - 10) \right) \times 1.5 &= \left( 88 - 0.70 \times (2.07 \times 7.8 - 10) \right) \times 1.5 \\ &= 83.70 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.55 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

表 5.3-8 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界算出結果

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	$4.28 \times 10^4$	$3.00 \times 10^4$	1.0
コンクリートの コーン状破壊	$1.89 \times 10^5$	$1.19 \times 10^5$	—

注記 \*1: アンカーボルトに対する許容引張力, 許容せん断力及び合成応力の許容値は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)」に基づき算出する。

\*2: アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)」に基づき以下の式により算出する。

(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times {}_s \sigma_{pa} \times {}_s c a$$

$${}_s \sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで, 各記号の定義及び数値を表 5.3-9 に示す。

表 5.3-9 アンカーボルトの許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{a1}$	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
${}_s \sigma_{pa}$	アンカーボルトの許容引張応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
${}_s c a$	ねじの有効断面積	245	mm <sup>2</sup>

よって,

$$P_{a1} = \phi_1 \times {}_s \sigma_{pa} \times {}_s c a = 1 \times 175 \times 245 = 42.88 \times 10^3 \text{N} = 4.28 \times 10^4 \text{N}$$

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_{sc}a$$

$${}_s\sigma_{qa} = 0.7\sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-10 に示す。

表 5.3-10 アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元

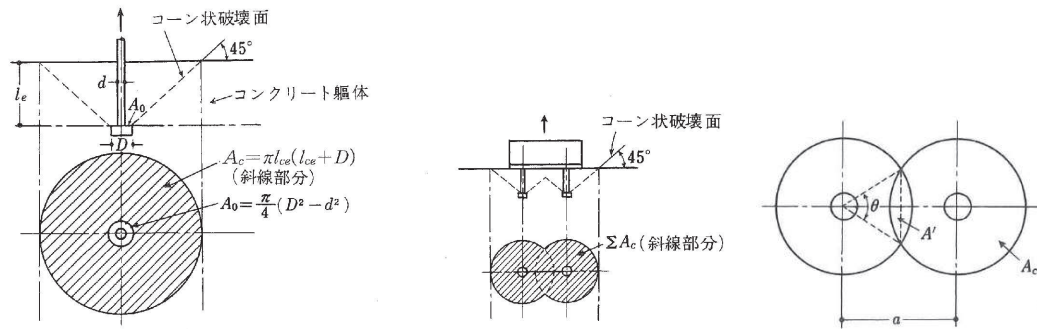
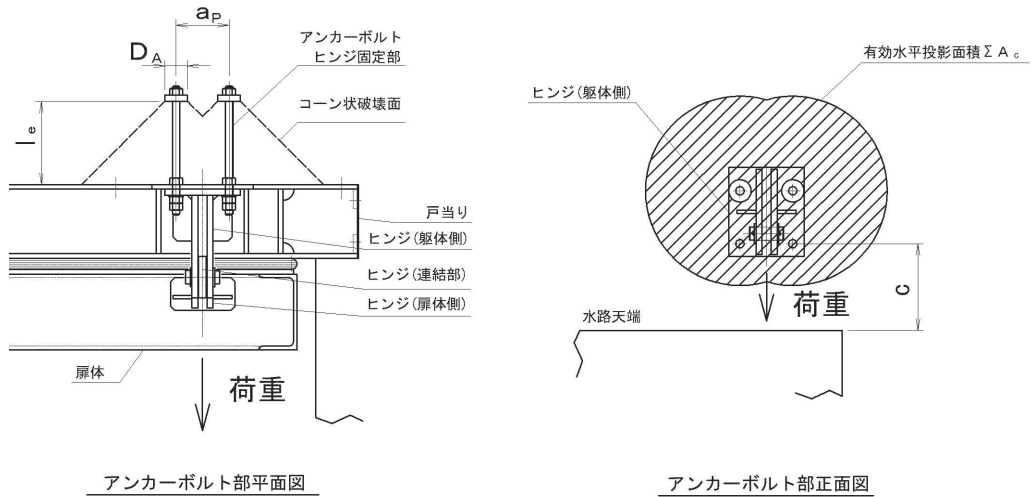
記号	定義	数値	単位
$Q_{a1}$	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
${}_s\sigma_{qa}$	アンカーボルトの許容せん断応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
${}_{sc}a$	ねじの有効断面積	245	mm <sup>2</sup>

よって、

$$Q_{a1} = \phi_1 \times {}_s\sigma_{qa} \times {}_{sc}a = 1 \times 0.7 \times 175 \times 245 = 30.01 \times 10^3 \text{N} = 3.00 \times 10^4 \text{N}$$

(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。コーン状破壊面の概要及び有効投影面積の計算モデルについて図 5.3-2 に示す。



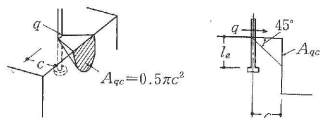
引張力に対するコーン状破壊面

(1)1本の場合

(2)複数本の場合

アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積の算定方法概要

有効水平投影面積の算定方法概要



せん断力に対するコーン状破壊面

図 5.3-2 コンクリートのコーン状破壊のモデル図及び耐力算定式

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 5.3-11 に示す。

$$P_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_t \times A_c \quad (\text{N})$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f'_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$A_c = \Sigma A_c \div 2 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\Sigma A_c = \left( 2\pi - \frac{\theta}{180} \pi + \sin \theta \right) \left( l_e + \frac{D_A}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} \pi D_A^2 \quad (\text{mm}^2)$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \frac{a_p}{2 l_e + D_A} \quad ^\circ$$

表 5.3-11 コンクリートのコーン状破壊に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{a2}$	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容引張力	—	N
$\phi_2$	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
$c \sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\Sigma A_c$	アンカーボルト 2 本のコーン状破壊面の有効水平投影面積	—	mm <sup>2</sup>
$A_c$	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊面の有効水平投影面積	—	mm <sup>2</sup>
$f'_{ck}$	コンクリートの設計基準強度	50	N/mm <sup>2</sup>
$\theta$	近接して設けたアンカーボルトの有効水平投影面積が互いに重なるとき、その円の中心と 2 つの円周の交点がもたらす角度	—	°
$D_A$	頭付きアンカーボルト頭部の直径	60	mm
$l_e$	アンカーボルトのコンクリート内への有効埋め込み長さ	220	mm
$a_p$	近接する 2 本のアンカーボルトの距離	140	mm



よって,

$$\sigma_t = 0.31 \times \sqrt{50} = 2.192 \text{ N/mm}^2$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \frac{140}{2 \times 220 + 60} = 147.480^\circ$$

$$A_c = \left( \left( 2\pi - \frac{147.480}{180} \pi + \sin 147.480^\circ \right) \times \left( 220 + \frac{60}{2} \right)^2 - \frac{1}{2} \pi \times 60^2 \right) \div 2$$

$$= (4.2468 \times 62500 - 5654.9) \div 2 = 2.5977 \times 10^5 \div 2 = 1.29885 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$P_{a2} = 2 \div 3 \times 2.192 \times 129885 = 1.898 \times 10^5 \text{ N} = 1.89 \times 10^5 \text{ N}$$

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 5.3-12 に示す。

$$Q_{a2} = \phi_2 \times {}_c \sigma_t \times A_{qc} \quad (\text{N})$$

$${}_c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f'_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$A_{qc} = 0.5 \pi c^2 \quad (\text{mm}^2)$$

表 5.3-12 コンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$Q_{a2}$	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容せん断力	—	N
$\phi_2$	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
${}_c \sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	—	N/mm <sup>2</sup>
$A_{qc}$	せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積	—	mm <sup>2</sup>
$f'_{ck}$	コンクリートの設計基準強度	50	N/mm <sup>2</sup>
$c$	アンカーボルトのへりあき寸法	228	mm

よって,

$${}_c \sigma_t = 0.31 \times \sqrt{50} = 2.192 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times 228^2 = 81656 \text{ mm}^2$$

$$Q_{a2} = \phi_2 \times {}_c \sigma_t \times A_{qc} = 2 \div 3 \times 2.192 \times 81656 = 1.193 \times 10^5 \text{ N} = 1.19 \times 10^5 \text{ N}$$

#### 5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設計震度は，添付書類「VI-2-10-2-3-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書」に示す鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における，ゲート固定部の最大応答加速度に基づき設定する。補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の設計震度を表5.4-1に，断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置を図5.4-1に示す。

表 5.4-1 設計震度

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び床面高さ (m)	地震による設計震度*	
				水平方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
補機冷却海水系放水路逆流防止設備	$S_s - D 2$ (++)	地盤ばらつき $-1\sigma$	防潮壁 (第2号機放水立坑)	水平方向 $K_H$	2.6
	$S_s - D 2$ (++)	地盤ばらつき $-1\sigma$	0.P. +11.160m (水路敷高)	鉛直方向 $K_V$	0.7

注記 \* : 「4. 固有周期」より，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

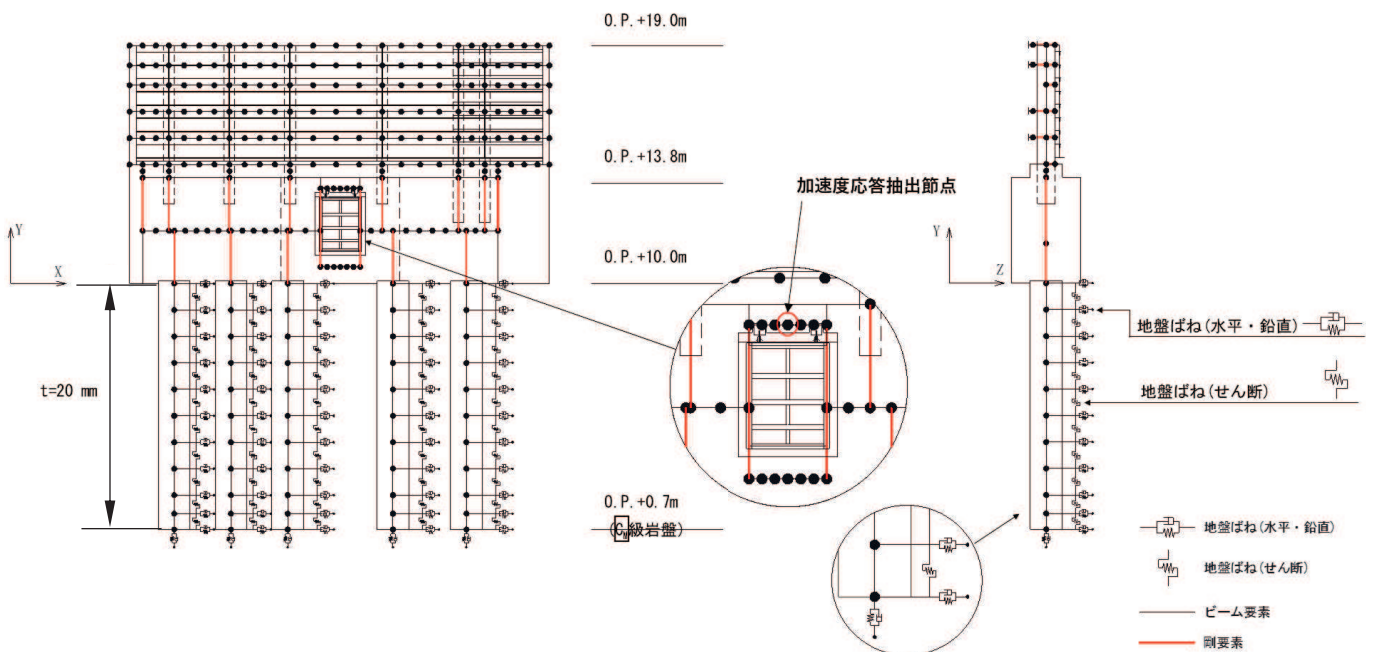


図5.4-1 鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置

なお、加速度応答は、別途、防潮壁の耐震評価において評価対象断面として選定している鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦の地震応答解析結果より抽出する。

断面⑦は、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）を支持する断面であるが、「5.10 津波防護施設的设计における評価対象断面の選定について」に示すとおり、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）を支持する断面位置との地盤応答の比較により、地盤（フーチング下面）の加速度応答が大きいため、上部工へ作用する地震荷重（慣性力）が大きくなると想定されることから選定している評価対象代表断面である。また、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）と補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）は構造仕様が同じとなっている。

よって、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）の設計用地震力を用いた評価により、（No. 1）及び（No. 2）の評価を代表させる。

各断面の地質構造を図5.4-2に、各断面のフーチング下面位置における加速度応答を表5.4-2に示す。

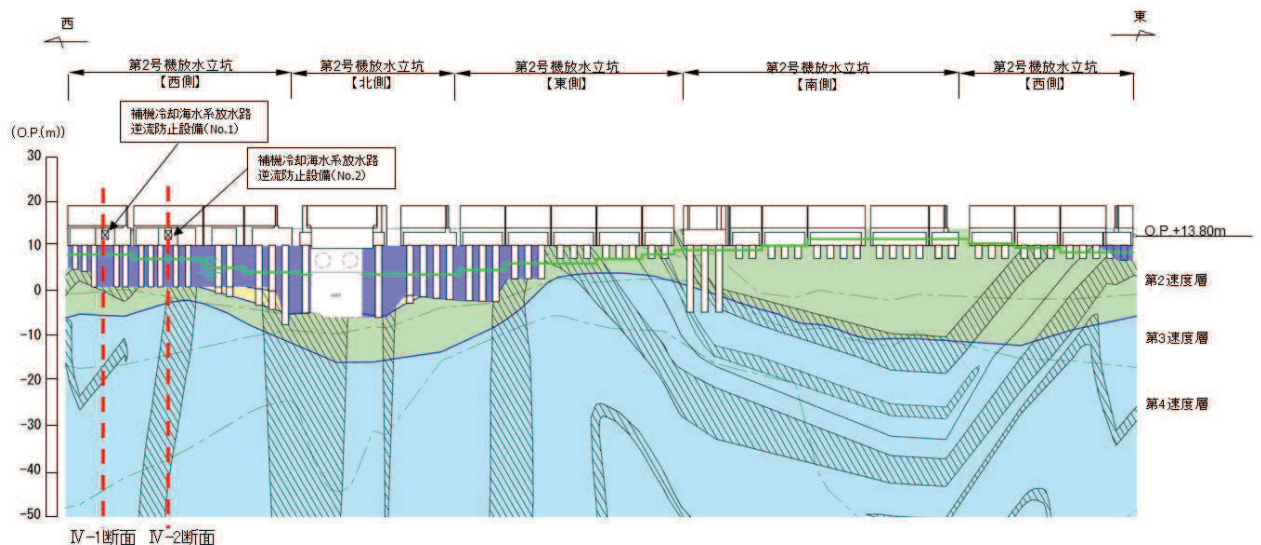


図5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の地質構造

表 5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の自由地盤応答（フーチング下面）の比較結果

断面	最大応答加速度 ( $\text{cm}/\text{sec}^2$ )	備考
IV-1 断面 (No. 1)	1114 (Ss-D2)	
IV-2 断面 (No. 2)	1186 (Ss-D2)	鋼製遮水壁（鋼板） 断面⑦

また、扉体及び固定部は横断方向(水平方向)及び鉛直方向について振動が生じる構造ではないことから、防潮壁一体の剛体として評価するものの、念のため振動が生じた場合(開門時)を想定した最大応答加速度を確認する。

開門時の扉体の固有周期Tは、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化し算出する。解析モデル図を図 5.4-3 に示す。

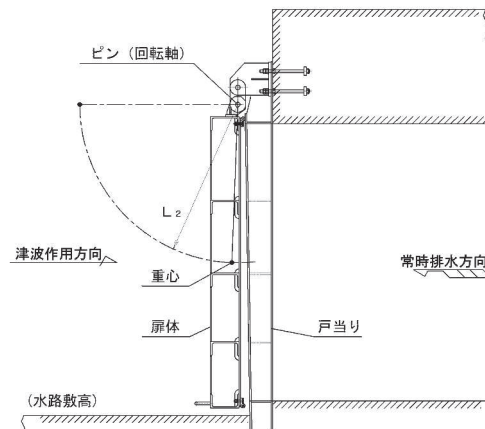


図5.4-3 解析モデル図

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1 / f$$

ここで、L:振り子の長さ(=1108 mm)

計算の結果、開門時の固有周期は T=2.12 s となり、0.05s 以上であることから、添付書類「V2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮し最大応答加速度を算定する。

設計用床応答曲線を図 5.4-4 に示す。

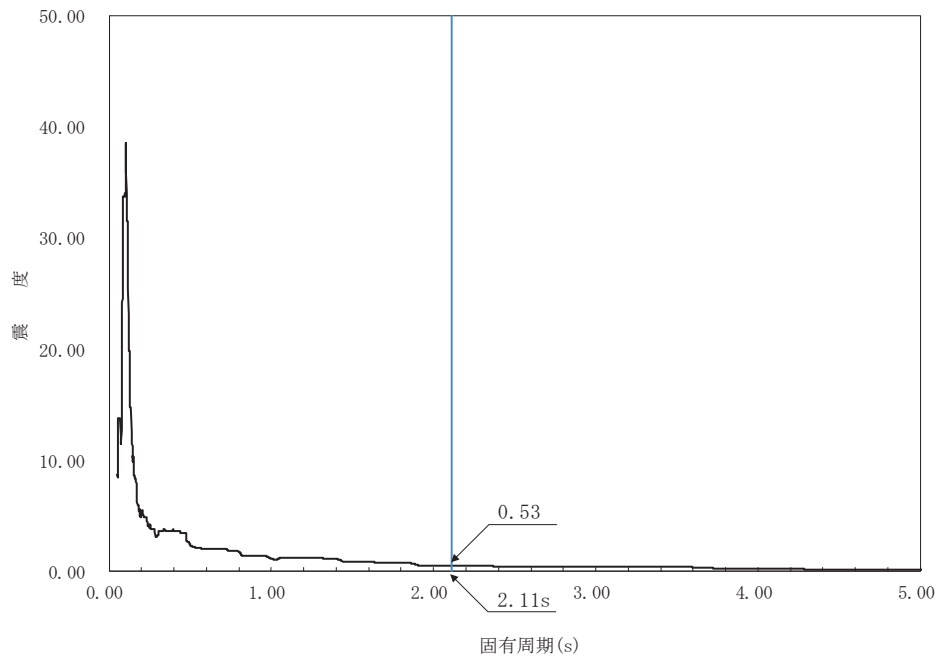


図5.4-4 鋼製遮水壁（鋼板）（断面⑦）における設計用床応答曲線

以上より、固有周期 2.11s における最大応答震度は 0.53 となり、開門時の設計用地震力は閉門時の設計用地震力よりも小さいことを確認した。

よって、各応力計算においては、表 5.4-1 に示す閉門時の設計震度を用いて評価する。

## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### 5.5.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき，4 辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$

$\sigma$  : 板に生じる最大応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1 / a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

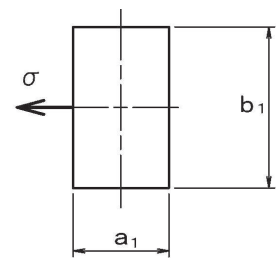
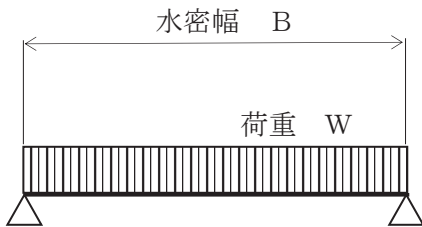


図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

### 5.5.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.5-2 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.5-3 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{M a x} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{M a x} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{M a x}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{M a x}}{A_{w 2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

W : 主桁に加わる地震による荷重 (N)

R : 主桁に加わる地震による線荷重 (N/mm)

$M_{M a x}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{M a x}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : 合成応力度

$\sigma_a$  : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

B : 水密幅 (mm)

$Z_2$  : 主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w 2}$  : 主桁のウェブ断面積 (mm<sup>2</sup>)

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式



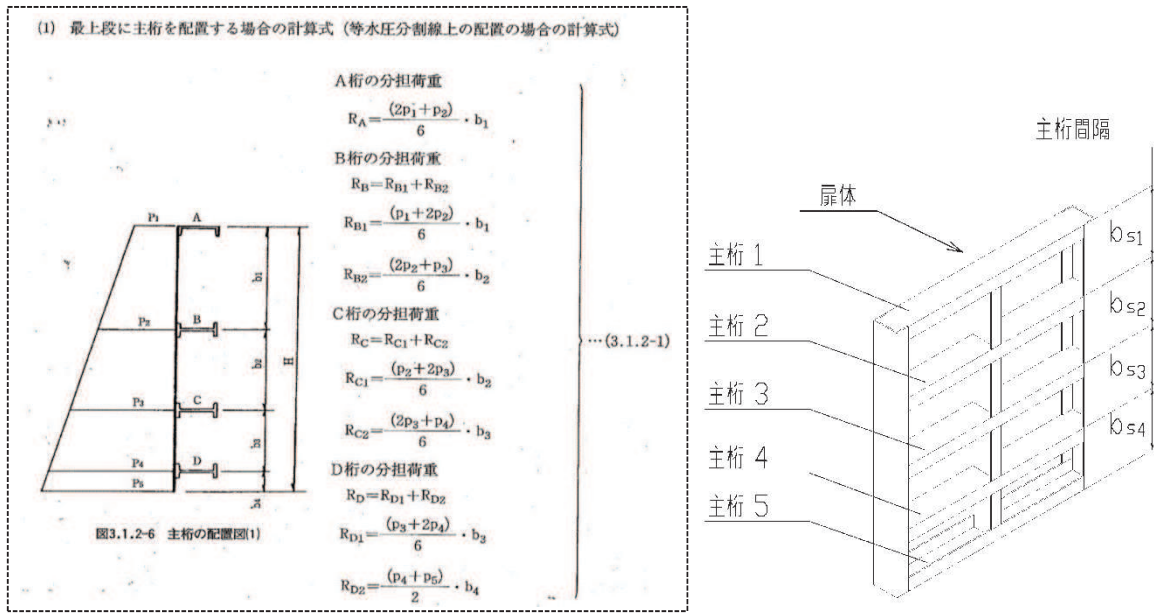


図 5.5-3 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1~5 がそれぞれ分担する線荷重  $R_1 \sim R_5$  を求める式を得る。

$$\begin{aligned} \text{主桁 1 : } R_1 &= \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1} & b_{s1} : \text{主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)} \\ \text{主桁 2 : } R_2 &= \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} & b_{s2} : \text{主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)} \\ &+ \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2} & b_{s3} : \text{主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)} \\ \text{主桁 3 : } R_3 &= \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} & b_{s4} : \text{主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)} \\ &+ \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3} & q_{s1} : \text{主桁 1 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ \text{主桁 4 : } R_4 &= \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} & q_{s2} : \text{主桁 2 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ &+ \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4} & q_{s3} : \text{主桁 3 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ \text{主桁 5 : } R_5 &= \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4} & q_{s4} : \text{主桁 4 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \\ & & q_{s5} : \text{主桁 5 での発生圧力 (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 5.5.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-4 に示す。

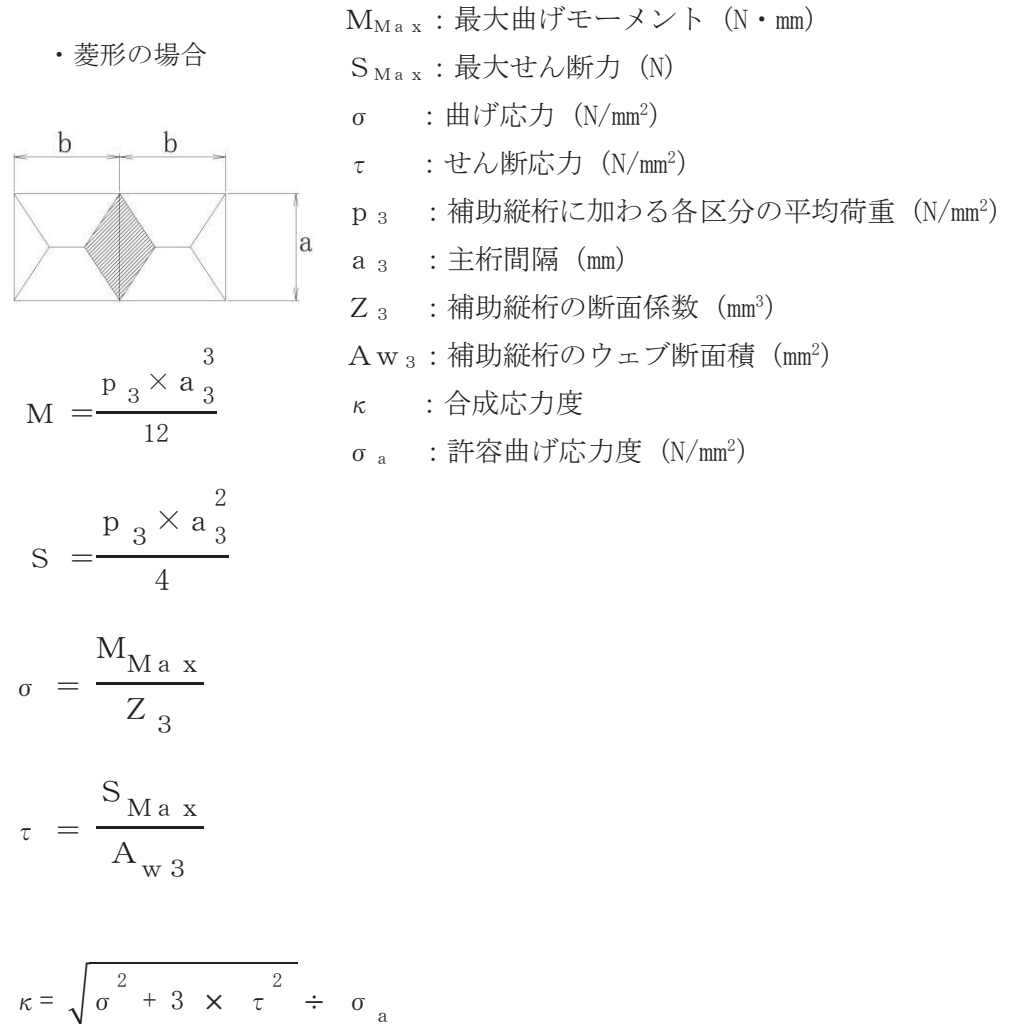


図 5.5-4 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

#### 5.5.4 ヒンジ部

ヒンジ部の構造概要を図5.5-5に、ヒンジに作用する荷重の計算モデルを図5.5-6に示す。ヒンジ部の評価は、「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）（社）ダム・堰施設技術協会 平成28年3月」のピン接合として、ヒンジピン、ヒンジ及びアンカーボルトについて評価を行う。

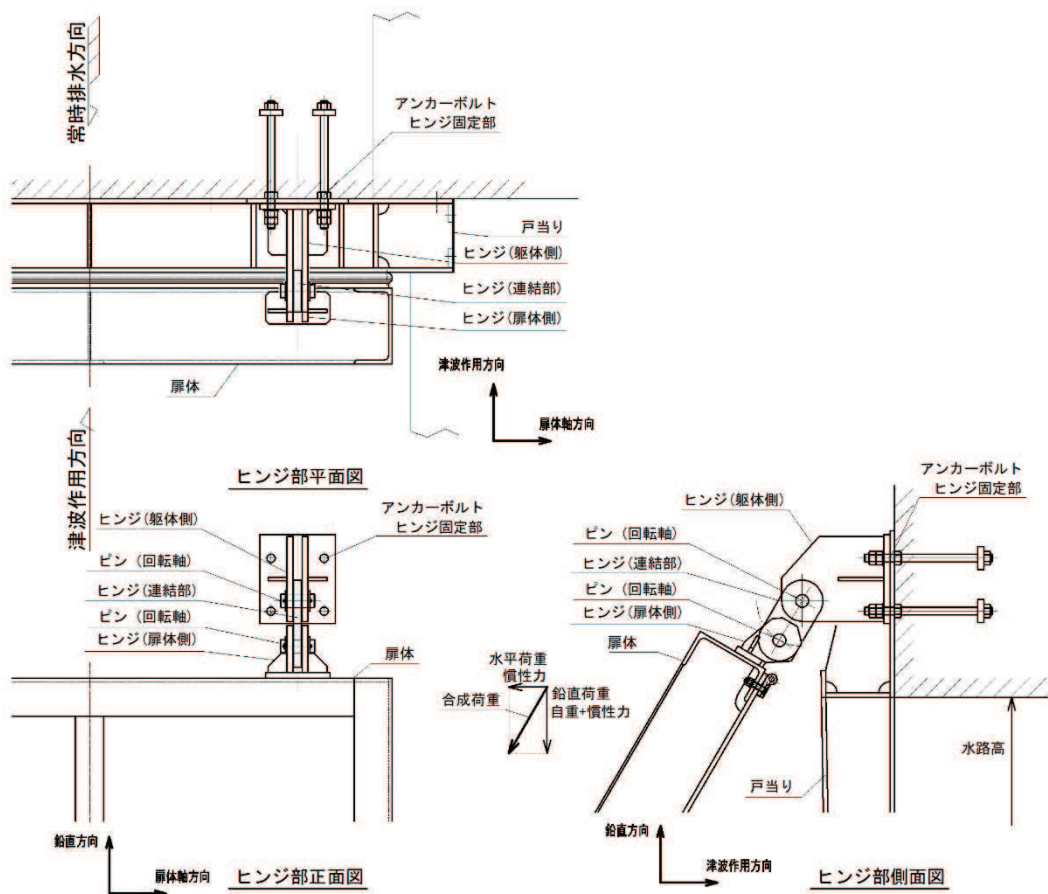
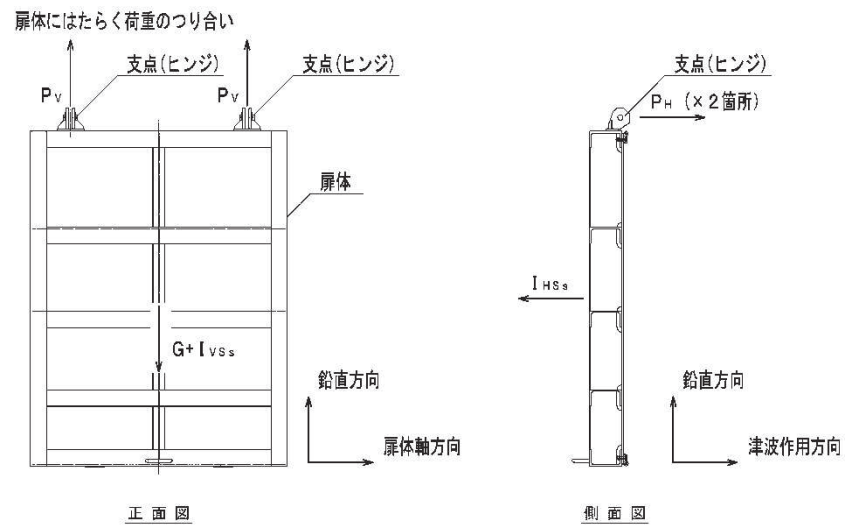


図 5.5-5 ヒンジ部の構造概要



$$P_H = I_{HS_s} \div 2$$

$$P_V = (G + I_{VS_s}) \div 2$$

$$I_{HS_s} = G \times K_H$$

$$I_{VS_s} = G \times K_V$$

ここに,

$P_H$ : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)

$P_V$ : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)

$I_{HS_s}$ : 水平方向地震荷重 (N)

$G$ : 扉体自重 (N)

$I_{VS_s}$ : 鉛直方向地震荷重 (N)

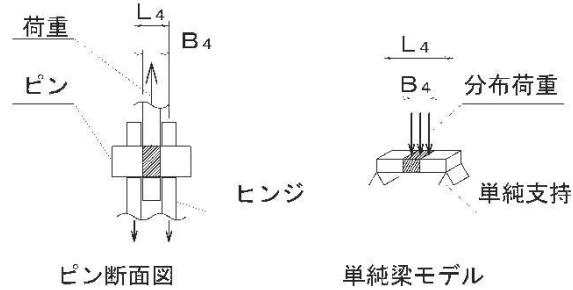
$K_H$ : 基準地震動  $S_s$  による水平方向設計震度

$K_V$ : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向設計震度

図 5.5-6 ヒンジ部に作用する荷重の計算モデル

(1) 吊りピン

吊りピンに発生する曲げ応力度，せん断応力度，合成応力度が，許容限界以下となることを確認する。ピンのモデル図及び応力算定式を図5.5-7に示す。



$$M_H = \frac{P_H \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$$

$$M_V = \frac{P_V \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_H = \frac{P_H}{2}$$

$$S_V = \frac{P_V}{2}$$

$$\sigma_H = \frac{M_H}{Z_4}$$

$$\sigma_V = \frac{M_V}{Z_4}$$

$$\tau_H = \frac{S_H}{A_4}$$

$$\tau_V = \frac{S_V}{A_4}$$

$$\Sigma |\sigma| = |\sigma_H| + |\sigma_V|$$

$$\Sigma |\tau| = |\tau_H| + |\tau_V|$$

$$\kappa = \sqrt{\Sigma |\sigma|^2 + 3 \times \Sigma |\tau|^2} \div \sigma_a$$

ここに，

$P_H$ ：ヒンジ1箇所への水平方向荷重

$P_V$ ：ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重

$Z_4$ ：ピンの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_4$ ：ピンの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$L_4$ ：ヒンジの板厚中心間距離 (mm)

$B_4$ ：荷重の載荷長さ (mm)

$M_H$ ：水平方向荷重による曲げモーメント (N・mm)

$M_V$ ：鉛直方向荷重による曲げモーメント (N・mm)

$S_H$ ：水平方向荷重によるせん断力 (N)

$S_V$ ：鉛直方向荷重によるせん断力 (N)

$\sigma_H$ ：水平方向荷重による曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_V$ ：鉛直方向荷重による曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_H$ ：水平方向荷重によるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_V$ ：鉛直方向荷重によるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\Sigma |\sigma|$ ：曲げ応力度の合計値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\Sigma |\tau|$ ：せん断応力度の合計値 (N/mm<sup>2</sup>)

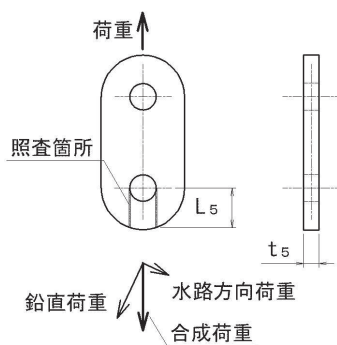
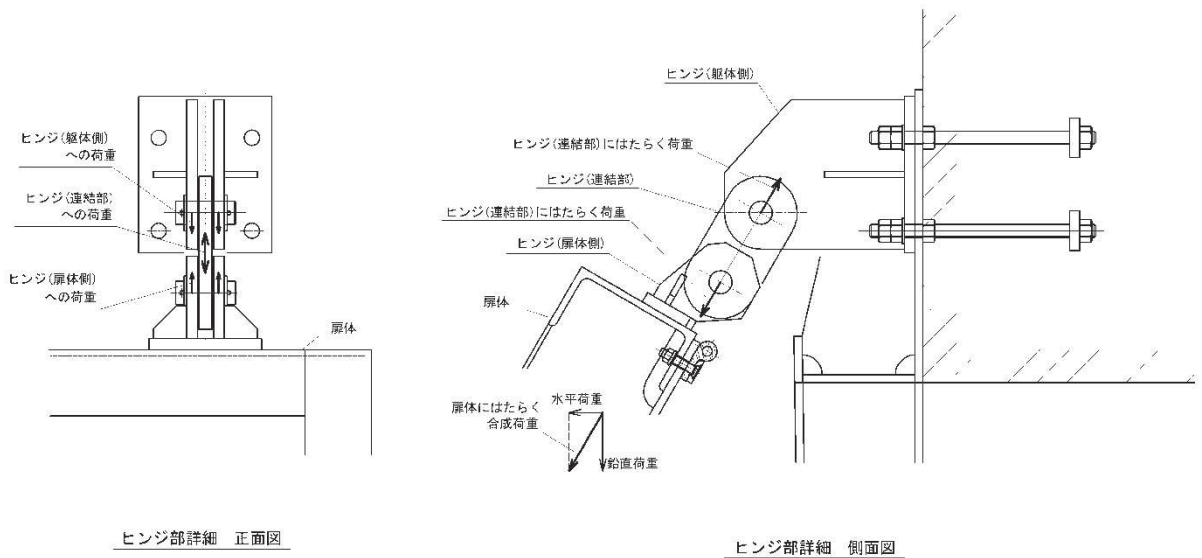
$\kappa$ ：合成応力度

$\sigma_a$ ：許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-7 吊りピンの構造概要及び応力算定式

(2) ヒンジ

ヒンジの扉体部側及び固定部側とその連結部のうち、作用荷重が最も大きくなる連結部のピン穴周りのせん断応力度が、許容限界以下となることを確認する。連結部のピン穴周りのせん断応力度のモデル図及び応力算定式を図 5.5-8 に示す。



$$\tau = \frac{\sqrt{P_H^2 + P_V^2}}{2 \times L_5 \times t_5}$$

ここに、

$P_H$  : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

$P_V$  : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

$t_5$  : ヒンジ (連結部) の板厚 (mm)

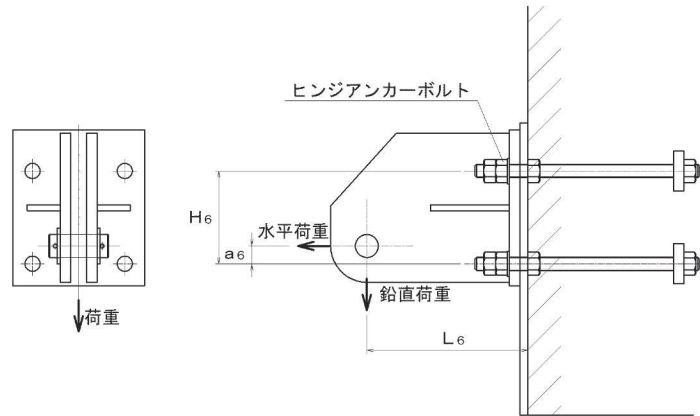
$L_5$  : ピン穴周りの端抜けせん断長さ (mm)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-8 ヒンジ (連結部) の構造概要及びせん断応力算定式

(3) アンカーボルト

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びコンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図5.5-9に示す。



$$P_6 = |P_H| \times \frac{a_6}{H_6} \div 2 + |P_V| \times \frac{L_6}{H_6} \div 2$$

$$Q_6 = |P_V| \div 4$$

$$\kappa = \left( \frac{P_6}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{Q_6}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

$P_H$  : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)

$P_V$  : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)

$P_6$  : アンカーボルト1本にはたらく引張力 (N)

$Q_6$  : アンカーボルト1本にはたらくせん断力 (N)

$L_6$  : アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ (mm)

$H_6$  : 鉛直方向アンカーボルト間距離 (mm)

$a_6$  : アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ (mm)

$\kappa$  : アンカーボルトの合成応力

$P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)

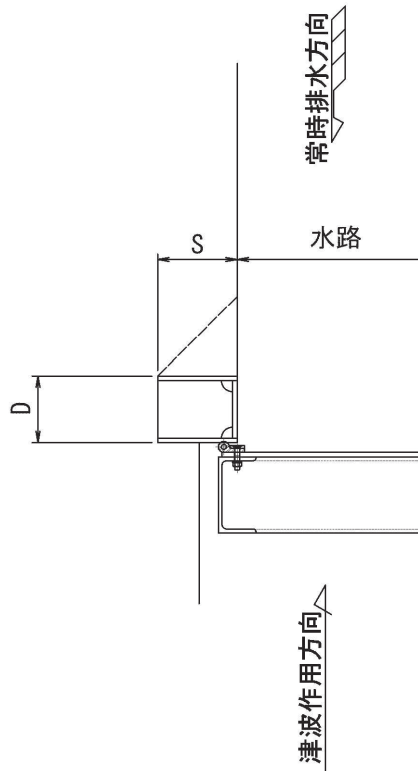
$Q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.5-9 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

### 5.5.5 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（社）水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-10 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

$q_b$  : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

$B$  : 扉体水密幅 (mm)

$S$  : 戸当り幅 (mm)

$\sigma_{bk}$  : コンクリート支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : コンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

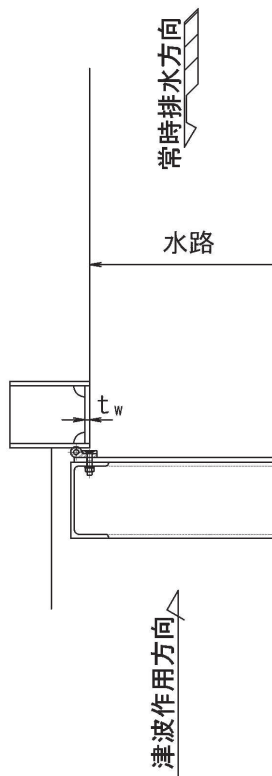
図 5.5-10 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式



### 5.5.6 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、扉体からコンクリートに加わる最大圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5.5-11 に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

$q_b$  : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 水密幅 (mm)

$t_w$  : 戸当り腹板の板厚 (mm)

$\sigma_{bw}$  : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-11 戸当りのモデル図及び応力算定式

## 5.6 計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件 (1/3)

スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, ヒンジ及び吊りピンの材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体高 H <sub>p</sub> (mm)	水の単位体積重量 W <sub>o</sub> (N/mm <sup>3</sup> )
SUS316L	$7.355 \times 10^3$	$2.040 \times 10^3$	$1.01 \times 10^{-5}$
スキンプレートの辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数 k	スキンプレートの短辺 a <sub>1</sub> (mm)	スキンプレートの長辺 b <sub>1</sub> (mm)	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 P (N/mm <sup>2</sup> )
42.74	585	800	$2.44 \times 10^{-3}$
スキンプレートの板厚 t <sub>1</sub> (mm)	主桁に加わる扉体自重による荷重 W (N)	水密幅 B (mm)	主桁の断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )
12	$5.13 \times 10^3$	$1.570 \times 10^3$	$2.3100 \times 10^5$
主桁のウェブ断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )	主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 b <sub>s1</sub> (mm)	主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 b <sub>s2</sub> (mm)	主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 b <sub>s3</sub> (mm)
$1.8000 \times 10^3$	585	510	480

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件 (2/3)

主桁 4, 主桁 5 の 桁間隔 $b_{s4}$ (mm)	主桁圧縮フランジの 固定間隔 $L_{s1}$ (mm)	主桁 1 での発生圧力 $q_{s1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 2 での発生圧力 $q_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )
465	800	$5.97 \times 10^{-3}$	$5.97 \times 10^{-3}$

主桁 3 での発生圧力 $q_{s3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 4 での発生圧力 $q_{s4}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 5 での発生圧力 $q_{s5}$ (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 $a_3$ (mm)
$5.97 \times 10^{-3}$	$5.97 \times 10^{-3}$	$5.97 \times 10^{-3}$	585

補助縦桁の断面係数 $Z_3$ (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の ウェブ断面積 $A_{w3}$ (mm <sup>2</sup> )	補助縦桁に加わる 各区分の平均荷重 $p_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	ピンの断面係数 $Z_4$ (mm <sup>3</sup> )
$5.5232 \times 10^4$	$1.1640 \times 10^3$	$5.97 \times 10^{-3}$	$4.2092 \times 10^3$

ピンの断面積 $A_4$ (mm <sup>2</sup> )	ピンの支点間長さ $L_4$ (mm)	ピンの分布荷重 載荷長 $B_4$ (mm)	ヒンジ (連結部) の 板厚 $t_5$ (mm)
$9.6211 \times 10^2$	40	20	20

ヒンジ (連結部) の 端抜けせん断長さ $L_5$ (mm)	アンカーボルト基部 からピン穴中心の 水平方向長さ $L_6$ (mm)	鉛直方向アンカー ボルト間距離 $H_6$ (mm)	アンカーボルトから ピン穴中心までの 鉛直方向長さ $a_6$ (mm)
52.057	244	140	27

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件 (3/3)

アンカーボルトの コンクリートへの 有効埋め込み長さ $l_e$ (mm)	頭付きアンカー ボルト頭部の直径 $D_A$ (mm)	水平方向アンカー ボルト間距離 $a_P$ (mm)	アンカーボルトの へりあき寸法 $c$ (mm)
220	60	140	228

扉体への地震による 最大分布荷重 $q_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート面より 戸当り底面までの 深さ $D$ (mm)	戸当り幅 $S$ (mm)	戸当り腹板の板厚 $t_w$ (mm)
$5.97 \times 10^{-3}$	159	210	12

## 5.7 応力計算

各評価対象部位に加わる応力等の計算結果を示す。

応力計算に用いる、基準地震動  $S_s$  による水平方向地震荷重  $I_{HS_s}$ 、鉛直方向地震荷重  $I_{VS_s}$  及び単位面積当たりの水平方向地震荷重  $i_{HS_s}$  は以下の式により算出する。

$$I_{HS_s} = G \times K_H$$

$$I_{VS_s} = G \times K_V$$

$$i_{HS_s} = \frac{G}{H_p \times B} \times K_H$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1  $S_s$  地震荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$I_{HS_s}$	基準地震動 $S_s$ による水平方向地震荷重	—	N
$I_{VS_s}$	基準地震動 $S_s$ による鉛直方向地震荷重	—	N
$i_{HS_s}$	基準地震動 $S_s$ による単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$K_H$	基準地震動 $S_s$ による水平方向の設計震度	2.6	—
$K_V$	基準地震動 $S_s$ による鉛直方向の設計震度	0.7	—
$G$	固定荷重 (扉体の自重)	$7.355 \times 10^3$	N
$H_p$	扉体の高さ	$2.040 \times 10^3$	mm
$B$	扉体の水密幅	$1.570 \times 10^3$	mm

よって、

$$I_{HS_s} = 7.355 \times 10^3 \times 2.6 = 19123 = 1.9123 \times 10^4 \text{ N}$$

$$I_{VS_s} = 7.355 \times 10^3 \times 0.7 = 5148.5 = 5.1485 \times 10^3 \text{ N}$$

$$i_{HS_s} = \frac{7.355 \times 10^3}{2.040 \times 10^3 \times 1.570 \times 10^3} \times 2.6 = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

### 5.7.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、4 辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-1 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$

- $\sigma$  : 板に生じる最大応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数  
 $a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)  
 $b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)  
 $P$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

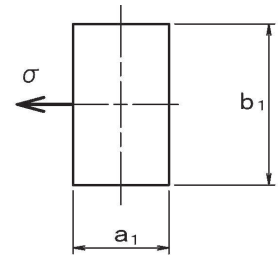


図 5.7-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

#### (1) 発生荷重

スキンプレートにはたらく荷重として、板の自重による水平方向地震荷重を考慮し、以下の式により計算する。

$$P = P_{SHS_s}$$

$$P_{SHS_s} = \rho_{SUS} \times g \times t_1 \times K_H$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートが発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>SHS<sub>s</sub></sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
ρ <sub>SUS</sub>	スキンプレート材料の単位体積重量	7.980×10 <sup>-6</sup>	kg/mm <sup>3</sup>
g	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	12	mm
K <sub>H</sub>	基準地震動S <sub>s</sub> による水平方向の設計震度	2.6	—

よって、

$$P_{SHS_s} = 7.980 \times 10^{-6} \times 9.80665 \times 12 \times 2.6 = 2.44 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$P = 2.44 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = k \times a_1^2 \times P \div (100 \times t_1^2)$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-3 に示す。

表 5.7-3 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
k	辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数	—	N/mm <sup>2</sup>
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	—	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	—	mm
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	12	mm

辺長比による係数  $k$  は「水門鉄管技術基準水門扉編（(社)水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。

各区間の計算に用いた短辺  $a_1$ 、長辺  $b_1$ 、発生圧力  $P$ 、辺長比による係数  $k$  及び曲げ応力度  $\sigma$  の導出結果を表 5.7-4 に示す。また、スキンプレーートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-4 スキンプレーートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

	$a_1$ (mm)	$b_1$ (mm)	$b_1/a_1$	$k$	$P$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
区間 1	585	800	1.3675	42.74	$2.44 \times 10^{-3}$	2.5
区間 2	510	800	1.5686	46.30	$2.44 \times 10^{-3}$	2.1
区間 3	480	800	1.6667	47.43	$2.44 \times 10^{-3}$	1.9
区間 4	465	800	1.7204	48.06	$2.44 \times 10^{-3}$	1.8

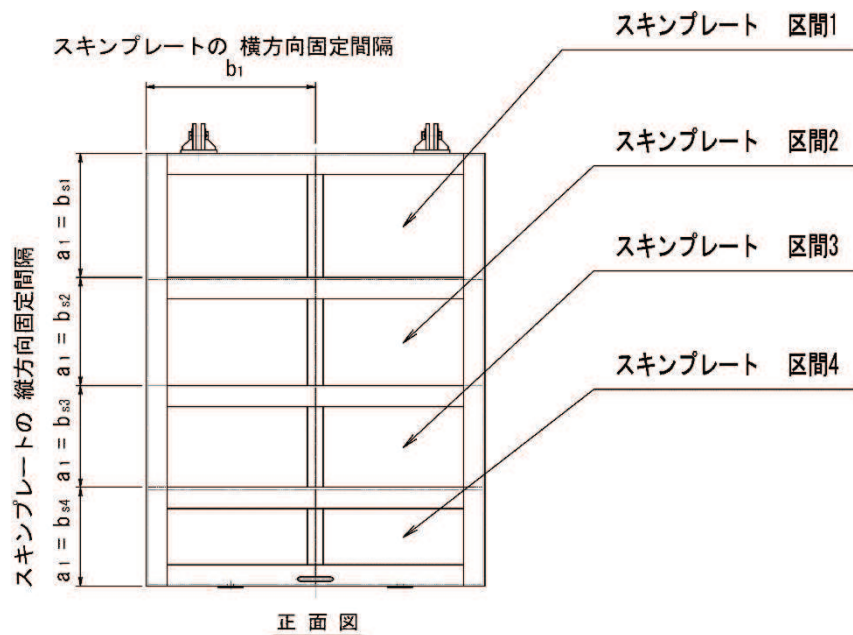


図 5.7-2 スキンプレーートの固定間隔概要図

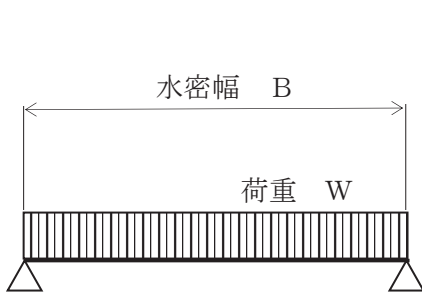
以上より、スキンプレーートの最大応力が発生する箇所は区間 1 であり、当該箇所の計算諸元である短辺  $a_1 = 585.0$  mm、長辺  $b_1 = 800.0$  mm、辺長比による係数  $k = 42.74$ 、発生圧力  $P = 2.44 \times 10^{-3} \text{N/mm}^2$  より、スキンプレーートの最大曲げ応力度  $\sigma = 2.5 \text{N/mm}^2$  である。



### 5.7.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.7-3 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.7-4 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{M_{a x}} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{M_{a x}} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{M_{a x}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{M_{a x}}}{A_{w 2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

- W : 主桁に加わる地震による荷重 (N)
- R : 主桁に加わる地震による線荷重 (N/mm)
- $M_{M_{a x}}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)
- $S_{M_{a x}}$  : 最大せん断力 (N)
- $\sigma$  : 曲げ応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\kappa$  : 合成応力度
- $\sigma_a$  : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- B : 水密幅 (mm)
- $Z_2$  : 主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $A_{w 2}$  : 主桁のウェブ断面積 (mm<sup>2</sup>)

図 5.7-3 主桁のモデル図及び応力算定式

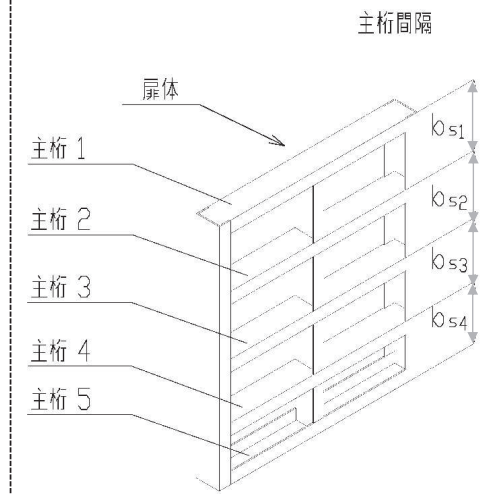
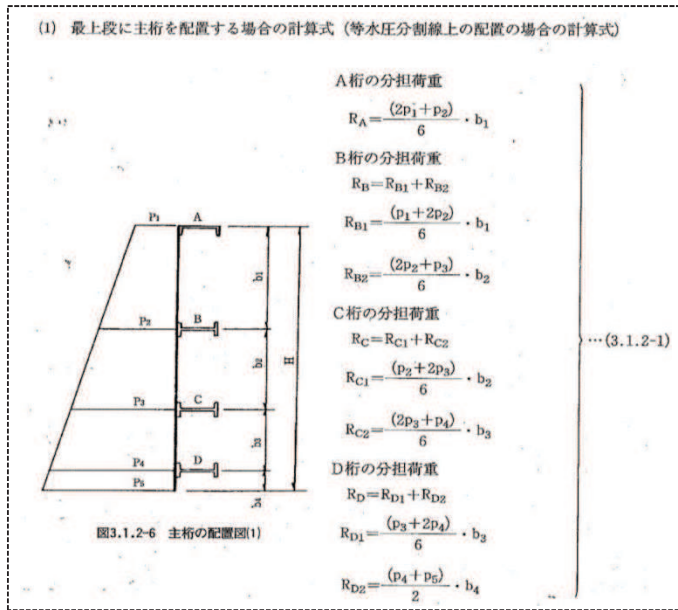


図 5.7-4 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1～5 がそれぞれ分担する線荷重  $R_1 \sim R_5$  を求める式を得る。

$$\text{主桁 1: } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2: } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3: } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4: } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5: } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$b_{s1}$  : 主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)

$b_{s2}$  : 主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)

$b_{s3}$  : 主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)

$b_{s4}$  : 主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)

$q_{s1}$  : 主桁 1 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s2}$  : 主桁 2 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s3}$  : 主桁 3 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s4}$  : 主桁 4 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s5}$  : 主桁 5 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

(1) 発生荷重

桁に生じる荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = R \times B$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による荷重	—	N
R	主桁に加わる地震による線荷重	—	N/mm
B	扉体の水密幅	$1.570 \times 10^3$	mm

各主桁に加わる荷重は隣り合う主桁との間隔を考慮して分担するものとし、各桁に生じる単位長さ当りの荷重を以下の式にて計算を行う。得られた値を比較し、最も発生荷重の大きい箇所について評価を行う。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s5}$$

各主桁での発生圧力は地震動による慣性力のみであるため

$$q_{s1} = q_{s2} = q_{s3} = q_{s4} = q_{s5} = i_{HSs} = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$R_1$	主桁 1 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
$R_2$	主桁 2 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
$R_3$	主桁 3 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
$R_4$	主桁 4 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
$R_5$	主桁 5 に加わる地震による線荷重	—	N/mm
$b_{s1}$	主桁 1 と主桁 2 の間隔	585	mm
$b_{s2}$	主桁 2 と主桁 3 の間隔	510	mm
$b_{s3}$	主桁 3 と主桁 4 の間隔	480	mm
$b_{s4}$	主桁 4 と主桁 5 の間隔	465	mm
$q_{s1}$	主桁 1 での発生圧力	$5.97 \times 10^{-3}$	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s2}$	主桁 2 での発生圧力	$5.97 \times 10^{-3}$	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s3}$	主桁 3 での発生圧力	$5.97 \times 10^{-3}$	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s4}$	主桁 4 での発生圧力	$5.97 \times 10^{-3}$	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s5}$	主桁 5 での発生圧力	$5.97 \times 10^{-3}$	N/mm <sup>2</sup>

よって,

$$R_1 = (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 585 \div 6 = 1.746 \text{ N/mm}$$

$$R_2 = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 585 \div 6 \\ + (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 510 \div 6 = 3.269 \text{ N/mm}$$

$$R_3 = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 510 \div 6 \\ + (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 480 \div 6 = 2.955 \text{ N/mm}$$

$$R_4 = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 480 \div 6 \\ + (2 \times 5.97 \times 10^{-3} + 5.97 \times 10^{-3}) \times 465 \div 6 = 2.821 \text{ N/mm}$$

$$R = (5.97 \times 10^{-3} + 2 \times 5.97 \times 10^{-3}) \times 465 \div 6 = 1.388 \text{ N/mm}$$

以降, 主桁に加わる荷重が最大となる 2 番目の桁に対して, 以下の荷重を用いて応力計算を行う。

$$R = R_2 = 3.269 \text{ N/mm}$$

$$W = R \times B = 3.269 \times 1.570 \times 10^3 = 5.13 \times 10^3 \text{ N}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{M a x} = W \times B \div 8$$

$$S_{M a x} = W \div 2$$

ここで、

$M_{M a x}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{M a x}$  : 最大せん断力 (N)

よって、

$$M_{M a x} = 5.13 \times 10^3 \times 1.570 \times 10^3 \div 8 = 1.01 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{M a x} = 5.13 \times 10^3 \div 2 = 2.57 \times 10^3 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり、主桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-5 に主桁の断面形状を示す。

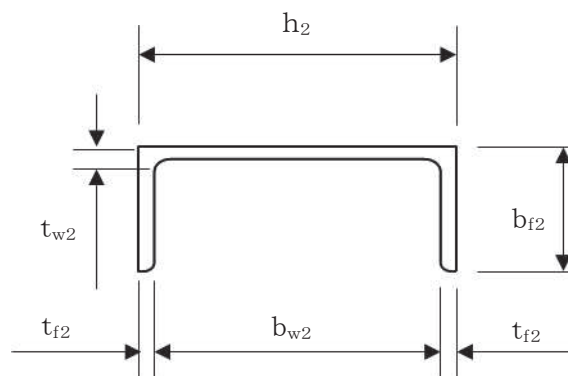


図 5.7-5 主桁の断面形状

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 主桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
$t_{f2}$	フランジの板厚	10	mm
$b_{f2}$	フランジの板幅	100	mm
$t_{w2}$	主桁のウェブ板厚	10	mm
$b_{w2}$	主桁のウェブ板幅	180	mm
$h_2$	主桁の桁高さ	200	mm

主桁は日本工業規格で規定された溝形鋼を用いており，断面係数として日本工業規格に記載された数値を用いる。

ウェブ断面積は以下の式にて計算を行う。

$$A_{w2} = t_{w2} \times b_{w2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 主桁の断面係数及びウェブ断面積の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$Z_2$	主桁の断面係数	$2.3100 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
$A_{w2}$	主桁のウェブ断面積	1800	mm <sup>2</sup>

(4) 発生応力

曲げ応力，せん断応力及び合成応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{Max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{Max} \div A_{w2}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	合成応力	—	—
$\sigma_a$	許容曲げ応力	125	N/mm <sup>2</sup>
$M_{Max}$	最大曲げモーメント	$1.01 \times 10^6$	N・mm
$S_{Max}$	最大せん断力	$2.57 \times 10^3$	N
$Z_2$	主桁の断面係数	$2.3100 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
$A_{w2}$	主桁のウェブ断面積	1800	mm <sup>2</sup>

以上より,

$$\sigma = M_{Max} \div Z_2 = 1.01 \times 10^6 \div 231000 = 4.37 \text{ N/mm}^2 = 4.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S_{Max} \div A_{w2} = 2.57 \times 10^3 \div 1800 = 1.43 \text{ N/mm}^2 = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a = \sqrt{4.37^2 + 3 \times 1.43^2} \div 125 = 0.05$$

### 5.7.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-6 に示す。

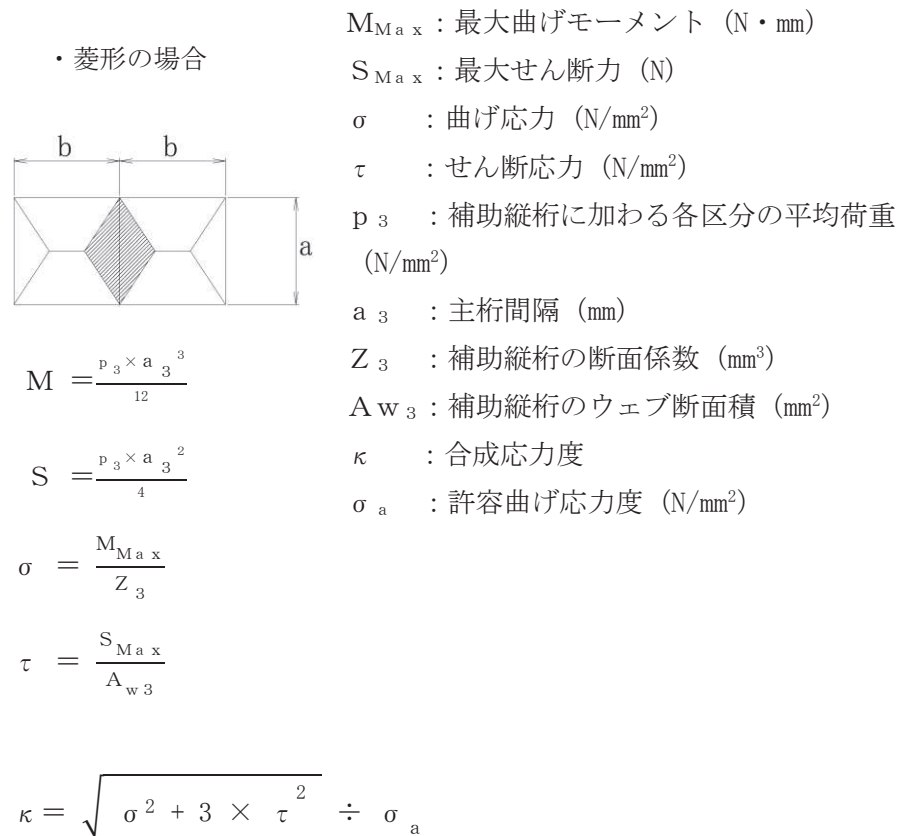


図 5.7-6 補助縦桁のモデル図及び応力算定式



(1) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う。

$$p_3 = i_{HSs}$$

ここで、

$p_3$  : 補助縦桁に加わる各区分の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

よって、

$$p_3 = 5.97 \times 10^{-3} \text{N/mm}^2$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M = p_3 \times a_3^3 \div 12$$

$$S = p_3 \times a_3^2 \div 4$$

ここで、

$M_{Max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{Max}$  : 最大せん断力 (N)

$a_3$  : 主桁間隔 (補助縦桁の支持間隔) (mm)

各主桁間の補助縦桁の最大曲げモーメント及び最大せん断力の計算結果を表 5.7-10 に示す。また、補助縦桁の固定間隔概要を図 5.7-7 に示す。

表 5.7-10 補助縦桁の断面力

	$p_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$a_3$ (mm)	$M_{Max}$ (N・mm)	$S_{Max}$ (N)
区間 1	$5.97 \times 10^{-3}$	585	$9.9600 \times 10^4$	$5.1077 \times 10^2$
区間 2	$5.97 \times 10^{-3}$	510	$6.5994 \times 10^4$	$3.8820 \times 10^2$
区間 3	$5.97 \times 10^{-3}$	480	$5.5020 \times 10^4$	$3.4387 \times 10^2$
区間 4	$5.97 \times 10^{-3}$	465	$5.0021 \times 10^4$	$3.2272 \times 10^2$

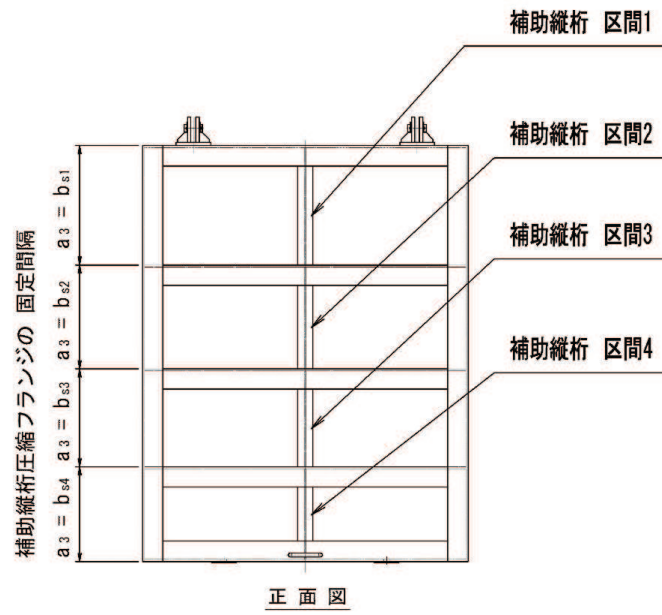


図 5.7-7 補助縦桁の固定間隔概要図

以降, 補助縦桁のうち最大曲げモーメント及び最大せん断力が生じる区間1に対して応力計算を行う。

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-8 に補助縦桁の断面形状を示す。

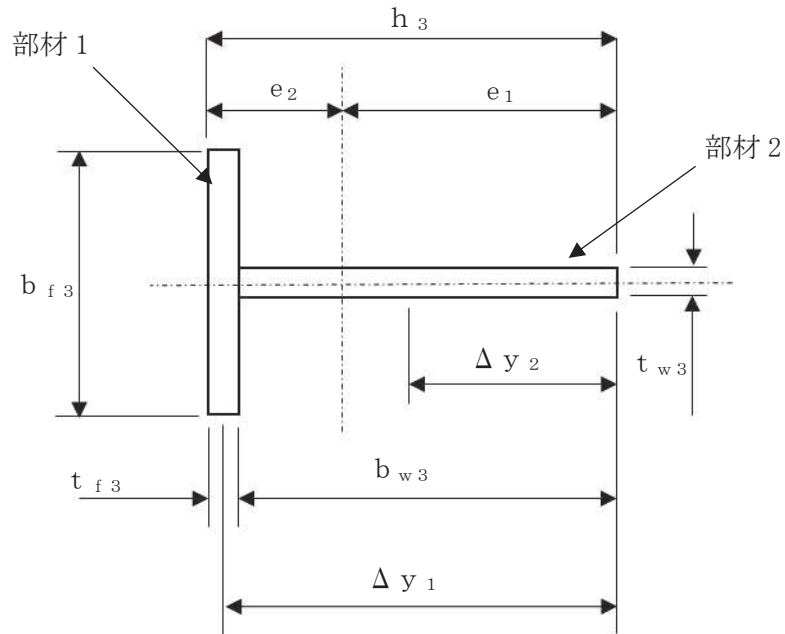


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 補助縦桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
$t_{f3}$	部材 1 (フランジ) の板厚	6	mm
$b_{f3}$	部材 1 (フランジ) の板幅	75	mm
$\Delta y_1$	部材端面 1 から部材 1 の図心までの距離	197	mm
$t_{w3}$	部材 2 (ウェブ) の板厚	6	mm
$b_{w3}$	部材 2 (ウェブ) の板幅	194	mm
$\Delta y_2$	部材端面 1 から部材 2 の図心までの距離	97	mm
$h_3$	補助縦桁の桁高さ	200	mm
$e_1$	中立軸から部材端面 1 までの距離	—	mm
$e_2$	中立軸から部材端面 2 までの距離	—	mm

補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_3 = I \div e$$

$$A_{w3} = b_{w3} \times t_{w3}$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積に関する記号の定義

記号	定義	数値	単位
$Z_3$	補助縦桁の断面係数	—	N/mm <sup>2</sup>
$A_{w3}$	補助縦桁のウェブ断面積	—	N/mm <sup>2</sup>
I	断面 2 次モーメント	—	N/mm <sup>2</sup>
e	中立軸から部材端面までの距離	—	mm

非対称断面においては中立軸から部材端面までの距離 e が二通りあり、異なる断面係数が得られるため、保守的に小なるものを部材の断面係数として取り扱う。補助縦桁断面の端から中立軸までの距離  $e_1$  及び  $e_2$  は以下の式により求める。

$$e_1 = \Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) / \Sigma A_i$$

$$e_2 = h_3 - e_1$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 補助縦桁の中立軸の計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
$\Sigma A_i$	桁を構成する各部材の断面積の合計値	—	mm <sup>2</sup>
$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i)$	部材端面 1 に対する各部材の断面一次モーメントの合計値	—	mm <sup>3</sup>

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) = t_{f3} \times b_{f3} \times \Delta y_1 + t_{w3} \times b_{w3} \times \Delta y_2$$

$$\Sigma A_i = t_{f3} \times b_{f3} + t_{w3} \times b_{w3}$$

部材の中立軸から断面までの距離を求める。

$$\Sigma (A_i \times \Delta y_i) = 6 \times 75 \times 197 + 6 \times 194 \times 97 = 201558 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma A_i = 6 \times 75 + 6 \times 194 = 1614 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = \Sigma (A_i \times \Delta y_i) / \Sigma A_i = 201558 \div 1614 = 124.8810409 \text{ mm}$$

$$e_2 = h_3 - e_1 = 200 - 124.8810409 = 75.1189591 \text{ mm}$$

平行軸の定理より，複数の部材で構成される断面の断面二次モーメントを以下の式によって求める。

$$I = \Sigma (A_i \times \Delta y_i^2) + \Sigma I_i - \Sigma A_i \times e_1^2$$

それぞれ以下の式により計算を行う。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2) = t_{f3} \times b_{f3} \times \Delta y_1^2 + t_{w3} \times b_{w3} \times \Delta y_2^2$$

$$\Sigma I_i = t_{f3}^3 \times b_{f3} \div 12 + b_{w3}^3 \times t_{w3} \div 12$$

ここで，各記号の定義を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 補助縦桁の断面二次モーメントの計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
$\Sigma (A_i \times \Delta y_i^2)$	端面 1 まわりの断面二次モーメントと中立軸まわりの断面二次モーメントの差	—	mm <sup>4</sup>
$\Sigma I_i$	各部材ごとの図心に対する断面二次モーメントの合計値	—	mm <sup>4</sup>

補助縦桁の断面二次モーメントは以下の式より求める。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2) = 6 \times 75 \times 197^2 + 6 \times 194 \times 97^2 = 28416126 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma I_i = 6^3 \times 75 \div 12 + 194^3 \times 6 \div 12 = 3652042 \text{ mm}^4$$

$$I = 28416126 + 3652042 - 1614.00 \times 124.8810409^2 = 6897395.16 \text{ mm}^4$$

以上より，断面係数及びウェブ断面積は

$$I/e_1 = 6897395.16 \div 124.8810409 = 55231.72 \text{ mm}^3 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$I/e_2 = 6897395.16 \div 75.1189591 = 91819.63 \text{ mm}^3 = 91820 \text{ mm}^3$$

$$I/e_1 < I/e_2 \text{ である。}$$

よって，

$$Z_3 = I/e_1 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$A_{w3} = 194 \times 6 = 1164 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力，せん断応力及び合成応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{Max}} / Z_3$$

$$\tau = \frac{S_{\text{Max}}}{A_{w3}}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

以上より，

$$\sigma = 9.9600 \times 10^4 \div 55232 = 1.8033 \text{ N/mm}^2 = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 5.1077 \times 10^2 \div 1164 = 0.4388 \text{ N/mm}^2 = 0.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{1.8033^2 + 3 \times 0.4388^2} \div 125 = 0.02$$

#### 5.7.4 ヒンジ部

ヒンジ部の構造概要を図5.7-9に、ヒンジに作用する荷重の計算モデルを図5.7-10に示す。ヒンジ部の評価は、「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）（(社)ダム・堰施設技術協会 平成28年3月）」のピン接合として、ヒンジピン、ヒンジ及びアンカーボルトについて評価を行う。

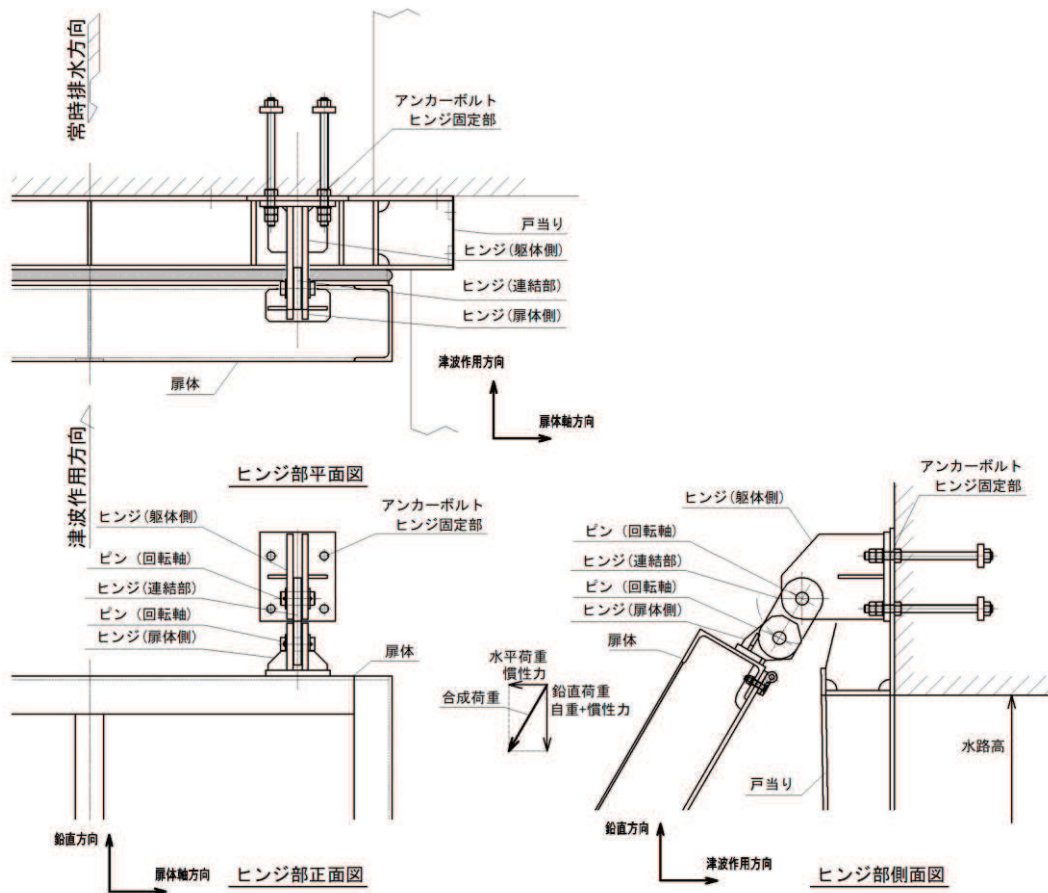
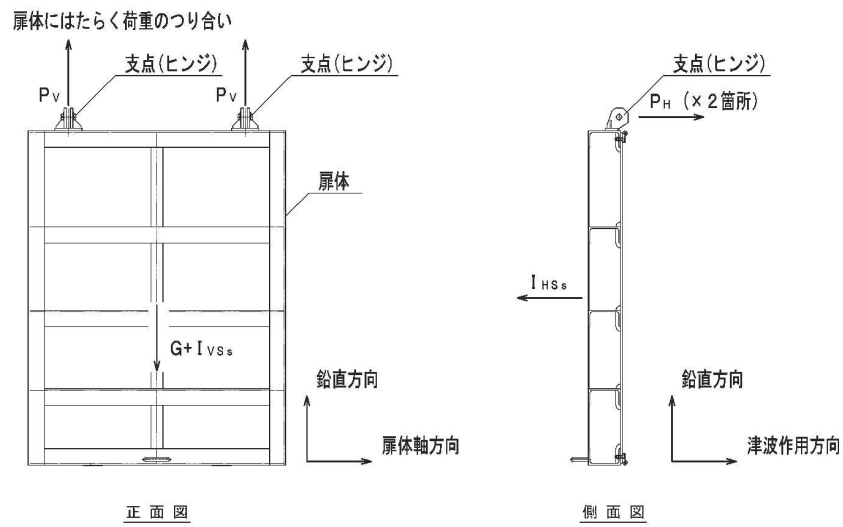


図 5.7-9 ヒンジ部の構造概要





$$P_H = I_{HS_s} \div 2$$

$$P_V = (G + I_{VS_s}) \div 2$$

$$I_{HS_s} = G \times K_H$$

$$I_{VS_s} = G \times K_V$$

ここに、

$P_H$  : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

$P_V$  : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

$I_{HS_s}$  : 水平方向地震荷重 (N)

$G$  : 扉体自重 (N)

$I_{VS_s}$  : 鉛直方向地震荷重 (N)

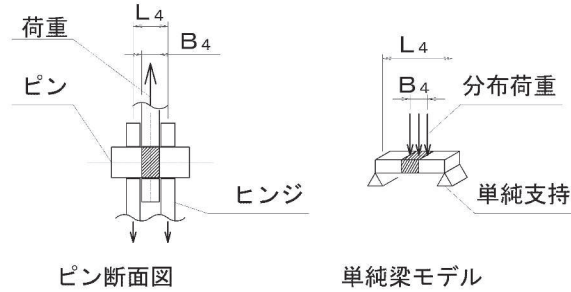
$K_H$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向設計震度

$K_V$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向設計震度

図 5.7-10 ヒンジ部に作用する荷重の計算モデル

(1) 吊りピン

吊りピンに発生する曲げ応力度，せん断応力度，合成応力度が，許容限界以下となることを確認する。ピンのモデル図及び応力算定式を図5.7-11に示す。



$M_H = \frac{P_H \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$ $M_V = \frac{P_V \times (2 \times L_4 - B_4)}{8}$ $S_H = \frac{P_H}{2}$ $S_V = \frac{P_V}{2}$ $\sigma_H = \frac{M_Z}{Z_4}$ $\sigma_V = \frac{M_V}{Z_4}$ $\tau_H = \frac{S_Z}{A_4}$ $\tau_V = \frac{S_V}{A_4}$	<p>ここに，</p> <p><math>P_H</math> : ヒンジ1箇所への水平方向荷重 (N)</p> <p><math>P_V</math> : ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重 (N)</p> <p><math>Z_4</math> : ピンの断面係数 (mm<sup>3</sup>)</p> <p><math>A_4</math> : ピンの断面積 (mm<sup>2</sup>)</p> <p><math>L_4</math> : ヒンジの板厚中心間距離 (mm)</p> <p><math>B_4</math> : 荷重の載荷長さ (mm)</p> <p><math>M_H</math> : 水平方向荷重による曲げモーメント (N・mm)</p> <p><math>M_V</math> : 鉛直方向荷重による曲げモーメント (N・mm)</p> <p><math>S_H</math> : 水平方向荷重によるせん断力 (N)</p> <p><math>S_V</math> : 鉛直方向荷重によるせん断力 (N)</p> <p><math>\sigma_H</math> : 水平方向荷重による曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <p><math>\sigma_V</math> : 鉛直方向荷重による曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <p><math>\tau_H</math> : 水平方向荷重によるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <p><math>\tau_V</math> : 鉛直方向荷重によるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <p><math>\Sigma  \sigma </math> : 曲げ応力度の合計値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <p><math>\Sigma  \tau </math> : せん断応力度の合計値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <p><math>\kappa</math> : 合成応力度</p> <p><math>\sigma_a</math> : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)</p>
---	--

$$\Sigma |\sigma| = |\sigma_H| + |\sigma_V|$$

$$\Sigma |\tau| = |\tau_H| + |\tau_V|$$

$$\kappa = \sqrt{\Sigma |\sigma|^2 + 3 \times \Sigma |\tau|^2} \div \sigma_a$$

図 5.7-11 吊りピンの構造概要及び応力算定式

a. 発生荷重

ヒンジに対して鉛直方向及び水平方向地震荷重が加わったものとして、以下の式にて計算を行う。また、ヒンジは2か所設置することから、全荷重を等分する。

$$P_V = (G + I_{V S_s}) \div 2$$

$$P_H = I_{H S_s} \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ部の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_V$	ヒンジ1箇所への鉛直方向荷重	—	N
$P_H$	ヒンジ1箇所への水平方向荷重	—	N
$I_{H S_s}$	基準地震動 $S_s$ による水平方向地震荷重	$1.9123 \times 10^4$	N
$I_{V S_s}$	基準地震動 $S_s$ による鉛直方向地震荷重	$5.1485 \times 10^3$	N
$G$	固定荷重 (扉体の自重)	$7.3550 \times 10^3$	N

よって、

$$P_V = (7.3550 \times 10^3 + 5.1485 \times 10^3) \div 2 = 6.2518 \times 10^3 \text{N}$$

$$P_H = 1.9123 \times 10^4 \div 2 = 9.5615 \times 10^3 \text{N}$$

b. 発生荷重

吊りピンに発生する最大曲げモーメント・最大せん断力を以下の式にて計算する。

$$M_H = P_H \times (2 \times L_4 - B_4) \div 8$$

$$M_V = P_V \times (2 \times L_4 - B_4) \div 8$$

$$S_H = P_H \div 2$$

$$S_V = P_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_V$	鉛直方向荷重による曲げモーメント	—	N・mm
$M_H$	水平方向荷重による曲げモーメント	—	N・mm
$S_V$	鉛直方向荷重によるせん断力	—	N
$S_H$	水平方向荷重によるせん断力	—	N
$P_V$	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	$6.2518 \times 10^3$	N
$P_H$	ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重	$9.5615 \times 10^3$	N
$L_4$	ヒンジの板厚中心間距離	40	mm
$B_4$	荷重の載荷長さ	20	mm

よって、

$$M_V = 6.2518 \times 10^3 \times (2 \times 40 - 20) \div 8 = 4.6889 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_H = 9.5615 \times 10^3 \times (2 \times 40 - 20) \div 8 = 7.1711 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_V = 6.2518 \times 10^3 \div 2 = 3.1259 \times 10^3 \text{ N}$$

$$S_H = 9.5615 \times 10^3 \div 2 = 4.7808 \times 10^3 \text{ N}$$

c. 断面係数及び断面積

発生応力の計算にあたって、ピンの断面係数及び断面積を以下の式にて計算を行う。

$$A_4 = \pi \times D_4^2 \div 4$$

$$Z_4 = \pi \times D_4^3 \div 32$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$D_4$	ピンの直径	35	mm
$A_4$	ピンの断面積	—	mm <sup>2</sup>
$Z_4$	ピンの断面係数	—	mm <sup>3</sup>

よって,

$$A_4 = \pi \times 35^2 \div 4 = 962.11 \text{ mm}^2$$

$$Z_4 = \pi \times 35^3 \div 32 = 4209.2 \text{ mm}^3$$

d. 発生応力

吊りピンに発生する曲げ応力度, せん断応力度及び合成応力度を以下の式にて計算する。

$$\sigma_H = \frac{M_H}{Z_4}$$

$$\sigma_V = \frac{M_V}{Z_4}$$

$$\Sigma|\sigma| = |\sigma_H| + |\sigma_V|$$

$$\tau_H = \frac{S_H}{A_4}$$

$$\tau_V = \frac{S_V}{A_4}$$

$$\Sigma|\tau| = |\tau_H| + |\tau_V|$$

$$\kappa = \sqrt{\Sigma|\sigma|^2 + 3 \times \Sigma|\tau|^2} \div \sigma_a$$

ここで, 各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_V$	鉛直方向荷重による曲げ応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_H$	水平方向荷重による曲げ応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\Sigma \sigma $	曲げ応力度の合計値	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_V$	鉛直方向荷重によるせん断応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_H$	水平方向荷重によるせん断応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\Sigma \tau $	せん断応力度の合計値	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	合成応力度	—	—
$\sigma_a$	許容曲げ応力度	132	N/mm <sup>2</sup>
$M_V$	鉛直方向荷重による曲げモーメント	$4.6889 \times 10^4$	N・mm
$M_H$	水平方向荷重による曲げモーメント	$7.1711 \times 10^4$	N・mm
$S_V$	鉛直方向荷重によるせん断力	$3.1259 \times 10^3$	N
$S_H$	水平方向荷重によるせん断力	$4.7808 \times 10^3$	N
$A_4$	ピンの断面積	962.11	mm <sup>2</sup>
$Z_4$	ピンの断面係数	4209.2	mm <sup>3</sup>

以上より,

$$\sigma_H = \frac{7.1711 \times 10^4}{4209.2} = 17.04 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_V = \frac{4.6889 \times 10^4}{4209.2} = 11.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\Sigma|\sigma| = 17.04 + 11.14 = 28.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_H = \frac{4.7808 \times 10^3}{962.11} = 4.97 \text{ N/mm}^2$$

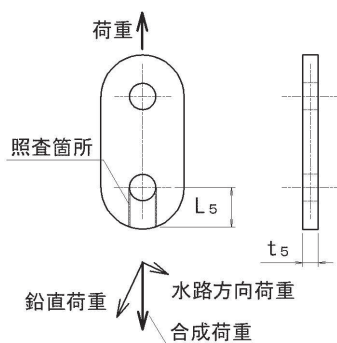
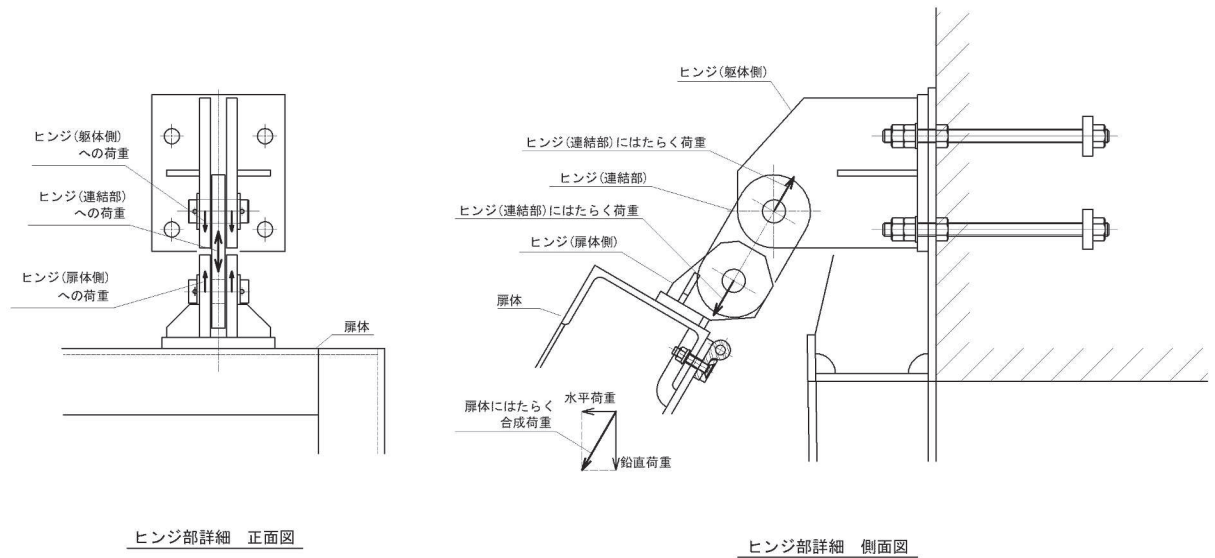
$$\tau_V = \frac{3.1259 \times 10^3}{962.11} = 3.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\Sigma|\tau| = 4.97 + 3.25 = 8.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{28.18^2 + 3 \times 8.22^2} \div 132 = 0.24$$

(2) ヒンジ

ヒンジの扉体部側及び固定部側とその連結部のうち、作用荷重が最も大きくなる連結部のピン穴周りのせん断応力度が、許容限界以下となることを確認する。連結部のピン穴周りのせん断応力度のモデル図及び応力算定式を図 5.7-12 に示す。



$$\tau = \frac{\sqrt{P_H^2 + P_V^2}}{2 \times L_5 \times t_5}$$

ここに、

$P_H$  : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

$P_V$  : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

$t_5$  : ヒンジ (連結部) の板厚 (mm)

$L_5$  : ピン穴周りの端抜けせん断長さ (mm)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-12 ヒンジ (連結部) の構造概要及びせん断応力算定式

a. 発生荷重

ピン穴に対して鉛直方向及び水平方向地震荷重が加わったものとして計算を行う。  
それぞれ数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 吊ピンの発生断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_V$	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	$6.2518 \times 10^3$	N
$P_H$	ヒンジ 1 箇所への水路方向荷重	$9.5615 \times 10^3$	N

b. 発生応力

ヒンジの扉体部側及び固定部側とその連結部のうち、作用荷重が最も大きくなる連結部のピン穴周りのせん断応力度について以下の式にて計算する。

$$\tau = \frac{\sqrt{P_H^2 + P_V^2}}{2 \times L_5 \times t_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 ヒンジ（連結部）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\tau$	鉛直方向荷重による曲げ応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_V$	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	$6.2518 \times 10^3$	N
$P_H$	ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重	$9.5615 \times 10^3$	N
$L_5$	ヒンジ（連結部）の端抜けせん断長さ	52.057	mm
$t_5$	ヒンジ（連結部）の板厚	20	mm

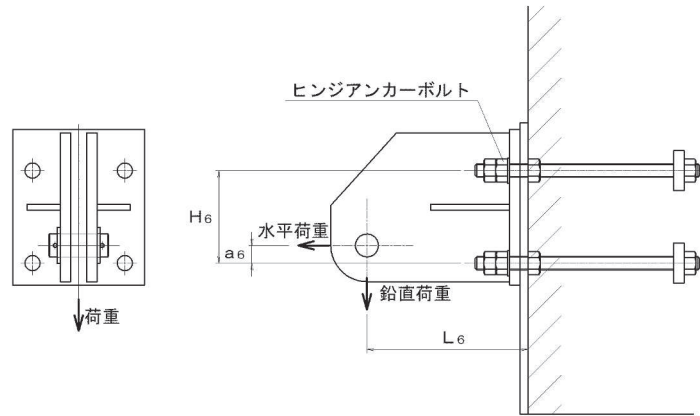
以上より、

$$\tau = \frac{\sqrt{(9.5615 \times 10^3)^2 + (6.2518 \times 10^3)^2}}{(2 \times 52.057 \times 20)} = 5.5 \text{ N/mm}^2$$



(3) アンカーボルト

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びコンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図5.7-13に示す。



$$P_6 = |P_H| \times \frac{a_6}{H_6} \div 2 + |P_V| \times \frac{L_6}{H_6} \div 2$$

$$Q_6 = |P_V| \div 4$$

$$\kappa = \left( \frac{P_6}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{Q_6}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

$P_H$  : ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重 (N)

$P_V$  : ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重 (N)

$P_6$  : アンカーボルト 1 本にはたらく引張力 (N)

$Q_6$  : アンカーボルト 1 本にはたらくせん断力 (N)

$L_6$  : アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ (mm)

$H_6$  : 鉛直方向アンカーボルト間距離 (mm)

$a_6$  : アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ (mm)

$\kappa$  : アンカーボルトの合成応力

$P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)

$Q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 5.7-13 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

a. 発生荷重

アンカーボルトに生じる荷重は以下の式にて計算を行う。

$$P_6 = \left| P_H \right| \frac{a_6}{H_6} \div 2 + \left| P_V \right| \frac{L_6}{H_6} \div 2$$

$$Q_6 = \left| P_V \right| \div 4$$

$$\kappa = \left( \frac{P_6}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{Q_6}{Q_a} \right)^2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_6$	アンカーボルト 1 本にはたらく引張力	—	N
$Q_6$	アンカーボルト 1 本にはたらくせん断力	—	N
$\kappa$	アンカーボルトの合成力	—	—
$P_a$	アンカーボルトの許容引張力	$4.28 \times 10^4$	N
$Q_a$	アンカーボルトの許容せん断力	$3.00 \times 10^4$	N
$P_V$	ヒンジ 1 箇所への鉛直方向荷重	$6.2518 \times 10^3$	N
$P_H$	ヒンジ 1 箇所への水平方向荷重	$9.5615 \times 10^3$	N
$L_6$	アンカーボルト基部からピン穴中心の水平方向長さ	244	mm
$H_6$	鉛直方向アンカーボルト間距離	140	mm
$a_6$	アンカーボルトからピン穴中心までの鉛直方向長さ	27	mm

以上より、

$$P_6 = 9.5615 \times 10^3 \times \frac{27}{140} \div 2 + 6.2518 \times 10^3 \times \frac{244}{140} \div 2 = 6.37 \times 10^3 \text{ N}$$

$$Q_6 = 6.2518 \times 10^3 \div 4 = 1.57 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\kappa = \left( \frac{6.369999 \times 10^3}{4.28 \times 10^4} \right)^2 + \left( \frac{1.56295 \times 10^3}{3.00 \times 10^4} \right)^2 = 0.03$$

### 5.7.5 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、「水門鉄管技術基準 水門扉編（社）水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-14 に示す。

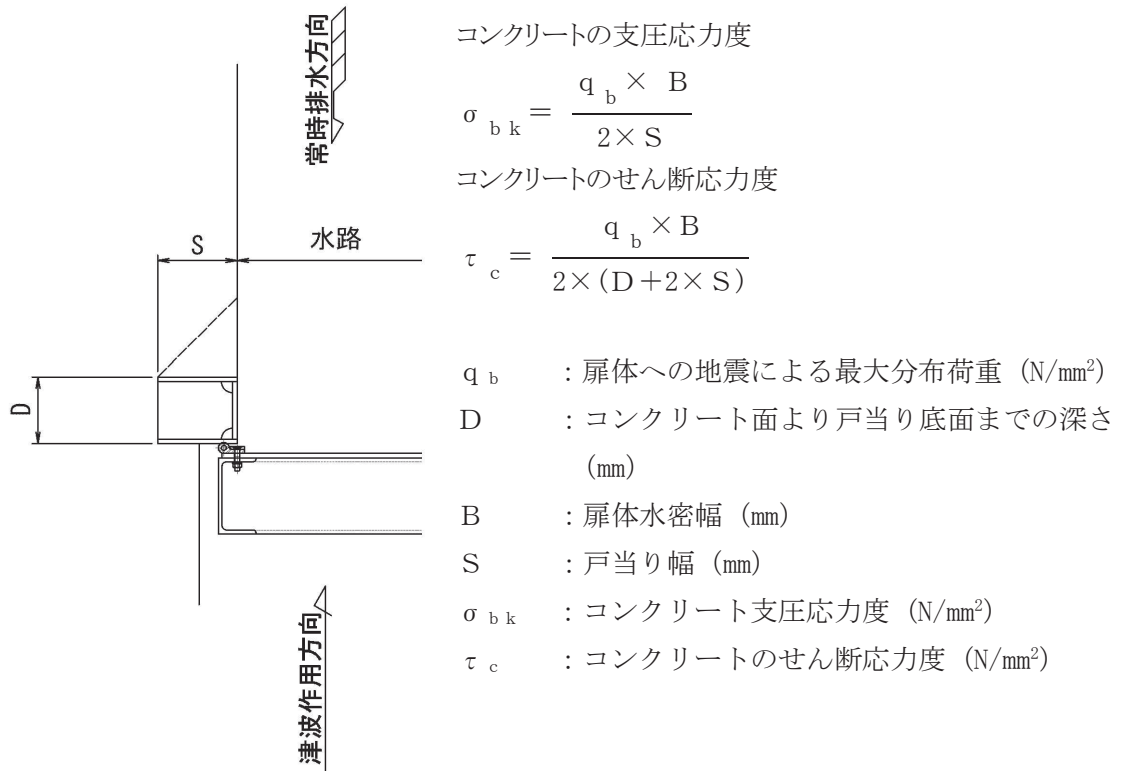


図 5.7-14 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

#### (1) 発生荷重

戸当りコンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = i_{HSs}$$

ここで、

$q_b$  : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$i_{HSs}$  : 基準地震動  $S_s$  による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

よって、

$$q_b = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

コンクリートの支圧応力度及びせん断応力度，戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$
$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表5.7-22に示す。

表 5.7-22 戸当りコンクリートの計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bk}$	コンクリート支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_c$	コンクリートのせん断応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_b$	扉体への地震による最大分布荷重	$5.97 \times 10^{-3}$	N/mm <sup>2</sup>
D	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	159	mm
B	水密幅	$1.57 \times 10^3$	mm
S	戸当り幅	210	mm

以上より，

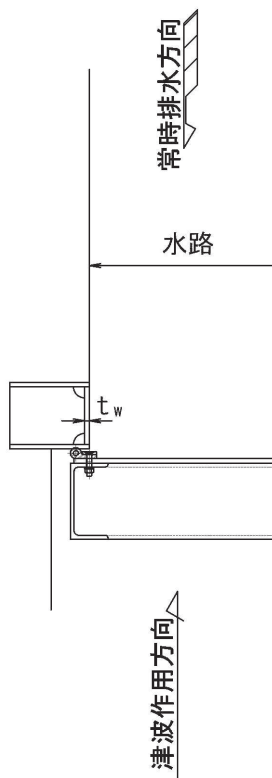
$$\sigma_{bk} = \frac{5.97 \times 10^{-3} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 210} = 0.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{5.97 \times 10^{-3} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times (159 + 2 \times 210)} = 0.01 \text{ N/mm}^2$$

### 5.7.6 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき、扉体からコンクリートに加わる最大圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 5.7-15 に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

$q_b$  : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 水密幅 (mm)

$t_w$  : 戸当り腹板の板厚 (mm)

$\sigma_{bw}$  : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-15 戸当りのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

戸当りに掛かる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = i_{HS_s}$$

ここで、

$q_b$  : 扉体への地震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$i_{HS_s}$  : 基準地震動  $S_s$  による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

よって、

$$q_b = 5.97 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表5.7-23に示す。

表 5.7-23 戸当り腹板の計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bw}$	戸当り腹板の圧縮応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_b$	扉体への地震による最大分布荷重	$5.97 \times 10^{-3}$	N/mm <sup>2</sup>
B	水密幅	$1.57 \times 10^3$	mm
$t_w$	戸当り腹板の板厚	12	mm

以上より、

$$\sigma_{bw} = \frac{5.97 \times 10^{-3} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 12} = 0.4 \text{ N/mm}^2$$

## 6. 評価結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の扉体部及び固定部の評価結果を表6-1に、評価部位の最大照査値発生位置を図6-1～図6-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 耐震評価結果（補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
スキンプレート	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.5	132	0.02
主桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4.4	125	0.04
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1.5	76	0.02
	合成応力度	0.05	1.1	0.05
補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1.9	125	0.02
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.5	76	0.01
	合成応力度	0.02	1.1	0.02
ピン	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	28.2	132	0.22
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8.3	76	0.11
	合成応力度	0.24	1.1	0.22
ヒンジ（連結部）	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5.5	76	0.08
アンカーボルト	引張力 (N)	$6.37 \times 10^3$	$4.28 \times 10^4$	0.15
	せん断力 (N)	$1.57 \times 10^3$	$3.00 \times 10^4$	0.06
	合成力	0.03	1.0	0.03
アンカーボルト （コンクリートのコーン状破壊）	引張力 (N)	$6.37 \times 10^3$	$1.89 \times 10^5$	0.04
	せん断力 (N)	$1.57 \times 10^3$	$1.19 \times 10^5$	0.02
戸当り コンクリート	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.03	8.8	0.01
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.01	0.6	0.02
戸当り	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.4	132	0.01



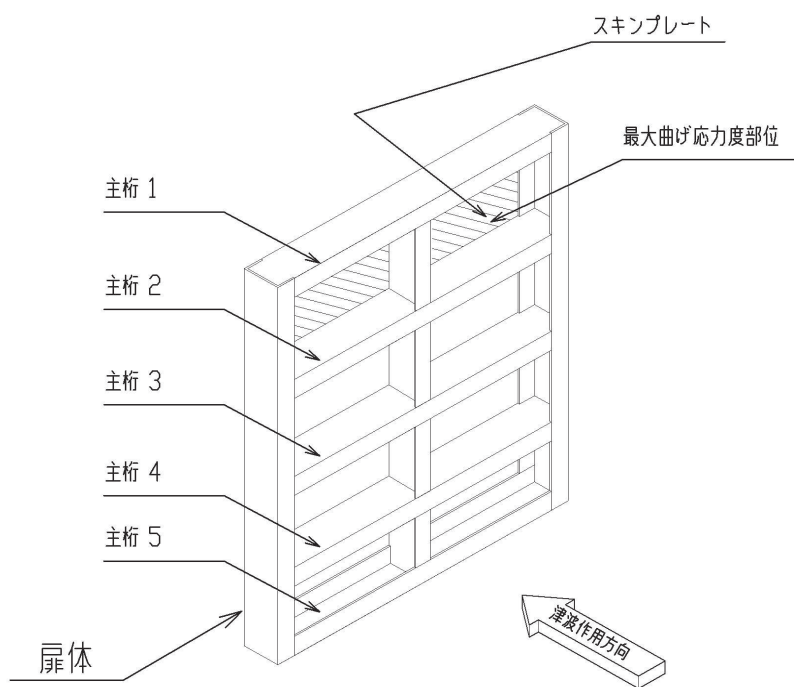


図 6-1 スキンプレート最大照査値発生位置

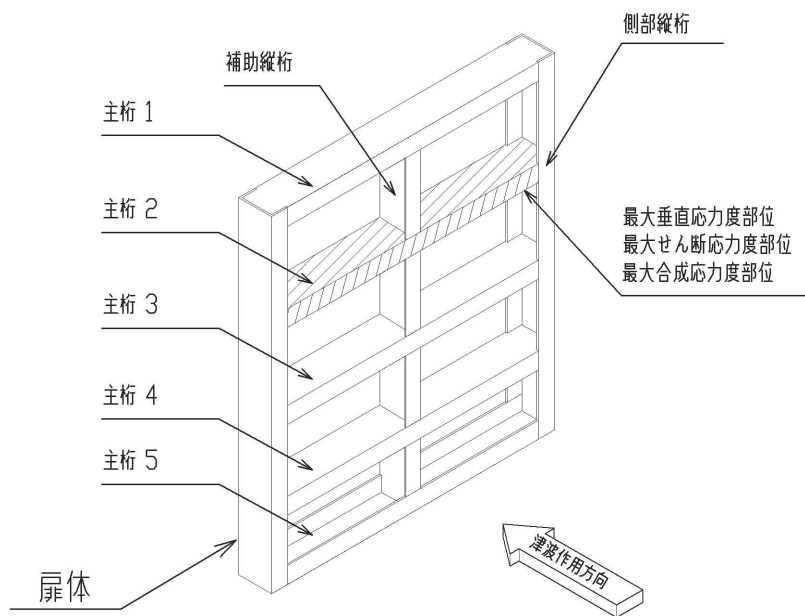


図 6-2 主桁最大照査値発生位置

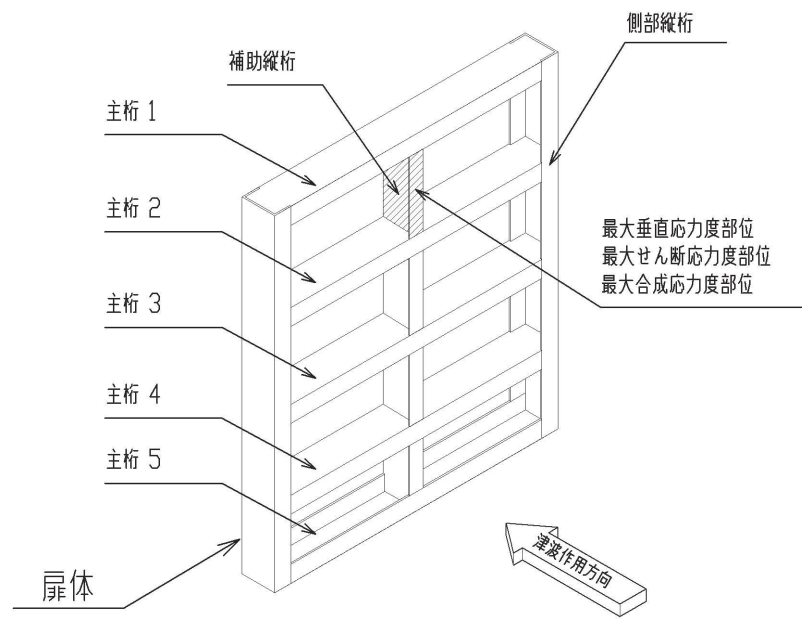


図 6-3 補助縦桁最大照査値発生位置

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.6 補機冷却海水系放水路逆流防止設備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 配置概要 .....	2
2.2 構造計画 .....	4
2.3 評価方針 .....	5
2.4 適用基準 .....	7
2.5 記号の説明 .....	8
3. 評価部位 .....	10
4. 固有周期 .....	11
4.1 固有周期の計算方法 .....	11
5. 構造強度評価 .....	12
5.1 構造強度評価方法 .....	13
5.2 荷重及び荷重の組合せ .....	13
5.3 許容限界 .....	15
5.4 設計用地震力 .....	21
5.5 計算方法 .....	23
5.6 計算条件 .....	29
5.7 応力計算 .....	31
6. 評価結果 .....	56

## 1. 概要

本資料は、添付書類「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」に基づき、浸水防護施設のうち補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）、（No. 2）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の設置位置を図 2.1-1 に示す。

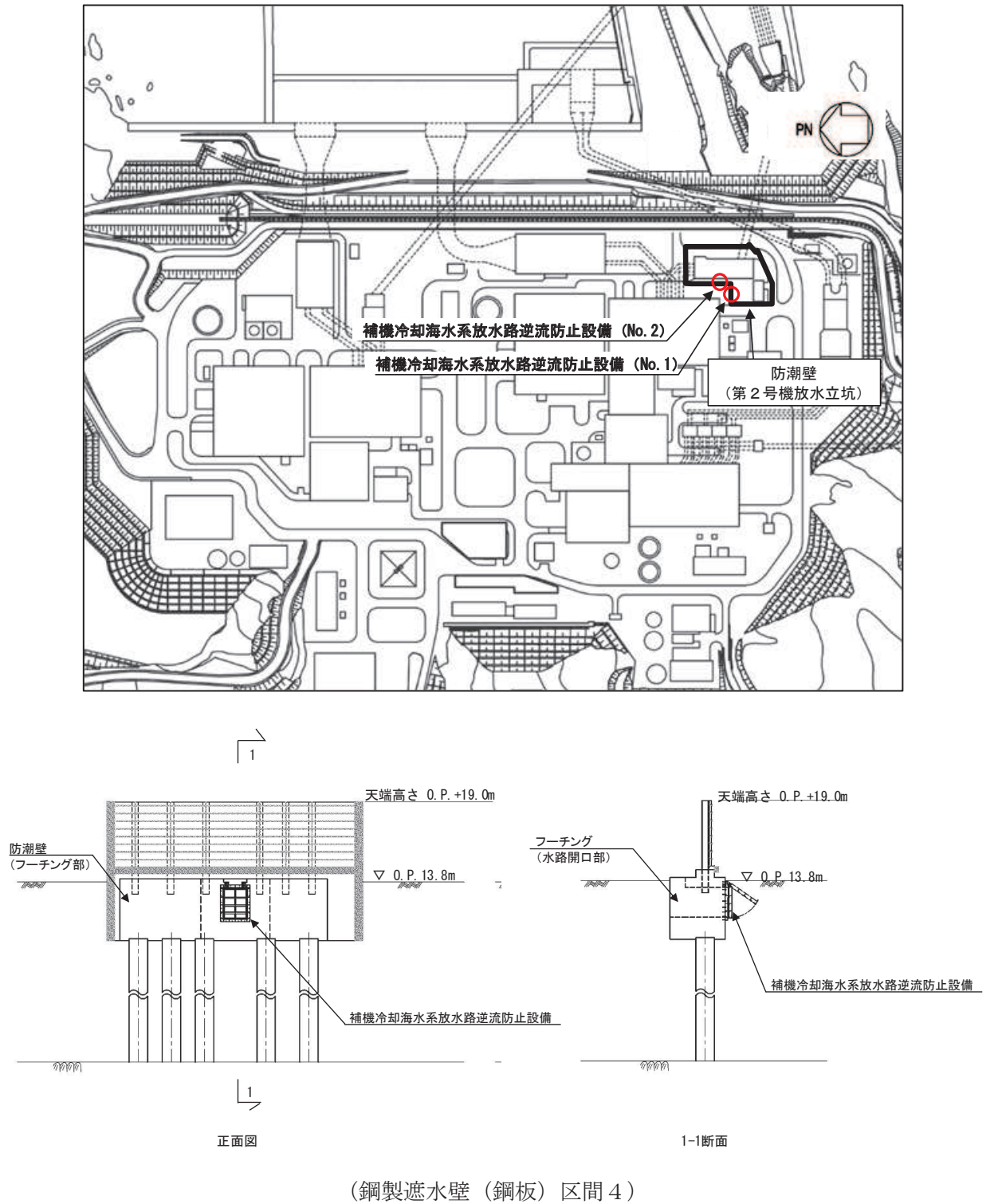
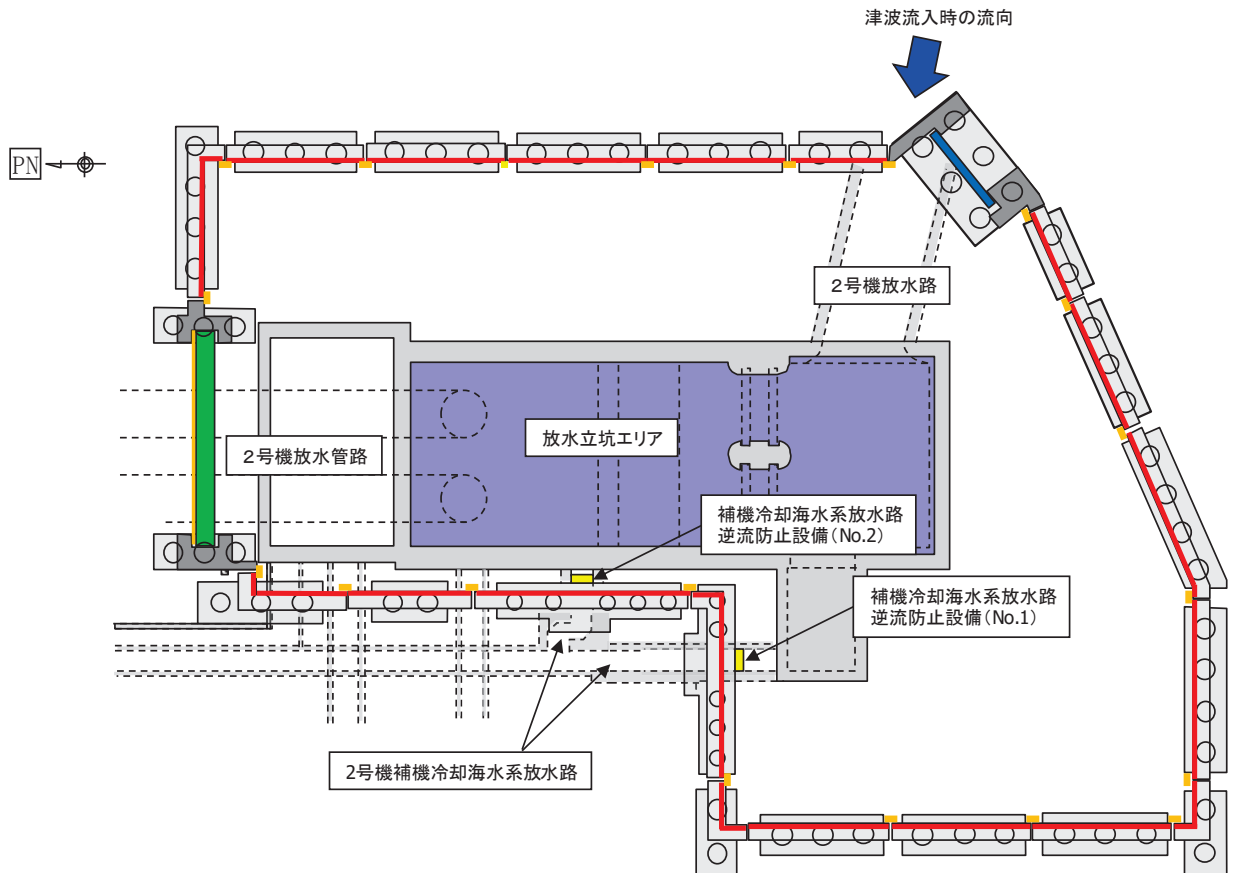



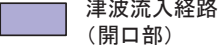

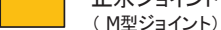

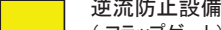



図 2.1-1(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置



凡例

	鋼製遮水壁(鋼板)		鋼管杭
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断面・ 地中構造物横断面)		津波流入経路 (開口部)
	鋼製扉 (車両進入路部)		止水ジョイント (M型ジョイント)
	フーチング		逆流防止設備 (フラップゲート)
	RC支柱		

(第2号機放水立坑)

図 2.1-1(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の設置位置

## 2.2 構造計画

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) を主体構造とし、第 2 号機放水立坑を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して防潮壁のフーチング部に伝達する構造とする。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造計画を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持機能を有する構造物に設置する。	鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部、ヒンジ部アンカーボルト) 並びに戸当り部	<p>(正面図)</p> <p>(側面図)</p>

### 2.3 評価方針

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価は, 添付書類「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」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて, 「2.2 構造計画」に示す補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の構造を踏まえ, 「3. 評価部位」にて設定する評価部位において, 「4. 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを, 「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価における, 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。) 及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時 (以下「重畳時」という。) について行う。ただし, 「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから, 「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため, 「津波時」の検討は省略する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価項目を表 2.3-1 に, 強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) 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	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



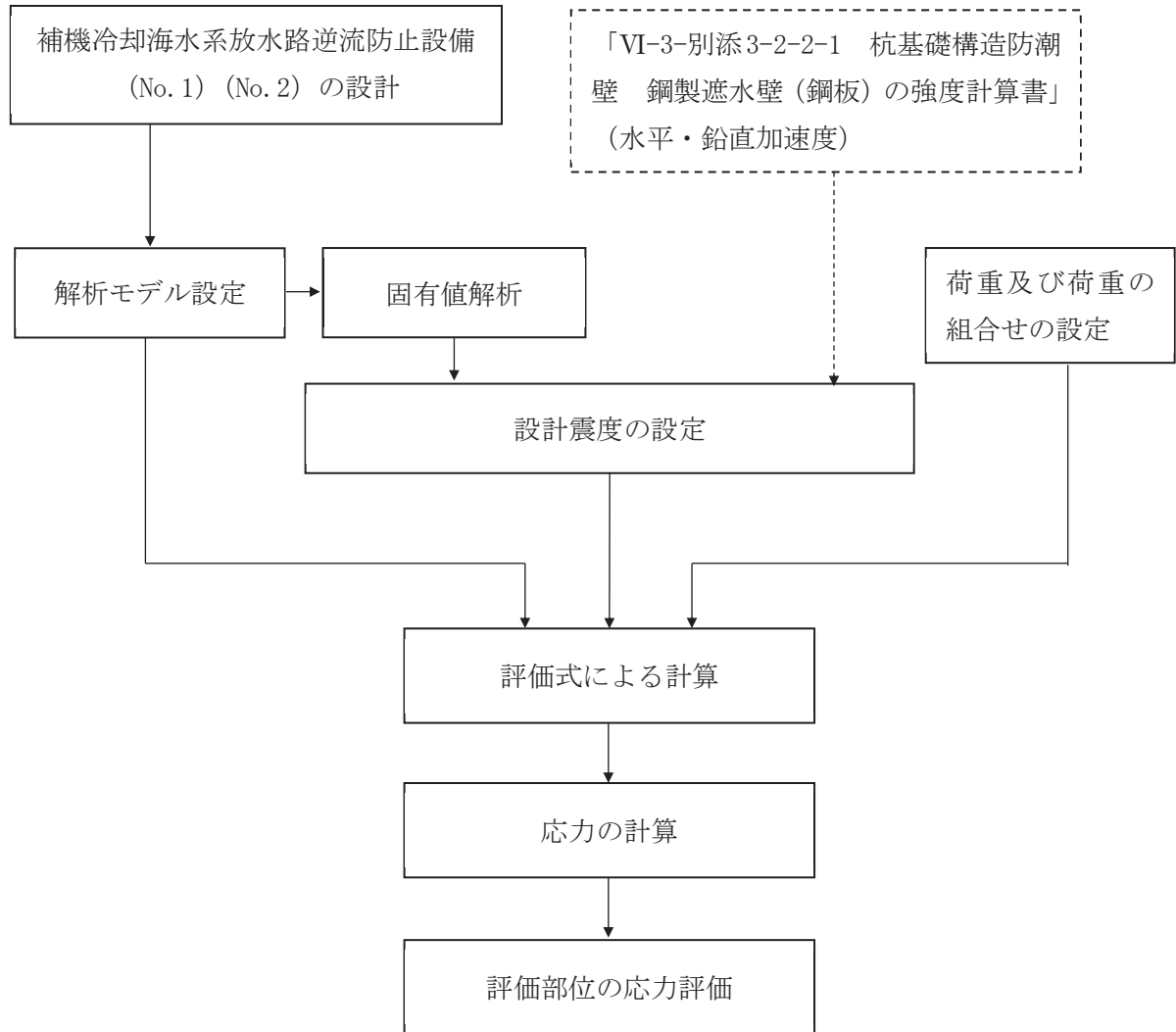


図 2.3-1 強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を表 2.4-1 に示す。

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
許容限界 及び応力 計算	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) 水門・樋門ゲート設計要領(案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年) 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) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会 平成 26 年)	は，発生応力または発生せん断力が，短期許容せん断応力度以下であることを確認。

## 2.5 記号の説明

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	主桁の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L <sub>1</sub>	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重 (扉体の自重)	N
K <sub>HSd</sub>	余震による水平方向の設計震度	—
K <sub>VSD</sub>	余震による鉛直方向の設計震度	—
W <sub>o</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
H	設計水深	m
h	作用位置までの水深	m
k	スキンプレートの辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	主桁に加わる津波及び余震による荷重	N
b <sub>s1</sub>	主桁 1 と主桁 2 の間隔	mm
b <sub>s2</sub>	主桁 2 と主桁 3 の間隔	mm
b <sub>s3</sub>	主桁 3 と主桁 4 の間隔	mm
b <sub>s4</sub>	主桁 4 と主桁 5 の間隔	mm
L <sub>s1</sub>	主桁圧縮フランジの固定間隔	mm
Z <sub>2</sub>	主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	主桁のウェブ断面積	mm <sup>2</sup>
B	扉体の水密幅	mm

表 2.5-2(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$q_{s1}$	主桁 1 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s2}$	主桁 2 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s3}$	主桁 3 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s4}$	主桁 4 での発生圧力	$N/mm^2$
$q_{s5}$	主桁 5 での発生圧力	$N/mm^2$
$p_3$	補助縦桁に加わる各区分の平均荷重	$N/mm^2$
$a_3$	補助縦桁の主桁間隔	mm
$Z_3$	補助縦桁の断面係数	$mm^3$
$A_{w3}$	補助縦桁のウェブ断面積	$mm^2$
$I_{HSd}$	余震による水平方向地震荷重	N
$I_{Vsd}$	余震による鉛直方向地震荷重	N
$i_{HSd}$	余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重	$N/mm^2$
$q_b$	扉体への津波+余震による最大分布荷重	$N/mm^2$
$D$	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	mm
$S$	戸当り幅	mm
$t_w$	戸当り腹板の板厚	mm

### 3. 評価部位

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、側部縦桁及び補助縦桁) 及び固定部 (ヒンジ部及びヒンジ部アンカーボルト) で構成されている。強度評価においては、扉体部の評価部位として、主要部材であるスキンプレート、主桁及び補助縦桁を選定し、戸当り部についても評価をする。「津波時」及び「重畳時」の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じないため評価を省略する。また、固定部についても同様に有意な荷重は作用しないため、地震時の評価に包含される。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位を図 3-1 に示す。

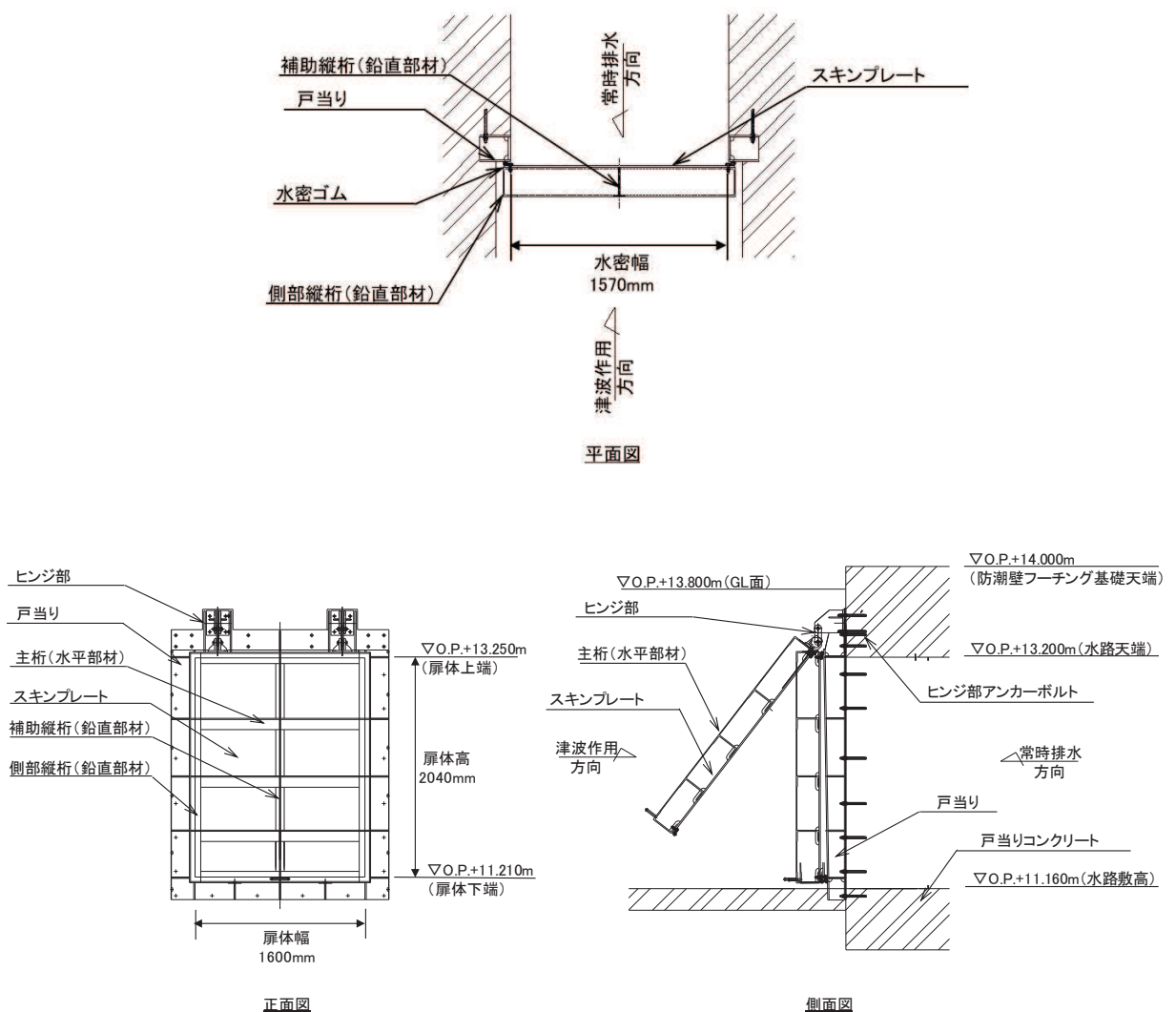


図 3-1 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の評価部位

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備は扉体及び固定部で構成されており、扉体に津波に伴う荷重と余震に伴う荷重が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態であることから、戸当り部を支点とする両端固定梁でモデル化する。なお、横断方向（水平方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、防潮壁と一体の剛体として評価する。

固有周期の計算を以下で実施する。

##### 4.1.1 解析モデル

解析モデルを図 4.1-1 に示す。主要な構造部材である主桁を単純支持梁としてモデル化し、スキンプレート及び補助縦桁等は保守的に考慮しないものとする。

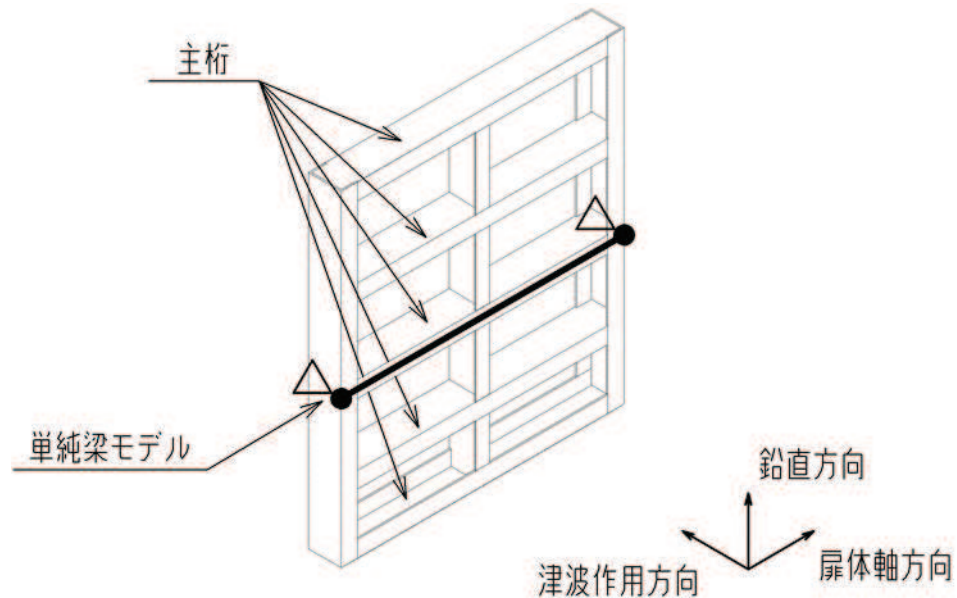


図 4.1-1 両端単純支持梁によるモデル化

##### 4.1.2 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988 年）」より，両端支持梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \times I \times 10^3}{m}}$$

#### 4.1.3 固有周期の計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	1 次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	主桁の断面二次モーメント	$1.155 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体部の単位長さ当たり質量	0.46875	kg/mm
L <sub>1</sub>	主桁の長さ	1600	mm

全主桁の断面二次モーメントは以下により計算を行う。

$$I = I_0 \times 5$$

ここで,

$$I_0 : \text{主桁 1 本あたりの断面 2 次モーメント (mm}^4\text{)}$$

主桁の形状は溝形鋼 (CH200×100×10×10) とする。主桁 1 本あたりの断面二次モーメントは日本工業規格 (JIS G 4317) より

$$I_0 = 2.3100 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

以上より,

$$I = 2.3100 \times 10^7 \times 5 = 1.1550 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

#### 4.1.4 固有周期の計算結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の固有周期の計算結果を表 4.1-2 に示す。固有周期は, 0.05s 以下であることから, 剛構造である。

表 4.1-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
133	0.0075

ここで, 固有周期は以下により計算を行う。

$$f = \frac{\pi^2}{2 \times \pi \times 1600^2} \sqrt{\frac{1.93 \times 10^5 \times 1.155 \times 10^8 \times 10^3}{0.46875}} = 133 \text{ Hz}$$

$$T = 1 \div 133 = 0.0075 \text{ s}$$

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価は, 添付書類「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. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「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

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは, 添付書類「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。

#### 5.2.1 荷重の設定

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) は, 防潮壁 (鋼製遮水壁 (鋼板)) の補機冷却海水系放水路の開口部に設置されるため, その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。また, 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水による水圧は, 津波による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として, 扉体自重を考慮する。

##### (2) 浸水津波荷重 (P<sub>h</sub>)

浸水津波荷重については, 設計用津波水位 (入力津波による浸水高さに +0.5m の余裕を考慮した水位) に基づく静水圧を考慮する。

##### (3) 余震荷重 (K<sub>Sd</sub>)

余震荷重として, 弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub> による地震力及び動水圧を考慮する。

##### a. 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{HSd} = W \times K_{HSd}$$

$$I_{VSd} = W \times K_{VSd}$$



b. 余震による動水圧

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

地震力の算出に用いる設計震度 $K_{HSd}$ 及び $K_{VSd}$ については、「5.4 設計用地震力」に示す。

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に、扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_h + K_{Sd}$

G : 固定荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ

種別	荷重	算定方法
永久荷重	固定荷重 (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。
	常時考慮荷重 機器・配管自重	－ 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	－ 静止土圧は考慮しない。
	外水圧	－ 補機冷却海水系放水路を常時流下する放水による水圧は、津波による扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しない。
	内水圧	－ 内水はないため考慮しない。
偶発荷重	積雪荷重	－ 積雪荷重は考慮しない。
	風荷重	－ 風荷重は考慮しない。
	浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
偶発荷重	余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
	余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による動水圧を考慮する。

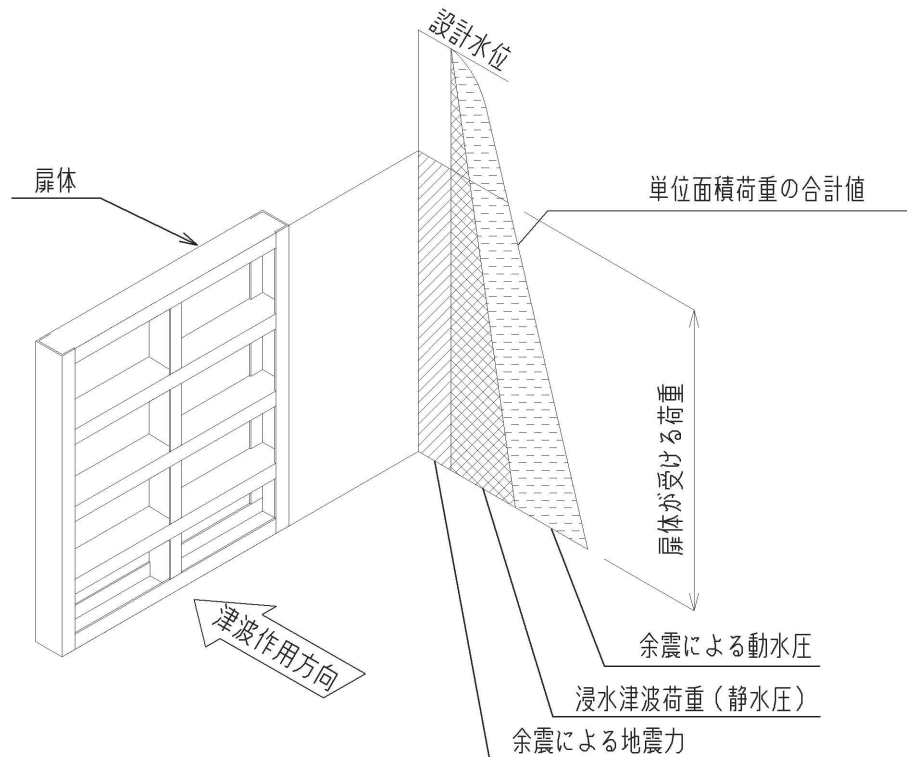


図 5.2-1 扉体に作用する荷重の概念図

### 5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 5.3.1 使用材料

補機冷却海水系放水路逆流防止設備を構成するスキンプレート、主桁、補助縦桁の使用材料を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SUS316L	PL12mm
主桁	SUS316L	CH200×100×10×10
補助縦桁	SUS316L	BT 200×75×6×6 (溶接構造)
戸当り	SUS316L	PL12mm (腹板) $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$ (コンクリート)

### 5.3.2 許容限界

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の各部材の許容値は, 評価対象部位毎に, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に規定される許容応力度を用いる。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界を表 5.3-2 に, 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力評価条件を表 5.3-3 に, 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容応力算出結果を表 5.3-4 にそれぞれ示す。

表 5.3-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界

許容限界*1			
曲げ	引張	せん断	支圧
$1.5 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.5 \sigma_{at}^{*2}$	$1.5 \tau_a^{*2}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2}$

注記 \*1: 地震後、津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し、当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

\*2: 扉体の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5.3-3 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_a^{*1,2,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{as}^{*1,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )
スキンプレート	SUS316L	88	—	—	—
主桁	SUS316L	88	—	51	—
補助縦桁	SUS316L	88	—	51	—
戸当り	SUS316L	—	88	—	—
戸当りコンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 \*1:  $\sigma_{ab}$ : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$ : 許容引張応力度,  $\tau_a$ : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$ : 許容支圧応力度を示す。

\*2: 鋼材の各許容応力度の値は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づく。

\*3: コンクリートの許容応力度の値は、「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) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月)」に基づく。

表 5.3-4 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の許容限界算出結果

評価部位	許容応力				
	短期許容応力度				
	曲げ (N/mm <sup>2</sup> )	引張/圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 (N/mm <sup>2</sup> )	支圧 (N/mm <sup>2</sup> )	合成応力 (-)
スキンプレート	132	—	—	—	—
主桁	125* <sup>1</sup>	—	76	—	1.1
補助縦桁	125* <sup>1</sup>	—	76	—	1.1
戸当り	—	132* <sup>2</sup>	—	—	—
戸当り コンクリート	—	—	0.6	8.8	—

注記 \*1: 主桁, 補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「水門鉄管技術基準 水門扉編 (社) 水門鉄管協会 平成 31 年」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。各圧縮フランジの固定間隔のモデル図について図 5.3-1 に示す。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = 88 \times 1.5 = 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ab} = \left( 88 - 0.7 \left( K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

ただし  $\frac{A_w}{A_c} < 2$  の場合  $K = 2$

ここに,  $L$  : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

$b$  : 圧縮フランジ幅 (mm)

$A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>)

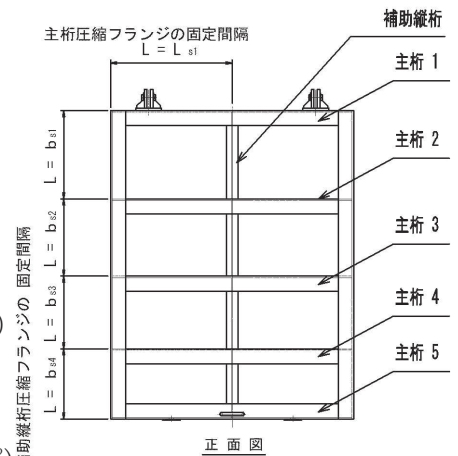


図 5.3-1 圧縮フランジの固定間隔のモデル図及び許容曲げ圧縮応力度算定式

\*2: 戸当りの照査に用いる腹板の許容軸方向圧縮応力度は, 構造上躯体に固定されており座屈に対する許容応力度の低減検討が必要ないことから, 許容軸方向引張応力度の数値を使用する。

(主桁の許容応力)

主桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-5 に示す。

表 5.3-5 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	800	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	1800	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	1000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w / A_c = 1800 / 1000 = 1.80 \quad \therefore A_w / A_c < 2$$

ここで、係数Kについては  $A_w / A_c < 2$  の場合  $K = 2$  であることから、

$$K = 2$$

$$10 / K = 10 / 2.00 = 5$$

$$L / b = 800.0 / 100 = 8$$

$$\therefore L / b > 10 / K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} \left( \sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L / b - 10) \right) \times 1.5 &= \left( 88 - 0.70 \times (2 \times 8 - 10) \right) \times 1.5 \\ &= 83.80 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.70 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力は保守的に許容値が最も小さくなるよう固定間隔の最も大きい主桁 1～2 間の補助縦桁において算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-6 に示す。

表 5.3-6 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	585	mm
b	圧縮フランジ幅	75	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	1164	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	450	mm <sup>2</sup>

よって,

$$A_w / A_c = 1164.0 / 450.00 = 2.59 \quad \therefore A_w / A_c \geq 2$$

ここで, 係数Kについては  $A_w / A_c \geq 2$  の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \times A_c)} = \sqrt{3 + 2.59 \div 2} = 2.07$$

$$10 / K = 10 / 2.07 = 4.83$$

$$L / b = 585 / 75 = 7.8$$

$$\therefore L / b > 10 / K$$

以上より, 許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し,

$$\begin{aligned} \left( \sigma_{ab} - 0.70 \times (K \times L / b - 10) \right) \times 1.5 &= \left( 88 - 0.70 \times (2.07 \times 7.8 - 10) \right) \times 1.5 \\ &= 83.70 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 125.55 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設計震度は，添付書類「VI-3-別添3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」に示す鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における，ゲート固定部の最大応答加速度に基づき設定する。

補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の設計震度を表5.4-1に，断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置を図5.4-1に示す。

表 5.4-1 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*	
				水平方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
補機冷却海水系放水路逆流防止設備	S d - D 2 (++)	地盤ばらつき -1 $\sigma$	防潮壁 (第2号機放水立坑) O. P. +11.160m (水路敷高)	水平方向 $K_H$	1.1
	S d - D 2 (++)	地盤ばらつき -1 $\sigma$		鉛直方向 $K_V$	0.5

注記 \* : 「4. 固有周期」より，補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1），（No. 2）の固有周期が0.05s以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

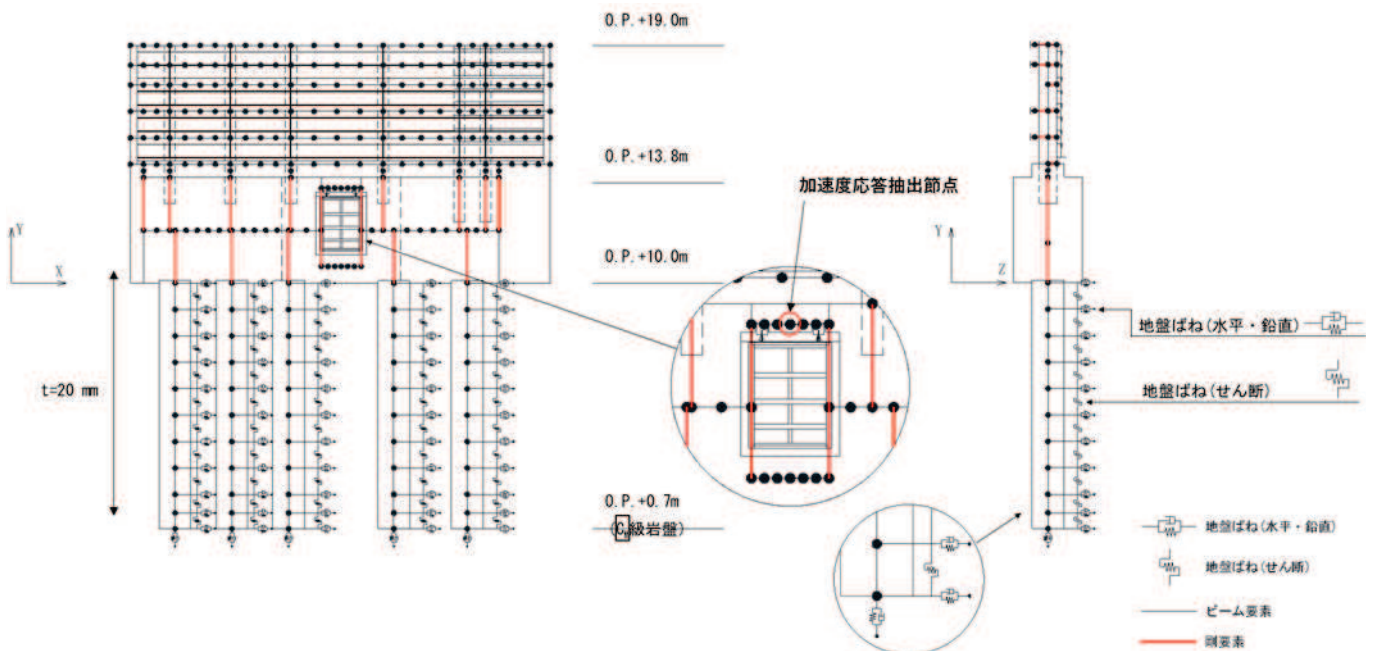


図5.4-1 鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦における加速度応答を抽出した節点位置



なお、加速度応答は、別途、防潮壁の強度評価において評価対象断面として選定している鋼製遮水壁（鋼板）断面⑦の地震応答解析結果より抽出する。

断面⑦は、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）を支持する断面であるが、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に示すとおり、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）を支持する断面位置との地盤応答の比較により、地盤（フーチング下面）の加速度応答が大きいいため、上部工へ作用する余震荷重（慣性力及び動水圧）が大きくなると想定されることから選定している評価対象代表断面である。また、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 1）と補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）は構造仕様及び設計津波水位が同じとなっている。

よって、補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No. 2）の設計用地震力を用いた評価により、（No. 1）及び（No. 2）の評価を代表させる。

各断面の地質構造を図5.4-2に、各断面のフーチング下面位置における加速度応答を表5.4-2に示す。

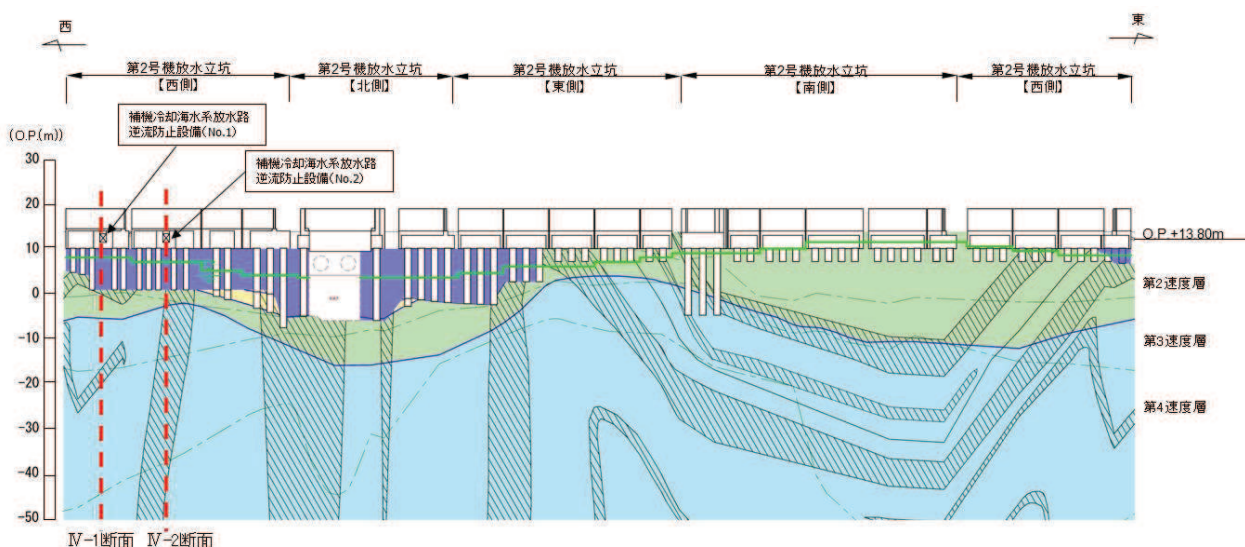


図5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の地質構造

表 5.4-2 補機冷却海水系放水路逆流防止設備設置部の自由地盤応答（フーチング下面）の比較結果

断面	フーチング下面 最大応答加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	備考
IV-1 断面 (No. 1)	643 (Sd-D2)	
IV-2 断面 (No. 2)	685 (Sd-D2)	鋼製遮水壁（鋼板） 断面⑦

## 5.5 計算方法

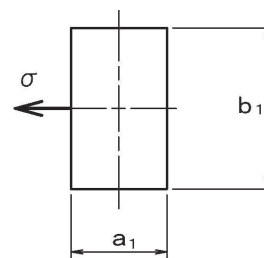
各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### 5.5.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，4 辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-1 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$



$\sigma$  : 板に生じる最大応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

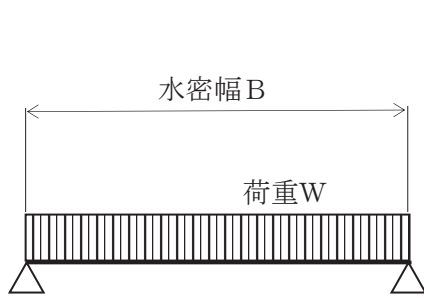
$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

### 5.5.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.5-2 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.5-3 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{M a x} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{M a x} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{M a x}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{M a x}}{A_{w 2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

R : 主桁に加わる津波及び余震による線荷重 (N/mm)

$M_{M a x}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{M a x}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : 合成応力度

$\sigma_a$  : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

B : 水密幅 (mm)

$Z_2$  : 主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w 2}$  : 主桁のウェブ断面積 (mm<sup>2</sup>)

図 5.5-2 主桁のモデル図及び応力算定式

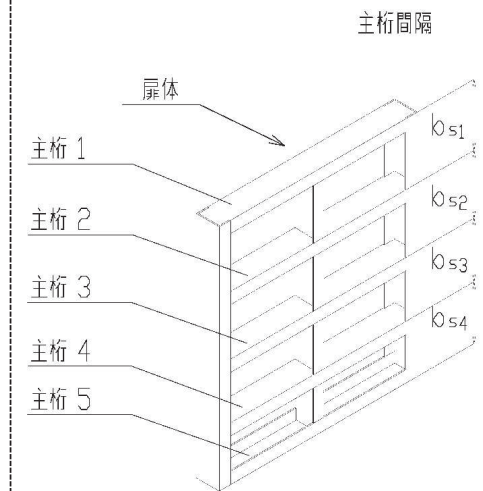
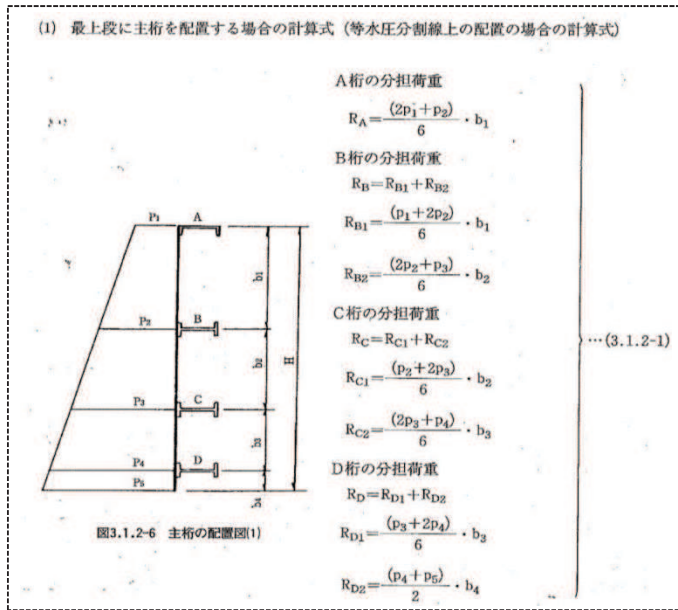


図 5.5-3 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1~5 がそれぞれ分担する線荷重  $R_1$  ~  $R_5$  を求める式を得る。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$b_{s1}$  : 主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)

$b_{s2}$  : 主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)

$b_{s3}$  : 主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)

$b_{s4}$  : 主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)

$q_{s1}$  : 主桁 1 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s2}$  : 主桁 2 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s3}$  : 主桁 3 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s4}$  : 主桁 4 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s5}$  : 主桁 5 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

### 5.5.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-4 に示す。

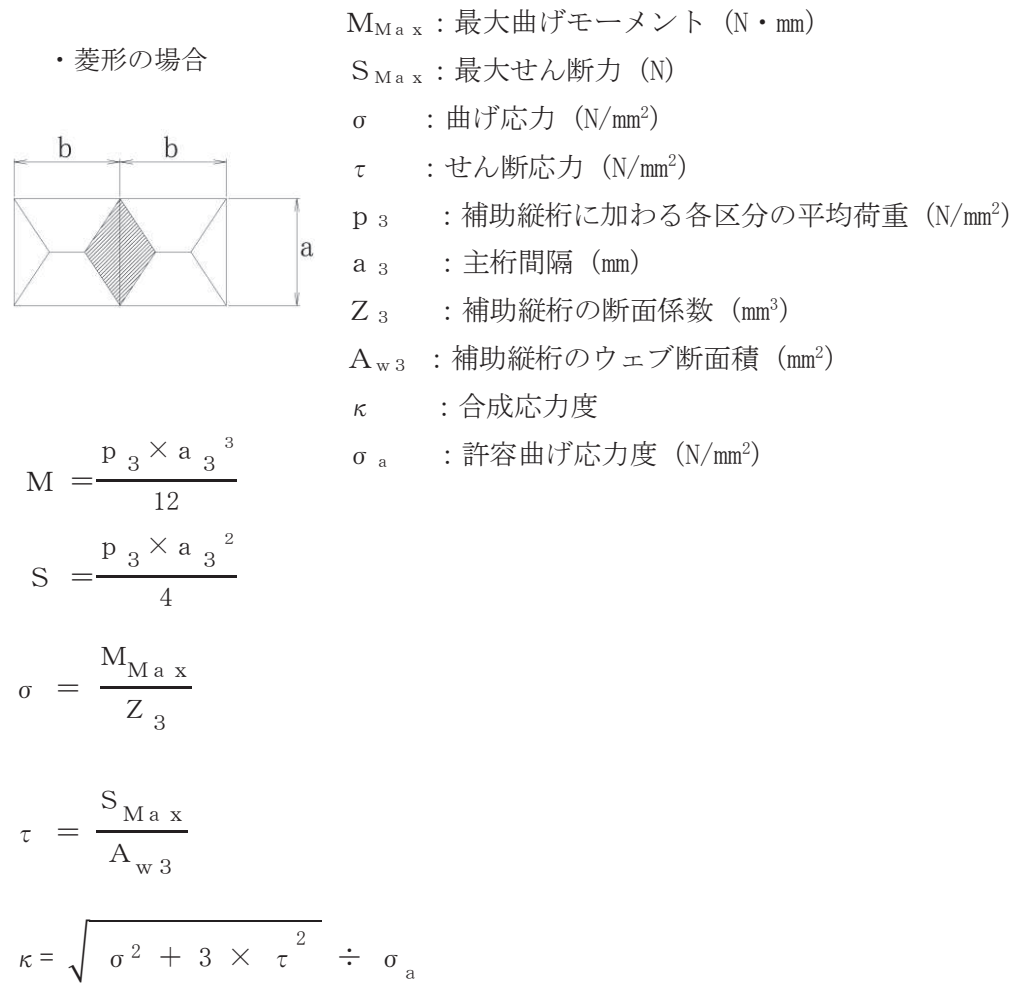
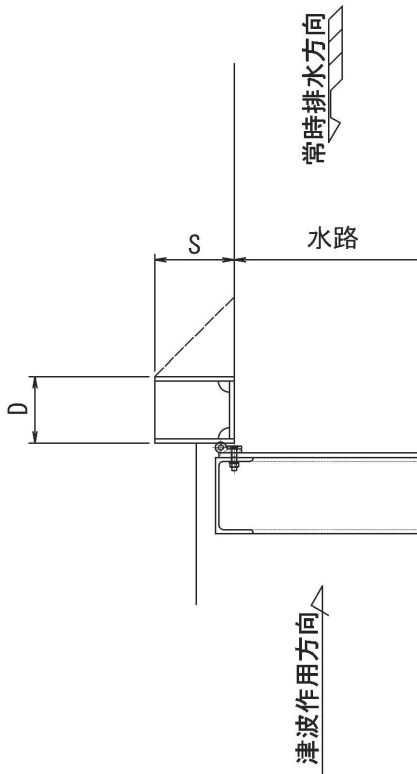


図 5.5-4 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

#### 5.5.4 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.5-5 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

$q_b$  : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

$B$  : 扉体水密幅 (mm)

$S$  : 戸当り幅 (mm)

$\sigma_{bk}$  : コンクリート支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

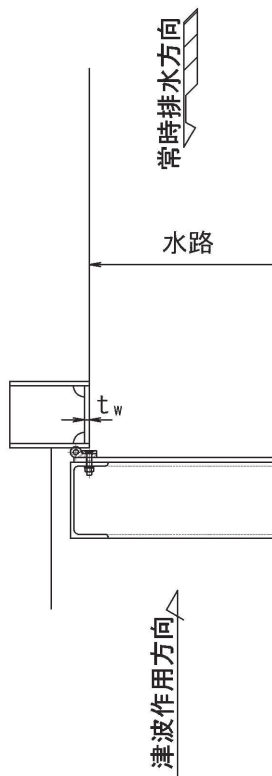
$\tau_c$  : コンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-5 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

### 5.5.5 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成31年）」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.5-6に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

$q_b$  : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 水密幅 (mm)

$t_w$  : 戸当り腹板の板厚 (mm)

$\sigma_{bw}$  : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-6 戸当りのモデル図及び応力算定式

## 5.6 計算条件

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に、強度評価に用いる津波荷重に関わる計算条件を表5.6-2に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, ヒンジ及び吊りピン の材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体高 Hp (mm)	水の単位体積重量 Wo (N/mm <sup>3</sup> )
SUS316L	$7.355 \times 10^3$	$2.040 \times 10^3$	$1.01 \times 10^{-5}$

スキンプレートの辺 長比 (b/a) による 係数 k	スキンプレートの 短辺 a <sub>1</sub> (mm)	スキンプレートの 長辺 b <sub>1</sub> (mm)	スキンプレートの 板厚 t <sub>1</sub> (mm)
42.74	585	800	12

水密幅 B (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の ウェブ断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )	主桁 1, 主桁 2 の 桁間隔 b <sub>s1</sub> (mm)
$1.570 \times 10^3$	$2.3100 \times 10^5$	$1.8000 \times 10^3$	585

主桁 2, 主桁 3 の 桁間隔 b <sub>s2</sub> (mm)	主桁 3, 主桁 4 の 桁間隔 b <sub>s3</sub> (mm)	主桁 4, 主桁 5 の 桁間隔 b <sub>s4</sub> (mm)	主桁圧縮フランジの 固定間隔 L <sub>s1</sub> (mm)
510	480	465	800



表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

補助縦桁の 主桁間隔 $a_3$ (mm)	補助縦桁の断面係数 $Z_3$ (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の ウェブ断面積 $A_{w3}$ (mm <sup>2</sup> )	コンクリート面より 戸当り底面までの深さ $D$ (mm)
585	$5.5232 \times 10^4$	$1.1640 \times 10^3$	159

戸当り幅 $S$ (mm)	戸当り腹板の板厚 $t_w$ (mm)	余震による水平方向 地震荷重 $I_{HSd}$ (N)	余震による鉛直方向 地震荷重 $I_{VSD}$ (N)
210	12	$8.090 \times 10^3$	$3.677 \times 10^3$

表 5.6-2 津波荷重に関わる計算条件

設計用津波 高さ $H_1$ (m)	設計水深 $h_1$ (m)	主桁 1 での 津波及び余震 による 分布荷重 $q_{s1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 2 での 津波及び余震 による 分布荷重 $q_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 3 での 津波及び余震 による 分布荷重 $q_{s3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 4 での 津波及び余 震による 分布荷重 $q_{s4}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 5 での 津波及び余 震による 分布荷重 $q_{s5}$ (N/mm <sup>2</sup> )
17.9	6.74	$1.0391 \times 10^{-1}$	$1.1314 \times 10^{-1}$	$1.2104 \times 10^{-1}$	$1.2837 \times 10^{-1}$	$1.3537 \times 10^{-1}$

スキンプレート(区間 1) に作用する 単位面積当たりの 荷重 $P$ (N/mm <sup>2</sup> )	主桁 2 に作用する 津波及び余震 による荷重 $W$ (N)	補助縦桁(区間 1) に加わる 単位面積当たりの 荷重 $p_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	扉体への津波 及び余震によ る最大分布荷 重 $q_b$ (N/mm <sup>2</sup> )
$1.0704 \times 10^{-1}$	$9.6897 \times 10^4$	$1.0853 \times 10^{-1}$	$1.3537 \times 10^{-1}$

## 5.7 応力計算

各評価対象部位に加わる応力等の計算結果を示す。

応力計算に用いる、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）による水平方向地震荷重  $I_{HSd}$  及び単位面積当たりの水平方向地震荷重  $i_{HSd}$  は以下の式により算出する。

$$I_{HSd} = G \times K_{HSd}$$

$$i_{HSd} = \frac{G}{H_p \times B} \times K_{HSd}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 余震荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$I_{HSd}$	弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向地震荷重	—	N
$i_{HSd}$	弾性設計用地震動 S d - D 2 による単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
G	固定荷重（扉体の自重）	$7.355 \times 10^3$	N
$H_p$	扉体の高さ	$2.040 \times 10^3$	mm
B	扉体の水密幅	$1.570 \times 10^3$	mm

よって、

$$I_{HSd} = 7.355 \times 10^3 \times 1.1 = 8.0905 \times 10^3 = 8.090 \times 10^3 \text{ N}$$

$$i_{HSd} = \frac{7.355 \times 10^3}{2.040 \times 10^3 \times 1.570 \times 10^3} \times 1.1 = 2.5261 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

また、浸水津波荷重として、設計用津波水位による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。

静水圧  $P_{sGi}$  は以下の式により算出する。

$$P_{sGi} = W_0 \times h_{Gi}$$

余震による動水圧  $P_{dGi}$  は以下の式により算出する。

$$P_{dGi} = 7 \div 8 \times W_0 \times K_H \times \sqrt{h_1 \times h_{Gi}}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に、設計水位と水圧評価位置の関係を図 5.7-1 に示す。

表 5.7-2 津波荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{sGi}$	各主桁の水深における静水圧	—	$N/mm^2$
$P_{dGi}$	各主桁の水深における動水圧	—	$N/mm^2$
$h_{Gi}$	各主桁の水深	—	mm
$W_0$	水の単位体積重量	$1.01 \times 10^{-5}$	$N/mm^3$
$h_1$	設計水深	6740	mm

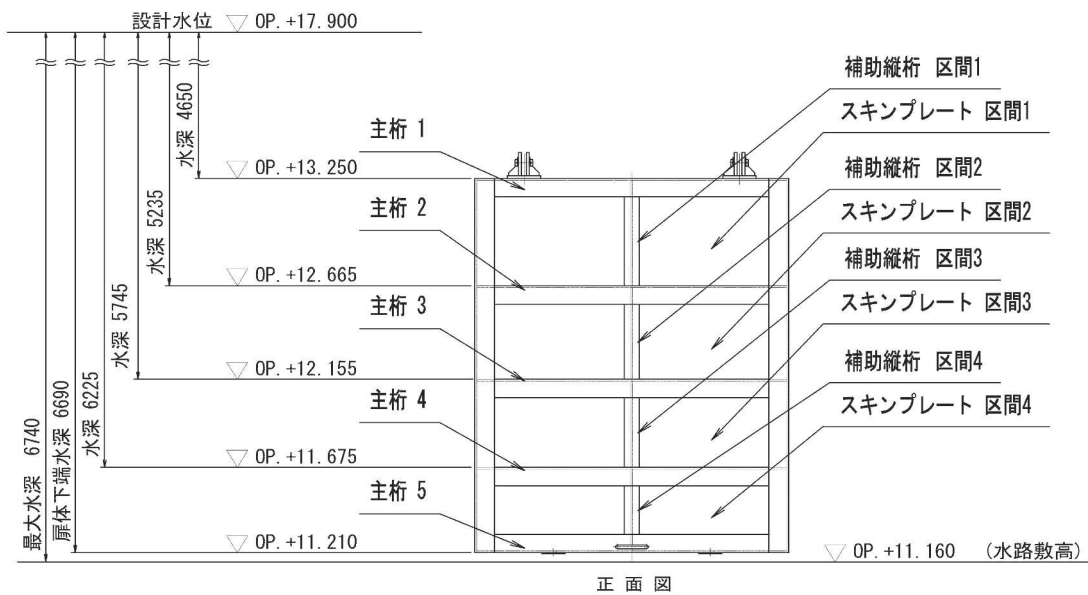


図 5.7-1 各評価部位における水圧算定用水深

以上より、各主桁位置での水深及び静水圧と動水圧の計算値を表 5.7-3 に示す。

表 5.7-3 各主桁における水深と静水圧及び動水圧

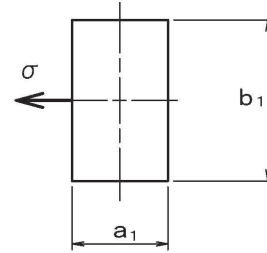
	$h_{Gi}$ (mm)	$P_{sGi}$ ( $N/mm^2$ )	$P_{dGi}$ ( $N/mm^2$ )
主桁 1	4650	$4.6965 \times 10^{-2}$	$5.4423 \times 10^{-2}$
主桁 2	5235	$5.2874 \times 10^{-2}$	$5.7744 \times 10^{-2}$
主桁 3	5745	$5.8025 \times 10^{-2}$	$6.0492 \times 10^{-2}$
主桁 4	6225	$6.2873 \times 10^{-2}$	$6.2968 \times 10^{-2}$
主桁 5	6690	$6.7569 \times 10^{-2}$	$6.5278 \times 10^{-2}$

### 5.7.1 スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げ応力は、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき，4 辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-2 に示す。

$$\sigma = \frac{k \times a_1^2 \times P}{100 \times t_1^2}$$



$\sigma$  : 板に生じる最大応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1 / a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

図 5.7-2 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

#### (1) 発生荷重

スキンプレートにはたらく荷重として，板の自重による水平方向地震荷重，静水圧および動水圧を考慮し，以下の式により計算する。

$$P = P_{SHSd} + P_s + P_d$$

$$P_{SHSd} = \rho_{SUS} \times g \times t \times K_H$$

$$P_s = (P_{sGi} + P_{sGj}) \div 2$$

$$P_d = (P_{dGi} + P_{dGj}) \div 2$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>SHSd</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの水平方向地震荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	スキンプレートに加わる静水圧	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>d</sub>	スキンプレートに加わる動水圧	—	N/mm <sup>2</sup>
ρ <sub>SUS</sub>	スキンプレート材料の単位体積重量	7.980×10 <sup>-6</sup>	kg/mm <sup>3</sup>
g	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	12	mm
K <sub>H</sub>	弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による水平方向の設計震度	1.1	—
P <sub>sGi</sub>	スキンプレートを支持する主桁のうち低水深側に加わる静水圧	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>sGj</sub>	スキンプレートを支持する主桁のうち高水深側に加わる静水圧	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>dGi</sub>	スキンプレートを支持する主桁のうち低水深側に加わる動水圧	—	N/mm <sup>2</sup>
P <sub>dGj</sub>	スキンプレートを支持する主桁のうち高水深側に加わる動水圧	—	N/mm <sup>2</sup>

よって、各区間に作用する荷重は以下のとおり。

水平方向慣性力 P<sub>SHSd</sub>

$$\text{区間 1~4 : } 7980 \times 10^{-9} \times 9.80665 \times 12 \times 1.1 = 1.0330 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

静水圧 P<sub>s</sub>

$$\text{区間 1 : } (4.6965 \times 10^{-2} + 5.2874 \times 10^{-2}) \div 2 = 4.9919 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 2 : } (5.2874 \times 10^{-2} + 5.8025 \times 10^{-2}) \div 2 = 5.5449 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 3 : } (5.8025 \times 10^{-2} + 6.2873 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.0449 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 4 : } (6.2873 \times 10^{-2} + 6.7569 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.5221 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

動水圧 P<sub>d</sub>

$$\text{区間 1 : } (5.4423 \times 10^{-2} + 5.7744 \times 10^{-2}) \div 2 = 5.6083 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 2 : } (5.7744 \times 10^{-2} + 6.0492 \times 10^{-2}) \div 2 = 5.9118 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 3 : } (6.0492 \times 10^{-2} + 6.2968 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.1730 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{区間 4 : } (6.2968 \times 10^{-2} + 6.5278 \times 10^{-2}) \div 2 = 6.4123 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

以上より、スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 各区間におけるスキンプレートに作用する荷重

	$P_{SHSd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P$ (N/mm <sup>2</sup> )
区間 1	$1.0330 \times 10^{-3}$	$4.9919 \times 10^{-2}$	$5.6083 \times 10^{-2}$	$1.0704 \times 10^{-1}$
区間 2	$1.0330 \times 10^{-3}$	$5.5449 \times 10^{-2}$	$5.9118 \times 10^{-2}$	$1.1560 \times 10^{-1}$
区間 3	$1.0330 \times 10^{-3}$	$6.0449 \times 10^{-2}$	$6.1730 \times 10^{-2}$	$1.2321 \times 10^{-1}$
区間 4	$1.0330 \times 10^{-3}$	$6.5221 \times 10^{-2}$	$6.4123 \times 10^{-2}$	$1.3038 \times 10^{-1}$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = k \times a_1^2 \times P \div (100 \times t_1^2)$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	板に生じる最大応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$k$	辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数	—	N/mm <sup>2</sup>
$a_1$	スキンプレートの短辺	—	mm
$b_1$	スキンプレートの長辺	—	mm
$t_1$	スキンプレートの板厚	12	mm

辺長比による係数  $k$  は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。

各区間の計算に用いた短辺  $a_1$ 、長辺  $b_1$ 、発生圧力  $P$ 、辺長比による係数  $k$  及び曲げ応力度  $\sigma$  の導出結果を表 5.7-7 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-3 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

	$a_1$ (mm)	$b_1$ (mm)	$b_1 / a_1$	k	P (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
区間 1	585	800	1.3675	42.74	$1.0704 \times 10^{-1}$	108.8
区間 2	510	800	1.5686	46.30	$1.1560 \times 10^{-1}$	96.7
区間 3	480	800	1.6667	47.43	$1.2321 \times 10^{-1}$	93.6
区間 4	465	800	1.7204	48.06	$1.3038 \times 10^{-1}$	94.1

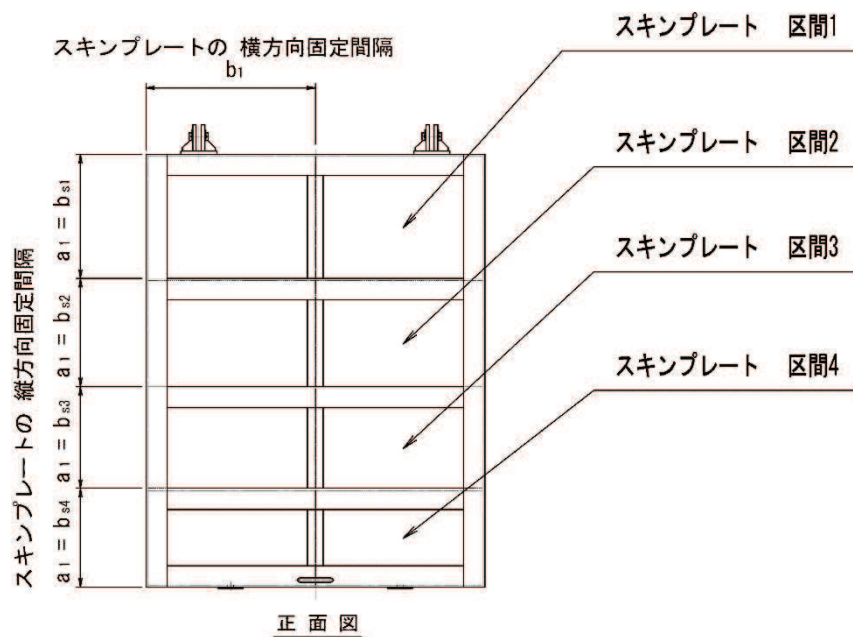


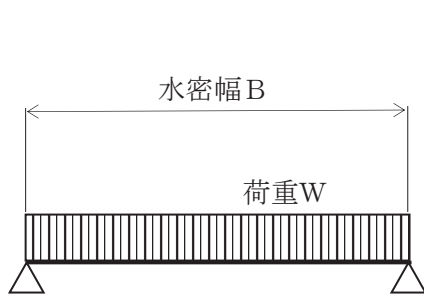
図 5.7-3 スキンプレートの固定間隔概要図

以上より、スキンプレートの最大応力が発生する箇所は区間 1 であり、最大応力発生箇所  
のスキンプレート短辺  $a_1 = 585\text{mm}$ 、長辺  $b_1 = 800\text{mm}$ 、辺長比による係数  $k = 42.74$ 、スキ  
ンプレートに加わる単位面積当たりの荷重  $P = 1.0704 \times 10^{-1} \text{N/mm}^2$  より、スキンプレートの  
最大曲げ応力度  $\sigma = 108.8 \text{N/mm}^2$  である。

### 5.7.2 主桁

主桁に発生する断面力は、側部水密ゴムの位置を支点とする両端ピン支点の単純梁によりモデル化し、算定する。主桁のモデル図を図 5.7-4 に示す。

なお、各主桁が分担する荷重は「水門・樋門ゲート設計要領（案）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月）」に基づき、図 5.7-5 に示す方法により算出する。



$$W = R \times B$$

$$M_{M a x} = \frac{W \times B}{8}$$

$$S_{M a x} = \frac{W}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{M a x}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{M a x}}{A_{w 2}}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

R : 主桁に加わる津波及び余震による線荷重 (N/mm)

$M_{M a x}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{M a x}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : 合成応力度

$\sigma_a$  : 許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

B : 水密幅 (mm)

$Z_2$  : 主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w 2}$  : 主桁のウェブ断面積 (mm<sup>2</sup>)

図 5.7-4 主桁のモデル図及び応力算定式



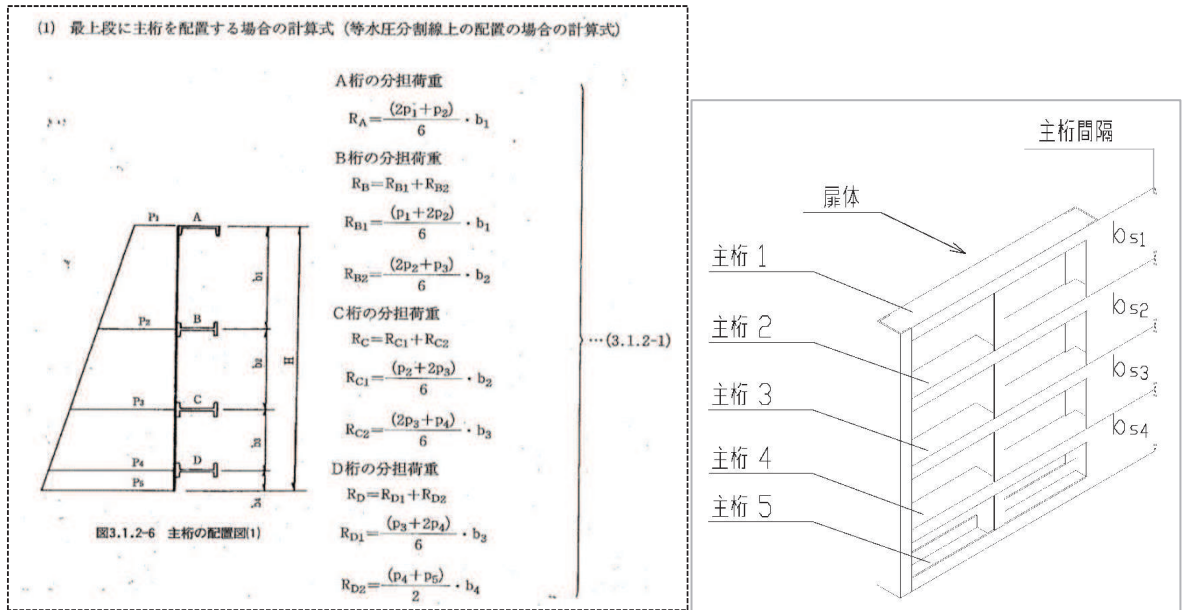


図 5.7-5 主桁に作用する荷重の算定式及び本ゲートの主桁間隔概要図

「水門・樋門ゲート設計要領 (案) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 13 年 12 月)」より引用

上記算定式を本ゲートの構造に照らし合わせて主桁 1~5 がそれぞれ分担する線荷重  $R_1$  ~  $R_5$  を求める式を得る。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$b_{s1}$  : 主桁 1, 主桁 2 の桁間隔 (mm)

$b_{s2}$  : 主桁 2, 主桁 3 の桁間隔 (mm)

$b_{s3}$  : 主桁 3, 主桁 4 の桁間隔 (mm)

$b_{s4}$  : 主桁 4, 主桁 5 の桁間隔 (mm)

$q_{s1}$  : 主桁 1 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s2}$  : 主桁 2 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s3}$  : 主桁 3 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s4}$  : 主桁 4 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s5}$  : 主桁 5 での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

(1) 発生荷重

桁に生じる荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = R \times B$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる津波及び余震による荷重	—	N
R	主桁に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
B	扉体の水密幅	$1.570 \times 10^3$	mm

各主桁に加わる荷重は隣り合う主桁との間隔を考慮して分担するものとし、各桁に生じる単位長さ当りの荷重を以下の式にて計算を行う。得られた値を比較し、最も発生荷重の大きい箇所について評価を行う。

$$\text{主桁 1 : } R_1 = \frac{2 \times q_{s1} + q_{s2}}{6} b_{s1}$$

$$\text{主桁 2 : } R_2 = \frac{q_{s1} + 2 \times q_{s2}}{6} b_{s1} + \frac{2 \times q_{s2} + q_{s3}}{6} b_{s2}$$

$$\text{主桁 3 : } R_3 = \frac{q_{s2} + 2 \times q_{s3}}{6} b_{s2} + \frac{2 \times q_{s3} + q_{s4}}{6} b_{s3}$$

$$\text{主桁 4 : } R_4 = \frac{q_{s3} + 2 \times q_{s4}}{6} b_{s3} + \frac{2 \times q_{s4} + q_{s5}}{6} b_{s4}$$

$$\text{主桁 5 : } R_5 = \frac{q_{s4} + 2 \times q_{s5}}{6} b_{s5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 主桁にはたらく荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$R_1$	主桁 1 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
$R_2$	主桁 2 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
$R_3$	主桁 3 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
$R_4$	主桁 4 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
$R_5$	主桁 5 に加わる津波及び余震による線荷重	—	N/mm
$b_{s1}$	主桁 1 と主桁 2 の間隔	585	mm
$b_{s2}$	主桁 2 と主桁 3 の間隔	510	mm
$b_{s3}$	主桁 3 と主桁 4 の間隔	480	mm
$b_{s4}$	主桁 4 と主桁 5 の間隔	465	mm
$q_{s1}$	主桁 1 での発生圧力	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s2}$	主桁 2 での発生圧力	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s3}$	主桁 3 での発生圧力	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s4}$	主桁 4 での発生圧力	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_{s5}$	主桁 5 での発生圧力	—	N/mm <sup>2</sup>

各主桁での発生圧力は静水圧及び動水圧，慣性力を考慮し，以下の式により計算する。

$$q_{s i} = P_{s G i} + P_{d G i} + i_{H S d}$$

ここで，

$q_{s i}$  : 主桁での発生圧力 (N/mm<sup>2</sup>)

$P_{s G i}$  : 主桁位置での静水圧 (N/mm<sup>2</sup>)

$P_{d G i}$  : 主桁位置での動水圧 (N/mm<sup>2</sup>)

$i_{H S d}$  : 基準地震動  $S_d$  による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

各主桁での発生圧力の計算値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 各主桁における発生圧力

	$q_{s i}$ (N/mm <sup>2</sup> )
主桁 1	$1.0391 \times 10^{-1}$
主桁 2	$1.1314 \times 10^{-1}$
主桁 3	$1.2104 \times 10^{-1}$
主桁 4	$1.2837 \times 10^{-1}$
主桁 5	$1.3537 \times 10^{-1}$

$$q_{s 1} = 4.6965 \times 10^{-2} + 5.4423 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.0391 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 2} = 5.2874 \times 10^{-2} + 5.7744 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.1314 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 3} = 5.8025 \times 10^{-2} + 6.0492 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.2104 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 4} = 6.2873 \times 10^{-2} + 6.2968 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.2837 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

$$q_{s 5} = 6.7569 \times 10^{-2} + 6.5278 \times 10^{-2} + 2.5261 \times 10^{-3} = 1.3537 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

よって，

$$R_1 = (2 \times 1.0391 \times 10^{-1} + 1.1314 \times 10^{-1}) \times 585 \div 6 = 31.295 \text{ N/mm}$$

$$R_2 = (1.0391 \times 10^{-1} + 2 \times 1.1314 \times 10^{-1}) \times 585 \div 6$$

$$+ (2 \times 1.1314 \times 10^{-1} + 1.2104 \times 10^{-1}) \times 510 \div 6 = 61.716 \text{ N/mm}$$

$$R_3 = (1.1314 \times 10^{-1} + 2 \times 1.2104 \times 10^{-1}) \times 510 \div 6$$

$$+ (2 \times 1.2104 \times 10^{-1} + 1.2837 \times 10^{-1}) \times 480 \div 6 = 59.830 \text{ N/mm}$$

$$R_4 = (1.2104 \times 10^{-1} + 2 \times 1.2837 \times 10^{-1}) \times 480 \div 6$$

$$+ (2 \times 1.2837 \times 10^{-1} + 1.3537 \times 10^{-1}) \times 465 \div 6 = 60.611 \text{ N/mm}$$

$$R_5 = (1.2837 \times 10^{-1} + 2 \times 1.3537 \times 10^{-1}) \times 465 \div 6 = 30.931 \text{ N/mm}$$

以降、主桁に加わる荷重が最大となる 2 番目の桁に対して、以下の荷重を用いて応力計算を行う。

$$R = R_2 = 61.716 \text{ N/mm}$$

$$W = R \times B = 61.716 \times 1.570 \times 10^3 = 9.6894 \times 10^4 \text{ N}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{Max}} = W \times B \div 8$$

$$S_{\text{Max}} = W \div 2$$

ここで、

$M_{\text{Max}}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\text{Max}}$  : 最大せん断力 (N)

よって、

$$M_{\text{Max}} = 9.6894 \times 10^4 \times 1.570 \times 10^3 \div 8 = 1.9016 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$S_{\text{Max}} = 9.6894 \times 10^4 \div 2 = 4.8447 \times 10^4 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-5 に主桁の断面形状を示す。

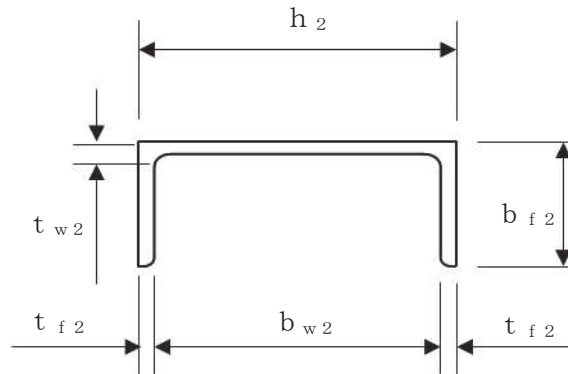


図 5.7-6 主桁の断面形状

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 主桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
$t_{f2}$	フランジの板厚	10	mm
$b_{f2}$	フランジの板幅	100	mm
$t_{w2}$	主桁のウェブ板厚	10	mm
$b_{w2}$	主桁のウェブ板幅	180	mm
$h_2$	主桁の桁高さ	200	mm

主桁は日本工業規格で規定された溝形鋼を用いており，断面係数として日本工業規格に記載された数値を用いる。ウェブ断面積は以下の式にて計算を行う。

$$A_{w2} = t_{w2} \times b_{w2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 主桁の断面係数及びウェブ断面積の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$Z_2$	主桁の断面係数	$2.3100 \times 10^5$	$\text{mm}^3$
$A_{w2}$	主桁のウェブ断面積	1800	$\text{mm}^2$

(4) 発生応力

曲げ応力，せん断応力及び合成応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{Max}} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\text{Max}} \div A_{w2}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	合成応力	—	—
$\sigma_a$	許容曲げ応力	125	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\text{Max}}$	最大曲げモーメント	$1.9016 \times 10^7$	N・mm
$S_{\text{Max}}$	最大せん断力	$4.8447 \times 10^4$	N
$Z_2$	主桁の断面係数	$2.3100 \times 10^5$	mm <sup>3</sup>
$A_{w2}$	主桁のウェブ断面積	1800	mm <sup>2</sup>

以上より，

$$\sigma = M_{\text{Max}} \div Z_2 = 1.9016 \times 10^7 \div 231000 = 82.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S_{\text{Max}} \div A_{w2} = 4.8447 \times 10^4 \div 1800 = 27.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2}}{\sigma_a} = \frac{\sqrt{82.32^2 + 3 \times 26.92^2}}{125} = 0.76$$

### 5.7.3 補助縦桁

補助縦桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「水門鉄管技術基準水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成 31 年）」に基づき曲げ応力及びせん断応力を算定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-7 に示す。

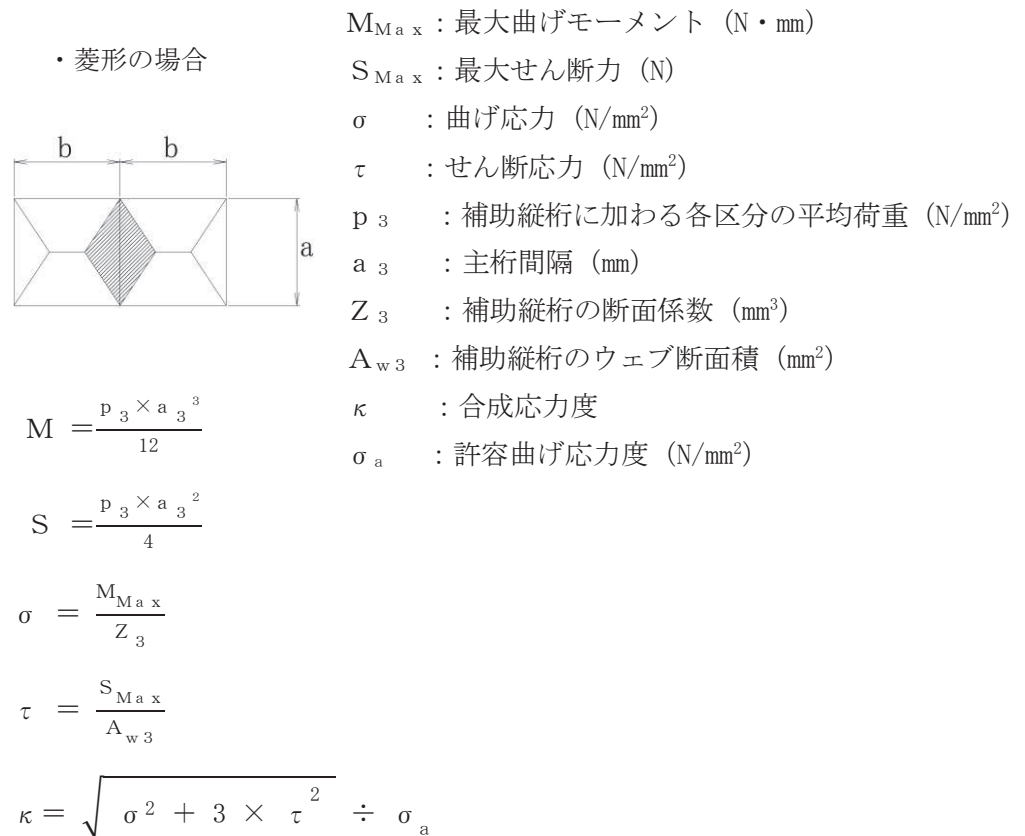


図 5.7-7 補助縦桁のモデル図及び応力算定式



(1) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものととして、以下の式にて計算を行う。

$$p_3 = (q_{s_i} + q_{s_j}) \div 2$$

ここで、

$p_3$  : 補助縦桁に加わる各区分の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s_i}$  : 補助縦桁を支持する主桁のうち低水深側の主桁に加わる荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s_j}$  : 補助縦桁を支持する主桁のうち高水深側の主桁に加わる荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

各主桁間の補助縦桁に作用する荷重を表 5.7-14 に示す。また、補助縦桁の固定間隔概要を図 5.7-7 に示す。

表 5.7-14 各区分における補助縦桁に作用する荷重

	$q_{s_i}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$q_{s_j}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$p_3$ (N/mm <sup>2</sup> )
区間 1	$1.0391 \times 10^{-1}$	$1.1314 \times 10^{-1}$	$1.0853 \times 10^{-1}$
区間 2	$1.1314 \times 10^{-1}$	$1.2104 \times 10^{-1}$	$1.1709 \times 10^{-1}$
区間 3	$1.2104 \times 10^{-1}$	$1.2837 \times 10^{-1}$	$1.2470 \times 10^{-1}$
区間 4	$1.2837 \times 10^{-1}$	$1.3537 \times 10^{-1}$	$1.3187 \times 10^{-1}$

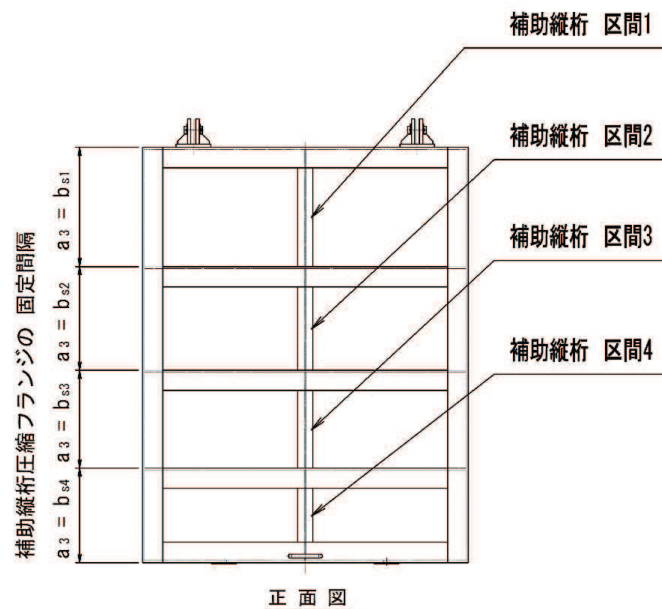


図 5.7-7 補助縦桁の固定間隔概要図

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M = p_3 \times a_3^3 \div 12$$

$$S = p_3 \times a_3^2 \div 4$$

ここで，

$M_{Max}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{Max}$  : 最大せん断力 (N)

$a_3$  : 主桁間隔 (補助縦桁の支持間隔) (mm)

各主桁間の補助縦桁の最大曲げモーメント及び最大せん断力の計算結果を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 補助縦桁の断面力

	$p_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$a_3$ (mm)	$M_{Max}$ (N・mm)	$S_{Max}$ (N)
区間 1	$1.0853 \times 10^{-1}$	585	$1.8106 \times 10^6$	$9.2855 \times 10^3$
区間 2	$1.1709 \times 10^{-1}$	510	$1.2944 \times 10^6$	$7.6140 \times 10^3$
区間 3	$1.2470 \times 10^{-1}$	480	$1.1493 \times 10^6$	$7.1830 \times 10^3$
区間 4	$1.3187 \times 10^{-1}$	465	$1.1049 \times 10^6$	$7.1284 \times 10^3$

以降，補助縦桁のうち最大曲げモーメント及び最大せん断力が生じる区間 1 に対して応力計算を行う。

(3) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を求める。図 5.7-8 に補助縦桁の断面形状を示す。

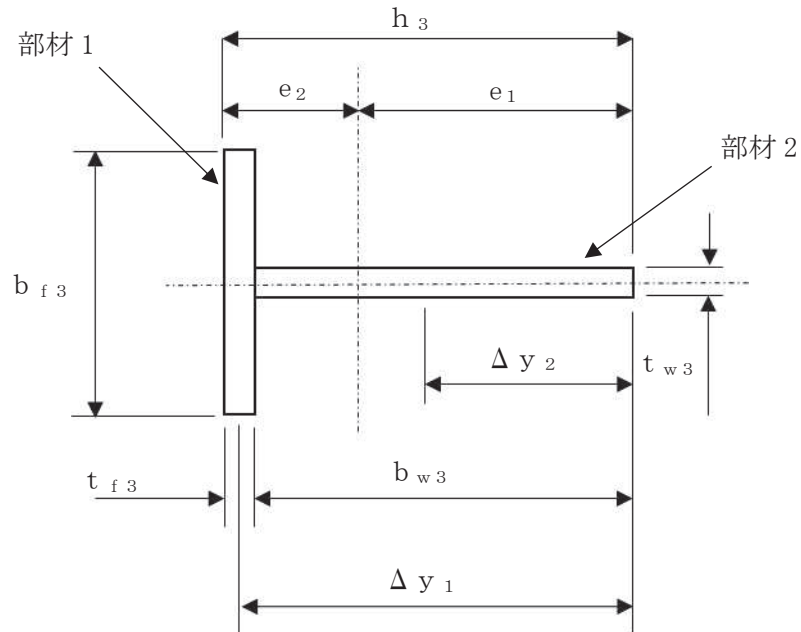


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 補助縦桁の形状に関する諸元

記号	定義	数値	単位
$t_{f3}$	部材 1 (フランジ) の板厚	6	mm
$b_{f3}$	部材 1 (フランジ) の板幅	75	mm
$\Delta y_1$	部材端面 1 から部材 1 の図心までの距離	197	mm
$t_{w3}$	部材 2 (ウェブ) の板厚	6	mm
$b_{w3}$	部材 2 (ウェブ) の板幅	194	mm
$\Delta y_2$	部材端面 1 から部材 2 の図心までの距離	97	mm
$h_3$	補助縦桁の桁高さ	200	mm
$e_1$	中立軸から部材端面 1 までの距離	—	mm
$e_2$	中立軸から部材端面 2 までの距離	—	mm

補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_3 = I \div e$$

$$A_{w3} = b_{w3} \times t_{w3}$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 補助縦桁の断面係数及びウェブ断面積に関する記号の定義

記号	定義	数値	単位
$Z_3$	補助縦桁の断面係数	—	N/mm <sup>2</sup>
$A_{w3}$	補助縦桁のウェブ断面積	—	N/mm <sup>2</sup>
$I$	断面二次モーメント	—	N/mm <sup>2</sup>
$e$	中立軸から部材端面までの距離	—	mm

非対称断面においては中立軸から部材端面までの距離  $e$  が二通りあり、異なる断面係数が得られるため、保守的に小なるものを部材の断面係数として取り扱う。補助縦桁断面の端から中立軸までの距離  $e_1$  及び  $e_2$  は以下の式により求める。

$$e_1 = \Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) / \Sigma A_i$$

$$e_2 = h_3 - e_1$$

ここで、各記号の定義を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 補助縦桁の中立軸の計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
$\Sigma A_i$	桁を構成する各部材の断面積の合計値	—	mm <sup>2</sup>
$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i)$	部材端面 1 に対する各部材の断面一次モーメントの合計値	—	mm <sup>3</sup>

それぞれ以下の式により計算を行う。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i) = t_{f3} \cdot b_{f3} \times \Delta y_1 + t_{w3} \cdot b_{w3} \times \Delta y_2$$

$$\Sigma A_i = t_{f3} \cdot b_{f3} + t_{w3} \cdot b_{w3}$$

部材の中立軸から断面までの距離を求める。

$$\Sigma (A_i \times \Delta y_i) = 6 \times 75 \times 197 + 6 \times 194 \times 97 = 201558 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma A_i = 6 \times 75 + 6 \times 194 = 1614 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = \Sigma (A_i \times \Delta y_i) / \Sigma A_i = 201558 \div 1614 = 124.8810409 \text{ mm}$$

$$e_2 = h_3 - e_1 = 200 - 124.8810409 = 75.1189591 \text{ mm}$$

平行軸の定理より，複数の部材で構成される断面の断面 2 次モーメントを以下の式によって求める。

$$I = \Sigma (A_i \times \Delta y_i^2) + \Sigma I_i - \Sigma A_i \times e_1^2$$

それぞれ以下の式により計算を行う。

$$\Sigma (A_i \times \Delta y_i^2) = t_{f3} \times b_{f3} \times \Delta y_1^2 + t_{w3} \times b_{w3} \times \Delta y_2^2$$

$$\Sigma I_i = t_{f3}^3 \times b_{f3} \div 12 + b_{w3}^3 \times t_{w3} \div 12$$

ここで，各記号の定義を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 補助縦桁の断面二次モーメントの計算に用いる記号の定義

記号	定義	数値	単位
$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2)$	端面 1 まわりの断面 2 次モーメントと中立軸まわりの断面二次モーメントの差	—	mm <sup>4</sup>
$\Sigma I_i$	各部材ごとの図心に対する断面 2 次モーメントの合計値	—	mm <sup>4</sup>

補助縦桁の断面二次モーメントは以下の式より求める。

$$\Sigma (A_i \cdot \Delta y_i^2) = 6 \times 75 \times 197^2 + 6 \times 194 \times 97^2 = 28416126 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma I_i = 6^3 \times 75 \div 12 + 194^3 \times 6 \div 12 = 3652042 \text{ mm}^4$$

$$I = 28416126 + 3652042 - 1614.00 \times 124.8810409^2 = 6897395.16 \text{ mm}^4$$

以上より、断面係数及びウェブ断面積は

$$I / e_1 = 6897395.16 \div 124.8810409 = 55231.72 \text{ mm}^3 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$I / e_2 = 6897395.16 \div 75.1189591 = 91819.63 \text{ mm}^3 = 91820 \text{ mm}^3$$

$$I / e_1 < I / e_2 \text{ である。}$$

よって、

$$Z_3 = I / e_1 = 55232 \text{ mm}^3$$

$$A_{w3} = 194 \times 6 = 1164 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力、せん断応力及び合成応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{Max}} / Z_3$$

$$\tau = S_{\text{Max}} / A_{w3}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

以上より、

$$\sigma = 1.8106 \times 10^6 \div 55232 = 32.8 \text{ N/mm}^2$$

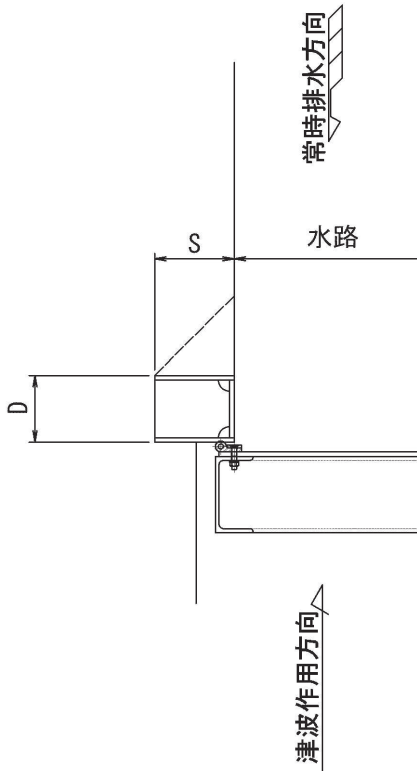
$$\tau = 9.2855 \times 10^3 \div 1164 = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\kappa = \sqrt{32.782^2 + 3 \times 7.977^2} \div 125 = 0.29$$

#### 5.7.4 戸当りコンクリート

戸当りコンクリートは、コンクリートに加わる圧力を戸当り全幅で支持するものとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5.7-9 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

$q_b$  : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : コンクリート面より戸当り底面までの深さ (mm)

$B$  : 扉体水密幅 (mm)

$S$  : 戸当り幅 (mm)

$\sigma_{bk}$  : コンクリート支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : コンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-9 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

#### (1) 発生荷重

戸当りコンクリートに作用する荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = q_{s5}$$

ここで、

$q_b$  : 扉体への津波及び余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s5}$  : 主桁 5 での津波及び余震による分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

よって、

$$q_b = q_{s5} = 1.3537 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

コンクリートの支圧応力度及びせん断応力度，戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q_b \times B}{2 \times S}$$
$$\tau_c = \frac{q_b \times B}{2 \times (D + 2 \times S)}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 戸当りコンクリートの計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bk}$	コンクリート支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_c$	コンクリートのせん断応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_b$	扉体への地震による最大分布荷重	$1.3537 \times 10^{-1}$	N/mm <sup>2</sup>
D	コンクリート面より戸当り底面までの深さ	159	mm
B	水密幅	$1.57 \times 10^3$	mm
S	戸当り幅	210	mm

以上より，

$$\sigma_{bk} = \frac{1.3537 \times 10^{-1} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 210} = 0.51 \text{ N/mm}^2$$

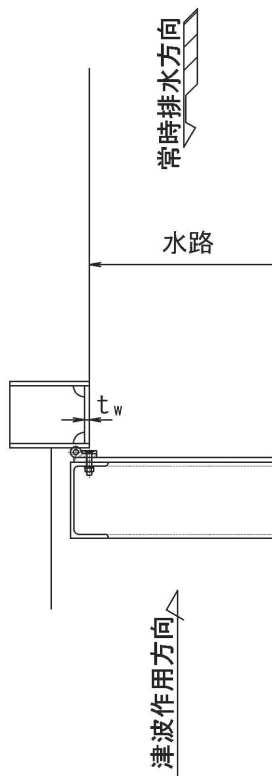
$$\tau_c = \frac{1.3537 \times 10^{-1} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times (159 + 2 \times 210)} = 0.19 \text{ N/mm}^2$$



### 5.7.5 戸当り

戸当りの腹板は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会 平成31年）」に基づき、扉体の下端からコンクリートに加わる圧力を戸当りで負担するものとして、戸当り腹板の圧縮応力を評価する。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図5.7-10に示す。



戸当り腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

$q_b$  : 扉体への津波+余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 水密幅 (mm)

$t_w$  : 戸当り腹板の板厚 (mm)

$\sigma_{bw}$  : 戸当り腹板の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図5.7-10 戸当りのモデル図及び応力算定式

(1) 発生荷重

戸当りに作用する荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q_b = q_{s5}$$

ここで、

$q_b$  : 扉体への津波及び余震による最大分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_{s5}$  : 主桁5での津波及び余震による分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

よって、

$$q_b = q_{s5} = 1.3537 \times 10^{-1} \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

戸当り腹板の圧縮応力度について以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bw} = \frac{q_b \times B}{2 \times t_w}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 戸当り腹板の計算に用いた計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma_{bw}$	戸当り腹板の圧縮応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$q_b$	扉体への地震による最大分布荷重	$1.3537 \times 10^{-1}$	N/mm <sup>2</sup>
B	水密幅	$1.57 \times 10^3$	mm
$t_w$	戸当り腹板の板厚	12	mm

以上より、

$$\sigma_{bw} = \frac{1.3537 \times 10^{-1} \times 1.57 \times 10^3}{2 \times 12} = 8.9 \text{ N/mm}^2$$

6. 評価結果

補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2) の扉体部及び固定部の評価結果を表6-1に、各評価部位の最大照査値発生位置を図6-1～図6-3に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果 (補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
スキンプレート	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	108.8	132	0.83
主桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	82.4	125	0.66
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27.0	76	0.36
	合成応力度	0.76	1.1	0.70
補助縦桁	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	32.8	125	0.27
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8.0	76	0.11
	合成応力度	0.29	1.1	0.27
戸当り コンクリート	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.51	8.8	0.06
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.19	0.6	0.32
戸当り	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8.9	132	0.07

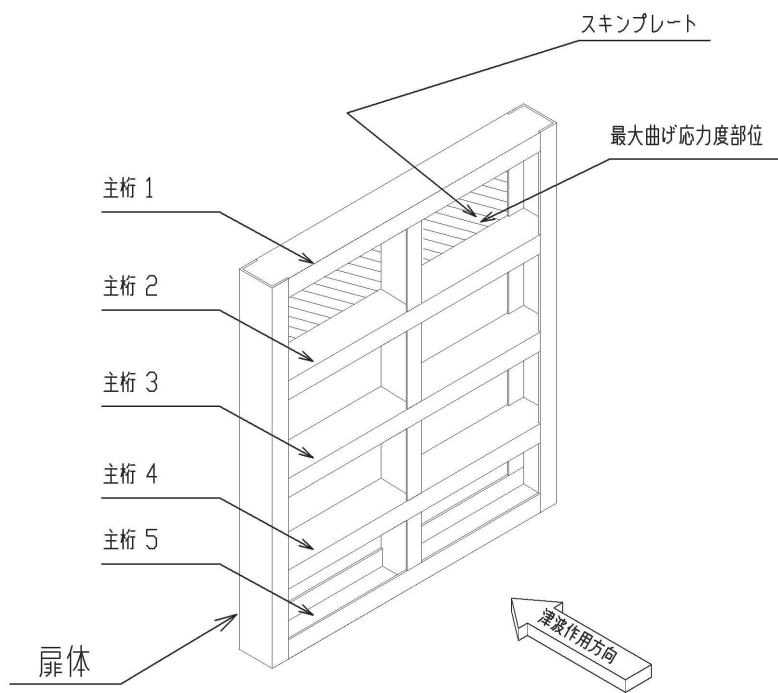


図 6-1 スキンプレート最大照査値発生位置

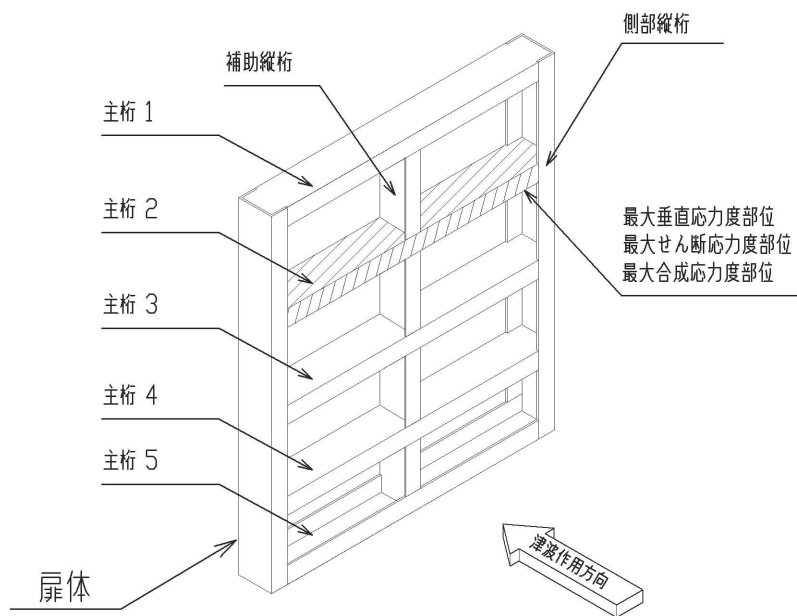


図 6-2 主桁最大照査値発生位置

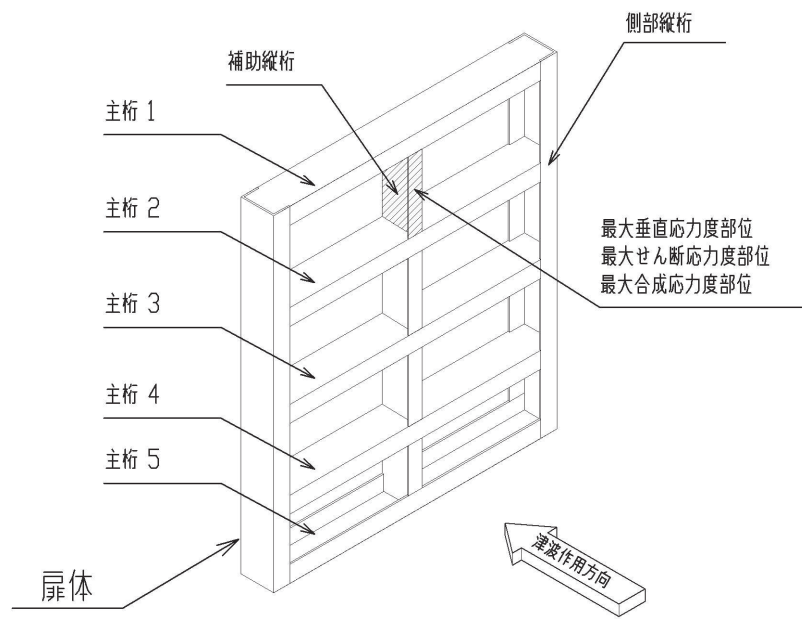


図 6-3 補助縦桁最大照査値発生位置